

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

具工作應力裂縫之鋼纖維混凝土梁

鹽霧加速劣化後力學行為實驗設計

Experimental Design for Mechanical Behavior of Deteriorated

SFRC Beam with Working Stress Cracks by Accelerated Salt

Spray Test

許祖祐

Tzu-Yu Hsu

指導教授：廖文正 博士

Advisor : Wen-Cheng Liao, Ph.D.

中華民國 106 年 7 月

July, 2017

國立臺灣大學碩士學位論文
口試委員會審定書

具工作應力裂縫之鋼纖維混凝土梁鹽霧加速劣
化後力學行為實驗設計

Experimental Design for Mechanical Behavior of
Deteriorated SFRC Beam with Working Stress
Cracks by Accelerated Salt Spray Test

本論文係許祖祐君(R04521223)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 07 月 19 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：

廖文正

(指導教授)

詹穎雯

楊仲家

廖文正
詹穎雯

楊仲家

系主任

謝尚賢

謝尚賢

(簽名)

誌謝



終於到了寫致謝的這一刻了，近二十四年受到了無數人的幫助，現在我也走入要自主獨立的一天了。感謝研究所的恩師 廖文正教授，在這兩年來不斷的鞭策、督促我，讓我的研究進入狀況。也非常感謝研究群的 詹穎雯教授、 陳振川教授及口試委員 楊仲家教授的指導，才使這篇論文更加完整，在此獻上最誠摯的謝意。

首先是民權復興路口的夥伴們，傑中、子揚、杰奇、大衛、元、祖豪、子鈞，謝謝你們每次在我欠嗆時候不留情面的給予我人身攻擊，在我失落無助的時候又陪著我度過，你們是我這輩子最好的朋友。

感謝 MM 的各位，紀威、小胖、阿勳、阿駿、冷毛、光頭、阿光、叔叔、小龜、小宏、阿璋、妞妞，在我半夜空虛寂寞覺得冷的時候，給我一個像家一樣的地方，以後周末一定還是會回去跟大家繼續練消話。

感謝政大熱舞社及國企所的學長們，普麟、魏秉、高頡、方駿、群傑、小白、威中、季亨、蒲駿、子然，還有台大熱舞社，昱斌、小邦、曉薔、柔樺、柏廷、鄭紫、子揚，是你們讓我的大學及研究所生活精彩起來。

感謝 812 研究群的夥伴們，凱越、宜庭、家禎、凱蔚、維邑、庭愷、王丞，學弟妹，瑋秀、韋丞、大展、克陵、燿安、孟承、均君、昱霖、詠寬，及學長姐們，你們是讓我能夠完成這篇研究的最大功臣，沒有你們就不會有完成的這一天。

最後，感謝我的爸媽及在這二十四年來從來沒有對我放棄過，含辛茹苦的扶養我長大成人，即使生活再困苦都讓我以完成學業為最優先考量，對於我喜愛的事情也給予我支持及鼓勵。還有許祖豪，雖然妳交了個白富美躲到大陸了，不過台灣還是很歡迎你回來。

最後的最後，感謝在一年前出現在我生命中的第一位特別的女性，世珍，這一年來委屈妳了，謝謝一直以來的不離不棄，總是原諒著我的不成熟，接下來的日子讓我好好照顧妳。致謝至此，我終於畢業啦。

摘要

鋼纖維混凝土於 ACI318-08 中已允許使用於 RC 結構物中，取代最少剪力鋼筋；惟台灣處於高溫高濕的環境，大氣中帶有鹽分，且結構物在使用年限中時常受工作載重產生裂縫，使得外界氯離子能直接侵入混凝土內部，降低建物耐久性，尤其當鋼纖維因為外界氯離子侵入而鏽蝕時，會加速構件劣化。

本研究透過不同水灰比及添加不同體積取代率的鋼纖維，設計相關實驗來探討混凝土水灰比高低及高強度鋼纖維混凝土梁受工作應力產生裂縫後之耐久性行為。其中實驗分成三大步驟，首先為預裂試驗，再來是鹽霧加速劣化試驗，最後是抗彎試驗及氯離子濃度檢測。預裂試驗模擬真實梁結構在受到工作應力下，在拉力區產生撓曲裂縫情形；鹽霧加速劣化試驗則模擬外界環境經過多年鹽害後腐蝕發展情況；而抗彎試驗則將經過鹽霧加速劣化之試體加載至極限載重，並觀測多項數據來評估劣化處理後梁試體的力學及韌性行為表現，並於試驗後將裂縫處混凝土取出進行氯離子濃度檢測。

由預裂試驗結果顯示，高強度未添加鋼纖維之梁試體在工作載重下之裂縫寬度遠大於普通強度混凝土試體，而在添加鋼纖維之後，裂縫寬度有明顯改善變小的情況。而在鹽霧加速劣化試驗中腐蝕電流密度的量測初步結果顯示，普通強度混凝土之試體有最高的腐蝕電流密度，其次為高強度未添加鋼纖維之試體，而添加鋼纖維之試體則有最低的腐蝕電流密度。然而由於梁試體之設計是模擬實際結構使用之尺寸，鋼筋號數較大且有符合規範之保護層厚度，因此要使其產生較明顯之腐蝕效果需要較長時間的試驗，因此本研究未進行最後之力學試驗，僅整理出未來力學試驗之評估指標，提供給後續學者繼續完成此試驗，以驗證具工作應力裂縫之高強度鋼纖維鋼筋混凝土之耐久性及腐蝕後力學行為。

關鍵詞： 鋼纖維混凝土、工作應力、開裂混凝土、鹽霧加速劣化試驗、氯離子、殘餘撓曲強度。





ABSTRACT

As stated in ACI 318-08, the steel fiber is allowed to be used as minimum shear reinforcement in RC structures. However, the climate in Taiwan is toride and humid with high saltinity in the air and the working load usually induce the cracks in the service life of concrete structure. For these reasons, the chloride ion may penetrate into the concrete easier, and therefore reduce the durability of the structures. Further, the steel fibers corrode and weaken the concrete sturctures.

This study investigates the water-cemnt ratio and the addition of the steel fibers which influence the durability of the normal and high strength concrete with working stress cracks. The experiment was divided into three parts, including pre-cracking test, salt spray test, and flexural test. Pre-cracking test is to simulate the formation of flexureal cracks which are caused by working stress. Salt spray test is to simulate the corrosion situation of cracked beam under the salt environment for many years. Flexural test is to evaluate the residual mechanical behaviors and toughness of corroded beam. After these tests, the concrete around the cracks will be removed from beam and starts the chloride penetration test.

According to the results of pre-cracking test, the crack width of the high strength concrete without steel fiber is larger than normal strength concrete. With the addition of the steel fiber, the cracks width reduced apparently. According to the results of salt spray test, the corrosion current density (I_{corr}) of normal strength concrete is the highest. The second highest I_{corr} is high strength concrete without steel fiber and the lowest I_{corr} is the concrete with steel fiber. However, the beam specimens was deisgned following the guideline of ACI 318-14; thus, it takes more time for reinforcement to corrod severely. In this study, the flexural test isn't conducted, but the evalution index used in the flexural test was provided for future study in verifying the durability and residual mechanical

behavior of steel fiber high strength concrete with working stress cracks.

Keywords : Steel-fiber concrete, Working stress, Cracked Concrete, Accelerated salt

Spray test, Chloride ion, Residual flexural strength



目錄



誌謝	iii
摘要	iii
ABSTRACT	iv
目錄	vi
圖表目錄	xii
圖目錄	xiv
照片目錄	xviii
第一章、緒論	1
1.1 動機與目的	1
1.2 研究內容與方法	2
第二章、文獻回顧	4
2.1 高強度鋼筋混凝土介紹	4
2.1.1 高強度混凝土	4
2.1.2 高強度鋼筋	5
2.2 端鉤型鋼纖維之拉拔行為	6
2.2.1 端鉤型鋼纖維之拉拔機制	6
2.2.2 端鉤型鋼纖維之拉拔能量預測模型	7
2.2.3 等效握裹強度	15
2.3 鋼纖維鋼筋混凝土梁之力學強度	16
2.3.1 設計基本方法	16
2.3.2 鋼纖維鋼筋混凝土梁之撓曲強度	17
2.3.3 鋼纖維鋼筋混凝土梁之剪力強度	18
2.4 各國允許最大裂縫寬度規範	20
2.5 孔隙結構	21



2.5.1 混凝土之孔隙結構	21
2.5.2 鋼纖維與基材之介面微觀結構	22
2.5.3 水灰比與齡期對孔隙結構之影響	23
2.5.4 卜作嵐摻料對孔隙結構之影響	24
2.6 混凝土中之氯離子	25
2.6.1 氯離子之來源與存在形式	25
2.6.2 氯離子之傳輸路徑及其機制	26
2.6.3 粒料及纖維對氯離子傳輸之影響	28
2.6.4 載重裂縫對氯離子傳輸之影響	30
2.7 混凝土中之氯離子擴散行為	34
2.7.1 擴散方程式與擴散係數	35
2.7.2 水灰比對擴散係數之影響	37
2.7.3 水化時間對擴散係數之影響	38
2.7.4 卜作嵐摻料對擴散係數之影響	39
2.7.5 載重裂縫對擴散係數之影響	40
2.8 鋼筋腐蝕	41
2.8.1 鋼筋之腐蝕機制	42
2.8.2 影響混凝土中鋼筋腐蝕之因素	43
2.8.3 腐蝕鋼筋之力學性質	46
2.8.4 混凝土中鋼筋腐蝕之檢測	47
2.8.5 鋼纖維添加對鋼筋腐蝕檢測之影響	52
2.8.6 載重裂縫對鋼筋腐蝕檢測之影響	55
2.8.7 腐蝕型態對鋼筋腐蝕檢測之影響	56
2.8.8 腐蝕電流密度預測模型	57
2.9 鹽霧試驗	62
2.10 大氣腐蝕測試規範	63

2.10.1 ISO、CNS 大氣腐蝕環境之分類	63
2.10.2 大氣腐蝕之金屬試片腐蝕速率量測	66
第三章、腐蝕鋼筋混凝土梁殘餘強度實驗統整	69
3.1 預裂方法	69
3.1.1 乾縮裂縫	69
3.1.2 人工裂縫	70
3.1.3 載重預裂	72
3.1.4 各預裂方式比較	73
3.2 加速腐蝕實驗	74
3.2.1 外加電流加速腐蝕	74
3.2.2 浸泡鹽水	79
3.2.3 鹽霧室	80
3.2.4 各加速腐蝕實驗比較	85
3.3 腐蝕後行為評估指標	86
3.3.1 裂縫特徵	86
3.3.2 使用性	86
3.3.3 殘餘強度	88
3.3.4 韌性	91
第四章、實驗計畫	93
4.1 實驗內容	93
4.1.1 實驗背景	93
4.1.2 實驗架構	93
4.2 實驗材料及配比設計	94
4.2.1 實驗材料	94
4.2.2 配比設計	102
4.3 試體設計	103



4.3.1 抗壓圓柱試體	103
4.3.2 抗彎實驗梁試體	103
4.3.3 挠曲強度	103
4.3.4 剪力強度	105
4.4 梁試體製作	106
4.4.1 鋼筋應變計黏貼	106
4.4.2 試體澆置	107
4.5 大氣腐蝕性測定標準試片製作	109
4.6 試驗儀器設備	110
4.7 量測系統	116
4.7.1 內部應變計	116
4.7.2 電阻式變位計(LVDT)	116
4.7.3 裂縫量測	117
4.7.4 影像量測	117
4.8 試驗項目	118
4.8.1 抗壓試驗	118
4.8.2 預裂試驗	119
4.8.3 鹽霧室加速劣化試驗	120
4.8.4 鋼筋腐蝕電流密度量測	120
4.8.5 裂縫量測	121
4.8.6 金屬試片重量損失法	122
4.8.7 抗彎實驗	123
4.8.8 裂縫處氯離子濃度檢測	123
4.8.9 鋼筋重量損失法	127
第五章、初步實驗結果與討論	128
5.1 圓柱抗壓試驗	128



5.2 預裂試驗	131
5.2.1 鋼筋應變計量測	132
5.2.2 工作載重下裂縫特徵	138
5.3 鹽霧室加速劣化試驗	145
5.3.1 鋼筋腐蝕電流密度	146
5.3.2 鋼筋腐蝕重量損失率	148
第六章、未來實驗評估指標	150
6.1 鹽霧室環境腐蝕程度	150
6.2 鋼筋腐蝕量	150
6.2.1 鋼筋腐蝕電流密度預測	150
6.2.2 腐蝕梁試體殘餘強度預測	151
6.2.3 理論與實際鋼筋重量損失關係	151
6.3 梁抗彎試驗	152
6.3.1 裂縫特徵	152
6.3.2 使用性	152
6.3.3 殘餘撓曲強度	153
6.3.4 韌性比	153
6.4 氯離子擴散行為評估	153
6.4.1 開裂處與未開裂處之氯離子濃度	154
6.4.2 開裂處與未開裂處之擴散係數	154
第七章、結論與建議	155
7.1 結論	155
7.2 建議	156
參考文獻	157
附錄 A 普通強度混凝土梁試體設計圖	171
附錄 B 高強度混凝土梁試體設計圖	172



附錄 C 鹽霧室環境腐蝕程度	173
附錄 D 梁試體內拉力筋編號及總重量	174
附錄 E 試體鋼筋之理論與實際重量損失表	175
附錄 F 試體於使用載重下之裂縫特徵	176
附錄 G 試體於使用載重下之中點位移比	177
附錄 H 試體於四點抗彎試驗中結果與鋼筋腐蝕狀況	178
附錄 I 試體於四點抗彎試驗中各階段之載重及位移	179
附錄 J 試體於四點抗彎試驗中韌性指數	180
簡歷	181

圖表目錄



圖表 2-1 國外規範允許最大裂縫寬度[135].....	20
圖表 2-2 不同水灰比及摻料取代之水泥砂漿氯離子擴散實驗結果 [88].....	37
圖表 2-3 不同水膠比在 90 天貯鹽實驗之實驗結果 [114][122][126][133][139].....	38
圖表 2-4 腐蝕電位量測值對應之腐蝕機率[16].....	48
圖表 2-5 混凝土電阻係數對應之腐蝕程度[91].....	49
圖表 2-6 腐蝕電流密度與腐蝕程度之關係[23].....	52
圖表 2-7 大氣腐蝕環境分類 – 以各標準金屬第一年之腐蝕速率區分 [34][60]	65
圖表 2-8 裸鋼試片曝曬結果[144]	67
圖表 2-9 碳鋼板狀試片平均腐蝕速率($\mu\text{m}/\text{yr}$)[115]	68
圖表 3-1 不同預裂方式之差異	74
圖表 3-2 通電 58 小時之裸鋼筋通電腐蝕之重量、體積損失表 [119]	76
圖表 3-3 試體通電預估與實際腐蝕量比較[119]	77
圖表 3-4 不同加速腐蝕方法之差異	85
圖表 3-5 腐蝕鋼筋混凝土梁之各項觀測紀錄及殘餘強度[8]	90
圖表 3-6 四點彎矩試驗結果[71]	92
圖表 3-7 各試體韌性指標[71]	92
圖表 4-1 卜特蘭 I 型水泥化學成分(Chemical Composition)	96
圖表 4-2 卜特蘭 I 型水泥物理性質(Physical Properties)	96
圖表 4-3 100 級水淬高爐石粉化學性質	97
圖表 4-4 100 級水淬高爐石粉物理性質	97



圖表 4-5 砂灰之基本性質	98
圖表 4-6 粗粒料篩分析與物理性質	98
圖表 4-7 細粒料篩分析與物理性質	99
圖表 4-8 高性能流動化劑好泥友 HP100 產品規格	99
圖表 4-9 竹節鋼筋化學成分	100
圖表 4-10 普通及鋼纖維高強度混凝土配比 (單位 : kgf/m ³)	103
圖表 4-11 各配比之撓曲及剪力強度	105
圖表 5-1 各試體圓柱抗壓試驗結果 (3 顆圓柱試體平均值, 單位: MPa)	130
圖表 5-2 NS 之預裂試驗結果	133
圖表 5-3 HSSF0 之預裂試驗結果	134
圖表 5-4 HSSF0 之預裂試驗結果	136
圖表 5-5 HSSF150 之預裂試驗結果	137
圖表 5-6 NS 梁試體之裂縫特徵	140
圖表 5-7 HSSF0 梁試體之裂縫特徵	141
圖表 5-8 HSSF075 梁試體之裂縫特徵	143
圖表 5-9 HSSF150 梁試體之裂縫特徵	144

圖目錄



圖 1-1 研究流程圖	3
圖 2-1 混凝土開裂路徑圖	5
圖 2-2 混凝土應力應變曲線圖 [84]	5
圖 2-3 不同強度鋼筋之應力應變曲線 鋼纖維混凝土力學性質 [9]	6
圖 2-4 鋼纖維拉拔力量與滑移位移關係圖 [129]	7
圖 2-5 鋼纖維拉拔過程變形示意圖 [129]	7
圖 2-6 端鉤型鋼纖維幾何形狀示意圖 [108]	12
圖 2-7 端鉤型鋼纖維之能量疊加 [108]	13
圖 2-8 端鉤型鋼纖維端鉤處滑輪摩擦模型 [6]	13
圖 2-9 鋼纖維在彈塑性段的應力分布 [108]	14
圖 2-10 鋼纖維通過彎鉤處時的彎矩與曲率關係 [108]	14
圖 2-11 鋼纖維塑性變形與位移關係圖 [108]	14
圖 2-12 纖維拉拔過程 [69]	16
圖 2-13 中性軸以下加入開裂後拉力強度矩形應力塊示意圖 [120] ..	18
圖 2-14 孔隙尺寸分類圖 [29]	22
圖 2-15 鋼纖維與砂漿介面層之微觀結構 [20]	22
圖 2-16 不同水灰比之新拌及硬固水泥漿體之水化組成 [4]	24
圖 2-17 鋼纖維添加至鋼筋混凝土之主要表面裂縫形式 [90]	30
圖 2-18 鋼纖維體積取代率與氯離子滲透深度關係圖 [124]	30
圖 2-19 不同裂縫寬度下氯離子擴散範圍 [67]	32
圖 2-20 45、95、144 次循環時間下，不同裂縫型式之氯離子含量 [58]	32
圖 2-21 不同裂縫寬度之 28 天齡期試體氯離子分布 164[76]	32
圖 2-22 不同裂縫寬度下，28 及 2 年齡期試體之氯離子分布 [76] ..	33



圖 2-23 混凝土於無裂縫情形之氯離子濃度分佈圖 [113]	33
圖 2-24 混凝土於拉力區內部產生微裂縫情形之氯離子濃度分佈圖 [113]	33
圖 2-25 混凝土於裂縫 0.1mm 情形之氯離子濃度分佈圖 [113]	34
圖 2-26 混凝土於裂縫 0.4mm 情形之氯離子濃度分佈圖 [113]	34
圖 2-27 普通波特蘭混凝土水灰比與氯離子擴散係數之關係 [143] ..	38
圖 2-28 不同摻料取代下之氯離子各層濃度 [83]	40
圖 2-29 不同摻料取代下之氯離子擴散係數 [83]	40
圖 2-30 裂縫寬度對混凝土擴散係數之影響 [1]	41
圖 2-31 混凝土中的鋼筋之腐蝕行為示意圖 [24]	42
圖 2-32 鐵氧化後產物的體積比例 [128]	43
圖 2-33 鐵的電位與 pH 值變化關係圖 [127]	45
圖 2-34 混凝土中氯離子造成鋼筋腐蝕之機理 [95]	45
圖 2-35 氯離子含量與 pH 值對鋼筋腐蝕之影響 [98]	45
圖 2-36 混凝土中鋼筋局部腐蝕之電場分布示意圖 [7]	48
圖 2-37 鋼纖維添加於混凝土中之犧牲陽極示意圖 [53]	53
圖 2-38 不同鋼纖維添加量之鋼筋開路電位變化圖 [117]	54
圖 2-39 不同鋼纖維取代量之鋼筋腐蝕速率變化 [117]	55
圖 2-40 不同飛灰取代率及裂縫試體之腐蝕電流密度 [66]	56
圖 2-41 中性化試體之腐蝕速率與混凝土電阻關係圖 [5]	58
圖 2-42 假設保護層 50mm、水灰比 0.4 之腐蝕電流密度與時間關係 [104]	61
圖 2-43 水灰比 0.4 之普通波特蘭混凝土腐蝕電流密度與保護層厚度關係 [96]	62
圖 3-1 乾縮裂縫試體示意圖 [113]	70
圖 3-2 0.1mm 人工裂縫之試體示意圖 [113]	71



圖 3-3 0.4mm 人工裂縫之試體示意圖[113]	71
圖 3-4 拉力區產生微裂縫之試體示意圖[113]	73
圖 3-5 試體尺寸與加速腐蝕實驗配置[8]	77
圖 3-6 裸鋼筋籠通電腐蝕示意圖(單位:mm)：(a)通電腐蝕鋼筋示意圖 (b)腐蝕環境示意圖(長鋼筋側) (c)鋼筋籠示意圖 (d)腐蝕環境示意圖(短鋼筋側)[119]	78
圖 3-7 不同載重情況下腐蝕開始時間[27].....	80
圖 3-8 不同水灰比連續鹽霧試驗(30 天、40 天)氯離子分布[131]	82
圖 3-9 水灰比 0.55 連續鹽霧試驗於不同試驗齡期之氯離子分布[131].....	82
圖 3-10 貯鹽試驗與連續鹽霧試驗擴對應時間[131].....	83
圖 3-11 貯鹽試驗與乾溼循環鹽霧試驗對應時間[131]	83
圖 3-12 實驗組及對照組之抗彎試驗力與變位曲線[116].....	84
圖 3-13 在使用載重下混凝土梁之裂縫分布	86
圖 3-14 腐蝕前後鋼筋混凝土梁載重-位移曲線[65]	87
圖 3-15 腐蝕後位移比與腐蝕程度關係圖[65]	88
圖 3-16 受腐蝕鋼筋混凝土梁三點抗彎力量與中點位移曲線[8]	90
圖 3-17 RLC_{COR} 與 X_{AVER}/r_0 關係圖[8]	91
圖 3-18 腐蝕鋼筋混凝土梁載重-位移曲線[71]	92
圖 4-1 研究流程圖	93
圖 4-2 細粒料級配曲線圖	100
圖 4-3 鋼纖維幾何尺寸 (Unit : mm)	100
圖 4-4 Dramix RC-80/30-BP 鋼纖維產品規格	101
圖 4-5 本研究試體之撓曲強度分析示意圖	105
圖 4-6 複合式鹽霧耐久性試驗設備	113
圖 4-7 梁試體之鋼筋應變計黏貼位址 (圖中黑點為鋼筋應變計)...	116



圖 4-8 NDI Marker 佈設位置 (白點處).....	118
圖 4-9 預裂試驗計算示意圖	120
圖 4-10 保護層中氯離子濃度取樣點(拉力側混凝土梁側視圖).....	124
圖 4-11 保護層中氯離子濃度取樣點(拉力側混凝土梁正視圖).....	124
圖 4-12 鋼筋失重法取樣示意圖(拉力側混凝土側視圖).....	127
圖 5-1 不同配比之抗壓試驗應力應變曲線	131
圖 5-2 預裂試驗時紀錄之鋼筋應變計編號	132
圖 5-3 NS 試體預裂時鋼筋應變圖(/1000)	133
圖 5-4 HSSF0 試體預裂時鋼筋應變圖(/1000).....	135
圖 5-5 HSSF075 試體預裂時鋼筋應變圖(/1000)	136
圖 5-6 HSSF150 試體預裂時鋼筋應變圖(/1000)	138
圖 5-7 鹽霧室之試體擺放示意圖	139
圖 5-8 混凝土梁純撓曲腐蝕電流量測區域編號示意圖	146
圖 5-9 鋼筋腐蝕電流密度量測結果	147
圖 5-10 鋼筋腐蝕重量損失率計算結果	149
圖 6-1 腐蝕梁試體之殘餘強度預測流程圖	151

照片目錄



照片 3-1 乾縮裂縫試體[113]	70
照片 3-2 0.1mm 人工裂縫之試體[113]	71
照片 3-3 0.4mm 人工裂縫之試體[113]	72
照片 3-4 拉力區產生微裂縫之試體[113].....	73
照片 3-5 主筋通電腐蝕方式[142]	78
照片 3-6 縮尺寸梁試體表面裂縫及腐蝕狀況[119]	79
照片 4-1 Dramix RC-80/30-BP 鋼纖維	102
照片 4-2 鋼筋應變計黏貼完成	107
照片 4-3 振動棒振動搗實	108
照片 4-4 梁試體澆置完成	108
照片 4-5 混凝土坍流度測試	108
照片 4-6 角隅補強	108
照片 4-7 螺旋狀試片	109
照片 4-8 板狀試片	109
照片 4-9 Kett 紅外線水分計	113
照片 4-10 強制式雙軸拌和機	113
照片 4-11 振動台	114
照片 4-12 鹽霧室	114
照片 4-13 端面研磨機	114
照片 4-14 萬能材料試驗機(100 噸)	114
照片 4-15 TDS 多功能資料擷取器	114
照片 4-16 混凝土鑽心取樣機	114
照片 4-17 切割機	115
照片 4-18 神奇粉碎機	115



照片 4-19 Metrohm 809 電位滴定儀	115
照片 4-20 Gecor8 鋼筋腐蝕量測儀裝備	115
照片 4-21 混凝土破碎鑽	115
照片 4-22 應變計	116
照片 4-23 電阻式變位計	117
照片 4-24 光學顯微鏡	117
照片 4-25 NDI 運動捕捉系統	118
照片 4-26 圓柱抗壓試驗之 LVDT 架設	119
照片 4-27 鋼筋腐蝕電流量測儀器設置	121
照片 4-28 裂縫量測用顯微鏡架設方式	122
照片 4-29 鑽心取樣試體	124
照片 5-1 不同設計配比之圓柱試體斷面圖	130
照片 5-2 NS 梁試體在工作應力下之裂縫照片	140
照片 5-3 HSSF0 梁試體在工作應力下之裂縫照片	142
照片 5-4 HSSF075 梁試體在工作應力下之裂縫照片	143
照片 5-5 HSSF150 梁試體在工作應力下之裂縫照片	145

第一章、緒論

1.1 動機與目的

鋼筋混凝土（Reinforced Concrete, RC）具有價格低廉、施工容易、耐久性佳等優點，而且在火災、地震等天災來臨時擁有保護及預警的效果。近年來，台灣仿效日本於 1988 年所提出之 New RC Project，將現行材料使用強度提升至兩倍以上。藉著使用高強度材料，原有構件尺寸可以大幅減少，如此一來不但可以減輕結構重量，使地震之危害減少，也可以達到減少建材使用、永續經營的目的。

目前 ACI Committee 318[3]已經允許添加 0.75% 的異形纖維以取代最小剪力鋼筋量的配置，如此一來可以減少鋼筋綁紮的成本，也使施工難度大幅下降。

台灣屬海島型氣候，在高溫、潮濕、多鹽份的高腐蝕環境下，使用金屬材料的結構，包括鋼筋混凝土、鋼結構及鋼纖維等，極易發生腐蝕，嚴重影響結構物之安全性及耐久性。特別是隨著人口快速成長，結構物超載使用，以及天災頻繁發生，結構構件時常產生裂縫，使外在腐蝕因子能更快速的侵入混凝土結構中。

然而過去文獻多以短時間內達到嚴重腐蝕為試驗目標，以外加電流方式等方式使混凝土內部鋼筋快速腐蝕，導致內部嚴重腐蝕時，外部混凝土卻幾乎保持完整，與實際腐蝕發生情況有所差異。因此，本研究將探討裂縫及鋼纖維對於混凝土梁之氯離子滲透及腐蝕的影響，並設計二十四支實尺寸梁，搭配不同水灰比、不同鋼纖維體積取代率，以工作應力法加載後進行鹽霧加速劣化試驗，觀察其腐蝕行為的發展，並建議後續學者繼續完成力學試驗及氯離子濃度檢測，以驗證具有工作應力裂縫之鋼纖維鋼筋混凝土梁耐久性及力學行為。





1.2 研究內容與方法

本研究透過回顧過去學者針對裂縫及纖維對於鋼筋混凝土梁腐蝕行為之影響，並比較其它類似耐久性實驗設置及評估指標，規劃設計出最符合現實情形的鋼筋混凝土梁腐蝕行為，並完成初步試驗及提出未來試驗方法及觀測項目。本研究主要分成四個部分，文獻回顧、試體設計、初步實驗及未來評估指標，研究流程圖如圖1-1 所示，詳細內容如下：

- (1) 探討過去文獻對於裂縫及鋼纖維存在對於鋼筋腐蝕之影響。
- (2) 回顧國內外相關文獻之實驗設計，設計出符合真實情況之實驗配置。
- (3) 進行預裂試驗及鹽霧加速劣化試驗等初步試驗，比較水灰比及添加鋼纖維對於裂縫限制及初期腐蝕行為發展的影響。
- (4) 制定未來鹽霧加速劣化結束後，鋼筋混凝土梁之力學行為的評估指標。除此之外，針對開裂處之混凝土進行滴定法及比色法，並與未開裂處之混凝土進行氯離子擴散行為比較。

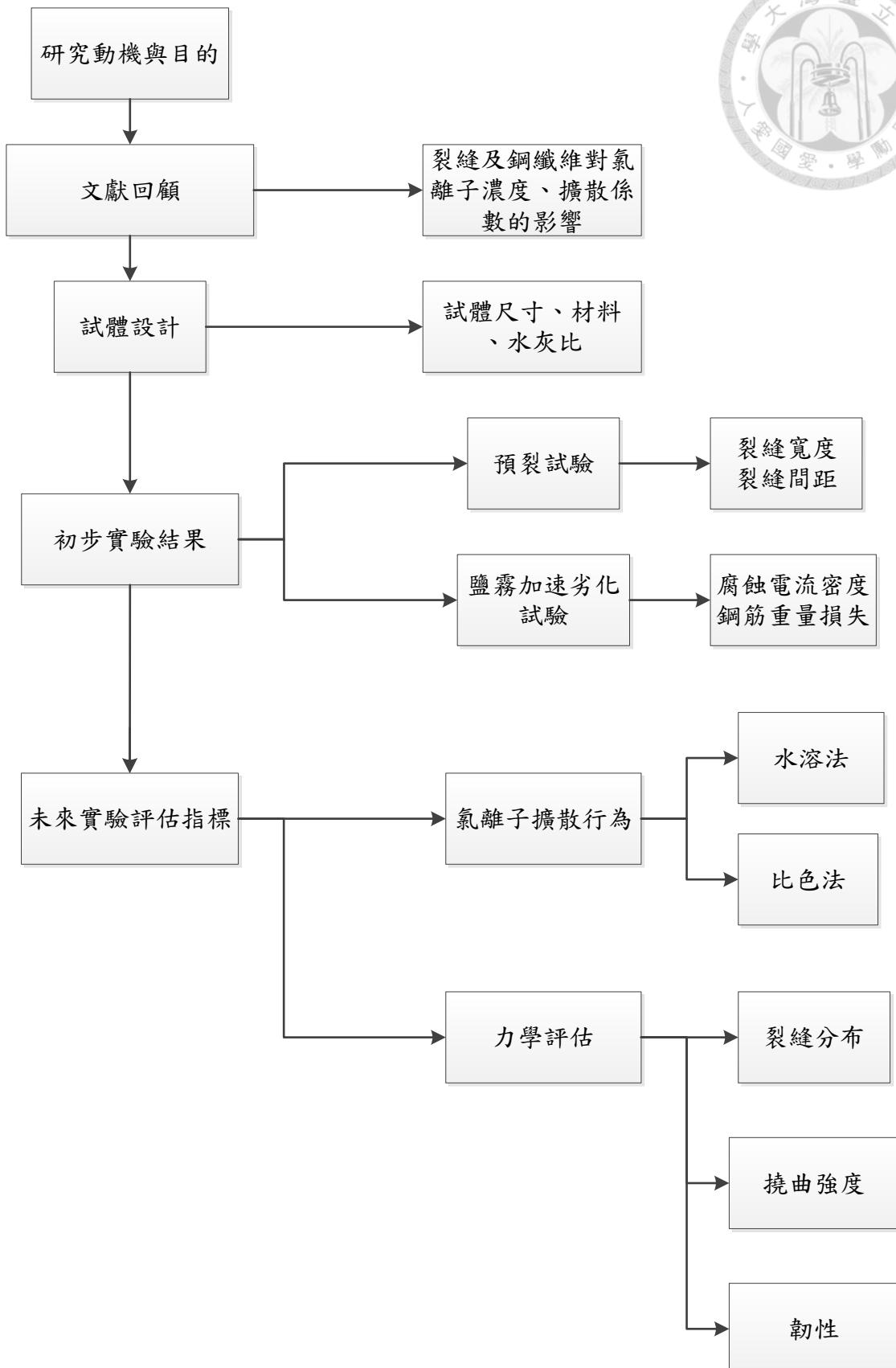


圖 1-1 研究流程圖

第二章、文獻回顧



2.1 高強度鋼筋混凝土介紹

高強度鋼筋及混凝土的發展近年來已逐步成熟，應用及設計的範圍也逐漸廣泛。藉著使用高強度材料，原有的構件尺寸將可以大幅減少，如此一來不但減輕結構自重使承受地震力降低，也可達到減少建材使用、永續經營的目的。

2.1.1 高強度混凝土

Michihiko et al.[85] 認為要將普通強度混凝土提升至高強度混凝土，可以透過以下三種方式達成：1. 提升膠結料強度、2. 使用高強度粒料、3. 提升粒料與膠結料間的鍵結強度。因此，藉由添加卜作嵐材料或是降低水膠比，即可提升目標強度。

又因為高強度混凝土之低水灰比，能減少因拌和水過多造成之孔隙，再透過添加卜作嵐材料取代部分水泥，透過其材料粒徑小及卜作嵐反應，不只可以填充孔隙，更可以改善粒料與水泥漿的界面以增加鍵結強度及緻密性，減少水泥用量後也降低水化熱造成混凝土產生裂縫之機率及乾縮量，提升了混凝土的耐久性。

但由於膠結料強度逐漸提高，甚至超過粒料本身的強度時，破壞模式也會轉變，不同於普通強度混凝土，其破壞沿著原本存在於粒料和膠結料間的弱面開裂（如圖 2-1(a)），高強度混凝土則是直接貫穿粒料（如圖 2-1(b)），使混凝土在達極限強度後產生瞬間脆性破壞及強度驟降（見圖 2-2），喪失混凝土結構破壞時原有的預警性。

Mendis et al.[84]認為透過適當的橫向鋼筋配置，避免主筋挫曲、橫向鋼筋斷裂並提供足夠的圍束，便可使高強度混凝土也能有良好的韌性行為。

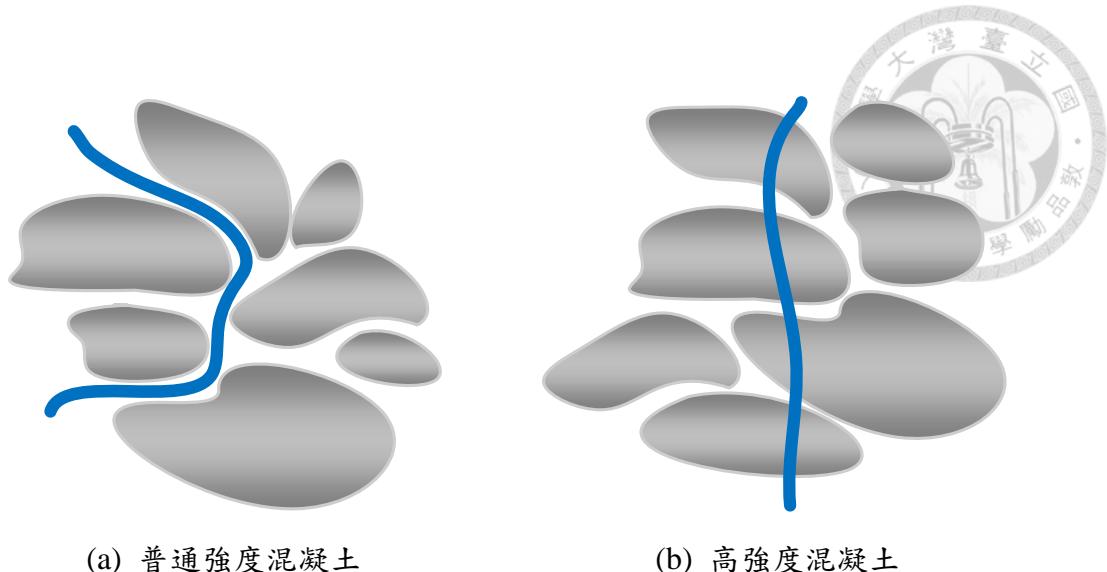


圖 2-1 混凝土開裂路徑圖

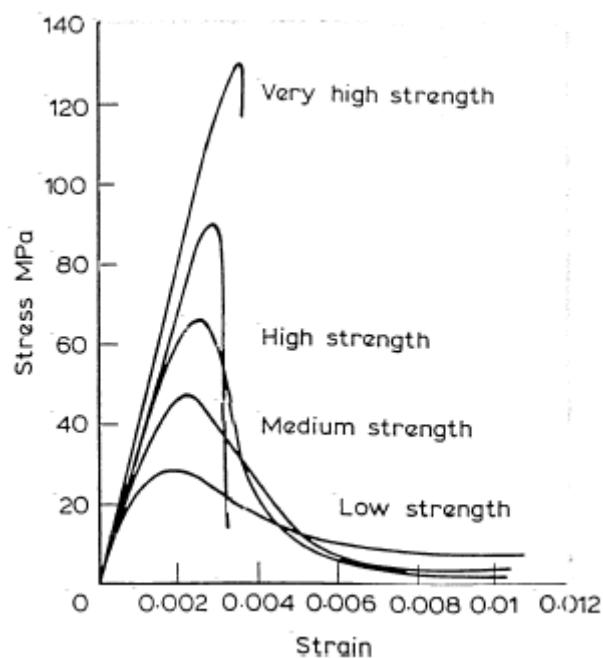


圖 2-2 混凝土應力應變曲線圖[84]

2.1.2 高強度鋼筋

相較普通強度鋼筋，高強度鋼筋具有更高的降伏強度及極限應力，因此在同樣的楊氏係數下，鋼筋降伏應變也較大。根據 Aoyama[9]文獻中不同強度鋼筋的應力應變曲線圖(圖 2-3)，可發現高強度鋼筋有降伏平台較短，且極限應變較小的特徵。

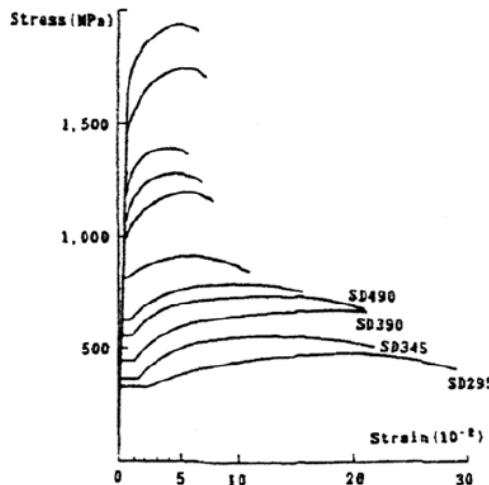


圖 2-3 不同強度鋼筋之應力應變曲線鋼纖維混凝土力學性質[9]

2.2 端鉤型鋼纖維之拉拔行為

2.2.1 端鉤型鋼纖維之拉拔機制

端鉤型鋼纖維之拉拔能量消耗機制主要分為鋼纖維與漿體間的握裹力 (Bonding Force) 及摩擦力 (Friction Force) 和端鉤所提供之塑性變形能力兩個部分。而根據圖 2-4，端鉤型鋼纖維的拉拔行為主要可以分為五個部分，分別如下所述：

1. $0 \sim \Delta_a$ ：此階段為線性段，拉拔力主要由鋼纖維與漿體之間的握裹力提供，如圖 2-5(a) 所示，其中鋼纖維與漿體之間尚未產生相對位移。
2. $\Delta_a \sim \Delta_b$ ：此階段開始為非線性段，如圖 2-5(b) 所示，拉拔力主要由端鉤 1 及端鉤 2 所產生的塑性變形提供，而在端鉤 1 脫離時將會達到拉拔力之極限最大值。
3. $\Delta_b \sim \Delta_c$ ：因為端鉤 1 在上一階段已經脫離，不再提供塑性變形能力，因此導致拉拔力有些微的下降，如圖 2-5 (c) 所示。而端鉤 2 則繼續產生塑性變形，因此在後半段使拉拔力又再次提升。
4. $\Delta_c \sim \Delta_d$ ：此階段的端鉤 2 也完全脫離，如圖 2-5(d) 所示，因此在拉拔力上又會再一次的下降。

5. $\Delta_d \sim \Delta_e$: 此時兩處端鉤都已經完全脫離，拉拔力的來源也從端鉤之塑性變形轉為鋼纖維與漿體之間的摩擦力來提供。隨著鋼纖維逐漸被拉出漿體，鋼纖維與漿體之接觸面積逐漸變小，因此摩擦力也隨之減少，直到鋼纖維被完全拉出試體，拉拔力變為 0。

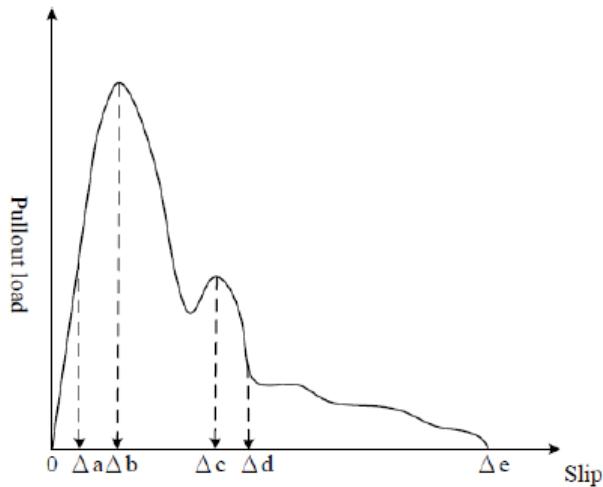


圖 2-4 鋼纖維拉拔力量與滑移位移關係圖[129]

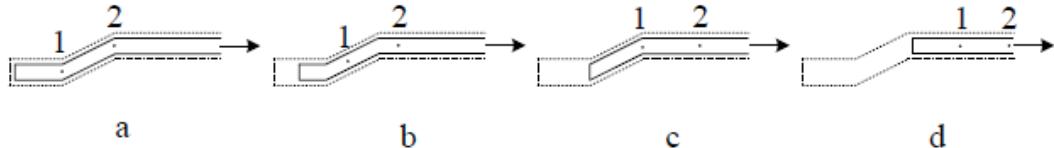


圖 2-5 鋼纖維拉拔過程變形示意圖[129]

2.2.2 端鉤型鋼纖維之拉拔能量預測模型

Xu et al.[108]將鋼纖維之消能過程分為三個階段，如圖 2-6 所示：

- (1) 端鉤處都通過 C_1 和 C_2 時，拉拔能量由 C_1 和 C_2 的幾何形狀變形提供。
- (2) 端鉤處脫離 C_1 但尚未脫離 C_2 時，拉拔能量由 C_2 的幾何形狀變形提供。
- (3) 端鉤處完全脫離 C_1 和 C_2 時，拉拔能量由鋼纖維與漿體之間的摩擦力提供。

上述三個消能過程可以圖 2-7 來表示，將端鉤處 l_{h1} 及 l_{h2} 之塑性變形及鋼纖維跟漿體之間摩擦力的拉拔能量分別計算後再進行加總，其值即為鋼纖維的總拉拔能量，以下將分為三個部分來計算鋼纖維之總拉拔能量。



1. 塑性變形之拉拔能

根據 Don and Li 的文獻，鋼纖維之拉拔過程可分為三個階段：

- (1) 彈性段 (Elastic Range)
- (2) 彈塑性段 (Elastic-Plastic Range)
- (3) 塑性段 (Plastic Range)

假設鋼纖維是完美彈塑性的材料，如圖 2-8，將端鉤處當作梁，兩處彎鉤之曲率半徑 R_1 及 R_2 為定值，因此，各階段的彎矩和曲率之關係可以下式表示

- (1) 彈性段 (Elastic Range)

$$M = \frac{\pi E_f r_f^4}{4\rho} \quad 2-1$$

- (2) 彈塑性段 (Elastic-Plastic Range)

$$M = M_e + M_p = 4\sigma_y r_f \left\{ \frac{1}{\sin \theta_e} \left(\frac{\theta_e}{8} - \frac{\sin 4\theta_e}{32} \right) + \frac{\cos^3 \theta_e}{3} \right\} \quad 2-2$$

$$\theta_e = \sin^{-1} \frac{\sigma_y \rho}{E_f r_f} \quad 2-3$$

- (3) 塑性段 (Plastic Range)

$$M = \frac{4}{3} \sigma_y r_f^3 \quad 2-4$$

上述四式中，

E_f 鋼纖維之楊氏模數

r_f 鋼纖維之半徑

M_e 彈性彎矩

M_p 塑性彎矩



圖 2-9 為鋼纖維於彈塑性段的應力分布情況，再配合式 2-1 至式 2-4，則可知鋼纖維拉拔過程中在彎鉤處產生微小滑動 dx 時，隨之產生的塑性應變能，即為圖 2-10 中斜線所標示之面積，可以式 2-5 表示：

$$de_{pi} = \left[\int M d\left(\frac{1}{\rho}\right) \right] dx = (A_{i1} + A_{i2}) dx \quad 2-5$$

式中， $i1$ 及 $i2$ 的 i 分別代表彎鉤處 R_1 及 R_2 ，而單位長度鋼纖維通過 R_1 及 R_2 產生的塑性變形能則分別為 e_{p1} 和 e_{p2} ，如式 2-6 及 2-7 所示：

$$e_{p1} = A_{11} + A_{12} \quad 2-6$$

$$e_{p2} = A_{21} + A_{22} \quad 2-7$$

上述拉拔過程中，在第一階段鋼纖維同時經過 R_1 及 R_2 、第二階段鋼纖維脫離 R_1 經過 R_2 ，此兩階段之塑性變形能可分別以式 2-8 及 2-9 所示：

$$E_{p1}(\delta) = (e_{p1} + e_{p2})\delta \quad 0 \leq \delta < l_{h1} \quad 2-8$$

$$E_{p2}(\delta) = e_{p1}l_{h1} + e_{p2}\delta \quad 0 \leq \delta < l_{h1} + l_{h2} \quad 2-9$$

而在第三階段中，因為鋼纖維已經完全脫離彎鉤處，僅存直線型的鋼纖維與漿體之間的摩擦力，因此在此階段所提供之塑性變形能為 0，塑性變形能與滑移位移關係圖如圖 2-11 所示，三階段之總塑性變形能為：

$$E_{p3}(\delta) = (e_{p1} + e_{p2})l_{h1} + e_{p2}l_{h2} \quad l_{h1} + l_{h2} \leq \delta < l_e \quad 2-10$$

上述三式中，

δ 滑動位移

l_{h1} 彎鉤端部到 R_1 的距離

l_{h2} R_1 到 R_2 的距離

l_e 鋼纖維埋置長度



2. 摩擦力產生的拉拔能

根據 Li[73]所提出的線性鋼纖維拉拔理論，假設鋼纖維與漿體間的摩擦力為一定值(τ_f)，則鋼纖維拉拔力與位移關係如下式所示：

$$P(\delta, \beta) = k\pi\tau_f d_f (l_e - \delta) \quad 0 \leq \delta \leq l_e \quad 2-11$$

上式中，

β 鋼纖維與受力向之夾角

k 制動參數 (Snubbing Factor)

π 圓周率

d_f 鋼纖維直徑

l_e 鋼纖維埋置長度

δ 鋼纖維滑移長度

而上式中，當鋼纖維的種類及受力方向不同時，制動參數也會受到影響，因此可藉此係數調整所需要的拉拔力，如下式所示：

$$k = e^{f\beta} = \frac{2}{4 + f^2} (1 + e^{\frac{\pi f}{2}}) \quad 2-12$$

上式中，

f 制動係數 (Snubbing Coefficient)， $0 \leq f \leq 1.0$

根據 Xu, Ju & Shi[108]的研究，可以知道影響握裹強度的因子包含了混凝土張力強度，而在本文獻中，鋼纖維與漿體間之摩擦力則採用 Oluokun[89]文獻中所提供之預測公式：

$$\tau_t = 0.214(f'_c)^{0.69} \quad 2-13$$

另外，考慮彎鈎處之庫倫摩擦力(Coulomb Friction)，參考 1999 年 Alwan and Naaman[6]提出的摩擦滑輪模型，如圖 2-8 所示，因此，根據此篇文獻，將式 2-11 以乘上修正係數 c_0 來進行修正， c_0 的計算如下所示：



$$c_0 = \frac{P_{\max-f}}{\pi \tau_f d_f l_e}$$

上式中，

$P_{\max-f}$ 為鋼纖維的最大摩擦拉拔力，以式 2-17 計算

如圖 2-8 所示，兩處彎鉤 R_1 及 R_2 所對應的庫倫摩擦力 F_{f1} 及 F_{f2} 分別可以以下兩式所計算：

$$F_{f1} = \frac{\mu \sigma_y \pi r_f^2 \cos \varphi}{6 \cos \alpha (1 - \mu \cos \varphi)} \quad 2-15$$

$$F_{f2} = \frac{\mu \sigma_y \pi r_f^2 \cos \varphi (3 - \mu \cos \varphi)}{6 \cos \alpha (1 - \mu \cos \varphi)^2} \quad 2-16$$

上式中，

μ 庫倫摩擦係數 (Coulomb Friction Coefficient)

σ_y 鋼纖維降伏強度

$$\varphi = \frac{\pi - \alpha}{2}$$

而再將拉拔過程初期階段之表面摩擦力 $P_{\delta=0}$ 與彎鉤處之庫倫摩擦力 F_{f1} 及 F_{f2} 相加後即得到鋼纖維最大摩擦拉拔力：

$$\begin{aligned} P_{\max-f} &= P_{\delta=0} + F_{f1} + F_{f2} \\ &= \frac{\mu \sigma_y \pi r_f^2 \cos \varphi (2 - \mu \cos \varphi)}{3 \cos \alpha (1 - \mu \cos \varphi)^2} + \pi \tau_f d_f l_e \end{aligned} \quad 2-17$$

緊接著將上式所得之摩擦拉拔力對滑移位移量進行積分，即可得出端鉤型鋼纖維摩擦力滑移產生之能量：

$$\begin{aligned} g_f(l_e, \delta, \beta) &= \int_0^\delta P d\delta = \int_0^\delta c_0 k \pi \tau_f d_f (l_e - \delta) d\delta \\ &= \frac{k P_{\max-f}}{l_e} (l_e - \frac{1}{2} \delta^2) \quad \delta < l_e \end{aligned} \quad 2-18$$



3. 總拉拔能計算

經過前兩大項的計算後，鋼纖維總拉拔能(Total Fiber Pullout Energy, g_t)即可由前兩項之加總計算所得，如下式：

$$g_t(l_e, \delta, \beta) = g_f(l_e, \delta, \beta) + E_{pj}(\delta) \quad 2-19$$

因為塑性變形能總共有三個階段，因此以 $j=3$ 帶入上式即可代表塑性變形的全部階段能量加總，將上式改寫為：

$$g_t(l_e, \delta, \beta) = g_f(l_e, \delta, \beta) + E_{p3} \quad 2-20$$

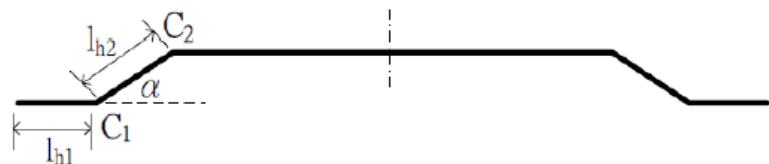


圖 2-6 端鉤型鋼纖維幾何形狀示意圖[108]

