

鋼筋混凝土柱火害後之耐震行為曲線研究

Lateral Load Deflection Curves for Post-Fire RC Column

劉光晏^{1*} 林峻立² 賴瑞安² 林秉緯² 李其忠³ 黃世建⁴ 雷明遠⁵ 蔡綽芳⁶

¹ 國立成功大學土木工程學系 副教授

² 國立成功大學土木工程學系 研究生

³ 內政部建築研究所 副研究員

⁴ 國家實驗研究院國家地震工程研究中心 主任

⁵ 內政部建築研究所 研究員

⁶ 內政部建築研究所安全防災組 組長

Email: kyliau@gs.ncku.edu.tw

摘要

本研究進行鋼筋混凝土柱受火害後進行反覆載重實驗之曲線研究，以了解在混凝土柱受火害後在地震下之側力與位移行為。實驗試體設計包括 1 組未火害反覆載重實驗之對照組，實驗組為 3 組受火害後之反覆載重實驗，變數為不同之軸壓比，分別為 0.1、0.2 及 0.3。實驗結果顯示，試體側向強度隨著軸壓越大及火害延時越長而下降，在強度點前之降伏勁度下降，並在火害後之試體之遲滯迴圈中可發現有握裹滑移引致的迴圈束縮 (pinching) 情況。本研究根據試體所量測之側力-位移遲滯迴圈圖，並搭配 TEASPA 程式可獲得未受火害之側推曲線進行比較，分析結果顯示，火害後需考慮對材料模式之影響，進行參數設定上之修正，以合理掌握實驗之側力-位移遲滯迴圈的包絡線。

關鍵字：鋼筋混凝土柱、火害、耐震能力

一、前言

火災與地震多年來一直是都市建築物(包含鋼筋混凝土建築及鋼構建築)損壞與破壞的主要原因，近年來，內政部建築研究所已針對鋼筋混凝土造建築與鋼構造建築之構件與構架有系統地進行火害中的實驗與研究，並已獲致豐碩之成果，但是，國內外研究尚缺少探討受到火災高溫影響後的建築物，其火害後的結構耐震性能評估。建築物在火災後，其材料性質受到高溫影響，造成建築物之構件(如柱、梁)之強度降低，因而使得建築物之耐震能力下降，國內外產學界對於建築物火害後之耐震能力折減，尚未建立有系統的方法來解決此一重要課題。因此，為了正確評估火害後建築物之耐震能力，以為日後火害後建築物之耐震補強提供正確資訊，故應先進行火害後建築物之結構耐震性能評估的研究，以提供建築物耐火與耐震設計實務之參考。

二、研究方法

本研究共製作 4 座鋼筋混凝土單柱試體，如表 1 所示。第 1 座為對照組，未進行梁柱樓板複合實驗爐之加載加熱實驗，僅進行靜態反覆載重實驗。第 2~4 座為實驗組，各

試體於梁柱樓板複合實驗爐先完成加載，分別承受 225 kN (軸壓比 0.1)、450 kN (軸壓比 0.2)、675 kN (軸壓比 0.3)，再依照 CNS 12514 之標準升溫曲線燃燒，結束後再依原軸力進行靜態反覆載重實驗。

2.1 試體製作

本研究試體在內政部建築研究所台南防火實驗室外的停車場空地進行組模、綁紮及混凝土灌漿作業，並採用直立式的施工方式，將試體分兩部分施工，第一部分為基礎施作，第二部分為柱身及柱頭施作。

本研究在試體內設置應變計及熱耦計兩種監測儀器，因應變計不耐高溫，因此只在無受火試體內設置，設置位置如圖 1 所示，熱耦計部分則採用 K 型熱耦計，其可測溫度範圍介於 0 至 1250°C，且為了避免加熱時，混凝土內部材料如氫氧化鈣脫水造成熱耦計兩條電路間產生短路，故採用外部材質為不鏽鋼、直徑 1.6 mm 的熱耦計，其內部有高純度的細緻氧化物以作為隔絕材料，測溫點如圖 2 所示。

2.2 實驗布置

(1) 火害實驗

本研究在內政部建築研究所防火實驗中心之梁柱樓板複合實驗爐，進行加載加熱實驗，如圖 3 所示。因本研究主要著重於鋼筋混凝土柱受火害後柱塑鉸及材料強度之弱化行為，故僅柱身段受火，柱頭以及基礎部分則以 7.5 cm 厚之防火棉包覆。

(2) 反力牆反覆載重實驗

本實驗於試體上方架設鋼梁、油壓千斤頂及荷重計，垂直方向施加與火害實驗相同之軸力，水平方向則使用一支高性能制動器施加側向力，以位移控制反覆側推柱頂位移達指定的層間位移角，除未火害試體使用應變計監測外，並搭配 NDI Maker 監測，如圖 4 及圖 5 所示。

2.3 實驗規劃

(1) 火害實驗

如表 1 所示。三座試體先各別施加不同軸力持壓 10 分鐘後，再依 CNS12514 標準升溫曲線進行加熱實驗，如圖 6 所示。

(2) 反力牆反覆載重實驗

本實驗共有四座試體，兩座試體於柱頂施加軸力 22.5tf(0.1fcAg)，一座施加 45tf(0.2fcAg)、最後一座施加 67.5tf(0.3fcAg)，再以位移控制反覆側推柱頂位移達指定的層間位移角(位移/柱高)。分別為：0.25、0.375、0.5、0.75、1、

1.5、2、3、4、5、6、7、8%。每個位移角實施三個周次，如圖 7 所示。並在每一層間位移角倍數移至第三迴圈正向及逆向峰值時暫停試驗，觀察柱身發展之裂縫，並以紅筆標記正向裂縫、綠筆標記逆向裂縫。

表 1 試體實驗參數設定

組別 試體名稱	第 1 組 CNF	第 2 組 CF1	第 3 組 CF2	第 4 組 CF3
軸力比	0.1	0.1	0.2	0.3
軸力 (tf)	22.5	22.5	45	67.5
加熱時間 (hr)	-	2	3	3

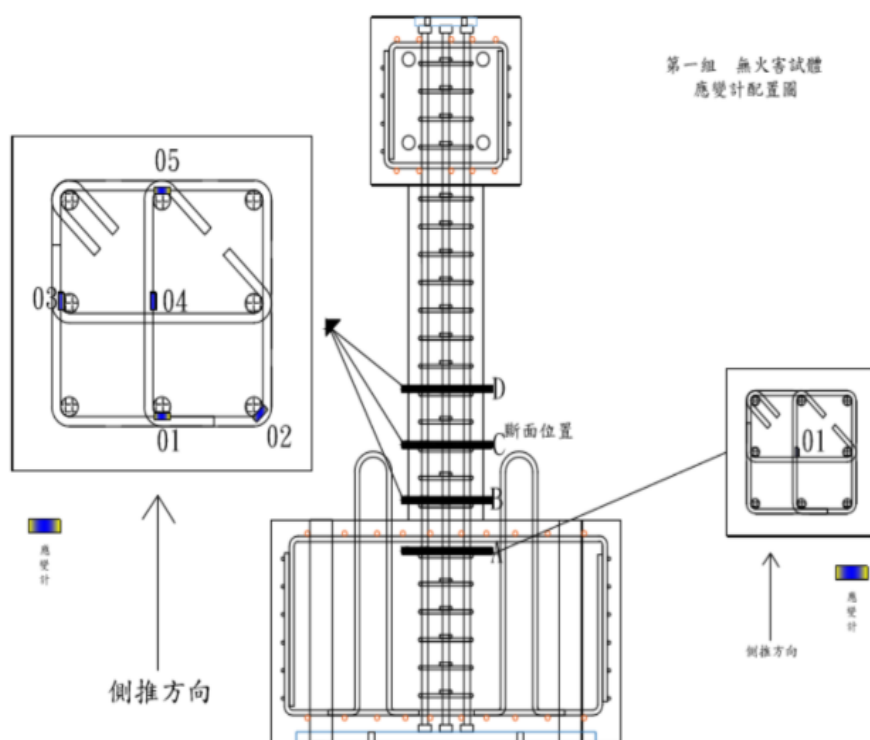


圖 1 混凝土單柱應變計配置圖

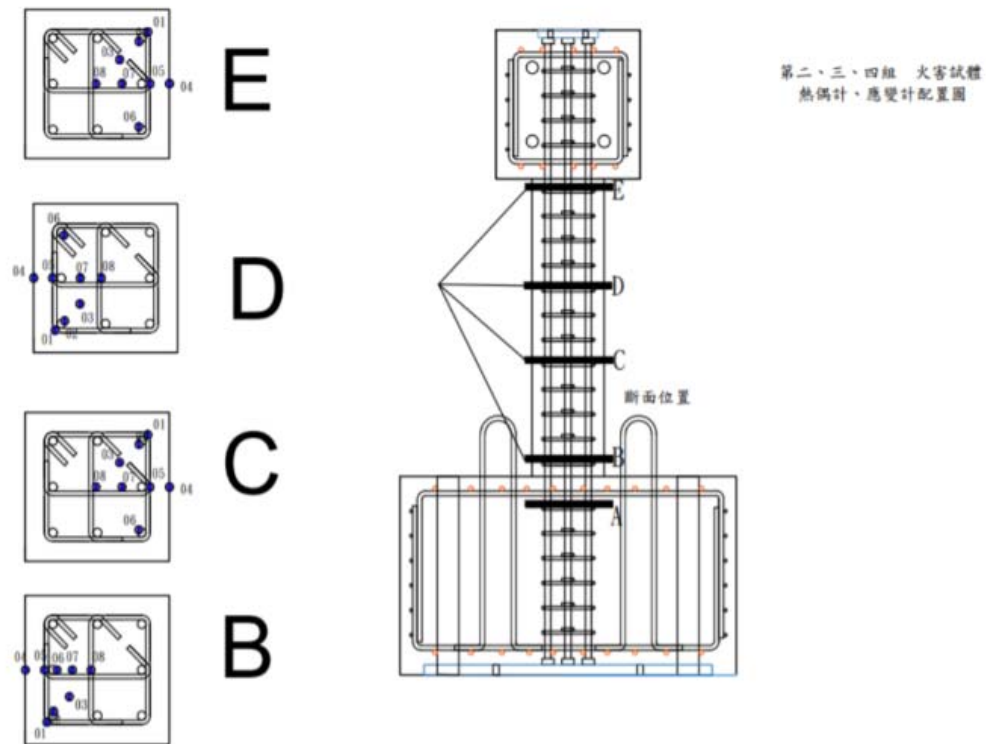


圖 2 混凝土單柱熱耦計配置圖



圖 3 火害實驗試體安裝配置情形

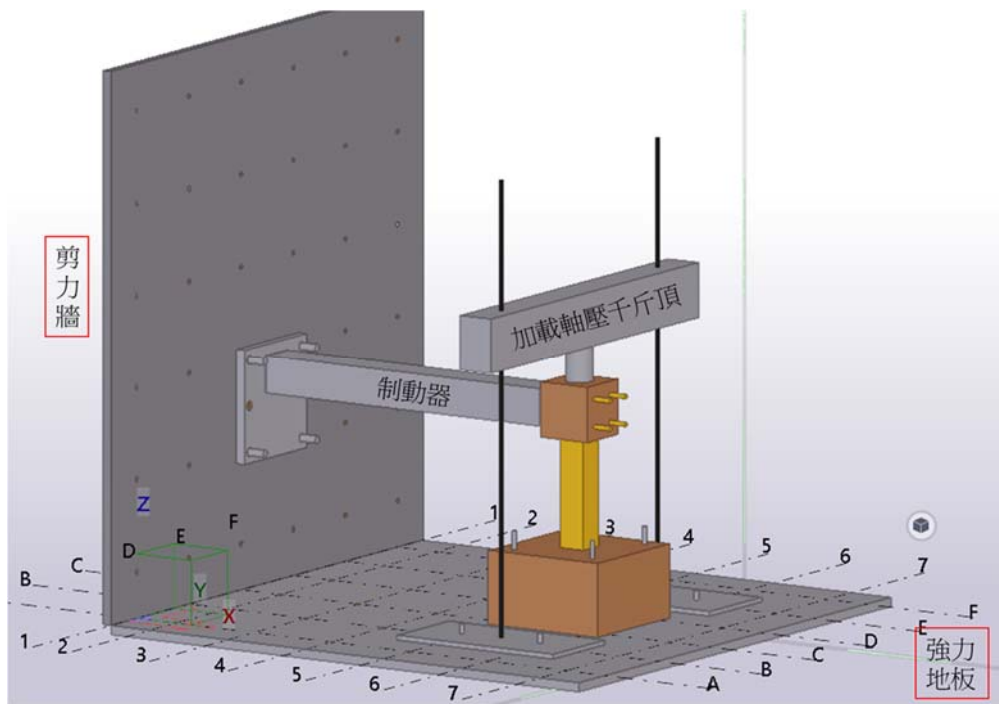


圖 4 反力牆反覆載重實驗試體安裝配置情形



圖 5 反力牆反覆載重實驗試體安裝配置情形

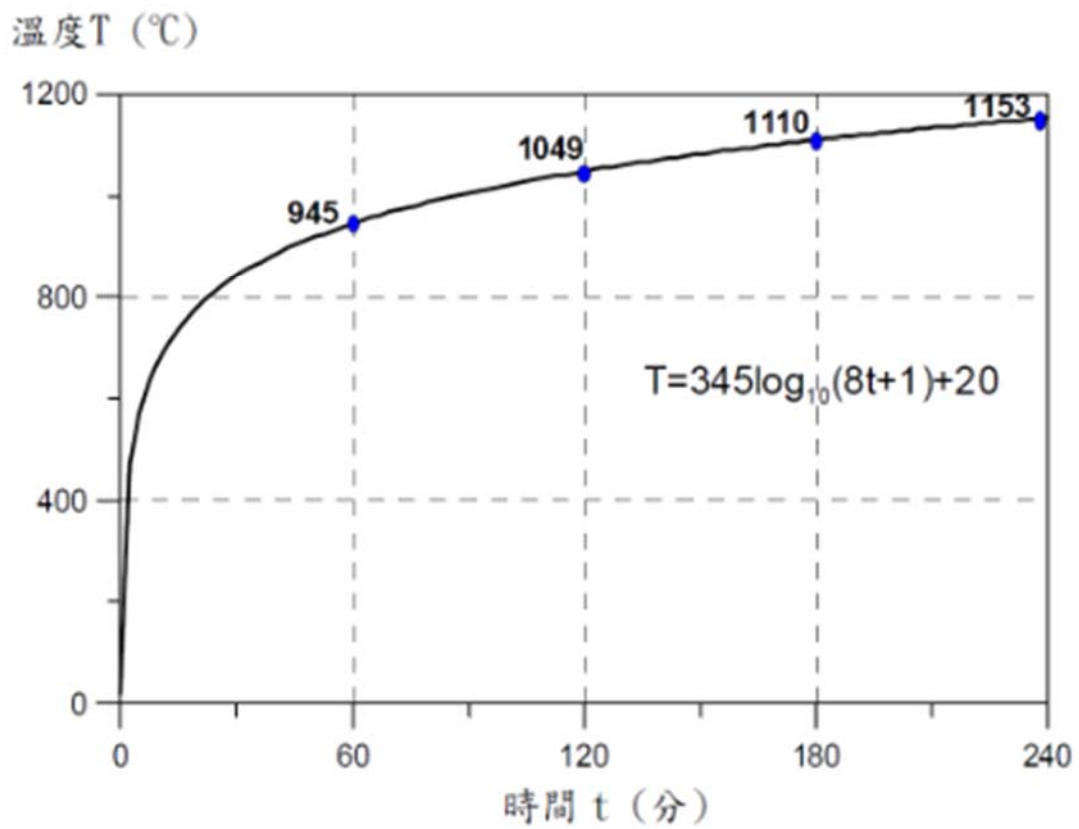


圖 6 CNS12514 標準升溫曲線

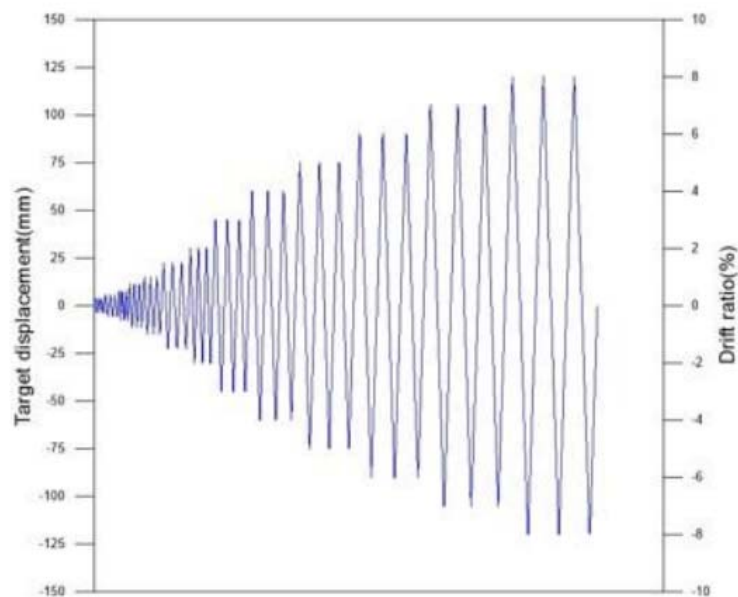


圖 7 位移控制歷時圖

三、實驗結果與討論

(1) 高溫爐加載加熱實驗

各試體升溫曲線圖如圖 8 至圖 10，各試體溫度上升速率皆保持穩定，除 CF1 於 90 分鐘時因柱頭棉花掉落造成測溫點遮蔽因此溫度有下降的現象產生，而各試體之測溫點最高溫可參考表 2 所示，可發現 CF2 與 CF3 都是三小時，CF3 溫度皆高於 CF2，再由圖 9 及圖 10 之實際爐溫之數據，可推斷因爐內測溫棒經兩次實驗後測溫探頭前有些許碳化之物質，導致最後一次實驗測得之溫度稍低，因此實驗當下要使爐內測溫點之溫度追上 CNS12514 之升溫曲線，有將溫度上拉，因此造成我們所設置之測溫點所監測到的溫度較高。

(2) 反力牆反覆載重實驗

各試體之側力-位移之遲滯迴圈圖如圖 11 至圖 14 所示，而各試體之最大側力及所對應之位移，可參考表 3 所示。由圖及表可知，圖可發現與 ETABS 側推分析結果比較，除了 CNF 無火害受靜態測力加載者，其餘有受火害之試體降伏勁度明顯下降許多，並且最大強度皆無 CNF 高。圖 11 顯示，TEASPA 可有效預測無火害試體 CNF 之包絡線。圖 12 至圖 14 中須特別聲明，CF1、CF2、CF3 之 ETABS 分析結果均代表假設該柱無火害之分析值，並非火害後再反覆側推之實驗值。整體而言，破壞模式仍為撓曲破壞，但是火害後鋼筋與混凝土之間的握裹力遭到破壞，CF1、CF2、CF3 試體的遲滯迴圈中可發現有握裹滑移引致的迴圈束縮(pinching)情況，如圖 15 所示。

觀察四座試體之裂縫發展由圖 16 所示，在強度點上 CF1、CF2、CF3 之裂縫大小及數量較對照組 CNF 大及多，是因試體火害後就原有裂縫的產生，並且在反覆載重情況下，由這些原有裂縫繼續發展下去因此造成前期強度的降低，並在實驗目標 8%之情況可發現塑鉸區皆有上移的現象並且隨著軸壓的上升，試體的垂直裂縫也相較於低軸壓情況下嚴重。

圖 17 至 20 為使用實驗數據搭配國家地震中心開發之軟體 TEASPA 3.1 版所分析之數值。以 CF2 為例，地點假設位於新北市新店區且根據校舍結構耐震評估與補強技術手冊之算法可得 CF2 之性能目標地表加速度值為 0.13 與軟體分析之值 0.128 比較，可知軟體參數設定應屬合理。由表 4 可知依據 475 年回歸期設計地表加速度 A_T 值為 0.24g，CDR(容量需求比)則為 A_p/A_T 之比值若大於 1 則代表不需補強，小於 1 則需進行補強，由表可知 CNF 及 CF1 不需進行補強，CF2 及 CF3 則在火害後需要進行補強，由此可推斷火害延時越長及軸壓越大會造成性能目標地表加速度的衰減。

CF1 試體升溫曲線圖

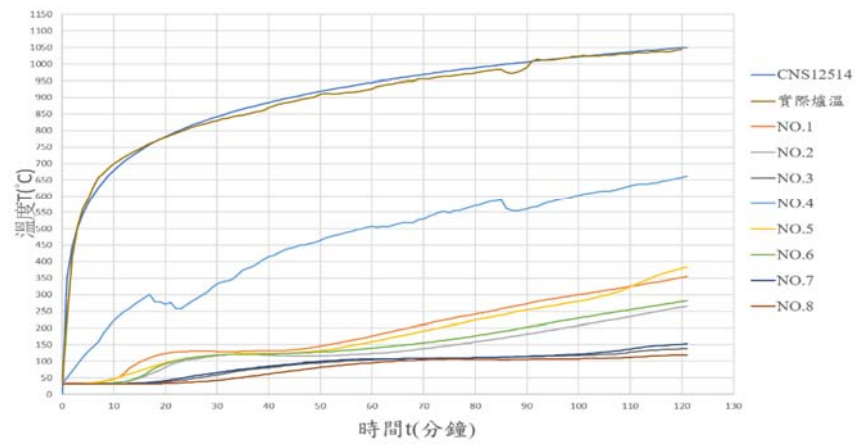


圖 8 CF1 試體升溫曲線

CF2 試體升溫曲線圖

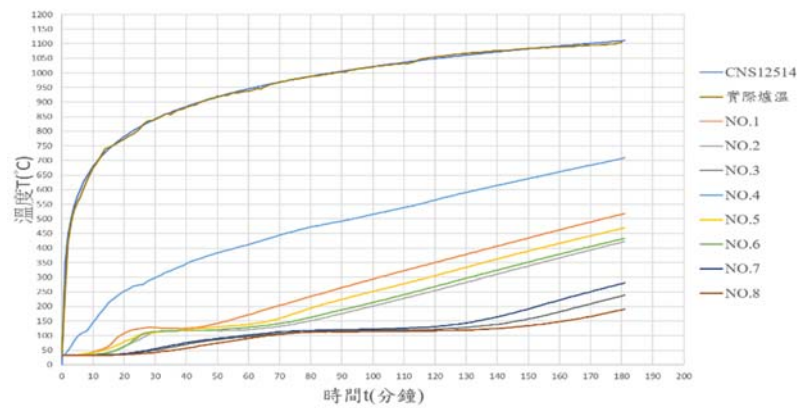


圖 9 CF2 試體升溫曲線

CF3 試體升溫曲線圖

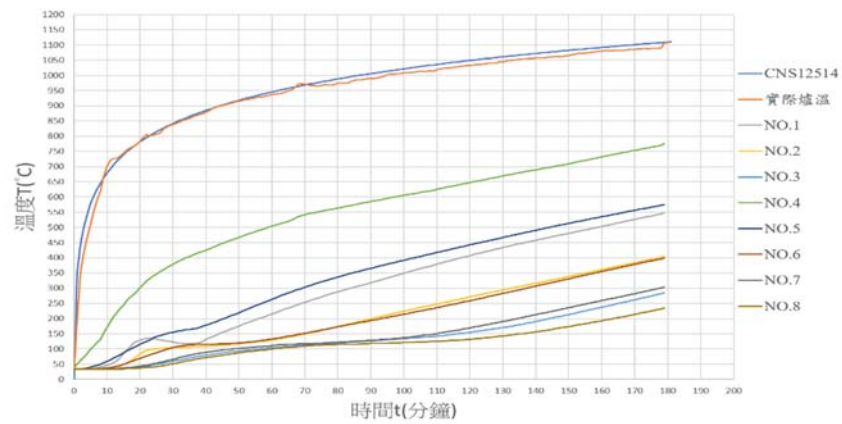


圖 10 CF3 試體升溫曲線

表 2 各試體火害後最高溫

測溫點	CF1	CF2	CF3
表面	660°C	710.2°C	799.2°C
保護層	366°C	468.3°C	564.2°C
鋼筋	350°C	475.5°C	491.3°C
中心	280°C	415.5°C	421.3°C

