

校舍鋼筋混凝土結構考慮耐久性之 耐震能力評估技術手冊

*鍾立來 **邱建國 ***廖文正 ****李翼安 *****楊仲家 *翁樸文
*沈文成 *何郁嫻 *陳佩汝 **蔡宜靜 **沈仁宗 ***胡瑋秀
詹宗翰 ***黃煥原

Lap-Loi Chung, Chien-Kuo Chiu, Wen-Cheng Liao, Yi-An Li,
Chung-Chia Yang, Pu-Wen Weng, Wen-Cheng Shen, Yu-Shan Ho,
Pei-Ju Chen, Yi-Ching Tsai, Jen-Tsung Shen, Wei-Hsiu Hu,
Zong-Han Jhan, Huan-Yuan Huang

* 國家地震工程研究中心
** 國立台灣科技大學營建工程系
***國立台灣大學土木工程學系
****國立中興大學土木工程學系
*****國立臺灣海洋大學河海工程學系
*****國立成功大學土木工程學系

中華民國一百一十年三月
March 2021

摘要

台灣位處環太平洋地震帶，地震頻繁，建築結構的耐震能力是安全考量的關鍵，而建築結構的安全性與使用性亦隨著屋齡增長而逐年下降，再加上台灣四面環海，地狹人稠，環境中劣化因子(鹽害或二氧化碳等)造成的建築結構性能老劣化不容忽視。

本手冊目的主要建立一適用於考量材料老劣化後鋼筋混凝土建築結構之整體評估方法，包含耐久性能診斷與耐震能力評估。耐久性能診斷包含建築結構概要調查、構件劣化度等目視調查為主的初步診斷，以及以材料試驗為主之詳細診斷，如：混凝土抗壓強度、氯離子含量、中性化深度及腐蝕電位等，由診斷結果評定建築結構耐久性能等級。透過耐久性能診斷，可得到鋼筋腐蝕重量損失率，藉以對老劣化鋼筋混凝土材料及構件力學行為進行修正，再透過側推分析得到老劣化建築結構之耐震能力。此外，本手冊於附錄中以一校舍建築結構分別介紹說明耐久性能診斷、耐震能力評估方法以及有無考量老劣化建築結構之耐震能力差異，供工程師使用時參考。

關鍵詞：老劣化、鋼筋混凝土、耐久性能診斷、耐震能力評估、鋼筋腐蝕

ABSTRACT

Taiwan is located on the Circum-Pacific Seismic Zone, and earthquakes occur frequently. Therefore, the seismic capacity of structures is the most important aspects to safety considerations. The safety and usability of structures decreases year by year and Taiwan is surrounded by sea, so the deterioration of structural properties caused by the environmental factors cannot be ignored.

The purpose of this research is to establish an overall evaluation method for reinforced concrete structures after considering the deterioration of materials, including durability diagnosis and seismic evaluation. Durability diagnosis includes summary investigation, preliminary diagnosis based on visual investigation, and detailed diagnosis based on material test. Through the diagnosis of durability, the corrosion weight loss of steel bars can be obtained, so that the mechanical behavior of the deteriorated reinforced concrete materials and components can be modified, and the seismic capacity of the deteriorated structure can be obtained through pushover analysis. And it is a reference to be consulted by the engineers.

Keywords: Aging & Deterioration, Reinforced Concrete, Durability Diagnosis, Seismic Evaluation, Corrosion

目次

摘要.....	I
ABSTRACT.....	II
目次.....	III
表目錄.....	V
圖目錄.....	IX
第一章 緒論.....	1
第二章 建築結構耐久性能評估方法	3
2.1 前言.....	3
2.2 建築物概要調查	5
2.3 耐久性能初步診斷方法	7
2.4 耐久性能詳細診斷方法	34
2.5 老劣化鋼筋混凝土建築結構之修補建議	58
參考文獻.....	70
第三章 老劣化 RC 建築結構之耐震能力評估	72
3.1 前言.....	72
3.2 構件劣化量化指標－鋼筋腐蝕重量損失率	73
3.3 鋼筋腐蝕對構件行為的影響	81
3.4 建築結構耐震能力評估	85
3.5 考慮腐蝕劣化柱構件之非線性鉸配置流程	101
參考文獻.....	104
附錄 A 耐久性能診斷示範例.....	106
附錄 A.1 建築結構概要調查結果	106
附錄 A.2 耐久性能初步診斷結果	108
附錄 A.3 耐久性能詳細診斷結果	136
附錄 A.4 小結.....	148
附錄 B 老劣化建築結構耐震分析示範例.....	149
附錄 B.1 建築結構基本資料.....	149

附錄 B.2 現況耐震能力評估.....	154
附錄 B.3 老劣化建築結構未來耐震能力預測.....	162
附錄 B.4 小結.....	181
附錄 C 鋼筋腐蝕劣化因子介紹.....	182
附錄 C.1 鋼筋腐蝕機理.....	182
附錄 C.2 鹽害(氯離子).....	183
附錄 C.3 混凝土中性化.....	187
參考文獻.....	192

表目錄

表 2.1	建築物概要調查表	6
表 2.2	柱、梁構件劣化度評定準則[2.1].....	14
表 2.3	鋼筋腐蝕等級評定準則[2.1].....	14
表 2.4	版構件劣化度評定準則[2.4].....	20
表 2.5	單一樓層構件劣化度紀錄表 [2.5].....	21
表 2.6	單一樓層各類構件劣化度統整表[2.5].....	22
表 2.7	整棟建築物構件劣化紀錄表[2.5].....	23
表 2.8	建築物外牆劣化度評定基準[2.4].....	25
表 2.9	建築物外牆劣化紀錄表	26
表 2.10	整棟建築物外牆劣化紀錄表[2.5].....	27
表 2.11	劣化潛勢區域化分表[2.6].....	28
表 2.12	氯離子環境劣化潛勢對照表[2.6].....	29
表 2.13	中性化環境劣化潛勢對照表(北部/宜蘭) [2.5].....	30
表 2.14	中性化環境劣化潛勢對照表(中/南部/花東) [2.5].....	30
表 2.15	其他使用性能評定表	31
表 2.16	鋼筋腐蝕電位紀錄表	39
表 2.17	鑽心試體取樣數量[2.16].....	44
表 2.18	分期興建鑽心試體取樣數量[2.16].....	45
表 2.19	試體高度直徑比小於 1.8 時之抗壓強度修正係數[2.15]	46
表 2.20	K 值與 n 值參考表[2.7].....	48
表 2.21	鋼筋腐蝕電位評定標準[2.7].....	49
表 2.22	混凝土中性化深度評定標準值[2.7].....	50
表 2.23	氯離子含量評定標準[2.4].....	51
表 2.24	混凝土電阻係數評定標準[2.7].....	52
表 2.25	混凝土抗壓強度評定標準值[2.7].....	53
表 2.26	保護層厚度評定標準值[2.7].....	53

表 2.27	全體耐久性指標權重值(參考[2.4]).....	56
表 2.28	單一樓層之耐久性能等級[2.7].....	57
表 2.29	整體建築物耐久性能等級[2.7].....	57
表 2.30	混凝土中性化程度分類	68
表 2.31	氯離子修補工法選定	68
表 2.32	構件斷面修補與回復目標方法之關係(整理自[2.1]).....	69
表 3.1	耐震評估採用之柱構件鋼筋腐蝕重量損失率	74
表 3.2	混凝土裂縫損壞修復工法(整理自[3.5]).....	80
表 3.3	混凝土剝落之損壞修復工法(整理自[3.5]).....	80
表 3.4	構件劣化度對應之斷面慣性矩	84
表 3.5	RC 柱彎矩非線性鉸之參數[3.1]	98
表 3.6	RC 柱剪力非線性鉸之參數[3.1]	99
表 3.7	未腐蝕柱與腐蝕柱參數比較表	100
表 A-1	一樓柱構件劣化度紀錄表	109
表 A-2	一樓梁構件劣化度紀錄表	111
表 A-3	一樓板構件劣化度紀錄表	112
表 A-4	一樓 RC 牆構件劣化度紀錄表	114
表 A-5	二樓梁構件劣化度紀錄表	117
表 A-6	二樓版構件劣化度紀錄表	118
表 A-7	三樓柱構件劣化度紀錄表	120
表 A-8	三樓梁構件劣化度紀錄表	121
表 A-9	三樓版構件劣化度紀錄表	122
表 A-10	一樓各類構件劣化度統整表	125
表 A-11	二樓各類構件劣化度統整表	126
表 A-12	三樓各類構件劣化度統整表	127
表 A-13	校舍 S 之整棟建築物構件劣化紀錄表	128
表 A-14	建築物外牆劣化紀錄表	129
表 A-15	校舍 S 之建築物外牆劣化紀錄表	131

表 A-16	校舍 S 之氯離子環境劣化潛勢對照表.....	132
表 A-17	校舍 S 之中性化環境劣化潛勢對照表.....	133
表 A-18	其他使用性能評定表	134
表 A-19	柱構件鋼筋腐蝕電位紀錄(1F).....	138
表 A-20	校舍 S 之腐蝕電位評定結果.....	139
表 A-21	校舍 S 之中性化深度評定結果.....	139
表 A-22	校舍 S 之氯離子含量評定結果.....	140
表 A-23	校舍 S 之分層游離型氯離子含量試驗結果.....	141
表 A-24	校舍 S 之構件劣化評定結果.....	142
表 A-25	校舍 S 之鋼筋腐蝕現況評定結果.....	142
表 A-26	校舍 S 之抗壓強度評定結果.....	143
表 A-27	校舍 S 之保護層厚度評定結果.....	144
表 A-28	校舍 S 之外牆劣化度對應評定標準值結果.....	144
表 A-29	校舍 S 之外牆劣化評定結果.....	145
表 A-30	校舍 S 之混凝土現況評定結果.....	145
表 A-31	校舍 S 之環境影響係數評定結果.....	146
表 A-32	校舍 S 之耐久性項目指標權重及評定結果.....	147
表 A-33	校舍 S 之各樓層耐久性能評定結果.....	148
表 B-1	校舍 S 基本資料	150
表 B-2	校舍 S 之柱斷面配置	151
表 B-3	示範例各樓層抗壓強度	153
表 B-4	校舍 S 鋼筋腐蝕重量損失率(目視現況).....	158
表 B-5	校舍 S 主筋(#8)初始鋼筋腐蝕深度	162
表 B-6	柱構件鋼筋腐蝕電流結果	164
表 B-7	校舍 S 主筋(#8)未來鋼筋腐蝕重量損失率(腐蝕電流計算).....	164
表 B-8	校舍 S 之分層酸溶法氯離子含量試驗結果.....	166
表 B-9	鹽害造成之鋼筋腐蝕速率	166
表 B-10	校舍 S 主筋(#8)未來鋼筋腐蝕重量損失率(鹽害計算).....	167

表 B-11	校舍 S 主筋(#8)未來鋼筋腐蝕重量損失率(中性化計算)..	168
表 B-12	校舍 S 未來鋼筋腐蝕重量損失率評估結果	168
表 B-13	校舍 S 鋼筋腐蝕重量損失率預測(鋼筋無除鏽防鏽修復)	169
表 B-14	校舍 S 鋼筋腐蝕重量損失率預測(鋼筋除鏽防鏽修復)....	172
表 B-15	擴柱柱斷面配置	176
表 B-16	校舍 S 鋼筋腐蝕重量損失率預測(擴柱補強)	177
表 B-17	校舍 S 不同階段之耐震能力分析結果	181
表 C-1	<CNS 3090 預拌混凝土> 氯離子含量標準修訂歷程.....	186

圖目錄

圖 1.1	結構耐久性管理概念示意圖	2
圖 2.1	耐久性能診斷流程	4
圖 2.2	耐久性能初步診斷分項架構	8
圖 2.3	柱構件老劣化裂縫示意圖[2.1]	9
圖 2.4	柱構件受外力作用裂縫示意圖[2.1]	11
圖 2.5	柱構件施工不良之裂縫示意圖[2.1]	11
圖 2.6	梁構件老劣化裂縫示意圖[2.1]	12
圖 2.7	梁構件受外力作用裂縫示意圖[2.1]	13
圖 2.8	鋼筋腐蝕程度(摘錄自[2.1])	15
圖 2.9	RC 結構牆老劣化裂縫示意圖[2.1]	17
圖 2.10	RC 結構牆受外力作用之裂縫示意圖[2.1]	18
圖 2.11	RC 結構牆施工不良之裂縫示意圖[2.1]	18
圖 2.12	版構件老劣化裂縫示意圖[2.1]	19
圖 2.13	版構件受外力作用裂縫示意圖[2.1]	19
圖 2.14	初步診斷綜合評定[2.4]	33
圖 2.15	耐久性能詳細診斷項目	35
圖 2.16	鋼筋檢測網格示意圖	39
圖 2.17	中性化深度定義	40
圖 2.18	打擊角度示意圖	47
圖 2.19	構件劣化評定標準[2.4]	51
圖 2.20	外牆劣化評定標準[2.4]	54
圖 2.21	環境影響係數	55
圖 2.22	構件損壞修復分類	59
圖 2.23	裂縫寬度 0.3 mm 以下之修復工法示意圖	60
圖 2.24	裂縫寬度 0.3 mm(含)以上之修復工法示意圖(無滲漏疑慮)	62
圖 2.25	裂縫寬度 0.3 mm(含)以上之修復工法示意圖(有滲漏疑慮)	62

