

鋼筋腐蝕對於鋼筋混凝土建築構件耐震性能與生命週期之影響－含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

內政部建築研究所協同研究報告

中華民國 100 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)

鋼筋腐蝕對於鋼筋混凝土建築構件耐震性能與生命週期之影響 - 含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

受委託者 ：國立台灣科技大學
研究主持人 ：何明錦
協同主持人 ：歐昱辰
研究員 ：邱建國、蔡煒銘
研究助理 ：陳君弢、范鴻達

內政部建築研究所協同研究報告

中華民國 100 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)

目次

目次.....	I
表次.....	V
圖次.....	VII
摘要.....	XIII
ABSTRACT.....	XV
第一章 緒論.....	1-1
第一節 研究緣起、背景與預期目標.....	1-1
壹、研究緣起.....	1-1
貳、研究背景.....	1-2
參、預期目標.....	1-3
第二節 研究目的與重要性.....	1-3
壹、研究目的.....	1-3
貳、本研究之重要性.....	1-3
第三節 研究方法與步驟.....	1-4
第二章 文獻回顧.....	2-1
第一節 腐蝕梁耐震性能試驗.....	2-1
壹、鋼筋腐蝕對保護層混凝土抗壓強度與韌性的影響.....	2-1
貳、裂縫與鋼筋腐蝕之循環關係.....	2-2
參、試體內部鋼筋腐蝕發展.....	2-4
肆、通電腐蝕方法與腐蝕量預測.....	2-5
伍、鋼筋腐蝕後性能衰減.....	2-7
第二節 腐蝕梁有限元素分析模型.....	2-8
壹、二維架模型之求解方程式.....	2-8
貳、混凝土材料性質模擬.....	2-9
參、Mander 圍束混凝土抗壓模型.....	2-10
肆、Mander 無圍束混凝土抗壓模型.....	2-13
伍、Okamura 與 Maekawa 混凝土抗拉模型.....	2-14
陸、鋼筋性質模擬.....	2-15
柒、鋼筋與混凝土間握裹力失效之彈簧性質.....	2-15
第三節 以腐蝕速率變化推估鋼筋腐蝕量.....	2-17
壹、腐蝕的基本原理.....	2-17
貳、鋼筋腐蝕速率量測.....	2-18
參、鋼筋腐蝕量計算.....	2-24
第三章 腐蝕梁耐震性能試驗.....	3-1
第一節 前置實驗.....	3-1
壹、腐蝕用儀器工具簡介.....	3-1
貳、前置實驗 1.....	3-2
參、前置實驗 2.....	3-5
第二節 梁設計方法與檢核.....	3-10
壹、檢核材料強度.....	3-10
貳、設計梁斷面.....	3-11
參、潛在塑鉸區剪力設計.....	3-12

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

第三節 腐蝕全尺寸梁試體製作	3-15
壹、試體製作規劃	3-15
貳、腐蝕全尺寸梁試體製作過程	3-16
第四節 電腐蝕程序	3-18
第五節 全尺寸梁試驗裝置程序	3-19
壹、試驗裝置	3-19
貳、架設流程	3-19
參、測計與其他試驗設備裝置	3-20
肆、載重歷程	3-22
第六節 加速腐蝕結果與討論	3-23
第七節 反復載重結果與討論	3-54
壹、試驗觀察	3-54
貳、遲滯迴圈	3-60
參、消能容量	3-63
肆、降服點、極限點、韌性與塑性轉角	3-65
伍、估計剩餘強度	3-73
第四章 腐蝕梁有限元素分析模型	4-1
第一節 分析方法	4-1
壹、桿件名稱與配置	4-1
貳、材料性質設定	4-2
參、各桿件斷面積計算	4-3
肆、鋼筋腐蝕因素	4-7
伍、二維桁架模型	4-11
第二節 模型驗證	4-13
第五章 以腐蝕速率變化推估鋼筋腐蝕量	5-1
第一節 腐蝕速率試驗	5-1
壹、試驗材料	5-1
貳、試驗設備	5-2
參、試驗方法	5-4
肆、試驗結果	5-9
第二節 以腐蝕速率變化推估鋼筋腐蝕量	5-14
壹、試驗方法	5-14
貳、試驗結果	5-14
第三節 腐蝕梁速率變化及以腐蝕速率變化推估鋼筋腐蝕量	5-19
壹、試驗材料	5-19
貳、試驗設備	5-20
參、試驗方法	5-21
肆、試驗結果	5-22
第四節 生命週期的定義	5-26
第五節 保護層厚度與鋼筋腐蝕機率之關係	5-27
壹、氣鹽擴散分析	5-27
貳、鋼筋腐蝕機率評估模式	5-29
參、保護層厚度與海岸距離之機率關係	5-31
第六章 結論	6-1
參考文獻	7-1

附錄 A 期初審查意見與研究團隊回應	附錄 A-1
附錄 B 期中審查意見與研究團隊回應	附錄 B-1
附錄 C 期末審查意見與研究團隊回應	附錄 C-1

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

表次

表 2-1	鋼筋重量百分比對應的鋼筋性能方程式.....	2-7
表 2-2	鋼筋與混凝土間握裹應力之修正模型(Kim et al. 2008)	2-15
表 2-3	開路電位對腐蝕機率之判定(ASTM 1999).....	2-18
表 2-4	GalvaPulse 一般試驗值(Germann Instruments A/S 2009)	2-22
表 3-1	鋼筋腐蝕後剩餘重量(g)	3-8
表 3-2	鋼筋腐蝕造成的重量損失(g)	3-8
表 3-3	預估鋼筋重量損失.....	3-10
表 3-4	試體規劃表	3-16
表 3-5	全尺寸試體 28 天抗壓強度.....	3-16
表 3-6	實際鋼筋強度	3-16
表 3-7	B _f -3 腐蝕觀察試體橫向鋼筋重量損失.....	3-48
表 3-8	B _f -3 腐蝕觀察試體橫向鋼筋最大孔蝕深度.....	3-48
表 3-9	B _f -3 腐蝕觀察試體橫向鋼筋最小斷面.....	3-48
表 3-10	B _f -6 腐蝕觀察試體橫向鋼筋重量損失.....	3-49
表 3-11	B _f -6 腐蝕觀察試體橫向鋼筋最大孔蝕深度.....	3-49
表 3-12	B _f -6 腐蝕觀察試體橫向鋼筋最小斷面.....	3-49
表 3-13	B _f -11 腐蝕觀察試體橫向鋼筋重量損失.....	3-50
表 3-14	B _f -11 腐蝕觀察試體橫向鋼筋最大孔蝕深度.....	3-50
表 3-15	B _f -11 腐蝕觀察試體橫向鋼筋最小斷面.....	3-50
表 3-16	B _t -12 腐蝕觀察試體橫向鋼筋重量損失	3-51
表 3-17	B _t -12 腐蝕觀察試體最大孔蝕深度	3-51
表 3-18	B _t -12 腐蝕觀察試體橫向鋼筋最小斷面	3-51
表 3-19	B _t -16 腐蝕觀察試體橫向鋼筋重量損失	3-52
表 3-20	B _t -16 腐蝕觀察試體橫向鋼筋最大孔蝕深度	3-52
表 3-21	B _t -16 腐蝕觀察試體橫向鋼筋最小斷面	3-52
表 3-22	B _t -35 腐蝕觀察試體橫向鋼筋重量損失	3-53
表 3-23	B _t -35 腐蝕觀察試體橫向鋼筋最大孔蝕深度	3-53
表 3-24	B _t -35 腐蝕觀察試體橫向鋼筋最小斷面	3-53
表 3-25	FEMA 356 RC 梁耐震評估效能表	3-68
表 3-26	試體腐蝕程度與耐震性能指標之關係.....	3-72
表 3-27	混凝土保護層弱化強度.....	3-74
表 3-28	剩餘混凝土剪力強度貢獻預估.....	3-75
表 3-29	鋼筋腐蝕情況紀錄.....	3-76
表 3-30	剩餘橫向鋼筋剪力強度貢獻預估.....	3-77
表 3-31	剩餘撓曲強度預估.....	3-68
表 3-32	剩餘剪力強度預估.....	3-68
表 4-1	各桿件斷面積之計算方式.....	4-4
表 4-2	試驗之遲滯包絡線.....	4-16
表 4-3	以 6 根橫向鋼筋均勻腐蝕進行分析，無橫向鋼筋斷裂設定.....	4-17
表 4-4	以 6 根橫向鋼筋均勻腐蝕，前 4 根橫向鋼筋斷裂設定.....	4-17
表 4-5	以 6 根橫向鋼筋均勻腐蝕，前 6 根橫向鋼筋斷裂設定.....	4-18
表 5-1	鋼筋化學成分(資料來源：東和鋼鐵).....	5-2

表 5-2	鋼筋機械性質(資料來源：東和鋼鐵).....	5-2
表 5-3	白金鈦網規格.....	5-4
表 5-4	試驗變數表.....	5-4
表 5-5	VerasSTAT4 腐蝕量測開路電位參數設定.....	5-8
表 5-6	VerasSTAT4 腐蝕量測直流極化法參數設定 1.....	5-8
表 5-7	VerasSTAT4 腐蝕量測直流極化法參數設定 2.....	5-8
表 5-8	各組鋼筋浸泡在不同時間下之腐蝕電位值 (mV)	5-10
表 5-9	開路電位對腐蝕機率之判定(ASTM 1999).....	5-11
表 5-10	鋼筋在不同浸泡時間下以直流極化法量測之腐蝕速率值(mm/yr)	5-13
表 5-11	鋼筋在不同浸泡時間以直流極化法計算的鋼筋重量損失量(g).....	5-16
表 5-12	以直流極化法量測不同浸泡天數後鋼筋總重量損失量.....	5-17
表 5-13	直流極化法計算與實際鋼筋重量損失量.....	5-17
表 5-14	以 GalvaPulse 量測計算出的橫向鋼筋損失量	5-23
表 5-15	秤重所得之實際橫向鋼筋損失量.....	5-23
表 5-16	以 GalvaPulse 量測計算與秤重鋼筋重量損失量	5-25
表 5-17	不同鹽害環境之區分(內政部營建署結構混凝土施工規範).....	5-28
表 5-18	飛來鹽預測公式.....	5-28
表 5-19	各文獻使用之氯離子擴散係數公式.....	5-28
表 5-20	本研究考量之不確定因素(蘇澳).....	5-29
表 5-21	建築梁構件保護層厚度 4cm 下於 50 年時之腐蝕機率.....	5-31
表 5-22	交通部公路橋梁設計規範之建議保護層厚度於 50 年時之腐蝕機率.....	5-32

圖次

圖 1-1	老舊校舍府建物照片：(a)朗島國小；(b)蘭嶼中學；(c)和平高中；(d)蘭嶼中學；(e)朗島國小；(f)和平高中	1-2
圖 1-2	研究方法與相互關係.....	1-5
圖 2-1	混凝土受壓軟化模型：(a)受壓應力應變曲線；(b)混凝土主應力元素	2-2
圖 2-2	(a)鋼筋與腐蝕生成物的體積比(Mehta 等 1993)；(b) RC 結構物之裂縫-鋼筋腐蝕-裂縫循環示意圖(徐勤威 2007).....	2-3
圖 2-3	鋼筋腐蝕膨脹應力作用示意圖(黃然等 1995).....	2-3
圖 2-4	試體腐蝕內部橫向鋼筋與主筋腐蝕情況(何明錦 等 2009)：(a)重量損失率；(B)最大孔蝕深度；(c)150 天橫向鋼筋腐蝕(頸縮)；(d)150 天主筋腐蝕.....	2-4
圖 2-5	試體在 4%位移比裂縫發展與混凝土破壞狀態(何明錦 等 2009).....	2-5
圖 2-6	試體腐蝕圖(何明錦 等 2009)：(a)腐蝕示意圖；(b)實際腐蝕圖	2-5
圖 2-7	拱桿件於構建中配置圖.....	2-8
圖 2-8	Mander 提出之混凝土抗壓曲線(李秉乾與詹勳源 2004)	2-9
圖 2-9	圍束混凝土示意圖(李秉乾與詹勳源 2004).....	2-9
圖 2-10	橫向鋼筋於混凝土斷面核心區所形成之圍束應力 (李秉乾與詹勳源，2004)	2-10
圖 2-11	矩型柱圍束區內之混凝土抗壓強度(李秉乾與詹勳源).....	2-12
圖 2-12	Okamura 與 Maekawa 混凝土抗拉曲線	2-13
圖 2-13	Fukuura 之鋼筋應力與應變曲線.....	2-14
圖 2-14	金屬腐蝕示意圖(陳冠霖 2007)	2-15
圖 2-15	典型極化曲線.....	2-18
圖 2-16	典型 Evans 圖	2-18
圖 2-17	鋼筋之等效電路圖.....	2-20
圖 3-1	腐蝕用儀器工具：(a)永保新重防腐蝕油漆；(b)安得固還氧樹脂塗料；(c)電源供應器；(d)銅板	3-2
圖 3-2	通電前鋼筋情況：(a)未塗佈鋼筋；(b)重防腐蝕油漆(一層)；(c)重防腐蝕油漆(兩層)；(d)環氧樹脂漆(一層).....	3-2
圖 3-3	鋼筋通電 6 天後的腐蝕情形(側視)：(a) 未塗佈鋼筋；(b)重防腐蝕漆(一層)；(c) 重防腐蝕漆(兩層)；(d)環氧樹脂漆(一層).....	3-3
圖 3-4	鋼筋通電 6 天後的腐蝕情形(尾端)：(a)未塗佈鋼筋；(b)重防腐蝕漆(一層)(c) 重防腐蝕漆(兩層)；(d)環氧樹脂漆(一層).....	3-4
圖 3-5	鋼筋籠腐蝕圖：(a)鋼筋綁紮導線；(b)鋼筋籠處理架設情況；(c)實際腐蝕強況；(d)腐蝕後橫向鋼筋籠.....	3-6
圖 3-6	各階段鋼筋腐蝕程度：(a)未腐蝕；(b)第一階段；(c)第二階段；(d)第三階段；(e)第四階段；(f)第五階段；(g)第六階段；(h)第七階段；(i)第八階段；(j)第九階段.....	3-7
圖 3-7	(a)總重量損失-累積電流關係圖；(b)總重量損失率-累積電流關係圖	3-9
圖 3-8	鋼筋籠腐蝕釋義圖：(a)第八階段連接通電；(b)第九階段各別通電	3-9
圖 3-9	腐蝕全尺寸梁試體設計圖：(a)側視圖-1；(b)側視圖-2；(c)梁斷面圖；(d)梁柱結頭斷面圖.....	3-14
圖 3-10	腐蝕觀察試體設計圖：(a)側視圖；(b)梁斷面圖	3-15

圖 3-11 橫向鋼筋主筋加工過程：(a)橫向鋼筋秤重；(b)纏綁導線；(c)主筋塗佈防腐蝕漆；(d)整體施作現場.....	3-17
圖 3-12 鋼筋籠綁紮過程：(a)全尺寸梁導線牽引；(b)纏綁導線；(c)養護試體；(d)拆模後將試體直立.....	3-17
圖 3-13 腐蝕梁釋義圖：(a)側視圖；(b)俯視圖.....	3-18
圖 3-14 腐蝕梁實際通電圖：(a)導線連接；(b)整體通電圖.....	3-18
圖 3-15 試體架設程序圖：(a)清理試體表面；(b)試體架設定位；(c)使用水準器確認是否偏心；(d)蓋上上基座；(e)使用油壓機對桿施預力.....	3-21
圖 3-16 試體架設圖：(a)架設示意圖；(b)實際架設圖.....	3-21
圖 3-17 位移計架設圖(a)實際架設圖；(b)架設釋義圖.....	3-22
圖 3-18 側向力載重歷程.....	3-22
圖 3-19 腐蝕觀察試體橫向鋼筋-重量損失率 3%試體表面的裂縫發展情況：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側.....	3-24
圖 3-20 全尺寸試體橫向鋼筋-重量損失率 3%試體表面的裂縫發展情況：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側.....	3-25
圖 3-21 腐蝕觀察試體橫向鋼筋-重量損失率 6%試體表面的裂縫發展情況：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側.....	3-26
圖 3-22 全尺寸試體橫向鋼筋-重量損失率 6%試體表面的裂縫發展情況：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側.....	3-27
圖 3-23 腐蝕觀察試體橫向鋼筋-重量損失率 11%試體表面的裂縫發展情況：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側.....	3-28
圖 3-24 全尺寸試體橫向鋼筋-重量損失率 11%試體表面的裂縫發展情況：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側.....	3-29
圖 3-25 腐蝕觀察試體橫向鋼筋-重量損失率 12%試體表面的裂縫發展情況：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側.....	3-30
圖 3-26 全尺寸試體橫向鋼筋-重量損失率 12%試體表面的裂縫發展情況：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側.....	3-31
圖 3-27 腐蝕觀察試體橫向鋼筋-重量損失率 16%試體表面的裂縫發展情況：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側.....	3-32
圖 3-28 全尺寸試體橫向鋼筋-重量損失率 16%試體表面的裂縫發展情況：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側.....	3-33
圖 3-29 腐蝕觀察試體橫向鋼筋-重量損失率 35%試體表面的裂縫發展情況：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側.....	3-34
圖 3-30 全尺寸試體橫向鋼筋-重量損失率 35%試體表面的裂縫發展情況：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側.....	3-35
圖 3-31 腐蝕觀察試體橫向鋼筋 3%重量損失率之腐蝕裂縫發展：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側.....	3-36
圖 3-32 全尺寸梁試體橫向鋼筋 3%重量損失率之腐蝕裂縫發展：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側.....	3-36
圖 3-33 腐蝕觀察試體橫向鋼筋 6%重量損失率之腐蝕裂縫發展：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側.....	3-37
圖 3-34 全尺寸梁試體橫向鋼筋 6%重量損失率之腐蝕裂縫發展：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側.....	3-37
圖 3-35 腐蝕觀察試體橫向鋼筋 11%重量損失率之腐蝕裂縫發展：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側.....	3-38

圖 3-36 全尺寸梁試體橫向鋼筋 11% 重量損失率之腐蝕裂縫發展:(a)試體前側; (b)試體左側;(c)試體後側;(d)試體右側	3-38
圖 3-37 腐蝕觀察試體橫向鋼筋 12% 重量損失率之腐蝕裂縫發展:(a)試體前側; (b)試體左側;(c)試體後側;(d)試體右側	3-39
圖 3-38 全尺寸梁試體橫向鋼筋 12% 重量損失率之腐蝕裂縫發展:(a)試體前側; (b)試體左側;(c)試體後側;(d)試體右側	3-39
圖 3-39 腐蝕觀察試體橫向鋼筋 16% 重量損失率之腐蝕裂縫發展:(a)試體前側; (b)試體左側;(c)試體後側;(d)試體右側	3-40
圖 3-40 全尺寸梁試體橫向鋼筋 16% 重量損失率之腐蝕裂縫發展:(a)試體前側; (b)試體左側;(c)試體後側;(d)試體右側	3-40
圖 3-41 腐蝕觀察試體橫向鋼筋 35% 重量損失率之腐蝕裂縫發展:(a)試體前側; (b)試體左側;(c)試體後側;(d)試體右側	3-41
圖 3-42 全尺寸梁試體橫向鋼筋 35% 重量損失率之腐蝕裂縫發展:(a)試體前側; (b)試體左側;(c)試體後側;(d)試體右側	3-41
圖 3-43 腐蝕觀察試體橫向鋼筋-重量損失率 3% 前後比較:(a)1 號橫向鋼筋;(b)2 號橫向鋼筋;(c)3 號橫向鋼筋;(d)4 號橫向鋼筋;(e)5 號橫向鋼筋;(f) 號橫向鋼筋;(g)1 號橫向鋼筋;(h)2 號橫向鋼筋;(i)3 號橫向鋼筋;(j)4 號橫向鋼筋;(k)5 號橫向鋼筋;(l)6 號橫向鋼筋	3-42
圖 3-44 腐蝕觀察試體橫向鋼筋-重量損失率 6% 前後比較:(a)1 號橫向鋼筋;(b)2 號橫向鋼筋;(c)3 號橫向鋼筋;(d)4 號橫向鋼筋;(e)5 號橫向鋼筋;(f) 號橫向鋼筋;(g)1 號橫向鋼筋;(h)2 號橫向鋼筋;(i)3 號橫向鋼筋;(j)4 號橫向鋼筋;(k)5 號橫向鋼筋;(l)6 號橫向鋼筋	3-43
圖 3-45 腐蝕觀察試體橫向鋼筋-重量損失率 11% 前後比較:(a)1 號橫向鋼筋; (b)2 號橫向鋼筋;(c)3 號橫向鋼筋;(d)4 號橫向鋼筋;(e)5 號橫向鋼筋; (f)號橫向鋼筋;(g)1 號橫向鋼筋;(h)2 號橫向鋼筋;(i)3 號橫向鋼筋; (j)4 號橫向鋼筋;(k)5 號橫向鋼筋;(l)6 號橫向鋼筋	3-44
圖 3-46 腐蝕觀察試體橫向鋼筋-重量損失率 12% 前後比較:(a)1 號橫向鋼筋; (b)2 號橫向鋼筋;(c)3 號橫向鋼筋;(d)4 號橫向鋼筋;(e)5 號橫向鋼筋; (f)號橫向鋼筋;(g)1 號橫向鋼筋;(h)2 號橫向鋼筋;(i)3 號橫向鋼筋; (j)4 號橫向鋼筋;(k)5 號橫向鋼筋;(l)6 號橫向鋼筋	3-45
圖 3-47 腐蝕觀察試體橫向鋼筋-重量損失率 16% 前後比較:(a)1 號橫向鋼筋; (b)2 號橫向鋼筋;(c)3 號橫向鋼筋;(d)4 號橫向鋼筋;(e)5 號橫向鋼筋; (f)號橫向鋼筋;(g)1 號橫向鋼筋;(h)2 號橫向鋼筋;(i)3 號橫向鋼筋; (j)4 號橫向鋼筋;(k)5 號橫向鋼筋;(l)6 號橫向鋼筋	3-46
圖 3-48 腐蝕觀察試體橫向鋼筋-重量損失率 35% 前後比較:(a)1 號橫向鋼筋; (b)2 號橫向鋼筋;(c)3 號橫向鋼筋;(d)4 號橫向鋼筋;(e)5 號橫向鋼筋; (f)號橫向鋼筋;(g)1 號橫向鋼筋;(h)2 號橫向鋼筋;(i)3 號橫向鋼筋; (j)4 號橫向鋼筋;(k)5 號橫向鋼筋;(l)6 號橫向鋼筋	3-47
圖 3-49 Bt-0 腐蝕試體破壞情況(a)塑鉸區保護層剝落;(b)塑鉸區裂縫分布	3-55
圖 3-50 Bt-3 試體破壞情況:(a)塑鉸剝落;(b)塑鉸區裂縫分布	3-55
圖 3-51 Bt-6 試體破壞情況:(a)塑鉸區橫向鋼筋斷裂;(b)塑鉸區保護層剝落	3-56
圖 3-52 Bt-11 試體破壞情況:(a)塑鉸區前側橫向鋼筋斷裂;(b)塑鉸區裂縫分布	3-56
圖 3-53 Bt-12 試體破壞情況:(a)塑鉸區頂面橫向鋼筋斷裂;(b)塑鉸區頂面橫向 鋼筋斷裂	3-57
圖 3-54 Bt-16 試體破壞情況:(a)塑鉸區頂面橫向鋼筋斷裂;(b)塑鉸區保護層剝	

落.....	3-57
圖 3-55 Bt-35 試體破壞情況：(a)塑鉸區頂面橫向鋼筋斷裂；(b) 塑鉸區裂縫分布.....	3-58
圖 3-56 試體受反復載重後 2%的裂縫分布：(a)腐蝕 0 天試體；(b)腐蝕 28 天試體.....	3-58
圖 3-57 試體受反復載重後的破壞模式：(a)腐蝕 0 天試體；(b)腐蝕 28 天試體.....	3-59
圖 3-58 各試體的遲滯迴圈：(a)未腐蝕試體；(b)腐蝕 3%試體；(c)腐蝕 6%試體；(d)腐蝕 11%試體；(e)腐蝕 12%試體；(f)腐蝕 16%試體；(g)腐蝕 35%試體.....	3-61
圖 3-59 各試體的包絡線：(a)未腐蝕試體；(b)腐蝕 3%試體；(c)腐蝕 6%試體；(d)腐蝕 11%試體；(e)腐蝕 12%試體；(f)腐蝕 16%試體；(g)腐蝕 35%試體.....	3-63
圖 3-60 各試體的消能容量：(a)未腐蝕試體；(b)腐蝕 3%試體；(c)腐蝕 6%試體；(d)腐蝕 11%試體；(e)腐蝕 12%試體；(f)腐蝕 16%試體；(g)腐蝕 35%試體.....	3-64
圖 3-61 試體重量損失率與等效阻尼比之比較：(a)cycle-1；(b)cycle-2；(c)cycle-average.....	3-64
圖 3-62 試體重量損失率與消能容量之比較：(a)cycle-1；(b)cycle-2；(c)累積消能容量.....	3-65
圖 3-63 降伏位移及極限位移定義圖.....	3-66
圖 3-64 試體橫向鋼筋重量損失率對應的耐震行為影響：(a)降伏強度；(b)降伏強度；(c)極限強度；(d)極限位移；(e)韌性；(f)塑性轉角.....	3-69
圖 3-65 試體橫向鋼筋腐蝕後最小斷面積對應的耐震行為影響(a)降伏強度；(b)降伏強度；(c)極限強度；(d)極限位移；(e)韌性；(f)塑性轉角.....	3-70
圖 3-66 試體橫向鋼筋最大孔蝕深度對應的耐震行為影響(a)降伏強度；(b)降伏強度；(c)極限強度；(d)極限位移；(e)韌性；(f)塑性轉角.....	3-71
圖 3-67 腐蝕試體裂縫造成的保護層弱化：(a)：試體腐蝕裂縫總寬度；(b)軟化係數(c)模擬混凝土弱化後的應力應變曲線(d)模擬混凝土弱化後的極限應力.....	3-73
圖 3-68 估計段鋼筋混凝土剩餘強度示意圖：(a)重量損失計算剩餘橫向鋼筋斷面示意圖；(b)混凝土剪力強度斷面分配示意圖.....	3-77
圖 3-69 剩餘剪力強度預估.....	3-79
圖 4-1 各桿件配置與名稱示意圖.....	4-2
圖 4-2 參數符號示意圖.....	4-3
圖 4-3 對角桿件斷面積之推導示意圖.....	4-5
圖 4-4 拱桿件斷面積之推導示意圖.....	4-6
圖 4-5 主筋腐蝕模型.....	4-7
圖 4-6 彈簧配置圖.....	4-8
圖 4-7 RC 樑主筋剖視圖(參照 d/3 模型).....	4-9
圖 4-8 彈簧作用面積示意圖.....	4-9
圖 4-9 橫向鋼筋腐蝕模型.....	4-10
圖 4-10 ANSYS 二維桁架模型.....	4-11
圖 4-11 ANSYS 二維桁架模型.....	4-12
圖 4-12 二維桁架模型(含橫向鋼筋斷裂).....	4-13
圖 4-13 鋼筋之應力-應變曲線.....	4-14
圖 4-14 混凝土抗壓之應力-應變曲線.....	4-14

圖 4-15	以 6 根橫向鋼筋均勻腐蝕，無橫向鋼筋斷裂設定之力量-位移曲線	4-15
圖 4-16	以 6 根橫向鋼筋均勻腐蝕，前 4 根橫向鋼筋斷裂設定之力量-位移曲線	4-15
圖 4-17	以 6 根橫向鋼筋均勻腐蝕，前 6 根橫向鋼筋斷裂設定之力量-位移曲線 (圖中 Bt-3、Bt-6、Bt-11、Bt-12、Bt-16 之曲線重疊).....	4-16
圖 4-18	Bt-0 之分析結果	4-19
圖 4-19	Bt-3 之分析結果	4-19
圖 4-20	Bt-6 之分析結果	4-20
圖 4-21	Bt-11 之分析結果.....	4-20
圖 4-22	Bt-12 之分析結果	4-21
圖 4-23	Bt-16 之分析結果	4-21
圖 4-24	Bt-35 之分析結果	4-22
圖 5-1	VersaSTAT 4 恆電位恆電流儀	5-3
圖 5-2	白金鈦網.....	5-3
圖 5-3	白金鈦網之規格示意圖.....	5-3
圖 5-4	鋼筋腐蝕測試製作流程圖.....	5-5
圖 5-5	鋼筋裁切準備.....	5-5
圖 5-6	鋼筋固定於水溶液中.....	5-6
圖 5-7	量測腐蝕速率.....	5-6
圖 5-8	電化學腐蝕量測裝置示意圖(何家維 2011).....	5-7
圖 5-9	各組鋼筋在不同浸泡時間下之腐蝕電位變化.....	5-11
圖 5-10	鋼筋在不同浸泡時間下以直流極化法所量測之腐蝕速率變化.....	5-12
圖 5-11	鋼筋在不同浸泡時間以直流極化法計算的鋼筋重量損失變化.....	5-15
圖 5-12	以直流極化法量測不同浸泡天數後鋼筋總重量損失趨勢.....	5-17
圖 5-13	比較直流極化法計算與秤重之鋼筋重量損失量.....	5-18
圖 5-14	真實的腐蝕深度(P_{max})與平均腐蝕深度(P_{av})的差異(Andrade and Alonso 1958).....	5-18
圖 5-15	梁結構構件(含 6 根 4 號橫向鋼筋).....	5-19
圖 5-16	GalvaPulse 腐蝕量測儀	5-20
圖 5-17	梁結構構件浸泡於 5% 的氯化鈉水溶液中.....	5-21
圖 5-18	梁結構構件以通電來加速腐蝕.....	5-21
圖 5-19	用 GalvaPulse 來量測	5-21
圖 5-20	梁結構構件出現鏽水.....	5-21
圖 5-21	GalvaPulse 無法形成通路	5-22
圖 5-22	將鋼筋取出除鏽.....	5-22
圖 5-23	以 GalvaPulse 量測計算出的橫向鋼筋損失量	5-23
圖 5-24	秤重所得之實際橫向鋼筋損失量.....	5-24
圖 5-25	比較以 GalvaPulse 量測計算與秤重鋼筋重量損失量	5-25
圖 5-26	腐蝕梁構件之生命週期曲線.....	5-26
圖 5-27	蒙地卡羅計算流程圖(以蘇澳為例).....	5-30
圖 5-28	海岸距離與保護層厚度之關係(蘇澳).....	5-31

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

摘要

關鍵詞：鋼筋混凝土梁、鋼筋腐蝕、耐震性能、有限元素分析、非破壞性檢測

一、研究緣起

鋼筋混凝土建築由於二氧化碳與鹽分的影響，隨著時間的變化，鋼筋會逐漸腐蝕，將大幅降低結構勁度、承载力與韌性，對耐震性能產生顯著不利之影響。台灣位處環太平洋強震帶，瞭解鋼筋腐蝕對於建築結構耐震性能的影響，為準確評估建築結構殘餘性能所不可或缺。由於過去研究顯示，橫向鋼筋之混凝土保護層厚度與直徑一般較縱向主筋為小，故橫向鋼筋較縱向主筋更易受腐蝕破壞，因此本研究針對橫向鋼筋腐蝕進行深入探討。

二、研究方法及過程

本研究製作全尺寸梁試體，以通電方式加速塑鉸區橫向鋼筋腐蝕，再以反復載重測試觀察梁耐震行為。本研究同時發展可用於劣化梁構件力學分析之有限元素分析法，該方法採二力構件元素建立鋼筋混凝土梁之網格模型，所發展的模型以前述全尺寸梁試驗結果加以驗證。本研究並發展撓曲與剪力強度計算公式。本研究亦製作小尺寸與大尺寸腐蝕速率試體，量測其腐蝕速率，最終建立以腐蝕速率變化推估鋼筋腐蝕量之方法。

三、重要發現

全尺寸梁反復載重試驗結果顯示，隨著橫向鋼筋腐蝕程度的增加，梁之極限強度、極限位移、韌性、塑性轉角也隨之下降。但極限強度之下降不顯著。在預估腐蝕後剩餘剪力強度上。若同時考慮重量損失與最小斷面積，可得較為接近試驗結果之估計。在有限元素分析方面，當橫向鋼筋使用平均重量減少率時所得之力量-位移曲線明顯高於實驗值，若依實際之腐蝕試驗觀察結果修正橫向鋼筋腐蝕狀態，且將橫向鋼筋斷裂處之對應模擬桿件移除，所得之結果與實驗值較為接近。由腐蝕速率推估鋼筋腐蝕量之試驗結果可知，利用電化學量測法可有效量測鋼筋腐蝕速率隨時間的變化，再藉由腐蝕速率與經過時間的關係，可推算鋼筋因腐蝕而產生之斷面折減率，以利進行後續之耐震評估。

四、主要建議事項

短期而言，建議建研所持續進行含腐蝕鋼筋混凝土構材的試驗研究，尚待釐清的課題包括：不同腐蝕區域的影響、腐蝕柱與牆等構件力學行為、腐蝕補強方式與有限元素模型精緻化等。中長期而言，建議營建署應擬定對應鋼筋腐蝕結構設計與評估規範、補強準則、劣化診斷準則與手冊及考慮劣化環境之保護層設計等，從法制層面保障建築物生命週期之安全。

鋼筋腐蝕量為評估構件性能的重要參數之一，然而目前現地並無有效的非破壞性檢測法來直接量測埋設鋼筋的腐蝕量。因此，本計畫所提出之以腐蝕電流推算腐蝕速率進而估算實際腐蝕量的方法為一大突破。基於量測經驗，本計畫提出以下建議。首先，目前方法僅適用於表面為平面的構件，如何使用在曲面構件如圓柱等，有待進一步探討。第二，保護層的厚度應為影響因子之一。然而，有效量測鋼筋埋設深度仍未知。第三，平均腐蝕量可估算但孔蝕位置仍無法確知，未來可佐以其它非破壞性檢測法如超音波、熱成像等的技術來精確描繪孔蝕的位置。長期而言，建議相關單位提出相關量測規範，包含試驗步驟及各項影響量測值的參數如含水量要求、保護層厚度的上限等。如此，現地量測人員方能有所遵循，量測結果較具重覆性與可比較性。

ABSTRACT

Keywords: reinforced concrete beams; reinforcement corrosion; seismic performance; finite element analysis; non-destructive testing.

Due to humid weather and wind born salts, steel reinforcement in reinforced concrete structures located near the ocean are prone to corrosion. Many research activities have been paid to study the effects of steel reinforcement corrosion on the structural performance. However, very little effort was devoted on the study of seismic performance of corroded structural members using cyclic loading, particularly on the effects of transverse reinforcement corrosion.

This research carried out cyclic tests on beams with corrosion only induced in the transverse reinforcement. Six different levels of corrosion were examined. The corrosion was induced by imposing a constant current on the transverse reinforcement in the potential plastic hinge region. Test results showed that as the corrosion level increased, the failure mode changed from flexural-shear failure due to crushing of core concrete to flexural-shear failure due to fracture of transverse reinforcement. Corrosion of transverse reinforcement did not have a significant effect on the peak applied load the beams. However, it had a significant detrimental effect on the deformation capacity of the beams. The ultimate drift, the ductility and the plastic rotation capacities greatly decreased as the corrosion level increased. A shear strength model is proposed that considers the softening of cover concrete and reduction in the cross-sectional area of the transverse reinforcement due to corrosion. Comparison with the test results shows that the proposed model gives better prediction when both the minimum residual area and average corrosion weight loss of transverse reinforcement are considered in calculating the shear strength.

The application and the feasibility of the two-dimensional lattice model, which was built using the finite element analysis software ANSYS, on corroded reinforced concrete beams were also discussed. In two-dimensional lattice models, besides of three different meshing sizes, structural properties corresponding to corrosion of the tensile reinforcement and stirrup must be specified to do the analysis. Compared with the results obtained from

the full-size experiment, the two-dimensional lattice model was proved to be with accuracy on the elastic stiffness and maximum strength of the corroded reinforced concrete beams; however, the model cannot simulate the deformation capacity after the maximum strength very well. According to the discussion of the case study, a key point of the simulation using the proposed model is how to input the location of pitting corrosion and uniform corrosion appropriately in terms of the investigation data.

The corrosion rates of the transverse reinforcements were determined by the corrosion currents measured by the galvanostatic technique. In order to estimate the reductions in the cross-sectional areas of the reinforcements, the amounts of corrosion were calculated by integrating the corrosion rates with the time and compared with those measured by the weight losses. Results showed that the measured weight losses are linearly proportional to and approximately 20-25 times larger than those calculated ones, suggesting that such proposed protocol is adequate to estimate the corrosion of reinforcement in concrete simply by the corrosion rate. Those results also suggest that the service life a reinforced structure subjected to corrosion on site is likely to be predicted by continuously monitoring the corrosion rate in the long term.

第一章 緒論

第一節 研究緣起、背景與預期目標

壹、研究緣起

鋼筋混凝土建築由於二氧化碳與鹽分的影響，隨著時間的變化，鋼筋會逐漸腐蝕。圖 1-1 為數個國內鋼筋混凝土建築梁腐蝕的照片，根據 2009 年建研所計畫”鋼筋腐蝕對於鋼筋混凝土建築構件耐震性能與生命週期之影響”研究成果(何明錦等 2009)，如圖 1-1 般於梁塑鉸區之顯著腐蝕程度，將大幅降低結構勁度、承载力與韌性，對耐震性能產生顯著不利之影響。台灣位處環太平洋強震帶，瞭解鋼筋腐蝕對於建築結構耐震性能的影響，為準確評估建築結構殘餘性能所不可或缺，有助於適當延壽策略的選擇，避免拆除重建，節省建材，將有益於節能減碳以及社會的永續發展。

前述建研所計畫(何明錦等 2009)所執行的梁反復載重試驗顯示，隨著鋼筋腐蝕程度的增加，梁的破壞模式由韌性的撓曲破壞，轉變為因橫向鋼筋斷裂所導致的脆性剪力破壞，此因橫向鋼筋之混凝土保護層厚度與直徑一般較縱向主筋為小，故橫向鋼筋較縱向主筋更易受腐蝕破壞，因此本研究針對橫向鋼筋腐蝕進行深入探討。

腐蝕鋼筋混凝土梁之鋼筋殘餘斷面積，為評估該梁殘餘耐震性能的主要指標，然而於現地鋼筋混凝土的環境中，幾無可能量測埋設鋼筋的實際斷面積，有鑑於此，本計畫擬採用非破壞性的腐蝕量測法，藉由量測腐蝕速率，推算腐蝕量，即可進而推算鋼筋殘餘斷面積。

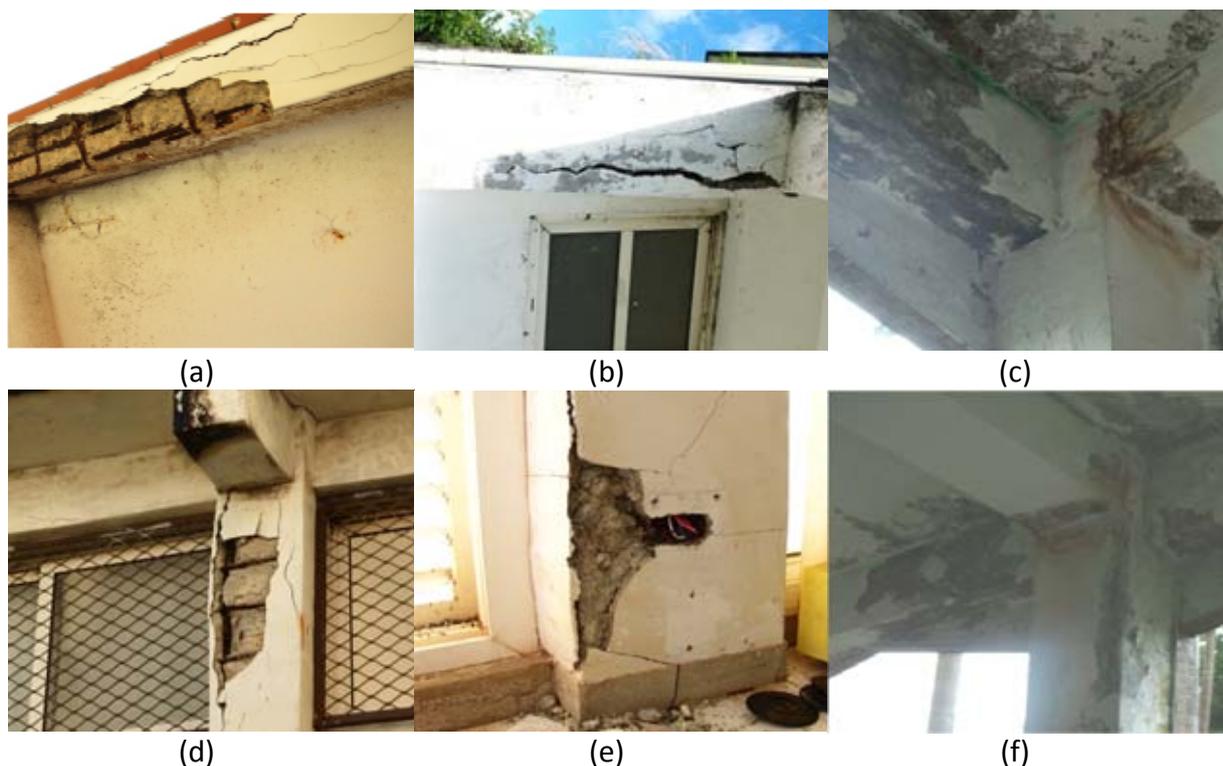


圖 1-1 老舊校舍府建物照片：(a)朗島國小；(b)蘭嶼中學；(c)和平高中；(d)蘭嶼中學；
(e)朗島國小；(f)和平高中

貳、研究背景

第二次世界大戰結束後，自然資源的大量開發與應用對環境產生極大的衝擊，到 1970 年代能源危機及環境問題的浮現，喚起全球對節約能源與限制溫室氣體排放的重視。聯合國於 1972 年的「人類環境生活」中提出「永續發展」的觀念。1992 年 6 月於巴西里約熱內盧召開「地球高峰會議」，簽署包括「里約宣言」、「廿一世紀議程」、「森林原則宣言」、「氣候變化綱要公約」及「生物多樣公約」等五項重要文件作為邇後全球各國努力的目標及依循，進一步表明全球環保意識，公認保護地球永續發展的環保工作為全世界人類共同的責任。

目前應用於營建工程中最廣泛之材料”鋼筋與混凝土”仍存在許多問題。雖隨著研發技術不斷提升已可設計出各種不同性能之混凝土以滿足各類建築物需要，然而，受到外界環境影響、施工不良及結構設計不當等因素，混凝土往往發生各種劣化現象。更為嚴重者，可能進一步造成與加速鋼筋腐蝕，影響結構物的安全並減少使用壽命。因此瞭解鋼筋混凝土劣化機理，發展評估腐蝕結構物的殘餘性能之方法，從而能選擇最佳延壽策略，避免拆除重建，節省能源與建材，為營建工程永續發展之一重要課題。

參、預期目標

本研究之預期目標有以下四點

- (1) 建立橫向鋼筋等腐蝕指標與梁構件耐震性能指標的關係。
- (2) 發展腐蝕鋼筋混凝土梁的耐震性能分析方法。
- (3) 探討梁設計參數、鋼筋腐蝕程度與耐震性能三者的關係。
- (4) 建立鋼筋混凝土梁構件因鋼筋腐蝕的生命週期定義。

第二節 研究目的與重要性

壹、研究目的

本研究將藉由小尺寸與全尺寸試體試驗，探討橫向鋼筋腐蝕對梁耐震性能之影響；探討非破壞檢測鋼筋腐蝕的技術，以腐蝕速率變化來推估其實際腐蝕量；發展腐蝕鋼筋混凝土梁的耐震性能分析模型，改善現行耐震評估方法。

貳、本研究之重要性

臺灣近幾十年來，隨著經濟成長，混凝土與鋼筋使用量與日俱增，過去評定混凝土品質常常以強度為依據，但強度高並不一定代表耐久性佳。隨環境變遷、工業污染、以及材料使用不當等因素增加，使得混凝土結構物耐久性受到考驗。由國外的經驗可以瞭解，鋼筋混凝土腐蝕的維修補強會耗費極大的社會資源。有鑒於此，如何發展量測建築構件鋼筋的腐蝕量，進而評估鋼筋腐蝕後之力學性能或耐震能力折減是一重要的研究課題，不僅對於鋼筋混凝土構件設計與補強具重要意義，也是處於地震帶並具島型氣候之台灣所不容忽視的問題。

第三節 研究方法與步驟

本研究製作全尺寸梁試體，以及同梁試體塑鉸區設計之腐蝕觀察試體，兩種試體受相同的加速腐蝕條件，前者用於反復載重測試，以觀察耐震行為，例如強度、消能、韌性等，後者用以觀察鋼筋腐蝕型態，例如重量損失率、最大斷面積減少率、最大孔蝕深度等。腐蝕的方式採鋼筋通電加速腐蝕，構件腐蝕區域針對潛在塑鉸區，其區域約為固定端塊起算一個構件全深以內，以模擬最臨界的情況。

本研究同時發展可用於劣化梁構件力學分析之有限元素分析法。為簡化計算以及了解其內部力量分佈與傳遞起見，本研究以二力構件元素(Truss element)建立鋼筋混凝土梁之網格模型，除可清楚指定或建立力量傳遞路徑外，可依其模擬對象或位置輸入適當之材料性質，亦可依其腐蝕程度修正主筋、橫向鋼筋及主筋與混凝土間握裹等材料性質。所發展的模型以前述全尺寸梁試驗結果加以驗證，並進行參數分析，探討鋼筋腐蝕對梁耐震性能之影響。

本研究除利用前述有限元素法分析腐蝕梁之力學行為外，且依分析結果修正目前使用之撓曲與剪力強度計算公式，使其能更準確預估鋼筋混凝土梁之生命週期耐震行為，以供工程師迅速評估腐蝕梁之力學行為。

本研究亦製作小尺寸腐蝕速率試體，採用恆電位恆電流儀及脈衝腐蝕量測儀量測腐蝕速率，並相互比較。並利用前述全尺寸試體，採用脈衝腐蝕量測儀量測腐蝕速率，兩種試體皆以重量損失法來驗證腐蝕速率的量測結果，最終建立以腐蝕速率變化推估鋼筋腐蝕量之方法。

本研究之研究方法與步驟如圖 1-2 所示。

按前述研究目標與方法，本研究報告以下述三大項目，分別進行文獻回顧以及研究成果說明。

- (1) 腐蝕梁耐震性能試驗
- (2) 腐蝕梁有限元素分析模型
- (3) 以腐蝕速率變化推估鋼筋腐蝕量

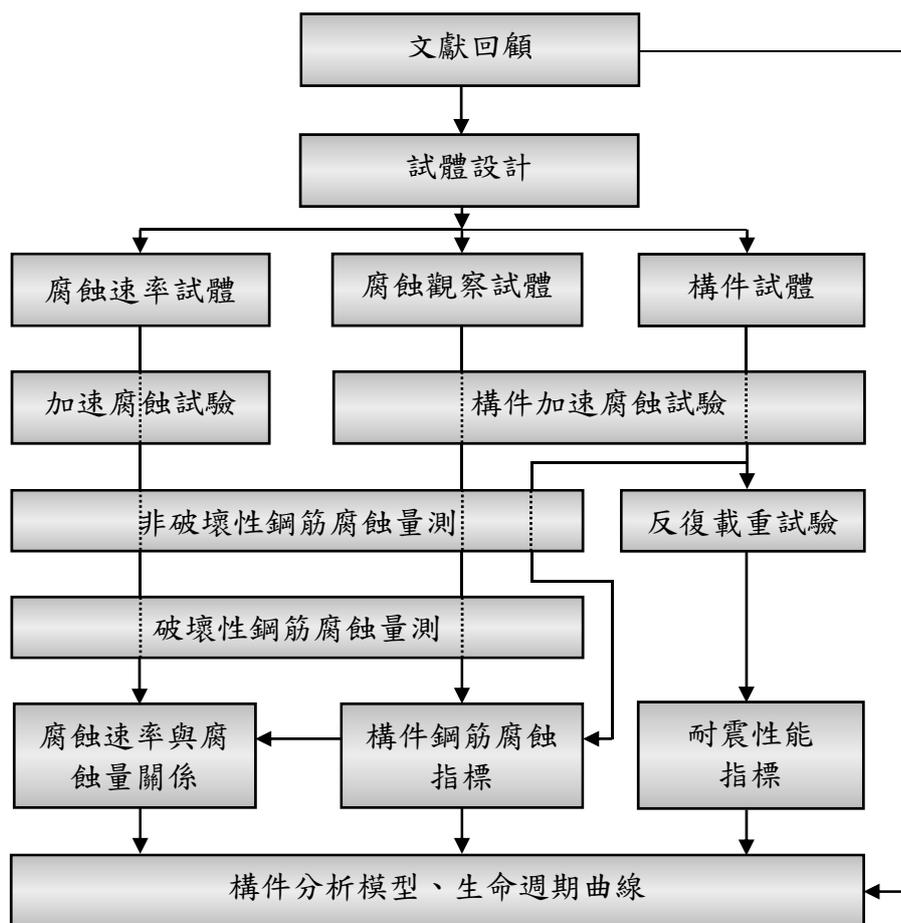


圖 1-2 研究方法與相互關係

第二章 文獻回顧

第一節 腐蝕梁耐震性能試驗

壹、鋼筋腐蝕對保護層混凝土抗壓強度與韌性的影響

腐蝕會造成鋼筋體積膨脹，擠壓四周混凝土，對壓力區混凝土產生垂直受壓方向上的拉應力，此拉應力將降低混凝土強度，以及混凝土抗壓應力應變曲線下降段消能能力，此效應可由(Belarbi 等 1995)所提出混凝土受壓軟化模型來模擬，該模型定義如下。

所謂混凝土抗壓軟化效應，是指鋼筋混凝土結構中，混凝土受拉開裂後，其裂縫間的局部應力會高於平均應力而擠碎，產生混凝土平均抗壓強度與勁度衰減，因此在結構分析中所採用的混凝土應力應變關係，應較圓柱試體單軸抗壓曲線來得軟，如圖 2-1 所示。以下對於各家學說所建議的混凝土軟化係數做介紹，Lattice Model 亦有下列軟化模式之處理。

應力應變曲線上升段 ($\varepsilon_d / \zeta \varepsilon_0 \leq 1$)

$$\sigma_d = \zeta f'_c \left[2 \left(\frac{\varepsilon_d}{\zeta \varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_d}{\zeta \varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (2-1)$$

應力應變曲線下降段 ($1 < \varepsilon_d / \zeta \varepsilon_0 \leq 1.5 / \zeta$)

$$\sigma_d = \zeta f'_c \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_d / \zeta \varepsilon_0 - 1}{2 / \zeta - 1} \right)^2 \right] \quad (2-2)$$

混凝土受壓軟化係數 ζ 為

$$\zeta = \frac{0.9}{\sqrt{1 + 600 \varepsilon_r}} \quad (2-3)$$

其中 f'_c = 標準混凝土試體單軸抗壓強度； σ_d = 混凝土 d 方向主應力（受拉為正）； ε_d 與 ε_r = 分別為混凝土 d 與 r 方向主應變（受拉為正）； ε_0 = 原始混凝土受壓最大應力所對應的應變，可取 0.002。圖 2-1(a)顯示軟化受壓曲線（softened 曲線）與混凝土原始受壓曲線（non-softened 曲線）之關係，圖 2-1(b)顯示混凝土主應力元素之符號定義。

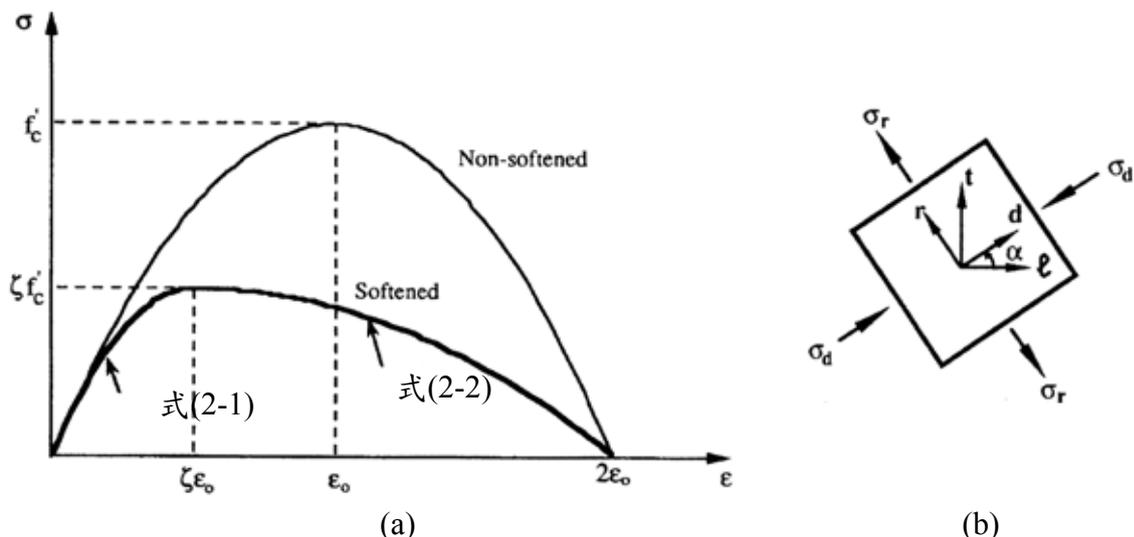


圖 2-1 混凝土受壓軟化模型：(a)受壓應力應變曲線；(b)混凝土主應力元素

因腐蝕導致垂直受壓方向的拉應力可由下式估計(Molina 等 1993；Coronelli and Gambarova 2004)

$$\epsilon_r = (b_f - b_0) / b_0 \quad (2-4)$$

其中 b_0 = 鋼筋未腐蝕構材寬度； b_f = 鋼筋腐蝕後構材寬度

$$b_f - b_0 = n_{bars} w_{cr} \quad (2-5)$$

貳、裂縫與鋼筋腐蝕之循環關係

鋼筋混凝土腐蝕製一定程度後就會生成一層鬆動且易剝落的氧化物($Fe(OH)_3$)且氧化物的體積會膨脹至原體積的 2 至 6 倍。如圖 2-2(a)所示。當筋腐蝕生產物累積而生成膨脹應力，使鋼筋周圍的混凝土受到拉張應力而產生張力裂縫，進而可知鋼筋與混凝土間的握裹力損失，且混凝土之抗拉強度很低，混凝土便會開始破裂，如圖 2-3 所示。一開始出現細微的裂縫，則混凝土的強度就減低了，出現裂縫代表鋼筋更容易接觸到外在有害離子，進而加速鋼筋的腐蝕效果，當腐蝕生產物繼續在鋼筋四周累積時，混凝土之裂縫寬度也隨之增大，如圖 2-2(b)顯示 RC 結構物之裂縫-鋼筋腐蝕-裂縫循環關係。

鋼筋混凝土結構物澆置後因為浮水、水份蒸發與溫度變化等，可能使混凝土澆置後就出現細微的裂縫，若再受物理性或化學性的侵害，即會發生鋼筋腐蝕與混凝土開裂的循環。當鋼筋混凝土結構物已有裂縫產生時，即使是低水灰比混凝土或增加保護層設計厚度，皆會因裂縫的產生而降低耐久性，唯有早期且適當地在裂縫處進行修補，避免有害物質快速輸入，進而降低混凝土的中性化速度，延遲鋼筋腐蝕的發生以達到鋼筋混凝土結構物初始設計年限之要求。

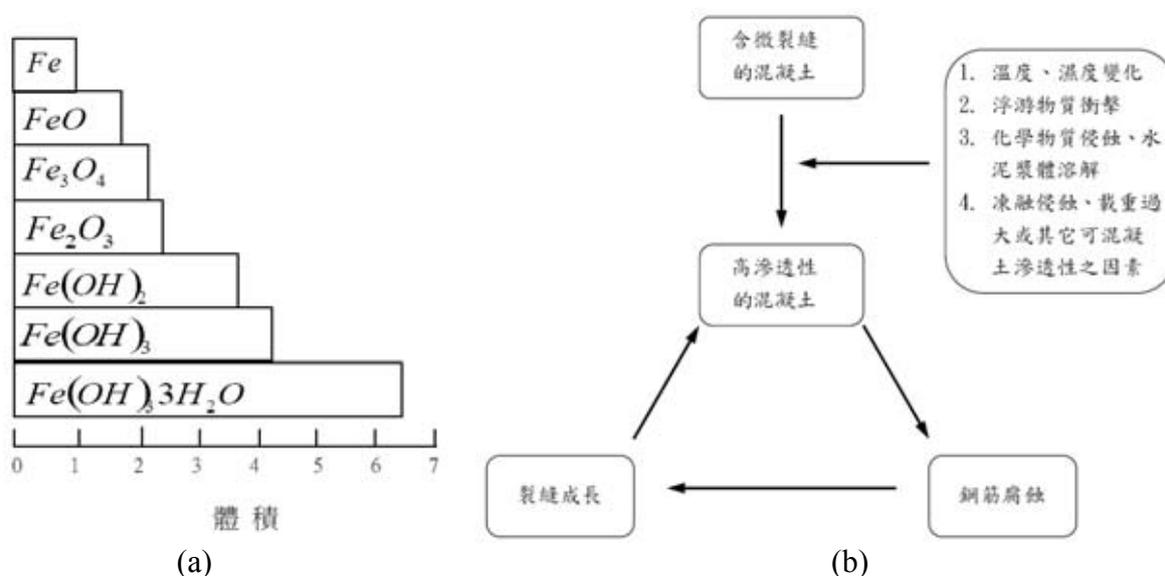


圖 2-2 (a)鋼筋與腐蝕生成物的體積比(Mehta 等 1993)；(b) RC 結構物之裂縫-鋼筋腐蝕-裂縫循環示意圖(徐勤威 2007)

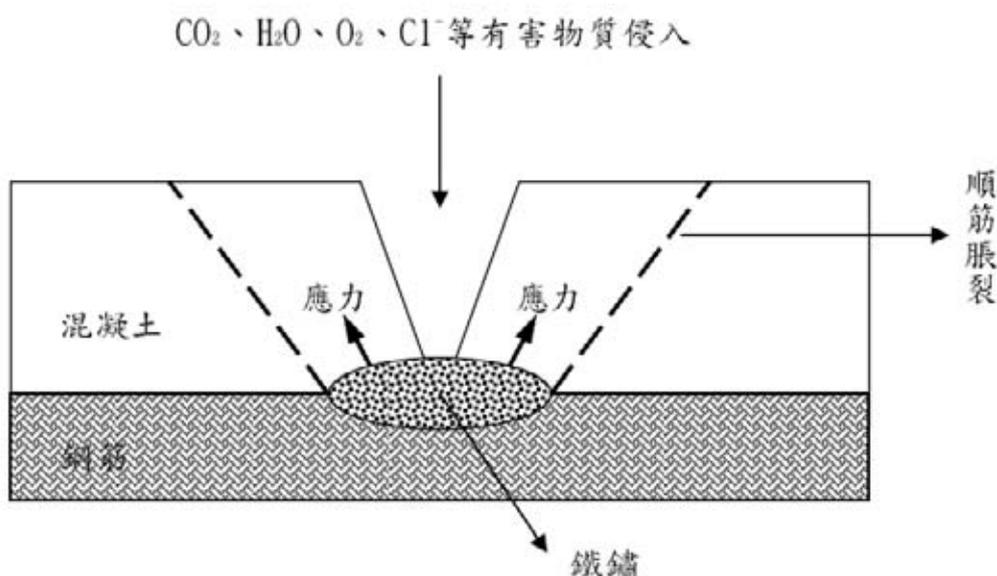


圖 2-3 鋼筋腐蝕膨脹應力作用示意圖(黃然等 1995)

