

鋼筋混凝土柱梁偏心接合之耐震抗剪強度檢討

Review and evaluation of reinforced concrete eccentric beam-to-column connections

主管單位：內政部建築研究所

李宏仁¹

林克強²

紀凱甯²

林明志¹

Lee, Hung-Jen¹

Lin, Ker-Chun²

Chi, Kai-Ning²

Lin, Ming-Jhih¹

¹國立雲林科技大學營建工程系

²國家實驗研究院國家地震工程研究中心

摘要

鋼筋混凝土造建築物之耐震設計攸關國人生命財產安全，其結構設計及細部配筋應依循部頒混凝土結構設計規範。國人基於建築外觀及空間利用之考量，建築物柱斷面時常設計為長方形，且梁中心線時常不能通過柱中心線形成柱梁偏心接合，偏心梁對接頭區會造成意外扭矩，減損接頭耐震抗剪強度，現行設計規範針對偏心梁連續貫穿接頭之情況，依偏心程度折減其接頭抗剪強度，惟此折減公式係根據偏心梁連續貫穿接頭之實驗歸納而來，然而實務上常見柱斷面長寬比值達 2.0 甚至 2.5，梁柱不但是偏心接合，接頭兩側所接之梁甚至不連續，梁主筋分別中斷錨定於接頭內，形成錯位偏心梁柱接頭，此類偏心梁柱接頭之耐震行為複雜，亦不在現行設計規範所考慮的情況，因為錯位偏心梁柱接頭剪力強度如何計算未有明確的規範或依據，造成工程師認知不一致，相同的梁柱接頭剪力強度計算結果可能相差一倍以上，亟待釐清檢討改善，避免設計錯誤。

國內外絕大多數的梁柱接頭實驗為無偏心之梁柱接合，偏心梁柱接頭之實驗成果非常稀少，而且幾乎都是梁連續貫穿接頭的情況，我國建築工程常用長方形柱斷面且兩長邊各接一偏心梁且梁不連續，形成錯位偏心梁柱接合，此類接頭之實驗數據相當罕見，但實務上確有需要。現行混凝土結構設計規範和新版規範草案並未涵蓋此類偏心接頭，為確保建築結構安全，本研究檢討此類接頭之耐震抗剪強度，藉由大型結構實驗探討鋼筋混凝土柱接不同偏心距之梁，其接頭剪力強度之衰減程度，補足過往實驗經驗不足之處，俾利規範審議時參考引用，讓設計及施工單位有所依循，確保建築結構耐震性能及國人生命財產安全。

關鍵詞：梁柱接頭、剪力、耐震設計、規範

Abstract

The life and property safety of reinforced concrete buildings depends on the building codes and requirements given by the building officials. Due to architectural reasons, rectangular columns and eccentric beam-to-column connections are commonly used. Eccentric beams may introduce additional torsions on the joints and reduce the joint capacity under seismic reversals. Current building codes use effective joint width to accounting the effects of column's aspect

ratio and joint eccentricity. However, the provisions of effective joint width are based on the experiments of beam-column connections having eccentric beams continuously extended through the joint. Unfortunately, two eccentric beams fanning into the opposite faces of the joint with unequal eccentricities are used very often, where the eccentric beams are discontinuous and terminated at the joint. The complicated seismic behavior of such beam-column connections with offset eccentric beams are not considered in the current building codes. Because the lack of provisions for determining the shear strength of beam-column joints with offset eccentric beams, code users and engineers may could not correctly estimate such joint shear strength. Review and evaluation of such eccentric beam-to-column connections are needed.

Most of the existing connection experiments are beam-column joints without eccentricity. Eccentric beam-column connections are relatively rare, and all of available data having eccentric beams continuously extended through the joint. Taiwanese buildings have many rectangular columns and offset beam-to-column connections, which are not considered in the current building codes section 15.6.3. To promote the life and property safety of building structures, this project will test and evaluate the shear strength and degradation of beam-column connections with varying joint eccentricities. According to this experimental investigation, it is recommended to take the smaller value of effective joint widths for oppoite faces of a joint with eccentric beams.

Keywords : beam-column joint, shear, seismic design, code

一、前言

台灣地狹人稠導致建築基地較侷促，使得建築設計多傾向於室內空間極大化利用，時常為了建築物外觀造型或內部空間的平整，使用長方形柱斷面並調整梁中心線偏向柱邊形成偏心梁柱接頭。實務上錯位偏心梁柱接合常見於台灣的大樓建築中，惟無論是現行規範或新版規範，皆未曾考慮錯位偏心梁柱接頭該如何計算其剪力強度，所有的經驗公式包括 γ 值和接頭有效寬度 b_j 都是根據梁連續貫穿之情況來制定，可否適用於錯位偏心梁柱接頭仍有待釐清。

二、研究方法及過程

2.1 資料蒐集

蒐集調查國內外鋼筋混凝土柱梁偏心接合實驗結果，執行數據分析並整理資料做為比對參考依據。

2.2 實驗設計

依我國實務設計鋼筋混凝土柱接偏心之梁柱接頭試體，試驗參數包括鋼筋量、梁連續或不連續、梁偏心距等，預計測試八座試體。

2.3 試體測試

執行梁柱接頭試體抵抗反復側力支耐震性能試驗，透過大型結構實驗探討柱梁偏心接合之影響，特別是接頭耐震抗剪強度之衰減程度。

2.4 規範修正案研擬

依據實驗成果綜合比對前述資料數據，評估錯位偏心梁柱接合之影響，檢討混凝土結構設計規範之接頭剪力計算強度，研擬修正案。

三、實驗結果與討論

3.1 側力位移曲線及破壞模式

一般良好的構架設計預期小震不壞，中震可修，大震不倒。小震預期之構架層間變位角不超過 0.5%，中震性能點預期之構架層間變位角不超過 2%，大震預期之最大層間變位角為 3% 至 4%。

