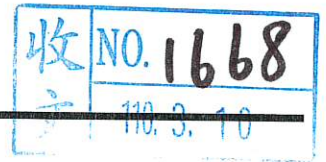


社團法人新北市建築師公會



寄件者: 全國建築師公會-Vita <vita@naa.org.tw>
寄件日期: 2021年3月8日星期一 下午 3:19
收件者: 宜蘭縣公會; 花蓮縣公會; 花蓮縣公會-陳秘書; 南投縣公會; 屏東縣公會; 苗栗縣公會; 桃園市公會; 高雄市公會; 基隆市公會; 雲林縣公會; 新北市公會; 新北市公會-福利; 新竹市公會; 新竹縣公會; 嘉義市公會; 嘉義縣公會; 彰化縣公會; 福建金門媽祖地區公會; 臺中公會; 臺中市公會(豐原中心); 臺北市公會-收文; 臺北市公會-梅子姐; 臺東縣公會; 臺南市公會(民治辦公室); 臺南市公會(永華辦公室)
主旨: 【全國公會轉知】內政部建築研究所110年2月20日建研工字第1100002078號函
附件: 1100220-1100002078.pdf

發文單位	中華民國全國建築師公會
發文日期	中華民國 110 年 2 月 20 日
受文單位	各會員公會
文別	函
主旨	檢送本所 109 年度委託研究計畫「降低營建人力需求構造研發-多單元鋼管鋼網牆之強度與韌性」成果報告 1 冊，相關研究結論及建議事項，會請參考辦理或納入施政計畫推動，請查照。
附件	內政部建築研究所 110 年 2 月 20 日建研工字第 1100002078 號函

成果報告書檔案較大，請於下面連結下載:

<https://www.dropbox.com/s/ci0faqjtnfr0rxy/%E9%99%8D%E4%BD%8E%E7%87%9F%E5%BB%BA%E4%BA%BA%E5%8A%9B%E9%9C%80%E6%B1%82%E6%A7%8B%E9%80%A0%E7%A0%94%E7%99%BC-%E5%A4%9A%E5%96%AE%E5%85%83%E9%8B%BC%E7%AE%A1%E9%8B%BC%E7%B6%B2%E7%89%86%E4%B9%8B%E5%BC%B7%E5%BA%A6%E8%88%87%E9%9F%8C%E6%80%A71100219.pdf?dl=0>

Best regards,

中華民國全國建築師公會

建材暨技術研究委員會/耐震標章委員會/特殊結構審查委員會

簡佳楹

TEL : 02-23775108 分機 15

FAX : 02-27326747

E-mail : vita@naa.org.tw

正本

結構審查

檔 號：

保存年限：

內政部建築研究所 函

機關地址：231新北市新店區北新路3段200號13樓

承辦單位：工程技術組

聯絡人：黃國倫

聯絡電話：02-29310686 分機1322

傳真電話：02-29310656

電子信箱：glhuang@abri.gov.tw

受文者：中華民國全國建築師公會

發文日期：中華民國110年2月20日

發文字號：建研工字第1100002078號

速別：普通件

密等及解密條件或保密期限：

附件：委託研究成果報告及意見調查表

主旨：檢送本所109年度委託研究計畫「降低營建人力需求構造研發-多單元鋼管鋼網牆之強度與韌性」成果報告1冊，相關研究結論及建議事項，惠請參考辦理或納入施政計畫推動，請查照。

說明：

- 一、依本部108年3月22日修正本部委託研究計畫作業規定第6點第(5)項辦理。
- 二、本所為統計旨揭研究報告之執行成效，惠請函復或傳真意見調查表，俾作為本所未來研究規劃參考。

正本：中華民國全國建築師公會、中華民國土木技師公會全國聯合會、中華民國結構工程技師公會全國聯合會
副本：本所工程技術組、材料實驗中心(均含附件)

所長 王榮進

內政部建築研究所 109 年研究報告意見調查表

報告名稱	降低營建人力需求構造研發-多單元鋼管鋼網牆之強度與韌性
填表單位	
建議一 推廣鋼管鋼網牆系統施工及設計方法：立即可行建議 主辦機關：中華民國全國建築師公會、中華民國土木技師公會全國聯合會、中華民國結構工程技師公會全國聯合會 鋼管鋼網牆系統與傳統 RC 結構相比，可降低 58% 的建造時間，節省建造人力 54%，具有施工現場管理容易及使用性佳等優點，具有相當高的發展潛力。且經過結構試驗證實使用等值斜撐設計方法是一個可行的方式。 建議二 辦理「新型版柱系統強度與變形能力」研究：立即可行建議 主辦機關：內政部建築研究所 相較傳統梁柱構架系統，版柱系統具有優勢包含(1)降低樓層高度，因為少了梁高，在同樣高度限制下，使用版柱系統可以增加樓層數目，進而增加總樓地板面積；(2)模版與鋼筋綁紮容易施作，除了可以縮短工時，更可以有效因應目前缺工的大環境；(3)後置管線相對容易，再次增加施工的便利性，(4)總造價降低，綜合上述各優勢，版柱系統單位造價較低，因此版柱系統在國外被廣泛的使用作為主要承重系統。然而該系統需要注意接合部穿透剪力破壞，因為穿透剪力破壞一旦觸發是脆性的破壞模式且可能造成連續崩塌。建議內政部建築研究所可研究新型柱系統，採用強版弱柱的概念，以避免版之穿透剪力破壞，即可發展新型版系統以滿足剪力強度增加且不損失構件韌性，有助於因應國內缺工的大環境問題。	
本研究報告之研究結論及建議是否得納入 貴單位施政推動參考，惠請勾選後回傳本所(Fax：(02)2931-0656：工程技術組黃國倫)： ☐ 已採行 (第_____項建議，辦理情形：_____)。 ☐ 規劃採行 (第_____項建議，辦理情形：_____)。 ☐ 列入參考 (第_____項建議，辦理情形：_____)。	

填表人：_____

聯絡電話：_____

降低營建人力需求構造研發- 多單元鋼管鋼網牆之強度與韌性

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 109 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)

PG10902-0020

降低營建人力需求構造研發- 多單元鋼管鋼網牆之強度與韌性

受委託者：國立臺灣科技大學

研究主持人：陳正誠

研究助理：林曉芳、吳合鑫、葉泓毅

研究期程：中華民國 109 年 2 月至 109 年 12 月

研究經費：新臺幣 250 萬元

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 109 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

目次.....	I
表次.....	III
圖次.....	V
摘 要.....	IX
第一章 緒論.....	1
第一節 研究背景.....	1
第二節 研究方法及進度說明	2
第二章 鋼管鋼網牆系統特性	7
第一節 鋼管鋼網牆與傳統 RC 構造之比較.....	7
第二節 鋼管鋼網牆系統預估效益	8
第三節 多單元構架分析	8
第三章 試驗計畫.....	17
第一節 專家座談會	17
第二節 試體設計及試驗裝置	17
第三節 試體製作.....	19
第四節 測計配置及載重歷程	20
第四章 試驗結果與討論	39
第一節 整體行為.....	39
第二節 破壞模式對應之元件強度及韌性	41
第三節 使用性檢討	44
第五章 分析方法與設計案例	75
第一節 分析方法.....	75
第二節 設計案例.....	77
第六章 結論與建議	103
第一節 結論.....	103

第二節 建議.....	104
附錄一 專家座談會會議紀錄	107
附錄二 期中、期末審查會議意見回應表	135
附錄三 試體設計詳圖	145
附錄四 設計案例之地震力計算	175
參考書目.....	183

表次

表 1.1 研究進度表	4
表 2.1 特性分析	10
表 2.2 案例工量分析	10
表 3.1 試體規劃表	21
表 3.2 試體製作材料使用量	21
表 3.3 鋼骨材料強度表	21
表 3.4 混凝土強度表	22
表 3.5 加載歷程表	23
表 4.1 各試體正負向最大強度、降伏位移、極限位移、位移角容量及彈性勁度	46
表 4.2 各試體參數正負向之平均	46
表 5.1 載重組合表	79

圖次

圖 1.1 鋼管支架	4
圖 1.2 鋼管鋼網牆標準斷面示意圖	5
圖 1.3 鋼網牆之組成	5
圖 1.4 樓版剖面示意圖	5
圖 1.5 研究流程圖	6
圖 2.1 案例施工流程及時間分析	11
圖 2.2 牆腹與等值斜撐關係示意圖	11
圖 2.3 結點分力示意圖	12
圖 2.4 多單元鋼管鋼網牆分析模型示意圖	12
圖 2.5 單層多跨分析之 Strength Ratio(案例一)	13
圖 2.6 單層多跨分析之 Strength Ratio(案例二)	13
圖 2.7 雙層雙跨分析之 Strength Ratio	14
圖 2.8 三層四跨分析之 Strength Ratio	15
圖 3.1 1×1W 試體示意圖(單位：mm)	24
圖 3.2 1×1F 試體示意圖(單位：mm)	24
圖 3.3 1×1H 試體示意圖(單位：mm)	25
圖 3.4 牆體剖面示意圖	25
圖 3.5 單一單元試體試驗配置圖	26
圖 3.6 1×3 試體示意圖(單位：mm)	27
圖 3.7 1×3 試體試驗配置圖	28
圖 3.8 2×2 試體示意圖(單位：mm)	29
圖 3.9 2×2 試體試驗配置圖	30
圖 3.10 試體製作流程	32
圖 3.11 工廠內鋼骨製作	32
圖 3.12 鋼管骨架完成	33
圖 3.13 基礎製作	33
圖 3.14 鋼網骨架及牆面鋼筋架設	34
圖 3.15 打設抓漿	34
圖 3.16 鋼網牆製作完成	35
圖 3.17 試體製作完成	35
圖 3.18 加載歷程圖	36
圖 3.19 一層一跨試體測計配置	36

圖 3.20 1×3 試體測計配置.....	37
圖 3.21 2×2 試體測計配置.....	37
圖 4.1 1×1W 試體遲滯迴圈.....	47
圖 4.2 1×1W 試體遲滯迴圈包絡線.....	47
圖 4.3 1×1W 試體不同層間位移角試體破壞情況	48
圖 4.4 1×1W 試體試驗後破壞情況.....	49
圖 4.5 1×1F 試體遲滯迴圈	50
圖 4.6 1×1F 試體遲滯迴圈包絡線.....	50
圖 4.7 1×1F 試體不同層間位移角試體破壞情況.....	51
圖 4.8 1×1F 試體試驗後破壞情況.....	52
圖 4.9 1×1H 試體遲滯迴圈.....	53
圖 4.10 1×1H 試體遲滯迴圈包絡線.....	53
圖 4.11 1×1H 試體不同層間位移角試體破壞情況.....	54
圖 4.12 1×1H 試體試驗後破壞情況.....	55
圖 4.13 1×3 試體遲滯迴圈.....	56
圖 4.14 1×3 試體遲滯迴圈包絡線.....	56
圖 4.15 1×3 試體不同層間位移角試體破壞情況	57
圖 4.16 1×3 間位移角 4%正負向時牆底狀況.....	59
圖 4.17 1×3 間位移角 4%正負向垂直桿件兩側之相對錯動.....	60
圖 4.18 1×3 試體接頭破壞情況	61
圖 4.19 2×2 試體遲滯迴圈.....	62
圖 4.20 2×2 試體遲滯迴圈包絡線.....	62
圖 4.21 2×2 試體各樓層之遲滯迴圈	63
圖 4.22 2×2 試體不同層間位移角試體破壞情況	64
圖 4.23 2×2 試體試驗後破壞情況.....	69
圖 4.24 2×2 試體鋼管內混凝土填充狀況	70
圖 4.25 包絡線示意圖.....	70
圖 4.26 以試驗之側推力做 1×3 構架分析得到之 Strength Ratio	70
圖 4.27 2×2 構架分析得到之 Strength Ratio.....	71
圖 4.28 2×2 試體 $\theta = 0.5\%$ 時之裂縫(約為 $1\delta_y$).....	72
圖 4.29 2×2 試體 $\theta = 1.0\%$ 時之裂縫(約為 $2\delta_y$).....	73
圖 5.1 鋼管骨架配置示意圖	80
圖 5.2 建築圖、結構圖與分析模型之示意圖	80
圖 5.3 外力與等值斜撐方向之關係	81
圖 5.4 案例建築圖	82
圖 5.5 案例結構平面圖.....	87

圖 5.6 案例結構立面圖.....	90
圖 5.7 分析模型 3D 示意圖	95
圖 5.8 分析模型平面圖.....	96
圖 5.9 分析模型構架立面圖	98
圖 5.10 樓版與牆面之關係	101

摘 要

關鍵詞：低勞力建築工法、鋼管結構、低矮建築結構

一、研究緣起

受到少子化的影響，營造業基層勞動人力招募不易，且未來人力缺乏的情況會越來越嚴重。現今勞動市場逐漸邁向高齡化，需要高勞動力的鋼筋混凝土構造建造時間及成本逐漸高漲。

鋼結構可以在工廠製作桿件、在工地吊裝，桿件製作可以系統化，加上工地吊裝迅速，不但可以縮短施工時間，也可以大幅降低人力需求。鋼管鋼網牆系統適用於 12 m 以下之低樓層街屋結構，由鋼管支架、免拆模鋼網牆及樓版組成，過去的研究結果顯示，鋼管鋼網牆系統是不但具有施工便利性、省工、美觀同時具有使用性佳等特性，值得進一步研發並推廣之。

不過要落實於實際結構，尚須了解其強度與韌性容量，並建立設計方法，提供結構設計時參考。台科大於 2017 年研究單一單元鋼管鋼網牆的結構試驗結果 [3] 顯示，鋼管鋼網牆單元擁有相當高的強度，且耐震設計時之結構系統韌性容量 R 可以達到 3.2 以上。結構分析與設計時，每一單元的鋼網牆在可以採用等值斜撐模擬之，當單一單元鋼管鋼網牆中水平鋼管兩端近似固接時，牆腹強度可完全發揮。

二、研究方法及過程

過去的試驗雖然已經求得等值斜撐之相關設計參數，只是試驗試體的數量偏少。有鑑於此，本研究規劃 3 組單一單元鋼管鋼網牆試體進行反復載重結構試驗，以增加單一單元鋼管鋼網牆試驗結果，進一步提高等值斜撐設計參數的準確性與可靠性。一棟房屋之結構由多個鋼管鋼網牆單元組成，因此多單元鋼管鋼網牆系統的強度與韌性需要進一步探討，以確認多單元鋼管鋼網牆系統具有足夠的強度與韌性。此外，結構分析之分析模型也必須經由試驗結果來評估其準確性及可靠性。因此，本研究規劃 1 組一層三跨鋼管鋼網牆試體，探討含

降低營建人力需求構造研發-多單元鋼管鋼網牆之強度與韌性

有內柱之鋼管鋼網牆系統受力行爲，以及規劃 1 組二層二跨鋼管鋼網牆試體，探討兩層樓之鋼管鋼網牆系統受力行爲。

本研究之工作包括資料蒐集與整理、試體設計、試體製作、試體側推行爲試驗、材料性質試驗、實驗數據整理與分析及報告撰寫等步驟。採用的研究方法敘述如下：1. 文獻之收集與整理；2. 試體之側推行爲實驗；3. 試驗結果之分析與探討；4. 報告之撰寫。

三、重要發現

經過實際案例之工程成本與工期分析，可發現相較於傳統 RC 結構，鋼管鋼網牆系統節省 54% 的施工人力及 58% 的建造時間。若國內每年興建之 1~4 層樓的房屋構造中有 10% 使用鋼管鋼網牆系統，估計未來每年可減少 6,840 個營建人力需求。

本研究完成 5 座鋼管鋼網牆試體之載重試驗，另外整合過去研究所完成之 6 座單一單元試體，一共有 11 座鋼管鋼網牆試體，其中包含 9 座一層一跨試體、1 座一層三跨試體及 1 座二層二跨試體。綜合上述試體之試驗結果發現：

(1) 以等值斜撐分析方法進行多單元鋼管鋼網牆結構系統之設計為一可行的方式；(2) 等值斜撐強度 $P_n = A \times f_c'$ ，其有效面積 $A = td / 7.4$ ， t 為牆體寬度， d 為牆體對角線長度，設計強度 $P = 0.65P_n$ ；(3) 水平鋼管與垂直鋼管連接可以採用簡易接頭或是直接銲接，採用簡易接頭之結點垂直剪力強度 $P_{vn} = 149\text{tf}$ ；採用銲接且水平鋼管斷面為 RHS 100×100 之結點垂直剪力強度 $P_{vn} = 194\text{tf}$ ；採用銲接且水平鋼管斷面為 RHS 200×100 估算其垂直剪力強度為 $P_{vn} = 291\text{tf}$ ，設計強度 $P_v = 0.7P_{vn}$ ；(4) 根據試驗及分析結果，建議結構設計時系統韌性容量 R 取 3.0。(5) 鋼管鋼網牆系統之開發，乃基於模組化之考量，研究成果之應用需要在所設定之範圍內，符合本報告所設定材料、桿件尺寸、單元尺寸等限制。

經過本案研究，鋼管鋼網牆系統可以有效降低營建人力需求及工時，也證實分析模型之可行性，且取得各項設計參數。鋼管鋼網牆街屋已經有數個實例，施工性佳，本報告亦提出設計方法及一個設計案例，供工程師參考。整體而言，鋼管鋼網牆系統的發展已漸成熟，值得積極推廣之。

四、主要建議事項

本研究進行鋼管鋼網牆單元側推結構試驗，提出下列具體建議。

建議一

推廣鋼管鋼網牆系統施工及設計方法：立即可行建議

主辦機關：中華民國全國建築師公會、中華民國土木技師公會全國聯合會、中華民國結構工程技師公會全國聯合會

鋼管鋼網牆系統與傳統 RC 結構相比，可降低 58% 的建造時間，節省建造人力 54%，具有施工現場管理容易及使用性佳等優點，具有相當高的發展潛力。且經過結構試驗證實使用等值斜撐設計方法是一個可行的方式。

建議二

辦理「新型版柱系統強度與變形能力」研究：中長期建議

主辦機關：內政部建築研究所

相較傳統梁柱構架系統，版柱系統(即無梁版系統)具有優勢包含(1)降低樓層高度，因為少了梁高，在同樣高度限制下，使用版柱系統可以增加樓層數目(大約每 6 層樓可增加 1 層樓，成為 7 層樓)，進而增加總樓地板面積；(2)模版與鋼筋綁紮容易施作，除了可以縮短工時，更可以有效因應目前缺工的大環境；(3)後置管線相對容易，再次增加施工的便利性，(4)因不需梁配筋及梁的混凝土澆置，且沒有梁的模板組立較為簡單，故總造價降低。綜合上述各優勢，版柱系統單位造價較低，因此版柱系統在國外被廣泛的使用作為主要承重系統。然而該系統需要注意接合部穿透剪力破壞，因為穿透剪力破壞一旦觸發是脆性的破壞模式且可能造成連續崩塌。建議內政部建築研究所可研究新型版柱系統，採用強版弱柱的概念，以避免版之穿透剪力破壞，即可發展新型版系統以滿足剪力強度增加且不損失構件韌性，有助於因應國內缺工的大環境問題。

Abstract

Keyword: low-rise building, steel tube structure, steel tube construction

The steel tube-RC wall structural system is composed of steel frames with tubular steel members, infilled RC walls that uses small hole wire mesh sheets as side mold, and RC floor slab. Compared to the traditional RC structure, the steel tube-RC wall system is easier to fabricate and can effectively reduce construction time.

According to the analysis of several completed projects, the system can save up to 54% of labor force needed and 58% of construction time compared to the traditional RC structures.

In this study, cyclic loading test of 2 multiple-unit and 3 single-unit steel tube-RC wall specimens were completed. In addition to the 5 specimens tested, the test results of 6 single-unit specimens for previous research are collected and analyze to obtain the conclusion as follows : (1) the accuracy and reliability of the analytical method using equivalent bracing member established in this study are quite satisfactory; (2) Equivalent bracing member strength can be calculated as $P_n = A \times f_c'$, where $A = td / 7.4$ is the effective area of the equivalent bracing, t is the width of the wall, d is the diagonal length of the wall; (3) Horizontal and vertical steel tube members can be connected by using the new type shear connection, as shown in Ref. [1], or using welded connection. The vertical shear strength of the connections is $P_{vn} = 149tf$ for the new type shear connection. And, the vertical shear strength of the welded connection $P_{vn} = 194tf$ when RHS 100×100 is used for the horizontal steel tube member and $P_{vn} = 291tf$ when RHS 200×100 is used for the horizontal steel tube member. (4) It is suggested that a response modification factor R for the steel tube-RC wall structural equals to 3.0 can be used. (5) The steel tube-RC wall system with its configuration within the limits described in this report, a design guide-line and a design example are provided.

The steel tube-RC wall system is easy to construct and is able to reduce construction time. Current and previous research results show the feasibility of the analysis model established and design parameters obtained. The constructability is also confirmed by actual cases. This report presents a design method and a design case for engineer reference. On the whole, the steel tube-RC wall system is ready for further promotion.

第一章 緒論

第一節 研究背景

現今勞動市場逐漸邁向高齡化，勞力缺乏以及營造業基層勞動人力招募不易，需要高勞動力的鋼筋混凝土構造建造時間及成本逐漸高漲。鋼結構可以在工廠製作桿件、在工地吊裝，桿件製作可以系統化，加上工地吊裝迅速，不但可以縮短施工時間，也可以大幅降低人力需求。過去的研究結果顯示，鋼管鋼網牆系統不但具有施工便利性、省工、美觀及使用性佳等特性，值得進一步研發並推廣之。

鋼管鋼網牆系統是由鋼管支架、免拆模鋼網牆及樓版組成。鋼管支架由小斷面矩形鋼管 RHS 200×100 及 RHS 100×100 作為骨架，勾勒出結構空間形狀，如圖 1.1。鋼管桿件之接頭經過設計可於工廠內製作及銲接，施工現場僅需螺栓接合，吊裝相當方便、快速。

鋼管鋼網牆由鋼管支架及鋼網牆組成，鋼網牆內含有鋼網骨架、抓漿網、鋼筋及混凝土，如圖 1.2 所示。鋼網骨架沿著鋼管支架架設，然後配置鋼筋（如圖 1.3(a)），再以自攻釘槍將抓漿網打設在鋼網骨架外層（如圖 1.3(b)），混凝土澆置方式及表面鏟平與一般使用木模板之牆體無異。樓版的施工類似於鋼管鋼網牆，由水平矩形鋼管、鋼網骨架、抓漿網、鋼筋及混凝土所組成，如圖 1.4 所示。因不使用傳統 RC 柱與梁，且鋼管桿件皆包覆於牆面或樓版中，因此牆面及樓版底部外觀平整且使用性佳。又牆面施工過程不需使用到模板，僅在樓版跨距較大時需在樓版下方使用少量的臨時支撐，省去了傳統 RC 結構模板組立及拆除等所需之時間及人力。

「鋼管鋼網牆系統」具有上述之優點，不過要落實於實際結構，尚須了解其強度與韌性容量，並建立設計方法，提供結構設計時參考。由於鋼管鋼網牆中可變化參數相當多，且其受力行為複雜，需要透過結構試驗來釐清，若要一一探討各參數之影響需將需耗費龐大之經費與時間，難以執行。故本案將鋼管鋼網牆系統模組化，參考目前實務上常用之垂直鋼管斷面、跨距、樓層高度、牆面配筋量，限制各參數在一定範圍內，以確保研究之結果可以被應用。本案之模組化鋼管鋼網牆系統中單元幾何尺寸限制樓層高度範圍為 250 cm～340 cm，垂直鋼管跨距範圍為 110 cm～160 cm，牆體厚度為 20 cm。牆面混凝土強

度採用 280 kgf/cm^2 。垂直及水平桿件皆使用材質為 STKR400 或 STKR490 之 RHS 200×100 或 RHS 100×100 斷面，且內填充混凝土。牆面鋼筋皆使用 SD280W 之 3 號鋼筋，配置方式為雙層雙向間距 30 cm，水平鋼筋端部須使用髮夾形鋼筋，單元標準剖面如圖 1.2 所示。

台科大於 2018 年完成單一單元鋼管鋼網牆的結構試驗，試驗結果顯示鋼管鋼網牆單元擁有相當高的強度，且耐震設計時之結構系統韌性容量 R 可以達到 3.2 以上，適用於 12 m 以下之低矮建築。結構分析與設計時，每一單元的鋼網牆在可以採用等值斜撐模擬之，當單一單元鋼管鋼網牆中水平鋼管兩端近似固接時，牆腹強度可完全發揮，等值斜撐之有效面積 $A = td / 7.4$ ，其中 t 為牆體寬度， d 為牆體對角線長度，等值斜撐強度為 $P = A \times f_c'$ 。過去的試驗雖然已經求得等值斜撐之相關設計參數，只是試驗試體的數量偏少。有鑑於此，本研究規劃 3 組單一單元鋼管鋼網牆試體進行反復載重結構試驗，以增加單一單元鋼管鋼網牆試驗結果，進一步提高等值斜撐設計參數的準確性與可靠性。

一棟房屋之結構由多個鋼管鋼網牆單元組成，因此多單元鋼管鋼網牆系統的強度與韌性需要進一步探討，以確認多單元鋼管鋼網牆系統具有足夠的強度與韌性。此外，結構分析之分析模型也必須經由試驗結果來評估其準確性及可靠性。因此，本研究規劃 1 組 1×3 單元鋼管鋼網牆試體，探討含有內柱之鋼管鋼網牆系統受力行為，以及規劃 1 組 2×2 單元鋼管鋼網牆試體，探討兩樓層之鋼管鋼網牆系統受力行為。

第二節 研究方法及進度說明

鋼管鋼網牆系統主要由鋼管及鋼網牆組成，其中鋼網牆又可細分為鋼筋、混凝土、鋼網骨架及抓漿網等。因其幾何形狀與組成相當複雜，受力行為為非線性，理論分析及數值模擬無法充分掌握其行為，尤其是韌性行為。因此，採用結構試驗的方式進行之。此外，為了降低尺寸效應的影響，因此採用大尺寸試體載重試驗的方式進行研究。

預計採用實尺寸牆單元往復載重試驗進行鋼管鋼網牆系統強度及韌性探討，試體包括單一單元鋼管鋼網牆試體 3 組，3×1 單元鋼管鋼網牆試體 1 組，2×2 單元鋼管鋼網牆試體 1 組，共 5 組試體。

本案研究流程如下圖 1.5，研究進度如表 1.1 所示，各階段工作皆在預定時間內完成。

表 1.1 研究進度表

月次 工作項目	第 1 個 月	第 2 個 月	第 3 個 月	第 4 個 月	第 5 個 月	第 6 個 月	第 7 個 月	第 8 個 月	第 9 個 月	第 10 個 月	第 11 個 月	備 註
文獻資料收集 與整理												
試體設計												
試體製作												
側向載重試驗 及數據收集												
試驗數據整理 及分析												
報告撰寫及提 出建議												
預 定 進 度 (累 積 數)	6	11	22	28	39	44	56	67	83	94	100	

(資料來源：本研究製作)



圖 1.1 鋼管支架

(資料來源：本研究製作)

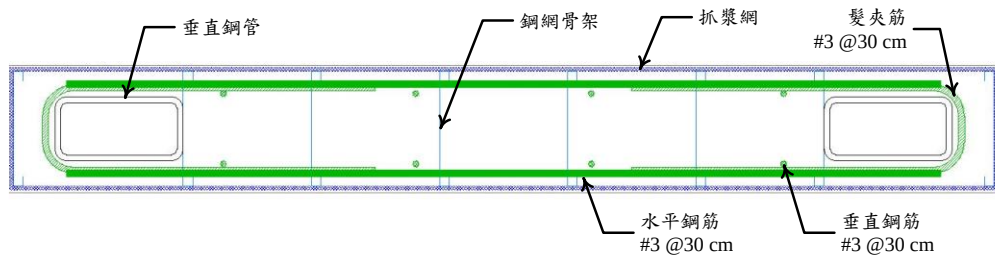


圖 1.2 鋼管鋼網牆標準斷面示意圖

(資料來源：本研究製作)



(a) 鋼網骨架及牆面鋼筋配置情況



(b) 抓漿網鋪設完成之情況

圖 1.3 鋼網牆之組成

(資料來源：本研究製作)

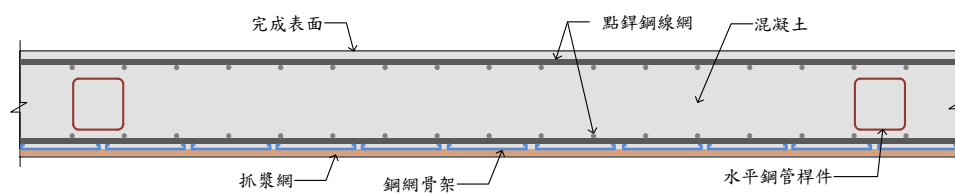


圖 1.4 樓版剖面示意圖

(資料來源：本研究製作)

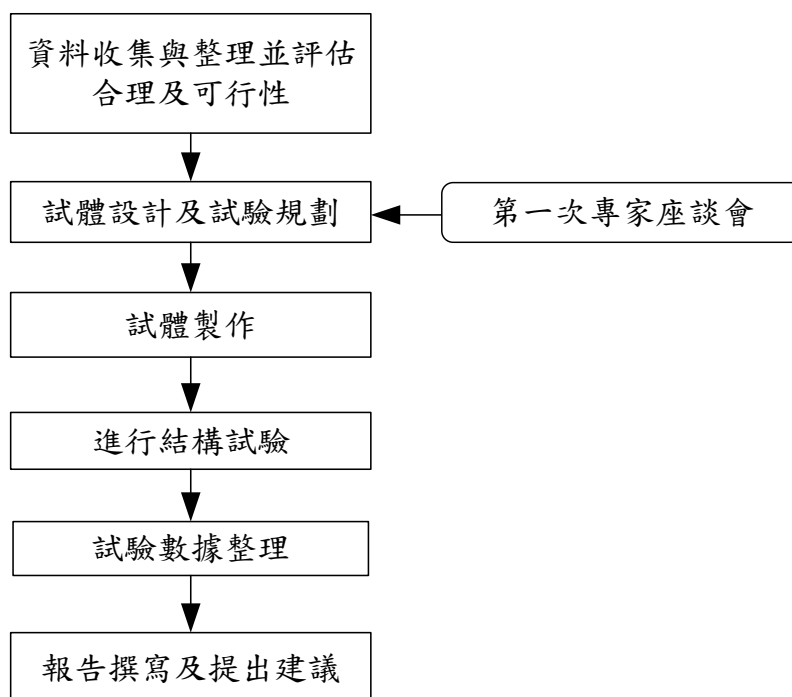


圖 1.5 研究流程圖

(資料來源：本研究製作)

第二章 鋼管鋼網牆系統特性

第一節 鋼管鋼網牆與傳統 RC 構造之比較

鋼管鋼網牆系統具有施工快速、免拆模、人力需求低等優點，與傳統 RC 特性相比如下表 2.1。

以一戶三層樓街屋為例，樓地板面積為 134 m^2 (40.5 坪)，分別計算其上部結構使用鋼管鋼網牆系統與傳統 RC 構造所需耗費成本、工量及時間。

1. 建造成本比較：

鋼管鋼網牆系統目前已經有數個實際案例。根據建造單位評估，傳統 RC 工法每一單位建造成本約為 $13,000 \text{ 元/m}^2$ (43,000 元/坪)。而使用鋼管鋼網牆系統每一單位平均造價約為 $14,000 \text{ 元/m}^2$ (46,000 元/坪)。雖然目前鋼管鋼網牆系統建造成本相較於傳統 RC 工法略高出 7%，但未來若使用量提升後預計可以比傳統 RC 工法還低。

2. 所需工量比較：

本案例使用鋼管鋼網牆工法與傳統 RC 所需工量如下表 2.2 所示。使用傳統 RC 工法需要 300 工日才能完成之結構體，若使用鋼管鋼網牆工法僅需 138 工日即可完成，節省了 162 工日，約為 54% 的人力。

3. 所需工時比較：

本案例使用鋼管鋼網牆工法與傳統 RC 之流程及所需時間如下圖 2.1 所示。鋼管鋼網牆系統 4 樓以下可一次施工，因此只需 19 個工作日即可完成結構體。使用傳統 RC 工法需要分層施工，相當耗時，需要 45 個工作日才能完成結構體。兩工法相比，鋼管鋼網牆節省了 26 個工作日，約為 58% 的工時。

第二節 鋼管鋼網牆系統預估效益

國內每年核發建築物建照之總樓地板面積約有 3,240 萬平方公尺，其中約有 44%之興建建築物為 1~4 層樓，約為 1,425 萬平方公尺。若 1~4 層樓之建築中有 10%改用鋼管鋼網牆系統建造：

1. 以每人每週工作 5 日，每年工作 50 週計，每年可減少 6,840 個人力需求。
2. RC 結構單位面積木模板使用量約 105 kg/m^2 的木模板，平均一套模板可重複使用 6 次，每年約可減少 2.5 萬噸的廢棄模板。

第三節 多單元構架分析

過去的研究結果顯示單一單元的鋼管鋼網牆可以用等值斜撐來模擬，如圖 2.2。鋼管鋼網牆系統有三個主要需做強度檢核的項目，分別如下。

1. 等值斜撐強度：當鋼管鋼網牆單元中水平鋼管兩端近似固接時，等值斜撐強度為 $P = A \times f_c'$ ，其中等值斜撐之有效面積 $A = td / 7.4$ ， t 為牆體寬度， d 為牆體對角線長度。
2. 結點垂直剪力強度：鋼管鋼網牆受水平外力時結點之分力情況如圖 2.3 所示，等值斜撐軸力 P 會產一個水平分力 P_{hm} 及一個垂直分力 P_{vn} ，其中 P_{hm} 會與水平外力相互抵消。結點處所能承受之 P_{vn} 由單一單元試驗數據得到為 145 tf。
3. 垂直桿件強度：需檢核軸力及彎矩強度。

本節以等值斜撐方法分析多單元鋼管鋼網牆。設定樓層高度為 250 cm，垂直鋼管跨距為 120 cm（等值斜撐角度 $\theta = 64^\circ$ ）。垂直鋼管材質皆使用 STKR 490，斷面使用 RHS 200×100×9 或 RHS 100×100×6。水平鋼管端部使用簡易接頭，結點視為鉸接。等值斜撐僅能承受壓力，因此進行結構分析時，需依據水平外力方向調整斜撐配置方向。本次分析之構架皆為對稱，因此後續分析僅做單一方向受力。分析模型如圖 2.4 示意。

單層多跨

案例一：外柱使用較大斷面 RHS 200×100×9，內柱使用 RHS 100×100×6，構架強度 108 tf，臨界桿件為內柱，等值斜撐最大 Strength Ratio 僅 0.52，結點垂直剪力最大 Strength Ratio 僅 0.68，如圖 2.5。

案例二：外柱及內柱皆使用較大斷面 RHS 200×100×9，構架強度 178 tf，臨界桿件為外柱，等值斜撐最大 Strength Ratio 為 0.64，結點垂直剪力最大 Strength Ratio 為 0.83，如圖 2.6。

單層多跨且柱斷面不大於 RHS 200×100×9 時，等值斜撐及結點垂直剪力不控制構架強度，臨界桿件為垂直鋼管，且內外柱使用相同斷面強度效率較高。

多層多跨

雙層雙跨：臨界桿件為第一層外柱，等值斜撐最大 Strength Ratio 為 0.51，結點垂直剪力最大 Strength Ratio 為 0.53，如圖 2.7。

三層四跨：臨界桿件為第一層外柱，等值斜撐最大 Strength Ratio 為 0.47，結點垂直剪力最大 Strength Ratio 為 0.42，如圖 2.8。

多層多跨時中間之垂直鋼管受力較小，可使用較小斷面的鋼管。破壞皆由第一層外柱控制。最大結點垂直剪力發生在最上層邊跨角隅。

表 2.1 特性分析

項目	<u>鋼管鋼網牆</u>	<u>傳統 RC</u>
工法	免拆模	模板灌漿
施工速度	一次施工/快 (12 m 以下一次灌漿完成)	分層施工/慢
施工難易	容易	困難
工程廢棄物	少	較多
防火時效	2 小時	2 小時
防水性	好	好
造型	造型自由度高	受限
表面	裂紋少/細	裂紋多/寬
釘、掛	可	可
人力需求	低	高

(資料來源：本研究製作)

表 2.2 案例工量分析

<u>鋼管鋼網牆</u>			<u>傳統 RC</u>		
工 項	工 數	工作日	工 項	工 數	工作日
組立工	5	4	鋼筋工	5	15
鋼網牆工	8	14	模板工(釘)	9	21
混凝土工	6	1	混凝土工	4	3
-	-	-	模板工(拆)	4	6
總和	138 工日		總和	300 工日	

(資料來源：本研究製作)



圖 2.1 案例施工流程及時間分析

(資料來源：本研究製作)

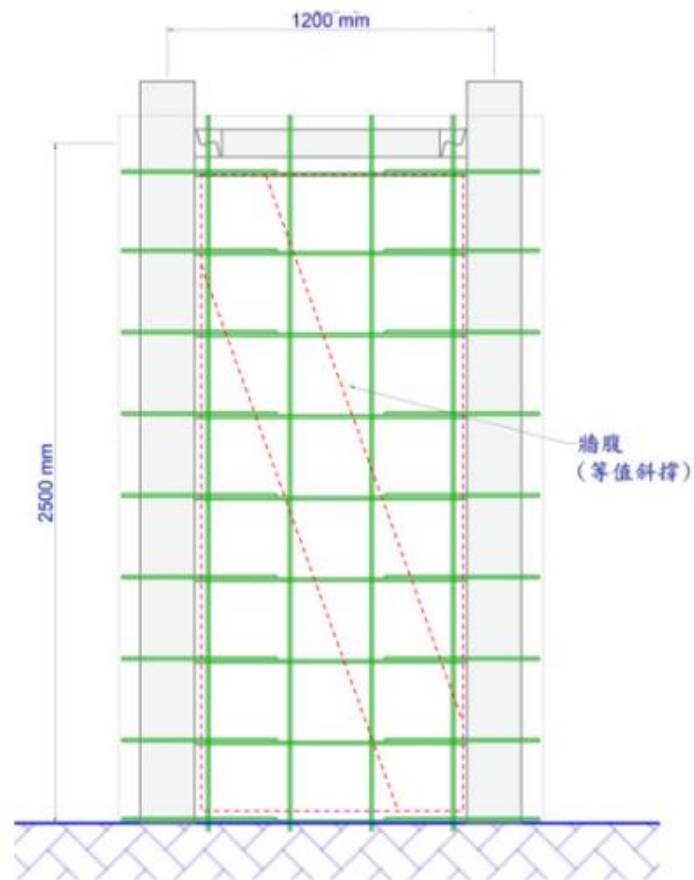


圖 2.2 牆腹與等值斜撐關係示意圖

(資料來源：本研究製作)

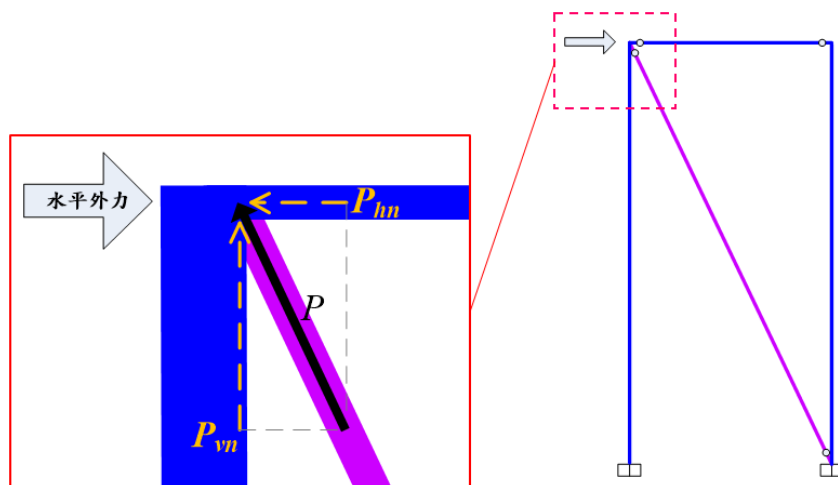


圖 2.3 結點分力示意圖

(資料來源：本研究製作)

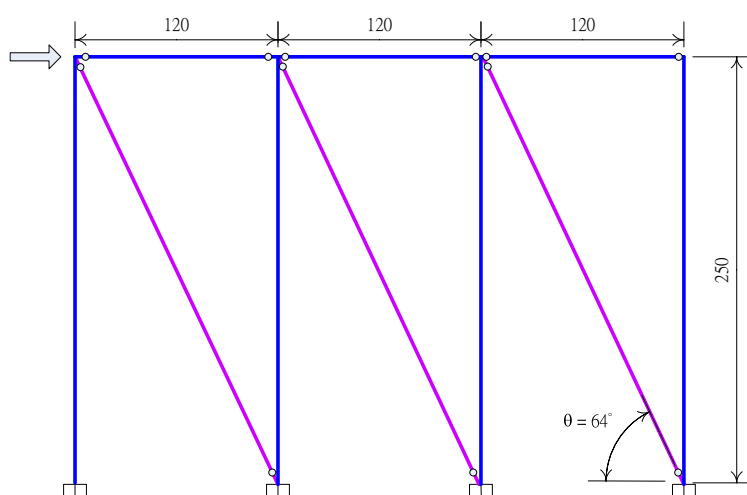


圖 2.4 多單元鋼管鋼網牆分析模型示意圖

(資料來源：本研究製作)

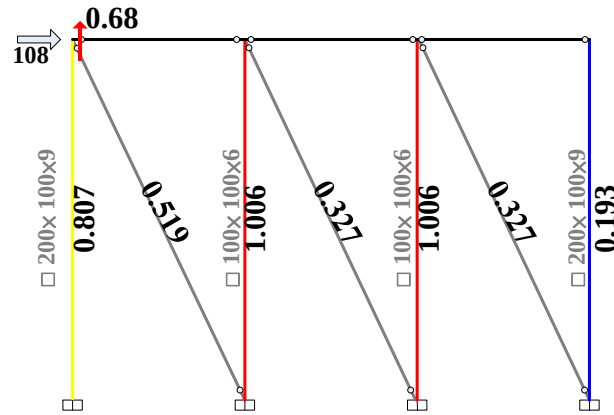


圖 2.5 單層多跨分析之 Strength Ratio(案例一)

(資料來源：本研究製作)

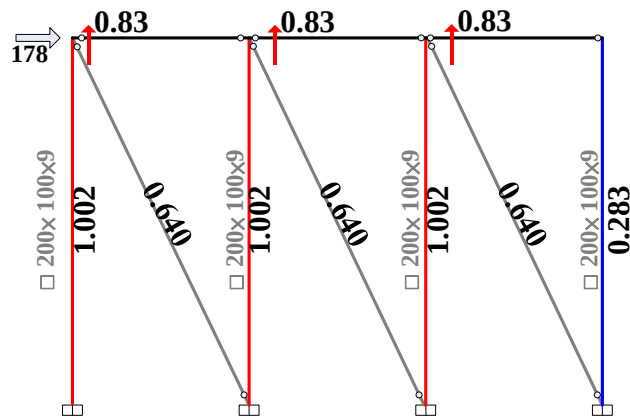


圖 2.6 單層多跨分析之 Strength Ratio(案例二)

(資料來源：本研究製作)

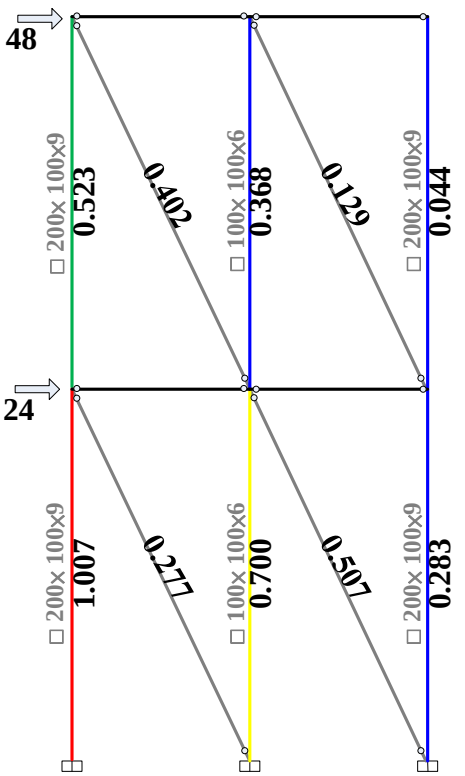


圖 2.7 雙層雙跨分析之 Strength Ratio
(資料來源：本研究製作)

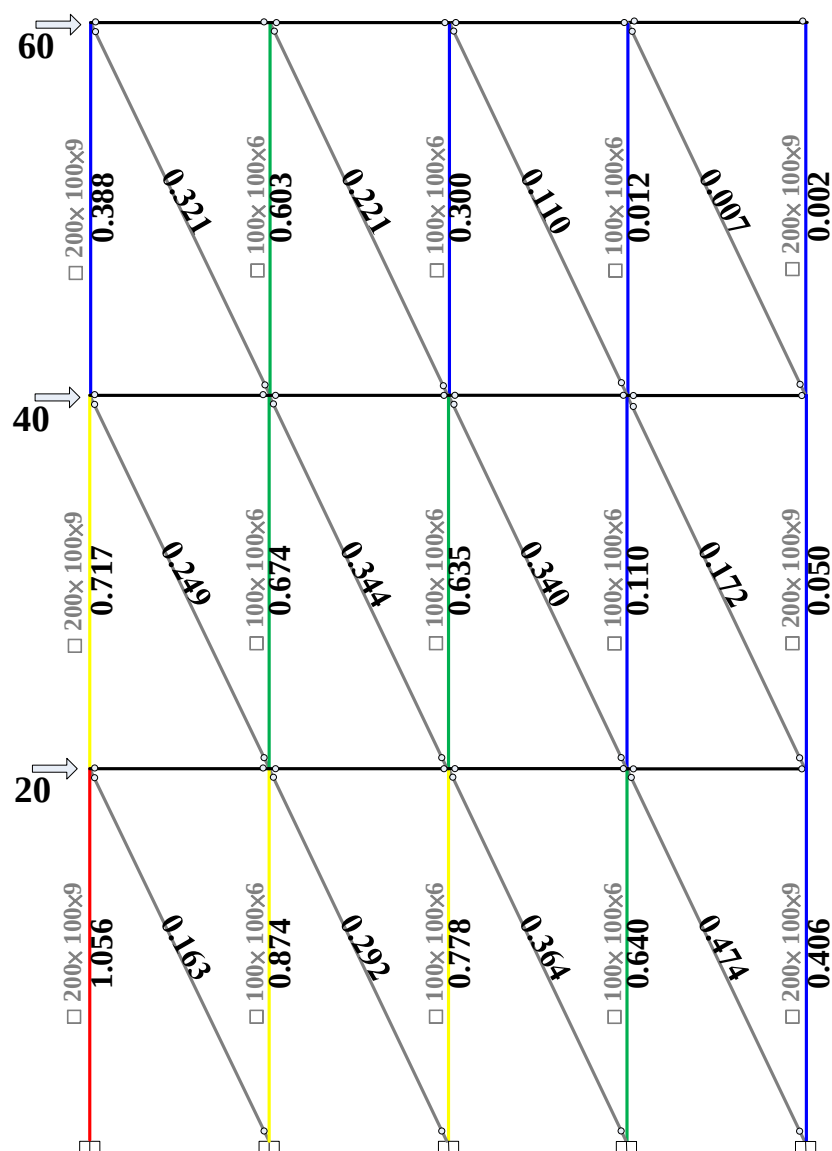


圖 2.8 三層四跨分析之 Strength Ratio

(資料來源：本研究製作)

第三章 試驗計畫

第一節 專家座談會

本研究已於 109 年 3 月 13 日舉辦專家座談會，邀請產、學界專家諮詢及討論，檢視所研擬鋼管鋼網工法之可行性及周延性。詳細會議紀錄及簡報內容已彙整於附錄一。

第二節 試體設計及試驗裝置

本次試驗一共規劃 5 組實尺寸試體，其中包括 3 組作為比較基準的一層一跨試體、1 組一層三跨試體及 1 組二層二跨試體，如

表 3.1 所示，試體設計詳圖請參考附錄三。試驗場地為內政部建築研究所材料試驗中心（以下簡稱為試驗中心）。

一層一跨：

一層一跨鋼管鋼網牆試共有 3 個。1×1W 試體設計為牆腹破壞，垂直鋼管以組合斷面取代，並且於水平鋼管兩端加上加勁板（如圖 3.1 示意），組合斷面由材質為 SN400YB 斷面 RHS 200×100×5.5×8 及 2 塊材質為 SN400B 板厚 19 mm 的封板組成。1×1F 試體設計為垂直鋼管降伏，垂直鋼管使用材質 STKR490 斷面 RHS 200×100×9，水平鋼管與垂直鋼管使用銲接連接（如圖 3.2 示意）。1×1H 試體設計為結點垂直剪力破壞，垂直鋼管使用材質 STKR490 斷面 RHS 200×100×9，水平鋼管與垂直鋼管使用簡易接頭連接（如圖 3.3 示意）。一層一跨牆面試體皆是垂直鋼管軸心間距 120 cm，牆體淨高度為 240 cm，牆體厚度 20 cm，鋼管內填充混凝土，牆面鋼筋採用 SD280 #3 縱向與橫向間距皆為 30 cm 雙層配置。牆體端部剖面如圖 3.4，橫向鋼筋延伸至垂直鋼管時終止，再以髮夾鋼筋由外側環繞垂直鋼管與橫向鋼筋搭接，搭接長度為 30 cm。由於水平及垂直鋼管內皆須填充混凝土，因此水平鋼管上翼板須開灌漿孔，垂直鋼管腹板兩側則有直徑 15 mm 之圓形灌漿透氣孔，以利灌漿作業。樓版厚度中心為加

載位置，與試體基礎面之距離為 250 cm，水平鋼管側面設有剪力釘，加強樓版與牆面間之剪力傳遞。

一層一跨鋼管鋼網牆試體試驗加載需使用 1 組 200 噸油壓致動器，架設於試驗中心西側反力牆上。為避免加載過程中試體滑移，基礎左右側各配置一塊反力鋼板，如圖 3.5 (a)。試體前後側設有側撐 A 及側撐 B 來束制試體，防止牆體產生非預期之面外變形，如圖 3.5 (b) 及圖 3.5 (c)。

一層三跨：

又稱為 1×3 試體，試驗目的為探討單一樓層時含有內柱之鋼管鋼網牆受力行為。試體外觀如圖 3.6 所示，4 支垂直鋼管皆使用材質 STKR490 斷面 RHS 200×100×9，垂直鋼管跨距為 120 cm，水平鋼管與垂直鋼管皆使用簡易接頭連接，鋼管內皆填充混凝土。牆面淨高與一層一跨試體相同為 240 cm，牆面總寬度為 396 cm，牆體厚度為 20 cm，牆內鋼筋配置與一層一跨試體相同。

試驗加載需使用 2 支 200 噸油壓致動器，架設於試驗中心西側反力牆上，以加載夾具連接致動器加載頭及試體樓版中央，如圖 3.7。為避免加載過程中試體滑移，基礎左右側各配置一塊反力鋼板，如圖 3.7 (a)。試體前後側設有側撐 C 來束制試體，防止牆體產生非預期之面外變形，如圖 3.7 (b) 及圖 3.7 (c)。

二層二跨：

又稱為 2×2 試體，試體試驗目的為探討含有二個樓層之鋼管鋼網牆受力行為。試體外觀如圖 3.8 所示，兩側垂直鋼管使用材質 STKR490 斷面 RHS 200×100×9，中央垂直鋼管使用材質 STKR490 斷面 RHS 100×100×6，垂直鋼管跨距 120 cm，水平鋼管與垂直鋼管都使用簡易接頭連接，鋼管內皆填充混凝土。二樓樓版中心位置與基礎面之距離為 250 cm，一樓牆面淨高度為 240 cm，頂樓樓版中心位置與基礎面之距離為 500 cm，二樓牆面淨高度為 230 cm，牆面總寬度為 276 cm，牆體厚度為 20 cm，牆內鋼筋配置與一層一跨試體相同。

試驗加載需使用 2 支 200 噸油壓致動器，架設於試驗中心西側反力牆上，配置如圖 3.19。為避免加載過程中試體滑移，基礎左右側各配置一塊反力鋼板，如圖 3.19 (a)。試體前後側設有側撐 A、側撐 B 及側撐 D 來束制試體，防止牆體產生非預期之面外變形，如圖 3.19 (b) 及圖 3.19 (c)。

第三節 試體製作

試體製作流程如圖 3.10。鋼骨製作部分於工廠內製作（如圖 3.11），部分尺寸過高及過寬無法運輸所以在試驗中心室內製作，鋼管架完成後如圖 3.12。基礎內鋼筋綁紮、牆面續接鋼筋預留、基礎模板製作及基礎灌漿完成後如圖

3.13。接著進行牆面鋼網牆製作，鋼網牆製作需先配置鋼網骨架及牆面鋼筋（如圖 3.14），再打設抓漿網（如圖 3.15），鋼網牆製配製完成圖 3.16，接著待樓版及鋼骨夾具製作後，樓版及牆體才一同灌漿。其中 2×2 試體若兩個樓層同時施作則頂樓樓版臨時支撐施作不易且耗時耗費，因此兩個樓層分開施作，再完成先完成一樓及二樓樓版後才開始製作二樓之鋼網牆及頂樓樓版。所有試體完成製作如圖 3.17，總材料使用量如表 3.2。

各試體內所使用的鋼材取樣作拉力試片，試驗強度如表 3.3。牆面所用 SD280W 之 3 號鋼筋共抽樣 16 隻，降伏應力平均為 373 MPa，極限應力平均為 517 MPa。混凝土總共分 3 次澆置，第一次澆置所有試體之基礎，齡期達 51、63、70 天時皆各做 2 個混凝土圓柱試體抗壓試驗，強度分布在 397~511 kgf/cm² 之間，平均為 467 kgf/cm²。第二次澆置混凝土稱為批次 A，澆置於 1×3 試體及 2×2 試體之第 1 樓層，此 2 組試體結構試驗齡期分別為 48 及 77 天，所對應之混凝土強度平均為 228 kgf/cm²。第三次澆置混凝土稱為批次 B，澆置於一層一跨試體及 2×2 試體之第 2 樓層，一層一跨試體結構試驗齡期分別為 41、49 及 51 天，所對應之混凝土強度平均為 408 kgf/cm²，2×2 試體結構試驗齡期為 63 天，所對應之混凝土強度平均為 429 kgf/cm²。各齡期所對應之混凝土強度紀錄於表 3.4。

第四節 測計配置及載重歷程

所有試體加載歷程如圖 3.18，設定層間或樓頂位移角 (θ) 分別為 0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1.0%、1.5%、2.0%、3.0%、4.0%及 5.0%，每個層間或樓頂變位下均加載 3 個週期，每組試體所對應的層間或頂樓位移如表 3.5。

一層一跨試體試驗採用位移控制，測計配置如圖 3.19。位移計 LVDT 架設於試體樓版厚度中心位置，監測試驗時層間位移，用來作為試驗中位移控制之依據。試體基礎左右側設有 2 支 Digl gauge，為 DE 及 DW 用來觀測試體是否有滑移。試體基礎前側，對應垂直鋼管中心位置設有 2 支 Digl gauge，為 DSE 及 DSW 用來觀測基礎轉角。1×1F 及 1×1H 試體垂直鋼管上共設置 12 片 Strain gauge，配置方式分為 3 層，第一層高度位於牆體與基礎之界面（代號為 L1-XX），第二層高度位於牆體中央（代號為 L2-XX），第三層高度位於牆體與樓版介面處（代號為 L3-XX）。由於 1×1W 試體設計為垂直桿件不會降伏，因此 Strain gauge 僅配置第一層。

1×3 試體試驗採用位移控制，且致動器 1 及致動器 2 位移相同，測計配置如圖 3.20。位移計 LVDT 架設於試體樓版厚度中心位置，監測試驗時層間位移，用來作為試驗中位移控制之依據。基礎左右側設有 2 支 Digl gauge，DE 及 DW 用來觀測試體是否有滑移。試體基礎前側，對應牆體端部垂直鋼管中心位置設有 2 支 Digl gauge，為 DSE 及 DSW 用來觀測基礎轉角。垂直鋼管上共設置 16 片 Strain gauge，兩側垂直鋼管配置 3 層，中間垂直鋼管僅配置第一層，各層配置高度同一層一跨試體。

