

國立臺灣大學工學院土木工程學系

碩士論文

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Taiwan University

Master Thesis



高強度鋼筋混凝土開孔剪力牆裂縫控制之研究

Study on Crack Width Control of High-Strength

Reinforced Concrete Wall with Openings

吳怡謙

Yi-Chien Wu

指導教授：黃世建 博士

Advisor: Shyh-Jiann Hwang, Ph.D.

中華民國 106 年 8 月

August, 2017





國立臺灣大學碩士學位論文
口試委員會審定書

高強度鋼筋混凝土開孔剪力牆裂縫控制之研究
Study on Crack Width Control of High-Strength Reinforced
Concrete Wall with Openings

本論文係吳怡謙君 (R04521233) 在國立臺灣大學土木工程學系
碩士班完成之碩士學位論文，於民國 106 年 6 月 28 日承下列考試委員
審查通過及口試及格，特此證明

口試委員：

黃世建

(指導教授)

邱建國

歐昱辰

系主任

謝尚賢

黃世建

邱建國

歐昱辰

謝尚賢

(簽名)



誌謝



研生活終於到了最後一節，在此僅以論文的小小篇幅表達滿滿感謝。

在這兩年的學習當中，最要感謝我的指導教授，黃世建老師。老師不僅知識淵博也總是很有耐心指導我們，每每與老師討論過後，都能體會到茅塞頓開的衝擊。雖然現在的我能力仍舊不足，但也期許自己未來能夠像老師一般，溫暖且強大，柔和而有智慧。

論文口試期間，謝謝口試委員 邱建國老師及 歐昱辰老師在口試當中給予非常專業的意見，讓我能夠修正研究當中的疏漏及錯誤，並讓論文發展更加的完整且豐富。

實驗進行階段也受到了非常多的幫助，謝謝合作廠商黃飛鴻先生及阿城師傅的全力配合，還有在組裝及拆卸階段幫助我的技術人員小梁哥、安村哥、剛哥，真的非常感謝你們鼎力相助及細心提醒。


感謝國震中心的學長翼安、建創、文成、樸文、聰智，在團隊會議時總是細心提供許多非常實際的建議，並在實驗進行時給予很多支持及技術協助。感謝研究室的學長姊，宛婷、東杞、永健、銘宏無論在課業上以及實驗中教導的各種技巧及知識，甚至在自己畢業後都仍無私的給予指導及經驗的傳承。也非常感謝學弟妹，侑呈、宗梅、煜衡、周煬、君婕協助我進行實驗，讓整個任務可以充滿歡笑並順利完成。

特別特別感謝我同屆的夥伴，柔伶及欣沛，不僅僅是在學業上，甚至這兩年的生活中，很多的觀念及看法都深深地被你們所感染。若不是遇到你們，我可能真的沒有辦法。期許我們往後都能彼此支持、成長並找到想要的未來。

最後是我的家人們，感謝父親母親無悔支持，讓我在異地也能感受到遙遠的想念及溫暖；也感謝姊姊和小貴，一直在身邊給我最可靠的支援及陪伴。



摘要



本研究的主題為鋼筋混凝土剪力牆的試驗與分析，試驗目的為比較不同強度材料及相異開口型式之剪力牆的反覆載重行為及裂縫控制研究，因此設計了尺寸、配筋相同的四座剪力牆試體：普通強度未開孔牆、高強度未開孔牆與普通強度開孔牆、以及高強度開孔牆。在實驗後針對彼此的觀測結果互相對比，並以歐洲共同規範 CEB-FIP[9]之裂縫模型結合軟化壓拉桿[6,7]建立本研究之尖峰裂縫模型，再以本實驗所歸納的尖峰裂縫與殘餘裂縫寬度比例曲線，將所預測之尖峰裂縫轉為預測殘餘裂縫寬。最後，將殘餘裂縫寬分析值與實驗值以日本建築協會 AIJ 2004[10]及 AIJ 2010[11]的相關規範做性能評估，並針對評估結果作討論。

關鍵字：高強度鋼筋混凝土、開孔剪力牆、裂縫控制、性能評估

Abstract



The main purpose of this research is about experimental and analysis study of Reinforced Concrete shear wall. The objective of the test is to compare the cyclic loading behavior and the crack width control. The parameters include different strength of materials and openings. This research design four RC wall specimens, normal-strength RC shear wall, high-strength RC shear wall, normal-strength RC shear wall with an opening and the last one is high-strength RC shear wall with an opening. We discuss the observations of the tests, establish a model to predict the peak crack width by combining the concepts of CEB-FIP[9] and Softened Strut-and-Tie model[6,7]. Then we modify the peak crack width to the residual crack width by using experimentally observed ratio between these two widths of this research. Moreover, we evaluate our value of proposed method and experimental data by perspectives the code of Architectural Institute of Japan, AIJ 2004[10] and AIJ 2010[11].

Keywords: high-strength reinforced concrete, shear walls with openings, crack width control, performance evaluation

目錄



口試委員審定書.....	i
誌謝.....	iii
摘要.....	v
Abstract.....	vi
目錄.....	vii
表目錄.....	x
圖目錄.....	xi
第一章 緒論.....	1
第二章 文獻回顧.....	5
2-1 歐洲共同規範 CEB-FIP[9]—裂縫生成模型與裂縫間距.....	5
2-1-1 裂縫生成模型.....	5
2-1-2 雙向版筋之滑動區長度的疊合.....	7
2-2 ACI 318-14[13]規範之相關規定.....	8
2-3 軟化壓拉桿模型.....	9
2-3-1 基本概念.....	9
2-3-2 軟化壓拉桿簡算法.....	10
2-4 校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版[14]—側力位移曲線.....	11
2-4-1 剪力牆開裂點.....	11
2-4-2 剪力牆強度點.....	13
2-4-3 剪力牆崩塌點.....	15
2-5 蔡仁傑[4]預測之鋼筋混凝土開孔牆側力位移曲線.....	16
2-5-1 概述.....	16
2-5-2 彈簧串並聯模型.....	17
2-5 林永健[5]預測之鋼筋混凝土開孔牆側力位移曲線.....	19
2-5-1 節點力平衡之水平需求.....	19
2-5-2 節點力平衡之水平容量.....	19

2-6	日本建築學會 AIJ 2004[10]耐震性能評價指針—構件性能限界.....	20
2-7	日本建築學會 AIJ 2010[11]鋼筋混凝土構造計算準則.....	21
2-8	黃銘宏[12]高強度開孔剪力牆之相關研究.....	23
第三章 試體規劃.....		25
3.1	試體設計.....	25
3.1.1	概述.....	25
3.1.2	試體尺寸及配筋.....	25
3.2	試體製作.....	27
3.2.1	鋼筋.....	27
3.2.2	混凝土.....	28
3.2.3	製作過程.....	28
3.3	測試布置.....	31
3.3.1	固定系統.....	31
3.3.2	施力系統.....	31
3.3.3	測試布置之組裝.....	32
3.4	量測裝置.....	33
3.4.1	外部量測.....	33
3.4.2	內部量測.....	34
3.5	測試步驟.....	34
第四章 試驗結果.....		37
4.1	材料試驗結果.....	37
4.1.1	混凝土抗壓試驗.....	37
4.1.1	鋼筋拉伸試驗.....	37
4.2	試體載重與位移行為曲線.....	38
4.3	應變計量測.....	41
4.4	裂縫發展.....	44
第五章 分析與討論.....		49
5.1	強度分析.....	50

5.1.1 撓曲強度之分析.....	50
5.1.2 剪力強度之分析.....	51
5.2 剪力牆開孔之影響.....	52
5.2.1 側力強度及位移能力.....	52
5.2.2 裂縫寬度及密度.....	53
5.2.3 剝落面積比.....	53
5.3 高強度與普通強度鋼筋混凝土之對比.....	54
5.3.1 側力強度及位移能力.....	54
5.3.2 裂縫寬度及密度.....	54
5.3.3 剝落面積比.....	55
5.4 裂縫寬度預測分析與討論.....	56
5.4.1 CEB-FIP[9]裂縫寬度模型預測尖峰裂縫寬度.....	56
5.4.2 以尖峰裂縫預測結果推估殘餘裂縫寬度.....	58
5.4.3 尖峰裂縫預測模型之參數研究.....	59
5.5 AIJ 2004[10]及 AIJ 2010[11]對各試體之性能評估.....	60
AIJ 2004[10]耐震性能指針.....	61
AIJ 2010[11]鋼筋混凝土構造計算準則.....	61
第六章 結論與建議.....	63
6.1 結論.....	63
6.1.1 強度位移行為.....	63
6.1.2 裂縫發展.....	63
6.2 未來研究展望.....	64
參考文獻.....	65
表.....	69
圖.....	85

表目錄



表 2-1 ACI 318-14 規範[13]對垂直牆段與牆墩之間的分界.....	69
表 2-2 AIJ2004[10]之構件損傷性及其限界狀態.....	69
表 2-3 AIJ 2010[11]之混凝土長期與短期容許應力建議值.....	70
表 2-4 AIJ 2010[11]之各型號鋼筋長期與短期容許應力建議值.....	70
表 2-5 黃銘宏[12]最大尖峰變位角最大裂縫寬度與殘餘裂縫寬度比值和位移...	70
表 3-1 試體簡表.....	71
表 4-1 各試體測試前混凝土圓柱抗壓強度.....	72
表 4-2 各號數鋼筋抗拉試驗之結果.....	73
表 4-3 各試體之強度點及其對應位移角.....	74
表 4-4 NSW 試體各位移角之尖峰載重值.....	74
表 4-5 NSW0 試體各位移角之尖峰載重值.....	75
表 4-6 HSW 試體各位移角之尖峰載重值.....	75
表 4-7 HSW0 試體各位移角之尖峰載重值.....	76
表 4-8 試體各層間位移角之尖峰裂縫寬與殘餘裂縫寬.....	76
表 5-1 試體之分析強度與實際測試強度.....	77
表 5-2 試體正負向側力位移分析值.....	78
表 5-3 NSW 尖峰寬度及殘餘裂縫測試值及其比例.....	79
表 5-4 NSW0 尖峰寬度及殘餘裂縫測試值及其比例.....	79
表 5-5 HSW 尖峰寬度及殘餘裂縫測試值及其比例.....	80
表 5-6 HSW0 尖峰寬度及殘餘裂縫測試值及其比例.....	80
表 5-7 以 AIJ 2004[10]對 NSW 在各位移之性能評估.....	81
表 5-8 以 AIJ 2004[10]對 NSW0 在各位移之性能評估.....	81
表 5-9 以 AIJ 2004[10]對 HSW 在各位移之性能評估.....	82
表 5-10 以 AIJ 2004[10]對 HSW0 在各位移之性能評估.....	82
表 5-11 以 AIJ 2004 評估殘餘裂縫預測值對應之尖峰力量占比(正向).....	83
表 5-12 以 AIJ 2004 評估殘餘裂縫預測值所對應之尖峰力量占比(負向).....	83

圖目錄



圖 2-1 裂縫生成模型	85
圖 2-2 鋼筋握裹力轉換	86
圖 2-3 兩相異斷面疊加過程概念	86
圖 2-4 開口剪力牆的牆段與牆墩示意圖	87
圖 2-5 豎向構件尺寸示意圖	87
圖 2-6 ACI 318-14 規範[13]對牆墩上、下方之配筋規定.....	88
圖 2-7 開口附近水平鋼筋作用示意圖[5].....	88
圖 2-8 ACI 318-14 規範[13]對剪力牆開口兩側邊界構材之配筋規定.....	89
圖 2-9 開口附近垂直鋼筋作用示意圖[5].....	89
圖 2-10 混凝土結構之 D 區域位置[6,7].....	90
圖 2-11 Hwang and Lee[15]簡算法(代數逼近法)之壓拉桿指標 K 計算流程圖.....	91
圖 2-12 剪力牆之側力位移曲線[14]	92
圖 2-13 串、並聯模型之並聯性質[4].....	92
圖 2-14 開口左方垂直牆段之示意圖[5].....	93
圖 2-15 水平版筋之拉力貢獻[5].....	93
圖 2-16 最大尖峰變位角及殘餘裂縫寬度[12].....	94
圖 3-1 基礎配筋圖	95
圖 3-2 反應梁配筋圖	96
圖 3-3 NSW 試體配筋圖(1/2).....	97
圖 3-3 NSW 試體配筋圖(2/2).....	98
圖 3-4 NSW0 試體配筋圖(1/2).....	99
圖 3-4 NSW0 試體配筋圖(2/2).....	100
圖 3-5 HSW 試體配筋圖(1/2).....	101
圖 3-5 HSW 試體配筋圖(2/2).....	102
圖 3-6 HSW0 試體配筋圖(1/2).....	103
圖 3-6 HSW0 試體配筋圖(2/2).....	104

圖 3-7 基礎之吊鈎	105
圖 3-8 混凝土坍流度試驗	105
圖 3-9 上部結構澆置	105
圖 3-10a 未開孔試體之 NDI marker 點之格線圖	106
圖 3-10b 開孔試體之 NDI marker 點之格線圖	106
圖 3-11a 未開孔試體之裂縫格線圖	107
圖 3-11b 開孔試體之裂縫格線圖	107
圖 3-12 量表位移計	108
圖 3-13 NDI 探測鏡頭	108
圖 3-14 NDI Marker 點布置圖	109
圖 3-15 角度計	109
圖 3-16a NSW 及 NSW0 應變計配置圖	110
圖 3-16b NSW0 及 HSW0 應變計配置圖	110
圖 3-17 測試布置立面圖	111
圖 3-18 測試布置俯視圖	111
圖 3-19 加載歷時示意圖	112
圖 4-1 混凝土試體破壞模式	113
圖 4-2 鋼筋拉拔試驗	113
圖 4-3 試體各週期相對滑移率	114
圖 4-4a 試體 NSW 之載重-位移遲滯迴圈	115
圖 4-4b 試體 NSW 之載重-位移包絡線	115
圖 4-5a 試體 NSW0 之載重-位移遲滯迴圈	116
圖 4-5b 試體 NSW0 之載重-位移遲滯迴圈	116
圖 4-6a 試體 HSW 之載重-位移遲滯迴圈	117
圖 4-6b 試體 HSW 之載重-位移遲滯迴圈	117
圖 4-7a 試體 HSW0 之載重-位移遲滯迴圈	118
圖 4-7b 試體 HSW0 之載重-位移遲滯迴圈	118
圖 4-8a NSW 邊界構材主筋及橫向箍筋應變計讀值(1/3).....	119

圖 4-8b NSW 水平牆筋應變計讀值(2/3).....	120
圖 4-8c NSW 垂直牆筋應變計讀值(3/3).....	121
圖 4-9a NSW0 邊界柱主筋及橫向箍筋應變計讀值(1/3).....	122
圖 4-9b NSW0 水平牆筋及水平補強筋應變計讀值(2/3).....	123
圖 4-9c NSW0 垂直牆筋及垂直補強筋應變計讀值(3/3).....	124
圖 4-10a HSW 邊界構材主筋及橫向箍筋應變計讀值(1/3).....	125
圖 4-10b HSW 水平牆筋應變計讀值(2/3).....	126
圖 4-10c HSW 垂直牆筋應變計讀值(3/3).....	127
圖 4-11a HSW0 邊界柱主筋及橫向箍筋應變計讀值(1/3).....	128
圖 4-11b HSW0 水平牆筋及水平補強筋應變計讀值(2/3).....	129
圖 4-11c HSW0 垂直牆筋及垂直補強筋應變計讀值(3/3).....	130
圖 4-12a NSW-Start.....	131
圖 4-12b NSW-0.125%	131
圖 4-12c NSW-0.25%	132
圖 4-12d NSW-0.375%	132
圖 4-12e NSW-0.5%	133
圖 4-12f NSW-0.75%.....	133
圖 4-12g NSW-1%	134
圖 4-12h NSW-1.5%	134
圖 4-12i NSW-2%.....	135
圖 4-12j NSW-End.....	135
圖 4-13a NSW0 -Start.....	136
圖 4-13b NSW0 -0.125%.....	136
圖 4-13c NSW0 -0.25%	137
圖 4-13d NSW0 -0.375%.....	137
圖 4-13e NSW0 -0.5%	138
圖 4-13f NSW0 -0.75%	138
圖 4-13g NSW0 -1%	139

圖 4-13h NSW0 -1.5%	139
圖 4-13i NSW0 -2%	140
圖 4-13j NSW0 -End.....	140
圖 4-14a HSW-Start.....	141
圖 4-14b HSW-0.125%	141
圖 4-14c HSW-0.25%	142
圖 4-14d HSW-0.375%	142
圖 4-14e HSW-0.5%	143
圖 4-14f HSW-0.75%.....	143
圖 4-14g HSW-1%	144
圖 4-14h HSW-1.5%	144
圖 4-14i HSW-2%.....	145
圖 4-14j HSW-3%.....	145
圖 4-14k HSW-4%	146
圖 4-14l HSW-End.....	146
圖 4-15a HSWO-Start.....	147
圖 4-15b HSWO-0.125%	147
圖 4-15c HSWO-0.25%	148
圖 4-15d HSWO-0.375%	148
圖 4-15e HSWO-0.5%	149
圖 4-15f HSWO-0.75%	149
圖 4-15g HSWO-1%.....	150
圖 4-15h HSWO-1.5%	150
圖 4-15i HSWO-2%.....	151
圖 4-15j HSWO-End.....	151
圖 5-1a 試體 NSW 之分析與實際側力位移曲線.....	152
圖 5-1b 試體 HSW 之分析與實際側力位移曲線	152
圖 5-1c 試體 NSW0 之分析與實際側力位移曲線.....	153

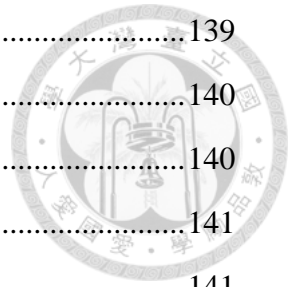


圖 5-1d 試體 HSWO 之分析與實際側力位移曲線	153
圖 5-2 試體 NSW 與 NSWO 之載重-位移遲滯迴圈包絡線比較圖	154
圖 5-3 試體 HSW 與 HSWO 之載重-位移遲滯迴圈包絡線比較圖	154
圖 5-4 試體 NSW 與 HSW 之載重-位移遲滯迴圈包絡線比較圖	155
圖 5-5 試體 NSWO 與 HSWO 之載重-位移遲滯迴圈包絡線比較圖	155
圖 5-6 各試體之裂縫密度堆疊圖	156
圖 5-7 各試體在各層間位移角之剝落面積比	157
圖 5-8 實際及預測裂縫寬度與相應位移角折線圖	157
圖 5-9 實際及預測裂縫寬度與相應側力折線圖	158
圖 5-10 實際及預測裂縫寬度與相應側力占比折線圖	158
圖 5-11 各試體之尖峰裂縫寬度與殘餘裂縫寬度	159
圖 5-12 尖峰裂縫與殘餘裂縫寬度(P/R Ratio).....	159
圖 5-13 未開孔試體 P/R Ratio 疊加圖	160
圖 5-14 未開孔試體殘餘裂縫預測及實驗曲線	160
圖 5-15 開孔試體 P/R Ratio 疊加圖.....	161
圖 5-16 開孔試體殘餘裂縫預測及實驗曲線	161
圖 5-17 尖峰裂縫預測模型參數研究結果-牆筋比.....	162
圖 5-18 尖峰裂縫預測模型參數研究結果-牆筋間距.....	163
圖 5-19 尖峰裂縫預測模型參數研究結果-混凝土強度.....	164



第一章 緒論

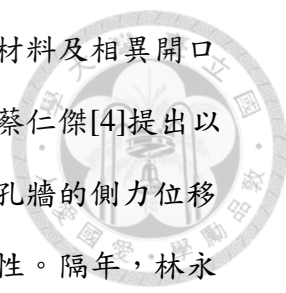


1.1 研究動機與目的

近幾年來，世界上分布於地震帶上的各地區接連發生重大震災，都市迅速發展雖帶給人們繁榮及幸福，但密集的高樓大廈一經地震摧殘，人員財產的損傷比起以往更是鉅大。身處於環太平洋地震帶的台灣亦無法倖免，為紓解人口稠密的壓力，集合式的高樓層住宅已然是未來的趨勢。而鋼材價格不斷上升，新興的高強度混凝土材料勢必會成為往後的主流建材。高強度材料的廣泛應用除了有助於都市更新的推動，也能減少使用砂石及鋼鐵，符合永續發展的目的。

同處東亞地震帶上的日本，在西元 1988 到 1992 年推行了國家型計畫「New RC Project」[1,2]，將以往的鋼筋強度由 390 MPa 提升至 685 MPa，混凝土強度由 40 MPa 提升至 120 MPa 以上。隨著材料強度的提升，結構物中的構材斷面能夠有效的縮減，使得 RC 建築設計突破以往 60m 的高度限制。在推行後的十年內，日本的 New RC 建築已有 700 棟以上，並且達到最高樓層數 59 樓。而另一方面，台灣的國家地震中心在 2007 年亦規畫了「高強度鋼筋混凝土 (New RC) 結構系統研發」計畫[3]，朝三個方面進行，包含「材料基本性質研究」、「構件行為研究」及「結構分析、設計與施工」，期望能夠為台灣的 RC 建築帶來嶄新的發展。

台灣傳統的住宅多使用鋼筋混凝土材料，且為了隔音及隱密性等需求，常增設不同用途的牆體，雖非為結構體主要部分，但其在面內方向具有的勁度相當大，因此受到地震力破壞時常發生難以預測的破壞。而現行之規範在耐震設計時常忽略 RC 開孔牆的貢獻，因此無法精準地預估整體的破壞行為，也使得牆本體容易出現明顯的損傷，這使得災後的評估及修補成本負擔更加沉重。



本研究隸屬於科技部的整合型計畫，主要為比較不同強度材料及相異開口型式之剪力牆的反覆載重行為及裂縫控制研究。民國 104 年，蔡仁傑[4]提出以幾何不連續選取關鍵桿件，並以彈簧串並聯的型式預測出全開孔牆的側力位移曲線，雖有低估牆體剪力強度的現象，但仍有相當程度的準確性。隔年，林永健[5]在其碩士論文中改以節點力平衡的觀點來調整關鍵桿件的高度，使得開孔牆側力位移曲線模型又更加貼近資料庫中的實際數據。因此，透過此次實驗，期望能夠提供這一系列的剪力強度預測模型有效數據，使其在後續研究能夠更加完備。

另一方面，在民國 105 年 2 月發生的美濃地震過後，國家工程地震中心與普渡大學合作並派出勘災小組前往當地，蒐集包含街屋、學校及政府機關等各類結構物的損害資訊。將梁、柱以及牆等結構桿件的破壞加以分級，由裂縫深淺及發展型式人為判斷其修復可能。本研究為了更加了解裂縫寬度與牆體受力之對應關係，因而設計了四座剪力牆試體，並測量在不同的位移角下的最大裂縫及殘餘裂縫，希望能讓補強的可行性評估有所依據；此外，透過分析模型與實驗數據的比對，提出殘餘裂縫預測模型的初步構想，並希望能藉由此模型提出剪力牆的修復指標。

1.2 研究內容及方法

本研究目的為了解開孔牆與未開孔牆之結構及裂縫行為上的差異，由原有的模型預測側力位移曲線再和實驗成果對比。進而由破壞的型態來判斷傳力路徑並解析位移和裂縫之間的關係。

本研究內容總共分為六個章節，即：

第一章—緒論：介紹研究動機、目的及方法。

第二章—文獻回顧：介紹軟化壓拉桿力學模型[6,7]、開孔牆側力位移曲線分析模型[8]、CEB-FIP[9]對於裂縫寬度之設計模型、日本建築

學會 AIJ 2004 [10]耐震性能評估指針及 AIJ 2010[11]鋼筋混凝土構造計算準則以及黃銘宏[12]之實驗結果。

第三章－試驗規劃：詳述測試規劃、試體設計、試體製作、試驗布置、量測系統規劃及測試步驟；

第四章－試驗結果：陳列實驗的數據，從材料試驗、載重位移繪圖、觀察裂縫發展的趨勢及變形量測；

第五章－分析與討論：試體之強度分析與各量測結果比較；並於 CEB-FIP[9]的分析模型的裂縫寬度加入新的假設，將其計算結果以歸納比例轉換為殘餘裂縫。最後以其結果與 AIJ 2004[10]、AIJ 2010[11]的修復評估標準做比較。

第六章－結論與建議：彙整本研究成果做總結並針對內容及流程提出實驗上之不足與缺失以供未來研究者之參考。



第二章 文獻回顧



本研究主要係針對開孔剪力牆之剪力裂縫做控制，在尖峰裂縫寬度方面是引用歐洲共同規範 (CEB-FIP) [9]對於鋼筋混凝土提出的裂縫預測概念，利用轉向公式將不同軸向的鋼筋轉換到主要剪力裂縫發展的垂直方向，我們將此概念應用在本研究的實驗試體中，並依實驗結果討論其適用性。

在剪力牆的剪力強度的預測方面，Hwang and Lee [6,7]根據力學原理分析，提出了軟化壓拉桿模型，更提出簡化版計算，以利工程上的實際應用。校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版[14]參考其模型，歸納出剪力牆的側力位移曲線計算流程。

本研究的設計流程首先使用林永健[5]所建議的選取關鍵桿件的方法，並按照上述校舍手冊三版[14]之模型，歸納出各構件的側力位移曲線流程。而後以蔡仁傑[9]提出之串並聯模型，將 ACI 318-14 所定義開孔牆各部分桿件依勁度疊加，以求得牆整體的側力位移曲線以及試體最大剪力強度分析值。

在此章的最後，將說明日本 AIJ 2004[10]耐震性能評估中對構件的損傷定義及 AIJ 2010[11]中的長短期荷重限制，並回顧黃銘宏[12]先前的實驗目的及成果以利後續討論。

2-1 歐洲共同規範 CEB-FIP[9]—裂縫生成模型與裂縫間距

2-1-1 裂縫生成模型

CEB-FIP[9]之裂縫生成模型是由面積 A_c 混凝土包裹單根鋼筋的簡易試體發想，如圖 2-1。在兩端受拉的情形下，拉力會由鋼筋以握裹力的型式傳遞至混凝土內，當混凝土的拉應力達開裂強度 f_t 時即開裂。依此想法，我們可以由混凝土所能承受的總拉力來計算最小裂縫間距 a ，如式 (2-1)。



$$A_c f_t = u \times \pi d_b \times \frac{a}{2} \quad (2-1)$$

其中 A_c 為混凝土塊之截面積； f_t 為混凝土開裂強度，並按照規範建議取 $f_t = 2\sqrt{f'_c}$ (kgf/cm^2)； u 表示鋼筋的平均單位握裹力，依規範建議取 $u = 1.8f_t$ (kgf/cm^2)；而 d_b 是鋼筋直徑； a 則為最小裂縫間距。

CEB-FIP [9]中將 $a/2$ 定義為滑動區長度 l_s ；因此可以整理為

$$l_s = \frac{a}{2} = \frac{A_c f_t}{u \pi d_b} \quad (2-2)$$

而我們可以將在此段長度內的混凝土與鋼筋的相對應變 $\varepsilon_r(x)$ 沿著裂縫間距做定積分則可得出此段總應變，即為最大裂縫寬度 w 。

$$w = \int_0^{2l_s} \varepsilon_r(x) dx \quad (2-3)$$

若假設 ε_r 為定值，則式(2-3)將改寫為

$$w = 2 \times l_s \times \varepsilon_r \quad (2-4)$$

式(2-1)係由單軸向的軸力桿件推導而來，其模型較適用於模擬撓曲裂縫的發生，無法直接使用在牆體的剪力斜裂縫控制上，因此需將 x 向及 y 向之裂縫生成模型轉化為剪力斜向裂縫的生成模型。

轉向示意圖如圖 2-2 所示。主要是把水平向及垂直向之鋼筋握裹力做等效的轉換，並且將其效果疊加方能得解。其中 x 向鋼筋的平均握裹力 u_x 在斜向的分力為 u_θ ，兩者之關係式如下式。

$$u_{\theta,x} = u_x \times \cos\theta \quad (2-5)$$

將上式的結果代入式(2-2)可得(2-6)及(2-7)。並由圖 2-2 可由垂直向

(y 向) 得出式 (2-8) 之結果。

$$l_{s,x\theta} = \frac{A_c f_t}{u_\theta \pi d_b} = \frac{A_c f_t}{u_x \times \cos\theta \times \pi d_b} \quad (2-6)$$

$$l_{s,x\theta} = \frac{l_{s,x}}{\cos\theta} \quad (2-7)$$

$$l_{s,y\theta} = \frac{l_{s,y}}{\sin\theta} \quad (2-8)$$



2-1-2 雙向版筋之滑動區長度的疊合

考慮兩個不同的 RC 斷面，如圖 2-3，其中 A_c 及 d_b 各自不同。而在式 (2-2) 中可以觀察出滑動區長度 l 正比於 A_c/d_b 。因此利用通分的做法使兩者 A_c 相等，鋼筋直徑 d_b 即可直接相加。

疊加的過程首先設兩方向中材料性質相同，即鋼筋平均握裹力 u 及混凝土的開裂模數 f_t 相等，並在公式中以定值 K 取代之。再來將兩式中的混凝土面積通分得到下列兩式。

$$l_{s,1} = \frac{f_t}{u\pi} \left(\frac{A_{c1}}{d_{b1}} \right) = K \left(\frac{A_{c1}}{d_{b1}} \right) = K \left(\frac{A_{c1}A_{c2}}{d_{b1}A_{c2}} \right) \quad (2-9a)$$

$$l_{s,2} = \frac{f_t}{u\pi} \left(\frac{A_{c2}}{d_{b2}} \right) = K \left(\frac{A_{c2}}{d_{b2}} \right) = K \left(\frac{A_{c2}A_{c1}}{d_{b2}A_{c1}} \right) \quad (2-9b)$$

由於兩者之混凝土面積一致，考慮物理意義，在等斷面的情形之下可將鋼筋直徑直接相加。

$$l_{s,eq} = K \left(\frac{A_{c1}A_{c2}}{A_{c1}d_{b1} + A_{c2}d_{b2}} \right) \quad (2-10)$$

取式 (2-10) 之倒數再加以整理，如(2-11)。



$$\begin{aligned}
 \frac{1}{l_{s,eq}} &= \frac{A_{c1}d_{b1}}{KA_{c1}A_{c2}} + \frac{A_{c2}d_{b2}}{KA_{c1}A_{c2}} \\
 &= \frac{d_{b1}}{KA_{c2}} + \frac{d_{b2}}{KA_{c1}} \\
 &= \frac{1}{l_{s,1}} + \frac{1}{l_{s,2}} \\
 l_{s,eq} &= \left(\frac{1}{l_{s,1}} + \frac{1}{l_{s,2}} \right)^{-1} \tag{2-11}
 \end{aligned}$$

將推導式中的 $l_{s,1}$ 與 $l_{s,2}$ 換成水平及垂直的轉向滑動區長度 $l_{s,x\theta}$ 、 $l_{s,y\theta}$ ，即可得出結果

$$\begin{aligned}
 l_{s,eq} &= \left(\frac{1}{l_{s,x\theta}} + \frac{1}{l_{s,y\theta}} \right)^{-1} \\
 &= \left(\frac{\cos\theta}{l_{s,x\theta}} + \frac{\sin\theta}{l_{s,y\theta}} \right)^{-1} \tag{2-12}
 \end{aligned}$$

2-2 ACI 318-14[13]規範之相關規定

美國混凝土學會的 ACI 318-14[13]規範裡提到了開孔 RC 牆，並定義了與開口相關的構件尺寸等，如圖 2-4。包含開孔上下的水平牆段以及開孔左右的豎向構材。在長、寬、高尺寸定義方面如圖 2-5 所示。表 2-1 是 ACI 318-14[13]中，依照長厚比及高長比來判定豎向構材的分類，如表所示，當構材長厚比 $l_w/tw \leq 6$ 且高長比 $h_w/l_w \geq 2$ 時即判定此豎向構材為牆墩，其結構行為偏向柱，因此設計上要符合柱的規範。

而在牆墩的部分，規範中提到在其上、下方，都要有充足的水平牆筋。參考林永健[5]之解釋，是為使作用在牆墩上的設計剪力能透過 RC 牆傳力機制傳遞到鄰近的牆段上，如圖 2-6 及圖 2-7。在圖 2-7 中，構件上方的水平鋼筋可以與其中的對角壓應力在臨界節點取得力平衡，並且將壓應力水平分力傳遞到相

鄰的牆段，加強幾何不連續面的連結強度，避免混凝土受拉而破壞。

而 ACI 318-14[13]規定在開孔 RC 牆在開口的左右兩側皆須配置補強筋，並要求必須要有足夠的伸展長度，以確保鋼筋可以有效的發揮降伏強度，如圖 2-8。並參考林永健[5]之論述，垂直鋼筋亦如水平向鋼筋能夠幫助支持對角壓力，提供垂直向的力。另外，開口上方牆段也透過開口兩側的垂直鋼筋傳遞其對角壓力到下方的混凝土塊，避免開口處因無鋼筋與混凝土承力而破壞，如圖 2-9。

2-3 軟化壓拉桿模型

2-3-1 基本概念

如圖 2-10，RC 結構在加載處及支承處將形成應力干擾區；而構件斷面尺寸急遽變化區域則稱為幾何不連續區。軟化壓拉桿模型中將此二者統稱為 D 區域，在其中的內部應力分布並不均勻。常見的 D 區域構件有深梁、托架、剪力牆及梁柱接頭。內部的不均勻應力將會在施力及支承端間以混凝土對角壓桿的方式傳遞，直到端部混凝土擠碎即達到剪力強度。而此剪力破壞模式稱為剪壓破壞。

Hwang and Lee [6,7]以剪壓破壞模式，提出軟化壓拉桿模型來預測 D 區域的強度。其中 D 區域的強度是由對角壓桿端部混凝土的承壓面決定，其承受壓力主要來自三種傳力機制：對角機制、水平機制及垂直機制。並且上述三種機制以並聯的形式共同傳力。

此外，混凝土的壓桿在受力時會產生很多裂縫，使得混凝土的抗壓強度下降，即為軟化現象。因此在此模型中，考慮了三個傳力機制以及混凝土的軟化效應，故為「軟化壓拉桿模型」。



2-3-2 軟化壓拉桿簡算法

在軟化壓拉桿模型中，提出了在各傳力機制下的強度計算方法；而由於分析流程須以試誤法大量運算，以實務上的考量，Hwang and Lee [15]亦提出了簡算法。在 D 區域的構件中，對角壓桿強度、水平剪力強度及垂直剪力強度如式 (2-13) ~ (2-15) 所示。

$$C_d = K \zeta f'_c A_{str} \quad (2-13)$$

$$V_h = C_d \cos \theta \quad (2-14)$$

$$V_v = C_d \sin \theta \quad (2-15)$$

K 為壓拉桿指標； A_{str} 表示對角壓桿端部之承壓面積； θ 則為對角壓桿與水平軸之夾角；最後， ζ 則是混凝土軟化係數。

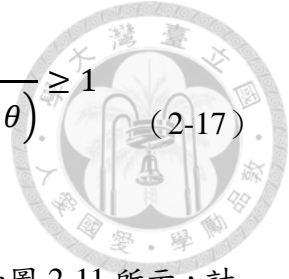
壓拉桿指標 K 可以看出拉桿配置對 D 區域剪力提升的效果。拉桿配置會增加次壓桿的傳力路徑，使得更多的混凝土共同抗剪，D 區域的剪力強度因而提升。計算 K 值須先計算對角壓桿承壓面上的應力 $-\sigma_{d,max}$ ，假設承壓面與對角壓桿互相垂直，則節點上的主壓應力與對角壓力同一方向， $-\sigma_{d,max}$ 如下式。

$$-\sigma_{d,max} = \frac{C_d - \left(\frac{F_h \tan \theta}{2}\right) \sin \theta - \left(\frac{F_v \cot \theta}{2}\right) \cos \theta}{A_{str}} \quad (2-16)$$

其中， F_h 為水平機制中的水平拉桿力； F_v 則是垂直機制中的垂直拉桿力；而 $F_h \tan \theta / 2$ 為垂直次壓桿力； $F_v \cot \theta / 2$ 為水平次壓桿力。

若 $-\sigma_{d,max}$ 達到混凝土抗壓強度 $\xi f'_c$ ，將發生剪壓破壞。式 (2-13) 中 $K = 1$ 表 D 區域之僅由對角機制作用，則 $-\sigma_{d,max} = C_d / A_{str}$ 。但若配置鋼筋，拉桿力亦會參與抗剪。此時 K 值大於 1，如下式。

$$K = \frac{C_d}{-\sigma_{d,max} \times A_{str}} = \frac{C_d}{C_d - \frac{F_h}{\cos \theta} \left(\frac{1}{2} \sin^2 \theta \right) - \frac{F_v}{\sin \theta} \left(\frac{1}{2} \cos^2 \theta \right)} \geq 1 \quad (2-17)$$



Hwang and Lee[15]提出之簡算法在計算壓拉桿指標 K 時，如圖 2-11 所示，計算流程仍相當繁瑣。因此，蔡仁傑[4]在其碩士論文中對 K 值的計算再作簡化，以便工程上的應用及推廣。

2-4 校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版[14]一側力位移曲線

在校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版[14]建議之側力位移曲線中，將剪力牆區分為三個階段：開裂點，強度點及崩塌點，如圖 2-13。本研究將上下有水平牆段束制之垂直牆段假設為雙曲率變形，無開孔剪力牆則假設為單曲率變形，其中各點之位移及剪力強度計算於下列小節詳述。

2-4-1 剪力牆開裂點

根據美國 ACI 318-14 規範的規定，剪力牆開裂強度 V_{cr} 之建議計算公式為：

$$V_{cr} = 0.87\sqrt{f'_c}t_wd + \frac{N_u}{4l_w} \quad (2-18a)$$

$$V_{cr} = \left[0.16\sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left(0.33\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{5l_w t_w} \right)}{M_u/V_u - l_w/2} \right] t_w d \quad (2-18b)$$

f'_c 為混凝土抗壓強度(kgf/cm^2)； t_w 則為剪力牆腹板厚度； d 表示剪力牆最外側纖維至縱向受拉鋼筋斷面中心，取 $d = 0.8l_w$ ； N_u 代表作用於牆體上之軸力； l_w 是牆段全長；而 M_u 與 V_u 則分別表示剪力牆臨界斷面之作用彎矩與剪力。

若 $M_u/V_u > l_w/2$ 則取式(2-18)之較小計算值，而若 $M_u/V_u < l_w/2$ 則取式

(2-18a) 之結果。

剪力牆開裂時的位移 δ_{cr} 是由剪力位移 $\delta_{cr,v}$ 、撓曲位移 $\delta_{cr,f}$ 以及滑移位移 $\delta_{cr,slip}$ 加總而得如式 (2-19)。

$$\delta_{cr} = \delta_{cr,v} + \delta_{cr,f} + \delta_{cr,slip} \quad (2-19)$$

而其中剪力位移之計算可以用材料力學的公式評估，如式 (2-20)。

$$\delta_{cr,v} = \frac{2(1+\nu)}{E_c} \frac{1.2}{l_w t_w} \times V_{cr} \times h_w \quad (2-20)$$

E_c 為彈性模數； ν 為混凝土波松比並取 0.17 帶入公式並整理則可得下式。

$$\delta_{cr,v} = \frac{1}{0.4E_c} \times \frac{1}{l_w t_w} \times V_{cr} \times h_w \quad (2-21)$$

撓曲位移之計算式依照牆的束制條件而有所不同，若牆段預測為單曲率變形則使用式 (2-22a) 而雙曲率變形之下的撓曲位移則以式 (2-22b) 計算。在本研究中，未開口的試體 NSW 與 HSW 因頂部未束制皆視為單曲率變形，而開口試體 NSW0 及 HSW0 是以其開口左右垂直牆段區的剪力位移主控，開口上下各有連續的混凝土塊作為束制，因此預測其行為將會偏向雙曲率。

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_{cr,f} = \frac{h_w^3}{3E_c(0.7I_{eff})} V_{cr} \end{array} \right. \quad (2-22a)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_{cr,f} = \frac{h_w^3}{12E_c(0.7I_{eff})} V_{cr} \end{array} \right. \quad (2-22b)$$

I_{eff} 為剪力牆斷面對中性軸之有效慣性矩，依軸力 N_u 大小來計算。若 $N_u \geq 0.5l_w t_w f'_c$ ，則 $I_{eff} = I_g$ ；若 $N_u \leq 0.1l_w t_w f'_c$ ，則 $I_{eff} = 0.7I_g$ ；若軸力介於二者則作線性內插求解。

開裂點下的滑移位移則以下式評估。此式是假設在剪力牆最外側的縱向鋼

筋降伏以前，牆體之側力與與位移之間保持線性關係。雖然開裂強度 V_{cr} 可能大於降伏強度 V_y ，但兩者差距並不大，因此仍以此計算。

$$\delta_{cr,slip} = \delta_{y,slip} \times \frac{V_{cr}}{V_y} \quad (2-23)$$

剪力牆中縱向主筋開始降伏之作用剪力 V_y 之下的滑移位移則可以下式評估。

$$\delta_{y,slip} = \frac{d_b f_y^2}{8uE_s} \times \frac{1}{d - a_w} h_w \quad (2-24)$$

其中 d_b 為剪力牆最外緣縱向鋼筋之標稱直徑； f_y 則是縱向鋼筋之降伏應力； E_s 為鋼筋之彈性模數； u 為縱向鋼筋平均握裹應力，參考 Lehman and Moehle[16]，取 $u = 3.2\sqrt{f'_c}$ (kgf/cm^2)； a_w 為剪力牆之彈性壓力區深度，使用 Paulay and Priestley [17] 對柱建議之簡易公式 (2-25)。

$$a_w = \left(0.25 + 0.85 \frac{N_u}{f'_c l_w t_w} \right) l_w \quad (2-25)$$

2-4-2 剪力牆強度點

剪力牆強度點之位移如同開裂點是由剪力位移，撓曲位移和滑移位移疊加而成。

$$\delta_n = \delta_{n,v} + \delta_{n,f} + \delta_{n,slip} \quad (2-26)$$

剪力破壞之定義為對角壓桿端部混凝土擠碎，即可使用軟化壓拉桿模型，剪力強度之計算如式 (2-27)

$$V_n = C_d \times \cos \theta = K \times \zeta \times f'_c \times A_{str} \times \cos \theta \quad (2-27)$$

其中， C_d 為對角壓桿之壓力強度； θ 為對角壓桿與水平軸之夾角，計算方法參

考式 (2-28)； ζ 則是混凝土軟化係數，計算方法參考式 (2-29)； K 為壓拉桿指標； A_{str} 則代表對角壓桿端部之有效截面積。



$$\text{雙曲率牆段} \quad \theta = \tan^{-1} \left(\frac{h_w}{l_w - \frac{2}{3} a_w} \right) \quad (2-28a)$$

$$\text{單曲率牆段} \quad \theta = \tan^{-1} \left(\frac{h_w}{d - \frac{1}{3} a_w} \right) \quad (2-28b)$$

混凝土軟化係數由下式 (2-26) 計算：

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{f'_c (\text{kgf/cm}^2)}} \leq 0.52 \quad (2-29)$$

壓拉桿指標之物理意義為牆版中剪力鋼筋提升剪力強度的效益，拉桿的配置會增加次壓桿的傳力路徑，使得更多的混凝土參與抗剪。詳細機理及壓拉桿指標計算可參考 Hwang and Lee [15] 之軟化壓拉桿論文，由於其計算需要較複雜的程序，本研究之 K 值採用蔡仁傑[4]所歸納的簡易公式。

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14 \times B$$

$$A = 12 \frac{f_y}{f'_c} \rho \leq 1 \quad (2-30)$$

$$B = 30 \frac{f_y}{f'_c} \rho \leq 1$$

對角壓桿端部之有效截面積則如式 (2-31)

$$A_{str} = a_w \times t_w \quad (2-31)$$

而強度點下的撓曲位移亦如開裂時之計算公式，不同的是，由於剪力牆在此階段已開裂，因此斷面慣性矩需經過折減。單曲率試體適用式 (2-32a)，雙

曲率試體則適用式 (2-32b)。

$$\begin{cases} \delta_{n,f} = \frac{h_w^3}{3E_c(0.35I_{eff})} V_n \\ \delta_{n,f} = \frac{h_w^3}{12E_c(0.35I_{eff})} V_n \end{cases} \quad \begin{matrix} (2-32a) \\ (2-32b) \end{matrix}$$



同樣的， I_{eff} 的計算取決於軸力大小。若 $N_u \geq 0.5l_w t_w f'_c$ ，則 $I_{eff} = 0.7I_g$ ；
 $N_u \leq 0.1l_w t_w f'_c$ ，則 $I_{eff} = 0.5I_g$ ；軸力大小介於二者作線性內插求解[14]。

剪力牆在強度點的剪力變形依照「低矮型鋼筋混凝土剪力牆之側力位移曲線預測」在翁樸文等[8]在結構工程雜誌中之建議，根據變形諧和，剪力元素之平均剪應變 γ_{vh} 計算如式 (2-33)，依照文獻之建議值可整理為式 (2-34)。

$$\gamma_{vh} = (\varepsilon_v + \varepsilon_h - \varepsilon_d) \times \sin 2\theta \quad (2-33)$$

$$\gamma_{vh} = 0.006 \times \sin 2\theta \quad (2-34)$$

剪力位移即為平均剪應變乘以牆體高度之結果

$$\delta_{n,v} = \gamma_{vh} \times h_w \quad (2-35)$$

強度點之滑移位移 $\delta_{n,slip}$ 如下式所示，雖然剪力牆之剪力強度可能比降伏強度差距較大，但滑移變形一般說來並不會占有太大的比例，因此雖可能有誤差，仍以下式估算。

$$\delta_{n,slip} = \frac{V_n}{V_y} \times \delta_{y,slip} \quad (2-36)$$

2-4-3 剪力牆崩塌點

Pu-Wen Weng [18]對剪力牆之崩塌點提出修正之計算，首先必須先計算參

數 X ，如式(2-37)。

$$X = \frac{(A_s - A'_s)f_{yw} + N_u}{l_w t_w f'_c} \quad (2-37)$$

A_s 為垂直牆筋中的拉力筋斷面積； A'_s 則為垂直牆筋的壓力筋面積； f_{yw} 為牆筋降伏強度； N_u 則為試體加載之軸力。而依 X 的數值不同，崩塌點的側力 V_a 及位移 δ_a 亦有所不同，見下列公式：

$$V_a = \begin{cases} 0.2V_n & X \leq 0.05 \\ 0 & X > 0.05 \end{cases} \quad (2-38a)$$

$$\delta_a = \begin{cases} 0.02h_w & X \leq 0.05 \\ 0.01h_w & X > 0.05 \end{cases} \quad (2-38b)$$

2-5 蔡仁傑[4]預測之鋼筋混凝土開孔牆側力位移曲線

2-5-1 概述

蔡仁傑[4]所預測的側力位移曲線模型，將牆面由幾何方式畫分出不同的構件，如圖 2-13 中有兩個水平牆段、一個垂直牆段及牆墩。在這些構件中，豎向構材的剪力強度較水平牆段差，因此定其為關鍵桿件；而水平牆段則視為剛體，不考慮其破壞模式。

參考 2-1 節 ACI[13]對豎向構材的分類，垂直牆段的結構行為和剪力牆近似，因此以 2-4 節之方法可以模擬其側力位移曲線；而牆墩與柱的行為類似，須以長柱之側力位移曲線預測，可參照校舍手冊三版[14]。

得出水平桿件及關鍵桿件的側力位移曲線後，蔡仁傑以彈簧串並聯的模型將其疊加，以取得全牆的側力位移曲線。



2-5-2 彈簧串並聯模型

參考圖 2-13a，蔡仁傑[4]將此牆面視作 3-1-4 及 3-2-4 兩條路徑並聯而成，而其中 3-1-4 三個路徑之間是以串聯的形式傳遞剪力，3-2-4 亦為如此。因此可將其與彈簧模型類比，如圖 2-13b。

而關鍵桿件的破壞多由剪力強度主控，因此以其剪力勁度 k 作為疊合時的指標。考慮材料力學，剪應力 v 的定義見式 (2-39)。並假設材料為線性，剪應力為剪應變 γ 與彈性模數 G 的商數，再將剪應變以位移除以牆高 δ/h_w 代換，即式 (2-40)。

$$v = \frac{V}{l_w t_w} \quad (2-39)$$

$$v = G\gamma = G \times \frac{\delta}{h_w} \quad (2-40)$$

將上列二式合併可整理得出剪力元素勁度 k

$$k = \frac{V}{\delta} = \frac{v l_w t_w}{\gamma h_w} = \frac{G t_w}{h_w / l_w} = \frac{G t_w}{\tan \alpha} \quad (2-41)$$

其中 v 與 γ 分別是剪應力及剪應變； G 為剪力模數； l_w 、 h_w 、 t_w 則是牆體長度、寬度及厚度； α 則等於對角線與水平軸之夾角。

而由式 (2-41) 中可觀察出，剪力模數與牆體厚度皆為定值，因此剪力元素的勁度隨著 α 角有所不同，並與 $\tan \alpha$ 成反比關係。

計算出各元素的勁度後再依彈簧串聯的公式將元素 3、1 及 4 疊合，而 3、2、4 亦同。見式 (2-42)。

$$k_{314} = \frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_4} = \frac{G t_w}{\tan \alpha_3 + \tan \alpha_1 + \tan \alpha_4} \quad (2-42a)$$

$$k_{324} = \frac{1}{k_3} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_4} = \frac{Gt_w}{\tan \alpha_3 + \tan \alpha_2 + \tan \alpha_4} \quad (2-42b)$$



而 3-1-4 路徑的側力強度由關鍵桿件的值決定式 (2-42a)，而此路徑位移將由關鍵桿件的位移依勁度比例放大計算，如式 (2-43b)。

$$V_{314} = V_1 \quad (2-43a)$$

$$\delta_{314} = \frac{k_1}{k_{314}} \times \delta_1 \quad (2-43b)$$

因兩條傳力路徑為同一牆體，因此位移取兩者之小值，而總側力強度則為該路徑之值加上另一路徑以位移比例調整之值。開裂點、強度點及崩塌點之位移與強度整理如下表。而簡易的側力位移串並聯示意圖則如圖 2-13c 所示。

	位移	強度
開裂點	$\delta_{cr} = \min(\delta_{cr,314}, \delta_{cr,324}) = \delta_{cr,324}$	$V_{cr} = V_{cr,324} + \frac{\delta_{cr,324}}{\delta_{cr,314}} \times V_{cr,314}$
強度點	$\delta_n = \min(\delta_{n,314}, \delta_{n,324}) = \delta_{n,324}$	$V_n = V_{n,324} + V_{cr,314} + \frac{(\delta_{n,324} - \delta_{cr,314})}{(\delta_{n,314} - \delta_{cr,314})} \times (V_{n,314} - V_{cr,314})$
崩塌點	$\delta_a = \min(\delta_{a,314}, \delta_{a,324}) = \delta_{a,324}$	$V_n = V_{a,324} + V_{n,314} + \frac{(\delta_{a,324} - \delta_{n,314})}{(\delta_{a,314} - \delta_{n,314})} \times (V_{a,314} - V_{n,314})$



2-5 林永健[5]預測之鋼筋混凝土開孔牆側力位移曲線

在蔡仁傑[4]的側力位移曲線分析模型中，是以幾何不連續的方式選取關鍵桿件，而這種方式沒有考慮到節點上的壓桿及拉桿的力平衡，因此常會有高估力量及低估位移的現象。因此，林永健[5]透過提升高長比的方式，降低關鍵桿件的剪力強度及勁度。而調整的方式是由節點上之水平向力平衡條件作依據，找出節點上的水平需求力(Demand)及其材料提供的容量(Capacity)，並找出足夠高度使容量 \geq 需求時，調整即完成。