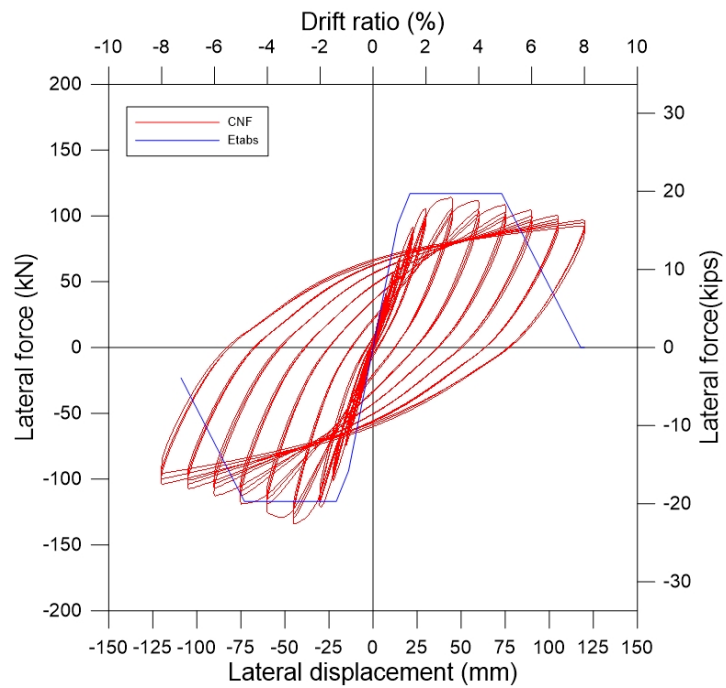


圖 11 CNF 之側力-位移遲滯迴圈圖

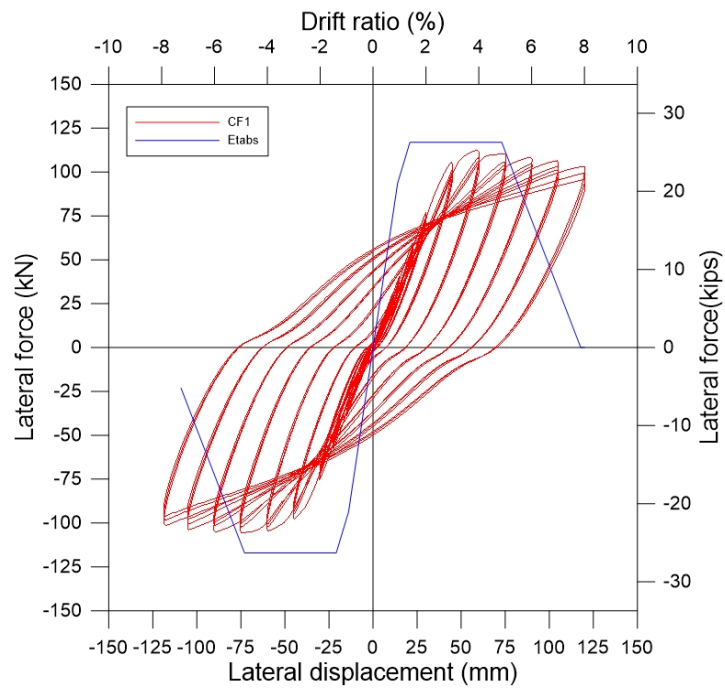


圖 12 CF1 之側力-位移遲滯迴圈圖

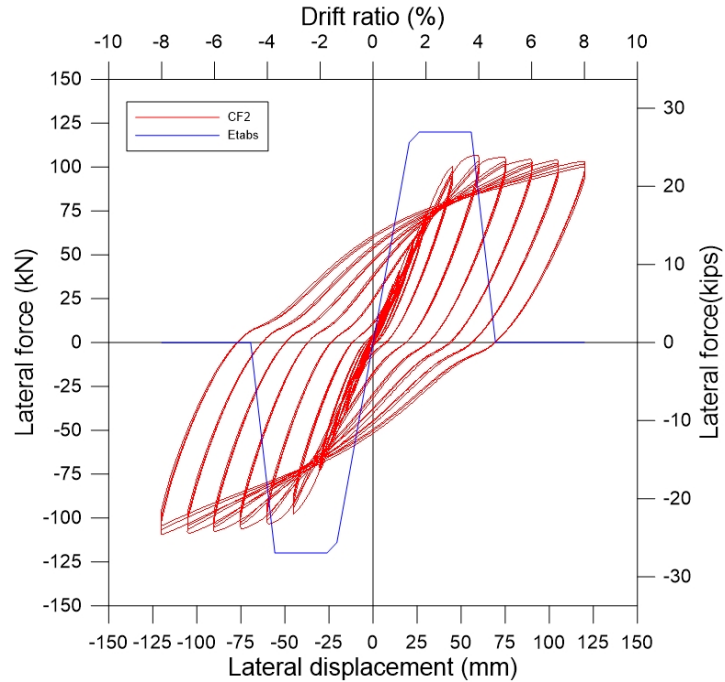


圖 13 CF2 之側力-位移遲滯迴圈圖

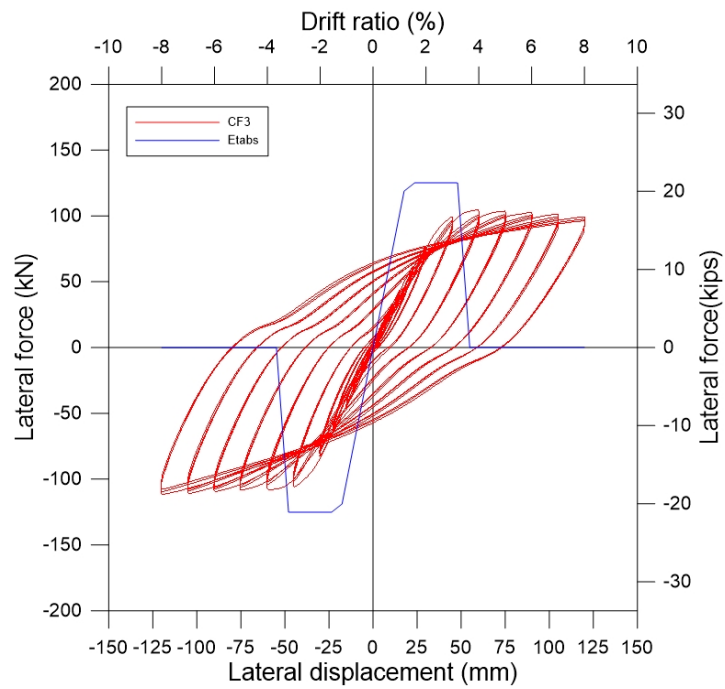


圖 14 CF3 之側力-位移遲滯迴圈圖

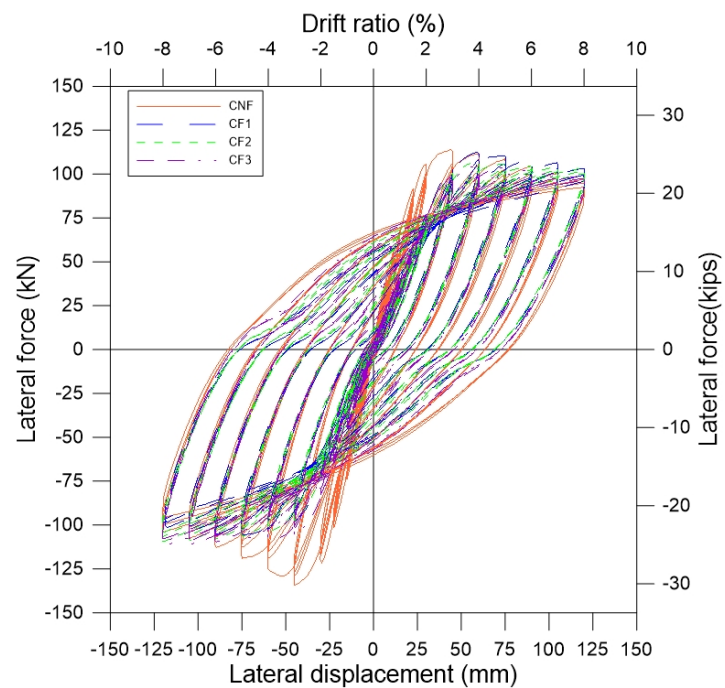


圖 15 四座試體遲滯迴圈疊圖

表 3 實驗結果

試體	$V_{\max}$ (kN)	$\Delta@V_{\max}$ (mm)	$V_{\min}$ (kN)	$\Delta@V_{\min}$ (mm)
CNF	113.99	45	-134.36	-45
CF1	112.28	60	-105.86	-75
CF2	106.85	60	-109.57	-120
CF3	104.55	60	-111.654	-120



1.5%



3%(強度點)



8%

(a) 試體 CNF



1.5%



4%(強度點)



8%

(b) 試體 CF1



1.5%



4%(強度點)



8%

(c) 試體 CF2



1.5%



4%(強度點)



8%

(d) 試體 CF3

圖 16 各試體之裂縫發展

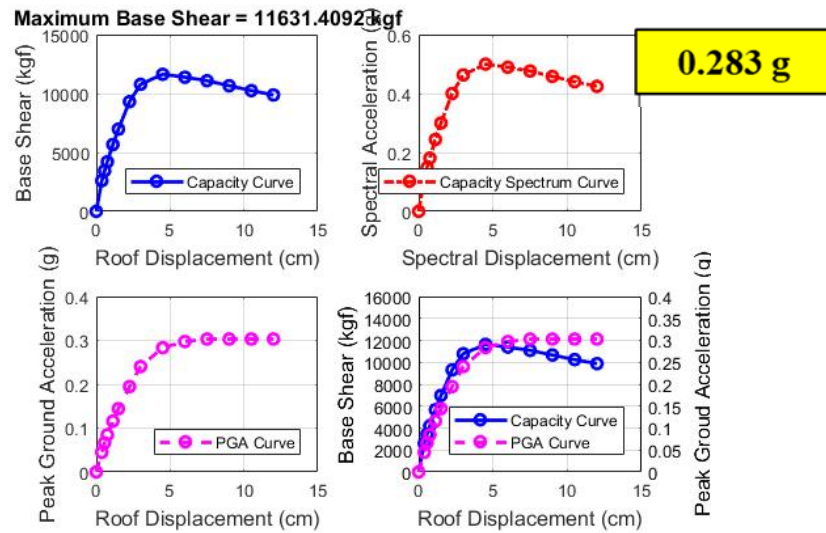


圖 17 CNF 性能目標地表加速度

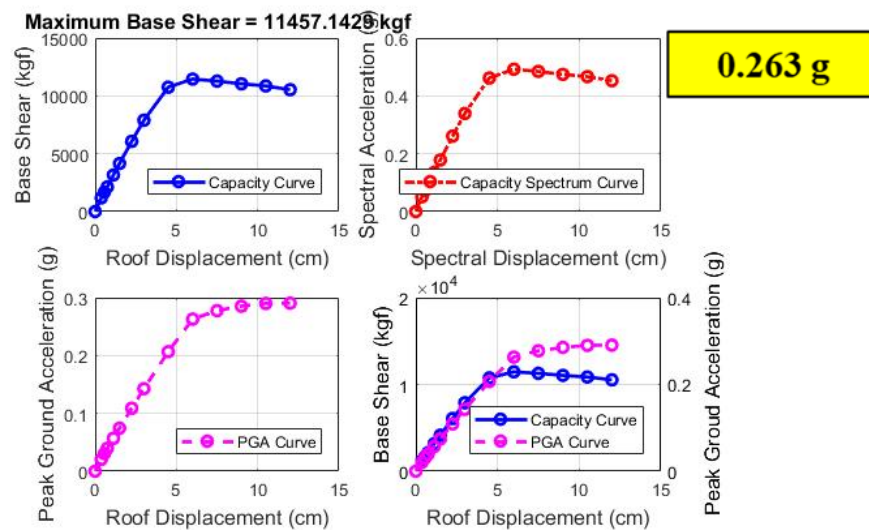


圖 18 CF1 性能目標地表加速度

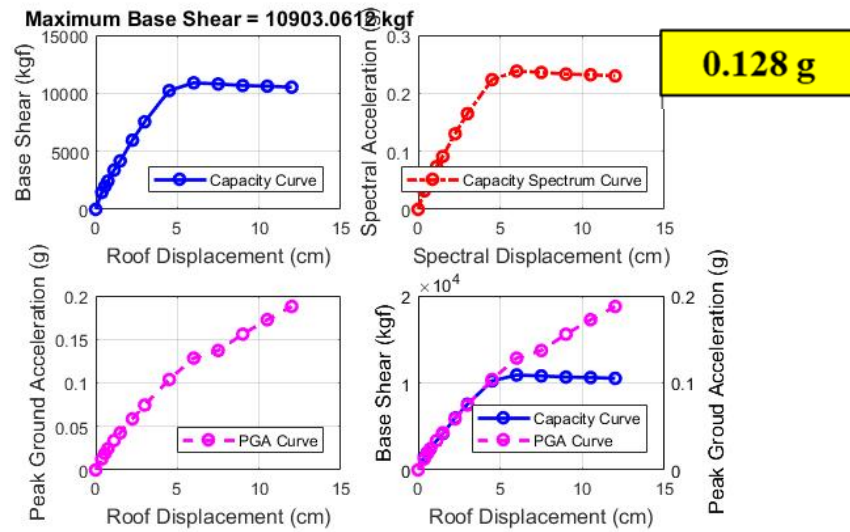


圖 19 CF2 性能目標地表加速度

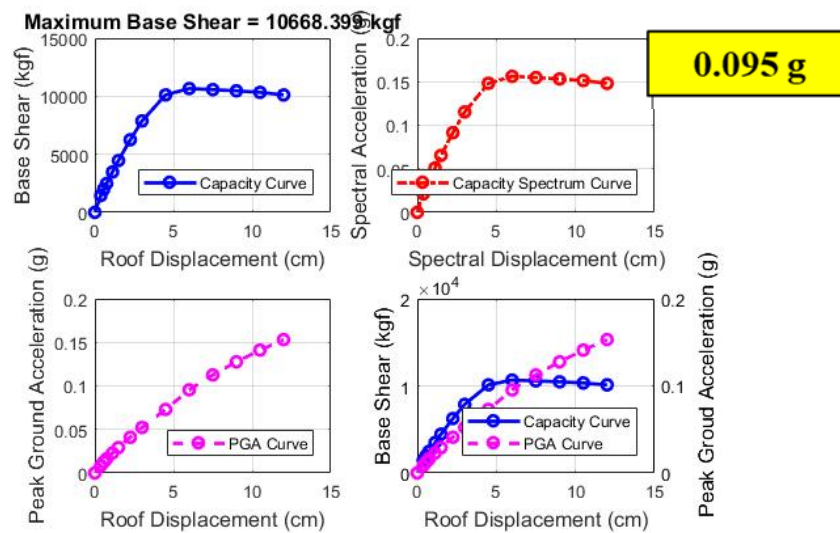


圖 20 CF3 性能目標地表加速度

表 4 性能目標地表加速度比較表

試體名稱	A_P	A_T	CDR (容量需求比)	是否需補強
CNF	0.283	0.24	1.179	N
CF1	0.263	0.24	1.096	N
CF2	0.128	0.24	0.533	Y
CF3	0.095	0.24	0.396	Y

四、結論

本研究完成火害後鋼筋混凝土柱之反覆載重實驗。實驗結果顯示，根據標準升溫曲線進行加熱 3 小時，30 cm 正方形斷面之表面、保護層、中心點最高溫度約為 800、560、420 度。鋼筋溫度約為 500 度。火害後鋼筋與混凝土之間的握裹力遭到破壞，反覆載重實驗所得之遲滯迴圈有握裹滑移引致的迴圈束縮(pinching)情況。此外，火害後混凝土柱其塑鉸發生位置有向上移動趨勢。火害後之降伏勁度及最大強度隨著火害延時及軸壓越大而降低，強度下降 10%、降伏勁度折減為 40%。因此，在預測火害後試體之實驗之側力-位移遲滯迴圈，需重新檢討塑鉸設定參數。使用實驗數據搭配 TEASPA 程式計算性能目標地表加速度，當火害延時增加且軸壓越大，則性能目標地表加速度有顯著下降現象。

五、參考文獻

- [1] 蕭輔沛，鍾立來，葉勇凱，簡文郁，沈文成，邱聰智，周德光，趙宜峰，翁樸文，楊耀昇，涂耀賢，柴駿甫，黃世建，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版」，國家地震工程研究中心，NCREE-13-023，台北，2013。
- [2] 李其忠、蔡銘儒、李鎮宏、王天志、蕭江碧，「火害鋼筋混凝土補強後耐火性能評估之研究」，內政部建築研究所，2005。
- [3] 蕭江碧，「火害鋼筋混凝土建築結構之性能評估研究」，內政部建築研究所，2004。
- [4] 李其忠、王天志，「鋼筋混凝土結構梁柱接頭火害後強度初估」，內政部建築研究所，2007。
- [5] 李其忠，「火害後修復鋼筋混凝土柱承受偏心載重之耐火性能研究」，內政部建築研究所，2012。
- [6] 趙文成，「鋼筋混凝土柱件火害後修補技術之研究」，財團法人中華建築中心，1999。
- [7] 陳舜田、林建宏，「火害後鋼筋混凝土柱構件之力學行為」，國家科學委員會專題研究計畫報告 NSC80-0410-E001-21，1996
- [8] 張雲妃，「火害後雙軸彎曲鋼筋混凝土柱之試驗與分析」，博士論文，國立成功大學建築系，2006。
- [9] Shi, B. L., Wang, G. Y. and Mao, X. Y., "Experimental research on seismic performance of steel reinforced concrete columns after exposure to fire," Journal of Building Structures, Vol.38, Issue. 5, pp.117-124, 2017.
- [10] Karsan, I. D., & Jirsa, J. O. (1969). Behavior of concrete under compressive loadings. Journal of the Structural Division.
- [11] Scott, B. D., Park, R., & Priestley, M. J. (1982, January). Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates. In Journal Proceedings (Vol. 79, No. 1, pp. 13-27).
- [12] Elwood, K. J., & Eberhard, M. O. (2009). Effective Stiffness of Reinforced Concrete Columns. ACI Structural Journal, 106(4).

- [13] Elwood, K. J., & Moehle, J. P. (2005). Drift capacity of reinforced concrete columns with light transverse reinforcement. *Earthquake Spectra*, 21(1), 71-89.
- [14] European Committee, "Eurocode2: Design of concrete structures-Part1-2: General rules-Structural fire design," EN 1992-1-2:2004:E.
- [15] Xiao, Li, and Huang (2008). Fire Response of High-Performance Concrete. Frames and Their Post-Fire Seismic Performance. *ACI Structural Journal*, 105-S49.