圖 2.26	剝落深度 25 mm 以下之修復工法示意圖	64
圖 2.27	剝落深度 25 mm(含)以上之修復工法示意圖	66
圖 2.28	鋼筋混凝土斷面修復解說圖[2.1]	67
圖 3.1	未來鋼筋腐蝕重量損失率計算方法示意圖	75
圖 3.2	腐蝕深度速率對時間關係圖	77
圖 3.3	鋼筋腐蝕斷面示意圖	77
圖 3.4	修復工法對鋼筋腐蝕重量損失率之影響	79
圖 3.5	側推分析之容量曲線[3.1]	85
圖 3.6	鋼筋混凝土斷面應力分佈(採用 Whitney 矩形應力塊)	86
圖 3.7	腐蝕柱構件撓曲行為計算流程(握裹破壞)	89
圖 3.8	腐蝕柱構件剪力計算流程(握裹破壞)	90
圖 3.9	鋼筋於構件內自由體圖	91
圖 3.10	鋼筋混凝土斷面應力分佈(拋物應力曲線)	91
圖 3.11	桁架效應機制(握裹破壞)[3.8]	94
圖 3.12	拱效應機制(握裹破壞)[3.8]	94
圖 3.13	撓剪破壞側向載重位移曲線[3.1]	96
圖 3.14	剪力破壞側向載重位移曲線[3.1]	96
圖 3.15	彎矩非線性鉸性質與側向位移曲線	97
圖 3.16	剪力非線性鉸性質與側向位移曲線[3.1]	98
圖 3.17	柱構件的非線性鉸配置流程圖	103
圖 A-1	校舍 S 之建築物概要調查表	107
圖 A-2	校舍 S 之初步診斷綜合評定	135
圖 A-3	構件鋼筋探測結果	136
圖 A-4	網格繪製及測點示意	137
圖 A-5	現地鋼筋腐蝕電位量測試驗照片	138
圖 A-6	各樓層柱構件腐蝕電位檢測結果分布	139
圖 A-7	校舍 S 取樣之游離型氯離子含量分布圖	141
圖 B-1	校舍 S 之建築平面圖	151

圖 B-2	校舍 S 之結構平面圖.....	152
圖 B-3	校舍 S 之立面圖.....	152
圖 B-4	校舍 S 之 ETABS 模型	152
圖 B-5	校舍 S 之構件編號.....	153
圖 B-6	完整構架及非線性鉸配置圖.....	155
圖 B-7	側推分析結果(未考慮老劣化).....	156
圖 B-8	性能點之非線性鉸發展圖(未考慮老劣化).....	157
圖 B-9	側推分析結果(目視現況初步診斷).....	159
圖 B-10	性能點之非線性鉸發展圖(目視現況初步診斷).....	160
圖 B-11	最後步驟之非線性鉸發展圖(目視現況初步診斷).....	161
圖 B-12	側推分析結果(鋼筋無除鏽防鏽修復).....	170
圖 B-13	性能點之非線性鉸發展圖(鋼筋無除鏽防鏽修復).....	171
圖 B-14	側推曲線與性能點(鋼筋除鏽防鏽修復).....	173
圖 B-15	性能點之非線性鉸發展圖(除鏽防鏽修復).....	174
圖 B-16	補強位置示意圖	176
圖 B-17	補強後構架及非線性鉸配置圖.....	178
圖 B-18	側推曲線與性能點(擴柱補強).....	179
圖 B-19	性能點之非線性鉸發展圖(擴柱補強).....	180
圖 C-1	混凝土中的鋼筋腐蝕行為示意圖[C.2]	183

第一章 緒論

建築結構的結構安全性與使用性隨著屋齡增長而逐年下降，尤其台灣四面環海，終年潮濕，再加上人口密布及工業區分布範圍廣，汽機車與工廠排放大量二氧化碳，使得建築結構受環境影響而產生的鹽害或中性化劣化程度不容忽視。台灣因地震頻繁，許多建築結構的修復、補強皆以耐震能力作為主要考量，但卻僅偏重於材料力學特性，忽略環境所帶來的耐久性影響，比如中性化反應，因二氧化碳與混凝土水化生成物結合，使混凝土鹼性喪失，失去保護鋼筋免於腐蝕的鈍態保護膜，提高鋼筋腐蝕機率，而臨海環境由於海風吹拂帶來之氯離子，使得 RC 建築結構中鋼筋表面的氯離子達臨界值，同樣會破壞鈍態保護膜，除了增加鋼筋發生腐蝕的機會，亦會加速其反應。一旦鋼筋發生腐蝕，嚴重甚至會造成保護層脹裂，將影響到結構的使用性與安全性，故在評估建物耐震能力時，應考量耐久性的影響。

而本手冊目前有關劣化鋼筋混凝土建築結構之耐震能力評估，主要調整部分僅針對劣化後之鋼筋混凝土柱構件進行處理，以耐久性能診斷後評定之鋼筋腐蝕重量損失率，作為連結耐久性能與耐震能力之關鍵指標，先對鋼筋混凝土材料之力學性質與構件之幾何斷面進行折減，再計算劣化後之構件撓曲與剪力強度，更進一步考慮因鋼筋腐蝕膨脹衰弱之握裹強度，最終以適當之非線性鉸配置，模擬劣化構件之破壞模式，以評估劣化後之建物現況耐震能力，作為補強或修復之參考。此外，本手冊亦提供評估後期鋼筋腐蝕重量損失率之方法，可探討老劣化鋼筋混凝土建築結構未來耐震能力衰退狀況，以提早進行修補處置，提高使用者的安全性。

本手冊介紹之鋼筋混凝土結構老劣化管理評估方法可以分成兩大主軸，如圖 1.1，一為鋼筋混凝土結構之耐久性能診斷評估，包含老劣化項目之檢測及評估程序，而由於鋼筋混凝土結構的耐震安全性能主要取決於鋼筋和混凝土，因此，主要針對影響兩者的劣化因子進行調查；另一為老劣化鋼筋混凝土結構之耐震能力評估，將採用耐久性能之診斷結果，先量化鋼筋腐蝕程度，再對結構構件力學行為進行修正，最終以耐震能力之評估結果量化老劣化鋼筋混凝土結構之安全性。

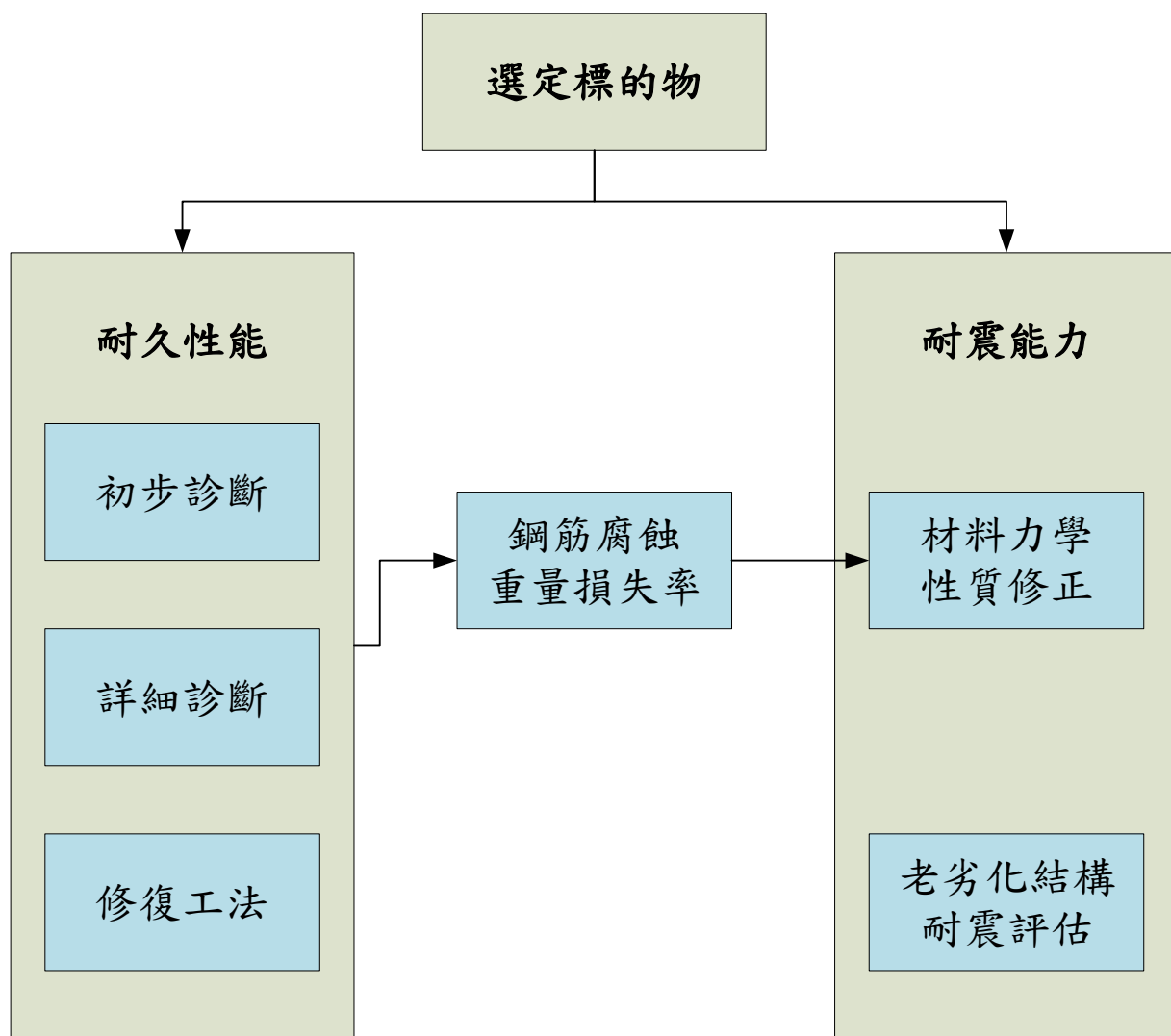


圖 1.1 結構耐久性管理概念示意圖

第二章 建築結構耐久性能評估方法

2.1 前言

各國因地理環境與氣候差異，針對耐久性能診斷訂定之規範不盡相同，本手冊著重參閱日本的耐久性能診斷方法進行歸納。日本建築學會[2.1]將耐久性能診斷方法主要分為兩個階段，第一階段初步診斷由主要由三類影響因子進行判定，一為主要構件劣化，評估建築結構主要構件，包含柱、梁、版及 RC 牆等構件之老劣化狀況；二為外牆被覆材料劣化度，調查建築結構外牆被覆材料於自然環境下或維護不當造成之劣化狀況；三為環境影響因子，影響建築結構耐久性能之環境劣化因子主要為環境中氯鹽量和二氧化碳，將依建築結構所在環境及屋齡判斷其環境劣化潛勢；綜合上述三項影響因子，可進一步判定該建築結構是否需要進入第二階段的詳細診斷。此外，在初步診斷時應同時以使用者觀點出發，評估建築結構是否有傾斜、滲漏水、振動或變形等使用性問題，並另行針對問題進行改善。第二階段之詳細診斷，則是透過一系列的材料試驗，進一步了解構件內部實際劣化狀況，以及導致其劣化的關鍵因子，再利用試驗結果進行較為客觀之耐久性能診斷，其診斷結果將作為決定建築結構是否須修補或補強之指標。

