

國家地震工程研究中心

NATIONAL CENTER FOR RESEARCH ON
EARTHQUAKE ENGINEERING

台灣高強度鋼筋混凝土(Taiwan New RC)
結構施工技術與構件耐震性能研討會
論文集

林克強 莊勝智 紀凱甯

報告編號：NCREE-17-019

中華民國 106 年 12 月

台灣高強度鋼筋混凝土(Taiwan New RC)
結構施工技術與構件耐震性能研討會
論文集

*林克強

**莊勝智

***紀凱甯

* 國家地震工程研究中心研究員

** 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

中華民國 一百零六 年 十二 月
December 2017

議程表

時間		論文題目	主講人	主持人
106 年 12 月 7 日	08:30~08:50	報到		
	08:50~09:15	開幕致詞	黃世建 主任 廖慧明 董事長	林克強 研究員
	09:15~09:40	以高流動性應變硬化鋼纖維混凝土取代 New RC 梁柱接頭箍筋之設計及驗證	廖文正 副教授	何長慶 董事長
	09:40~10:05	混凝土水化熱效應的評估、分析與案例	鄭瑞濱 副總經理	
	10:05~10:30	SD550W 鋼筋研製與續接器開發	趙寶麟 課長	
	10:30~10:50	休息		
	10:50~11:15	CNS 560-2017R 鋼筋標準修訂	林克強 研究員	張荻薇 理事長
	11:15~11:40	鋼筋直線伸展握裹研究	紀凱甯 助理研究員	
	11:40~12:05	高強度鋼筋貫穿梁柱接頭之最小柱尺度	李宏仁 副教授	
	12:05~12:30	可變形高強度纖維混凝土於土木與耐震工程之應用研究	洪崇展 教授	
	12:30~13:30	午餐		
	13:30~13:45	現行國內高強度 RC 結構設計概述	夏沛禹 技師	胡銘煌 技師
	13:45~14:00	鋼筋預組工法及預鑄工法	荻原行正 技術顧問	
	14:00~14:10	Neji-Tetsu-Con 製品概要及實例介紹	陳曉菁 小姐	
	14:10~14:20	Neji-Tetsu-Con 預組工法施工現場示範之概要	相山哲朗 先生	
	14:20~14:50	休息與移動		
	14:50~16:30	東京鐵鋼鋼筋預組觀摩與 Q&A	相山哲朗 先生	胡銘煌 技師
	16:30~16:55	鋼筋混凝土結構柱，採用預組鋼筋籠提高工程品質	林湫湫 經理	王亭復 顧問
	16:55~17:20	應用本土化 New-RC 圍束混凝土模式於柱構件撓曲行為之研究	劉光晏 副教授	
106 年 12 月 8 日	08:30~08:50	報到		
	08:50~09:15	大陸預鑄發展的現況	吳子良 副總經理	婁光銘 理事長
	09:15~09:40	從預鑄樓梯談預鑄設計模組化	李龍成 總經理	
	09:40~10:05	高強度鋼筋混凝土短柱之剪力強度預測	李翼安 助理研究員	
	10:05~10:30	高強度鋼筋混凝土柱之設計	歐昱辰 教授	
	10:30~10:50	休息		
	10:50~11:15	塑性鉸區遠離柱面之高強度鋼筋混凝土梁耐震行為	王勇智 教授	江世雄 理事長
	11:15~11:40	含剪力鋼板 RC 連接梁試驗研究	林敏郎 副研究員	
	11:40~12:05	高強度 RC 低矮型剪力牆之強度與變形能力	鄭敏元 副教授	
	12:05~12:30	高強度鋼筋混凝土構件裂縫控制設計	邱建國 教授	
	12:30~	午餐		

目錄

01.前言	1
02.以高流動性應變硬化鋼纖維混凝土取代 New RC 梁柱接頭箍筋之 設計及驗證 廖文正、王又德、蘇韋如、張凱越	3
03.混凝土溫度效應與溫度裂縫控制的工法 鄭瑞濱	13
04.SD550W 鋼筋研製與續接器開發 趙寶麟	19
05.CNS 560-2017R 鋼筋標準修訂 林克強	39
06.螺紋節鋼筋直線伸展握裹研究 紀凱甯、林克強、邱建國	51
07.高強度鋼筋貫穿梁柱接頭之最小柱尺度 李宏仁、陳錫慶	69
08.可變形之高強度纖維混凝土於土木與耐震工程之應用研究 洪崇展、洪暄惠、胡福堯、謝秉倫、顏誠皜、溫國威、戴艾珍	79
09.鋼筋混凝土結構柱，採用預組鋼筋籠提高工程品質 林湫湟	95
10.應用本土化 New RC 圍束混凝土模式於柱構件撓曲行為之研究 劉光晏、吳振揚	105
11.大陸預鑄發展的現況 吳子良	119
12.從預鑄樓梯談預鑄設計模組化 苗勵青	127

13.高強度鋼筋混凝土短柱之剪力強度預測	
李翼安	133
14.高強度鋼筋混凝土柱之設計	
歐昱辰	153
15.塑性鉸區遠離柱面之高強度鋼筋混凝土梁耐震行為	
王勇智、游凱翔、康家榮	165
16.含剪力鋼板 RC 連接梁試驗研究	
林敏郎、黃昭勳、姚本濠	179
17.Strength and Deformation Capacity of High-Shear Demand RC Squat Wall Using High-Strength Materials	
Leonardus S. B. Wibowo and Min-Yuan Cheng	187
18.高強度鋼筋混凝土構件裂縫控制設計	
邱建國、陳少謙、林芳慶、何柏霆、紀凱甯	205

前言

鋼筋混凝土 RC 建築物因具有較佳之隔音與隔熱特性，適用於住宅建築。配合高強度材料之應用可將 RC 構造建築高層化，並能有效減少構件尺寸、降低材料用量與增加建築使用空間。若配合預鑄工法之應用，可縮短工期，增進施工技術與品質。

國家地震工程研究中心自 2010 年起開始建構一「高強度鋼筋混凝土結構」之研究與推動平台，整合國內學者與國內外產業界資源，合作推動台灣新一代高強度鋼筋混凝土材料與結構系統研發，稱為「台灣新型高強度鋼筋混凝土結構系統計畫(Taiwan New RC Project)」，主要鋼筋降伏強度介於等級為 490MPa~690MPa、圍束箍筋之降伏強度可放寬使用至 800MPa，混凝土設計抗壓強度介於 70MPa~100MPa。本計畫執行迄今，在國外產學的合作下，已獲得豐碩成果，並研擬完成新型高強度鋼筋混凝土(New RC)結構設計手冊；另配合國內外混凝土預鑄廠之施工經驗，完成新型高強度鋼筋混凝土(New RC)施工手冊。本次研討會也將介紹有助於傳統 RC 結構物提升施工精度、降低現場勞力需求及縮短現地施工時間等之鋼筋預組工法。期待透過此次研討會的舉辦，與工程界共同討論高強度 RC 結構之耐震設計與施工技術等相關議題，以廣納各界意見，此有助於高強度鋼筋混凝土建築結構的推廣與應用。

關鍵字：高強度鋼筋混凝土、結構設計手冊、施工手冊、鋼筋預組工法

以高流動性應變硬化鋼纖維混凝土取代 New RC 梁柱接頭箍筋之 設計及驗證

廖文正¹ 王又德² 蘇韋如² 張凱越²

¹ 台灣大學土木工程學系副教授、國家地震工程研究中心兼任副研究員

² 台灣大學土木工程學系碩士生

摘要

隨著建築技術提升，對建設材料之強度需求也越來越高，日本有 New RC Project 為使用高強度材料於建物中，以縮減構件尺寸及節省材料用量。然而相較於普通強度混凝土，高強度混凝土達極限強度後強度驟降，故 ACI 318-14 已要求在柱設計中，若使用高強度混凝土 ($f_c \geq 70\text{MPa}$) 或承受較高軸力時，須配置更多橫向鋼筋以維持構件韌性。在特殊抗彎構架中，梁柱接頭為重要傳力單元，在設計時皆以緊密箍筋配置確保其具足夠韌性；惟梁柱接頭中已有柱及梁主筋之交會，實務上再綁紮緊密橫向鋼筋常會出現鋼筋過密施工困難的問題。此一施工問題，在構件尺寸較小、要求配置較傳統 RC 結構更多橫向鋼筋的 New RC 結構系統中，將更為嚴峻。

本研究重點在於探討添加鋼纖維於高強度混凝土外部梁柱接頭中，完全或部分取代橫向鋼筋，其耐震能力的表現，並進一步評估其接頭剪力強度及量化圍束能力。實驗計畫設計了三支實尺寸之外部梁柱接頭，接頭區皆澆置體積取代率 1.5% 之高強度鋼纖維混凝土，在分別為高軸力比及低軸力下進行反復側推試驗，高軸力試體配置韌性比回歸公式所建議之圍束箍筋量，取配置緊密橫向鋼筋之試體做為對照組，結果顯示不僅柱構件之韌性比回歸公式可用來評估梁柱接頭之圍束能力，於高軸力下鋼纖維尚能取代 75% 之橫向鋼筋量。二支低軸力試體除證實鋼纖維可完全取代橫向鋼筋外，其中設計為剪力破壞試體發現添加鋼纖維大幅提升抗剪能力及韌性表現，剪力強度為規範建議值之 1.91 倍，且即便為接頭剪力破壞，接頭外觀仍相當完整，並符合耐震性能規範中之各項條款。

關鍵字：纖維、外部梁柱接頭、New RC、韌性比、剪力強度。

Design and Verification of Confinement and Shear Strength by Using Highly Flowable Strain Hardening Fiber Reinforced Concrete (HF-SHFRC) in New RC Exterior Beam-Column Joint

Wen-Cheng Liao¹ Yo-De Wang² Wei-Ru Su² Kai-Yueh Chang²

¹ Associate Professor, National Taiwan University

² Master student, National Taiwan University

Abstract

The New RC Project conducted by Japan in 1988 mainly used high strength materials to reduce the section sizes of members and to save the consumption of materials. However, the brittle nature of high strength concrete should be considered compared to ductile response of normal strength concrete. Therefore, ACI 318-14 requires denser transverse reinforcement while using high strength concrete ($f_c' \geq 70\text{MPa}$) in column members to assure its toughness. For special moment frames, beam-column joint is a key element to transfer shear and moment forces. Nevertheless, beam-column is an intersection of longitudinal reinforcement of beams and columns along with transverse reinforcement of columns. The heavy reinforcement arrangement may result in construction difficulty and poor construction quality. This issue could be severer in New RC members since their section sizes are smaller. Addition of steel fiber in beam column joints may be an alternative to transverse reinforcement since its validity has been verified in columns.

This study investigates the seismic performances of high strength fiber reinforced exterior beam-column joints. Estimation of shear strengths and quantification of confinement efficiency are also discussed. Three full-scale high strength fiber reinforced exterior beam-column joints with 1.5% volume fraction steel fibers were subjected cyclic loading under low and high axial loading levels respectively. The high axial load specimen was designed to verify the fiber confinement efficiency in terms of toughness ratio. The test results show not only toughness ratio can properly quantify fiber confinement efficiency in beam-column joint, but 75% of transverse reinforcement can be eliminated owing to steel fibers under high axial loading. The other specimen was designed to obtain its shear capacity under low axial loading level by joint shear failure. The test results show that its shear strength is 1.91 times of that suggested in ACI 318, even there is no any transverse reinforcement in the joint. Additionally, the specimen ends up with shear failure, but it still can keep the good shape and satisfy all the criterions of a qualified beam-column joints

required in ACI 374. In summary, application of high strength fiber reinforced concrete in New RC beam-column joints offers opportunities to significantly simplify the design and construction work, while ensuring adequate ductility and damage tolerance.

Keywords: Steel fiber, Exterior beam-column joint, New RC, Toughness ratio, Shear strength.

一、前言

隨著近年超高層建築的興起，高強度混凝土及高強度鋼筋的使用已經日趨成熟普遍，而其中的優點在於可節省材料的用量、減少構件斷面面積、減輕結構體的自重，以此獲得更大的使用空間。「台灣新型高強度鋼筋混凝土結構系統研發」計畫(Taiwan New RC Project)，為國家地震工程研究中心近年來積極推動的研發重點項目，混凝土強度目標介於 70 至 100 MPa 之間，鋼筋主筋採用 SD690 鋼筋($f_y = 690$ MPa)。但在高強度混凝土中，強度源自於膠結材強度的提升，當膠結材強度高於粗粒料的強度情況下，相較於普通強度混凝土的破壞模式會完全不同，普通強度混凝土達極限強度破壞時裂縫會沿著粗粒料邊緣 (材料中的弱面)開裂，然而高強度混凝土達極限強度時裂縫會直接劈裂粗粒料，也因此造成高強度混凝土在達極限強度後即出現瞬間脆性破壞且強度驟降，此結果並非傳統普通混凝土受壓下韌性的破壞模式。

ACI 318-14[1]已要求在柱設計中，若使用高強度混凝土 ($f_c \geq 70$ MPa)或承受較高軸力時，須配置更多橫向鋼筋以維持構件韌性。在特殊抗彎構架中，梁柱接頭為重要傳力單元，在設計時皆以緊密箍筋配置確保其具足夠韌性；惟梁柱接頭中已有柱及梁主筋之交會，實務上再綁紮緊密橫向鋼筋常會出現鋼筋過密施工困難的問題。此一施工問題，在構件尺寸較小、要求配置較傳統 RC 結構更多橫向鋼筋的 New RC 結構系統中，將更為嚴峻。

高流動性應變硬化鋼纖維混凝土在新拌時具接近自充填混凝土的工作性，硬固時則有類似鋼材應變硬化之優異力學表現。本研究針對接頭處澆置高流動性應變硬化鋼纖維混凝土以取代接頭區之橫向鋼筋。除了提升接頭抗剪強度，亦可增加韌性與圍束能力。故本研究透過三座實尺寸外部接頭，以反復側推試驗比較驗證設計公式及與綁紮符合規範之緊密圍束箍筋之傳統接頭比較耐震表現。本研究設計三支實尺寸之外部高強度鋼筋混凝土梁柱接頭，分別在高軸力 $0.45 Agf'_c$ 及低軸力 $0.10 Agf'_c$ 下進行反復側推實驗。實驗結果顯示，高流動性應變硬化鋼纖維混凝土試體無論是破壞模式、位移韌性、能量消散、裂縫寬度控制等都與綁紮緊密橫向鋼筋的試體有相同甚至更佳表現，所有試體的實驗結果皆滿足規範之檢核，驗證高流動性應變硬化鋼纖維混凝土能提高混凝土抗剪強度、顯著提昇構件韌性，還能增加其損傷容限，更能提供未來設計上大幅減少鋼筋量及簡化設計的可能性。

二、圍束設計

傳統圍束設計是以受箍筋圍束之核心混凝土所提升的力量，足夠彌補未圍束保護層剝落時損失之強度，主要是從強度觀點出發；惟添加鋼纖維主要是影響混凝土開裂後行為及其韌性，對於強度的提升並不明顯，故傳統圍束設計公式顯不適用。本研究以高強度鋼纖維鋼筋混凝土柱構件所回歸之韌性比 (Toughness Ratio, TR) 圍束指標做為一設計依據[2]，韌性比為材料或柱構件在受單向純軸壓之表現行為。本研究於接頭區澆置高

強度鋼纖維混凝土並配置 TR value 所建議之圍束鋼筋量。希望藉此試驗結果提出設計梁柱接頭時，高軸力下可評估圍束能力之指標，與使用高強度鋼纖維混凝土之適當橫向鋼筋取代率。

Fenella and Naaman 定義混凝土受壓之極限應變為 0.003，此時定義 5 倍極限應變內曲線下之面積與 5 倍降伏應變內 Rigid-Perfectly Plastic 面積之比值為韌性比 TR，如圖 1，並以下式表示：

$$TR = \frac{\text{Area OAGH}}{5\sigma_u\epsilon_u} = \frac{\text{Area OAGH}}{0.015\sigma_u}$$

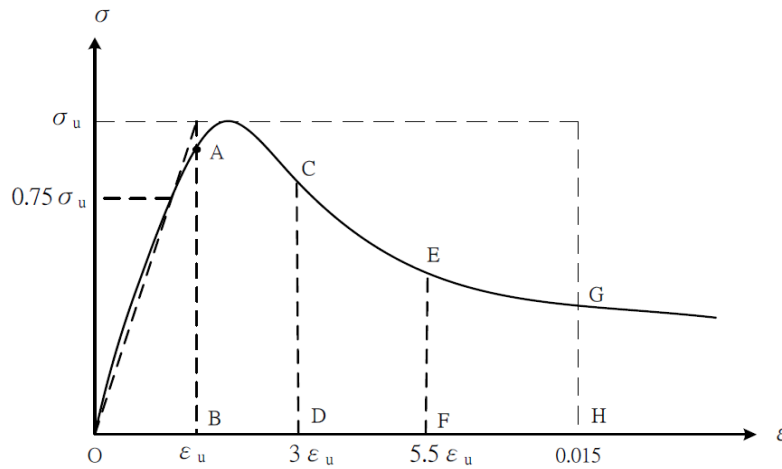


圖 1 鋼筋混凝土柱受單軸壓時之力量變形關係

鋼纖維鋼筋混凝土韌性比 TR 預測式：

$$TR = 0.48(TI_t + 0.6 \times TI_f)^{0.18}$$

其中

$$TI_t = \frac{k_e \rho_s f_{yt}}{f'_c k_n} \geq 3.5$$

$$TI_f = \frac{V_f \alpha_f \tau_{eq}}{f'_c}, V_f \leq 2\%$$

式中， k_e ：有效圍束折減因子； ρ_s ：箍筋體積比 (%)； f_{yt} ：橫向鋼降伏強度； f'_c ：混凝土抗壓強度； k_n ：箍筋彎鉤有效性係數； V_f ：鋼纖維體積取代率 (%)； α_f ：鋼纖維長細比； τ_{eq} ：鋼纖維等效握裹強度。

本研究以韌性比來量化鋼纖維的效益，並依此概念建立起決定合適之鋼纖維添加量的設計流程。設計者可以先依照耐震設計規範，得出高強度鋼筋混凝土柱所需的鋼筋量及鋼筋配置，依此作為設計之出發點。接著減少橫向鋼筋量至理想中適宜施工的程度，可採用放大箍筋間距或是減少繫筋數量，並以維持相同的韌性比作為設計目標，使用上述之計算公式，求得對應之韌性比，兩者間差異以鋼纖維提供之韌性比作彌補，得出所

需求之鋼纖維添加量。

三、試驗計畫

試體之柱斷面尺寸皆為 600×600mm，淨高為 2800mm；梁斷面尺寸為 400×700mm 及 550×700mm，淨長為 3500mm。三支試體名稱分別為：LAMV_SF、LAHHV_SF 及 HAMV_SF；其中 LAMV_SF 及 HAMV_SF 是觀察在不同軸力比下，高流動性應變硬化鋼纖維混凝土取代接頭內橫向鋼筋之耐震行為表現，並驗證以韌性比計算纖維添加量之設計公式；LAHHV_SF 則是以超高剪力比設計使接頭產生剪力破壞，評估高流動性應變硬化鋼纖維混凝土之極限剪力強度。試體名稱中 LA 為低軸力比 0.1 (Low Axial Load)，HA 為高軸力比 0.45 (High Axial Load)；MV 代表中剪力比=0.76 (Medium Shear)，HHV 代表極高剪力比=2.13，剪力比定義為接頭剪力需求 $V_{jh,u}$ 與剪力容量 V_n 之比值；SF 代表混凝土中添加體積取代率 $V_f=1.5\%$ 之鋼纖維(Steel Fiber)。梁構件及柱構件之主筋採用 #8 (D25) 之 SD685 螺紋節鋼筋 ($f_y=685\text{MPa}$)，而橫向鋼筋則皆採用 #4 (D13) 之 SD785 竹節鋼筋($f_y=785\text{MPa}$)，由日本 TTK 鋼鐵廠生產。對照組整個接頭試體及實驗組試體之梁及柱構件部分澆置 $f'_c=70\text{MPa}$ 高強度混凝土，組成材料包含水泥、砂灰、爐石、粗粒料、細粒料、水及強塑劑。試體詳細配置如表 1 所示。

本試驗於國家地震中心之多軸向試驗系統施作。外部梁柱接頭試體之梁端由轉接盒與一端固定於強力地板之油壓千斤頂接合，而試體之梁端及柱端皆預埋一 2 公分厚之鋼板作為梁及柱主筋電焊錨定之用，且梁端用預埋之螺桿與轉接盒接合，而柱上下端則用鋼板與鋼鉸支承連接，再固定於 MATS 上。而本試驗是利用 MATS 底部之油壓千斤頂以位移控制逐漸施加反覆之水平力，而梁端連接之油壓千斤頂則負責提供垂直向力，使梁端之垂直高度維持不變，此處之 load cell 可讀取垂直向反力用於後續力平衡推得水平側力值，可模擬真實結構之梁柱接頭受到水平地震力的行為，試體架設完成如圖 2 所示。

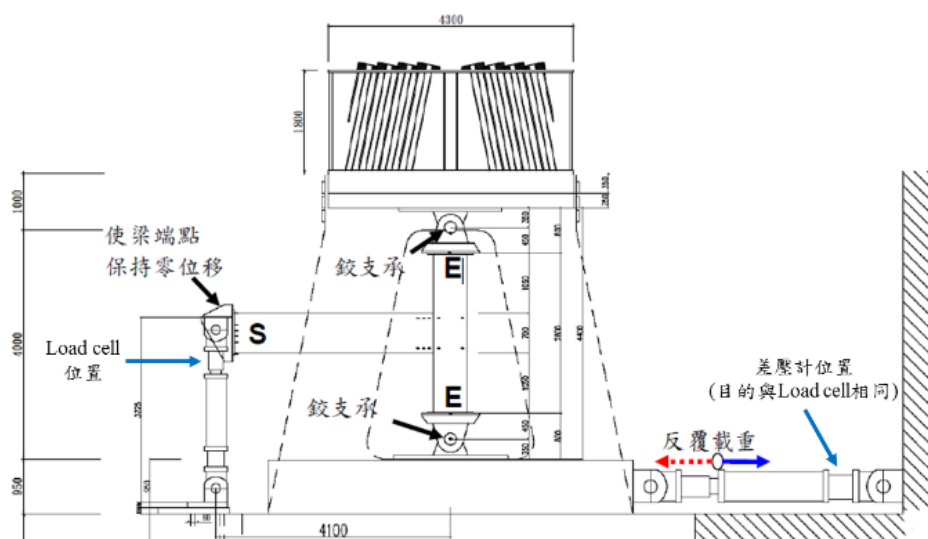
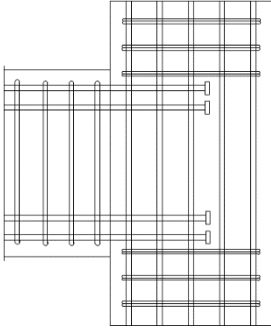
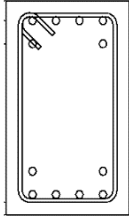
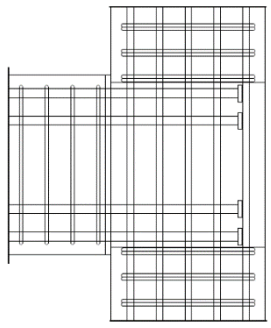
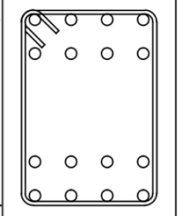
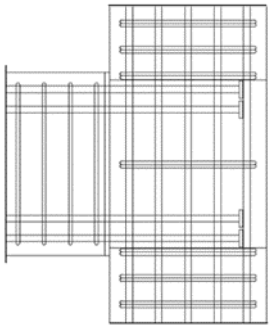
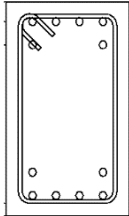


圖 2 接頭試體試驗配置圖

表 1 試體設計參數表

試體名稱	試體接頭立面配筋	梁斷面	$\frac{A_{sh}}{sb'_c}$ (%)	V_f (%)	ρ beam (%)	剪力比	$\frac{N}{A_g f'_c}$
LAMV_SF			0	1.5	1.25	0.76	0.1
LAHHV_SF			0	1.5	2.54	2.13	
HAMV_SF			0.25	1.5	1.25	0.76	0.45

四、實驗結果

● LAMV_SF

圖 3 (a)為 LAMV_SF 試體遲滯迴圈對 P- Δ 效應修正後的結果，其中 Q_n 為藉由斷面彎矩強度 M_n 透過力平衡而求得之對應層間剪力，另外降伏位移 θ_n 則是由 $0.75 Q_n$ 找出對應之層間變位角，將其定義為 $\pm 0.75\theta_n$ ，兩者取絕對值平均後將其乘上 $4/3$ 外插得降伏位移 θ_n 。由圖中可看出迴圈有一明顯的降伏平台，為梁撓曲破壞。最大側力出現在 $+8.00\%$ 及 -5.28% 處，側力值分別為 $+488\text{kN}$ 及 -497kN 。正層間變位角約 8% 時發生部分主筋挫屈，而實驗最後終止於層間變位角 8% 第二迴圈，故試體破壞點為 $\pm 8\%$ 。整體的 pinching 現象與 LAMV 試體表現極為相似皆不明顯而整體的 pinching 現象並不明顯，迴圈是屬於飽滿的代表消能能力佳。

● LAHHV_SF

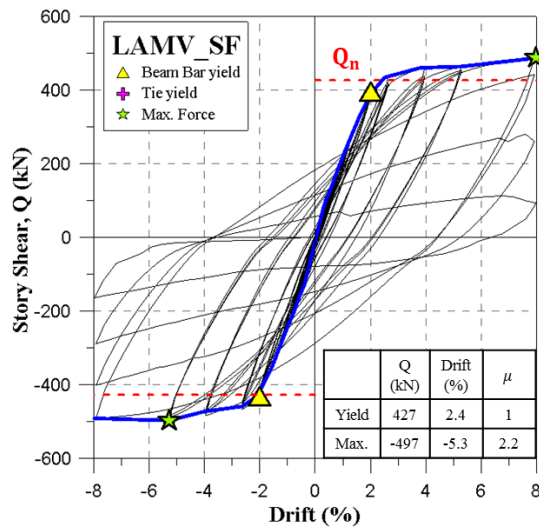
圖 3 (b)為 LAHHV_SF 試體遲滯迴圈對 P- Δ 效應修正後的結果，本試體之設計乃是為了獲得高流動性應變硬化鋼纖維混凝土於接頭中所能提供之抗剪容量，故目標試驗結果為接頭剪力破壞 (J-type)，由圖 3 (b)試體之遲滯迴圈很明顯看到，側推層剪力未達梁構件降伏之層剪力 Q_n ，雖然由梁主筋應變計數據發現上層筋與下層筋有部分降伏的情況，但梁構件降伏定義為拉力筋接降伏之狀態，故由層剪力及應變計可以確認本試體之破壞模式為接頭剪力破壞 (J-type)。由試驗結果之層剪力值發現 LAHHV_SF 之極限層剪力非常大，因設計時梁構件之降伏強度必須大於接頭之抗剪強度，故可說高強度鋼纖維混凝土能提供之抗剪強度非常高。遲滯迴圈及包絡線整體表現在 3%前大致呈線性，故將此階段視為彈性，過了 3%後到 4%之間試體有一小段似降伏平台之階段。試驗之正向及負向最大層剪力分別為+837kN 及-834kN 發生在 $\pm 4\%$ ，試驗終止於 6%之第一迴圈，試體強度到 6%才出現有衰減的現象，但層剪力僅衰減最大層剪力之 17%，且最後一迴圈相當飽滿。

LAHHV_SF 接頭中以添加鋼纖維完全取代橫向鋼筋，試驗結果之剪力強度，為配置緊密箍筋下 ACI 318-14 建議之 1.91 倍。

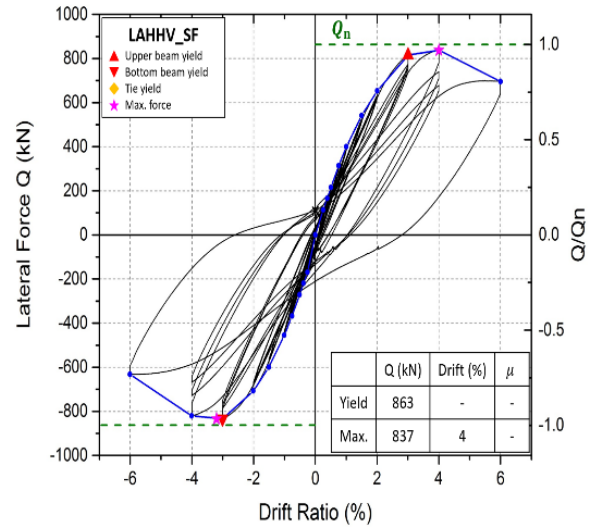
● HAMV_SF

試體 HAMV_SF 之試驗結果遲滯迴圈如圖 3 (c)所示，大約在 1.53%時達梁降伏之層剪力進入降伏平台，上層及下層筋之應變計也大約於 1.5%左右出現降伏的情況，此試體之破壞模式為梁撓曲破壞 (B-type)，梁撓曲破壞擁有極佳之消能機制，在本試驗之延展比 μ 將近達 4 即為一最佳證明。試體過了梁之降伏強度後層剪力持續上升，此為梁構件之塑鉸發展階段，在塑鉸完全發展前皆未有強度衰減的情況，正向及負向之最大層剪力分別為+416kN 及-439kN 發生在+6%及-4%，在負向部分過了最大層剪力後於 6%第一迴圈有強度衰減的情況，但僅 3%之強度衰減，由每一層間變位角之每一迴圈相當飽滿，可以了解其消能能力相當不錯。在 6%之第一迴圈結束時，梁構件因混凝土塊剝落主筋而有扭轉的情況，使得整個梁柱接頭呈現結構不穩定而終止了試驗。

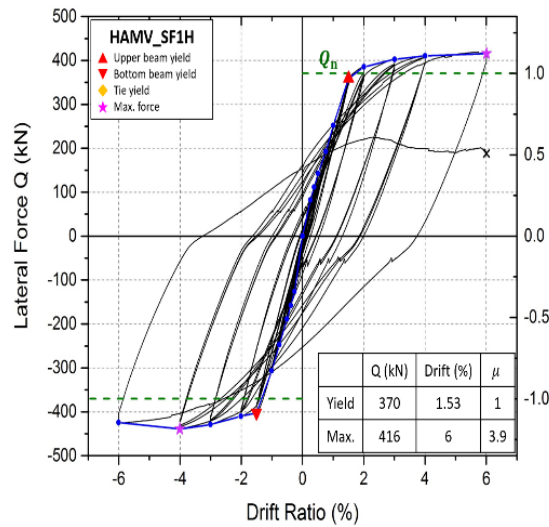
ACI 374.1-05 (2005) [3]為評估梁柱接頭之耐震能力標準，詳細條款參閱 3.1.3 小節之內容，按規範之條款大致上可分三類：強度、能量及強度衰減，本研究所有高流動性應變硬化鋼纖維混凝土接頭皆符合 ACI 374.1-05 中各項條款要求。其中試體 LAHHV_SF 最終破壞模式為接頭剪力破壞 (J-type)，一般接頭剪力破壞之試體，因其達抗剪容量後強度衰減得非常快、遲滯迴圈所為圍的面積不飽滿又強度衰退得很快，一般剪力破壞 (J-type)之接頭無法通過 ACI 374.1-05 之耐震性能評估，但試體 LAHHV_SF 三項檢核皆通過，印證高流動性應變硬化鋼纖維混凝土高剪力強度及高變形容限的優越力學特性。



(a) LAMV_SF



(b) LAHHV_SF



(c) HAMV_SF

圖 3 試體遲滯迴圈及包絡線

五、結論與建議

1. 低軸力下，LAHHV_SF 接頭中以添加高流動性應變硬化鋼纖維混凝土完全取代橫向鋼筋，試驗結果之剪力強度，為配置緊密箍筋下 ACI 318-14 建議之 1.91 倍。
2. LAHHV_SF 試驗終止時接頭整體仍保有相當之完整性，未有大塊混凝土剝落的情況，LAHV 不僅有剝落情況，甚至接頭區有鋼筋裸露的情況，高流動性應變硬化鋼纖維混凝土有效發揮抑制裂縫之發展，及降低試體破壞程度。
3. 過去鋼纖維混凝土的梁柱接頭中，並沒有合理的圍束能力評估方式，而透過觀察試體 HAMV_SF 接頭中之圍束箍筋應變計、表面裂縫發展、試體破壞情況與遲滯迴圈表現，可以確定該試體接頭區之圍束能力是足夠的，甚至添加鋼纖維後高軸力下未

出現任何裂縫。如此未來能以「鋼纖維鋼筋混凝土柱之韌性比回歸公式」相同概念，評估高強度鋼纖維混凝土梁柱接頭之圍束能力。

4. 在高軸力下接頭中添加高流動性應變硬化鋼纖維混凝土，若配置韌性比所建議之圍束箍筋量 (HAMV_SF)，則可與接頭區配置緊密箍筋之試體 (HAMV) 具有相同之表現，且兩者之試驗結果皆為梁撓曲破壞 (B-type)；在高軸力下接頭區添加鋼纖維可取代 75% 之橫向鋼筋量。
5. 本研究中三支試體皆通過 ACI 374.1-05 耐震性能評估規範，為一良好耐震外部梁柱接頭，雖然 LAHHV_SF 為接頭剪力破壞，是一般不樂見的破壞模式，但添高流動性應變硬化鋼纖維混凝土之行為表現卻可提升成為一合格耐震接頭。

參考文獻

- [1] ACI 318 (2014), "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary," Committee 318, American Concrete Institute, Farmington Hills.
- [2] Wisena Perceka, Wen-Cheng Liao* and Yo-de Wang (2015, Apr). High Strength Concrete Columns under Axial Compression Load: Hybrid Confinement Efficiency of High Strength Transverse Reinforcement and Steel Fibers. Materials, 9(4), 264.
- [3] ACI Committee 374.1 (2005), "Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary," American Concrete Institute, Farmington Hills.

混凝土溫度效應與溫度裂縫控制的工法

鄭瑞濱 博士

社團法人 台灣混凝土學會 秘書長

潤泰精密材料股份有限公司 副總經理

摘要

近年來，隨著工程的特殊性與及對工程品質要求的提升，專業的營建材料施工規劃日益為人所重視。好的營建材料，以正確的方法用到對的地方，才能有裨無害，然而由於施工單位對於特殊的營建材料不甚了解，以致於工程問題層出不窮。本文以巨積混凝土施工為例，介紹巨積混凝土工程問題的解決。

以往巨積混凝土常見於混凝土壩、橋台等典型巨積混凝土結構物，幾年來逐漸增多的高層建築的基礎版、厚牆也都屬巨積混凝土。倘若工程師對巨積混凝土不甚了解，在工程之設計與施工過程，並未採取適當控制措施，致使產生裂縫，將嚴重影響工程品質。本研究對巨積混凝土施工之裂縫控制進行探討，研究內容包括裂縫的成因、改善方法以及配套的養護工作等。

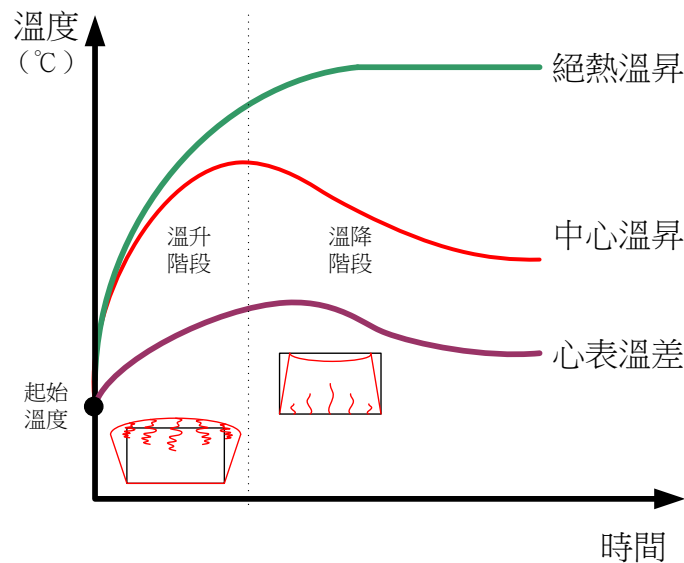
關鍵字：巨積混凝土、溫度效應、緩凝劑。

一、巨積混凝土溫昇效應

「巨積混凝土」一般泛指「體積碩大」可能產生溫度裂縫外，另外有溫差應力及造成裂縫疑慮時之任何混凝土均屬之。美國混凝土學會在ACI 116R「Cement and Concrete Terminology」將其定義為：「體積達到需採取控制水化熱及體積變化等龜裂防治措施之混凝土」，而英國混凝土協會在「Concrete Society Digest No. 2」則也有類似定義：「尺寸達到需特別考慮混凝土供應、澆置順序、冷縫、塑性沉陷、水化熱及溫度裂縫等因素之混凝土」[1-2]，在ACI 301 委員會則建議：「對於混凝土斷面之最小尺寸達75 cm以上者，或單位水泥用量超過360 kg/m³者，應依工程特性考慮水化熱問題」。

在巨積混凝土結構中，溫度的發展過程可以分為溫昇與溫降兩個階段。溫昇階段乃是由澆置混凝土開始，至水泥放熱作用結束時止；這個階段有兩個特點，一是因水泥水化作用而放出大量水化熱，引起溫度場的急劇變化；二是混凝土彈性模數隨時間變化，水化熱的梯度加上彈性模數的變化而發生應力。溫降階段則是自水泥放熱作用基本結束時至混凝土冷却到最終穩定溫度時，這個時期的溫度應力是由於混凝土冷却及邊界溫度變化所引起的。

根據前述引起應力的原因，巨積混凝土溫度應力可以分為自生應力與約束應力兩類，邊界上沒有受到任何約束或者完全靜定的結構，如果結構內部溫度是線性分布的，即不產生應力；如果結構內部溫度是非線性分布的，由於結構本身的互相約束而產生的應力，稱為自生應力。例如，混凝土溫昇階段，表面溫度較低，內部溫度較高，表面的溫度收縮變形受到內部的約束，在表面出現拉應力，在內部出現壓應力。當結構的全部或部分邊界受到外界束制，溫度變化不能自由變形而引起的應力。例如，混凝土澆置版塊冷却時受到基礎的約束而產生的應力。



圖一、巨積混凝土中絕熱溫昇、中心溫昇以及心表溫差的示意圖

二、溫昇曲線與巨積混凝土規範

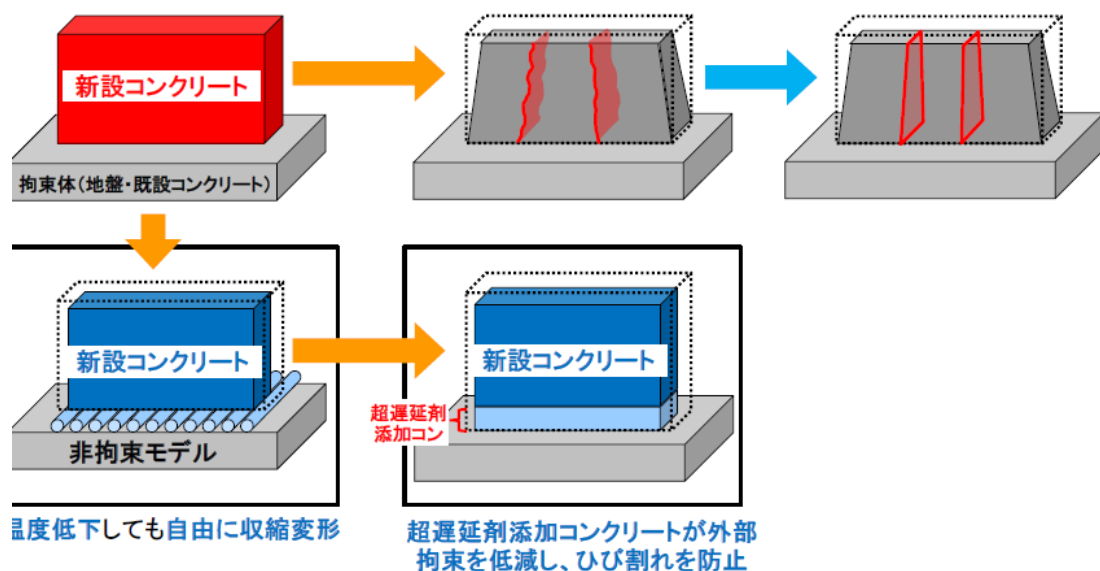
以巨積混凝土的水化熱過程來說，當混凝土完全隔熱的狀態下，結構物將產生如圖一的絕熱溫昇曲線，而實際上的工程結構物，因與大氣環境接觸，會有熱量散失的情形，因此，在結構物中心點量測到的是圖一中心溫昇的情形；中心溫昇與大氣溫度的差值，即是圖一心表溫差的曲線。這溫昇、溫降造成的溫度梯度與邊界效應，就形成如圖一的表面裂縫與由下而上的貫穿裂縫現象。

為防止前述的表面裂縫與由下而上的貫穿裂縫產生，是以巨積混凝土的施

工規範，大都要求施工單位必須以養護方式，控制心表溫差低於一定溫度；必須以配比設計方式，控制混凝土最高溫度（絕熱溫昇加上大氣溫度）不超過某一數值；過最高溫度後，必須以養護的方式，控制每天的溫降速率不得過快，同時必須估算最大澆置分區尺寸，防止由下往上之貫穿裂縫。

前述規範中，例如，控制心表溫差低於 20°C 、最高溫度（絕熱溫昇加上大氣溫度）不超過 80°C 、溫降速率不超過 $11^{\circ}\text{C}/\text{d}$ 以及最大澆置分區尺寸 30m ，更是因巨積混凝土結構厚度尺寸、溫昇行為而量身計算所得；上述的要求事項說明，巨積混凝土構造物的營建，其實不只是混凝土配比水化熱的測試試驗而已，還包括許多施工的細節，而方能完成一個良好的巨積混凝土結構。

以前述”控制心表溫差低於 20°C ；以配比設計方式，控制混凝土最高溫度（絕熱溫昇加上大氣溫度）不超過 80°C ”的規範事項來說，其實要防止的就是如圖一中溫昇階段的表面裂縫，防止溫差過大混凝土膨如麵包般。一般的作法，就是採用低水泥含量，含高量粗骨材與較大骨材粒徑；採用低熱水泥或混合水泥（水泥摻加大量飛灰或稻殼灰等）；採用卜作嵐材料取代部份水泥；減低混凝土初始溫度（冷卻拌和水、加冰，亦或是粒料預冷）；預埋入之冷卻管以冷卻混凝土；運用鋼模以加速熱量散失；分縫分塊澆置；水養護與減少內外溫差或表面溫度驟降等保護措施。其中，又以添加飛灰或高爐石粉之適當配比為最基本且有效的方法；降低配比水化熱、並蓋以很多隔熱棉養護減少溫差是思考的核心。



圖二 混凝土澆置於軟弱或堅實基礎上的裂縫發生示意圖

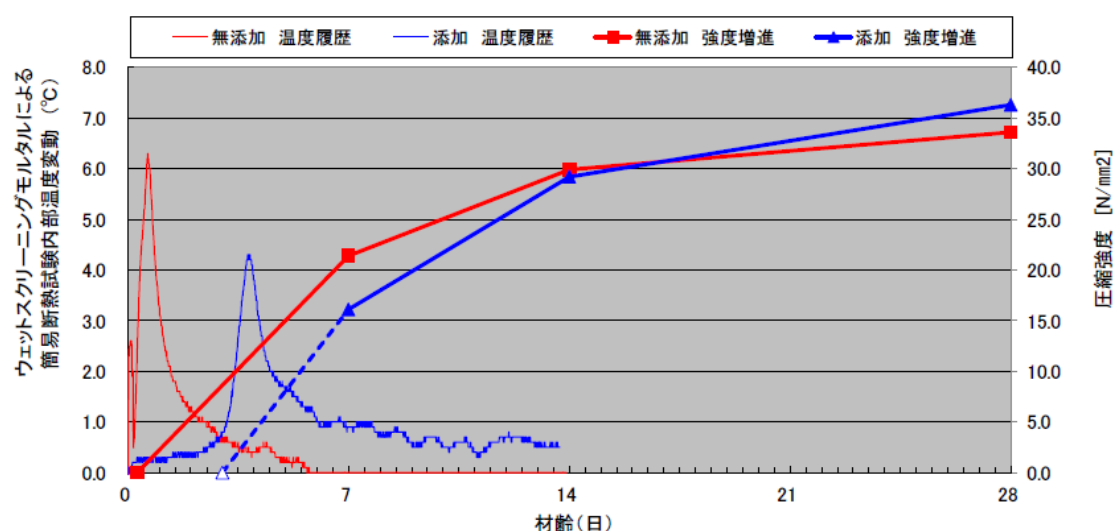
而如何減少，由下而上的貫穿裂縫呢？前述”必須以養護的方式，控制每天的溫降速率不超過 $11^{\circ}\text{C}/\text{d}$ ，同時必須估算最大澆置分區尺寸”就是為防止由下往上貫穿裂縫之規範內容。因為貫穿裂縫的產生與基礎面的性質，有很大的關係；例如卵粒石的基礎，因為堅硬的緣故，卵粒石的基礎就較砂土質的基礎容易產生問題，規範中”必須估算最大澆置分區尺寸”其實就是要把水化溫度、基礎性質條件、混凝土性能一併考量而後計算得到，這計算有其難度；再者，這貫穿裂縫經常發生於施工後3個月、半年，短期不見瑕疵，施工單位也就不會為此而進行分析估算；這也就是工程界常疑惑，明明巨積混凝土版施工後沒什麼裂縫，但怎麼數月後，就開始滲水抓漏的主要原因。前述麻煩的估算，起因在於基礎的束制與混凝土溫度效應的共同作用，若基礎軟弱，則軟弱基礎上的混凝土就可自由漲縮，也就不會產生裂縫的麻煩了，相關的想法如圖二所示。圖二闡明，若巨積混

凝土下方有一層”軟弱的界面”，則巨積混凝土於水化溫昇過程，只要保溫良好，則可得以確保不會因為基礎的束制問題產生裂縫，如此則束制裂縫問題得以解決。

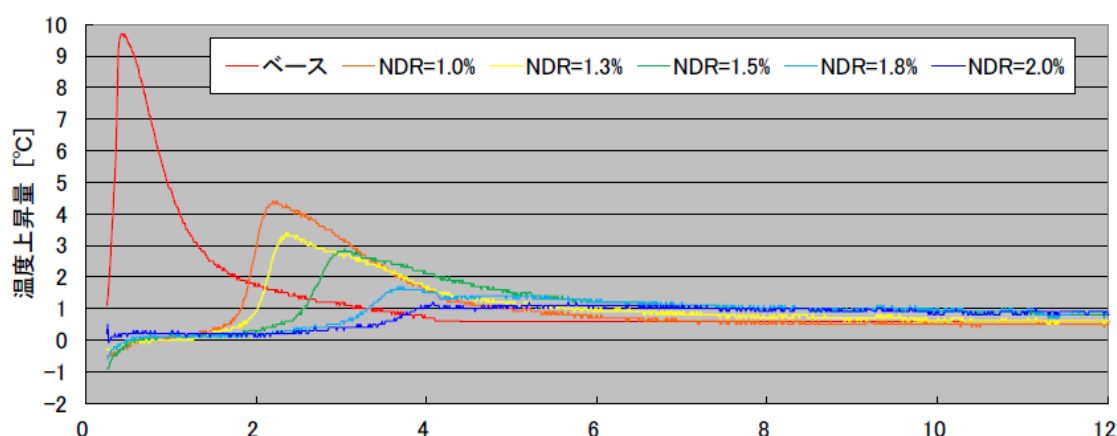
三、以混凝土緩凝劑達成”軟弱基礎”的目的

一般巨積混凝土的施工，皆以一層一層的方式為之；這施工方式，若最底層的混凝土，能夠以緩凝劑讓混凝土強度晚些發展，則不就可以落實”軟弱基礎”的目的，讓底層以上的混凝土自由收縮沒有束制？圖三就是這樣想法的落實：利用緩凝劑的摻配使得配比強度開始發展的時間產生差異，下層慢些而上層快些，如此則上層混凝土不會因基礎的束制而產生裂縫問題。圖四則是說明強度開始發展的時間，可以緩凝劑的摻配比例進行控制，上下層間的強度發展可控。

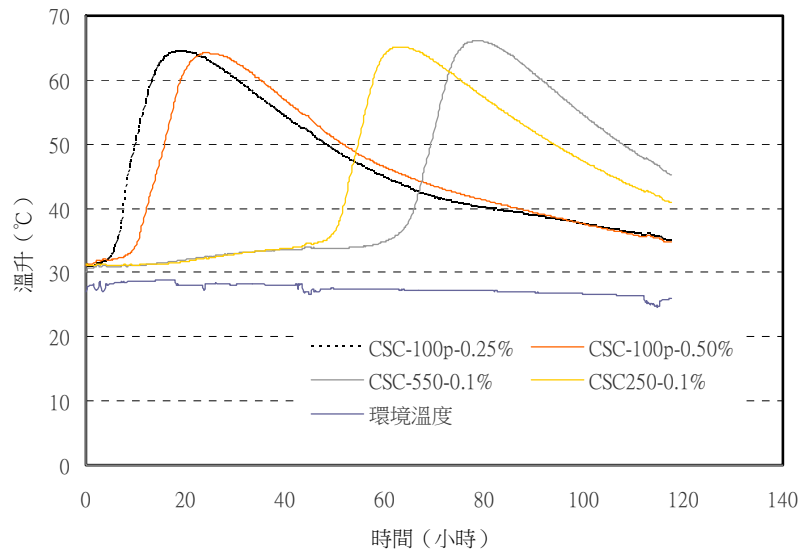
國內，南山廣場基礎厚度達2.5米，如何進行巨積混凝土的施工，頗具困擾；施工單位已規劃以前述的方式進行，圖五為以緩凝劑進行強度發展時間控制的試驗資料，強度開始發展時間從24小時、70小時、80小時，將為台灣首見的應用。



圖三、以緩凝劑延長水化發生時間至四天



圖四、可控制的強度發展時間



圖五、南山廣場基礎巨積混凝土的緩凝控制

四、結論

以控制混凝土材料強度開始發展時間差的方法，解決巨積混凝土裂縫問題是一新的作法，迥異於澆置分割的模式；該工法的使用，關鍵在於混凝土中緩凝劑的掌握，使之上下層間強度發展的時間差滿足需求。

參考文獻

1. 鄭瑞濱，「巨積混凝土水化溫度場模擬與溫度裂縫的專家系統」，混凝土科技，第七卷，第四期，第 47-54 頁，2013.
2. 河井徹・阪田憲次：尿素を用いたコンクリートの諸特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.1，pp.639～644，2007
3. Tanaka. H, Hashida. H, Kawai.T：Effect of limestone as aggregate and urea on reducing drying shrinkage of concrete, ConMat 09, pp.1160-1165, 2009
4. 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針（案）・同解説，p.121，2006.

SD550W 鋼筋研製與續接器開發

東和鋼鐵企業股份有限公司 桃園廠

品管課課長 趙寶麟

摘要

東和鋼鐵桃園廠透過對 SD490 熱軋鋼筋的實務生產基礎，認為適當的提高 Mn 含量並採用微合金添加的生產技術來生產 SD550W 熱軋鋼筋，是目前提高建築用鋼筋強度比較經濟有效的方式。東和鋼鐵桃園廠進行了現場試製，生產出了滿足 CNS560 草案標準的 SD550W 產品。然 SD550W 鋼筋的續接基本上採用摩擦銲續接器與螺紋節續接器進行鋼筋的續接，摩擦銲續接器其基本原理為利用摩擦生熱方式，使鋼筋與續接器結合。使用摩擦壓接，有別於一般銲接，沒有一般銲接之氣孔、裂縫等問題，無氣化層之生成，與鋼筋結合因加熱摩擦時間不長，可獲得與母材相同強度之接頭。螺紋節鋼筋續接器，需要生產螺紋節的套筒，其內部紋路與鋼筋的螺紋節類似，但留有空隙，以利於所注入的砂漿能夠在套筒螺紋與鋼筋螺紋之間傳遞，透過前述機制，可順利將鋼筋的拉力傳遞到續接點對面的鋼筋，達到傳力的效果與目的。

Abstract

Tung Ho Steel Taoyuan Factory through the practical production of SD490 hot rolled steel production base that the appropriate increase in Manganese content and the use of low-alloy production technology to produce SD550W hot-rolled steel, is to improve the strength of the building with a more cost-effective way. Tung Ho Steel Taoyuan factory conducted a trial production, to meet the standard of the CNS 560 SD550W products. However, the continuation of the SD550W reinforcement is basically based on the use of friction welding protector and thread joint for the continuation of the reinforcement, friction welding the basic principle of the use of friction heat way, so that the combination of steel and sequestration. The use of friction crimping, different from the general welding, there is no general welding of the pores, cracks and other issues, the formation of non-gasification layer, combined with the reinforcement due to heating friction time is not long, access to the same strength with the base metal joints. The threaded section of the reel, which requires the production of the threaded section of the sleeve, has its internal lines similar to those of the rebar of the rebar but leaves a gap so that the injected mortar can be conveyed between the sleeve thread and the rebar thread, Mechanism, can be smooth to the reinforcement of the tension to continue to contact the opposite side of the steel, to force the effect and purpose.

一、前言

高層建築物目前以鋼骨(Steel)或鋼骨鋼筋混凝土(Steel Reinforced Concrete, SRC) 較受歡迎。事實上, SRC 構造成本昂貴, SRC 梁柱接頭區鋼骨與鋼筋交錯接合為施工上的一大瓶頸, 若能將 RC 材料強度提高並改變施工方法, 高層建築物同樣也可以用 RC 構造, 達到同等級的安全性能, 但成本更低更經濟。可增進住宅隔音、減震與舒適性。

台灣與日本同屬島國並皆處於環太平洋地震帶、都會區地狹人稠, 而在政府大力推動都市更新, 有大面積建地產生, 加上日本都市新空間規劃採高塔建築及大面積綠地公共空間方式之做法, 大幅改善舊市區景觀、環境與居住品質, 台灣建築物逐漸朝向超高層發展, 應效法日本經驗積極發展 New RC。混凝土與鋼筋是營建工程的主要材料, 一件工程的混凝土用量與鋼筋使用量相當龐大, 製造其材料的碳排放量相當可觀。以高強度鋼筋混凝土材料來設計, 可以有效的減少構件所需要的斷面。減少的材料使用, 直接降低了碳排放量, 達到節能減碳的目的。目前, 世界各國的建築物已向大型化發展, 為有效提高大型建築物的安全性, 國外建築業已普遍採用焊接性好、強度高的鋼筋, 如歐洲主要使用 500MPa 級的鋼筋, 美國亦有 GR75、GR80 級的鋼筋。鋼鐵材料最終的性質是由冶煉時, 鋼材化學成份及清淨度的控制, 以及後續的軋延及熱處理兩大部份所決定。然而鋼材中又以碳鋼和高強度低合金鋼二種鋼材最廣為人們使用之。所謂的碳鋼是指鋼材之成份除了含碳、矽、錳、磷、硫等五大元素之外, 並不刻意添加其他合金元素, 如鉻、鎳、鉬、鈦、鈮 等。而所謂的高強度低合金鋼則是指在碳鋼中添加微量的合金元素〔以鈮、鈮、鈦為主〕以提高鋼材的強度及其他機械性質。

SD550W 為一種低合金鋼的產品, 低合金鋼一般是指在波來鐵與肥粒鐵的基礎上加以微量的鈮、鈮、鈦等元素, 通過微合金化與控制軋延、控制溫度相結合, 以細化晶粒和第二相彌散析出而實現強化的鋼種。從而微合金元素鈮、鈮與碳結合形成碳氮化物並做微第二相鋼中沉澱析出發揮作用, 東和鋼鐵在煉鋼製程管製中充分地管控相關元素冶煉技術, 以達強化效果。另外東和鋼鐵為了充分發揮微合金元素的作用, 獲得理想的組織性能, 就必須對控軋、控溫製程下的再結晶規律和相變規律有深入了解, 才能製造出高強度性質的產品, 控軋、控溫製程能顯著地提高鋼材的強韌性及塑性。東和鋼鐵對於各稱號鋼筋的控軋均有嚴格管控及設計, 並配合開軋溫度、軋延溫度、完軋溫度等加強控溫製程及相關量化指標, 以期得到高強度、及韌性佳的 SD550W 產品。

鋼筋續接工法：

- 搭接 (Lap splices)

- 適合小號鋼筋, 大號鋼筋搭接長度過長, 不適合。

- 銲接(Gas welding)

- 銲接高溫會使鋼筋局部變脆而影響強度與韌性。

- 增進銲接性鋼筋 W、合適銲接程序、技術執照人員...

-以目前國內之施工環境，鋼筋銲接品質控制不易。

● 機械式續接(Mechanical splices)

-大號、高強度鋼筋續接之最佳選擇（強度、韌度、經濟）

東和鋼鐵桃園廠 SD550W 鋼筋母材、鋼筋續接器以及續接工法之開發，按鋼筋表面特徵（螺紋或竹節）可以再區分為螺紋節鋼筋續接器技術與竹節鋼筋摩擦銲續接器技術兩種。

二、SD550W 鋼筋的研製

1. 規範要求(CNS560 最新草案)

1.1. 成份要求

表 1 鋼筋鋼液之化學成份

種類	符號	化學成份					
		C	Mn	P	S	Si	C.E.
竹節鋼筋	SD280W SD420W SD490W SD550W	0.30 以下	1.50 以下	0.035 以 下	0.045 以 下	0.50 以下	0.55 以下
	SD690	-	-	0.060 以 下	-	-	-
註：C.E.(碳當量)=〔C+Mn/6+Cu/40+Ni/20+Cr/10-Mo/50-V/10〕%							

表 2 鋼筋製品分析之化學成份

種類	符號	化學成份					
		C	Mn	P	S	Si	C.E.
竹節鋼筋	SD280W SD420W SD490W SD550W	0.33 以下	1.56 以下	0.043 以 下	0.053 以 下	0.55 以下	0.55 以下
	SD690	-	-	0.075 以 下	-	-	-
註：C.E.(碳當量)=〔C+Mn/6+Cu/40+Ni/20+Cr/10-Mo/50-V/10〕%							

1.2. 機械性質要求

表 3 鋼筋之機械性質

種類	符號	機械性質							
		降伏點 或降伏 強度 N/mm²	抗拉強 度 N/mm²	實際抗 拉強度/ 實際降 伏強度	拉伸試片	伸長 率%	彎曲性		
							彎曲角度	彎曲直徑	
竹節鋼筋	SD490W	490~615	620 以上	1.25 以上	2 號	13 以 上	180°	D16 以下	標稱直 徑之 3 倍
					14A 號	14 以 上		D19~D25	標稱直 徑之 4 倍
								D29~D36	標稱直 徑之 6 倍
								D39 以上	標稱直 徑之 8 倍
	SD550W	550~675	690 以上	1.25 以上	2 號	12 以 上	180°	D16 以下	標稱直 徑之 3.5 倍
					14A 號	13 以 上		D19~D25	標稱直 徑之 5 倍
								D29~D36	標稱直 徑之 7 倍
								D39 以上	標稱直 徑之 9 倍
	SD690	690~815	860 以上	1.15 以上	2 號	10 以 上	180°	D16 以下	標稱直 徑之 3.5 倍
					14A 號	10 以 上		D19~D25	標稱直 徑之 5 倍
								D29~D36	標稱直 徑之 7 倍
							90°	D39 以上	標稱直 徑之 9 倍

2. CNS560 SD490-SD550W-SD690 規格比較

2.1. 化學成份比較

表 4 鋼筋鋼液之化學成份比較

類別	C	Si	Mn	P	S	C.E.
SD490W SD550W	0.30 以下	0.50 以下	1.50 以下	0.035 以下	0.045 以下	0.55 以下
SD690	-	-	-	0.060 以下	-	-

鋼筋製品之化學成份比較

類別	C	Si	Mn	P	S	C.E.
SD490W SD550W	0.33 以下	0.55 以下	1.56 以下	0.043 以下	0.053 以下	0.55 以下
SD690	-	-	-	0.075 以下	-	-

2.2. 機械性質比較

表 5 鋼筋之機械性質

類別	降伏強度 N/mm ²	抗拉強度 N/mm ²	抗/降比	伸長率%		彎曲性
				2 號	14A 號	
SD490W	490~615	620 以上	1.25 以上	13 以上	14 以上	180°
SD550W	550~675	690 以上	1.25 以上	12 以上	13 以上	180°
SD690	690~815	860 以上	1.15 以上	10 以上	10 以上	D10~D36 180°
						D39 以上 90°

3. SD550W 先期研究與開發 KEY POINT

3.1. SD490XD25 現行生產測試實績

表 6 SD490-D25 生產之機械性質

鋼種	角徑度	降伏強度 N/mm ²	抗拉強度 N/mm ²	抗/降比	伸長率%	彎曲 180°
SD490	D25	544	709	1.30	16	OK

4. 生產製程規劃

4.1. 常規元素

碳是影響鋼材機械性質最大的元素，隨著含碳量的增加，鋼材的抗拉強度、降伏強度皆呈大幅的上升。一般而言，每增加 0.01% 的碳，抗拉強度約增加 1000psi(0.7Kgf/mm²) 左右，但另一方面，鋼材的延展性(Ductility)、焊接性(Weldability)及衝擊韌性皆告下降。因此要控制鋼中的 C 含量，防止碳當量過高。鋼中的錳可幫助去氧(形成 MnO)及減輕硫的有害性(形成 MnS)同時亦可提高強度、及韌性。另一方面錳含量的上升有害於鋼材的焊接性。

4.2. 微合金元素

採用釩微合金化，釩的添加對鋼材兼具有強化及細化晶粒的效果。釩以碳化釩和氮化物形式在肥粒鐵中析出，如此可使鋼材在降伏強度方面有顯著的增加，且對焊接性、韌性影響不大，故釩多用於需焊接性良好而韌性亦很重要的 高強度低合金鋼。

5. 生產製程要求

5.1. 煉鋼製程

- (1) 鋼液清淨度主要調整方向：降低鋼液含氧量。
- (2) 固溶釩：
 - (a) 晶粒細化：阻礙晶粒成長，細化沃斯田鐵晶粒。
 - (b) 析出硬化：在肥粒鐵相析出提升強度。
- (3) 鋼胚缺陷：
 - (a) 中心縮孔。
 - (b) 中心裂紋。
 - (c) 內裂。
- (4) 成品缺陷：連鑄時保護渣侵入造成夾雜物是其局部應力集中導致彎曲未過以及伸長率偏低。
- (5) 投入鈣矽線降低鋼液含氧量並對硫化錳改質，使其由狹長狀轉變為圓球狀，避免在加工過程中因為局部應力集中造成氫脆現象發生。

5.2. 軋鋼製程

- (1) 控溫、控軋製程。
- (2) 軋輪孔形設計。
- (3) 產品外觀、尺度、形狀的控制。
- (4) 熱胚直接軋延其鑄胚溫度保持在 900°C 以上。

(5) 控制產品冷卻方式。

鋼材軋後冷卻對鋼的室溫組織性能有十分顯著的影響，為使鋼材獲得更高的強度，同時得到良好的塑性，應將控溫軋製與控制冷卻結合用，特別是在終軋溫度較高的情況下，必須迅速進行快速冷卻才能獲得細的晶粒。並且為了提高抗/降比，控制冷卻必不可少。

6. 試驗設計

6.1. 設計煉製成份考量因素

- (1) 符合相關規範之化學成份要求。
- (2) 設計之成份能達到所欲要求之機械性質。
- (3) 最低之生產成本。
- (4) 生產單位之製程能力。
- (5) 後續軋延製程參數之影響。
- (6) 客戶之要求。

6.2. 機械性質經驗公式

關於元素對普通碳鋼機械性質的影響，有許多經驗式可作一般的參考。其中一經驗式，如下所述：含碳量在 0.20~0.50% 的範圍之鋼材，其抗拉強度 $T.S(kgf/mm^2) = 30.5 + 43 \times C + 60 \times C \times Mn$ ；而伸長率 $(\%) = 17.6 + 380/C - 0.0022 \times C \times Mn$
 $*C = C\% \times 100$ ， $Mn = Mn\% \times 100$ 。

6.3. 排程安排生產

鋼筋的排程安排生產是在東和鋼鐵桃園廠的煉、軋鋼工場進行。其生產製程為：
煉鋼 120 噸電爐→精煉爐吹氬精煉→連續澆鑄成 150mm×150mm/2t/支的鋼胚
→經 12~14 架連軋機軋製成 D25mm/D32mm/D36mm 高強度鋼筋→飛剪分段→
鋼筋穿水冷卻→上冷床→切頭尾→鋼筋入收集台架打捆。開軋溫度可控制在 1050~1150℃。

7. 試驗結果

7.1. 機械性質

表 7 SD550W/D25 機械性質

爐號	鋼種	角徑度	單位質量公差%	降伏強度 N/mm ²	抗拉強度 N/mm ²	抗/降比	伸長率%	彎曲 180°
U504004	SD550W	D25	0.25	607	764	1.26	16	OK
U504004	SD550W	D25	0.25	612	769	1.26	17	OK
U504004	SD550W	D25	-1.00	605	769	1.27	18	OK
U504004	SD550W	D25	-1.00	601	763	1.27	16	OK
U504004	SD550W	D25	-0.25	602	769	1.28	18	OK
U504004	SD550W	D25	-0.50	606	766	1.26	18	OK
U602943	SD550W	D25	-2.26	582	740	1.27	17	OK
U602943	SD550W	D25	-2.01	582	741	1.27	16	OK
U602943	SD550W	D25	-1.51	584	741	1.27	16	OK

表 8 SD550W/D32 機械性質

爐號	鋼種	角徑度	單位質量公差%	降伏強度 N/mm ²	抗拉強度 N/mm ²	抗/降比	伸長率%	彎曲 180°
U503565	SD550W	D32	-0.62	586	764	1.30	16	OK
U503565	SD550W	D32	-1.02	592	765	1.29	16	OK
U503565	SD550W	D32	-0.65	585	769	1.31	17	OK
U503566	SD550W	D32	0.31	580	755	1.30	17	OK
U503566	SD550W	D32	-0.16	580	747	1.29	16	OK
U503566	SD550W	D32	-0.94	578	748	1.29	16	OK

表 9 SD550W/D36 機械性質

爐號	鋼種	角徑度	單位質量公差%	降伏強度 N/mm ²	抗拉強度 N/mm ²	抗/降比	伸長率%	彎曲 180°
U602314	SD550W	D36	1.26	594	758	1.28	16	OK
U602314	SD550W	D36	1.26	590	763	1.29	16	OK
U602314	SD550W	D36	1.14	593	761	1.28	18	OK
U602315	SD550W	D36	-0.13	587	743	1.27	16	OK
U602315	SD550W	D36	-1.26	584	741	1.27	18	OK
U602315	SD550W	D36	0.13	588	746	1.27	17	OK
U602315	SD550W	D36	1.64	577	735	1.27	18	OK
U602315	SD550W	D36	1.01	577	737	1.28	17	OK
U602315	SD550W	D36	0.89	577	730	1.27	19	OK

7.2. 拉伸圖形

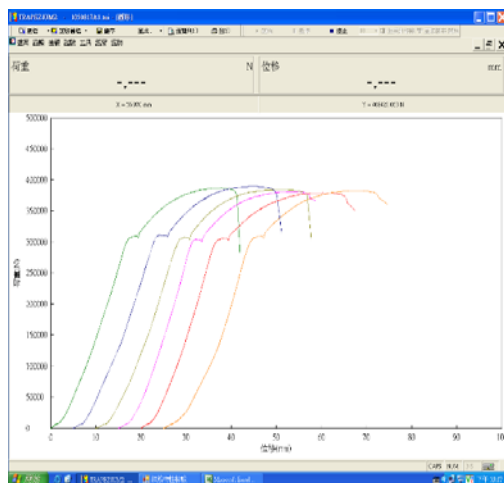


圖 1 U504004

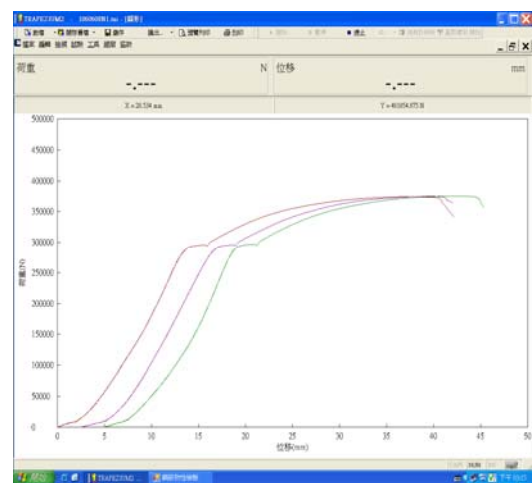


圖 2 U602943

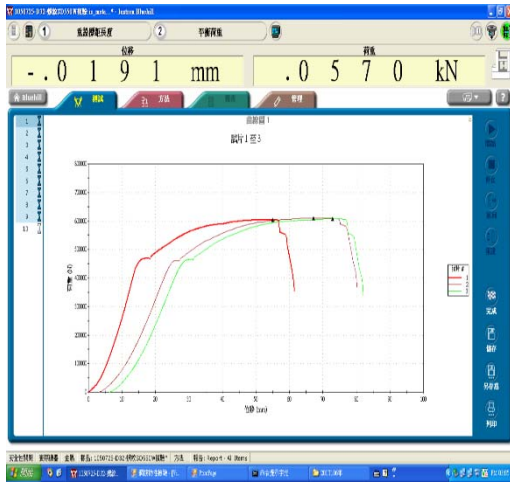


圖 3 U503565

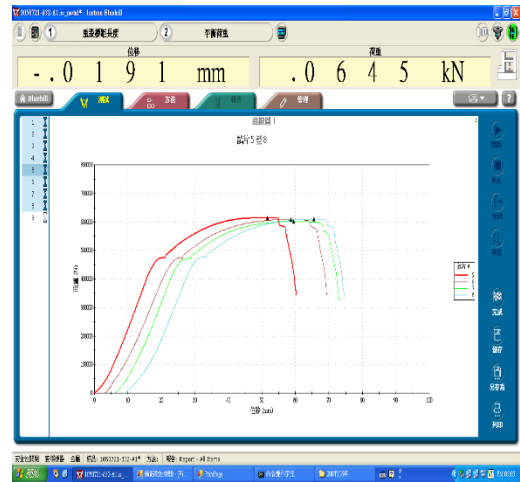


圖 4 U503566

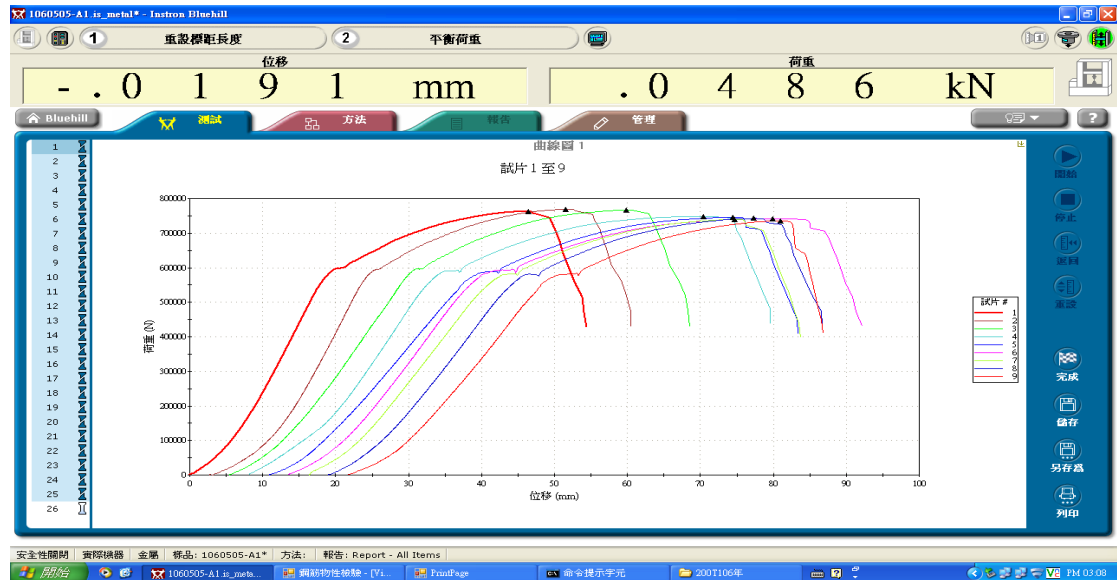


圖 5 U602314-U602315

8. 生產分析

東和鋼鐵桃園廠按照生產規劃共計生產SD550W鋼種產品六個爐次，合計鋼液總重量715噸，煉製成份合格率100%，成品合格率100%，總合格率100%。鋼筋表面品質無有害缺陷，外觀、尺寸完全符合CNS國家規範要求。生產確定化學成份C:0.270~0.290,Mn:1.290~1.370,P和S $\leq$ 0.035為合理，微合金化元素釩能滿足機械性質強度要求，另碳當量小於0.530%，故有助於鋼筋焊接使用。

三、鋼筋續接器開發

1. 螺紋續接器簡介

螺紋節鋼筋續接器主要特徵為鋼筋本身軸線方向沒有脊，且與節形成之夾角大於

70°，上下兩面橫節呈螺旋並連續分布。螺紋續接器螺紋節續接器其基本原理為利用微膨脹砂漿灌注入套筒內部，形成向外擴張的膨脹力，形成鋼筋與砂漿、砂漿與套筒間有剪力傳遞的機制，透過前述機制，可順利將鋼筋的拉力傳遞到續接點對面的鋼筋，達到傳力的效果與目的，如圖 6 所示。螺紋節鋼筋續接器，需要生產螺紋節的套筒，其內部紋路與鋼筋的螺紋節類似，但留有空隙，以利於所注入的砂漿能夠在套筒螺紋與鋼筋螺紋之間傳遞。注漿孔位於套筒的中央位置，以唧筒灌注，讓砂漿沿著螺紋向套筒的兩側流出即表示灌漿完成。



