

高強度混凝土之 T 頭鋼筋錨定行為

Anchorage Behavior of T Headed bars within High-Strength Concrete

林克強¹ 紀凱甯²

¹ 國家地震工程研究中心 副研究員

² 國家地震工程研究中心 研究助理

摘要

近幾年 T 頭鋼筋已漸漸地應用在橋梁及建築結構上，2008 年版美國 ACI 318 設計規範於機械錨定章節中，已針對 T 頭鋼筋之設計提出建議，其規定包括鋼筋強度不得超過 420MPa、混凝土強度上限為 42MPa、鋼筋淨間距不少於 $4d_b$ 、淨保護層至少 $2d_b$ 及 T 頭端板面積必須不小於 5 倍鋼筋斷面積。本研究目的欲突破上述規定之適用限制，以擴大 T 頭端錨之實際應用範圍。

本研究共進行 43 組梁構件 CCT 節點(Compression-Compression-Tension Node)試驗，探討 T 頭鋼筋在混凝土中之錨定行為，其中研究參數包括鋼筋強度、混凝土強度、T 頭端板大小、鋼筋淨間距及圍束條件等，同時也探討 T 頭鋼筋、直通鋼筋與標準 90° 及 180° 彎鉤鋼筋錨定效應之差異。

試驗結果顯示，T 頭鋼筋確實比標準彎鉤提供較佳之錨定性能，且 T 頭端板越大，錨定強度提升越顯著，試驗結果顯示，3 倍鋼筋斷面積之 T 頭端板已可取代標準彎鉤之錨定強度；當鋼筋淨間距採用 $1.5d_b$ 與 $4d_b$ 之試體，其錨定強度表現獲得相近之結果，但仍需更多之實驗證實其配置間距是否能夠確實縮減；混凝土強度方面，本研究結果顯示鋼筋之錨定強度與混凝土強度成正比；圍束量而言，配置圍束箍筋可有效提升試體之錨定強度。本研究亦針對試體不同條件，歸納其破壞模式，以提供讀者參考。

關鍵字：機械錨定、T 頭鋼筋、CCT 節點、 90° 及 180° 標準彎鉤

欲投稿主題：G. 地震工程

一、前言

傳統鋼筋混凝土構件之鋼筋端部均以彎鉤型式作為鋼筋錨定，使鋼筋距端部彎鉤適當距離處能發揮預期之強度，因此梁柱接頭以傳統標準彎鉤鋼筋進行錨定時，其鋼筋彎鉤將導致交會區鋼筋配置擁擠、施工費時困難，進一步可能造成混凝土澆置品質不良，導致局部強度不足之可能。若採用 T 頭鋼筋取代傳統彎鉤鋼筋，可有效解決上述彎鉤鋼筋配置壅塞所造成的問題，提升工程品質。近幾年 T 頭鋼筋在國外已漸漸地應用在橋梁及建築結構上，ACI 318-08[1]中已提供相關之設計建議，該規範規定鋼筋材質不得超過 420 MPa 等級之鋼筋、混凝土設計強度之選用不得超過 42 MPa、鋼筋淨間距與淨保護層分別不得少於 $4d_b$ 與 $2d_b$ 及 T 頭端板面積必須大於等於 5 倍鋼筋斷面積。考量工程實務與施工效率，部分規定似乎過於保守，本研究之目的欲突破其適用限制，以擴大實際應用範圍。故本研究針對鋼筋材質、混凝土強度、鋼筋間距與 T 頭端板大小作為研究參數，進行試驗研究，探討其破壞模式與錨定特性，並提出相關 T 頭鋼筋錨定的設計與施工建議。

二、鋼筋混凝土設計規範中鋼筋之受拉伸展長度規定

傳統直線伸展與標準彎鉤鋼筋錨定工法，為符合規範規定之長度與彎鉤需求，造成部分區域鋼筋配置擁擠，特別是梁柱接頭，此不僅影響混凝土施工品質，對於現場鋼筋的排置綁紮更是一大考驗。T 頭鋼筋之應用，則為上述情況提供了一個有效的對策。

2.1 鋼筋伸展長度的比較

為比較鋼筋各種端部錨定細節之伸展長度差異，本節針對 ACI 318-08[1]規範進行比較。就無彎鉤之直通鋼筋而言，錨定長度 L_d 規定如下：

$$L_d = 0.89 \frac{f_y}{\sqrt{f_c'}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \lambda}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} d_b \geq 300 \text{ mm} \quad (1)$$

其中 c_b 為鋼筋中心至混凝土邊緣之距離或鋼筋中心至中心距離之半，兩者間之較小值； K_{tr} 為橫向鋼筋指數； λ 為混凝土修正因子； ψ_t 為鋼筋位置修正因子； ψ_e 為鋼筋塗布修正因子； ψ_s 為鋼筋號數修正因子。