2×2 試體試驗採用位移控制致動器 1，而致動器 2 以力量控制為致動器 1 力量之半，測計配置如圖 3.21。位移計 LVDT1 架設於試體頂樓樓版厚度中心位置，監測試驗時層間位移量，用來作為試驗中位移控制之依據。位移計 LVDT2 架設於試體二樓樓版厚度中心位置。試體基礎側邊設有 1 支 Digl gauge，為 DC 用來觀測試體是否有滑移。基礎前側，對應牆體端部垂直鋼管中心位置設有 2 支 Digl gauge，為 DSE 及 DSW 用來觀測基礎轉角。垂直鋼管上共設置 18 片 Strain gauge，兩側垂直鋼管配置 4 層，中間垂直鋼管僅配置第一層，第四層高度位於二樓牆體中央（代號為 L4-XX），其餘各層配置高度同一層一跨試體。

表 3.1 試體規劃表

試體編號	試體型式	控制破壞模式	數量
1×1W	一層一跨	牆腹混凝土壓碎	1
1×1F		垂直鋼管降伏	1
1×1H		結點垂直剪力破壞	1
1×3	一層三跨	垂直鋼管降伏	1
2×2	二層二跨	垂直鋼管降伏	1

(資料來源：本研究製作)

表 3.2 試體製作材料使用量

項目	總用量
竹節鋼筋	690 kg
鋼網骨架(寬 18 cm，繫條間距 30 cm)	205 m
抓漿網	80 片
鋼骨	5.4 tf
混凝土	25 方
※ 以上用量包含損耗。	

(資料來源：本研究製作)

表 3.3 鋼骨材料強度表

試體	斷面	材質	試片 編號	降伏應力 MPa		極限應力 MPa	
1×1W	RH 200×100×5.5×8	SN400YB	腹板	377		507	
	PL 19t	SN400B	1	291	287	455	453
			2	282		451	
1×1F	RHS 200×100×9	STKR490	1	481	477	548	547
1×1H			2	447		536	
1×3			3	503		557	
2×2							
2×2	RHS 100×100×6	STKR490	1	451	462	493	505
			2	472		517	

(資料來源：本研究製作)

表 3.4 混凝土強度表

批次	齡期 (天)	對應試驗試體	強度 f'_c (kgf/cm ²)	平均 f'_c (kgf/cm ²)		
A	48	1×3	214	228	228	
			246			
			224			
	77	2×2 (第 1 樓層)	232	227		
			206			
			244			
B	41	1×1W	413	408	408	
			388			
			422			
	49	1×1F	420	405		
			385			
			412			
	51	1×1H	422	412		
			393			
			420			
	63	2×2 (第 2 樓層)	436	429		
			406			
			445			

(資料來源：本研究製作)

表 3.5 加載歷程表

位移角 (%)	週 期 數	一層一跨試體 一層三跨試體		二層二跨試體	
		層間位移 (mm)	速度 (mm/sec)	樓頂位移 (mm)	速度 (mm/sec)
0.25	3	6.3	0.08	12.5	0.17
0.375	3	9.4	0.13	18.8	0.25
0.5	3	12.5	0.17	25.0	0.33
0.75	3	18.8	0.25	37.5	0.50
1.0	3	25.0	0.33	50.0	0.67
1.5	3	37.5	0.50	75.0	1.0
2.0	3	50.0	0.67	100	1.0
3.0	3	75.0	1.00	150	1.0
4.0	3	100	1.00	200	1.0
5.0	3	125	1.00	250	1.0

(資料來源：本研究製作)

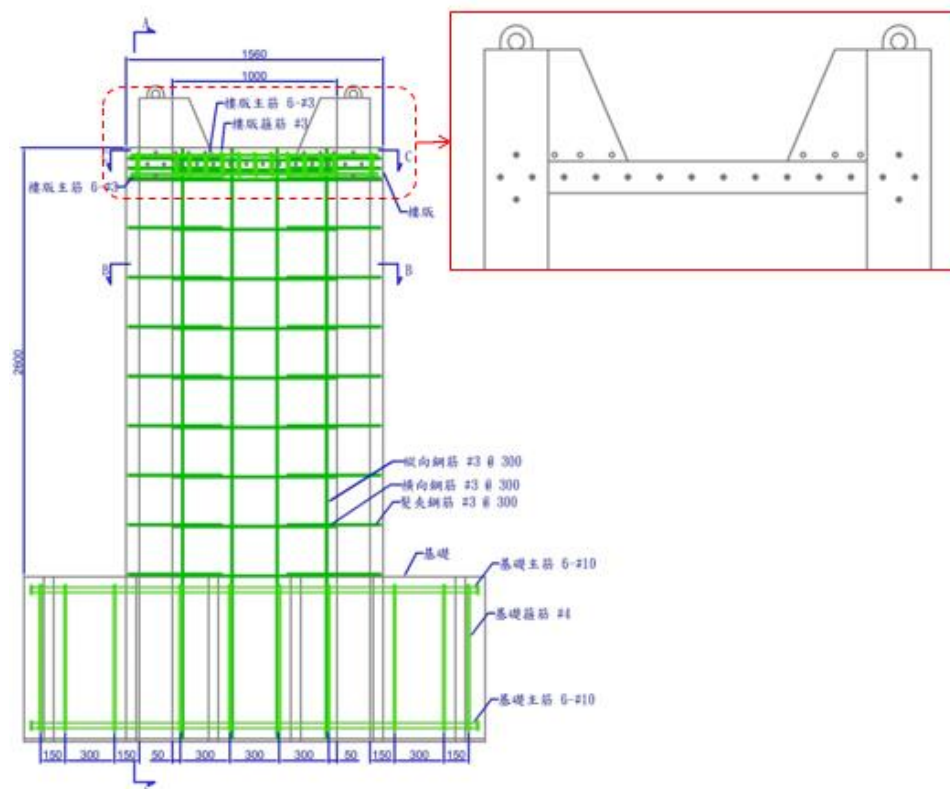


圖 3.1 1×1W 試體示意圖(單位：mm)

(資料來源：本研究製作)

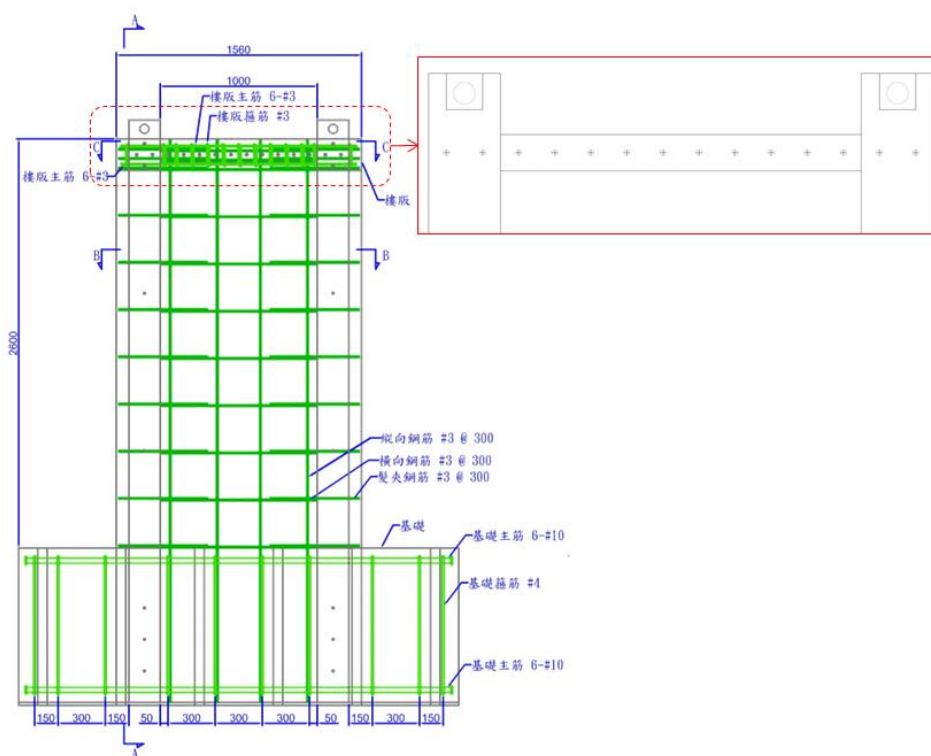


圖 3.2 1×1F 試體示意圖(單位：mm)

(資料來源：本研究製作)

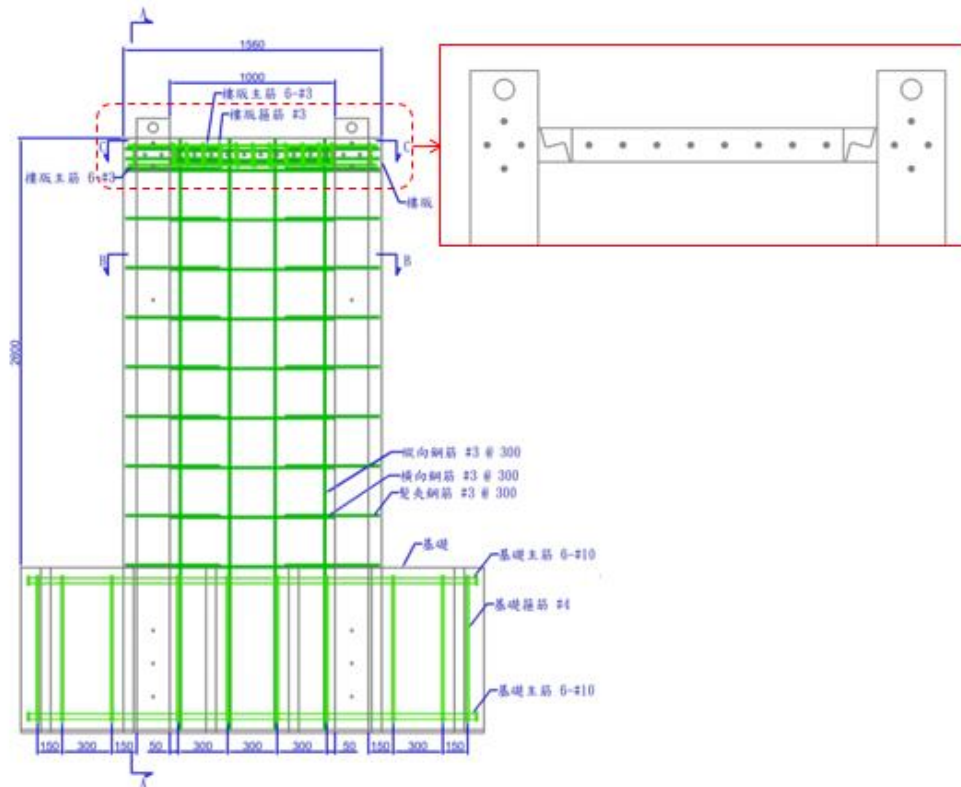


圖 3.3 1×1H 試體示意圖(單位：mm)

(資料來源：本研究製作)

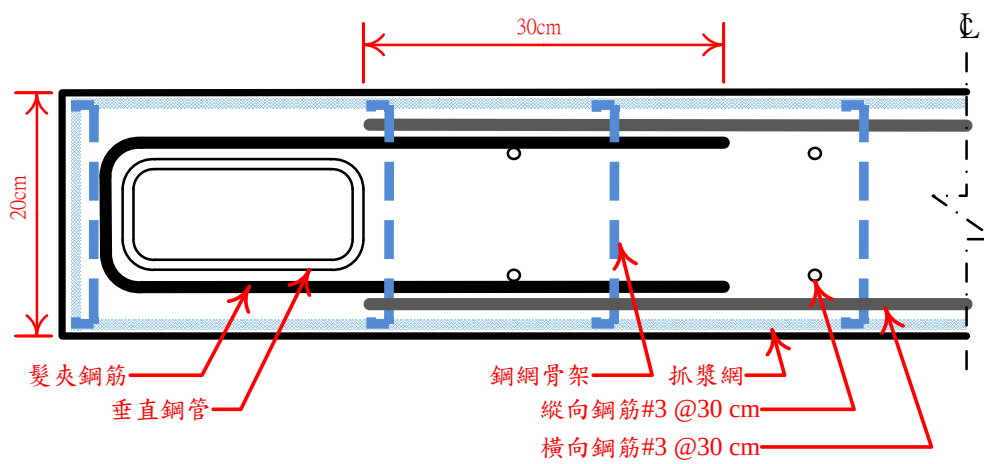
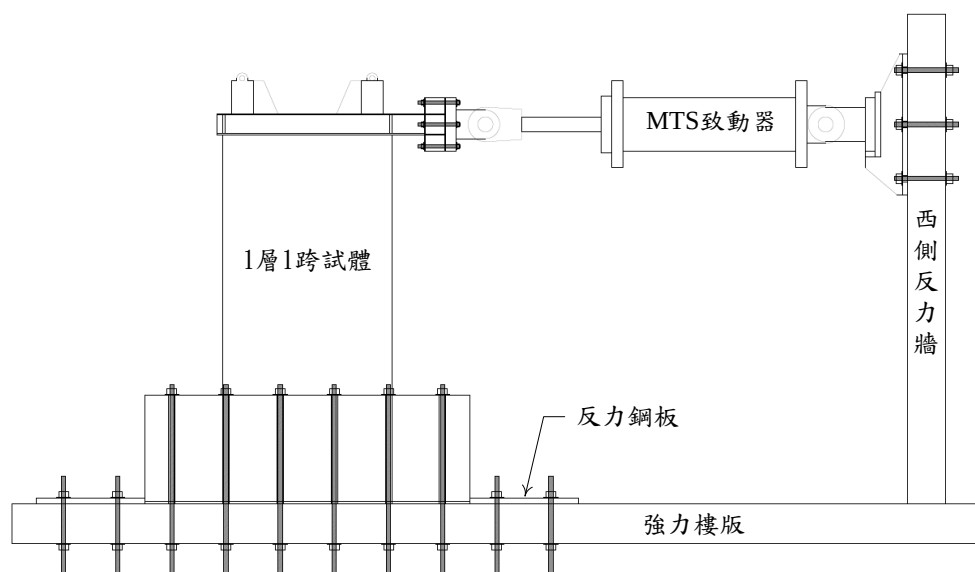
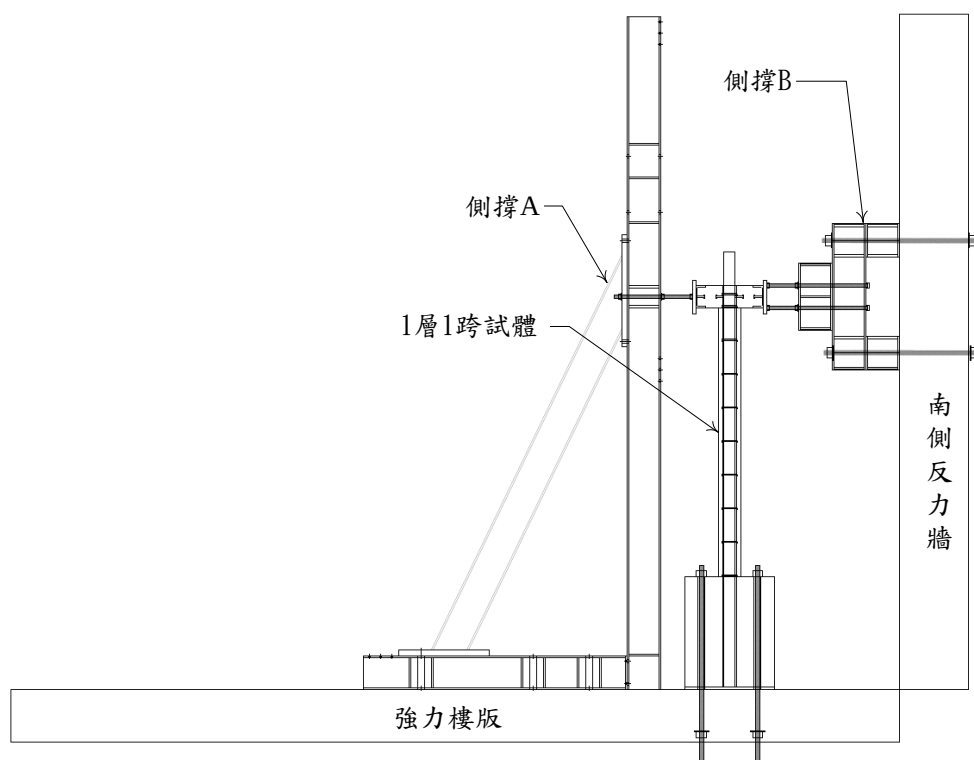


圖 3.4 牆體剖面示意圖

(資料來源：本研究製作)



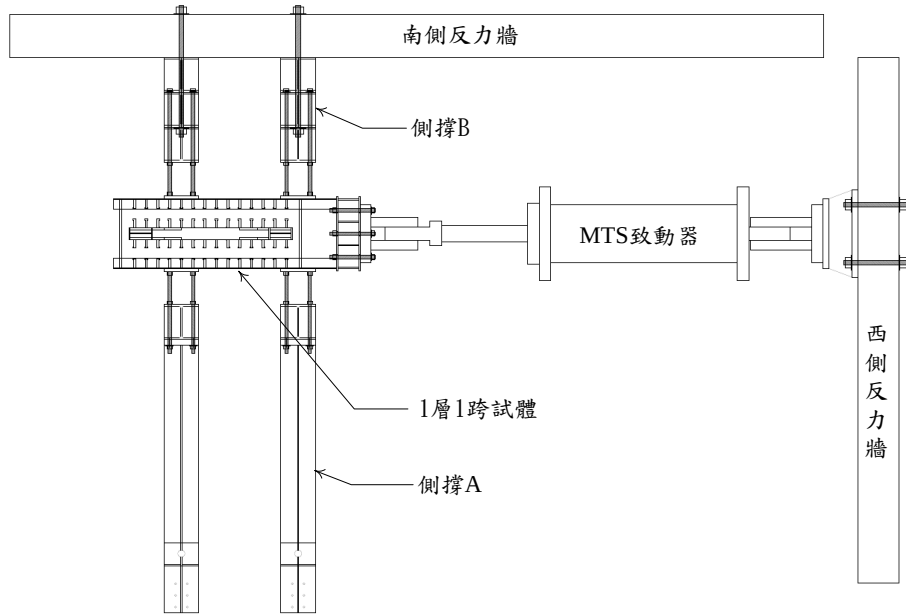
(a) 正視圖



(b) 側視圖

圖 3.5 單一單元試體試驗配置圖

(資料來源：本研究製作)



(c) 上視圖

圖 3.5 單一單元試體試驗配置圖(續)

(資料來源：本研究製作)

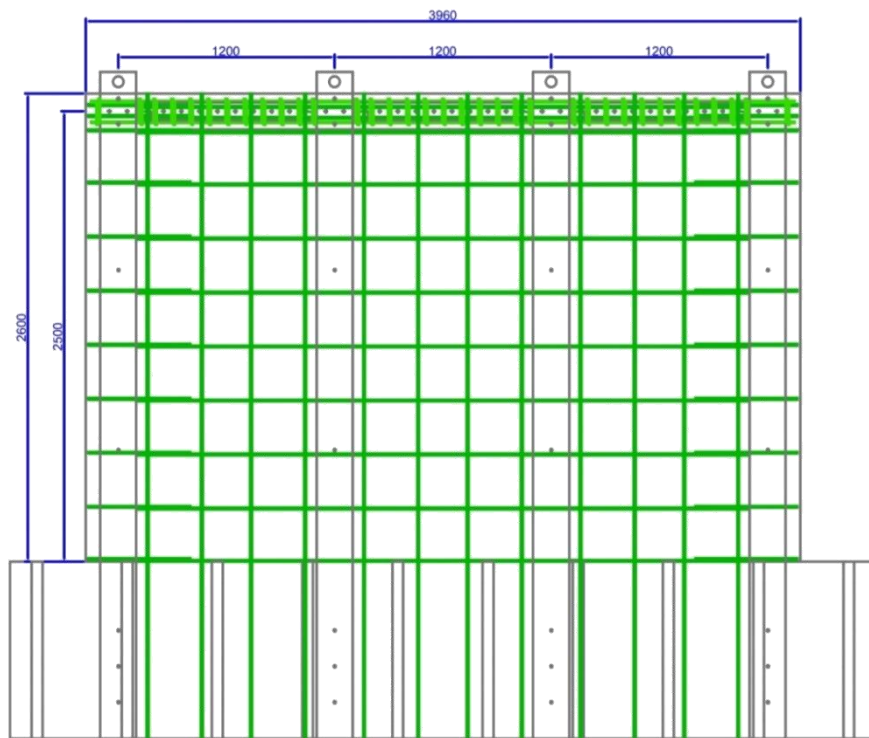
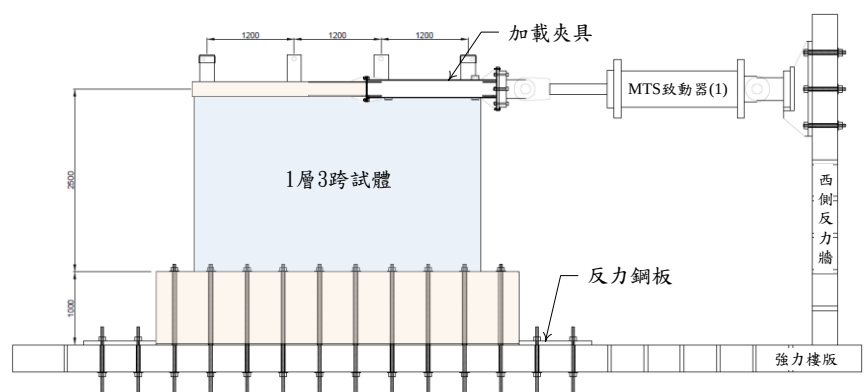
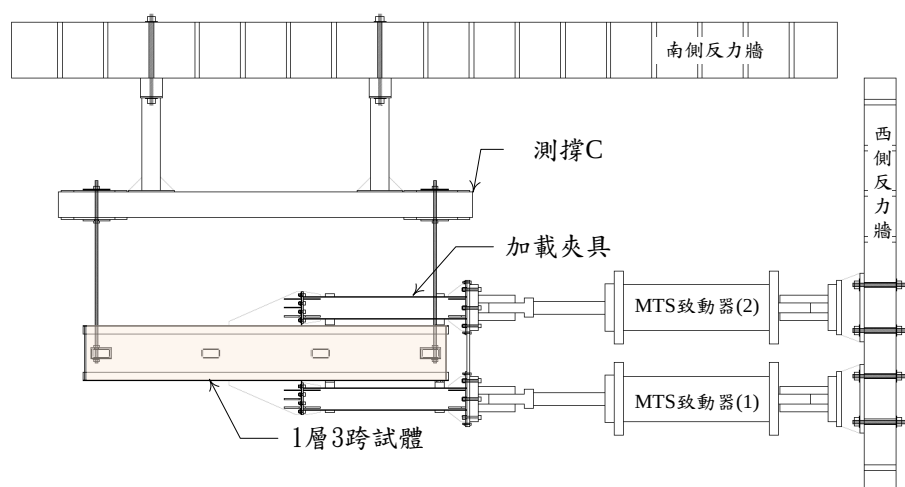


圖 3.6 1×3 試體示意圖(單位：mm)

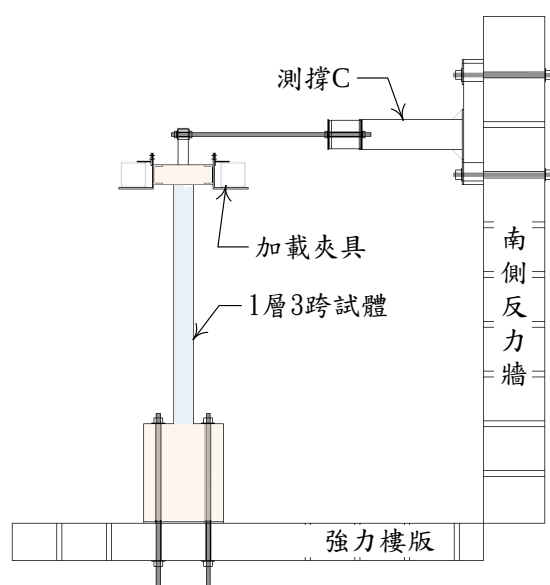
(資料來源：本研究製作)



(a) 正視圖



(b) 上視圖



(c) 側視圖

圖 3.7 1×3 試體試驗配置圖

(資料來源：本研究製作)

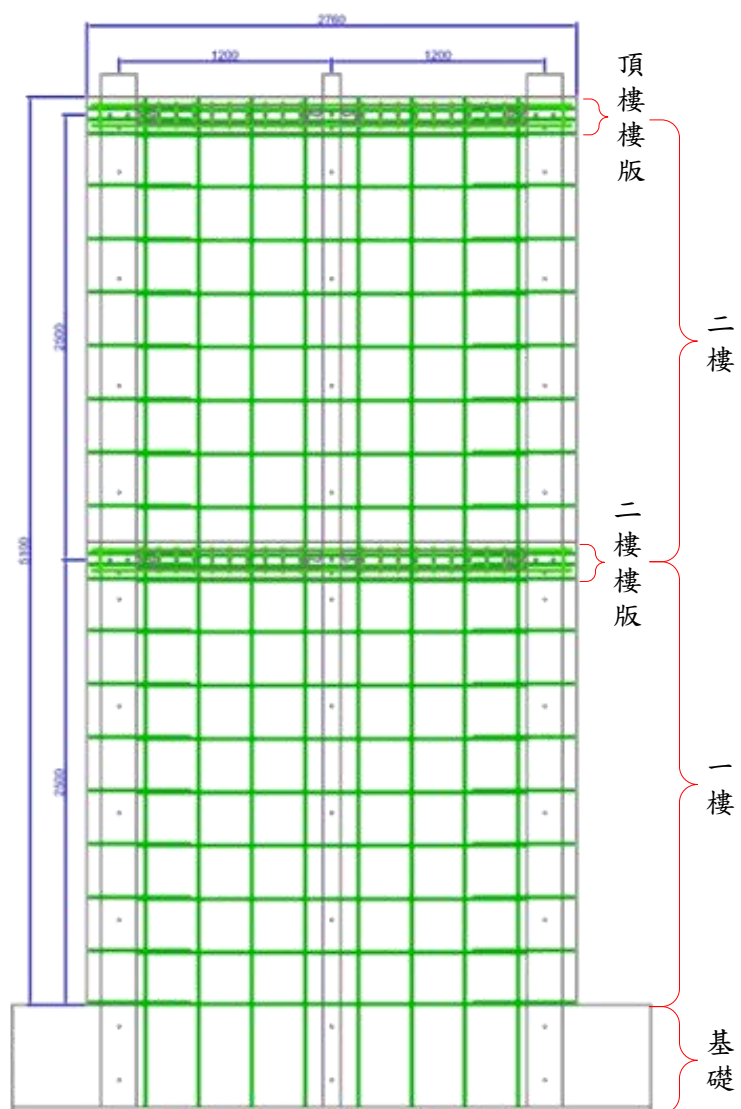
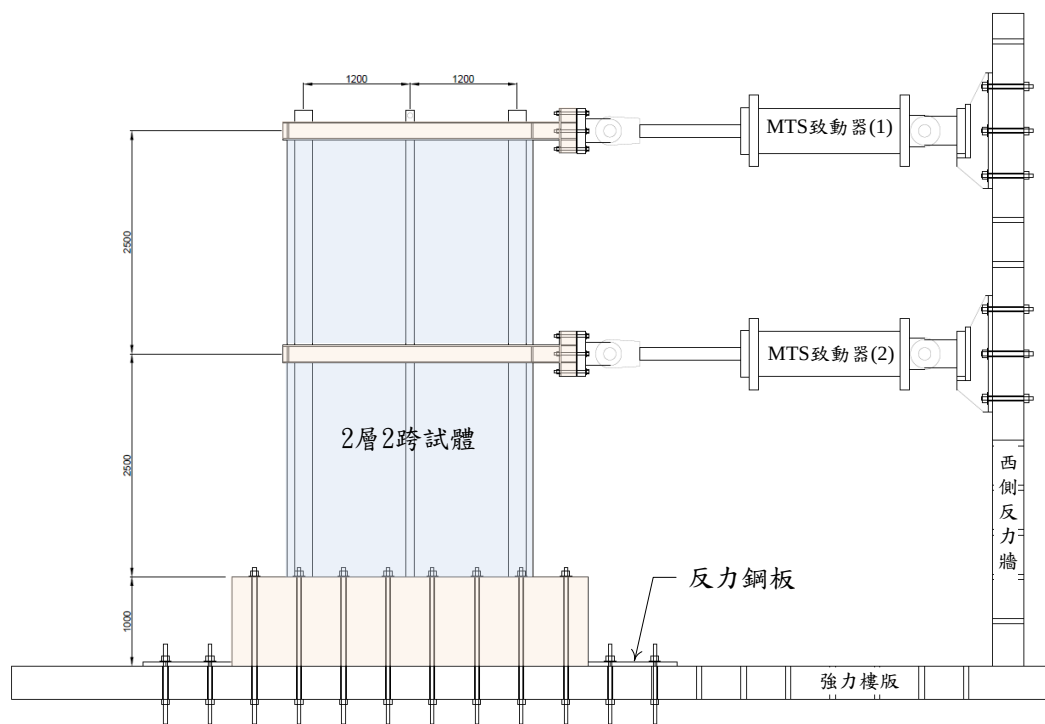
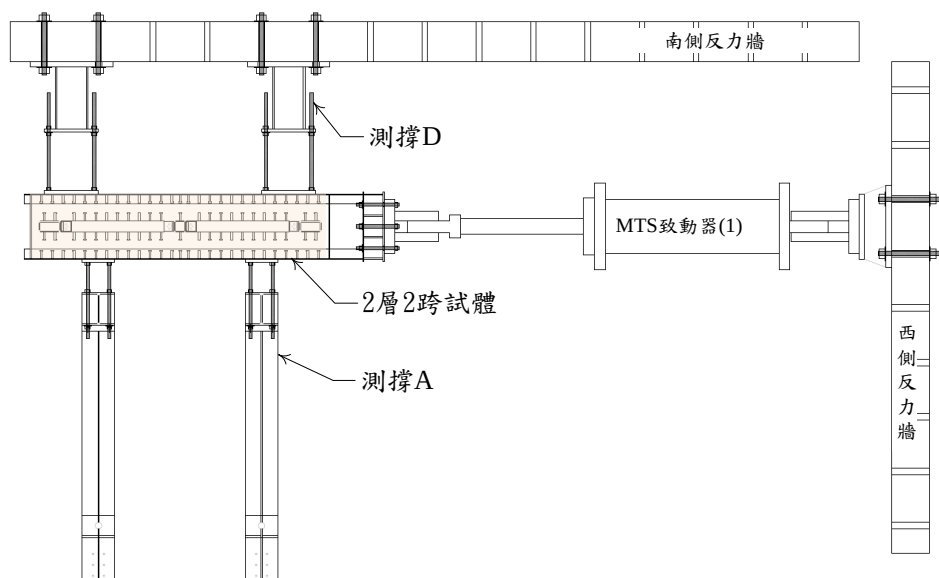


圖 3.8 2×2 試體示意圖(單位：mm)

(資料來源：本研究製作)



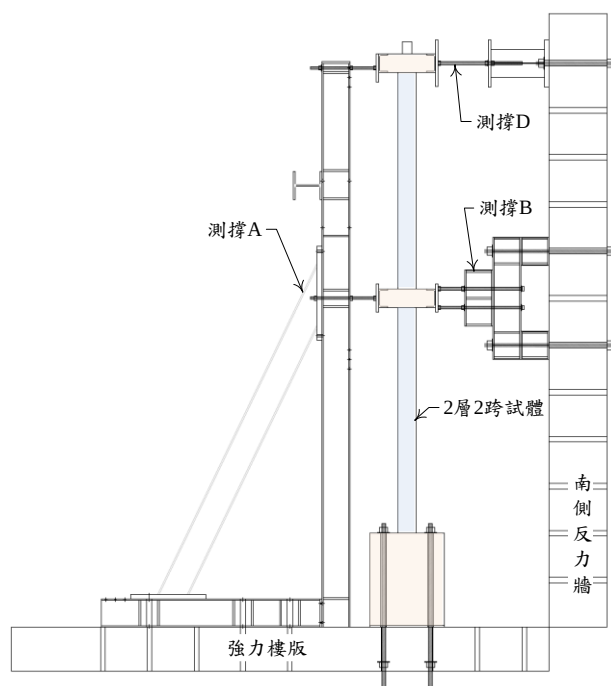
(a) 正視圖



(b) 上視圖

圖 3.9 2×2 試體試驗配置圖

(資料來源：本研究製作)



(c) 側視圖

圖 3.9 2×2 試體試驗配置圖 (續)

(資料來源：本研究製作)

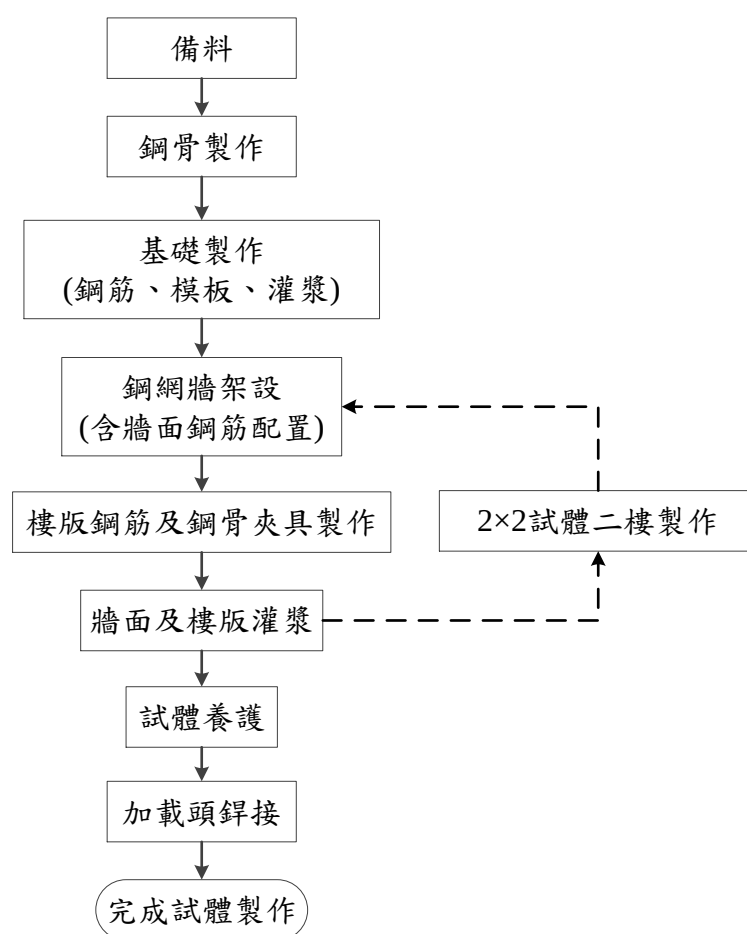


圖 3.10 試體製作流程

(資料來源：本研究製作)



圖 3.11 工廠內鋼骨製作

(資料來源：本研究製作)

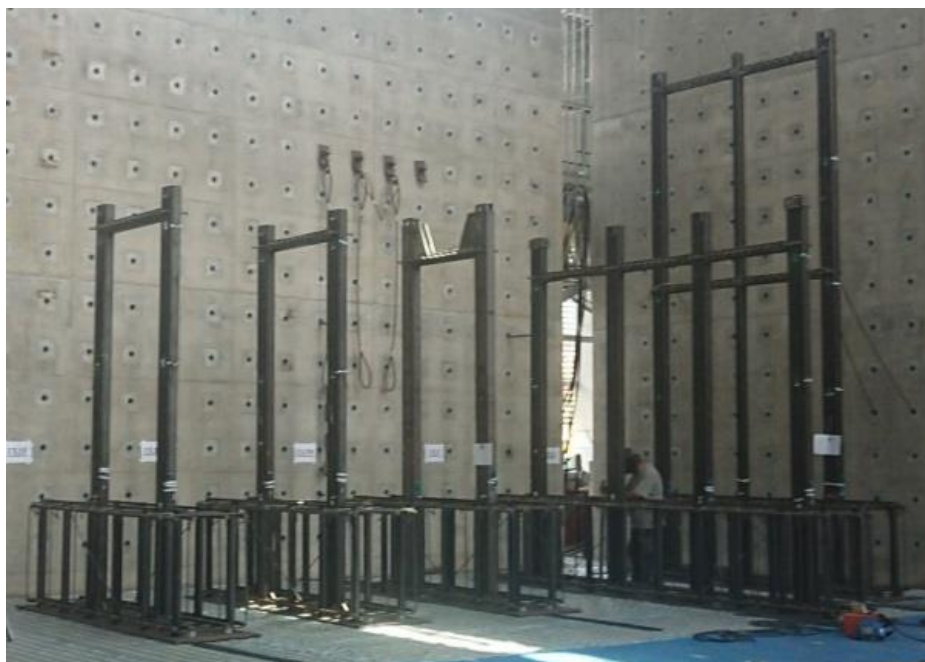


圖 3.12 鋼管骨架完成
(資料來源：本研究製作)



圖 3.13 基礎製作
(資料來源：本研究製作)



圖 3.14 鋼網骨架及牆面鋼筋架設
(資料來源：本研究製作)



圖 3.15 打設抓漿
(資料來源：本研究製作)



圖 3.16 鋼網牆製作完成
(資料來源：本研究製作)



圖 3.17 試體製作完成
(資料來源：本研究製作)

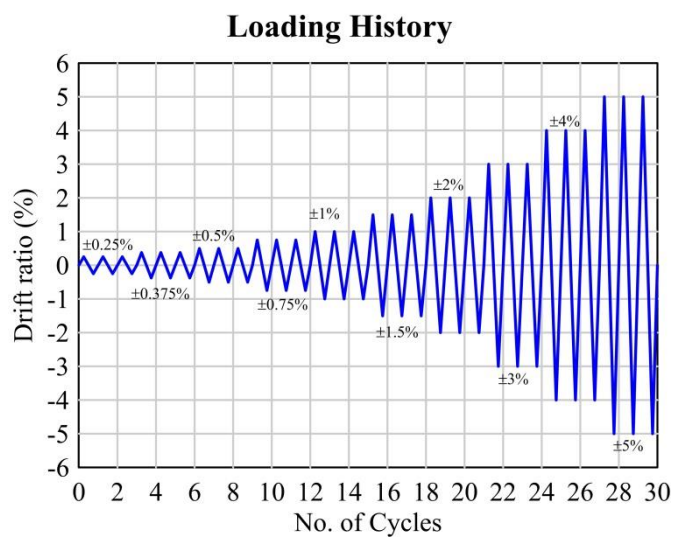


圖 3.18 加載歷程圖

(資料來源：本研究製作)

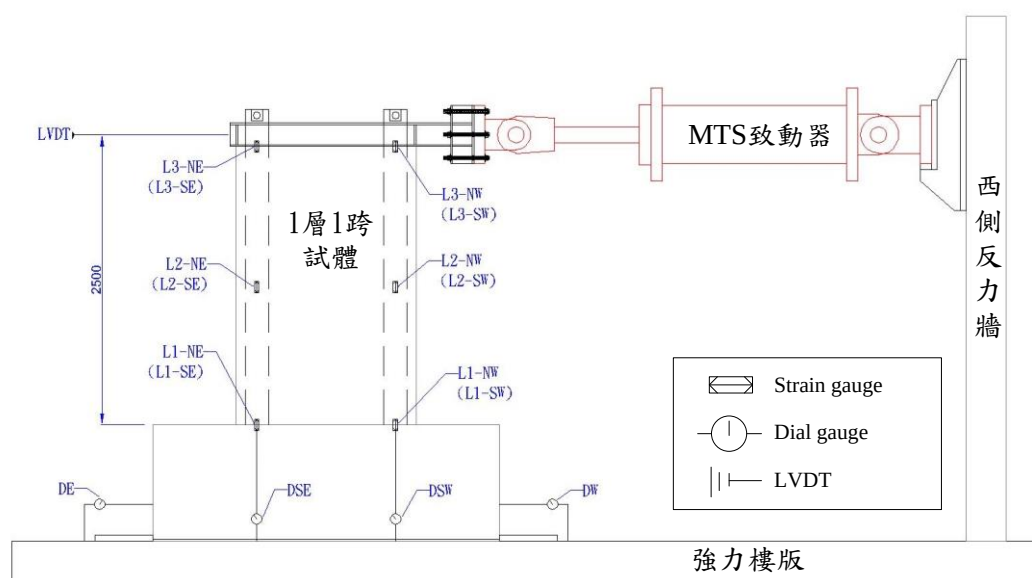


圖 3.19 一層一跨試體測計配置

(資料來源：本研究製作)

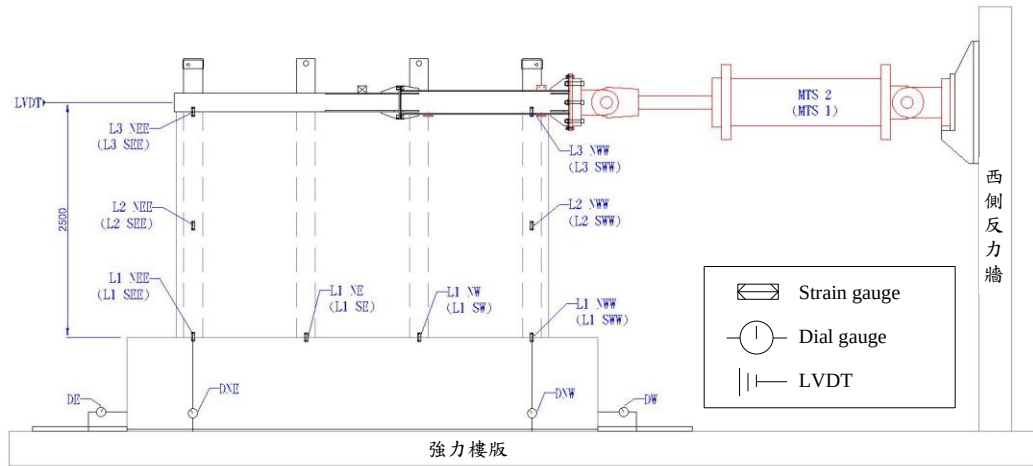


圖 3.20 1×3 試體測計配置

(資料來源：本研究製作)

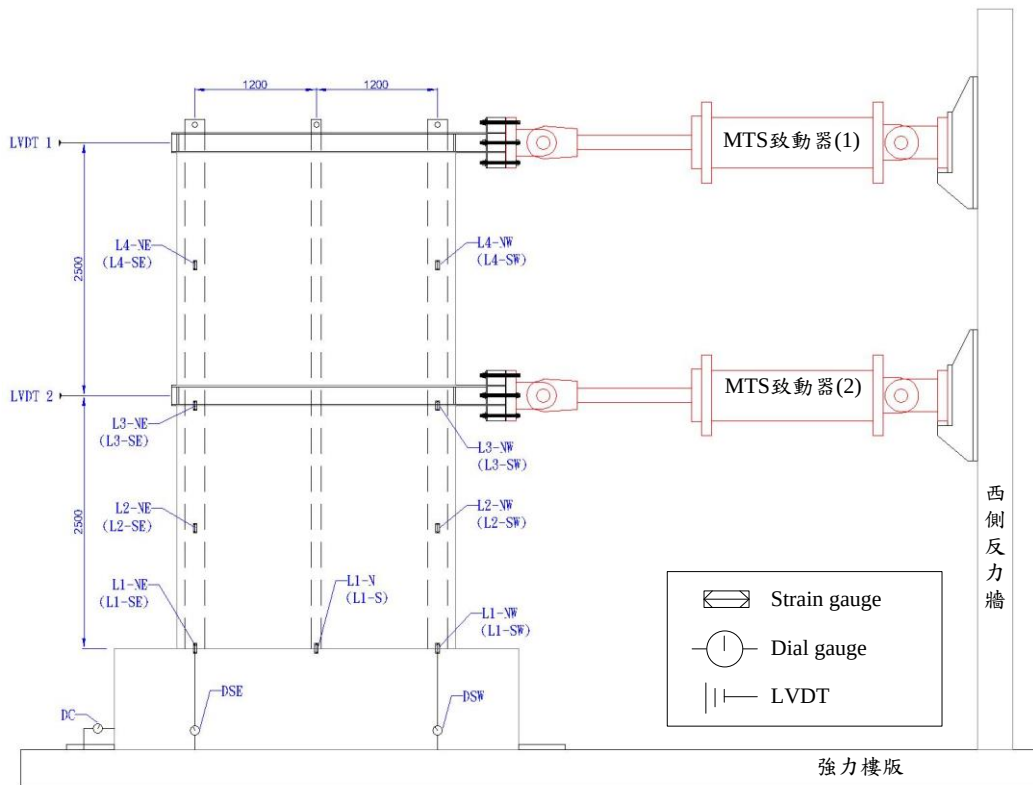


圖 3.21 2×2 試體測計配置

(資料來源：本研究製作)

第四章 試驗結果與討論

第一節 整體行為

1. 1×1W 試體

圖 4.1 及圖 4.2 分別為該試體之遲滯回圈及包絡線，正向最大強度為 116 tf，負向最大強度為 104 tf，都發生在層間位移角 1.5% 時。在層間位移角進入 5.0% 第一圈時正負向強度皆低於最大強度之 75%，結束試驗。圖 4.3 為試體在各層間位移角時之情況，可以看到在層間位移角 0.25% 時垂直桿件與牆腹間之界面剪力裂縫就已經發展出來，而在牆腹上呈現約 45 度角的裂縫則在層間位移角 1.0% 後較為明顯，表示牆腹混凝土確實有發展出壓桿行為。試驗後情況如圖 4.4，可以看到牆腹混凝土雖有明顯裂縫，如圖 4.4(a)，但鑿除水平桿件上方混凝土後發現此試體為水平桿件破壞控制，如圖 4.4(b)。試體設計時設定之破壞模式為牆腹混凝土壓碎，不過混凝土實測強度高達 408 kgf/cm^2 ，牆腹強度遠高於預期，致使實際破壞模式轉為水平桿件破壞。由於本試體垂直桿件強度有進行加強（H 型鋼加封板），加上混凝土強度偏高，導致非預期之破壞模式。

2. 1×1F 試體

圖 4.5 及圖 4.6 分別為該試體之遲滯回圈及包絡線，正向最大強度為 97.4 tf，負向最大強度為 99.2 tf，都發生在層間位移角 2.0% 時。在層間位移角進入 4.0% 第一圈時正負向強度皆低於最大強度 75%，結束試驗。圖 4.3 為試體在各層間位移角時之情況，由於混凝土強度過高，可以看到直至試驗結束界面剪力裂縫及牆腹裂縫都發展的不完全，如圖 4.8(a)。鑿除水平桿件與垂直桿件接合處之混凝土後，可以看到接合處點處鉚道受到結點垂直剪力而破壞之情況，如圖 4.8(b)。試體設計時設定之破壞模式為垂直鋼管降伏，不過由於混凝土強度過高，使得結點垂直剪力高於預期，實際破壞模式轉為結點垂直剪力破壞。

3. 1×1H 試體

圖 4.9 及圖 4.10 分別為該試體之遲滯回圈及包絡線，正向最大強度為

83.2 tf，負向最大強度為 76.3 tf，都發生在層間位移角 1.5%時。在層間位移角進入 4.0%第一圈時正負向強度皆低於最大強度 75%，在完成 4.0%三個迴圈後結束試驗。圖 4.11 為試體在各層間位移角時之情況，在層間位移角 0.75%時界面剪力裂縫及牆腹裂縫開始發展，但發展得非常緩慢。界面剪力裂縫及牆腹裂縫直至 4%試驗結束後仍未發展完全，如圖 4.12(a)，而簡易接頭則是完全斷裂，如圖 4.12(b)，圖中樓版鋼筋系鉚道開裂後受擠壓而被推入裂縫。試體設計時設定之破壞模式為結點垂直剪力破壞，實際破壞模式與設定之破壞模式相同。

4. 1×3 試體

圖 4.13 及圖 4.14 分別為該試體之遲滯迴圈及包絡線，正向最大強度為 161 tf，發生在層間位移角 1.5%時，負向最大強度為 167 tf，發生在層間位移角 0.75%時。在層間位移角進入 4.0%第一圈時正負向強度皆低於最大強度 75%，結束試驗。圖 4.15 為試體在各層間位移角時之情況，在層間位移角 0.25%時界面剪力裂縫及牆腹裂縫就已開始發展，0.75%時中間跨之界面兩側混凝土保護層已經開始剝落。圖 4.16 為層間位移角 4%時牆面單元底部，圖 4.17 則為垂直鋼管的兩側，可以明顯地觀察到牆面底部的開口位置及鋼管兩側的相對錯動隨著加載方向變換，表示牆單元有獨立形成壓桿，代表使用等值斜撐方式模擬多單元鋼管鋼網牆的確是一個合理的方式。鑿除簡易接頭周圍的混凝土後可以發現 6 個簡易接頭皆受結點垂直剪力而破壞，如圖 4.18。試體設計時設定之破壞模式為為垂直鋼管降伏，實際破壞模式為結點垂直剪力破壞。

5. 2×2 試體

圖 4.21 及圖 4.20 分別為該試體之遲滯迴圈及包絡線。正向最大基底剪力為 136 tf，負向最大基底剪力為 138 tf，都發生在層間位移角 1.5%時。在樓頂位移角進入 4.0%第一圈時正負向強度皆低於最大強度 75%，結束試驗。圖 4.21 為二樓及一樓之遲滯迴圈，可以發現大部分的變形都集中在一樓。圖 4.22 為試體在各層間位移角時之情況，一樓在樓頂位移角 0.25%時中央垂直鋼管界面剪力裂縫開始發展，在樓頂位移角 0.375%時牆腹裂縫開始發展，在樓頂位移角 0.75%時中央垂直鋼管兩側混凝土表面開始剝落。而二樓在樓頂位移角 0.5%時中央垂直鋼管界面剪力裂縫開始發展，在樓頂位移角 3.0%時

牆腹裂縫才開始發展，且皆發展得非常緩慢。試驗結束時試體整體狀況如圖 4.23(a)。第一層應變計觀測到在層間位移角 0.75% 時牆兩側垂直鋼管降伏，試驗結束後鑿除兩側垂直鋼管底部混凝土可觀察到鋼管表面有明顯局部挫屈，如圖 4.23(b)，確認破壞模式為兩側垂直鋼管降伏或局部挫屈。另，將垂直鋼管切開後，可觀察到靠近基礎面之鋼管內填滿混凝土，因此鋼管內混凝土之澆置合乎預期，如圖 4.24。試體設計時設定之破壞模式為垂直鋼管降伏，與設定之破壞模式相同。

第二節 破壞模式對應之元件強度及韌性

本節整合本案所做之 5 座試體及 2017 年台科大所做之 6 座試體，一共以 11 座鋼管鋼網牆試體討論在不同破壞模式下所對應之元件強度以及系統韌性。正負向最大強度 V_{peak} 、降伏位移 δ_y 、極限位移 δ_u 、位移角容量 θ_u 及彈性勁度列於表 4.1，正負向之平均、韌性 μ 、韌性容量 R 及破壞模式列於表 4.2。其中各參數之定義如圖 4.25 包絡線示意圖，以正向為例解說， V_{peak}^+ 為正向最大強度，在強度達 $0.75V_{peak}^+$ 前構架視為彈性，與原點之斜率為彈性勁度 K_F^+ 。強度下降至 $0.8V_{peak}^+$ 時之位移視為移構架極限位移 δ_u^+ ，所對應之位移角即為位移角容量 θ_u^+ 。達 δ_u^+ 前包絡線所圍成的面積為構架所消散之能量，以等能量之概念求出紅線所包覆之面積與之相等，得到構架之降伏位移 δ_y^+ 。構架之韌性 μ 為 δ_u^+/δ_y^+ ，而由於鋼管鋼網牆系統主要用於低樓層街屋的多屬於短周期結構，因此韌性容量 R 以等能量方法求得， $R = \sqrt{2\mu - 1}$ 。

鋼管鋼網牆可能的破壞模式有 3 種，分別為牆腹混凝土壓碎、結點垂直剪力破壞及垂直鋼管降伏，以下將依此三種破壞模式分別討論。

1. 牆腹混凝土壓碎

破壞模式為牆腹混凝土壓碎的試體共有 2 座，為 W-1 及 W-2。此 2 試體皆 2018 年台科大所做之試體，由此 2 座試體之數據得到牆腹等值斜撐強度 $P_n = A \times f_c'$ ，其中等值斜撐之有效面積 $A = td/7.4$ ， t 為牆體寬度， d 為牆體對角線長度[3]。由於混凝土變異性較大，且試體數量不多，建議強度折減係數採用 0.65，等值斜撐設計強度為 $P = 0.65P_n$ 。

以上述等值斜撐強度公式計算 1×1W 試體之等值斜撐強度 P_n 為 306 tf。

1×1W 試體為水平桿件破壞，由最大側推強度可計算出等值斜撐所受之軸力為 268 tf，其強度比為 0.88，因此尚未破壞，與試驗結果相符。

2. 結點垂直剪力破壞

破壞模式為結點垂直剪力破壞的試體共有 5 座，其中有 4 座為單一單元試體，分別為 1×1F、1×1H、NTC100 及 NTC200 試體；1 座為多單元試體，為 1×3 試體。

1×1H、NTC100 及 NTC200 試體水平鋼管則採用簡易接頭與垂直鋼管接合，結點剪力強度 P_{vn} 由試驗數據得到，分別為 148、139 及 160 tf，3 者之平均為 149 tf。單一單元試體中 1×1F 試體水平鋼管斷面為 RHS 100×100×6，採用銲接與垂直鋼管接合，結點剪力強度 P_{vn} 由試驗數據得到為 194 tf。將結點剪力強度 P_{vn} 換算為每單位銲道長度提供之強度為 4.85 tf/cm，以此估計當水平鋼管採用斷面 RHS 200×100 時，所能提供的結點剪力強度 P_{vn} 為 291 tf。垂直剪力強度由 RC 剪力摩擦及銲道提供，RC 剪力摩擦以及銲道之強度折減係數均為 0.75，由於試體數量不多，因此建議結點垂直剪力強度折減係數採用 0.7，結點垂直剪力設計強 $P_v = 0.7P_{vn}$ 。若結點使用簡易接頭之結點垂直剪力設計強度 P_v 為 104 tf，適用於 RHS 100×100 及 RHS 200×100 鋼管；結點使用銲接且水平鋼管斷面為 RHS 100×100 之結點垂直剪力設計強度 P_v 為 136 tf；結點使用銲接且水平鋼管斷面為 RHS 200×100 之結點垂直剪力設計強度 P_v 為 204 tf。

一層多跨之 1×3 試體水平桿件與垂直桿件之 6 個接合處皆採用簡易接頭，以等值斜撐分析方式做構架分析，桿件材料強度皆採用實際材料強度，當此構架受到試驗之最大側推力時桿件及結點 Strength Ratio 如圖 4.26 所示。可以發現雖然結點垂直剪力之 Strength Ratio 為三者中之最大，但也僅達到 0.74，尚未達到臨界載重。但在試驗結果卻已經發生結點垂直剪力破壞，由圖 4.26 中可以發現分析時各單元之桿件皆是均勻受力，但實際牆面結構與分析模型還是有一定的落差，由圖 4.18 簡易接頭破壞情況可以看出邊跨外側的接頭破壞較內部接頭來得嚴重，由此推測一層多跨之鋼管鋼網牆實際各單元受力並非如分析一般均勻，推測試體開始受力時邊跨外側之結點所受之力量應是大於內部結點的，破壞由外側結點先發生，逐漸往內側結點發生逐進式破壞。故此建議當單層多跨時應該加強邊跨結點，建議採用銲接，且上水平桿件建議使用 RHS 200×100 之斷面，以增結點垂直剪力強度。

3. 垂直鋼管降伏

破壞模式為垂直鋼管降伏的試體共有 3 座，其中有 2 座為單一單元試體，分別為 R-1 及 R-2 試體，1 座多單元試體，為 2×2 試體。垂直鋼管強度折減係數及設計強度有現有規範可依循，但考量鋼管底部之混凝土填充品質較難控管，因此設計時應忽略鋼管內混凝土對強度之貢獻。