2-5-1 節點力平衡之水平需求

由圖 2-14a 可觀察出垂直牆段中節點力平衡上之水平需求，即對角壓桿力 C_d 之水平分量，其值等於牆段的水平剪力強度 V_h ，如式 (2-44)

$$\text{Horizontal Demand} = V_h = C_d \cos \theta \quad (2-44)$$

其中 C_d 之值可由式 (2-13) 決定；而 θ 為對角壓桿與水平軸之夾角，其將由調整之牆高計算，另外此角度亦與選取範圍內材料的水平容量有關，因此須以試誤法找出 θ 。

2-5-2 節點力平衡之水平容量

節點力平衡上的水平容量，主要來自於水平版筋與水平補強筋。

水平版筋

如圖 2-15a 灰色塊部分，版筋的選取範圍是由扣除開孔範圍外，臨界斷面上下各 $1/2 h_w$ 區塊中的牆筋面積。因此水平版筋貢獻如下式：

$$T_{hw} = A_{shw} f_{yhw} \frac{\min(h_w, 1.5h_w - h_o)}{s_{hw}} \quad (2-45)$$

A_{shw} 為版筋間距內 s_{hw} 水平版筋之總斷面積； f_{yhw} 為水平版筋之降伏強度； h_w 是垂直牆段之高度；而 h_o 則代表開口之高度。

水平補強筋

若開口周遭有額外配置的水平補強筋，並帶標準彎鉤錨定至邊界或是有足夠伸展長度，即可內入水平力平衡的容量來源內，其值如下：

$$T_{he} = A_{she} f_{yhe} \quad (2-46)$$

A_{she} 為水平補強筋之總斷面積； f_{yhe} 為水平補強筋之降伏強度。

考慮以上二式，節點力平衡之水平容量 T_h 為：

$$T_h = T_{hw} + T_{he} \quad (2-47a)$$

$$T_h = A_{shw} f_{yhw} \frac{\min(h_w, 1.5h_w - h_o)}{s_{hw}} + A_{she} f_{yhe} \quad (2-47b)$$

最後列出力的容量與需求的等式並解未知數則可得到調整牆高，再以校舍手冊三版[14]提供之側力位移曲線模型及蔡仁傑[4]彈簧串並聯模型疊加即為本研究設計時的使用模型。

2-6 日本建築學會 AIJ 2004[10]耐震性能評價指針—構件性能限界

AIJ 2004[10]之耐震性能評價指針內針對梁、柱、剪力牆及梁柱接頭等耗能構件訂定了性能使用的評估標準，如表 2-2，按照其損傷度可分做：使用性、修復性 I、修復性 II 以及安全性。其評估準則如下列：

1. 使用性：損傷程度為第一級，完全不需要維修。構件可以承受繼續使用的狀態，主筋和抗剪鋼筋不降伏，混凝土仍然處於良好狀態，殘餘裂縫寬度



不超過 0.2mm。

2. 修復性：根據修復的必要性，可以分做以下兩個修復性階段來評估
 - 修復性 I：損傷程度為第二級，只需要注射環氧樹脂等簡易方法便可修復。鋼筋約略降伏而混凝土必須維持良好的性能，殘餘裂縫寬度 0.2~0.5mm。
 - 修復性 II：損傷程度為第三級，構件仍保持可修復狀態，但可能需要碳纖維貼片或是鋼板加固等等較繁雜之方法，受損部分的鋼筋稍微進入的塑性階段，但主筋不挫曲，混凝土保護層可以有輕微剝落但核心混凝土必須保持完好。裂縫寬度是 0.5mm~1mm。
3. 安全性：損傷程度第四級及以上，構件無法修復僅具有垂直向的支撐能力。在地震來臨時，能夠穩定保持垂直承載力；或是判斷構件本身，經過長期加載是否有疲勞情形。這方面的評估需由實驗結果推導之經驗公式驗算以確保精確性。

2-7 日本建築學會 AIJ 2010[11]鋼筋混凝土構造計算準則

在 AIJ 2010[11]鋼筋混凝土構造計算準則中，對 RC 梁、柱及牆的長期及短期荷重分別有其建議限度，而經過不斷的試驗下亦顯示，若能將力量控制在目標荷重下，則能達到各階段之設計目標，並將能把裂縫寬度控制在一定值以下。

長期容許剪力強度—使用性能

保持構件受力在長期容許剪力強度建議值之下，即可確保正常使用時不發生非預期的嚴重剪力破壞，此建議值對應狀態為剪力裂縫發生點。

$$Q_L = tlf_s \quad (2-48)$$

其中， t 為牆厚； l 為牆體總寬度； f_s 為混凝土長期容許抗剪應力。

短期容許剪力強度—修復性能

短期容許荷重則是以中小型地震作用後仍能保持一定的修復性作為標準。若長期載重小於式(2-49)所得之值，則殘餘剪力裂縫寬度即可得到良好控制。

$$Q_A = \max(Q_1, Q_2) \quad (2-49)$$

$$Q_1 = tlf_s \quad (2-50)$$

$$Q_2 = \sum Q_w + \sum Q_c \quad (2-51)$$

其中 Q_w 為不含柱的牆之剪力容量， Q_c 為邊界柱所貢獻的剪力容量。

$$Q_w = \rho_s t l_e f_t \quad (2-52)$$

$$Q_c = bj(\alpha f_s + 0.5 f_t (\rho_w - 0.002)) \quad (2-53)$$

其中 ρ_s 為牆筋比； t 為牆厚； l_e 不含柱的牆寬度； f_t 為鋼筋短期容許剪應力； b 為柱寬； j 為壓應力中心與拉應力中心之距離； α 為跨深比之修正係數，其為 $\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1}$ ， $1 \leq \alpha \leq 2$ ； M 為長期荷重下之最大彎矩； Q 為長期荷重

下之最大剪力； d 為拉力鋼筋中心至壓力側混凝土最外緣距離； f_s 為混凝土短期容許剪應力； f_t 為鋼筋短期容許拉應力； ρ_w 為箍筋比，若其超過0.6%，則以0.6%計算。

極限容許剪力強度—安全性能

針對大規模地震的短期荷重，規範亦建議能夠確保安全性能之容許剪力強度公式，如下式(2-54)。本研究將此計算值設定為試體之極限強度，並以長短

期荷重與此強度之比例做為使用性及修復性的強度比例。

$$Q_D = Q_L + \frac{\sum_B M_y}{l'} \quad (2-54)$$

Q_L 為長期容許剪力強度； $\sum_B M_y$ 則是牆體上下兩側的降伏彎矩總和； l' 則是牆的有效寬度。

上述三組公式內之混凝土及鋼筋的容許應力之建議值引用自文獻[11]，如表 2-3 及表 2-4。

2-8 黃銘宏[12]高強度開孔剪力牆之相關研究

黃銘宏[12]在民國 106 年進行了高強度剪力牆的相關研究，其主要目的為：探討剪力牆的反覆載重行為以及觀察其最大裂縫與殘餘裂縫的相對關係等。實驗中以開孔有無、以及邊界構材尺寸是否與牆面同寬兩項設定，設計了四組試體：W、WO、WB、WBO。編號中的字母 O 表示有開孔，而字母 B 則表示為邊界構材斷面加大。

其測試牆體之混凝土強度為 70 MPa、鋼筋強度為 785 MPa，長、寬、高分別為 200 cm、20 cm、190 cm，邊界構材主筋為 9 根 5 號鋼筋；箍筋為 3 號間距 6.5 cm，垂直與水平版筋為雙排 4 號間距 30 cm。擴大的邊界構材尺寸為 $30 \times 30 \text{ cm}^2$ ，並於剪力方向增加單支繫筋，以增加核心混凝土比例及橫向鋼筋量之方式，增加其柱心寬度 b_c 、全斷面積 A_g 、最外圍橫向鋼筋所圍之面積 A_{ch} 及橫向鋼筋之斷面積 A_{sh} ，核對柱之設計公式，橫向鋼筋間距則放寬至 7.5 cm。

開孔試體則是在牆正中央留置 $50 \times 50 \text{ cm}^2$ 的正方形窗口，配筋與未開孔試體相似。為了避免角隅發生嚴重破壞，在四個窗角設計了有足夠伸展長度的 #5 角隅鋼筋；在四周亦增設 #4 的開口補強筋，並將水平補強筋錨定至邊界。未開

孔試體 W 及 WB 測試後發生了非預期的撓曲破壞，破壞主要在牆體下方的混凝土擊碎。而開孔試體 WO 與 WBO 則為剪力破壞，在牆左右兩側的牆墩部分有明顯破壞。

在裂縫觀察方面的實驗結果，黃銘宏[12]歸納出殘餘裂縫之發展和尖峰裂縫發展與層間變位角之關係並非為線性，如圖 2-16，在混凝土剝落或擠碎前，殘餘及尖峰裂縫皆會發展得較為快速。對於最大尖峰變位角而言，最大裂縫與殘餘裂縫的比值無法直接由物理條件歸納出特定規則，如表 2-5。而在混凝土剝落面積的統計上來說，開孔試體較未開孔試體較容易達到損害標準。

第三章 試體規劃



3.1 試體設計

3.1.1 概述

本研究係討論高強度及普通強度鋼筋混凝土低矮型剪力牆中的窗型開孔及其裂縫控制。此次實驗共有四座試體：普通強度無開孔 NSW、普通強度開窗 NSWO、高強度無開孔 HSW 以及高強度開窗 HSWO。試體簡易列表如表 3-1。命名規則說明如下：以 NSW 為例，即普通強度剪力牆 Normal strength Shear Wall，而 HSWO 則為 High strength Shear Wall with Opening。

實驗目的期望為：希望能藉由 NSW 與 NSWO 以及 HSW 與 HSWO 兩組試體得出普通強度以及高強度試體開窗之效應，並且比較高強度及普通強度剪力牆在相同配筋之下的剪力開裂行為。

3.1.2 試體尺寸及配筋

下部基礎

以固定試體為主要目的。參考黃銘弘[12]之設計並考量成本做些微更動。長寬高為 350cm、150cm、70cm。套用林永健[5]之計算模型所得的設計剪力，設計時預留了八個直徑10cm之螺栓孔，以利於試體固定於強力地板。配筋部分如圖 3-1。以外圍長向鋼筋及橫向箍筋所組成鋼筋籠本體，上層及下層各配置 10 根鋼筋並避開預力螺栓所預留之孔位以間距10cm排列。橫向箍筋亦按照此規則。的混凝土分為兩組：普通強度試體 NSW 以及 NSWO 之基礎不分層，由標稱強度 420kgf/cm²之常重混凝土一次性澆置。高強度試體 HSW 及

HSWO 之基礎則採取分層澆置，40cm以下使用 420 kgf/cm^2 之混凝土，40cm以上使用 700 kgf/cm^2 之高強度混凝土，此設計係為了兼顧經濟性及確保牆板及基礎交界處之穩定性。

上部連接梁

主要目的為傳遞致動器的力量並接觸斜撐上滑輪確保試體不會有縱向位移。參考黃銘弘[12]之設計並以預定使用之夾具做調整。連接梁的長、寬、高為 400cm、35cm、50cm，代入林永健[5]之計算模型所得的設計剪力，預留六個直徑 7cm 預力孔，而其組成結構與基礎雷同，配筋部分如圖 3-2，外圍共 8 根 #6 鋼筋、橫向箍筋共 28 組。

牆版

為本實驗的主體，為求減少變因兩種試體皆作對稱之設計，其尺寸經過二分之一縮尺，長度、高度及厚度為 240cm、190cm、15cm。為了確保試體以皆以剪力破壞為主，使用蔡仁傑[4]所歸納的軟化壓拉桿簡算法得到預估的剪力強度

$$V_n = K \zeta f'_c A_{str} \cos\theta \quad (3-1)$$

其中 K 為簡化壓拉桿指標； ζ 為混凝土軟化係數； f'_c 則是混凝土抗壓強度；

A_{str} 則表示對角壓桿端部之有效截面積； θ 為對角壓桿與水平軸之夾角。

再經過 XTRACT 斷面分析所得斷面最大彎矩推得的 V_{mn} ，並確保 $V_n < V_{mn}$ 此方式來決定配筋細節。

邊界構材之設計需符合 ACI318-14 規範[13]之規定。本實驗目的不在於探討其影響因此只配置規範中所規定的最低標準，避免主筋挫曲。選用 6 支 D25 鋼筋做為主筋（鋼筋比 $\rho = 6.33\%$ ），並且依據黃銘弘[12]的研究，削減了邊界構材的箍筋量，採 30cm 之間距配置 D10 箍筋（鋼筋比 $\rho_s = 0.317\%$ ），其採用 90 度彎鉤並交互換端。

水平及垂直牆筋由間距30cm之雙層 D16 鋼筋所組成，在邊界處做 90 度彎鉤並搭配 D10 之 C 型繫筋達成邊界構材圍束效果。

NSWO 及 HSWO 試體之開口大小參考坊間常見開口牆之採光窗戶並縮尺二分之一得長60cm、高45cm，並參照 ACI318-14[13]規範在開口四周增設窗邊延伸60cm之 D19 之水平及垂直補強筋作裂縫控制。各試體配筋詳如圖 3-3 至圖 3-6。

3.2 試體製作

本實驗試體製作過程如下：

3.2.1 鋼筋

NSW 及 NSWO 試體

D10、D13 及 D25 鋼筋標稱降伏強度為 2800 kgf/cm^2 ，D19 為 4200 kgf/cm^2 。其性質須符合 CNS 標準規定。進料時需取三組40cm之樣本做拉拔試驗，並須確認該樣本取自不同的鋼筋，所得之數據方具可信度。拉拔試驗在國家地震工程研究中心 MTS 進行，並確認其強度必須符合合約要求。考量上端連接梁部分空間不足以放置柱主筋之因素，上端以 D25 單頭滾牙及錨定板作端部錨定。

HSW 及 HSWO 試體

D10 及 D13 鋼筋標稱降伏強度為 7850 kgf/cm^2 ，#8 鋼筋標稱降伏強度 6850 kgf/cm^2 。是由東和鋼筋 2015 年所製造的高強度鋼筋。而柱主筋部分考量空間及高強度結構設計手冊[19]中之建議，上下以 D25 單頭滾牙及錨定板做端部錨定。

上述四座試體無論是牆版筋、柱主筋乃至於箍筋及繫筋等，皆要求其伸展長度

及彎轉半徑均須符合 ACI318-14 規範[13]規定。



3.2.2 混凝土

普通強度混凝土其標稱抗壓強度 $f'_c = 280\text{kgf}/\text{cm}^2$ 及 $f'_c = 420\text{kgf}/\text{cm}^2$ ，粒徑需符合 ACI 318-14[13]之規定。實際強度以圓柱試體取樣測試，採用 $15\text{ cm} \times 30\text{ cm}$ 之標準圓柱鋼模，取預拌車灌注管出口的混凝土分三層澆置，每層以搗棒搗實 25 下，以避免過多氣泡造成試體強度下降，在以刮刀抹平，並保持其所在環境及養護方式、時間等均與測試試體一致。即施作完成。

高強度混凝土其標稱抗壓強度 $f'_c = 700\text{ kgf}/\text{cm}^2$ ，因其穩定度略為不足，因此取樣數高於普通強度混凝土，避免強度過高採用較小的 $10\text{ cm} \times 20\text{ cm}$ 之圓柱鋼模。並且為自充填混凝土，具有良好的流動性，因此不搗實僅以刮刀抹平。

3.2.3 製作過程

下部基礎

1. 地坪整平

整理施作場地並清除周圍雜物，架高施作平台並以厚木板為底面。基地平面經過水平尺規校正水準差，確保試體能夠保持對稱，避免施力不平均及類似情形。

2. 基礎放樣

於鋪設好之底板上規劃預定試體位置，並預留施工動線、材料存放與加工區。規劃時，以墨斗於底板上進行放樣，標定基礎、基礎鋼筋籠、牆體、邊界構材位置與預埋套管位置。每一預埋套管孔位上固定內徑 10 公分之聚氯乙烯套管，以便實驗時固定於強力地板之上。



3. 鋼筋綁紮

鋼筋依圖說於鋼筋加工廠加工成所需長度及彎鉤型式後，運送至國家地震研究中心西側戶外施工平台加以組裝。加工後的鋼筋按順序將基礎下層筋、基礎腰筋、邊界構材主筋、邊界構材基礎區箍筋、基礎上層筋以及牆體垂直筋，排放至適當位置並以鐵絲綁紮固定。組立基礎鋼筋籠時，於底模與鋼筋籠間墊置數塊混凝土墊塊，預留保護層空間。最後，在鋼筋籠內之適當處放置共四根 10 號鋼筋作吊掛用，實際照片如圖 3-7 所示。

4. 模板組立

組立模板前須將確認鋼筋皆綁紮完畢且將所有雜物清除，再行封模。以水平尺確認模板皆為正交，以避免基礎傾斜，增加實驗誤差。最後，兩端各預埋直徑 3.5 公分之 L 型聚氯乙烯套管，方可使應變計導線由試體北面接出。

5. 混凝土澆置

混凝土預拌車到達後，首先作混凝土坍流度試驗圖 3-8，達合格標準即可開始澆置。HSW 及 HSWO 基礎分二次澆置，下半部澆置普通強度之混凝土，第二次則為上半部之高強度混凝土。澆置下半部普通強度混凝土時，須利用振動棒搗實及橡膠槌敲打側邊模板以避免蜂窩產生；澆置上半部高強度自充填混凝土時，僅以橡膠槌敲打側邊，不搗實避免粒料析離。而 NSW 及 NSWO 試體之基礎則一次澆置完成，並配合振動棒、橡膠槌敲擊模板。

牆版及連接梁

1. 邊界構材、牆體鋼筋

邊界構材之主筋與牆體之垂直筋已於綁紮基礎時全固定完成。待基礎拆模後，依圖說於基礎面上放樣，標定斷面尺寸及位置。將基礎面打毛再依放樣位置固定模板，避免界面強度較低，導致非預期破壞。

2. 應變計貼敷

為避免組裝時應變計之破壞，待主體鋼筋籠綁紮完成後進行應變計貼敷之施作。

- a. 在鋼筋表面標記應變計之位置。
- b. 使用砂輪機粗磨，約略為應變計可黏貼之長度範圍。粗磨以平整且可以看見金屬光澤為原則，且不可磨損太深，以免傷害鋼筋。
- c. 粗磨完成後，改以係數 120 之砂輪片進行細磨。細磨至表面平滑光亮。
- d. 利用棉花棒沾取乙醇擦拭細磨區域，去除附著於表面之雜質與油脂。
- e. 以專用之快乾黏著劑將應變計黏貼於標記處。黏貼時須注意應變計之正反面且是否與鋼筋平行，不得錯面黏貼或歪斜。
- f. 於黏貼完成之應變計表面塗上防水覆膜膠，待其凝固後再貼上 3M 防水膠帶。利用覆膜膠及防水膠帶的阻絕功用，避免漿體裡的水氣致使應變計變質。
- g. 使用電工膠布纏繞固定，使應變計不易受外力拉扯損毀。
- h. 應變計貼敷完成後，將應變計導線延鋼筋適當路徑導出試體外。走線時，儘量固定於鋼筋背面，避免澆置時線路拉扯斷裂。
- i. 導出之電線捆綁成束後，以塑膠袋套上並倒掛，以避免雨水浸淋保護線路。

3. 模板組立及混凝土澆置

按照圖說之尺寸，經水平尺校正後，在鋼筋籠外以鐵釘組立上部結構之模板。連接梁處亦須預留六個 7 公分水平套管孔位。上部結構之澆置與基礎施工方法與注意事項一致。澆置過程則如圖 3-9 所示。

4. 油漆及繪製格線

試體完成後，為易於觀察其裂縫發展及破壞模式，以白色油漆粉刷。並在牆體北面繪製 NDI 量測儀之接收點格線，如圖 3-10 與圖 3-10b。試體南面則繪製將牆體平分為各個區域之格線，以利標記各裂縫最大寬度發生位置。如圖 3-

11a 與圖 3-11b。



3.3 測試布置

3.3.1 固定系統

本試驗以八組直徑 6.9 公分之預力螺桿將試體固定於強力地板之上，其設計係假設基礎與地板間靜摩擦係數 $\mu = 0.2$ ，根據摩擦力計算公式：

$$F_u = \mu N \quad (3-2)$$

N ：正向力，此為施加之預力總和； F_u ：為強力地板與基礎間之最大摩擦力。

每支螺桿所施加預力最大為 160 噸，基礎上共八個預力螺桿預留孔位，因此至多能提供 1280 噸之正向力。由式(3-2)可計算強力地板與基礎間最大摩擦力為 256 噸。此數大於所預計將施加在試體上由式(3-1)之最大側力，因此試體可以避免基礎滑移而造成位移角控制誤差。為求保險將試體剪力強度加上安全係數 1.2 做計算，可降低試體滑移之風險。

$$\phi_{SF} \times V_n \leq F_u \quad (3-3)$$

ϕ_{SF} 為安全係數，於此取 1.2；而 V_n 則為預測模型計算得的最大側力

3.3.2 施力系統

本實驗之施力系統包括三支主動油壓致動器、施力鋼梁以及傳力鋼梁。主動油壓致動器利用反力牆將作用力施加於施力鋼梁，施力鋼梁與傳力鋼梁相接，傳力鋼梁又以預力螺桿施以預力夾於試體施力梁兩側，因此主動油壓致動器可透過施力鋼梁和傳力鋼梁施力作用於試體上。以預力螺桿施加預力，每支施加 120 噸支預力施加於 6 支預力螺桿，將傳力鋼梁夾緊於試體施力梁上，由

足夠大之正向力產生之靜摩擦力足以抵抗試體最大設計側力。計算摩擦力部分亦取式 (3-3)，且假設傳力鋼梁與試體混凝土施力梁介面之摩擦係數 $\mu = 0.2$ ，再考慮兩側接觸面，如此可計算出螺桿施加預力使傳力鋼梁與試體施力梁間最大靜摩擦力大於最大側力，因此確保滑移不會發生。

3.3.3 測試布置之組裝

測試布置之組裝流程如下：

- a. 整理場地，讓基礎保持乾淨。標定試體預計擺放之位置，利用角鋁圍堰，並用油性黏土隔離強力地板上預力螺桿之孔洞，最後在地板表面上油。使用整平石膏澆灌於圍堰之間，厚度約為 0.5 公分，目的為使施加預力時試體受力均勻，避免開裂。
- b. 以直徑 6.9 公分之預力螺桿，每支加載 160 噸之力量施加預力，固定試體。
- c. 將三支主動油壓致動器組裝於反力牆上，須注意作用合力中心是否位於牆板中心與試體施力梁預留孔位中心上。
- d. 組裝傳力鋼梁於試體施力梁上，須注意傳力鋼梁是否保持水平且垂直高度是否位於主動油壓致動器合力中心線上。
- e. 組裝施力梁，且須注意施力梁之高度是否和主動油壓致動器一致。以直徑 4.9 公分之預力螺桿，每支 120 噸力量固定之。
- f. 將帶有滾輪的四組擋板組裝在側稱上，並於傳力鋼梁前後兩側以點接觸形式支撐，避免試驗中產生側向偏移扭轉的情況。
- g. 在試體旁放置參考架，並以預力使之與地板加固連接。並使之保持無位移狀態。
- h. 在試體施力梁端（致動器的反側）鑽孔，並以專用膠將 M6 細牙螺桿植入梁中心。

- i. 於參考架上架設位移控制器，並與前一步驟之螺桿連接。以控制器所得之位移控制致動器的施力，相較於直接取致動器內建之位移數值，可以直接量測到試體真正位移，提高精確度。



3.4 量測裝置

3.4.1 外部量測

本研究使用了影像量測及量表位移計(Dial Gauge)，是為了解試體受力後之位移情況。而角度計的布置則是為了了解施力梁是否發生轉角。

1. 量表位移計

本次試驗使用±2.5cm之量表位移計，是為確認基礎的滑移情形。其架設於試體東側，設置方式係以一沉重金屬墊片以石膏固定於地板上，再以位移計之磁力底座吸附於適當位置，並調整探針至測量高度約距強力地板 20 cm 處，如圖 3-12 所示。

2. 影像量測

採用 NDI 公司所生產之運動捕捉系統(Optotrak Certus Motion Capture System)。將標記(Marker)點貼於待測點上，即可藉由位置探測鏡頭識別標記點發出的訊號圖 3-13，得到待測點隨時間變化之三維座標。外部量測配置示意圖如圖 3-14 所示。利用收取之資料，對 X、Y 軸進行計算，可以推求牆體之總側位移、剪力位移、撓曲位移與滑移位移。

3. 角度計(Tilt Meter)

在施力梁表面點焊一支約十公分之螺桿，其上裝置重力式角度計，藉此了解施力梁是否發生轉角，可透過其方向得知牆體之曲率，而實際配置位置如圖 3-15。



3.4.2 內部量測

主要使用鋼筋應變計。鋼筋應變計貼敷於鋼筋上，可以藉其電阻變化，觀察鋼筋於試驗中受力後之變形情形。本試驗所採用之應變計為日本東京測試研究所(TML)之產品，型號為FLA-5-11-3L，應變量約為3%~5%。其需配合專用之黏著劑使用，貼敷方式可參閱3.2節。關於應變計設置細節，詳如圖3-16a及圖3-16b。

3.5 測試步驟

本次實驗是在未加軸力的牆體進行反覆載重測試，共需要三支水平油壓致動器作為施力裝置，並在試體兩側以預力固定斜撐，測試布置如圖3-17與3-18。測試加載的控制方式為位移控制，以試體之層間變位角(Drift Ratio)為施力控制參數。

$$\text{Drift Ratio} = \frac{\Delta}{H} \times 100\% \quad (3-4)$$

其中， Δ 為外部位移控制器所量測而得的水平位移； H 則為牆體至施力中心之淨高，本研究均取215 cm。

根據ACI[13]之規定，加載程序採用三角型位移波輸出，如圖3-19所示。各階段最大層間變位角依序為0.125%、0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1%、1.5%、2%、3%、4%、5%、6%。每個層間變位角以一推一拉為一個循環cycle，並按照ACI374委員會[20]的建議，執行兩個循環後，使力量回歸至零。記錄之細項如下所列：

1. 在致動器開機完成及確認實驗就緒時，以黑色奇異筆描繪初始裂縫，並按其紋理依樣繪於正負向裂縫紙之上。
2. 以攝影機拍攝施力過程。

3. 記錄其抵達目標位移時，致動器的力量讀值。
4. 各個 cycle 正向所產生之裂縫必須以藍色簽字筆繪於牆體上並標註其發生
 時序，負向則為紅色。
5. 將牆體上之正負向裂縫紋路分別繪於裂縫紀錄紙之上。
6. 待牆體裂縫著色完成後需拍照紀錄之。
7. 每個目標變位角之 1st cycle 時將各個裂縫編號並量取其最大寬度及長度。
8. 各循環抵達位移尖峰值(peak)時需量取其撓曲裂縫最大寬度及剪力裂縫最大
 寬度，並標示其最大位置。

以上，考量實驗安全性，側力加載直到試體強度下降至最高強度之一半以下，或是試體型態經判定已喪失大部分乘載能力時，將宣告試驗結束。手動將致動器力量歸零後，參與人員方可接近並進行後續清理工作。





第四章 試驗結果



4.1 材料試驗結果

4.1.1 混凝土抗壓試驗

本試驗中牆體的實際強度是由混凝土圓柱試體在萬能試驗機所得的平均強度作為代表。普通強度試體 NSW 與 NSWO 各自所對應有為六個直徑 15 公分，高 30 公分之圓柱試體。高強度試體 HSW 與 HSWO 因混凝土強度變異性較無法掌握，則每座試體各製作九個圓柱試體。且考量萬能試驗機之最大軸壓力，尺寸採用直徑 10 公分、高 20 公分。測試時由試驗機得到其力量位移曲線之尖峰值，再經由式 (4-1) 計算得其強度。測試過程及破壞模式如圖 4-1。各試體之圓柱試體強度如表 4-1。

$$f'_c = P \div A_c \quad (4-1)$$

f'_c 是圓柱試體混凝土強度；P 則是試驗過程中所施加最大軸壓力； A_c 為圓柱試體受力之斷面積。

4.1.1 鋼筋拉伸試驗

鋼筋拉伸試驗試以萬能試驗機對取樣鋼筋施以拉力，並以光學試驗儀(NDI)之二標記點(marker)相距 20 公分貼附於待測鋼筋上，以兩點座標變化情形得鋼筋之變形量，如圖 4-2。由前述方式繪出之應力應變曲線，可找出取樣鋼筋之降伏強度。由於鋼筋強度較混凝土穩定，不會因為齡期長短而發生改變，同一批次鋼筋只做一次拉伸試驗，各號數分別取樣三支鋼筋。各組所得之強度資料如

表 4-2 所示，其中 f_y 為降伏強度， ε_y 為其所對應之降伏應變。 f_u 則是在抗拉試驗數據中的極限應力值，而本研究中的 ε_{su} 則取極限應力後損失達 10% 時所對應之應變。



4.2 試體載重與位移行為曲線

本節將列出各試體在實驗過程中的遲滯迴圈及包絡線，並依此觀察載重與位移的關係。各試體由初始無受力狀態，以致動器進行單向的位移控制往復載重試驗，每一個目標位移角將會進行二個周期的正負向施力。實際層間位移角的計算是由位於連接梁中心之位移控制器所得之位移值扣除基礎滑移量，再除以位移控制器所在的淨高。大致來說，試體的滑移量都在牆體強度幾乎喪失時才會微幅上升，且數值不高，因此並不會影響整體試驗結果，圖 4-7 的 y 軸是表示各實際位移中滑移量的比例，而 x 軸則是量測當時所經歷過的迴圈數。計算大各試體的正負向強度點如列表 4-3，而每座試體在其目標位移下之載重數據則可見表 4-4 至表 4-7。

NSW

試體 NSW 為普通強度未開孔的剪力牆，是以符合規範並仿照傳統街屋之結構牆型式做為設計目的。其遲滯迴圈如圖 4-3a 所示，觀察圖 4-3b 包絡線之趨勢，牆體在正向 0.375% 至負向 0.375% 之間大致維持線性；在 0.375% 過後有牆體有輕微的軟化現象：等位移區間下，力量發展的幅度開始下降。由表 4-3 可知：正向直到位移角 0.63% 時，發展到最大強度 1398 kN；負向則到了位移角 0.48% 時，發展到最大強度 1274 kN。

強度點過後，可看出力量的下滑速度相當快，對照表 4-4 可以發現正向的力量在強度點發生後的下一個目標位移角 0.75% 時僅剩 917 kN (約最大強度的

66%)；負向力量在強度點發生後的下一個目標位移角0.75%時則還有902 kN(約最大強度的70%)。試體此後的韌性在兩方向皆尚屬平穩，最後則由其外觀破壞情形在位移角2.0%時宣告實驗結束，而由側力位移曲線走勢無撓曲平台；現場觀察試體為剪力斜裂縫主控，因此判斷此試體為剪力破壞。正向殘餘強度409 kN(約最大強度的29%)；負向殘餘強度則為407 kN(約最大強度的32%)。

NSWO

試體 NSWO 為普通強度的開孔剪力牆，是以符合規範並仿照一般街屋之隔間牆型式做為設計目的，並與 NSW 試體對照，以期能歸納出普通強度材料的牆體之開窗效應。其遲滯迴圈如圖 4-4a 所示，觀察圖 4-4b 包絡線之趨勢，牆體在正向0.25%至負向0.25%之間大致維持線性；在0.25%過後有牆體有出現軟化現象：等位移區間下，力量發展的幅度開始下降。由表 4-3 可知：正向直到位移角0.37%時，發展到最大強度1038 kN；負向則到了位移角0.49%時，發展到最大強度1040 kN。

過了強度點後，可看出力量的下滑速度較 NSW 緩和，對照表 4-5 可以發現正向的力量在強度點發生後的下一個目標位移角0.5%時僅剩831 kN(約最大強度的80%)；負向力量在強度點發生後的下一個目標位移角0.75%時則還有762 kN(約最大強度的73%)。在此之後，試體的韌性在兩方向皆亦屬平穩，最後則由其外觀破壞情形在位移角2.0%時宣告實驗結束。而由側力位移曲線走勢無撓曲平台；現場觀察試體為關鍵桿件上的剪力斜裂縫主控，因此判斷此試體為剪力破壞。正向殘餘強度238 kN(約最大強度的23%)；負向殘餘強度則為279 kN(約最大強度的27%)。



HSW

試體 HSW 為高強度未開孔的剪力牆，其配筋細則除材料參數外皆與 NSW 一致，期望藉此探討相同設計下高強度材料帶來的效益。其遲滯迴圈如圖 4-5a 所示，再由圖 4-5b 包絡線之趨勢，判斷牆體在正向0.5%至負向0.5%之間大致維持線性；在0.5%過後有牆體有軟化現象。由表 4-3 可知：正向直到位移角 0.73%時，發展到最大強度1947 kN；負向則到了位移角0.74%時，發展到最大強度1982 kN。

過了強度點後，可看出力量的下滑速度不大，對照表 4-6 可以發現正向的力量在強度點發生後的下一個目標位移角1%時還有 1634 kN(約最大強度的84%)；負向力量在強度點發生後的下一個目標位移角0.75%時則還有 1661 kN(約最大強度的84%)。在此之後，試體的強度下降幅度極小，在位移角1.5%後幾乎皆保持一定強度，並由現場的試體之觀察，牆體與基礎交接處鋼筋皆已挫曲，因此判定在強度點剪力破壞後有界面滑移的現象。最後則在位移角4%時宣告實驗結束。正向殘餘強度530 kN(約最大強度的27%)；負向殘餘強度則為911 kN(約最大強度的46%)。

HSWO

HSWO 為高強度的開孔剪力牆，其配筋細則除材料參數外皆與 NSW 一致，同樣期能藉此探討相同設計下高強度材料帶來的效益。並與 HSW 試體對照，以求歸納出高強度材料的牆體之開窗效應。其遲滯迴圈如圖 4-6a 所示，觀察圖 4-6b 包絡線之趨勢，牆體在正向0.25%至負向0.25%之間大致維持線性；在0.25%過後有牆體的軟化現象較不明顯；等位移區間下，力量發展的幅度無太大差別。由表 4-3 可知：正向直到位移角0.67%時，發展到最大強度

1795 kN；負向則到了位移角0.49%時，發展到最大強度1583 kN。

過了強度點後，可看出力量的下滑速度較 NSW0 及 HSW 兩者更為快速，對照表 4-7 可以發現正向的力量在強度點發生後的下一個目標位移角0.75%時還有1278 kN(約最大強度的71%)，但在目標位移角1%時僅有711 kN的強度(約為最大強度的40%)；負向力量在強度點發生後的下一個目標位移角0.75%時則還有1085 kN(約最大強度的69%)。試體的韌性在此之後，於兩方向皆不甚穩定，最後則由其強度衰減情形在位移角2.0%時宣告實驗結束。而由側力位移曲線走勢無撓曲平台；現場觀察試體為關鍵桿件上的剪力斜裂縫主控，因此判斷此試體為剪力破壞。正向殘餘強度332 kN(約最大強度的18%)；負向殘餘強度則為181 kN(約最大強度的11%)。

4.3 應變計量測

在鋼筋上黏貼應變計有助於了解鋼筋在各位移角的位移，並依此推測其受力情況。雖然影響應變計準確度的因素很多：包含應變計的導線品質、黏貼過程以及受潮變質與否皆會造成誤差甚至損壞，但是若能盡可能排除掉這些因素，其數值對於了解鋼筋的行為還是有一定的參考價值。

本次實驗在應變計的規畫上主要有五個部分：

1. 邊界柱之縱向鋼筋：由北面觀看，L 表示左側邊界柱主筋上之應變計；R 則為右側邊界柱主筋上之應變計。
2. 邊界柱之橫向箍筋：以 T 為字首，而第二位字母則表示在北面左側或右側的邊界柱上。
3. 垂直牆筋：以 V 為字首，第二位字母 C 表示應變計在試體中心垂線上，L 表示為左側，R 則為右側。
4. 水平牆筋：以 H 為字首，第二位字母之命名原則如垂直牆筋。

5. 補強筋：同樣以開頭字母 V 及 H 表示其為垂直或水平配置，而第二位字母為 S 即為補強筋之標誌，第三位字母則標示其在中心之左側或右側。

本章節之應變計繪圖是取每個層間位移第一循環之最大位移對應的應變計讀值；並為了能明確表現鋼筋的降伏程度，將所得的應變值 ε 除以鋼筋之降伏應變 ε_y ，即可繪出正規化後的應變曲線。當 $\varepsilon/\varepsilon_y \geq 1$ ，則表示鋼筋此處已達降伏。各試體之應變計配置圖及應變曲線繪製圖如圖 4-8 至圖 4-11。

NSW

本試體所配置的各應變計位置以及其量測結果如圖 4-8a 至圖 4-8c 所示。

見圖 4-8a，邊界構材的主筋部分，在強度點前除編號 L1 之應變計之曲線在 0.25% 時便量測到異常大的數值，其餘大致上均無降伏。而橫向箍筋的部分，可看出直到試驗結束前，TL2 及 TL3 幾乎沒有量測到應變，因此應能歸納出柱箍筋所承受的剪力不大，在邊界柱箍筋量的設計上可以再縮減。

由圖 4-8b 中的水平鋼筋曲線可以發現，鋼筋無論正向或負向均保持受拉狀況，而同一根水平鋼筋的在中心相對於兩端承受的力量非常大，原因應是在本試體之柱主筋有相當大的斷面積，分擔了大部分的力量。而圖 4-8c 中，垂直鋼筋在牆底的變形似有大於牆筋中心的趨勢。

NSWO

本試體所配置的各應變計位置以及其量測結果如圖 4-9a 至圖 4-9c 所示。

見圖 4-9a，邊界構材的主筋部分，在強度點前大致上均無降伏。而橫向箍筋的部分，在強度點前，TL1、TL2 及 TL3 幾乎沒有量測到應變，亦可表示能其所承受的剪力不大，而在 1% 後的劇烈變形可能是外部混凝土破壞之影響。

由圖 4-9b 中的水平鋼筋曲線可以發現，在垂直桿件的左下方編號 HL3 及

HL2 相對 HL1 及 HL41 來說明顯較大，可推測水平牆筋在此處提供了拉桿力。而圖 4-9c 中，由垂直補強筋貼附之應變計比較中可以發現：VSR 與 VSL 之量測值明顯大於 VL2，可見補強筋靠近窗角處將會有較大的變形，也表示了補強筋確實對角隅的強度有所幫助。

HSW

本試體所配置的各應變計位置以及其量測結果如圖 4-10a 至圖 4-10c 所示。

見圖 4-10a，邊界構材的主筋部分，在強度點前大致上均無降伏，且 R1 及 R3 在正向時皆受拉，負向時則為受壓；而 L1 及 L3 在雙向皆受拉，此一趨勢與 NSW 試體相同，可以表示無開孔試體在正向及負向時之曲率並非一致。而橫向箍筋的部分，亦可看出直到試驗結束前，TL2 及 TL3 幾乎沒有量測到應變，再度說明其所提供的剪力強度並不顯著。

由圖 4-10b 中的水平鋼筋曲線亦可發現，水平牆筋無論正向或負向均保持受拉狀況，且同一根水平鋼筋的在中心相對於兩端承受的力量較大，原因應是本試體之柱主筋有相當大的斷面積，分擔了大部分的力量。而圖 4-10c 中，在強度點前得到與 NSW 相近的結果，垂直鋼筋在牆底的變形似大於牆筋中心。因 HSW 在強度點後有界面滑移的現象，因此在 2% 後牆底應變計 VL11、VL21 與 VL31 皆損壞。

HSWO

本試體所配置的各應變計位置以及其量測結果如圖 4-11a 至圖 4-11c 所示。

見圖 4-11a，邊界構材的主筋部分，在強度點前大致上均無降伏。而橫向箍筋的部分，在強度點前，TL1、TL2 及 TL3 幾乎沒有量測到應變，亦可表示能其所承受的剪力不大。

由圖 4-11b 中的水平鋼筋曲線可以發現，在垂直桿件的左下方編號 HL3 及 HL2 相對 HL1 及 HL41 來說明顯較大，此現象在 NSW 試驗結果亦可發現，除可推測水平牆筋提供的拉桿力，且 HL1 較靠近基礎，基礎可提供相對較大的力量支持。而圖 4-11c 中，由 VSR、VSL 及 VL2 在強度點皆達到了其降伏強度，亦表示了補強筋確實對角隅的強度有所幫助。

4.4 裂縫發展

在鋼筋混凝土構件試驗中，試體的裂縫發展是損害評估的重要指標之一。透過受力過程中的裂縫觀察，可以追溯裂縫的成因，也可以探究裂縫產生所造成的結果。其中，裂縫的成因來源有腹剪裂縫、撓剪裂縫及滑移裂縫等等，由裂縫座落的位置及發展趨勢，我們可以推估試體的主要破壞模式。另一方面，由過往經驗可知，若 RC 構件之裂縫密度變大，混凝土的強度將會逐漸衰減，即稱軟化現象。在本研究所使用的軟化壓拉桿[6,7]模型中，亦加入了混凝土的軟化參數反映此現象。而圖 4-12 至圖 4-15 為本次試驗的四座試體每個層間位移第一周期結束之照片。為求對照標準的一致性，以下討論皆由正向(試體受推)之裂縫寬度為主，另外，將正負向各位移角最大裂縫寬度紀錄於表 4-8，留待第五章探討殘餘裂縫寬度與試體性能之對應關係。

NSW

參考圖 4-12a 至圖 4-12j 為 NSW 試驗中各層間位移角裂縫發展過程照片。

在試體尚未受力之前，由圖 4-12a 即可看見左上角的黑色裂縫，應是組裝施力梁時施力不平均所致。而 0.125 % 時，牆體即出現相當多的撓曲與剪力裂縫。0.25 % 時，主要裂縫逐漸增長加寬，最大裂縫寬達 1 mm；並在四個角落持續產生新的細碎裂縫。而 0.375 % 時，主要裂縫的寬度快速成長至 2.5 mm，此

時撓曲裂縫的長寬已不再增長，剪力裂縫的總數量成長速度也較緩。本試體約在 0.5 % 前達到極限強度，可發現最大裂縫寬度並無改變，但殘餘裂縫卻為 0.375 % 之殘餘裂縫的兩倍。

由圖 4-12f 可發現層間位移角 0.75 % 時，混凝土開始剝落，牆體角落的裂縫更加細小且密，此時最大裂縫寬度已達 14 mm，且後續因考量安全，不再量測並紀錄裂縫寬度。而在 1% 時，牆體連接基礎的兩個角落發生混凝土擠碎，牆體中心的混凝土有大片的剝落，而層間位移角 1.5 % 時已能看到少部分的裸露鋼筋，並且在破壞較嚴重的區域，混凝土亦有鬆動現象。最後在位移角 2 % 時，對角兩條主要裂縫交叉處的混凝土已大致脫落，牆體穿孔可見，牆筋亦清晰可見挫曲鬆脫，混凝土塊已無法提供強度，宣告實驗結束。而試體主控裂縫為剪力斜裂縫，判斷此試體為剪力破壞。

NSWO

參考圖 4-13a 至圖 4-13j 為 NSW 試驗中各層間位移角裂縫發展過程照片。

在試體尚未受力之前，由圖 4-12a 即可看見左上角的黑色裂縫，是組裝施力梁時施力不平均所致，本試體的連接梁澆置時模板不平，因此較 NSW 嚴重。而 0.125 % 時，牆體出現較多的撓曲裂縫以及幾條主要的剪力裂縫。0.25 % 時，撓曲裂縫開始發展為撓剪裂縫，而主要的腹剪裂縫亦逐漸增長加寬，最大裂縫寬達 1.3 mm；並在兩垂直邊界處持續產生新的細碎裂縫。而 0.375 % 時，主要裂縫的寬度成長至 2 mm，此時撓曲裂縫的長寬已不再增長，剪力裂縫的總數量成長速度也較緩。本試體約在 0.5 % 前達到極限強度，而主要裂縫的方向也與林永建[15]的節點力平衡模型所預測一致；另外，可發現最大裂縫寬度並無改變，但殘餘裂縫卻為 0.375 % 之殘餘裂縫的三倍。

由圖 4-13f 可發現層間位移角 0.75 % 時，開孔旁混凝土開始剝落，牆體兩

邊的裂縫更加細小且密集。而在 1% 時，牆體連接基礎的兩個角落混凝土開始擠碎，牆體中心的混凝土有大片的剝落，而層間位移角 1.5 % 時已能看到少部分的裸露鋼筋，並且在破壞較嚴重的區域，混凝土有鬆動現象。最後在位移角 2 % 時，對角兩條主要裂縫交叉處的混凝土已大致脫落且牆體外觀遭到嚴重破壞，牆體穿孔可見，牆筋亦清晰可見挫曲鬆脫，牆筋與核心混凝土已無法提供強度，宣告實驗結束。

HSW

參考圖 4-14a 至圖 4-14l 為 NSW 試驗中各層間位移角裂縫發展過程照片。

在試體尚未受力之前，由圖 4-12a 即可看見左上角的黑色裂縫，是組裝施力梁時施力不平均所致。而 0.125 % 時，牆體即出現相當多的撓剪裂縫。0.25 % 時，主要裂縫逐漸增長加寬，最大裂縫寬達 0.9 mm；並在邊緣持續產生新的裂縫。而 0.375 % 至 0.5 % 之間，主要裂縫的寬度由 1.1 mm 成長至 1.4 mm，此時撓曲裂縫的長寬已不再增長，剪力裂縫的總數量成長速度也較緩。本試體約在 0.75 % 前達到極限強度，可發現最大裂縫寬度與 0.5 % 時比較並無改變，但殘餘裂縫卻為其兩倍。

由圖 4-14g 可發現層間位移角 1 % 時，牆體連接基礎的右方角落首先發生混凝土擠碎，牆體中心的混凝土剝落情形並不嚴重，此時最大裂縫寬度已達 5 mm。而層間位移角 1.5 % 時能看到破壞是由兩個角落蔓延，牆體與基礎界面開始鬆動。在位移角 2 % 過後，可發現牆面本身的破壞程度非常小，在界面處發生了大塊混凝土掉落、垂直鋼筋底部清晰可見嚴重的挫曲鬆脫，底部形成塑鉸，位移增大而強度下降程度微小，與預期崩塌情形不同並宣告實驗結束。

HSWO

參考圖 4-15a 至圖 4-15j 為 NSW 試驗中各層間位移角裂縫發展過程照片。

在試體尚未受力之前，由圖 4-15a 即可看見左下角有一初始裂縫，應是在試體搬運及組裝過程中造成的。而 0.125 % 時，牆體出現較多的撓曲裂縫以及幾條主要的剪力裂縫。0.25 % 時，撓曲裂縫開始發展為撓剪裂縫，而主要的腹剪裂縫亦逐漸增長加寬，最大裂縫寬達 0.9 mm；並在兩垂直邊界偏上方位置持續產生新的細碎裂縫。而 0.375 % 時，主要裂縫的寬度已停止擴大，此時撓曲裂縫的長寬已不再增長，剪力裂縫的總數量成長速度也較緩。本試體約在 0.5 % 前達到極限強度，而主要裂縫的方向亦與林永建[5]節點力平衡模型的觀察一致；另外，最大裂縫寬度並無改變，但殘餘裂縫卻為 0.375 % 之殘餘裂縫的兩倍。

由圖 4-15f 可發現層間位移角 0.75 % 時，開孔旁混凝土開始剝落，牆體兩邊的裂縫更加細小且密集。而在 1% 時，開孔旁混凝土鬆脫情形嚴重，牆體連接基礎的兩個角落混凝土也開始擠碎，牆體中心的混凝土有大片的剝落，此時最大裂縫寬度已達 9 mm，且後續因考量安全，不再量測並紀錄裂縫寬度。而層間位移角 1.5 % 時已能看到少部分的裸露鋼筋，最後在位移角 2 % 時，對角兩條主要裂縫交叉處的混凝土已大致脫落且牆體外觀遭到嚴重破壞，牆體穿孔可見，牆筋亦清晰可見挫曲鬆脫，牆筋及核心混凝土已無法提供強度，宣告實驗結束。



第五章 分析與討論



本章首先將介紹在試體設計初期使用之撓曲及剪力強度預測分析方法，陳列其計算結果與實際測試值之比較。在此之後，將會依試體之性質分類，探討開孔與否及材料強度兩面向的影響。而其中探討的項目與研究方法如下：

1. 側力強度及位移能力：藉由反覆載重測試期間所得到的遲滯迴圈數據，繪出各層間位移角及其尖峰載重值（包絡線），而後討論各試體曲線的趨勢並相互比較。本研究以正向及負向第一迴圈之極限值為各層間變位角之尖峰值。
2. 裂縫寬度與密度：本研究在每座試體測試時，將強度點前發生的所有裂縫繪於圖紙上，並分別給定編號、記錄其發展長度並測量每條裂縫之最大寬度 W_d 。並且依照裂縫之最大寬度將其區分為五個級距： $W_d \leq 0.5mm$ 、 $0.5mm < W_d \leq 1mm$ 、 $1mm < W_d \leq 2mm$ 、 $2mm < W_d \leq 3mm$ 、 $3mm < W_d$ ；裂縫密度即是將各級距內之裂縫長度相加，再除以牆面積的結果。如圖 5-6，裂縫密度將以堆疊圖的形式展現。
3. 剝落面積：牆體的剝落面積是以實驗時所拍攝的相片為依據，在以繪圖軟體手動圈選剝落區域、讀取圈選區域的總面積並依其在牆面上的比例繪圖。本研究為避免誤差，相機均架設於試體正前方並依固定角度拍攝。而圖 5-8 之表列結果皆是以各層間位移角第一週期結束後的照片為主要讀取依據。

而本章的後半段，利用實驗數據所歸納出之尖峰與殘餘裂縫比例，將 CEB-FIP[9]裂縫模型預估之尖峰裂縫寬度，轉換為預測殘餘裂縫。最後，再以上述結果繪製曲線並對照 AIJ2004[10]性能評估與 AIJ2010[11]之鋼筋混凝土構造計算準則，提出本研究所建議的使用及修復階段的判別標準。



5.1 強度分析

在試體設計階段，為了確保本試驗的所有試體破壞模式均為剪力破壞，以斷面各參數進行了撓曲強度分析以及剪力強度分析，確認撓曲強度遠大於剪力破壞，避免材料超強等因素發生非預期結構破壞，以利後續研究進行。以下將介紹斷面強度之分析方法，並與測試結果比較。

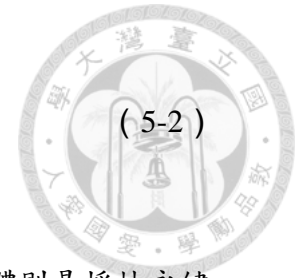
5.1.1 撓曲強度之分析

本研究各試體之撓曲強度是採用 XTRACT 斷面分析軟體之計算結果。將各材料參數及鋼筋配置輸入並建模，再以單軸向的純彎矩作載重分析。經過分析，將會得到最外緣受拉鋼筋達降伏之降伏彎矩 M_y ，以及試體最外緣受壓混凝土之應變達 0.003 時之標稱彎矩 M_n 。

本研究的試驗配置皆假設全牆面為單曲率變形，將未開孔試體 NSW 及 HSW 之 M_y 、 M_n 除以牆面底部至施力中心的高度即可得其對應的剪力強度 V_y 、 V_{mn} ，如式 (5-1)；而開孔試體 NSW0 及 HSW0，是由開孔兩側之垂直牆段分別進行斷面分析，垂直牆段上下皆有相對大量的混凝土塊支撐（可視為剛體），因此預設為雙曲率變形，以正向及負向彎矩之和除以牆段高度為其剪力強度，如式 (5-2)。

$$\begin{cases} V_y = \frac{M_y}{h} \\ V_{mn} = \frac{M_n}{h} \end{cases} \quad (5-1)$$

$$\begin{cases} V_y = \frac{M_y^+ + M_y^-}{h} \\ V_{mn} = \frac{M_n^+ + M_n^-}{h} \end{cases} \quad (5-2)$$