以標準彎鉤鋼筋而言，錨定長度 L_{dh} 規定如下：

$$L_{dh} = 0.24 \frac{\psi_e f_y \lambda}{\sqrt{f_c'}} d_b \geq 8d_b \quad \text{or} \quad 150 \text{ mm} \quad (2)$$

當配置之彎鉤鋼筋號數為 #11 或更小時，側保護層厚度不小於 63.5mm，且 90° 彎鉤之直線延伸段，其側保護層厚度不小於 50mm 時，此錨定長度可折減為 70%；當彎鉤之全部伸展長度 L_{dh} 內，以間距小於 $3d_b$ 之箍筋或肋筋圍束時，其長度可乘上 0.8 之折減因子。

以 T 頭鋼筋而言，ACI 318-08[1]之受拉錨定長度 L_{dt} 規定如下：

$$L_{dt} = 0.19 \frac{\psi_e f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b \geq 8d_b \quad \text{or} \quad 150 \text{ mm} \quad (3)$$

其中 ψ_e 為鋼筋塗布修正因子。

ACI 352-02[2]也對 T 頭鋼筋之伸展長度提出下列之建議：

$$L_{dt} = 0.12 \frac{\alpha f_y}{\sqrt{f_c'}} d_b \geq 8d_b \quad \text{or} \quad 150 \text{ mm} \quad (4)$$

其中 α 為應力係數。

圖 1 是以 $f_y = 420 \text{ MPa}$, $f_c' = 42 \text{ MPa}$ 之 #10 鋼筋在無任何修正條件下，針對上述不同伸展長度進行比較中可觀察得知，比較結果發現，ACI 352-02[2]及 ACI 318-08[1]之 T 頭鋼筋錨定長度，分別為 ACI 318-08[1]彎鉤錨定長度之 63%與 81%，顯示採用 T 頭鋼筋可縮減錨定長度。

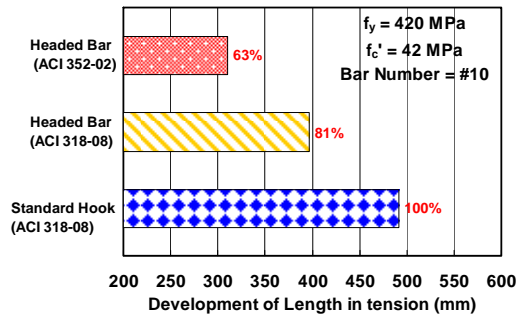


圖1 各種鋼筋型式之錨定伸展長度比較圖

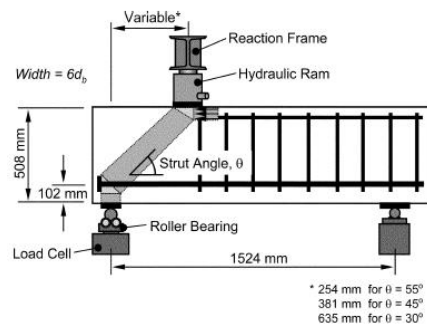


圖2 Thompson CCT節點錨定強度之測試佈置

2.2 過去相關研究

相關研究[3]中，Michael K. Thompson 博士共測試 64 組 CCT 節點之 T 頭鋼筋錨定試驗，詳圖 2 所示，及 27 組 T 頭鋼筋搭接試驗。試驗結果顯示，T 頭鋼筋之錨定強度是由錨定板承壓與直線段鋼筋握裹共同提供，載重初期直線段鋼筋握裹貢獻比例較大，在極限狀態下，T 頭鋼筋之錨定強度完全由端錨提供。

三、試體計劃

CCT 節點試驗為鋼筋混凝土構件中最典型的受力節點型式之一，本研究參考 Thompson 之研究，利用簡支梁之三點支承模式對試體進行 CCT 節點試驗，如圖 2 所示，以模擬梁主筋在梁柱接頭交會區之受力型式。其中 T 頭鋼筋承受拉力，T 頭端部承受來自支承與混凝土壓桿之壓力。本試驗中所考慮之混凝土壓桿角度為 45 度，故於試驗過程中支承反力即為鋼筋拉力。圖 3 為本研究 CCT 節點試驗實際裝置。

本研究共進行 43 組試驗，主要探討 T 頭鋼筋錨定行為。本試驗之設計參數參考 ACI318-08[1] 相關規定設定之，試體斷面規模與尺寸詳圖 4 示意之。詳細之試體設計參數詳表 1，其中參數變化包括 T 頭端板大小 (A_p/A_b) 為 1、3、5 及 7；鋼筋號數為 #8(D25)、#10(D32) 及 #11(D36)；混凝土強度 (f_c') 為 42MPa、56MPa 及 70MPa；鋼筋間距為 $1.5d_b$ 及 $4d_b$ ；鋼筋支數為 1、2 及 3；

#3@20cm、#3@10cm 及 #4@10cm 之圍束條件；單根標準 90°、180° 彎鉤鋼筋試體做為比較對照組。CCT 節點試驗加載採取力量控制之方式，施載增量為該試體總拉力主筋降伏強度之 10%，其詳細加載流程如表 2。