R-1 及 R-2 是兩組配置相同之試體，試驗構架勁度分別為 4.15 tf/mm 及 3.73 tf/mm，平均為 3.94 tf/mm，以等值斜撐分析方式得到之構架勁度為 4.29 tf/mm，試驗與分析之勁度相差 8%。2×2 試體試驗構架勁度為 4.72 tf/mm，以等值斜撐分析方式得到之構架勁度為 5.25 tf/mm，試驗與分析之勁度相差 10%，且由分析模型之 Strength Ratio（如圖 4.27 所示）可以看到臨界桿件為一樓之邊柱與試驗結果一致，顯示使用等值斜撐模擬多層多跨之鋼管鋼網牆的確是一個可行的方式。

在第三章中多單元鋼管鋼網牆的分析中可以發現一般情況下鋼管鋼網牆系統皆為鋼管降伏控制，故系統韌性應以破壞模式為鋼管降伏之試體探討。R-1 及 R-2 試體韌性容量 R 分別為 3.62 及 3.35，2×2 試體韌性容量 R 為 3.48，韌性容量相當不錯。但試體與實際結構仍不盡相同，尤其當樓層數為 3 時，結構塑性變形與消能還是會集中在 1 樓，此時韌性容量還是會略為下降，為求保守，建議設計時 R 值取 3.0。

第三節 使用性檢討

實際結構多為多層多跨，本案試驗中以 2×2 試體與實際結構物最為接近，因此本節以 2×2 試體討論鋼管鋼網牆系統受側向力所產生之裂縫發展情況對於使用性上之影響。

圖 4.28 為 2×2 試體樓頂位移角 θ 達 0.5%時（樓頂位移為 25 mm）之裂縫情況，此時之樓頂位移量與 1 倍降伏位移值（ $\delta_y=26.4$ mm）相近。可以看到二樓僅有些許裂縫，一樓垂直桿件處則有明顯的界面剪力裂縫，牆腹則有呈現 45° 的裂縫，裂縫寬度約為 0.2 mm，表面混凝土皆沒有剝落。一般建築物牆面裂縫寬度大於 0.3 mm 時才開始有鋼筋腐蝕之疑慮，以試驗之裂縫情況判斷在降伏位移前所產生之裂縫對於使用性上沒有影響。

圖 4.29 為 2×2 試體樓頂位移角 θ 達 1.0%時（樓頂位移為 50 mm）之裂縫情

況，此時之樓頂位移量與 2 倍降伏位移 ($2\delta_y=52.8\text{ mm}$) 相近。可以看到二樓裂縫與樓頂位移角 $\theta=0.5\%$ 時差異不大，一樓垂直桿件處表面混凝土則有明顯的剝落，牆腹之裂縫則更多，裂縫寬度約為 0.7 mm 。在一般建築物生命週期達到 2 倍降伏位移的機率並不高，雖然表面混凝土剝落會影響使用，但尚可以重新粉光修繕。

表 4.1 各試體正負向最大強度、降伏位移、極限位移、位移角容量及彈性勁度

試體 編號	V_{peak}^+	V_{peak}^-	δ_y^+	δ_y^-	δ_u^+	δ_u^-	θ_u^+	θ_u^-	K_F^+	K_F^-
	tf		mm	mm	mm		%		tf/mm	
1×1W	116	-105	19.0	14.9	102	-95.4	4.08	-3.82	5.70	6.55
1×1F	97.4	-97.5	25.0	22.9	88.1	-75.8	3.52	-3.03	3.78	4.11
1×1H	82.7	-76.0	17.4	12.4	65.7	-72.1	2.63	-2.88	4.49	5.70
1×3	161	-167	6.12	7.30	55.5	-49.8	2.22	-1.99	24.8	21.3
2×2	136	-138	25.8	26.9	170	-175	6.80	-7.00	4.80	4.64
W-1	81.1	77.7	13.1	10.6	96.4	103	3.39	3.61	5.93	7.00
W-2	93.6	94.0	15.2	15.2	93.3	96.8	3.29	3.41	5.76	5.88
R-1	68.0	66.8	18.0	13.6	109	110	3.83	3.88	3.62	4.67
R-2	67.3	63.2	17.6	16.4	110	98.0	3.88	3.45	3.70	3.76
NTC100	63.2	62.4	17.4	8.98	95.3	89.5	3.36	3.15	3.39	6.35
NTC200	60.6	57.2	14.9	5.81	94.3	88.0	3.32	3.10	3.84	9.04

(資料來源：本研究製作)

表 4.2 各試體參數正負向之平均

試體 編號	V_{peak}	δ_y	δ_u	θ_u	K_F	μ	R	破壞 模式
	tf	mm	mm	%	tf/mm			
1×1W	111	17.0	98.7	39.5	5.44	5.90	3.29	D
1×1F	97.5	24.0	82.0	3.28	3.95	3.42	2.41	B
1×1H	79.4	14.9	68.9	2.76	5.10	4.80	2.93	B
1×3	164	6.71	52.7	2.11	23.1	7.85	3.86	B
2×2	137	26.4	173	6.90	4.72	6.55	3.48	C
W-1	79.4	11.9	99.7	3.50	6.47	8.38	4.01	A
W-2	93.8	15.2	95.1	3.35	5.82	6.26	3.39	A
R-1	67.4	15.8	110	3.86	4.15	6.96	3.62	C
R-2	65.3	17.0	104	3.67	3.73	6.12	3.35	C
NTC100	62.8	13.2	92.4	3.26	4.87	7.75	3.80	B
NTC200	58.9	10.4	91.2	3.21	6.44	10.7	4.53	B
破壞模式分類：A-表示為牆腹混凝土壓碎、B-表示為結點垂直剪力破壞、 C-表示為垂直鋼管降伏、D-其他。								

(資料來源：本研究製作)

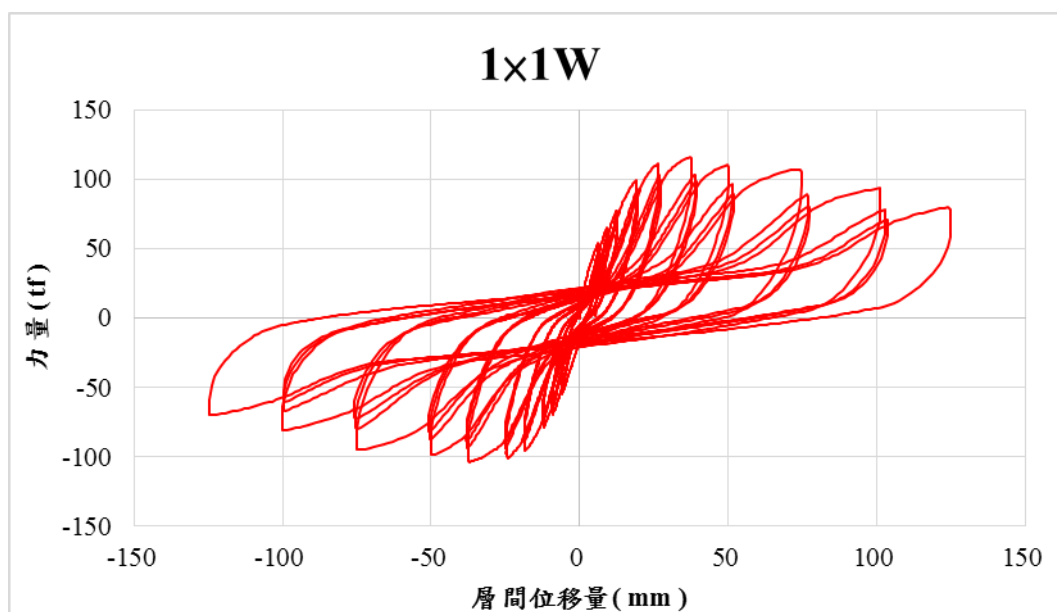


圖 4.1 1×1W 試體遲滯迴圈

(資料來源：本研究製作)

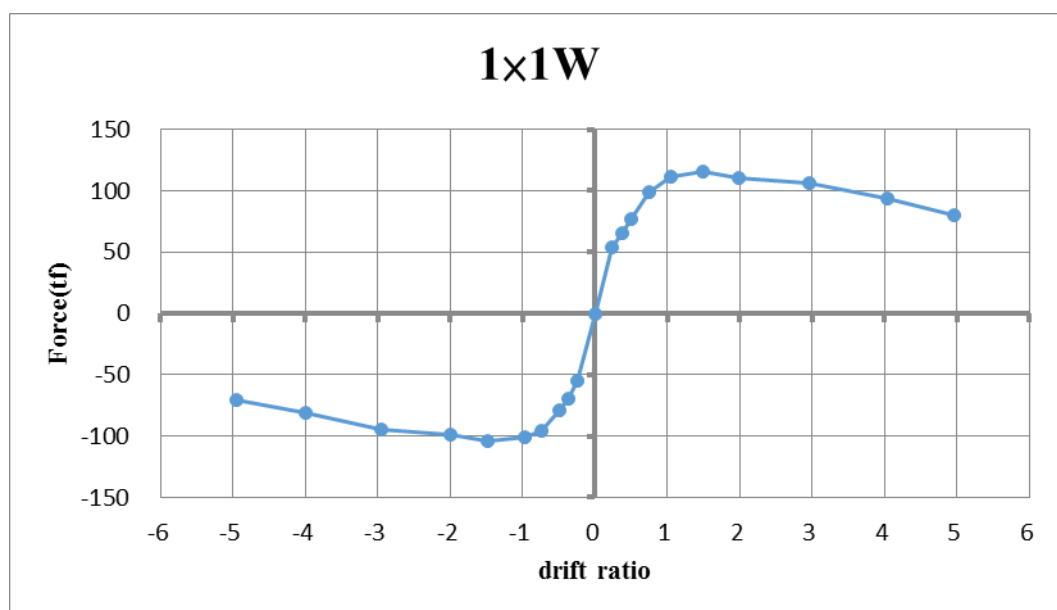


圖 4.2 1×1W 試體遲滯迴圈包絡線

(資料來源：本研究製作)

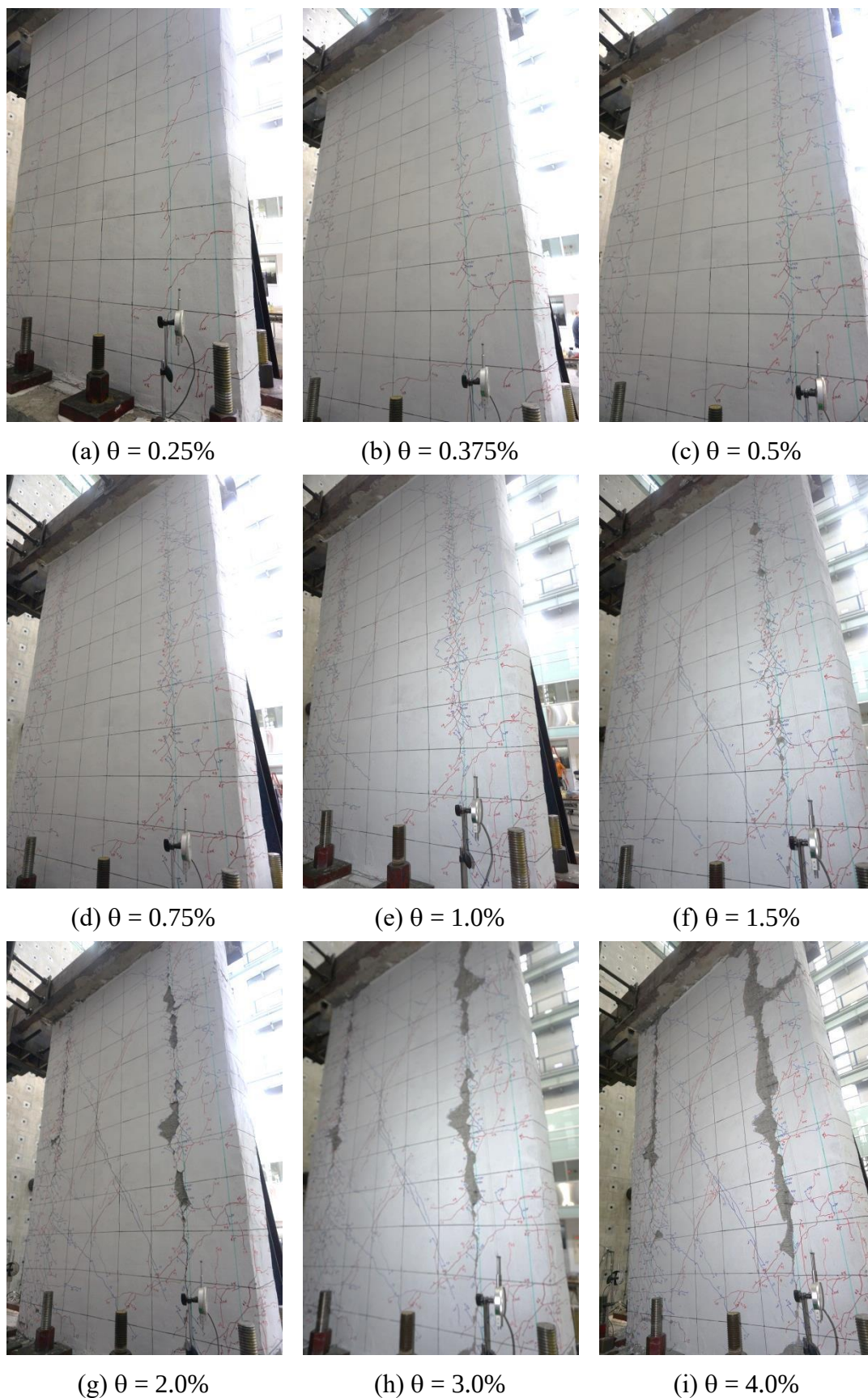


圖 4.3 1×1W 試體不同層間位移角試體破壞情況

(資料來源：本研究製作)



(a) 牆面外觀



(b) 上水平桿件上視

圖 4.4 1×1W 試體試驗後破壞情況

(資料來源：本研究製作)

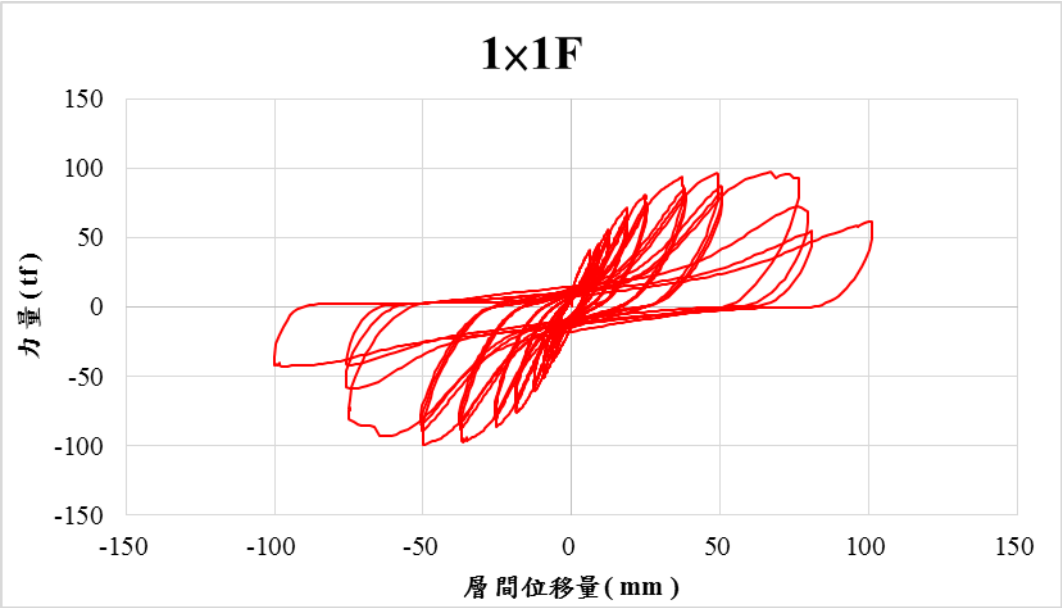


圖 4.5 1×1F 試體遲滯迴圈
(資料來源：本研究製作)

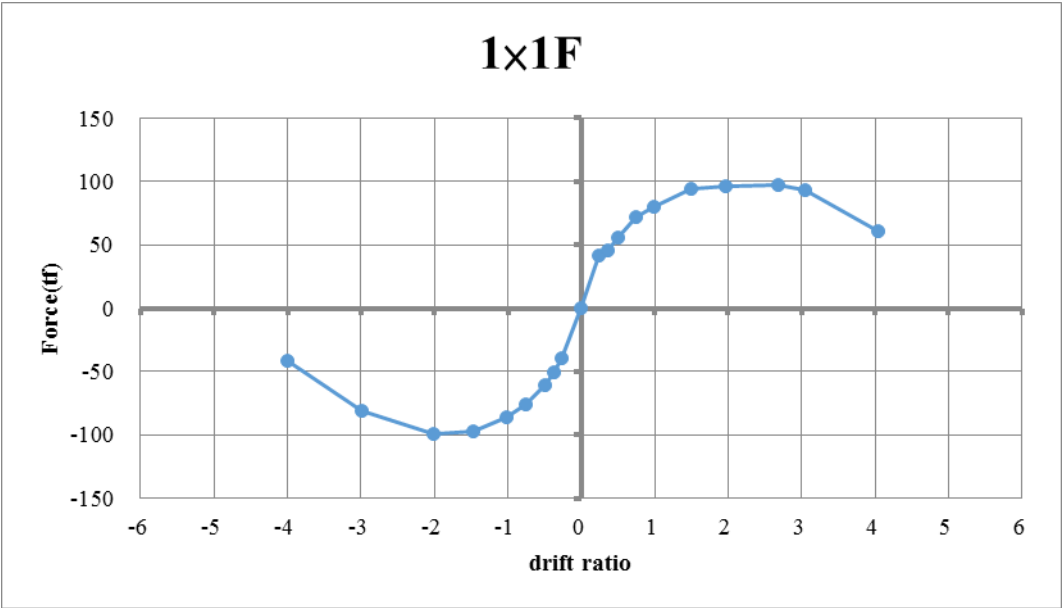
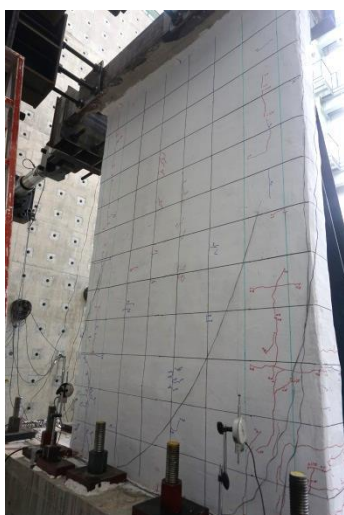


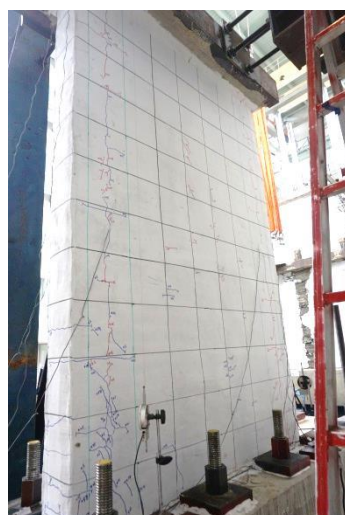
圖 4.6 1×1F 試體遲滯迴圈包絡線
(資料來源：本研究製作)



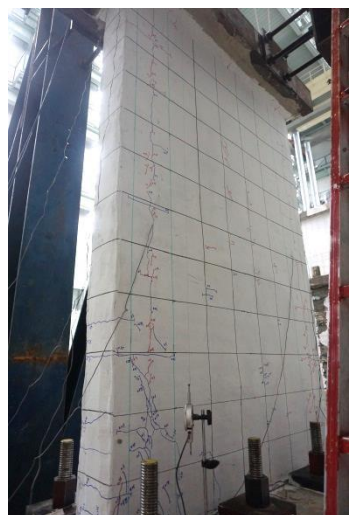
(a) $\theta = 0.25\%$



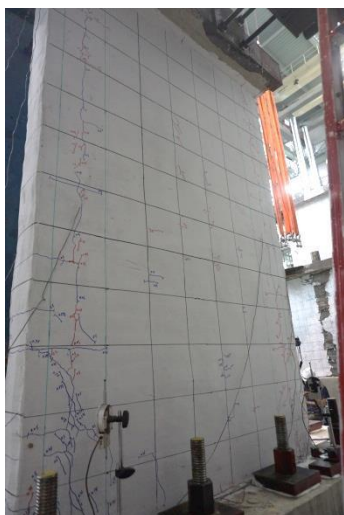
(b) $\theta = 0.375\%$



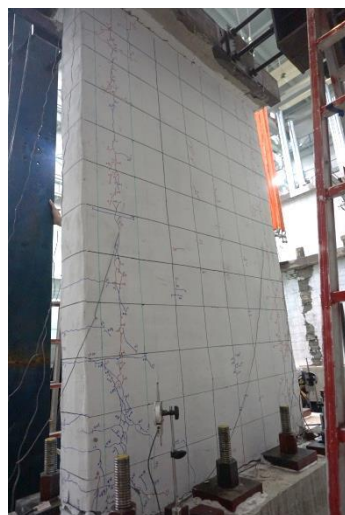
(c) $\theta = 0.5\%$



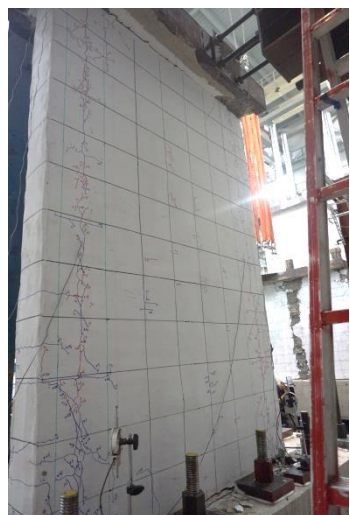
(d) $\theta = 0.75\%$



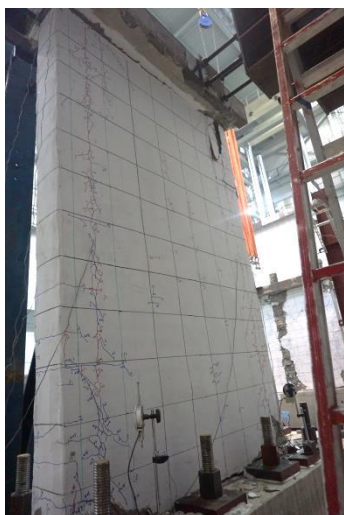
(e) $\theta = 1.0\%$



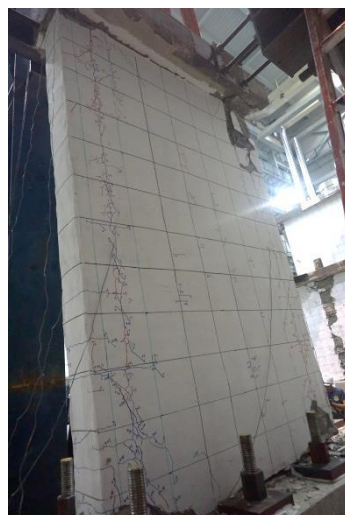
(f) $\theta = 1.5\%$



(g) $\theta = 2.0\%$



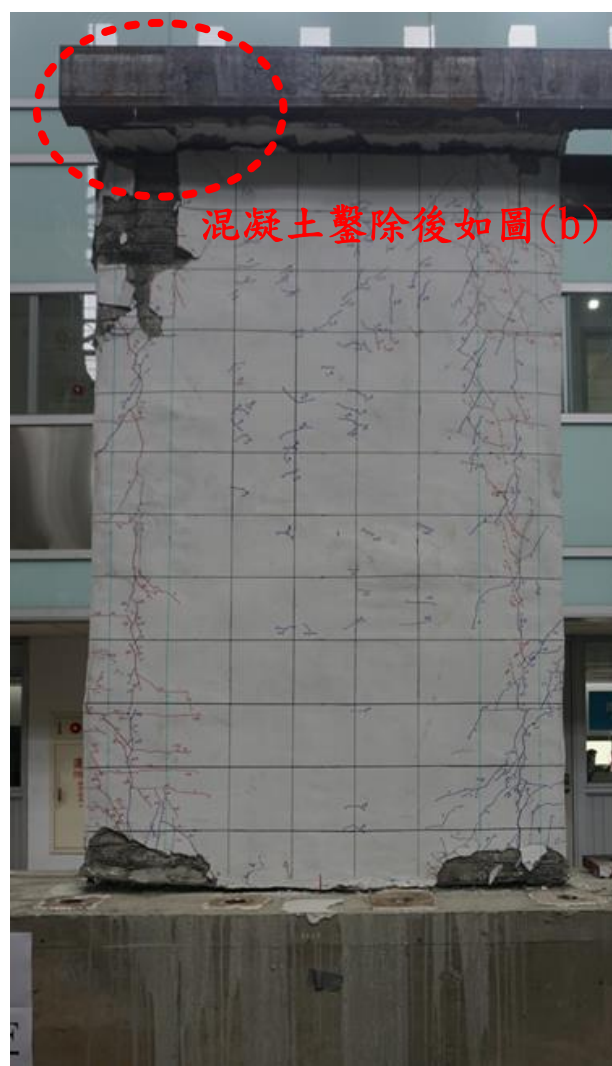
(h) $\theta = 3.0\%$



(i) $\theta = 4.0\%$

圖 4.7 1×1F 試體不同層間位移角試體破壞情況

(資料來源：本研究製作)



(a) 牆面外觀



(b) 結點處上視

圖 4.8 1×1F 試體試驗後破壞情況

(資料來源：本研究製作)

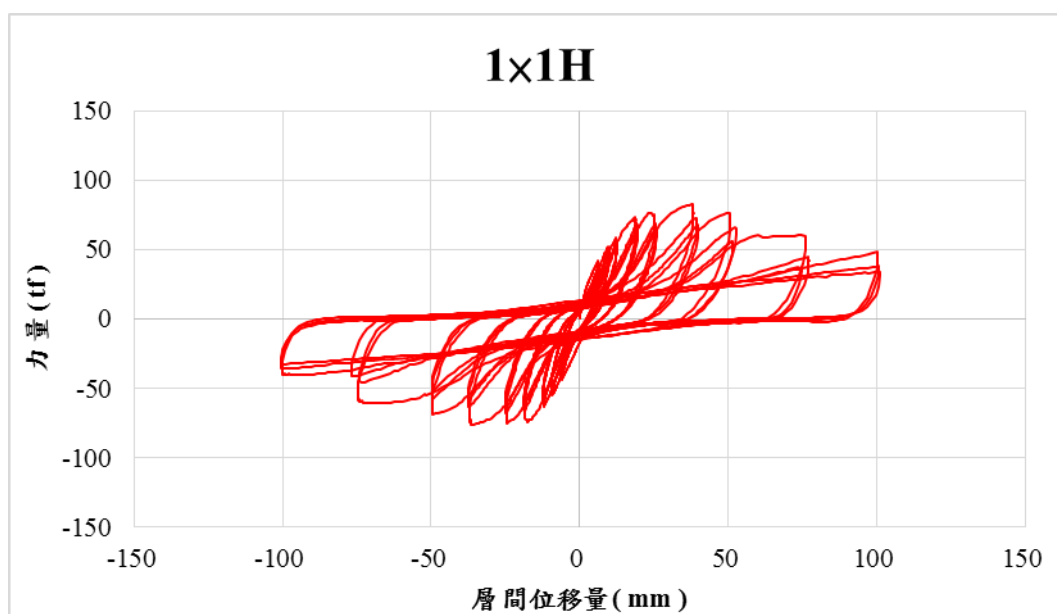


圖 4.9 1x1H 試體遲滯迴圈

(資料來源：本研究製作)

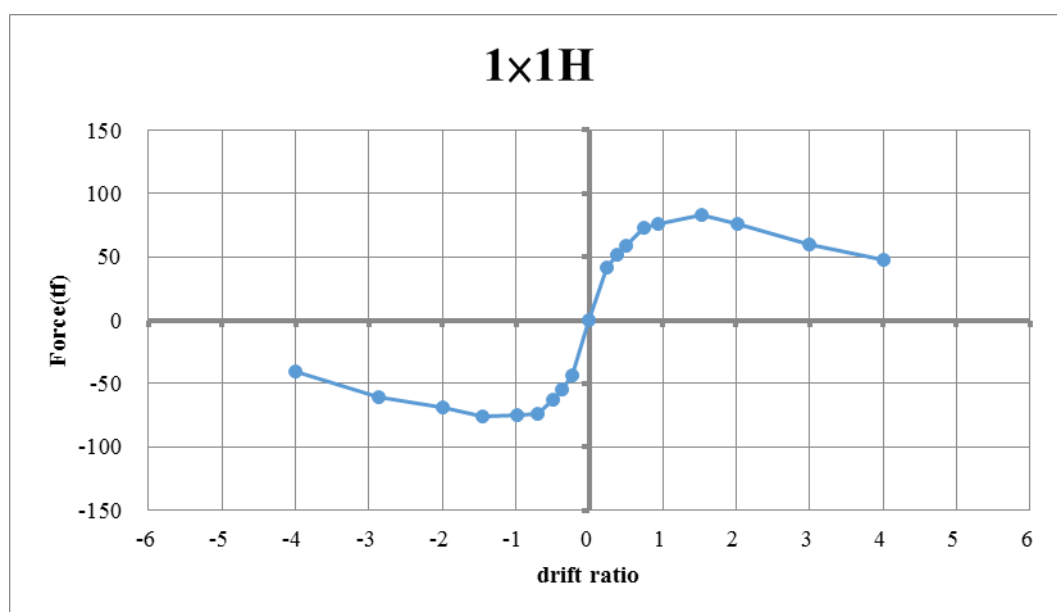


圖 4.10 1x1H 試體遲滯迴圈包絡線

(資料來源：本研究製作)

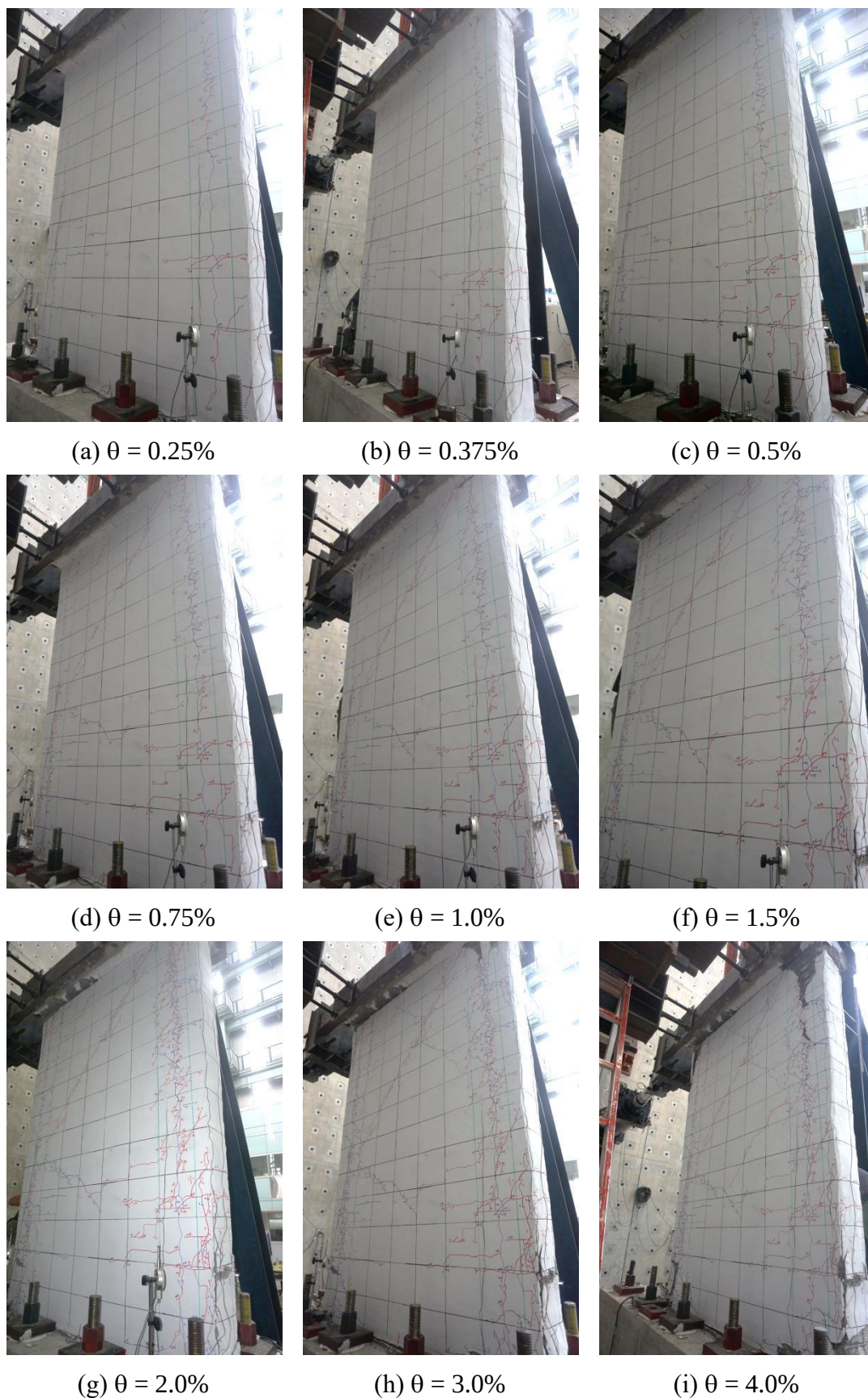
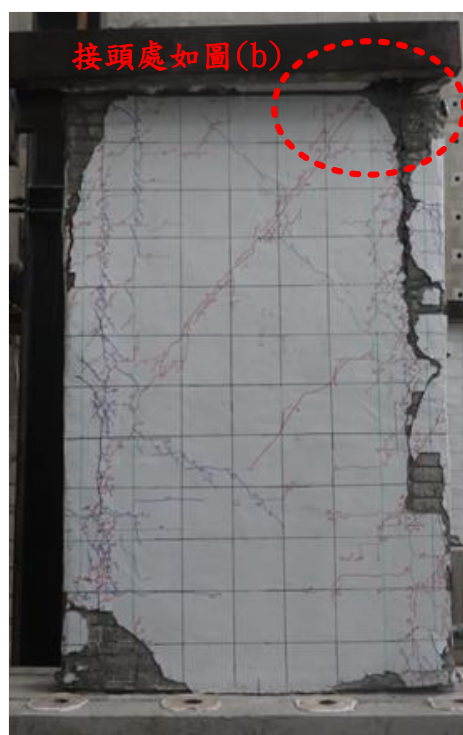


圖 4.11 1×1H 試體不同層間位移角試體破壞情況

(資料來源：本研究製作)



(a) 牆面外觀



(b) 接頭處

圖 4.12 1×1H 試體試驗後破壞情況

(資料來源：本研究製作)

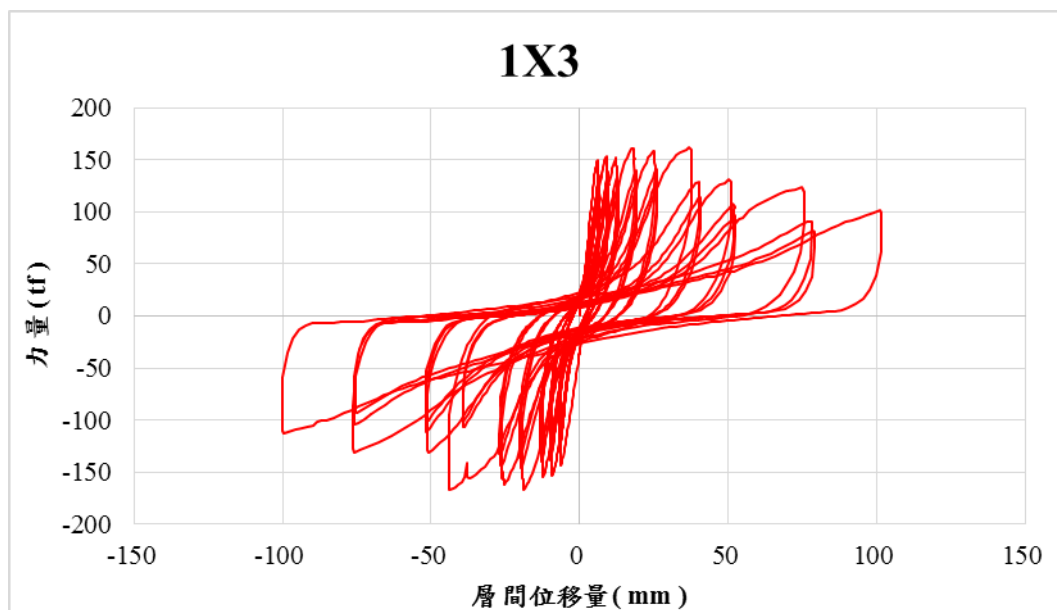


圖 4.13 1×3 試體遲滯迴圈

(資料來源：本研究製作)

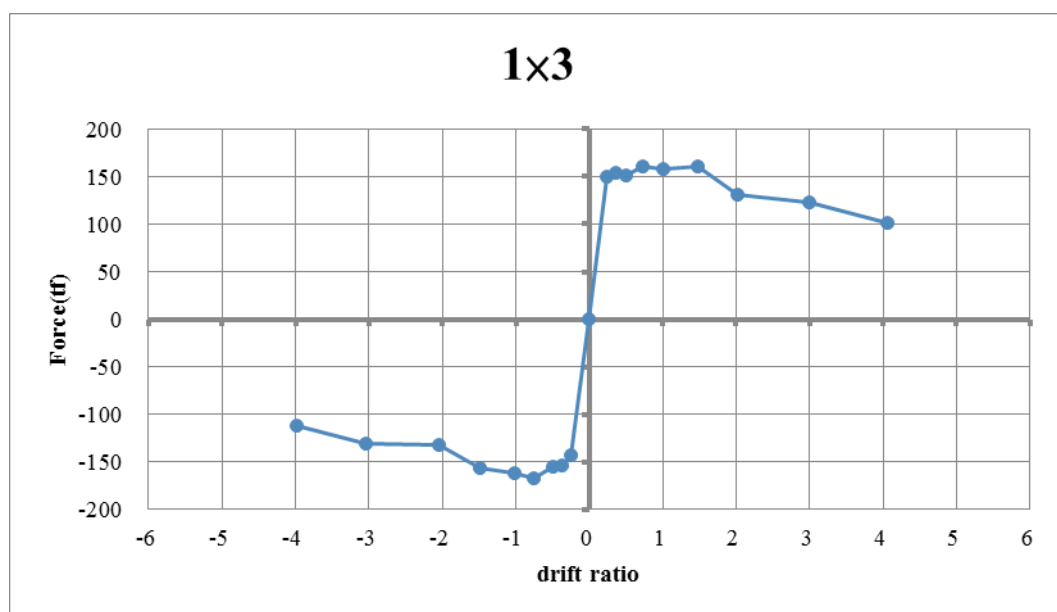


圖 4.14 1×3 試體遲滯迴圈包絡線

(資料來源：本研究製作)



(a) $\theta = 0.25\%$



(b) $\theta = 0.375\%$



(c) $\theta = 0.5\%$



(d) $\theta = 0.75\%$



(e) $\theta = 1.0\%$



(f) $\theta = 1.5\%$



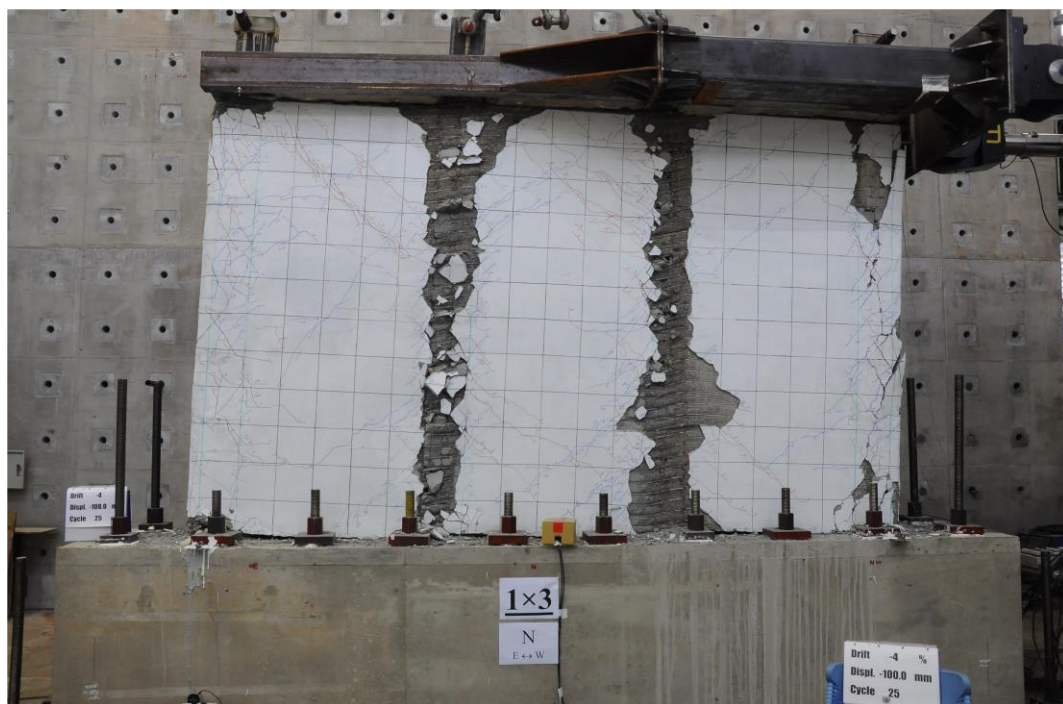
(g) $\theta = 2.0\%$



(h) $\theta = 3.0\%$

圖 4.15 1×3 試體不同層間位移角試體破壞情況

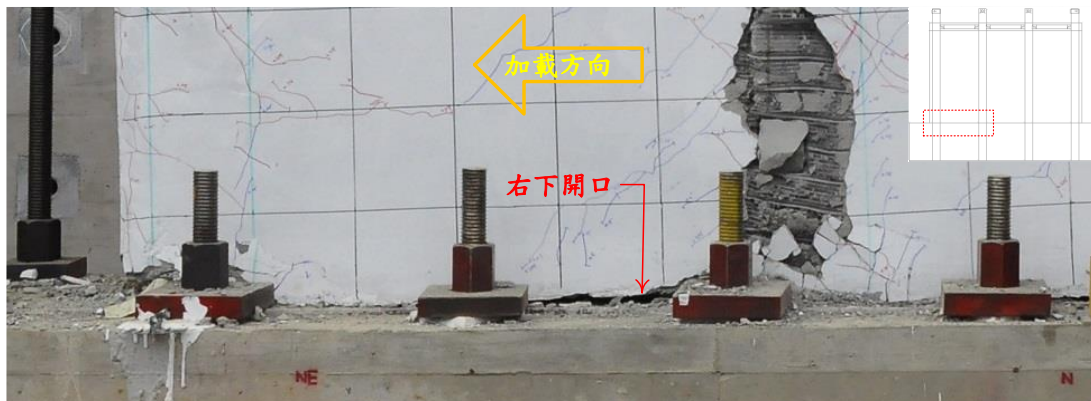
(資料來源：本研究製作)



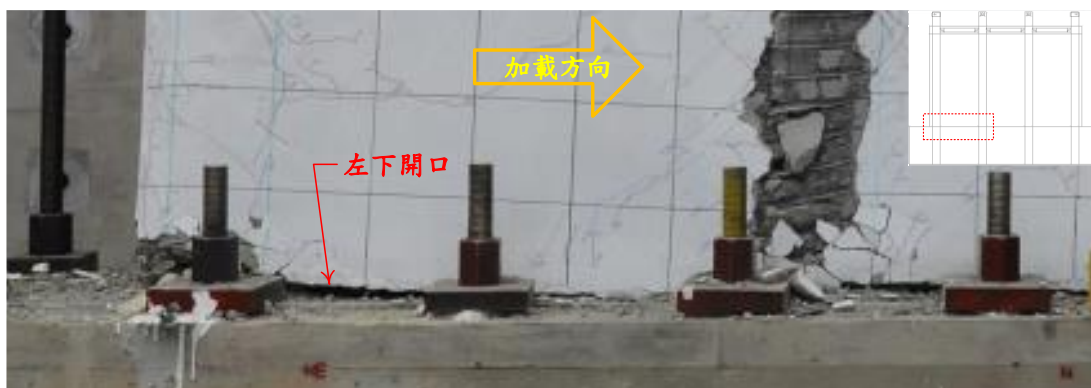
(i) $\theta = 4.0\%$

圖 4.15 1×3 試體不同層間位移角試體破壞情況(續)

(資料來源：本研究製作)



(a) 加載方向正



(b) 加載方向負

圖 4.16 1×3 間位移角 4% 正負向時牆底狀況

(資料來源：本研究製作)



(a) 加載方向正



(b) 加載方向負

圖 4.17 1×3 間位移角 4% 正負向垂直桿件兩側之相對錯動

(資料來源：本研究製作)

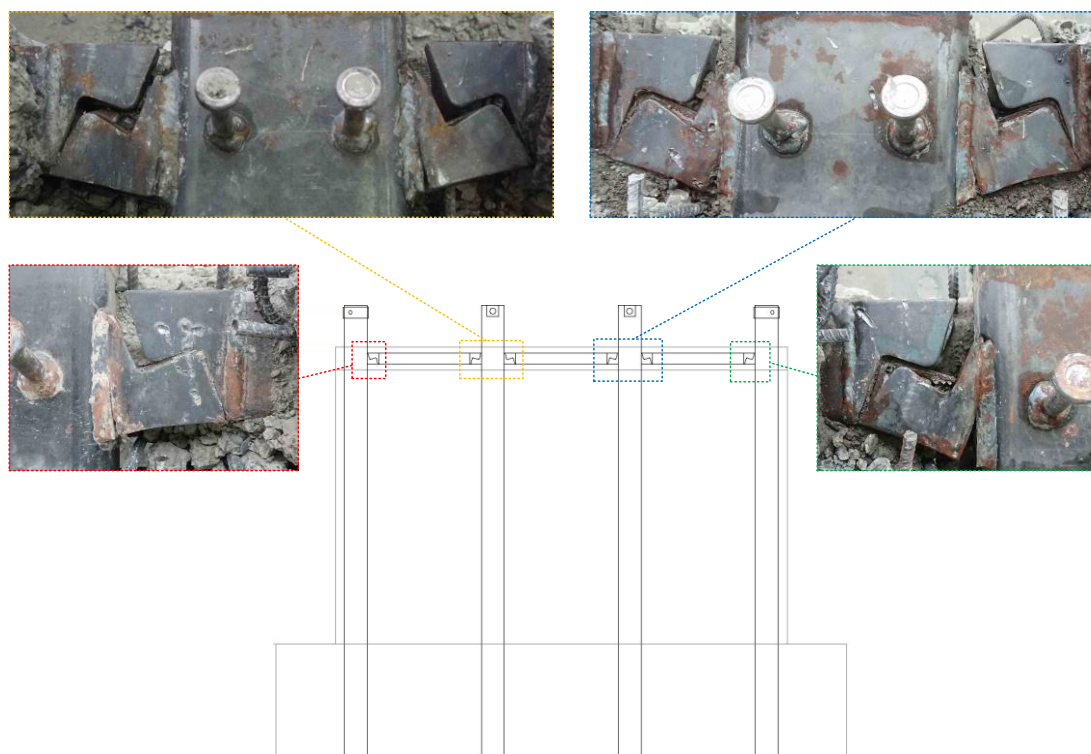


圖 4.18 1×3 試體接頭破壞情況

(資料來源：本研究製作)

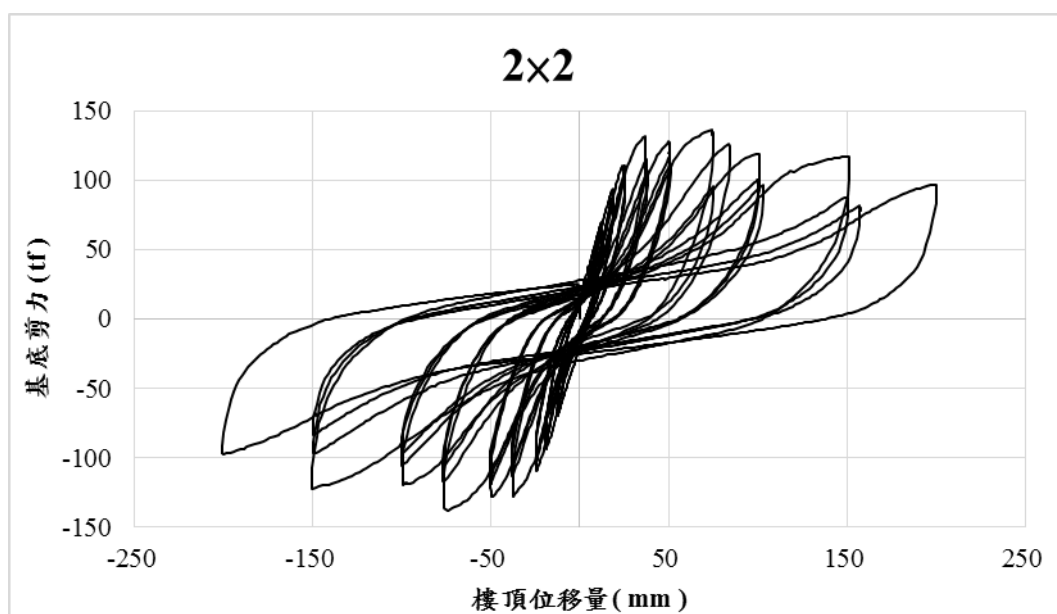


圖 4.19 2×2 試體遲滯迴圈

(資料來源：本研究製作)

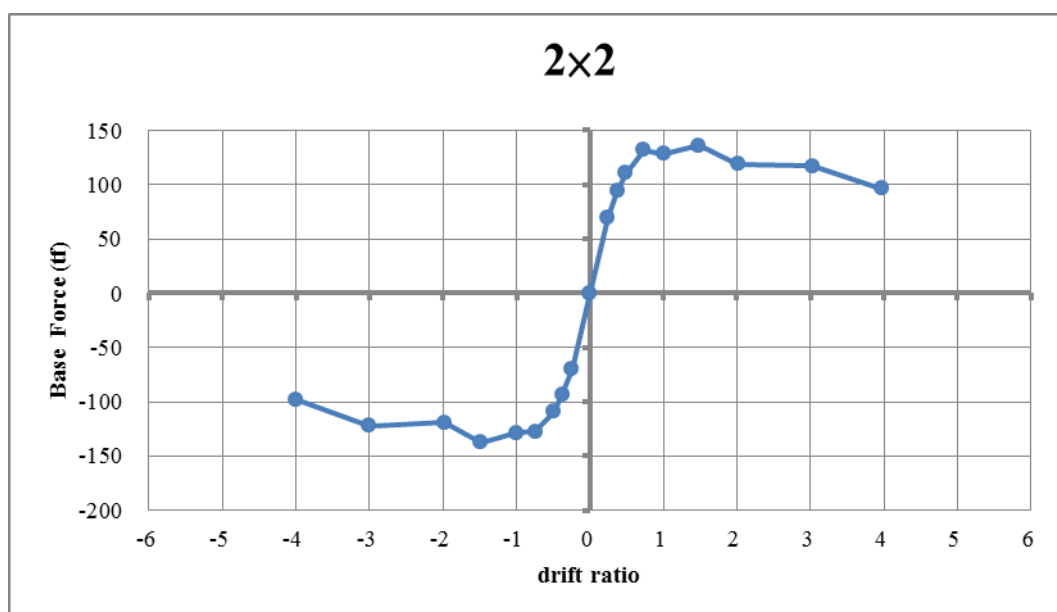
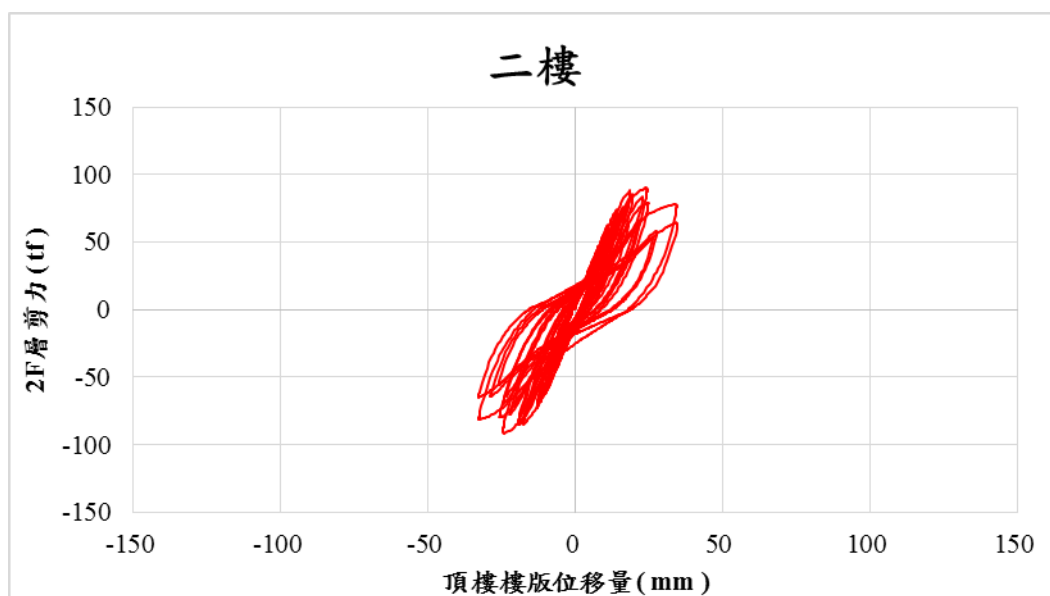
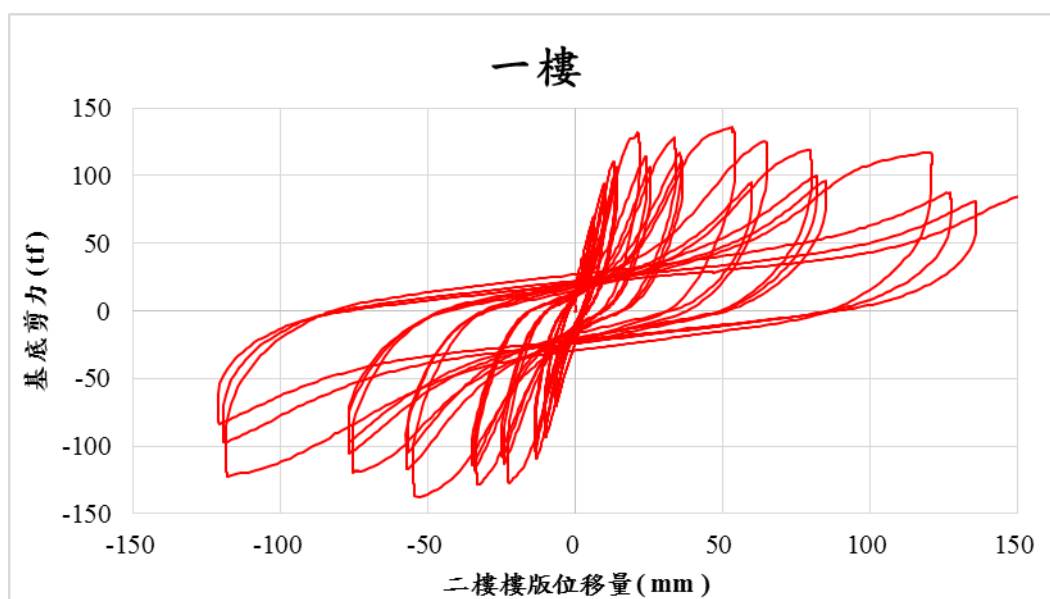


圖 4.20 2×2 試體遲滯迴圈包絡線

(資料來源：本研究製作)



(a) 二樓



(b) 一樓

圖 4.21 2×2 試體各樓層之遲滯迴圈

(資料來源：本研究製作)



(a) $\theta = 0.25\%$

(b) $\theta = 0.375\%$

圖 4.22 2×2 試體不同層間位移角試體破壞情況

(資料來源：本研究製作)



(c) $\theta = 0.5\%$

(d) $\theta = 0.75\%$

圖 4.22 2×2 試體不同層間位移角試體破壞情況(續)

(資料來源：本研究製作)



(e) $\theta = 1.0\%$

(f) $\theta = 1.5\%$

圖 4.22 2×2 試體不同層間位移角試體破壞情況(續)

(資料來源：本研究製作)



(g) $\theta = 2.0\%$

(h) $\theta = 3.0\%$

圖 4.22 2x2 試體不同層間位移角試體破壞情況(續)

