

應用研究

擴頭鋼筋於梁柱接頭之應用與設計

林克強／國家地震工程研究中心研究員

邱建國／國立台灣科技大學營建工程系副教授

紀凱甯／國立台灣科技大學營建工程系博士班研究生

梁柱接頭為鋼筋混凝土建築中鋼筋配置最壅塞的一部分，特別在梁構件主筋以彎鉤進行錨定且需耐震設計之梁柱接頭，因此，在此梁柱接頭適當地應用擴頭鋼筋取代傳統標準彎鉤鋼筋，可有效改善在梁柱接頭之鋼筋壅塞問題，以提升該處之鋼筋綁紮與混凝土澆注品質。本文主要介紹 ACI 318-11、ACI 352-02 與日本規範有關應用擴頭鋼筋錨定於梁柱接頭之相關設計規定，並比較三種規範之擴頭鋼筋發展長度。同時，介紹過去針對擴頭鋼筋進行之 CCT 節點強度試驗、實尺寸內柱與外柱梁柱接頭耐震性能試驗、與預鑄實尺寸梁柱接頭耐震性能試驗之試驗結果，對 ACI 318-11 規範有關擴頭鋼筋應用之限制條件提出適用建議，包括鋼筋淨間距限制可放寬至 $2.2 d_b$ ，混凝土強度適用範圍可調整至 70 MPa。試驗結果也顯示，ACI 318-11 規範建議之強度設計用擴頭鋼筋拉力發展長度可提供足夠的強度與變形需求，故此發展長度需求仍適用於耐震設計。在內柱之梁柱接頭試體，其擴頭鋼筋採用直線對接與交錯搭接不同配置型式之試驗結果發現，當擴頭鋼筋配置之埋置長度符合 ACI 318-11 之發展長度要求下，且梁柱交會區之剪力設計符合現行規範之耐震設計規定者，採用擴頭鋼筋直線對接與交錯搭接之試體強度與變形行為大致與直通鋼筋者相當，此結果也證實採兩擴頭鋼筋之配置型式可應用於預鑄工法中。

擴頭鋼筋適合預鑄工法

梁柱接頭為柱構件與梁構件之交會點，為結構中受力最複雜元素之一，特別於邊柱、角柱、頂層柱、不連續梁或柱構件之梁柱節點 (joints)，在傳統工法中

欲符合耐震設計要求時，因主筋端部採彎鉤錨定，且鋼筋彎鉤均朝向交會區之核心錨定，導致交會區內鋼筋配置更為擁擠，易因施工困難而造成混凝土澆置品質不良，進一步引發梁柱接頭強度無法確保之疑慮。傳統上，鋼筋端部錨定形式多以彎鉤為主，依據 ACI 318-08 與 -11 (ACI, 2008, 2011) 或 ACI 352-02 (ACI, 2002) 規範之規定，鋼筋之標準彎鉤錨定長度大於擴頭鋼筋錨定長度，因此若能採用擴頭鋼筋取代傳統彎鉤錨定形式，除能縮短埋置長度外，且能降低因減少彎鉤端部所造成之鋼筋擁塞問題以提高梁柱接頭之施工品質。

近年來，台灣鋼筋混凝土工程隨著社會人口老化，勞動力逐漸縮減，導致直接勞力成本的提高，甚至可能造成缺工，而造成間接時間成本的提高，與工期不確定性的增大，此議題可藉由採用預鑄工法而獲得改善，特別對於工期的改善有正面的幫助。預鑄工法的應用極為多樣性，就考慮構件運輸的方便性而言，柱構件與梁構件分別採用預鑄方式於工廠生產，而於工地進行組裝、綁紮梁柱交會區之鋼筋，並於工地現場澆置混凝土，此方法為預鑄工法中最普遍採用之組合方式，如圖 1 所示。此半預鑄梁構件之下層主筋在梁柱交會處無法直通，故必須預留錨定於梁柱交會區內之鋼筋，過去此錨定鋼筋常採用彎鉤錨定方式施作。任一梁柱接頭可能需與來自四向的梁構件接合，該梁柱交會區匯集預鑄梁與柱構件之主筋與交會區箍筋，若梁主筋採用彎鉤形式錨定於交會區中，將造成在配置與綁紮鋼筋及澆置混凝土上之困難。因此，若鋼筋端部採用擴頭錨定取代彎鉤錨定，有利於紓解預鑄工法中場柱梁柱交會區之梁主筋錨定、箍筋

綁紮與混凝土澆置工作之複雜與困難度。當半預鑄梁構件之下層主筋採用擴頭鋼筋錨定於梁柱會區時，兩側梁構件之擴頭鋼筋可採用擴頭對擴頭之對接配置（如圖 2(a) 所示），或擴頭鋼筋交錯之搭接配置（如圖 2(b) 所示）。其中，擴頭鋼筋之對接配置細節適用柱構件深度夠大，足以提共兩側梁構件擴頭主筋之規定埋置長度者，而擴頭鋼筋之搭接配置細節適用柱構件寬度較寬，足以容納兩向擴頭鋼筋交錯配置之空間者。在擴頭鋼筋之搭接配置細節中，可分為垂直搭接與水平搭接兩種。

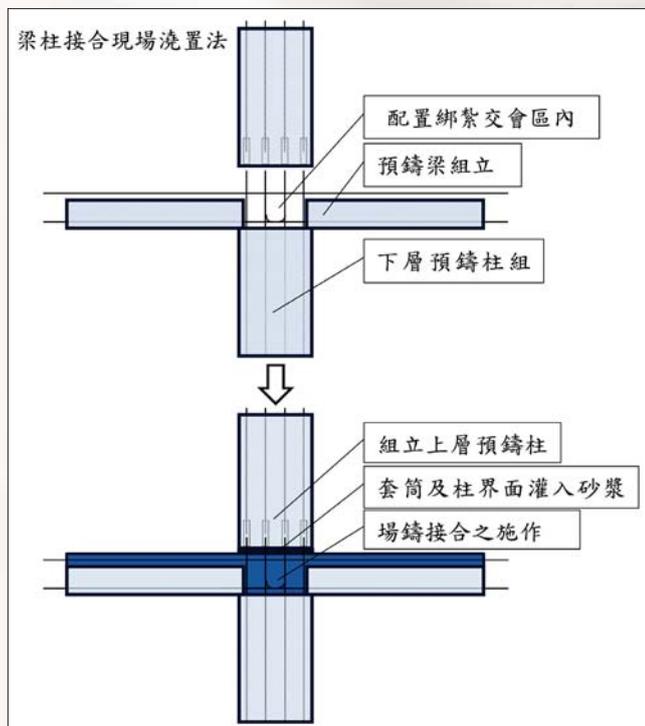


圖 1 梁柱交會區現場澆置之預鑄工法

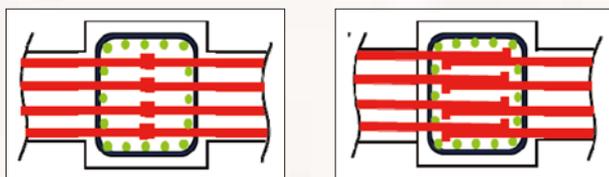


圖 2 兩側梁構件擴頭主筋於梁柱交會區配置細節

擴頭鋼筋於梁柱接頭中，除可有效減緩接頭因鋼筋端部彎鉤所導致之鋼筋擁擠情形，以提升混凝土澆注品質外，並有助於預鑄工法之應用。因此，採用擴頭鋼筋取代傳統彎鉤鋼筋有下列優點：

- (1) 有助減緩接頭因彎鉤所導致之鋼筋擁擠情形，提升混凝土澆注品質；

- (2) 擴頭鋼筋綁紮作業簡單，可減少工時；
- (3) 若應用於大號鋼筋，擴頭的製作費用較彎鉤鋼筋的成本為經濟；
- (4) 可縮短鋼筋之埋置長度，使 RC 構件尺寸及鋼筋配置更具彈性；
- (5) 擴頭鋼筋於製作時其鋼筋必須裁剪平整，精度較高，但現場施工方便，若能廣泛使用有助於提升 RC 構造的施工精度；
- (6) 提升預鑄 RC 構造在現場澆置 RC 梁柱交會區之施工品質。

擴頭鋼筋種類

擴頭鋼筋因其形狀而稱之，國內業界常以香菇頭稱之，亦有稱為 T 頭鋼筋。工程界常見之擴頭鋼筋如圖 3 所示，依擴頭之製作方式可分為三種，包括

- (1) 銲接式擴頭鋼筋，如圖 3(a)、(b) 所示。此擴頭鋼筋因採用銲接方式將鋼筋與鋼板銲接，因此含碳當量 (carbon equivalent, CE) 高之高強度鋼筋不適合進行電銲加工，一般強度超過 SD490 之鋼筋並不適合銲接加工，同時亦慎選鋼板材質。為節省銲接成本與縮短製作週期，此銲接程序通常採用摩擦銲為之，利用兩鋼材摩擦產生高熱，可在數十秒鐘內融熔接合，不必額外使用銲材。銲接式擴頭鋼筋，依與鋼筋銲接的物件可分為鋼板銲接式擴頭鋼筋與螺桿銲接式擴頭鋼筋。其中，前者（詳圖 3(a)）採用適當厚度之鋼板直接與鋼筋摩擦銲接接合，擴頭鋼板之形狀常用圓形或矩形，國內大多採用圓形，以 S45C 之圓鋼棒切片取得；後者（詳圖 3(b)）是以車牙螺桿直接與鋼筋銲接，擴頭鋼板採內車牙與螺桿鎖合。後者雖有調整擴頭鋼板位置之彈性，但成本較前者高。
- (2) 熱軋擴頭式擴頭鋼筋，如圖 3(c) 所示。此類擴頭鋼筋是利用設備將鋼筋末端部分加熱至熔融狀態，再把鋼筋擠壓形成擴頭狀，為一體成形的擴頭樣式。此種擴頭端部的製作應特別注意熱處理對高強度鋼筋的不利因素影響。
- (3) 灌漿式擴頭鋼筋，如圖 3(d) 所示。此類擴頭鋼筋適用於螺紋節鋼筋，是利用之含擴頭端板之粗牙螺紋套筒與螺紋節鋼筋鎖合後，再進行高強度砂漿灌注，以砂漿填塞鋼筋與套筒間隙，並利用砂漿的高固結強度，使成形之擴頭鋼筋能提供反覆拉壓之



