

混合式耦合剪力牆耐震系統之研發

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 101 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)

PG10101-0424

101301070000G0023

混合式耦合剪力牆耐震系統之研發

受委託者：國立台灣科技大學營建系

研究主持人：陳正誠

協同主持人：鄭敏元

研究助理：Rijalul Fikri

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 101 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)

目次

表次.....	III
圖次.....	V
摘要.....	XII
第一章 緒論.....	1
第一節 研究緣起與背景.....	1
第二節 現行設計規範.....	2
第三節 計畫目的.....	3
第二章 文獻探討.....	7
第一節 鋼筋混凝土耦合剪力梁.....	7
第二節 鋼耦合剪力梁.....	9
第三節 低降伏鋼.....	11
第四節 並聯剪力牆系統.....	12
第三章 研究方法.....	19
第一節 研究目的.....	19
第二節 試體設計.....	19
第三節 實驗與量測儀器配置.....	26
第四節 施工過程與進度說明.....	28
第四章 實驗結果.....	53
第一節 實驗步驟.....	53
第二節 實驗結果.....	54
第五章 結論與建議.....	61

第一節 結論.....	61
第二節 建議.....	61
附錄一 專家座談會會議記錄	65
附錄二 期中與期末審查會議記錄	69
參考書目	73

表次

表 4-1 理想化反應曲線數值56

圖次

圖 1-1 並聯剪力牆系統	4
圖 1-2 鋼耦合剪力梁搭接示意	5
圖 2-1 傳統梁配筋方式	14
圖 2-2 對角線鋼筋試體	14
圖 2-3 菱形鋼筋配置耦合剪力梁試體	15
圖 2-4 鋼筋混凝土耦合剪力梁施工細部	15
圖 2-5 輔助鋼筋與面承板示意圖	16
圖 2-6 保險絲耦合剪力梁示意圖	16
圖 2-7 並聯剪力牆系統	17
圖 3-1 測試試體示意圖	30
圖 3-2 試體設計力量示意圖	30
圖 3-3 鋼筋混凝土耦合剪力梁試體	31
圖 3-4 耦合剪力梁圍束箍筋焊接細部	32
圖 3-5 低降伏鋼耦合剪力梁試體	33
圖 3-6 低降伏鋼耦合剪力梁設計細部	34
圖 3-7 試體 CW-RC 與 CW-S 剪力牆配筋圖	36
圖 3-8 試體 CW-RC 剪力牆邊界區域箍筋配置圖	37
圖 3-9 CW-S 剪力牆圍束箍筋焊接施工圖	37
圖 3-10 實驗配置	40
圖 3-11 位移歷時	41

圖 3-12 試體 CW-RC 剪力牆應變計配置	42
圖 3-13 試體 CW-RC 耦合剪力梁應變計配置	43
圖 3-14 試體 CW-S 剪力牆應變計配置	44
圖 3-15 試體 CW-S 耦合剪力梁應變計配置	45
圖 3-16 試體 CW-RC 位移計配置	46
圖 3-17 試體 CW-S 位移計配置	47
圖 3-18 試體感光元件配置	48
圖 3-19 試體 CW-RC 施工圖	50
圖 3-20 試體 CW-S 施工圖	52
圖 4-1 試體重力變化	57
圖 4-2 試體 CW-RC 總彎矩與頂樓層間位移關係圖	58
圖 4-3 試體 CW-S 總彎矩與頂樓層間位移關係圖	58
圖 4-4 試體 CW-RC 總彎矩與頂樓層間位移關係圖	59
圖 4-5 試體 CW-S 總彎矩與頂樓層間位移關係圖	59

摘要

關鍵詞：耦合剪力梁、低降伏鋼、並聯剪力牆系統

一、研究緣起

由於剪力牆的幾何形狀提供極大的面內勁度，設計剪力牆作為建築物主要側向力支撐系統在實務上是非常普遍的作法，尤其針對中、低層建築物而言，剪力牆在施工上通常比抗彎矩構架更為經濟 (Moehle et. al., 2011)。因為美觀或實際需求，在剪力牆面上常常需作規則的開孔，造成原先單面剪力牆變成多面剪力牆，並以沿著樓高的梁作連接，此系統稱為並聯剪力牆系統，而連接剪力牆的梁即稱為耦合剪力梁。

當並聯剪力牆系統承受地震力作用時，耦合剪力梁內傳遞的剪力會在兩端剪力牆分別產生張力與壓力，形成耦合效應，此效應可抵抗部分總傾覆力矩，因而降低個別剪力牆內設計彎矩強度。並聯剪力牆系統理想的耐震行為與抗彎矩構架系統類似，期望塑性角鉸發生在耦合剪力梁與剪力牆底部，降低剪力牆其他區域的損害程度，以維持耐震機制。然而，要達到此一目的，耦合剪力梁必須具有適當的延展性與能量消散能力，就鋼筋混凝土耦合剪力梁而言，當梁跨距與梁深比小於二時，過去研究證實必須使用對角線鋼筋 (Paulay and Binney, 1974; Shiu et al., 1978; Tassios et. al., 1996)，排列對角線鋼筋在實際施工上造成極大的困難，許多學者開始研究其他的解決方式，混合式並聯剪力牆系統被廣泛的討論 (Harries et. al., 1993; El-Tawil et. al. 2010)，大部分混合式並聯剪力牆系統係使用鋼梁作耦合剪力梁，利用鋼的材料特性使耦合剪力梁在剪力降伏下得到理想的耐震行為 (Harries, 2001)，然而欲發展並維持鋼梁的設計強度，耦合剪力鋼梁

埋入剪力牆邊界區域的細部要求極為複雜，造成另外一項施工上的挑戰，且傳力機制並不明確。

二、 研究方法與過程

本計畫提出使用低降伏鋼耦合剪力梁的構想，過去文獻發現剪力鋼板使用低降伏鋼材料可以得到極佳的延展性與能量消散能力 (Chen and Yen, 2000; Chen and Jhang, 2008)，由於耐震行為類似，預期低降伏鋼可以有效應用於耦合剪力梁上；針對耦合剪力梁與剪力牆的連接處，本計畫亦提出新設計方法，期望改善邊界部分鋼筋過於密集的問題。採用的研究方法敘述如下：1. 文獻之收集與整理；2. 兩組並聯剪力牆試體實驗；3. 鋼板、鋼筋以及混凝土基本材料實驗；4. 規範條文適用性評估；5. 舉辦專家座談會。

三、 重要發現

本次實驗結果發現使用低降伏鋼耦合剪力梁試體在頂樓極層間位移達 2.00% 時因為剪力牆剪力強度不足造成破壞，其原因在於低降伏鋼的極限強度與降伏強度比很高，以低降伏鋼降伏強度作設計的耦合剪力牆系統低估了系統的極限總彎矩強度，因而造成剪力牆內的剪力需求大於設計剪力強度的破壞模式，目前規範並無針對耦合剪力牆系統內的剪力強度作明確的規範，本研究建議鋼筋混凝土耦合剪力牆的剪力強度設計應考慮材料超額強度 (overstrength)，至少需達 1.25 倍，特別在使用新材料或新工法的並聯剪力牆系統內，以避免剪力牆過早破壞 (premature failure)。特別值得說明的是，本實驗因為剪力牆提早破壞，無法比較低降伏鋼耦合剪力梁與傳統對角線鋼筋的鋼筋混凝土耦合剪力梁的效益，研究團隊希望日後有機會執行類似計畫來驗證此一目的。

四、 主要建議事項

根據實驗結果提出以下建議：

建議一

相關規範的研擬：立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：內政部建築研究所

針對鋼筋混凝土與鋼梁的並聯剪力牆系統，目前國內「建築物耐震設計規範」”(內政部營建署，2011) 並無類似結構系統的相關設計規範，根據國外文獻，只要連接處的細部設計完善，鋼梁並聯剪力牆系統可以沿用鋼筋混凝土並聯剪力牆系統的耐震設計值。

建議二

並聯剪力牆系統內的剪力強度設計：立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：內政部建築研究所

目前規範並無針對並聯剪力牆系統內的剪力牆剪力強度作明確的規範，剪力需求主要來自結構分析的結果來作設計，本研究建議鋼筋混凝土並聯剪力牆內的剪力牆剪力強度設計應考慮材料超額強度 (overstrength)，至少需達 1.25 倍的彎矩強度，特別在使用新材料或新工法的並聯剪力牆系統內，以避免剪力牆過早剪力破壞 (premature failure)。

建議三

推動低降伏鋼在不同跨深比耦合剪力梁的研究：立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：內政部建築研究所

目前從事低降伏鋼的相關研究非常有限，既有的文獻均探討高寬比約 1.0 的剪力降伏行為，然而耦合剪力梁的跨深比會隨著不同建築規劃而改變，本計畫主要針對跨深比為 1.0 的耦合剪力梁做研究，未來可以推動低降伏鋼在不同跨深比耦合剪力梁的研究。

建議四

舉辦並聯剪力牆系統及相關研究課題之成果發表會：中長期建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：內政部建築研究所

並聯剪力牆系統在國外使用相當普遍，國內則還是以抗彎矩構架的設計為主，過去的文獻已經說明並聯剪力牆系統在抵抗地震力與經濟上的優勢，本次研究成果證實，鋼筋混凝土並聯剪力牆系統在符合規範的設計下，可以得到理想的耐震行為，最大層間位移達到 3.00%，滿足大部分的設計需求，希望可以推動國內使用並聯剪力牆系統的趨勢。

Abstract

Keywords: coupling beam, low yield point steel, coupled shear wall system

Shear wall has been used extensively as the major lateral resistant system in structural design due to its large in-plane rigidity. For mid-to-low-rise buildings, shear wall system is usually more cost-effective than other lateral resistant system such as moment resisting frame (Moehle et. al., 2011). Sometimes, perforated shear wall is needed because of architectural or practical needs. A single shear wall is then divided into several individual walls connected by a series of beams along the story height. This system is referred as coupled shear wall system and beams used to connect two walls are referred as coupling beams.

When coupled shear wall system is subjected to earthquake-type lateral load, shear forces transferred by coupling beams create tensile and compressive actions in the individual shear wall; also referred as coupled action, which counteracts a portion of overturning moments and hence, reduces the moment demand in the individual shear wall. An ideal coupled shear wall system is similar to a framed structure where plastic hinges are expected to form in most of coupling beams over the entire height of the structure, followed by yielding at the base of each shear wall. To achieve the prescribed advantages of coupled wall system, coupling beams must sustain the designed shear forces and satisfactory energy dissipation abilities under large displacement reversals. For reinforced concrete coupled wall system, several researches (Paulay and Binney, 1974; Shiu et al., 1978; Tassios, et. al., 1996) have found that diagonal reinforcements are necessary for coupling beams with span to depth ratio less than 2. However, the construction of this diagonal reinforcement create considerable steel congestions both in coupling beam itself and special

boundary zone of shear wall. Alternative solutions have been studied in many researches. Among all, hybrid coupled shear wall system has been discussed widely (Harries et. al., 1993; El-Tawil et. al. 2010). Most of hybrid coupled shear wall system use steel coupling beam. Experimental results confirmed that steel web yielding in shear can provide satisfactory hysteretic response (Harries, 2001). However, the installation of embedded steel coupling beam into boundary zone of the shear wall creates another construction challenge.

In this research, using LYP steel plate as a cost-effective solution for new coupling beam design is proposed. A recent study conducted by Chen and Yen (2008) and Chen and Jhang (2000) demonstrated that shear panel using steel plate with low yield point (LYP) exhibit excellent deformation and energy dissipation capacities. Two approximately 1/2 scaled coupled shear wall specimens will be tested in this research. Conclusions will provide based on (1) test results; (2) discussions with professionals; (3) assessment of code provisions and (4) relevant literature reviews. The latest progress of this project is that two specimens have been constructed completely.

第一章 緒論

第一節 研究緣起與背景

由於剪力牆的幾何形狀提供極大的面內勁度，設計剪力牆作為建築物主要側向力支撐系統在實務上是非常普遍的作法，尤其針對中、低層建築物而言，剪力牆在施工上通常比抗彎矩構架更為經濟 (Moehle et. al., 2011)。因為美觀或實際需求，在剪力牆面上常常需作規則的開孔，造成原先單面剪力牆變成多面剪力牆，並以沿著樓高的梁作連接，此系統稱為並聯剪力牆系統，而連接剪力牆的梁即稱為耦合剪力梁，如圖 1-1 所示。

當並聯剪力牆系統承受地震力作用時，耦合剪力梁內傳遞的剪力會在兩端剪力牆分別產生張力與壓力，形成耦合效應，此效應可抵抗部分總傾覆力矩，因而降低個別剪力牆內設計彎矩強度。除此之外，並聯剪力牆系統的側向勁度，遠較個別剪力牆側向勁度總和大，有效控制地震作用下的層間位移。

並聯剪力牆系統理想的耐震行為與抗彎矩構架系統類似，期望塑角發生在耦合剪力梁與剪力牆底部，降低剪力牆其他區域的損害程度，以維持耐震機制。然而，要達到此一目的，耦合剪力梁必須具有適當的延展性與能量消散能力，根據現行耐震設計規範 (ACI 318 Committee, 2011)，鋼筋混凝土耦合剪力梁在跨深比小於二 (即梁長與梁深的比例小於二)、且剪力強度大於 $1/3\sqrt{f'_c}$ (MPa) 時必須使用對角線配筋，然而 Harries 等學者 (Harries et. al., 2005) 曾經指出對角線鋼筋與圍束箍筋的要求在實際施作上幾乎無法執行：有學者開始提出使用鋼梁取代鋼筋混凝土梁的做法，但是相關細部設計非常複雜，且相關耐震規範也不明確。

本計畫提出新型混合式並聯剪力牆系統的構想 (Hybrid Coupled Shear Wall System)；使用低降伏鋼耦合剪力梁搭配鋼筋混凝土剪力牆，過去文獻發現剪力鋼板使用低降伏鋼材料可以得到極佳的延展性與能量消散能力 (Chen and Yen, 2000; Chen and Jhang, 2008)，由於耐震行為類似，預期低降伏鋼可以有效應用於耦合剪力梁上；針對耦合剪力梁與剪力牆的連接處，本計畫亦提出新設計方法，期望改善鋼筋混凝土剪力牆邊界區域內鋼筋過於密集的問題。

第二節 現行設計規範

就鋼筋混凝土耦合剪力梁而言，當梁跨距與梁深的比例小於二時，過去研究證實必須使用對角線鋼筋 (Paulay and Binney, 1974; Shiu et al., 1978; Tassios et. al., 1996)，雖然有效但是排列對角線鋼筋在實際施工上造成極大的困難，許多學者開始研究其他的解決方式，混合式並聯剪力牆系統被廣泛的討論 (Harries et. al., 1993; El-Tawil et. al. 2010)，大部分混合式並聯剪力牆系統係使用鋼梁作耦合剪力梁，利用鋼的材料特性使耦合剪力梁在剪力降伏下得到理想的耐震行為 (Harries, 2001)，然而欲發展並維持鋼梁的設計強度，耦合剪力鋼梁埋入剪力牆邊界區域的細部要求極為複雜，造成另外一項施工上的挑戰，根據作者所知，目前僅有美國土木工程師學會 (American Society of Civil Engineers) 於近期發表的一份技術報告中有提到相關的細部設計 (ASCE, 2010)，值得注意的是，該份報告僅適用鋼梁桿件埋入鋼筋混凝土牆內的結構系統，示意圖如圖 1-2。

就耐震設計方面，國內「建築物耐震設計規範」(內政部營建署，2011) 在第 1.7 章節中並無類似結構系統的定義。在國外；根據美國土木工程師學會的報告指出 (El-Twil et. al., 2010)，當鋼梁與鋼筋混凝土剪力牆

的並聯剪力系統單獨作為耐震系統時，可使用的設計參數如下：(1) 結構反應修正係數 $R = 6.0$ (Response Modification Coefficient)、(2) 超額強度因素 $\Omega_o = 2.5$ (Overstrength Factor) 以及 (3) 位移放大係數 $C_d = 5.0$ (Deflection Amplification Factor)，這些設計值與一般傳統鋼筋混凝土並聯剪力牆系統完全相同。

第三節 計畫目的

透過兩座 1/2 縮尺並聯剪力牆試體，本計畫預期達成目標包含：(1) 評估新混合式並聯剪力牆耐震行為；(2) 評估現行規範之適用性，必要時提出修改以及建議，以及 (3) 建議新混合式並聯剪力牆設計方法，並研擬必要設計參數供結構分析時使用。



圖 1-1 並聯剪力牆系統

(資料來源 <http://www.world-housing.net/whereport1view.php?id=100108>)

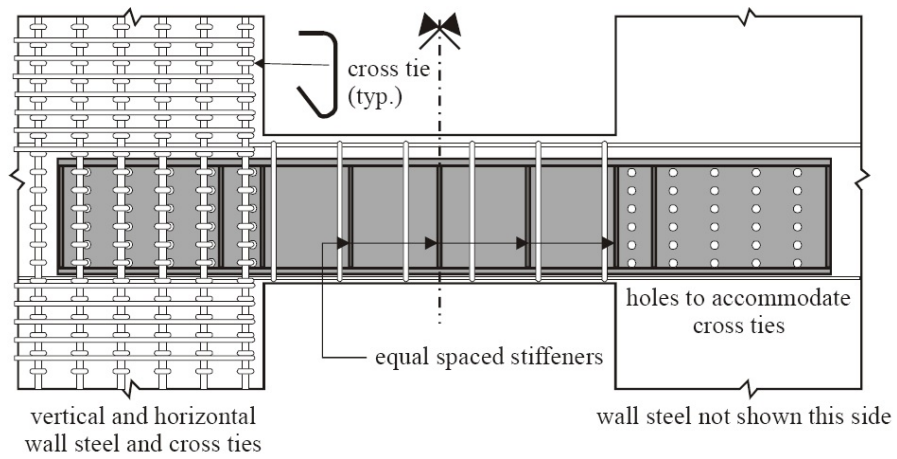


圖 1-2 鋼耦合剪力梁搭接示意

(資料來源 El-Tawil et. al., 2010)

第二章 文獻探討

第一節 鋼筋混凝土耦合剪力梁

理想的耦合剪力梁必須在非彈性變形下維持適當的設計強度以及能量消散能力，以確保並聯剪力牆系統的耐震機制與設計時一致。過去有許多學者研究如何增加鋼筋混凝土耦合剪力梁的剪力強度 (shear capacity) 與韌性 (ductility) 的方法，主要是因為地震過後的經驗以及學者 Paulay 在 1969 年作的研究指出耦合剪力梁以傳統梁配筋方式 (圖 2-1) 得到的耐震行為並不理想。Paulay (1969) 的研究測試了三組試體，其中試體的跨距與深度比例 (跨深比 l_n/d) 分別為 1.0、1.3 以及 2.0，三組試體均呈現脆性破壞的破壞模式，而且所有試體的測試結果均低於設計強度，Paulay 在結論中建議水平撓曲鋼筋搭配垂直剪力鋼筋的配筋方式，並不適用於跨深比過小的耦合剪力梁。

之後 Paulay 與 Binney (1974) 作了後續的研究，根據三組跨深比均小於 2.0 的耦合剪力梁測試結果，建議當耦合剪力梁跨深比小於 1.5 時，使用對角線鋼筋的配筋設計可以明顯增加試體的韌性與吸收能量的能力，圖 2-2。對角線鋼筋在往覆載重的作用下猶如兩組交叉的斜撐系統，可以有效提高短梁的耐震行為，對角線圍束箍筋的作用有二：(1) 增加對角線鋼筋包覆混凝土的圍束效應；以及(2) 防止對角線鋼筋挫曲。這個結論後來又被 Shiu 等學者 (1978) 驗證，這份研究測試兩種跨深比的耦合剪力梁，對角線鋼筋在跨深比 2.5 的耦合剪力梁內有顯著的作用，但是對 5.0 的耦合剪力梁來說，對角線鋼筋的傾斜角度過小，對剪力強度的貢獻相對來說並不有效。除此之外，要防止對角線鋼筋挫屈 (buckling)，Paulay 與