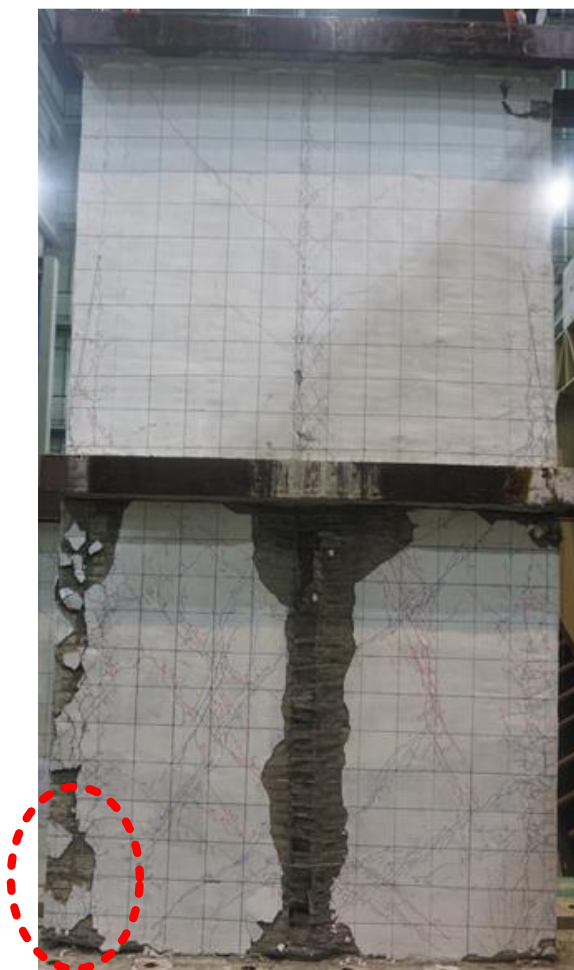
(資料來源：本研究製作)



(i) $\theta = 4.0\%$

圖 4.22 2×2 試體不同層間位移角試體破壞情況(續)

(資料來源：本研究製作)



鑿除後如圖(b)

(a) 牆面外觀



(b) 垂直鋼管底部

圖 4.23 2×2 試體試驗後破壞情況

(資料來源：本研究製作)



圖 4.24 2×2 試體鋼管內混凝土填充狀況

(資料來源：本研究製作)

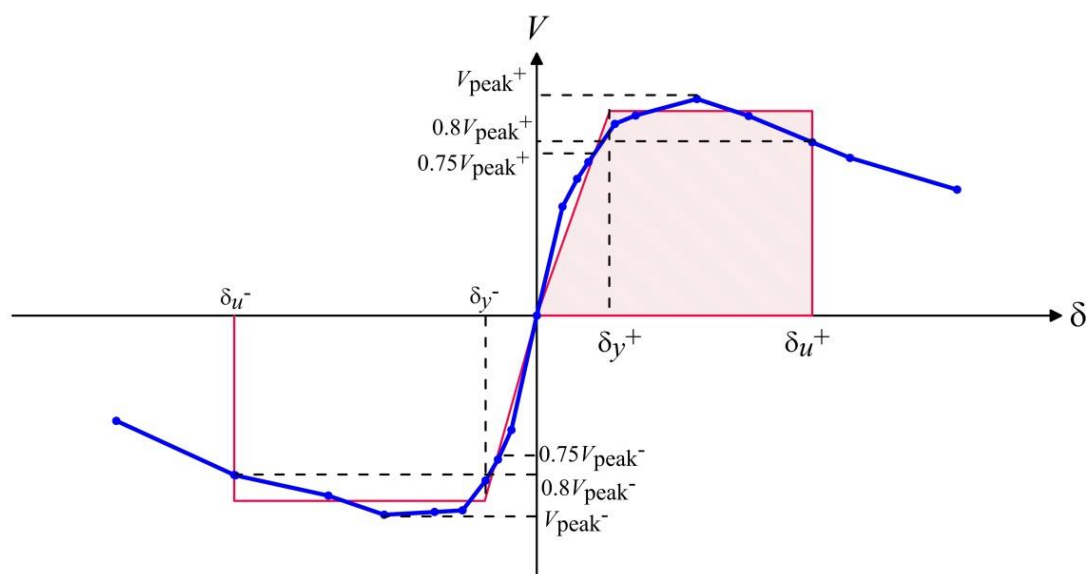


圖 4.25 包絡線示意圖

(資料來源：本研究製作)

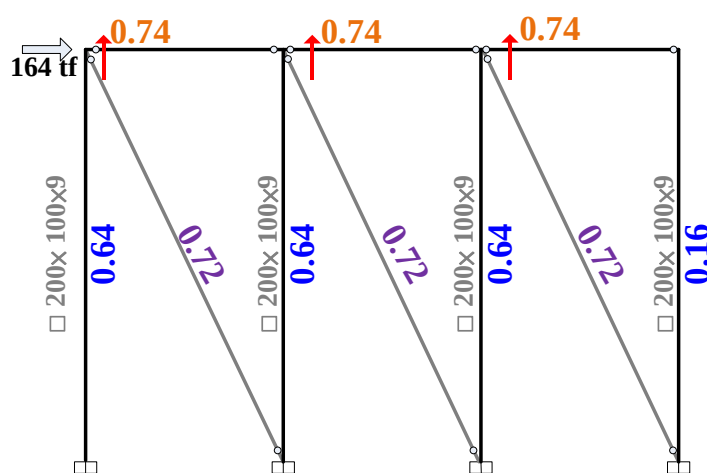


圖 4.26 以試驗之側推力做 1×3 構架分析得到之 Strength Ratio

(資料來源：本研究製作)

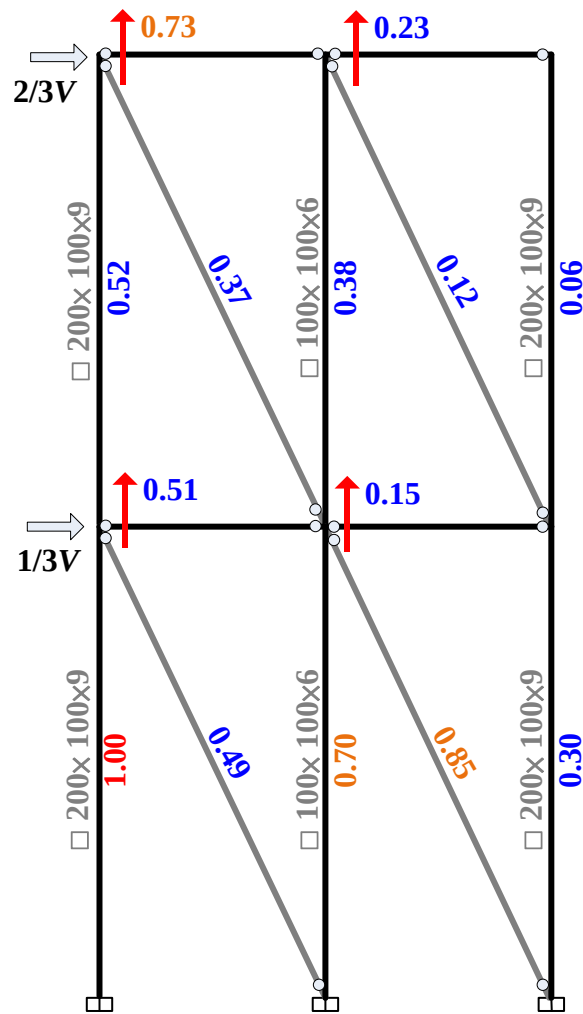
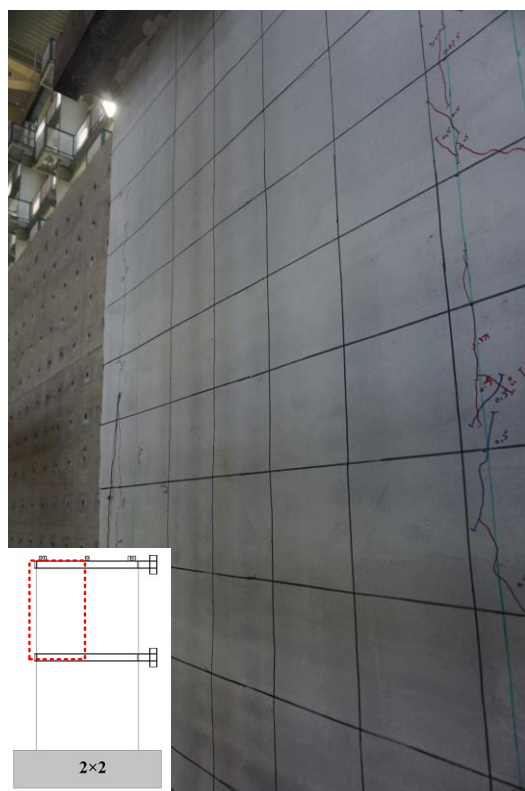
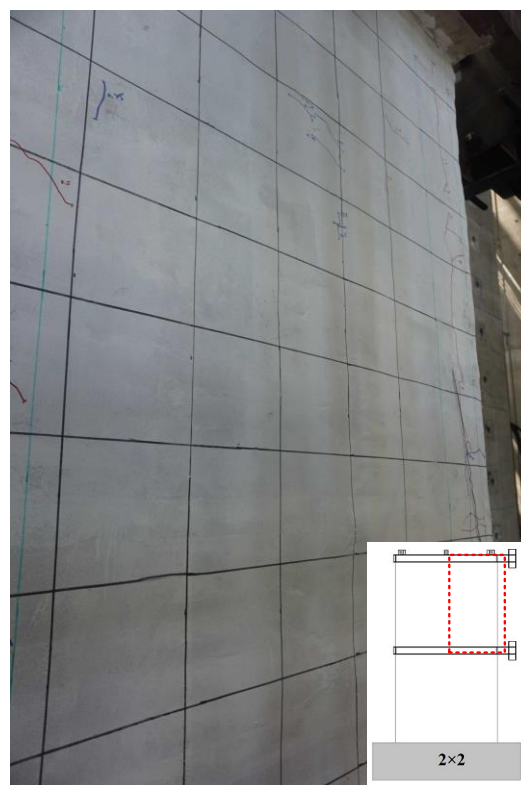


圖 4.27 2×2 構架分析得到之 Strength Ratio

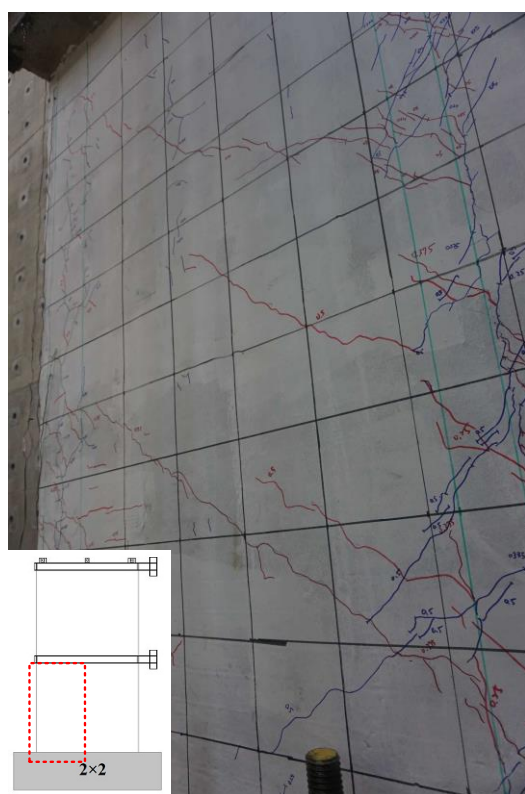
(資料來源：本研究製作)



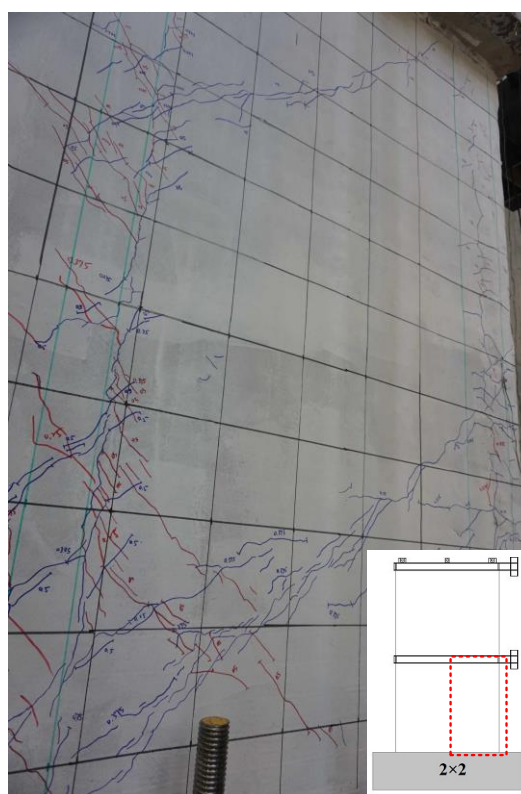
(a) 2F 東側



(b) 2F 西側



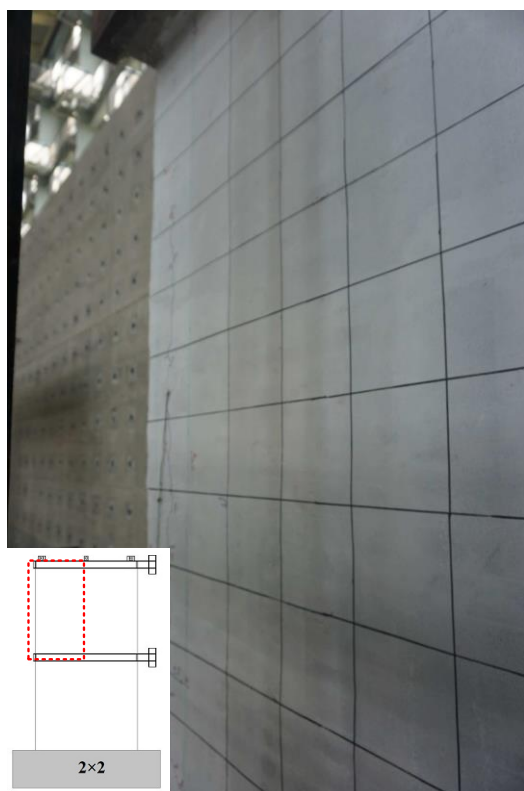
(c) 1F 東側



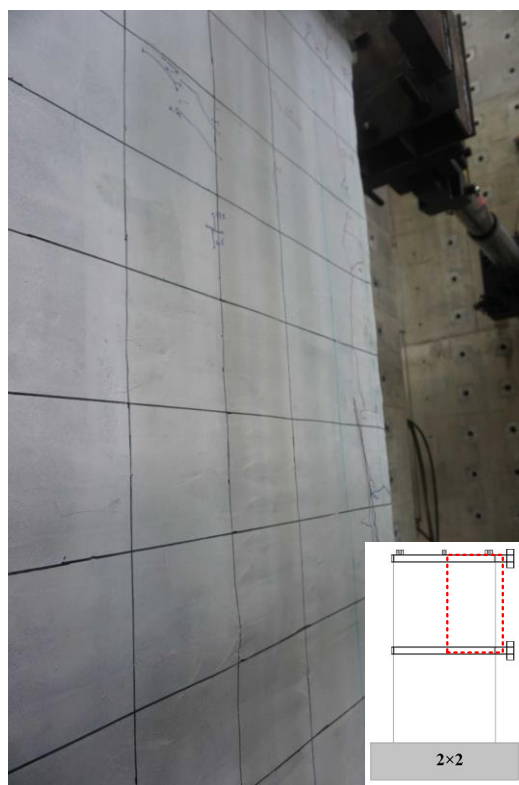
(d) 1F 西側

圖 4.28 2x2 試體 $\theta = 0.5\%$ 時之裂縫(約為 $1\delta_y$)

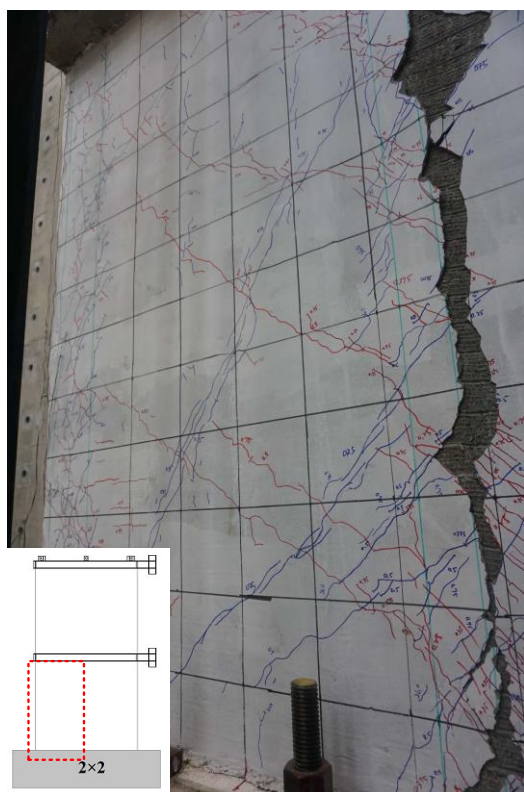
(資料來源：本研究製作)



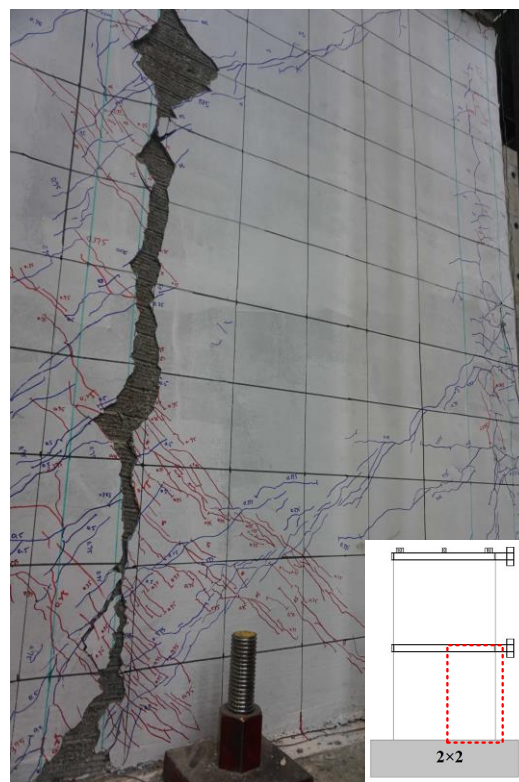
(a) 2F 東側



(b) 2F 西側



(c) 1F 東側



(d) 1F 西側

圖 4.29 2×2 試體 $\theta=1.0\%$ 時之裂縫(約為 $2\delta_y$)

(資料來源：本研究製作)

第五章 分析方法與設計案例

第一節 分析方法

本案將鋼管鋼網牆系統模組化，參考目前實務上常用之垂直鋼管斷面、跨距、樓層高度、牆面配筋量，限制各參數在一定範圍內，以確保試驗之結果可以被應用。

1. 模組化之鋼管鋼網牆

本案之模組化鋼管鋼網牆系統中單元幾何尺寸限制樓層高度範圍為 250 cm~340 cm，垂直鋼管跨距範圍為 110 cm~160 cm，牆體厚度為 20 cm。牆面混凝土強度採用 280 kgf/cm^2 。垂直及水平桿件皆使用材質為 STKR400 或 STKR490 之 RHS 200×100 或 RHS 100×100 斷面，且內填充混凝土。牆面鋼筋皆使用 SD280W 之 3 號鋼筋，配置方式為雙層雙向間距 30 cm，水平鋼筋端部須使用髮夾形鋼筋，單元標準剖面如圖 1.2 所示。

實際結構物為多層多跨，各樓層間同一位置之垂直鋼管使用相同斷面，垂直鋼管斷面不隨樓層變換，垂直鋼管下端與地梁內之鋼管連接。水平鋼管與垂直鋼管之接合原則上採用簡易接頭，如圖 5.1，若結點垂直剪力較大或有其他施工考量，亦可採用銲接。

2. 模型設定及檢核重點

在計算結構強度時含有開口之牆面單元不計其強度貢獻，以圖 5.2 為例，此構架分為 4 層，每層有 3 個單元，各樓層之左側第一個單元皆有一門開口，中間及右側之單元則為完整之牆面，如圖 5.2(a)，結構分析時僅計中間及右側單元，使用等值斜撐分析方法之分析模型如圖 5.2(b)。

水平向鋼管與垂直向鋼管之結點分析時視為鉸接。由於混凝土一般視為不承受拉力，所以等值斜撐只能承受壓力，因此當力量方向改變時，等值斜撐之方向也需跟著調整（如圖 5.3），否則垂直鋼管之軸力會有顯著之偏差。另外，建議將地梁、基礎甚至土壤建入分析模型，如此分析結果會與結構實際行為更接近，尤其是垂直鋼管所承受之軸力，此外分析結果亦可用於進行地梁及基礎之設計。詳細分析流程可參考文獻[2]。

構架中桿件或結點之強度檢核應包括：等值斜撐、結點垂直剪力、垂直及水平鋼管，分別敘述如下：

(1) 等值斜撐

等值斜撐受力最大之位置通常位於一樓之邊跨。等值斜撐設計強度 $P = 0.65P_n$ ， $P_n = A \times f_c'$ 。A 是等值斜撐之有效面積為 $td/7.4$ ， t 為牆體寬度， d 為牆體對角線長度。

(2) 結點垂直剪力

最大結點垂直剪力通常發生在最上層邊跨外側之角隅。若結點使用簡易接頭之結點垂直剪力設計強度 P_v 為 104 tf，適用於 RHS 100×100 及 RHS 200×100 鋼管；結點使用銲接且水平鋼管斷面為 RHS 100×100 之結點垂直剪力設計強度 P_v 為 136 tf；結點使用銲接且水平鋼管斷面為 RHS 200×100 估算其垂直剪力強度 P_v 為 204 tf。

(3) 垂直及水平鋼管桿件

需檢核桿件之軸向及彎矩強度，設計強度依循現有規範，臨界桿件通常為第一層樓邊跨外側之垂直桿件。雖然鋼管內有填充混凝土，但考量鋼管底部之混凝土填充品質較難控管，因此設計時忽略鋼管內混凝土對強度之貢獻。另，須注意角柱會有雙向側力引致的垂直載重。

3. 震力係數法適用性之檢討

日本低矮型 RC 牆結構使用 $0.1f_c'A$ 進行樓層層剪力強度之評估，此方法稱為震力係數法，頗為簡便，但是樓層數越高響牆所需承擔之彎矩也越高，因此當牆之強度可能由彎矩控制，此時震力係數法可能產生較大之誤差。鋼管鋼網牆系統基本上由鋼管降伏主控，乃屬於彎矩控制之情況，因此當樓層數較高時，震力係數法不太適用。

第二節 設計案例

1. 工程概況

本案例是一獨戶街屋，建築圖如圖 5.4，面寬為 4.2 m，深度為 12 m，樓層數為三層及一層屋頂突出，第一層樓高為 3.4 m，第二及第三層樓高接為 3.2 m，屋頂突出物高為 3.0 m。總樓地板面積為 134 m^2 (40.5 坪)。

工址位於嘉義縣民雄鄉，地質屬於第二類地盤，距離梅山斷層 0.3 公里，地震力經過計算，兩個方向皆為避免最大考量地震力崩塌之設計地震力控制，兩方向地震力分別為 $0.304W$ 及 $0.319W$ ，地震力計算詳附錄四。

2. 結構配置

圖 5.5 為各樓層結構平面圖。X 方向中前後門皆有大量開口需求，所以抵抗側力之鋼管鋼網牆僅設置在樓梯兩側之 X7 及 X9 構架。Y 方向兩側外牆都沒有開口，抵抗側力之鋼管鋼網牆僅即設置在 Y1 及 Y4 構架。各構架立面如圖 5.6，水平鋼管與垂直鋼管連結大部分採用簡易接頭，但為了提高工地現場鋼管骨架組立效率，在評估過運輸條件後有部分單元改採用銲接。

3. 分析模型

本案例分析使用之軟體為 ETABS。所採用鋼管材質及斷面有 3 種，分別為 STKR400 之 RHS $100 \times 100 \times 4$ 、STKR490 之 RHS $200 \times 100 \times 9$ 及 RHS $100 \times 100 \times 6$ 。所採用之混凝土強度為 $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ 。分析採用之載重組合如表 5.1，等值斜撐配置方向需依分析之載重方向調整，以下僅以一個方向為例顯示分析模型示意圖。圖 5.7 為分析模型之 3D 示意圖，圖 5.8 為分析模型各樓層之平面圖，其中樓版為單向樓版，圖 5.9 為分析模型各構架之立面圖。

4. 樓版與牆之接頭

樓版與牆面之接頭處需要檢查水平剪力、垂直剪力及彎矩，以本案例頂樓樓版為例。

取柱跨度中央至中央樓版寬度進行檢討，如圖 5.10 所示。樓版寬度為 140 cm、厚度為 19 cm，淨跨度為 380 mm。垂直剪力及彎矩之強度需求可由 ETABS 分析結果取得，垂直剪力強度需求為 0.41 tf ，彎矩強度需求正、負彎矩差異很小，所以取兩向之大值，得到 3.9 tf-m ，至於水平剪力強度需求

則敘述如後。19 cm 之樓版單位面積重為 0.456 tf/m^2 ，概估粉刷及隔間牆重為 0.277 tf/m^2 ，得到樓版承擔之淨載重為 0.733 tf/m^2 。水平剪力設計強度可以樓版淨載重乘上頂樓加速度來估計，頂樓加速度則以頂樓側向力除以頂樓淨載重來估計。頂樓 X 方向側向力為 38.8 tf，頂樓自重為 86.88 tf，換算等值加速度為 $0.447g$ 。上述樓版跨度一半之淨載重乘以等值加速度，可得到水平剪力強度需求為 0.872 tf 。

根據彎矩強度需求 3.9 tf-m 並以寬度 140 cm、厚度 19 cm 之斷面承擔之，可求得所需鋼筋量為 9.18 cm^2 ，換算成單位樓版寬度所需鋼筋量得到 $6.56 \text{ cm}^2/\text{m}$ ，配置於樓版端部上、下層。垂直剪力強度需求為 0.41 tf ，臨界斷面在樓版與牆之交接處，由於水平鋼管之存在，因此樓版垂直剪力強度不宜採用撓曲剪力強度計算，宜採用剪力摩擦之方式檢核之，水平剪力傳遞鋼筋量 $A_{vf} = V_n / \phi f_y \mu [8]$ ，其中 V_n 為剪力需求， $\phi = 0.75$ ，鋼筋降伏應力 $f_y = 2.8 \text{ tf/cm}^2$ ，摩擦係數 $\mu = 0.7\lambda$ ， λ 取 1.0，求得所需剪力摩擦筋量為 0.277 cm^2 ，換算成單位長度所需鋼筋量，並將所需鋼筋量平均分配於上、下層鋼筋，得到所需鋼筋量為 $0.10 \text{ cm}^2/\text{m}$ 。水平剪力之傳遞可以考慮簡易接頭螺栓之貢獻，兩顆螺栓之水平剪力設計強度為 9.98 tf，而所需剪力強度為 0.872 tf ，因此不需額外配置鋼筋。總計，樓版上、下層各需配置 $6.66 \text{ cm}^2/\text{m}$ 之鋼筋。

表 5.1 載重組合表

1	1.4 D	35	1.2 D + 0.5 L + 1 EX +T + 0.3 EQV
2	1.2 D + 1.6 L	36	1.2 D + 0.5 L + 1 EX +T - 0.3 EQV
3	0.9 D + 1 EX +T + 0.3 EQV	37	1.2 D + 0.5 L + 1 EX -T + 0.3 EQV
4	0.9 D + 1 EX +T - 0.3 EQV	38	1.2 D + 0.5 L + 1 EX -T - 0.3 EQV
5	0.9 D + 1 EX -T + 0.3 EQV	39	1.2 D + 0.5 L - 1 EX -T + 0.3 EQV
6	0.9 D + 1 EX -T - 0.3 EQV	40	1.2 D + 0.5 L - 1 EX -T - 0.3 EQV
7	0.9 D - 1 EX -T + 0.3 EQV	41	1.2 D + 0.5 L - 1 EX +T + 0.3 EQV
8	0.9 D - 1 EX -T - 0.3 EQV	42	1.2 D + 0.5 L - 1 EX +T - 0.3 EQV
9	0.9 D - 1 EX +T + 0.3 EQV	43	1.2 D + 0.5 L + 1 EY +T + 0.3 EQV
10	0.9 D - 1 EX +T - 0.3 EQV	44	1.2 D + 0.5 L + 1 EY +T - 0.3 EQV
11	0.9 D + 1 EY +T + 0.3 EQV	45	1.2 D + 0.5 L + 1 EY -T + 0.3 EQV
12	0.9 D + 1 EY +T - 0.3 EQV	46	1.2 D + 0.5 L + 1 EY -T - 0.3 EQV
13	0.9 D + 1 EY -T + 0.3 EQV	47	1.2 D + 0.5 L - 1 EY -T + 0.3 EQV
14	0.9 D + 1 EY -T - 0.3 EQV	48	1.2 D + 0.5 L - 1 EY -T - 0.3 EQV
15	0.9 D - 1 EY -T + 0.3 EQV	49	1.2 D + 0.5 L - 1 EY +T + 0.3 EQV
16	0.9 D - 1 EY -T - 0.3 EQV	50	1.2 D + 0.5 L - 1 EY +T - 0.3 EQV
17	0.9 D - 1 EY +T + 0.3 EQV	51	1.2 D + 0.5 L + 0.3 EX +T + 1 EQV
18	0.9 D - 1 EY +T - 0.3 EQV	52	1.2 D + 0.5 L + 0.3 EX +T - 1 EQV
19	0.9 D + 0.3 EX +T + 1 EQV	53	1.2 D + 0.5 L + 0.3 EX -T + 1 EQV
20	0.9 D + 0.3 EX +T - 1 EQV	54	1.2 D + 0.5 L + 0.3 EX -T - 1 EQV
21	0.9 D + 0.3 EX -T + 1 EQV	55	1.2 D + 0.5 L - 0.3 EX -T + 1 EQV
22	0.9 D + 0.3 EX -T - 1 EQV	56	1.2 D + 0.5 L - 0.3 EX -T - 1 EQV
23	0.9 D - 0.3 EX -T + 1 EQV	57	1.2 D + 0.5 L - 0.3 EX +T + 1 EQV
24	0.9 D - 0.3 EX -T - 1 EQV	58	1.2 D + 0.5 L - 0.3 EX +T - 1 EQV
25	0.9 D - 0.3 EX +T + 1 EQV	59	1.2 D + 0.5 L + 0.3 EY +T + 1 EQV
26	0.9 D - 0.3 EX +T - 1 EQV	60	1.2 D + 0.5 L + 0.3 EY +T - 1 EQV
27	0.9 D + 0.3 EY +T + 1 EQV	61	1.2 D + 0.5 L + 0.3 EY -T + 1 EQV
28	0.9 D + 0.3 EY +T - 1 EQV	62	1.2 D + 0.5 L + 0.3 EY -T - 1 EQV
29	0.9 D + 0.3 EY -T + 1 EQV	63	1.2 D + 0.5 L - 0.3 EY -T + 1 EQV
30	0.9 D + 0.3 EY -T - 1 EQV	64	1.2 D + 0.5 L - 0.3 EY -T - 1 EQV
31	0.9 D - 0.3 EY -T + 1 EQV	65	1.2 D + 0.5 L - 0.3 EY +T + 1 EQV
32	0.9 D - 0.3 EY -T - 1 EQV	66	1.2 D + 0.5 L - 0.3 EY +T - 1 EQV
33	0.9 D - 0.3 EY +T + 1 EQV	D：靜載重 / L：活載重 / EX：X 向地震力 / EY：Y 向地震力 / T：意外扭矩 / EQV：垂直地震力	
34	0.9 D - 0.3 EY +T - 1 EQV		

(資料來源：本研究製作)

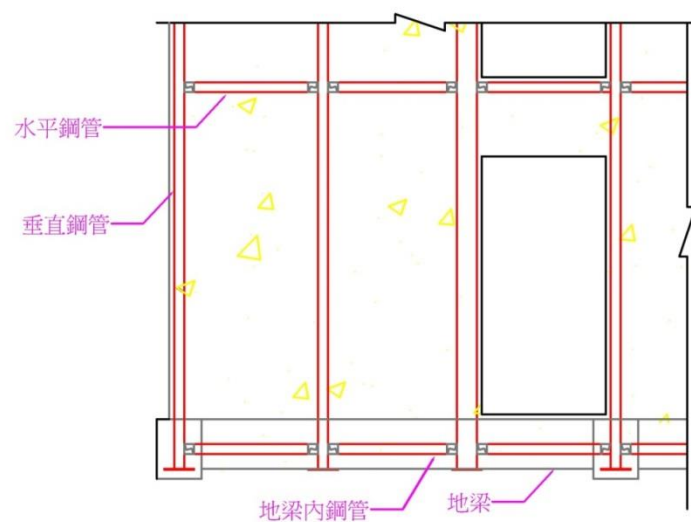
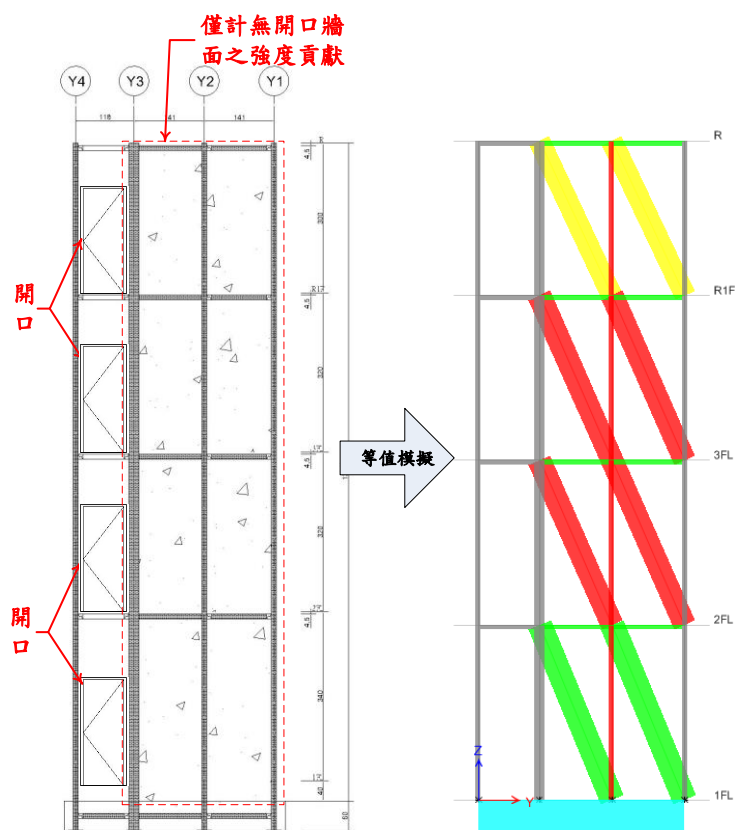


圖 5.1 鋼管骨架配置示意圖

(資料來源：本研究製作)

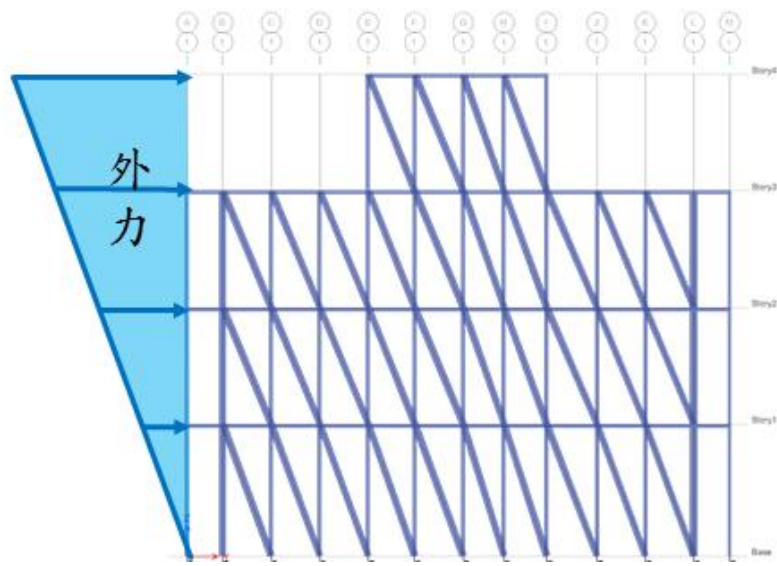


(a) 結構剖面圖示意圖

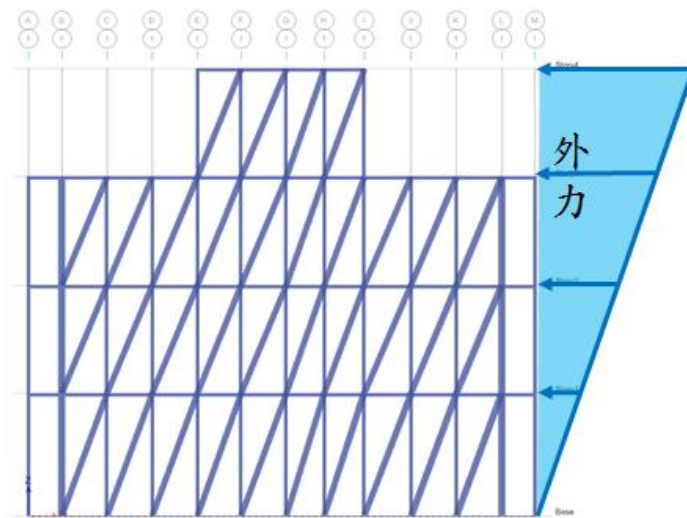
(b) 構架分析模型示意圖

圖 5.2 建築圖、結構圖與分析模型之示意圖

(資料來源：本研究製作)



(a) 外力由左側加載



(b) 外力由右側加載

圖 5.3 外力與等值斜撐方向之關係

(資料來源：本研究製作)

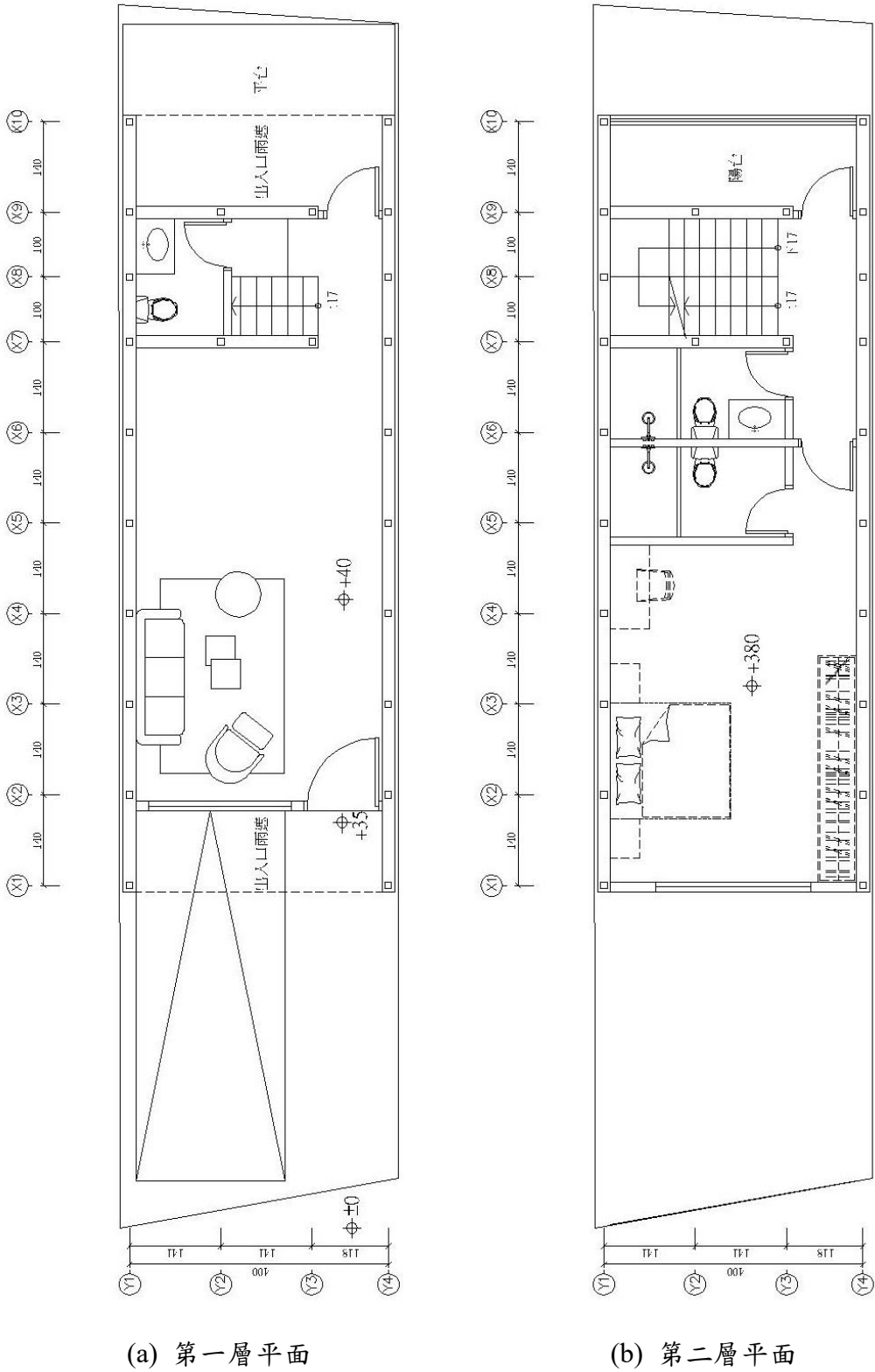


圖 5.4 案例建築圖
(資料來源：本研究製作)

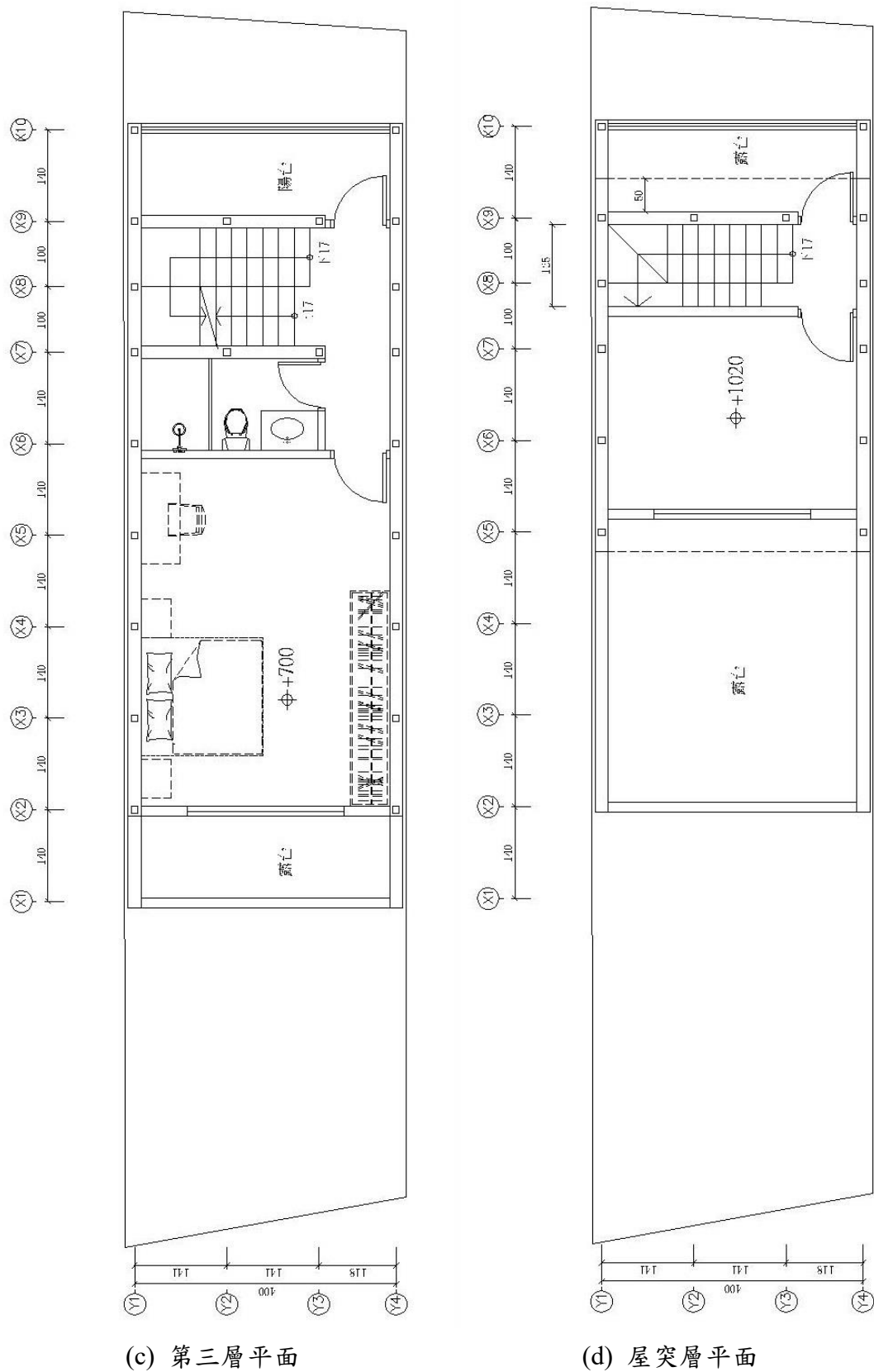


圖 5.4 案例建築圖(續)

(資料來源：本研究製作)

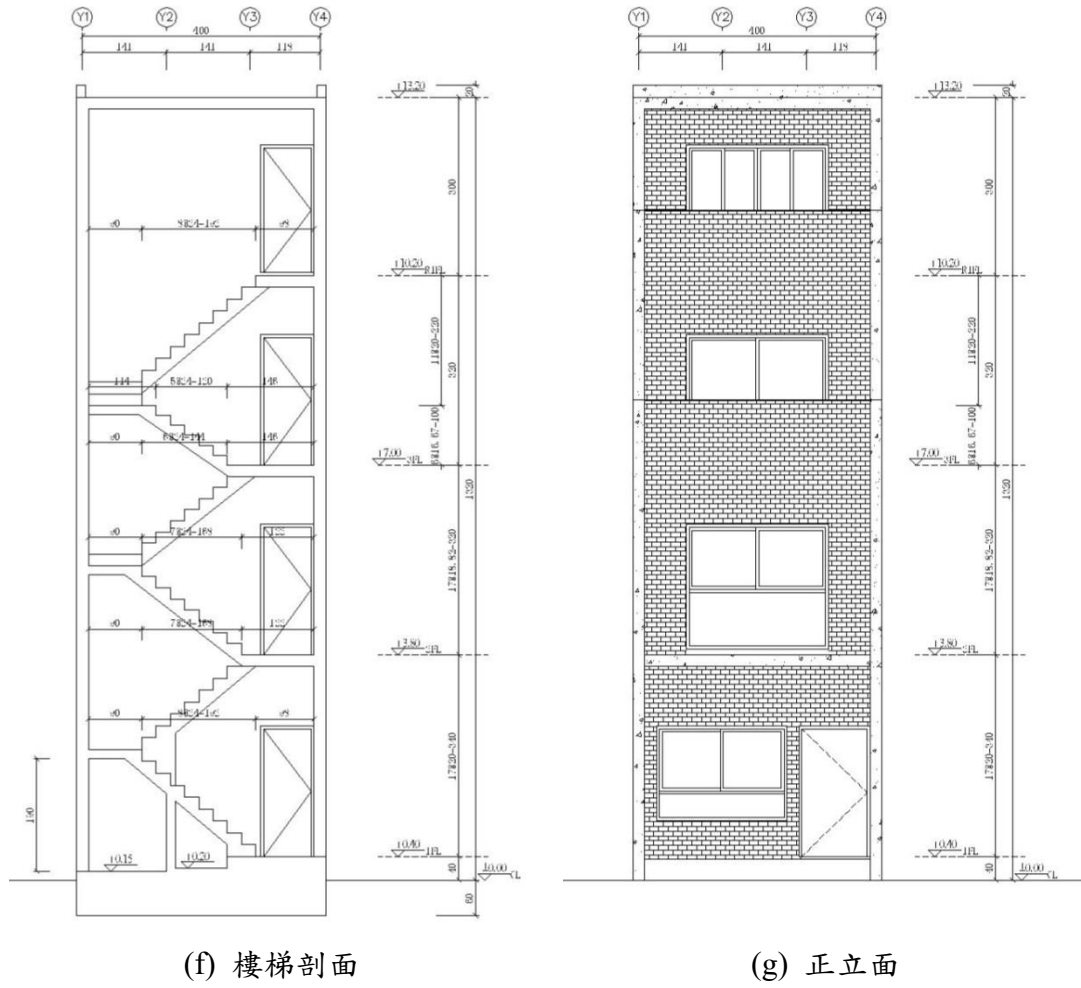
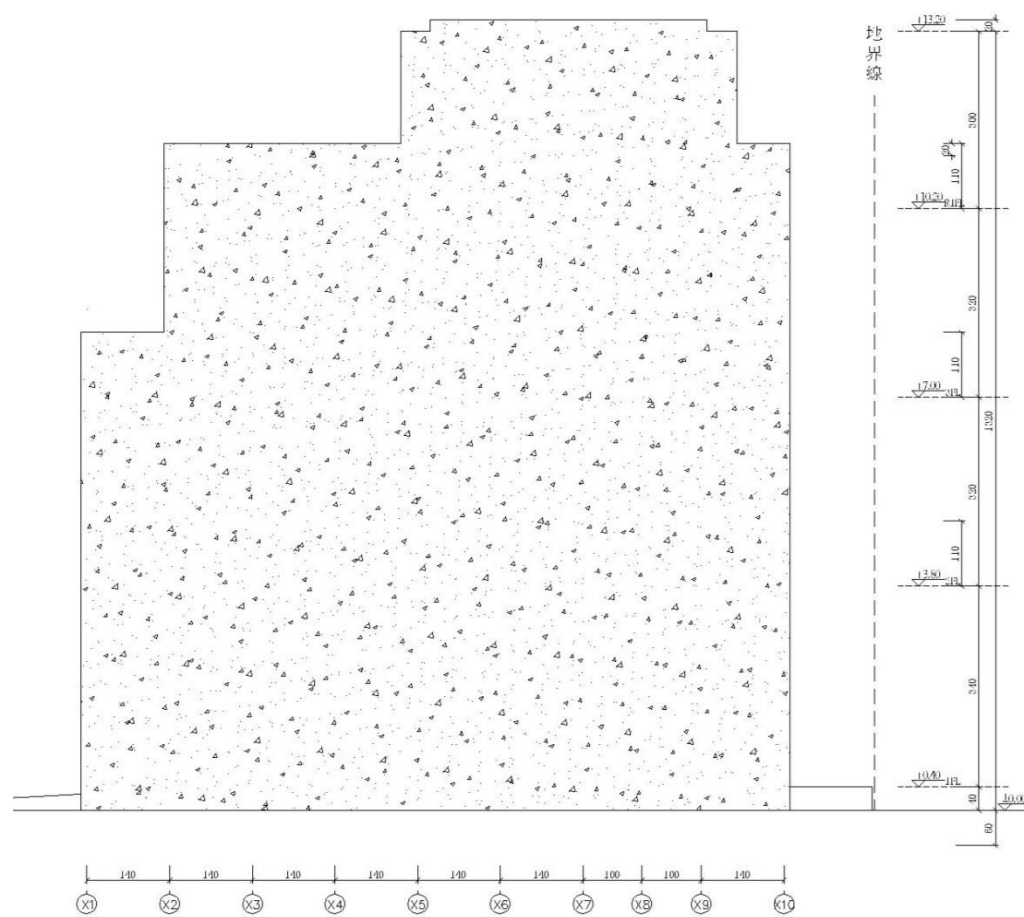


圖 5.4 案例建築圖(續)

(資料來源：本研究製作)



(h) 側立面

圖 5.4 案例建築圖(續)

(資料來源：本研究製作)

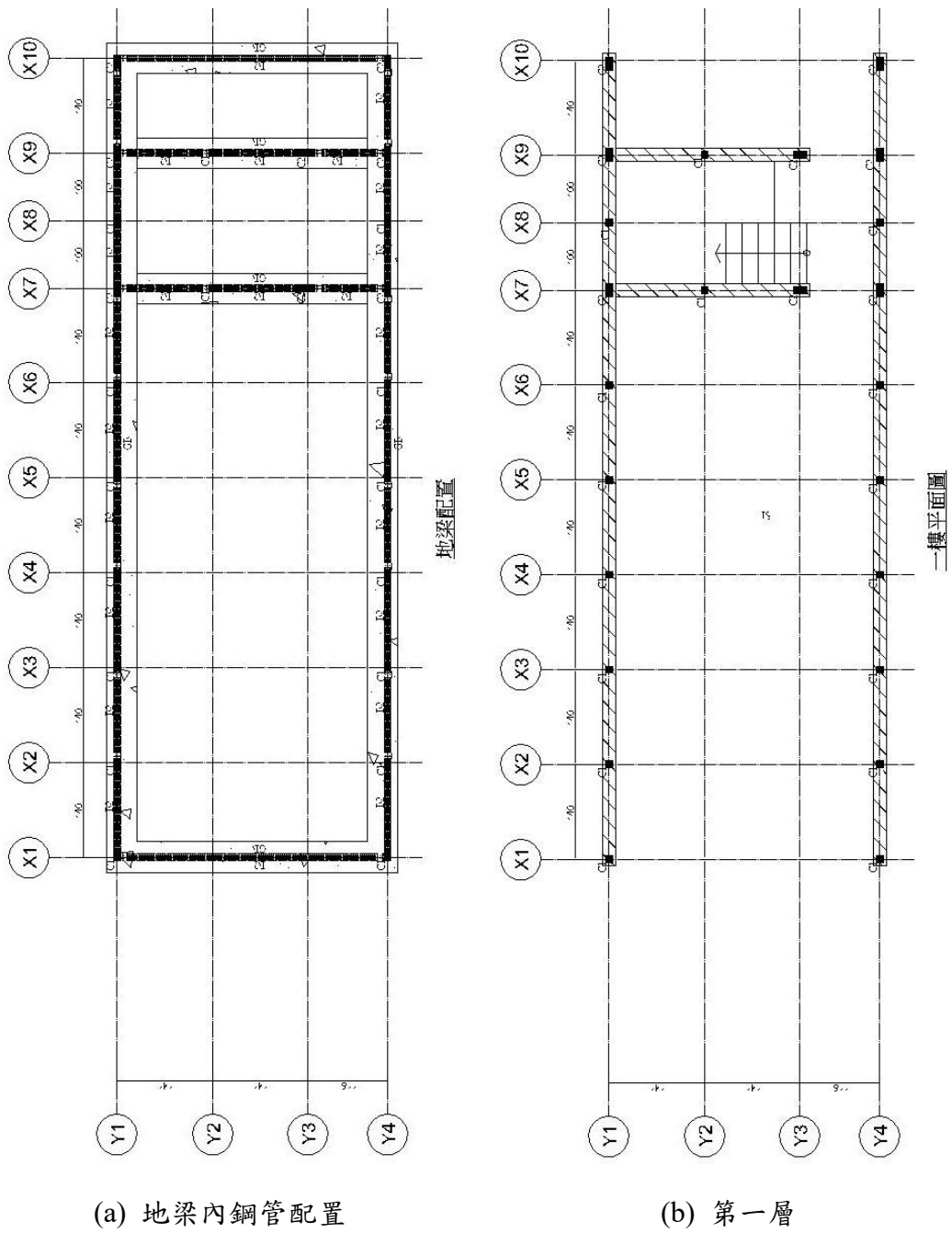


圖 5.5 案例結構平面圖

(資料來源：本研究製作)