圖 3 常用擴頭鋼筋種類

錨定強度，避免鋼筋與套筒間發生滑動。高強度鋼筋（特別針對 SD685 等級以上之鋼筋）因含碳當量高，塑性低，容易脆化等特性，不適合採用電鍍或局部熱處理等高溫方式加工，故在現有之鋼筋材質中，當鋼筋降伏強度等級大於 490 MPa 者，建議採用此種方式製作鋼筋之端部錨定裝置。

相關規範對擴頭鋼筋應用之規定

國內現行結構混凝土設計規範（內政部營建署，2011）尚未對擴頭鋼筋應用提出相關規定，因此本節所介紹之規範包括，台灣結構混凝土設計規範所參照之 ACI 318 規範之 2011 年版、過去廣為擴頭鋼筋使用者引用之 ACI 352-02（ACI, 2002）規範、與日本建築學會出版之鋼筋混凝土構造設計準與解說（AIJ, 2010）。以下說明此三設計規範對應用擴頭鋼筋之設計建議。

ACI 318-11

ACI 318 設計規範於 2008 年版（ACI, 2008）開始針對擴頭鋼筋提出設計規定，列於第 12.6 節中，而 ACI 318 在 2011 年版（ACI, 2011）規範中，有關擴頭鋼筋部分之相關設計規定完全沿用 2008 年版者。ACI 318-11 規範規定，對於無特別表面塗裝之竹節擴頭鋼筋的拉力發展長度 $l_{dt, 318}$ 以下式計算

$$l_{dt, 318} = 0.192 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad (\text{MPa}) \quad (1)$$

且 $l_{dt, 318}$ 不得小於 $8 d_b$ 與 150 mm。其中 f_y 與 f'_c 分別為鋼筋降伏強度與混凝土設計抗壓強度（MPa）， d_b 為擴頭鋼筋直徑。對此計算公式也規定下列限制條件：

- (1) 鋼筋之降伏強度不得超過 420 MPa；
- (2) 鋼筋號數不得超過 #11；
- (3) 混凝土為常重混凝土；
- (4) 擴頭端板承壓面積不小於 4 倍鋼筋斷面積（，或擴頭端板面積不小於 5 倍鋼筋斷面積）；
- (5) 淨保護層厚度不小於 $2 d_b$ ；
- (6) 鋼筋淨間距不小於 $4 d_b$ ；
- (7) $l_{dt, 318}$ 計算公式中之混凝土強度不取大於 42 MPa 之值。

在上述之限制條件中，擴頭鋼筋淨間距應大於 $4 d_b$ 之限制，幾乎導致擴頭鋼筋於大部分須符合耐震設計之工程實務中無法應用，同時有關鋼筋強度與號數、混凝土有效計算強度與擴頭鋼筋之錨定端板大小之限制，都仍有放寬的空間。

ACI 318-11 規範對應之標準彎鉤發展長度 $l_{dh, 318}$ 與直線發展長度 $l_{d, 318}$ ，分別依下列公式計算。

$$l_{dt, 318} = 0.24 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad (\text{MPa}) \quad (2)$$

$$l_{d, 318} = 0.9 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{1}{\left[\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right]} d_b \quad (\text{MPa}) \quad (3)$$

其中 c_b 為鋼筋中心至混凝土表面最短距離與兩鋼筋中心最短距離之半的小者，對於工程實務常用的配筋細節條件與公式限制條件下， $c_b + K_{tr}$ 值介於約 $1.5 d_b$ 至 $2.5 d_b$ 間。若 $c_b + K_{tr}$ 取 $1.5 d_b$ ，該規範規定之擴頭鋼筋發展長度分別為標準彎鉤與直線發展長度的 0.8 與 0.32 倍。在此也應注意，上述 ACI 318-11 規範之擴頭鋼筋發展長度僅規定適用於強度設計，在耐震設計條文中並無擴頭鋼筋發展長度之規定。同時也特別說明，考慮此發展長度之臨界面位於梁柱構件之交界面上。

ACI 352-02

文獻 ACI 352-02 針對應用於梁柱接頭所需之鋼筋發展長度提出建議，擴頭鋼筋之拉力發展長度 $l_{dt, 352}$ 為

標準彎鉤發展長度 $l_{dh,352}$ 的 0.75 倍，而標準彎鉤發展長度 $l_{dh,352}$ 以下式計算

$$l_{dh,318} = 0.161\alpha \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad (\text{MPa}) \quad (4)$$

其中 α 為計算發展長度鋼筋之強度因子，對於耐震梁柱接頭 α 值至少取 1.25，非耐震接頭 α 值至少取 1.0。因此，對於非耐震與耐震接頭之擴頭鋼筋發展長度 $l_{dt,352U}$ 與 $l_{dt,352S}$ 分別以下列兩式表示

$$l_{dt,352U} = 0.121 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad (\text{MPa}) \quad (5)$$

$$l_{dt,352S} = 0.151 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \quad (\text{MPa}) \quad (6)$$

上述擴頭鋼筋拉力發展公式應符合下列限制條件：

- (1) 鋼筋之降伏強度不得超過 420 MPa；
- (2) 混凝土強度不超過 100 MPa；
- (3) 混凝土為常重混凝土；
- (4) 擴頭端板承壓面積應符合 ASTM A970 之規定（推測應引用 1997 年版），不小於 9 倍鋼筋斷面積（或擴頭端板面積不小於 10 倍鋼筋斷面積）。

在此也特別說明，考慮此發展長度之臨界面位於梁柱交會區之橫向箍筋外緣，此臨界面之認定與 ACI 318-11 及日本規範定義者不同。

AIJ 2010

依據日本鋼筋混凝土構造計算規準與解說（AIJ, 2010）第 17 條規定，採用標準彎鉤與擴頭錨定之鋼筋其拉力發展長度之公式與規定均相同，不因採用擴頭鋼筋而可縮短彎鉤鋼筋之發展長度，同時直線鋼筋發展長度之計算公式採用與擴頭或彎鉤之發展長度者相同，其公式如下所示

$$l_{ab} = \beta \frac{S\sigma_t}{10f_b} d_b \quad (\text{MPa}) \quad (7)$$

其中在鋼筋發展長度內有箍筋圍束之條件下 b 值取 1.0，否則取 1.25； S 為發展長度修正係數，當計算直線發展強度時，用於耐震構材 S 取 1.25，用於非耐震構材 S 取 1.0，當計算彎鉤或擴頭鋼筋之發展長度時，用於耐震構材 S 取 0.7，用於非耐震構材 S 取 0.5； σ_t 為鋼筋欲發展之應力，即鋼筋之降伏強度； f_b 與鋼筋配置之位置有關，若為上層鋼筋者 = $0.8 (F_c / 40 + 0.9)$ ，非上層

鋼筋者 = $F_c / 40 + 0.9$ ； F_c 為混凝土強度（MPa）。因此應用於耐震與非耐震構材， S 分別取 1.25 與 1.0 且 b 取 1.0 時，鋼筋直線發展長度 $l_{d,ALIS}$ 與 $l_{d,ALJU}$ 之計算公式分別整理如下：

$$l_{d,ALIS} = \frac{1.25\sigma_t}{10(F_c/40 + 0.9)} d_b \quad (\text{MPa}) \quad (8)$$

$$l_{d,ALJU} = \frac{1.0\sigma_t}{10(F_c/40 + 0.9)} d_b \quad (\text{MPa}) \quad (9)$$

在相同條件下，應用於耐震構材之標準彎鉤與擴頭鋼筋之發展長度 $l_{dh,ALIS}$ 與 $l_{dt,ALIS}$ ，及非耐震構材之標準彎鉤與擴頭鋼筋之發展長度 $l_{dh,ALJU}$ 與 $l_{dt,ALJU}$ 分別整理下：

$$l_{dh,ALIS} = l_{dt,ALIS} = \frac{0.7\sigma_t}{10(F_c/40 + 0.9)} d_b \quad (\text{MPa}) \quad (10)$$

$$l_{dh,ALJU} = l_{dt,ALJU} = \frac{0.5\sigma_t}{10(F_c/40 + 0.9)} d_b \quad (\text{MPa}) \quad (11)$$

此規範適用於強度不超過 60 MPa 之混凝土材質與強度不超過 SD490 之鋼筋材質。比較上述標準彎鉤或擴頭鋼筋發展長度公式與直線鋼筋發展長度公式可知，對於應用於耐震或非耐震構材，其發展長度比值分別為 0.56 或 0.5。同時也應特別注意，考慮此發展長度之臨界面位於梁柱構件之交界面上，與 ACI 318-11 規範定義者相同。