其中未開孔試體之 h 為施力中心到牆面底部的淨高；而開孔試體則是採林永健[5]的建議取關鍵牆段調整後的高度，各試體之計算結果與實際強度如表 5-1 所示。

5.1.2 剪力強度之分析

依照本文第二章文獻回顧中所提到，無開孔牆的剪力強度分析值可以直接由校舍手冊三版[14]建議之方法求出；開孔牆則須按照林永健[5]建議選取左右兩側關鍵牆段，接著將關鍵牆段由校舍手冊[14]建議之流程分別計算出強度，最後由蔡仁傑[4]建議之彈簧串並聯模型，利用勁度比例將同一路徑之桿件串聯，再把不同路徑進行並聯疊加，即可得全牆面的開裂強度、極限剪力強度等。表 5-2 列出四座試體之計算結果，並依結果描繪出側力位移曲線，如圖 5-1a 至圖 5-1d 中之曲線”Analysis”。

因本次實驗皆為剪力強度主控，故圖 5-1a 至 5-1d 中亦將實驗值（圖標”Test”）繪出，利於討論及比較。由圖 5-1 可發現，將分析模型使用於無開孔試體 NSW 與 HSW 有一定的準確度，而開孔試體 NSWO 及 HSWO 則有改進的空間。由表 5-1 可更清楚的看出未開孔試體之誤差值大致落在 $\pm 10\% \sim 20\%$ ，而開孔試體的誤差則分別為 $20\% \sim 50\%$ 。推測是因為在林永健所選取的關鍵牆段中，不考慮邊界柱主筋的作用，然而本試驗之開孔牆試體為提升撓曲強度，設計了相當大的主筋量，因此若忽略邊界構材的貢獻，將可能大幅低估剪力強度。此外，在圖 5-1c 及 5-1d 的趨勢可以發現，無論是高強度或是普通強度的開孔試體，相對於分析值皆有較好的韌性表現，因此調整崩塌點之位移是未來

建議的修正方向。



5.2 剪力牆開孔之影響

本節將針對同樣強度材料、不同開孔形式試體之各方面性質的比較。將本次試驗中四座試體區分為普通強度組：NSW、NSWO 及高強度組：HSW、HSWO；探討兩組在剪力強度、裂縫密度、剝落面積以及最大裂縫與殘餘裂縫比等各面向之異同。

5.2.1 側力強度及位移能力

普通強度試體 NSW 與 NSWO 之遲滯迴圈包絡線如圖 5-2，可以發現兩者的初始勁度以及整體的走勢都非常接近，依照實際的使用情形，任一方向達強度點的時候即定義為破壞，取正向或負向強度點兩者間的較小的位移角做討論。NSWO 的較小位移角為 0.365%，對應剪力強度為 1038 kN；而 NSW 則為 0.48% 及 1274 kN，可看出由於開孔所損失的強度約為 81%，位移能力也下降不少。

高強度試體 HSW 與 HSWO 之遲滯迴圈包絡線如圖 5-2，可以發現兩者的初始勁度非常接近但 HSW 在強度點前有較明顯的軟化發生。HSWO 的較小位移角為 0.49%，對應剪力強度為 1583 kN；而 NSW 則為 0.73% 及 1947 kN，可看出由於開孔所損失的強度同樣為 81%，位移能力下降的比例更高。

本試驗的窗口面積比例僅佔牆面的 6%，強度下降的幅度卻達 20%，因此若開孔牆要維持一定強度，建議可在開口四周增加錨定至邊界的補強筋以防重大破壞。



5.2.2 裂縫寬度及密度

由圖 5-6 可觀察到普通強度組 NSW 與 NSW0 之正向裂縫密度發展都比負向的數值還要少。單以正向來看，可看出開孔試體 NSW0 的裂縫級距分布得比較均勻，並且在強度點發生時的裂縫整體來說寬度較大、密度也較大。而由負向觀察則正好相反，未開孔試體之裂縫密度較平均；NSW 與 NSW0 兩者的裂縫密度差不多；但在強度點發生時，NSW0 最大級距裂縫比例不高，多是由細小的裂縫組合而成。

同樣地，在圖 5-6 中可觀察到高強度組 HSW 與 HSW0 之正向裂縫密度發展也都比負向的數值還要少。其中以正向來看，可看出而在強度點發生時的裂縫平均來說 HSW0 寬度較小、密度則兩者接近。而由負向觀察，高強度試體 HSW 的裂縫密度與寬度都比 HSW0 還大許多，推測相對高裂縫量是 HSW 軟化現象較明顯的主因。

綜合以上觀察，可看出開窗試體主要的裂縫較細、但總長度差不多。推測是由於窗口造成了牆面較多的弱區、應力流較複雜，使牆面多處皆有細小的裂縫集中區。

5.2.3 剝落面積比

由於試體 HSW 在強度點後發生界面滑移，牆面的剝落區域及模式完全不同，因此不提出討論，本段落將就普通強度試體 NSW 與 NSW0 做比較。NSW 主要發生的剝落位至首先在兩條主要裂縫交界處，而後四個角落混凝土受到擠壓，剝落面積也逐漸增加，因此主要剝落區為中心及四角共五個區域。NSW0 則是因為正向及負向各會形成對角兩個矩形關鍵桿件（可參考圖 4-13f，負向施力時關鍵桿件為窗口右上及窗口左下的兩矩形牆段），而在反覆載重作用下，四

條主要裂縫彼此交界處會先發生剝落，然後沿著裂縫直到牆角都可觀察到剝落的情形。因為 NSW0 關鍵桿件小而多，在主要裂縫交錯之下混凝土剝落面積比例上而言將比 NSW 大上不少，與圖 5-7 之統計圖表趨勢一致。不過由於對照的試體僅有一組，因此尚不能完全肯定推測的正確性。



5.3 高強度與普通強度鋼筋混凝土之對比


本節將針對相同開孔形式、不同強度材料試體之各方面性質的比較。將本次試驗中四座試體區分為未開孔組：NSW、HSW 及開窗組：NSWO、HSWO；探討兩組在剪力強度、裂縫密度、剝落面積以及最大裂縫與殘餘裂縫比等各面向之異同。

5.3.1 側力強度及位移能力

未開孔試體 NSW 與 HSW 之遲滯迴圈包絡線如圖 5-4，開孔試體 NSWO 與 HSWO 之遲滯迴圈包絡線如圖 5-5。可以發現兩組圖中曲線的初始勁度都非常接近，但由於高強度試體因為有比較高的設計強度，因此較晚才發生軟化的情形，對於結構牆的耐震能力有明顯效益。

5.3.2 裂縫寬度及密度

由圖 5-6 可觀察到未開孔組 HSW 與 NSW 之正向裂縫密度發展都比負向的數值還要少。單以正向來看，可看出高強度試體 HSW 的裂縫級距分布得比較均勻，並且在強度點發生時的裂縫整體來說寬度較小、但密度較大。而由負向觀察，HSW 的裂縫密度比起 NSW 高出相當多；而在強度點發生時，HSW 最大級距的裂縫仍然較少。



同樣地，在圖 5-6 中可觀察到開窗組 HSWO 與 NSW0 之正向裂縫密度發展也都比負向的數值還要少。其中以正向來看，可看出 HSWO 試體在強度點發生時的裂縫平均寬度較小、與 NSW0 兩者之裂縫密度差距不大。而由負向觀察，高強度試體 HSWO 的裂縫級距分布得較均勻，裂縫密度比起 NSW0 一樣高出不少；而在強度點發生時，HSW 最大的裂縫寬度，依然較 NSW0 小了一個級距。

綜合以上觀察，可看出高強度試體之裂縫發展比普通強度還要平均，較不會出現極端的裂縫寬度組合，因此，可知高強度材料的剪力牆在受到地震破壞時的最大裂縫寬度將更具指標性。

5.3.3 剝落面積比

如 5.2.3 節所述，HSW 因破壞模式不同因此無法討論。本節將就 HSWO 與 NSW0 做簡單歸納，由圖 4-15e 及圖 4-16e 可發現，HSWO 在 0.5% 至 0.75% 此期間內的混凝土剝落面積快速成長，是窗口兩垂直邊緣整面掉落開始，在下一個層間位移角 1% 時連接到 5.2.3 節所提到的正負向關鍵桿件的主要裂縫交點，造成窗戶兩側的混凝土塊崩解，進而導致相對較大的剝落面積。

窗戶兩旁的大塊剝落原因推測為試體在組裝澆置時，可能產生人為誤差導致保護層厚度不夠，又因只有一組對照試體，因此無法確定高強度材料是否容易發生混凝土剝落的情形。



5.4 裂縫寬度預測分析與討論

5.4.1 CEB-FIP[9]裂縫寬度模型預測尖峰裂縫寬度

在本文 2-1 小節中，提到雙向版筋之裂縫生成模型，本節之計算即是依照其流程，求得各試體之裂縫間距及滑動區長度。而尖峰裂縫寬度的主要計算式 (2-4) 中，裂縫間距內的平均應變 ε_{rel} 目前尚無精確的定量模型可使用；因此，本研究採用軟化壓拉桿模型概念來訂定混凝土構件之平均相對應變：首先式 (5-2) 為材料力學之莫爾圓公式

$$\varepsilon_r + \varepsilon_d = \varepsilon_h + \varepsilon_v \quad (5.2)$$

其中 ε_h 、 ε_v 為水平、垂直方向之應變，軟化壓拉桿模型假設在強度點發生時其值為拉桿（鋼筋）之降伏應變 $\varepsilon_h = \varepsilon_v = 0.002$ ；而 ε_d 為平行裂縫方向之應變，模型中假設強度點發生時為壓桿（混凝土）擠碎時的壓應變 $\varepsilon_d = -0.001$ 。

將上述之參數值代入式 (5-1) 即得 $\varepsilon_r = 0.005$ 為強度點時垂直裂縫方向之平均應變，並以此計算試體在分析強度點所在之層間位移角對應的裂縫寬度。求得最大尖峰裂縫寬及強度點位移後，將其與將校舍手冊三版[3]所預測的開裂位移視為裂縫發展之起點，由上述二點做一線性關係式，再依不同的目標位移角帶入並內插之結果即為本研究裂縫寬度的分析值，並以此繪製圖 5-8 的分析曲線；而實驗值曲線則是直接由測試數據而得。圖 5-9 亦以相同概念，開裂強度視為裂縫發生的起點，再以剪力強度對應我們計算的最大尖峰裂縫寬作為曲線的終點，將此二點連成直線，即為試體受力大小與對應之尖峰裂縫寬度預測曲線。最後，為了對比不同試體在相同受力程度下的裂縫寬度，圖 5-10 則為力量正規化後的結果。實驗曲線之正規化為各迴圈力量測試值與剪力強度測試值

的比例；分析曲線之正規化則採用校舍手冊三版[14]建議之各階段分析強度與剪力強度分析值的比例。

由於開孔型式在裂縫預測模型中尚無詳細探討，且未開孔與開孔試體在側力強度及傳力路徑的分析上亦不盡相同，因此以下僅將四座試體按牆體構造分為未開孔及開孔兩組，以其中材料強度的變異來做討論分析。

首先針對 NSW 與 HSW 兩座無開孔牆做比較與討論。圖 5-9 中可以發現 NSW 的分析結果相當準確，在相同強度對應的分析裂縫寬度僅微幅大於實驗值；而在 HSW 的曲線圖中，在強度發展一半過後，實際裂縫比預期還要小，造成此現象的原因推測是由於高強度鋼筋的降伏應變平均而言比普通強度鋼筋更高，可知在相同配筋的情況下，混凝土壓桿發生擠碎時，高強度試體的牆筋可能尚未降伏。因此，若忽略材料的性質而統一假設 $\varepsilon_r = 0.005$ ，雖能較簡易的應用在各類試體，卻也使式(2-4)無法反映出不同材料強度參數之影響。而實際上，檢視 NSW 與 HSW 兩座試體的垂直與水平牆筋應變計的測量結果亦可觀察到此現象，在圖 4-8(b)、4-8(c)與圖 4-10(b)、4-10(c)中，普通強度試體的牆筋在強度點前將近一半皆達降伏而高強度試體之牆筋大致上皆未降伏。

在開孔試體方面，在圖 5-8 中可見 NSW0 的分析曲線相較於 HSW0 同樣非常貼近實驗值，值得注意的是：NSWO 在負向的強度點發生時在實驗時測得了極端值，先是尖峰裂縫迅速成長 2.4mm，力量歸零後的殘餘裂縫也比前一層間變位角高出 1.6mm。在圖 5-11 中，可以發現負向裂縫寬度與相應力量比的曲線在末端近乎成為鉛垂線，係因強度點以及前一測試回合所得到的牆體側力強度非常接近所致，查閱表 4-5 便可發現兩者數值僅相差 12 kN，相當於試體極限強度的 1.2%。由此可知在位移角 0.375% 至 0.5% 之間，牆體已脫離彈性範圍，鋼筋應多處降伏，混凝土亦受到相當程度破壞，因此尖峰裂縫寬度將大幅成長，並失去閉合能力，殘餘裂縫同樣超乎預期。



5.4.2 以尖峰裂縫預測結果推估殘餘裂縫寬度

當地震來臨時，其歷時往往非常短暫，不容易觀測其尖峰裂縫寬度，因此便無法透過裂縫寬度模型得知牆體的受力程度。一般說來，震損的評估大多是由殘餘裂縫寬度來判斷結構物之受損程度。

在 5.4.1 小節中，我們建立了剪力牆的裂縫寬度預測模型，將牆體各參數帶入便可得到尖峰裂縫寬度之分析曲線。而後，我們由表 5-3 至 5-6 之數據繪圖，觀察每座測試試體中所量取的尖峰及殘餘裂縫比例趨勢，按照試體是否開孔將其分組歸納出經驗曲線後，依此將尖峰裂縫預測結果轉換為殘餘裂縫寬度的預測值。

圖 5-11 的橫軸為力量占極限強度比例，縱軸則為裂縫寬度，圖中 Peak Wd 曲線代表每一目標位移角之力量占比及相應的尖峰裂縫寬度，而 Residual Wd 曲線則表示在該測試回合力量歸零時之殘餘裂縫最大值。圖 5-12 則以尖峰裂縫與殘餘裂縫二者比值作圖，並將其值定義為 P/R Ratio。

觀察圖 5-12 中各試體的 P/R Ratio，發現在正向的數值大多比負向大，且各試體之間並無規律；但在負向的數值卻相當穩定落在 2 至 4 之區間中。推測此現象原因為：試體在每個測試回合以正向（推力）為初始的施力方向，達目標位移角時紀錄其尖峰裂縫，而後經過反向（拉力）的施力才量取該方向的殘餘裂縫寬，原本的正向裂縫在此過程中受到反向力作用閉合後才又回復到無施力的狀態，殘餘裂縫的寬度可能受到此過程影響而偏小也並不穩定，亦造成正向 P/R Ratio 的起伏相當大。

本次試驗的兩座未開孔試體 HSW 與 NSW 的配筋完全相同，因此我們將圖 5-12 中兩座試體的曲線疊加取平均，如圖 5-13 所示，此曲線即為我們由實驗結果所歸納的未開孔 P/R Ratio 值，若我們認定此曲線為未開孔牆板之尖峰裂縫與

殘餘裂縫之定量關係，便可透過式 (5-3) 及式 (5-4) 以預測尖峰裂縫預測模型推算預測的殘餘裂縫寬度。

$$P/R \text{ Ratio} = \frac{(Peak \ Wd)_{exp}}{(Residual \ Wd)_{exp}} = \frac{(Peak \ Wd)_{predicted}}{(Residual \ Wd)_{predicted}} \quad (5-3)$$

$$(Residual \ Wd)_{predicted} = \frac{(Peak \ Wd)_{predicted}}{P/R \ \text{Ratio}} \quad (5-4)$$

由此流程計算出來之結果如圖 5-14 所示，可發現在 NSW 的的結果相當準確，HSW 分析值則略大於實際結果，此為 HSW 之尖峰寬度的預測結果較實際值大所致。開孔試體 NSW0 與 HSW0 亦可透過此流程疊加出 P/R Ratio 之平均曲線，如圖 5-15。由圖觀察，可發現仍是負向的趨勢較為穩定且接近，而以尖峰裂縫模型轉換結果則見圖 5-16，同樣地，可發現高強度試體之比例仍然較低。因此若能將裂縫寬度預測模型作些許改進，將材料強度及性質作為主要參數，應可提升預測模型之準確性。

5.4.3 尖峰裂縫預測模型之參數研究

為了解在尖峰裂縫預測模型中，各參數變動對預測結果之敏感性，在本節以三組僅單一參數不同的兩個試體來做分析並對照結果，而三個參數分別為：相異參數牆筋比 ρ_s 、牆筋間距 s 以及混凝土強度 f'_c 。

牆筋比 ρ_s

為了探討牆筋比在預測模型所造成的結果，我們選取兩個材料強度及尺寸配筋皆相同的牆面，並將其中水平及垂直牆筋的尺寸做不同調整，詳細配置及計算結果可見圖 5-17。

由結果可清楚看出，當牆筋比由 $\rho_s = 0.32\%$ 提升至 $\rho_s = 0.88\%$ 時，尖峰裂

縫之預測寬度有明顯的縮小，符合直觀的判斷標準，因此在本模型當中可以反映出牆筋比與裂縫寬度的對應關係。

牆筋間距 s

為了探討牆筋間距在預測模型所造成的結果，我們選取兩個材料強度及尺寸相同的牆面，將其中水平及垂直牆筋的間距做不同調整並調整其斷面積維持整體鋼筋比不變，詳細配置及計算結果可見圖 5-18。

由結果可看出，當牆筋間距由 $s = 30\text{cm}$ 更改至 $s = 45\text{cm}$ 時，尖峰裂縫之預測寬度有明顯的放大，符合直觀的判斷標準，因此在本模型當中亦可以反映出牆筋比與裂縫寬度的對應關係。

混凝土強度 f'_c

為了探討混凝土強度在預測模型所造成的結果，我們選取兩個尺寸及配筋相同的牆面，並選取不同的混凝土強度，詳細配置及計算結果可見圖 5-19。

由結果可看出，當牆筋間距由 $f'_c = 28\text{MPa}$ 更改至 $f'_c = 70\text{MPa}$ 時，尖峰裂縫之預測寬度並無不同，與實驗結果有所出入。造成此現象主因為在尖峰裂縫預測模型中，滑動區長度 l_s 中並無材料強度的因子，而垂直裂縫方向應變 ϵ_r 在選取時並未考慮到不同材料之破壞應變可能會有所不同。因此本研究也建議可以針對此項參數進行適當修正。

5.5 AIJ 2004[10]及 AIJ 2010[11]對各試體之性能評估

在實驗過程中，我們整編每條裂縫並在各迴圈的載重施加完畢後，逐一量測其發展長度、最大寬度及發生位置等；而後在每個層間位移角兩迴圈施力結束力量歸零時，量取各裂縫之殘餘寬度。在此部分，我們將會擷取每個層間位移角所得之尖峰裂縫與殘餘裂縫寬度，觀察曲線趨勢並對照 AIJ 2004[10]耐震性能指針及 AIJ 2010[11]鋼筋混凝土構造計算準則作解析。



AIJ 2004[10]耐震性能指針

如表 5-7 至表 5-10 所列，為四座試體在以 AIJ 2004[10]之性能評估各個層間位移角的結果。可看出在高強度試體中，無論是否開口，強度發展至 100% 時皆仍在修復性內，是由於高強度混凝土材料本身裂縫寬度較小的緣故。而普通強度試體的評估結果雖較為符合直觀標準，但 NSWO 中，混凝土、鋼筋及殘餘裂縫寬度等三項指標無法有效判定使用性能的情形。而其中鋼筋的降伏情形亦難以由外觀得知，因此，可能需要歸納更多的測試試體數據對各項指標進行修正，方能確保評估的準確性，保障使用人員及財產安全。

因試驗結果顯示，負向之裂縫發展較成熟且具規律，因此若將負向預測之殘餘裂縫寬度以 AIJ 2004[10]評估，如表 5-11 及表 5-12，使用限界將落在歷史最大側力為 50-60% 的剪力強度時、修復限界 I 落在約 70% 的剪力強度之間，修復限界 II 則是歷史最大側力介於 80-90% 剪力強度。此結果比實驗值評估結果較不保守，應是由於本模型中高強度試體造成實際殘餘裂縫整體較小，因此可能需要考慮材料強度及性質，調整裂縫寬度標準。

AIJ 2010[11]鋼筋混凝土構造計算準則

如第二章所回顧，透過 AIJ 2010[11]所建議的長期容許荷重、短期容許荷重分別比上安全性能確保之容許剪力強度，可代表試體的使用性及修復性的剪力容量。將未開孔試體參數帶入公式計算後，我們可得確保使用性的剪力容量約為 33% 的極限剪力強度；而中小型地震發生時，確保修復性的短期剪力容量約為 50% 極限剪力強度。此數值非常保守，其中原因為 AIJ2010[11]為容許應力法，主要在設計階段使用。也因此，若對照本實驗試體在 33% 及 50% 的力量值將會對應到非常小的殘餘裂縫，較不具參考性。



第六章 結論與建議



6.1 結論

本研究為高強度低矮型開孔剪力牆之裂縫控制的第二年研究，去年的測試流程及研究方法與本研究相同，四座試體為探討高強度試體中開孔及擴大邊界構材之影響。今年的四座試體則為不同強度與開孔形式的剪力牆，並依反覆載重試驗之結果對各面向行為做觀察及分析。以下將為本研究做一些結論：

6.1.1 強度位移行為

1. 開孔試體之混凝土剝落面積比因其裂縫發展的模式將明顯大於未開孔試體。
2. 本試驗的窗口面積比例僅佔牆面的 6%，強度下降的幅度卻達 20%，因此無論是高強度及普通強度的牆體，若開孔牆要維持一定強度，建議可在開口四周增加錨定至邊界的補強筋以防重大破壞。
3. 在側力強度及位移能力方面，四座試體之初始勁度都非常接近，但由於高強度試體因為有比較高的設計強度，因此較晚才發生軟化的情形，對於結構牆的耐震能力有明顯效益。

6.1.2 裂縫發展

1. 本研究之尖峰裂縫預測模型之結果僅適用在構件達壓拉桿強度之階段。
2. 尖峰裂縫與殘餘裂縫的比例由實驗觀察在負向較正向穩定，而在本試驗中配置中其平均比值約等於 3，因此可以此結果將尖峰及殘餘作簡易

換算。

3. 由 AIJ 2004[10]的比對中本研究建議在殘餘裂縫寬度 0.2mm 時（使用限界）可對應到 50%~60%之極限強度；在殘餘裂縫寬度 0.5mm 時（修復限界 I）可對應到 75%~90%之極限強度；而殘餘裂縫寬度 1mm 時（修復限界 II）可對應到 90%至超過 100%之極限強度，而此數值可作為震損評估之參考標準。

6.2 未來研究展望

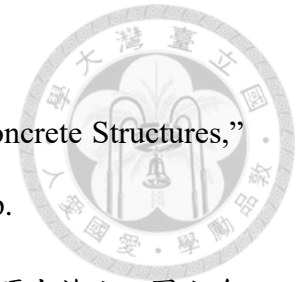
1. 無論是高強度或是普通強度的開孔試體，相對於分析值皆有較好的韌性表現，因此調整崩塌點之位移可能是未來建議的修正方向。
2. 求得最大裂縫寬及極限位移角後，將其與原點做一線性關係式，再以不同的目標位移角帶入並內插之結果，本研究裂縫寬度的分析結果與實驗曲線趨勢大致吻合，但是實際上裂縫寬度可能會因為破壞模式及裂縫所在的位置等因素而有所變動，線性關係不一定會成立；因此，建議未來由更多實驗數據歸納出更貼近真實裂縫寬度之曲線趨勢。
3. 在參數研究中發現模型中無法反映混凝土材料之效應。而本試驗中以可觀察到高強度試體套用本研究所建議的裂縫預測模型之準確度較低，對照應變計量測情形，發現牆筋大致上均未降伏，因此建議後續研究可修正垂直方向應變 ε_r ，較符合真實情況且應能得到更好的預測結果。
4. 在本次試體中，AIJ 2004[10]耐震性能評估中，混凝土、鋼筋及殘餘裂縫寬度等三項指標無法有效判定使用性能的情形。而其中鋼筋的降伏情形亦難以由外觀得知，因此，可能需要歸納更多的測試試體數據對各項指標進行修正方能確保評估的準確性，保障使用者及財產安全。

參考文獻




- [1] 建設省総合技術開発プロジェクト：鉄筋コンクリート造建築物之超軽量化・超 高層化技術の開発(New RC)，平成四年度構造性能分科会報告書，(財)国土開発 技術研究センター，1993
- [2] Aoyama, H., “Design of Modern High-rise Reinforced Concrete Structures,” Imperial College, London, 2002.
- [3] 新世代高強度鋼筋混凝土研究，TCI 財團法人台灣混凝土學會，2011
- [4] 蔡仁傑，「鋼筋混凝土開孔牆之側力位移曲線預測」，碩士論文，國立台灣大學，土木工程學系，台北，民國 104 年 7 月，共 181 頁
- [5] 林永健，「開孔鋼筋混凝土剪力牆之側力位移曲線預測」，碩士論文，國立台灣大學，土木工程學系，台北，民國 105 年 7 月，共 179 頁
- [6] Hwang, S. J., and Lee, H. J., “Analytical Model for Predicting Shear Strengths of Exterior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Resistance,” ACI Structural Journal, Vol. 96, No. 5, September-October 1999, pp. 846-858.
- [7] Hwang, S. J., and Lee, H. J., “Analytical Model for Predicting Shear Strengths of Interior Reinforced Concrete Beam-Column Joints for Seismic Resistance,” ACI Structural Journal, Vol. 97, No. 1, January-February 2000, pp. 35-44.
- [8] 翁樸文、李翼安、蔡仁傑、黃世建，「低矮型鋼筋混凝土剪力牆之側力位移曲線預測」，結構工程，民國 105 年 3 月，第 37-60 頁
- [9] Ceb-Fip, ” fib Model Code for Concrete Structures 2010” , International Federation for Structural Concrete,2013,389 pp.
- [10] AIJ, "Draft of Guidelines for Performance Evaluation of Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings," Architectural Institute of Japan, 2004, Tokyo,

Japan, 400 pp.



- [11] AIJ, "Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures," Architectural Institute of Japan, Tokyo, 2010, Japan, 525 pp.
- [12] 黃銘宏,「高強度鋼筋混凝土開孔牆之震損控制研究」,碩士論文,國立台灣大學,土木工程學系,台北,民國105年8月,共113頁
- [13] ACI Committee 318, (2014). "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 519 pp.
- [14] 蕭輔沛,鍾立來,葉勇凱,簡文郁,沈文成,邱聰智,周德光,趙宜峰,翁樸文,楊耀昇,褚有倫,涂耀賢,柴駿甫,黃世建,「校舍結構耐震評估與補強技術手冊(第三版)」,國家地震工程研究中心研究報告,NCREE 13-023,台北,2013
- [15] Hwang, S. J. and Lee, H. J., "Strength Prediction for Discontinuity Regions by Softened Strut-and-Tie Model," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, V. 128, No. 12, Dec., 2002, pp. 1519-1526.
- [16] Lehman, D. E. and Moehle, J. P., "Seismic Performance of Well-Confined Concrete Bridge Columns," Pacific Earthquake Engineering Research Center Report, PEER 1998/01, California, 2000, 295 pp.
- [17] Paulay, T. and Priestley, M. J. N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings," John Wiley & Sons, Inc., New York, 1992, 744 pp.
- [18] Pu-Wen Weng, Yi-An Lee, Yaw-Shen Tu, Shyh-Jiann Hwang, "Prediction of the Lateral Load-Displacement Curves for Reinforced Concrete Squat Walls Failing in Shear", Accepted by *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 2017

- 
- [19] 黃世建、李宏仁、林克強、王永智、邱建國、歐昱辰、鄭敏元、廖文正、洪崇展、林敏郎、莊勝智、沈文成、李翼安、紀凱甯，「高強度鋼筋混凝土結構設計手冊（初稿）」，國家工程地震中心，NCREE，台北，2015
- [20] ACI Committee 374, " Guide for Testing Reinforced Concrete Structural Elements under Slowly Applied Simulated Seismic Loads", American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2013, 22 pp.
- [21] 邱建國、林芳慶、陳少謙、紀凱甯，「考慮構件剪力跨深比影響之高強度鋼筋混凝土梁剪力裂縫控制」，結構工程，第30卷，第3期，2015，第5-26頁
- [22] Shimazaki, K., "Evaluation of Shear Crack Width Based on Shear force Ratio," AIJ Journal of Technology and Design, V. 15, No. 29, 2009, pp. 139-142



表



表 2-1 ACI 318-14 規範[13]對垂直牆段與牆墩之間的分界

長厚比 高長比	$l_w/t_w \leq 2.5$	$2.5 < l_w/t_w \leq 6.0$	$l_w/t_w > 6.0$
$h_w/l_w < 2.0$	垂直牆段	垂直牆段	垂直牆段
$h_w/l_w \geq 2.0$	牆墩(柱)	牆墩(柱)	垂直牆段

表 2-2 AIJ2004[10]之構件損傷性及其限界狀態

構材狀態	損害程度	損害狀態		
		主筋	混凝土	殘餘裂縫寬
可繼續使用	I	保持彈性	幾乎彈性	< 0.2 mm
使用限界				
可簡單修復	II	略為降伏	混凝土健全	0.2 – 0.5 mm
修復限界 I				
可修復	III	無挫曲	核心混凝土健全	0.5 – 1.0 mm
修復限界 II				
具垂直載重能力	IV	無斷裂	核心混凝土無碎裂	
安全限界				
側向強度衰減	V	斷裂	核心混凝土碎裂	

表 2-3 AIJ 2010[11]之混凝土長期與短期容許應力建議值

長期容許應力(Mpa)			短期容許應力(Mpa)		
抗壓	抗拉	抗剪	抗壓	抗拉	抗剪
$\frac{1}{3}f'_c$	-	$\min\{\frac{1}{30}f'_c, (0.49 + \frac{1}{100}f'_c)\}$	長期抗壓 應力 2 倍		長期抗剪應 力之 1.5 倍

表 2-4 AIJ 2010[11]之各型號鋼筋長期與短期容許應力建議值

鋼筋型號	長期容許應力(Mpa)		短期容許應力(Mpa)	
	抗壓及抗拉	抗剪	抗壓及抗拉	抗剪
SD 295	195	195	295	295
SD 345	195	195	345	345
SD 390	215(D29 以上取 195)	195	390	390
SD 490	215(D29 以上取 195)	195	390	490
SD 785	580	580	785	785

表 2-5 黃銘宏[12]最大尖峰變位角最大裂縫寬度與殘餘裂縫寬度比值和位移

	負向		正向	
	Crack Width Ratio	Drift Ratio (%)	Crack Width Ratio	Drift Ratio (%)
W	5.2	-0.50	6.0	0.64
WB	4.0	-0.44	4.0	0.67
WO	6.7	-0.29	5.7	0.43
WBO	3.0	-0.54	2.0	0.29

表 3-1 試體簡表

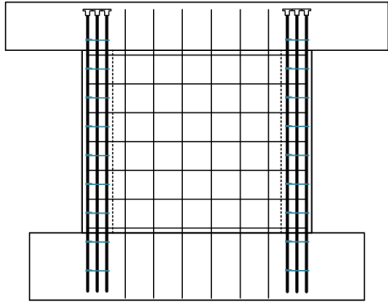
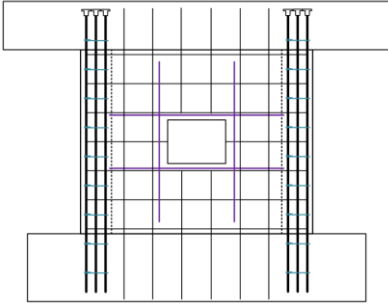
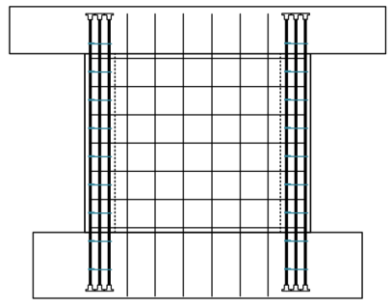
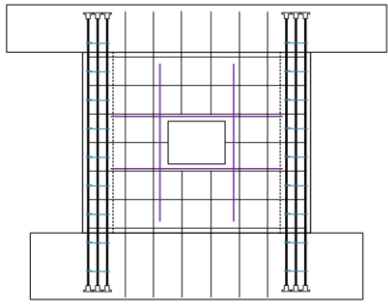
試體名稱	NSW	NSWO
示意圖		
牆厚	15 cm	15 cm
高度及寬度	190 cm × 240 cm	190 cm × 240 cm
水平鋼筋	雙排 SD280W #3@30 cm	雙排 SD280W #3@30 cm
垂直鋼筋	雙排 SD280W #3@30 cm	雙排 SD280W #3@30 cm
邊界柱主筋	6- SD420W #8	6- SD420W #8
混凝土強度	28MPa	28MPa
開口大小	無	45 cm × 60 cm
試體名稱	HSW	HSWO
示意圖		
牆厚	15 cm	15 cm
高度及寬度	190 cm × 240 cm	190 cm × 240 cm
水平鋼筋	雙排 SD785W #3@30 cm	雙排 SD785W #3@30 cm
垂直鋼筋	雙排 SD785W #3@30 cm	雙排 SD785W #3@30 cm
邊界柱主筋	6- SD685 #8	6- SD685 #8
混凝土強度	70MPa	70MPa
開口大小	無	45 cm × 60 cm

表 4-1 各試體測試前混凝土圓柱抗壓強度



試體 \ 測試結果	材齡(天)	圓柱試體測試強度($\frac{kgf}{cm^2}$)			平均強度($\frac{kgf}{cm^2}$)
NSW	50	305	276	325	303
		323	281	306	
NSWO	59	305	292	332	315
		359	320	284	
HSW	90	781	739	722	782
		760	757	681	
		653	657	681	
HSWO	83	704	746	823	715
		710	888	822	
		472	667	571	

表 4-2 各號數鋼筋抗拉試驗之結果

		f_y (MPa)		f_u (MPa)		ϵ_y	ϵ_{su}	f_u/f_y
SD280W	D10	383	378	482	482	2.33×10^{-3}	223.3×10^{-3}	1.28
		367		475				
		385		489				
	D13	338	363	455	478	3.54×10^{-3}	208.6×10^{-3}	1.32
		387		450				
		363		530				
	D25	470	465	674	672	2.48×10^{-3}	192.0×10^{-3}	1.45
		463		670				
		464		671				
SD420W	D19	478	482	675	679	3.40×10^{-3}	176.2×10^{-3}	1.41
		481		680				
		484		680				
SD785	D10	882	915	1083	1086	4.27×10^{-3}	90.9×10^{-3}	1.19
		917		1108				
		944		1066				
	D13	899	889	1071	1068	4.17×10^{-3}	88.8×10^{-3}	1.20
		886		1068				
		882		1064				
SD685	D25	715	715	925	923	3.27×10^{-3}	115.8×10^{-3}	1.30
		713		924				
		716		919				

表 4-3 各試體之強度點及其對應位移角

試體	位移量(mm)	滑移量(mm)	實際位移角	強度點(kN)
NSW	-10.52	-0.15	-0.480%	-1274
	13.61	0.15	0.630%	1398
NSWO	-10.61	-0.10	-0.489%	-1040
	7.94	0.09	0.365%	1038
HSW	-15.94	-0.20	-0.732%	-1947
	16.04	0.22	0.736%	1982
HSWO	-10.57	-0.11	-0.490%	-1583
	14.49	0.07	0.670%	1795

表 4-4 NSW 試體各位移角之尖峰載重值

NSW 正向								
目標位移角(%)	0.125	0.25	0.375	0.5	0.75	1	1.5	2
實際位移角(%)	0.121	0.243	0.367	0.489	0.741	1.005	1.502	2.004
極限載重(kN)	621	968	1242	1344	917	722	594	409
NSW 負向								
目標位移角(%)	0.125	0.25	0.375	0.5	0.75	1	1.5	2
實際位移角(%)	0.115	0.234	0.359	0.48	0.743	0.979	1.473	1.971
極限載重(kN)	599	939	1157	1274	902	669	601	407

表 4-5 NSW0 試體各位移角之尖峰載重值

NSWO 正向								
目標位移角(%)	0.125	0.25	0.375	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0
實際位移角(%)	0.119	0.241	0.365	0.493	0.744	0.992	1.488	1.983
極限載重(kN)	595	865	1038	831	619	505	433	238
NSWO 負向								
目標位移角(%)	0.125	0.25	0.375	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0
實際位移角(%)	0.119	0.239	0.364	0.489	0.744	0.994	1.492	1.990
極限載重(kN)	589	877	1028	1040	762	555	371	279

表 4-6 HSW 試體各位移角之尖峰載重值

HSW 正向										
目標位 移角(%)	0.125	0.25	0.375	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0
實際位 移角(%)	0.119	0.241	0.365	0.493	0.744	0.992	1.488	1.983	3.184	3.988
極限載 重(kN)	796	1201	1536	1735	1982	1634	1469	1146	1018	530
HSW 負向										
目標位 移角(%)	0.125	0.25	0.375	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0
實際位 移角(%)	0.119	0.239	0.364	0.489	0.744	0.994	1.492	1.990	3.012	3.996
極限載 重(kN)	736	1162	1566	1682	1947	1661	1587	1392	1175	911

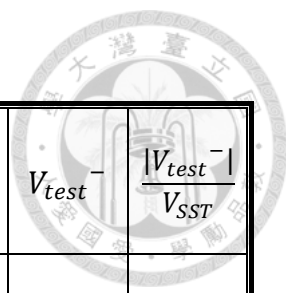
表 4-7 HSWO 試體各位移角之尖峰載重值

HSWO 正向								
目標位移角(%)	0.125	0.25	0.375	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0
實際位移角(%)	0.120	0.245	0.366	0.494	0.748	0.996	1.491	1.981
極限載重(kN)	727	1102	1377	1661	1278	711	576	332
HSWO 負向								
目標位移角(%)	0.125	0.25	0.375	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0
實際位移角(%)	0.120	0.241	0.366	0.491	0.751	0.998	1.501	2.162
極限載重(kN)	708	1104	1346	1583	1085	705	468	181

表 4-8 試體各層間位移角之尖峰裂縫寬與殘餘裂縫寬

Unit:mm	NSW		NSWO		HSW		HSWO	
正向	Max	Residual	Max	Residual	Max	Residual	Max	Residual
0.125%	0.3	0.15	0	0	0.25	0.10	0.55	0.15
0.25%	1.0	0.25	0.35	0.10	0.90	0.10	0.95	0.50
0.375%	2.5	0.40	1.00	0.15	1.10	0.15	0.80	0.25
0.5%	2.5	0.75	1.50	0.55	1.40	0.15	0.90	0.55
0.75%	-	-	-	-	1.30	0.30	-	-
Unit:mm	NSW		NSWO		HSW		HSWO	
負向	Max	Residual	Max	Residual	Max	Residual	Max	Residual
0.125%	0.45	0.15	0.45	0.15	0.4	0.15	0.7	0.15
0.25%	1.3	0.5	1.4	0.65	0.6	0.2	0.9	0.3
0.375%	1.2	0.5	2	1.4	0.8	0.25	1	0.6
0.5%	2	1.5	4.8	3	1	0.4	1.1	0.4
0.75%	-	-	-	-	1.5	0.9	-	-

表 5-1 試體之分析強度與實際測試強度



Unit: kN	V_y	V_{mn}	V_{SST}	V_{test}^+	$\frac{ V_{test}^+ }{V_{SST}}$	V_{test}^-	$\frac{ V_{test}^- }{V_{SST}}$
NSW	1529	1910	997	1398	1.40%	-1274	1.28%
HSW	2628	3028	1816	1982	1.09%	-1947	1.07%

Unit: kN	V_y	V_{mn}	V_{SST}		V_{test}^+	$\frac{ V_{test}^+ }{V_{SST}}$	V_{test}^-	$\frac{ V_{test}^- }{V_{SST}}$
			關鍵牆段	全牆				
NSWO	524	684	350	687	1038	1.51%	-1040	1.51%
	524	684	350					
HSWO	846	1338	628	1257	1795	1.43%	-1583	1.26%
	846	1338	628					

表 5-2 試體正負向側力位移分析值

正向	開裂點		強度點		崩塌點	
	側力(kN)	位移(cm)	側力(kN)	位移(cm)	側力(kN)	位移(cm)
NSW	428	0.09	1148	1.27	230	3.80
NSWO	327	0.08	687	0.89	0	1.28
HSW	657	0.14	1816	1.47	418	4.30
HSWO	516	0.13	1257	1.17	0	1.54
負向	開裂點		強度點		崩塌點	
	側力(kN)	位移(cm)	側力(kN)	位移(cm)	側力(kN)	位移(cm)
NSW	-428	-0.09	-1148	-1.27	-230	-3.80
NSWO	-327	-0.08	-687	-0.89	0	-1.28
HSW	-657	-0.14	-1816	-1.47	-418	-4.30
HSWO	-516	-0.13	-1257	-1.17	0	-1.54

表 5-3 NSW 尖峰寬度及殘餘裂縫測試值及其比例

NSW						
Drift Ratio	正向			負向		
	尖峰裂縫寬度	殘餘裂縫寬度	尖峰與殘餘裂縫比	尖峰裂縫寬度	殘餘裂縫寬度	尖峰與殘餘裂縫比
0.125%	0.3	0.15	2.0	0.45	0.15	3.0
0.25%	1	0.25	4.0	1.3	0.5	2.6
0.375%	2.5	0.4	6.3	1.2	0.5	2.4
0.5%	2.5	0.75	3.3	2	1.5	1.3

表 5-4 NSWO 尖峰寬度及殘餘裂縫測試值及其比例

NSWO						
Drift Ratio	正向			負向		
	尖峰裂縫寬度	殘餘裂縫寬度	尖峰與殘餘裂縫比	尖峰裂縫寬度	殘餘裂縫寬度	尖峰與殘餘裂縫比
0.125%	0.35	0.1	3.5	0.45	0.15	3.0
0.25%	1	0.15	6.7	1.4	0.65	2.2
0.375%	1.5	0.55	2.7	2	1.4	1.4
0.5%	-	-	-	4.8	3	1.6

表 5-5 HSW 尖峰寬度及殘餘裂縫測試值及其比例

HSW						
	正向			負向		
Drift Ratio	尖峰裂縫寬度	殘餘裂縫寬度	尖峰與殘餘裂縫比	尖峰裂縫寬度	殘餘裂縫寬度	尖峰與殘餘裂縫比
0.125%	0.25	0.1	2.5	0.4	0.15	2.7
0.25%	0.9	0.1	9.0	0.6	0.2	3.0
0.375%	1.1	0.15	7.3	0.8	0.25	3.2
0.5%	1.4	0.15	9.3	1	0.4	2.5
0.75%	1.3	0.3	4.3	1.5	0.9	1.7

表 5-6 HSWO 尖峰寬度及殘餘裂縫測試值及其比例

HSWO						
	正向			負向		
Drift Ratio	尖峰裂縫寬度	殘餘裂縫寬度	尖峰與殘餘裂縫比	尖峰裂縫寬度	殘餘裂縫寬度	尖峰與殘餘裂縫比
0.125%	0.55	0.15	3.7	0.7	0.15	4.7
0.25%	0.95	0.5	1.9	0.9	0.3	3.0
0.375%	0.8	0.25	3.2	1	0.6	1.7
0.5%	0.9	0.55	1.6	1.1	0.4	2.8

表 5-7 以 AIJ 2004[10]對 NSW 在各位移之性能評估

NSW							
Drift Ratio (%)	達最大強度之比例(%)		混凝土	鋼筋	殘餘裂縫 (mm)		評估結果 (由*標示者主控)
	正向	負向			正向	負向	
0.125	44%	47%	良好	彈性	0.15	0.15	使用性
0.25	69%	74%	良好	彈性	0.25	0.50*	修復性 I
0.375	89%	91%	良好	彈性	0.40	0.50*	修復性 I
0.5	96%	100%	輕微剝落	部分降伏	0.75	1.5*	安全性

表 5-8 以 AIJ 2004[10]對 NSW0 在各位移之性能評估

NSW0							
Drift Ratio (%)	達最大強度之比例(%)		混凝土	鋼筋	殘餘裂縫 (mm)		評估結果 (由*標示者主控)
	正向	負向			正向	負向	
0.125	57%	57%	良好	彈性	0.1	0.15	使用性
0.25	83%	84%	良好	彈性	0.15	0.65*	修復性 II
0.375	100%	99%	良好	部分降伏	0.55	1.4*	修復性 II
0.5	-	100%	輕微剝落	部分降伏	-	3*	安全性

表 5-9 以 AIJ 2004[10]對 HSW 在各位移之性能評估

HSW							
Drift Ratio (%)	達最大強度之比例(%)		混凝土	鋼筋	殘餘裂縫 (mm)		評估結果 (由*標示者主控)
	正向	負向			正向	負向	
0.125	40%	38%	良好	彈性	0.1	0.15	使用性
0.25	61%	60%	良好	彈性	0.1	0.2	使用性
0.375	77%	80%	良好	彈性	0.15	0.25*	修復性 I
0.5	88%	86%	良好	彈性	0.15	0.4*	修復性 I
0.75	100%	100%	輕微剝落	彈性	0.3	0.9*	修復性 II

表 5-10 以 AIJ 2004[10]對 HSWO 在各位移之性能評估

HSWO							
Drift Ratio (%)	達最大強度之比例(%)		混凝土	鋼筋	殘餘裂縫 (mm)		評估結果 (由*標示者主控)
	正向	負向			正向	負向	
0.125	40%	45%	良好	彈性	0.15	0.15	使用性
0.25	61%	70%	良好	彈性	0.5*	0.3	修復性 I
0.375	77%	85%	良好	彈性	0.25	0.6*	修復性 I
0.5	93%	100%	良好	部分降伏*	0.55	0.4	修復性 II

表 5-11 以 AIJ 2004 評估殘餘裂縫預測值對應之尖峰力量占比(正向)

正向	NSW	HSW	NSWO	HSWO
使用限界	66%	65%	59%	48%
修復 I 限界	95%	96%	86%	86%
修復 II 限界	-	-	96%	96%

表 5-12 以 AIJ 2004 評估殘餘裂縫預測值所對應之尖峰力量占比(負向)

負向	NSW	HSW	NSWO	HSWO
使用限界	54%	49%	60%	52%
修復 I 限界	70%	67%	72%	69%
修復 II 限界	90%	88%	83%	82%





圖

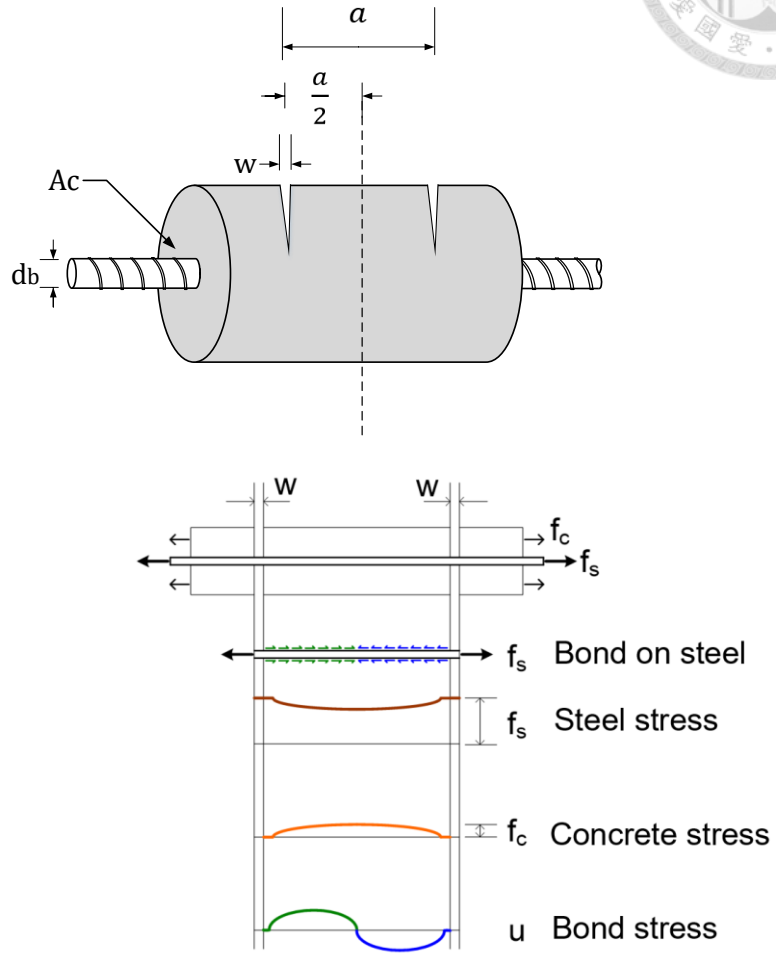


圖 2-1 裂縫生成模型

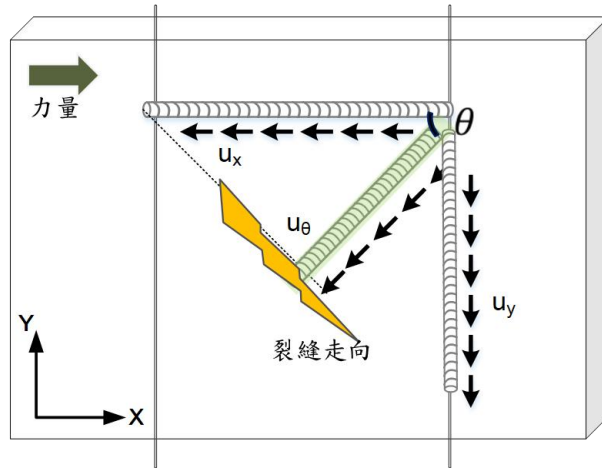


圖 2-2 鋼筋握裹力轉換

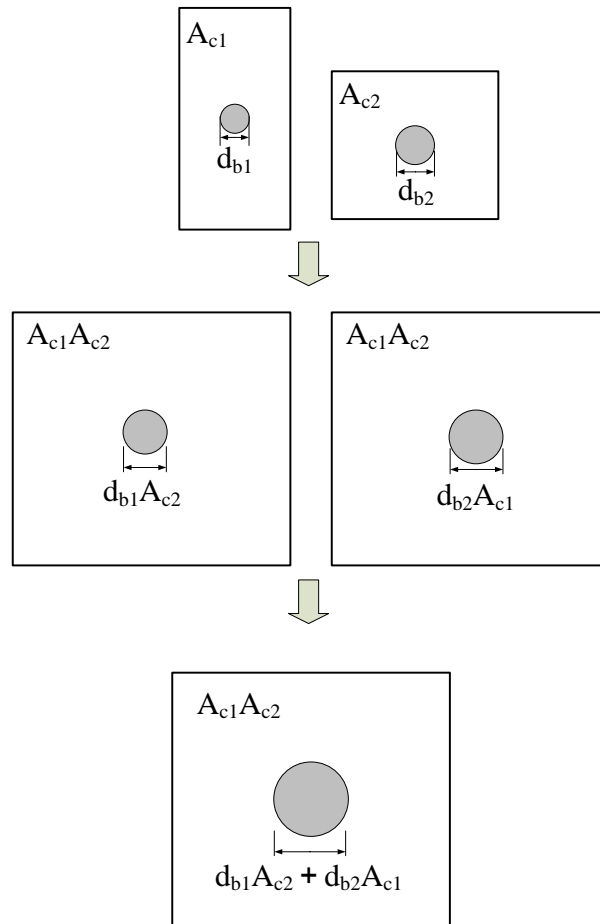


圖 2-3 兩相異斷面疊加過程概念

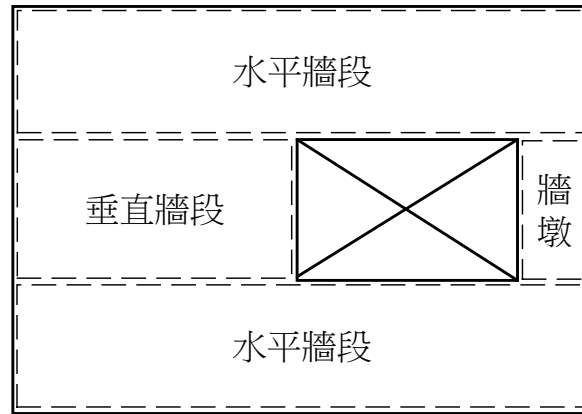


圖 2-4 開口剪力牆的牆段與牆墩示意圖

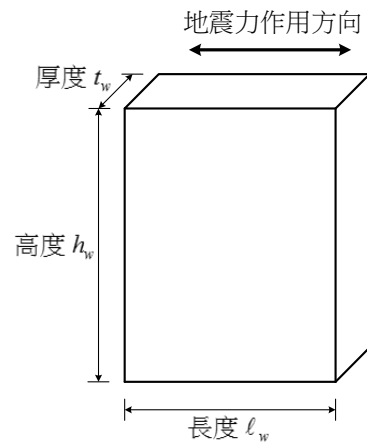


圖 2-5 豎向構件尺寸示意圖

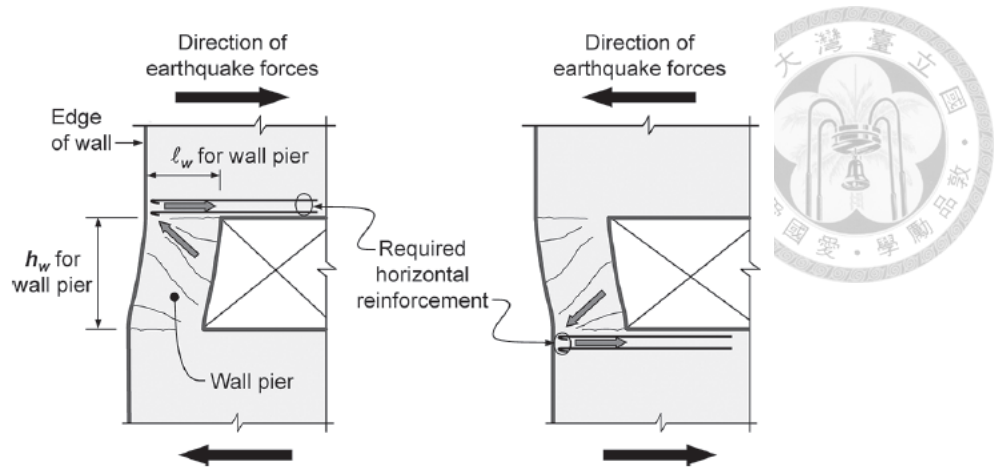


Fig R18.10.8—Required horizontal reinforcement in wall segments above and below wall piers at the edge of a wall.