參、試體內部鋼筋腐蝕發展

由何明錦等(2009)腐蝕梁反復載重試驗研究發現，橫向鋼筋與縱向主筋腐蝕重量損失與最大孔蝕深度隨加速腐蝕天數的增加而上升，如圖 2-4(a)與 2-4(b)所示。圖中顯示，橫向鋼筋之重量損失率與主筋直徑減少均顯著地大於主筋，此因橫向鋼筋直徑較小，且保護層混凝土較薄之故。圖 2-4(c)與 2-4(d)分別顯示加速腐蝕 150 天試體，橫向鋼筋與主筋腐蝕型態，由圖可見兩種鋼筋皆呈現不均勻腐蝕，不均勻腐蝕將造成應力集中，危及鋼筋之韌性。橫向鋼筋於彎鉤轉彎段，呈現顯著頸縮現象。橫向鋼筋嚴重的腐蝕將顯著降低梁之剪力強度，試驗結果顯示，隨著腐蝕程度之增加，試體的破壞模式由原本設計之撓曲破壞，改變成撓剪力破壞，如圖 2-5 所示。

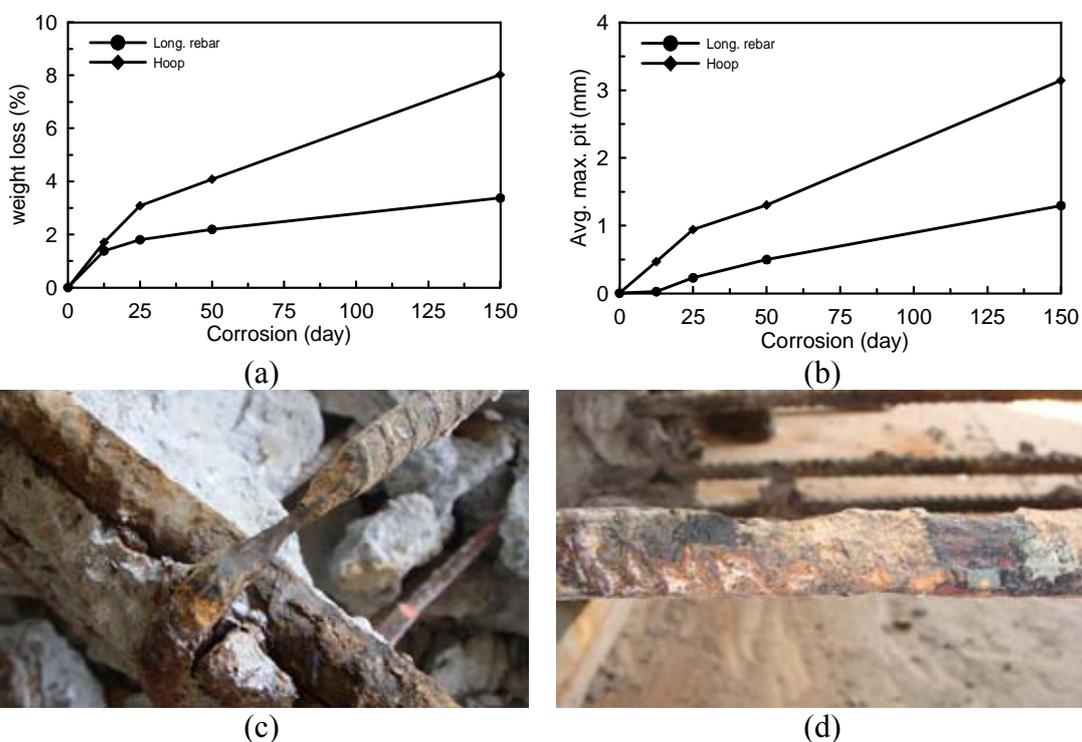


圖 2-4 試體腐蝕內部橫向鋼筋與主筋腐蝕情況(何明錦 等 2009)：(a)重量損失率；(B)最大孔蝕深度；(c)150 天橫向鋼筋腐蝕(頸縮)；(d)150 天主筋腐蝕



圖 2-5 試體在 4%位移比裂縫發展與混凝土破壞狀態(何明錦 等 2009)。註： ΔA_l =縱向主筋最大斷面減少率； ΔA_t =橫向鋼筋最大斷面減少率

肆、通電腐蝕方法與腐蝕量預測

何明錦等(2009)腐蝕梁試驗研究採用外加電流強迫腐蝕，加速腐蝕方法為於梁塑鉸區兩側使用木板組裝一個水槽，水槽斷面尺寸為 30 cm×15 cm，長為 50 cm，水槽內添加 5%的氯離子於水中與放置一個長 49 cm 和寬 30 cm 的銅板且距離梁表面 2 cm，使用直流供應器負極接於銅板，正極接於固定端延伸 5cm 的一根主筋，剩餘 4 根使用

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

烏布林線搭接，建立一個傳遞元素的路徑，詳細接電方式如圖 2-6 所示。當鋼筋半徑損失達到預定目標(從法拉第的質量損失估計)，停止施加電流。

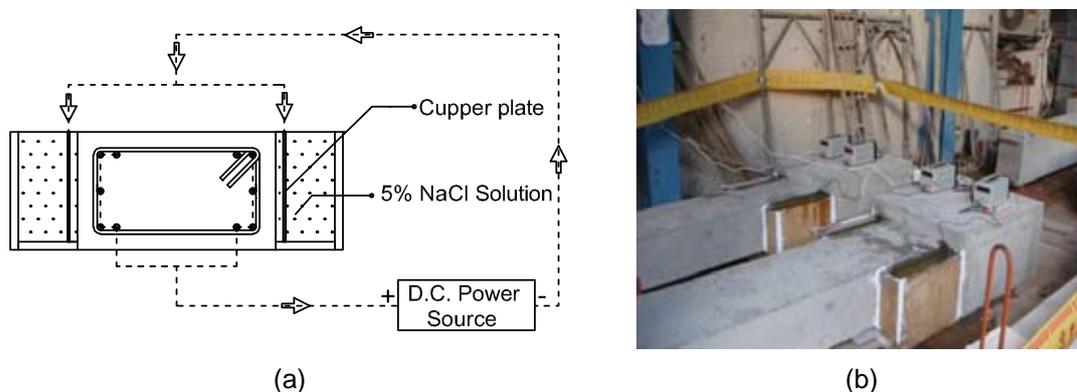


圖 2-6 試體腐蝕圖(何明錦等 2009)：(a)腐蝕示意圖；(b)實際腐蝕圖

在實驗結束後將鋼筋從試體取出，利用重量損失去估計鋼筋之平均腐蝕深度 X_{AVER} (式(2-6))

$$X_{AVER} = \frac{\Delta W_G \times 10^3}{\rho_s F_e \cdot \pi \cdot \phi \cdot L} \quad (2-6)$$

其中 X_{AVER} 的單位為 mm； ΔW_G =重量的損失，單位為 g； ϕ =鋼筋直徑，單位為 mm； L =受腐蝕的長度，單位為 mm； ρ_s =鋼筋密度(7.86 g/cm³)。而法拉第重量損失預估則方法如式(2-7)所示。

$$\Delta W_F = \left\{ A_w / nF \right\} \int I_{COR} \cdot dt \quad (2-7)$$

其中 ΔW_F =法拉第理論質量損失； A_w =鐵的原子量(55.8 g/mol)； n =亞鐵離子電荷數=2($Fe \rightarrow Fe^{2+} + 2e^-$)； F =法拉第常數=96500c/mol； $\int I_{COR} \cdot dt$ =腐蝕階段的總電量

伍、鋼筋腐蝕後性能衰減

由 Lee 與 Cho(2009)可知，腐蝕會造成鋼筋孔蝕，會弱化鋼筋的強度、變形量以及勁度，表 2-1 顯示 Lee 與 Cho(2009)所建議之腐蝕鋼筋機械性能之預估模型，所有模型皆利用重量損失率 Δw (%) 作為衡量腐蝕程度之指標。

表 2-1 鋼筋重量百分比對應的鋼筋性能方程式

機械性質	腐蝕型態	鋼筋機械性質與腐蝕程度之關係
降服應力	均勻腐蝕	$\sigma_{cy} = (1 - 1.24(\Delta w / 100)) \cdot \sigma_{sy}$
	孔蝕	$\sigma_{cy} = (1 - 1.98(\Delta w / 100)) \cdot \sigma_{sy}$
極限應力	均勻腐蝕	$\sigma_{ct} = (1 - 1.07(\Delta w / 100)) \cdot \sigma_{st}$
	孔蝕	$\sigma_{ct} = (1 - 1.57(\Delta w / 100)) \cdot \sigma_{st}$
彈性模數	均勻腐蝕	$E_{cs} = (1 - 0.75(\Delta w / 100)) \cdot E_{ss}$
	孔蝕	$E_{cs} = (1 - 1.15(\Delta w / 100)) \cdot E_{ss}$
伸長率	均勻腐蝕	$\delta_{cs} = (1 - 1.95(\Delta w / 100)) \cdot \delta_{ss}$
	孔蝕	$\delta_{cs} = (1 - 2.59(\Delta w / 100)) \cdot \delta_{ss}$

Δw = 腐蝕重量損失率 (%)

何明錦等(2009)之腐蝕梁研究顯示，下式能準確地描述縱向鋼筋腐蝕程度與梁殘餘撓曲強度之關係。

$$RLC_{COR} = -0.8596(p_{\max} / r_0) + 0.9707 \quad (2-8)$$

其中 RLC_{COR} = 殘餘撓曲容量：腐蝕試體撓曲強度與未腐蝕試體的比值； p_{\max} = 最大孔蝕深度； r_0 = 鋼筋原始半徑。

第二節 腐蝕梁有限元素分析模型

目前結構物於受震時之行為研究大多以整體結構物之耐震能力進行分析，但對其降伏後行為之相關研究較為缺乏，市面上多數套裝軟體可分析結構物受震下之行為，例如 Sap2000、RAIN3D 等軟體，然而這些軟體只能對整體結構物之受震行為進行模擬，模型中之梁或柱都均以單一桿件元素建立，無法對梁柱結構體作細部分析，如此一來對於樑柱內部鋼筋腐蝕劣化之分析研究便無法進行，故唯有使用 ANSYS 有限元素分析軟體才可對梁柱構架內部鋼筋進行建模分析，而本研究使用二維桁架模型 (Lattice Model 模型) 之建模方式，將鋼筋混凝土結構物模擬成桁架桿件，利用桁架分析方式來求解構架非線性行為，並加入鋼筋腐蝕之材料參數，即可對腐蝕後之梁柱受力行為進行分析，仔細分析受腐蝕之鋼筋混凝土結構物之破壞行為，如各桿件屬於撓曲、剪力、甚至鋼筋握裹破壞等情形進行研究。

壹、二維架模型之求解方程式

依文獻(王勇智與徐錯 2007)可知將鋼筋混凝土結構體模擬成桁架系統進行分析，並進行桁架矩陣運算，建立桁架模型需瞭解結構體之材料性質與建構方式，如混凝土有高抗壓強度低抗拉強度之特性，在拉力區易發生開裂破壞，而鋼筋材料性質有高抗拉強度與降伏平台等特性，將鋼筋混凝土給予外力作用配合各區塊之材料特性以單一桿件組成傳遞力量之桁架，及稱為桁架模型。桁架系統之運算，主要是以各桿件平衡方程式作計算，以下是單一桿件局部座標下之平衡方程式：

$$[F] = [k][\Delta] \quad (2-9)$$

$$[k] = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (2-10)$$

式中 $[k]$ = 勁度矩陣； $[\Delta]$ = 位移向量； $[F]$ = 力向量； E = 彈性模數； A = 桿件斷面積； L = 桿件長度。

桿件元素之整體勁度矩陣 $[K]$ 由局部勁度矩陣 $[k]$ 疊代而成，轉換關係式(2-11) (2-12)如下：

$$[K] = \Lambda^T [k] \Lambda \quad (2-11)$$

$$\Lambda = \begin{bmatrix} c_1 & c_2 & c_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c_1 & c_2 & c_3 \end{bmatrix} \quad (2-12)$$

式中 c = 局部座標與整體座標之夾角餘弦。

將上式(2-11)與(2-12)代入展開可得：

$$[K] = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} c_1^2 & c_1c_2 & c_1c_3 & -c_1^2 & -c_1c_2 & -c_1c_3 \\ & c_2^2 & c_2c_3 & -c_1c_2 & -c_2^2 & -c_2c_3 \\ & & c_3^2 & -c_1c_3 & -c_2c_3 & -c_3^2 \\ & & & c_1^2 & c_1c_2 & c_1c_3 \\ sym & & & & c_2^2 & c_2c_3 \\ & & & & & c_3^2 \end{bmatrix} \quad (2-13)$$

再以圖 2-7 為例，可列出式(2-14)，代入式(2-13)則整體勁度矩陣即可求得，施加外力後可得桿件節點位移。

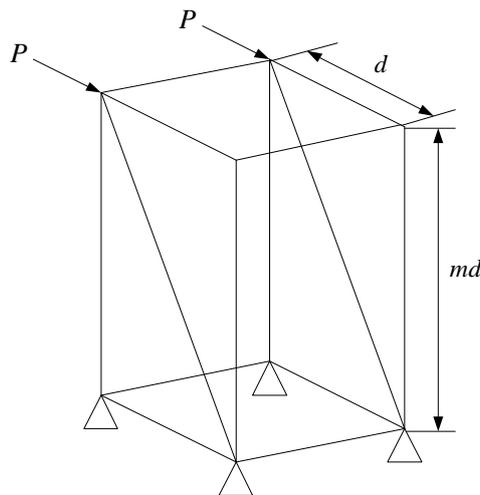


圖 2-7 拱桿件於構建中配置圖

$$[c_1 \quad c_2 \quad c_3] = \left[\frac{1}{\sqrt{1+m^2}} \quad \frac{m}{\sqrt{1+m^2}} \quad 0 \right] \quad (2-14)$$

貳、混凝土材料性質模擬

本研究使用之混凝土材料性質，主要是以 Mander 混凝土抗壓曲線來進行模擬，於 1988 年 Mander、Priestley 與 Park 等人提出 RC 斷面為矩形或圓形之條件下混凝土抗壓應力-應變曲線之評估方法，如圖 2-8 之斜線部分為圍束混凝土抗壓曲線，無斜線部分則為無圍束混凝土抗壓曲線。

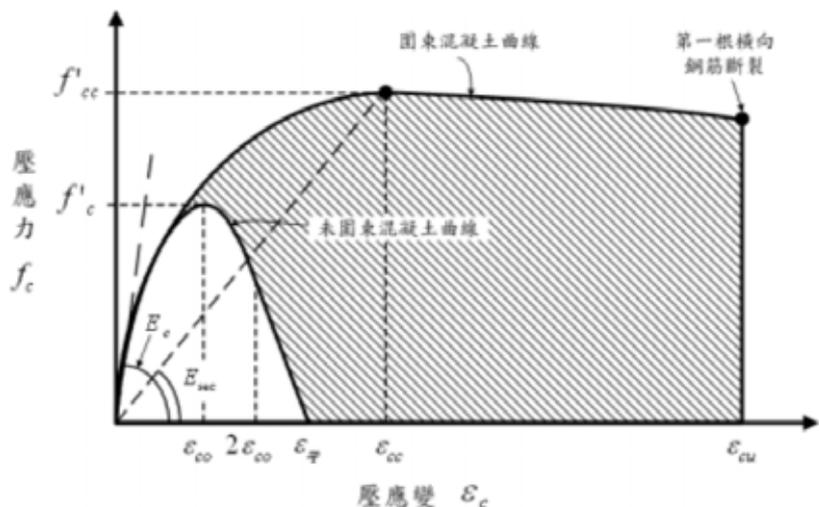


圖 2-8 Mander 提出之混凝土抗壓曲線(李秉乾與詹勳源 2004)

混凝土受橫向鋼筋圍束下，抗壓強度與延展性將會提高，故於梁柱內部受橫向鋼筋包覆之混凝土(核心混凝土)須用圍束混凝土來進行模擬；而橫向鋼筋外圍保護層部分就可用無圍束混凝土模擬。以下將介紹 Mander 混凝土抗壓曲線計算方式。

參、Mander 圍束混凝土抗壓模型

本文分析之結構為懸臂梁構件，而且斷面為矩形，故以下計算乃針對矩形斷面之應力應變曲線說明，如下圖所示：

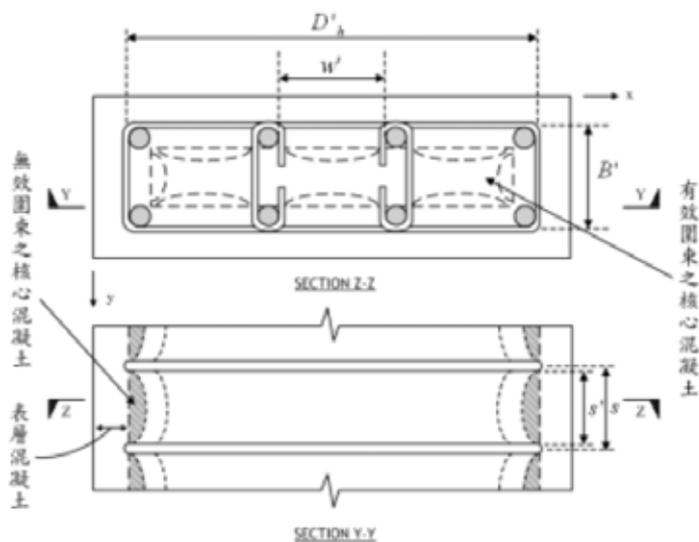


圖 2-9 圍束混凝土示意圖(李秉乾與詹勳源 2004)

除圖 2-9 所示之桿件斷面尺寸外，尚須鋼筋降伏強度和混凝土抗壓強度以計算圍束混凝土抗壓之應力與應變($f_c - \varepsilon_c$)曲線圖。以下為混凝土應變於 $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$ 時之 $f_c - \varepsilon_c$ 關係曲線方程式。

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (2-15)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2-16)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2-17)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_c (\text{MPa})} = 15,000 \sqrt{f'_c (\text{kgf} / \text{cm}^2)} \quad (2-18)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2-19)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (2-20)$$

式中 f'_c = 混凝土之極限抗壓強度； ε_{co} = 混凝土在 f'_c 時之壓應變(建議取 0.002)； E_c = 混凝土之彈性模數； f'_{cc} = 圍束混凝土之極限抗壓強度； ε_{cc} = 圍束混凝土在 f'_{cc} 時之壓應變； E_{sec} = 圍束混凝土之割線模數； x = 正規化混凝土應變。

由以上公式可知，只須圍束混凝土之極限抗壓強度 f'_{cc} 值即可得圍束混凝土抗壓之應力-應變($f_c - \varepsilon_c$)關係曲線方程式。下面將介紹求解 f'_{cc} 步驟，首先 f'_{cc} 會和橫向鋼筋產生之有效圍束應力 f'_i 有關，如下圖 2-10 所示。

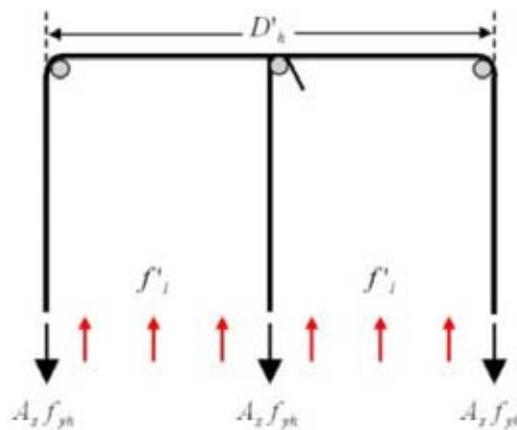


圖 2-10 橫向鋼筋於混凝土斷面核心區所形成之圍束應力 (李秉乾與詹勳源，2004)

由於橫向鋼筋並非對全部核心混凝土均產生圍束作用，在橫向鋼筋與橫向鋼筋之間區域圍束力相對減弱，而會出現未受到圍束力作用之核心混凝土(如圖 2-9)，且隨橫

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

向鋼筋間距 s 越大狀況會越明顯，因此我們在計算有效圍束應力時要乘上一個有效圍束係數 k_e 來做應力強度折減。

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (2-21)$$

式中 w'_i = 相鄰主筋之淨間距(主筋上如果無係筋就不須考慮)； b_c = 混凝土斷面受圍束部分之 x 向長度； d_c = 混凝土斷面受圍束部分之 y 向長度； s' = 橫向鋼筋之淨間距； ρ_{cc} = 主筋斷面積總合與核心混凝土斷面積之比值。

由於我們分析之桿件斷面為矩形並非圓形，所以有效圍束應力可分為 x 軸向的 f'_{lx} 和 y 軸向的 f'_{ly} 兩種。

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{sd_c} \quad (2-22)$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{sb_c} \quad (2-23)$$

$$f'_{lx} = k_e \rho_x f_{yh} \quad (2-24)$$

$$f'_{ly} = k_e \rho_y f_{yh} \quad (2-25)$$

式中 A_{sx} = 矩形斷面上 x 軸向的橫向鋼筋斷面積總合； A_{sy} = 矩形斷面上 y 軸向的橫向鋼筋斷面積總合； f_{yh} = 橫向鋼筋之降伏強度； ρ_x = x 向混凝土承受橫向鋼筋作用的有效面積與橫向鋼筋斷面積總合之比值； ρ_y = y 向混凝土承受橫向鋼筋作用的有效面積與橫向鋼筋斷面積總合之比值； s = 橫向鋼筋間距。

由上式合併可得 $f'_{lx} = k_e \frac{A_{sx} f_{yh}}{sd_c}$ ，其內涵可解釋為 $A_{sx} f_{yh}$ (橫向鋼筋的極限抗拉強度)

除以 sd_c (混凝土承受橫向鋼筋作用的有效面積)後所得之 x 軸向圍束應力，再乘上有效圍束係數 k_e 進行折減，即為有效圍束應力 f'_{lx} 。比較 f'_{lx} / f'_c 與 f'_{ly} / f'_c 之大小，大者為最大圍束應力比，小者為最小圍束應力比，經由查表如圖 2-11 可得到 f'_{cc} / f'_c ，將 f'_{cc} / f'_c 乘上 f'_c 後，矩形斷面中圍束區域內的極限抗壓強度 f'_{cc} 即可求得。

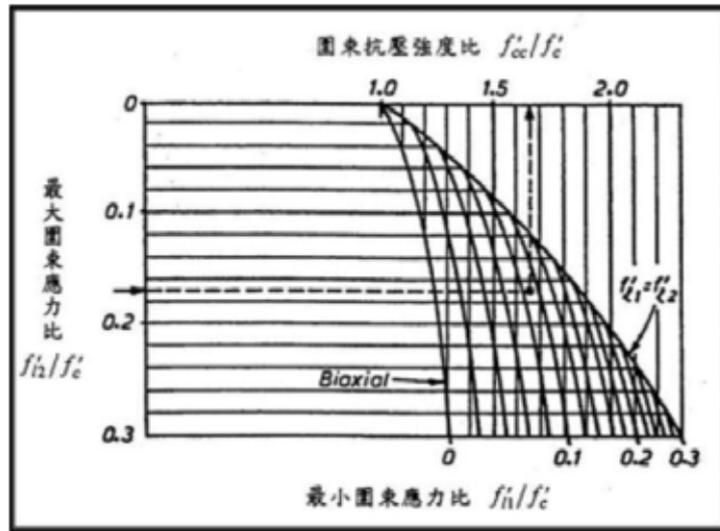


圖 2-11 矩型柱圍束區內之混凝土抗壓強度(李秉乾與詹勳源)

混凝土極限壓應變 ε_{cu} 如下式：

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \cdot \rho_s \cdot f_{yh} \cdot \varepsilon_{sm}}{f'_{cc}} \quad (2-26)$$

$$\rho_s = \rho_x + \rho_y \quad (2-27)$$

式中 ρ_s = 橫向鋼筋量比； ε_{sm} = 橫向鋼筋之極限應變(混凝土應變 ε_c 超過 ε_{cu} 的部分，應力 f_c 皆為設為 0)。

肆、Mander 無圍束混凝土抗壓模型

繪製 Mander 無圍束混凝土抗壓應力-應變曲線可分為以下三個階段：

- (a) $\varepsilon_c < 2\varepsilon_{co}$ 階段(建議 $\varepsilon_{co} = 0.002$)

使用與圍束混凝土抗壓模型公式，使用參數之定義變更如下：

$$\begin{aligned} f'_{cc} &= f'_c \\ \varepsilon_{cc} &= \varepsilon_{co} \\ E_{sec} &= \frac{f'_c}{\varepsilon_{co}} \\ r &= \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \\ x &= \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \end{aligned}$$

代入圍束混凝土應力-應變曲線方程式，求解到 $\varepsilon_c = 0.004$ 。

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

$$f_c = \frac{f'_c x r}{r - 1 + x^r}$$

(b) $2\varepsilon_{co} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{sp}$ 階段(建議 $\varepsilon_{sp} = 0.006$)

無圍束混凝土應力-應變曲線在此階段會呈線性遞減至 ε_{sp} ，一般建議混凝土剝落應變為 $\varepsilon_{sp} = 0.006$ 。

(c) $\varepsilon_c > \varepsilon_{sp}$ 階段

混凝土已達破壞 $f_c = 0$ 。

綜合上述流程，可依下列繪製無圍束混凝土抗壓應力-應變曲線：

$\varepsilon_c < 2\varepsilon_{co}$ 階段的曲線沿方程式繪出至 $\varepsilon_c = 0.004$

$2\varepsilon_{co} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{sp}$ 階段直接以直線連結至節點($f_c = 0, \varepsilon_{sp} = 0.006$)

$\varepsilon_c > \varepsilon_{sp}$ 階段 f_c 為 0

伍、Okamura 與 Maekawa 混凝土抗拉模型

本研究使用之混凝土抗拉應力-應變曲線，主要是以 Okamura 與 Maekawa 於 1991 年所提出之曲線進行模擬。Okamura 與 Maekawa 提出混凝土於開裂後仍然可承受少許張力，因此建議使用混凝土抗拉應力-應變關係如下：

$$\sigma_t = f_t \left(\varepsilon_{cr} / \varepsilon_t \right)^{0.4} \quad (2-28)$$

$$f_t = (0.8 \sim 1.3) \sqrt{f'_c} \quad (\text{kgf} / \text{cm}^2) \quad (2-29)$$

式中 f_t = 混凝土極限抗拉應力； ε_{cr} = 混凝土開裂時的應變(建議採用 0.0001)。

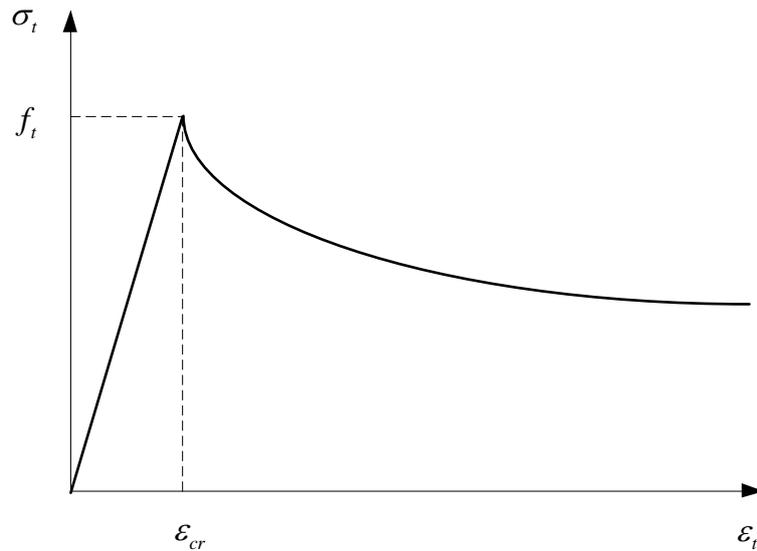


圖 2-12 Okamura 與 Maekawa 混凝土抗拉曲線

陸、鋼筋性質模擬

本研究使用之鋼筋應力應變曲線，主要以 Fukuura 於 1997 年所提出之曲線進行模擬。該模型中之鋼筋之應力應變關係為雙線性關係，在降伏前之彈性模數為 E_s ，降伏後彈性模數降為 $E_s/100$ ，如下圖所示。

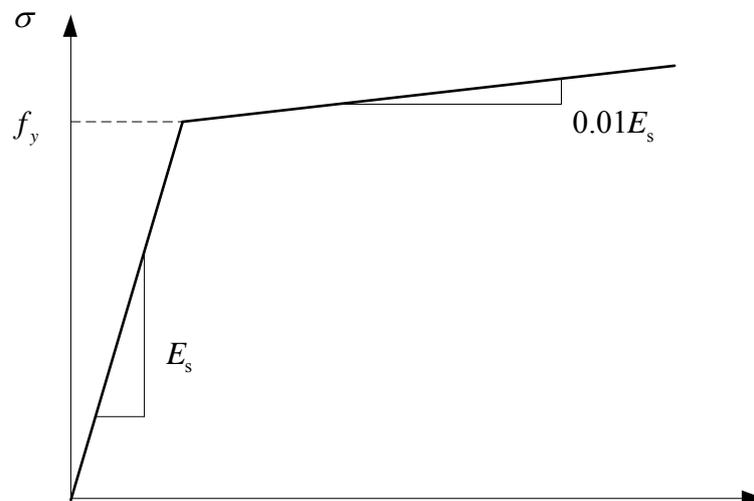


圖 2-13 Fukuura 之鋼筋應力與應變曲線

柒、鋼筋與混凝土間握裹力失效之彈簧性質

鋼筋與混凝土間之握裹應力會因鋼筋表面銹蝕而降低，此一影響於評估腐蝕梁之耐力行為時不可忽略，然而目前各相關文獻尚無統一建議，因此本研究主要採用依加速腐蝕試驗所歸納之公式(Kim et al. 2008)，如表 2-2 所示。由表列之方程式可知，腐蝕不僅造成極限握裹應力降低，而其剪力模數也將隨之衰減。

表 2-2 鋼筋與混凝土間握裹應力之修正模型(Kim et al. 2008)

	最大握裹應力(τ_{\max} 、MPa)	剪力模數(G 、MPa)
$0 \leq X \leq X_C$	$\tau_{s,\max} = 0.34 f'_c - 1.93$	$G = 0.2407 \tau_{\max}^{1.7534}$
$X \geq X_C$	$\tau_{c,\max} = \tau_{s,\max} (1.306 e^{-0.0948 X})$	
f'_c = 混凝土抗壓強度； X = 腐蝕重量百分率； X_C = 混凝土發生開裂之鋼筋腐蝕重量百分率(建議使用 2.04%)		

第三節 以腐蝕速率變化推估鋼筋腐蝕量

近年來，檢測鋼筋腐蝕除了用傳統的破壞性檢測方法來量測鋼筋重量或斷面損失之外，非破壞檢測法（Non-destructive Inspection, NDT）已逐漸成為工程界所採用的新技術。本章節先介紹腐蝕的基本原理，佐以電化學反應之觀念加以說明，最後再介紹鋼筋腐蝕的量測方法及鋼筋腐蝕的計算。

壹、腐蝕的基本原理

腐蝕是金屬與周圍環境發生電化學作用的一種自然反應。大多數的金屬礦物在自然條件下以氧化物狀態存在(穩定化合物)。當暴露在自然環境下時，從礦物冶煉出來之金屬逐漸由不穩定之狀態轉變回原來穩定之氧化物，這種材料性質改變的過程即為腐蝕。鋼筋的腐蝕屬於自然反應，例如，鋼筋是由鐵礦經過加熱冶煉而成，但是鐵礦冶煉需吸收大量能量，故暴露在自然環境中之鋼筋只要環境條件充足，便會使鋼筋回歸到原來的狀態，即俗稱之生鏽(腐蝕)(林賢正 2003)。

腐蝕是一種電化學反應，當電位差存在時才有機會發生腐蝕。因此腐蝕作用是否進行需同時具備：陽極、陰極、電導通路、電流、電解溶液五要件，缺一要件則腐蝕無法進行(Uhlig and Revie 1985)。上述五種要素連接成的系統稱為電化學電池 (electrochemical corrosion cell)，如圖2-14所示。以下將腐蝕基本的五種要素逐一說明

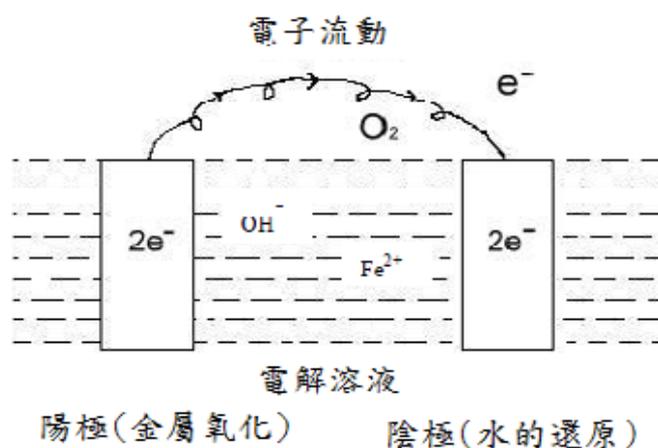


圖2-14 金屬腐蝕示意圖(陳冠霖 2007)

(1) 陽極 (anode)

電化學反應中，往往於電極板上發生電荷轉移，於陽極板上發生的轉移稱氧化反應或稱陽極反應。陽極為氧化反應的電極，金屬由原子狀態因放出電子而變成金屬離子，如鐵析出鐵離子而釋放出電子，其反應式如(2-30)：

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件



(2) 陰極 (cathode)

陰極為發生還原反應的電極，即水與空氣中的氧氣吸收游離電子而形成氫氧根離子，其反應式如(2-31)：



之後，陽極、陰極反應所生成的鐵離子和氫氧根離子(OH⁻)結合而成為氫氧化鐵(沉澱作用，其反應式如(2-32)：



氫氧化鐵再與水中的氧氣作用生成氫氧化鐵(氧化作用)。其反應式如(2-33)：



(3) 導電通路 (external conducting path)

電化學的氧化還原反應需要有電子的轉移，所以必須有良好的導電通路腐蝕現象才能順利進行。相對而言，導電性不佳的通路，腐蝕則不易進行。

(4) 電流 (current)

腐蝕的進行需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)，必須在潮濕或有水氣的情況下氧化還原才能順利進行。在濕潤的環境下，若電解溶液來源十分充裕，離子的移動速率將比金屬氧化擴散作用快，則金屬腐蝕速率將會加快。若於無濕氣的環境中，離子的移動將會停止。

貳、鋼筋腐蝕速率量測

鋼筋腐蝕為一電化學反應，量測電化學反應速率的快慢，可得知鋼筋的腐蝕速率，本實驗僅針對所相關的開路電位法、直流極化法(Linear Polarization Method、DC法)、交流阻抗法(Alternative Current Impedance Method、AC法)及脈衝理論法來進行回顧。

(1) 開路電位法

開路電位法是在無外加電場作用下評估鋼筋與參考電極的電位差(ASTM 1999)。腐蝕反應在鋼筋表面並不是很均勻地發生，亦即腐蝕是隨機的，只要陽極反應及陰極反應分別在金屬表面不同之微小區域進行時，就會形成一對對的微小電池，即所謂的腐蝕微電池，而開路電位法就是通常利用硫酸銅溶液所組成銅/硫酸銅電極(Cu/CuSO₄)

或甘汞電極 (Hg/Hg₂Cl₂/KCl) 為參考電極形成一個半電池，在未外加電流、電壓狀態下量測鋼筋之電位，此時的電位量測值稱之為腐蝕電位，主要用於評估鋼筋的腐蝕機率，但卻無法得知鋼筋的腐蝕速率。依據 ASTM C876 之規定，可利用半電池電位法來評估鋼筋腐蝕的機率，如表 2-3 所示。

表 2-3 開路電位對腐蝕機率之判定(ASTM 1999)

銅/硫酸銅電極(mV)	飽和乾汞電極(mV, SCE)	腐蝕機率
> -200	> -126	小於 10%
-200 ~ -350 之間	-126 ~ -276 之間	10~90%之間
< -350	< -276	大於 90%
< -500	< -426	嚴重腐蝕

(2) 直流極化法(Linear Polarization Method、DC 法)

若平衡的金屬電極受到外在因素的影響，產生電流經過時便會破壞此電極的平衡，而電流會由高電位的陰極流向低電位的陽極，電位改變的方向永遠與平衡之方向相反，所以陽極電位會向陰極電位移動，陰極電位也會向陽極移動，最後使得兩極電位差變小，這種電流進出造成電位的改變程度，就稱為極化(王鼎智 2002)。

直流線性極化法是由 Stern 和 Geary 首先提出(Stern 1958)，利用金屬極化的現象由外界供給微小電流來進行金屬腐蝕的量測，即在一個腐蝕的系統中，若在其自然的腐蝕電位下給予一個很小的過電位，就會產生一微小的電流。此時外加的微小電位和電流間將成一線性關係，而此線性關係的斜率稱為極化阻抗 R_p (polarization resistance)，如圖 2-15 所示。

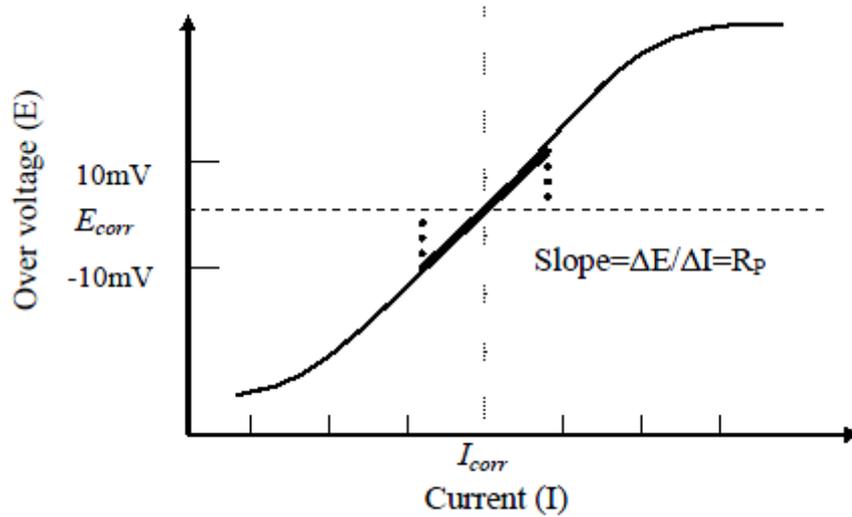


圖 2-15 典型極化曲線

由圖 2-15 可求得極化阻抗值 R_p ，其數學式如下：

$$R_p = \frac{\Delta E}{\Delta I_{E \rightarrow 0}}$$

式中 R_p =極化阻抗值(ohm)； ΔE =電位差(volts)； ΔI =電流差(I)

再利用 Stern-Geary 公式可得腐蝕電流密度(i_{corr}) 公式如下：

$$i_{corr} = \left[\frac{\beta_a \beta_c}{2.303(\beta_a + \beta_c)} \right] \times \frac{\Delta E}{\Delta I} = \frac{B}{R_p}$$

式中 i_{corr} =腐蝕電流密度($\mu A/cm^2$)； A =表面積(cm^2)； β_a =陽極極化曲線斜率； β_c =陰極極化曲線斜率； ΔI =電流密度差(μA)

β_a 、 β_c 為極化曲線中電流密度以對數座標表示後之陽極陰極極化曲線斜率，如圖 2-16 所示

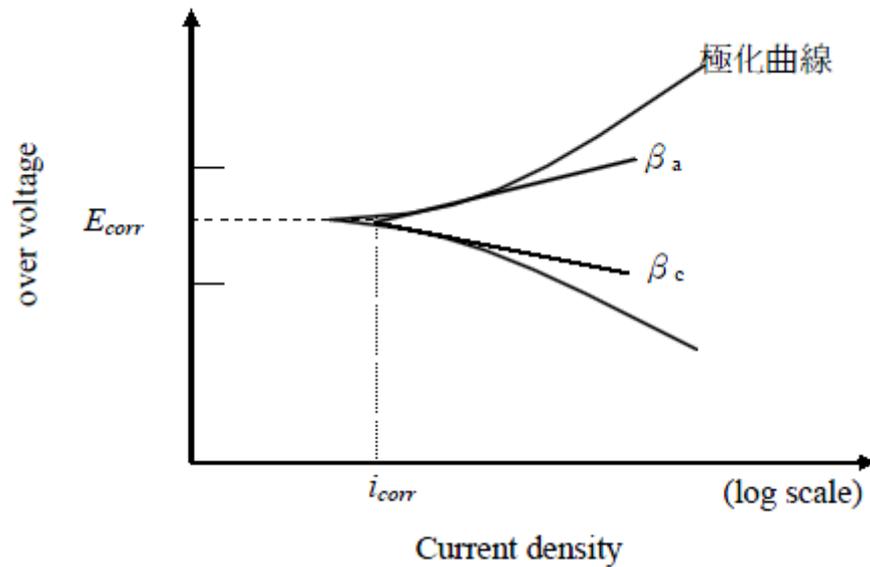


圖 2-16 典型 Evans 圖

依照 Faraday 定律及腐蝕電流密度的關係，可進而推算腐蝕速率，公式推導如下：

$$m = \frac{Ita}{nF}$$

$$i = \frac{I}{A}$$

$$\frac{m}{ta} = \frac{ia}{nF}$$

以金屬密度(ρ)表示，可得腐蝕速率(mpy)，其公式如下：

$$r_{corr} = 0.129 \times \frac{ia}{nF}$$

其中， I=電流 (A)

T=經過時間 (s)

i_{corr} =腐蝕電流密度($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)

a=原子量 (g/mole)

ρ =金屬密度 ($7.86 \text{ g}/\text{cm}^3$)

n=電荷轉移的電子數目($n=2, \text{Fe} \rightarrow \text{Fe}_2+2\text{e}^-$)

A=腐蝕區域面積 (cm^2)

F=法拉第常數 (96500 coloumbs/mole)

(3) 交流阻抗法(Alternative Current Impedance Method、AC 法)

由於直流極化法所量測之極化阻抗值包括水溶液與鋼筋表面的阻抗值，當電

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

溶液的電阻過大時，大部份的電壓降會發生在電解液，其直流極化法所量測之阻抗值將會低估鋼筋表面的腐蝕率，使量測的腐蝕電流將遠比實際小。交流阻抗法利用頻率及電路的解析技巧，可以在雜訊中得到準確的金屬表層資訊，正確地分析出鋼筋的阻抗值(McCarter and Brousseau 1990)。

交流阻抗法施加小振幅之正弦波電壓於待測水溶液中電極上，電流會藉由電解液中離子的移動經過整個水溶液到達電極上，隨著時間之變化便可量測該電極之電流變化。在小振幅正弦交流電壓施加之條件下，有些較為複雜的關係可以簡化為線性關係，因此電極電位的正弦波振幅與相角便可以與電流的正弦波振幅與相角比較進而計算出整個阻抗值。根據電路學原理，電阻之阻抗值不隨頻率變化而改變，但是電容之阻抗值並非如此。也就是說，當頻率趨近無限大時，電容可以近似為短路，因此其阻抗值相當小，而當頻率趨近於零時，電容近似於斷路，因此其阻抗值相當大。由於這個原因，若施加於電極上之電壓為一固定振幅但不固定頻率之電壓，根據前述之電容特性便可以得到整個電路所具有之電阻成份與電容成份，通常電路是由電阻串聯電容或電阻與電容並聯所組成，亦經常把電極的交流阻抗以實數和虛數部分來表示。再藉由適當之電路模型代入阻抗曲線便可以利用數學計算得到整個電路之各個元件值大小。

利用交流阻抗法配合電化學試驗所衍生出的方法稱為電化學阻抗分析法 (Electrochemical Impedance Spectroscopy、EIS) (李英儒 2001)。進一步利用電化學物質之氧化還原反應得失電子的特性可將交流阻抗分析法之量測精準度加以提高。交流電阻法應用於電化學偵測時，可以下列電路模型推導出其應有之電阻係數與電容係數，如圖 2-17 所示。圖中 R_s 為溶液之等效阻抗， C 為電雙層等效電容， R_p 為鋼筋之等效阻抗。

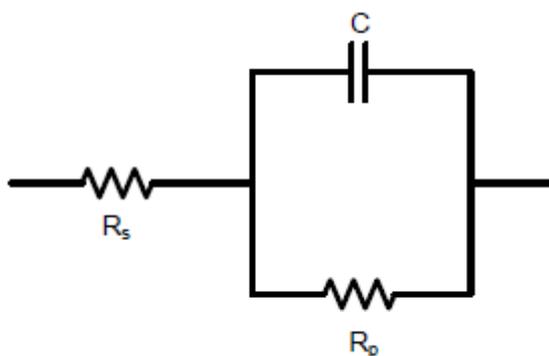


圖 2-17 鋼筋之等效電路圖

(4) 脈衝理論法

利用為非破壞極性靜電流脈衝式檢測儀器，決定混凝土內鋼筋之腐蝕速率，同時也量測保護層之半電池電位 (half-cell) 與電阻。此法利用混凝土表面計數電流探測棒及參考電極探測棒，將短電流脈衝作在鋼筋上，鋼筋上所作用之電流，會改變鋼筋電位，由此改變量來計算鋼筋腐蝕速率。

本研究採用 GalvaPulse GP-500 為丹麥 Germann Instruments 所生產之現地量測腐蝕儀器，其利用脈衝原理來量測混凝土中鋼筋的腐蝕速率，同時亦可量測鋼筋之半電池電位(half-cell)與保護層電阻。此法施加短電流脈衝於鋼筋上，由鋼筋電位改變量來推算鋼筋腐蝕速率。儀器內定施加五秒鐘 25 μA 的電流，正常情況下應可適當地極化鋼筋，通常電位變化如圖 2-18 所示。就原理而言，鈍態區的初始斜率較低，活性區的斜率較高。電位變化應該都要隨著時間遞增，若是下降則為錯誤，可能是因接觸不夠所造成的。若是發生數據不穩定的情況，則可能是因為連接不當或者脈衝不足 (Germann Instruments A/S 2009)。量測值通常與試體的含水量、溫度等條件有關，一般的試驗值如表 2-4 所示。GalvaPulse 量測時的顯示畫面如圖 2-19 所示，螢幕上第一行所顯示的是為目前的座標及狀態；第二行所顯示的是相較於氯化銀電極的腐蝕電位，儀器持續量測直到數據被讀取；第三行顯示的為其電流密度數值；第四行所顯示的是電極與鋼筋間的電阻。

表 2-4 GalvaPulse 一般試驗值(Germann Instruments A/S 2009)

鏽蝕鋼筋	
實際電位 (mV)	-400 to -500
電流密度 ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	5 to 20
電阻值 (kOhm)	0.2 to 4
不鏽蝕鋼筋	
實際電位 (mV)	-50 to +50
電流密度 ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	0.1 to 0.6
電阻值 (kOhm)	0.2 to 4

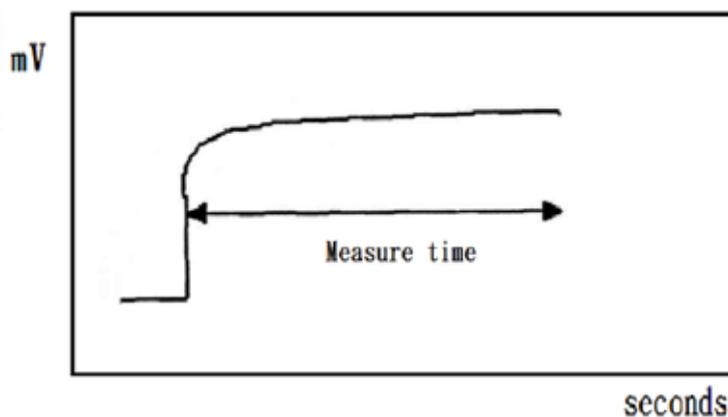


圖 2-18 GalvaPulse 電位與時間關係(Germann Instruments A/S 2009)

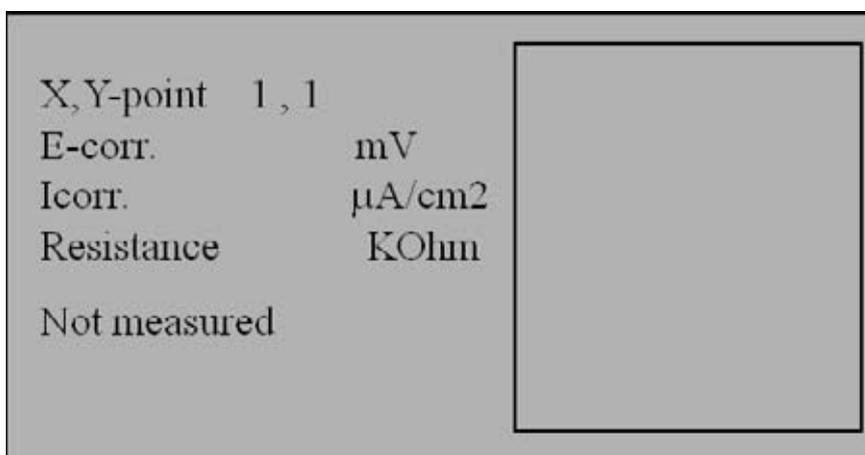


圖 2-19 GalvaPulse 顯示畫面

參、鋼筋腐蝕量計算

鋼筋腐蝕量可直接用重量損失法或腐蝕速率推求腐蝕量。重量損失法為將所量測的鋼筋試體進行劣化反應後，再以化學性或物理性方式清除腐蝕生成物再測量其腐蝕變化量。

腐蝕速率推求腐蝕量的方法為將儀器試驗出的腐蝕電流密度計算出腐蝕速率，再以腐蝕速率對時間積分推得腐蝕變化量。

依以下電流密度公式可利用量測之極化阻抗值推求腐蝕電流密度：

$$i_{corr} = \left[\frac{\beta_a \beta_c}{2.303(\beta_a + \beta_c)} \right] \times \frac{\Delta E}{\Delta I} = \frac{B}{Rp}$$

再利用Faraday定律與腐蝕電流密度的關係可推出腐蝕速率：

$$r_{corr} = 0.129 \times \frac{ia}{nF} \quad (\text{mpy})$$

腐蝕速率可進行單位轉換，當腐蝕速率單位以mm表示時，單位轉換關係為：1 mpy = 0.0254 mm/year，常數為0.00327，此時腐蝕速率的計算公式如下：

$$r_{corr} = 0.00327 \times \frac{ia}{nF} \quad (\text{mm/year})$$

利用腐蝕速率(mm/year)及已腐蝕進行的時間求積分即可得折減的鋼筋斷面深度，公式如下：

$$D = A \times T$$

其中 D=折減的鋼筋深度 (mm)

A=積分的腐蝕速率面積(cm²)

T=浸泡天數 (days)

再利用折減的鋼筋深度即可算出腐蝕的重量損失量，公式如下：

$$m = 2\pi r \times D \times L \times \rho$$

其中 π =圓周率 (3.1415926)

r=鋼筋的半徑 (mm)

D=折減的鋼筋深度 (mm)

L=鋼筋浸泡深度 (mm)

ρ =金屬密度 (7.86 g/cm³)

第三章 腐蝕梁耐震性能試驗

本章首先將介紹主筋防腐蝕方式、腐蝕量、通電量三者關係之前置實驗，接著敘述全尺寸梁設計、製作，以及加速腐蝕與反復載重試驗方法，最後討論兩組試體試驗結果，包括鋼筋腐蝕型態、腐蝕裂縫型式，以及耐震性能。

第一節 前置實驗

壹、腐蝕用儀器工具簡介

油漆種類一：重防腐蝕油漆

永保新重防腐蝕油漆適用於都市下水道水泥管或鋼管內壁防蝕塗料用及鋼鐵、水泥面之耐酸鹼防護之抗蝕塗料。特性為耐水、海水及工業廢水性優異，漆膜平整、堅韌且附著力強、不垂流、可節省工時。如圖 3-1(a)所示。

油漆種類二：還氧樹脂塗料

安得固工程公司之碳纖貼片(CFRP)補強用樹脂，屬於熱固性還氧樹脂，由主劑(A)雙酚 A 型態還氧樹脂與硬化劑(B)聚氧烷丙基二胺兩種混合而成，具有良好防水防腐蝕的工作效能，如圖 3-1(b)所示。

電源供應器

- (1) GPS-3060D0 ~ 30V, 0 ~ 60A (電壓電流可切換顯示)
- (2) 高調節率 0.01% 可選擇連續或動態負載
- (3) 固定電壓與固定電流操作功能.低漣波與低雜訊
- (4) 具串聯或並聯操作模式 過載與極性反向保護功能.