超高性能混凝土

洪崇展

國立成功大學土木工程學系

教授

先進混凝土材料與結構實驗室 主持人

經歷：國家地震工程研究中心

臺灣混凝土學會

日本混凝土學會

台日混凝土學會合作委員會

美國土木工程師學會結構工程期刊

美國加州柏克萊大學土木工程系

台南市政府研考會

研究員

理事

委員

主任委員

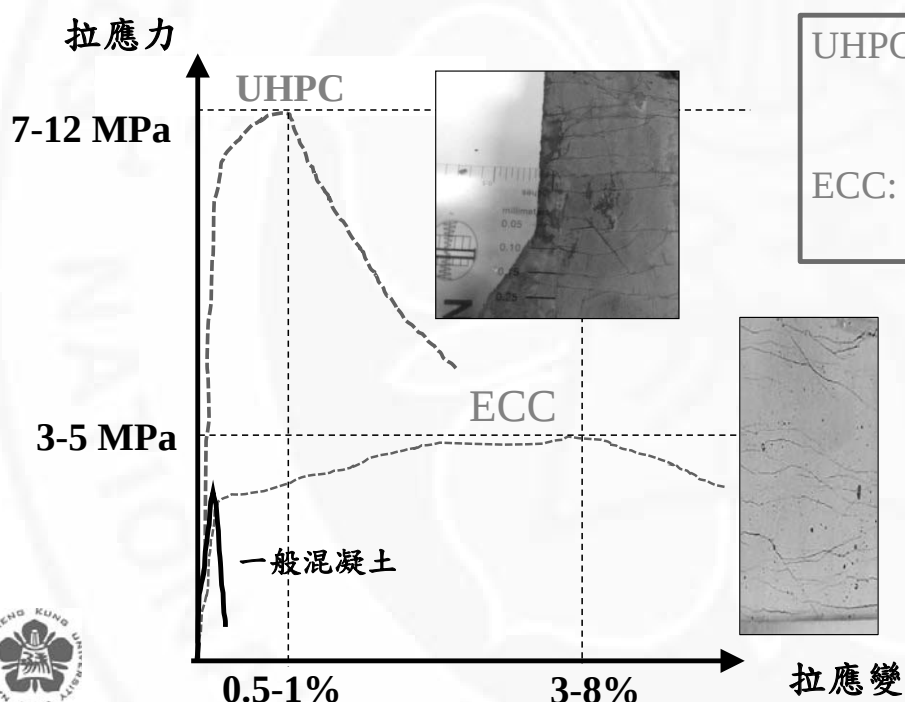
高性能混凝土結構-客座主編

訪問教授

委員



UHPC與ECC - 抗拉性質



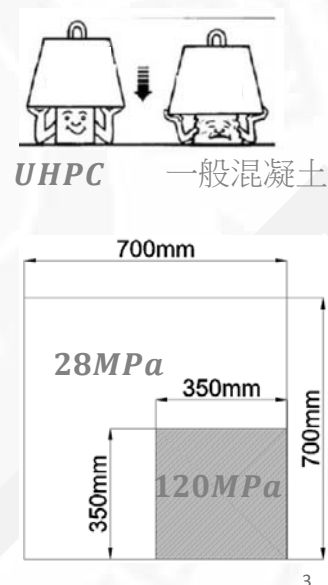
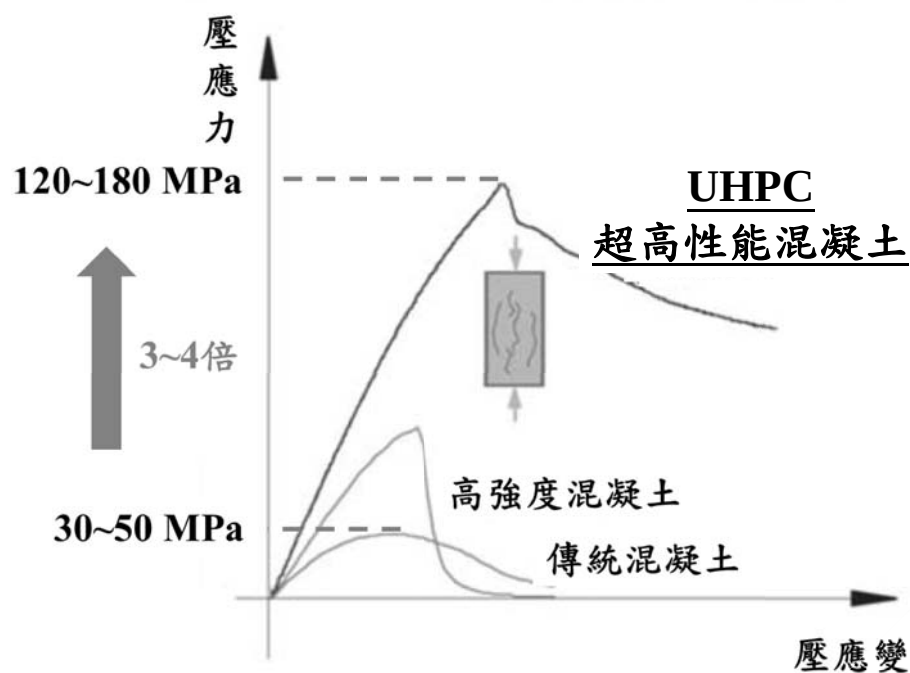
UHPC: Ultra-high Performance Concrete
超高性能混凝土

ECC: Engineered Cementitious Composites
高韌性混凝土

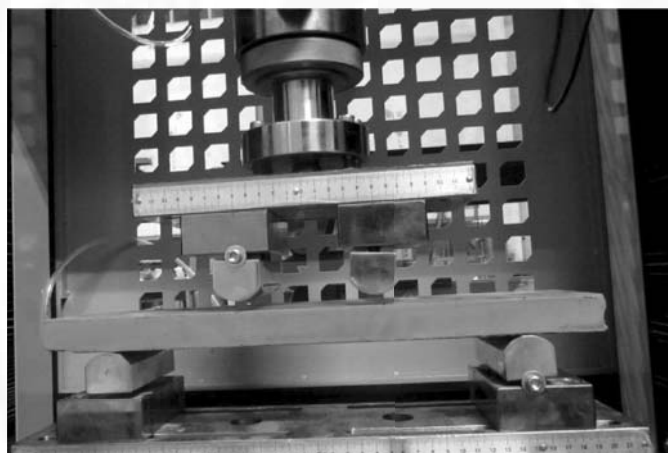
強化抗拉與抗裂能力



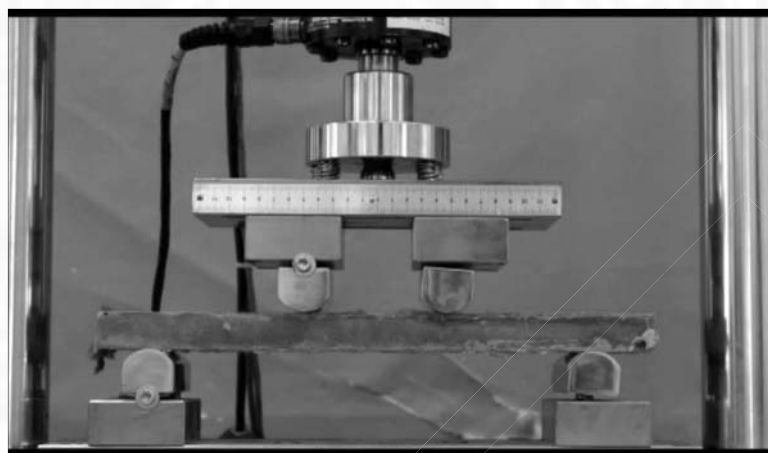
UHPC - 抗壓強度



UHPC 彎矩試驗

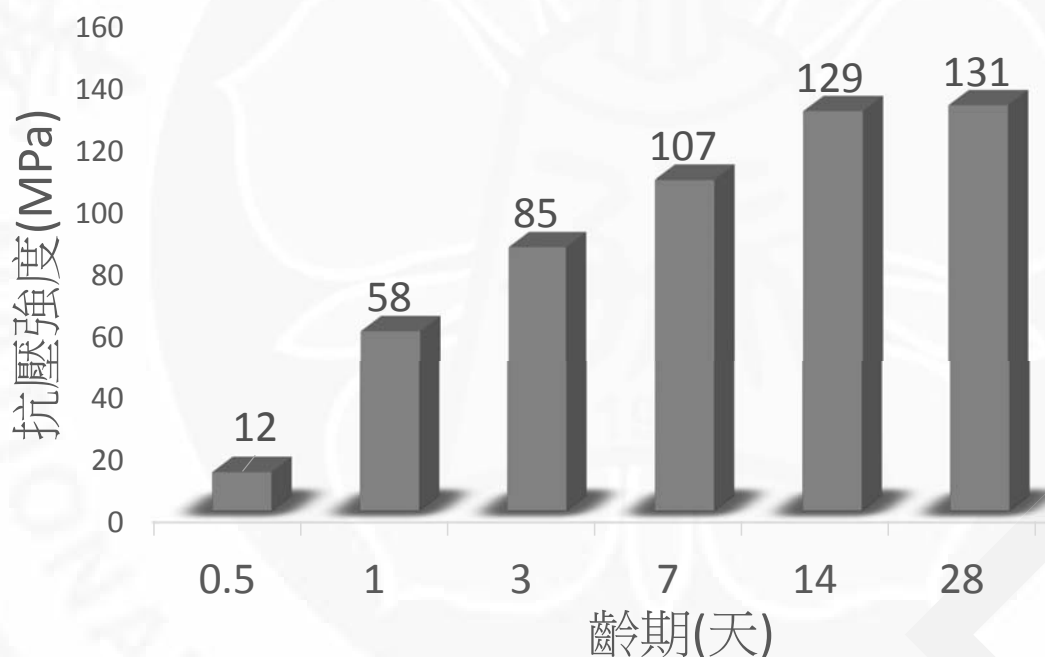


傳統混凝土



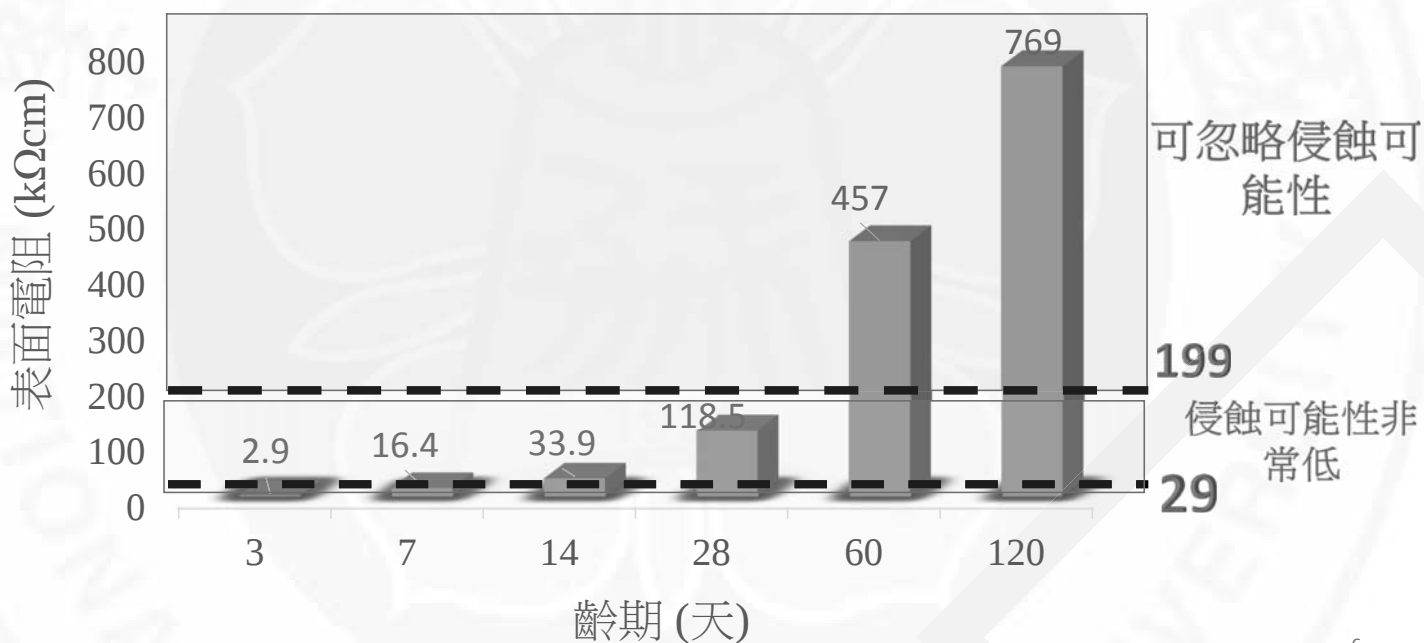
UHPC

UHPC圓柱試體抗壓強度發展



5

耐久性-混凝土表面電阻 (AASHTO T358-15)



6

UHPC性質總表

	項目	傳統混凝土	UHPC	UHPC/傳統混凝土
力學性質	抗壓強度(MPa)	20-50	120-180	4
	抗拉強度(MPa)	1-3	8-15	5
	撓曲強度(MPa)	2-10	25-40	5
	彈性模數(GPa)	20-30	40-60	2
耐久性指標	孔隙率(%)	14-20	1.5-5	1/5
	吸水率(kg/m ³)	2.4-2.7	0.1-0.2	1/25
	透氣性(m ²)	10 ⁻¹⁶	<10 ⁻¹⁹	1/1000
	氯離子滲透係數(m ² /s)	2x10 ⁻¹¹	2x10 ⁻¹⁴	1/1000

- 非常緻密的微觀結構
- 有害氣液體不易滲透

7

UHPC材料試驗-ASTMC1856/C1856M

- 適用對象
 - 抗拉擬應變硬化
 - 抗壓強度>120MPa
 - 250 mm>流度>200 mm
- 試驗規範內容
 - 流度、初終凝試驗
 - 抗壓、抗彎試驗
 - 彈性模數、柏松比
 - 潛變、乾縮
 - 磨損、氯離子滲透



Designation: C1856/C1856M - 17

Standard Practice for Fabricating and Testing Specimens of Ultra-High Performance Concrete¹

This standard is issued under the fixed designation C1856/C1856M; the number immediately following the designation indicates the year of original adoption or, in the case of revision, the year of last revision. A number in parentheses indicates the year of last reapproval. A superscript epsilon (ε) indicates an editorial change since the last revision or reapproval.

1. Scope

1.1 This practice covers procedures for fabricating and testing specimens in the laboratory and the field using a representative sample of ultra-high performance concrete (UHPC), for the purpose of determining the properties of the material. This practice is applicable to UHPC with a specified compressive strength of at least 120 MPa (17 000 psi), with nominal maximum size aggregate of less than 5 mm [$\frac{1}{4}$ in.] and a flow between 200 and 250 mm [8 and 10 in.] as measured by the modified flow table test described in Section 6.

1.2 The values stated in either SI units or inch-pound units are to be regarded separately as standard. The values stated in each system may not be exact equivalents; therefore, each system shall be used independently of the other. Combining values from the two systems may result in non-conformance with the standard.

1.3 If required results obtained from another standard are not reported in the same system of units as used by this standard, it is permitted to convert those results using the conversion factors found in the SI Quick Reference Guide (1).²

1.4 The text of this standard references notes and footnotes that provide explanatory material. These notes and footnotes (excluding those in tables and figures) shall not be considered as requirements of this standard.

1.6 This international standard was developed in accordance with internationally recognized principles on standardization established in the Decision on Principles for the Development of International Standards, Guides and Recommendations issued by the World Trade Organization Technical Barriers to Trade (TBT) Committee.

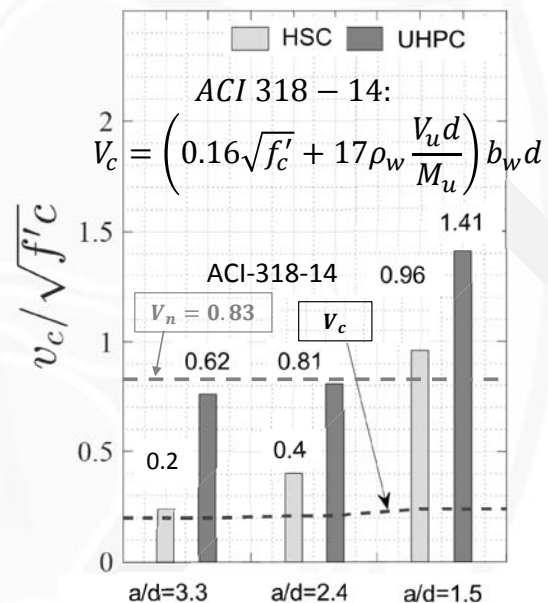
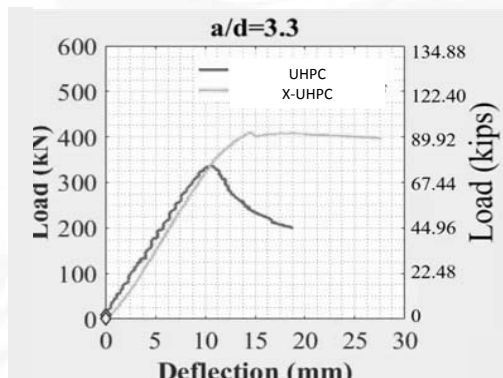
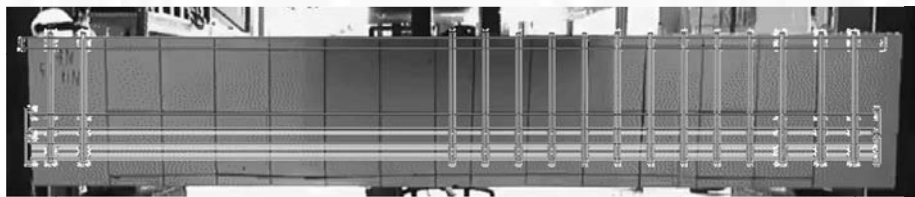
2. Referenced Documents

2.1 ASTM Standards:⁴

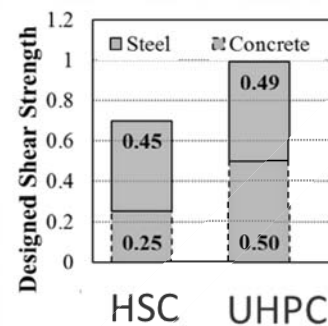
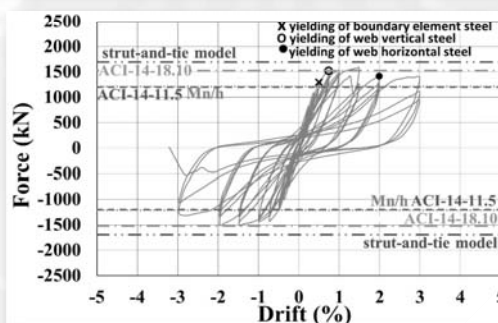
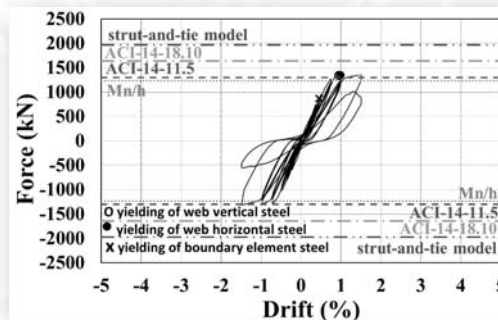
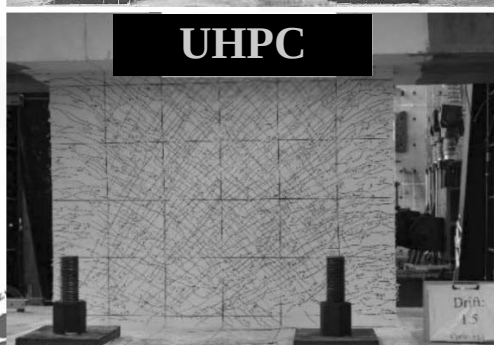
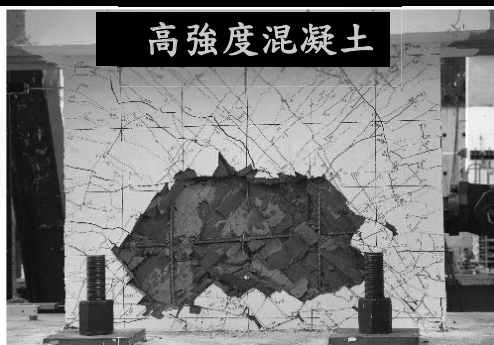
- C31/C31M Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field
- C39/C39M Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens
- C42/C42M Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete
- C125 Terminology Relating to Concrete and Concrete Aggregates
- C157/C157M Test Method for Length Change of Hardened Hydraulic-Cement Mortar and Concrete
- C191 Test Methods for Time of Setting of Hydraulic Cement by Vicat Needle
- C192/C192M Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory
- C219 Terminology Relating to Hydraulic Cement
- C230/C230M Specification for Flow Table for Use in Tests

UHPC – 抗剪能力

4點載重測試



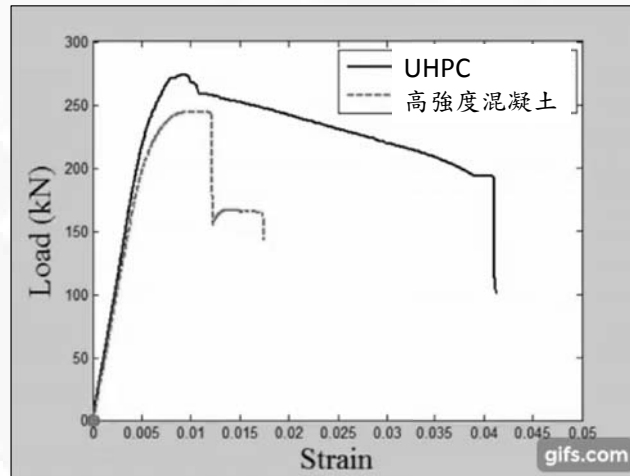
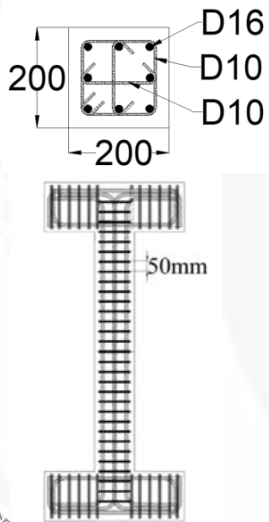
UHPC-剪力牆應用



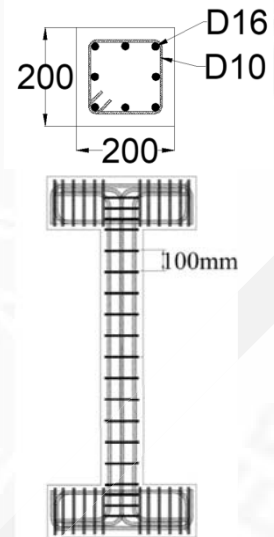
$$0.25\sqrt{f'_c} \rightarrow 0.5\sqrt{f'_c}$$

應用於工程的評估-鋼筋圍束與構件穩定性

高強度混凝土



UHPC



UHPC and ECC 噴凝土工法



應用案例: 構件補強

剪力牆



Sheng-Hsueh Lin et al. (2016)

擴柱



重興國小 (2012)

翼牆



Ismaeil et al. (2013)