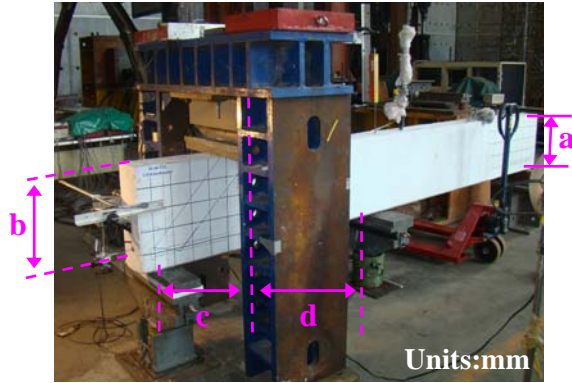


圖3 CCT節點試驗配置圖

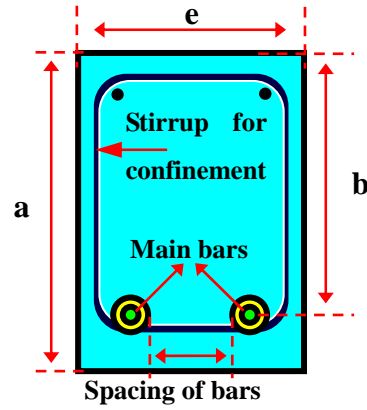


圖4 試體斷面示意圖

四、試驗結果與討論

本試驗規劃多組不同研究參數，除規範所建議之規定外，於本研究中企圖突破規範限制，利用梁構件模擬 CCT 節點受力機制，探討研究參數對其錨定強度與 T 頭端板位移量之影響，並整理各試體之破壞情形。其試驗結果整理於表 3，以下針對各變數進行分析比較：

4.1 錨定強度探討

就**鋼筋型式與 T 頭端板面積**而言，觀察圖 5 及圖 6 發現，在未圍束 D32 鋼筋試體下，T 頭端板為 3、5 及 7 倍鋼筋斷面積之 T 頭鋼筋強度，分別較標準 90° 彎鉤鋼筋強度提升 1、6 及 18%，此結果顯示，3 倍鋼筋斷面積之 T 頭端板錨定，其強度已足夠取代標準彎鉤鋼筋；在圍束 D32 鋼筋試體下，T 頭端板為 3、5 及 7 倍鋼筋斷面積之 T 頭鋼筋強度，分別較直鋼筋強度提升 13、26 及 45%。

上述歸納得知，T 頭端板面積與錨定強度約成正比關係，同時採用 ACI 318-08[1]建議之 5 倍鋼筋斷面積端板 T 頭鋼筋，其強度確實可提供較標準 90° 與 180° 彎鉤鋼筋為佳之強度性能。

就**鋼筋配置間距**而言，觀察圖 7(a)及圖 8(a)發現，在未圍束兩根及三根 D32 T 頭鋼筋試體下，間距 $1.5d_b$ 之強度皆為間距 $4d_b$ 的 101%；在圍束兩根及三根 D32 T 頭鋼筋試體下，分別為間距 $4d_b$ 的 106% 及 83%。圖 7(b)及圖 8(b)顯示，在未圍束兩根及三根 D36 T 頭鋼筋試體下，間距 $1.5d_b$ 之強度，分別為間距 $4d_b$ 的 100% 及 85%；在圍束兩根及三根 D36 T 頭鋼筋試體下，間距 $1.5d_b$ 之強度，分別為間距 $4d_b$ 的 91% 及 88%。歸納上述得知，試體配置兩根主筋者，鋼筋配置間距之效果於錨定強度呈現上並無明顯差異；配置三根主筋者， $1.5d_b$ 之錨定強度不及 $4d_b$ 。綜合上述歸納，無法斷定 $1.5d_b$ 之錨定效果是否足以取代 ACI 318-08 規範中之最小鋼筋配置間距 $4d_b$ 。

就**混凝土強度**而言，觀察圖 9 及圖 10 發現，在未圍束 D32 之 T 頭鋼筋試體下，混凝土強度為 56MPa 及 70MPa 者，分別為 42MPa 的 113% 及 85%；在圍束(#3@20cm) D32 之 T 頭鋼筋試體下，混凝土強度為 56MPa 及 70MPa 者，分別較 42MPa 提升 17% 及 15%；在圍束(#3@10cm)

D32之T頭鋼筋試體下，混凝土強度為56MPa及70MPa者，分別較42MPa提升10%及17%；在圍束(#4@10cm) D32之T頭鋼筋試體下，混凝土強度為56MPa及70MPa者，分別較42MPa提升20%及8%。本研究之混凝土強度變化介於42MPa至70MPa，其錨定強度與混凝土強度約成正比，而當混凝土強度為56MPa時，約有最大值。觀察得知，ACI 318-08[1]中之規定可能過於保守。