由於日本所提出之診斷法不單只針對單一構件，尚有考慮到外牆被覆材料以及環境影響，亦將屋齡納入考量，綜合判定建築結構是否需進入下一階段之詳細診斷。因日本使用的診斷法較為周詳，故本手冊參考日本提出之方法結合相關研究彙整出適用於台灣之耐久性能診斷方法，流程如圖 2.1 所示，首先於選定標的物後進行「建築物概要調查」，依 2.2 節進行現勘及訪談以調查並記錄建築結構的屋況、環境等現有基本資料；接著執行「耐久性能初步診斷」，依 2.3 節之內容，由目視調查構件及外牆被覆材料的劣化現象，以及概要調查取得之建築結構所在環境和屋齡判定其環境劣化潛勢，最後依初步診斷項目的劣化等級判斷該建築結構是否需執行詳細診斷；當初步診斷之結果顯示建築結構的耐久性能有疑慮或不明確時，應依 2.4 節進一步執行「耐久性能詳細診斷」，對嚴重劣化之構件位置進行一系列材料試驗，搭配評定標準值客觀的呈現出整體建築結構之耐久性能，以決定是否應進

行修補或補強，若由診斷結果判定需進行修補，則可參考 2.5 節的修補建議，由工程師綜合初步及詳細診斷的資訊，依劣化原因、程度及影響範圍等因素選擇合適之修補方法。

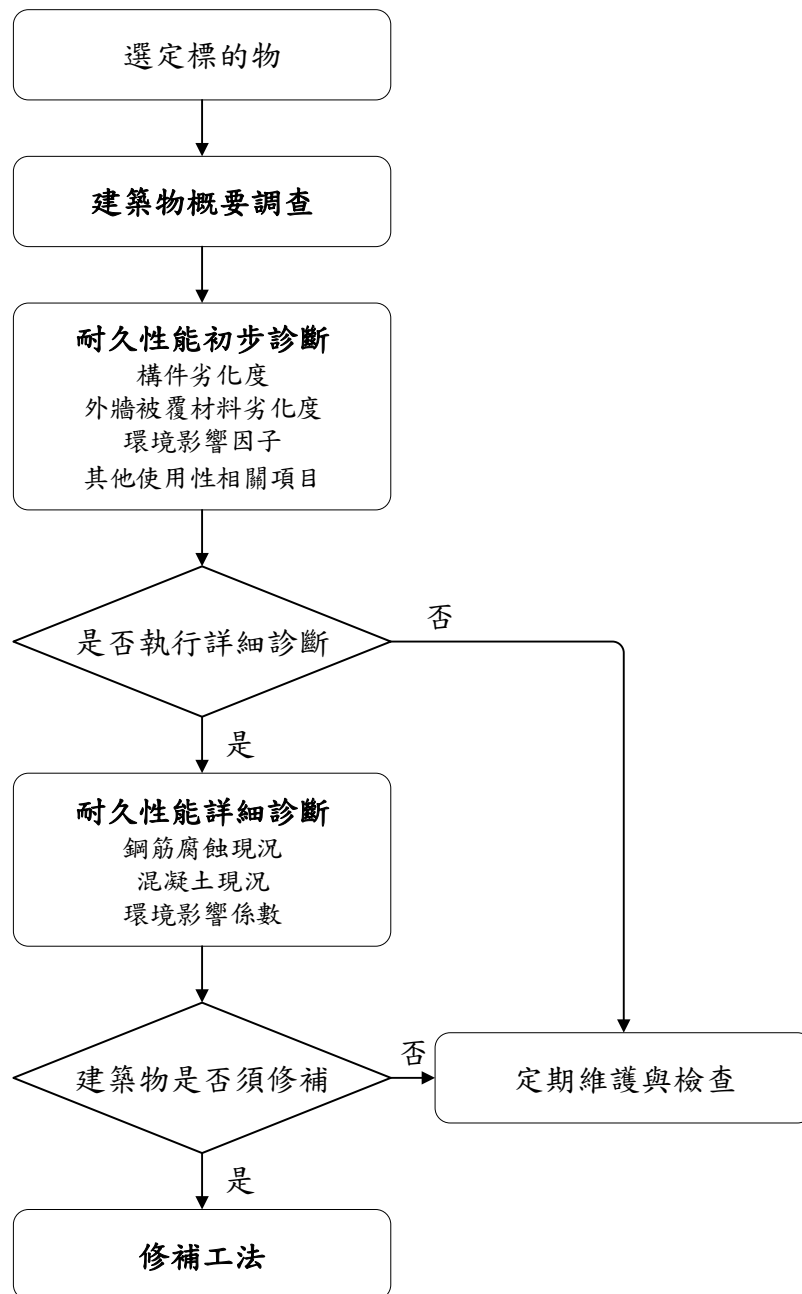


圖 2.1 耐久性能診斷流程

2.2 建築物概要調查

人生病就醫時，醫生透過患者所填寫的基本資料獲取相關資訊，並藉由問診方式推斷患者可能的生病原因，或依據身體健康狀況及就醫紀錄選擇合適的治療方式。基於同樣的概念，建築結構的概要調查是為調查建築結構本身與周遭環境的既有資料，旨在使調查人員充分掌握建築結構的過去與現在，作為日後診斷或修補工法選擇之基礎，紀錄內容見表 2.1 之建築物概要調查表，調查項目說明如下：

- A. 調查概要：該次概要調查的基本資訊，如委託者、調查日期及調查機關。
- B. 建物概要：使用類別、竣工日期、所在地與構造種類等建築物基本資料。
 - a、使用類別：調查該建築物使用用途及是否沿用原設計用途。
 - b、竣工日期：建築物使用時間，相當於其建造完工年代至該次調查時間年份之差，通常使用時間愈久遠，建築物之耐久性能愈差。
 - c、平面尺寸：建築物單一使用樓層平面面積，約為長向×短向大小。
 - d、構造種類：建築物構造種類眾多，如鋼筋混凝土造、鋼構造、木構造等，而本手冊建議之評估方法僅適用於鋼筋混凝土造之建築物。
 - e、地盤種類：若地盤不夠堅硬，易造成地層下陷，導致房屋傾斜，亦可能造成使用性不佳問題。
- C. 圖說紀錄：如平面圖、結構圖、過往施工紀錄等。結構平面圖可用於了解建築物之結構構件配置、主要與次要構件位置等，協助擬定調查範圍與順序。
- D. 建物履歷：調查建築物是否有用途變更、增建、改建或受災紀錄等。若曾進行補強或改善相關工程，則須詳細紀錄工程時間、位置及工法等。
- E. 建物環境：調查建築物周遭環境，包含氣溫、距海岸最近之距離、建築物面海側方向、主要受風方向以及其他特殊環境條件。
- F. 材料性質：調查混凝土設計標稱強度，以及建築物內外部之主要裝修材料，裝修材料的種類及裝修程度都會影響建築物的耐久性能。
- G. 日常維護與管理：針對有無長期整修計畫及日常檢查情形進行紀錄。

表 2.1 建築物概要調查表

1. 調查概要

- 1.1 調查日期 _____ 年 _____ 月 _____ 日
- 1.2 委託調查者 _____
聯絡方式 _____
- 1.3 調查機關 _____
機關地址 _____
調查者姓名 _____
聯絡方式 _____

2. 建物概要

- 2.1 建物名稱_____
- 2.2 所在地_____
- 2.3 用途_____
- 2.4 竣工日期_____年_____月
- 2.5 屋齡_____年
- 2.6 樓層數
地下_____地上_____頂加_____
- 2.7 平面尺寸_____m²
長邊_____m；短邊_____m
- 2.8 總樓層面積_____m²
- 2.9 構造種類
☐ RC ☐ SRC ☐ SS ☐ 其他_____
- 2.10 基礎形式
☐ 筏式基礎 ☐ 獨立基礎 ☐ 其他_____
- 2.11 地盤
☐ 良好 ☐ 軟弱 ☐ 傾斜地 ☐ 其他_____
- 2.12 設計者_____ ☐ 不明
- 2.13 監造者_____ ☐ 不明
- 2.14 施工單位_____ ☐ 不明
- 2.15 管理單位_____ ☐ 不明

3. 圖說紀錄

- 3.1 平面圖
☐有☐無☐部分有____☐不明
- 3.2 結構圖
☐有☐無☐部分有____☐不明
- 3.3 結構計算書
☐有☐無☐部分有____☐不明
- 3.4 施工紀錄
☐有☐無☐部分有____☐不明

4. 建物履歷

- 4.1 用途變更
☐ 有 _____ ☐ 無 ☐ 不明
- 4.2 增 改 建
☐ 有 _____ ☐ 無 ☐ 不明
- 4.3 受災紀錄 (火災/地震/水災等)
☐ 有 _____ (年) ☐ 無 ☐ 不明
- 4.4 補 強 紀錄
☐ 有 _____ ☐ 無 ☐ 不明
- 4.5 改 善 紀錄 (下陷/漏水/機械故障等)
☐ 有 _____ 年 月
_____ 年 月
_____ 年 月
☐ 無 ☐ 不明

5. 建物環境

- 5.1 環境區分
☐ 郊區 ☐ 市區 ☐ 工業區 ☐ 溫泉區
- 5.2 距海岸最近距離 _____m
- 5.3 面海側方向 ☐ 東 ☐ 南 ☐ 西 ☐ 北
- 5.4 主要受風面 ☐ _____ 面 ☐ 不明
- 5.5 其他特殊說明 _____

6. 材料性質

- 6.1 設計強度 _____ kgf/cm²
☐ 不明 (推定値: 280 kgf/cm²)
- 6.2 被覆材種類
 内部裝修 _____
 外牆飾材 _____

7. 日常維護與管理

- 7.1 長期整修計畫
☐ 有 _____ ☐ 無 ☐ 不明
- 7.2 管理型態
☐ 自主管理 ☐ 委託 ☐ 不明
- 7.3 日常檢查實施情況
☐ 有 (頻率 _____ 次/年) ☐ 無 ☐ 不明

8. 其他補充事項

9. 簽名處

2.3 耐久性能初步診斷方法

耐久性能初步診斷以目視調查為主，調查人員觀察建築物構件及外牆外觀劣化之跡象，從而初步判定導致劣化之可能原因與劣化程度，但由於目視調查較為主觀，仰賴調查人員之經驗與判斷，因此為了降低調查者不同產生之落差，本手冊參考日本規範，表列相關診斷準則與評估表，以協助調查人員按照統一之表格或建議流程操作。

初步診斷建議之應進行項目可分為四大項，架構如圖 2.2 所示，相關說明如下：

a、構件劣化度：

評估建築物主要構件，柱、梁、版和 RC 結構牆之劣化狀況。

b、外牆被覆材料劣化度：

建築物的外牆裝修材料於自然環境下或及維護不當造成的劣化情形。

c、環境影響因子：

建築物耐久性能主要受環境中氯鹽量和二氧化碳影響，依所在環境，屋齡、臨海距離等判定其環境劣化潛勢。

d、其他使用性相關項目：

以使用者觀點出發，評估建築物是否有傾斜、滲漏水、振動或變形等影響使用性之問題。

前三項調查項目之評定結果將供調查人員判定該建築物是否需進行第二階段的詳細診斷。此外考量某些建築物構件及外牆被覆材料之外觀劣化問題雖未反映於三大調查項目中，但實質上已嚴重影響使用者的日常生活舒適度，故將使用性能同列為初步診斷的調查項目之一，另行以文字記錄日常使用條件不佳的使用性狀況，再決定是否進行相對應的處理對策。