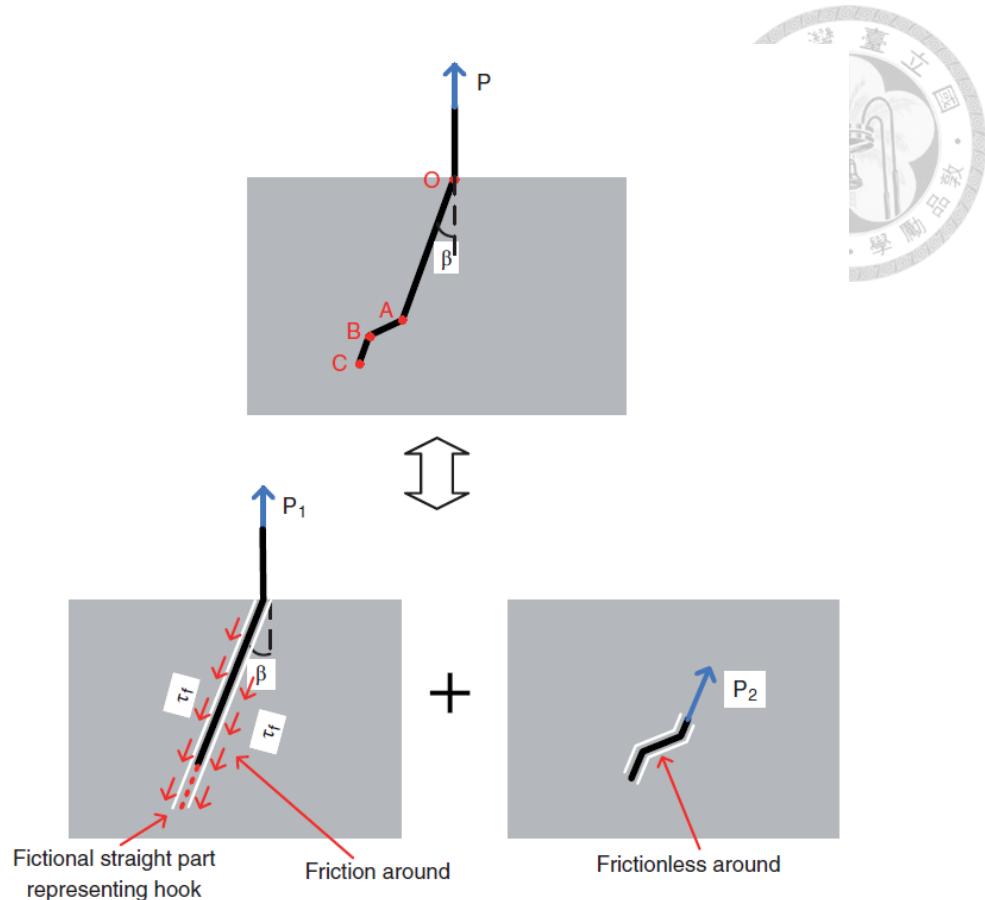


圖 2-7 端鉤型鋼纖維之能量疊加[108]

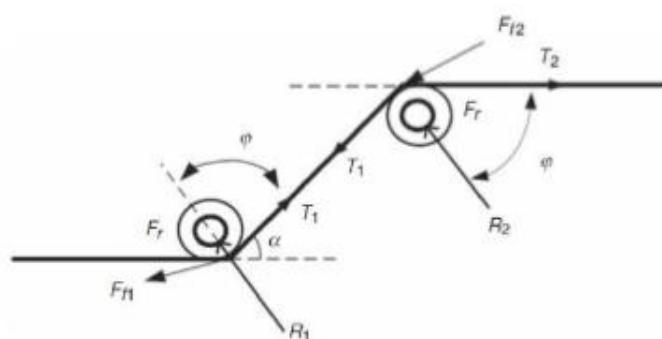


圖 2-8 端鉤型鋼纖維端鉤處滑輪摩擦模型[6]

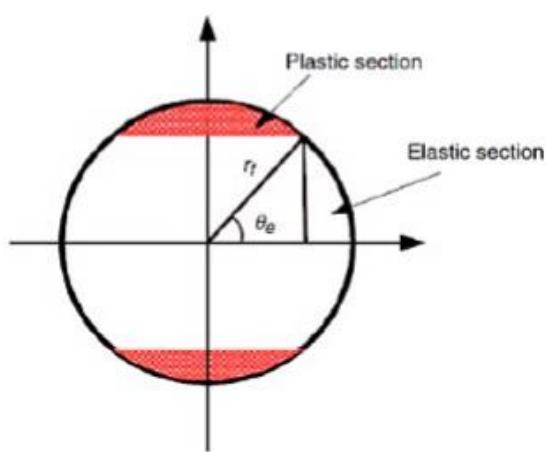


圖 2-9 鋼纖維在彈塑性段的應力分布[108]

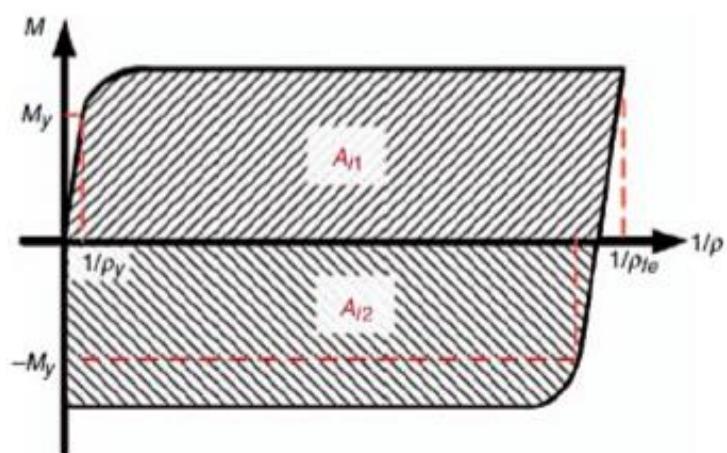


圖 2-10 鋼纖維通過彎鉤處時的彎矩與曲率關係[108]

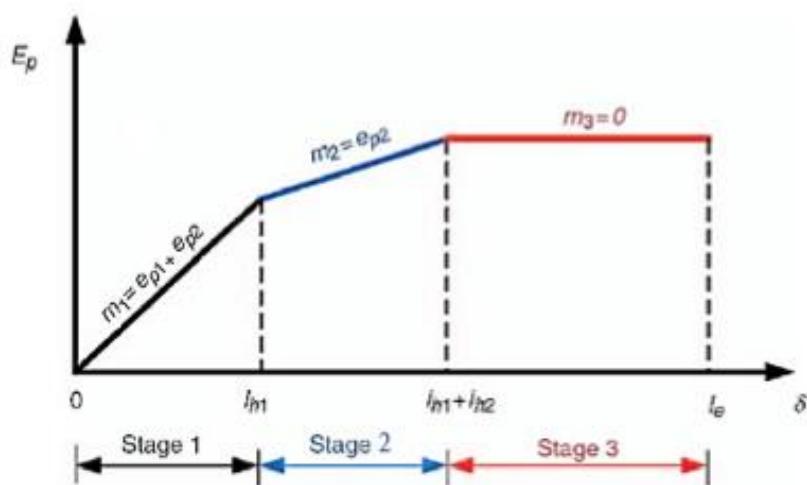


圖 2-11 鋼纖維塑性變形與位移關係圖[108]



2.2.3 等效握裹強度

當纖維混凝土受拉開裂後，纖維橋接裂縫處並持續傳遞拉力，直到纖維完全拔出後終止。由纖維與混凝土間之握裹力抵抗在裂縫處之拉拔拔力，摩擦力、機械互鎖力與纖維與混凝土之鍵結強度對此拉拔抵抗能力有相當程度的影響。實際之纖維拉拔過程力與位移曲線如圖 2-12(a)所示，假使曲線下面積固定不變且拉拔過程之纖維等效握裹強度為一定值，即可將原本不規則之力與位移曲線圖轉換成線性遞減之曲線圖，以此簡化等效握裹強度之計算，如圖 2-12(b)、(c)所示。最後透過 2.2.2 節所得到之總拉拔能推導出等效握裹力 (Equivalent Bond Strength, τ_{eq})，如式 2-21 所示：

$$E_p = \frac{P\Delta}{2} = \frac{\left(\pi d_f \tau_{eq} \frac{L_f}{2}\right) \left(\frac{L_f}{2}\right)}{2} = \frac{\tau_{eq} \pi d_f L_f^2}{8} \quad 2-21$$

上式中，

E_p 纖維拉拔能

P 纖維拉拔強度

Δ 纖維拉拔出的纖維長度

τ_{eq} 等效握裹強度

L_f 纖維長度

d_f 纖維直徑

最後將上式整理移項，即可得等效握裹力，如下式所示：

$$\tau_{eq} = \frac{8E_p}{\pi d_f L_f^2} \quad 2-22$$

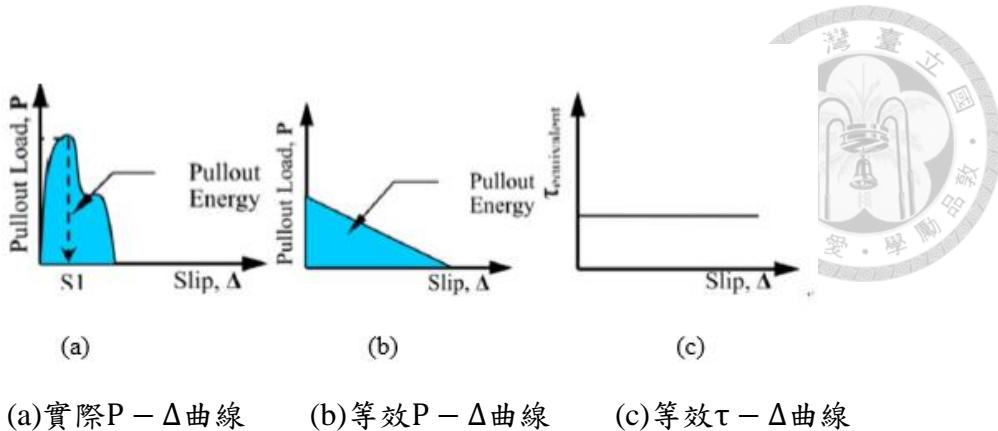


圖 2-12 纖維拉拔過程[69]

2.3 鋼纖維鋼筋混凝土梁之力學強度

2.3.1 設計基本方法

過去構材設計多為針對在使用載重下，鋼筋與混凝土的應力在特定規定值以下，此規定稱為容許應力(Allowable Stress)，只是材料極限強度的特定比例。構材以此使用載重為設計基準，其結構用來承受超載的餘裕度，就要依靠混凝土與鋼筋的抗壓強度與鋼筋降伏強度的特定比例。此種設計觀念稱為工作應力法，容許應力一般設定為混凝土抗壓強度之半或是鋼筋降伏強度之半。

而就鋼筋混凝土而言，其瀕臨破壞的時候，混凝土與鋼筋兩種材料之一或兩者會進入非線性非彈性的範圍。亦即構材中的混凝土已達到其最大強度，對應的應力與應變超出線性範圍。同理，鋼筋一般會超過其彈性範圍而進入降伏階段。因此構材的計算強度應根據此時的材料非彈性行為計算。此種設計觀念稱為強度設計法。

2.3.1.1 工作應力法 (Working Stress Method)

工作應力法的結構構材斷面設計是假設材料之應力應變曲線為線性，即在彈性限度內，並且使工作載重下鋼筋與混凝土應力不超出容許工作應力，其規定值分別如下所述：

混凝土
容許壓應力

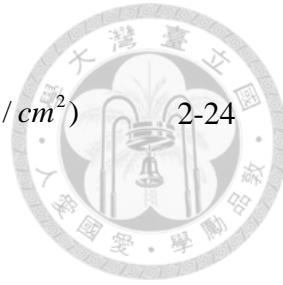
$$f_c = 0.45 f'_c$$

2-23

$$\begin{array}{ll} \text{鋼筋} & f_s = 1400 \quad \text{for } f_y = 2800 \sim 3500 \\ \text{容許拉應力} & f_s = 1700 \quad \text{for } f_y \geq 4200 \end{array}$$

(kgf / cm²)

2-24



2.3.1.2 強度設計法 (Strength Design Method)

此種方法也稱為極限應力設計法(Ultimate Strength Design)，結構構材斷面之設計是考慮其極限載重(載重因子×工作載重)作用於構材時材料所達到的極限強度，也就是超過彈性範圍進入塑性範圍內的構材行為，使構材斷面之鋼筋和混凝土應力或應變達到規定極限值。

2.3.2 鋼纖維鋼筋混凝土梁之撓曲強度

吳勇福[120]透過高強度鋼纖維混凝土圓柱試體並與規範比較後發現，含纖維試體的在極限應力下對應的極限應變皆達 0.004，故將梁最外緣壓應變由 0.003 放大至 0.004。而針對高強度試體則將矩形應力塊之參數以 $\alpha_1 = 0.8$ 及 $\beta_1 = 0.715$ 代入計算中，並搭配假設中性軸以下含有開裂後拉力強度 f_{pc} (Post-Cracking Tensile Strength)，根據 Naaman et al.[87]所定義開裂後拉力強度，並以 2.2.3 節之等效握裹力取代平均握裹力，以下式表示：

$$f_{pc} = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \frac{L_f}{D_f} V_f \tau_{eq} \quad 2-25$$

上式中，

λ_1 纖維預期拉拔出長度比，作者建議為 0.25

λ_2 纖維分布於裂縫間方向效率參數，作者建議為 1.2

λ_3 纖維與混凝土握裹折減係數，作者建議為 1

V_f 鋼纖維取代百分率 (%)

如圖 2-13 所示，鋼纖維混凝土梁的撓曲強度可以透過斷面力平衡求得，如下式所示：



$$\sum F_x = 0 ; \quad b\alpha_1 f_c \beta_1 c = f_{pc} b(h-c) + 0.004 \frac{d-c}{c} E_s A_s$$

解式 2-26，並檢驗鋼筋應力是否降伏，如降伏則以下式從新計算：

$$\sum F_x = 0 ; \quad b\alpha_1 f_c \beta_1 c = f_{pc} b(h-c) + f_y A_s \quad 2-27$$

解式 2-27，求得中性軸 c ，代入下即可得斷面最大撓曲強度：

$$M = f_y A_s (d - \frac{a}{2}) + f_{pc} b(h-c) \frac{(h+c-a)}{2} \quad 2-28$$

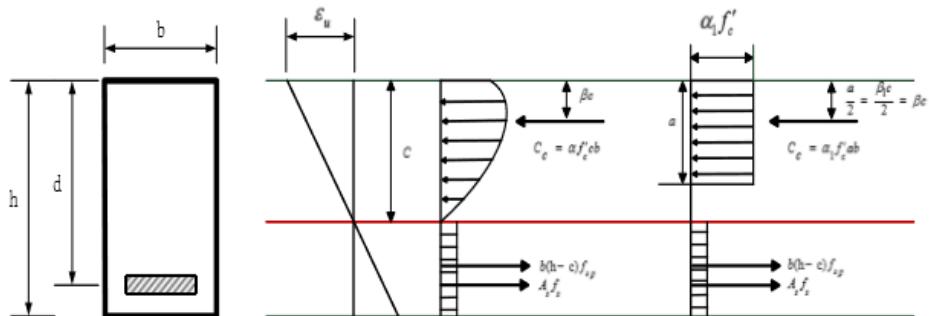


圖 2-13 中性軸以下加入開裂後拉力強度矩形應力塊示意圖[120]

2.3.3 鋼纖維鋼筋混凝土梁之剪力強度

由於 ACI 318[3]所建議之一般混凝土梁剪力強度設計公式，為較保守剪力強度評估下限值，因此林安理[125]除了依據迴歸結果調整其係數外，另外將其乘上纖維效益參數，以求得鋼纖維混凝土梁剪力強度預測公式，其預測公式可以下式表示：

$$v_u = (0.15 \sqrt{f_c} + 70 \rho \frac{d}{a}) F_{eff} \quad 2-29$$

$$F_{eff} = 1 + \frac{F_{po}}{0.7 \sqrt{f_c}} \quad 2-30$$

$$F_{po} = \left(\frac{L_f}{D_f} \right) V_f \tau_{eq} \quad 2-31$$

上式中，



v_u	鋼纖維混凝土梁剪應力強度
ρ	拉力鋼筋比
d	有效深度
a	加載點至最近支承距離
F_{eff}	纖維效益參數(Fiber Effective Factor)
F_{po}	纖維拉拔參數(Fiber pull-out Factor)

纖維效益參數 F_{eff} 代表著鋼纖維所提供之拉力強化效益，而纖維拉拔參數 F_{po} 則代表的是鋼纖維在混凝土中可承受拉拔力多寡的概念，類似於傳統纖維參數與握裹力相乘後的結果，由於許多研究已指出握裹力與混凝土本身強度有關，因此傳統上使用固定值之握裹力無法精確描述混凝土與鋼纖維之間的握裹行為。若無添加鋼纖維，即 $F_{po}=0$ 、 $F_{eff}=1$ ，代表混凝土並未得到任何強化。

目前此剪力預測公式主要預測對象為無腹筋鋼纖維混凝土梁，建議適用範圍為剪跨比 2.5 至 5.5 之間，混凝土強度則沒有限制，但為了考慮鋼纖維效益遞減之行為，在體積取代率超過 1.5% 後纖維所提供的效益會大幅降低，故其剪力公式纖維取代率上限值建議為 1.5%。



2.4 各國允許最大裂縫寬度規範

結構物裂縫除了會對本身安全及使用上的影響外，外在有害物質侵入，促使裂縫部分繼續擴大及劣化，造成使用性能降低、結構壽命的縮短。裂縫對於耐久性的影響最主要是加速混凝土中性化及氯鹽侵入的現象，促使鋼筋腐蝕加快，因為混凝土的劣化與混凝土開裂寬度有密切關係，因此在各國規範都列有裂縫寬度的限制值，一般都設定寬度為 0.1mm~0.4mm，多數規範基於經驗、試驗與理論方式來定規範值，圖表 2-1 為葉祥海等人[135]整理出的各國規範所允許之最大裂縫寬度。

圖表 2-1 國外規範允許最大裂縫寬度[135]

國家	機關單位	結構物、受力狀況及暴露環境	最大允許裂縫寬度(mm)
日本	運輸省	港灣構造物	0.2
	日本工業規格	考慮彎矩作用	0.25
		未考慮彎矩作用	0.05
法國	Brcard		0.40
瑞典		僅靜載重	0.30
		靜載重+1/2 活載重	0.40
俄羅斯	鋼筋混凝土規範標準		0.20
美國	ACI 建築規範	室內構造物	0.38
		室外構造物	0.25
		嚴重腐蝕環境下	0.10
歐洲	歐洲混凝土委員會	無保護措施構造物	0.20
		具保護措施構造物	0.30



2.5 孔隙結構

孔隙結構來自於水泥水化反應後體積無法由固態水泥膠體(Cement Gels)填充之剩餘的毛細孔隙(Capillary Pores)。孔隙結構是混凝土之重要特質之一，其對混凝土強度及耐久性之影響甚大，影響程度與其組成、緻密性、含量及分布有密切關係。

2.5.1 混凝土之孔隙結構

根據 Mehta 及 Young [78][109]的研究，孔隙結構依造其尺寸可分為以下三類(見圖 2-14)：

(1) C-S-H 層間孔隙 (Inter Space in C-S-H)

此孔隙之孔徑大約介於 0.5~2.5nm 之間。因其孔徑過小而無法被膠體完全填補，但也因為其尺寸太小，混凝土之強度與滲透性並不會受其影響。惟其吸附水之變化對於混凝土乾縮及潛變的影響需特別注意。

(2) 毛細孔隙 (Capillary Pores)

拌和水與水泥未完全發生水化反應時，剩餘未反應之拌和水體積即形成毛細孔隙，其孔徑與水灰比及水化程度有相當程度之關係。良好水化反應或是低水灰比之砂漿，此類孔徑將介於 10~50nm；而未完全水化反應或是高水灰比之砂漿中，此類孔徑將介於 3000~5000nm，因其孔徑較大，其對於混凝土之滲透性與強度皆有相當大的影響。

(3) 氣泡 (Bubble)

此類孔隙主要來自於搗實不完全造成的搗實孔隙、拌和時刻意輸入之空氣或是添加化學摻料形成之輸氣孔隙，此類孔徑將介於 50000~2005000nm。其中，需特別注意輸氣孔隙之形成，其分布均勻且尺寸類似，若此類孔隙戶相連通，其對強度及滲透性將有相當大的負面影響。

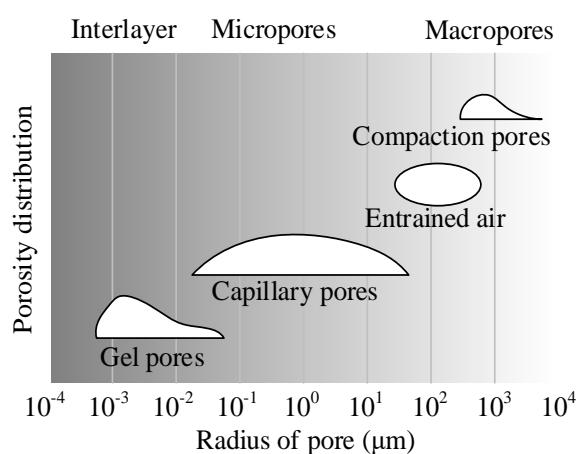


圖 2-14 孔隙尺寸分類圖[29]

2.5.2 鋼纖維與基材之介面微觀結構

根據 Bentur et al.[20]的研究，水泥漿體和鋼纖維之介面微觀結構與其和粒料之介面過度區(Interfacial Transition Zone, ITZ)相似，可分為三層(見圖 2-15)：

(1) 薄複膜層(Duplex Film)

此層由附著於鋼纖維表面之 CH 晶體及 C-S-H 膠體所共同組成，厚度約為 $1\mu\text{m}$ 。

(2) 氢氧化鈣層(CH Layer)

此層由不連續卻密集又厚的氫氧化鈣組成，厚度約為 $10\sim20\mu\text{m}$ 。

(3) 多孔層(Porous Layer)

此層為圍繞在氫氧化鈣層外側之孔囊，主要組成為 C-S-H 膠體與鈣礬石。

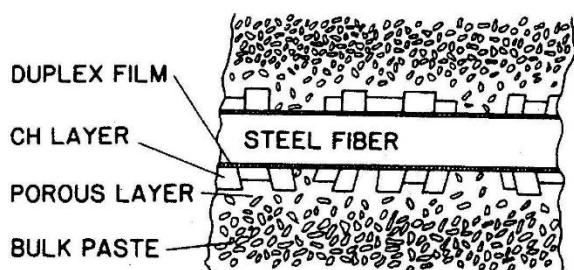


圖 2-15 鋼纖維與砂漿介面層之微觀結構[20]



2.5.3 水灰比與齡期對孔隙結構之影響

膠體孔隙的形成來自於水化及卜作嵐過程中，拌和水原本所佔有之體積未被 C-S-H 膠體完全取代，由此可知，水灰比及水化時間、水化程度對混凝土孔隙有不可忽視的影響。

由 Mehta[79]的研究顯示，水泥之水化反應在水灰比 0.3~0.4 時，水泥可以完全水化；當水灰比 0.4~0.7 時，拌和水已較水化反應所需用水多，水泥顆粒間距加大，毛細孔隙之也隨之增加；而當水灰比超過 0.7 時，即使水化反應完全反應，毛細孔隙之孔徑也會因為過大而相互連通，形成外界有害物質侵入之管道。

Mindess and Young[82]以固定水灰比為 0.51 之水泥砂漿進行不同齡期之水滲透試驗。結果顯示，水泥砂漿剛硬固時，其滲透係數為 10^{-5} m/s；齡期一天時，其滲透係數為 10^{-8} m/s；齡期七天時，其滲透係數為 10^{-11} m/s；齡期 28 天時，其滲透係數為 10^{-13} m/s；齡期 100 天時，其滲透係數為 10^{-16} m/s；最後在齡期 240 天時，其滲透係數為 10^{-18} m/s。而以往學者定義當水滲透係數大於 10^{-13} m/s 時，其毛細孔隙將互相連通。而水灰比為 0.4、0.5、0.6 及 0.7 之水泥砂漿，其水化反應至其滲透係數小於 10^{-13} m/s 所需要的養護齡期為 3 天、28 天、6 個月及 1 年。水灰比大於 0.7 之砂漿將永遠無法達到滲透係數小於 10^{-13} m/s 的水化反應程度。

水灰比較低時，水泥顆粒間距較小，硬固後孔隙也較少，因此提升其材料強度；而水灰比較高時，未與水泥顆粒水化反應之拌和水將會造成較多孔隙，降低其材料強度，孔隙分佈示意圖如圖 2-16 所示。因此可以由試體之測試強度來推算試體內部之孔隙率，根據 Mehta[78]的研究顯示，一般普通材料之強度與孔隙率之間有指數關係，如下式所示：

$$S = S_0 e^{-kp} \quad 2-32$$

上式中，

S 試體強度



p 孔隙率
 S_0 孔隙率為零之試體強度
 k 常數

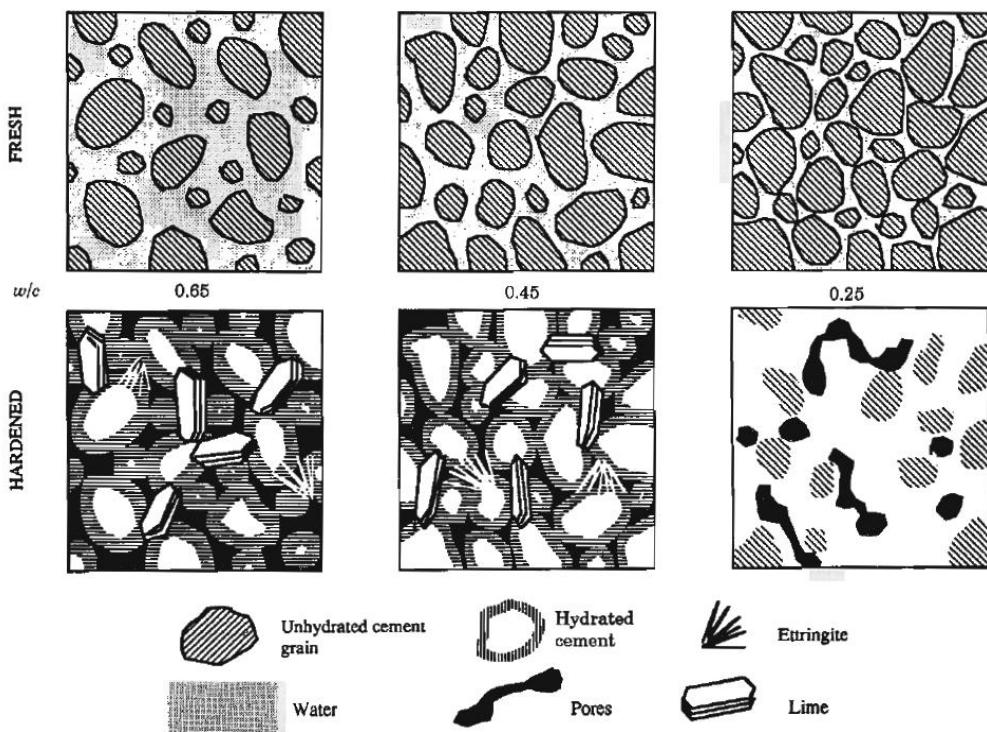


圖 2-16 不同水灰比之新拌及硬固水泥漿體之水化組成[4]

2.5.4 卜作嵐摻料對孔隙結構之影響

水泥之水化反應除了產生 C-S-H 膠體外亦會產生氫氧化鈣(Ca(OH)_2 , CH)，其比例大約為總產物之 20~25%，雖然能補充部分孔隙，但也易溶於水而析出，稱為「白華」(Efflorescence)，使得混凝土中孔隙增加，降低其耐久性[78]，其反應式如下所示：



而卜作嵐反應(Pozzolanic reaction)卻是利用水化反應之不良產物 Ca(OH)_2 來形成新的膠結料，反應式如下所示：



目前以卜作嵐摻料取代部分水泥的方法已經被廣泛使用。最常見的卜作嵐材料主要有爐石、矽灰和飛灰三種。根據詹穎雯[137]的研究，卜作嵐反應後消耗 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ，進而形成 C-S-H 膠體填充孔隙，對於混凝土的強度和水密性有顯著的提升。除此之外，孔隙的細化亦可以減少較大的孔隙體積(大於直徑 $300\mu\text{m}$ 的)，抵抗外界有害物質，如氯離子、二氧化碳的侵入。

除了卜作嵐反應增加膠體量以外，卜作嵐材料的顆粒通常較水泥顆粒細小，因此未反應之材料也可填充於孔隙之間，利用緻密的顆粒堆積來降低孔隙率，增加混凝土的水密性以外，同時也能增強混凝土的強度及耐久性。

2.6 混凝土中之氯離子

2.6.1 氯離子之來源與存在形式

混凝土中氯離子來源主要分為以下兩種：

(1) 拌和混凝土時混入之氯離子

在混凝土拌和時使用之材料，如膠結料、粒料、化學摻料和拌和水等，都可能含有過量的氯離子而導致鋼筋混凝土之損害。在「CNS 1240 混凝土粒料」中即規定，預力混凝土在細粒料中水溶性氯離子含量(質量百分數)不得大於 0.012%，而其它混凝土則不得大於 0.024%。

(2) 混凝土硬固後從外部侵入之氯離子

由外部環境侵入的氯離子主要來自於海水或是海鹽粒子。由於混凝土表面及內部存在許多孔隙，當結構物位於濱海地帶或是使用去冰鹽的地區，混凝土表面皆會接觸到許多氯離子，而溶於水中之氯離子即可透過不同傳導機制進入混凝土內部，如氯離子濃度不同之擴散作用、毛細現象或吸附作用等機制。(Candy & Weyers, 1983[28])

根據 Enevolden et al.[47]及 Winslow et al.[107]的文獻，存在於混凝土中之氯離子可以分為兩種型態，游離氯離子(Free Chloride Ion)及固化氯離子，其中固化型氯離子又包含了化學鍵結型(Chemically Bonded)及物理吸附型(Physically Absorbed)，分別如下所述：

(1) 游離氯離子(Free Chloride Ion)

游離氯離子也稱作自由氯離子，此類氯離子除了來自於拌和時摻入且未經過化學鍵結或物理吸附作用固結之氯離子外，也包含了從外界環境侵入之氯離子。可以在混凝土中的孔隙中之孔隙溶液中自由移動。

(2) 化學鍵結型氯離子(Chemically Bonded Chloride Ion)

此類型之氯離子是指在拌和材料中的氯離子，在水泥水化反應中與 C_3A 反應生成難溶於水且穩定的氯化鋁酸三鈣化合物($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaCl_2 \cdot 10H_2O$ 或 $(3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaCl_2 \cdot 32H_2O)$)，也就是弗里德爾鹽(Friedel's Salt)，通常會以穩定化合物的形式存在於混凝土中。

(3) 物理吸附型氯離子(Physically Absorbed Chloride Ion)

此類型之氯離子是拌和材料中所含之氯離子和混凝土水化反應中之 C_3S 產生物理吸附，並且附著在 C-S-H 膠結材表面，不易產生游離的情況。

綜合上述三點，一般認為只有游離型的氯離子，以及因為混凝土內部酸鹼值影響所析出的物理吸附氯離子會對鋼筋造成腐蝕的影響。

2.6.2 氯離子之傳輸路徑及其機制

氯離子侵入混凝土之行為與孔隙結構中之連通性有關，Quanbing & Shiyuan[93]在研究中提出氯離子的傳輸路徑主要有三種，分別為水泥漿體連通的孔隙、粒料連通的孔隙及水泥漿體及粒料介面過渡區連通之孔隙。從以上三種傳輸路徑可以知道漿體的緻密性的及孔隙的確會影響氯離子的擴散速率，而根據 2.5 節的討論結果，降低水膠比、添加卜作嵐摻料或是增加養護時間，都可以降低毛細孔隙的體積



以及連通性，藉以抵抗外界有害物質侵入。除此之外，根據陳立軍[130]的研究指出，孔隙結構的孔隙率、孔徑及蜿蜒度與內部的相對濕度或含水量，也會影響離子傳輸速率，而毛細孔壓力滲透性與其它兩者之關係則會隨著孔隙結構變化。

氯離子以水作為進入混凝土中的主要媒介，而過程中同時進行著多種傳輸方式。當混凝土與水接觸時，表面的水會先透過混凝土毛細孔徑與液面間的壓力差進入混凝土內部，直到孔隙間達飽和的含水狀態。此時，氯離子便伴隨著水氣進入混凝土中，於孔隙水中藉由濃度差的擴散機制在連通的孔隙中移動。根據 Hooton & McGrath 及其它文獻[45][54]中指出，氯離子在混凝土中的滲透機制可分為五種，如下所述：

(1) 吸附作用

混凝土表面因為重量在內部不同層所產生的力量。表面粗糙度、表面積及表面孔隙多寡皆會影響吸附作用。

(2) 擴散作用

自由分子或離子在飽和的情況下，因為孔隙中溶液的濃度梯度差，從高濃度移動至低濃度的行為。在擴散作用中，擴散係數是一個可以代表材料中孔隙結構性性質的指標，用來描述分子或離子在濃度梯度中的傳遞表現，對於結構物的氯離子濃度分布及生命週期的估算非常有用。

(3) 滲透作用

主要發生於氯離子在流體中，因為壓力差的關係使流體在孔隙中流動。滲透係數主要受到混凝土孔隙結構和流體的黏滯度影響。根據 Darcy's Law，飽和的水流維持穩定速率時，如下式所示：

$$Q = \frac{K_w \Delta PA}{I} \quad 2-35$$

上式中，

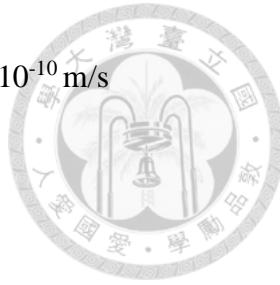
Q 水流

K_w 水的滲透係數，混凝土中滲透係數介於 $10^{-16} \sim 10^{-10} \text{ m/s}$

ΔP 壓力差

A 面積

I 樣品厚度



(4) 遷移作用

正極離子及負極離子在電位場中受到互相吸引的影響產生遷移作用，並造成不同的濃度差，形成有方向性的濃度梯度。ASTM C1202[12]即利用固定 60V 的電位差通過固定厚度的混凝土，一端接觸 NaCl 溶液，另一端接觸 NaOH 溶液，量測通過混凝土的電流值，藉以了解氯離子在混凝土中的遷移情況。

(5) 毛細作用

因為作用於毛細孔隙中的表面張力，使液體開始流動。毛細作用會受到液體的黏滯力、密度、表面張力及混凝土的孔隙結構與表面性質影響。非飽和狀態的混凝土在接觸 NaCl 溶液時，毛細作用會將液體帶入混凝土中，而且傳輸速率比擴散作用快。

2.6.3 粒料及纖維對氯離子傳輸之影響

根據 Bentur et al.[20][21]的研究指出，不論添加鋼纖維或是粒料，都會在漿體與其表面產生界面過渡區(Interfacial Transition Zone, ITZ)，因此可以將鋼纖維與粒料視為相同而進行探討。其孔隙大小、形狀及連通性都會影響氯離子的滲透行為。

Shah[97]的研究中提出四個效應，以描述粒料對離子在混凝土中傳導之影響，如下所述：

(1) 阻隔效應 (Dilution Effect)

粒料本身內部的孔隙與水泥漿體中的孔隙相比小很多，因此在離子傳輸時，遇到粒料會被阻隔而轉向漿體中的孔隙繼續傳輸。

(2) 迂繞效應 (Tortuosity Effect)



在假設漿體與粒料之間是完美接合(Perfect Bond)的情況下，沒有任何孔隙存在，離子因為牽引力而往單一方向移動時，當流徑途中受到阻隔便會繞著粒料邊緣的流徑繼續傳輸，導致流徑變長，降低傳述速率。

(3) 界面過渡區 (Interfacial Transition Zone)

水泥在水化過程中產生的 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 會沿著粒料的表面析出，不過因為無法緊密堆積而導致其形成多孔隙結構。根據過去觀察，其結構主要可以分為複膜區域 (Duplex Film)和孔隙轉置區 (Porous Transition Zone)，如圖 2-15 所示，此兩者合稱為界面過渡區。由於界面過渡區的結構較為鬆散，因此成為離子在受阻隔效應後的離子主要傳輸路徑，造成混凝土在耐久性的負面影響。透過降低水灰比及改變粒料的形狀可以達到控制界面過渡區寬度及緻密性的效果。

(4) 連通效應 (Percolation Effect)

連通效應是在 ITZ 形成之後的衍生效應，如果粒料間距縮小而導致 ITZ 之間重疊形成連通管道，成為對於外界離子侵入混凝土內部之最短路徑。

國外各學者已經做了大量試驗，發現鋼纖維的添加對於鋼筋混凝土結構之耐久性有顯著的提升，且鋼纖維直徑比鋼筋小許多，所以因內部鋼纖維腐蝕而引起之體積膨脹也比鋼筋小得多，減少混凝土因內部金屬腐蝕體積膨脹而產生之龜裂情況。

除了鋼纖維本身耐蝕性質以外，鋼纖維亦能有效改善混凝土開裂情況，限制裂縫寬度及裂縫發展，阻止有害物質的侵入。根據 Otsuka et al.[90]的研究，混凝土添加鋼纖維後，相較於一般混凝土試體開裂後主要裂紋在加載過程中將不斷延伸發展，鋼纖維混凝土將從肋筋處發展多重裂縫，限制主要裂縫之發展，如圖 2-17 所示。因此，鋼纖維混凝土即便在開裂後也能擁有優異的抗氯離子侵入能力，提高其耐久性，除此之外，混凝土中之鋼纖維與鋼筋同樣處於高鹼環境下，表面形成鈍化膜以阻止鋼纖維之腐蝕情況。

林永芳[124]透過使用水膠比 0.35 及 0.55 之混凝土搭配不同取代率之砂灰、不



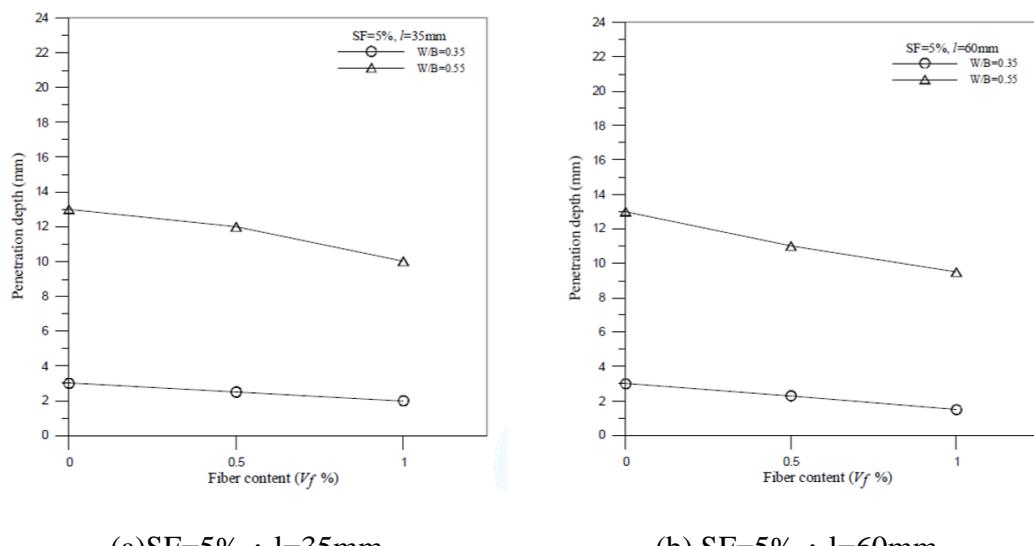
同長度之鋼纖維、不同體積取代率之試體進行試驗，以研究矽灰、鋼纖維種類、體積取代率對氯離子滲透及腐蝕行為之影響。如圖 2-18 所示，透過比色法評估氯離子滲透情況的結果中，在相同矽灰取代率之試體裡，隨著鋼纖維體積取代率之增加，混凝土內部之孔隙結構將更為緻密，水化反應產生之孔隙以及裂縫都隨之減少，降低氯離子侵入深度，加強混凝土之耐久性。



a) 普通鋼筋混凝土

(b) 鋼纖維添加至鋼筋混凝土

圖 2-17 鋼纖維添加至鋼筋混凝土之主要表面裂縫形式[90]



(a) SF=5% , l=35mm

(b) SF=5% , l=60mm

圖 2-18 鋼纖維體積取代率與氯離子滲透深度關係圖[124]

2.6.4 載重裂縫對氯離子傳輸之影響

多數針對氯離子在混凝土中傳輸的研究皆假設混凝土表面沒有裂縫存在，但實際上，由於混凝土本身抗拉強度低的原因，在受到乾縮或是載重之後常會造成混凝土產生許多裂縫，破壞混凝土本身的緻密性，提供外界有害物質一個快速侵入混凝土內部的通道。

Katrien et al.[67]利用劈裂試驗對 28 天標準養護抗壓強度 55.6MPa 之混凝土試體造成指定裂縫寬度達 0、0.02、0.04、0.08、0.1、0.16 及 0.2 mm 後，浸泡 2 小時重量百分濃度 10% 之 NaCl 溶液並外加 25V 之電位，藉以加速氯離子傳輸之速度。實驗結果如圖 2-19 所示。由圖中可以知道，氯離子的確沿著裂縫處向混凝土內部擴散，且隨著裂縫寬度的增加，氯離子滲透深度也隨之增加，並且向兩側擴散的趨勢也更明顯。

Ippei & Kazuyuki[58]利用固定水灰比 0.4，以重量百分濃度 3% 之鹽霧噴灑 1 天及乾燥 6 天之實驗設計，研究裂縫存在且鹽水噴霧下的氯離子傳輸行為。實驗結果如圖 2-20 所示。在相同循環時間下，由於表面擴散機制與乾溼循環的交互作用，試體之表面氯離子含量為不均勻的分布，與單純浸泡於 NaCl 溶液中的情況不一致。而裂縫處之混凝土中的氯離子含量亦大於相同深度但未開裂處之氯離子含量，顯示裂縫的存在的確會提供氯離子快速侵入且累積於混凝土內部之通道。

Ismail et al.[76]利用固定水灰比 0.48，並以劈裂方式使凝土產生 6~325 μm 之裂縫，以此試體研究在不同裂縫寬度下之氯離子擴散行為，試驗結果如圖 2-22 所示，從齡期 28 天的試體實驗結果顯示裂縫寬度較大者(>79 μm)在混凝土內部之氯離子濃度遠大於寬度較小者(<55 μm)。而由齡期 28 天及 2 年的試體之實驗結果比較後，顯示齡期較長者因為裂縫癒合的情形使裂縫處可以抵抗氯離子的擴散侵入，如圖 2-22 所示。

王鼎智[113]透過將有不同裂縫型式之鋼筋混凝土梁浸泡於 1.75% 及 3.5% NaCl 溶液中，並在實驗結束時將混凝土試體中間之保護層連同鋼筋一同取出，接著沿著鋼筋軸向切成 4 個薄片，每片 1cm，進行氯離子濃度測試，實驗結果如圖 2-23、圖 2-24、圖 2-25 及圖 2-26 所示。由圖中可以看出，由於在拉力區內部產生微裂縫之載重情況為混凝土開裂強度的 80%，因此表面並無明顯的裂縫情況，所以在氯離子濃度的分佈上與無裂縫的混凝土情況類似；而對於人工裂縫 0.1 及 0.4 mm 之試體，由於裂縫是由表面處深入鋼筋處，因此氯離子的可以透過此裂縫更輕易的



侵入混凝土內部，從氯離子濃度測試的結果也可以看出，在裂縫處的氯離子濃度明顯大於其它未開裂的地方，與 Ippei & Kazuyuki[58]的實驗結果相同。

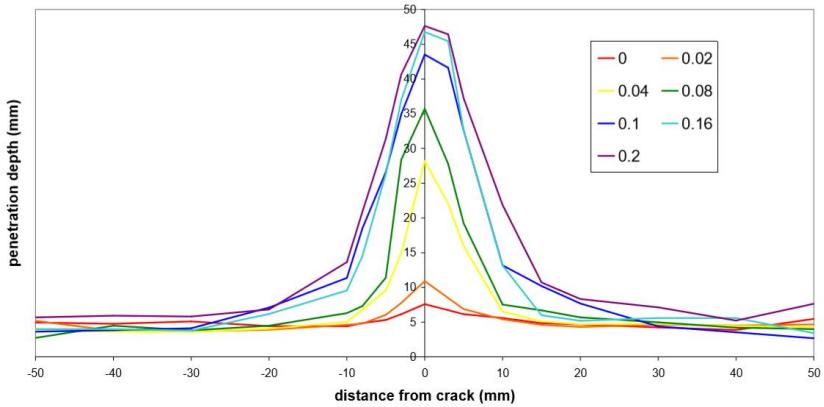


圖 2-19 不同裂縫寬度下氯離子擴散範圍[67]

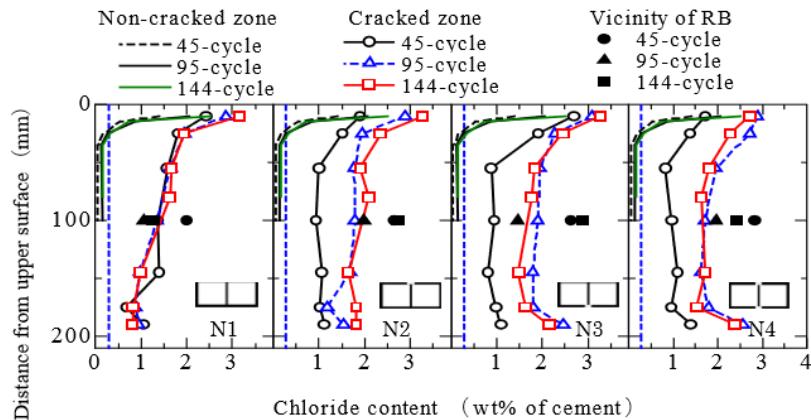


圖 2-20 45、95、144 次循環時間下，不同裂縫型式之氯離子含量[58]

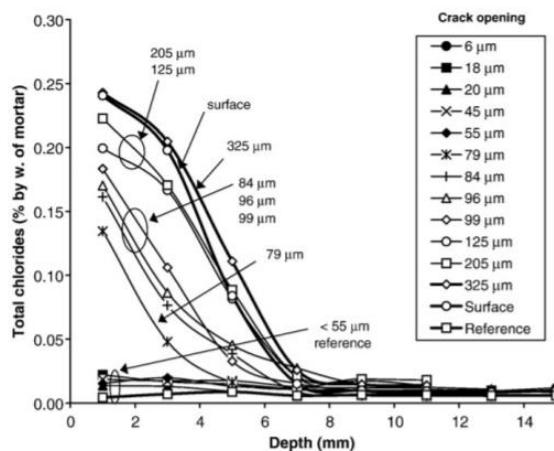


圖 2-21 不同裂縫寬度之 28 天齡期試體氯離子分布 164[76]

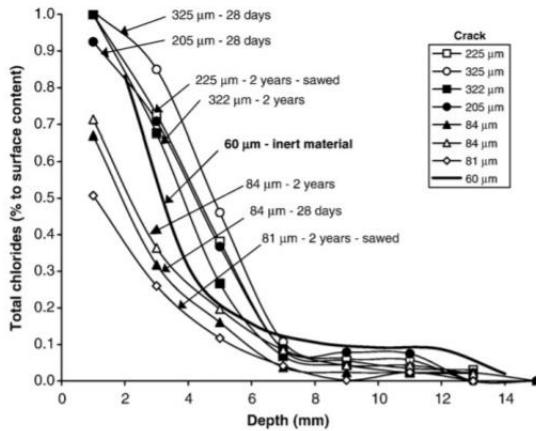


圖 2-22 不同裂縫寬度下，28 及 2 年齡期試體之氯離子分布[76]

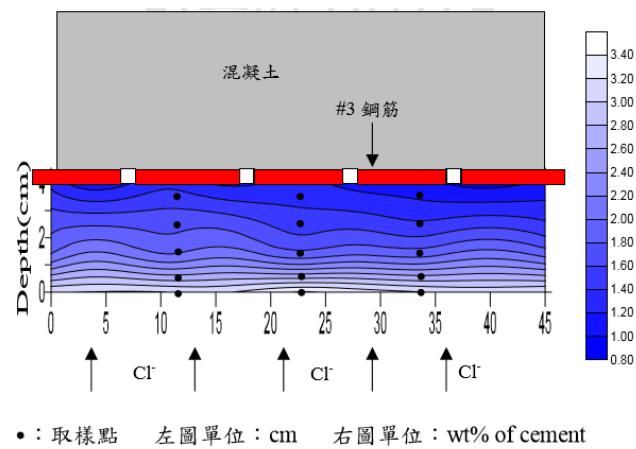


圖 2-23 混凝土於無裂縫情形之氯離子濃度分佈圖[113]

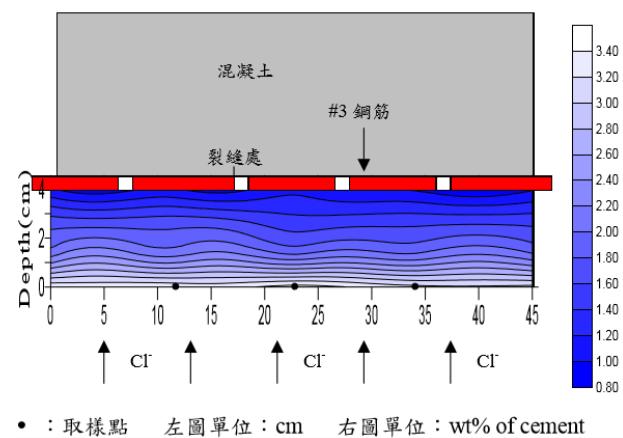


圖 2-24 混凝土於拉力區內部產生微裂縫情形之氯離子濃度分佈圖[113]

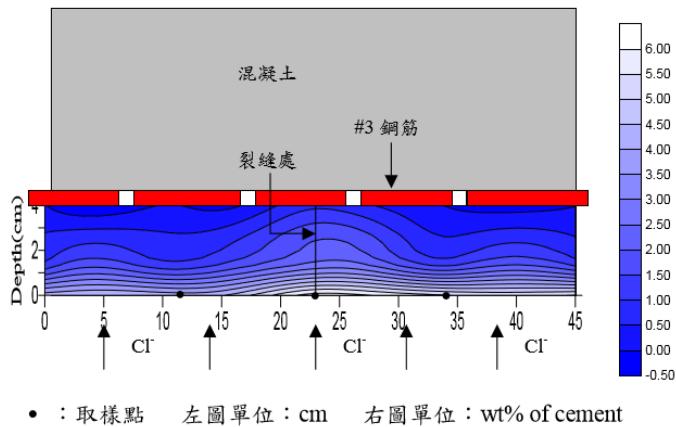
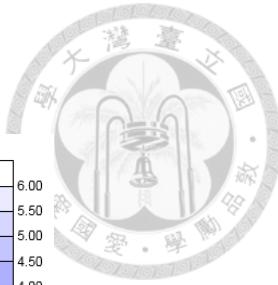


圖 2-25 混凝土於裂縫 0.1mm 情形之氯離子濃度分佈圖[113]

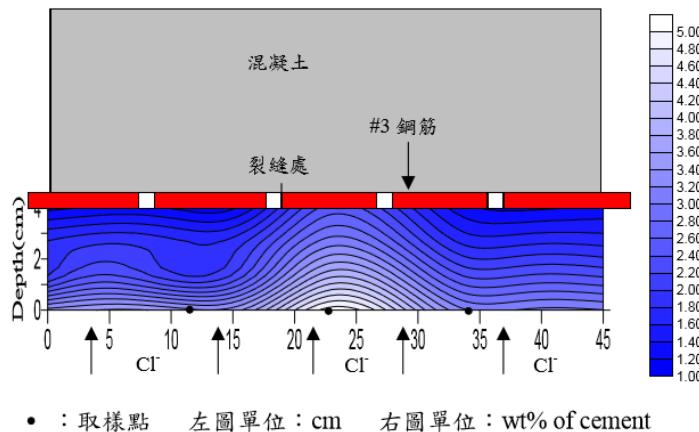


圖 2-26 混凝土於裂縫 0.4mm 情形之氯離子濃度分佈圖[113]