圖 6 螺紋鋼筋續接器



照片 1



照片 2



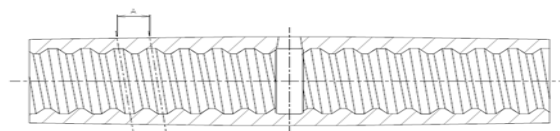
照片 3

- 螺紋節鋼筋之配件，開模大量鑄造、續接器體積小。
- 兩段鋼筋成一直線不動，徒手於鋼筋上轉動續接器至定位。
- 以手工具注射無收縮水泥砂漿或環氧樹脂。
- 梁柱鋼筋續接均可使用。
- 場鑄、預鑄均可使用。
- 但是鋼筋對接時容許偏差較小，施工精度要求高。

1.1. 螺紋續接器開發



圖 7 螺紋鋼筋夾角



規格	A(節距) mm
D22	A1
D25	A2
D32	A3
D36	A4

圖 8 螺紋續接器節距

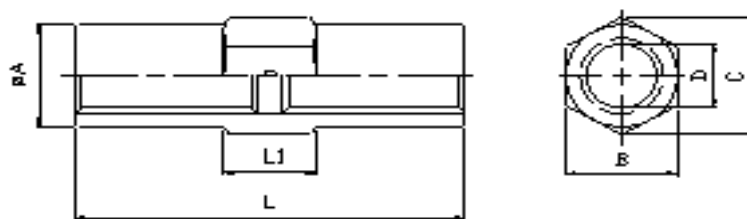


圖 9 同徑螺紋續接器

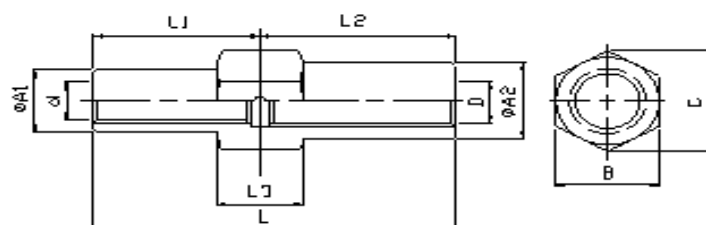


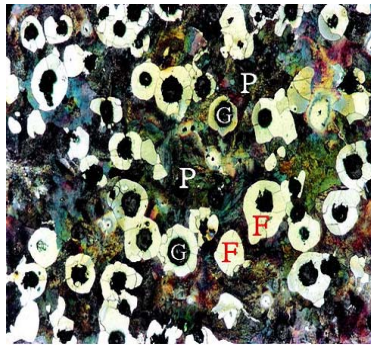
圖 10 異徑螺紋續接器

1.2. 高強度沃斯回火球墨鑄鐵(ADI)鋼筋續接器

將球墨鑄鐵經由沃斯回火處理可得到高強度高延展性之變韌鐵組織沃斯回火球墨鑄鐵,設計成螺紋節鋼筋續接器可與 SD550W 高強度螺紋鋼筋搭配,提供可靠性高及施工便利搭接,於現場可在地面做組裝,再以吊車吊起做續接之動作而施工時只需轉動鋼筋續接器,鋼筋不必跟著一起旋轉,故可節省大量人力及組合時間。

表 10 ADI 在 JIS 與 ASTM 中的機械性質規範

類別	符號	抗拉強度 Mpa	降伏強度 Mpa	延伸率%	衝擊值 J	硬度 HB
JIS	FCDA 900-4	>900	>600	>4	>100	-
	FCDA 900-8	>900	>600	>8	>100	-
	FCDA 1000-5	>1000	>700	>5	-	-
	FCDA 1200-2	>1200	>900	>2	-	>340
	FCDA 1400-1	>1400	>1100	>1	-	>400
ASTM	850/550/10	>850	>550	>10	>100	269~321
	1050/700/7	>1050	>700	>7	>80	302~363
	1200/850/4	>1200	>850	>4	>60	341~444
	1400/1100/1	>1400	>1100	>1	>35	388~477
	1600/1300/-	>1600	>1300	-	-	444~555



照片 4 球墨鑄鐵金相 200X



照片 5 ADI 球墨鑄鐵金相 500X

1.3. 螺紋節鋼筋產製範圍

表 11 螺紋節鋼筋產製範圍

鋼筋種類	SD420W	SD490	SD550W	SD690
D19				
D22				
D25				
D29				
D32				
D36				
D43				

2. 磨擦焊接簡介

摩擦焊接是一種鍛造焊接過程。在壓力作用下，兩個管件表面之間發生摩擦，摩擦力產生熱量形成焊縫。兩個表面之間的相對運動或摩擦要持續進行，直到產生足夠的熱量為止。之後，停止摩擦，兩部分便在足夠的作用力下鍛接在一起，形成焊縫。在大多數應用場合下，都是對管件圓周或圓柱狀零件進行焊接，相對運動容易產生摩擦。使用摩擦壓接，有別於一般銲接，沒有一般銲接之氣孔、裂縫等問題，與鋼筋結合因加熱摩擦時間不長，可獲得與母材相同強度之接頭。在顯微鏡下之金相組織類似鍛造加了組織，其組織較鋼筋母材細緻緊密且接觸之斷面積較鋼筋面積大。此型續接器續接品質控制之重點在磨擦銲接，當磨擦銲接之品質不良，容易在銲接處產生脆性斷裂，因此磨擦銲接之細部、轉速、壓力、時間等等參數之控制相當重要。



照片 6 磨擦焊接

2.1. 摩擦焊時間與壓力相關圖

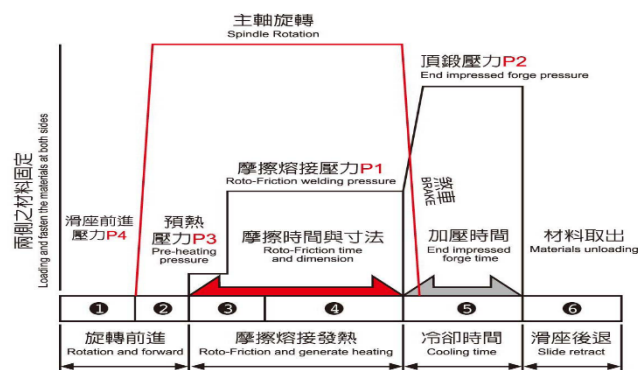


圖 11 摩擦焊時間與壓力相關圖

2.2. 影響材料摩擦焊焊接的因素

表 12 影響材料摩擦焊焊接的因素

項次	特性	對焊接影響性
1	互溶性	兩種材料是否相溶解和相互擴散，同種材料通常比異種材料更容易焊接。
2	氧化膜	被焊材料表面的氧化膜是否容易破碎(低碳鋼易破)
3	力學與物理性質	強度高、塑性佳、導熱好的材料較難焊接，異種材料的性能差別太大則不容易焊接。
4	碳當量	碳當量高的、淬透性好的鋼材往往不容易焊接。
5	高溫活性	材料高溫的氧化傾向大時，及某些活性金屬難以焊接。
6	磨擦因素	磨擦因素低的材料則磨擦加熱效率低，難以焊接。
7	材料脆性	脆性材料難以焊接。
8	焊接溫度、頂力 停車時間	會影響焊接質量(品質)。

- 增進銲接性的竹節鋼筋
- 摩擦壓銲續接器
- 續接柱主筋又長又重，施工困難
- 續接梁主筋受模版阻礙，施工困難
- 不適合預組、預鑄工法

2.3. 東和鋼鐵磨擦焊鋼筋續接施作流程

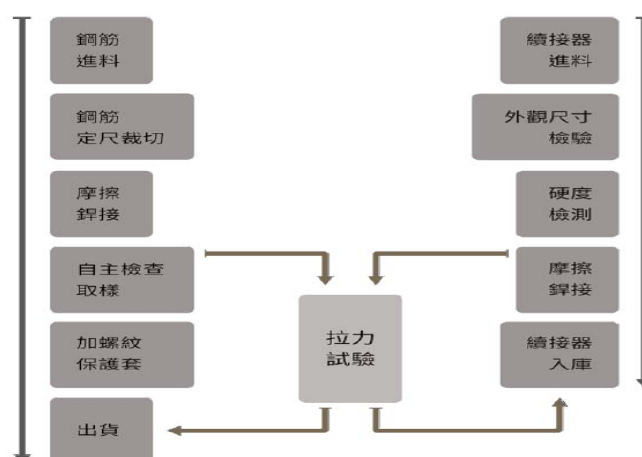
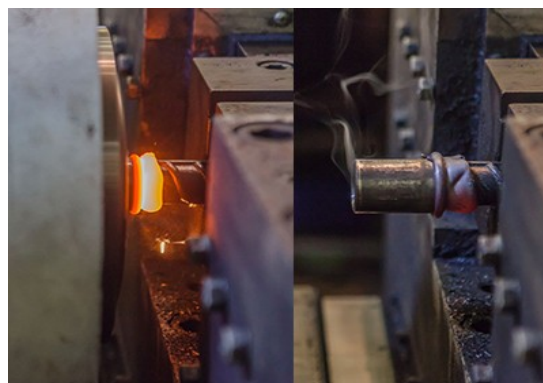


圖 12 東和鋼鐵磨擦焊鋼筋續接施作流程



照片 7 公螺牙與母螺牙之續接器



照片 8 磨擦銲接

3. 續接試體測試

3.1. 續接測試規範要求

鋼筋續接測試規範目前參考使用的有：Tci 財團法人台灣混凝土協會發行的鋼筋續接及錨錠頭接合性能評估基準(草案)及混凝土工程設計規範與解說(土木 401-86)附錄乙。

3.2. 鋼筋續接器續接性能測試項目

表 13 鋼筋續接器續接性能測試項目

試驗項目	SA 級	FA 級	B 級
母材鋼筋拉力試驗	V	V	V
接合試體拉力試驗	V	V	V
接合試體彈性重複載重試驗	-	-	V
接合試體高塑性反覆載重試驗	V	V	
接合試體高週次疲勞載重試驗	-	V	

3.3. 鋼筋續接器續接性能合格基準

表 14 鋼筋續接器續接性能合格基準

試驗項目			SA 級	FA 級	B 級
接合試體拉力試驗	抗拉強度 f_{uc}		$\geq 1.25f_y$ 且 $\geq f_u$		$\geq 1.25f_y$ 且 $\geq f_u$
	滑動量(δs)		$\leq 0.1\text{mm}$		$\leq 0.1\text{mm}$
	延展性 ϵ_u		$\epsilon_u \geq 20\epsilon_y$		$\epsilon_u \geq 10\epsilon_y$
接合試體彈性重複載重試驗	抗拉強度 f_{uc}		----		$\geq 1.25f_y$ 且 $\geq f_u$
	滑動量(δs) 30c				$\leq 0.3\text{mm}$
	延展性 ϵ_u				$\epsilon_u \geq 10\epsilon_y$
接合試體高塑性反復載重試驗	抗拉強度 f_{uc}		$\geq 1.25f_y$ 且 $\geq f_u$		----
	滑動量	(δs)16c	$\leq 0.3\text{mm}$		
		(δs)24c	$\leq 0.9\text{mm}$		
		(δs)32c	$\leq 1.8\text{mm}$		
接合試體高週次疲勞載重試驗	滑動量	(δs)2M	---	0.2mm	----

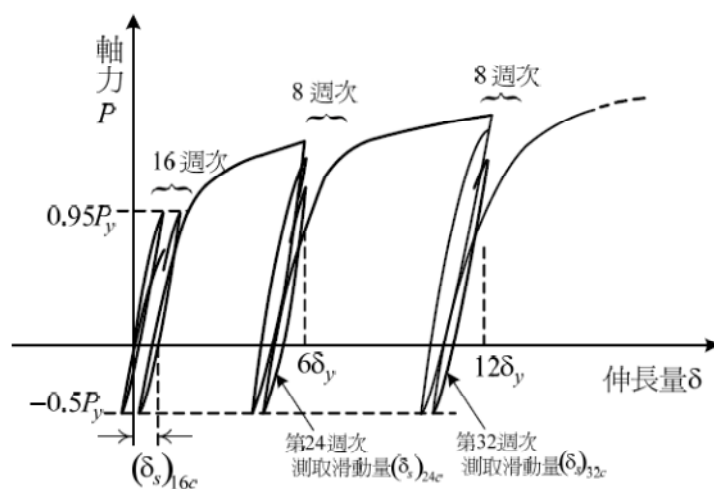


圖 13 接合試體高塑性反覆載重試驗加載歷程示意圖

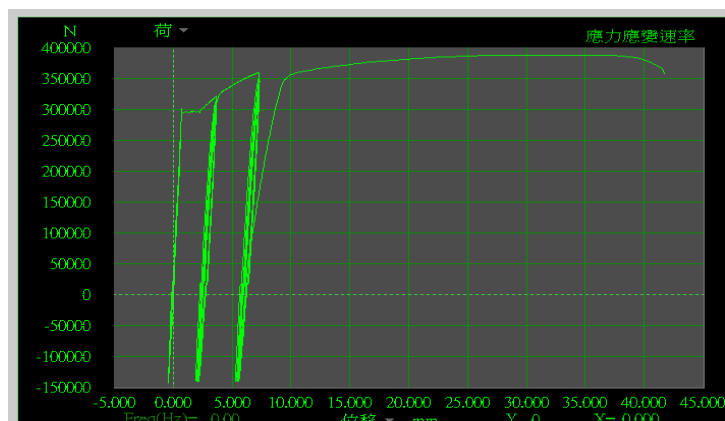
3.4. SD550W-D25-D32 摩擦焊接續接高塑性(SA 級)測試結果

表 15 SD550W-D25-D32 摩擦焊接續接高塑性(SA 級)測試結果

摩擦焊接續接高塑性(SA 級)測試			D25	D32
機械性質		SA 級		
抗拉強度 f_{uc}		$f_{uc} \geq 1.25 f_{ya}$	1.394	1.381
		$\geq f_u$	766.6	759.8
滑動量	(δs)16c (mm)	$\leq 0.3\text{mm}$	0.076	0.127
	(δs)24c (mm)	$\leq 0.9\text{mm}$	0.165	0.160
	滑動應變 (ϵs)24c (%)	$\leq 1.5\epsilon_{ya}$	0.067	0.055
	(δs)32c (mm)	$\leq 1.8\text{mm}$	0.183	0.227
	滑動應變 (ϵs)32c (%)	$\leq 3\epsilon_{ya}$	0.074	0.078
延展性 ϵ_{dc} (%)		$\geq 20 \epsilon_{ya}$	---	---
		且 ≥ 0.04		
伸長率 ϵ_{uc} (%)		≥ 6.0	10.2	8.5
斷裂位置			離續接器 8cm	離續接器 6.5cm
母材實際降伏應變 $\epsilon_{ya} =$ 0.295 %				



照片 9 磨擦焊接高塑性(SA 級)測試



照片 10 加載歷程線圖

3.5. SD550W XD32 螺紋鋼筋結合試體 SA 級高塑性反覆載重測試結果

表 16 SD550W XD32 螺紋鋼筋結合試體 SA 級高塑性反覆載重測試結果

螺紋鋼筋結合試體高塑性(SA 級)測試		母材	
機械性質		D32	
抗拉強度 f_{uc}		$f_{uc} \geq 1.25 f_{ya}$	降伏強度 58.12(Kgf / mm ²)
		$\geq f_u$	抗拉強度 76.37 (Kgf / mm ²)
滑動量	(δs)16c (mm)	$\leq 0.3\text{mm}$	0.076
	(δs)24c (mm)	$\leq 0.9\text{mm}$	0.165
	滑動應變 (ϵs)24c (%)	$\leq 1.5\epsilon_{ya}$	0.067
	(δs)32c (mm)	$\leq 1.8\text{mm}$	0.183
	滑動應變 (ϵs)32c (%)	$\leq 3\epsilon_{ya}$	0.074
延展性 ϵ_{dc} (%)		$\geq 20 \epsilon_{ya}$	---
		且 ≥ 0.04	---
伸長率 ϵ_{uc} (%)		≥ 6.0	16
斷裂位置			離續接器 10cm
母材實際降伏應變 $\epsilon_{ya} = 0.295 \%$			

四、結論

● SD550W 預期經濟效益評估

據統計東和鋼鐵的鋼筋用量平均約佔全國鋼筋用量 15%，而其中高拉鋼筋(SD420)

佔平均出貨量約 85%(如表 17)。

表 17 SD550W 預期經濟效益評估

年度	103	104	105	平均
中拉	149,517 (16%)	137,037 (15%)	126,376 (19%)	137,643 (16%)
高拉	780,209 (84%)	758,037 (85%)	553,401 (81%)	697,216 (84%)
合計	929,829 (100%)	895,178 (100%)	679,882 (100%)	834,963 (100%)

單位：噸

依前述表格，據此預估未來 SD280、SD420 與 SD550W 出貨比例約 1:4:16。(強度越高之鋼筋其使用比例將較高)，若保守估計東和鋼鐵之鋼筋僅佔全國鋼筋用量 15%，則其營收將提升 10%。東和鋼鐵從 New RC 規格產品中最基礎之 SD550W 鋼材出發研製生產，並搭配續接器的開發組合，以可靠穩定的品質提供建築業優良的鋼鐵建材，並在此基礎上為後續更高強度(SD690、SD790)產品的開發生產跳板，為台灣在 New RC 鋼材上做出貢獻。

參考文獻

- [1] 中華民國國家標準 CNS 鋼筋混凝土用鋼筋 Steel bars for concrete reinforcement CNS 560:2017 A2006 草案。
- [2] 土木 401-86 附錄乙規範。
- [3] TCI 高強度鋼筋&續接器&錨定頭規範(2014 年 08 月第 09 版)。
- [4] 中國材料科學學會修訂鋼鐵材料手冊 民國八十七年十月。

CNS 560-2017R 鋼筋標準修訂

林克強

國家地震工程研究中心研究員、台灣科技大學營建系合聘教授

摘要

本次 CNS 560「鋼筋混凝土用鋼筋」之修訂，主要將螺紋節鋼筋納入，並視為竹節鋼筋之一種，惟螺紋節形式鋼筋之節距最大值不大於 $0.5d_b$ ，可獲得與竹節形式鋼筋相同之握裹性能。另外新增 SD 550W 與 SD690 鋼筋種類，SD 690 鋼筋若欲應用於耐震用構材，可要求 f_{ua}/f_{ya} 比值大於 1.25，但因該鋼筋未明確規定化學成分，故不可採用銲接加工。在彎曲試驗中，建議依據 ASTM A615 與 A706 標準之精神，建議鋼筋端部之軸向不得固定，以避免鋼筋在彎曲過程中受到額外之軸向應力。

關鍵字：螺紋節鋼筋、節相對投影面積、均勻伸長率，總伸長率。

Revision of CNS 560-2017R for Steel Bars Standard

Ker-Chun Lin

Research fellow, National Center for Research on Earthquake Engineering and

Professor, Department of Civil and Construction,

National Taiwan University of Science and Technology,

Abstract

In this new revision of CNS 560 “Steel bars for concrete reinforcement”, the threaded bar is covered and regarded as one of deformed bars. The maximum spacing of rib for the threaded bar should not be larger than 0.5 times its diameter in order to obtain a bond performance same as the traditional deformed bars. Moreover, two types of steel bar of SD 550W and SD 690 are added in this revision of CNS 560. For SD 690 steel bars used in seismic members, the ratio of f_{ua}/f_{ya} larger than 1.25 is able to be requested. Welding is not allowed for the SD 690 steel bars due to no limitations on compositions of chemical elements. During bend test of a steel bar, it is suggested that the ends of steel bar should not be fixed according to the spirit of ASTM A615 or A706 to prevent from the steel bar subjecting to additional axial stress.

Key words: threaded bars, relative projected area of rib, uniform elongation, total elongation

一、前言

中華民國國家標準 CNS 560「鋼筋混凝土用鋼筋」(Steel Bars for Concrete Reinforcement)，為國內土木建築用鋼筋之最基本鋼筋規格準則。本標準於 1955 年 5 月 21 日制定頒布第一版；現行版本經 22 次修訂，於 2014 年 2 月 5 日公布 (CNS, 2014)。新修訂版本於 2016 年 7 月 20 日接受修訂意見，至今，修訂已到最後確認階段，但因尚未發布，故於本文中暫定稱為“CNS 560-2017R”。本次修訂幅度規模略大，主要修訂項目包括：(1)增刪鋼筋強度等級與規定，(2)新增螺紋節鋼筋並增訂其表面幾何尺度，視為竹節鋼筋的一種，(3)修訂現有鋼筋之強度要求與彎曲試驗規定等。

隨著材料科學的進步，營建工程對構件尺度縮小或材料應用強度增大需求的可能性值得期待，更進而得以實現，使得國內在鋼筋混凝土結構材料的高強度化有其合理性與正當性。國內過去在高強度鋼筋混凝土的研究已有相多年的歷史，但直至今日，由於國內鋼筋強度高於 SD 490 等級（降伏強度高於 490 MPa）之高強度鋼筋尚無國家標準、缺乏可允許使用的設計規範、與營建市場尚未有訂單需求等多重因素下，鋼筋製造商無生產依據與意願，故學研界採用超過 CNS 560 標準之高強度鋼筋進行研究與相關成果較為缺乏，大多著重在高強度混凝土之研究。但無論如何，依過去國內傳統營建產業的商業模式慣例，廠商在評估產品開發的優先權時，考量國內的經濟規模與公司獲利，往往很務實地將訂單需求順位高於技術開發，因此國內大部分鋼筋生產廠商均依國家標準的鋼筋種類生產，而國家標準未列鋼種的生產意願較低。依此，國家鋼筋標準 CNS 560 的訂定足以影響國內鋼筋廠商生產的意願，並也影響營建產業創新的可能性。因此，新材料標準的合理制訂，有助於應用產業的研發與創新，及成熟規範的研究與訂定。

財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心（以下簡稱“國震中心”）自 2007 年起，規劃「高強度鋼筋混凝土(New RC)結構系統研發」計畫為內部長期發展計畫(林克強, 2015)，從 2009 年起開始進行研究，而後計畫名稱命名為「台灣新型高強度鋼筋混凝土結構研發」計畫，或稱為“Taiwan New RC Project”，並向當時主管科技研究與預算之國科會自然處永續學門申請一為期三年之整合型計畫（2013~2016），提供一有關高強度鋼筋混凝土研究之平台，以利學界研究人員加入並進行整合研發，現在進入第二期整合型計畫（2016~2019）之第二年。依據現在的研究期程，規劃進行第三期整合型計畫（2019~2022），進行適用於本高強度鋼筋混凝土結構系統相關之進階非線性分析與性能設計方法研究。該計畫中高強度鋼筋之強度規格超越 CNS 560 標準者，主要參考美國 ASTM A706 之 80 ksi 鋼筋 (ASTM, 2015a) 與日本產業界一般使用之 USD 685A, B 及 USD 785 鋼筋規格 (Aoyama, 2001)，制定該計畫的高強度鋼筋材料標準 (TCI, 2014)，設定主筋標稱降伏強度上限為 690 MPa 等級，箍筋標稱降伏強度上限為 790 MPa 等級。為推動此計畫並能應用於營建產業，建議國家應訂定一最低要求的國家鋼筋標準規格，以確保建築物結構安全之最基本保障，與建立產業競爭秩序。無論如何，一個國家適時制訂新材料的標準，對於國內相關的產業創新與技術提升有正面的幫助。

二、CNS 560-2017R 修訂

本次 CNS 560「鋼筋混凝土用鋼筋」標準之修訂主要修訂項目為：增訂鋼筋種類、納入螺紋節形式之鋼筋、修訂現行鋼筋種類之強度彎曲試驗角度規定、及修訂彎曲試驗

規定等，但由於彎曲試驗修訂之規定仍有異議，尚需進一步研議。以下針對修訂項目進行說明。

2.1 增訂鋼筋種類

基於國內營建產業與研發對於高強度鋼筋的需要，且 2015 年版之 ASTM A615 標準(ASTM, 2015b)已制定 Grade 80(最小降伏強度為 80 ksi 或 550 MPa)與 Grade 100(最小降伏強度為 100 ksi 或 690 MPa)之鋼筋，ASTM A706 (ASTM, 2015a)也將 Grade 80 強度等級之鋼筋納入，因此建議 CNS 560 標準之修訂新增 SD 550 與 SD 690，甚至 SD 790(最小降伏強度為 790 MPa 或 115 ksi)強度等級之鋼筋，但因世界主要之鋼筋標準尚無納入 SD 790 相同等級強度之鋼筋，故本次 CNS 560 之修訂決定僅新增 SD 550W 與 SD 690 鋼筋，排除 SD 790 鋼筋。其中 ASTM A615 與 A706 分別為碳鋼與低合金鋼材質之鋼筋標準，此兩標準主要之力學特性差異在於：

- (1) 降伏強度(yield strength)規定：ASTM A615 標準僅規定降伏強度下限值，而無上限值之限制，ASTM A706 標準規定牆福強度之上下限值範圍差為 18000 psi (125 MPa or 1260 kgf/cm²)。
- (2) 實際拉力強度與降伏強度比(ratio of actual tensile strength to actual yield strength) f_{ua}/f_{ya} ：ASTM A615 標準並無此比值規定；ASTM A706 標準要求此比值應大於 1.25。
- (3) 總伸長率(total elongation)限制：ASTM A706 之伸長量規定遠較 A615 標準者嚴格許多，如對於 Grade 80 鋼筋而言，ASTM A615 規定在標定長度(gauge length) 8”(200 mm)之伸長率，分別為#8 以下之鋼筋不小於 7%，#9 以上之鋼筋不小於 6%；ASTM A706 規定在標定長度(gauge length) 8”(200 mm)之斷裂伸長率或總伸長率，分別為#11 以下之鋼筋不小於 12%，#14 與#18 鋼筋不小於 10%。
- (4) 碳當量(carbon equivalent, CE)要求：ASTM A706 規定其碳當量不大於 0.55%，此符合 AWS D1.4 (AWS, 2011)中，鋼筋銲接前不必預熱之碳當量上限要求；ASTM A615 並無碳當量的上限限制，僅要求化學元素磷(phosphorus)之成分不可超過 0.06%，因此，符合此標準之鋼筋進行鋼筋銲接時，須符合 AWS D1.4 之預熱程序。

對於鋼筋混凝土設計規範而言，根據 ACI 318-14 (ACI, 2014)規範之第 20.2.2.5 節規定，抵抗地震力之耐震構架中，構材之主要縱向鋼筋應符合 ASTM A706 標準之鋼筋，若僅符合 ASTM A615 標準之鋼筋，欲應用於耐震構材之主要縱向鋼筋亦應額外符合下列三條件：(a)鋼筋降伏強度之上下限範圍不大於 18000 psi，(b)實際拉力強度與降伏強度比 f_{ua}/f_{ya} 應大於 1.25，(c)常用於構件縱向主筋之#7 至#11 鋼筋，在 200 mm 標定長度下的總伸長率不小於 12%。此三條件為耐震設計用鋼筋之必要條件。簡而言之，若符合 ASTM A706 之鋼筋即為耐震設計用鋼筋。

依據國內混凝土結構設計規範(內政部營建署，2011)之耐震設計規定，耐震設計用鋼筋沿襲 ACI 318 規範之規定，須符合上述三條件。CNS 560 標準之鋼筋符號基本上是取用 JIS G 3112 (JIS, 2010)之種類記號表示，並依據 ASTM A615 與 A706 之強度等級制訂(除 SD 490 強度等級鋼筋取自 JIS G 3112 外)。鋼筋符號後若無 W 者，即僅符合 ASTM A615 之力學特性要求，為一般強度設計用鋼筋；鋼筋符號後若有 W 者，即符合 ASTM A706 之力學特性規定，為耐震設計用且不需符合 AWS D1.4 預熱程序即可銲接之鋼筋，

CNS 560 中標註為“可銲接”與“耐震構材用”。

CNS 560 新修訂後之鋼筋種類如表 1 所示，新增 SD 550W 與 SD 690 鋼筋，其中考量國內結構物均須進行耐震設計，且此兩類鋼筋預期應用於需進行耐震設計之構造物，故僅制訂 SD 550W，不制定 SD 550；而 SD 690 鋼筋因無含碳量之限制，故不允許銲接，但保留作為耐震設計用鋼筋之可能性。本次修訂也保留降伏強度為 490 MPa 強度等級之鋼筋種類，惟將原 SD 490 改為 SD 490W，此乃預留將國內現行鋼筋混凝土規範之耐震設計用鋼筋，由降伏強度 420 MPa 提升至 490 MPa 之空間。各鋼筋種類修訂後之力學性質如表 2 所示，其修訂要項如下：

- (1) 降伏強度：非耐震設計用鋼筋種類取消降伏強度上限限制。而 SD 690 鋼筋雖仍引用 ASTM A615 標準制定，但此鋼筋種類主要因台灣新型高強度鋼筋混凝土結構之耐震設計的需要而增訂，故仍建議降伏強度上限不超過下限值達 125 MPa 以上。
- (2) 實際拉力強度與實際降伏強度比：非耐震設計用鋼筋種類不規定比值最小值，耐震設計用鋼筋種類則規定比值至少為 1.25。對於此比值符合 1.25 之 SD 690 鋼筋而言，雖然日本已可量產並大量應用於建築營建業（即 USB 685B 鋼筋 (Aoyama, 2001)），此證實符合此力學性質之鋼筋生產技術已可應用於量產，但礙於 ASTM A615 並無此比值之規定，且對於國內鋼筋製造商尚屬於開發階段，仍無把握，因此保留比值為 1.15 之鋼筋種類（即 USD 685A 鋼筋），但為使 SD 690 鋼筋能應用於國內耐震建築之制定目的，於備註欄加註“買方得指定實際抗拉強度/實際降伏強度比率之下限值為 1.25”之條件，因此未來國內應用 Taiwan New RC 建築結構之 SD 690 鋼筋應要求 f_{ua}/f_{ya} 比值須大於 1.25。
- (3) 伸長率：現行 CNS 560 版本之伸長率採用總伸長率，並以 JIS G 2113 之標準制訂，但因本標準之鋼筋力學性質大多根據 ASTM A706 制訂，因此本次伸長率之修訂是根據 ASTM A706 之標準修訂，惟因 CNS 560 與 ASTM A706 之標定長度規定的不同，故做適當微調。修正後之伸長率規定，對於 SD 490W 以下之鋼筋種類，經鋼筋製造商代表確認現行生產之鋼筋均能符合，對於 SD 550W 與 SD 690 鋼筋種類，亦經試驗驗證(廖柏州, 2017)均可達到。研究成果 GCR 14-917-30 (NIST, 2014) 顯示，實際鋼筋之有效變形容量，應採用抗拉強度所對應之伸長率（稱之為均勻伸長率，uniform elongation）較為合理，如圖 1 所示，並建議耐震鋼筋所需之變形需求不應超過變形容量的 75%，且認為耐震設計用鋼筋提供 8%之均勻伸長率應可足夠。對於傳統採用之總伸長率（total elongation）或斷裂伸長率（fracture elongation），因受鋼筋應變應力應變曲線形狀的影響，較無法反映鋼筋實際所能提供的變形能力。本次修訂因受限於國內尚無均勻伸長率之試驗法標準，故無法提出均勻伸長率相關規定之修訂。
- (4) 彎曲試驗之彎曲角度：現行 CNS 560 版本中，僅 SD 490 鋼筋之彎曲試驗彎曲角度是依據 JIS G 2113 標準為 90 度，本次修訂統一將彎曲角度修訂為 180 度，使 SD 490 鋼筋與其他鋼筋種類有一致的彎曲檢驗標準。

2.2 增訂螺紋節鋼筋

高強度鋼筋對於銲接與彎曲加工的作業條件要求較為嚴苛，因此鋼筋為獲得穩定與

符合力學要求的錨定與續接品質，建議無碳當量要求之鋼筋 SD 690 鋼筋不得使用銲接與彎曲加工，故此種鋼筋種類建議生產為螺紋節形式，以利鋼筋之續接與端部錨定分別採用灌漿式螺紋續接器與灌漿式螺紋端部錨定裝置。螺紋節鋼筋也是變形鋼筋（deformed bar）的一種，而變形鋼筋表面之節為提供鋼筋與混凝土間握裹力的主要來源。鋼筋能提供混凝土握裹力的大小取決於鋼筋表面節的承壓能力，實際上是與鋼筋節高與節距比值的相對節面積（relative rib area） R_r 有關，而非單純節高或節距的本身。

本文所討論的螺紋節鋼筋之表面節形，如圖 2(c)與(d)所示，與一般竹節鋼筋的節形（如圖 2(a)與(b)）有所不同，實際竹節與螺紋節鋼筋，詳見圖 3(a)與(b)。由圖 2(d) 螺紋節鋼筋之表面節形顯示，其節距較一般竹節鋼筋之節距小；另由圖 2(c)螺紋節鋼筋之截斷面可見左右兩側為平滑面，此兩平滑面是預留給採用灌漿式螺紋套筒於灌漿時作為漿體流通之通道。在考慮螺紋節鋼筋握裹性能時，此兩平滑面應視為無法提供握裹力，因此，為了使螺紋節鋼筋能獲得與竹節鋼筋相同等級的鋼筋握裹性能，制定螺紋節鋼筋之節高與節距時應做適當的調整。鋼筋的握裹性能可參考 ASTM A722 標準 (ASTM, 1998) 所述之節相對投影面積 (relative projected area of rib, A_r , mm^2/mm)（即鋼筋每節長度的節投影面積）做為評估指標，詳公式(1)。

$$A_r = Aa/p = \pi d_b a/p \quad (1)$$

其中， A 為鋼筋節在軸向方向的投影面積， a 為鋼筋節高， p 為鋼筋節距， d_b 為鋼筋標稱直徑，鋼筋之節在鋼筋軸向方向的投影面積可簡化，以鋼筋周長 πd_b 乘以節高 a 求得，故投影面積與鋼筋直徑成正比。在增訂螺紋節鋼筋表面節的高度與間距尺度時，若基於竹節與螺紋節鋼筋共用一表且兩者鋼筋採用相同節高之修訂原則，與此兩種鋼筋具有相同握裹性能的要求下，螺紋節鋼筋需增列符合其表面節形之間距方可達成。螺紋節鋼筋之節距，可依與竹節鋼筋相同之節相對投影面積進行推導，其中，CNS 560 標準中之竹節鋼筋的節尺度規定，詳表 3。推導過程如下：

竹節鋼筋的節相對投影面積 A_{rd} 與螺紋節鋼筋的節相對投影面積 A_{rt} 分別為

$$A_{rd} = \frac{A_d}{p_d} \quad (2)$$

$$A_{rt} = \frac{A_t}{p_t} \quad (3)$$

其中， p_d 與 p_t 分別為竹節鋼筋與螺紋節鋼筋之節距， A_d 與 A_t 分別為竹節鋼筋與螺紋節鋼筋之節在鋼筋軸向方向的投影面積，如圖 4(a)與(b)所示，此投影面積可簡化分別以 $\pi d_b a_d$ 與 $\pi d_b a_t$ 求得， a_d 與 a_t 分別為竹節鋼筋與螺紋節鋼筋之節高。實務上，螺紋節鋼筋多應用於直徑大於 D19 之鋼筋，對應此直徑之竹節鋼筋的最小節高為 $a_{d,min} = 0.05d$ ，最大節距 $p_d = 0.7d$ （詳表 3）。

$$A_{rd} = \frac{A_d}{0.7d_b} \quad (4)$$

$$A_{rt} = \frac{A_t}{p_t} \quad (5)$$

因節的投影面積 A 與鋼筋的標稱直徑約成正比(公式(1)),故可取標稱直徑 $d_b = 25\text{mm}$ 為代表,利用做圖方式量得節的實際投影面積,其中螺紋節鋼筋之單一間係寬度均取表3中之最大值 $0.125\pi d_b$,詳圖4(b)。由圖4(a)竹節鋼筋的最小節投影面積(取最小節高 $a_{d,min} = 0.05d$ 之斜線區域) $A_d = 103.1\text{mm}^2$,圖4(b)螺紋節鋼筋的最小節投影面積($a_{t,min} = 0.05d$ 之斜線區域) $A_t = 70.2\text{mm}^2$, A_t 與 A_d 的比值為0.681。若螺紋節鋼筋欲獲得與竹節鋼筋相同等級的握裹性能,其兩者之節相對投影面積 A_r 應相等,故令(4)與(5)式相等,並代入前述之 A_d 與 A_t 值,可求得 p_t 。

$$\frac{A_d}{0.7d_b} = \frac{A_t}{p_t}$$

$$p_t = \frac{A_t}{A_d} 0.7d_b = \frac{70.2}{103.1} 0.7d_b = 0.477d_b \text{ (mm)}$$

其中螺紋節鋼筋與竹節鋼筋之節高與直徑比值固定(本計算例為0.05)時,不同號數之 A_t/A_d 比值約為定值,故在此螺紋節鋼筋的節最大間距 p_t 取較大的 $0.5d_b$ 。

因本次欲增訂之螺紋節鋼筋,其表面節形之功能需能符合灌漿式螺紋節續接器或端部錨定裝置之砂漿通過,故與現行竹節鋼筋之節形有所差異,因此,為使符合本標準所得之螺紋節鋼筋能與竹節鋼筋具有相同等級的握裹性能,且在兩者鋼筋之表面尺度規定能共用同一表格、不變動鋼筋節高與間隙規定、及方便所對應開發之續接器與端部錨定裝置能容易安裝等原則下,只要增訂一螺紋節鋼筋之節距即可達成。基於上述之推導結果,建議於表3中增訂螺紋節鋼筋最大節距為 $0.5d_b$ (與竹節鋼筋最大節距 $0.7d_b$ 不同),其值列於括弧()內,並於備註中加註“括弧()內值適用螺紋節鋼筋。” ,詳表3所示。同時也於本標準修訂後之第1節“適用範圍”中敘明“螺紋節鋼筋屬於竹節鋼筋的一種”。

2.3 鋼筋彎曲試驗修訂

國內CNS 560鋼筋混凝土用鋼筋標準主要參考ASTM 615與ASTM 706標準制訂,因此CNS 560之鋼筋彎曲試驗原則上亦應比照ASTM 615或ASTM 706之彎曲試驗要求。ASTM 615與ASTM 706標準中之第10.2與10.3節特別敘述鋼筋彎曲試驗之要求原則,其內容翻譯如下:

10.2 彎曲試驗為確保自由彎曲,應以足夠長度之試驗樣品為之,且設備能提供下列要求:

10.2.1 在彎曲操作過程中,力量連續且均勻施加。

10.2.2 試驗樣品與設備接觸點不限制移動,且沿一樞桿自由旋轉彎曲,

10.2.3 在彎曲操作過程中,該試驗樣品緊貼樞桿。

10.3 允許使用試驗標準方法E290所載之其他彎曲試驗方法,如放置試驗樣品橫跨於兩可自由轉動的圓形支承,且以符合規定彎曲半徑的固定圓形桿施加彎曲力,讓試體具足夠淨空間通過。當其他抗彎方法失敗時,允許使用第10.2節規定之試驗方法重新試驗。

在上述第10.2節中規定彎曲試驗之基本原則為:施加之力量連續且均勻、試驗樣品與設備接觸點不限制移動、及試驗樣品應緊貼樞桿彎曲,其中若將鋼筋試驗樣品之一端

與設備固定，將使鋼筋在彎曲試驗過程中增加額外之應力。於第 10.3 節中提及允許使用 ASTM E290 (ASTM, 2014) “韌性材料之彎曲試驗法”之壓彎法進行試驗，此方法之兩端圓形支承需能自由轉動。但無論如何，若彎曲試驗失敗，允許使用第 10.2 節規定之試驗方法重新試驗。從第 10.2 與 10.3 節之規定均要求，鋼筋進行彎曲試驗時鋼筋之兩端不應限制位移移動。

國內 CNS 560 標準雖然材質之要求主要參考 ASTM 之相關標準，但條文是依據 JIS 3112 的架構撰寫。在此標準中並無類似上述 ASTM A615 或 A706 第 10 節有關彎曲試驗的要求原則，試驗法直接引用 JIS Z 2248 (JIS, 2006)。因此 CNS 560 第 7.2 節(d)彎曲試驗亦直接引用用 CNS 3941 (CNS, 1999)之捲彎法，而此標準之捲彎法的圖示似乎表達需將試片之一端固定，但文中均未有此相關的敘述。故應回歸 CNS 560 標準引用 ASTM A615 與 A706 標準之精神，鋼筋進行彎曲試驗時鋼筋之兩端不應限制其位移。所以在第 7.2 節(d)彎曲試驗法建議修訂為“(d)彎曲試驗：依 CNS 3941 之捲彎法，**惟端部之軸向不得固定**，每次測試 1 個試片。…”

三、結論與建議

本次 CNS 560 修訂（暫稱為 CNS 560-2017R）之主要項目與未來修訂建議如下：

1. 新增 SD 550W 與 SD690 鋼筋種類，SD 550W 為“可銲接”與“耐震構材用”鋼筋，SD 690 鋼筋可選擇 f_{ua}/f_{ya} 比值大於 1.25 之“耐震構材用”鋼筋，惟仍不得在非預熱之特殊條件下進行銲接，屬“不可銲接”鋼筋。同時也配合擬將修訂之鋼筋混凝土設計規範，欲將耐震設計之鋼筋降伏強度從 420 MPa 提高至 490 MPa 等級，因此將 SD 490 修訂為 SD 490W。
2. 為使新增之螺紋節鋼筋與原有之竹節鋼筋具有相同之握裹性能，增列螺紋節鋼筋表面幾何形狀之節距規定為 $0.5d_b$ ，其餘規定均與竹節鋼筋相同。並於修訂版第 1 節之適用範圍中敘明“螺紋節鋼筋屬於竹節鋼筋的一種”。
3. 鋼筋之彎曲試驗依據 ASTM A615 與 A706 標準之精神，鋼筋進行彎曲試驗時鋼筋之兩端不應限制其位移，故彎曲試驗法建議修訂為“(d)彎曲試驗：依 CNS 3941 之捲彎法，**惟端部之軸向不得固定**，每次測試 1 個試片。…”
4. 建議下次修訂可將鋼筋實際可使用伸長率之均勻伸長率 (uniform elongation) (對應於抗拉強度之伸長率) 納入，避免以鋼筋總伸長率 (total elongation) 或斷裂伸長率 (fracture elongation) 評估不同應力-應變曲線之鋼筋時，可能導致實際有效伸長率的不一致情形。

參考文獻

- [1] ACI, 2014, *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, Committee 318, American Concrete Institute, Farmington Hills.
- [2] Aoyama, H., 2001, *Design of Modern High-rise Reinforced Concrete Structures*,

- Imperial College Press, London.
- [3] ASTM, 1998, *Standard Specification for Uncoated High-Strength Steel Bars for Prestressing Concrete*, ASTM A722/A722M, ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania.
 - [4] ASTM, 2016a, *Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement*, ASTM A706/A706M, ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania.
 - [5] ASTM, 2016b, *Standard Specification for Low-Alloy Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement*, ASTM A615/A615M, ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania.
 - [6] AWS D1.4, 2011, *American Welding Society, "Structural Welding Code - Reinforcing Steel*, 7th edition, American National Standards Institute.
 - [7] JIS, 2010, *Steel bars for concrete reinforcement*, JIS G 3112, Japanese Industrial Standards Committee, Japanese Standards Association, Tokyo, Japan.
 - [8] JIS, 2006, *Metallic material – Bend test*, JIS Z 2248, Japanese Industrial Standards Committee, Japanese Standards Association, Tokyo, Japan.
 - [9] NIST, 2014, *Use of High-Strength Reinforcement in Earthquake-Resistant Concrete Structures*, GCR 14-917-30, National Institute of Standards and Technology, NIST, Gaithersburg, Maryland.
 - [10] 財團法人台灣混凝土學會(TCI) (2014),「鋼筋混凝土用鋼筋 SD 550-690-790」, 臺灣。
 - [11] 中華民國國家標準 (CNS), 2014,「鋼筋混凝土用鋼筋, Steel bars for concrete reinforcement」, CNS 560, 中華民國經濟部標準檢驗局。
 - [12] 中華民國國家標準 (CNS), 1999,「金屬材料之彎曲試驗法」, CNS 3941, 中華民國經濟部標準檢驗局。
 - [13] 內政部營建署, 2011,「混凝土結構設計規範」, 臺灣, 民國 100 年 6 月。
 - [14] 林克強, 2015,「台灣新型高強度鋼筋混凝土(New RC)結構系統研發進展」, 混凝土科技第 9 卷・第 2 期(2015 年 4 月)
 - [15] 廖柏州, 2017,「鋼筋與混凝土在反覆載重下之直線拉力握裹行為研究」, 碩士論文, 邱建國指導, 國立臺灣科技大學營建工程系。

表 1 CNS 560-2017R 修訂後之鋼筋種類與符號

種類	符號	說明
光面鋼筋	SR 240	—
	SR 300	—
竹節鋼筋	SD 280	—
	SD 280W	1.可銲接 2.耐震構材用
	SD 420	—
	SD 420W	1.可銲接 2.耐震構材用
	SD 490W	1.可銲接 2.耐震構材用
	SD 550W	1.可銲接 2.耐震構材用
	SD 690	—

表 2 CNS 560-2017R 修訂後各鋼筋種類之力學性質

種類	符 號	機 械 性 質							
		降 伏 強 度 (a) N/mm ²	抗 拉 強 度 N/mm ²	實際抗拉強度 實際降伏強度	拉 伸 試 片	伸 長 率 %	彎 曲 性		
							彎 曲 角 度	彎 曲 直 徑	
光面鋼筋	SR 240	240 以上	380 以上	-	2 號	20 以上	180°	標 稱 直 徑 之 3 倍	
					14A 號	22 以上			
	SR 300	300 以上	480 以上	-	2 號	18 以上	180°	標 稱 直 徑 之 4 倍	
					14A 號	19 以上			
竹節鋼筋	SD 280	280 以上	420 以上	-	2 號	18 以上	180°	D16 以下	標 稱 直 徑 之 3.5 倍
					14A 號	19 以上		D19 以上	標 稱 直 徑 之 5 倍
	SD 280W	280 ~ 380	420 以上	1.25 以上	2 號	18 以上	180°	D16 以下	標 稱 直 徑 之 3 倍
					14A 號	19 以上		D19 ~ D25	標 稱 直 徑 之 4 倍
								D29 ~ D36	標 稱 直 徑 之 6 倍
								D39 以上	標 稱 直 徑 之 8 倍
	SD 420	420 以上	620 以上	-	2 號	13 以上	180°	D16 以下	標 稱 直 徑 之 3.5 倍
					14A 號	14 以上		D19 ~ D25	標 稱 直 徑 之 5 倍
							D29 ~ D36	標 稱 直 徑 之 7 倍	
							D39 以上	標 稱 直 徑 之 9 倍	
	SD 420W	420 ~ 540	550 以上	1.25 以上	2 號	13 以上	180°	D16 以下	標 稱 直 徑 之 3 倍
					14A 號	14 以上		D19 ~ D25	標 稱 直 徑 之 4 倍
								D29 ~ D36	標 稱 直 徑 之 6 倍
								D39 以上	標 稱 直 徑 之 8 倍
	SD 490W	490 ~ 540	615 以上	1.25 以上	2 號	13 以上	180°	D16 以下	標 稱 直 徑 之 3 倍
					14A 號	14 以上		D19 ~ D25	標 稱 直 徑 之 4 倍
D29 ~ D36								標 稱 直 徑 之 6 倍	
D39 以上								標 稱 直 徑 之 8 倍	
SD 550W	550 ~ 675	690 以上	1.25 以上	2 號	12 以上	180°	D16 以下	標 稱 直 徑 之 3.5 倍	

								D19 ~ D25	標稱直徑之 5 倍
					14A 號	13 以上		D29 ~ D36	標稱直徑之 7 倍
								D39 以上	標稱直徑之 9 倍
	SD 690	690 ~ 815	860 以上	1.15 ^(b) 以上	2 號	10 以上	180°	D16 以下	標稱直徑之 3.5 倍
								D19 ~ D25	標稱直徑之 5 倍
								D29 ~ D36	標稱直徑之 7 倍
					14A 號	10 以上	90°	D39 以上	標稱直徑之 9 倍
備考：竹節鋼筋伸長率規定值適用於稱號 D32 以下，若稱號為 D36 時則依表中之規定值減 2 %，D39 以上時依表中之規定值減 4 %。									
註 (a) 降伏點不明顯時以 0.2 %橫距法測定。									
(b) 買方得指定實際抗拉強度/實際降伏強度比率之下限值為 1.25。									

表 3 竹節鋼筋標示代號、單位質量、標稱尺度及節尺度

竹節 鋼筋	標示 代號	單位 質量 W	標稱 直徑 d	標稱剖 面積 S	標稱 周長 ℓ	節之尺度平均值			
						節距 p 最大值 (mm)	節高 a		單一間 隙寬度 b 最大值 (mm)
							最小值 (mm)	最大值 (mm)	
稱號	#	(kg/m)	(mm)	(mm ²)	(mm)				
D10	3	0.560	9.53	71.33	30	6.7 (4.8)	0.4	0.8	3.7
D13	4	0.994	12.7	126.7	40	8.9 (6.4)	0.5	1.0	5.0
D16	5	1.56	15.9	198.6	50	11.1 (8.0)	0.7	1.4	6.2
D19	6	2.25	19.1	286.5	60	13.3 (9.6)	1.0	2.0	7.5
D22	7	3.04	22.2	387.1	70	15.6 (11.1)	1.1	2.2	8.7
D25	8	3.98	25.4	506.7	80	17.8 (12.7)	1.3	2.6	10.0
D29	9	5.08	28.7	646.9	90	20.1 (14.4)	1.4	2.8	11.3
D32	10	6.39	32.2	814.3	101	22.6 (16.1)	1.6	3.2	12.6
D36	11	7.90	35.8	1007	113	25.1 (17.9)	1.8	3.6	14.1
D39	12	9.57	39.4	1219	124	27.6 (19.7)	2.0	4.0	15.5
D43	14	11.4	43.0	1452	135	30.1 (21.5)	2.1	4.2	16.9
D50	16	15.5	50.2	1979	158	35.1 (25.1)	2.5	5.0	19.7
D57	18	20.2	57.3	2579	180	40.1 (28.7)	2.9	5.8	22.5
括弧()內值適用螺紋節鋼筋。									
備考 1. 表 3 之計算原則參照下列公式，數值依 CNS 2925 修整，惟實際數值依本表之規定。									
備考 2. 單位質量(kg/m)，依下列公式計算，修整為 3 位有效數字。									
$W=0.00785 \times S$									
備考 3. 標稱剖面積(mm ²)，依下列公式計算，修整為 4 位有效數字。									
$S=0.7854 \times d^2$									
備考 4. 標稱周長(mm)，依下列公式計算，修整至整數位。									
$\ell=3.142 \times d$									
備考 5. 最大節距(mm)，依下列公式計算，修整至小數點以下第 1 位。									
竹節鋼筋 $p=0.7 \times d$									
螺紋節鋼筋 $p=0.5 \times d$									
備考 6. 最小節高(mm)，依下列公式計算，修整至小數點以下第 1 位。									

$$D10 \text{ 至 } D13 : \frac{4}{100} \times d$$

$$D16 : \frac{4.5}{100} \times d$$

$$D19 \text{ 至 } D57 : \frac{5}{100} \times d$$

備考 7. 最大單一間隙寬度(mm)，依下列公式計算，修整至小數點以下第 1 位。

$$b=0.125 \times \ell$$

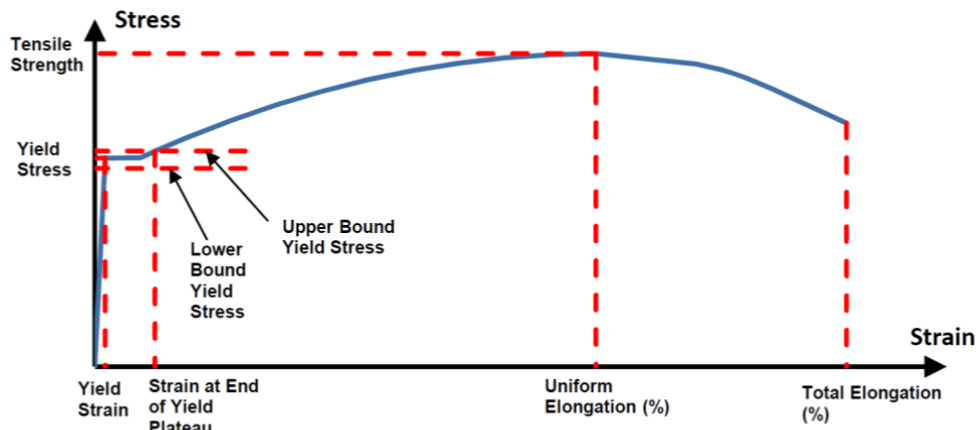
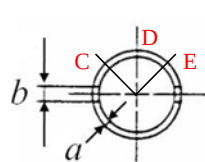
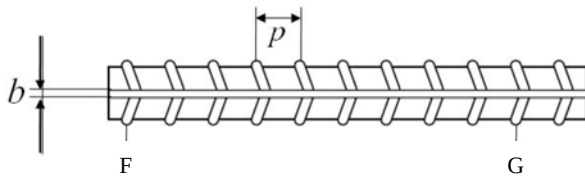


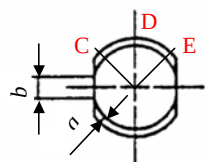
圖 1 均勻伸長率(uniform elongation)與總伸長率(total elongation) (NIST, 2014)



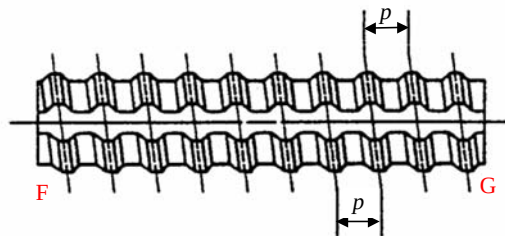
(a) 竹節鋼筋之截斷面



(b) 竹節鋼筋之鋼筋表面節形



(c) 螺紋節鋼筋之截斷面



(d) 螺紋節鋼筋之表面節形

圖 2 竹節與螺紋節鋼筋



(a)竹節鋼筋



(b)螺紋節鋼筋

圖 3 實際竹節鋼筋與螺紋節鋼筋

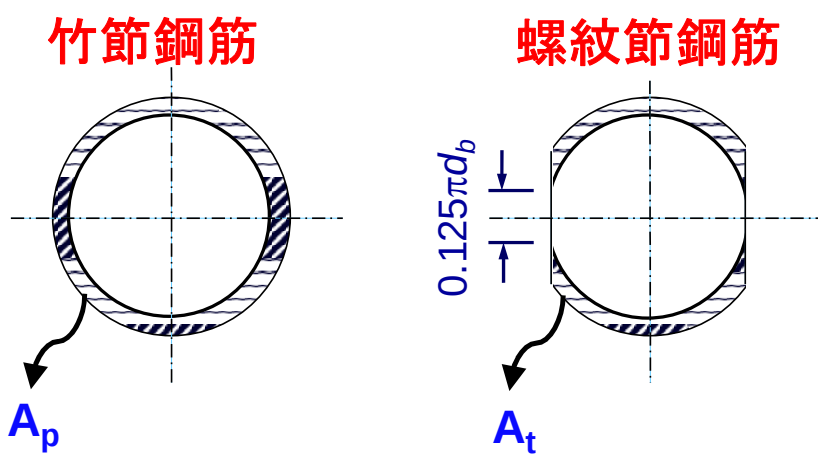


圖 4 竹節鋼筋與螺紋節鋼筋之節投影面積

螺紋節鋼筋直線伸展握裹研究

紀凱甯¹ 林克強² 邱建國³

¹ 助理研究員，國家地震工程研究中心

² 國家地震工程研究中心研究員、台灣科技大學營建系合聘教授

³ 教授，國立台灣科技大學營建工程系

摘要

鋼筋與混凝土間之握裹性質是最基本且重要的力學關係，為推動 New RC 之發展，兩者高強度材料間之握裹性能必須符合預期。本研究為了解高強度螺紋節鋼筋與高強度混凝土之握裹行為，共計進行 66 組鋼筋直線握裹試驗，除探討螺紋節鋼筋表面幾何特性、材料強度及影響鋼筋直線握裹性能等因素外，亦提出適當的螺紋節鋼筋直線拉力發展長度設計模型，並建議合理且符合握裹應力需求的節高與節距比值(R_r 值)限制。

試驗之分析結果顯示，本研究之螺紋節鋼筋均能達到符合 ACI 318-14 規範預期之握裹性能；然而，當混凝土強度不受 ACI 318-14 之 70 MPa 上限約束時，唯有表面 R_r 值大於 0.17 之螺紋節鋼筋方可滿足計算需求，且混凝土有效計算強度可適當提升至 100 MPa。鋼筋表面幾何尺寸方面，螺紋節鋼筋表面節高與節距之比值是影響鋼筋握裹性能之重要因素，且鋼筋握裹性能伴隨表面節高與節距比值之增加而提升。最終，本文亦分別提出適用於螺紋節鋼筋直線拉力伸展長度計算之詳細式與精簡式，其鋼筋與混凝土之有效計算強度上限可放寬至 690 MPa 與 100 MPa。

關鍵字：螺紋節鋼筋、直線握裹、節高與節距比值、握裹性能。

Study on Straight Bond Behaviors of Threaded Bars in Reinforced Concrete

Kai-Ning Chi¹ Ker-Chun Lin² Chien-Kuo Chiu³

¹ Assistant Researcher, National Center for Research on Earthquake Engineering

² Researcher, National Center for Research on Earthquake Engineering and Professor,
National Taiwan University of Science and Technology

³ Professor, National Taiwan University of Science and Technology

Abstract

The bonding properties between the reinforcement and concrete are the most basic and important mechanical relationships. In order to promote Taiwan New RC, the bonding performance between high strength reinforcement and concrete shall be well. This work focuses the bond behavior between high-strength threaded bars and concrete by using 66 groups of straight bonding tests to investigate the surface geometry characteristic of threaded bars, material strengths and bonding factors. Additionally, this study proposes the appropriate surface geometry properties and design models for straight development lengths of threaded bars in tension.

The test results show that when the concrete strength is limited to 70 MPa by ACI 318-14 recommendations, all sets of threaded bars can provide the expected bond strengths. However, when the concrete strength is not limited to 70 MPa, only the threaded bars with relative rib area exceeding 0.17 can provide the expected bond strengths. In addition, the correlation between relative rib area R_r and the effectiveness of the bonding performance is approximately perfect. Finally, this study also provides the detailed and simplified equations for calculating the straight development lengths in tension for threaded bars, and the upper limitations of reinforcements and concrete strengths can be adjusted to 690 MPa and 100 MPa, respectively.

Key words: threaded bars, straight bonding, surface geometry properties, bond strength.

一、前言

鋼筋與混凝土材料間之握裹性質是最基本且最重要之力學特性，唯有透過兩者間之握裹作用，才能確保鋼筋與混凝土能形成符合預期的複合材料結構以抵抗載重。過去針對螺紋節鋼筋(詳圖 1)與高強度混凝土握裹行為之相關研究甚少，普遍著重於竹節鋼筋與混凝土之握裹性能進行研究，因此尚未有螺紋節鋼筋與混凝土握裹設計之相關規定。現行美國 ACI 318-14 規範(ACI, 2014)第 25.4 節與國內混凝土結構設計規範(內政部營建署，2017)第 5.3 節規定，竹節鋼筋於混凝土內設計直線拉力伸展長度時，混凝土強度之計算上限為 70 MPa，而規範之耐震設計均規定鋼筋之規定降伏強度不可超過 420 MPa，此規定將造成高強度材料於 RC 結構應用上的限制，故本研究之目的在探討高強度螺紋節鋼筋與高強度混凝土之握裹行為，期能透過本研究放寬現行規範對鋼筋與混凝土強度上限 420 MPa 與 70 MPa 之應用限制，分別提升至 690 MPa 與 100 MPa，並進一步提出適用螺紋節鋼筋於混凝土之直線拉力發展長度設計公式。



圖 1 螺紋節鋼筋

本研究之另一研究重點在探討螺紋節鋼筋表面幾何特性，根據美國 ACI 408-03 報告(ACI, 2003)中針對竹節鋼筋之研究成果得知，鋼筋表面幾何尺寸是影響鋼筋混凝土握裹性能之重要因素之一，其中鋼筋之節高與節距比值直接影響鋼筋握裹之破壞模式與強度。針對國內部分材料試驗室之調查結果發現，國內四家鋼筋廠於市面上流通之竹節鋼筋節高與節距比值(R_r ，鋼筋表面之相對節面積)的變異性大，如圖 2 所示。圖中之縱軸數值代表竹節鋼筋之節高與節距比值，橫軸為不同鋼筋號數之樣本序號。鋼筋製造廠 B、C 及 D 的鋼筋節高與節距比均高於 0.08，但部分小於 0.10，此大的節高與節距比值變異性與 CNS 560 鋼筋標準(CNS, 2011 舊的)僅要求節高與節距個別尺度限制，但無規定節高與節距比值限制有關。就力學觀點而言，本研究認為鋼筋與混凝土間之握裹性能應與鋼筋表面之節高與節距比密切相關，與節高、節距之個別值大小較不相關。為釐清螺紋節鋼筋之表面性質與握裹行為，本研究採用不同螺紋節鋼筋之表面節高與節距比進行鋼筋直線拉力握裹研究，探討高強度螺紋節鋼筋與混凝土間之握裹行為，提出適當的直線拉力發展長度設計建議，並建議合理且符合握裹應力需求的節高與節距比值限制。

二、鋼筋混凝土之基本握裹行為與鋼筋表面節理介紹

RC 構件間之握裹強度與鋼筋表面之幾何性質、鋼筋握裹長度、鋼筋號數、混凝土強度、骨材特性、保護層厚度及橫向鋼筋之圍束條件等有關。而握裹強度與握裹應力的

概念是基於鋼筋在混凝土中的直線握裹長度內所能發展之強度而得，一般均假設握裹應力為均勻分布，如公式(1)，該式即為錨定握裹強度。當鋼筋需發展至較高應力時，鋼筋周遭較薄之混凝土保護層即會有劈裂之傾向，故需增長鋼筋之握裹長度，藉此降低握裹應力之需求，使鋼筋混凝土構件發揮出材料強度，避免混凝土之劈裂。

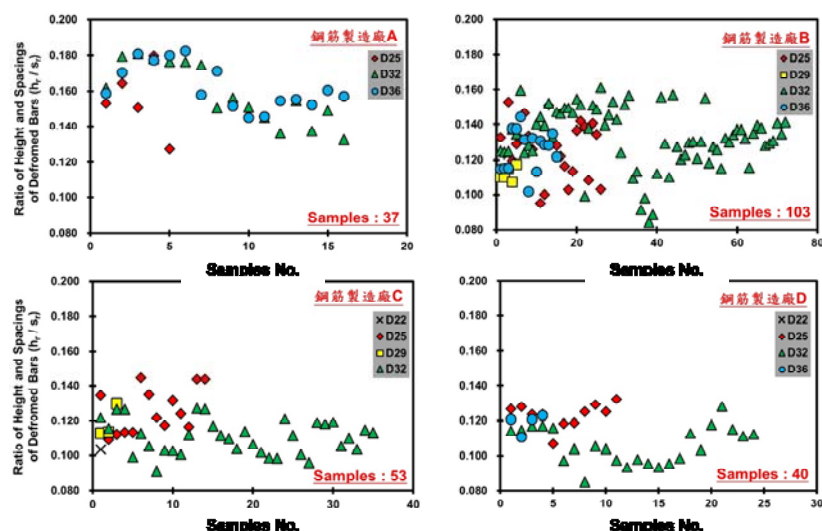


圖 2 不同鋼筋廠之竹節鋼筋表面幾何性質與鋼筋號數調查

$$u = \frac{A_b \times f_s}{\pi \times d_b \times L_d} = \frac{\frac{\pi d_b^2}{4} \times f_s}{\pi \times d_b \times L_d} = \frac{f_s d_b}{4L_d} \quad (1)$$

式中 u 為鋼筋與混凝土間之握裹應力； L_d 為直線握裹長度； A_b 為鋼筋斷面積； f_s 為鋼筋欲發展之應力； d_b 為鋼筋標稱直徑。

一般而言，構成 RC 構件之握裹力作用要素可分為下列三部分：鋼筋與混凝土間之化學黏結力、摩擦力及支承力，其中以鋼筋節理楔形作用提供抵抗混凝土之支承力為主要來源。應用於 RC 構件中之鋼筋，依表面之形式可分為光面鋼筋、竹節鋼筋及螺紋節鋼筋三種。光面鋼筋於混凝土中之握裹作用僅靠兩者材料間之化學黏結力與摩擦力提供，當兩者材料間之作用力失效，鋼筋即會產生滑移形成拉拔破壞，握裹性能不佳。竹節鋼筋與螺紋節鋼筋部分，握裹作用除鋼筋與混凝土間之化學黏結力與摩擦力作用外，由於表面之節形凸起與凹陷，亦會提供額外之支承力，故當兩者材料間之化學黏結力與摩擦力喪失時，握裹作用即由鋼筋竹節或螺紋節楔形作用提供之支承力承擔，其握裹性能優於光面鋼筋。

早期針對鋼筋表面幾何性質與握裹行為之研究議題眾多，多數研究均證實鋼筋表面之幾何性質是影響握裹性能之關鍵因素。最初 Abrams (1913) 針對光面鋼筋與竹節鋼筋之握裹行為進行鋼筋拉拔試驗與梁構件試驗，該試驗結果發現，竹節鋼筋之握裹性能明顯優於光面鋼筋，且鋼筋表面支承面積與剪力面積的比值是評估竹節鋼筋握裹性能之指

標，Abrams 亦建議該比值應不得低於 0.2，以確保達到足夠握裹性能，然而此建議與當時市面上常見之鋼筋規格相去甚遠，故此建議暫不被接受。此後，Clark (1946, 1949) 採用 17 種不同節理性質之鋼筋進行鋼筋拉拔試驗與梁構件試驗，並以鋼筋握裹應力與滑動量之關係評定握裹性能標準。根據 Clark 之研究結果得知，降低鋼筋表面剪力面積與支承面積之比值能有效提升鋼筋與混凝土之握裹性能，並建議該比值應盡可能為 5 或 6，而最大上限值為 10。

現今業界之鋼筋表面形狀規定，其基礎即源自於 Clark 之研究結果，美國材料與試驗學會 ASTM A305 於 1947 年第一次制定標準鋼筋之表面節理性質規定草案 ASTM A305-47T (ASTM, 1947)，並於 1949 年正式提出 ASTM A305-49 規定 (ASTM, 1949)，該規定主要包括鋼筋節距與鋼筋節高之限制。鋼筋節距部分，最大平均節距為鋼筋標稱直徑之 70%。鋼筋節高部分，鋼筋號數為 D13 或更小者，最小節高為鋼筋標稱直徑之 4%；鋼筋號數為 D16 者，最小節高為鋼筋標稱直徑之 4.5%；鋼筋號數超過 D16 者，最小節高為鋼筋標稱直徑之 5%，如圖 3 所示。上述之規定仍保留於當今規範，如美國最新鋼筋標準規定 ASTM A615、ASTM A706 及 ASTM A1035，然而 Abrams 與 Clark 研究建議之鋼筋表面支承面積與剪力面積比值仍舊未納入規定中。

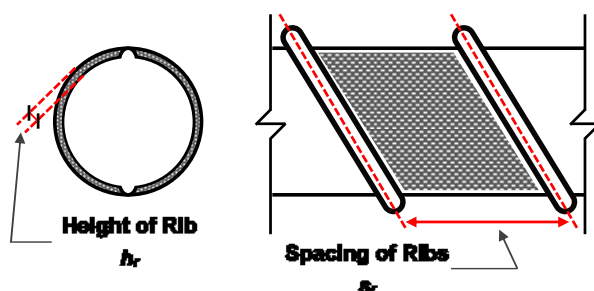


圖 3 鋼筋表面節高與節距示意圖

基於 Darwin 等人(1996, 1998, 2000)之研究，美國 ACI 408 學會於 ACI 408.3-01 (ACI, 2001)與 ACI 408-03 (ACI, 2003)報告中特別定義鋼筋表面節高與節距比值(R_r ，鋼筋表面之相對節面積)，即 R_r 值較大(high relative rib area)之竹節鋼筋，其 R_r 值區間為 0.10 至 0.14 間，並證實該鋼筋之握裹性能優於符合美國 ASTM 鋼筋標準規定之傳統鋼筋。

三、鋼筋直線拉力伸展長度之介紹

美國 ACI 學會於 1995 年頒布 ACI 318-95 規範 (ACI, 1995) 中，規定鋼筋直線拉力之伸展長度應按公式(2)與(3)計算，式中之 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 組合項次亦稱為劈裂指數(splitting index)，為確保握裹劈裂破壞之發生，該 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 劈裂指數必須介於 1.0 至 2.5 區間，若 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 超過 2.5 時，破壞模式會由劈裂破壞轉變為拉拔破壞，且握裹強度亦不會再伴隨該數值之增加而提升。另外，由於過去針對混凝土抗壓強度超過 70 MPa 之研究數量缺乏，故於式(2)中亦限制混凝土有效抗壓計算強度之上限為 70 MPa。論臺灣現行混

凝土結構設計規範(內政部營建署，2017)與 ACI 318-14 規範(ACI, 2014)亦持續沿用公式(2)與(3)進行計算。

$$L_{d,lim} = 0.9 \frac{f_s}{\sqrt{f_c'}} \left(\frac{d_b}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) \geq 300 mm, \quad 1.0 \leq \left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right) \leq 2.5 \quad (2)$$

$$K_{tr,318-14} = \frac{40 A_{tr}}{sn}, \quad K_{tr,Taiwan} = \frac{f_{yt} A_{tr}}{10.34 sn} \quad (3)$$

式中 $L_{d,lim}$ 為美國 ACI 318-14 規範或臺灣現行規範規定之鋼筋直線拉力伸展長度需求； f_s 為鋼筋欲發展之應力，設計時常以鋼筋規定降伏強度 f_y 為基準； f_c' 為混凝土之規定抗壓強度； f_{yt} 為橫向圍束鋼筋之規定降伏強度； c_b 為鋼筋中心至混凝土邊緣距離較小者或鋼筋中心至中心距離之半，兩者之較小值； d_b 為伸展鋼筋直徑； $K_{tr, 318-14}$ 為 ACI 318-14 規範規定之橫向鋼筋指標，無需考慮橫向圍束鋼筋之設計強度； $K_{tr, Taiwan}$ 為臺灣現行混凝土結構設計規範規定之橫向鋼筋指標，需考慮橫向圍束鋼筋之設計強度。

四、試驗計畫

為探討螺紋節鋼筋於混凝土中之握裹行為，本研究共進行 66 組鋼筋混凝土梁之握裹試驗。RC 握裹試體之幾何尺寸部分(詳圖 4)。由圖 4 可看出本研究採用 RC 梁構件形式之握裹試體進行梁端鋼筋偏心拉拔試驗，模擬真實梁構件同時受彎矩與剪力作用下，鋼筋直線拉力伸展之握裹力學行為。各試體於握裹鋼筋之前後兩端配置 PVC 塑膠管，前端之 PVC 塑膠管配置於試體端部之鋼筋受拉側，除隔絕混凝土與鋼筋間之握裹受力機制外，亦可避免該處於鋼筋受拉力作用下形成局部混凝土錐狀破壞，而後端之 PVC 塑膠管則配置於試體另一側之鋼筋自由端，目的即為方便調整與控制鋼筋握裹長度。

試體之握裹鋼筋伸展長度與配置細節均採用美國 ACI 318-14 規範建議之鋼筋直線拉力伸展長度模型(詳式(2)與式(3))進行設計。試體主要之研究設計參數包括握裹鋼筋號數(共五種：D25、D32、D35、D38 及 D41)、鋼筋形式(共兩種：光面鋼筋與螺紋節鋼筋)、鋼筋表面之平均相對節面積比值 $R_{r,avg}$ (共十五種：0、0.126、0.132、0.143、0.160、0.168、0.172、0.176、0.177、0.178、0.180、0.183、0.184、0.185 及 0.194)、握裹鋼筋之降伏強度 f_y (共三種：420、490 及 690 MPa)、圍束鋼筋之降伏強度 f_{yt} (共兩種：420、790 MPa)、橫向鋼筋之圍束間距、混凝土設計抗壓強度 f_c' (共五種：42、56、70、80 及 100 MPa)、混凝土任一側邊緣至鋼筋中心之厚度 $c_{b,side}$ 與 $c_{b,top}$ 、混凝土劈裂指數 $(c_b + K_{tr})/d_b$ (介於 2.29 與 4.66 之間)及實驗配置之鋼筋直線拉力伸展長度 $L_{d,test}$ 。針對螺紋節鋼筋之表面幾何性質部分，螺紋節鋼筋之節高、節距及相對節面積比值 R_r 之表面性質定義如圖 5 所示，其平均節高與節距之量測方式係參考美國鋼筋標準 ASTM A615 與 ASTM A706 之規定，平均節距之量測方法為任取平行軸線方向連續 10 個節之距離，再除以對應之節距數 10

即為平均節距，而平均節高之量測方法為任取平行軸線方向之連續 3 個節，並於節之四等分點上測定其三個高度距離，其平均值即為平均節高。

基於 ACI 318-14 規範建議之鋼筋直線拉力伸展長度準則中，混凝土有效計算強度受 70 MPa 之上限約束，故藉由式(2)計算鋼筋直線拉力伸展長度需求 $L_{d,dem}$ 時，混凝土之計算強度不得超過 70 MPa。另一方面，式(2)中之劈裂指數 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 亦不得超過 ACI 318-14 規範建議之上限值 2.5，其目的為確保鋼筋握裹劈裂破壞之發生。