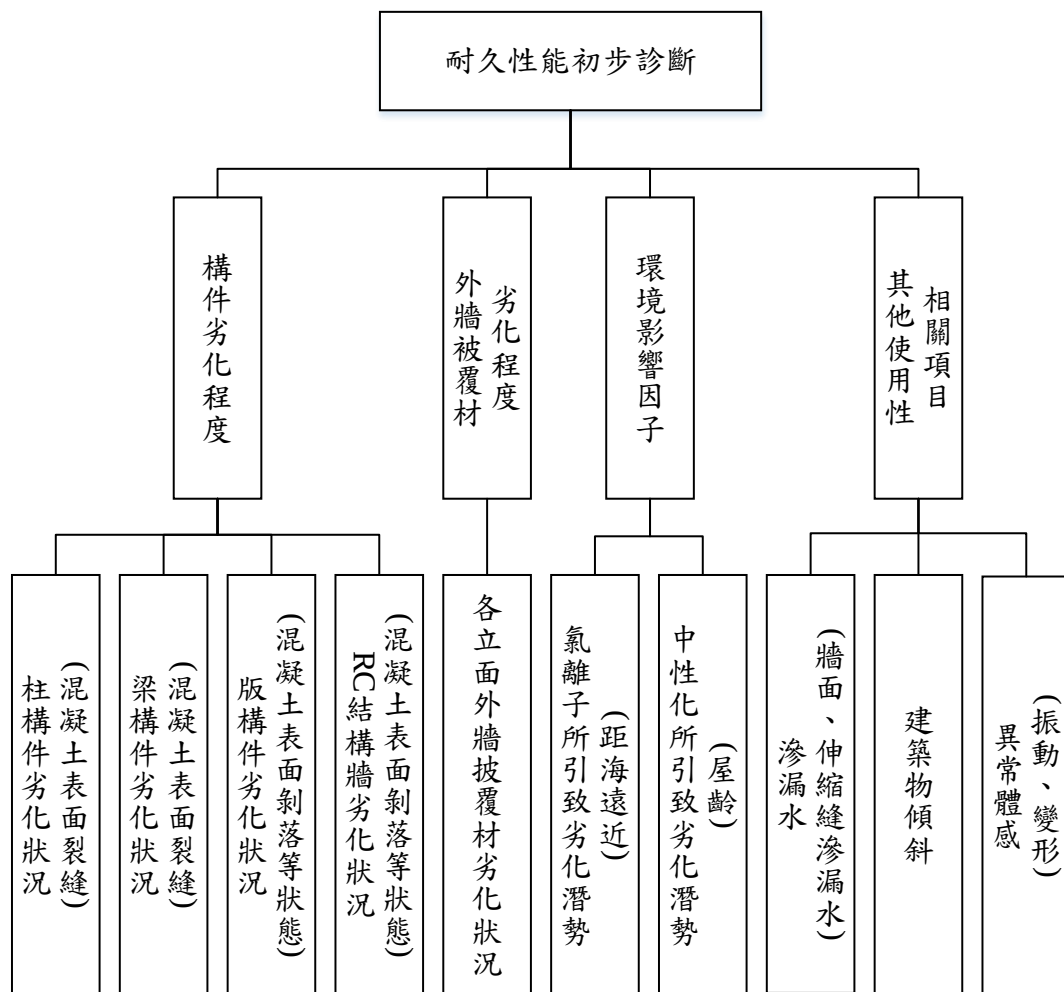


圖 2.2 耐久性能初步診斷分項架構

2.3.1 主要構件調查及評定方式

(1) 柱及梁構件

● 調查重點

構件劣化度是根據構件的混凝土表面之裂縫寬度進行評定，裂縫產生原因可分為三類，劣化、外力(震損)及施工不良，其中外力(震損)及施工不良所造成之裂縫不在本手冊所考量的範圍內。因此，量測裂縫寬度前須先確定裂縫形式，建議參考以下裂縫判定圖例(見圖 2.3 至圖 2.7)，再搭配影像及文字描述評定構件劣化度等級。

若經判定後發現構件是因為受地震力而損壞，則可參考營建署提供之「都市危險及老舊建築物各類建築構造之結構安全耐震能力初步評估表暨初步評估報告書(範本)」[2.2]進行耐震能力評估。

● 評定標準

構件之外觀劣化程度，可依據裂縫寬度分為健全、輕度、中度、重度以及嚴重損壞等 5 種劣化度，如表 2.2 所示，且依據文獻[2.1]，鋼筋內部腐蝕程度可憑藉構件外觀劣化的狀況進行初步判定，如表 2.3 及圖 2.8 所示。

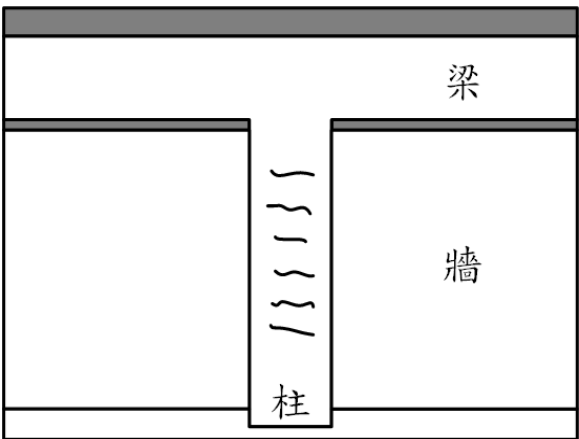
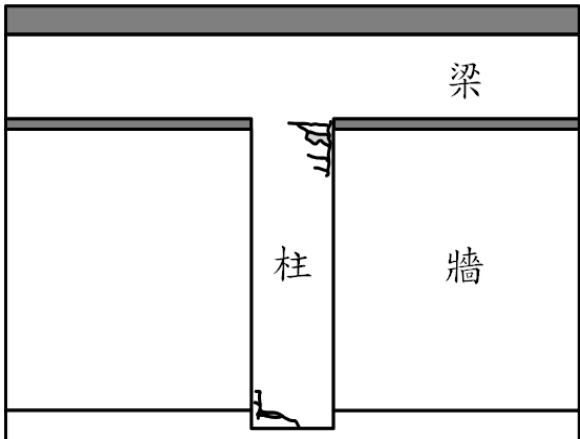
	
因混凝土保護層厚度不足，鋼筋腐蝕膨脹，混凝土沿橫向鋼筋方向產生裂縫或剝落。	因柱頂及柱底鋼筋較緊密、混凝土保護層厚度不足，鋼筋腐蝕造成混凝土表面產生裂縫或剝落。
(a) 裂縫形式編號：Cd1 (鋼筋腐蝕裂縫)	(b) 裂縫形式編號：Cd2 (鋼筋腐蝕裂縫)

圖 2.3 柱構件老劣化裂縫示意圖[2.1]

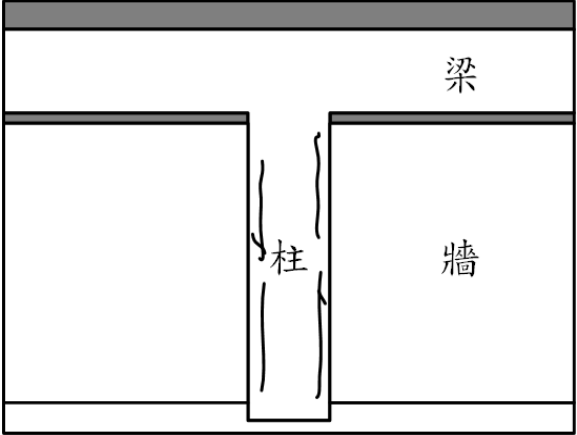
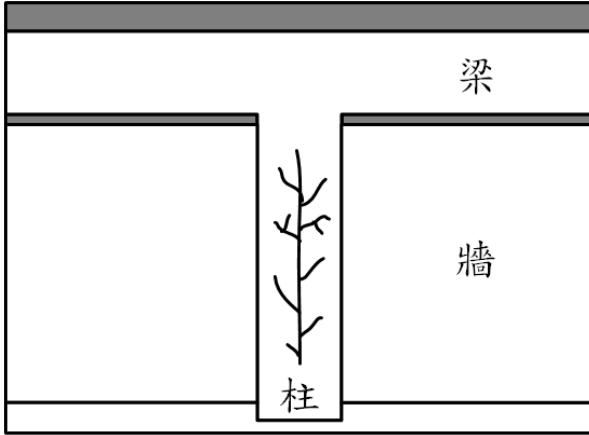
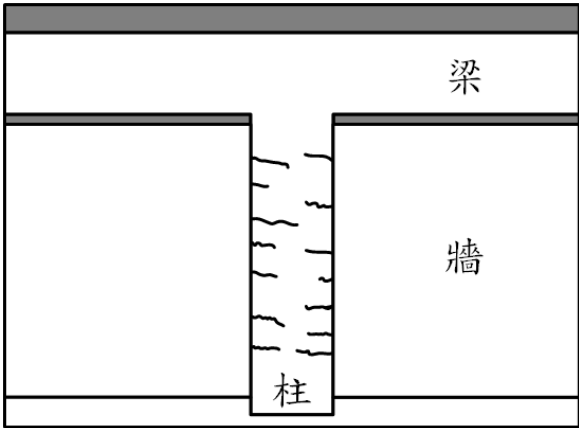
 因混凝土含超量氯化物，鋼筋腐蝕造成混凝土沿主筋方向產生裂縫或剝落。	 混凝土鹼粒料反應，造成柱中心位置產生垂直走向的樹狀裂縫。
(c) 裂縫形式編號：Cd3 (鋼筋腐蝕裂縫)	(d) 裂縫形式編號：Cd4 (鹼粒料反應裂縫)
 混凝土乾燥收縮，造成柱角產生水平方向裂縫。	
(e) 裂縫形式編號：Cd5 (乾燥收縮裂縫)	

圖 2.3 柱構件老劣化裂縫示意圖[2.1](續)

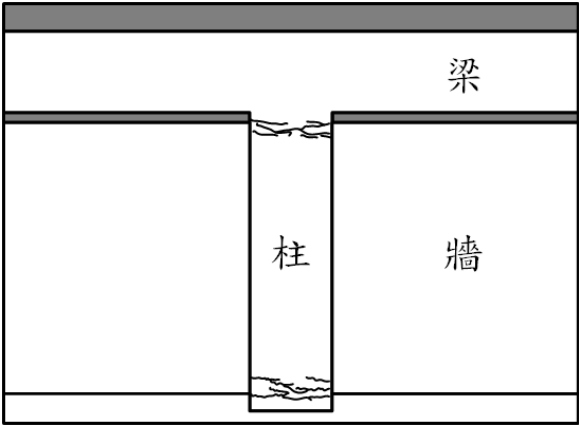
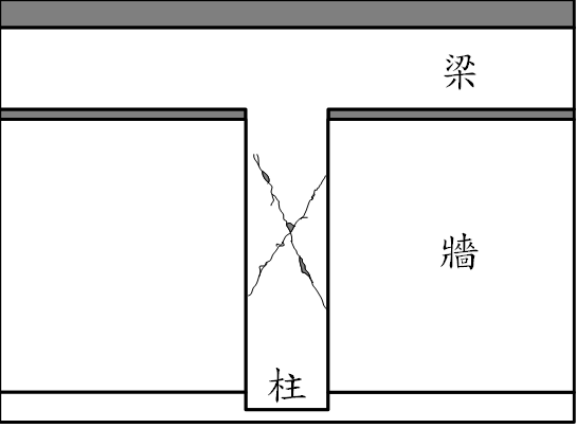
 因地震導致柱頂、柱底產生裂縫。	 因地震導致柱身產生斜向裂縫。
(a) 裂縫形式編號：Cf1 (地震撓曲裂縫)	(b) 裂縫形式編號：Cf2 (地震剪力裂縫)

圖 2.4 柱構件受外力作用裂縫示意圖[2.1]

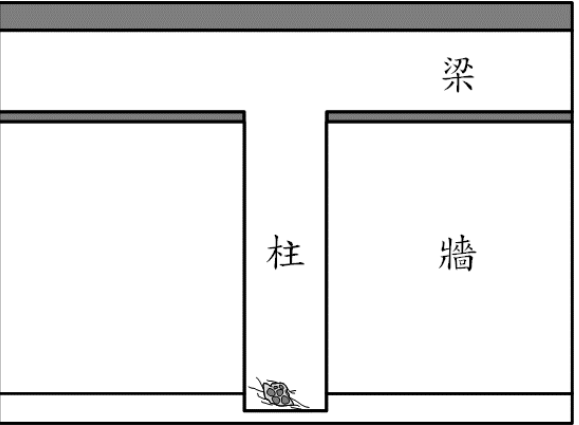
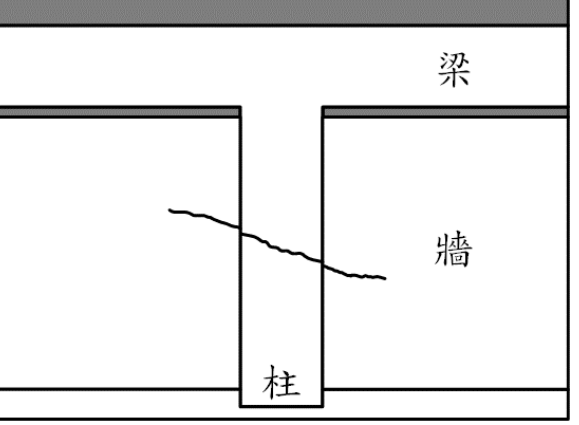
 混凝土澆置未確實搗實，易於柱底等鋼筋密集處產生混凝土剝落的蜂窩現象。	 混凝土澆置過程因故中斷，先澆置部分已過初凝時間，導致前後澆置的混凝土無法完美結合，交界處產生裂縫。
(a) 裂縫形式編號：Cw1 (蜂窩現象裂縫)	(b) 裂縫形式編號：Cw2 (冷縫裂縫)

圖 2.5 柱構件施工不良之裂縫示意圖[2.1]