圖 2-6 ACI 318-14 規範[13]對牆墩上、下方之配筋規定

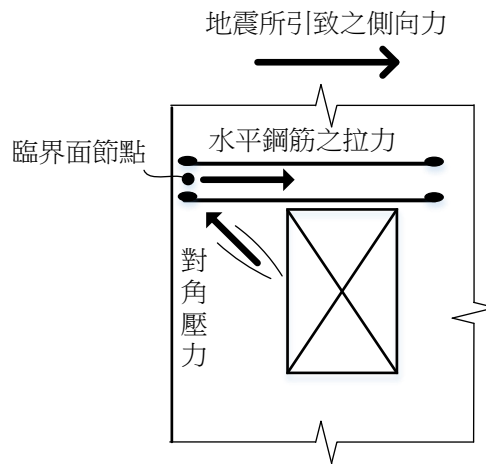


圖 2-7 開口附近水平鋼筋作用示意圖[5]

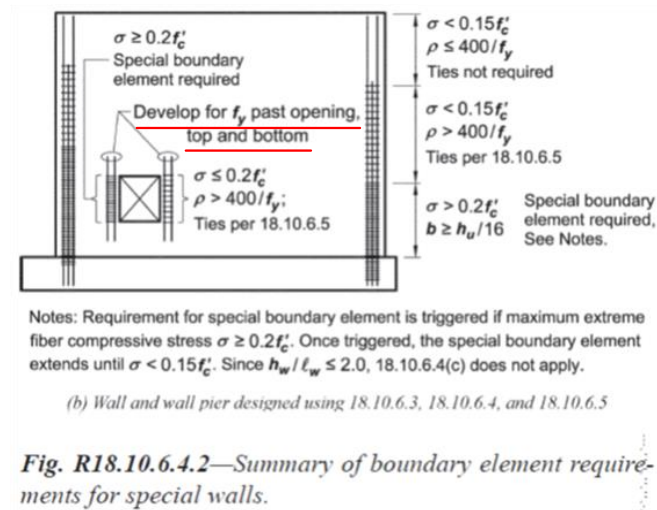


圖 2-8 ACI 318-14 規範[13]對剪力牆開口兩側邊界構材之配筋規定

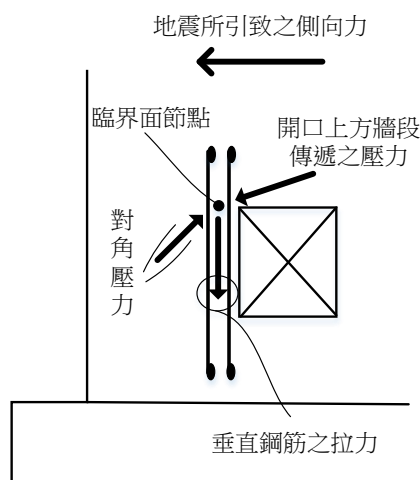


圖 2-9 開口附近垂直鋼筋作用示意圖[5]

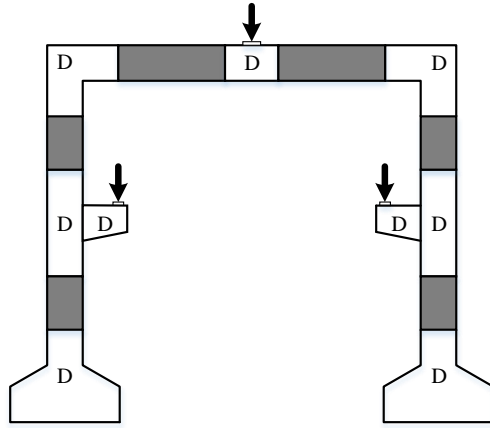


圖 2-10 混凝土結構之 D 區域位置[6,7]

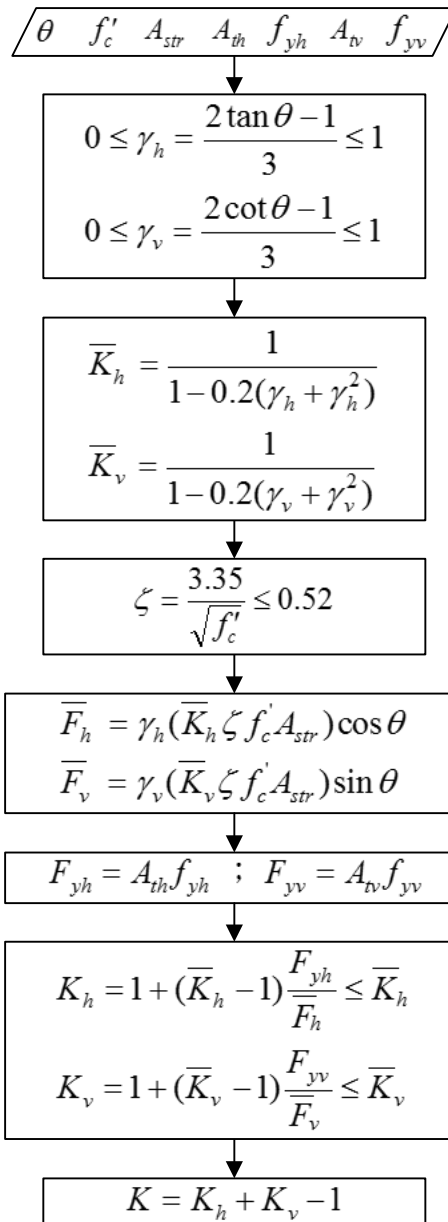


圖 2-11 Hwang and Lee[15]簡算法(代數逼近法)之壓拉桿指標 K 計算流程圖

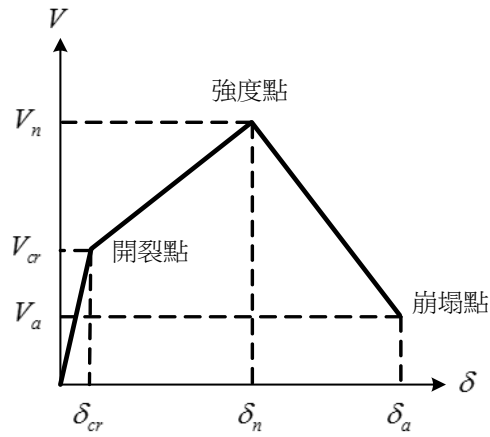


圖 2-12 剪力牆之側力位移曲線[14]

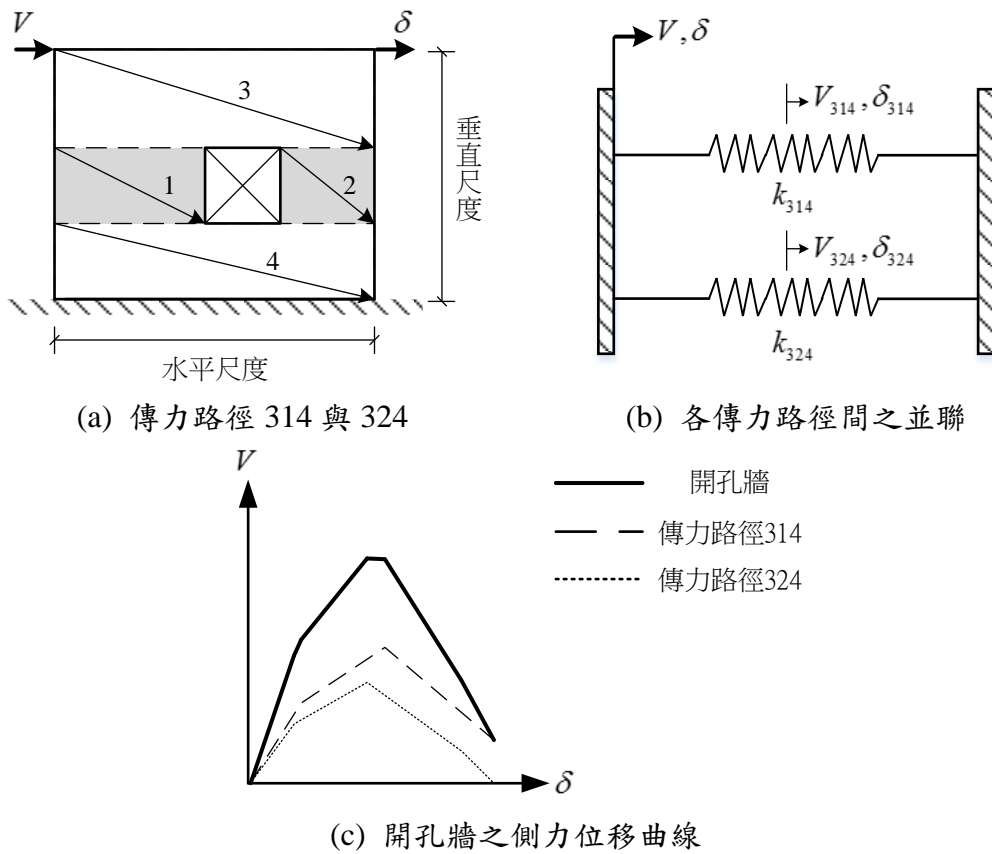
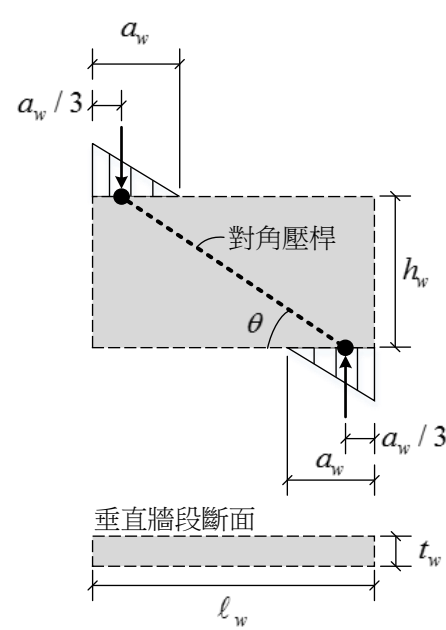
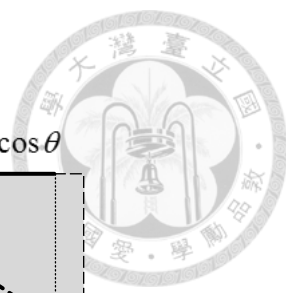
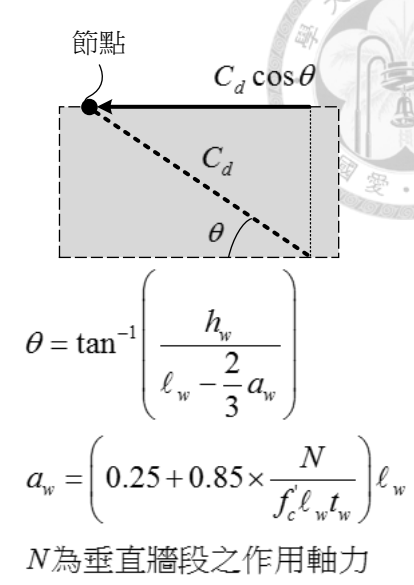


圖 2-13 串、並聯模型之並聯性質[4]

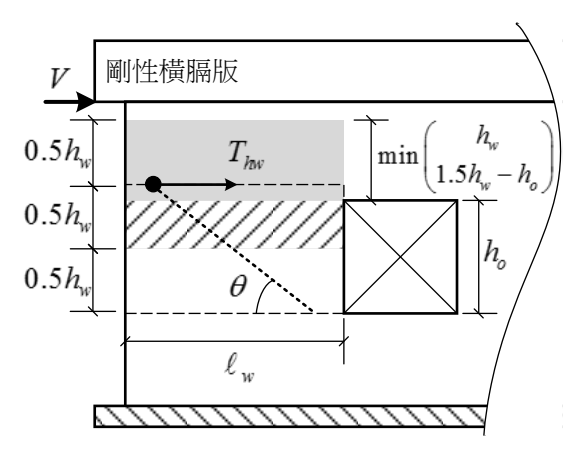


(a) 對角壓桿強度之參數

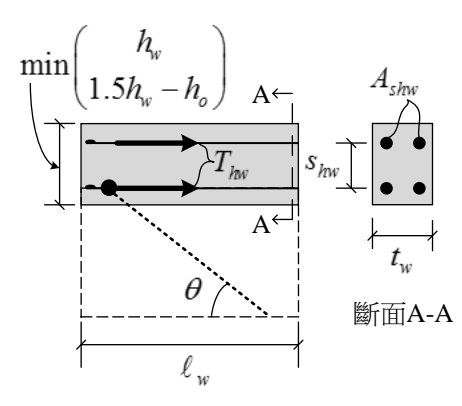


(b) 節點力平衡之水平需求

圖 2-14 開口左方垂直牆段之示意圖[5]



(a) 水平版筋之範圍



(b) 版筋拉力之相關參數

圖 2-15 水平版筋之拉力貢獻[5]



Maximum Crack Width (mm)

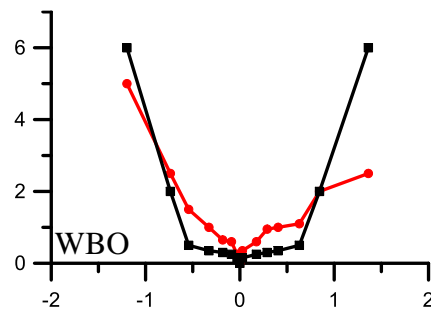
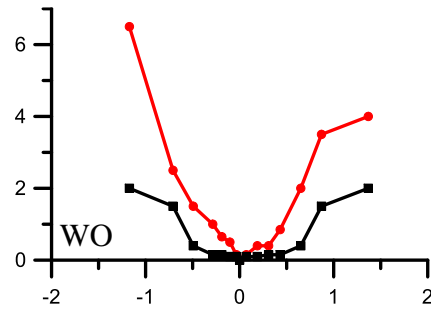
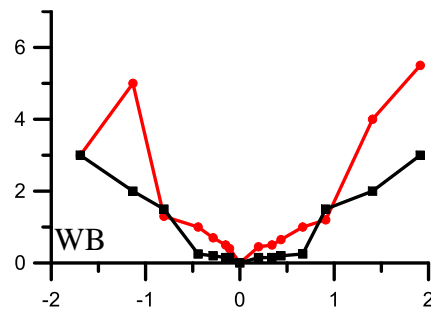
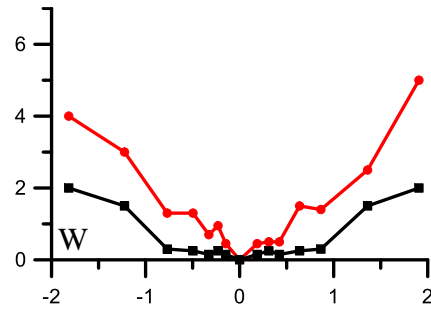
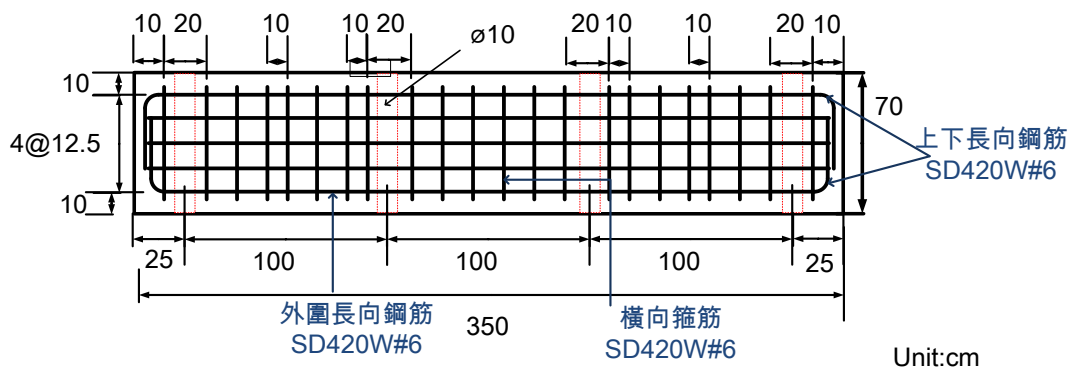
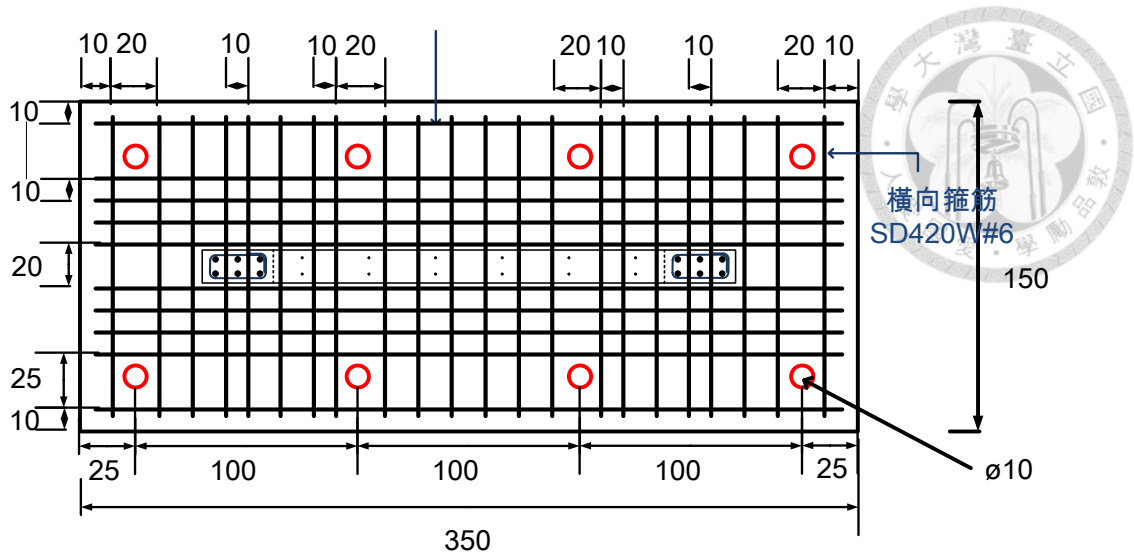
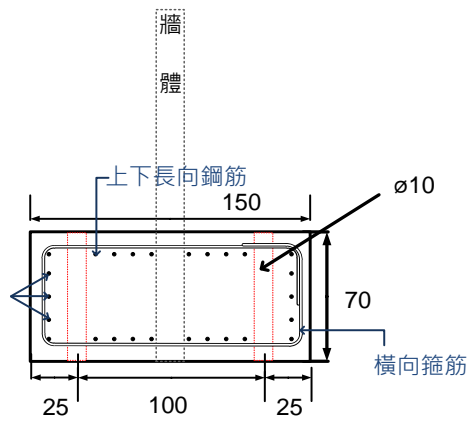


圖 2-16 最大尖峰變位角及殘餘裂縫寬度[12]



基礎正視圖



基礎側視圖
A-A

圖 3-1 基礎配筋圖

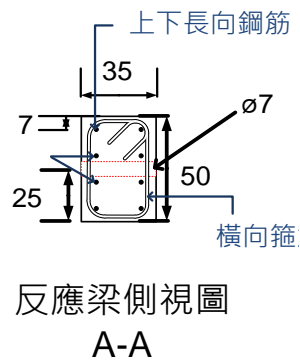
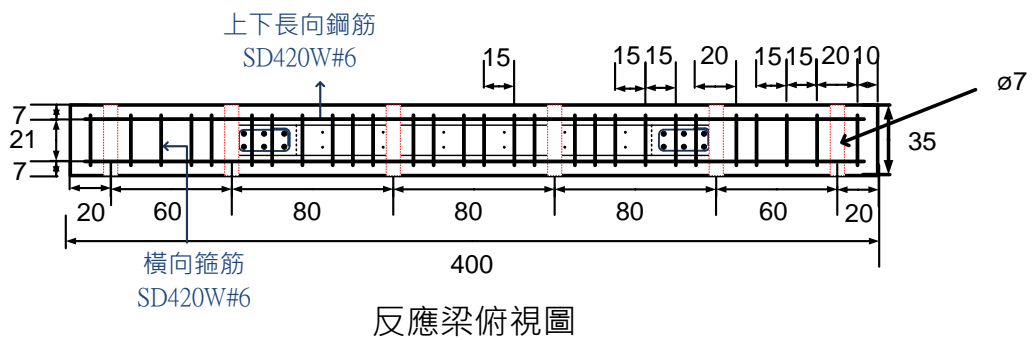
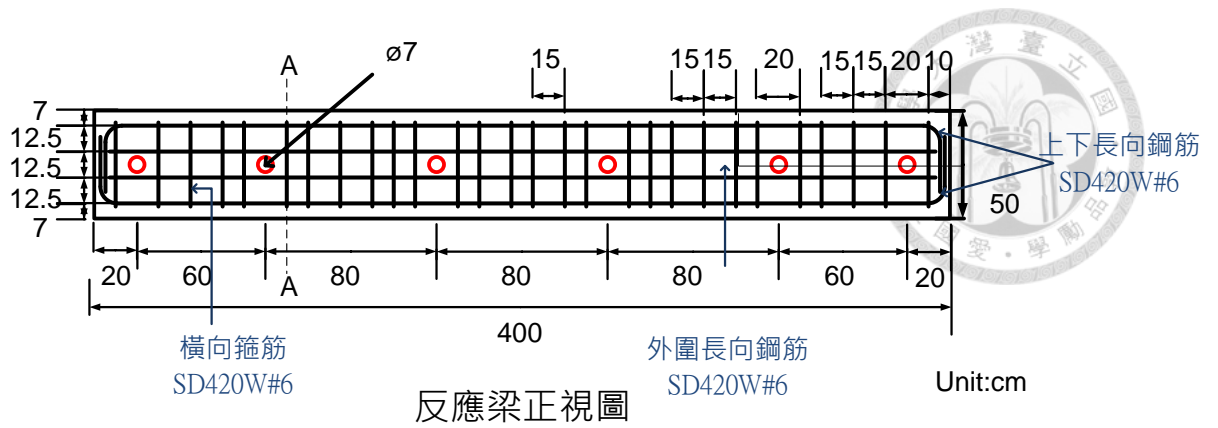


圖 3-2 反應梁配筋圖

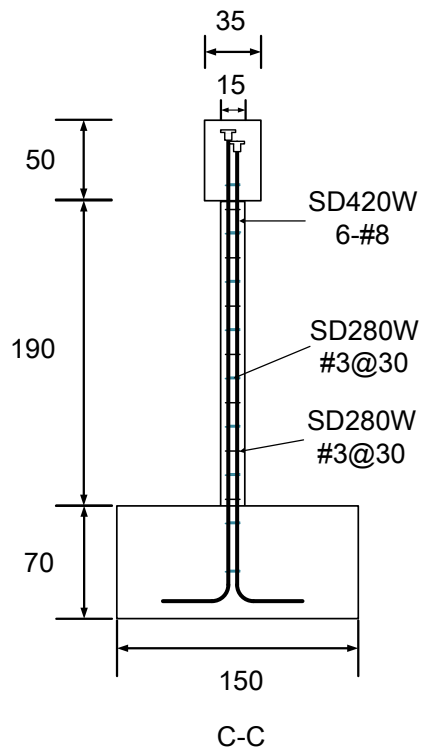
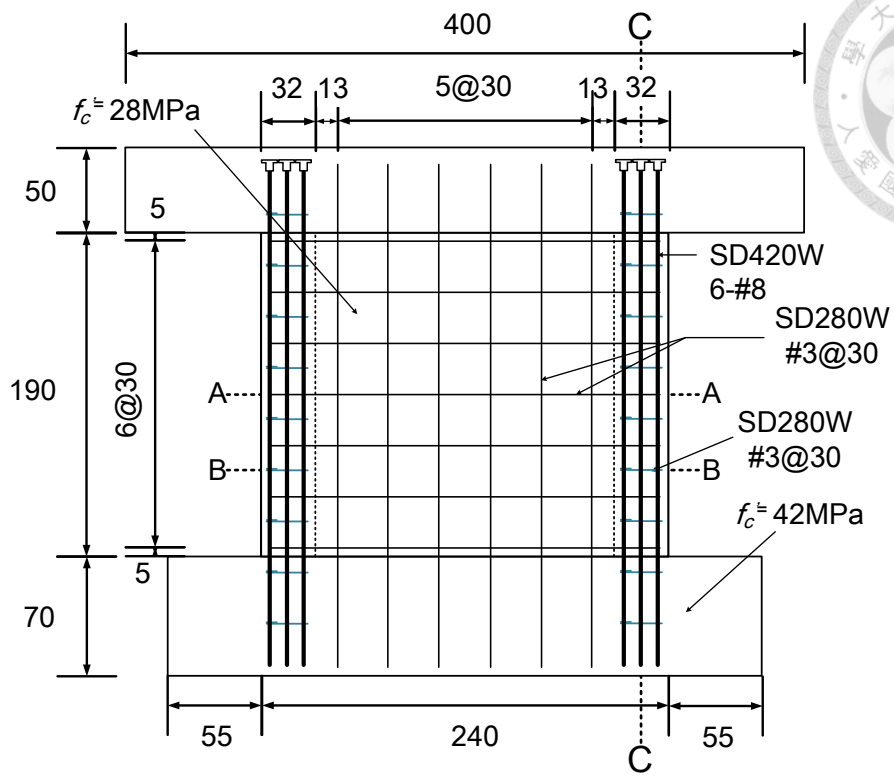
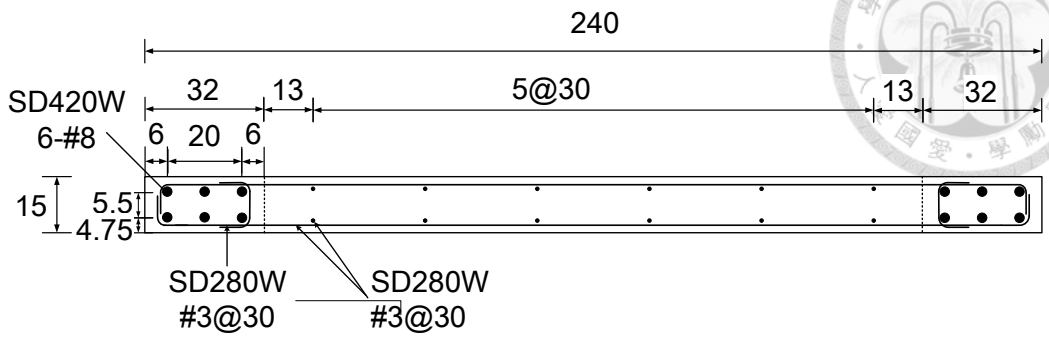
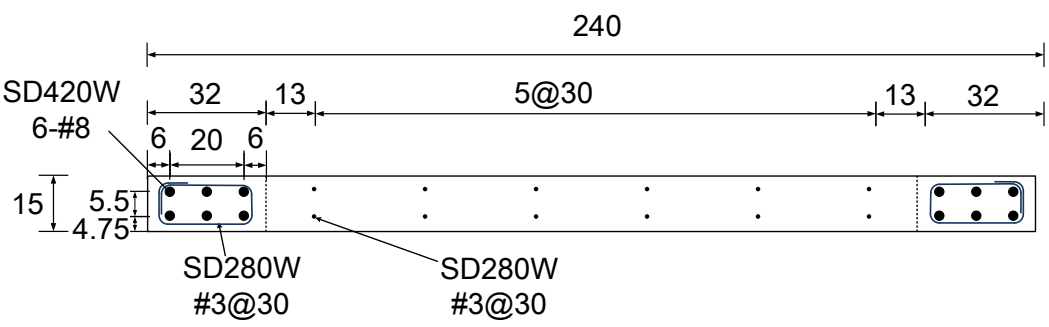


圖 3-3 NSW 試體配筋圖(1/2)



A-A



B-B

圖 3-3 NSW 試體配筋圖(2/2)

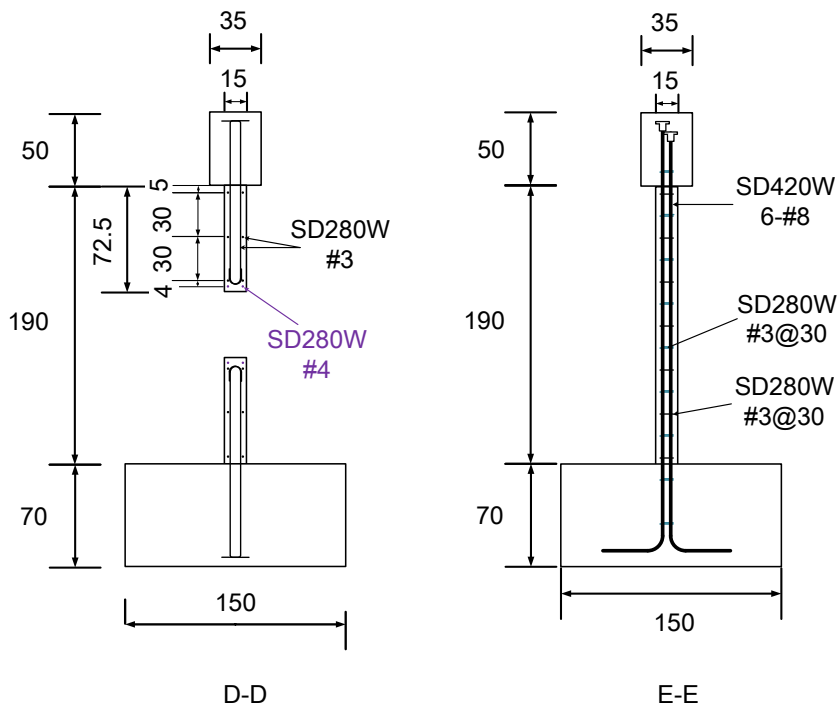
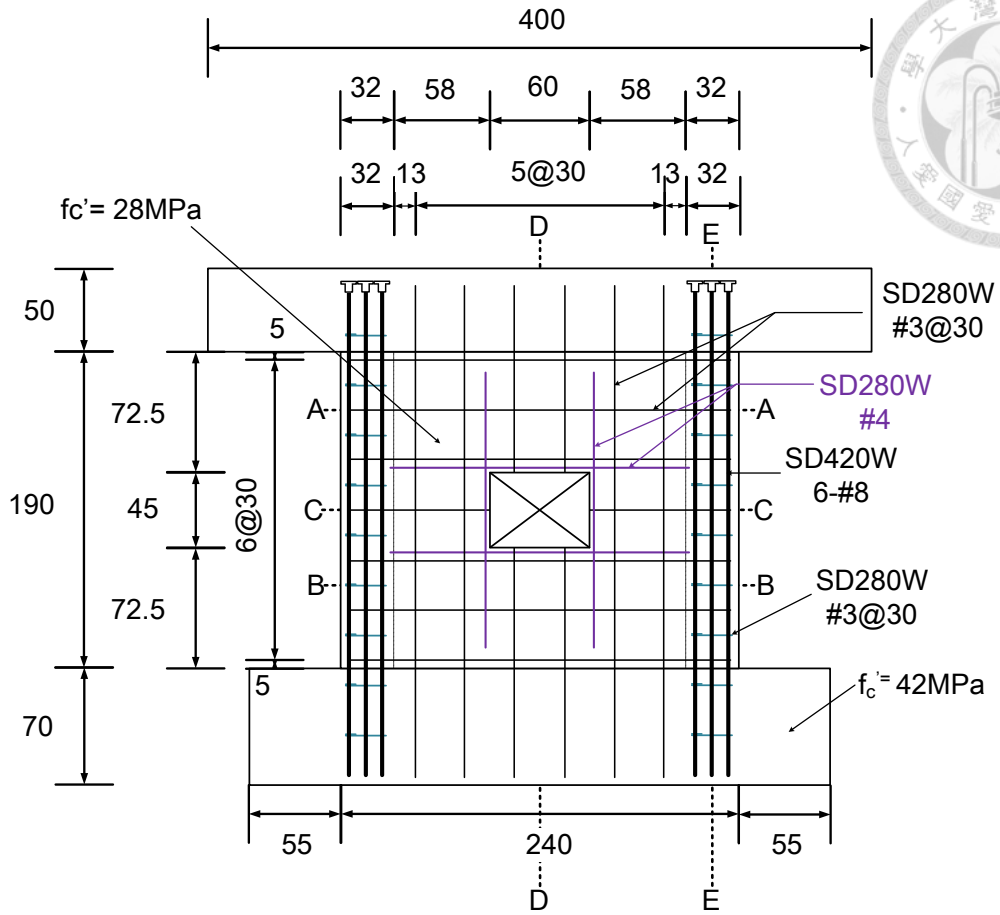
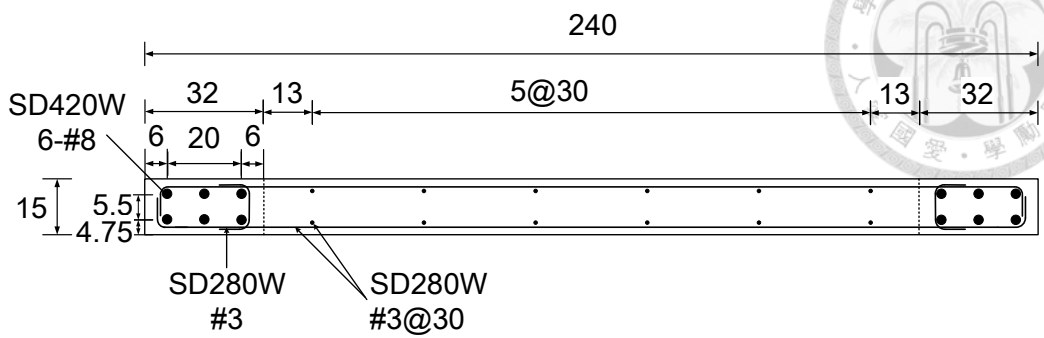
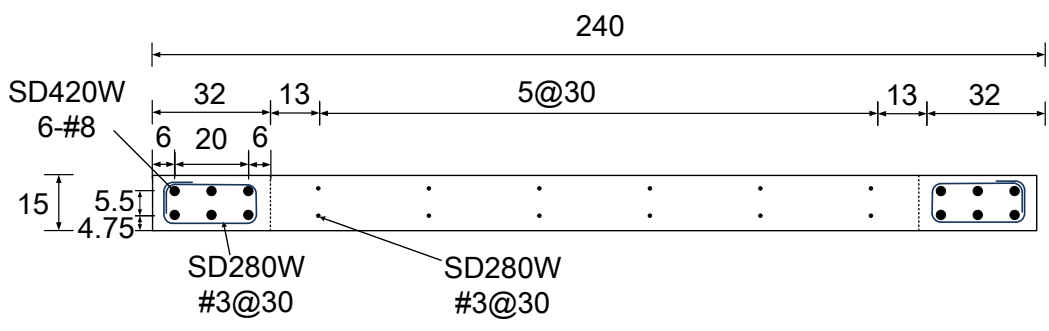


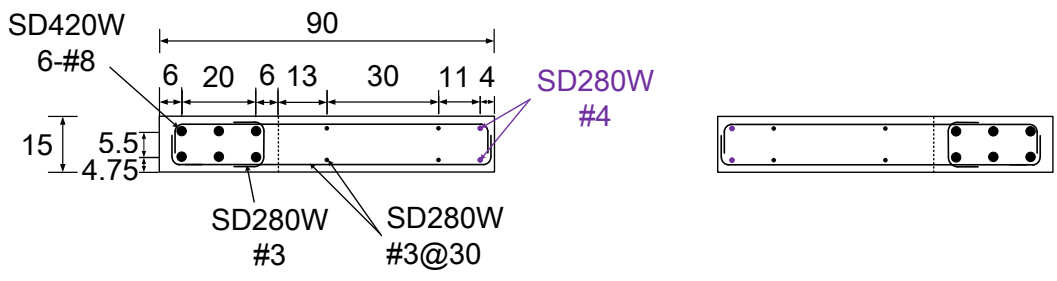
圖 3-4 NSW0 試體配筋圖(1/2)



A-A



B-B



C-C

圖 3-4 NSWO 試體配筋圖(2/2)

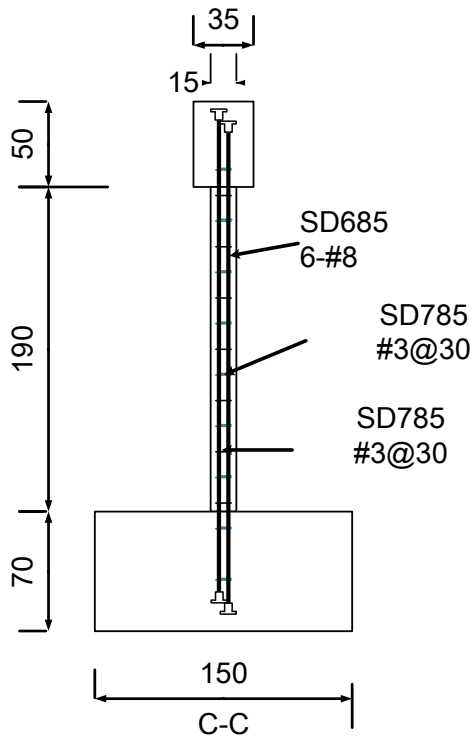
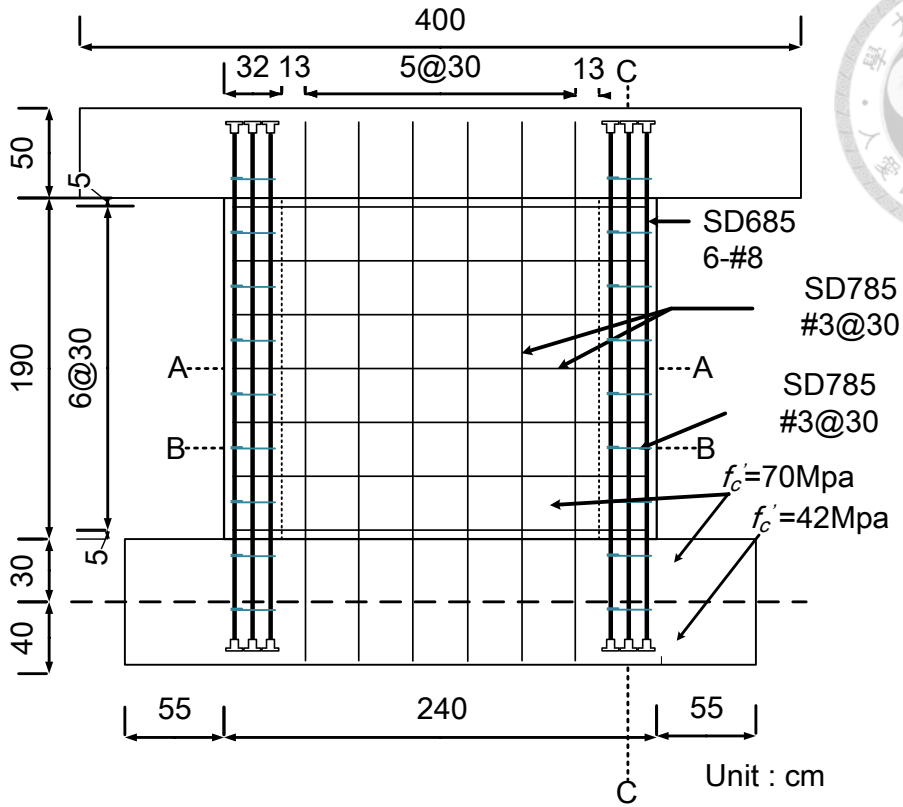


圖 3-5 HSW 試體配筋圖(1/2)

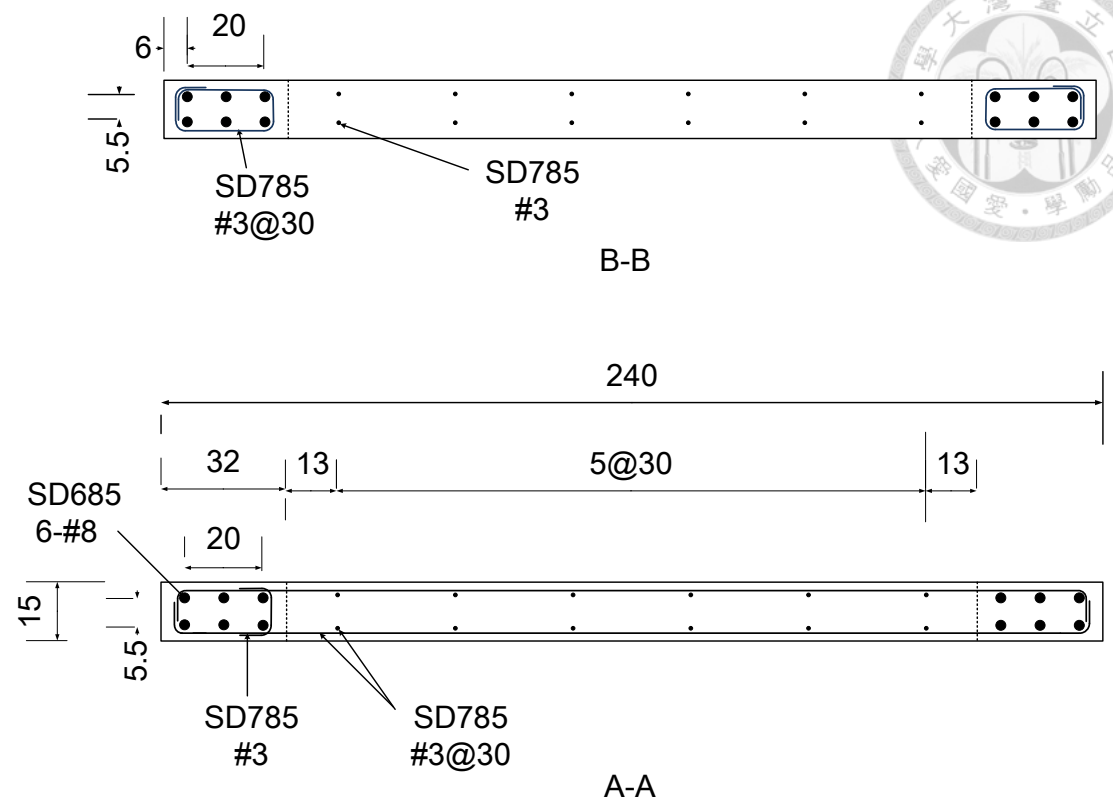
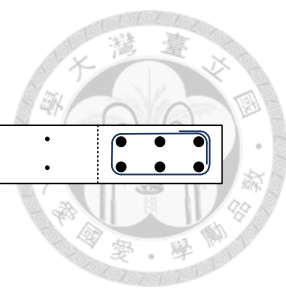


圖 3-5 HSW 試體配筋圖(2/2)

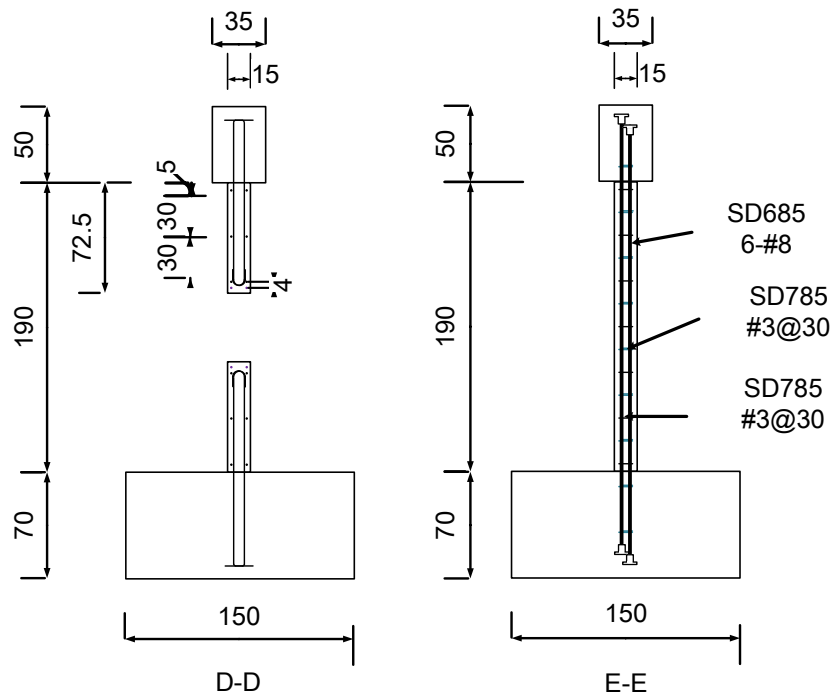
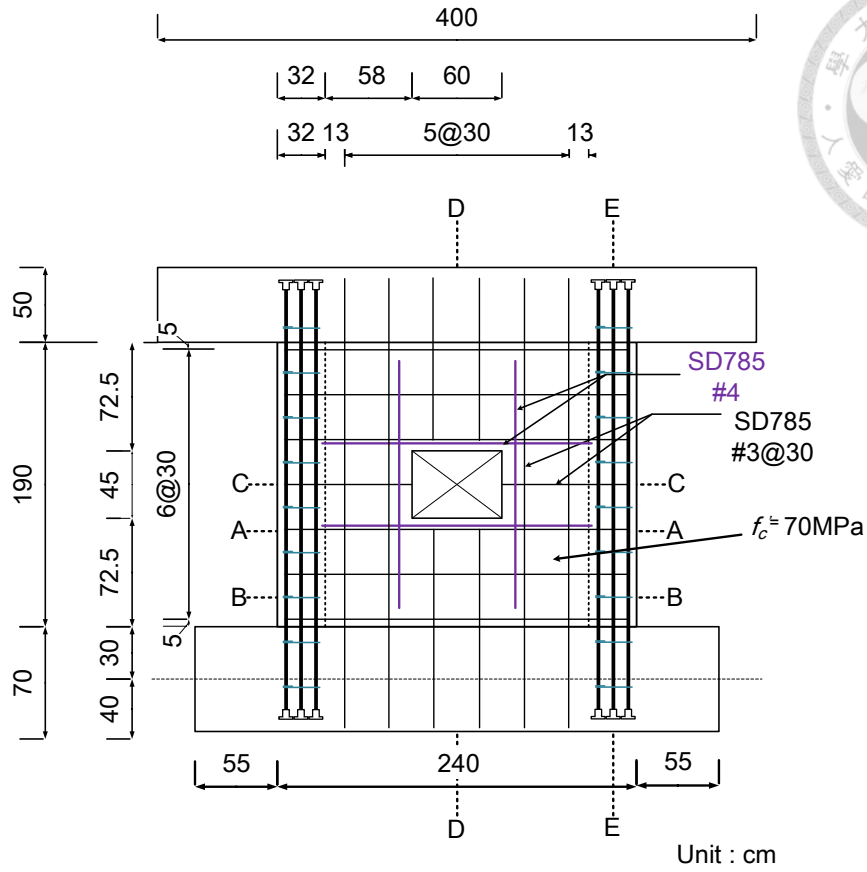


圖 3-6 HSWO 試體配筋圖(1/2)

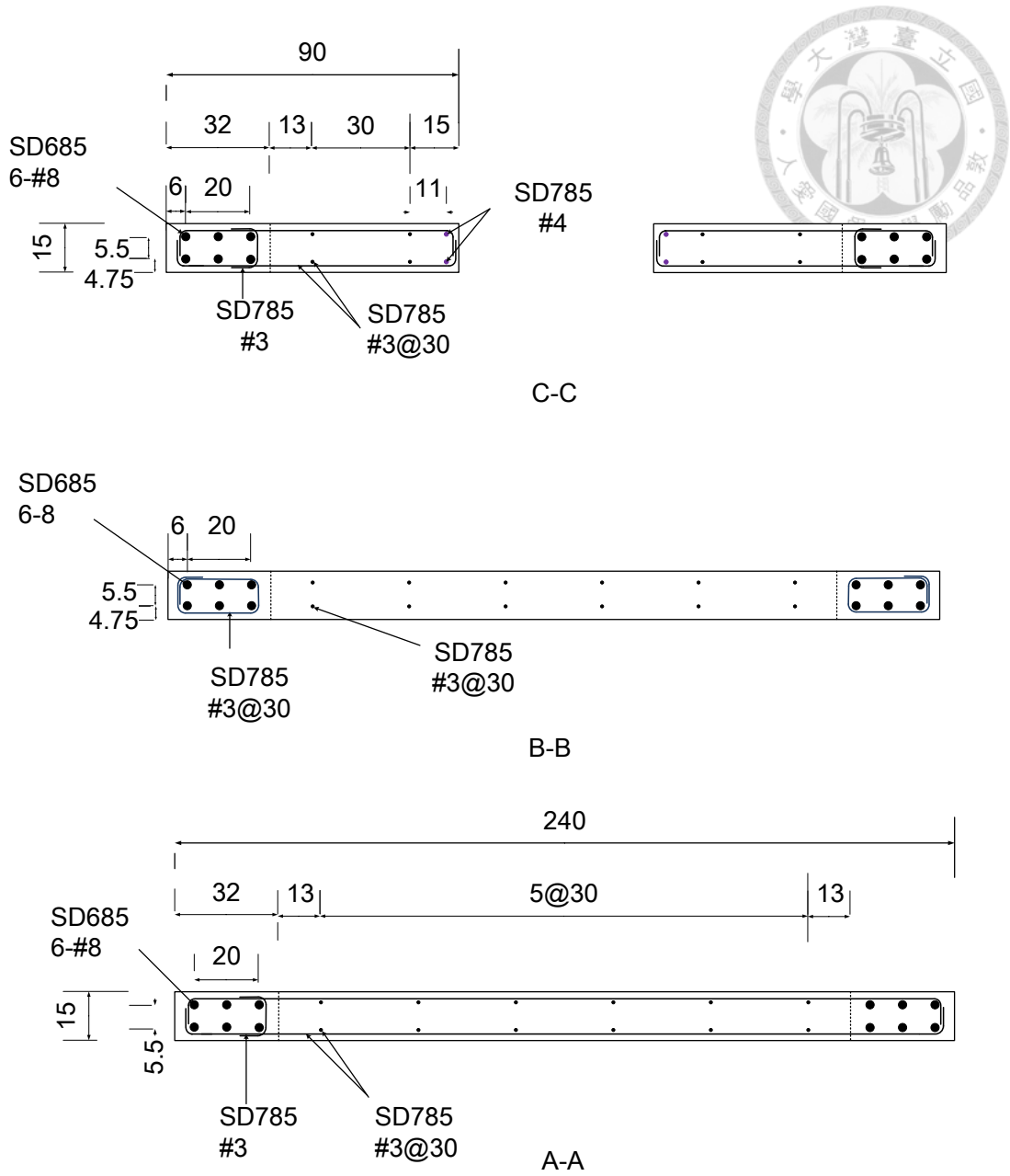


圖 3-6 HSWO 試體配筋圖(2/2)