Binney (1974) 以及 Shiu 等學者 (1978) 都指出要沿著對角線鋼筋提供圍束箍筋，如圖 2-2 所示。

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha \quad \text{式 (2.1)}$$

A_{vd} : 每組對角線鋼筋面積

f_y : 對角線鋼筋標稱降伏強度

α : 對角線鋼筋與水平夾角

為了有效評估對角線配筋耦合剪力梁的剪力強度，Park 與 Paulay (1975) 建議了公式 (2.1) 作計算，式 (2.1) 忽略所有垂直剪力筋的貢獻，建議剪力強度均來自於對角線鋼筋，此公式於 1999 年 (ACI 318 Committee, 1999) 首次被美國混凝土學會採用並沿用至今。

Tegos 與 Penlis (1988) 測試了二十四組試體，目的在評估耦合剪力梁以菱形鋼筋配置的可行性，如圖 2-3 所示，試體的跨深比範圍從 2.0 到 4.0，最後的結論指出，以菱形配筋與對角線配筋方式的耦合剪力梁；比較傳統配筋方式的耦合剪力梁，可以有效提升試體的變形與吸收能量的能力。Tassios 等學者 (Tassios et. al, 1996) 作了類似的研究，根據十組不同配筋方式的試體測試結果，其中試體的跨深比分別為 1.0 與 1.7，得到的結論指出以對角線鋼筋的試體在強度 (capacity) 與變形能力 (deformation capacity) 上均優於其他方式配筋的試體。

第二節 鋼耦合剪力梁

儘管對角線鋼筋已被證實可以有效提升長深比較低的耦合剪力梁耐震行為，在實際應用上，排列對角線鋼筋在施工上相當困難，如圖 2-4 所示，首先，對角線鋼筋必須要適當的錨定在剪力牆內，以目前美國混凝土協會的規範要求 (ACI 318 Committee, 2011)，錨定長度必須達到 1.25 倍的發展長度，值得注意的是，剪力牆邊界區域內的鋼筋排列原本就非常密集，欲將鋼筋以某角度埋入非常困難；其次，沿對角線鋼筋排列圍束箍筋又是另外一個挑戰，Harries 等學者 (Harries et. al., 2005) 曾經指出對角線鋼筋與圍束箍筋的要求在實際施作上幾乎無法執行。有鑑於此，美國混凝土協會在 200 年的規範中提供圍束箍筋設計另一種選擇 (ACI 318 Committee, 2008)，在此設計方式下，箍筋圍束整個梁斷面，所需數量乃根據耐震設計中柱圍束箍筋的標準 (ACI 318 Committee, 2011)，Naish 等學者 (2009) 曾對這樣的圍束方式作評估，實驗結果發現剪力連結梁在兩種不同圍束方式下得到的力量與韌性相當，而箍筋圍束整個梁斷面的排列方式相較簡單，之後有學者指出，儘管有程度上的差別，圍束箍筋的要求還是造成施工上的困難 (Parra et. al., 2010)。

因為對角線鋼筋造成施工上的困難，許多學者開始研究尋找替代的解決方式，混合式並聯剪力牆系統也因次被廣泛的討論，所謂混合式並聯剪力牆系統通常表示鋼筋混凝土耦合剪力梁以鋼梁作取代，利用鋼材料的特性，研究發現當耦合剪力鋼梁在剪力降伏主導的反應下可以得到較佳的韌性，相同的概念無法應用於鋼筋混凝土構件，鋼筋混凝土構件若是剪力主導通常導致脆性破壞，同時，在維持耦合效應的比例上，混合式並聯剪力牆系統亦優於鋼筋混凝土並聯剪力牆系統，後者通常會隨著損壞程度的不

同，亦即變形量的不同而改變，然而，要確保鋼梁能有效發展其設計強度，鋼梁與剪力牆面的搭接必須作適當的細部設計。

Harries 等學者 (1993, 1997) 提出使用鋼梁耦合剪力梁的構想，利用跨深比 1.2 與 3.4 鋼耦合剪力梁的測試結果，Harries 等學者發現，比較對角線鋼筋的耦合剪力梁試體，“剪力控制”設計的鋼梁顯著提升了能量吸收的能力與韌性，其中鋼梁腹板與翼板的細部設計需要特別注意，必須提供適當的加勁板以防止大變形下、尤其是材料降伏後，腹板與翼板的穩定性 (stability) 對整體行為影響甚鉅，除此之外，為了確保鋼梁與鋼筋混凝土剪力牆搭接部分強度需求，Harries 等學者建議剪力牆邊界區域內 (boundary element) 三分之二的撓曲鋼筋必須至少搭接鋼梁預埋長度的一半。

鋼耦合剪力梁良好的耐震行為後來也被 Shahrooz 等學者證實 (1993)，這份研究在搭接部分更進一步建議使用四號鋼筋垂直搭接於鋼梁上下翼板，如圖 2-5 所示，實驗結果顯示使用輔助鋼筋的試體除了勁度提升之外，往覆載重的行為也比較對稱。這個建議之後被廣泛使用到複合耦合剪力梁的實驗中 (Gong and Shahrooz, 2001a; Gong and Sharroz, 2001b)，所謂複合耦合剪力梁是指鋼梁埋入混凝土梁內形成複合材料斷面，其構想是讓混凝土提供類似加勁板的功能，避免加勁板造成設計以及施工上成本的增加，實驗結果顯示 (Gong and Shahrooz, 2001a)，在完全不使用任何加勁板的情形下，複合耦合剪力梁可以有效提升剪力強度、韌性以及勁度，然而額外的剪力強度對搭接的強度需求更為嚴苛，因此研究建議使用面支承板 (face bearing plate) 的搭接細部設計，如圖 2-5 所示。

最近有學者提出保險絲耦合剪力梁的構想 (Fortney, 2007)，刻意使用剪力強度較低的鋼構件於鋼耦合剪力梁的中間，如圖 2-6 所示，剪力強度

低的鋼構件提早降伏在往覆載重的作用力下提早降伏，維持其他構件在彈性範圍內，這樣的構想的好處是，因為變形集中在“弱構件”上，避免其他構件損壞情形嚴重，在結構補強上僅需代換弱構件即可。

雖然鋼耦合剪力梁的耐震行為被很多學者肯定，然而，要確保鋼梁能有效發展其設計強度，鋼梁與剪力牆面的搭接必須作適當的細部設計，除了上述利用垂直輔助鋼筋的作法外，亦有文獻建議剪力牆邊界區域內的圍束箍筋需要穿過鋼梁腹板，以得到較理想的耐震行為，如圖 1-2 所示，這樣的細部設計相當複雜，因此還有很多研究的空間來作改善。

第三節 低降伏鋼

低降伏鋼材（其降伏與極限應力分別在 15 ksi 與 40 ksi 左右）在過去文獻中發現可以有效應用於剪力消能構件與鋼板剪力牆的設計上（Chen and Yen, 2008; Chen and Jhang, 2000），相較於其他強度的鋼材，低降伏鋼具有較大的極限強度與降伏強度比，以及較高的極限應變，前者可以延伸塑性區域的範圍；後者可以增加構件的延展性；除此之外，在同樣的長寬限制下，低降伏鋼有較低的寬厚比，在控制挫曲問題時有相當的優勢。透過兩層樓高的鋼板剪力牆試體，其中剪力鋼板的高度與長度相同，Chen 與 Jhang (2008) 發現使用寬厚比約 70 的低降伏鋼，試體層間位移量可達 6%。

相同的概念也被應用在耐震剪力連桿的設計上（侯信逸與陳生金，1999），實驗結果證實寬厚比約 60 的低降伏鋼，其中寬度與高度比例維持接近一的情形下，韌性可高達 40，可視為良好的消能裝置。

第四節 並聯剪力牆系統

並聯剪力牆系統相較個別剪力牆系統具有相當多的優勢，首先，利用耦合效應可以降低個別剪力牆內的彎矩需求，符合經濟成本考量，另外，在適當的設計下，耦合剪力梁可以扮演吸收能量的角色，確保整體系統的耐震機制，最後並聯剪力牆系統顯著提升了側向勁度，在控制結構變形上非常有效。

系統的耦合效應比 (coupling ratio) 對並聯剪力牆系統的耐震行為有極大的影響，所謂耦合效應比是指因為耦合效應產生的彎矩強度在總傾覆彎矩 (overturning moment, OTM) 所佔的比例，舉例來說，圖 2-7 中一組並聯剪力牆系統包含兩座剪力牆、分別以代號 Wall 1 與 Wall 2 來表示，以及七支耦合剪力梁，當並聯剪力牆系統承受側向力作用時，系統的反力如圖 2-7 所示，此系統的耦合效應比可以式 (2.2) 計算，其中 $\sum V_{beam}$ 表示耦合剪力梁傳遞剪力的累積值， l_o 指耦合效應的力臂通常取剪力牆形心的距離，為了說明耦合效應比的意義，考慮兩種極端的情形：(1) 當耦合效應比等於零，這樣的系統表示所有耦合剪力梁的剪力傳遞值為零，則梁端可視為絞接，剪力牆必須承擔所有總傾覆彎矩；(2) 當耦合效應比等於一，這樣的系統完全利用耦合效應來抵抗總傾覆彎矩，整個系統可視為一鋼體而梁跨距可視為零。

對一個並聯剪力牆系統而言，系統最佳耦合效應比是一個很具爭議的課題，過低的耦合效應比無法有效利用並聯剪力牆系統的優勢，過高的耦合效應比會造成剪力牆內軸壓過大，降低剪力牆的變形能力，FEMA-356 的報告中曾指出，剪力牆的軸向力不得超過總斷面強度的 35% (FEMA 356, 2000)，若有剪力牆軸力超過 35%，則設計時不得考慮該牆的側向強度。

$$\text{耦合效應比}(C.R.) = \frac{(C \text{ or } T)l_o}{M_{ot}} \quad \text{式 (2.2)}$$

M_{ot} : 總傾覆彎矩

l_o : 剪力牆形心距

C : 耦合效應產生壓力 = $\sum V_{beam}$

T : 耦合效應產生張力 = $\sum V_{beam}$

El-Tawil 等學者 (2002) 針對一棟十二層樓高的並聯剪力系統作有限元素分析，實驗結果發現如果耦合效應比過高 (60%)，裂縫延伸至剪力牆上端因為系統受側向力作用時產生雙曲率變形的趨勢，過高的軸壓亦造成受壓力剪力牆底部混凝土壓碎破壞；當耦合效應比為零時，變形量集中在剪力牆底部造成混凝土在塑性轉角區壓碎的破壞模式，研究指出適當的耦合效應比，介於 30-45% 之間無論在成本或耐震行為的考量上都可以得到較理想的結果。值得注意的是，在這個研究中所有耦合剪力梁的尺寸均維持一致。

Harries 與 McNiece (2006) 也針對一棟三十層樓高的結構物作分析，使用了五種不同斷面尺寸的耦合剪力梁，搭配三種不同設計強度的剪力牆斷面，研究指出該棟建築物的最佳耦合效應比為 67% 或 78%。Xuan 等學者 (2007) 也作過類似研究，發現一棟十五層的建築物在耦合效應比約 80% 時最為有效，在目前規範的設計概念下，一般認為耦合效應比低於 50% 較為合理。由此可見，建築物的最佳耦合效應比視不同案例會有不同的答案，如果在分析時能準確評估各桿件的行為模式，利用分析軟體作不同的嘗試即可求得最佳耦合效應比。

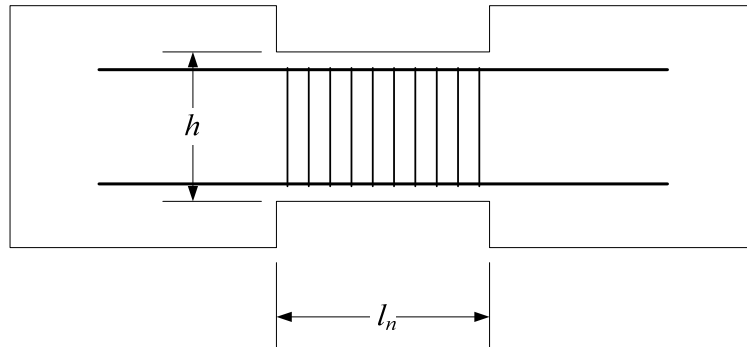


圖 2-1 傳統梁配筋方式
(資料來源 Paulay, 1969)

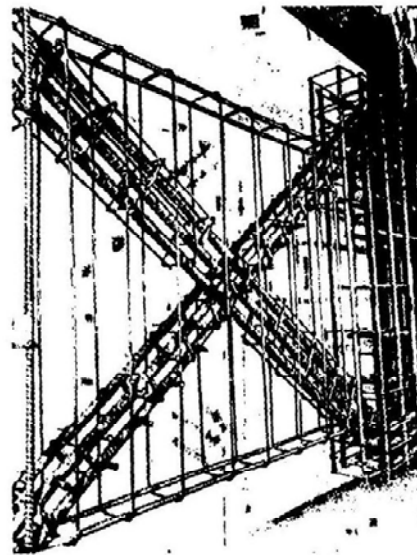


圖 2-2 對角線鋼筋試體
(資料來源 Paulay and Binney, 1974)

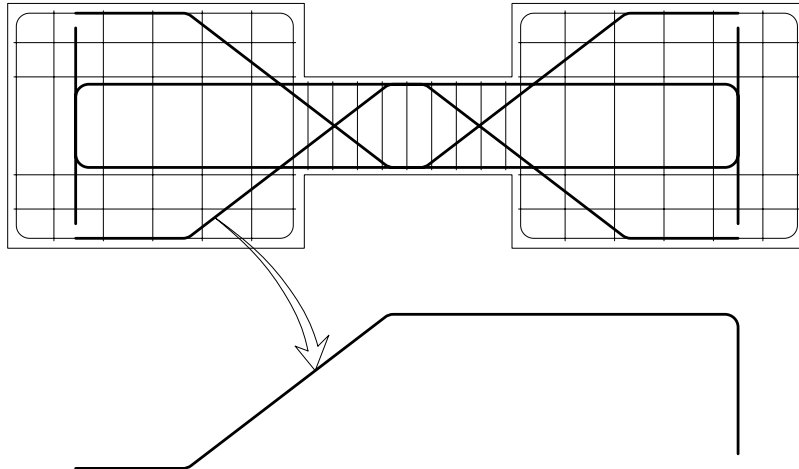


圖 2-3 菱形鋼筋配置耦合剪力梁試體
(資料來源 Tegos and Penelis, 1988)



圖 2-4 鋼筋混凝土耦合剪力梁施工細部
(資料來源 http://sitemaker.umich.edu/nees.hpfrc.project/the_motivation)

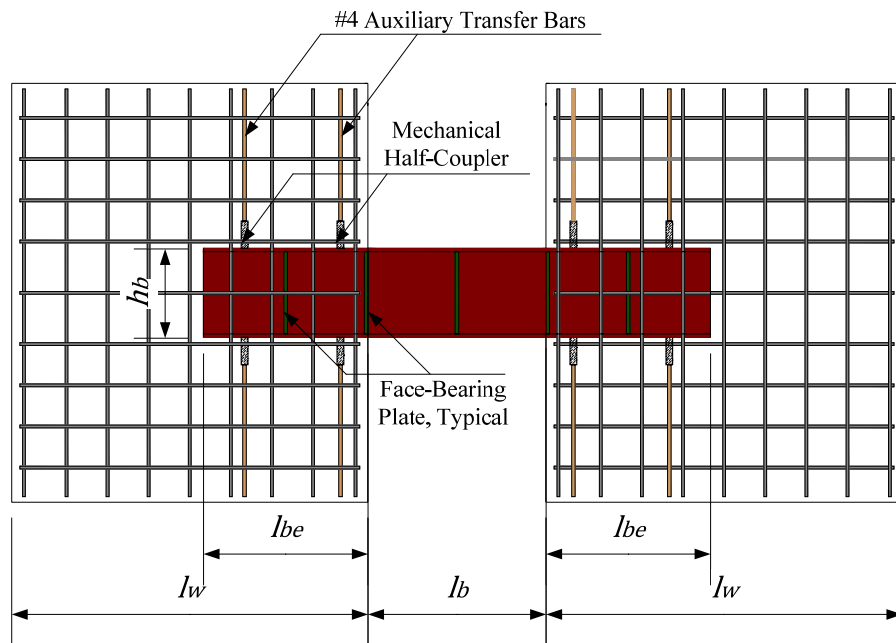


圖 2-5 輔助鋼筋與面承板示意圖
(資料來源：本研究製作)

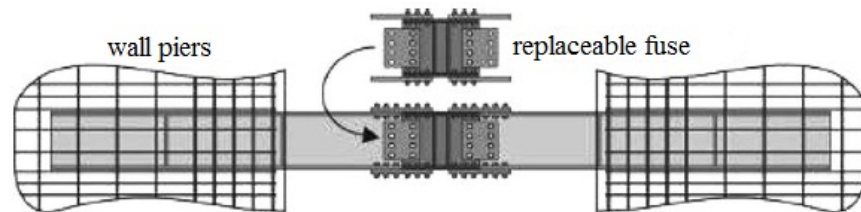


圖 2-6 保險絲耦合剪力梁示意圖
(資料來源 Fortney, 2007)

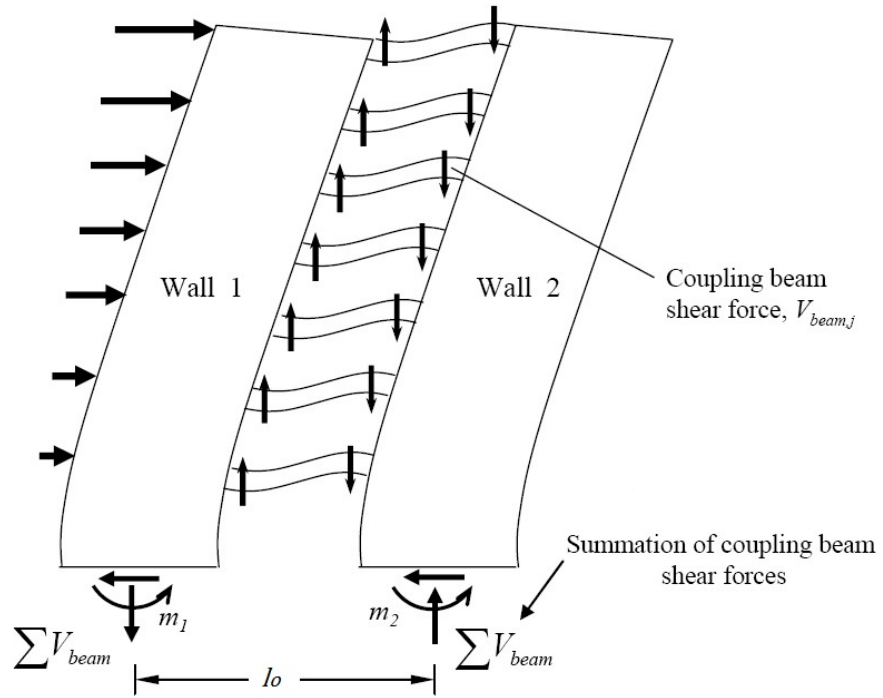


圖 2-7 並聯剪力牆系統
(資料來源 El-Tawil et al, 2010)

第三章 研究方法

第一節 研究目的

本計畫主要目的在研究新式耦合剪力梁取代傳統鋼筋混凝土耦合剪力梁的可行性，以解決對角線鋼筋在施工時造成的困擾，為了達成研究目的，本計畫預計測試兩座約 1/2 縮尺並聯剪力牆系統試體，每組試體四層樓高，包含兩面鋼筋混凝土剪力牆以及連接剪力牆的四支耦合剪力梁，如圖 3-1 所示。第一組試體，以 CW-RC 作代號；使用鋼筋混凝土耦合剪力梁，視為控制試體 (control specimen)，第二組試體，以 CW-S 作代號；使用低降伏鋼耦合剪力梁，為本計畫主要評估對象。

第二節 試體設計

首先，研究團隊根據 1/2 縮尺比例以及考量實驗室環境限制等條件決定兩組試體之尺寸，以標準樓層高度三米的建築物為參考依據，得到試體各樓層高度約 1.50 公尺，試體總長約 3.05 公尺，其中，每面剪力牆長度 1.30 公尺、耦合剪力梁長度 0.45 公尺。