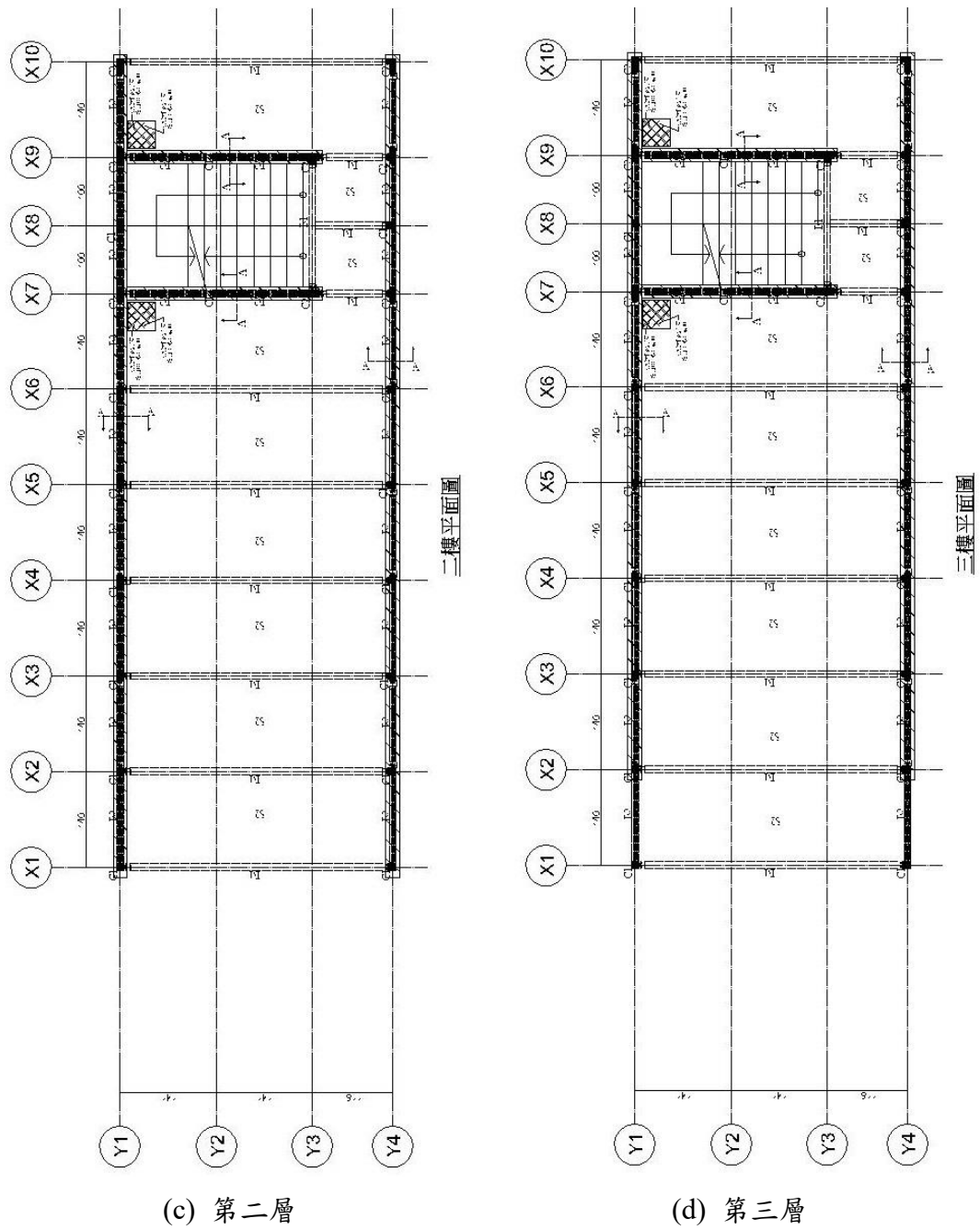
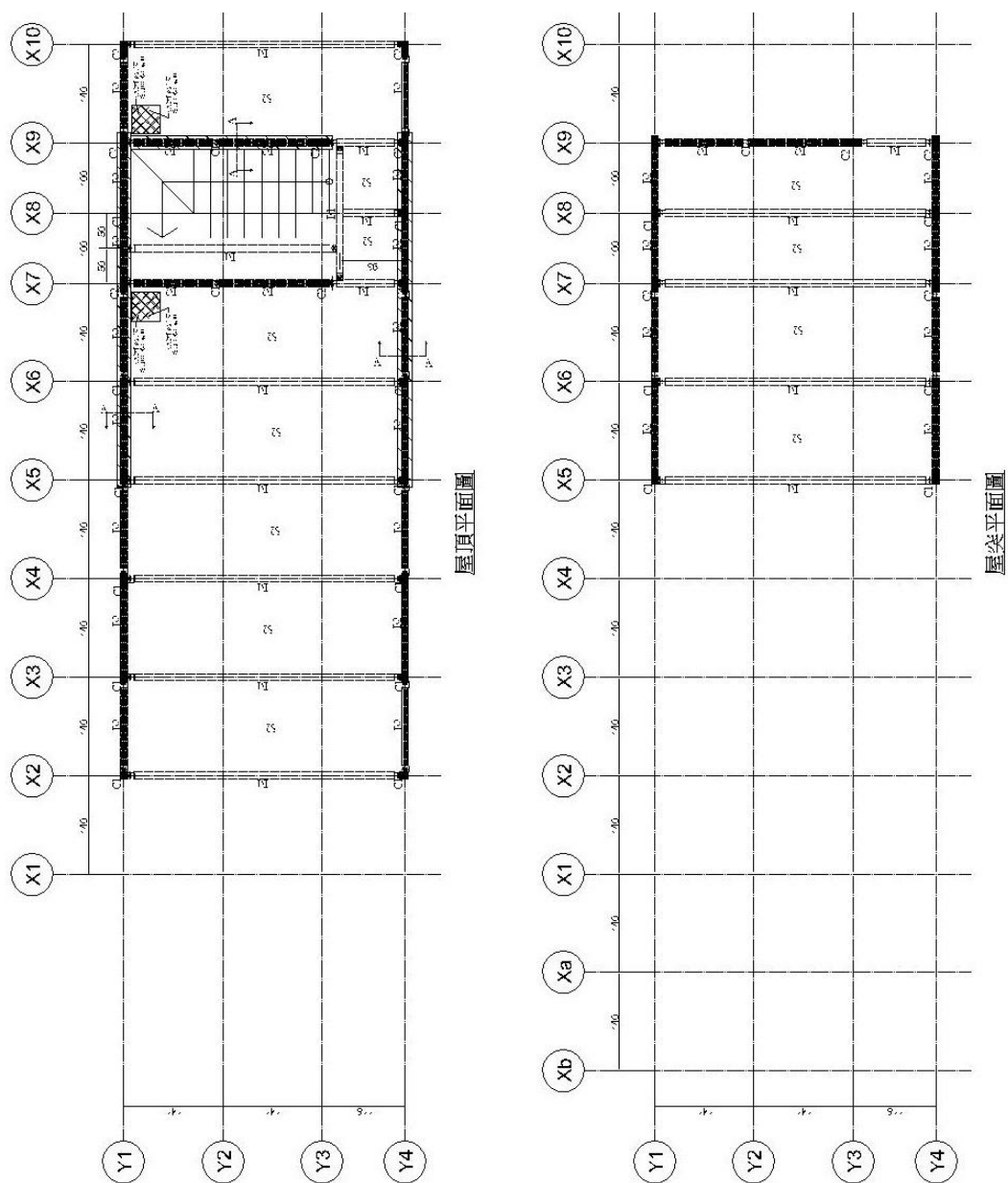


圖 5.5 案例結構平面圖(續)

(資料來源：本研究製作)

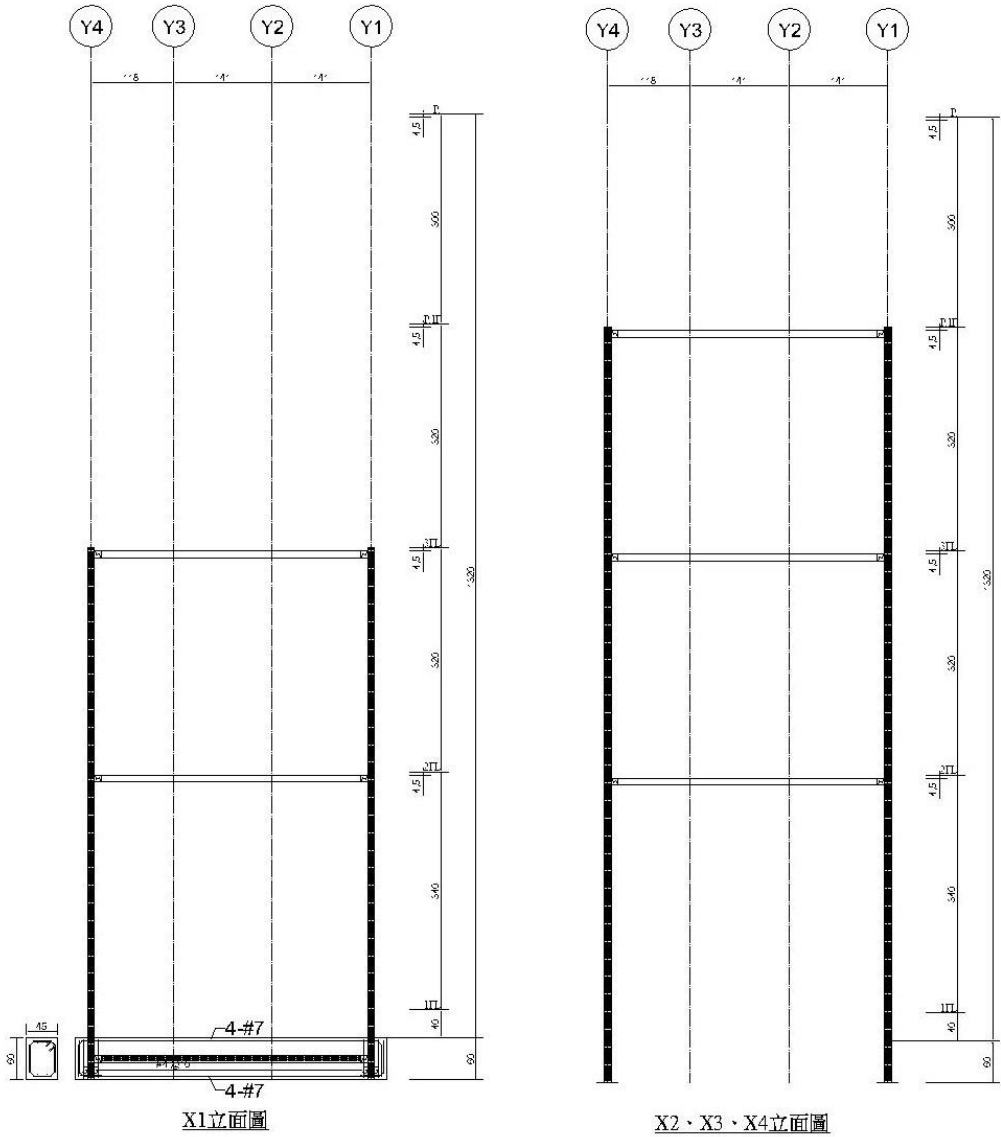


(e) 屋頂層

(f) 屋突層

圖 5.5 案例結構平面圖(續)

(資料來源：本研究製作)

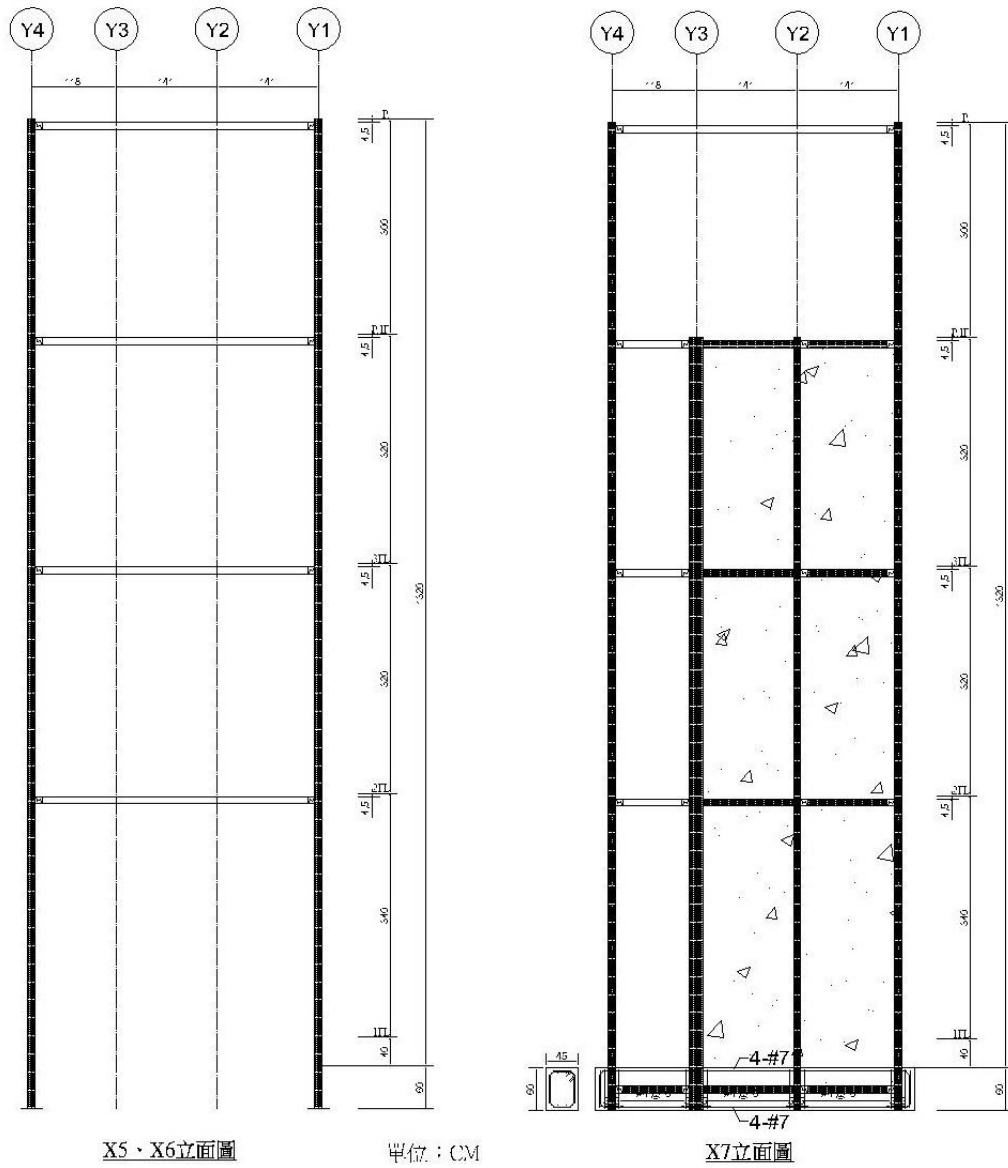


(a) X1 構架

(b) X2、X3 及 X4 構架

圖 5.6 案例結構立面圖

(資料來源：本研究製作)

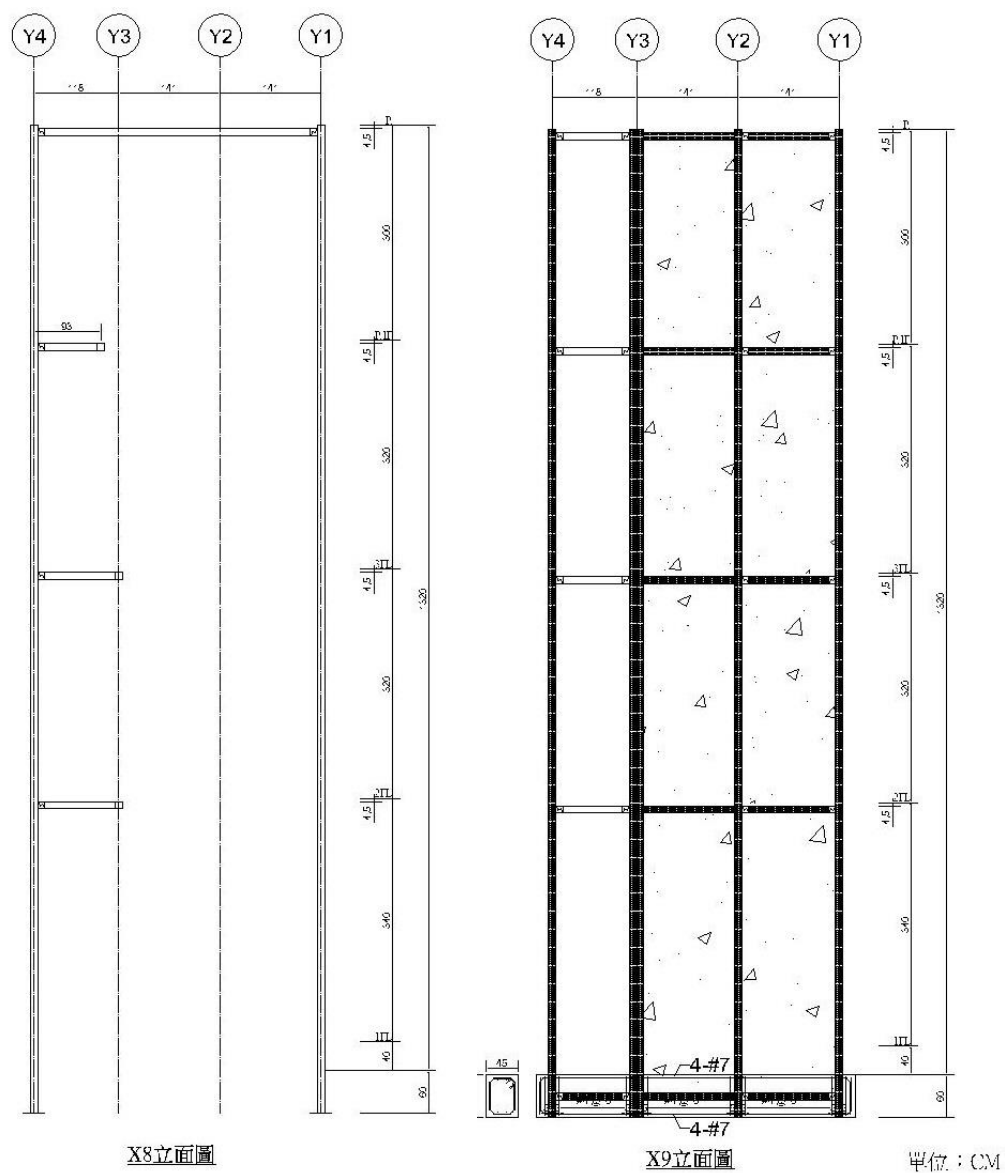


(c) X5 及 X6 構架

(d) X7 構架

圖 5.6 案例結構立面圖(續)

(資料來源：本研究製作)

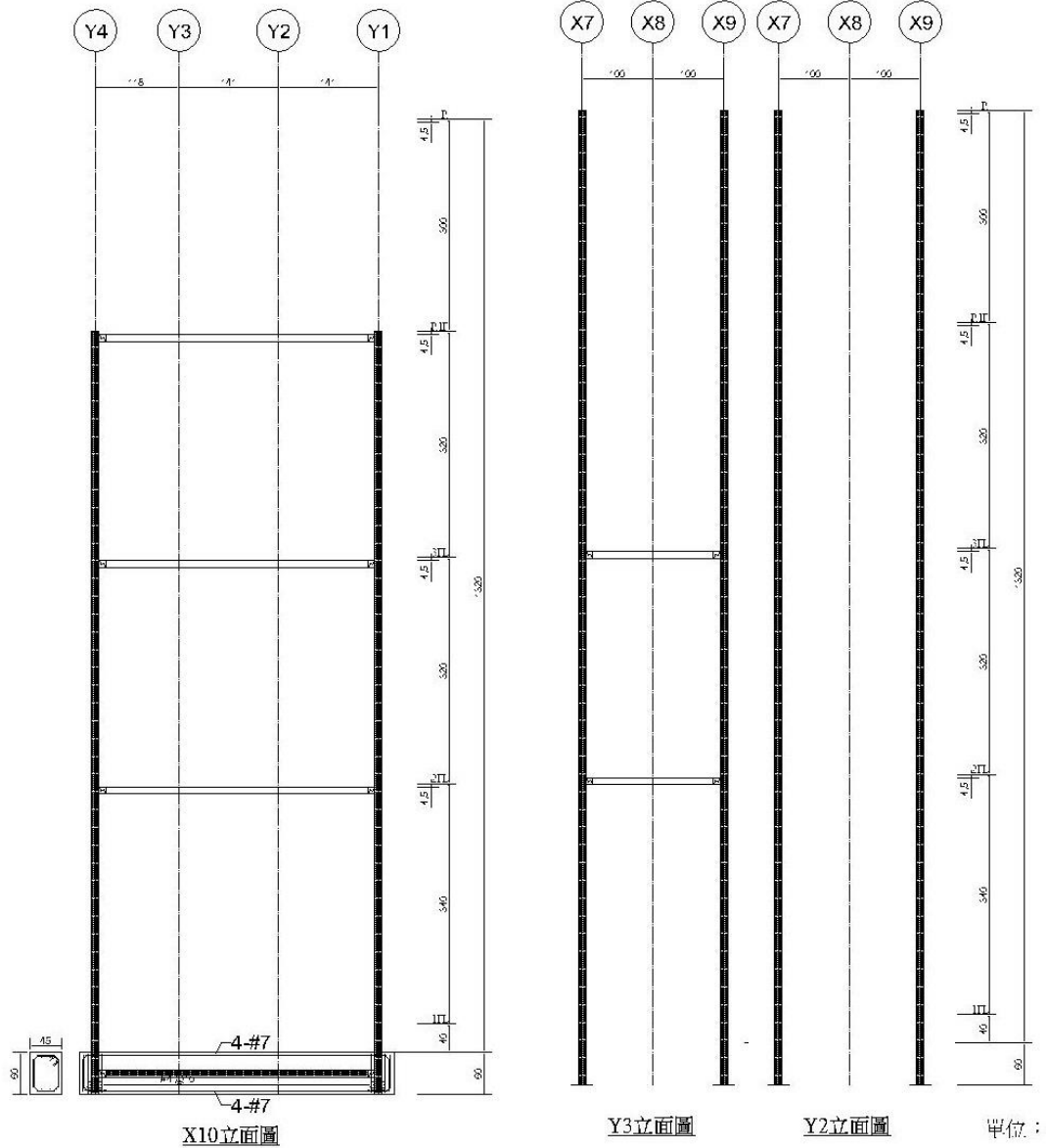


(e) X8 構架

(f) X9 構架

圖 5.6 案例結構立面圖(續)

(資料來源：本研究製作)

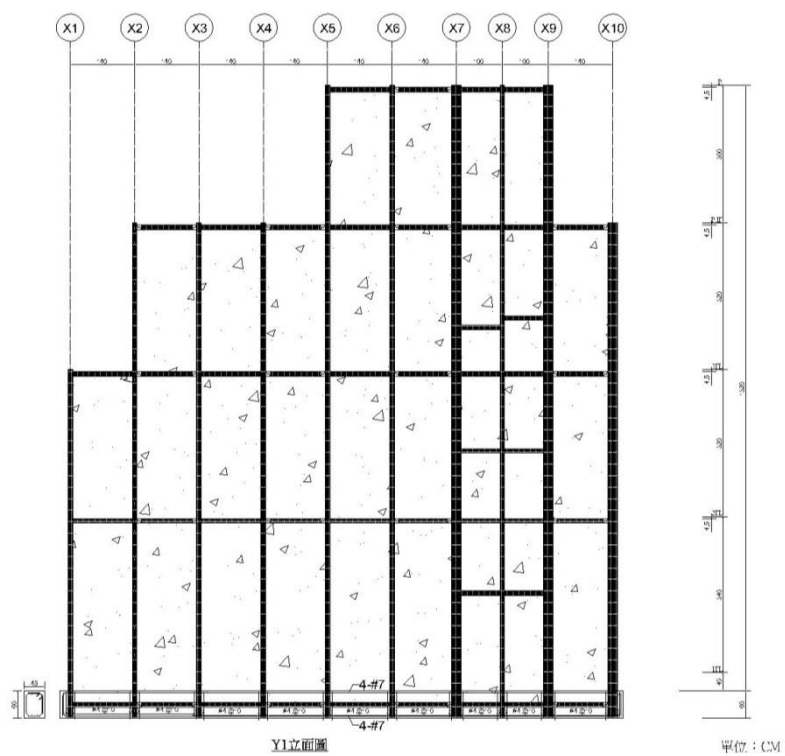


(g) X10 構架

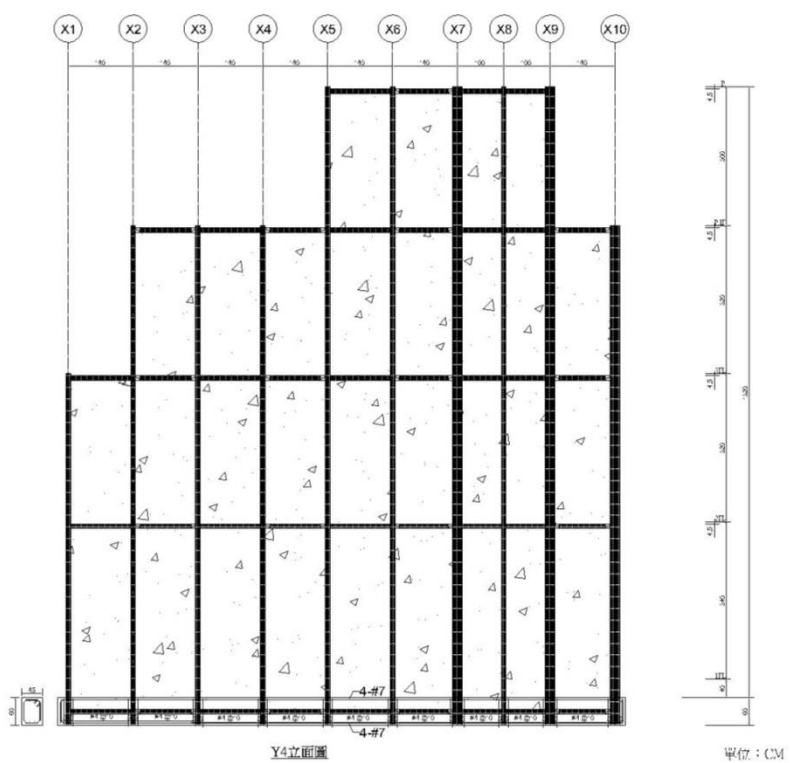
(h) Y2 及 Y3 構架

圖 5.6 案例結構立面圖(續)

(資料來源：本研究製作)



(i) Y1 構架



(j) Y4 構架

圖 5.6 案例結構立面圖(續)

(資料來源：本研究製作)

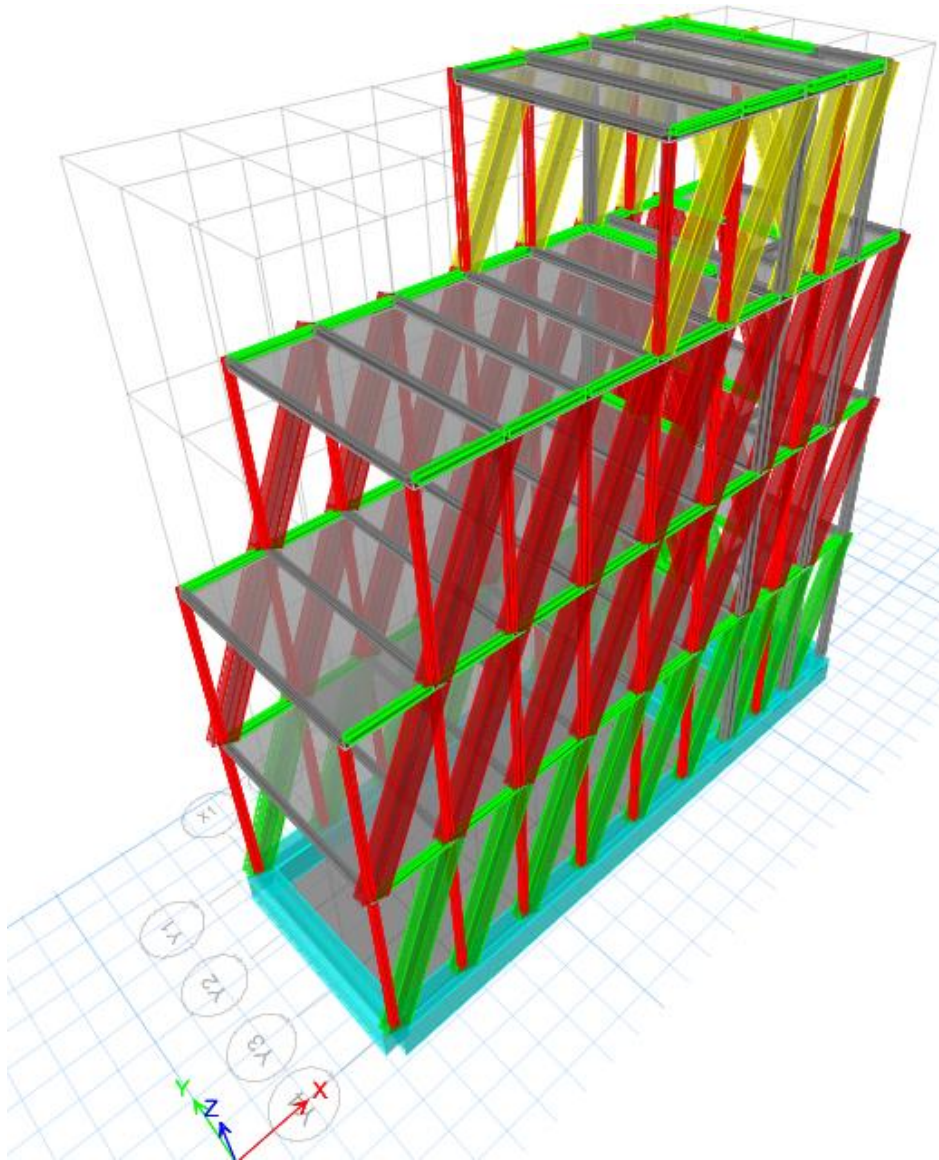
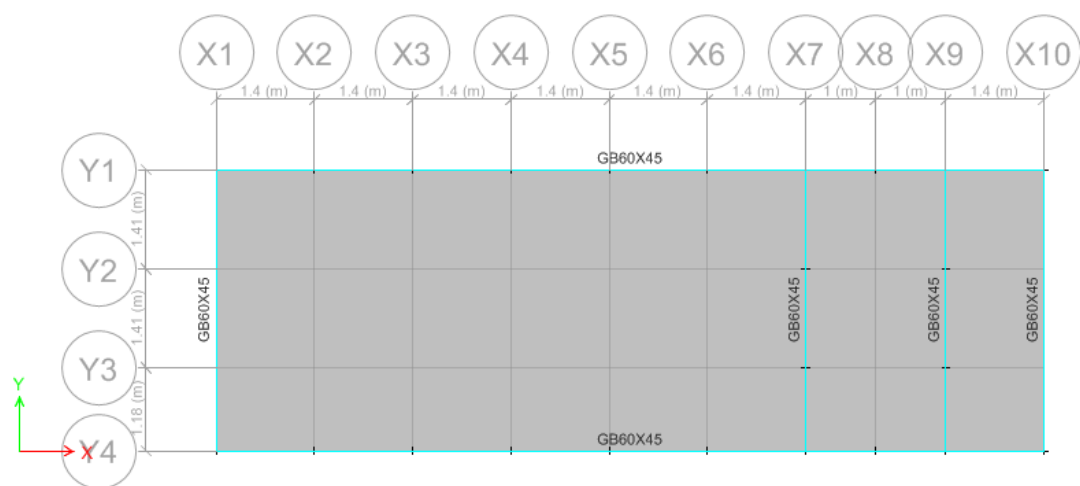


圖 5.7 分析模型 3D 示意圖

(資料來源：本研究製作)

降低營建人力需求構造研發-多單元鋼管鋼網牆之強度與韌性



(a) 一樓



(b) 二樓



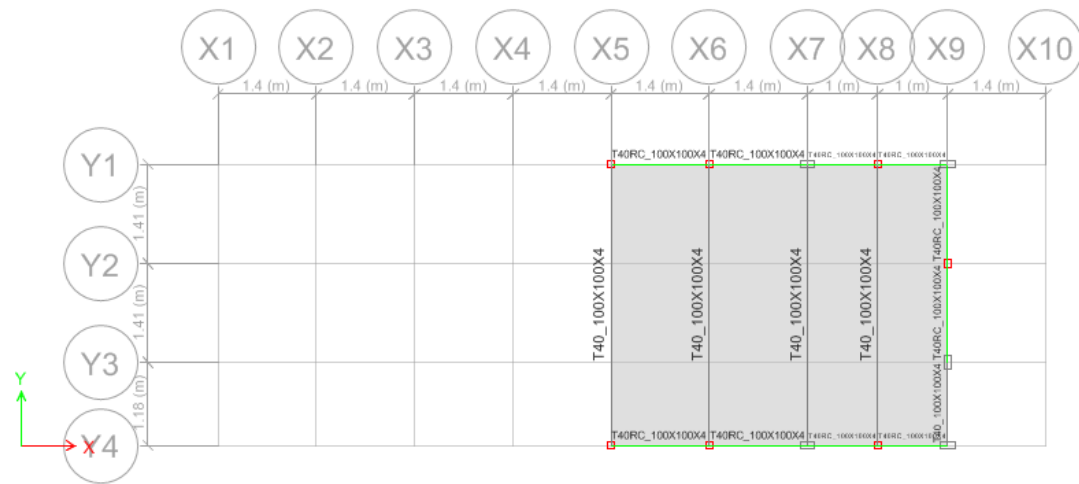
(c) 三樓

圖 5.8 分析模型平面圖

(資料來源：本研究製作)



(d) 屋頂



(e) 屋突

圖 5.8 分析模型平面圖(續)

(資料來源：本研究製作)

降低營建人力需求構造研發-多單元鋼管鋼網牆之強度與韌性

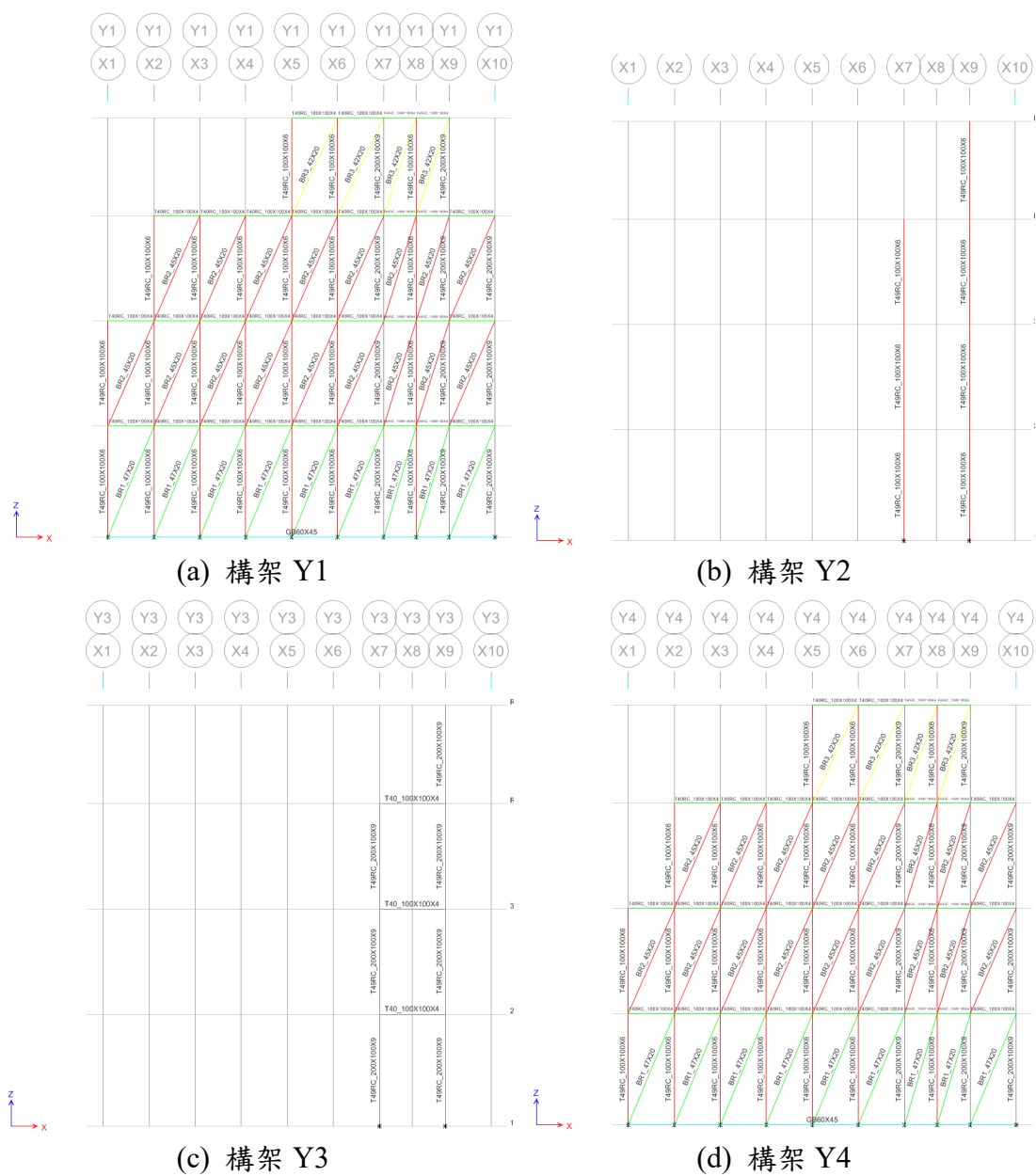
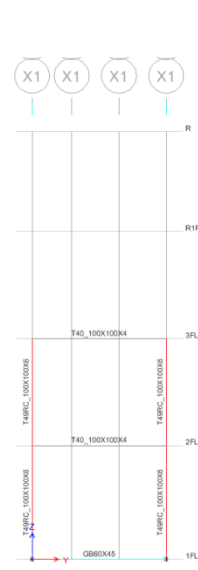


圖 5.9 分析模型構架立面圖

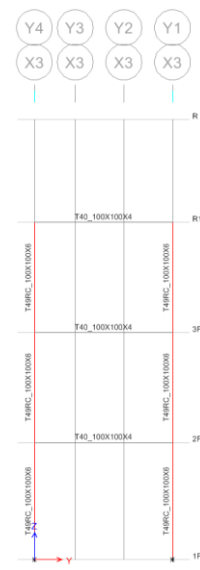
(資料來源：本研究製作)



(e) 構架 X1



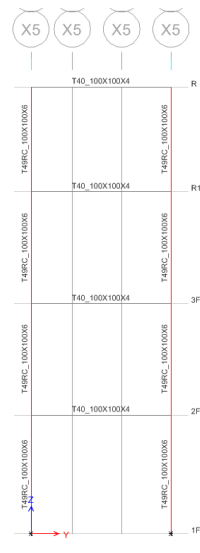
(e) 構架 X2



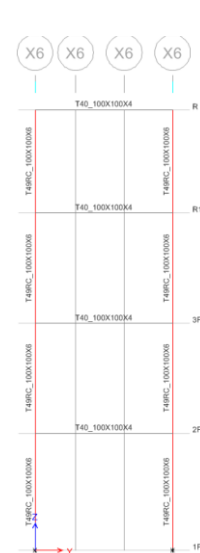
(f) 構架 X3



(g) 構架 X4



(h) 構架 X5

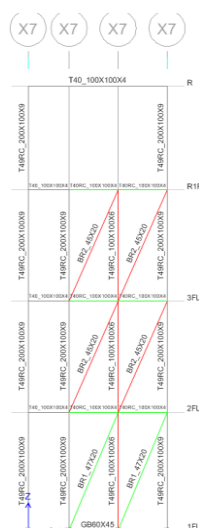


(i) 構架 X6

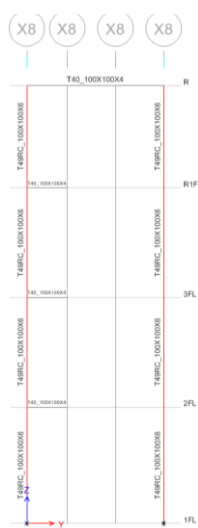
圖 5.9 分析模型構架立面圖(續)

(資料來源：本研究製作)

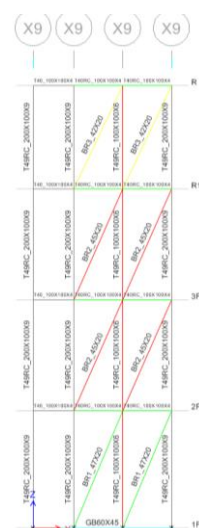
降低營建人力需求構造研發-多單元鋼管鋼網牆之強度與韌性



(j) 構架 X7



(k) 構架 X8



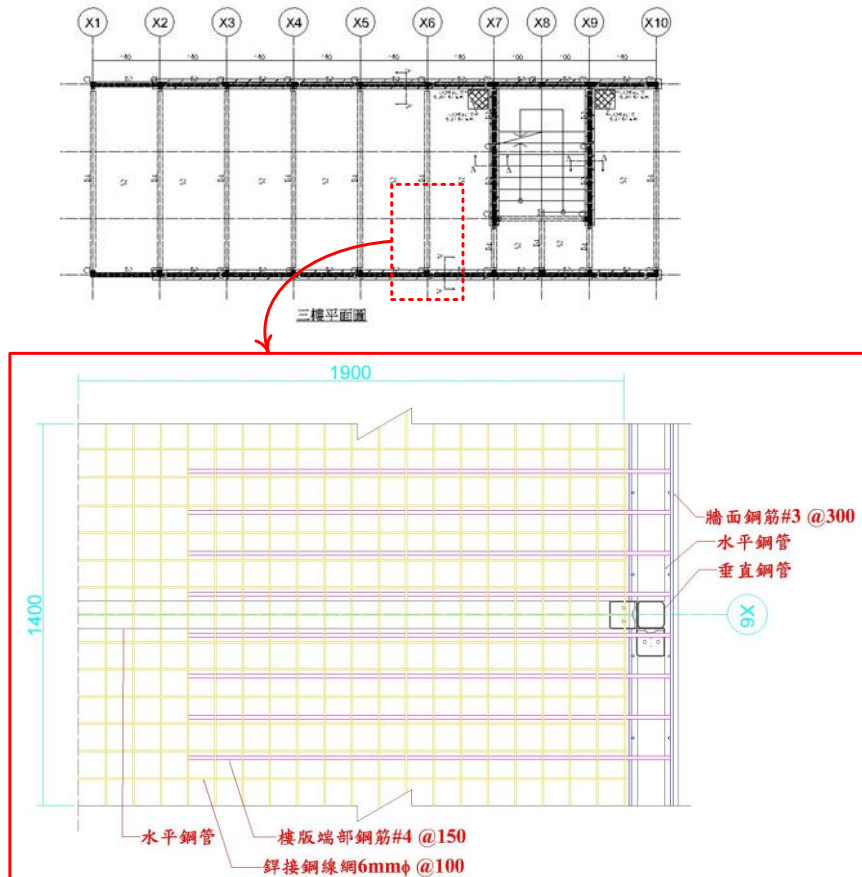
(l) 構架 X9



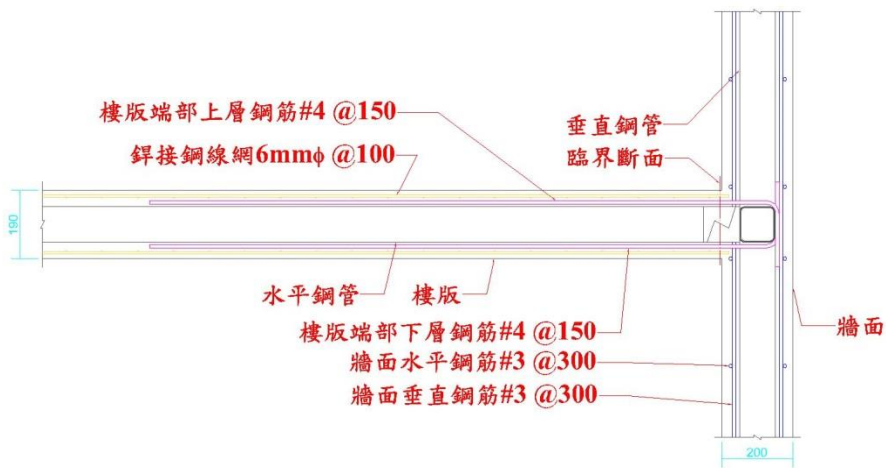
(m) 構架 X10

圖 5.9 分析模型構架立面圖(續)

(資料來源：本研究製作)



(a) 上視



(b) 剖面

圖 5.10 樓版與牆面之關係

(資料來源：本研究製作)

第六章 結論與建議

第一節 結論

鋼管鋼網牆系統適用於 12 m 以下之低樓層街屋結構，可以有效節省施工人力及建造時間的，值得推廣之。雖然過去單一單元鋼管鋼網牆的試驗已經求得等值斜撐之相關設計參數，但是實際結構由多個單元組成。有鑑於此，本研究針對 2 座多單元鋼管鋼網牆試體，以及對應之 3 組單一單元鋼管鋼網牆試體，完成反復載重結構試驗，以確認多單元鋼管鋼網牆系統具有足夠的強度與韌性。此外，結構分析之分析模型也經由試驗結果來評估其準確性及可靠性。

在節省施工人力及建造時間方面，概略的評估顯示：(1) 若國內每年興建之 1~4 層樓的房屋構造中有 10% 使用鋼管鋼網牆系統，則可降低建造人力 54%，估計未來每年可減少 6,840 個人力需求；(2) 鋼管鋼網牆系統與傳統 RC 結構相比，可降低 58% 的建造時間，有效提升施工速度且施工現場管理容易及使用性佳等優點，具有相當高的發展潛力；(3) 目前鋼管鋼網牆系統與傳統 RC 工法相比，目前工程造價僅提高 7%，但未來若使用量提高後造價應該可以比傳統 RC 工法還低。

本研究完成 5 座鋼管鋼網牆試體之載重試驗，另外台科大 2017 年所完成 6 座試體之載重試驗，一共完成 11 座鋼管鋼網牆試體，其中包含 9 座一層一跨試體、1 座一層三跨試體及 1 座二層二跨試體。綜合上述試體之試驗結果，歸納出以下結論：(1) 根據單一單元、二層二跨及一層三跨之試驗結果，建立等值斜撐分析方法，且將分析結果與試驗結果比較，發現所採用等值斜撐分析方法進行鋼管鋼網牆結構系統之設計為一可行的方式；(2) 等值斜撐強度 $P_n = A \times f_c'$ ，其有效面積 $A = td / 7.4$ ， t 為牆體寬度， d 為牆體對角線長度，設計強度 $P = 0.65P_n$ ；(3) 水平鋼管與垂直鋼管連接可以採用簡易接頭或是直接銲接，採用簡易接頭之結點垂直剪力強度 $P_{vn} = 149tf$ ，適用於 RHS 100×100 及 RHS 200×100 鋼管；採用銲接且水平鋼管斷面為 RHS 100×100 之結點垂直剪力強度 $P_{vn} = 194tf$ ；採用銲接且水平鋼管斷面為 RHS 200×100 估算其垂直剪力強度為 $P_{vn} = 291tf$ ，設計強度 $P_v = 0.7P_{vn}$ ；(4) 多單元鋼管鋼網牆構架分析結果顯示，系統中之臨界桿件皆為垂直鋼管。試驗數據顯示破壞模式為鋼管降伏之試

降低營建人力需求構造研發-多單元鋼管鋼網牆之強度與韌性

體試韌性容量為 3.35~3.62，以此建議結構設計時系統韌性容量 R 可取 3.0；

(5) 另外設計時需注意，雖然鋼管內有填充混凝土，但考量鋼管底部之混凝土填充品質較難控管，因此建議忽略鋼管內混凝土對強度之貢獻；(6) 鋼管鋼網牆系統之開發，乃基於模組化之考量，研究成果之應用需要在所設定之範圍內，在符合本報告所設定材料、桿件尺寸、單元尺寸等限制下，本報告提出一設計方法及一個設計案例供工程師參考，惟工程師設計時應視實際結構之構造自行判斷、選擇適當之設計方法。

第二節 建議

建議一

推廣鋼管鋼網牆系統施工及設計方法：立即可行建議

主辦機關：中華民國全國建築師公會、中華民國土木技師公會全國聯合會、中華民國結構工程技師公會全國聯合會

鋼管鋼網牆系統與傳統 RC 結構相比，可降低 58% 的建造時間，節省建造人力 54%，具有施工現場管理容易及使用性佳等優點，具有相當高的發展潛力。且經過結構試驗證實使用等值斜撐設計方法是一個可行的方式。

建議二

辦理「新型版柱系統強度與變形能力」研究：中長期建議

主辦機關：內政部建築研究所

相較傳統梁柱構架系統，版柱系統(即無梁版系統)具有優勢包含(1)降低樓層高度，因為少了梁高，在同樣高度限制下，使用版柱系統可以增加樓層數目(大約每 6 層樓可增加 1 層樓，成為 7 層樓)，進而增加總樓地版面積；(2)模版與鋼筋綁紮容易施作，除了可以縮短工時，更可以有效因應目前缺工的大環境；(3)後置管線相對容易，再次增加施工的便利性，(4)因不需梁配筋及梁的混凝土澆置，且沒有梁的模板組立較為簡單，故總造價降

低。綜合上述各優勢，版柱系統單位造價較低，因此版柱系統在國外被廣泛的使用作為主要承重系統。然而該系統需要注意接合部穿透剪力破壞，因為穿透剪力破壞一旦觸發是脆性的破壞模式且可能造成連續崩塌。建議內政部建築研究所可研究新型柱系統，採用強版弱柱的概念，以避免版之穿透剪力破壞，即可發展新型版系統以滿足剪力強度增加且不損失構件韌性，有助於因應國內缺工的大環境問題。

附錄一 專家座談會會議紀錄

降低營建人力需求構造研發-多單元鋼管鋼網牆之強度與韌性

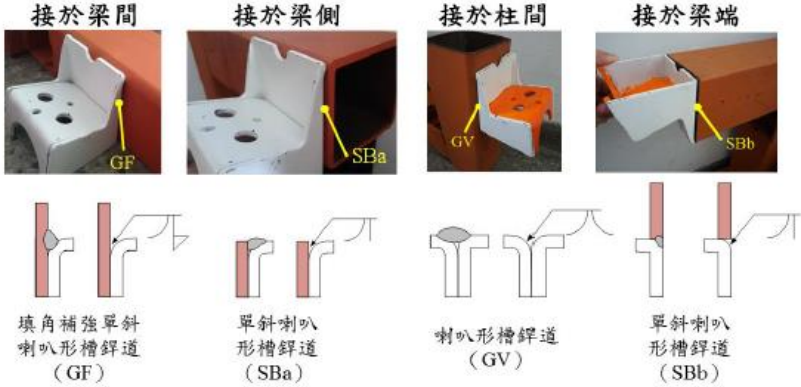
內政部建築研究所「降低營建人力需求構造研發-多單元鋼管鋼網牆之強度與韌性」委託研究計畫專家座談會簽到簿

時 間：109 年 3 月 13 日（星期五）下午 2 時 30 分	
地 點：本所討論室(一)（新北市新店區北新路 3 段 200 號 13 樓）	
計畫主持人：陳教授正誠 陳正誠 紀 錄：張雨航	
姓名	簽 到 處
專家	
歐教授昱辰	歐昱辰
蕭教授博謙	蕭博謙
鄭教授敏元	鄭敏元
蘇技師模原	蘇模原
賴技師宏嘉	賴宏嘉
鍾副總經理俊宏	鍾俊宏
陳副總經理煥燁	陳煥燁
羅副總經理遠智	羅遠智
內政部建築研究所	
陳組長建忠	
陶主任其駿	
黃助理研究員國倫	黃國倫
相關人員	
林曉芳	

**內政部建築研究所「降低營建人力需求構造研發-多單元鋼管鋼網牆之強度與韌性」委託研究計畫
專家座談會會議紀錄**

- 一、時間：109 年 3 月 13 日(星期五) 下午 2 時 30 分整
- 二、地點：本所討論室(一)(新北市新店區北新路 3 段 200 號 13 樓)
- 三、計畫主持人：陳正誠 教授 記錄：林曉芳
- 四、出席人員：歐教授昱辰、蕭教授博謙、鄭教授敏元、蘇技師模原、賴技師宏嘉、鍾副總經理俊宏、陳副總經理煥煒、羅副總經理遠智、黃助理研究員國倫
- 五、專家發言重點與承辦單位回應：

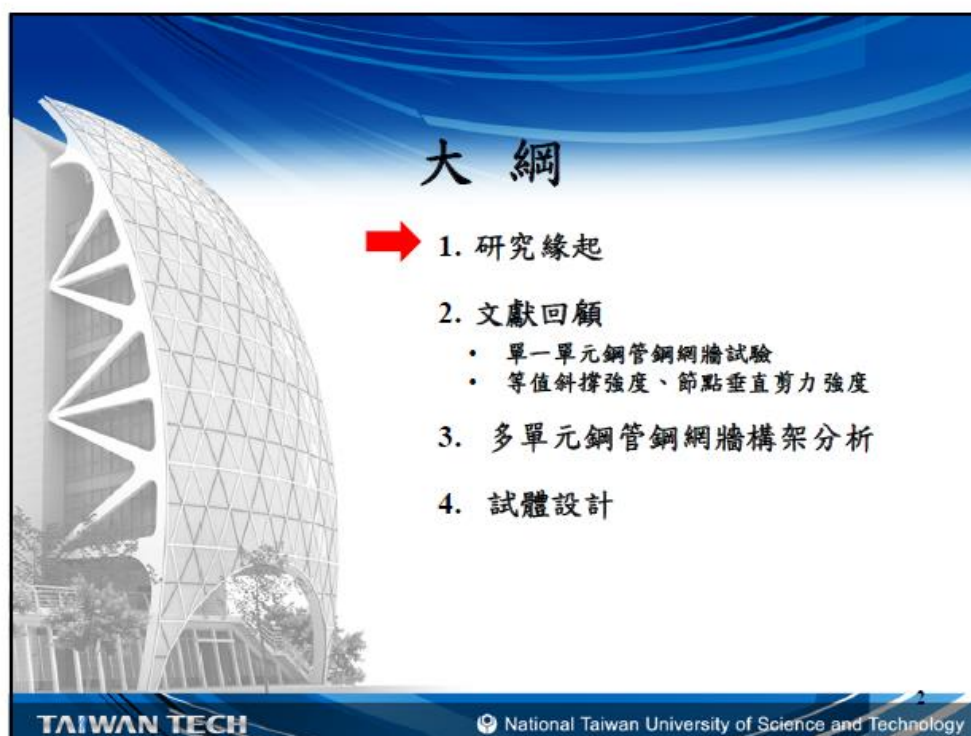
專家建議	承辦單位回應
1. 構造灌漿完成後為一整體之板牆構造，與分析之鋼柱、梁及等值斜撐構造有若干差異。建議研究單位可提供相關差異性影響之設計指引。	鋼管鋼網牆視為等值斜撐進行分析，兩者之間會有差異，而合理評估此差異即為本計畫目的之一。本計畫將採用多單元試體之試驗結果，與等值斜撐分析結果比對，探討等值斜撐分析法與設計法之合理性與安全性。
2. 考慮構造開窗之情況，窗台下會形成構一不完整牆面，建議提供其等值斜撐參數設定或公式。	實務上開口形狀、大小及配置方式具有很高之多樣性，無法逐一探討各參數的影響，通常模組型構架在設計時直接忽略開口上、下餘下牆面之強度，以得到一個容易設計且較保守的設計結果。
3. 實務上多有管線及穿孔問題，跟模型有落差。	此情況應當透過建築手法，例如設置管道間等方式避免。若無法避免則應加大板厚。
4. 是否曾考慮牆內鋼管採用 H 型鋼？	使用鋼管時接合處可直接使用簡易接頭，工作量少。若採用 H 型鋼則接頭處需額外設計，且工作或銲接量高出許多，致使建造成本提升，不利於推廣，本計畫目前不考慮採用 H 型鋼。

5. 樓版內之鋼管是否需一定與牆內鋼管封齊。若是，接合方式為何？	樓版內鋼管透過簡易接頭與牆內鋼管接合，如圖 5.1。簡易接頭與鋼管之主要連接鉚道如圖 5.2。
 圖 5.1  圖 5.2	
6. 構件之降伏機制為何？ 牆腹混凝土、垂直鋼管降伏及節點垂直剪力破壞，三者之預期發生順序與防止優先順序為何？	3 種降伏機制中，以節點垂直剪力破壞較容易引致韌性發展之不確定性，因此應採用較低之強度折減係數。至於牆腹混凝土壓碎及垂直鋼管降伏皆可獲得頗高之韌性，其強度折減係數可參考現有規範的作法。
7. 牆體模擬是否考慮過採用 Shell element？	採用 Shell element 進行構架分析時，垂直鋼管所承受之力量偏低甚多，工程師對分析結果之解讀容易出錯。等值斜撐分析方法可以避免上述之困擾，但需要驗證其可靠性及安全性。本計畫即在進行此項驗證工作。