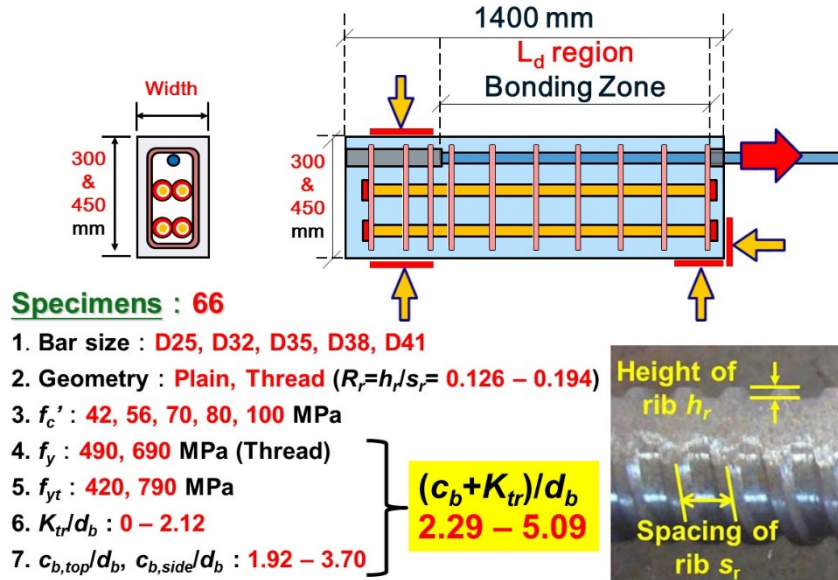


圖 4 握裹試體之設計規劃

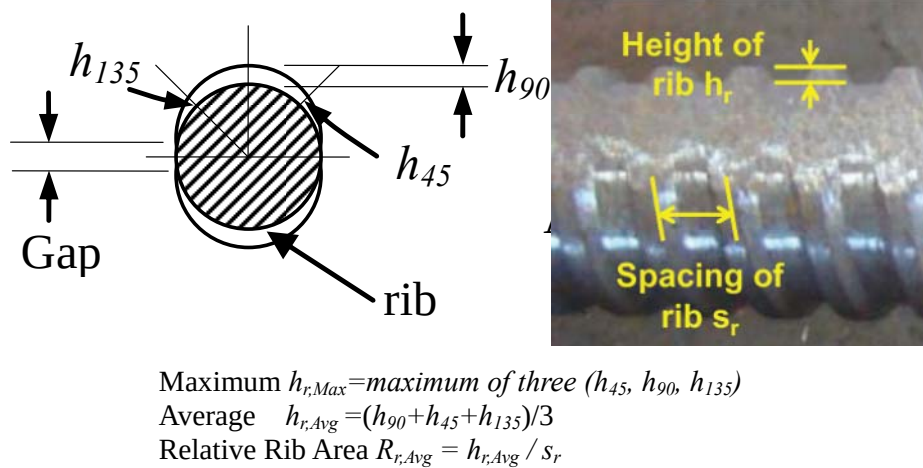


圖 5 螺紋節鋼筋之節高、節距及相對節面積比值之定義

本研究所採用之鋼筋握裹拉拔試驗之規劃與實際配置如圖 6 與圖 7 所示，藉由 RC 梁構件形式之握裹試體進行梁端鋼筋偏心拉拔試驗，模擬真實梁構件同時受彎矩與剪力作用時之鋼筋握裹力學行為。本試驗採取力量控制方式進行，利用油壓千斤頂對鋼筋施加單向逐漸增大之拉力載重。

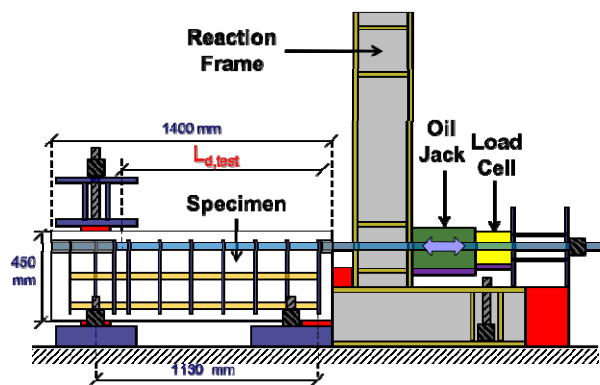


圖6 握裹試驗之設計試驗裝置圖



圖7 握裹試驗之實際試驗裝置圖

五、握裹破換模式之觀察

整體觀察而言，採用光面鋼筋之八組試體 SP9、SP10、D25C5F8-UP、D25C5F8-S20P、D32C6.5F8-UP、D32C6.5F8-S20P、D35C7F8-UP 及 D35C7F8-S20P，其混凝土表面均未顯現撓曲裂縫與劈裂裂縫，而光面鋼筋卻出現明顯之握裹滑移，最終因材料間化學黏結力與摩擦力之喪失而形成鋼筋握裹拉拔破壞，如圖 8 所示；本研究中，其餘採用螺紋節鋼筋之試體，其混凝土表面均出現漸長之撓曲裂縫，並形成明顯沿握裹鋼筋方向之劈裂裂縫，圍繞鋼筋之混凝土將逐漸開裂，其徑向裂縫將由鋼筋周圍慢慢延伸至混凝土表面，進而造成混凝土表面沿著鋼筋方向形成劈裂破壞，如圖 9 所示。



圖8 鋼筋握裹之拉拔破壞



圖9 鋼筋握裹之縱向劈裂破壞

六、螺紋節鋼筋之表面幾何特性與握裹性能探討

以美國 ACI 318-14 規範(ACI, 2014)建議之鋼筋直線伸展長度(詳式(2))為例，圖 10 與圖 11 係根據試驗結果所得之握裹強度比值 R_p 與鋼筋伸展長度比值 $R_{d, lmt}$ 及 $R_{d, unlmt}$ 所繪製之關係圖，分別考量混凝土強度受與不受 ACI 318-14 規範規定之 70 MPa 強度上限約束之結果，其中 R_p 為試驗最大握裹強度 P_{Max} 與鋼筋實際降伏之力量 P_{ya} 之試驗握裹強度比值； $R_{d, lmt}$ 與 $R_{d, unlmt}$ 分別為埋置於試體中之鋼筋實際握裹長度 $L_{d, test}$ 與混凝土強度受 70

MPa 上限約束之鋼筋伸展需求長度 $L_{da,lmf}$ 及混凝土強度不受 70 MPa 上限約束之鋼筋伸展需求長度 $L_{da,unlmf}$ 的伸展長度比值。

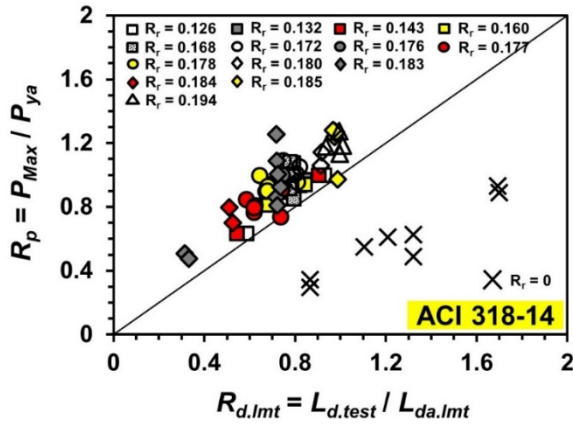


圖10 試驗結果與ACI 318-14規範建議之直線握裹需求比較(混凝土受70 MPa限制)

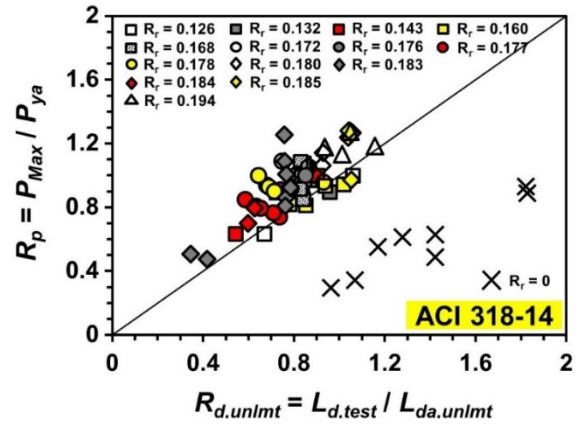


圖11 試驗結果與ACI 318-14規範建議之直線握裹需求比較(混凝土不受70 MPa限制)

圖 10 與圖 11 中，若數據資料點落於圖中之對角線下方，即代表該鋼筋配置之握裹長度不足以發揮出鋼筋預期強度，亦指鋼筋握裹效益比值 $R_{eff,lmf}$ (即 R_p 與 $R_{d,lmf}$ 之比值) 與 $R_{eff,unlmf}$ (即 R_p 與 $R_{d,unlmf}$ 之比值) 低於 1.0。由圖 10 之觀察得知，除採用光面鋼筋之試體 SP9、SP10、D25C5F8-UP、D25C5F8-S20P、D32C6.5F8-UP、D32C6.5F8-S20P、D35C7F8-UP、及 D35C7F8-S20P 落於對角線下方，顯示鋼筋握裹效益比 $R_{eff,lmf}$ 不足外，其餘採用螺紋節鋼筋之試體均位於對角線上方，即在混凝土強度受 70 MPa 上限約束之條件下，ACI 318-14 規範建議之直線握裹計算式(2)能保守預估本研究螺紋節鋼筋(表面相對節面積 R_r 值介於 0.126 至 0.194)所需之鋼筋直線拉力伸展長度需求。然而，當混凝土強度不受 70 MPa 上限約束時，除採用光面鋼筋之試體仍位於對角線下方外，部分採用螺紋節鋼筋之試體亦由對角線上方轉移至下方，如表面 R_r 值為 0.126、0.132 及 0.160 之螺紋節鋼筋，其握裹效益比值 $R_{eff,unlmf}$ 均低於 1.0，如圖 11 所示，故螺紋節鋼筋能否於高強度混凝土中提供適當之握裹性能，該部分之疑慮仍須進一步探討。

為更進一步確認螺紋節鋼筋 R_r 值與握裹性能之關聯性，改以本試驗所得之鋼筋最大平均握裹應力 u_{test} (詳式 4)與 ACI 318-14 規範規定之鋼筋平均握裹應力需求 u_{dem} (詳式 5)進行比較。

$$u_{test} = \frac{P_{Max}}{\pi \times d_b \times L_{d,test}} \quad (4)$$

$$u_{dem} = \frac{A_b \times f_s}{\pi \times d_b \times L_d} = \frac{\frac{\pi d_b^2}{4} \times f_s}{\pi \times d_b \times \frac{0.9 f_s d_b}{\left(\frac{c_b + K_{tr,318-14}}{d_b} \right) \sqrt{f_{ca}}}} = \frac{\left(\frac{c_b + K_{tr,318-14}}{d_b} \right) \sqrt{f_{ca}}}{3.6} = \frac{2.5 \sqrt{f_{ca}}}{3.6} \quad (5)$$

圖 12 係根據螺紋節鋼筋表面 R_r 值與上述所說之鋼筋握裹應力供需比 u_{test}/u_{dem} 繪製之關係圖。觀察圖 12 之結果得知，光面鋼筋之握裹應力供需比 u_{test}/u_{dem} 均低於 1.0，意即光面鋼筋與混凝土間之黏結力與摩擦力作用，不足以提供 ACI 318-14 規範建議之鋼筋握裹應力需求。針對螺紋節鋼筋表面 R_r 值小於 0.17 者，其鋼筋握裹應力供需比 u_{test}/u_{dem} 約介於 0.911 至 1.086 間，代表 R_r 值小於 0.17 之螺紋節鋼筋於高強度混凝土中的握裹性能無法完全符合式(5)之需求；其餘螺紋節鋼筋表面 R_r 值大於 0.17 者，其鋼筋握裹應力供需比 u_{test}/u_{dem} 比值均大於 1.0，證實其鋼筋於高強度混凝土中的握裹性能足以符合式(5)之需求，且根據本研究採用之混凝土強度，其混凝土有效計算強度能適當放寬至 100 MPa。若將相同 R_r 值之螺紋節鋼筋握裹應力供需比值 u_{test}/u_{dem} 進行平均，根據其平均結果與鋼筋表面 R_r 值繪製之關係圖 13 亦能發現，螺紋節鋼筋表面 R_r 值與握裹應力供需比之關聯性大，其 R^2 值為 0.861，且以螺紋節鋼筋表面 R_r 值大於 0.17 者而言，其 u_{test}/u_{dem} 之平均值亦高達 1.228，亦再一次證實鋼筋表面 R_r 值是影響鋼筋握裹性能之重要因素。

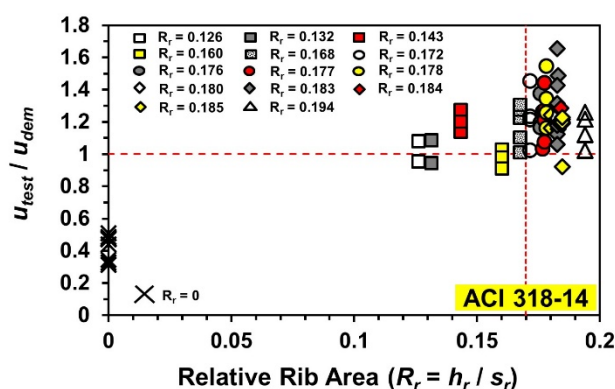


圖12 螺紋節鋼筋表面 R_r 值與試驗所得鋼筋握裹應力供需比之比較圖

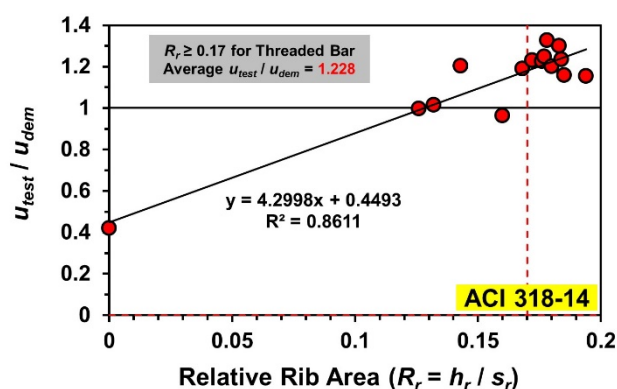


圖13 螺紋節鋼筋表面 R_r 值與試驗所得鋼筋握裹應力供需比之之線性迴歸圖

七、本研究建議之螺紋節鋼筋直線拉力伸展長度模型

為放寬現行規範對鋼筋與混凝土強度上限 420 MPa 與 70 MPa 之應用限制，並提出適用螺紋節鋼筋於高強度混凝土之直線拉力發展長度設計公式，將透過本研究之試驗結果進行數值分析與探討。根據分析結果得知，ACI 318-14 規範(ACI, 2014)建議之鋼筋直線握裹模型能準確評估螺紋節鋼筋於高強度混凝土中之握裹性能，故本節參考式(2)之概念，考量混凝土實際抗壓強度、混凝土保護層厚度及橫向鋼筋圍束條件等影響因子，並引入鋼筋表面節高與節距之比值，以其模型架構做為試驗數據迴歸之假設模型，如式(6)。

$$u_{test} = u_{Rr} (u_{cb} + u_t) \sqrt{f_{ca}'} \quad (6)$$

式中 u_{test} 為本研究試驗所得之鋼筋握裹應力(MPa); f_{ca}' 為混凝土實際抗壓強度(MPa); u_{Rr} 為螺紋節鋼筋之表面性質於鋼筋握裹應力中之影響因子; u_{cb} 為混凝土保護層於鋼筋握裹應力中之影響因子; u_t 為橫向圍束鋼筋於鋼筋握裹應力中之影響因子。

根據前述得知，螺紋節鋼筋表面 R_r 值是影響鋼筋直線握裹性能之重要因子，故為釐清鋼筋與混凝土實際抗壓強度 f_{ca}' 及螺紋節鋼筋表面 R_r 值與鋼筋握裹應力 u_{test} 之關聯性，首先針對三者關係進行分析與探討。圖 14 為螺紋節鋼筋表面 R_r 值與混凝土強度正規化之鋼筋握裹應力 $u_{test}/\sqrt{f_{ca}'}$ 關係圖。由圖 14 之線性回歸結果得知兩者參數之關聯性極高，其 R^2 值高達 0.8628，即代表螺紋節鋼筋之表面 R_r 值能有效提升鋼筋握裹應力。透過上述之分析結果與線性回歸方程式，可以式(7)代表三者之關係式，此先假設螺紋節鋼筋表面影響因子 $u_{Rr} = 3R_r + 0.3$ 。

$$\frac{u_{test}}{\sqrt{f_{ca}'}} = u_{Rr} (u_c + u_s) = (3R_r + 0.3)(u_c + u_s) \quad (7)$$

式中， R_r 為螺紋節鋼筋表面之平均節高與節距比值($h_{r,Avg} / s_r$)。

接續確認混凝土保護層影響因子 u_{cb} 與混凝土強度 f_{ca}' 及螺紋節鋼筋表面性質影響因子 u_{Rr} 之正規化鋼筋握裹性能 $u_{test} / (u_{Rr}\sqrt{f_{ca}'})$ 關聯性。為排除橫向圍束鋼筋之影響因子 u_t ，透過握裹鋼筋未配置橫向圍束鋼筋($K_{tr,318-14} = 0$)之螺紋節鋼筋握裹試體，進行混凝土保護層厚度 c_b/d_b 與正規化鋼筋握裹性能 $u_{test} / (u_{Rr}\sqrt{f_{ca}'})$ 之線性迴歸分析，如圖 15 所示。由圖 15 之線性回歸結果得知兩者參數之 R^2 值為 0.3785。透過上述之分析結果與線性回歸方程式，可以式(8)表示其關係，其混凝土保護層影響因子 $u_{cb} = 0.123c_{b,318}/d_b + 0.555$ 。

$$\frac{u_{test}}{u_{Rr}\sqrt{f_{ca}'}} = u_{cb} + 0 = 0.123\frac{c_{b,318}}{d_b} + 0.555 \quad (8)$$

式中， $c_{b,318}$ 為參考 ACI 318-14 規範之定義，即鋼筋中心至混凝土任一側邊之距離或鋼筋淨間距之半三者取小值(mm)。

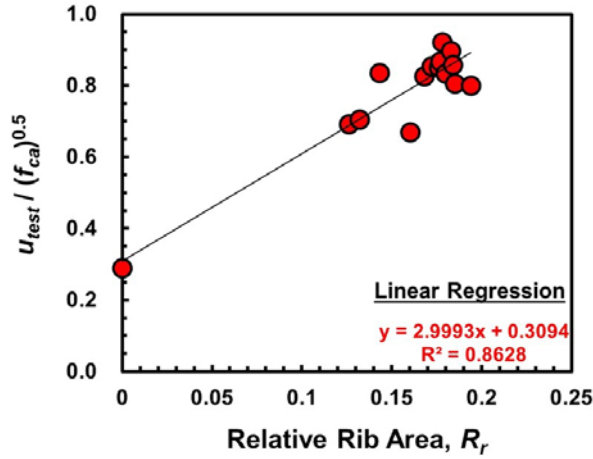


圖14 螺紋節鋼筋表面 R_r 值與正規化鋼筋握裹應力之線性迴歸關係圖

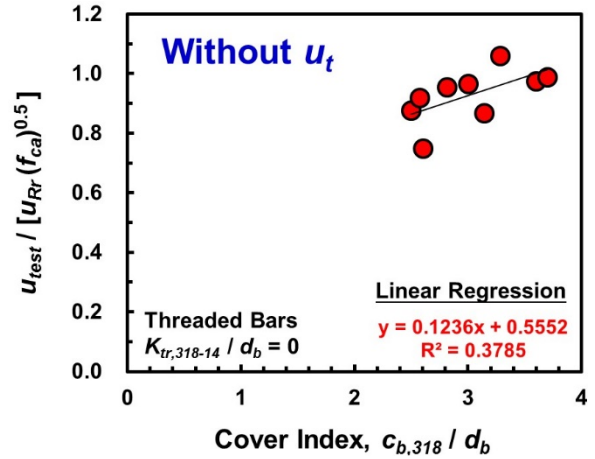


圖15 混凝土保護層 $c_{b,318}/d_b$ 與正規化鋼筋握裹應力之線性迴歸關係圖

為確實分解出橫向圍束鋼筋影響因子 u_t 之貢獻，須先扣除其他影響因子，如式(9)所示。最後，確認橫向圍束鋼筋之影響因子 u_t 與混凝土強度 f_{ca}' 、螺紋節鋼筋表面性質影響因子 u_{Rr} 及混凝土保護層影響因子 u_{cb} 之正規化鋼筋握裹性能 $[u_{test} - u_{Rr}u_{cb}(f_{ca})^{0.5}] / u_{Rr}(f_{ca})^{0.5}$ 關聯性。

$$u_t = \frac{(u_{test} - u_{Rr}u_{cb}\sqrt{f_{ca}'})}{u_{Rr}\sqrt{f_{ca}'}} \quad (9)$$

圖 16 為橫向鋼筋圍束指數 $K_{tr,318-14}$ 與正規化之鋼筋握裹應力 $[u_{test} - u_{Rr}u_{cb}(f_{ca})^{0.5}] / u_{Rr}(f_{ca})^{0.5}$ 關係圖，此 $K_{tr,318-14} = 40A_{tr}/sn$ ，其中橫向鋼筋之降伏強度 f_{yt} 以 420 MPa 進行考量。由圖 16 之線性回歸結果得知兩者參數之 R^2 值為 0.3888。透過上述之分析結果與線性回歸方程式，可以式(10)表示其關係，其橫向圍束鋼筋影響因子 $u_t = 0.138K_{tr,318-14}/d_b + 0.034$ 。

$$\frac{u_{test} - (u_{Rr}u_{cb}\sqrt{f_c'})}{u_{Rr}\sqrt{f_c'}} = u_t = 0.138 \frac{K_{tr}}{d_b} + 0.034 \quad (10)$$

式中， $K_{tr,318-14}$ 為參考 ACI 318-14 規範之定義($40A_{tr}/sn$)，即橫向鋼筋圍束指數(mm)。

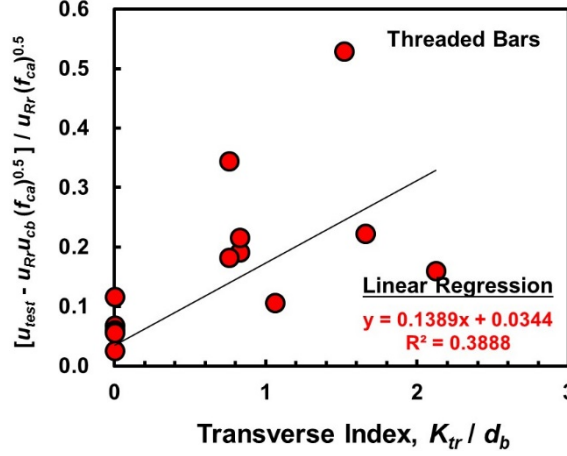


圖 16 橫向鋼筋圍束指數 $K_{tr,318-14}/d_b$ 與正規化鋼筋握裹應力之線性迴歸關係圖

透過上述線性分析與回歸之結果，將其鋼筋握裹應力與各影響因子之關係式進行合併後，可得到線性回歸分析之螺紋節鋼筋之握裹應力 $u_{regression}$ ，如式(11)所示。為方便使用與計算，亦將式(11)中影響因子之係數進行調整與修正，如式(12)所示，式(12)即為本研究建議之螺紋節鋼筋握裹應力 $u_{proposed}$ 計算式。

$$u_{regression} = u_{Rr} (u_{cb} + u_{Ktr}) \sqrt{f'_{ca}} = (3R_r + 0.3) \left(0.123 \frac{c_{b,318}}{d_b} + 0.138 \frac{K_{tr,318-14}}{d_b} + 0.589 \right) \sqrt{f'_{ca}} \quad (11)$$

式中， $u_{regression}$ 為本研究透過線性回歸分析之螺紋節鋼筋握裹應力(MPa)。

$$u_{proposed} = 0.125(3R_r + 0.3) \left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} + 5.5 \right) \sqrt{f'_{ca}} = \frac{3}{8}(R_r + 0.1) \left(\frac{c_{b,318} + K_{tr,318-14}}{d_b} + 5.5 \right) \sqrt{f'_{ca}} \quad (12)$$

式中， $u_{proposed}$ 為本研究建議之螺紋節鋼筋直線握裹應力(MPa)。

將本研究建議之螺紋節鋼筋握裹應力計算式(12)代入式(1)中，藉由式(13)之鋼筋伸展長度與握裹應力線性關係轉換，並引用過去 Orangun、Jirsa 及 Breen (Orangun et al., 1977)建議之鋼筋直線握裹模型，其引用之握裹強度折減因子 $\phi_{OJB} = 0.83$ ，可得到本研究建議之螺紋節鋼筋直線拉力伸展長度 $L_{d,proposed}$ 。材料強度方面，鋼筋與混凝土有效計算強度可放寬至 690 MPa 與 100 MPa，而橫向鋼筋之降伏強度在詳細式(13)中以 420 MPa 進行考量。其中，螺紋節鋼筋之直線握裹應力計算式(12)與直線拉力伸展長度詳細計算式(13)均須按照式(14)規定之計算。

$$L_{d,proposed} = \frac{A_b f_s}{\phi_{OJB} \pi d_b u_{proposed}} = \frac{f_s d_b}{4 \phi_{OJB} u_{proposed}} = \frac{2 f_s d_b}{3 \phi_{OJB} \left[(R_r + 0.1) \left(\frac{c_{b,318} + K_{tr,318-14}}{d_b} + 5.5 \right) \right] \sqrt{f'_{ca}}} \quad (13)$$

式中， $L_{d,proposed}$ 為本研究建議之螺紋節鋼筋直線拉力詳細計算伸展長度(mm)； ϕ_{OJB} 為 Orangun、Jirsa 及 Breen (Orangun et al., 1977)引用之握裹強度折減因子， $\phi_{OJB} = 0.83$ 。

$$6.5 \leq \left(\frac{c_{b,318} + K_{tr,318-14}}{d_b} + 5.5 \right) \leq 8.0 \quad (14)$$

為確認本研究建議之螺紋節鋼筋直線拉力伸展長度 $L_{d,proposed}$ 詳細計算式之準確性，圖 17 與圖 18 係根據本研究實驗所得知握裹強度比值 R_p 與鋼筋伸展長度比值 $R_{d,lim}$ 所繪製之關係圖。由圖 17 不考量握裹強度折減因子之分析結果得知，螺紋節鋼筋之平均握裹效益比 $R_{eff,lim}$ ，即 R_p 與 $R_{d,lim}$ 之比值為 1.009，而標準偏差為 0.120，證實本研究建議之螺紋節鋼筋直線拉力伸展長度詳細計算式(13)之準確性。值得一提的是，觀察圖 17 亦能發現，除螺紋節鋼筋之握裹性能可以準確預測外，詳細式(13)亦能適當評估光面鋼筋握裹性能之變化趨勢。為確保詳細式(13)之保守性，圖 18 為考量握裹強度折減因子 $\phi_{OJB} = 0.83$ 之結果，由該圖之分析結果得知，其螺紋節鋼筋握裹效益比 $R_{eff,lim}$ 之平均值與標準偏差分別為 1.210 與 0.144，證實式(13)考量折減因子後之保守性。

為方便工程師之應用與計算，詳細式(13)中之螺紋節鋼筋表面 R_r 值以本研究使用之平均值 0.150 進行計算，且式(13)中 $\left(\frac{c_{b,318} + K_{tr,318-14}}{d_b} + 5.5 \right)$ 亦以式(14)規定之下限 6.5 與上

限 8.0 的平均值 7.25 代入計算，可得到螺紋節鋼筋之直線拉力伸展長度精簡計算式(15)。其螺紋節鋼筋之直線拉力伸展長度 $L_{d,simplified}$ 精簡計算式僅需考量鋼筋與混凝土強度及握裹鋼筋之號數。為確認精簡計算式(15)之有效性，亦須探討握裹強度比值 R_p 與鋼筋伸展長度比值 $R_{d,lim}$ 兩者之關係，其兩者關係如圖 19 所示。圖 19 之分析結果顯示，考量握裹強度折減因子 $\phi_{OJB} = 0.83$ 之條件下，其螺紋節鋼筋握裹效益比 $R_{eff,lim}$ 之平均值與標準偏差分別為 1.395 與 0.184，而光面鋼筋之準確度則大幅下降，故不宜使用精簡計算式(15)進行光面鋼筋之握裹性能評估。

$$L_{d,simplified} = 0.426 \frac{f_s d_b}{\sqrt{f_{ca}}} \quad (15)$$

式中， $L_{d,simplified}$ 為本研究建議之螺紋節鋼筋直線拉力精簡計算伸展長度(mm)。

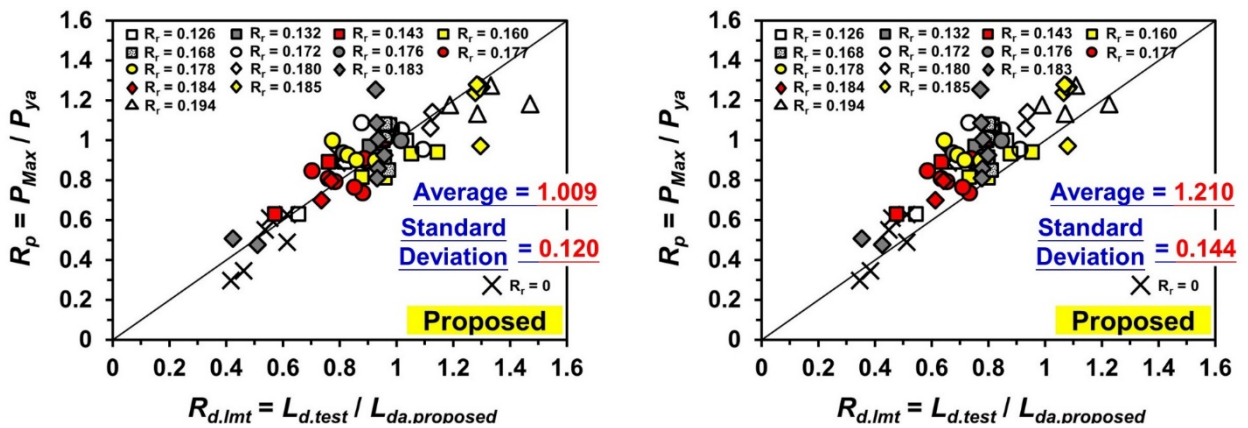


圖17 本研究建議之詳細式不考量強度折減
因子之 R_p 與 $R_{d,lim}$ 關係圖

圖18 本研究建議之詳細式考量強度折減因
子之 R_p 與 $R_{d,lim}$ 關係圖

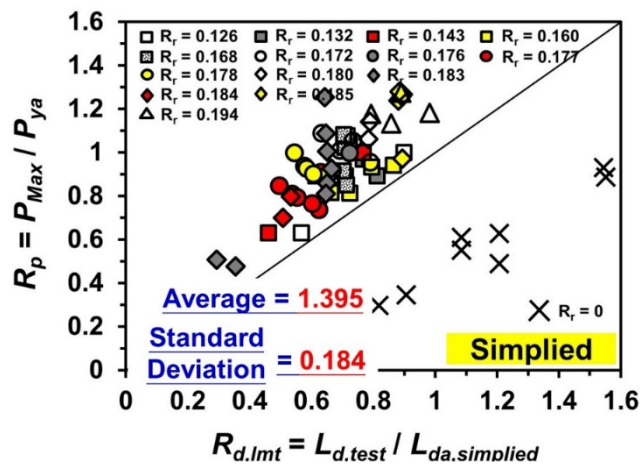


圖 19 本研究建議之精簡式考量強度折減因子之 R_p 與 $R_{d,lim}$ 關係圖

八、結論與建議

- (1) 依據 ACI 318-14 建議之式(2)計算鋼筋直線拉力伸展長度，且混凝土強度受 70 MPa 之上限約束時，表面 R_r 值介於 0.126 至 0.194 之螺紋節鋼筋皆能符合式(2)預期之握裹性能。
- (2) 當混凝土強度不受 70 MPa 之上限約束時，唯有表面 R_r 值大於 0.17 之螺紋節鋼筋足以達到式(2)預期之握裹性能，且混凝土有效計算強度可適當提升至 100 MPa。
- (3) 螺紋節鋼筋表面之節高與節距比值 R_r 是影響鋼筋握裹性能之重要因素，且鋼筋握裹應力伴隨表面 R_r 之增加而提升。
- (4) 表面 R_r 值大於 0.17 之螺紋節鋼筋，其握裹性能足以滿足 ACI 318-14 規範規定之握裹需求計算式(5)，且混凝土有效計算強度能放寬至 100 MPa。
- (5) 本研究建議之螺紋節鋼筋直線拉力伸展長度計算之詳細式與精簡式分別詳式(13)與式(15)所示，其鋼筋與混凝土有效計算強度可放寬至 690 MPa 與 100 MPa，而橫向鋼筋之降伏強度在詳細式(13)與精簡式(15)中以 420 MPa 進行考量。其中詳細式(13)須按照式(14)規定之計算。

參考文獻

- [1] Abrams, D. A., "Tests of Bond between Concrete and Steel," Bulletin No. 71, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, Ill., 1913, 105 pp.
- [2] ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95)

- and Commentary (ACI 318R-95)*,” American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, Mich., 1995.
- [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] ACI Committee 408, “*Splice and Development Length of High Relative Rib Area Reinforcing Bars in Tension (ACI 408.3-01) and Commentary (408.3R-01)*,” American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2001, 6 pp.
 - [5] ACI Committee 408, “*Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension*,” American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, Mich., 2003.
 - [6] ASTM A 305T, “*Tentative Specifications for Minimum Requirements for Deformations of Deformed Steel Bars for Concrete Reinforcement, A 305-47T*,” ASTM International, West Conshohocken, Pa., 1947.
 - [7] ASTM A 305, 1949, “*Specifications for Minimum Requirements for Deformations of Deformed Steel Bars for Concrete Reinforcement, A 305-49*,” ASTM International, West Conshohocken, Pa., 1949.
 - [8] Clark, A. P., “Comparative Bond Efficiency of Deformed Concrete Reinforcing Bars,” *ACI Journal*, Proceedings V. 43, No. 4, Dec., 1946, pp. 381-400.
 - [9] Clark, A. P., “Bond of Concrete Reinforcing Bars,” *ACI Journal*, Proceedings V. 46, No. 3, Nov., 1950, pp. 161-184.
 - [10] Darwin, D., Tholen, M. L., Idun, E. K., and Zuo, J., “Splice Strength of High Relative Rib Area Reinforcing Bars,” *ACI Structural Journal*, V. 93, No. 1, Jan.-Feb., 1996a, pp. 95-107.
 - [11] Darwin, D., Zuo, J., Tholen, M. L., and Idun, E. K., “Development Length Criteria for Conventional and High Relative Rib Area Reinforcing Bars,” *ACI Structural Journal*, V. 93, No. 3, May-June, 1996b, pp. 347-359.
 - [12] Orangun, C. O., Jirsa, J. O., and Breen, J. E., “Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices,” *ACI Journal*, Proceedings V. 74, No. 3, Mar., 1977, pp. 114-122.
 - [13] Zuo, J., and Darwin, D., “*Bond Strength of High Relative Rib Area Reinforcing Bars*,” SM Report No. 46, University of Kansas Center for Research, Lawrence, Kans., 1998, 350 pp.
 - [14] Zuo, J., and Darwin, D., “Splice Strength of Conventional and High Relative Rib Area

Bars in Normal and High-Strength Concrete,” *ACI Structural Journal*, V. 97, No. 4, July-Aug., 2000, pp. 630-641.

高強度鋼筋貫穿梁柱接頭之最小柱尺度

李宏仁¹ 陳錫慶²

¹ 雲林科技大學營建系副教授

² 雲林科技大學工程科技研究所博士

摘要

高層建築物採用特殊抗彎矩構架系統抵抗強震時，梁可能在接頭面可降伏產生塑性鉸，在構架內部接頭兩面接梁產生塑性鉸情況下，貫穿梁柱接頭之梁主筋在接頭內有非常高的握裹需求，若梁主筋在接頭之埋置長度不足，構架抗震時接頭內梁主筋可能因為降伏貫穿、握裹劣化導致明顯的握裹滑移，這種握裹破壞雖然不會造成構架倒塌，但是會降低構架接頭之強度、勁度及消能能力且在震後難以檢視及修復，基於中震可修、大震不倒的基本原則，宜避免中震時發生握裹破壞。為避免構架接頭抗震時梁主筋產生過大的滑移，現行 ACI 318 規範要求梁主筋貫穿梁柱接頭時，接頭深度即柱尺度應至少為最大梁主筋直徑之 20 倍，此 $20d_b$ 門檻只適用於規定降伏強度 420 MPa 鋼筋，對於降伏強度為 550 MPa 或 690 MPa 鋼筋則顯然需要修改。本研究針對特殊抗彎矩構架接頭之最小柱尺度，蒐集亞太地區研究者測試之十字形梁柱接頭試體，以 ACI 374 建議之構架組件試驗接受準則來評估試體在 3.5% 或 4% 層間變位角之遲滯迴圈性能，經過實驗比對及推導，建議高強度鋼筋貫穿特殊抗彎矩構架接頭之最小尺度為 $20d_b$ 及 $d_b f_y / (3.2 \sqrt{f'_c} \text{ MPa})$ 取大值。柱尺度符合此要求的梁柱接頭試體，在實驗室測試至層間變位角 3.5% 以前幾乎都有適當之耐震性能。

關鍵字：梁柱接頭、高強度鋼筋、耐震設計、握裹滑移。

Minimum Column Dimension for High-Strength Reinforcement Extending through a Beam-Column Joint

Hung-Jen Lee¹ Hsi-Ching Chen²

¹ Associate Professor, National Yunlin University of Science and Technology

² Former PhD student, National Yunlin University of Science and Technology

Abstract

Where high-rise buildings use special moment frame system to resist earthquake loading, beam plastic hinges would be developed at the faces of frame joints, which results in a demanding bond stress demand along the straight beam bars extending through the joint. If the column dimension or joint depth is relatively short, during the formation of plastic hinges, the yield penetration and bond deterioration along the beam bars in the joint could enable the bars to slip almost freely, resulting in very pinched hysteresis behavior, and thereby reducing the energy dissipation capacity. Such bond deterioration would not lead to collapse but is difficult to repair and therefore should be avoided in the seismic design at the drift demand from the design basis earthquakes. To avoid excessive slip of beam longitudinal bars at the joints of a special moment frame during a design earthquake, ACI 318 Building Code set a minimum column dimension of 20 times the diameter of the longitudinal beam bars, which is based on prior experimental verification of beam-column joints with Grade 420 MPa reinforcement. In view of that the 20-bar-diameter criterion cannot be simply extended for frame joints with higher grade reinforcement, this study recommends the minimum column dimension should be the larger of $20d_b$ and $d_b f_y / (3.2 \sqrt{f'_c} \text{ MPa})$. The applicability of the proposed equation is assessed using a test database of beam-column joints made with Grades 490, 590, and 690 MPa reinforcement. Hysteresis performance in terms of strength degradation, residual stiffness, and energy dissipation capacity of each joint test at 3.5% or 4% drift ratio is evaluated according to ACI standards for special moment frames. Cruciform beam-column joints with column dimension meeting the proposed equation can demonstrate acceptable hysteresis performance up to a limiting drift ratio of 3.5% at least.

Keywords: beam-column joints, high-strength steel reinforcement, seismic design, bond slip.

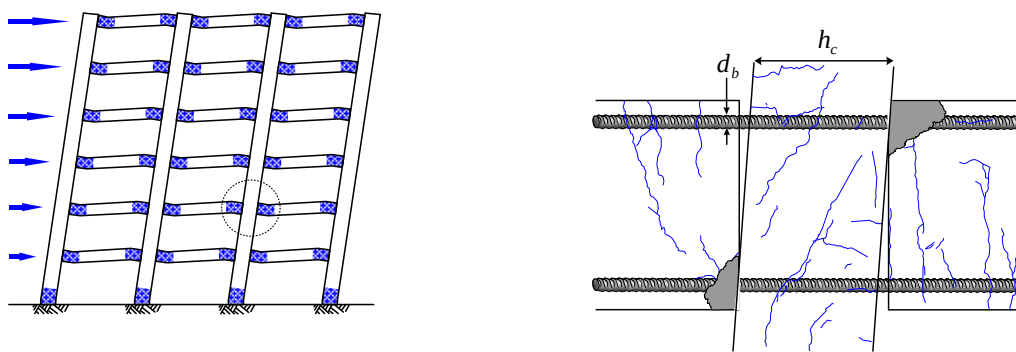
一、前言

目前耐震建築結構廣泛使用鋼筋混凝土造特殊抗彎矩構架系統，其具有高韌性、低地震力、建築空間彈性高等優勢。我國建築物耐震設計規範[1]，明定新建的建築物，至少要能達到小震不壞、中震可修、大震不倒的耐震設計基本原則。小震應控制梁柱不可產生塑性降伏，在中震或大震時在梁端產生塑性降伏反復變形以消散地震能量，如圖 1(a)所示，構架接頭除了負責傳遞梁柱彎矩需要承受很高的剪力之外，貫穿接頭之梁主筋在接頭兩對面分別受壓力及拉力，此時梁主筋在接頭內會造成非常高的握裹應力需求，故接頭有兩種主要破壞，一是接頭剪應力過高導致剪力破壞，二是接頭內梁主筋握裹應力過高導致握裹破壞。如圖 1(b)所示，若梁主筋在接頭內發生握裹破壞，會造成梁主筋拉力貫穿接頭錨定於對面梁壓力區內，加速梁塑鉸區混凝土壓碎，因而造成梁主筋可以在接頭區自由滑動，導致構架接頭抗側力強度降低、反復遲滯迴圈有明顯的頸縮等不利消散地震能量之後果。

由於接頭握裹破壞不會造成構架崩塌，故最大考量地震(大震)時發生握裹破壞應該是可以被接受的，但是如若在設計地震(中震)就發生握裹破壞，實務上難以修復，且梁主筋在接頭區可以滑動會導致構架受到很小的側力就會產生相當大的側位移，再遇小震時將因為側位移過大造成損壞要時常修補的困擾，故應避免在中震發生接頭握裹破壞。

為避免構架接頭抗震時梁主筋產生過大的滑移，長久以來 ACI 318 規範[2]要求特殊抗彎矩構架梁主筋貫穿梁柱接頭之柱尺度應至少為梁主筋直徑之 20 倍，即構架接頭最小柱尺度為 $20d_b$ ，目前常見三十層樓以下之中高樓建築物，實務上常用柱尺度大約 80 至 120 cm，混凝土強度約 28 至 42 MPa，梁柱構件大多使用規定降伏強度 $f_y = 420$ MPa 鋼筋，號徑介於 D25 至 D39，常用柱尺度約為 $20d_b$ 至 $30d_b$ ，設計上梁主筋選用較大號徑、較少支鋼筋有利於紓解梁柱接頭鋼筋壅塞之情況，選用較小號徑但是較多支鋼筋則可以降低握裹應力。多年來規範使用者並未抱怨最小柱尺度 $20d_b$ 有困難，顯示此條款要求不算嚴格。

因應 New RC 預鑄結構對於高強度、大號徑鋼筋之需求，新版 CNS 560 將新增 Grade 550 及 690 鋼筋，其強度是普通 Grade 420 鋼筋的 1.3 倍及 1.66 倍，現行規範[2]之接頭最小柱尺度 $20d_b$ 條款源自 1983 年 Zhu and Jirsa[3]研究檢討 18 支使用 Grade 420 鋼筋、28-35 MPa 混凝土製造的梁柱接頭試體在反復載重下之表現，歸納最小柱尺度 20 至 22 倍 d_b 可確保梁主筋在 3% 層間位移角以內不致於在接頭發生握裹損壞導致嚴重的滑移。然而此經驗門檻值恐不適用於高強度鋼筋。一旦鋼筋強度等級提高，構架接頭最小柱尺度可能需要增加，如此一來就可能變成設計上的瓶頸，需要檢討。



(a) 理想之梁塑性鉸耗能機制

(b) 明顯的鋼筋滑移及塑鉸區混凝土壓碎

圖1 抗彎矩構架之抗震耗能機制及接頭握裹滑移破壞

二、梁柱接頭最小柱尺度之經驗公式

使用較高降伏強度鋼筋具有諸多優勢，特別是特殊抗彎矩構架因為鋼筋量大，使用高強度鋼筋有助於降低用鋼量，舒緩梁柱接頭鋼筋壅塞之狀況。然而，使用較高強度鋼筋最大疑慮在於鋼筋伸展長度可能不足，理論上鋼筋之伸展長度正比於鋼筋降伏強度 f_y ，故 ACI 352R-02[4]建議修正抗彎構架之柱最小尺度為

$$\frac{h_c}{d_b} \geq 20 \times \frac{f_y}{420 \text{ MPa}} \quad (1)$$

若梁主筋 f_y 為 420、550、或 690 MPa 時，式(2-9)要求柱最小尺度分別為 $20d_b$ 、 $26d_b$ 、 $33d_b$ 。柱最小尺度規定為 $20d_b$ 至 $26d_b$ 或許不會造成太大之困擾，但是 $33d_b$ 就可能有實務上之困難，設計者必須使用較大之柱尺寸或是選用多根、較小號鋼筋，會形成設計或施工上之瓶頸。式(1)明顯未考慮混凝土強度之影響，過於簡單，應檢討改進。

在設計地震來襲時預期梁在接頭面產生塑性鉸，因此貫穿接頭之梁主筋在接頭面受拉應力可能達到 $\alpha_o f_y$ ，其中鋼筋超額強度因子 $\alpha_o=1.25$ ，但同一根鋼筋在接頭的另一面承受壓力，如圖 2 所示，假設壓應力為 $\kappa\alpha_o f_y$ ，其中 κ 值不太可能超過 1.0，諸多研究顯示梁塑鉸壓應力不致於達到 $1.0f_y$ ，換言之， κ 值不超過 0.8 是比較合理的假設。

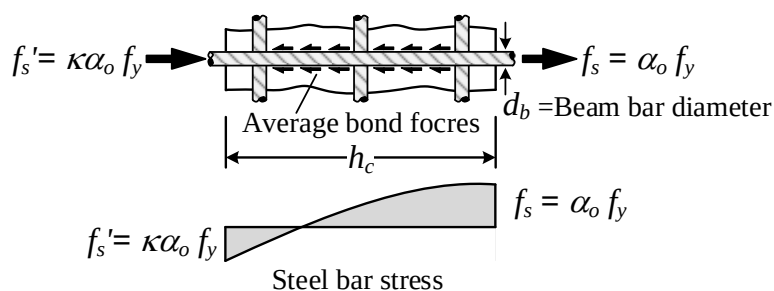


圖2 貫穿梁柱接頭之梁主筋握裹需求

假設梁主筋在接頭內之平均握裹強度為 u_b ，由圖 2 中貫穿接頭之梁主筋自由體水平力平衡，不產生握裹破壞之方程式如下

$$\pi d_b h_c \alpha_p u_b \geq \frac{\pi d_b^2}{4} \alpha_o f_y (1 + \kappa) \quad (2)$$

其中 u_b 為梁主筋在接頭內之基本握裹強度； α_p 為柱軸力對握裹強度之修正因數，一般相信，柱軸壓力可以箝制梁主筋在接頭內之滑動，提高握裹強度。

將式(2)移項，即為接頭最小柱尺度之基本公式

$$\frac{h_c}{d_b} \geq \frac{(1 + \kappa)}{4} \frac{\alpha_o f_y}{\alpha_p u_b} \quad (3)$$

上述梁主筋在接頭內之握裹或伸展長度規定，見諸於日本建築學會 AIJ 設計指針[5]、歐盟 Eurocode 8[6]、紐西蘭 NZS 3101[7]等規範，各國設計條款格式略有差異，但皆採用式(3)或其倒數為設計公式。另近期研究 Brooke and Ingham[8]及 Li and Leong[9]也分別對 NZS 3101 規範提出修正建議，陳錫慶[10]的博士論文對於各家規範之差異有詳盡的比較。假設一平面十字形梁柱接頭受柱軸壓力 $0.2A_g f'_c$ ，貫穿接頭之梁底層筋與頂層筋採用相同號徑但面積比值 $A_{s,top}/A_{s,bot} = 0.75$ ，各家建議之最小主尺度比較如圖 3 所示，顯然各家建議之接頭最小柱尺度並不一致，歐盟規範最保守、日本次之，紐西蘭再次之，各家規範皆有考慮混凝土強度之影響，唯獨 ACI 方法沒有考慮 f'_c 值之影響，對於搭配高強度鋼筋使用之高強度混凝土而言，非常不經濟。

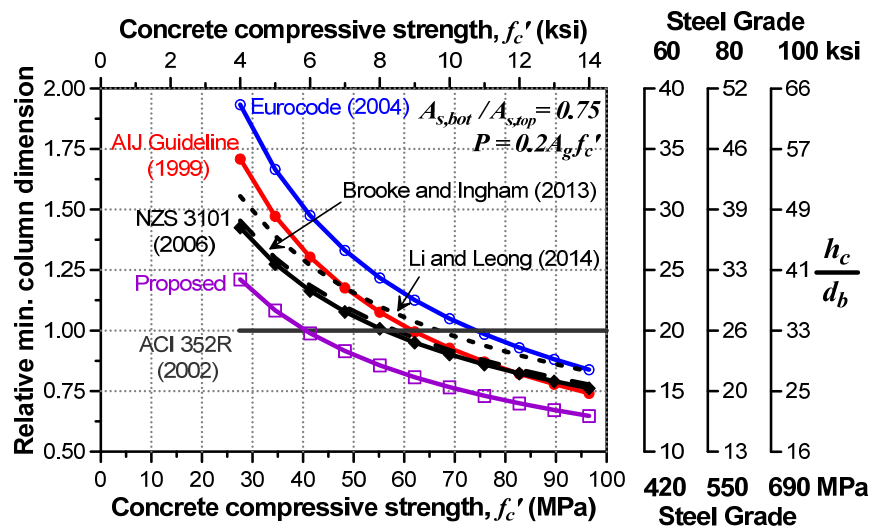


圖3 各家建議之梁柱接頭最小柱尺度比較

回顧 Brooke and Ingham[8]研究顯示低軸力時接頭內握裹強度可能不若高軸力時來得強，特別是零軸力的梁柱接頭試體有較多的握裹破壞現象。然而式(3)要考慮軸力對於握裹強度之影響可能會受到質疑，因為實際地震運動包含垂直加速度，真實結構之柱軸

力變化可能很劇烈。實務上中低樓層內柱或邊柱之設計軸力多會大於 $0.10A_gf'_c$ 甚至 $0.15A_gf'_c$ 以上，較高樓層柱軸力比或許較低，但是設計地震時理想上只有中低樓層部分梁端會產生塑性鉸，因此式(3)之 α_p 值應可簡化取 1.20。

本研究參考 NZS 3101 規範假設基本握裹強度 $u_b = 1.5\sqrt{f'_c}$ MPa，假設鋼筋超額強度因子 $\alpha_o=1.25$ 而壓力筋應力比值 $\kappa=0.8$ 代入式(3)，簡化為

$$\frac{h_c}{d_b} \geq \frac{(1 + 0.8)}{4} \frac{1.25f_y}{1.2 \times 1.5\sqrt{f'_c}} = \frac{f_y}{3.2\sqrt{f'_c}} \quad (4)$$

式(4)跟各家經驗公式之相對關係如圖 3 所示，在此範例式(4)建議之最小柱尺度約為 NZS 3101[7]或 Brooke and Ingham[8]建議值的 83%。當 f'_c 值大於 42 MPa，式(4)得出之 h_c/d_b 值即小於式(1)，比較務實。然而當 f'_c 值很高時，式(4)得出 h_c/d_b 值可能小於 20，陳錫慶[10]調查之梁柱接頭實驗資料庫試體之 h_c/d_b 比值介於 17 至 38，小於 $20d_b$ 之實驗驗證數量不足，保守建議式(4)仍不得小於 $20d_b$ 。

三、使用高強度鋼筋之梁柱接頭實驗比對

為檢核上述建議之最小柱尺度公式，本研究自日本、台灣、韓國、新加坡及紐西蘭蒐集符合下列條件之梁柱接頭試體，將試體之遲滯迴圈作定量分析及評估，作為比對柱尺度之參考。

- 鋼筋混凝土造具有韌性配筋之十字形梁柱接頭，梁柱正交，無偏心梁或橫向梁版；
- 試體受反復載重至 3.5%層間變位角以上，每一層間變位角至少重複 2 迴圈；
- 梁主筋規定降伏強度在 490 MPa 以上，不超過 700 MPa；
- 梁主筋貫穿接頭且降伏在柱面，試體破壞模式為梁撓曲破壞(B failure)、梁降伏後接頭剪力破壞(BJ failure)、或是梁降伏後接頭握裹破壞(BJa failure)。

引用 ACI 374.1-05[11]建議之抗彎矩構架試驗接受準則來診斷各試體之遲滯迴圈表現是否符合要求，如圖 4 所示，在設計地震限定之層間變位角(不少於 3.5%)的第 3 迴圈應滿足下列三條件：

1. 正負向峰值位移之強度損失不得超過 25%，保有最大強度 3/4 以上；
2. 在零位移(該圈層間變位角的 $\pm 1/10$)之切線勁度不得低於第一迴圈之初始勁度的 5%，即殘留勁度比值至少 0.05；
3. 該迴圈消散之能量不得少於理想彈塑性系統消散能量的 1/8，即相對消能比值至少 0.125。

然而，如若限定要每一層間變位角要重複三迴圈，符合之實驗數據非常有限。ACI 374.2R-13[12]又再建議一鋼筋混凝土構件反復載重試驗指引，指出每一層間變位角重複二迴圈便足以評估結構損壞。因此，本研究引用 ACI 374 準則，針對限定之層間變位角(不少於 3.5%，本研究取 3.5%至 4%)的第二迴圈(或第三迴圈，若有)，評估該遲滯迴圈之強度、勁度及消能能力，根據評估結果來診斷設計公式之妥適性。

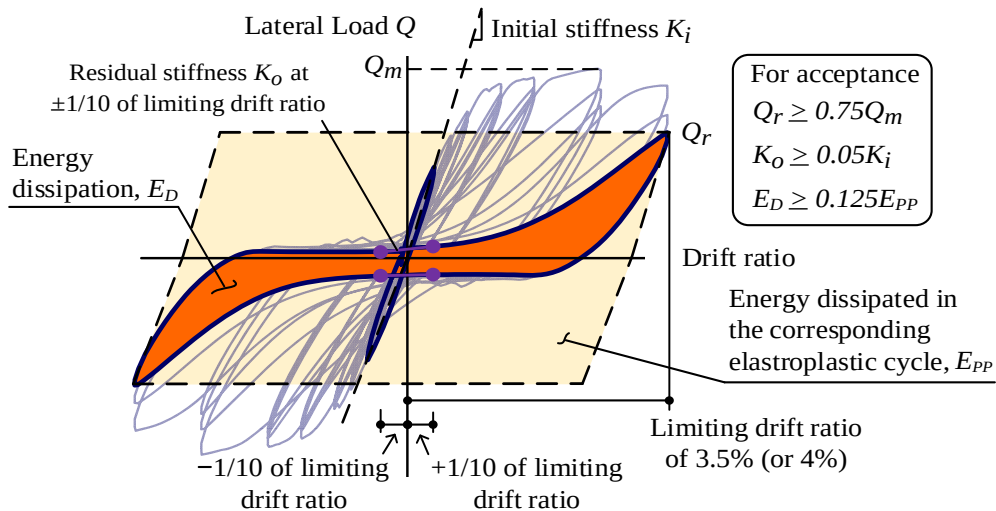


圖4 ACI 374.1-05[11]建議之抗彎矩構架耐震試驗接受準則(握裹劣化表現不合格範例)

圖 5 呈現資料庫試體之接頭剪力比值、柱尺度比值和耐震性能評比結果，其中縱軸 $V_{jh,m}/V_{n,aci}$ 為實驗最大側力強度對應之接頭剪力除以 ACI 318 規範[2]標稱接頭強度值，理想上設計剪力不得大於標稱剪力強度，即 $V_{jh,m}/V_n \leq 1.0$ 才是符合 ACI 318 規範剪力設計要求之試體，而橫軸為實際柱尺度除以本研究建議公式，換言之，落在第 4 象限表示剪力比值符合 ACI 規範且接頭最小尺度亦滿足式(4)要求，理想上應該要有較佳之耐震性能。

圖 5(a)為耐震性能不合格試體以符號 x 表示，而圖 5(b)為耐震性能滿足前述 ACI 374 要求之三項條件者，以符號 o 表示，注意試體破壞模式 B、BJ 或 BJa 以不同顏色區隔。注意圖 5(a)第 4 象限有 3 個 B 破壞試體，其耐震性能不合格是因為梁塑鉸區混凝土壓碎壓力筋挫曲導致強度迅速下降所致，並非梁主筋握裹表現不好。排除 B 破壞不論，圖 5(a)第 3 象限確實有很多試體耐震性能不合格，研判是柱尺度不足導致握裹劣化所致。較不完美的是在第 4 象限仍有 3 個試體有 BJa 破壞，如果要將這三點排除，式(4)須將分母 $3.2\sqrt{f'_c}$ 改為 $3.0\sqrt{f'_c}$ MPa。

相反地，圖 5(b)耐震性能合格的試體多數落在第 4 象限，注意接頭剪應力比值愈低且柱尺度愈大者幾乎都是 B 破壞，有三個 BJa 破壞試體雖然原著指出有握裹破壞，經檢視其握裹破壞是發生在層間變位角 4.4%以上，所以在層間變位角 4%的耐震性能評估仍然是合格的。

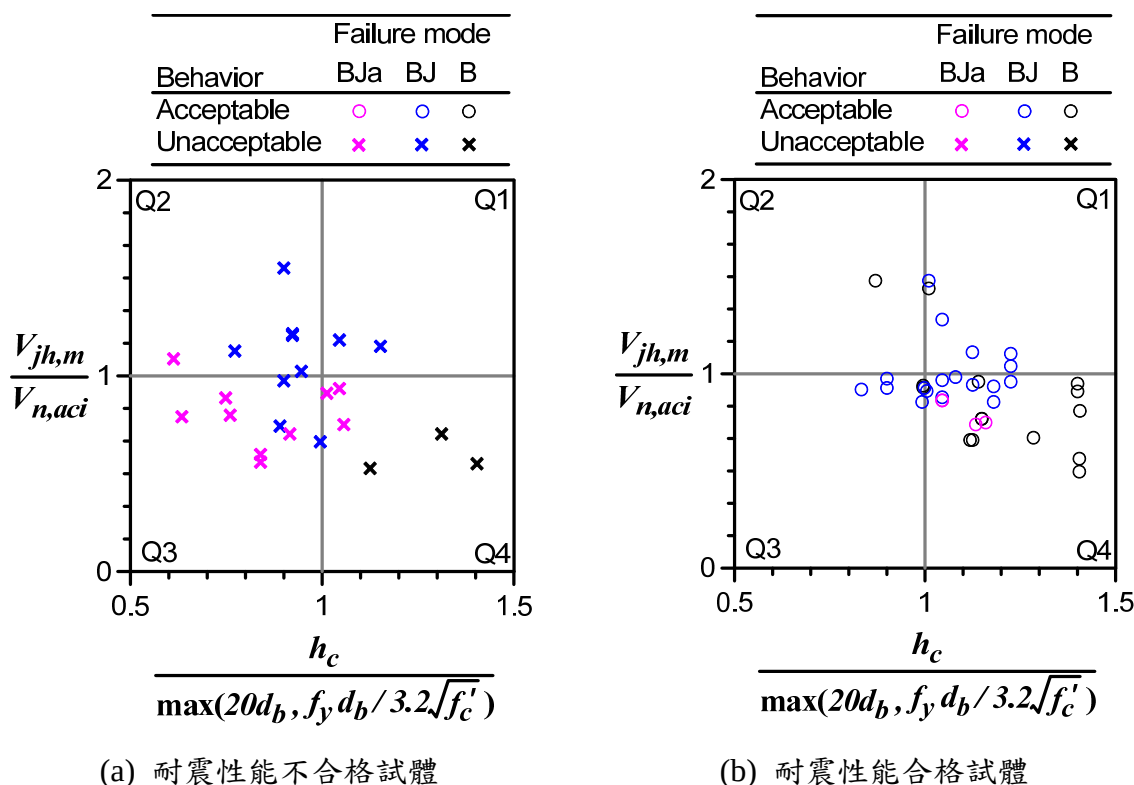


圖5 高強度鋼筋混凝土梁柱接頭試體接頭剪應力比值、柱尺度和耐震性能之關係

整體而言，柱尺度符合式(4)要求的梁柱接頭試體，在實驗室測試至層間變位角 3.5% 以前幾乎都有適當之耐震性能。個別試體之耐震性能評估結果請參考陳錫慶[10]之研究。

四、結論與建議

1. 高強度鋼筋貫穿梁柱接頭之最小尺度須足以避免接頭在設計地震就發生握裹破壞。實驗室觀察握裹破壞會造成梁柱接頭抗側力強度降低、遲滯迴圈有明顯的頸縮不利消散地震能量，且因鋼筋可滑動會導致構架小位移之殘餘勁度很低，如若設計地震即發生握裹破壞，實務上難以修復，後續小震時將有側位移過大造成損壞要時常修補的困擾。
2. 為避免太早發生接頭握裹破壞及鋼筋滑移，現行 ACI 318 規範規定當梁主筋貫穿接頭時，柱最小尺度為梁主筋直徑之 20 倍，係基於普通強度鋼筋混凝土梁柱接頭試驗數據而定的，對於高強度鋼筋可能不保守。而 ACI 352R-02 報告建議將最小尺度放大 $f_y/420$ MPa 倍則太過簡單，對於高強度混凝土可能過於保守。
3. 本研究建議特殊抗彎矩構架接頭最小柱尺度為 $d_b f_y / (3.2 \sqrt{f'_c})$ 及 $20d_b$ 取大值。符合本建議的高強度鋼筋混凝土梁柱接頭試體，在實驗室測試至層間變位角 3.5% 以前幾乎都有適當之耐震性能。

參考文獻

- [1] 內政部營建署, "建築物耐震設計規範及解說," 內政部營建署, 台北, 2011.
- [2] ACI (2014), "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary," Committee 318, American Concrete Institute, Farmington Hills.
- [3] Zhu, S.; and Jirsa, J. O., "A Study of Bond Deterioration in Reinforced Concrete Beam-Column Joints," Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory, University of Texas at Austin, PMFSEL Report No. 83-1, Austin, TX, 1983.
- [4] ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures (ACI 352R-02)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2002, pp. 38.
- [5] Architectural Institute of Japan (AIJ), Design Guidelines for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings Based on Inelastic Displacement Concept, Architectural Institute of Japan, Tokyo, 1999, 440 pp. (in Japanese)
- [6] CEN, "Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings," European Committee for Standardization, Brussels, 2004, 229 pp.
- [7] Standards New Zealand, "Concrete Structures Standard Part 1-The Design of Concrete Structures," Standards New Zealand, Wellington, New Zealand, 2006 pp.
- [8] Brooke, N. J.; and Ingham, J. M., "Seismic Design Criteria for Reinforcement Anchorages at Interior RC Beam-Column Joints," Journal of Structural Engineering, V. 139, No. 11, 2013, pp. 1895-1905.
- [9] Li, B.; and Leong, C. L., "Experimental and Numerical Investigations of the Seismic Behavior of High-Strength Concrete Beam-Column Joints with Column Axial Load," Journal of Structural Engineering, V. 141, No. 9, Sept. 2015, pp. 04014220.
- [10] 陳錫慶, 「鋼筋混凝土特殊抗彎矩構架接頭之最小柱尺度」, 博士論文, 國立雲林科技大學工程科技研究所, 雲林, 2017。

可變形之高強度纖維混凝土於土木與耐震工程之應用研究

洪崇展¹ 洪暄惠² 胡福堯³ 謝秉倫³ 顏誠縞³ 溫國威³ 戴艾珍³

¹ 國立成功大學土木工程學系教授、國家地震工程研究中心兼任研究員

² 國立成功大學土木工程學系博士生

³ 國立成功大學土木工程學系碩士生

摘要

具高韌性之可變形高強度纖維混凝土為國際間極受矚目的一種新型營建材料，其與傳統混凝土與纖維混凝土不同之處在於，翻轉了混凝土抗拉與抗裂能力不佳之缺失，其極限拉應變值超過普通混凝土的一百倍，且具有優良之裂縫抑制能力。使用可變形高強度纖維混凝土於抗耐震構件上，可大幅提升構件之韌性與抗剪能力，減少圍束與剪力鋼筋使用量，以及簡化施工設計與技術。除此之外，可變形高強度纖維混凝土具有良好的損傷容限與裂縫寬度控制能力，能有效地提高結構物的耐久性及使用年限，減少日後維護與修繕等相關成本。本研究除了蒐集可變形高強度纖維混凝土之特性與國內外應用現況，並研究結合高強度鋼筋，以提升 RC 結構牆耐震行為之可能性。材料之製作與預拌廠進行產學合作，成功生產具有良好工作性之可變形高強度纖維混凝土，並於國家地震工程研究中心進行結構牆反覆側推之擬地震試驗，由實驗結果得知，使用可變形高強度纖維混凝土與高強度鋼筋於結構牆中，能有效延緩混凝土裂縫的發展，可變形高強度纖維混凝土的多重細微開裂之材料特性，以及應變硬化能力，能顯著提升試體的結構韌性、強度、以及韌性。實驗結果亦發現，可變形高強度纖維混凝土能有效分擔水平鋼筋之剪力，並提升試體之側向勁度與抗剪能力，不論使用高強度鋼筋或一般鋼筋，可變形高強度纖維混凝土結構牆之極限強度均比一般高強度鋼筋混凝土結構牆提升 15% 以上，並可於強烈地震作用下延緩結構牆損壞之發生，有效減少或避免強烈地震後之維修。

關鍵字：高強度混凝土、高性能混凝土、纖維混凝土、剪力牆、柱。

Study on Deformable High Strength Fiber Reinforced Concrete for Civil and Earthquake-resistant Applications

Chung-Chan Hung¹ Hsian-Hui Hung² Fuo-Yao Hu³ Ping-Lun Hsieh³ Cheng-Hao Yen³

Kuo-Wei Wen³ Ai-Chen Tai³

¹ Professor, National Cheng Kung University

² PhD student, National Cheng Kung University

³ Master student, National Cheng Kung University

Abstract

Deformable high strength fiber reinforced concrete (DHSFRC) is a new highly potential construction material. It is distinguished from conventional concrete materials by its tensile ductility, which is over a hundred times greater than that of conventional concrete. It also possesses crack-control ability, which allows it to show only narrow cracks under large deformation. It has been shown that the use of DHSFRC in earthquake-resistant structural members is able to greatly enhance the members' ductility and shear resistance while reducing transverse reinforcement and simplifying construction. The present study reviews the characteristics and international applications of DHSFRC. It also investigates the potential of combining DHSFRC and high strength steel in structural walls for earthquake engineering applications. The test results of structural walls under cyclic loading show that the use of DHSFRC in structural walls is able to delay damage in earthquake events. It also considerably increases the strength of the wall by more than 15%.