有別於傳統設計方式，兩組測試試體均以“耦合效應比” 0.35 (coupling ratio) 作設計目標，耦合效應比的定義如圖 2-7 與式 (2.2) 所示，當試體承受側向作用力時，耦合剪力梁內傳遞的剪力會在兩端剪力牆分別產生張力 (T) 與壓力 (C)，形成耦合效應 (coupling effect)，此效應可抵抗部分總傾覆彎矩，降低個別剪力牆設計彎矩強度，一般在評估耦合效應大小時均利用耦合效應比來定義，其數值表示耦合效應產生的彎矩強度佔總傾覆彎矩的

比例。若耦合剪力梁勁度為零，沒有耦合效應 ($T=C=0$)、亦即耦合效應比為 0% 時，則剪力牆各自獨立反應；反之，若假設耦合剪力梁為一勁度無限大的剛體，耦合效應比為 100%，則並聯剪力牆系統相當於一座單面剪力牆。實際工程案例中的耦合效應比應介於上述二者之間。

在試體在耦合效應比 0.35 的前提下，利用塑性設計的概念，假設極限狀態下塑角同時發生在所有耦合剪力梁端部與剪力牆底，其中，式 (2.2) 各桿件內力均以極限強度 (ultimate capacity) 作計算。近期一篇論文指出大部分建築物的耦合效應比介於 0.20 至 0.55 之間 (Lequensne, 2010)，過低的耦合效應比不具經濟效益，過高的耦合效應比會導致剪力牆軸向壓力過大、降低剪力牆的撓曲強度與變形能力。

(1) 鋼筋混凝土耦合剪力梁設計

根據目前規範規定 (ACI 318 Committee, 2011)，鋼筋混凝土耦合剪力梁在長深比小於二 (aspect ratio) 且剪力需求大於 $1/3 \sqrt{f'_c}$ MPa 時必須使用對角線鋼筋，其中混凝土標稱強度， f'_c ，設計值為 280 kg/cm² (4000 psi)，本計畫因此選定第一組試體鋼筋混凝土耦合剪力梁高度為 0.30 公尺；長深比為 1.50，梁寬主要根據 0.35 的耦合效應比去決定，假設兩具容量 200 ton-f 制動器 (actuator) 分別提供 30 tonf 與 60 tonf 於試體高程 3.00 公尺與 6.00 公尺處，即為第二與第四層樓高度，如圖 3-2 所示，得到總傾覆彎矩 (total overturning moment, M_{ot}) 為 450 tonf-m，其中兩座剪力牆形心距為 1.75 米 (l_o)，則耦合效應需提供約 90 tonf 之張力或壓力；亦即每支耦合剪力梁須負擔 22.50 tonf 的剪力需求 (shear demand)，據此，為滿足規範中鋼筋混凝土耦合剪力梁斷面最大允許剪力設計值 ($5/6 \sqrt{f'_c}$ MPa)，梁寬因此決定為 0.20 公尺。

鋼筋混凝土耦合剪力梁最後設計如圖 3-3 所示，兩組對角線鋼筋交叉排列，與水平夾角約 19 度左右，每組對角線鋼筋包含四支標稱降伏強度 420 MPa 的五號鋼筋，根據式 (2.2) 可以求得耦合剪力梁的剪力強度約 22.00 tonf。另外，規範要求對角線鋼需要達到 1.25 倍 f_y 的發展長度 (development length) (ACI 318 Committee, 2011)，因此每支對角線鋼筋總長約為 2.10 公尺，以垂直與水平向間距均 5 公分的方式排列。

耦合剪力梁內圍束箍筋的設計需符合目前規範要求 (ACI 318 Committee, 2011)，使用間距 7.5 公分標稱強度同樣為 420 MPa 的三號鋼筋，以式 (3.1) 作評估，得到沿耦合剪力梁斷面垂直方向需要三根、水平方向則需要兩根，其中第一組圍束箍筋與剪力牆交界面距離為 3.75 公分 (圖 3-3)，最後提供六支三號縱向鋼筋，主要用來固定圍束箍筋，根據規範 (ACI 318 Committee, 2011)，固定箍筋的縱向鋼筋不應提供額外的彎矩強度，其發展長度必須限制，如圖 3-3 所示，耦合剪力梁試體縱向鋼筋埋入牆內僅 4.0 公分長，低於所需發展長度約 36 公分。

由於使用縮尺比例試體，圍束箍筋 135 度耐震彎鉤會造成鋼筋組裝的困難，因此鋼筋混凝土耦合剪力梁試體內圍束箍筋以焊接的方式處理搭接部分，根據鋼筋焊接規範 (American Welding Society, 2005)，每一搭接處包含一條焊道，焊道長度必須至少 8 公分以上，焊接細部要求以及實際施作情形可參考圖 3-4 所示。

$$A_{vt} = \frac{0.3sb_c f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \geq \frac{0.09sb_c f'_c}{f_{yt}} \quad \text{式 (3.1)}$$

A_{vt} : 所需圍束箍筋量

s : 圍束鋼筋間距，不得大於 $\begin{cases} b_w/3 \\ 6d_b \\ 15\text{ cm} \end{cases}$

d_b : 最小撓曲鋼筋直徑

A_g : 斷面面積

A_{ch} : 圍束鋼筋包覆面積

$$= (h - 2\text{cover})(b_w - 2\text{cover})$$

b_w : 斷面寬度

h : 斷面高度

b_c : 設計方向的斷面尺寸

f'_c : 混凝土設計強度

f_{yt} : 圍束箍筋標稱降伏強度

(2) 低降伏鋼耦合剪力梁設計

兩組試體欲得到相同耦合效應比，低降伏鋼耦合剪力梁在極限狀態下的剪力強度必須與鋼筋混凝土耦合剪力梁相同，由前一章節得知個別耦合剪力梁的設計剪力強度約 22.00 tonf，根據鋼結構剪力設計公式 (式 (3.2))，代入腹板高度 0.30 公尺，降伏應力 100 MPa，所需板寬 (t) 約為 1.2 公分，過去文獻證實長寬比 1:1 之低降伏鋼在寬厚比小於 70 時可以得到理想的剪力降伏行為 (Chen and Yen, 2008)，因此低降伏鋼耦合剪力梁之長度選擇與高度相同，即 0.30 公尺，寬厚比 (b/t ratio) 僅 25 符合文獻中的建議值。剩下兩側腹板長度各約 7.0 公分則以厚度 1.2 公分 A572 Grade 50 材料延續，兩種腹板材料

間以一寬度 8.0 公分厚度 1.2 公分 A572 Grade 50 之加勁板相隔、並分別焊接於加勁板兩側，以完成剪力傳遞機制，如圖 3-5 所示。

$$V_n = 0.6F_{yw}A_w \quad \text{式 (3.2)}$$

F_{yw} : 腹板降伏強度 = 100 MPa

A_w : 腹板斷面面積

以 22.00 tonf 剪力強度作評估，要得到剪力降伏的破壞模式，撓曲強度至少需要 5.00 tonf-m，翼板貢獻的撓曲強度必須大於剪力需求，考慮 2 倍安全係數，得到以 A572 Grade 50 材料作設計之翼板寬度 8.0 公分、厚度 1.2 公分。最後，也是最重要的一部分就是連結耦合剪力梁到鋼筋混凝土剪力牆的細部設計，研究團隊選擇以二分之一 I 型鋼作力量傳遞的介面，主要原因有三：第一方便施工時組裝；第二分散力量分佈以避免應力集中現象；另外，腹板上預留孔可以傳遞剪力，不需額外設計剪力傳遞機制以節省材料成本，I 型鋼尺寸為 400 x 200 x 8 x 13，翼板寬度刻意選擇與牆寬一致，剪力牆灌漿時可作為模板使用。

耦合剪力梁主要傳遞彎矩與剪力，就彎矩部分以預埋鋼筋提供耦合剪力梁翼板所需張力，而壓力則由混凝土與預埋鋼筋共同承擔，因此翼板的張力會控制預埋鋼筋的設計，對寬度 8.0 公分、厚度 1.2 公分的翼板而言，假設全部降伏 (350 MPa) 的情況下可以得到最大張力為 33.21 tonf，需要使用四支五號鋼筋，為避免應力集中現象，鋼筋先焊接於一片長度 7.5 公分、寬度 4.0 公分、厚度 1.2 公分的傳接板上 (transfer plate)，然後再將傳接板焊接於 I 型鋼的翼板與腹板，

位置剛好在耦合剪力梁翼板的另一側，傳接板上下各一支五號鋼筋，對稱 I 型鋼腹板兩邊各使用一片傳接板以滿足四支五號鋼筋的需求，如圖 3-6 所示。至於剪力部分，傳接板以及 I 型鋼腹板預留孔與混凝土的承载力 (bearing strength) 可提供剪力強度，其中預留孔主要目的在方便剪力牆內圍束箍筋通過，以 6.0 公分垂直間距為主，然而在耦合剪力梁間，箍筋間距改為 6.3 公分以避免連接板處上下箍筋間距過大，需要注意的是 6.3 公分箍筋間距仍然符合式 (3.1) 規範要求。

(3) 剪力牆設計

剪力牆斷面厚度 20 cm、寬度 130 cm，主要考量實驗室的空間限制以及符合實際工程案例的比例原則，混凝土標稱強度與鋼筋混凝土耦合剪力梁一致 (4000 psi) 以方便混凝土澆置作業，假設垂直重力約 25 tonf 作用下，最後完成剪力牆配筋設計如圖 3-7 所示。

根據目前美國混凝土學會設計規範，剪力牆在側向作用力下若壓力區長度大於式 (3.3) 的上限值時，必須進行邊界區域 (boundary element) 的細部設計，若以層間變位 5.0% 評估設計試體，得到壓力區長度必須小於 4.3 公分，此值過低並不合理因此剪力牆兩端提供邊界條件的細部設計。邊界區域長度 26 公分，在區域內使用八支七號縱向鋼筋，圍束箍筋方面必須滿足式 (3.1) 的要求，以間距 6.0 公分去設計，邊界區域內長向需要三支三號鋼筋、短向需要兩支三號鋼筋，如圖 3-8 所示，所有鋼筋標稱強度均為 420 MPa。而牆身部分提供以 15 公分間距的格網鋼筋，可以提供剪力強度 82.70 tonf (182.30 kips)，大於預期設計值。

$$c \geq \frac{l_w}{600 (\delta_u / h_w)} \quad \text{式 (3.3)}$$

c : 壓力區長度

l_w : 剪力牆寬度

h_w : 剪力牆高度

δ_u : 設計變位

在試體 CW-S 剪力牆邊界區域內圍束箍筋的施作方式，研究團隊建議使用雙續接器，將兩支 U 形箍筋搭接，以方便通過 I 型鋼腹板預留孔，然而國內並無廠商生產類似產品，研究團隊決定以焊接方式製作圍束箍筋，焊接細部要求以及詳細施工情形可參考圖 3-9。

設計完成的剪力牆作撓曲-軸力分析，其中軸力以剪力牆自重加上施加重力 (約 25 tonf) 以及所有耦合剪力梁的總剪力強度 ($\sum V_{beam}$) 作評估，耦合剪力梁對一側剪力牆造成壓力，對另外一側剪力牆造成壓力，得到的軸力分別約為 115.0 tonf 與 -65.0 tonf，在這樣的軸力作用下，兩面剪力牆可提供極限彎矩強度分別約為 210.0 tonf-m 以及 130.0 tonf-m，若將此值代入式 (2.2) 中得到耦合效應比約 38.2%，可以發現此值與設計值不同，原因在於在設計階段暫時假設兩組剪力牆的彎矩強度相同，而實際上兩座剪力牆承受不同軸力導致不同彎矩強度，因此設計值與假設值有些許落差。

第三節 實驗與量測儀器配置

測試試體的實驗配置可參考圖 3-10，試體的測試方向為南北向，每組試體測試時需要兩座 200 tonf 制動器，分別架設於試體第四層與第二層樓高處，其中位於第四層樓高之制動器以位移控制，規劃的位移歷時如圖 3-11 所示，在 2.0 % 層間位移量前，位移增量為 0.25 %，每個位移量下作三次往復週期，制動器速度定為 1.0 mm/s；在 2.0 % 層間位移量週期結束後，從第 25 個週期開始，位移增量改為 0.5 %，每個位移量作二次往復週期，制動器速度增加為 2.0 mm/s，並在每整數位移週期結束後重複一次 1.0 % 位移週期，以探討結構反應在大變形時的衰減情形。根據 ASTM E2126 (2011) 規定，從事側向力支撐系統如剪力牆等結構實驗，欲避免慣性力影響，建議實驗側推速度介於 1.0 至 63.5 mm/s 之間。

位於第二層樓高的制動器則以力量控制，力量大小設定為二分之一位於第四層樓高制動器之讀數，以模擬地震力量於低矮樓層側向力分佈情形，剪力牆的垂直載重除試體自重外，亦於每座剪力牆頂部架設四組油壓千斤頂 (hydraulic jack)，透過固定於強力樓板上的鋼纜 (直徑 15 mm)，每組千斤頂提供約 5.0 tonf 的軸向力以模擬重力垂直載重，此軸力合大小 (20 tonf) 與剪力牆自重 (約 4 tonf) 約達剪力牆軸向強度之 3.5%，位於同一牆面上的四組千斤頂由一套獨立油壓系統控制，作用力於試體側推前施加並固定油壓，在測試時並不作調整，若有需要僅於試體完成一完整週期回到零位移時才作複加壓力的動作。為防止試體於測試時產生扭轉，試體兩側分別提供側稱，側稱位置與試體位置關係如圖 3-10(c) 所示。

試體 CW-RC 使用量測儀器總共包含 84 應變計 (strain gauge)、17 組不同長度線性位移計 (Linear Variable Differential Transformers, LVDTs)、

八組角度計 (potentiometer) 以及 53 顆光學影像感光元件 (optic system)；試體 CW-S 使用量測儀器總共包含 46 應變計 (strain gauge)、21 組不同長度線性位移計 (Linear Variable Differential Transformers, LVDTs)、八組角度計 (potentiometer) 以及 47 顆光學影像感光元件 (optic system) 側向力主要由兩座 200 tonf、衝程 ± 50 cm 制動器提供，分別在二樓與四樓高程處施加往覆載重，每座制動器配置獨立荷重元 (load cell) 與位移計可以追蹤位移與力量關係，另外使用六組荷重元裝設於試體上方預力錨定端底部，目的在監測預力鋼纜施加在剪力牆上的重力數值。

試體 CW-RC 使用 84 組單軸應變計 (YFLA-5-5L, TSK Co.)，剪力牆區應變計位置如圖 3-12 所示、鋼筋混凝土耦合剪力梁內的應變計位置如圖 3-13 所示；試體 CW-S 使用 40 組單軸應變計 (YFLA-5-5L, TSK Co.) 以及 6 組三軸應變計，剪力牆內應變計位置與試體 CW-RW 一致如圖 3-14 所示，鋼耦合剪力梁內的應變計位置如圖 3-15 所示，其中圓形斜線區塊表示使用三軸應變計。

在線性位移計的規劃上，四組位移計安裝在一 I 型柱上，兩組 ± 15 cm 在三樓與四樓，兩組 ± 10 在一樓與二樓處，該柱固定於牆力地板，四組位移計高層分別在每層樓的中心高度，用來量測北邊剪力牆的層間位移，如圖 3-16 所示。混凝土基座於測試方向的移動量用一組 ± 5 cm 位移計量測，針對耦合剪力梁的伸長縮短量，八組 ± 5 cm 的位移計分別安裝於四支耦合剪力梁的上下方，考量剪力梁在測試時會嚴重損壞，因此八組位移計的端點螺桿安裝於剪力牆邊界區域，水平與垂直距離均距離剪力梁端部 5.0 cm，如圖 3-16 所示。

八組角度計主要用來量測個別耦合剪力梁的位移需求 (deformation demand)，透過牆面的旋轉角，可以得知個別耦合剪力梁在測試時的層間位移量，因為角度計數量有限，針對每支剪力梁以對角方式安裝，兩組角度計分別位於剪力梁對角線上下 6 cm 處，如圖 3-16 所示，就試體 CW-S 而言，另外四組±2.5 cm 位移計裝置於三樓與四樓的低降伏鋼區域，以對角線配置，如圖 3-17 所示，用以量測低降伏鋼剪力變形。

光學影像感光元件使用 NDI 系統，因為影像處理器可以量測的範圍有限，兩座試體的感光元件僅裝置於南側剪力牆的一樓區域內，配置圖可參考圖 3-18，透過影像處理機器，在測試時可以持續追蹤每顆感光元件在空間中位置座標，每顆感光元件讀取資料速度 5 hz。

第四節 施工過程與進度說明

研究團隊於今年 (民國 101 年) 六月之前已經完成試體設計與實驗配置的規劃作業，亦於五月二十三日舉行第一次專家座談會，於十月二十六日完成第二次專家座談會，兩次座談會紀錄請參考附錄一。試體於八月底開始動工，已經於十月九號完成最後一次混凝土澆置作業，期間兩座試體總分三次澆置，分別為底部混凝土塊 (八月二十九號)，二樓以下混凝土 (九月二十七號) 以及二樓以上混凝土 (十月九號)，最大粒料直徑要求不得超過 19 mm (0.75 in.)，每次澆置作業同時施作於兩座試體上以確保混凝土強度與品質一致，兩座試體鋼筋綁紮過程可參考圖 3-19 與圖 3-20。

研究團隊於試體施工完成後，利用約兩個禮拜的時間完成實驗夾具的配置以及測量儀器的安裝，第一座試體 CW-RC 於十二月五號測試完畢，

總共測試兩天，第一天（四號）施加預力，第二天（五號）完成往覆載重測試，而第二座試體於十二月十四號測試完畢，前述兩項作業均於同一天完成。

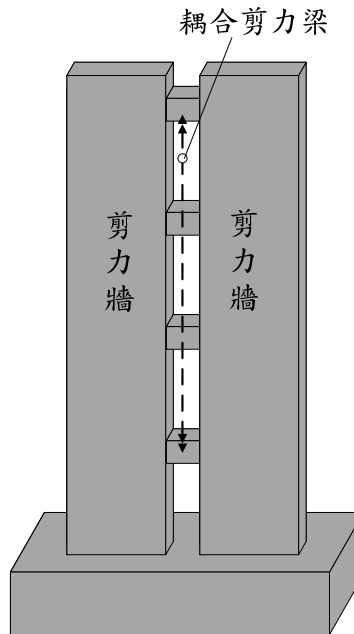


圖 3-1 測試試體示意圖
(資料來源：本研究製作)

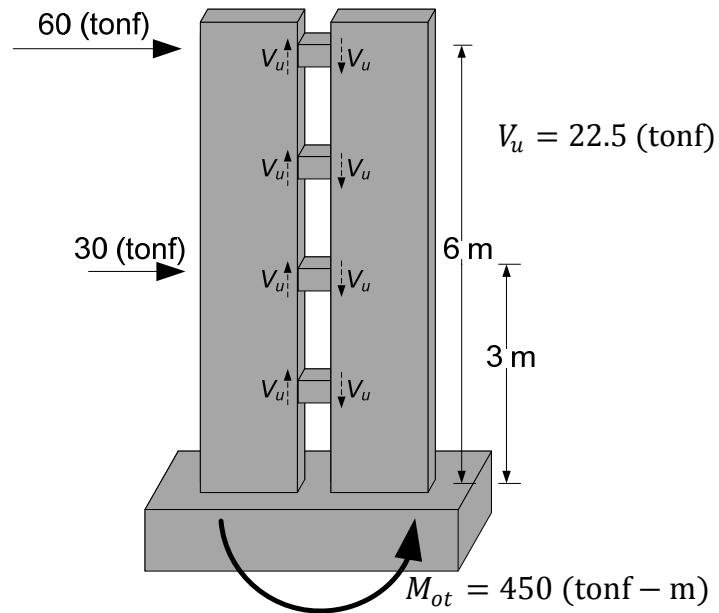


圖 3-2 試體設計力量示意圖
(資料來源：本研究製作)