圖 3-7 基礎之吊鈎



圖 3-8 混凝土坍流度試驗



圖 3-9 上部結構澆置

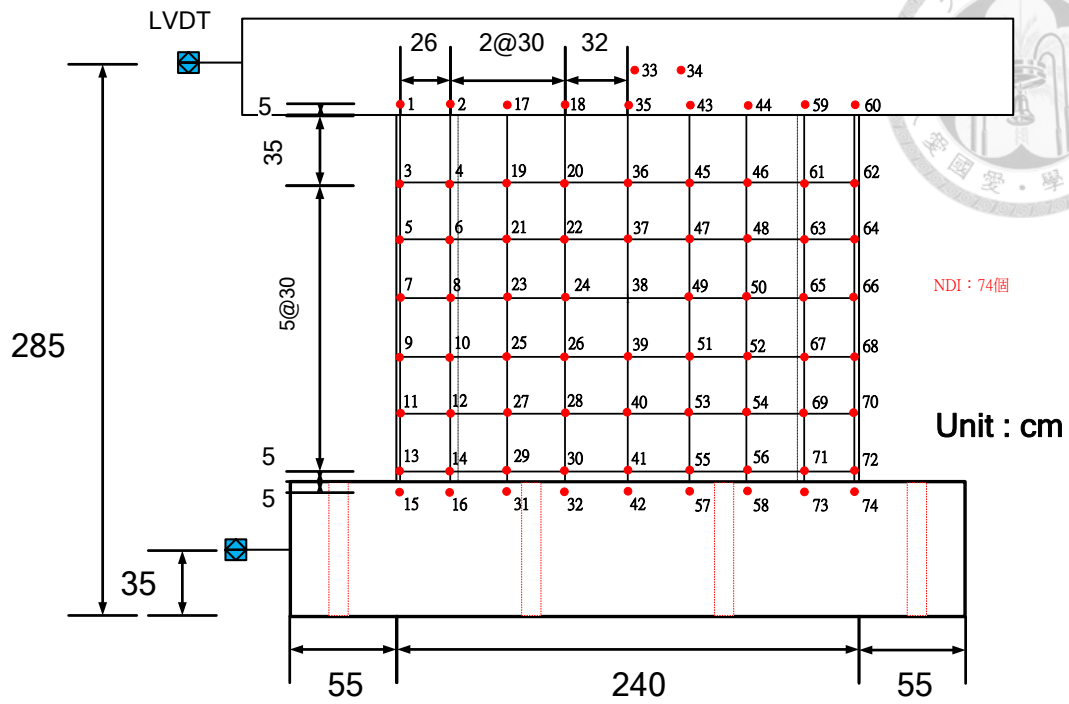
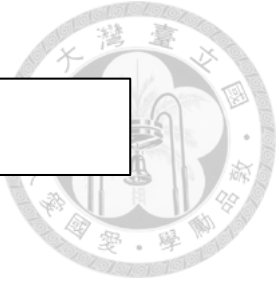


圖 3-10a 未開孔試體之 NDI marker 點之格線圖

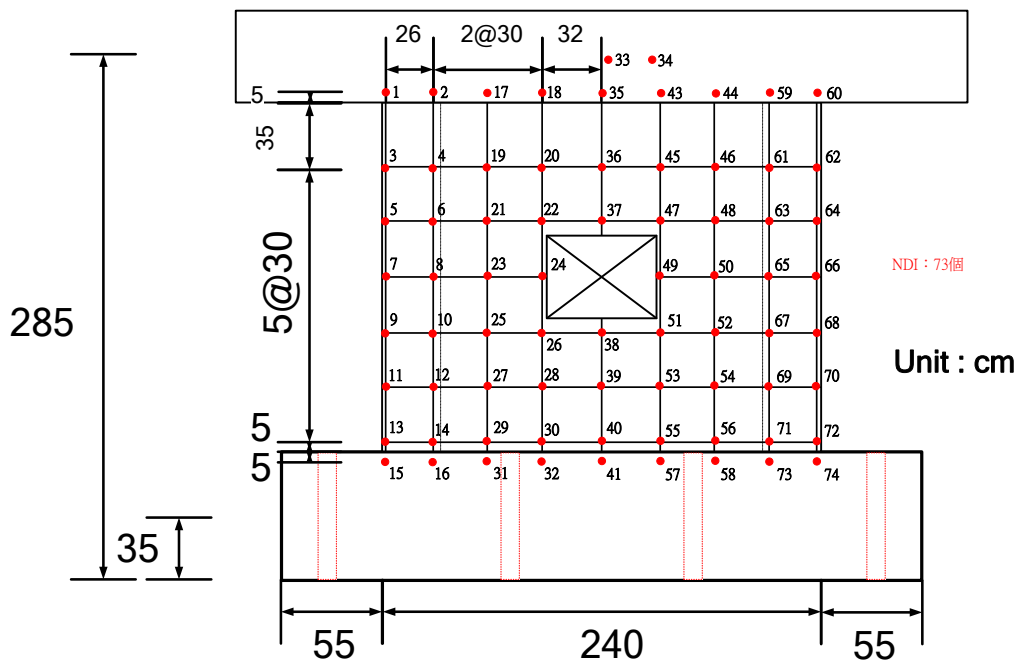


圖 3-10b 開孔試體之 NDI marker 點之格線圖

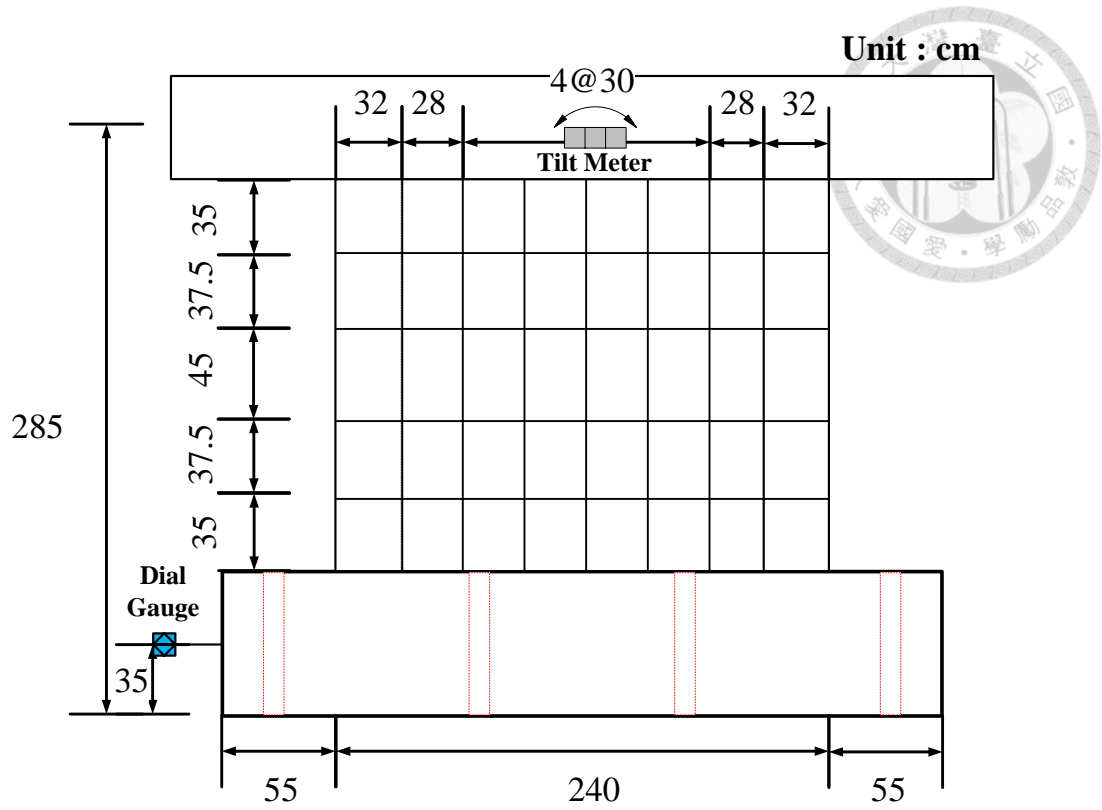


圖 3-11a 未開孔試體之裂縫格線圖

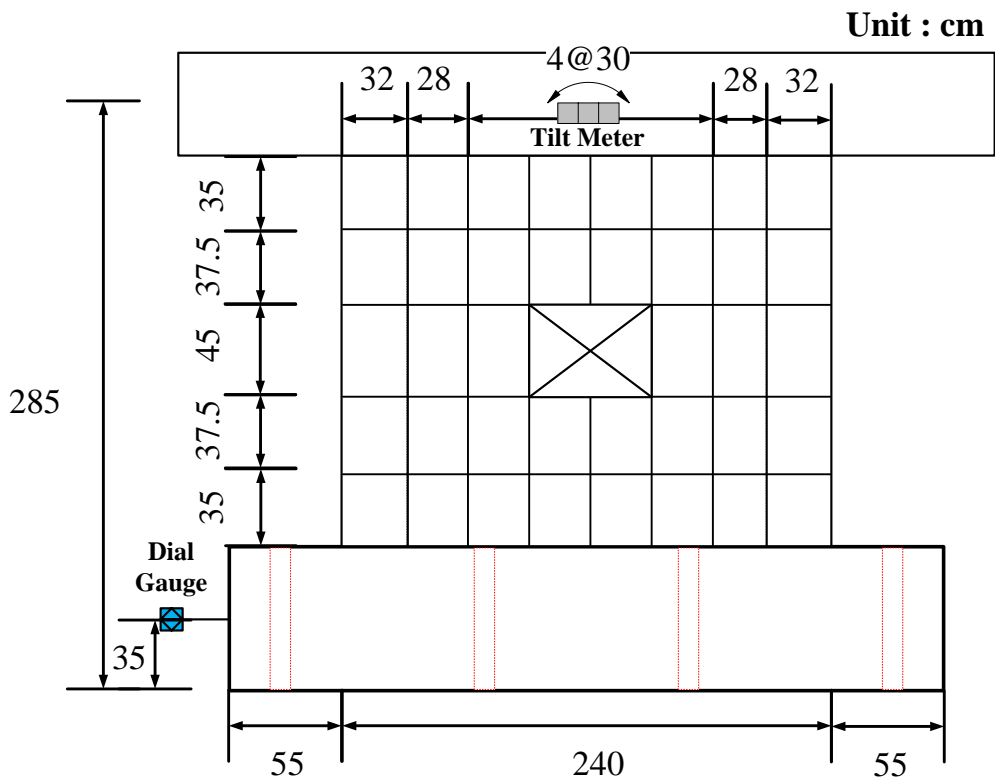


圖 3-11b 開孔試體之裂縫格線圖



圖 3-12 量表位移計



圖 3-13 NDI 探測鏡頭



圖 3-14 NDI Marker 點布置圖



圖 3-15 角度計

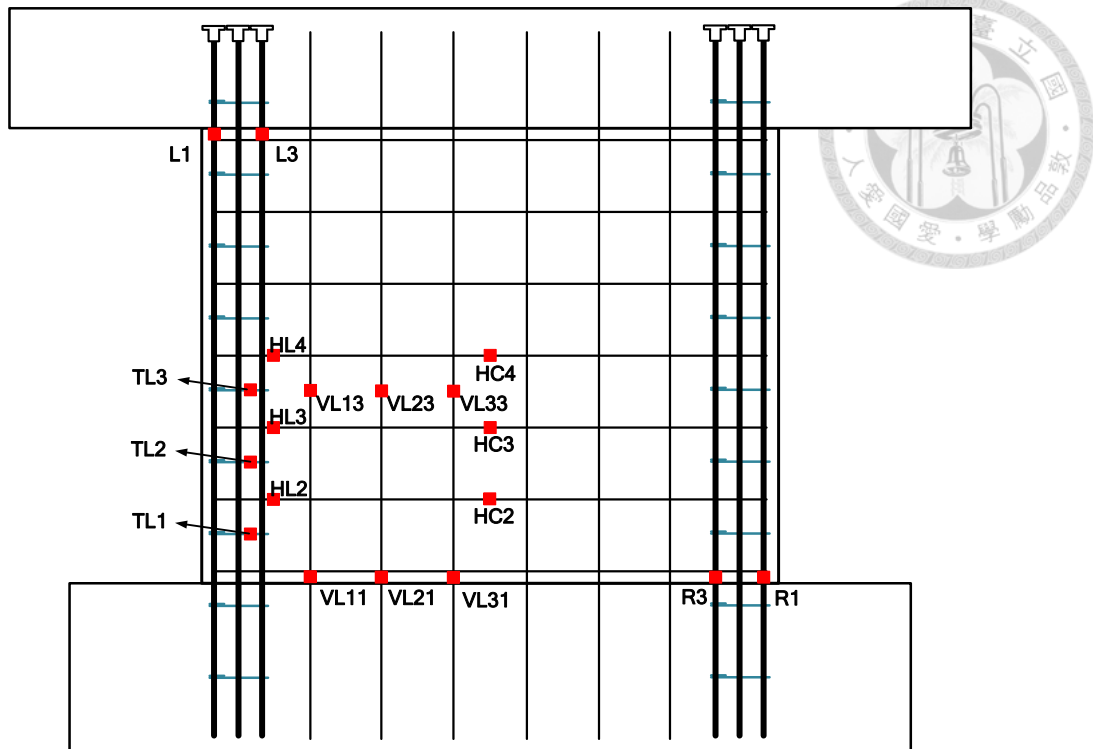


圖 3-16a NSW 及 NSW0 應變計配置圖

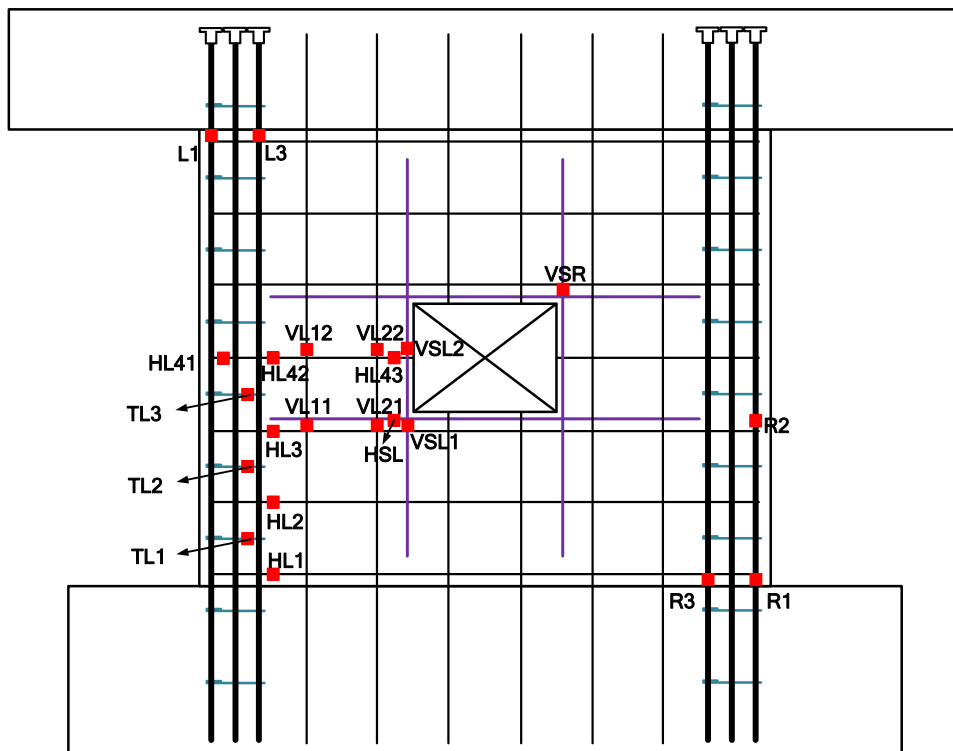


圖 3-16b NSW0 及 HSWO 應變計配置圖

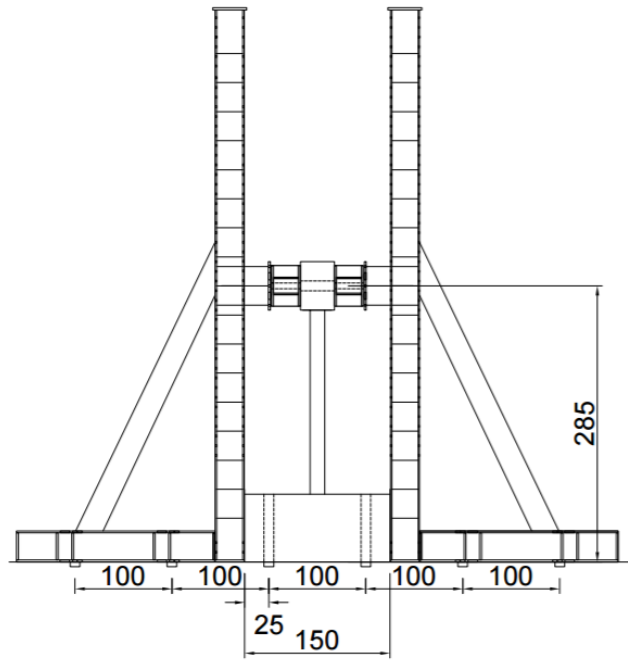


圖 3-17 測試布置立面圖

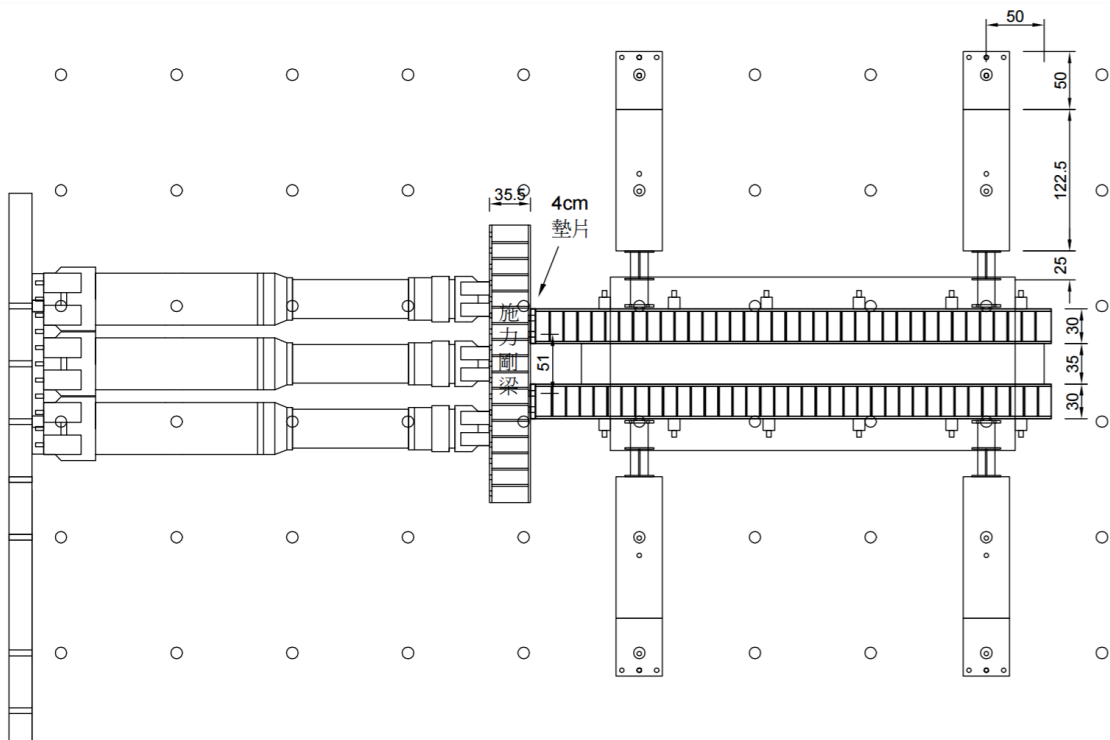


圖 3-18 測試布置俯視圖

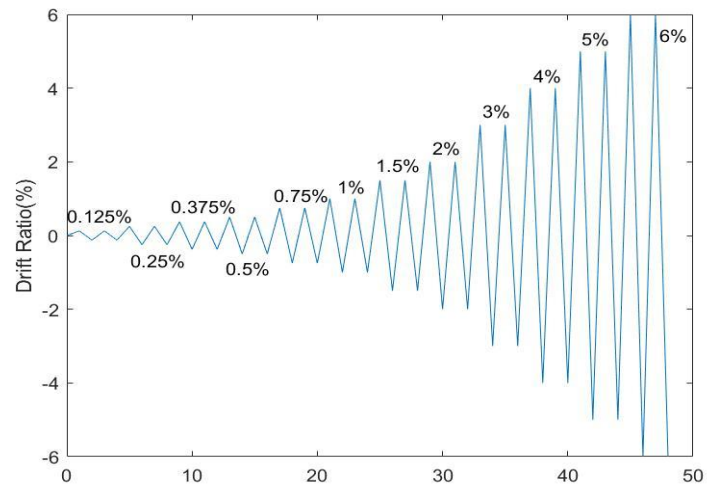


圖 3-19 加載歷時示意圖



圖 4-1 混凝土試體破壞模式



圖 4-2 鋼筋拉拔試驗

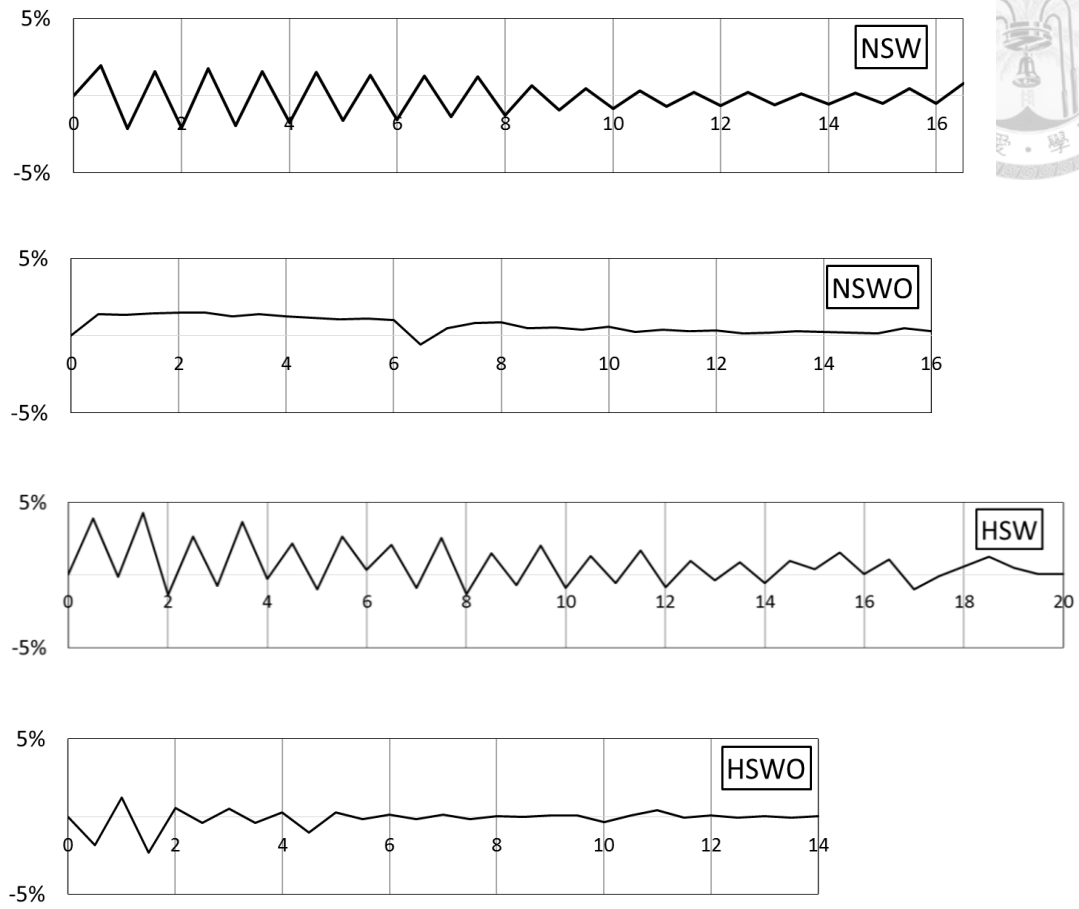
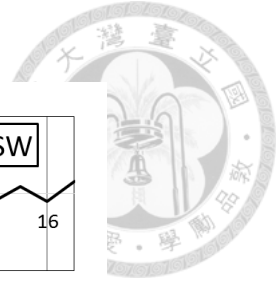


圖 4-3 試體各週期相對滑移率

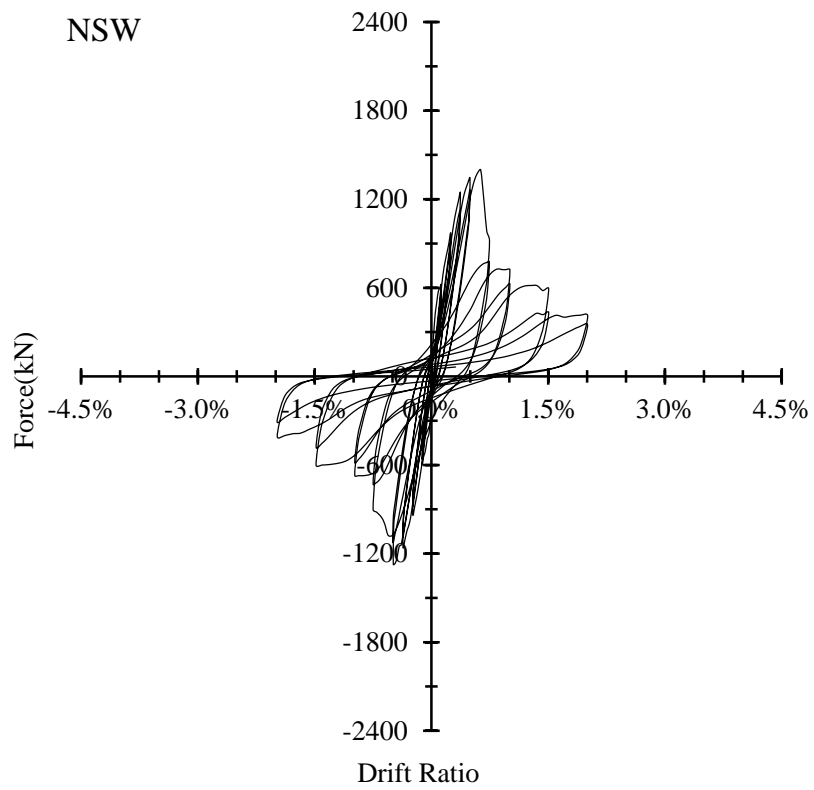


圖 4-4a 試體 NSW 之載重-位移遲滯迴圈

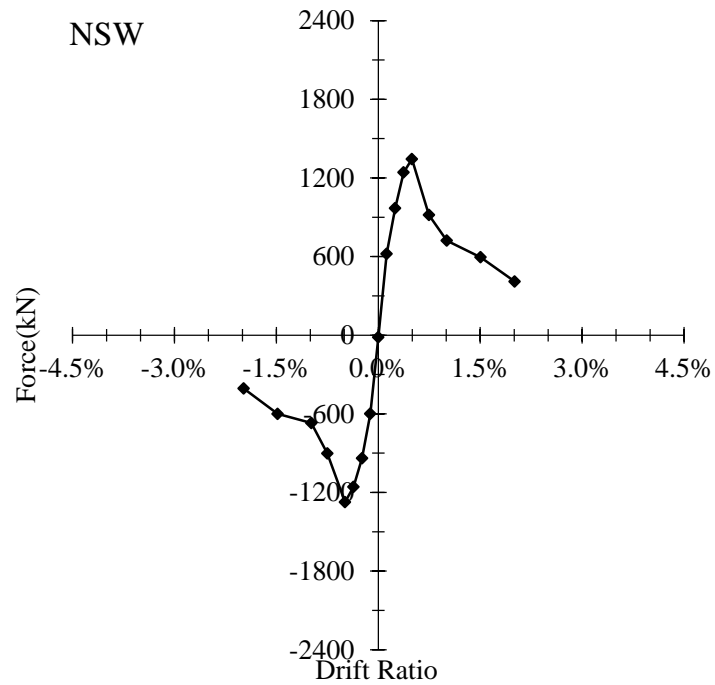


圖 4-4b 試體 NSW 之載重-位移包絡線

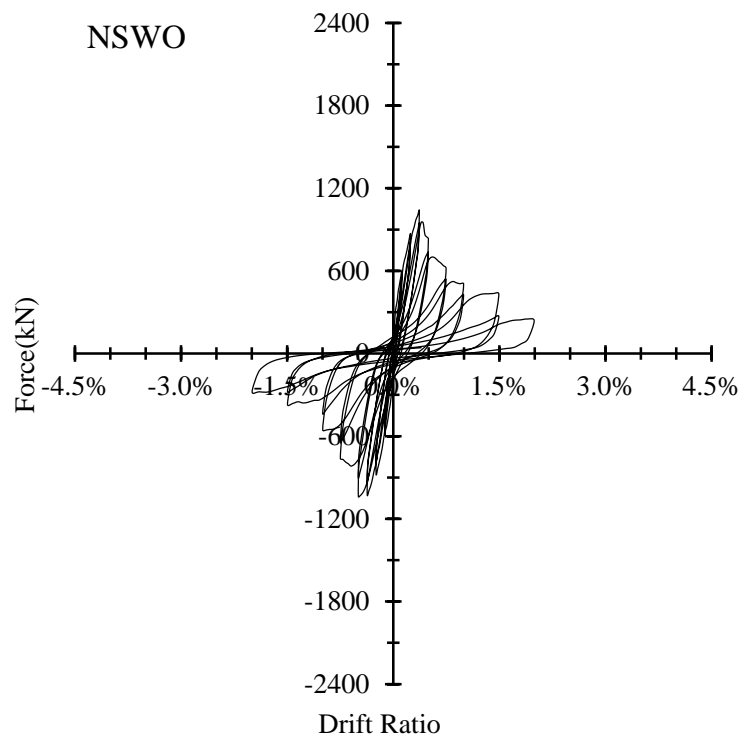


圖 4-5a 試體 NSW0 之載重-位移遲滯迴圈

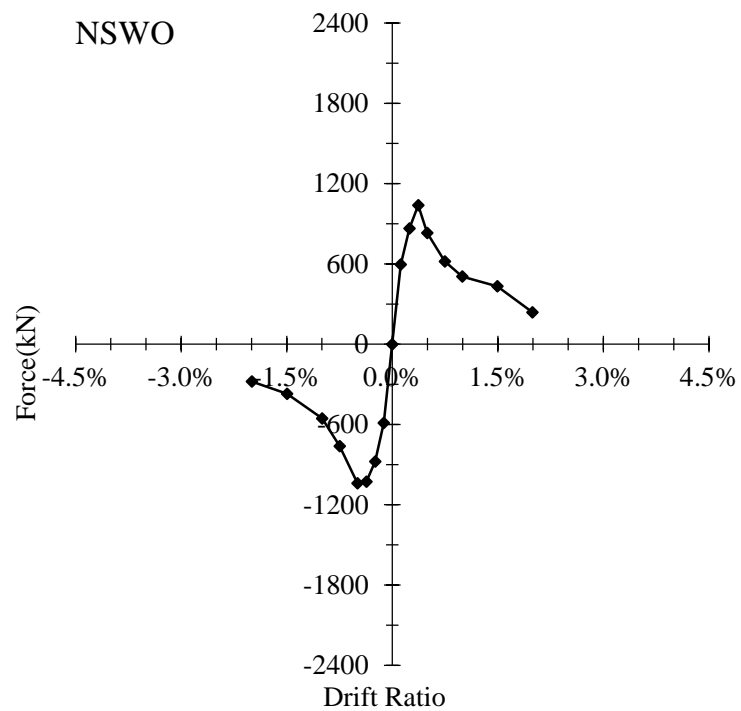


圖 4-5b 試體 NSW0 之載重-位移遲滯迴圈

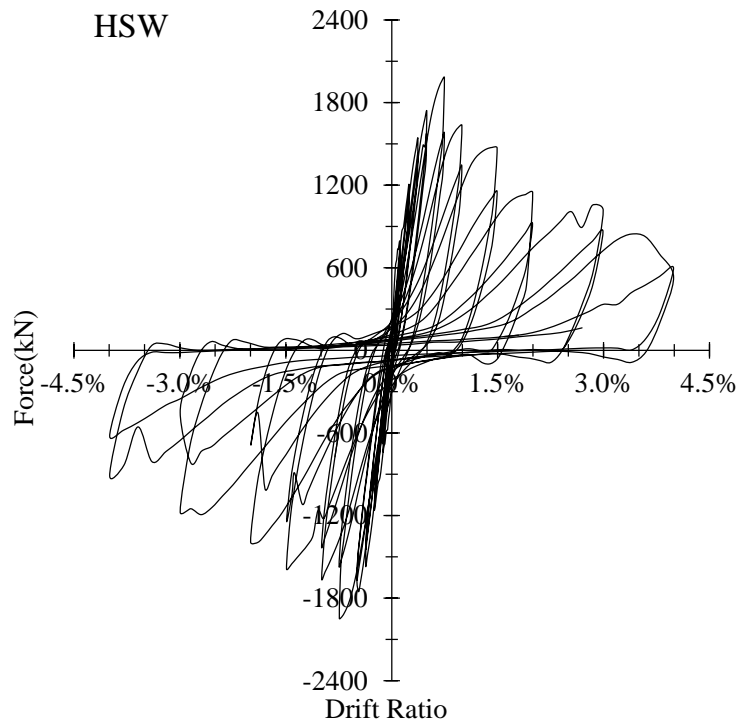


圖 4-6a 試體 HSW 之載重-位移遲滯迴圈

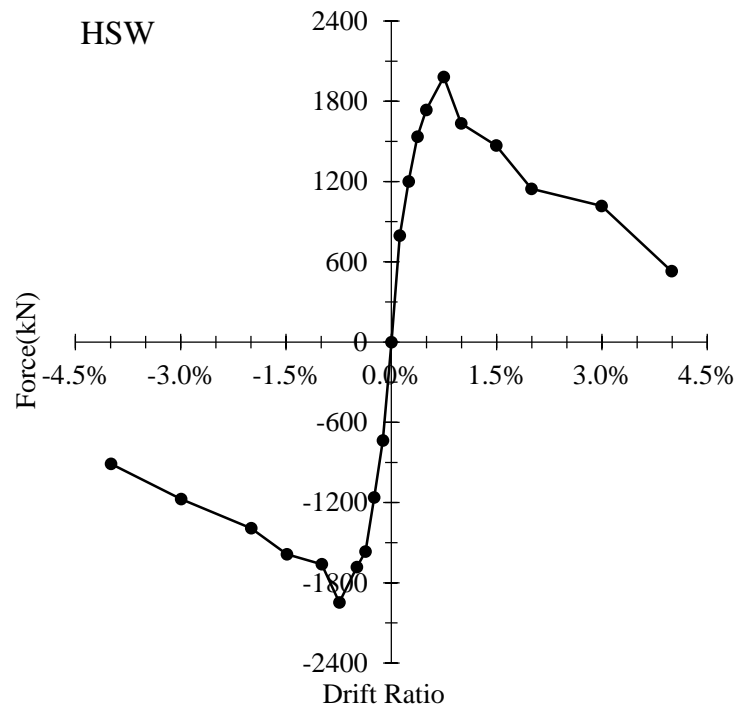


圖 4-6b 試體 HSW 之載重-位移遲滯迴圈

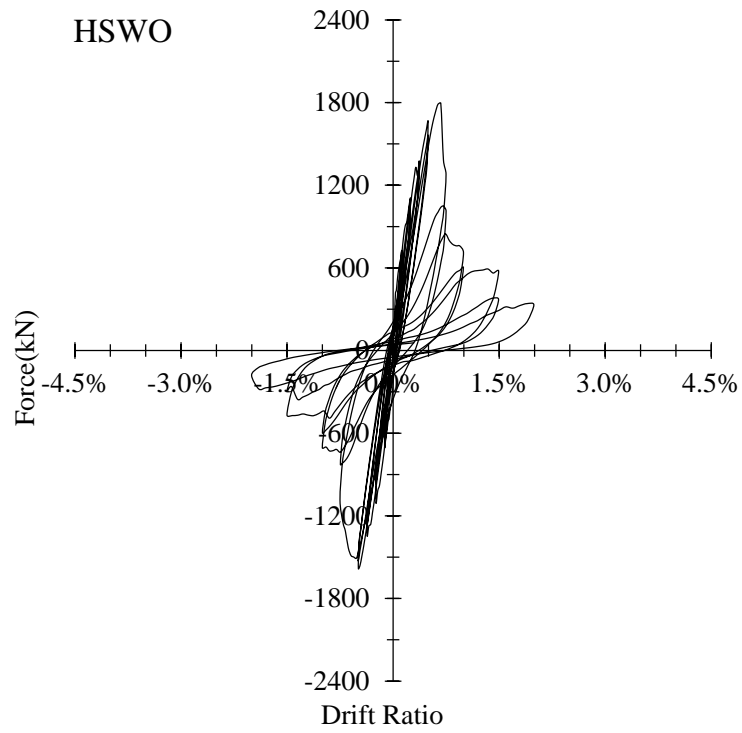


圖 4-7a 試體 HSWO 之載重-位移遲滯迴圈

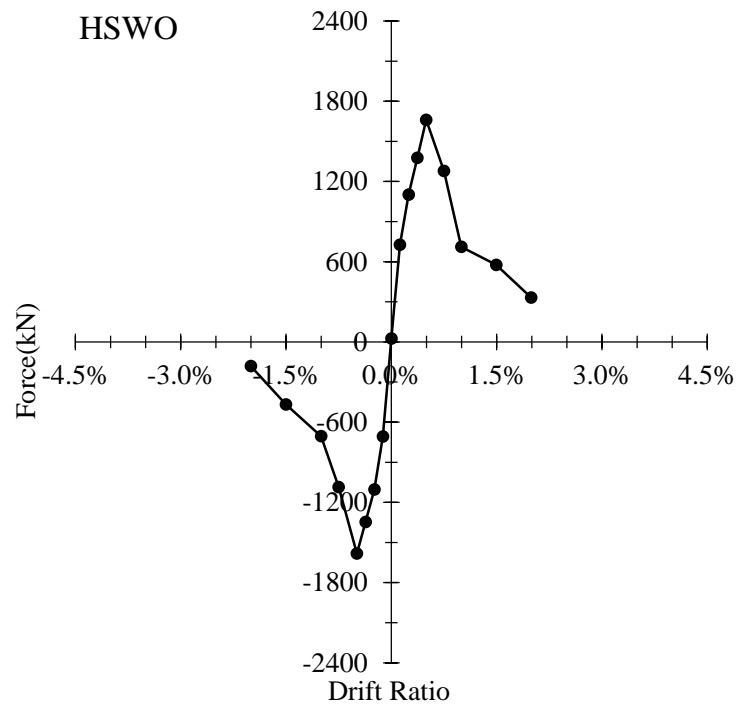


圖 4-7b 試體 HSWO 之載重-位移遲滯迴圈

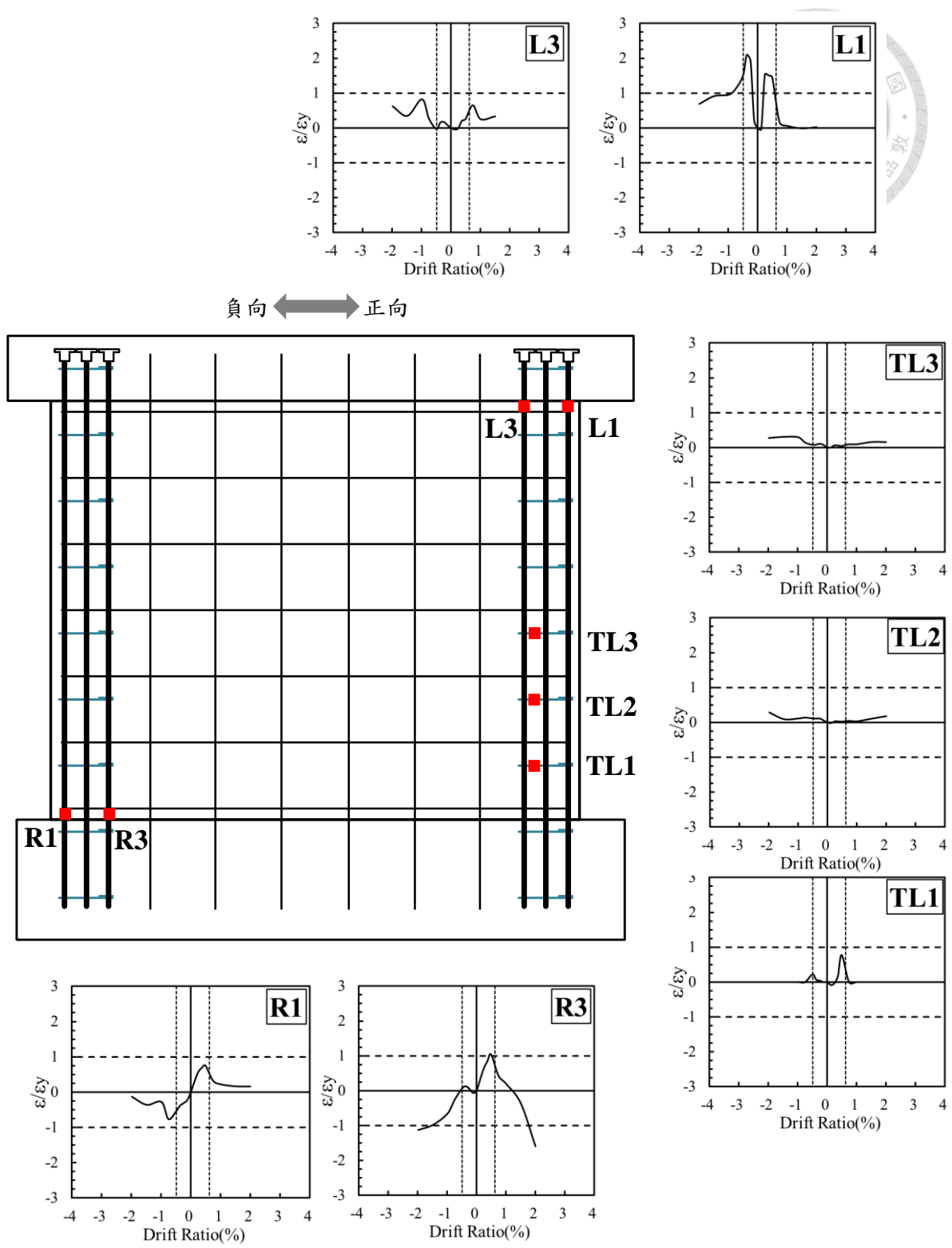


圖 4-8a NSW 邊界構材主筋及橫向箍筋應變計讀值(1/3)

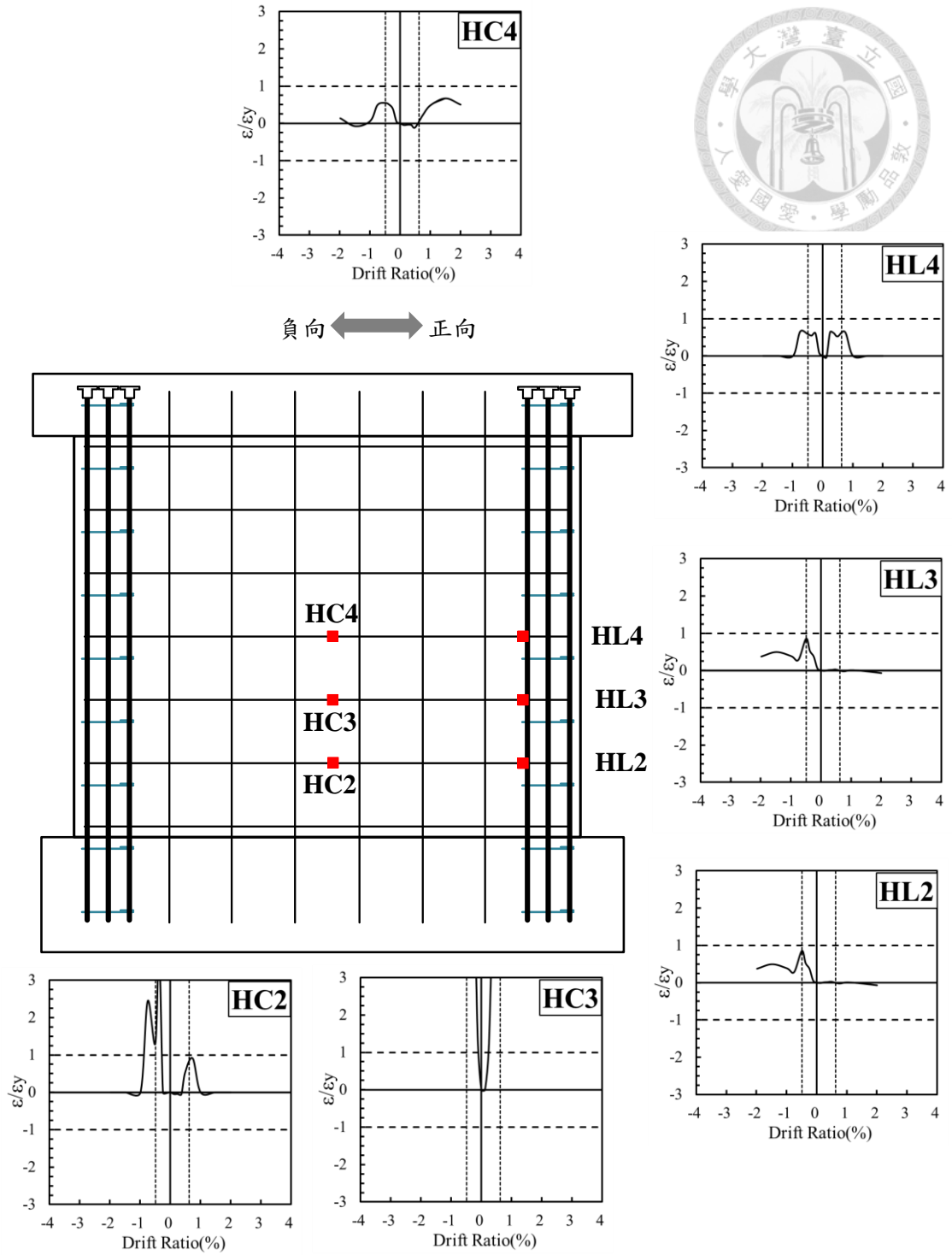
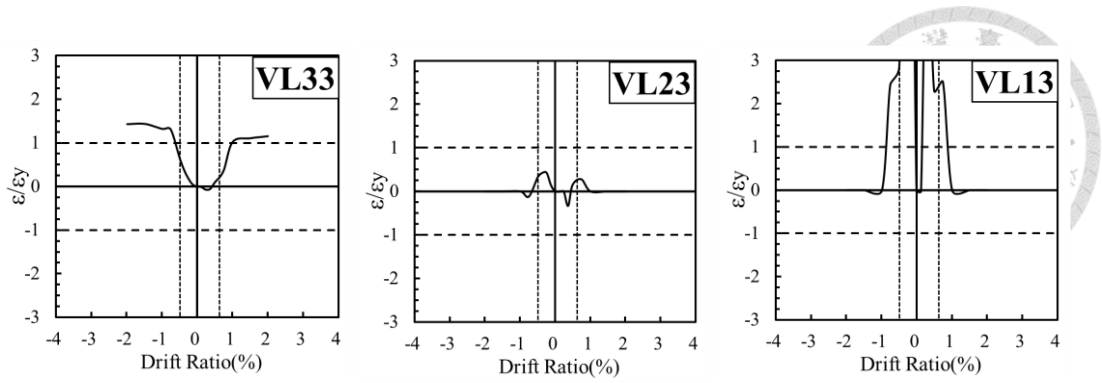


圖 4-8b NSW 水平牆筋應變計讀值(2/3)



負向 ← 正向

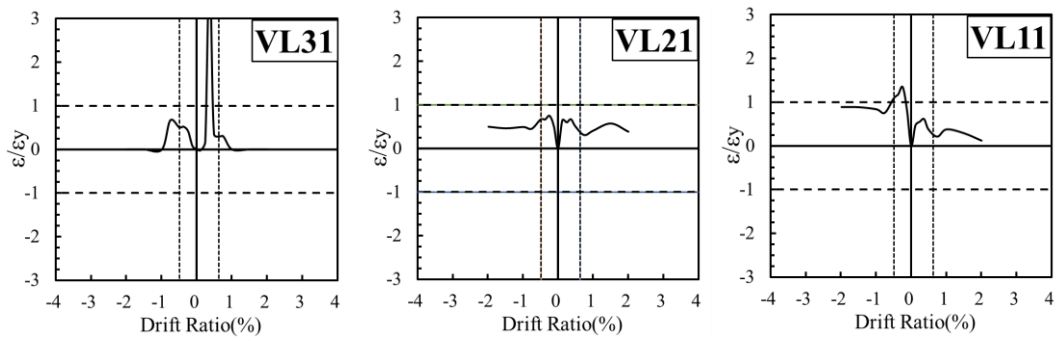
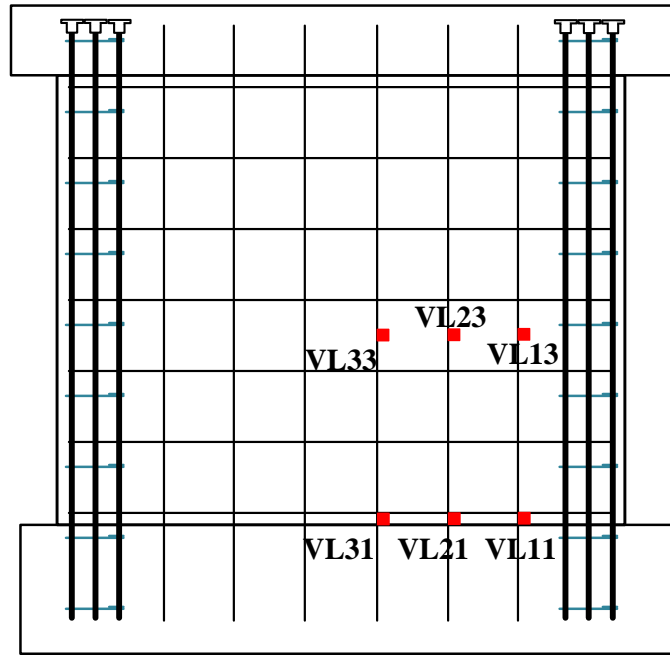


圖 4-8c NSW 垂直牆筋應變計讀值(3/3)