Keywords: high strength concrete, fiber reinforced concrete, shear walls

一、前言

高性能纖維混凝土 (high performance fiber reinforced concrete, 簡稱 HPFRC) 為國際間極受矚目的一種新型營建材料, 其與傳統混凝土與纖維混凝土不同之處在於, 翻轉了混凝土抗拉與抗裂能力不佳之缺失, 如圖 2.1 所示, 其極限拉應變值最高可達 6% 以上, 超過普通混凝土的一百倍, 且具有優良之裂縫抑制能力, 裂縫寬度在混凝土受到 1% 拉力應變前, 可控制於 0.06mm 以下, 這樣優良的拉力特性, 不僅顛覆了教科書中對混凝土材料脆性的定義, 亦使得傳統混凝土力學分析不再全然適用於這新世代的高科技混凝土材料。如果使用高性能纖維混凝土於抗耐震構件上, 可大幅提升構件之韌性與抗剪能力, 減少圍束與剪力鋼筋使用量, 以及簡化施工設計與技術。除此之外, 高性能纖維混凝土具有良好的損傷容限與裂縫寬度控制能力, 能有效地提高結構物的耐久性及使用年限, 減少日後維護與修繕等相關成本。

由於高性能纖維混凝土的傑出力學與耐久性特性, 國際混凝土產學界已多年持續投入大量資源, 進行相關研究與應用, 並開發更優秀之力學與耐久性能, 此新一代高性能纖維混凝土的國際間通用名稱為: 超高性能纖維混凝土 (ultra high performance fiber reinforced concrete, 簡稱 UHPFRC), 其可在維持傑出之變形韌性能力與漿體工作性下, 如圖 2.4 所示, 將抗壓強度提升至 150MPa 以上, 抗拉強度大於 10MPa 以上。

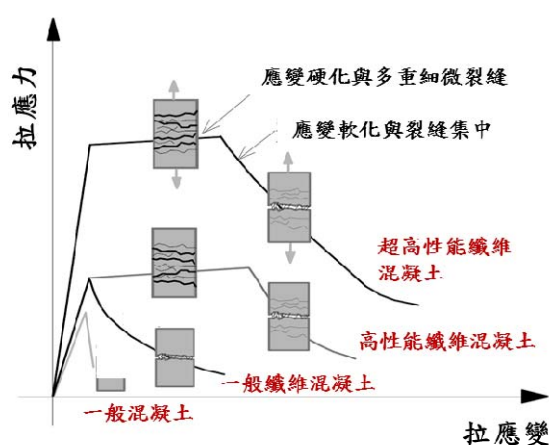


圖1 不同混凝土之拉應力應變行為

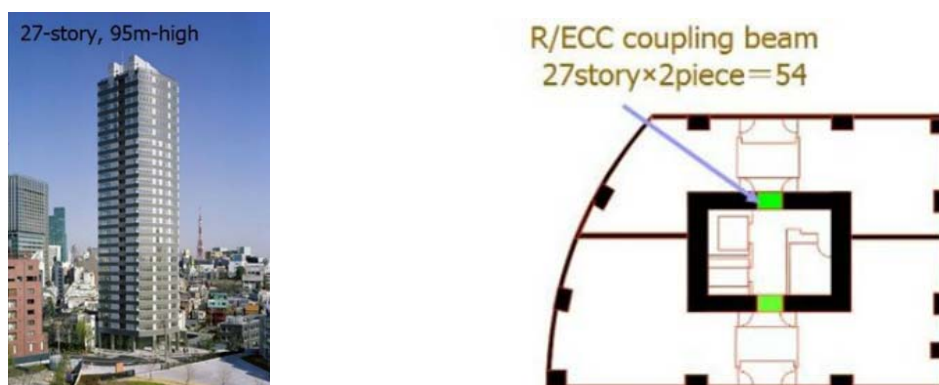
二、高性能纖維混凝土於國內外之發展與應用

洪崇展與 El-Tawil (Hung and El-Tawil 2011)，設計兩座耦合結構牆抗震系統，第一座使用傳統鋼筋混凝土(RC)，第二座使用高性能纖維混凝土於耦合牆之塑性區中，考慮高性能纖維混凝土之優越性能，洪崇展與 El-Tawil 減少了結構牆塑鉸區之 20% 撓曲鋼筋與 50% 圍束箍筋，連接梁亦減少圍束鋼筋使用量與簡化配筋方式。經非線性動態分析結果發現，在減少鋼筋使用量下，高性能纖維混凝土耦合牆不僅可達成預定之性能目標，

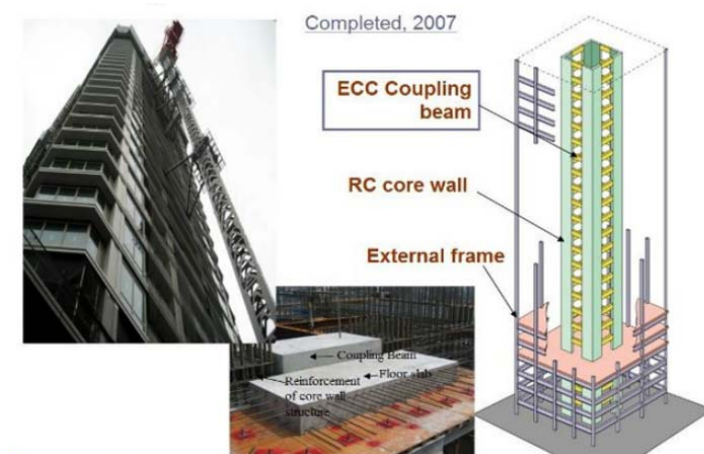
更能增強地震消能機制，並有效減少結構牆塑性區之最大轉角，以及地震過後之永久損傷。

洪崇展與陳育瑄(Hung and Chen 2016) 研究使用高性能纖維混凝土於非韌性 RC 構件補強之有效性，所開發之高性能纖維混凝土具有可觀之韌性與變形能力，極限拉力應變高達 5%以上。研究結果發現，使用高性能纖維混凝土進行補強，能有效減少補強鋼筋之使用，甚至完全不需補強箍筋，亦可有效強化非韌性 RC 構件於反覆載重下之變形韌性、強度、以及勁度。洪崇展等人 (Hung et al. 2016)研究高性能纖維混凝土撓曲構件之反覆載重行為，並建議其力學分析模型。洪崇展與蘇彥方(Hung and Su 2016) 研究高性能纖維混凝土之受裂後之自癒合特性，研究結果發現，由於高性能纖維混凝土具有低水膠比與高含量膠結材料，不僅能有效自癒合裂縫，更能回復 80%以上之拉力強度與拉力勁度。洪崇展與顏偉閔(Hung and Yen 2014)結合高性能纖維混凝土與形狀記憶合金，成功開發出新型 RC 構件，能在反覆載重作用下，產生結構自復位之特性，減少災後之維修。洪崇展與 El-Tawil (Hung and El-Tawil 2011)使用高性能纖維混凝土於 RC 耦合結構牆之塑角區，研究結果發現，使用高性能纖維混凝土取代傳統混凝土於抗震構件中，能有效延緩裂縫之開裂與混凝土之壓碎，並能簡化鋼筋之設計與配置。

2004 年與 2007 年，日本東京與橫濱地區分別完工一座 27 樓高與一座 41 樓高之 RC 大樓，如圖 2.2，兩大樓均採用 RC 耦合結構牆抗震系統，此抗震系統內連繫兩 C 型 RC 結構牆之連接梁，使用高性能纖維混凝土取代傳統混凝土，以提升整體耦合結構牆之抗震消能能力，並避免或減少強震後所需之維修。



(a) 東京Glorio Roppongi 27層住宅大樓



(b) 橫濱41層樓大樓

圖2 高性能纖維混凝土於日本抗震高層建築應用案例

美國西雅圖於 2017 年即將完工的兩座 41 層樓與 31 層樓住商混合大樓，如圖 2.3 所示，亦採用 RC 耦合結構牆抗震系統，藉由高性能纖維混凝土取代傳統混凝土材料於連接梁，不僅大幅減少連接梁內橫向鋼筋量約 50%，並將設計與施工複雜之對角鋼筋籠簡化為傳統縱向鋼筋配置，不僅使施工容易、減少工時，同時亦減少了 20%-30% 之材料總成本。



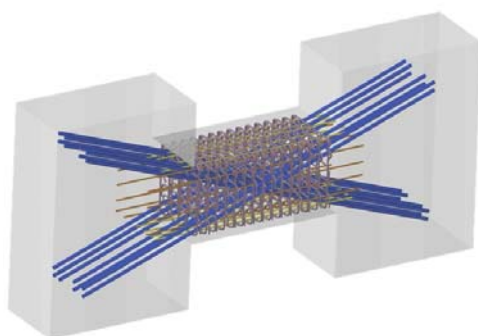
(a) 本案所用之高性能纖維混凝土



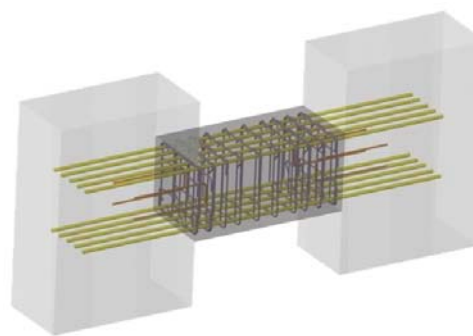
(b) 高性能纖維混凝土灌漿



(c) 興建過程



(d) 傳統混凝土連接梁鋼筋配置



(e) 高性能纖維混凝土連接梁鋼筋配置

圖3 高性能纖維混凝土於美國抗震高層建築應用案例

法國於 1990 年開始研究超高性能纖維混凝土。90 年代後期開始進行最佳化配比設計，並且開始銷售這項技術於西歐、亞洲、澳洲以及美國等地，用於橋梁、建築以及非結構之裝置藝術品，在 90 年代後期，在法國與西歐等地之超高性能纖維混凝土主要用於老舊房舍的補強。隨著混凝土工程先進國家前後陸續投入大量資源於超高性能纖維混凝土的研究與應用，法國土木工程協會(Association Française de Génie Civil)率先於 2002 年發表了超高性能纖維混凝土的使用與設計建議手冊，之後許多各國(包含日本、韓國以及澳洲等)的土木工程協會，亦陸續發布了其國內的超高性能纖維混凝土相關手冊。2005 年，德國投注 1000 萬歐元，在大學的研究團隊領導下，積極研究超高性能纖維混凝土，日本也積極將超高性能纖維混凝土應用於抗震結構、人行陸橋、公路及鐵路橋等。在澳洲，超高性能纖維混凝土則用於避難所的設計。發展超高性能纖維混凝土的企業與研究單位中，主要有法國的 DUCTAL®、BSI/CERACEM®、BCV®，瑞士及加拿大的 CEMTECmultiscale®以及丹麥、德國、日本發展出的超高性能纖維混凝土產品。此外西歐的超高性能纖維混凝土產品: BSI/CERACEM® 與 Ductal® 更遍佈於亞洲、澳洲、北美等地。

洪崇展等人(2015)結合超高性能纖維混凝土與高強度鋼筋，以提升 RC 結構牆之耐震行為，其成功與國內預拌場進行產學合作，如圖 2.7-8 所示，使台灣混凝土業界能大量自產具有良好工作性之超高性能纖維混凝土，坍流度可達 680mm，抗壓強度可達 160MPa 以上。

三、試驗計畫

本研究計畫將針對高強度鋼筋混凝土結構牆，探討其抗耐震地震行為，分別製作並測試六座高強度鋼筋混凝土結構牆，試體設計參數包含鋼筋強度、混凝土強度、鋼纖維、以及剪力強度需求。藉由反覆側推實驗結果，探討剪力牆之抗耐震行為。

六座剪力牆試體之實驗參數包含以下四點：

- (1) 腹版斷面剪力需求($0.83\sqrt{f'_c}$ 、 $0.5\sqrt{f'_c}$)。
- (2) 腹版縱向撓曲鋼筋與水平剪力鋼筋之強度(一般強度鋼筋 420MPa、高強度鋼筋 785MPa)。
- (3) 腹版混凝土種類(高強度混凝土為不加鋼纖維、超高性能纖維混凝土為加入鋼纖維)。
- (4) 綴縫筋(dowel bars)。

本研究之六座試體，根據 ACI 318-14 所計算之剪力強度(V_n)與施力高度(h_w)之乘積，皆大於腹版斷面之標稱彎矩 M_n ，因此，試體皆為撓曲控制。六座試體分別命名為：HSC-HS- $0.5\sqrt{f'_c}$ 、UHPFRC-HS- $0.5\sqrt{f'_c}$ 、UHPFRC-NS- $0.5\sqrt{f'_c}$ 、HSC-HS- $0.83\sqrt{f'_c}$ 、UHPFRC-HS- $0.83\sqrt{f'_c}$ 、UHPFRC-NS- $0.83\sqrt{f'_c}$ 。其中，HSC 表示高強度

混凝土、UHPFRC 表示超高性能纖維混凝土、HS 表示高強度鋼筋、NS 表示一般強度鋼筋、 $0.5\sqrt{f'c}$ 與 $0.83\sqrt{f'c}$ 表示腹版斷面剪力需求。試體配筋簡介之設計細節整理成表 1 所示。

表 1 試體配筋細節

試體名稱	水平剪力鋼筋	鋼筋比	縱向撓曲鋼筋	鋼筋比	邊界構材撓曲主筋	鋼筋比	邊界構材橫向鋼筋	綴縫筋
HSC-HS $-0.5\sqrt{f'c}$	10#3 (SD785)	0.004	10#3 (SD785)	0.004	4#8 (SD685)	0.0634	#3@50mm (SD785)	無
UHPFRC-HS $-0.5\sqrt{f'c}$	10#3 (SD785)	0.004	10#3 (SD785)	0.004	4#8 (SD685)	0.0634	#3@80mm (SD785)	無
UHPFRC-NS $-0.5\sqrt{f'c}$	10#4 (SD420)	0.0072	10#4 (SD420)	0.0072	4#8 (SD685)	0.0634	#3@80mm (SD785)	無
HSC-HS $-0.83\sqrt{f'c}$	14#4 (SD785)	0.0101	14#4 (SD785)	0.0101	6#8 (SD685)	0.0951	#3@50mm (SD785)	10#5 (SD785)
UHPFRC-HS $-0.83\sqrt{f'c}$	14#4 (SD785)	0.0101	14#4 (SD785)	0.0101	6#8 (SD685)	0.0951	#3@80mm (SD785)	10#5 (SD785)
UHPFRC-NS $-0.83\sqrt{f'c}$	16#5 (SD420)	0.018	16#5 (SD420)	0.018	6#8 (SD685)	0.0951	#3@80mm (SD785)	無

四、剪力牆反覆載重實驗結果

4.1 HSC – HS – $0.5\sqrt{f'c}$ 試體

水平位移加載至+0.25%時，右上至左下之對角方向產生細長裂縫，水平位移加載至-0.25%時，左上至右下之對角方向產生細長裂縫。水平位移加載至±0.375%時，對角方向之細長裂縫延伸交錯且持續增加。水平位移加載至±0.5%、±0.75%時，對角方向之交錯裂縫延伸且增加。水平位移加載至+1%時，基礎上梁產生 2 條縱向裂縫，對角方向之交錯裂縫延伸且增加，水平位移加載至-1%時，基礎上梁產生 1 條縱向裂縫，對角方向之交錯裂縫亦延伸且增加。水平位移加載至+1.5%時，對角方向之交錯裂縫增加，水平位移加載至-1.5%時，對角方向之交錯裂縫剝落，水平位移加載至+1.5%的第二循環時，試體中心產生大量剝落，水平位移加載至-1.5%的第二循環時，試體中心與下半區塊產生大量剝落，由於試體之加載力量低於最大強度之 50%，為了安全考量而中止試驗。



(a) Yielding of boundary element(0.5%)



(b) Yielding of web vertical steel(1%)



(c) Yielding of web horizontal steel(1%)



(d) Maximum force(1.5%)



(e) Failure state-front side (1.5%)



(f) Failure state-back side (1.5%)

圖4 HSC – HS – $0.5\sqrt{f'_c}$ 於不同階段之損傷

4.2 UHPFRC – HS – $0.5\sqrt{f'_c}$ 試體

水平位移加載至+0.25%時，右上至左下之對角裂縫集中於試體右側，水平位移加載至-0.25%時，左上至右下之對角裂縫集中於試體左側。水平位移加載至±0.375%時，對角裂縫數量增加且向腹版中心延伸。水平位移加載至±0.5%時，對角裂縫數量增加且延伸至腹版中心。水平位移加載至+0.75%時，對角裂縫數量增加且持續往腹版左下方延伸，兩對角方向之裂縫產生交錯，水平位移加載至-0.75%時，兩對角方向之交錯裂縫增加。水平位移加載至+1%時，對角裂縫數量持續增加，腹版西側底部有抬升的現象。水平位移加載至-1%時，對角裂縫數量持續增加。水平位移加載至+1.5%時，對角裂縫數量持續增加，由於腹版與基礎梁強度仍存顯著之差異，腹版東側底部與下梁產生推擠的現象。水平位移加載至-1.5%時，對角裂縫數量持續增加，腹版西側底部亦與下梁產生推擠的現象。水平位移加載至+2%時，對角裂縫數量持續增加，腹版西側底部抬升，水平位移加載至-2%時，腹版東側底部抬升約 19mm，因邊界的嚴重破壞，導致試體產生滑移的現象，東側滑移約 18mm。在水平位移加載至-3%的第三循環時，東側底部有連續三次的鋼筋斷裂巨響，試體加載力量下降為 524.5kN 而終止試驗。



(a) Yield of boundary element(0.5%)



(b) Yield of web vertical steel(0.75%)



(c) Yield of web horizontal steel(2%)



(d) Maximum force(1.5%)



(e) Failure state-front side (3%)



(f) Failure state-back side (3%)

圖5 UHPFRC - HS - $0.5\sqrt{f'_c}$ 於不同階段之損傷

4.3 HSC - HS - $0.83\sqrt{f'_c}$ 試體

水平位移加載至 $\pm 0.25\%$ 時，對角方向之細長裂縫延伸全牆並產生交錯。水平位移加載至 $\pm 0.375\%$ 與 $\pm 0.5\%$ 時，對角裂縫數量增加且繼續往對角方向延伸，裂縫越交錯密集。水平位移加載至 $+0.75\%$ 時，對角裂縫數量增加，混凝土表面有些微剝落，水平位移加載至 -0.75% 時，對角裂縫數量增加。水平位移加載至 $\pm 1\%$ 的第一循環時，對角裂縫數量增加。水平位移加載至 -1% 的第二循環時，背面的表層混凝土，因對角壓力過大而有剝落的現象。水平位移加載至 $+1\%$ 的第三循環時，背面的混凝土剝落的情況更加顯著。當水平位移加載至 -1% 的第三循環時，對角壓力使試體背面持續大量剝落，西側面底部之混凝土剝落而導致鋼筋裸露，此時加載力量為 -961.1kN ，約剩最大強度的 50% 。水平位移加載至 -1.5% 的第三循環時，試體加載力量為 -493.8 ，約剩最大強度的 25% ，評估判斷後決定終止試驗，不論試體正面、背面、兩側底部皆出現鋼筋裸露的現象，但試驗過程中並無明顯滑移或鋼筋斷裂的情況，試體主要是承受過大的對角壓力，導致混凝土擠碎而破壞。



(a) Yield of boundary element(0.75%)

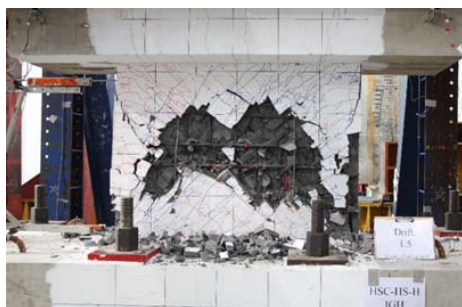
Not yield



(c) Yield of web horizontal steel(1%)



(d) Max force(1%)



(e) Failure state-front side (1.5%)

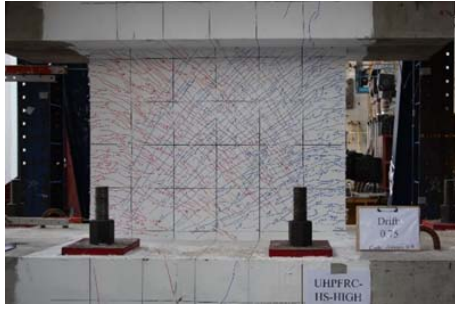


(f) Failure state-back side (1.5%)

圖6 HSC – HS – $0.83\sqrt{f'_c}$ 於不同階段之損傷

4.4 UHPFRC – HS – $0.83\sqrt{f'_c}$ 試體

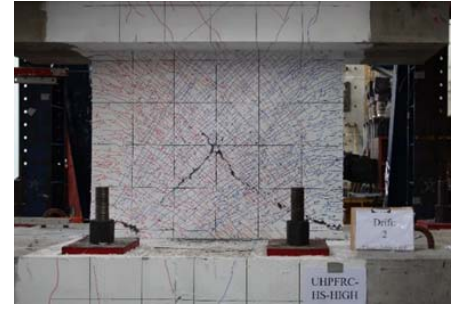
水平位移加載至 $\pm 0.25\%$ 時，兩對角方向之細長裂延伸全牆並產生交錯。水平位移加載至 $\pm 0.375\%$ 、 $\pm 0.5\%$ 時，對角裂縫數量增加且延伸，裂縫越交錯密集。水平位移加載至 $+0.75\%$ 時，對角裂縫數量增加。水平位移加載至 $+2\%$ 時，因對角壓力過大而產生明顯之對角剪力裂縫，撓曲裂縫也明顯擴展，水平位移加載至 -2% 時，對角裂縫數量增加，水平位移加載至 -2% 的第二循環時，左上至右下的對角裂縫與右下角之撓曲裂縫相連，水平位移加載至 $+2\%$ 的第三循環時，反方向之對角剪力裂縫亦與撓曲裂縫相連。水平位移加載至 $+3\%$ 的第一循環時，兩條次要對角裂縫分別產生於主對角裂縫之上側與下側，基礎下梁被嚴重抬升並產生爆裂巨響，水平位移加載至 -3% 的第一循環時，左上至右下之對角裂縫串連整個牆面，混凝土表面多處剝落，但核心混凝土尚未破壞，最大剪力裂縫已無法量測。水平位移分別加載至 $+3\%$ 與 -3% 的第二循環時，過大的對角壓力促使多處混凝土之表面與核心分離，但在鋼纖維的圍束作用下而尚未掉落，試體加載力量剩下最大強度之 50%。水平位移分別加載至 $+3\%$ 與 -3% 的第三循環時，試體加載力量剩下最大強度之 30%，經判斷評估後決定終止試驗。



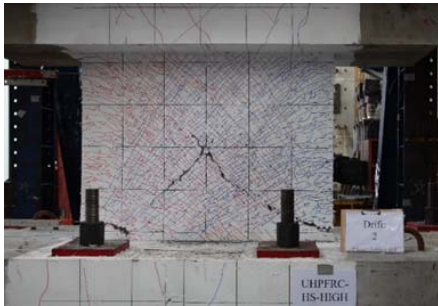
(a) Yield of boundary element(0.75%)



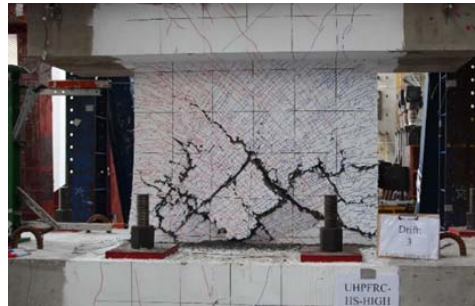
(b) Yield of web vertical steel(1.5%)



(c) Yield of web horizontal steel(2%)



(d) Max force(2%)



(e) Failure state-front side (3%)



(f) Failure state-back side (3%)

圖7 UHPFRC - HS - $0.83\sqrt{f'_c}$ 於不同階段之損傷

4.5 UHPFRC - NS - $0.83\sqrt{f'_c}$ 試體

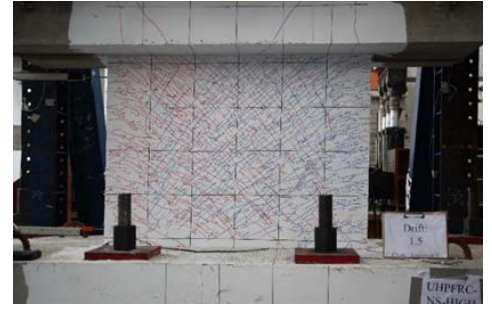
水平位移加載至 $\pm 0.375\%$ 時，對角裂縫數量增加且延伸。水平位移加載至 $+1\%$ 時，對角裂縫數量增加，水平位移加載至 -1% 時，對角裂縫數量增加，與正加載方向之裂縫越交錯密集，腹版東側底部產生些微抬升。水平位移加載至 $+2\%$ 時，對角裂縫數量增加，正背面皆產生明顯撓曲裂縫。水平位移加載至 -2% 時，對角裂縫數量增加。水平位移加載至 $+3\%$ 時，撓曲裂縫明顯加寬，混凝土表面開始產生些微剝落。水平位移加載至 $+4\%$ 時，混凝土表面持續剝落，水平位移加載至 $+4\%$ 的第二循環時，試體西側產生2次鋼筋斷裂的巨響，試體加載力量下降至 $+1347.3\text{kN}$ ，水平位移加載至 $+4\%$ 的第三循環時，試體西側再次產生1次鋼筋斷裂的巨響，試體加載力量下降至 $+955.4\text{kN}$ ，經過評估，決定在完成三個循環後終止試驗。



(a) Yield of boundary element(0.5%)



(b) Yield of web vertical steel(0.5%)



(c) Yield of web horizontal steel(1.5%)



(d) Max force(3%)



(e) Failure state-front side (4%)



(f) Failure state-back side (4%)

圖8 UHPFRC - NS - $0.83\sqrt{f'_c}$ 於不同階段之損傷

4.6 遲滯迴圈圖

各剪力牆試體於試驗終止時之遲滯迴圈如圖 9 所示，從圖可發現，使用高強度混凝土搭配高強度鋼筋的HSC - HS - $0.5\sqrt{f'_c}$ 與HSC - HS - $0.83\sqrt{f'_c}$ 試體，試體在水平剪力鋼筋達到降伏強度後，強度迅速折減，並在下個加載位移循環破壞。使用超高性能纖維混凝土並搭配一般強度鋼筋之試體，除了UHPFRC - HS - $0.5\sqrt{f'_c}$ 試體因為基礎抬升的緣故，導致試體強度些微下降，其餘三座試體在縱向撓曲鋼筋與水平剪力鋼筋皆達降伏強度後，強度仍有所成長並持續一段時間才開始下降，遲滯迴圈皆相當飽滿，與前兩座高強度混凝土試體進行比較，超高性能纖維混凝土能提供試體充分的韌性，將試體破壞由位移比 1.5 提升至 3 到 4 之間。

一般強度鋼筋之降伏應變皆約為 0.0024，而高強度鋼筋之降伏應變介於 0.0049 與 0.0039 之間，故使用一般強度鋼筋之試體，不論是腹版縱向撓曲鋼筋或水平剪力鋼筋，其降伏時間皆早於使用高強度鋼筋之試體。比較皆使用高強度鋼筋的四座試體可發現，使用高強度混凝土的試體，其水平剪力鋼筋之降伏時間皆早於使用超高性能纖維混凝土的試體，說明纖維能適時分擔水平鋼筋之剪力，提升試體之抗剪能力並延緩試體的破壞。

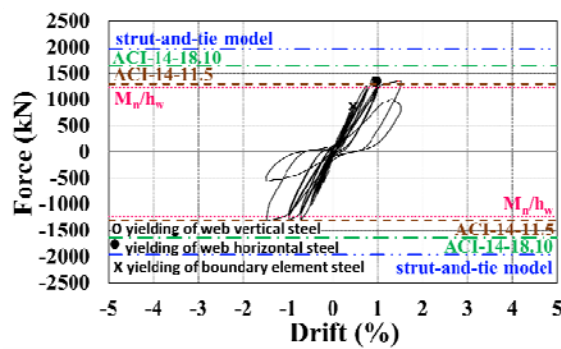
利用水平剪力鋼筋降伏前，各試體所承受之最大剪力強度，並搭配 ACI 公式求出鋼筋所提供之剪力強度，反推高強度混凝土與超高性能纖維混凝土所提供之剪力強度，發現混凝土加入纖維後，混凝土提供的剪力強度可能提升 50% 以上，表現最佳的試體甚至高達 2 倍。

本實驗六座試體之 $\frac{V_n h_w}{M_n}$ 介於 1.35-1.15 之間，其中 V_n 採用 ACI 318-14-18.10 之計算

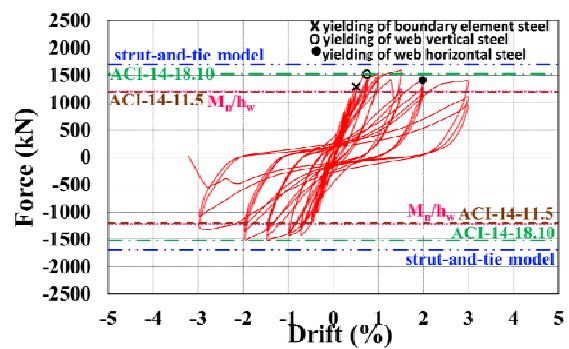
值、 M_n 採用 SP-column 軟體之分析值、 h_w 為施力高度至腹版底部之距離=1700mm。根據六張遲滯迴圈圖可見，HSC-HS- $0.5\sqrt{f'c}$ 試體之抗彎強度預測較為準確，降伏平台與預測線最為相近。其餘使用超高性能纖維混凝土之試體，計算撓曲強度時無法考慮到纖維對混凝土提供拉力的貢獻，導致撓曲強度有所低估而導致不保守的情形。HSC-HS- $0.83\sqrt{f'c}$ 試體之抗剪強度分析值出現高估的情形，導致試體並未發揮至預測的撓曲強度。

ACI 318-14-18.10 為耐震設計對結構牆的強度要求，比較 ACI 318-14-18.10 之計算值與六座試體的遲滯迴圈圖可見，UHPFRC-NS- $0.5\sqrt{f'c}$ 試體有些微的低估，其餘五座試體的剪力強度預測皆明顯高估。六座試體的設計 $V_n h_w$ 皆大於 M_n ，從實驗結果來看，唯獨 HSC-HS- $0.83\sqrt{f'c}$ 試體之剪力強度未達於 M_n ，故從此試體得知，ACI 318-14 公式計算高強度混凝土試體的剪力強度會嚴重高估，導致設計不保守而產生非預期的剪力破壞，從遲滯迴圈中亦可見，HSC-HS- $0.83\sqrt{f'c}$ 試體在達到極限強度後，其強度迅速下降。而其餘五座試體之剪力強度皆達到 M_n ，故試體在達到極限強度後，皆有明顯的撓曲降伏平台，試體之韌性並無疑慮。

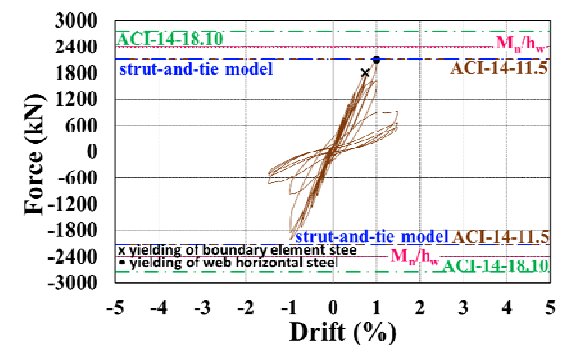
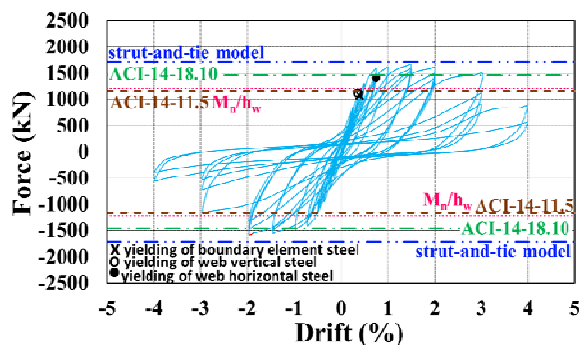
使用壓拉桿公式推估試體之剪力強度時，設計強度主要受混凝土抗壓強度與試體尺寸所控制。比較三座低剪力需求的試體可見，壓拉桿公式明顯高估。壓拉桿在計算強度時，鋼筋提供強度的比例較少，且無法考慮到纖維對剪力強度的貢獻，故試體在高剪力的需求下，即使配筋量充足，添加纖維的試體仍然出現明顯低估的情形，導致設計偏向保守。



(a) HSC-HS- $0.5\sqrt{f'c}$



(b) UHPFRC-HS- $0.5\sqrt{f'c}$



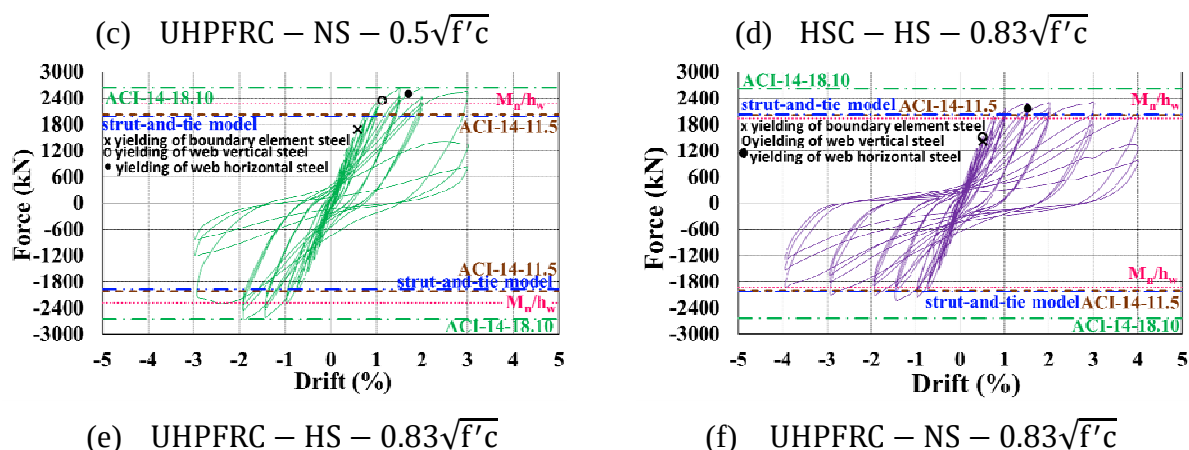


圖 9 剪力牆力量位移遲滯迴圈

五、結論與建議

使用高性能纖維混凝土取代傳統混凝土材料所製成之結構構件，可有效提高結構構件之耐久性與服務年限，包含：抵抗反覆載重之疲勞行為、減少混凝土開裂滲透、降低鋼筋腐蝕機會、抑制塑性乾縮裂縫生成、以及減低潛變量等，因而可以有效減少日後維護、修繕及補強等相關時間與成本。高性能纖維混凝土除了力學行為上之優異性能，其材料配比中，採用永續綠色材料，如飛灰、爐石及矽灰等，因此為一種具有高性能力學性質之永續綠色建材，並已成為近年來國際土木工程中極受矚目之未來新型材料。高性能纖維混凝土的成功開發與廣泛應用，帶來混凝土科技一項嶄新的突破，藉由高性能纖維混凝土的使用，不僅可使得結構構件更輕、更薄、更具有耐久性，亦可有效降低施工時間，提升工程效率，此外，藉由高性能纖維混凝土之使用可有效減少橫向鋼筋之使用，並簡化鋼筋設計與施工，這些優勢將成為研究高性能纖維混凝土的助力。

本研究亦開發新型剪力牆構件，結合高強度鋼筋與超高性能纖維混凝土於剪力牆中，並進行反覆側推載重實驗，探討其抗耐震性能，相關重要結論如下：

1. 超高性能纖維混凝土能有效控制剪力裂縫、撓曲裂縫與殘餘裂縫之發展速率，混凝土內纖維的橋連效應，能將內力有效傳遞至未開裂混凝土，延緩混凝土裂縫寬度的發展，多重裂縫的產生使超高性能纖維混凝土發揮其應變硬化行為，顯著提升試體的韌性。於實驗中後期得知，高強度鋼筋對裂縫的控制與裂縫數量之成長亦有所助益。
2. 超高性能纖維混凝土之纖維能分擔水平鋼筋之剪力，並有效提升試體之側向勁度，提升試體抗剪能力。不論試體搭配高強度鋼筋或一般鋼筋，試體之極限強度皆可提升 8% 以上。
3. 超高性能纖維混凝土能使剪力牆之遲滯迴圈面積較飽滿，提升試體之消能能力。而不論搭配高強度鋼筋或一般強度鋼筋，都能達到提升消能的目的，意即使用高強度鋼筋於低矮型剪力牆時，可在減少 44% 之腹版鋼筋的條件下，達成相同之能量消散。

能力。

4. 使用超高性能纖維混凝土可使剪力牆試體之抗剪能力與韌性大幅提升，使原本為對角壓力與對角拉力破壞的試體產生顯著撓曲裂縫而撓剪破壞。
5. 根據 HSC-HS-0.83 $\sqrt{f'_c}$ 試試體之實驗結果可發現，ACI 318-14 公式計算高強度混凝土試體的剪力強度會嚴重高估，導致設計不保守而產生非預期的剪力破壞。

雖然目前許多混凝土科技先進國家均已發布高性能纖維混凝土使用與設計相關之建議手冊，未來仍需全球性的共同設計規範，使工程界能廣泛使用這項新型混凝土材料，此外，高性能纖維混凝土之產製流程，仍須仰賴專業人員的管控，以達良好與穩定之生產品質。台灣日後仍需持續透過密切之產官學合作，以逐步建立高性能纖維混凝土完整之生產與應用模式。當前僅是高性能纖維混凝土發展與應用的非常早期，在未來時間中，可以預期這項多功能混凝土材料將更快速進入並影響整個建築相關產業。

參考文獻

- [1] Hung, C. C., & El-Tawil, S. (2011). Seismic behavior of a coupled wall system with HPFRC materials in critical regions. *Journal of Structural Engineering*, 137(12), 1499-1507.
- [2] Hung, C. C., & Chen, Y. S. (2016). Innovative ECC jacketing for retrofitting shear-deficient RC members. *Construction and Building Materials*, 111, 408-418.
- [3] Hung, C. C., & Yen, W. M. (2014). Experimental Evaluation of Ductile Fiber Reinforced Cement-based Composite Beams Incorporating Shape Memory Alloy Bars. *Procedia Engineering*, 79, 506-512.
- [4] Hung, C. C., & Su, Y. F. (2013). On modeling coupling beams incorporating strain-hardening cement-based composites. *Computers and Concrete*, 12(4), 565-583.
- [5] Hung, C. C., Su, Y. F., & Yu, K. H. (2013). Modeling the shear hysteretic response for high performance fiber reinforced cementitious composites. *Construction and Building Materials*, 41, 37-48.
- [6] AFGC, Interim recommendations, Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes, AFGC, Paris, January 2002.
- [7] 陳弘錡，高強度鋼筋加勁超高性能纖維混凝土低矮型結構牆之反覆載重行為，國立成功大學碩士論文，指導教授：洪崇展。台南，台灣，2015。
- [8] 洪崇展，曾柏庭，游文吉，黃忠良。(2011). 使用高性能纖維混凝土於耦合結構牆以提升地震行為表現之有效性. *結構工程*, 26(4), 3-16。

鋼筋混凝土結構柱，採用預組鋼筋籠提高工程品質

林湫湟

助群營造股份有限公司 結構技師

摘要

鋼筋工程，一直是鋼筋混凝土結構體的靈魂與重點所在；而強柱弱梁是建築物在地震來臨時，能維持不倒塌的設計前提。預組柱鋼筋籠工法就是透過一個標準作業流程，使柱鋼筋綁紮完成後非常接近設計圖，則這棟建築物的結構安全會更有保障。

關鍵字：鋼筋工程、強柱弱梁、預組柱、預組柱鋼筋籠、柱鋼筋綁紮標準作業流程

作為一個結構工程師，永遠希望提供足夠安全的家給每一位客戶；作為一個員工，也能夠理解老闆的想法：希望以最經濟的成本，將工程品質做到最好。營造工程是依靠千千萬萬的藍領勞工辛苦工作，在不論風吹、日曬、雨淋的環境條件下，點點滴滴累積而成。所以現場手工製作的(R.C.)鋼筋混凝土結構物，其工程精準度會略差於部分工廠製作的(S.S.)鋼骨結構物；也因此營建業的施工標準作業流程(S.O.P)，一直都比不上機械業或電子業那麼地有效率而且徹底。

台灣位處環太平洋地震帶，地震的威脅是上帝給我們的考驗，尤其是對於一個擔任設計工作的結構工程師，需要完成的結構設計項目有很多(如圖 1)，除了要分析因建築物特性而有不同的靜載重、活載重、風力載重、及地下水浮力，還要計算地震造成的水平側力。地震力的計算相當複雜，在不同工址或不同建築物的情形下，每一棟建築物就會有不同的地震力作為分析與設計之用；而且因為地震力的應用方式不同，同一棟建築物分析時，還要再細分為最大考量地震力、設計地震力、及中小度地震力等三種力量，其分別對應不同的地震回歸期。

- 主旨：訂頒「**建築物結構專業工程部分專業技師辦理簽證項目**」，請查照。
- 說明：
- 一、依據「建築物結構與設備專業工程技師簽證規則」第五條規定辦理。
 - 二、專業技師辦理建築物結構專業工程簽證時，除應依建築技術規則建築構造編及其他相關法令規定外，其結構專業工程部分簽證項目如左：
 - (一)構造種類。
 - (二)基礎開挖設計及其鄰房安全影響之考量。
 - (三)基礎設計。
 - (四)結構材料規格。
 - (五)設計載重。
 - (六)水平側向力分析。
 - (七)結構系統之規劃及分析。
 - (八)結構設計。
 - (九)層間位移及碰撞距離。
 - (十)其他經中央主管建築機關指定之項目。
 - 三、專業技師辦理建築物結構專業工程簽證時，有關地質鑽探資料，應指定左列各款，由登記有案之鑽探業應用地基鑽探方法調查。
 - (一)鑽探孔數及分布位置。
 - (二)鑽孔深度。
 - (三)取樣及試樣項目。
 - (四)地質構造分析。前項第(一)至第(三)款由建築物結構專業技師負責監督鑽探工作之進行，並審查其報告書內容，至第(四)款應由具有分析鑽探報告資格之專業技師簽證負責。

圖 1 結構技師需要完成的結構設計項目

經過了繁複的計算，單一建築物終於得到了一份獨一無二的結構設計圖說，裡面包含了柱、梁、版、牆、及地下基礎的所有結構尺寸與配筋型式，承造商與工程師就根據這份圖說，再考量適當的施工性，進行現場的鋼筋、模板、及混凝土的施工作業。這其中的鋼筋工程，一直都是整體結構工程的靈魂與重點所在。

2016 年初發生的高雄美濃地震，造成台南市的維冠大樓倒塌(如圖 2)與 115 人死亡，何以一次震度不大的地震，會造成單一建築物重大的傷害？經過專業技師的檢討後，可

以歸類有幾項主要因素，包含結構系統不佳、1FL 屬於一個存在的軟弱層，即俗稱的【軟腳蝦】結構、及柱主筋的鋼筋續接未能確實等。

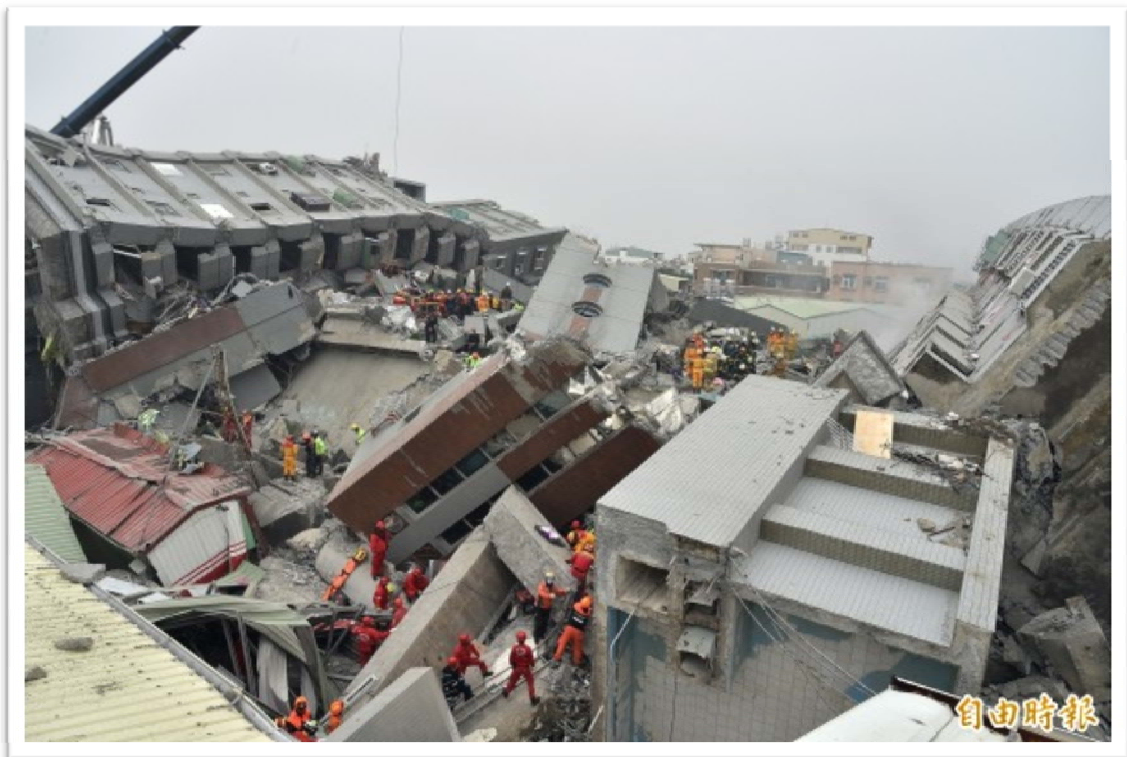


圖 2 維冠大樓倒塌情形(取材自 自由時報)

一棟鋼筋混凝土造的建築物，其生命週期被設定在 50 至 60 年，若能經由良好的維護與修繕，也有機會成為百年以上的建築構造，而不應該被一場大地震所終止。如何防止地震引致的悲劇再次發生？如何能夠透過有限的預算增加，讓建築結構的安全保障再提升？首先必然是先找出地震引起房屋倒塌的主要原因，然後加以改善或解決。以下就上述維冠大樓倒塌的主要因素做探討，首先是建築物的【結構系統不佳】，這件事是在建築物規劃與設計完成時，就已經被決定，唯有透過結構系統的優化與結構桿件設計地更強、尺寸更大、鋼筋更多或號數加大來處理；再來是【軟弱層】的存在，也就是因為 1FL 被規劃為商業用途，該有的外牆與隔戶牆都不存在，使得 1FL 僅存的結構柱無力抵抗地震力，而改善並解決的方法就是在 1FL 增設剪力牆，並加強民眾使用的安全觀念，不應該為了商業用途或使用空間而敲除任何結構桿件與牆體，犧牲了建築物的安全。第三個主要因素就是【柱主筋的鋼筋續接】未能確實，這完全就是施工過程的瑕疵，也再一次印證了鋼筋工程一直都是整體結構工程的靈魂與重點所在。即使整體結構與基礎結構的設計與施工均有水準以上的表現，但是遇上了結構柱的鋼筋工程有瑕疵，整棟建築物在震度不大的地震來臨時便頃刻倒塌，這就像是建築物的要害被擊中，也印證了【強柱弱梁】是建築結構設計最重要的基本原則。

柱鋼筋續接的施工，是建築物單一樓層在標準施工順序的前端工序(如圖 3)，看似

簡單的續接，其實包含了放樣、搭鷹架、鎖接、綁紮、及垂直度校正，這當中又常常因為箍筋加工的長度誤差，使得主筋位置定位不準，柱主筋沒有垂直或均勻分布，鋼筋續接器的鎖固作業就會變得困難。

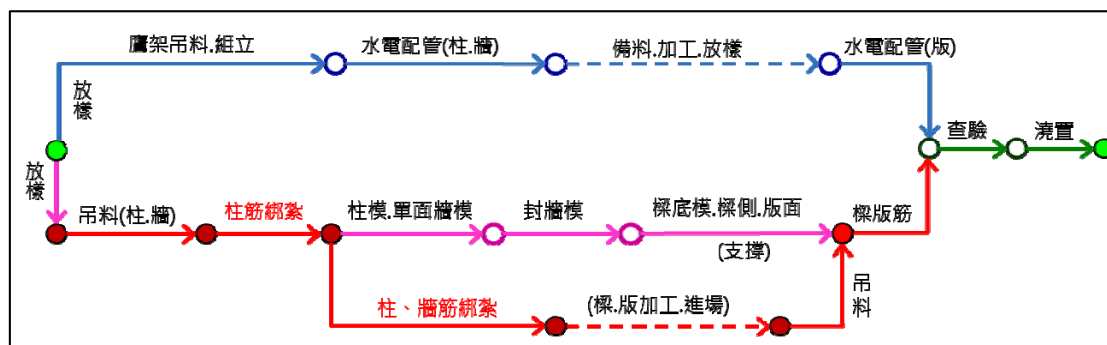


圖 3 建築物單一樓層 標準施工工序

如果採用了鋼筋籠工廠預組，運輸到工地以吊裝資源進行鋼筋續接與安裝，綁紮完成的鋼筋位置，就會非常接近結構設計圖，意指理論與實際相符合；而且續接鋼筋的工作也變成一種品管容易的標準作業流程，鋼筋工班不再需要爬上鷹架，降低了勞安的風險，一組工班可以在 30 分鐘內完成一支柱子的鋼筋綁紮與垂直度校正，遠勝於過往大約 2~3 小時的時程，過程中幾乎不受天候的影響。試想一個標準樓層 14 天的工期，如果可以掌握最前端的工作時間，柱鋼筋綁紮完成後，模板工程與水電配管同時展開，這一整個工序就會更順暢，工期的要求就容易達成，所有的施工品質也會跟著提高，因為大部分的工程品質低落，最根本的原因其實就是趕工。

下文介紹的個案是宏盛建設在淡水區開發的住宅案，該基地共有 5 棟，最高樓層 23FL，地下室開挖三層。施工期間的塔吊規劃最初以 K68 與 K160 兩座執行(如圖 4)，但考慮到預組柱的鋼筋籠重量，後來變更為 K160 與 K250 兩座，塔吊的規畫除了吊重能量必須滿足，還要注意揚重範圍能涵蓋到每一個角落，以及運輸板車的起吊位置，因為低樓層就要開始使用塔吊，所以塔吊基座需要安裝在地下室基礎版。一般這種情形，其實也有機會使用全吊式吊車來取代塔吊，但是本案的中庭區域規劃了花台與反梁結構，致使各高樓區的周邊動線並不通暢，因此本案的預組柱鋼筋籠，都是以塔吊來輔助完成安裝作業。

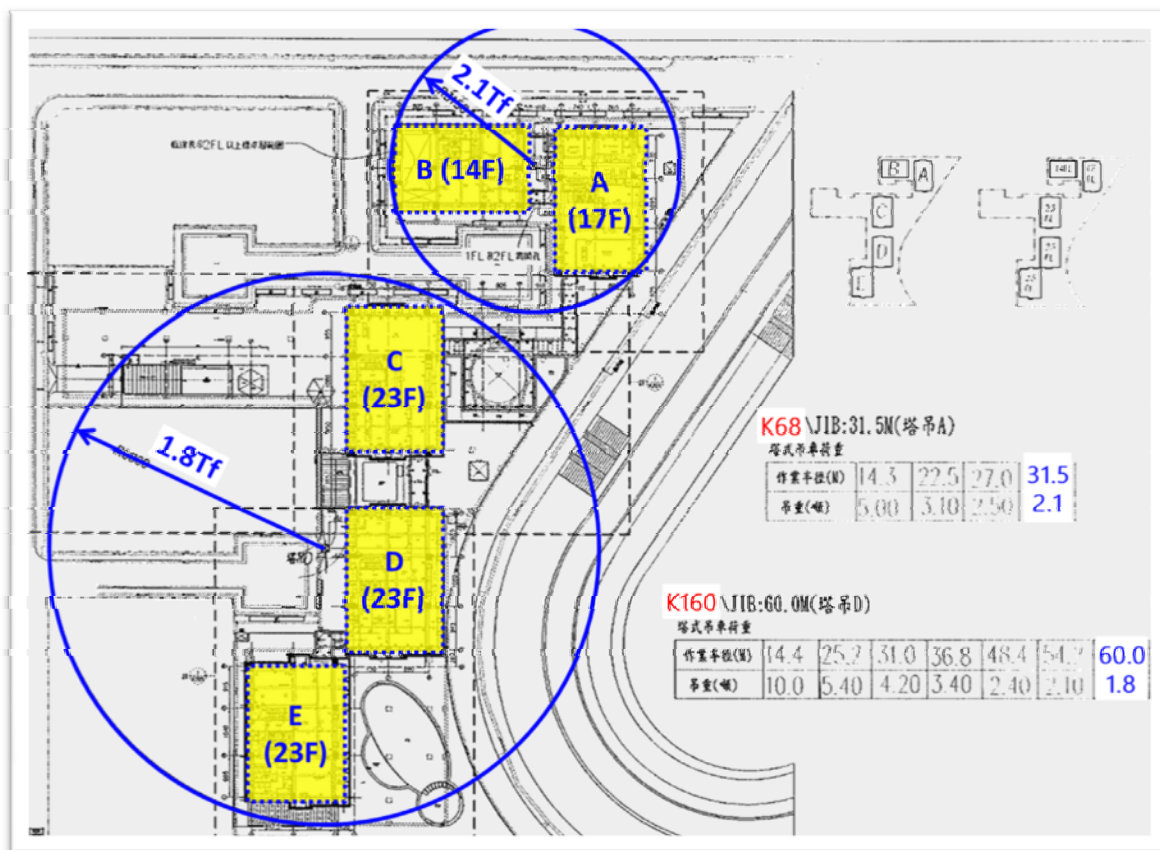


圖 4 塔吊規劃平面圖

地下室的結構柱，受限於基地開挖的構台鋼梁，或擋土設施需要的水平支撐鋼梁，柱主筋長度與續接位置並不規則(如圖 5)，因此不會規劃以預組柱鋼筋籠的方式施工；而 1FL 柱是否採用預組柱鋼筋籠，就有了分歧的想法，最終考慮到 1FL 的樓層高度較高，主筋數量多，整體鋼筋籠的重量較大，而且由於 B1FL 延伸上來的主筋長度不易精準控制，因為一般鋼筋裁切都以 5cm 作為容許誤差的範圍，經過討論後，決定還是由 2FL 柱開始採用預組柱鋼筋籠。鋼筋籠預組代表主筋的續接高度與位置必須準確，所以 1FL 柱的主筋就是屬於現場綁紮與預組鋼筋籠之間的轉換樓層，由 B1FL 延伸至 1FL 的主筋續接位置，需要每根都實際量測(如圖 6)，並回饋資料於加工工廠精準裁切並編號，才可以讓每根鋼筋在現場都對號入座；另同時搭配使用一筆箍筋，將每根柱主筋的位置調整至設計圖上的位置，如此 2FL 的柱主筋就能確實定位，開始預組柱鋼筋籠的續接。



圖 5 地下室柱鋼筋長度受限於施工構台與開挖的水平支撐鋼樑高程

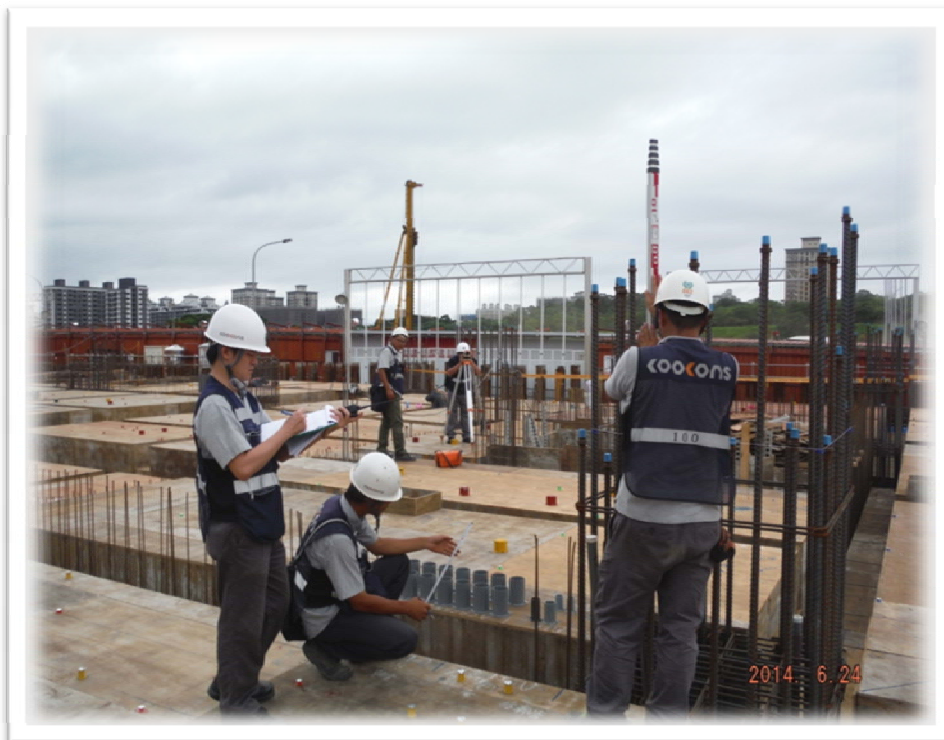


圖 6 現場量測每一根 1FL 柱鋼筋的續接高程

柱鋼筋的設計由低樓層至高樓層，鋼筋數量會逐漸減少，號數也會變小，採用預組柱鋼筋籠的工法，必須要考慮柱鋼筋的錨定與號數轉換。柱鋼筋的錨定，若使用彎鉤錨定，可能會影響施工空間，所以本案採用俗稱 T 頭的錨定端版作為鋼筋錨定(如圖 7)；而處理鋼筋號數的轉換時，續接器會多一個組件，除了原本的公頭與母頭，還要多一個轉換接頭。轉換接頭一端連接大號數續接器，另一端則是小號數續接器(如圖 8)，這其

中還要注意鋼筋長度的變化。



圖 7 現場量測每一根 1FL 柱鋼筋的續接高程



圖 8 現場量測每一根 1FL 柱鋼筋的續接高程

續接器本身的良率也是影響預組柱鋼筋籠品質的關鍵因素。採用機械式的磨擦鉚續接器，需要注意以下四件事，分別是續接器本身的材質、與續接器熔合的鋼筋斷面是否平整與外周圓滑、自動化的生產過程是否通過 ISO 認證、及自動化的移動鋼筋過程中，是否有摔落鋼筋的情形。本案續接器的製造廠商採用 SCM440 鉻鉬合金圓鋼作為續接器的母材；每一根鋼筋的切頭，是採用鋸床與鋼筋呈現 90° 垂直的冷切方式進行，確保未來的摩擦熔合面是平整且無毛邊；另該工廠的全自動化產製過程獲得 ISO-9001 品質認證；而磨擦鉚完成的鋼筋成品，則以類似鍊條的方式帶動平移(如圖 9 與圖 10)。在台灣使用 SA 級的續接器，一般仍會被要求錯開 60 cm 作續接，而不能在同一斷面續接，推想原因之一，可能是對於續接器這個產品，沒有百分百的把握；若能有一個檢驗方式，可以驗證續接器的產製過程符合要求，進而達成良率 99.9997%，是否就可以在非塑鉸區的同一個斷面做鋼筋續接，造福施工單位並強化結構安全。

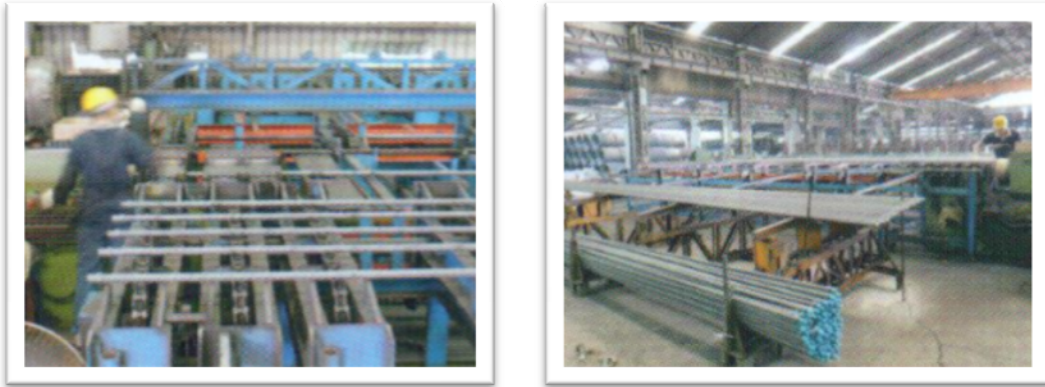


圖 9、圖 10 磨擦鉚鋼筋自動化平移而不摔落

預組柱鋼筋籠的成品會因為柱尺寸非四邊等長，或四邊主筋數量與號數的設計不同，而有其方向性，所以在鋼筋加工廠完成鋼筋綁紮時需要標示清楚，避免到現場安裝錯誤；另外，鋼筋續接的工作效率，也取決於製具的應用或單一鋼筋特別設計不同長度以方便安裝。因為續接器高度被要求相鄰的鋼筋需錯開 60cm，所以隔根鋼筋的長度不同，則需要使用輔助鋼筋，方便每一根鋼筋在安裝之前，能精準定位(如圖 11)。

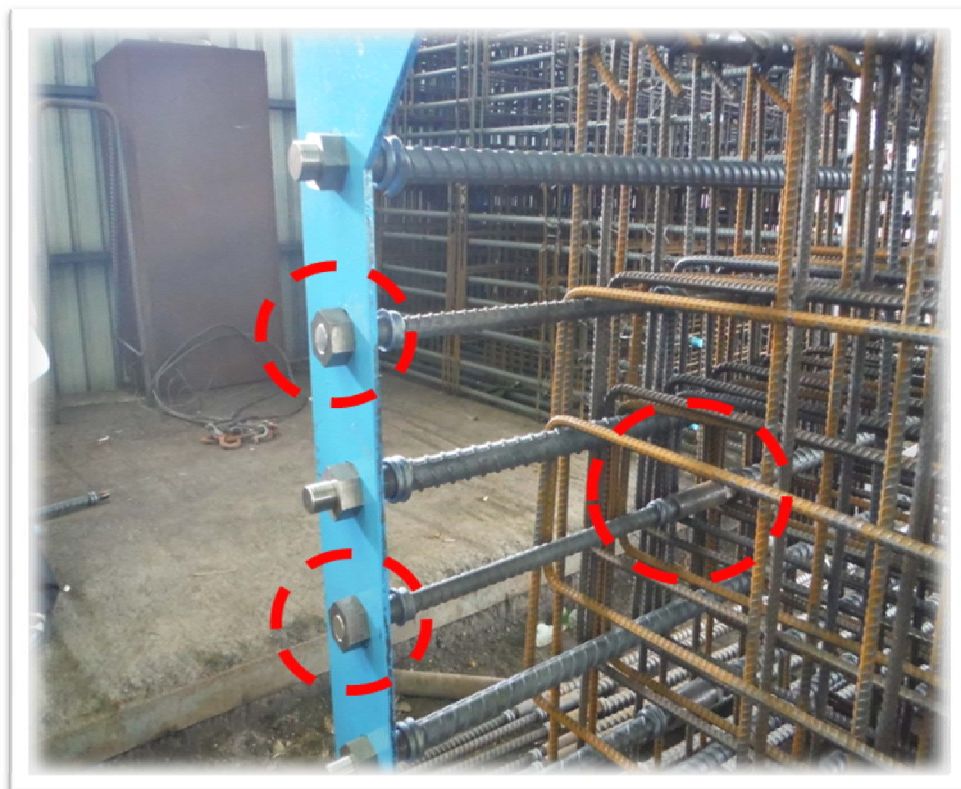


圖 11. 因應續接器的位置不一，增設輔助鋼筋幫助定位

預組柱鋼筋籠是透過一個標準作業流程：工廠預組、運輸、吊裝、鎖固續接器、及綁紮一筆箍筋，而產生一個鋼筋位置十分接近設計圖的柱鋼筋籠，這使得後續水電預埋

件安裝、模板組立等工作，都會更加容易而提高工率，最重要的，也是採用預組柱鋼筋籠工法的最原始想法，這棟建築物的結構安全會更有保障。

應用本土化 New RC 圍束混凝土模式於柱構件撓曲行為之研究

劉光晏¹ 吳振揚²

¹ 國立成功大學土木工程系副教授兼國家地震工程研究中心研究員

² 國立成功大學土木工程系碩士生

摘要

本研究採用自行發展之本土化高強度鋼筋混凝土受圍束之應力應變關係，進行柱構件之撓曲強度與變形能力分析。材料強度之適用範圍，混凝土抗壓強度為 70 MPa，縱向鋼筋為 690 MPa，橫向鋼筋為 790 MPa 或 420 MPa。柱構件尺寸以 60 cm 斷面為限，且橫向鋼筋之用量以符合 ACI 318-14 為原則。分析時首先完成彎矩曲率分析，再經由彎矩面積法之積分，並考量塑性鉸長度之貢獻，可計算得斷面之撓曲強度與極限變形，經比對數組實驗成果獲得良好的一致性。本研究並採用若干高強度混凝土材料模式，檢討分析結果的差異性。

關鍵字：高強度鋼筋混凝土，柱，圍束，應力應變關係，撓曲行為

Simulation of the Flexural Behavior of New RC Columns with Proposed Confined Concrete Model

Kuang-Yen Liu¹ and Chen-Yang Wu²

¹ Associate Professor, National Cheng Kung University

² Master student, National Cheng Kung University

Abstract

The study presents the seismic evaluation of columns based on the proposed stress and strain model for confined concrete used in New RC column. The nominal compressive strength of the concrete is 70 MPa. The yielding strength for longitudinal reinforcement is 685 MPa. For transverse reinforcement, the cross-sectional area should be provided by ACI 318-14, and the yielding strength is between 420 MPa and 785 MPa. The load and displacement relationship of New RC column with flexural failure mode can be analyzed by conducting the moment-curvature analysis first, and followed by the integration process of moment-area method, as well as the contribution of plastic hinge length, to obtain the element behavior from elastic to inelastic state. The cyclical loading test of three New RC columns were carried out, and the corresponding backbone curves are compared to the simulated pushover curves with good accuracy. Some stress and strain models of high strength concrete are selected to investigate the difference in the prediction of lateral strength and ultimate displacement.

Keywords: High-Strength Concrete, Column, Confinement, Stress-Strain Model, Flexural Behavior.

一、前言

鋼筋混凝土結構由於成本低、耐久性佳、易於維護之特性，是目前應用最普遍的建築材料。然而，由於單位重量大，對空間需求量較高，對於河川橋梁而言往往造成通水斷面不足的困擾。有鑑於此，應用超高強度鋼筋混凝土材料可有效減少橋墩數量與斷面尺寸、增加跨度、提高橋墩高度與強度，降低環境衝擊，並落實節能減碳與環境永續發展之國家發展基本政策。

有關超高強度鋼筋混凝土材料之研究，日本建設省在 1988 至 1993 年間的研擬新形式鋼筋混凝土（New RC）研究計畫，將混凝土強度與鋼筋強度分別提昇到 140 MPa 與 700MPa，以有效降低 RC 斷面、節省結構體材料用量、縮短工期、並增加耐久性與防火時效。時至今日，日本已有超過 700 棟以上的超高層建築物使用 New RC 之建造案例，其最高樓層高達 60 層，已突破傳統 RC 建築之限制。日本獨立行政法人土木研究所亦投入橋梁耐震方面之研究，對於強度及韌性的檢討已獲致初步成果，值得國內借鏡。

二、高強度混凝土應力應變模式

2.1 日本應力應變模式

2.1.1 小室努模式

此模式由小室努[1]於 2007 年所發表，其文章當中整理了六車・渡邊[2]及崎野・孫[3]並做出適當修正，本研究並未使用六車・渡邊之應力應變關係，僅以小室努修正崎野・孫之結果作為實驗前之預測曲線，如表 2。在崎野・孫模式下 α 值為常數 1.5，小室努將 α 修改為隨 ρ_h 變動之函數，如式(1)，並且使 $D \geq 0.5$ 作為下限，在修正曲線中部份參數之後，便能使橫向鋼筋降伏強度由原先的 685 MPa 放寬至 800 MPa。

$$\alpha = \begin{cases} 2.0 & \rho_h < 0.02 \\ 70\rho_h + 0.06 & \rho_h \geq 0.02 \end{cases} \quad (1)$$

2.2 美國應力應變模式

2.2.1 Cusson 及 Paultre 模式

Cusson 及 Paultre[4]將應力應變曲線分為上升段及下降段來做描述，其中在上升段是參考 Popovics[5]於 1973 年所提出的式子，而下降段則是修正 Fafitis 及 Shah[6]於 1985 年所提出的式子，此外混凝土彈性模數 E_c 則是選擇 Popovics 所建議之公式，如表 2。其文章當中也將 f_{le} 與 f_{co} 定義為有效圍束指標 f_{le} / f_{co} ，能對於核心混凝土受圍束的程度做出簡易的評估。此外 Cusson 及 Paultre 也將實驗結果進行迴歸分析，進而得出 f_{le} / f_{co} 與

受圍束而提升之強度 f_{cc} / f_{co} 、達最大強度之應變 $\varepsilon_{cc} - \varepsilon_{co}$ 及強度降至最大強度 50% 之應變 $\varepsilon_{c50c} - \varepsilon_{c50u}$ 之關係試，如式(2)至式(4)。

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 2.1 \left(\frac{f_{le}}{f_{co}} \right)^{0.7} \quad (2)$$

$$\varepsilon_{cc} - \varepsilon_{co} = 0.21 \left(\frac{f_{le}}{f_{co}} \right)^{1.7} \quad (3)$$

$$\varepsilon_{c50c} - \varepsilon_{c50u} = 0.15 \left(\frac{f_{le}}{f_{co}} \right)^{1.1} \quad (4)$$

2.2.2 Mander 模式

此應力應變模式由 Mander[7] 等人於 1988 年提出，如表 2，也是目前最被廣為使用的方法之一，且其受圍束混凝土之應力應變曲線為參考 Popovics 於 1973 年所提出的式子，並應用於低應變率及單向加載的情況下，由實驗證實其適用於圍束良好之橋柱。Mander 模式所建議之混凝土應力應變關係普遍用於一般強度混凝土，假如將其應用在高強度混凝土，能夠與其他應力應變模式去進行比較，並判斷其可行性。

2.3 本研究應力應變模式

本研究採用李昱勳[8]及楊世豪[9]作為本土化高強度混凝土受圍束之應力應變關係，此外混凝土彈性模數 E_c 則是選擇廖文正[10]所建議之公式，如表 2。此模式以 Cusson 及 Paultre 之應力應變模型為基礎，並以有效圍束指標 f_{le} / f_{co} 作為韌性的量化依據去對 f_{cc} 、 ε_{cc} 及 ε_{c50c} 作修正，其中在李昱勳模式下，其關係式適用於高強度縱向主筋與高強度橫向鋼筋之組合，不過在楊世豪模式下則是應用於高強度縱向主筋與一般強度橫向鋼筋之組合，如表 1。

三、高強度混凝土柱實驗

3.1 橋柱設計

實驗目的為探討 (1) 假設在相同的載重條件下，採用高強度材料之橋柱，可減少斷面尺寸與配筋量，但仍可獲得與一般強度材料之橋柱具有相同之抗撓曲強度及位移韌性；(2) 上部結構因橋面寬度增加或跨距變長，使得上部結構重量增加 2 倍，探討使用

高強度橋柱之可行性。(3) 橋柱運用高強度縱向鋼筋搭配一般強度橫向鋼筋是否可行。

橋柱試體採用單柱式橋墩，假設上部結構載重為 $0.1f'_cA_g/1.3$ 、柱高 3.6m。根據現行民國 98 年版「公路橋梁耐震設計規範」[11]及混凝土工程設計規範與解說(土木 401-100) [12]，假設橋址震區短週期與一秒週期之 475 年回歸期水平譜加速度係數 $S^D_s = 0.8$ 與 $S^D_1 = 0.45$ ，及 2500 年回歸期水平譜加速度係數 $S^M_s = 1.0$ 與 $S^M_1 = 0.55$ ；地盤種類為第一類地盤，無斷層近域效應。材料部分，一般強度者之混凝土規定抗壓強度、鋼筋規定降伏強度、與橫向鋼筋之規定降伏強度分別為 280、4200、2800kgf/cm²；高強度者則依序為 700、7000、8000 kgf/cm²。根據前述資料，設計地震力為 17.44kN，考慮載重組合放大 1.3 倍，得設計軸向載重為 100.8 kN、設計彎曲為 82 tf-m。

橋柱主筋量採用中國土木水利學會「雙軸彎曲矩形柱校核程式」[13]完成設計，並採用 Response2000[14]進行檢核，確保一般強度及高強度材料試體，具有相同撓曲強度。橫向鋼筋依據公路橋梁耐震設計規範設計，由圍束需求控制，設計結果如表 3 所示，斷面及配筋如圖 1 所示。高強度材料系列之橋柱 NEWRC1、NEWRC4 及 NEWRC5 為 50 cm 正方形斷面，高度 360 cm、各試體均配置 12-D25 縱向主筋，橫向鋼筋為 4-D13。NEWRC1 及 NEWRC4 用以檢討軸力增加 1 倍後，對於強度及位移韌性之影響。NEWRC1 與 NEWRC5 則可檢視高強度縱向主筋與一般強度之橫向鋼筋之組合，對於強度及位移韌性之影響。

表 1 李昱勳模式及楊世豪模式修正比較表

項目	李昱勳模式	楊世豪模式
f_{cc}	$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 0.3 \left(\frac{f_{le}}{f_{co}} \right)^{0.1}$	$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 1.8 \left(\frac{f_{le}}{f_{co}} \right)^{0.7}$
ε_{cc}	$\varepsilon_{cc} - \varepsilon_{co} = 0.055 \left(\frac{f_{le}}{f_{co}} \right)^{1.55}$	$\varepsilon_{cc} - \varepsilon_{co} = 0.003 \left(\frac{f_{le}}{f_{co}} \right)^{0.5}$
ε_{c50c}	$\varepsilon_{c50c} - \varepsilon_{c50u} = 1.4 \left(\frac{f_{le}}{f_{co}} \right)^2 + 0.0265 \left(\frac{f_{le}}{f_{co}} \right)$	$\varepsilon_{c50c} - \varepsilon_{c50u} = 1.2 \left(\frac{f_{le}}{f_{co}} \right)^2 + 0.1 \left(\frac{f_{le}}{f_{co}} \right)$

表 2 混凝土應力應變模式公式表

項目	小室努模式	Cusson 及 Paultre 模式	Mander 模式	本研究建議模式
混凝土 應力應變關係	$\frac{\sigma_c}{\sigma_{cB}} = \frac{AX + (D-1)X^2}{1 + (A-2)X + DX^2}$	$f_c = f_{cc} \left[\frac{k \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)}{k - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^k} \right]$ $f_{cc} = f_{cc} \cdot \exp \left[k_1 (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})^{k_2} \right]$	$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r}$	$f_c = f_{cc} \left[\frac{k \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)}{k - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^k} \right]$ $f_{cc} = f_{cc} \cdot \exp \left[k_1 (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc})^{k_2} \right]$
圍束混凝土 最大抗壓強度 (MPa)	$\sigma_{cB} = \sigma_P + \kappa \rho_h \sigma_{hy}$	$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 2.1 \left(\frac{f_{le}}{f_{co}} \right)^{0.7}$	$f'_{cc} = f'_c \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_c}} - 2 \frac{f'_l}{f'_c} \right)$	$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 0.3 \left(\frac{f_{le}}{f_{co}} \right)^{0.1}$ $\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + 1.8 \left(\frac{f_{le}}{f_{co}} \right)^{0.7}$
混凝土 應變比值	$X = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}}$	$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$	$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$	$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$
混凝土 彈性模數	$E_c = 4.1k \left(\frac{\sigma_B}{100} \right)^{1/3} \cdot 10^4 \cdot \left(\frac{\gamma}{24} \right)^2$ (MPa)	$E_c = \frac{10^4}{k} \frac{f_o + 2500}{\sqrt[4]{f_o}}$ (psi)	$E_c = 15000 \sqrt{f'_c}$ (kgf/cm ²)	$E_c = \bar{k}_1 \left(8830 \cdot (f'_c)^{0.5} + 74200 \right)$ $\bar{k}_1 = 0.24S + 0.83$ (MPa)

3.2 實驗加載方式

實驗以位移控制進行反覆載重實驗。首先於柱頂施加垂直向載重，考慮加載設備及橋柱自重，控制柱底載重為 $0.1f'_cA_g$ 。軸力加載設備由油壓幫浦與高強度螺桿組合，可提供相對穩定的軸力，避免實驗過程軸力隨位移量增減而有飄移的現象。實驗用軸力根據材料試驗結果調整為 136tf。位移控制之目標位移量參考國震中心實驗慣例，以層間位移角（drift ratio）乘以柱高為指標；層間位移角依序為 0.5%、0.75%、1.0%、2.0%、3.0%、逐漸增加 1% 至橋柱產生主筋斷裂時終止。每一目標位移之迴圈數，參考 FHWA Recommendations for Seismic Performance Testing of Bridge Piers [15] 建議，層間位移角 3% 之前為 3 圈，自 4% 起至實驗結束則為 2 圈。

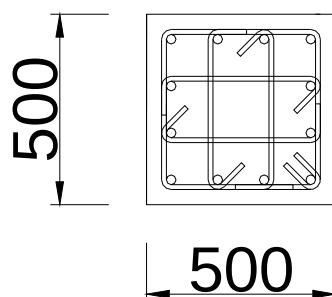


圖 1 橋柱斷面及配筋示意圖

表 3 橋柱試體設計資料

項目	單位	試體名稱		
		NEWRC1	NEWRC4	NEWRC5
柱寬	cm	50	50	50
柱深	cm	50	50	50
柱高	cm	360	360	360
保護層	cm	4	4	4
混凝土抗壓強度 f'_c 實測值	kgf/cm ²	825	825	825
主筋降伏強度 f_y 實測值	kgf/cm ²	7505	7505	7505
箍筋降伏強度 f_{yt} 實測值	kgf/cm ²	8285	8285	3476
縱向鋼筋配置	-	12-D25	12-D25	12-D25
橫向鋼筋配置	-	4-D13 @10	4-D13 @10	4-D13 @10
柱底軸力 P	tf	136	272	136
P / f'_cA_g	-	0.066	0.13	0.066

3.3 實驗結果探討

橋柱實驗之遲滯迴圈以柱頂千斤頂處之位移及軸向出力繪圖，代表橋柱基底剪力與柱頂位移。實驗結果顯示，NEWRC1、NEWRC4、NEWRC5 均呈現撓曲（彎矩）破壞。NEWRC1、5 後降伏平台段之側向強度約 280kN。NEWRC4 因軸力較高，後降伏平台段之側向強度提升至約 314kN。

觀察 NEWRC1 及 NEWRC5 試體可發現，兩者遲滯迴圈曲線十分相似。此外 NEWRC5 破壞模式為典型撓曲破壞，且層間位移角達 10%，為所有試體中最大者，表示選擇高強度鋼筋混凝土與鋼筋材料進行結構設計時，對於箍筋強度之需求不如縱向主筋。當橫向鋼筋滿足圍束需求用量時，採用一般強度就可發揮極佳的韌性。此觀察與日本高強度鋼筋混凝土橋柱實驗經驗相仿，對於 NEWRC 橋柱之實務應用可更具彈性與經濟性。實驗結果證實，雖高強度鋼筋因強度提昇後恐使鋼筋於彎折處發生斷裂，但當發展長度足夠時，仍可發揮適當的握裹力，故對於橋柱施工性之影響可降至最低。

四、實驗與分析比較

4.1 應力應變分析

從應力應變曲線能夠判斷柱試體承受同心軸壓時的行為，藉由扣除保護層及鋼筋的貢獻，能得知核心混凝土受圍束效應的影響。橋柱混凝土應力應變關係如圖 2，由於 NEWRC1 及 NEWRC4 材料及配筋皆相同，因此具有同樣的應力應變曲線。小室努在曲線下降段過於理想，可能會高估柱試體之韌性行為，反之本研究建議曲線與 Cusson 及 Paultre 則是屬於偏保守的預測。另外 Mander 之最大軸向應力與其他模式相比有極大落差，表示計算之圍束效果過高，使得 f'_{cc} / f'_c 超出限制，因此判斷 Mander 並不適合用於求取高強度混凝土之應力應變關係。NEWRC5 所得之最大軸向應力只略小於其他兩試體，也代表選用一般強度之橫向鋼筋也能提供與高強度橫向鋼筋相當的圍束力。

4.2 彎矩曲率分析

分析軟體採用 XTRACT V3.0.8 版，依據表 3 資料建立分析斷面，並輸入圍束及無圍束混凝土之應力應變曲線，由程式來完成彎矩曲率分析，如圖 3。由於本研究建議曲線與 Cusson 及 Paultre 在應力應變下降段屬於保守預測，造成在曲率較大時，彎矩會有下降的情況，反之小室努會趨於定值，Mander 則是持續增加。