13

應用案例: 建物補強

- 減少震後修復
- 預防軟弱層建物崩塌

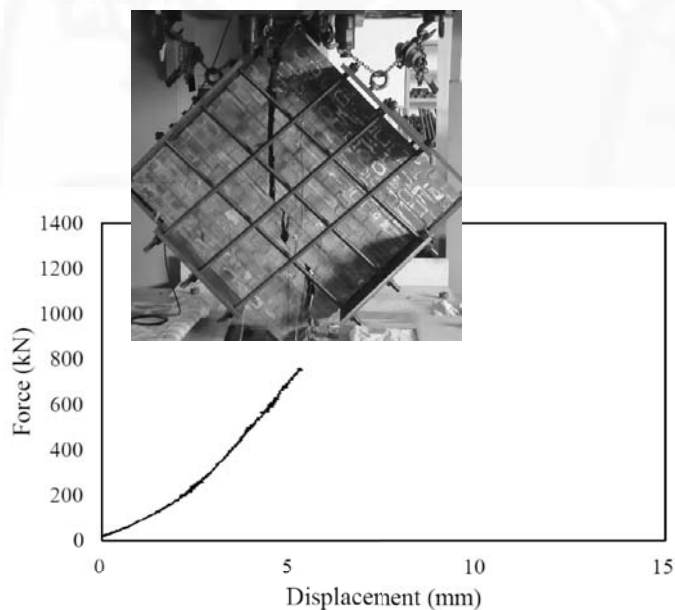
2016 台南玉井民房磚牆於美濃地震之損壞與倒塌



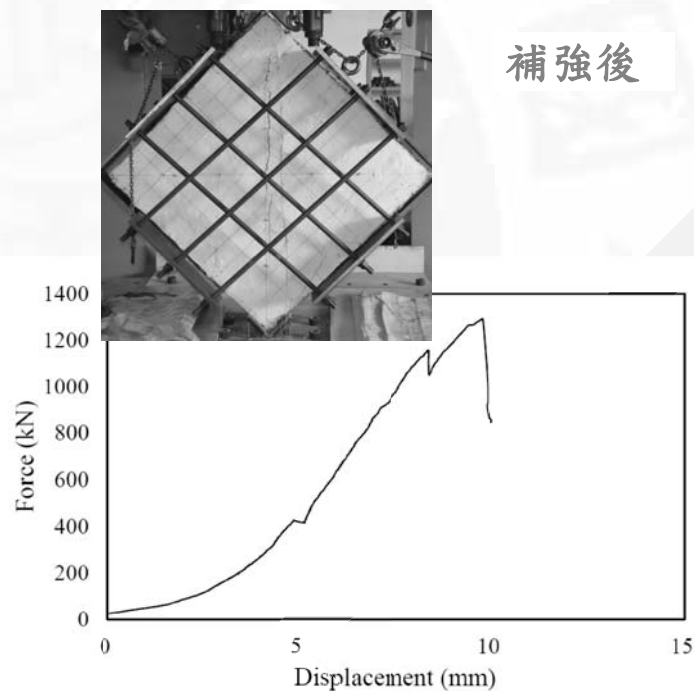
14

補強技術開發：UHPC與ECC噴凝土技術

補強前



補強後



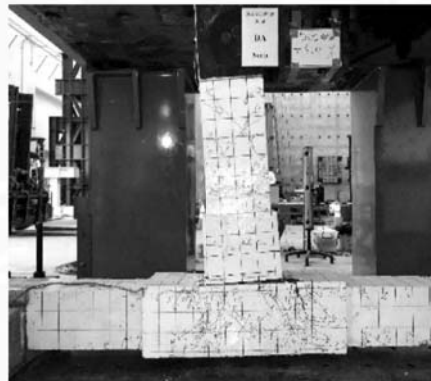
修復與補強技術開發：梁柱接頭

補強前(剪力破壞)

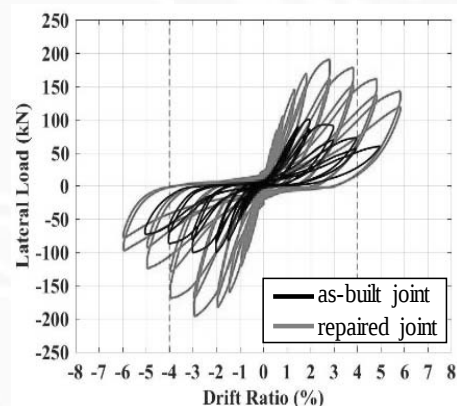


(a) As-built joint

補強後(梁撓曲破壞)



(b) Repaired joint



(c) Load-drift response

Figure 19. Failure pattern and behavior of the repaired beam-column joint (Hsiao and Hung 2020)

補強技術開發_柱

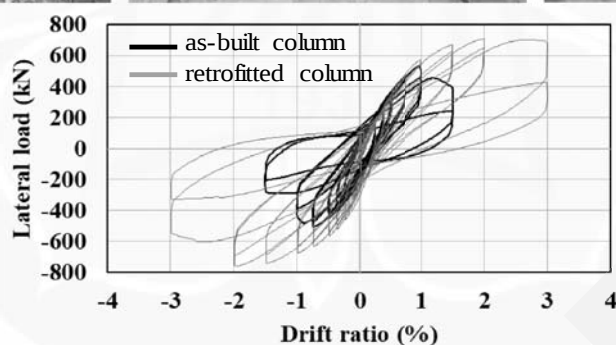
保護層剷除



鋼筋網鋪設

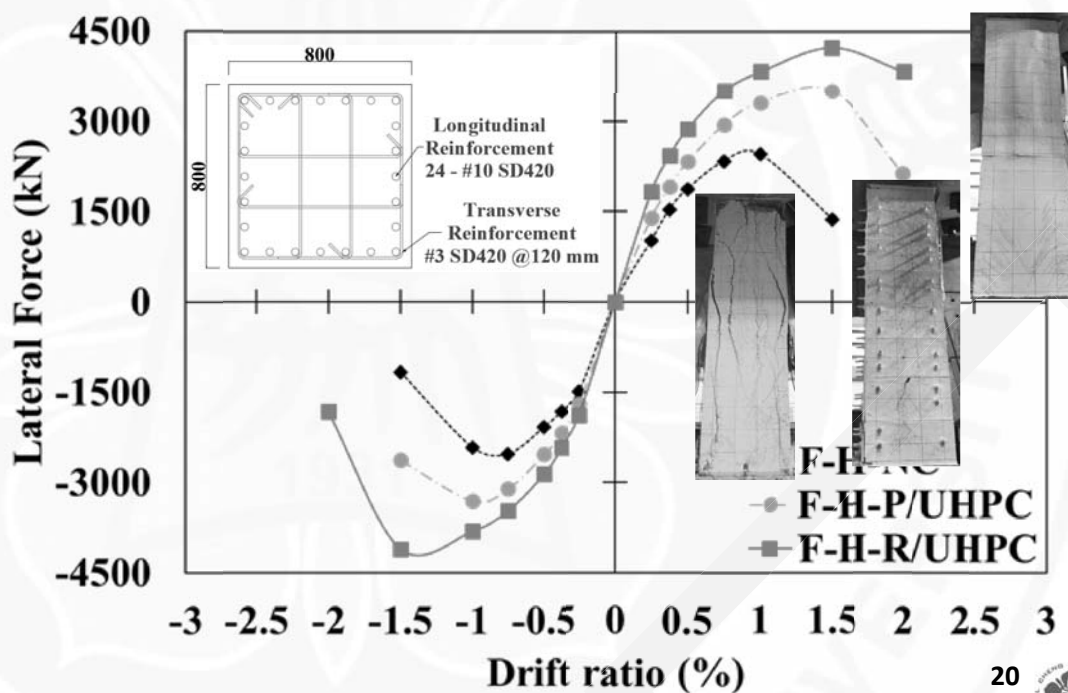
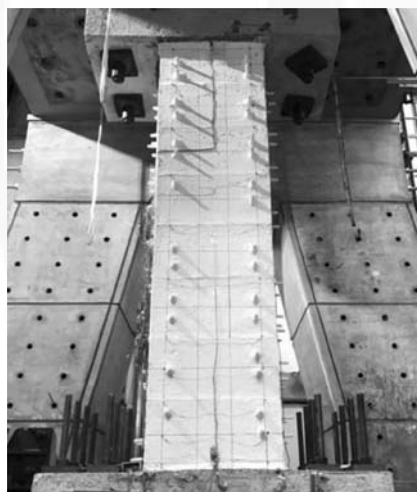


UHPC 包覆補強



17

高軸力-大尺寸柱之補強效能



20



超高性能混凝土(Ultra-high Performance Concrete) 應用案例

- 具有高强度、高韧性、耐冲击、低开裂能力，能简化钢筋配置，缩小构件尺寸，减少钢筋与混凝土材料用量，简化施工，提前工期。
- 具有非常致密的微观结构，可使得气液体不易渗透，抗化学侵蚀的能力较传统及高强度混凝土高十倍，可在减少保护层厚度情况下，于严苛环境中，提供良好之耐候性，因此适合于水库、海事工程及核能设施等耐久性应用。

➤ 法國核電廠



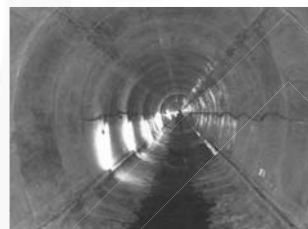
➤ 澳洲St Julien Mountain渠道



➤ Viaduc du Cher橋柱之補強包覆版



➤ 日本細川地下渠道修復



➤ 羽田機場D跑道



➤ 成大UHPC噴凝土



➤ 日本40米跨度單軌電車橋



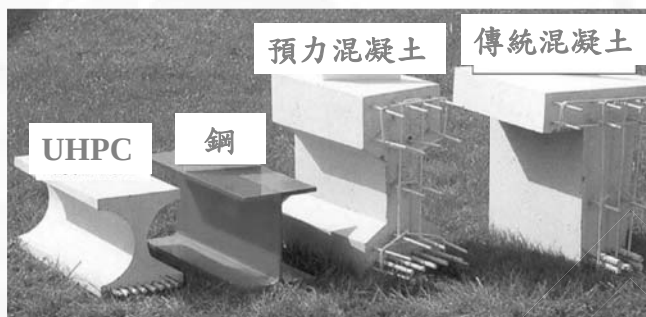
➤ 西雅圖雙塔大樓



簡介UHPC-環境衝擊

UHPC構件特點

- 結構斷面減小
- 設計自由度大
- 韌性優異
- 耐久性高
- 永續性



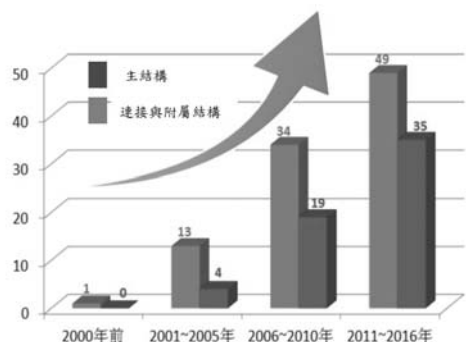
比較混凝土建造加拿大Sherbrook市人行橋的原料消耗量

	傳統混凝土	UHPC
等效截面厚度(mm)	500	150
混凝土體積(m ³)	126	33
膠結材總用量(kg)	44100	23265
CO ₂ 排放量(t)	44	23

減少環境衝擊
成為永續建築材料的潛力

UHPC國外應用實例

高強度勁度、高韌性耐衝擊、低開裂能力，避免複雜的設計，製成輕量、優雅且創新設計的結構
同時滿足結構法規的嚴格安全要求，視為傳統混凝土與鋼材之外的第三種選擇



■ 羽田機場D跑道



■ 澳洲St Julien Mountain渠道



■ 日本單軌電車橋



■ 西雅圖雙塔大樓



■ 法國核電廠



■ 奧地利公路橋



■ 法國 Jean Bouin 體育場

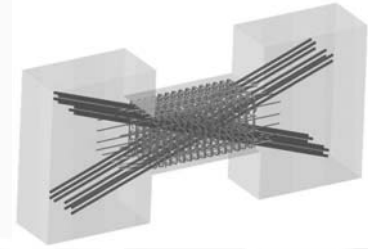


建築與結構工程應用

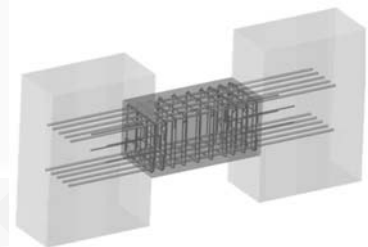
實際工程應用-建築物連接樑



傳統連接梁鋼筋



高性能纖維混凝土連接梁鋼筋



23

實際工程應用-建築美學

- 因優越物理性能，UHPC
可滿足設計者的創造力
，做出特殊造型結構構
件



UHPC建築應用



法國Nakara飯店



波蘭Foksal畫廊外牆



法國巴黎隔熱防水牆



法國羅德茲電影院遮棚



倫敦UHPC階梯

25

法國馬賽博物館

- UHPC 應用於外部輕盈網狀結構
- 添加特殊顏料著色，呈現懸浮於天空與海洋的意象
- UHPC的優異耐久性，抵禦地中海的惡劣環境
- UHPC結合暗色系顏料，抵禦炎熱夏季，節省建築物能源使用
- 生命週期至少100年



實際工程應用-羽田機場基礎版



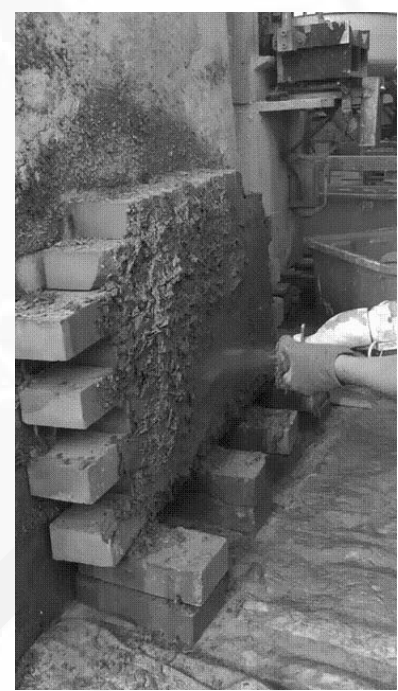
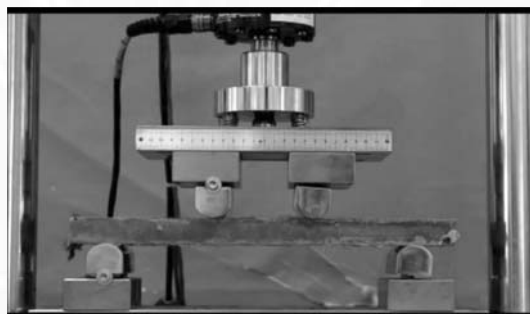
日本東京的羽田機場擴建新跑道工程
建造在海上，其中19.2萬 m^2 為樁基支撐結構
頂面為在鋼樑上安裝固定高性能纖維混凝土板構成
該工程是迄今最大規模的高性能纖維混凝土海工結構

- 大幅度降低傳統預力混凝土版所須之56%結構重量，因此降低了樁基礎的建設成本
- 確保混凝土結構在高腐蝕性環境的耐久性，設計使用壽命達100年

65

結語： 新型土木/營建材料 - UHPC & ECC

- 優化材料緻密配比
- 高流動性
- 優異力學性
- 優良之裂縫抑制能力
- 優異耐久性
- 提高結構物使用年限
- 減少修繕成本



高流動性應變硬化鋼纖維混凝土於 New RC 結構系統之應用研究

Applied Research of Highly-Flowable Strain Hardening Fiber Reinforced Concrete on New RC Building System

廖文正^{1, 2*}

¹ 國立臺灣大學土木工程學系 副教授

² 財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心 兼任副研究員

Email: wcliao@ntu.edu.tw

摘要

高流動性應變硬化鋼纖維混凝土為近年來台灣大學研發之高韌性新世代耐震材料，其同時擁有自充填混凝土在新拌時的自充填超高流動性，及高性能纖維水泥質複合材料受直拉作用時，呈應變硬化之卓越力學性質。未來台灣在走向使用高強度混凝土的高層鋼筋混凝土建築時，為因應高強度混凝土偏脆性的破壞模式及底層柱將承受極大軸壓的考驗，美國混凝土學會(American Concrete Institute, ACI)於2014年出版的結構混凝土建築規範(ACI 318-14)已要求比台灣現行規範需要更多的橫向鋼筋來確保柱構材的韌性，此項變革將會使未來柱子鋼筋綁紮及澆置施工難度大幅提高；而有梁主筋穿過的梁柱接頭之鋼筋配置將更加複雜而困難。本研究主要是使用高流動性應變硬化鋼纖維混凝土來取代 New RC 結構系統中關鍵構件之橫向鋼筋，分別提出圍束、梁式剪力(含軸力)、軟化壓拉桿設計公式。由國家地震工程研究中心相關實尺寸(柱及梁柱接頭)反復載重試驗結果發現，高流動性應變硬化鋼纖維混凝土可有效取代橫向鋼筋，除了柱構材的橫向鋼筋可放大到有效深度的一半外，在梁柱接頭內甚至可以完全不需配置橫向鋼筋。高流動性應變硬化鋼纖維混凝土優異的工程力學行為(高軸力下極限變形容限、高剪力強度、拉力應變韌性、高消能容限等)，將有助提昇建物抗震表現、提高材料效率、減少箍筋使用、抑制裂縫生成及增加變形損傷容限，達到永續發展及防災耐震的目標。

關鍵字：纖維混凝土、應變硬化、New RC、圍束、剪力、壓拉桿

一、前言

混凝土為全球應用最廣泛的營建材料，其具有經濟性、耐火性、易塑性、高抗壓性等優點，但其抗張強度卻僅約抗壓強度十分之一，並有脆性破壞及抗張延展性差的先天缺陷。藉由添加纖維來改善混凝土力學質已在近二三十年來普遍應用，並針對應用標的不同，調整添加纖維的數量、材質和種類。添加纖維體積比愈高，相對增加的拉力強度及韌性也愈高；然而，高鋼纖維量的添加，卻同時讓工作性巨幅降低，增加了施工的難度，也相對造成混凝土的不均勻性及硬固品質的不確定性。

隨著愈來愈多關於纖維水泥質複合材料受拉行為的討論，「應變硬化，strain hardening」這個名詞首度在1978年 RILEM Symposium on Testing and Test Methods of Fiber Cement Composites 由 Kaperkiewickz 提出，用來描述纖維水泥質複合材料的受拉行為：“What

is much more important is that the aligned fibers give quite substantial ductility and a kind of strain hardening characteristic to the composite”。在受直接拉力作用下，應變軟化纖維混凝土在初裂後雖不至馬上破壞，但其拉力強度卻於初裂後有一陡降，並隨著裂縫增大而緩步降低，即為所謂的應變軟化。相反地，應變硬化纖維混凝土拉力強度在初裂後持續增加，這也意謂著初裂裂縫在纖維橋接效應下抗拉強度較其他未開裂部分要高，故會伴隨著多重裂縫產生。Naaman 於 1996 年提出了藉著添加纖維並最佳化漿體及纖維間的握裹關係，以達到受直接拉力時能呈現類似鋼材般的應變硬化行為。Naaman 更進一步將能呈現直拉應變硬化的力學行為定義為高性能 (High Performance)，而具受拉力應變硬化的纖維水泥質複合材料，即稱為 High Performance Fiber Reinforced Cementitious Composites (HPFRCC)。

本研究以自充填混凝土為設計基材，透過改善粒料級配及漿體強度，並添加適量鋼纖維，已成功研發一系列針對不同強度需求之高流動性應變硬化鋼纖維混凝土。其鋼纖維 (hooked, $L = 30 \text{ mm}$, aspect ratio = 80) 體積含量為 1.5 到 2.0%，抗壓強度範圍從 35 至 105 MPa，坍落度直徑約為 600 mm。在直拉試驗中，不同於普通混凝土的脆性破壞，也呈現了應變硬化的力學性質，並伴隨多重裂縫產生。與傳統 HPFRCC 相比，高流動性應變硬化鋼纖維混凝土設計配比中保有了粗粒料，更具經濟性、體積穩定性及廣泛應用於實務工程上的可能性。

高流動性應變硬化鋼纖維混凝土具高剪力強度、高損傷容限等優越力學性能，特別適合應用於 New RC 結構系統中；因 New RC 應用在高層建築時，仍需克服高強度混凝土偏脆性的破壞模式及底層柱將承受極大軸壓的考驗。根據規範，通常以增加箍筋量等來達到設計強度及韌性，但也因此鋼筋綁紮會過於密集繁雜，而造成施工困難。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，硬固時受直拉作用下則有應變硬化之優異力學表現。未來計畫將其應用於需較大損傷容限的部分或構件，包括耦合剪力梁、梁端塑鉸區、梁柱接頭、高軸力柱、柱塑鉸區，希冀以其高剪力強度、高圍束效益，能直接取代箍筋，簡化斷面配筋設計。

二、設計建議公式

2.1 圍束公式

未來台灣新型高強度鋼筋混凝土應用在高層建築之低樓層柱將承受極大軸力，黃世建 (2013) 發現高強度混凝土在受高軸壓時，所需的圍束箍筋量將近原有規範要求的二倍，甫公布的 ACI318-14 (2014) 也針對高強度混凝土在承受高軸壓時的箍筋需求作了對應的調整；以 23 層樓的底層柱實際設計例可以發現 (圖 1)，和現行規範比起來，以 ACI318-14 設計的底層柱不但需要多 70% 的箍筋，而且每根主筋都需橫向鋼筋以耐震彎鉤錨定，大幅增加施工難度。本研究蒐集相關試驗結果，回歸出高強度鋼纖維鋼筋混凝土柱的韌性比預測公式，並以軸壓試驗角度，提出決定合適之鋼纖維添加量的設計流程，作為設計鋼纖維鋼筋混凝土柱時的簡易參考。

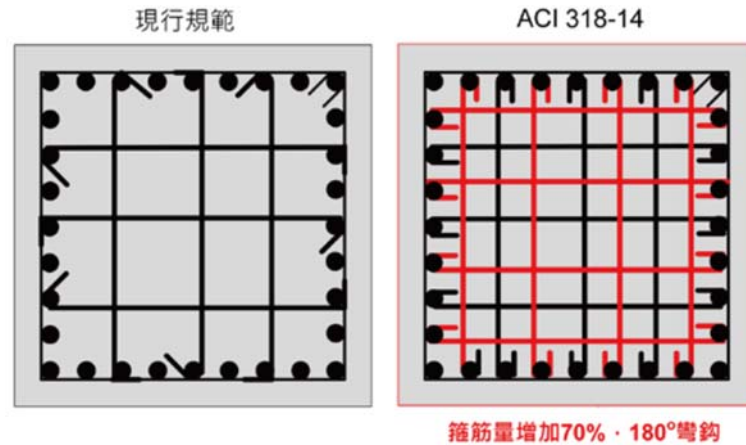


圖 1 現行規範（左）及 ACI318-14（右）對 23 層樓的底層柱橫向鋼筋配置差異

本研究以韌性比作為表示柱體韌性程度之指標，由材料應力應變曲線下之面積，可得材料在變形過程中所吸收的能量。一般以固定應變量，對應之曲線下面積大小來訂定材料的韌性程度。同時也多以與曲線中某一基準面積間的比值來表達，用以消除各材料之強度差異，使各材料間得以互相比較。韌性比英文為 Toughness ratio，簡稱 TR 值。在混凝土材料中，規範定義混凝土降伏應變量為 0.003。如圖 2 所示。