8. 樓版至牆之剪力傳遞機制不明確，本次試驗試體是否能加以考慮。 RC 樓版與牆接合處邊界條件之模擬？	由於本次試驗主要目的為探討鋼管鋼網牆系統之受力行為與韌性，試體規劃無法兼顧樓版與牆間之剪力傳遞問題。樓版與牆之剪力傳遞檢核，可以採用版與牆間剪力摩擦的方式檢核，本計畫將採用剪力摩擦的方式提出一個合理的檢核方式。 RC 樓版力量會傳遞至水平鋼管，水平鋼管與垂直鋼管間採用簡易接頭，因此兩者之間以鉸接模擬之。
9. 多單元牆面之壓桿作用是否可能跨過多個單元間？	此即為本次試驗計畫中 S-1×3 及 S-2×2 試體試驗主要觀察重點之一，透過本次試驗應該可以相當程度釐清。惟鋼管鋼網牆採用等值斜撐模擬應該會偏保守，如此設計時應該可以忽略壓桿跨過多個單元的情況，本計畫也會針對此點進行探討。
10. 垂直鋼管內是否有灌漿？ 鋼管柱內灌漿之施工性應透過本次實驗進一步確認。 若柱內灌漿沒有確實是否影響簡易接頭作用及壓桿作用？	該系統鋼管柱內皆會填充混凝土。混凝土填充的施工情況通常經由監造進行監督，不過設計時可以忽略鋼管內混凝土所提供之桿件強度調整之。
11. 等值斜撐強度 $P = f'_c \times A$，一般而言混凝土構材抗壓強度最大採 $0.85f'_c$。	等值斜撐斷面積乃採用試驗結果反推的方式求得，混凝土強度採用 f'_c 或 $0.85f'_c$ 皆可，唯一的差異在斜撐的勁度。本計畫在完成試驗後會評估使用何者比較能更真實反應構架的勁度。
12. 簡報中鋼管鋼網牆標準斷面中橫向鋼筋截斷點與試驗試體設計有差異。	試驗採用最臨界之設計，以確保試驗所得之結果偏保守。標準斷面與試驗試體斷面之差異，在後續報告中會再詳加註明。

13. 本設計若有專利，建議考慮私有建物建造成本(含專利)，公有建物先行解決相關法律問題。	簡易接頭專利期限為 2011 年 6 月至 2021 年 6 月。在此之前以私有住宅為應用對象，2021 年 6 月以後即可應用於公有建物。
14. 建議提供分析參數建議值及標準圖以提高設計者使用意願。	依建議辦理。
15. 在地震力及風力作用下舒適度與傳統 RC 構造是否有大差異。	鋼管鋼網牆適用於 3 層以下之建築物，且牆的勁度通常很高，因此舒適性的疑慮偏低。不過工程師進行結構設計時，仍應檢核其舒適性。
16. 分析採等值斜撐，分析模型為傳統梁柱構架分析之 4 倍，是否可簡化分析設計量，應為設計者考慮採用原因之一。	考慮到採用鋼管鋼網牆系統對整體施工人力、施工時間之節省，稍微提高結構設計費用應不會影響業主對該系統之使用。
17. 標準圖中應說明牆體應於各樓層位於同一位置，以卻保牆體之韌性發揮。	依建議辦理。
18. 分析時未考慮垂直載重，與試驗設定不同。	其實試驗沒有施加垂直載重，與分析假設相同。
19. 牆配筋間距 30 cm 有點大，建議能否縮小或採用銲接鋼線網。	免拆模鋼網牆中之骨架會阻礙銲接鋼線網之鋪設，使用鋼筋為較適宜之方式。
20. 此系統不建議採用現場銲接。	使用簡易接頭及適當之結構配置，現場即不須銲接，本系統也才具有較高之競爭力，工程師設計時應避免採用現場銲接。
21. 角柱會有雙向側力引致的垂直載重。	本計畫會提醒設計者注意此現象，並據以進行設計。

22. 結構系統韌性容量 R 建議取 2.4，現行規範：承重牆系統-輕構架牆-具對角斜撐。	鋼管鋼網牆系統使用於低矮房屋，牆所承受之軸力不大，應不屬於承重牆系統。鋼管鋼網牆系統之韌性容量，在多單元牆試體試驗完成後，可以有更合理的評估，到時再以評估結果提出建議。
23. 多單元之韌性容量 R 若採 3.2，建議接合及鋼管梁柱構材需以彈性地震力檢核設計，以確保能發揮足夠的韌性。	接合及鋼管梁柱構材設計，在多單元牆試體試驗完成後，可以有更合理的評估，到時再以評估結果提出建議。
24. 建議亦可朝耐震補強的方向推廣。	鋼管鋼網牆系統採用模組化的概念，而耐震補強所使用的桿件很多樣且需配合既存結構物，鋼管鋼網牆並不適合使用於耐震補強。
25. 建議思考預鑄施工之方向及可行性以降低人力與確保品質。	以目前國內施工技術及使用習慣，鋼管鋼網牆工法尚不適合進行預鑄施工。
26. 如簡報所示，鋼管柱應力控制為主，有關施工之程序是否造成鋼管先承受自重之影響(與分析不符)。	低矮型建築物受到施工順序之影響應該可以忽略。
27. 試體設計是否將樓版內水平鋼管納入以取代剪力釘，更貼近實務？	水平鋼管對於載重傳遞的貢獻非常有限，且試驗載重之傳遞主要由樓版與牆之接合傳遞之，水平鋼管之引入對於試體剪力傳遞之模擬無明顯影響。



緣起

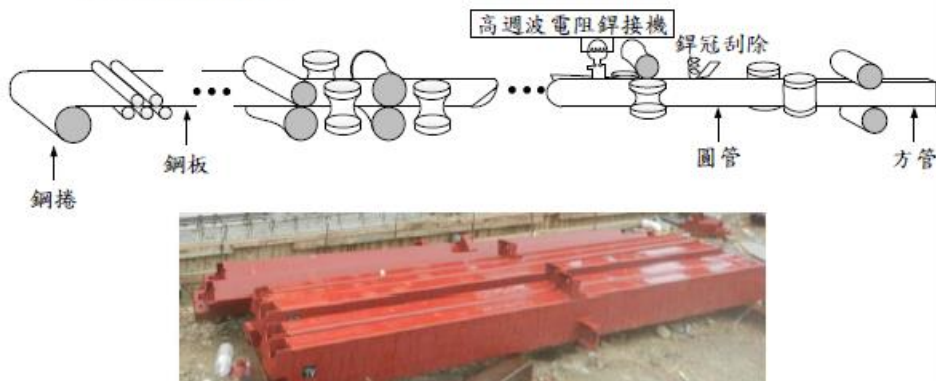
- 受到少子化的影響，營造產業人力缺乏的情況會越來越嚴重，發展低勞力的營造工法勢在必行。
- 本計畫預計研究之「鋼管鋼網牆系統」，具有省工、省時同時兼具美觀與實用性。實際工程案例顯示，造價與傳統RC梁柱結構類似但是可以縮短一半工期，未來造價還可以更低，該系統具有很高的競爭力。
- 過去「單一單元」鋼管鋼網牆的研究結果顯示，該系統具有良好的強度及足夠的韌性抵抗地震。
- 惟目前相關之研究僅限於單一單元且數量偏少，透過本研究進一步探討多單元鋼管鋼網牆系統的強度與韌性，並建立、校正結構分析之模型以增進其可靠性。
- 本計畫之研究成果，可以使鋼管鋼網牆系統之設計參數更為完整，有利於該系統之推廣，並改善國內營建產業面臨之缺工問題。

TAIWAN TECH

National Taiwan University of Science and Technology

鋼管鋼網牆組成元素-小斷面鋼管

- 國內具鋼管量產技術與設備，自動化的生產方式降低了鋼管的生產成本。
- 採用適當的接頭型式，可降低現場吊裝之人力需求，進而發揮省工、省時的優勢。



TAIWAN TECH

National Taiwan University of Science and Technology

鋼管鋼網牆組成元素-免拆模鋼網牆

- 不使用傳統模板、不需拆模，施工快速。
- 可依據需求在牆上設置開口，樓梯亦可採用。



有開窗之牆面



樓梯

TAIWAN TECH

National Taiwan University of Science and Technology

鋼管鋼網牆系統組成



鋼管支架



樓版



鋼網牆

TAIWAN TECH

National Taiwan University of Science and Technology

鋼管鋼網牆系統特性

- 適用於低矮結構
- 不須現場銲接
- 降低人力成本
- 減少施工時間
- 外觀與傳統RC結構相似
- 沒有梁、柱桿件，樓版底面及牆面平整。
- 具市場競爭力



TAIWAN TECH

National Taiwan University of Science and Technology

大綱

1. 研究緣起



2. 文獻回顧

- 單一單元鋼管鋼網牆試驗
- 等值斜撐強度、節點垂直剪力強度

3. 多單元鋼管鋼網牆構架分析

4. 試體設計

TAIWAN TECH

National Taiwan University of Science and Technology

單一單元鋼管鋼網牆反復載重試驗

探討問題：

- 鋼管鋼網牆以等值斜撐模擬時，斜撐之有效斷面積、強度及勁度等參數。
- 鋼管鋼網牆系統韌性，及進行耐震設計時適用之韌性容量 R 。
- 採用足尺寸試體

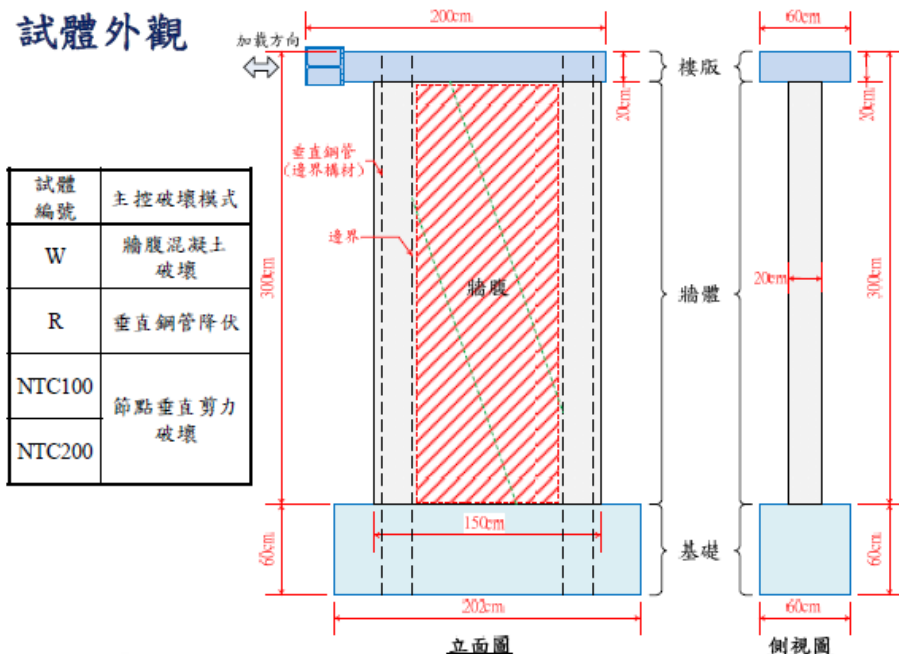
試體編號	主控破壞模式	水平與垂直鋼管連接形式	數量
W	牆腹混凝土破壞	銲接接合	2
R	垂直鋼管降伏	銲接接合	2
NTC100	節點垂直剪力破壞	BJ100簡易接頭	1
NTC200		BJ200簡易接頭	1

TAIWAN TECH

National Taiwan University of Science and Technology

9

試體外觀



TAIWAN TECH

National Taiwan University of Science and Technology

10

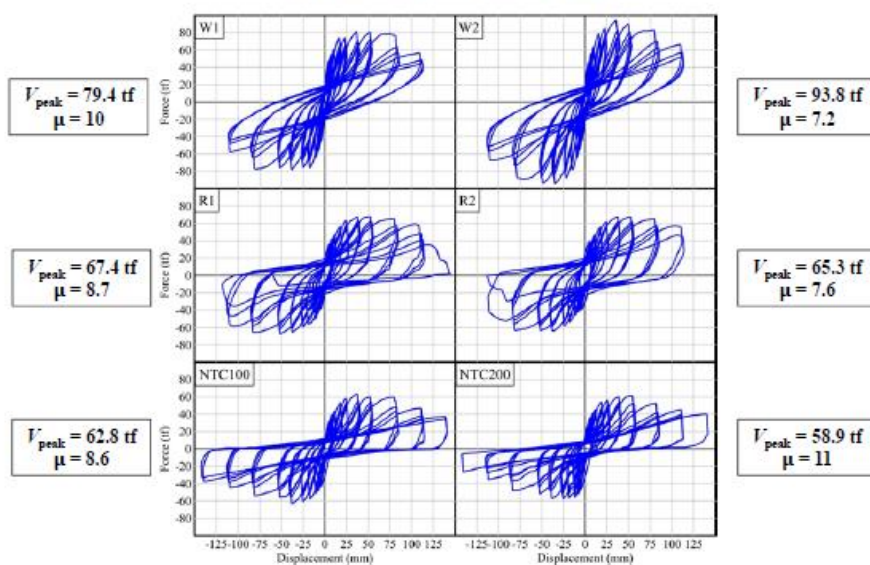
試體與試驗裝置



TAIWAN TECH

National Taiwan University of Science and Technology

載重-位移遲滯迴圈



TAIWAN TECH

National Taiwan University of Science and Technology

鋼管鋼網牆等值斜撐強度 (W 試體)



$$A = td/\alpha$$

t : 等值斜撐厚度(牆體厚度不計算粉光保護層為 20 cm)

d : 等值斜撐長度

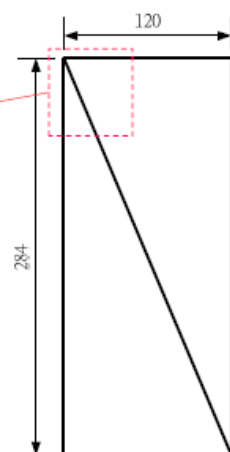
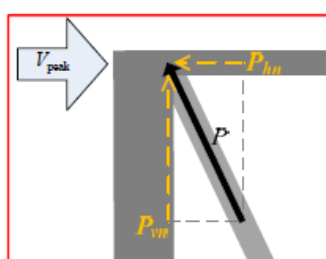
A : 等值斜撐面積

α : 等值斜撐寬度係數

Specimen	V'_{peak}	V'_{peak}	V'_{peak}	AVG	α
	tf	tf	tf	tf	
W-1	81.1	77.7	79.4	86.8	7.4
W-2	93.6	94.0	93.8		

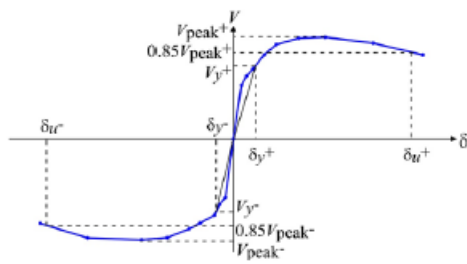
$$\text{等值斜撐強度 } P = f'_c \times A$$

節點垂直剪力強度 (NTC 試體)



Specimen	V_{peak}	P'_{vn}	P_{vn}
	tf	tf	tf
NTC-100	63.8	151	145
NTC-200	58.9	139	

單一單元鋼管鋼網牆韌性容量



試體編號	主控破壞模式	μ	R
W	牆腹混凝土破壞	8.6	4.1
R	垂直鋼管降伏	8.2	3.9
NTC100	節點垂直剪力破壞	9.8	4.4
NTC200			

- 強度下降至 $0.85V_{peak}$ 時之位移為極限位移 δ_u 。
- 韌性 $\mu = \delta_u / \text{降伏位移}$ 。
- 鋼管鋼網牆系統為適用在低樓層結構物之工法，一般屬於短周期結構，韌性容量 R 以等能量方法求取。
- 鋼管鋼網牆系統韌性容量可取 3.2。

單一單元鋼管鋼網牆試驗結果與未來研究需求

- 單一單元鋼管鋼網牆可以承擔 60 噸以上之水平力，強度相當可觀；韌性比可達 7.2 以上，系統韌性容量 R 可達 3.9 以上，平均達 4.1（目前建議採用 3.2）。
- 鋼管鋼網牆等值斜撐強度 $P = f_c' \times A$ ； $A = td/7.4$ 。
- 使用簡易接頭時節點垂直剪力平均強度：145 tf
- 實際結構為多單元鋼管鋼網牆，需進一步探討多單元鋼管鋼網牆系統的強度與韌性，並進一步探討 R 值使用 3.2 的可行性。
- 實際結構為多單元鋼管鋼網牆，因此需進一步探討多單元鋼管鋼網牆以等值斜撐模擬之可靠性。



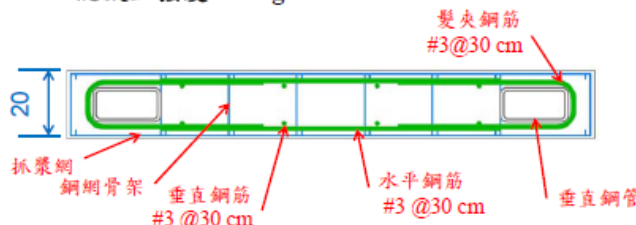
大綱

1. 研究緣起
2. 文獻回顧
 - 單一單元鋼管鋼網牆試驗
 - 等值斜撐強度、節點垂直剪力強度
- ➔ 3. 多單元鋼管鋼網牆構架分析
4. 試體設計

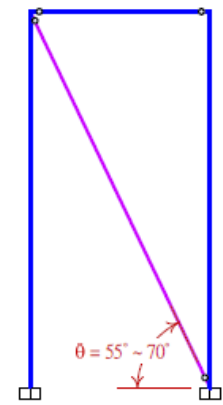
TAIWAN TECH National Taiwan University of Science and Technology

鋼管鋼網牆標準斷面配置

1. 高度：250~340 cm之間；寬度：120~160 cm之間；等值斜撐角度 θ 在 $55^\circ \sim 70^\circ$ 之間。
2. 牆厚固定為20 cm。
3. 皆採用SD280之3號鋼筋，雙層雙向間距30 cm之配置方式。水平向端部使用髮夾筋。
4. 混凝土強度 280 kgf/cm^2 。



標準斷面剖面圖

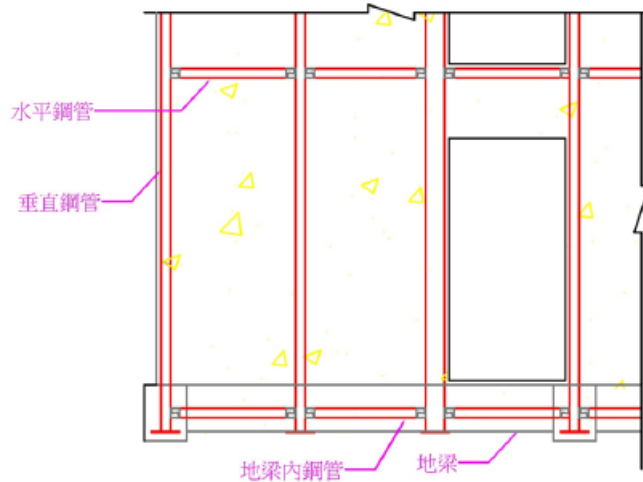


等值斜撐示意圖

TAIWAN TECH National Taiwan University of Science and Technology

鋼管支架標準配置

1. 垂直鋼管使用相同斷面，基本上不續接，下端與地梁內之鋼管連接。
2. 水平向鋼管與垂直向鋼管之間採用簡易接頭連接（鉸接）。



TAIWAN TECH

National Taiwan University of Science and Technology

19

鋼管鋼網牆系統設計時強度檢核項目

1. 等值斜撐強度

由單一單元試驗結果得到

$$P = f'_c \times A$$

f'_c : 混凝土強度

P : 等值斜撐強度

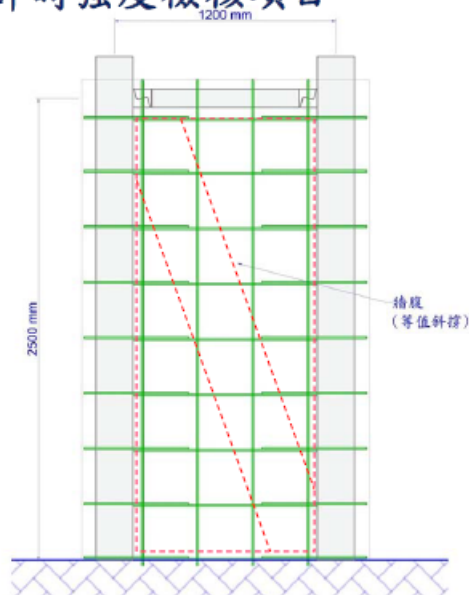
$$A = td / 7.4$$

t : 等值斜撐厚度

d : 等值斜撐長度

A : 等值斜撐面積

- 上述公式適用範圍為鋼管鋼網牆標準斷面配置者。



TAIWAN TECH

National Taiwan University of Science and Technology

20

鋼管鋼網牆系統強度檢核項目

2. 垂直桿件強度：

- 拉力 + 彎矩
- 壓力 + 彎矩

適用垂直鋼管材質：

STKR490、STKR400

適用垂直鋼管斷面：

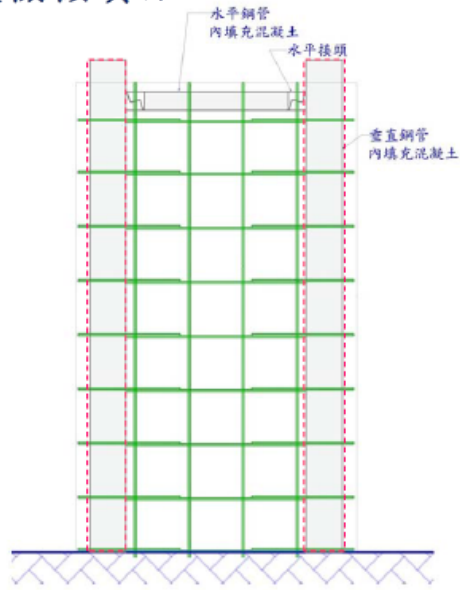
□200×100×9

□200×100×6

□100×100×6

混凝土強度：

280 kgf/cm²



TAIWAN TECH

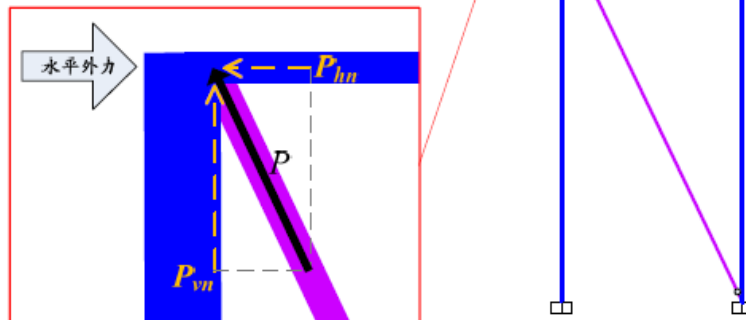
National Taiwan University of Science and Technology

21

鋼管鋼網牆系統強度檢核項目

3. 節點垂直剪力強度 (P_{vn})

由單一單元試驗數據 (NTC100及NTC200 試體/使用簡易接頭) 得到節點垂直剪力強度 P_{vn} 強度為145 tf。



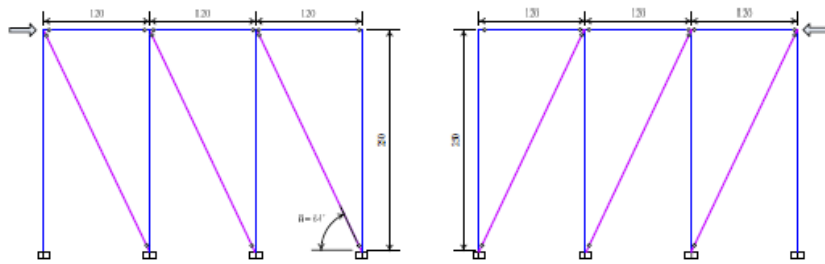
TAIWAN TECH

National Taiwan University of Science and Technology

22

構架分析 - 基本條件

- ✓ 樓層高250 cm，垂直鋼管跨距120 cm（等值斜撐角度 $\theta = 64^\circ$ ），使用鋼管鋼網牆標準斷面配置。
- ✓ 垂直鋼管材質皆使用STKR490，斷面限制在 $\square 200 \times 100 \times 9$ 或 $\square 100 \times 100 \times 6$ 。
- ✓ 水平鋼管端部使用簡易接頭，視為鉸接。
- ✓ 等值斜撐僅能承受壓力，因此進行結構分析時，需依據水平外力方向調整斜撐配置方向。本次分析之構架皆為對稱，因此後續分析僅做單方向受力。



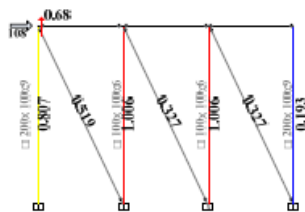
TAIWAN TECH

National Taiwan University of Science and Technology

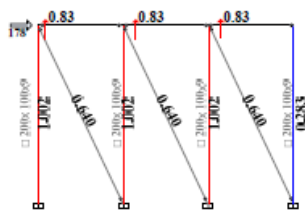
23

1層多跨構架分析

註：SR表示Strength Ratio



外柱： $\square 200 \times 100 \times 9$
 內柱： $\square 100 \times 100 \times 6$
 斜撐 SR：0.52
 垂直鋼管 SR：1.00 ← 控制
 節點 SR：0.68（最左側）
 構架強度：108 tf



外柱： $\square 200 \times 100 \times 9$
 內柱： $\square 200 \times 100 \times 9$
 斜撐 SR：0.64
 垂直鋼管 SR：1.00 ← 控制
 節點 SR：0.83
 構架強度：178 tf

- 1層多跨構架，內外柱使用相同斷面強度效率較高。
- 臨界桿件為垂直鋼管。
- 柱斷面不大於 $\square 200 \times 100 \times 9$ 時，等值斜撐及節點垂直剪力不控制構架強度。

TAIWAN TECH

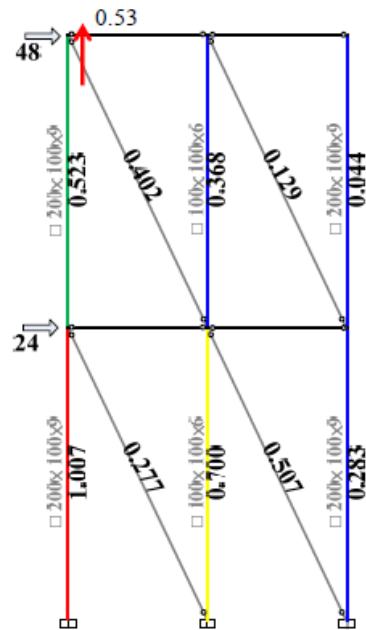
National Taiwan University of Science and Technology

24

2層2跨分析

外柱：□ 200×100×9
內柱：□ 100×100×6
斜撐 SR：0.51
垂直鋼管 SR：1.00 ← 控制
節點 SR：0.53

- 2層2跨時，中間之垂直鋼管受力較小，可使用較小斷面的鋼管。
- 破壞由第一層外柱控制。
- 最大節點垂直剪力發生在最上層邊跨角隅。



TAIWAN TECH

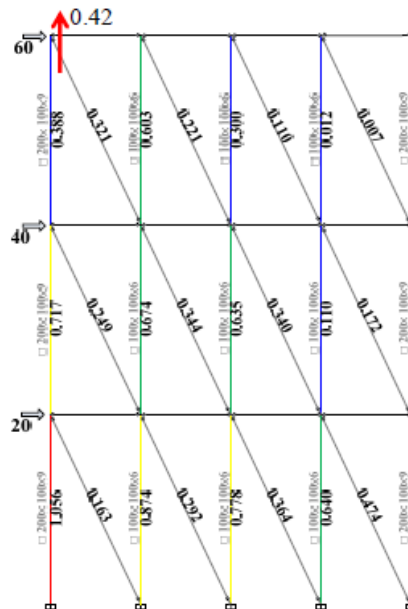
National Taiwan University of Science and Technology

25

多層多跨分析

外柱：□ 200×100×9
內柱：□ 100×100×6
斜撐 SR：0.47
垂直鋼管 SR：1.00 ← 控制
節點 SR：0.42

- 破壞由第一層外柱控制。
- 最大節點垂直剪力發生在最上層邊跨角隅。
- 多層多跨時，中間之垂直鋼管受力較小，可使用較小斷面的鋼管。



TAIWAN TECH

National Taiwan University of Science and Technology

26

多單元分析結果彙整

- ✓ 一層多跨時，內柱與外柱使用相同斷面效率較高。
- ✓ 多層多跨時，內柱受力較小，可使用較小鋼管斷面。
- ✓ 多層多跨時，最大節點垂直剪力發生在最上層邊跨外側角隅。
- ✓ 多單元構架皆為垂直鋼管強度控制；節點垂直剪力之最大Strength Ratio為0.83；等值斜撐之最大Strength Ratio為0.64。

大 綱

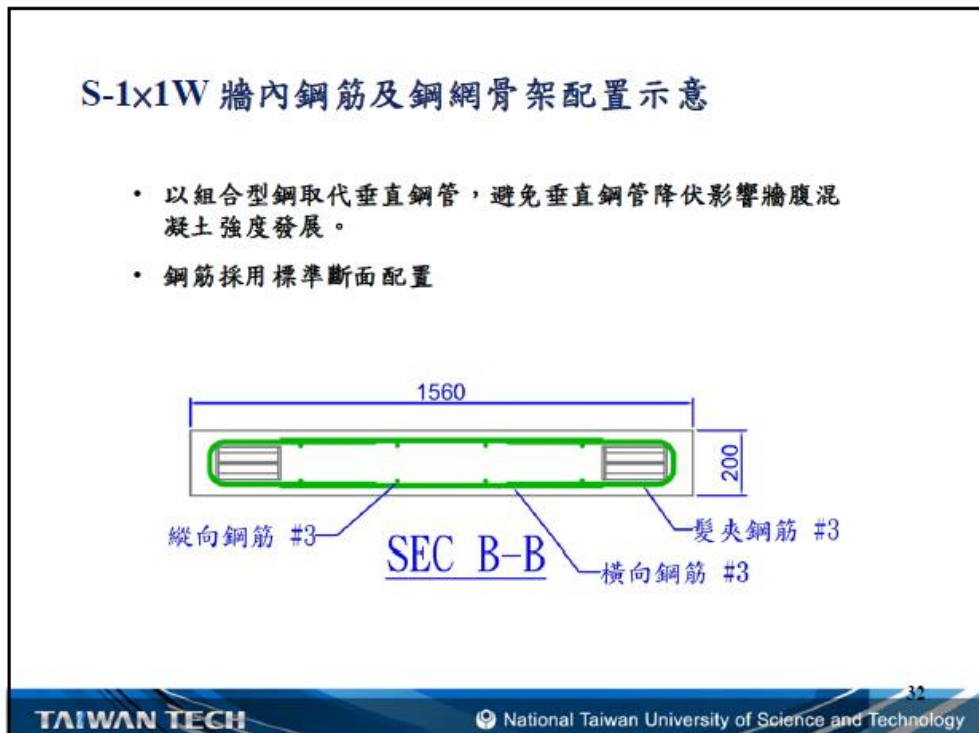
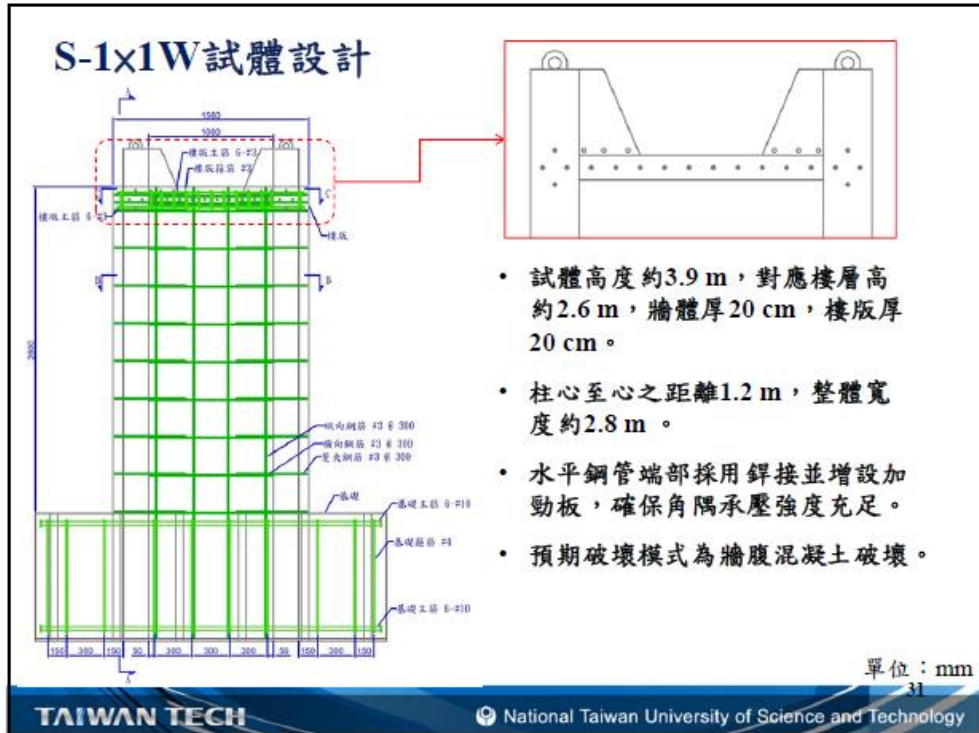
1. 研究緣起
2. 文獻回顧
 - 單一單元鋼管鋼網牆試驗
 - 等值斜撐強度、節點垂直剪力強度
3. 多單元鋼管鋼網牆構架分析
- ➡ 4. 試體設計

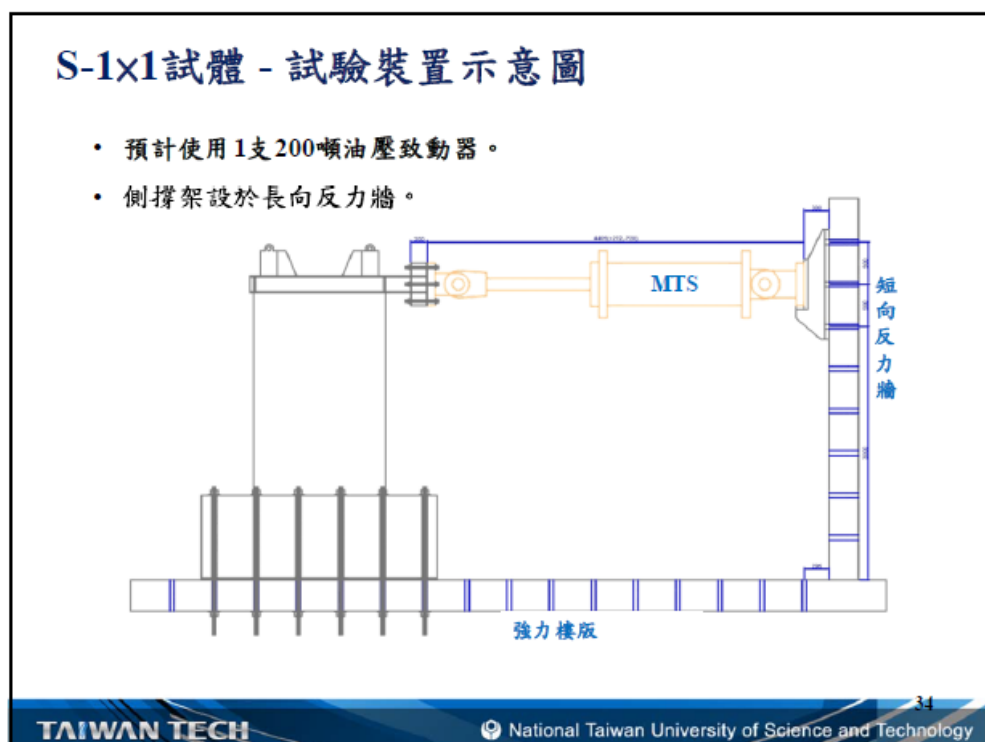
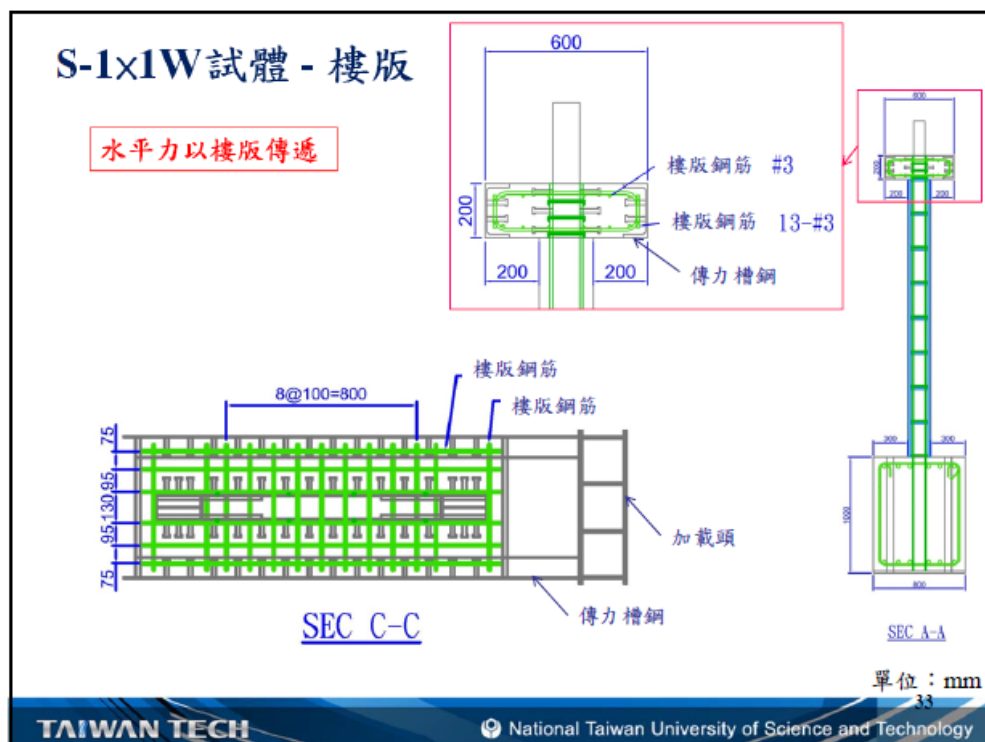
鋼管鋼網牆尚須探討之問題

- ✓ 構架分析顯示最大等值斜撐之 Strength Ratio 僅為 0.64，但等值斜撐強度計算公式為 2 組試驗 (W-1 及 W-2) 數據之平均值，宜增加試驗組數提升強度評估之可靠性。
- ✓ 構架分析顯示最大節點垂直剪力之 Strength Ratio 為 0.83，其強度為 2 組試驗 (NTC-100 及 NTC-200) 數據之平均，宜增加試驗組數提升強度評估之可靠性。
- ✓ 多單元鋼管鋼網牆系統之受力行為、系統韌性容量係數，並驗證等值斜撐分析模式是否是可以得到一個合理、安全的分析與設計方法。

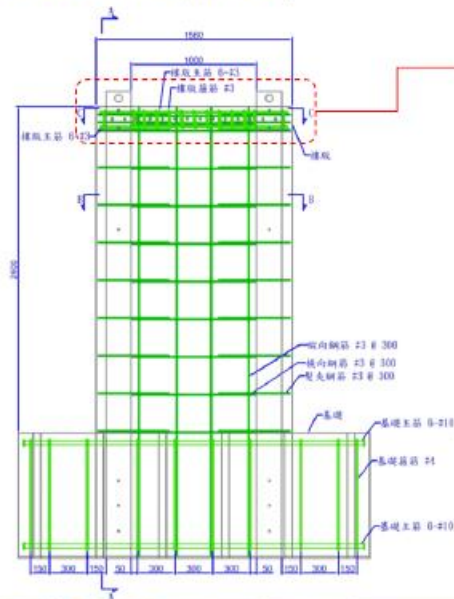
試驗計畫

試體編號	試體型式	控制破壞模式	數量
S-1x1W	1層1跨	牆腹混凝土破壞	1
S-1x1H	1層1跨	節點垂直剪力破壞	1
S-1x3	1層3跨	垂直鋼管降伏	1
S-2x2	2層2跨	垂直鋼管降伏	1





S-1x1H試體設計



- 試體高度約3.6 m，對應樓層高約2.6 m，牆體厚20 cm，樓版厚20 cm。
- 柱心至心之距離1.2 m，整體寬度約2.8 m。
- 垂直鋼管使用STKR490 □200x100x9，內填充混凝土。
- 其餘配置與S-1x1W試體相同。
- 期破壞模式為節點垂直剪力破壞。

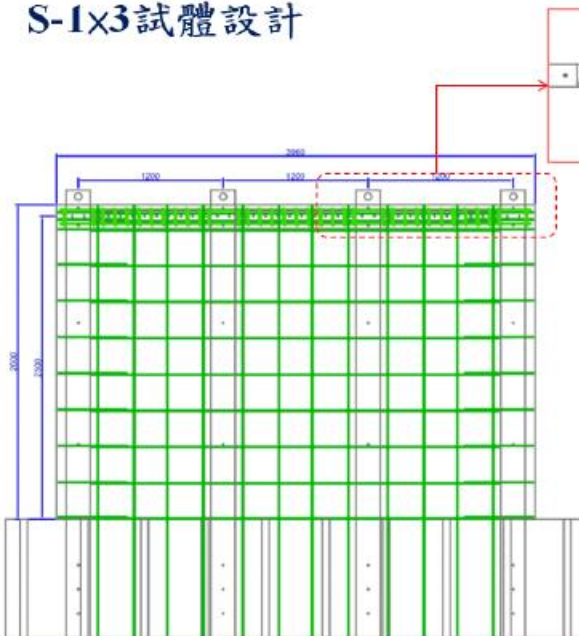
單位：mm

35

TAIWAN TECH

National Taiwan University of Science and Technology

S-1x3試體設計



- 試體高度約3.6 m，樓層高2.6 m。
- 柱心至心之距離1.2 m，整體寬度約4.8 m。
- 內柱及外柱皆使用STKR490 □200x100x9，內填充混凝土。
- 牆體鋼筋配置同S-1x1W試體。
- 預期破壞模式為垂直鋼管降伏。

單位：mm

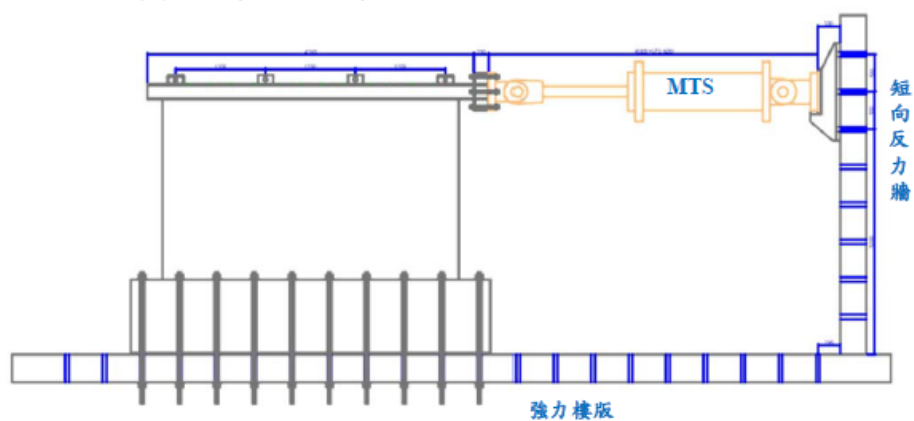
36

TAIWAN TECH

National Taiwan University of Science and Technology

S-3×1試體 - 試驗裝置示意圖

- 預計使用兩支200噸油壓致動器併聯共同施力。
- 側撐架設於長向反力牆。

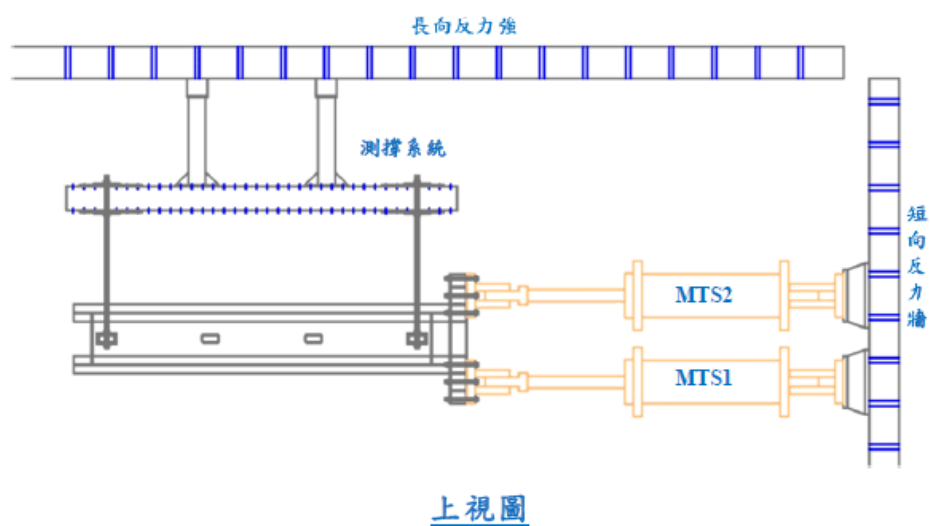


TAIWAN TECH

National Taiwan University of Science and Technology

37

S-3×1試體 - 試驗裝置示意圖

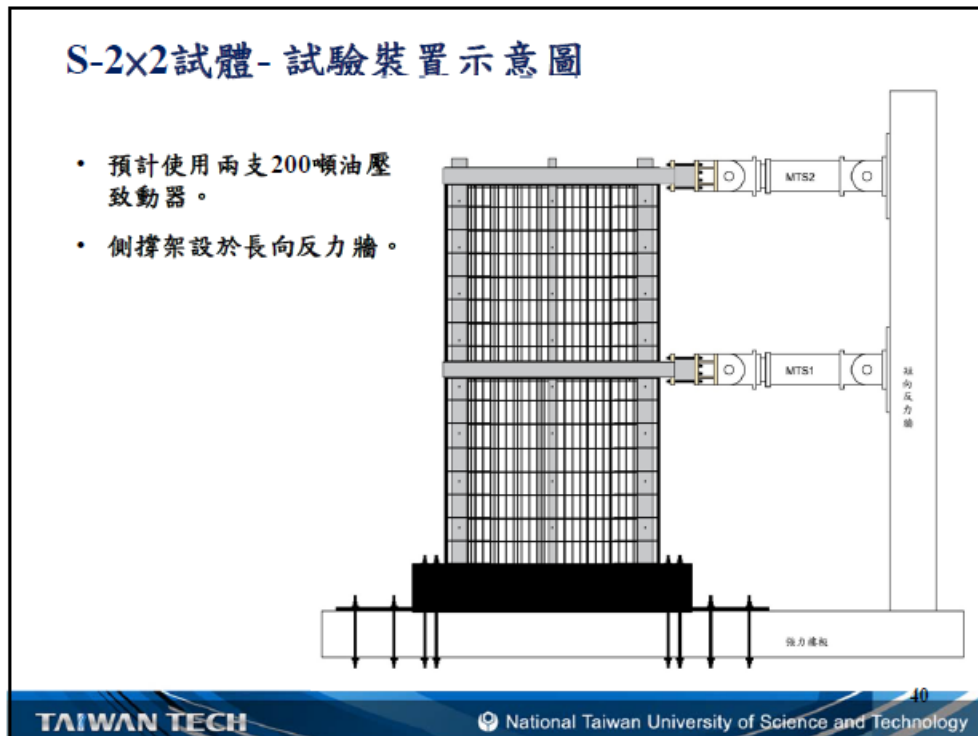
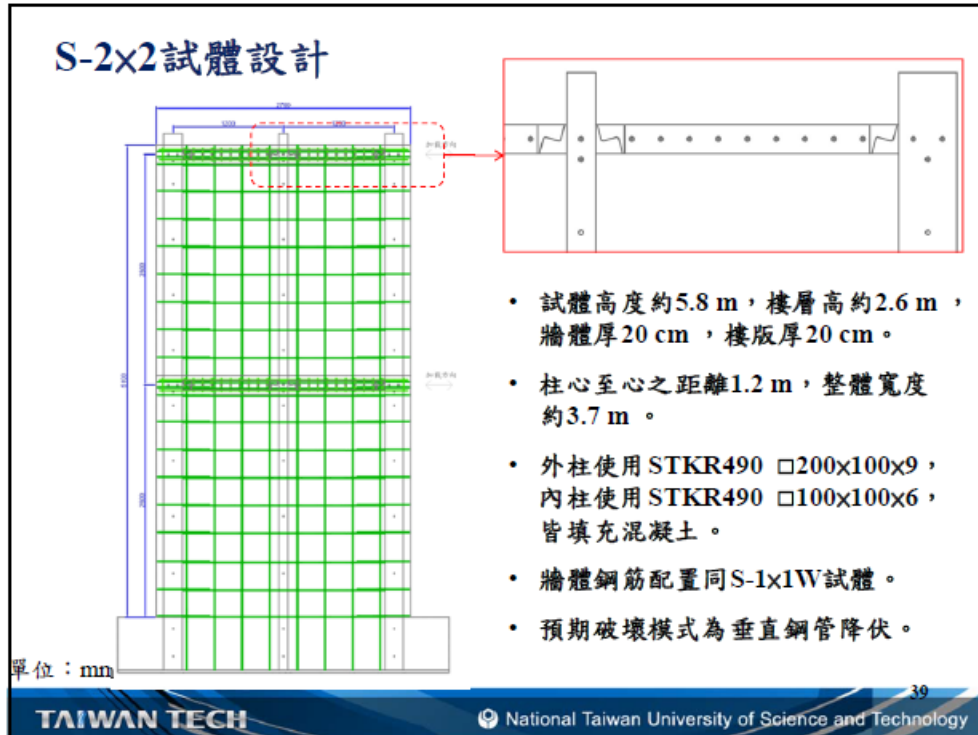


上視圖

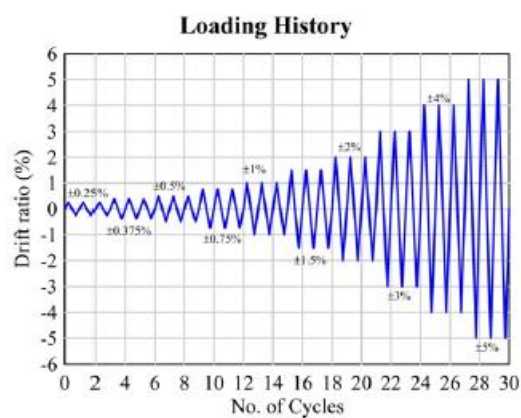
TAIWAN TECH

National Taiwan University of Science and Technology

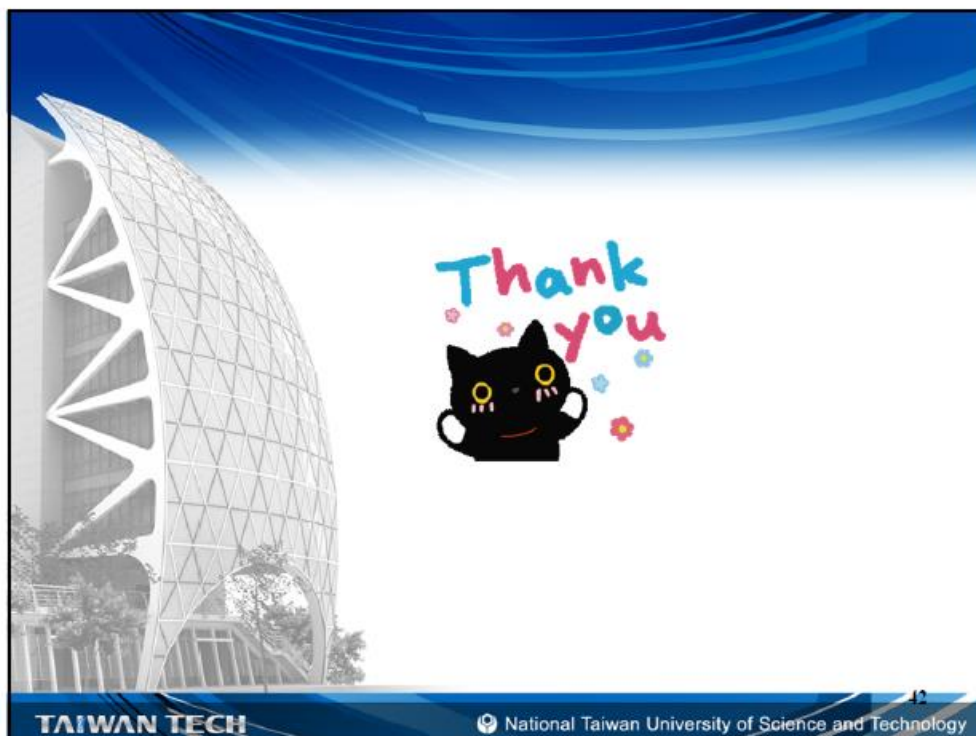
38



試驗加載歷程



- 鋼管鋼網牆系統中是以牆腹之鋼筋混凝土抵抗側向力，因此本試驗採用RC結構用之加載歷程。



附錄二 期中、期末審查會議意見回應表

期中審查

「降低營建人力需求構造研發-多單元鋼管鋼網牆之強度與韌性」案

中華民國全國建築師公會 江建築師支川：

1. 鋼管鋼網牆無需模板，直接噴塗混凝土漿？施工人員的技術差異是否會造成應力的差異？
2. 沒有模板，鋼筋的保護層如何管控？
3. 牆版如有變更(開口增加等....)是否影響應力？

財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心 林研究員克強：

1. 本研究對營建勞力需求可大幅降低，值得進行整體系統研究。
2. 是否已考量窗戶開口的整體力學行為預估或備案。
3. 鋼管單元的組合接合為何？是否影響其強度？如何評估？
4. 一般而言，在梁柱構件為主要傳力構件之構架，填於其間牆體以斜撐模擬，可得符合實際強度的力學行為，本研究所採用的牆體較強，是否適合以斜撐模擬？

王技師亭復：

1. 本研究案似為承重牆系統中，新增抵抗地震力結構系統；例如「多單元鋼管鋼網牆」，或新增其他系統。
2. 通常新增結構系統宜以非線性（靜、動力）試驗，求取韌性容量係數 R （或折減係數 R_{ASCE} ）、過強係數 $1.4\alpha_y$ （即 Ω_{0ASCE} ）、塑性變化放大係數 $1.4F_u\alpha_y$ （或 C_d 係數），以及 MCE 達到 R 後尚應有餘裕量 CMR，以便到達 MCE 時不會破壞。（參考 ATC-63）
3. 本研究試驗較似 FEMA-795 之構件循環重試驗，求取最大變位 Δ_u 、強度比 Q_u/Q_n 、設計勁度與初始勁度比、有效韌性 $\mu_{eff}(=\Delta_u/\Delta_y)$ 與有效降伏變位 $\Delta_{y,eff}$ ，本研究取法與上述似有差異。（期中報告第 45 頁）
4. 建議以構件試驗所得之耐震性能參與係數，進入結構系統（3D）非線性分析而訂定 R 、 $1.4\alpha_y(\Omega_0)$ 及 $1.4F_u\alpha_y(C_d)$ ，才能有合理應用。

邱顧問昌平：

1. 工地要有小型塔吊或是吊車才合宜。
2. 本研究名稱宜修正為「鋼管鋼網 RC 牆及版系統」，混凝土之澆置，依賴「抓漿網」而不使用模板。依期中報告第 5、6 及 37 頁專家建議項 27 之回應，試驗載重之傳遞主要由樓版（及 Rigid diaphragm 剛性橫隔版）與牆之接合，請以圖文說明接合區之施工細則。
3. 比照日本木構造，輕量化鋼骨造建築物之設計及施工。此種單元牆依設計及製造完後之試驗結果，給予有「彈性設計側耐力」，則 1 棟 1 至 4 層的建築物，可比照磚牆採用「震力係數法」逕為設計，非以等值斜撐法採非線性結構分析。
4. 期中報告第 35 頁之項 10，說明設計時可忽略鋼管內混凝土所提供之桿件強度，但第 29 頁第 1 節初步討論之 4，卻說「構架強度皆由垂直鋼管強度控制」，而每單元高斜率等值斜撐之模擬，請說明是否合理？
5. 本研究重點為降低營建人力之需求，但現場該如何施工？採用何種施工機具？宜加強說明之。
6. 921 震災後，災區之 RC 牆體厚度不大，且沒配筋，而採鏤洞孔鋼板並用水泥砂漿噴漿或墁塗工法施作。