供應器如圖 3-1(c)所示。

銅板

為鋅與銅合金黃銅板。因銅的導電性良好，固使用此材料。如圖 3-1(d)所示。

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件



(a)



(b)



(c)



(d)

圖 3-1 腐蝕用儀器工具：(a)重防腐蝕油漆；(b)還氧樹脂塗料；(c)電源供應器；(d)銅板

貳、前置實驗 1

在開始全尺寸梁加速腐蝕試驗前，為確保對橫向鋼筋進行加速腐蝕時，不會因主筋也被腐蝕影響主筋對全尺寸梁的貢獻。本研究先尋找適合的防腐蝕塗佈漆。而前置實驗模擬了 4 種塗佈狀況，如圖 3-2 所示。



(a)



(b)



(c)



(d)

圖 3-2 通電前鋼筋情況：(a)未塗佈鋼筋；(b)重防腐蝕油漆(一層)；(c)重防腐蝕油漆(兩層)；(d)環氧樹脂漆(一層)

實驗方法

本實驗裁切了四根#9 鋼筋各 50 公分。在塗佈漆料時，將鋼筋頂端保留 2 公分未塗佈區，可有利於之後外接導線，又因重防腐蝕漆及環氧樹脂漆皆為 A 劑和 B 劑加以混和，為確保兩種漆料有足夠的時間完全化學反應達到硬化，故將塗佈後的鋼條曝曬在室外長達 1 天(室外陽光釋放出的熱能也會加速漆料的反應)。

在架設試體時，考慮到塗佈漆所造成的阻抗，故此次通電將未塗佈鋼筋以定一安培電流的方式去加以導電，再觀察在定一安培電流的情況下，鋼筋所對應的電壓為 2 伏特，接著把其他鋼筋的電源供應器已定電壓的方式去對三根塗佈的鋼筋通電。這樣可以確保所有鋼筋是在相同的導電環境下漆腐蝕。

實驗結果

在腐蝕 6 天後，各鋼筋腐蝕情況如圖 3-3 及圖 3-4。

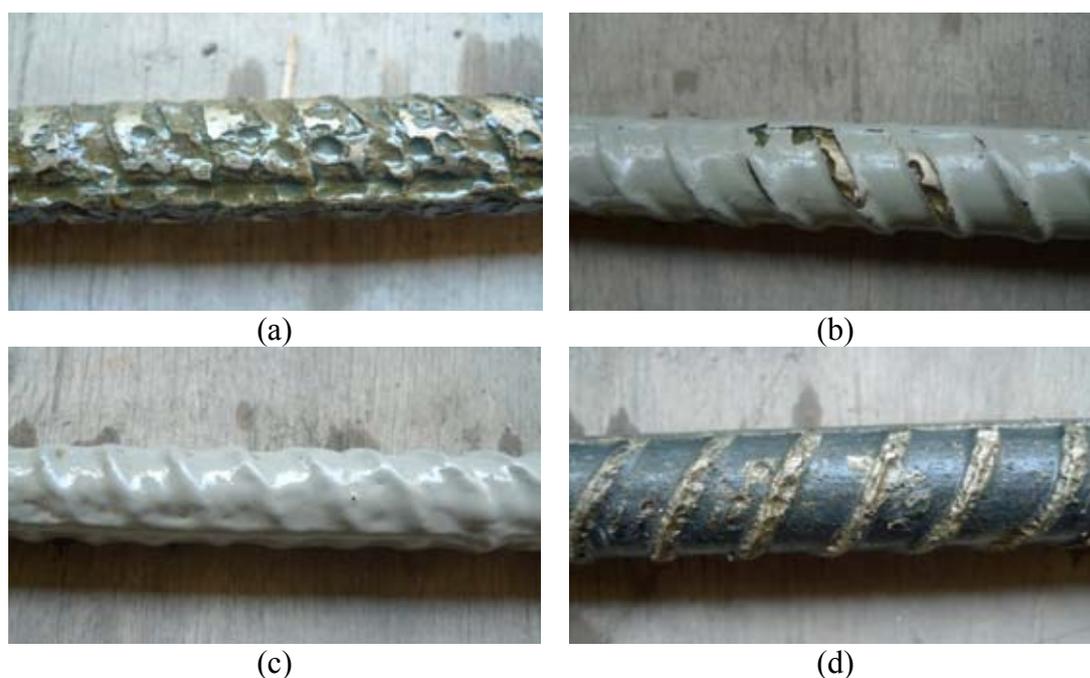


圖 3-3 鋼筋通電 6 天後的腐蝕情形(側視)：(a) 未塗佈鋼筋；(b)重防腐蝕漆(一層)；(c)重防腐蝕漆(兩層)；(d)環氧樹脂漆(一層)

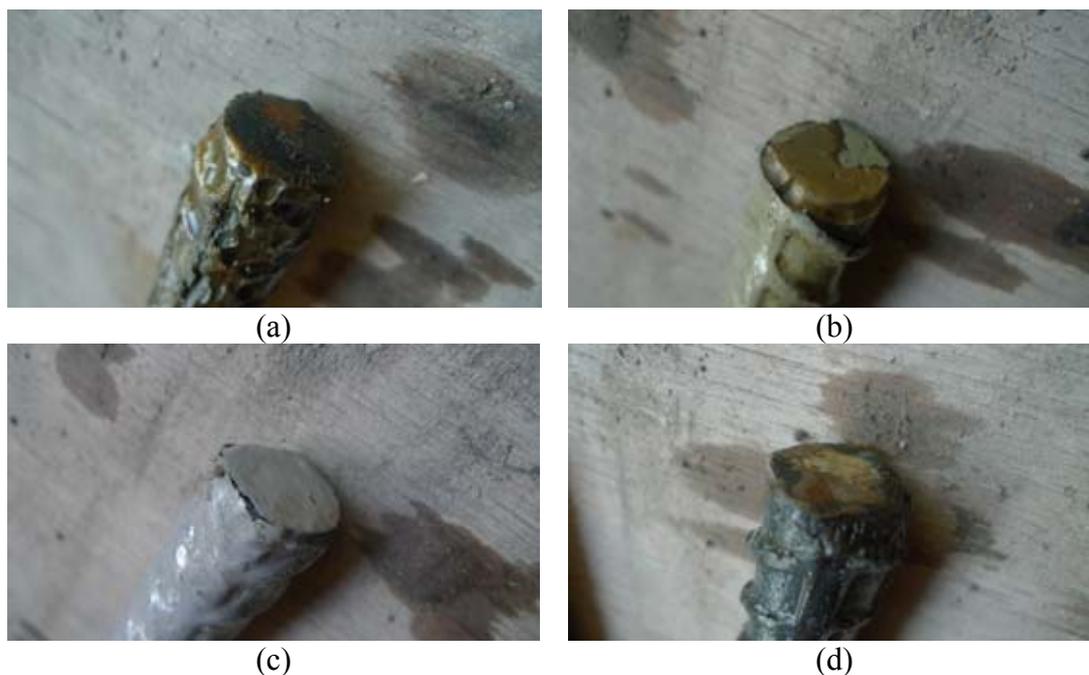


圖 3-4 鋼筋通電 6 天後的腐蝕情形(尾端)：(a)未塗佈鋼筋；(b)重防腐蝕漆(一層)(c) 重防腐蝕漆(兩層)；(d)環氧樹脂漆(一層)

由圖可知，未塗佈鋼筋在通電 6 天後，不但鋼筋上的竹節已全被腐蝕殆盡，且鋼筋上佈滿了密密麻麻的孔蝕。塗佈一層環氧樹脂漆的鋼筋，則是在鋼筋竹節上看到許多細小的孔蝕，不過竹節間的鋼筋表面卻只有零星的孔蝕產生。塗佈一層重防腐蝕漆的鋼筋，只有在竹節的區域產生了少許的孔蝕，大部分的竹節都完好如初。塗佈兩層重防腐蝕漆的鋼筋，只有在尾端的塗漆稍許剝落，從側面去觀察完全沒有發現腐蝕跡象。

最後在塗漆上的選擇，則選用塗佈一層重防腐蝕漆，其原因有三：由此次通電結果可發現，當鋼筋塗佈能有效阻隔電離子間的傳遞時，在相同的電壓下所對應的電流則會明顯下降，直接影響到腐蝕後的重量損失率。在我們維持電壓為 2 福特時，兩根重防腐蝕塗佈鋼筋所對應電流皆為 0.01 安培。而環氧樹脂漆則為 0.17 安培

因漆料在混合後有一定的黏稠度(屬低流動性)，在塗佈後並不會因乾置時有塗料從高處流落低處的困擾。而環氧樹脂漆則因在混合後流動率較大，在乾置時塗料從高處流落低處，造成塗佈區域極不均勻。

因重防腐蝕漆較濃稠，故在塗佈時黏著在鋼筋上漆也較厚。雖然較大厚度能帶來更佳的抗腐蝕保護層，不過鋼筋與混凝土間的握裹也相對被削弱了許多。為了不加深影響主筋在混凝土斷面的握裹行為，故捨棄了防腐蝕極佳的塗佈兩層重防腐蝕漆。

參、前置實驗 2

在對全尺寸梁做通電之前，必須先確保當主要腐蝕鋼筋(橫向鋼筋)在實驗期間，在旁邊的主筋並不會有顯著的腐蝕而造成撓曲強度的下降，故這次製作小型鋼筋籠來模擬真實的腐蝕情況並更精確地記錄每階段主筋和橫向鋼筋的重量損失。也想藉由此實驗得知導線應使用何種連接方法。

實驗方法

首先需量測橫向鋼筋原始重量以及主筋的原始重量，以用來計算腐蝕後造成的重量損失。並拍照記錄原始鋼筋表面情況。

如圖 3-5 將橫向鋼筋以間距 30 公分放置上下兩層再用尼龍繩將 3 根主筋與雙橫向鋼筋束縛住，而主筋類別由左上至右下依序為未塗佈主筋、塗佈環氧樹脂漆(一層)以及重防腐蝕漆(一層)。接著將橫向鋼筋向內延伸出來的彎鉤磨出一條淺淺的凹槽(秤重以前)，再把通電用的導線網綁到彎鉤上，最後再用三用電表量測，以確定此導線將上層橫向鋼筋以及下層橫向鋼筋相互連接形成通路。

為避免在通電腐蝕這段時間裡，導線因產生氧化物而造成電阻變大、更甚者因腐蝕斷裂而造成迴路斷線。故在鋼筋延伸彎鉤處塗佈了 5 公分左右的重防腐蝕油漆，以確保整個迴路通電的流暢性。

將組裝好的鋼筋籠放置在塑膠水箱內，水箱內四周擺放著四片銅板，再將銅板用導線相互連接，可使通電時四周皆均勻地腐蝕，以模擬真實通電情況。接著傾倒 5% 的食鹽水溶液到水箱內直到淹過上層橫向鋼筋(深度約 40 公分)。最後就把電源供應器接上開始通電。

當通電時間已到達預設時間後，就將整個鋼筋籠從水箱裡取出。並且將未塗佈的主筋以及橫向鋼筋用清水沖洗、鋼刷清理乾淨、並用鐵鎚將附著在橫向鋼筋延伸彎鉤

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

上的重防腐蝕漆敲落。清理完後則放置室外直到鋼筋表面水分已全部蒸發就拿去秤重和拍照紀錄以利觀察階段性的重量損失以及鋼筋表面情況。

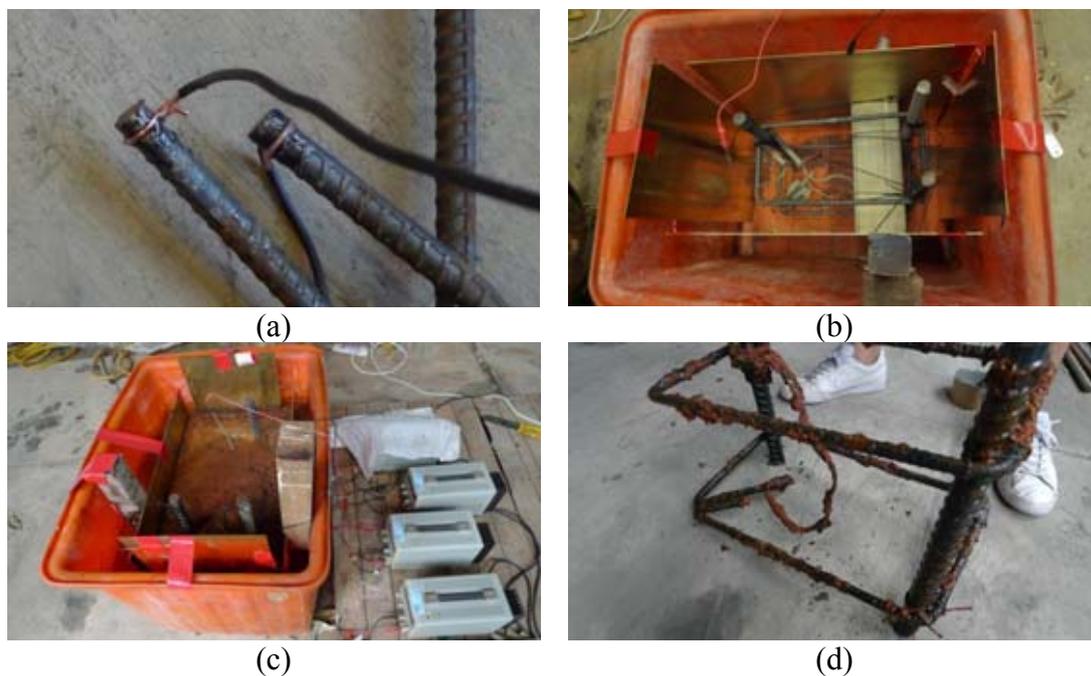


圖 3-5 鋼筋籠腐蝕圖：(a)鋼筋綁紮導線；(b)鋼筋籠處理架設情況；(c)實際腐蝕強況；
(d)腐蝕後橫向鋼筋籠

實驗結果

在腐蝕各階段後，鋼筋腐蝕情況如圖 3-6 所示。

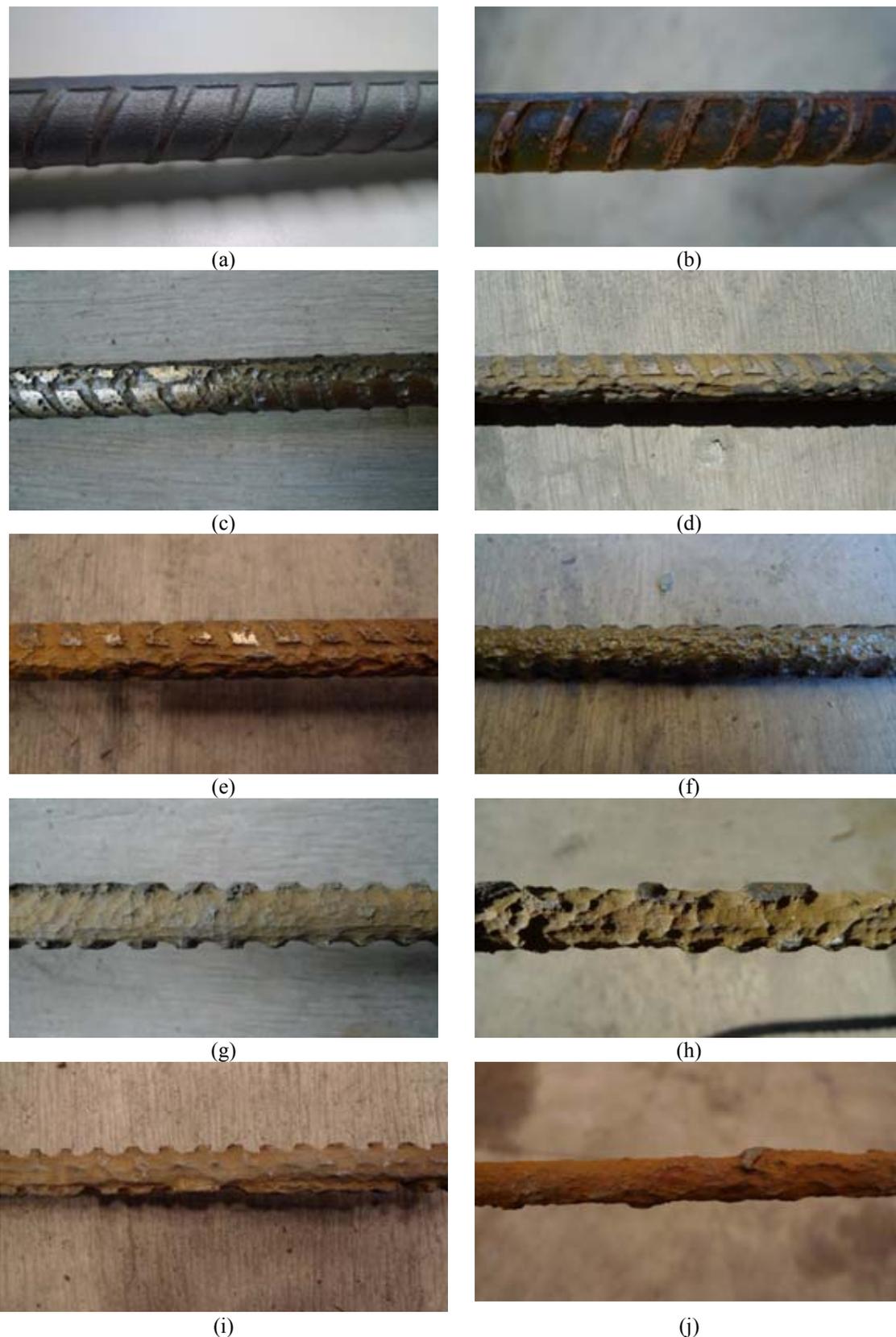


圖 3-6 各階段鋼筋腐蝕程度：(a)未腐蝕；(b)第一階段；(c)第二階段；(d)第三階段；(e)第四階段；(f)第五階段；(g)第六階段；(h)第七階段；(i)第八階段；(j)第九階段

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

表 3-1 顯示鋼筋腐蝕後剩餘重量量測結果，由表可知，上層橫向鋼筋與下層橫向鋼筋腐蝕量約略相等，並可知重防腐蝕漆塗佈可有效避免腐蝕。表 3-2 顯示實驗腐蝕量與法拉第公式預測腐蝕量之比較，法拉第公式略微低估實際腐蝕量，惟兩者差異不大。圖 3-7 顯示總重量損失-累積電流關係，此關係可作為後續全尺寸梁試驗通電量參考依據。

表 3-1.鋼筋腐蝕後剩餘重量(g)

	累積通電量 $A \times hr$	橫向鋼筋(上層) 剩餘重量(g)	橫向鋼筋(下層) 剩餘重量(g)	主筋(未塗佈) 剩餘重量(g)	主筋(有塗佈) 剩餘重量(g)
未腐蝕階段	0	1424	1431	2044	2078
第一階段	80.64	1382	1397	2035	2078
第二階段	218.64	1278	1329	2016	2078
第三階段	287.64	1233	1298	2004	2077
第四階段	367.96	1184	1264	2003	2077
第五階段	506.01	1100	1207	1987	2077
第六階段	644.06	1007	1141	1974	2077
第七階段	782.11	933	1059	1955	2076
第八階段	1058.21	815	902	1926	2076
第九階段	1334.31	724	755	1865	2075

表 3-2.鋼筋腐蝕造成的重量損失(g)

	累積通電量 $A \times hour$	總重量損失量 (g)	法拉第重量 損失量(g)	總重量損失率 (%)
未腐蝕階段	0	0	0	0.00
第一階段	80.64	85	84	1.74
第二階段	218.64	276	228	5.63
第三階段	287.64	364	299	7.43
第四階段	367.96	448	383	9.14
第五階段	506.01	605	527	12.35
第六階段	644.06	777	670	15.86
第七階段	782.11	952	814	19.43
第八階段	1058.21	1256	1101	25.64
第九階段	1334.31	1555	1389	31.74

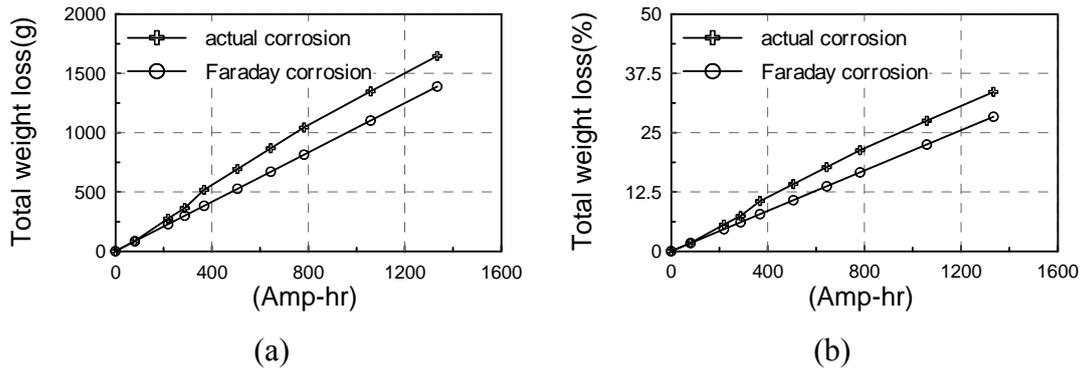


圖 3-7 (a)總重量損失-累積電流關係圖；(b)總重量損失率-累積電流關係圖

在第八階段及第九階段時做了一個比較，將兩階段的電流及通電時間都設定在相同的狀況。如圖 3-8 所示，只去改變通電時接連導線的模式(第八階段為兩橫向鋼筋個別獨立迴路的方式各分配一半的電流通電，總電流依然維持與第九階段相同。第九階段是將兩橫向鋼筋用導線串起做連結)。而從表 3-2 可得知 此兩種接導線的模式所量測出來的重量損失幾乎一樣。也由此實驗發現，若是將兩台電源供應器的電流一併打入鋼筋，在腐蝕上是有疊加的效果。

考慮到在未來腐蝕全尺寸梁時，橫向鋼筋極有可能腐蝕到緊縮甚至斷裂，這將會導致整個迴路上的斷路。為了防止有斷路發生，故將以橫向鋼筋各別通電為本實驗的迴路模式。

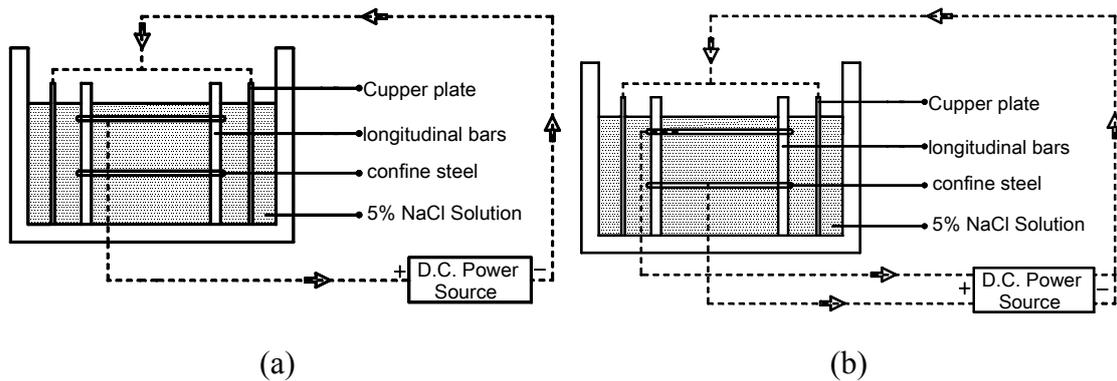


圖 3-8 鋼筋籠腐蝕釋義圖：(a)第八階段連接通電；(b)第九階段各別通電

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

將上述實驗數據整理後，即可推估未來全尺寸梁腐蝕天數對應的重量損失率。先假設每台電源供應器可輸出 0.5 安培的電流，而一個試體配有六台電源供應器，疊加後總電流為 1.5 安培。所對應的重量損失率如表 3-3。

表 3-3 預估鋼筋重量損失

	累積通電量 $A \times hr$	定電流 4.5 安培對 應的腐蝕天數	預期重量損失率(%)
未腐蝕階段	0	0	0.00
第一階段	48	5	5
第二階段	96	10	10
第三階段	288	14	15
第四階段	144	19	20
第五階段	192	24	25
第六階段	288	29	30
第七階段	336	34	35

第二節 梁設計方法與檢核

壹、檢核材料強度

(1) 混凝土抗壓強度

依據土木 401-96 設計規範，混凝土之規定抗壓強度 f'_c 不得低於 210 kgf/cm² 且設計時輕質混凝土所採用之抗壓強度值不得高於 350 kgf/cm²。惟若經實驗證明使用輕質混凝土後所具之構材強度及韌性等於或超過使用同強度常重混凝土之構材強度及韌性者，則可採用較高之抗壓強度值。故本試體混凝土之規定抗壓強度 f'_c 採 245 kgf/cm²。

(2) 耐震構材之鋼筋

依據土木 401-96 設計規範，用以承受地震引致之彎矩與軸力之構架構材及結構牆之邊界構件，其主筋應符合 CNS 560 中 SD 420W 及 SD 280W 之要求。CNS 560 中 SD 420 及 SD 280 鋼筋亦可使用，惟應符合下列規定：

- (a) 實測降伏強度不得超出規定降伏強度 f_y 達 1200 kgf/cm² 以上。
- (b) 實測極限抗拉強度與實測降伏強度之比值不得小於 1.25。

(c) 與橫向鋼筋包括螺橫向鋼筋之 f_t 不得超過 4200 kgf/cm^2 。

本試體鋼筋採 SD420W，標稱降伏強度為 4200 kgf/cm^2 。

貳、設計梁斷面

(1) 承受彎矩之構件的範圍

依據土木 401-96 (2007) 設計規範，所探討承受彎矩之構件須符合下列規定：

設計軸壓力不超過 $0.1A_g f'_c$ 。

(a) 淨跨距 l_n 不得少於四倍有效梁深。

(b) 寬深比不得小於 0.3，且梁寬不得少於 25 cm。

(c) 梁寬不得超過其下支承柱之寬度再加上兩邊外伸長，任一外伸長

不得超過柱深之 1/4；梁寬不得超過柱寬兩倍。

本試體梁寬 30 cm，柱寬 50 cm，符合上列規範。

(2) 縱向鋼筋

構材上下兩面鋼筋比各不得小於 $\frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y}$ ，亦不得小於 $\frac{14}{f_y}$ 。拉力鋼筋比不得大於 $\frac{f'_c+100}{4f_y}$ ，亦不得大於 0.025。構材上下兩面至少各須有兩支鋼筋全長貫通配置。

淨保護層厚度 4 cm，兩層主筋之淨間距 2.765 cm

$$d = 50 - 4 - 12.7 - \frac{2.87}{2} = 43.295 \text{ cm}$$

$$\text{本試體上下兩面鋼筋比 } \frac{A_s}{bd} = \frac{3 \times 6.47}{30 \times 43.295} = 14.9 \times 10^{-3}$$

$$\text{故上下兩面鋼筋比 } 14.9 \times 10^{-3} \geq \text{Max}\left(\frac{14}{f_y} = 3.33 \times 10^{-3}, \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} = 3.19 \times 10^{-3}\right)$$

$$\text{拉力鋼筋比 } \rho_s = 14.9 \times 10^{-3} \leq (0.025, \frac{f'_c+100}{4f_y} = 0.023)$$

撓曲構材在梁柱交接面及其它可能產生塑鉸位置，其壓力鋼筋量不得小於拉力鋼筋量之半。在沿構材長度上任何斷面，不論正彎矩鋼筋量或負彎矩鋼筋量均不得低於兩端柱面處所具最大負彎矩鋼筋量之 1/4。

本試體採上下各 3 支 #9 鋼筋，故壓力鋼筋量=拉力鋼筋量，符合上述規定。

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

(3) 橫向鋼筋

依據土木 401-96 設計規範，閉合橫向鋼筋應設置於構架構材之下列部位：

- (a) 受撓構材之兩端由支承構材面向跨度中央 2 倍構材深度之範圍內。
- (b) 由構架非彈性側向變位所引起撓曲降伏之斷面向兩側各 2 倍構材深度之範圍內。

與第一個閉合橫向鋼筋距支承構材面不得超過 5 cm。閉合橫向鋼筋最大間距

$$s_{\max} \leq \text{Min}(30 \text{ cm}, \frac{d}{4}, 8 \text{ 倍主筋 } d_b, 24 \text{ 倍橫向鋼筋 } d_b)$$

本試體第一個閉合橫向鋼筋距支承構材面取 5 cm，閉合橫向鋼筋最大間距採用 $10 \text{ cm} \leq \text{Min}(30 \text{ cm}, \frac{d}{4} = 10.82 \text{ cm}, 8 \text{ 倍主筋 } d_b = 22.69 \text{ cm}, 24 \text{ 倍橫向鋼筋 } d_b = 30.48 \text{ cm})$

在需要閉合橫向鋼筋之範圍內，其外周主鋼筋須有橫向支撐。在各角隅處之主鋼筋及每隔一根主鋼筋，均須以閉合橫向鋼筋之轉角或繫筋之彎鉤作橫向支撐；閉合橫向鋼筋之內轉角不得大於 135° ；主鋼筋若無前述之橫向鋼筋作橫向支撐者，其與相鄰鋼筋之淨距不得大於 15cm。主鋼筋排列成圓形時，可用完整圓形橫箍。

參、潛在塑鉸區剪力設計

梁之設計剪力應採用塑鉸產生後引致之剪力，係因此剪力為最大者，可保證塑鉸產生時梁不致先產生脆性剪力破壞。由於鋼筋實際的降伏強度大於規定降伏強度，且塑鉸一旦產生，其塑鉸轉角頗大，鋼筋可能進入應變硬化階段，因此計算彎矩強度時，鋼筋應力至少得用 $1.25f_y$ 。

受撓構材之設計剪力

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{\ell_n} \pm \frac{w_u \ell_n}{2} \quad (3-1)$$

其中 M_{pr} = 構材兩端交接面之可能彎矩強度，其方向須考慮地震反向作用之情況；計算時，拉力鋼筋支降伏應力應改用至少 1.25 倍 f_y ，並不得考慮強度折減，亦即 $\phi = 1.0$ 。

$\frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{\ell_n}$ = 由地震引致之剪力，且應計算同時順鐘向與反鐘向。 $\frac{w_u \ell_n}{2}$ = 由設計重力

載重所產生之剪力。其中 $w_u = 1.2D + 1.0L + 0.2S$ 。

本試體混凝土之規定抗壓強度 $f'_c = 245 \text{ kgf/cm}^2$ ，鋼筋降伏強度 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

$$C_c = 0.85 f'_c \beta_1 b x = 0.85 \times 245 \times 0.85 \times 30 \times x = 5310.38x \quad (\text{kgf})$$

$$C_s = A_s'(f_s' - 0.85f_c') = (3 \times 6.47)(2.04 \times 10^6 \times \frac{0.003(x - 7.384)}{x} - 0.85 \times 245)$$

$$= 58408.26 - \frac{448737.4944}{x}$$

$$T_s = 1.25A_s f_y = 1.25 \times (3 \times 6.47) \times 4200 = 101902.5 \text{ (kgf)}$$

由力平衡得 $C_c + C_s = T_s$

$$5310.38x + 152978.3 - \frac{814799}{x} = 101890.6$$

$$5310.38x^2 + 51087x - 814799 = 0$$

$$x = 8.48 \text{ cm 得 } C_c = 45032 \text{ (kgf)}$$

$$C_s = 56893 \text{ (kgf)}$$

混凝土壓力區塊深度 $a = 0.85x = 0.85 \times 8.48 = 7.208 \text{ cm}$

$$M_{pr1} = M_{pr2} = T_s(d_t - \frac{a}{2}) + C_s(\frac{a}{2} - d')$$

$$= 101890.6 \times (43.295 - \frac{7.208}{2}) + 56893.48(\frac{7.208}{2} - 6.705)$$

$$= 3867714 \text{ (kgf-cm)} = 38.68 \text{ (tf-m)}$$

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{\ell_n} \pm \frac{w_u \ell_n}{2}, \text{ 其中 } w_D = 2.4 \times 0.5 \times 0.3 = 0.36 \text{ tf/m}$$

$$= \frac{38.68}{1.2} + \frac{(1.2 \times 0.36) \times 1.2}{2} = 32.5 \text{ (tf)}$$

梁柱交接面及塑性鉸處需要閉合橫向鋼筋梁柱交接面附近因地震力引致之剪力超過 V_e 之一半，且軸壓力甚小，故取 $V_c = 0$ 在需要閉合橫向鋼筋之範圍內，各角隅處之主鋼筋及每隔一根主鋼筋，均須以閉合橫向鋼筋之轉角或繫筋之彎勾作橫向支撐。本試體橫向鋼筋採用 #4 鋼筋，並以閉合橫向鋼筋方式配置

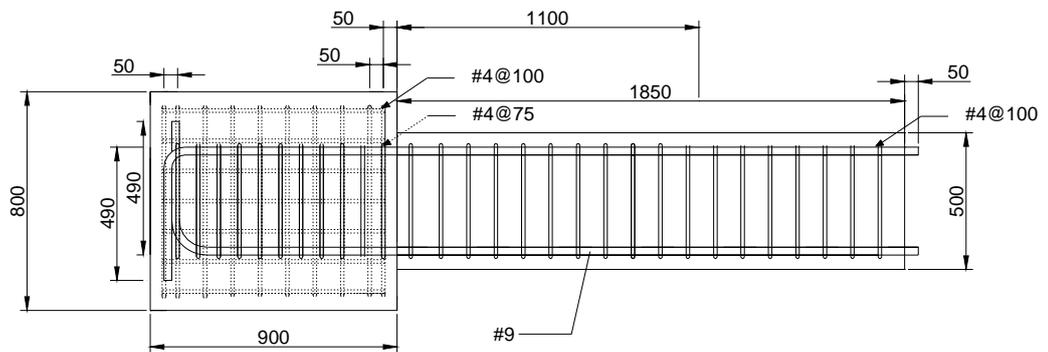
$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{(2 \times 1.267) \times 4200 \times 43.295}{10} = 46069.59 \text{ (kgf)} = 46.07 \text{ (tf)}$$

$$\phi V_n > V_u = V_e$$

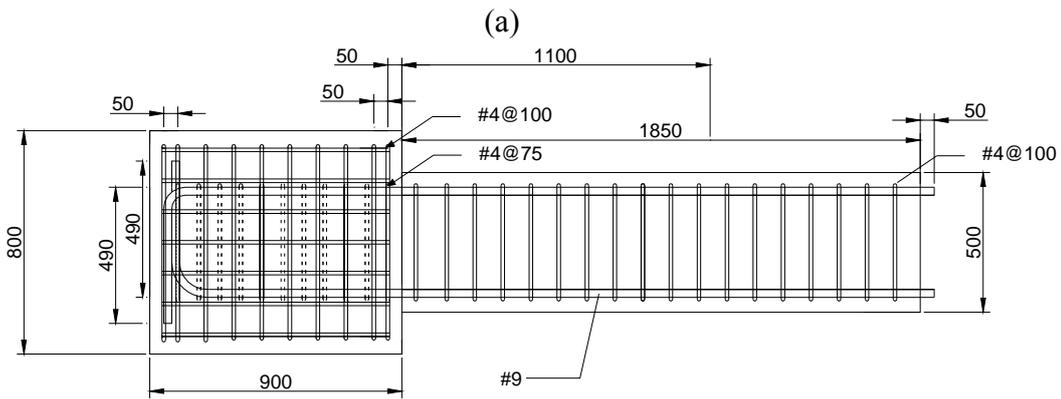
$$0.75 \times 46.07 = 34.55 \text{ (tf)} > 32.5 \text{ (tf)}$$

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

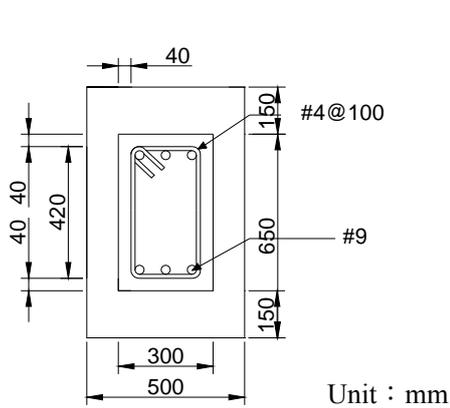
檢核通過，可保證塑鉸產生時梁不致先產生脆性剪力破壞。圖 3-9 顯示腐蝕全尺寸梁試體設計圖，圖 3-10 顯示腐蝕觀察試體設計圖，腐蝕觀察試體設計同全尺寸試體塑鉸區。兩種試體將受相同的加速腐蝕條件，前者用於反復載重測試，以觀察耐震行為，後者用以觀察鋼筋腐蝕型態。



Unit : mm

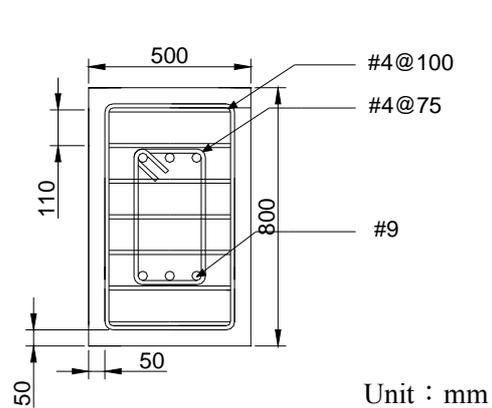


Unit : mm



Unit : mm

(c)



Unit : mm

(d)

圖 3-9 腐蝕全尺寸梁試體設計圖：(a)側視圖-1；(b)側視圖-2；(c)梁斷面圖；(d)梁端固定塊斷面圖

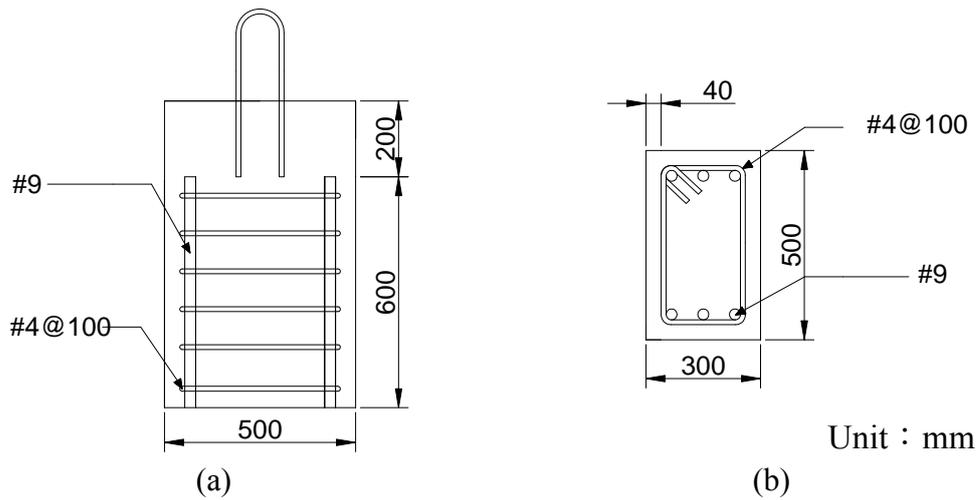


圖 3-10 腐蝕觀察試體設計圖：(a)側視圖；(b)斷面圖

第三節 腐蝕全尺寸梁試體製作

壹、試體製作規劃

如表 3-4 所示，腐蝕全尺寸梁反復載重試驗共有 7 根試體，一組為無腐蝕試體，試體編號為 Bt-0，其餘六組鋼筋腐蝕重量損失率為 3%、6%、11%、12%、16%、35%，試體編號分別為 Bt-3、Bt-6、Bt-11、Bt-12、Bt-16、Bt-35。因在全尺寸梁腐蝕到足夠的天數後將會直接作反復載重實驗，也因為在測試完後，試體內部的鋼筋會因反復加載而產生變形甚至斷裂。如此一來便無法去量測混凝土內腐蝕後橫向鋼筋的剩餘重量和孔蝕深度。為此本實驗額外製作 6 支塑較區鋼筋混凝土塊，分別為腐蝕重量損失率 3%、6%、11%、12%、16%、35% (B1~B6)，腐蝕完後直接敲除混凝土塊以量測橫向鋼筋的剩餘重量和孔蝕深度。透過測試 2 個 150×300 mm 的圓柱試體得到平均 28 天抗壓強度 (25 MPa)，詳細數據如表 3-5 所示，而鋼筋實際強度如表 3-6 所示。

表 3-4 試體規劃表

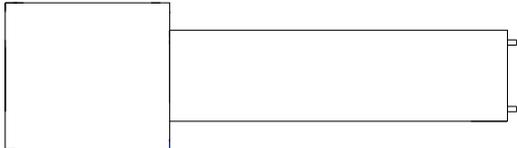
試體種類	全尺寸梁	腐蝕觀察試體
試體名稱	Bt-3, Bt-6, Bt-11, Bt-12, Bt-16, Bt-35	B1, B2, B3, B4, B5, B6
受力方式	受純側向力 (120cm)	不受力
數量	7	6
圖示		

表 3-5 全尺寸試體 28 天抗壓強度

編號	抗壓強度 psi	高寬比	修正係數
1	5547.4	2	1
2	5468.5	2	1

表 3-6 實際鋼筋強度

鋼筋	降伏強度(kgf/cm ²)	極限強度(kgf/cm ²)
#9 主筋	5350.6	7425.6
#4 橫向鋼筋	4278.60	6378.4

貳、腐蝕全尺寸梁試體製作過程

圖 3-12 顯示鋼筋籠綁紮過程。因本研究此次主要探討橫向鋼筋腐蝕後的重量損失對結構行為的影響，故在組鋼筋籠之前，必須先量測各個橫向鋼筋腐蝕前的原始重量，將通電的導線纏綁在橫向鋼筋的延伸彎鉤上，並將曝露出來的銅線塗上防腐蝕漆，防止導線提前腐蝕斷裂而造成斷路。除此之外，為了不讓主筋受到周圍強迫腐蝕環境而加速腐蝕，因此在主筋表面塗佈了重防腐蝕油漆。如圖 3-11 所示。待腐蝕橫向鋼筋（接導線通電之橫向鋼筋）範圍為自梁固定端起算，往自由端方向共 6 根。鋼筋綁紮時，所有通電導線從第七和第八根橫向鋼筋間穿出，並用鋼線及膠布固定住防止灌漿時被水泥砂漿沖落，如圖 3-12(a)與 3-12(b)所示。圖 3-12(c)顯示灌漿後試體，圖 3-12(d)顯示拆磨後全尺寸梁試體以及腐蝕觀察試體。

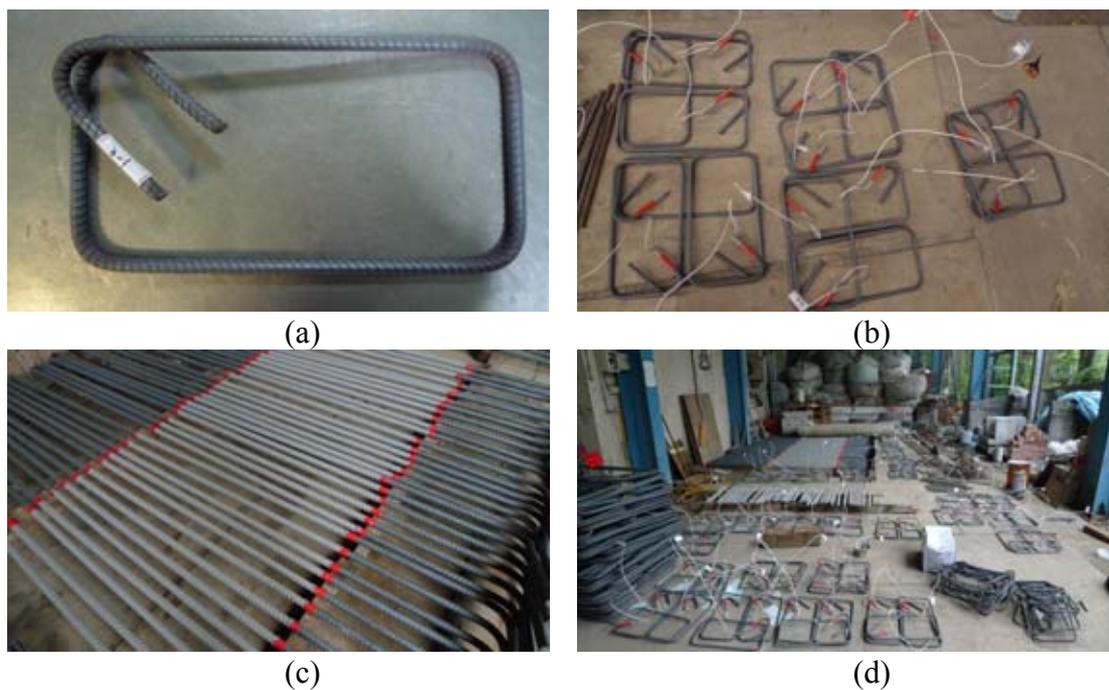


圖 3-11 橫向鋼筋主筋加工過程：(a)橫向鋼筋秤重；(b)纏綁導線；(c)主筋塗佈防腐蝕漆；(d)整體施作現場

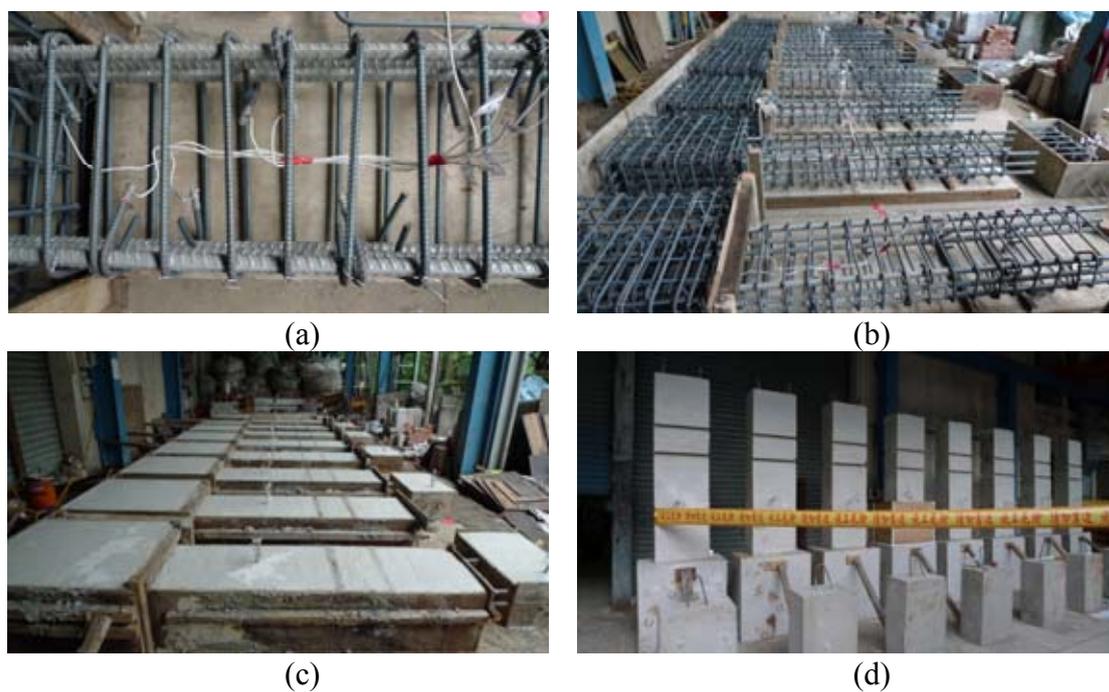


圖 3-12 鋼筋籠綁紮過程：(a)全尺寸梁導線牽引；(b)纏綁導線；(c)養護試體；(d)拆模後將試體直立

第四節 電腐蝕程序

本研究採用外加電流強迫腐蝕，此種加速腐蝕方式已被國內外許多學者採用，用以模擬現地鋼筋混凝土結構腐蝕型態，Uomoto 與 Misara(1988)已證實此種加速腐蝕方式，可造成類似現地腐蝕情況下所產生的混凝土裂縫形式。

加速腐蝕過程中，首先把鋼筋混凝土梁給直立起來，再使用防水木板將鋼筋混凝土梁塑絞區四周拼裝一個水槽，水槽斷面尺寸為 80 cm×50 cm，高為 60 cm，為避免在通電時樑柱接頭內部的鋼筋也一起腐蝕固在水槽底部鋪上一層環氧樹脂漆。水槽內添加 5%的氯離子於水中與放置一個長 60 cm 和寬 50 cm 的銅板且距離梁表面 2 cm，銅板和銅板間則使用銅線作為連結使四面銅板形成一個通路。使用直流電源供應器負極接於水中 4 片銅板，正極接於預埋導線，詳細接電方式如圖 3-13 及圖 3-14 所示。浸水與通電範圍包括最靠近梁固定端之 6 根橫向鋼筋。

當腐蝕到達所需天數時，即可停止通電。並且使用電動槌將腐蝕觀察試體敲除，觀察並記錄內部鋼筋籠腐蝕情況。最後取出混凝土內六支橫向鋼筋加以清理秤重，並使用游標尺量測橫向鋼筋的最大孔蝕深度及頸縮之最小斷面。

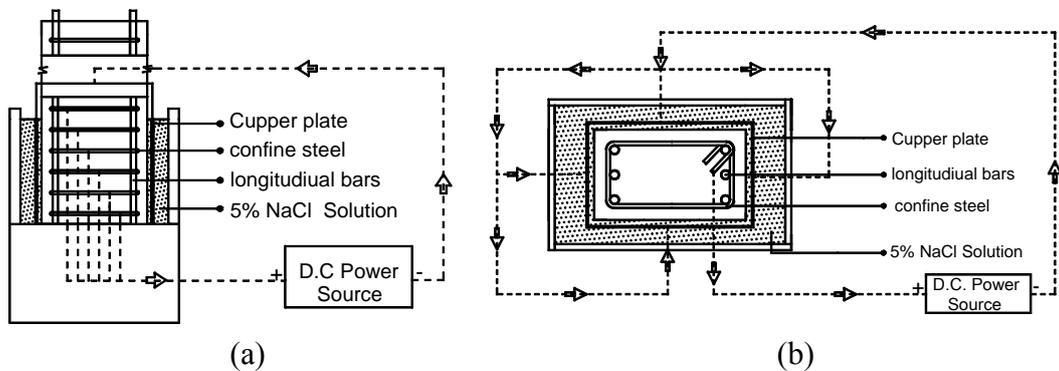


圖 3-13 腐蝕梁釋義圖：(a)側視圖；(b)俯視圖



圖 3-14 腐蝕梁實際通電圖：(a)導線連接；(b)整體通電圖

第五節 全尺寸梁試驗裝置程序

壹、試驗裝置

側推加載裝置 100 噸 MTS 由壓制動器(hydraulic actuator)

夾具：兩塊四孔鋼板、

固定用螺桿：

- (a) 4 支螺桿固定下基座與地梁($\phi 25$ ， $L=1800\text{mm}$)
- (b) 10 支螺桿固定上基座與下基座($\phi 25$ ， $L=2500\text{mm}$)
- (c) 4 支螺桿固定式體自由端與側推加載裝置萬向接頭($\phi 10$ ， $L=600\text{mm}$)

貳、架設流程

在架設試體前，需要先進行前置作業如下：先將外圍水槽拆除並將滲出混凝土表面的鐵氧化物用鋼刷及水柱清理乾淨，接著將附著在水槽底部的環氧樹脂漆給敲擊掉。把試體在室外曝放數天直至無鏽水滲漏出來，用奇異筆將裂縫分布加以描繪並拍照以便觀察腐蝕試體的裂縫發展分布以及裂縫寬度。

試體架設(test step)流程如下

- (1) 將試體下基座對準強力樓板的孔位，然後將 4 支螺桿對準孔位(在基座第一次架設完後無需再反覆拆裝)。
- (2) 使用固定式起重機以布鎖吊運腐蝕試體到基座上。在試體定位時，將試體的固定端前緣對其下基座前緣，並使用水準器確認是體是否偏心。
- (3) 將 MTS 側推油壓機與試體用 4 支螺桿連接，先用手鎖緊。
- (4) 使用固定式起重機以吊鈎吊運上基座到試體樑柱接頭上方處，並對準 10 支螺桿穿過孔位緩慢地垂降至試體上。
- (5) 使用固定式起重機以吊鈎吊運油壓千斤頂至各根螺桿。為確保在對基座螺桿施預力時不會讓試體的固定端區塊混凝土被壓碎，故將固定端受力面加以計算，最後使用油壓機對各根螺桿施予 5000psi 的油壓預力。預拉後將螺帽鎖至底部。再將預力卸載至零噸大型試驗裝置架設完成後，將試體東方向的混凝土表面用鑽孔機鑽鑿孔洞。並且在試體固定端左右兩側加裝高勁度的角鋁(因在測試時固

定端會因試體的不平整而產生轉動，故在架設時使用角鋁固定在固定端上延伸至自由端，再架設位移計頂在角鋁上來測試梁跟樑柱接頭的相對位移。以取得真正梁自由端的位移量)。

- (6) 為確認在試驗過程時，油壓千斤頂在拉壓過程中因整枝千斤頂的轉移而造成力量的不對稱。故須加裝傾斜計量測千斤頂的轉角已修正真實力量。
- (7) 將螺桿裁切 11 根，並伴隨著塑鋼土插入孔洞內，再使用塑鋼土表面加以固定螺桿，確定螺桿已被固定住後，開始架設量測儀器-位移計儀器、傾斜計儀器連接於數據讀取器 UCON-20 上，測試電腦是否可以讀取所有數據(反覆測試直到所有數據可正常接收為止)再次確認所有裝置無誤後，即可開始試驗。

圖 3-15 顯示試體架設程序，圖 3-16 顯示試體架設完成圖。

參、測計與其他試驗設備裝置

此次實驗總共裝置了 18 個位移計，位移計則依據位移容量分別編號，分成 L30(位移容量為 30 公分)、L10(位移容量為 10 公分)和 D5(位移容量為 5 公分)。L30-1~L10-2 位移計 2 支分別架設在自由端的前後兩側，以量測自由端油壓千斤頂所造成的真實側向位移。也由此測量到的真實位移作為本試驗控制位移。L10-1~L10-7 和 D5-1~D5-6 位移計量測塑鉸區剪應變與曲率造成的位移。以觀察腐蝕程度對剪應變與曲率所造成的影響。位移計配置如圖 3-17 所示。



圖 3-15 試體架設程序圖：(a)清理試體表面；(b)試體架設定位；(c)使用水準器確認是否偏心；(d)蓋上上基座；(e)使用油壓機對桿施預力

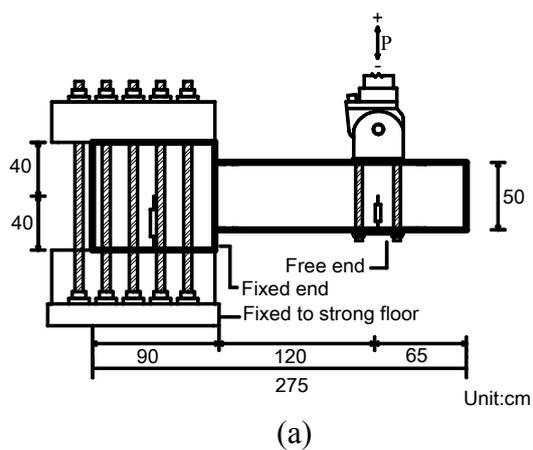
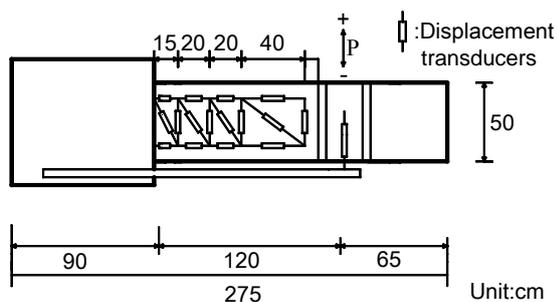


圖 3-16 試體架設圖：(a)架設示意圖；(b)實際架設圖

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件



(a)

(b)

圖 3-17 位移計架設圖(a)實際架設圖；(b)架設釋義圖

肆、載重歷程

本試驗的加載方式為位移控制，以試體之層間變位角(Drift Ratio)當作系統之控制參數：

$$\text{Drift Ratio} = \frac{\Delta}{L_n} \quad (3-2)$$

其中 Δ 為垂直向油壓致動器所施加之側向位移； L_n 為剪力跨距。

本試驗一開始位移為 3mm，首先將試體向下壓 3 mm（定義下壓位移與力量為負號），再向上拉 3 mm（定義上拉位移與力量為正號），相同的位移做 2 個迴圈，再以油壓千斤頂與梁柱交界面之距離（剪力跨距 $L_v=120\text{cm}$ ）為基本單位，施加位移比包括 0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1.0%、1.5%、2.0%、3.0%、4.0%、5%以及 6%每一位移比施加兩次，期間位移達預定值，就暫停 MTS 並進行描繪裂縫與拍照工作，如此直至第一個 cycle 最大強度降到 M_n 的 80%以下，停止實驗，其載重歷程如圖 3-18 所示。

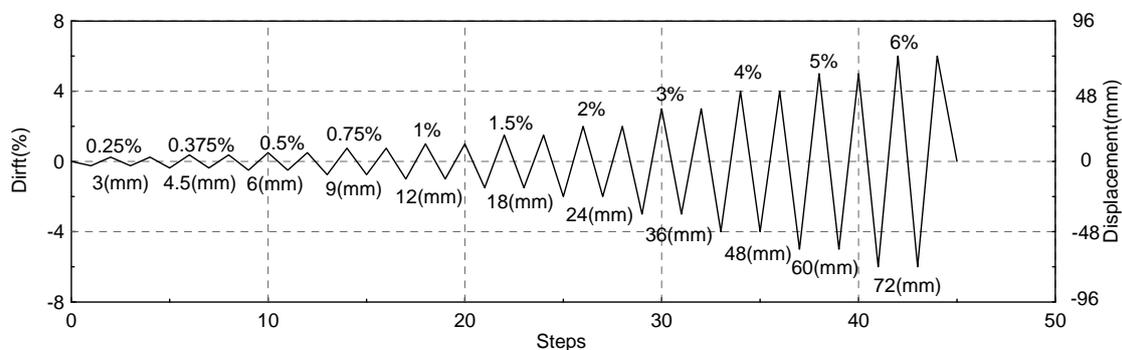


圖 3-18 側向力載重歷程

第六節 加速腐蝕結果與討論

圖 3-19 至圖 3-30 分別顯示各梁試體與腐蝕觀察試體表面裂縫分布狀況。圖 3-31 至圖 3-42 分別顯示前述試體裂縫寬度紀錄。由圖可知各試體間呈現類似之裂縫分布與裂縫總寬度。圖 3-43 至圖 3-48 則顯示橫向鋼筋腐蝕前後之比較。1 號橫向鋼筋為梁塑鉸區離固定端最近之橫向鋼筋，餘橫向鋼筋按編號依序遠離固定端。橫向鋼筋呈現明顯地頸縮現象。我們亦可觀察到縱使採整根鋼筋通電腐蝕，對單一橫向鋼筋而言，其腐蝕分布也十分不均勻，較大腐蝕常集中於一兩處，此與現地腐蝕常只集中於一兩處類似。惟本研究假定塑鉸區橫向鋼筋皆一起腐蝕，此為考慮一最臨界之狀況，現地腐蝕情況不見得如此，可能只有部分塑鉸區腐蝕，或腐蝕發生在非塑鉸區，應用本研究成果預測其行為可能過於保守，需要進一步研究釐清其影響。又橫向鋼筋彎折處與其附近，由於彎折導致殘留應力之影響，較易產生腐蝕，因此腐蝕情況一般較其他位置嚴重，未來應用鋼筋混凝土構件於高腐蝕環境中時，或可考慮對橫向鋼筋彎折處進行防鏽處理，例如施以環氧樹脂塗布等。表 3-7 至 3-24 詳列橫向鋼筋最大孔蝕深度、最小斷面以及最大孔蝕深度。1 號至 5 號橫向鋼筋呈現類似之腐蝕量，6 號橫向鋼筋因位於腐蝕通電水槽邊緣，因此呈現較少腐蝕量。

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件



圖 3-19 腐蝕觀察試體橫向鋼筋-重量損失率 3% 試體表面的裂縫發展情況:(a)試體前側;
(b)試體左側;(c)試體後側;(d)試體右側



圖 3-20 全尺寸試體橫向鋼筋-重量損失率 3%試體表面的裂縫發展情況：(a)試體前側；
(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件



圖 3-21 腐蝕觀察試體橫向鋼筋-重量損失率 6% 試體表面的裂縫發展情況:(a)試體前側;
(b)試體左側;(c)試體後側;(d)試體右側

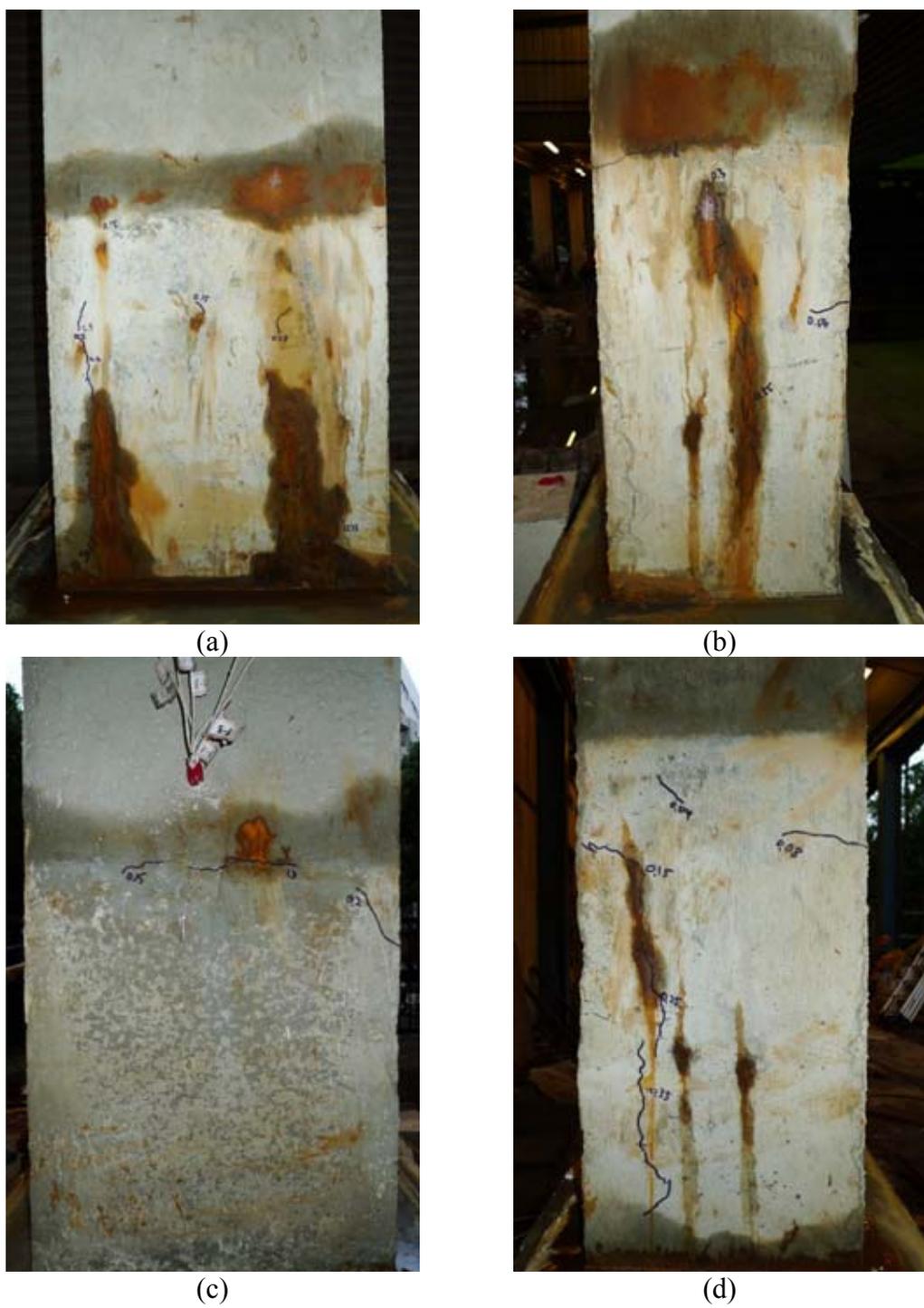


圖 3-22 全尺寸試體橫向鋼筋-重量損失率 6%試體表面的裂縫發展情況：(a)試體前側；
(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件



圖 3-23 腐蝕觀察試體橫向鋼筋-重量損失率 11%試體表面的裂縫發展情況：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側