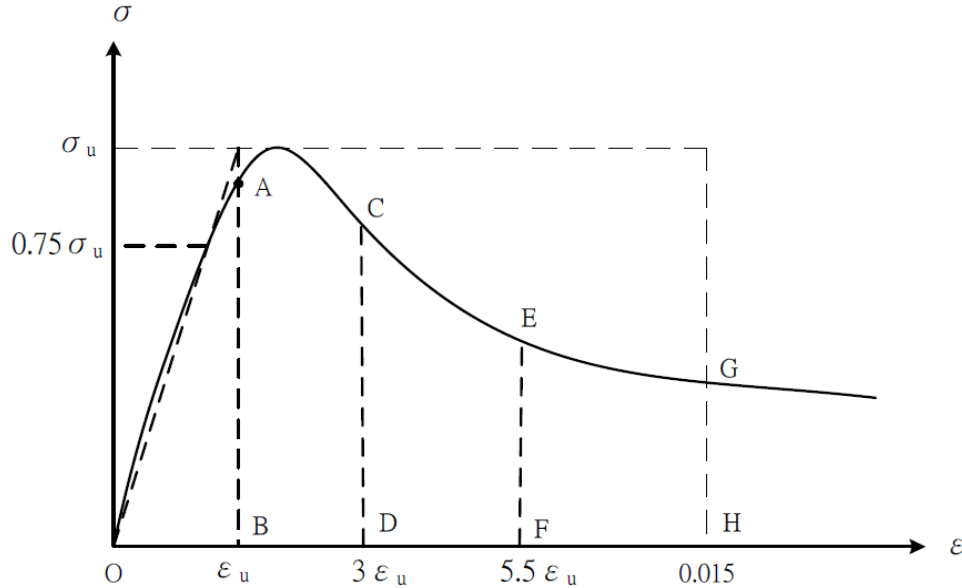


圖 2 材料應力應變曲線與韌性指標

在達五倍降伏應變量時，混凝土應力應變曲線下面積與最大抗壓強度水平線下矩形面積之比值，即是韌性比，其表示如下：

$$TR = \frac{\text{Area } OAGH}{\sigma_u \times 0.015} \quad (1)$$

本研究主要以韌性比來評估軸壓試驗中柱試體的韌性程度，並提出相關預測公式，預測公式中以 TR 表示韌性比。

$$TR = 0.48(TI_t + 0.6 \times TI_f)^{0.18} \quad (2)$$

$$TI_t = \frac{k_e \rho_s f_{yt}}{f'_c k_n} \geq 3.5 \quad (3)$$

$$TI_f = \frac{V_f \alpha_f \tau_{eq}}{f'_c}, V_f \leq 2\% \quad (4)$$

2.2 剪力公式

高強度混凝土到達極限強度後呈脆性破壞，傳統提高鋼筋混凝土柱耐震行為，多以增加橫向鋼筋為主要方法，然而過密的箍筋間距會導致施工不易，本研究評估以鋼纖維取代高強度鋼筋混凝土柱之橫向鋼筋，並量化其剪力強度。由資料庫、鋼纖維混凝土梁及此次八座高流動性應變硬化鋼纖維混凝土柱之剪力試驗結果，本研究提出高流動性應變硬化鋼纖維混凝土之建議剪力公式：

$$V_{c,SF} = \left(0.16\sqrt{f'_c} + 17.2\rho_w \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d \cdot F_{eff} \quad (5)$$

$$V_c = \frac{f_t(max)}{F_2} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{P_u}{f_t(max) \cdot b_w \cdot d}} \quad (6)$$

$$\frac{f_t}{\sqrt{f'_c}} = \left(0.5 + 1.03 \frac{\tau_{eq} \cdot \alpha_f V_f}{\sqrt{f'_c}} \right) \quad (unit: MPa) \quad (7)$$

$$V_{c,SF} = 0.29\sqrt{f'_c} F_{eff} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{P_u}{\left(0.5 + 1.03 \frac{\tau_{eq} \cdot \alpha_f V_f}{\sqrt{f'_c}} \right) \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d}} \quad (8)$$

2.3 軟化壓拉桿模式

本研究蒐集了過往平版文獻之實驗數據並建立數據資料庫，以資料庫內未添加鋼筋、未添加鋼纖維之純混凝土平版為標的，並取試體之高寬比、承壓比、厚度比與混凝土抗壓強度四個參數，與試驗所得之壓桿有效係數比較，計算回歸得到該四參數與壓桿有效

係數之關係。之後進行分析時，輸入本研究之平版試驗各項參數後，可得到純混凝土平版之期望壓桿強度值，再將本研究所有試體對該強度值做正規化，以消除各個平版試驗影響因子對於壓桿強度的影響，如此才能進一步使用軟化壓拉桿模型做強度評估。

主拉應變為軟化係數中的重要參數，其數值大小會直接影響軟化效果是否嚴重，而本研究之實驗結果顯示主拉應變會受到添加鋼纖維的影響而下降，本研究所得之主拉應變皆有明顯隨著鋼纖維的增加而降低的趨勢。有鑑於此，本研究認為須對主拉應變此係數進行修正，以反映添加鋼纖維對於裂縫抑制與降低主拉應變之效果。

$$\varepsilon_r = \frac{\varepsilon_h + \varepsilon_v - \varepsilon_d}{0.1S_f + 1} \quad (9)$$

$$S_f = V_f \alpha_f \tau_{eq} \quad (10)$$

本研究除了進行了主拉應變的修正，但添加鋼纖維於試體中並不能使主拉應變下降，更能進一步減緩開裂混凝土的軟化現象，考量鋼纖維有關的參數僅為鋼纖維體積取代率與鋼纖維之長徑比，本研究增加使用鋼纖維有效握裹強度此參數於計算式中，以呈現鋼纖維之抗拉拔能力，並凸顯不同種類纖維間對於軟化效應的不同影響。

$$\zeta_f = (1 + 0.07V_f \frac{d}{L_f}) \times \min(\frac{5.8}{\sqrt{f'_c}}, 0.9) \frac{1}{\sqrt{1 + 400\varepsilon_r}} \quad (11)$$

三、高流動性應變硬化鋼纖維混凝土取代 New RC 結構系統構件之橫向鋼筋

3.1 高軸壓之底層柱

實尺寸柱試體(600 × 600 × 1800 mm)於國家地震中心在 MATS(Multi-Axial Testing System, 自由度多功能構件試驗系統)上進行反復側推試驗，MATS 最高能施予 60 MN 的軸力，並在構件底端進行反復側推，其試驗架構如圖 3 所示。此試驗主要是在雙曲率反復側推位移及高軸壓（軸力高達 0.57 Ag fc'）同時作用下，評估高強度鋼纖維鋼筋混凝土柱的行為表現，並與高強度鋼筋混凝土柱進行比較；除了比較行為差異外，主要是評估以鋼纖維取代箍筋可行性，以放大箍筋間距的方式，探討鋼纖維與箍筋的取代關係，間距最大到規範訂定剪力鋼筋間距最嚴苛的標準（斷面有效深之半，d/2）。試體設計參數詳見表 1。

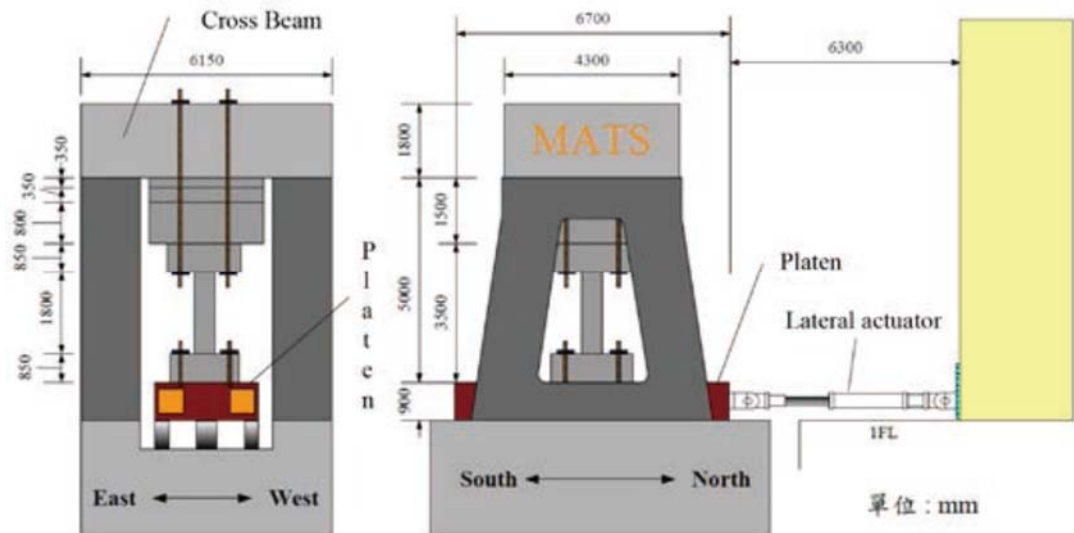
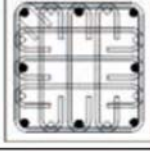


圖 3 實尺寸柱於 MATS 反復側推試驗架構

表 1 底層柱試體設計參數

試體名稱	試體斷面	ρ_s (%)	s (mm)	V_f (%)	f'_c (MPa)	f_y (MPa)	f_{yt} (MPa)	$\frac{N}{A_g f'_c}$
S140-0 (ACI 318-11)		1.74	140	0	83.4	685 (#8)	785 (#4)	0.57
S140-1.5		1.74	140	1.5	73	685 (#8)	785 (#4)	0.57
S260-1.5		1.46	260	1.5	72	685 (#8)	785 (#4)	0.43

本實驗試體之位移能力認定參考 ASCE41-06 (2006)，由試體的遲滯迴圈包絡線，當側力強度進入衰減，側向強度達極限強度的 80% 時，定義此時為試體的目標性能點；耐震韌性能力良好之柱，其位移目標性能點應大於 3.0%。

由圖 4 實驗結果可以發現，三組試體在側向強度衰減至 80% 極限強度時對應的位移分別為 1.25%、3.23% 及 3.15%；依台灣現行規範及 ACI318-11 圍束設計的高強度鋼筋混凝土試體 S140-0 不符性能要求（若參照 318-14，箍筋間距需從 140 mm 減少至 80 mm），但加入 1.5% 鋼纖維之試體 S140-1.5 可滿足側力衰減 20% 時位移可達 3.0% 之耐震性能標準；另外將箍筋間距放大到 $d/2$ 的試體 S260-1.5 也有相同優異的耐震性能。

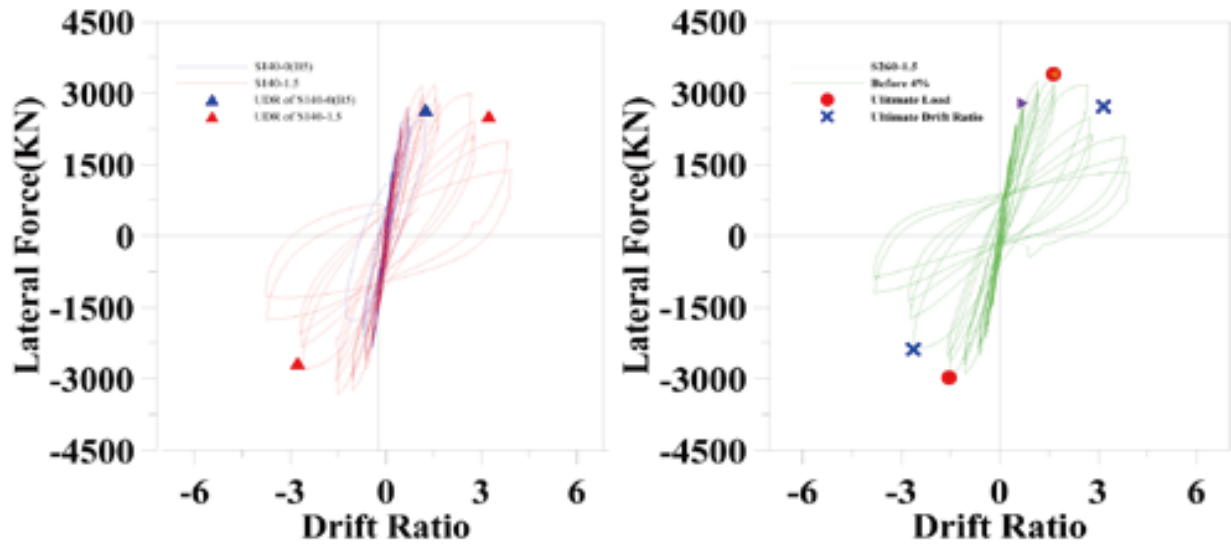
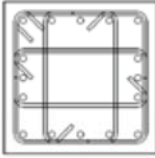


圖 4 S140-0 與 S140-1.5 遲滯迴圈比較 (左) 及 S260-1.5 遲滯迴圈 (右)

3.2 外部梁柱接頭

高流動性應變硬化鋼纖維混凝土應用於高強度混凝土梁柱外部接頭之實尺寸試驗，重點為研究添加鋼纖維對高強度混凝土梁柱接頭剪力容量增加與韌性提升。根據 ACI318-14 規範設計中剪力比之高強度混凝土梁柱接頭試體作為對照組 (LAMV)，並設計接頭部份以體積取代率 1.5% 鋼纖維之高流動性應變硬化鋼纖維混凝土澆置，且不放置任何橫向鋼筋的相同試體 (LAMV_SF)；其試體的梁柱主筋設置等皆與對照組相同以利比較。試體設計參數詳見表 2。

表 2 外部梁柱接頭試體設計參數

試體名稱	試體斷面 (接頭處)	ρ_s (%)	V_f (%)	f'_c (MPa)	f_y (MPa)	f_{yr} (MPa)	$\frac{N}{A_g f'_c}$
LAMV		1.0	0	70	685 (#8)	785 (#4)	0.1
LAMV_SF		0	1.5	70	685 (#8)	無橫向鋼筋	0.1

梁柱接頭試體於國家地震中心對試體進行反復側推試驗，先將柱頂的鉸支承裝於 MATS，將試體連同鉸支承之部分鎖於載重平台上，使用螺桿將之鎖於平台孔位上並施加預力。本實驗採制動器推柱不推梁，將試體梁端連接垂直制動器並予以固定，在實驗

開始前先施加軸力至預設值，再由側邊之油壓水平制動器施力於試體下方載重平台來進行水平力加載。依照反復側推位移歷程開始施加反復位移側推，量測並計算接頭剪力變形量及梁轉角。圖 5(a) 及(b) 分別為 LAMV 與 LAMV_SF 之遲滯迴圈及包絡線比較圖，從包絡線來看可以發現兩者的初始勁度近乎相同，皆於層間變位角 2% 時進入降伏平台。再觀察遲滯迴圈的部分，單純添加鋼纖維而無配置任何橫向鋼筋的試體 LAMV_SF 的表現與綁紮緊密橫向鋼筋的試體 LAMV 幾乎一模一樣，迴圈亦相當飽滿，pinching 效應皆不明顯。LAMV 與 LAMV_SF 最後的破壞模式皆為理想的梁撓曲破壞(B-type)(圖 6)。此外，相較 LAMV 的裂縫發展狀況，LAMV_SF 接頭處可見較多重而細微的裂縫，顯見纖維能發揮良好的橋接效應，故在接頭產生裂縫後仍能持續維持剪力強度。

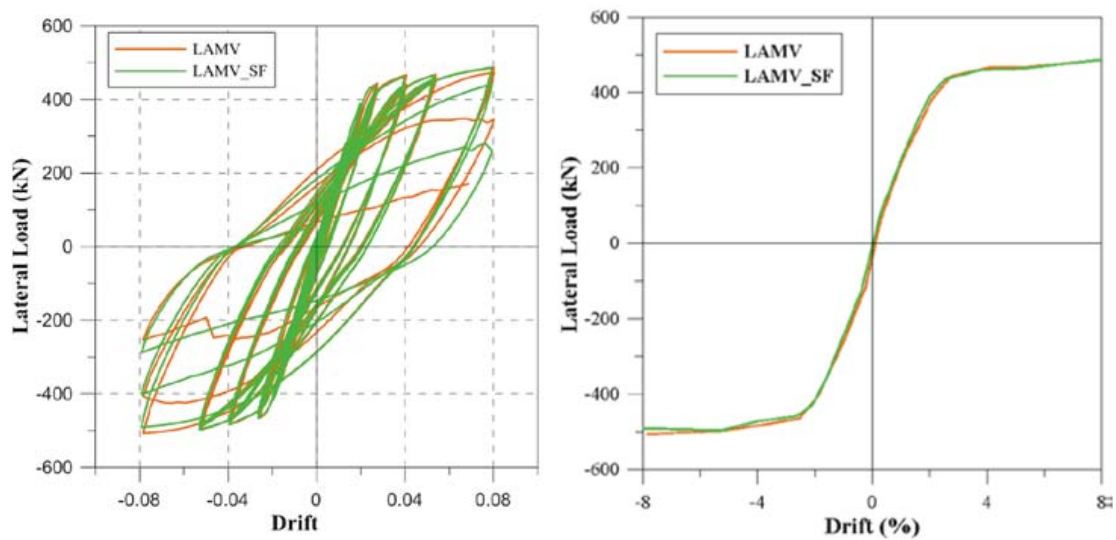


圖 5 LAMV 與 LAMV_SF (a) 遲滯迴圈及(b) 包絡線比較

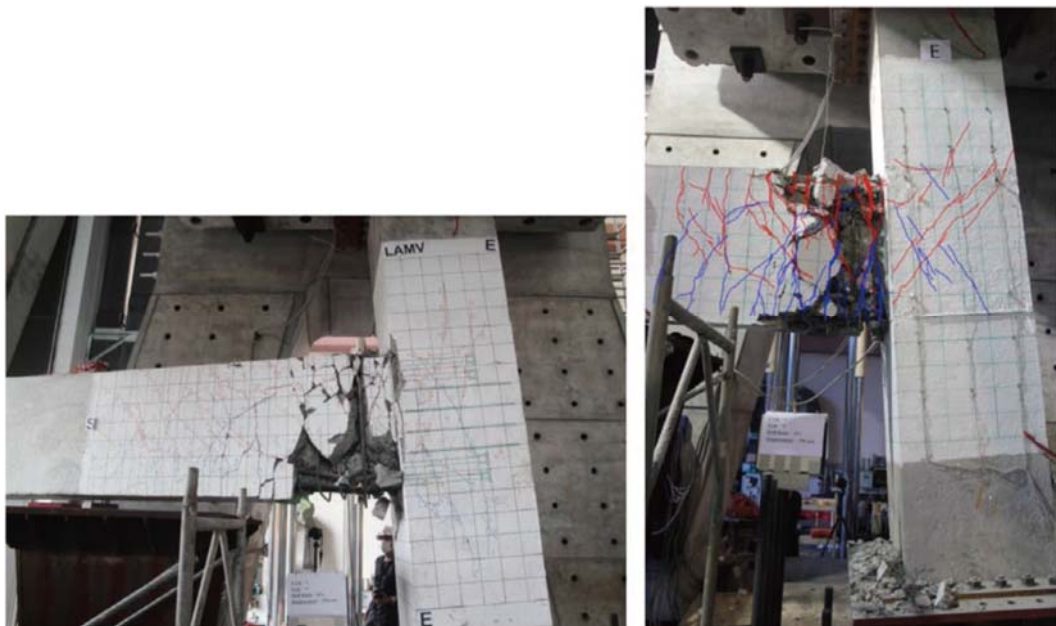


圖 6 LAMV (左) 與 LAMV_SF (右) 最終破壞狀況

參考規範 ACI 374.1-05 對二支梁柱接頭試體作耐震性能評估，評估指標分別為強度、能量消散及勁度衰減的情形。從評估結果可以看出 LAMV_SF 即便於接頭處沒有配置任何箍筋，但無論在強度、能量消散及勁度方面皆符合規範要求，於層間變位角 4% 時皆還有持續增加的趨勢；二者消能情況幾乎一樣，代表鋼纖維取代所有橫向鋼筋仍能提供相同接頭剪力強度，有相同的消能及耐震能力。

四、結論

台灣天然資源有限，混凝土材料的升級發展，是亟需面對的嚴肅課題；除了著重在工程力學行為上，更需進一步思考增加混凝土材料的效益發揮，進而降低生命週期成本。高流動性應變硬化鋼纖維混凝土提供了這樣的可能性：提升混凝土材料的工作性、力學性質、損傷容量及永續指標；而其優良的工作性、抗拉抗剪強度及消能容量，應用在 New RC 構件上，將能進一步簡化配筋設計、縮小構件尺寸。高流動性應變硬化鋼纖維混凝土為極具應用發展潛力的新世代耐震材料，對於台灣混凝土材料和結構的性能全面提昇及降低生命週期成本的永續發展，都將有顯著的助益改善。

五、參考文獻

- [1] ACI Innovation Task Group 4, 2007, "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, 66 pp.
- [2] ACI Committee 318, 2014, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 667 pp.
- [3] Liao, W.-C.; Chao, S.-H., and Naaman, A.E., 2010, "Experience with Self-Consolidating High-Performance Fiber-Reinforced Mortar and Concrete," Fiber Reinforced Self-Consolidating Concrete: Research and Applications, ACI Special Publication No. 274, pp. 79-94.
- [4] Naaman, A. E., and Reinhardt, H. W., 1996, "Characterization of High Performance Fiber Reinforced Cement Composites—HPFRCC," High Performance Fiber Reinforced Cement Composites 2, Proceedings of the Second International RIEM Workshop, Ann Arbor, MI, pp. 1-24.
- [5] Liao, W.-C., and Kuo, Y.-J., 2013, "An Alternative to Improve Compressive Ductility of High Strength Concrete by Adding High Strength Hooked Steel Fibers," The 6th Civil Engineering Conference in Asia Region, Proceeding, 191; 26-32.
- [6] Liao, W.-C., Perceka, W., Liu, E.-J., 2015, "Compressive Stress-Strain Relationship of High Strength Steel Fiber Reinforced Concrete," Journal of Advanced Concrete Technology, 13(8), 378-392.