4.3 包絡線及遲滯迴圈

根據公路橋梁耐震能力評估及補強準則之研究[16]分別對降伏狀態與及極限狀態進行彎矩面積法之積分，降伏點選擇彎矩曲率圖明顯轉折處，便可求得柱頂之降伏變位及

極限變位，如式(5)及式(6)。由於實驗過程中橋柱產生顯著塑性鉸，根據 Priestley[17] 建議之塑性鉸長度，如式(7)。極限點的選擇採取應變控制，NEWRC1、NEWRC4 及 NEWRC5 皆為 3.5%。最後計算塑性變形量，求得斷面之撓曲強度與極限變形，如圖 4。

$$\delta_y = \frac{\phi_y L^2}{3} \quad (5)$$

$$\delta_u = \frac{M_u}{M_y} \delta_y + (\phi_u - \phi_y) L_p \times (L - 0.5L_p) \quad (6)$$

$$L_p = 0.08L + 0.0022d_b f_y \geq 0.0044d_b f_y \quad (7)$$

由圖 4 可知，本研究建議之模式與實驗值相當吻合，初始勁度十分貼近遲滯迴圈，對於最大強度及最大側向位移皆可有效預測，此外結果也與 Cusson 及 Paultre、小室努和 Mander 差異不大，但勁度皆高於本研究建議之模式，整體來說，代表柱本身之強度主要還是由鋼筋所控制，混凝土的應力應變關係影響並不顯著，不過分析效果還是以本研究建議之模式為佳。

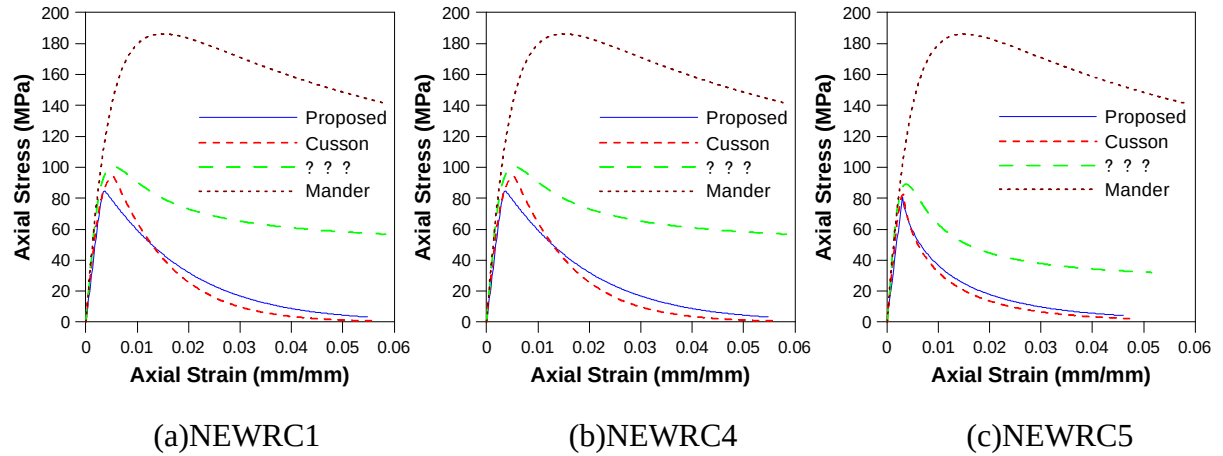


圖 2 應力應變曲線

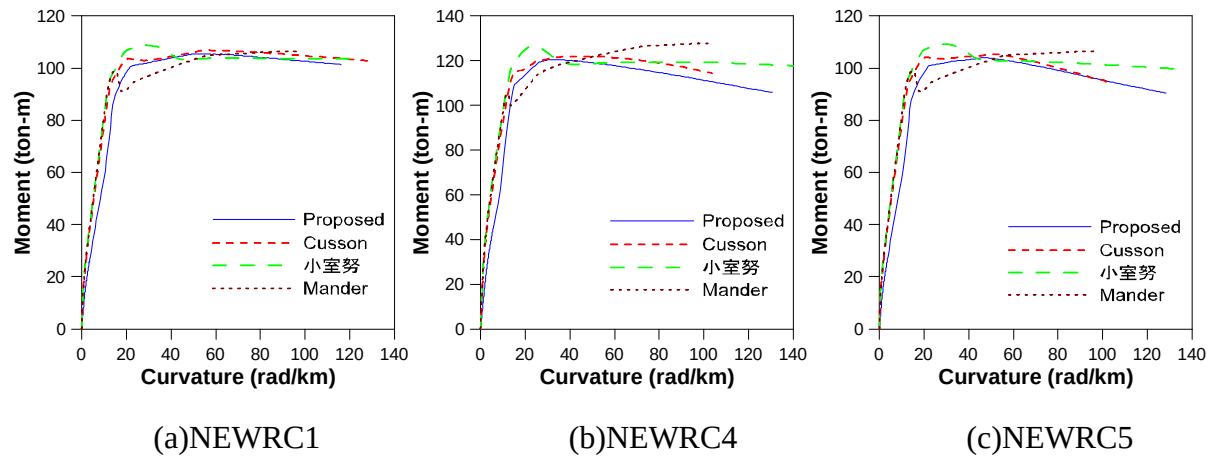
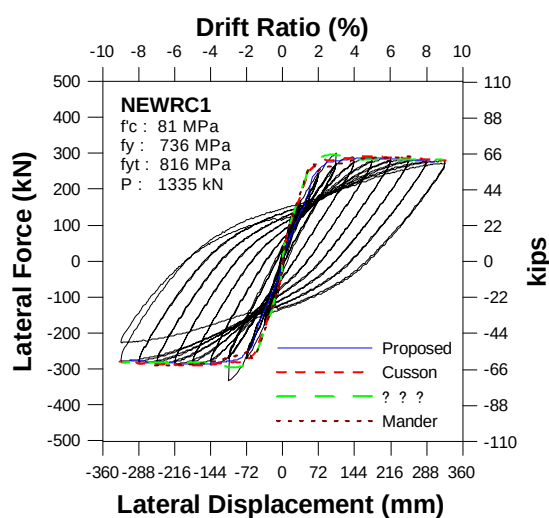
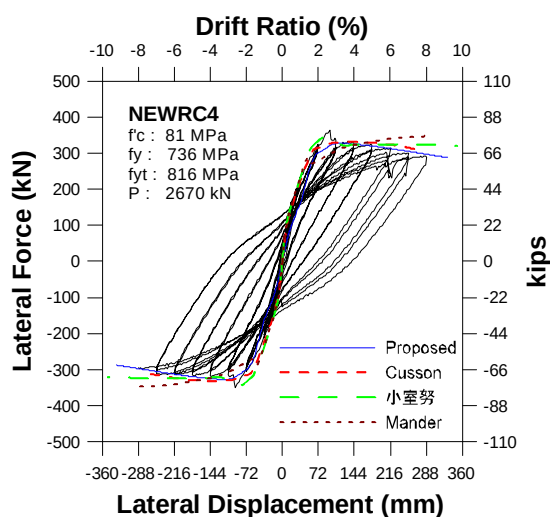


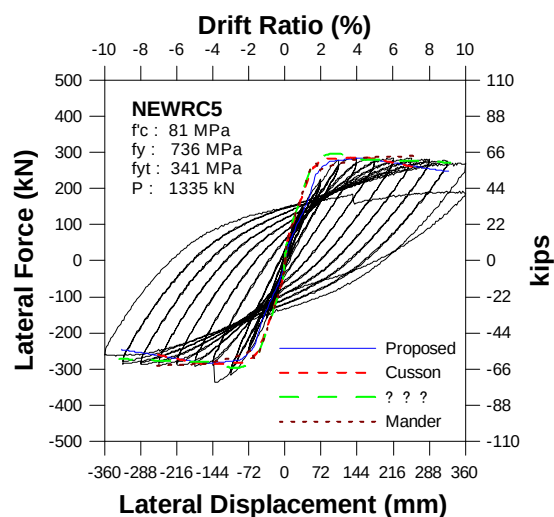
圖 3 彎矩曲率曲線



(a) NEWRC1



(b) NEWRC4



(c) NEWRC5

圖 4 數值分析結果與實驗值比較

五、結論與建議

本研究採用自行發展之本土化高強度鋼筋混凝土受圍束之應力應變關係，再與日本及美國之應力應變模式做比較，並進行柱構件之撓曲強度與變形能力分析，所得之結果與實驗值比較之後有相當高的一致性，不過分析效果仍是本研究建議之模式為佳。整體而言，本研究成果能夠提供對於橋柱可快速完成塑鉸設定並據以檢核耐震性能的方法。

六、致謝

本研究得以順利完成，感謝科技部計畫經費支持，計畫編號：MOST 104 -2625 -M492-005，在此謹申謝忱。

七、符號說明

A	無圍束混凝土應變與圍束混凝土應變之比值
A_g	橋柱總斷面積
d_b	主筋直徑
D	反應圍束效果之參數
E_c	混凝土彈性模數
f_c	混凝土受軸壓時之應力
f'_c	混凝土標稱抗壓強度
f_{cc}	圍束混凝土之最大抗壓強度
f'_{cc}	圍束混凝土之最大抗壓強度
f_{co}	無圍束混凝土之最大抗壓強度
f'_l	橫向鋼筋之有效圍束力
f_{le}	受圍束效應之混凝土側向應力
f_o	混凝土標稱抗壓強度
f_y	主筋降伏強度
f_{yt}	箍筋降伏強度
k	骨材彈性之係數 (小勢努模式)
k	應力應變曲線斜率及曲率上升段之控制因子 (Cusson 及 Paultre 模式)
k_1	因圍束效應而使應力應變曲線斜率下降因子
k_2	因圍束效應而使應力應變曲線曲率下降因子
$\bar{k}$	材料之實驗參數
$\bar{k}_1$	混凝土砂灰比之修正參數
L	柱高
L_p	塑性鉸長度
M_u	極限狀態之彎矩強度
M_y	降伏狀態之彎矩強度
P	柱底軸力

r	應力應變曲線斜率及曲率上升段之控制因子
S	混凝土砂灰比
S_S^D	短週期之 475 年回歸期水平譜加速度係數
S_1^D	一秒週期之 475 年回歸期水平譜加速度係數
S_S^M	短週期之 2500 年回歸期水平譜加速度係數
S_1^M	一秒週期之 2500 年回歸期水平譜加速度係數
x	混凝土應變比值
X	混凝土應變比值
α	隨橫向鋼筋體積比變動之函數
γ	混凝土單位體積重量 ($24 \text{ kN} / \text{m}^3$)
δ_u	極限狀態之柱頂變位
δ_y	降伏狀態之柱頂變位
ϵ_c	混凝土受軸壓時之應變
ϵ_{cc}	圍束混凝土在最大抗壓強度時之壓應變
ϵ_{co}	未圍束混凝土最大強度所對應之應變
ϵ_{c50c}	圍束混凝土強度下降至 $0.5 f_{cc}$ 時之應變值
ϵ_{c50u}	無圍束混凝土強度下降至 $0.5 f_{cc}$ 時之應變值
κ	有效圍束應力係數
ρ_h	橫向鋼筋體積比
σ_c	混凝土受軸壓時之應力
${}_c\sigma_B$	混凝土圓柱試體之標稱強度
${}_c\sigma_{cB}$	圍束混凝土之最大軸壓強度
σ_{hy}	橫向鋼筋之降伏強度
σ_p	圍束混凝土之最大軸壓強度
ϕ_u	極限狀態之曲率
ϕ_y	降伏狀態之曲率

八、參考文獻

- [1] 小室努(2007)，超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の圧縮特性に関する研究，京都大學博士論文。
- [2] 六車熙、渡辺史夫、勝田庄二、田中仁史(1980)，横拘束コンクリートの応力-ひずみ曲線のモデル化，セメント技術年報，第34期，pp. 429-432。
- [3] 崎野健治、孫玉平(1993)，コンファインド高強度コンクリートの中心圧縮性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，第15巻，第2期，pp.713-718。
- [4] Cusson, D., and Paultre, P. (1995), “Stress-Strain Model for Confined High-Strength Concrete,” *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.121, No.3, pp. 468-477.
- [5] Popovics. S. (1973),“A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete.” *Cement and Concrete Res.*, Vol.3, No.5, 583~599.
- [6] Fafitis. A., Shah. S. P. (1985), “Lateral reinforcement for high-strength concrete columns.” *ACI Spec. Publ.SP*, pp. 87-12, *Am. Concrete Inst. (ACI)*, pp. 213-232.
- [7] Mander, J. B., Priestley, M. J. N., Park, R. (1988), “Theoretical stress-strain model for confined concrete.” *J. Struct. Engrg.*, *ASCE*, Vol.114, No.8, pp. 1804-1826.
- [8] 李昱勳(2016)，方形New RC柱受高強度横向鋼筋圍束作用下之應力應變曲線模式，國立交通大學碩士論文。
- [9] 楊世豪(2016)，方形New RC柱受一般強度横向鋼筋圍束作用下之應力應變曲線模式，國立交通大學碩士論文。
- [10] 廖文正、胡瑋秀(2016)，台灣高強度混凝土彈性模數建議公式研究，科技部補助大專學生研究計畫研究成果報告，編號MOST 104-2815-C-002-166-E，台灣。
- [11] 交通部(2009)，公路橋梁耐震設計規範，台灣。
- [12] 中國土木水利工程學會(2011)，混凝土工程設計規範與解說（土木401-100），科技圖書，台灣。
- [13] 中國土木水利工程學會(2011)，鋼筋混凝土學（土木406-100），科技圖書，台灣，。
- [14] Evan Bentz and Michael P. Collins. (2001), *Response2000 User Manual*, University of Toronto..
- [15] Jia-Dzwan Jerry Shen, Wen-Huei P. Yen, and John O’Fallon. (2004), “Recommendations for Seismic Performance Testing of Bridge Piers (First Edition).” *Federal Highway Administration*..
- [16] 國家地震工程研究中心(2009)，公路橋梁耐震能力評估及補強準則之研究，台灣。
- [17] M. J. N. Priestley, F. Seible, and G. M. Calvi. (1996), “Seismic Design and Retrofit of Bridges,” *John Wiley & Sons*..

大陸預鑄發展的現況

吳子良¹ 尹衍樑² 詹耀裕³

¹ 潤弘精密工程事業股份有限公司 預鑄設計部 副總經理

² 潤泰集團總裁

³ 潤鑄建築工程(上海)有限公司 總經理

摘要

大陸地區每年竣工的城鄉房屋建築面積約 20 億平方米，約 535 棟 101 大樓的樓地板面積，屬當今世界上最大的建築市場，過去的施工方式主要以現場澆置混凝土(場鑄)為主，這和台灣的情況頗為類似。由於，場鑄工法的工業化程度不高、技術含量低、設計建造容易、品質不穩定、建設效率低、勞力需求量大、材料損耗和建築垃圾量大、資源和能源消耗較多，不符合節能環保永續發展建設的需求。近年來，在開發大西部與一帶一路的產業政策推動下，終止由西部勞力向沿海流動的活動，直接影響市場上勞力供給，與工程進度的推展。一方面須建立建築產業鏈之節能減排碳習慣，亦須兼顧建築施工的品質，2015 年由政策支持之下，事先在工廠內製作預鑄構件並運送到現場進行吊裝的預鑄工法，從此展開全國性競相採用蜂擁之勢。

關鍵字：預鑄混凝土、裝配式工法、自動化生產線。

The Development Status of Precast Construction Method in Mainland China

Tzu-Liang Wu¹ Yen-Liang Yin² Yao-Yu Chan³

¹ Vice-president, Ruentex Engineering & Construction Co. Ltd.

² CEO, Ruentex Group

³ President, RT-PRECAST ENGINEERING Construction(Shanghai) CO. Ltd.

Abstract

There are 2 billion m² floor areas of building built in Mainland China, equivalent to 535 101 sky buildings. The architecture building market in Mainland China is the biggest one around the world. The conventional construction method is less industrialization, less technology, easy to design and construction, less quality, less efficiency, labor tight, more waste, more energy dissipation and not a sustainable development engineering. Due to two policies, Development of the West Regions and The Belt and Road, are executing, the movement of labor from west region is getting slower. Therefore, under the support of precast policy in 2015, precast construction method will catch everyone's attention.

Keywords: precast concrete, precast construction method, production line

一、前言

大陸地區每年竣工的城鄉房屋建築面積約 20 億平方米，約當 535 棟 101 大樓的樓地板面積，為當今世界上最大的建築市場。大陸地區建築物以核心筒剪力牆系統為主，框架結構為輔，除高層辦公樓會採用鋼結構外，多數以現場澆置混凝土(場鑄)施工方式為主，這和台灣的情況頗為類似。由於，場鑄工法的工業化程度不高、技術含量低、設計建造容易、品質不穩定、建設效率低、勞力需求量大、材料損耗和建築垃圾量大、資源和能源消耗較多，不符合節能環保永續發展建設的需求。

此時，將混凝土柱、梁、版、樓梯及牆等結構構材，先按模矩化與標準化之模式進行設計，在預鑄工廠或具備生產設備之現地預鑄場製造與養護，當達到設計規定的出廠強度始可運送至工地現場進行吊裝接合的一種施工方式遂應運而生，並稱該施工方法為預鑄混凝土工法(Precast Concrete construction, PC)，大陸地區稱之為裝配式混凝土工法。預鑄構材在工廠生產除了不受天候影響、容易確保混凝土構材品質外，還可以免除施工現場大量的模版、支撐及養護時間，搭配機電與裝修同步工程，即可達到節能減碳與縮短工期[1]。

大陸的預鑄發展歷史，早從 1950 年代的預鑄建築仰賴前蘇聯技術開始，屬開創期；1960~1980 年代北京市大力推展預鑄大板住宅建築，約建成 272.6 萬平方米，屬發展期，於此期間的 1976 年，河北省唐山市發生規模 7.8 震源深度 12 公里的淺層地震，造成先前所建之大板房建築，發生大規模倒塌，死傷近 40 萬人，預鑄就被與不安全劃上等號，並進入 1990 年代的低潮期。直到 2010 年代，在開發大西部與一帶一路的產業政策推動下，終止由西部勞力向沿海流動的活動，直接影響市場上勞力供給，加上世界潮流的轉變，迫使預鑄技術的快速發展，使得預鑄產業逐漸走向恢復、發展與創新期。

二、政策規定

2016 年 9 月底國務院辦公廳印發的《關於大力發展裝配式建築的指導意見》(國辦發〔2016〕71 號)指出：「力爭用 10 年左右的時間，使預鑄建築占新建建築面積的比例達到 30%，指定京津冀、長三角、珠三角和常住人口超過 300 萬的其他城市為重點推動區域」。據此標準，省會城市以及部分三線城市均落在重點推進區域內。2017 年 3 月，住建部印發的《“十三五”裝配式建築行動方案》明確指出：「到 2020 年，全國預鑄建築占新建建築的比例達到 15%以上，其中重點推動地區達到 20%以上」。政策亦明確提出「加快城鎮化建設」，城鎮化水準要從 2012 年 52%提高到 2020 年的 60%左右；十二五期間將完成 3600 萬套保障性住房的重大工程建設。上海市在 2016 年訂下建設目標：「“十三五”期間，全市符合條件的新建建築原則上採用裝配式建築。全市預鑄建築的單體預鑄率達到 40%以上或裝配率達到 60%以上。」南京市亦在 2017 年 8 月提出：「本市所有新建保障性住房、商品住房、公寓等住宅建築和學校、醫院、商業、辦公用房等公共建築，全市目標任務為：2017 年新開工建設裝配式建築項目總面積達到 300 萬平方米以上、裝配式建築占新建建築的比例達到 15%以上、住宅建築成品住房交付比例達到 30%以上，後續逐年提高，到 2020 年全市裝配式建築占新建建築的比例達到 30%以上、住宅建築成品住房交付比例達到 50%

以上。」，雖然南京市的推動力度沒有上海市強，卻顯示預鑄工法發展較落後的省市也開始動起來了。

三、規範制訂

大陸地區所使用的工程建設標準包括 5 大層級，從最上階到基階分別為：國家標準(GB)、行業標準(JGJ)、協會標準(CECS)、地方標準(DB、DGJ)、企業標準。國家標準屬於強制性規定，位階在所有規範之上；行業標準則是針對特定行業特性做出之強制性規定，例如 JGJ 1 係針對預鑄工法制訂之行業標準；地方標準則為各省、市或地區制訂的規定，於各該省、市或地區屬於強制性規定，但仍不應跳脫國家標準所規定之範疇；協會標準，則以各該產業別所需之非共通性標準為主，亦即採用的選擇權在於企業本身，此亦為大陸目前極力推行的標準，同時間，行業標準已明訂不再增修了。大陸亦另外制訂各式詳細與完整的圖集，作為設計工程師或繪圖工程師的重要參考與引用依據；個別企業亦可將自行研發之結構系統、接合技術、或施工法等技術制細節，製作為企業標準或企業圖集，以跳脫規範的限制，允許企業自己單獨使用，頗為類似內政部營建署頒布之「建築新技術新工法新設備及新材料認可」規定，顯見兩岸支持企業創新的做法並無不同。

目前大陸制訂的規範中，預鑄建築工法最主要之標準為 GB/T 51231「裝配式混凝土建築技術標準」，提供建築、結構、機電及外維護牆等原則性之規定；預鑄結構設計則須按 JGJ 1「裝配式混凝土結構技術規程」進行相關設計，其它與預鑄相關之標準或規程如表 1 所示。

表 1 與預鑄相關之標準或規程

類別	編號	名稱	備考
國家標準	GB/T 51231	裝配式混凝土建築技術標準	推薦性
行業標準	JGJ 1	裝配式混凝土結構技術規程	
	JGJ 107	鋼筋機械連接技術規程	
	JGJ 224	預製預應力混凝土裝配整體式框架結構技術規程	
	JGJ 256	鋼筋錨固板應用技術規程	
	JGJ 355	鋼筋套筒灌漿連接應用技術規程	
	JG/T 398	鋼筋連接用灌漿套筒	
	JG/T 408	鋼筋連接用套筒灌漿料	
協會標準	CECS 40:92	混凝土及預制混凝土構件質量控制規程	
	CECS 43:92	鋼筋混凝土裝配整體式框架節點與連接設計規程	
	CECS 52:2010	整體預應力裝配式板柱結構技術規程	
圖集	GB/T 51231	裝配式混凝土結構連接節點構造	

四、預鑄工法發展之現況

目前大陸地區「國家住宅產業化基地」和「預鑄建築產業園區」等的開發案，多由建築企業集團主導；此類集團的在預鑄建築開發案的運作模式與內部流程，包括投資、規劃、專管、設計、研發、製造、施工、及維護等已趨完整的管理系統。除了建築企業集團(遠大住工)，預鑄建築領導型企業還包括房地產開發企業(萬科)、大型建材企業(北新集團)、住宅裝修企業(東易日盛家居裝飾集團)及研發設計型企業(北京市建築設計研究院有限公司)等。不同運營模式的企業，分屬於產業鏈上下游之一環，共同投入資金與研究開發，使得整體預鑄建築產業的發展更快速，當然，若要壯大仍需仰賴大型企業的帶頭推動，並能搭配眾多相關產業鏈業者間的協調和配套才行，具優勢的核心技術或產品服務之企業，將對產業的發展起更強的引領帶動作用。

據大陸官方統計從 2015 年到 2016 年，大規模興建預鑄廠之趨勢正烈，總共增設 100 多家的預鑄生產工廠，如表 2 所示。多數新建的預鑄工廠，皆配備全自動化生產流水線，生產預鑄 KT 版或預鑄雙皮牆；流水線上的生產機械設備包括：鋼底模循環系統、外形尺寸與機電預埋管位置的自動放樣機、模具清潔與噴塗機、自動混凝土澆置機、翻轉機、自動粉光機、養護艙等，對於提升標準件的生產效率有很大的助益。

表 2 大陸主要地區預鑄廠增加統計表

地區或公司名	2015年	2016年
上海市	5	18
江蘇省	5	21
福建省	3	8
重慶市	0	10
中國建築公司	2	13
遠大預鑄公司	3	60



(a)自動放樣機



(b)翻轉機



(c)澆置機



(d)粉光機

圖 1 安夫曼公司 AVERMANN 的自動化生產設備

預鑄建築的設計規劃，必須以模矩化、標準化、系統化等觀念，將建築、結構、機電、裝修及景觀等不同專業予以整合進來並參與協同設計，也就是要利用 BIM (Building Information Modeling) 的設計技術架構下發展設計整合的方法，其中，TECKLA STRUCTURE、REVIT、及 PLANBAR 等軟體皆已切入預鑄 BIM 設計領域內。惟目前多數建築的預鑄設計做法，直接將場鑄規劃的設計成果，逕行轉換為預鑄設計，以求縮短轉換時間盡早展開預鑄深化設計與生產工作。

急就章下的預鑄設計，避免不了存在部份的傳統思維與做法，失去預鑄的精髓-簡單與快速。例如，預鑄樓版的設計常常保留傳統樓版雙向受力的基礎直接轉為預鑄樓版，其結果就會看到工地吊裝預鑄樓版時的驚險畫面，如圖 2 所示，對比圖 3 單向版設計的預鑄版，顯得複雜多了。此外，在較低預鑄率的设计條件下，一般只做預鑄樓版，而梁與剪力牆皆採場鑄的情況下，預鑄樓版的下方佈置滿堂支撐架，圖 4，實在無突顯預鑄之優勢，圖 5。預鑄結構的設計精神為「等同現澆」，係指預鑄結構系統的行為與場鑄相當，但在施工方面的考量則應該是「等同鋼構」才是，施工快速且支撐極少化。預鑄設計與場鑄設計在施工方面應該考量的重點之一，場鑄施工的容許誤差較預鑄大，硬把預鑄構件套入場鑄思維的現場，往往出現處處扞格或抵觸的狀況。

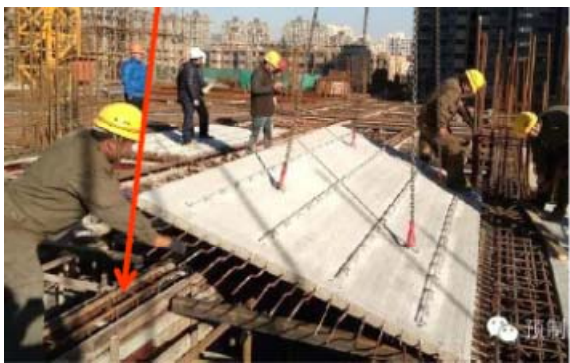


圖 2 雙向版雙向出筋之安裝情況^[9]

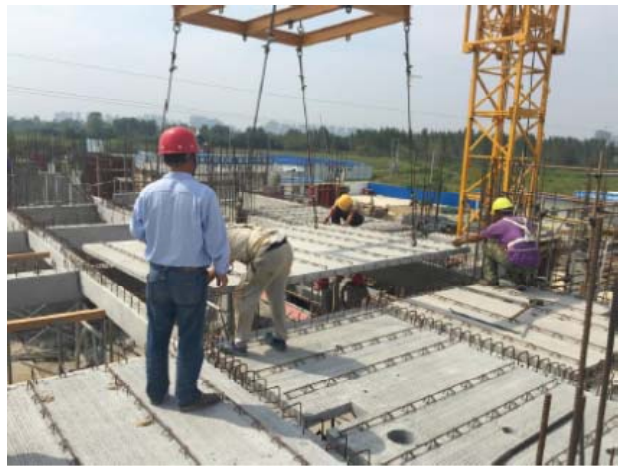


圖 3 單向版雙向不出筋之安裝情況



圖 4 滿堂架的施工現場



圖 5 極少支撐架的預鑄現場

六、結論

大陸地區現正傾全國之力推動預鑄建築，企業為求在業界間獨佔鰲頭，遂與學界結合進行以施工方法為主軸的技術研發工作，使得整體在預鑄方面的發展快速。然而，硬體建置容易且自動化程度高，軟體方面的建構則嚴重缺乏與不良。整體產業仍須解決預鑄相關的人才荒，化解互相惡性高薪挖角的問題。其次須解決企業內部之資源整不良的問題，縮短溝通與減少浪費。最後，須突破成本思維的限制，如何在預鑄就是比場鑄貴的現實下尋求新思維，才能提升產業轉型的急

迫感。正所謂「上有政策、下有對策」的心態需要被改變，才有助於傳統產業升級與技術提升。展望未來，大陸地區每年推案量龐大，預鑄產業鏈上的每個環節若皆能正視問題並尋求解決方案改進，可預見預鑄產業的發展將逐漸完善。

參考文獻

- [1] 尹衍梁、賴士勳(2007)，「台灣地區預鑄技術發展與應用」，技師月刊 46 期，第 44-51 頁。
- [2] 田春雨(2014)，「装配式混凝土结构现状与发展」，中国建筑科学院 PPT。
- [3] 「2016 年建筑业发展统计分析」，住房和城乡建设部计划财务与外事司，中国建筑业协会。
- [4] JGJ 1-2014「装配式混凝土结构技术规程」，中华人民共和国行业标准，中华人民共和国住房和城乡建设部。
- [5] 詹耀裕、唐雪梅、黃綢輝、賴宜政(2015)，「全预制整体装配式框架结构工程：从设计、生产到施工」，施工技术。
- [6] 刘淑娟(2017)，「国内装配式建筑产业发展初探」，中国建材报
- [7] 上海市住房和城乡建设管理委员会、华东建筑集团股份有限公司(2016)，「上海市装配式建筑 2016-2020 年发展规划」

從預鑄樓梯談預鑄設計模組化

苗勵青

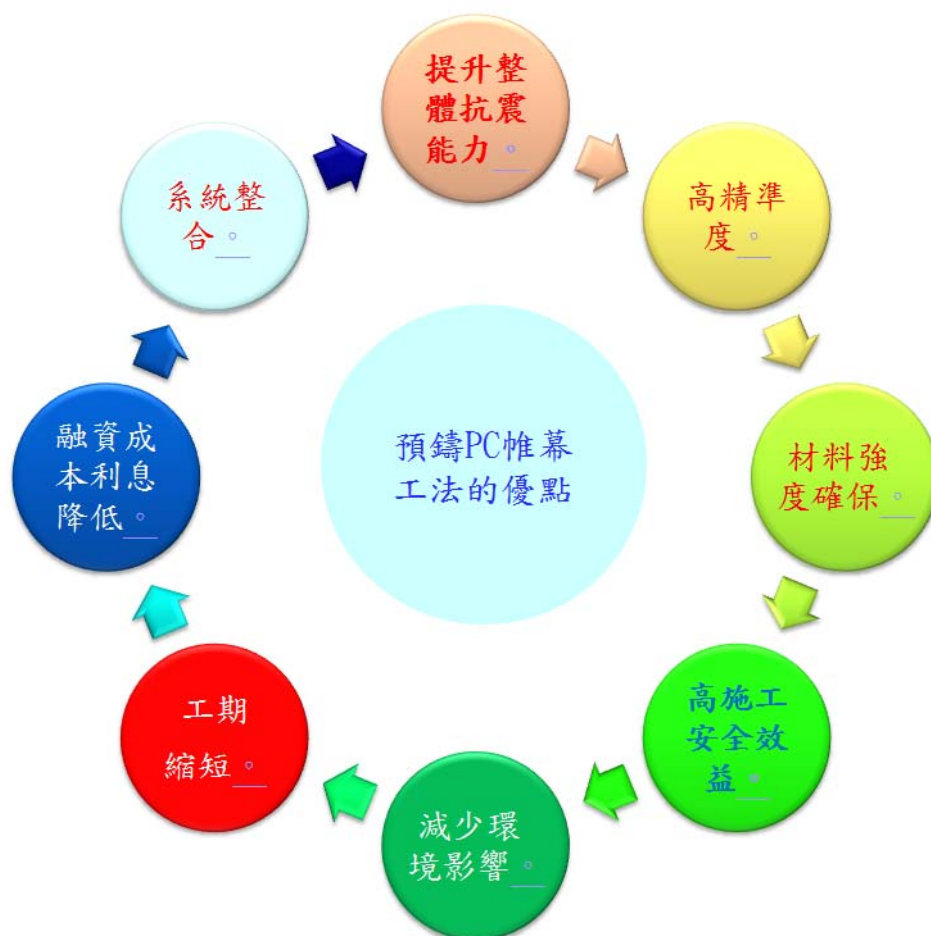
亞利預鑄工業股份有限公司 襄理

摘要

本文共分三節，第一節為預鑄工法的優缺點；第二節為工法選擇的考量因素；第三節為模組化整合的方式與運用工具

一、預鑄工法的優缺點

預鑄工法在建築及土木工程上運用日漸廣泛，能有效提供建築物良好品質，維持耐震韌性，縮短工期、節能減廢等優點。



優點：

1. 維持整體結構耐震能力（強）。
2. 建築工業化製程品質優良；強度確保（優）。
3. 無鷹架施工，工地安全衛生管理整體提升（安）。
4. 組配工法由專業包商施工，出工人數大幅減少，打造減汙、減廢、減噪的友善環境。（善）
5. 精度高，外飾材一體成型（精）。
6. 有效縮短工期，降低營造管理成本（省）。

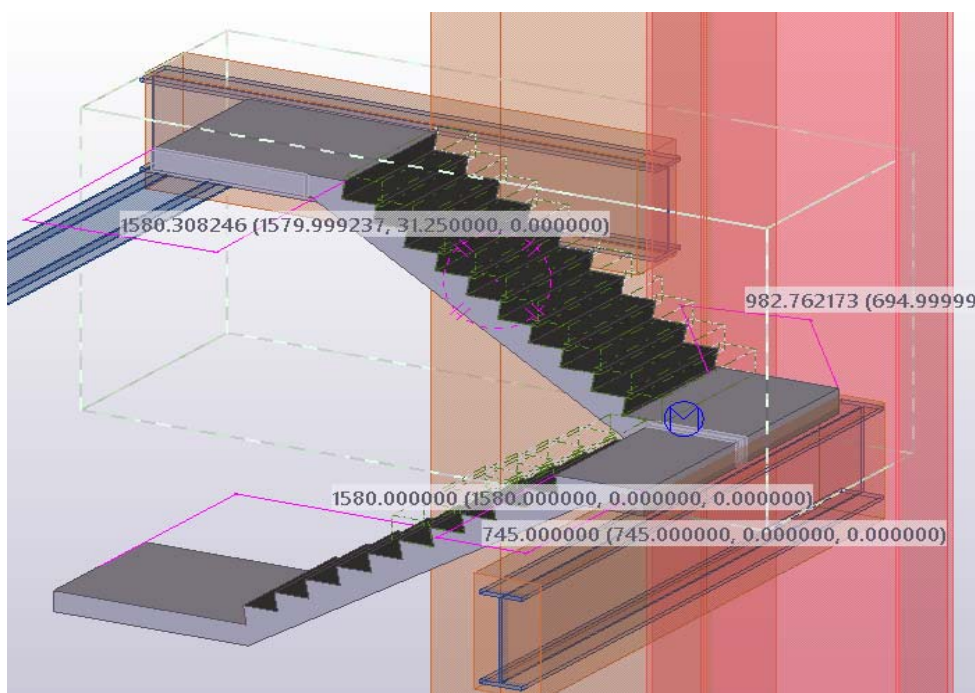
缺點：

1. 規模量體方能適用（成本考量）。
2. 吊裝機具成本局部增加。（帷幕 PC 自重較重，吊裝機具荷重需求較大）。
3. 遠距離運載不易。
4. 造型變化須規格化、整合化。
5. 初期成本較傳統工法高。（鋼模具:生產基礎設備）

二、工法選擇的考量因素

為能確保採用預鑄工法的優勢，減少缺點，採用工業化工廠規模製造，製程環境統一，所以構件強度及精度的確保高於現場構築的結構，且因現場構築 RC 量體減少，高空作業的混凝土泵送問題、外飾材接合問題等也比場鑄工法容易控管，帶來整體架構強度及經濟規模開發的效益。」

一般建築結構依構造需求與使用用途區分來選用適當的構築工法，以結構安全需求、成本控管、施工安全控管、工期控管、造型及所在位置等五大因素來決定。建築構造可以採用木造、磚造、鋼筋混凝土(RC)、鋼骨鋼筋混凝土(SRC)，或鋼構(SSC)，等……，以高度，規模及上述的綜合效益來選擇。



在規模系統化的建築應用上，周遭環境會影響組裝工法的選擇與成本變動。造型變化無規則性的一般住宅在無特殊用途需求下，並不全然適用，因為鋼模具翻製數量的多寡，是成本管控的主要因素，一般而言，預鑄工法帷幕外牆與結構梁柱，都是量身打造，單一案件規劃發展，共用模具的機會常因造型元素不同而無法增加利用，為了能橫向整合不同的建設開發案，所以將建築物組成的必然構件 RC 樓梯選為計劃標的，推動預鑄樓梯制式化產品，供建築師及營造廠套繪使用，統一設計預鑄樓梯的尺寸及規格，達到經濟且規模化的互利整合方案。

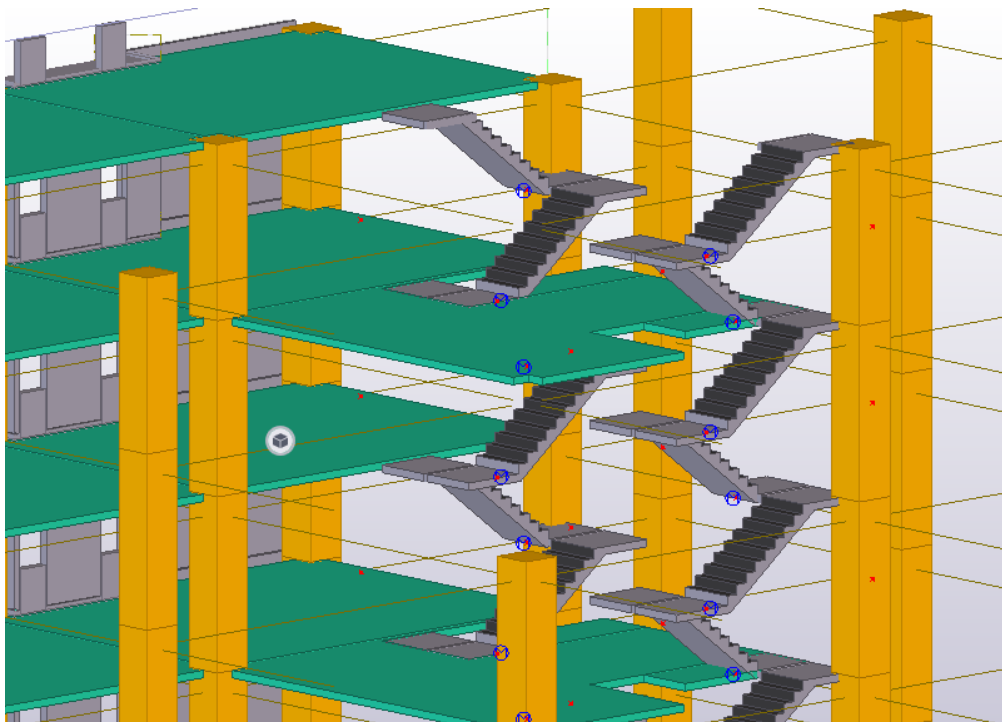
樓梯型式比較

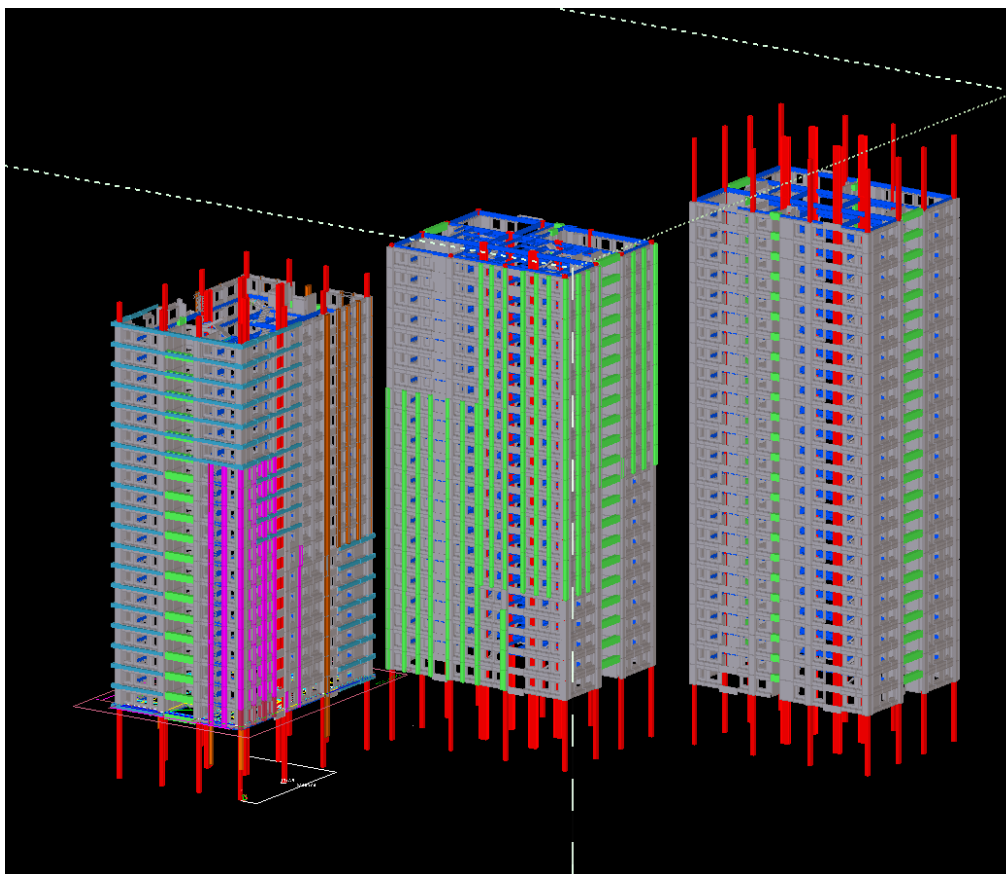
類別 \ 型式+比較	型 式		模具	後裝修	工安	成本 (48座比較)
	二折式	四折式				
傳統樓梯 1.25寬*9階*1.4M平台	◎	◎	木模版 系統模板 現場	粉刷油漆 面飾處理 後裝欄杆	差一樓層 施工 完成面粗	28000-35000 含二次裝修 37000(元/座)
鋼樓梯 1.25寬*9階*1.4M平台	◎	◎	工廠製造 吊裝 二次施工	防火防鏽 面飾處理 裝修板	差一節鋼 構施工	40000鋼骨 含二次裝修 51000(元/座)
預鑄樓梯 1.25寬*9階*1.4M平台	◎	×	工廠製造 吊裝 一次施工	粉刷油漆 面飾處理 預埋欄杆	當層組裝 樓梯當上 下通道	39500-42500 含二次裝修 43500(元/座)



三、模組化整合的方式與運用工具

實務上，運用 BIM 建築設計模型，是建築物工業化、整合施工界面、精算構造成本、模擬施工作業程序、協助放樣定位的全方位工具，從現場樓梯的結構，設計成簡支樓梯預鑄構件，依建築法規緊急逃生梯的最小寬度；級深；級高，等規定制定規則化的上行下行梯構件，再加以考慮外飾材；裝修面；迴轉平台；欄杆扶手等相關預埋鐵件做局部修正，是已經成形的跨公司合作方針，單一建案開模的高成本分攤，因為整合成統一規格，預鑄廠可大幅降低模具的分攤成本，回饋給採用者，在防火性能、施工安全、二次裝修施工減少的種種效益下，讓業界從預鑄樓梯開始認識預鑄工法，進而普及到全結構預鑄構件的採用。





近 20 年來，土木工程、建築工程都逐步運用了預鑄工法。在技術人力逐漸短缺、工安環保要求至上的未來，建築物工業化是必然的趨勢，追求更精密、更具韌性的結構工法更是先進國家一致的目標。台灣地小人稠，都會區的更新開發不再只是求有就好，更要兼顧長期的耐震節能、減碳少污、防災避難等，所以預鑄工法的推廣與運用將創造另一類的「產業升級革命」！

參考文獻

- [1] 建築工事標準仕様書.同解説，JASS14。
- [2] PCI, DRAFTING HANDBOOK, Precast and Prestressed Concrete.

高強度鋼筋混凝土短柱之剪力強度預測

李翼安

國家地震工程研究中心助理研究員

摘要

台灣地區地狹人稠，可利用之建築面積已逐漸減少，因此建築物朝使用高強度鋼筋混凝土，建造超高樓層建築是必然趨勢。然而實務上，柱常因開門與開窗之需要而形成短柱。故短柱之剪力強度預測至為重要。根據實驗顯示，短柱剪力破壞為對角壓桿端部之混凝土擠碎，故建議使用軟化壓拉桿模型，來預測高強度鋼筋混凝土短柱之剪力強度。本文採用日本之測試結果作驗證，發現建議模型之分析結果偏保守，但符合試驗之破壞機制。日本建築學會(1990)規範與 New RC 計畫之柱剪力強度評估公式在本文中亦透過測試結果加以驗證，其分析結果合理，但以 New RC 計畫公式之破壞機制較為符合實驗結果。

關鍵字：高強度鋼筋混凝土、短柱、剪力強度、超高樓層建築。

Shear Strength Prediction for Reinforced Concrete Short Columns Using High Strength Materials

Yi-An Li

Assistant Researcher, National Center for Research on Earthquake Engineering

Abstract

The usable land is quite limited in Taiwan now, so that the construction of ultra high-rise residential building using high strength reinforced concrete materials is inevitable. In practice, short columns are often resulted due to openings and their shear strength prediction is very important. Observation from experiments shows that shear failure of short columns is caused by concrete crushing at the ends of diagonal strut. Therefore, in this paper, it is suggested to use Softened Strut-and-Tie model to predict the shear strength of short columns using high strength materials. Reasonable predictions can be obtained by the proposed model as compared to the test results from Japan. In this paper, the shear strength formulas of Architectural Institute of Japan (1990) and New RC project were evaluated by the test results. Their accuracy and predicted failure mechanism were also reported.

Keywords: high strength reinforced concrete, short columns, shear strength, high-rise building.

一、前言

鋼筋混凝土(Reinforced Concrete, RC)柱在建築物中常因通風與採光之需求，對牆作開孔而形成短柱，而短柱在結構系統中屬於高勁度之脆性剪力破壞桿件。由於其高勁度之特性，短柱往往是結構中最早達到強度之桿件，故其剪力強度預測至為重要。依現行 ACI 318-14 [1]之規定，短柱屬於深短桿件，必須以壓拉桿模型來評估其剪力強度。並且根據國家地震工程研究中心對普通強度鋼筋混凝土短柱之實驗結果[2, 3]顯示，高深比 2 以下之短柱，其破壞模式依裂縫發展之觀察可發現，均為對角斜裂縫間壓桿端部之混凝土擠碎，其不同於一般柱之剪力破壞模式，故 Li 等人[3]建議以軟化壓拉桿(Softened Strut-and-Tie; SST)模型來預測短柱剪力強度較為適合，且獲得合理之預測結果。

高強度鋼筋混凝土結構在台灣目前仍處於初始階段，國內高強度鋼筋混凝土短柱實驗數據相當缺乏。然而，日本早在 1988 至 1992 年間，曾推動一個五年期的國家級研究計畫，即所謂的日本「New RC Project」[4]。傾日本國家之人力及資源研發，使用高強度鋼筋與高強度混凝土，應用在超高層建築物上，將日本的鋼筋及混凝土材料強度大幅提昇。鑑於日本發展高強度鋼筋混凝土較台灣成熟，因此，本文將採用日本高強度鋼筋混凝土短柱之實驗數據，來驗證軟化壓拉桿模型應用於高強度短柱剪力強度預測之適用性，並引入日本對於高強度鋼筋混凝土桿件之剪力強度評估公式作比較，以探討其優缺點。

二、高強度鋼筋混凝土短柱試驗

2.1 參考試驗資料

普通強度之鋼筋混凝土短柱試驗在國內原本就相當稀少，而高強度之短柱試驗在國內更是從缺。然而，本文目的在於清楚地瞭解高強度鋼筋混凝土短柱之耐震行為，並透過實驗數據的比對，驗證既有模型於高強度鋼筋混凝土材料之適用性。因此，本文採用 2008 年 Maruta [5]與 1990 年 Sakaguchi 等人[6]所發表之高強度鋼筋混凝土短柱實驗數據作為研究標的，此批試體皆為高深比小於 2 之短柱，且測試之主要參數皆為混凝土強度、箍筋量及柱軸力。混凝土強度在 Maruta [5]之測試試體，主要分成混凝土強度為 130 MPa 及 60 MPa 兩種，而 Sakaguchi 等人[6]之測試試體，其混凝土強度則在 24 MPa 至 94 MPa 之間。主筋皆採用 SD 785 之高強度鋼筋，實際降伏強度約為 1000 MPa 至 1030 MPa 之間，而箍筋則採用實際降伏強度皆超過 1000 MPa 之超高強度鋼筋。其詳細試體材料強度與相關測試參數變化，分別如表 1 所示。

Maruta [5]之短柱試體為 200 mm×200 mm 之矩形斷面，如圖 1 所示。其為高深比 2 之短柱，柱高為 400 mm。主要測試參數為混凝土強度、箍筋量及柱軸力。依據該論文設定，其箍筋面積比變化約從 0.3 %至 1.8 %。箍筋之配筋型式主要分成兩大類，一為橫箍柱(H Series)，一為橫箍加上螺箍之柱(HS, U Series)，其如圖 1 所示。另一個主要測試

參數為軸力比，其值變化從無軸力至 $0.6P_0$ ，實驗過程為定軸力施加於短柱試體。詳細試體規劃與配筋圖，分別如表 1 及圖 1 所示。Sakaguchi 等人[6]之短柱試體為 400 mm×400 mm 之矩形斷面，如圖 2 所示。因高深比為 2 之短柱，故柱高為 800 mm。箍筋量則從無配置箍筋至箍筋量為 0.8 %之柱，箍筋型式則以橫箍柱為主，軸力比則從無軸力施加變化至 $0.48A_gf'_c$ 且同樣為定軸力施加。詳細試體規劃與配筋圖，分別如表 1 及圖 2 所示。

2.2 試驗結果與參數比較

本文引用之試體皆為高深比 2 之短柱[5, 6]，根據實驗者之判斷，短柱之破壞模式皆為柱主筋未達降伏之剪力破壞。依照試體破壞照片顯示(圖 3)，各試體之主要裂縫皆以對角斜裂縫為主，在斜裂縫間對角壓桿端部之混凝土有擠碎鬆動之現象，明顯屬於對角壓應力集中處之混凝土擠碎破壞，該類型破壞通常被歸類為剪壓破壞。圖 4 為 Maruta [5] 試驗結果之側力位移包絡線。由圖 4 可觀察到，各試體在到達其最大強度後，側力強度迅速衰減，這類型的側力位移曲線，亦可驗證此批試體皆為典型的剪力破壞。各試體於實驗測試時，所達到之最大側向作用力 V_{test} 分別列於表 1 中。

此批試體主要之研究參數為混凝土強度、箍筋量及柱軸力，其參數之影響歸納如下。由表 1 可知，混凝土強度增加(60 MPa 增加至 130 MPa)，則短柱之剪力強度亦增加。若混凝土擠碎為剪力破壞之主控模式，則此現象為可預期之結果。由表 1 及圖 4c 可見，柱軸力之增加並未造成柱剪力強度顯著的變化，Maruta [5]亦認為軸力並不會直接影響短柱之剪力強度。依據表 1、圖 4a 及圖 4b 之結果顯示，高箍筋量之使用，會顯著提昇短柱之剪力強度。關於這些參數變化之影響，將會透過分析模型之比較作進一步的說明。

表 1 日本試驗測試參數、材料強度與測試結果

試體		軸力 (N)	f'_c (MPa)	主筋		箍筋			實驗結果 V_{test} (kN)	
編號	名稱			號數	$f_{y\ell}$ (MPa)	號數	f_{yt} (MPa)	箍筋量 (ρ_w)		
Maruta [5](Hoops)										
1	H-0.6-0.15	$0.15P_0$	128	D13 SD785	1030	D6 SD785	1053	0.6%	522	
2	H-0.6-0.3	$0.3P_0$	125						516	
3	H-0.6-0.6	$0.6P_0$	120						523	
4	H-0.3-0.6		128					0.3%	485	
5	H-1.2-0.6		121					1.2%	681	
6	H-1.8-0.6		130					1.8%	778	
7	H-0.3-0.3	$0.3P_0$	130					0.3%	524	
8	H-1.2-0.3		121					1.2%	689	
9	H-1.8-0.3		121					1.8%	798	
10	CN-0.6-0.3		56					0.6%	384	
11	CK-0.3-0.3		55					0.3%	291	
Maruta [5](Hoops+Spiral)										
12	HS-0.6-0.3	$0.3P_0$	128	D13 SD785	1030	D6 SD785	1053	0.6%	494	
13	HS-0.6-0.6	$0.6P_0$	128					0.6%	508	
14	HS-1.2-0.6		129						1.2%	588
15	U-0.4-0.6		130			$\phi 5.1$ 1275	1450	0.37%	508	
16	U-0.7-0.6		129					0.74%	561	
17	CK-0.6-0.3	$0.3P_0$	55			D6 SD785	1053	0.6%	323	
18	CS-0.6-0.3		56						337	
19	CK-1.2-0.3		55						1.2%	399
20	CK-1.8-0.3		55					1.8%	536	
21	CK-0.6-0.0	0	56					0.6%	242	
22	CK-0.6-0.15	$0.15P_0$	56						337	
23	CK-0.6-0.6	$0.6P_0$	55						365	
Sakaguchi et al. [6](Hoops)										
24	C1	$0.39A_gf'_c$	93.5	D19 SD785	1000	-	-	0%	1390	
25	C2					$\phi 6.4$	1360	0.16%	1400	
26	C3	0	77			$\phi 7.4$	1400	0.4%	1140	
27	C4	$0.24A_gf'_c$							1470	
28	C5	$0.39A_gf'_c$							93.5	1660
29	C6	$0.48A_gf'_c$							77	1550
30	C7	$0.39A_gf'_c$	93.5					0.62%	1900	
31	C8							0.8%	2000	
32	C9	0	52.2					0.4%	981	
33	C10		23.8						746	

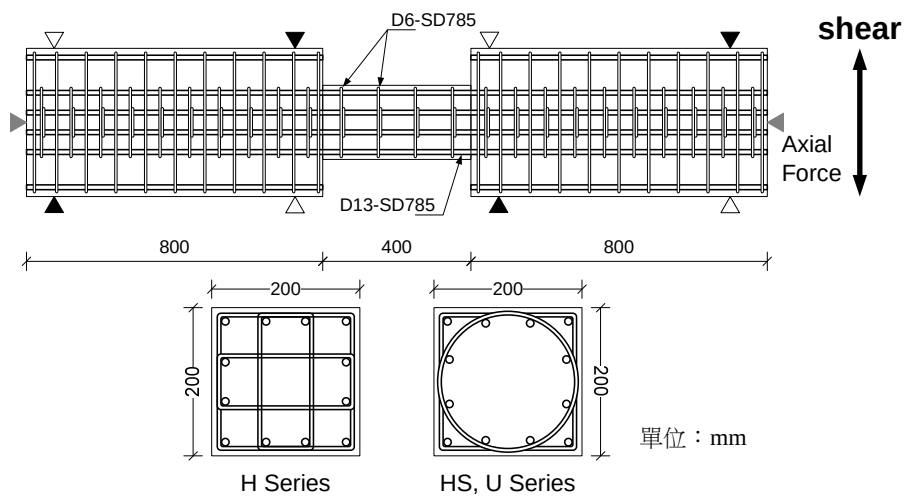


圖 1 Maruta [5]試體細部鋼筋配置圖

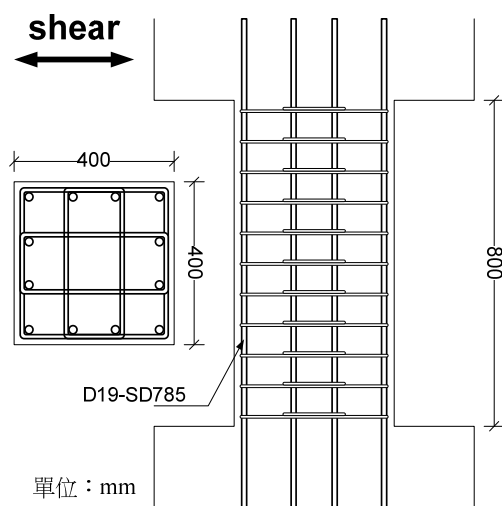


圖 2 Sakaguchi et al. [6]試體細部鋼筋配置圖



H-0.3-0.6

H-0.6-0.6

H-1.2-0.6

H-1.8-0.6

圖 3 試體破壞照片[5]

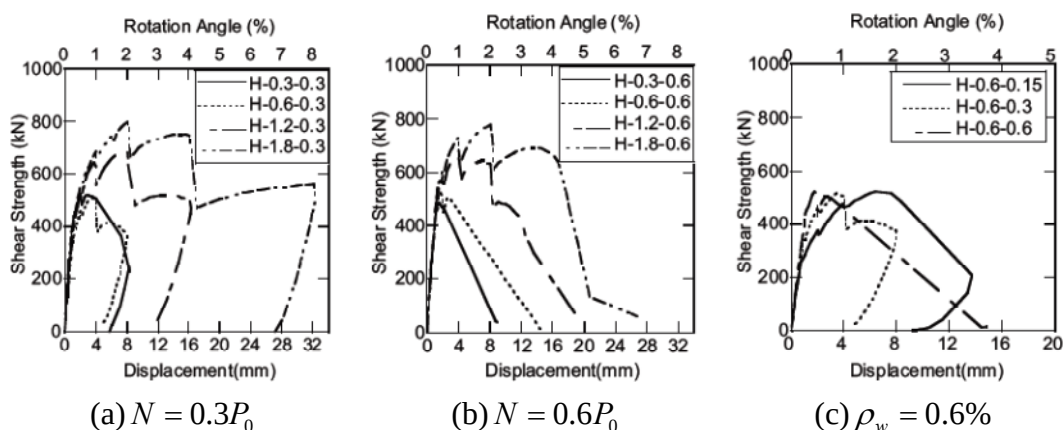


圖 4 測試結果之側力位移包絡線與參數比較[5]

三、剪力強度預測模型

本文引用的高強度鋼筋混凝土短柱實驗結果[5, 6]顯示，對高深比小於 2 之短柱而言，短柱之剪力破壞為對角壓桿端部之混凝土擠碎，故其剪力強度應以壓拉桿模型作估計較為合理。此觀點與一般強度鋼筋混凝土短柱看法[3]一致。因此，本文採用李宏仁與黃世建[7]以及 Hwang and Lee [8]所建議之軟化壓拉桿模型(Softened Strut-and-Tie model, SST)來作預測，其係以壓拉桿傳力機制為基礎，並配合模擬鋼筋混凝土開裂後的軟化行為[9]，求取混凝土壓桿擠碎之強度。軟化壓拉桿模型之傳力機制如圖 5 所示，其所對應短柱之最大作用剪力 V_{max} 可如下式作估計[7, 8]：

$$V_{max} = C_d \cos \theta = K \zeta f'_c A_{str} \cos \theta \quad (1)$$

其中， C_d 為短柱於對角方向壓桿之抗壓強度， K 為壓拉桿指標(strut-and-tie index)， ζ 為開裂鋼筋混凝土之軟化係數， f'_c 為混凝土抗壓強度， A_{str} 為對角壓桿端部近節點處之有效面積，而 θ 為對角壓桿與水平軸之夾角(圖 5)。

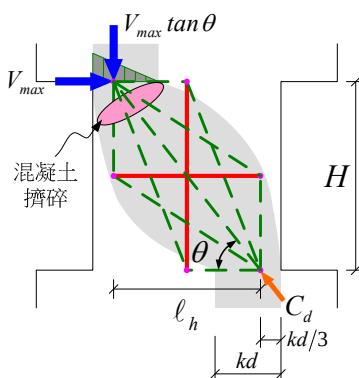


圖 5 軟化壓拉桿模型於短柱之傳力機制

關於壓拉桿指標 K 及短柱剪力強度之計算流程如圖 6 所示，相關參數定義與計算方法可進一步參考文獻[7-9]。

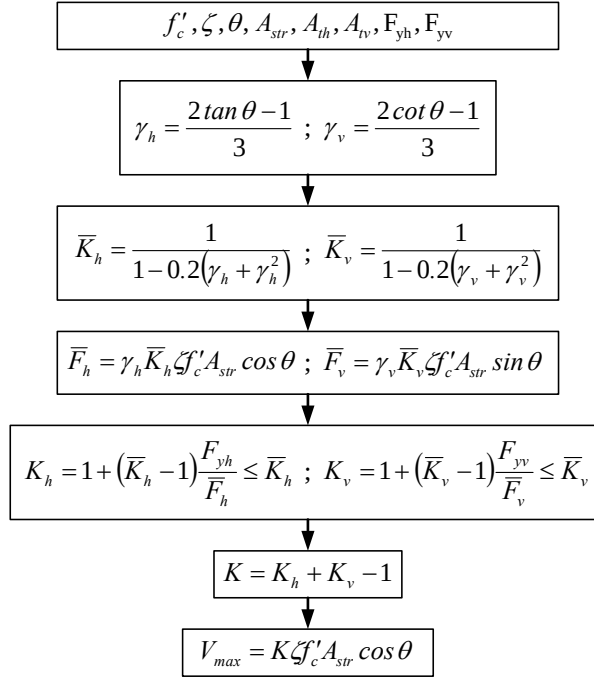


圖 6 短柱剪力強度之估算流程

在 Maruta [5]所測試之試體中可觀察到，在軸力及箍筋量相同之情況下，因箍筋型式不同，其強度有著明顯的不同，且橫箍柱(H Series)明顯高於橫箍加上螺箍之柱(HS Series)，如圖 7 所示。這意味著即使橫箍柱跟螺箍柱之箍筋量相同，但螺箍柱內螺箍筋傳遞剪力之有效性需重新考量。

在軟化壓拉桿模型之傳力機制中，螺箍筋傳遞剪力有效性之考量，係如圖 8 所示。螺箍筋在軟化壓拉桿模型中，扮演著拉桿的角色，而拉桿之有效性，則是在剪力元素內近節點處提供節點之力平衡之用。在橫箍加螺箍筋之柱中，橫箍於節點處之拉力與剪力作用方向相同，故其有效性為 100%(圖 8)，而螺箍筋於節點位置之拉力與剪力作用方向並不相同，故螺箍筋於節點位置在剪力作用方向之有效面積 A_h ，如下列所示：

$$A_h = A_{st} \sin \alpha \quad (2)$$

其中， A_{st} 為螺箍筋單肢之截面積， α 為螺箍筋於節點位置指向曲率中心之徑向線與剪力作用方向之夾角。本文針對橫箍加上螺箍之柱試體(HS Series)，其螺箍視為拉桿之有效面積將依式(2)作重新考量。因節點位置與壓力區深度有關，又壓力區深度受軸力與混凝土強度之影響，故此批試體在不同軸力與混凝土強度之影響下，螺箍筋於節點位置之有效性係有不同。在混凝土 130 MPa 及軸力 $0.6P_0$ 之試體，其有效性約為 70%；而混凝土 60 MPa 及軸力 $0.3P_0$ 之試體，其有效性約為 55%。

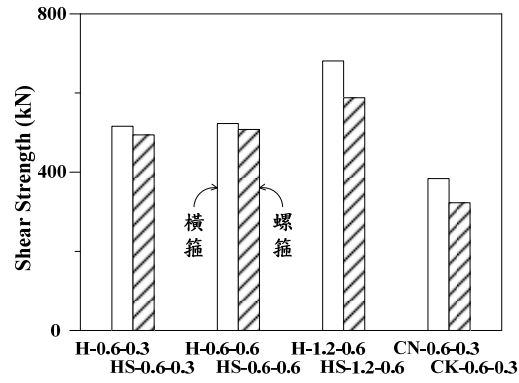


圖 7 橫箍柱與螺箍柱之剪力強度比較[5]

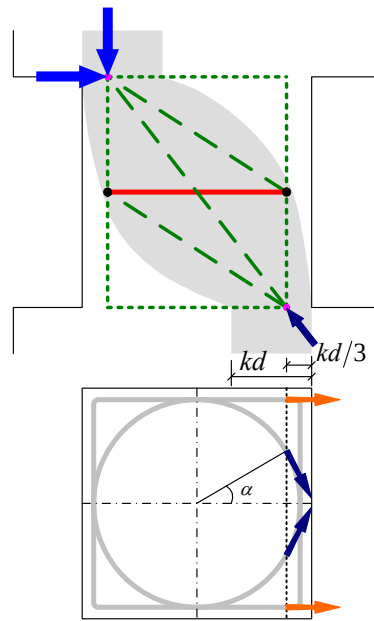


圖 8 螺箍筋於剪力方向之等效性示意圖

四、日本高強度鋼筋混凝土柱剪力強度評估公式

在日本對於高強度鋼筋混凝土柱之剪力強度評估，常用的主要兩種分析方法為 1990 年日本建築學會(Architectural Institute of Japan, AIJ-1990)規範[10]與 New RC 計畫方法[11]。這兩種方法其主要概念相同，但在公式參數或係數之選用考量上，仍有差別，其不同處分別說明如下。

4.1 日本建築學會規範(AIJ-1990)

日本建築學會規範(AIJ-1990)[10]之剪力強度評估公式，主要有兩個概念，第一個為桁架傳力機制(Truss Mechanism)，其強度來源為剪力箍筋。第二個為拱傳力機制或壓桿傳力機制(Arch/Strut Mechanism)，其強度來源為對角混凝土壓桿，相關傳力機制之示意圖，如圖 9 所示。該剪力計算強度(V_{n-AIJ})之公式如下：

$$V_{n-AIJ} = bj_t \rho_w f_{yt} \cot \phi + \tan \theta' (1 - \beta) b h \nu \frac{f'_c}{2} \quad (3)$$

其中， j_t 為斷面最外側拉力鋼筋與最外側壓力鋼筋之距離， ρ_w 為箍筋面積比， f_{yt} 為箍筋降伏強度， ϕ 為桁架機制中主壓應力方向與水平軸之夾角， θ' 為拱機制中壓桿與水平軸之夾角。其他相關參數計算如下列公式。

$$\nu_0 = \frac{1.70}{\sqrt[3]{f'_c}} \quad (f'_c: \text{MPa}) \quad (4)$$

$$\rho_w f_{yt} \leq \frac{\nu_0 f'_c}{2} \quad (5)$$

$$\nu = (1.0 - 15R_p) \nu_0 \quad (6)$$

其中， R_p 塑角區之塑性轉角，本文之短柱皆為撓曲降伏前之剪力破壞，故取 $R_p = 0$ 。

式(5)則為可使用箍筋強度之上限。

$$\tan \theta' = \sqrt{\left(\frac{H}{h}\right)^2 + 1} - \frac{H}{h} \quad (7)$$

$$\cot \phi = \min \left(\frac{j_t}{h \tan \theta'}, \sqrt{\frac{\nu f'_c}{\rho_w f_{yt}}} - 1, 2.0 - 50R_p \right) \quad (8)$$

$$\beta = \frac{(1 + \cot^2 \phi) \rho_w f_{yt}}{\nu f'_c} \quad (9)$$

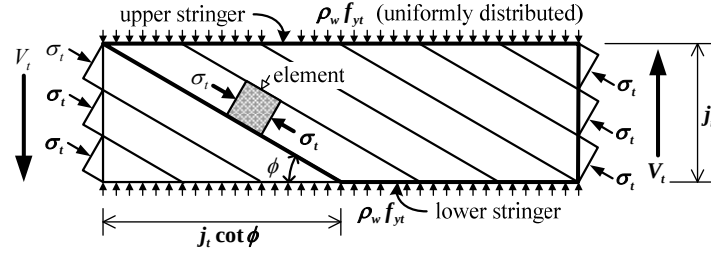
在日本 AIJ-1990 [10] 之方法中，不同傳力機制之貢獻比例係由式(8)所控制。對高深比為 2 之短柱而言，由式(7)可知 $\tan \theta' = 0.236$ ，故 $j_t / (h \tan \theta')$ 在式(8)中不起作用。因此，若式(8)中之 $R_p = 0$ ，則 $\cot \phi$ 之上限值為 2。但若 $\cot \phi$ 由式(8)中之第 2 項所控制時，亦即

$$\cot \phi = \sqrt{\frac{\nu f'_c}{\rho_w f_{yt}}} - 1 \quad (10)$$

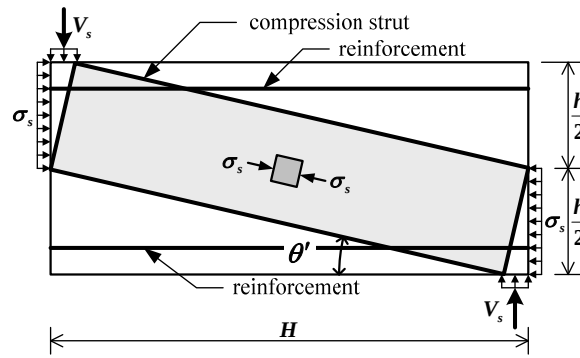
將式(10)代入式(9)，可得 $\beta = 1$ ，由式(9)可發現，此時拱機制之貢獻度為零，此一分界點之決定如下所示。

$$\sqrt{\frac{\nu f'_c}{\rho_w f_{yt}}} - 1 < 2.0 \quad (11)$$

式(11)係指 $\nu f'_c < 5\rho_w f_{yt}$ 時，拱效應為零；惟有在 $\nu f'_c \geq 5\rho_w f_{yt}$ 時，短柱剪力強度方有拱效應之貢獻。



(a)桁架機制



(b)拱機制

圖 9 日本剪力強度公式之傳力機制與相關符號示意圖

4.2 日本 New RC 計畫

New RC 計畫之剪力強度公式[11]，沿用日本建築學會規範(AIJ-1990)[10]之力學概念，而最主要的差別在於，New RC 計畫[11]增列柱軸力之影響因子，其剪力計算強度 ($V_{n-New RC}$)之公式如下。

$$V_{n-New RC} = b j_t \rho_w f_{yt} \cot \phi + \alpha (1 - \beta) b h \nu f'_c \quad (12)$$

$$\nu_0 = \frac{1.70}{\sqrt[3]{f'_c}} (1 + 2n) \quad (13)$$

其中， n 為柱軸力比， $n = N / A_g f'_c$ 。

$$f_{yt} \leq 125 \sqrt{\nu_0 f'_c} \quad (14)$$

$$\rho_w f_{yt} \leq \frac{\nu_0 f'_c}{2} \quad (15)$$

式(14)及式(15)為可使用箍筋強度之限制。

$$\alpha = \frac{1}{2} \left[\sqrt{\left(\frac{H}{h} \right)^2 + 1} - \frac{H}{h} \right] \quad (16)$$

$$\cot \phi = \min \left(\frac{j_t}{2\alpha h}, \sqrt{\frac{vf'_c}{\rho_w f_{yt}}} - 1, 2.0 - 3n - 50R_p \right) \quad (17)$$

日本 New RC 剪力強度公式[11]增加柱軸力之影響參數(n)，對超高樓層建築而言，柱之作用軸力極高，故對其影響應作謹慎評估。由式(13)可知，因為加入柱軸力比 n 值， v_0 值與 v 值隨之提高，此可增加拱機制於剪力強度之貢獻。由式(17)可知，因考量柱軸力之影響， $\cot \phi$ 之上限值為 $(2 - 3n)$ ，此會因軸力增加而降低桁架機制之貢獻度。而拱機制對短柱剪力強度貢獻之分界點可定義如下。

$$\sqrt{\frac{vf'_c}{\rho_w f_{yt}}} - 1 < 2.0 - 3n \quad (18)$$

式(18)係指 $vf'_c \geq [(2.0 - 3n)^2 + 1]\rho_w f_{yt}$ 時，短柱剪力強度即有拱效應之貢獻。由式(18)可得知，日本 New RC 剪力強度公式[11]認定，因柱軸力之作用，拱機制應較易提供剪力強度。

五、實驗數據與分析模型之比較

上述三種高強度鋼筋混凝土短柱之剪力強度評估方法，將藉由 Maruta [5]與 Sakaguchi 等人[6]所發表之實驗數據來作驗證與比較，其分析結果如表 2 所示，詳細論述如后所示。

5.1 軟化壓拉桿模型(SST)

關於軟化壓拉桿模型[7, 8]於高強度鋼筋混凝土材料之適用性，本文先採用 ACI 318-14 [1]對於剪力強度評估之規定，剪力箍筋降伏強度不得使用超過 420 MPa 作分析。因為軟化壓拉桿模型之箍筋降伏應變假設為 0.002，此為一般強度鋼筋即降伏強度為 420 MPa 之降伏應變，此概念與 ACI 318-14 規範[1]相符。

首先，針對在軟化壓拉桿模型中[7, 8]，螺箍筋傳遞剪力有效性作探討。根據表 2 之分析結果，橫箍柱(H Series，試體編號 1-11)之測試-分析強度比平均值為 1.76，變異係數為 0.11。橫箍加螺箍筋之短柱(HS Series，試體編號 12-23)，其測試-分析強度比平均值則為 1.66，變異係數為 0.10。上述之分析結果係依圖 8 及式(2)作拉桿有效面積之修正。若將螺箍筋視同橫箍筋一樣有效，即在箍筋間距範圍內，取 4 肢箍筋作為有效之抗剪鋼筋。此時橫箍加螺箍筋之短柱(HS Series)，其測試-分析強度比平均值為 1.57，變異係數為 0.09。由此可知，若不對螺箍筋作修正，其平均值相較於橫箍柱(H Series)，明顯偏離

數據群之平均數，且對螺箍筋之有效性作偏高之估計，以致於高估螺箍柱之剪力強度預測值。除此之外，根據實驗數據[5]顯示(圖 7)，橫箍柱之試體(H Series)，其強度明顯高於橫箍加上螺箍之柱(HS Series)，這意味著螺箍筋傳遞剪力之有效性較橫箍筋為差。所以，依實驗結果及分析結果顯示，對螺箍筋之傳遞剪力有效性必須作修正，以避免在預測短柱剪力強度時，造成不可忽略之誤差。

由表 2 之分析結果得知，軟化壓拉桿模型[7, 8]在可使用剪力鋼筋降伏強度為 420 MPa 下，整體測試-分析之強度比平均值為 1.72，變異係數為 0.12。此分析結果顯示對於高強度鋼筋混凝土之剪力強度分析偏向保守但變異程度不大，而造成偏保守之原因，可能是實際鋼筋降伏強度高於分析時所採用之鋼筋強度所致。