表 1 CCT 節點試驗之試體參數表

Specimen	a	b	c	d	e	Bar	A _p /A _b	No. of bars	Spacing of bars	f' _c (MPa)	Confine (mm)
	(mm)										
CT01C6D32N1H3T31	500	400	400	1100	160	#10	3	1	0	42	#3@100
CT02C6D32N1H5T31	500	400	400	1100	160	#10	5	1	0	42	#3@100
CT05C6D36N1H5	500	400	400	1100	180	#11	5	1	0	42	0
CT06C6D36N1H1T31	500	400	400	1100	180	#11	1	1	0	42	#3@100
CT06C6D36N1H1	500	400	400	1100	180	#11	1	1	0	42	0
CT08C6D32N1B9	700	600	600	1620	160	#10	B-90°	1	0	42	0
CT09C6D32N1B18	500	400	400	1100	160	#10	B-180°	1	0	42	0
CT10C6D25N1H5T31	500	400	400	1100	150	#8	5	1	0	42	#3@100
CT10C6D25N1H5	500	400	400	1100	150	#8	5	1	0	42	0
CT11C6D32N2H5S40T31	500	400	400	1100	320	#10	5	2	4d _b	42	#3@100
CT11C6D32N2H5S40	500	400	400	1100	320	#10	5	2	4d _b	42	0
CT12C6D32N3H5S40T31	500	400	400	1100	480	#10	5	3	4d _b	42	#3@100
CT12C6D32N3H5S40	500	400	400	1100	480	#10	5	3	4d _b	42	0
CT13C6D36N2H5S40T31	500	400	400	1100	360	#11	5	2	4d _b	42	#3@100
CT13C6D36N2H5S40	500	400	400	1100	360	#11	5	2	4d _b	42	0
CT14C6D36N3H5S40T31	500	400	400	1100	540	#11	5	3	4d _b	42	#3@100
CT14C6D36N3H5S40	500	400	400	1100	540	#11	5	3	4d _b	42	0
CT15C6D32N2H5S15T31	500	400	400	1100	320	#10	5	2	1.5d _b	42	#3@100
CT15C6D32N2H5S15	500	400	400	1100	320	#10	5	2	1.5d _b	42	0
CT16C6D32N3H5S15T31	500	400	400	1100	480	#10	5	3	1.5d _b	42	#3@100
CT16C6D32N3H5S15	500	400	400	1100	480	#10	5	3	1.5d _b	42	0
CT17C6D36N2H5S15T31	500	400	400	1100	360	#11	5	2	1.5d _b	42	#3@100
CT17C6D36N2H5S15	500	400	400	1100	360	#11	5	2	1.5d _b	42	0
CT18C6D36N3H5S15T31	500	400	400	1100	540	#11	5	3	1.5d _b	42	#3@100
CT18C6D36N3H5S15	500	400	400	1100	540	#11	5	3	1.5d _b	42	0
CT19C8D32N1H5T31	500	400	400	1100	160	#10	5	1	0	56	#3@100
CT19C8D32N1H5	500	400	400	1100	160	#10	5	1	0	56	0
CT20C10D32N1H5T31	500	400	400	1100	160	#10	5	1	0	70	#3@100
CT20C10D32N1H5	500	400	400	1100	160	#10	5	1	0	70	0
CT21C6D32N1H5T32	500	400	400	1100	160	#10	5	1	0	42	#3@200
CT21C6D32N1H5T41	500	400	400	1100	160	#10	5	1	0	42	#4@100
CT22C8D32N1H5T32	500	400	400	1100	160	#10	5	1	0	56	#3@200
CT22C8D32N1H5T41	500	400	400	1100	160	#10	5	1	0	56	#4@100
CT23C10D3N12H5T32	500	400	400	1100	160	#10	5	1	0	70	#3@200
CT23C10D3N12H5T41	500	400	400	1100	160	#10	5	1	0	70	#4@100
CT24C6D32N1H3	500	400	400	1100	160	#10	3	1	0	42	0
CT24C6D32N1H5	500	400	400	1100	160	#10	5	1	0	42	0
CT25C6D32N1H7T31	500	400	400	1100	160	#10	7	1	0	42	#3@100
CT25C6D32N1H7	500	400	400	1100	160	#10	7	1	0	42	0
CT26C6D32N1H1T31	500	400	400	1100	160	#10	1	1	0	42	#3@100
CT26C6D32N1H1	500	400	400	1100	160	#10	1	1	0	42	0
CT27C6D36N1B9T31	700	600	600	1620	180	#11	1	1	0	42	#3@100
CT28C6D36N1B9T31	700	600	600	1620	180	#11	1	1	0	42	#3@100

註：CT為CCT節點試驗，C為混凝土強度為(ksi)；D為抗拉主筋(mm)；N為抗拉主筋根數；H為T頭端板面積；B為標準彎鉤；S為鋼筋配置間距(d_b)；T為節點區內圍束箍筋之配置(#,mm)。