高強度竹節鋼筋之混凝土劈裂握裹性能

Bond Performance of Concrete Splitting for High-Strength Deformed Bars

林克強¹ 林垣彥² 紀凱甯³ 王勇智⁴

¹財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心 研究員
國立台灣科技大學營建系 合聘教授

Email: kclinncrec@narlabs.org.tw

²國立中央大學土木研究所 碩士生

³財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心 助理研究員

⁴國立中央大學土木系 教授

摘要

本研究共進行 20 組梁端試體(ASTM A944)之高強度竹節鋼筋握裹試驗，試體分別採用 420、550 與 690 MPa 三種降伏強度等級之#10 鋼筋，其鋼筋相對節面積值均大於 0.09，混凝土強度分別採用 28、49、70、85 與 100 MPa 五種強度，並採用 3.87 與 4.93 兩種劈裂指數。本研究主要探討 ACI 318-19 受拉鋼筋伸展長度公式中鋼筋強度等級效應影響的合理性。由試驗破壞模式顯示，20 組試體中，15 組試體如預期發生混凝土劈裂破壞，甚至試體之劈裂指數達 4.93 時，仍可能發生此種破壞。另從握裹應力分析中發現，若使用不同強度等級鋼筋，而欲獲得相同等級之握裹性能條件下，則 ACI 318-19 之受拉伸展長度公式無須增加鋼筋強度等級修正 Ψ_g ，即採用 ACI 318-14 之伸展長度規定即可。研究結果也顯示，以 ACI 318-14 受拉伸展長度模型為基礎，若將混凝土強度與劈裂指數上限條件解除，可獲得相當準確的伸展長度結果，且平均仍有約 10% 的保守餘裕；另若將同時若將混凝土強度上限提高至 100 MPa 而劈裂指數上限仍維持 2.5，模型求得之伸展長度為實際伸展長度需求的 1.7 倍以上。

關鍵字：高強度鋼筋混凝土、伸展長度、鋼筋強度等級修正係數、劈裂指數、鋼筋相對節面積、握裹應力

一、前言

國家地震工程研究中心自 2010 年起，開始針對高強度鋼筋混凝土結構系統進行全面性研究，計劃名稱為「台灣新型高強度鋼筋混凝土結構系統研發(Taiwan New RC Project)」(林克強 2015)。此計畫結合國內產、學界人力與資源，與日本東京鐵鋼公司(Tokyo Tekko Co., Ltd.)提供鋼筋材料與續接及端錨元件的支援，自 2013 年起向國科會/科技部申請整合型研究團隊，至今已進入第三期三年整合型計畫的第二年。本計劃的目標在催生台灣第一棟 New RC 建築，至今仍持續推廣中。在 Taiwan New RC 計畫中，將鋼筋強度的上限由台灣當時之「結構混凝土設計規範」(內政部營建署 2003)或美國 ACI 318 規範(ACI 2008)的 420 MPa

(4200 kgf/cm²)，提升至 690 MPa (7000 kgf/cm²)；混凝土的有效計算強度上限值由前述規範的 70 MPa (約 700 kgf/cm² 或 10000 psi) 提升至 100 MPa (約 1000 kgf/cm² 或 13000 psi) (林克強 2015)。為提供 Taiwan New RC 計畫於研發時作為鋼筋材料的引用依據，於 2014 年台灣混凝土學會 (TCI) 參考美國 ASTM A706 09b (ASTM 2009) 的 80 ksi 等級鋼筋與日本業界常用 USD 690A、B 及 USD 785 的鋼筋標準，制定「鋼筋混凝土用鋼筋 SD 550-685-785」(台灣混凝土學會, 2014)。另外，台灣國家「鋼筋混凝土用鋼筋」標準 CNS 560 (中華民國國家標準 2018) 於 2018 年參考 ASTM A706 (ASTM, 2015a) 及 A615 (ASTM, 2015b) 與 TCI「鋼筋混凝土用鋼筋 SD 550-685-785」，增列 SD 550W 與 SD 690 兩種強度等級鋼筋，此兩種強度等級鋼筋均可符合“耐震用鋼筋”之三項規定，包括：(1) 實際降伏強度上限不得大於規定降伏強度 125 MPa (18 ksi 或 1260 kgf/cm²)，(2) 實際拉力強度 (f_{ua}) 與實際降伏強度 (f_{ya}) 的比值 (f_{ua}/f_{ya}) 不得小於 1.25，(3) 鋼筋伸長率 (斷裂伸長率或總伸長率) 應大於規定值。其中，SD 550W 鋼筋有碳當量 C.E. (carbon equivalent) 小於 0.55 的限制，故允許在常溫下不需預熱即可進行銲接；SD 690 鋼筋因無碳當量 C.E. 規定 (CNS 2018)，故不允許在常溫下進行銲接。

國內現行混凝土結構設計規範 (內政部營建署 2019)，有關竹節鋼筋直線受拉伸展長度公式，主要沿用 ACI 318-05 規範 (ACI 2005) 的相關規定，此規定可追溯至 1995 年之 ACI 318-95 規範 (ACI 1995)，此伸展長度是根據 1977 年 Orangun 等人考量鋼筋與混凝土間之劈裂握裹行為所建立的模型訂定 (Orangun et al. 1977)，直至 2019 年版之 ACI 318 規範 (ACI 2019)，仍沿用相同的公式架構，僅在符號標示與限制略有不同。ACI 318 規範從 2008 至 2014 年版 (ACI 2008, 2011, 2014) 之受拉鋼筋直線伸展長度 l_d 公式規定均相同，詳下式 $l_{d,14}$ ：

$$\begin{cases} l_{d,14} = 0.9 \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\frac{(c_b + K_{tr})}{d_b}} d_b & (MPa, mm) \\ l_{d,14} = 0.28 \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s}{\frac{(c_b + K_{tr})}{d_b}} d_b & \left(\frac{kgf}{cm^2}, cm \right) \end{cases} \quad (1)$$

$$1 \leq \frac{(c_b + K_{tr})}{d_b} \leq 2.5 \quad (2)$$

$$K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn} \quad (3)$$

其中， f_y 為欲發展強度鋼筋之降伏強度， f'_c 為混凝土抗壓強度， c_b 為欲發展強度鋼筋之鋼筋中心至混凝土外緣距離或兩鋼筋中心間距之半， K_{tr} 為橫向鋼筋指標，

A_{tr} 為橫向鋼筋斷面積， n 為在握裹劈裂面上待伸展或續接之鋼筋根數， s 為橫向鋼筋中心間距， Ψ_t 為鋼筋位置修正係數， Ψ_e 為鋼筋塗布修正係數， Ψ_s 為鋼筋尺寸修正係數。台灣自 2011 年起至現行的鋼筋混凝土設計規範（內政部營建署 2011, 2019）與 2005 年 ACI 318 規範（ACI 2005）之 l_d ，除有關橫向鋼筋指標 K_{tr} 的規定略有不同外，其餘均與 $l_{d,14}$ （公式（1）至（3））的規定相同， K_{tr} 的規定如下

$$K_{tr,05} = K_{tr,TW} = \frac{A_{tr}f_{yt}}{105sn} \quad (3a)$$

其中， f_{yt} 為橫向鋼筋降伏強度。公式（3）是將公式（3a）中之 f_{yt} 以 420 MPa 代入而得。2019 年版之 ACI 318-19 規範將鋼筋降伏強度等級上限從 2014 年版本的 420 MPa 提高至 690 MPa，其受拉鋼筋直線伸展長度 l_d 公式，除增加鋼筋強度等級修正係數 Ψ_g 外，其餘均沿用公式（1）的規定，公式如公式（1a） $l_{d,19}$ 所示。

$$\begin{cases} l_{d,19} = 0.9 \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s \Psi_g}{\frac{(c_b + K_{tr})}{d_b}} d_b & (MPa, mm) \\ l_{d,19} = 0.28 \frac{f_y}{\lambda \sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t \Psi_e \Psi_s \Psi_g}{\frac{(c_b + K_{tr})}{d_b}} d_b & \left(\frac{kgf}{cm^2}, cm \right) \end{cases} \quad (1a)$$

根據 ACI 318-19 規定，對於降伏強度等級為 420 MPa (60 ksi)、550 MPa (80 ksi) 與 690 (100ksi) 之鋼筋，鋼筋強度等級修正係數 Ψ_g 分別為 1.0, 1.15 與 1.3。根據該條文解說中的說明（ACI 2019, pp 473），此修正是引用 Orangun et al. 於 1977 年與 Canbay and Frosch 於 2005 年發表的論文（Orangun et al. 1977 與 Canbay and Frosch 2005）。

回顧 Orangun 等人於 1977 年的論文（Orangun et al. 1977），該文章收集過往含與不含橫向圍束鋼筋之試驗資料進行回歸分析，提出一符合 60 ksi (420 MPa) 強度等級鋼筋之基本伸展長度（development length）公式，其公式如下：

$$l_{d60,OJB} = \frac{10200}{\sqrt{f'_c} \left(1 + 2.5 \frac{c}{d_b} + K_{tr} \right)} d_b \quad (psi, in) \quad (1b)$$

$$K_{tr,OJB} = \frac{A_{tr}f_{yt}}{600sd_b} \leq 2.5 \quad (psi, in) \quad (4)$$

其中 C 為欲伸展鋼筋之混凝土淨保護層厚度或欲伸展鋼筋之混凝土淨間距的小者， $K_{tr,0JB}$ 為橫向鋼筋指標，與公式 (3a) 之 $K_{tr,05}$ 及 $K_{tr,TW}$ 的差異僅在於公式 (4) 已除以 d_b ，而公式 (3a) 不含 d_b 。特別注意的是，公式 (1b) 中無鋼筋強度的變數，因該公式之原始完整式中，鋼筋欲伸展的鋼筋強度與對應的伸展長度並非呈線性比例關係，故直接將鋼筋降伏強度 60 ksi 代入，因此公式 (1b) 僅適用於計算降伏強度 60 ksi 鋼筋之伸展長度。文獻中也建議，對於降伏強度 40 ksi 與 75 ksi 等級鋼筋，其伸展長度可採用 $l_{d60,0JB}$ (公式 (1a)) 分別乘以係數 0.6 與 1.3 求得，此係數是在反映欲伸展鋼筋的降伏強度減小與增大時，所需伸展長度應適當的縮短或增長。

Canbay and Frosch 於 2005 年收集 203 組無橫向鋼筋圍束及 278 組有橫向鋼筋為束之鋼筋搭接續接握裹試體試驗資料，經統計分析的研究成果 (Canbay and Frosch 2005)，獲得下列結論：(1) 鋼筋以搭接型式續接時，鋼筋搭接續接行為以混凝土強度四分之一次 ($\sqrt[4]{f'_c}$) 的回歸分析結果較平方根 ($\sqrt{f'_c}$) 者為佳；(2) 當搭接長度越長，其握裹應力無法均布發展的現象越明顯，即搭接續接所發展的應力與續接長度 l_s 的關係為非線性，近似與 $\sqrt{l_s/d_b}$ 呈線性關係；(3) 雖然在續接區上的應變分佈不均勻，但為簡單起見，可以在續接區上考慮平均箍筋應力，此應力與箍筋的降伏應力無關；(4) 鋼筋保護層厚度的效應並非線性，以鋼筋保護層厚度與鋼筋直徑比值的平方根表示 $\sqrt{c/d_b}$ ，可降低較大保護層的影響；(5) 對於表面劈裂破壞而言，特別對於板狀構構件，較大的鋼筋間距有正面效果，此趨勢可以用握裹應力的線性增加來表示。

根據 ACI 408R-03 (ACI 2003) 建議，鋼筋直線握裹試驗研究一般常使用的試驗方法包括：(a) 鋼筋拉拔試驗，(b) 梁端鋼筋錨定試體，(c) 梁鋼筋錨定試驗，與 (d) 梁鋼筋搭接試驗，如圖 1 所示。鋼筋的伸展長度 (development length)，主要提供構件中的鋼筋在預期斷面處能發揮充分的強度，以應付該預期斷面所承受的撓曲應力，此構件通常指梁或板等受撓曲行為較顯著之構件。然而，鋼筋與混凝土間伸展長度通常由鋼筋與混凝土間的握裹行為決定，同時規範中有關伸展長度規定也大多針對梁或板構件中主筋的握裹需求而定。比較上述四種握裹試驗方法之鋼筋於混凝土的受力機制與鋼筋於實際撓曲構件中的受力行為，ACI 408R-03 認為 (a) 鋼筋拉拔試驗為最不合理者，因此建議進行撓曲鋼筋與混凝土的直線握裹試驗時，採用其他三種試驗方法。歸納鋼筋於混凝土中的直線伸展應用，大致可區分為兩類：一類為決定受撓鋼筋在臨界斷面處需提供的斷筋 (bar-cutting) 伸展長度；另一類為決定受撓鋼筋在搭接處應提供的搭接 (lap splice) 伸展長度。

本文主要探討鋼筋在斷筋條件下的混凝土劈裂握裹行為，針對強度超過 420 MPa 之高強度竹節鋼筋與混凝土的直線握裹性能進行研究，目的在提出直線受拉鋼筋的伸展長度設計建議，其中，鋼筋降伏強度目標為 550 與 690 MPa 等級。考量台灣建築工程實務，鋼筋降伏強度等級高於 420 MPa 的高強度鋼筋 (如 550 與 690 MPa)，主要應用於梁、柱之主要受力構件，且大多採用大號鋼筋，當鋼

筋需要續接時，在續接效率的考量下，通常會採用機械式續接，而避免採用過長的搭接續接，故高強度鋼筋的伸展長度一般僅需考量鋼筋斷筋條件。因此本研究採用斷筋條件進行直線劈裂握裹行為研究，探討 ACI 318-19 第 25.4.2 節鋼筋受拉伸展長度公式 (1a) 中，使用鋼筋強度等級修正係數 Ψ_g (對於鋼筋降伏強度等級為 550 MPa (80 ksi) 取 1.15 與 690 (100ksi) 取 1.3) 的合理性，其中，試體採用具有橫向鋼筋圍束 (即 $K_{tr} \neq 0$) 且劈裂指數 (splitting index) $(c_b + K_{tr})/d_b$ 大於 2.5 之試體，以符合一般剪力箍筋量較大的耐震梁構件，並採用圖 1(b) 與 ASTM A944 (ASTM 2010) 相同原理的試驗裝置進行試驗。本文的目的在提出適用強度等級高於 420 MPa 鋼筋的合理伸展長度設計公式建議，提供規範修訂之參考。

二、試驗計畫

本文主要研究鋼筋混凝土中具橫向圍束鋼筋之受撓構件的竹節鋼筋直線握裹行為，探討鋼筋在臨界斷面處發展拉力強度之斷筋伸展長度 (development length for bar-cutting) 需求。

2.1 試驗參數與試體設計

本研究共進行 20 組如圖 1(b) 之梁端鋼筋錨定試體，所有試體的尺寸規模均相同，其 RC 部分的寬度、高度及長度尺寸分別為 180 mm、450 mm 及 1000 mm，如圖 2 所示。設計參數包括混凝土抗壓強度 f'_c 、鋼筋強度等級 (以降伏強度 f_y 標示)、劈裂指數 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 、與鋼筋節形等。混凝土的設計強度分別採用 28、49、70、85、100 MPa；鋼筋分別採用降伏強度 420、550 與 690 MPa 等級之單根 #10 鋼筋；所有試體使用兩種 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 劈裂指數，其值分別為 3.87 與 4.92，其中，所有試體之伸展鋼筋中心至混凝土表面距離 c_b 採用 90 mm，橫向圍束鋼筋採用 420 MPa 強度等級橫向鋼筋，分別為 #4@150 mm 與 #4@75 mm。試體之伸展長度需求是依據 ACI 318-14 之規定 $l_{d,14}$ 計算，詳公式 (1)。為獲得與規範直線伸展長度規定相同的破壞模式，設計試體時，伸展鋼筋在混凝土內的埋置長度 $l_{d,test}$ 控制在 0.47 至 0.78 倍 $l_{d,14}$ 之間 (詳表 1)，以避免鋼筋受拉後發生降伏，導致鋼筋明顯緊縮 (necking) 影響握裹性能或發生斷裂，使試體發生預期的混凝土劈裂破壞。所有試體的設計參數值詳表 1，其中試體的命名由五個項目組成，依序分別包括：(1) B 代表握裹試體；(2) C 後之兩位數字表示混凝土設計抗壓強度，28、47、70、85 與 100 分別代表 28、47、70、85 與 100 MPa；(3) Y 後兩位數字為鋼筋降伏強度，42、55 與 69 分別代表 420、550 與 690 MPa；(4) S 後兩位數字為橫向鋼筋的間距，15 與 75 代表間距為 150 與 75 mm；(5) D 後的小寫英文字母表示伸展鋼筋表面節形，“e” 表示平行四邊形 (或單斜) 節形，“i” 表示鑽石 (或交叉) 節形，如圖 3 所示。試體澆置混凝土時，20 組試體中 18 組採用圖 2 之位置澆置混凝土，伸展鋼筋位於混凝土澆置的上部，以模擬含頂層鋼筋效應，其餘

試體編號最後編碼為“BC”之兩組試體，採用如圖 2 上下顛倒的位置（伸展鋼筋位於混凝土下部）澆置混凝土，以排除頂層鋼筋效應。表 1 中之所列的參數分別為： f'_c 為混凝土設計抗壓強度； f_y 為伸展鋼筋的降伏強度； d_b 為伸展鋼筋的標稱直徑，本研究均使用#10 鋼筋，鋼筋標稱直徑為 32 mm； R_r 為伸展鋼筋表面依實際量測求得之平均節高與平均節距比值，節高與節距是依據 CNS 560 標準量測； $C_{b,s}$ 與 $C_{b,t}$ 為伸展鋼筋中心分別至混凝土側面與頂面外緣間的距離； S_s 為橫向鋼筋間距； $(c_b + K_{tr})/d_b$ 劈裂指數； $l_{d,14}$ 為依據 ACI318-14 規定計算鋼筋強度為 f_y 所得之直線伸展長度； $l_{d,test}$ 為試體實際配置之埋置長度，本研究採用 450 與 600 mm 兩種埋置長度。

試體之伸展鋼筋貫穿梁端試體 RC 部分全長，於伸展鋼筋的受力端及自由端配置 PVC 塑膠管，以隔絕混凝土與鋼筋間之握裹行為。所有試體於伸展鋼筋受力端配置 100 mm 長之 PVC 管，防止伸展鋼筋受拉時在拉側混凝土表面發生非握裹預期的錐形破壞，以避免計入無效握裹長度，並於伸展鋼筋之自由端配置 PVC 塑膠管，調整試體的埋置長度 $l_{d,test}$ ，如圖 2 所示。

2.2 試驗裝置、加載與量測

本研究之試驗裝置如圖 4 所示，圖中之 L 形反力構架為承受握裹試體之伸展鋼筋受拉作用的反力裝置，於 L 形構架右側依序為兩對油壓千斤頂(Oil Jack)與荷重計(Load Cell)位在伸展鋼筋水平兩側且等距配置，荷重計之一端為傳遞伸展鋼筋受力之雙腹板型鋼，位於中央之伸展鋼筋的受力端部，以續接器轉換螺桿穿過雙腹板反力型鋼，並以螺帽鎖固螺桿作為鋼筋施力的反力座。其中，兩側之油壓千斤頂採用等壓力加載，為試驗加載的力源，以兩側荷重計為量測伸展鋼筋的受力大小，試驗裝置實際情形詳圖 5 所示。

本試驗採力量控制方式進行，利用配置於伸展鋼筋水平兩側的油壓千斤頂以同步等壓推動雙腹板型鋼，對位於中央的伸展鋼筋施加單向拉力。試驗加載增量以筋標稱降伏拉力強度 P_y 為基準，每階段增加 $0.05P_y$ ，如圖 6 所示，鋼筋所受拉力是由位於水平兩側千斤頂與雙腹板型鋼間的兩荷重計疊加而得。在伸展鋼筋自由端端部配置 LVDT (位移計) 量測鋼筋自由端的滑動位移量，詳圖 4 與圖 5。當試體混凝土發生劈裂破壞伸展鋼筋受力迅速下降、伸展鋼筋與混凝土產生明顯滑移而造成強度明顯衰減、或伸展鋼筋受力端接合元件發生非預期斷裂等狀況時，實驗結束。

三、試驗結果與討論

本研究採用試驗當天之混凝土圓柱抗壓強度代表試體混凝土的實際抗壓強度 f'_{ca} ，如表 2 所示，其中，試題製作時，相同混凝土設計強度之試體，採用同批混凝土澆置，混凝土實際抗壓強度 f'_{ca} 結果列於表 2。以下均以混凝土實際抗壓強度 f'_{ca} 作為計算伸展長度與正規化握裹應力的依據。由混凝土試驗當天抗壓試驗

結果顯示，設計強度為 70 MPa 之混凝土，其實際抗壓強度 f'_{ca} 為 73.5 MPa 較為接近設計強度；設計強度小於 70 MPa 之 28 與 49 MPa 混凝土，其實際抗壓強度明顯高於設計強度；設計強度大於 70 MPa 之混凝土，其實際抗壓強度明顯低於設計強度。