2.7 混凝土中之氯離子擴散行為

由於自由分子或離子在混凝土中孔隙溶液的濃度梯度差，導致物質由高濃度往低濃度處移動之行為即稱為擴散作用。此作用移動速率非常緩慢，且混凝土中的水的移動、離子平衡及離子吸附或固化皆會影響到離子的擴散。根據劉秉京[138]的研究指出， NaCl 在水中會解離成 Na^+ 和 Cl^- 在溶液中自由移動，並且 Na^+ 的擴散速度比 Cl^- 慢。但由於離子因靜電力吸引而結合，過程受控於移動慢的離子，因此 Na^+ 和 Cl^- 的擴散速度相同。



2.7.1 擴散方程式與擴散係數

在假設滿足以下三個條件的情況下，即可以透過菲克第二定律(Fick's Second Law)去描述當濃度與時間關係同時變化的情況下，固體或是靜止液體之擴散行為，三個假設如下所述：

- (1) 混凝土中的孔隙均勻分布且截面積相等。
- (2) 氯離子為單一方向的侵入。
- (3) 孔隙溶液中的氯離子可以擴散並且侵入混凝土內部。

利用 Fick's Second Law 描述氯離子的擴散濃度與深度及時間的關係，如下式所示：

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial C}{\partial x^2} \quad 2-36$$

上式中，

D 擴散係數

C 物質濃度

x 擴散深度

t 擴散時間

由於 Fick's Second Law 是一個偏微分方程式，需要有足夠的初始條件及邊界條件才能求得適當的解。根據 Collepardi et al.[44]論述求解 Fick's Second Law 的氯離子擴散係數的計算方法，相關條件如下：

初始條件，擴散作用尚未開始時，混凝土內部各處氯離子濃度為 0：

$$C(x, t) = 0 \quad \text{for } x > 0 \quad \text{and} \quad t = 0 \quad 2-37$$

邊界條件一，在任意時間點，混凝土表面之氯離子濃度為一定值，並且相對於內部各處的氯離子濃度為一趨近無限大的值。

$$C(x, t) = C_0 \rightarrow \infty \quad \text{for } x = 0 \quad \text{and} \quad t \geq 0 \quad 2-38$$

邊界條件二，在任意時間點，氯離子在深度無窮深的地方濃度為 0。

$$C(x, t) = 0 \quad \text{for } x \rightarrow \infty \quad \text{and} \quad t \geq 0$$

2-39

將上述條件代入式 2-36 即可求解得到下式：

$$C(x, t) = C_0 \left(1 - \operatorname{erf}\left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}}\right)\right)$$

2-40

上式中，

$C(x, t)$ 在混凝土深度 x 處之氯離子濃度

C_0 表面氯離子濃度

D 氯離子擴散係數

erf 誤差函數

t 擴散時間

將式 2-40 搭配由實驗得到的混凝土分層氯離子濃度，利用迴歸分析的方法即可得到氯離子擴散係數 D 及表面氯離子濃度 C_0 。

Climent et al.[30]提出了以半無限積分的方式求解氯離子擴散方式的公式。在假定單一方向擴散的情況下，過程中沒有其它離子濃度提供擴散的驅動力，可以將總氯離子含量以下式表示：

$$m(t) = \int_0^\infty C(x, t) dx \quad \text{for } t \geq 0$$

上式中，

$m(t)$ 總氯離子含量(cm-%)

將式 2-41 搭配上述三個邊界條件，可得到下式：

$$C(x, t) = \frac{m}{\sqrt{\pi Dt}} \exp\left(-\frac{x^2}{4Dt}\right) \quad \text{for } t \geq 0$$

梁智信[133]透過實驗結果發現，式 2-41 及式 2-42 在迴歸結果得出的擴散係數有兩倍的關係，因此提出以下公式作為修正：

$$C(x, t) = \frac{m}{\sqrt{\pi \frac{D}{2} t}} \exp\left(-\frac{x^2}{2Dt}\right) \quad \text{for } t \geq 0$$

一般情況下，透過使用低水灰比、添加卜作嵐摻料或是增加養護時間，其膠體中的孔隙結構都會被膠結料進一步填滿，降低氯離子的擴散係數。

2.7.2 水灰比對擴散係數之影響

蔡得時[143]利用不同水灰比及不同水泥種類的混凝土試體，研究在濱海環境中的氯離子擴散行為，探討氯離子擴散係數與水灰比及水泥種類之間的關係。實驗結果如圖 2-27 所示，由圖可知混凝土之氯離子擴散係數介於 $10^{-8} \sim 10^{-7} \text{ cm}^2/\text{sec}$ 之間，並且與水灰比的增加有正相關的關係，當水灰比增加到 0.7 時，氯離子擴散係數大約是水灰比 0.4 時的 300 倍。

Ngala[88]則以 30% 飛灰取代率之普通波特蘭混凝土進行氯離子擴散行為實驗，實驗結果如圖表 2-2 所示，如蔡得時[143]之實驗結果，擴散係數隨著水灰比減少而降低，主要原因為低水灰比造成毛細孔隙及總孔隙的體積隨之下降，減緩氯離子擴散行為。

圖表 2-2 不同水灰比及摻料取代之水泥砂漿氯離子擴散實驗結果[88]

水泥類型	W/C	$D_{\text{Cl}} (\times 10^{-8} \text{ cm}^2/\text{s})$	毛細孔隙(%)	總孔隙(%)
波特蘭水泥	0.4	3.95	4.32	40.41
	0.5	7.80	8.36	47.10
	0.6	12.60	17.18	51.56
	0.7	21.46	24.86	55.43
波特蘭水泥	0.4	0.39	3.07	43.27
	0.5	0.43	5.31	48.69
添加 30% 飛灰	0.6	0.90	9.13	54.53
	0.7	1.03	13.60	58.31

國內其它學者[114][122][126][133][139][143]亦進行了一系列關於水膠比與擴散係數的貯鹽試驗，分別利用式 2-40、式 2-42 及式 2-43 迴歸出不同水膠比之氯離子擴散係數，如圖表 2-3 所示。

圖表 2-3 不同水膠比在 90 天貯鹽實驗之實驗結果[114][122][126][133][139]

試體種類	擴散係數 D ($10^{-8}\text{cm}^2/\text{sec}$)				文獻	迴歸公式
	$w/b=0.35$	$w/b=0.45$	$w/b=0.55$	$w/b=0.65$		
水泥砂漿	3.50~4.59	6.35~10.72	9.13~20.26	16.89~36.48	[114]	式 2-43
混凝土	1.58	3.58	4.25	6.68	[122]	式 2-42
混凝土 (30%粗粒料)	7.14	11.15	14.83	128.8	[126]	式 2-40
混凝土	6.88	16.26	17.83	31.68	[133]	式 2-40
混凝土	2.15	4.46	7.98	12.52	[139]	式 2-42

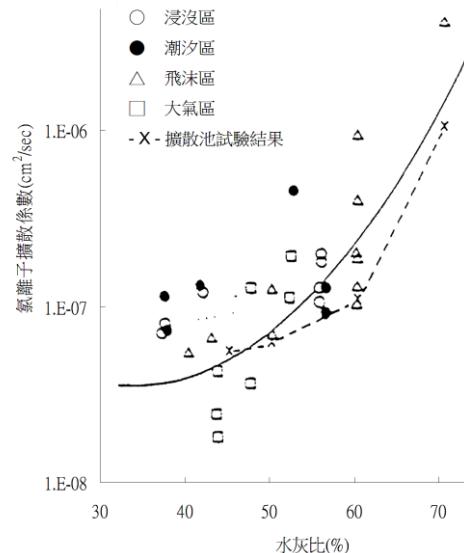


圖 2-27 普通波特蘭混凝土水灰比與氯離子擴散係數之關係[143]

2.7.3 水化時間對擴散係數之影響

水泥水化程度隨著齡期增加而上升，產生新的膠結料填補膠體中的孔隙，因此混凝土之擴散係數將隨時間增加而遞減。不過由於水化反應終將趨緩甚至停止，因此擴散係數也將會趨於一個定值。

Thomas et al.[101]探討多年實驗結果，進一步發現混凝土表面氯離子濃度隨著浸泡鹽水時間不同而有所不同，使得 Fick's Second Law 因為未將時間對擴散係數之影響考慮進去而導致迴歸結果出現誤差。因此作者考慮傳輸機理、溫度及時間對



擴散係數之影響，得出擴散係數隨時間之經驗關係式。此公式可以略估氯離子擴散係數隨時間的變化，並且透過短期試驗來進一步評估長期結構物受氯離子之影響，如下式所示：

$$D_t = D_{age} \left(\frac{t_{age}}{t} \right)^m \quad 2-44$$

上式中，

D_t 其它試驗齡期之氯離子擴散係數

D_{age} 固定試驗齡期之氯離子擴散係數，如 28 天

t_{age} D_{age} 所對應之試驗齡期

t 其它試驗齡期

m 隨水灰比變化之經驗係數

2.7.4 卜作嵐摻料對擴散係數之影響

根據過去國外學者[46][51][56][72][75]研究結果，添加卜作嵐摻料對於擴散係數的降低主要來自於以下六個原因：

- (1) 膠結料填補膠體中的孔隙[56]。
- (2) 增加膠體中內部結合能力[46][75]。
- (3) 改善膠體中孔隙大小的分配與形狀[72]。
- (4) 卜作嵐反應後產生 C-S-H 膠體，吸附氯離子及阻擋擴散路徑[72]。
- (5) 卜作嵐摻料的 Ca^{2+} 、 Al^{3+} 、 AlOH^{2+} 和 Si^{4+} 較多，濃度較高，且滲透力低，限制氯離子的移動[51]。
- (6) 卜作嵐摻料有較多的 C_3A ，能吸收氯離子形成弗里德爾鹽[72]。

Mohammed et al.[83]透過人工潮差池，對不同卜作嵐摻料取代之混凝土試體進行十五年的長齡期試驗，實驗結果如圖 2-28 所示，普通波特蘭混凝土(OPC)在實驗結束後有最高的表面氯離子濃度及最深的擴散深度，而添加卜作嵐摻料之試體

(SCA、SCB、SCC、FACB)最多在深度 4 公分之後便幾乎沒有氯離子存在，而隨著卜作嵐添加取代率上升(SCC > SCB > SCA)，氯離子下降的趨勢越快，證實添加卜作嵐材料的確有明顯改善混凝土表面及內部的孔隙結構。而由水溶法測定氯離子含量之結果，如圖 2-29 所示，卜作嵐摻料添加後也明顯降低混凝土之擴散係數，大約是普通波特蘭混凝土的七分之一。

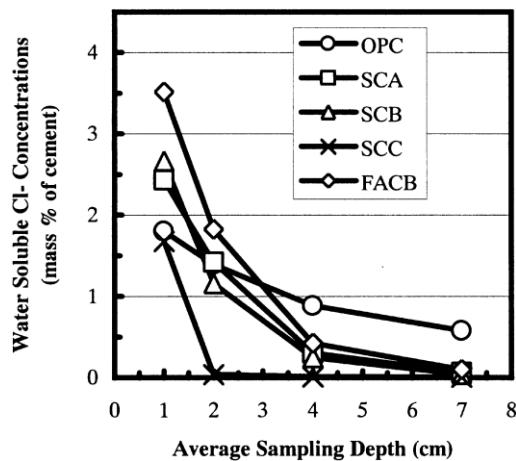


圖 2-28 不同摻料取代下之氯離子各層濃度[83]

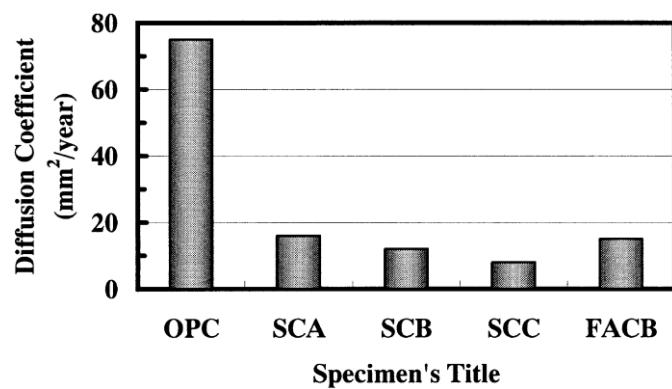


圖 2-29 不同摻料取代下之氯離子擴散係數[83]

2.7.5 載重裂縫對擴散係數之影響

Djerbi et al.[1]以劈裂試驗對混凝土試體造成 30~250 μm 的橫向裂縫，探討裂縫存在對氯離子擴散係數的影響，實驗結果如圖 2-30 所示。當裂縫在特定寬度以下時，氯離子擴散係數將會隨著寬度增加而上升，隨後便維持一個定值。根據實驗結



果，作者提出裂縫寬度與氯離子擴散係數(m^2/s)的關係式，如下式所示：

$$D_{cr} = 2 \times 10^{-11} w - 4 \times 10^{-10} \quad \text{for } 80 \mu m > w \geq 30 \mu m \quad 2-45$$

$$D_{cr} = 14 \times 10^{-10} \quad \text{for } w \geq 80 \mu m \quad 2-46$$

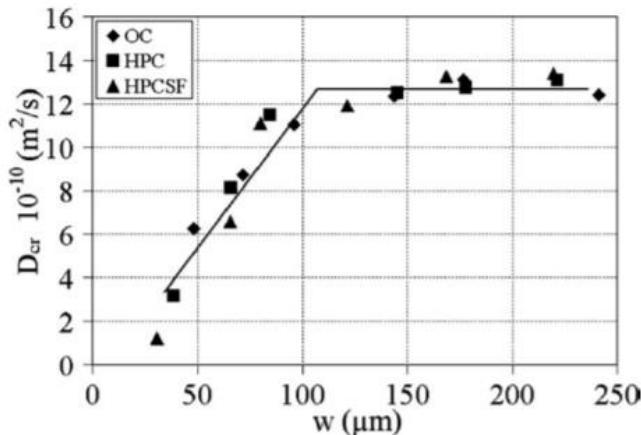


圖 2-30 裂縫寬度對混凝土擴散係數之影響[1]

2.8 鋼筋腐蝕

大多數的金屬都會以最穩定的狀態存在自然界中，而氧化電位較高的金屬元素，為了要達到平衡的狀態，則會釋出電子與其它元素形成能量較低且較穩定的化合物，即為金屬腐蝕的原理。除此之外，根據 Uhlig et al.[103]的研究，腐蝕作用進行與否取決於五種條件，如下所述：

(1) 陽極 (Anode) :

鐵原子發生氧化反應，釋放出電子。



(2) 陰極 (Cathode) :

氧原子發生還原反應，獲得電子。



(3) 導電通路 (Conducting Path) :

因為電化學的氧化還原反應需要有電子的轉移，所以在有良好導電通路的存



在下，腐蝕才能進一步發生，因此導電性不佳的通路將無法發生腐蝕。

(4) 電流 (Current)

腐蝕的進行要有足夠的電子數才能使反應順利進行，也就是說需要有足夠的電動勢(Electromotive)才能驅動電子形成電流。

(5) 電解液 (Electrolyte) :

電化學腐蝕又稱為濕腐蝕(Wet Corrosion)，當金屬在潮濕或有水氣的環境下，表面會被水膜包覆並產生電解膜，可以溶解並吸附各種分子或離子，形成陰極，而金屬則成為陽極，如此一來氧化還原反應才能順利發生。

2.8.1 鋼筋之腐蝕機制

根據戴群軒[145]的研究中提到鋼筋腐蝕的主要形式即為電化學反應，而要促進電化學腐蝕的發生需要具備以下兩個條件：

- (1) 鋼筋表面產生不同電位區，形成區域之間的電位差，形成陽極及陰極。
- (2) 陽極處之鋼筋處於活性的情況，可以自由釋放電子；而陰極區的鋼筋表面處則潮濕且有充足的氧氣。

如上所述，鋼筋在潮濕的環境中，表面會產生水膜及溶於其中的氧氣。除此之外，因為鋼筋材質和表面的非均勻性造成區域之間的電位差，促使電化學反應，此時陽極和陰極間形成電池效應，陽極及陰極又稱為「半電池」，如圖 2-31 所示。

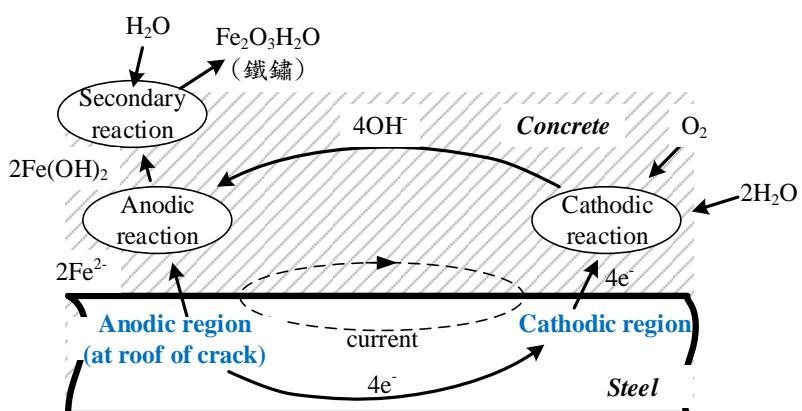
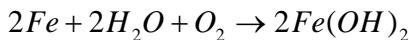
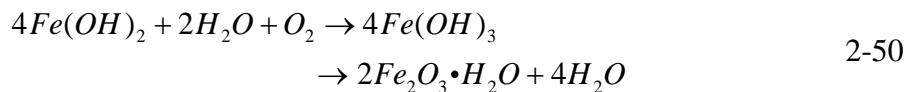


圖 2-31 混凝土中的鋼筋之腐蝕行為示意圖[24]

綜合式 2-47 及式 2-48，即可得到鋼筋腐蝕之總反應式，如下式所示：



上式中之 $Fe(OH)_2$ 容易在空氣中進一步被氧化成為紅棕色的 $Fe(OH)_3$ ，即為一般常見的鐵鏽，反應式如下：



由圖 2-32 可以知道，鐵鏽的體積膨脹會隨著鐵的氧化程度而增加，由於混凝土張力強度較低，當體積的膨脹應力超過混凝土的張力強度時，混凝土即會產生裂縫，甚至導致保護層剝落，使鋼筋直接暴露於外在環境。

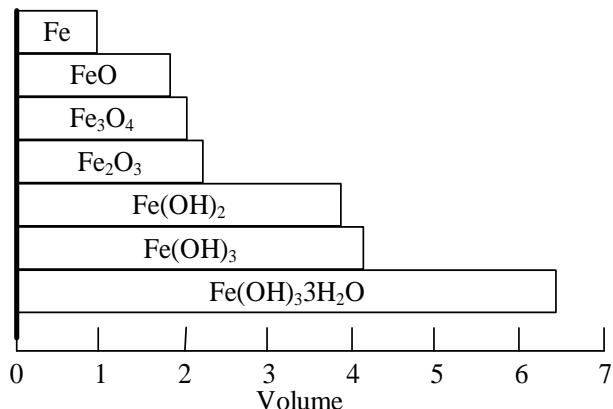


圖 2-32 鐵氧化後產物的體積比例[128]

2.8.2 影響混凝土中鋼筋腐蝕之因素

影響混凝土中鋼筋腐蝕的主要因素有三個，如下所述：

(1) 混凝土內部的含水量及鋼筋表面的氧氣量

如前節所述，水及氧氣是鋼筋電化學腐蝕中不可或缺的一部分。因此，過於乾燥或是缺乏氧氣的混凝土中，鋼筋的腐蝕不易發生。

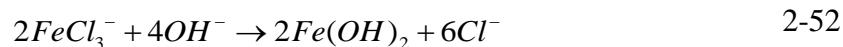
(2) 孔隙溶液中的 pH 值

根據過去許多學者[24][95][127]的研究，混凝土在水化反應時產生的 $Ca(OH)_2$ 會使孔隙溶液的 pH 值大約在 12 到 14 之間，而鋼筋在高鹼性的環境下會在表面生

成一層 $\text{Fe}_3\text{O}_4\text{-}\gamma\text{Fe}_2\text{O}_3$ 的鈍態保護膜，又稱鈍化膜，如圖 2-33 所示，使腐蝕難以進行，因此鋼筋於施工良好的混凝土中不易發生鏽蝕。但當外界有害物質(二氧化碳、氯離子等)由混凝土的孔隙或裂縫侵入，降低孔隙溶液的 pH 值，可能會破壞原有鈍化膜，使得鋼筋在接觸到足夠的氧及水分時就會發生腐蝕。

(3) 混凝土中的氯離子

氯離子是造成鋼筋腐蝕的主要原因之一，當鋼筋處的自由氯離子濃度超過臨界氯離子濃度時，表面的鈍化膜便會開始被破壞，形成大陰極、小陽極的腐蝕電偶，使得鋼筋產生孔蝕(Pitting Corrosion)，如圖 2-34 所示。而根據 Uhlig et al. 及 Fraczek [52][103]的研究，氯離子加速鋼筋腐蝕之影響的反應式如下所述：



從式 2-51 到式 2-53 中可以看出，反應前消耗掉的氯離子於反應後再度被釋出，重複反應形成鐵鏽，對於總反應而言扮演著催化劑的作用。一旦氯離子達到足以破壞鈍化膜的濃度，腐蝕即可持續不斷的進行。除此之外，腐蝕的過程會不斷消耗 OH^- ，降低 pH 值。根據 Hussain & Al-Saadoun[55]的研究指出，當 $[\text{Cl}^-]/[\text{OH}^-] \geq 0.6$ 時，即使混凝土的 pH 值大於 11.5，鈍化膜仍會被氯離子而破壞導致鋼筋腐蝕。因此了解 pH 值和氯離子間有一平衡狀態，當混凝土內 pH 值較高，產生鈍化膜的反應較為強勢，允許較高的自由氯離子含量存在；反之，當反應消耗 OH^- 使鋼筋周圍的 pH 值降低，則氯離子破壞鈍化膜的趨勢較強，可能僅需要低含量的氯離子就能導致鋼筋腐蝕的發生，如圖 2-35 所示。

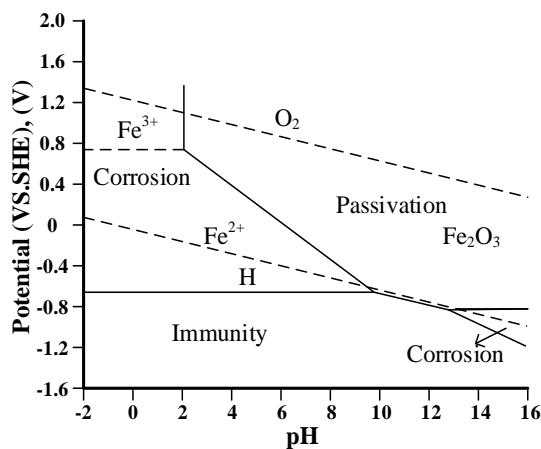


圖 2-33 鐵的電位與 pH 值變化關係圖[127]

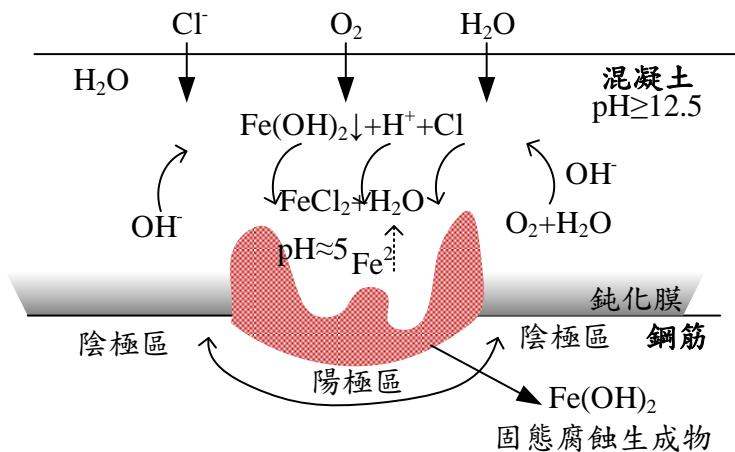


圖 2-34 混凝土中氯離子造成鋼筋腐蝕之機理[95]

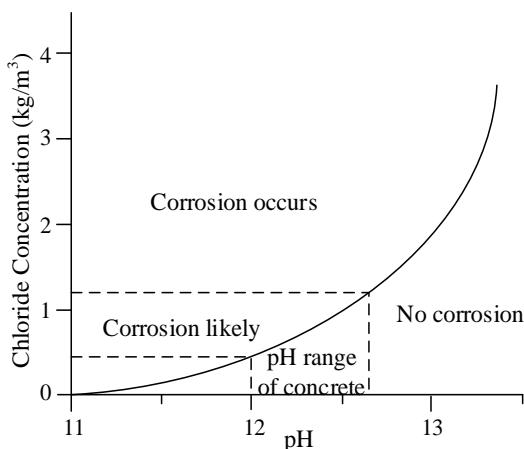


圖 2-35 氯離子含量與 pH 值對鋼筋腐蝕之影響[98]



2.8.3 腐蝕鋼筋之力學性質

隨著鋼筋逐漸腐蝕，重量損失率逐漸增加，使得腐蝕鋼筋之極限強度及彈性模數皆有所下降。野口貴文等人[134]透過不同重量損失率之腐蝕鋼筋拉拔試驗，以研究受腐蝕後鋼筋之力學性質，並以其結果迴歸得出鋼筋腐蝕後殘餘強度公式，如下式所示：

$$E_{cs} = (1 - 1.14(\alpha \times \Delta W_{avg})) \times E_{ss} \quad 2-54$$

$$F_{cy} = (1 - 1.14(\alpha \times \Delta W_{avg})) \times F_{sy} \quad 2-55$$

$$F_{cu}' = (1 - 0.98 \times \alpha^{-0.5412} (\alpha \times \Delta W_{avg})) \times F_{sy}' \quad 2-56$$

$$F_{cu} = (1 - 1.00(\alpha \times \Delta W_{avg})) \times F_{su} \quad 2-57$$

$$\varepsilon_{cu} = (1 - 1.73(\alpha \times \Delta W_{avg})) \times \varepsilon_{su} \quad 2-58$$

上式中，

α 局部腐蝕放大倍率 (2~10)

ΔW_{avg} 平均重量損失 (%)

E_{ss} 、 E_{cs} 鋼筋腐蝕前、後之彈性模數 (N/mm^2)

F_{sy} 、 F_{cy} 鋼筋腐蝕前、後之降伏強度 (N/mm^2)

F_{sy}' 、 F_{cy}' 鋼筋腐蝕前、後之應變硬化開始強度 (N/mm^2)

F_{su} 、 F_{cu} 鋼筋腐蝕前、後之極限強度 (N/mm^2)

ε_{su} 、 ε_{cu} 鋼筋腐蝕前、後之極限應變



2.8.4 混凝土中鋼筋腐蝕之檢測

混凝土內鋼筋的腐蝕是一個緩慢且長時間的行為，若等到鋼筋腐蝕外露後或表層混凝土因鋼筋生鏽膨脹而剝落才發現，對結構物而言已經是一個致命且不可挽回的傷害。因此，能提早以非破壞性檢測判斷鋼筋是否有腐蝕風險是非常重要的，然而鋼筋混凝土是一種複雜的非均質材料，因此很難測量鋼筋的腐蝕速率或腐蝕量。目前常用於判斷鋼筋是否有腐蝕風險的非破壞性檢測方式主要有量測腐蝕電位(Corrosion Potential)、混凝土電阻係數(Electrical Resistance)及腐蝕電流密度(Corrosion Rates)三種方法。而使用破壞檢測量取鋼筋重量損失為較直觀且傳統的判斷方式。

2.8.4.1 腐蝕電位(Corrosion Potential)

由於鋼筋的腐蝕是電化學反應，過程中陰陽兩極間的電位差將促使鋼筋中的電子和混凝土中的離子移動產生電流，同時產生電場形成一個半電位電池，如圖 2-36 所示。透過此半電位電池與參考電極(Cu/CuSO_4)的相對電位即可檢測特定範圍之電位分布，推斷鋼筋腐蝕的機率。

量測鋼筋的腐蝕電位時，必須使用一高輸入阻抗的電位計，一端連接參考電極，另一端連接鋼筋，即可量測鋼筋之腐蝕電位，但必須在鋼筋具有連續導電性時才可進行。依據 ASTM C876[16]之 6.4 節所述，首先以預定的用水量澆濕混凝土表面，再將探頭(半電池參考電極)置於混凝土表面並不可以移動，觀察電位計之電位值不隨時間變化時才可開始量測。參考電極通常使用飽和硫酸銅或氯化銀。腐蝕電位對於腐蝕機率的判定方法如圖表 2-4 所示。

雖然腐蝕電位在使用上相當簡便，但仍有以下缺點：

- (1) 電位值只能指出鋼筋腐蝕的機率，無法得到鋼筋腐蝕進行的速率。
- (2) 由腐蝕電位得到的判斷只是經驗法則，在許多特殊情況下並不適用，像是混凝土太乾燥、中性化或是品質不佳等狀況。



(3) 由於參考電極與鋼筋之間有混凝土的存在，根據 Broomfield et al.[23]的研究，因混凝土內的氯離子變化及酸鹼值之差異所引起的介面電位差(Junction Potential)可能達到 200mV，將會影響量測結果。

圖表 2-4 腐蝕電位量測值對應之腐蝕機率[16]

腐蝕電位 E_{corr} (mV)	腐蝕機率
>-200	小於 5%
$-200 \sim -350$	50%~90%
<-350	大於 90%

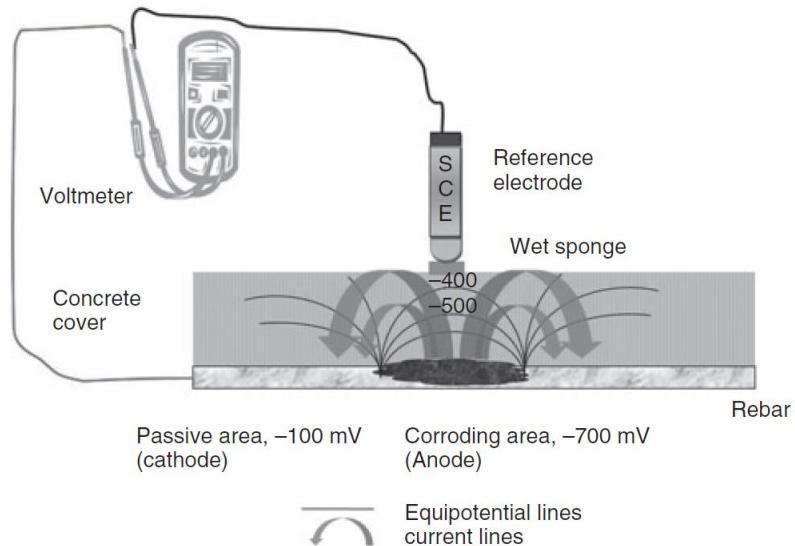


圖 2-36 混凝土中鋼筋局部腐蝕之電場分布示意圖[7]

2.8.4.2 混凝土電阻係數(Electrical Resistance)

影響混凝土電阻係數的因素包含混凝土本身濕度、含水量、配比及成分等； Rodriguez et al.[94]的研究指出，潮濕的混凝土或較高的水灰比，皆會導致較低之混凝土電阻係數。較低的水灰比或是混凝土養護時間較長，使得混凝土緻密性提升，亦會提高混凝土之電阻係數。暴露於氯離子環境中之結構，混凝土電阻越低，表示鋼筋受到之損害越大，氯離子滲透速度及腐蝕速率越高。混凝土電阻係數對應之腐蝕程度如圖表 2-5 所示。

以混凝土電阻係數判定鋼筋腐蝕狀況之缺點為容易受到混凝土乾濕之影響，所測量到的混凝土電阻變異性較大，較難準確判斷腐蝕程度。因鋼筋傳導電流之特性優於混凝土，故電極之為位置於鋼筋上方 10mm~20mm 時，電流會收到干擾而產生量測誤差。即使只有一個電極靠近鋼筋，誤差仍會產生，故量測時應避免電極位於鋼筋正上方。

圖表 2-5 混凝土電阻係數對應之腐蝕程度[91]

Resistivity (kΩ cm)	鋼筋腐蝕行為
>20	低腐蝕速率
10~20	低到中度腐蝕速率
5~10	高腐蝕速率
<5	非常高腐蝕速率

2.8.4.3 腐蝕電流密度(Corrosion Current Density)

鋼筋腐蝕的過程是電化學反應，因此量測其電化學反應速率即可獲得鋼筋的腐蝕速率，藉此判斷出鋼筋的反應速率。以鋼筋腐蝕的氧化半反應為基礎，根據 Faraday's Law 可以計算出腐蝕電流密度與鋼筋重量損失的關係，如下式所示。

$$m = \frac{M \times I \times t}{z \times F} \quad 2-59$$

上式中，

m 參與反應的鐵原子質量 (g)

M 鐵原子之原子量 (55.8g/mole)

I 通過鋼筋與混凝土接觸面的電流 (A)

t 反應所經過的時間 (sec)

z 反應中轉移的電子數 = 2

F 法拉第常數 (96385C/mole)

透過上式，並根據鐵的密度 7.87 g/cm^3 ，經過換算後得出當腐蝕電流密度維持 $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ ，每年鋼筋平均會有 $11.6 \mu\text{m}$ 腐蝕深度，相當於每年每平方公分損失 9.05 mg



的質量。

腐蝕電流密度對腐蝕程度的判定方式一般是採用 Broomfield[23]等人所建立的判定標準，如圖表 2-6 所示。許多研究中常取 $0.1\mu\text{A}/\text{cm}^2$ 作為判斷鋼筋腐蝕開始的依據，但由於此情況腐蝕發展時間需要過久，鋼筋表面觀察腐蝕不易，因此也有文獻在實驗室中採用 $0.3\mu\text{A}/\text{cm}^2$ 或 $0.5\mu\text{A}/\text{cm}^2$ 作為判斷標準。

量測腐蝕電流密度的方法主要有線性極化法(Linear Polarization Resistance, LPR)、交流阻抗法(AC Impedance)、伽凡尼脈波法(Galvanostatic Pulse Method, GPM)。

(1) 線性極化法 (Linear Polarization Resistance, LPR)[101]

為一利用輸入微小電流進行金屬腐蝕速率的量測法，在輸入極小的過電位(Over-Potential)後，電流和電位會保持線性關係，此線性關係的斜率即為極化電阻(Polarization Resistance, R_p)，如下式所示：

$$R_p = \frac{\Delta E}{\Delta I} \quad 2-60$$

上式中，

R_p 極化阻抗值 ($\Omega\text{-cm}^2$)

ΔE 電位差 (V)

ΔI 電流密度差 (A/cm^2)

再利用 Stern-Geary 公式即可得到腐蝕電流密度，如下式所示

$$i_{corr} = \left[\frac{\beta_a \beta_b}{2.303(\beta_a + \beta_b)} \right] \times \frac{\Delta E}{\Delta I} = \frac{B}{R_p} \quad 2-61$$

上式中，

i_{corr} 腐蝕電流密度 (A/cm^2)

β_a 陽極之 Tafel 斜率

β_b 陰極之 Tafel 斜率

B

介於 26mV 至 52mV 間的常數，取決於鋼筋的腐蝕程度。對於進入腐蝕狀態之鋼筋， $B=26mV$



(2) 交流阻抗法 (AC Impedance)

由線性極化法所量測之極化抗阻值，當電解液的電阻過大時，電流很小，且大部分的電壓降發生在電解液，亦即測得的腐蝕電流將遠比實際值要小。交流阻抗分析法便是針對此點，藉由微小的交流訊息輸入，一般為 10mV 的正弦波訊，可以在雜訊中得到準確的金屬表層資訊，進而得到混凝土電阻、電解液電阻 R_s 、鋼筋表面鈍化膜電阻或電荷轉移的混凝土阻抗 R_p 和質傳有關的阻抗 Z_w 與電容質 C_p 等。

直流方法中測得的電阻 R 值須由 $\frac{\Delta E}{\Delta I}$ 量測，並包含了電解液電阻 R_s 。如遇導電性不良的水溶液或薄膜，則測得的腐蝕電流誤差將會很大。

(3) 伽凡尼脈波法 (Galvanostatic Pulse Method, GPM)

伽凡尼脈波法的原理是於鋼筋混凝土等效電路，外加一微小定電流，通常為數十到數百 mA，在一定的時間內觀察系統的電位對時間的暫態變化反應。在未外加任何電流於系統之前，可測得一基本電位 E_{corr} (系統的平衡電位，又稱作鋼筋的腐蝕電位)。當對系統施以定電流 I_{app} 時，首先電流流經一電阻 R_s (測試探頭與鋼筋之間的混凝土電阻)，系統之電位上升至 $I_{app} \times R_s$ 。當電流流經 R_p (鋼筋的極化電阻)與 C_{dl} (鋼筋表面上的介質電容特性)的並聯線路後，系統的電位為所施加電流的二次函數，並且在一定時間內達平衡電位 U_{max} ，由電路學原理可得系統的電位時間關係如下式所示：

$$U_t = I_{app} \left[R_p \left(1 - e^{-\frac{1}{R_p \times C_{dl}}} \right) + R_s \right] \quad 2-62$$

上式中，

U_t 時間為 t 時的電位值 (V)



I_{app} 施加的電流 (t)

$R_p \times C_{dl}$ 時間單位 (sec)

當時間為 0 時， $U_0 = I_{app} \times R_s$ ；由於 I_{app} 為已知，故可求得 R_s ；當時間大於 $R_p \times C_{dl}$ 數十倍時， U_t 趨近於 $I_{app} \times (R_p + R_s)$ ，因此可再進一步求得 R_p 值，再利用式 2-61 求得腐蝕電流密度。

圖表 2-6 腐蝕電流密度與腐蝕程度之關係[23]

腐蝕電流密度 I_{corr} ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	腐蝕程度
< 0.1	腐蝕微小不計
0.1~0.5	小
0.5~1.0	中
> 1.0	高

2.8.5 鋼纖維添加對鋼筋腐蝕檢測之影響

根據張雲蓮等人[132]的研究，由於鋼纖維添加在混凝土中的時候隨機分布情況，一根鋼纖維的陽極溶解可由另一根鋼纖維陰極沈積得到補償，因此鋼纖維混凝土存有許多局部電池，產生的電流在一定程度上互補抑制了鋼纖維的鏽蝕。而根據 Berrocal et al. 及 Hirozo et al.[22][53]的研究，由於鋼纖維散佈在鋼筋及混凝土表層之間，因此外界有害物質侵入時，與鋼筋接觸之鋼纖維會先脫鈍、腐蝕並消耗氧氣，而未與鋼筋接觸的鋼纖維則會限制其它地方的裂縫發展，提升結構物耐久性。

李俊鋼[117]以模擬孔隙水溶液和砂漿探討不同添加量的鋼纖維對於鋼筋腐蝕量測訊號之影響。開路電位法量測得到的腐蝕電位如圖 2-38 所示，0% 水溶液中的腐蝕電位於 24 天後開始有差別，並隨著鋼纖維添加量增加而降低，有較大的腐蝕機率；於 1、2、3% 水溶液中，由初始的腐蝕電位發現鋼纖維的添加量使量測得到的腐蝕電位較低，但是純鋼筋試體首先趨於活性，而 0.25% 鋼纖維的試體則隨後趨於活性，0.5% 鋼纖維的試體則在試驗期間無變化或最晚趨於活性。由實驗結果可以發現，鋼纖維的添加的確會干擾開路電位的量測而出現較大腐蝕機率的判斷，但由



後期的趨勢可以發現，添加越多的鋼纖維的確能延緩腐蝕的發生機率，不過不能單獨以此作腐蝕情況的判斷，需藉由直流極化法加以佐證。

由法拉第公式對金屬腐蝕損失量轉換並將直流極化法量測得到的腐蝕電流轉化為腐蝕速率的結果如圖 2-39 所示，結果顯示，在低濃度(0% 及 1%)的氯離子侵蝕下，鋼纖維的添加沒有延緩腐蝕的效果。接著，純鋼筋試體的腐蝕速率最先開始快速上升，而 0.25% 鋼纖維試體也隨後快速增加，0.5% 鋼纖維的試體則無變化；於 2% 和 3% 水溶液中的腐蝕速率趨勢和於 1% 水溶液中的相同，純鋼筋試體的腐蝕速率皆首先攀升，加 0.25% 鋼纖維的試體則隨後快速增加，而加 0.5% 鋼纖維的試體最後才趨於活性，與開路電位相互印證。

李俊鋼[117]進一步分析鋼纖維取出前後對鋼筋腐蝕訊號的影響，實驗結果發現添加鋼纖維確實會干擾開路電位的量測。而由直流極化結果發現，在含氯離子的溶液中，0.25% 鋼纖維添加量被取出後，腐蝕速率是下降的趨勢，而 0.5% 鋼纖維添加量的腐蝕速率則在被取出後是上升的趨勢，說明鋼纖維的添加確實會干擾腐蝕速率的量測，但相關性並不明確。

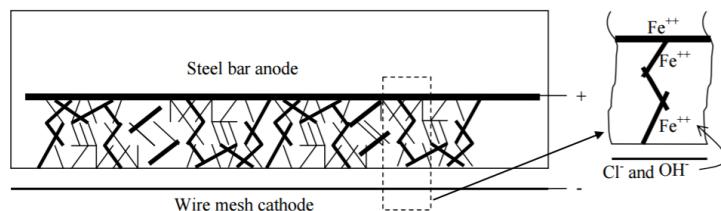


圖 2-37 鋼纖維添加於混凝土中之犧牲陽極示意圖[53]

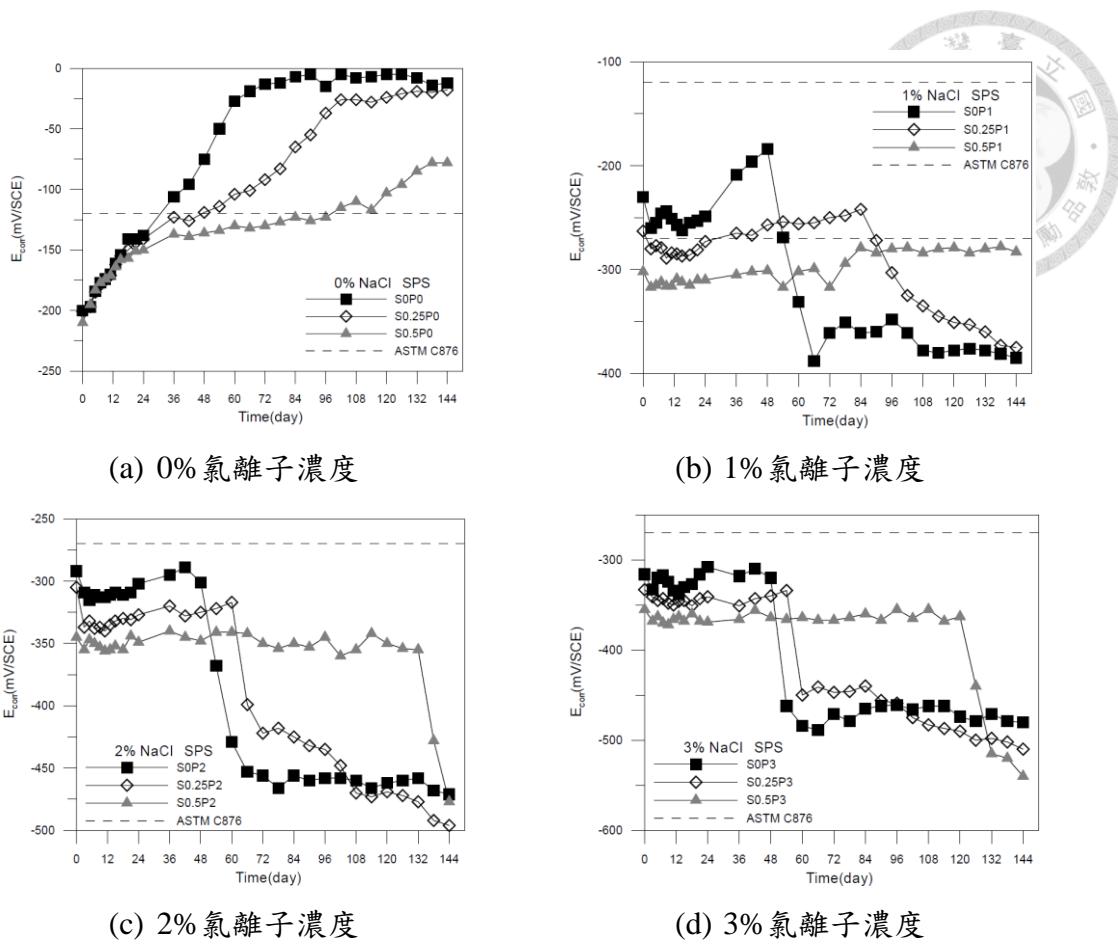


圖 2-38 不同鋼纖維添加量之鋼筋開路電位變化圖[117]

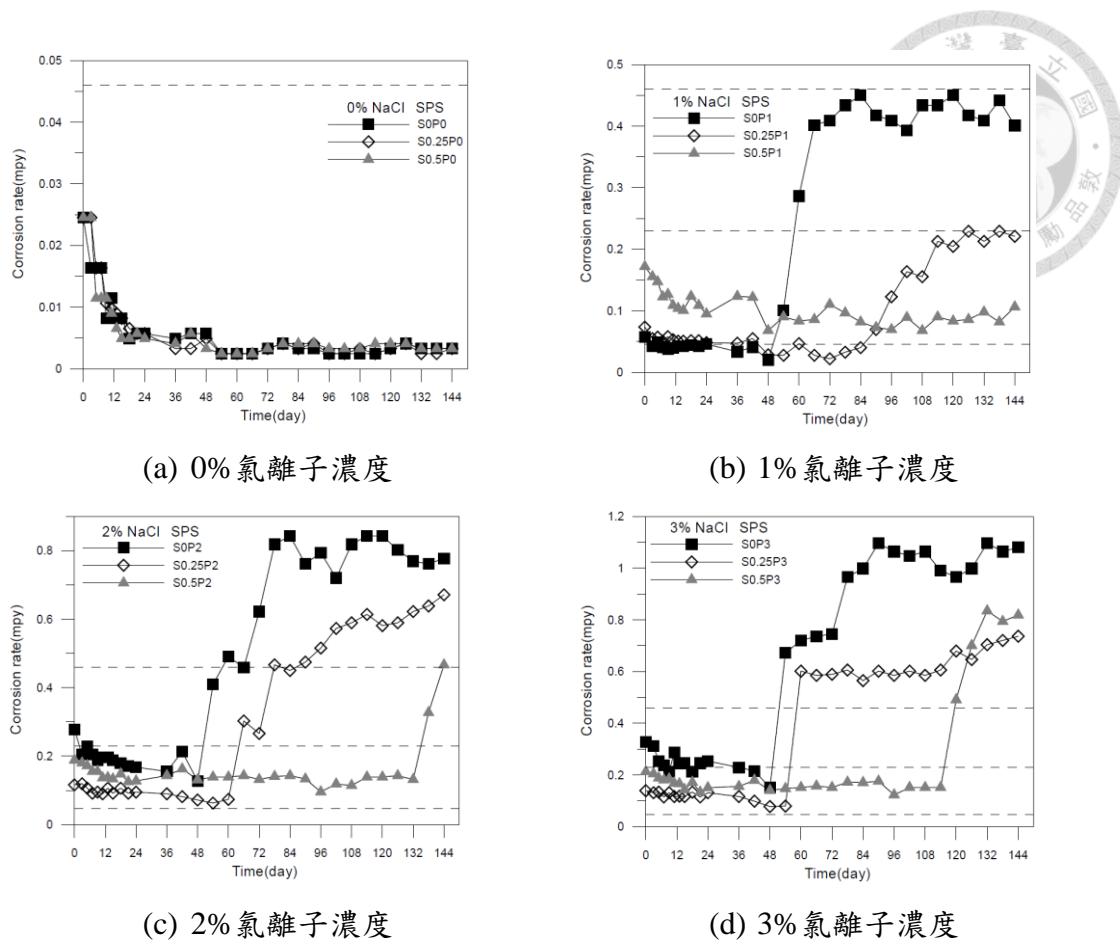


圖 2-39 不同鋼纖維取代量之鋼筋腐蝕速率變化[117]

2.8.6 載重裂縫對鋼筋腐蝕檢測之影響

Junjie[66]以水灰比 0.45 及 0.65、不同爐石取代率之混凝土梁，加載至產生 0.1mm 裂縫寬度之 0%、50% 及 100% 力量之試體，以浸泡 10% 鹽水 1 天及乾燥試驗 6 天之循環進行加速劣化。結果顯示，爐石添加將會明顯延後腐蝕開始之時間，但對於腐蝕發生後之速率並未有明顯改善之情況，而裂縫寬度較大之試體腐蝕行為發生時間明顯較另外兩者快，且量測到之腐蝕速率也高於另外兩組試體，但因內部混凝土並未受到嚴重損害，後期之裂縫癒合讓腐蝕速率有明顯下降的趨勢，實驗結果如圖 2-40 所示：

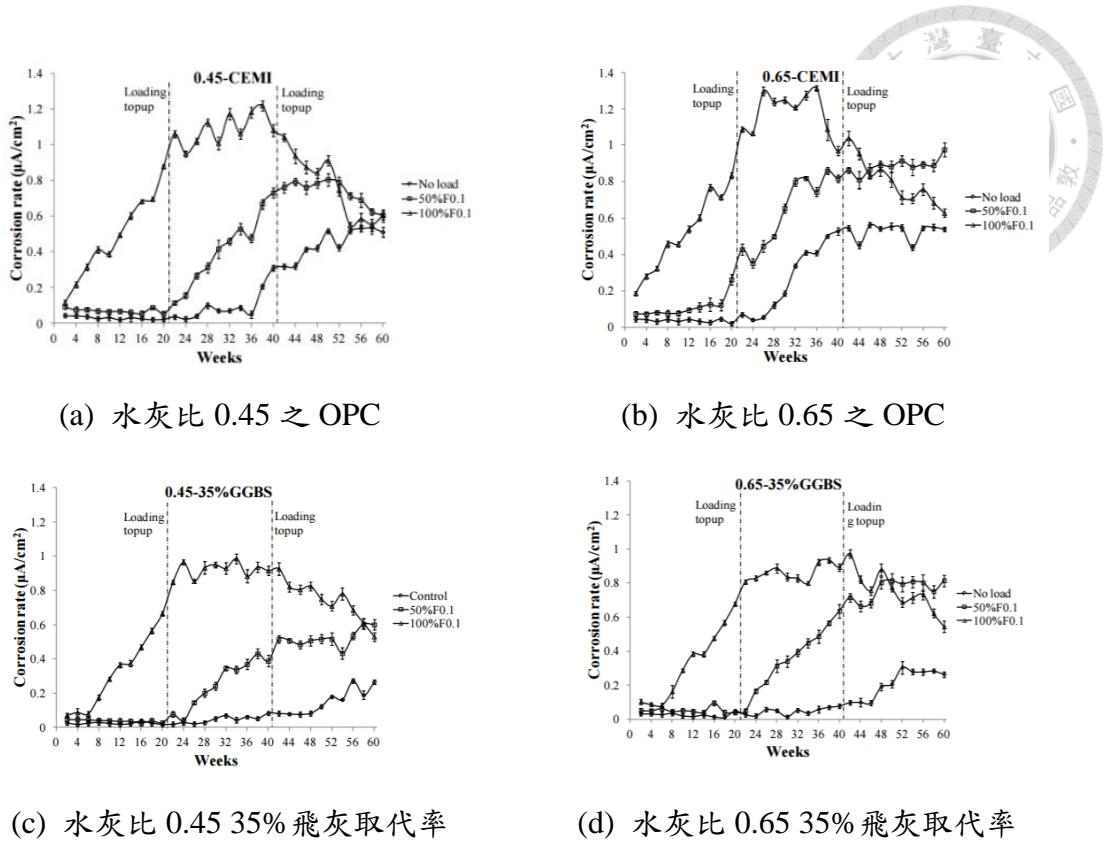


圖 2-40 不同飛灰取代率及裂縫試體之腐蝕電流密度[66]