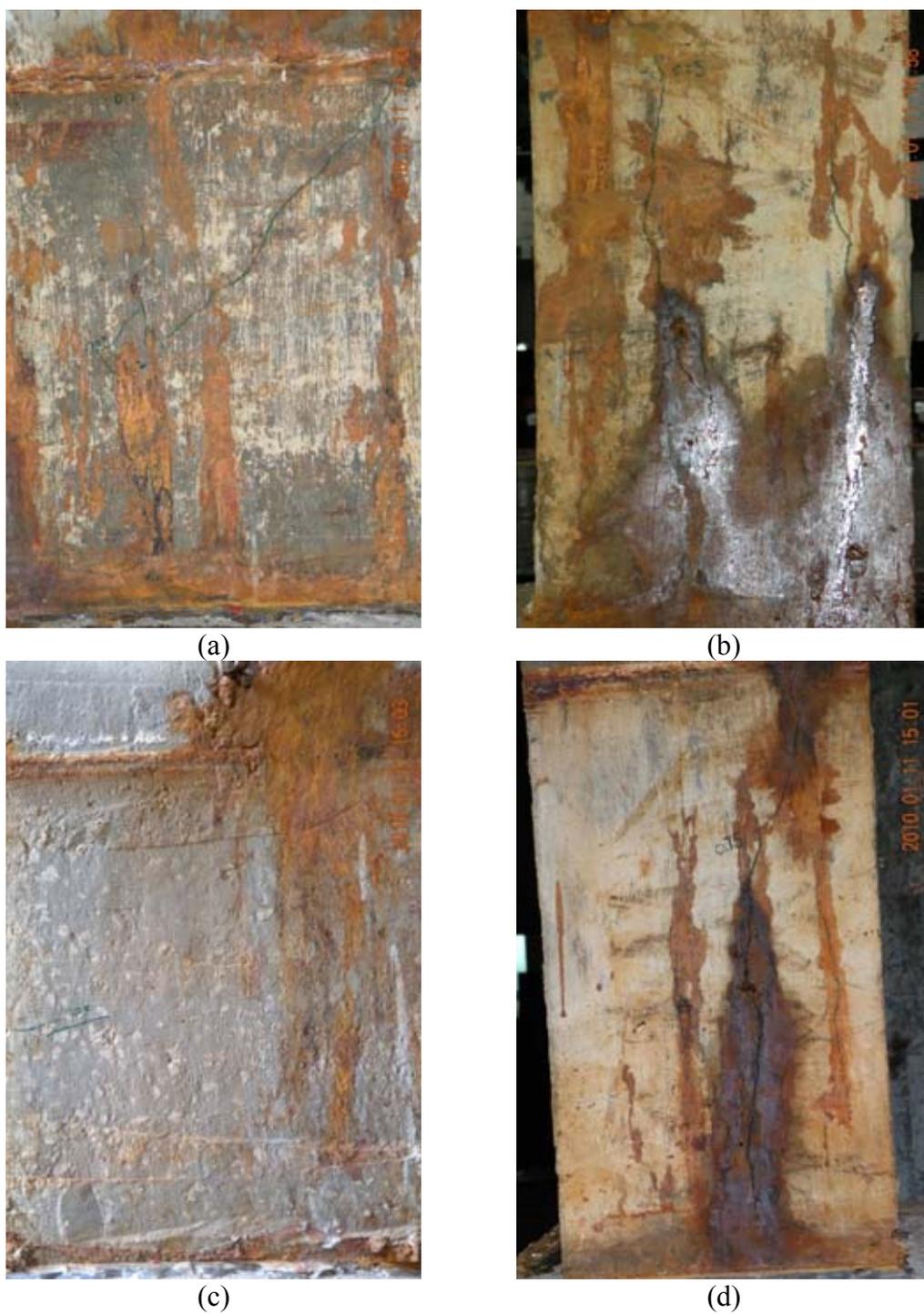


圖 3-24 全尺寸試體橫向鋼筋-重量損失率 11% 試體表面的裂縫發展情況:(a)試體前側；
(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件



圖 3-25 腐蝕觀察試體橫向鋼筋-重量損失率 12%試體表面的裂縫發展情況：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側

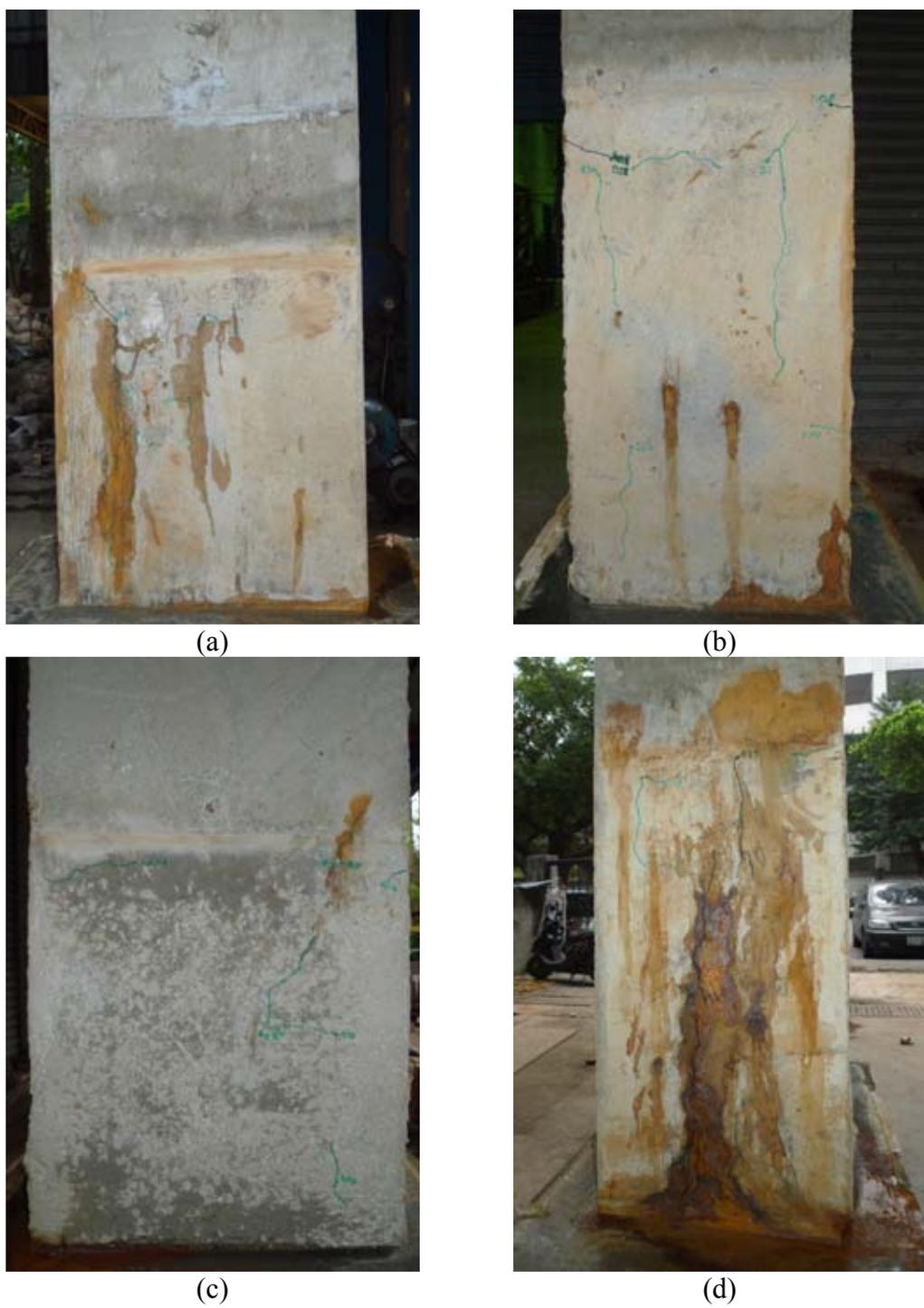


圖 3-26 全尺寸試體橫向鋼筋-重量損失率 12% 試體表面的裂縫發展情況:(a)試體前側；
(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件



圖 3-27 腐蝕觀察試體橫向鋼筋-重量損失率 16%試體表面的裂縫發展情況：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側

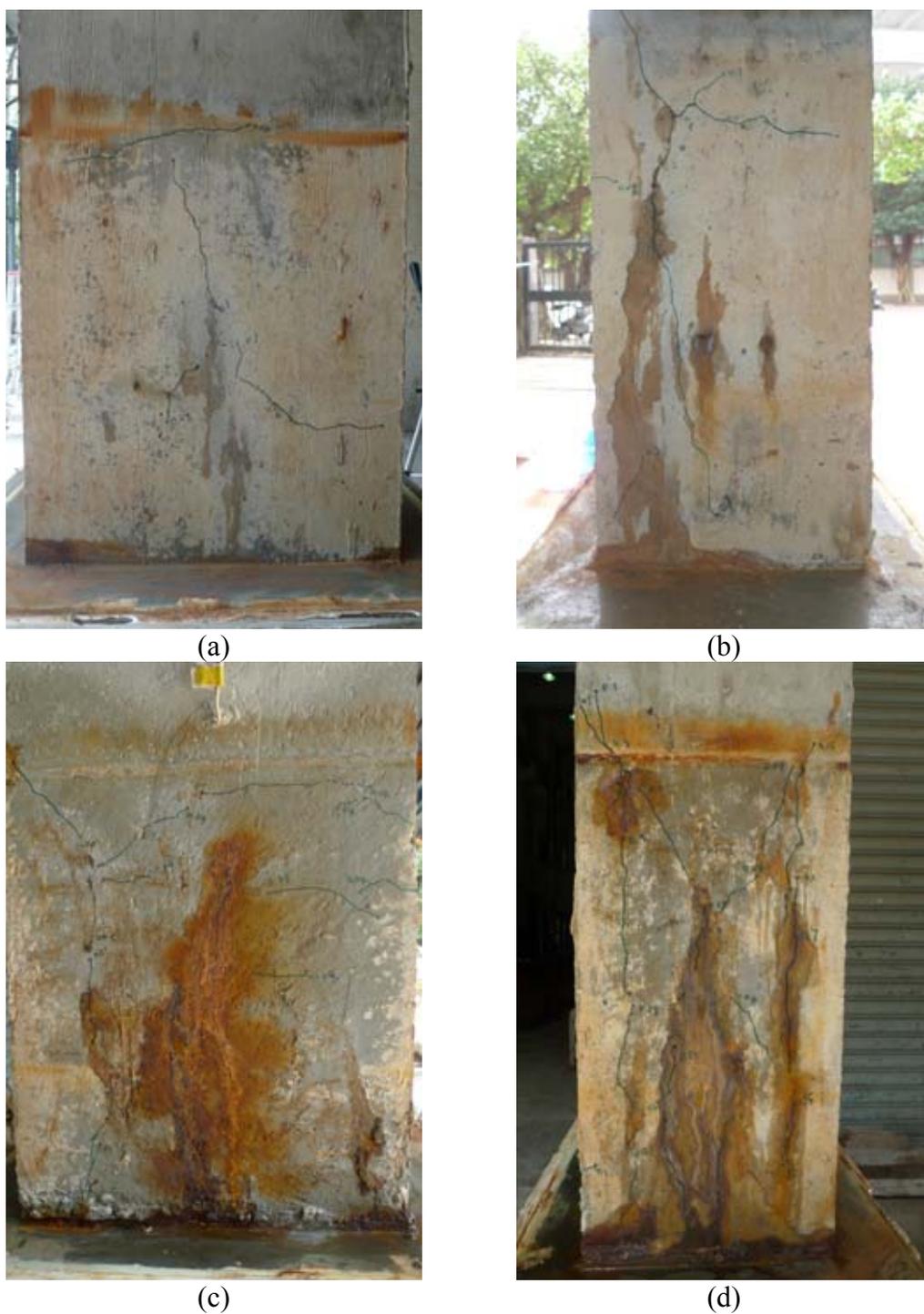


圖 3-28 全尺寸試體橫向鋼筋-重量損失率 16% 試體表面的裂縫發展情況:(a)試體前側；
(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

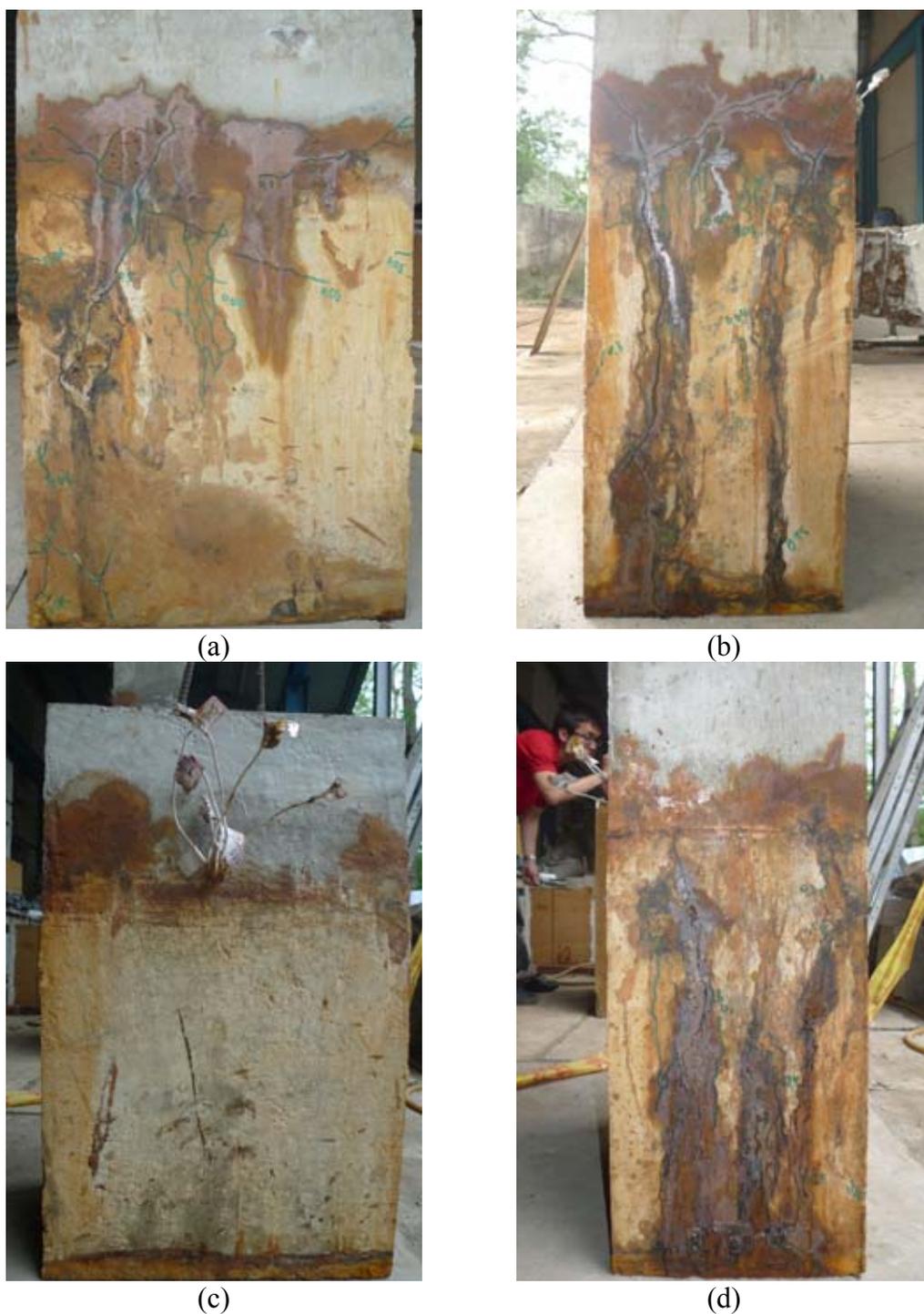


圖 3-29 腐蝕觀察試體橫向鋼筋-重量損失率 35%試體表面的裂縫發展情況：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側

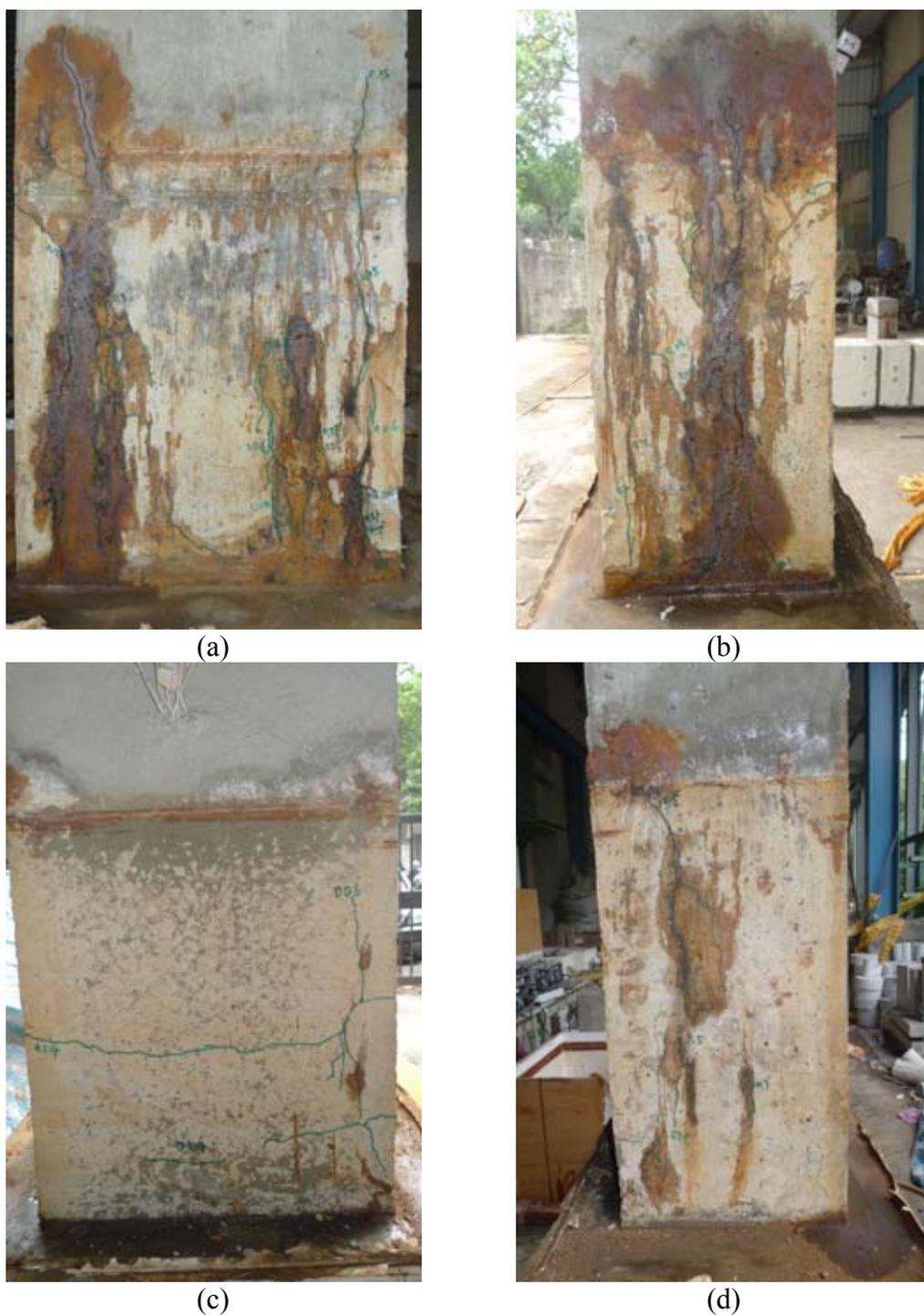


圖 3-30 全尺寸試體橫向鋼筋-重量損失率 35% 試體表面的裂縫發展情況:(a)試體前側；
(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

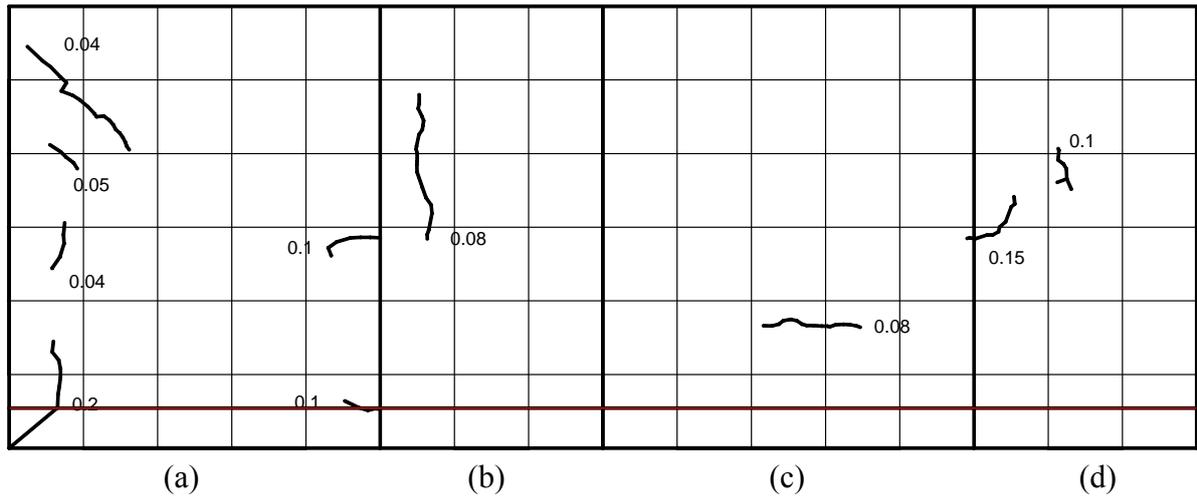


圖 3-31 腐蝕觀察試體橫向鋼筋 3%重量損失率之腐蝕裂縫發展：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側

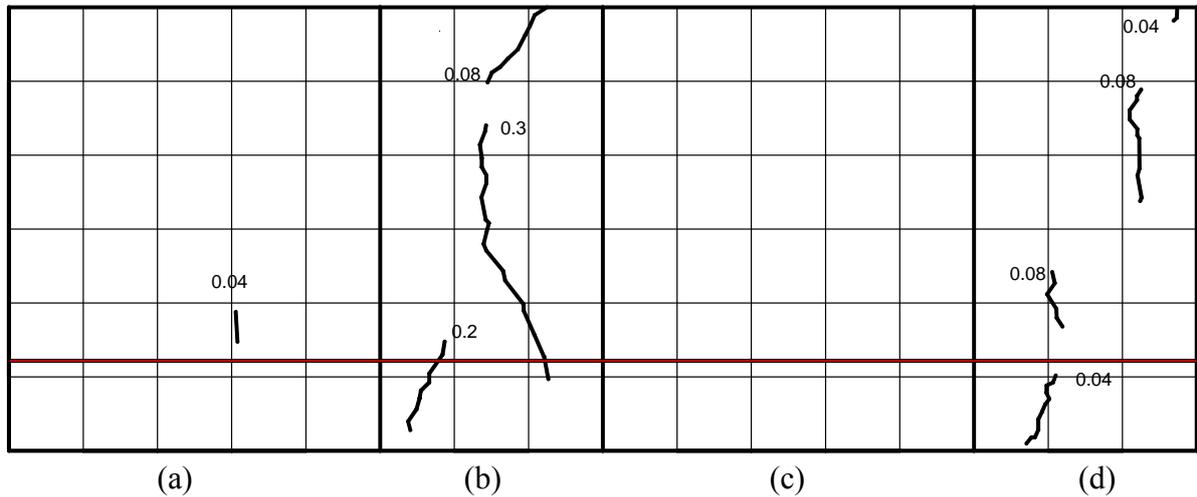


圖 3-32 全尺寸梁試體橫向鋼筋 3%重量損失率之腐蝕裂縫發展：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側

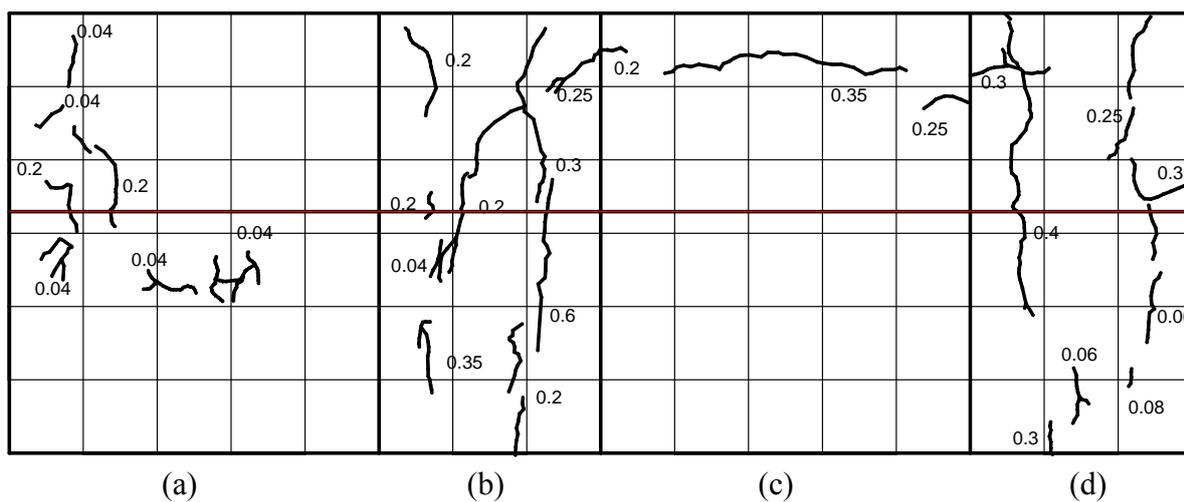


圖 3-33 腐蝕觀察試體橫向鋼筋 6%重量損失率之腐蝕裂縫發展：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側

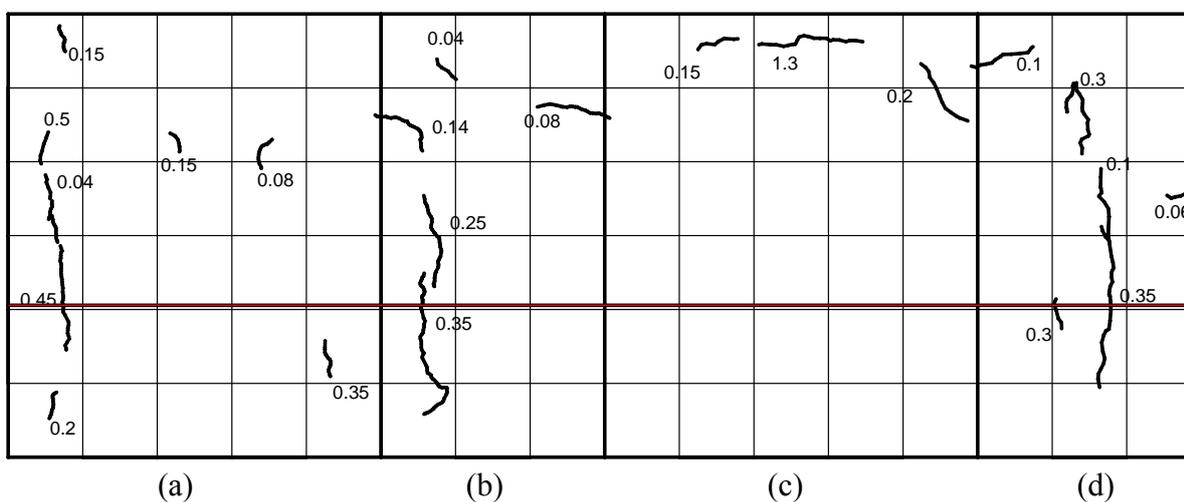


圖 3-34 全尺寸梁試體橫向鋼筋 6%重量損失率之腐蝕裂縫發展：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

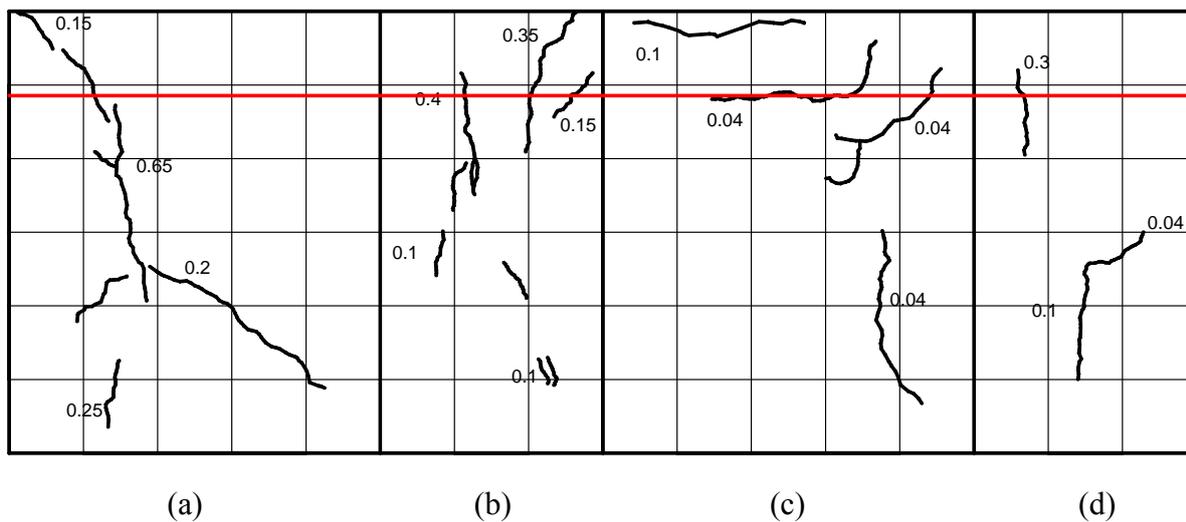


圖 3-35 腐蝕觀察試體橫向鋼筋 11%重量損失率之腐蝕裂縫發展：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側

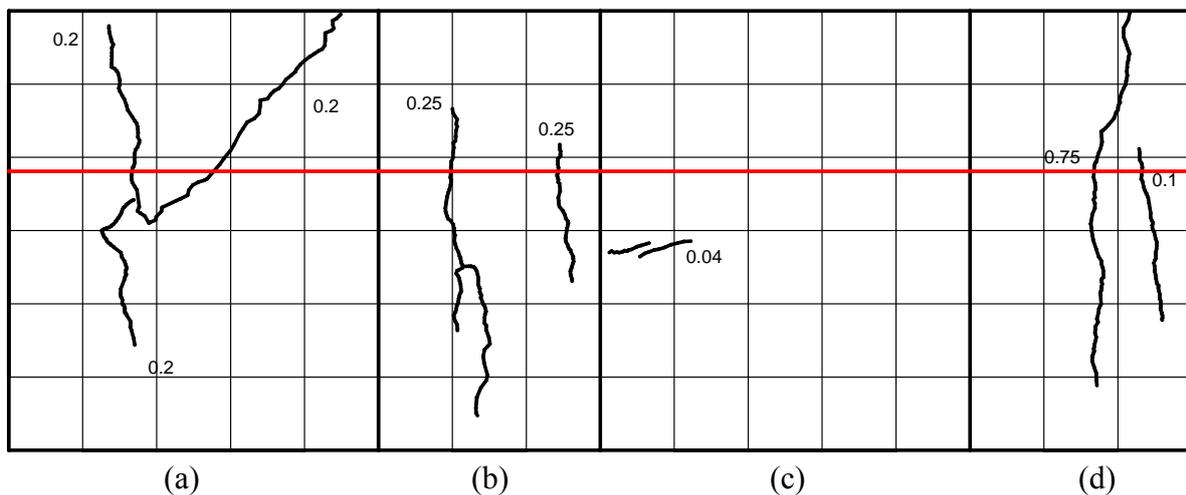


圖 3-36 全尺寸梁試體橫向鋼筋 11%重量損失率之腐蝕裂縫發展：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側

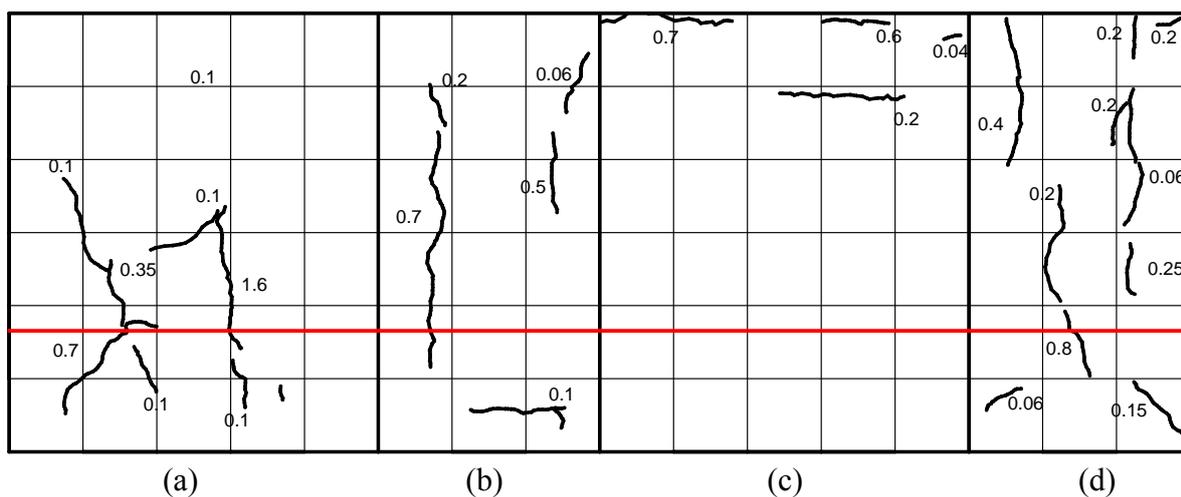


圖 3-37 腐蝕觀察試體橫向鋼筋 12%重量損失率之腐蝕裂縫發展：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側

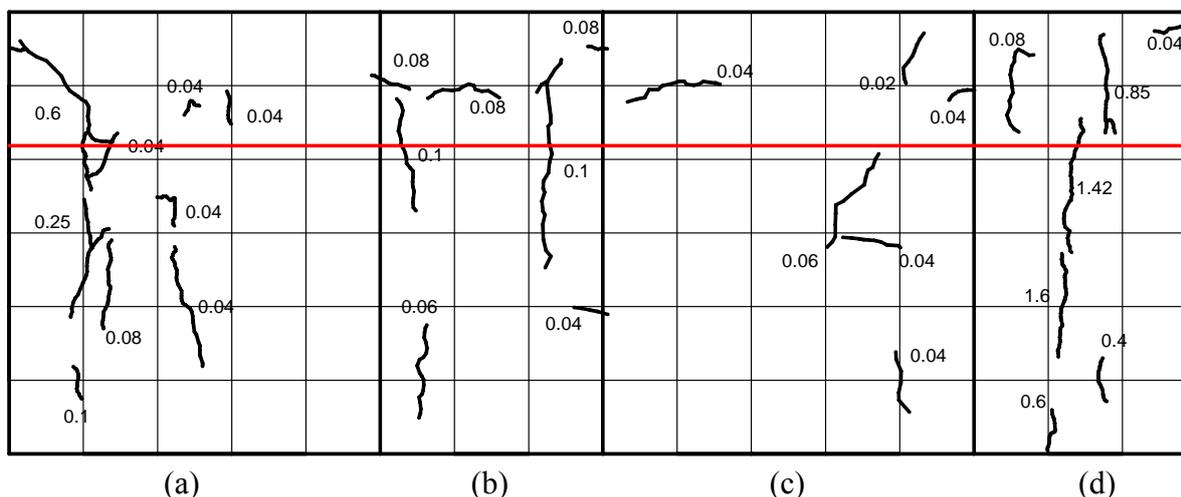


圖 3-38 全尺寸梁試體橫向鋼筋 12%重量損失率之腐蝕裂縫發展：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

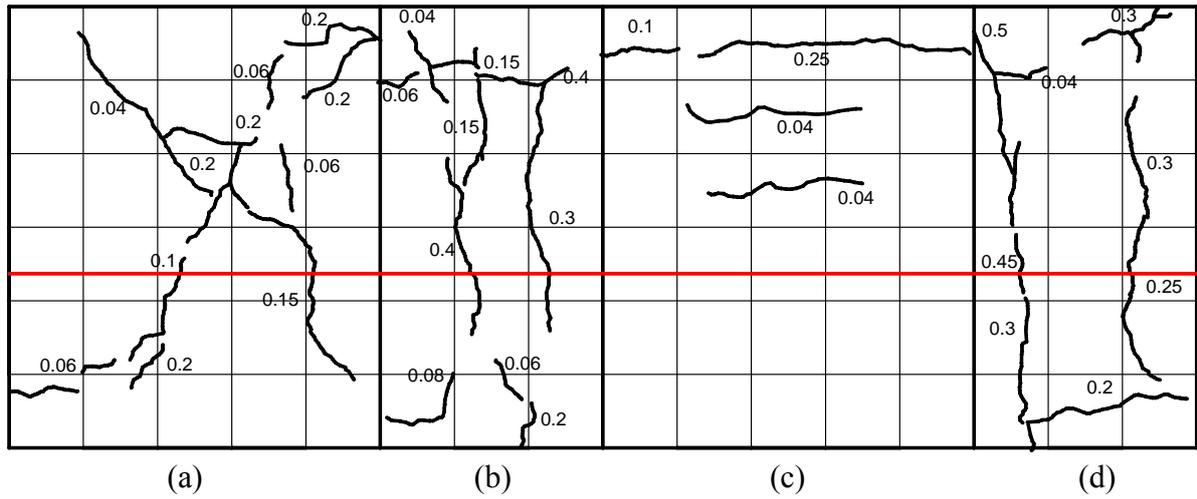


圖 3-39 腐蝕觀察試體橫向鋼筋 16%重量損失率之腐蝕裂縫發展：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側

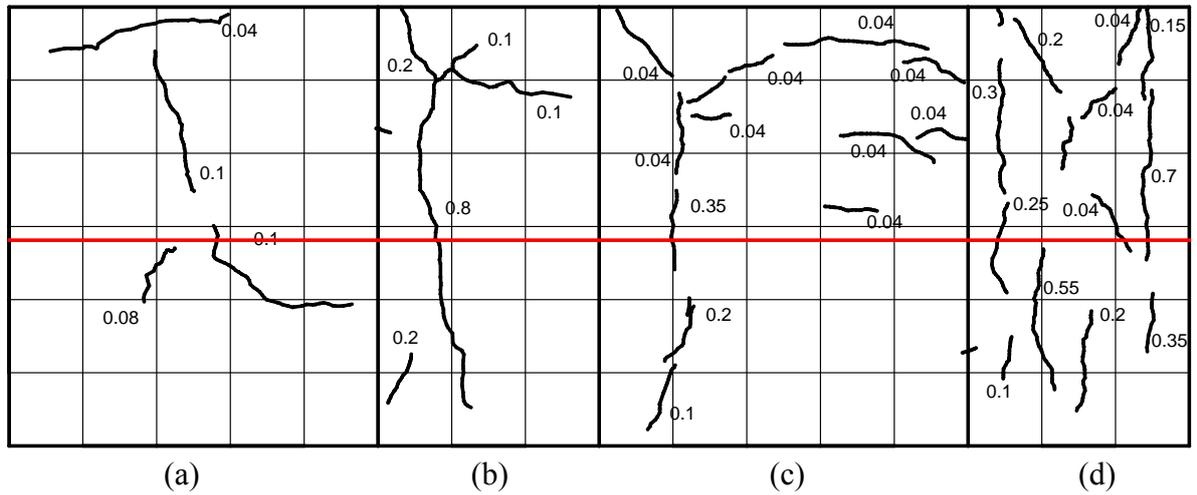


圖 3-40 全尺寸梁試體橫向鋼筋 16%重量損失率之腐蝕裂縫發展：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側

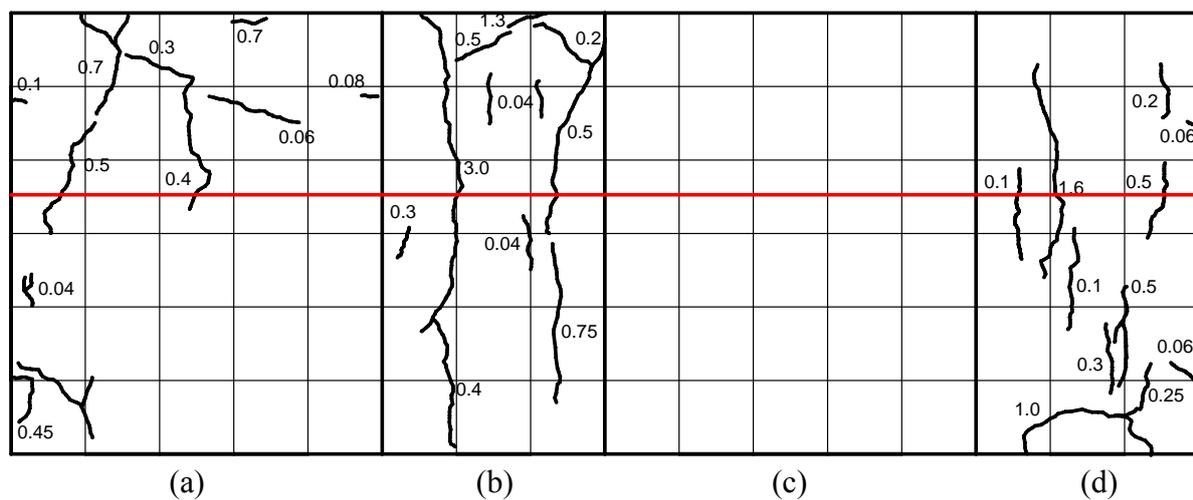


圖 3-41 腐蝕觀察試體橫向鋼筋 35%重量損失率之腐蝕裂縫發展：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側

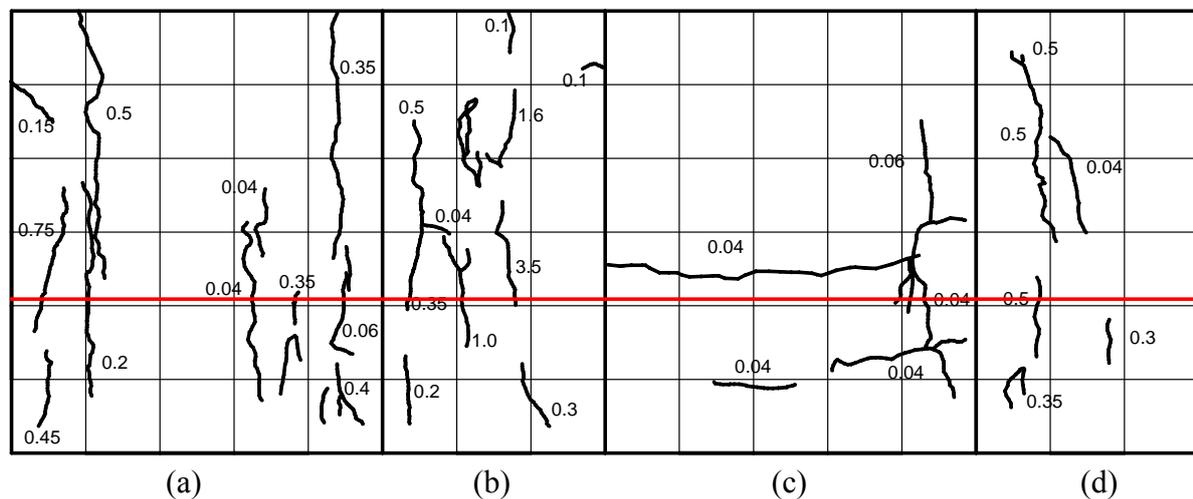


圖 3-42 全尺寸梁試體橫向鋼筋 35%重量損失率之腐蝕裂縫發展：(a)試體前側；(b)試體左側；(c)試體後側；(d)試體右側

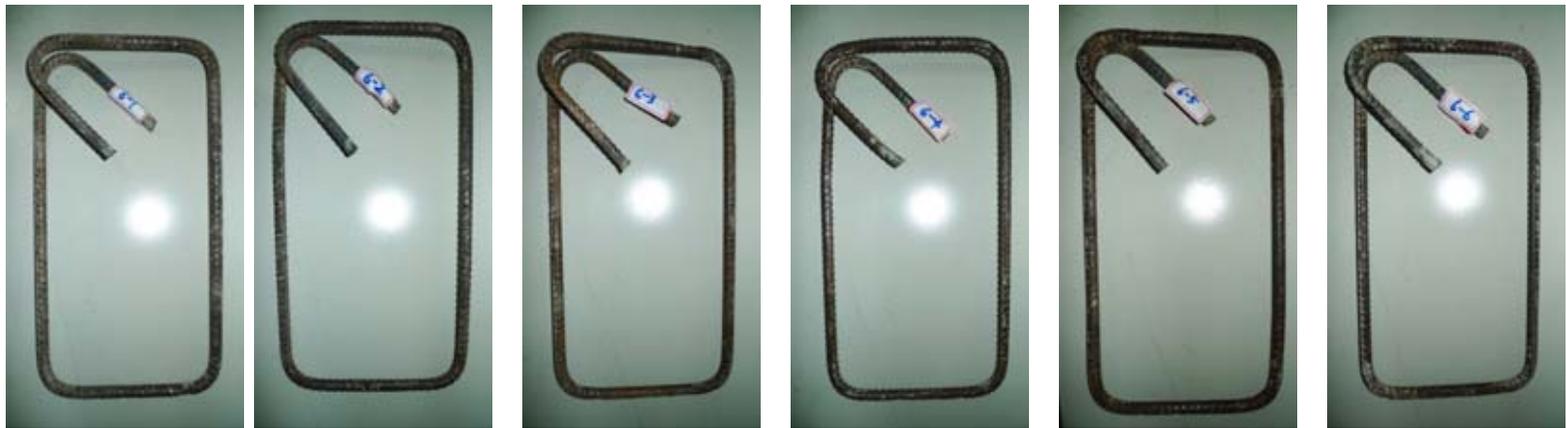
含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

腐蝕前橫向鋼筋
照片



(a) (b) (c) (d) (e) (f)

腐蝕後橫向鋼筋
照片



(g) (h) (i) (j) (k) (l)

圖 3-43 腐蝕觀察試體橫向鋼筋-重量損失率 3%前後比較：(a)1 號橫向鋼筋；(b)2 號橫向鋼筋；(c)3 號橫向鋼筋；(d)4 號橫向鋼筋；(e)5 號橫向鋼筋；(f)6 號橫向鋼筋；(g)1 號橫向鋼筋；(h)2 號橫向鋼筋；(i)3 號橫向鋼筋；(j)4 號橫向鋼筋；(k)5 號橫向鋼筋；(l)6 號橫向鋼筋

腐蝕前橫向鋼筋
照片



(a)

(b)

(c)

(d)

(e)

(f)

腐蝕後橫向鋼筋
照片



(g)

(h)

(i)

(j)

(k)

(l)

圖 3-44 腐蝕觀察試體橫向鋼筋-重量損失率 6%前後比較：(a)1 號橫向鋼筋；(b)2 號橫向鋼筋；(c)3 號橫向鋼筋；(d)4 號橫向鋼筋；(e)5 號橫向鋼筋；(f)6 號橫向鋼筋；(g)1 號橫向鋼筋；(h)2 號橫向鋼筋；(i)3 號橫向鋼筋；(j)4 號橫向鋼筋；(k)5 號橫向鋼筋；(l)6 號橫向鋼筋

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

腐蝕前橫向鋼筋
照片



(a) (b) (c) (d) (e) (f)

腐蝕後橫向鋼筋
照片



(g) (h) (i) (j) (k) (l)

圖 3-45 腐蝕觀察試體橫向鋼筋-重量損失率 11%前後比較：(a)1 號橫向鋼筋；(b)2 號橫向鋼筋；(c)3 號橫向鋼筋；(d)4 號橫向鋼筋；(e)5 號橫向鋼筋；(f)6 號橫向鋼筋；(g)1 號橫向鋼筋；(h)2 號橫向鋼筋；(i)3 號橫向鋼筋；(j)4 號橫向鋼筋；(k)5 號橫向鋼筋；(l)6 號橫向鋼筋

腐蝕前橫向鋼筋
照片



(a) (b) (c) (d) (e) (f)

腐蝕後橫向鋼筋
照片

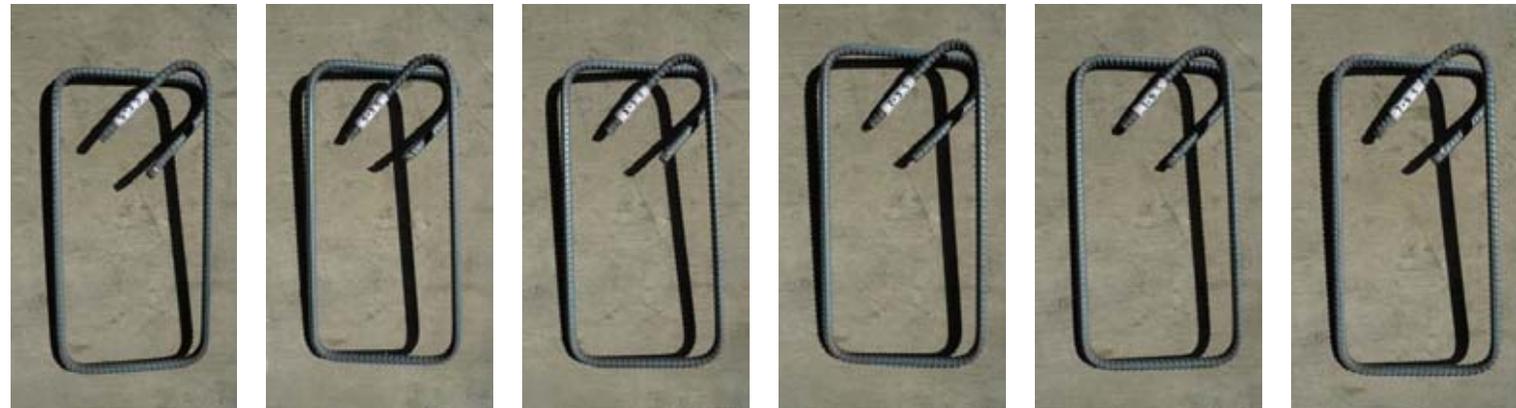


(g) (h) (i) (j) (k) (l)

圖 3-46 腐蝕觀察試體橫向鋼筋-重量損失率 12%前後比較：(a)1 號橫向鋼筋；(b)2 號橫向鋼筋；(c)3 號橫向鋼筋；(d)4 號橫向鋼筋；(e)5 號橫向鋼筋；(f)6 號橫向鋼筋；(g)1 號橫向鋼筋；(h)2 號橫向鋼筋；(i)3 號橫向鋼筋；(j)4 號橫向鋼筋；(k)5 號橫向鋼筋；(l)6 號橫向鋼筋

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

腐蝕前橫向鋼筋
照片



(a) (b) (c) (d) (e) (f)

腐蝕後橫向鋼筋
照片



(g) (h) (i) (j) (k) (l)

圖 3-47 腐蝕觀察試體橫向鋼筋-重量損失率 16%前後比較：(a)1 號橫向鋼筋；(b)2 號橫向鋼筋；(c)3 號橫向鋼筋；(d)4 號橫向鋼筋；(e)5 號橫向鋼筋；(f)6 號橫向鋼筋；(g)1 號橫向鋼筋；(h)2 號橫向鋼筋；(i)3 號橫向鋼筋；(j)4 號橫向鋼筋；(k)5 號橫向鋼筋；(l)6 號橫向鋼筋

腐蝕前橫向鋼筋
照片



(a)

(b)

(c)

(d)

(e)

(f)

腐蝕後橫向鋼筋
照片



(g)

(h)

(i)

(j)

(k)

(l)

圖 3-48 腐蝕觀察試體橫向鋼筋-重量損失率 35%前後比較：(a)1 號橫向鋼筋；(b)2 號橫向鋼筋；(c)3 號橫向鋼筋；(d)4 號橫向鋼筋；(e)5 號橫向鋼筋；(f)6 號橫向鋼筋；(g)1 號橫向鋼筋；(h)2 號橫向鋼筋；(i)3 號橫向鋼筋；(j)4 號橫向鋼筋；(k)5 號橫向鋼筋；(l)6 號橫向鋼筋

表 3-7 B_t-3 腐蝕觀察試體橫向鋼筋重量損失

	初始重量(g)	腐蝕後重量(g)	$\Delta W(g)$	$\Delta W(\%)$
1 號橫向鋼筋	1448.3	1408.1	40.20	2.78
2 號橫向鋼筋	1425.3	1368.5	56.80	3.99
3 號橫向鋼筋	1424.9	1368.4	56.50	3.97
4 號橫向鋼筋	1450.7	1404.9	45.80	3.16
5 號橫向鋼筋	1419.9	1380.7	39.20	2.76
6 號橫向鋼筋	1458.3	1444.2	14.10	0.97
總平均	1437.9	1395.8	42.10	2.94

表 3-8 B_t-3 腐蝕觀察試體橫向鋼筋最大孔蝕深度

	最大孔蝕深度(mm)
1 號橫向鋼筋	1.46
2 號橫向鋼筋	1.60
3 號橫向鋼筋	1.70
4 號橫向鋼筋	1.71
5 號橫向鋼筋	1.48
6 號橫向鋼筋	0.88
總平均	1.47

表 3-9 B_t-3 腐蝕觀察試體橫向鋼筋最小斷面

橫向鋼筋編號	d ₁	d ₂	d ₃	橫向鋼筋最小斷面積(mm ²)
腐蝕前	12.7	12.7	12.7	126.67
1 號	11.4	11.23	11.19	99.81
2 號	10.79	11.29	10.73	93.94
3 號	9.7	11.83	10.48	89.42
4 號	9.46	11.14	12.14	93.54
5 號	11.32	12.46	11.69	109.79
6 號	11.4	11.81	11.74	106.60
總平均	10.68	11.63	11.33	98.85

表 3-10 B_t-6 腐蝕觀察試體橫向鋼筋重量損失

	初始重量(g)	腐蝕後重量(g)	$\Delta W(g)$	$\Delta W(\%)$
1 號橫向鋼筋	1455.7	1332	123.70	8.50
2 號橫向鋼筋	1414.5	1363	51.50	3.64
3 號橫向鋼筋	1418.8	1344	74.80	5.27
4 號橫向鋼筋	1423.5	1329	94.50	6.64
5 號橫向鋼筋	1456.2	1375	81.20	5.58
6 號橫向鋼筋	1423.5	1345	78.50	5.51
總平均	1432.03	1348.0	98.04	5.86

表 3-11 B_t-6 腐蝕觀察試體橫向鋼筋最大孔蝕深度

	最大孔蝕深度(mm)
1 號橫向鋼筋	3.16
2 號橫向鋼筋	1.57
3 號橫向鋼筋	2.7
4 號橫向鋼筋	1.8
5 號橫向鋼筋	2.87
6 號橫向鋼筋	3.24
總平均	2.56

表 3-12 B_t-6 腐蝕觀察試體橫向鋼筋最小斷面

橫向鋼筋編號	d ₁	d ₂	d ₃	橫向鋼筋最小斷面積(mm ²)
腐蝕前	12.7	12.7	12.7	126.67
1 號	9.53	9.35	8.98	67.73
2 號	8.85	9.66	11.79	80.12
3 號	9.24	11.69	11.66	92.69
4 號	10.06	10.57	10.8	86.21
5 號	9.88	9.81	9.54	74.56
6 號	10.51	12.5	11.2	102.13
總平均	9.68	10.60	10.66	83.91

表 3-13 B_t-11 腐蝕觀察試體橫向鋼筋重量損失

	初始重量(g)	腐蝕後重量(g)	$\Delta W(g)$	$\Delta W(\%)$
1 號橫向鋼筋	1432	1251	180.6	12.62
2 號橫向鋼筋	1419	1223	195.6	13.79
3 號橫向鋼筋	1409	1217	192.1	13.63
4 號橫向鋼筋	1423	1231	191.7	13.47
5 號橫向鋼筋	1424	1277	146.8	10.31
6 號橫向鋼筋	1451	1352	99.2	6.84
總平均	1426.333	1258.5	167.7	11.78

表 3-14 B_t-11 腐蝕觀察試體橫向鋼筋最大孔蝕深度

	最大孔蝕深度(mm)
1 號橫向鋼筋	1.31
2 號橫向鋼筋	4.28
3 號橫向鋼筋	3.48
4 號橫向鋼筋	0.33
5 號橫向鋼筋	4.79
6 號橫向鋼筋	1.55
總平均	2.62

表 3-15 B_t-11 腐蝕觀察試體橫向鋼筋最小斷面

橫向鋼筋編號	d ₁	d ₂	d ₃	橫向鋼筋最小斷面積(mm ²)
腐蝕前	12.7	12.7	12.7	126.67
1 號	9.82	10.79	10.54	84.68
2 號	9.04	8.63	10.15	67.54
3 號	7.89	8.84	10.51	64.75
4 號	7.15	8.31	10.47	58.67
5 號	7.67	6.94	7.63	43.16
6 號	11.26	11.14	12.1	103.87
總平均	8.81	9.11	10.23	70.45

表 3-16 B_f-12 腐蝕觀察試體橫向鋼筋重量損失

	初始重量(g)	腐蝕後重量(g)	ΔW (g)	ΔW (%)
1 號橫向鋼筋	1451.4	1267.6	183.8	12.66
2 號橫向鋼筋	1419.9	1203.0	216.9	15.28
3 號橫向鋼筋	1451.9	1246.0	205.9	14.18
4 號橫向鋼筋	1449.2	1254.6	194.6	13.43
5 號橫向鋼筋	1453.9	1283.4	170.5	11.73
6 號橫向鋼筋	1457.9	1356.0	101.9	6.99
總平均	1447.4	1268.4	178.93	12.38

表 3-17 B_f-12 腐蝕觀察試體最大孔蝕深度

	最大孔蝕深度(mm)
1 號橫向鋼筋	3.76
2 號橫向鋼筋	2.54
3 號橫向鋼筋	3.17
4 號橫向鋼筋	3.54
5 號橫向鋼筋	2.99
6 號橫向鋼筋	1.79
總平均	2.97

表 3-18 B_f-12 腐蝕觀察試體橫向鋼筋最小斷面

橫向鋼筋編號	d ₁	d ₂	d ₃	橫向鋼筋最小斷面積(mm ²)
腐蝕前	12.7	12.7	12.7	126.67
1 號	7.83	10.43	9.57	67.59
2 號	10.1	12.14	10.41	93.03
3 號	7.56	9.44	8.62	57.28
4 號	8.84	9.23	9.24	65.09
5 號	9.22	9.56	10.38	74.20
6 號	11.12	11.8	12.7	110.72
總平均	9.11	10.43	10.15	77.98

表 3-19 B_f-16 腐蝕觀察試體橫向鋼筋重量損失

	初始重量(g)	腐蝕後重量(g)	$\Delta W(g)$	$\Delta W(\%)$
1 號橫向鋼筋	1422.7	1215	207.70	14.60
2 號橫向鋼筋	1425	1128	297.00	20.84
3 號橫向鋼筋	1424.4	1201	223.40	15.68
4 號橫向鋼筋	1449.4	1254	195.40	13.48
5 號橫向鋼筋	1452.8	1223	229.80	15.82
6 號橫向鋼筋	1423.2	1226	197.20	13.86
總平均	1422.7	1207.8	225.08	15.71

表 3-20 B_f-16 腐蝕觀察試體橫向鋼筋最大孔蝕深度

	最大孔蝕深度(mm)
1 號橫向鋼筋	3.65
2 號橫向鋼筋	4.80
3 號橫向鋼筋	4.40
4 號橫向鋼筋	5.20
5 號橫向鋼筋	6.15
6 號橫向鋼筋	4.15
總平均	4.73