陳技師正平：

1. 樓版下方無牆時，樓版周邊是否須改以 H 型鋼支撐樓版？
2. 鋼網牆有配置足夠鋼筋下，等值斜撐應可發展拉力。
3. 鋼管骨架接頭是否可傳遞集力梁之軸力？
4. 桁架模式產生結點垂直剪力破壞模式，原因為何？

陳副總經理煥燁：

1. 單位面積造價的定義是否含基礎？是否僅考慮標準樓層？是否僅考慮結構體？
2. 試驗未考慮樓版傳力的 DL 及 LL？對鋼網牆強度與韌性的影響如何？
3. 本研究為平面構架，但實務應用會有雙向平面構架相交的角位，角位同時是雙向的邊柱時，鋼管尺寸可能不足，是否有對策？
4. 柱內灌漿是現場施作亦或預先澆置？
5. 柱內灌漿如現場施作，要如何避免混凝土粒料析離？

曾協理慶祥：

1. 請說明此系統用以取代原有傳統 RC 加強磚造結構的哪些單元？牆、梁、柱、樓版？
2. 期中報告第 24 頁，試體製作流程第 6 步驟「牆面及樓版灌漿」，此樓版灌漿所指為何？屬本案研究範圍嗎？
3. 期中報告初步研究發現，以及初步建議事項不夠具體，請補充說明。

陳組長建忠：

1. 請估算留設將來建築物使用時，控留開口變更牆體之數量，以符國情。
2. 大型實驗宜開放大家來觀摩，以便現場提供意見。
3. 類似研究時，宜邀各主管官署出席，以降低研修法規障礙。
4. 本研究試體成本編列了 150 萬元，也不是完整的建物，本次施工各工料機具、人力，請詳細收集發包資料、廠商資料，記載分析，做評估成本效益用。

研究單位回應(陳教授正誠)：

1. 混凝土是由牆體上方直接澆置的，與使用模板時之灌漿方式無異，施工人員不需要特別技術，保護層控制也沒有問題。
2. 結構體施作前，水電管線配置所需開口都已先預留好，但根據國內相關規定，牆變更（包括增加開口）若牽涉到結構牆（註：不是所有的牆都一定是結構牆）就應進行安全性檢討，並取得結構相關技師之簽證，版亦同。
3. 鋼管骨架接頭，可以使用全銲接或簡易接頭，兩者皆可傳遞軸力，其強度可參考 2017 年陳正誠及林曉芳研究報告估計之。

4. 工地施作時係使用小型自走式吊車，若該案址受空間限制，則不建議使用本工法。
5. 等值斜撐法讓設計者有比較大的設計空間，結構材料使用也會比較節省，但是分析與設計過程比較繁複。震力係數法比較簡單，適用於低矮型結構，也適用於「鋼管鋼網牆」系統，是很好的建議。本研究將會針對震力係數法之安全性與適用性進行評估，並將結果列於期末報告。
6. 試體各種材料之用量將呈現於期末報告，惟實際結構之成本效益評估，仍建議參考本研究提供之實際案例分析，較符合實際情形。
7. 進行結構試驗前，會將試驗預定時程提送主辦單位，並歡迎大家觀摩。
8. 感謝委員的建議，其餘意見將於期末報告補充說明。

期末審查

「降低營建人力需求構造研發-多單元鋼管鋼網牆之強度與韌性」案：

中華民國全國建築師公會 江建築師支川：

1. 鋼管鋼網牆系統省時又省力，如能持續推廣應用，預期可省下相當大的成本，期待能推展應用於實務上。
2. 建築空間與行為關係密切，例如客廳、臥室與廚房衛浴等，所需尺度皆不同。請說明鋼管鋼網牆系統是否有最大跨度或最大高度等限制。
3. 期末報告書已羅列鋼管鋼網牆系統許多優點，但有否發現缺點或需要修正補強的地方？
4. 作為建築結構體的單元鋼管鋼網牆，於工廠大量製造之可行性如何？

中華民國土木技師公會全國聯合會 林技師自勤：

1. 請說明鋼網牆內之垂直鋼筋，與基礎版或地梁之接合方式(例如：鋼管柱與基礎之固定，採錨定螺栓)。
2. 期末報告書第 17 頁與 19 頁，敘述鋼管鋼網牆系統應用於 4 樓以下，可一次施工。請說明灌漿壓力能否承受？是否需考慮灌漿施工方式，以避免混凝土粒料分離？
3. 期末報告書第 13 頁「樓版灌漿施工時僅需簡單之支撐」，請說明如何在抓漿網下方做支撐？或無需做支撐？

歐教授昱辰：

1. 在缺工日益嚴重之今日與未來，本案提供新式之建築自動化工法，研究成果有顯著價值。
2. 試驗結果顯示混凝土與鋼管介面有顯著破壞，請檢視是否影響建築物使用性。例如在多次地震作用下，是否產生影響使用性之裂縫？另可考慮對介面再予強化，或可對多跨構架之耐震強度有所助益。

王技師亭復：

1. 本案若不歸類為耐震設計規範第一章 1-7(一)承重牆系統，且不屬表 1-3 之結構系統之內，即為未定義之結構系統，將視為新型或改良後之結構系統，依規定應依被特定結構設計規範或營建署「建築新技術新工法」認可應用，屆時可能會被要求提供更詳細資料。
2. 期末報告書圖 3.1、圖 3.2 及圖 3.3 之斷面 A-A、B-B 及 C-C，請於成果報告內予以補充，且頂部圈起之詳圖(如牆腹、版、柱)亦應予以註明完整。

邱顧問昌平：

1. 期末報告書第 78 頁之承辦單位回應，鋼管鋼網牆系統適用於 3 層以下之低矮建築物，與第 VII 頁摘要及第 19 頁表 2.1 之說法顯有出入，宜改正之。實際建築物在結實地表下之地梁，宜有不同深度之建議值以確保不產生搖擺(rocking)之行為。
2. 牆面或樓版灌漿完成後，其抓漿網點銲之表面，應如何鏟平？
3. 由於本案「單元」寬度採用 120 cm，則牆的寬度只能是 120 cm 的倍數。在實際建築物上之門、窗或樓梯間之樓板開口等，其尺寸可能較無設計彈性。
4. 此種牆體之耐震分析模式與美國建築物之 RC 剪力牆(有內含邊界元件)類似，請說明應用於獨棟建物、連棟街屋時，如何進行耐震分析。
5. 如在工廠先組好 2×1、2×2 或 3×2 之鋼造部分，運至現場再組立並灌漿，是否可行？本案特色在於「降低營建人力」，所以製作、運輸、吊裝等現場施工之工項，需更詳細交代。期末報告書第 19 頁表 2.1 特性分析之內容，過於籠統。
6. 混凝土強度 f'_c 值為 408~429 kgf/cm²，似乎過大。
7. 日本之 RC 牆體(水平、垂直牆筋均勻配置者)相關研究文獻之強度估算方式，可參考應用。

陳技師正平：

1. 多單元之試驗結果，其強度未與單一單元之強度成比例。改成角鋼並打剪力釘之方式，或可有效改善。
2. 試體邊界柱是否埋入下方之基礎？實際應用時應配合錨定。

陳副總經理煥煒：

1. 此系統適用於國內 5 樓以下之低矮建物，有關建造工期、人力需求、建造成本的比較基準，宜有較詳細的說明資訊，以利後續推廣。
2. 期末報告書摘要出現重覆及誤植，請修正。
3. 2×2 試體破壞情況集中於 1 樓，是否與 2 樓之混凝土強度 f_c' 偏高有關？可否模擬驗證？
4. 本案成果推廣建議以講習會方式舉行，並配合實際施作案例(包含配置方式、建築與結構如何搭配等)。

陳組長建忠：

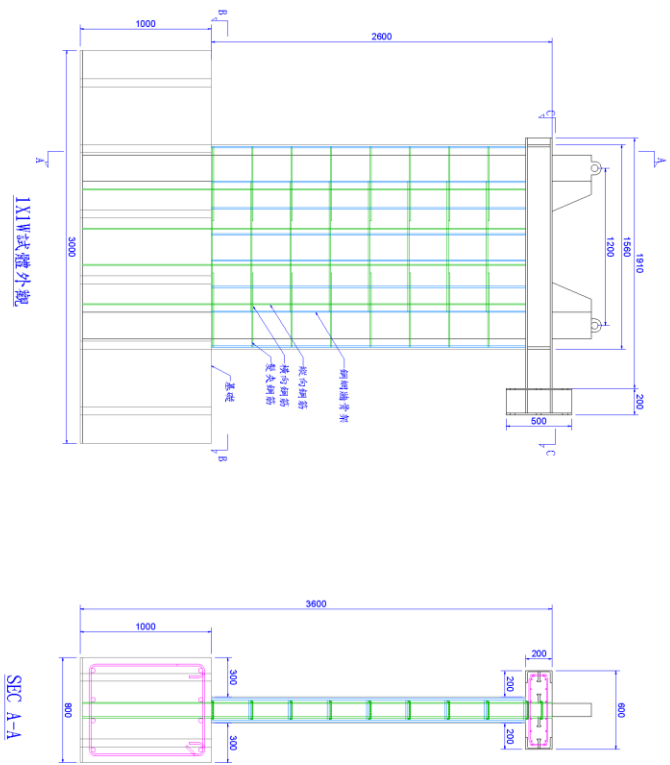
本團隊相當用心，然而本案工作項目包括試體設計、試體製作、實驗進行及數據分析，且要求時限內撰寫報告，確實辛苦。期末報告書內容雖有誤繕、詞不達意或說明不足之處，在所難免，瑕不掩瑜，研究成果良好。

研究單位回應(陳教授正誠)

1. 鋼管鋼網牆每一單元標準斷面高度為 250 cm 至 340 cm，寬度為 120 cm 至 160 cm，厚度固定為 20 cm。設計時可依據空間及強度需求，配置鋼管鋼網牆之位置及數量。
2. 鋼管鋼網牆之研發方向，並非預鑄結構，不適合在工廠大量製作；但鋼管骨架可在工廠製作，較省工、省時。

3. 鋼管鋼網牆之構造與行為，確實以歸類為承重牆基本結構系統較合理，且與承重牆基本結構系統之「鋼筋混凝土牆配置鋼筋混凝土邊界構材」較接近。鋼管鋼網牆系統基本上即是採用鋼骨鋼筋混凝土柱取代鋼筋混凝土柱，因此可稱鋼管鋼網牆系統為「承重牆基本結構系統」中之「鋼筋混凝土牆配置鋼骨鋼筋混凝土邊界構材」。
4. 依據多層多跨的分析結果，即使 1 及 2 層樓混凝土強度相同，破壞也皆是發生在第 1 層樓。詳細分析結果將補充於成果報告中。
5. 試體之垂直鋼管皆埋入基礎。實務上亦同。
6. 此系統之垂直鋼管原則上不續接。國內所生產的鋼管長度為 12 m，可建造之樓層數約為 3 至 4 層樓(依據樓層高度規劃而不同)。成果報告將修改澄清。
7. 各基地之土壤性質有所不同，因而基礎型式亦不同。基礎型式應由結構設計者視基地情況設計之。
8. 委員意見如有未回覆者，將一併於成果報告補充說明。

附錄三 試體設計詳圖



IXI 測試設計圖共5頁：

第1頁-試體外觀

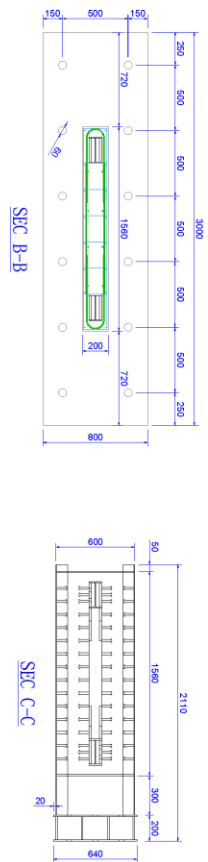
第2頁-鋼骨細部圖

第3頁-鋼骨細部圖

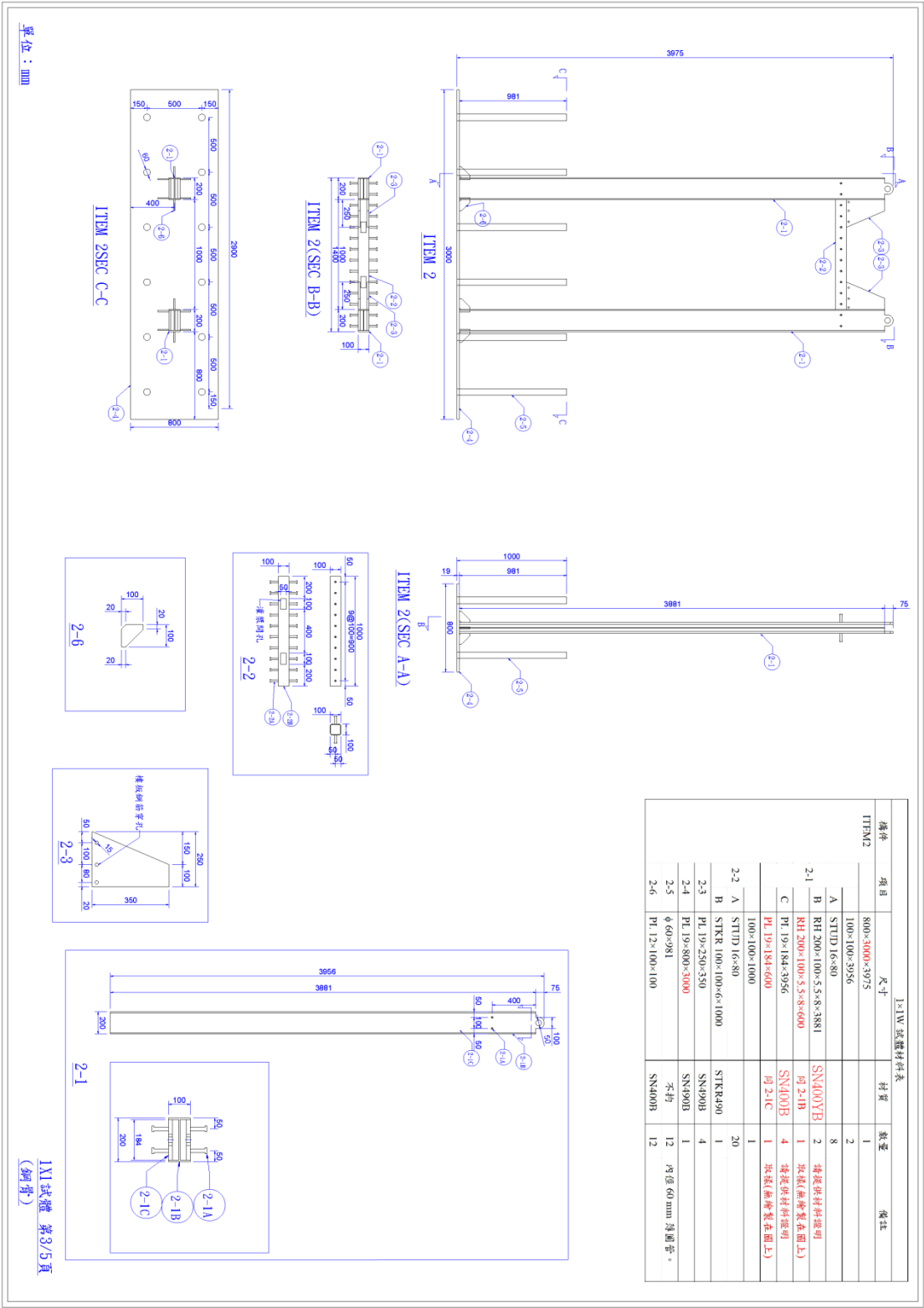
第4頁-鋼網骨架配置圖

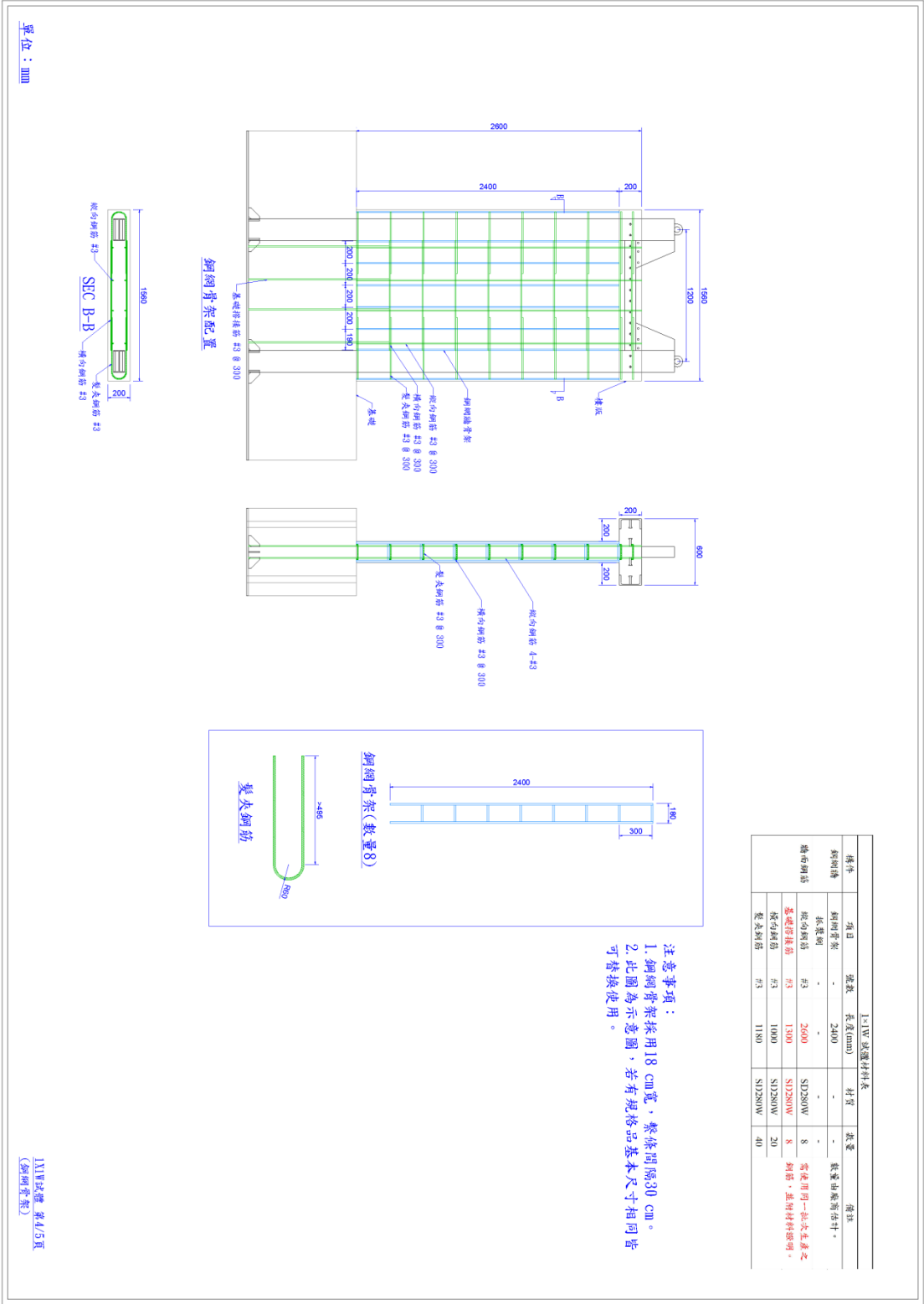
第5頁-鋼筋配置圖

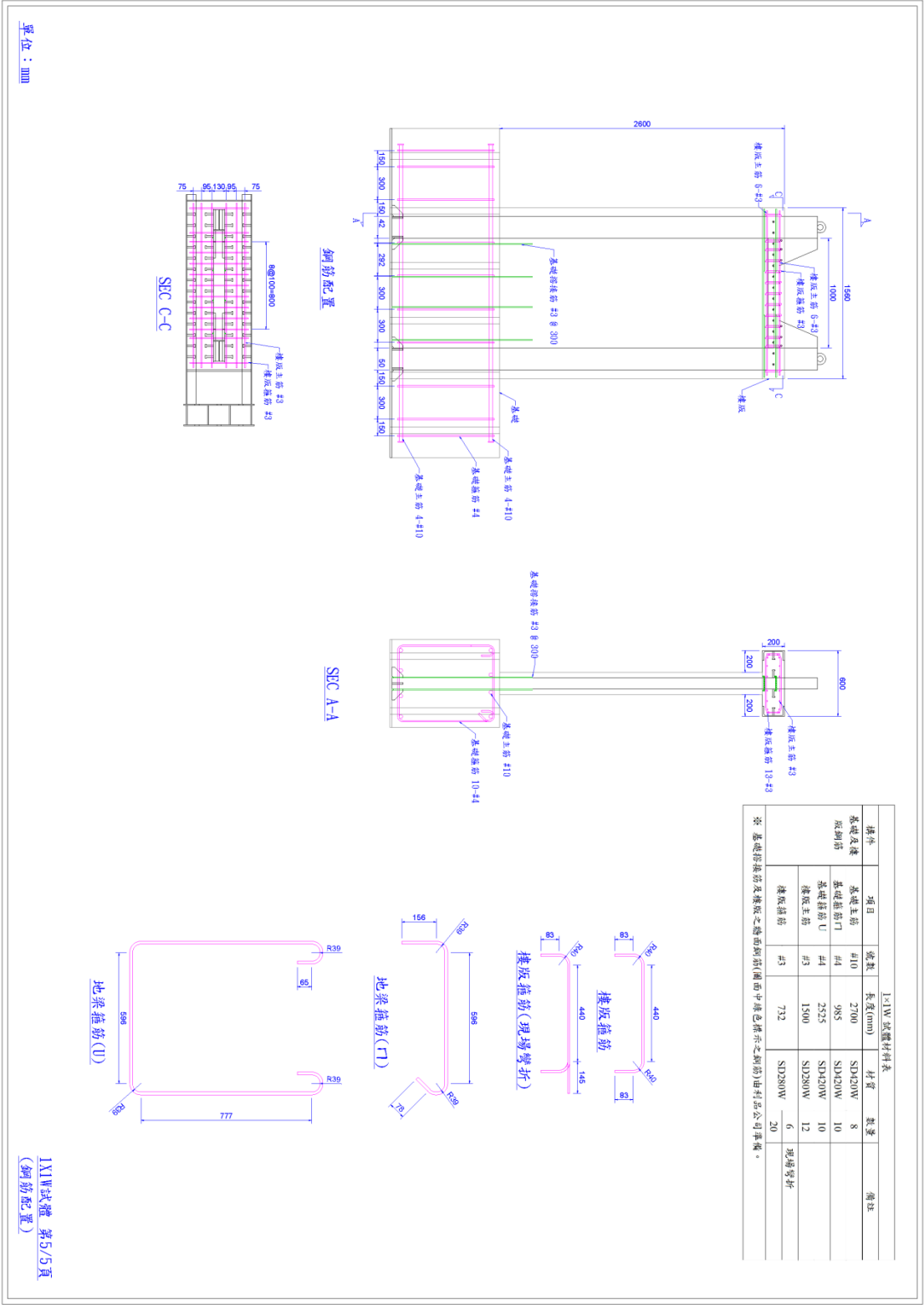
所用之材料規格及尺寸皆標示於各頁面。

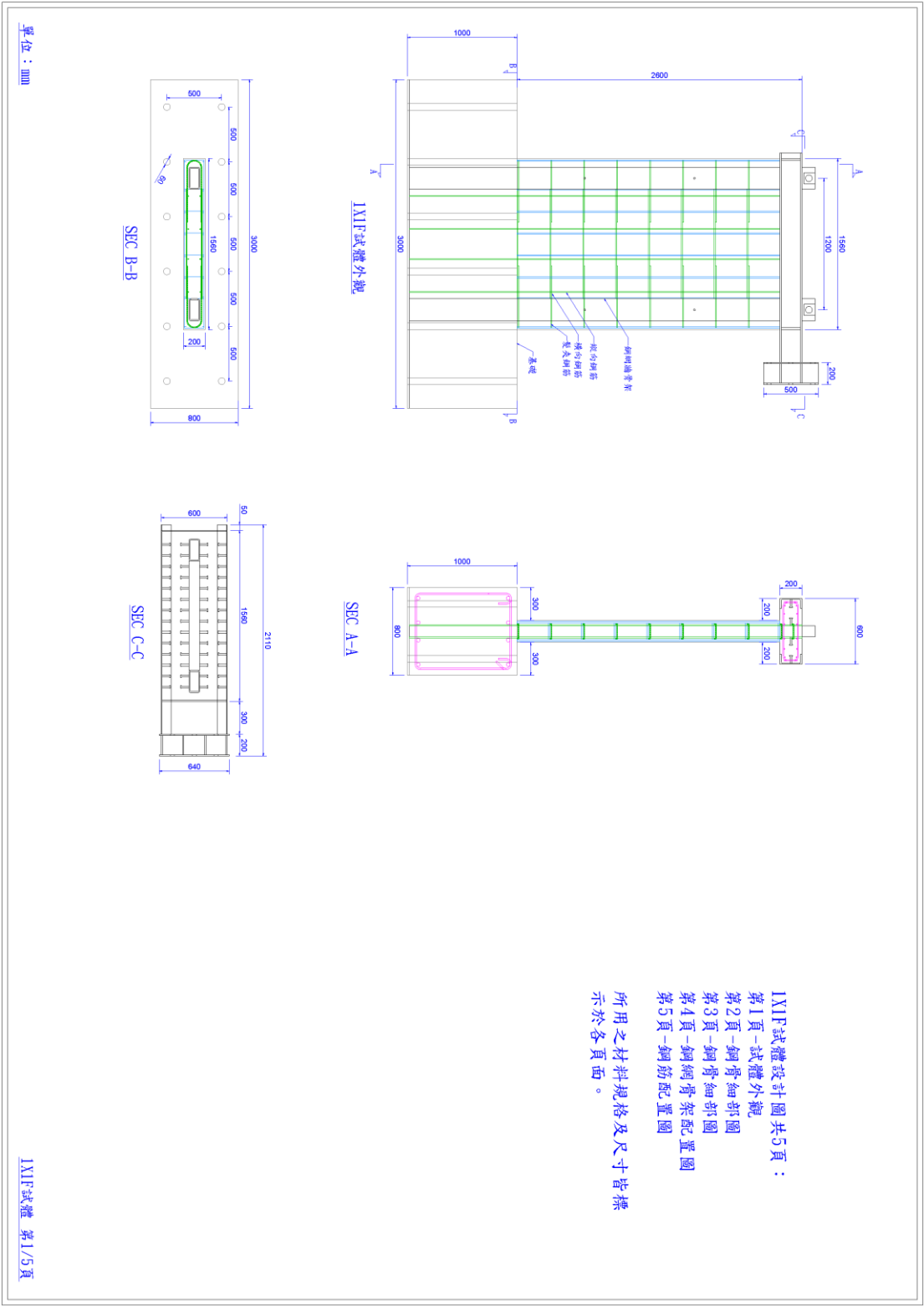


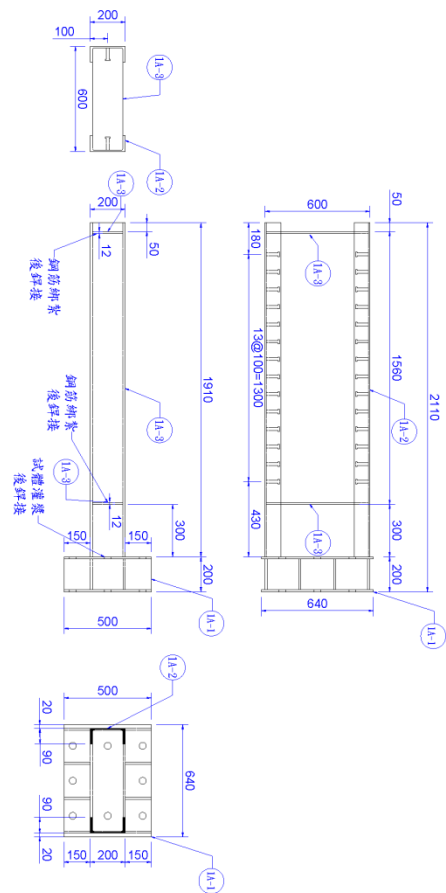
單位：mm



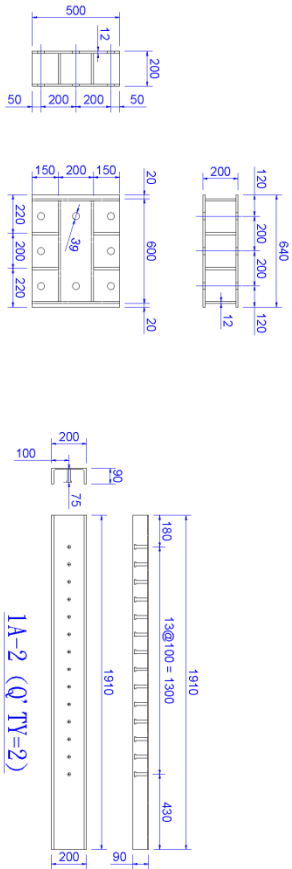








ITEM 1A (Q' TY=1)



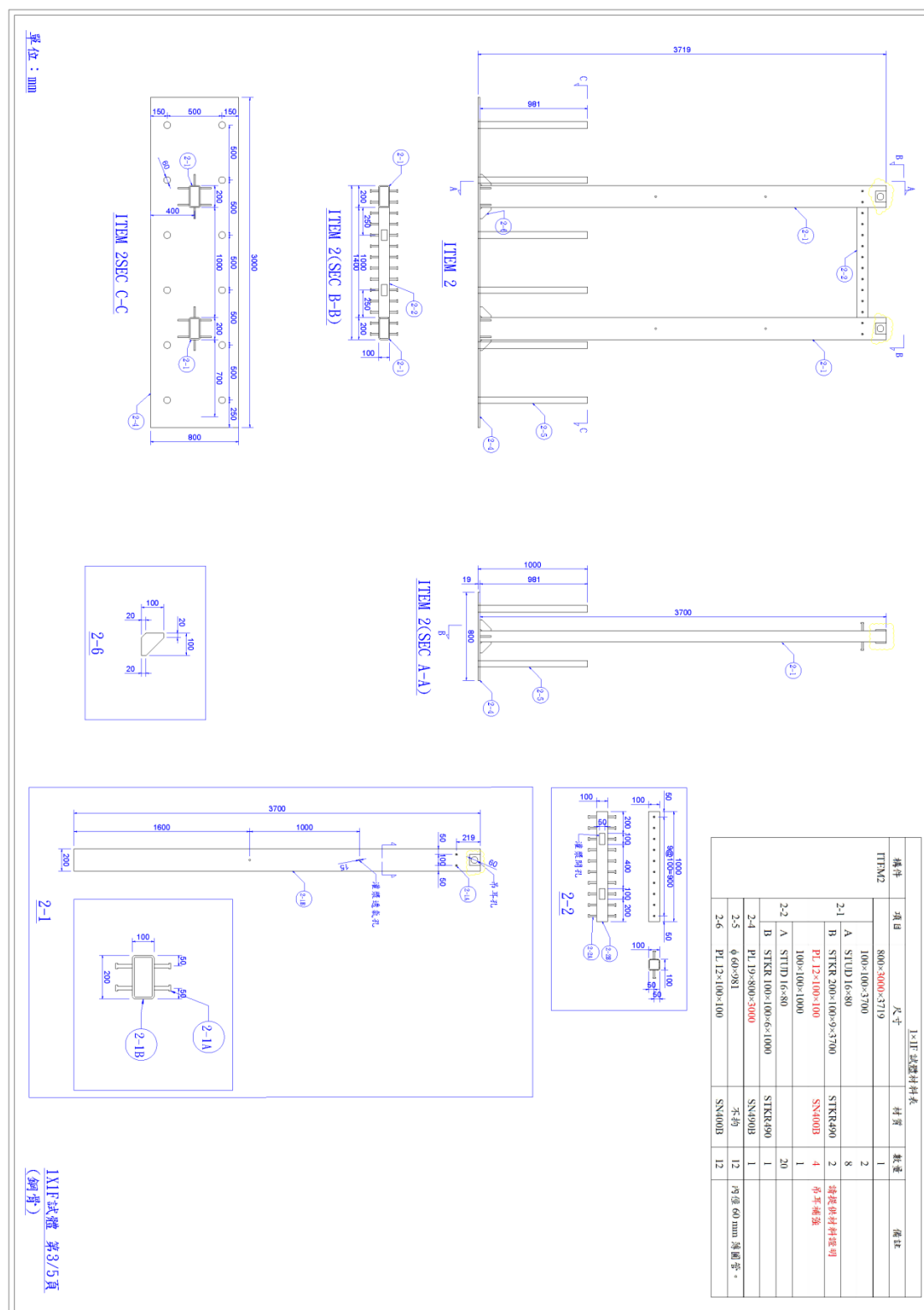
1A-1 (Q'TY=1)

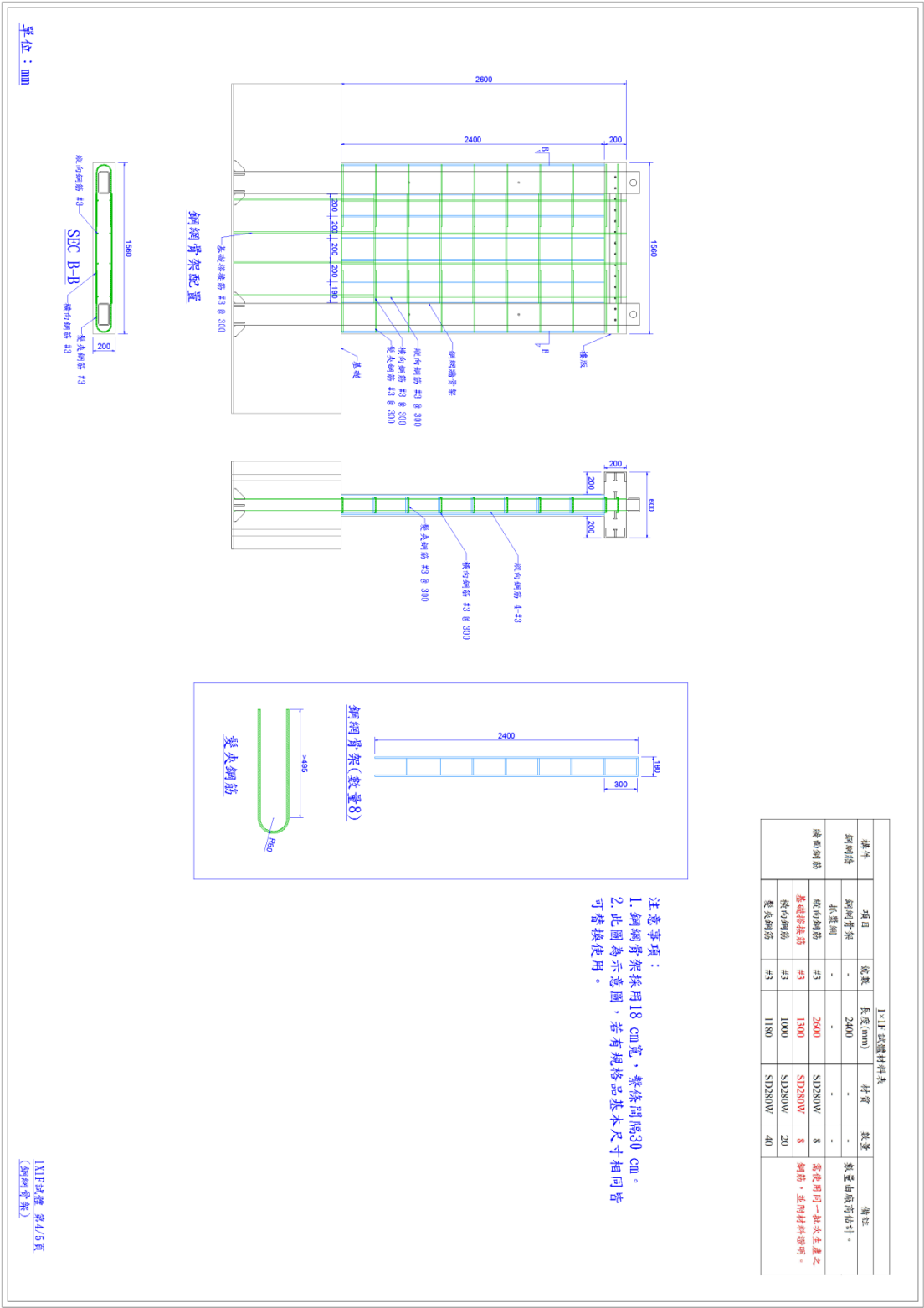
1A-2 (QTY=2)

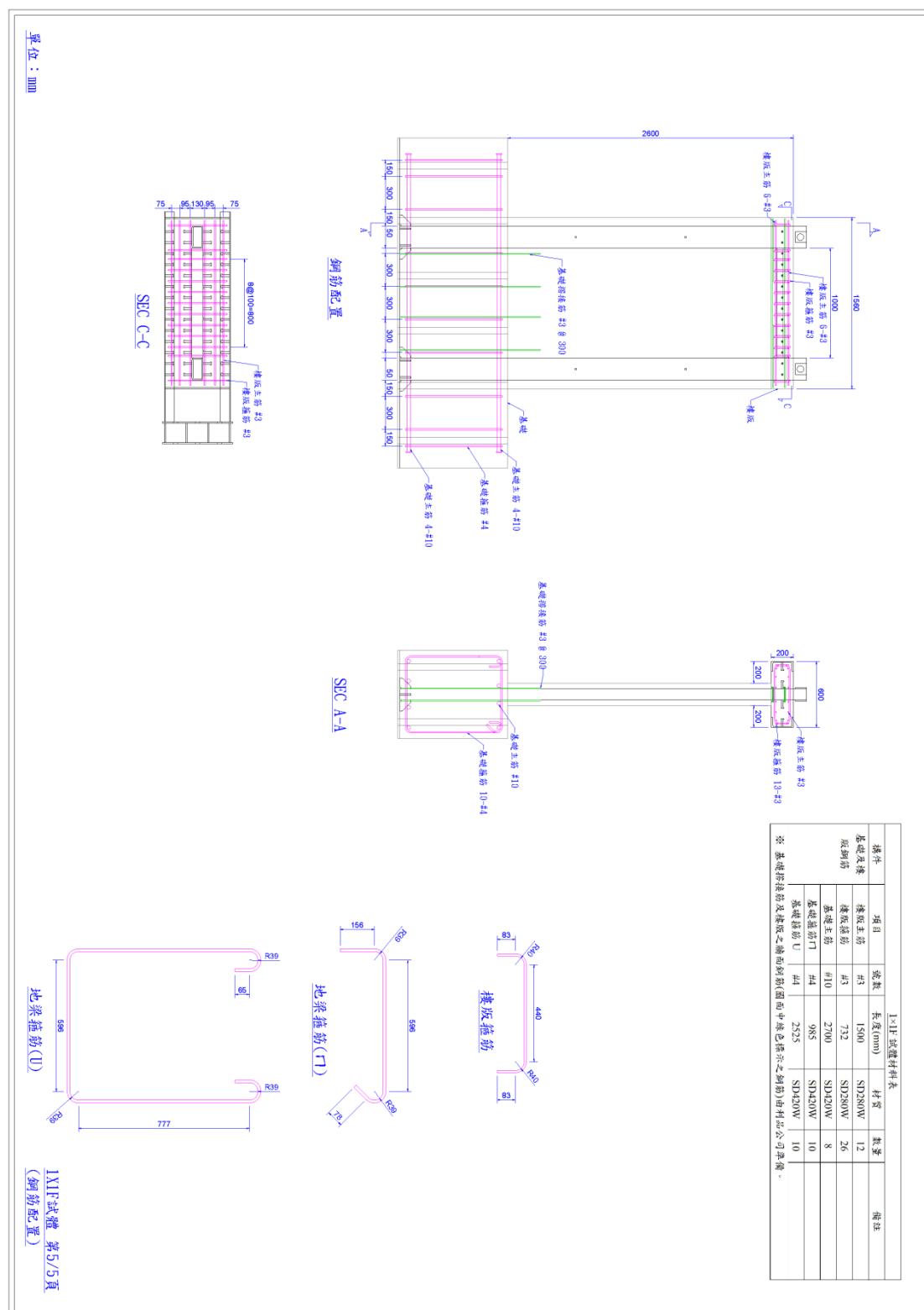
1A-3 (Q, TY=2)

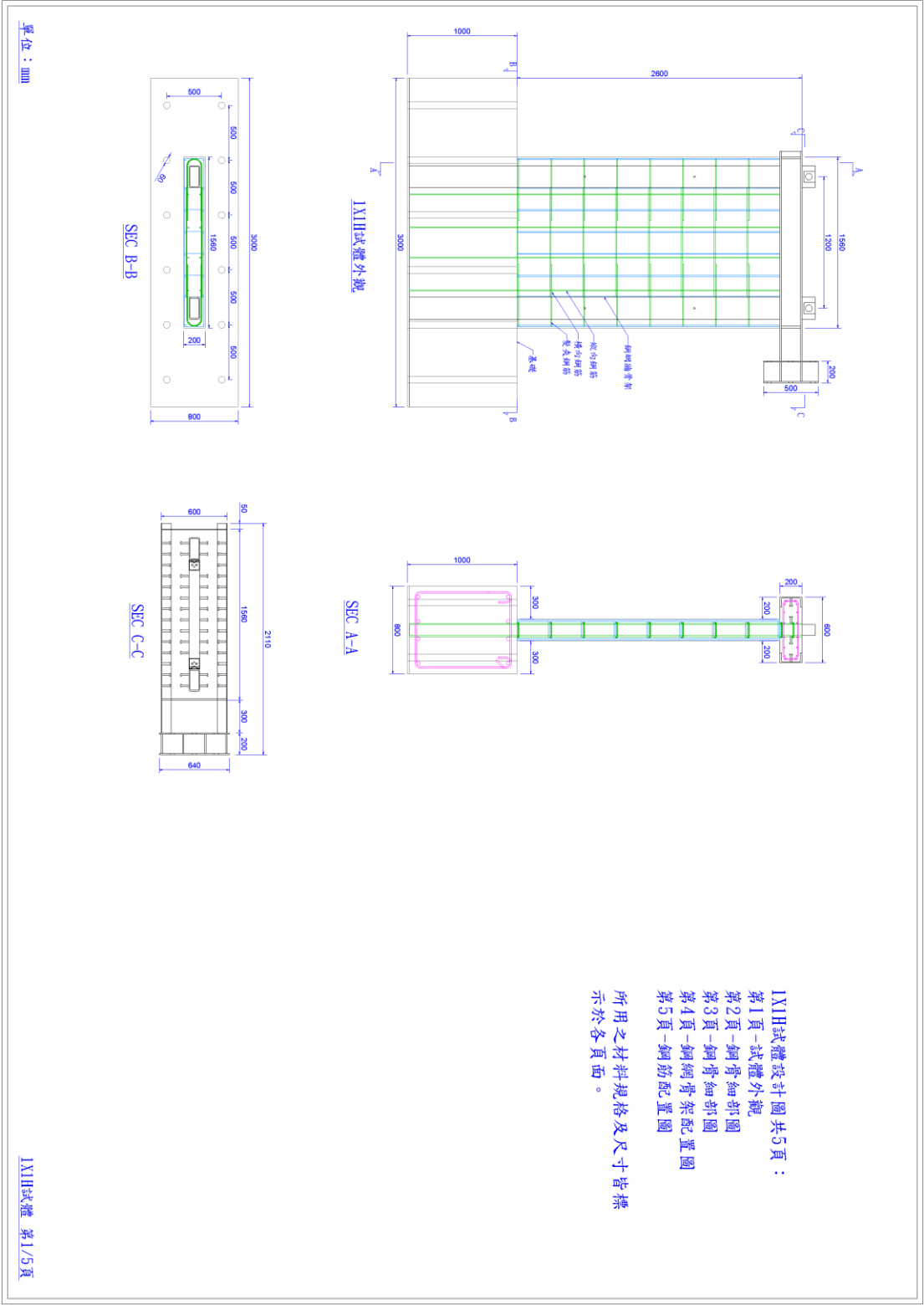
單位：mm

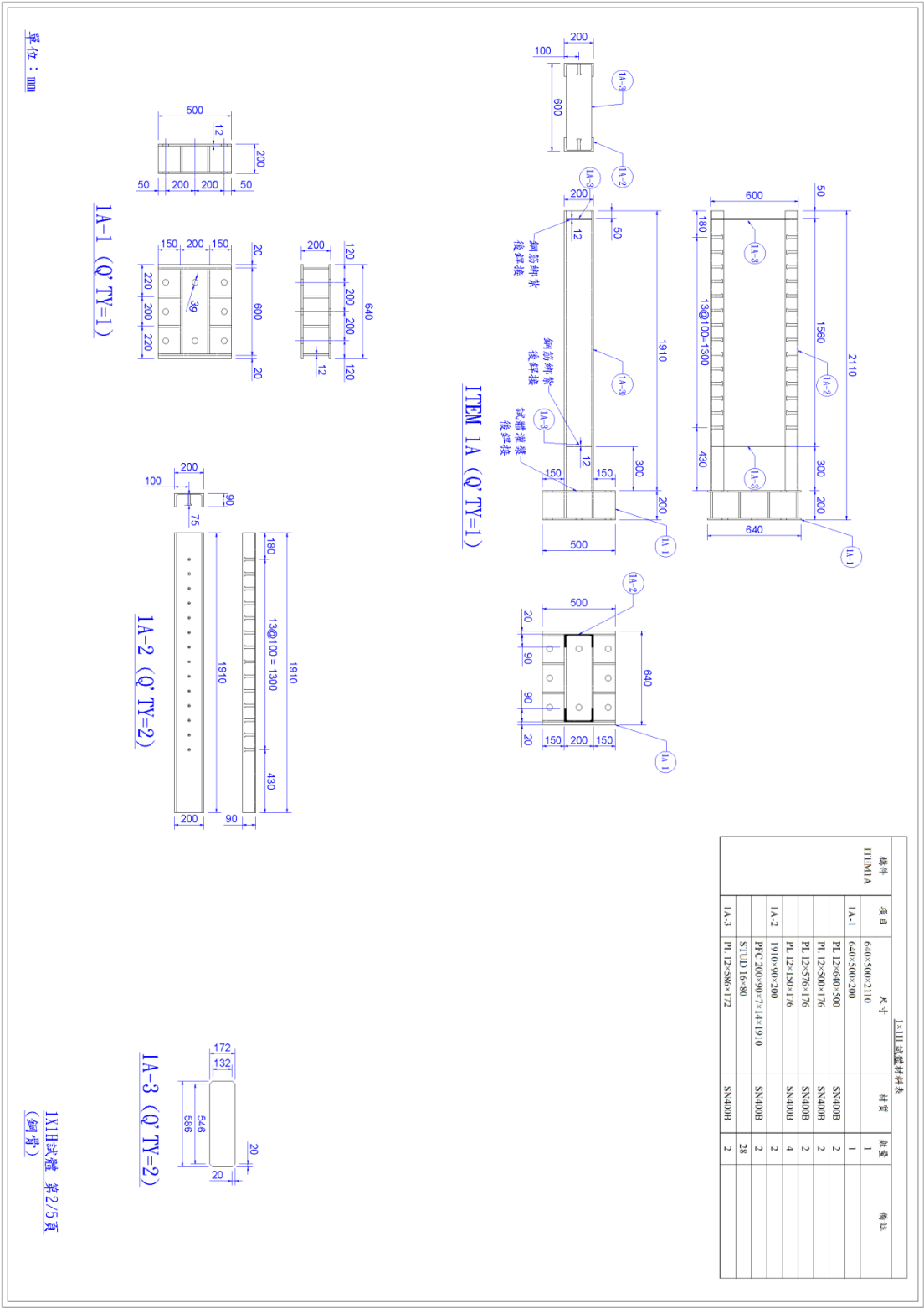
1.1.1 主梁材料表					
构件	项目	尺寸	材質	數量	備註
ITPM/A		640-500x2110		1	
	1A-1	640-500-200	SN400B	1	
		PL 12-640-500	SN400B	2	
		PL 12-500-176	SN400B	2	
		PL 12-576-176	SN400B	2	
		PL 12-150-176	SN400B	4	
1A-2		1910-90-200		2	
		PLC 200-90-14-1910	SN400B	2	
		STUD 16-80		28	
1A-3		PL 12-586-172	SN400B	2	







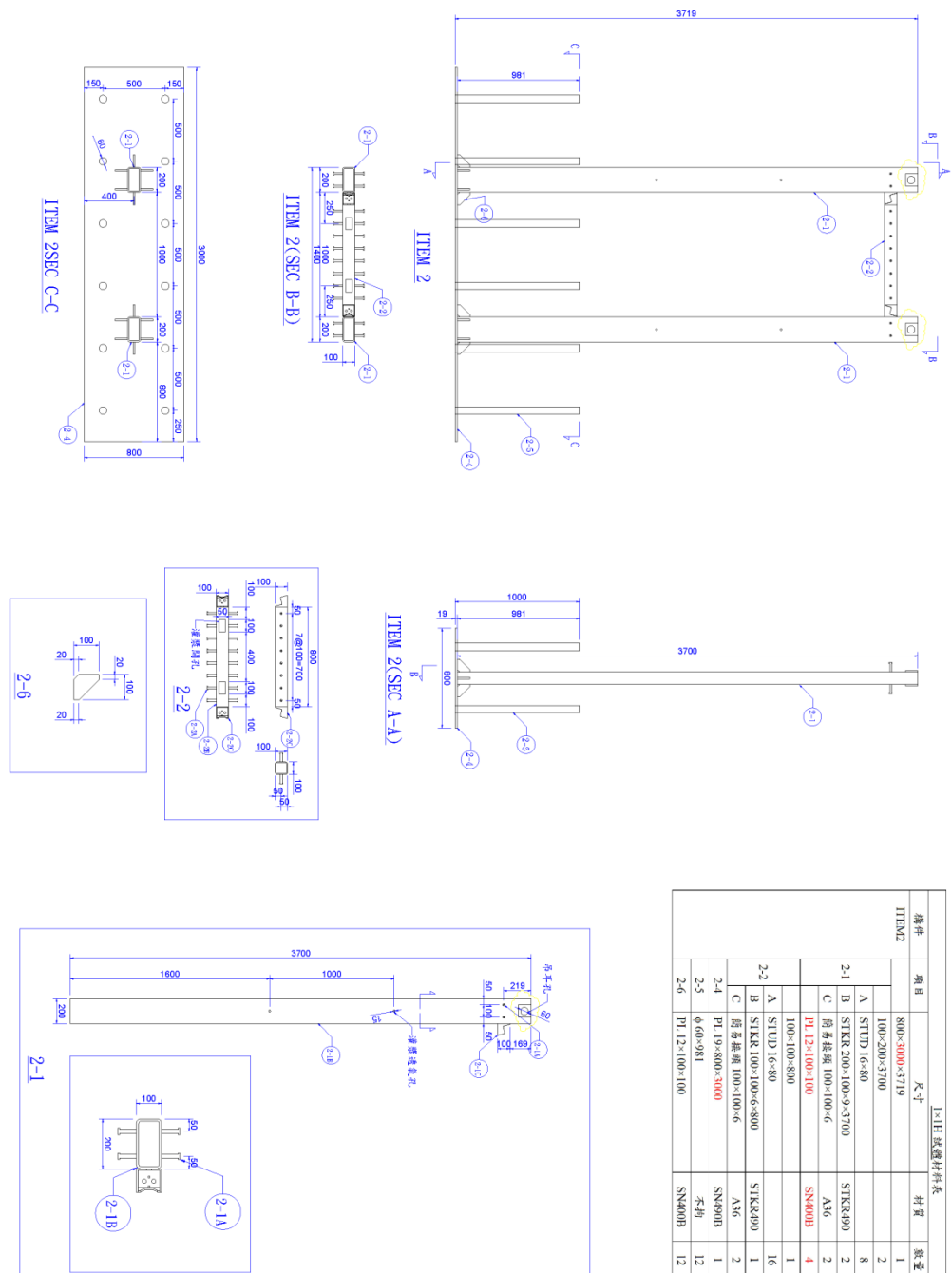




單位：mm

1X11試體 第2/5頁
(鋼骨)

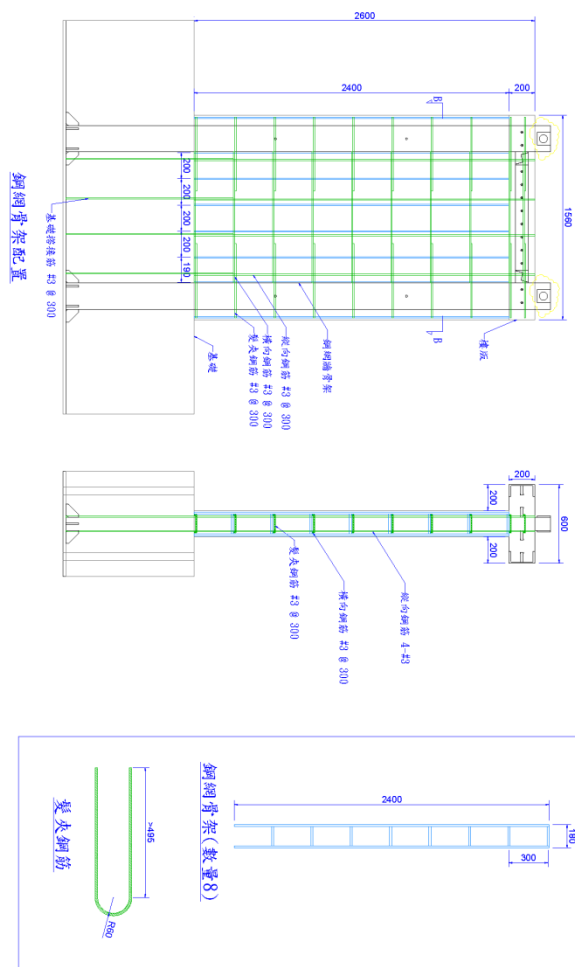
I-III 試驗材料表					
條件	項目	尺寸	材質	數量	備註
ITEM2		800~3000×3719		1	
		100~200×3700		2	
	A	ST12 16~80		8	
2-1	B	STKR 200~100×9.3700	STKR390	2	請提供材料證明
	C	陽角接頭 100×100×6	A36	2	
		Pl. 12×100×100	SN400B	4	冷牙補強
		100~100×800		1	
2-2	A	STUD 16~80		16	
	B	STKR 100~100×6.800	STKR390	1	
	C	陽角接頭 100×100×6	A36	2	
2-4		Pl. 19~800×3000	SN490B	1	
2-5		φ60.981	不銹	12	內徑 60 mm 薄圓管
	2-6	Pl. 12×100×100	SN400B	12	



單位：mm

IXIH試體 第3/5頁
(鋼骨)