2.8.7 腐蝕型態對鋼筋腐蝕檢測之影響

根據 Andrade et al.[25]的研究指出，以前面所述的方法皆為假設量測長度內的腐蝕狀況為均勻腐蝕，因此儀器所得之結果為平均腐蝕電流密度。然而當鋼筋之腐蝕為局部腐蝕的時候，其餘未腐蝕鋼筋部分將使得量測的結果有所減少，無法反應出真實的局部腐蝕狀況。因此，作者根據其它文獻[64]的結果，提出了以局部腐蝕放大倍率修正量測之平均腐蝕電流密度，如下式所示：

$$I_{pit} = \alpha \cdot I_{corr} \quad 2-63$$

上式中，

I_{pit} 局部腐蝕區域之腐蝕電流密度

I_{corr} 儀器量測之平均腐蝕電流密度

α 局部腐蝕放大倍率，其值介於 2 至 10 之間



2.8.8 腐蝕電流密度預測模型

Mike et al.[81]整理了目前各學者提出之鋼筋腐蝕速率預測模型，以下將針對各學者的模型作介紹。

(1) Alonso et al.'s Model (1988)[5]

Alonso et al.[5]利用水灰比 0.5、不同種類水泥的 $22 \times 55 \times 80\text{mm}$ 的沙漿試體，暴露在 100%CO₂ 環境中進行加速腐蝕試驗，使用線性極化法測量腐蝕電流與混凝土電阻之關係，實驗結果如圖 2-41 所示，並依實驗數據建立線性迴歸模型，如下式所示：

$$i_{corr} = \frac{k_{corr}}{\rho_{ef}} \quad 2-64$$

上式中，

k_{corr} 圖 2-41 之斜率， 3×10^4 ($\mu\text{A}/\text{cm}^2 \cdot \Omega$)

ρ_{ef} 測量當下飽和度之混凝土電阻 (Ω)

Alonso et al.的模型有以下幾點需要特別注意：

1. 以中性化加速劣化的過程與真實腐蝕情況差異較大，同時實驗試體尺寸過小，可能會有尺寸效應上的問題。
2. 此模型並未考慮到除了混凝土電阻以外影響腐蝕電流密度的因素，如裂縫、保護層厚度等等。
3. 無法得知此預測的腐蝕電流密度是否為未來長期穩定的腐蝕情況。

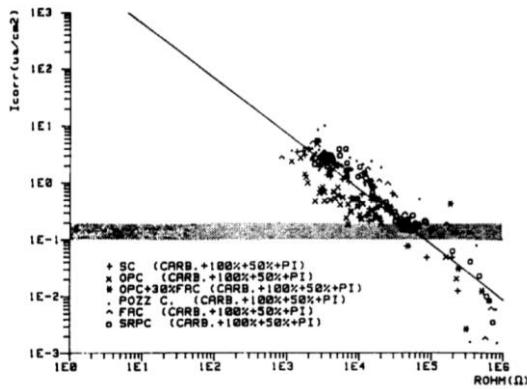


圖 2-41 中性化試體之腐蝕速率與混凝土電阻關係圖[5]

(2) Yalcyn and Ergun's Model (1996)[109]

Yalcyn and Ergun[109]利用 $\phi 150 \times 150$ mm 之圓柱試體浸泡氯離子及乙酸根離子溶液，在1、7、28、60 及90 天時，以半電池電位法及線性極化法紀錄腐蝕電流密度，探討其與時間關係，並以實驗值建立回歸關係式，如下式所示：

$$i_{corr} = i_0 e^{-Ct} \quad 2-65$$

上式中，

i_{corr} 在 t 時間點時之腐蝕電流密度

i_0 開始腐蝕時之腐蝕電流密度

隨混凝土孔隙飽和度、pH、滲透性及保護層厚度變化的常數

C 此實驗為 1.1×10^{-3} day $^{-1}$

Yalcyn and Ergun 的模型有以下幾點需要特別注意：

- 由於此實驗是針對未開裂混凝土試體，可能不適用於腐蝕潛伏期較短或不存在的開裂混凝土。
- 此模型並未考慮其它如保護層厚度、溫度、混凝土電阻及裂縫等影響鋼筋腐蝕電流密度的因子。
- 此實驗不考慮環境因子的變化，因此腐蝕電流密度只受時間的影響，但實際自然腐蝕環境也會影響腐蝕電流密度。



4. 仍需要透過現地實驗的數據驗證模型的適用性。

(3) Liu and Weyer's Model (1998)[74]

Liu and Weyers[74]利用水灰比 0.41、0.42、0.43 及 0.45 的 44 個 $1180 \times 1180 \times 216\text{mm}$ 的橋面板，配合 25、51 及 76mm 保護層厚度，拌和時加入 $0\sim 7.2\text{ kg/m}^3\text{NaCl}$ 溶液進行最長至五年的現地曝放，每兩個月記錄一次腐蝕電流密度、時間、溫度、電阻率，並以此數據建立這些變數之間的非線性迴歸式，如下式所示：

$$i_{corr} = 108.76 + 8.03 \ln(1.69 Cl) - \frac{39422.54}{T} - 1.36 \times 10^{-3} R_c + 30.15 t^{-0.215} \quad 2-66$$

上式中，

i_{corr} 由 3LP 儀器得到的腐蝕電流密度 ($\mu\text{A/cm}^2$)

Cl 鋼筋處總氯離子含量 (kg/m^3)

T 鋼筋處溫度 (K)

R_c 混凝土電阻 ($ohms$)

t 時間 ($years$)

而根據其它文獻的研究[99]，3LP 儀器在測量上的腐蝕電流密度平均是 Gerco 的 15 倍左右，顯示 3LP 儀器對於腐蝕狀況有高估的情形而 Gerco 則為低估的情況。另外，作者也提出了關於混凝土電阻與氯離子含量之關係式，如下式所示：

$$R_c = \exp(8.03 - 0.549(1 + 1.69 Cl)) \quad 2-67$$

Liu and Weyer 的模型有以下幾點需要特別注意：

1. 由於加速腐蝕的方法是透過直接添加氯鹽，因此不同保護層厚度的試體在實驗結果上並沒有太大差異，與部份其它學者提出保護層厚度會影響鋼筋腐蝕情況之結論不同。
2. 與上述幾組模型一樣，無法得知計算得出之腐蝕速率是否為穩定的腐蝕情況。

(4) Vu and Stewart's Model (2000)[104][105]

由於世界各地多數地方相對溼度都達到 70% 以上，Vu and Stewart[104][105]假設鋼筋表面處的氧氣含量充足，在相對溼度 75%、溫度 20°C 的情況下，大約一年的腐蝕潛伏期結束時，鋼筋腐蝕電流密度如式 2-68 所示，而潛伏期後的腐蝕發展期之腐蝕電流密度則如式 2-69 所示。假設保護層 50mm，水灰比 0.4 之預測結果如圖 2-42 所示。

$$i_{corr(1)} = \frac{37.8(1-w/b)^{-1.64}}{C} \quad 2-68$$

$$i_{corr} = i_{corr(1)} 0.85 t_p^{-0.29} = \frac{32.14(1-w/b)^{-1.64}}{C} t_p^{-0.29} \quad 2-69$$

上式中，

$$t_p \quad t_p = t - t_i$$

t 欲預測之腐蝕電流密度時間

t_i 腐蝕潛伏期結束之時間，約為一年

Vu and Stewart 的模型有以下幾點需要特別注意：

1. 式中並未考慮到膠結料種類的不同造成的影響，而是以固定的水膠比做為影響腐蝕電流的參數。
2. 此模型應只適用於陰極反應充足(氧氣含量充足)的腐蝕情況，如普通波特蘭混凝土，對於添加卜作嵐摻料而有緻密孔隙結構的混凝土可能不適用。

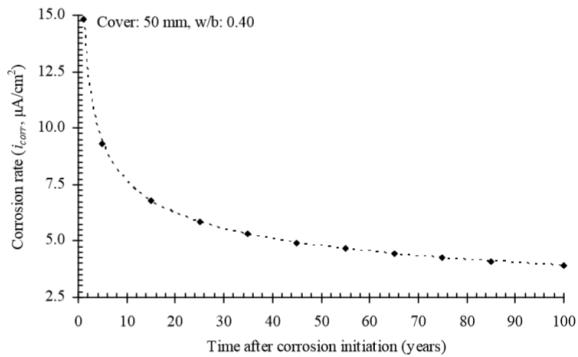


圖 2-42 假設保護層 50mm、水灰比 0.4 之腐蝕電流密度與時間關係[104]

(5) Scott's Model (2004)[96]

Scott[96]利用 $120 \times 120 \times 375\text{mm}$ 、不同卜作嵐摻料添加率之混凝土試體，加載至表面產生 0.2 及 0.7mm 之裂縫後，進行 3 天浸泡 5% 食鹽水及 4 天乾燥之循環加速腐蝕試驗，並根據實驗結果建立迴歸模型，如式 2-70 所示。圖 2-43 為水灰比 0.4 之普通波特蘭混凝土試體預測結果。

$$i_{corr} = \left(1.43 \frac{C_c}{f} + 0.02 \right) e^{\left[\left(\frac{40-x}{20} \right) 1.2 \left(\frac{C_c}{f} \right)^3 \right]} \quad 2-70$$

上式中，

$$f \quad \text{爐石修正係數} \quad f = 10^{\left(|0.5-S| - 0.5 + S \right)}$$

$$S \quad \text{爐石取代率} \quad S=0.25 \text{ 即為爐石取代率為 25\%}$$

$$C_c \quad 90 \text{ 天氯離子傳遞係數} \quad (mS/cm)$$

$$x \quad \text{保護層厚度} \quad (cm)$$

Scott 的模型有以下幾點需要特別注意：

1. 雖然此模型是由開裂混凝土試體所得到的迴歸結果，但卻未考慮試體的開裂情況對腐蝕電流密度的影響，同時也沒有得到現地實驗的結果驗證模型的適用性。
2. 類似上述幾個模型，並未指出預測的腐蝕電流密度是否為穩定的腐蝕情況。

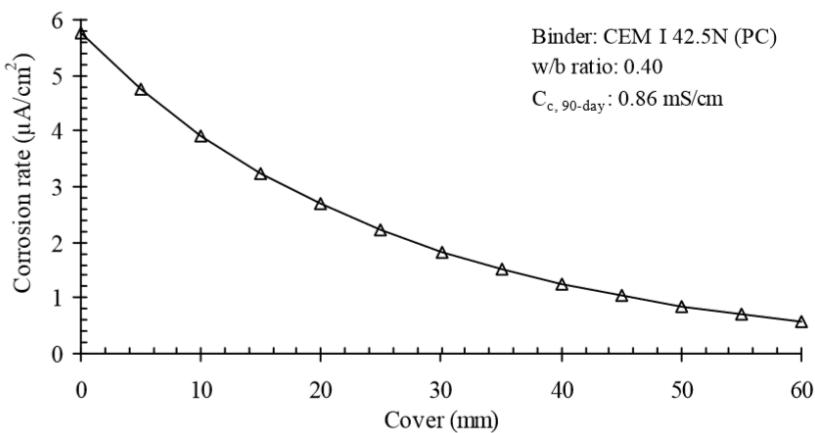


圖 2-43 水灰比 0.4 之普通波特蘭混凝土腐蝕電流密度與保護層厚度關係[96]

2.9 鹽霧試驗

台灣四面環海，位於乾濕交替的沿海環境之鋼筋混凝土更易受到氯離子侵入造成鋼筋鏽蝕，但是混凝土中氯離子傳遞過程非常漫長，如果以現地曝放試體進行混凝土耐久性的評估將相當花費時間，故學術界實驗多將實驗室設備調整至相對嚴苛的情形來進行耐久性實驗，以加速氯離子的傳遞及縮短試驗週期，得到較符合實際自然環境腐蝕的結果。

鹽霧試驗是在鹽霧試驗箱或鹽霧試驗室中，以人工方式模擬鹽霧環境，來考核產品或金屬材料耐鹽霧腐蝕性能的試驗[136]，亦有以海水噴掃試體的方式進行環境的模擬[123]。鹽霧試驗環境的氯鹽含量可以是天然環境的幾十倍，大大提高腐蝕速度，並可以於短時間內得到腐蝕情況的結果，以下介紹 CNS 8886 鹽水噴霧試驗。



(1) 中性鹽霧試驗 (NSS 試驗)

參考 ASTM B117，是出現最早且應用領域最廣的一種加速腐蝕試驗方法。採用 pH 值介於 6.5~7.2 中性範圍之 5% 氯化鈉溶液作為噴霧用的溶液。試驗溫度固定於 35°C。

(2) 醋酸鹽霧試驗 (ASS 試驗)

參考 ASTM G85，以中性鹽霧試驗的基礎做為發展。於 5% 氯化鈉溶液中加入些許冰醋酸，配置成 pH 值為 3 左右的酸性溶液，因此鹽霧為酸性，其腐蝕速度比中性鹽霧試驗快約 3 倍。

(3) 銅鹽加速醋酸鹽霧試驗 (CASS 試驗)

參考 ASTM B368，是國外發展較新的加速鹽霧腐蝕試驗。試驗溫度為 50°C，並於一公升的 5% 氯化鈉溶液中，加入 0.205g 少量氯化亞銅，加速誘發腐蝕。溶液的 pH 值控制在 3 左右。腐蝕速度約是中性鹽霧試驗的 8 倍。

以上為連續式鹽霧試驗的描述，並建議暴露時間為 2、6、24、48、96、168、240、480、720、1000 小時。此外，「美國材料標準協會測試標準參數 ASTM B117-鹽霧測試與實際天數換算」提供了金屬於鹽霧試驗的參考轉換時間，一小時的中性鹽霧測試約等同於在海岸 5 天，或 15 天的自然環境暴露。

2.10 大氣腐蝕測試規範

2.10.1 ISO、CNS 大氣腐蝕環境之分類

(1) 國際 ISO 大氣腐蝕環境分類

大氣腐蝕測試最早可追溯至 1906 年，美國 ASTM 委員會分別測試塗料塗裝及鋼鐵產品，從此美國便陸續展開多個二十年計畫分別測試當時最新產品的大氣腐蝕耐蝕性及耐久性。國際標準化組織 ISO 於 1985 年起，在全球 13 國進行大氣腐蝕暴露試驗，並根據試驗成果，於 1992 發布 ISO 9223(大氣腐蝕性分類)[60]、ISO 9224(各腐蝕環境中腐蝕率指標值)[61]、ISO 9225(污染量量測方法)[62]、及 ISO

9226(標準試片腐蝕率量測方法)[63]四項標準規範。根據規範在測試地點進行持續一年之標準試片腐蝕率量測或潤濕時間量測及總污染量量測，結果，即可定義該處的腐蝕環境區分，再根據對照表即可得到該腐蝕環境區分之腐蝕率指標值。

ISO 9223 大氣腐蝕性分類標準是根據金屬標準試片在環境中進行自然暴露試驗所得知腐蝕速率，或是綜合某環境中大氣汙染濃度和金屬表面潤濕時間而進行分類，

ISO 9223 大氣腐蝕性分類標準 是根據金屬標準試片在某環境中進行自然暴露試驗所得之腐蝕速率，或綜合某環境中大氣污染物濃度和金屬表面潤濕時間而進行分類。其中，潤濕時間是以全年中，溫度高於 0°C，相對濕度大於 80%之小時數或百分比來區分。大氣污染物濃度則以 SO₂ 沉積速率或濃度，與氯化物(海鹽)沉積速率分別進行區分，最後將環境之腐蝕性依污染量或最初第一年之腐蝕率大小，分為 C1 至 C5 此五種等級，C1 表示腐蝕性非常低(very low)，C2 表示腐蝕性低(low)，C3 表示腐蝕性中等(medium)，C4 表示腐蝕性高(high)，C5 表示腐蝕性非常高(very high)。

依據 ISO 9226 量測大氣腐蝕速率有板狀試片與螺旋狀金屬試片兩種量測方式。板狀試片是傳統的量測方式，而螺旋狀試片 CLIMAT TEST(Classify Industrial and Marine Atmospheres)則是源自貝爾實驗室(原名為“Wire-on Bolt Test”)，用以研究偶合金屬在戶外環境的腐蝕行為，將細金屬線纏繞在螺桿上產生腐蝕電池，並暴露在大氣環境中約 3-6 個月後，再依 ISO 9223 [60]，計算標準試片腐蝕速率量測進行腐蝕環境分類。

通常在工業性大氣腐蝕環境中，取 Al-Cu (鋁線及桐桿)組合作為工業性環境腐蝕指標，簡稱 I.C.I. (Industrial Corrosivity Indices)；在海洋性大氣腐蝕環境中則取 Al-Fe 組合作為海洋性環境腐蝕指標 M.C.I. (Marine Corrosivity Indices)，另外 Al 線纏繞成螺旋狀(Al-Coil) 及 Al 線繞在塑膠螺桿(Al-Plastic)定為 Al 線在大氣環境的腐蝕指標 (Al-A.C.I.)。依據腐蝕指標的高低，將大氣環境區分為腐蝕性"可忽

略 (Negligible)" , "輕微(Moderate)" , "輕微嚴重(Moderate Severe)" , "嚴重 (Severe)" , 與 "較嚴重(Very Severe)" 等五級。

(2) 國內 CNS 規範

有鑑於大氣腐蝕測試的重要，經濟部標準檢驗局於民國 83 年起依據國際標準化組織 ISO 規範，制定一系列的 CNS 「金屬及合金之腐蝕-大氣腐蝕性」國家標準規範[34][35][36][37][38]，共五項規範。其中 CNS 14123 中規定，針對大氣腐蝕劣化因子，所須的環境資料須具備溫度 (°C)、相對濕度 (%)、降雨量 (mm/day)、日照輻射的時間及強度、二氧化硫沉積量 (CNS 13754, mg/m²/day 或 μg/m³)、與只適用於海邊測試場地之氯鹽沉積速率 (CNS 13754, mg/m²/day) 等參數；其它因素，如降雨時間、濕潤時間、風速及風向、雨水 pH 值、氣體量及特殊的污染物等，可依測試條件的要求加以量測蒐集。此外，戶外暴露實驗會因暴露的季節不同造成不同的腐蝕速率，因此 CNS 14123 建議，長期或短期的暴露測試應在腐蝕速率最高的時期（如春、秋季）開始進行。



圖表 2-7 大氣腐蝕環境分類 – 以各標準金屬第一年之腐蝕速率區分[34][60]

腐蝕環境分類	腐蝕速率單位	碳鋼	鋅	銅	鋁
C1	g/m ² /yr	$\gamma_{corr} \leq 10$	$\gamma_{corr} \leq 0.7$	$\gamma_{corr} \leq 0.9$	可忽視
	μm/yr	$\gamma_{corr} \leq 1.3$	$\gamma_{corr} \leq 0.1$	$\gamma_{corr} \leq 0.1$	–
C2	g/m ² /yr	$10 < \gamma_{corr} \leq 400$	$0.7 < \gamma_{corr} \leq 5$	$0.9 < \gamma_{corr} \leq 5$	$\gamma_{corr} \leq 0.6$
	μm/yr	$1.3 < \gamma_{corr} \leq 50$	$0.1 < \gamma_{corr} \leq 0.7$	$0.1 < \gamma_{corr} \leq 0.6$	–
C3	g/m ² /yr	$200 < \gamma_{corr} \leq 400$	$5 < \gamma_{corr} \leq 15$	$5 < \gamma_{corr} \leq 12$	$0.6 < \gamma_{corr} \leq 2$
	μm/yr	$25 < \gamma_{corr} \leq 50$	$0.7 < \gamma_{corr} \leq 2.1$	$0.6 < \gamma_{corr} \leq 1.3$	–
C4	g/m ² /yr	$400 < \gamma_{corr} \leq 650$	$15 < \gamma_{corr} \leq 30$	$12 < \gamma_{corr} \leq 25$	$2 < \gamma_{corr} \leq 5$
	μm/yr	$50 < \gamma_{corr} \leq 80$	$2.1 < \gamma_{corr} \leq 4.2$	$1.3 < \gamma_{corr} \leq 2.8$	–
C5	g/m ² /yr	$650 < \gamma_{corr} \leq 1500$	$30 < \gamma_{corr} \leq 60$	$25 < \gamma_{corr} \leq 50$	$5 < \gamma_{corr} \leq 10$
	μm/yr	$80 < \gamma_{corr} \leq 200$	$4.2 < \gamma_{corr} \leq 8.4$	$2.8 < \gamma_{corr} \leq 5.6$	–



2.10.2 大氣腐蝕之金屬試片腐蝕速率量測

根據 CNS 13753[35]規範，大氣腐蝕金屬試片可以使用螺旋狀標準試片及板狀試片，利用重量損失法計算現地環境的腐蝕速率，如下式所示：

$$\text{螺旋狀} \quad R_{corr} = \frac{0.25 \Delta m d}{m t} \quad (\mu\text{m}/\text{y}) \quad 2-71$$

$$\text{板狀} \quad R_{corr} = \frac{\Delta m}{A \rho t} \quad (\mu\text{m}/\text{y}) \quad 2-72$$

$$R_{corr} = \frac{\Delta m}{A t} \quad (\text{g}/\text{m}^2/\text{y} = \text{mpy})$$

上式中，

Δm 質量損失 (g)

d 線材直徑 (mm)

m 原始質量 (g)

t 暴露時間 (year)

A 試片暴露面積 (m^2)

ρ 金屬材料密度 (g/cm^3)

鍾惠玲[144]將板狀試片置於不同 pH 值水溶液、鹽霧環境、自然曝曬等環境探討結構用鋼的腐蝕行為，其 28 天和 91 天自然曝曬實驗結果見圖表 2-8。港灣技術研究中心[115]亦在台灣各地區進行金屬試片暴露試驗，並於 2009 年架設板狀試片，計畫於第 1 年、第 2 年、第 3 年、第 5 年、第 8 年與第 10 年每次取樣三片試體進行量測，試驗已進行到第 5 年，其中的碳鋼試驗結果如圖表 2-9 所示，可以發現於同一地點，第五年的腐蝕速率都比第一年較緩，原因可能是因為表面仍有鏽鋼腐蝕生成物包覆保護，所以腐蝕速度會稍稍趨緩。

圖表 2-8 裸鋼試片曝曬結果[144]



曝曬地點	原始重量(g)	酸洗後重量(g)	重量差(g)	腐蝕速率(mpy)
曝曬 28 天				
基隆海洋大學	689.90	683.86	6.04	11.10
	702.98	697.08	5.90	10.84
	693.84	687.82	6.02	11.06
桃園竹圍漁港	684.96	679.50	5.46	10.04
	697.20	689.04	8.16	15.00
	695.75	690.52	5.23	9.61
苗栗龍鳳漁港	700.35	694.68	5.67	10.42
	696.50	690.90	5.60	10.29
	686.80	678.70	8.10	14.89
曝曬 91 天				
基隆海洋大學	696.02	680.90	15.12	9.26
	699.40	679.80	19.60	10.17
	696.12	677.50	18.62	11.40
桃園竹圍漁港	695.48	689.05	6.43	3.94
	695.08	688.46	6.62	4.05
	696.76	687.17	9.59	5.87
苗栗龍鳳漁港	690.46	679.10	11.36	6.96
	699.08	687.70	11.38	6.97
	700.20	687.50	12.70	7.78

圖表 2-9 碳鋼板狀試片平均腐蝕速率(μm/yr)[115]

曝放地點	第一年	ISO9223 腐蝕性分類	第二年	第三年	第五年
臺北市(陽明山)	53.5	C4	31.5	26.3	20.9
新北市(貢寮區澳底)	213.0	C5+	171.1	165.8	188.4
桃園縣(觀音工業區)	112.7	C5	89.6	78.0	68.5
臺南市(安平港)	55.3	C4	21.7	15.4	16.2
高雄市(中鋼小港廠區)	62.1	C4	25.7	14.6	15.0
屏東縣(枋山鄉)	55.3	C4	19.1	---	---
臺東縣(大武鄉)	55.2	C4	32.8	17.6	17.3
花蓮縣(花蓮港)	20.8	C2	22.1	11.8	15.5
澎湖縣(馬公市)	456.5	C5+	424.5	412.1	完全粉化
金門縣(金門科技大學)	59.5	C4	34.2	28.8	23.4
雲林縣(麥寮工業區)	75.0	C4	56.1	48.0	57.6
南投縣(溪頭)	14.7	C2	11.2	8.3	7.6
臺中市臺中港 (臺中火力發電廠、港研中心)	105.3	C5	55.8	45.2	41.5
臺北市臺灣科技大學 (T3 大樓)	16.1	C2	21.4	10.4	16.7

第三章、腐蝕鋼筋混凝土梁殘餘強度實驗統整

根據 2.8.3 節所述，鋼筋在受到腐蝕後，重量損失導致鋼筋的降伏強度、極限強度、彈性模數及極限應變等材料性質皆會受到影響。不僅使得鋼筋混凝土梁在受腐蝕後的強度降低，也會導致鋼筋無法提供足夠韌性，使破壞無法提早察覺，發生瞬間破壞，因此針對受腐蝕之鋼筋混凝土梁的強度、韌性及使用性的研究確實有其必要性。

由於鋼筋腐蝕在自然環境中的發展速度非常緩慢，因此學術界研究鋼筋混凝土之耐久性行為通常以加速腐蝕實驗的方法，便於在短時間之內使其產生嚴重腐蝕的情況，以便探討鋼筋腐蝕對構件的影響。然而，不同的加速腐蝕方法及腐蝕環境，將會造成不同型式的腐蝕情況進而影響鋼筋混凝土梁之殘餘強度。因此以下將針對目前國內外各學者進行鋼筋混凝土梁加速腐蝕實驗之架構及殘餘強度評估指標，並針對其實驗配置比較出各實驗配置之優缺點以供本研究參考。

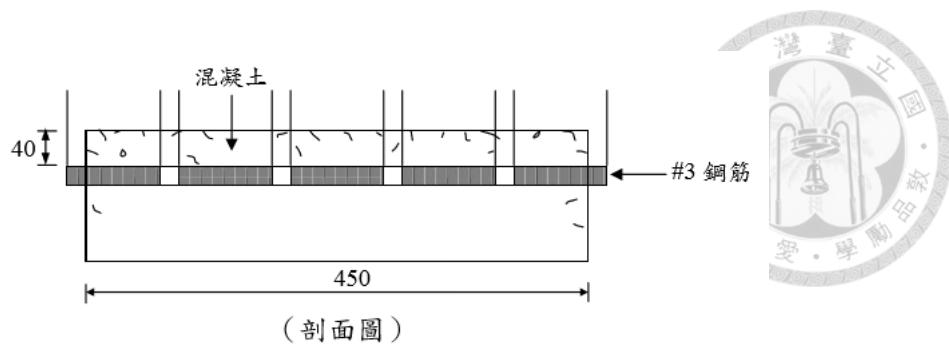
3.1 預裂方法

由於混凝土抗拉強度非常低的緣故，一般結構構件在使用年限中時常會受到載重或是乾縮的影響，在混凝土的拉力側或是表面產生許多裂縫，使得外界氯離子能夠更快速的侵入混凝土內部。因此，在研究混凝土的耐久性的同時，除了材料本身的影响以外，也需要考慮因為外界環境造成裂縫產生，進而破壞混凝土之內部結構的影響。

3.1.1 乾縮裂縫

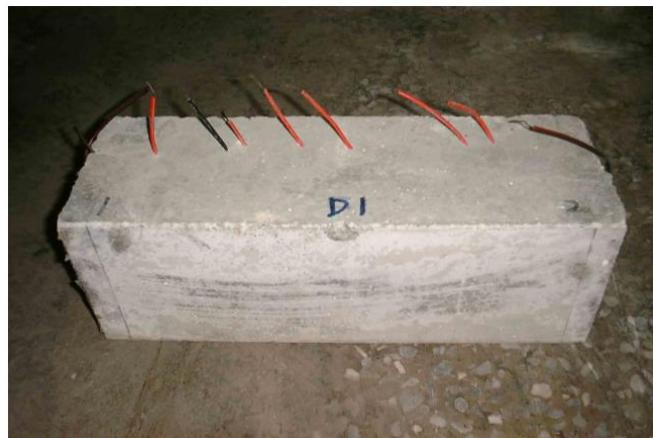
王鼎智[113]在混凝土灌漿之後，隨即將試體移至陽光下，使試體因水份快速蒸發而產生乾縮裂縫，並且不進行養護，產生之乾縮裂縫寬度約為 $0.05\text{ mm} \sim 0.1\text{ mm}$ 。

照片 3-1 及圖 3-1 為乾縮裂縫試體及其示意圖，由於乾縮裂縫的成因主要來自於表面水份蒸發，導致混凝土收縮而產生裂縫，因此此類型裂縫多分布於表面，對於內部結構的破壞性沒有這麼大。



單位 : mm

圖 3-1 乾縮裂縫試體示意圖[113]

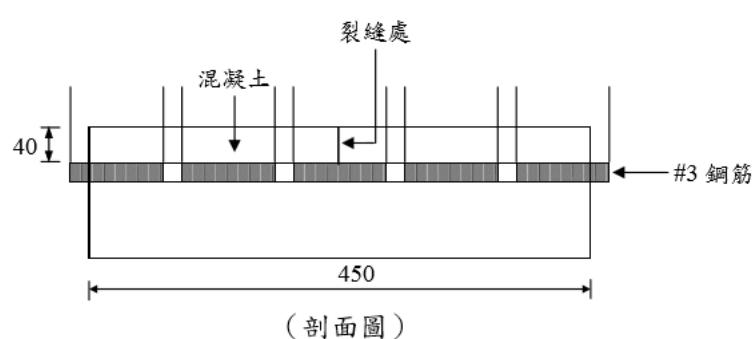


照片 3-1 乾縮裂縫試體[113]

3.1.2 人工裂縫

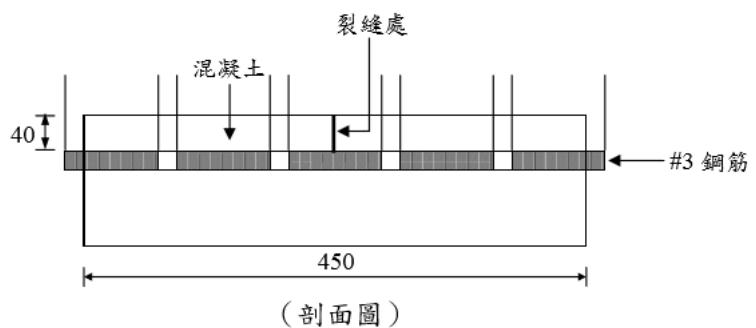
王鼎智[113]在混凝土梁灌漿之前，預先在模具內擺置 0.1mm 及 0.4mm 的金屬薄片再進行灌漿，使混凝土硬固後於該處產生固定寬度的人工裂縫。

照片 3-2、照片 3-3 及圖 3-2、圖 3-3 為 0.1 及 0.4mm 人工裂縫試體及其示意圖，由於製造人工裂縫是透握預埋薄片或是切割混凝土的方式來進行，因此此類型的裂縫形狀及方向非常固定，根據 IS/IEC 60371-2:2004[58]，目前透過利用電子絕緣試驗中的雲母薄片製造出厚度非常小的人工裂縫，其寬度約為 0.005 至 0.01mm，故此類型裂縫在寬度上亦可以自由決定，且通常對於混凝土內部結構破壞較大。



單位 : mm

圖 3-2 0.1mm 人工裂縫之試體示意圖[113]



單位 : mm

圖 3-3 0.4mm 人工裂縫之試體示意圖[113]



照片 3-2 0.1mm 人工裂縫之試體[113]



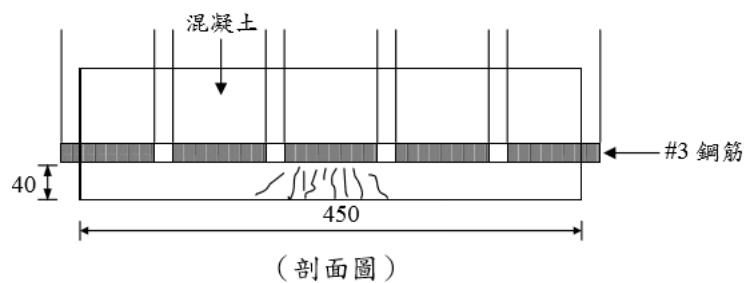
照片 3-3 0.4mm 人工裂縫之試體[113]

3.1.3 載重預裂

Berrocal et al.[27]便將鋼筋混凝土梁試體分為四種載重情況，分別為無施加載重、施加反覆載重，持續靜載重及加載後卸載，而載重後的裂縫寬度介於 0.1 到 0.4mm 之間。

王鼎智[113]則混凝土梁養護 28 天之後，預先將梁試體加載至 80%的開裂彎矩，並維持五分鐘。雖然表面混凝土尚未產生明顯的開裂情況，但混凝土內部結構已受到一定程度的破壞，使混凝土內部產生許多張力微裂縫。

照片 3-4 及圖 3-4 為拉力區產生微裂縫試體及其示意圖，由於此類型裂縫成因是來自於混凝土抗拉強度低的緣故，因此此類型的裂縫皆分佈於混凝土的拉力區，方向為垂直向上之撓曲裂縫，對於混凝土內部結構也有些微程度的破壞。



單位 : mm

圖 3-4 拉力區產生微裂縫之試體示意圖[113]



照片 3-4 拉力區產生微裂縫之試體[113]

3.1.4 各預裂方式比較

圖表 3-1 為統整目前耐久性實驗中所採用之不同預裂方式的差異，由以上討論及統整之表格可以了解，雖然人工裂縫的方式對混凝土內部結構的破壞最為嚴重，能產生最快速的劣化效果，然而一般混凝土在使用齡期中不太可能會出現這麼大的裂縫；而乾縮裂縫對混凝土的影響也僅限於表面的龜裂，加速劣化的效果有限。而載重預裂的方式使混凝土梁在拉力側產生許多垂直的撓曲裂縫，此方法不僅可以根據欲模擬之情況改變載重大小，進而影響裂縫分佈，探討不同情況下之耐久性行為，同時也與自然環境中開裂情況最為類似。

圖表 3-1 不同預裂方式之差異

預裂方法	裂縫寬度	裂縫分佈	對內部結構的影響	加速氯離子 侵入的程度
乾縮裂縫	較小	表面	較小	較小
人工裂縫	自由決定	自由決定	較大	較大
載重裂縫	隨載重而變	拉力側並 向中性軸延伸	較大	較大

3.2 加速腐蝕實驗

目前鋼筋混凝土梁加速腐蝕實驗主要分為三種方式，分別為外加電流加速腐蝕、浸泡鹽水及鹽霧室加速實驗。以下為國內外採用不同加速腐蝕實驗之文獻整理。

3.2.1 外加電流加速腐蝕

外加電流加速腐蝕的主要原理是應用不同金屬元素之間的活性差異，以混凝土中之鋼筋做為半電池的陽極，並外加一個活性較低的金屬板作為負極，通常使用銅板，兩極放置於導電性極佳的電解液之中，並以外加電流的方式加速電化學反應中的元素間電子交換，此方式可以在短時間之內產生非常嚴重的腐蝕行為。

Andres A. et al.[8]將 30×1200 mm 的鋼板，黏於鋼筋混凝土梁的表面並將直流電供應器的負極連接於鋼板，並在拌和時加入 3% 的 NaCl (by weight of cement; 12kg/m^3) 以取代乾濕循環所需要的鹽水，建立一個電子流動路徑，如圖 3-5 所示。以陽極電流密度 $80\mu\text{A/cm}^2$ ，施加於鋼筋表面並持續 40、80 及 200 天，透過式 2-59 之 Faraday's Law 計算鋼筋腐蝕量，以達到預期鋼筋半徑損失 5%、10% 及 15%。

蔡立倫[142]於鋼筋混凝土梁兩側塑鉸區以木板組裝一個水槽，再添加 5% 的氯離子溶液並放置一個銅板。以直流供應器負極連接至銅板、正極連接至鋼筋，建立一個元素傳遞的路徑，如照片 3-5 所示。同樣地透過式 2-59，以腐蝕電流密度 0.05mA/cm^2 施加於鋼筋表面，通電 0 天、12.5 天、25 天、50 天及 150 天，以達到



預期之 0%、10%、15% 及 45% 之鋼筋腐蝕量。

卓奕杉[119]為了探討實際實驗通電加速腐蝕模式是否會因為混凝土澆置後而有所影響，因此設計了直接以裸鋼筋籠放置鹽水中，並僅通電至各縱向鋼筋，探討此通電模式能否能良好的控制腐蝕量，實驗配置如圖 3-6 所示。實驗結果如圖表 3-2 所示，結果顯示經由此通電模式對於腐蝕的控制有相當良好的結果，實際重量損失與 Faraday's Law 僅有 2.76% 的差異，且各通電鋼筋之腐蝕情形非常類似，不因鋼筋之長短有所差異。

卓奕杉[119]再根據此通電方式，進行實尺寸及縮尺寸鋼筋混凝土之加速腐蝕試驗，實驗結果如圖表 3-3 所示。結果顯示，由於 Faraday's Law 是在中性或酸性環境下的結果，而混凝土中鋼筋的腐蝕則是在鹼性環境中。由過去的文獻研究腐蝕及 pH 值的結果可以知道，鹼性環境中之鐵原子氧化之電子數將增加，導致腐蝕所需電流增加，因此在混凝土中鋼筋之實際腐蝕量與理論腐蝕量皆有低估的情況。

由照片 3-6 可以看出，透過此方式加速腐蝕的梁試體，由於鋼筋本身導電性極佳，透過外加電流加速腐蝕的方式將使整根鋼筋都受到腐蝕的影響，產生較均勻的腐蝕情況。另外，外加電流可以直接接入內部鋼筋使其從內部直接開始腐蝕，因此一般使用此方法之試體，在腐蝕情況很嚴重的時候，將會因為鋼筋腐蝕產物產生的體積膨脹應力令混凝土表面產生平行於鋼筋之縱向裂縫。

圖表 3-2 通電 58 小時之裸鋼筋通電腐蝕之重量、體積損失表[119]

實際重量損失						
計算項目	鋼筋編號	T1	L1	L2	L3	L4
重量損失	原始重量 (g)	1535	6885	4286	3343	3338
	通電後重(g)	1535	6637	4037	3194	3190
	實際重量損失(g)	0	248	249	149	148
	法拉第預估重量損失(g)	0	241	241	145	145
體積損失	體積損失量 (cm^3)	0	31.55	31.68	18.96	18.83
	體積損失率 (腐蝕-原體積)	0%	9.84%	9.88%	9.85%	9.79%
	法拉第預估體積損失率 (%)	0%	9.58%	9.58%	9.58%	9.58%
	(實際-預估)-100%	0%	2.70%	3.12%	2.84%	2.15%
總損失量	實際總重量損失 (g)				794	
	法拉第預估總重量損失 (g)				772.71	
	實際總體積損失 (cm^3)				101.02	
	法拉第預估總體積損失 (cm^3)				98.31	
	(實際/預估)-100%				2.76%	

圖表 3-3 試體通電預估與實際腐蝕量比較[119]

全尺寸梁 (全鋼筋)					
試體名稱	$\int I_{COR} \cdot dt$ ($A \times \text{sec}$)	預估 腐蝕量(g)	實際 腐蝕量(g)	實際/預估 (%)	平均 實際/預估 (%)
At-6	9321750	2695	1810	67.17%	
At-8	11460150	3313	1872	56.51%	
At-13	19533850	5651	3448	61.02%	59.22%
At-19	27597780	7979	4162	52.17%	
縮尺寸梁 (全鋼筋)					
試體名稱	$\int I_{COR} \cdot dt$ ($A \times \text{sec}$)	預估 腐蝕量(g)	實際 腐蝕量(g)	實際/預估 (%)	平均 實際/預估 (%)
SAt-6	9321750	2695	1995	74.02%	
SAt-8	1140150	3313	2519	76.03%	
SAt-13	19544850	5651	4207	74.45%	74.02%
SAt-19	27597780	7979	5710	71.56%	

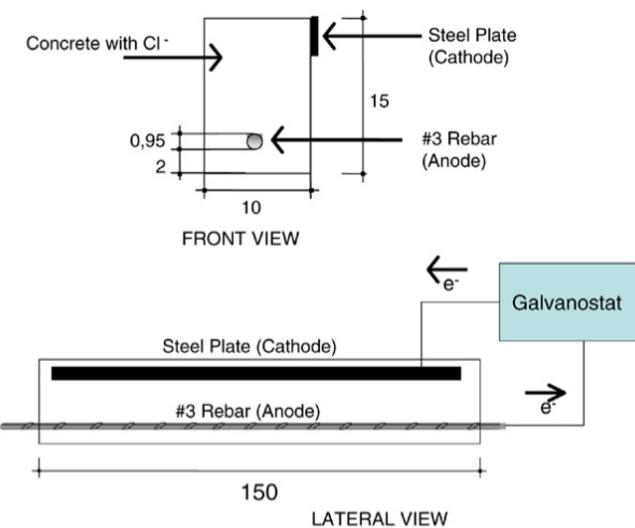


圖 3-5 試體尺寸與加速腐蝕實驗配置[8]

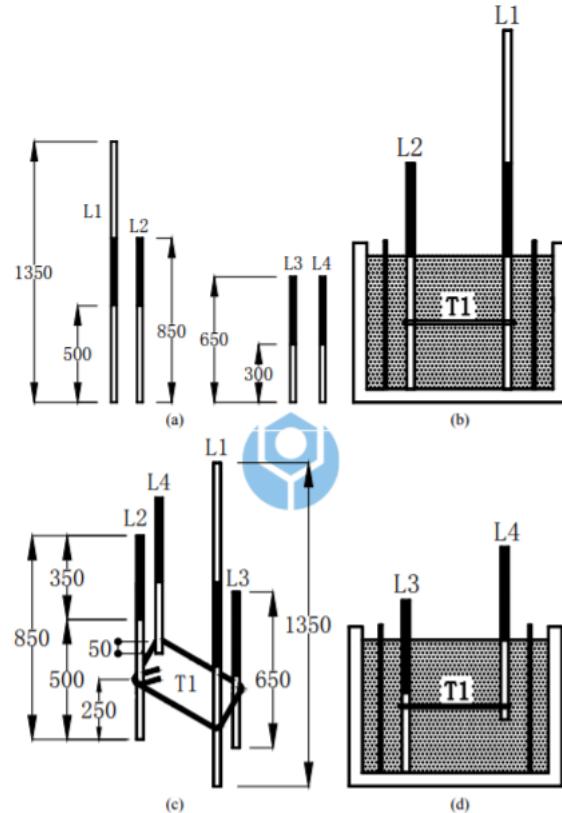


圖 3-6 裸鋼筋籠通電腐蝕示意圖(單位:mm):(a)通電腐蝕鋼筋示意圖 (b)腐蝕環境示意圖(長鋼筋側) (c)鋼筋籠示意圖 (d)腐蝕環境示意圖(短鋼筋側)[119]



照片 3-5 主筋通電腐蝕方式[142]



照片 3-6 縮尺寸梁試體表面裂縫及腐蝕狀況[119]

3.2.2 浸泡鹽水

浸泡鹽水加速腐蝕的方法原理類似於一般用於探討混凝土中氯離子擴散行為之貯鹽實驗，在混凝土置於充滿氯離子的溶液中，讓外界之氯離子透過混凝土本身的擴散作用及毛細作用進入至內部，使其破壞鋼筋鈍化膜並加速其腐蝕情況。AbdelMonem M. et al.[2]將不同鋼纖維體積取代率的鋼筋混凝土梁，放置於 5.1% 之 NaCl 溶液中，大約是一般鋼筋混凝土中臨界氯離子濃度的 3 倍，以便於探討鋼纖維混凝土梁在腐蝕環境中之殘餘強度及裂縫特徵。

然而，儘管鋼筋混凝土所浸泡的鹽水濃度相對於自然環境中已經算是非常嚴苛的腐蝕環境。不過一般構件都有設計一定的保護層厚度，如果要單純依靠混凝土之擴散作用及毛細作用使得內部鋼筋腐蝕，仍需要花費相當長的一段時間。因此部分學者搭配預裂及乾濕循環的方式，更進一步的加速氯離子在混凝土中的擴散速度。預裂原理是透過載重或是人為製造出裂縫，使氯離子能更快速的進入混凝土內部；而乾濕循環的方式則是利用混凝土於乾燥環境下容易產生龜裂，且溫度變化大時，混凝土體積不斷膨脹收縮，破壞內部結構。因此，透過重複乾濕循環的效果使氯離子能夠藉此侵入混凝土內部。

Berrocal et al.[27]便將鋼筋混凝土梁試體分為四種載重情況，分別為無施加載重、施加反覆載重，持續靜載重及加載後卸載，而載重後的裂縫寬度為 0.1~0.4mm,。



除了浸泡 10% 氯離子溶液以外，更進行 14 天乾燥試驗及 14 天水霧試驗，以乾溼循環的方式更進一步加速腐蝕。

Berrocal et al.[27]以內埋式半電池電位偵測儀器，記錄不同纖維取代率之鋼筋在不同載重情況下腐蝕開始時間，實驗結果如圖 3-7 所示。根據實驗結果可以看出，裂縫的存在對於鋼筋腐蝕的發生時間有明顯提早的趨勢，尤其是持續施加靜載重的試體，由於裂縫從未必合過，鋼筋幾乎在加速腐蝕實驗剛開始的時候就發生了腐蝕的情況，而比較纖維添加後的試體腐蝕時間可以看出，纖維的添加對於延緩混凝土中鋼筋的腐蝕開始時間有顯著的效果。

由 2.6.4 節討論的結果及王鼎智[113]的實驗結果可以知道，當混凝土表面沒有裂縫的時候，以浸泡鹽水進行加速腐蝕方式，在混凝土內的氯離子濃度由表面至內部鋼筋處遞減，因此可以預期當鋼筋處氯離子濃度相當大而導致鋼筋腐蝕嚴重的時候，整段鋼筋應會均勻腐蝕。而由有裂縫存在之混凝土氯離子濃度結果可以知道，因為裂縫處之氯離子濃度遠大於其它未開裂的地方，因此可以預期裂縫處鋼筋將會最先開始嚴重腐蝕，而其它未開裂處則保持未腐蝕的狀況，形成鋼筋局部區域點蝕的情況。

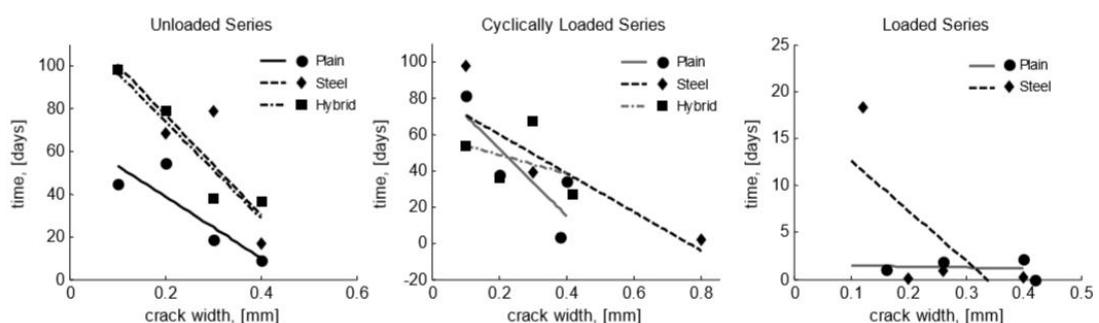


圖 3-7 不同載重情況下腐蝕開始時間[27]

3.2.3 鹽霧室

鹽霧室加速腐蝕劣化的原理類似於直接將鋼筋混凝土試體直接浸泡於鹽水之中，都是將試體放置於非常嚴重的腐蝕環境，以混凝土本身之擴散作用及毛細作用來加速其腐蝕。不同的地方在於，鹽霧室的腐蝕環境是以噴霧的方式將含有氯鹽之



溶液噴灑至環境中，以模擬自然環境中，結構物在濱海地帶受到海水霧氣影響造成腐蝕之行為，因此混凝土表面所長期接觸的氯離子濃度應會低於直接浸泡鹽水的加速腐蝕方式。除此之外，鹽霧室的循環設定上，部分學者也會採用乾溼循環的方式來進一步加入氯離子在混凝土中的擴散行為。

張廷峻[131]以水灰比 0.35、0.45、0.55 及 0.65 之混凝土試體以 3% NaCl 溶液分別進行連續式鹽霧試驗及乾($35\pm2^{\circ}\text{C}$)溼($25\pm2^{\circ}\text{C}$)循環鹽霧試驗。連續式鹽霧試驗的結果如圖 3-8 及圖 3-9 所示，從圖中可以看出，在相同的試驗時間，表面氯離子濃度隨水灰比提高而下降及隨著試驗時間增加而升高，此兩種趨勢與貯鹽試驗相同，但氯離子總入滲量(m)則不隨水灰比的提升而增加，於相同試驗時間下的十分相近。

此外，以氯離子濃度為 0.005% 的深度定義為擴散深度(X)，並將擴散深度(X)及氯離子總入滲量(m)和貯鹽試驗相比較，如圖 3-10 所示，結果顯示 90 天的貯鹽試驗之滲透深度(X)相對於鹽霧試驗約需要 85~110 天才到達，而由氯離子總入滲量則推算只需要約 71~82 天。另外，由乾溼循環式鹽霧試驗結果發現，氯離子總入滲量(m)因水灰比的高低而有差別，水灰比越高總入滲量(m)越大，結果如圖 3-11 所示。並將總入滲量(m)和貯鹽試驗的結果比較，發現只需要 15~28 天即可達到 90 天的貯鹽試驗結果，除了水灰比 0.35 需要更長的時間 59 天；以擴散深度(X)推算，則需要 29~35 天，水灰比 0.35 需要 68 天，如圖 3-11 所示。試驗結果說明，乾溼循環鹽霧試驗相對於貯鹽試驗在總氯離子含量和滲透深度方面都有效的縮短了試驗時間。

何郁姍[116]以水灰比 0.317、不同鋼纖維體積取代率之混凝土梁，以鹽霧試驗 12.5 小時，其後 6 小時乾燥試驗，接著進行水霧試驗 12.5 小時再乾燥試驗 6 小時，一次循環共計 37 小時左右，持續 128 天。加速循環試驗結束後之梁抗彎實驗結果如圖 3-12 所示。從圖中可以發現，在加速循環試驗之後，不同鋼纖維體積取代率之混凝土梁在抗彎實驗上的極限強度及能量吸收的效果上並沒有太大的差異，而



再經由目視混凝土腐蝕狀況後，發現由於低水灰比的關係，僅有表面的鋼纖維受到腐蝕的影響，因此在力學行為上沒有太大的差異。

而透過鹽霧噴撒的方式進行加速腐蝕實驗，由於其原理與浸泡鹽水加速腐蝕非常類似，因此腐蝕情況也與浸泡鹽水相同，當混凝土表面有裂縫延伸至鋼筋時，裂縫處的鋼筋將會最先開始嚴重腐蝕，形成局部鋼筋點蝕的情況。

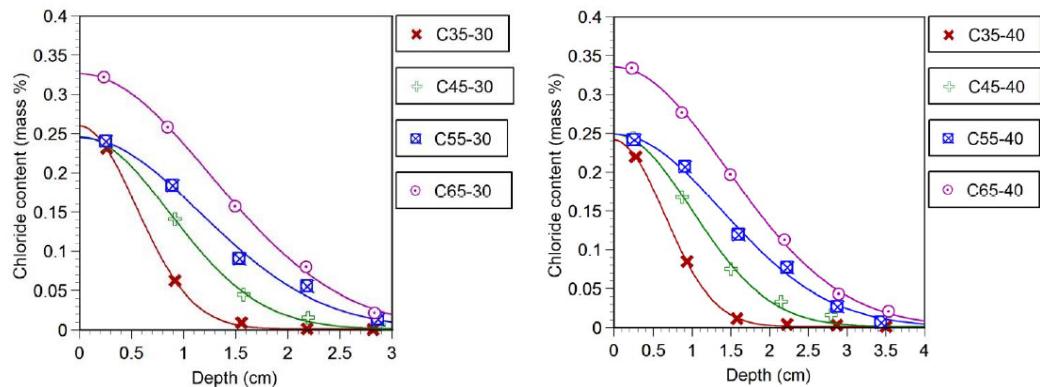


圖 3-8 不同水灰比連續鹽霧試驗(30 天、40 天)氯離子分布[131]