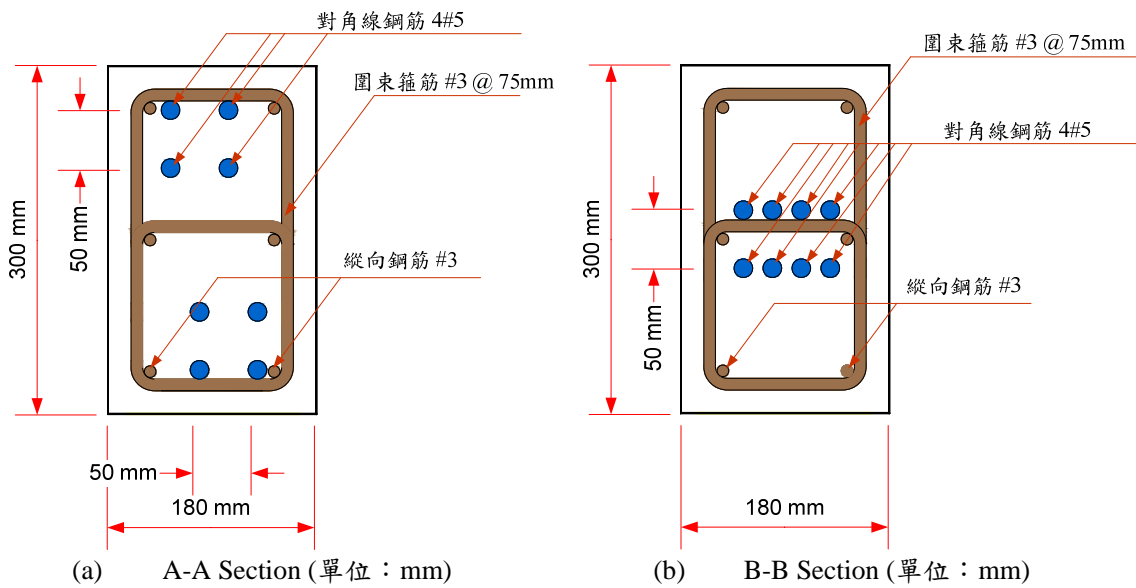
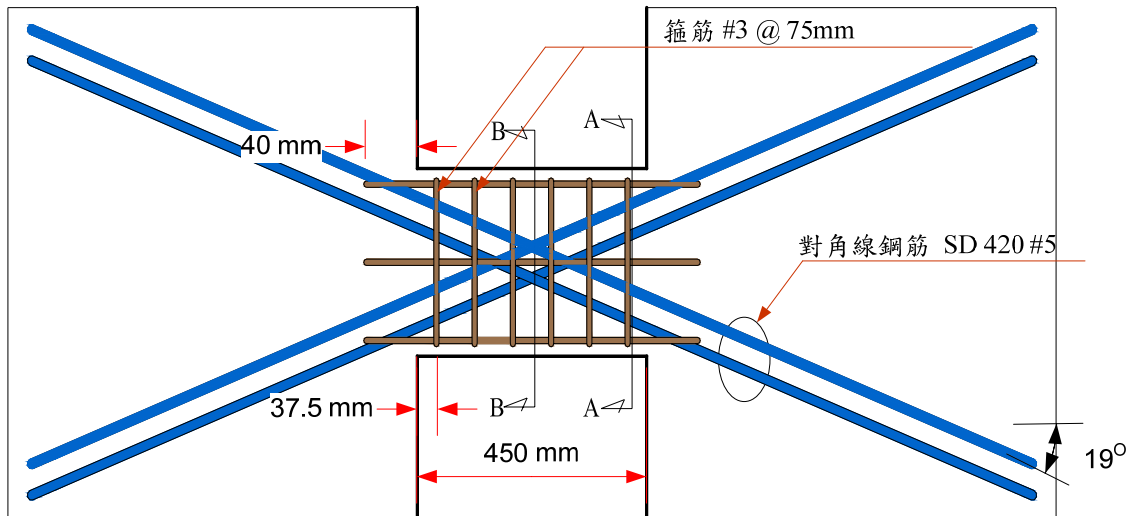
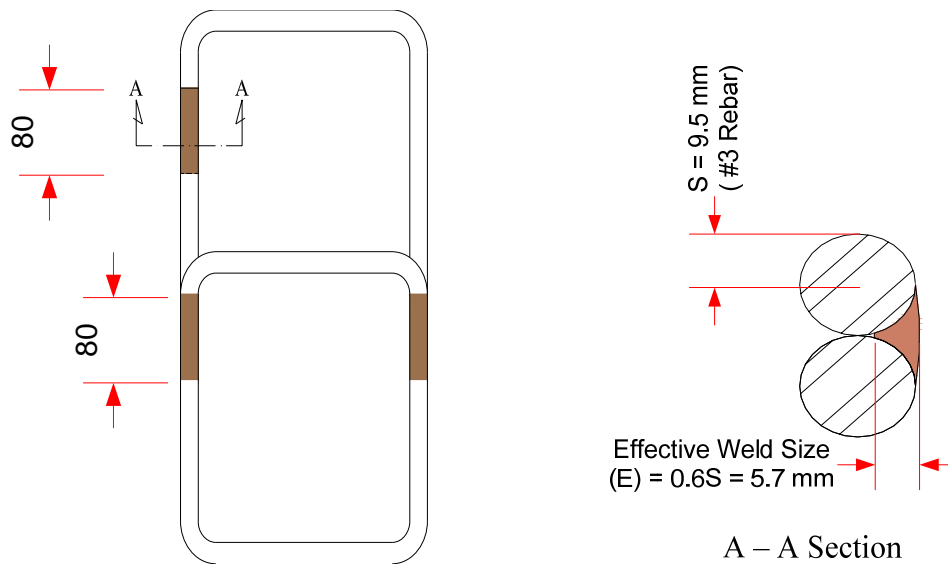


圖 3-3 鋼筋混凝土耦合剪力梁試體
(資料來源：本研究製作)

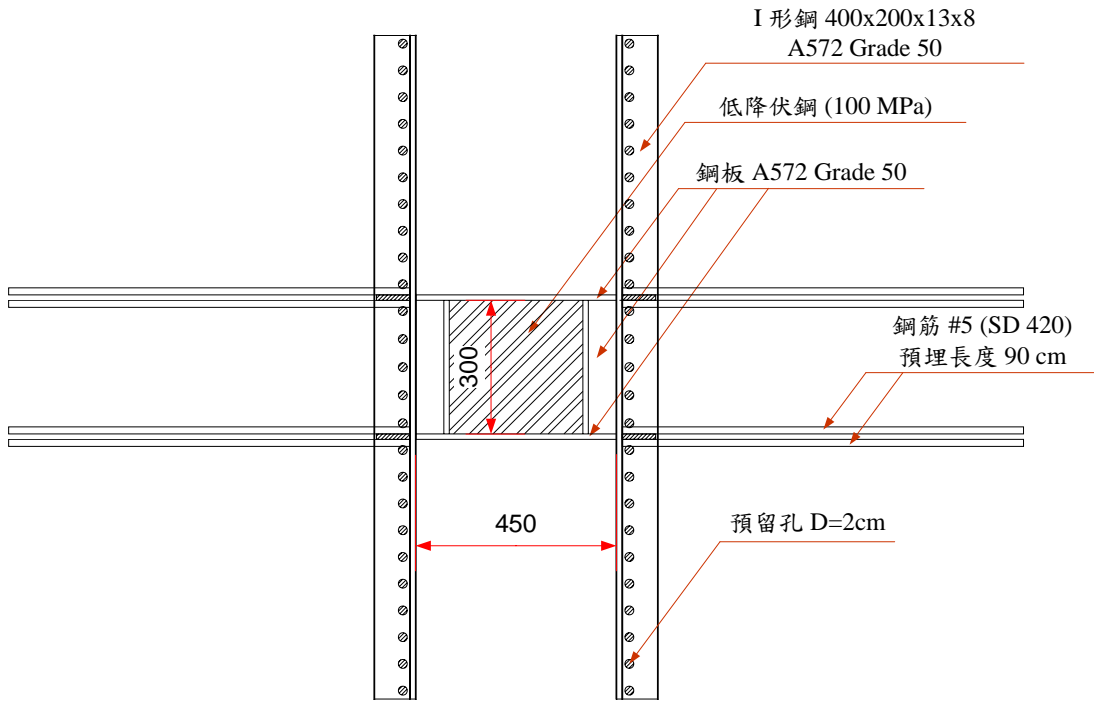


(a) 鋼筋混凝土耦合剪力梁圍束箍筋焊接施工圖說



(b) 施工實際情形

圖 3-4 耦合剪力梁圍束箍筋焊接細部
(資料來源：本研究製作)



(a) 設計示意圖



(b) 實際完成圖

圖 3-5 低降伏鋼耦合剪力梁試體
(資料來源：本研究製作)

混合式耦合剪力牆耐震系統之研發

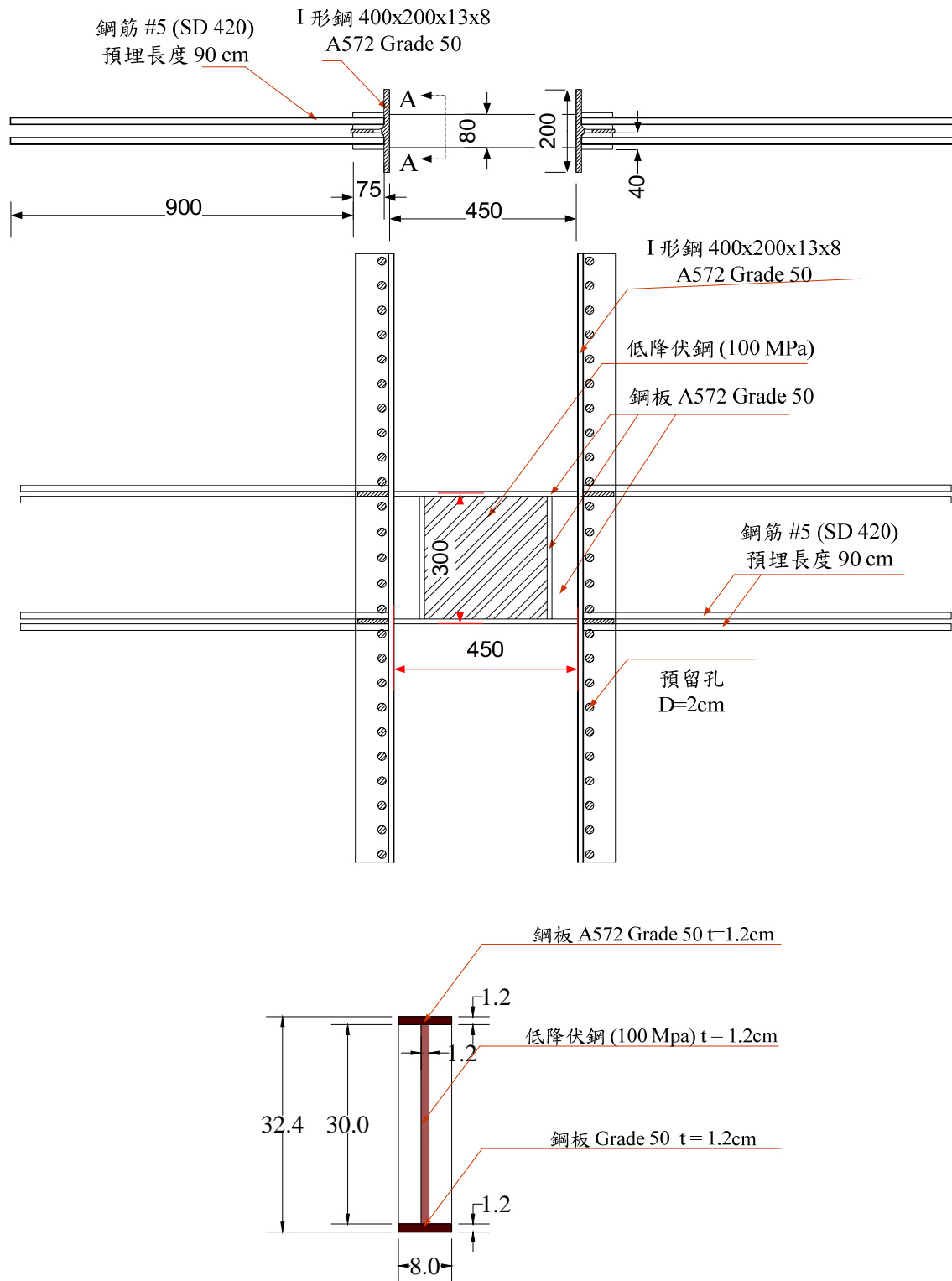


圖 3-6 低降伏鋼耦合剪力梁設計細部 (單位：mm)
(資料來源：本研究製作)

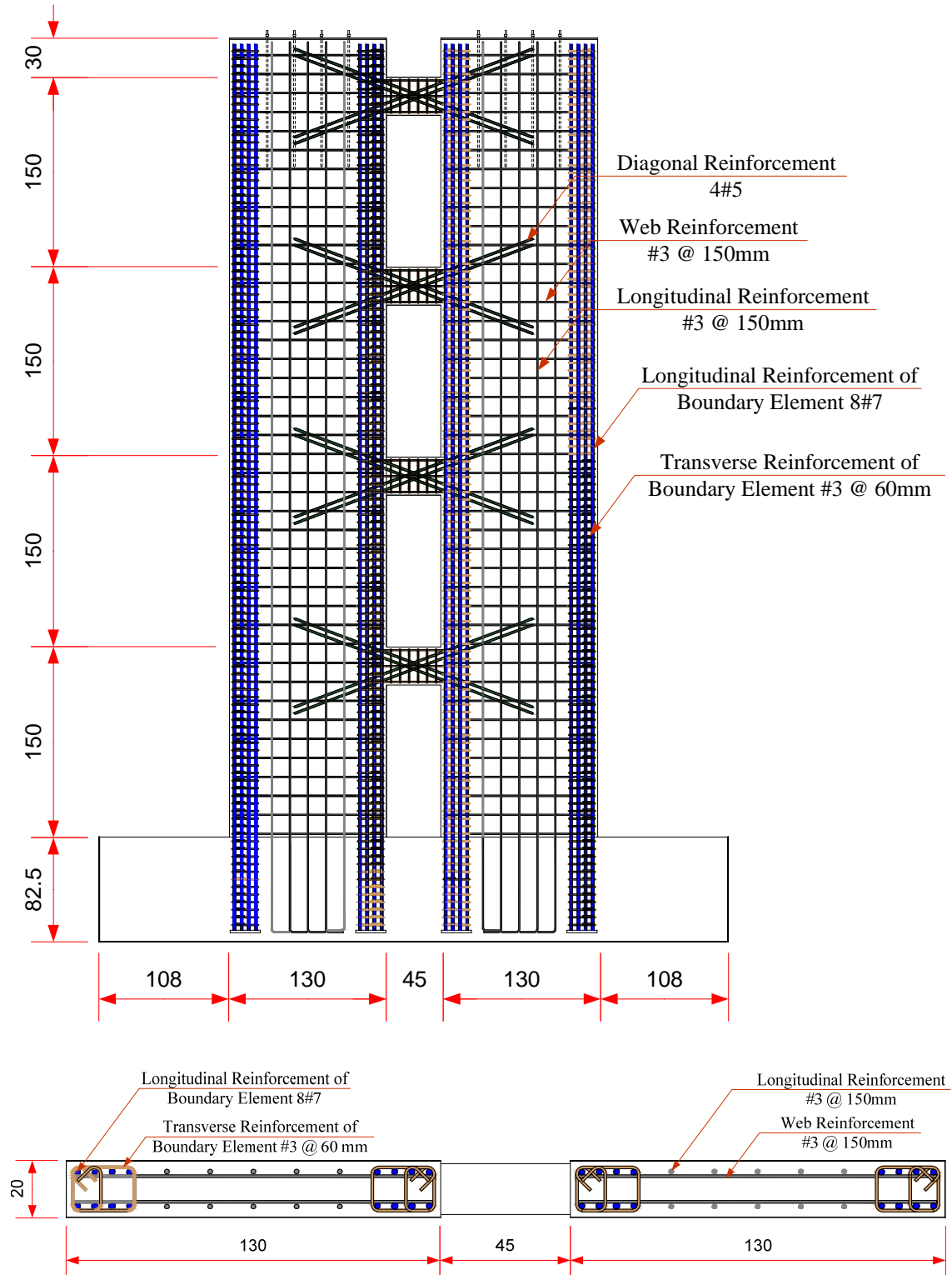


圖 3-7 試體 CW-RC 與 CW-S 剪力牆配筋圖 (單位：cm)
(資料來源：本研究製作)

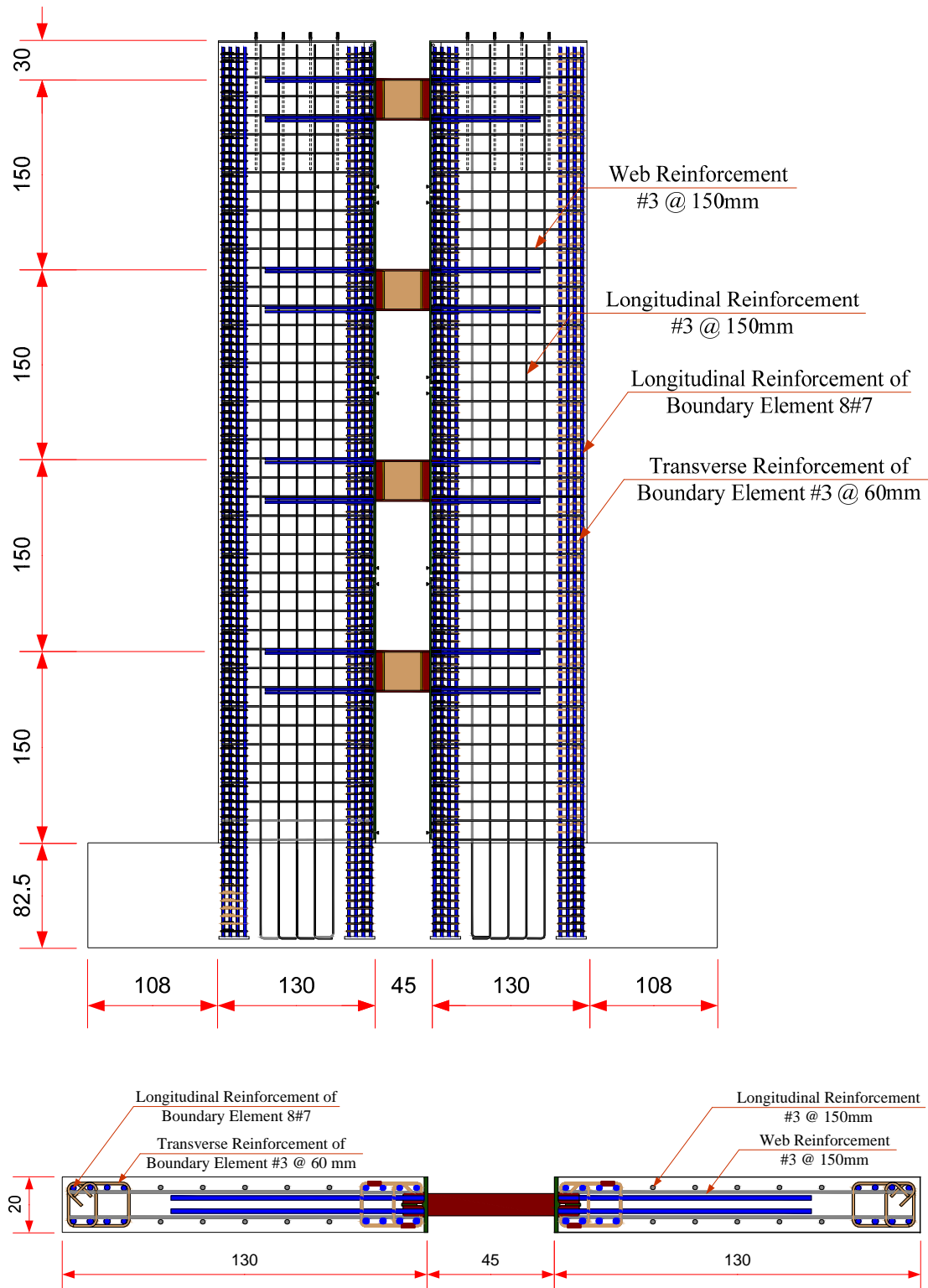


圖 3-7 (續) 試體 CW-RC 與 CW-S 剪力牆配筋圖
(資料來源：本研究製作)