試體 1A 為標準試體，受側力於層間變位角 0.25% 時梁產生撓曲裂縫，層間變位角 0.375% 接頭區開始出現斜裂紋，層間變角 1% 以前整體行為大致屬於線性範圍，符合小震不壞的耐震水準。最大側向力發生於層間變位角 3% 時，梁柱交界面於壓力區混凝土有些微剝落，在層間變位角 4% 時，梁塑鉸區就有整塊的混凝土剝落；層間變位角 6% 經過三迴圈後力量明顯下降 40%，柱梁交界之壓力區混凝土明顯壓碎，接頭區保護層也被剝落，梁塑鉸區混凝土破壞嚴重且向外膨脹，到層間變位角 8% 時，主要以塑鉸區混凝土破壞為主，接頭沒有新增的損壞跡象。梁降伏後出現梁塑鉸區擠碎但鋼筋不挫曲、梁主筋有顯著滑移，造成遲滯迴圈頸縮現象，接頭後期沒有明顯進一步剪力破壞，顯示梁主筋握裹劣化導致側向力抵抗下降，破壞模式為 BJa 破壞(梁主筋降伏後在接頭內握裹破壞)。

試體 1B 在層間變位角 1% 以前大致也屬線性範圍，最大側向力強度同樣發生於層間變位角 3%，受限於梁撓曲強度。不同於試體 1A，梁端塑鉸區混凝土沒有壓碎，取而代之的是接頭區斜對角剪力裂縫和壓桿混凝土壓碎。破壞模式為 BJ(梁降伏後接頭剪力破壞)。

試體 1C 之層間變位角 2% 以前跟前述試體類似，南面(偏心梁貼齊的那一面)接頭斜向裂縫發生較北面早，發生於層間變位角 0.375%，且梁的南面發生的撓曲裂縫相較北面來的多，裂縫發展與 1B 相似，到層間變位角 2% 以前，接頭斜向裂縫與梁撓曲裂縫持續增加。同樣在層間變位角 3% 時達到最大側力強度，注意其側力強度略高於標準試體 1A，此時梁塑鉸區混凝土有些微剝落，層間變位角 4% 時，梁塑鉸區、接頭區與柱角隅處混凝土剝落，層間變位角到 6% 時，南面接頭混凝土發生破壞，箍筋與主筋外露，柱於東面(彎鉤末端)混凝土向外膨脹，力量已下降超過 40%，接頭混凝土嚴重破壞嚴重，核心混凝土已壓碎。接頭有明顯破壞，破壞模式同樣為 BJ 破壞，因為梁主筋採用彎鉤錨定，反而沒有握裹滑移破壞的問題，頸縮較不嚴重。

試體 1D 整體行為跟 1C 類似，同樣在層間變位角 3% 時達到最大側力強度，但層間變位角 4%、6% 的強度衰減比較顯著，想必是錯位偏心導致，破壞模式也是 BJ 破壞。

試體 2A 於層間變位角 2% 前已略有非線性行為，層間變位角 3% 時出現最大側向力，此時梁塑鉸區混凝土有些微壓碎剝落，到了層間變位角 6% 經過三迴圈後力量明顯下降超過 30%，接頭區有顯著的斜向剪力裂縫和混凝土擠碎。但由於試體 2A 之梁主筋也是連續貫穿接頭區，梁塑鉸區與 1A 相似有端部壓碎現象(握裹劣化、梁拉力貫穿接頭錨定於另一側梁端壓力區所示)，但整體而言，層間變位角 3% 後強度下降行為是受到接頭區破壞控制，試體設計配置緊密圍束箍筋發揮了作用，讓接頭剪壞後的強度

下降較為和緩，顯示了接頭箍筋的重要性。

試體 2B 其最大力量發生於層間變位角 3%，明顯低於試體 2A 和理想降伏強度 Q_y ，確實是接頭剪力破壞。其 3% 和 4% 層間變位角重複三圈的強度衰減都比較顯著，是本研究八座試體中，強度表現最差的試體。因為接頭有緊密圍束箍筋束制，其強度下降幅度受到控制。

試體 2C 其最大力量同樣發生於層間變位角 3%，明顯高於試體 2B、接近試體 1A。雖然也是接頭剪力破壞，但接頭強度其實較 2B 高一些；裂縫發展與 1C 相似，澆梁撓曲裂紋較少。

試體 2D 其最大力量同樣發生於層間變位角 3%，高於試體 2B、接近試體 1A。但到了層間變位角 4% 和 6%，其強度衰減比較顯著，顯然錯位偏心會加速接頭區剪力強度之衰減。

不同於系列 I，系列 II 試體幾乎都還沒達到梁撓曲強度對應之側力 Q_y ，就有接頭軟化現象，屬於 J 破壞現象。

3.2 遲滯消能行為

本試驗以梁端垂直制動器之遲滯迴圈做分析比較，以消散能量 (Energy Dissipation, ED)、相對消能比 (Relative Energy Dissipation, β) 檢視試體於反復載重下之消能反應。消散能量 (ED) 即為載重-位移遲滯迴圈之每一迴圈面積值。以梁端制動器繪出遲滯迴圈圖，依各迴圈積出所包覆之面積並累加。

從累積消散能量來看，各試體於層間變位角 1.0% 以前為線性階段，勁度較大相對能量消散較少，層間變位角 1.5% 之後開始呈現非線性反應，消散能量明顯增加許多，且依序層間變位角增加而增加，以韌性變形行為來消散地震所帶來之能量。當層間變位角到 6% 時，試體已嚴重破壞。

系列 I 的試體 1B 最差，試體 1A 僅略優於 1B，而試體 1C 和 1D 則可以消散較多能量。試體 1A 的握裹破壞和 1B 的接頭破壞都會導致遲滯迴圈頸縮，影響消能能力。試體 1C 和 1D 用彎鉤錨定少了握裹滑移，吸收能量反而比較多。系列 I 試體最大側力受限於梁降伏強度，所以強度類似。