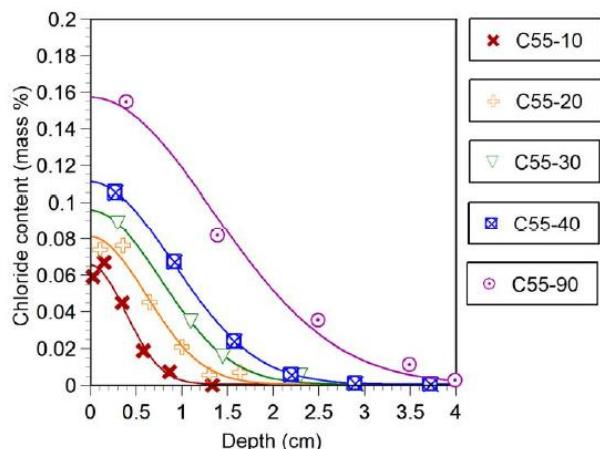


圖 3-9 水灰比 0.55 連續鹽霧試驗於不同試驗齡期之氯離子分布[131]

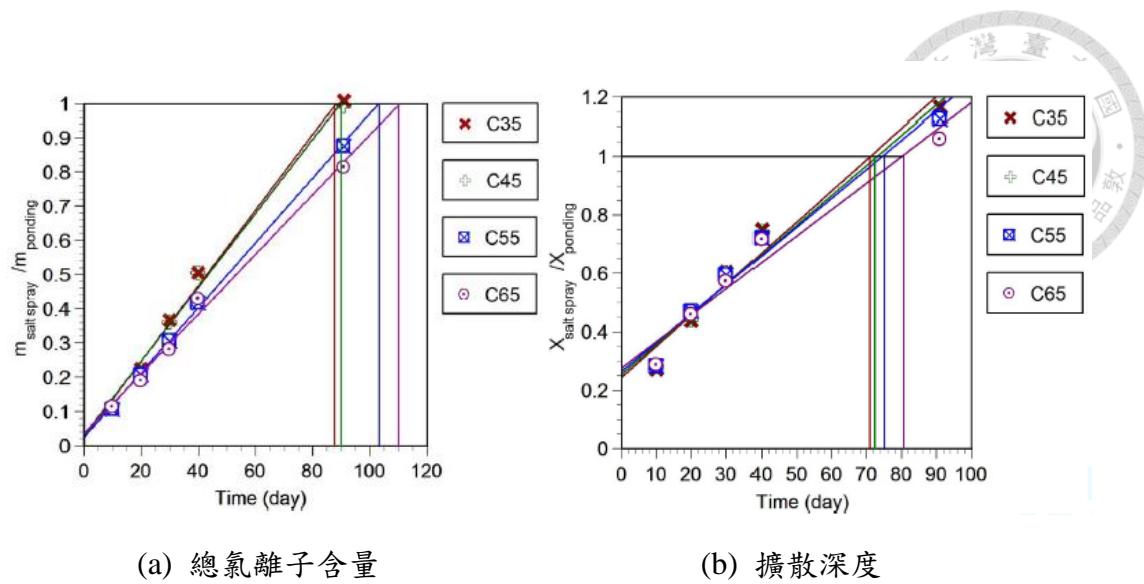


圖 3-10 貯鹽試驗與連續鹽霧試驗擴對應時間[131]

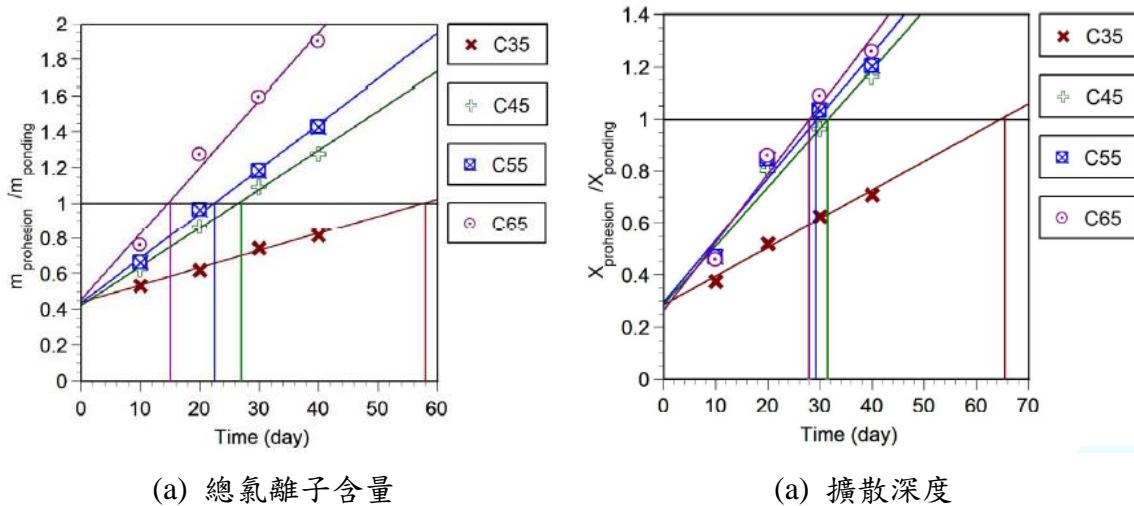


圖 3-11 貯鹽試驗與乾溼循環鹽霧試驗對應時間[131]

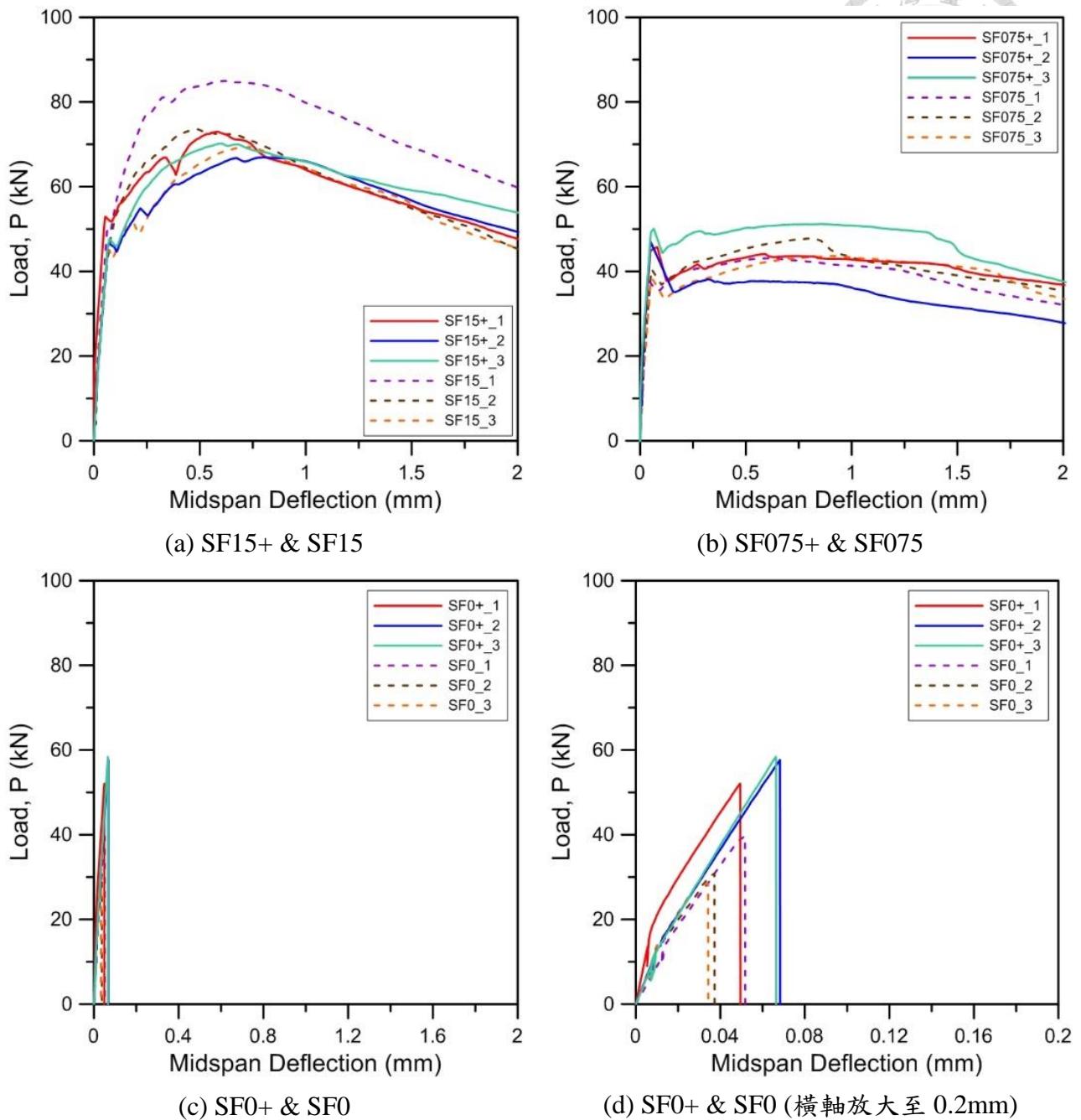


圖 3-12 實驗組及對照組之抗彎試驗力與變位曲線[116]

(實線為劣化處理的實驗組，虛線為對照組)



3.2.4 各加速腐蝕實驗比較

圖表 3-4 由於各種加速腐蝕試驗配置在儀器、模擬環境及產生的腐蝕情況皆有所不同，本節將統整各加速腐蝕試驗方法的特點，以供本研究設計實驗參考。油表中結果可以看出，以直接通電的方式雖然可以在短時間內達到非常嚴重的腐蝕效果，但外側混凝土在此時卻幾乎保持完整無損的情況。而由於一般鋼筋混凝土梁構件在使用上非常容易因為受到載重而在鋼筋拉力側產生許多垂直於鋼筋的橫向裂縫，此裂縫處應當會最先開始發生腐蝕，而並非整支鋼筋都同時發生，因此以直接通電的方式對於模擬自然環境中的結構的腐蝕行為較不適當，而直接浸泡鹽水的方式又與一般結構物受風力帶來氯鹽的情況不同。因此，本研究認為將已開裂混凝土放置於鹽霧室中接受鹽水噴撒最能模擬現地結構物之腐蝕行為。

圖表 3-4 不同加速腐蝕方法之差異

試驗方法	試驗時間	達到特定腐蝕狀況所需	腐蝕量	與自然環境	鋼筋腐蝕型態
外加電流	最短	佳	最不相似	整段均勻腐蝕	
浸泡鹽水	中	差	中	無裂縫存在：均勻腐蝕 有裂縫存在：局部腐蝕	
鹽霧室	最長	差	最相似	無裂縫存在：均勻腐蝕 有裂縫存在：局部腐蝕	



3.3 腐蝕後行為評估指標

3.3.1 裂縫特徵

AbdelMonem M. et al.[2]以四點彎矩法來評估鋼纖維混凝土梁於氯離子環境下腐蝕後，在使用載重下(50%極限強度)之裂縫特徵以及最終極限強度，實驗結果如圖 3-13 所示。

由圖 3-13 之(a)、(b)及實驗量測後的比較結果可以看出，無添加鋼纖維之試體的裂縫間距大約為 30mm 及 190mm，鋼筋處的裂縫寬度為 0.8mm，而添加鋼纖維後間距大約為 14mm 及 85mm，鋼筋處的裂縫寬度為 0.35mm。顯示鋼纖維可以透過裂縫來持續傳遞拉力，使得試體在相同載重情況下的裂縫密度明顯較高，裂縫寬度較小。而添加鋼纖維及抑制劑之試體在鋼筋處之裂縫寬度也較未添加抑制劑之鋼纖維試體較小，顯示氯離子腐蝕的影響的確會降低鋼纖維在限制裂縫寬度上的能力，不過在極限強度方面卻與腐蝕後之試體差異不大。

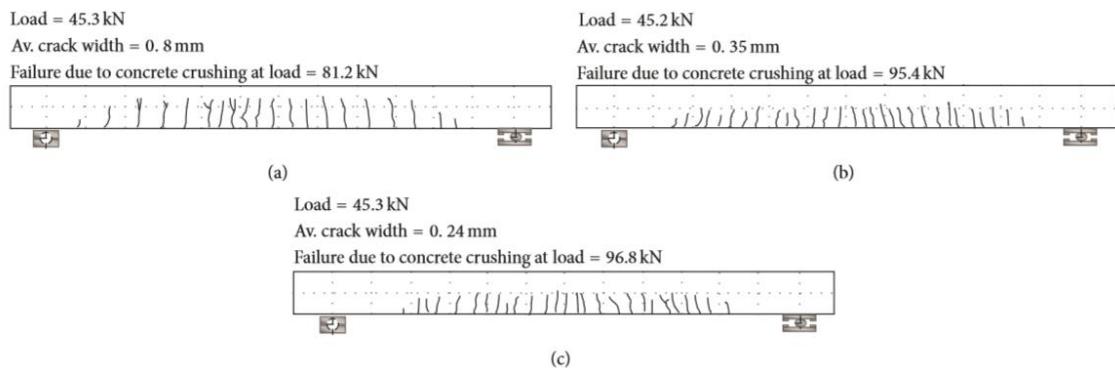


圖 3-13 在使用載重下混凝土梁之裂縫分布

(a)無添加鋼纖維 (b)添加鋼纖維 (c)添加鋼纖維及腐蝕抑制劑[2]

3.3.2 使用性

Cabrera[65]以四點抗彎實驗來評估受腐蝕鋼筋混凝土梁之殘餘強度，並以 D_r 值來評估其腐蝕後構件使用性能，如下式所示：

$$D_r = \frac{D_{corr}}{D_{ncorr}} \quad 3-1$$



上式中，

D_{corr} 受腐蝕梁在使用載重(60%極限載重)下之中點位移

D_{ncorr} 未腐蝕梁在使用載重(60%極限載重)下之中點位移

實驗結果如圖 3-14 所示(其中 Series I 是設計為撓曲破壞、Series II 是設計為主筋滑移破壞)。結果顯示，隨著腐蝕量的增加，極限強度也會隨之下降。接著將各配比試體之腐蝕前後位移比(D_r)及鋼筋腐蝕重量損失(C %)繪製成關係圖，如圖 3-15 所示。圖中可以看出，鋼筋混凝土梁受腐蝕之影響，將在相同載重下產生較大位移之情況，而當鋼筋重量損失達 9% 時，中點位移是未腐蝕梁之 1.5 倍，嚴重影響結構構件的使用性。作者利用其實驗結果提出 D_r 值及 C 之關係式，如下式所示：

$$\text{OPC} \quad D_r = 1.002 + 0.05C \quad 3-2$$

$$\text{Fly Ash} \quad D_r = 0.943 + 0.046C \quad 3-3$$

上式中，

D_r 腐蝕後中點位移比

C 鋼筋腐蝕重量損失 (%)

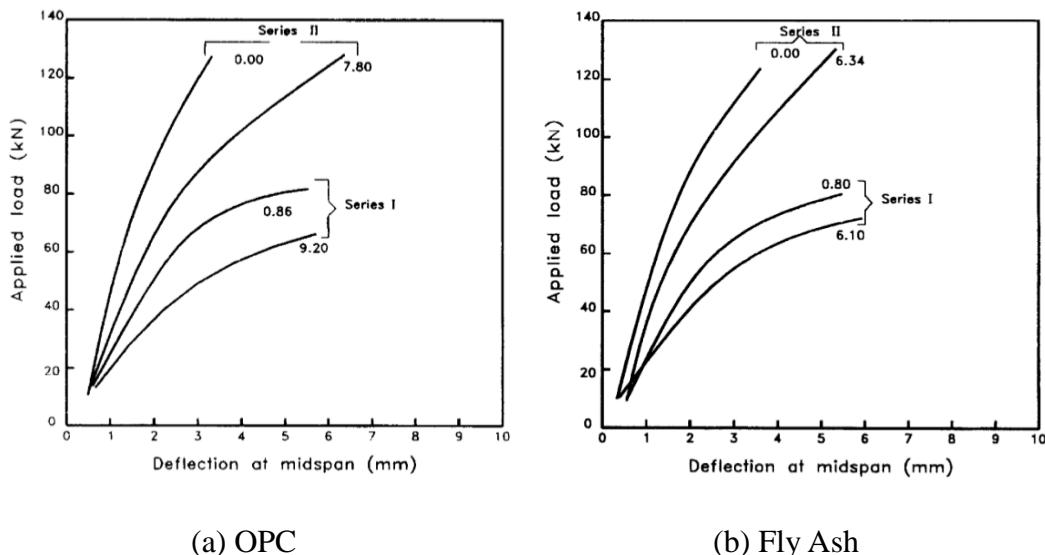


圖 3-14 腐蝕前後鋼筋混凝土梁載重-位移曲線[65]

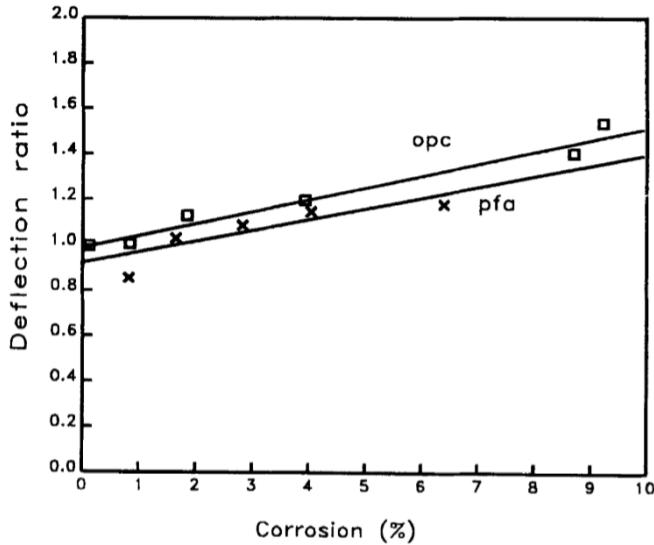


圖 3-15 腐蝕後位移比與腐蝕程度關係圖[65]

3.3.3 殘餘強度

Andres A. et al.[8]以三點抗彎試驗紀錄受腐蝕之鋼筋混凝土梁之撓曲強度，並在實驗結束後將鋼筋從混凝土中取出，以鋼筋實際重量損失計算平均腐蝕深度 X_{AVER} ，如下式所示：

$$X_{AVER} = \frac{\Delta W_G \times 10^3}{\rho_{Fe} \cdot \pi \cdot \phi \cdot L} \quad 3-4$$

上式中，

X_{AVER} 鋼筋平均腐蝕深度 (mm)

ϕ 鋼筋直徑 (mm)

L 受腐蝕長度 (mm)

ρ_{Fe} 鋼筋密度 (7.86 g/cm^3)

文獻中各腐蝕試體之各項觀測紀錄及殘餘強度如圖表 3-5 及圖 3-16 所示。表中各觀測項目代號如下所示：

CW_{max} 最大裂縫寬度

P_{max} 撓曲實驗最大力量



ΔW_G 失重法之實際重量損失

ΔW_F Faraday's Law 計算之理論重量損失

X_{AVER} 平均腐蝕深度

X_{AVER} / r_0 鋼筋半徑損失比

PIT_{max} 最大孔蝕深度

RLC_{COR} 殘餘撓曲強度比

其中 RLC_{COR} 是由個別受腐蝕梁之極限強度除以未腐蝕梁(B01c、B02c、B12c)平均極限強度，三者平均值為 11.4 kN，因此 RLC_{COR} 可以下式表示：

$$RLC_{COR} = \frac{P_{max-COR}}{11.4} \quad 3-5$$

作者整理過去其它實驗並將各實驗的剩餘撓曲強度比(RLC_{COR})與鋼筋半徑損失比(X_{AVER} / r_0)繪製成關係圖，如圖 3-17 圖 3-17 RLC_{COR} 與 X_{AVER}/r_0 關係圖[8]所示，其中包含了全梁腐蝕(符號: ●、○)、局部梁腐蝕(符號: △、□、◇)的實驗結果。由圖中可以發現當 X_{AVER} / r_0 增加時，不論全梁腐蝕或是局部梁腐蝕， RLC_{COR} 皆會下降。而在全梁腐蝕的試體 $X_{AVER} / r_0 = 0.1$ 時，其強度將會減少 40%，但對局部梁腐蝕的試體，相同情況下，強度僅會減少 5%。

圖表 3-5 腐蝕鋼筋混凝土梁之各項觀測紀錄及殘餘強度[8]

試體編號	CW _{max} (mm)	P _{max}	ΔW _G	ΔW _F	X _{AVER}	X _{AVER} /r ₀	PIT _{max}	RLC _{COR}
B01c	-	11.0	4.1	-	0.012	0.001	-	0.965
B02c	-	12.1	3.8	-	0.011	0.001	-	1.061
B03	0.5	7.5	85.6	83.8	0.243	0.051	3.25	0.658
B04	1.25	4.3	147.3	160.6	0.419	0.088	6.2	0.377
B05	0.5	4.5	153.6	335.9	0.437	0.092	7.03	0.395
B06	3.0	7.9	100.2	83.4	0.285	0.060	2.54	0.693
B07	0.6	7.5	90.5	83.6	0.257	0.054	3.39	0.658
B08	1.5	7.1	177.4	164.7	0.504	0.106	4.38	0.623
B09	1.5	6.5	162.3	163.3	0.461	0.097	3.84	0.570
B10		3.1	269.0	400.1	0.765	0.161	7.4	0.272
B11c ^a	-	-	-	-	-	-	-	-
B12c	-	11.1	3.0	-	0.009	0.001	-	0.974

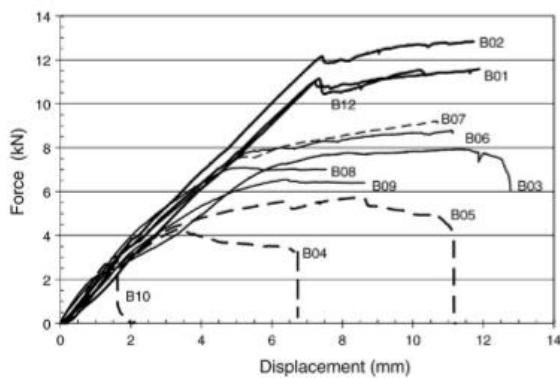


圖 3-16 受腐蝕鋼筋混凝土梁三點抗彎力量與中點位移曲線[8]

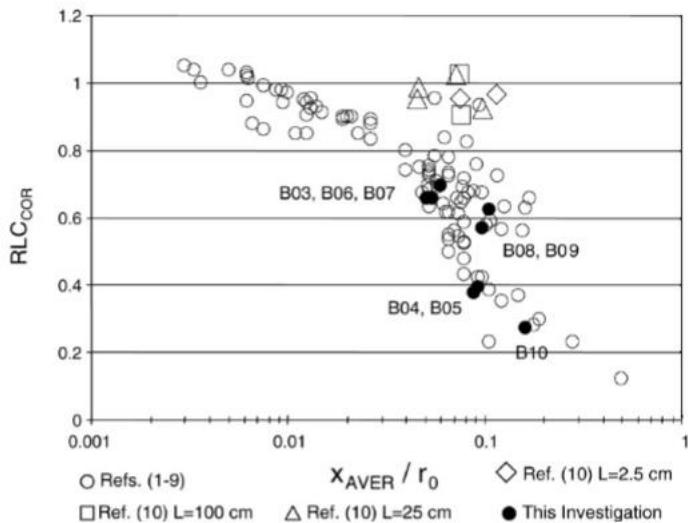


圖 3-17 RLC_{COR} 與 X_{AVER}/r_0 關係圖[8]

3.3.4 韌性

Leema et al.[71]以四點彎矩試驗評估受腐蝕鋼筋混凝土梁之殘餘強度及韌性行為，並記錄每一個加載階段時，鋼筋混凝土梁之中點位移、曲率及裂縫寬度等。四點彎矩試驗的結果如圖表 3-6 所示。由鋼筋混凝土梁加載至各階段時的結果可以看出，腐蝕之鋼筋混凝土梁在極限強度上有非常明顯的折減。而由於極限載重時的位移隨腐蝕情況增加而隨著減少，意味著在載重-位移曲線底下的面積也隨之減少，能量吸收的效果較低。各試體之載重-位移曲線如圖 3-18 所示，在初始裂紋階段時，重量損失率 10% 及 25% 之撓度分別減少 64% 及 21%。降伏載重階段時，分別減少 8% 及 13%。而極限載重時的位移則分別下降了 27.58% 和 34.49%。

載重-位移曲線下的面積是能量吸收及延展性的指標，各種韌性指標計算結果如圖表 3-7 所示。隨著腐蝕程度的增加，鋼筋混凝土梁在受載時所能吸收的能量降低，從而減少了梁的延展性，所產生的裂縫寬度也較大。

圖表 3-6 四點彎矩試驗結果[71]

試體	初裂階段		降伏階段		使用載重階段		極限載重階段	
	載重 (kN)	位移 (mm)	載重 (kN)	位移 (mm)	載重 (kN)	位移 (mm)	載重 (kN)	位移 (mm)
控制組	26.98	2.36	51.50	8.43	47.41	6.50	71.12	40
10%腐蝕量	19.62	0.83	34.34	7.75	34.34	7.75	51.5	36
25%腐蝕量	12.26	2.20	29.43	7.25	31.09	10.56	46.59	32

圖表 3-7 各試體韌性指標[71]

試體	位移韌性	曲率韌性	能量韌性	最大裂縫寬度 (mm)
對照組	4.74	7.87	7.87	1.20
10%腐蝕量	4.41	6.64	6.64	1.24
25%腐蝕量	4.64	8.40	8.40	1.30

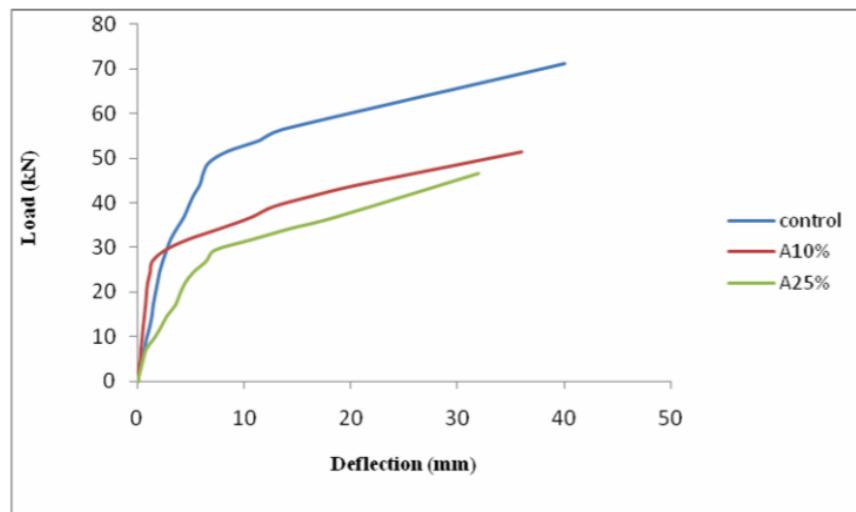


圖 3-18 腐蝕鋼筋混凝土梁載重-位移曲線[71]

第四章、實驗計畫



4.1 實驗內容

4.1.1 實驗背景

本章節參考其它學者進行腐蝕鋼筋混凝土梁殘餘強度實驗後，以受工作應力載重後之鋼纖維混凝土梁放置於鹽霧室中，以此模擬真實環境下，結構構件之耐久性及殘餘力學行為。由於以此方式所需實驗時間較長，本研究將進行初步實驗，以供後續學者透過此實驗配置完成後續長時間腐蝕後之力學實驗，以此驗證鋼纖維鋼筋混凝土梁在長時間暴露於腐蝕環境中之殘餘強度、使用性及韌性行為。

4.1.2 實驗架構

本研究計畫先以四點彎矩加載至工作應力法之混凝土壓應力，以模擬梁構件在使用載重下產生之裂縫，再以鹽霧室加速混凝土中鋼筋之腐蝕，以研究具有工作應力裂縫之不同鋼纖維體積取代率鋼纖維混凝土梁在氯離子環境中耐久性及殘餘強度行為，詳細研究流程如圖 4-1 所示。

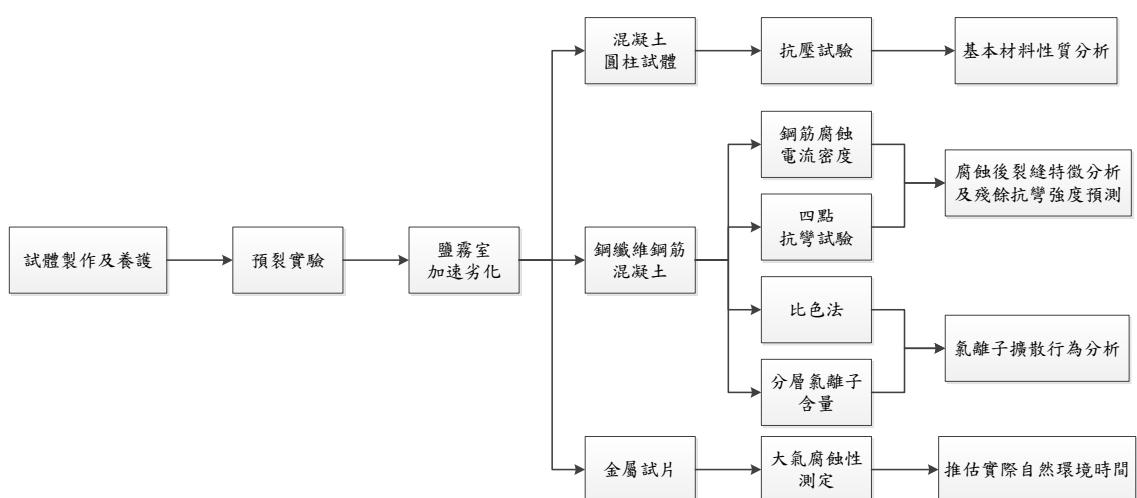


圖 4-1 研究流程圖



4.2 試驗材料及配比設計

4.2.1 試驗材料

本研究採用之材料，分為普通及高強度混凝土、鋼筋和鋼纖維三部分，詳細內容如下：

1. 普通及高強度混凝土

本研究之普通及高強度混凝土設計強度分別為 20 及 70MPa，組成如下所示：

(1) 水泥

採用台灣水泥公司生產的卜特蘭第 I 型水泥，比重為 3.15，圖表 4-1 和圖表 4-2 為其化學成分與物理性質。

(2) 水淬高爐石粉

採用中聯資源股份有限公司生產之 100 級水淬高爐石粉，代號 S-4000，比重為 2.9，其化學及物理性質列於圖表 4-3 及圖表 4-4。高爐石不會膨脹且具卜作嵐反應活性，可用於提升混凝土強度及耐久性。

(3) 砂灰

採用台灣西卡股份有限公司從挪威 Elkem 公司進口之砂灰，比重為 2.21，代號 Elkem Microsilica(R) Grade 951，其基本性質列於圖表 4-5。砂灰主要成分為非結晶形二氧化矽，呈現一種極細的球狀顆粒，有助於增加鋼纖維混凝土之工作性，亦會填充混凝土的孔隙，提高混凝土強度及耐久性。

(4) 粗粒料

採用國產實業建設股份有限公司提供之三分石，產地為台灣三義，其篩分析與物理性質如圖表 4-6 所示。

(5) 細粒料

採用國產實業建設股份有限公司提供之黃砂，產地為廈門，符合 ASTM C33 級配要求，其篩分析與物理性質如圖表 4-7 所示，級配曲線圖如圖 4-2 所示。



(6) 強塑劑

採用松江實業股份有限公司提供之高性能流動化劑，代號為好泥友 HP100，是一種聚羧酸化合物，符合 CNS 12833 混凝土化學添加劑國家標準及 JIS A6204 規範，建議用量為膠結材重量之 0.7~2.0%，其相關資料如圖表 4-8 所示。

2. 鋼筋

採用符合中華民國國家標準 CNS 560 鋼筋混凝土用鋼筋之 D13、D16、D19 (#3、#4、#5) 竹節鋼筋，化學成份如圖表 4-9 所示。

3. 鋼纖維

採用由比利時 Bekaert 公司進口之圓形斷面彎鈎型鋼纖維，產品代號 Dramix RC-80/30-BP。其幾何尺寸如圖 4-3 所示，長度 30 mm，直徑 0.38 mm，長徑比 α_f 為 79，極限拉力強度達 2300 MPa，彈性模數為 200GPa，實際形狀如照片 4-1 所示。其它相關資料如圖 4-4 所示。

圖表 4-1 卜特蘭 I 型水泥化學成分(Chemical Composition)

檢驗項目 Inspection Item	台泥試驗結果 TCC Results (%)	中國國家標準 CNS 61-R2001 (%)
二氧化矽 SiO_2	20.42	-
三氧化二鋁 Al_2O_3	4.95	-
三氧化二鐵 Fe_2O_3	3.09	-
氧化鈣 CaO	61.96	-
氧化鎂 MgO	3.29	Max. 6.0
三氧化硫 SO_3	$\text{C}_3\text{A} < 8\%$ $\text{C}_3\text{A} > 8\%$	2.40 Max. 3.0 Max 3.5
燒失量 LOI (Lost on Ignition)	1.75	Max. 3.0
不溶殘渣 (Ins. Res)	0.5	Max. 0.75
矽酸三鈣 C_3S	49	-
矽酸二鈣 C_2S	21	-
鋁酸三鈣 C_3A	7.9	-
鋁鐵酸四鈣 C_4AF	9.4	-
鹼類 (Alkalines) $(\text{Na}_2\text{O}+0.685\text{K}_2\text{O})$	-	Max. 6.0

(資料來源：台灣水泥公司)

圖表 4-2 卜特蘭 I 型水泥物理性質(Physical Properties)

檢驗項目 Inspection Item	台泥試驗結果 TCC Results	中國國家標準 CNS 61-R2001
慢料空氣含量 (%) (Air Content of Mortar)	7.2	Max. 12.0
細度 (Fineness) (m^2/kg)	345	Min. 280
熱壓膨脹 (%) (Autoclave Expansion)	0.10 %	Max. 0.8
凝結時間(min) (Setting Time)	初凝(Initial) 終凝(Final)	155min 260min ≥ 45 ; ≤ 375

(資料來源：台灣水泥公司)

圖表 4-3 100 級水淬高爐石粉化學性質

檢驗項目 Inspection Item	試驗結果 Test Result (%)	規範要求 (%)
二氧化矽 SiO_2	33.46	Max. 38
三氧化二鋁 Al_2O_3	13.70	Max. 16
三氧化二鐵 Fe_2O_3	0.42	Max. 1
氧化鈣 CaO	42.69	Min. 37
氧化鎂 MgO	6.21	Max. 10
氧化鉀 K_2O	0.35	-
三氧化硫 SO_3	1.48	Max. 4.0
二氧化鈦 TiO_2	0.46	-
五氧化二磷 P_2O_5	0.04	-
氧化錳 MnO	0.39	-
燒失量 LOI (Lost on Ignition)	0.27	Max. 3.0
鹽基度 (Basicity)	1.84	-
硫化物硫 S	0.75	Max. 2.0

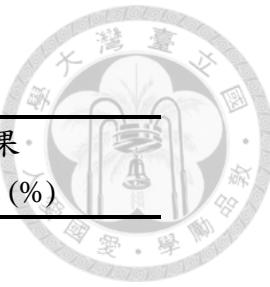
(資料來源：中聯資源股份有限公司)

圖表 4-4 100 級水淬高爐石粉物理性質

檢驗項目 Inspection Item	試驗結果 Test Result	規範要求 (100 級)
比表面積 (m^2/kg)	433	
#325 篩餘 (%) (Amount Retained on #325 Sieve)	2.4	Max.20.0
比重 (Density)	2.89	
卜特嵐活性指數 7 天 (Activity Index)	84.8	75
28 天	116.5	95
慢料空氣含量 (Air Content of Mortar) (%)	3.36	Max. 12.0

(資料來源：中聯資源股份有限公司)

圖表 4-5 砂灰之基本性質



檢驗項目 Inspection Item	檢驗結果 Test Result (%)
二氧化矽 SiO_2	96.0
碳 C	2.0
三氧化二鐵 Fe_2O_3	1.0
三氧化二鋁 Al_2O_3	2.0
氧化鈣 CaO	1.2
氧化鎂 MgO	0.5
氧化鉀 K_2O	1.5
氧化鈉 Na_2O	0.5
H_2O (Moisture, when packed)	1.0
燒失量 LOI (Lost on Ignition)	1.5
#325 篩餘 (Amount Retained on #325 Sieve) (%)	1.0
pH-value (fresh)	5.0-7.5

(資料來源：台灣西卡股份有限公司)

圖表 4-6 粗粒料篩分析與物理性質

篩 號	單篩留篩量		累計停留 百分比	累計通過 百分比	規範通過率
	g	%			
3/2" (37.5 mm)	0	0.0	0.0	100.0	-
1" (25.0 mm)	0	0.0	0.0	100.0	-
3/4" (19.0 mm)	0	0.0	0.0	100.0	100
1/2" (12.5 mm)	3085	28.4	28.4	71.6	90-100
3/8" (9.5 mm)	3896	35.9	64.3	35.7	40-70
# 4 (4.75 mm)	3440	31.7	96.0	4.0	0-15
底盤	439	4.0	100.0	0.0	-
總和	10859				

比重(SSD) : 2.76~2.79

面乾內飽和含水率 : 0.74 ~ 0.79%

圖表 4-7 細粒料篩分析與物理性質

篩 號	單篩留篩量		累計停留	累計通過	ASTM C33
	g	%	百分比	百分比	規範通過率 %
3/8" (9.5mm)	0.0	0.0	0.0	100.0	100
#4 (4.75mm)	9.2	0.8	0.8	99.2	95~100
#8 (2.36mm)	204.0	17.5	18.3	81.7	80~100
#16 (1.18mm)	285.3	24.5	42.7	57.3	50~85
#30 (600 μ m)	224.2	19.2	62.0	38.0	20~60
#50 (300 μ m)	209.6	18.0	79.9	20.1	10~30
#100 (150 μ m)	134.6	11.5	91.5	8.5	2~10
#200 (75 μ m)	75.5	6.5	97.9	2.1	-
底盤	24.0	2.1	100.0	0.0	-
總和	1166.4				

細度模數 F.M. : 2.95 (規範規定 2.3~3.1)

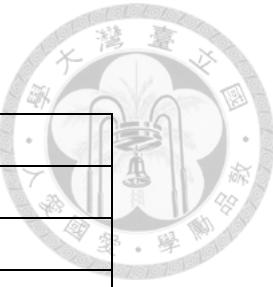
比重 : 2.52

面乾內飽和含水率 : 1.29 %

圖表 4-8 高性能流動化劑好泥友 HP100 產品規格

固型份	20% ~ 25%
比重	1.035 ~ 1.075
pH 值	3 ~ 6
氣味	聚羧酸分子氣味
外觀	黃褐色
主要成分	聚羧酸鹽類
氯含量	符合 JIS 標準，小於本身重量 1% 以下。
減水效果	依 CNS 12833 規範
空氣含量	正常用量下，混凝土含氣量 3% 以下。

(資料來源：松江實業股份有限公司)



圖表 4-9 竹節鋼筋化學成分

元素成分	百分比
C	0.36
Cu	0.23
Si	0.2
Mn	0.61
P	0.04
S	0.03
Ni	0.11
Cr	0.12
Mo	0.01
Sn	0.02
Fe	balance

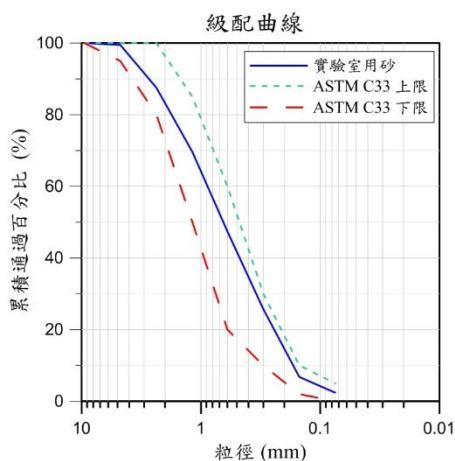


圖 4-2 細粒料級配曲線圖

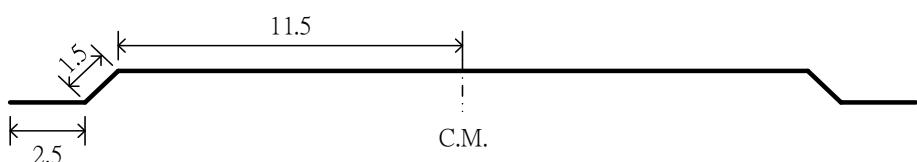


圖 4-3 鋼纖維幾何尺寸 (Unit : mm)



Dramix®

**NEW**

- Description:** Dramix® fibres are filaments of wire, deformed and cut to lengths, for reinforcement of concrete, mortar and other composite materials. Dramix® RC-80/30-BP is a high carbon wire fibre, with hooked ends, and glued in bundles.

Applications:

recommended in applications with concrete strength > C50/60

- segmental linings
- prestressed beams
- military structures
- vaults
- self levelling high strength concrete
- high strength shotcrete

Geometry:

	Length (l)	Diameter (d)
30 mm		0.38 mm
80	Performance class: 80	34 000 fibres/kg
45 65 80 id	Aspect ratio (= l/d): 79	Min. dosage = 10 kg/m ³ (According to spacing theory McKee)

Tensile strength:

- on the wire: minimum 2300 N/mm²

Coating: None**Approvals:**

Product	Conforms to	Quality System in Belgian Plants
ATG 1857	ASTM A 820	

Recommendations - mixing**1. General**

- ✓ preferably add fibres in the mixer at batching plant
- ✓ recommended maximum dosage:

Dosage (kg/m ³)	Aggregate size		
	2/8	4/16	4/32
Pour	70	60	45
Pump	55	45	35

- ✓ a continuous grading is preferred
- ✓ mix until all glued fibres are separated into individual fibres. Fibres don't increase mixing time significantly.
- ✓ if special cements or admixtures are used, a preliminary test is recommended

2. Fibre addition**2.1. In batching plant mixer**

- ✓ never add fibres as first component in the mixer
- ✓ fibres can be introduced together with sand and aggregates, or can be added in freshly mixed concrete
- ✓ only for drummixer: unopened degradable bags can be thrown directly in the mixer

**2.2. Truckmixer**

- ✓ put mixer on maximum drum speed: 12-18 rpm
- ✓ adjust slump to a min. of 12 cm (preferably with water reducing agents or high water reducing agents)
- ✓ add fibres with maximum speed of 40 kg/min
- ✓ unopened degradable bags can be added provided that drum speed is min. 12 rpm
- ✓ optional equipment: belt-hoist elevator
- ✓ after adding the fibres, continue mixing at highest speed for 4-5 min. (± 70 rotations)

**2.3. Automatic dosing**

- ✓ Fibres in bulk can be dosed at rates up to 3,5 kg/sec with a specially developed dosing equipment

**Recommendations - storage**

Protect the pallets against rain	Do not stack the pallets on top of each other	Delivered in degradable bags of 20 kg on pallet 1200 kg big bag 1100 kg

N.V. Bekaert S.A. - Bekaertstraat 2 - 8550 Zwevegem - Belgium
Tel. +32 (0) 56 / 76 69 86 Fax +32 (0) 56 / 76 79 47

Page editor: Ann Lambrecht, Kortrijk - www.dynamix.be - 02/2003

Values are indicative only. Modifications reserved. All details describe our products in general form only. For ordering and design only use official specifications and documents. N.V. Bekaert S.A. 2003

圖 4-4 Dramix RC-80/30-BP 鋼纖維產品規格



照片 4-1 Dramix RC-80/30-BP 鋼纖維

4.2.2 配比設計

本研究之鋼纖維高強度混凝土及普通強度混凝土配比之設計強度分別為 70 及 20MPa，水膠比為 0.317 及 0.65。除了固定粗粒料的用量，其餘材料依照鋼纖維體積取代率($V_f=0\%、0.75\%、1.5\%$)不同作等比例的體積折減，並輔以適量的強塑劑達到需求之工作性。詳細配比如圖表 4-10 所示。

試體名稱由前面英文「NS」及「HSSF」分別表示普通及高強度鋼混凝土，「SF」表示研究重點鋼纖維，中間的數字則表示鋼纖維體積取代率(%)，僅有高強度混凝土有添加鋼纖維，普通強度混凝土則否。而最後的「+」、「-」分別表示預裂後放置於鹽霧室及預裂後放置於大氣中的試體，而標記「N」之試體則表示不預裂並且放置於大氣中之試體。各實驗配置皆有兩支相同試體，於試體名稱最後面標記 1、2 作為區別。如高強度混凝土，鋼纖維體積取代率 0.75%，預裂後放置鹽霧室之第一支試體命名為「HSSF075+1」；普通強度預裂後放置於大氣中之第一支試體命名為「NS-1」；而高強度混凝土，鋼纖維體積取代率 1.5%，不預裂且不放置於鹽霧室之第二支試體則命名為「HSSF150N2」。

圖表 4-10 普通及鋼纖維高強度混凝土配比 (單位 : kgf/m³)



試體 名稱	水泥	爐石	砂灰	水	粗粒料	細粒料	強塑劑	鋼纖維	鋼纖維 體積取代 率
NS	170	117	22	200	400	1390	3.04	0	0%
HSSF0	379	269	51	219	400	1018	7.93	0	0%
HSSF075	375	257	50	217	400	1009	8.43	59	0.75%
HSSF150	372	255	50	215	400	1000	9.28	118	1.5%

4.3 試體設計

4.3.1 抗壓圓柱試體

根據 ASTM C39 標準圓柱抗壓強度試驗，針對四種配比皆設計直徑 10 公分，高 20 公分之圓柱混凝土。

4.3.2 抗彎實驗梁試體

本研究計畫根據四種配比皆設計相同尺寸之矩形斷面梁，其斷面寬為 15 公分，高為 30 公分，長度為 170 公分，保護層厚度皆為 4 公分。普通及高強度混凝土皆配置 2 支 #3 壓力筋作為工作筋使用，降伏強度為 280 kgf/cm²，拉力主筋則分別配置 2 支 #5 及 #6，降伏強度為 420 kgf/cm²。為了確保混凝土梁破壞模式皆為撓曲破壞，除了中間純撓曲區域外，普通及高強度鋼纖維配比皆在兩側配置間距 10 公分之 #4 鋼筋作為剪力筋，降伏強度為 420 kgf/cm²。除此之外，為了方便後續腐蝕電流密度量測工作，鋼筋往混凝土外側左右各延伸 10 公分，並以 PVC 管包覆，以便在耐久性實驗進行時，將外露鋼筋段以矽利康或熱熔膠包覆，避免其嚴重腐蝕影響量測，實際試體設計圖如附錄 A 及附錄 B 所示。

4.3.3 撓曲強度

為方便計算，撓曲強度上忽略壓力筋之強度貢獻，參考 2.3.2 節及圖 4-5，即可計算求得高強度鋼纖維混凝土梁之撓曲強度，並參考吳勇福[120]，鋼纖維體積



取代率為 1.5% 及 0.75% 時， f_{pc} 分別為 3.12 及 1.56MPa。而未添加鋼纖維之普通及高強度混凝土梁則根據 ACI 318[3]之鋼筋混凝土梁撓曲強度設計作計算，以下以鋼纖維體積取代率 1.5% 之高強度混凝土梁試體為例的詳細計算流程。

$$\sum F_x = 0 ; b\alpha_1 f_c \beta_1 c = f_{pc} b (h - c) + \frac{0.004(d - c)}{c} E_s A_s$$

經過整理及代入已知數據，可改寫為

$$(b\alpha_1 f_c \beta_1 + f_{pc} b) c^2 + (0.004 E_s A_s - f_{pc} b h) c - 0.004 E_s A_s d = 0$$

解一元二次方程式，可得中性軸深度 $c = 108.53$ mm，接著檢查鋼筋應力 f_s 是否降伏，可表示為：

$$f_s = E_s \frac{0.004(d - c)}{c} = 206000 \frac{0.004(237.75 - 108.53)}{108.53} = 981.09 > 420 MPa$$

由上式可看出鋼筋已降伏，故改以鋼筋降伏應力計算中性軸深度，可表示為：

$$(b\alpha_1 f_c \beta_1 + f_{pc} b) c = f_{pc} b h + f_y A_s$$

代入已知數據並解一元一次方程式，可得中性軸深度 $c = 58.86$ mm，矩形應力塊深度 $\beta_1 c = 42.085$ mm。斷面所能承受最大彎矩強度 M ，可表示為：

$$\begin{aligned} M &= f_y A_s \left(d - \frac{a}{2} \right) + f_{pc} b (h - c) \frac{(h + c - a)}{2} \\ &= 420 \times 573.04 \times \left(237.75 - \frac{42.085}{2} \right) + 3.12 \times 150 \times (300 - 58.86) \frac{(300 + 58.86 - 42.085)}{2} \\ &= 70031054.54 \text{ N} \cdot \text{mm} = 70 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

接著，反算斷面所能承受之側力大小，可表示為：

$$V = \frac{M}{a} = \frac{70}{0.60} = 116.67 \text{ kN}$$

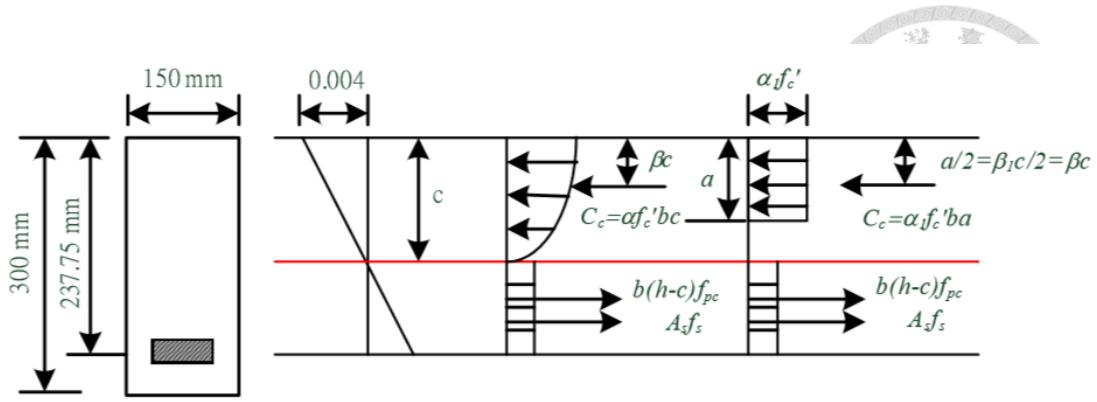


圖 4-5 本研究試體之撓曲強度分析示意圖

4.3.4 剪力強度

參考 2.3.3 節，即可計算求得鋼纖維及混凝土提供之剪力強度 V_c 。而剪力筋提供之剪力強度 V_s 則根據 ACI 318[3] 作計算，以下以鋼纖維體積取代率 1.5% 之高強度混凝土梁試體為例的詳細計算流程，其中 F_{eff} 為 2.68。

$$\begin{aligned}
 V_c &= \left(0.15\sqrt{f'_c} + 70\rho \frac{d}{a} \right) F_{eff} bd = \left(0.15\sqrt{70} + 70 \times \frac{573.04}{150 \times 237.75} \frac{237.75}{600} \right) \times 2.68 \times 150 \times 237.75 \\
 &= 162544.0885 \text{ N} = 162.54 \text{ kN} \\
 V_s &= \frac{A_{tv} f_y d}{s} = \frac{253 \times 420 \times 237.75}{100} = 252633.15 \text{ N} = 252.63 \text{ kN} \\
 V_n &= V_s + V_c = 415.17 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