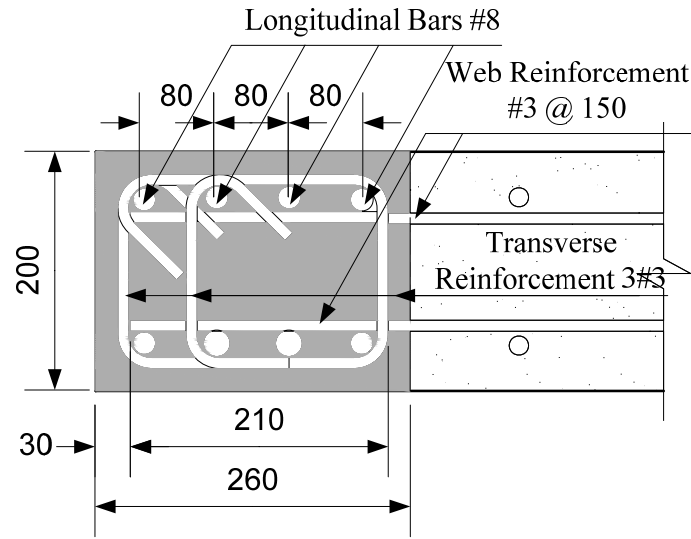


圖 3-8 試體 CW-RC 剪力牆邊界區域箍筋配置圖
(資料來源：本研究製作)



圖 3-9 試體 CW-S 剪力牆圍束箍筋焊接施工圖
(資料來源：本研究製作)

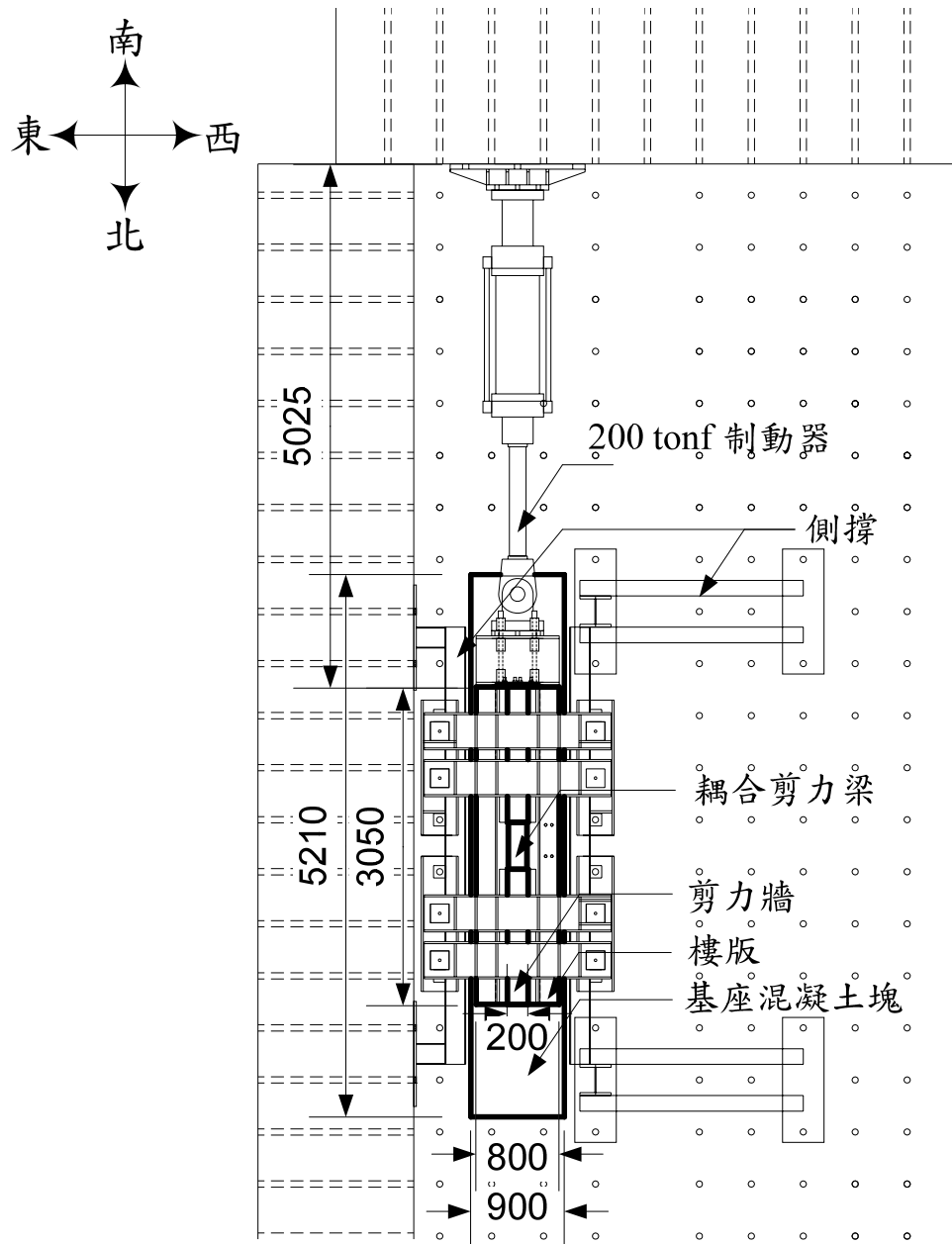


圖 3-10 (a) 實驗配置平面圖 (單位：mm)
(資料來源：本研究製作)

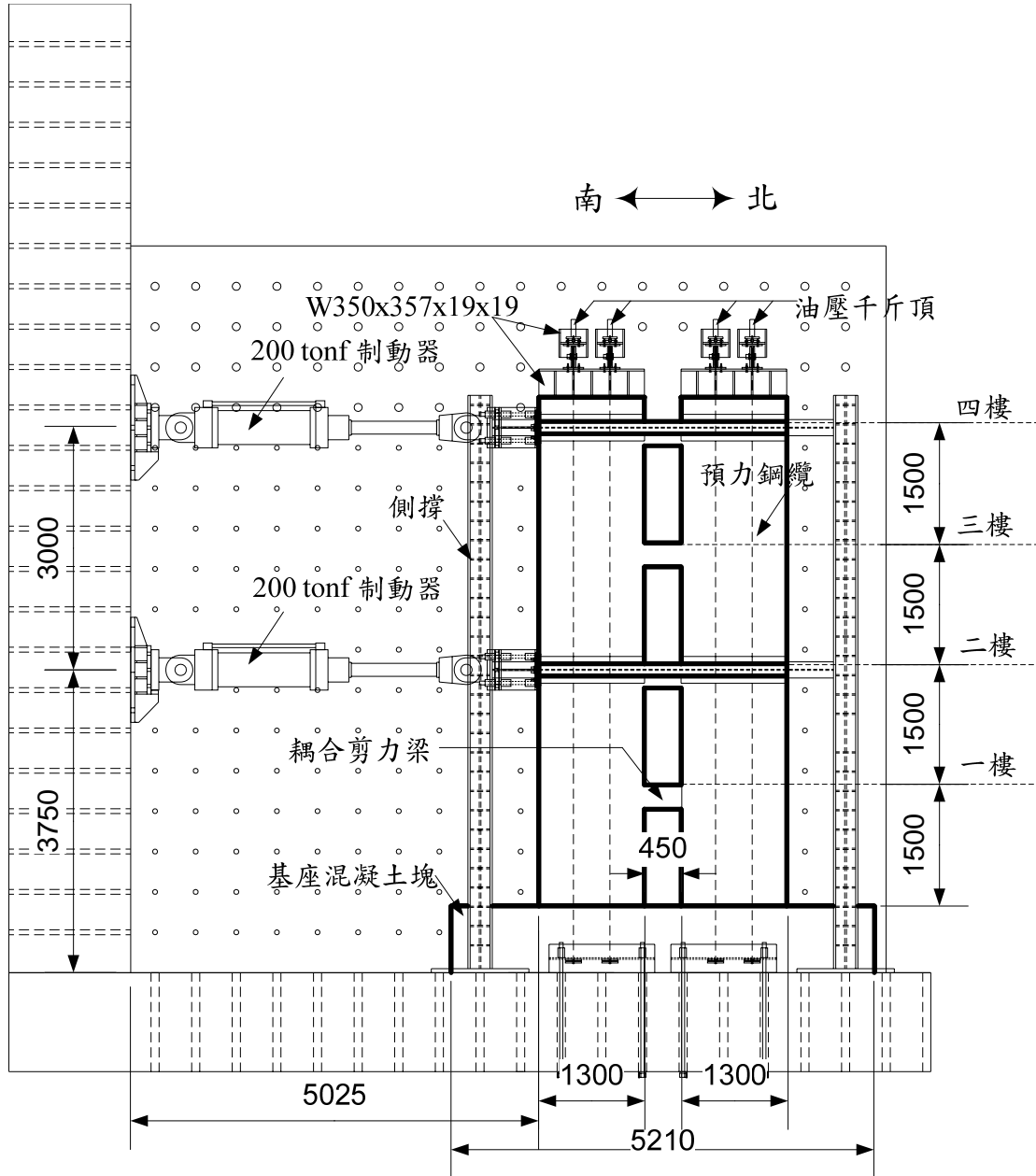


圖 3-10 (b) 實驗配立面圖 (單位：mm)
(資料來源：本研究製作)

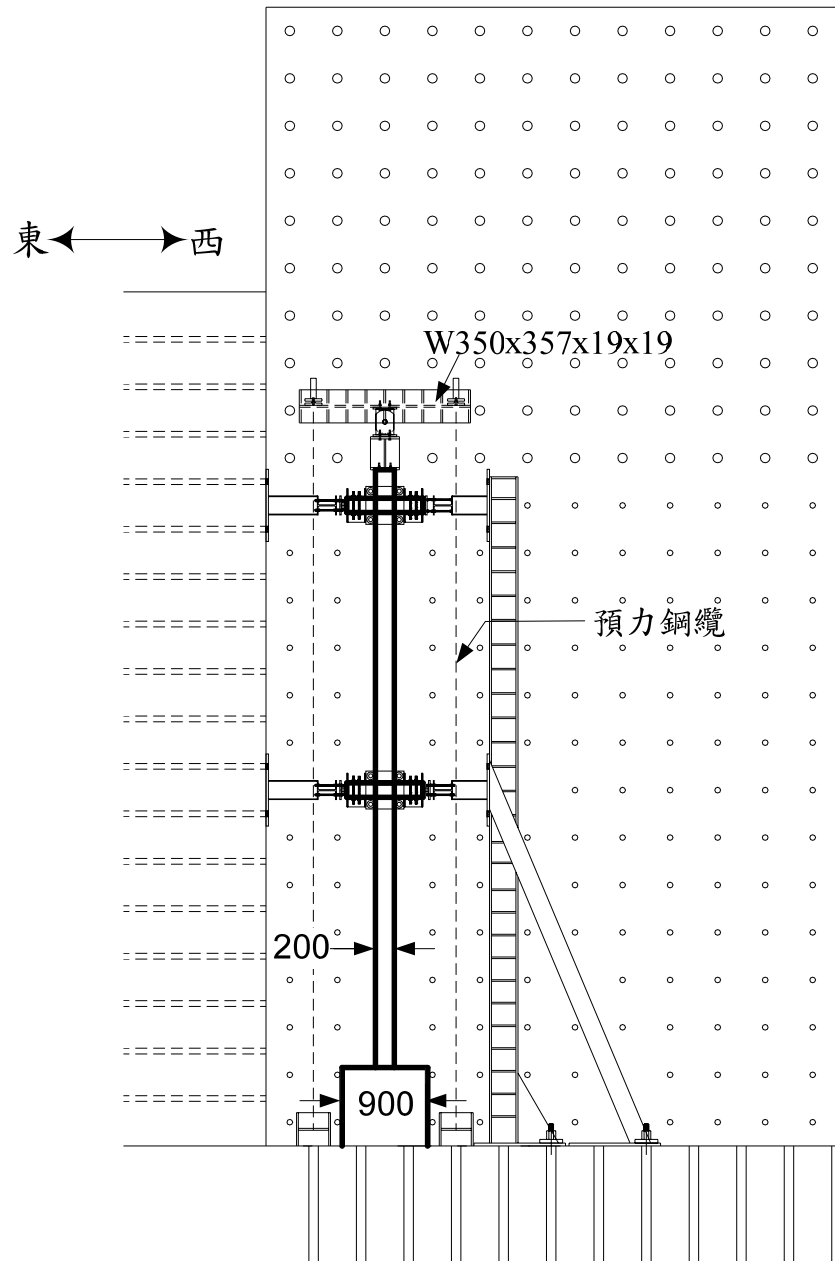


圖 3-10 (c) 實驗配置側試圖 (單位：mm)
(資料來源：本研究製作)

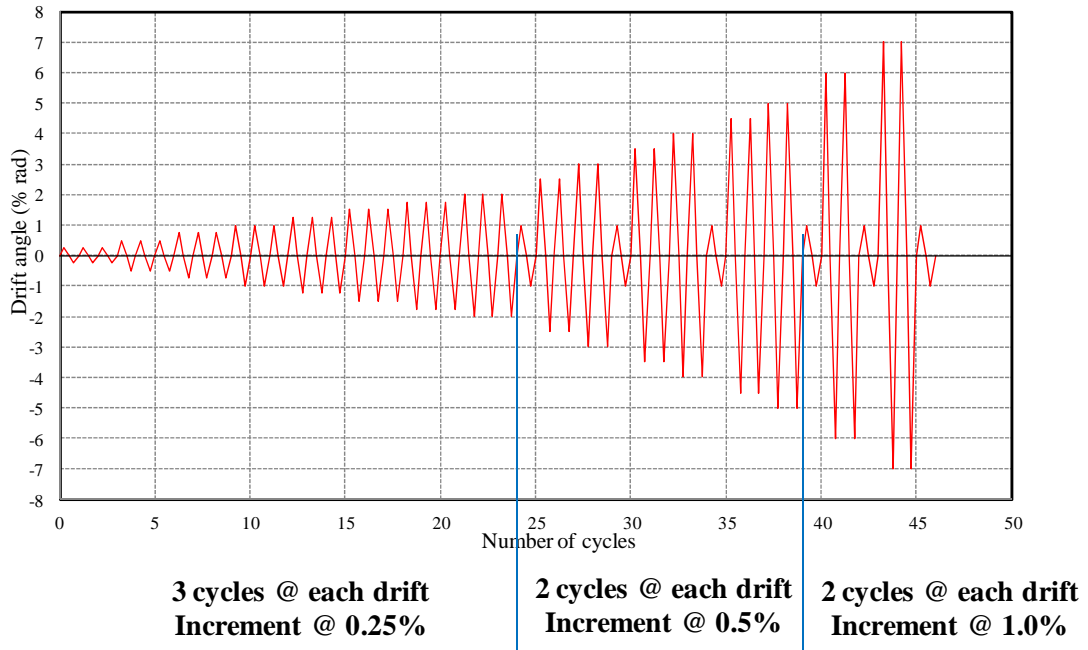


圖 3-11 位移歷時
(資料來源：本研究製作)

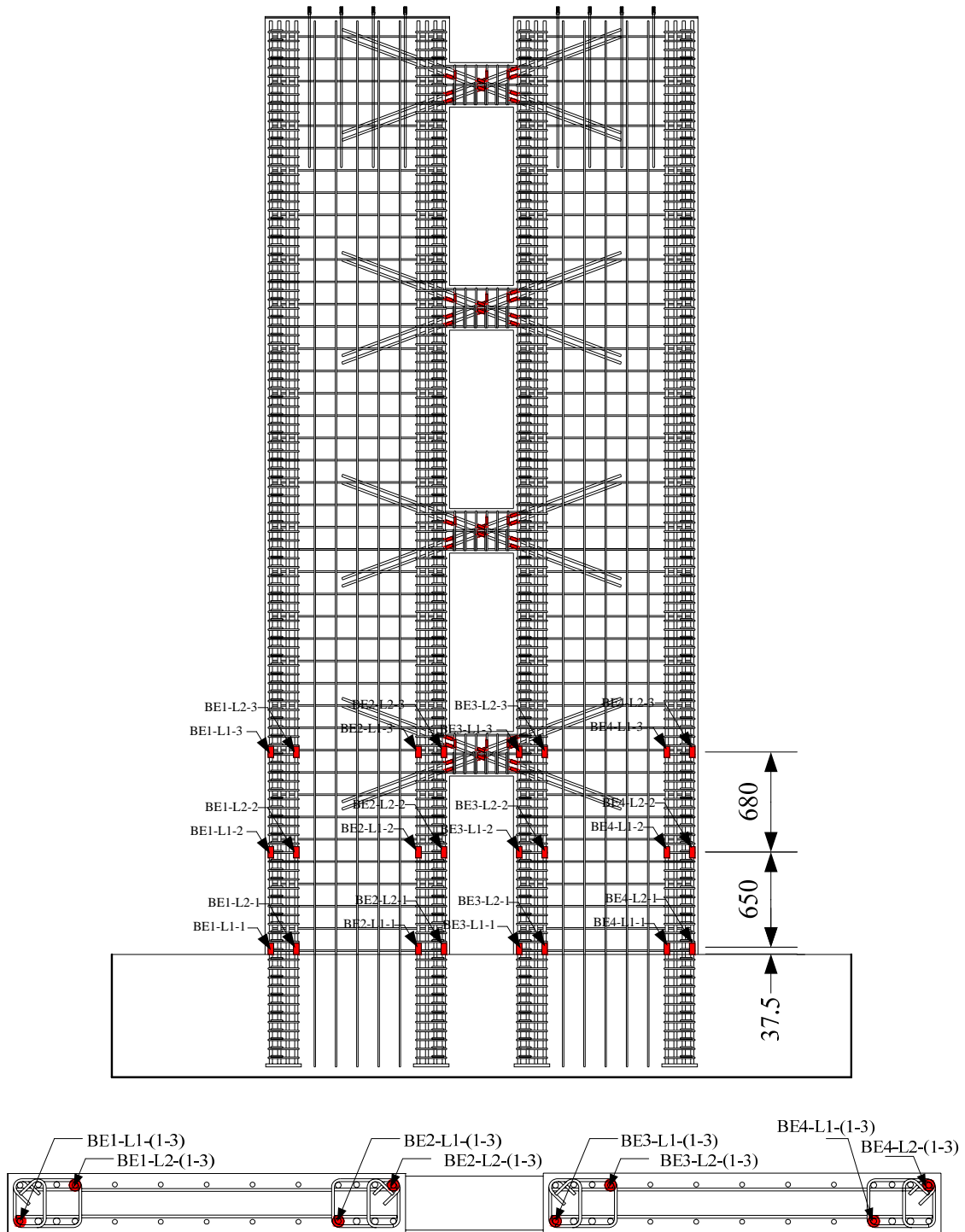
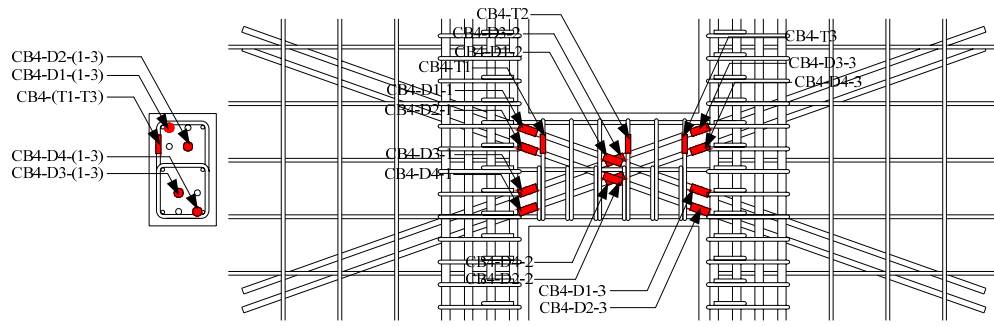
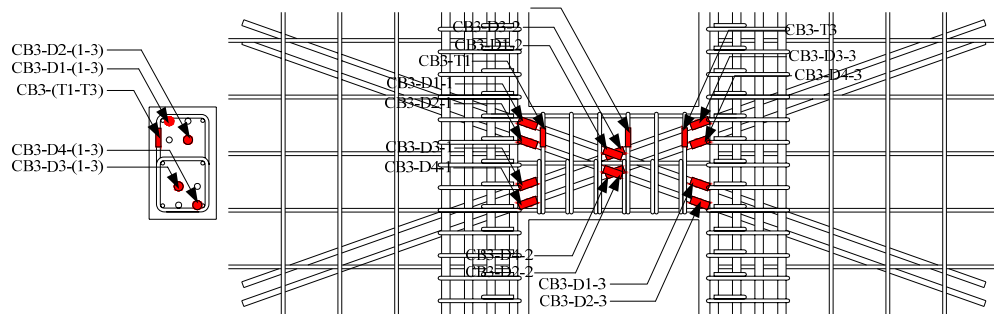