注意系列 II，大致上還是試體 2B 最差，但 2A、2C、2D 累積的消能沒有太大差別，破壞模式都是接頭損壞，雖然強度有差異，但消散的總能量差距不大。

從相對消能比來看，由於試體在層間變位角 1.0% 前大致為線性，ED/EPP 經計算比值很小，因此圖表取層間變位角 1.5% 以後表示。由圖形得知各試體於每一層間變位角之最大消散能量比發生在第一迴圈，之後隨著層間變位角增大消散能量比隨之增加，試體在層間變位角 1.0% 以前仍為線性階段，勁度變化不大，當層間變位角 2% 以後轉為塑性階段，試體韌性發揮能量消散明顯增大，直到層間變位角 6% 後，試體有最大之相對消散能量比。

3.3 側力強度包絡線比較

系列 I 所有的試體都在層間變位角 3% 發生最大載重，至層間變位角 6% 時有明顯破壞。其中試體 1A 在層間變位角 6% 第三迴圈力量相較第於第一迴圈下降約 40%，因為握裹損壞導致迴圈頸縮現象，使得試體側向力抵抗能力下降。試體 1B 在層間變位角 6% 第三迴圈時力量較第一迴圈下降約 30%，接頭發生剪力破壞。試體 1C 到層間變位角 6% 第三迴圈力量相較第一迴圈下降 35%，接頭發生破壞。試體 1D 到層間變位角 6% 第三迴圈力量相較第一迴圈下降超過 40%，接頭發生破壞。

系列 II 全部的試體都是在層間變位角 3% 達到最大強度，但是 4% 就已經有顯著的強度下降，從第一迴圈到第三迴圈。都是接頭發生剪力破壞。注意試體 2A 在 4% 和 6% 層間變位角的側力抵抗都高於試體 2B、2C 和 2D。試體 2C 和 2D 雖然在 3% 層間變位角強度較高，但 4% 和 6% 層間變位角強度迅速下滑，甚至比 2B 還差。

表 3-3 和 3-4 分別為系列 I 和系列 II 試體之實際參數表，即採用實測之材料強度計算之撓曲強度和剪力強度，比對試體之最大側力強度 Q_{max} 。表 3-3 系列 I 四座試體之 Q_{max} 皆可超過梁達撓曲強度對應之側力強度 Q_y ，而表 3-4 系列 II 僅試體 2D 之 Q_{max} 勉強超過 Q_y 。依梁柱接頭試驗資料庫經驗，若鋼筋降伏強度等級 SD 420W，梁主筋若能充分錨定於接頭區，使梁塑鉸充分地發展，依經驗撓曲超額強度比值 Q_{max}/Q_y 大約落在 1.10，本研究試體都落在 1.10 以下，顯示鋼筋之超額強度發展不完全，即應變硬化發展不完全，系列 I 推測是因為鋼筋握裹滑移較嚴重，而系列 II 則是因為接頭剪應力過高軟化所致。

將 Q_{max} 反算接頭之最大測試剪力 $V_{jh,m}$ ，如表 3-3 和 3-4 所列之 $V_n/V_{jh,m}$ 比值基本上皆小於 1.0 (偏向保守)，在此接頭剪力強度標稱值 V_n 以新版規範草案計算，有效寬度取接頭兩側之較小值，可以獲得保守的抗剪強度評估。

總結八座試體，就強度而言，系列 I 為接頭剪應力較低，但柱採用最小深度，所以 3% 以上層間變位有握裹滑移破壞混合接頭剪力破壞的現象，但因為接頭有緊密箍筋，所以強度下降還算和緩。系列 II 接頭剪應力較高，預期為接頭剪力破壞，測試為接頭剪力破壞，部分梁主筋勉強達到降伏強度但其實塑性鉸發展不完整，破壞集中在接頭區。其中，正交試體 2A 為對照組，錯位偏心試體 2C 和 2D 雖然最大強度不亞於 2A，但是錯位偏心接合導致接頭強度劣化較為劇烈，後期強度其實跟 1B 比較接近。

四、結論與建議

4.1 結論

既有國內外十字形梁柱接頭之耐震試驗結果，絕大多數都是無偏心之梁柱接頭，偶有少數偏心梁柱接頭實驗，但幾乎都是梁連續貫穿接頭之情況，罕見接頭兩側接錯位偏心梁的試驗。但實務上確實有需要此類錯位偏心梁柱接頭，而在現行混凝土結構設計規範]第 15.6.3 節或新版混凝土結構建築規範第 18.5.4 節，並未涵蓋此類錯位偏心接頭，有待檢討釐清。

本研究選擇柱軸力 $0.10A_g f'_c$ 條件下，設計八座大尺寸鋼筋混凝土梁柱接頭反復載重試驗，接頭圍束箍筋和梁主筋伸展長度皆恰好滿足規範要求之最低標準，期在較保守的條件下，檢討錯位偏心接頭之耐震剪力強度。此類接頭常見於國內的住宅大樓，實務上常用但卻未被現行規範納入考慮，藉由本實驗檢討目前新舊規範之接頭剪力計算強度，作為後續規範審議之參考。惟實務設計時柱之軸力可能介於 $0.15-0.40A_g f'_c$ 間，本實驗採用低軸力條件作測試已屬偏向保守之評估方式。

實驗結果顯示，錯位偏心接頭因為梁主筋採用彎鉤錨定，其握裹滑移量其實比梁主筋連續貫穿接頭的標準試體要來的好，前提是接頭要有良好的圍束箍筋且彎鉤伸展長度足夠。但是錯位偏心會導致接頭額外的扭矩，雖然接頭最大抗剪強度與正交的標準試體類似，但是在 4% 層間變位角的強度衰減比標準試體要來的嚴重，殘餘強度和梁連續之偏心接頭雷同。