由上述三規範對於擴頭鋼筋發展長度之規定可知，除 ACI 318-11 規範尚未對擴頭鋼筋應用於耐震設計提建議外，其餘兩規範均明確規定於耐震與非耐震構材中之設計規定。實際試算此三規範之擴頭鋼筋發展長度並列於表 1 與表 2 中，表中之鋼筋降伏強度為 420MPa，表 1 與表 2 分別為 ACI 318-11 規定之擴頭鋼筋發展長度與其他兩規範之非耐震與耐震設計者之比較。由表 1 中顯示，對於非耐震設計之擴頭鋼筋發展長度需求而言，ACI 318-11 規範建議者最為保守，日本規範次之，ACI 352-02 規範者最短。由表 2 中顯示，對於耐震設計之擴頭鋼筋發展長度需求而言，若將 ACI 318-11 規範與其他兩規範比較，則日本規範建議者最為保守，其次為 ACI 318-11，ACI 352-02 規範者最短。在探討此發展長度之計算結果時應特別注意，此結果乃直接將材料強度代入公式計算，並未考慮 ACI 352-02 規範之臨界面定義與其它兩規範不同之差

異，同時也未考慮 ACI 318-11 規範對混凝土強度最大僅可考慮 42 MPa 之限制，在應用此表時也應注意其限制條件的不同。

表 1 擴頭鋼筋非耐震設計之發展長度比較

$f_y = 420 \text{ MPa}$	$f_c = 28 \text{ MPa}$	$f_c = 35 \text{ MPa}$	$f_c = 42 \text{ MPa}$	$f_c = 49 \text{ MPa}$	$f_c = 56 \text{ MPa}$
$l_{dt,318}/d_b$	15.2	13.6	12.4	11.5	10.8
$l_{dt,352U}/d_b$	9.6	8.6	7.8	7.3	6.8
$l_{dt,AIU}/d_b$	13.1	11.8	10.8	9.9	9.1

$$l_{dt,318} = 0.192 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b, \quad l_{dt,352U} = 0.121 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b,$$

$$l_{dt,AIU} = \frac{0.5\sigma_t}{10(F_c/40 + 0.9)} d_b$$

表 2 擴頭鋼筋耐震設計之發展長度比較

$f_y = 420 \text{ MPa}$	$f_c = 28 \text{ MPa}$	$f_c = 35 \text{ MPa}$	$f_c = 42 \text{ MPa}$	$f_c = 49 \text{ MPa}$	$f_c = 56 \text{ MPa}$
$l_{dt,318}/d_b$	15.2	13.6	12.4	11.5	10.8
$l_{dt,352S}/d_b$	12.0	10.7	9.8	9.1	8.5
$l_{dt,AIJS}/d_b$	18.4	16.6	15.1	13.8	12.8

$$l_{dt,318} = 0.192 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b, \quad l_{dt,352S} = 0.151 \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b,$$

$$l_{dt,AIJS} = \frac{0.7\sigma_t}{10(F_c/40 + 0.9)} d_b$$

梁柱交會區之剪力需求與容量

台灣地處地震帶，依現行建築物耐震設計規範（內政部營建署，2011a），建築結構在進行設計時，均應符合「強柱弱梁」的耐震設計基本設計要求。因此在進行抗彎構架系統之設計時，應確保柱構件在地震作用下，除一樓底部容許進入非線性行為外，一樓以上各樓層之梁構件端部應較柱構件先發生塑鉸。此梁柱接頭在梁端進入撓曲塑鉸的塑性機制下，梁柱交會區受到可觀之水平剪力作用，故梁柱接頭進行設計時，應確保梁柱交會區之剪力容量大於上述因梁端塑鉸所引致之交會區剪力需求，避免梁柱交會區發生剪力破壞，同時，在梁柱節點處也應檢核梁、柱構件之撓曲強度比，確認屬於強柱弱梁之梁柱接頭。

梁柱接頭為提供剪力強度足夠之梁柱交會區，交會區剪力強度容量 V_n 應大於剪力需求 $V_{jh,u}$ 。內柱梁柱

接頭之交會區剪力需求，為梁兩端產生撓曲塑鉸時所傳入梁柱交會區的水平剪力，可以下式計算

$$V_{jh,u} = 1.25(A_s + A'_s)f_y - V_{col} \quad (12)$$

其中，當梁柱接頭之兩側梁配置相同數量的上、下層鋼筋，其鋼筋量分別為 A_s 、 A'_s ； f_y 為鋼筋標稱降伏強度； V_{col} 為柱剪力；式中之係數 1.25 乃考慮梁主筋在發展完全撓曲塑鉸時，因應變硬化效應所增加之拉力強度比，即設計時梁主筋拉力應考慮鋼筋標稱降伏強度的 1.25 倍。依據國內結構混凝土設計規範（內政部營建署，2011）或 ACI 318-11 設計規範之耐震設計規定中，梁柱接頭交會區標稱剪力強度容量 V_n 為

$$V_n = 0.083\gamma\sqrt{f'_c}b_jh_c \quad (\text{MPa}) \quad (13)$$

其中， γ 剪力容量係數，依梁柱接頭受梁構件束制不同之條件分類，可分為：(1) 接頭四面皆受圍束者， γ 為 20；(2) 三面或兩對面圍束者， γ 為 15；(3) 其他型式者， γ 為 12； $b_j \times h_c$ 為交會區有效抗剪面積（ mm^2 ）， b_j 為交會區有效抗剪寬度（ mm ）， h_c 為交會區受剪方向之深度（ mm ）； f'_c 為混凝土設計抗壓強度（ MPa ）。為確保梁柱交會區確實提供足夠剪力強度容量，規範要求強度應考慮材料的不確定性與構件受力種類等因素，設計時需經強度折減因子 ϕ 的折減，其公式如下：

$$\phi V_n \geq V_{jh,u} \quad (14)$$

$$\phi = 0.85$$

為確保強柱弱梁之基本耐震設計要求，上述規範也規定梁柱接頭應檢核柱、梁的撓曲強度比 R_m ，其值須大於 1.2，以確保梁柱接頭在側向地震力作用下，梁構件比柱構件先達降伏。梁柱撓曲強度比定義為

$$R_m = \sum M_{nc} / \sum M_{nb} \quad (15)$$

其中， $\sum M_{nc}$ 、 $\sum M_{nb}$ 分別為梁柱接頭在受地震力作用方向，柱構件與梁構件端部之標稱撓曲強度總和。

擴頭鋼筋相關試驗研究成果

根據 ACI 318-11 規範對擴頭鋼筋之設計建議，其規定鋼筋淨間距不得少於 $4d_b$ 、混凝土強度之應用不得超過 42 MPa、及擴頭端板淨面積不得低於 $4A_b$ 等限制條件，在考量工程實務與施工效率，部分限制似乎

過於保守，為尋求更有效率應用並確認其適用範圍，過去已針對擴頭鋼筋進行 CCT 節點強度試驗、實尺寸內柱與外柱梁柱接頭耐震性能試驗、與預鑄實尺寸梁柱接頭耐震性能試驗，目的欲對 ACI 318-11 規範有關擴頭鋼筋應用之限制條件提出適當修正建議。

CCT 節點強度試驗

本試驗（林克強，2011）之目的欲釐清 ACI 318-11 規範對其擴頭鋼筋應用條件之適用性，並提出適當設計建議，故將針對鋼筋淨間距、混凝土強度、及擴頭端板面積等條件進行探討，詳細設計參數詳表 3，試體設計及實際試驗配置則如圖 4 所示。

試驗成果針對擴頭鋼筋配置淨間距、混凝土強度、與鋼筋型式與擴頭端板面積進行探討。根據擴頭鋼筋配置淨間距之比較成果顯示，在未配置圍束箍筋且

主筋採用兩根及三根十號擴頭鋼筋者，其擴頭鋼筋淨間距 $1.5 d_b$ 之錨定強度皆為淨間距 $4.0 d_b$ 者的 101%；在配置圍束箍筋（D10@100mm）且主筋採用兩根及三根十號擴頭鋼筋者，其擴頭鋼筋淨間距 $1.5 d_b$ 之錨定強度分別為淨間距 $4.0 d_b$ 者的 106% 及 83%（詳圖 5）。

圖 6 中亦顯示，在未配置圍束箍筋且主筋採用兩根及三根十號擴頭鋼筋者，其擴頭鋼筋淨間距 $1.5 d_b$ 之錨定強度分別為淨間距 $4.0 d_b$ 者的 100% 及 85%；在配置圍束箍筋（D10@100mm）且主筋採用兩根及三根十號擴頭鋼筋者，其擴頭鋼筋淨間距 $1.5 d_b$ 之錨定強度分別為淨間距 $4.0 d_b$ 者的 91% 及 88%（詳圖 6）。由上述探討得知，擴頭鋼筋淨間距 $1.5 d_b$ 之錨定性能與間距 $4.0 d_b$ 者相當，故 ACI 318-11 規範建議最小淨間距 $4.0 d_b$ 之限制能夠有效縮減至 $1.5 d_b$ 以上，為考量工程施作之可行性，建議其最小淨間距配置為 $2.0 d_b$ 。