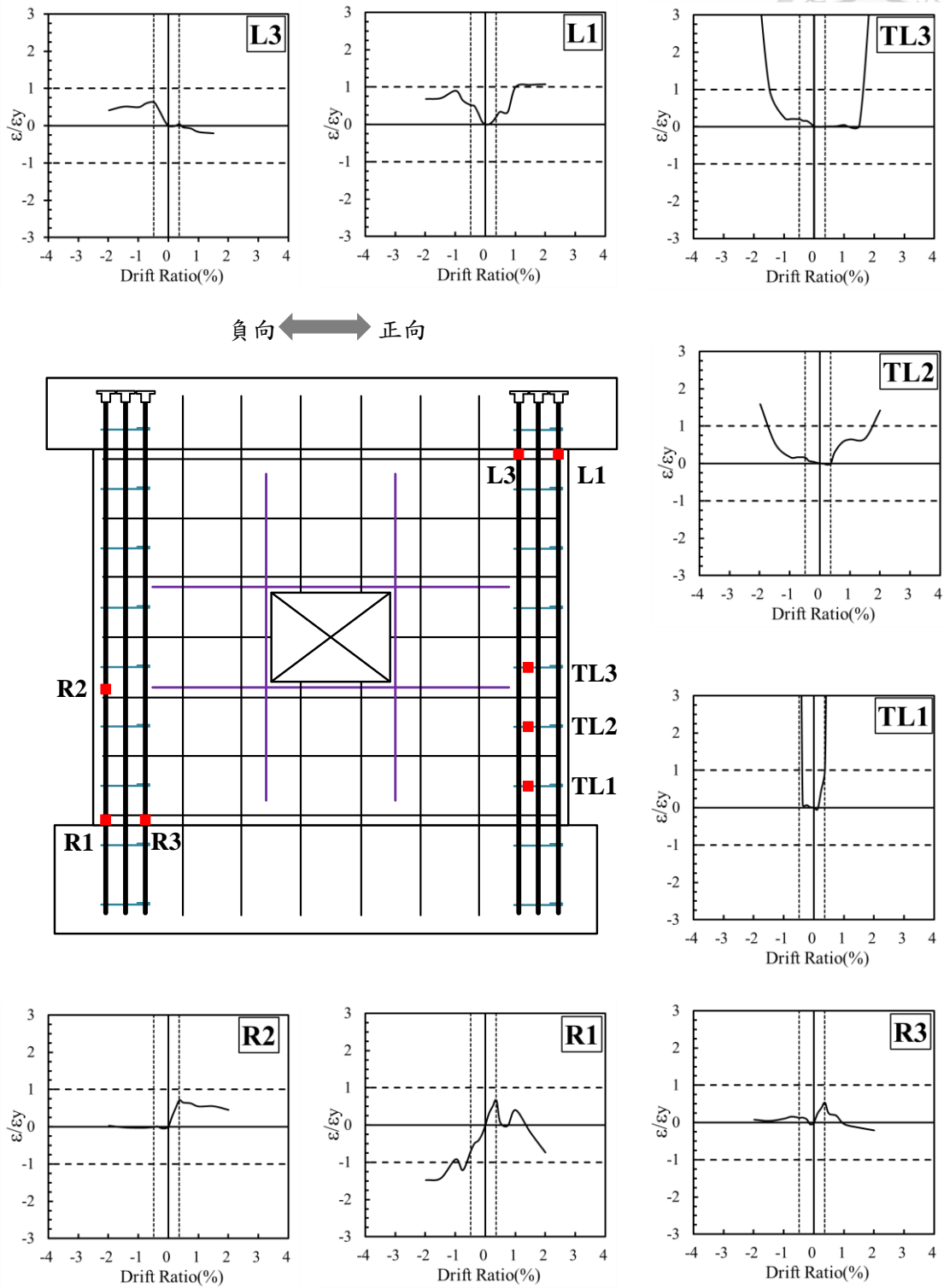


圖 4-9a NSW0 邊界柱主筋及橫向箍筋應變計讀值(1/3)

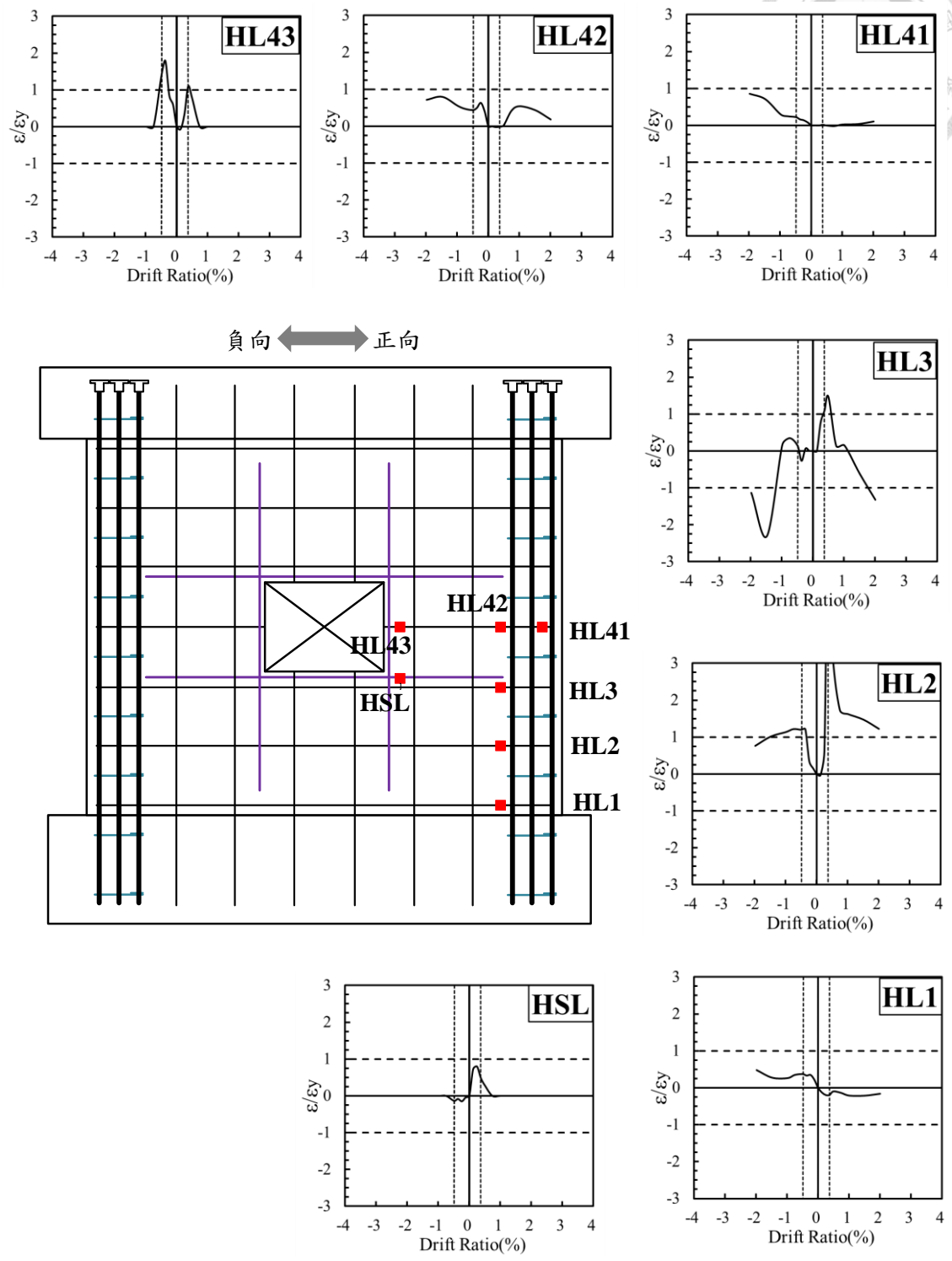
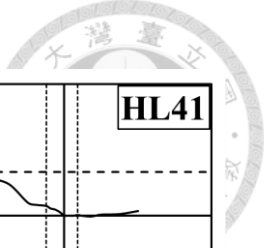


圖 4-9b NSW0 水平牆筋及水平補強筋應變計讀值(2/3)

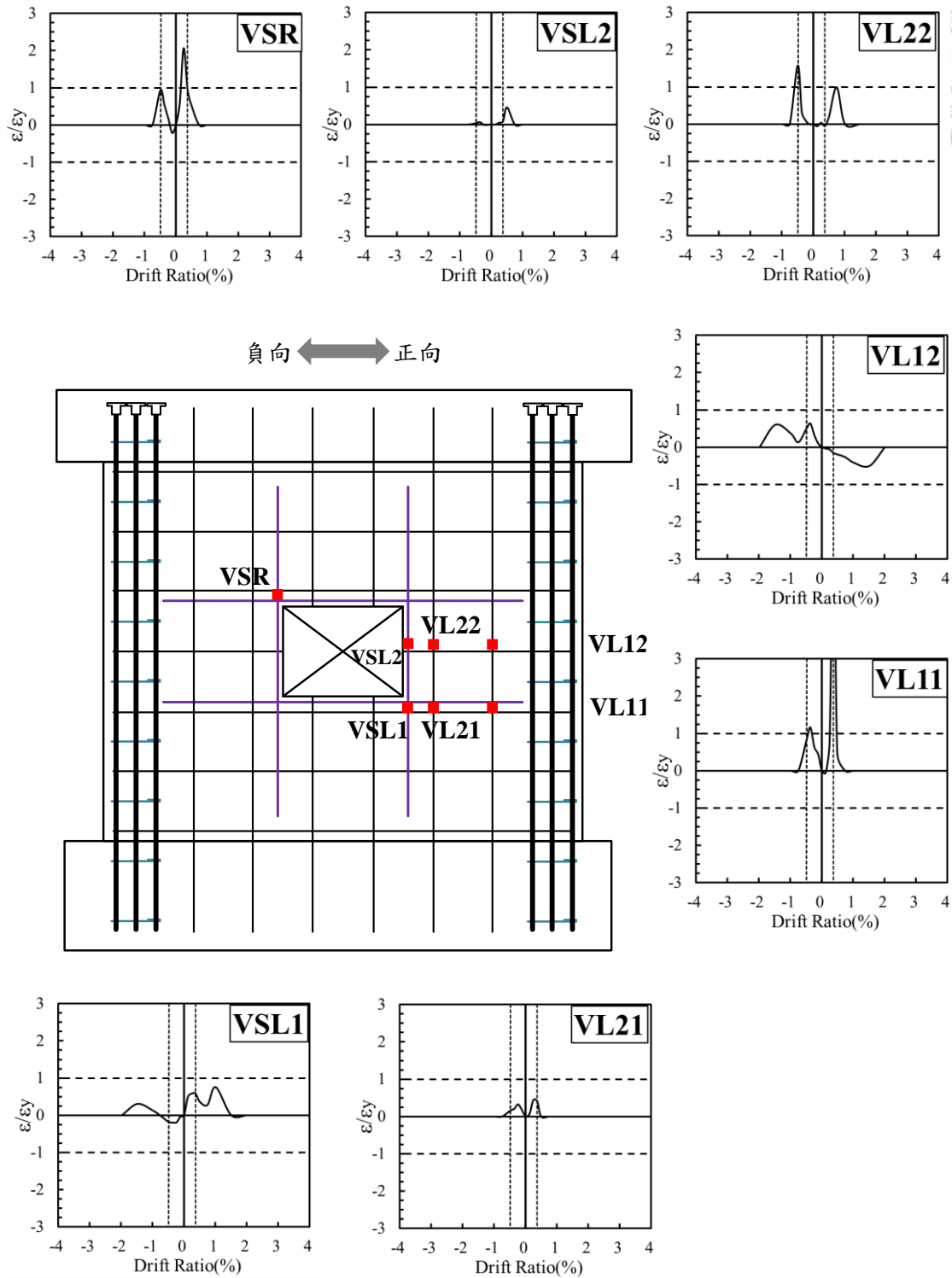
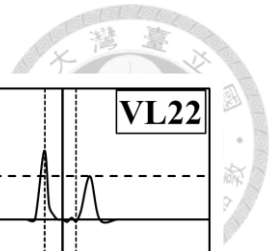


圖 4-9c NSW0 垂直牆筋及垂直補強筋應變計讀值(3/3)

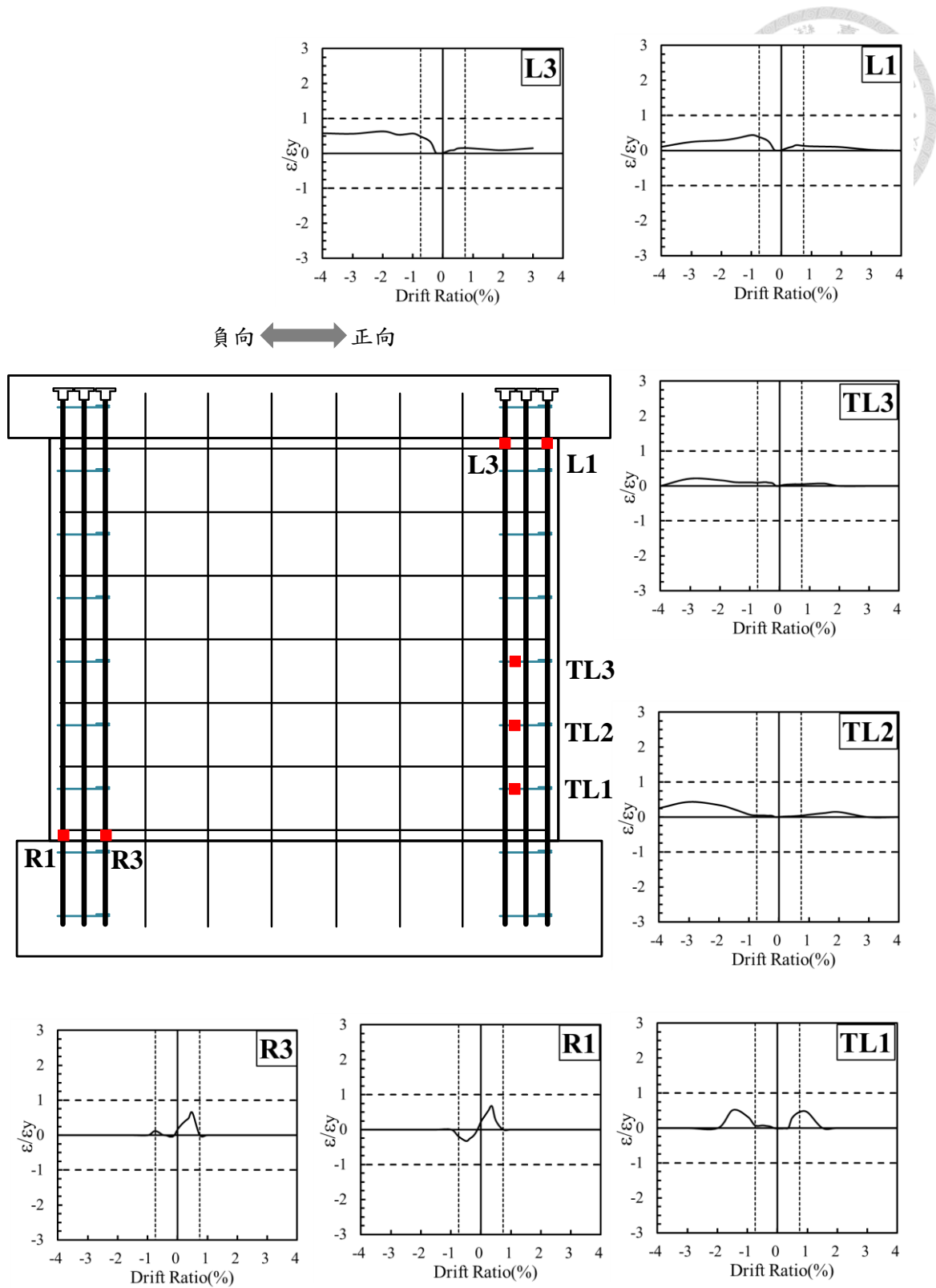


圖 4-10a HSW 邊界構材主筋及橫向箍筋應變計讀值(1/3)

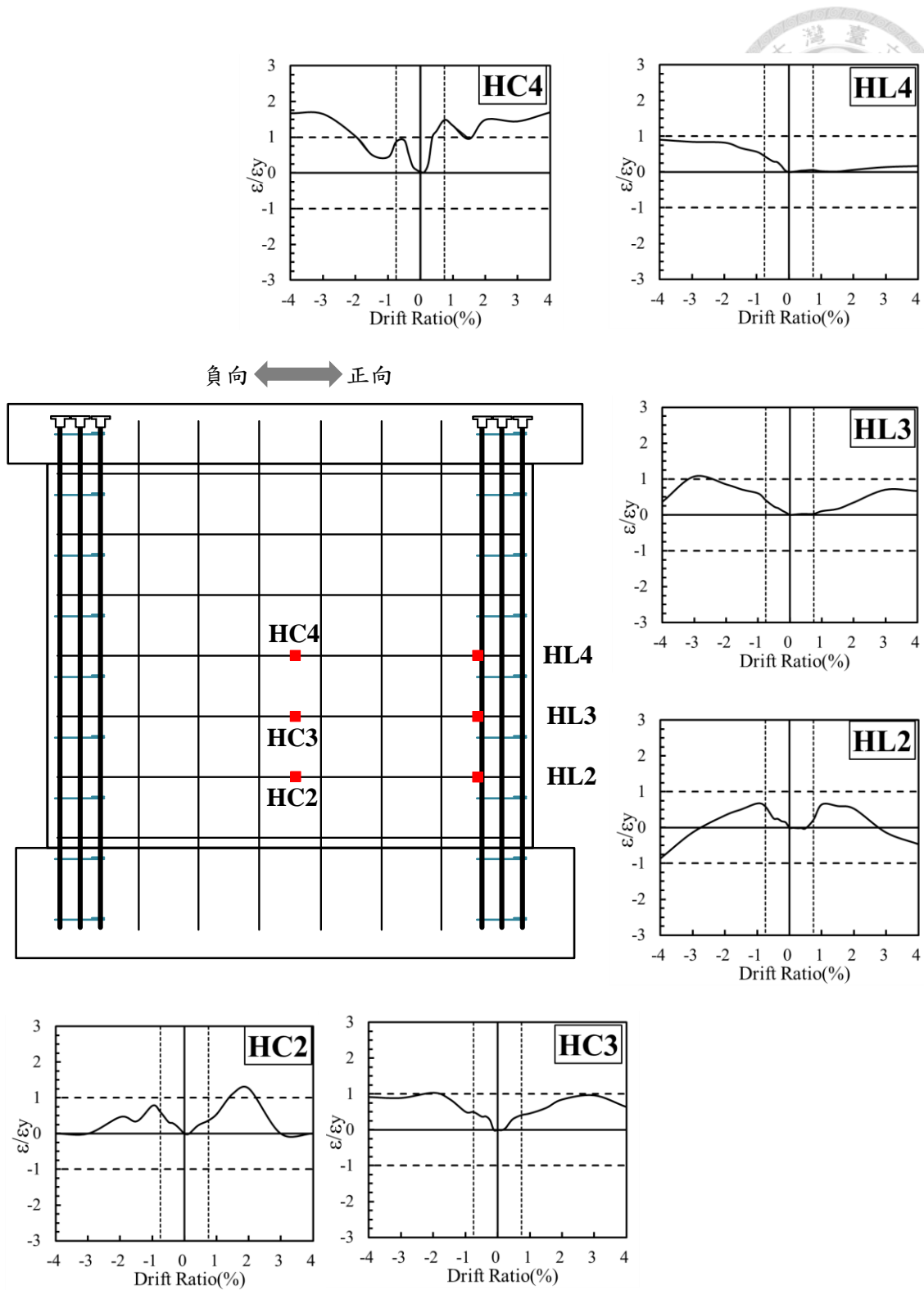
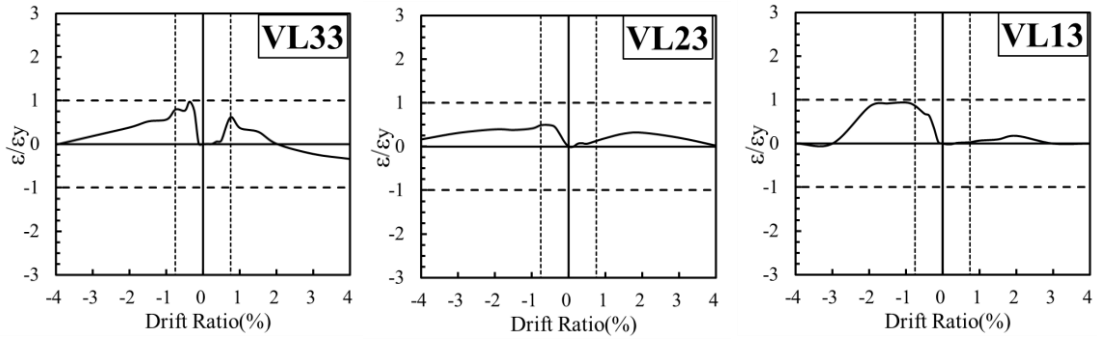
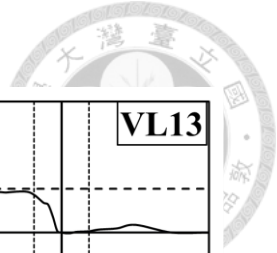


圖 4-10b HSW 水平牆筋應變計讀值(2/3)



負向 ← 正向

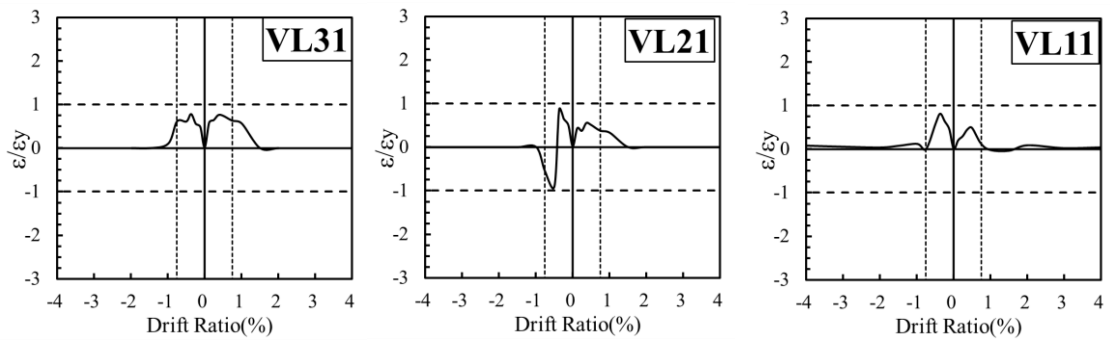
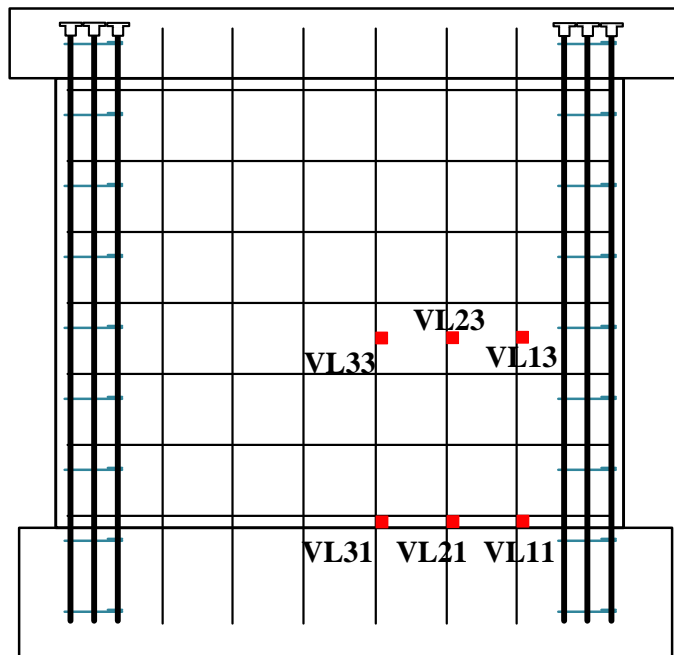
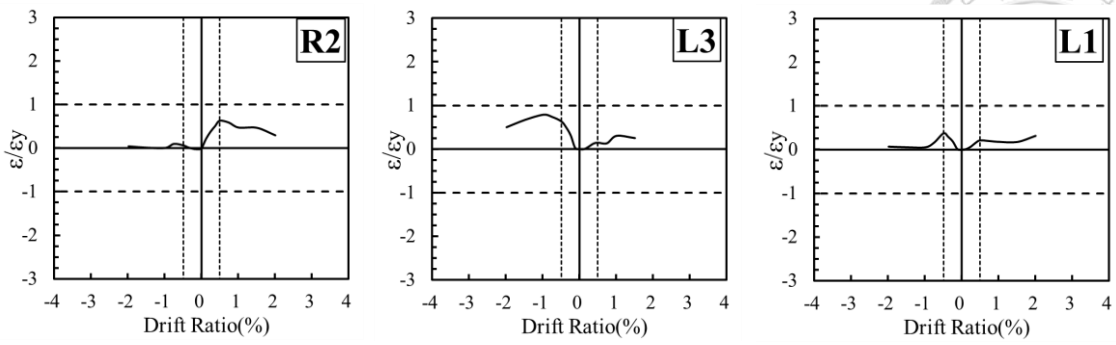


圖 4-10c HSW 垂直牆筋應變計讀值(3/3)



負向 ← 正向

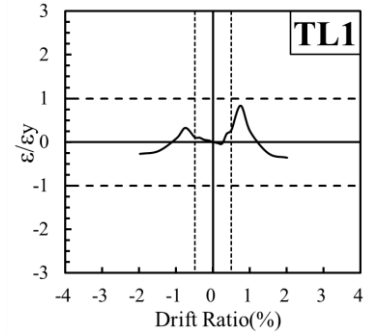
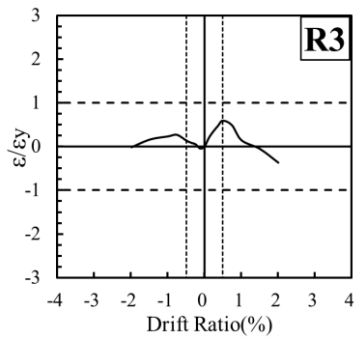
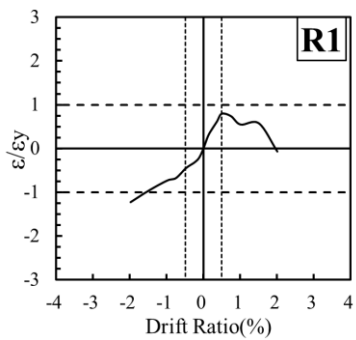
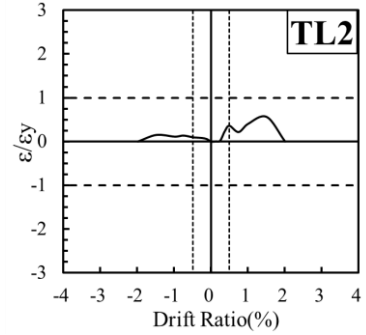
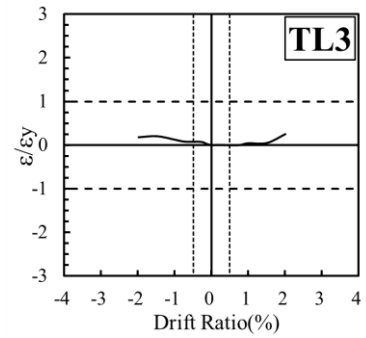
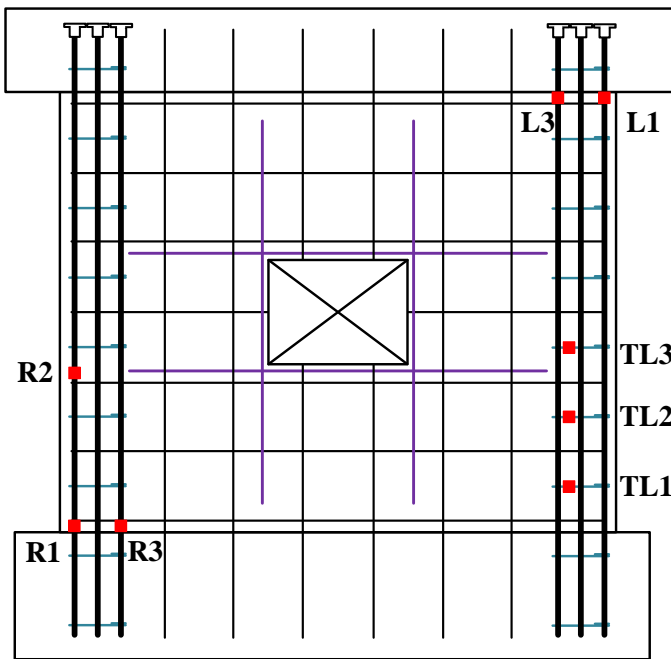
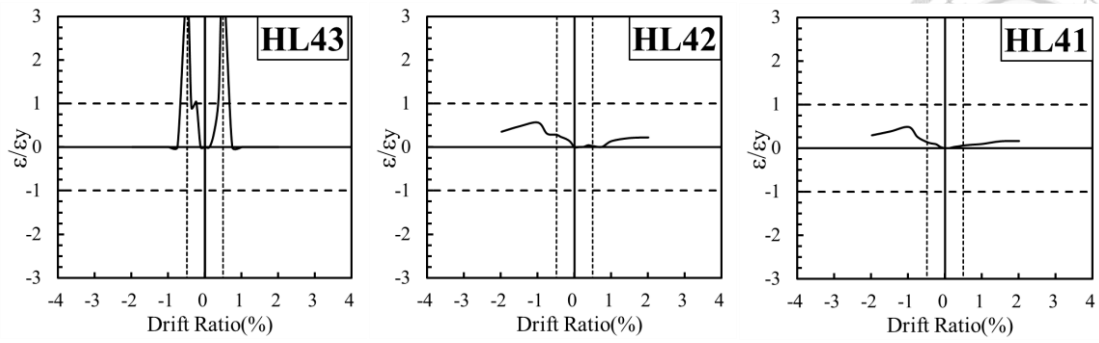


圖 4-11a HSWO 邊界柱主筋及橫向箍筋應變計讀值(1/3)



負向 ← 正向

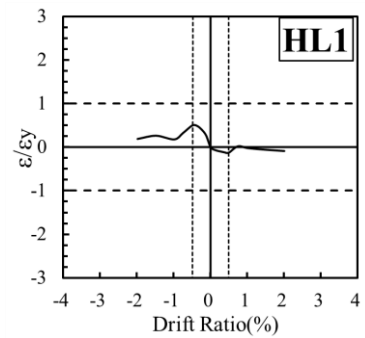
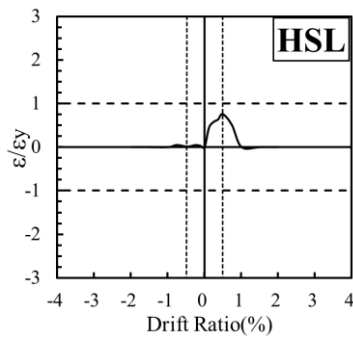
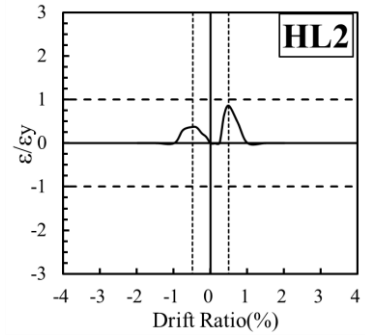
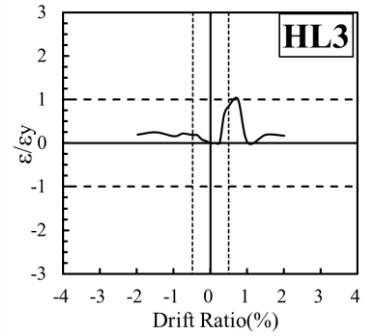
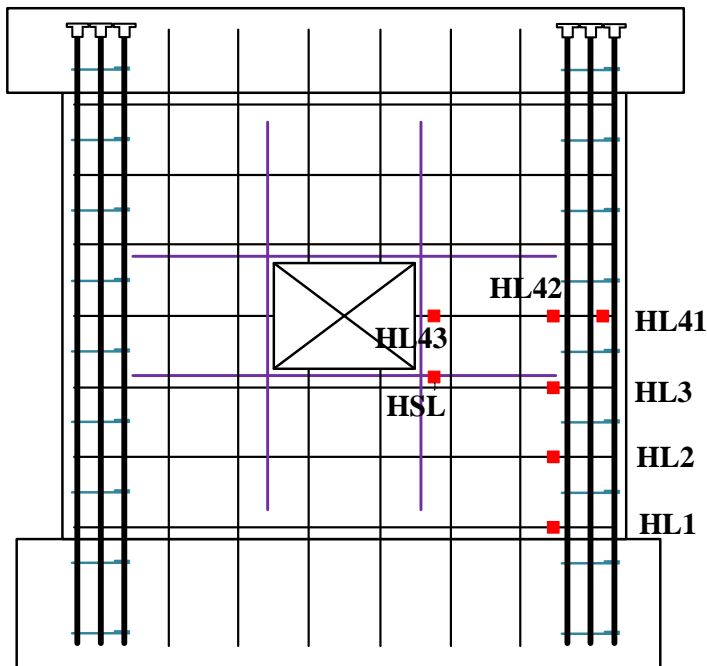


圖 4-11b HSWO 水平牆筋及水平補強筋應變計讀值(2/3)

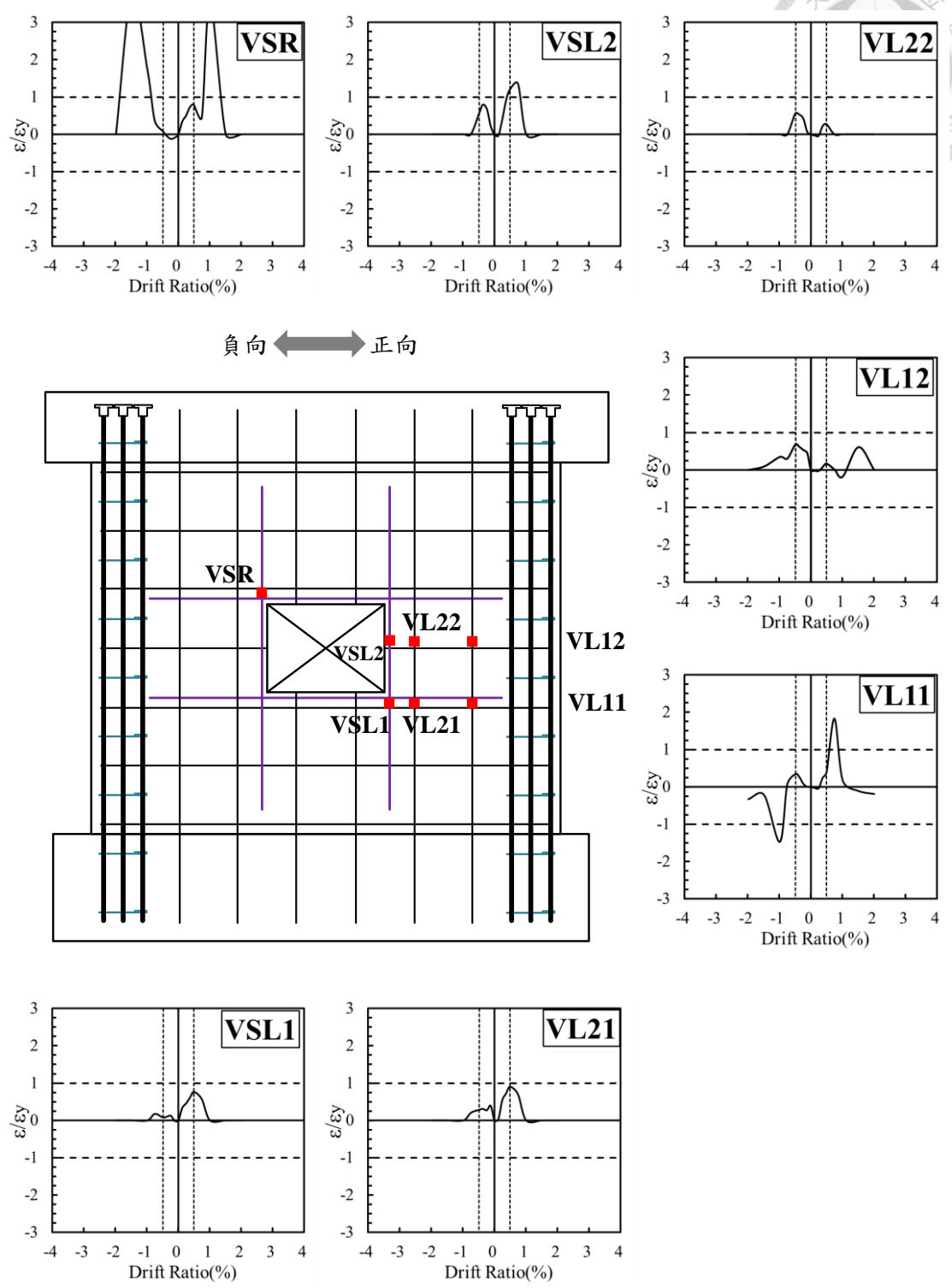
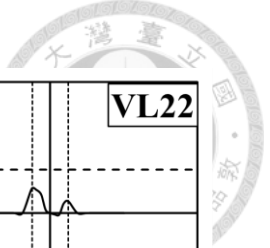


圖 4-11c HSWO 垂直牆筋及垂直補強筋應變計讀值(3/3)