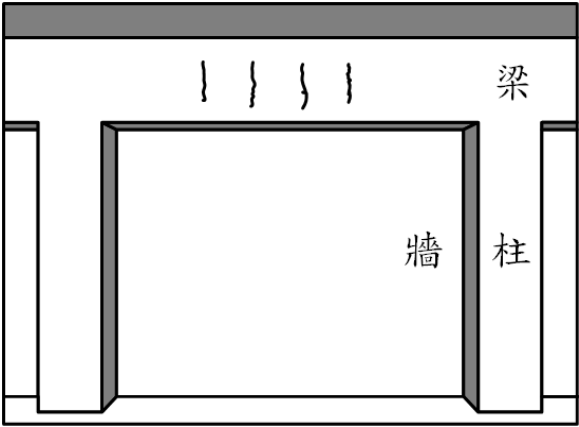
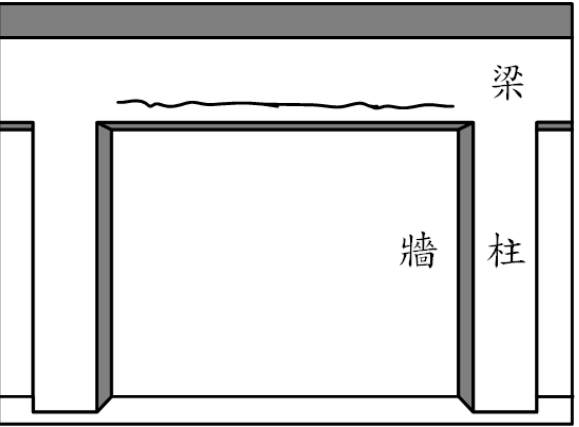
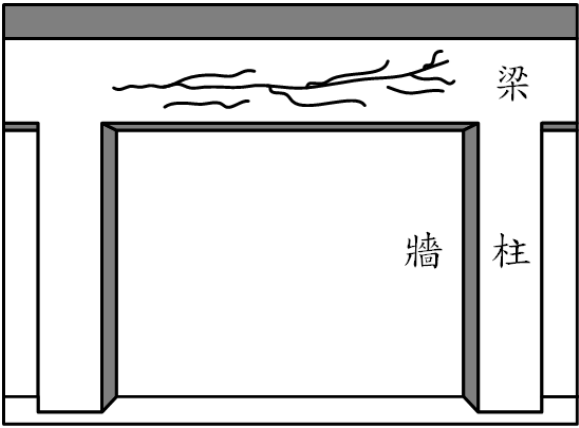
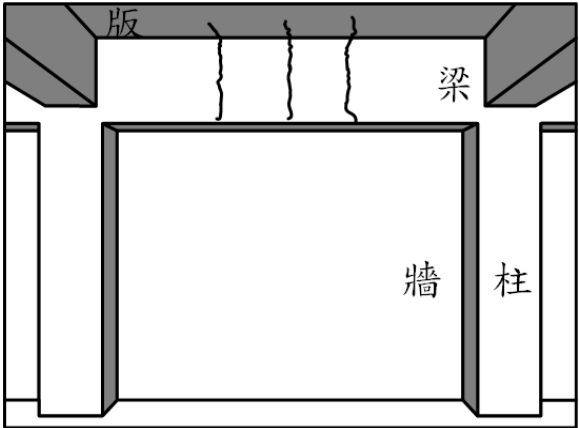
 因混凝土保護層厚度不足，鋼筋腐蝕膨脹，混凝土沿橫向鋼筋方向產生裂縫或剝落。	 因混凝土含超量氯化物，鋼筋腐蝕造成混凝土沿主筋方向產生裂縫或剝落。
(a) 裂縫形式編號：Bd1 (鋼筋腐蝕裂縫)	(b) 裂縫形式編號：Bd2 (鋼筋腐蝕裂縫)
 混凝土鹼粒料反應，造成梁中心位置產生水平方向樹狀裂縫。	 混凝土乾燥收縮，造成垂直梁方向的裂縫，並貫穿樓版。
(c) 裂縫形式編號：Bd3 (鹼粒料反應裂縫)	(d) 裂縫形式編號：Bd4 (乾燥收縮裂縫)

圖 2.6 梁構件老劣化裂縫示意圖[2.1]

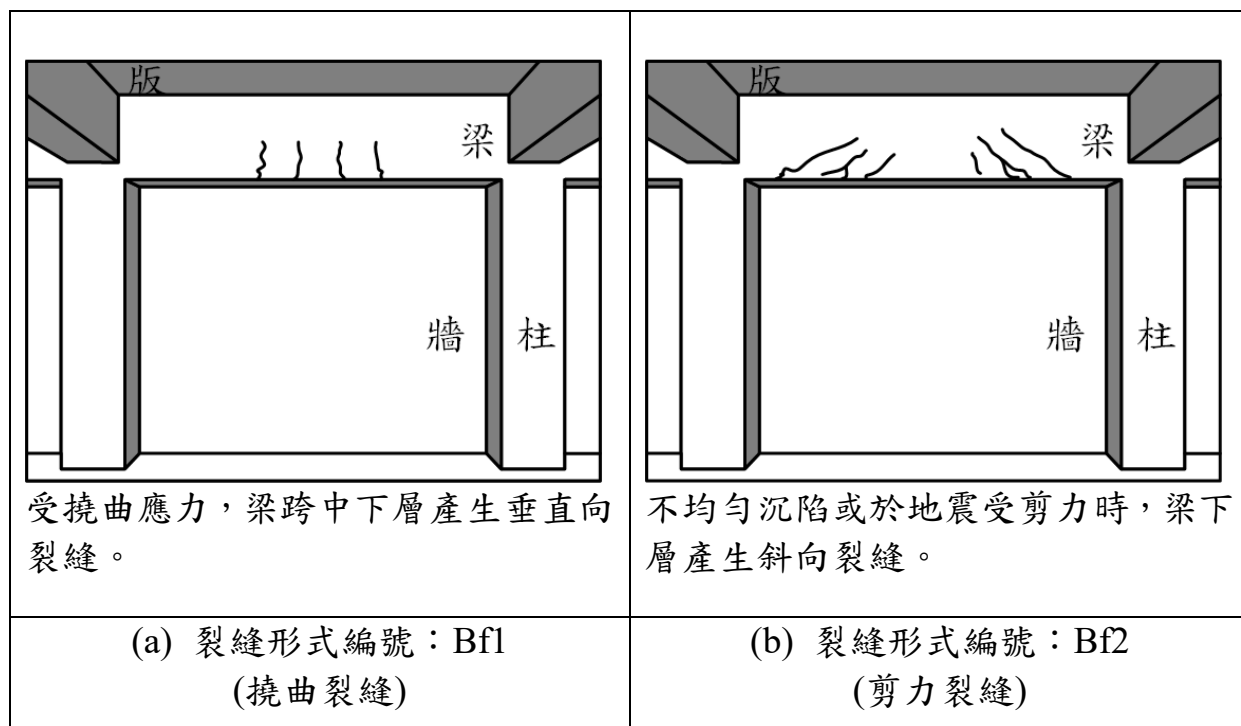


圖 2.7 梁構件受外力作用裂縫示意圖[2.1]

表 2.2 柱、梁構件劣化度評定準則[2.1]

劣化度	評 定 基 準	
	外觀劣化狀況 (裂縫寬度)	鋼筋腐蝕狀況
健全	無明顯劣化症狀	鋼筋腐蝕於等級 II 以下
輕度	0.3mm 未滿	鋼筋腐蝕於等級 III
中度	0.3mm 以上 0.5mm 未滿	鋼筋腐蝕於等級 IV
重度	0.5mm 以上	鋼筋之腐蝕等級為 IV 以上
嚴重損壞	混凝土裂縫大到無法判定寬度、剝落嚴重，鋼筋完全露出且鏽蝕嚴重。	

表 2.3 鋼筋腐蝕等級評定準則[2.1]

等級	評 定 基 準	鋼筋腐蝕 重量損失率
I	沒有發生腐蝕或表面僅有一些點狀鏽蝕現象	< 0.5 %
II	表面存在廣泛點狀生鏽	0.5 % - 1 %
III	表面點狀生鏽聯繫成面生鏽，產生部分生鏽 浮起狀態	1 % - 3 %
IV	廣泛產生鏽蝕浮起狀態，鋼筋混凝土附著鋼 筋鏽蝕生成物，鋼筋斷面積損失部份約為 20 % 以下之可能性	3 % - 5 %
V	廣泛產生較厚之層狀鏽蝕，鋼筋斷面積損失 部份約 20% 以上之可能性	> 5 %

	
(a)劣化程度 I	(b)劣化程度 II
	
(c)劣化程度 III	(d)劣化程度 IV
	
(e)劣化程度 V	

圖 2.8 鋼筋腐蝕程度(摘錄自[2.1])

(2) RC 結構牆及版構件

● 調查重點

RC 結構牆、版構件之裂縫較多且形式較為複雜，往往難以判定其最大裂縫寬度及形式，因此本手冊建議結構牆、版構件之劣化調查以調查個數的定量方式判定。由於 RC 結構牆、版構件的面積大且數量多，因此建議僅須針對外觀有明顯劣化情形之構件調查，可輔以望遠鏡、相機等工具協助。

本手冊建議參考亦將裂縫破壞判定圖例搭配文字描述，列於下方以供工程師參考以下裂縫判定圖例(見圖 2.9 至圖 2.13)，再搭配影像及文字描述評定構件劣化度等級。

● 評定標準

RC 結構牆、版構件建議針對裂縫、剝落、表面狀態等項目進行調查，並參考日本建築研究所[2.3]提出之定量評定基準，以單位化之評定方式分成五個劣化等級區間，包含健全、輕度、中度、重度、嚴重毀損，其評定標準如表 2.4 所示。

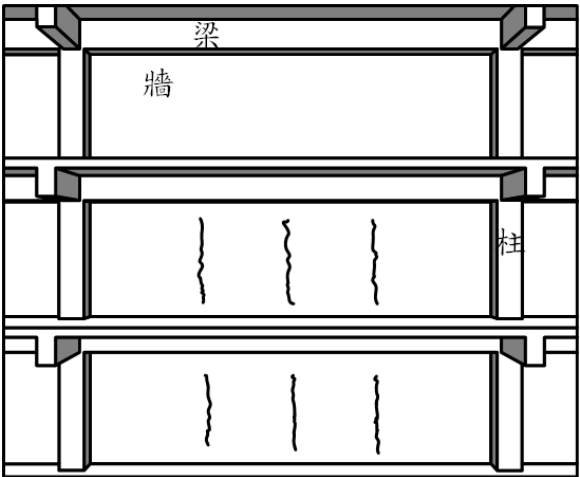
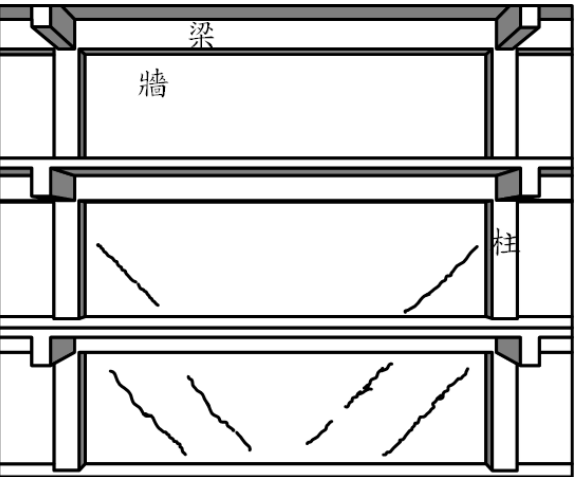
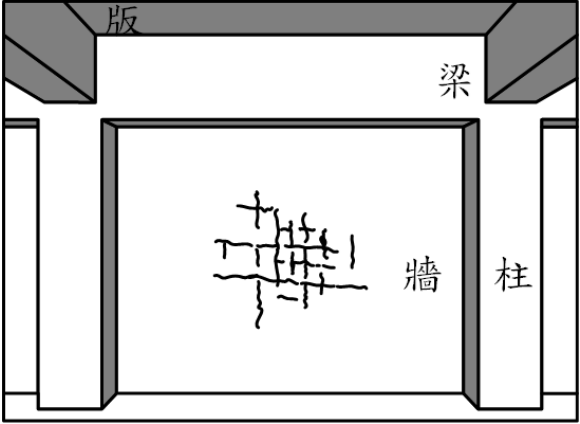
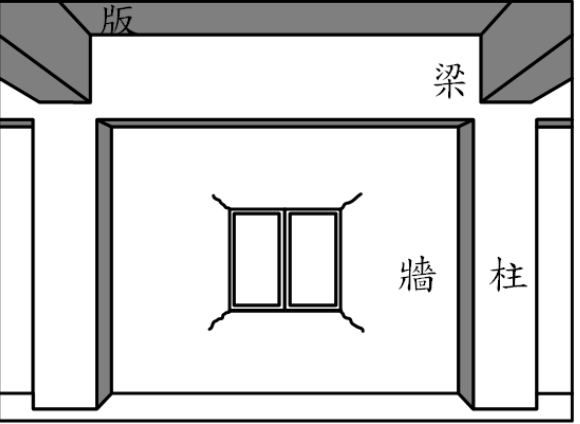
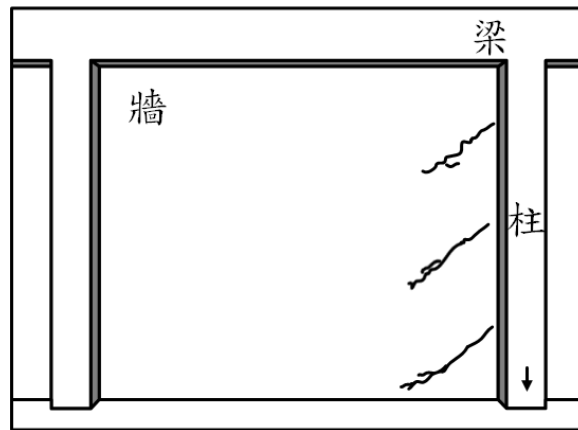
 大面積牆體因混凝土乾燥收縮產生垂直向裂縫。	 大面積牆體被基礎束制，上部結構混凝土乾燥收縮，端部產生斜向裂縫。
(a) 裂縫形式編號：Wd1 (乾燥收縮裂縫)	(b) 裂縫形式編號：Wd2 (乾燥收縮裂縫)
 因混凝土保護層厚度不足或含超量氯化物，鋼筋腐蝕造成混凝土沿牆筋方向產生裂縫、剝落或鋼筋裸露現象。	 牆面開口角隅處受梁柱拘束，產生斜向裂縫。
(c) 裂縫形式編號：Wd3 (鋼筋腐蝕裂縫)	(d) 裂縫形式編號：Wd4 (乾燥收縮裂縫)