表 3 CCT 節點強度試驗之研究參數表

Specimen	a	b	c	d	E	Bar	Ap/Ab	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
CT08C6D32N1B9	700	600	600	1620	160	#10	B-90o	1	0	42	0
CT09C6D32N1B18	500	400	400	1100	160	#10	B-180o	1	0	42	0
CT11C6D32N2H5S40T31	500	400	400	1100	320	#10	5	2	4db	42	#3@100
CT11C6D32N2H5S40	500	400	400	1100	320	#10	5	2	4db	42	0
CT12C6D32N3H5S40T31	500	400	400	1100	480	#10	5	3	4db	42	#3@100
CT12C6D32N3H5S40	500	400	400	1100	480	#10	5	3	4db	42	0
CT13C6D36N2H5S40T31	500	400	400	1100	360	#11	5	2	4db	42	#3@100
CT13C6D36N2H5S40	500	400	400	1100	360	#11	5	2	4db	42	0
CT14C6D36N3H5S40T31	500	400	400	1100	540	#11	5	3	4db	42	#3@100
CT14C6D36N3H5S40	500	400	400	1100	540	#11	5	3	4db	42	0
CT15C6D32N2H5S15T31	500	400	400	1100	320	#10	5	2	1.5db	42	#3@100
CT15C6D32N2H5S15	500	400	400	1100	320	#10	5	2	1.5db	42	0
CT16C6D32N3H5S15T31	500	400	400	1100	480	#10	5	3	1.5db	42	#3@100
CT16C6D32N3H5S15	500	400	400	1100	480	#10	5	3	1.5db	42	0
CT17C6D36N2H5S15T31	500	400	400	1100	360	#11	5	2	1.5db	42	#3@100
CT17C6D36N2H5S15	500	400	400	1100	360	#11	5	2	1.5db	42	0
CT18C6D36N3H5S15T31	500	400	400	1100	540	#11	5	3	1.5db	42	#3@100
CT18C6D36N3H5S15	500	400	400	1100	540	#11	5	3	1.5db	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
CT23C10D32N1H5T32	500	400	400	1100	160	#10	5	1	0	70	#3@200
CT23C10D32N1H5T41	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

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)。

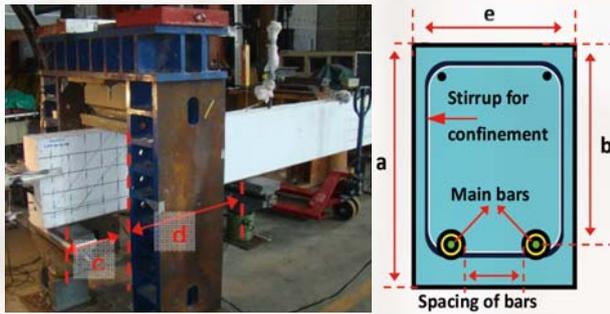


圖 4 CCT 節點強度試驗之試體設計及試驗配置圖

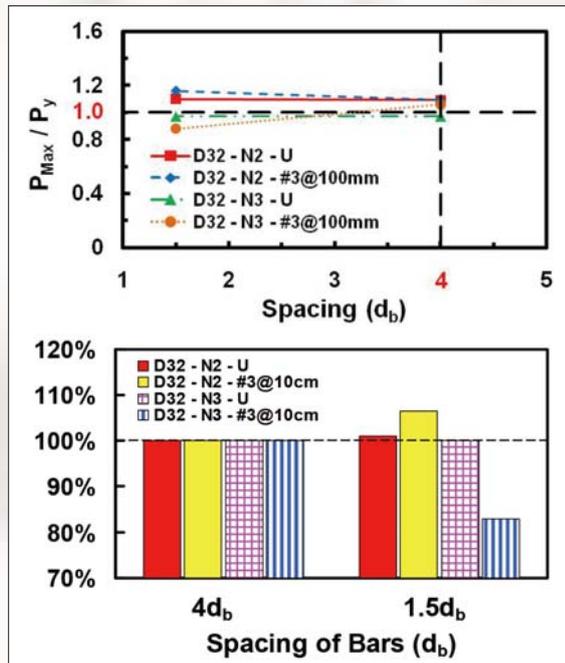


圖 5 十號擴頭鋼筋配置淨间距 $4.0 d_b$ 及 $1.5 d_b$ 之錨定性能比較圖

混凝土強度之比較成果方面，在未配置圍束箍筋且主筋採用十號擴頭鋼筋者，當混凝土強度採用 56 MPa 及 70 MPa 時，其錨定性能分別為 42 MPa 的 113% 及 85%；在配置圍束箍筋 (D10@200mm) 且主筋採用十號擴頭鋼筋者，當混凝土強度採用 56MPa 及 70 MPa 時，其錨定性能分別為 42 MPa 的 117% 及 115%；在配置圍束箍筋 (D10@100mm) 且主筋採用十號擴頭鋼筋者，當混凝土強度採用 56 MPa 及 70 MPa 時，其錨定性能分別為 42MPa 的 110% 及 117%；在配置圍束箍筋 (D13@100mm) 且主筋採用十號擴頭鋼筋者，當混凝土強度採用 56MPa 及 70MPa 時，其錨定性能分別為 42MPa 的 120% 及 108% (詳圖 7)。由上述歸納得知，增加混凝土強度將有效抵抗握裹應力所引致之剪應力，進而提升擴頭鋼筋錨定性能，故 ACI 318-11 規範建議混凝土強度有效適用範圍可調整至 70 MPa。

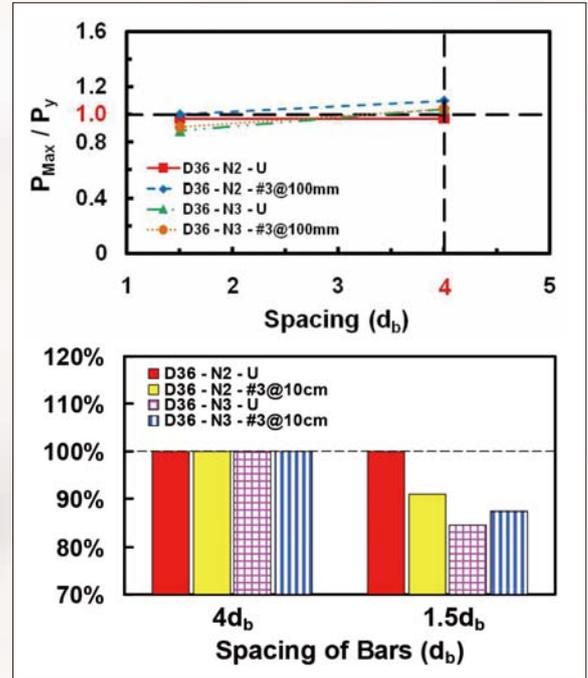


圖 6 十一號擴頭鋼筋配置淨间距 $4.0 d_b$ 及 $1.5 d_b$ 之錨定性能比較圖

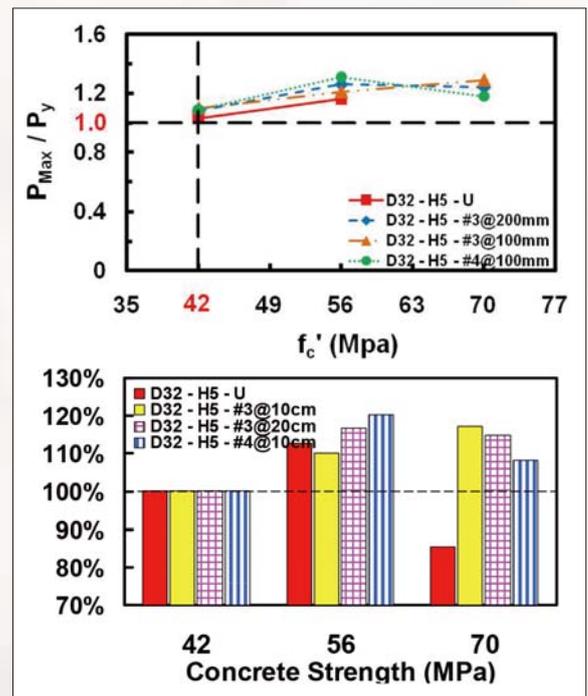


圖 7 混凝土強度對擴頭鋼筋之錨定性能之比較圖

根據鋼筋型式與擴頭端板面積之比較成果顯示，在未配置圍束箍筋且主筋採用十號鋼筋條件下，擴頭端板面積為 3、5 及 7 倍鋼筋斷面積者，其錨定性能分別較標準 90° 彎鉤鋼筋提升 1、6 及 18%，此結果顯示，3 倍鋼筋斷面積之擴頭端板面積，其錨定強度已足夠取代標準彎鉤鋼筋；在配置圍束箍筋 (D10@100mm) 且主筋採用十號鋼筋條件下，擴頭端板面積為 3、5 及 7 倍鋼筋斷面

積者，其錨定性能分別較直鋼筋提升 13、26 及 45% (詳圖 8)。歸納得知，當擴頭端板面積為 3 倍鋼筋斷面積時，其擴頭鋼筋錨定性能與標準 90 度彎鉤鋼筋相當，且端板面積為 5 倍鋼筋斷面積時，錨定性能更佳，日後若有更多實驗數據佐證，ACI 318-11 規範建議之擴頭最小端板面積亦可能有效縮減至 4 倍鋼筋斷面積。