以上述方法分別計算各配比之撓曲及剪力強度，並檢核 $M_n > V_n$ ，確保試體為撓曲破壞控制，結果統整於圖表 4-11。

圖表 4-11 各配比之撓曲及剪力強度

配比名稱	撓曲強度 M_n (kN)	剪力強度 V_n (kN)	檢核 $M_n > V_n$
NS	54.25	289.87	OK
HSSF0	84.66	313.63	OK
HSSF075	103.55	361.17	OK
HSSF150	116.67	415.17	OK



4.4 梁試體製作

以下可將梁試體之製作過程分為兩部分，其一為鋼筋之應變計黏貼，其二為試體之混凝土澆置，製作過程會於以下詳細介紹。

4.4.1 鋼筋應變計黏貼

黏貼鋼筋應變計的目的在於希望得知實驗過程中鋼筋降伏發生之時間點，而黏貼鋼筋應變計的工作應於組立鋼筋籠之前完成。為了避免鋼筋組裝或混凝土澆置時損毀應變計，黏貼時必須特別注意避免將應變計貼在主筋與箍筋(繫筋)交會的位置；亦盡量將之貼於鋼筋下緣，以避免震動搗實時損毀。詳細貼設步驟如下：

- (1) 用奇異筆畫出每根鋼筋待貼應變計的位置，並用砂輪機於無螺紋處研磨至平滑，注意範圍不宜過大會降低握裹力。
- (2) 以棉花棒沾酒精將欲黏貼處的髒污、鐵屑擦拭乾淨。
- (3) 取應變計於背面(即較霧面)塗一層快乾膠，並用防沾紙將其壓在鋼筋磨平處20~30秒。且必須確定應變計的兩條銅線不能相互觸碰而產生短路。
- (4) 於應變計上塗一層防水膠，並貼一塊3M防水膠帶將應變計及銅線完整覆蓋，為避免後續澆置等工作時始將體滲入而損毀。
- (5) 將應變計的線預留一小段反折，再以電器膠布纏繞整個黏貼範圍，此步驟是為避免綁紮鋼筋籠或試體澆置過程中拉斷應變計的線。
- (6) 將應變計以防水標籤貼上編號，並沿鋼筋順線至後續不會影響澆置亦不會影響實驗觀察的位置。
- (7) 最後將其用塑膠袋妥善包覆並用電器膠布確實密封，避免日曬雨淋而導致標籤浸水褪色，完成後如照片 4-2 所示。



照片 4-2 鋼筋應變計黏貼完成

4.4.2 試體澆置

組裝完鋼筋後將模板組立完成，便可澆置試體。全部試體由本實驗研究群使用雙軸式強制拌和機自行拌和及澆置，詳細步驟於下介紹(未添加鋼纖維之試體進行至第 5 步，而添加鋼纖維之試體進行至第 6 步)：

- (1) 將少量水泥及細粒料倒入機器，並加入少量水將拌和機內緣及拌刀加以浸濕，將此步驟稱之為「潤漿」。
- (2) 將強塑劑倒入水中攪拌均勻。
- (3) 將水泥、矽灰、爐石等粉料及細粒料倒入拌和機內，先行乾拌約 1 分鐘。
- (4) 持續攪拌並直接加入 2/3 水量，拌至出漿(即漿體具足夠流動性及黏性)。
- (5) 出漿後分兩次倒入粗粒料，並將剩餘水量分次加完。
- (6) 最後分散加入鋼纖維，避免一次倒太多而導致結球、難以拌和均勻。此步驟雖要分散加入，但不能將拌和時間拖太長導致大幅降低流動性。

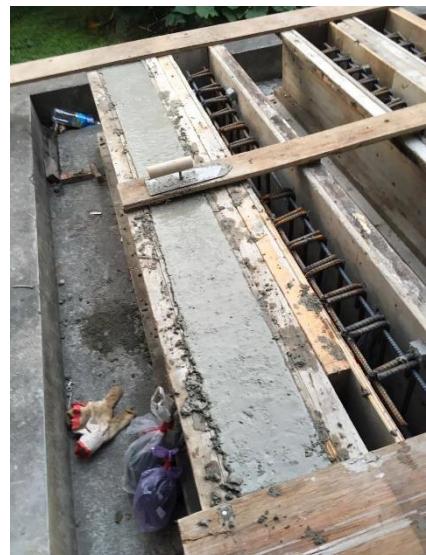
將拌和完成之混凝土快速倒入模板中，並伴隨震動、搗實，使混凝土能均勻且確實通過所有鋼筋間距並填滿保護層及角隅處。澆置完成後將表面整平，並在表面上鋪上一層防水帆布，澆置過程如照片 4-3 及照片 4-4 所示。另外，用部分混凝土測試坍流度如照片 4-5 所示，並灌置 10cm×20cm 圓柱試體，將一部分之圓柱試體

置入水中作標準養護 28 天，另一部分圓柱試體則置於試體旁一同於大氣中養護。

拆模後，整體情形大致良好，但角隅處出現一些蜂窩孔洞，推測可能為澆置過程中震動搗實不完全而導致鋼纖維混凝土無法確實填充接縫處，而補強方式則使用高強度砂漿填補孔隙，如照片 4-6 所示。



照片 4-3 振動棒振動搗實



照片 4-4 梁試體澆置完成



照片 4-5 混凝土坍流度測試



照片 4-6 角隅補強



4.5 大氣腐蝕性測定標準試片製作

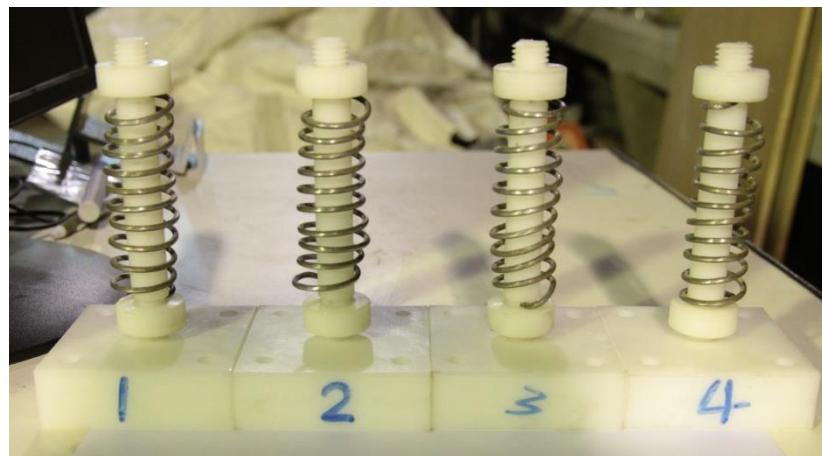
鼎峰機械工業有限公司訂製之金屬試片，試片材料使用符合 CNS 13753 規範之非合金碳鋼 ($Cu=0.03\sim0.10\%$, $P < 0.07\%$)。

(1) 螺旋狀標準試片

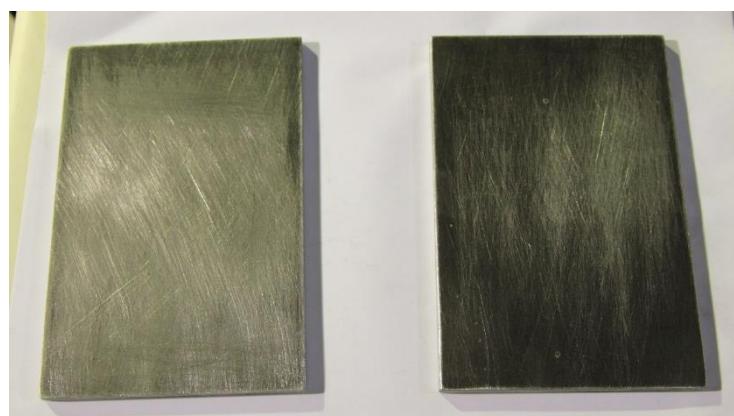
線材直徑 2.5~2.8mm，長 1000 mm，螺旋纏繞在直徑為 24 mm 的塑膠圓棒上製成，如照片 4-7 所示。

(2) 平板狀試片

參考 ASTM G50，試片尺寸長 150mm，寬 100mm，厚度 25mm，如照片 4-8 所示。



照片 4-7 螺旋狀試片



照片 4-8 板狀試片



4.6 試驗儀器設備

本實驗使用的試驗儀器分述如下：

(1) 紅外線水份計

由日本 Kett 公司生產之水份測定儀，型號為 FD-240，量測精度達 0.001g，見照片 4-9。利用紅外線燈加熱使水蒸發，並每 60 秒自動偵測重量一次，當兩次偵測值變動幅度小於 0.05% 時，視為平衡狀態，量測出之含水量精度達 0.01%。可在短時間內得到細粒料含水量，以調整拌和使用水量。

(2) 強制式水平雙軸拌和機

由竣豐儀器股份有限公司生產，型號為 HCH-201K，馬力 5.5 HP，容量為 0.1m^3 ，建議拌和量上限為 $0.06\text{~}0.07\text{ m}^3$ ，如照片 4-10。為了降低材料對試驗結果的誤差，同一配比的試體盡量同一批拌和完畢，故使用拌和容量較大之拌和機。

(3) 振動台

製作試體時，除了進行搗實，亦輔以適度的振動將試體內之氣泡排出，確保試體的澆置品質，見照片 4-11。

(4) 複合式鹽霧耐久性試驗設備

由巨孚公司製作，內部測試區分成三室，示意圖如圖 4-6。

A. 乾燥室（A 室）

溫度設定範圍為 $23.0 \pm 2.0\text{ }^\circ\text{C}$ ，濕度設定為 $50.0 \pm 4.0\text{ \%}$ ，內部尺寸 $260 \times 210 \times 530\text{ cm}$ ($\text{W} \times \text{H} \times \text{D}$)，符合 ASTM 標準養護室乾燥室 (23°C ，相對溼度 50%)，內部材質為 SUS#304 耐熱耐寒不鏽鋼鋼板，外部採鋼板烤漆。

B. 濕室（B 室）

溫度設定範圍為 $23.0 \pm 2.0\text{ }^\circ\text{C}$ ，濕度設定為 $96.0 \pm 4.0\text{ \%}$ ，內部尺寸為 $395 \times 205 \times 385\text{ cm}$ ($\text{W} \times \text{H} \times \text{D}$)，符合 ASTM 標準養護室 (23°C ，相對溼度 100%)，內部材質為 SUS#304 耐熱耐寒不鏽鋼鋼板，外部採鋼板烤漆。



C. 鹽霧試驗室 (C 室)

內部尺寸為 $295 \times 240 \times 205$ cm (W×H×D)，內部材質為 SUS#316 耐熱耐寒不鏽鋼鋼板，外部採鋼板烤漆。由外部控制器 CLCD-9700GF1 操控環境參數，可自行設計噴霧→乾燥→濕潤的循環流程。如照片 4-12 所示。

(5) 圓柱試體端面研磨機

使用竣豐公司製造之端面研磨機，如照片 4-13 所示，將灌製後的圓柱試體兩端表面磨平，使試體進行抗壓試驗時能受力均勻，無應力集中的現象發生。

(6) MTS 100 噸萬能材料試驗機

採用美國 MTS 公司生產之 810 系列萬能材料試驗機，如照片 4-14 所示，最大試驗載重為 100 噸 (1000 kN)。儀器精度為每 10 伏特之電壓可精確到 0.001 伏特，載重之量測範圍為 100 kN ~ 1 MN、位移量測範圍為 10 mm ~ 100 mm，用於進行測試混凝土力學試驗，亦可進行鋼筋降伏強度試驗。

(7) TDS 多功能資料收集器 (Data Logger)

採用日本 Tokyo Sokki Kenkyuio 公司生產的資料蒐集系統，可同時擷取 MTS 荷重、LVDT 位移、應變、角度等量測資料並將訊號轉錄於電腦中，方便比對同一時間之數據，資料收集頻率一般設定為 1Hz。如照片 4-15 所示。

(8) 混凝土鑽心取樣機

由國家地震中心所提供之鑽心機，如照片 4-16 所示，可以將結構物內之混凝土直接鑽心取出，並隨需求調整鑽心深度，最深可達約 30 cm，於力學試驗結束後，將梁試體開裂處混凝土鑽心取樣。

(9) 切割機

由 SAWMASTER 公司生產，型號 SDT-1030，如照片 4-17 所示，可將鑽心取出之混凝土保護層試體做分層切片。

(10) 神奇粉碎機

為祐麒機械有限公司生產之原泰奇機械系列，如照片 4-18 所示，建議粉碎量

為 150 g。切割後的薄片敲碎，再將試樣磨成粉末以進行氯離子濃度滴定試驗。

(11) 自動電位滴定儀

由瑞士 Metrohm 公司製造的自動電位滴定儀，型號為 809 Titrando，配合軟體 tiamo 2.3 進行自動滴定，依需求可更換參考電極進行氯離子濃度或 pH 值的量測，測定分辨率為 0.001 pH、0.1 mV、0.1 °C。如照片 4-19 所示。

(12) 鋼筋腐蝕電流儀

由美國 James 儀器公司生產的 Gecor 8 鋼筋腐蝕電流儀，可以量測鋼筋腐蝕電位及混凝土的電阻係數，也能根據線性極化法之原理量測鋼筋腐蝕電流密度。如照片 4-20 所示。

(13) 混凝土破碎鑽

由國家地震中心提供，如照片 4-21 所示，可以將廢棄試體之混凝土鑽碎分塊取出，便於丟棄或是取出內部鋼筋觀察腐蝕情況。



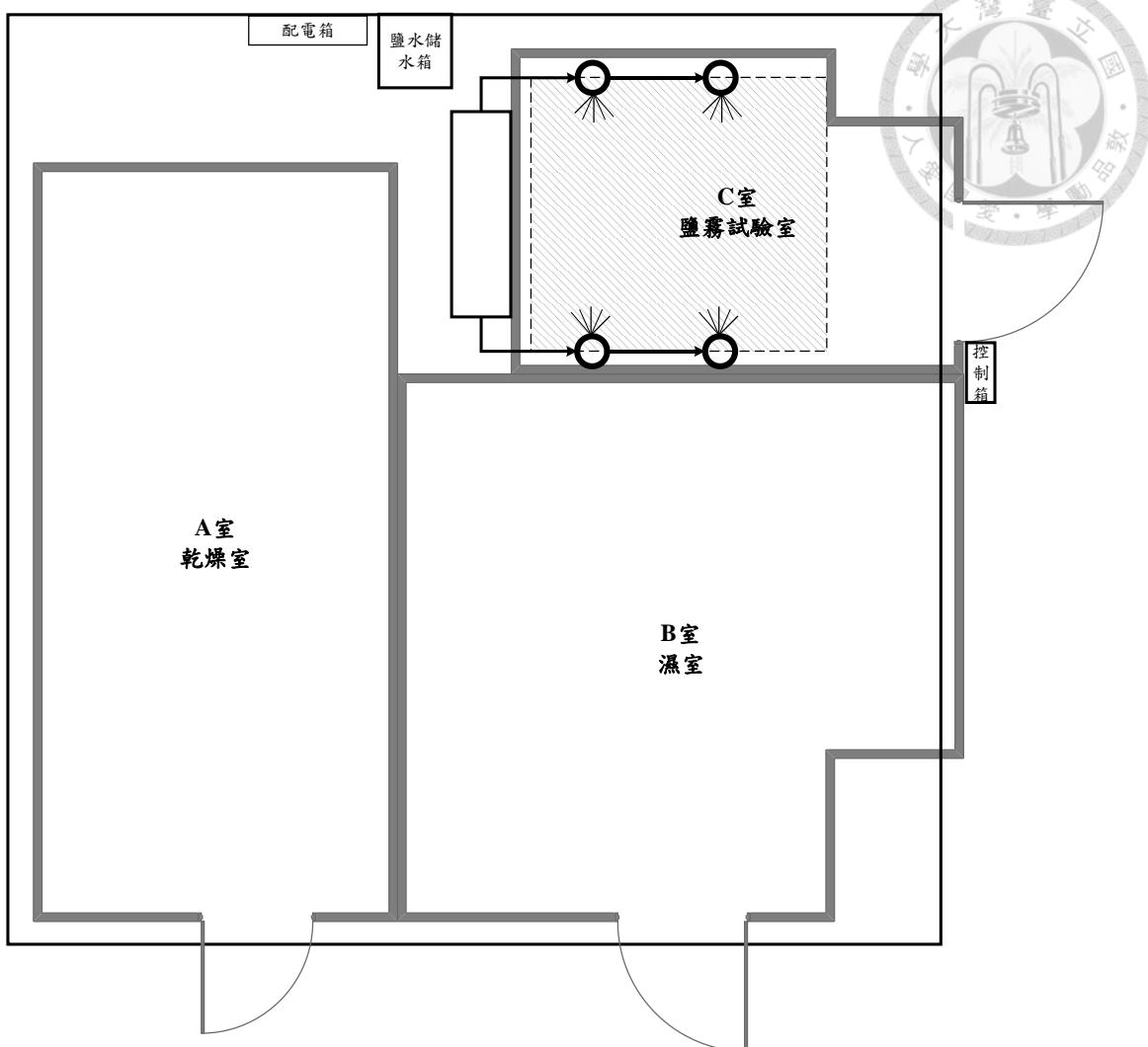


圖 4-6 複合式鹽霧耐久性試驗設備



照片 4-9 Kett 紅外線水分計



照片 4-10 強制式雙軸拌和機



照片 4-11 振動台



照片 4-12 鹽霧室



照片 4-13 端面研磨機



照片 4-14 萬能材料試驗機(100 噸)



照片 4-15 TDS 多功能資料擷取器



照片 4-16 混凝土鑽心取樣機



照片 4-17 切割機



照片 4-18 神奇粉碎機



照片 4-19 Metrohm 809 電位滴定儀



照片 4-20 Gecor8 鋼筋腐蝕量測儀裝備



照片 4-21 混凝土破碎鑽



4.7 量測系統

4.7.1 內部應變計

本研究黏貼至拉力主筋上之應變計選用 Tokyo Sokki Kenkyuio 生產之型號 FLA-5-11-3L 應變計，如照片 4-22。為了解試體受力後主筋之變形情況，以利判斷鋼筋及混凝土之間是否有發生相對滑移，本研究所規劃之試體其鋼筋應變計之布設位置如圖 4-7 所示。



照片 4-22 應變計

(Unit : mm)

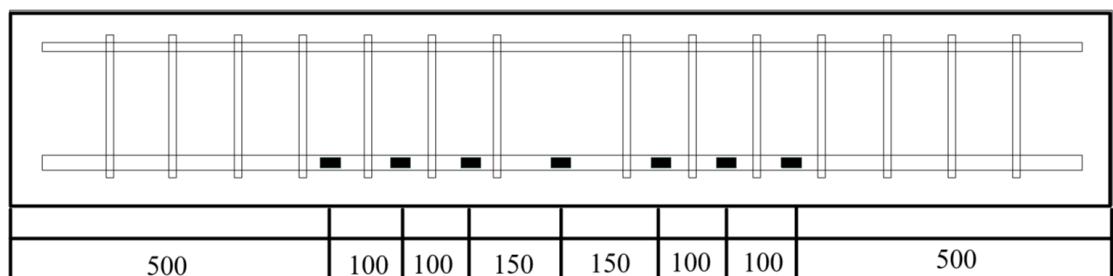


圖 4-7 梁試體之鋼筋應變計黏貼位址 (圖中黑點為鋼筋應變計)

4.7.2 電阻式變位計(LVDT)

本研究所選用之 LVDT 為 Tokyo Sokki Kenkyuio 公司所製造之 Displacement Transducer。型號 CDP-10，如照片 4-23 所示。量測最大範圍為 10mm、讀值精度 0.001mm，用於測量試體的位移量，以利計算應變量及力與變形曲線。



照片 4-23 電阻式變位計

4.7.3 裂縫量測

裂縫量測使用之儀器採用 Peak 2034-100x 之光學顯微鏡，放大倍率為 100 倍，如，可將細微裂縫放大顯示，並且精確量測出裂縫寬度。本研究將於預裂試驗及抗彎試驗時，在不同載重階段皆進行裂縫量測的步驟，以精確紀錄各試體在裂縫特徵上的發展。



照片 4-24 光學顯微鏡

4.7.4 影像量測

影像量測使用 NDI 公司生產之運動捕捉系統(Optotrak Certus Motion Capture System)，如照片 4-25。可將標記(Marker)貼於待測點上，即可利用位置探測器(Optotrak Certus Position Sensor)接收標記發出之訊號，而獲得待測點隨時間變化之三軸(x、y、z)座標。本實驗計畫預計設置之影像量測標記佈置如圖 4-8 所示。將標記黏貼



於混凝土表面，即可藉此量測結果推求純撓曲段在載重情況下之整體變形、撓曲位移及曲率關係。



照片 4-25 NDI 運動捕捉系統

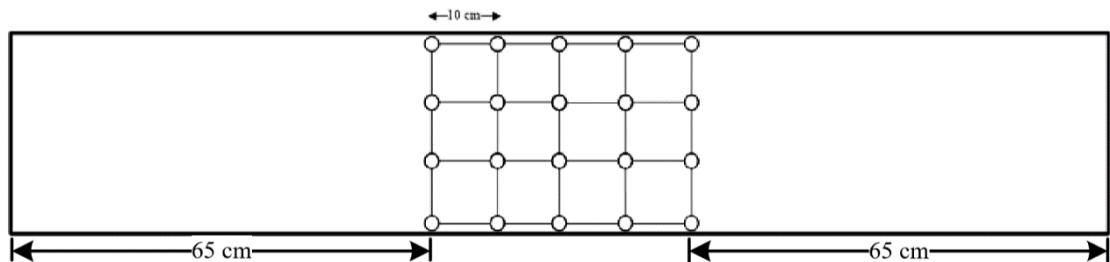


圖 4-8 NDI Marker 佈設位置 (白點處)

4.8 試驗項目

4.8.1 抗壓試驗

本研究計畫以抗壓試驗求得每一組混凝土試體之抗壓強度，以作為預裂試驗之試驗當天抗壓強度及混凝土撓曲及剪力計算強度之驗證。

抗壓試驗根據 ASTM C39[14]進行，抗壓速率設定為 0.01mm/sec，並進行位移控制至軸向位移 5mm 後停止。並在試體周圍架設電阻式變位計 LVDT，測量中央到底部 100mm 的區間，以獲得試體實際軸向應變，如照片 4-26 所示。



照片 4-26 圓柱抗壓試驗之 LVDT 架設

4.8.2 預裂試驗

為了討論一般混凝土梁構件在產生載重裂縫後，暴露於氯鹽情況下之耐久性行為及殘餘強度，本研究計畫以 2.3.1.1 節之工作應力法之限制，以四點彎矩法模擬梁構件在混凝土最大壓應力達到 $0.45f_c'$ 時之使用載重裂縫，詳細計算過程如下所示：

首先，透過圓柱抗壓試驗求得各配比之實際混凝土的抗壓強度 f_c' 及彈性模數 E ，由於此時混凝土仍在彈性範圍內，因此可以根據線性關係推得混凝土及拉壓鋼筋之應力，如圖 4-9 所示，並根據力平衡寫出下式。

$$\sum F_x = 0 ; 0.45f_c'bc/2 + A_s'E_s(c-d') \frac{0.45f_c'/E_c}{c} = A_s'E_s(d-c) \frac{0.45f_c'/E_c}{c} + f_{pc}b(h-c)$$

解一元二次方程式，即可求得此狀況下之中性軸深度 c 。

接著根據彎矩平衡，即可求得載重彎矩值 $M_{pre-crack}$ ，如下式所計算。

$$\sum M = 0 ;$$

$$M_{pre-crack} = \left(0.45f_c'bc/2\right) \times \left(d - \frac{2}{3}c\right) + \left(A_s'E_s(c-d') \frac{0.45f_c'/E_c}{c}\right) \times (d-d') + f_{pc} \left(d - \frac{1}{2}(h+c)\right)$$

本實驗之詳細實驗步驟如下：

- (1) 於試驗前先將試體於加載點處以石膏蓋平，確保加載點平整能夠均勻受壓。



- (2) 將鋼梁置於萬能材料試驗機之平台，並架設滾支承，接著調整機台載點至滾支承間的距離，其距離為 60 cm。
- (3) 接著對試體施以微壓(約 2kN)，使加載點能夠緊貼梁試體，接著起動萬能材料試驗機，加載方式為位移控制，加載速率為 0.01mm/sec。

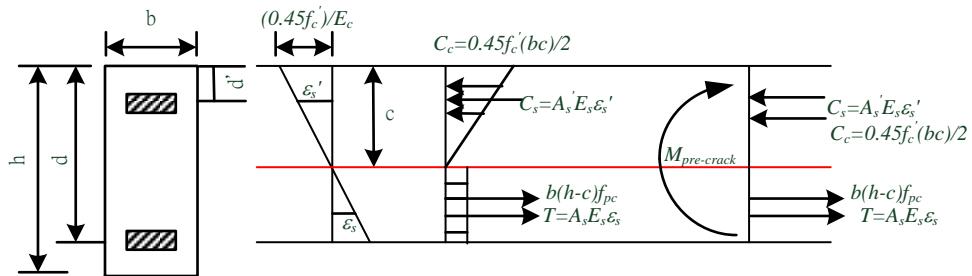


圖 4-9 預裂試驗計算示意圖

4.8.3 鹽霧室加速劣化試驗

多數鹽霧室加速循環試驗採用乾濕循環的設定，其目的是為了令混凝土本身在乾溼循環的過程中破壞內部孔隙結構，令氯離子能夠快速侵入混凝土內部。然而由於本研究設計之試體在進行加速劣化試驗之前已經開裂，因此為了能更快速的達到較嚴重的腐蝕效果，本研究計畫修改何郁姍[116]之鹽霧室循環設定，以溫度 35°C、連續噴撒重量百分濃度 5% 之 NaCl 溶液的鹽霧室設定來進行加速劣化試驗。

4.8.4 鋼筋腐蝕電流密度量測

透過非破壞性檢測，了解預裂鋼纖維鋼筋混凝土梁中之鋼筋腐蝕程度，進而計算鋼纖維鋼筋混凝土梁之殘餘強度。

採用美國 James 儀器公司生產之 Gecor 8 鋼筋腐蝕量測儀，試驗步驟如下：

- (1) 將梁外延伸之鋼筋段防止腐蝕之保鮮膜、膠帶及熱熔膠包覆去除。
- (2) 於圓盤探測器內注滿飽和硫酸銅溶液，放置於抹布上，並於上面再壓至一重物，使接觸面能完全貼合，並將電極夾具夾住梁外延伸之裸露鋼筋段，如照片 4-27 所示。



- (3) 設定儀器相關參數，待機器畫面上之校正參數趨於穩定，即表示雜訊已過濾完畢，可開始量測。按下開始鈕後等待數分鐘，即可測得腐蝕電流密度並記錄。
- (4) 量測完畢後，將梁外延伸之鋼筋段防止腐蝕之保鮮膜、膠帶及熱熔膠重新包覆，並繼續進行鹽霧室加速劣化試驗。



照片 4-27 鋼筋腐蝕電流量測儀器設置

4.8.5 裂縫量測

為了了解預裂時產生之裂縫寬度對於腐蝕之影響程度、鹽霧室加速循環劣化過程時之鋼筋腐蝕對裂縫寬度的影響以及裂縫本身癒合的情形，在梁試體加載後以及量測腐蝕電流密度的同時將進行裂縫觀測，紀錄各時間點上裂縫寬度的變化，顯微鏡架設方式如照片 4-28 所示。裂縫寬測之儀器採用 Peak 2034-100x 之光學顯微鏡，實際觀測步驟如下：

- (1) 將顯微鏡置於裂縫標示處，並打開光源及調整焦距至顯微鏡內影像清晰。
- (2) 旋轉顯微鏡上方圓盤，調整畫面量尺至與裂縫方向垂直，並記錄其數值。
- (3) 重複上方步驟，量測不同位置之裂縫寬度，並以量測之最大值作為該裂縫之最大裂縫寬度。



照片 4-28 裂縫量測用顯微鏡架設方式

4.8.6 金屬試片重量損失法

量測金屬試片的重量損失，以重量損失或腐蝕速率量化鹽霧循環環境的嚴苛程度，並參照「台灣大氣腐蝕環境分類資訊系統」來評估鹽霧加速劣化所模擬的實際環境曝放時間。

試驗參考 CNS 14122 以去除金屬試片之腐蝕生成物，試驗步驟如下：

- (1) 鹽霧加速劣化試驗結束後，將金屬試片取出。
- (2) 先以機械處理法將表面腐蝕生成物敲除，並在流動的清水中以軟毛刷清洗試片表面。
- (3) 以 500 mL 鹽酸(HCl， $\rho=1.19 \text{ g/mL}$)，加入蒸餾水配成 1000 mL 清洗碳鋼材料之化學清洗溶液。
- (4) 將試片浸泡於化學溶液中，達規範規定之時間 10 分鐘後，取出並以去離子水清洗。
- (5) 重複步驟(3)~(4)，至表面腐蝕生成物洗淨後，吹乾試體並秤重，得到試片損失之重量。



4.8.7 抗彎實驗

本實驗之步驟類似於預裂試驗，並增加架設量測系統的步驟，詳細實驗步驟如下：

- (1) 於試驗前先將試體於加載點處以石膏蓋平，確保加載點平整能夠均勻受壓。
- (2) 將鋼梁置於萬能材料試驗機之平台，並架設滾支承，接著調整機載點至滾支承間的距離，其距離為 60 cm。
- (3) 將梁放置於滾支承上，並將 NDI Marker 黏貼至混凝土表面標記處，以進行光學位移觀測，黏貼位置如圖 4-8 所示。
- (4) 將鋁框至於梁支中性軸位置，大約為梁斷面中央處，接著以水準儀確定鋁框前後、左右皆為水平，並於梁跨度中央處架設電阻式變位計 LVDT，並將其壓至最低位置。
- (5) 接著對試體施以微壓(約 2kN)，使加載點能夠緊貼梁試體，接著起動萬能材料試驗機，加載方式為位移控制，加載速率為 0.01mm/sec。

4.8.8 裂縫處氯離子濃度檢測

在梁試體完成四點抗彎試驗過後，參考王鼎智[113]對裂縫處之氯離子濃度檢測取樣方式，如圖 4-10 及圖 4-11 所示。將裂縫處之混凝土從表面至鋼筋處以鑽心取樣機取出，試體如照片 4-29 所示，並進行混凝土中水溶法及比色法的混凝土中氯離子濃度檢測，而未開裂處亦將以同樣方式取樣並進行濃度檢測。



照片 4-29 鑽心取樣試體

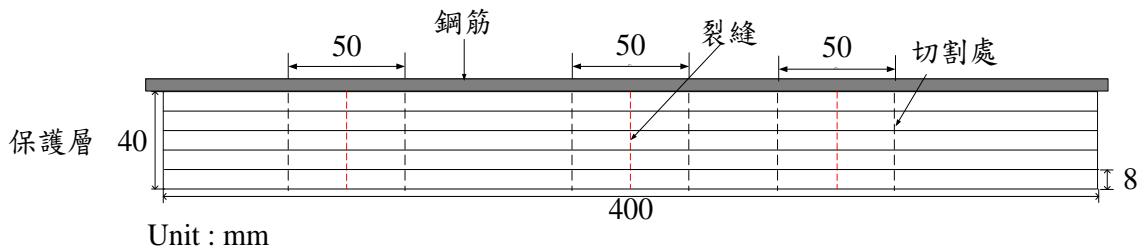


圖 4-10 保護層中氯離子濃度取樣點(拉力側混凝土梁側視圖)

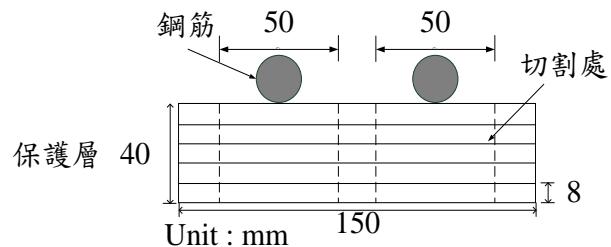


圖 4-11 保護層中氯離子濃度取樣點(拉力側混凝土梁正視圖)

4.8.8.1 比色法

試驗參考 NT BUILD 492，透過目視量測氯離子的滲透深度，量化混凝土的抗氯離子入滲行為，及對下一階段的分層做進一步的準備。比色法的實驗步驟如下：

- (1) 將混凝土取樣試體在裂縫處切割至兩等分，並在斷面上噴撒 0.1N 之硝酸銀溶液(AgNO_3)。含氯離子的部分，硝酸銀溶液噴撒後會和氯離子反應產生白色氯化銀產物使其偏淺色，無則原色，以確認氯離子在裂縫處是否有滲透至



鋼筋位置。如在裂縫處之氯離子深度未達鋼筋或未開裂之混凝土的檢測則繼續進行第二步驟。

- (2) 量測並記錄混凝土中之擴散深度，以供後續水溶法參考。

4.8.8.2 氯離子分層含量滴定試驗

1. 取樣

- (1) 取未進行比色法之另外半邊試體，如圖 4-10 及圖 4-11 所示之虛線部分的另外一半。
- (2) 從比色法已知氯離子滲透深度，故由梁拉力側表面混凝土開始約每間隔 0.8cm 厚度切成試片，切至滲透深度再深 1cm。
- (3) 利用游標卡尺量測並記錄每層的四邊厚度平均。
- (4) 將切取之試片敲碎，配合神奇粉碎機將碎片磨成粉末，並收集通過 30 號篩之粉末。鋼纖維在過篩時，利用開關式磁鐵吸出。

2. 電位滴定法

試驗使用自動電位滴定儀，搭配指示電極的電極碳棒，及參考電極的硝酸鉀電極棒做量測。由於硝酸銀溶液易受光線干擾，因此試驗前需以 0.1 N 標準氯化鈉溶液 0.1 mL 進行硝酸銀溶液標定，並以下式求得硝酸銀溶液之濃度：

$$N_{AgNO_3} = \frac{0.1 \times 0.1}{V_{AgNO_3}} \quad 4-1$$

其中， N_{AgNO_3} 為硝酸銀溶液體積莫爾濃度(N)， V_{AgNO_3} 為達滴定終點的硝酸銀溶液滴定量 (ml)。

根據試樣的氯離子含量高低可調整滴定儀的滴定液輸出量和靈敏度以取得合理的當量點。藉由已知濃度之硝酸銀溶液滴定含有氯離子之溶液，產生白色氯化銀沉澱，透過電極棒量測滴定過程中氯離子的氧化電位，由 tiamo 2.3 記錄量測到的電位和硝酸銀溶液輸出量並作圖，當電位有明顯的變化時(即其值的微分量有明顯



的陡降），即到達滴定終點（Equivalence Point, EP）。

由滴定終點得到的硝酸銀滴定量與已知的硝酸銀溶液濃度，可計算得到溶液中的氯離子含量，再由氯離子含量換算至氯離子重量，除以試樣重量即得到混凝土中氯離子所佔的重量百分比。計算式如下：

$$[Cl^-] = \frac{3.545 \times N_{AgNO_3} \times V_{AgNO_3}}{W} \quad 4-2$$

式中， $[Cl^-]$ 為試樣中氯離子含量(%)，W 為試樣重(g)。

3. 水溶法

試驗參考 CNS 14703 及 CNS 1078，試驗步驟如下：

- (1) 利用精密天平秤重約 3g 試樣粉末，置入 250mL 的燒杯中，並加入符合 CNS 3699 之 A3 等級之去離子水 50mL。
- (2) 以錶玻璃覆蓋燒杯，並將試樣加熱煮沸 5 分鐘後靜置 24 小時。
- (3) 以抽氣過濾設備及符合 CNS 5038 之 G 級濾紙過濾試樣。
- (4) 將濾液移入 250mL 燒杯，加入比例為 1:1 之硝酸 30mL 及濃度 30% 之過氧化氫 3mL，並以錶玻璃覆蓋燒杯，靜置 1 至 2 分鐘。
- (5) 將濾液再次加熱至沸騰，沸騰時立即移開燒杯，避免濾液持續沸騰超過數秒鐘，以免氯化物因揮發而損失。
- (6) 清洗過濾設備，再將濾液過濾，並用去離子水適當沖洗設備，避免氯離子殘留，及保持溶液體積約為 100~150mL，冷卻濾液至室溫。
- (7) 將所得之濾液利用自動電位滴定儀進行電位滴定法。以 0.01N 之硝酸銀溶液作為滴定液，滴定前先以 0.1% 及 0.5% 之氯離子標準液進行校正。滴定過程需以攪拌磁石持續攪拌，且確定電極碳棒與參考電極需在液面以下。
- (8) 利用電位和硝酸銀溶液輸出量作圖，當其值的微分量有明顯驟降的時候，即到達滴定終點，並記錄其濃度大小。每層濃度數據均為三次滴定試驗結果之平均值。



4.8.9 鋼筋重量損失法

參考王鼎智[113]之鋼筋重量損失率量測方法及配合鋼筋腐蝕電流密度圓盤量測範圍 10 cm，詳細試驗步驟如下：

- (1) 在完成氯離子濃度檢測之後，以混凝土破碎機將鋼筋外側之混凝土敲除，取出鋼筋後，從裂縫通過之位置向左右延伸各 5 cm 處切除，如圖 4-12 中表示之切割處。
- (2) 將鋼筋表面之混凝土仔細清除後，製作 500 mL 鹽酸(HCl， $\rho=1.19 \text{ g/mL}$)，並加入蒸餾水配成 1000 mL 清洗碳鋼材料之化學清洗溶液。浸泡於此化學溶液 10 分鐘，以去除鋼筋鏽蝕產物。
- (3) 將鋼筋表面之混凝土仔細清除後，浸泡於此化學溶液 10 分鐘，取出並以去離子水清洗。
- (4) 重複步驟 (3)~(4)，至腐蝕生成物洗淨後，吹乾試體並秤重，以求得各段鋼筋重量損失率，再以游標卡尺量測孔蝕深度。

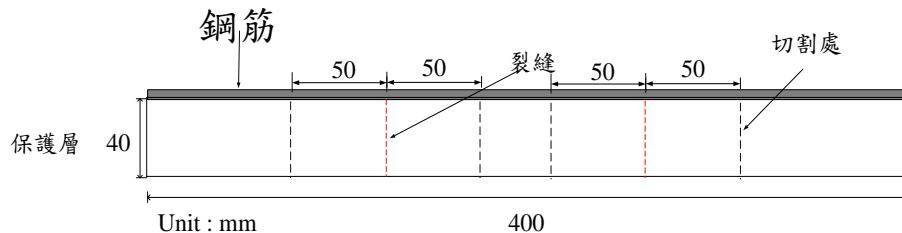


圖 4-12 鋼筋失重法取樣示意圖(拉力側混凝土側視圖)

第五章、初步實驗結果與討論



5.1 圓柱抗壓試驗

混凝土具有高度的抗壓性，於一般結構中扮演提供抗壓能力的角色，因此抗壓強度對於混凝土是一重要指標。

圓柱試體分為在水中養護 28 天之標準養護試體以及與混凝土量放置於相同環境之大氣養護試體。透過 28 天標準養護試體之抗壓試驗來了解配比的合理性，而大氣養護試體之抗壓試驗則是了解各混凝土梁在試驗當天的真實抗壓強度及彈性模數，以提供之後預裂試驗中，各試體的預裂載重的計算。圖表 5-1 為各試體之圓柱抗壓試驗結果。其中，僅有要進行預裂之試體有額外做試驗當日之抗壓強度及彈性模數的圓柱抗壓試驗。

本研究配比沿用何郁姍[116]，並新增普通強度混凝土之配比，由圖表 5-1 發現，水中養護 28 天之普通強度混凝土方面在強度發展上幾乎都有達到設計強度的要求，僅有一組試體略低於設計強度，但仍屬可接受的程度，因此此配比的設計並無問題。

然而，水中養護 28 天之高強度混凝土在抗壓強度上整體不如預期，不過仍屬於高強度混凝土(>50 MPa)，而在添加鋼纖維的配比中，由於鋼纖維的添加使得工作性較差，造成澆置時於混凝土內部產生許多孔洞，如照片 5-1 所示，此情況使得圓柱試體提早破壞。因此雖已使用 SCC 配比，但加入鋼纖維後減少的流動性在試驗時仍要配合粒料、天氣及強塑劑去調整至最佳的工作性，並在澆置試體時輔以振動與搗實，才能確保試體不會有大瑕疵而影響強度。

而在大氣養護之試體方面，因為澆置當時氣候較為乾冷，且經歷過一陣子的寒流，導致原始 28 天時大氣養護之混凝土試體強度發展緩慢，低於水中養護之實驗值。其中，高強度混凝土的強度發展受影響最大，僅有 40 MPa 左右。因此將高強度梁及圓柱試體搬入能夠調節溫溼度之實驗室中，以 60°C 、相對溼度 100% 之環境



進行高溫養護。雖然養護後高強度試體之強度有明顯上升，但由於其初期養護環境並不如水中養護一樣能夠得到充分的水份，因此在強度方面仍低於水中養護 28 天之試體，但已屬高強度混凝土的範圍(> 50MPa)。

根據 ASTM C469[15]，彈性模數計算方式如下所示：

$$E = \frac{S_2 - S_1}{\varepsilon_2 - 0.00005} \quad 5-1$$

上式中， S_2 為 40% 的極限抗壓強度， S_1 為應變達 0.00005 時所對應之抗壓強度， ε_2 則為 S_2 對應的應變量。雖然鋼纖維的添加使得混凝土內部產生許多孔洞，但從彈性模數的表現看來，高強度混凝土之間並沒有太大的差異，與何郁珊[116]之試體的彈性模數表現類似，極限應變大約在 0.003~0.004 之間，普通強度配比之混凝土極限應變略低於高強度混凝土，大約在 0.002 左右。

圖 5-1 為不同配比之混凝土應力應變曲線，在高強度混凝土方面，三者在達到極限強度後都有降低的情況，但不同的地方在於，不含鋼纖維之高強度混凝土於極限應力後，因為沒有鋼纖維的束制，試體沿主裂縫炸裂而完全破壞，使得 LVDT 之金屬環鬆脫，極限後之應變值跳動較大，故刪去極限後之數據。而有添加鋼纖維的試體在達極限強度後仍能藉由鋼纖維在裂縫處的橋接作用而持續受力，維持一定強度，由圖 5-1 的(a)及(b)可以發現，在應變達 0.008 的時候，鋼纖維體積取代率 1.5% 之試體仍保有約 80% 的極限強度，而 0.75% 之試體則保有約 50% 的極限強度。應力應變曲線下的面積越多，表示材料在受軸壓時所吸收的能量越多，由此可知，鋼纖維的添加可以讓高強度混凝土由一般的瞬間脆性破壞行為轉變為韌性行為。

圖表 5-1 各試體圓柱抗壓試驗結果 (3 顆圓柱試體平均值, 單位: MPa)

試體編號	抗壓強度			E_c	試體編號	抗壓強度			E_c
	養護	預裂	-			養護	預裂	-	
NSN1	24.1	-	-		HSSF075N1	63.3	-	-	
NSN2	27.9	-	-		HSSF075N2	63.8	-	-	
NS+1	22.7	18.5	15855		HSSF075+1	65.9	55.1	30781	
NS+2	18.4	16.9	16160		HSSF075+2	65.0	60.5	28801	
NS-1	23.7	17.4	19296		HSSF075-1	66.1	60.6	31928	
NS-2	29.4	19.6	20572		HSSF075-2	60.9	47.8	28737	
HSSF0N1	65.6	-	-		HSSF150N1	62.2	-	-	
HSSF0N2	67.3	-	-		HSSF150N2	63.0	-	-	
HSSF0+1	59.5	59.0	28740		HSSF150+1	67.5	57.4	29288	
HSSF0+2	70.2	64.4	31013		HSSF150+2	62.0	55.4	27697	
HSSF0-1	59.4	55.3	28192		HSSF150-1	58.3	49.3	26865	
HSSF0-2	62.4	56.7	28311		HSSF150-2	59.0	53	25899	



(a)

(b)

(c)

(d)

照片 5-1 不同設計配比之圓柱試體斷面圖

(a) NS (b) HSSF0 (c) HSSF075 (d) HSSF150

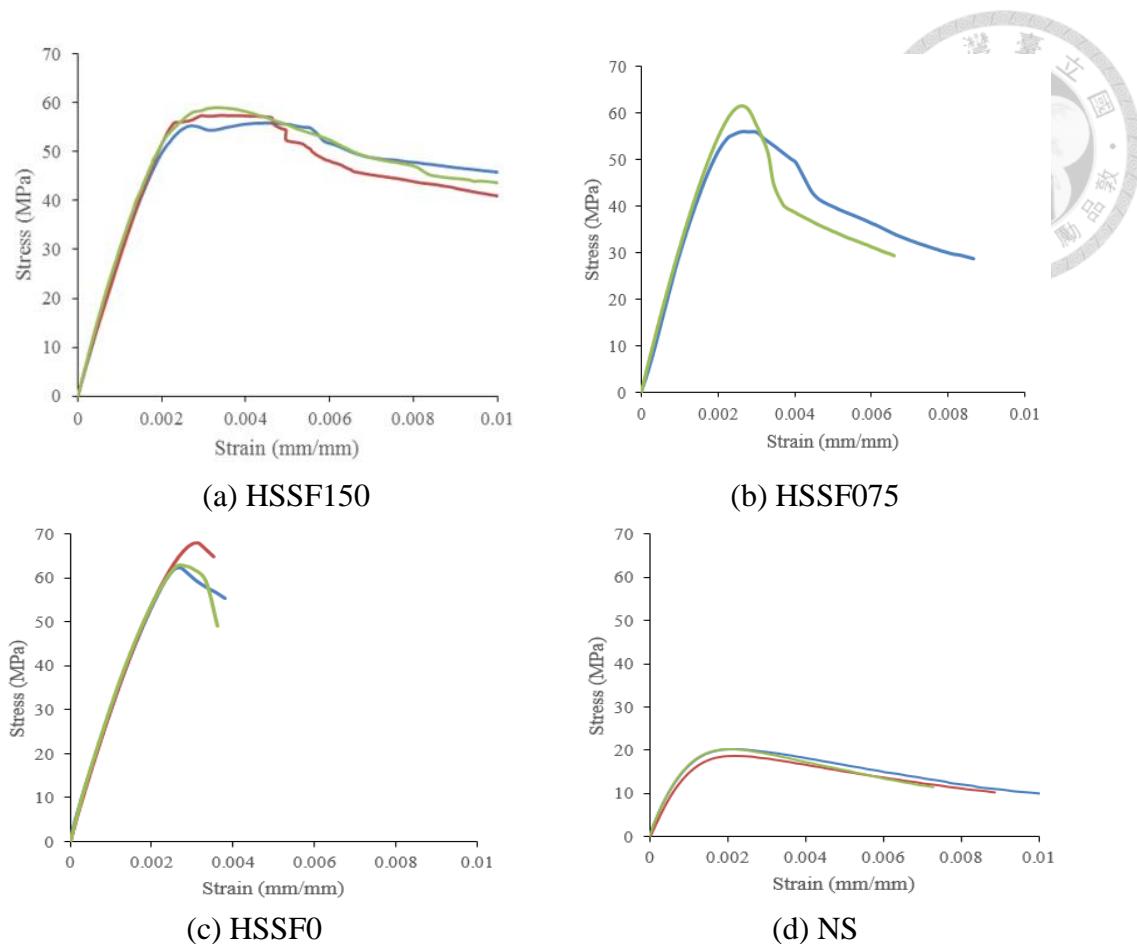


圖 5-1 不同配比之抗壓試驗應力應變曲線

5.2 預裂試驗

本試驗為梁試體承受單向四分點載重試驗，加載方式為採用位移控制，純撓曲區域為 40 cm，加載速率在達目標載重前為 0.01 mm/sec，在達目標載重後暫停 MTS 保持其載重大小，並記錄其在載重時、卸載後及放置鹽霧室時的撓曲裂縫寬度。詳細實驗結果以下分為兩小節，分別說明鋼筋應變計量測及裂縫發展，由於試體眾多故將實驗結果分為 NS、HSSF0、HSSF075 及 HSSF150 四種配比，共 16 支試體分別說明。

鋼筋混凝土梁在加載過程中會先在最大彎矩處附近產生垂直方向的撓曲裂紋，並可能在剪力跨度內產生剪力裂縫，由於本研究之試體皆配符合規範要求之剪力筋間距，因此剪力裂縫會受到箍筋跟鋼纖維的束制而不會快速增寬，確保梁試體皆會發生撓曲破壞。由 5.1 節之圓柱抗壓試驗結果即可得到試驗當天混凝土之真實抗

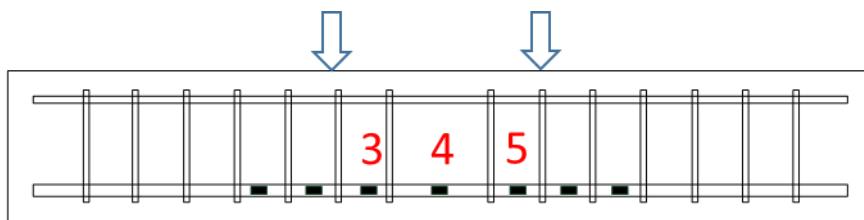


壓強度及彈性模數，並搭配 4.8.2 小節的預裂載重計算過程，即可得到預裂試驗之目標載重。

5.2.1 鋼筋應變計量測

根據 4.8.2 小節之計算過程，可以得到在工作應力下，鋼筋之理論應變值，再利用試驗時鋼筋應變計量測到的結果，可看出鋼筋應力應變曲線隨載重增加的變化情況，並與理論結果做比較。由於試體在設計時已經過握裹長度之檢核，理論上不會發生握裹破壞，並且梁尚未發生腐蝕，亦不會因鋼筋表面之鏽蝕產物使握裹力降低，因此在預裂試驗進行時，僅記錄鋼筋純撓曲段之應變計結果，實際應變計之位置如圖 5-2 中 3、4、5 所示。

圖 5-2 預裂試驗時紀錄之鋼筋應變計編號



1. NS+1、NS+2、NS-1、NS-2

圖表 5-2 為 NS 梁試體之預裂試驗結果，透過 4.8.2 小節之計算過程可求得在工作應力下，混凝土梁試體之鋼筋理論應變，而圖 5-3 為預裂試驗時之鋼筋應變圖，其中 x 軸表示鋼筋應變值，y 軸表示 MTS 機台載重。圖中部分應變計讀值有大規模跳動的情況，推估其原因是在澆置過程中鋼筋應變計可能受到損壞，導致其讀值出現誤差。

除此之外，由於鋼筋之理論應變是將混凝土視為完全開裂之情況，不過由於裂縫是隨機發生，無法事先預期開裂處而布置應變計，因此當應變計位置未開裂時，鋼筋之應變即無法發展至理論應變值，甚至會有應變減少的現象，不過由圖中鋼筋最大應變試驗值可以知道，在預裂試驗過程中，在混凝土開裂處之鋼筋的確與其應變理論值相近，因此可以確定壓力區之混凝土的確有達到工作應力法要求之 $0.45f_c$ 。

圖表 5-2 NS 之預裂試驗結果



試體名稱	預裂載重 (kN)	鋼筋理論應變 (mm/mm)/1000	鋼筋實際最大應變 (mm/mm)/1000
NS+1	43.03	0.8	0.85
NS+2	40.1	0.7	0.78
NS-1	38.6	0.7	0.6
NS-2	42.4	0.8	0.68