表 3-21 B_f-16 腐蝕觀察試體橫向鋼筋最小斷面

橫向鋼筋編號	d ₁	d ₂	d ₃	橫向鋼筋最小斷面積(mm ²)
腐蝕前	12.7	12.7	12.7	126.67
1 號	9.66	10.82	7.69	69.25
2 號	6.86	8.42	7.43	45.01
3 號	6.1	7.97	7.2	39.48
4 號	8.08	8.11	9.05	55.59
5 號	6.97	9.3	11.09	65.33
6 號	9.00	9.54	11.94	81.07
總平均	7.78	9.03	9.07	59.29

表 3-22 B_t-35 腐蝕觀察試體橫向鋼筋重量損失

	初始重量(g)	腐蝕後重量(g)	$\Delta W(g)$	$\Delta W(\%)$
1 號橫向鋼筋	1447.4	786.4	661	45.67%
2 號橫向鋼筋	1452.2	954.1	498.1	34.30%
3 號橫向鋼筋	1449.7	1006.4	443.3	30.58%
4 號橫向鋼筋	1425.2	892.3	532.9	37.39%
5 號橫向鋼筋	1454.8	932.4	522.4	35.91%
6 號橫向鋼筋	1424.5	1048.2	376.3	26.42%
總平均	1442.3	936.6	505.667	35.06%

表 3-23 B_t-35 腐蝕觀察試體橫向鋼筋最大孔蝕深度

	最大孔蝕深度(mm)
1 號橫向鋼筋	6.35
2 號橫向鋼筋	6.35
3 號橫向鋼筋	6.35
4 號橫向鋼筋	6.35
5 號橫向鋼筋	6.35
6 號橫向鋼筋	6.35
總平均	6.35

表 3-24 B_t-35 腐蝕觀察試體橫向鋼筋最小斷面

橫向鋼筋編號	d ₁	d ₂	d ₃	橫向鋼筋最小斷面積(mm ²)
腐蝕前	12.7	12.7	12.7	126.67
1 號	0	0	0	0
2 號	0	0	0	0
3 號	0	0	0	0
4 號	0	0	0	0
5 號	0	0	0	0
6 號	0	0	0	0
總平均	0	0	0	0

第七節 反復載重結果與討論

壹、試驗觀察

本節內容主要描述試驗過程中所觀察試體在反復加載試驗過程中所觀察到的試體變化情況。在實驗開始前，須將腐蝕所產生的腐蝕裂縫給重新描繪上去。由此可能觀察腐蝕後試體的裂縫發展是否改變。

而在實驗開始後，從載重歷時進入約 1%變位角(Drift Ratio)之預定位移量後，就必須隨時注意塑鉸區所架設的位移計是否因為試體產生巨大裂縫而導致位移計針頭偏移、甚至彈出試體外。

當載重力時進入 2%變位角(Drift Ratio)之預定位移量時，試體內部的腐蝕橫向鋼筋會產生斷裂，有時會伴隨著大塊的保護層混凝土剝落。理論上而言混凝土剝落時間發生時間會隨著腐蝕程度的嚴重性而改變。因此，當腐蝕試體橫向鋼筋斷裂發生時，須將制動器給暫停並且觀察塑鉸區的位移計和圓桿確保不被剝落的保護層混凝土給撞壞，故須提前將塑鉸區的位移計拆除。

本節內容主要描述試驗過程中所觀察試體在反復加載試驗過程中所觀察到的試體變化情況。在實驗開始前，須將腐蝕所產生的腐蝕裂縫給重新描繪上去。由此可能觀察腐蝕後試體的裂縫發展是否改變。

而在實驗開始後，從載重歷時進入約 1%層間變位角(Drift)之預定位移量後，就必須隨時注意塑鉸區所架設的位移計是否因為試體產生巨大裂縫而導致位移計針頭偏移、甚至彈出試體外。

當載重力時進入 2%層間變位角(Drift)之預定位移量時，試體內部的腐蝕橫向鋼筋會產生斷裂，有時會伴隨著大塊的保護層混凝土剝落。理論上而言混凝土剝落時間發生時間會隨著腐蝕程度的嚴重性而改變。因此，當腐蝕試體橫向鋼筋斷裂發生時，須將制動器給暫停並且觀察塑鉸區的位移計和伸縮圓桿確保不被剝落的保護層混凝土給撞壞，故須提前將塑鉸區的位移計拆除。

B_t-0 試體：

在反復加載試驗過程中，B_t-0 試體的桿件位移角過(Dirft)1%後開始進入塑性段；當桿件位移角達到 3%的第 1 個迴圈時產生最大側推力約 $V_{\max}^- = 368\text{kN}$ 和最大側拉力 $V_{\max}^+ = 362\text{kN}$ ；當桿件位移角超過 4%後，塑鉸區保護層開始有局部混凝土剝落的現象，即將塑鉸區上的位移量測計拆除；桿件位移角達到 6%的第一個迴圈時，試體塑鉸區主筋產生挫曲，核心混凝土從內部壓碎而剝落。且試體強度在桿件位移角達 6%第一個迴圈時，下降至最大側推拉力之 80%，停止試驗。在測試後檢查並無發現橫向鋼筋斷裂情況。

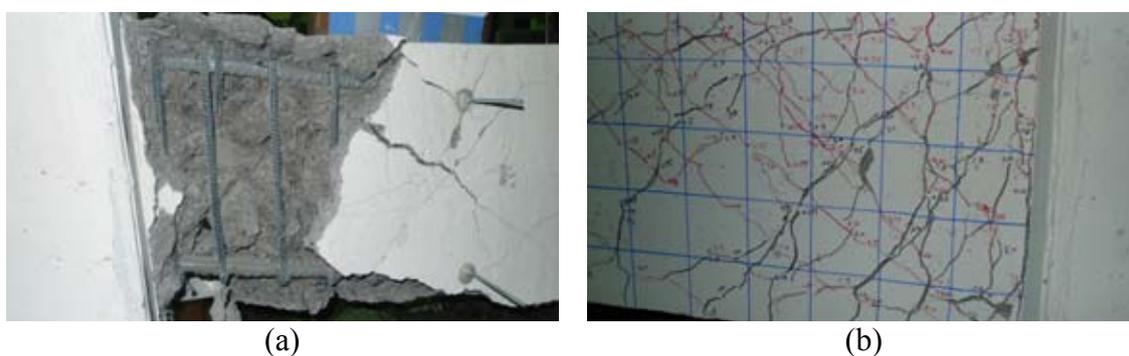


圖 3-49 B_t-0 腐蝕試體破壞情況(a)塑鉸區保護層剝落；(b)塑鉸區裂縫分布

B_t-3 試體：

在反復加載試驗過程中，B_t-3 試體的桿件位移角過(Dirft)1%後開始進入塑性段；當桿件位移角達到 3%的第 1 個迴圈時產生最大側推力約 $V_{\max}^- = 359.54\text{kN}$ 和最大側拉力 $V_{\max}^+ = 349.60\text{kN}$ ；當桿件位移角到達 4%第 2 個迴圈時，塑鉸區保護層開始有局部混凝土剝落的現象，即將塑鉸區上的位移量測計拆除；桿件位移角達到 5%的第一個迴圈時，試體塑鉸區主筋產生挫曲，核心混凝土出現一條明顯的剪力裂縫。且試體強度在桿件位移角達 5%第一個迴圈時，下降至最大側推拉力之 80%，停止試驗。在測試後檢查並無發現橫向鋼筋斷裂情況。



圖 3-50 B_t-3 試體破壞情況(a)塑鉸剝落；(b)塑鉸區裂縫分布

B_t-6 試體：

在反復加載試驗過程中，B_t-11 試體的桿件位移角過(Dirft)1%後開始進入塑性段；當桿件位移角達到 3%的第 1 個迴圈時產生最大側推力約 $V_{\max}^- = 328\text{kN}$ 和最大側拉力 $V_{\max}^+ = 342\text{kN}$ ；當桿件位移角到達 4%第 1 個迴圈時，塑鉸區保護層開始有局部混凝土剝落的現象，即將塑鉸區上的位移量測計拆除；桿件位移角達到 4%的第二個迴圈時，最靠近臨界斷面之橫向鋼筋斷裂。且試體強度在桿件位移角達 5%第一個迴圈時，下降至最大側推拉力之 80%，停止試驗。

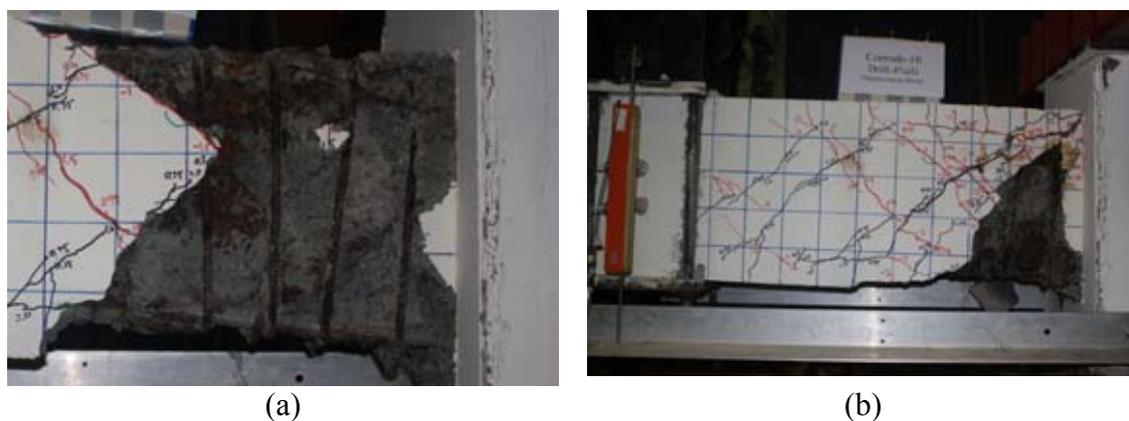


圖 3-51 B_t-6 試體破壞情況(a)塑鉸區橫向鋼筋斷裂；(b)塑鉸區保護層剝落

B_t-11 試體：

在反復加載試驗過程中，B_t-11 試體的桿件位移角過(Dirft)1%後開始進入塑性段且第 1 個迴圈時產生最大側推力約 $V_{\max}^- = 334\text{kN}$ 和最大側拉力 $V_{\max}^+ = 337\text{kN}$ ；當桿件位移角到達進入 3%第 1 個迴圈時，塑鉸區的橫向鋼筋在試體往上拉時右側面產生拉力斷裂，塑鉸區底面保護層整片混凝土剝落，即將塑鉸區上的位移量測計拆除。測拉力也掉落到最大拉力的 80%；試體強度在桿件位移角達 4%第一個迴圈時，下降至最大側推拉力之 80%，停止試驗。

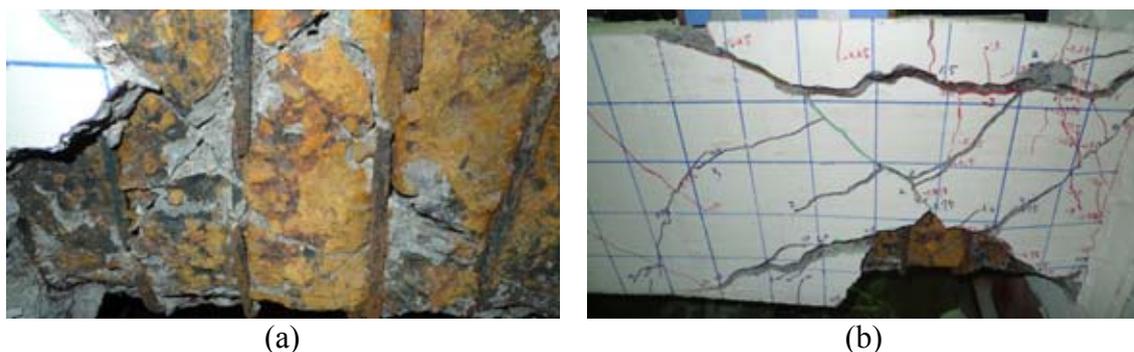


圖 3-52 B_t-11 試體破壞情況(a)塑鉸區前側橫向鋼筋斷裂；(b)塑鉸區裂縫分布

B_t-12 試體：

在反復加載試驗過程中，B_t-12 試體的桿件位移角過(Dirft)1%後開始進入塑性段且在第 1 個迴圈時產生最大側推力約 $V_{\max}^- = 352\text{kN}$ 和最大側拉力 $V_{\max}^+ = 321\text{kN}$ ；當桿件位移角到達進入 3%第 1 個迴圈時，塑鉸區的橫向鋼筋在試體往下推時上頂面產生第一次拉力斷裂，塑鉸區的橫向鋼筋在試體往上拉時上部混凝土頂面產生第二次拉力斷裂且塑鉸區底面及右側面保護層整片混凝土剝落，即將塑鉸區上的位移量測計拆除。試體強度在桿件位移角達 3%第一個迴圈時，下降至最大側推拉力之 80%，停止試驗。



圖 3-53 B_t-12 試體破壞情況(a)塑鉸區頂面橫向鋼筋斷裂；(b)塑鉸區頂面橫向鋼筋斷裂

B_t-16 試體：

在反復加載試驗過程中，B_t-12 試體的桿件位移角過(Dirft)1%後開始進入塑性段且在第 1 個迴圈時產生最大側推力約 $V_{\max}^- = 313\text{kN}$ 和最大側拉力 $V_{\max}^+ = 350\text{kN}$ ；當桿件位移角到達進入 3%第 1 個迴圈時，塑鉸區的橫向鋼筋在試體往下推時上頂面產生第一次拉力斷裂，塑鉸區的橫向鋼筋在試體往上拉時上頂面產生第二次拉力斷裂且塑鉸區底面及右側面保護層整片混凝土剝落，即將塑鉸區上的位移量測計拆除。試體強度在桿件位移角達 3%第一個迴圈時，下降至最大側推拉力之 80%，停止試驗。



圖 3-54 B_t-16 試體破壞情況(a)塑鉸區頂面橫向鋼筋斷裂；(b)塑鉸區保護層剝落

B_t-35 試體：

在反復加載試驗過程中，B_t-35 試體的桿件位移角過(Dirft)1%後開始進入塑性段且在第 1 個迴圈時產生最大側推力約 $V_{\max}^- = 314\text{kN}$ 和最大側拉力 $V_{\max}^+ = 320\text{kN}$ ；當桿件位移角到達進入 2%第 1 個迴圈時，塑鉸區底面及右側面保護層整片混凝土剝落，即將塑鉸區上的位移量測計拆除。試體強度在桿件位移角達 2%第一個迴圈時，下降至最大側推拉力之 80%，停止試驗。

在 B_t-35 測試時並無聽到橫向鋼筋斷裂聲響，而在停止反復載重後觀察試體橫向鋼筋情況，發現在橫向鋼筋全部斷裂。故可估計試體在測試前橫向鋼筋早已全部斷裂。



圖 3-55 B_t-35 試體破壞情況(a)塑鉸區頂面橫向鋼筋斷裂；(b) 塑鉸區裂縫分布

裂縫觀察

本實驗在施加反復載重前，先將腐蝕產生的裂縫使用綠色奇異筆描繪，以便觀察裂縫發展情況。由圖 3-56 可知，未腐蝕試體的塑鉸區裂縫大多屬垂直走向且整體裂縫分布均勻，此裂縫發展屬於標準的撓曲裂縫，而腐蝕後試體則會有一條明顯的近 45 度斜拉裂縫，此裂縫發展屬於標準剪力裂縫。在比較兩者裂縫分布也可發現未腐蝕試體整體裂縫分布散密，而在腐蝕後試體的腐蝕裂縫周圍並無產生其他裂縫。

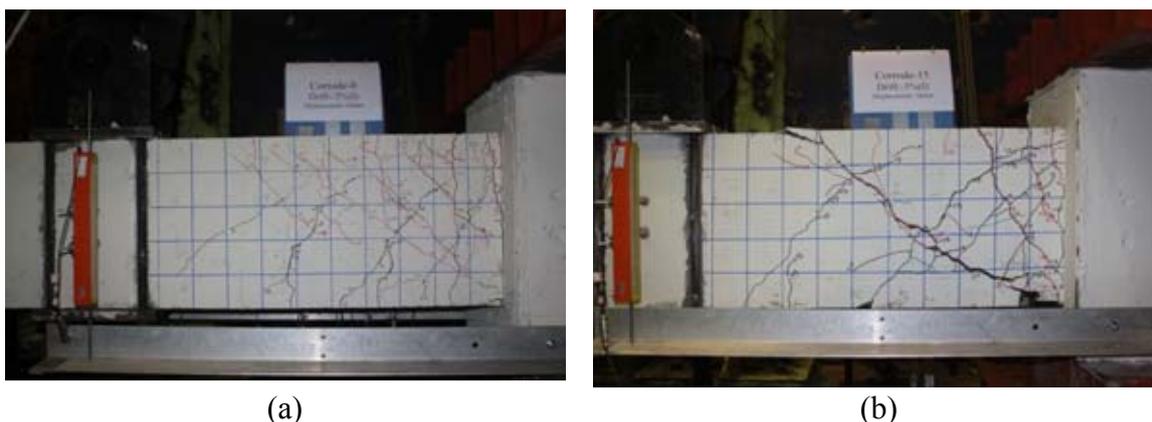


圖 3-56 試體受反復載重後 2% 的裂縫分布：(a) 腐蝕 0 天試體；(b) 腐蝕 28 天試體

保護層剝落程度

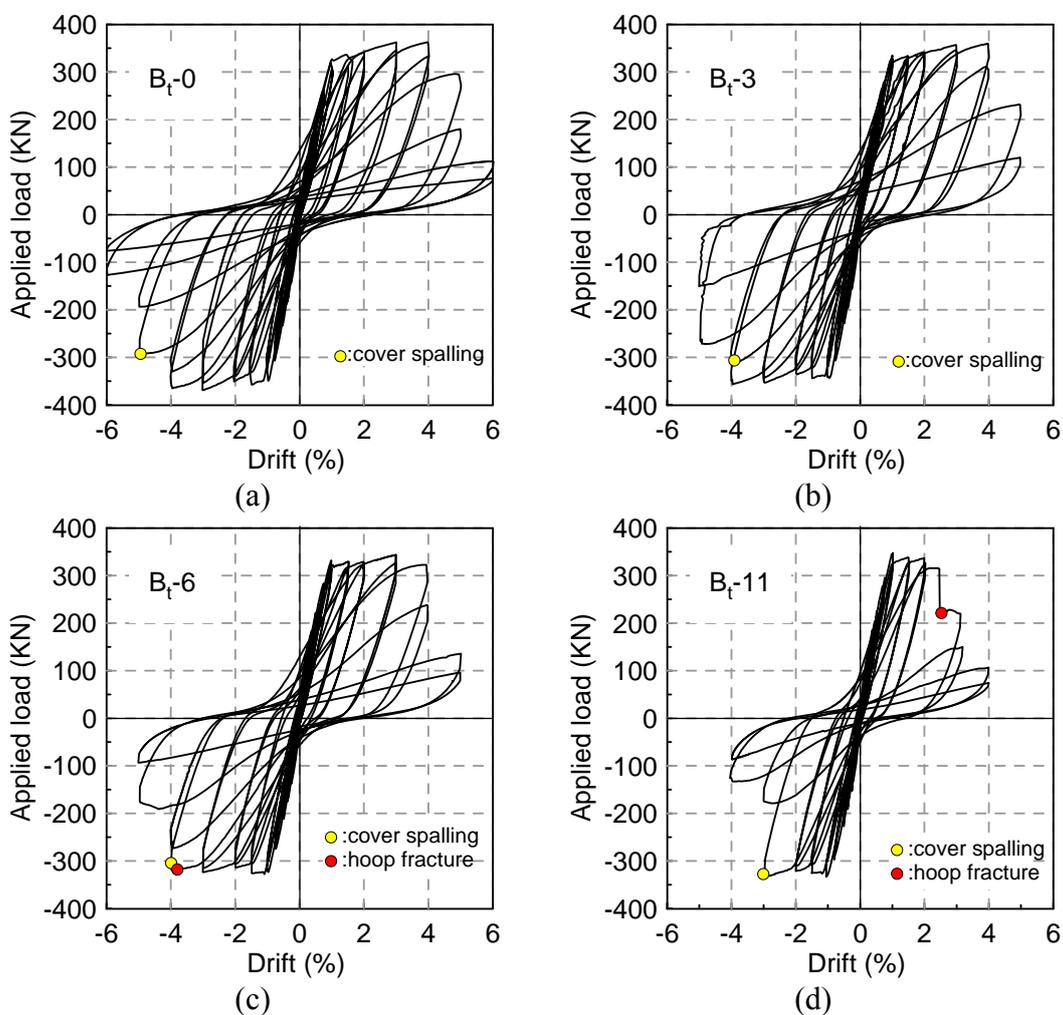
由圖 3-57 可發現，未腐蝕試體在達到破壞時(變位角 6%)，裏頭的核心混凝土已破碎並且從橫向鋼筋中剝落，主筋產生些微挫曲。而腐蝕後試體達到破壞時(變位角 3%)，在塑鉸區中有剪力筋被拉斷，保護層的剝落程度也比未腐蝕試體要來的嚴重，其原因是在鋼筋和周圍混凝土間的握裹力因腐蝕造成的張力破壞漸漸消失殆盡，故只要混凝土相互間的互制力一但瓦解，就會造成大片混凝土剝落。



圖 3-57 試體受反復載重後的破壞模式：(a) 腐蝕 0 天試體；(b) 腐蝕 28 天試體

貳、遲滯迴圈

由試驗結果所得之各位移歷時對應之側推力量，可將數據整理成遲滯迴圈 (Hysteresis Loop)，而各試體之遲滯迴圈如圖 3-58。由遲滯迴圈可知，試體 Bt-0、Bt-3、Bt-6 呈現具相當韌性能力之遲滯行為，此三試體之破壞模式皆為核心混凝土壓碎剝落之撓剪破壞型式，雖強度與變形能力皆隨腐蝕程度增加而遞減，但減少幅度不顯著，代表橫向鋼筋腐蝕至 6% 重量損失率，對耐震行為無顯著影響。試體 Bt-11、Bt-12、Bt-16、Bt-35 則呈現顯著較差之遲滯迴圈行為，變形能力顯著小於未腐蝕試體(Bt-0)，但試體極限強度降幅不顯著。此四試體之破壞模式為混凝土保護層產生顯著裂縫後，造成保護層大片剝落，隨即產生橫向鋼筋斷裂，而引起之剪力破壞。



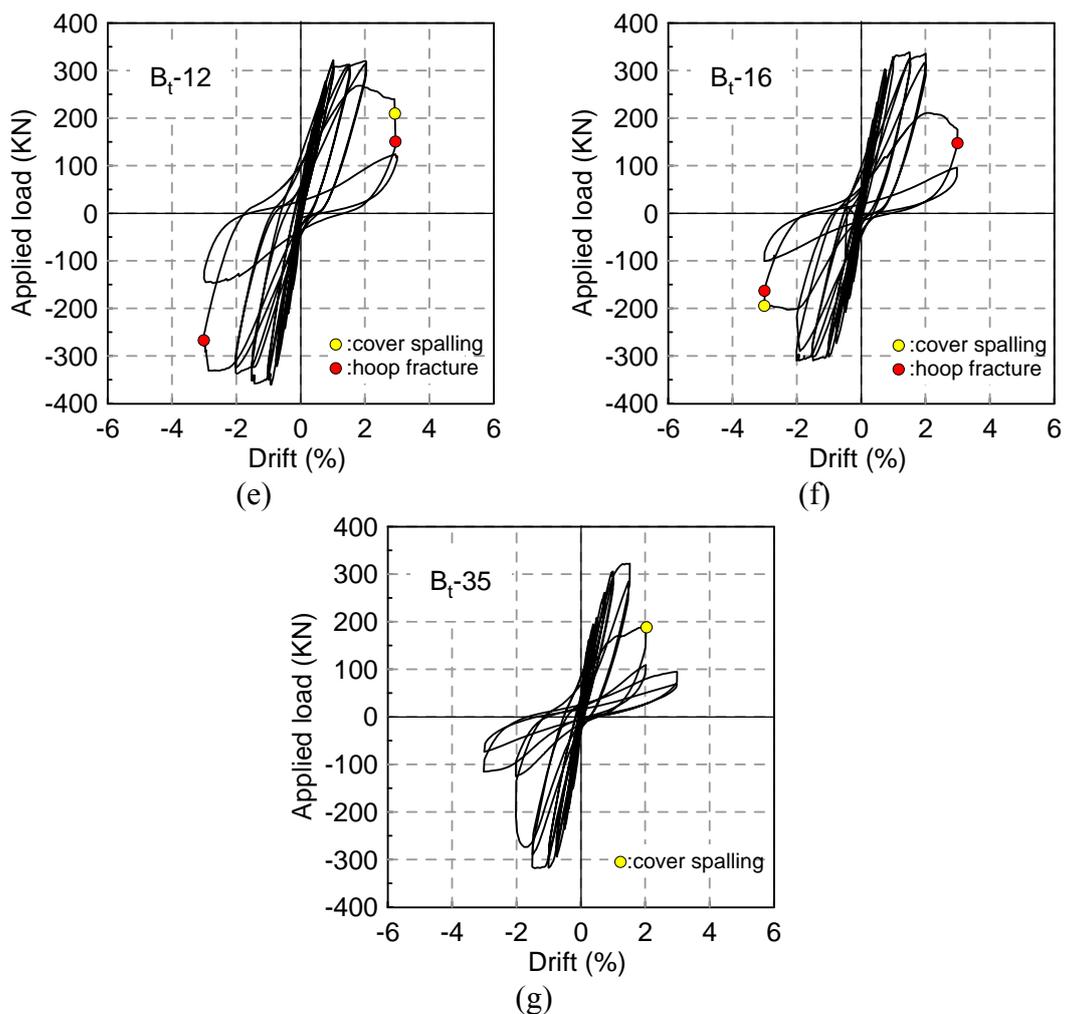
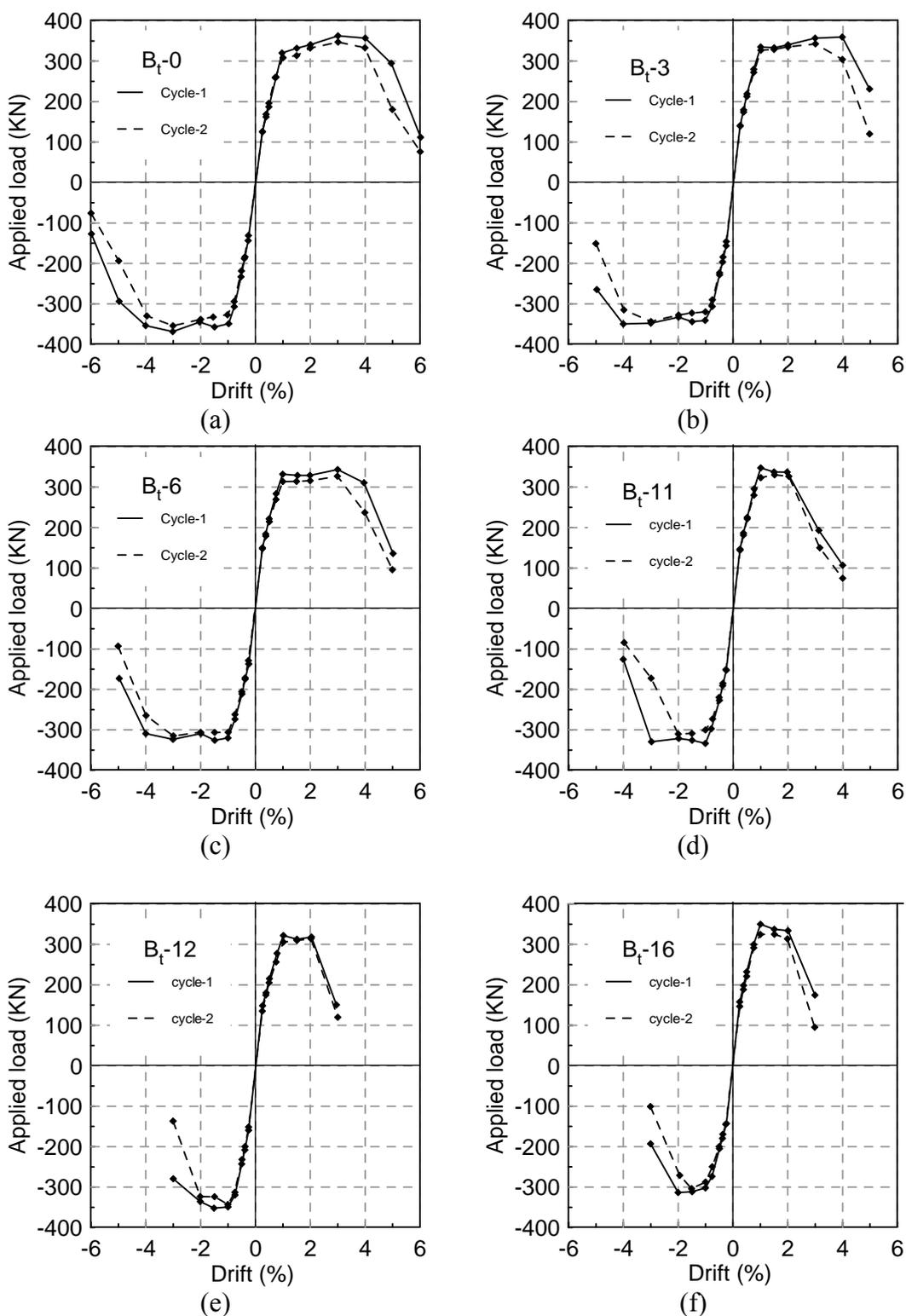


圖 3-58 各試體的遲滯迴圈：(a)未腐蝕試體；(b)腐蝕 3%試體；(c)腐蝕 6%試體；(d)腐蝕 11%試體；(e)腐蝕 12%試體；(f)腐蝕 16%試體；(g)腐蝕 35%試體

載重-位移包絡線

載重-位移包絡線是將遲滯迴圈所取得各迴圈之最大位移以及其所對應之力量，連接各點和原點即得試體之載重-位移包絡線。如圖 3-59，將各層間位移角(Drift)週次同時取第一迴圈之值與第二迴圈之值，實線表示為第一迴圈，虛線則為第二迴圈。由圖可知，橫向鋼筋腐蝕對於試體極限強度影響不顯著，但顯著降低試體之變形能力。



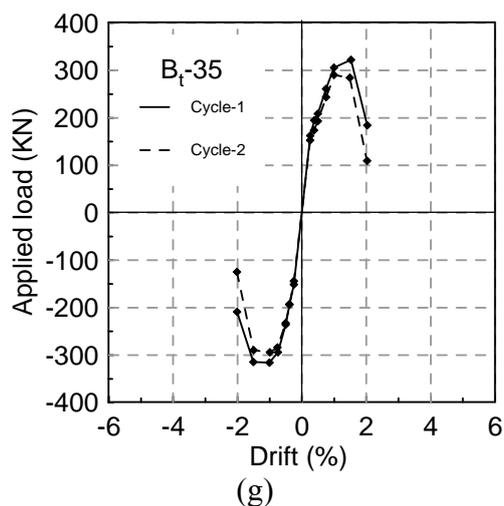
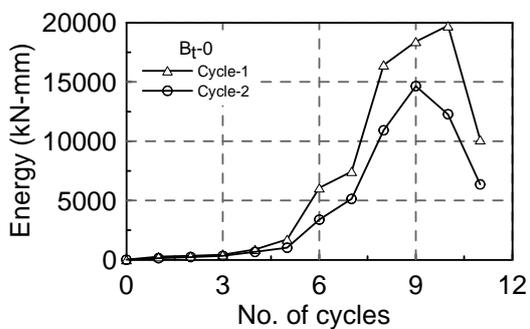


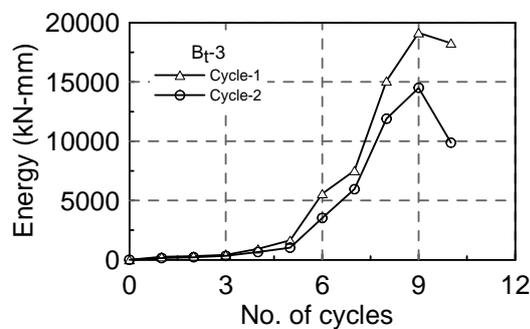
圖 3-59 各試體的包絡線：(a)未腐蝕試體；(b)腐蝕 3%試體；(c)腐蝕 6%試體；(d)腐蝕 11%試體；(e)腐蝕 12%試體；(f)腐蝕 16%試體；(g)腐蝕 35%試體

參、消能容量

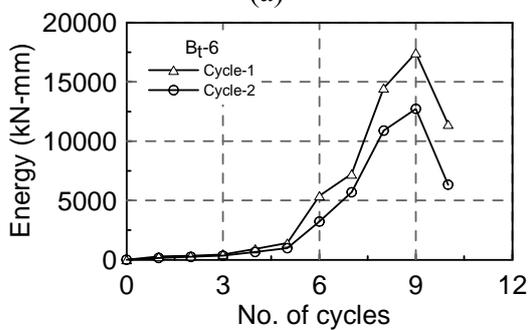
消能容量的計算方法為各試體力量-位移遲滯迴圈關係圖所包圍之面積。各試體之消能容量整理如圖 3-60。也可發現。當試體內部的橫向鋼筋一旦斷裂或是保護層剝落後。消能面積會明顯下降。故腐蝕程度越大，橫向鋼筋越早斷裂，試體消能面積會越快下降。



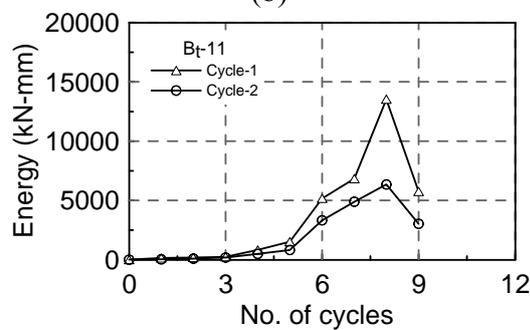
(a)



(b)



(c)



(d)

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

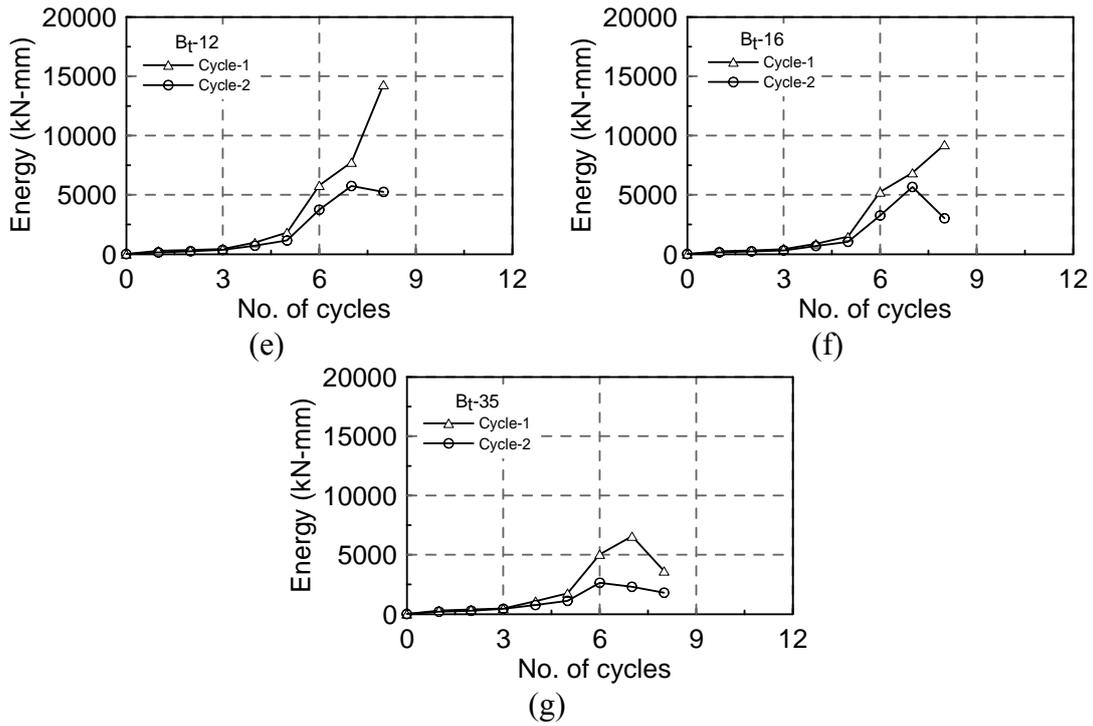


圖 3-60 各試體的消能容量：(a)未腐蝕試體；(b)腐蝕 3%試體；(c)腐蝕 6%試體；(d)腐蝕 11%試體；(e)腐蝕 12%試體；(f)腐蝕 16%試體；(g)腐蝕 35%試體

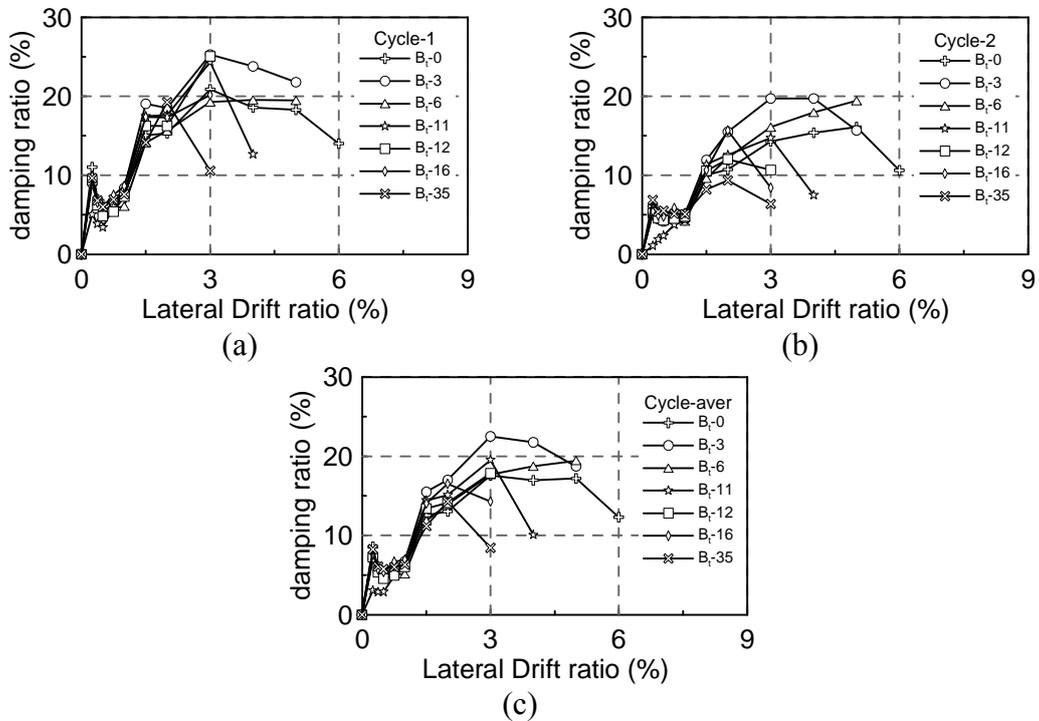


圖 3-61 試體重量損失率與等效阻尼比之比較：(a)cycle-1；(b)cycle-2；(c)cycle-average

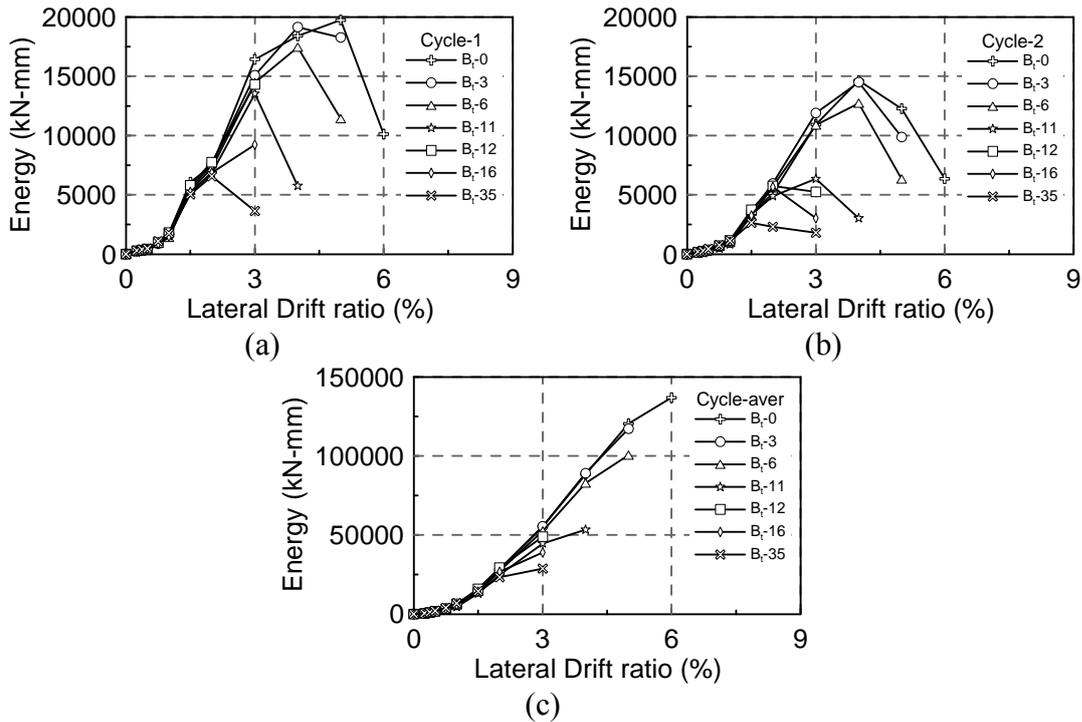


圖 3-62 試體重量損失率與消能容量之比較：(a)cycle-1；(b)cycle-2；(c)累積消能容量

肆、降服點、極限點、韌性與塑性轉角

降伏位移與降伏強度

降伏位移 Δ_y 之定義是由原點及第一個迴圈包絡線 75% 之理論側推強度 ($0.75 P_n$) 所得到的斜率去找出理論側推強度 P_n 所對應之位移量 (Lee 與 Ko, 2007)。而降伏強度 P_y 則是由第一個迴圈包絡線曲找出降伏位移所對應之降伏強度 P_y 。

極限位移與極限強度

極限強度 P_{max} 顧名思義就是試驗時所得到最大之側推強度，而極限位移 Δ_u 之定義是由第一個迴圈包絡線經過極限強度 P_{max} 後下降段對應於 80% 極限強度 ($0.8 P_{max}$) 之位移量。如圖 3-63。

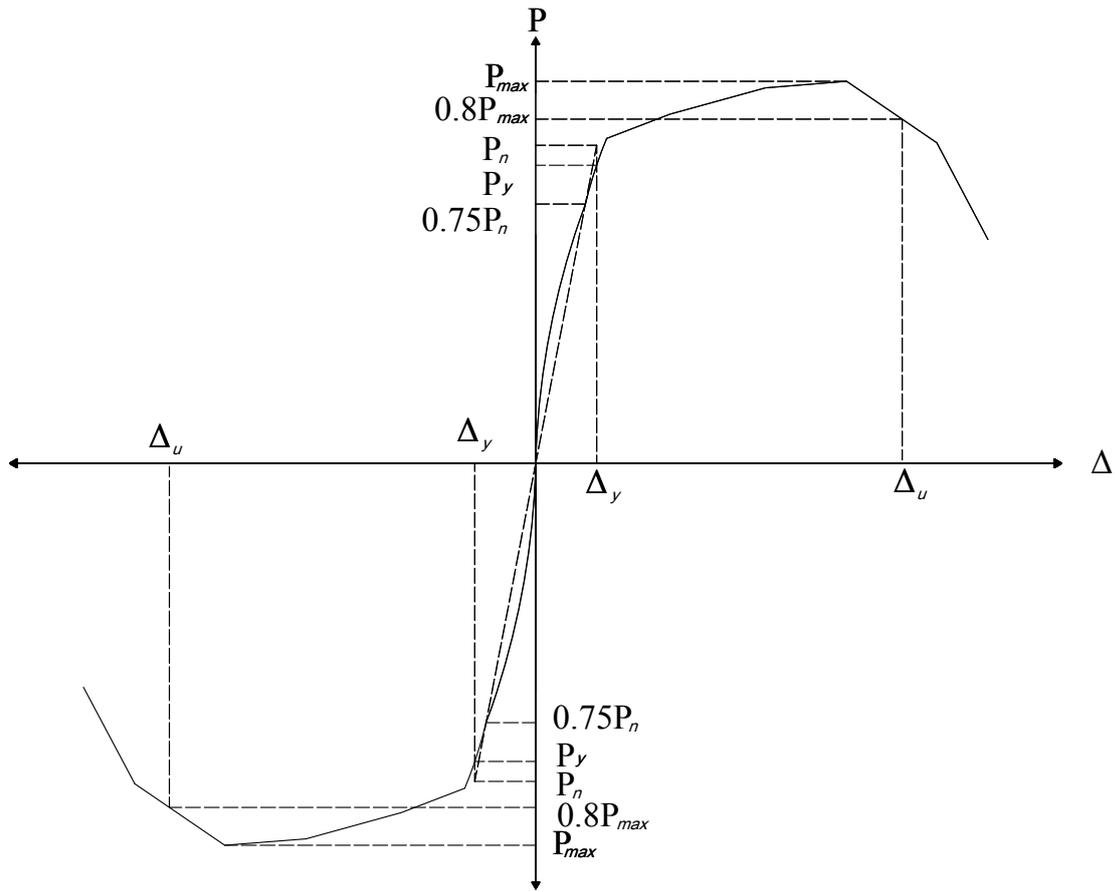


圖 3-63 降伏位移及極限位移定義圖

韌性

若當結構物延展比越大則表示韌性越佳，韌性之定義為極限位移 Δ_u 除以降伏位移 Δ_y 之比值。如 3-3 式

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (3-3)$$

塑性轉角

塑性轉角如公式 3-4

$$\theta_p = \Delta_u - \Delta_y \quad (3-4)$$

式中 Δ_u 與 Δ_y 需表達成位移比型式，即位移除以載重作用點至梁固定端之距離。

討論

圖 3-64、3-65、3-66 分別顯示試體橫向鋼筋重量損失率、最小斷面積、最大孔蝕深度，對於耐震性能指標之影響，耐震性能指標包括降伏強度、降服位移、極限強度、極限位移、韌性、塑性轉角。表 3-26 列出試體腐蝕程度與耐震性能指標之關係。吾人可發現一重要結論，橫向鋼筋腐蝕對於梁極限強度沒有顯著影響，腐蝕最嚴重的試體（橫向鋼筋已因腐蝕而斷裂），其極限強度卻只比未腐蝕試體下降約 10%，原因為按現行規範設計的梁，為保守抵抗地震力起見，於設計試體時，只考慮試體橫向鋼筋對剪力強度之貢獻，並不考慮混凝土貢獻之剪力強度，事實上混凝土在主筋降服前仍可提供剪力強度，而本研究試體混凝土所提供的剪力強度，已足夠抵禦梁發展至相當程度的彎矩（直至主筋降服）所產生的剪力，因此縱使橫向鋼筋因腐蝕而斷裂，對強度之影響仍不顯著。剪力強度之計算，將於後小節中再加以討論。

又吾人可發現，橫向鋼筋腐蝕對於梁的變形能力（極限位移、韌性、塑性轉角）有顯著的影響，原因為當梁發展至相當彎矩強度後（一般為主筋降服後），保護層混凝土開始剝落，此時橫向鋼筋扮演兩重要角色，一為圍束核心混凝土，使其維持抵抗外加剪力與彎矩聯合作用之能力，一為抵抗剪力。橫向鋼筋的腐蝕，將削弱橫向鋼筋扮演前述兩角色的能力，導致梁的提早破壞，降低變形能力。以本研究試體之破壞過程為例，試體 Bt-3、Bt-6 之破壞，為橫向鋼筋腐蝕導致圍束能力下降，使核心混凝土提早剝落，降低梁抵抗剪力與彎矩聯合作用之能力，使梁提早因剪力變形過大而破壞。試體 Bt-11、Bt-12、Bt-16、Bt-35 之破壞，則為橫向鋼筋腐蝕導致抗剪強度之下降，當保護層混凝土產生顯著裂縫後，即容易產生剪力破壞。

為讓工程師更簡易評估梁因橫向鋼筋腐蝕導致耐震性能下降，吾人可參照 FEMA 356(2000)耐震評估表之精神，針對塑性轉角定義梁在不同腐蝕程度下，所能承受的地震力大小。表 3-4 為本研究試體的評估表，因本研究試體拉力筋與壓力筋鋼筋比對稱，故 $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} = 0$ 而 $v = \frac{V}{b_w d \sqrt{f_c'}} = 4.8$ ，為求保守評估，故使用 $v = \frac{V}{b_w d \sqrt{f_c'}} \leq 3$ 作為此梁試體評估條件。表中 Max E 代表最大可能地震之情形，所對應的塑性轉角為 0.025，DE 為設計地震之情形，所對應的塑性轉角為 0.02，Medium E 為中度地震之情形，所對應的塑性轉角為 0.01。評估結果顯示於圖 3-64(f) 至圖 3-66(f)。評估結果顯示，當重量損失達 10% 時，該梁已不能承受最大地震力(當發生地震時塑性轉角到 0.025)；而當重量損失達 12% 時，該梁已不能承受設計地震力(當發生地震時塑性轉角到 0.02)；而當

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

重量損失達 35%時，該梁已不能承受中度以上之地震力(當發生地震時塑性轉角到 0.01)。

表 3-25 FEMA 356 RC 梁耐震評估效能表

Conditions			Plastic Rotation Angle, radians		
			Performance Level		
			Component Type		
			Primary		
			Medium E	DE	Max E
Beams controlled by flexure					
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans Reinf	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c'}}$			
≤ 0.0	C	≤ 3	0.01	0.02	0.025

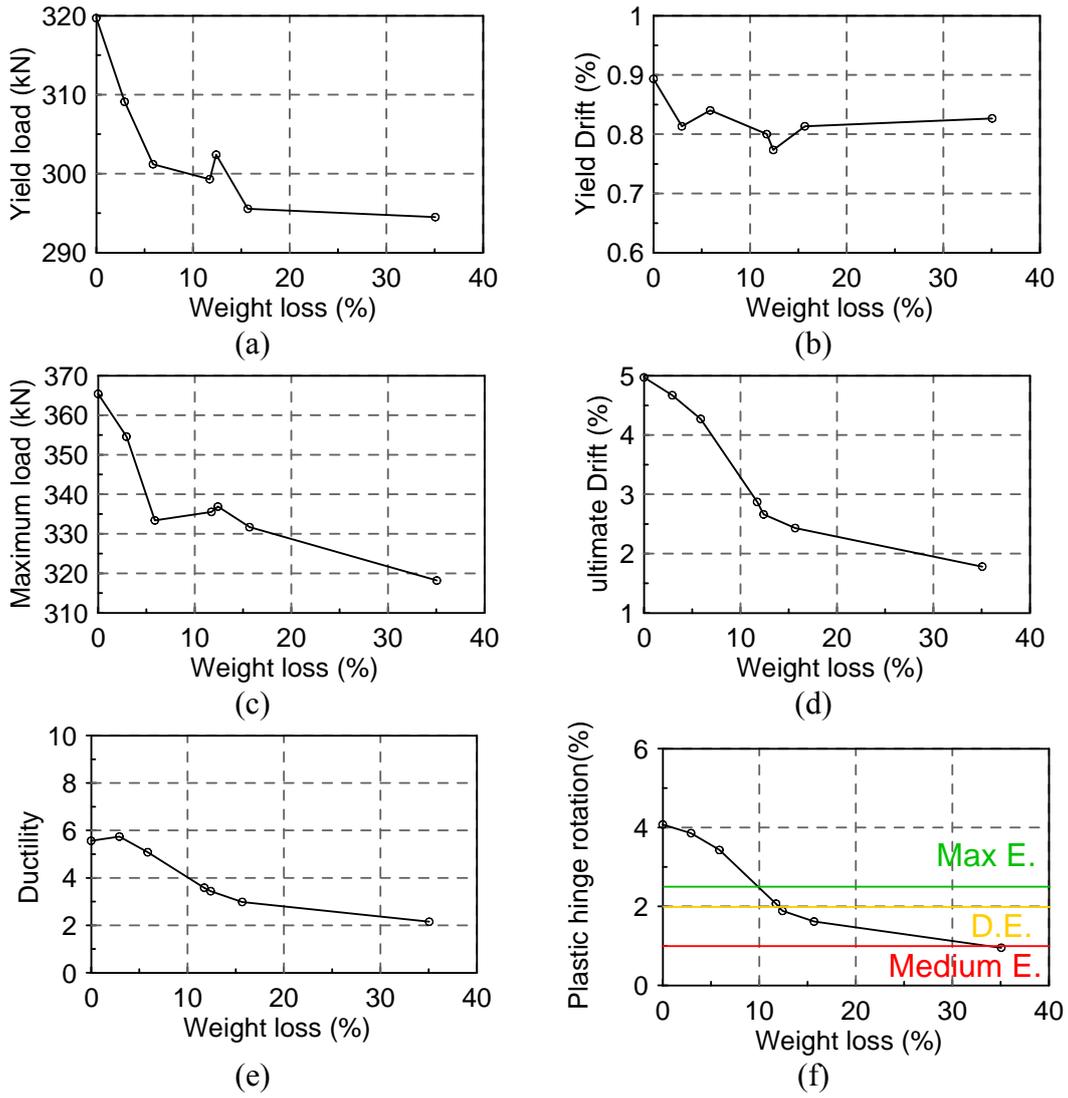


圖 3-64 試體橫向鋼筋重量損失率對耐震性能指標的影響：(a)降伏強度；(b)降伏位移；
(c)極限強度；(d)極限位移；(e)韌性；(f)塑性轉角

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

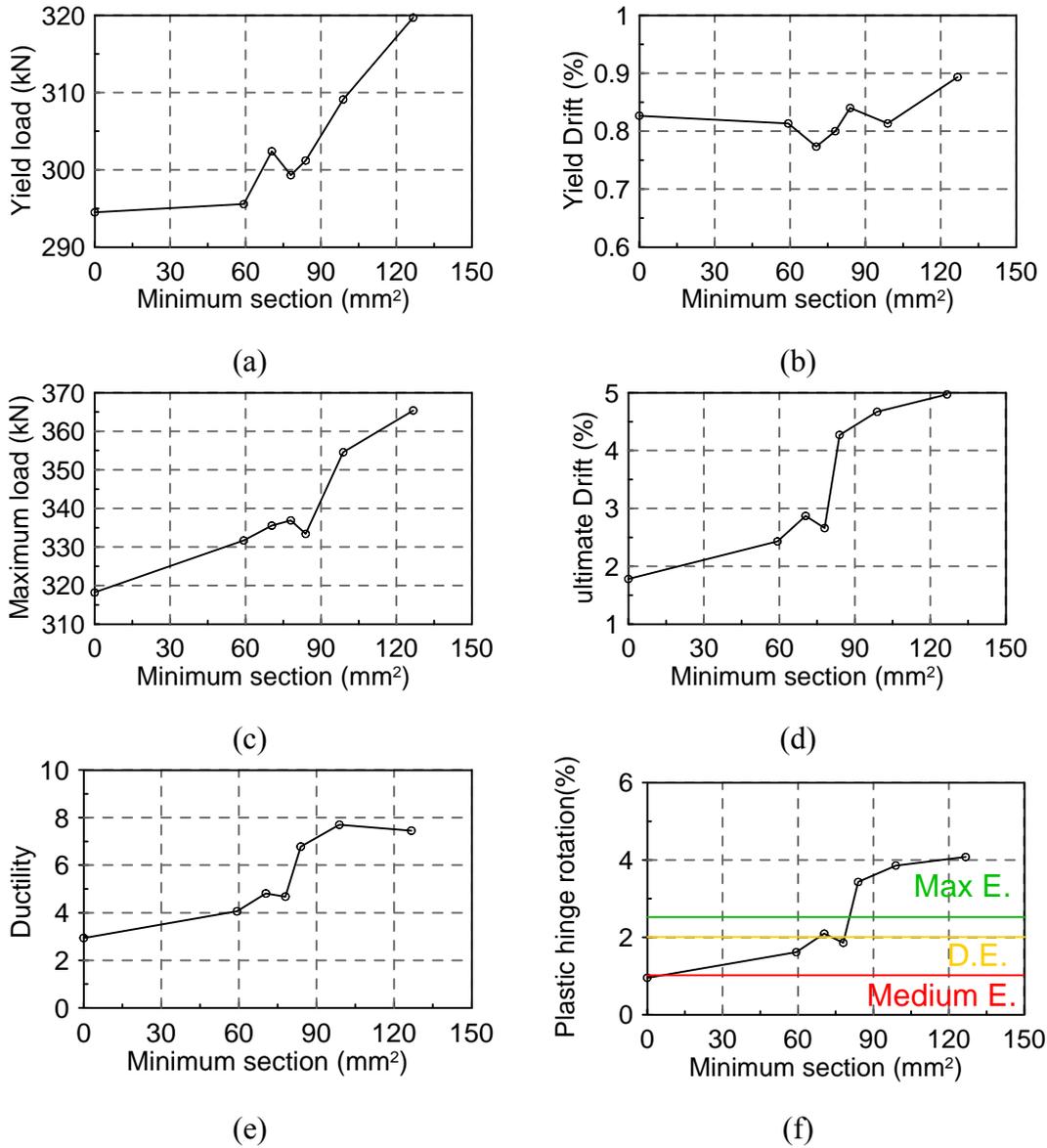


圖 3-65 試體橫向鋼筋腐蝕後最小斷面積對耐震性能指標的影響：(a)降伏強度；(b)降伏位移；(c)極限強度；(d)極限位移；(e)韌性；(f)塑性轉角

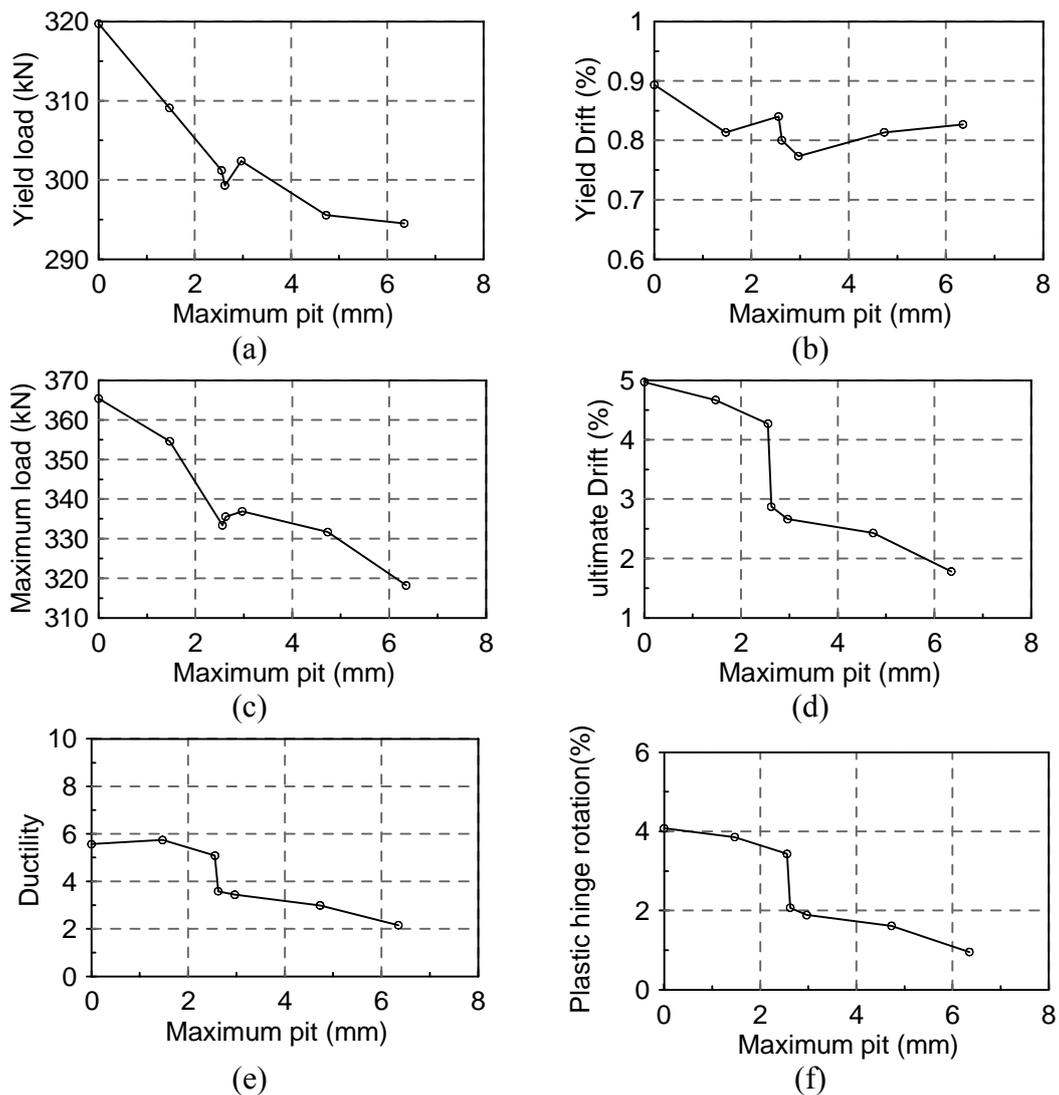


圖 3-66 試體橫向鋼筋最大孔蝕深度對耐震性能指標的影響：(a)降伏強度；(b)降伏位移；(c)極限強度；(d)極限位移；(e)韌性；(f)塑性轉角

表 3-26 試體腐蝕程度與耐震性能指標之關係

	Weight loss(%)		P_y (kN)	θ_y (%)	P_{max} (kN)	θ_u (%)	μ	θ_p (%)
B _t -0	0	+	321.7	0.99	362.31	4.98	5.05	3.99
		-	-317.7	-0.81	-368.48	-4.96	6.10	-4.15
		average	319.7	0.89	365.40	4.97	5.56	4.08
B _t -3	2.93	+	309.1	0.85	359.54	4.54	5.32	3.69
		-	-309.1	-0.77	-349.60	-4.79	6.19	-4.02
		average	309.1	0.81	354.57	4.67	5.74	3.86
B _t -6	5.87	+	300.5	0.81	343.36	4.18	5.14	3.37
		-	-301.9	-0.87	-323.39	-4.36	5.03	-3.49
		average	301.2	0.84	333.38	4.27	5.08	3.43
B _t -11	11.73	+	301.3	0.79	337.58	2.44	3.10	1.65
		-	-297.3	-0.80	-333.51	-3.29	4.11	-2.49
		average	299.3	0.80	335.54	2.87	3.59	2.07
B _t -12	12.4	+	299	0.87	321.76	2.37	2.73	1.5
		-	-305.8	-0.69	-352.00	-2.96	4.27	-2.27
		average	302.4	0.77	336.88	2.66	3.44	1.89
B _t -16	15.67	+	297.4	0.75	350.04	2.43	3.25	1.68
		-	-293.7	-0.89	-313.31	-2.53	2.83	-1.64
		average	295.55	0.81	331.68	2.43	2.99	1.62
B _t -35	35.06	+	296.3	0.91	322.01	1.76	1.94	0.85
		-	-292.7	-0.73	-314.35	-1.81	2.47	-1.08
		average	294.5	0.83	318.18	1.78	2.15	0.95