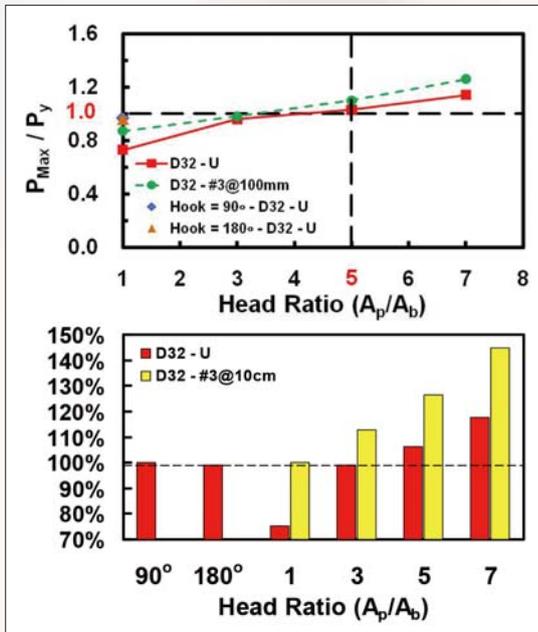


圖 8 標準彎鉤與擴頭鋼筋錨定性能之比較圖

實尺寸內柱梁柱接頭耐震性能試驗

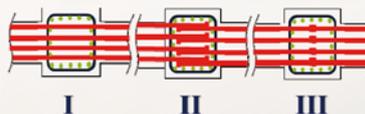
透過前述 CCT 節點強度之試驗得知，擴頭鋼筋之錨定性能與標準彎鉤鋼筋相當，故本試驗 (Lin, 2013) 主要針對擴頭鋼筋錨定於梁柱接頭內之耐震性能進行評估，並對接頭交會區之鋼筋配置形式及擴頭鋼筋淨間距進行配置進行檢核，共進行九組內柱接頭試驗，詳細試體設計參數詳表 4，試驗配置如圖 9 所示。以下針對研究參數重點進行依詳細描述：

接頭交會區之鋼筋配置形式：為確認擴頭鋼筋能夠確實有效地應用於鋼筋混凝土梁柱接頭中，將藉由九組內柱試體來探討交會區之耐震行為差異，試體之梁上層鋼筋皆為直通鋼筋，下層鋼筋配置則採用搭接、對接與對鉤形式。

梁構件之擴頭鋼筋淨間距配置：鑒於 ACI 318-11 規範中擴頭鋼筋配置淨間距為 $4 d_b$ 之條款，其將直接影響構件尺寸過大之疑慮，故為證實擴頭鋼筋配置淨間距能進一步縮減之可行性，將藉由四組內柱接頭試體來探討交會區鋼筋於搭接及對接接合形式下，鋼筋淨間距採用 $4 d_b$ 及 $2.2 d_b$ 之耐震行為差異。

表 4 內柱梁柱接頭試體之設計參數表

Spec	Config	Beam Bar			Connection Type	Spacing of Rebar (d_b)	Materials				Member Strength		Development Length			
		Num	d_b (mm)	ρ (%)			Design		Actual				Design			
							f'_c (MPa)	f_y (MPa)	f'_{ca} (MPa)	f_{ya} (MPa)	$\Sigma M_{nc} / \Sigma M_{nb}$	V_{jhu} / V_n	l_{dt} (mm)	l_{dt} / d_b		
T1	Top.	5	25	1.2	I	4.0	41.2	412	43.2	469	1.47	0.87	650	25.6		
	Bot.				II											
T2	Top.	5	25	1.2	I	4.0			42.3	469	1.47	0.87	650	25.6	309	12.2
	Bot.				III											
T3	Top.	6	25	1.5	I	2.2			40.5	469	1.24	1.08	650	25.6	528	20.8
	Bot.				II											
T4	Top.	6	25	1.5	I	2.2			46.3	469	1.26	1.01	650	25.6	309	12.2
	Bot.				III											
T5	Top.	8	25	2.0	I	2.2			43.2	469	1.23	1.04	650	25.6	650	25.6
	Bot.	4		1.0	I											
T6	Top.	8	25	2.0	III	2.2			42.0	469	1.22	1.06	309	12.2	309	12.2
	Bot.	4		1.0	III											
TX1	Top.	4	25	1.0	I	2.2			44.8	489	1.83	0.51	650	25.6	528	20.8
	Bot.				II											
TX2	Top.	4	25	1.0	I	2.2			44.4	489	1.83	0.64	650	25.6	309	12.2
	Bot.				III											
TX3	Top.	4	25	1.0	I	2.2			43.4	489	1.83	0.64	650	25.6	650	25.6
	Bot.				II											



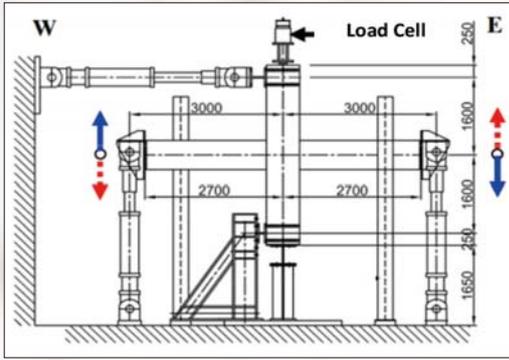


圖 9 內柱梁柱接頭試體之試驗配置圖

試驗成果方面，分為交會區鋼筋接合形式及擴頭鋼筋配置淨間距之探討。圖 10 及圖 11 分別為內柱接頭試體 TX1 與 TX2 及試體 TX2 與 TX3 之彎矩包絡線及消散能量比較，三者試體之上層鋼筋均採直通形式，其中試體 TX1 及 TX3 梁之下層擴頭鋼筋採用搭接形式於交會區進行錨定，試體 TX2 則採用對接形式。由圖 10 及圖 11 得知，當擴頭鋼筋配置淨間距為 $2.2 d_b$ ，梁筋比為 1.0% 且交會區剪力比為 0.58 時，試體 TX1、TX2 及 TX3 之彎矩包絡線均顯示，上層直通鋼筋之彎矩變形能力均與下層鋼筋採用搭接或對接形式之錨定

性能相當，確認擴頭鋼筋採用搭接或對接形式取代直通鋼筋之可行性。進一步比較鋼筋搭接及對接形式之錨定性能發現，兩者之彎矩包絡線大致相同，且總消散能量曲線於梁端變位角達 4% 前近乎吻合。由上述現象得知，當交會區剪力比於 0.58 條件下，其交會區之擴頭鋼筋採用搭接或對接形式錨定時，兩者之耐震性能相當。

圖 12 為內柱接頭試體 T1 與 T2 之彎矩包絡線及消散能量比較，二者試體之上層鋼筋均採直通形式，梁之下層擴頭鋼筋則分別採用搭接及對接於交會區進行錨定。當擴頭鋼筋配置淨間距為 $4.0 d_b$ ，梁筋比為 1.2% 且交會區剪力比為 0.87 時，試體 T1 及 T2 之彎矩包絡線均顯示，上層直通鋼筋之彎矩變形能力均與下層鋼筋採用搭接或對接形式之錨定性能相當，確認擴頭鋼筋採用搭接或對接形式取代直通鋼筋之可行性。進一步比較鋼筋搭接及對接形式之錨定性能發現，兩者之彎矩包絡線及總消散能量曲線大致相同。由上述現象得知，當交會區剪力比於 0.87 條件下，其交會區之擴頭鋼筋採用搭接或對接形式進行錨定時，兩者之耐震性能相當。

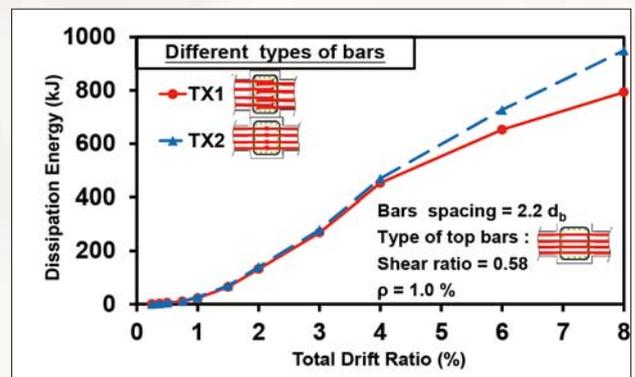
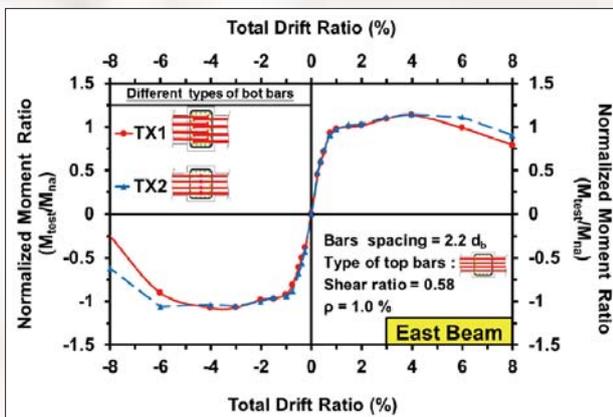


圖 10 試體 TX1 與 TX2 之擴頭鋼筋採用不同接合形式之彎矩包絡線與消能比較圖

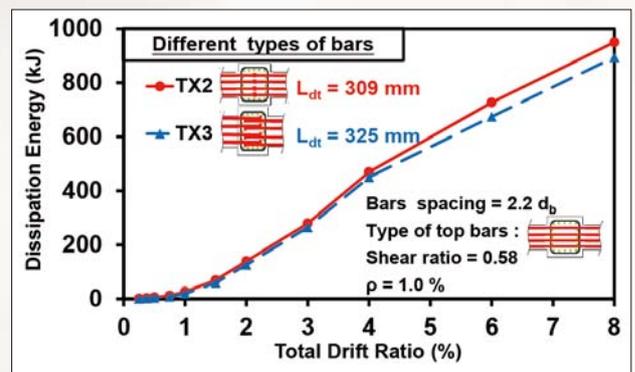
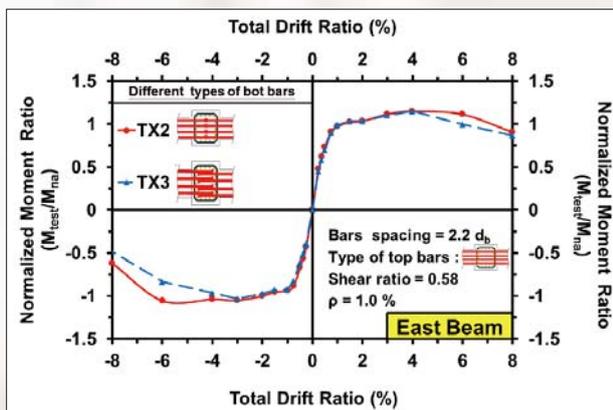