3.1 強度與破壞模式

各組試體的試驗強度與破壞模式等相關試驗資料，列於如表 3，其中， P_{test} 為試體受拉最大力量。由表 3 中 P_{test} 與 P_y 比值顯示，除試體 BC28Y55S15De 與 BC28Y55S15Di 略小於 1.0 外，其餘試體均大於 1.0，最大可達 1.49。此試驗強度結果並考量 $l_{d,test}/l_{d,14}$ 比值介於 0.47 至 0.78 間之筆值可知，當竹節鋼筋表面平均節高與平均節距比不小於 0.09 且劈裂指數不小於 3.87 時，若在主筋斷筋的工程應用下，以 ACI318-14 或 ACI318-19 不考慮鋼筋強度等級修正係數（即 $\Psi_g = 1.0$ ）之規定計算所得直線伸展長度應實屬相當保守。另統計試體破壞模式發現，本試驗研究共發生四種破壞模式，包括：(a) 混凝土劈裂（concrete splitting）、(b) 鋼筋斷裂（bar fracture）、(c) 續接器斷裂（splice fracture）與 (d) 螺桿斷裂（splice fracture），分別詳圖 7 (a)、(b)、(c)與(d)。除試體 BC85Y55S75De、BC10Y55S75De 及 BC10Y69S75De 鋼筋斷裂、試體 BC10Y55S75Di 續接器斷裂與試體 BC10Y69S75De-BC 續接螺桿斷裂為非預期破壞外，其餘 15 組試體均如預期發生混凝土劈裂破壞。探討前述 5 組發生非預期破壞的主要因素，可歸因於高混凝土強度（高於 70 MPa）與高劈裂指數（ $(c_b + K_{tr})/d_b$ ）的貢獻，使得發展的握裹強度遠大於依埋置長度 $l_{d,test}$ 與 $l_{d,14}$ 比值（詳表 1）所折減的強度。此握裹強度容量的大幅提升，造成試體 BC10Y55S75Di 續接器與試體 BC10Y69S75De-BC 續接螺桿的材料強度無法匹配而破壞，另也導致其他三組試體之鋼筋於未包覆混凝土段發生斷裂，其中研判試體 BC100Y69S75De 在鋼筋車牙之斷面幾何形狀變化端部因應力集中效應造成斷裂，試體 BC85Y55S75De 與 BC100Y55S75De 在鋼筋母材因試驗強度超過鋼筋抗拉強度而斷斷裂。觀察此 5 組發生非預期破壞試體的混凝土表面，其劈裂裂縫並未完全發展，推估試體若完全發展出混凝土劈裂強度，應高於該試體列於表 3 之試驗強度。

3.2 混凝土強度效應

根據過去與現行之 ACI 與國內規範規定，由混凝土劈裂強度主控之鋼筋握裹強度通常假設與 $\sqrt{f'_c}$ 成正比關係。然而，Darwin 等人的研究 (Darwin et al. 1996) 認為 $\sqrt[4]{f'_c}$ 比傳統的 $\sqrt{f'_c}$ 能更佳地表現混凝土強度的發展與續接強度，故建議以 $\sqrt[4]{f'_c}$ 表示混凝土強度的發展與續接強度。另外 Zsutty 於 1985 年提出以 $\sqrt[3]{f'_c}$ 取代 $\sqrt{f'_c}$ 表示混凝土強度的發展與續接強度 (Zsutty 1985)。本研究採用 ASTM A944 (ASTM 2010) 建議的梁端試體與試驗裝置進行試驗，以獲得主筋斷筋條件下的握裹強度發展，過去針對螺紋節鋼筋採用相同梁端試體之握裹試驗，進行試驗握裹應力對 $\sqrt{f'_c}$ 、 $\sqrt[3]{f'_c}$ 與 $\sqrt[4]{f'_c}$ 的回歸分析結果顯示，其線性回歸所得之決定係數

(coefficient of determination) R^2 值並無太大差異 (紀凱甯, 2018)。本文除採用本研究 20 組梁端試體之握裹試驗結果外, 並收集過去使用相同試驗方法的 32 組試驗結果 (紀凱甯等 2014, 李伯達 2018, 林克強等 2019), 以此 52 組竹節鋼筋握裹試體之握裹應力求對 $\sqrt{f'_c}$ 、 $\sqrt[3]{f'_c}$ 與 $\sqrt[4]{f'_c}$ 進行回歸分析。試體之試驗握裹應力 u_{test} 是根據均勻分布的握裹應力假設, 以下式計算求得:

$$u_{test} = \frac{P_{test}}{\pi d_b l_{d,test}} \quad (5)$$

其中, $l_{d,test}$ 、 d_b 列於表 1, P_{test} 詳表 3。回歸分析結果詳圖 8 所示, 圖中顯示, 三條線性回歸線所得之決定係數 R^2 值分別對應 $\sqrt{f'_c}$ 的 0.850、 $\sqrt[3]{f'_c}$ 的 0.847 與 $\sqrt[4]{f'_c}$ 的 0.846, 其中對應於 $\sqrt{f'_c}$ 的 R^2 值略高, 但差異並不顯著, 未發現 $\sqrt[4]{f'_c}$ 比傳統的 $\sqrt{f'_c}$ 能更佳地表現混凝土強度對鋼筋搭接續接的強度發展, 研判可能因本研究著重於鋼筋斷筋的握裹性能, 非以鋼筋搭接續接評估握裹性能有關。因此本研究仍沿用現行規範採用 $\sqrt{f'_c}$ 的關係表示混凝土強度的效應。此三者高的決定係數 R^2 結果也顯示, 混凝土強度 f'_c 為影響鋼筋握裹強度的重要因素之一。

3.3 劈裂指數效應

根據國內現行混凝土結構設計規範 (內政部營建署 2019) 第 5.3.3 節與 ACI 318-14 及 -19 (ACI 2014, 2019) 第 25.4.2.4 節規定, 計算鋼筋直線受拉伸展長度公式 (1) 與 (1a) 時, 其劈裂指數 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 值不可大於 2.5, 在該條文解說中均說明, 當劈裂指數大於 2.5 時, 預期破壞模式會由劈裂破壞 (splitting failure) 轉為拉拔破壞 (pullout failure)。但從過去針對平均節高與平均節距比 (相對節面積比 R_r 值) 不小於 0.085 的竹節鋼筋, 進行梁端試體握裹試驗的研究成果 (紀凱甯等 2014, 李伯達 2018, 林克強等 2019) 顯示, 當混凝土及橫向鋼筋所提供的劈裂指數 $((c_b + K_{tr})/d_b)$ 達 3.61 時, 試體仍發生混凝土劈裂破壞, 且握裹強度仍隨劈裂指數的增加而提升。研判此劈裂破壞的發生與否可能與伸展鋼筋表面節的 R_r 值大小有關。根據 ASTM A706 (ASTM 2015) 與 CNS 560 (CNS 2018) 的鋼筋混凝土用竹節鋼筋標準並未有節高與節距比值 R_r 的最小限制要求, 若依個別的節高與節距規定, 鋼筋的最小 R_r 值可以達 0.07。經調查國內工程應用之鋼筋的 R_r 值結果發現, 國內主要鋼筋製造商生產之鋼筋, 其 R_r 值多不低於 0.08。

為確認高劈裂指數對鋼筋握裹強度發展與混凝土劈裂破壞發生的影響, 本研究延續李伯達 (2018) 研究成果, 針對劈裂指數大於 3.61 之梁端試體進行鋼筋握裹行為研究, 本研究試體採用兩種劈裂指數, 分別為 3.87 與 4.93, 如表 1 所示。由前述之試體破壞模式 (表 3 與圖 7) 顯示, 劈裂指數達 4.93 之試題主要仍發生劈裂破壞。由本研究 20 組加上過去 32 組之試體強度結果 (紀凱甯等 2014, 李伯達 2018, 林克強等 2019), 以公式 (5) 計算獲得之 u_{test} 除以 $\sqrt{f'_c}$, 求得以混凝土強度平方根正規化的握裹應力, 以此正規化握裹應力評估劈裂指數效應。圖

9 為 52 組試體的正規化握裹應力與劈裂指數關係圖，圖中顯示，當劈裂指數達 4.93 時，正規化混凝土效應後之握裹應力能仍有效提升，其握裹應力且隨者劈裂指數約呈線性比例增加。

3.4 握裹應力發展

根據 ACI 318-19 (ACI 2019) 第 25.4.2.4 節受拉鋼筋伸展長度規定，較過去版本增加 Ψ_g 鋼筋強度等級修正係數，詳公式 (1a) 所示，對應於 420 MPa (60 ksi)、550 MPa (80 ksi) 與 690 (100ksi) 降伏強度等級之鋼筋， Ψ_g 分別為 1.0, 1.15 與 1.3。考量國內現階段之工程實務，一般高強度鋼筋均應用於梁、柱構件，且以應用大號鋼筋為主。故本研究使用此三種降伏強度等級之鋼筋，分別對應 5 種混凝土抗壓強度，實際混凝土抗壓強度分別為 43.9、63.5、73.5、79.1 與 91.1 MPa，如表 2 所示。以下分別以 2014 年與 2019 年版之 ACI 318 規範規定之伸展長度計算求得的握裹應力進行比較。試驗所得之握裹應力 u_{test} 依公式 (5) 計算求得。試體設計所對應之規範握裹應力可依公式 (6) 計算：

$$u_{code} = \frac{P_y}{\pi d_b l_{d,code}} \quad (6)$$

同時定義握裹應力比 R_u 為 u_{test} 與 $u_{d,code}$ 的比值，以下式求得。

$$R_u = \frac{u_{test}}{u_{code}} \quad (7)$$

為評估規範對混凝土強度 70 MPa 上限或劈裂指數 2.5 上限限制的影響。 $l_{d,code}$ 分別採用 ACI 318-14 與-19 規範，並考量下列之混凝土強度與劈裂指數的三種限制條件計算，混凝土強度與劈裂指數的三種限制條件分別為：

(1) 混凝土強度有 70 MPa 上限限制，劈裂指數有 2.5 上限限制，此符合規範限制條件；

(2) 混凝土強度無 70 MPa 上限限制，劈裂指數有 2.5 上限限制；

(3) 混凝土強度無 70 MPa 上限限制，劈裂指數無 2.5 上限限制；

以 ACI 318-14 與-19 規範分別依序對應上述限制條件計算而得之伸展長度分別為 $l_{d14,lim}$ 、 $l_{d14,unlc}$ 、 $l_{d14,unl}$ 、 $l_{d19,lim}$ 、 $l_{d19,unlc}$ 與 $l_{d19,unl}$ ，對應之握裹應力分別為 $u_{14,lim}$ 、 $u_{14,unlc}$ 、 $u_{14,unl}$ 、 $u_{19,lim}$ 、 $u_{19,unlc}$ 與 $u_{19,unl}$ ，以試驗埋置長度與規範伸展長度之試驗握裹應力比分別為 $R_{u14,lim}$ 、 $R_{u14,unlc}$ 、 $R_{u14,unl}$ 、 $R_{u19,lim}$ 、 $R_{u19,unlc}$ 與 $R_{u19,unl}$ ，其中握裹應力比值亦可視為安全係數，當握裹應力比值愈接近 1.0 表示該規範或限制條件的伸展長度模型愈準確，其值愈大代表該伸展長度模型越保守。國內現行「混凝土結構設計規範」(內政部營建署 2019) 有關竹節鋼筋直線受拉伸展長度規定與 ACI 318-14 者大致相同，僅在橫向鋼筋指標 K_{tr} 略有不同(詳公式(3))

與(3a))，若橫向圍束箍筋強度 f_{yt} 採用 420 MPa 時，則兩者的規定相同。本研究之橫向圍束箍筋採用 SD 420 鋼筋，故 ACI 318-14 規範的結果即可代表國內現行「混凝土結構設計規範」所得之結果，以下不再重複贅述。

(a) 鋼筋強度等級 Ψ_g 的影響

圖 10(a)與(b)為試驗握裹應力分別與 ACI 318-14 及-19 規範規定伸展長度(公式(1)與(1a))計算所得握裹應力的比值，即 $R_{u14,lim}$ 與 $R_{u19,lim}$ ，此結果顯示，對於不同鋼筋強度等級，依 ACI 318-14 規範求得之試驗握裹應力比 $R_{u14,lim}$ 平均值介於 1.72 至 2.4 之間，依 ACI 318-19 規範考量鋼筋強度等級修正係數 Ψ_g 規定求得之試驗握裹應力比 $R_{u19,lim}$ 介於 1.72 至 3.17 之間，比較兩結果顯示，不同鋼筋強度等級之 $R_{u14,lim}$ 平均值較為均勻，不隨鋼筋強度等級的提高而增加，使用 420、550 與 690 強度等級之鋼筋，平均安全係數分別為 1.72、1.89 與 2.40；但 $R_{u19,lim}$ 明顯隨著鋼筋強度等級修正係數 Ψ_g 的提高而增加(即保守程度亦隨之提高)，依序對應於前述鋼筋強度等級，其平均安全係數分別為 1.72、2.17 與 3.17。因此，由本研究採用梁端試體進行之握裹試驗結果顯示，欲使採用不同強度等級鋼筋以獲得相同等級的握裹性能時，應無須如 ACI 318-19 規定的伸展長度公式中額外增加考慮鋼筋強度等級修正係數 Ψ_g 的需要。另外由混凝土強度越大或劈裂指數越大的試體強度發展發現，其試驗握裹強度發展有較為顯著的趨勢，此應與規範規定之伸展長度對混凝土強度與劈裂指數的上限限制有關，詳以下的討論。

(b) 混凝土強度 f'_c 的影響

從表 1 試體設計參數表中可知，鋼筋強度等級 550 之試體分別配置五種混凝土設計強度，分別包括 28、49、70、85 與 100 MPa，實際混凝土強度 f'_{ca} 分別為 43.9、63.5、73.5、79.1 與 91.1 MPa。由圖 10(a)中鋼筋強度等級為 550 之試體握裹應力比值發現，混凝土強度的提高有助握裹應力的提升，但其中混凝土實際強度為 79.1 的一組試體與 91.1 的兩組試體，如圖中有特別標示“✕”與“●”符號者，其握裹應力的提升並不如預期，如 3.1 節所述，此三組試體的破壞模式分別為鋼筋斷裂與施力處之續接器破壞(詳表 3)，非發生混凝土劈裂破壞，推估此三組試體的混凝土劈裂強度容量應高於表 3 之試驗強度。因此，混凝土劈裂的鋼筋握裹強度容量應隨混凝土強度的增加而提高。基於此試驗結果的觀察，將 ACI 318-14 及-19 規範之伸展長度公式解除混凝土強度 70 MPa 上限，但維持劈裂指數 2.5 的上限限制規定，重新計算試驗握裹應力比值，分別以 $R_{u14,unlc}$ 與 $R_{u19,unlc}$ 表示，其結果分別繪於圖 11(a)與(b)。由圖 11(b)中仍顯示， $R_{u19,unlc}$ 明顯隨著鋼筋強度等級修正係數 Ψ_g 的提高而增加(即安全係數隨之提高)，其平均安全係數分別為 1.70、2.07 與 2.88。圖 11(a)是以 ACI 318-14 伸展長度公式，在不考慮 70 MPa 混凝土上限限制下，計算所得的試驗握裹應力比 $R_{u14,unlc}$ ，對於不同鋼筋強度等級的平均試驗握裹應力比值分別為 1.70、1.80 與 2.20，與 $R_{u14,lim}$ 的平均值比較，有較為一致的趨勢，其安全係數平均值最小為 1.70，此結果顯示，依據 ACI 318-14 伸

展長度規定設計時，若混凝土強度無 70 MPa 上限限制，仍可獲得較為均勻且保守的握裹應力結果，惟保守程度仍稍偏大。因此，建議 ACI 318-14 規範中直線伸展長度設計規定的有效混凝土抗壓強度計算值，可由現行規定的 70 MPa 調高至 100 MPa，此混凝土抗壓強度限制的開放仍可獲得保守的伸展長度設計值。

(c) 劈裂指數 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 的影響

進一步同時解除 ACI 318-14 與-19 伸展長度設計規定之混凝土強度 70 MPa 與劈裂指數 2.5 的上限限制規定，計算求得試驗握裹應力比值分別為 $R_{u14,unl}$ 與 $R_{u19,unl}$ ，如圖 12(a)與(b)所示。圖 11(a)顯示，各鋼筋強度等級之 $R_{u14,unl}$ 平均值分別為 1.10、1.05 與 1.12，大致相等，三者之平均值為 1.09。與前述 $R_{u14,unlc}$ 對應的平均值相較，其值有大幅往 1.0 移動的趨勢，且為大於 1.0 之保守側，顯示劈裂指數 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 上限值仍有調高的空間。此結果顯示，在無混凝土強度 70 MPa 與劈裂指數 2.5 的上限限制下，ACI 318-14 之直線伸展長度模型可均勻且準確地估計握裹應力，平均仍約為低估試驗值 10%。由此握裹應力分析結果顯示，若將混凝土強度與劈裂指數上限分別提升至 100 MPa 與 5.0，ACI 318-14 之直線伸展長度模型可獲得相當準確的握裹應力結果。對於 ACI 318-19 規範，其各鋼筋強度等級之試驗握裹應力比 $R_{u19,unl}$ 平均值，隨著鋼筋強度等級的提高而增加，其平均值分別為鋼筋強度等級 420 的 1.10、550 的 1.21 與 690 的 1.46；若以鋼筋強度等級 420 的試驗握裹應力比 $R_{u19,unl}$ 平均值為基礎，鋼筋強度等級 550 與 690 的試驗握裹應力平均值分別為 1.1 與 1.33 倍，此比值與公式(1a)中的鋼筋強度等級修正係數 Ψ_g 相符(鋼筋強度等級 550 與 690 對應之 Ψ_g 值分別為 1.15 與 1.3)。

本研究的試驗握裹應力分析結果顯示，若將混凝土強度與劈裂指數上限條件解除，ACI 318-14 之直線伸展長度模型仍可獲得相當準確的結果，且平均仍有約 10% 的保守餘裕。因此本文建議，對於有橫向鋼筋提供圍束之構件，計算高強度竹節鋼筋在臨界斷面處的斷筋伸展長度時，可使用 ACI 318-14 直線伸展長度公式，惟混凝土強度與劈裂指數的上限限制分別可調高至 100 MPa 與 5.0，可獲得準確的結果。另外，現行「高強度鋼筋混凝土結構設計手冊」(中華民國結構工程學會，2017)建議，鋼筋的受拉伸展長度採用公式(1)計算，劈裂指數 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 維持 2.5 的上限限制，惟混凝土計算強度 f'_c 上限調高至 100 MPa，且鋼筋相對節面積 R_r 值建議不小於 0.10。從本研究採用相對節面積 R_r 值不小於 0.09 之竹節鋼筋的單向受拉握裹試驗結果顯示，在發展相同拉力強度的條件下，公式(1)所提供的伸展長度約為實際伸展長度需求的 1.7 倍以上。此結果證實，「高強度鋼筋混凝土結構設計手冊」有關鋼筋受拉伸展長度規定尚屬保守，且合理可行。

四、結論與建議

依據本研究之試驗與分析結果，主要的結論與建議歸納如下；

1. 試驗結果顯示，本研究共發生四種破壞模式，包括：混凝土劈裂 (concrete

- splitting)、鋼筋斷裂 (bar fracture)、續接器斷裂 (splice fracture) 與螺桿斷裂 (splice fracture)，各試體之破壞模式列於表 3。在共 20 組的試體中，15 組試體如設計預期發生混凝土劈裂破壞，5 組未發生預期的破壞模式，此顯示未發生預期的破壞模式的 5 組試體，若以現行規範之混凝土劈裂評估鋼筋受拉握裹強度時，預期造成混凝土劈裂的握裹強度應高於試驗強度。
2. 由試驗破壞模式發現，劈裂指數達 4.93 之試體仍發生混凝土劈裂破壞。
 3. 由本研究與過去相關研究 (紀凱甯等 2014, 李伯達 2018, 林克強等 2019) 共 52 組竹節鋼筋受拉握裹試體，進行握裹應力與混凝土強度 f'_c 回歸分析結果顯示，握裹應力與 $\sqrt{f'_c}$ 、 $\sqrt[3]{f'_c}$ 與 $\sqrt[4]{f'_c}$ 約呈線性正相關，其決定係數 (coefficient of determination) R^2 值分別為 $\sqrt{f'_c}$ 的 0.850、 $\sqrt[3]{f'_c}$ 的 0.847 與 $\sqrt[4]{f'_c}$ 的 0.846，其差異有限，因此以 $\sqrt{f'_c}$ 評估鋼筋握裹強度或受拉伸展長度尚屬合理，此結果可知，混凝土強度為影響鋼筋握裹性能最重要的參數之一，工程應用時若欲縮短握裹長度，提高混凝土強度為可行且有效的手段。
 4. 本研究針對不同鋼筋強度等級與不同混凝土強度進行梁端試體握裹試驗，其中竹節鋼筋之相對節面積 R_r 值不小於 0.09，在鋼筋斷筋條件下之握裹應力分析結果，可獲得以下的結論：
 - (a) 鋼筋與混凝土間握裹的均勻分布(uniform distribution)假設仍可適用，若使用不同強度等級鋼筋，而欲獲得相同等級之握裹性能，則 ACI 318-19 之伸展長度公式(公式(1a))無須增加鋼筋強度等級修正係數 Ψ_g (鋼筋降伏強度 550 MPa 等級 Ψ_g 為 1.15，鋼筋降伏強度 690 MPa 等級 Ψ_g 為 1.30)，且對於鋼筋降伏強度等級為 420、550 與 690 之安全係數，仍可分別達 1.72、1.89 與 2.40。
 - (b) 若將混凝土強度與劈裂指數上限解除的條件下，ACI 318-14 之直線伸展長度模型仍可獲得相當準確的結果，且平均仍有約 10% 的保守餘裕。因此，對於有橫向鋼筋提供圍束之構件，計算臨界斷面強度之高強度竹節鋼筋的斷筋伸展長度，可使用 ACI 318-14 直線伸展長度公式，惟建議混凝土強度與劈裂指數的上限限制分別可調高至 100 MPa 與 5.0，並考量適當安全係數。
 - (c) 現行「高強度鋼筋混凝土結構設計手冊」(中華民國結構工程學會，2017)建議，鋼筋的受拉伸展長度採用公式(1)計算，其劈裂指數 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 維持 2.5 的上限限制，將混凝土強度 f'_c 計算上限值調高至 100 MPa，且鋼筋相對節面積 R_r 值建議不小於 0.10 的規定，經本研究結果證實，在此限制條件建議下，依公式(1)計算所得之竹節鋼筋的受拉伸展長度為實際伸展長度需求的 1.7 倍以上。故以「高強度鋼筋混凝土結構設計手冊」有關鋼筋受拉伸展長度規定應用於決定鋼筋斷筋之伸展長度屬保守可行。