因此，本文為清楚瞭解高強度鋼筋對軟化壓拉桿模型[7, 8]之影響，分別將分析時之鋼筋強度提高至 ACI 318-14 規範[1]容許熔接麻面鋼線網之降伏強度 550 MPa、高強度鋼筋之標稱強度 785 MPa 與實際鋼筋降伏強度。然而，在軟化壓拉桿模型原本預設之應變場，為使用鋼筋降伏強度 420 MPa 作為拉桿，剪力元素主拉應變 ε_r 為 0.005 之況狀下，以考量鋼筋混凝土之開裂軟化係數 ζ 。因此，若將剪力鋼筋強度提高，雖可增加短柱剪力強度式(1)之 K 值(壓拉桿指標)，但同時也會使得剪力元素內應變場作改變，造成軟化係數 ζ 隨之變化，故軟化係數 ζ 之變動需新調整。剪力鋼筋降伏強度 550 MPa、785 MPa 與實際鋼筋降伏強度之應變分別約為 0.003、0.004 及 0.005，但在短柱傳力機制中(圖 5)，垂直向拉桿因本文採用之短柱為主筋未達降伏之剪力破壞，主筋之變形相對箍筋而言，其產生之鋼筋應變較小。所以本文假設垂直向拉桿(主筋)應變仍維持在 0.002 之層級，但水平向拉桿(箍筋)則依不同強度變化，採用不同之鋼筋應變。透過變形諧和關係，可得剪力元素主拉應變 ε_r 。

圖 10 顯示軟化壓拉桿模型[7, 8]在使用不同之箍筋降伏強度下，其分析結果為測試值與分析結果之比較。提高箍筋使用強度於分析時，分析之剪力強度雖有提升但不明顯，主要原因在於提高鋼筋強度，雖可增加拉桿傳遞剪力之容量，但同時軟化係數也因剪力元素內之主拉應變 ε_r 提高，而使得軟化係數 ζ 隨之降低。並且，軟化壓拉桿模型[7, 8]主要破壞模式為對角混凝土壓桿擠碎，所以，提高箍筋降伏強度對於剪力強度之效果不顯著，剪力強度主要仍以對角混凝土壓桿為主。表 2 為軟化壓拉桿模型[7, 8]使用不同箍筋降伏強度下之測試-分析強度比，使用箍筋強度為 550 MPa，其測試-分析之強度比平均值為 1.68，變異係數為 0.12。使用箍筋強度為 785 MPa，其測試-分析之強度比平均值為 1.64，變異係數為 0.13。使用實際箍筋降伏強度，其測試-分析之強度比平均值為 1.63，變異係數為 0.14。無論提高箍筋強度與否，其分析結果皆屬保守。由於 ACI 318-14 [1]對於剪力箍筋降伏強度之規定，不得使用超過 420 MPa 作分析，因此本文建議於高強度鋼筋混凝土短柱之分析，仍沿用規範之規定。然而，高強度鋼筋對於剪力強度之提升，無論於試驗結果或分析結果皆顯示，一定有所助益。至於，應將箍筋強度提高至何種層級，則亟需更多研究來作驗證或可參考日本之研究成果。

表 2 實驗結果與分析建議之比較

試體		$V_{test}/V_{calc.}$					
編號	名稱	SST 模型(依箍筋使用強度 f_{yt})				AIJ-1990	New RC
		420 MPa	550 MPa	785 MPa	$f_{yt,actual}$		
Maruta [5](Hoops)							
1	H-0.6-0.15	2.01	1.93	1.79	1.79	1.18	1.19
2	H-0.6-0.3	1.74	1.69	1.58	1.59	1.17	1.11
3	H-0.6-0.6	1.58	1.55	1.46	1.41	1.20	1.19
4	H-0.3-0.6	1.58	1.60	1.59	1.57	1.50	1.09
5	H-1.2-0.6	1.72	1.61	1.71	1.71	1.16	1.46
6	H-1.8-0.6 ¹	1.69	1.69	1.69	1.69	1.17	1.40
7	H-0.3-0.3	1.96	1.97	1.95	1.90	1.61	1.33
8	H-1.2-0.3	1.92	1.87	1.87	1.87	1.17	1.14
9	H-1.8-0.3 ¹	2.07	2.07	2.07	2.07	1.25	1.06
10	CN-0.6-0.3	1.66	1.58	1.54	1.54	1.15	1.29
11	CK-0.3-0.3	1.47	1.45	1.40	1.33	1.23	1.17
AVG		1.76	1.73	1.70	1.68	1.25	1.22
COV		0.11	0.11	0.12	0.12	0.12	0.10
Maruta [5](Hoops+Spiral)							
12	HS-0.6-0.3	1.78	1.76	1.69	1.60	1.11	1.06
13	HS-0.6-0.6	1.55	1.54	1.47	1.40	1.15	1.09
14	HS-1.2-0.6	1.54	1.46	1.45	1.45	0.97	1.12
15	U-0.4-0.6	1.59	1.58	1.54	1.45	1.24	1.12
16	U-0.7-0.6	1.64	1.60	1.50	1.61	0.97	1.14
17	CK-0.6-0.3	1.51	1.46	1.35	1.42	0.98	1.09
18	CS-0.6-0.3	1.57	1.52	1.41	1.38	1.01	1.13
19	CK-1.2-0.3	1.51	1.53	1.53	1.53	1.05	1.01
20	CK-1.8-0.3 ¹	1.96	1.96	1.96	1.96	1.42	1.08
21	CK-0.6-0.0	1.89	1.81	1.69	1.80	0.73	0.93
22	CK-0.6-0.15	1.89	1.83	1.70	1.77	1.01	1.16
23	CK-0.6-0.6	1.54	1.48	1.37	1.37	1.10	1.46
AVG		1.66	1.63	1.56	1.56	1.06	1.12
COV		0.10	0.10	0.11	0.12	0.15	0.11
Sakaguchi et al. [6](Hoops)							
24	C1 ²	1.57	1.57	1.57	1.57	2.10	1.17
25	C2	1.48	1.51	1.54	1.56	1.40	1.06
26	C3	1.89	1.81	1.70	1.70	0.78	1.03
27	C4	1.72	1.69	1.62	1.62	1.01	1.13
28	C5	1.60	1.59	1.55	1.45	1.08	1.09
29	C6	1.57	1.56	1.51	1.44	1.07	1.15
30	C7	1.66	1.61	1.49	1.67	1.01	1.12
31	C8	1.65	1.58	1.52	1.52	0.98	1.08
32	C9	1.87	1.77	1.77	1.77	0.78	1.08
33	C10 ¹	2.35	2.35	2.35	2.35	0.87	1.21
AVG		1.74	1.70	1.66	1.67	1.11	1.11
COV		0.14	0.14	0.15	0.15	0.34	0.04
AVG _{total}		1.72	1.68	1.63	1.63	1.14	1.15
COV _{total}		0.12	0.12	0.13	0.14	0.22	0.10

Note: 1. 箍筋超量配置，箍筋維持在彈性範圍內。

2. 未配置箍筋

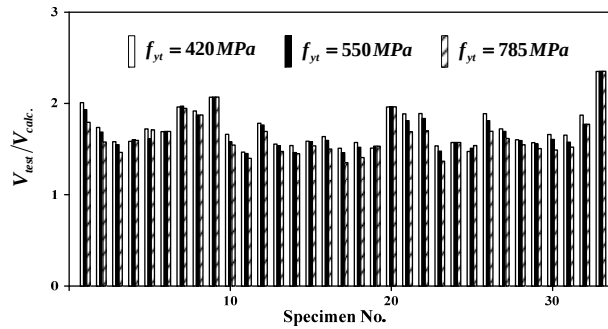


圖 10 建議模型對不同箍筋強度之預測分佈

5.2 日本建築學會規範(AIJ-1990)

日本建築學會規範(AIJ-1990)[10]針對高強度鋼筋混凝土柱之剪力強度預測，使用實際鋼筋之降伏強度來作評估，由表 2 之分析結果得知，其測試-分析之強度比平均約為 1.14，變異係數為 0.22。雖然，日本 AIJ-1990 [10]之整體預測結果尚屬準確，但其變異係數卻較大，甚至出現高估之現象。其主要原因在於日本 AIJ-1990 [10]主控之傳力行為是桁架傳力機制，在使用高強度鋼筋之狀況下，根據圖 11 顯示，因未考慮柱所承受之軸力，導致低估拱效應之剪力強度貢獻。尤其在未配置箍筋之試體 C1(編號 24)之評估上，出現嚴重低估剪力強度之結果。其主因為日本 AIJ-1990 [10]，對高強度短柱之剪力強度預測，其認定桁架機制之貢獻較為顯著，而低估拱機制之剪力強度貢獻。然而，實驗觀察短柱破壞之主因為壓桿端部之混凝土遭擠碎，日本 AIJ-1990 [10]之剪力公式卻認定短柱之剪力破壞係由桁架機制所主控，其所認定之破壞模式與實驗觀察不符，這是其預測值變異性較高之主要原因。

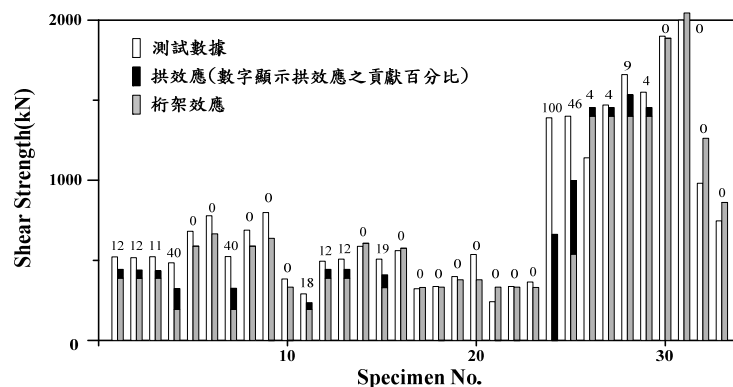


圖 11 日本 AIJ-1990 [12]傳力機制與測試值之比較分佈

5.3 日本 New RC 計畫

日本 New RC [11]之剪力強度評估，同樣使用實際鋼筋之降伏強度作分析，其測試-分析之強度比平均值為 1.15，變異係數為 0.10，如表 2 所示。由於 New RC [11]充分考慮柱軸力之影響，其主控之傳力行為是拱傳力機制。如圖 12 所示，拱效應在剪力強度之貢獻上，明顯高於桁架效應，故 New RC [11]之分析結果較佳，其預測值之變異性較

低。但在短柱試體未承受軸力之試體，如：CK-0.6-0.0(編號 21)，New RC [11]與日本 AIJ-1990 [10]有著相同之現象，其會高估桁架效應。主要原因在於，雖然 New RC [11]之拱效應較明顯，但由於其破壞模式並未明確定義，導致未承受軸力之試體破壞模式以桁架機制認定，此與實驗觀察結果不符，故造成評估上之偏差。

日本 AIJ-1990 [10]與 New RC [11]之剪力強度估計均採用下限法(Lower Bound Approach)，由式(3)與式(12)可見，其係由兩種不同之傳力機制所疊加而得。各別機制之應力分佈可以清楚描述，如圖 9 所示，但在疊加後僅知力平衡狀態仍可維持，但合併後之應力分佈則已模糊，故而無法確認適用之變形協和法則。整體而言，日本 AIJ-1990 [10]與 New RC [11]方法係屬經驗公式(Empirical Equation)而非解析模型(Analytical Model)，故其無法繼續發展出位移計算之功能。相反地，軟化壓拉桿模型[7, 8]符合力平衡、變形諧和與材料組成律，其為解析模型，應可據以推導出位移計算之功能。惟位移計算非本文探討之範圍，故不再作延伸之討論。

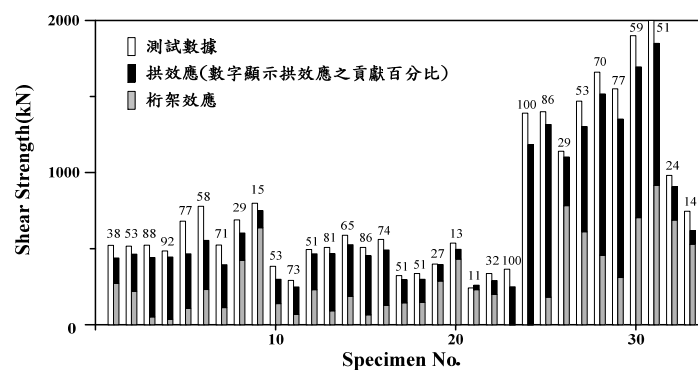


圖 12 日本 New RC [13]傳力機制與測試值之比較分佈

5.4 三種分析方法之比較

前述三種分析方法，在高強度鋼筋混凝土短柱之剪力強度評估上，各有其優缺點，而本文採用之短柱試體其主要測試參數為混凝土強度、軸力比與箍筋量。所以，本節將依測試參數比較三種方法之差異。在混凝土強度差異上，由圖 13a 顯示，混凝土強度提升，測試結果之剪力強度有顯著之增加。在軸力影響部分，由圖 13b 顯示，測試結果之剪力強度差異不明顯，只有輕微之增量或持平。在箍筋量部分，由圖 13c 顯示，測試結果之剪力強度隨箍筋量之增加而提高。

軟化壓拉桿模型[7, 8]於高強度短柱之建議方法($f_{yt} = 420$ MPa)，其破壞模式為對角壓桿之混凝土擠碎，故混凝土強度提高，其預測之短柱剪力強度亦隨之提高(圖 13a)。關於短柱剪力強度之變化對於柱軸力增加但較不敏感部分，建議方法在軸力增加時，其對角壓桿有效面積(A_{str})隨之增加，但式(1)中之 $\cos \theta$ 值亦因 θ 角度變陡而變小。在一正一反之間，建議方法在柱軸力增加時，其預測剪力強度緩慢增加，但增幅並不顯著(圖 13b)。關於短柱剪力強度對於柱箍筋量增加而上升之部分。建議方法認定柱箍筋之功能有二，一是作為拉桿以提供額外之次壓桿傳力路徑，故而增加剪力強度。二是控制混凝土

土開裂寬度，抑制鋼筋混凝土軟化現象，其亦可提高柱之剪力強度。建議方法充分掌握箍筋之拉桿效應，故預測剪力強度隨箍筋量之增加而提高。但建議方法對鋼筋混凝土軟化現象已作簡化，其軟化係數不會因箍筋量增加，使 ε_r 值降低，導致 ζ 值提高。故建議方法之剪力強度增加量，不若測試結果那樣顯著(圖 13c)。

日本建築學會規範(AIJ-1990)[10]之方法，在混凝土強度部分，雖然其預測結果隨混凝土強度增加而提昇(圖 13a)，但其內含意義卻不盡相同。因為若引用的試體無拱效應之貢獻，則混凝土強度增加造成剪力強度提昇係藉由桁架效應來達成，此與實驗觀察不符。軸力參數部分，因軸力非日本 AIJ-1990 [10]公式之影響參數，故其剪力強度預測值不受軸力影響(圖 13b)。箍筋量參數部分，因日本 AIJ-1990 [10]公式以桁架機制為主，故其對箍筋量之變化甚為敏感(圖 13c)，但實際上其破壞模式與實驗觀察結果並不相符。

New RC [11]之公式，在混凝土強度提高時，其剪力強度預測結果隨之增加(圖 13a)。在軸力與箍筋量影響上，New RC [11]公式之預測趨勢明顯與實驗結果有些許差距，其對軸力與箍筋量變化之影響掌握度不佳(圖 13b 與圖 13c)。

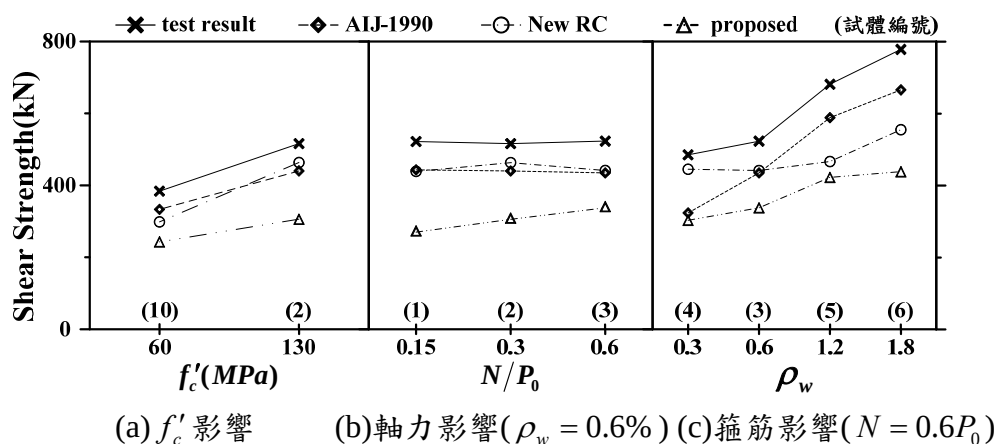


圖 13 以 Maruta [5]試體比較不同分析方法

六、結論與建議

高強度鋼筋混凝土短柱之試驗結果[5, 6]顯示，其破壞模式為柱主筋未達降伏之剪力破壞，各試體之主要裂縫皆以對角斜裂縫為主，並且在對角壓桿端部之混凝土有擠碎鬆動之現象，其屬於對角壓應力集中處之混凝土擠碎。該實驗觀察結果與國家地震工程研究中心對普通強度短柱之測試結果[2, 3]相似。

本文建議以軟化壓拉桿模型[7, 8]，應用在高強度鋼筋混凝土短柱之剪力強度分析上，其分析結果尚稱合理偏向保守，且變異性甚低，這是因為其破壞模式明確且與實驗結果相符之故。日本建築學會規範(AIJ-1990)[10]對高強度鋼筋混凝土短柱之分析結果，似乎相當準確。但未考慮柱軸力效應，其抗剪機制主要為桁架傳力機制，明顯與實驗觀察結果不符，故其分析變異程度較大。日本 New RC [11]之剪力強度評估考慮軸力效應，其主要抗剪機制則為拱傳力機制，分析結果明顯較佳，力學行為也符合實驗之觀察。但其

破壞模式並未明確定義，故對未受軸力試體有較差之預測結果。整體而言，日本建築學會規範(AIJ-1990)[10]與New RC[11]方法係屬經驗公式而非解析模型(Analytical Model)，故其有適用範圍之限制。相反地，軟化壓拉桿模型同時符合力平衡、變形諧和與材料組成律，其為解析模型，該模型之物理意義明確，雖分析結果偏向保守，但該模型卻可同時提供一般強度與高強度鋼筋混凝土短柱桿件，其剪力強度之合理分析結果。

參考文獻

- [1] ACI Committee 318 (2014), "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-41) and Commentary (ACI 318R-14)," American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, Mich., 520 pp.
- [2] 黃益堂、黃世建(2008)，「鋼筋混凝土短柱受剪破壞之耐震行為曲線研究」，國家地震工程研究中心研究報告，NCREE 08-027，台北，173 頁。
- [3] Li, Y. A., Huang, Y. T., and Hwang, S. J. (2014), "Seismic Response of Reinforced Concrete Short Columns Failed in Shear," ACI Structural Journal, Vol. 111, No. 4, July-August, pp. 945-954.
- [4] Aoyama, H. (2002), "Design of Modern High-rise Reinforced Concrete Structures," Imperial College Press, London, 442 pp.
- [5] Maruta, M. (2008), "Shear Capacity of Reinforced Concrete Column Using High Strength Concrete," 8th International Symposium on Utilization of High-Strength and High-Performance Concrete, Tokyo, pp. 403-408.
- [6] Sakaguchi, N., Yamanob, K., Kitada, Y., Kawachi, T. and Koda, S. (1990), "Shear Strength of High-Strength Concrete Members," ACI Special Publication, SP 121-09, pp. 155-178.
- [7] 李宏仁、黃世建(2002)，「鋼筋混凝土結構不連續區域之剪力強度評估—軟化壓拉桿模型簡算法之實例應用」，結構工程，第 17 卷，第 4 期，第 53-70 頁。
- [8] Hwang, S. J. and Lee, H. J. (2002), "Strength Prediction for Discontinuity Regions by Softened Strut-and-Tie Model," Journal of Structural Engineering, ASCE, V. 128, No. 12, pp. 1519-1526.
- [9] 李翼安、黃世建(2015)，「高強度鋼筋混凝土短柱之剪力強度預測」，中國土木水利工程學刊，第二十七卷，第二期，第 151-161 頁。
- [10] Architectural Institute of Japan (1990), "Design Guidelines for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings Based on Ultimate Strength Concept," 337 pp. (in Japanese)

- [11] Watanabe, F. and Kabeyasawa, T. (1998), "Shear Strength of RC Members with High-Strength Concrete," ACI Special Publication, SP 176-17, pp. 379-396.

高強度鋼筋混凝土柱之設計

歐昱辰

台灣大學土木工程系教授

摘要

本文介紹即將出版的高強度鋼筋混凝土構件設計手冊第四章柱設計之內容，內容包括適用範圍、軸力與撓曲強度、剪力強度與圍束作用四個部分。與現行混凝土結構設計規範相較，即將出版的高強度鋼筋混凝土構件設計手冊第四章柱設計之內容有以下主要之不同：(1)彎矩強度計算所需等值應力塊應力大小之變更；(2)軸力強度計算所用之混凝土強度之變更以及受壓鋼筋應力上限之規定；(3)剪力設計所需之最大可能彎矩強度計算方法之變更；(4)計算剪力鋼筋剪力強度所用之鋼筋降伏強度上限之提升；(5)混凝土剪力強度詳細式上限公式之修正；(6)最少剪力鋼筋量之修正；(7)圍束鋼筋用量與細節關於軸力、彎鉤有效性以及混凝土強度之修正，以及圍束設計之鋼筋降伏強度上限的提升。

關鍵字：柱、高強度鋼筋混凝土、軸力、撓曲、剪力、圍束。

Design of High-Strength Reinforced Concrete Columns

Yu-Chen Ou¹

¹ Professor, Department of Civil Engineering, National Taiwan University

Abstract

This article introduces the column design provisions of the Design Manual for High-Strength Reinforced Concrete Members. The provisions include scope, axial and flexural strengths, shear strength, and confinement design. Compared with the existing reinforced concrete code, the provisions differ in the following aspects: (1) the change of the equivalent stress block for flexural strength; (2) the change of the concrete compressive strength and stress limit of compression reinforcement for axial strength; (3) the change of maximum probable moment strength for shear design; (4) the change of the upper limit of yield strength of shear reinforcement for shear strength; (5) the change of the upper bound detailed shear strength equation; (6) the change of the minimum shear reinforcement; (7) change of the amount and details of confinement reinforcement to consider the effects of axial load, effectiveness of hooks, and concrete compressive strength and the change of the upper limit of yield strength of confinement reinforcement.

Keywords: columns, high-strength reinforced concrete, axial load, moment, shear, confinement.

一、前言

本文介紹即將出版的高強度鋼筋混凝土構件設計手冊第四章柱設計之內容，內容包括適用範圍、軸力與撓曲強度、剪力強度與圍束作用四個部分，以下依序予以介紹。

二、適用範圍

本設計條款適用於承受彎矩與軸力、剪力之構材，且其設計軸力 P_u 超過 $0.10A_gf'_c$ ，其中 A_g 與 f'_c 分別為構材總斷面積與混凝土規定抗壓強度。

構材之斷面應符合下列條件：

- (1) 通過幾何形心量測，斷面之最小尺度不得小於 300 mm (30 cm)。
- (2) 斷面最小尺度與其垂直尺度之比不得小於 0.4。

本設計條款未規定之事項，則應符合內政部營建署頒布「混凝土結構設計規範」及「結構混凝土施工規範」之相關規定。

三、軸力與撓曲強度

3.1 斷面極限狀態與混凝土壓力區矩形應力塊

軸力與撓曲強度計算時，混凝土最外受壓纖維之極限應變規定為 0.003；混凝土受拉強度規定為零；鋼筋應力應按 E_s 乘鋼筋之應變計算，但不得大於 f_y 。當應變大於降伏應變時，鋼筋應力為 f_y 且與應變無關；斷面壓力區混凝土應力之分布規定為矩形，以 $\alpha_1 f'_c$ 均佈於壓力區內；此壓力區以一與中性軸平行並距最大壓應變纖維 $a = \beta_1 c$ 之直線為界，如圖 1 所示； α_1 與 β_1 應分別按式(1)與(2)之規定計算。

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.00022(f'_c - 560)(\text{kgf/cm}^2) \quad \text{for } 0.70 \leq \alpha_1 \leq 0.85 \quad (1)$$

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0022(f'_c - 55)(\text{MPa})$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.00071(f'_c - 280)(\text{kgf/cm}^2) \quad \text{for } 0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85 \quad (2)$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.0073(f'_c - 27.5)(\text{MPa})$$

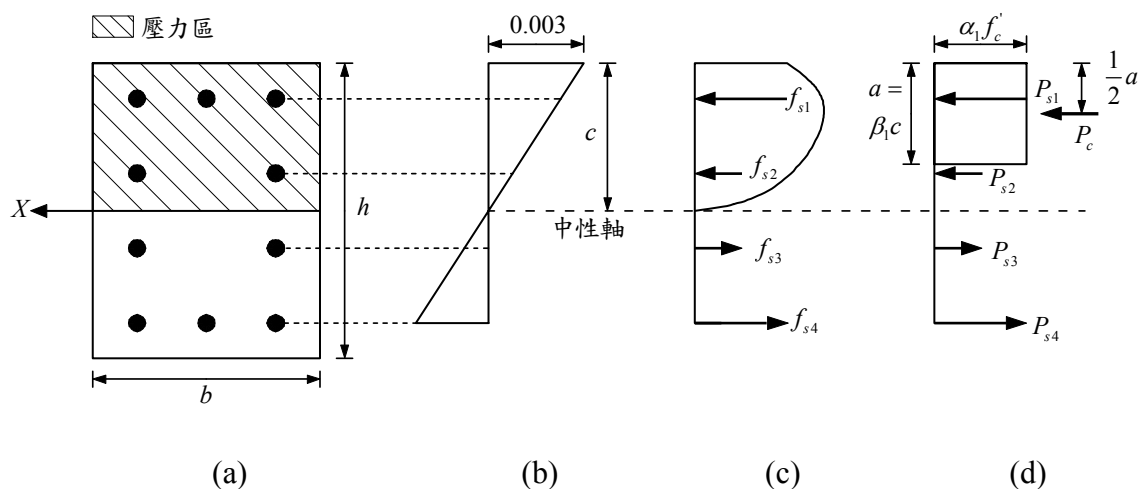


圖 1 斷面極限狀態 (a)斷面示意；(b)應變分布；(c)混凝土應力分布；(d)混凝土等值矩形應力塊與力分布

3.2 軸力強度

無偏心載重下之軸力強度 P_0 ，應按式(3)之規定計算，式中 α_1 應依式(1)之規定計算。

$$P_0 = \alpha_1 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (3)$$

$$f_y \leq 600 \text{ MPa} \quad \text{或} \quad 6,120 \text{ kgf/cm}^2$$

採用螺箍筋斷面之標稱最大軸力強度 $P_{n,max}$ ，應按式(4)之規定計算，採用直線型箍筋斷面之標稱最大軸力強度 $P_{n,max}$ ，應按式(5)之規定計算。

$$P_{n,max} = 0.85 P_0 \quad (4)$$

$$P_{n,max} = 0.8 P_0 \quad (5)$$

式中， A_{st} 為縱向鋼筋之總斷面積， f_y 為縱向鋼筋之規定降伏強度。

3.3 軸力與彎矩聯合作用之強度

軸力與彎矩聯合作用強度之計算，應符合第 3.1 - 3.2 節之規定，按力平衡、平面保持平面以及鋼筋與混凝土變形諧和加以計算。

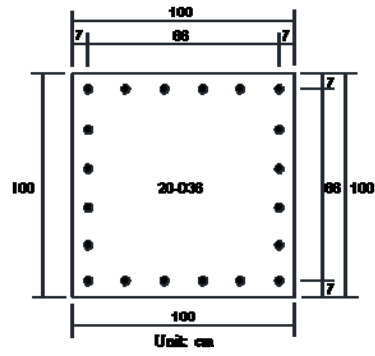


圖 2 斷面配置圖

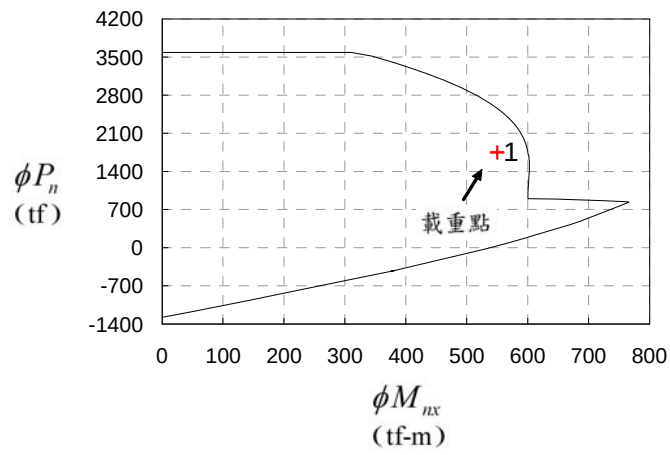


圖 3 單軸 P-M 互制曲線與設計載重之關係

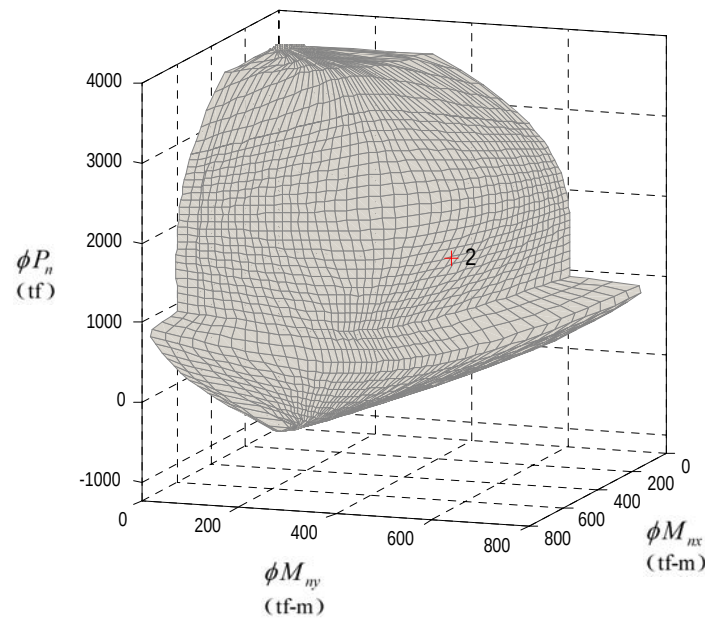


圖 4 雙軸 P-M 互制曲線與設計載重之關係(NewRC-PM 繪製功能)

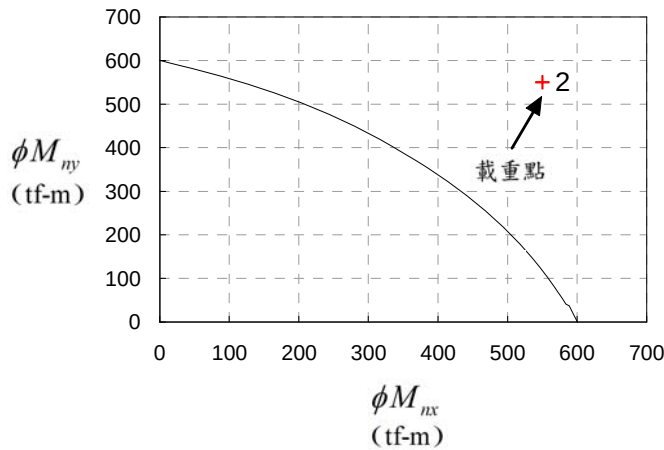


圖 5 雙軸 P-M 互制曲線與設計載重之關係($P_u = 1750$ tf 之切面)

四、剪力強度

4.1 剪力強度要求

設計剪力 V_e 應考慮構材兩端接頭面各種作用力所能產生之最大剪力。計算地震引致之剪力時，這些接頭面作用力應考慮作用於接頭面上各種設計軸力範圍內之最大可能彎矩強度。地震引致之剪力無須超過依梁柱接頭處各梁之可能彎矩強度所計得之剪力。柱產生塑鉸之最大可能彎矩強度 M_{prc} 應按 4.2 之規定計算。 V_e 不得小於由結構分析結果所計得之設計剪力。另外，在 l_0 範圍內， V_e 若超過設計剪力之半，且包括地震效應之設計軸壓力小於 $0.05A_g f'_c$ ，則設計其橫向鋼筋時， V_c 值應假設為零。其中 V_c 為混凝土之剪力計算強度， l_0 為自構材接頭面沿主軸方向須配置特殊橫向鋼筋之長度。

l_0 長度不得小於：

- (1) 在接頭面處之構材深度或任何可能發生撓曲降伏斷面處之構材深度。
- (2) 構材淨長之 $1/6$ 。
- (3) 450 mm (45 cm)。

柱構件距接頭面 l_0 之範圍內及在剛架非彈性側向位移時可能發生撓曲降伏之任何斷面兩側各 l_0 之範圍內，其橫向鋼筋應按第五節之規定配置。

4.2 最大可能彎矩強度

剪力設計時，對應柱產生塑鉸之最大可能彎矩強度 M_{prc} ，除應以考慮混凝土圍束效應、鋼筋應變硬化等因素之彎矩-曲率分析求得外，應按式(6)計算，式中 Ω_M 應按式(7)之規定計算，於前兩式中， M_n 為各種設計軸力範圍內之最大柱標稱彎矩強度； P_u 為設計軸力，壓力為正，拉力為負； P_b 為平衡應變狀態之軸力計算強度。

$$M_{prc} = \Omega_M M_n \quad (6)$$

$$\Omega_M = \begin{cases} 1.31 \left(\frac{P_u}{P_0} - 0.13 \right) + 1.3 \geq 1.3, & \frac{P_u}{P_b} > 1 \\ 1.3, & \frac{P_u}{P_b} \leq 1 \end{cases} \quad (7)$$

4.3 混凝土與橫向鋼筋強度上限

計算混凝土之剪力計算強度所用之 $\sqrt{f'_c}$ 不得大於 $\sqrt{100 \text{ MPa}}$ 或 $\sqrt{1,000 \text{ kgf/cm}^2}$)。剪力鋼筋設計之降伏強度不得大於 600 MPa ($6,120 \text{ kgf/cm}^2$)。

4.4 構材剪力強度

構材之標稱剪力強度 V_n 計算應依據式(8)，式中 V_c 為混凝土之剪力計算強度，應按第4.5節之規定計算； V_s 為橫向鋼筋提供之剪力計算強度，應按第4.6節之規定計算。

$$V_n = V_c + V_s \quad (8)$$

4.5 混凝土剪力強度

混凝土之剪力計算強度 V_c ，除依式(11)至(14)之規定做較詳細之計算外，應按式(9)至(10)之規定計算。

僅受剪力及撓曲之構材

$$V_c = 0.17 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (\text{MPa}) \quad (9)$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

式中， b_w 為斷面腹寬， d 為構材最外受壓纖維至縱向受拉鋼筋斷面形心之距離。
受剪力、撓曲與軸壓力之構材

$$V_c = 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (\text{MPa}) \quad (10)$$

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

式中， N_u 為與 V_u 同時作用之設計軸力，軸壓力為正值，軸拉力為負值。
混凝土之剪力計算強度之詳細式為

$$V_c = \left(0.16\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{V_u d}{M_m} \right) b_w d \quad (\text{MPa}) \quad (11)$$

$$V_c = \left(0.50\sqrt{f'_c} + 175\rho_w \frac{V_u d}{M_m} \right) b_w d \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad)$$

式中， ρ_w 為縱向拉力鋼筋比，其定義為拉力鋼筋面積除以有效斷面積， V_u 為斷面之設計剪力， M_m 為因軸壓力影響而修正之設計彎矩，應依式(12)之規定計算，若 M_m 為負值，則應採用式(13)計算 V_c 。

$$M_m = M_u - N_u \left(\frac{4h - d}{8} \right) \quad (12)$$

式中， M_u 為斷面之設計彎矩， h 為構材全深。
式(11)之 V_c 不得大於式(13)

$$V_c = 0.29\alpha\sqrt{f'_c}b_w d \sqrt{1 + \frac{2N_u}{\alpha\sqrt{f'_c}b_w d}} \quad (\text{MPa}) \quad (13)$$

$$V_c = 0.93\alpha\sqrt{f'_c}b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{1.6\alpha\sqrt{f'_c}b_w d}} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad)$$

式中， α 為軸力折減係數，應依式(14)之規定計算。

$$\alpha = \left(1 - 0.85 \sqrt{\frac{N_u}{A_g f'_c}} \right), \quad 0 \leq \frac{N_u}{A_g f'_c} \leq 0.6 \quad (14)$$

4.6 橫向鋼筋之剪力強度

橫向鋼筋提供之剪力計算強度 V_s ，應依式(15)之規定計算。

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (15)$$

式中， A_v 為橫向鋼筋於 s 距離內之面積， f_{yt} 為橫向鋼筋之規定降伏強度， s 為橫向鋼筋中心距，式(15)之 V_s 不得大於式(16)之規定所計得之值。

$$V_{s,max} = 0.66\sqrt{f'_c}b_wd \quad (\text{MPa}) \quad (1)$$

$$V_{s,max} = 2.12\sqrt{f'_c}b_wd \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad 6)$$

構材最少橫向鋼筋量 $A_{v,min}$ 須為

$$A_{v,min} = \frac{0.38V_c s}{f_{yt} d} \beta \quad (1)$$

7)

式中 β 為軸力遞增係數，依下式進行計算。

$$\beta = \frac{3N_u}{A_g f'_c} + 0.4, \quad 1.0 \leq \beta \leq 1.3 \quad (18)$$

4.5 圍束作用

矩形橫樑柱耐震圍束作用橫向鋼筋量之計算，應符合(1)或(2)之規定。

(1) 當柱軸力在 $0.3A_g f'_c$ 以下且混凝土強度在 70 MPa (700 kgf/cm²) 以下時，柱之橫向鋼筋量不得小於式(19)及式(20)。

(2) 當柱軸力在 $0.3A_g f'_c$ 以上或混凝土強度在 70 MPa (700 kgf/cm²) 以上時，柱之箍筋量不得小於式(19)、式(20)及式(21)。

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.3 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (19)$$

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (20)$$

$$\frac{A_{sh}}{sb_c} = 0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yt} A_{ch}} \quad (21)$$

其中， A_{sh} 為在 s 間距內垂直於 b_c 方向之橫向箍筋(包括繫筋)總斷面積， b_c 為計算 A_{sh} 時之柱心尺寸，即橫向鋼筋邊緣至邊緣之間距， A_{ch} 為橫向鋼筋外緣以內之構材斷面積， k_f 為混凝土強度因數， k_n 為圍束效率因數， P_u 為設計軸力，壓力為正，拉力為負。橫向鋼筋降伏強度之上限值為 $f_{yt} \leq 800 \text{ MPa}$ ($f_{yt} \leq 8,160 \text{ kgf/cm}^2$)。

式(21)中，混凝土強度因數 k_f 及圍束效率因數 k_n 之定義如下：

$$k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0 \quad (\text{MPa}) \quad (22)$$

$$k_f = \frac{f'_c}{1750} + 0.6 \geq 1.0 \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad (23)$$

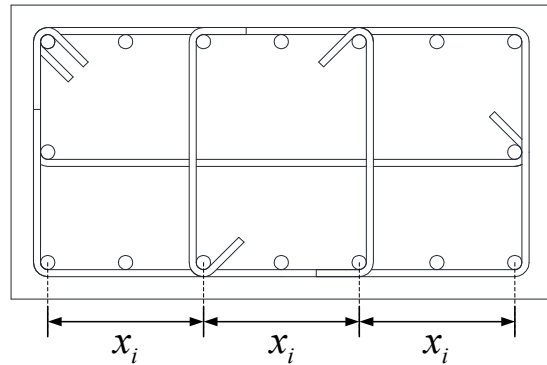
其中， n_l 為沿直線型閉合箍筋柱核心周邊，縱向鋼筋或成束鋼筋受閉合箍筋轉角或耐震彎鉤側向支撐之數目。式(23)中，圍束效率因數 k_n 受閉合箍筋轉角或耐震彎鉤側向支撐之數目而定，本設計手冊放寬使用一端為耐震彎鉤，另一端為 90° 彎鉤之繫筋且交錯配置，於計算 n_l 時不納入 90° 彎鉤之圍束效果，以圖 7(a)為例， n_l 為 10。

橫向鋼筋之間距應不超出下列三者之值：

- (1) 柱斷面最小尺寸之 1/4。
- (2) 5 倍主筋直徑。
- (3) $s_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$ 。

其中， s_0 應不超過 150 mm，亦不必小於 100 mm； h_x 為受閉合箍筋轉角或耐震彎鉤側向支撐之縱向鋼筋中心至中心最大水平間距，其計算方式如圖 6 所示。當柱軸力 $P_u > 0.3A_g f'_c$ 或混凝土強度 $f'_c > 70 \text{ MPa}$ (700 kgf/cm²) 時， h_x 應不大於 200 mm。若柱軸力 $P_u \leq 0.3A_g f'_c$ 且混凝土強度 $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$ (700 kgf/cm²) 時，則 h_x 應不大於 350 mm，如圖 7 所示。

其他關於矩形橫箍柱之相關規定，則與現行規範規定相同。



$$h_x = \max \{x_i\}$$

圖 6 受側向支撐之縱向鋼筋最大中心距 h_x 之示意圖

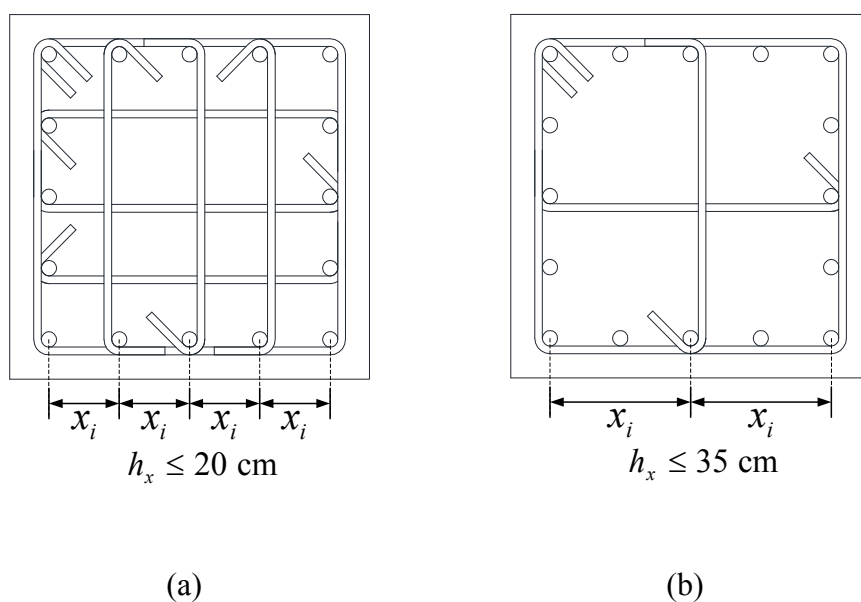


圖 7 受側向支撐之縱向鋼筋最大中心距 h_x ，於不同狀況下之規定

[(a)柱軸力大於 $0.3A_g f'_c$ 或混凝土強度超過 70 MPa (700 kgf/cm²) 以上；(b)柱軸力小於 $0.3A_g f'_c$ 且混凝土強度低於 70 MPa (700 kgf/cm²)]

五、結論與建議

與現行混凝土結構設計規範相較，即將出版的高強度鋼筋混凝土構件設計手冊第四章柱設計之內容有以下主要之不同：(1)彎矩強度計算所需等值應力塊應力大小之變更；(2)軸力強度計算所用之混凝土強度之變更以及受壓鋼筋應力上限之規定；(3)剪力設計所需之最大可能彎矩強度計算方法之變更；(4)計算剪力鋼筋強度所用之鋼筋降伏強度上限之提升；(5)混凝土剪力強度詳細式上限公式之修正；(6)最少剪力鋼筋量之修正；(7)圍束鋼筋用量與細節關於軸力、彎鉤有效性以及混凝土強度之修正，以及圍束設計之鋼筋降伏強度上限的提升。

參考文獻

- [1] ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 519 pp, 2014.
- [2] ACI-ASCE Committee 326 (now 426), "Shear and Diagonal Tension," ACI JOURNAL, Proceedings V. 59, No. 1, Jan. 1962, pp. 1-30; No. 2, Feb. 1962, pp. 277-334; and No. 3,

Mar. 1962, pp. 352-396.

- [3] ACI Innovation Task Group 4, “Report on Structural Design and Detailing for High-Strength Concrete in Moderate to High Seismic Applications (ITG-4.3R-07),” American Concrete Institute, Farmington Hill, USA, 2007.
- [4] ACI Innovation Task Group 4, “Report on Structural Design and Detailing for High-Strength Concrete in Moderate to High Seismic Applications (ITG-4.3R-07),” American Concrete Institute, Farmington Hill, USA, 2007.
- [5] Ou, Y.C., and Kurniawan, D.P. (2015b) “Shear behavior of reinforced concrete columns with high-strength steel and concrete.” ACI Structural Journal, 112(1), 35-45.
- [6] Structure Point LLC, SP Column, Skokie, IL, USA, 2012.
- [7] 內政部營建署，「混凝土結構設計規範」，台北市，2011。
- [8] 中國土木工程學會混凝土工程委員會，「雙軸彎曲矩形柱校核程式 1.4」，中國土木工程學會，台北市，2011。
- [9] 歐昱辰、蔡東均，「高強度鋼筋混凝土柱軸力與彎矩強度互制關係電腦程式-New RC-PM」，結構工程，第三十一卷，第四期，第 5-18 頁，2016。
- [10] 交通部，「公路橋樑耐震設計規範」，台北市，2009。
- [11] 梁展瑜，「高強度鋼筋混凝土柱最小剪力鋼筋量與剪力行為研究」，碩士論文，歐昱辰指導，國立台灣科技大學營建工程系，2015。

塑性鉸區遠離柱面之高強度鋼筋混凝土梁耐震行為

王勇智¹ 游凱翔² 康家榮³

¹ 國立中央大學土木系教授

國立中央大學土木系 ² 碩士 ³ 碩士班研究生

摘要

本研究是延續以往 New RC 梁耐震設計研究，此次主要是探討 New RC 梁塑性鉸位置遠離柱面之設計，以免塑性鉸損傷梁柱接頭區。有關梁塑性鉸設計及其位置轉移設計，主要參考美國 ACI 318-14 及紐西蘭 NZS 3101-2006 之結構混凝土設計規範。因此，本文利用 New RC 懸臂梁受反覆載重方式，以驗證有塑性鉸位置轉移設計之 RC 梁耐震行為及其設計方針。

New RC 梁使用 SD690 螺紋節#8 與#10 為梁主筋、SD790 竹節#3 與#4 為梁箍筋、混凝土設計強度 $f'_c=50\text{MPa}$ ，製作四支矩形斷面為 300mm × 450 mm 之懸臂梁試體，其中有 2.4 m 與 1.9 m 兩種梁長，每一種梁長均有傳統梁設計及塑性鉸區遠離柱面之轉移設計。塑性鉸轉移設計方式是藉由兩端有 T 頭錨定之 SD690 #8 鋼筋置於柱面往柱區與梁區延伸，其中梁區 T 頭端乃距柱面一倍梁深距離；故此額外鋼筋量提升原鋼筋量約 60%，而梁端彎矩提升原斷面彎矩強度約 40%。

研究結果顯示，四支梁試體均符合 ACI 374.2-13 之良好耐震性能規定，每支試體強度於 $DR=6\%$ 後才開始衰退。然而，有塑性鉸轉移設計之 New RC 梁其塑鉸區長度較原型梁為長，最大剪力提升約 1.25 倍。梁塑鉸區剪力裂縫寬較傳統原型梁為大，均呈集中 X 型斜裂縫，且在最終加載 $DR=6\%$ 時，塑性鉸區 T 頭端界面處有垂直剪力滑移現象。因此，建議 RC 梁塑性鉸遠離柱面設計作法，(1) 斷面彎矩應至少提升原型段面 40% 以上，(2) 超額鋼筋錨定端應離柱面一倍梁深或鋼筋伸展長度距離，(3) 建議以塑性鉸外移後長度 $l_{n,R}$ 作剪力跨距，以 $1.20 M_n / l_{n,R}$ 求設計剪力，塑性鉸區範圍為 $2.0h_b$

關鍵字：新型鋼筋混凝土梁、耐震設計、塑性鉸區、塑鉸外移。

Seismic Behavior of High Strength RC Beams with Limited Plastic Hinge Zone

Yung-Chih Wang¹ Kai-Shang Yu² Chia-Lung Kang³

¹ Professor, Department of Civil Engineering, National Central University

² M.E. & ³Graduate Student, Department of Civil Engineering, National Central University

Abstract

In the report, a topic focusing on how to design the plastic hinge and the hinge relocation was presented. This is because the traditional plastic hinge where occurred at the column face could damage the beam-column joint. The method of hinge relocation referred basically in according with seismic design specifications of ACI 318-14 and New Zealand Standard NZS 3101-2006. Thus the study performs the cyclic load testing on RC cantilever beams to verify the plastic hinge relocation design method for the New RC beams.

Totally four 350 mm wide X 450 mm deep New RC are tested, in which two are 2.4 meters and the other two are 1.9 meters long. The longitudinal bars are arranged with three SD690 #8 in the top section and three SD690 #10 in the bottom. Three extra t-headed bars (3-SD690 #8) are placed at the top lower and bottom upper layers, respectfully. The transverse bars are arranged with SD790 #3 and SD790 #4. The design concrete compressive strength is 50 MPa. To relocate the plastic hinge a distance away from column face toward the beam middle span, an extra beam bars setting at the beam end are used. That is, the extra steel bars with t-heads at ends were embedded into beam center and beam-column joint. The extra t-headed bars extended a length normally equal to beam depth from column face. The extra flexural strength according to the sectional analysis is increased up to 40%.

Test results indicated that all the specimens satisfied the minimum seismic performance required by ACI 374.2r-13. The load degradation of all specimens happened at the drift ratio to over 6%. However, the plastic hinge length, shear strengths and diagonal shear cracks of the beams with plastic hinge relocation are larger than those of the traditional beams. The shear crack pattern at the hinge region presented non-smear x-shape and sliding shear like in the plastic hinge zone when the specimens were loaded until drift ratio reached 6%. Therefore, it is recommended for designing such RC beams with relocated plastic hinge zone where is away from column face. (1) The critical moment capacity has to be raised at least to 40%. (2) The anchored end of the extra bars is located a distance not less than the beam depth or the developed length of the extra bars. (3) It is suggested for RC beams with limited hinge relocation that the design shear be $1.20 M_n / l_{n,R}$ and the plastic hinge region be $2.0h_b$.

Keywords: new RC beams, seismic design, plastic hinge zone, hinge relocation.

一、前言

傳統鋼筋混凝土構造物，由於自重大，RC 建築高度往往受限，一般無法超過 100m 高。日本發展超高強度鋼筋混凝土結構(簡稱 New RC)已超過二十年，目前已將混凝土強度及鋼筋強度分別提升至 140MPa 及 700MPa。New RC 的優點為相同強度下斷面尺寸較小，可有效降低自重，進而提升跨距、樓層高度；而配合預鑄工法，亦可提升建造速度。至今，日本利用 New RC 將 RC 建築物大幅提升至 200m 左右高度。

國內從 2010 年起，由財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心聯同業界、學界，一起推動台灣新型高強度混凝土結構系統研發計畫(簡稱 Taiwan New RC)，致力於材料研發、構件行為研究及結構分析、設計與施工。時至今日，材料研發及 New RC 構件行為之研究已趨於成熟，計畫進入研擬設計指針之階段。先前相關本研究，主要在於 NewRC 梁耐震設計。此次主要是如何設計 New RC 梁塑性鉸，限定塑性鉸發生位置，避免梁塑性鉸區發生在柱面之梁端，以防止高拉力鋼筋在梁柱接頭區發生握裹破壞問題。

故本研究主要以實驗印證方式，以螺紋節高拉力鋼筋(SD690-#10 與 SD690-#8)為梁主筋，竹節高拉力鋼筋(SD790-#4 與 SD790-#3)為梁箍筋，混凝土設計強度為 50MPa，製作矩形懸臂梁，以反覆荷載作耐震測試。梁跨度考慮兩種長度，分別為 2.4m 和 1.9m 之梁，同跨度各製作有塑性鉸外移設計之梁和無塑性鉸外移設計的原型梁，原則上參考 NZS 3101[1]之塑鉸外移(plastic hinge relocation)規定來設計。試驗依據 ACI 374 [2, 3]規定作測試，藉由實驗結果驗證，確認 New RC 梁塑鉸外移設計之方法。

二、相關 RC 梁設計之文獻

2.1 New RC 梁設計

目前以初步研擬出 NewRC 設計手冊[6]，對於如何設計 New RC 梁，請詳該手冊相關章節。不同於 ACI 318 [2]耐震設計規定者，如剪力筋應以 $f_{yt} \leq 600\text{MPa}$ 作垂直橫向筋間距之設計。至於 NewRC 梁之橫向箍筋間距限制中，對於主筋採用 SD690 鋼筋，防止受壓鋼筋產生挫曲間距則限制至 $5d_b$ ，不同於 ACI318-14 對 SD420 鋼筋之 $6d_b$ 限制。其他間距限制，則 NewRC 梁規定同 ACI318-14 之規定，在此不加以敘述。

構件之鋼筋強度以 $\alpha_o f_y$ 計算產生塑性鉸彎矩強度 M_{pr} ，不得小於結構之彎矩需求，期望構件之主筋發揮至 $\alpha_o f_y$ 強度前，不出現脆性破壞，以達韌性設計之目的。經先前研究[6]，統計矩形梁構件實驗結果，建議 SD690 鋼筋之超額強度因子 α_o 為 1.20，而 SD420 鋼筋為 1.25。

2.2 塑性鉸外移設計方法

塑性鉸外移設計方法主要參考紐西蘭規範(NZS 3101-2006)，藉由增加柱面一段長度

的局部撓曲強度，使得塑性鉸發生區域從柱面區域轉移至梁區。梁承受彎矩時，彎矩強度不足處發生在超額鋼筋設置處之尾端，該處主筋將最早進入降伏並進入塑性階段，故限定塑性鉸將產生於此，使塑性鉸遠離柱面產生於梁區，這行為稱作塑鉸外移(plastic hinge relocation)。

NZS 3101 建議兩種方法作塑鉸外移設計(詳圖 1)；其一，是於梁柱交接面設置超額鋼筋，由接頭內延伸至梁區，且超額鋼筋採用彎起筋(bent up bar)，以防止垂直剪力面滑移現象過於明顯；其二，是在梁柱交接面加大斷面(haunch)，採用漸變斷面的形式。以上兩種方式用意，皆為提升梁柱交接面之局部撓曲強度，使塑性鉸遠離柱面。其中，NZS 3101 又建議塑性鉸外移長度不得小於一倍梁深 h_b 或 500 mm。此塑鉸外移處稱為延伸點，往柱面方向延伸至少 $0.5h_b$ 或 250 mm，和另一向至少延伸 $1.5h_b$ ，為轉移後的塑鉸區。轉移後塑鉸區長度至少 $2h_b$ 以上，需依循耐震規定配置剪力箍筋，防止轉移後塑鉸區產生剪力破壞。

2.3 拉力外移理論

由 Paulay[5]等學者研究利用所謂桁架分析法(truss analogy)，如圖 2 所示之已開裂混凝土梁剖開圖，假設開裂角度為 45° ，梁向鋼筋與橫向鋼筋為拉桿，斜向裂縫間混凝土為斜向壓力桿件，由此產生一力學平衡。故分析結果，其主筋受拉分量，不僅由斷面彎矩所產生之拉力，亦有剪力所產生拉力之分量，因此推導如公式(1)至(4)所示。

$$T_1 = \frac{M_2}{z_b} + (1 - 0.5\eta)V \quad (1)$$

$$e_v = (1 - 0.5\eta)z_b \quad (2)$$

$$T_1 = \frac{M_2}{z_b} + \frac{e_v}{z_b}V \quad (3)$$

$$M_1 = M_2 + e_v V \quad (4)$$

其中，剪力之貢獻量分別由鋼筋和混凝土提供，即 $V = V_c + V_s$ 。其中亦定義鋼筋的貢獻量占剪力的百分比為 η ，即 $\eta = V_s/V$ 。 e_v 稱作拉力外移(tension shift)，在塑性鉸區混凝土提供的剪力貢獻量 V_c 為 0 時，則 $\eta = V_s/V = 1$ ，公式(2) e_v 如公式(5)所示。

$$e_v = (1 - 0.5 \times 1)z_b = 0.5z_b \approx 0.5d \quad (5)$$

由上面推導之公式(3)所示，得知鋼筋拉力不只是該斷面彎矩 M/z_b ，還需考慮剪力(當斜向裂縫為 45° 角)的影響。因此如公式(4)所示，實際上彎矩分布是由該斷面再向較大彎矩的方向移動 e_v 距離後，以求得斷面實際彎矩分布，此力學行為我們稱作考慮拉力外移效應之實際彎矩。

2.4 側向變位和曲率與塑性鉸區長度之關係

為了討論塑性鉸區長度，本研究利用 Moehle[7]理論與量測位移作反算。Moehle 認為構件的側向變位由撓曲變形、剪力變形與鋼筋滑移之變形組成，由三者的貢獻量總和可得較真實的構件側向變位。本文藉由 Moehle 撓曲變形，如公式(6)至(9)所示，可與所測量純撓曲變位做比對，藉此研究塑性鉸行為。

$$\delta_u = \delta_y + \theta_p \left(l - \frac{l_p}{2} \right) = \frac{\phi_y l^2}{3} + (\phi_u - \phi_y) l_p \left(l - \frac{l_p}{2} \right) \quad (6)$$

$$\phi_y = \frac{M_y}{E_c I_{cr}} \quad (7)$$

$$M_y = \frac{1}{n} \times \frac{f_y \times I_{cr}}{(d - kd)} \quad (8)$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad (9)$$

其中， δ_u 為現階段之側向變位， δ_y 為鋼筋降伏時之側向變位。 ϕ_y 為鋼筋降伏時之曲率。 M_y 為鋼筋降伏時彎矩。 ϕ_u 為現階段的曲率， l_p 為塑鉸區長度。在計算一般 RC 梁純撓曲變位，Moehle 建議 ε_{cu} 採用 0.004，而 l_p 則建議使用 0.5h。然而，本研究 New RC 梁 ε_{cu} 採用 0.006，是為實際量測值。

三、試驗規劃

本研究之四組矩形懸臂梁，分別為 HR-Y0-L(無塑鉸外移之 2.4m 梁)、HR-Y450-L(塑鉸外移 450mm 之 2.4m 梁)、HR-Y0-S(無塑鉸外移之 1.9m 梁)、HR-Y450-S(塑鉸外移 450mm 之 1.9m 梁)。試體採用 SD690 螺紋節#8 與#10 為梁主筋、SD790 竹節#3 與#4 為梁箍筋、設計時混凝土強度 $f'_c=50\text{MPa}$ ，矩型斷面為 300mm×450mm。試體鋼筋配置詳表 1 與圖 4，鋼筋拉伸試驗試體結果如表 2 所示。

根據 ACI 374.1-13[3]之規定每個階段(step)採用位移控制，而每個階段所需之位移量皆以梁位移轉角(drift ratio, DR)控制，每個階段進行二次循環(cycle)。試驗加載程序，如圖 5 所示。

四、試驗結果與討論

4.1 整體耐震行為

本試驗定義試體受正向加載方向為#10(SD690)主筋受拉，負向加載為#8(SD690)主筋受拉。試驗結果討論以遲滯迴圈圖為主，描述時所使用之層間變位比 DR 為預訂加載

階段兩循環內試體所展現之行為，DR 為實際梁變位轉角，韌性位移比為 μ_{Δ} 是以實際位移值除以降伏位移 Δ_y ，並將正、負標稱彎矩標註於圖上。其中，兩有塑鉸外移之試體，採 NZS 3101[1]建議以塑鉸外移處為臨界面，從此點起算的剪力跨距為 $l_{n,R}$ ，而原始梁長度為 $l_{n,0}$ 。另外，以 ACI374.1-05[3]提供之評估方法以檢核該試體是否擁有良好耐震行為。

各試體之載重與位移如圖 6 至圖 9 所示，並綜合整理實驗數據如表 3 所示。實驗中所有試體耐震反應大致相似，在梁旋轉角 DR= 2.5%時，臨界面主筋開始受拉降伏，因而進入塑性變形階段。於 DR= 4%時，臨界面受壓混凝土有壓碎跡象，經混凝土表面應變量測，約為 0.006 至 0.007 範圍，因此預測撓曲極限變位時，則採用 $\varepsilon_{cu}=0.006$ 。

當加載階段進入最終迴圈(約 DR =6%)時，正向加載時因梁身塑鉸區混凝土已大量剝落，使混凝土無法再提供壓力貢獻，全部由壓力筋#8 承受，且因混凝土已剝落無法有效提供鋼筋圍束效果，故#8 主筋將壓至挫曲，該迴圈時試體剪力強度迅速掉落。最終，正彎矩卸載至負彎矩時，已挫曲#8 主筋承受拉力而斷裂，如圖 10 照片所示。再者，兩塑鉸外移試體 HR-Y450-L 與 HR-Y450-S，雖轉移了塑鉸區遠離柱面，避免接頭的損壞，但轉移後塑鉸區破壞情況較原型梁嚴重，剪力裂縫較原型梁寬，且呈現非分散式的 X 型斜裂縫，T 頭錨定端週邊破壞嚴重，發現有垂直裂面剪力滑移現象，典型者詳圖 11 所示。

4.2 拉力外移評估模式預測和比較

詳圖 1，NZS-3101[1]建議，取轉移後塑鉸點為臨界面，有效剪力跨距應以塑鉸轉移點起算至荷重中心。但由實驗結果觀察，塑鉸外移梁其塑鉸外移處至柱面 450mm 距離內，主筋受拉至降伏，混凝土壓碎剝落，主要剪力裂縫也產生在這區域，加載荷重時此區段旋轉角大於梁柱接頭。因此，雖塑鉸外移後使塑鉸區轉移至梁區減少了柱面的損壞，剪力跨距應維持以全梁長計算，與 NZS-3101 建議相左。此節將以此剪力跨距 $l_{n,0}$ 與 $l_{n,R}$ 之選擇差異進行剪力強度計算討論，比較實驗結果和預測結果之差異。

其中，文中符號 M_n 是為標稱彎矩強度， $M_{predict}$ 是預測試體破壞的彎矩強度， $l_{n,0}$ 是為全梁長作剪力跨距，長梁為 2400mm、短梁為 1900mm。 $l_{n,R}$ 是為轉移後塑鉸點作臨界面起算的剪力跨距，長梁為 1950mm、短梁為 1450mm。

所謂拉力外移評估模式，是本研究所提出之一分析方式，乃利用 Paulay 與 Priestley 之拉力外移理論[5]，來分析塑性鉸區行為。故以本研究測試試體 HR-Y450-L 和 HR-Y450-S 試體破壞彎曲強度 $M_{predict}$ 預測，以圖 12 作說明。圖中亦標註斷面的標稱彎矩容量 M_n ，和考慮 SD690 高拉力鋼筋受震產生超額強度(overstrength)之彎矩容量 $1.20M_n$ ，其中 1.20 為 SD690 鋼筋超額強度係數，採自 New RC 設計手冊[6]。故彎矩容量由原斷面彎矩線性增加至超額鋼筋斷面彎矩，此線性增加之水平距離為超額鋼筋之伸展長度 L_{at} 。

M_n 與 $1.20M_n$ 彎矩容量曲線繪出後，比較實際荷重之彎矩(圖中藍色實線)，可得知塑

性鉸發生位置與預測剪力強度。圖中紅虛線為理論彎矩，而藍實線即為紅虛線外移 $d/2$ 所得之實際彎矩， $d/2$ 為拉力外移距離值。當實際彎矩曲線與 M_n 容量曲線相切，即可確定梁構建鋼筋降伏點位置；而實際彎矩曲線繼續加載，直至與 $1.20M_n$ 容量曲線相切，以作為梁構件彎曲強度之預測。此時之實際彎矩曲線(藍實線)是試體所能發揮之最大彎矩強度，即為預估之塑鉸彎矩 $M_{predict}$ ，若再除以原長 $l_{n,0}$ 則求得預測之破壞荷重 $P_{predict}$ 。

將預估之破壞 $P_{predict}$ 結果和實驗梁載重包絡線相比較，如圖 13 與圖 14 所示，圖中亦標註 $1.20P_{n,0}$ 線和 $1.20P_{n,R}$ 線。由此可知，整體而言考慮鋼筋的超額強度因子(overstrength factor)與拉力外移效應，即為本研究所提出之拉力外移評估模式，所預估的破壞荷重 $P_{predict}$ 會較為接近實驗值。

雖然利用拉力外移評估模式來預測梁實際剪力會比較準確，但可能較不為設計者所接受，故提出一般工程設計方式，如圖 13 與 14 之 $1.20P_{n,0}$ 與 $1.20P_{n,R}$ 線。其中 $P_{n,0}$ 與 $P_{n,R}$ ，則是先算出斷面標稱彎矩強度 M_n ，分別再除以梁結構長度 $l_{n,0}$ (原長)與 $l_{n,R}$ (外移後長度)，而 1.20 則是 SD690 鋼筋超額強度係數。亦將其 $1.20P_{n,0}$ 與 $1.20P_{n,R}$ 計算結果，表列如表 4 所示，用以說明如何求取適當之設計剪力值。故以 $1.20M_n$ 除以整體結構長度 $l_{n,0}$ ，所求得之 $1.20P_{n,0}$ 為實際量測剪力之 0.9 倍，低估了實際剪力情況，較為不保守。而採用 $1.20P_{n,R}$ 做剪力設計，即以 $1.20M_n$ 除以塑鉸外移後長度 $l_{n,R}$ ，較實際量測剪力值多約 20% ，以此來設計剪力箍筋，較為保守，建議工程設計上採用。

4.3 各試體塑鉸區長度 l_p 之比較

本研究以試體實驗中 $DR=4\%$ 時，整理所量測之撓曲變位貢獻量 Δ_f ，代入 Moehle [7] 建議之公式(6)，反推求得塑鉸區長度 l_p ，計算結果亦詳表 5。故得塑鉸外移試體 HR-Y450-L 的塑鉸區長度 l_p 為 $1.3h_b$ ，HR-Y450-S 的 l_p 為 $1.5h_b$ ，而 NZS3101 規定塑性鉸區範圍為 $2.0h_b$ 以上。無塑鉸外移之 HR-Y0-L 的塑鉸區長度 l_p 為 $0.8h_b$ ，HR-Y0-S 的 l_p 為 $0.9h_b$ 。故由以上得知，塑鉸外移試體的塑鉸區長度 l_p ，會比原型試體塑鉸區為長，約略為原型梁塑鉸區長的 1.7 倍。

五、結論

本試驗規劃四支試體 HR-Y0-L、HR-Y450-L、HR-Y0-S、HR-Y450-S，主筋為 SD690，箍筋為 SD790，梁長分別為 2400mm 與 1900mm ，各有一支無塑鉸外移梁與塑鉸外移 450mm 之梁。由四試體在反覆荷載實驗後，比較各試體的行為差異得到以下結論與建議。

1. 四支梁試體經反覆荷重實驗，均符合 ACI 374 之良好耐震規定，最終破壞型式皆屬撓曲破壞。但塑鉸外移試體 HR-Y450-L 和 HR-Y450-S 塑鉸區的破壞情況較原型梁嚴重，實驗最終在超額鋼筋之 T 頭錨定端有垂直剪力滑移之現象。

2. 根據 NZS 規範之塑鉸外移設計，於 New RC 梁內配置 T 頭主筋增加梁端撓曲強度 40%，能有效轉移塑鉸區位置，使破壞面遠離柱面。但轉移後塑鉸區剪力損壞較嚴重，塑鉸外移梁之斜向剪力裂縫較原型梁試體寬，形成明顯非分散式 X 型斜裂縫。若配置之 T 頭主筋若改為彎起筋(bent-up bar)型式，應可防止塑鉸區產生非分散式 X 型斜裂縫及最終有垂直剪力滑移現象。
3. 本研究的拉力外移評估模式，預測破壞強度 $P_{predict}$ ，考慮拉力外移(tension shift)效應與高拉力鋼筋之超額強度因子(overstrength factor)，且採用全梁長 $l_{n,0}$ 作剪力跨距，預測結果與量測剪力值相近。但實務上，工程師進行塑鉸外移構件之剪力設計時，建議以塑性鉸外移後長度 $l_{n,R}$ 作剪力跨距，以 $1.20 M_n / l_{n,R}$ 求設計剪力，較為保守。
4. 由實驗量測值與計算極限狀態(DR=4%)位移對比得知，塑鉸外移試體的 l_p 約為 1.3~1.5 倍 h_b (梁深)，而 NZS3101 規定塑性鉸區範圍為 $2.0h_b$ 以上。

參考文獻

- [1] NZS3101, Concrete Structural Standard, *The design of Concrete Structures & Commentary on the Design of Concrete Structures*, New Zealand Standard, 2006.
- [2] ACI Committee 374, *Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary (ACI 374.1-05)*, American Concrete Institute, 2005.
- [3] ACI Committee 374, *Guide for Testing Reinforced Concrete Structural Elements under Slowly Applied Simulated Seismic Loads (ACI374.2R-13)*, American Concrete Institute, 2013.
- [4] ACI Committee 318, *Building Code Requirement for Structural Concrete*, ACI 318-14, American Concrete Institute, 2014.
- [5] Paulay, T., & Priestley, M., J., N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, Wiley Interscience, New York, 1992.
- [6] 國家地震工程研究中心，高強度鋼筋混凝土結構設計手冊，初稿，2017 年 12 月。
- [7] Moehle, J., *Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings*, McGraw-Hill, 2015.