圖 11 試體 TX2 與 TX3 之擴頭鋼筋採用不同接合形式之彎矩包絡線與消能比較圖

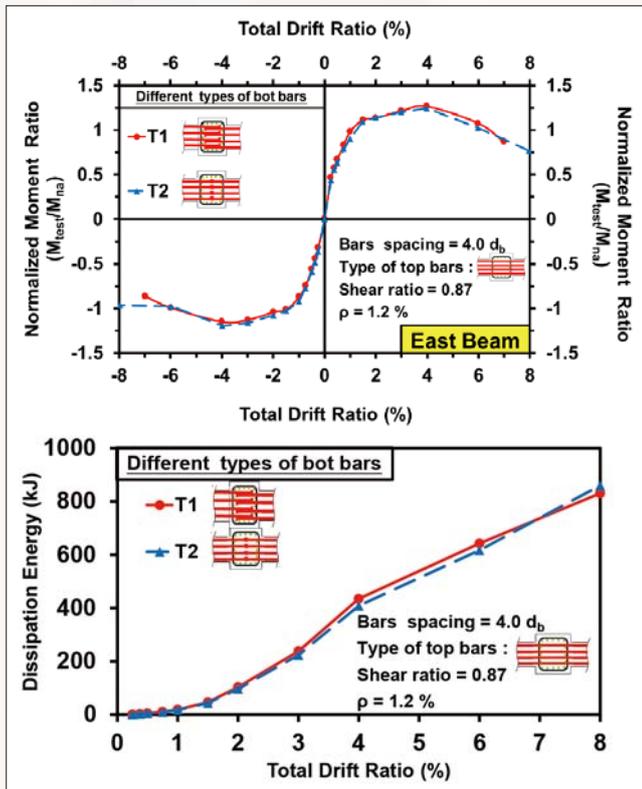


圖 12 試體 T1 與 T2 之擴頭鋼筋採用不同接合形式之彎矩包絡線與消能比較圖

圖 13 為內柱接頭試體 T3 與 T4 之彎矩包絡線及消散能量比較，二者試體之上層鋼筋均採直通形式，梁之下層擴頭鋼筋則分別採用搭接及對接於交會區進行錨定。當擴頭鋼筋配置淨間距為 $2.2 d_b$ ，梁筋比為 1.5% 且交會區剪力比為 1.05 時，試體 T3 與 T4 之彎矩包絡線均顯示，上層直通鋼筋之彎矩變形能力均與下層鋼筋採用搭接或對接形式之錨定性能相當，確認擴頭鋼筋採用搭接或對接形式取代直通鋼筋之可行性。進一步比較鋼筋搭接及對接形式之錨定性能發現，兩者之彎矩包絡線及總消散能量曲線於梁端變位角達 3% 前均與對接形式相似，但當梁端變位角超過 3% 時，其採用對接形式之耐震性能明顯不如搭接形式。由上述現象得知，當交會區剪力比於 1.05 條件下，其交會區之擴頭鋼筋採用搭接形式進行錨定時，其耐震性能相對較採用對接形式者佳。

圖 14 為交會區擴頭鋼筋採用不同接合形式下之彎矩折減率比較圖，其擴頭鋼筋配置淨間距分別為 $4.0 d_b$ 及 $2.2 d_b$ ，此彎矩折減率即任一變位角條件下之第三迴圈與第一迴圈的彎矩比值。當擴頭鋼筋配置淨間距為 $4.0 d_b$ ，梁筋比為 1.2% 且交會區剪力比為 0.87 時，交會區不論採用直通鋼筋、搭接或對接形式錨定下，

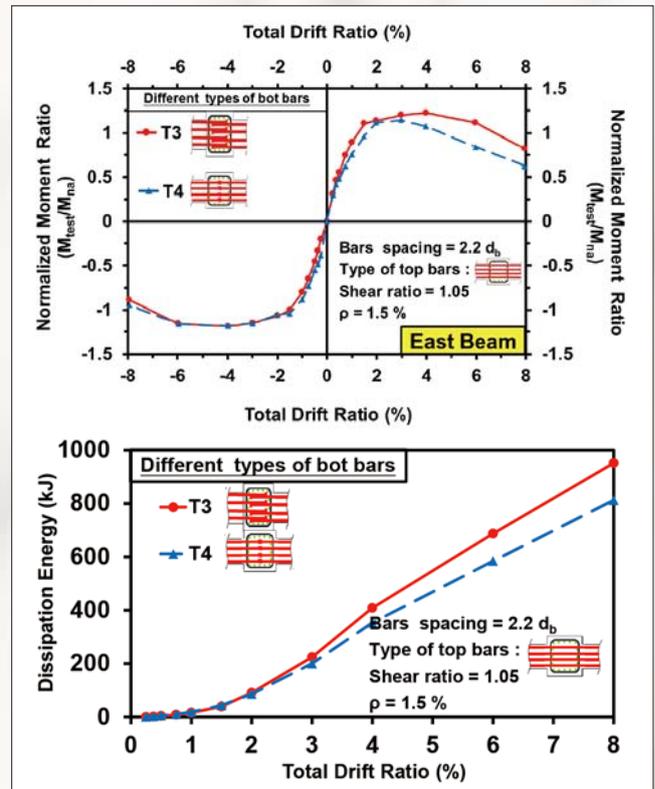


圖 13 試體 T3 與 T4 之擴頭鋼筋採用不同接合形式之彎矩包絡線與消能比較圖

其三者之彎矩折減量皆相當；當擴頭鋼筋配置淨間距為 $2.2 d_b$ 梁筋比為 1.5% 且交會區剪力比為 1.08 時，其三者之彎矩折減量亦相當，且梁端彎矩於變位角達 6% 前，三者均還保有梁端最大彎矩之 80%。由上述現象得知，當交會區剪力比於 0.87 及 1.08 條件下，交會區擴頭鋼筋採用搭接、對接形式或直通鋼筋進行錨定時，三者均擁有相似之耐震性能。

針對擴頭鋼筋配置淨間距之比較，圖 15 及圖 16 分別為內柱接頭試體 T1 與 T3 及試體 T2 與 T4 之彎矩包絡線比較，其中試體 T1 與 T2 配置之擴頭鋼筋淨間距為 $4.0 d_b$ ，試體 T3 與 T4 則為 $2.2 d_b$ 。由圖 15 及圖 16 觀察發現，當梁上層筋採用直通鋼筋形式，且下層擴頭鋼筋採用搭接或對接形式於交會區進行錨定時，無論擴頭鋼筋配置淨間距為 $4.0 d_b$ 或 $2.2 d_b$ ，兩者之梁端彎矩與變形能力均相當，意即擴頭鋼筋配置淨間距 $2.2 d_b$ 之交會區耐震性能等同於 $4.0 d_b$ 。

實尺寸外柱梁柱接頭耐震性能試驗

本試驗 (Lin, 2013) 主要針對接頭交會區之及擴頭鋼筋錨定長度進行探討，並比較標準彎鉤與擴頭鋼筋之錨定性能，共進行六組外柱接頭試驗，詳細試體

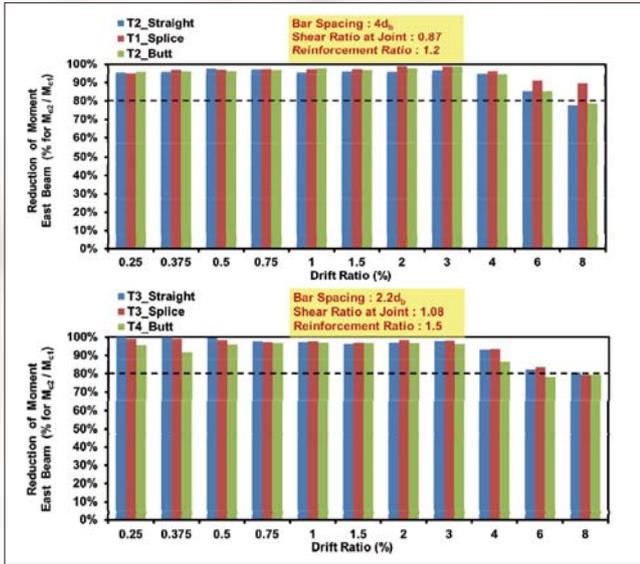


圖 14 交會區擴頭鋼筋採用不同接合形式之彎矩折減率比較圖

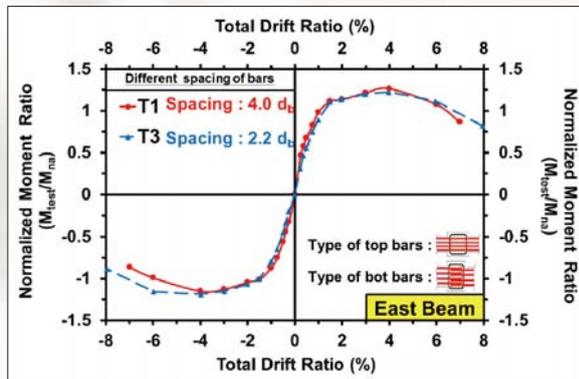


圖 15 試體 T1 與 T3 之擴頭鋼筋配置不同淨间距下之包絡線比較圖

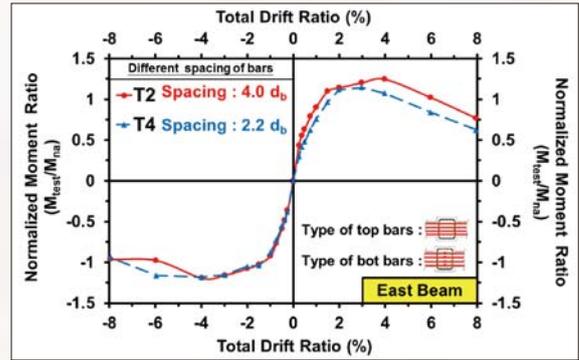


圖 16 試體 T2 與 T4 之擴頭鋼筋配置不同淨间距下之包絡線比較圖

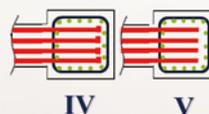
設計參數詳表 5，試驗配置如圖 17 所示。以下針對研究參數重點進行依詳細描述：