符號：降伏強度 P_y 、降伏位移 Δ_y 、極限位移 Δ_u 、韌性 μ 和塑性轉角 θ_p

伍、估計剩餘強度

混凝土預估剪力強度

(1) 保護層混凝土

在本次研究中，因橫向鋼筋腐蝕生成物向外膨脹而造成保護層混凝土產生裂縫的弱化。故在估計試體剩餘強度時，必須將保護層弱化考慮進去。保護層弱化計算方法可參考式 2-1 至~2-5，而保護層混凝土斷面計算公式如 3-5 式：

$$A_{cover} = (b \times c) + 2[c \times (d - c)] \quad (3-5)$$

其中：b=試體斷面寬度；c=保護層厚度；d=試體斷面有效深度

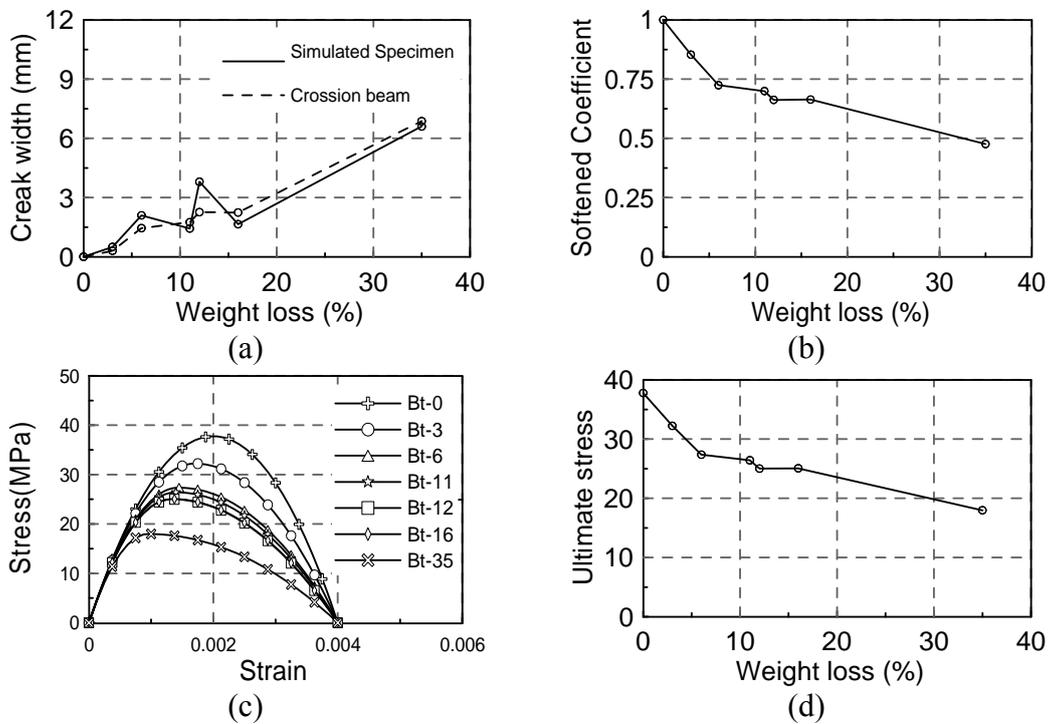


圖 3-67 腐蝕試體裂縫造成的保護層弱化：(a)：試體腐蝕裂縫總寬度；(b)軟化係數(c)模擬混凝土弱化後的應力應變曲線(d)模擬混凝土弱化後的極限應力

未腐蝕混凝土應力應變曲線計算公式如 3-6 式

$$\sigma_d = f_c \left[2 \left(\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (3-6)$$

其中， ε_0 =原始混凝土受壓最大應力所對應的應變，可取 0.002

表 3-27 混凝土保護層弱化強度

	全尺寸試體總裂縫寬度(mm)	軟化係數	軟化後極限應力(MPa)
B _T -0	0	1	37.77
B _T -3	0.3	0.8533	32.23
B _T -6	1.45	0.7244	27.36
B _T -11	1.5	0.6993	26.41
B _T -12	2.26	0.6621	25.01
B _T -16	2.24	0.6635	25.06
B _T -35	6.87	0.4759	17.97

(2) 核心混凝土

鋼筋腐蝕生成物因離子交換是向外傳遞而造成保護層被擠壓脹裂，故可估計內部核心混凝土不會受到腐蝕造成弱化。而核心混凝土斷面計算公式如 3-7 式：

$$A_{core} = (b - (2 \times c)) \times (d - c) \quad (3-7)$$

其中：b=試體斷面寬度；c=保護層厚度；d=試體斷面有效深度

在計算混凝土剪力強度時，因考慮試體主筋較粗會提高 V_c 強度。故在估計剪力強度時使用規範中之精確式，如 3-8 式：

$$V_c = (0.50\sqrt{f'_c} + 175\rho_w \frac{d}{a})b_w d \quad (3-8)$$

其中， ρ_w =鋼筋比； $\frac{a}{d}$ =長深比； b_w =斷面寬度； d =斷面有效深度

表 3-28 剩餘混凝土剪力強度貢獻預估

	保護層貢獻的 V_c (kN)	核心混凝土貢獻的 V_c (kN)	整體斷面的 V_c (kN)	損失強度 比(%)
B _t -0	45.82	91.20	137.03	0.00%
B _t -3	42.64	91.20	133.84	2.33%
B _t -6	39.60	91.20	130.80	4.54%
B _t -11	38.98	91.20	130.18	5.00%
B _t -12	38.04	91.20	129.24	5.68%
B _t -16	38.07	91.20	129.27	5.66%
B _t -35	32.86	91.20	124.06	9.46%

由圖 3-67 可發現，當橫向鋼筋腐蝕前期，保護層軟化後應力會急遽下降，而後期則是緩慢的遞減。

由表 3-28 可發現，因保護層斷面貢獻的混凝土斷面剪力強度只佔了整體斷面的 33%，故鋼筋腐蝕造成的保護層弱化到腐蝕後期甚至只剩未腐蝕強度 47%。整體混凝土剪力強度還是 82%。

橫向鋼筋預估剪力強度

1. 最小斷面計算方法：

一支腐蝕觀察試體內含六個腐蝕橫向鋼筋。首先尋找各腐蝕橫向鋼筋孔蝕最嚴重而造成頸縮的斷面，再使用由標尺量測此斷面的直徑三次並加以平均。本研究假設此平均直徑所計算出來的斷面積為此號橫向鋼筋最小斷面。當得到六支腐蝕橫向鋼筋的最小斷面後將其平均，此平均的最小斷面即為此腐蝕觀察試體的最小橫向鋼筋斷面。

2. 利用重量損失計算剩餘橫向鋼筋斷面方法：

量測腐蝕觀察試體內的六支橫向鋼筋腐蝕前和腐蝕後的重量，並加以計算可得到此腐蝕觀察試體的平均重量損失。接著假設腐蝕橫向鋼筋是均勻腐蝕。即可用 3-9 公式計算出橫向鋼筋腐蝕後的剩餘斷面。

$$A_{aver} = \frac{(W_0 - W_G)}{\rho_s \times L} \quad (3-9)$$

其中， A_{aver} 單位為 mm^2 ； ΔW_G =重量損失(g)； L =受腐蝕的長度(mm)； ρ_s =鋼筋密度 ($0.007869\text{g}/\text{mm}^3$)

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

3. 考慮重量損失及橫向鋼筋最小斷面方法：

因腐蝕試體保護層有著左右厚度不對稱的誤差，故在腐蝕後四周圍試體腐蝕面會有不均勻腐蝕的情況。也根據這個概念去假設：在試體受到反復載重時，左右的橫向鋼筋也因腐蝕不均勻而造成其中一邊橫向鋼筋斷裂，而另一邊橫向鋼筋因保護層混凝土的握裹保護而能持續提供剪力強度直到保護層混凝土剝落為止。其中一邊橫向鋼筋的斷面設定為重量損失的剩餘橫向鋼筋斷面；另一邊橫向鋼筋斷面設定為橫向鋼筋腐蝕造成頸縮的最小斷面。

表 3-29 鋼筋腐蝕情況紀錄

試體	重量損失率 (%)	最大孔蝕深度 (mm)	最小斷面積 (mm ²)	平均腐蝕斷面積 (mm ²)
B _t -0	0	0	126.67	126.67
B _t -3	2.94	1.47	98.85	122.35
B _t -6	5.86	2.56	83.91	118.00
B _t -11	11.73	2.62	70.45	109.34
B _t -12	12.4	2.97	77.98	108.41
B _t -16	15.67	4.73	59.29	103.51
B _t -35	35.06	6.35	0	74.86

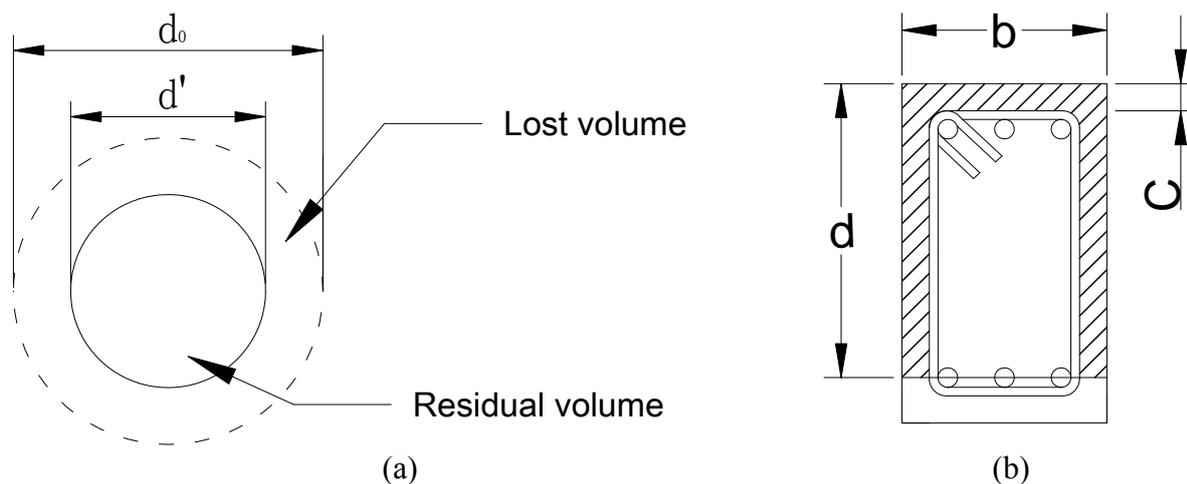


圖 3-68 估計段鋼筋混凝土剩餘強度示意圖：(a)重量損失計算剩餘橫向鋼筋斷面示意圖；
(b)混凝土剪力強度斷面分配示意圖

確認剩餘橫向鋼筋斷面積後代入 3-10 式可得到橫向鋼筋剩餘剪力強度

$$V_s = \frac{A_v f_{yr} d}{s} \quad (3-10)$$

其中， A_v = 橫向鋼筋距離 S 距離內之剩餘面積； f_{yr} = 鋼筋降伏強度； b_w = 橫向鋼筋間距；
 d = 斷面有效深度

表 3-30 剩餘橫向鋼筋剪力強度貢獻預估

	只考慮 A_{min} 對應的 V_s (kN)	考慮 A_{min} 及 W_G 對應的 V_s (kN)	只考慮 W_G 對應的 V_s (kN)
B _t -0	459.93	459.93	459.93
B _t -3	358.90	401.56	444.22
B _t -6	304.64	366.54	428.44
B _t -11	255.77	326.37	396.97
B _t -12	283.14	338.37	393.59
B _t -16	215.26	295.54	375.83
B _t -35	0.00	135.90	271.81

剩餘撓曲強度

在剩餘撓曲強度估計中，本研究將此試體材料性質套入到斷面分析軟體中而得：

考慮材料強度：

1. 1.25 倍的標稱鋼筋強度 (5250kgf/cm²)
2. 核心混凝土設定為無圍束強度時的混凝土強度(385kgf/cm²)
3. 變數為保護層弱化後強度

將此代入斷面分析軟體後得剩於撓曲強度。

表 3-31 剩餘撓曲強度預估

	只考慮保護層弱化對應的 Mn(kN)	損失強度比(%)
B _t -0	315.83	0.0%
B _t -3	312.33	1.1%
B _t -6	312.33	1.1%
B _t -11	309.00	2.2%
B _t -12	308.00	2.5%
B _t -16	308.00	2.5%
B _t -35	302.92	4.1%

剩餘剪力強度

剩餘斷面剪力強度公式如 3-11 式

$$V_n = V_c + V_s \quad (3-11)$$

其中， V_c 為剩餘混凝土剪力強度，可由 3-8 式求得； V_s 為剩餘橫向鋼筋剪力強度，可由 3-10 式求得。剩餘剪力強度之計算結果如表 3-32 與圖 3-69 所示。

由計算結果可知，將真實極限強度與三種剩餘剪力強度預估方法所得到之剩餘剪力強度做比較：只考慮腐蝕後橫向鋼筋最小斷面積對應的剩餘剪力強度，其腐蝕到橫向鋼筋重量損失 35% 對應之預估剩餘剪力強度只剩下 112kN。實際強度卻高達 318kN，故使用最小斷面積去預估剩餘剪力強度會顯得保守；若只考慮重量損失對應的剩餘剪力強度，其預估剪力強度則比實際強度還高，此估計方式會顯得不保守。若同時考慮重量損失與最小斷面積所估計剩餘剪力強度。則較接近實際強度。

表 3-32 剩餘剪力強度預估

	只考慮 A_{min} 對應的 V_n (kN)	考慮 A_{min} 及 W_G 對應的 V_n (kN)	只考慮 W_G 對應的 V_n (kN)
B _t -0	596.82	596.82	596.82
B _t -3	492.60	535.26	577.92
B _t -6	435.31	497.21	559.11
B _t -11	385.82	456.42	527.02
B _t -12	412.25	467.48	522.70
B _t -16	344.40	424.68	504.97
B _t -35	123.93	259.84	395.74

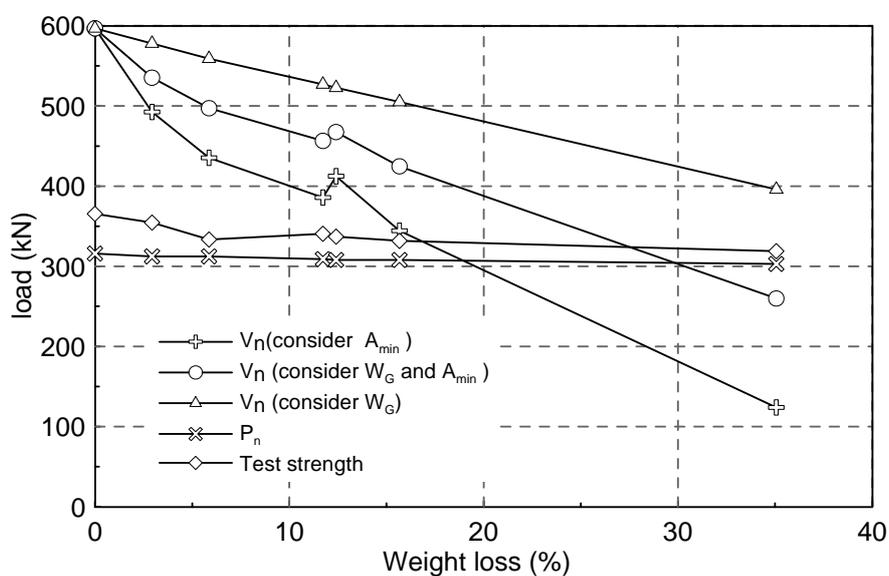


圖 3-69 剩餘剪力強度預估

第四章 腐蝕梁有限元素分析模型

第一節 分析方法

RC 結構物受外力作用，而內部鋼筋與混凝土產生相對應之受力行為，二維桁架模型之構成，是依力學理論將實體結構物簡化為二維桁架構件進行模擬分析，此方法不但可快速建模，還可以依鋼筋腐蝕區域做細部調整，便利且快速地對劣化 RC 結構物進行分析，本研究採用 ANSYS 有限元素分析軟體進行分析，主要目的為探討鋼筋腐蝕梁二維桁架分析之可行性研究，並用分析結果與足尺寸實驗比較討論。二維桁架模型之建模流程主要分成三要項，分別為桿件配置、桿件材料性質和桿件斷面積，如下所述：

壹、桿件名稱與配置

二維桁架模型之桿件建構，模型桿件主要可依材料性質分為混凝土桿件和鋼筋桿件兩大類，根據不同之力學性質和功能更可細分如下(如圖 4-1)：

混凝土桿件

混凝土桿件共分為撓曲、對角與拱桿件三類：

(1) 撓曲桿件

此類桿件主要模擬鋼筋外圍保護層對彎矩之抵抗機制，材料性質用無圍束混凝土材料性質模擬，桿件位置則與主筋重疊，可因受力情形細分為撓曲承拉桿件與撓曲承壓桿件。

(2) 對角桿件

此類桿件主要模擬受橫向鋼筋圍束之核心混凝土對剪力之抵抗機制，材料性質用圍束混凝土材料性質模擬，桿件位置則於核心混凝土區域，並與主筋呈 45 度與 135 度，依受力情形又可細分為對角承拉桿件與對角承壓桿件。

(3) 拱桿件

模擬構件內部鋼筋降伏後應力重分配之情形，材料性質用圍束混凝土抗壓性質模擬，桿件配置在結構負載處與支承處之路徑上，角度會依結構尺寸和承載位置而變動。

鋼筋桿件

配置時須將實際鋼筋量與間距依模型之網格尺寸換算為二維模型適用之等值鋼筋斷面而進行模擬。

(1) 主筋桿件

此類桿件主要模擬主筋抵抗彎矩作用，材料性質及位置與實際主筋相同，因為二維模型不考慮梁之寬度，所以須將實際結構斷面受拉或受壓區之主筋斷面積加總設定，依受力性質不同又可分為拉力筋桿件與壓力筋桿件。

(2) 橫向鋼筋桿件

橫向鋼筋桿件材料性質與實際橫向鋼筋相同，但因二維模型網格切割之節點位置無法與實際橫向鋼筋間距相互配合，本研究之模型將分別以 $d/2$ 、 $d/3$ 和 $d/6$ (d 為斷面高度) 為單位進行切割，而二維模型橫向鋼筋間距則需要分別改成 $d/2$ 、 $d/3$ 和 $d/6$ 或者為這些數值的倍數才能符合模型之節點位置，如此則需調整橫向鋼筋桿件斷面積以符合原橫向鋼筋設計，後續將會敘述如何將實際橫向鋼筋斷面積轉換為二維模型適用之等值橫向鋼筋桿件斷面積之方法。

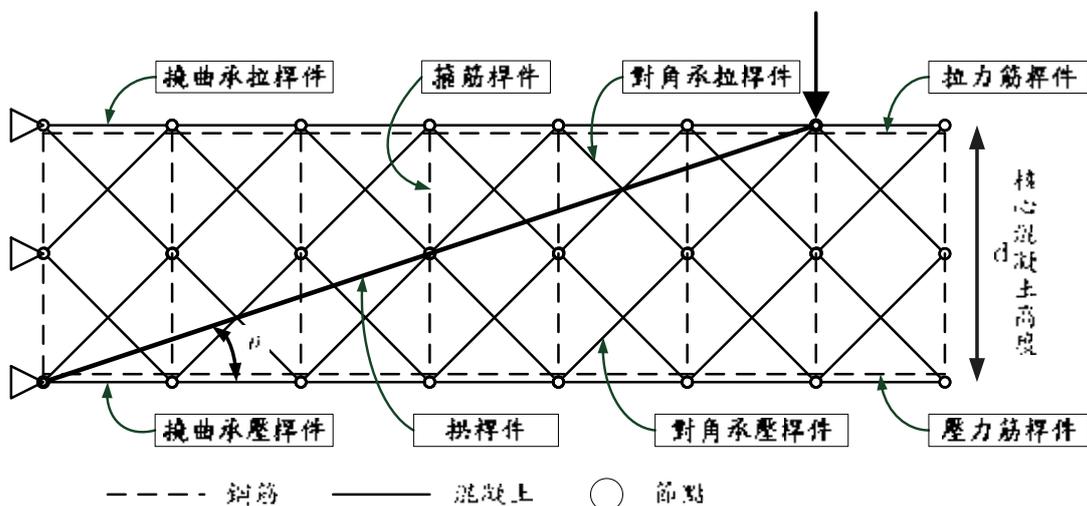


圖 4-1 各桿件配置與名稱示意圖

貳、材料性質設定

本節主要說各桿件所須輸入之材料性質，鋼筋可依其實際材料試驗所得之應力—應變曲線輸入，而混凝土部份則須依其有無圍束條件修正其抗壓之應力—應變曲線，如下分類：

(1) 撓曲承壓桿：

參考 1988 年 Mander、Priestley 與 Park 等人所提出之無圍束混凝土抗壓曲線，可參照文獻(Miki et al. 2004)。

(2) 對角承壓桿件與拱桿件：

參考 1988 年 Mander、Priestley 與 Park 等人所提出之圍束混凝土抗壓曲線，可參照文獻(Miki et al. 2004)。

(3) 撓曲承拉桿件與對角承拉桿件：

參考 1991 年 Okamura 與 Maekawa 所提出之混凝土抗拉曲線，可參照文獻(Miki et al. 2004)。

(4) 主筋桿件與橫向鋼筋桿件：

參考 1997 年 Fukuura 提出之雙線性鋼筋應力應變曲線，可參照文獻(Miki et al. 2004)。

參、各桿件斷面積計算

計算各桿件斷面積之參數符號如圖 4-2 所示，而換算使用之方程式則如表 4-1 所列。

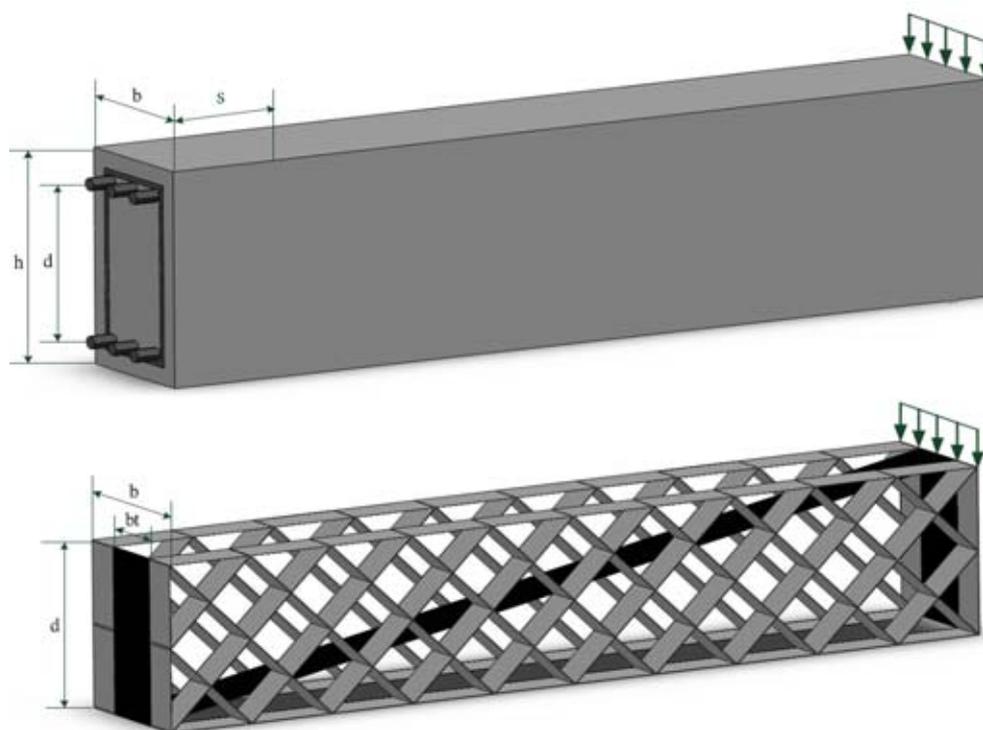


圖 4-2 參數符號示意圖

表 4-1 各桿件斷面積之計算方式

桿件種類	斷面積
撓曲桿件	$A_{flexure} = b(h-d) \cdot 2$
對角桿件	$A_{truss} = b(1-t) \frac{d}{2} \sin 45^\circ$
拱桿件	$A_{arch} = btd \cos \theta$
主筋桿件	$A_{steel} = \text{實際主筋之斷面積}$
橫向鋼筋桿件	$A_{trans} = \frac{A_{sw}}{s} \left(\frac{d}{2} \right)$
A_{sw} ：實際橫向鋼筋抗剪之斷面積、 s ：實際橫向鋼筋間距、 θ ：拱桿件的傾斜角、 t ：對角桿件與拱桿件之斷面比例關係。	

使用桿件斷面積公式(表 4-1)時，須先考慮輸入參數是否為定值，由圖 4-2 可知主筋斷面積、橫向鋼筋斷面積、 b 、 d 、 h 、 s 和 θ 皆為設計結構物尺寸且均為定值；僅用來分配對角桿件與拱桿件之面積比例 t 值與設計尺寸無關，無法直接判別。使用方程式時，先計算與 t 值無相關之桿件斷面積，如撓曲桿件、主筋桿件和橫向鋼筋桿件，再評估與 t 值相關之對角桿件與拱桿件之斷面積，以下為將介紹方程式之注意事項與使用方法：

(1) 撓曲桿件斷面積：

其值為 2 倍混凝土保護層厚度與構件寬度所圍成之面積。

(2) 主筋桿件斷面積：

其值為實際結構物主筋斷面積之總合，須分為拉力筋桿件與壓力筋桿件兩種。

(3) 橫向鋼筋桿件斷面積：

轉換方程式是以橫向鋼筋斷面積與橫向鋼筋間距之比例關係為理論而建立，如式 4-1 所示。

$$A_{sw}/s = A_{trans}/(d/2) \quad (4-1)$$

由上式可知二維桁架模型之橫向鋼筋桿件間距 $d/2$ 並非固定，使用者可以任意決定橫向鋼筋桿件擺設位置，但前提是要符合模型切割節點位置來擺放，模型配置完成並求出適合之桿件斷面積即可，而方程式中 A_{sw} 是代表實際橫向鋼筋抗剪之面積。

(4) 對角桿件斷面積：

以 $d/2$ 模型為例(如圖 4-3 所示)，將斜線區域之面積 $(bd(1-t)/2)$ 視為水平桿斷面積，而對角桿件之斷面積以 A_{truss} 來表示，最後將水平桿件斷面積等值到對角桿件上。

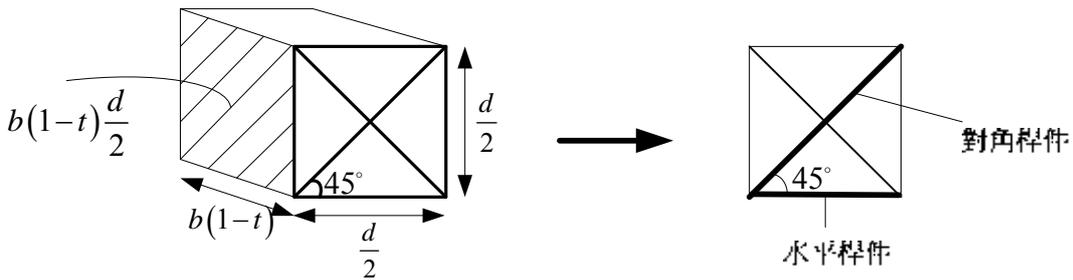


圖 4-3 對角桿件斷面積之推導示意圖

$$\text{水平桿件 } b(1-t) \frac{d}{2} \times \frac{d}{2} \text{ (斷面積} \times \text{桿件長度)} \quad (4-2)$$

$$\text{對角桿件 } A_{truss} \times \frac{d}{2} \frac{1}{\sin 45} \text{ (斷面積} \times \text{桿件長度)} \quad (4-3)$$

將以上兩桿件公式等值後，經過化簡即可得到對角桿件斷面積方程式

$$A_{truss} = b(1-t) \frac{d}{2} \sin 45^\circ \quad (4-4)$$

由以上推倒過程可知，方程式中 $d/2$ 並非定值，會依模型對角桿件劃分程度而改變。

(5) 拱桿件斷面積

拱桿件斷面積公式之推導過程與對角桿件相似(如圖 4-4 所示)，但拱桿件是不須考慮模型對角桿件之劃分細度。

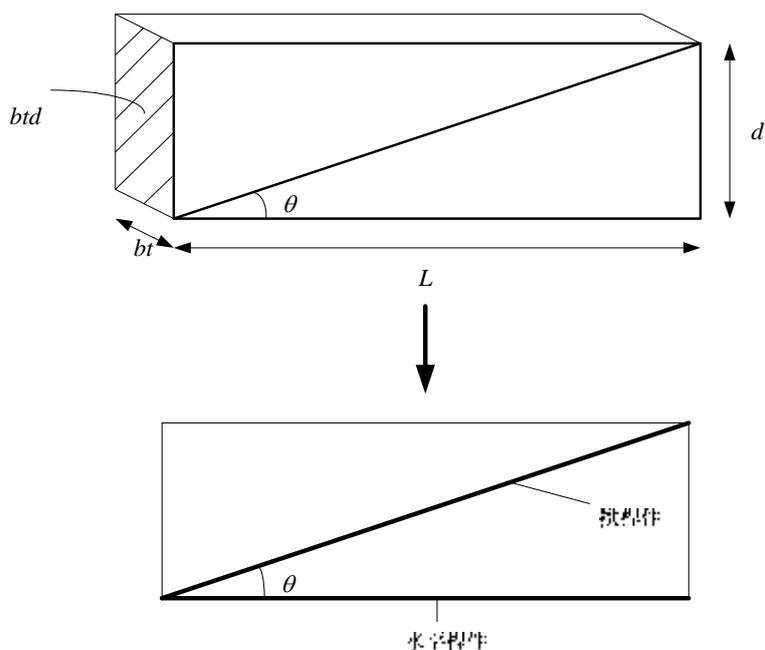


圖 4-4 拱桿件斷面積之推導示意圖

$$\text{水平桿件 } btd \times L \text{ (斷面積} \times \text{桿件長度)} \quad (4-5)$$

$$\text{拱桿件 } A_{arch} \times L \frac{1}{\cos \theta} \text{ (斷面積} \times \text{桿件長度)} \quad (4-6)$$

將以上兩桿件等值化簡，可得到對角桿件斷面積之推算公式

$$A_{arch} = btd \cos \theta \quad (4-7)$$

將上述五種桿件斷面積計算完成後，須由表 4-1 所示公式決定 t 值，依圖 4-2 可知 t 值決定對角桿件與拱桿件斷面積之比例關係，當 t 值接近 0，拱桿件斷面積就會很小，而對角桿件斷面積就會相當大；相對的當 t 值接近 1 時，對角桿件斷面積值就會相當小，而拱桿件的斷面積增大，為決定模擬結構物之 t 值，本研究採取以下步驟來進行評估：

- (1) 先計算出撓曲桿件、主筋桿件、橫向鋼筋桿件之斷面積。
- (2) 將 t 值取 0.1、0.2、0.3 至 0.9 代入方程式，計算出不同 t 值下對角桿件和拱桿件之斷面積。
- (3) 用 ANSYS 建模，將對應的桿件面積和材料性質匯入各桿件中，隨著 t 值的變化，對角桿件和拱桿件斷面積一共有 9 組，最後會建出 9 組二維桁架模型。
- (4) 將每個模型在受力位置給予極小位移(本研究採用 0.1mm)，使結構體在彈性階段，

並求出該點上的反力值(共 9 組)。

- (5) 依線彈性變形理論，計算極小位移(本研究採用 0.1mm)下該點之反力值。
- (6) 再將求得之反力值與 ANSYS 求得之 9 種反力值進行比較，其中反力值最接近之模型，即是適合模擬結構物之二維桁架模型，其 t 值即為所求。

肆、鋼筋腐蝕因素

本文以鋼筋發生腐蝕之區域進行分類，分為主筋腐蝕模型與橫向鋼筋腐蝕模型兩種，並進行可行性分析。

主筋腐蝕模型

主筋發生腐蝕不僅造成降伏強度與彈性模數降低，更會造成鋼筋與混凝土間握裹力減少，嚴重影響結構物抵抗外力之容量，RC 梁撓曲行為達極限狀態時，拉力區混凝土開裂至中性軸，梁斷面主要靠拉力鋼筋來承受拉應力，受壓區則由壓力鋼筋跟混凝土一同分擔，故拉力筋腐蝕會對結構物造成較大的影響，而壓力筋與混凝土一起受壓，故不考慮腐蝕造成之影響，因此於建立二維腐蝕梁桁架模型時，需了解結構體之受力型態，確認拉力鋼筋位置，並將腐蝕性質匯入拉力鋼筋當中進行模擬，如圖 4-5 所示：

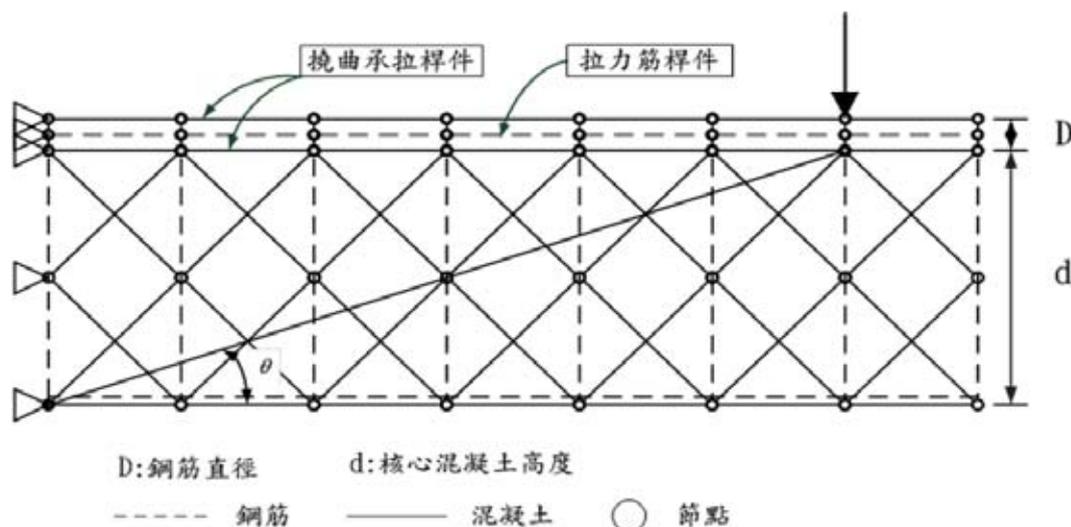
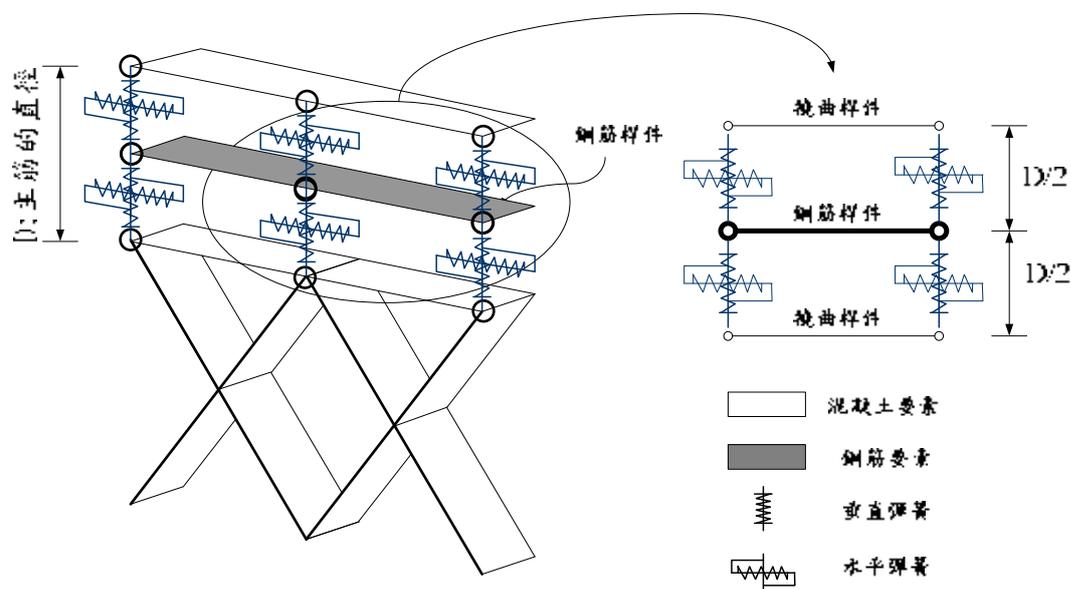


圖 4-5 主筋腐蝕模型

本研究用 Combin39 彈簧元素(須列文獻)模擬拉力鋼筋與混凝土之間因握裹力失效所產生之滑移作用，先將二維桁架模型之撓曲桿件分成上下兩等份，將鋼筋桿件設置在此兩等份撓曲桿件中間，由於撓曲桿件是一分為二，故桿件斷面積也需減半，桿

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

件間距以主筋直徑定義，如此一來彈簧元素即可置入撓曲桿件與鋼筋桿件之間並進行模擬腐蝕滑移效果，如圖 4-6 所示



模擬腐蝕滑移彈簧使用 Combin39 元素模擬，依照作用方向可分為垂直彈簧與水平彈簧兩部分：

(1) 垂直彈簧：

使用 ANSYS 分析時，為了使模型運算容易收斂，勁度建議使用極大值。

(2) 水平彈簧：

根據文獻所示之腐蝕率滑移理論配置材料性質，為了配合 Combin39 元素之輸入參數，須將彈簧應力-應變關係乘上受力面積與鋼筋半徑，進而轉換為力-位移之關係曲線，如圖(RC 樑主筋剖視圖)即是應力所需乘上之受力面積。

(3) 撓曲拉力桿件：

分成上下兩段，桿件斷面積要減半。

(4) 拉力鋼筋桿件：

鋼筋隨著腐蝕重量百分率增加，腐蝕後降伏強度和彈性模數會降低，故此兩參數要根據文獻所示公式調整。

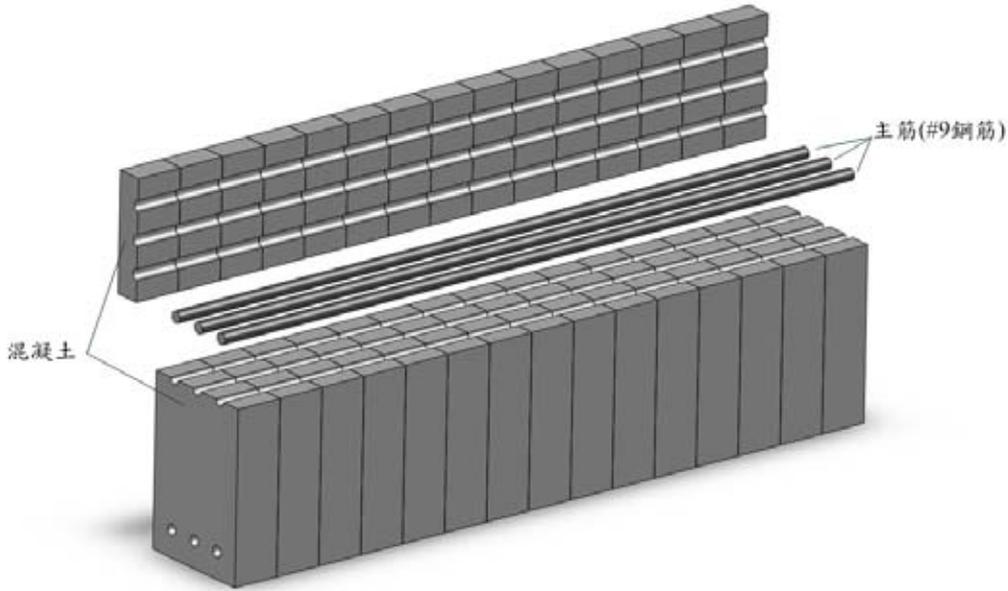


圖 4-7 RC 樑主筋剖視圖(參照 d/3 模型)

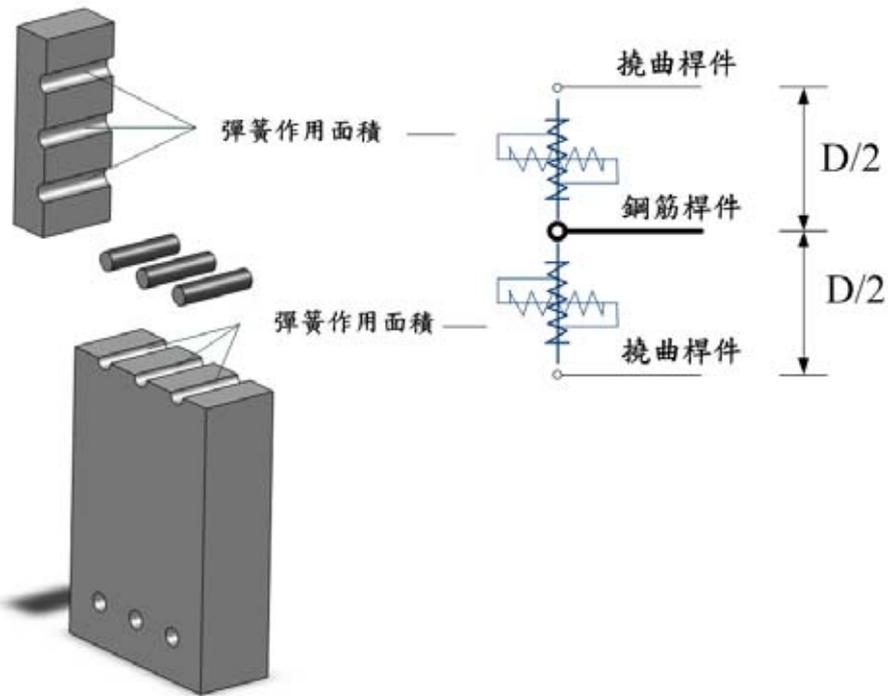


圖 4-8 彈簧作用面積示意圖

橫向鋼筋腐蝕模型

橫向鋼筋腐蝕模型與一般模型之桿件位置完全相同，但橫向鋼筋桿件降伏強度與彈性模數須依腐蝕程度進行折減，而對角承壓桿件之圍束混凝土抗壓強度亦會下降。主要因為 Mander 圍束混凝土曲線是由梁斷面積與橫向鋼筋降伏強度求得，當橫向鋼

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

筋腐蝕降伏強度折減，同時亦造成圍束力下降，因此，圍束混凝土強度也須做對應之變更，圖 4-9 是示意圖：

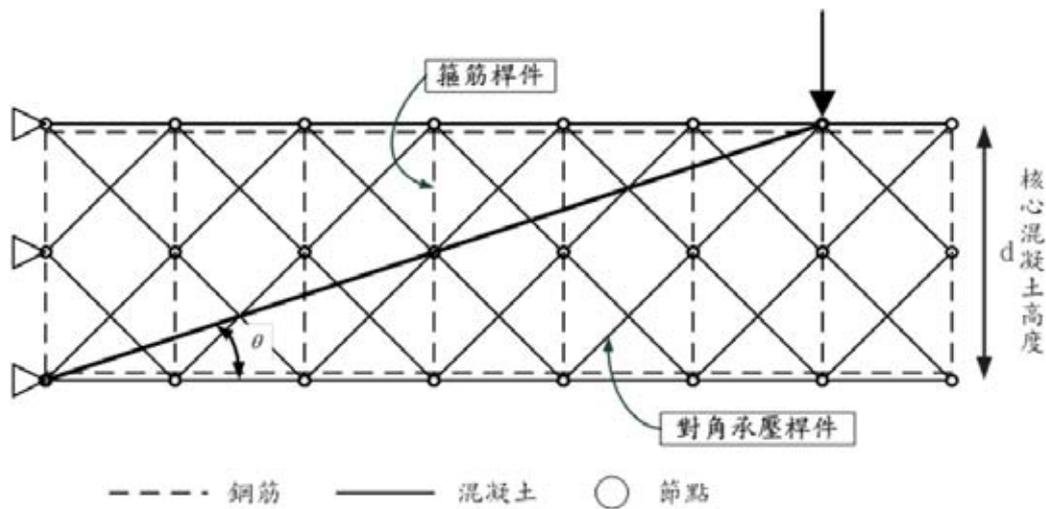


圖 4-9 橫向鋼筋腐蝕模型

(1) 橫向鋼筋桿件：

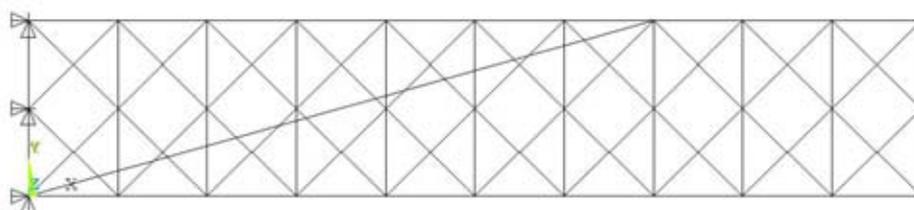
鋼筋隨著腐蝕重量百分率的增加，降伏強度和彈性模數會降低，故此兩參數須根據文獻所示公式調整。

(2) 對角承壓桿件：

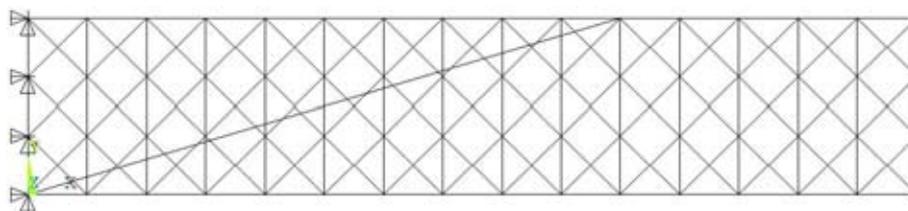
Mander 圍束混凝土抗壓強度會隨著橫向鋼筋腐蝕率增加而減弱。

伍、二維桁架模型

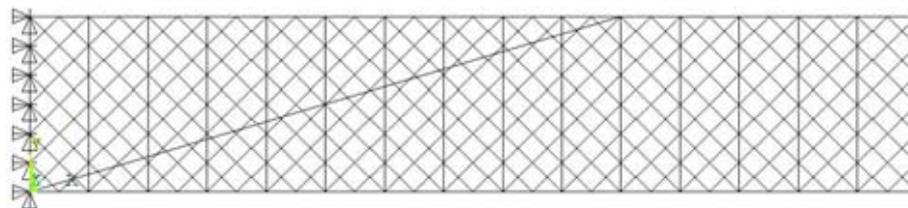
本文使用三種模型進行分析比較，而二維桁架模型以網格細度分類如圖4-10所示，可分為 d/2、d/3 和 d/6 模型。



d/2 一般模型



d/3 一般模型



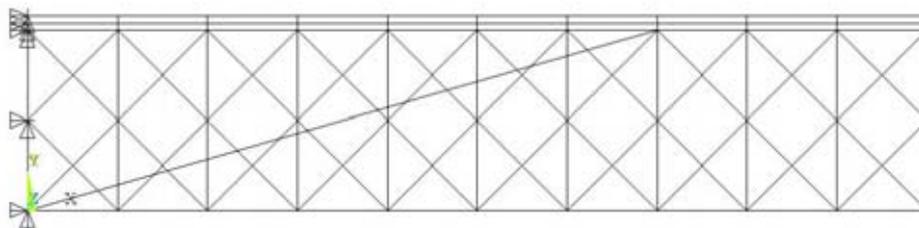
d/6 一般模型

圖 4-10 ANSYS 二維桁架模型

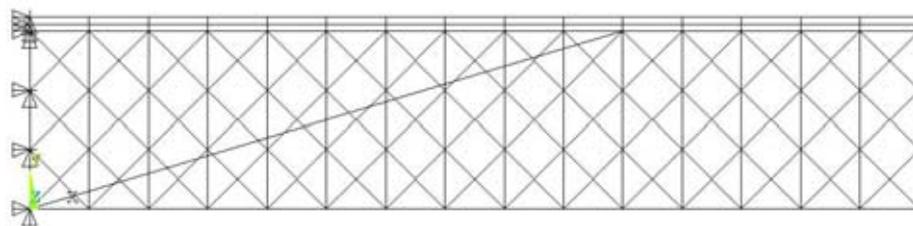
含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

二維桁架主筋腐蝕模型

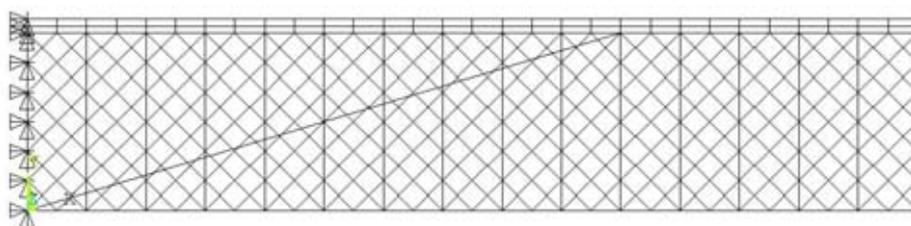
二維桁架主筋腐蝕模型如圖 4-11 所示，可分為 $d/2$ 、 $d/3$ 和 $d/6$ 模型。



$d/2$ 主筋腐蝕模型



$d/3$ 主筋腐蝕模型

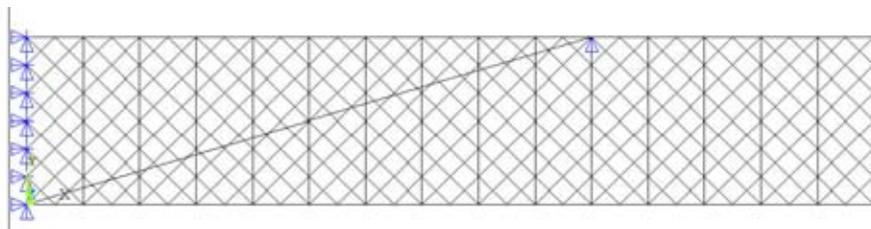


$d/6$ 主筋腐蝕模型

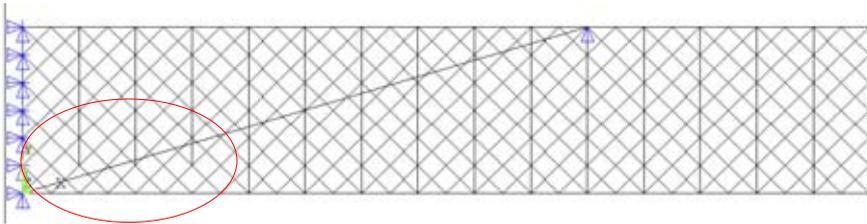
圖 4-11 ANSYS 二維桁架模型

第二節 模型驗證

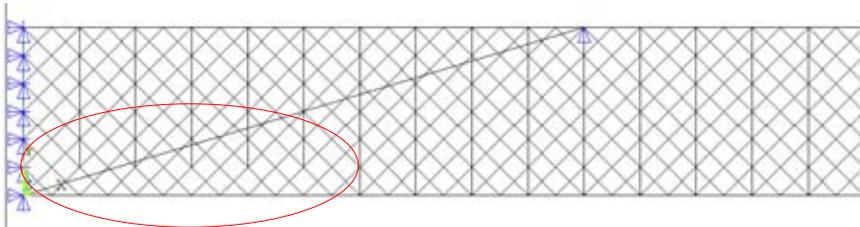
為了解二維桁架模型於腐蝕梁之可行性，本節將分析結果與腐蝕試體之實驗資料進行比較，試體相關資料含材料試驗結果可參考本報告第三章。目視實驗試體前 4 根橫向鋼筋有嚴重之集中腐蝕發生，故分析時除設定橫向鋼筋均勻腐蝕條件外，並將此集中腐蝕區域之橫向鋼筋桿件取消，模擬橫向鋼筋斷裂情形(如圖 4-12 所示)。分析模型中使用之鋼筋與混凝土性質則如圖 4-13 與 4-14 所示。分析結果則如圖 4-15、4-16 及 4-17 所示。本研究亦將各曲線之最大受力位置與受力極限值(定義最大受力值 80% 處為結構破壞點)列表進行比較，如表 4-2、4-3、4-4 及 4-5 所示。



6 根橫向鋼筋均勻腐蝕進行分析，無橫向鋼筋斷裂



6 根橫向鋼筋均勻腐蝕，前 4 根橫向鋼筋斷裂進行分析



6 根橫向鋼筋均勻腐蝕，前 6 根橫向鋼筋斷裂進行分析

圖 4-12 二維桁架模型(含橫向鋼筋斷裂)