經過比對，現行規範之接頭抗剪強度計算方式不恰當。新版規範之接頭抗剪強度計算公式較為合理，適用於梁連續或不連續。當兩對面接頭有效寬度計算結果不一致時，建議取兩側之較小值是比較保守的，實驗結果顯示，錯位偏心接頭最大強度雖然不亞於正交接頭，但是其強度衰減較為劇烈，設計時宜保守處理，緊密箍筋不可或缺。

4.2 主要建議事項

本研究進行鋼筋混凝土柱梁偏心接合之耐震抗剪強度檢討，初步提出下列具體建議。

立即可行建議：於新版「混凝土結構建築規範」(草案)第 18.5.4 節審議過程修正條文及解說，新版「混凝土結構建築規範」(草案)第 15.4.2 節和 18.5.4 節僅規定梁柱接頭剪力強度之分級依柱連續性、梁連續性和橫向梁圍束作用分成八等級，但接頭有效寬度之認定則是基於梁連續的實驗經驗，欠缺梁不連續造成的錯位偏心接頭的驗證，此類接頭常見於國內的住宅大樓，實務上常用但卻未被現行規範納入考慮，經由本實驗驗證可知新版草案 15.4.2.4 節的接頭有效寬度公式是適當的，惟若遇錯位偏心接頭兩對面接頭有效寬度計算結果不一致時，建議此節接頭有效寬度公式之解說取兩側之較小值。

中長期建議：於新版「混凝土結構建築規範」(草案)審議完成出版後辦理成果發表會新版規範在梁柱接頭部分有諸多進步的修訂，對於未來建築工程設計應有一定程度之助益，可與相關課題一併舉辦研討會，將研究成果推廣至工程界。

參考文獻

- [1] 內政部營建署, "建築物耐震設計規範及解說," 內政部營建署, 台北, 2011.
- [2] 內政部營建署, 混凝土結構設計規範, 內政部營建署, 台北, 2011, 356 pp.
- [3] 王炤烈; 黃世建; 李釗; and 蕭輔沛, 混凝土結構技術規範之修正研擬, 內政部建築研究所, 台北, 2016, 497 pp.
- [4] ACI Committee 318, Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2014, 520 pp.
- [5] ACI-ASCE Committee 352., "Recommendations for design of beam-column connections in monolithic reinforced concrete structures (ACI 352R-02)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2002, pp. 38.
- [6] ACI Committee 318, Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19) and commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 623 pp.
- [7] 黃世建; Lim, E.; 翁樸文; and 李宏仁, "鋼筋混凝土偏心梁柱接頭之抗剪強度設計," 結構工程, V. 29, No. 2, June, 2014, 2014, pp. 5-23.
- [8] Lafave, J. M.; Bonacci, J. F.; Burak, B.; and Shin, M., "Eccentric Beam-Column Connections," Concrete International, 2005, pp. 58-62.
- [9] 中華民國結構工程學會, 高強度鋼筋混凝土結構設計手冊, 科技圖書, 台北, 2017, pp.
- [10] Sezen, H.; Whittaker, A. S.; Elwood, K. J.; and Mosalam, K. M., "Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and seismic design and construction practise in Turkey," Engineering Structures, V. 25, No. 1, 2003, pp. 103-114.
- [11] Zhao, B.; Taucer, F.; and Rossetto, T., "Field investigation on the performance of building structures during the 12 May 2008 Wenchuan earthquake in China," Engineering Structures, V. 31, No. 8, 2009, pp. 1707-1723.
- [12] Kam, W. Y.; Pampanin, S.; and Elwood, K., "Seismic performance of reinforced concrete buildings in the 22 February Christchurch (Lyttelton) earthquake," Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, V. 44, No. 4, 2011, pp. 239-278.
- [13] Bayhan, B.; Moehle, J. P.; Yavari, S.; Elwood, K. J.; Lin, S. H.; Wu, C. L.; and Hwang, S. J., "Seismic Response of a Concrete Frame with Weak Beam-Column Joints," Earthquake Spectra, V. 31, No. 1, Feb, 2015, pp. 293-315.
- [14] 林克強, "20160206 高雄美濃地震之建築物震害介紹與可能肇因探討--維冠單棟建築·災害死亡人數最多," 混凝土科技, V. 10, No. 2, April, 2016, pp. 35-47.
- [15] Zhu, S.; and Jirsa, J. O., "A study of bond deterioration in reinforced concrete beam-column joints," Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory, University of Texas at Austin, PMFSEL Report No. 83-1, Austin, TX, 1983, pp. 69.
- [16] Lee, H.-J.; Chen, H.-C.; and Tsai, T.-C., "Simplified Design Equation of Minimum Interior

- Joint Depth for Special Moment Frames with High-Strength Reinforcement," *International Journal of Concrete Structures and Materials*, V. 12, No. 1, 2018/11/20, 2018, pp. 70.
- [17] ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2011, pp.
- [18] 李宏仁, "ACI 318-19 規範在鋼筋設計強度及續接錨定之重要變革," 台灣混凝土學會 2019 年混凝土工程研討會, 台北, 2019.
- [19] Moehle, J. P., *Seismic design of reinforced concrete buildings*, McGraw-Hill Education, New York, 2015, 760 pp.
- [20] ACI Committee 374., "Acceptance criteria for moment frames based on structural testing and commentary (ACI 374.1-05)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2005, pp. 9.