梁構件之擴頭鋼筋於交會區錨定長度：由於美、日規範尚未對擴頭鋼筋之耐震錨定長度提出建議，故本研究將藉由外柱接頭試體探討滿足耐震性能下之擴頭鋼筋錨定長度。錨定長度 l_{dt} 之設計乃利用各規範建議之規定，分別採用 216 (ACI 352-02)、309 (ACI 318-11)、380 及 450 mm。

標準彎鉤與擴頭鋼筋之耐震性能差異：基於施工、設計及成本需求，採用擴頭鋼筋配置將會優於標準彎鉤鋼筋，但兩者於耐震性能上之差異並未進行確認，故本試驗將藉由梁柱接頭試體來確認此差異性。

表 5 外柱梁柱接頭試體之設計參數表

Spec	Config	Beam Bar			Connection Type	Spacing of Rebar (d_b)	Materials				Member Strength		Development Length	
		Num	d_b (mm)	ρ (%)			Design		Actual		$\Sigma M_{nc} / \Sigma M_{nb}$	$V_{jh,u} / V_n$	l_{dt} (mm)	l_{dt} / d_b
							f'_c (MPa)	f_y (MPa)	f'_{ca} (MPa)	f_{ya} (MPa)				
T7	Top.	6	25	4.0	IV	2.2	41.2	412	46.8	445	2.64	0.59	528	20.8
	Bot.				IV								528	20.8
T8	Top.	6	25	1.5	IV	2.2			50.0	445	2.66	0.57	309	12.2
	Bot.				IV								216	8.5
T9	Top.	6	25	1.5	V	2.2			49.4	445	2.66	0.58	528	20.8
	Bot.				V								528	20.8
TT1	Top.	6	25	1.5	IV	2.2			50.2	465	2.51	0.61	309	12.2
	Bot.				IV								216	8.5
TT2	Top.	6	25	1.5	IV	2.2			53.8	465	2.51	0.61	450	17.7
	Bot.				IV								380	15.0
TT3	Top.	6	25	1.5	IV	2.2			50.0	465	2.51	0.61	309	12.2
	Bot.				IV								309	12.2



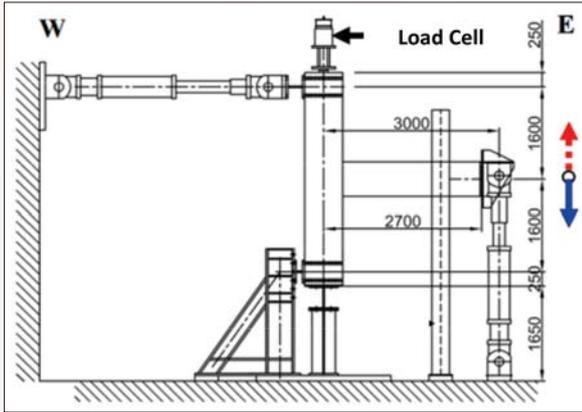


圖 17 外柱梁柱接頭試體之試驗配置圖

試驗成果方面，分為交會區擴頭鋼筋錨定長度及傳統彎鉤與擴頭鋼筋之探討。圖 18 為梁端彎矩正規化與擴頭鋼筋錨定長度之關係圖，縱軸為試驗後得到之梁端最大彎矩 M_{peak} 與藉由 1.25 倍設計鋼筋降伏強度計算標稱彎矩 $M_{n,1.25}$ 之比值；橫軸為本研究設計之擴頭鋼筋錨定長度 l_{dt} 與鋼筋直徑之比值。圖中藍色圓形標點代表試體破壞模式為梁端塑鉸發揮，紅色三角形則為鋼筋拉拔破壞。由圖 18 中發現，擴頭鋼筋錨定長度為 216 mm ($l_{dt} / d_b = 8.3$) 之外柱接頭試體 (T8 及 TT1)，均無法提供足夠之錨定能力驅使梁構件塑鉸發揮，形成鋼筋拉拔破壞之模式；藉由 ACI 318-11 規範設計擴頭鋼筋錨定長度為 309 mm ($l_{dt} / d_b = 12.2$) 之外柱接頭試體 (TT3)，其梁端彎矩比值達到 1.05 及 1.15，已能提供足夠錨定能力驅使梁構件塑鉸發揮，其中接頭試 TT8 及 TT1 之交會區上層鋼筋雖然配置長度為 309 mm，但由於受下層鋼筋錨定長度 216 mm 於反覆地震力作用下之影響，使得整體耐震行為不如預期發揮；至於擴頭鋼筋錨定長度為 380、450、528 mm ($l_{dt} / d_b = 15.0$ 、17.7

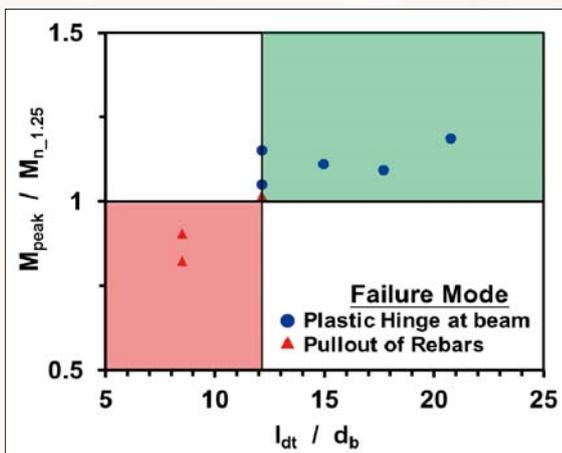


圖 18 梁端彎矩強度比值與擴頭鋼筋錨定長度關係圖

及 20.8) 之接頭試體，其彎矩比值皆大於 1.1，且均能驅使塑鉸發揮，但就整體耐震性能而言，效果與錨定長度為 309 mm 之接頭試體相當，故採用 ACI 318-11 建議之擴頭鋼筋錨定長度設計，便能滿足耐震需求之錨定長度，有效發揮足夠耐震性能。

圖 19 為外柱接頭試體 T7 與 T9 之彎矩包絡線比較，其中試體 T7 之上下梁主筋皆採用擴頭鋼筋錨定 ($l_{dt} = 528$ mm)；試體 T9 之上下梁主筋皆採用標準彎鉤鋼筋錨定於交會區 ($l_{dh} = 528$ mm)。當鋼筋配置淨間距為 $2.2 d_b$ ，梁筋比為 1.0% 且交會區剪力比為 0.58 時，彎矩與變位角之包絡線近乎一致，證實鋼筋錨定長度相同時，採用擴頭鋼筋或標準彎鉤鋼筋配置均能得到相同之耐震性能。

預鑄實尺寸梁柱接頭耐震性能試驗

本試驗 (林克強, 2013) 共進行六組內柱接頭試驗，其中包括三組場鑄 (FC) 及三組預鑄 (PC) 接頭試體，主要針對梁構材於淨保護層 4 及 6 cm 條件下，場預鑄施工方式對其梁柱接頭耐震性能之差異進行探討，詳細試體設計參數詳表 6。

試驗成果方面，分為梁端保護層厚度及場預鑄施工之議題進行探討。保護層方面，由圖 20 中之彎矩變形包絡線得知，當梁主筋採用十二號擴頭鋼筋配置，且場鑄接頭試體之梁構材淨保護層分別為 4 及 6 cm 時，兩者於反覆地震力作用下之彎矩與變形能力相當，觀察預鑄接頭試體亦發現相同現象。故保護層厚度雖會影響構材裂縫之發展，但在梁構材之淨保護層為 4 及 6 cm 條件下，兩者耐震性能相當。

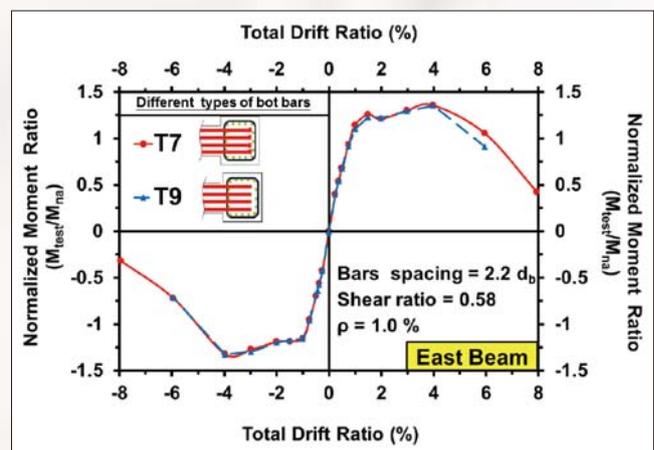
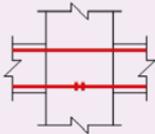
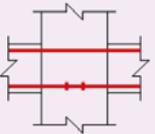
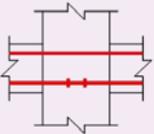
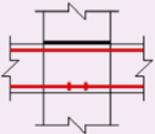
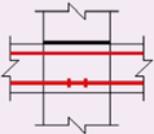
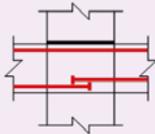