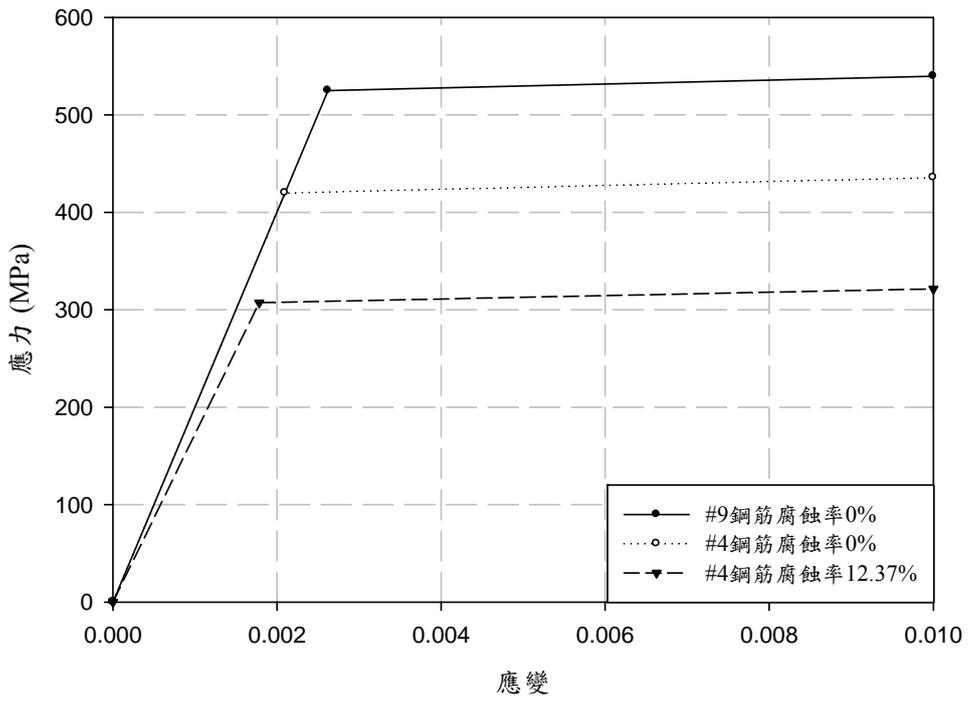


圖 4-13 鋼筋之應力-應變曲線

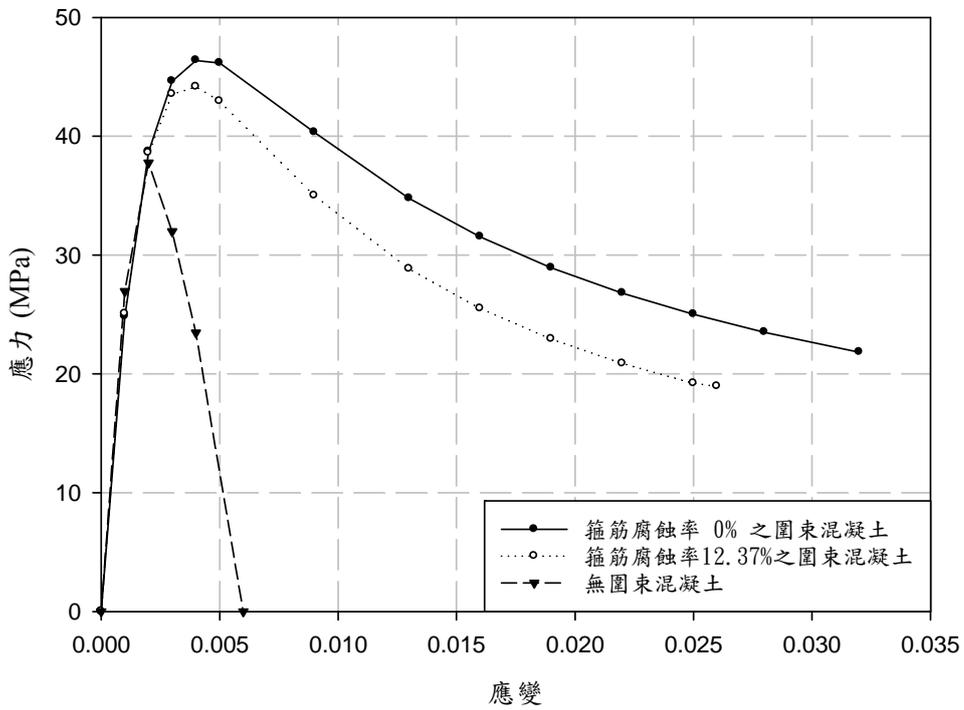


圖 4-14 混凝土抗壓之應力-應變曲線

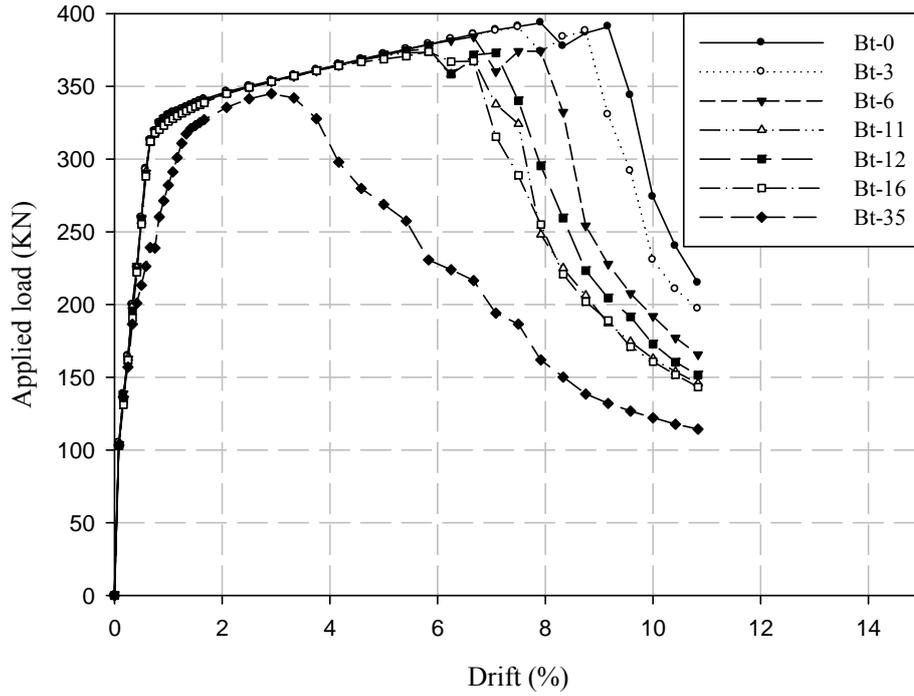


圖 4-15 以 6 根橫向鋼筋均勻腐蝕，無橫向鋼筋斷裂設定之力量-位移曲線

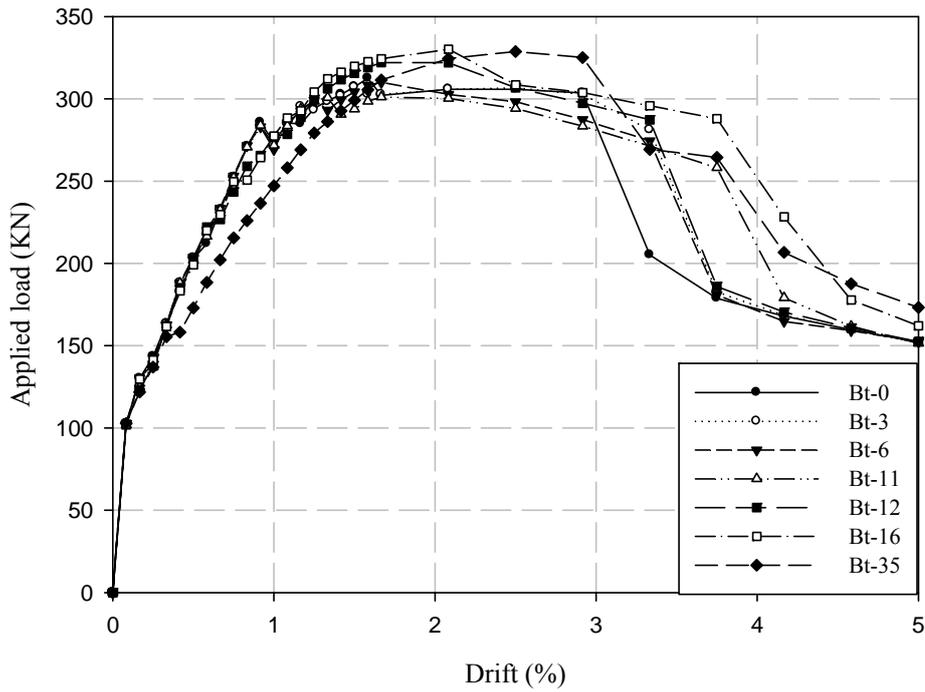


圖 4-16 以 6 根橫向鋼筋均勻腐蝕，前 4 根橫向鋼筋斷裂設定之力量-位移曲線

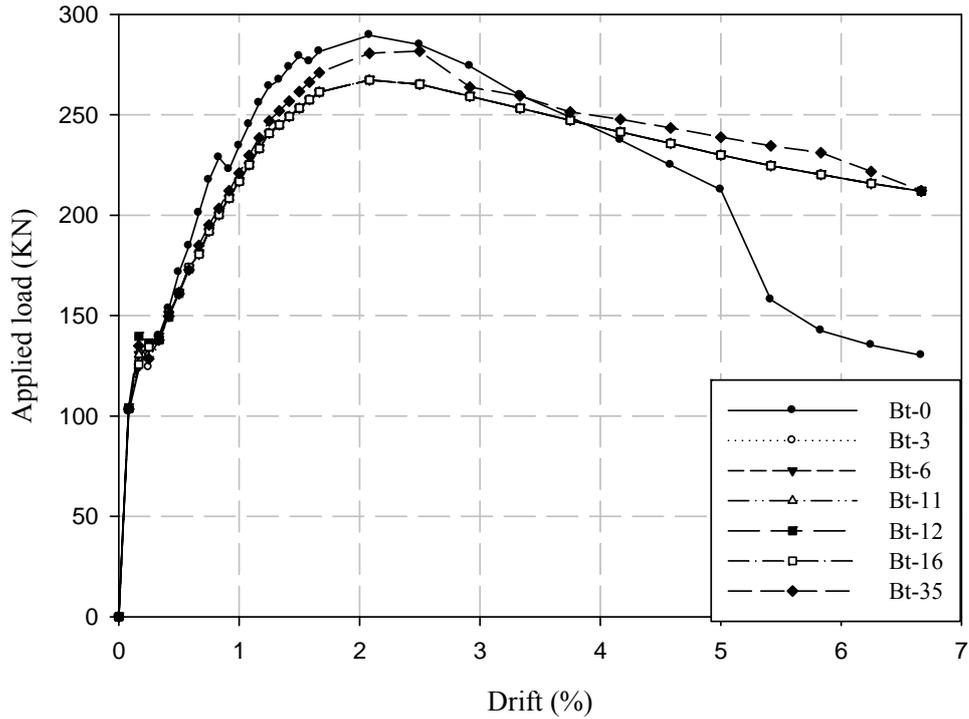


圖 4-17 以 6 根橫向鋼筋均勻腐蝕，前 6 根橫向鋼筋斷裂設定之力量-位移曲線
(圖中 Bt-3、Bt-6、Bt-11、Bt-12、Bt-16 之曲線重疊)

表 4-2 試驗之遲滯包絡線

	受力最大值 (kN)	最大 Drift (%)	受力極限值 (kN)	極限 Drift (%)
Bt-0	362.31	3.01	289.85	4.98
Bt-3	359.54	3.98	287.63	4.54
Bt-6	343.36	3.00	274.69	4.18
Bt-11	347.47	1.00	277.98	2.44
Bt-12	321.76	1.01	257.41	2.37
Bt-16	350.04	1.00	280.03	2.34
Bt-35	322.01	1.52	257.61	1.76

表 4-3 以 6 根橫向鋼筋均勻腐蝕進行分析，無橫向鋼筋斷裂設定

	受力最大值 (kN)	最大 Drift (%)	受力極限值 (kN)	極限 Drift (%)
Bt-0	393.63	7.92	314.90	9.76
Bt-3	390.48	7.50	312.38	9.36
Bt-6	384.13	6.67	307.30	8.47
Bt-11	373.33	5.83	298.66	7.64
Bt-12	375.70	5.83	300.56	7.87
Bt-16	373.86	5.83	299.09	7.34
Bt-35	344.99	2.92	275.99	4.73

表 4-4 以 6 根橫向鋼筋均勻腐蝕，前 4 根橫向鋼筋斷裂設定

	受力最大值 (kN)	最大 Drift (%)	受力極限值 (kN)	極限 Drift (%)
Bt-0	312.48	1.58	249.98	3.14
Bt-3	307.02	1.50	245.61	3.48
Bt-6	309.93	1.67	247.94	3.45
Bt-11	301.05	1.67	240.84	3.84
Bt-12	322.02	1.67	257.62	3.46
Bt-16	330.06	2.08	264.05	3.92
Bt-35	328.73	2.50	262.98	3.76

表 4-5 以 6 根橫向鋼筋均勻腐蝕，前 6 根橫向鋼筋斷裂設定

	受力最大值 (kN)	最大 Drift (%)	受力極限值 (kN)	極限 Drift (%)
Bt-0	289.63	2.08	231.70	4.36
Bt-3	267.30	2.08	213.84	6.46
Bt-6	267.30	2.08	213.84	6.46
Bt-11	267.30	2.08	213.84	6.46
Bt-12	267.30	2.08	213.84	6.46
Bt-16	267.30	2.08	213.84	6.46
Bt-35	281.68	2.50	225.35	6.09

前 6 根橫向鋼筋均勻腐蝕模型，降伏位置與包絡線相近，且隨著橫向鋼筋腐蝕率之增加結構破壞越早發生。前 4 根橫向鋼筋斷裂模型，無論最大值或是破壞點皆無特別規律，但曲線漸漸趨近一致。前 6 根橫向鋼筋斷裂模型，可看出除了 Bt-0 與 Bt-35 之外，其他腐蝕率之模型曲線幾乎一致，代表結構體前 6 根橫向鋼筋是控制力量-位移曲線之主要因素。以模擬試體之分類比較如圖 4-18、4-19、4-20、4-21、4-22、4-23 及 4-24 所示。

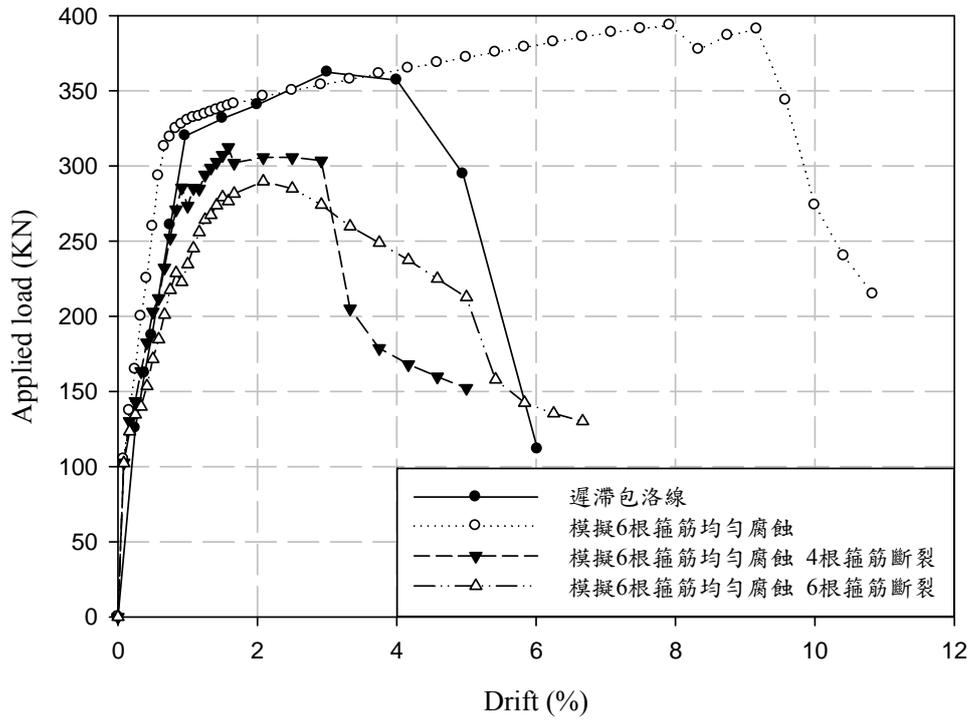


圖 4-18 Bt-0 之分析結果

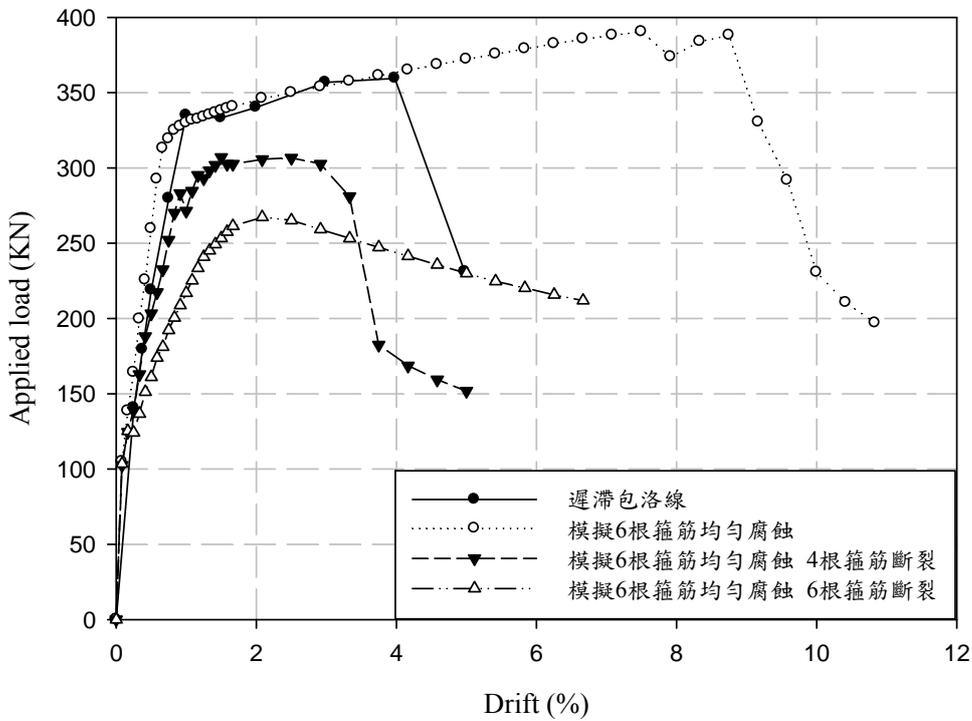


圖 4-19 Bt-3 之分析結果

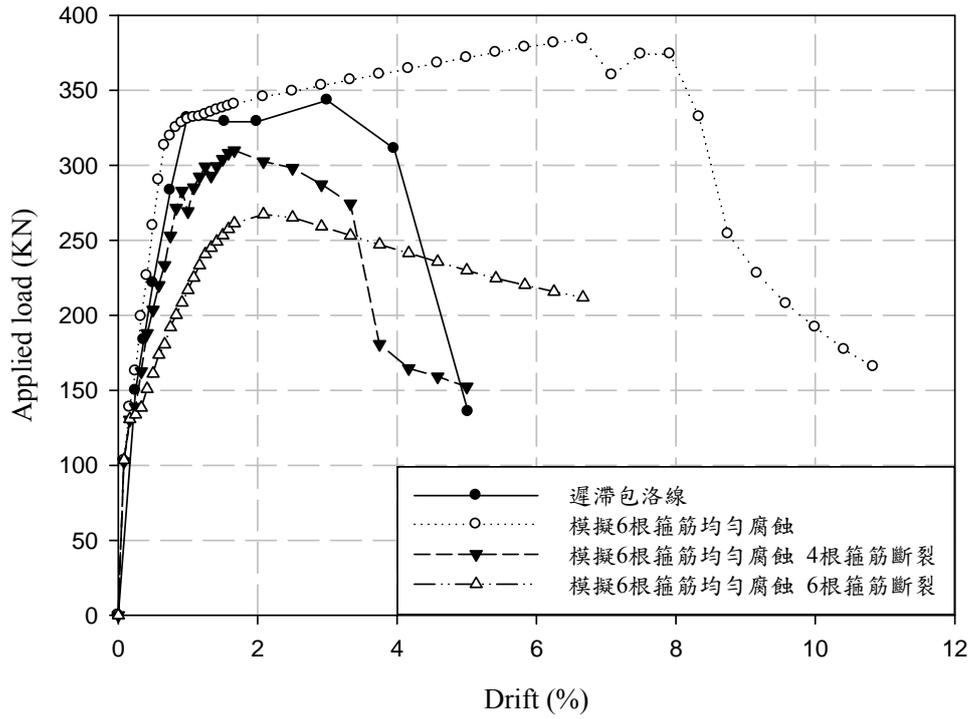


圖 4-20 Bt-6 之分析結果

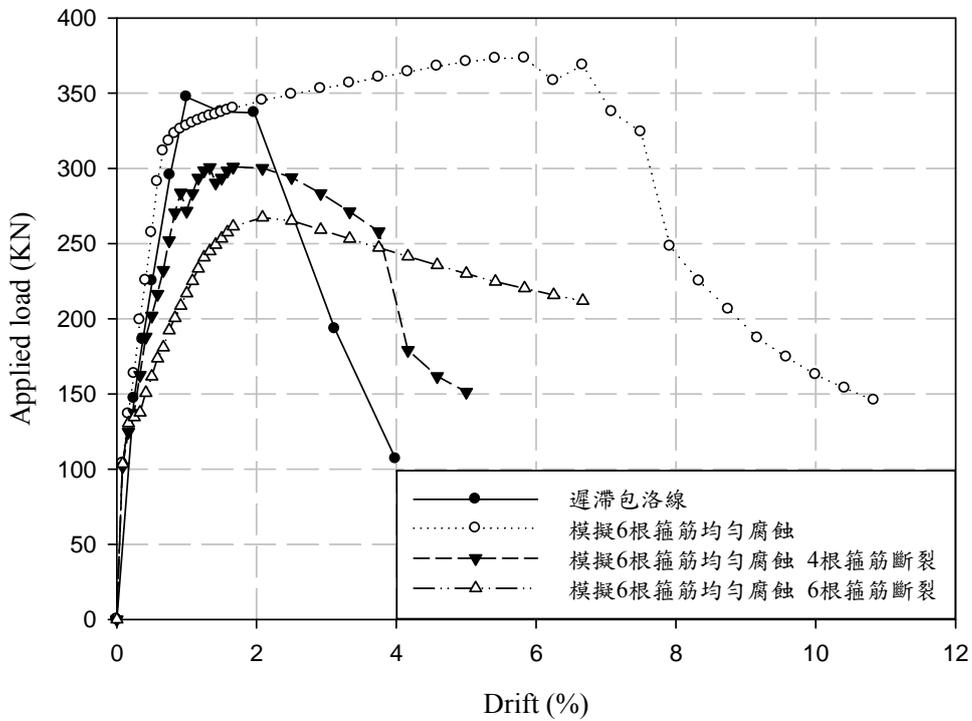


圖 4-21 Bt-11 之分析結果

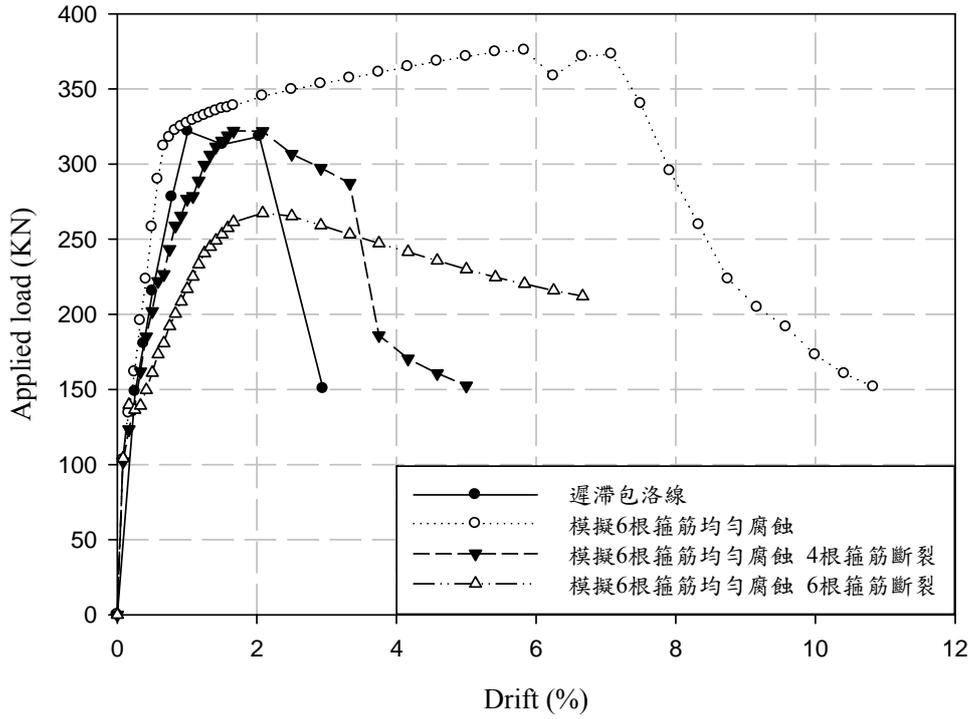


圖 4-22 Bt-12 之分析結果

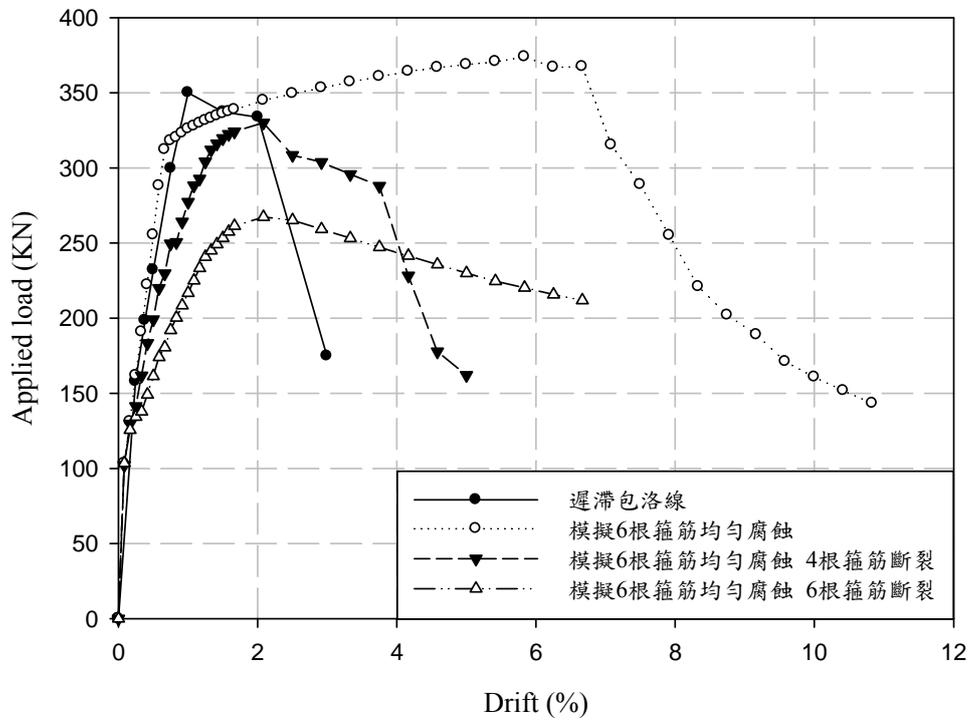


圖 4-23 Bt-16 之分析結果

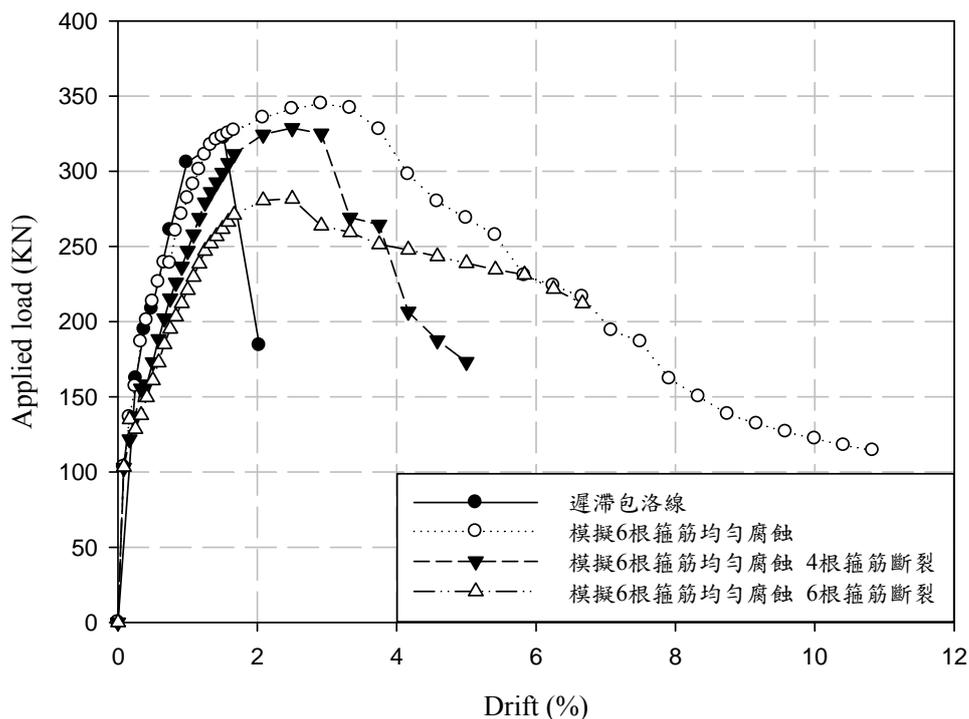


圖 4-24 Bt-35 之分析結果

當橫向鋼筋使用平均重量減少率時所得之力量-位移曲線明顯高於實驗值，若依實際之腐蝕試驗觀察結果修正橫向鋼筋腐蝕狀態，且將橫向鋼筋斷裂處之對應模擬桿件移除，所得之結果與實驗值較為接近。其中，又以 4 根橫向鋼筋拉斷之模擬與實驗 Bt-12 結果最為相符，雖曲線下降部份仍有些許差異，但整體趨勢尚稱符合。試體破壞模式是以橫向鋼筋斷裂或保護層與核心混凝土軟化所導致。橫向鋼筋使用平均重量減少率之所得力量-位移曲線明顯高於實驗包絡線之原因有三點：

- 甲、分析模型中鋼筋之應力-應變曲線無設置破壞點，以致 d/6 模型產生桿件不規折變型才出現下降斷。
- 乙、實驗試體以反復載重進行模擬，混凝土開裂產生軟化使得試體提早破壞。
- 丙、試體之橫向鋼筋腐蝕位置與減少量難以掌握。若能輸入鋼筋之完整應力-應變曲線與準確定量局部腐蝕，此模擬方式將能有進一步之突破。

綜合以上，本研究已發展能考慮鋼筋腐蝕之有限元素分析方法，並藉由試驗證明其可行性，未來亦作為詳細耐震能力評估參考之用

第五章 以腐蝕速率變化推估鋼筋腐蝕量

影響鋼筋混凝土構件壽命的因子很多，本研究僅針對鋼筋腐蝕對性能的折減來探討其生命週期。為建立腐蝕梁的生命週期曲線，前提之一即是建立監測鋼筋混凝土腐蝕的方式。然而，決定混凝土中的鋼筋腐蝕速率及腐蝕量並不容易，因此本研究針對目前常見的腐蝕量測技術包括開路電位法及直流極化法來探討鋼筋腐蝕機率、速率與實際重量損失之間的相關性，最後再結合前述性能評估的結果提出建立腐蝕梁生命週期曲線的方法。

自然環境下，鋼筋混凝土建築構件之腐蝕速率緩慢，不易於本研究時程內實施所提出之非破壞性量測方法來長期獲得試驗數據。因此，本研究利用加速鋼筋腐蝕的方式來量測鋼筋之腐蝕速率，希望藉由此非破壞性檢測所得之腐蝕速率來推求腐蝕量。除此之外，再比較所計算之腐蝕量與實際重量損失量，以評估該非破壞性腐蝕量測法的適用性。

本研究第一部份的縮尺寸試驗係先將鋼筋浸泡於 3.5 % 的氯化鈉水溶液中以加速腐蝕，於不同浸泡時間後量測鋼筋之腐蝕速率變化，並將結果對時間積分來推算鋼筋的腐蝕量，並比較實際重量損失量，據此評估由腐蝕速率推算腐蝕量的可靠性。於第二部份的足尺寸試驗時，以前述章節中的梁結構構件浸泡於 5 % 的氯化鈉水溶液中並通電加速腐蝕，於不同通電時間下量測鋼筋之腐蝕速率變化，並同樣地將結果對時間積分來推算鋼筋的腐蝕量，此方式預期較縮尺試驗更能適用於現地量測。

第一節 腐蝕速率試驗

壹、試驗材料

本試驗所使用之材料包括竹節鋼筋、氯化鈉及氯化鉀，各組成材料之來源及基本性質如下：

- (1) 竹節鋼筋-本實驗所使用之鋼筋為東和鋼鐵所提供之竹節鋼筋，主要化學成分與機械性質如表 5-1 及表 5-2 所示。

表 5-1 鋼筋化學成分(資料來源：東和鋼鐵)

名稱	C max(%)	Mn max(%)	P max(%)	S max(%)	Si max(%)	C.E. max(%)
SD420W	0.3	1.5	0.04	0.04	0.5	0.55

表 5-2 鋼筋機械性質(資料來源：東和鋼鐵)

鋼筋種類	降伏強度 (N/mm ²)	抗拉強度 (N/mm ²)	實際抗拉強度/ 實際降伏強度	試片	伸長率(%)	彎曲角度	彎曲直徑
SD420W	420-540	550 以上	1.25 以上	2 號 14A 號	12 以上 13 以上	180°	標稱直徑之 3 倍 (D10-D16) 標稱直徑之 4 倍 (D19-D25) 標稱直徑之 6 倍 (D29 以上)

- (2) 氯化鈉(NaCl)-本試驗使用之氯化鈉為臺鹽實業股份有限公司所生產的高級精鹽，氯化鈉含量 99.5 % 以上，碘酸鉀 20~35 ppm，用於鋼筋混凝土電化學腐蝕量測之電解液。
- (3) 氯化鉀 (KCl) -本試驗所使用Nacalai Tesque公司所生產試藥級的氯化鉀，用於飽和甘汞電極之電解液及保存液。

貳、試驗設備

(1) 恆電位恆電流儀

本試驗所使用之恆電位恆電流儀為 AMETEK 所生產之 VersaSTAT 4，可用於量測腐蝕電流與極化阻抗，儀器裝置如圖 5-1 所示。本試驗主要利用其來量測開路電位(open circuit) 及使用直流極化法 (DC linear polarization) 與交流阻抗法 (AC impedance spectroscopy) 推算腐蝕速率。該儀器可量測最小時間為 10 μs、提供恆電位範圍為±10 V，解析度為 300 nV，所提供恆電流的範圍最大為±1 A，解析度為±100 μA，最小±200 nA，解析度可達 6 pA。



圖 5-1 VersaSTAT 4 恆電位恆電流儀

(2) 白金鈦網

本試驗中所使用之白金鈦網是由廣依電化學設備有限公司所生產的，如圖 5-2 所示，其相關之規格資料如圖 5-3 及表 5-3 所示。美國聯邦公路管理局 (AASHTO) 曾建議鈦網之電流密度應限制在 110 mA/m^2 (10 mA/ft^2) 的範圍內。白金鈦電極在電化學工業中最早被廣泛使用，具優良的耐蝕性、導電性及電催化活性，是電化學工業最具代表性的不溶性陽極材料。



圖 5-2 白金鈦網

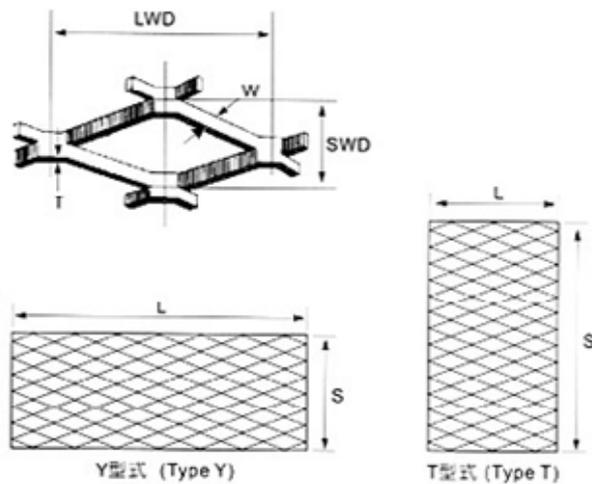


圖 5-3 白金鈦網之規格示意圖

表 5-3 白金鈦網規格

網目 (mm)		線徑 (mm)	白金鍍層厚度 (μm)
LWD	SWD	W	T
12	6.5	1.0×1.0	2

參、試驗方法

本試驗探討單根鋼筋於加速環境下之腐蝕速率變化，其試驗內容是將鋼筋浸泡於 3.5 % 的氯化鈉水溶液中，藉由腐蝕量測技術(開路電位法、直流極化法及交流阻抗法)來評估鋼筋於不同浸泡時間下的腐蝕電位與速率。

試驗過程中取 7 根同類型、同長度的鋼筋，分別浸泡 3、5、7、14、21、28、35 天後再來量測鋼筋的腐蝕電位與腐蝕速率，試驗變數如表 5-4 所示。

表 5-4 試驗變數表

鋼筋種類	#5 竹節鋼筋
鋼筋總長度 (cm)	30
鋼筋浸泡深度 (cm)	15
浸泡水溶液	3.5%的氯化鈉水溶液
7 組不同浸泡時間(天)	3、5、7、14、21、28、35

本試驗將竹節鋼筋裁切成 30 cm，其中一半長度置於濃度 3.5% 的氯化鈉水溶液中，另一段則以夾具固定，每一組以 24 小時量測一次至各組浸泡時間結束，試驗流程圖及試驗照片如圖 5-4 所示。

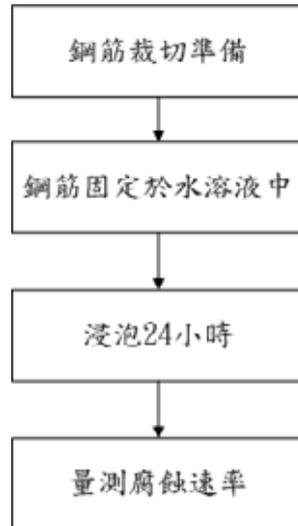


圖 5-4 鋼筋腐蝕測試製作流程圖



圖5-5 鋼筋裁切準備



圖5-6 鋼筋固定於水溶液中

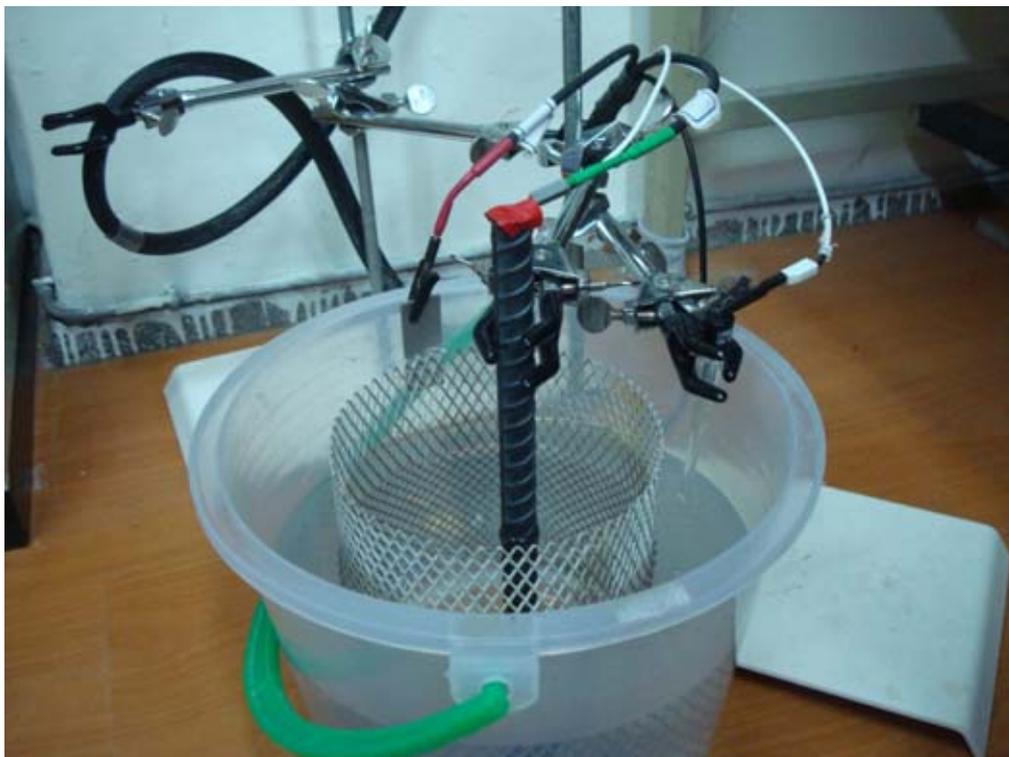


圖5-7 量測腐蝕速率

本試驗主要以 VersaSTAT4 恆電位恆電流儀進行腐蝕量測，以開路電位及直流極化法來量測鋼筋的腐蝕潛勢及腐蝕速率。

試驗以鋼筋為工作電極 (working electrode)、甘汞電極 (SCE - saturated calomel electrode) 為參考電極 (reference electrode)、白金鈦網為輔助電極 (counter electrode)，電解液為濃度 3.5 % 的氯化鈉水溶液，試驗裝置如圖 5-8 所示(何家維 2011)。

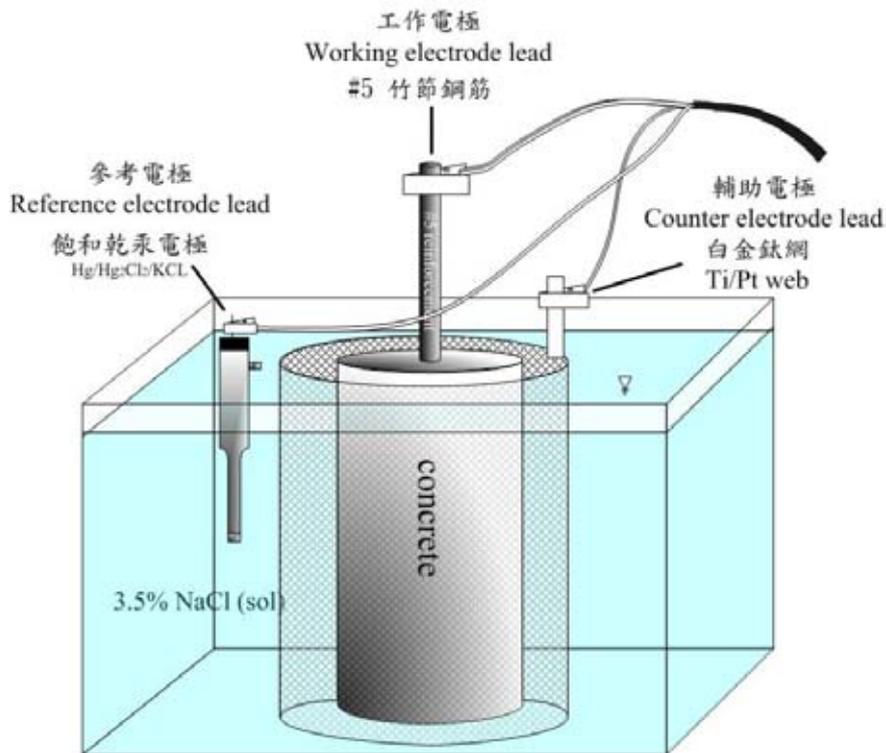


圖 5-8 電化學腐蝕量測裝置示意圖(何家維 2011)

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

(1) 開路電位 (open circuit potential)

恆電位恆電流儀的開路電位量測設定如表 5-5 所示，每個測點量測的時間為 1 秒，間隔時間為每 10 秒，共 10 個測點。

表 5-5 VerasSTAT4 腐蝕量測開路電位參數設定

Scan Properties	Value
Time Per Point (s)	1
Duration (s)	10
Total points	10

(2) 直流極化法 (DC linear polarization)

恆電位恆電流儀的直流極化法設定如表 5-6 及 5-7 所示。起始電壓為 0.01 V，結束電壓為 -0.01 V。為了使試體穩定平衡，點與點的間隔為 30 秒，間隔一點增加 1 mV，因此掃描量測速率為 0.0333 mV/s，測點數目取決於電位增加速率，因此共有 21 個點。

表 5-6 VerasSTAT4 腐蝕量測直流極化法參數設定 1

Endpoint Properties	Value	Versus
Initial Potential (V)	0.01	Vs OC
Final Potential (V)	0.01	Vs OC

表 5-7 VerasSTAT4 腐蝕量測直流極化法參數設定 2

Scan Properties	Value
Step Height (mV)	1
Step Time (s)	30
Scan Rate (mV/s)	0.0333
Total points	21

肆、試驗結果

(1) 開路電位量測腐蝕潛勢

本試驗探討鋼筋浸泡於氯化鈉水溶液中不同時間下的腐蝕潛勢，每一組以 24 小時量測直到每組齡期結束，結果如表 5-8 及圖 5-9 所示。

鋼筋隨著浸泡時間的增加，腐蝕電位由 -595 mV 左右下降到 -620 mV 附近。根據 ASTM C876-91(ASTM 1999) (表 5-9)，利用飽和乾汞電極量測時，腐蝕電位低於 -426 mV (SCE) 時的腐蝕機率為嚴重腐蝕，說明了試驗鋼筋腐蝕的機率相當高。

由於開路電位只能推估發生腐蝕之潛勢，無法反應鋼筋腐蝕的程度，實際腐蝕狀況可以由後續的直流極化法來量測極化阻抗，進而計算腐蝕速率來評估。

表 5-8 各組鋼筋浸泡在不同時間下之腐蝕電位值 (mV)

浸泡時間	總浸泡時間(天)						
	3 天	5 天	7 天	14 天	21 天	28 天	35 天
第 1 天	-600.511	-604.919	-608.639	-598.180	-591.586	-609.252	-648.759
第 2 天	-585.544	-596.278	-585.053	-597.965	-600.235	-620.999	-614.129
第 3 天	-604.283	-600.940	-607.565	-606.706	-615.478	-618.331	-618.668
第 4 天		-611.246	-605.664	-602.259	-603.885	-614.865	-611.706
第 5 天		-600.940	-608.976	-606.338	-606.400	-615.325	-612.719
第 6 天			-601.769	-594.070	-613.147	-621.980	-618.208
第 7 天			-610.387	-606.553	-621.827	-618.637	-606.645
第 8 天				-609.774	-621.336	-624.398	-618.423
第 9 天				-614.896	-619.435	-610.694	-607.197
第 10 天				-606.032			
第 11 天				-615.816	-612.503	-616.920	-612.565
第 12 天				-617.533	-608.645	-614.619	-609.620
第 13 天				-626.489	-613.331	-611.491	-609.068
第 14 天				-605.940	-611.460	-614.527	-612.810
第 15 天					-612.994	-611.338	-613.393
第 16 天					-619.036	-612.442	-613.669
第 17 天							
第 18 天					-618.024	-622.042	-619.036
第 19 天					-616.429	-621.490	-615.601
第 20 天					-622.778	-623.667	-618.300
第 21 天					-622.563	-618.668	-613.546
第 22 天						-631.366	-616.092
第 23 天						-619.189	-629.556
第 24 天							
第 25 天						-619.557	-618.699
第 26 天						-630.967	-618.699
第 27 天						-613.730	-620.907
第 28 天						-627.225	-617.932
第 29 天							-622.533
第 30 天							-627.348
第 31 天							
第 32 天							-632.470
第 33 天							-628.145
第 34 天							-617.472
第 35 天							-622.809

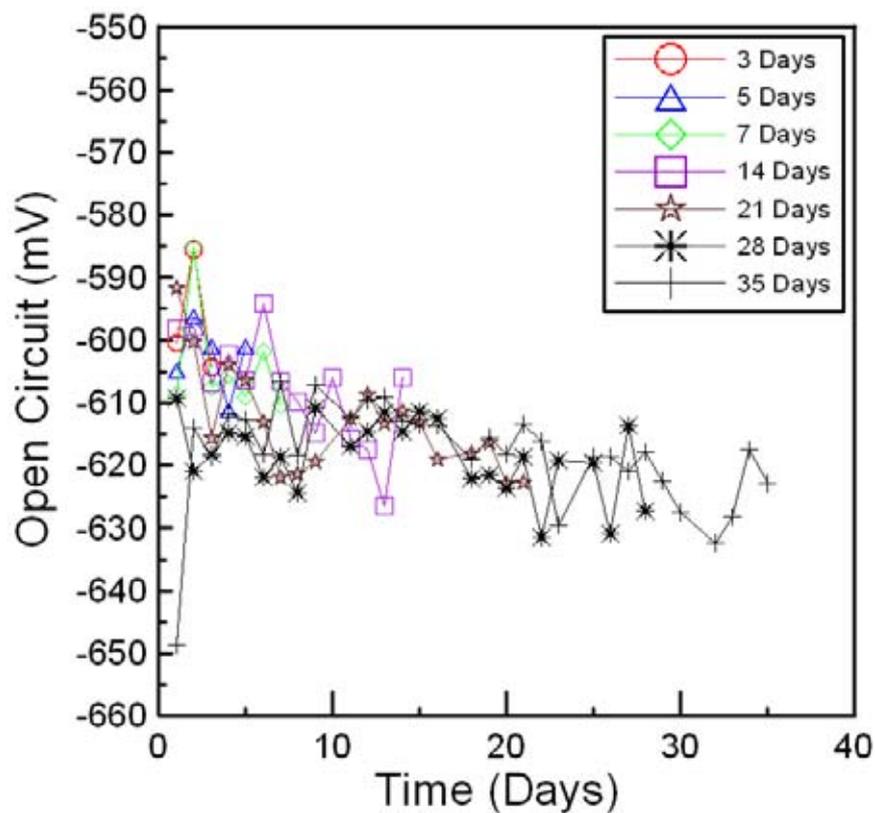


圖 5-9 各組鋼筋在不同浸泡時間下之腐蝕電位變化

表5-9 開路電位對腐蝕機率之判定(ASTM 1999)

飽和乾汞電極(mV, SCE)	腐蝕機率
> -126	小於 10%
-126 ~ -276 之間	10~90%之間
< -276	大於 90%
< -426	嚴重腐蝕

(2) 直流極化法量測腐蝕速率

本試驗利用直流極化法量測鋼筋之極化阻抗值，並利用公式推算出腐蝕速率 (mm/yr)。如同前述，每一組以 24 小時試驗，觀察各組在不同浸泡時間下所測得的腐蝕速率，結果如圖 5-10 及表 5-10 所示。

由各組的結果可看出腐蝕速率並非穩定，尤其在某些量測時刻腐蝕的速率突增，可能源於孔蝕的發生為隨機。一般而言，浸泡前七天的腐蝕速率約在 10 mm/yr 左右，之後時間腐蝕速率有緩慢增加的趨勢。

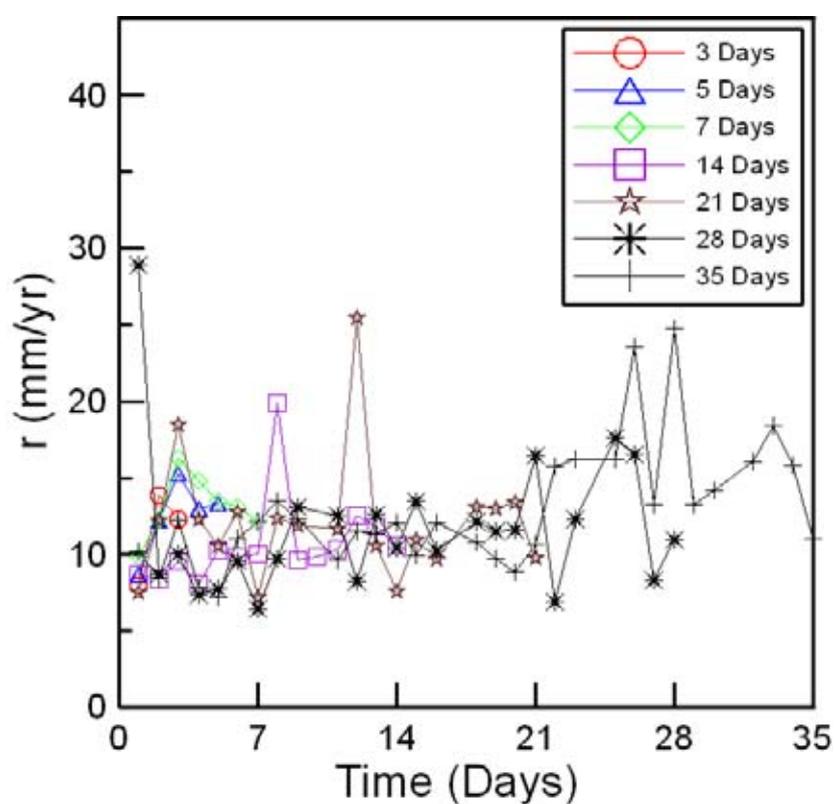


圖 5-10 鋼筋在不同浸泡時間下以直流極化法所量測之腐蝕速率變化

表 5-10 鋼筋在不同浸泡時間下以直流極化法量測之腐蝕速率值(mm/yr)

浸泡時間	總浸泡時間(天)						
	3 天	5 天	7 天	14 天	21 天	28 天	35 天
第 1 天	7.980	8.735	9.859	8.739	7.527	28.906	10.160
第 2 天	13.886	12.216	12.243	8.410	12.250	8.728	8.506
第 3 天	12.341	15.267	16.280	9.588	18.528	10.043	12.218
第 4 天		13.034	14.806	8.113	12.325	7.384	7.862
第 5 天		13.340	13.470	10.303	10.570	7.735	7.193
第 6 天			13.123	9.872	12.749	9.594	11.061
第 7 天			12.179	10.072	7.219	6.464	12.154
第 8 天				19.903	12.356	9.729	13.449
第 9 天				9.606	11.944	13.060	12.304
第 10 天				9.875			
第 11 天				10.387	11.700	12.537	9.681
第 12 天				12.552	25.480	8.212	11.539
第 13 天				11.797	10.584	12.605	11.333
第 14 天				10.580	7.609	10.412	12.060
第 15 天					11.002	13.506	9.953
第 16 天					9.755	10.305	12.107
第 17 天							
第 18 天					13.081	12.111	10.852
第 19 天					12.998	11.538	9.695
第 20 天					13.404	11.616	8.880
第 21 天					9.789	16.449	10.692
第 22 天						6.940	15.712
第 23 天						12.284	16.256
第 24 天							
第 25 天						17.600	16.257
第 26 天						16.515	23.551
第 27 天						8.303	13.282
第 28 天						10.988	24.788
第 29 天							13.278
第 30 天							14.173
第 31 天							
第 32 天							16.090
第 33 天							18.418
第 34 天							15.795
第 35 天							11.036

第二節 以腐蝕速率變化推估鋼筋腐蝕量

壹、試驗方法

鋼筋腐蝕量多寡關係到構件的性能評估，然而多數的非破壞性檢測法僅量測腐蝕速率，並不直接求得腐蝕量。因此，本研究為了探討鋼筋之腐蝕量隨時間的變化，以鋼筋浸泡在不同時間下所量測的鋼筋腐蝕速率嘗試計算出鋼筋之腐蝕體積，再算出重量損失。

計算方法係依據儀器所測得之腐蝕電流密度，利用 Faraday 定律與腐蝕電流密度的關係可得腐蝕速率(mm/year)(應用於不同腐蝕速率時需進行單位轉換：當腐蝕速率單位要以 mm 表示時，1 mpy =0.0254 mm/year)。再將此腐蝕速率(mm/year)對時間積分後可求得鋼筋腐蝕深度，再利用腐蝕深度乘以鋼筋表面積及鐵密度即可求得鋼筋的腐蝕量。

除了上述的方法，亦可使用重量損失法來量測鋼筋實際腐蝕量。首先於進行劣化試驗前量測鋼筋的重量，進行劣化反應後，再用物理方式來清除鏽蝕並測量此時已鏽蝕鋼筋的重量。最後，將原鋼筋重減去清除鏽蝕後的鋼筋重量即可得鋼筋之實際腐蝕量。

將以上兩方法所求出的鋼筋腐蝕量比較，推測利用腐蝕速率所推算出的鋼筋腐蝕量與實際腐蝕量結果雖有差異，但約成正比例關係。

貳、試驗結果

本研究浸泡鋼筋於氯化鈉水溶液中，浸泡不同時間後以直流極化法量測鋼筋腐蝕電流密度，再據此對時間積分即計算出鋼筋重量損失。各組鋼筋浸泡在不同浸泡天數下鋼筋的重量損失如圖 5-11 及表 5-11 所示，若將重量損失累加即可求得於各浸泡天數時的總鋼筋重量損失，說明鋼筋腐蝕隨著浸泡天數增加而增加，結果如表 5-12 及圖 5-12 所示。

比較直流極化法計算之腐蝕量與利用重量損失法秤重所得之重量損失可以發現，兩者結果成正相關但數值相差 40~50 倍左右，如表 5-13 及圖 5-13 所示。造成此誤差的原因很多，其中之一為腐蝕計算公式的誤差，因為一般公式中所代入常數 β_a 、 β_c 的值大多以 0.1 代入而非真實求出。除此之外，加速試驗中的鋼

筋腐蝕型式多為孔蝕而非均勻腐蝕。由於孔隙多為細小，無法精確求得局部腐蝕的面積(corroding area)，如圖 5-14 所示。若代入整體鋼筋的表面積來求得腐蝕深度(Pav)就會高估腐蝕量，故造成計算值遠高於實際重量損失值。總之，本試驗的結果說明電化學方法經由計算及適當地修正倍數可以評估鋼筋的腐蝕量。於現地，若能長期監測鋼筋腐蝕速率，即可藉由本試驗的關係反推實際已發生的腐蝕量。

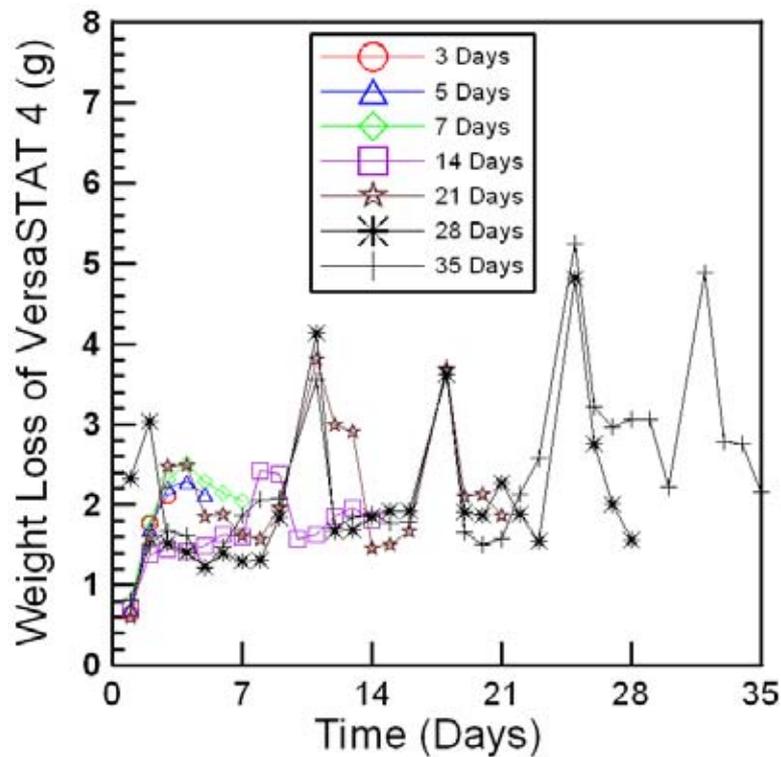


圖 5-11 鋼筋在不同浸泡時間以直流極化法計算的鋼筋重量損失變化

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

表 5-11 鋼筋在不同浸泡時間以直流極化法計算的鋼筋重量損失量(g)

浸泡時間	總浸泡時間(天)						
	3 天	5 天	7 天	14 天	21 天	28 天	35 天
第 1 天	0.644	0.705	0.795	0.705	0.607	2.332	0.820
第 2 天	1.764	1.690	1.783	1.383	1.600	3.036	1.506
第 3 天	2.116	2.217	2.311	1.452	2.483	1.514	1.672
第 4 天		2.283	2.508	1.428	2.489	1.406	1.620
第 5 天		2.128	2.281	1.486	1.847	1.220	1.215
第 6 天			2.145	1.628	1.881	1.398	1.473
第 7 天			2.041	1.609	1.611	1.295	1.873
第 8 天				2.418	1.579	1.306	2.066
第 9 天				2.381	1.960	1.839	2.078
第 10 天				1.572			
第 11 天				1.635	3.815	4.130	3.547
第 12 天				1.851	3.000	1.674	1.712
第 13 天				1.964	2.909	1.679	1.845
第 14 天				1.805	1.468	1.857	1.887
第 15 天					1.501	1.930	1.776
第 16 天					1.675	1.921	1.780
第 17 天							
第 18 天					3.685	3.619	3.704
第 19 天					2.104	1.908	1.658
第 20 天					2.130	1.868	1.499
第 21 天					1.871	2.264	1.579
第 22 天						1.887	2.130
第 23 天						1.551	2.579
第 24 天							
第 25 天						4.822	5.246
第 26 天						2.752	3.211
第 27 天						2.002	2.971
第 28 天						1.556	3.071
第 29 天							3.071
第 30 天							2.215
第 31 天							
第 32 天							4.883
第 33 天							2.784
第 34 天							2.760
第 35 天							2.165