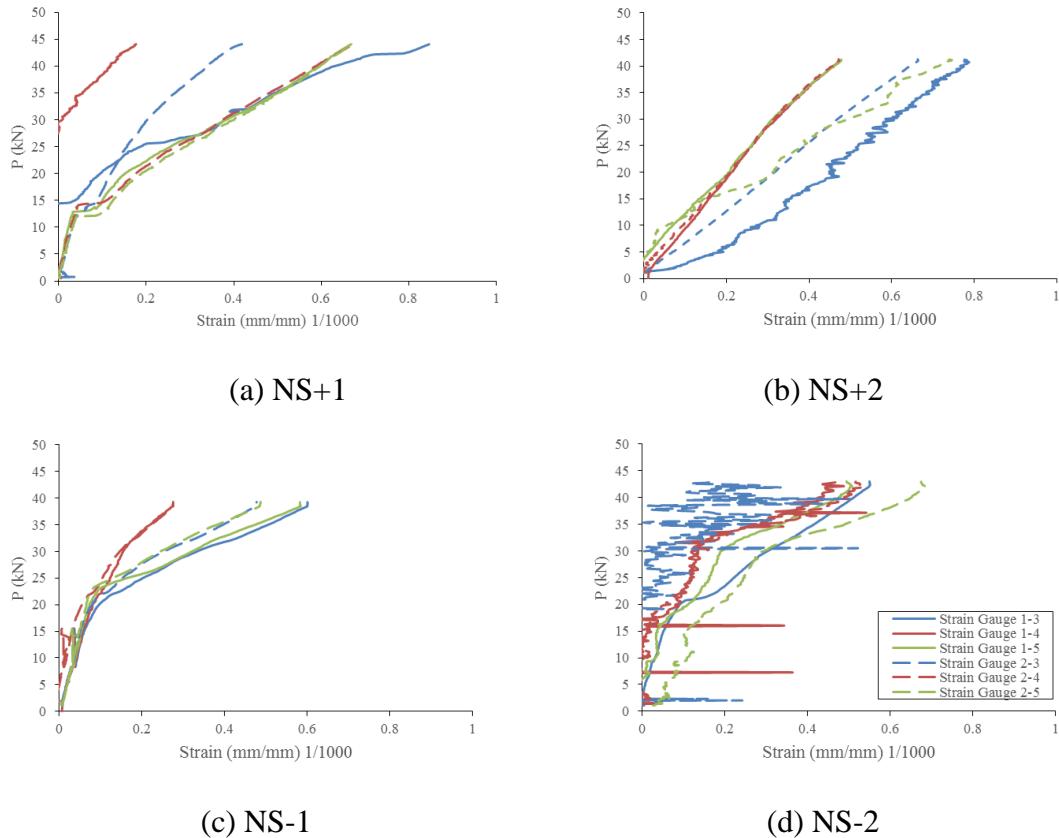


圖 5-3 NS 試體預裂時鋼筋應變圖(/1000)



2. HSSF0+1、HSSF0+2、HSSF0-1、HSSF0-2

圖表 5-3 為 HSSF0 梁試體之預裂試驗結果，透過 4.8.2 小節之計算過程可求得在工作應力下，混凝土梁試體之鋼筋理論應變，而圖 5-4 為預裂試驗時之鋼筋應變圖，其中 x 軸表示鋼筋應變值，y 軸表示 MTS 機台載重。

與普通強度混凝土相比，由於 HSSF0 之梁試體透過工作應力法計算所得之目標載重遠大於 NS 之梁試體，因此在達目標載重時的最大鋼筋應變也遠大於 NS 試體，平均約在 0.0015 至 0.0025 之間。除此之外，由於鋼筋之理論應變是將混凝土視為完全開裂之情況，不過由於裂縫是隨機發生，無法事先預期開裂處而布置應變計，因此當應變計位置未開裂時，鋼筋之應變即無法發展至理論應變值，甚至會有應變減少的現象，不過由最大應變試驗值可以知道，在預裂試驗過程中，在混凝土開裂處之鋼筋的確與其應變理論值相近，甚至超過理論降伏應變 0.002，因此可以確定壓力區之混凝土的確有達到工作應力法要求之 $0.45f'_c$ 。

圖表 5-3 HSSF0 之預裂試驗結果

試體名稱	預裂載重 (kN)	鋼筋理論應變 (mm/mm)/1000	鋼筋實際最大應變 (mm/mm)/1000
HSSF0+1	126	1.6	2.5
HSSF0+2	134	1.7	2.4
HSSF0-1	119	1.6	2.2
HSSF0-2	122	1.5	1.6

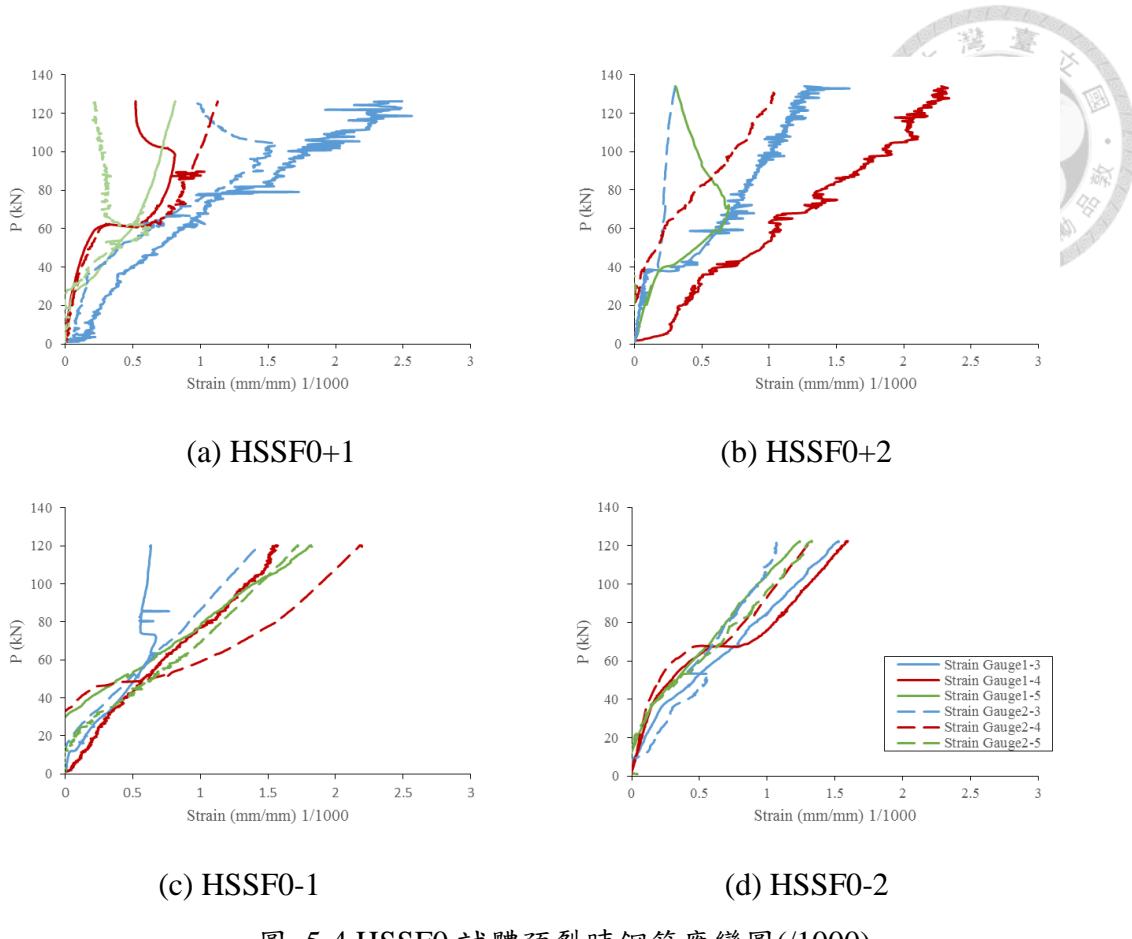


圖 5-4 HSSF0 試體預裂時鋼筋應變圖(/1000)

3. HSSF075+1、HSSF075+2、HSSF075-1、HSSF075-2

圖表 5-4 為 HSSF075 梁試體之預裂試驗結果，透過 4.8.2 小節之計算過程可求得在工作應力下，混凝土梁試體之鋼筋理論應變，而圖 5-5 為預裂試驗時之鋼筋應變圖，其中 x 軸表示鋼筋應變值，y 軸表示 MTS 機台載重。由圖中可以發現，部分應變計讀值有大規模跳動的情況，原因如前所述。

與 HSSF0 試體相比，雖然同樣都是用高強度混凝土之配比，不過由於鋼纖維可以在裂縫處發揮橋接作用，持續傳遞拉力，因此鋼筋之應變值上皆較 HSSF0 之試體來得小，前者最小的大約是後者的一半，介於 0.0011 到 0.0019 之間。除此之外，由於鋼筋之理論應變是將混凝土視為完全開裂之情況，不過由於裂縫是隨機發生，無法事先預期開裂處而布置應變計，因此當應變計位置未開裂時，鋼筋之應變即無法發展至理論應變值，甚至會有應變減少的現象，不過由最大應變試驗值可以知道，在預裂試驗過程中，在混凝土開裂處之鋼筋的確與其應變理論值相近，因此

可以確定壓力區之混凝土的確有達到工作應力法要求之 $0.45f'_c$ 。

圖表 5-4 HSSF0 之預裂試驗結果

試體名稱	預裂載重 (kN)	鋼筋理論應變 (mm/mm)/1000	鋼筋實際最大應變 (mm/mm)/1000
HSSF075+1	115	1.4	1.1
HSSF075+2	129	1.6	1.2
HSSF075-1	125	1.5	1.9
HSSF075-2	102	1.3	1.5

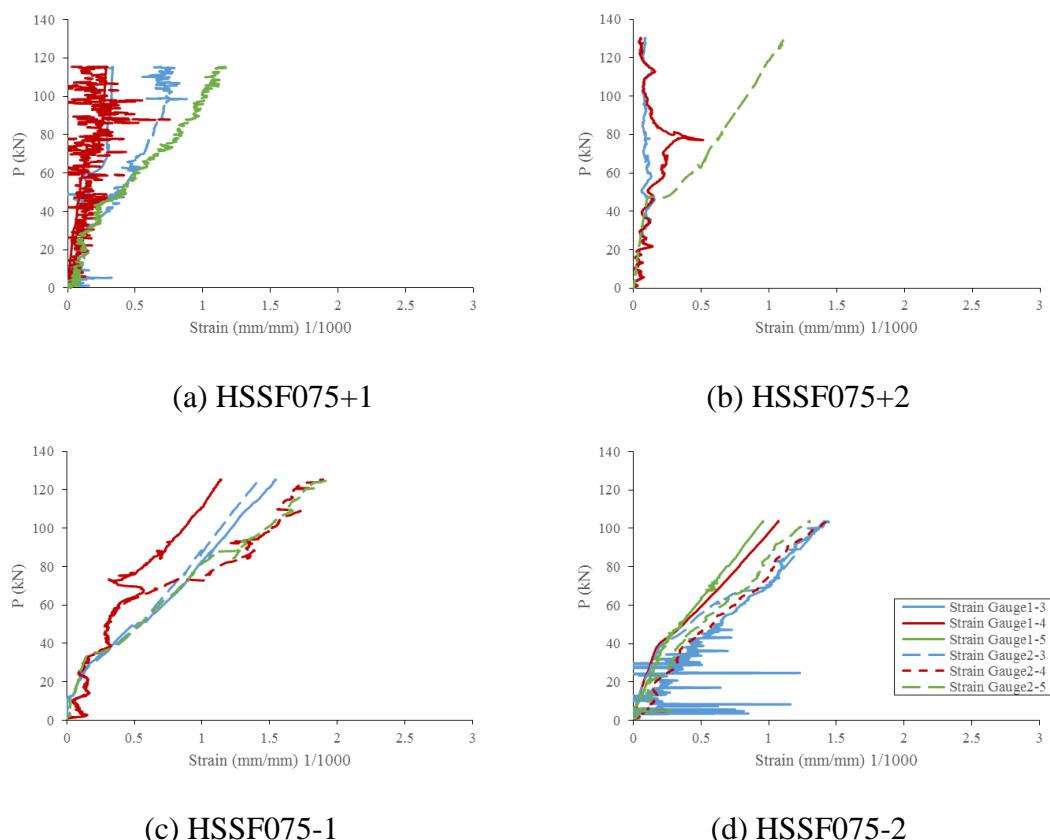


圖 5-5 HSSF075 試體預裂時鋼筋應變圖(/1000)

4. HSSF150+1、HSSF150+2、HSSF150-1、HSSF150-2

圖表 5-5 為 HSSF075 梁試體之預裂試驗結果，透過 4.8.2 小節之計算過程可求得在工作應力下，混凝土梁試體之鋼筋理論應變，而圖 5-6 為預裂試驗時之鋼筋應變圖，其中 x 軸表示鋼筋應變值，y 軸表示 MTS 機台載重。

與 HSSF075 試體相比，由於鋼纖維添加量的增加，使得拉力區可發揮橋接作用之鋼纖維增加，因此鋼筋之應變值上又較 HSSF075 之試體來得小，介於 0.0008 到 0.0015 之間。除此之外，由於鋼筋之理論應變是將混凝土視為完全開裂之情況，不過由於裂縫是隨機發生，無法事先預期開裂處而布置應變計，因此當應變計位置未開裂時，鋼筋之應變即無法發展至理論應變值，甚至會有應變減少的現象，不過由最大應變試驗值可以知道，在預裂試驗過程中，在混凝土開裂處之鋼筋的確與其應變理論值相近，因此可以確定壓力區之混凝土的確有達到工作應力法要求之 $0.45f'_c$ 。

圖表 5-5 HSSF150 之預裂試驗結果

試體名稱	預裂載重 (kN)	鋼筋理論應變 (mm/mm)/1000	鋼筋實際最大應變 (mm/mm)/1000
HSSF150+1	122	1.6	1.3
HSSF150+2	120	1.6	0.8
HSSF150-1	108	1.4	1.0
HSSF150-2	118	1.5	1.5

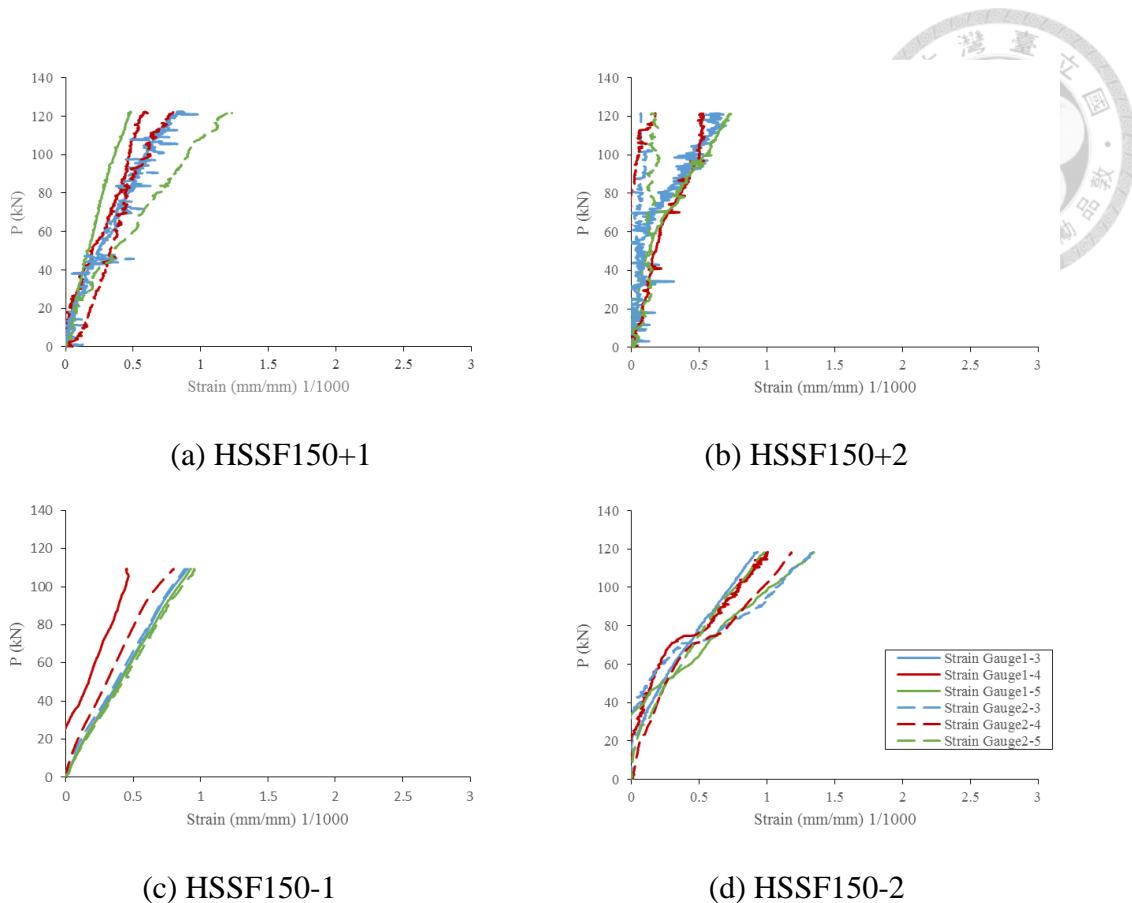


圖 5-6 HSSF150 試體預裂時鋼筋應變圖(/1000)

5.2.2 工作載重下裂縫特徵

由於結構構件受到最大靜載重的情況並不會在使用年限中持續的發生，僅會剩下部分的活載重及構件的自重。因此本研究將試體置於鹽霧室之前會先將試體反轉 180 度，並在兩側擺置廢棄的混凝土試體，以模擬結構受最大工作載重後之殘餘活載重及結構自重的載重情況，也可使裂縫可以直接接觸外界鹽霧，實際試體擺放方式如圖 5-7 所示。因此，在預裂實驗達到目標載重時、卸載後及放置鹽霧室時，皆會以光學顯微鏡記錄各試體之最大裂縫寬度，以確定此裂縫寬度不會過小而使外界氯離子難以侵入。

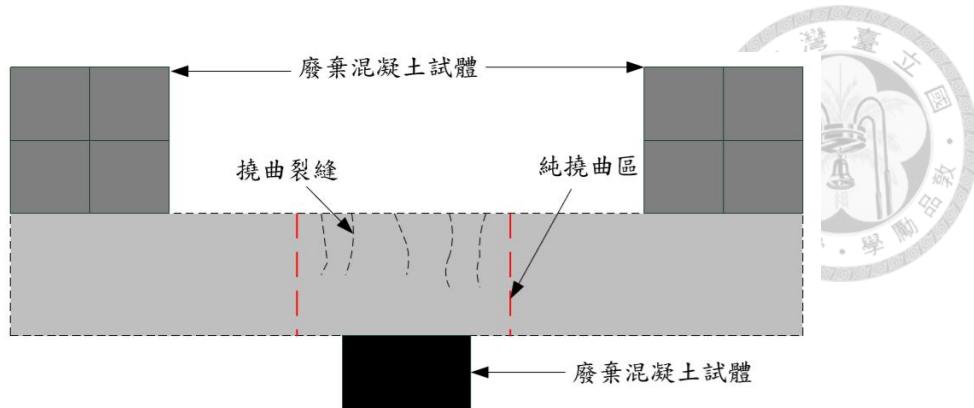


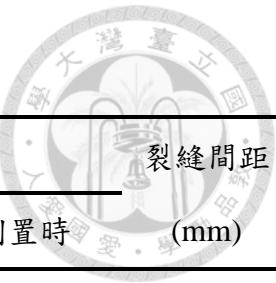
圖 5-7 鹽霧室之試體擺放示意圖

1. NS+1、NS+2、NS-1、NS-2

圖表 5-6 為 NS 梁試體在預裂至工作應力下之裂縫特徵，照片 5-2 則為 NS 試體之裂縫分佈照。除了 NS-2 之裂縫間距較小，只有 13 cm 左右以外，其餘三者在預裂載重下之裂縫間距非常相近，約 17、18 cm，而四者皆只有產生 2、3 條裂縫。而在載重時裂縫寬度方面，除了 NS+2 試體之寬度遠大於其它三者，達到 0.35 mm，其餘三者之寬度相差不多，介於 0.12 到 0.15 mm 之間，而在卸載後寬度則四者非常接近，介於 0.08 至 0.11 mm 之間，差異不大。

從 2.4 節中可以知道，根據 ACI 規範，結構物處於嚴重腐蝕環境下之最大裂縫寬度為 0.1 mm。而根據 NS 試體之實驗結果，雖然加載時裂縫寬度已經超過此規範之上限，最大達到 0.35 mm，但其卸載後裂縫寬度介於 0.08 至 0.13 mm 之間、倒置擺入鹽霧室時寬度為 0.09 及 0.13 mm，其值非常接近規範之上限，亦不會超過太多，符合實際生活中梁構件之開裂情況。由此可知，NS 試體在受到工作應力後所產生之裂縫應會加速混凝土中內部鋼筋之腐蝕行為的發生。

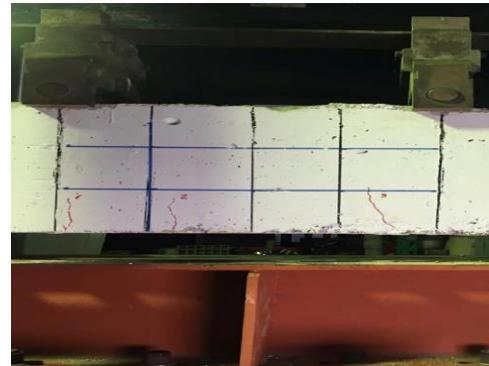
圖表 5-6 NS 梁試體之裂縫特徵



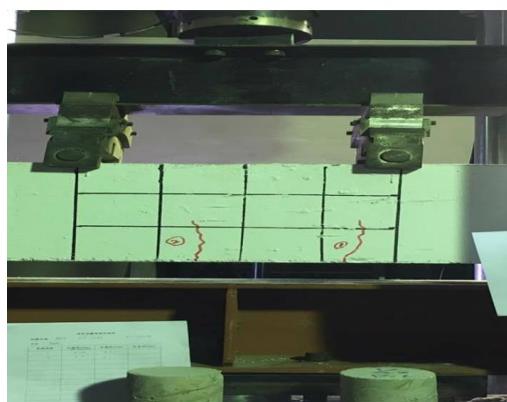
試體名稱	預裂載重(kN)	最大裂縫寬度 (mm)			裂縫間距 (mm)
		加載時	卸載後	倒置時	
NS+1	43.03	0.14	0.09	0.09	180
NS+2	40.1	0.35	0.10	0.13	170
NS-1	38.6	0.15	0.11	-	180
NS-2	42.4	0.12	0.08	-	135



(a) NS+1



(b) NS+2



(c) NS-1



(d) NS-2

照片 5-2 NS 梁試體在工作應力下之裂縫照片



2. HSSF0+1、HSSF0+2、HSSF0-1、HSSF0-2

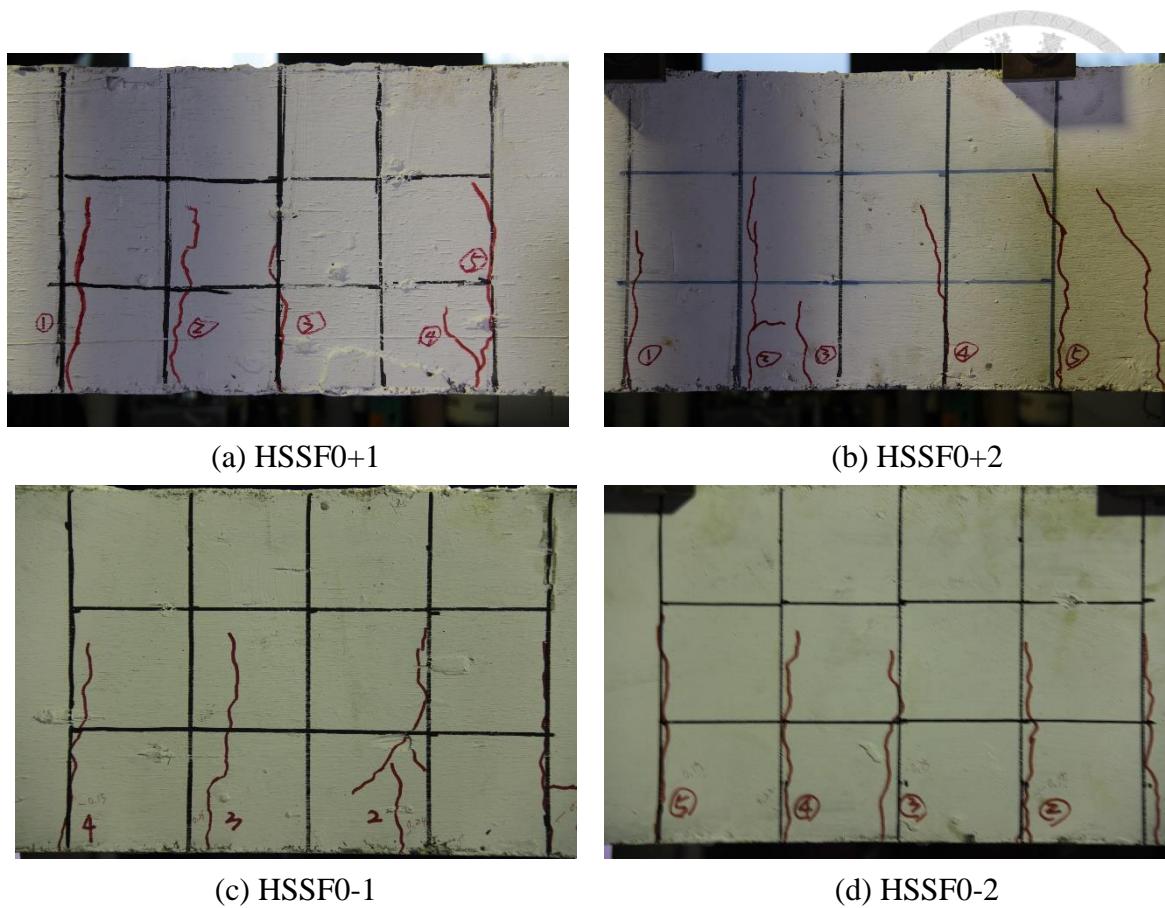
圖表 5-7 為 HSSF0 梁試體在預裂至工作應力下之裂縫特徵，照片 5-3 則為 HSSF0 試體之裂縫分佈照。各試體在預裂載重下之純撓曲段裂縫間距差異不大，介於 10 至 13 cm 之間，約產生 4、5 條裂縫。而在載重時裂縫寬度方面，除了 HSSF0+2 試體之寬度遠小於其它三者，只有 0.16 mm，其餘三者之寬度相差不多，介於是 0.22 到 0.30 mm 之間，而在卸載後寬度則四者都減少許多，介於 0.03 至 0.10 mm 之間，差異不大。

而根據 HSSF0 試體之實驗結果，雖然加載時裂縫寬度已經超過 ACI 規範之上限，最大達到 0.30 mm，但其卸載後裂縫寬度介於 0.03 至 0.10 mm 之間、倒置擺入鹽霧室時寬度為 0.08 及 0.14 mm，其值非常接近規範之上限，亦不會超過太多，符合實際生活中梁構件之開裂情況。由此可知，HSSF0 試體在受到工作應力後所產生之裂縫應會加速混凝土中內部鋼筋之腐蝕行為的發生。

除此之外，與 NS 試體相比，HSSF0 梁試體之加載時寬度較大，原因是因為鋼筋需要更大的應變才能發揮其拉力強度，使壓力區混凝土達到 $0.45f'_c$ ，因此開裂混凝土之寬度亦較大，但由於鋼筋仍屬彈性變形階段，因此在卸載後及倒置時，鋼筋應變減少，使得裂縫收縮，因此在卸載及倒置時的裂縫寬度與 NS 梁試體差異不大。

圖表 5-7 HSSF0 梁試體之裂縫特徵

試體名稱	預裂載重(kN)	最大裂縫寬度 (mm)			裂縫間距 (mm)
		加載時	卸載後	倒置時	
HSSF0+1	126	0.25	0.05	0.08	130
HSSF0+2	134	0.16	0.03	0.14	100
HSSF0-1	119	0.30	0.10	-	133
HSSF0-2	122	0.22	0.07	-	100



照片 5-3 HSSF0 梁試體在工作應力下之裂縫照片

3. HSSF075+1、HSSF075+2、HSSF075-1、HSSF075-2

圖表 5-8 為 HSSF075 梁試體在預裂至工作應力下之裂縫特徵，照片 5-4 則為 HSSF075 試體之裂縫分佈照。各試體在預裂載重下之純撓曲段裂縫間距差異不大，介於 9.7 至 13 cm 之間，約產生 4、5 條裂縫。而在載重時裂縫寬度方面，除了 HSSF075-2 試體之寬度遠小於其它三者，只有 0.12 mm，其餘三者之寬度相差不多，介於是 0.16 到 0.25 mm 之間，而在卸載後寬度則四者都減少許多，介於 0.03 至 0.07 mm 之間，差異不大。

而根據 HSSF075 試體之實驗結果，雖然加載時裂縫寬度已經超過 ACI 規範之上限，最大達到 0.25 mm，但其卸載後裂縫寬度介於 0.03 至 0.07 mm 之間、倒置擺入鹽霧室時寬度為 0.07 及 0.11 mm，其值非常接近規範之上限，亦不會超過太多，符合實際生活中梁構件之開裂情況。由此可知，HSSF075 試體在受到工作應力後所產生之裂縫應會加速混凝土中內部鋼筋之腐蝕行為的發生。

除此之外，與 HSSF0 試體相比，HSSF075 梁試體之加載時寬度較小，原因是因為在類似的載重情況下，鋼纖維的添加分擔了部分拉力區內的鋼筋應變，因此拉力區之鋼筋應變比 HSSF0 之梁試體小，開裂混凝土之寬度亦較小，而卸載及倒置時的裂縫寬度與 NS 及 HSSF0 梁試體差異不大，原因如 HSSF0 試體討論中所述。

圖表 5-8 HSSF075 梁試體之裂縫特徵

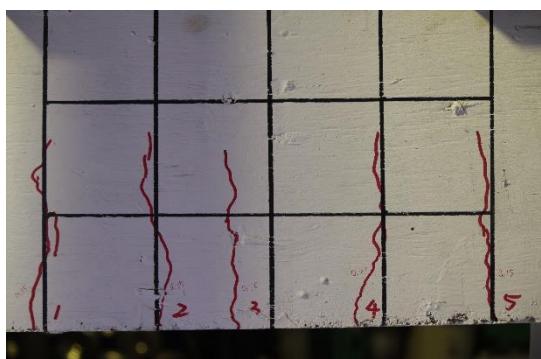
試體名稱	預裂載重(kN)	最大裂縫寬度 (mm)			裂縫間距 (mm)
		加載時	卸載後	倒置時	
HSSF075+1	115	0.25	0.05	0.07	133
HSSF075+2	129	0.16	0.03	0.11	97.5
HSSF075-1	125	0.20	0.05	-	100
HSSF075-2	102	0.12	0.07	-	100



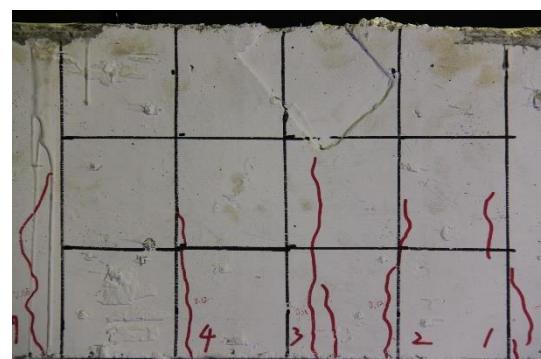
(a) HSSF075+1



(b) HSSF075+2



(c) HSSF075-1



(d) HSSF075-2

照片 5-4 HSSF075 梁試體在工作應力下之裂縫照片

4. HSSF150+1、HSSF150+2、HSSF150-1、HSSF150-2

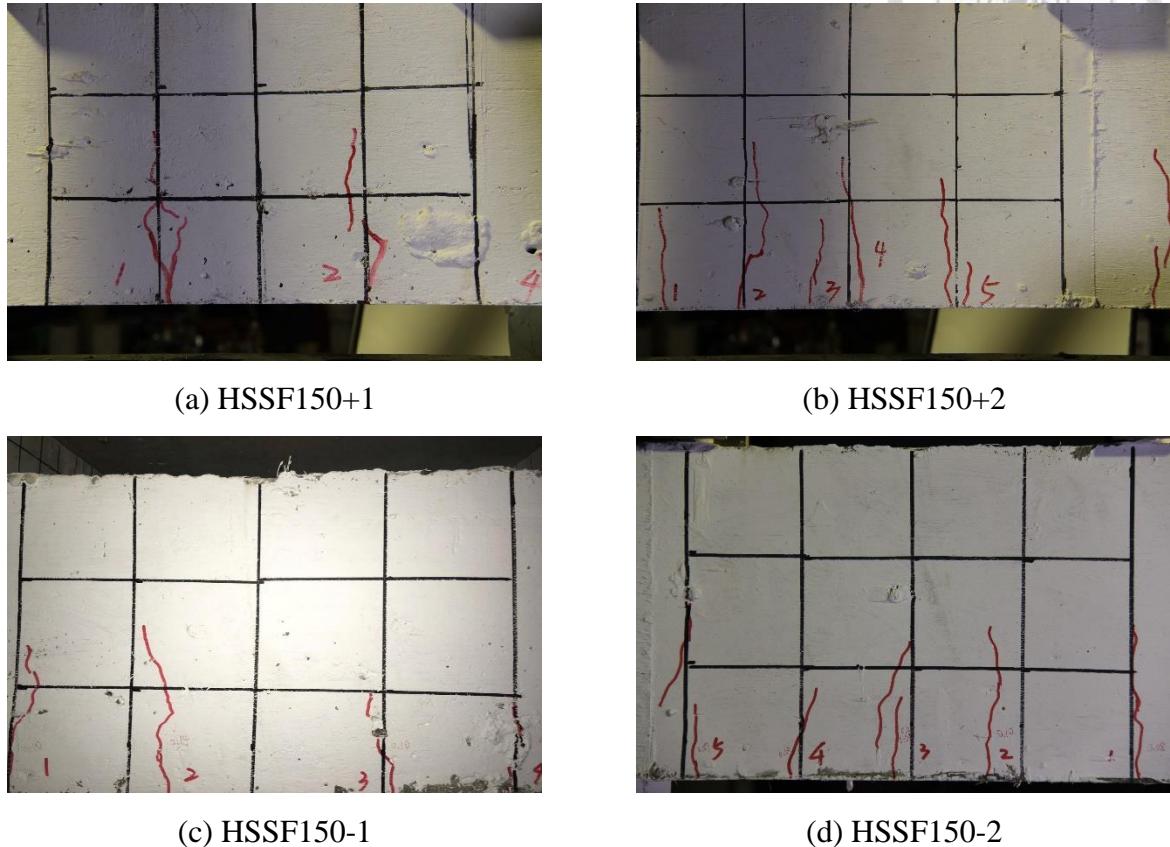
圖表 5-9 為 HSSF150 梁試體在預裂至工作應力下之裂縫特徵，照片 5-5 則為 HSSF150 試體之裂縫分佈照。此配比試體在預裂載重下之純撓曲段裂縫間距及數量方面差異較大，分別介於 6 至 19 cm 之間及 2 至 5 條裂縫。而在載重時裂縫寬度方面，除了 HSSF150-2 試體之寬度較小外，只有 0.10 mm，其餘三者之寬度相差不多，介於是 0.14 到 0.24 mm 之間，同樣地，四者在卸載後寬度都減少許多，介於 0.04 至 0.09 mm 之間，差異不大。

而根據 HSSF150 試體之實驗結果，雖然加載時裂縫寬度已經超過 ACI 規範之上限，最大達到 0.24 mm，但其卸載後裂縫寬度介於 0.04 至 0.09 mm 之間、倒置擺入鹽霧室時寬度為 0.011 及 0.07 mm，其值非常接近規範之上限，亦不會超過太多，符合實際生活中梁構件之開裂情況。由此可知，HSSF150 試體在受到工作應力後所產生之裂縫應會加速混凝土中內部鋼筋之腐蝕行為的發生。

除此之外，HSSF150 梁試體之加載時裂縫寬度與 HSSF075 試體差異不大，其可能原因是因為在載重較小的情況下，混凝土開裂情況較不嚴重，因此額外增加鋼纖維所發揮的橋接作用不明顯，因此在加載時裂縫寬度的表現上與取代率較少之 HSSF075 試體相差不大。同時，卸載及倒置時的裂縫寬度與 NS、HSSF0 及 HSSF075 梁試體皆差異不大，原因如其它試體的結果討論中所述。

圖表 5-9 HSSF150 梁試體之裂縫特徵

試體名稱	預裂載重(kN)	最大裂縫寬度 (mm)			裂縫間距 (mm)
		加載時	卸載後	倒置時	
HSSF150+1	122	0.24	0.09	0.11	195
HSSF150+2	120	0.14	0.05	0.07	67.5
HSSF150-1	108	0.17	0.07	-	133
HSSF150-2	118	0.10	0.04	-	100



照片 5-5 HSSF150 梁試體在工作應力下之裂縫照片

5.3 鹽霧室加速劣化試驗

鋼筋埋置於試體中有設計 4 cm 保護層厚度。腐蝕電流檢測儀之量測範圍為感測器正下方長 10.5 cm 的鋼筋區間，面積計算方式是以鋼筋圓周長乘以 10.5 cm，故於本研究中使用之#5 及#6 鋼筋總面積為 53 及 63 cm²。

由於試體兩側皆有配置符合規範之剪力筋，且裂縫主要發生於中間純撓曲段，因此可以預期除了梁中間部分 40 cm 以外，其餘區域之拉力筋不會發生腐蝕，因此在量測過程中僅針對中間純撓曲段之鋼筋作量測，共分為 8 等分，實際量測區域如圖 5-8 所示，其中 M1 至 M4 為最中間完全無箍筋區域，而 S1 至 S4 則為純撓曲區域中兩側有配置鋼筋的區域。

於鹽霧室加速循環試驗開始前先量測一次各區域之鋼筋腐蝕電流密度，由於

撓曲裂縫為垂直鋼筋方向，因此將 S1 及 S2、S3 及 S4、M1 及 M2、M3 及 M4 的量測值作平均，視為該處兩支鋼筋之平均腐蝕情況。接著每進行一至兩個禮拜鹽霧室加速試驗後便暫停一次並記錄所有區域之腐蝕電流。由於試驗過程中，鹽霧室發生幾次故障的情況，因此本研究目前僅進行至鹽霧噴灑 70 天之腐蝕電流密度試驗值，更長時間之腐蝕電流密度發展仍需持續觀察。

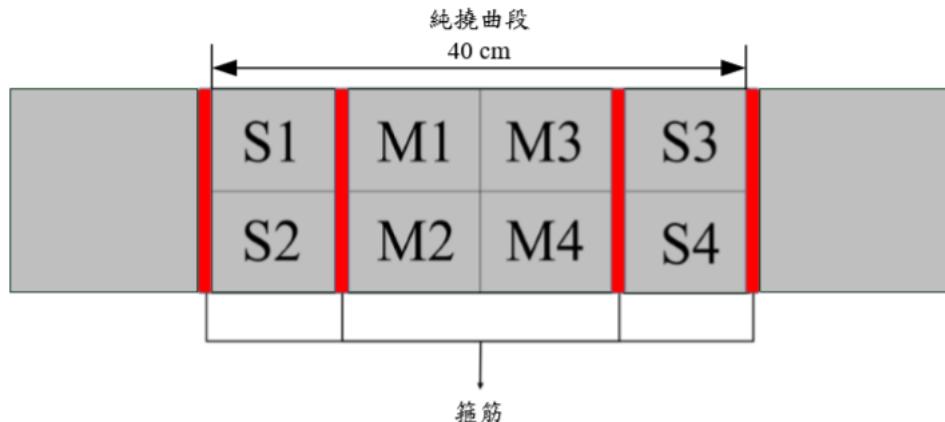


圖 5-8 混凝土梁純撓曲腐蝕電流量測區域編號示意圖

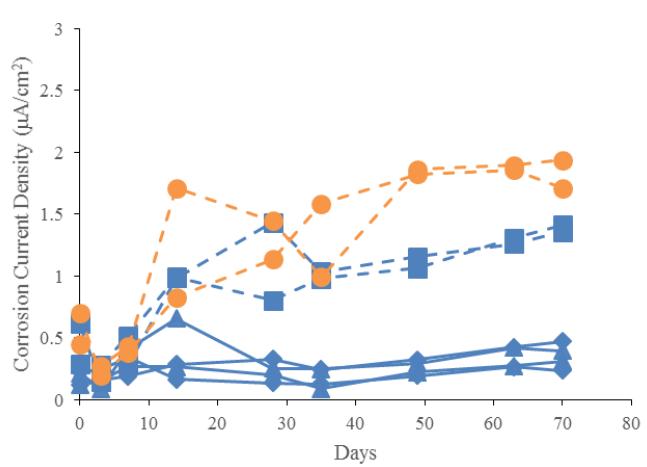
5.3.1 鋼筋腐蝕電流密度

圖 5-9 為各配比梁試體在鹽霧加速試驗中之鋼筋腐蝕電流密度發展情形，其中虛線為未添加鋼纖維之試體，實線為有添加鋼纖維之試體；藍色為高強度混凝土，橘色為普通強度混凝土；鋼纖維體積取代率不同之高強度試體則在數據標記上有所不同。由量測結果可以發現，各區域之量測值差異不大，顯示間距十公分之箍筋配置不會影響到腐蝕電流密度的量測。

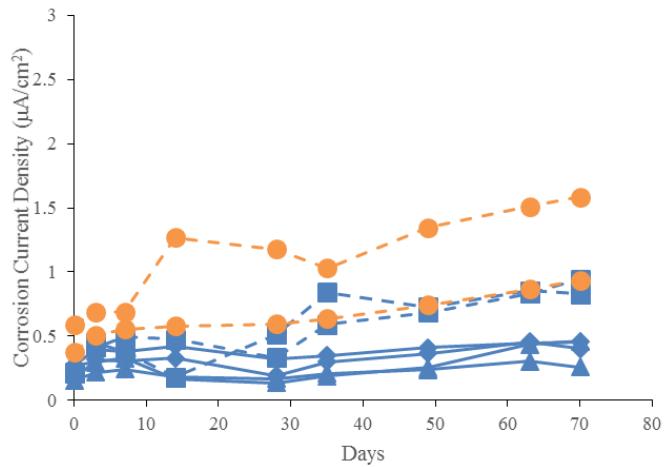
由於鋼筋混凝土梁所使用之鋼筋號數較大，因此鋼筋要發展至嚴重腐蝕程度所需之腐蝕電流密度亦較大，因此以過去文獻建議之 $0.5 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ 視為鋼筋嚴重腐蝕的臨界值。以此臨界值可以發現，在普通強度且未添加鋼纖為的量測結果方面，NS 試體在試驗開始 10 天之內便進入了嚴重腐蝕的程度，其原因是因為水灰比較低且未添加鋼纖維，氯離子除了沿裂縫處快速進入至鋼筋位置外，其它未開裂部分之混凝土阻擋氯離子侵入能力較低，導致整體鋼筋腐蝕發生較快，且腐蝕程度也較



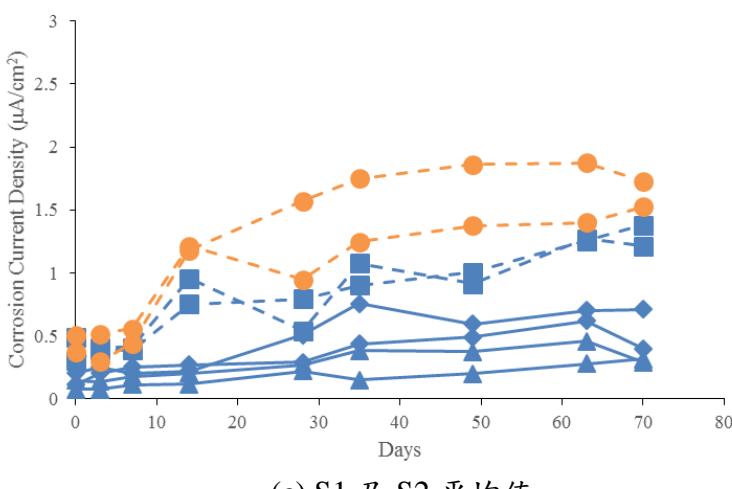
大。在高強度且未添加鋼纖維的量測結果方面，HSSF0 之試體則大約在 10 到 20 天之內進入了嚴重腐蝕的程度，顯示即使在混凝土已開裂的情況下，低水灰比試體阻隔外界氯離子侵入的能力仍較高水灰比試體佳。而在高強度有添加鋼纖維的量測結果方面，雖然 HSSF075 之量測值略高於 HSSF150，不過兩者差距不大，在經過鹽霧噴灑 70 天之後，兩者的量測結果大約都介在 0.5 上下，且與 NS 及 HSSF0 之量測結果相差許多，顯示鋼纖維添加後所發揮之限制裂縫寬度及犧牲陽極的功用對於延後鋼筋混凝土梁腐蝕行為發展非常有幫助。因此，在腐蝕電流密度的表現上有 $NS > HSSF0 > HSSF075 > HSSF150$ 之趨勢。



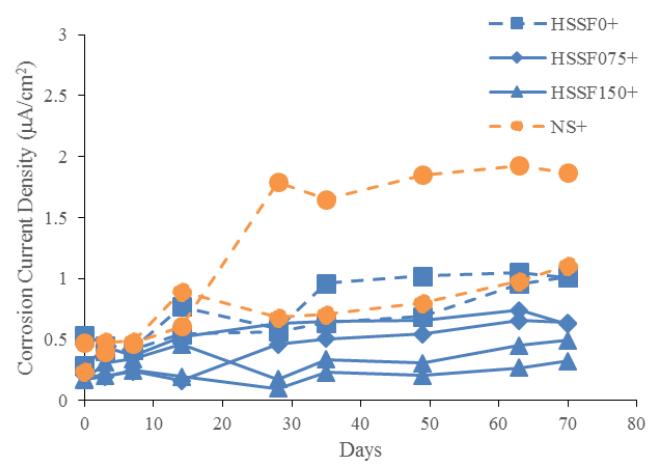
(a) M1 及 M2 平均值



(b) M3 及 M4 平均值



(c) S1 及 S2 平均值



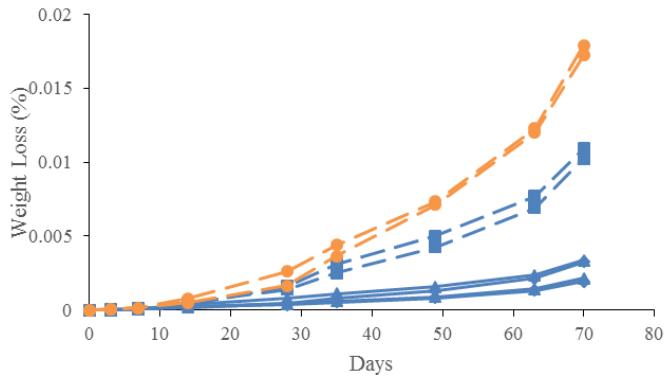
(d) S3 及 S4 平均值

圖 5-9 鋼筋腐蝕電流密度量測結果

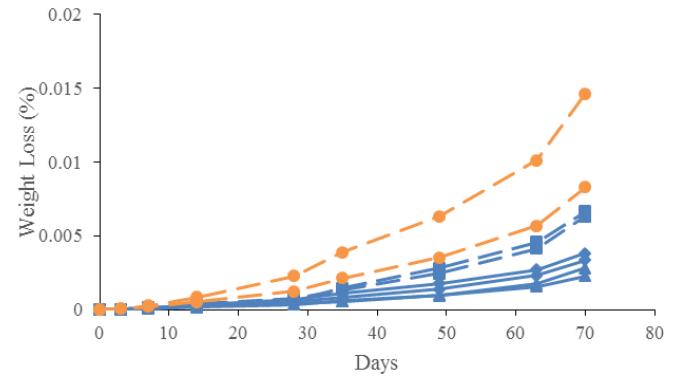


5.3.2 鋼筋腐蝕重量損失率

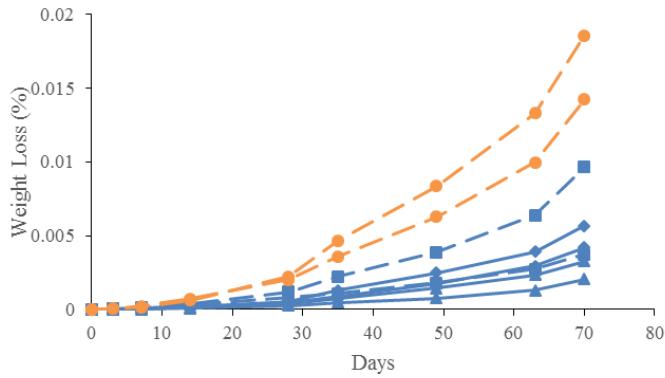
透過式 2-59，可以將腐蝕電流密度與時間之關係圖形底下的面積換算為該時間內之鋼筋平均重量損失率，並累加各時間間隔內之鋼筋重量損失率，即可得鋼筋在 70 天內的平均總重量損失率，如圖 5-10 所示。由圖中可以看出，鋼筋腐蝕之重量損失率基本上與鋼筋之腐蝕電流密度趨勢相同，不過由計算所得之鋼筋損失率可以看出，試驗進行至今鋼筋損失率仍然非常小，最大的僅有 0.015% 的重量損失率，其原因是因為本實驗所使用之梁試體為模擬真實使用尺寸之試體，拉力筋號數較大，為#5 及#6 鋼筋，因此儘管鋼筋腐蝕電流密度已經達到文獻所定義之嚴重腐蝕程度，也因為腐蝕速率太慢及腐蝕時間太短，對鋼筋本身半徑損失不大。因此，未來還需要持續量測及關注其腐蝕電流發展，直到重量損失率達到一定的大小後再進行殘餘強度的力學實驗，以做出明顯的腐蝕前後差異。



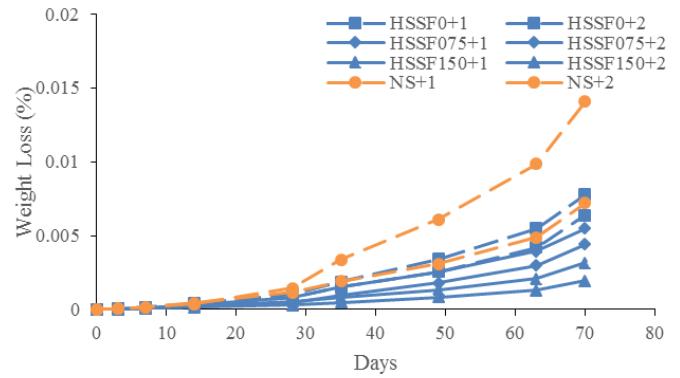
(a) M1 及 M2 平均值



(b) M3 及 M4 平均值



(c) S1 及 S2 平均值



(d) S3 及 S4 平均值

圖 5-10 鋼筋腐蝕重量損失率計算結果

第六章、未來實驗評估指標

由於以鹽霧室進行腐蝕劣化使實尺寸之鋼筋混凝土梁產生嚴重腐蝕情況需要較長的時間，為了使劣化實驗組及對照組之間有明顯的差異，因此本研究暫不進行腐蝕劣化後之力學實驗及氯離子濃度測試，僅提出未來欲進行之實驗步驟及觀測數據，並以過去文獻之結果來預測本研究試體在未來嚴重腐蝕後之力學行為結果。

6.1 鹽霧室環境腐蝕程度

因此本研究參考研究群何郁姍學姐[116]的做法，以碳鋼金屬試片的腐蝕狀況連接鹽霧室環境和現地環境的時間關係。並根據金屬材料業界的「美國材料標準協會測試標準參數 ASTM B117-鹽霧測試與實際天數換算」，表示一小時的中性鹽霧測試約等同於在海岸 5 天，或 15 天的自然環境暴露。

除了經驗估算外，亦透過參考金屬試片做評估。量測板狀及螺旋狀參考金屬試片的腐蝕狀況，並將結果紀錄於附錄 C 中。同時參考圖表 2-9，以腐蝕情況最嚴重之第五年腐蝕速率作為標準，推估鹽霧室與現地腐蝕速率之差異。然而外界環境腐蝕因子並不像鹽霧室中單純僅有鹽霧和水，且混凝土和金屬材料性質完全不同，故此結果僅供參考。