表 2 CCT 節點試驗之力量加載流程表

Load Increments		Types of Specimen (units : kN)						
Step	Yielding Ratio	1 - #8	1 - #10	2 - #10	3 - #10	1 - #11	2 - #11	3 - #11
1	10%	25	40	80	120	50	100	150
2	20%	50	80	160	240	100	200	300
3	30%	75	120	240	360	150	300	450
4	40%	100	160	320	480	200	400	600
5	50%	120	200	400	600	250	500	750
6	60%	140	233	450	700	300	600	900
7	70%	160	267	550	800	350	700	1050
8	80%	180	300	600	900	400	800	1200
9	90%	200	350	700	1050	450	900	1350
10	100%	240	400	767	1150	500	1000	1500
11	110%	260	433	850	1250	550	1100	1650
12	120%	280	467	900	1400	600	1200	1800
13	130%	300	500	1000	1500	650	1300	1950
14	140%	325	533	1067	1600	700	1400	2100

表 3 CCT 節點試體之強度總表

Specimen	Bar	A_p/A_b	No. of bars	Spacing of bars	f_c' (MPa)	Confine (mm)	P_{Max} (kN)	P_{Max} / P_y
CT01C6D32N1H3T31	#10	3	1	0	42	#3@100	362	0.98
CT02C6D32N1H5T31	#10	5	1	0	42	#3@100	405	1.10
CT05C6D36N1H5	#11	5	1	0	42	0	590	1.15
CT06C6D36N1H1T31	#11	1	1	0	42	#3@100	536	1.04
CT06C6D36N1H1	#11	1	1	0	42	0	395	0.77
CT08C6D32N1B9	#10	B-90°	1	0	42	0	367	0.97
CT09C6D32N1B18	#10	B-180°	1	0	42	0	366	0.96
CT10C6D25N1H5T31	#8	5	1	0	42	#3@100	309	1.33
CT10C6D25N1H5	#8	5	1	0	42	0	317	1.37
CT11C6D32N2H5S40T31	#10	5	2	4d _b	42	#3@100	828	1.09
CT11C6D32N2H5S40	#10	5	2	4d _b	42	0	828	1.09
CT12C6D32N3H5S40T31	#10	5	3	4d _b	42	#3@100	1202	1.06
CT12C6D32N3H5S40	#10	5	3	4d _b	42	0	1102	0.97
CT13C6D36N2H5S40T31	#11	5	2	4d _b	42	#3@100	1127	1.10
CT13C6D36N2H5S40	#11	5	2	4d _b	42	0	994	0.97
CT14C6D36N3H5S40T31	#11	5	3	4d _b	42	#3@100	1598	1.04
CT14C6D36N3H5S40	#11	5	3	4d _b	42	0	1600	1.04
CT15C6D32N2H5S15T31	#10	5	2	1.5d _b	42	#3@100	879	1.16
CT15C6D32N2H5S15	#10	5	2	1.5d _b	42	0	835	1.10
CT16C6D32N3H5S15T31	#10	5	3	1.5d _b	42	#3@100	1000	0.88
CT16C6D32N3H5S15	#10	5	3	1.5d _b	42	0	1108	0.97
CT17C6D36N2H5S15T31	#11	5	2	1.5d _b	42	#3@100	1029	1.00
CT17C6D36N2H5S15	#11	5	2	1.5d _b	42	0	996	0.97
CT18C6D36N3H5S15T31	#11	5	3	1.5d _b	42	#3@100	1400	0.91
CT18C6D36N3H5S15	#11	5	3	1.5d _b	42	0	1352	0.88
CT19C8D32N1H5T31	#10	5	1	0	56	#3@100	461	1.21
CT19C8D32N1H5	#10	5	1	0	56	0	440	1.16
CT20C10D32N1H5T31	#10	5	1	0	70	#3@100	488	1.29
CT20C10D32N1H5	#10	5	1	0	70	0	334	0.88
CT21C6D32N1H5T32	#10	5	1	0	42	#3@200	409	1.08
CT21C6D32N1H5T41	#10	5	1	0	42	#4@100	412	1.09
CT22C8D32N1H5T32	#10	5	1	0	56	#3@200	480	1.26
CT22C8D32N1H5T41	#10	5	1	0	56	#4@100	499	1.31
CT23C10D32N1H5T32	#10	5	1	0	70	#3@200	469	1.24
CT23C10D32N1H5T41	#10	5	1	0	70	#4@100	449	1.18
CT24C6D32N1H3	#10	3	1	0	42	0	363	0.96
CT24C6D32N1H5	#10	5	1	0	42	0	390	1.03
CT25C6D32N1H7T31	#10	7	1	0	42	#3@100	477	1.26
CT25C6D32N1H7	#10	7	1	0	42	0	432	1.14
CT26C6D32N1H1T31	#10	1	1	0	42	#3@100	329	0.87
CT26C6D32N1H1	#10	1	1	0	42	0	278	0.73
CT27C6D36N1B9T31	#11	1	1	0	42	#3@100	473	0.92
CT28C6D36N1B9T31	#11	1	1	0	42	#3@100	411	0.80