表 1 New RC 懸臂梁試體設計資料

試體編號		HR-Y0-L	HR-Y450-L	HR-Y0-S	HR-Y450-S
斷面寬度 b_w		300 mm			
斷面深度 h_b		450 mm			
有效深度 d		400 mm			
試體剪力跨度 a		2400 mm		1900 mm	
跨深比 a/d		6		4.75	
量測 f'_c (設計 $f'_c=50\text{MPa}$)		53 MPa (28 天)	59 MPa (64 天)	65 MPa (97 天)	65 MPa (120 天)
縱向鋼筋	上層主筋	3-#8			
	下層主筋	3-#10			
塑鉸外移 增加之 超額鋼筋	上層主筋	無	3-#8	無	3-#8
	下層主筋	無	3-#8	無	3-#8
橫向鋼筋	塑鉸區	2-leg #3 @90	3-leg #3 SD790@80	2-leg #4 SD790@100	2-leg #4 @80
	非塑鉸區	2-leg #3 @150	2-leg #3 @80	2-leg #3 @100	2-leg #4 @100
設計塑鉸外移長度 (mm)		0	450	0	450
SD690 鋼筋 超額強度因子 α_o		1.20			
箍筋降伏強度上限 (MPa)		600			
備註		表中所使用的#8 和#10 為 SD690 螺紋節鋼筋，#3 和#4 為 SD790 竹節鋼筋			

表 2 鋼筋拉伸試驗結果

鋼筋型號	標稱面積 $A_s(\text{cm}^2)$	降伏強度 (MPa)	拉斷強度 (MPa)	楊氏模數 (GPa)	降伏應變 $\varepsilon_y(\%)$	拉降比
#3-SD790	0.71	860	1050	247	0.38	1.22
#4-SD790	1.27	860	1060	237	0.40	1.23
#8-SD690	5.07	720	950	197	0.38	1.32
#10-SD690	7.94	720	940	186	0.38	1.31

表 3 試體數據統計資料

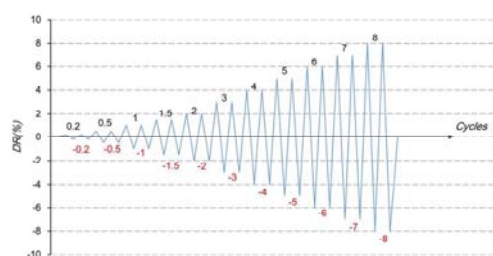
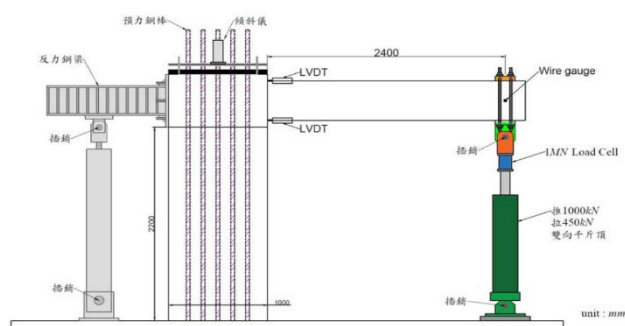
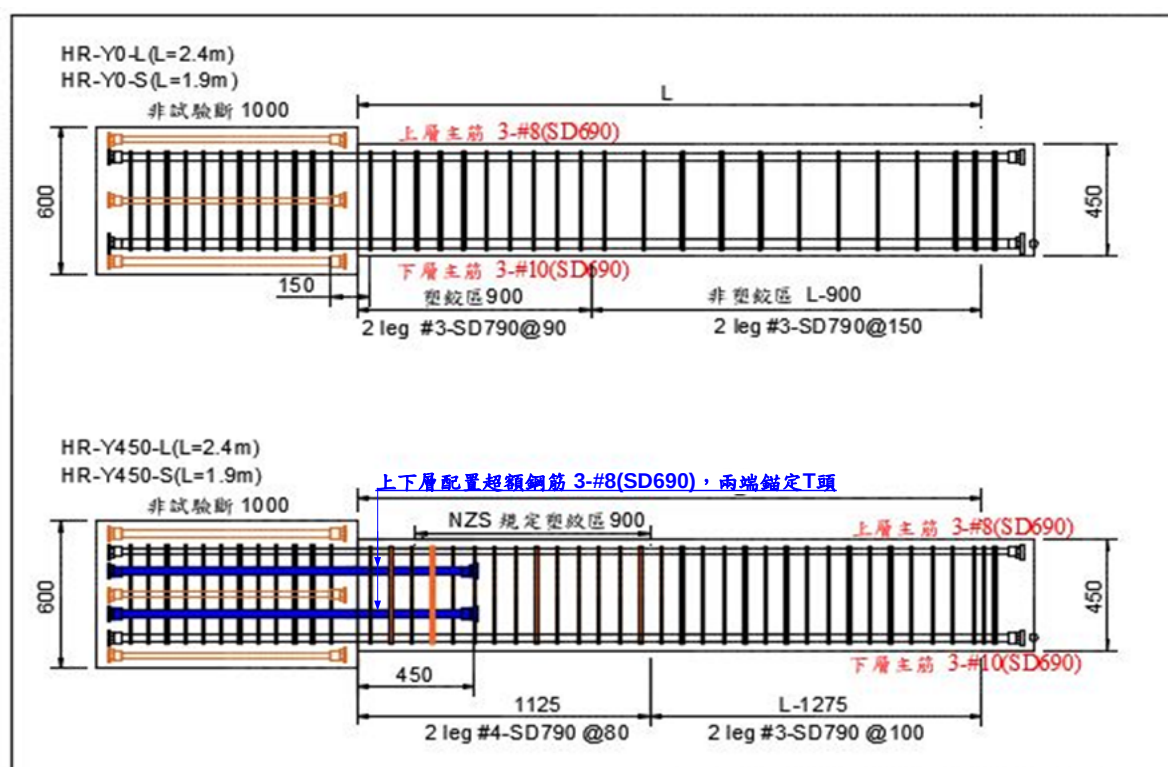
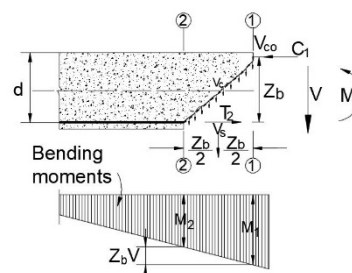
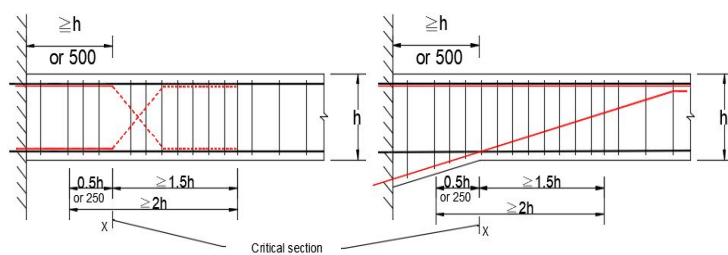
試體	加載 方向	最大 載重 P_{max} (kN)	最大 載重 發生時機 DR_r (%)	降伏 位移 Δ_y (mm)	初始 勁度 K_i (kN/mm)	相對 消能比 β (%)
HR-Y0-L	正	271 (=1.9 V_c)	5.39	42.5	5.66	52.5
	負	-199 (=1.4 V_c)	-5.95	-30.8	-5.29	
HR-Y450-L	正	339 (=2.4 V_c)	4.74	41.8	6.11	50.6
	負	-199 (=1.4 V_c)	-4.71	-39.7	-4.13	
HR-Y0-S	正	357 (=2.2 V_c)	6.41	37.7	8.48	54.6
	負	-221 (=1.4 V_c)	-5.92	-28.8	-7.07	
HR-Y450-S	正	431 (=3.0 V_c)	4.25	31.6	10.31	52.5
	負	-266 (=1.8 V_c)	-5.56	-21.5	-9.67	

表 4 塑鉸外移試體之 $P_{predict}$ 、 $P_{n,0}$ 與 $P_{n,R}$

試體	HR-Y450-L		HR-Y450-S	
梁長 $l_{n,0}$	2400 mm		1900 mm	
$l_{n,R}$	1950 mm		1450 mm	
加載方向	正向	負向	正向	負向
$1.20P_{n,0}$ (kN)	294	-193	377	-244
$1.20P_{n,R}$ (kN) (建議設計方法)	362	-244	494	-309
$P_{predict}$ (kN) (拉力外移評估模式)	317	-203	414	-265
$DR_r=4\%$ 時量測剪力 $V_{measure}$ (kN)	328	-193	420	-264
$1.20P_{n,0} / V_{measure}$	0.90	1.00	0.90	0.92
$1.20P_{n,R} / V_{measure}$ (建議設計方法)	1.10	1.27	1.18	1.17
$P_{predict} / V_{measure}$ (拉力外移評估模式)	0.97	1.05	0.99	1.00

表 5 曲率 ϕ_y 、 ϕ_u 與塑鉸區長度 l_p

試體	曲率 ϕ_y ($1/mm$)	曲率 ϕ_u ($1/mm$) [取 $\varepsilon_{cu}=0.006$]	側向變位 之撓曲貢 獻量 Δ_f	由實驗數據 代入公式(6) 反算塑鉸區長度 l_p	
HR-Y0-L	1.45×10^{-5}	4.95×10^{-5}	56 mm	360 mm	0.8h
HR-Y450-L	1.80×10^{-5}	3.53×10^{-5}	56 mm	600 mm	1.3h
HR-Y0-S	1.45×10^{-5}	5.54×10^{-5}	46 mm	410 mm	0.9h
HR-Y450-S	1.76×10^{-5}	3.72×10^{-5}	51 mm	690 mm	1.5h



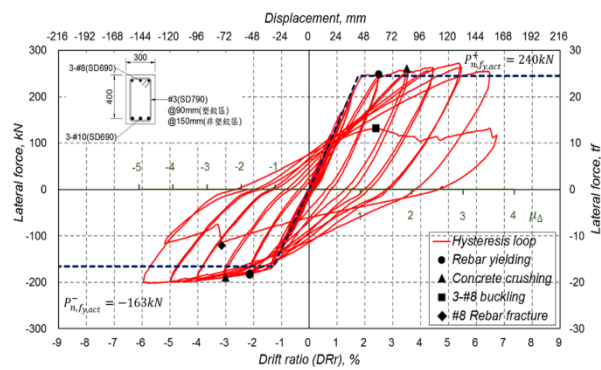


圖 6 HR-Y0-L 荷重位移遲滯迴圈圖

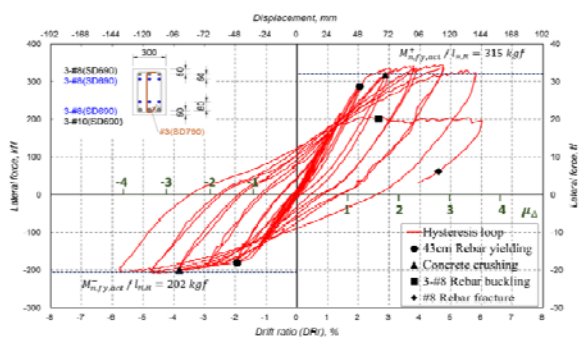


圖 7 HR-Y450-L 荷重位移遲滯迴圈圖

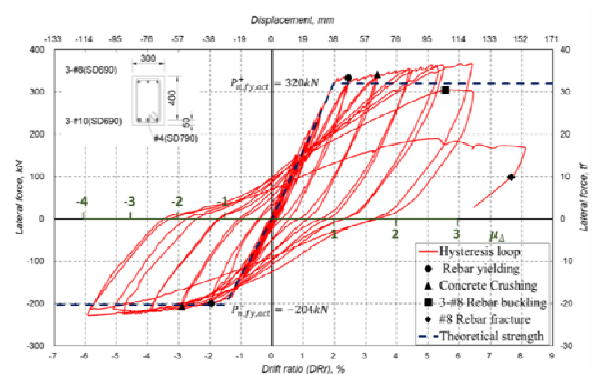


圖 8 HR-Y0-S 荷重位移遲滯迴圈圖

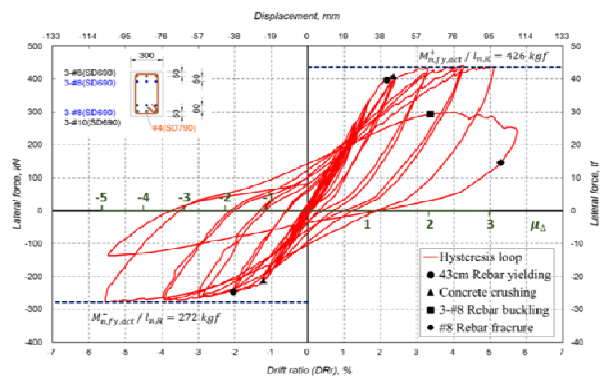


圖 9 HR-Y450-S 荷重位移遲滯迴圈圖



圖 10 HR-Y0-S 試體，於 DR=6% 接近實驗終止時，受壓 #8 筋產生明顯挫屈後(左圖)，於下一拉力循環造成鋼筋拉斷情形(右圖)

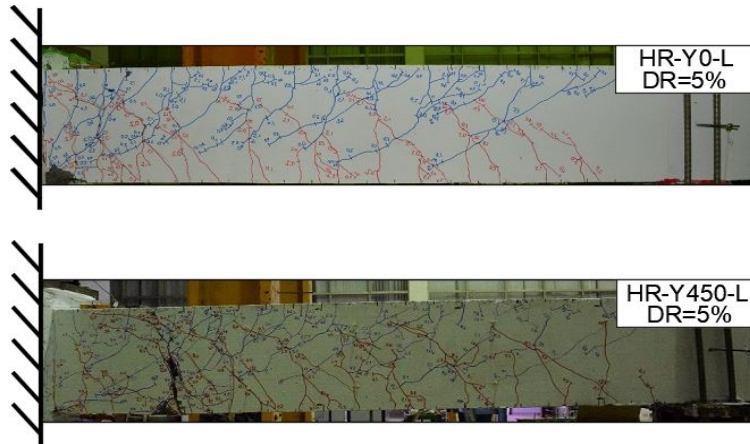


圖 11 HR-Y0-L(原型梁)與 HR-Y450-L(塑鉸外移梁)，實驗終止前(DR=5%)之裂縫分佈

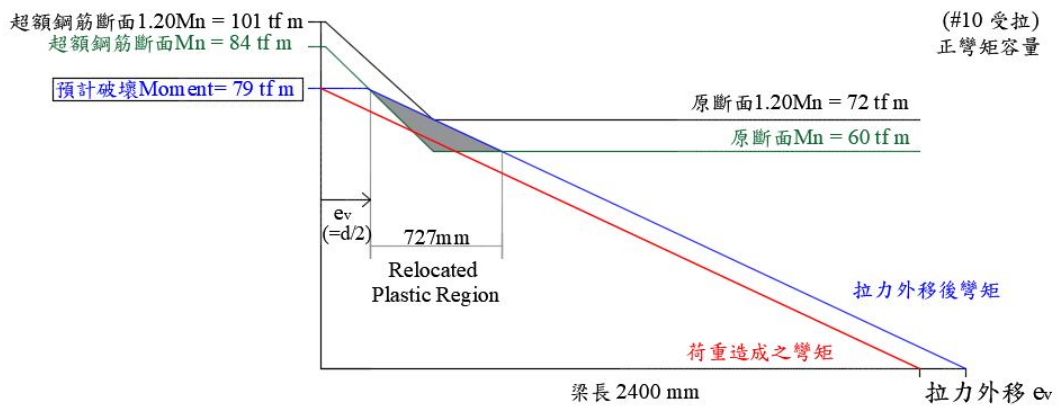


圖 12 HR-Y450-L 為例，有塑鉸外移梁強度(正彎矩)預估結果

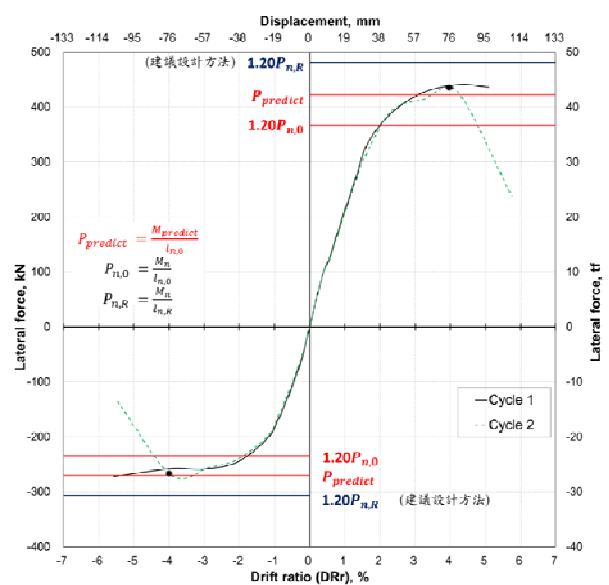
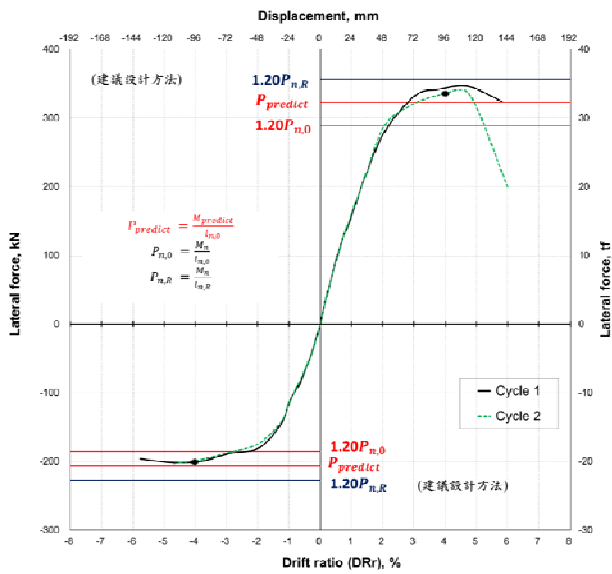


圖 13 HR-Y450-L 載重包絡線與各強度比較 圖 14 HR-Y450-S 載重包絡線與各強度比較

含剪力鋼板 RC 連接梁試驗研究

林敏郎¹ 黃昭勳² 姚本濠³

¹ 國家地震工程研究中心副研究員

² 國立臺北科技大學土木與防災研究所副教授

³ 國立臺北科技大學土木與防災研究所碩士

摘要

本研究針對傳統梁配筋型式連接梁，提出於 RC 連接梁內部置入剪力鋼板之方案，以求提升韌性能力表現。由於置入之鋼板主要提供剪力強度，並非提供彎矩強度，因此，僅置入少量之鋼板，且端部僅需滿足剪力傳遞，故邊界構材之端部錨定相對容易。本研究共製作六座跨深比 2 之鋼筋混凝土連接梁試體，經由雙曲率與零軸壓之狀態下進行反覆載重試驗，探討置入鋼板於邊界構材之端部錨定型式及不同鋼板配置量對於連接梁剪力強度提升效果與韌性改善情形。試驗結果顯示，傳統梁配筋型式之連接梁試體，可發揮其撓曲強度，極限層間位移角為 4.3%，置入剪力鋼板之五組連接梁試體，極限層間位移角均有不同程度之提升，最佳試體之極限層間位移角達 5.0%，證實於鋼筋混凝土連接梁內置入剪力鋼板確可提升其韌性能力。置入鋼板於邊界構材之錨定長度影響連接梁之撓曲強度發展，錨定充份之試體有較佳之撓曲強度表現，但所能發展之極限層間位移角則較低。

關鍵詞：剪力牆、連接梁、剪力鋼板、剪力強度、韌性

一、前言

在美國 ACI 318-14 鋼筋混凝土設計規範中，剪力連接梁配置對角向鋼筋籠之規定往往造成現場施工上的不便，而從過去研究得知簡化對角配筋是一在施工性和連接梁行為取其平衡之方式，但其行為仍不及規範所規定之配筋型式，本研究認為鋼板的配置是可以在取得施工性同時又能提升連接梁之剪力容量及其韌性行為，並且能夠改善在後期強度衰降迅速之問題，而配置鋼板於連接梁內部是較理想之改善方案，除延續傳統梁配筋型式易施工之優點，外包覆的鋼筋混凝土亦可對內置鋼板提供充份圍束。因此，研發具良好耐震性能又同時兼顧施工性之剪力連接梁為本研究主要目標。

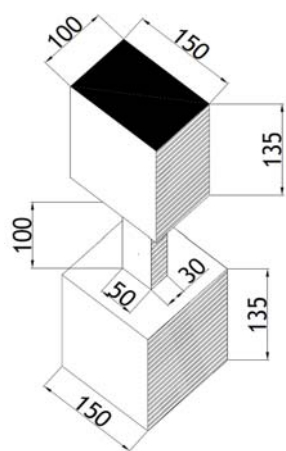


圖1 試體外觀尺寸

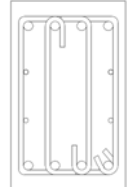
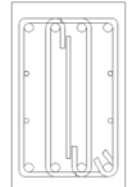
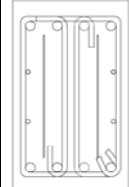


圖2 試驗架構

二、試驗規劃

本研究主要探討採用傳統梁配筋之連接梁，於內部置入鋼板對於其受力行為之影響，並探討鋼板端部錨定及鋼板使用量，對於連接梁於彎矩發展與韌性行為上之差異。因此，本研究設計及製作六座跨深比為 2 之連接梁試體，試體編號分別為 CB2-1、CB2-2、CB2-3、CB2-4、CB2-5 及 CB2-6，六座試體之主要設計參數為鋼板用量及鋼板之錨定長度，外觀尺寸如圖 1 所示，試體之斷面均為 30x50 公分，連接梁長度均為 100 公分，混凝土皆採用 42MPa 之普通強度混凝土，主筋及箍筋皆為 SD420 強度之鋼筋，置入鋼板採用降伏強度 250MPa 之 A36 鋼板，鋼板部分為了增加其承壓強度，在埋入基礎的部分釐上 15 公分寬之翼板並設置加勁板。

表1 試體設計參數

名稱	CB2-1	CB2-2	CB2-3	CB2-4	CB2-5	CB2-6
跨深比	2					
斷面(cm ²)	30x50					
鋼板(kgf/cm ²)	-	2500 (A36)				
鋼筋(kgf/cm ²)	4200					
混凝土(kgf/cm ²)	420					
斷面圖示						
縱向筋	8#8,4#4	8#8,4#4	8#8,4#4	8#8,4#4	8#8,4#4	8#8,4#4
鋼板(cm ²)	-	1x32	1x32	1x32	0.5x32x2	0.6x32
鋼板嵌入長度(cm)	-	75(1.5h)	25(0.5h)	0	25(0.5h)	25(0.5h)
箍筋	#4@10cm					
鋼筋面積(cm2)	45.6 (3%)					
鋼板面積(cm2)	-	32 (2.1%)	32 (2.1%)	32 (2.1%)	32 (2.1%)	19.2 (1.3%)
鋼筋比	0.0174	0.0174	0.0174	0.0174	0.0174	0.0174
Mn(kN-m)	364	496.6	364	364	364	364

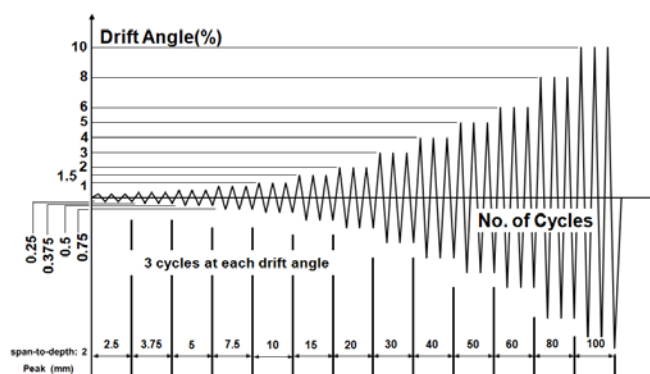


圖3 試驗之位移歷程控制圖

各試體之設計參數詳如表 1 所示，試體 CB2-1 為標準試體，其主筋採用傳統梁筋，與梁縱向平行之配置方式，上下側各配置 4 支#8 直通鋼筋，兩側邊則各配置兩支#4 號直通鋼筋，保護層於長向為 4 公分、短向則為 2 公分，試體箍筋採用#4 鋼筋，箍筋間距為 10 公分，採用一體成形 135°彎鉤之箍筋，為避免鋼筋與鋼板發生位置衝突，中央繫筋兩端採用 90°及 180°彎鉤，其餘五組試體之鋼筋配置均與試體 CB2-1 相同；試體 CB2-2、CB2-3 及 CB2-4 均於梁斷面中間配置一片厚一公分、高 32 公分之 A36 鋼板，置入鋼板面積為 32 平方公分，佔全梁斷面積之 2.1%，三組試體之差異為於邊界構材端部之錨定長度，錨定長度由邊界構材之保護層位置算起，三組試體之錨定長度分別為 75 公分、25 公分及 0 公分。試體 CB2-5 配置等量之鋼板，但採用兩片鋼筋，每片厚度為 0.5 公分，高度則仍為 32 公分之 A36 鋼板。試體 CB2-6 則配置一片厚度為 0.6 公分，高度 32 公分

之 A36 鋼板。

三、試驗方法

本試驗採用圖 2 之測試構架，為了模擬在剪力牆系統受到地震力作用時，其連接梁的受力情況，因此在測試梁體之上、下兩端之基礎須被限制不能有轉角產生，為確保試體在測試過程中可以維持雙曲率變形，於國家地震中心 12 米反力牆實驗處進行裝設，將 PVC 管預留之孔位對應於強力地板上之孔位使用直徑 6.9cm 的螺桿將試體鎖在強力地板上，並於每根螺桿上施加預力，並利用勁度相較於梁試體較高之 L 型鋼架做為上方之施力系統，如同下部基礎的固定模式，利用 4 支直徑 6.9 公分的螺桿將 L 型鋼架與試體固定，相同地確保試體與施力構架達成不滑動之條件。本次實驗研究使用四支 MTS 油壓制動器與 L 型鋼架做連接，整體實驗依靠這四支油壓致動器進行加載控制，其中兩支垂直向油壓致動器作為控制軸力施加裝置，因本實驗無軸力施加，故此兩支垂直向油壓致動器之合力等於 L 型鋼架自重，而水平油壓致動器則使其水平側向合力能通過試體高度一半位置處對梁試體施加側力，其合力通過柱體之反曲點，則柱頂無旋轉角，本次測試採用單邊之側撐系統防止試體產生面外扭轉變形。

本試驗之加載程序如圖 3 所示，各階段最大層間變位角依序為 0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1.0%、1.5%、2.0%、3.0%、4.0%、5.0%、6.0%、8.0% 與 10.0%，以每個層間變位角執行三迴圈做為一次循環，於加載過程中，層間變位角 0.25% 至 0.5% 維持 0.5mm/s，層間變位角 0.75% 至 3% 維持 1mm/s，層間變位角 4% 至 6% 維持 2mm/s，層間變位角 8% 之後皆維持 2.5mm/s。在實驗的終止條件上，當側力加載直到試體強度下降至最高強度之一半為止，並且完成該層間變位角所屬的迴圈數，則停止實驗。

四、試驗結果與討論

六組試體之側力與位移轉角關係顯示於圖 4，試體 CB2-1 最大側力強度為 854.2kN，其餘五組鋼板置入之試體之最大側力強度分別為 1165kN、1107kN、940kN、1144kN 及 1158kN，顯示置入鋼板所提升試體之側向強度在 10%(試體 CB2-4)至 36%(試體 CB2-1)。以 ACI 374 之極限位移角(UDR)做為試體之韌性比較參數，各試體之極限位移角分別為 4.3%、4.5%、4.4%、5.0%、4.0%、4.9%，除試體 CB2-5 之極限位移角僅有 4.0%，低於試體 CB2-1 之 4.3%外，其餘四組試體之極限位移角均高於試體 CB2-1，顯示置入鋼板之試體可提升連接梁之韌性能力。圖 5 為各試體之能量消散比較圖，置入鋼板之五組試體之能量消散能力，均優於無置入鋼板之試體 CB2-1。

試體 CB 2-1 與 CB 2-2 於斷面設計、混凝土及鋼筋強度皆相同，控制變化參數為在試體 CB 2-2 加入一片 1cm 厚鋼板，並埋入基礎 75cm(1.5 倍梁深)確保其錨定良好可完全發揮鋼板之撓曲強度，二支試體之包絡線如圖 6。試體 CB 2-2 中可看到加入鋼板後可使最大側力強度由 854.2 kN 提升至 1164.6 kN，提升約 36%，達強度點時層間位移皆約在

3%，此時主筋已發生降伏，且皆有發展撓曲強度，從 CB 2-2 之主筋降伏時間點可以看到較試體 CB 2-1 來的晚，說明鋼板能夠共同承擔彎矩，發揮其抗彎功效；於位移能力方面，試體 CB 2-1 與 CB 2-2 之極限層間位移僅由 4.3% 提升至 4.5%，從實驗結果可看到試體 CB 2-2 因鋼板之影響造成側邊混凝土有垂直向裂縫發生，可能導致混凝土受擠壓較早開裂使強度下降；於初始勁度方面，試體 CB 2-1 與 CB 2-2 之初始勁度分別為 157kN/mm 與 183kN/mm，試體 CB 2-2 較 CB 2-1 增加了約 17%，說明鋼板確實能提升連接梁整體勁度；於強度衰減方面，從遲滯迴圈圖可以看到試體 CB 2-2 在達最大強度點後衰降程度皆與試體 CB2-1 相近，但於第二及第三迴圈衰降程度則較試體 CB 2-1 少約 10%；於能量消散方面，試體 CB 2-2 因加入鋼板共同承擔力量使遲滯迴圈較為飽滿，在完成 6% 層間位移時其累積能量消散比試體 CB 2-1 提升了約 2 倍之消能，擁有較佳之消能行為。是故試體 CB 2-2 在強度、勁度與能量消散方面確實優於試體 CB 2-1，但對於位移能力有提升但並無不顯著。

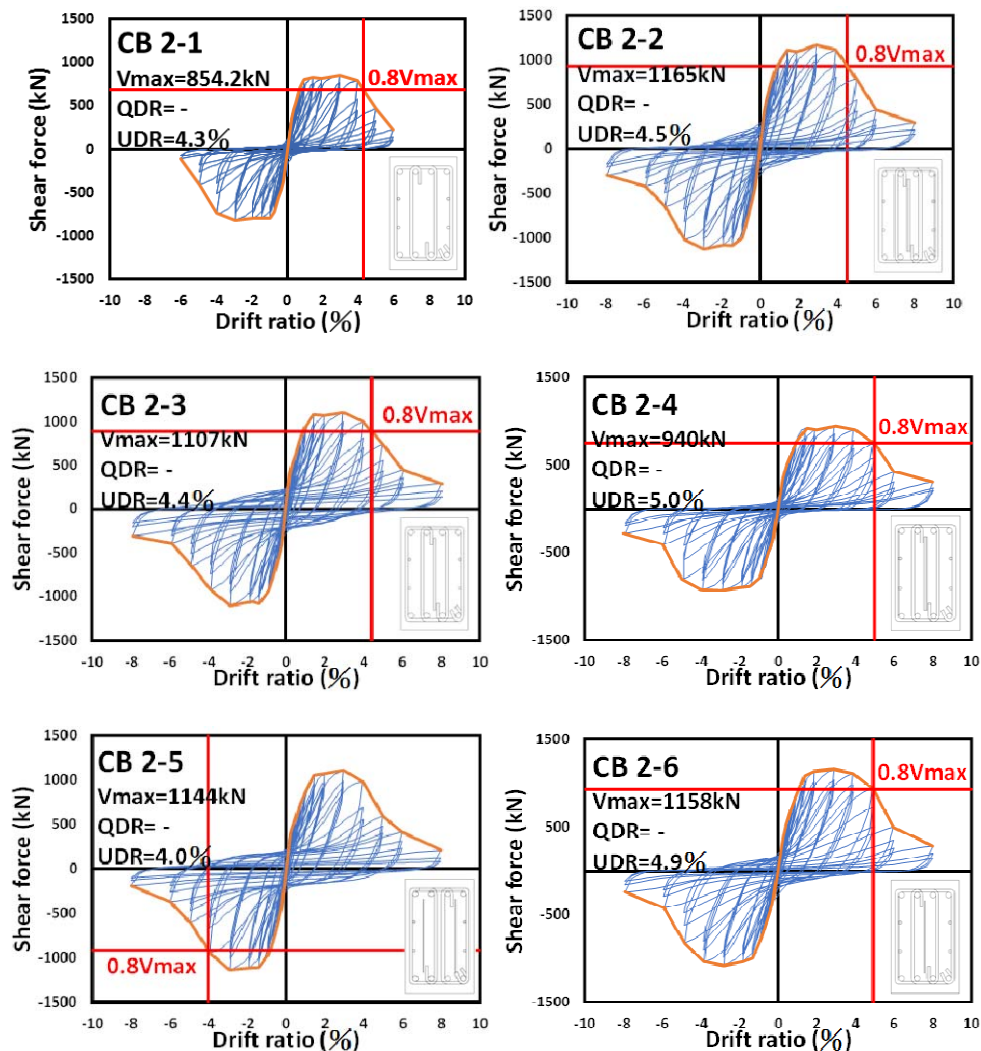


圖 4 試體側力與位移轉角關係

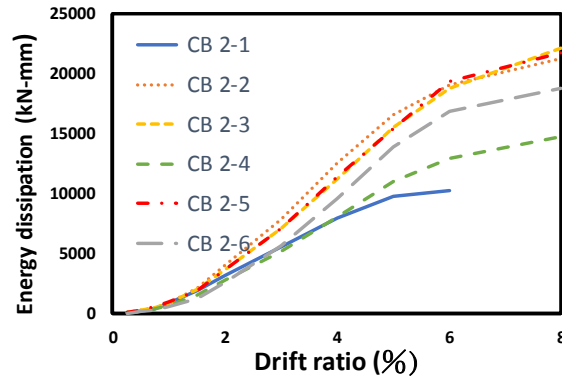


圖 5 試體之能量消散比較

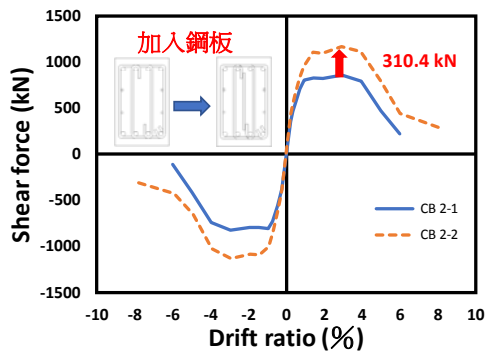


圖6 置入鋼板與否之行為比較

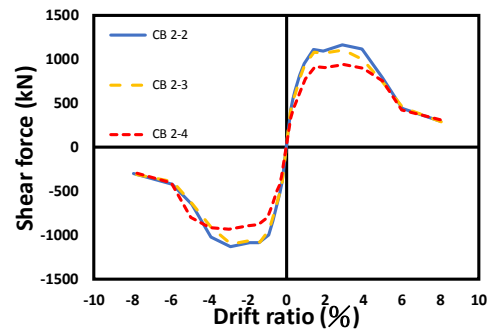


圖7 不同端部錨定長度之行為比較

試體 CB 2-2、CB 2-3 與 CB 2-4 於斷面設計皆相同，此三支試體主要控制參數為鋼板埋入基礎之長度，皆使用厚度 1cm 之鋼板，試體 CB 2-2 設計需求為鋼板錨定充足，試體 CB 2-3 則錨定不足，而試體 CB 2-4 之鋼板完全未錨定，僅進入基礎保護層 4cm。三組試體之包絡線如圖 7 所示，其最大側力強度分別為 1164.6kN、1106.8kN 與 939.6kN，對應之層間位移分別為 2.91%、2.96%與 2.98%，此時主筋已發生降伏。實驗結果顯示試體 CB 2-2 在錨定良好情況下提升 36%撓曲強度，試體 CB 2-3 在未錨定完全下提升 29%撓曲強度，與試體 CB 2-2 相近，由此可說明其錨定長度也相當足夠，顯示錨定設計相當保守。試體 CB 2-4 之撓曲強度僅提升了 4%，符合預期之結果；於位移能力方面，試體 CB 2-2、CB 2-3 與 CB 2-4 極限層間位移分別為 4.5%、4.4%及 5.0%，說明了未做端部錨定處理之試體 CB 2-4 有較佳之位移能力；於初始勁度方面，試體 CB 2-2、CB 2-3 與 CB 2-4 之初始勁度分別為 183kN/mm、186kN/mm 與 157kN/mm；於強度衰減方面，試體 CB 2-2 與 CB 2-3 皆在達最大強度點後開始大幅衰降，而試體 CB 2-4 則較為緩慢；於能量消散方面，在完成 8%層間位移時，試體 CB 2-2 與 CB 2-3 累積能量消散相近，而試體 CB 2-4 僅有其 60%之消能，說明錨定良好之鋼板其強度較高，擁有較好的消能行為。

試體 CB 2-3 與 CB 2-6 於斷面設計皆相同，此兩支試體主要控制參數為鋼板用量，以軟化壓拉桿模型預測後期強度衰降介於 1.3 至 2.9 倍 V_c ，於保守設計下取 2 倍和 3.5 倍 V_c 作為鋼板用量，試體 CB 2-3 為加入厚度 1cm 之鋼板(3.5 倍 V_c)，試體 CB 2-6 為

加入厚度 0.6cm 之鋼板(2 倍 V_c)，兩者鋼板錨定長度皆相同。其試體包絡線如圖 8 所示，其最大側力強度分別為 1106.8kN 與 1158.2kN，發生時層間位移分別為 2.96%與 2.87%，此時主筋已發生降伏，試體 CB 2-3 與 CB 2-6 比預測最大撓曲強度多發展近 30%，兩者最大強度接近除因試體材料差異，也與鋼板挫屈行為有關，從實驗結果看到試體 CB2-3 鋼板有發生嚴重挫曲，試體 CB 2-6 則僅有些微挫屈發生，由此可推論在用鋼量較少情況下，鋼板與混凝土間複合情況較為良好，使鋼板能發揮較多之撓曲強度；於位移能力方面，試體 CB2-3 與 CB2-6 極限層間位移分別為 4.4%與 4.9%；於初始勁度方面，試體 CB 2-3 與 CB 2-6 初始勁度分別為 186kN/mm 與 143kN/mm；於強度衰減方面，試體 CB 2-3 與 CB 2-6 皆在達最大強度點後開始衰降，而試體 CB 2-6 則較為緩慢；於能量消散方面，試體 CB 2-6 在完成 8%層間位移時累積能量消散約為試體 CB 2-3 的 85%，說明鋼板用量與其能量消散成正比。

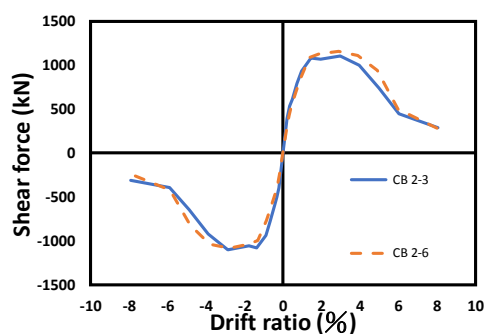


圖8 不同鋼量厚度之行為比較

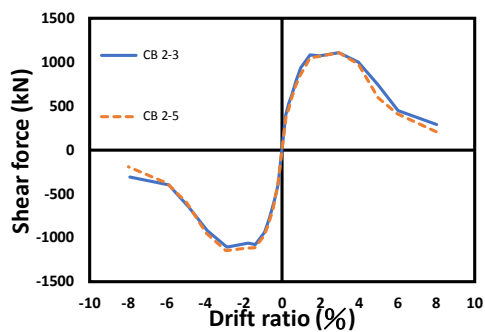


圖9 不同鋼板片數之行為比較

試體 CB 2-3 與 CB 2-5 於斷面設計皆相同，但因兩者為不同時間發包之試體，故材料強度有些微差異。此兩支試體主要控制參數為鋼板與混凝土接觸面積，試體 CB 2-3 為加入厚度 1cm 之鋼板，試體 CB 2-6 為加入兩片厚度 0.5cm 之鋼板，兩者鋼板錨定長度和用鋼量皆相同。其試體包絡線如圖 9 所示，其最大側力強度分別為 1106.8kN 與 1144.4kN，對應層間位移分別為 2.96%與 2.91%，此時主筋已發生降伏，從實驗結果看到試體 CB 2-3 與 CB 2-5 之鋼板皆有發生嚴重挫曲；於位移能力方面，試體 CB2-3 與 CB2-5 極限層間位移分別為 4.4%與 4.0%，試體 CB 2-5 之極限層間位移反而比試體 CB 2-1 還差，推論可能原因為試體內鋼板之圍束混凝土短向厚度較小且無配置繫筋，導致混凝土圍束效果較差，因此強度衰降較快；於初始勁度方面，試體 CB 2-3 與 CB 2-5 初始勁度分別為 186kN/mm 與 179kN/mm；於強度衰減方面，試體 CB 2-3 與 CB 2-5 皆在達最大強度點後開始衰降，而試體 CB 2-5 則較早開始衰降；於能量消散方面，試體 CB 2-3 與 CB 2-5 在完成 8%層間位移時累積消散能量相近。

五、結論

綜合上述討論，整理出以下諸點結論：

1. 於連接梁中置入鋼板，將對於構件之撓曲強度與剪力強度、消能能力與韌性能力會

有不同程度之提升。

2. 比較不同鋼板錨定長度之試體 CB2-2、CB2-3 及 CB2-4，證實能藉由改變錨定長度來控制撓曲強度之發展，達到提升剪力強度，不提升撓曲強度之目的。
3. 比較使用不同置入鋼板量之試體 CB 2-3 與 CB 2-6，鋼板用量少之試體 CB2-6，具有與試體 CB2-3 相當之強度表現，且有較佳之韌性表現，顯示，過多的置入鋼板量，若無設置剪力釘等剪力傳遞機制，恐無法與鋼筋混凝土有良好的複合，使其無法發揮預期的強度與韌性。
4. 比較使用相同置入鋼板量但不同鋼板片數之試體 CB 2-3 與 CB 2-5，採用兩片鋼板試體 CB2-5 之極限位移角僅有 4.0%，低於使用一片鋼板試體 CB2-3，亦低於未置入鋼板試體 CB2-1 的 4.3%。

參考文獻

- [1] ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14), American Concrete Institute, Farmington Hills, 2014.
- [2] ACI Committee 374, “Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary,” American Concrete Institute, Farmington Hills, 2005.
- [3] Hwang, S. J., and Lee, H. J., “Strength Prediction for Discontinuity Regions by Softened Strut-and Tie Model”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 128, December 2002, pp. 1519-1526.
- [4] XTRACT, “Cross-sectional X Structural Analysis of Components,” TRC, Version 3.0.1, 2004

Strength and Deformation Capacity of High-Shear Demand RC Squat Wall Using High-Strength Materials

Leonardus S. B. Wibowo¹ and Min-Yuan Cheng²

¹ Former PhD student, National Taiwan University of Science and Technology

² Associate Professor, National Taiwan University of Science and Technology

Abstract

This paper evaluates cyclic behaviors of RC squat wall specimens using conventional and high-strength materials. A total of 9 specimens were tested under lateral displacement reversals. Test parameters include specimen aspect ratio (h_w/ℓ_w), steel grade, and concrete strength. Test results indicate specimens using high-strength steels exhibited comparable strength and deformation capacity as specimens using conventional Grade 60 steels with equivalent steel area force, i.e. total steel area times the steel yield stress. Specimen drift capacity decreases as the normalized shear demand increases. The use of high-strength concrete reduces normalized shear stress demand and results in larger specimen deformation capacity. The maximum shear stress demand less than $7.0\sqrt{f'_c}$ (psi) or $0.58\sqrt{f'_c}$ (MPa) is suggested for specimens to achieve a minimum drift capacity of 1.50%.

Keywords: strength; deformation; squat wall; high-strength

Introduction

A reinforced concrete (RC) squat wall typically refers to a structural wall having an aspect ratio (h_w/ℓ_w) of 2.0 or less, where the aspect ratio is defined as the specimen height, h_w , divided by the specimen length, ℓ_w . Previous test results (Cheng et al., 2016) showed that squat wall specimens using high-strength steel with specified yield strength, f_y , above 100 ksi (690 MPa) exhibited comparable strength and deformation capacity as specimens using conventional Grade 60 steel, providing that specimens were designed with a similar shear stress demand associated with development of the flexural strength at the wall base. In that study, however, all test specimens had an aspect ratio of 1.0 and concrete strength, f'_c , of around 6 ksi (41 MPa).

This study aims to extend the existing test results. Focus is given on walls with shear stress demands approaching $10\sqrt{f'_c}$ (psi) or $0.83\sqrt{f'_c}$ (MPa) because walls with such high shear demand appear to be more critical for strength and deformation capacities (Cheng et al., 2016). The high-strength materials considered in this study include concrete with strength (f'_c) exceeding 10 ksi (69 MPa) and steel with yield stress (f_y) exceeding 100 ksi (690 MPa). A total of 9 specimens were tested under lateral displacement reversals. Primary test parameters include (1) specimen aspect ratios, (2) steel grade, and (3) concrete strength. A test matrix that illustrates these key test parameters in each test specimen is summarized in Table 1. In which, V_{n1} and V_{n2} is the nominal shear capacity determined based on Eq. 1, and Eq. 2, respectively, per ACI 318-14 (ACI Committee 318, 2014). In which, A_{cv} is the wall cross section area determined by wall width (b_w) times the wall length (ℓ_w), and ρ_t is the horizontal web reinforcement ratio.

$$V_{n1} = A_{cv} (3\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \leq 10\sqrt{f'_c} A_{cv}, \text{ psi} \quad \text{Eq. (1a)}$$

$$V_{n1} = A_{cv} (0.25\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \leq 0.83\sqrt{f'_c} A_{cv}, \text{ MPa} \quad \text{Eq. (1b)}$$

$$V_{n2} = 0.6A_{vf}f_y \leq \min (0.2f'_c A_{cv}, (480 + 0.08f'_c)A_{cv}, 1600A_{cv}), \text{ psi} \quad \text{Eq. (2a)}$$

$$V_{n2} = 0.6A_{vf}f_y \leq \min (0.2f'_c A_{cv}, (3.3 + 0.08f'_c)A_{cv}, 11A_{cv}), \text{ MPa} \quad \text{Eq. (2b)}$$

Each specimen is labeled in 2 segments. The first segment consists of 3 letters. The letter, from left to right, represents the material strength level for longitudinal

reinforcement/web reinforcement, confinement, and concrete, respectively. Letter C and H refers to conventional- and high-strength material, respectively. The second segment starts with a numerical value that indicates the specimen aspect ratio, h_w/ℓ_w . For some specimens, the second segment ends with a letter D that refers to the use of dowel reinforcement.

Test Specimens

Each specimen consists of three parts including a top concrete block, the wall section, and a concrete base block. The top concrete block was designed for lateral load application, and the concrete base lock was designed to provide the fixed boundary condition at base of the wall. Reinforcement layouts of the wall sections are presented in Fig. 1. Longitudinal reinforcement of all specimens, except for those using high-strength concrete, were designed to have shear stress demand, V_{mpr}/A_{cv} , close to $10\sqrt{f'_c}$ (psi) or $0.83\sqrt{f'_c}$ (MPa), as shown in column (7) of Table 1. In which, V_{mpr} is calculated using the probable flexural strength, M_{pr} , divided by the specimen height, h_w . For specimens using Grade 60 and high-strength (USD685 or USD785) steel, M_{pr} is determined based on 1.25 and 1.20 specified steel yield strength, respectively. Dowel reinforcement was not considered in the estimation of M_{pr} .

Horizontal web reinforcement was provided such that the shear capacity per Eq. 1 is approximately equal to the shear demand, i.e. $V_{n1} \cong V_{mpr}$, as shown in column (8) of Table 1.

Specimens using high-strength concrete with f'_c of 10 ksi (69 MPa) was designed to have the same reinforcement layout as specimens using high-strength steels as vertical reinforcement in the special boundary elements and web reinforcement but with conventional-strength concrete of 6 ksi (41 MPa). As a result, the normalized shear stress demand, i.e. $V_{mpr}/(A_{cv}\sqrt{f'_c})$, is slightly reduced. Please note, reinforcement layout of specimen HHH_1.0 is based on that of specimen H115 from the previous study (Cheng et al., 2016). Dowel reinforcement was provided in 4 out of 5 specimens with aspect ratio of 0.5 to provide sufficient shear friction capacity, i.e. $V_{n2} \cong V_{mpr}$.

All specimens had No. 3 confinement reinforcement spaced at 2.5 in. (65 mm) in the special boundary elements to satisfy the required spacing controlled by one-third of the wall thickness and required area per ACI 318-14.

Table 1 - Design Parameters for Test Specimens

Specimens	$\frac{h_w}{\ell_w}$	Vertical Reinforcement Grade in SBE*	Web Reinforcement Grade	Confinement Reinforcement Grade	Specified f'_c , psi (MPa)	$\frac{V_{mpr}}{A_{cv}\sqrt{f'_c}}$, psi (MPa)	$\frac{V_{n1}}{V_{mpr}}$	$\frac{V_{n2}}{V_{mpr}}$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
CCC_0.5D	0.5	Grade60	Grade60	Grade60	6,000 (41)	8.98 (0.75)	1.05	1.04
CHC_0.5D	0.5	Grade60	Grade60	USD785	6,000 (41)	8.98 (0.75)	1.05	1.04
HHC_0.5D	0.5	USD785	USD785	USD785	6,000 (41)	8.99 (0.75)	1.01	1.06
HHH_0.5D	0.5	USD785	USD785	USD785	10,000 (69)	7.26 (0.61)	1.06	1.01
HHH_0.5	0.5	USD785	USD785	USD785	10,000 (69)	7.26 (0.61)	1.06	0.54
HHH_1.0	1.0	USD785	USD785	USD785	10,000 (69)	7.27 (0.61)	1.07	1.13
CCC_1.5	1.5	Grade60	Grade60	Grade60	6,000 (41)	9.28 (0.77)	1.02	1.80
HCC_1.5	1.5	USD685	USD785	Grade60	6,000 (41)	9.69 (0.81)	0.94	1.82
HHH_1.5	1.5	USD685	USD785	USD785	10,000 (69)	7.78 (0.65)	0.99	1.75

* SBE: special boundary element.

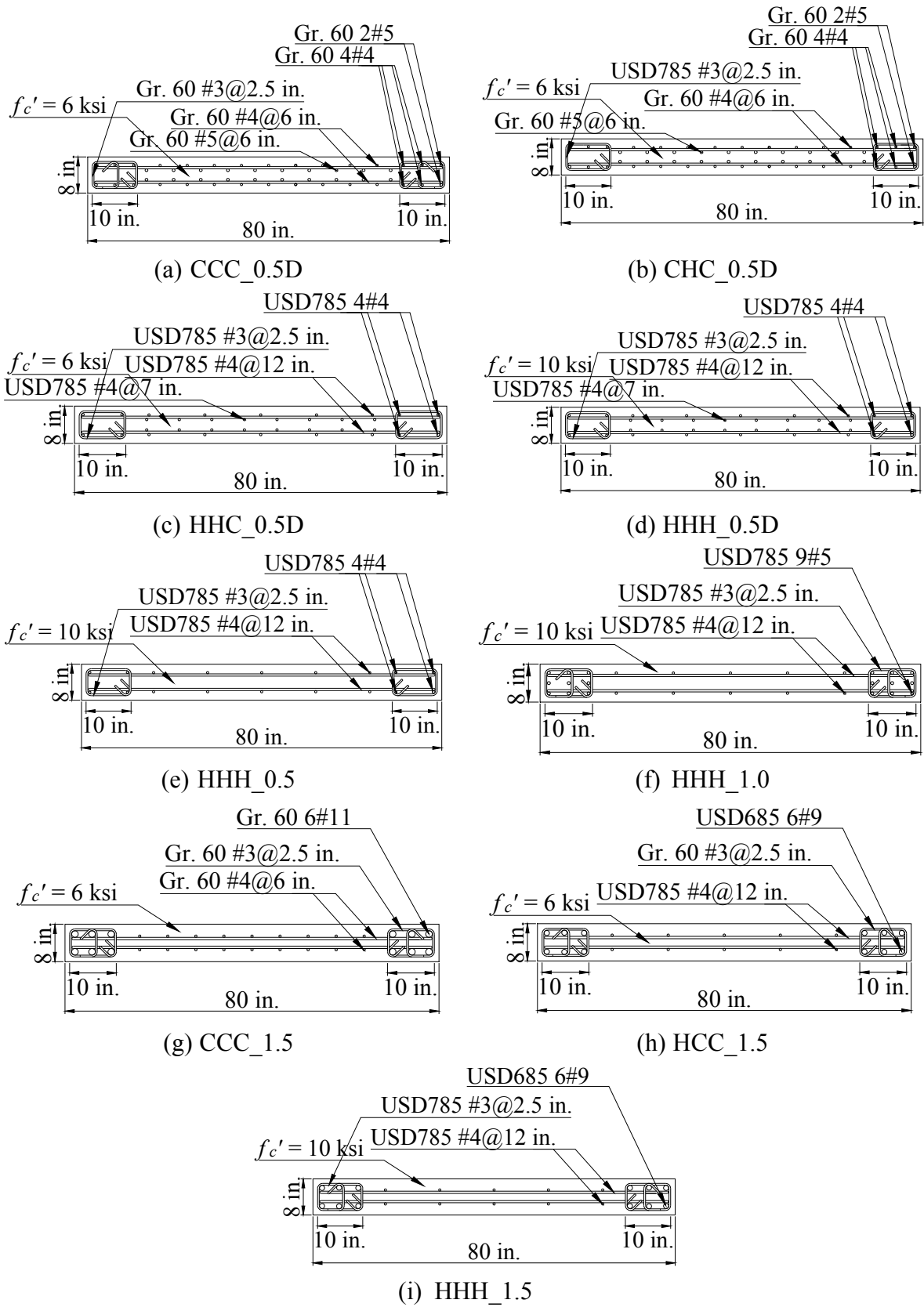


Fig. 1 – Reinforcement Layout (1 in.=25.4 mm)

Experimental Setup and Instrumentations

The experimental setup is shown in Fig. 2. This setup intends to impose in-plane single-curvature deformation to the test specimens with negligible axial force. History of the lateral displacement reversals is illustrated in Fig. 3. In which, drift is defined as the lateral displacement of the actuators divided by the specimen height, h_w , measured from center of the load application to the base of the wall.

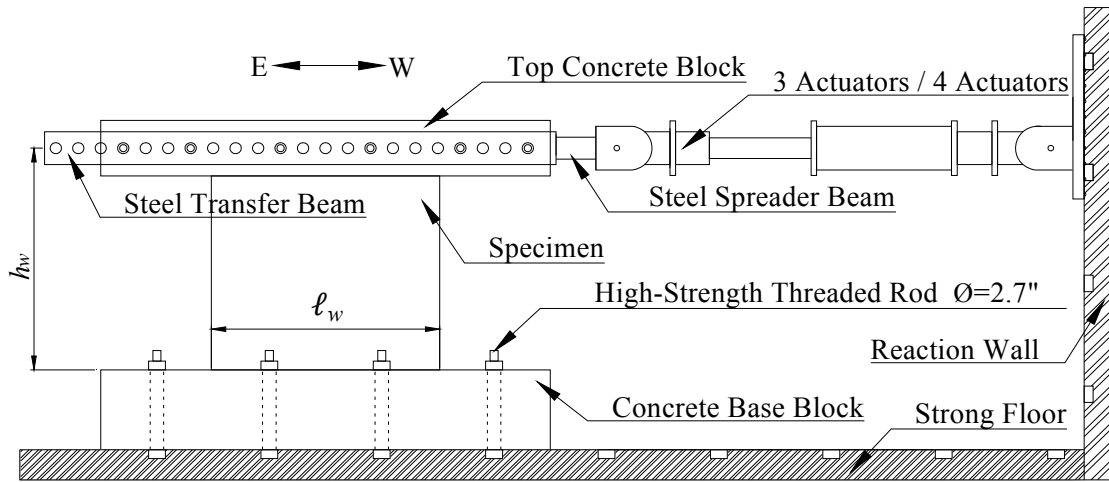


Fig. 2 - Test Setup (1 in.=25.4 mm)

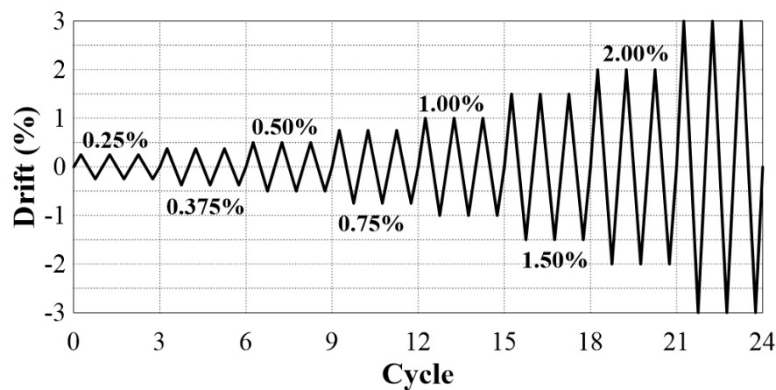


Fig. 3 - Loading History

Deformation of the specimens was recorded with linear variable differential transformers (LVDTs) and an optical system that tracks the movements of multiple points using “markers” attached to those points. The location of LVDTs and markers is schematically presented in Fig. 4. One LVDT was used to measure the lateral movement of the top concrete blocks at the height of load application and the other at mid-height of the concrete base block. Markers were attached to the specimen typically with a 12 in. (300 mm) grid pattern. Some markers were fixed to the concrete base block to record the rotation of the

concrete base block. Steel strains were measured using 44, 47, and 57 strain gauges for specimens with aspect ratio of 0.5, 1.0, and 1.5, respectively.

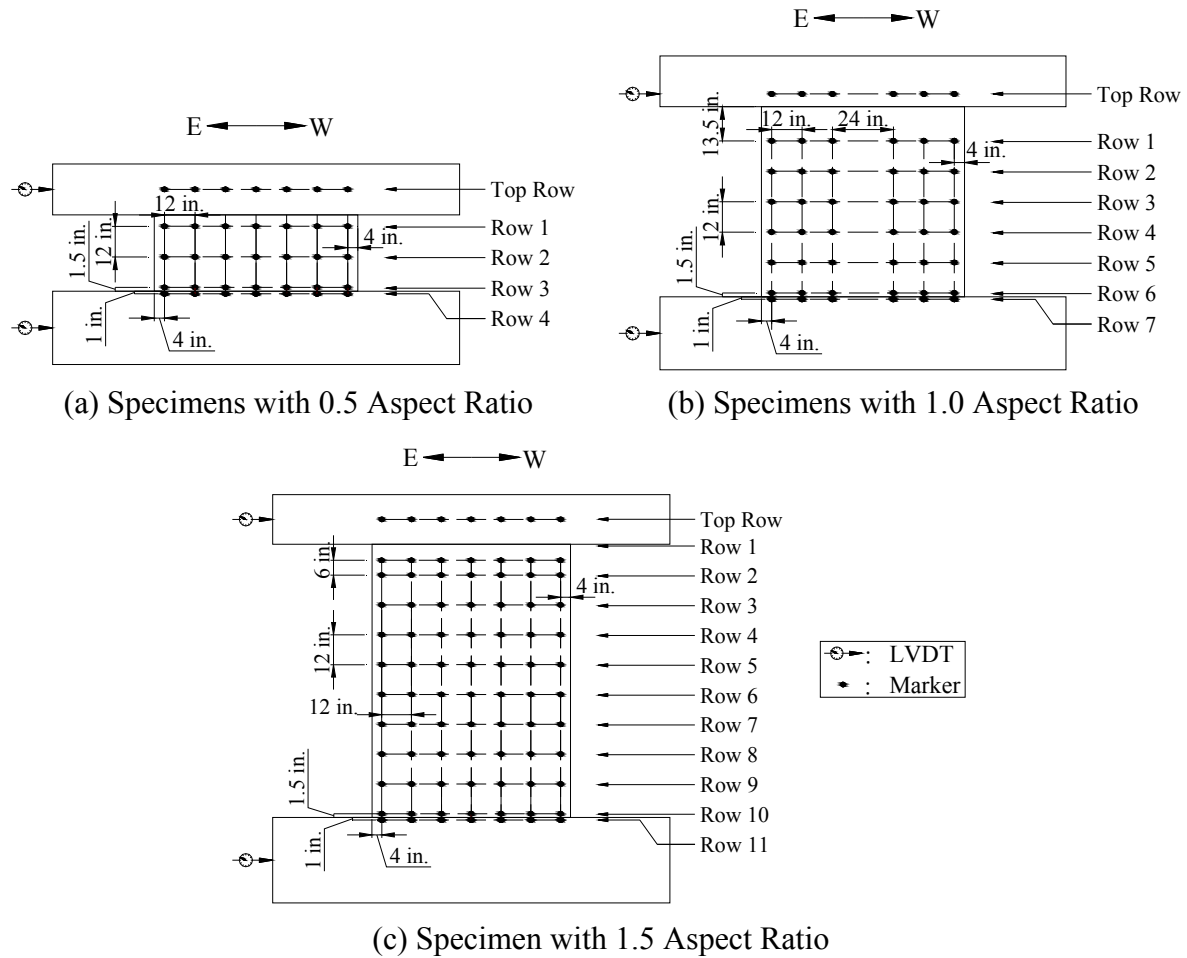


Fig. 4 – Instrumentation (1 in. = 25.4 cm)

Overall Response

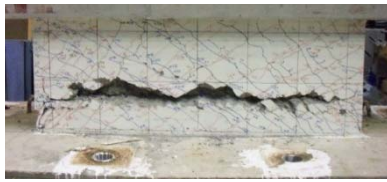
Inclined and horizontal cracks developed in all test specimens during the 1st cycle at 0.25% target drift level. For the three specimens with aspect ratio of 0.5 and dowel reinforcement, during the 0.75% target drift cycles, concrete cover spalls slightly in the web region where two inclined cracks intersected (approximately mid-length of the wall) and at a height where dowel reinforcement was terminated. During the 1.00% target drift cycles, spalling of cover concrete progressed horizontally for specimen CCC_0.5D and CHC_0.5D, and a major horizontal crack across the whole wall length developed at a height where dowel reinforcement was terminated. For specimens HHC_0.5D and HHH_0.5D, during the 1.00% target drift cycles, spalling of concrete progressed both horizontally to the wall edge and diagonally to the upper corner of the wall. During the 1.50% target drift cycles, a major horizontal crack at a height where dowel reinforcement was terminated became also apparent

in specimens HHC_0.5D and HHH_0.5D. The relative deformation above and below the horizontal crack became clearly visible for specimens CCC_0.5D, CHC_0.5D, HHC_0.5D and HHH_0.5D in the repeated cycles of 1.50% target drift.

For specimens with aspect ratio of 0.5 but without dowel reinforcement, specimen HHH_0.5, cover concrete spall-off was not apparent throughout the test and the loss of lateral load appeared to be associated with the sliding between the wall base and the concrete base block. Final states of wall specimens with aspect ratio of 0.5 are presented in Fig. 5(a) to 5(e).

Spalling of concrete cover for specimen HHH_1.0 was first observed at the extreme compression fiber during the 1st cycle of 1.50% target drift. In the 2nd cycle, some spalling of cover concrete was also found at lower part of the web region close to the edge of special boundary element. After that, damage continuously accumulated at lower part of the wall within a distance of 12 in. (300 mm) approximately from the face of concrete base block. During the 2.00% target drift cycles, severe concrete deterioration resulted in apparent sliding at the wall base.

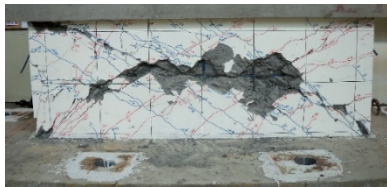
For specimens CCC_1.5 and HCC_1.5, only a small portion of concrete cover within the lower part of the special boundary element (not at extreme compression fiber) showed signs of distress after completion of the 1.00% target drift cycles. At the same target drift level, concrete distress was not that clear in specimen HHH_1.5. During the 1.50% target drift cycles, severe concrete deterioration in the lower part of the wall was observed in specimens CCC_1.5 and HCC_1.5 but in different ways. As can be seen from Fig. 5(g) and Fig. 5(h), concrete deterioration in specimen CCC_1.5 was concentrated at edges of the wall while concrete deterioration in specimen HCC_1.5 was concentrated at the lower web regions close to the special boundary elements. Due to this concentration of damage, a triangle piece was gradually formed at base of the wall and this piece appeared to reduce the sliding deformation in specimen HCC_1.5, Fig. 5(h). For specimen CCC_1.5, however, sliding was very apparent in the 2nd and 3rd cycle of 1.50% target drift. For specimen HHH_1.5, only slight spalling of cover concrete was observed at the end of 1.50% target drift cycles. Concrete deterioration at lower part of the wall became gradually severe during the 2.00% target drift cycles for specimen HHH_1.5. Despite that concrete deterioration at the wall base was observed at different drift level, as can be seen from Figs. 5(h) and 5(i), specimens HCC_1.5 and HHH_1.5 appear to have a similar failure mode.



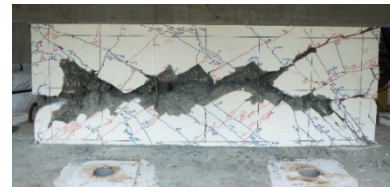
(a) CCC_0.5D



(b) CHC_0.5D



(c) HHC_0.5D



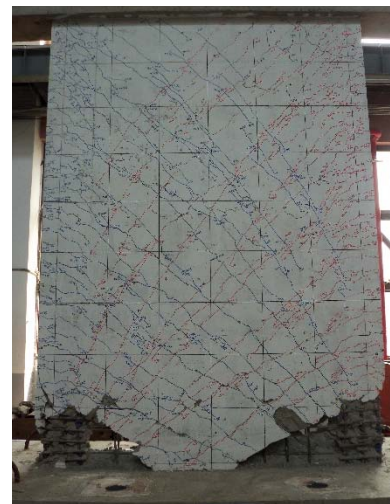
(d) HHH_0.5D



(e) HHH_0.5



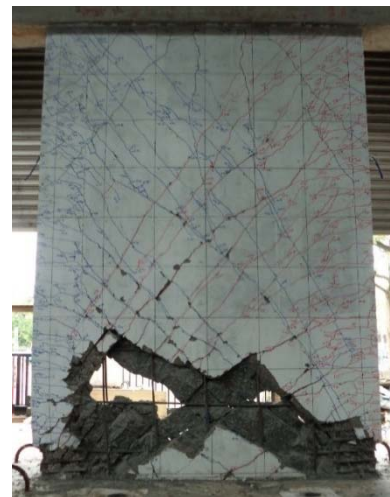
(f) HHH_1.0



(g) CCC_1.5



(h) HCC_1.5



(i) HHH_1.5

Fig. 5 – Final States of Test Specimens

Table 2 - Summary of Concrete Cylinder Strength and Reinforcement Properties

Specimen name	Vertical Reinforcement in SBE*, ksi (MPa)		Web Reinforcement, ksi (MPa)		Dowel Reinforcement, ksi (MPa)		Confinement Reinforcement, ksi (MPa)		Concrete Cylinder Strength, psi (MPa)
CCC_0.5D	No.5	67.3 (464)	No.4	67.4 (465)	No.5	67.3 (464)	No.3	67.0 (462)	5,330 (36.7)
	No.4	67.4 (465)							
CHC_0.5D	No.5	67.3 (464)	No.4	67.4 (465)	No.5	67.3 (464)	No.3	124 (853)	7,150 (49.3)
	No.4	67.4 (465)							
HHC_0.5D	No.4	125 (859)	No.4	125 (859)	No.4	125 (859)	No.3	124 (853)	7,160 (49.4)
HHH_0.5D	No.4	125 (859)	No.4	125 (859)	No.4	125 (859)	No.3	124 (853)	10,690 (73.7)
HHH_0.5	No.4	126 (870)	No.4	126 (870)	-	-	No.3	126 (868)	12,690 (87.5)
HHH_1.0	No.5	127 (877)	No.4	128 (883)	-	-	No.3	132 (908)	10,910 (75.2)
CCC_1.5	No.11	67.1 (462)	No.4	67.4 (465)	-	-	No.3	69.6 (480)	6,270 (43.2)
HCC_1.5	No.9	103 (707)	No.4	126 (870)	-	-	No.3	69.6 (480)	5,760 (39.7)
HHH_1.5	No.9	103 (707)	No.4	126 (870)	-	-	No.3	126 (868)	14,690 (101)

* SBE: special boundary element.

Test Results

Material test results are listed in Table 2. Hysteretic responses of all specimens are presented in Fig. 6. Please note that the drift presented in Fig. 6 and later in this paper deviates from the target value due to adjustments for lateral movement and rotation of the concrete base block. Key test results are summarized in Table 3. Ultimate drift ratio d_u is defined at the point when one of the following two criteria is first met: 1) the drift where the load drops 20% from the peak on the envelope curve; or 2) the drift where the load drops more than 20% in the repeated cycles and the load in the 1st cycle of the next drift level is lower than the load in the 3rd cycle of this drift level. The loading direction in which d_u is determined is consistent with that of V_{peak} , the larger peak strengths from the two loading directions.

-Strength

As can be seen from Table 3, V_{peak} for specimens with aspect ratios of 1.0 or 1.5 can be satisfactorily estimated by V_{mn} , the shear demand associated with development of the nominal flexural strength (M_n) at the wall base, i.e. $V_{mn} = M_n/h_w$. In addition, V_{mpr} corresponding to the probable moment strength, M_{pr} , achieved at the wall base, i.e. $V_{mpr} = M_{pr}/h_w$, provides a satisfactory upper bound for V_{peak} . Please note, M_n is determined using tested material properties, while M_{pr} is determined using concrete cylinder strength with 1.25 and 1.20 specified yield strength for Grade 60 and high-strength steel (USD685/USD785), respectively. However, shown in Fig. 6, the peak strength was not sustained very well for specimens with aspect ratio of 1.0 and 1.5. Shear capacity appears to be exhausted simultaneously as the specimen achieved its peak strength.

For specimens with aspect ratio of 0.5 and dowel reinforcement, specimen strengths were evaluated at two critical sections (1) where dowel reinforcement was terminated, and (2) at base of the wall. Shear demand associated with development of the nominal flexural strength where dowel reinforcement was terminated and at the wall base is denoted as $V_{mn,d}$ and V_{mn} , respectively in Table 3 and Fig. 6. Considering that dowel reinforcement was provided with a development length both above and below the wall base, V_{mn} in Table 3 and Fig. 6 is estimated including the dowel reinforcement. Regardless of the material strength or presence of dowel reinforcement, none of specimens with aspect ratio of 0.5 achieved the designed nominal flexural strength either at the wall base or at the tip of the dowel

reinforcement. However, strain gauge readings indicate that vertical reinforcement in the special boundary element exceeded the yield strain at a few locations after completion of the 0.50% target drift cycles, i.e. before the specimens (with and without dowel) achieved the peak lateral strength.

Therefore, shear demand associated with the development of yield flexural strength is further calculated for specimens with aspect ratio of 0.5. The yield flexural strength refers to the moment when the outmost layer of vertical tensile reinforcement is at yield strain, determined using the tested f_y divided by modulus assumed as 29,000 ksi (200,000 MPa). Material properties to determine the yield flexural strength use elastic-plastic behavior for steel and Mander's unconfined model for concrete (Mander et al., 1988). For specimens with dowel reinforcement, two values are provided. As shown in Table 3, shear demand corresponding to yield flexural strength achieved at the tip of the dowel reinforcement and at the wall base is denoted as $V_{my,d}$ and V_{my} , respectively. Analytical results suggest that peak strengths of all specimens with aspect ratio of 0.5 (with and without dowel reinforcement) can be reasonably estimated by yield flexural strength at base of the wall, V_{my} .

Specimen peak strengths are also evaluated using four shear strength models. The first strength model is based on Eq. 1 per ACI 318-14 and its value is denoted as V_{n1} . The second strength model denoted as V_{n2} is based on Eq. 2. The third strength model denoted as V_{n3} is based on research work of Hwang and Lee (2002), also known as soften-strut-and-tie model. And the fourth strength model, V_{n4} , is based on research work of Gulec and Whittaker model (2011). Ratios between the peak strengths and the shear strength models for each specimen are summarized in Table 3. As can be seen, V_{n4} by Gulec and Whittaker (2011) provides the most conservative estimation for all test specimens.

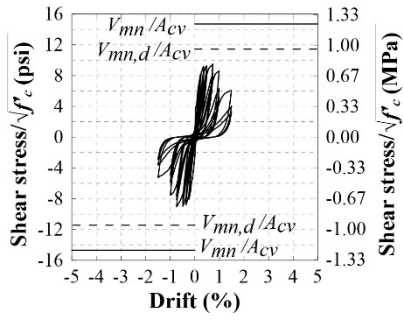
Specimens using high-strength steel (either USD685 or USD785) exhibited comparable V_{peak} as specimens using conventional Grade 60 steel, providing that the steel area force, i.e. total steel area times the steel yield strength, in the specimens is equivalent. Increasing concrete strength increases V_{peak} slightly only for specimens with aspect ratio of 1.0 and 1.5. Peak strengths of specimens HHC_0.5D and HHH_0.5D appear to be not positively correlated with the concrete strength, likely because the specimen strength is limited by the shear that is more related to the steel strength.

-Deformation

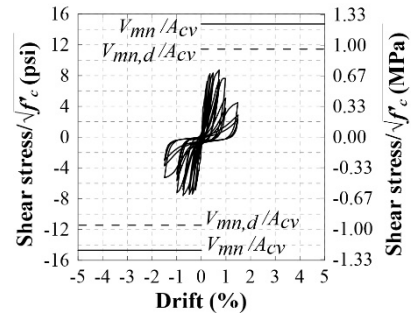
Previous researches indicate that the wall deformation capacity increases as the normalized shear demand decreases (Cheng et al., 2016; Athanasopoulou and Parra-Montesinos, 2013). The normalized shear stress demand versus ultimate deformation capacity, d_u , for all specimens is presented in Fig. 7. Test specimens from the current study and the three specimens from the previous research (Cheng et al., 2016) are collectively presented in the figure with a superscript asterisk. These three specimens all had normalized shear stress demand of around $8\sqrt{f'_c}$ (psi) or $0.67\sqrt{f'_c}$ (MPa) and aspect ratios 1.0.

As can be seen from Fig. 7, the trend appears to agree with the findings of previous studies (Cheng et al., 2016; Athanasopoulou and Parra-Montesinos, 2013) and clearly show that specimen deformation capacity increases as the normalized shear demand decreases. A linear regression analysis is conducted and the result minus one standard deviation along the y-axis is presented in Fig. 7 as well. Based on the results, shear demands associated with the development of the nominal flexural strength at base less than $7.0\sqrt{f'_c}$ (psi) or $0.58\sqrt{f'_c}$ (MPa) is suggested for specimens to achieve a minimum drift capacity of 1.50%. Please note, dowel reinforcement for specimens with aspect ratio of 0.5 is included for the estimation of nominal flexural strength.

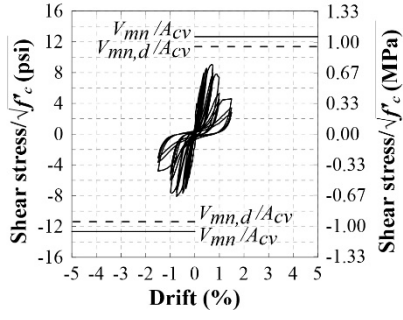
Increasing concrete strength to reduce the normalized shear stress demand improves specimen deformation capacity. Specimens using high-strength steels (either USD685 or USD785), on the other hand, exhibited equivalent deformation capacity as specimens using conventional Grade 60 steels with equivalent steel area force.