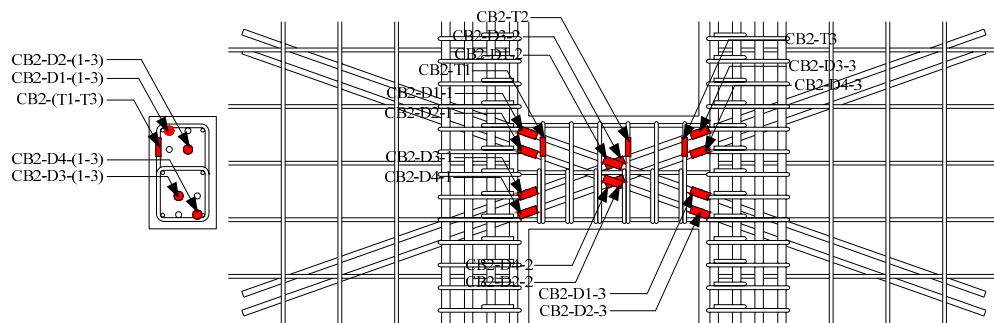
圖 3-12 試體 CW-RC 剪力牆應變計配置(單位：mm)
(資料來源：本研究製作)



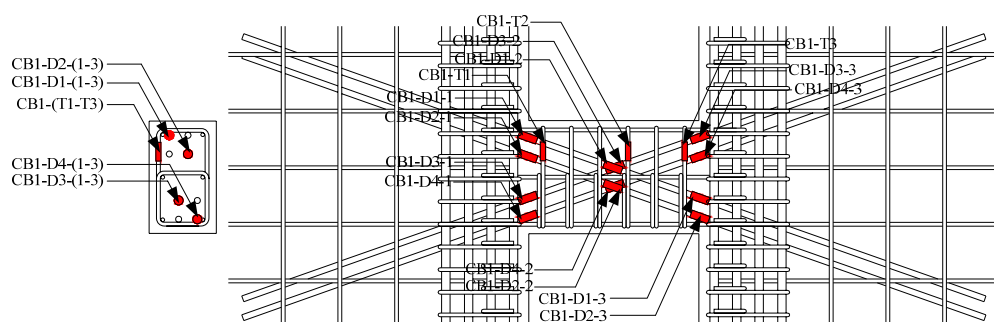
(a) 第四層樓耦合剪力梁



(b) 第三層樓耦合剪力梁



(c) 第二層樓耦合剪力梁



(d) 第一層樓耦合剪力梁

圖 3-13 試體 CW-RC 耦合剪力梁應變計配置
(資料來源：本研究製作)

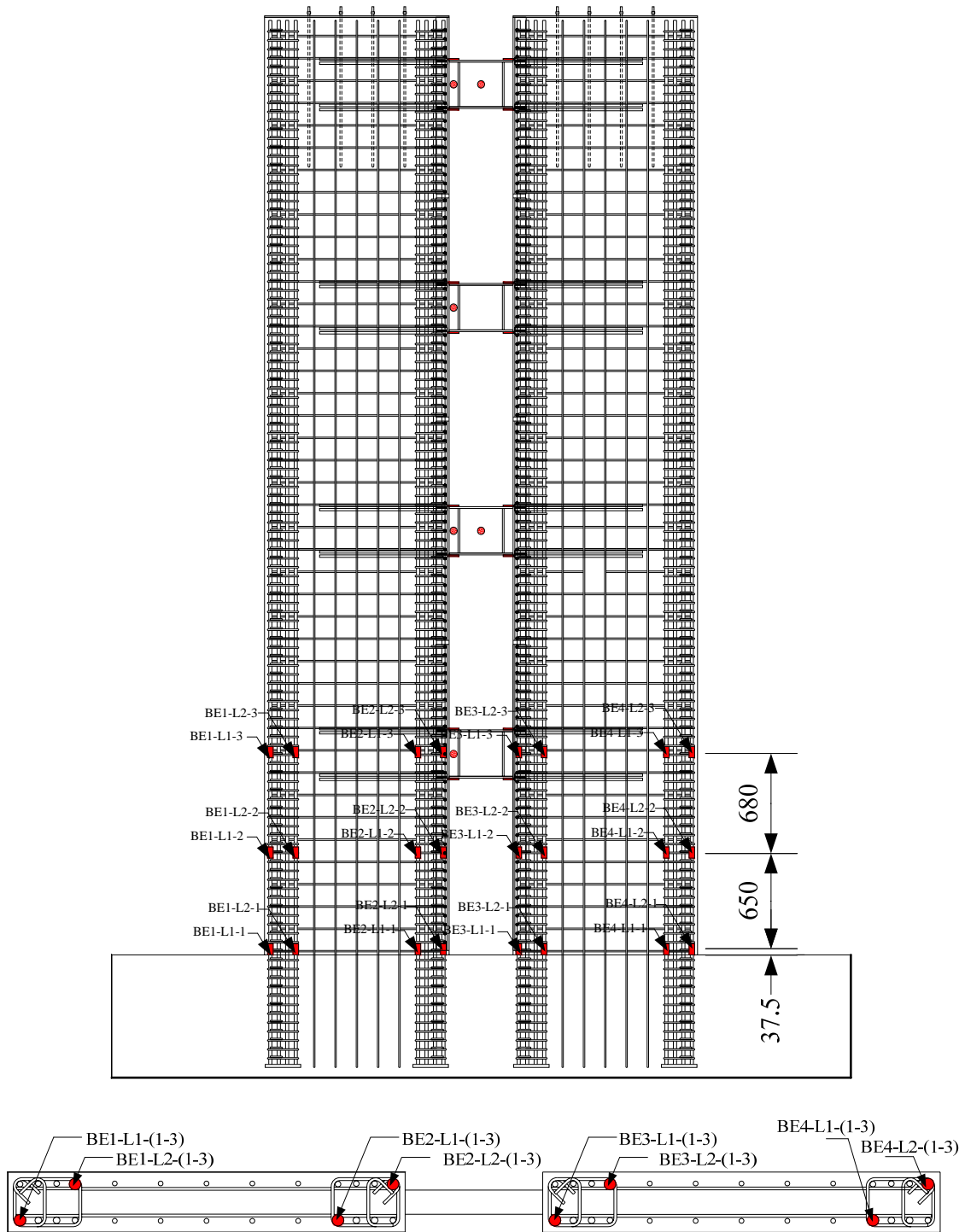


圖 3-14 試體 CW-S 剪力牆應變計配置(單位：mm)
(資料來源：本研究製作)

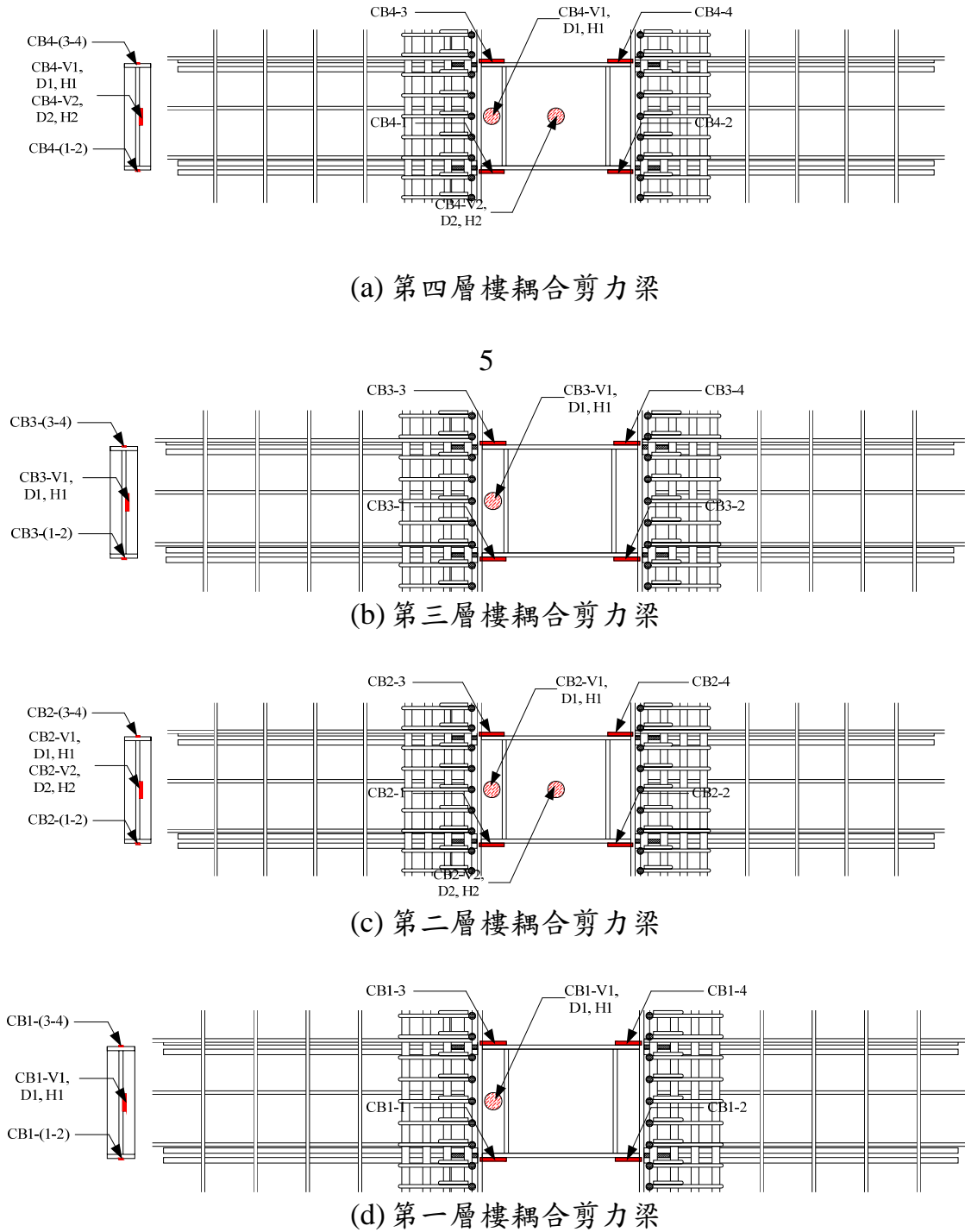
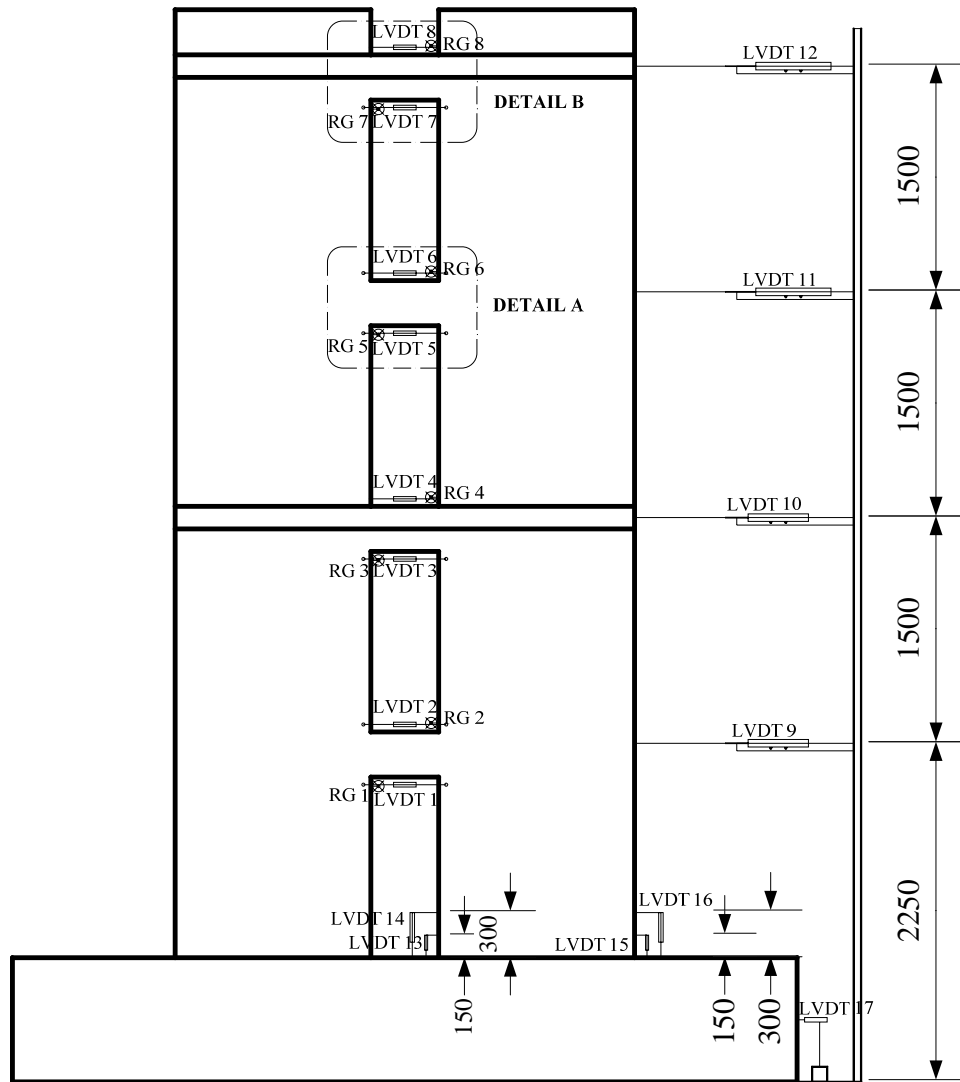
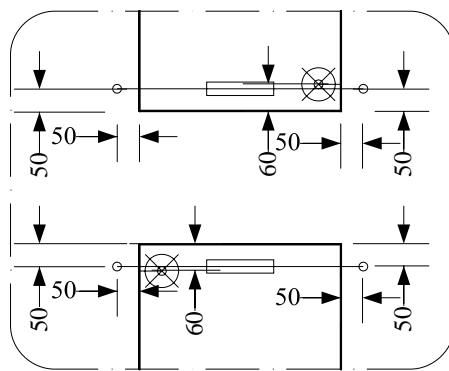


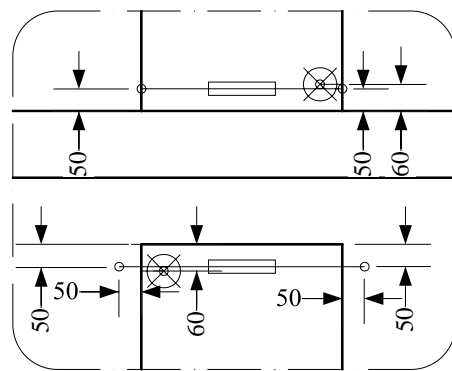
圖 3-15 試體 CW-S 耦合剪力梁應變計配置
(資料來源：本研究製作)



(a) 位移計配置

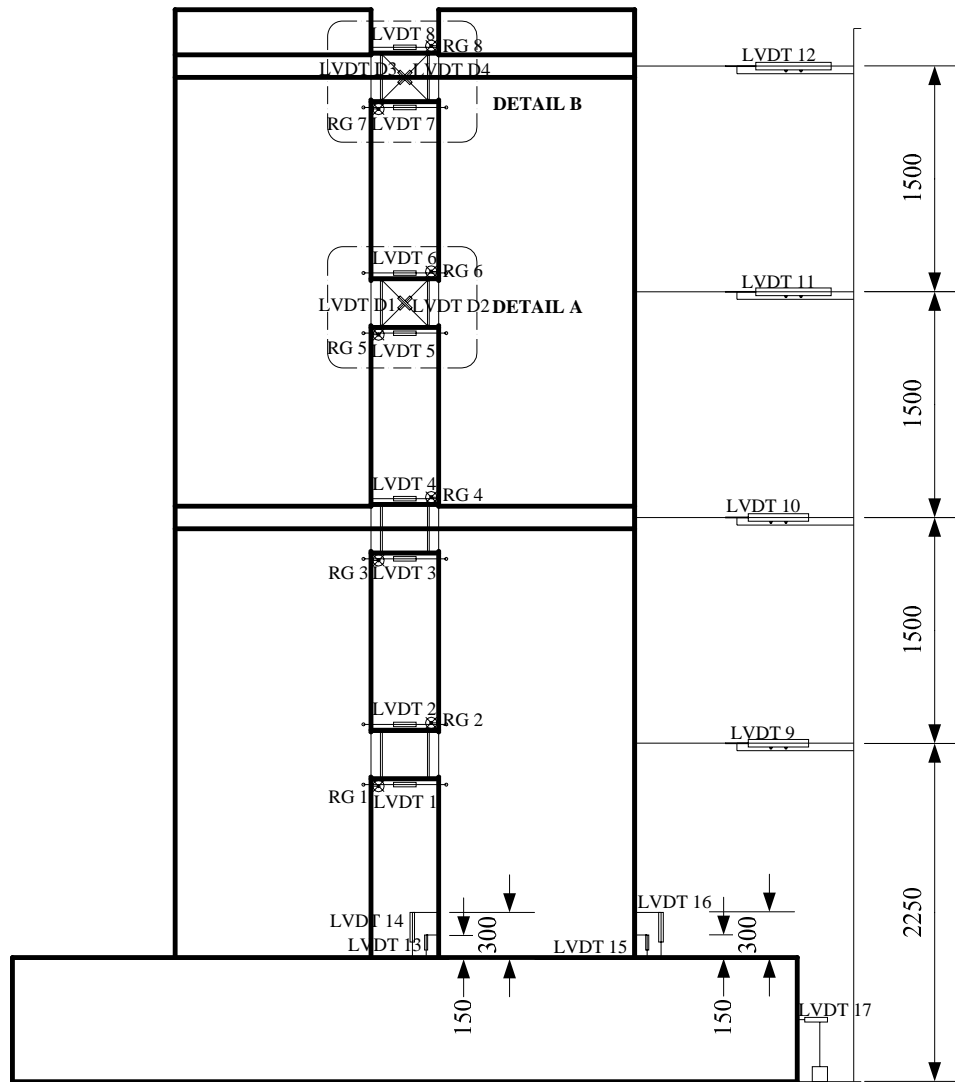


(b) 細部 A

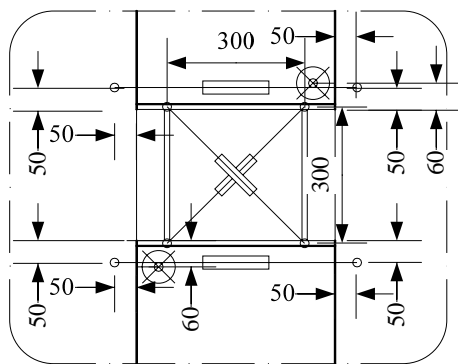


(c) 細部 B

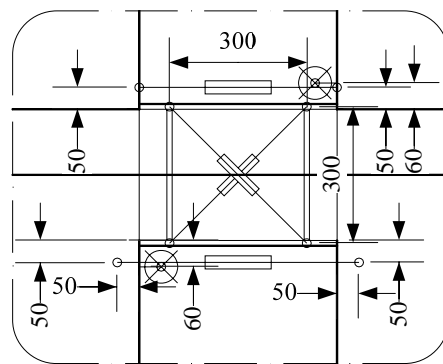
圖 3-16 試體 CW-RC 位移計配置 (單位：mm)
(資料來源：本研究製作)