註： P_{max} / P_y ：強度百分比，為試驗後之試體錨定強度與試體實際對應之降伏強度兩者間之比值。

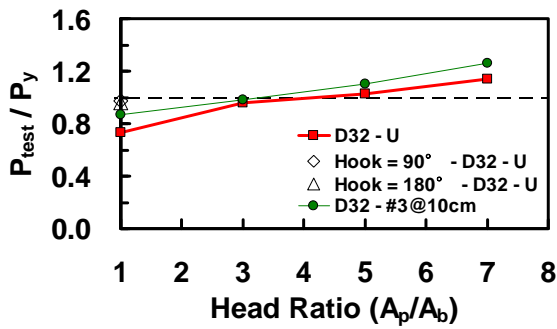


圖5 不同T頭倍率之試體強度比較圖

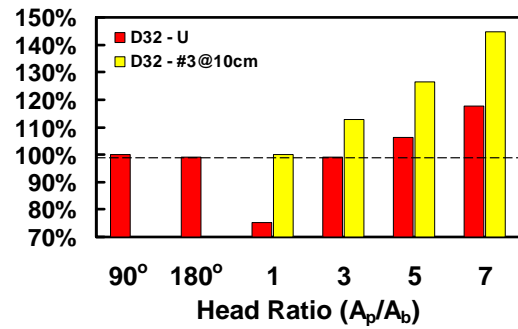
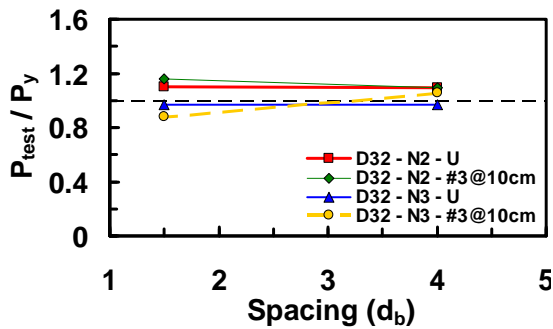
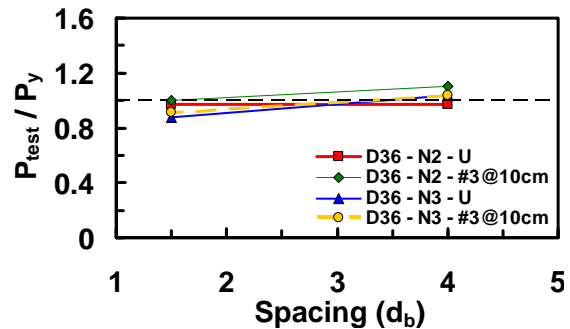


圖6 不同T頭倍率之強度比值百分比圖

就圍束量而言，觀察圖 11 及圖 12 發現，在混凝土強度為 42MPa 之 D32 鋼筋下，試體斷面積內圍束量為 0.04、0.08 及 0.10 者，分別較未圍束提升 5%、7% 及 6%；在混凝土強度為 56MPa 之 D32 鋼筋下，試體斷面積內圍束量為 0.04、0.08 及 0.10 者，分別較未圍束提升 9%、4% 及 13%；在混凝土強度為 70MPa 之 D32 鋼筋下，試體斷面積內圍束量為 0.04、0.08 及 0.10 者，分別較未圍束提升 41%、47% 及 34%。歸納上述得知，圍束之錨定強度皆優於未圍束之錨定強度，且箍筋配置間距越密集，其錨定效果越好，故配置圍束箍筋對於錨定強度上有明顯之貢獻。

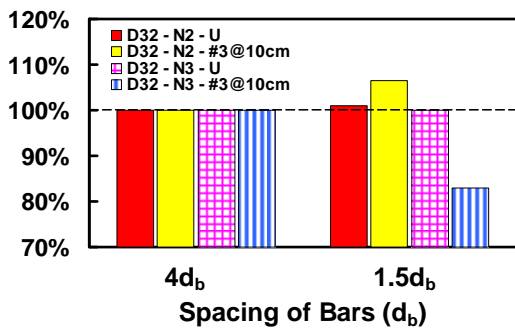


(a)

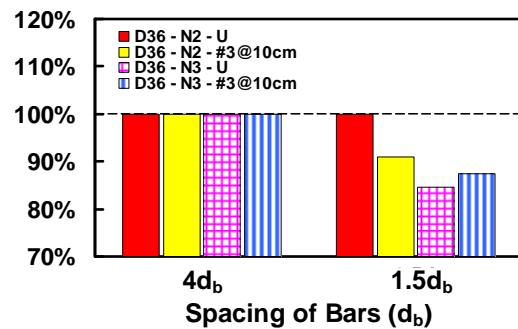


(b)