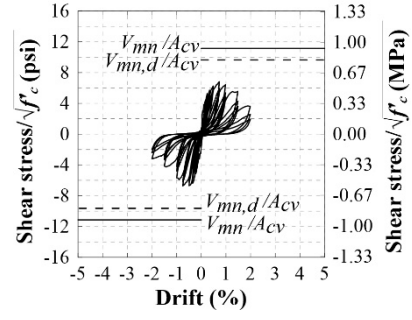
(a) CCC_0.5D



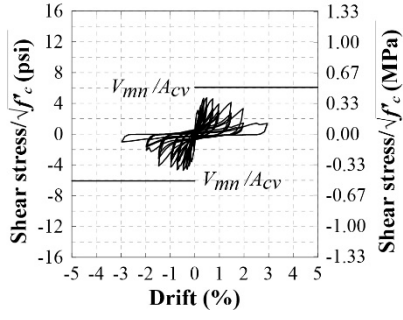
(b) CHC_0.5D



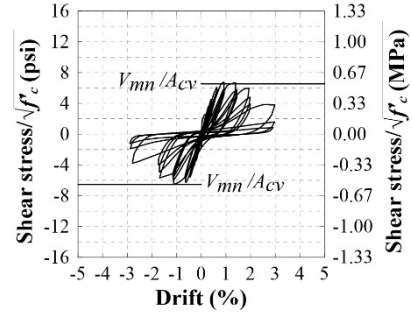
(c) HHC_0.5D



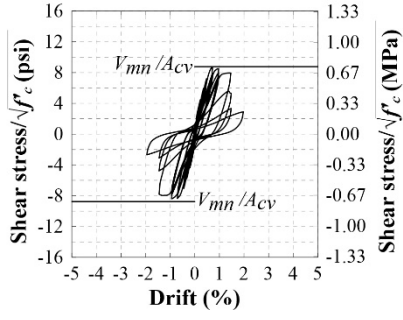
(d) HHH_0.5D



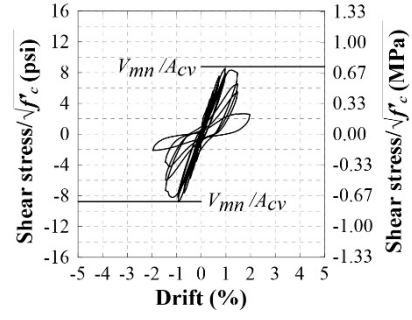
(e) HHH_0.5



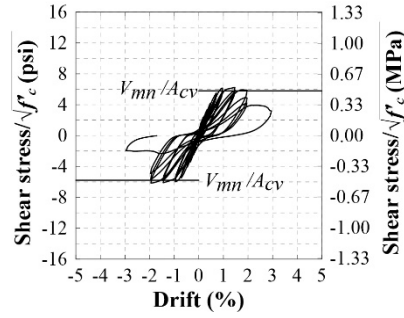
(f) HHH_1.0



(g) CCC_1.5



(h) HCC_1.5



(i) HHH_1.5

Fig. 6 – Specimen Hysteretic Responses

Table 3 - Summary of Test Results and Shear Strength Evaluation

Specimen name		V_{peak} kips (kN)	$\frac{V_{peak}}{A_{cv}\sqrt{f'_c}(\text{psi})}$ (MPa)	d_u (%)	$\frac{V_{peak}}{V_{my}}$	$\frac{V_{peak}}{V_{my,d}}$	$\frac{V_{peak}^{(1)}}{V_{mn}}$	$\frac{V_{peak}^{(1)}}{V_{mn,d}}$	$\frac{V_{peak}^{(2)}}{V_{mpr}}$	$\frac{V_{peak}^{(3)}}{V_{n1}}$	$\frac{V_{peak}^{(3)}}{V_{n2}}$	$\frac{V_{peak}^{(3)}}{V_{n3}}$	$\frac{V_{peak}^{(3)}}{V_{n4}}$
CCC_0.5D	dowel end	431	9.52	1.18	-	1.23	-	0.83	-	0.89	1.68	0.86	1.60
	interface	(1917)	(0.79)		1.03	-	0.65	-	0.60		0.86		1.14
CHC_0.5D	dowel end	457	8.72	1.08	-	1.29	-	0.86	-	0.91	1.79	0.78	1.59
	interface	(2033)	(0.73)		1.07	-	0.66	-	0.60		0.91		1.16
HHC_0.5D	dowel end	470	8.96	1.02	-	1.08	-	0.79	-	0.98	1.78	0.79	1.52
	interface	(2091)	(0.75)		1.03	-	0.71	-	0.66		0.94		1.20
HHH_0.5D	dowel end	437	6.81	1.51	-	1.00	-	0.71	-	0.85	1.65	0.63	1.29
	interface	(1944)	(0.57)		0.94	-	0.61	-	0.57		0.87		1.05
HHH_0.5		330 (1468)	4.72 (0.39)	1.56	1.11	-	0.78	-	0.72	0.62	1.23	0.44	1.13
HHH_1.0		436 (1939)	6.68 (0.56)	1.93	1.26	-	1.02	-	0.95	0.83	0.75	0.85	1.45
CCC_1.5		423 (1882)	8.61 (0.72)	1.46	1.18	-	1.02	-	0.84	0.85	0.47	1.19	1.35
HCC_1.5		414 (1841)	8.80 (0.73)	1.45	1.18	-	1.00	-	0.90	0.89	0.47	1.24	1.34
HHH_1.5		468 (2082)	6.23 (0.52)	1.96	1.30	-	1.08	-	0.96	0.85	0.53	0.93	1.36

(1) V_{mn} and $V_{mn,d}$ is the shear demand associated with development of nominal flexural capacity at the wall base and at tip of the dowel reinforcement, respectively, using tested material properties.

(2) V_{mpr} is the shear demand associated with development of the probable flexural capacity, M_{pr} , at base of the wall using concrete cylinder strength and 1.25 specified yield strength for Grade 60 steel but 1.20 specified yield strength for USD685 and USD785 steels.

(3) V_{n1} , V_{n2} , V_{n3} , and V_{n4} are determined based on tested material strength.

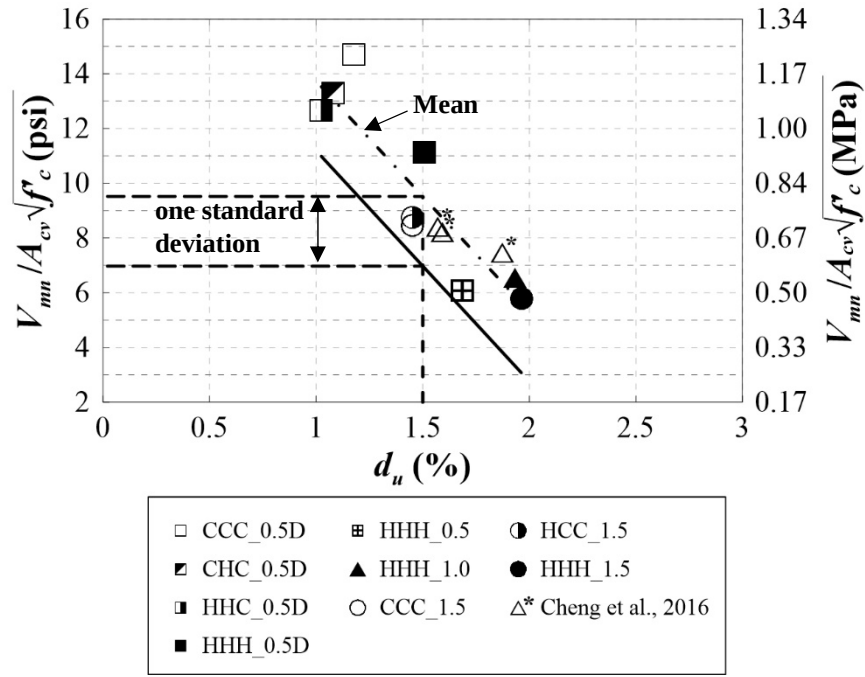


Fig. 7 – Normalized Shear Stress Versus Deformation Capacity

Preliminary Conclusion

This study extends the experimental work from a previous research (Cheng et al., 2016) by testing another nine RC squat wall specimens using conventional and high-strength materials. Test parameters include specimen aspect ratio, steel grade, and concrete strength. Based on test results, the following conclusions are drawn:

- (1) Specimens using high-strength steels exhibited comparable strength and deformation capacity as specimens using conventional Grade 60 steels with equivalent steel area force, i.e. total steel area times the steel yield stress.
- (2) Peak strengths of specimens with aspect ratio of 1.0 and 1.5 can be reasonably estimated by the nominal flexural strength. Peak strength of specimens with aspect ratio of 0.5 can be reasonably estimated by the yield flexural strength at base of the wall.
- (3) Specimen deformation capacity decreases as the normalized shear demand associated with development of the nominal flexural strength increases. The use of high-strength concrete leads to lower shear stress demand and larger specimen deformation capacity.

Test results suggest maximum shear stress demand less than $7.0 \sqrt{f'_c}$ (psi) or $0.58 \sqrt{f'_c}$ (MPa) for specimens to achieve a minimum drift capacity of 1.50%.

- (4) Among shear strength models evaluated in this study, the model proposed by Gulec and Whittaker (2011) provides the most conservative estimation for all test specimens.

REFERENCES

- [1] ACI Committee 318, 2014, “Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-14),” American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 519 pp.
- [2] Athanasopoulou, A. and Parra-Montesinos, G., 2013, “Experimental Study on the Seismic Behavior of High-Performance Fiber-Reinforced Concrete Low-Rise Walls,” *ACI Structural Journal*, V. 110, No.5, Sep.- Oct., pp. 767-778.
- [3] Cheng, M.-Y.; Hung, S.-H.; Lequesne, R. D.; and Lepage, A., 2016, “Earthquake-Resistant Squat Walls Reinforced with High Strength Steel,” *ACI Structural Journal*, V. 113, No.5, Sep.- Oct., pp. 1065-1076.
- [4] Gulec, C. K.; Whittaker, A. S.; and Stojadinovic, B., 2008, “Shear Strength of Squat Rectangular Reinforced Concrete Walls,” *ACI Structural Journal*, V. 105, No.4, Jul.-Aug., pp. 488-497.
- [5] Gulec, C. K., and Whittaker, A. S., 2011, “Empirical Equations for Peak Shear Strength of Low Aspect Ratio Reinforced Concrete Walls,” *ACI Structural Journal*, V. 108, No. 1, Jan.-Feb., pp. 80-89.
- [6] Hwang, S.-J.; Fang, W.-H.; Lee, H.-J.; and Yu, H.-W., 2001, “Analytical Model for Predicting Shear Strength of Squat Wall,” *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 127, No. 1, Jan., pp. 43-50.
- [7] Hwang, S.-J., and Lee, H.-J., 2002, “Strength Prediction for Discontinuity Regions by Softened Strut-and-Tie Model,” *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 128, No. 12, Dec., pp. 1519-1526.
- [8] Mander, J. B.; Priestley, M. J. N.; Park, R., 1998, “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete,” *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 114, No. 8, Aug., pp. 1804-1825.

高強度鋼筋混凝土構件裂縫控制設計

邱建國^{1*}，陳少謙²，林芳慶²，何柏霆²，紀凱甯³

¹ 教授，國立台灣科技大學營建工程系(通訊作著)，ckchiu@mail.ntust.edu.tw

² 碩士，國立台灣科技大學營建工程系

³ 助理研究員，國家地震工程研究中心

摘要

本研究共進行七組懸臂梁試驗及二組簡支梁，另調查分析二十二組四點荷重簡支梁試驗，所有試驗皆採用高強度主筋($f_y=685\text{MPa}$)搭配高強度箍筋($f_{yt}=785\text{MPa}$)，混凝土設計強度 70 及 100 MPa。探討國內外規範之撓曲裂縫控制方式的適用性，並以美國 ACI-318 規範為基礎提供高強度鋼筋混凝土梁構件之撓曲裂縫控制建議式，其中包含有鋼筋間距(s)及混凝土保護層厚度(Cc)之限制式，滿足限制式則可以在使用性載重下將裂縫寬度控制在 0.4mm。

關鍵字：高強度鋼筋混凝土、梁構件、撓曲裂縫控制

A Design Method of Crack Control for High-strength Reinforced Concrete Members

Abstract

This study conducts two full-size simple-supported beam specimens and seven full-size cantilever beam specimens, and investigates twenty full-size simple-supported beams. In addition to high-strength reinforced steel bars of specified yielding stresses of 685 MPa and 785 MPa, these specimens are all designed with the high-strength concrete of a specified compressive stress of 70 or 100 MPa. The purpose of this study is to investigate the flexural crack development of high-strength reinforced concrete beams (HSRC). The experimental data is used to verify the application of the flexural crack control equations recommended in ACI 318-14 (2014), AIJ (2010), JSCE (2007) and fib Model Code (2010) on HSRC beam members; then, this study concludes the design equations for the flexural crack control based on ACI 318-14 (2014). Additionally, according to the experimental data, to ensure the reparability of an HSRC beam member in a medium-magnitude earthquake, the allowable tensile stress of the main bars can be set at the specified yielding stress of 685 MPa.

Keywords: high-strength reinforced concrete, beam members, flexural crack control

一、簡介

傳統鋼筋混凝土(Reinforced Concrete, RC)造建築，由於成本低、耐久性高、易於維護且符合一般國人居住習慣，為目前台灣應用最普遍的構造用營建材料。但因鋼筋混凝土材料之單位重量較大，位處於地震帶的台灣，建築結構物之地震力效應較為顯著，故依現行規範常用 28 至 42 MPa 混凝土與 420 MPa 鋼筋強度做為建築結構用材料，在無任何隔震系統的設置下，建築物的樓層數上限約為 30 層。台灣地區地狹人稠，都會區可利用之建築使用空間逐漸減少，建築物往高樓層發展是必然趨勢，而台灣的都市發展與日本類似，故日本發展高強度鋼筋混凝土建築結構[1]及平價住宅之經驗，可作為台灣都市更新之借鏡。

高強度鋼筋混凝土結構之研發於 2012 年起，國震中心與國內相關專家學者合作，組成台灣新型高強度鋼筋混凝土結構研發研究團隊，並共同執行「台灣新型高強度鋼筋混凝土結構系統研發」之整合型計畫，簡稱為 New RC。國震中心研究團隊迄今已執行數量可觀且相當不錯之測試成果，本計畫於台灣混凝土學會提出之高強度鋼筋($490 \text{ MPa} \leq f_y \leq 785 \text{ MPa}$)與其配件規格規範已通過審查益，而高強度、高流動性及高耐久性之混凝土配比技術亦已純熟，強度可達 100 MPa。現階段於材料研發及構件行為研究上已有初步成果，並已初步提出高強度鋼筋混凝土結構設計手冊，亦致力於擬定高強度鋼筋混凝土結構系統之施工規範，預期透過完善的施工流程與管理方法，建立高品質、安全且經濟的建築結構系統，向環境永續發展目標邁進。

另考慮高強度鋼筋混凝土的結構特性，因材料強度的提升，可縮小構件斷面尺寸、提供長跨度系統或是減少鋼筋用量等，以上皆為 New RC 之優點，但這些優點皆可能對結構使用性產生不利之影響，例如使用性裂縫過寬、構件變形撓度過大及震動問題等，故須以 New RC 構件為對象進行考量，且為使台灣之鋼筋混凝土建築邁入以生命週期性能考量之新一世代結構系統，除安全性外，使用性與修復性之確保是必須考慮於設計規範之中。

一般而言，RC 構件之裂縫控制大致可分為剪力裂縫控制與撓曲裂縫控制二類。就高強度鋼筋混凝土梁而言，邱建國等人[3]以剪力裂縫最大寬度 0.3 mm 為控制標的，依試驗結果可知，箍筋容許應力約為 98.8 MPa(約為 0.125 倍之箍筋規定降伏應力)，而混凝土容許應力則約為剪力裂縫開裂強度。若與 ACI 規範之撓曲裂縫控制公式採同一性能標準 0.4 mm 時，則其對應之箍筋容許應力可定為 113.0 MPa(約為 0.15 倍之箍筋規定降伏應力)。此外，若以日本建築學會 AIJ-2010[5]建議之中小規模地震作用下的容許剪力裂縫最大寬度 1.0 mm 為控制目標，則其對應之容許箍筋應力可定為 162.9 MPa(約為 0.20 倍之箍筋規定降伏應力)，而混凝土容許應力則約為極限剪力強度之 60 %。本研究將以就高強度混凝土梁之撓曲裂縫為對象，以試驗結果建立可用之設計準則。

本研究共進行 7 組懸臂梁試驗，另調查分析二十二組四點荷重簡支梁試驗及 3 組懸

臂梁試驗，所有試體皆採用高強度主筋(規定降伏強度為 685 MPa)搭配高強度箍筋(規定降伏強度為 785 MPa)，混凝土規定抗壓強度為 70 及 100 MPa。目的為高強度鋼筋混凝土梁使用性之撓曲裂縫控制，除 ACI 318-14[4]、AIJ-2010、JSCE-2007[6]、Eurocode 2 及 CEB FIP Model 2010 等國外規範及其他相關研究建議之撓曲裂縫控制公式的適用性外，並以 ACI 318-14 為基礎提供高強度鋼筋混凝土梁構件之撓曲裂縫控制建議式。

二、文獻回顧-撓曲裂縫控制

本節主要針對鋼筋混凝土梁構件之撓曲裂縫控制，進行相關文獻探討，分述如下：

2.1 美國混凝土學會規範 (ACI 318-02 及 ACI 318-14)

目前美國 ACI 318-14 之撓曲裂縫控制以 Frosch[7]所提出之模型計算裂縫寬度，如圖 1 所示，模型中假設構件斷面受力後平面仍保持平面、鋼筋應變均勻、忽略混凝土應變且裂縫寬度呈線性增長等條件，而鋼筋位置之裂縫寬度 w_c 可視為裂縫間距 S_c 與鋼筋應變 ϵ_s 之乘積，如式(1)所示。

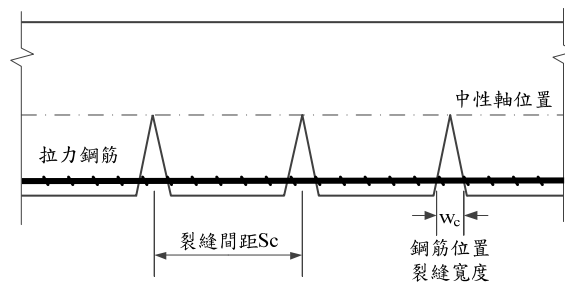


圖 1 撓曲裂縫寬度計算模型

$$w_c = \epsilon_s S_c \quad (1)$$

若欲求得拉力側混凝土表面之最大裂縫寬度 w_{max} ，須將鋼筋位置裂縫寬度 w_c 乘上應變梯度放大係數 β ，如式(2)所示。關於應變梯度放大係數 β 之定義可參考圖 2 及式(3)，或可依文獻[7]之建議，以式(4)計算之。

$$w_{max} = \beta w_c = \beta \epsilon_s S_c \quad (2)$$

$$\beta = \frac{\epsilon_2}{\epsilon_1} = \frac{h-c}{d-c} \quad (3)$$

$$\beta = 1.0 + 0.03 d_c \quad (4)$$

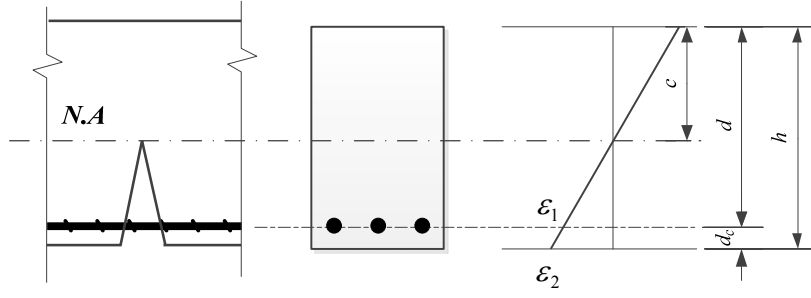


圖 2 應變梯度示意圖

因構件之使用性設計可視鋼筋應力仍處於線彈性範圍內，故可將式(2)改為式(5)，其中 f_s 為工作載重下之鋼筋應力(可依彈性理論之開裂轉換斷面計算)， E_{ss} 為鋼筋之彈性係數。

$$w_{max} = \beta S_c \frac{f_s}{E_s} \quad (5)$$

對於裂縫間距之評估，採用文獻[7]之實驗結果；實驗結果顯示，裂縫間距將會在鋼筋應力達到 140–210 MPa 後，呈穩定狀態，最小裂縫間距相當於最外側之鋼筋形心至受拉側之最遠距離，而平均裂縫間距及最大裂縫間距分別為最小裂縫間距之 1.5 倍及 2 倍，可將其實驗結果以式(6)表示，其中 Ψ_s 為裂縫間距因子，最小、平均及最大裂縫間距分別取 1.0、1.5 及 2.0； d^* 為最外側鋼筋形心至受拉面之最遠距離，同於 d_1^* 、 d_2^* 較大者，定義如式(7)、式(8)及圖 3 所示。

$$S_c = \Psi_s d^* \quad (6)$$

$$d_1^* = \sqrt{d_c^2 + d_s^2} \quad (7)$$

$$d_2^* = \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2} \quad (8)$$

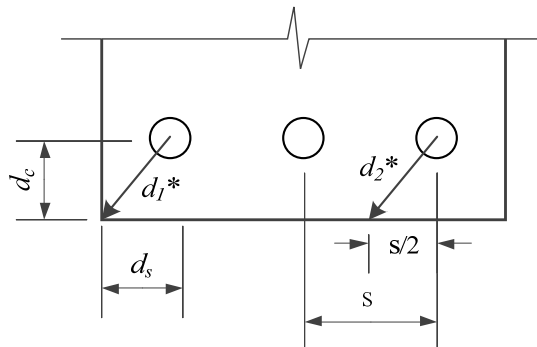


圖 3 d^* 示意圖

目前 ACI 318 假設 d_2^* 大於 d_1^* ，故可-將式(6)及式(8)代入式(5)中，可得最大撓曲裂縫寬度之計算式，如式(9)所示，將式(9)改以式(10)表示，可得鋼筋間距之限制式；如將最大撓曲裂縫寬度目標設於 0.41 mm，以鋼筋規定降伏強度 420 MPa 為例，鋼筋應力則依 ACI-318 之建議取 $0.6f_y$ ，可得鋼筋間距限制曲線，如圖 4 所示。為工程師之方便使用，以鋼筋之淨保護層 C_c 取代鋼筋形心至受拉面距離，並以一設計曲線代替限制曲線，設計曲線如式(11)及式(12)所示，即為 ACI 318-02[8]之建議規範，至 ACI 318-05[9]，放寬標準如式(13)及式(14)所示，沿用至 ACI 318-14。若鋼筋間距符合 ACI 規範所要求，可將最大撓曲裂縫寬度控制在 0.41 至 0.53 mm。

$$w_{max}=2\beta\frac{f_s}{E_s}\sqrt{d_c^2+\left(\frac{s}{2}\right)^2} \quad (9)$$

$$s=2\sqrt{\left(\frac{w_{max}E_s}{2f_s\beta}\right)^2-d_c^2} \quad (10)$$

$$s\leq 380\left(\frac{250}{f_s}\right)-2.5C_c \quad (11)$$

$$s\leq\frac{300\times 252}{f_s} \quad (12)$$

$$s\leq 380\left(\frac{280}{f_s}\right)-2.5C_c \quad (13)$$

$$s\leq\frac{300\times 280}{f_s} \quad (14)$$

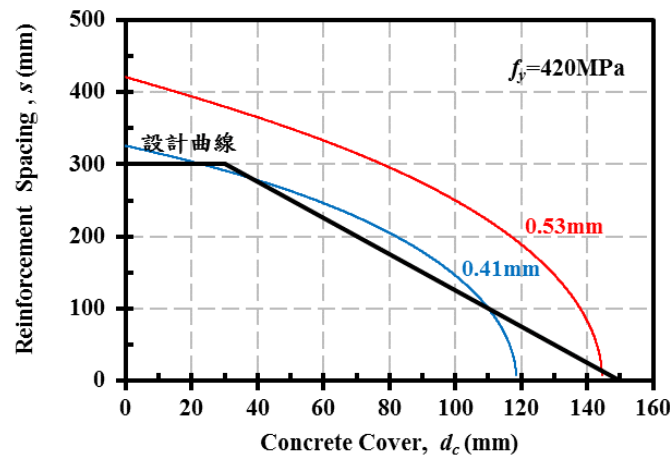


圖 4 ACI 318-14 鋼筋間距限制及設計曲線

2.2 日本規範 AIJ-2010

關於鋼筋混凝土梁構件之撓曲裂縫控制，日本建築學會規範(AIJ-2010)未有直接計算裂縫寬度之建議式，改以限制長期荷載作用下混凝土與鋼筋容許應力，其須符合表 1 及表 2 中之規定，所對應之裂縫寬度限制分別為室內 0.2–0.25 mm 及室外 0.3–0.4 mm。

表 1 AIJ-2010 混凝土之容許應力

長期容許應力			短期容許應力		
抗壓	抗拉	抗剪	抗壓	抗拉	抗剪
$\frac{1}{3}f'_c$	-	$\min\{\frac{1}{30}f'_c, 0.49 + \frac{1}{100}f'_c\}$	長期容許 值之2.0倍		長期容許值 之1.5倍

f'_c 為混凝土規定抗壓強度(MPa)

表 2 AIJ-2010 鋼筋之容許應力

鋼筋型號	長期容許應力(MPa)		短期容許應力(MPa)	
	抗壓及抗拉	抗剪	抗壓及抗拉	抗剪
SR 235	155	155	235	235
SR 295	155	195	295	295
SD 295	195	195	295	295
SD 345	215 (*195)	195	345	345
SD 390	215 (*195)	195	390	390
SD 490	215 (*195)	195	490	490
註：*D29 以上之鋼筋為()內之數值				

規範中未直接控制構件之裂縫，若於設計中須考慮裂縫之寬度時，可使用附錄所提供之長期載重下梁及版適用之最大撓曲裂縫寬度計算公式。公式之參數除鋼筋應力外，包含側邊及底邊之保護層厚度、鋼筋量、鋼筋間距、混凝土乾燥收縮、混凝土拉力強度等，此公式可適用於抗壓強度在 60–100 MPa 之高強度混凝土。

最大裂縫寬度 w_{max} 之計算式為：

$$w_{max} = \frac{d-x_n}{D-x_n} w_D = 1.5 w_{av} \quad (15)$$

其中， d 為有效深度； D 為斷面深度； x_n 為中性軸深度； w_D 為鋼筋位置裂縫寬度； w_{av} 為平均裂縫寬度。

平均裂縫寬度 w_{av} 之計算式為：

$$w_{av} = l_{av} \varepsilon_{s,av} + l_{av} \varepsilon_{sh} \quad (16)$$

其中， l_{av} 為平均裂縫間距； $\varepsilon_{s,av}$ 為平均鋼筋應變； ε_{sh} 為混凝土乾縮應變。

平均裂縫間距 l_{av} 計算式：

$$l_{av} = 2 \left(c + \frac{s}{10} \right) + k \frac{\phi}{p_e} \quad (17)$$

其中， c 為保護層厚度，當側邊保護層 c_s 與底邊保護層 c_b 不同時， c 可取 $(c_s + c_b)/2$ ； s 為鋼筋中心距；當用於梁裂縫寬度計算時， $k=0.1$ 、版裂縫寬度計算時 $k=0.00025t$ ， t 為版厚，且 k 不大於 0.1； ϕ 為鋼筋直徑； p_e 為有效拉力鋼筋比， $p_e = A_s/A_{ce}$ ， A_s 為拉力鋼筋面積、 A_{ce} 為混凝土有效受拉面積。

2.3 日本規範 JSCE-2007

日本土木學會規範(JSCE-2007)建議以式(18)計算撓曲裂縫寬度 w ，式中考慮之參數包括鋼筋類別、鋼筋應力增量、保護層厚度、混凝土有效面積、鋼筋直徑、拉力鋼筋比及鋼筋層數等。

$$w = 1.1 k_1 k_2 k_3 \{4c + 0.7(c_s - \phi)\} \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} \left(\text{or } \frac{\sigma_{pe}}{E_p} \right) + \varepsilon'_{csd} \right] \quad (18)$$

其中， k_1 為鋼筋表面形狀對於裂縫寬度之影響係數，一般竹節鋼筋取 1.0、光面及預力鋼筋取 1.3； k_2 為混凝土品質對於裂縫寬度之影響係數，依式(19)計算； k_3 為拉力鋼筋層數之影響，可依式(20)計算， n 為拉力鋼筋層數； c 為保護層厚度 (mm)； c_s 為鋼筋中心距 (mm)； ϕ 為鋼筋直徑 (mm)； ε'_{csd} 為乾縮潛變造成之混凝土應變； σ_{se} 與 σ_{pe} 分別為鋼筋位置之混凝土應力為 0 至指定狀態之鋼筋應力增加量(N/mm²)。

$$k_2 = \frac{15}{f'_c + 20} + 0.7 \quad (19)$$

$$k_3 = \frac{5(n+2)}{7n+8} \quad (20)$$

根據其解說指出，撓曲裂縫之間距受鋼筋與混凝土間握裹之影響， k_1 係數即是考慮

鋼筋表面幾何對於握裹力之影響；而 k_2 係數是考慮混凝土強度對於握裹力之影響，混凝土強度較高可使裂縫寬度較小，但 k_2 不可小於 0.9。 ε'_{csd} 為混凝土乾縮和潛變對裂縫之影響，會受到構件斷面形狀、環境條件、應力等影響，針對不同的結構性能需求，如使用性及耐久性，提供不同之建議值。

該規範對於撓曲裂縫之查驗，允許在一般使用狀態下產生裂縫，但限制最大裂縫寬度不超過 0.3 mm。混凝土乾縮潛變之應變 ε'_{csd} 根據 JIS 試驗法測試，建議為 1000×10^{-6} ，若混凝土齡期在 30 至 200 天，則建議為 $300-450 \times 10^{-6}$ 。

三、試驗設置與結果

3.1 試驗設計

本研究進行 7 組懸臂梁試體，以保護層厚度及箍筋間距為主要變數，並調查分析過去研究之 22 組簡支梁試體及 3 組懸臂梁試體，主要變數包含箍筋間距、保護層厚度、混凝土強度、試體跨深比及鋼筋量，所有試體皆採用高強度混凝土(抗壓強度大於 70MPa)及高強度鋼筋(主筋降伏強度為 685MPa)。試體總計 32 組，分別由邱建國等人[10]進行 10 組試驗、林芳慶[11]進行 10 組試驗、陳少謙[11]進行 2 組試驗以及本研究所進行 7 組試驗，所有試體參數如表 5 所示，本研究試體斷面設計如圖 5 所示。

表 5 試體參數表

Spec.	N^*	C (mm)	S (cm)			f_c' (MPa)	f_y (MPa)	f_{yt} (MPa)	a/d	ρ (%)	ρ_s (%)	
			left	等撓曲段	right						left	right
2C15S	6	20	15(等剪力段)			70	685	785	3.5	1.94	0.42	
2C20T	6	20	20(等剪力段)			70	685	785	3.5	1.94	0.41	
3C15S	6	30	15(等剪力段)			70	685	785	3.5	1.98	0.42	
3C20T	6	30	20(等剪力段)			70	685	785	3.5	1.98	0.41	
4C15S	6	40	15(等剪力段)			70	685	785	3.5	2.01	0.42	
4C20T	6	40	20(等剪力段)			70	685	785	3.5	2.01	0.41	
5C15S	6	50	15(等剪力段)			70	685	785	3.5	2.04	0.41	
其他研究試體參數												
2C100	12	20	20	30	30	100	685	785	3.33	2.42	0.32	0.21
3C100	12	30	20	30	30	100	685	785	3.33	2.45	0.32	0.21
8H70	8	40	20	30	30	70	685	785	3.33	1.45	0.32	0.21
8H100	8	40	20	30	30	100	685	785	3.33	1.45	0.32	0.21
8N70	8	40	20	30	30	70	685	420	3.33	1.45	0.32	0.21

8N100	8	40	20	30	30	100	685	420	3.33	1.45	0.32	0.21
8NS100	8	40	無箍筋配置			100	685	-	3.33	1.45	-	-
12H70	12	40	20	30	30	70	685	785	3.33	2.17	0.32	0.21
12H100	12	40	20	30	30	100	685	785	3.33	2.17	0.32	0.21
12N70	12	40	20	30	30	70	685	420	3.33	2.17	0.32	0.21
12N100	12	40	20	30	30	100	685	420	3.33	2.17	0.32	0.21
12NS100	12	40	無箍筋配置			100	685	-	3.33	2.17	-	-
6W70	6	40	20	30	30	70	685	785	3.33	2.02	0.32	0.21
6H70	6	40	20	30	30	70	685	785	3.33	2.02	0.32	0.21
175R70	6	40	30			70	685	785	1.75	3.5	0.24	0.24
200R70	6	40	30			70	685	785	2	3.5	0.24	0.24
275R70	6	40	30			70	685	785	2.75	3.5	0.24	0.24
325R70	6	40	30			70	685	785	3.25	3.5	0.24	0.24
175R100	6	40	30			100	685	785	1.75	3.5	0.24	0.24
200R100	6	40	30			100	685	785	2	3.5	0.24	0.24
275R100	6	40	30			100	685	785	2.75	3.5	0.24	0.24
325R100	6	40	30			100	685	785	3.25	3.5	0.24	0.24

註： N^* 為拉力鋼筋根數； S 為剪力鋼筋之中心間距； c 為淨保護層厚度； f_y 為主筋之降伏強度； f_{yt} 為剪力鋼筋之降伏強度； a/d 為試體跨深比； ρ 為受拉力鋼筋與斷面比； ρ_s 為剪力鋼筋比。

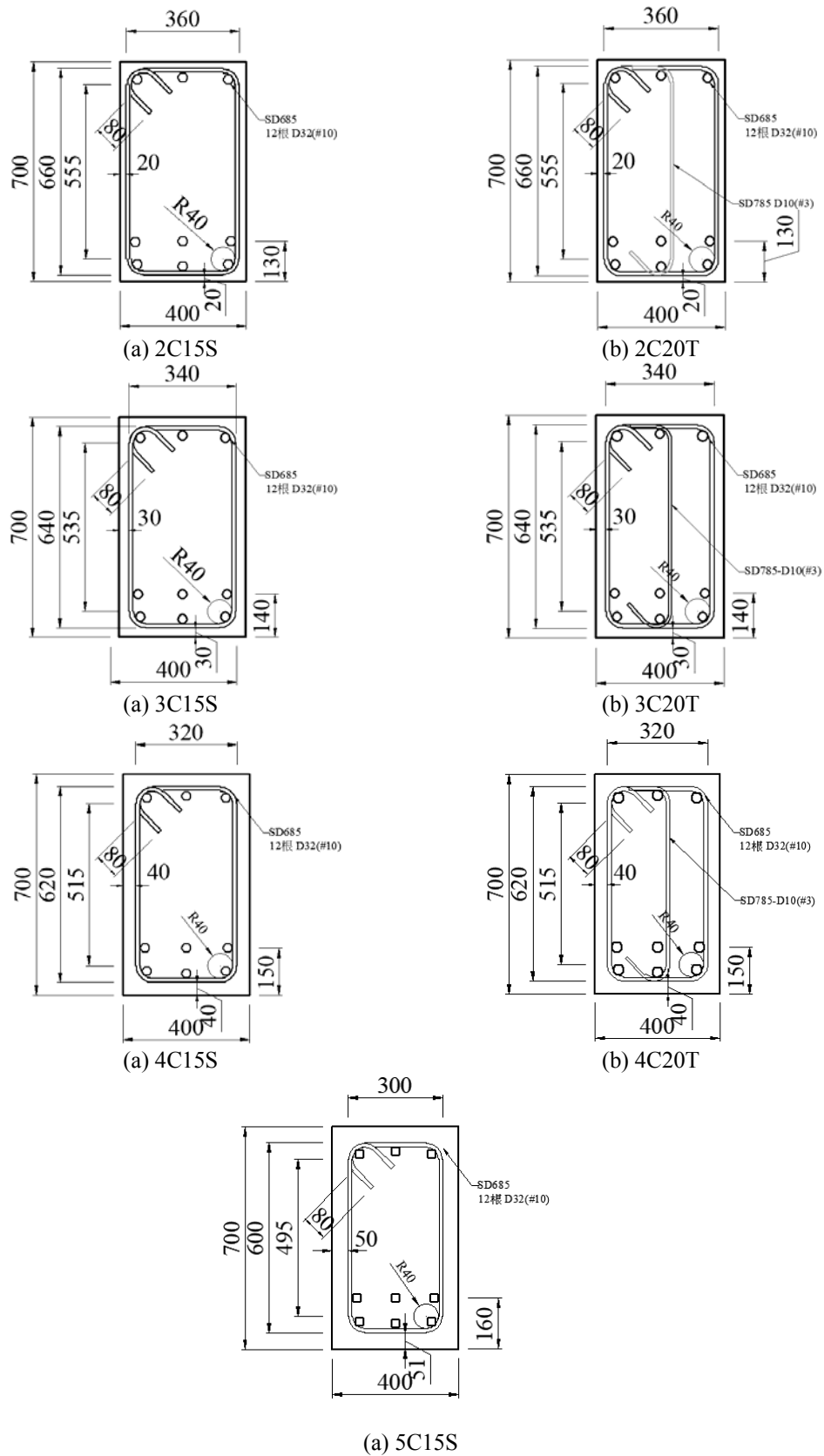


圖 5 試體斷面設計圖

3.2 試驗架設

七組懸臂梁試體採用單曲率懸臂梁構件試驗，其試驗裝置配置圖與實際配置圖情形

如圖 8、圖 9 所示。七組試體皆以直立方式進行架設，試體下部混凝土區塊為模擬懸臂梁固定端之邊界條件，製作試體時於下部混凝土區塊預留 10 個孔洞，使用十根預力鋼棒，每根鋼棒施加 50 噸之預力，將試體固定於反力地板上，後將反力牆上加上兩組側力轉換梁，再將兩組油壓伺服閥千斤頂裝於側力轉換梁上，最後再透過兩組側力轉換梁與上部混凝土區塊連接，透過總共四組的側力轉換梁來彌補試體與反立牆之間的距離落差，本試驗施加反覆逐漸增加之水平載重，以模擬懸臂梁承受剪力、彎矩之受力行為。

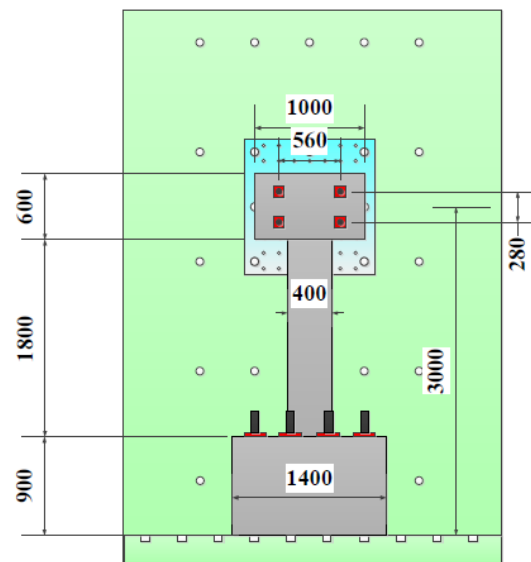


圖6 懸臂梁試體構架-前視圖

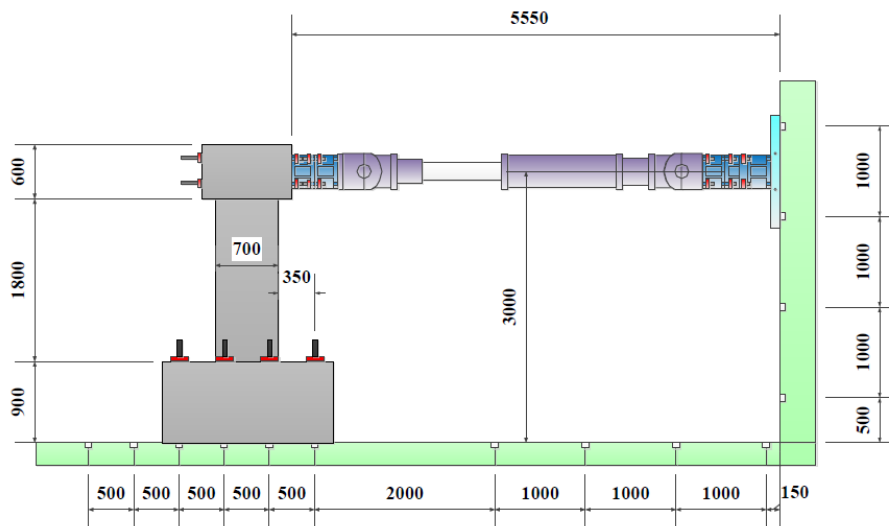


圖7 懸臂梁試體構架-側視圖

3.3 試驗方式

本研究試驗程序以位移控制方式進行，試驗施加之位移量由構件之變形角(Drift Ratio)所決定，其中變形角為施力點之水平位移與等剪力段之比值；本試驗的每個尖峰變形角分別為 0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1%、1.25%、1.5%、2%、3%、4%、6% 及 8%(如圖 10 所示)。當位移加載達到尖峰變形角後，於試體混凝土表面進行裂縫描繪、量測及拍照紀錄。完成以上工作後將力量卸載歸零，重複前述之工作。

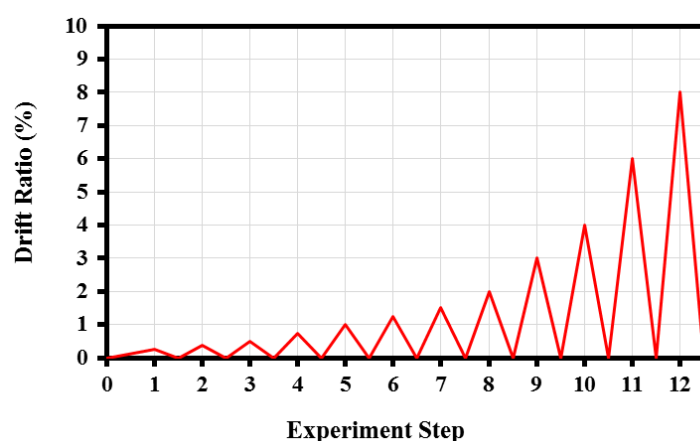


圖8 試驗施載程序圖

四、結果分析與討論

4.1 平均裂縫間距比較

目前各國對於撓曲裂縫進行預測公式，皆可分為兩部分，關於鋼筋應變與裂縫間距之評估，本研究比較實際試驗所得之撓曲裂縫間距與各國規範間的差異，各國規範之計算方式如表 6 所示。先就鋼筋應力與撓曲裂縫最大寬度之關係而言，由圖 11 可知，當裂縫寬度最大值小於 0.6 mm 時，鋼筋應力仍小於其規定降伏強度，而且二者呈現明顯線性關係。

本研究由簡支梁試體之等彎矩段及懸臂梁試體之塑性角區域來觀察撓曲平均裂縫間距與變形角之關係，由圖 12 可知，即便試體之保護層厚度及箍筋間距不同，隨著變形角之增加，平均間距會趨於定值而呈現穩定，此與文獻所示符合，且當平均間距穩定後裂縫寬度則開始隨鋼筋應力而增加。

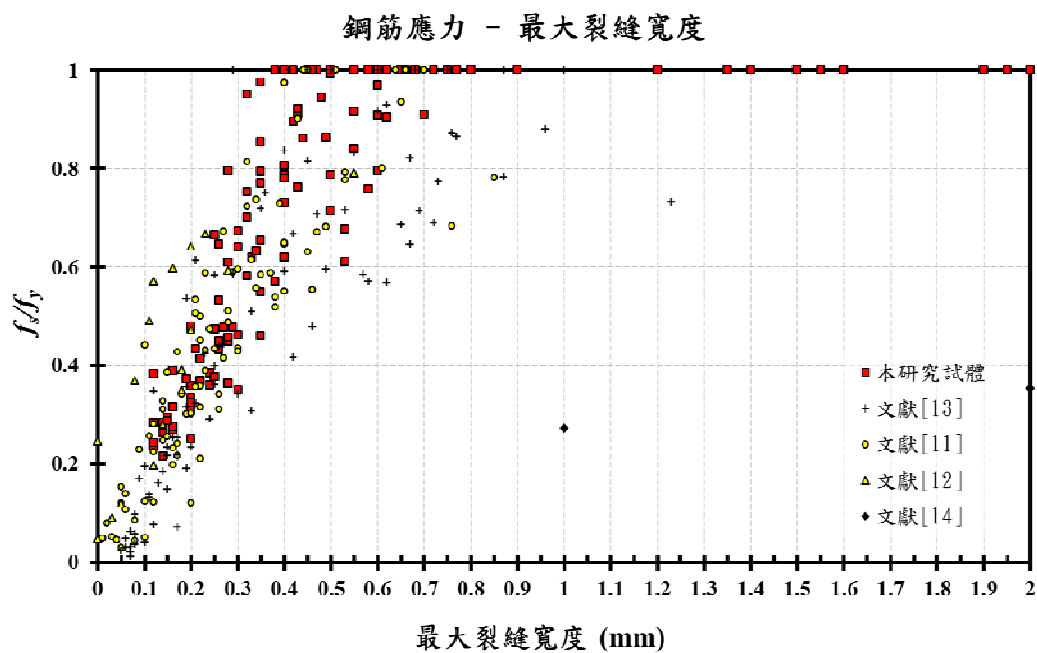
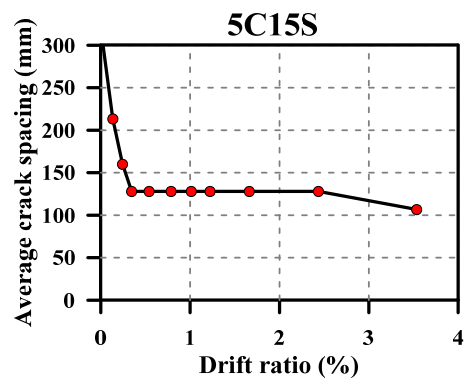
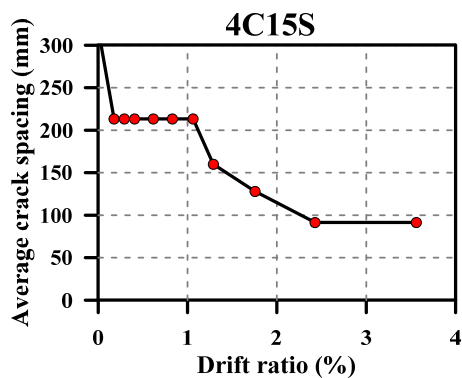
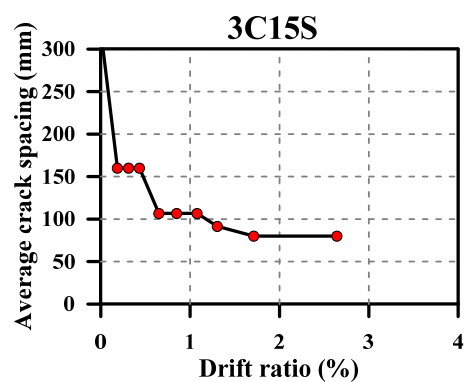
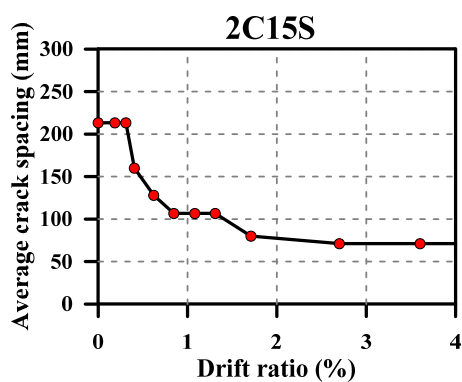


圖11 鋼筋應力與撓曲裂縫最大寬度之關係



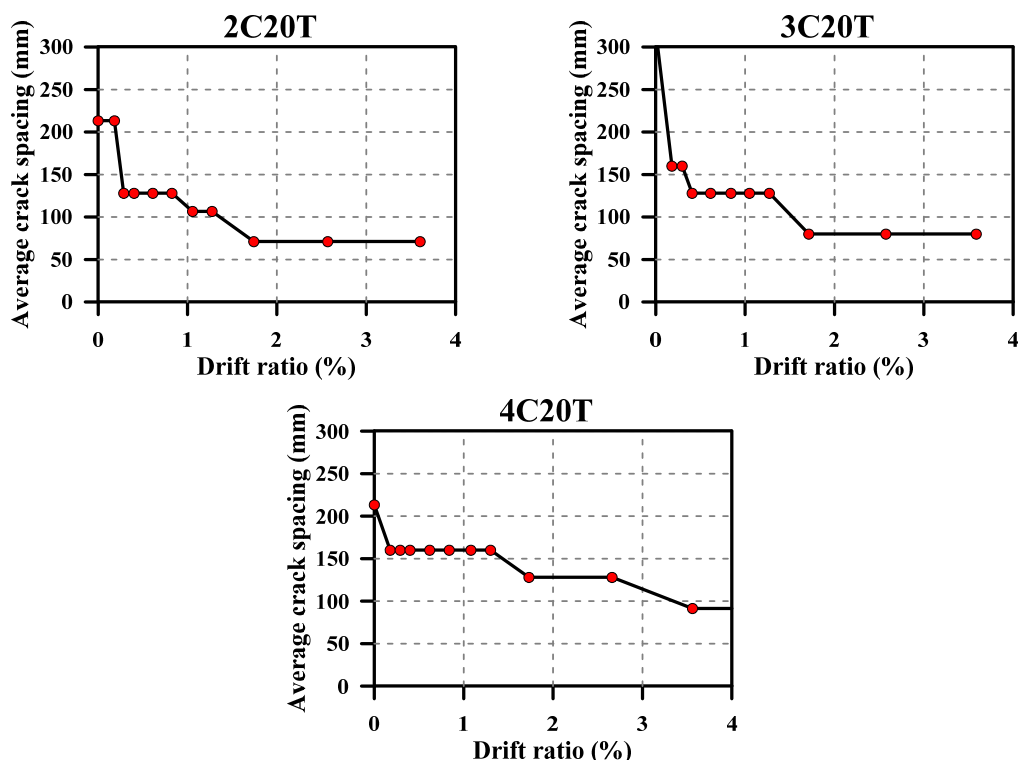


圖12 撓曲裂縫平均間距與變形角之關係

本研究之平均裂縫間距計算方式，依簡支梁試體以及懸臂梁試體而有不同的計算方式，若是簡支梁試體則為將等彎矩段長度除以裂縫數量，而懸臂梁試體則是取試體下部 1.5D 之範圍作為塑角區，將塑角區長度除以該區域的裂縫數量，計算所得即為平均裂縫間距之試驗值。平均裂縫間距在不同變形角下之發展如圖 12 所示，此章節將以穩定後之平均裂縫間距與各國規範之建議值進行比較。

而各國規範中日本 JSCE-2007、歐洲 EuroCode 2 及 CEB-FIP Model Code 2010 所提供之建議公式為最大裂縫間距預測式，在此以美國 ACI-318 中最大與平均裂縫間距因子之比值(=2.0/1.5)作為放大係數以便進行比較。比較結果如圖 13-17 圖所示。

表 6 各國規範建議之裂縫間距計算式

規範名稱	類型	建議公式
美國 ACI-318-14	平均值	$1.5 \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s}{2}\right)^2}$
日本 AIJ-2010 附錄	平均值	$2 \left(\frac{C_b + C_s}{2} + \frac{s}{10} \right) + 0.1 \frac{\phi}{\rho_e}$
日本 JSCE-2007	最大值	$1.1 k_1 k_2 k_3 \{4c + 0.7(c_s - \phi)\}$
歐洲 EuroCode 2	最大值	$k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}$
歐洲 CEB-FIP Model Code 2010	最大值	$2 \left(k \cdot c + \frac{1}{4} \cdot \frac{f_{ctm}}{\tau_{bms}} \cdot \frac{\phi_s}{\rho_{s,ef}} \right)$

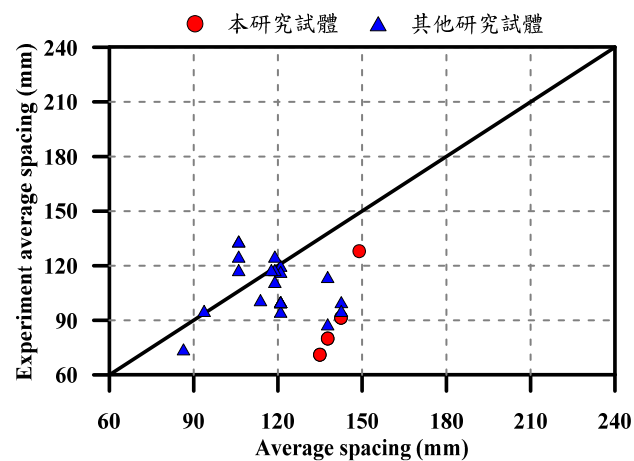


圖13 ACI 318-14平均裂縫間距建議值與實驗值比較

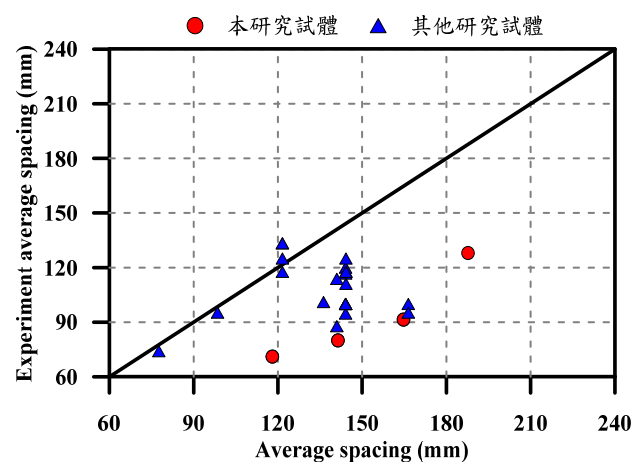


圖14 AIJ-2010平均裂縫間距建議值與實驗值比較

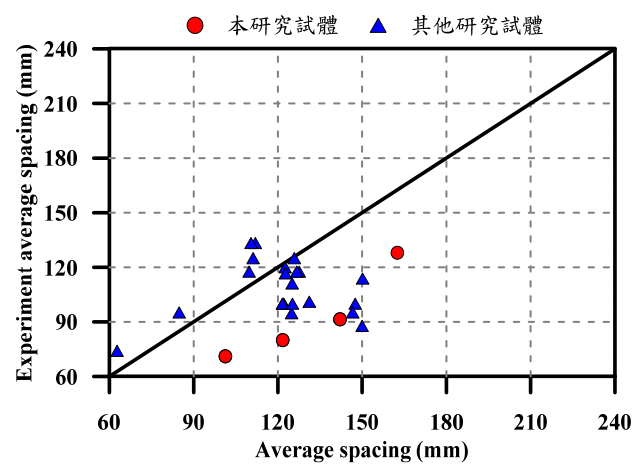


圖15 JSCE-2007平均裂縫間距建議值與實驗值比較

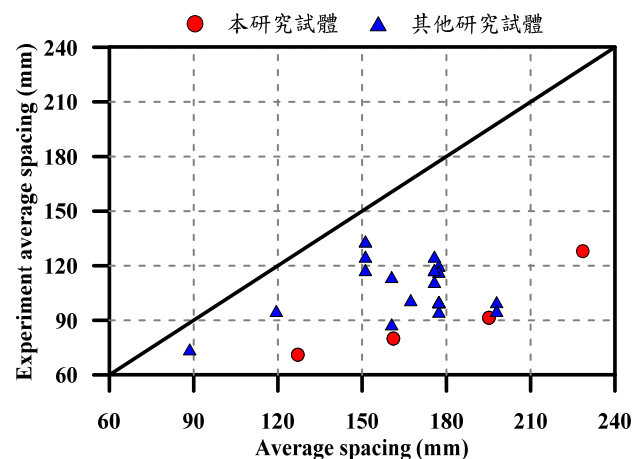


圖16 Eurocode 2平均裂縫間距建議值與實驗值比較

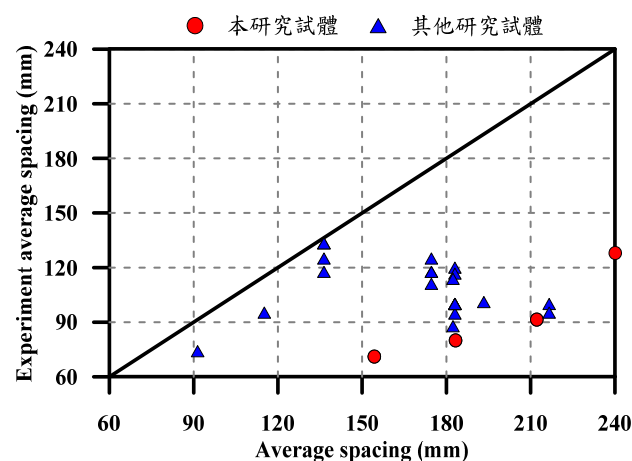


圖17 CEB-FIP Model Code 2010平均裂縫間距建議值與實驗值比較

依比較結果可知，AIJ-2010、Eurocode 2、CEB-FIP Model Code 2010 之計算結果多為保守，而至於我國規範目前所採用之 ACI-318，若原依文獻[7]所述，應取 d_1^* 與 d_2^* 之較大值計算裂縫間距，但目前規範認定 d_2^* 為控制要項，導致有部分試體之結果落於不保守區域，因此本研究依試體斷面之 d_1^* 與 d_2^* 的較大者重新計算裂縫間距，結果如圖 18 所示，修正後之各試體結果皆為保守。

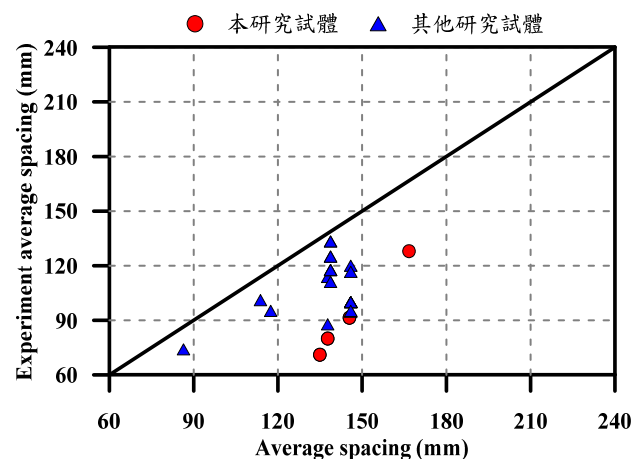


圖18 修正之ACI 318-14平均裂縫間距建議值與實驗值比較

4.2 撓曲裂縫寬度比較

本節將配合實驗之最大應力與最大裂縫寬度進行各國撓曲裂縫寬度建議值之比較。各最大撓曲裂縫計算方式如表 7 所示，比較結果如圖 19 - 圖 23 所示。

表 7 各國規範建議之最大裂縫寬度計算公式

規範名稱	建議公式
美國ACI-318-14	$w_{max}=2\frac{f_s}{E_s}\beta\sqrt{d_c^2+\left(\frac{s}{2}\right)^2}$
日本AIJ-2010附錄	$w_D=1.5(\varepsilon_{s,av}+\varepsilon_{sh})\cdot\left\{2\left(c+\frac{s}{10}\right)+k\frac{\phi}{p_e}\right\}\cdot\beta$
日本JSCE-2007	$w_{max}=1.1k_1k_2k_3\{4c+0.7(c_s-\phi)\}\left[\frac{\sigma_{se}}{E_s}\left(or\frac{\sigma_{pe}}{E_s}\right)+\varepsilon'_{csd}\right]$
歐洲EuroCode 2	$w_{max}=\left(k_3c+k_1k_2k_4\phi/\rho_{p,eff}\right)(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm})\cdot\beta$
歐洲 CEB-FIP Model Code 2010	$w_{max}=2\left(k\cdot c+\frac{1}{4}\cdot\frac{f_{ctm}}{\tau_{bms}}\cdot\frac{\phi_s}{\rho_{s,ef}}\right)\cdot(\varepsilon_{sm}-\varepsilon_{cm}-\varepsilon_{cs})\cdot\beta$

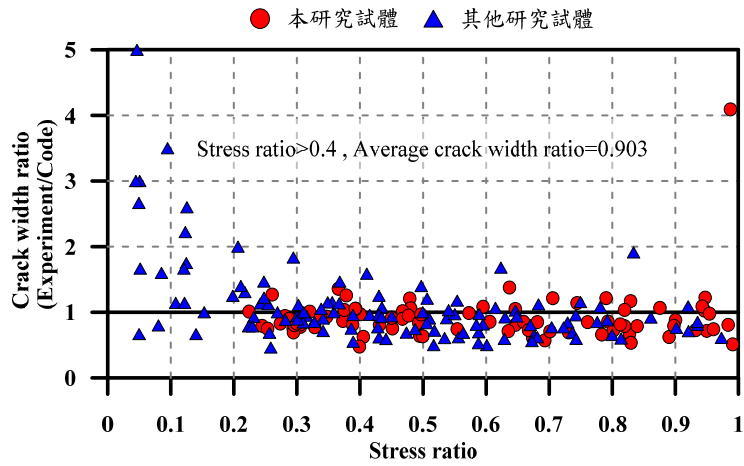


圖 19 ACI 318-14 裂縫寬度建議值與實驗值比較

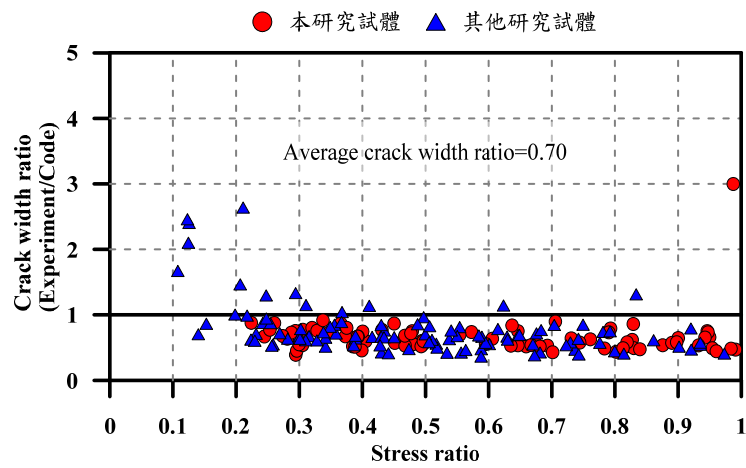


圖 20 AIJ-2010 裂縫寬度建議值與實驗值比較

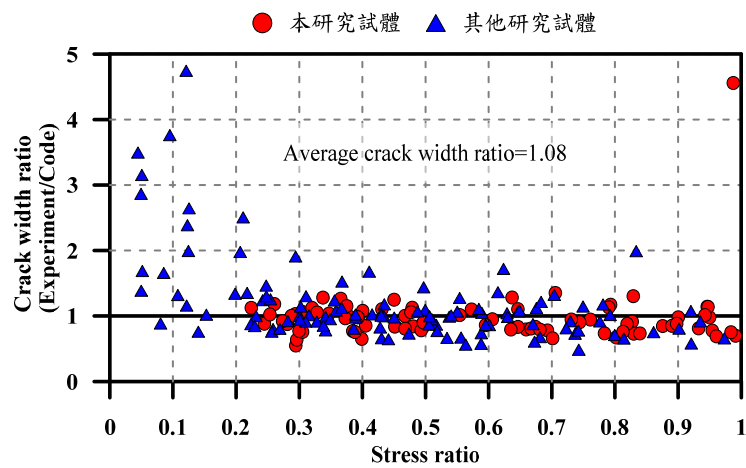


圖 21 JSCE-2007 之裂縫寬度建議值與實驗值比較

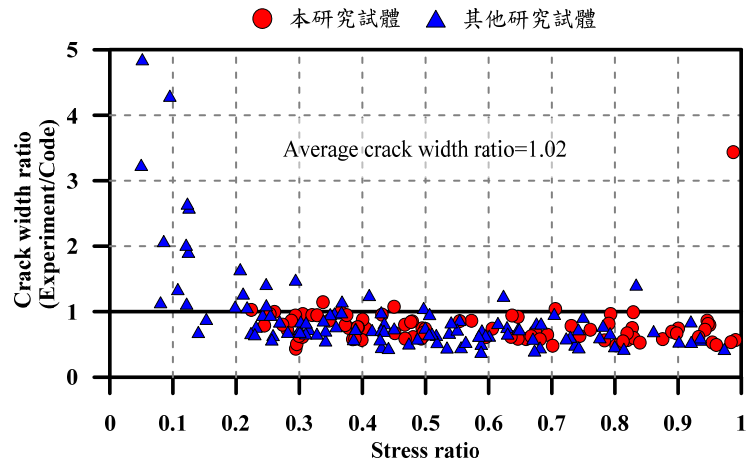


圖 22 Eurocode 2 之裂縫寬度建議值與實驗值比較

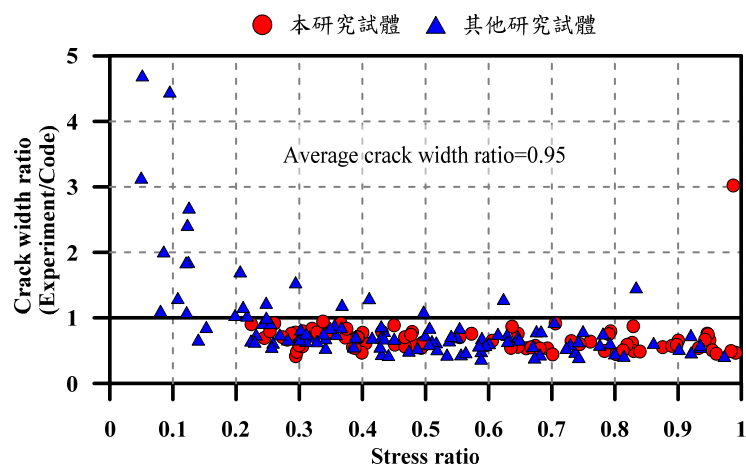


圖 23 CEB-FIP Model Code 2010 之裂縫寬度建議值與實驗值比較

實驗值與各國規範建議值之比較結果，AIJ-2010 之平均值均偏保守，而其餘規範之精確度則十分良好，其中 ACI-318-14 依文獻對裂縫間距進行修正後，結果如圖 24 所示，修正後結果較之前更為保守。此外，各預測式皆隨著鋼筋應力增加而越趨準確；然而，亦可由比較結果得知，當鋼筋應力愈小時，因撓曲裂縫間距尚未趨於穩定，而造成各規範均有低估裂縫寬度之現象。依照文獻所提供之低應力修正方式，在鋼筋應力小於 $0.4f_y$ 時，取 $0.4f_y$ 作為鋼筋應力進行裂縫寬度之計算，再對 ACI 318-14 進行修正，結果如圖 25 所示，修正後之裂縫寬度平均比值(實驗值與規範計算值之比值)為 0.72，整體結果趨向保守。

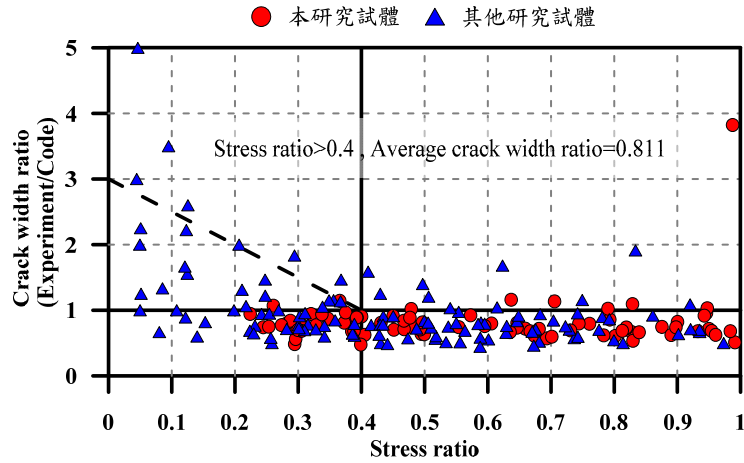


圖 24 ACI 318-14 裂縫寬度計算值(對裂縫間距進行修正)與實驗值比較

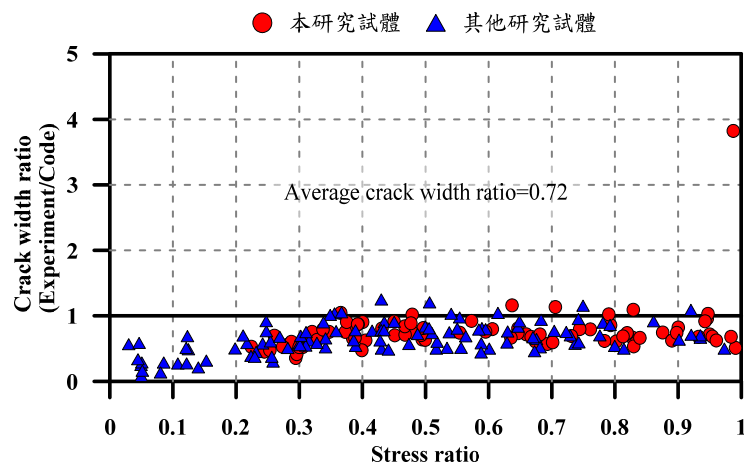


圖 25 ACI 318-14 裂縫寬度計算值之低應力狀態修正與實驗值比較

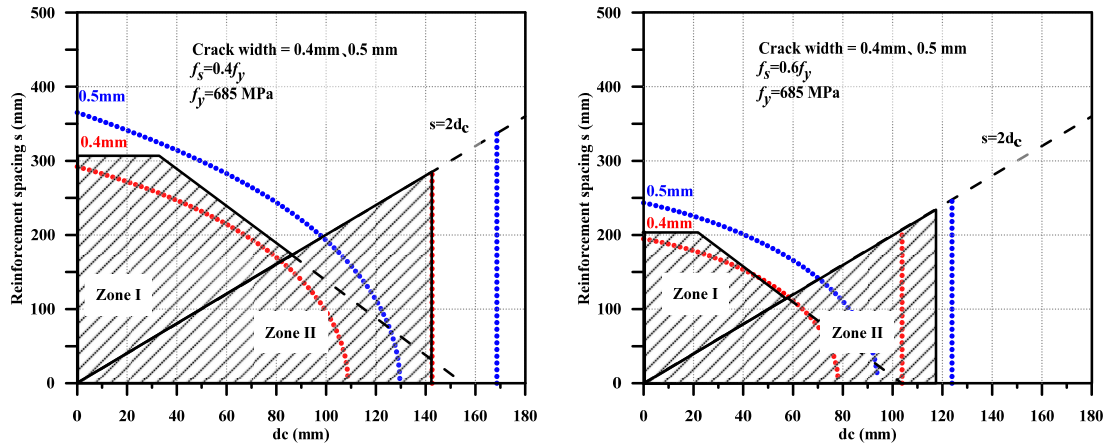
$$C_c \leq \left(\frac{0.4}{\sqrt{2}} \cdot \frac{E_s}{f_s} + \left(\frac{1270}{8} \right)^2 \right)^{1/2} - \frac{1270}{8} \quad (21)$$

由上述結果可知，在 s 之選取項大於 2 倍 C_c 時，撓曲裂縫之控制仍可採取 ACI-318-14 所建議之公式，而在 s 之選取項小於 2 倍 C_c 時，則須滿足式(21)之混凝土保護層厚度限制，且在上述規定中，然而若鋼筋應力小於 $0.4f_y$ 時，則須以 $0.4f_y$ 代入限制公式中。

鋼筋應力分別為 $0.4f_y$ 及 $0.6f_y$ 為例時，由圖 26 可知，若依上述之限制，則可以將撓曲裂縫寬度控制在 0.4-0.5mm 之範圍內，其中式(21)可簡化為式(23)，結果如圖 27 所示仍可將裂縫控制在 0.4-0.5mm 之範圍內。綜合以上結果，本研究建議之撓曲裂縫限制式如式(22)及式(23)所示，用以限制在使用載重下之最大撓曲裂縫寬度，並限制 f_s 之最小值為 $0.4f_y$ 。

$$s \leq \max \left\{ \min \left[380 \frac{280}{f_s} - 2.5C_c, \frac{300 \times 280}{f_s} \right], 2C_c \right\} \quad (22)$$

$$C_c \leq 192 - 124 \times \frac{f_s}{f_y} \quad (23)$$



(a)鋼筋應力取 $0.4f_y$

(b)鋼筋應力取 $0.6f_y$

圖26撓曲裂縫控制公式

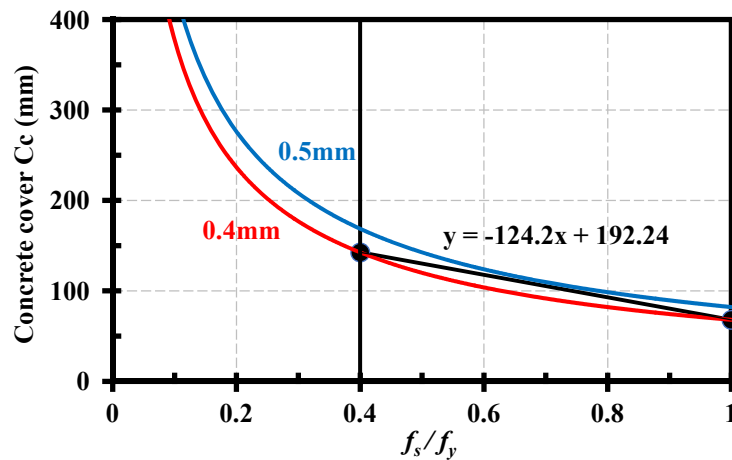


圖27 C_c 限制曲線及簡化式

五、結論

本研究共進行七組單曲率懸臂梁試驗，另調查分析 22 組簡支梁試體及 3 組懸臂梁試體，均屬高強度鋼筋混凝土構件。經實驗結果與各國規範之分析比較，本研究與撓曲裂縫相關之結論如下所述：

針對高強度鋼筋混凝土梁構件之撓曲裂縫控制，本研究建議之撓曲裂縫限制式如下

列所示，用以限制在使用載重下之最大撓曲裂縫寬度，並限制 f_s 之最小值為 $0.4f_y$ 。

$$s \leq \max \left\{ \min \left[380 \frac{280}{f_s} - 2.5C_c, \frac{300 \times 280}{f_s} \right], 2C_c \right\}$$

$$C_c \leq 192 - 124 \times \frac{f_s}{f_y}$$

參考文獻

- [1] Hwang, S. J. and Lin, K. C. (2010) Research and Development of New-RC System in Taiwan, NCREE, Taipei, Taiwan.
- [2] AIJ. (2004) Guidelines for Performance Evaluation of Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings (Draft), Tokyo, Japan, Architectural Institute of Japan.
- [3] 邱建國、林芳慶、陳少謙及紀凱甯(2015) 考慮構件剪力跨深比影響之高強度鋼筋混凝土梁剪力裂縫控制，結構工程，30(3)，pp.5-26。
- [4] ACI. (2014) Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, Farmington Hills, American Concrete Institute (Committee 318).
- [5] AIJ. (2010) Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures, Tokyo, Japan, Architectural Institute of Japan.
- [6] JSCE. (2007) Standard Specifications for Concrete Structures, Design, Tokyo, Japan, Japan Society of Civil Engineers.
- [7] Robert J. Frosch (1999) Another Look at Cracking Control in Reinforced Concrete, ACI Structural Journal, May-June., Title no. 96-S49.
- [8] ACI. (2002) Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, Farmington Hills, American Concrete Institute (Committee 318).
- [9] ACI. (2005) Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, Farmington Hills, American Concrete Institute (Committee 318).
- [10] 邱建國、陳崇慶、林芳慶及紀凱甯 (2014) 實尺寸高強度鋼筋混凝土梁之剪力裂縫行為研究，結構工程，29(4)，pp.19-43。
- [11] 林芳慶 (2014)。高強度鋼筋混凝土梁之剪力裂縫控制研究。碩士論文。國立台灣科技大學營建工程研究所，台北市。
- [12] 陳少謙 (2015)。高強度鋼筋混凝土梁之裂縫控制研究。碩士論文。國立台灣科技

大學營建工程研究所，台北市。

- [13] 陳崇慶 (2013)。高強度鋼筋混凝土梁之剪力裂縫行為研究。碩士論文。國立台灣科技大學營建工程研究所，台北市。
- [14] 黃澤誠(2014)。高強度鋼筋混凝土梁撓曲構件在不同剪力筋型式下往覆載重行為，碩士論文，國立台灣科技大學營建工程研究所，台北市。
- [15] 何柏霆 (2017)。高強度鋼筋混凝土梁之裂縫控制研究。碩士論文。國立台灣科技大學營建工程研究所，台北市。