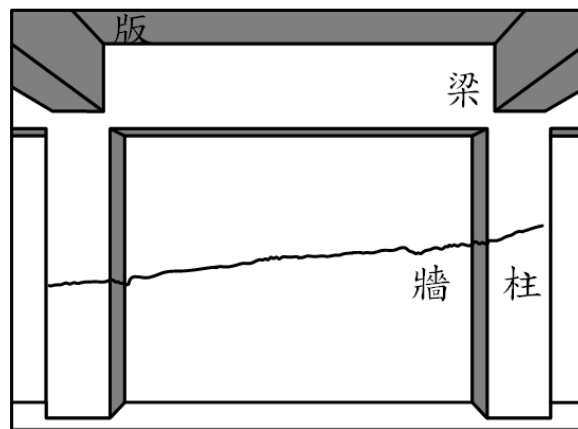
圖 2.9 RC 結構牆老劣化裂縫示意圖[2.1]



大面積牆體因不均勻沉陷產生倒八字形裂縫。

(a) 裂縫形式編號：Wf1
(不均勻沉陷裂縫)

圖 2.10 RC 結構牆受外力作用之裂縫示意圖[2.1]



混凝土澆置過程因故中斷，先澆置部分已過初凝時間，導致前後澆置混凝土無法完美結合，交界處產生裂縫。

(b) 裂縫形式編號：Ww1
(冷縫裂縫)

圖 2.11 RC 結構牆施工不良之裂縫示意圖[2.1]

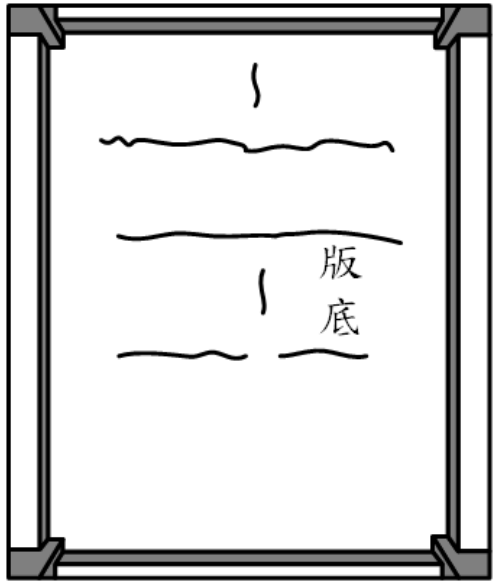
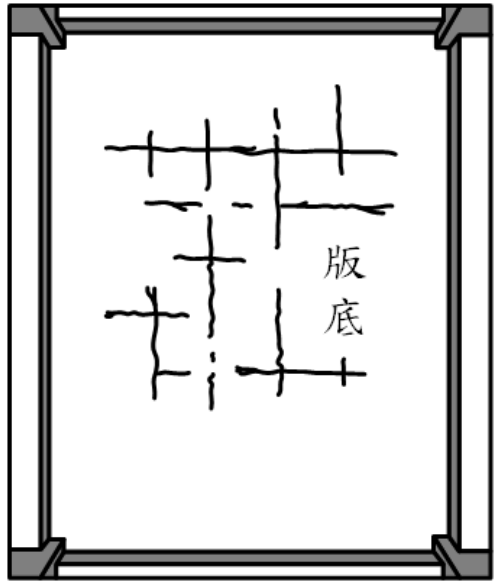
 版底沿短向產生平行裂縫。	 因混凝土保護層厚度不足或超量氯化物，版底沿版筋方向產生裂縫。
(a) 裂縫形式編號：Sd1 (乾燥收縮裂縫)	(b) 裂縫形式編號：Sd2 (鋼筋腐蝕裂縫)

圖 2.12 版構件老劣化裂縫示意圖[2.1]

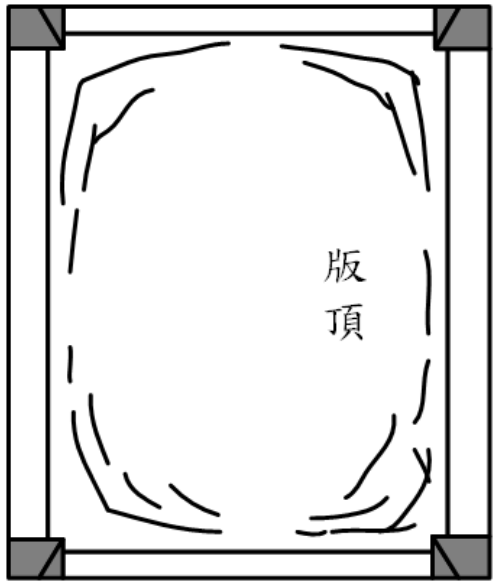
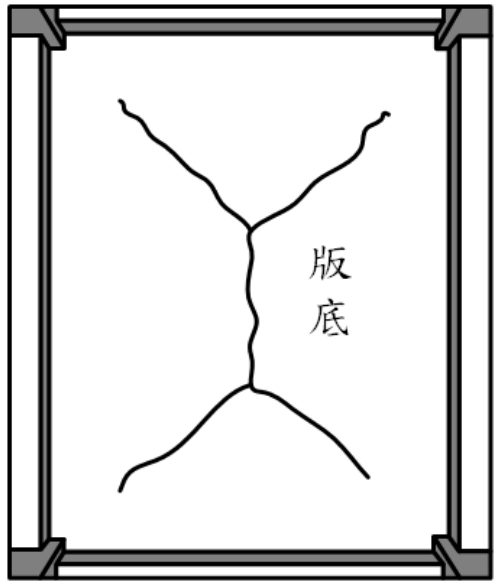
 版受較大變形， 版頂角隅產生圓弧狀裂縫。	 版受較大變形， 版底產生對角向裂縫。
(a) 裂縫形式編號：Sf1 (版撓曲裂縫)	(b) 裂縫形式編號：Sf2 (版撓曲裂縫)

圖 2.13 版構件受外力作用裂縫示意圖[2.1]

表 2.4 版構件劣化度評定準則[2.4]

評估項目			評估單位	劣化度				嚴重損壞
				健全	輕度	中度	重度	
裂縫	沿鋼筋		轉換為1公尺長度時 每100平方公尺數量	無明顯劣化症狀	未滿2條	2～5條	5條以上	混凝土表面剝落嚴重，造成鋼筋完全露出，且鋼筋已鏽蝕。
	開口牆 網狀裂縫 其他		每十個開口個數 發生率 每100平方公尺		未滿3條 未滿5% 未滿5條	3～5條 5～10% 5～9條	5條以上 10%以上 10條以上	
剝落	混凝土	鋼筋露出 鋼筋未露出	發生率 發生率		未滿1% 未滿5%	1～3% 5～10%	3%以上 10%以上	
表面狀態	鏽蝕污損/白華/ 起泡/浮起/鼓脹/ 表面弱化/粉化/ 其他污損		發生率		未滿10%	10～20%	20%以上	
樓版下陷變形			變形量(x/1000)		未滿 5/1000	5/1000～ 25/1000	25/1000 以上	
牆面或樓版傾斜			傾斜角(x/1000)		未滿 5/1000	5/1000～ 25/1000	25/1000 以上	

(3) 構件調查結果紀錄及劣化度評定表

依前述之各構件評定準則判定每個構件之劣化度，搭配照片及文字說明，將構件資訊(建築物名稱、樓層、構件編號)及目視結果(裂縫形式編號及劣化現象)記錄於表 2.5。單一樓層各構件種類之劣化度以累積發生機率評定，將各樓層的柱、梁、RC 結構牆、版四種主要構件之劣化度發生機率記錄於表 2.6。其中，發生機率定義為該劣化度之構件佔所有構件的比例，由

劣化度為嚴重損壞之發生機率開始累計，當發生機率累計超過(達)10%(含該劣化程度之發生機率)，即判定該劣化度為該樓層該構件之劣化度等級。將單一樓層之構件劣化度評定結果記錄於表 2.7，並以各樓層中最嚴重者之構件劣化等級作為整棟建築物之構件劣化度。

表 2.5 單一樓層構件劣化度紀錄表 [2.5]

地點		建築物		樓層		構件
構件編號	裂縫形式編號	健全	輕度	中度	重度	嚴重損壞
相片				位置		
				說明		

(若表格不夠自行新增)

表 2.6 單一樓層各類構件劣化度統整表[2.5]

地點	建築物	樓層
構件種類(柱、梁、版、RC 牆)		
劣化度	發生機率	累積發生機率
☐ 嚴重損壞		
☐ 重 度		
☐ 中 度		
☐ 輕 度		
☐ 健 全		

(若表格不夠自行新增)

表 2.7 整棟建築物構件劣化紀錄表[2.5]

建築物名稱				
樓層	柱	梁	版	RC 牆
一樓	☐ 嚴重損壞 ☐ 重 度 ☐ 中 度 ☐ 輕 度 ☐ 健全	☐ 嚴重損壞 ☐ 重 度 ☐ 中 度 ☐ 輕 度 ☐ 健全	☐ 嚴重損壞 ☐ 重 度 ☐ 中 度 ☐ 輕 度 ☐ 健全	☐ 嚴重損壞 ☐ 重 度 ☐ 中 度 ☐ 輕 度 ☐ 健全
.	☐ 嚴重損壞 ☐ 重 度 ☐ 中 度 ☐ 輕 度 ☐ 健全	☐ 嚴重損壞 ☐ 重 度 ☐ 中 度 ☐ 輕 度 ☐ 健全	☐ 嚴重損壞 ☐ 重 度 ☐ 中 度 ☐ 輕 度 ☐ 健全	☐ 嚴重損壞 ☐ 重 度 ☐ 中 度 ☐ 輕 度 ☐ 健全
頂樓	☐ 嚴重損壞 ☐ 重 度 ☐ 中 度 ☐ 輕 度 ☐ 健全	☐ 嚴重損壞 ☐ 重 度 ☐ 中 度 ☐ 輕 度 ☐ 健全	☐ 嚴重損壞 ☐ 重 度 ☐ 中 度 ☐ 輕 度 ☐ 健全	☐ 嚴重損壞 ☐ 重 度 ☐ 中 度 ☐ 輕 度 ☐ 健全
劣化度				

(若表格不夠自行新增)

2.3.2 外牆(被覆材料)劣化調查及評定方式

外牆被覆材料雖然不直接影響建築物安全，但其可以抵制外界有害物質的侵入，當建築物長期暴露於戶外，外牆被覆材料將可能因環境、施工品質不良或使用者維護不當而損壞，除了美觀上的影響，也逐漸失去原本的保護功能，甚至可能造成結構體劣化，因此不可忽視外牆被覆材料的劣化狀況。