圖7 不同鋼筋間距之試體強度比較圖



(a)



(b)

圖8 不同鋼筋間距之強度比值百分比圖

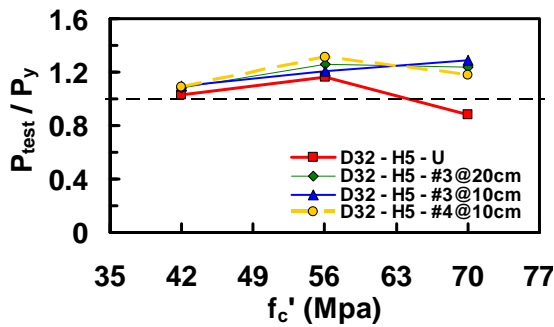


圖9 不同混凝土強度之試體強度比較圖

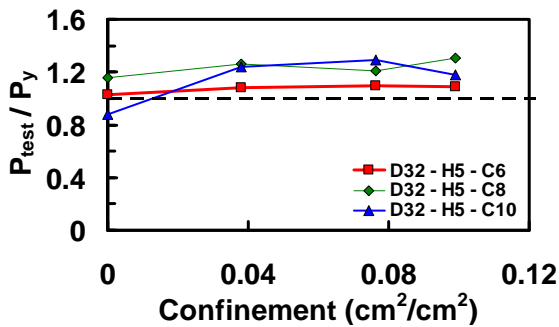


圖11 不同圍束間距之試體強度比較圖

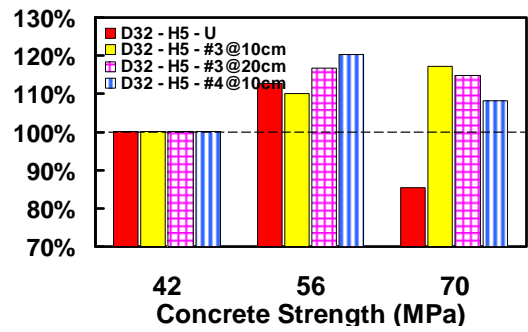


圖10 不同混凝土強度之強度比值百分比圖

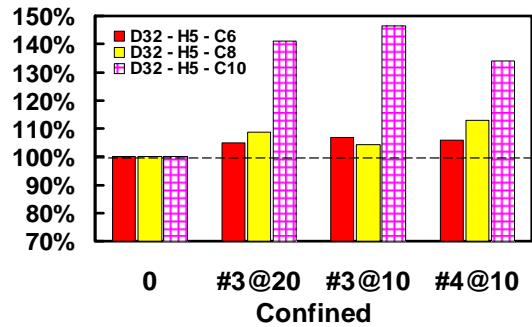


圖12 不同圍束間距之強度比值百分比圖

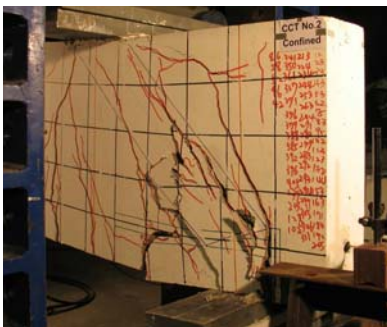


圖13 CCT節點試體之Strut Failure圖



圖14 CCT節點試體之Flexure Failure圖

4.2 破壞模式探討

試體之破壞模式在此區分為 Strut Failure 及 Flexure Failure 兩種。Strut Failure 會瞬間造成混凝土塊崩落，使錨定強度瞬間喪失，詳圖 13；Flexure Failure 則是試體於受載情形下，鋼筋無法繼續提供其效果，使錨定強度逐漸降低，詳圖 14。

整理各試體之破壞狀態，圍束之試體其裂縫密集程度將高於未圍束之試體，且破壞裂縫較為均佈，但就試驗結果而言，未圍束試體之破壞程度將比圍束試體嚴重，由此可見，圍束箍筋能提升試體之乘載效果。各試體之破壞情況紀錄於表 4。