表 5-12 直流極化法量測不同浸泡天數後鋼筋總重量損失量

浸泡天數(天)	鋼筋重量損失量(g)
3	4.524
5	9.023
7	13.855
14	23.316
21	40.211
28	52.765
35	72.394

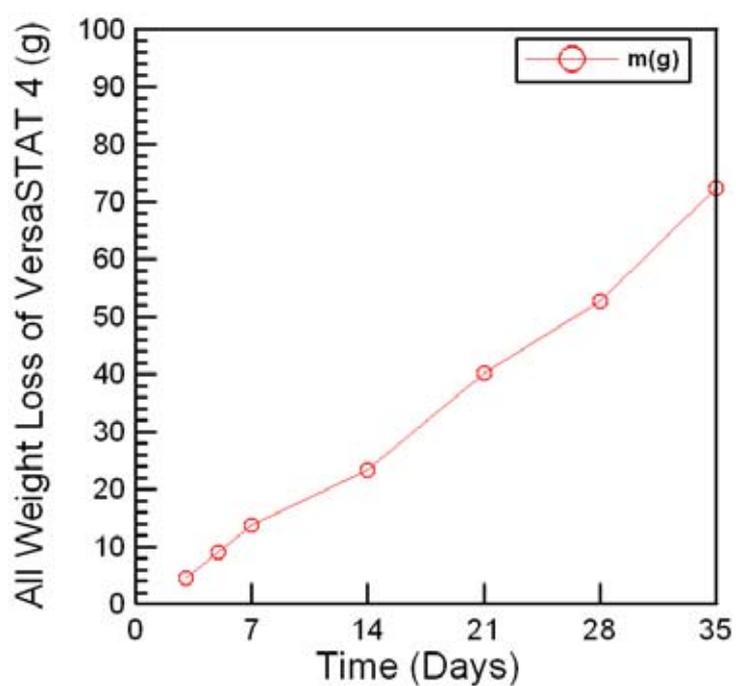


圖 5-12 以直流極化法量測不同浸泡天數後鋼筋總重量損失趨勢

表 5-13 直流極化法計算與實際鋼筋重量損失量

浸泡天數(天)	以直流極化法計算之鋼筋損失量(g)	秤重所得之鋼筋重量損失量(g)
3	4.524	0.100
5	9.023	0.200
7	13.855	0.300
14	23.316	0.500
21	40.211	0.900
28	52.765	1.100
35	72.394	1.500

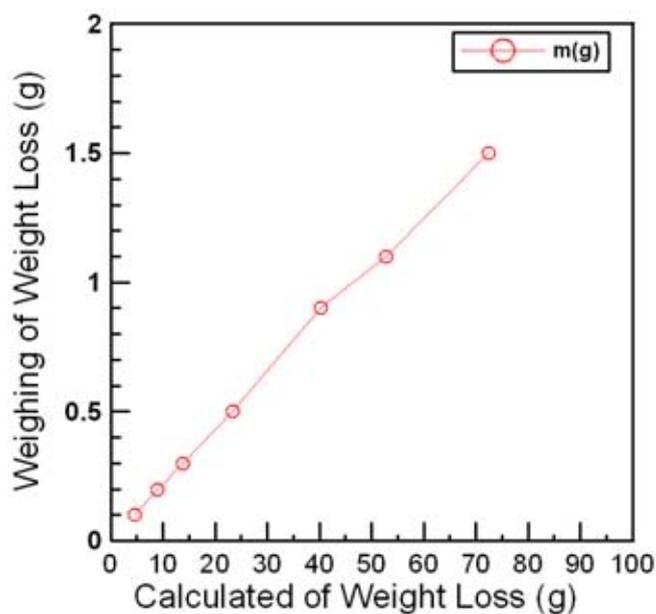


圖 5-13 比較直流極化法計算與秤重之鋼筋重量損失量

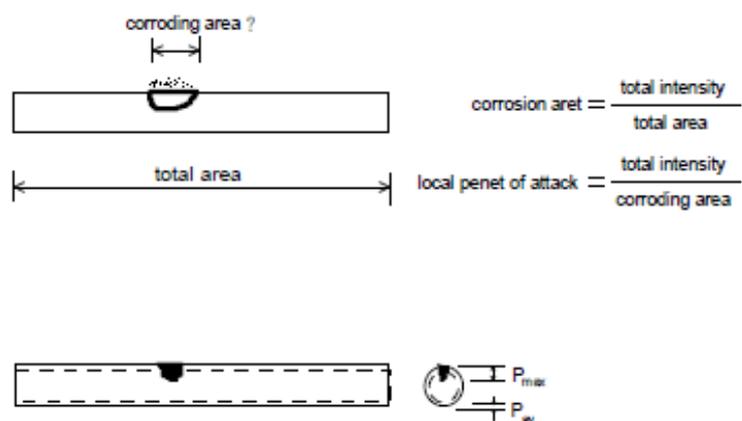


圖 5-14 真實的腐蝕深度(P_{max})與平均腐蝕深度(P_{av})的差異(Andrade and Alonso 1958)

第三節 腐蝕梁速率變化及以腐蝕速率變化推估鋼筋腐蝕量

壹、試驗材料

本研究接著量測足尺寸試體的鋼筋腐蝕速率，依前節所提的方法推算計算腐蝕量並比較實際腐蝕量，以瞭解兩者之間倍數的差異，有助於未來現地量測後進行實際腐蝕量的估算。試驗所使用之材料包括上章所製作的的梁結構構件(含 6 根 4 號橫向鋼筋)、氯化鈉及氯化鉀，各組成材料之來源及基本性質如下：

- (1) 梁結構構件-本實驗所使用之試體，橫向鋼筋分別為下至上編號以 1 到 6，如圖 5-15 所示。
- (2) 氯化鈉 (NaCl) -本試驗使用之氯化鈉為臺鹽實業股份有限公司所生產的高級精鹽，氯化鈉含量 99.5 % 以上，碘酸鉀 20~35 ppm，用於鋼筋混凝土電化學腐蝕量測之電解液。
- (3) 氯化鉀 (KCl) -本試驗所使用 Nacalai Tesque 公司所生產試藥級的氯化鉀，用於飽和甘汞電極之電解液及保存液。

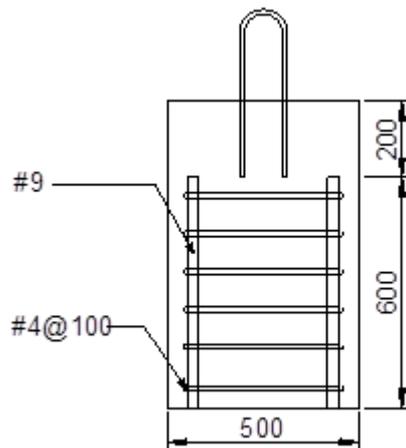


圖 5-15 梁結構構件(含 6 根 4 號橫向鋼筋)

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

貳、試驗設備

GalvaPulse 腐蝕量測儀

本試驗所使用儀器為 GalvaPulse GP-500 是丹麥 Germann Instruments 所生產之現地量測腐蝕儀器，儀器裝置如圖 5-16 所示。利用脈衝原理來量測混凝土中鋼筋的腐蝕速率，同時亦可量測鋼筋之半電池電位(half-cell)與保護層電阻。此法施加短電流脈衝於鋼筋上，由鋼筋電位改變量來推算鋼筋腐蝕速率(Germann Instruments A/S 2009)

。



圖 5-16 GalvaPulse 腐蝕量測儀

參、試驗方法

本研究探討梁結構構件於加速環境下之腐蝕速率變化，其試驗內容是將梁結構構件浸泡於 5 % 的氯化鈉水溶液中，藉由腐蝕量測技術(脈衝理論法)來量測鋼筋之腐蝕速率。

梁結構構件於浸泡 1 天後，以加速腐蝕的方式來通電 6 根橫向鋼筋，每通電 2 小時後斷電，此時分段量測橫向鋼筋的腐蝕電位與腐蝕電流密度，重複步驟直至鏽水逸出，儀器無法形成通路後即停止量測，最後將梁結構構件內的橫向鋼筋取出，除鏽並稱重，計算實際重量損失，試驗照片如圖 5-17-圖 5-22 所示。



圖 5-17 梁結構構件浸泡於 5 % 的氯化鈉水溶液中



圖 5-18 梁結構構件以通電來加速腐蝕



圖 5-19 用 GalvaPulse 來量測



圖 5-20 梁結構構件出現鏽水

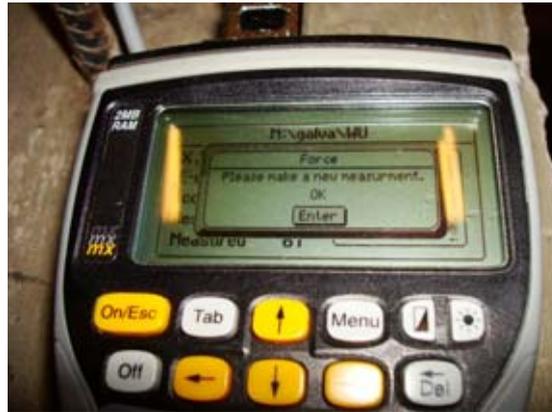


圖 5-21 GalvaPulse 無法形成通路



圖 5-22 將鋼筋取出除鏽

肆、試驗結果

本研究以GalvaPulse量測出橫向鋼筋腐蝕電流密度後，再據此對通電時間積分計算出橫向鋼筋重量損失，結果如表5-14及圖5-23所示，可以發現不同橫向鋼筋的腐蝕量並不同，似乎與位置無關。試驗結束後，取出橫向鋼筋秤重所得之實際橫向鋼筋損失量如表5-15及圖5-24所示，結果亦與計算腐蝕量類似，各橫向鋼筋的腐蝕量不同。

表5-14 以GalvaPulse量測計算出的橫向鋼筋損失量

橫向鋼筋編號	以 GalvaPulse 量測計算出的 橫向鋼筋損失量(g)
1 號	0.142
2 號	0.074
3 號	0.118
4 號	0.141
5 號	0.095
6 號	0.064

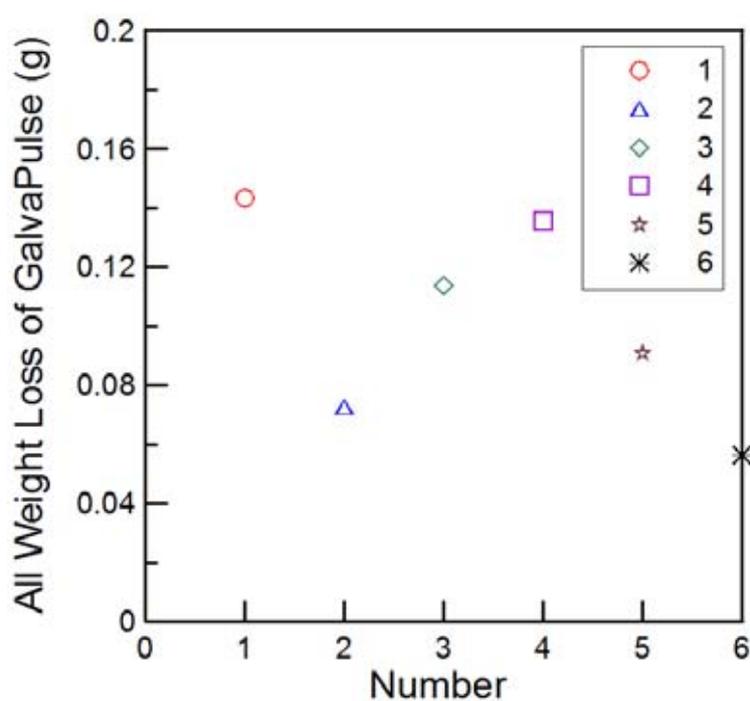


圖 5-23 以 GalvaPulse 量測計算出的橫向鋼筋損失量

表 5-15 秤重所得之實際橫向鋼筋損失量

腐蝕前 橫向鋼筋編號	腐蝕前 橫向鋼筋重量 (g)	腐蝕後 橫向鋼筋重量 (g)	相差 橫向鋼筋重量 (g)
1 號	1419.2	1416.4	2.8
2 號	1423.4	1421.5	1.9
3 號	1434.9	1431.8	3.1
4 號	1420.7	1417.9	2.8
5 號	1438.6	1436.9	1.7
6 號	1415.5	1414.4	1.1

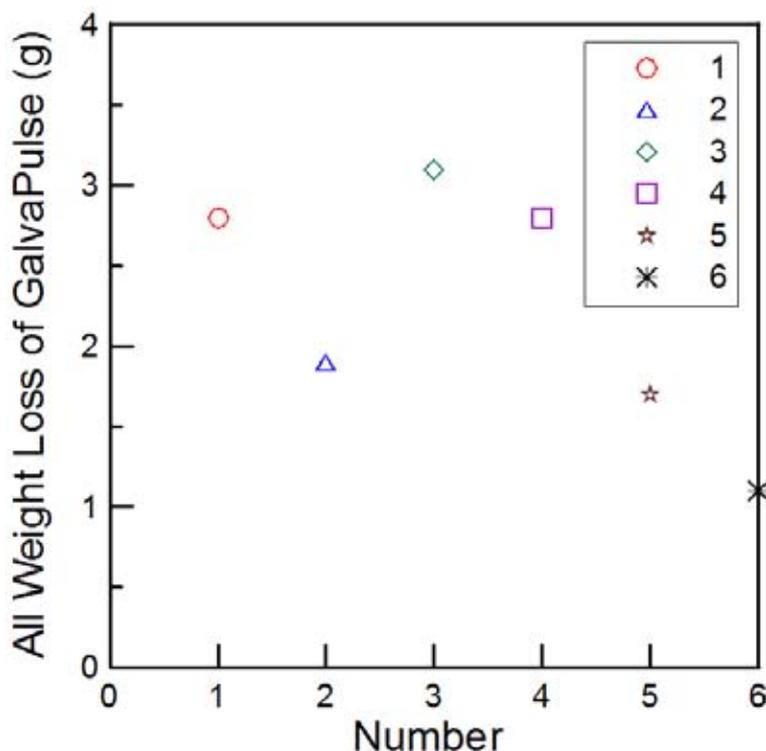


圖 5-24 秤重所得之實際橫向鋼筋損失量

比較計算橫向鋼筋腐蝕量與利用重量損失法秤重所得之重量損失後，結果如表 5-16 及圖 5-25 所示。可以發現，兩者結果成正相關但數值相差 0.04~0.05 倍左右，實際腐蝕量約大於計算腐蝕量 20 倍，亦即若利用 GalvaPulse 所得的腐蝕速率計算腐蝕量將低估於實際秤重之損失量。此結果與第二節使用單根鋼筋量測的結果顯著不同，可能原因在於柱試體的橫向鋼筋實際腐蝕與單根鋼筋的腐蝕狀態不同。試驗後觀察發現，橫向鋼筋主要發生鏽蝕的地方在於四週彎折處。然而，以 GalvaPulse 量測時，電極須置於平面，故僅能量測柱四面下的橫向鋼筋腐蝕狀態，而無法量測彎折處。換言之，腐蝕速率低估進而整根橫向鋼筋的計算腐蝕量小於實際腐蝕量。

綜合本節與第二節的結果，使用 GalvaPulse 可以藉由量測鋼筋腐蝕速率來推算腐蝕量。然而，量測時應考量鋼筋的型態，如主筋或橫向鋼筋。對於不同型式的鋼筋，欲估算實際腐蝕量時，所使用計算腐蝕量乘上的倍數不同。若能再進行更多型式鋼筋的試驗，即可估算可能的倍數範圍，於未來現地使用時即可據此保守推算實際腐蝕量。

表 5-16 以 GalvaPulse 量測計算與秤重鋼筋重量損失量

橫向鋼筋 編號	以 GalvaPulse 量測計算出的 橫向鋼筋損失量(g)	秤重所得之實際橫向鋼筋損失量 (g)
1 號	0.142	2.8
2 號	0.074	1.9
3 號	0.118	3.1
4 號	0.141	2.8
5 號	0.095	1.7
6 號	0.064	1.1

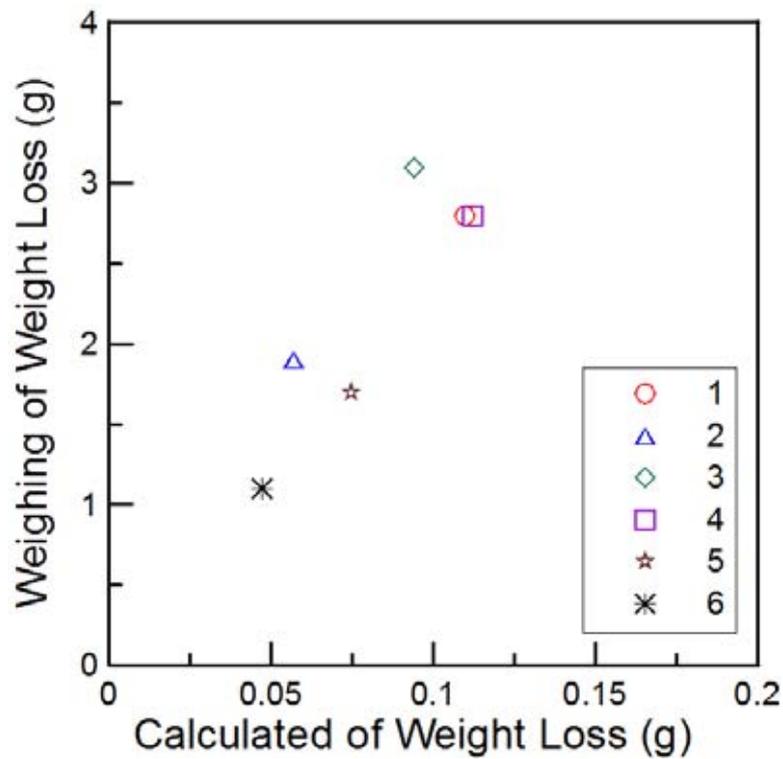


圖 5-25 比較以 GalvaPulse 量測計算與秤重鋼筋重量損失量

第四節 生命週期的定義

根據以上的研究成果，未來於實際應用建築物結構上，若能自興建完成後即監測鋼筋腐蝕速率，配合上述之鋼筋腐蝕量推估方式後，即可完成如圖 5-26 所示之生命週期曲線，若能再配合第三章所述之性能折減與鋼筋腐蝕量的關係，則可進一步建立性能與時間的關係。圖 5-26 中各點的評估方式則如下所述：

A 點：外層鋼筋開始腐蝕時間(同上述潛伏期時間)。於此點之前，鋼筋的腐蝕速率極小，因此腐蝕量可忽略。

B 點：鋼筋腐蝕伴隨之混凝土保護層剝離或剝落發生時間(同上述加速期前期時間)。以目前所規畫之腐蝕速率監測方式，預期可有效評估由原點至 B 點的時間。在 A、B 兩點間，腐蝕速率可被監測，腐蝕量隨著時間的經過而穩定增加。

C 點：鋼筋腐蝕所引致之結構安全性能喪失時間。在 B、C 兩點間，腐蝕速率仍可被監測。然而，腐蝕速率與腐蝕量的變化遠較 A、B 兩點間快。C 點代表腐蝕相當嚴重時，保護層可能與鋼筋失去接觸形成斷路，此時無法持續進行腐蝕速率量測或呈現量測值不穩定狀態。

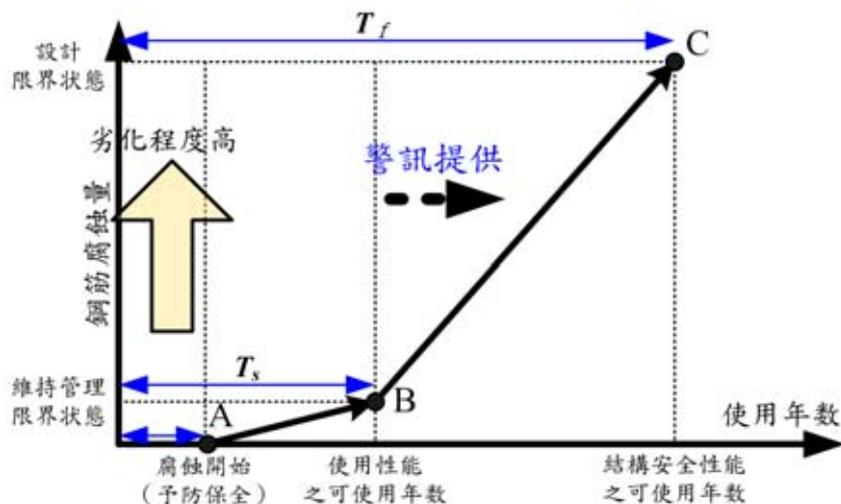


圖 5-26 腐蝕梁構件之生命週期曲線

第五節 保護層厚度與鋼筋腐蝕機率之關係

根據 Fick 第二定擴散定律預測鋼筋表面之氯鹽量，並使用蒙地卡羅模擬以考慮環境與施工之隨機特性，本研究依文獻所記若混凝土結構物鋼筋表面氯鹽量大於鋼腐蝕臨界氯鹽量視為鋼筋腐蝕，進而分析鋼筋腐蝕機率與海岸距離、保護層厚度之關係。然而台灣目前並無制定建築物耐久設計相關規範，本研究參照交通部公路橋梁設計規範之建議保護層厚度，探討於內政部營建署結構混凝土施工規範所劃分之各鹽害環境下(表 5-17)之鋼筋腐蝕機率，以做為未來梁設計參考依據。

壹、氯鹽擴散分析

使用飛來鹽預測公式可得知某結構物所處位置之飛來鹽量 C_{air} (表 5-18; 參考交通部運輸研究所港灣技術研究中心之大氣腐蝕資料)，再將其帶入式 5-1 以評估混凝土表面附著氯鹽量 C_0 。表面附著之氯鹽量經混凝土內部連通孔隙，藉由擴散方式逐漸到達鋼筋表面，其所累積之氯離子濃度與時間之關係，可由 Fick 第二定律為基礎之公式(式 5-2)進行推估，表 5-19 為不同混凝土材料之氯離子擴散係數公式，本研究則選用日本土木學會純水泥擴散係數公式。

$$C_0 = 0.988 \times C_{air}^{0.379} \quad (5-1)$$

$$Cl = C_0 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \times c}{2\sqrt{D_c t}} \right) \right] \quad (5-2)$$

其中：Cl=鋼筋位置氯鹽量(kg/m³)；C₀=混凝土表面氯鹽量(kg/m³)；c=擴散距離(可設為為混凝土保護層厚度(mm))；D_c=氯離子擴散係數(cm²/年)；t=材齡(年)；erf=誤差函數。

表 5-17 不同鹽害環境之區分(內政部營建署結構混凝土施工規範)

鹽害分類	重鹽害區	鹽害區域或工業區	半鹽害區域	一般區域
離海岸距離	0 - 0.3 km	0.3 - 1 km	1 - 10 km	10 km以上
影響情形	在正常條件下,持續受海鹽影響	在季風期間及小規模颱風下會受海鹽影響	只有在大規模颱風侵襲下,會受到海風鹽影響	在實際上被認為無鹽害影響
對混凝土結構注意事項	受海風鹽侵蝕部份要有防護對策	必須偵查腐蝕狀況	不必特別注意鹽害問題	

表 5-18 飛來鹽預測公式

測站	飛來鹽預測公式	修正係數平均值	修正係數標準差
桃園	$C_{air} = 46.06 \times u^{-3.273} \times d^{-1.2757}$	1.020	1.210
蘇澳	$C_{air} = 5.53 \times u^{-2.962} \times d^{-0.7627}$	0.884	0.914
台中	$C_{air} = 15.88 \times u^{-5.3642} \times d^{-0.7633}$	2.759	3.489
花蓮	$C_{air} = 9.92 \times u^{-1.9426} \times d^{-0.8479}$	1.698	1.522
台塑六輕	$C_{air} = 30.89 \times u^{-3.1714} \times d^{-0.9896}$	2.621	3.549
高雄	$C_{air} = 5.93 \times u^{-2.2506} \times d^{-0.6349}$	2.344	2.968
核三廠	$C_{air} = 11.11 \times u^{-1.8909} \times d^{-0.7106}$	2.007	2.203

表 5-19 各文獻使用之氯離子擴散係數公式

資料來源	材料	公式
日本建築學會 耐久性施工指針 (案)·同解說	純水泥	$\log D_p = -3.9(W/C)^2 + 7.2(W/C) - 2.5$
	添加爐石	$\log D_p = -3.0(W/C)^2 + 5.4(W/C) - 2.2$
日本土木學會 混凝土標準 示方書	純水泥	$\log D = [4.5(W/C)^2 + 0.14(W/C) - 8.47] + \log(3.15 \times 10^7)$
	添加爐石	$\log D = [19.5(W/C)^2 - 13.8(W/C) - 5.74] + \log(3.15 \times 10^7)$
土木學會 論文集	純水泥	$\log D_c = -6.77(W/C)^2 + 10.1(W/C) - 3.14$

註：W/C 為水灰比

貳、鋼筋腐蝕機率評估模式

由於鋼筋腐蝕存在許多不確定性因素，因此本研究使用蒙地卡羅法模擬以評估其可能之腐蝕機率，對鹽害而言其不確定因素包含風速、飛來鹽預測公式修正係數、氯離子擴散係數之修正係數、混凝土表面附著氯鹽量修正係數、保護層厚度、擴散方程式修正係數、鋼筋腐蝕臨界氯鹽量等。風速由中央氣象局資料統計而得，飛來鹽預測公式修正係數則經交通部運輸研究所港灣技術研究中心之大氣腐蝕資料與本研究回歸之公式分析而得，其餘隨機變數則參考日本土木學會建議，各隨機變數之統計特性如表 5-20 所示。

表 5-20 本研究考量之不確定因素(蘇澳)

	不確定因素	機率分佈	平均值	變異係數
X1	蘇澳風速(m/s)	常態	2.06	0.22
X2	Cair修正係數(蘇澳)	對數常態	0.84	1.03
X3	Dc修正係數	對數常態	1.89	1.84
X4	C0修正係數	對數常態	1.43	1.08
X5	保護層厚度(m/s)	常態	依施工圖	0.2
X6	擴散方程式修正係數	對數常態	1.24	0.91
X7	鋼筋腐蝕臨界氯鹽量	均勻	1.0~1.2kg/m ³	

註：修正係數定義為(實測值)/(計算值)之統計

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

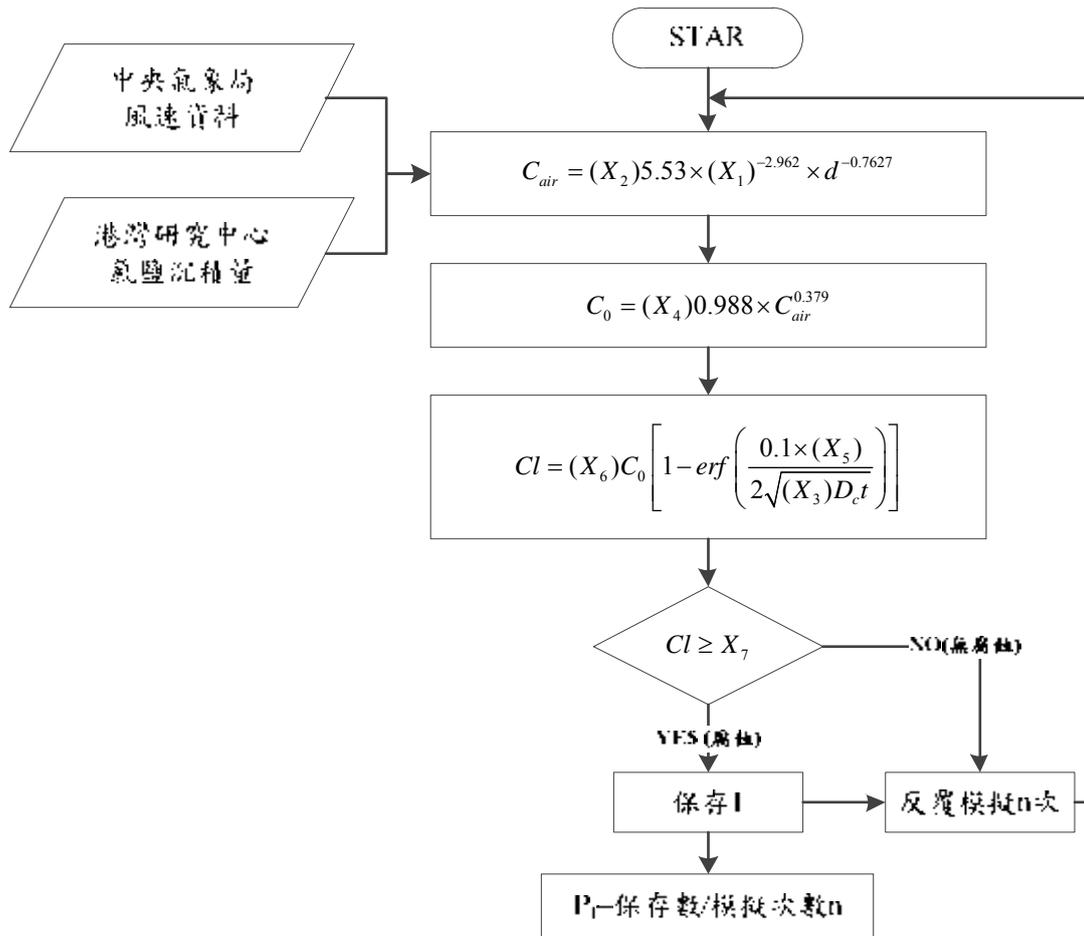


圖 5-27 蒙地卡羅計算流程圖(以蘇澳為例)

參、保護層厚度與海岸距離之機率關係

結構物使用年限大多為 50 年，根據蒙地卡羅模擬可以評估出結構物在 50 年時保護層厚度與海岸距離之腐蝕機率關係，若不考慮隨機特性，當鋼筋表面平均氯鹽量達到臨界氯鹽量 C_{corr} (1.2 kg/m^3 ，日本建築學會規範)視為鋼筋腐蝕，可使用式 5-3 與表 5-18 之飛來鹽預測公式反推保護層厚度與海岸距離之關係，綜合上述與交通部公路橋梁設計規範建議之保護層厚度整理如圖 5-28 所示。表 5-21 為一般建築梁構件使用之保護層厚度 4 cm 於 50 年時之腐蝕機率與腐蝕發生年限；表 5-22 為交通部橋梁設計規範之建議保護層厚度，混凝土構件於 50 年時之腐蝕機率。

$$c = 2\sqrt{D_c \cdot t} \times \text{erf}^{-1}(1 - C_{corr} / C_0) \quad (5-3)$$

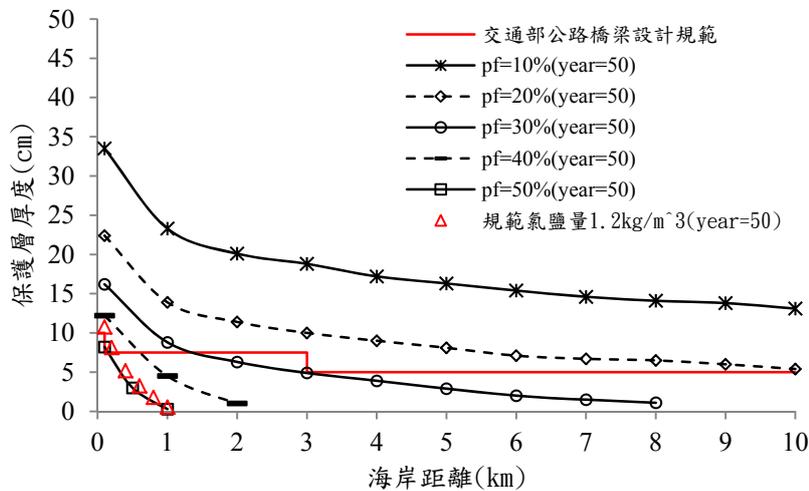


圖 5-28 海岸距離與保護層厚度之關係(蘇澳)

表 5-21 建築梁構件保護層厚度 4cm 下於 50 年時之腐蝕機率

海洋腐蝕環境分區	極嚴重鹽害區	嚴重鹽害區	中度鹽害區	一般區域
海岸距離	海水飛沫區 (0.1 公里)	海岸距離 0.3 km 以內 (0.3 公里)	海岸距離 0.3 - 3 km (3 公里)	海岸距離 3km 以外 (7.5 公里)
一般使用之保護層厚度	4 cm	4 cm	4cm	4 cm
桃園腐蝕機率	83.39%	70.28%	35.79%	24.79%
蘇澳腐蝕機率	64.55%	54.84%	33.67%	26.21%
台中腐蝕機率	75.30%	66.51%	46.59%	38.38%
台塑六輕腐蝕機率	87.18%	79.32%	54.81%	43.86%
高雄腐蝕機率	69.37%	60.78%	44.31%	35.45%
核三廠腐蝕機率	71.42%	62.77%	43.18%	35.55%
花蓮腐蝕機率	73.69%	64.15%	38.80%	30.60 %
各地腐蝕機率平均值	75%	66%	42%	34%

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

表 5-22 交通部公路橋梁設計規範之建議保護層厚度於 50 年時之腐蝕機率

海洋腐蝕環境分區	極嚴重鹽害區	嚴重鹽害區	中度鹽害區	一般區域
海岸距離	海水飛沫區	海岸距離 0.3 km 以內	海岸距離 0.3 - 3 km	海岸距離 3 km 以外
交通部公路橋梁設計 規範柱保護層厚度	10 cm	7.5 cm	7.5 cm	5 cm
桃園腐蝕機率	65.68%	58.79%	28.67%	22.49%
蘇澳腐蝕機率	47.47%	39.01%	26.59%	23.58%
台中腐蝕機率	57.92%	57.25%	37.52%	31.38%
台塑六輕腐蝕機率	71.18%	69.30%	45.17%	41.34%
高雄腐蝕機率	52.15%	51.45%	35.01%	33.75%
核三廠腐蝕機率	54.65%	53.13%	35.08%	33.51%
花蓮腐蝕機率	53.91%	52.44%	34.27%	32.6%
各地腐蝕機率平均值	58%	54%	35%	31%

若直接使用公式(5-3)反推海岸距離與保護層厚度時，除了桃園地區以外，其餘地區較接近考慮隨機特性之腐蝕機率 50%；換言之，若定義上述之臨界氣鹽量為 1.2 kg/m³，結構物在鹽害環境下於 50 年時其腐蝕機率為 50%。保護層厚度定為 4 公分而使用年限為 50 年時(如表 5-21 所示)，海水飛沫區(極嚴重鹽害區)之各地區平均腐蝕機率为 75%，離海岸 0.3 公里以內區域(嚴重鹽害區)之各地區平均腐蝕機率为 66%，離海岸 0.3 - 3 公里區域(中度鹽害區)之各地區平均腐蝕機率为 42%，離海岸 3 公里以外區域(一般區域)之各地區平均腐蝕機率为 34%；若以腐蝕機率 50%為使用性能界限，則除離海岸 0.3 公里內建築物須進行耐久設計外，其餘地區則可使用保護層厚度 4 公分。若交通部公路橋梁設計規範之建議保護層厚度(如表 5-22 所示)，海水飛沫區(極嚴重鹽害區)之各地區平均腐蝕機率为 58%，離海岸 0.3 公里以內區域(嚴重鹽害區)之各地區平均腐蝕機率为 54%，離海岸 0.3 - 3 公里區域(中度鹽害區)之各地區平均腐蝕機率为 35%，離海岸 3 公里以外區域(一般區域)之各地區平均腐蝕機率为 31%；與表 5-21 比較，雖已明顯降低其腐蝕機率为，但於 0.3 公里內之結構物應進行表面防鹽處理或材料選擇。

第六章 結論

本研究針對全尺寸梁試體，以通電方式加速塑鉸區橫向鋼筋腐蝕，縱向鋼筋維持不腐蝕，再以反復載重測試觀察梁耐震行為。本研究同時發展可用於劣化梁構件力學分析之有限元素分析法，以及發展藉由量測腐蝕速率推估鋼筋腐蝕量之方法。重要結論如下所述。

- (1) 隨著橫向鋼筋腐蝕程度的增加，梁之極限強度、極限位移、韌性、塑性轉角也隨之下降。但極限強度之下降不顯著。腐蝕最嚴重的試體（橫向鋼筋已因腐蝕而斷裂），其極限強度只比未腐蝕試體下降約 10%。原因為按現行規範設計的梁，為保守抵抗地震力起見，於設計試體時，只考慮試體橫向鋼筋對剪力強度之貢獻，並不考慮混凝土貢獻之剪力強度，事實上混凝土仍可提供剪力強度，而本研究試體混凝土所提供的剪力強度，已足夠抵禦梁發展至相當程度的彎矩強度（直至主筋降服）所產生的剪力，因此縱使橫向鋼筋因腐蝕而斷裂，對強度之影響仍不顯著。橫向鋼筋腐蝕對於梁的變形能力（極限位移、韌性、塑性轉角）有顯著的影響，原因為當梁發展至相當彎矩強度（一般為主筋降服後），保護層混凝土開始剝落後，橫向鋼筋開始扮演兩重要角色，一為圍束核心混凝土，使其維持抵抗外加剪力與彎矩聯合作用之能力，一為抵抗剪力。橫向鋼筋的腐蝕，將削弱橫向鋼筋扮演前述兩角色的能力，導致梁的提早破壞，降低變形能力。試驗結果顯示，當橫向鋼筋重量損失達 10% 時，該梁已不能承受最大地震力（當發生地震時塑性轉角達 0.025）；而當重量損失達 12% 時，該梁已不能承受設計地震力（當發生地震時塑性轉角達 0.02）；而當重量損失達 35% 時，該梁已不能承受中度以上之地震力（當發生地震時塑性轉角達 0.01）。
- (2) 在預估腐蝕後剩餘剪力強度上，若只考慮重量損失對應的剩餘剪力強度，其預估剪力強度顯著高於實際強度，此估計方式會顯得不保守。若同時考慮重量損失與最小斷面積所估計剩餘剪力強度。則接近實際強度，可用來預估此梁真實剩餘剪力強度。
- (3) 當橫向鋼筋使用平均重量減少率時所得之力量-位移曲線明顯高於實驗值，若依實際之腐蝕試驗觀察結果修正橫向鋼筋腐蝕狀態，且將橫向鋼筋斷裂處之對應模擬桿

件移除，所得之結果與實驗值較為接近。橫向鋼筋使用平均重量減少率之所得力量-位移曲線明顯高於實驗包絡線之原因有三點：(a)分析模型中鋼筋之應力-應變曲線無設置破壞點，以致模型產生桿件不規則變形才出現下降斷；(b)實驗試體以反復載重進行模擬，混凝土開裂產生軟化使得試體提早破壞；(c)試體之橫向鋼筋腐蝕位置與減少量難以掌握。若能輸入鋼筋之完整應力-應變曲線與準確定量局部腐蝕，此模擬方式將能有進一步之突破。綜合以上，本研究已發展能考慮鋼筋腐蝕之有限元素分析方法，並藉由試驗證明其可行性，未來亦作為詳細耐震能力評估參考之用。

- (4) 保護層厚度定為 4 公分而使用年限為 50 年時，海水飛沫區(極嚴重鹽害區)之各地區平均腐蝕機率為 75%，離海岸 0.3 公里以內區域(嚴重鹽害區)之各地區平均腐蝕機率為 66%，離海岸 0.3 - 3 公里區域(中度鹽害區)之各地區平均腐蝕機率為 42%，離海岸 3 公里以外區域(一般區域)之各地區平均腐蝕機率為 34%；若以腐蝕機率 50%為使用性能限界，則除離海岸 0.3 公里內建築物須進行耐久設計外，其餘地區則可使用保護層厚度 4 公分。若交通部公路橋梁設計規範之建議保護層厚度，海水飛沫區(極嚴重鹽害區)之各地區平均腐蝕機率為 58%，離海岸 0.3 公里以內區域(嚴重鹽害區)之各地區平均腐蝕機率為 54%，離海岸 0.3 - 3 公里區域(中度鹽害區)之各地區平均腐蝕機率為 35%，離海岸 3 公里以外區域(一般區域)之各地區平均腐蝕機率為 31%；雖已明顯降低其腐蝕機率，但於 0.3 公里內之結構物應進行表面防鹽處理或被覆。
- (5) 由腐蝕速率推估鋼筋腐蝕量之試驗結果可知，利用電化學量測法可有效量測鋼筋腐蝕速率隨時間的變化。藉由腐蝕速率與經過時間的關係，可推算出鋼筋腐蝕量。該計算腐蝕量與實際重量損失量成一線性正比關係。換言之，計算腐蝕量乘以一係數即可合理估算鋼筋實際腐蝕量，進而估算斷面折減率以利進行後續之耐震評估。
- (6) 由鋼筋腐蝕速率推算實際腐蝕量時必須考慮鋼筋型態而選用不同的換算係數，就單一鋼筋而言，計算腐蝕量約為實際腐蝕量的 40—50 倍。就橫向鋼筋而言，由於彎折處的鋼筋腐蝕速率無法確切量測，故實際腐蝕量約為計算腐蝕量的 20—25 倍。未來可藉由更多的現地量測數據，更合理推估倍數範圍。
- (7) 未來於工程應用上，由於持續監測鋼筋的腐蝕速率是可行的，故可依本研究所提之方法即時估算鋼筋腐蝕量再進行相關性能評估。

參考文獻

- [1] 黃然, 楊仲家, 張正忠 (1995). “腐蝕混凝土梁構件力學行為之研究,” 碩士論文, 國立台灣海洋大學河海工程所, 台灣基隆.
- [2] 李英儒 (2001). 交流電阻抗分析法於脂多醣體檢測之應用. 醫學工程研究所, 國立成功大學. 碩士論文.
- [3] 王鼎智 (2002). 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. 材料工程研究所, 國立成功大學. 碩士論文.
- [4] 林賢正 (2003). 鋼筋混凝土腐蝕行為探討. 土木工程學系, 國立中華大學. 碩士論文.
- [5] 李秉乾與詹勳源 (2004). 含牆 RC 構架極限軟化桁架模型分析研究, 逢甲大學土木工程學系碩士論文.
- [6] 中國土木水利工程學會, (2007). 「混凝土工程設計規範與解說(土木 401-96)」, 科技圖書公司.
- [7] 陳冠霖 (2007). 添加矽灰與飛灰對鋼筋混凝土腐蝕行為影響之研究. 材料工程研究所, 國立臺灣海洋大學. 碩士論文.
- [8] 徐勤威 (2007). “利用電化學沉積法探討鋼筋混凝土修補成效之研究,” 碩士論文, 國立台灣海洋大學河海工程所, 台灣基隆.
- [9] 何明錦, 邱建國, 歐昱辰, 蔡立倫, 何家維 (2009). “鋼筋腐蝕對於鋼筋混凝土建築構件耐震性能與生命週期之影響,” 內政部建築研究所協同研究報告.
- [10] 何家維 (2011). “不同濕度環境下鋼筋混凝土的碳化模式及其碳化後之力學行為與抗腐蝕能力,” 營建工程系 碩士論文.
- [11] Stern, M. (1958). A Method for Determining Corrosion Rate from Linear Polarization Data. *British Corrosion Journal*.
- [12] Uhlig, H. H. and R. W. Revie (1985). Corrosion and Corrosion Control. Wiley Interscience, N.Y.
- [13] Uomoto T, Misra S. (1988). Behavior of concrete beams and columns in marine environment when corrosion of reinforcing bars takes place. *ACI Special Publication SP-109*: 127-145.
- [14] McCarter, W. J. and R. Brousseau (1990). "The A.C. Response of Hardened Cement Paste." *Cement and Concrete Research* 20(6)891~900.
- [15] Mehta, P.K., and Monteiro, P.J.M. (1993). “Concrete-Structure, Properties, and Materials,” 2nd. ed., Prentice-Hall, New Jersey.
- [16] Molina, F. J., Alonso, C., and Andrade, C. (1993). “Cover cracking as a function of rebar corrosion. II Numerical model.” *Materials and Structures*, 26, 532–548.
- [17] Belarbi, A., and Hsu, T.T.C. (1995). “Constitutive laws of softened concrete in biaxial tension compression.” *ACI Structural Journal*, 92(5), pp. 562-573
- [18] ASTM (1999). Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete. C 876-91.
- [19] FEMA 356 (2000). “Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings.”
- [20] Coronelli, D. and Gambarova, P. (2004). “Structural assessment of corroded reinforced concrete beams modeling guidelines.” *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 130(8), 1214-1224.

含腐蝕橫向鋼筋的梁構件

- [21] Lee, H.J., and Ko, J.W. (2007). "Eccentric Reinforced Concrete Beam-Column Connections Subjected to Cyclic Loading in Principal Directions," *ACI Structural Journal*, 104(4).
- [22] Kim H. R., Noguchi T., and Nagai H. (2008). Evaluation of mechanical performance of corroded reinforcement considering the surface shape, *Journal of structural and construction engineering (AIJ)*, 73(624), 181-188.
- [23] Lee, H-S., and Cho, Y-S. (2009). "Evaluation of mechanical properties of steel reinforcement embedded in concrete specimen as a function of the degree of reinforced corrosion." *International Journal Fract.*, 157, 81-88.
- [24] Germann Instruments A/S (2009). GalvaPluse GP-5000 Instruction and Maintenance Manual.

附錄 A 期初審查意見與研究團隊回應

委員發言重點與回應（依發言順序）：

委員	審查委員意見	研究團隊回應
邱昌平 顧問	<ol style="list-style-type: none"> 1. 最好以拉拔試驗(pull-out tests)對各號數鋼筋在不同腐蝕狀況下，進行握裹實驗，才能有效掌握箍筋及主筋之握裹力損失。 2. 若因鹽害或中性化深度影響易造成橫向筋(箍筋)之抗剪能力損失，則在可能之結構設計上採較寬之梁寬。箍筋除左右兩肢外再多加兩肢等，也許不會脆性破壞。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 計畫協同主持人與紐西蘭 University of Canterbury 之 Alessandro Palermo 教授有國際合作之關係，該教授正在執行腐蝕鋼筋之反覆拉拔試驗 (cyclic bond tests)，研究成果可為本計畫發展結構分析方法之重要依據。 2. 感謝委員意見。
黃然 教授	<ol style="list-style-type: none"> 1. 建議定義橫向鋼筋腐蝕對梁構件力學行為的門檻值。 2. 剪力筋因腐蝕而降低其抗剪能力，使用疲勞反覆載重試驗值來評估，建議說明其意義。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 將遵照辦理。 2. 反覆載重會大幅削弱混凝土抗剪能力，使剪力筋抗剪更行重要，因此剪力筋腐蝕對梁抗剪能力的影響將更為顯著。又鋼筋腐蝕常伴隨孔蝕，造成應力集中，預期將顯著降低鋼筋的疲勞強度，此影響無法以單向遞增載重試驗來捕捉。
王順治 研究員	<ol style="list-style-type: none"> 1. 鋼筋的腐蝕與耐震能力有其影響，本研究成果之產生，有無就鋼筋腐蝕位置與其耐震能力 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 本研究預計只探討塑鉸區鋼筋腐蝕之效應，塑鉸區為地震力作用下破壞最顯著之區域，該

	折減加以分析。	區鋼筋之腐蝕對耐震能力將有最顯著影響。
厲妮妮 研究員	<ol style="list-style-type: none"> 1. 「構件鋼筋腐蝕指標」與「耐震性能指標」是否已有初步構想?請舉例。 2. 本實驗之試體製作,只是僅有橫向鋼筋之腐蝕,而無縱向鋼筋腐蝕?如何控制?又如何以重量損失法驗證腐蝕速率的量測結果? 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 鋼筋腐蝕指標:重量損失率、最大斷面積減少率、最大孔蝕深度等;耐震性能指標:強度、消能、韌性、塑性轉角等。 2. 本研究將採用重防腐蝕漆塗佈於縱向鋼筋上,來防止縱向鋼筋腐蝕,以控制腐蝕只發生在橫向鋼筋上。腐蝕速率對時間的積分值與鋼筋重量損失量應有一正比之關係,本研究將對此關係進行深入探討。
林建宏 組長	<ol style="list-style-type: none"> 1. 本案為第 2 期研究,因此在研究內容的區隔及研究成果的展現,均應將第 1 期研究納入考量,綜合展現。 2. 需求說明中「預期成果」第 4 點「建立簡化預測模型」未納入研究內容。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 將遵照辦理。 2. 企劃書第 2.3 節第二點包含建立簡化預測模型。企劃書第 4.1.3 節進一步說明簡化模型相關細節。

附錄 B 期中審查意見與研究團隊回應

委員發言重點與回應（依發言順序）：

委員	審查委員意見	研究團隊回應
中華民國 全國建築 師公會	1. 無意見。	1. 感謝委員之評註。
曾慶祥 技師	1. 第 3-10 頁表 3-3“預估鋼筋重量損失”是否意謂依對應的腐蝕天數，可直接預估重量損失率？	1. 該表所採用的實驗將鋼筋直接浸泡於 NaCl 水溶液中，此與梁試體之鋼筋外覆混凝土後置於水溶液中不同，法拉第公式可準確預測前者之腐蝕量，如表 3-3 所示，但會顯著高估後者之腐蝕量。
王亭復 技師	1. 本研究對於試驗前試體準備之各項措施、原理等闡述巨細甚詳，值得其他以實驗為研究導向者撰寫報告參考。 2. 本研究最重要成果之一為梁橫向鋼筋經腐蝕後之耐震性能影響指標。在圖 3-28 之反復載重遲滯迴圈試驗，其試驗結果之耐震性能因子，如強度劣化、韌性降低、能量消減、最大極限強度、有效降伏強度及最大位移等相	1. 感謝委員之評註。 2. 感謝委員之評註，本研究於期末報告中，將具體以數字、圖表呈現委員所建議之因子。 3. 所發展之有限元素法採用單向遞增載重。過去研究顯示，使用單向遞增載重分析構件力與位移反應，在設計地震所引致

	<p>關參數之比較，建議在報告文中與圖表中應有更具體說明及數字化表達。</p> <p>3. 以有限元素分析法其載重條件是否亦為反復載重？結論雖以 4 根橫向鋼筋拉斷之模擬與腐蝕 12%(Bt-12)之實驗結果較為接近，但若腐蝕程度較小或較大者又如何模擬有限元素之橫向鋼筋拉斷量，可能又有不同情況。</p> <p>4. 以電位或電流量測之腐蝕速率，若能真正預估其腐蝕量，則上述耐震性能的試驗方具意義。表 5-15 及圖 5-12、5-13 應有多些試驗樣本之數據加入應用，可能更理想。</p>	<p>的位移比需求下（位移比小於 3%），可良好地模擬反復載重下力與位移行為之包絡線。</p> <p>不同的鋼筋腐蝕量，有限元素中所需模擬的鋼筋拉斷根數將有所不同，腐蝕量越大，所需模擬的鋼筋拉斷根數越多，本研究將有六組不同腐蝕程度的試體，試驗與模擬結果之比對，預期可建立腐蝕量與鋼筋拉斷根數之關係。</p> <p>4. 感謝委員之評註，將按委員之建議從事後續研究。</p>
<p>邱昌平 顧問</p>	<p>1. 本研究以試驗方法及理論分析探討橫向鋼筋在不同腐蝕情形下之 RC 梁強度劣化之結果，工作不易，其研究預期成果十分有用。</p> <p>2. 本研究之前置試驗以較精準之加速腐蝕方法掌握橫向鋼筋之腐蝕程度，並進行全尺寸 RC 梁之反復載重劣化試驗。其試驗結果因在較精準之參數條件下，其結果較為正確。</p> <p>3. 理論分析方法之 FEM 分析模型，因考量腐蝕所產生之滑移作用，故以滑移彈簧及橫向鋼筋之斷裂等特殊現象模擬分析，其方式值得肯定。</p>	<p>1. 感謝委員之評註。</p> <p>2. 感謝委員之評註。</p> <p>3. 感謝委員之評註。</p> <p>4. 本研究目前實驗結果顯示，即使採整根鋼筋通電腐蝕，其腐蝕分布也十分不均勻，腐蝕常集中於一兩處，因此已部分反應委員所提之實際建築鋼筋腐蝕狀況。本研究將遵照委員建議，對本研究腐蝕之方式與實際腐蝕情況之差異，以及本研究腐蝕方式所得試驗結果之適用性進行探討。</p>

	<p>4. 在實際之 RC 建築物中，橫向鋼筋之腐蝕一般皆偏在外側或下側，很少整根橫向鋼筋之每一部分皆有等量腐蝕之情形，但實驗之參數過多不易實施，目前之作法是不得已的，請於文中稍加探論即可。</p>	
<p>林建宏 組長</p>	<p>1. 實驗研究通常與實際現況有所出入，建議於報告書中加以敘明，因考量何種因素而採用此研究方式，減少外界對此研究之誤導。</p> <p>2. 報告格式須符合本部研究案格式規定撰寫。</p>	<p>1. 感謝委員之評註，將按委員之建議從事後續研究。</p> <p>2. 感謝委員之評註，將遵照辦理。</p>

附錄 C 期末審查意見與研究團隊回應

委員發言重點與回應（依發言順序）：

委員	審查委員意見	研究團隊回應
曾慶祥 技師	<ol style="list-style-type: none"> 1. 箍筋因彎折而造成易腐蝕，對於嚴重腐蝕地區，是否宣告要求彎折後箍筋作防蝕處理。 2. 本研究期末報告 p.5-32、p.6-2 離海岸 3 公里以內(嚴重鹽害區)應為 0.3 公里之誤，請確認修改。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 已將此建議列入本報告第三章第六節討論中。 2. 已遵照修改。
陳誠直 教授	<ol style="list-style-type: none"> 1. 橫向鋼筋的腐蝕應隨著混凝土的劣化、主筋的腐蝕，本研究僅針對橫向鋼筋腐蝕對於耐震行為之影響，請於結論中明確說明假設條件。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 已遵照修改。
陳正平 技師	<ol style="list-style-type: none"> 1. 理論上鋼筋一但腐蝕膨脹，混凝土會爆裂，腐蝕速度會加速，因此腐蝕速率並非一定，且腐蝕何時發生難以估計，因此實務上不易應用。 2. 實務上，鋼筋腐蝕量之量測甚為困難，若研究成果可提供比對照片供應用人決定鋼筋折減比例之參數。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 腐蝕為一連續過程，本計畫中所使用的儀器可偵測到微小的腐蝕電流進而推算腐蝕速率，不必等待保護層爆裂後才量測，因此可有效偵測鋼筋的腐蝕速率變化。本計畫的成果說明利用腐蝕速率推算腐蝕量是可行的。於實務應用上，目前建議該測量法適用於新建結構物，未來可定期量測腐蝕速率，再據此計算腐蝕量的變化。然而，對於既有結構物，由於欠缺過往的腐蝕數據，故僅能就當前及之後的腐蝕速率量測值

		<p>計算新增腐蝕量，如何推算實際的總腐蝕量，有待後續研究。</p> <p>2. 此一部份實務應用將放入後續研究中，可藉由現地腐蝕照片與實驗結果決定鋼筋材料性質折減係數。</p>
<p>陳正誠 教授</p>	<p>1. 目前箍筋腐蝕量乃針對整支箍筋進行量測。實際工程上腐蝕的調查很可能無法取得此數據，而比較可能取得部分箍筋的腐蝕量。本研究可嘗試探討箍筋腐蝕量與箍筋位置的關係。</p>	<p>1. 腐蝕結果顯示較大腐蝕常集中於一兩處，此與現地腐蝕常只集中於一兩處類似，又此位置一般位於鋼筋彎折附近。本研究已建立最小斷面積（較大腐蝕集中處）與耐震性能之關係，實務上可量測橫向鋼筋較大腐蝕集中處之最小斷面積，再以本研究所耐震性能與最小斷面積之關係推論構件之耐震性能。</p>
<p>王亭復 技師</p>	<p>1. 本研究報告相當細膩，然實際現場如何依電流及電位之腐蝕速率，如何判斷箍筋腐蝕程度(量)為重大課題。</p> <p>2. 試體設計可採用內政部「結構混凝土設計規範-100.6」，但在橫向鋼筋腐蝕評估時鋼筋及混凝土強度應採實測強度(表 3-5、3-6)，且耐震評估時混凝土強度，應視橫向鋼筋腐蝕影響試體韌性程度酌予考量。事實上表 3-6 鋼筋並不合 CNS560、SD420W 的要求。</p> <p>3. 本研究 p.3-13 橫向鋼筋應為 #4(D13)，在表 3-9 中最好增列未</p>	<p>1. 如前所述，本計畫的研究成果已說明了實務上如何以腐蝕電流來計算腐蝕速率進而合理推算腐蝕量。</p> <p>2. 本研究於強度評估與有限元素分析中，所採用的材料強度皆為真實材料強度。CNS560 SD420W 規定降服強度需介於 420~540 MPa，實際抗拉強度/實際降服強度需為 1.25 以上。本研究鋼筋降服強度 525 MPa，實際抗拉強度/實際降服強度為 1.39，皆滿足規定。</p> <p>3. 已遵照修改。</p> <p>4. 本研究所採用之降服位移定義</p>

	<p>腐蝕前#4 之直徑、斷面積及單位重以為比對。</p> <p>4. 降伏位移Δy 之定義宜說明來源，由理論側推強度似乎忽略實際雙線性能量均等條件 (FEMA-450)。</p>	<p>廣泛被其他學者所採用，已於報告中標明出處。</p>
<p>邱昌平 顧問</p>	<p>1. 以通電方式做加速腐蝕試驗，並達到鋼筋重量損失率可以量測、定量，從而將以製作 6 個全尺寸腐蝕梁，及 6 個 RC 觀察試體，並完成梁端受力之載重試驗，試驗結果良好，可以得知箍筋腐蝕程度，對於 RC 梁強度之折減程度。</p> <p>2. 另以有限元素法分析結果與試驗結果相比對，成果值得肯定。</p> <p>3. 第五章有些部分與上述之關連性不大，是否須列入，請斟酌。</p> <p>4. 勘誤 p.3-48 至 p.3-53 箍筋最小段(斷)面；p.3-73、p.3-67 (b)劣化宜改為軟化。</p>	<p>1. 感謝委員之評註。</p> <p>2. 感謝委員之評註。</p> <p>3. 第五章探討如何以非破壞檢測方式評估鋼筋腐蝕量，並探討保護層厚度與鋼筋腐蝕機率之關係，於本研究中有其必要性，故仍列入本研究報告中。</p> <p>4. 已遵照修改。</p>

鋼筋腐蝕對於鋼筋混凝土建築構件耐震性能與生命週期之影響：
含腐蝕橫向鋼筋的梁構件 / 何明錦研究主持

出版機關：內政部建築研究所

電話：(02) 89127890

地址：新北市新店區北新路三段 200 號 13 樓

網址：<http://www.abri.gov.tw>

編者：何明錦、歐昱辰、邱建國、陳君弢

出版年月：100 年 12 月

版次：第一版

ISBN：978-986-03-0607-1 (平裝)