圖 4-12a NSW-Start



圖 4-12b NSW-0.125%



圖 4-12c NSW-0.25%

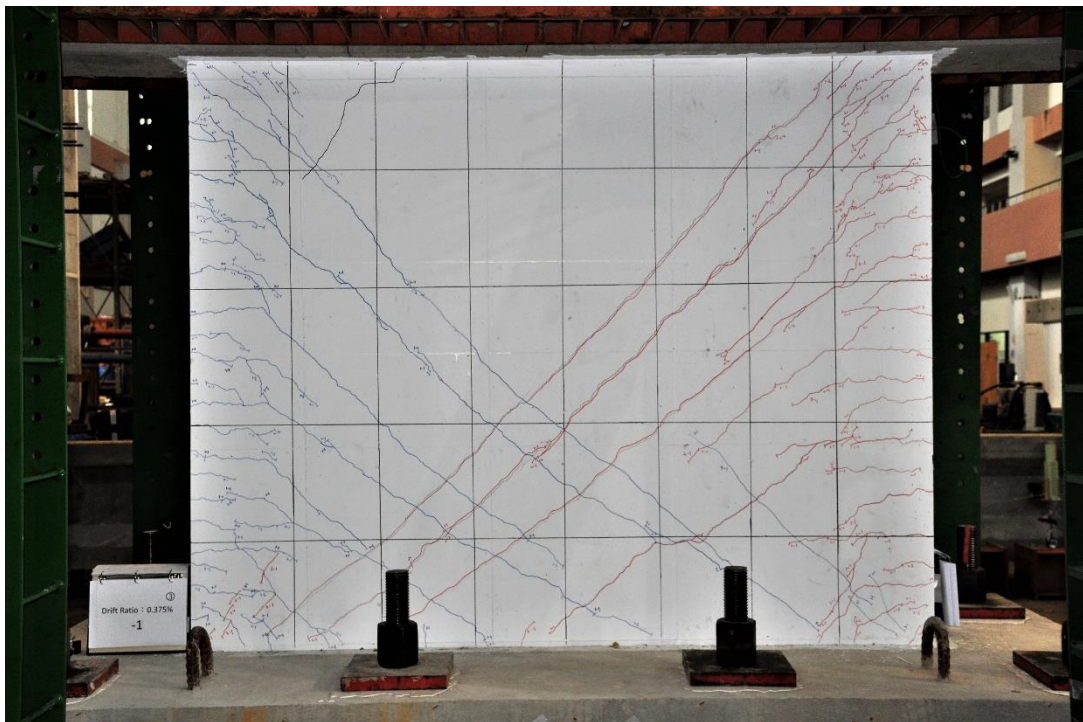


圖 4-12d NSW-0.375%

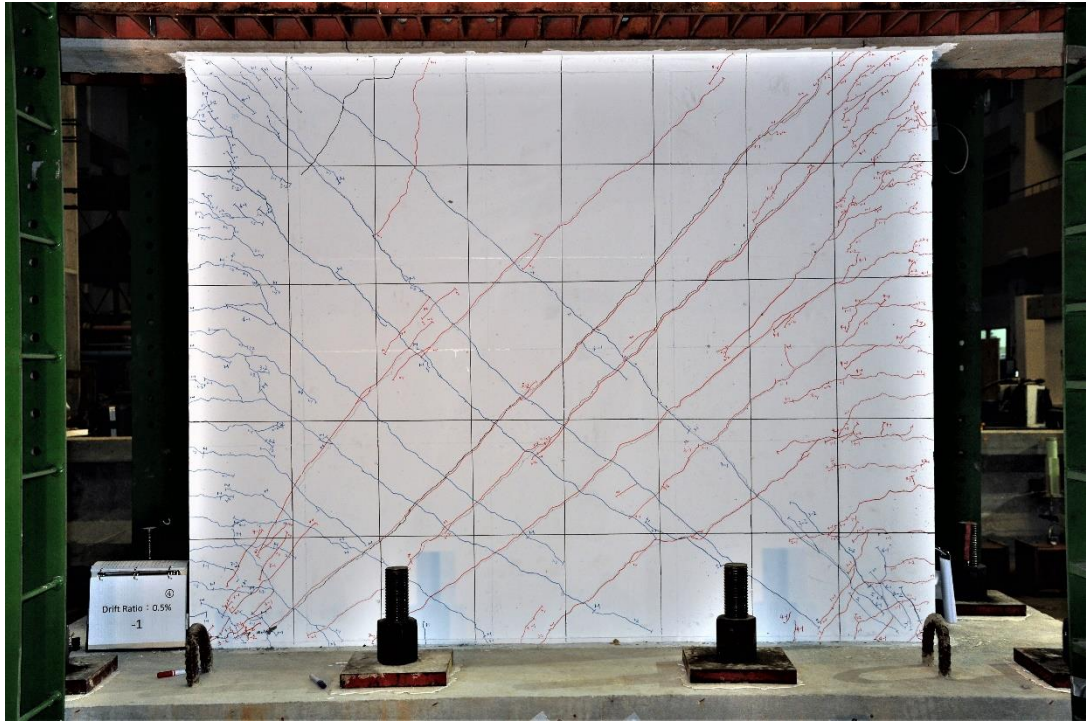


圖 4-12e NSW-0.5%

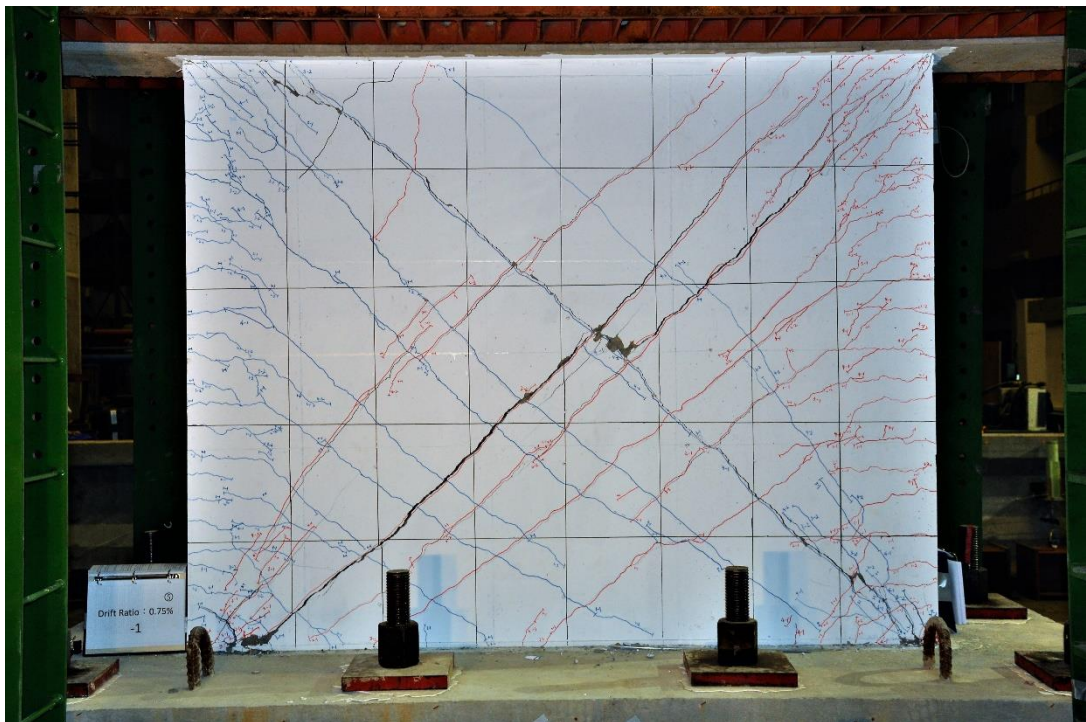


圖 4-12f NSW-0.75%

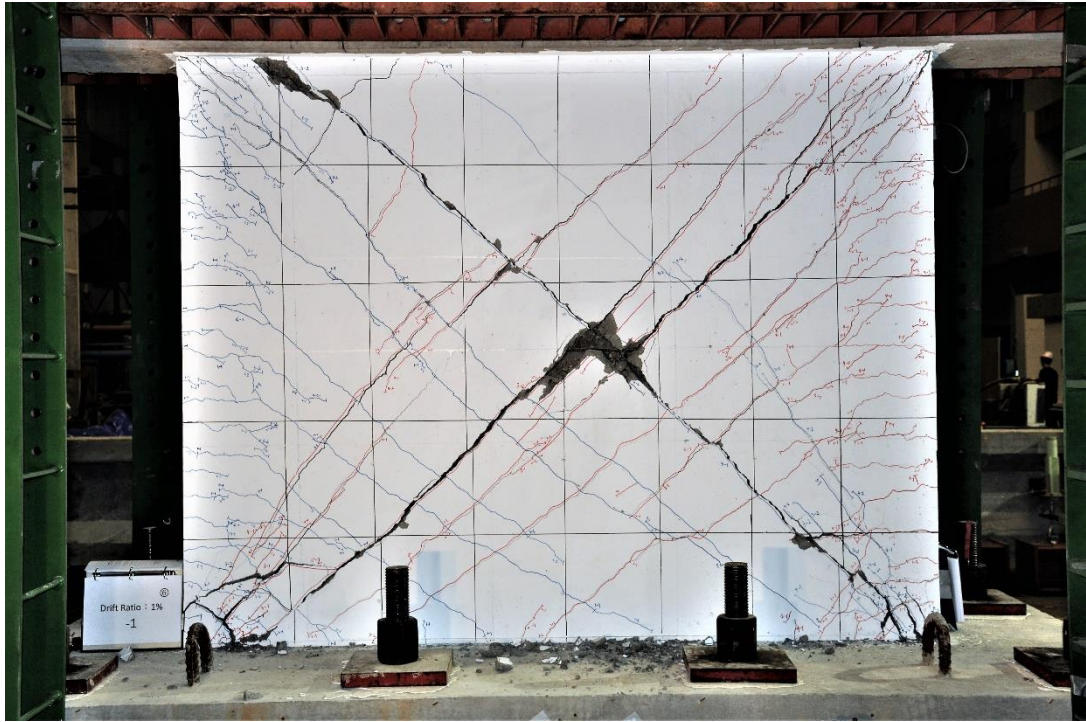


圖 4-12g NSW-1%

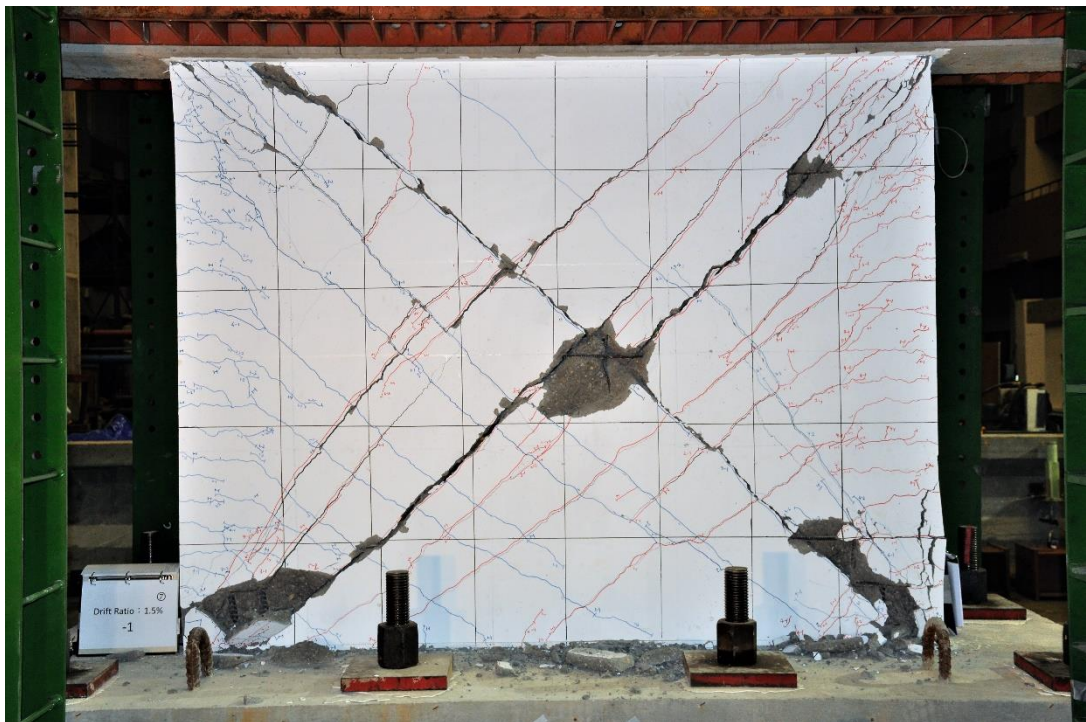


圖 4-12h NSW-1.5%

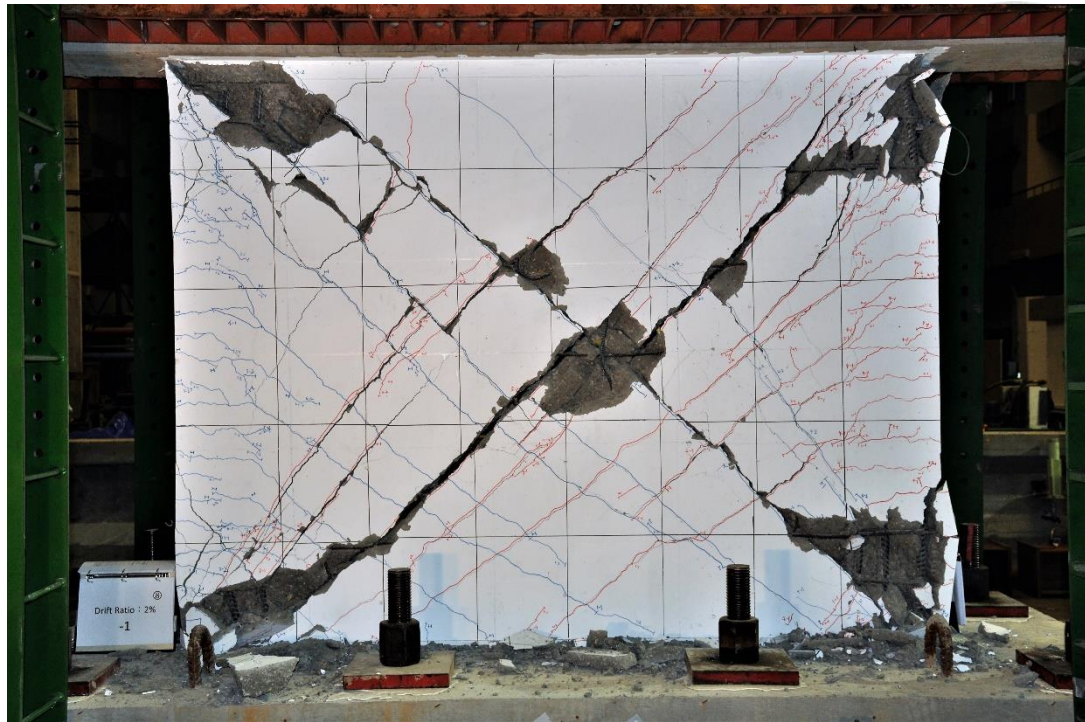


圖 4-12i NSW-2%

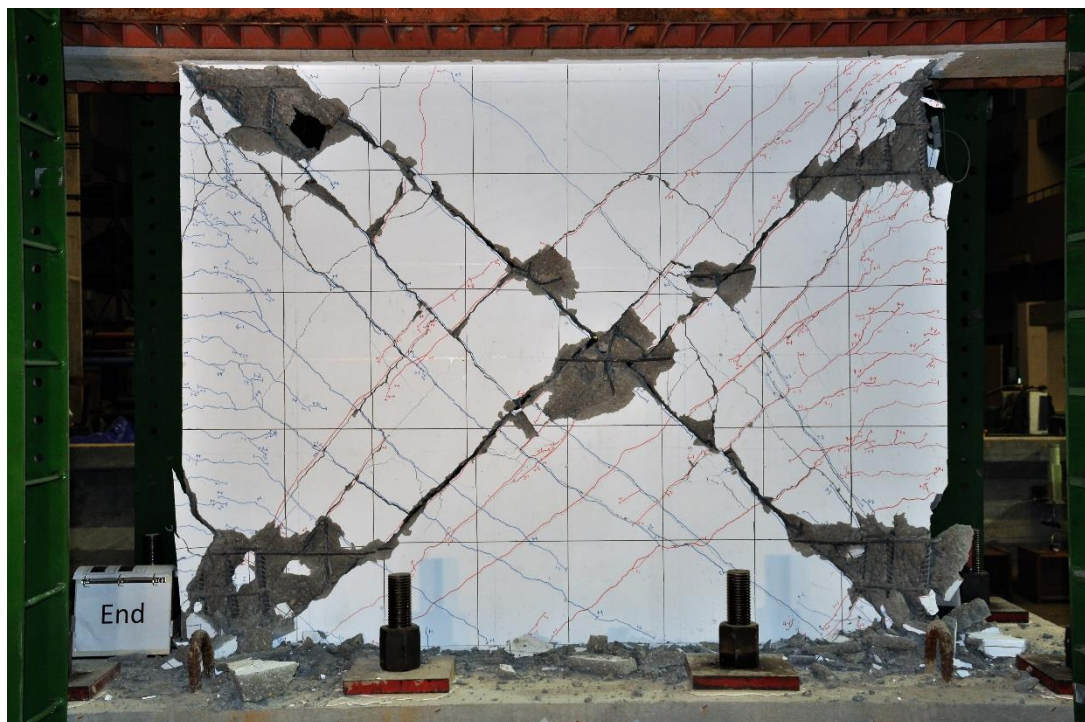


圖 4-12j NSW-End



圖 4-13a NSWO -Start



圖 4-13b NSWO -0.125%



圖 4-13c NSW0 -0.25%

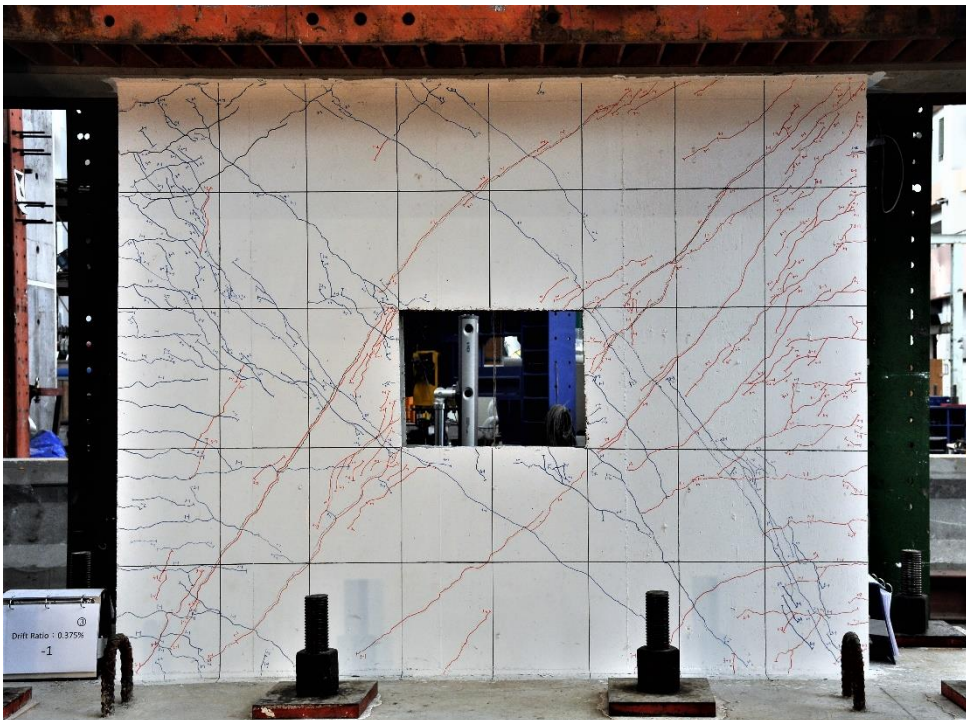


圖 4-13d NSW0 -0.375%



圖 4-13e NSW0 -0.5%



圖 4-13f NSW0 -0.75%

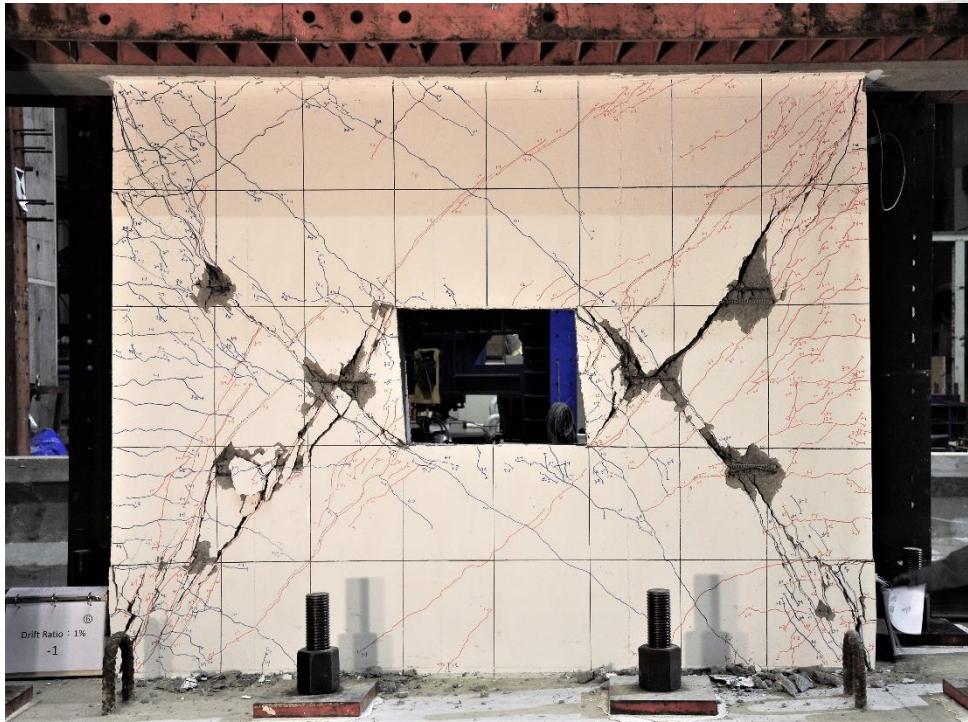


圖 4-13g NSW0 -1%

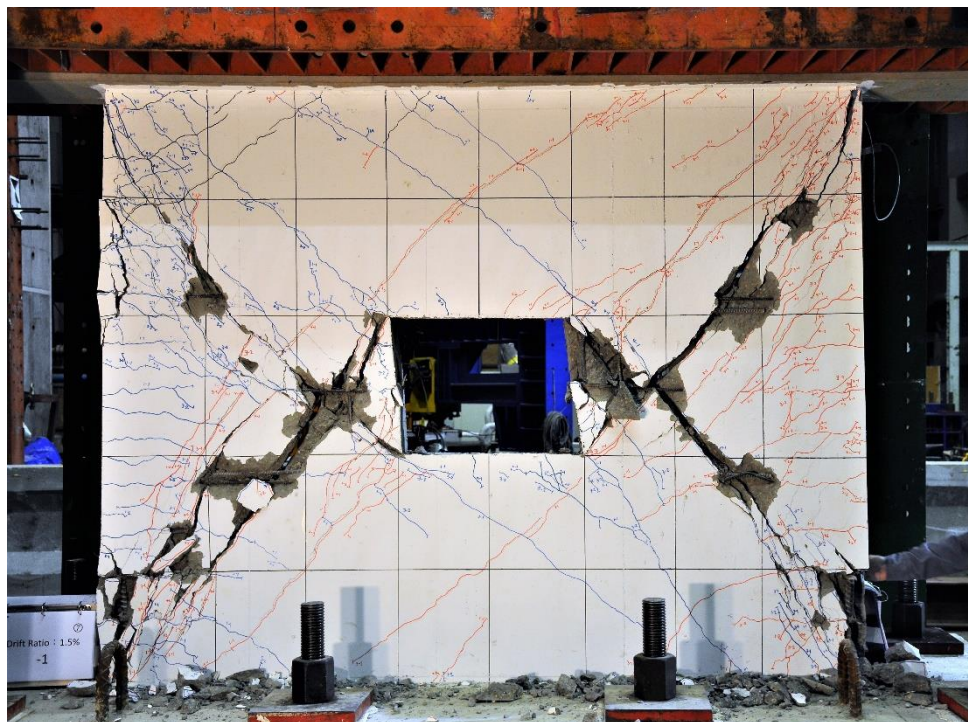


圖 4-13h NSW0 -1.5%

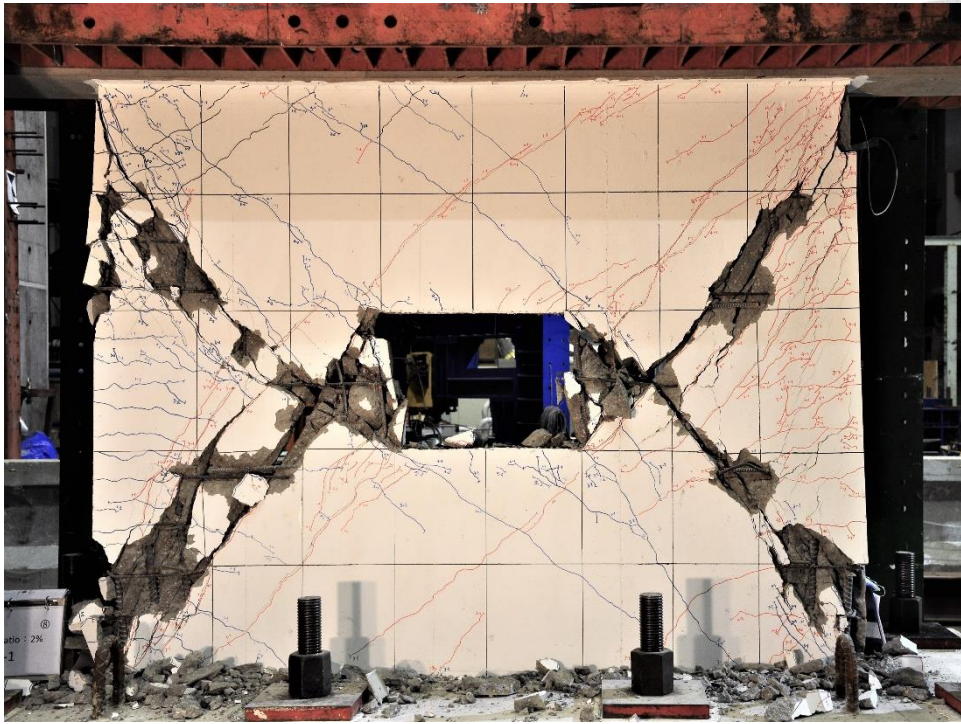


圖 4-13i NSW0 -2%

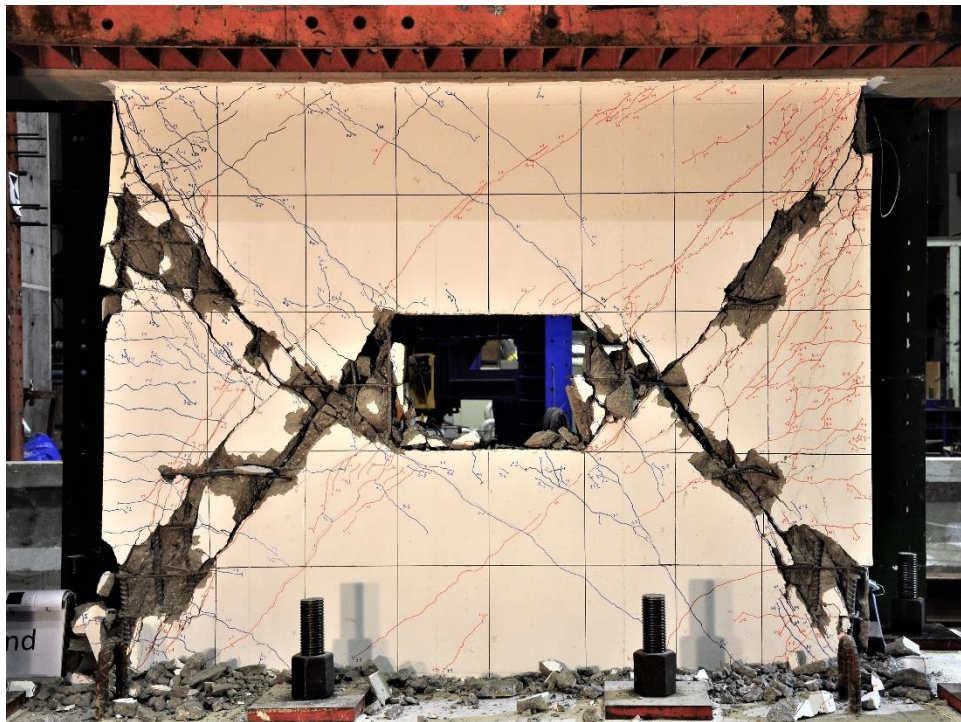


圖 4-13j NSW0 -End



圖 4-14a HSW-Start

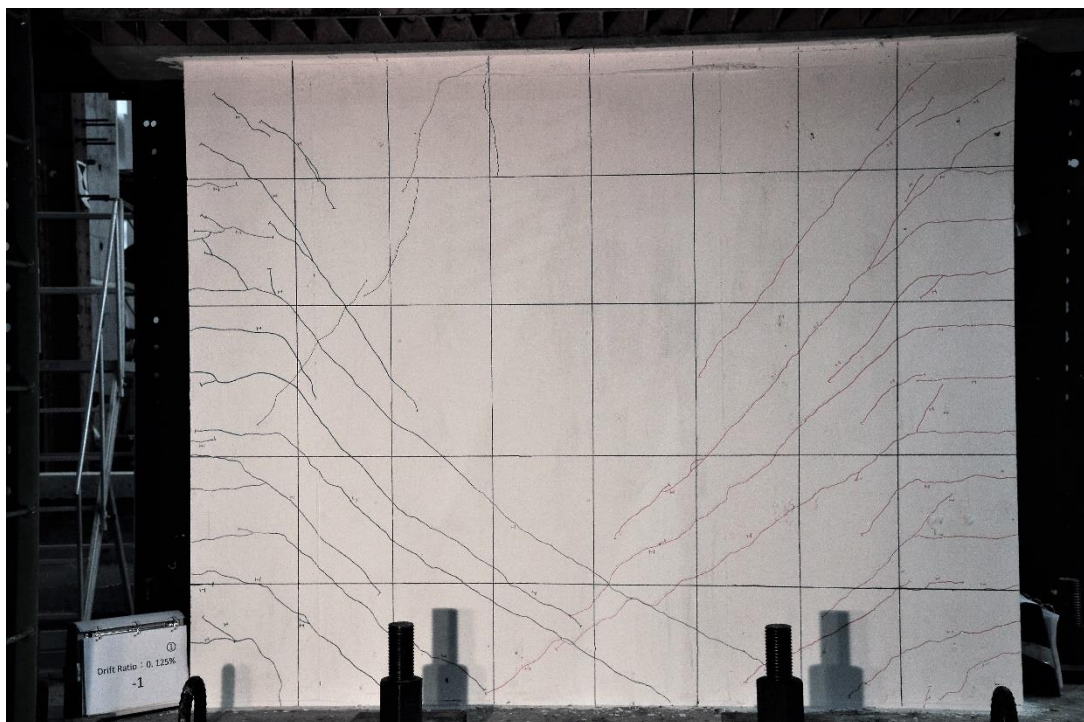


圖 4-14b HSW-0.125%

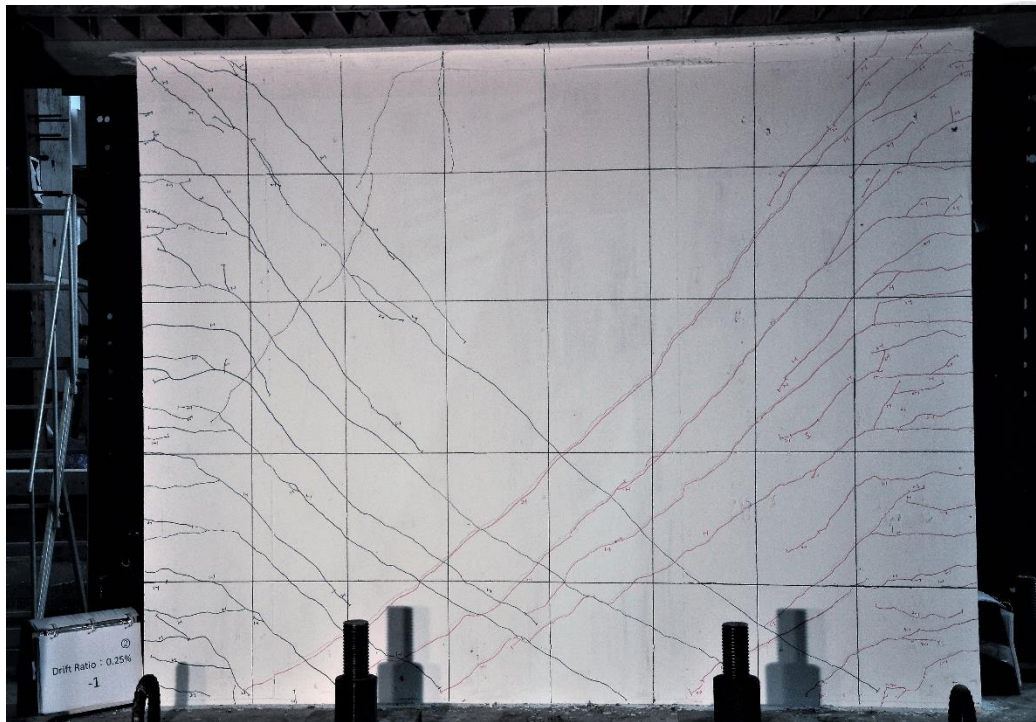


圖 4-14c HSW-0.25%

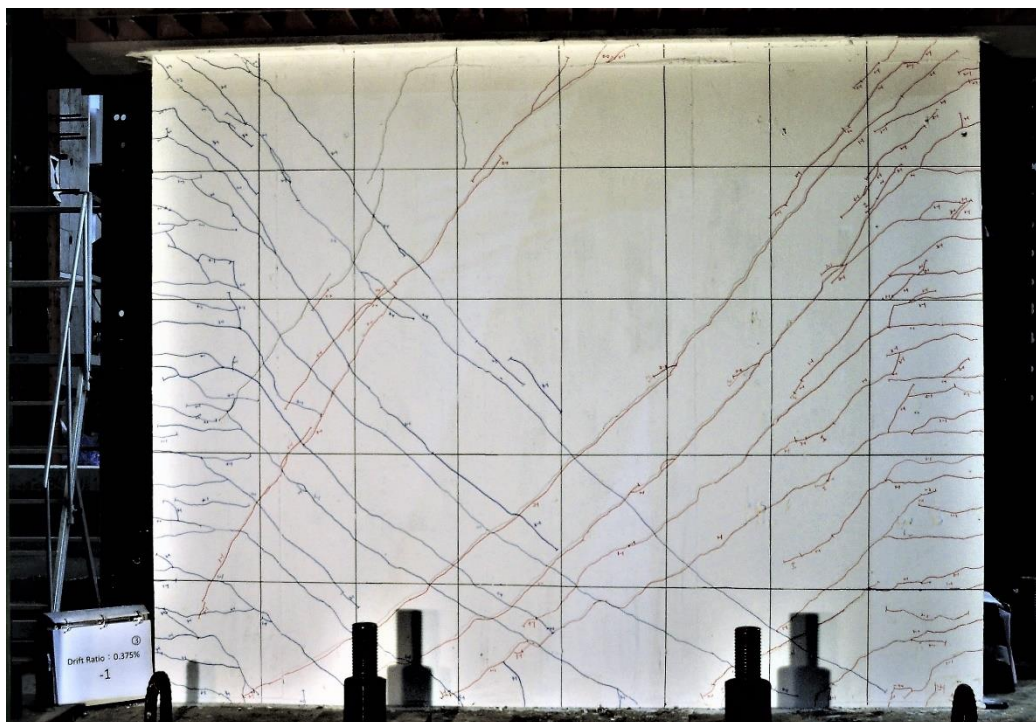


圖 4-14d HSW-0.375%



圖 4-14e HSW-0.5%

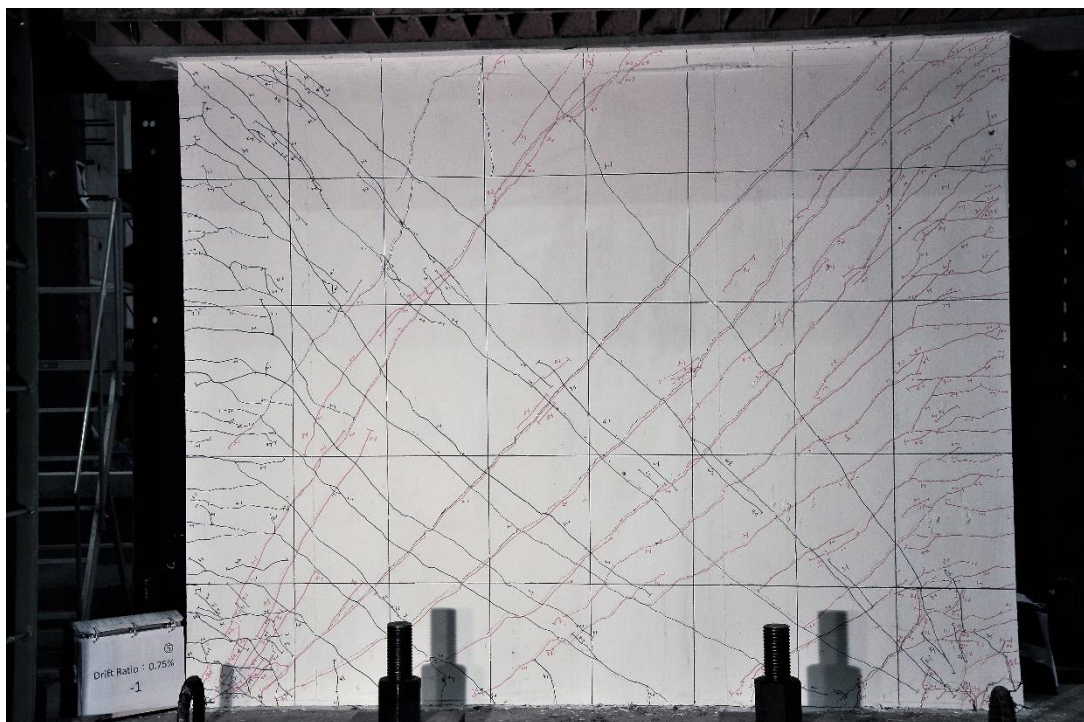


圖 4-14f HSW-0.75%

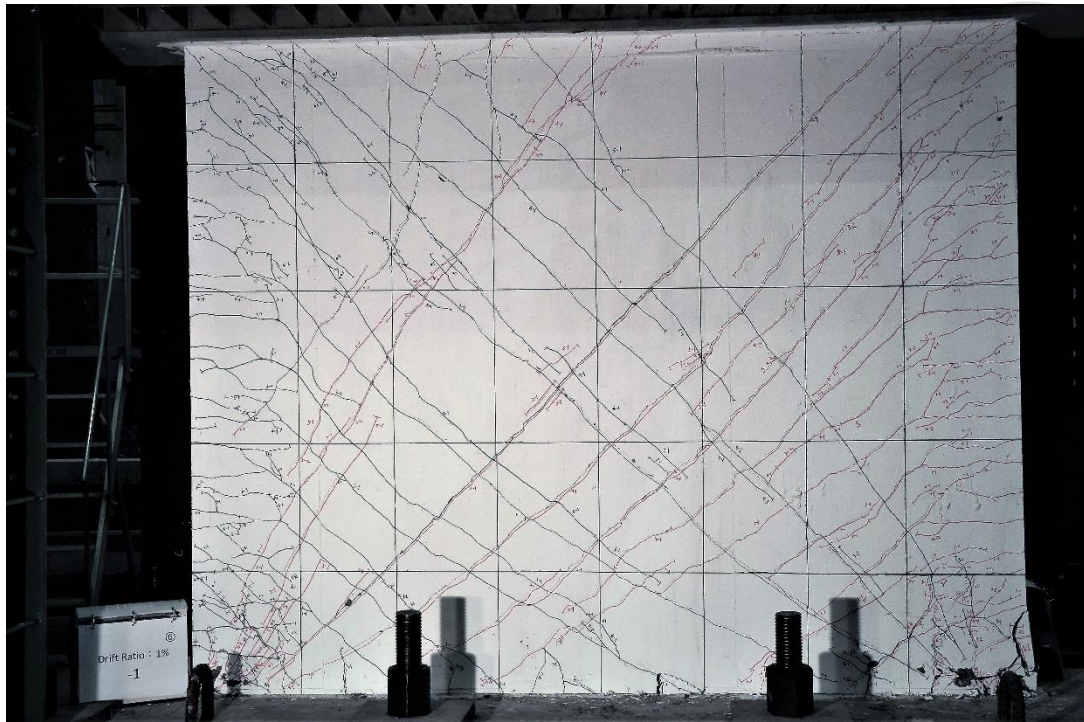


圖 4-14g HSW-1%



圖 4-14h HSW-1.5%

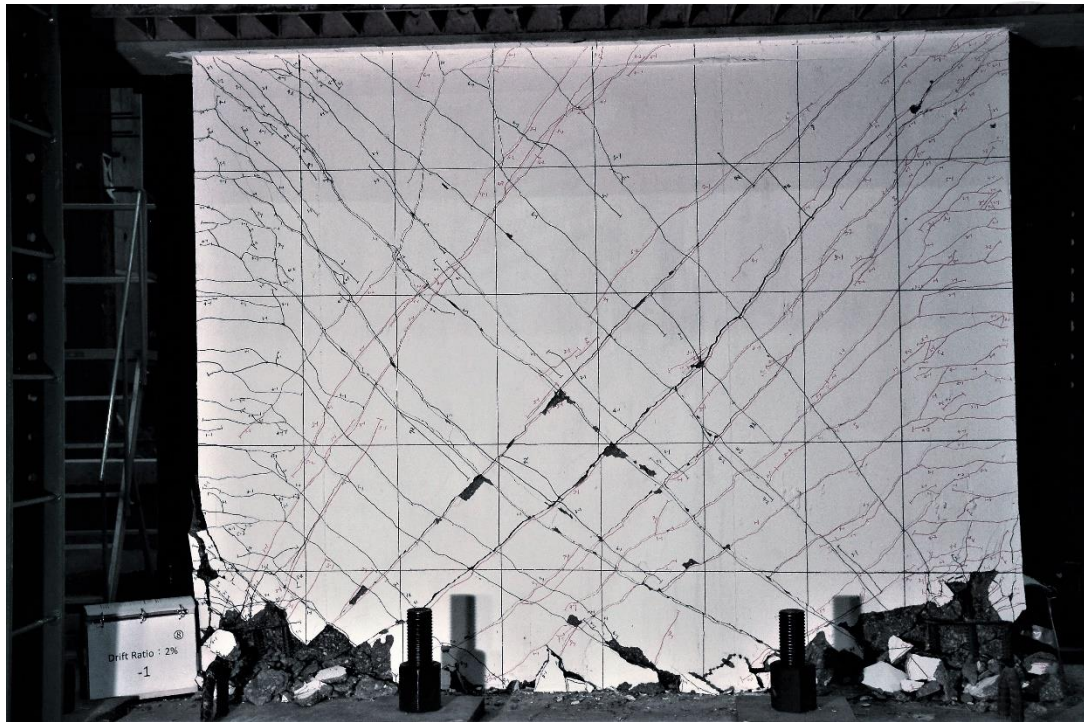


圖 4-14i HSW-2%

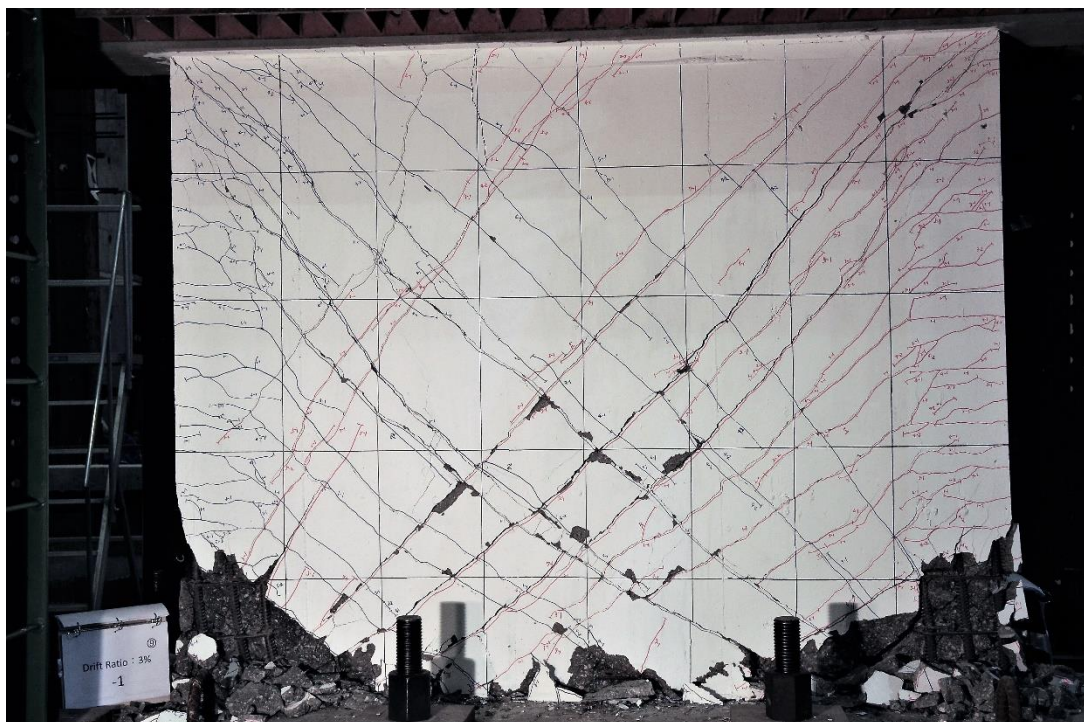


圖 4-14j HSW-3%

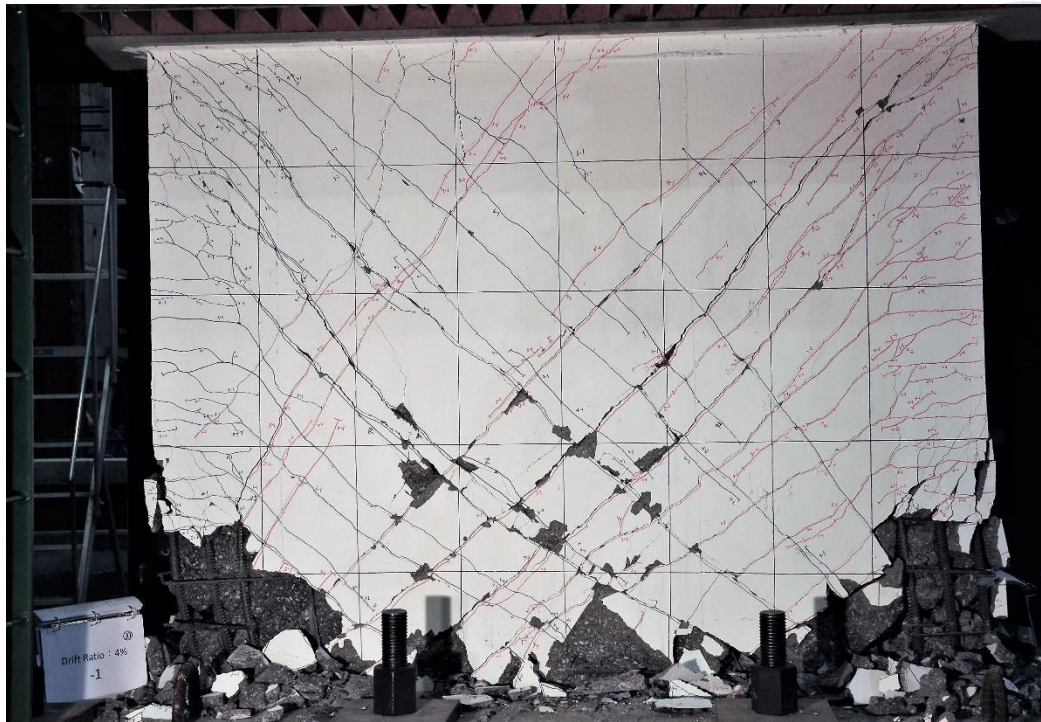


圖 4-14k HSW-4%



圖 4-14l HSW-End

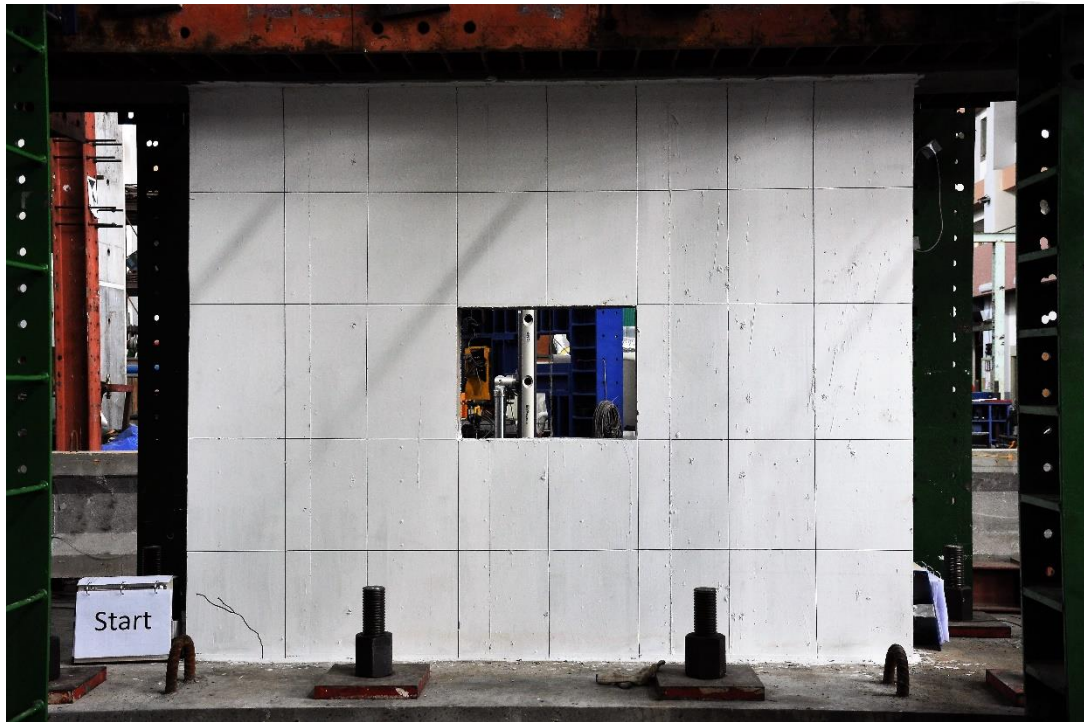


圖 4-15a HSWO-Start



圖 4-15b HSWO-0.125%

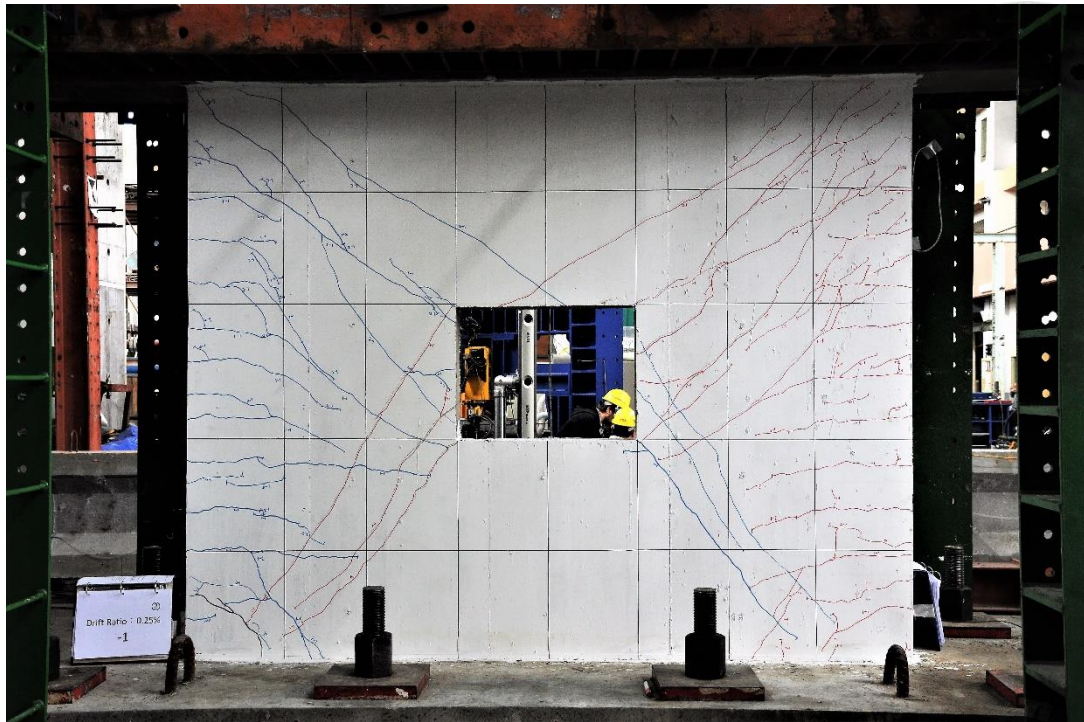


圖 4-15c HSWO-0.25%

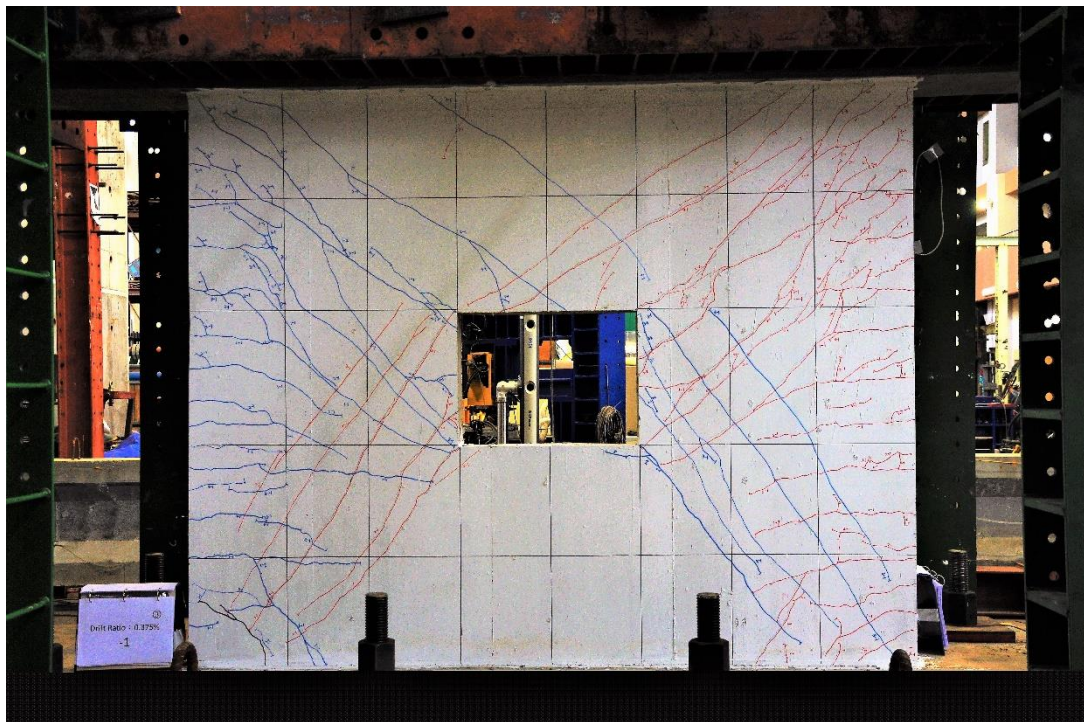


圖 4-15d HSWO-0.375%

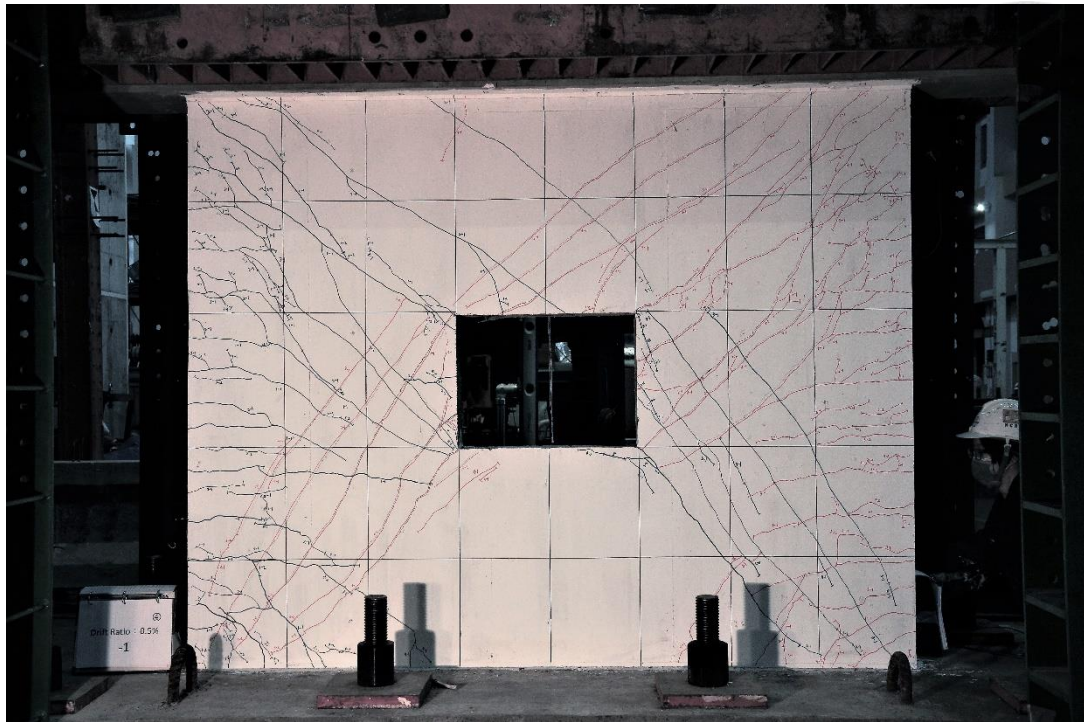


圖 4-15e HSWO-0.5%

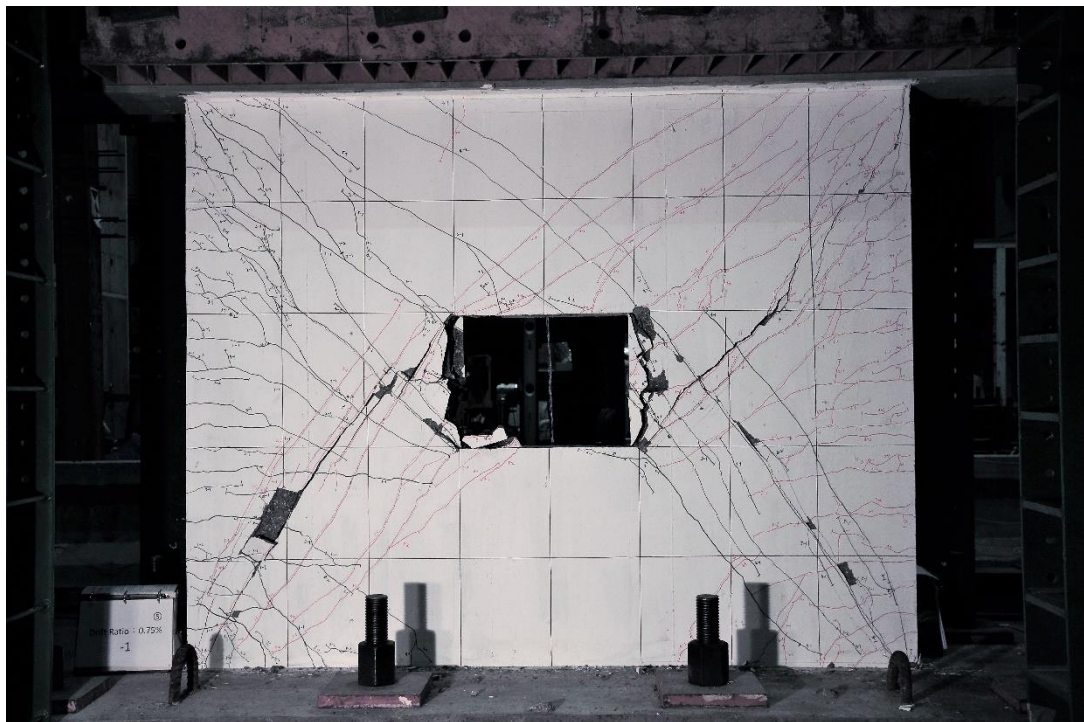


圖 4-15f HSWO-0.75%

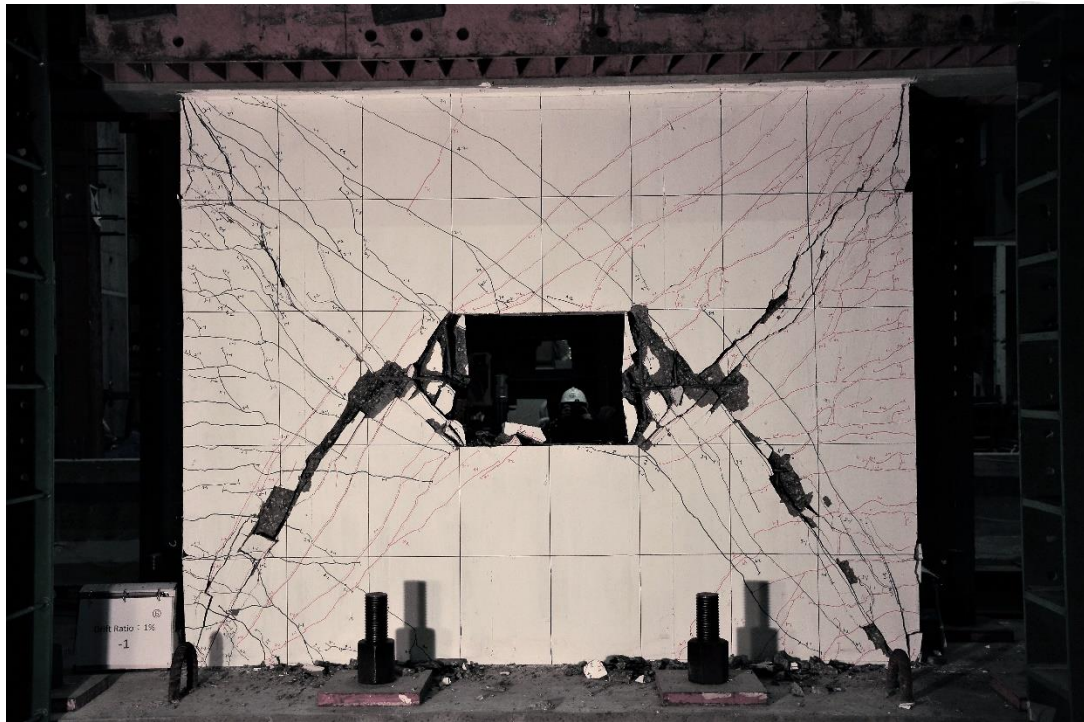


圖 4-15g HSWO-1%

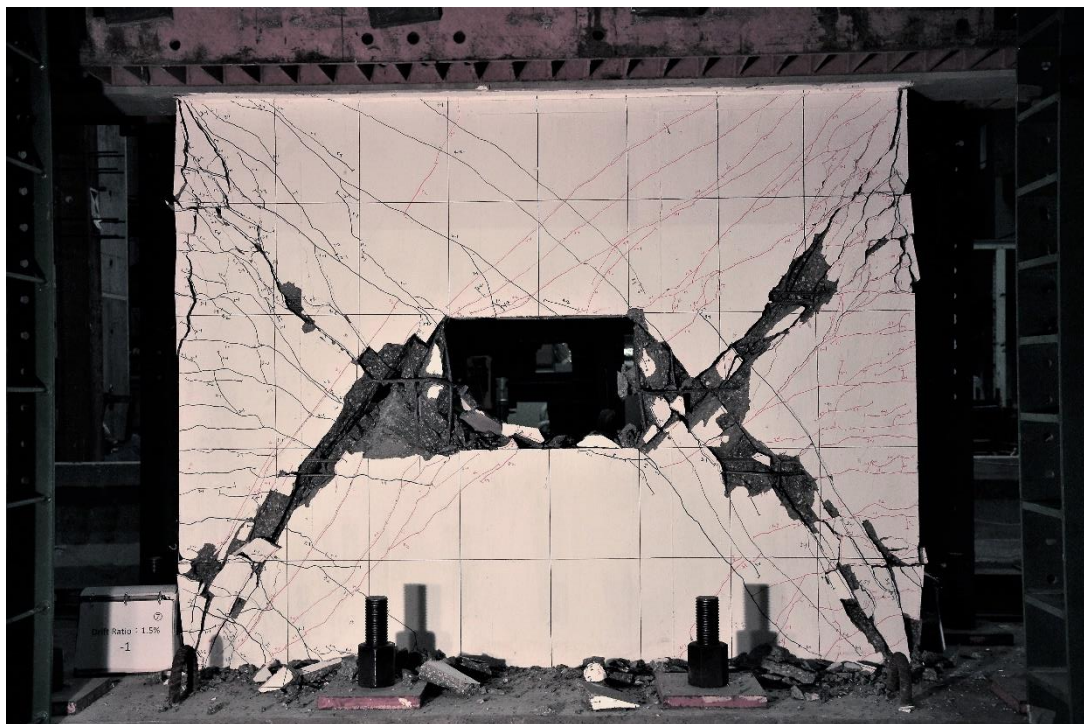


圖 4-15h HSWO-1.5%

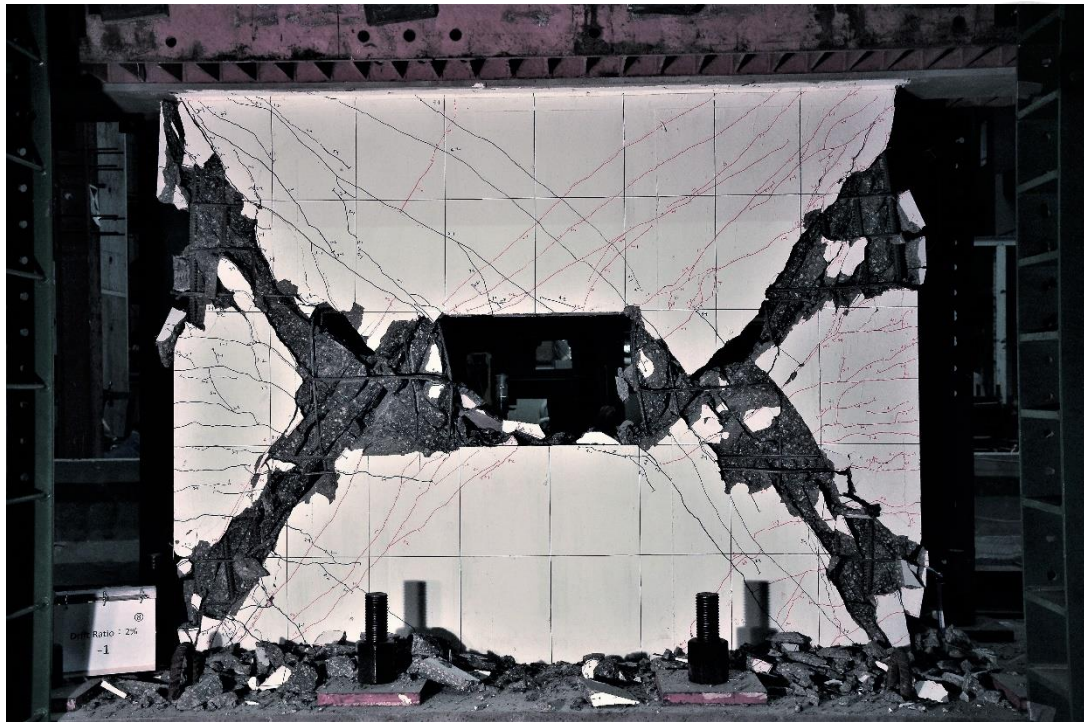