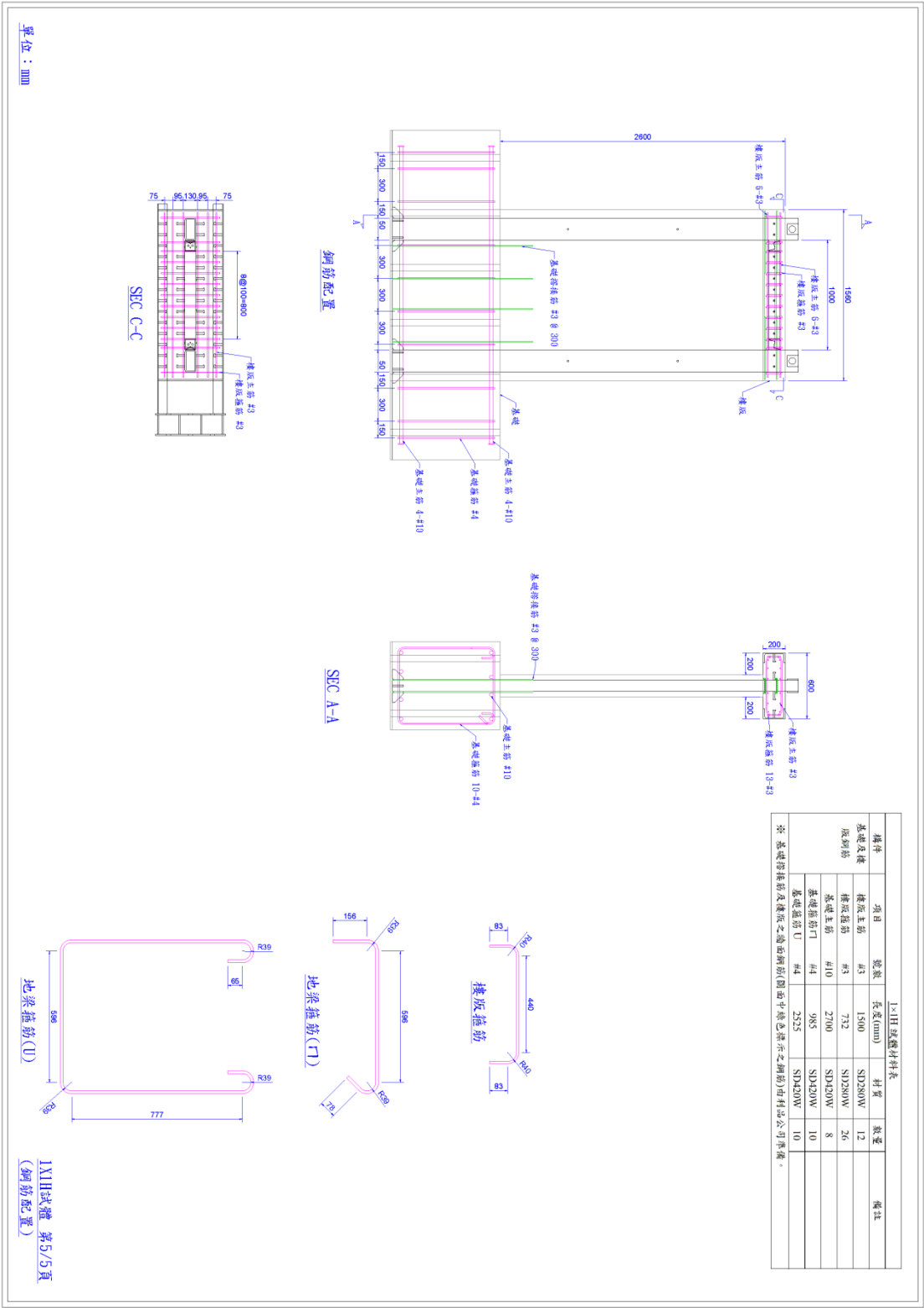
三、试验材料表						
构件	项目	数量	长度(mm)	材料	数量	备注
钢筋池	钢筋骨架	-	2400	-	-	数量由现场估计。
墙身钢筋	纵筋	2600	-	-	-	
	横筋	1300	-	-	-	
池底钢筋	底筋	50280W	8	-	-	需使用同一批次大直径的钢筋，且符合标准。
池底钢筋	边筋	50280W	20	-	-	
池底钢筋	边筋	50280W	40	-	-	

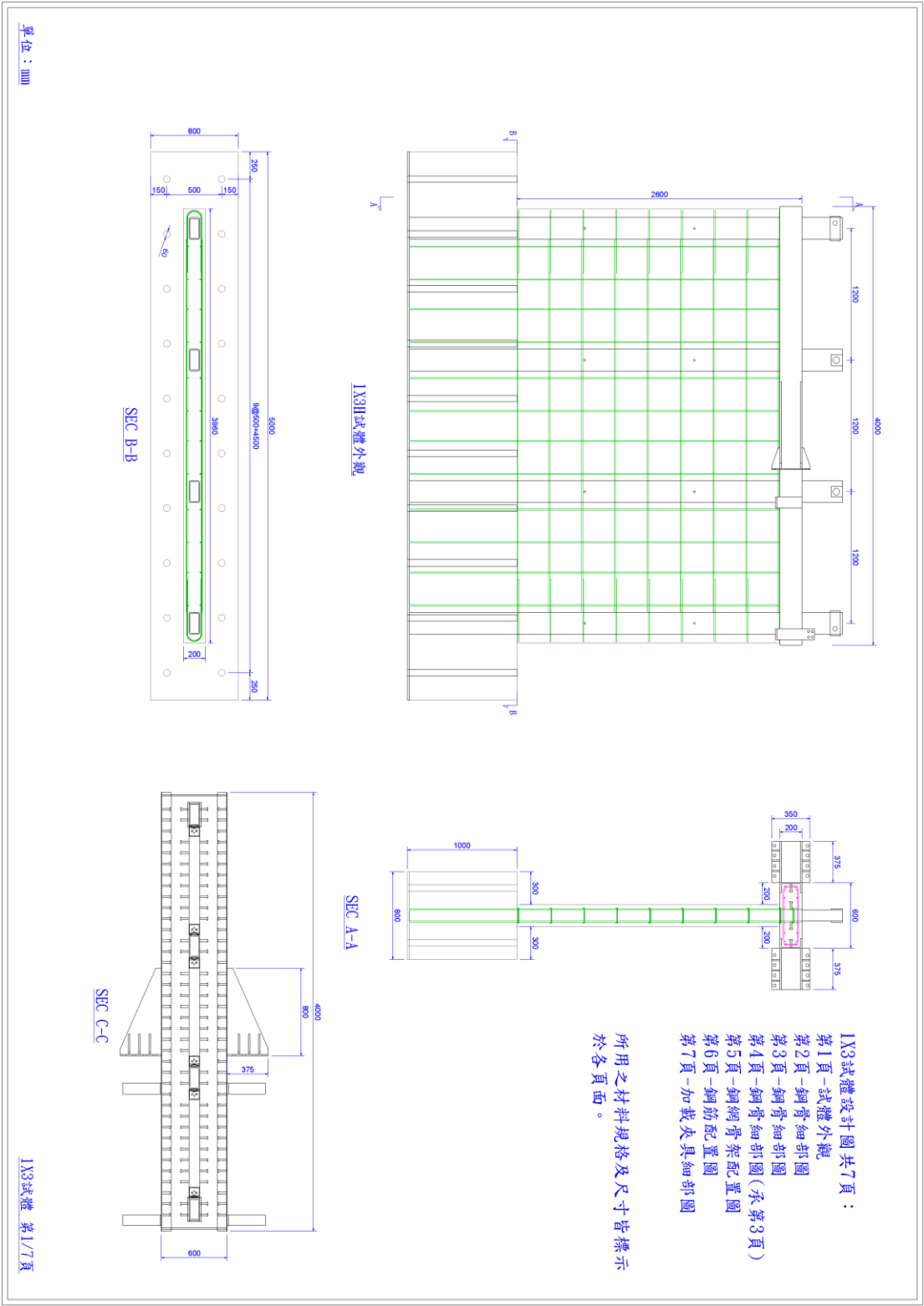


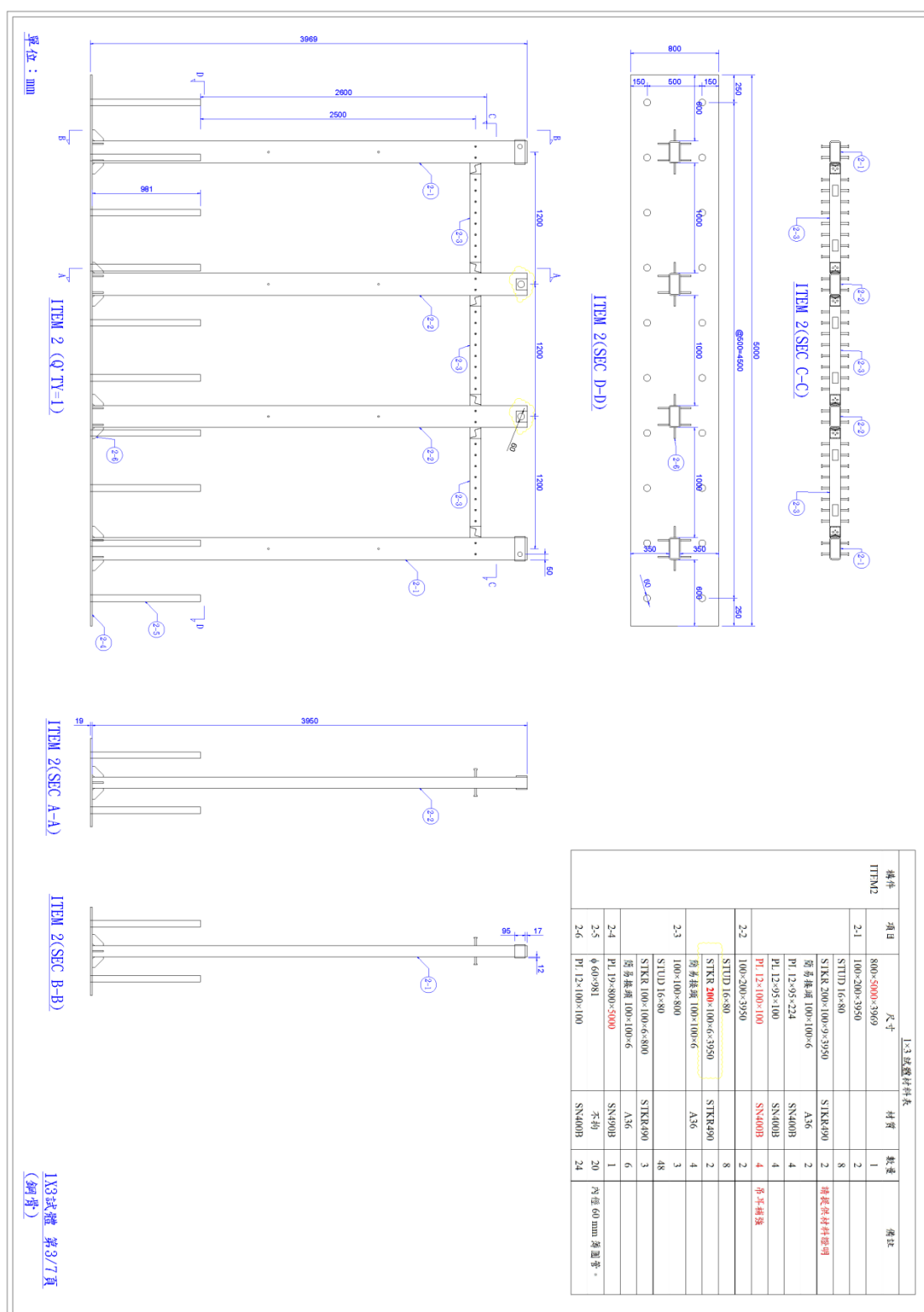
注意事項：
1. 鋼網骨架採用18 cm寬，繫條間隔30 cm。
2. 此圖為示意圖，若有規格品基本尺寸相同皆可替換使用。

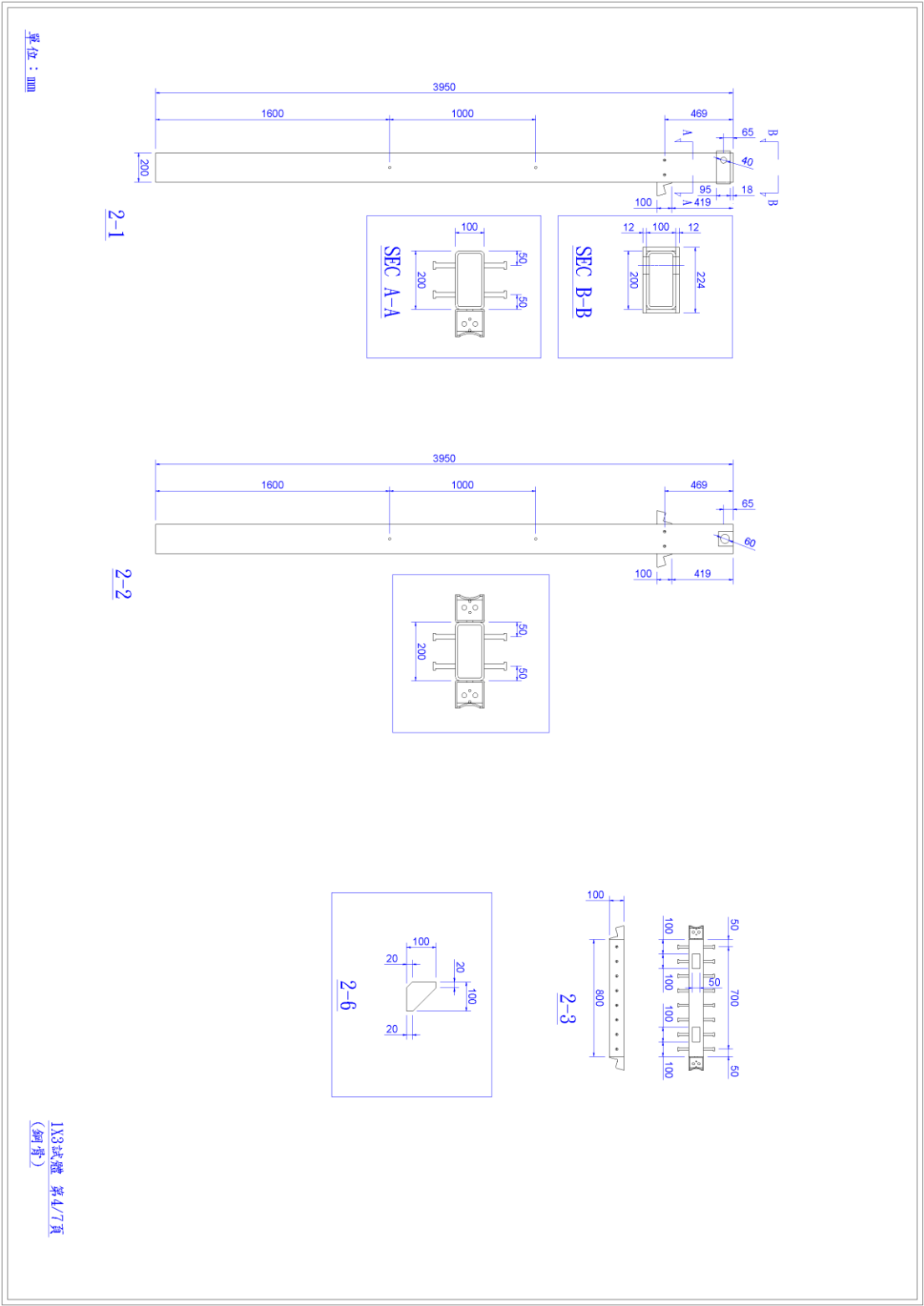
單位：mm

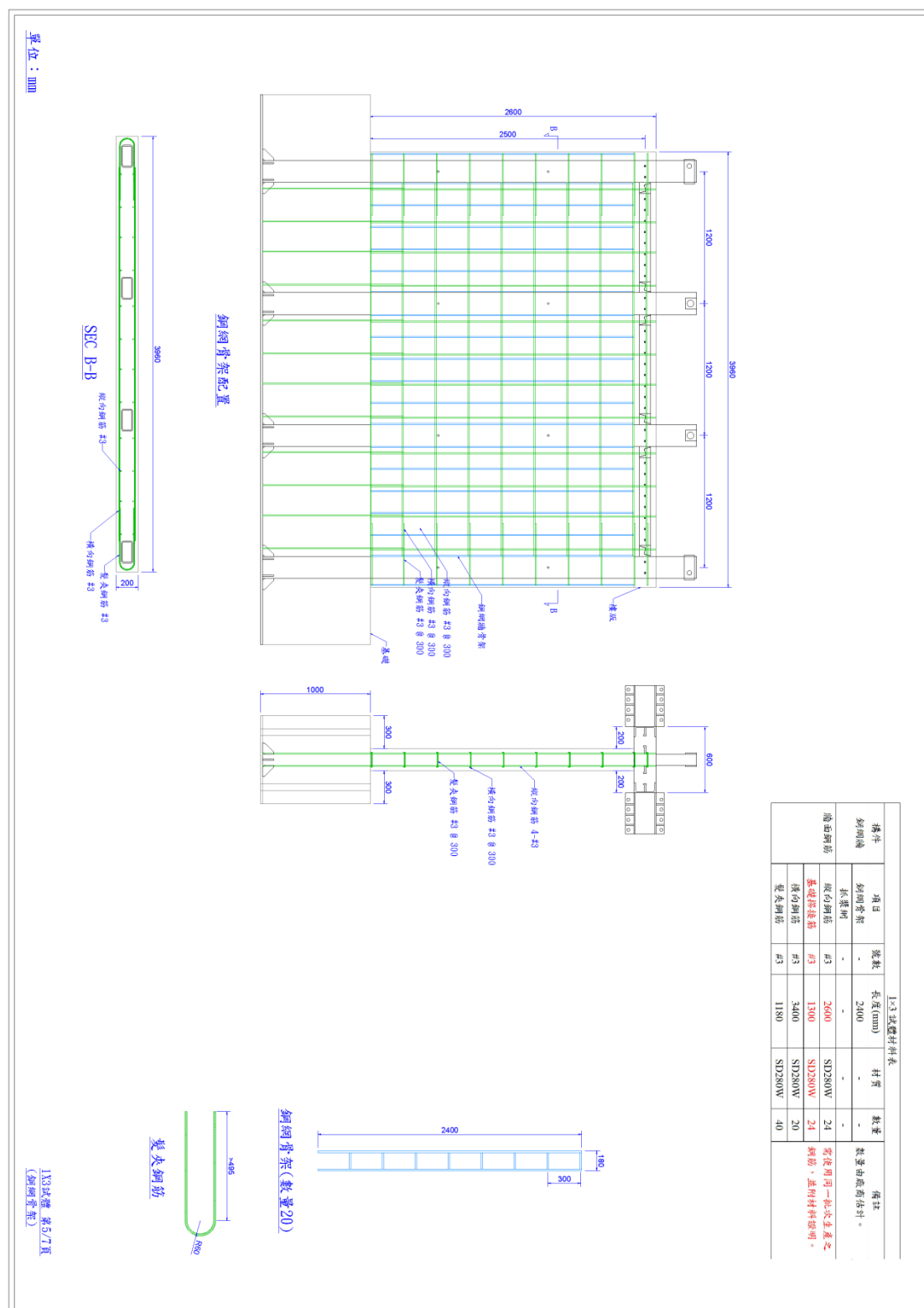
IXH試體 第4/5頁
(鋼網骨架)

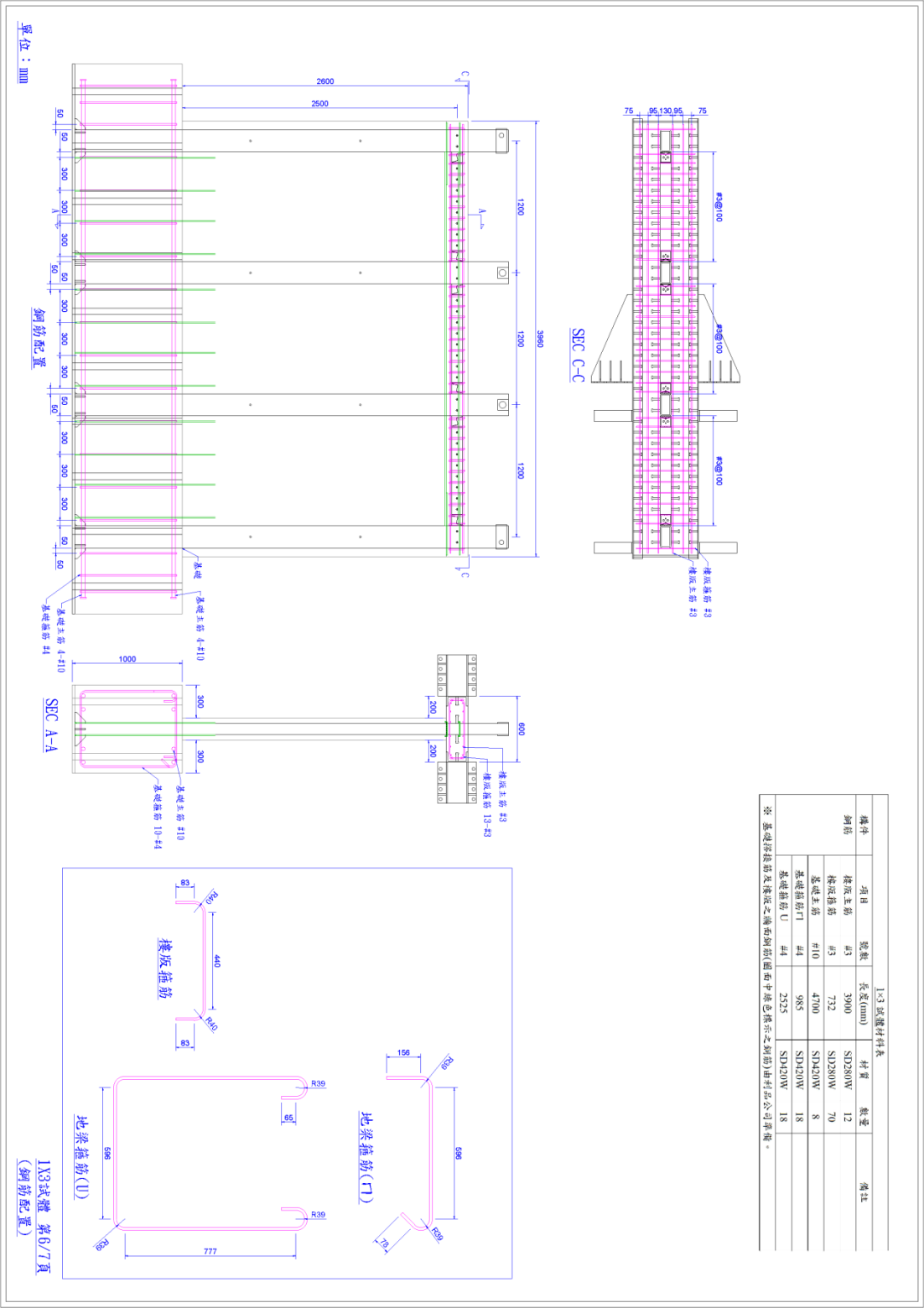


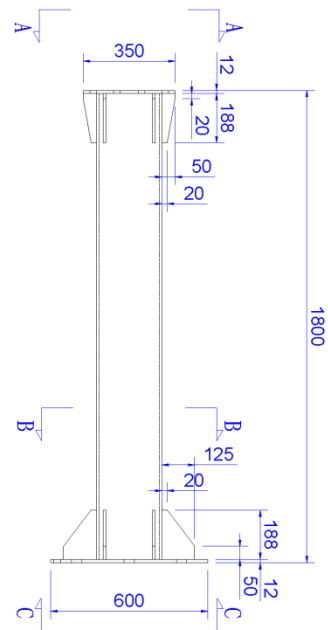




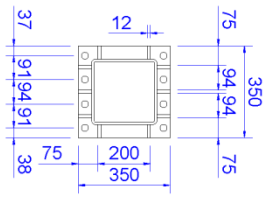




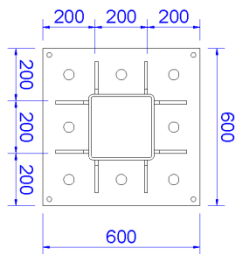




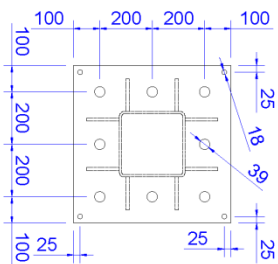
ITEM 3 (Q' TY=2)



ITEM 3 (SEC A-A)



ITEM 3 (SEC B-B)

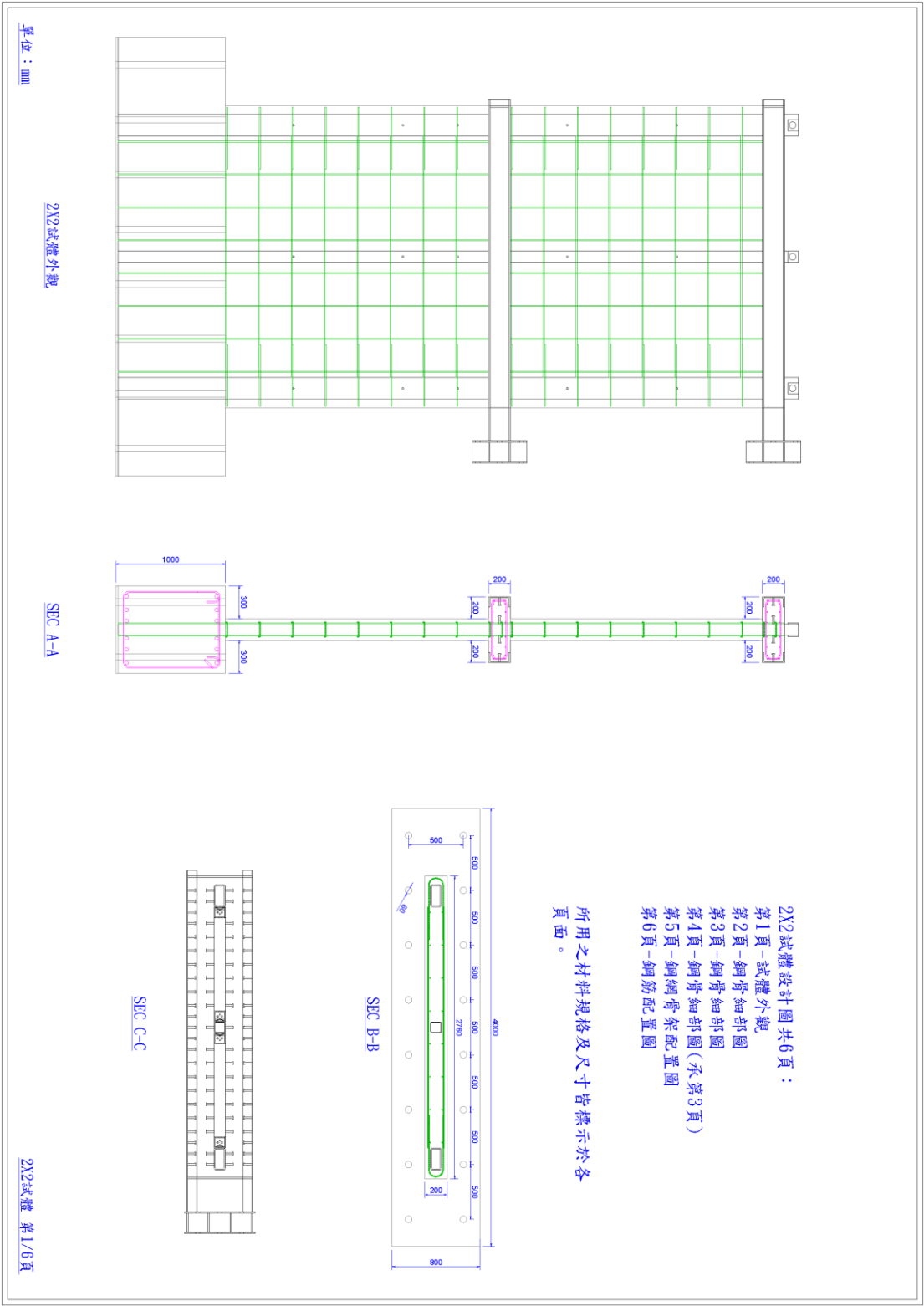


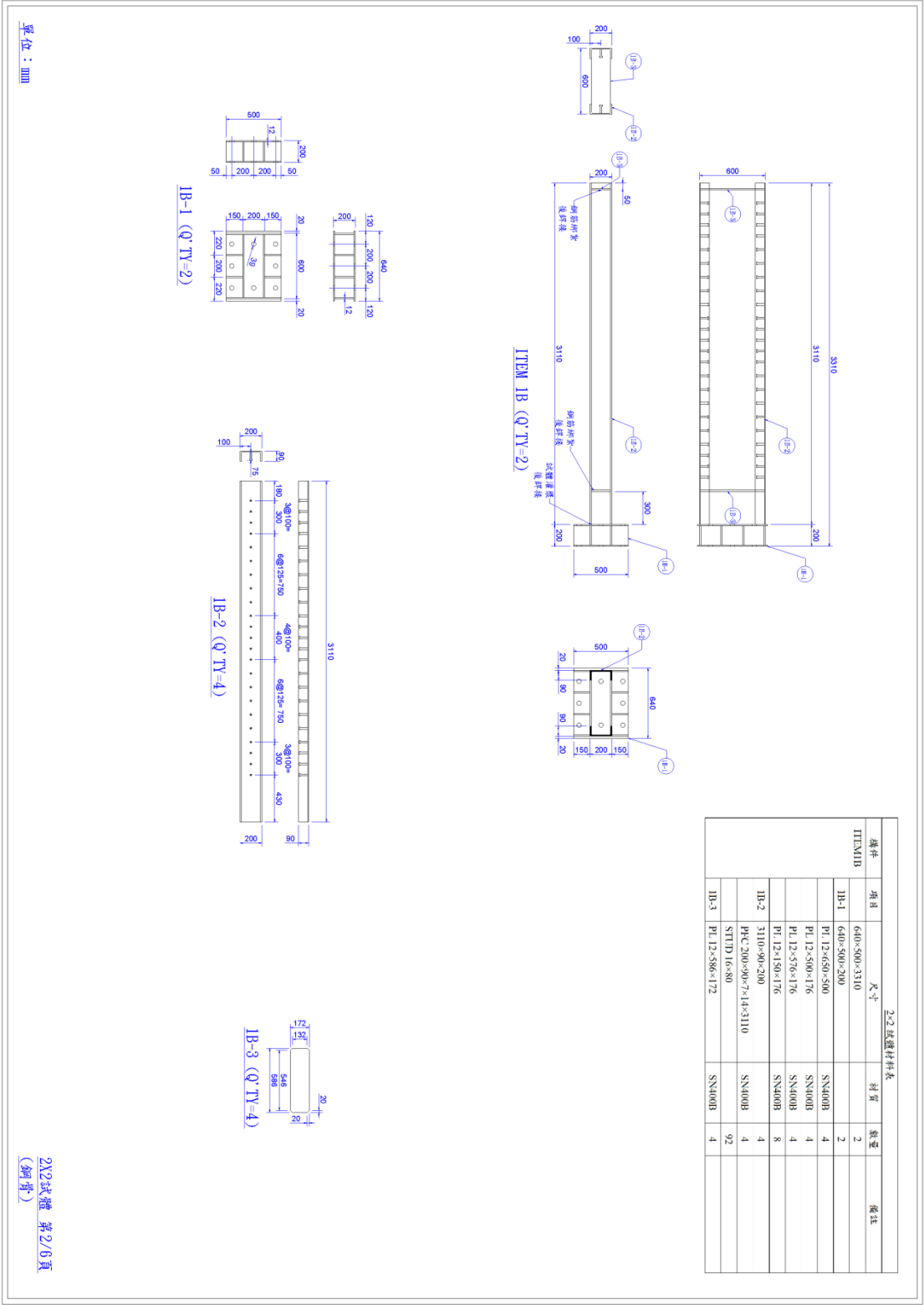
ITEM 3 (SEC C-C)

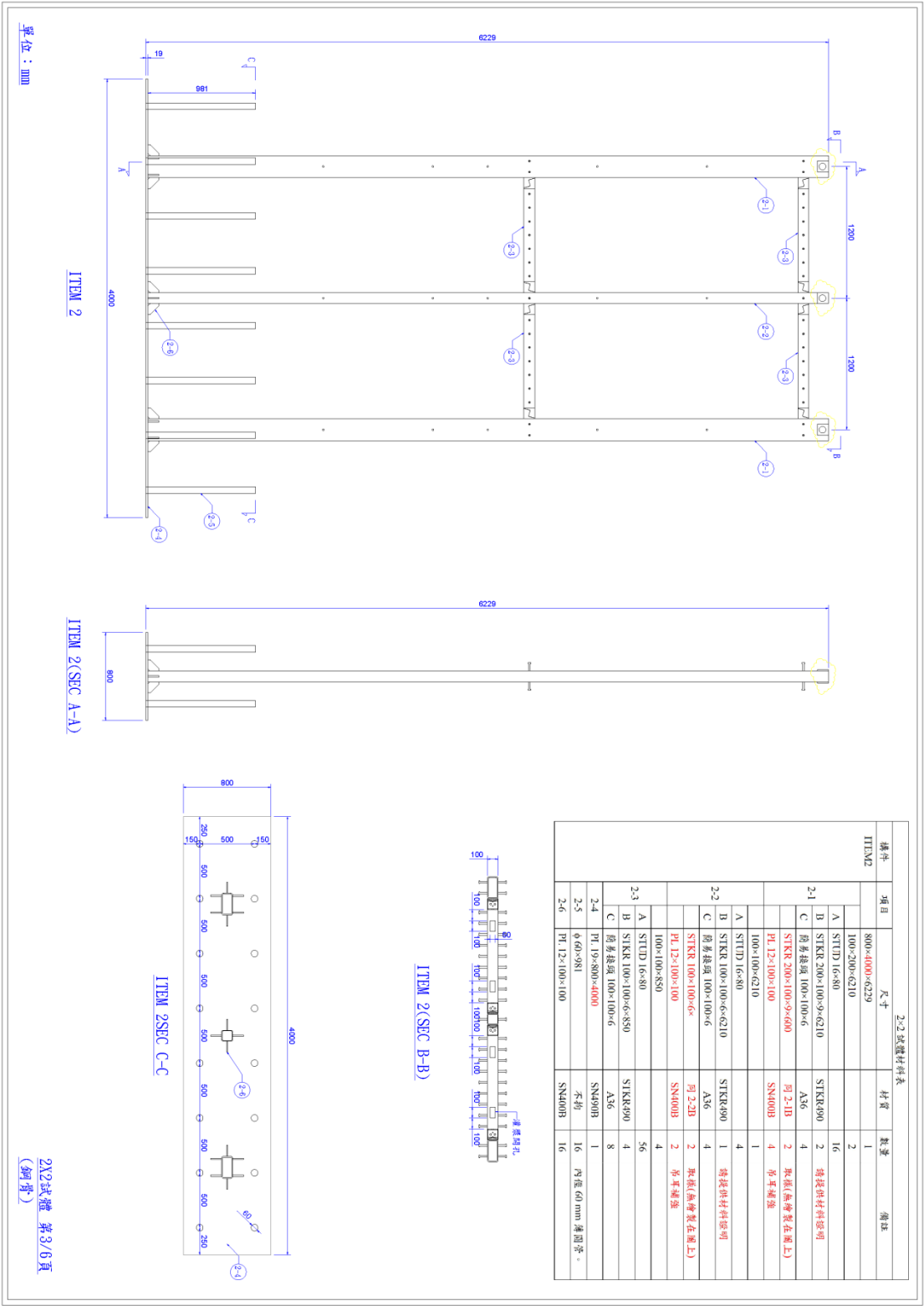
單位：mm

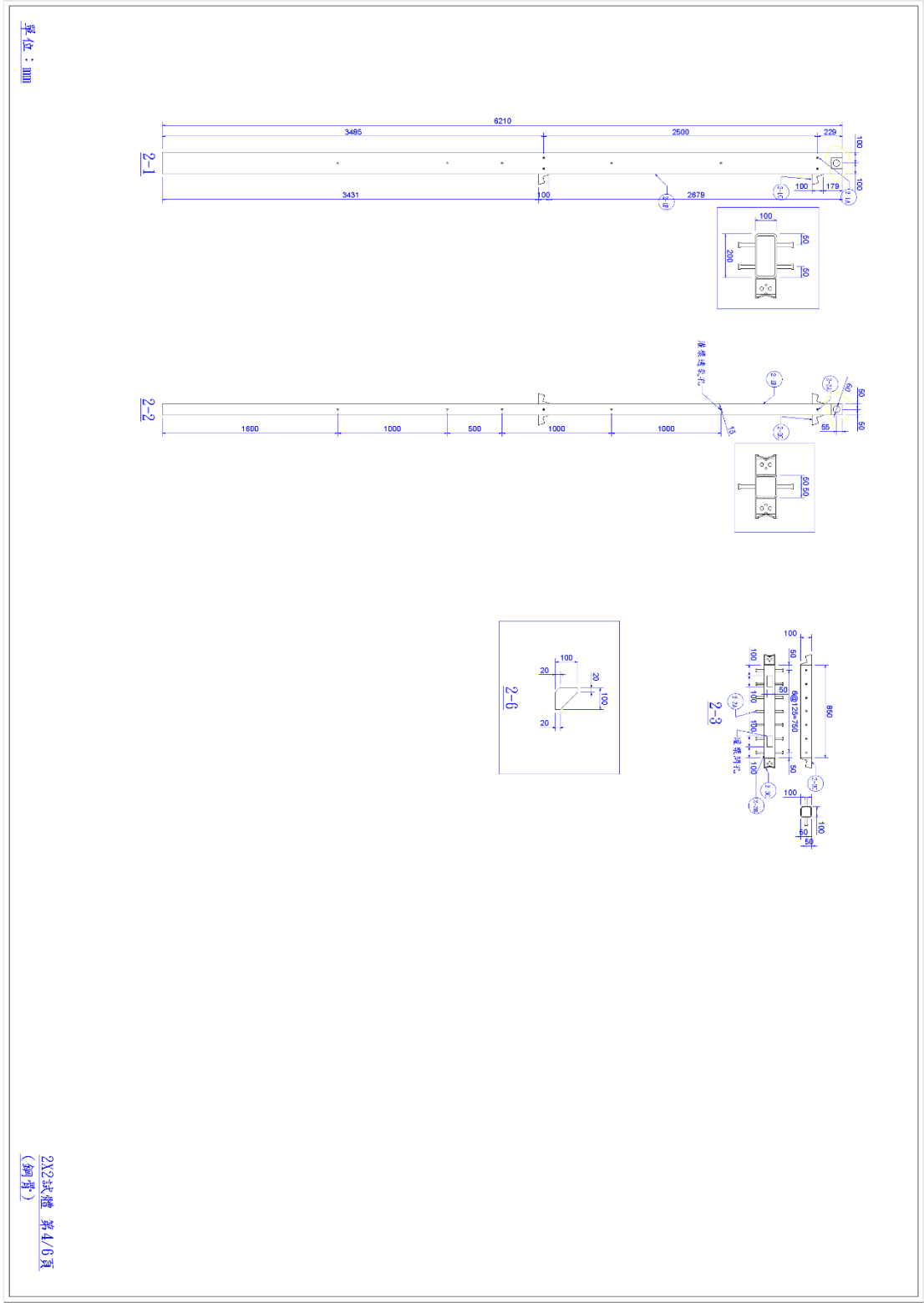
		1-3 試驗材料性質				
條件	項目	尺寸	材質	數量	備註	
ITRM3	ITRM3	660×600×1800				
	SIKR 250-250×9-1776	SIKR490	2			
	Pl. 12×350×350	SN400B	2			
	Pl. 12×30×188	SN400B	20			
	Pl. 12×600×600	SN400B	2			
	Pl. 12×125×188	SN400B	16			

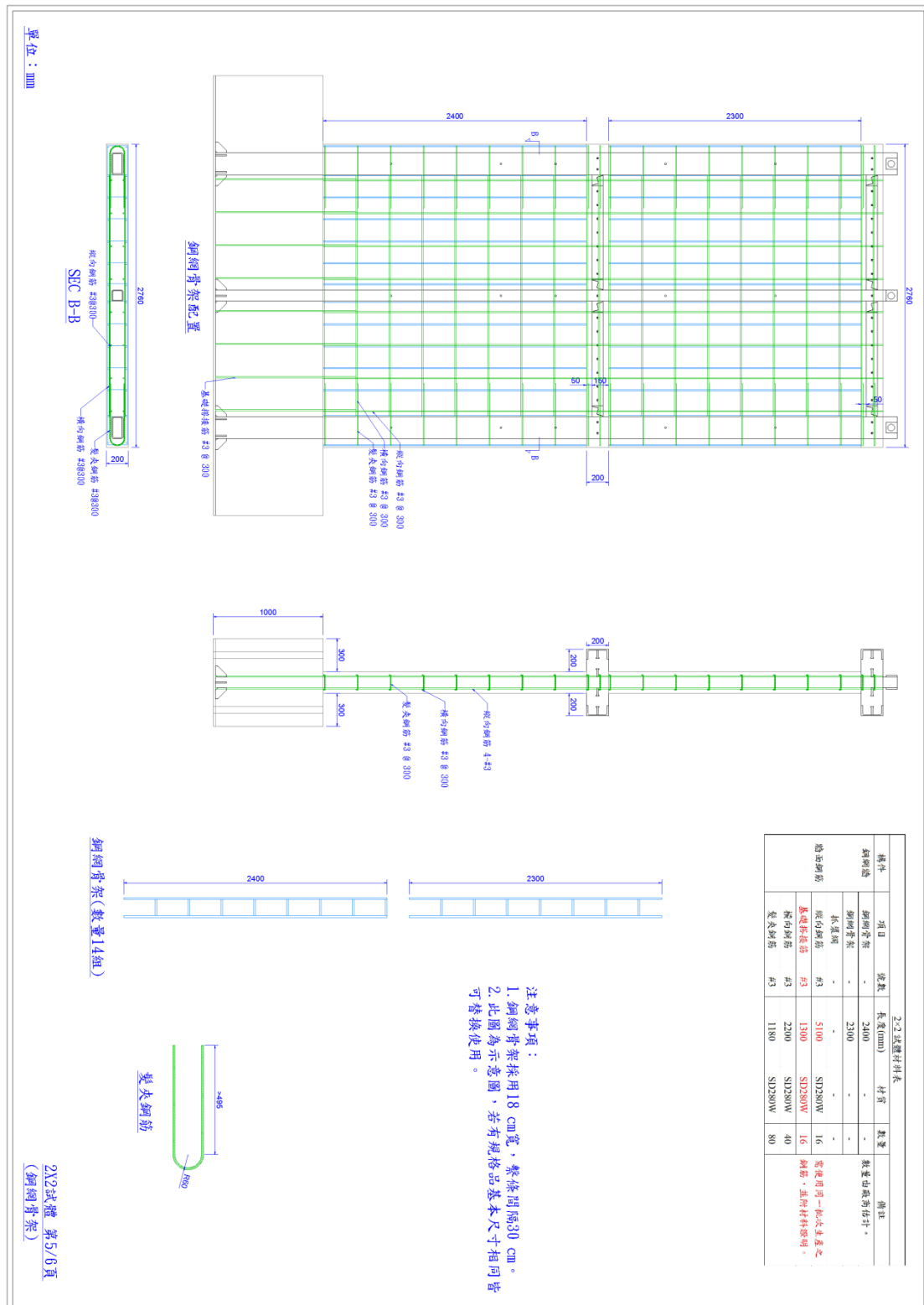
IX3 試體 第7/7頁
(加載夾具)

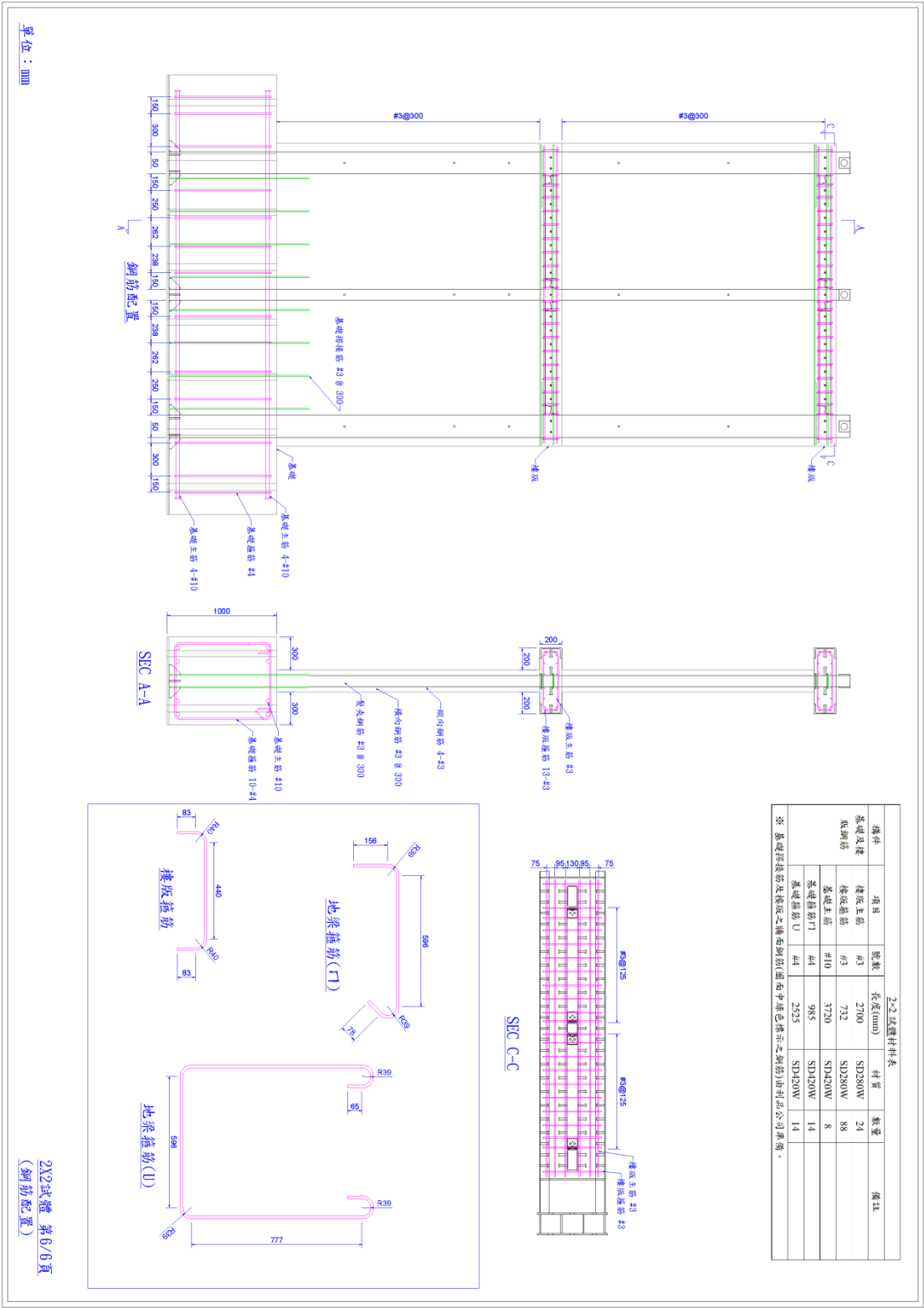












附錄四 設計案例之地震力計算

參照內政部營建署「建築物耐震設計規範及解說」(2001)

(一) 震區短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 S_S^D 與 S_1^D ，與震區短週期與一秒週期之最大考量水平譜加速度係數 S_S^M 與 S_1^M 。

$$S_S^D = 0.8 \quad S_1^D = 0.45 \quad S_S^M = 1.0 \quad S_1^M = 0.55$$

(二) 建築物構造種類及系統

建築物構造種類：III 其他建築物

建築物結構系統韌性容量 $R = 3.0$

起始降伏地震力放大倍數 $\alpha_y = 1$

建築物用途系數 $I = 1.00$

(三) 建築物近斷層因子

斷層名稱：梅山斷層

斷層距離：0.3 km

設計地震力調整因子 $N_A = 1.37$ $N_V = 1.44$

最大考量地震力之調整因子 $N_A = 1.30$ $N_V = 1.48$

(四) 地盤種類為第 II 類地盤

(五) 工址放大系數

短週期結構之工址放大係數 F_a (線性內插求值)

$$\begin{array}{ll} S_S^D = 0.8 & F_a = 1.0 \\ S_S^M = 1.0 & F_a = 1.0 \end{array}$$

長週期結構之工址放大係數 F_v (線性內插求值)

$$\begin{array}{ll} S_1^D = 0.45 & F_v = 1.2 \\ S_1^M = 0.55 & F_v = 1.1 \end{array}$$

(六) 工址水平譜加速度係數

$$S_{DS} = S_S^D F_a N_A = 0.8 \times 1.0 \times 1.37 = 1.096$$

$$S_{MS} = S_S^M F_a N_A = 1.0 \times 1.0 \times 1.30 = 1.30$$

$$S_{D1} = S_1^D F_v N_v = 0.45 \times 1.2 \times 1.44 = 0.778$$

$$S_{M1} = S_1^M F_v N_v = 0.55 \times 1.1 \times 1.48 = 0.895$$

(七) X 向地震力計算

1. 建築物基本震動週期

$$\text{建築物之靜力週期 } T_{st} = 0.050 h_n^{3/4} = 0.277 \text{ sec}$$

$$\text{建築物動力週期： } T_{dyn} = 0.122 \text{ sec}$$

$$\text{週期上限係數 } C_u = 1.400 \text{ sec}$$

$$\text{建築物設計週期 } T_{dsg} = (C_u \times T_{st}, T_{dyn}) \min :$$

$$T_{dsg} = 0.122 \text{ sec} \quad \text{屬於較短周期}$$

$$T_{dsg} < 0.2T_0^D, \text{ 其中 } T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.778}{1.096} = 0.710$$

2. 容許韌性容量及地震力折減係數

$$R_a = 1 + \frac{(R-1)}{1.5} = 1 + \frac{(3.0-1)}{1.5} = 2.33$$

$$\begin{aligned} F_u &= \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \times \frac{T_{dsg} - 0.2T_0^D}{0.2T_0^D} \\ &= \sqrt{2(2.33) - 1} + (\sqrt{2(2.33) - 1} - 1) \times \frac{0.122 - 0.2(0.710)}{0.710} = 1.887 \end{aligned}$$

$$R_M = R = 3.0$$

$$\begin{aligned} F_{uM} &= \sqrt{2R_M - 1} + (\sqrt{2R_M - 1} - 1) \times \frac{T_{dsg} - 0.2T_0^D}{0.2T_0^D} \\ &= \sqrt{2(3.0) - 1} + (\sqrt{2(3.0) - 1} - 1) \times \frac{0.122 - 0.2(0.710)}{0.710} = 2.201 \end{aligned}$$

3. 一般工址或近斷層區域之工址設計水平譜加速度係數

$$S_{aD} = S_{DS} (0.4 + 3T_{dsg} / T_0^D) = 1.096(0.4 + (3 \times 0.122) / 0.710) = 1.003$$

$$S_{aM} = S_{MS} (0.4 + 3T_{dsg} / T_0^D) = 1.3(0.4 + (3 \times 0.122) / 0.710) = 1.190$$

4. 設計地震力

(1) 最小設計水平總橫力 V

$$\left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m = 0.52 \frac{S_{aD}}{F_u} + 0.144 = 0.52 \frac{1.003}{1.887} + 0.144 = 0.420$$

$$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W = 0.30W$$

(2) 避免中小度地震降伏之設計地震力 V^*

$$V^* = \frac{IF_u}{4.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W = 0.189W$$

(3) 避免最大考量地震崩塌之設計地震力 V_M

$$\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m = 0.52 \frac{S_{aM}}{F_{uM}} + 0.144 = 0.52 \frac{1.190}{2.201} + 0.144 = 0.425$$

$$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W = 0.304W$$

$$V_{\max} = V_M = 0.304W \quad \text{避免最大考量地震崩塌之設計地震力控制。}$$

(八) Y 向地震力計算

1. 建築物基本震動週期

$$\text{建築物之靜力週期 } T_{st} = 0.050h_n^{3/4} = 0.277 \text{ sec}$$

$$\text{建築物動力週期： } T_{dyn} = 0.277 \text{ sec}$$

$$\text{週期上限係數 } C_u = 1.400 \text{ sec}$$

$$\text{建築物設計週期 } T_{dsg} = (C_u \times T_{st}, T_{dyn}) \min :$$

$$T_{dsg} = 0.277 \text{ sec} \quad \text{屬於短周期}$$

$$0.2T_0^D < T_{dsg} \leq T_0^D, \text{ 其中 } T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.778}{1.096} = 0.710$$

2. 容許韌性容量及地震力折減係數

$$R_a = 1 + \frac{(R-1)}{1.5} = 2.33 \quad F_u = \sqrt{2R_a - 1} = 1.913$$

$$R_M = R = 3.0 \quad F_{uM} = \sqrt{2R_a - 1} = 2.236$$

3. 一般工址或近斷層區域之工址設計水平譜加速度係數

$$S_{aD} = S_{DS} = 1.096 \quad S_{aM} = S_{MS} = 1.3$$

4. 設計地震力

(1) 最小設計水平總橫力 V

$$\left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m = 0.52 \frac{S_{aD}}{F_u} + 0.144 = 0.442$$

$$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W = 0.316W$$

(2) 避免中小度地震降伏之設計地震力 V^*

$$V^* = \frac{IF_u}{4.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W = 0.201W$$

(3) 避免最大考量地震崩塌之設計地震力 V_M

$$\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m = 0.52 \frac{S_{aM}}{F_{uM}} + 0.144 = 0.446$$

$$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W = 0.319W$$

$V_{\max} = V_M = 0.319W$ 最大考量地震崩塌之設計地震力控制。

(九)樓層重量

樓層	重量(t)
RFL1	21.5
RFL	65.4
3FL	82.6
2FL	81.8
SUM	251

(十)地震力豎向分配

豎項分配	H_i	H_n	$W_i(t)$	W_i*H_n	$W_iH_n/\Sigma W_iH_n$	$F_{xi}(t)$	$F_{yi}(t)$
RFL	3.20	9.80	86.88	851.4	0.51	38.8	40.8
3RL	3.20	6.60	82.57	545.0	0.33	24.9	26.1
2FL	3.40	3.40	81.84	278.3	0.17	12.7	13.3
SUM			251.3	1674.6	1.00	76.4	80.2

(十一)附屬結構物地震力

最小設計總橫力

$$F_{ph} = 0.4S_{DS}I_p \frac{a_p}{R_{pa}}(1 + 2h_x/h_n)W_p$$

$$= 0.4(1.096)(1) \frac{2.5}{2.67}(1 + 2(9.8)/12.8)21.5 = 22.3 \text{ tf}$$

$$I_p = 1$$

$$a_p = 2.5$$

$$R_p = 3.5$$

$$R_{pa} = 1 + \frac{R_p - 1}{1.5} = 2.67$$

$$W_p = 21.5 \text{ tf}$$

(十二)垂直地震力

$$V_z = (0.80S_{DS}I / 3\alpha_y)W = 0.292W$$

(十三)容許層間位移角

$$V_x = \frac{IF_u}{4.2} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W = \frac{1 \times 1.887}{4.2} \times 0.420W = 0.189W$$

$$V_y = \frac{IF_u}{4.2} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W = \frac{1 \times 1.913}{4.2} \times 0.442W = 0.201W$$

豎項分配	H _i	H _n	W _i (t)	W _i *H _n	W _i H _n /ΣW _i H _n	F _{xi} (t)	F _{yi} (t)
RFL	3.20	9.80	86.88	851.39	0.51	24.1	25.7
3RL	3.20	6.60	82.57	544.96	0.33	15.5	16.4
2FL	3.40	3.40	81.84	278.25	0.17	7.89	8.39
SUM			251.3	1674.59	1.00	47.5	50.5

參考書目

1. 陳正誠、林曉芳，2017，「結構鋼管簡易接頭之受力行為及其在低矮樓層街屋之應用」，國立臺灣科技大學營建工程系暨研究所碩士論文。
2. 陳正誠、林曉芳，2018，「低勞力需求之鋼管鋼網牆街屋結構系統」，中華民國第十四屆結構工程研討會論文。
3. 陳正誠、林曉芳，2020，「鋼管鋼網牆之試驗結果」，中華民國第十五屆結構工程研討會論文。
4. 陳清泉、高健章、蔡益超、陳國顯，1984，「紅磚與磚牆力學特性之試驗研究」，國立臺灣大學地震工程研究中心。
5. 高健章、陳清泉、蔡益超，1985，「磚牆加強之鋼筋混凝土構架耐震能力試驗研究（二）」，國立臺灣大學地震工程研究中心。
6. 中華民國統計資訊網。
7. 內政部營建署，2001，「建築物耐震設計規範及解說」。
8. 內政部營建署，2001，「混凝土結構設計規範」。

降低營建人力需求構造研發-多單元鋼管鋼網牆之強度與韌性

出版機關：內政部建築研究所

電話：(02) 89127890

地址：新北市新店區北新路3段200號13樓

網址：<http://www.abri.gov.tw>

編者：陳正誠、林曉芳、吳合鑫、葉泓毅

出版年月：109年12月

版次：第1版

ISBN：ISBN 978-986-5450-41-0 (平裝)