(1) 外牆劣化調查

● 調查重點

外牆劣化調查包含外牆裂縫、被覆材料剝落、鼓起/隆起等劣化形式，調查人員沿建築物四周調查外牆被覆材料劣化情形並記錄之，建築物外牆面一般可分東、南、西、北四面向，取最嚴重的劣化等級作為整棟建築物的外牆劣化度。

外牆之被覆材料浮起或鼓脹，建議可採用部分打診方式進行評估，其施作範圍以不使用鷹架之可及區域為原則，並以專用之測試鎚進行打音診斷，惟當水泥砂漿厚度過大，輕量型測試鎚將無法由反應判定是否異常，因此，診斷時須選擇合適之測試鎚操作，且執行人員必須具備豐富之相關經驗。

● 評定標準

劣化形式分成裂縫、浮起/鼓脹、剝落及表面狀態四種，並參考日本建築研究所[2.3]提出之定量評定基準，以單位化之評定方式分成健全、輕度、中度、重度與嚴重損壞五個劣化區間，如表 2.8 所示。

表 2.8 建築物外牆劣化度評定基準[2.4]

評估項目			評估單位	劣化度				
				健全	輕度	中度	重度	嚴重損壞
裂縫	沿鋼筋		轉換為1公尺長度時 每100平方公尺數量	無明顯劣化症狀	未滿2條	2 ~ 5條	5條以上	混凝土表面剝落嚴重，造成鋼筋完全露出，且鋼筋已鏽蝕。
	開口牆 網狀裂縫 其他		每十個開口個數 發生率 每100平方公尺		未滿3條 未滿5% 未滿5條	3 ~ 5條 5 ~ 10% 5 ~ 9條	5條以上 10%以上 10條以上	
浮起/ 鼓脹		部分打診 全面打診	發生率 發生率		未滿2% 未滿1%	2 ~ 5% 1 ~ 3%	5%以上 3%以上	
剝落	表面被覆材		發生率		未滿2%	2 ~ 5%	5%以上	
	混凝土	鋼筋露出 鋼筋未露出	發生率 發生率		未滿1% 未滿5%	1 ~ 3% 5 ~ 10%	3%以上 10%以上	
表面狀態	鏽蝕污損/白華/ 起泡/表面弱化/ 粉化/其他污損		發生率		未滿10%	10 ~ 20%	20%以上	

(2) 外牆劣化調查紀錄表與評定表

搭配影像及文字記錄建築物之東、西、南、北四個面向的外牆被覆材料劣化情形，如表 2.9 所示。各面向外牆劣化狀況依照評定標準判斷其劣化度，記錄於整棟建築物外牆劣化紀錄表，如表 2.10 所示，取最嚴重者作為該建築物外牆劣化度。

表 2.9 建築物外牆劣化紀錄表

地點	建築物	位置	
		東/西/南/北向	
相片		說明	

(若表格不夠自行新增)

表 2.10 整棟建築物外牆劣化紀錄表[2.5]

地點		建築物				
外牆被覆材料種類		□ 磁磚 □ 石材 □ 油漆 □ 其他種類				
方位	劣化度 調查項目	健全	輕度	中度	重度	嚴重損壞
東面	裂縫					
	浮起/鼓脹					
	剝落					
	表面狀態					
南面	裂縫					
	浮起/鼓脹					
	剝落					
	表面狀態					
西面	裂縫					
	浮起/鼓脹					
	剝落					
	表面狀態					
北面	裂縫					
	浮起/鼓脹					
	剝落					
	表面狀態					
劣化度判定						

2.3.3 環境影響因子調查

造成鋼筋混凝土耐久性影響之環境劣化原因，主要為氯離子和二氧化碳造成的中性化，兩劣化原因詳述於附錄 C。

(1) 氯離子劣化潛勢分區

影響大氣氯鹽量之因素包含臨海距離、平均風速、平均雨量等，其中又以臨海距離最為相關，因此將其作為評定之因素，並參考文獻[2.6]之鹽害環境分類，將台灣劃分為北、中、南、東等四個區域，共八個分區，適用行政區域如表 2.11 所示，氯離子劣化潛勢分區判定標準如表 2.12 所示。

表 2.11 劣化潛勢區域化分表[2.6]

區域	適用行政區
NK	新北、桃園、基隆
NT	新竹、苗栗
MT	台中、彰化
MY	嘉義、雲林、台南
SK	高雄、屏東(西部沿海)
SP	屏東(東部沿海)
EH	花蓮
EI	宜蘭、台東

表 2.12 氯離子環境劣化潛勢對照表[2.6]

離海岸距離區域	低環境劣化潛勢	中環境劣化潛勢	高環境劣化潛勢
NK	5.0 km 以上	3.0 - 5.0 km	0 - 3.0 km
NT	3.0 km 以上	1.0 - 3.0 km	0 - 1.0 km
MT	5.0 km 以上	3.0 - 5.0 km	0 - 3.0 km
MY	1.0 km 以上	0.3 - 1.0 km	0 - 0.3 km
SK	1.0 km 以上	0.3 - 1.0 km	0 - 0.3 km
SP	5.0 km 以上	3.0 - 5.0 km	0 - 3.0 km
EH	5.0 km 以上	3.0 - 5.0 km	0 - 3.0 km
EI	3.0 km 以上	1.0 - 3.0 km	0 - 1.0 km
區域		環境劣化潛勢	
離海岸距離(km)			

(2) 中性化劣化潛勢分區

文獻[2.5]參考民國 98 年至 101 年度各縣市校舍補強成果之材料試驗結果，歸納中性化速度係數，再考量建築物外牆被覆材料種類、屋齡，以各地區中性化速度及建築物屋齡進行劣化潛勢高低之標準分類，北部與中南部區域之劣化潛勢對照表如 表 2.13 及表 2.14 所示。其中，表中之建議屋齡是假設外牆未有嚴重劣化下的分析結果，故中性化劣化潛勢判定時要與外牆劣化狀況一同判定。

表 2.13 中性化環境劣化潛勢對照表(北部/宜蘭) [2.5]

劣化潛勢 被覆材料	低環境劣化潛勢	中環境劣化潛勢	高環境劣化潛勢
a. 無被覆材	☐ 屋齡 10 年以下	☐ 屋齡 10 - 45 年	☐ 屋齡 45 年以上
b. 水泥砂漿	☐ 屋齡 45 年以下	☐ 屋齡 45 - 100 年	☐ 屋齡 100 年以上
c. 樹脂材料、 磁磚、水泥板材	若無特別異狀，可視為低環境劣化潛勢		
被覆材		環境劣化潛勢	
屋齡			

表 2.14 中性化環境劣化潛勢對照表(中/南部/花東) [2.5]

劣化潛勢 被覆材料	低環境劣化潛勢	中環境劣化潛勢	高環境劣化潛勢
a. 無被覆材	☐ 屋齡 25 年以下	☐ 屋齡 25 - 100 年	☐ 屋齡 100 年以上
b. 水泥砂漿、 樹脂材料、 磁磚、水泥板材	若無特別異狀，可視為低環境劣化潛勢		
被覆材		環境劣化潛勢	
屋齡			

2.3.4 其他使用性能評定

除了建築結構構件及外牆被覆材料之外觀劣化狀況外，日常之使用性能項目亦為重要指標，將使用者於日常生活中可能遭遇之問題列為評定項目，如表 2.15 所示，包含牆面滲漏水、振動或變形、基礎沉陷與建築結構傾斜等影響使用性之現象，並輔以照片及文字記錄劣化狀況。因各項目均無量化指標可供評定，故建議由調查人員訪談使用者或管理者，以描述方式陳列問題之影響程度，再依調查人員的工程經驗進行判斷，使用性能等級共包含完好、普通、不良與極差。

表 2.15 其他使用性能評定表

評定內容	完好	普通	不良	極差
牆面滲漏水	☐ 無	☐ 點滲水	☐ 面滲水	☐ 表面生霉 (變黑或粉末狀)
白華	☐ 無	☐ 輕微斑點	☐ 大範圍斑點狀	☐ 大範圍斑塊狀
異常體感 (樓版振動、 跨距大變形)	☐ 無	☐ 輕微感覺	☐ 使用者感覺不適	☐ 有安全疑慮
建築物傾斜	☐ 無	☐ 輕微感覺	☐ 使用者感覺不適	☐ 有安全疑慮
天花板裝修物 變形(如輕鋼架)	☐ 無	☐ 輕微變形	☐ 變形曲折	☐ 使用上造成困擾
伸縮縫	☐ 無	☐ 點滲水	☐ 面滲水	☐ 表面生霉 (變黑或粉末狀)
屋頂防水層	調查人員描述			
其他補充 (照片/文字)	調查人員描述			

2.3.5 初步診斷綜合評定

初步診斷方法透過標準流程逐步審視建築結構周遭環境和本身狀態，綜合評估建築結構之構件老劣化程度、環境、屋齡長短及外牆被覆材料差異，其中採用劣化程度量化表象的描述，讓工程師能客觀並系統性的檢視及記錄劣化狀況。

初步診斷方法整體流程如圖 2.14 所示，依「構件劣化」→「環境影響因子」→「外牆被覆材料」→「其他使用性相關項目」階段式的方式進行評定，前三大項將各階段評定結果以顏色區分，以利調查人員判定使用。由於初步診斷是透過目視檢查與周遭環境所做的粗略判斷，其影響判斷準確度的因素眾多，如重新粉刷便會對劣化度判斷結果有影響，進而影響到初步診斷綜合評定值，故為預防其他額外因素影響診斷結果，本手冊建議若流程中前三項有任一診斷項目落於黃色區域，則判定該建築結構之耐久性能疑似有疑慮，若於紅色區域則表示耐久性能確有疑慮，均建議進入耐久性能詳細診斷，進一步確定劣化主因與選擇合適之維護對策。此外，有關其他使用性能評定部分，因其評估內容多與混凝土及鋼筋劣化無關，故其評定結果僅供專業技師配合使用者或管理者決定適合之修復工法與維護策略之依據。

構件劣化	☐ 健全	☐ 輕度	☐ 中度	☐ 重度	☐ 嚴重損壞
評定標準值 (詳細診斷)	1	2	3	4	5



環境影響因子 (氯離子)	☐ 低劣化潛勢	☐ 中劣化潛勢	☐ 高劣化潛勢
評定係數 (詳細診斷)	1.1	1.2	1.3

外牆被覆劣化與環境條件(含中性化)			
環境條件 外牆被覆劣化	☐ 低環境 劣化潛勢	☐ 中環境 劣化潛勢	☐ 高環境 劣化潛勢
☐ 健全			
☐ 輕度			
☐ 中度			
☐ 重度			
☐ 嚴重損壞			



其他使用性能	☐ 完好	☐ 普通	☐ 不良	☐ 極差
--------	-----------------------------	-----------------------------	-----------------------------	-----------------------------

圖 2.14 初步診斷綜合評定[2.4]

2.4 耐久性能詳細診斷方法

初步診斷以目視調查為主，能簡便且快速地評估建築結構的老劣化狀況，惟僅從外觀判斷劣化度，無法幫助工程師確切了解構件內部實際劣化狀況，以及導致劣化的關鍵因子，因此可以透過初步診斷結果來判定是否有實施詳細診斷之必要。一般而言，經由概要調查及初步診斷結果即可大致了解建築結構的劣化狀況，但若因資訊不足而無法判定劣化狀況或初步診斷判定耐久性能有疑慮時，建議執行詳細診斷了解建築結構之健康狀況，針對建築結構進行一系列材料試驗，確認劣化程度是否和初步診斷調查結果相符，並利用診斷結果及權重分析進行較為客觀之耐久性能評定，作為決定建築結構是否須修補或補強之指標。

依葉為忠等人[2.7]建議，可將詳細診斷因子分為鋼筋腐蝕現況評估、混凝土現況評估及環境影響評估三部分，如圖 2.15 所示，結合初步診斷中的構件劣化、外牆劣化及環境影響因子，使詳細診斷結果能更確切反映建築結構實際劣化狀況。其中，鋼筋腐蝕現況評估項目分為鋼筋腐蝕電位、中性化深度、氯離子含量及構件劣化度，混凝土現況之評定項目為混凝土電阻係數、抗壓強度、保護層厚度及外牆劣化度，而環境影響部分如初步診斷時依距海遠近等環境劣化潛勢進行評定。