(a) 位移計配置

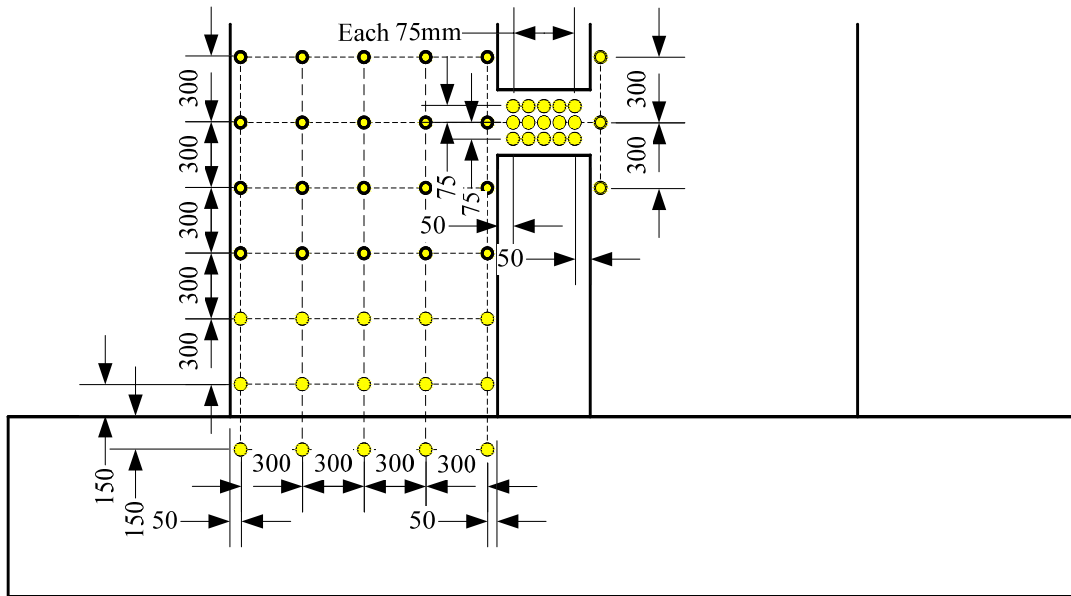


(b) 細部 A

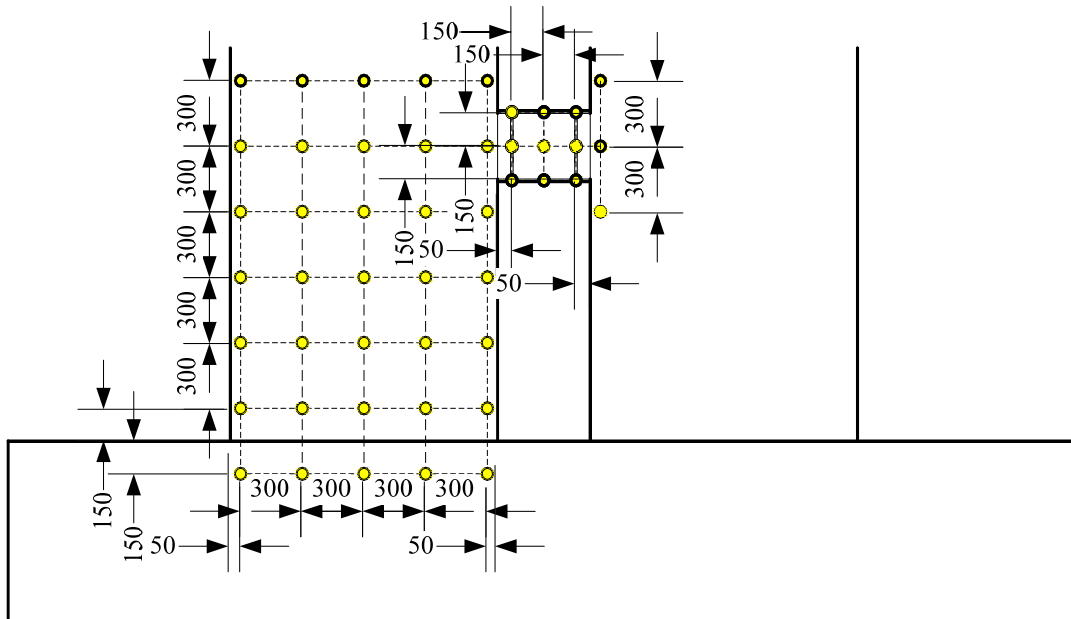


(c) 細部 B

圖 3-17 試體 CW-S 位移計安裝配置 (單位：mm)
(資料來源：本研究製作)



(a) 試體 CW-RC 感光元件



(b) 試體 CW-S 感光元件

圖 3-18 試體感光元件配置 (單位：mm)
(資料來源 研究製作)



圖 3-19 試體 CW-RC 施工圖
(資料來源 研究製作)



圖 3-19 (續) 試體 CW-RC 施工圖
(資料來源：本研究製作)



圖 3-20 試體 CW-S 施工圖
(資料來源：本研究製作)



圖 3-20 (續) 試體 CW-S 施工圖
(資料來源：本研究製作)

第四章 實驗結果

第一節 實驗步驟

試體在施以往覆水平位移之前先施加重力，重力施加順序為先南面剪力牆然後北面剪力牆，四組油壓千斤頂使用單一油壓系統同時施力，因此所有千斤頂內壓力一致，緩慢施壓到荷重元讀數達到約 5 tonf 時作固定鋼纜夾片的動作，然後移動千斤頂到北面剪力牆上重複相同動作。第一座試體 CW-RC 因為不熟悉重力施加過程，因此重力與水平往覆載重分兩天完成，第二座試體重力與水平載重於一天內完成。測試數據於重力施加開始前即開始紀錄，除了感光元件，考量人員在剪力牆頂部操作安全，感光元件必須等到水平往覆載重施加前才開始紀錄。

原本預期在水平往覆載重過程中需要作重力的調整，然而荷重元的記錄顯示重力不但沒有減少，反而隨著往覆水平載重次數的增加有增加的趨勢，圖 4-1 顯示試體 CW-RC 與 CW-S 在完成每次週期後的重力數值。每座剪力牆只有使用三顆荷重元，假設鋼纜力量於同一支鋼梁兩側相等；荷重元讀數可以證實此假設並無太大的誤差，圖 4-1 的重力數值由三個荷重元讀數相加後乘以 $4/3$ 得到。重力隨著水平往覆載重次數增加而增加的原因與混凝土開裂造成剪力牆長高的原因有關。

實驗於試體側向力低於最大值 80% 或試體側向力有突然折減的情形就停止測試。

第二節 實驗結果

試體 CW-RC 與 CW-S 的總彎矩強度與頂樓層間位移關係圖分別如圖 4-2 與圖 4-3 所示，其中總彎矩強度由分別二樓與四樓的制動器力量乘上個別高程所得。試體 CW-RC 在 1.25% 得到最大總彎矩強度 750 tonf-m，之後穩定維持彎矩強度直到 3.00% 的第一個週期，在從正 3.00% 到 -3.00% 的途中，南面剪力牆在一樓區域內的混凝土嚴重壓碎脫落，造成力量在該處驟減，評估應為剪力壓桿壓碎的破壞模式，實驗因此停止，事後觀察發現第四層樓與第二層樓的鋼筋混凝土耦合剪力梁剪力梁有嚴重混凝土壓碎與對角線鋼筋挫屈的情形，樓版的束制條件與水平往覆載重的加載情形可能是造成此二樓層與其他樓層的耦合剪力梁破壞程度不一樣的主要原因。

試體 CW-S 在 1.00% 得到最大彎矩強度 815 tonf-m，雖然強度比第一座試體提升 8.0% 且遲滯迴圈包覆的面積有稍微增加，但是在 1.75% 的週期內已經明顯觀察到剪力壓桿被壓碎的徵兆，在 2.00% 的第一個週期即發生嚴重剪力壓桿壓碎破壞，事後觀察除了剪力牆嚴重損毀外，低降伏鋼耦合剪力梁仍然相當完整，而鋼梁與剪力牆的連接處也沒有分開的現象，顯示在接合處的細部設計應屬可行。

兩組試體理想反應曲線如圖 4-4 與圖 4-5 所示，其中理想反應線取得方式如下：首先將遲滯迴圈內每個層間位移的第一個週期最大值標示出來，如圖 4.4 與 4.5 中菱形區塊，將這些區塊作連線即可得到遲滯迴圈的包絡線，然後假設彈性係數斜率與過包絡線上 0.7 倍最大彎矩強度點相同，取 0.9 倍最大彎矩強度點作為降伏應力，兩組試體的理想化反應線即可求得，相關數值請參考表 4-1，根據理想化反應線，試體 CW-RC 的位移韌性係

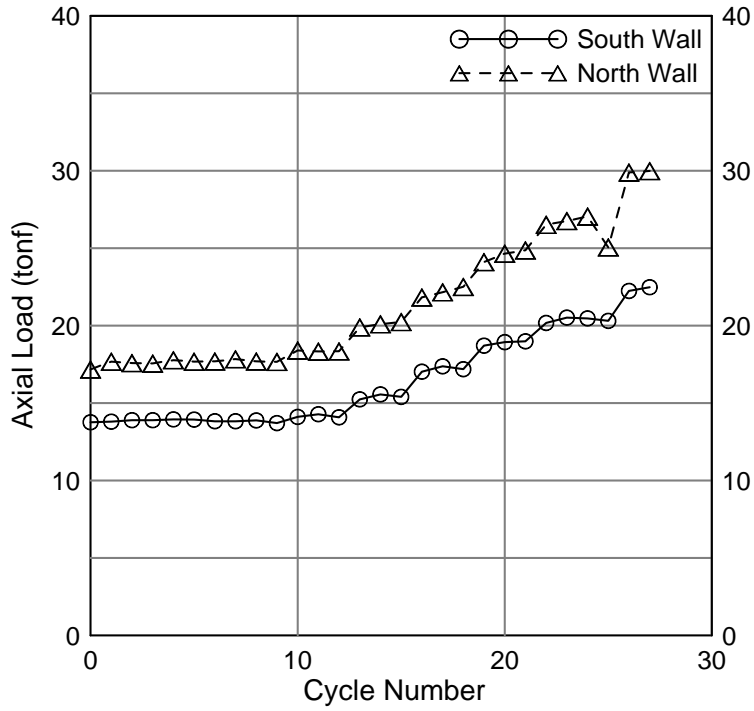
數為 4.2；定義為極限位移除以降伏位移的比值，而試體 CW-S 的位移韌性係數則為 2.4。

需要注意的是，試體 CW-S 在低降伏鋼耦合剪力梁尚未完全發揮全部韌性時即產生剪力牆過早剪力破壞，因此本實驗無法根據有限的測試結果提供相關的耐震設計數值。考量國內目前並無對並聯剪力牆的剪力強度有做特殊規範，這次研究結果發現並聯剪力牆系統內剪力牆的剪力強度設計應考慮材料超額強度 (overstrength)，以本實驗為例，因為使用低降伏鋼，剪力超過設計值的 1.50 倍，本研究建議普通鋼筋混凝土並聯剪力系統的剪力強度必須至少需達 1.25 倍的彎矩強度，若使用新材料或新工法的並聯剪力牆系統內則需個別考量。

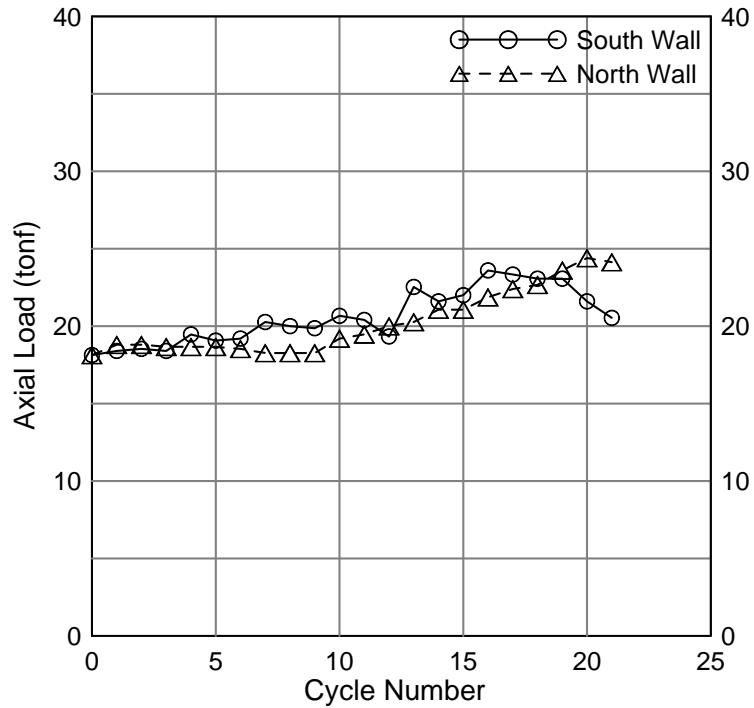
表 4-1 理想化反應線數值

試體	降伏總彎矩強度 (tonf-m)	降伏層間位移 (%)	極限層間位移 (%)	韌性係數
CW-RC	674.47	0.62	2.60	4.2
CW-S	732.93	0.74	1.80	2.4

(資料來源：本研究製作)



(a) 試體 CW-RC 重力變化



(b) 試體 CW-S 重力變化

圖 4-1 試體重力變化
(資料來源：本研究製作)

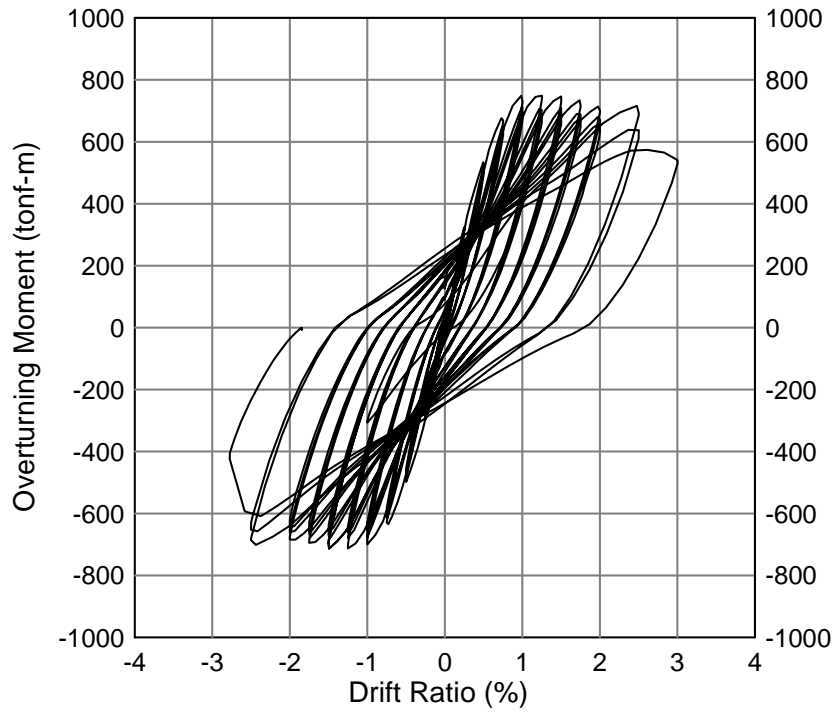


圖 4-2 試體 CW-RC 總彎矩與頂樓層間位移關係圖
(資料來源 研究製作)

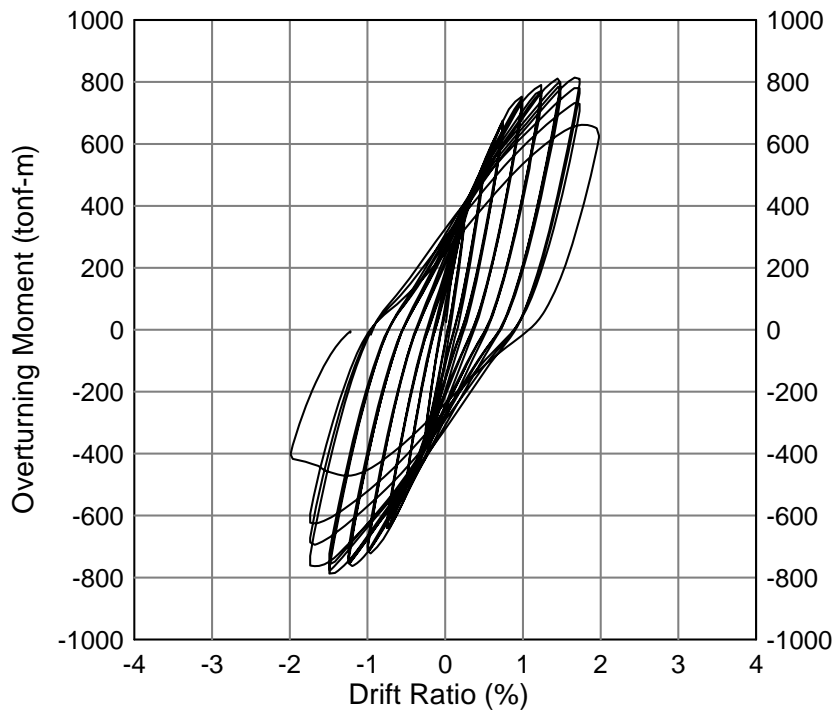


圖 4-3 試體 CW-S 總彎矩與頂樓層間位移關係圖
(資料來源：本研究製作)

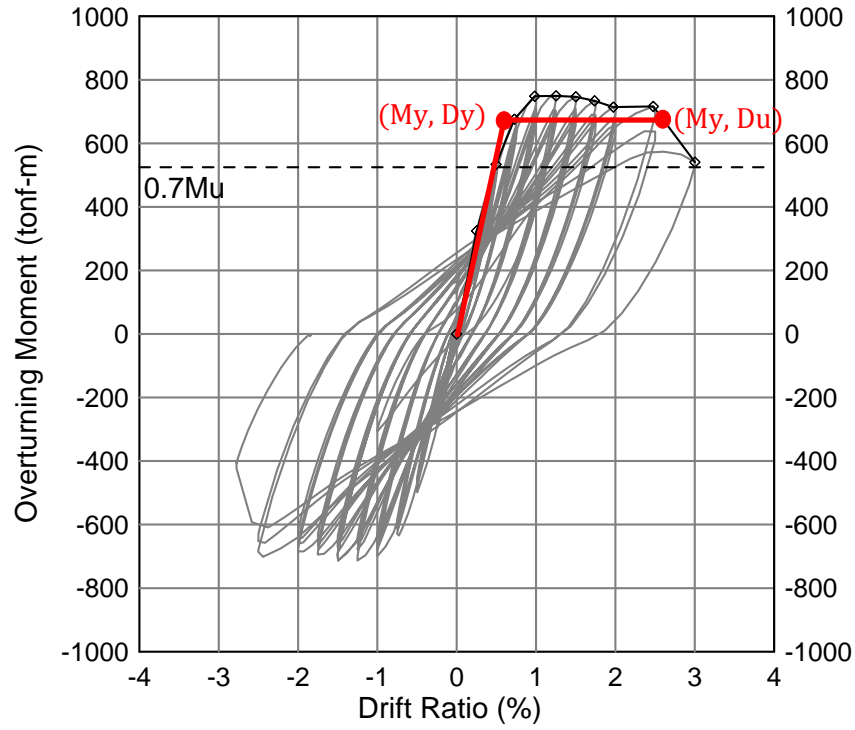


圖 4-4 試體 CW-RC 總彎矩與頂樓層間位移關係圖
(資料來源 研究製作)