表 4 CCT 節點試驗試體破壞型式歸納表

Specimen	P_{Max} / P_y	Failure Mode	Strut splitting	Failure of CCT Zone		
				front	middle	back
CT01C6D32N1H3T31	0.98	Strut	✓	✓		
CT02C6D32N1H5T31	1.10	Strut	✓	✓		
CT05C6D36N1H5	1.15	Flexure		✓		
CT06C6D36N1H1T31	1.04	Strut	✓	✓		
CT06C6D36N1H1	0.77	Strut	✓	✓		
CT08C6D32N1B9	0.97	Flexure		✓		
CT09C6D32N1B18	0.96	Strut	✓	✓		
CT10C6D25N1H5T31	1.33	Flexure			✓	
CT10C6D25N1H5	1.37	Flexure			✓	
CT11C6D32N2H5S40T31	1.09	Flexure			✓	
CT11C6D32N2H5S40	1.09	Flexure		✓		
CT12C6D32N3H5S40T31	1.06	Flexure				✓
CT12C6D32N3H5S40	0.97	Flexure				✓
CT13C6D36N2H5S40T31	1.10	Strut	✓	✓		
CT13C6D36N2H5S40	0.97	Strut	✓	✓		
CT14C6D36N3H5S40T31	1.04	Flexure	✓			✓
CT14C6D36N3H5S40	1.04	Flexure				✓
CT15C6D32N2H5S15T31	1.16	Strut	✓	✓		
CT15C6D32N2H5S15	1.10	Flexure			✓	
CT16C6D32N3H5S15T31	0.88	Flexure	✓			✓
CT16C6D32N3H5S15	0.97	Flexure				✓
CT17C6D36N2H5S15T31	1.00	Flexure	✓			✓
CT17C6D36N2H5S15	0.97	Strut	✓	✓		
CT18C6D36N3H5S15T31	0.91	Strut	✓	✓		
CT18C6D36N3H5S15	0.88	Flexure				✓
CT19C8D32N1H5T31	1.21	Flexure	✓		✓	
CT19C8D32N1H5	1.16	Flexure			✓	
CT20C10D32N1H5T31	1.29	Flexure			✓	
CT20C10D32N1H5	0.88	Flexure			✓	
CT21C6D32N1H5T32	1.08	Flexure	✓		✓	
CT21C6D32N1H5T41	1.09	Flexure	✓		✓	
CT22C8D32N1H5T32	1.26	Flexure			✓	
CT22C8D32N1H5T41	1.31	Flexure			✓	
CT23C10D3N12H5T32	1.24	Flexure			✓	
CT23C10D32N1H5T41	1.18	Flexure			✓	
CT24C6D32N1H3	0.96	Strut	✓	✓		
CT24C6D32N1H5	1.03	Strut	✓	✓		
CT25C6D32N1H7T31	1.26	Flexure	✓		✓	
CT25C6D32N1H7	1.14	Flexure			✓	
CT26C6D32N1H1T31	0.87	Strut	✓	✓		
CT26C6D32N1H1	0.73	Flexure		✓		
CT27C6D36N1B9T31	0.92	Flexure	✓	✓		
CT28C6D36N1B9T31	0.80	Flexure			✓	

五、總結

本研究針對深梁 CCT 節點試驗之 T 頭鋼筋錨定行為進行探討，重要的研究結論與設計建議歸納如下。

1. 試驗結果顯示，配置 3 倍鋼筋斷面積之 T 頭端板試體與配置標準 90° 彎鉤鋼筋試體之強度反應大致相同，配置 5 倍與 7 倍鋼筋斷面積之 T 頭端板試體強度分別較配置標準彎鉤鋼筋試體提升 6% 及 18%。而 3 倍鋼筋斷面積之 T 頭端板是否可取代 ACI 318-08 規範所要求之 5 倍限制，還需更多的實驗數據加以證實。
2. 從試驗結果發現，雖然鋼筋間距 $1.5d_b$ 與 $4d_b$ 之試體於錨定強度上並無明顯變化，但兩者試

體之相異性還包括保護層厚度，此會影響錨定強度，故 ACI 318-08 建議之鋼筋最小淨間距是否過於保守，尚有待加以驗證。

3. 由試驗結果得知，本研究採用 42、56 及 70MPa 混凝土強度之試體，其強度反應大致相似，且多能有效發揮鋼筋降伏拉力之錨定強度，因此 ACI 318-08 中規定，應用 T 頭鋼筋之混凝土強度不可超過 42MPa 的限制，應可適度放寬。
4. 本研究結果顯示，採用 T 頭鋼筋可提供與標準彎鉤相同之錨定強度，同時可改善鋼筋配置擁擠、施工費時，且進一步造成混凝土澆置品質不良之問題。故採用 T 頭取代彎鉤作為端部錨定，可有效改善上述問題，以提升工程品質。
5. 採用更高強度之鋼筋時，應配合更高強度之混凝土，以獲得適當的錨定伸展長度，但更高強度之鋼筋不利標準彎鉤的製作，並可能需增加於混凝土內之埋置長度。故採用 T 頭機械錨定作為更高強度鋼筋混凝土端部錨定裝置為最佳解決方案之一。

誌謝

本研究計畫承蒙蘭州工程股份有限公司與嘉山鋼鐵工業股份有限公司提供部分經費以及潤弘精密工程事業股份有限公司之試體製作，使本研究得以順利完成，特此申謝。

參考文獻

- [1] ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318R-08)," American Concrete Institute, Farmington Hills, 2008.
- [2] ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures," ACI Journal, Proceedings, 2002.
- [3] Thompson, M. K., The Anchorage Behavior of Headed Reinforcement in CCT Nodes and Lap Splices, PhD Dissertation, The University of Texas at Austin, May 2002.