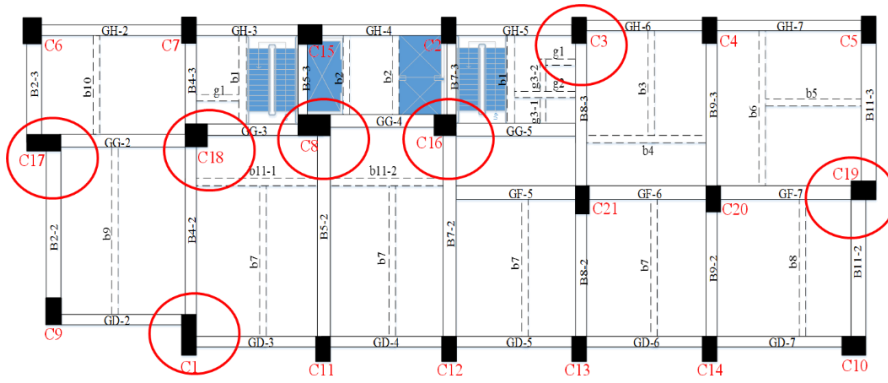
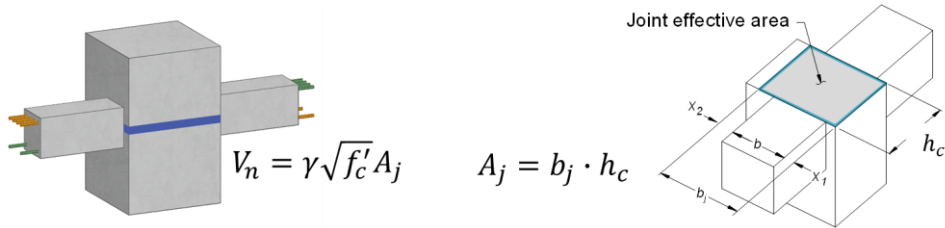


圖 1-1 台北市某建物之樓層結構平面圖



現行規範 $\gamma \sqrt{f'_c} = 3.2 \sqrt{f'_c} \text{ kgf/cm}^2$	新版規範草案 $\gamma \sqrt{f'_c} = 3.9 \sqrt{f'_c} \text{ kgf/cm}^2$
$b_j = b_w + 2x \leq b_w + h_c$	$b_j = b_w + x_1 + x_2 \leq b_{col}$ where x_1 and $x_2 \leq h_c/4$
<p style="text-align: center;">$b_j = 50 + 2(25) = 100$ Loading beam Loading beam $b_w = 50 \text{ cm}$ 25 cm 100x50 cm column</p>	<p style="text-align: center;">$b_j = 50 + 2\left(\frac{50}{4}\right) = 75$ Loading beam Loading beam $b_w = 50 \text{ cm}$ 25 cm 100x50 cm column</p>
<p style="text-align: center;">$b_j = 50 + 0 = 50$ Loading beam Loading beam $b_w = 50 \text{ cm}$ Plan View 100x50 cm column</p>	<p style="text-align: center;">$b_j = 50 + \frac{50}{4} = 62.5$ Loading beam Loading beam $b_w = 50 \text{ cm}$ 100x50 cm column</p>