6.2 鋼筋腐蝕量

6.2.1 鋼筋腐蝕電流密度預測

由於文獻中提出之鋼筋腐蝕潛伏期之時間大約為一年，因此未來潛伏期結束後，鋼筋腐蝕電流密度之變化應會隨著試驗時間增加快速增加並趨於穩定。因此，未來持續量測並記錄鋼筋腐蝕電流密度的發展於圖 5-9 中，直至一年左右時間之後，其腐蝕速率應會出現一穩定值，以此定值以及搭配 2.8.7 小節裡選擇較符合本研究設計之預測模型，即可求得未來的腐蝕電流密度發展。



6.2.2 腐蝕梁試體殘餘強度預測

透過 2.8.3 小節中所提到的腐蝕鋼筋力學性質的回歸模型，並帶入前一小節所持續量測得到的鋼筋總腐蝕量，即可獲得腐蝕鋼筋之力學性質，再以力平衡之計算過程，即可求得腐蝕後梁試體之殘餘強度預測值，實際計算過程如圖 6-1 所示。

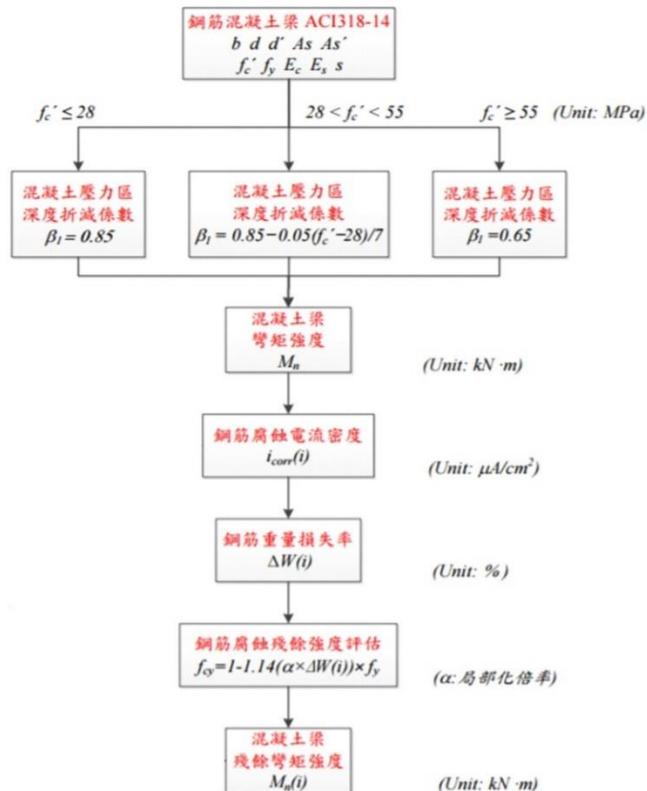


圖 6-1 腐蝕梁試體之殘餘強度預測流程圖

6.2.3 理論與實際鋼筋重量損失關係

由於過去文獻進行腐蝕劣化後試體之力學實驗時，鋼筋重量損失率皆大約為 10% 以上，因此未來繼續透過 5.3.2 小節之方法持續記錄各時間點之鋼筋總重量損失率，直到累計至 10% 以上的損失率時再進行力學實驗。本研究在試體鋼筋籠組裝前已經記錄各鋼筋編號及其總重量，如附錄 D 所示。未來於力學試驗結束後，將以 4.8.9 小節之方法，將純撓曲區域之拉力筋以每 10 cm 分段取出，量測鋼筋實際重量損失率，並紀錄於附錄 E 中。



6.3 梁抗彎試驗

當未來鋼筋腐蝕重量損失率達 10% 或以上時，以 4.8.6 小節之步驟進行四點載重抗彎試驗，比較預裂後放置鹽霧室、預裂後放置於大氣中、不預裂放置於大氣中三種環境之梁試體之力學行為表現，並記錄載重過程中裂縫特徵、使用性、極限強度及韌性比四種評估指標，以比較各配比梁試體在工作應力裂縫下腐蝕前後及預裂前後之撓曲行為。

6.3.1 裂縫特徵

如 3.3.1 小節所述，鋼纖維在開裂混凝土梁有一非常大之功用為限制裂縫寬度及減少裂縫間距，避免單一裂縫持續擴大最終導致破壞。然而，鋼纖維在已開裂梁之裂縫在自然環境中亦會最先接觸到氯離子，因此在長時間暴露於嚴重腐蝕環境中之後，鋼纖維是否仍能保持其限制裂縫發展的能力是必須要討論的。

因此，本研究定義預裂試驗時所加載的工作載重為梁構件在正常使用情況下的使用載重，並於未來在進行力學試驗並加載至此使用載重時，將暫停加載使 MTS 維持其載重大小，以 4.8.5 小節之方法記錄各試體梁之裂縫寬度及裂縫間距於附錄 F 中，並拍照記錄此時裂縫分布情況。

6.3.2 使用性

由於一般鋼筋混凝土梁在設計時皆會考慮其載重時所產生的位移，避免其再使用年限中產生過大過大位移，影響其構件使用性，然而鋼筋在受腐蝕後，彈性模數將會降低，使鋼筋在發揮特定強度時需要產生更大的應變，進而讓結構物變形加大。由 3.3.2 小節中所提出之中點位移比即可了解腐蝕後梁構件在使用載重下之位移變形能力，因此未來在進行抗彎試驗時，將記錄載重及位移的變化關係，求得各配比梁試體在使用載重時之位移量值並記錄於附錄 G 中。



6.3.3 殘餘撓曲強度

由於鋼筋腐蝕後所發生最明顯的改變就是鋼筋截面積的減少，由 2.8.3 小節的討論可以知道，鋼筋在受腐蝕後各項力學性質皆會有所減少，導致其極限強度降低，在使用年限中可能會發生提早破壞的情況。由 3.3.3 小節中的各項參數即可獲得梁構件在腐蝕後之殘餘強度與腐蝕程度關係，因此未來在進行四點抗彎試驗時，將對照組試體之極限強度平均值作為標準，與腐蝕後試體之結果進行比較，求得 RLC_{COR} 及試驗完成後之鋼筋腐蝕情形觀察，觀察項目包含最大孔蝕深度、平均重量損失率等結果，並將實驗值填入附錄 H 中，以得到如圖表 3-5 所示之完整試驗結果。

6.3.4 韌性比

在一般結構構件除了極限強度以外，其受載重過程中之韌性也非常重要，韌性代表者結構構件中消耗能量的能力，如果一個結構物韌性不佳，一但達到極限強度，結構構件就會發生瞬間的破壞，無法預期破壞的發生，造成相當大的危險。因此，除了在上節中所討論的極限強度以外，本研究計畫於抗彎試驗過程中持續記錄梁構件之中點位移及曲率，並計算其載重-位移圖及彎矩-曲率圖形底下的面積，並將構件開始降伏及到達極限強度時之面積做比較，將試驗結果填入附錄 I 及附錄 J 中，做出如 3.3.4 節中圖表 3-6 及圖表 3-7 之結果，以評估梁試體在腐蝕後之韌性行為。

6.4 氯離子擴散行為評估

由過去文獻中許多結果可以知道，裂縫的存在的確提供氯離子入侵混凝土內部之管道，而過去文獻中關於開裂鋼纖維混凝土之氯離子擴散行為的研究較少，因此本研究計畫於力學實驗結束後，將梁試體之裂縫處切割取出，並進行氯離子濃度檢測，以驗證添加鋼纖維之開裂混凝土梁抗氯離子侵入之耐久性。



6.4.1 開裂處與未開裂處之氯離子濃度

以 4.8.8 節中的方法將開裂處之混凝土試體取出，並進行分層氯離子濃度檢測，並與過去文獻中所提到裂縫處之混凝土氯離子濃度將會非常接近表面氯離子濃度的結果去做比較，並驗證鋼纖維添加後減緩氯離子侵入混凝土內部之能力。

6.4.2 開裂處與未開裂處之擴散係數

再進行完分層氯離子濃度檢測後，將試驗結果以 2.6.2 小節中之 Fick's 2nd Law 進行回歸，即可求出開裂混凝土之擴散係數。以此結果與 2.7.5 小節中文獻之結果做比較，並驗證鋼纖維添加後對於開裂混凝土之氯離子擴散係數之影響。

第七章、結論與建議



7.1 結論

本小節將針對本研究分析結果之討論作總結：

1. 根據關於開裂混凝土之耐久性的文獻實驗結果，混凝土於載重時產生之裂縫提供氯離子能夠快速侵入內部混凝土之通道，不論在氯籬子擴散係數或是裂縫處混凝土之氯離子濃度皆遠大於未開裂混凝土，使得內部鋼筋之腐蝕提早發生，力學強度降低，減少結構壽命。
2. 根據關於鋼纖維混凝土之耐久性的文獻實驗結果，鋼纖維添加後對於內部鋼筋之腐蝕發生有一定的抑制程度，主要原因為鋼纖維限制裂縫發展的能力，降低氯離子侵入速度，以及在開裂處之鋼纖維擔任犧牲陽極的角色，減緩鋼筋之腐蝕。
3. 與普通強度混凝土試體相比，高強度未添加鋼纖維之梁試體在工作應力下之裂縫寬度較大，而在添加鋼纖維後，裂縫寬度有明顯降低的情況，然而在裂縫間距上的差異並不明顯。
4. 根據目前鋼筋腐蝕電流密度量測結果，普通強度混凝土梁有明顯較大的腐蝕電流密度，而在相同水灰比之高強度強度混凝土梁中，有添加鋼纖維的試體所測得之腐蝕電流密度也較小，然而鋼纖維體積取代率不同之試體在腐蝕電流密度上的數值並沒有明顯的差異。
5. 本研究初步實驗架構已經完成，加速腐蝕試驗已經進行 70 天，9 次量測齡期，共 576 筆量測資料。假設最近一次之腐蝕電流密度為未來腐蝕速率之穩定值，(NS 約為 $2 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ ，HSSF0 約為 $1.5 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ ，HSSF075 及 HSSF150 約為 $0.5 \mu\text{A}/\text{cm}^2$)，保守估計五年後鋼筋平均重量損失率將分別達到 2.88%、1.83%、0.6%，而殘餘強度則分別為 76%、85%，添加鋼纖維試體皆在 95% 以上。



7.2 建議

1. 由於實尺寸梁之鋼筋號數較大，且有符合規範要求之保護層厚度，因此欲達到較為明顯之腐蝕效果需要需要較長的試驗時間，因此建議後續學者繼續進行此耐久性試驗，以驗證高強度鋼纖維混凝土梁之耐久性及腐蝕後力學行為表現。
2. 目前腐蝕電流量測的位置設計為將鋼筋純撓曲區域平均分為八等分，然而考慮到裂縫位置對於鋼筋腐蝕之影響，未來可以額外增加各試體於最大裂縫寬度位置之鋼筋腐蝕電流密度量測，以更進一步評估裂縫寬度及位置對於內部鋼筋腐蝕之影響。
3. 根據 2.8.8 小節，多數學者皆認為當鋼筋在腐蝕開始發生之後，初期鋼筋之腐蝕電流密度會隨著氯離子濃度的累積而造成鋼筋脫鈍區域逐漸擴大，令腐蝕電流密度快速增加，直到約為一年左右的時間後，鋼筋之鏽蝕物填充孔隙並隔絕內部未腐蝕區域與外界氧氣及水分接觸，使得腐蝕電流密度不再上升，甚至隨著鏽蝕物的增加，逐漸下降。由於多數迴歸模型皆來自於現地試驗，本研究之鋼筋腐蝕電流密度穩定時間及未來發展趨勢還需要更長時間的紀錄去驗證。
4. 多數文獻皆指出鋼纖維添加後對於裂縫發展的限制有非常大的幫助，然而鋼纖維亦會發生腐蝕，而在發生嚴重腐蝕之鋼纖維是否能維持其限制裂縫發展的能力還需要後續研究進一步驗證。

參考文獻



- [1] A. Djerbi, S. Bonnet, A. Khelidj & V. Baroghel-bouny, "Influence of Traversing Cracks on Chloride Diffusion into Concrete." *Cement and Concrete Research*, 38, 877-883, 2008.
- [2] AbdelMonem Masmoudi and Jamel Bouaziz, "Durability of Steel Fibres Reinforcement Concrete Beams in Chloride Environment Combined with Inhibitor", *Advances in Materials Science and Engineering* Vol.2016, Article ID 1743952, 6 pages.
- [3] ACI Committee 318 (2008). "Building Code Requirement for Structural Concrete and Commentary" , American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 465.
- [4] Aitcin, P.C., "High Performance Concrete Demystified." *Concrete International*, 15(1), 21-26, 1993.
- [5] Alonso, C., Andrade C., & Gonzalez J. A., "Relation between Resistivity and Corrosion Rate of Reinforcements in Carbonated Mortar Made with Several Cement Type." *Cement and Concrete Research*, 18(5), pp. 687-698, 1988.
- [6] Alwan, J. M., Naaman, A. E., and Guerrero, P., "Effect of Mechanical Clamping on the Pull-out Response of Hooked Steel Fibers Embedded in Cementitious Composites," *Concrete Science and Engineering*, Vol. 1, No. 1, pp. 15-25, 1999.
- [7] Andrade, C., & Martínez, I. "14 - Techniques for Measuring the Corrosion Rate (Polarization Resistance) and The Corrosion Potential of Reinforced Concrete Structures", In *Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering*, Woodhead Publishing, Volume 2, Pages 284-316, Non-Destructive Evaluation of Reinforced Concrete Structures, 2010.
- [8] Andres A. T., Sergio N., Jorge T., "Residual Flexure Strength Capacity of Corroded

Reinforced Concrete Beams.” Engineering Structures, 29, 1145-1152, 2007.

[9] Aoyama, H., “Development of Advanced Reinforced Concrete Buildings with High-Strength and High-Quality Materials.” Earthquake Engineering Tenth World Conference, Rotterdam, 1992.

[10] ASTM B117-11, “Standard Practice for Operating Salt Spray (Fog) Apparatus”.

[11] ASTM B368 -09(2014), “Standard Test Method for Copper-Accelerated Acetic Acid-Salt Spray (Fog) Testing (CASS Test).”

[12] ASTM C1202-12, “Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration.”

[13] ASTM C33-99a, “Standard Specification for Concrete Aggregates.”

[14] ASTM C39/C39M-15a, “Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens.”

[15] ASTM C469/C469M-14, “Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression.”

[16] ASTM C876-15, “Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete.”

[17] ASTM G50-10(2015), “Standard Practice for Conducting Atmospheric Corrosion Tests on Metals.”

[18] ASTM G85-11, “Standard Practice for Modified Salt Spray (Fog) Testing.”

[19] Bencardino, F., Rizzuti, L., Spadea, G., & Swamy, R. N. “Stress-Strain Behavior of Steel Fiber-Reinforced Concrete in Compression.” Journal of Materials in Civil Engineering, 20(3), 255-263, 2008.

[20] Bentur, A., Diamond, S., & Mindess, S. “Cracking Processes in Steel Fiber Reinforced Cement Paste”. Cement and Concrete Research, 15(2), 331-342, 1985.

[21] Bentur, A., Diamond, S., & Mindess, S. “The Microstructure of the Steel Fibre-

Cement Interface.” Journal of Materials Science, 20(10), 3610-3620, 1985.

- [22] Berrocal, C.G., Lundgren K. & Lofgren I., “Influence of Steel Fibers on Corrosion of Reinforcement in Concrete in Chloride Environments : A Review”, *Fibre Concrete*, September 12-13, 2013.
- [23] Broomfield, J. P., Rodriguez, L.M. Ortega, and A. M. Garcia. “Corrosion Rate and Life Prediction for Reinforced Concrete Structures. Proceedings of Structure Faults and Repairs.” 1993.
- [24] Broomfield, J. P. “Corrosion of Steel in Concrete. Understanding Investigation and Repair.” 1997.
- [25] C. Andrade, and C. Alonso “Test Method for On-site Corrosion Rate Measurement of Steel Reinforcement in Concrete by Means of the Polarization Resistance Method”, *Materials and Structures*, Vol.37, November 2004, pp.623-624.
- [26] C. Andrade, M.Castellote, C. Alonso and C. Gonzalez “Relation between Colorimetric Chloride Penetration Depth and Charge Passed in Migration Tests of the Type of Standard ASTM C1202-97” *Cement and Concrete Research*, Vol. 29, pp. 417-421, 1999.
- [27] C. G. Berrocal, K. Lundgren, I. Löfgren “Experimental Investigation on Rebar Corrosion in Combination with Fibres”
- [28] Cady, P. D., & Weyers, R. E. (1983). Chloride penetration and the deterioration of concrete bridge decks. *Cement, concrete and aggregates*, 5(2), 81-87.
- [29] Chaube, R., Kishi, T. and Maekawa, K. “Modelling of Concrete Performance : Hydration, Microstructure and Mass Transport.” CRC Press, 2005.
- [30] Climent, M. A., de Vera, G., López, J. F., Viqueira, E., & Andrade, C. “A Test Method for Measuring Chloride Diffusion Coefficients Through Nonsaturated Concrete: Part I. The Instantaneous Plane Source Diffusion Case.” *Cement and Concrete Research*, 33(10), 1591-1598, 2003.

concrete Research, 32(7), 1113-1123, 2002.

[31] CNS 1078, 「水硬性水泥化學分析法」, 中華民國國家標準。

[32] CNS 1240, 「混凝土粒料」, 中華民國國家標準。

[33] CNS 12874, 「環境試驗法（電氣、電子）-鹽霧（循環）試驗」, 中華民國國家標準。

[34] CNS 13401, 「金屬及合金之腐蝕-大氣腐蝕性之分類」, 中華民國國家標準。

[35] CNS 13753, 「金屬及合金之腐蝕-大氣腐蝕性（測定標準試片之腐蝕速率以評估腐蝕性）」, 中華民國國家標準。

[36] CNS 13754, 「金屬及合金之腐蝕-大氣腐蝕性（污染之測定）」, 中華民國國家標準。

[37] CNS 14122, 「金屬及合金之腐蝕-大氣腐蝕-試片腐蝕生成物清除法」, 中華民國國家標準。

[38] CNS 14123, 「金屬及合金之腐蝕-大氣腐蝕測試（現場測試之一般要求）」, 中華民國國家標準。

[39] CNS 14703, 「硬固水泥砂漿及混凝土中水溶性氯離子含量試驗法」, 中華民國國家標準。

[40] CNS 14842, 「高流動性混凝土坍落度試驗法」, 中華民國國家標準。

[41] CNS 15200-7-8, 「塗料一般試驗法—第 7-8 部：塗膜之長期性能—耐循環腐蝕試驗法—鹽水噴霧/乾燥/濕潤」, 中華民國國家標準。

[42] CNS 3627, 「環境試驗法（電氣、電子）-鹽霧試驗」, 中華民國國家標準。

[43] CNS 8886, 「鹽水噴霧試驗法」, 中華民國國家標準。

[44] Collepardi, M., Marcialis, A., & Turriziani, R. "Penetration of Chloride Ions into Cement Pastes and Concretes." *Journal of the American Ceramic Society*, 55(10), 534-535, 1972.

[45] Concrete, C., & Australia, A. "Chloride Resistance of Concrete Report", June,

2009.

- 
- [46] Dhir, R. K., El-Mohr, M. A. K., & Dyer, T. D. "Chloride Binding in GGBS Concrete" *Cement and Concrete Research*, 26(12), 1767-1773, 1996.
 - [47] Duracrete "Probabilistic Performance Based Durability Design : Modelling of Degradation." Document, D. P. BE95-1374/R4-5. The Netherlands.
 - [48] E. Meck, V. Sirivivatnanon "Field Indicator of Chloride Penetration Depth" *Cement and Concrete Research*, Vol. 33, pp. 1113-1117, 2003.
 - [49] Enevoldsen, J. N., Hansson, C. M., & Hope, B. B. (1994). Binding of chloride in mortar containing admixed or penetrated chlorides. *Cement and Concrete Research*, 24(8), 1525-1533.
 - [50] Fanella, David A., and Naaman, Antoine E., "Stress-Strain Properties of Fiber Reinforced Mortar in Compression," *J. Am. Concr. Inst.*, 82(4), 475-483, 1985.
 - [51] Feng, Q. "High-Performance Concrete". Building Industry Press. Beijing, 1996.
 - [52] Fraczek, J. "Review of Electrochemical Principles as Applied to Corrosion of Steel in a Concrete or Grout Environment." Special Publication, 102, 13-24, 1987.
 - [53] Hirozo, M., Shaikh F.U.A. & Ayuko K., "Corrosion of Reinforcing Steel in Fiber Reinforced Cementitious Composites", *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol.9, No.2, 159-167, June, 2011.
 - [54] Hooton, R. D., & McGrath, P. F. (1995). Issues related to recent developments in service life specifications for concrete structures. Chloride Penetration into Concrete. RILEM, L.O. Nilsson and J.P. Olivier, Eds., pp. 388-397.
 - [55] Hussain, S. E., & Al-Saadoun, S. S. "Effect of Cement Composition on Chloride Binding and Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete." *Cement and Concrete Research*, 21(5), 777-794, 1991.
 - [56] Hussain, S. E. "Corrosion Resistance Performance of Fly Ash Blended Cement

Concrete.” Materials Journal, 91(3), 264-272, 1994.

[57] Hsu, L. S., and Hsu, C. T., “Stress-Strain Behavior of Steel-Fiber High-Strength

Concrete under Compression,” ACI Structural Journal, July-August, 1985.

[58] Ippei, M., Kazuyuki T., “Distribution of Chloride Ion in Cracked Reinforced

Concrete Prism Transported by Cyclic Rain with Chloride Ion.”, Seminar on

Durability and Life Cycle Evaluation of Concrete Structure, 2006.

[59] IS/IEC 60371-2 :2004 “Specification for Insulating Materials Based on Mica Part II

Methods of Test.” May, 2012.

[60] ISO 9223 “Corrosion of Metals and Alloys - Corrosivity of Atmosphere -

Classification, Determination and Estimation.” 1992.

[61] ISO 9224 “Corrosion of Metals and Alloys – Corrosibity of Atmoshpere –

Giuding Values for the Corrosivity Categories.” 1992.

[62] ISO 9225 “Corrosion of Metals and Alloys - Corrosivity of Atmospheres -

Measurement of Pollution.” 1992.

[63] ISO 9226 “Corrosion of Metals and Alloys - Corrosivity of Atmospheres -

Determination of Corrosion Rate of Standard Specimens for the Evaluation of

Corrosivity.” 1992.

[64] J. A. Gonzalez, C. Andrade, C. Alonso and S. Feliu “Comparison of Rates of

General Corrosion and Maximum Pitting Penetration on Concrete Embedded

Steel Reinforcement.” Cement & Concrete Research, Vol. 25, No.2, pp.257-264,

1995.

[65] J. G. Cabrera “Deterioration of Concrete Due to Reinforcement Steel Corrosion.”

Cement & Concrete Composites, 18, 47-59, 1996.

[66] Junjie, W. et al., “Influence of Micro and Marco Cracks Due to Sustained Loading

on Chloride-Induced Corrosion of Reinforced Concrete Beams”, 4th International

- 
- [67] Katrien, A., Geert DE S., Liviu M., Veerle B., "Influence of Cracks and Crack Width on Penetration Depth of Chlorides in Concrete.", European Journal of Environmental and Civil Engineering, 13(5):561-572, May, 2009.
- [68] Katwan, M. J., Hodgkiess, T. & Arthur, P. D. "Electrochemical Noise Technique for the Prediction of Corrosion Rate of Steel in Concrete." Materials and Structures, 29(5), pp.286-294, 1996.
- [69] Kim, D.J., El-Tawail, S., and Naaman, A. E., "Correlation between Single Fiber Pullout and Tensile Response of FRC Composites with High Strength Steel Fibers. In : Reinhardt, H. W. and Naaman, A." Fifth International RILEM Workshop on High Performance Fiber-Reinforced Cement Composites: HPFRCC5. Rilem Proceedings pro053, pp.67-76.
- [70] K. Y. Ann, H. W. Song, "Chloride Threshold Level for Corrosion of Steel in Concrete." Corrosion Science Vol. 49, pp. 4113-4133, 2007.
- [71] Leema Rosa A., Revathi J., Sugna K., Ragunath P.N., "Ductility Performance of Corrosion-Damaged Reinforced Concrete Beams." JCSE, Vol. 6, November, 2009.
- [72] Leng, F., Feng, N., & Lu, X. "An Experimental Study on The Properties of Resistance to Diffusion of Chloride Ions of Fly Ash and Blast Furnace Slag Concrete" Cement and Concrete Research, 30(6), 989-992, 2000.
- [73] Li, V. C., Wang, Y., and Backer, S., "Effect of Inclining Angle, Bundling and Surface Treatment on Synthetic Fiber Pull-out from A Cement Matrix." Journal of Composites, 48 Vol. 21, No2, pp.132-140,1990.
- [74] Liu, Y. & Weyers, R. E. "Modelling the Time-to-Corrosion Cracking in Chloride Contaminated Reinforced Concrete Structures." ACI Materials Journal, 95(6), pp.

675-681, 1998.

[75] Luo, R., Cai, Y., Wang, C., & Huang, X. "Study of Chloride Binding and Diffusion in GGBS Concrete." *Cement and Concrete Research*, 33(1), 1-7, 2003.

[76] M. Ismail, A. Toumi, R. François, R. Gagné, "Effect of Crack Opening on the Local Diffusion of Chloride in Cracked Mortar Samples", *Cement and Concrete Research*, 38, 1106–1111, 2008.

[77] Matinez, I. & Andrade, C. "Examples of Reinforcement Corrosion Monitoring by Embedded Sensors in Concrete Structures." *Cement & Concrete Composites*, Vol. 33, pp545-554, 2009.

[78] Mehta, P. K., "Concrete Structure, Properties and Materials." Englewood Hills, NJ: Prentice-Hall, 1986.

[79] Mehta, P. K., "Concrete : Microstructure, Properties and Materials." Prentice-Hall, 1993.

[80] Michael J. C. et. al., "Durability of Concrete Beams Externally Reinforced with Composite Fabrics". *Construction and Building Materials*. Vol.9., No.3, pp. 141-148, 1995.

[81] Mike, O., Hans B., & Mark A., "Prediction of Corrosion Rates in RC Structures – A Critical Review", *Modelling of Corroding Concrete Structures*, RILEM Book series 5, DOI 10.1007/978-94-007-0677-4_2, 2011.

[82] Mindess, S., and Young, J. F., "Concrete." Prentice Hall, 1981.

[83] Mohammed, T. U., Yamaji, T., & Hamada, H. "Chloride Diffusion, Microstructure, and Mineralogy of Concrete after 15 Years of Exposure in Tidal Environment." *ACI Materials Journal*, 99(3), 256-263, 2002.

[84] Mendis, P. A. and Panagopoulos, C. "Applications of High Strength Concrete in Seismic Regions." 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland,

New Zealand, January, 2000.

- [85] Michihiko, Abe and Hitoshi, Shiohara, “New RC Materials.” In Aoyama, H. “Design of Modern Highrise Reinforced Concrete Structures”, Vol.3, World Scientific, 2001.
- [86] N. Otsuki, S. Nagataki, K. Nakashita, “Evaluation of AgNO₃ Solution Spray Method for Measurement of Chloride Penetration into Hardened Cementitious Matrix Materials” ACI Materials Journal, pp. 587-592, 1992.
- [87] Naaman, A. E., & Reinhardt, H. W., “High Performance Fiber Reinforced Cement Composites.” High Performance Construction Materials. Sci Appl, 91-153, 2008.
- [88] Ngala, V. T., Page, C. L., Parrott, L., & Yu, S. W. “Diffusion in Cementitious Materials: II, Further Investigations of Chloride and Oxygen Diffusion in Well-Cured OPC and OPC/30% PFA Pastes.” Cement and Concrete Research, 25(4), 819-826, 1995.
- [89] Oluokun, F. A., “Prediction of Concrete Tensile Strength from Its Compressive Strength : Evaluation of Existing Relations for Normal Weight Concrete.” ACI Mechanicals Journal, Vol.88, No.3, pp.302-309, 1991.
- [90] Otsuka, K., Mihashi, H., Kiyota, M., Mori, S., & Kawamata, A. “Observation of Multiple Cracking in Hybrid FRCC at Micro and Meso Levels.” Journal of Advanced Concrete Technology, 1(3), 291-298.
- [91] Page, C. L. & Lambert, P. “Analytical and Electrochemical Investigations of Reinforcement Corrosion.” Contractor Report 30, Transport and Road Research Laboratory(TRRL), Crowthorne, 1986.
- [92] Polder, R. B. “Test Methods for on Site Measurement of Resistivity of Concrete—a RILEM TC-154 Technical Recommendation.” Construction and building materials, 15(2), 125-131, 2001.



- [93] Quanbing, W. X. X. L. Y., & Shiyuan, H. "The Diffusion Equation of Cl Ion in Cement Mortar." *Journal of building materials*, 4, 004, 1991.
- [94] Rodriguez, J., Ortega, L.M., Garcia, A.M., "Corrosion Rate Measurements in Concrete Bridges by Means of the Linear Polarization Technique Implemented in a Field Device." *ACI Fall Convention*, Minneapolis, Minnesota, November, 1993.
- [95] Schiessl, P, "Corrosion of Steel in Concrete, RILEM Report." *Report of the Technical Committee 60-CSC*, London, Chapman & Hall, 1988.
- [96] Scott, A. N. & Alexander, M. G. "The Influence of Binder Type, Cracking and Cover on Corrosion Rates of Steel in Chloride-Contaminated Concrete" *Magazine of Concrete Research*, 59(7), pp. 495-505, 2007.
- [97] Shah, S. P. "High Performance Concrete: Past, Present and Future. High Performance Concrete-Workability, Strength and Durability." Hong Kong: Hong Kong University of Science and Technology, 3-29, 2000.
- [98] Sidney, M., & Francis, Y. J. "Concrete." Prentice-Hall, N. J., 1981.
- [99] SINTEF Building and Infrastructure "Modelling of Reinforcement Corrosion in Concrete – State of the Art", COIN Project Report, 7-2008.
- [100] Song, P. S., and Hwang, S., "Mechanical Properties of High-Strength Steel Fiber-Reinforced Concrete." *Construction and Building Materials*, Vol. 18, pp.669-673, 2004.
- [101] Stern, M., & Geary, A. L. "Electrochemical Polarization I. A Theoretical Analysis of the Shape of Polarization Curves." *Journal of the electrochemical society*, 104(1), 56-63, 1957.
- [102] Thomas, M. D., & Bamforth, P. B." Modelling Chloride Diffusion in Concrete: Effect of Fly Ash and Slag." *Cement and Concrete Research*, 29(4), 487-495, 1999.

- [103] Uhlig, H. H., & Revie R. W., "Corrosion and Corrosion Control." 3rd edition, Wiley Interscience, N.Y., pp. 28-35, 1985.
- [104] Vu, K. & Stewart, M. G. "Structural Reliability of Concrete Bridges Including Improved Chloride-Induced Corrosion Models." Structural Safety, 22(4), pp. 313-333, 2000.
- [105] Vu, K., Stewart, M. G. & Mullard, J. "Corrosion-Induced Cracking : Experimental Data and Predictive Models" ACI Structural Journal, 102(5), pp. 719-726, 2000.
- [106] William, D. Callister. "Fundamentals of Materials Science and Engineering", 2001.
- [107] Winslow, D. N., Cohen, M. D., Bentz, D. P., Snyder, K. A., & Garboczi, E. J. "Percolation and pore structure in mortars and concrete." Cement and concrete research, 24(1), 25-37, 1994.
- [108] Xu, B., Ju, J. W., and Shi, H. S., "Progressive Micromechanical Modeling for Pullout Energy of Hooked-end Steel Fiber in Cement-based Composites," SAGE. International Journal of Damage Mechanics, 2011.
- [109] Yalcyn, H. & Ergun, M. "The Prediction of Corrosion Rates of Reinforcing Steels in Concrete." Cement and Concrete Research, 26(10), pp.1593-1599.
- [110] Yan X. K. et al. "Ductility Analysis of Reinforced Concrete Beam Base on Salt Spray Corrosion Test" Corrosion and Protection, Vol 33. No.7, July, 2012.
- [111] Young, J. F., "Review of the Pore Structure of Cement Paste and Concrete and Its Influence on Permeability." Special Publication, 108, 1-18, 1988.
- [112] 土木 406-100 ,「鋼筋混凝土學」, 中國土木水利工程學會 , 2011 。
- [113] 王鼎智 ,「氯離子在不同混凝土裂縫型式下之傳輸與對鋼筋腐蝕影響之研究」, 碩士論文 , 國立成功大學土木工程研究所 , 2002 。



- [114] 王駿紳，「快速評估貯鹽浸漬試驗之水泥砂漿氯離子擴散行為」，碩士論文，國立臺灣海洋大學材料工程研究所，2012。
- [115] 台灣腐蝕分類資訊系統-板狀試片腐蝕速率與腐蝕環境分類，港灣技術研究中心，2009。
- [116] 何郁姍，「藉由貯鹽試驗及鹽霧加速劣化試驗探討高強度混凝土添加鋼纖維之耐久性」，碩士論文，國立臺灣大學土木工程學研究所，2016。
- [117] 李俊鋼，「添加鋼纖維對鋼筋腐蝕量測訊號影響之探討」，碩士論文，國立臺灣海洋大學河海工程學系，2008。
- [118] 李旺達，「探討比色法中顏色變化界面之氯離子濃度對混凝土非穩態氯離子傳輸係數之影響」，碩士論文，國立臺灣海洋大學材料工程研究所，2006。
- [119] 卓奕杉，「RC 梁鋼筋腐蝕之剪力行為評估與縱向鋼筋腐蝕之耐震行為」，碩士論文，國立台灣科技大學營建工程學系，2012。
- [120] 吳勇福，「無腹筋高強度鋼纖維鋼筋混凝土梁撓曲與剪力強度之評估」，碩士論文，國立臺灣大學土木工程學研究所，2014。
- [121] 吳建國、黃然、梁明德等，「混凝土橋梁鹽分腐蝕問題之研究」，交通台灣區國道新建工程局，1993。
- [122] 林致緯，「以鹽水浸漬試驗與快速氯離子滲透試驗探討混凝土中氯離子擴散行為」，碩士學位論文，國立臺灣海洋大學材料工程研究所，2006。
- [123] 林維明，「鋼筋混凝土腐蝕要因及對策之探討」，港灣技術研究所，1998。
- [124] 林永芳，「添加矽灰及鋼纖維對混凝土氯離子滲透與腐蝕行為之探討」，碩士論文，國立臺灣海洋大學河海工程學系，基隆，2007。
- [125] 林安理，「中剪跨鋼纖維混凝土梁剪力強度預測研究」，碩士論文，國立臺灣大學土木工程學研究所，2013。
- [126] 官家緯，「粗粒料用量對混凝土傳輸行為之影響」，碩士論文，國立臺灣海洋大學材料工程研究所，2011。

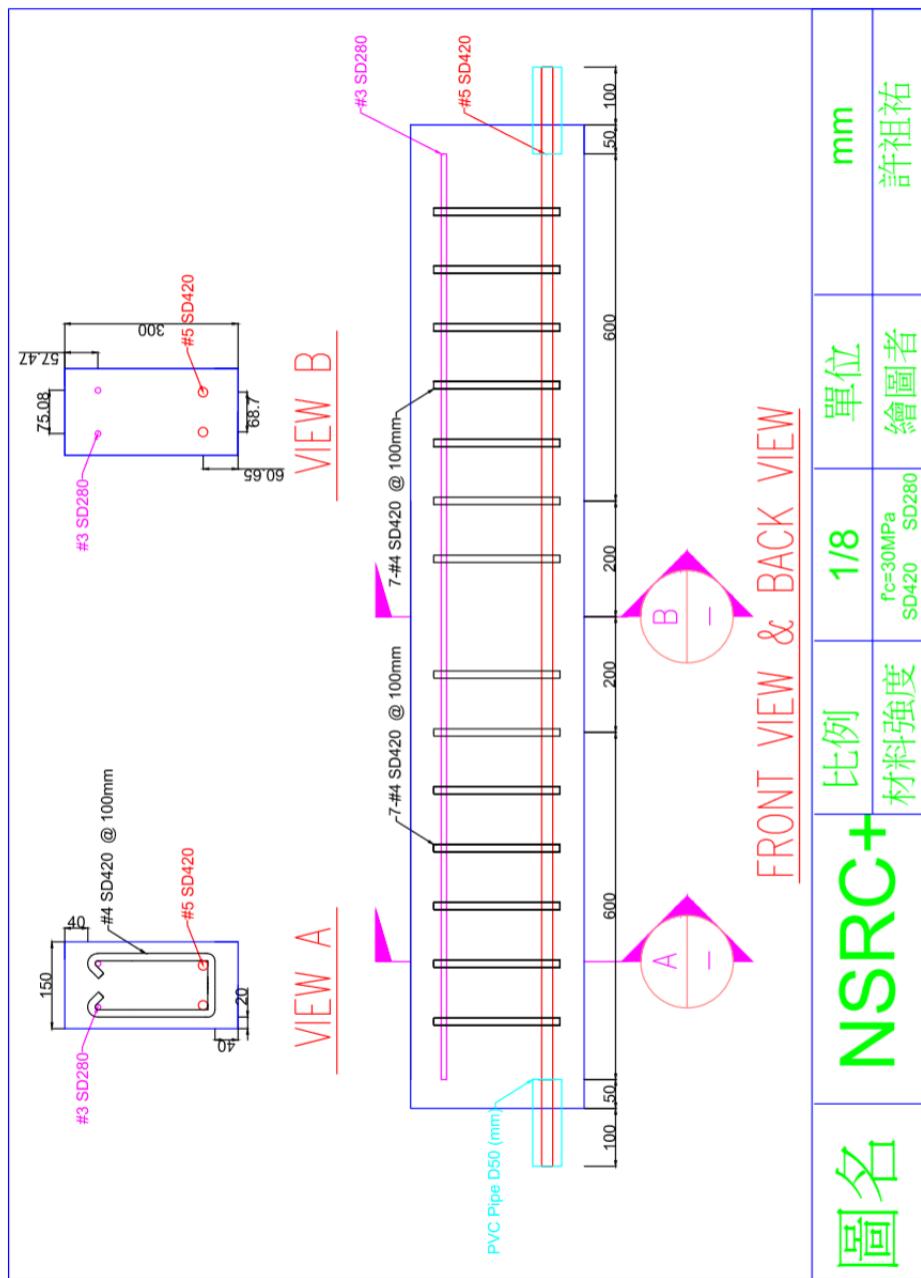


- [127] 柯賢文，「腐蝕及其防治」，全華科技圖書有限公司，1985。
- [128] 洪定海，「混凝土中鋼筋的腐蝕與保護」，中國鐵道出版社，1988。
- [129] 郭耀仁，「高強度鋼纖維混凝土的力學性質與圍束效應之研究」，碩士論文，國立台灣大學土木研究所，2012。
- [130] 陳立軍，孔令輝，王德君，丁銳，& 梁銳，「混凝土滲透性概念的細化及其測試方法」 混凝土，(1)，40-42，2009.。
- [131] 張廷峻，「探討鹽霧試驗與貯鹽試驗對混凝土耐久性之關聯」，碩士學位論文，國立臺灣海洋大學材料所，2013。
- [132] 張雲蓮、史美倫、陳志源，「鋼纖維砂漿的電化學振蕩現象」，建築材料學報，Vol. 8 , No. 5 , 2005。
- [133] 梁智信，「濱海地區混凝土中氯離子擴散行為之研究」，博士論文，國立臺灣海洋大學材料工程研究所，2013。
- [134] 野口貴文、金螢來、長井宏憲，「腐食型態を考慮した腐食鉄筋の力学的性能の評價に関する研究」，日本建築學會構造系論文及，第 73 卷，第 624 號，181-188，2008。
- [135] 葉祥海、黃然、張建智，「既有 RC 建築物劣化及其修復之研究」，內政部建築研究所研究報告，2006。
- [136] 楊仲家、卓世偉，「混凝土耐久性試驗研究」，內政部建築研究所，2004。
- [137] 詹穎雯，「環境溫、濕度對含高爐石、飛灰與普通卜特蘭水泥混凝土強度之影響與變形之研究」，碩士論文，國立台灣大學土木工程學系，1986。
- [138] 劉秉京，「混凝土結構耐久性設計」，人民交通出版社，2007。
- [139] 劉彥志，「飛灰混凝土傳輸行為之研究」，碩士論文，國立臺灣海洋大學材料工程研究所，2011。
- [140] 趙彥迪、F. H. Wittmann、趙鐵軍，「靜水壓力下混凝土中氯離子傳輸機理研究」，碩士論文，青島理工大學土木工程學院，2011。

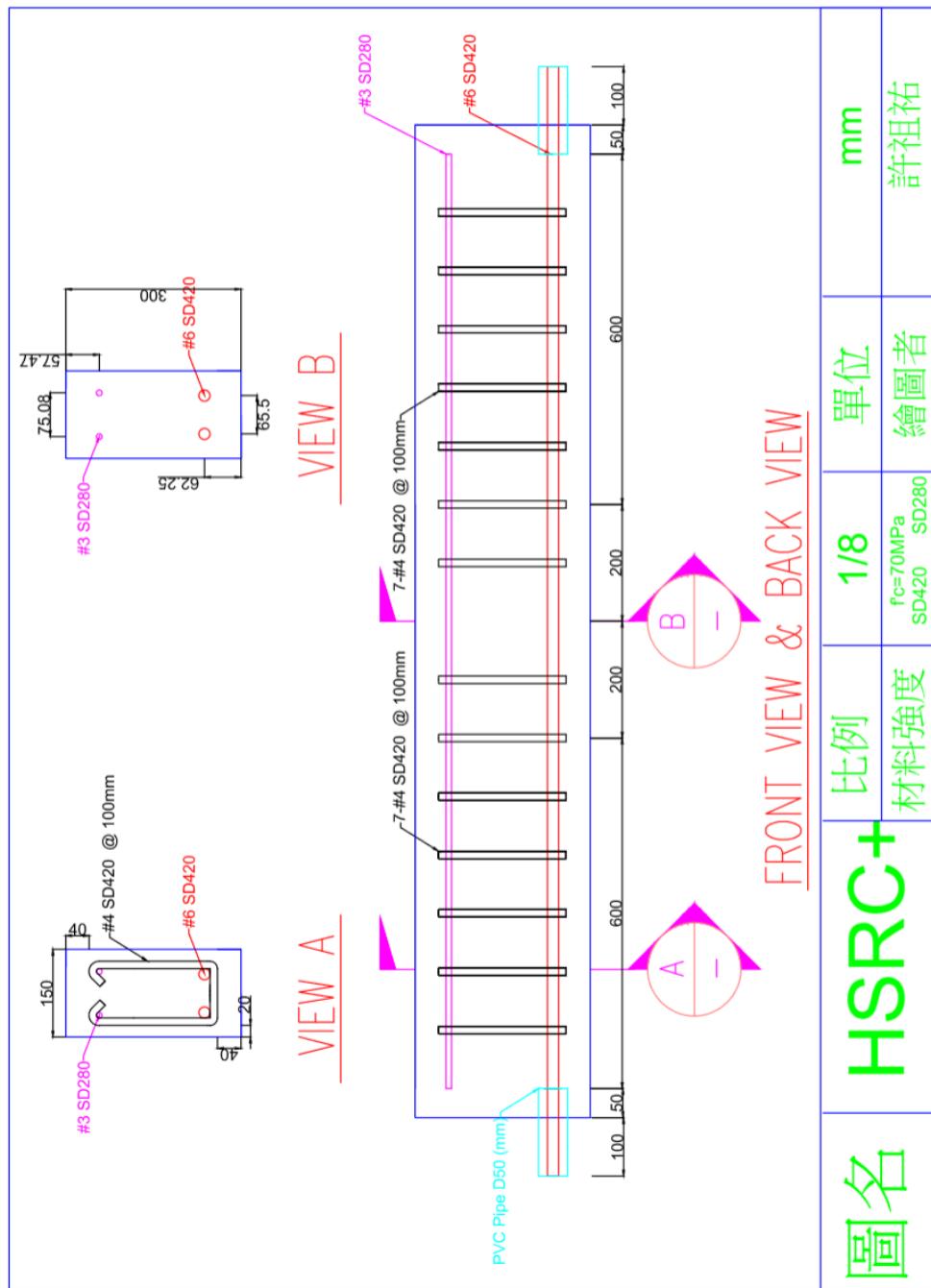


- [141] 趙國藩、彭少民、黃承達，「鋼纖維混凝土結構」，中國建築工業出版社，北京，1999。
- [142] 蔡立倫，「含腐蝕鋼筋之鋼筋混凝土梁耐震行為」，碩士論文，國立台灣科
技大學營建工程學系，2010。
- [143] 蔡得時，「利用氯化物之滲透評估混凝土在海洋環境之品質及保護層之厚
度」，防蝕工程，6(2)，47-56，1992。
- [144] 鍾惠玲，「不同劣化環境對結構用鋼腐蝕行為影響之研究」，碩士論文，中
華技術學院土木防災工程研究所，2007。
- [145] 戴群軒，「混凝土內鋼筋腐蝕與氯離子濃度之研究」，碩士論文，臺灣大學
土木工程學研究所，2012。

附錄 A 普通強度混凝土梁試體設計圖



附錄 B 高強度混凝土梁試體設計圖



附錄 C 鹽霧室環境腐蝕程度



鹽霧室參考金屬試片腐蝕狀況

試片編號	初始重量 (g)	清除腐蝕物後重量 (g)	重量損失 (g)	腐蝕速率 ($\mu\text{m}/\text{yr}$)
板狀 1	588.6			
板狀 2	589.2			
板狀 3	589.8			
板狀 4	589.1			
螺旋狀 1	78.7			
螺旋狀 2	80.7			
螺旋狀 3	78.9			
螺旋狀 4	81.7			

鹽霧室模擬外界時間

曝放地點	第五年	鹽霧室模擬環境
	碳鋼平均腐蝕速率($\mu\text{m}/\text{yr}$)[115]	對應外界時間(year)
臺北市(陽明山)	20.9	
新北市(貢寮區澳底)	188.4	
桃園縣(觀音工業區)	68.5	
臺南市(安平港)	16.2	
高雄市(中鋼小港廠)	15.0	
臺東縣(大武鄉)	17.3	
花蓮縣(花蓮港)	15.5	
金門科技大學	23.4	
雲林縣(麥寮工業區)	57.6	
南投縣(溪頭)	7.56	
臺中市臺中港	41.5	
臺北市 臺灣科技大學	16.7	

附錄 D 梁試體內拉力筋編號及總重量



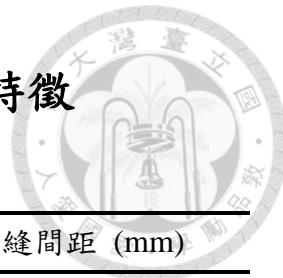
#5 鋼筋		#6 鋼筋			
鋼筋編號	總重量(kg)	鋼筋編號	總重量(kg)	鋼筋編號	總重量(kg)
1	2.95	1	4.45	19	4.23
2	2.97	2	4.38	20	4.25
3	2.96	3	4.35	21	4.31
4	3.03	4	4.29	22	4.49
5	2.97	5	4.33	23	4.29
6	2.96	6	4.40	24	4.33
7	2.99	7	4.26	25	4.24
8	2.98	8	4.24	26	4.30
9	2.96	9	4.37	27	4.36
10	3.01	10	4.39	28	4.74
11	2.95	11	4.25	29	4.30
12	2.96	12	4.37	30	4.27
		13	4.34	31	4.35
		14	4.24	32	4.37
		15	4.25	33	4.33
		16	4.34	34	4.36
		17	4.34	35	4.23
		18	4.36	36	4.30

附錄 E 試體鋼筋之理論與實際重量損失表



試體編號	鋼筋	純撓曲區鋼筋重(kg)	理論鋼筋	實際鋼筋	(理論/實際)×100%
	編號	(鋼筋總重×10/190)	重量損失(kg)	重量損失(kg)	
NS+1	1				
	2				
NS+2	1				
	2				
HSSF0+1	1				
	2				
HSSF0+2	1				
	2				
HSSF075+1	1				
	2				
HSSF075+2	1				
	2				
HSSF150+1	1				
	2				
HSSF150+2	1				
	2				

附錄 F 試體於使用載重下之裂縫特徵



試體名稱	使用載重 (kN)	裂縫寬度 (mm)	裂縫間距 (mm)
NSN1			
NSN2			
NS+1			
NS+2			
NS-1			
NS-2			
HSSF0N1			
HSSF0N2			
HSSF0+1			
HSSF0+2			
HSSF0-1			
HSSF0-2			
HSSF075N1			
HSSF075N2			
HSSF075+1			
HSSF075+2			
HSSF075-1			
HSSF075-2			
HSSF150N1			
HSSF150N2			
HSSF150+1			
HSSF150+2			
HSSF150-1			
HSSF150-2			

附錄 G 試體於使用載重下之中點位移比



試體名稱	使用載重 (kN)	使用載重下之中點位移 (mm)	中點位移比 D_r
NSN1			
NSN2			
NS+1			
NS+2			
NS-1			
NS-2			
HSSF0N1			
HSSF0N2			
HSSF0+1			
HSSF0+2			
HSSF0-1			
HSSF0-2			
HSSF075N1			
HSSF075N2			
HSSF075+1			
HSSF075+2			
HSSF075-1			
HSSF075-2			
HSSF150N1			
HSSF150N2			
HSSF150+1			
HSSF150+2			
HSSF150-1			
HSSF150-2			



附錄 H 試體於四點抗彎試驗中結果與鋼筋腐蝕狀況

試體編號	CW _{max} (mm)	P _{max}	ΔW _G	ΔW _F	X _{AVER}	X _{AVER} /r ₀	PIT _{max}	RLCCOR
NSN1			-	-	-	-	-	-
NSN2			-	-	-	-	-	-
NS+1								
NS+2								
NS-1								
NS-2								
HSSF0N1			-	-	-	-	-	-
HSSF0N2			-	-	-	-	-	-
HSSF0+1								
HSSF0+2								
HSSF0-1								
HSSF0-2								
HSSF075N1			-	-	-	-	-	-
HSSF075N2			-	-	-	-	-	-
HSSF075+1								
HSSF075+2								
HSSF075-1								
HSSF075-2								
HSSF150N1			-	-	-	-	-	-
HSSF150N2			-	-	-	-	-	-
HSSF150+1								
HSSF150+2								
HSSF150-1								
HSSF150-2								



附錄 I 試體於四點抗彎試驗中各階段之載重及位移

試體編號	初裂階段		降伏階段		使用載重階段		極限載重階段	
	載重 (kN)	位移 (mm)	載重 (kN)	位移 (mm)	載重 (kN)	位移 (mm)	載重 (kN)	位移 (mm)
NSN1								
NSN2								
NS+1								
NS+2								
NS-1								
NS-2								
HSSF0N1								
HSSH0N2								
HSSH0+1								
HSSF0+2								
HSSF0-1								
HSSF0-2								
HSSF075N1								
HSSF075N2								
HSSF075+1								
HSSF075+2								
HSSF075-1								
HSSF075-2								
HSSF150N1								
HSSF150N2								
HSSF150+1								
HSSF150+2								
HSSF150-1								
HSSF150-2								

附錄 J 試體於四點抗彎試驗中韌性指數



試體名稱	位移韌性	曲率韌性	能量韌性	最大裂縫寬度 (mm)
NSN1				
NSN2				
NS+1				
NS+2				
NS-1				
NS-2				
HSSF0N1				
HSSF0N2				
HSSF0+1				
HSSF0+2				
HSSF0-1				
HSSF0-2				
HSSF075N1				
HSSF075N2				
HSSF075+1				
HSSF075+2				
HSSF075-1				
HSSF075-2				
HSSF150N1				
HSSF150N2				
HSSF150+1				
HSSF150+2				
HSSF150-1				
HSSF150-2				

簡歷



姓名：許祖祐 (Hsu, Tzu-Yu)

出生地：台灣省台北市

出生日期：民國 82 年 08 月 04 日

學歷：2008 ~ 2011 臺北市立永春高級中學

2011 ~ 2015 國立臺灣大學土木工程學系

2015 ~ 2017 國立臺灣大學土木工程學系結構工程組