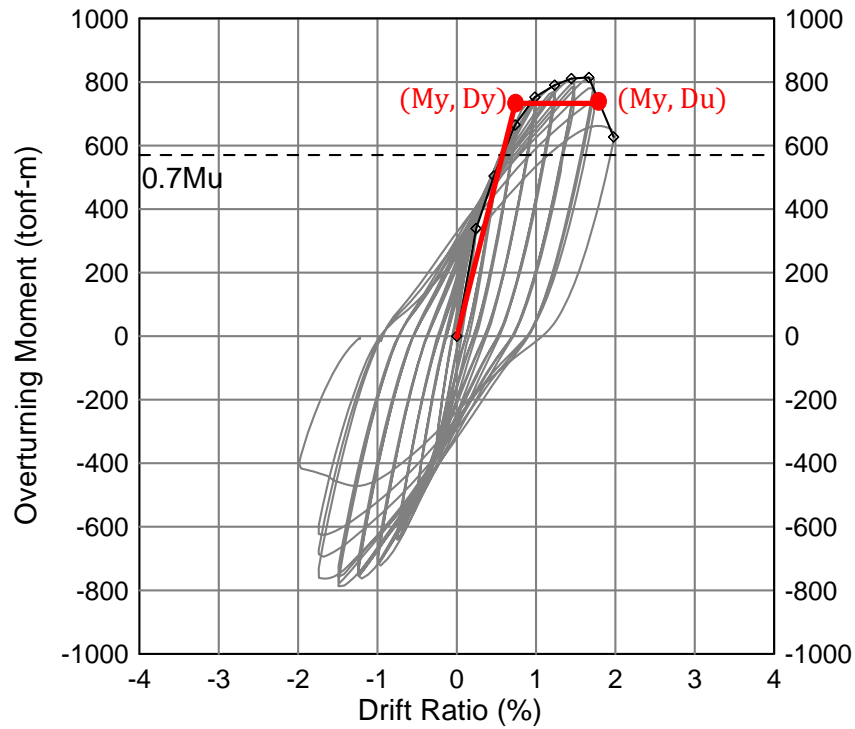


圖 4-5 試體 CW-S 總彎矩與頂樓層間位移關係圖
(資料來源：本研究製作)

第五章 結論與建議

第一節 結論

研究團隊於地第一次專家座談會後獲得許多專業意見，附錄一摘錄座談會中主要討論內容，研究團隊於座談會中收穫甚多，最後設計完成的試體根據專家意見作了很大幅度的修改，詳細內容可以參考本計畫期中報告。

本研究計畫的主要目的希望低降伏鋼耦合剪力梁可以取代傳統施工困難的鋼筋混凝土耦合剪力梁，本計畫以剪力強度作直接專換，中間過程並不複雜，有助於將研究成果普及化。本研究主要測試兩組試體，試體 CW-RC 測試結果相當理想，最大頂樓層間位移達到 3.00%，遲滯迴圈也很理想，滿足目前大部分設計規範規定最大層間位移量的要求，針對高深比 1.5 倍的鋼筋混凝土耦合剪力梁，對角線鋼筋的排列方式可以提供穩定的耐震行為，第二座試體 CW-S 因為南側剪力牆的剪力過早破壞，頂樓最大層間位移量僅達 2.00%，初步判斷因為低降伏鋼極限強度與降伏強度比過大，造成試體在後期的耦合效應超過設計值。

第二節 建議

建議一

相關規範的研擬：立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：內政部建築研究所

針對鋼筋混凝土與鋼梁的並聯剪力牆系統，目前國內「建築物耐震設計規範」”(內政部營建署，2011) 並無類似結構系統的相關設計規範，根據國外文獻，只要連接處的細部設計完善，鋼梁並聯剪力牆系統可以沿用鋼筋混凝土並聯剪力牆系統的耐震設計值。

建議二

並聯剪力牆系統內的剪力強度設計：立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：內政部建築研究所

目前規範並無針對並聯剪力牆系統內的剪力牆剪力強度作明確的規範，剪力需求主要來自結構分析的結果來作設計，本研究建議鋼筋混凝土並聯剪力牆內的剪力牆剪力強度設計應考慮材料超額強度 (overstrength)，至少需達 1.25 倍的彎矩強度，特別在使用新材料或新工法的並聯剪力牆系統內，以避免剪力牆過早剪力破壞 (premature failure)。

建議三

推動低降伏鋼在不同跨深比耦合剪力梁的研究：中長期建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：內政部建築研究所

目前從事低降伏鋼的相關研究非常有限，既有的文獻均探討高寬比約 1.0 的剪力降伏行為，然而耦合剪力梁的跨深比會隨著不同建築規劃而改變，本計畫主要針對跨深比為 1.0 的耦合剪力梁做研究，未來可以推動低降伏鋼在不同跨深比耦合剪力梁的研究。

建議四

舉辦並聯剪力牆系統及相關研究課題之成果發表會：中長期建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：內政部建築研究所

並聯剪力牆系統在國外使用相當普遍，國內則還是以抗彎矩構架的設計為主，過去的文獻已經說明並聯剪力牆系統在抵抗地震力與經濟上的優勢，本次研究成果證實，鋼筋混凝土並聯剪力牆系統在符合規範的設計下，可以得到理想的耐震行為，最大層間位移達到 3.00%，滿足大部分的設計需求，希望可以推動國內使用並聯剪力牆系統的趨勢。

附錄一 專家座談會會議記錄

第一次專家座談會建議事項

與會代表	委員意見	研究團隊回應
甘錫澄 總工程師	<ol style="list-style-type: none"> 此研究之創意在於使用 LYP 消能，其困難在於如何傳遞剪力。此研究非常具有價值，因舊有方法在設計連接梁上非常複雜，並且成效也不如預期。 槽鋼之設計在實際工程上會有較大之抗性，可考慮以鋼梁腹板穿入並鉚上剪力釘，因工程界上已普遍接受在腹板上穿孔讓箍筋通過。而翼版則以部分埋入（不截斷柱主筋為原則），再以原設計方式鉚套筒於翼板上以連接主筋，這樣施工上之抗性就會較低。 	<ol style="list-style-type: none"> 感謝委員肯定。 列入考慮。
柯鎮洋 總經理	<ol style="list-style-type: none"> 連接梁在受損後之更換方法。 分析時需考慮要多大部分之混凝土來平衡連接於槽鋼上之主筋所承受之拉力。 槽鋼部分施工複雜，柱箍筋心到心間距往往僅 10 cm，若需再置入剪力釘於槽鋼上需仔細設計。 	<ol style="list-style-type: none"> 連結梁的極限強度是根據低降伏鋼板剪力強度作設計，理論上期望塑性變形會集中於低降伏鋼板內，在實驗完畢後可焰切然後焊接新的低降伏鋼板即可。 連結梁上下腹板拉力與壓力在剪力牆內互相平衡，拉力與壓力間會產生剪力區域，由剪力牆內縱向與橫向鋼筋承擔。 在保守的評估下，試體設計時刻意增加剪力釘數量，並調整剪力釘間距以避開邊界區域內的維束箍筋。
曾慶祥 副總工程師	<ol style="list-style-type: none"> 為了施工方便是否考慮將箍筋先固定於槽鋼上。 	<ol style="list-style-type: none"> 列入考慮。
陳煥焯 副總	<ol style="list-style-type: none"> 槽鋼上各細節之施工順序為何。 若將槽鋼改成一預埋版如同模板之一部份，其他設計照舊，最後再鉚連接梁，是否可以簡化施工之程序。 施工時柱主筋需在穿過箍筋及橫隔板時，同時避開剪力釘， 	<ol style="list-style-type: none"> 低降伏鋼連結梁與槽鋼以每層樓為一單元於鋼構場先行組裝好，現場將上下層之 C 型槽鋼以螺栓作假固定，最後置入剪力牆主筋，待灌漿完畢拆除假固定螺栓，避免 C 型槽鋼傳遞額外之軸力。 施工精度控制困難，暫不列入

	<p>在實地操作上實屬不易，是否考慮將箍筋鐸於槽鋼上先行固定其位置。</p>	<p>考慮。 3. 列入考慮並令構思是否也可將箍筋先行鐸於剪力釘上。</p>
<p>陶其駿 主任</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 使用 LYP 之目的為何？ 2. 試驗部分之上下兩座油壓制動器之控制方式？噸數需求？試體之最大位移預估為何？ 3. 建研所內 100 噸油壓制動器之拉壓大多不對稱，實驗是否會因此有影響？ 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 加大寬厚比，延遲剪力挫屈以提升消能能量。 2. 上方以位移控制，然後將其所讀之力量讀數之半，作為下方力量控制之數據。預計以 100 噸之油壓制動器進行實驗。試體之最大位移預估為 ±30 cm。 3. 實驗需拉壓對稱之油壓制動器，若 100 噸拉壓不對稱可考慮使用兩具 200 噸制動器。

第二次專家座談會建議事項

與會代表	委員意見	研究團隊回應
<p>陳正平 技師</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 連結梁之替換可能？ 2. 連結梁上不同部位之剪力均不同，如何測得連結梁上之剪力？ 3. 為何不利用在T型鋼上裝設剪力釘以傳遞剪力？或將T型鋼支腹版以剪力釘取代？使施工更為順利。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 連結梁的極限強度是根據低降伏鋼板剪力強度作設計，理論上期望塑性變形會集中於低降伏鋼板內，則實驗完畢直接更換低降伏鋼板即可，然而在實際應用上，更換鋼板的施工成本必須另作評估。 2. 理論上在鋼板達到降伏後剪力均布，本實驗除在腹板上裝設三軸之應變計以測得其剪應變，由此推出當時之剪力大小，並且於翼板上亦裝設應變計，由彎矩來反推其剪力之大小。 3. T型鋼區有主筋及箍筋穿過，施工已經繁雜，若是將剪力釘加入，會使施工上難度更加艱深，造成施工品質不易掌握，易產生瑕疵。而若是以剪力釘取代T型鋼之腹板，則會有鋼板勁度不足而造成調裝上之誤差。
<p>甘錫滢總工程師</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 連接梁仍需要防火披覆，可能因此降低競爭力。 2. 可考慮將腹板貫入試體並裝設剪力釘來傳遞剪力，而彎矩則轉由鋼筋取代，因此應該可使剪力傳遞更平順施工亦簡單。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 此部分非結構主要承力元素，主要為承受地震力，故可以降低防火披覆之需求。 2. 列入未來研究之構想。
<p>陳煥煒副總</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 此設計之施工需要鋼筋綁紮及鋼構吊裝之部分，而工地通常此兩部分為不同包商，請問此兩部分之施工順序為何？ 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 本研究所提出之施工需要兩部分同時進行。
<p>陳生金教授</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 是否考慮鋼梁貫入剪力牆內，並加設剪力釘來使剪力傳遞平順並且簡化細部之設計。或考慮腹板貫入。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 由過去文獻中可知道，鋼梁貫入剪力牆內會造成牆內之主筋及箍筋裝設困難，並且於吊裝時會有其困難產生。
<p>歐昱辰副教授</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 是否可以考慮去除用以傳遞連接梁翼板應力之主筋，單靠剪力牆邊柱圍束部分傳遞其應力。並且貫入之鋼筋號數需控制其上限，避免其應力過大造成預期外之破壞。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 若去除此部分之主筋，會造成邊柱部分應力易集中，需多加計算考慮此建議。本研究團隊會將其號數之大小限制列入考量。

附錄二 期中與期末審查會議紀錄

期中審查會議紀錄

	委員意見	研究團隊回應
曹委員昌勝	1. 施工便利性之考慮。	1. 改善傳統鋼筋混凝土耦合剪力梁的施工便利性是本研究的主要目的。
曾委員慶祥	1. 無意見	
陳委員正平	1. 低降伏鋼板耦合梁既有上、下翼板及腹板，即可直接連接鋼筋與剪力釘，是否可省略 T 型鋼之設計。	1. 研究團隊選擇以二分之一 I 型鋼作力量傳遞的介面，主要原因有三：第一方便施工時組裝；第二分散力量分佈以避免應力集中現象；另外，腹板上預留孔可以傳遞剪力，不需額外設計剪力傳遞機制以節省材料成本，I 型鋼尺寸為 400 x 200 x 8 x 13，翼板寬度刻意選擇與牆寬一致，剪力牆灌漿時可作為模板使用。
馬委員一龍	1. 建議未來能否在耦合剪力牆之低降伏鋼耦合剪力梁，有不同斷面之選擇（如：BOX、I 型等）之行為表現。 2. 建議能對耦合剪力梁與 RC 牆界面接頭之混凝土品質配比之建議。	1. 可以作為未來研究的主題。 2. 試體施作時，研究團隊會評估混凝土在接頭的施工情形，並提出適當建議。
王委員亭復	1. 本案進度有落後現象，宜盡速補充試體設計及測試工作。	1. 感謝委員指教，研究團隊會於近期開始試體的施作，注意未來計畫時程。

期末審查會議紀錄

	委員意見	研究團隊回應
莊委員金生	1. 能否提供適當耦合剪力梁間隔與梁斷面之建議以發揮最佳並聯剪力牆成效。	1. 在實際設計中，耦合剪力梁的尺寸與位置大部分是由建築師決定，最佳耦合效應比隨著不同案件而改變，研究團隊建議未來比較可行的方式係由建築師與結構技師在設計階段一同討論，共同決定最佳梁斷面與位置。
王委員亭復	1. 本案尚未進入試驗階段，尚無研究成果，宜加緊速度。 2. 期中報告中有指出目前美國設計規範在設計鋼筋混凝土剪力牆搭配鋼梁耦合剪力梁的設計參數，建議考慮(1)二元系統以及(2)特殊剪力牆的設計參數。 3. 並聯剪力牆分為對稱與非對稱兩種，本案屬於前者，期待試驗完成能有好的結果。	1. 試體在施工與架設過程複雜，研究團隊已克服大部分問題，會儘快完成試體的測試。 2. 本研究案目前僅針對並聯剪力牆系統的耐震設計參數做研究，二元系統可以規劃為日後研究的主題。 3. 研究團隊感謝委員的肯定。
陳委員正平	1. 本研究案可解決斜向鋼筋施工困難的問題，又配合低降伏鋼的使用可提高韌性，且必要時可拆除置換，可行性極高。 2. 本研究案對耦合梁較長時，對角鋼筋角度平緩造成效果不佳的情形適用性極高。	1. 研究團隊感謝委員的肯定，於近期會加速試體測試的時程。

期末審查會議紀錄(續)

<p>馬委員龍</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 建議後續可考慮不同接頭為可拆裝式以方便施工及維護，並可搭配其他消能元件進行研究。 2. 請加速後續試驗及成果彙整。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 可以作為未來研究的主題。 2. 研究團隊會儘快完成試體的測試。
<p>曾委員慶祥</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 施工性很重要，本研究案使用很多焊接量，施工性較差，有無改善對策。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 本研究案原本預計使用鋼筋續接器來簡化試體施工過程，但在計畫執行階段無法於國內找到廠商生產適合的產品，因而決定採用焊接方式來處理。實際工程可採用鋼筋續接器來取代焊接。

參考書目

內政部營建署，2011，”建築物耐震設計規範及解說”

ACI 318 Committee, 2011, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary”, Farmington Hill, MI, U.S.

ASTM Standard E2126-11, 2011, “Standard Test Methods for Cyclic (Reversed) Load Test for Shear Resistance of Vertical Elements of the Lateral Force Resisting Systems for Buildings”, ASTM International, West Conshohocken, PA.

American Welding Society, 2005, “Structural Welding Code-Reinforcing Steel.”, AWS D1.4/D1.4M: 2005, American National Standard Institute, 550 N.W. LeJeune Road, Miami, FL.

FEMA, 2000, “Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings.”, 2000 Building Seismic Safety Council, FEMA-356, Washington, D.C.

S.-J. Chen and C. Z. Yen, 2008, “Application of LYP Steel Shear Damper for Seismic Resistance.”, Structural Engineering, Vol. 15, No. 1, 2000, pp. 3-21.

S.-J. Chen and C. Jhang, 2008, “Seismic Behavior of Low-Yield Point Steel Plate Shear Walls.”, Structural Congress, ASCE.

El-Tawil, S.; Harries, K. A.; Fortney, P. J.; Shahrooz, B. M. and Kurama, Y., 2010, “Seismic Design of Hybrid Coupled Wall Systems: State of Art.”, Journal of Structural Engineering, Vol. 136, No. 7, pp. 755-769.

El-Tawil, S., Fortney, P., Harries, K., Shahrooz, B., Kurama, Y., Hassan, M., and Tong, X., 2010, “Recommendations for Seismic Design of Hybrid Coupled Wall Systems”, SEI/American Society of Civil Engineers. 80 pp.

El-Tawil, S., Kuenzli, C. M., and Hassan, M., 2002a, “Pushover of Hybrid Coupled Walls. Part I: Design and Modeling,” Journal of Structural Engineering, ASCE, 128(10), 1272-1281.

El-Tawil, S. and Kuenzli, C. M. (2002b), “Pushover of Hybrid Coupled Walls. Part II: Analysis and Behavior,” Journal of Structural Engineering, ASCE, 128(10), 1282-1289.

Gong, B. and Shahrooz, B. M., 2001a, “Concrete-Steel Composite Coupling Beams. I: Component Testing,” Journal of Structural Engineering, ASCE, 127 (6), pp. 625-631.

- Gong, B. and Shahrooz, B. M., 2001a, "Concrete-Steel Composite Coupling Beams. II: Subassembly Testing and Design Verification," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 127 (6), 632-638.
- Harries, K. A.; Mitchell, D.; Cook, W. D. and Redwood, R. G., 1993, "Seismic Reponse of Steel Beams Coupling Concrete Walls.," *Journal of Structural Engineering*, V. 119, No. 12, pp. 3611- 3629.
- Harries, K. A., 2001, "Ductility and Deformability of Coupling Beams in Reinforced Concrete Coupled Walls." *Earthquake Spectra*, Vol. 17, No. 3, pp. 457-478.
- Harries, K. A.; Fortney, P. J.; Shahrooz, B. M. and Brienen, P. J., 2005, "Practical Design of Diagonally Reinforced Concrete Coupling Beams-Critical Review of ACI 318 Requirements.," *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 6, Nov.-Dec., pp. 876-882.
- Harries, K.A. and McNeice, D.S., 2006, "Performance-Based Design of High-Rise Coupled Wall Systems, The Structural Design of Tall and Special Structures", Vol. 15 No. 3 pp 289-306.
- Lequensne, R. D., 2011, "Behavior and Design of High-Performance Fiber-Reinforced Concrete Coupling Beams and Coupled-Wall Systems.," Ph. D Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, The University of Michigan-Ann Arbor, 277 pp.
- Moehle, J. P.; Ghodsi, T.; Hooper, J. D.; Fields, D. C. and Gedhada, R., 2011, "Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Special Structural Walls and Coupling Beams- A Guide for Practicing Engineers." NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 6, National Institute of Standards and Technology, U.S. Department of Commerce, 37 pp.
- Naish, D.; Wallace, J. W.; Fry, J. A. and Klemencic, R., 2009, "Reinforced Concrete Link Beams: Alternative Details for Improved Construction", *UCLA-SGEL Report 2009-06*, Structural & Geotechnical Engineering Laboratory, University of California at Los Angeles, Los Angeles, LA, 2008, 103pp.
- Park, R. and Paulay, T., 1975, "Reinforced Concrete Structures", John Wiley & Sons, New York, NY, 746 pp.
- Parra-Montesinos, G. J.; Wight, J. K. and Setkit, M., 2010, "Earthquake-Resistant Coupling Beams without Diagonal Reinforcement", *Concrete International*, 32(12), Dec., pp. 36-40.
- Paulay, T, 1969, "The Coupling of Shear Walls", Dissertation, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Paulay, T. and Binney, J. R., 1974, "Diagonally Reinforced Coupling Beams of Shear Walls.," *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, V. 2, American Concrete Institute, Farmington Hill, Mich., pp. 579-598.

Shiu, N. K.; Barney, G. B.; Fiorato, A. E. and Corley, W. G., 1978, "Reversing Load Tests of Reinforced Concrete Coupling Beams.", Proceedings of the Central American Conference on Earthquake Engineering, El Salvador, pp. 239-249.

Tassios, T. P.; Moretti, M. and Bezas, A., 1996, "On the Behavior and Ductility of Reinforced Concrete Coupling Beams of Shear Walls.", ACI Structural Journal, V. 93, No. 6, Nov.-Dec., pp. 711-720.

Tegos, I. A. and Penelis, G. G., 1988, "Seismic Resistance of Short Columns and Coupling Beams reinforced with Inclined Bars," ACI Structural Journal, 85 (1),pp. 82-88.

Xuan, G.; Shahrooz, B.M.; Harries, K.A.; Rassati, G.A, 2008, "A Performance-Based Design Approach for Coupled Core Wall Systems with Diagonally Reinforced Concrete Coupling Beams", Journal of Advances in Structural Engineering, V.11, No. 3, pp. 265-280.