圖 1-2 鋼筋混凝土梁柱接頭剪力強度之規範比較

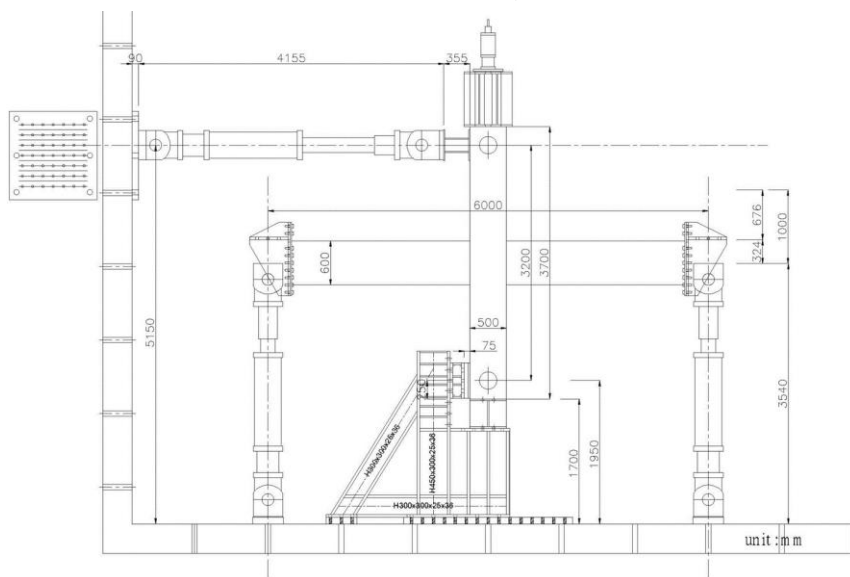


圖 2-1 實驗佈設圖

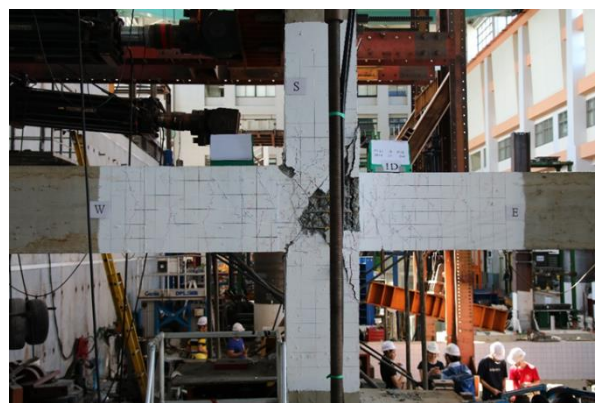
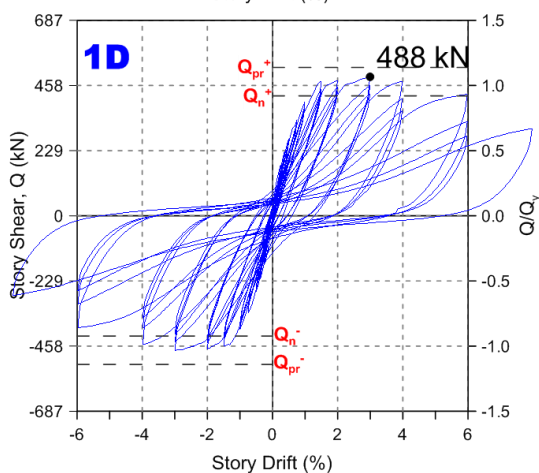
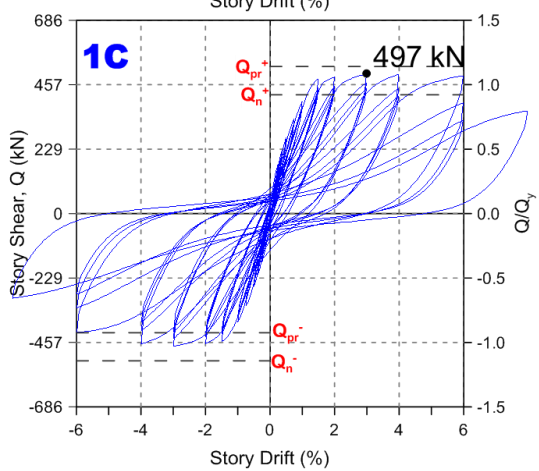
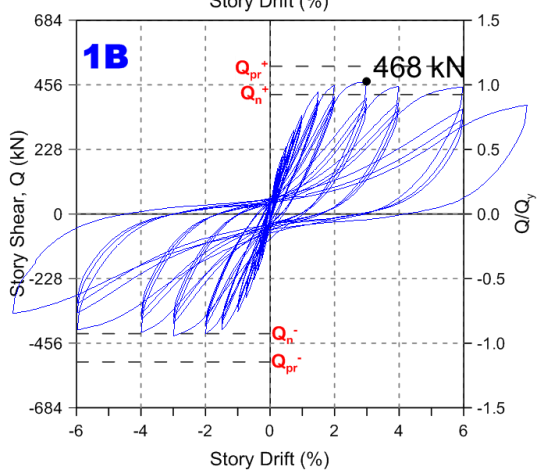
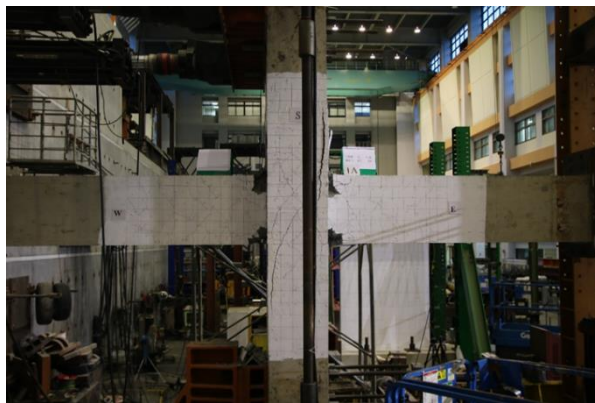