圖 4-15i HSWO-2%

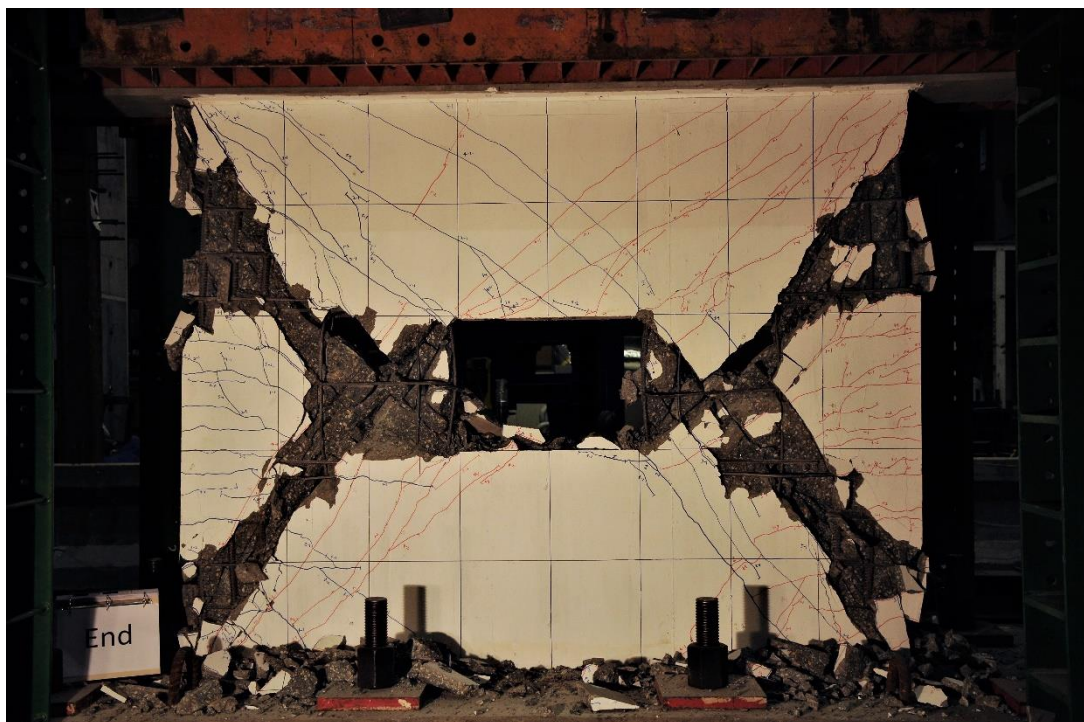


圖 4-15j HSWO-End

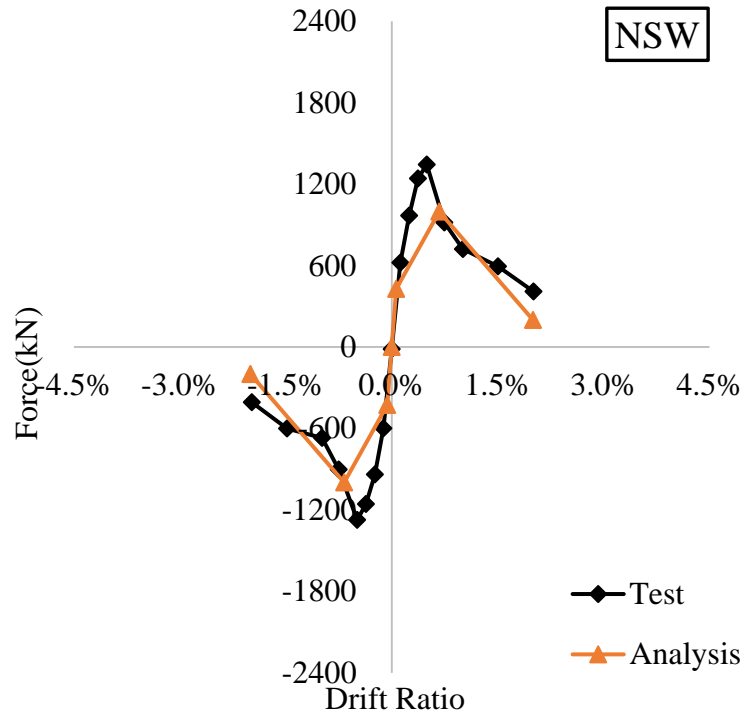


圖 5-1a 試體 NSW 之分析與實際側力位移曲線

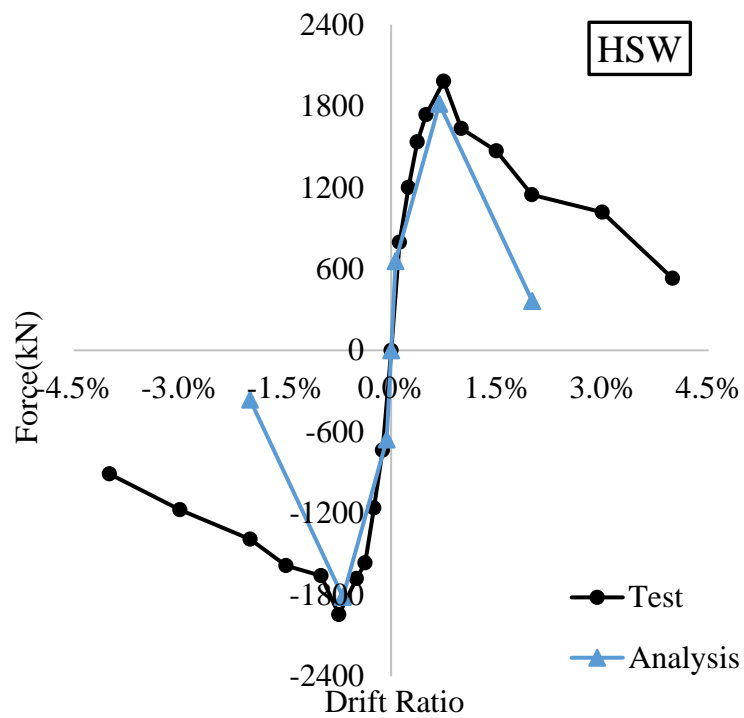


圖 5-1b 試體 HSW 之分析與實際側力位移曲線

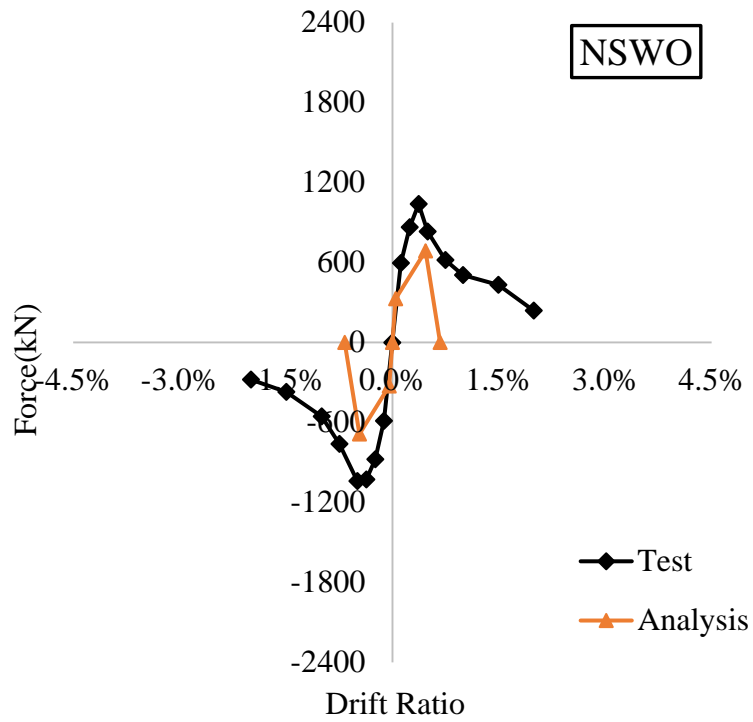


圖 5-1c 試體 NSWO 之分析與實際側力位移曲線

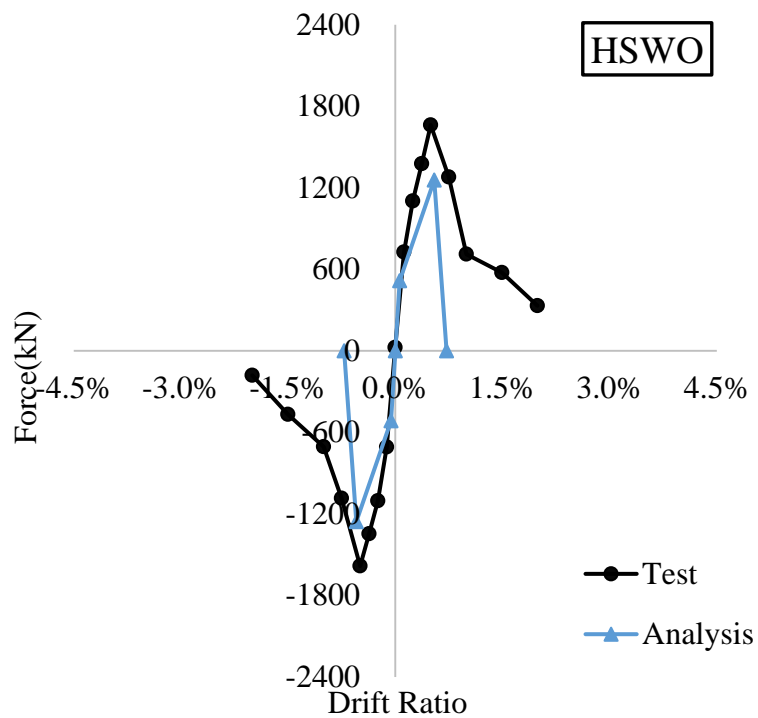


圖 5-1d 試體 HSWO 之分析與實際側力位移曲線

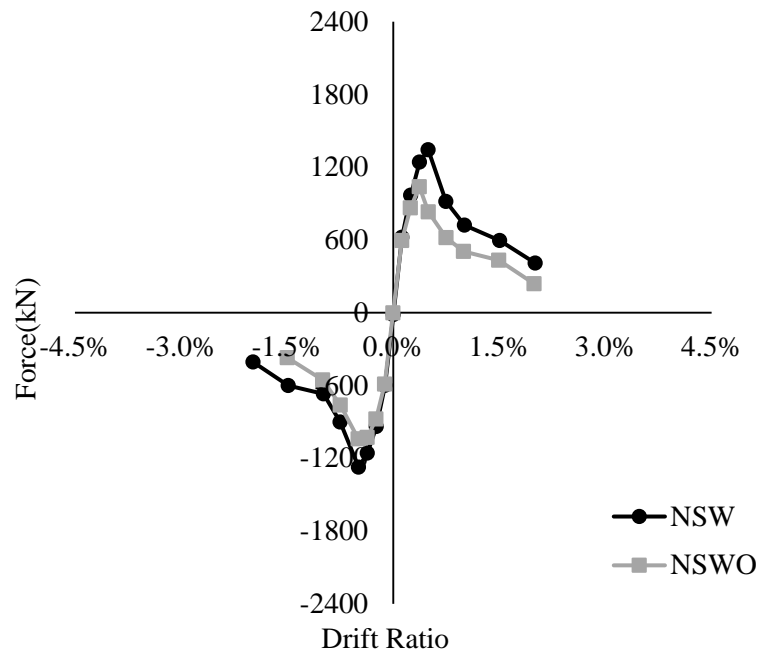


圖 5-2 試體 NSW 與 NSW0 之載重-位移遲滯迴圈包絡線比較圖

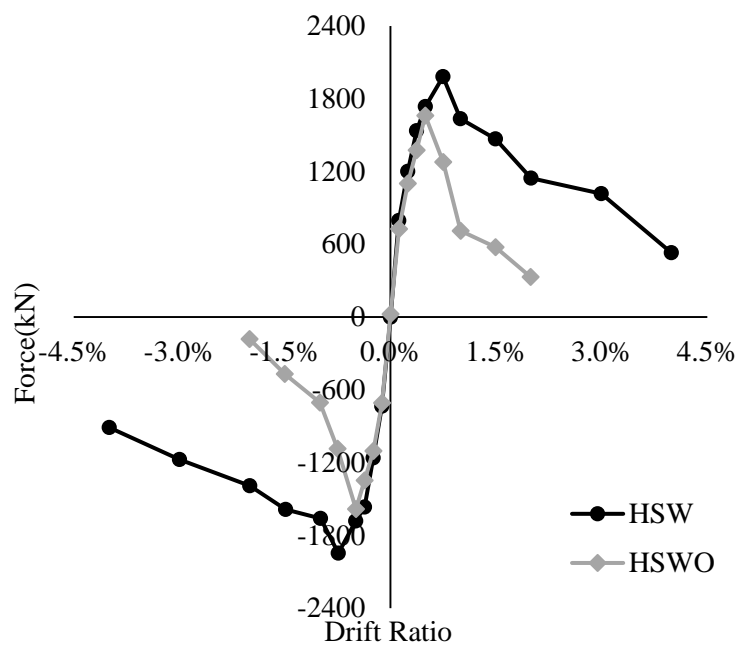


圖 5-3 試體 HSW 與 HSW0 之載重-位移遲滯迴圈包絡線比較圖

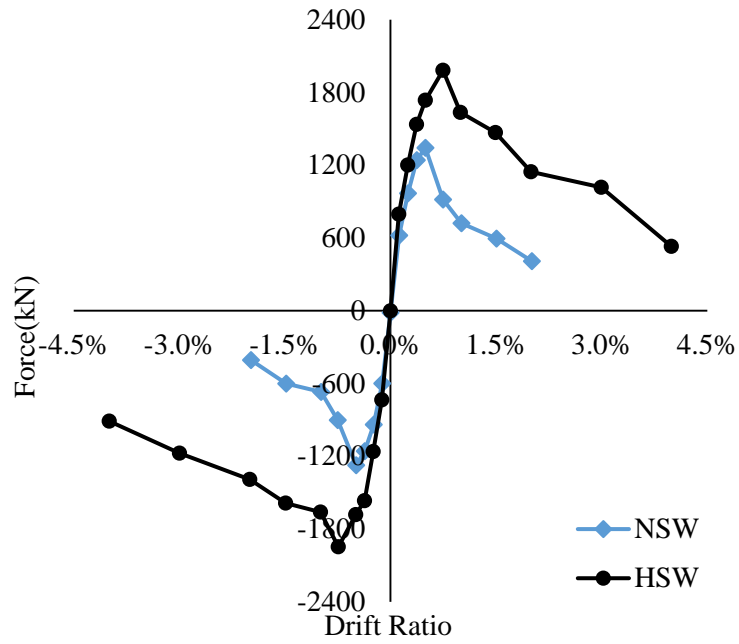


圖 5-4 試體 NSW 與 HSW 之載重-位移遲滯迴圈包絡線比較圖

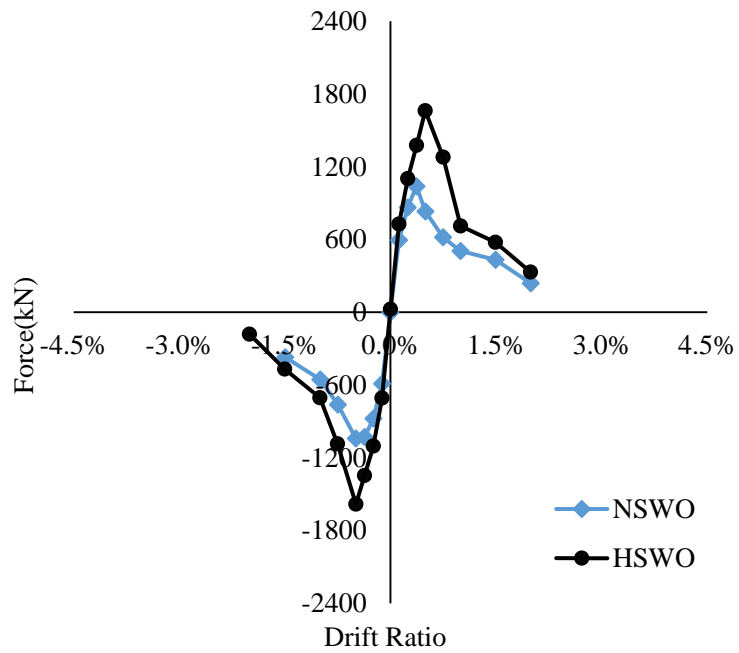


圖 5-5 試體 NSW0 與 HSW0 之載重-位移遲滯迴圈包絡線比較圖

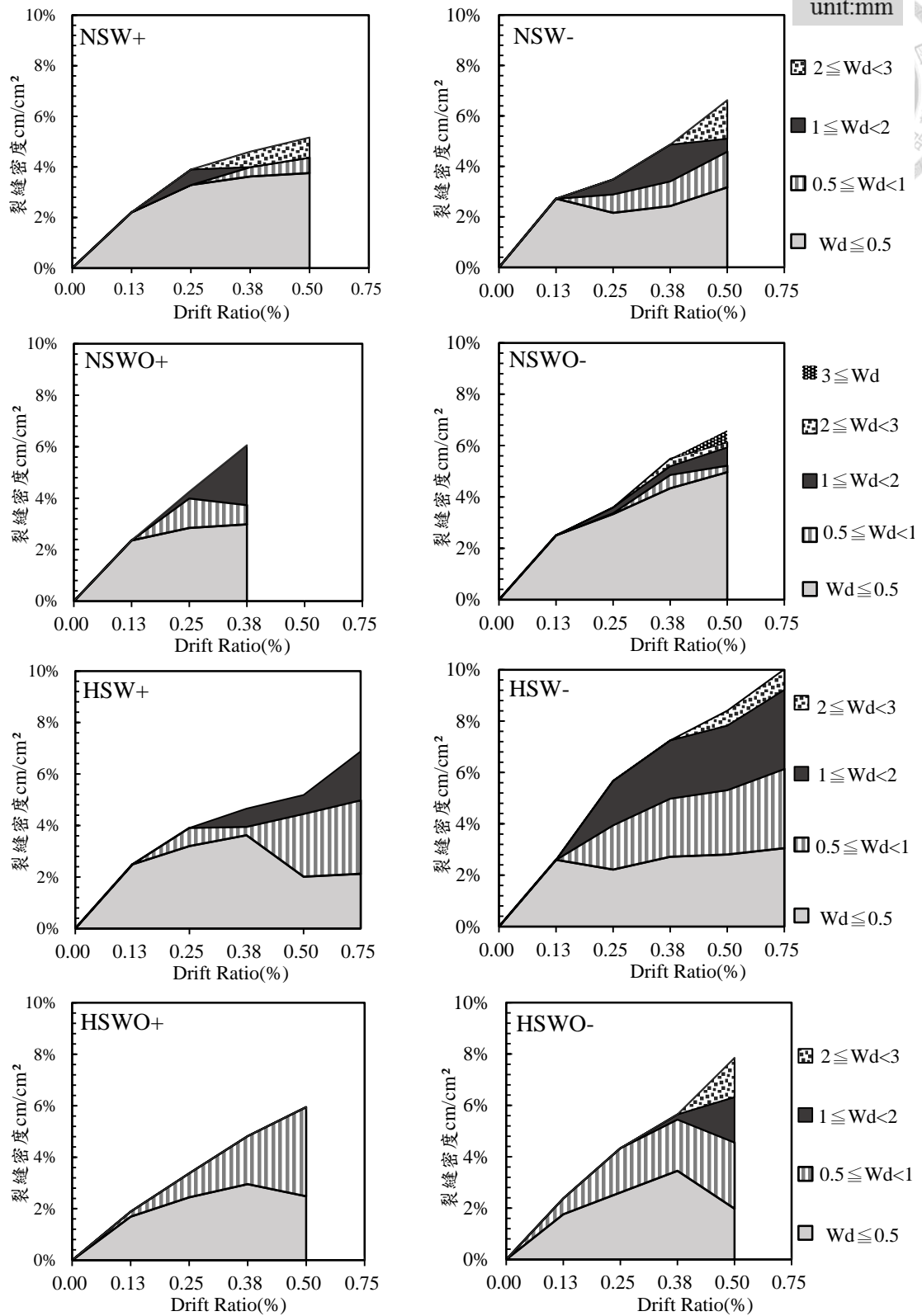


圖 5-6 各試體之裂縫密度堆疊圖

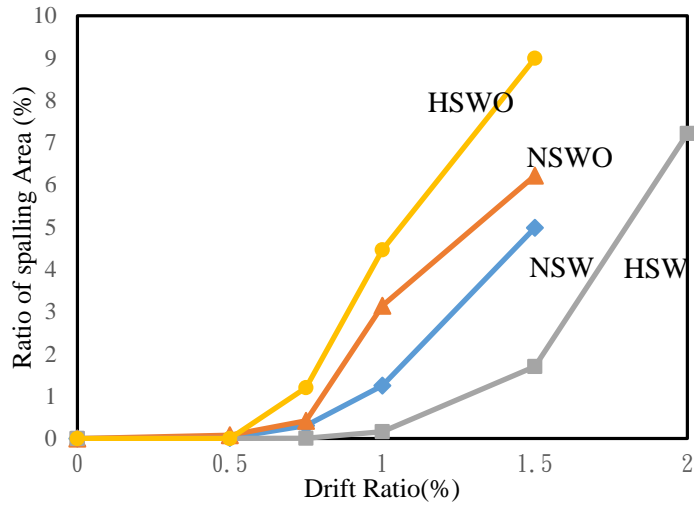


圖 5-7 各試體在各層間位移角之剝落面積比

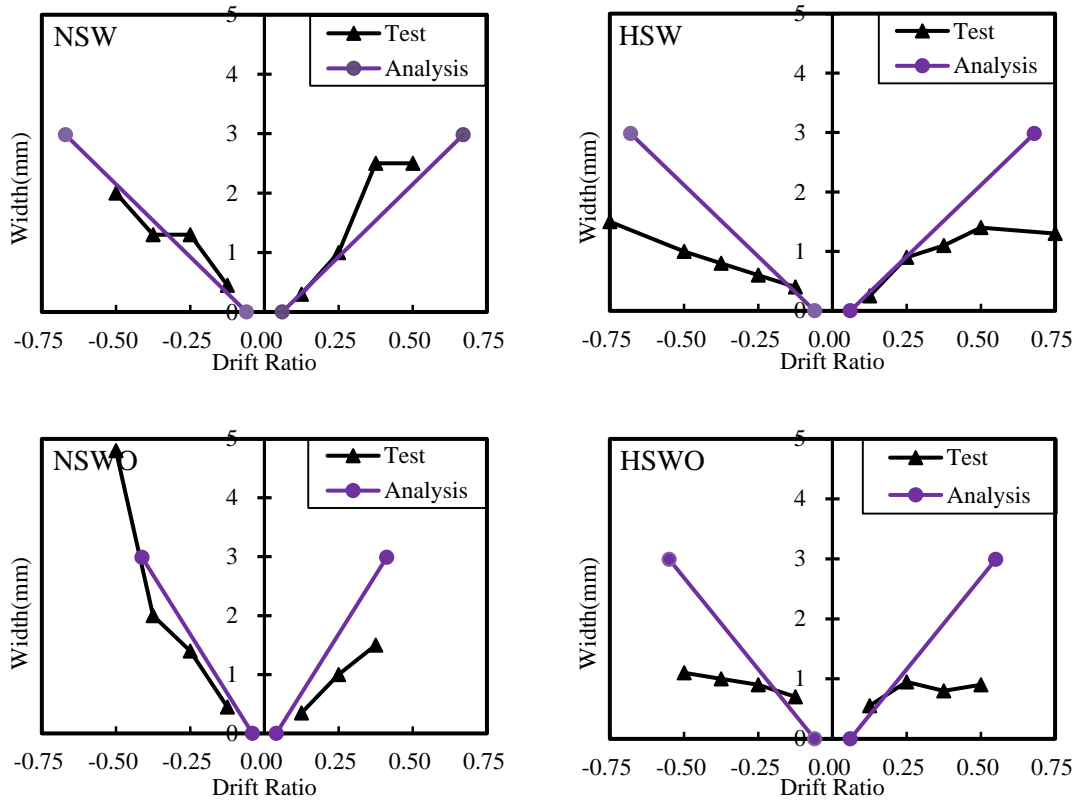


圖 5-8 實際及預測裂縫寬度與相應位移角折線圖

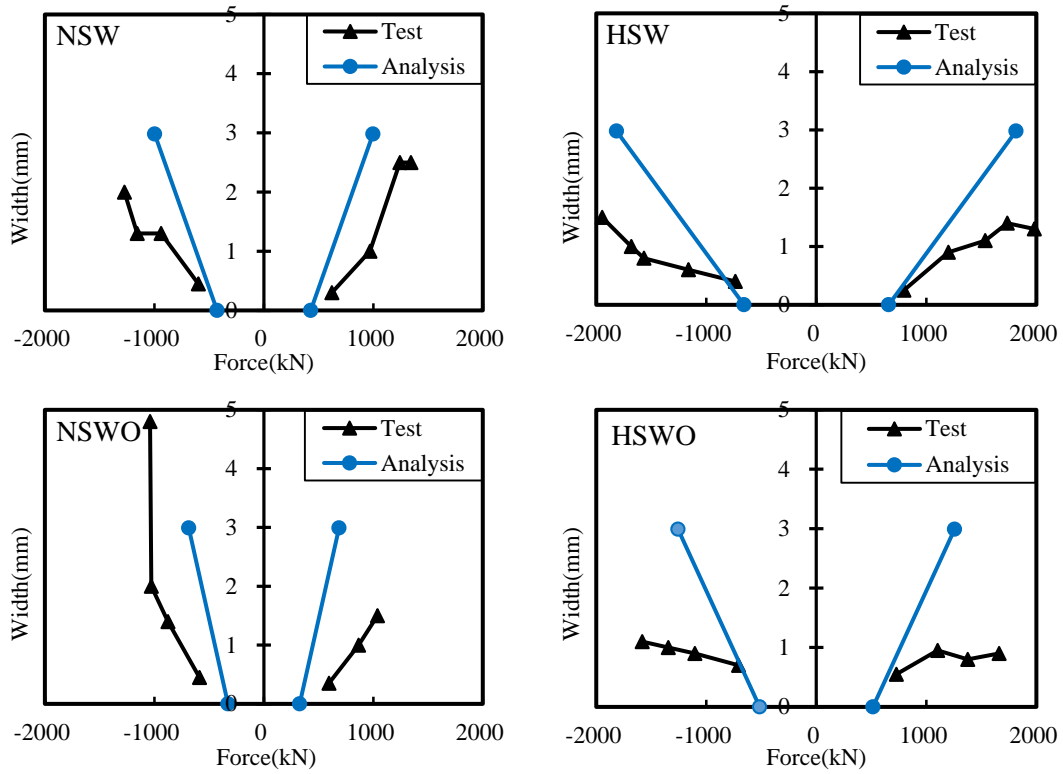


圖 5-9 實際及預測裂縫寬度與相應側力折線圖

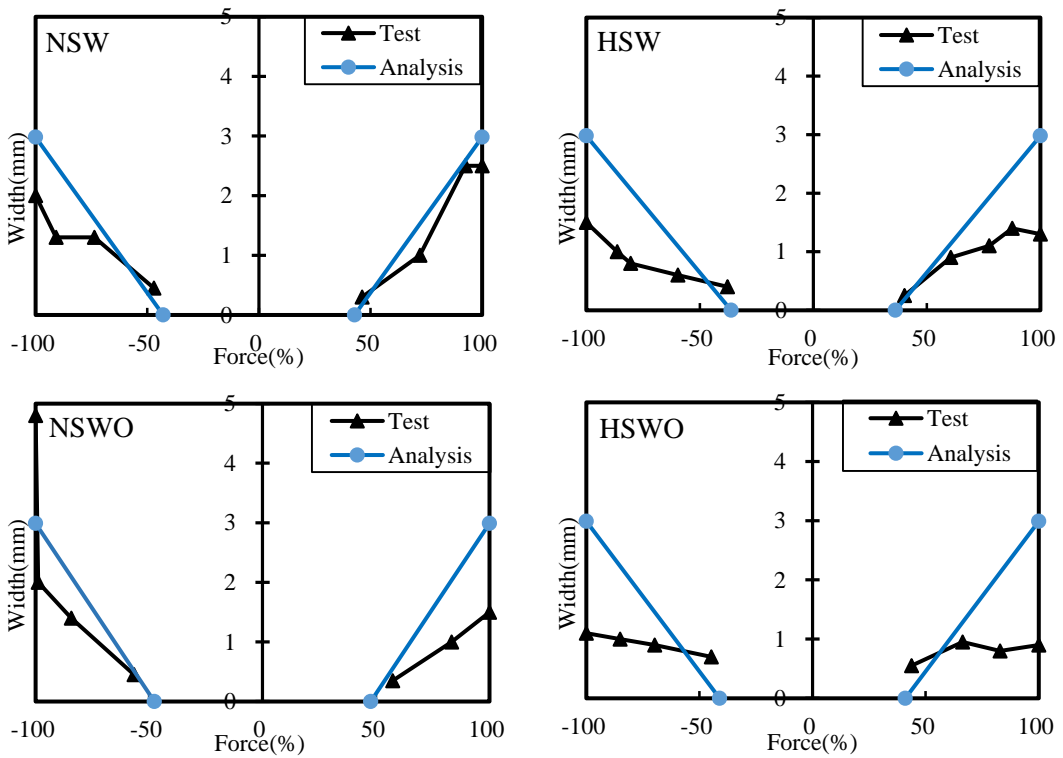


圖 5-10 實際及預測裂縫寬度與相應側力占比折線圖

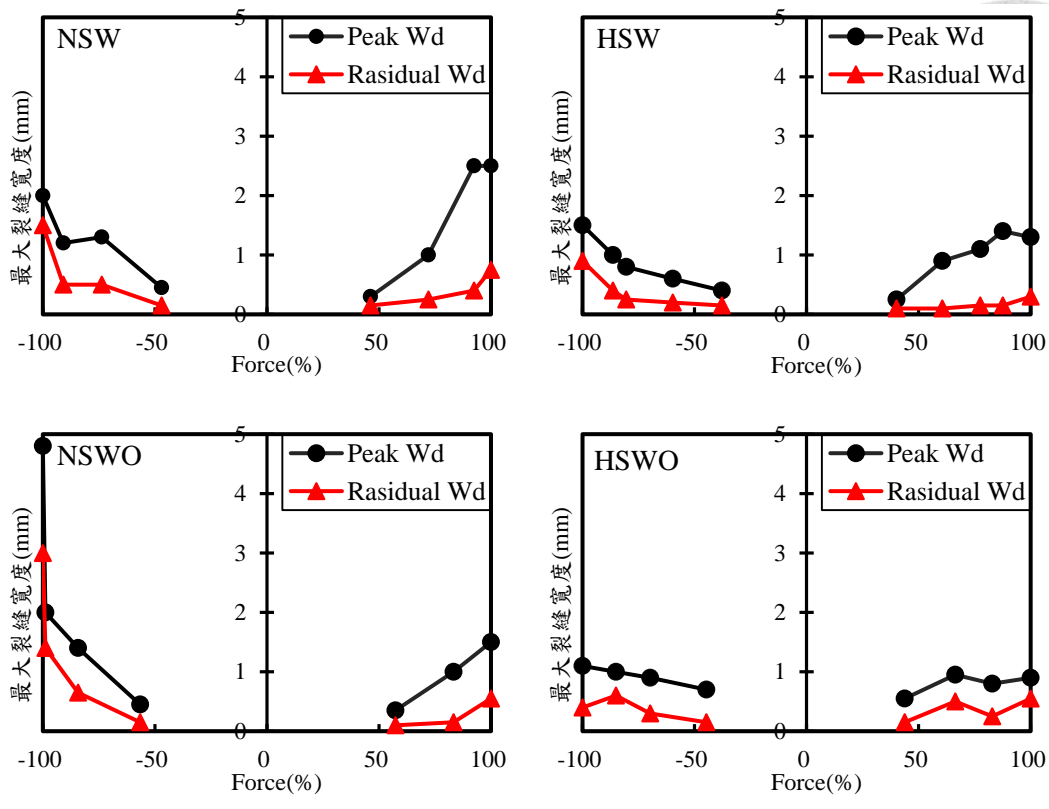


圖 5-11 各試體之尖峰裂縫寬度與殘餘裂縫寬度

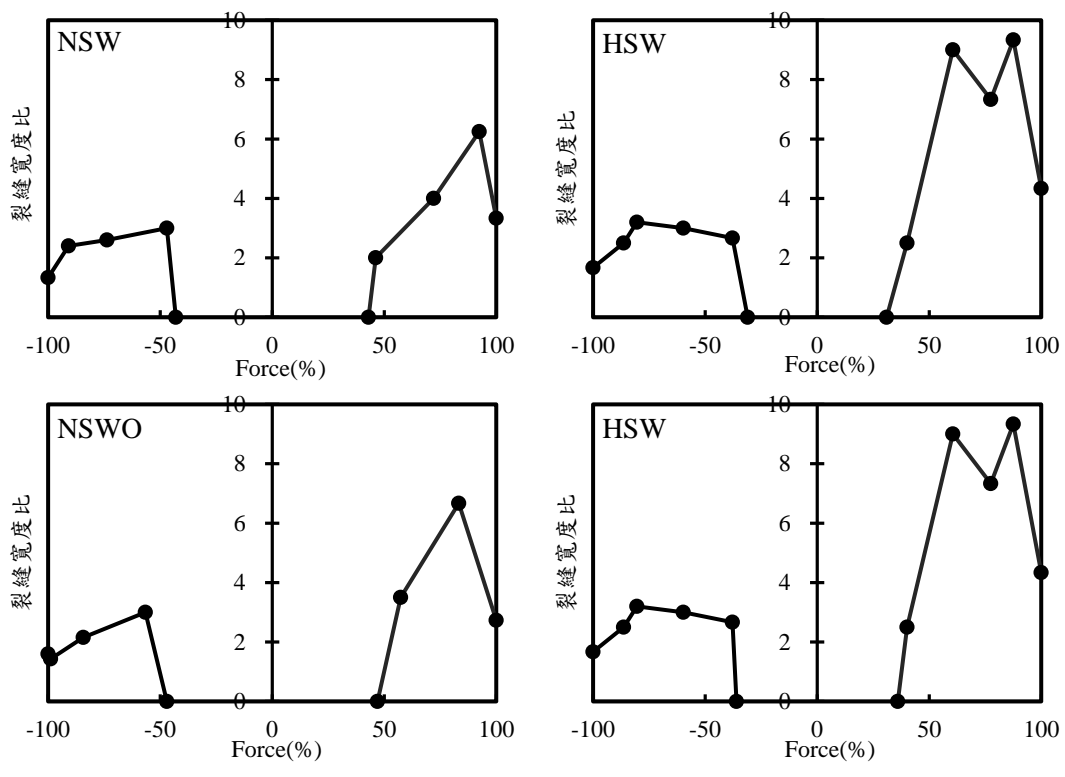


圖 5-12 尖峰裂縫與殘餘裂縫寬度(P/R Ratio)

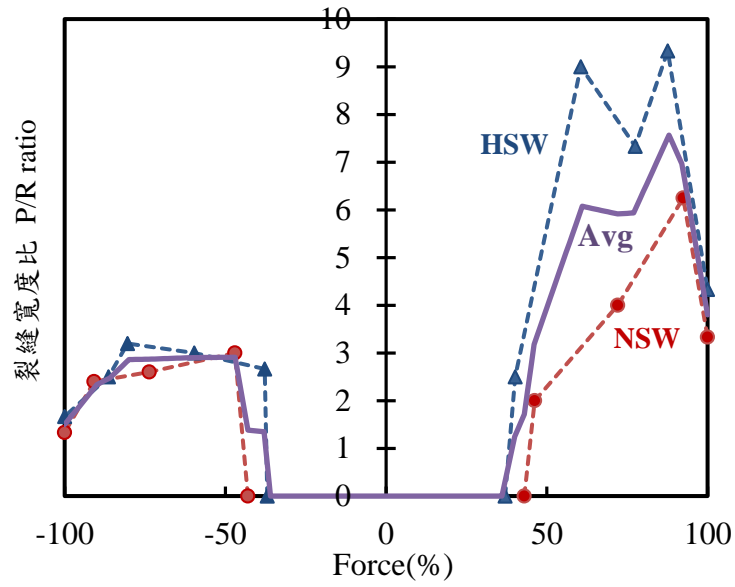


圖 5-13 未開孔試體 P/R Ratio 疊加圖

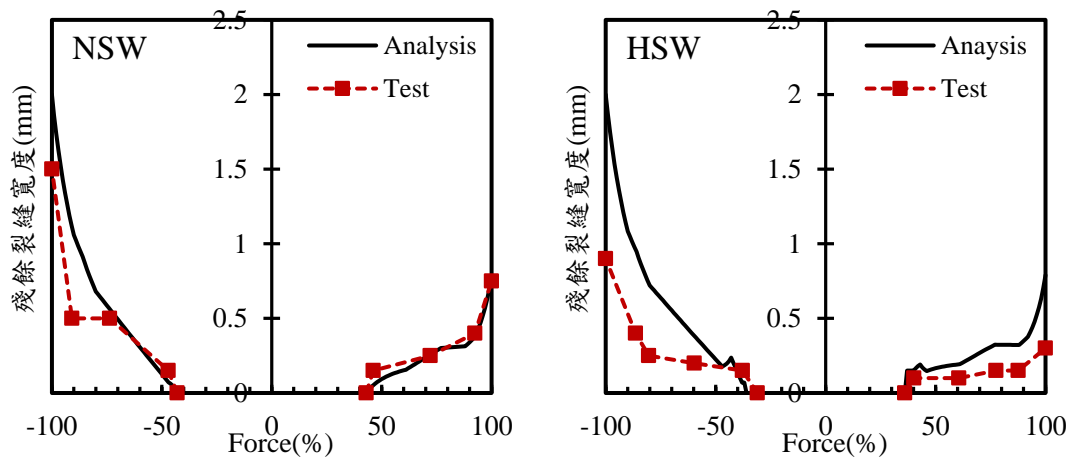


圖 5-14 未開孔試體殘餘裂縫預測及實驗曲線

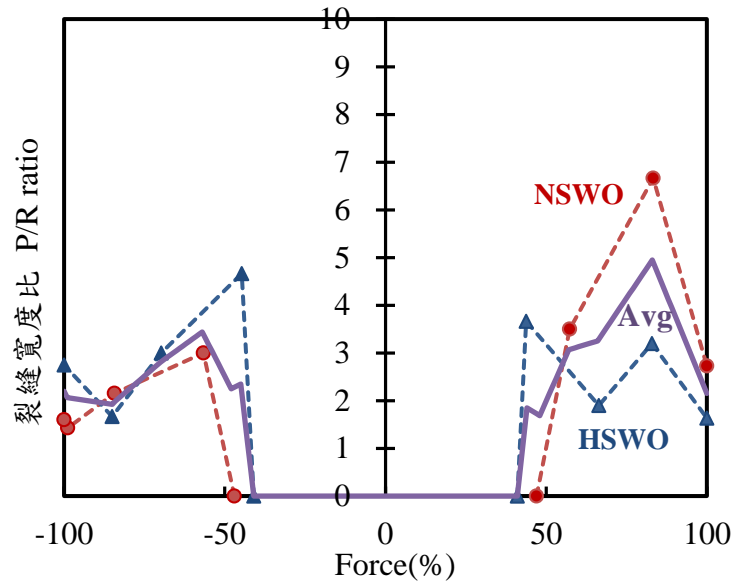


圖 5-15 開孔試體 P/R Ratio 疊加圖

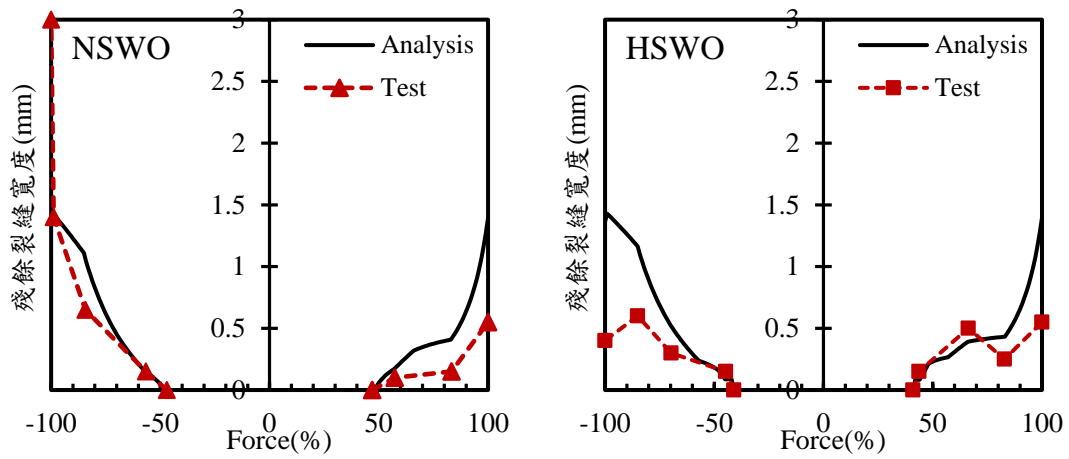
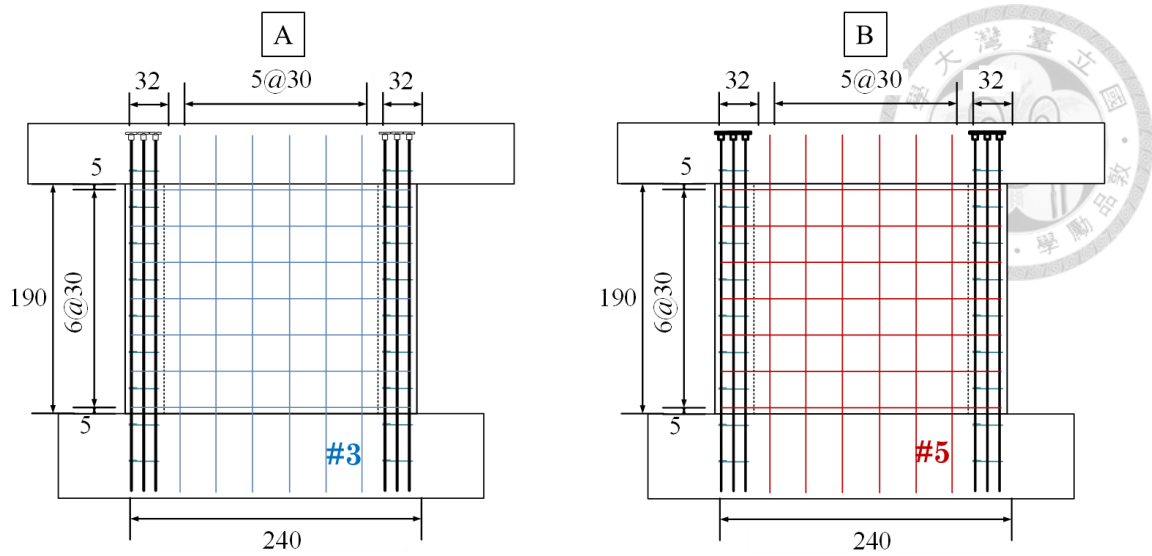


圖 5-16 開孔試體殘餘裂縫預測及實驗曲線



Specimen	f_y	f'_c	s	ρ_s
A	420MPa	28MPa	30cm	0.32%
B				0.88%

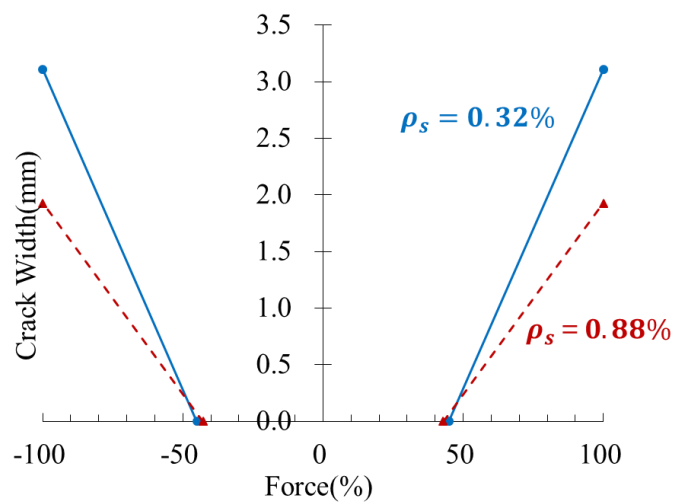
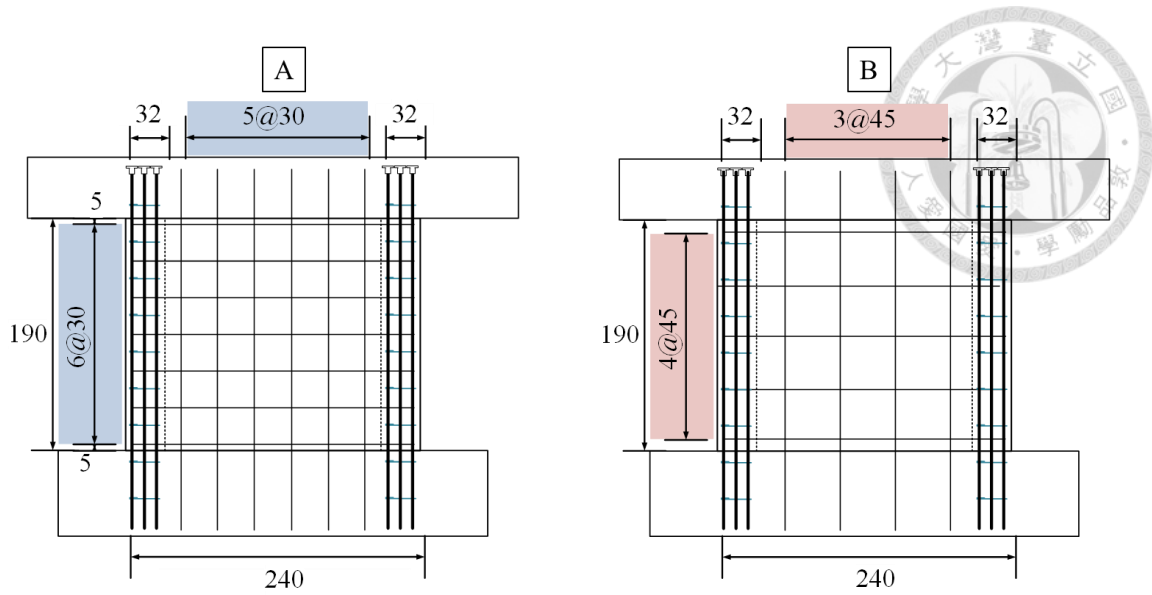


圖 5-17 尖峰裂縫預測模型參數研究結果-牆筋比



Specimen	f_y	f'_c	s	ρ_s
A	420MPa	28MPa	30cm	0.32%
B			45cm	

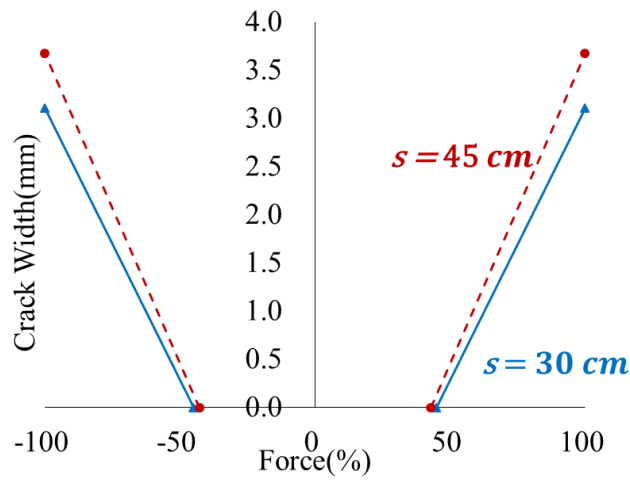
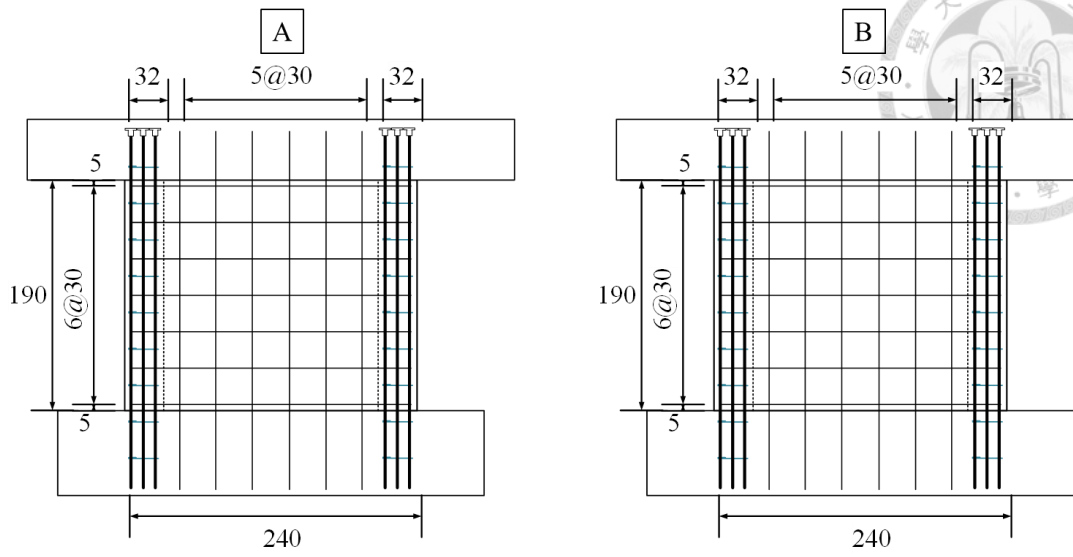


圖 5-18 尖峰裂縫預測模型參數研究結果-牆筋間距



Specimen	f_y	f'_c	s	ρ_s
A	420MPa	28MPa	30cm	0.32%
B		70MPa		

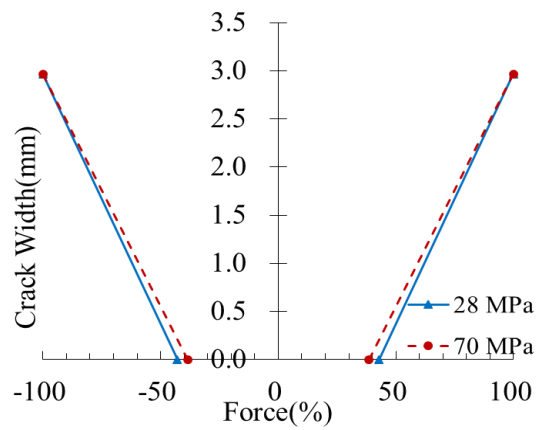


圖 5-19 尖峰裂縫預測模型參數研究結果-混凝土強度