圖 19 試體 T7 與 T9 之擴頭鋼筋與標準彎鉤之彎矩包絡線比較圖

表 6 場預鑄梁柱接頭試體之設計參數表

Specimen		Field cast			Pre-cast		
		FC1	FC2	FC3	PC1	PC2	PC3
Beam	$b \times h$ (mm)	500 x 600			500 x 600		
	Top Bar	4-#10	3-#12		3-#12		
	Bottom Bar	4-#10	3-#12		3-#12		
	Stirrups	#4 @ 150 mm			#4 @ 150 mm		
	Cover (mm)	40	40	60	40	60	40
Column	$b \times h$ (mm)	800 x 800			800 x 800		
	Main Bar	12-#10	12-#12		12-#12		
Connection Type							
ldt	(mm)	458.2	560.6	560.6	560.6	560.6	560.6
	d_b	14.23	14.23	14.23	14.23	14.23	14.23
Steel Spacing		2.752	3.598	3.081	3.598	3.081	3.598
ρ		0.0123	0.0139	0.0144	0.0139	0.0144	0.0139
$R_m = \frac{\sum(M_n)_c}{\sum(M_n)_b}$		2.15	2.56	2.68	2.56	2.68	2.56 3.01
$V_{jh,u} / V_n$		0.817	0.921	0.928	0.921	0.928	0.921 0.945

場預鑄施工方面，由圖 21 中之彎矩變形包絡線得知，當梁構材淨保護層為 4 cm 條件時，場預鑄接頭試體之彎矩與變形能力相當，證實採預鑄工法施作之接頭試體，其耐震性能與場鑄接頭相當；當梁構材淨保護層為 6 cm 條件時，場鑄接頭試體之彎矩變形能力優於預鑄接頭試體，進一步觀察發現，預鑄接頭試體之梁端二次澆置面處與上層梁主筋過近產生嚴重碎裂問題，此乃影響兩者耐震性能之關鍵因素，若能於設計階段排除此疑慮，其預鑄工法施作之接頭試體有待確認。

試驗證實採用擴頭鋼筋・耐震性能相當

在內柱之梁柱接頭試體，其擴頭鋼筋採用直線對接與交錯搭接不同配置型式之試驗結果發現，當擴頭鋼筋配置之埋置長度符合 ACI 318-11 之發展長度要求下，且梁柱交會區之剪力設計符合現行規範之耐震設計規定者，採用擴頭鋼筋直線對接與交錯搭接之試體強度與變形行為大致與直通鋼筋者相當，此結果也證

實採兩擴頭鋼筋之配置型式可應用於預鑄工法中。

針對擴頭鋼筋應用於 CCT 節點及梁柱接頭之試驗，將其研究成果及設計建議歸納如下：

透過進行外柱梁柱接頭之試驗得知，當擴頭鋼筋或標準彎鉤鋼筋配置相同之錨定長度時，兩者均能得到相同之耐震性能，且採用 ACI 318-11 規範建議之擴頭鋼筋拉力發展長度即可提供足夠的強度與變形需求，故此發展長度需求仍適用於耐震設計。

透過進行內柱梁柱接頭之試驗，其擴頭鋼筋採用直線對接與交錯搭接不同配置型式之試驗結果發現，當擴頭鋼筋配置之埋置長度符合 ACI 318-11 之發展長度要求下，且梁柱交會區之剪力設計符合現行規範之耐震設計規定者，採用擴頭鋼筋直線對接與交錯搭接之試體強度與變形行為大致與直通鋼筋者相當

透過內柱接頭試驗亦發現，當擴頭鋼筋配置淨間距為 $2.2 d_b$ 時，其梁端之彎矩與變形能力與淨間距 $4.0 d_b$ 者相似，即兩者的耐震性能相當，故 ACI 318-11 規範對於擴頭鋼筋淨間距之建議，可適度由最小限制之

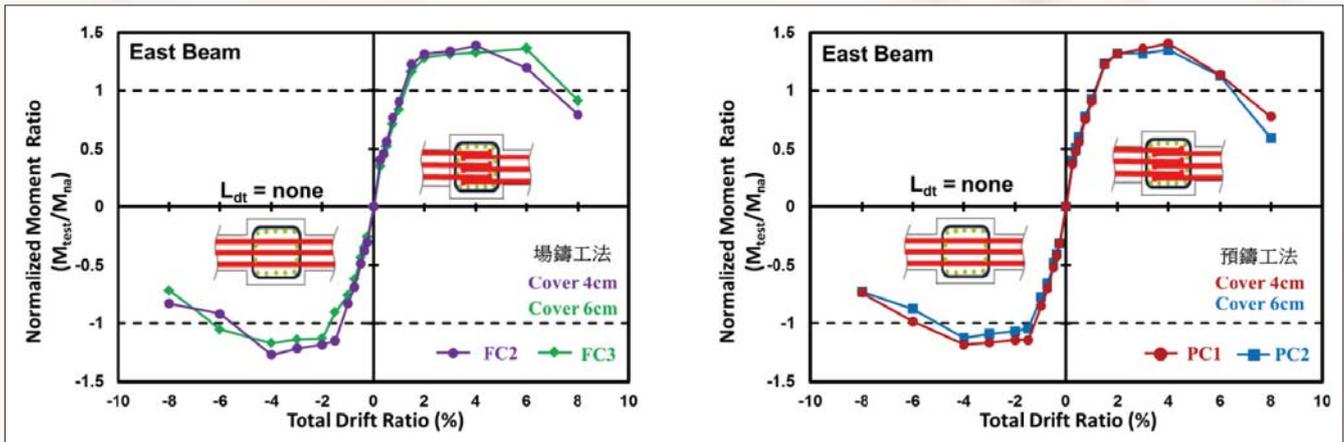


圖 20 場預鑄接頭試體之梁端淨保護層 4 cm 及 6 cm 彎矩包絡線比較圖

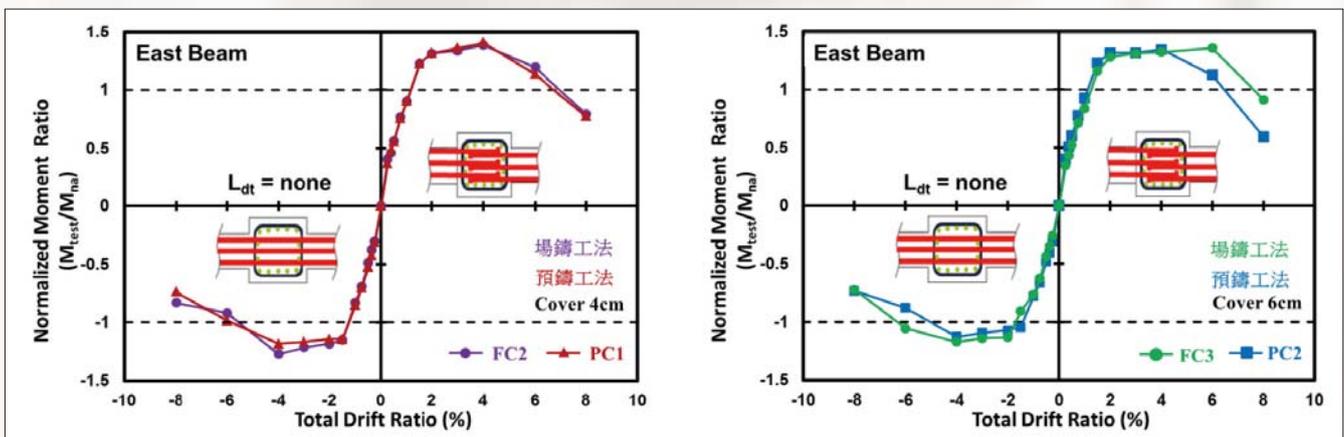


圖 21 梁端保護層不同條件下之場預鑄接頭試體彎矩包絡線比較圖

4.0 d_b 調整至 2.2 d_b 。

根據預鑄接頭試驗成果得知，採用預鑄工法施作之接頭耐震性能與場鑄者相當，亦證實其擴頭鋼筋採用對接或交錯搭接之配置形式可應用於預鑄工法中。

參考文獻

1. ACI Committee 318 (2008) Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute.
2. ACI Committee 318 (2011) Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute.
3. ACI-ASCE Committee 352 (2002) Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures, American Concrete Institute.
4. AIJ (2010) AIJ Standard for Structural Calculation of

Reinforced Concrete Structures, Architectural Institute of Japan (in Japanese).

5. 內政部營建署 (2011), 「混凝土結構設計規範」, 臺灣, 民國一百年。
6. 內政部營建署 (2011a), 「建築物耐震設計規範與解說」, 臺灣, 民國一百年。
7. 林克強 (2011), 國家地震工程研究中心, 「高強度混凝土之 T 頭鋼筋錨定行為研究」, 民國一百年。
8. Ker-Chun Lin (2013), "Assessment for Seismic Performance of Headed Bar Anchoring in Beam-to-interior Column Joints," The Thirteenth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction (EASEC-13), Japan.
9. 林克強 (2013), 「預鑄梁構件應用擴頭鋼筋於場鑄梁柱接頭之耐震行為研究」, 台灣混凝土學會混凝土工程研討會, 民國一百零二年。