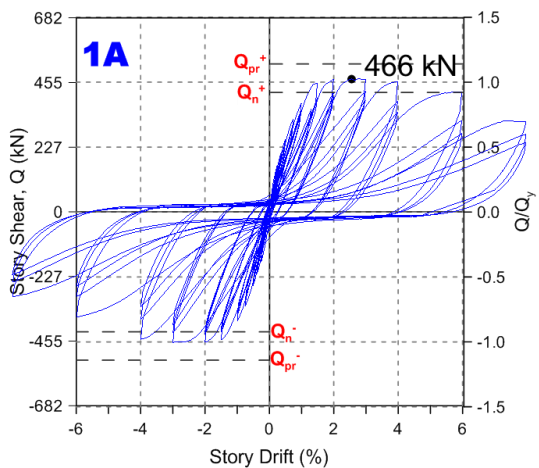


圖 3-1 系列 I 試體之遲滯迴圈與破壞照片

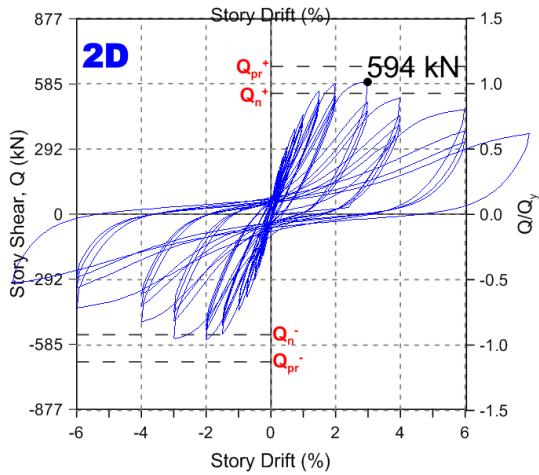
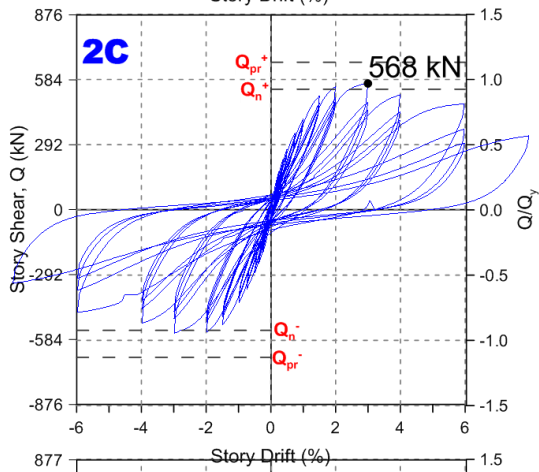
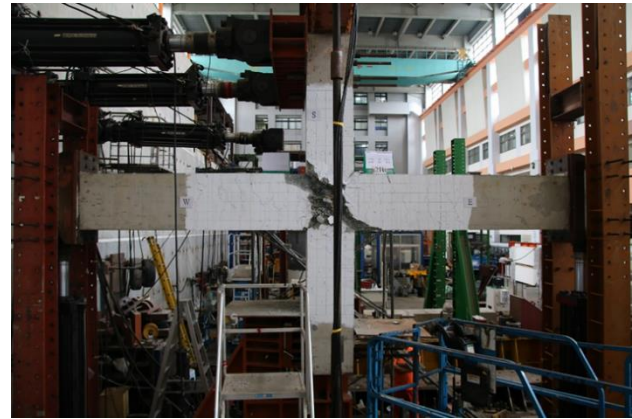
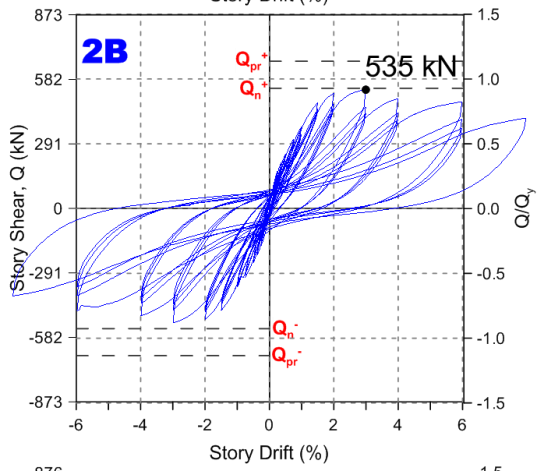
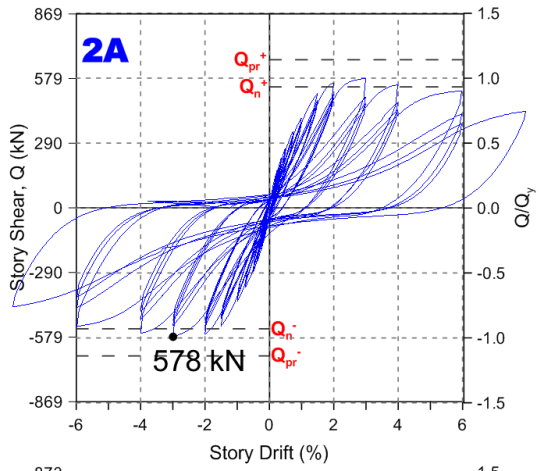