致謝

本研究感謝東和鋼鐵企業股份有限公司與豐興鋼鐵股份有限公司提供鋼筋

進行試驗，本研究得以完成，在此表示謝忱。

參考文獻

- [1] ACI (1995, 2005, 2008, 2014, 2019), *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, Committee 318, American Concrete Institute, Farmington Hills.
- [2] ACI (2003), *Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension*, Committee 408, American Concrete Institute, Farmington Hills.
- [3] ASTM (2009, 2015a), *Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement*, ASTM A706/A706M, ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania.
- [4] ASTM, 2015b, *Standard Specification for Low-Alloy Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement*, ASTM A615/A615M, ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania.
- [5] ASTM (2010), *Standard Test Method for Comparing Bond Strength of Steel Reinforcing Bars to Concrete Using Beam-End Specimens*, ASTM A944, ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania.
- [6] Darwin, D.; Zuo, J.; Tholen, M. L.; and Idun, E. K. (1996) "Development Length Criteria for Conventional and High Relative Rib Area Reinforcing Bars," *ACI Structural Journal*, V. 93, No. 3, May-June, pp. 347-359.
- [7] Zsutty, T. (1985), "Empirical Study of Bar Development Behavior," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 111, No. 1, Jan., pp. 205-219.
- [8] 中華民國結構工程學會 (2017), 「高強度鋼筋混凝土設計手冊」, 科技圖書公司, 新北市。
- [9] 中華民國國家標準 (CNS) (2018), 「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, April 12, 2018。
- [10] 內政部營建署 (2003), 「結構混凝土設計規範」, 台北市, 民國 92 年 1 月。
- [11] 內政部營建署 (2011, 2019), 「混凝土結構設計規範」, 台北市。
- [12] 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)。
- [13] 林克強 (2019), 「2018 年 CNS 560 鋼筋標準修訂」, 結構工程第三十四卷 第二期 第 23-41 頁(民國一〇八年十二月)。
- [14] 林克強、紀凱甯、莊勝智、陳勇亲、劉志國 (2020), 「採用 SD 550W 鋼筋之 RC 構件試驗研究」, 國家地震工程研究中心 NCREE 技術報告(NCREE-20-007)。
- [15] 李柏達 (2019), 「竹節鋼筋於鋼筋混凝土之直線握裹行為研究」, 國立台灣科技大學營建工程學系碩士學位論文, 指導教授: 林克強。
- [16] 紀凱甯 (2017), 「高強度螺紋節鋼筋於鋼筋混凝土之握裹行為研究」, 國立台灣科技大學營建工程學系博士學位論文, 指導教授: 邱建國、林克強。
- [17] 紀凱甯、尹衍梁、林克強、邱建國、顏聖益、吳子良 (2014), 「鋼筋混凝土之竹節鋼筋受砂漿附著汙染之握裹行為研究」, 中華民國第十二屆結構工程研討會暨第二屆地震工程研討會, 高雄, 台灣, 5-7 September, 2012, Paper No. 1516。

表 1 試體設計參數一覽表

Specimens	f'_c (MPa)	f_y (MPa)	d_b (mm)	R_r	$C_{b,s}$ (mm)	$C_{b,t}$ (mm)	S_s (mm)	$\frac{(C_b + K_{tr})}{d_b}$	$l_{d,14}$ (mm)	$l_{d,test}$ (mm)	$\frac{l_{d,test}}{l_{d,14}}$
BC28Y42S15De	28	420	32	0.097	90	90	150	3.87	914	450	0.492
BC28Y55S15De	28	550	32	0.094	90	90	150	3.87	1197	600	0.501
BC28Y42S15Di	28	420	32	0.154	90	90	150	3.87	914	450	0.492
BC28Y55S15Di	28	550	32	0.133	90	90	150	3.87	1197	600	0.501
BC49Y42S15De	49	420	32	0.090	90	90	150	3.87	691	450	0.651
BC49Y55S15De	49	550	32	0.097	90	90	150	3.87	905	600	0.663
BC49Y42S15Di	49	420	32	0.145	90	90	150	3.87	691	450	0.651
BC49Y55S15Di	49	550	32	0.138	90	90	150	3.87	905	600	0.663
BC70Y42S15De	70	420	32	0.087	90	90	150	3.87	578	450	0.779
BC70Y55S15De	70	550	32	0.094	90	90	150	3.87	757	450	0.594
BC70Y42S15Di	70	420	32	0.134	90	90	150	3.87	578	450	0.779
BC70Y55S15Di	70	550	32	0.130	90	90	150	3.87	757	450	0.594
BC85Y55S75De	85	550	32	0.099	90	90	75	4.93	757	450	0.594
BC85Y69S75De	85	690	32	0.102	90	90	75	4.93	950	450	0.474
BC85Y55S75Di	85	550	32	0.121	90	90	75	4.93	757	450	0.594
BC85Y69S75De-BC	85	690	32	0.101	90	90	75	4.93	950	450	0.474
BC10Y55S75De	100	550	32	0.093	90	90	75	4.93	757	450	0.594
BC10Y69S75De	100	690	32	0.095	90	90	75	4.93	950	450	0.474
BC10Y55S75Di	100	550	32	0.136	90	90	75	4.93	757	450	0.594
BC10Y69S75De-BC	100	690	32	0.099	90	90	75	4.93	950	450	0.474

f'_c : 混凝土設計抗壓強度

f_y : 伸展鋼筋標稱降伏強度

d_b : 伸展鋼筋直徑

R_r : 伸展鋼筋實際量測之平均節高與節

距比值

$C_{b,s}, C_{b,t}$: 伸展鋼筋中心分別至混凝土側面與頂面外緣間距離

S_s : 橫向鋼筋間距

$\frac{(C_b + K_{tr})}{d_b}$: 試體實際配置值

$l_{d,14}$: 根據 ACI 318-14 之 $l_{d,14}$ 規定計算，即 $f'_c \leq 70 \text{ MPa}$ ， $(C_b + K_{tr})/d_b \leq 2.5$

$l_{d,test}$: 試體伸展鋼筋埋置長度

表 2 握裹試驗當天之混凝土圓柱試體抗壓試驗強度結果

f'_c (MPa)	28	49	70	85	100
f'_{ca} (MPa)	43.9	63.5	73.5	79.1	91.1

表 3 試驗主要結果一覽表

Specimens	f'_{ca} (MPa)	f_y (MPa)	d_b (mm)	P_y (kN)	P_{test} (kN)	$\frac{P_{test}}{P_y}$	Failure Mode
BC28Y42S15De	43.9	420	32	338	342	1.012	Concrete splitting
BC28Y55S15De	43.9	550	32	442	421	0.952	Concrete splitting
BC28Y42S15Di	43.9	420	32	338	339	1.003	Concrete splitting
BC28Y55S15Di	43.9	550	32	442	427	0.966	Concrete splitting
BC49Y42S15De	63.5	420	32	338	394	1.166	Concrete splitting
BC49Y55S15De	63.5	550	32	442	509	1.152	Concrete splitting
BC49Y42S15Di	63.5	420	32	338	427	1.263	Concrete splitting
BC49Y55S15Di	63.5	550	32	442	552	1.249	Concrete splitting
BC70Y42S15De	73.5	420	32	338	505	1.494	Concrete splitting
BC70Y55S15De	73.5	550	32	442	476	1.077	Concrete splitting
BC70Y42S15Di	73.5	420	32	338	448	1.325	Concrete splitting
BC70Y55S15Di	73.5	550	32	442	457	1.034	Concrete splitting
BC85Y55S75De	79.1	550	32	442	569	1.287	Bar fracture ✖
BC85Y69S75De	79.1	690	32	555	631	1.137	Concrete splitting
BC85Y55S75Di	79.1	550	32	442	582	1.317	Concrete splitting
BC85Y69S75De-BC	79.1	690	32	555	625	1.126	Concrete splitting
BC100Y55S75De	91.1	550	32	442	583	1.319	Bar fracture ✖
BC100Y69S75De	91.1	690	32	555	641	1.155	Bar fracture ✖
BC100Y55S75Di	91.1	550	32	442	600	1.357	Splice fracture ○
BC100Y69S75De-BC	91.1	690	32	555	640	1.153	Rod fracture □

f'_{ca} : 混凝土實際抗壓強度
 P_y : 伸展鋼筋標稱降伏強度

P_y : 伸展鋼筋標稱降伏應力
 P_{test} : 試驗之最大握裹強度

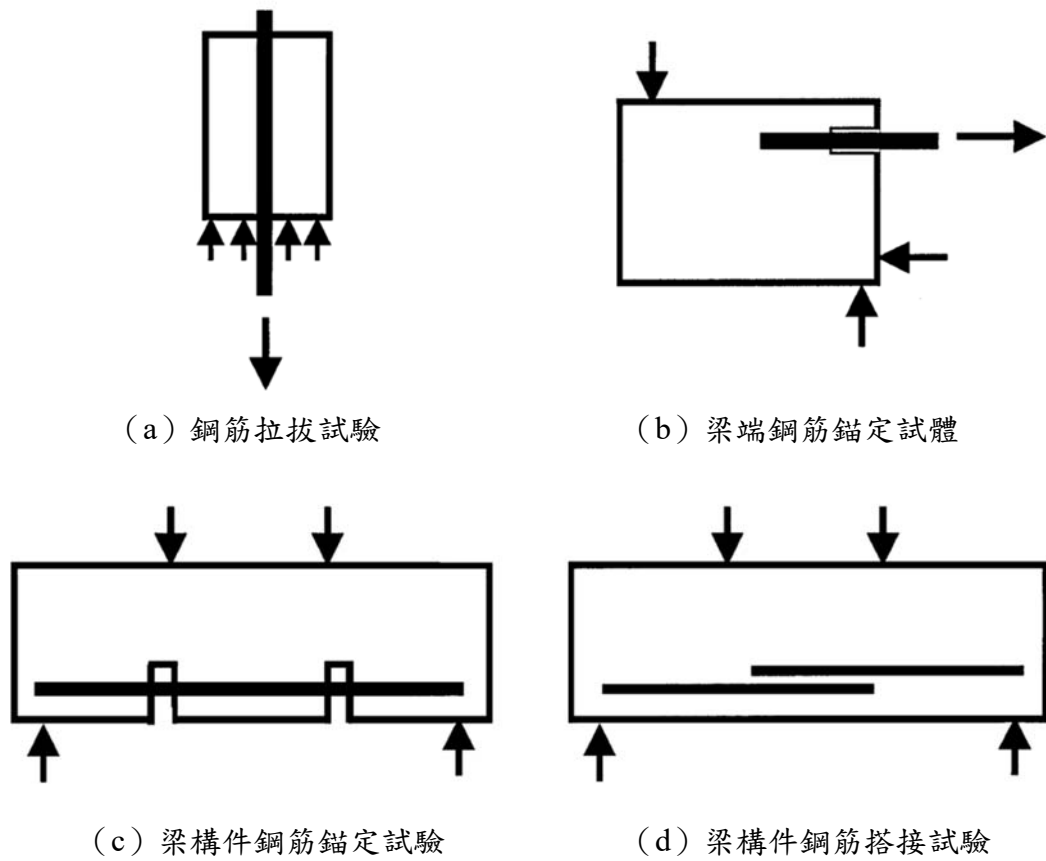


圖 1 鋼筋於混凝土直線握裹行為常用的試驗方法 (ACI 408R-03)

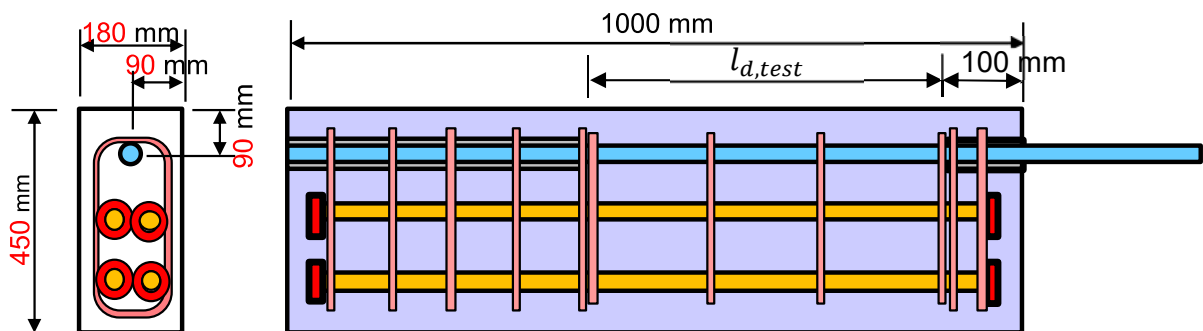


圖 2 試體尺寸圖

(b) 鑽石型

圖 3 鋼筋表面為平行四邊形與鑽石型節形之竹節鋼筋

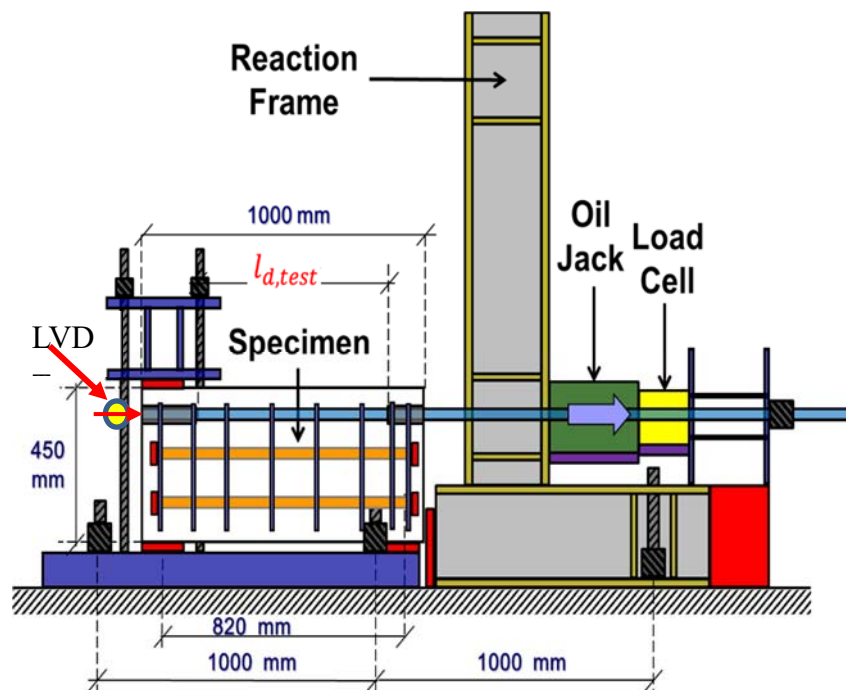


圖 4 試驗裝置圖



圖 5 試驗裝置實際情形

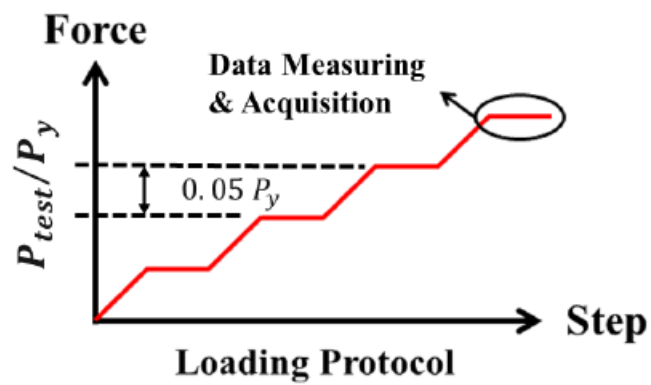


圖 6 試驗載重加載歷時



(a) 混凝土劈裂



(b) 鋼筋斷裂



(c) 續接器斷裂



(d) 螺桿斷裂

圖 6 試體破壞模式

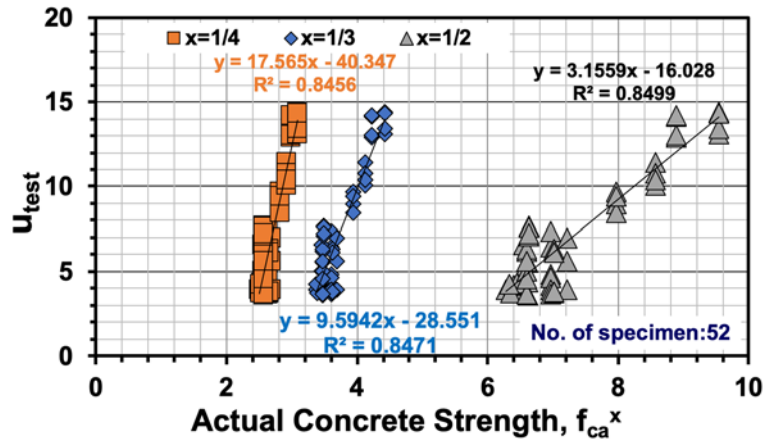


圖 8 握裹應力與不同混凝土強度指數回歸關係圖

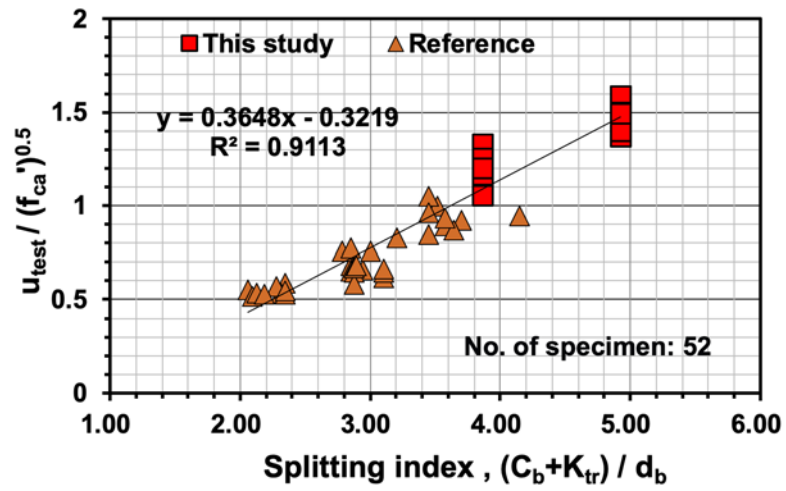
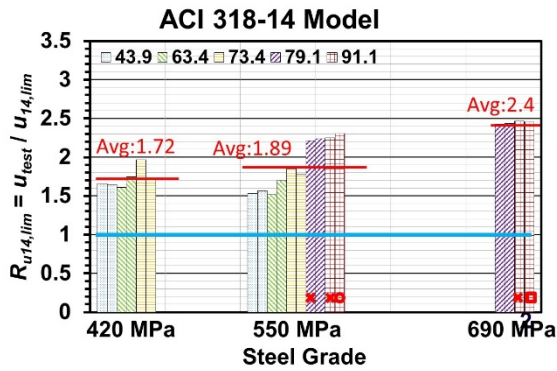
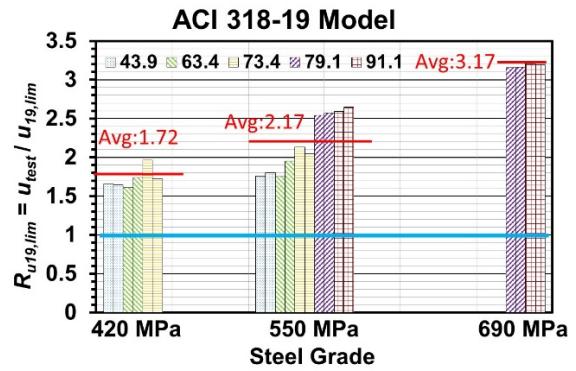


圖 9 正規化握裹應力與劈裂指數關係圖

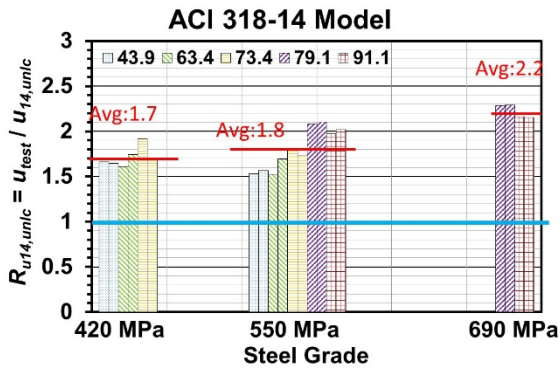


(a) ACI 318-14

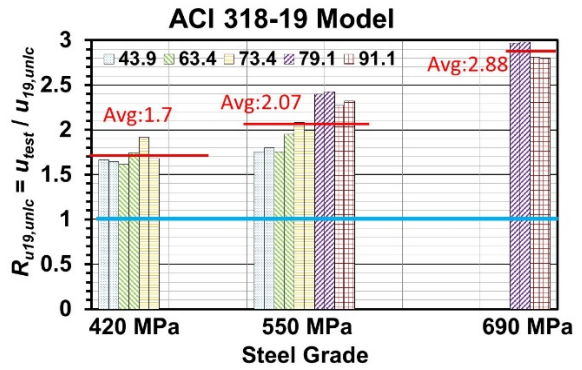


(b) ACI 318-19

圖 10 ACI 318-14 與-19 規範在混凝土強度與劈裂指數上限限制下之握裹應力比

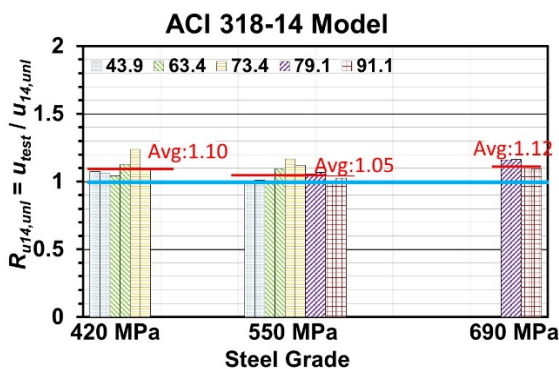


(a) ACI 318-14

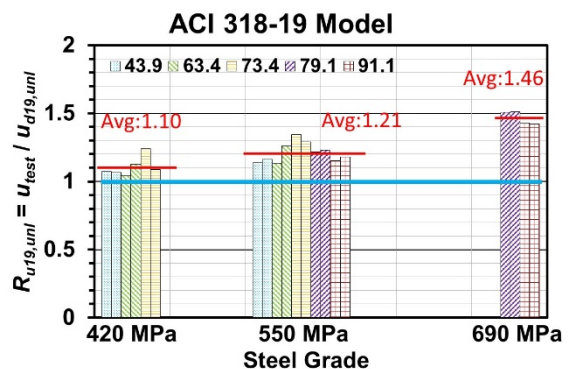


(b) ACI 318-19

圖 11 ACI 318-14 與-19 規範考慮劈裂指數上限 2.5 限制，但無混凝土強度 70 MPa 上限限制之握裹應力比



(a) ACI 318-14



(b) ACI 318-19

圖 10 ACI 318-14 與-19 規範不考慮劈裂指數 2.5 與混凝土強度 70 MPa 上限限制之握裹應力比