圖 3-2 系列 II 試體之遲滯迴圈與破壞照片

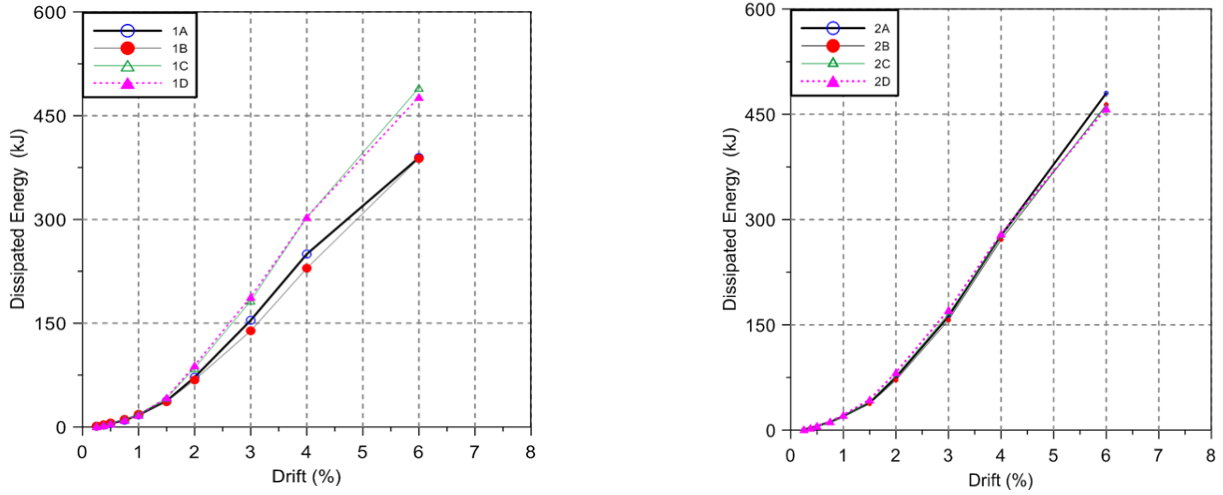


圖 3-3 系列 I、II 試體之累積消散能量圖

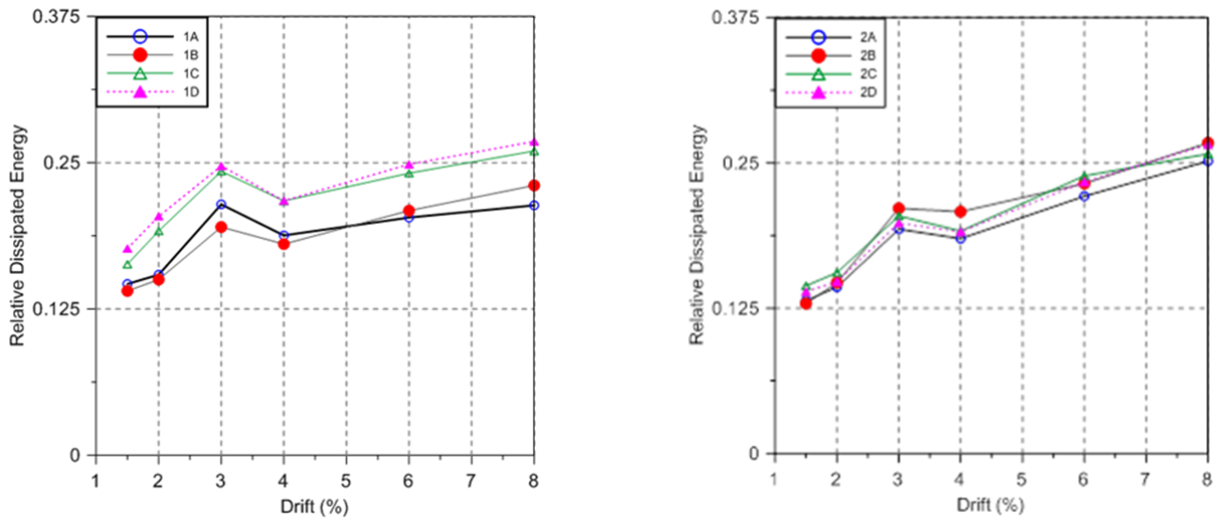


圖 3-4 系列 I、II 試體之平均相對消能比

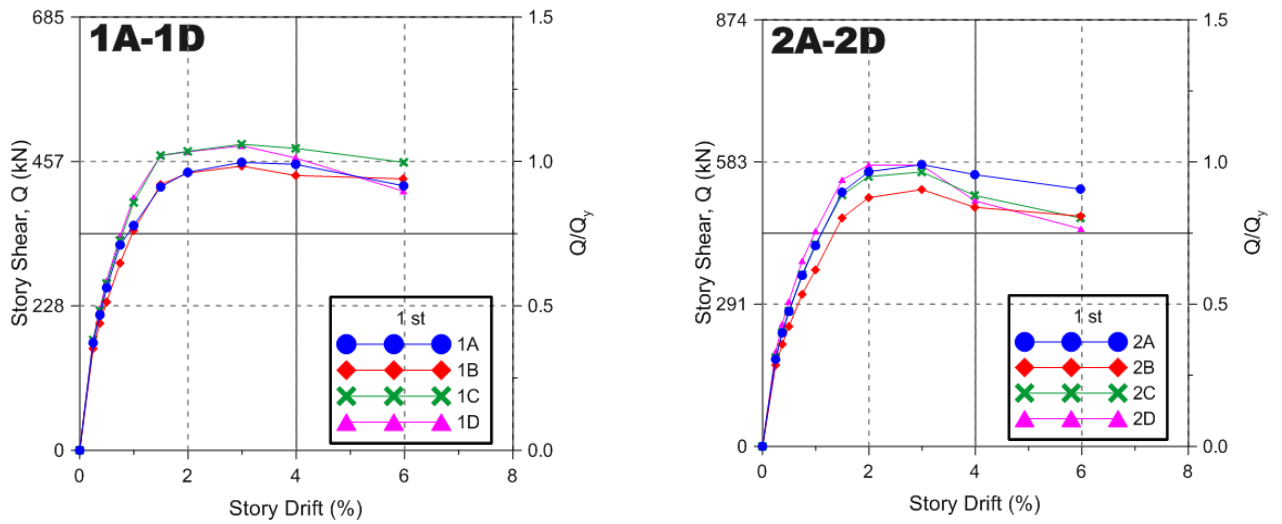


圖 3-5 系列 I、II 試體第一迴圈之層剪力-層間變位包絡線圖

試體		1A	1B	1C	1D	2A	2B	2C	2D	
偏心距(cm)	左側	0	-25	0	-25	0	-25	0	-25	
	右側	0	-25	+25	25	0	-25	+25	25	
f'_c (kgf/cm ²)		350				350				
f_y (kgf/cm ²)		4200				4200				
新版 規範	γ	左側	3.9	3.9	3.2	3.2	3.9	3.9	3.2	3.2
		右側								
	$\frac{\gamma\sqrt{f'_c}A_j}{V_u}$	左側	1.06	0.89	0.87	0.73	0.75	0.63	0.61	0.51
		右側	1.06	0.89	0.73	0.73	0.75	0.63	0.51	0.51

表 2-1 試體設計參數表

	試體編號	試體齡期	圓柱齡期	f_c (kgf/cm ²)
第一批次	1A	49	45	282
	2A	55		
	1B	59	57	305
	2B	65		
第二批次	1C	46	46	317
	2C	49		
	1D	69	68	328
	2D	74		

表 3-1 混凝土抗壓強度

試樣編號	鋼筋規格 SD420W	降伏點 N/mm ²		抗拉強度 N/mm ²		伸長率%		拉降比	
	稱號	試驗值	平均值	試驗值	平均值	試驗值	平均值	試驗值	平均值
1	D13-1	487	488	659	659	18	20	1.35	1.35
2	D13-2	489		657		22		1.34	
3	D13-3	489		660		20		1.35	
4	D25-1	447	450	657	658	15	19.67	1.47	1.46
5	D25-2	453		661		23		1.46	
6	D25-3	449		656		21		1.46	

表 3-2 鋼筋拉伸試驗

試體代號	1A	1B	1C	1D
$f'_{c,m}$ (tf/m ²)	2935.8	3089.1	3225.2	3283.4
M_{nc} (tf-m)	103.58	104.62	105.13	105.57
M_{nb} (tf-m)	68.04	68.29	68.41	68.52
M_R	1.52	1.53	1.54	1.54
$A_{sh,ratio1}$	1.37	1.26	1.22	1.18
$A_{sh,ratio2}$	1.50	1.38	1.33	1.29
Q_{max} (kN)	466	468	497	488
Q_y (kN)	454.6	456.3	457.1	457.9
Q_{max}/Q_y	1.02	1.03	1.09	1.07
$V_{jh,m}$ (tf)	205.76	251.59	267.09	262.47
$V_n/V_{jh,m}$	1.00	0.85	0.67	0.69

表 3-3 系列 I 試體實際參數表

試體代號	2A	2B	2C	2D
$f'_{c,m}$ (tf/m ²)	2709.0	3009.6	3116.3	3277.5
M_{nc} (tf-m)	119.89	121.25	121.76	122.22
M_{nb} (tf-m)	86.72	87.14	87.35	87.54
M_R	1.38	1.39	1.39	1.40
$A_{sh,ratio1}$	1.37	1.26	1.22	1.18
$A_{sh,ratio2}$	1.50	1.38	1.33	1.29
Q_{max} (kN)	578	535	568	594
Q_y (kN)	579.5	582.3	583.7	584.9
Q_{max}/Q_y	0.99	0.92	0.97	1.02
$V_{jh,m}$ (tf)	310.59	287.60	305.00	319.11
$V_n/V_{jh,m}$	0.78	0.74	0.58	0.57

表 3-4 系列 II 試體實際參數表