不同於初步診斷的評定方式，詳細診斷透過相關材料試驗之結果量化各項目劣化程度，賦予各評估項目五個等級的評定標準值，並參考邱建國等人[2.4]經由專家問卷調查後訂定之各項目耐久性指標權重值，客觀的提供該棟建築結構耐久性能評定結果，並予以建築結構定期維護或修補工法之建議。

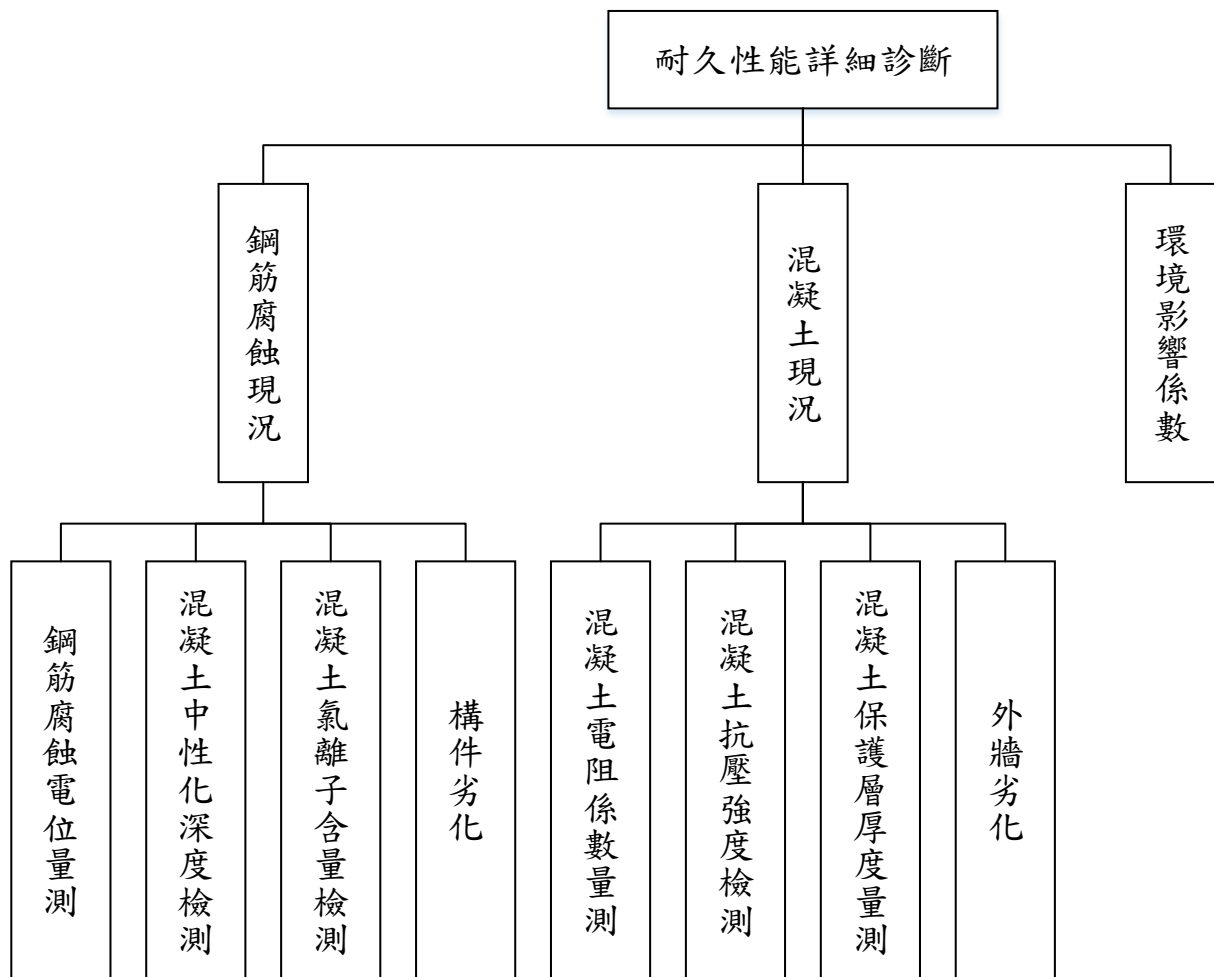


圖 2.15 耐久性能詳細診斷項目

2.4.1 混凝土試體取樣

● 目的

不同於目視檢測結果進行的初步診斷，詳細耐久性診斷為了更確實地了解建築結構的材料現況，須進行破壞性的檢測，如：氯離子、中性化深度以及抗壓強度的檢測，皆需由構件進行混凝土試體取樣才得以執行後續試驗，最常見的取樣方式即是鑽心取樣。

● 鑽心取樣相關規範

根據 CNS 1238 「混凝土鑽心試體及鋸切長條試體取樣法」[2.8]，對混凝土構造物的試體取樣有相關規定，包含鑽心試體的長度、抗壓強度或劈裂張強度試驗用之試體要求等，其中有關於鑽心試體的取樣部分，有以下幾點注意事項：

a、鑽心取樣

鑽取試體時應垂直於混凝土平面，且不可接近模板接縫處或明顯澆置單元的邊緣，建議至少距 150 mm 以上。強度試驗用之混凝土試體若於取樣過程發生破損，切除破損部分後仍有適當長度方能使用，又若混凝土試體中含有鋼筋或其他埋設物，則不可用於測定混凝土強度。

b、試體直徑要求

抗壓強度試驗用的鑽心試體直徑至少為 94 mm 或粗粒料標稱最大粒徑的 2 倍，兩者取大值。若因構件尺度或鋼筋淨間距的限制，導致無法獲得長徑比 1.0 的鑽心試體時，可取直徑小於 94 mm，並於試驗報告中說明理由。

c、試體長度量測

若鑽心試體非用作判定結構尺度，沿試體切割面平行於中心軸方向，量測最長與最短之長度，取平均值到最接近的 5 mm 為試體長度。

d、濕度調節

試體鑽出後拭淨表面鑽心用水並放置使表面水氣蒸發，於一小時內表面達氣乾時，將試體置於塑膠袋或不吸水容器中封口避免水氣損失。鋸切或磨平等需要用水之作業須於鑽心後兩天內完成，並於氣乾後置於容器中封口，置放至少五天才得以進行試驗。進行濕度調節的目的在於降低試體強度在鑽心或鋸切期間受到含水量與水分梯度分布影響。

e、試驗執行

鑽心後續的試驗須於試體鑽取後七天內完成。

2.4.2 鋼筋腐蝕現況檢測項目

有關鋼筋腐蝕之現況，本手冊建議以鋼筋腐蝕電位、中性化深度、氯離子含量以及構件劣化四個項目做評估。透過電化學的量測方法，可以利用鋼筋腐蝕過程中鋼筋混凝土形成的半電池反應，由鋼筋的腐蝕電位、腐蝕電流等數據反映混凝土內的鋼筋腐蝕情形，然而腐蝕電流目前無標準規範可循，且因為儀器不同而有差異，故建議使用腐蝕電位進行診斷即可。腐蝕電位是透過鋼筋混凝土半電池與測量儀器之硫酸銅參考電極連結，構成一完整電

池電位，並量測氧化還原過程中所產生之電位差，由電位差大小評估鋼筋腐蝕的機率。

除了電化學方法，亦可由鋼筋周圍的混凝土狀況檢測鋼筋的劣化情形，主要的檢測項目為混凝土氯離子含量和中性化程度。氯離子含量多寡與鋼筋腐蝕機率關係密切，當混凝土混入含鹽材料或受到外界鹽分滲入，使得鋼筋周圍的氯離子含量超過一臨界值時，鋼筋表面的鈍態保護膜(passive film)便會遭到破壞，使鋼筋和水、氧氣等反應發生腐蝕。除了與混凝土中的氯離子含量有關，混凝土的中性化也會影響腐蝕情況。鋼筋處於強鹼性的混凝土環境時，表層會產生鈍態保護膜保護鋼筋免於腐蝕，然而混凝土的中性化反應會使混凝土由表層向內逐漸喪失鹼性並偏向中性，當混凝土的中性化深度達鋼筋位置時，原本因強鹼性產生的保護膜將部分喪失，若此時鋼筋與水及氧氣接觸極易發生腐蝕。

另外，鋼筋嚴重腐蝕可能伴隨構件表面產生裂縫或混凝土剝落，而初步診斷中的構件劣化度即是依據目視方法調查構件是否有裂縫、混凝土剝落或表面隆起等劣化情況進行評定。

2.4.2.1 鋼筋腐蝕電位

● 背景

鋼筋腐蝕是一種電化學反應，因此一般可以透過電化學量測法評估鋼筋現階段的腐蝕行為。腐蝕電位是電化學反應量測的結果之一，其藉由鋼筋腐蝕所造成的陰陽極電位差作為腐蝕發生機率的判斷，通常以銀/氯化銀電極、飽和甘汞電極或銅/硫酸銅電極作為已知電極電位之參考電極，並量測鋼筋與參考電極間的電位差評估腐蝕活化的程度。

● 檢測方法

參考 ASTM C876-15「混凝土中無塗層鋼筋之腐蝕電位量測」[2.9]，使用半電池電位量測儀進行鋼筋電位量測，利用鋼筋/混凝土半電池電極與參考電極之電位差來判斷腐蝕機率。其中，本手冊選用銅/硫酸銅參考電極進行量測，量測前須確認參考電極中的硫酸銅溶液為過飽和狀態。此方法為破

壞性檢測，故檢測範圍建議選擇初步診斷時劣化較為嚴重之部位進行，並以每一層樓至少取一處為原則，利用鋼筋掃描結果佈設點位。

量測步驟如下：

- a. 篩選檢測構件：挑選承重構件之主要受力部位，且量測區域之保護層不應有明顯鏽蝕脹裂。
- b. 測量間距：待測區視構件尺寸利用鋼筋掃描結果採網格式劃分，網格如圖 2.16 所示，圖中之網格實線即是鋼筋位置，而避開箍筋位置的紅點則是量測點。
- c. 導電通路：選擇適當位置敲除待測構件表面部份被覆材料與保護層以露出局部鋼筋，將量測儀器連接鋼筋以形成通路。量測時，要注意電極連接處與測量之鋼筋混凝土表面各量測點間之導電電路連續。
- d. 混凝土表面預濕：透過 5 分鐘內電壓讀數的穩定性($\pm 0.02V$)，確保混凝土與參考電極間之導電性。若電位隨時間有明顯波動，則須將構件表面潤濕，方法如下：
 - i. 於量測之混凝土表面噴灑水，並避免測量時表面仍有流動水。
 - ii. 於混凝土表面和參考電極間放置浸濕海綿，海綿須待該處量測結束後方可移動。
- e. 移動位置、記錄電位差並確認參考電極溫度，記錄於表 2.16。當電位值不隨時間改變時即為鋼筋之平衡電位，若溫度超過 $22.2 \pm 5.5^{\circ}C$ ，則需修正電位值($-0.0005 V/^{\circ}F$)再繪出等電位圖，藉此判定鋼筋腐蝕發生之可能區域，等電位圖可協助調查人員釐清該構件鋼筋腐蝕潛勢高低的範圍。

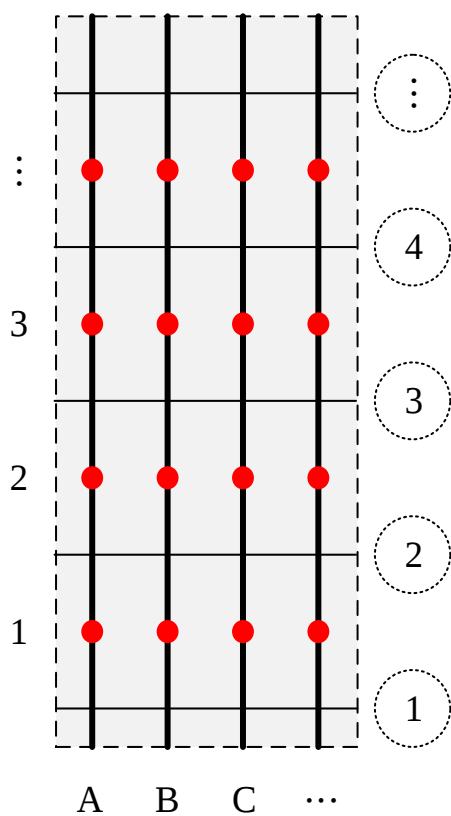


圖 2.16 鋼筋檢測網格示意圖

表 2.16 鋼筋腐蝕電位紀錄表

試驗日期：			溫度：		電極種類：(銅/硫酸銅)		
點位	量測值 (mV)	點位	量測值 (mV)	點位	量測值 (mV)	點位	量測值 (mV)

(若表格不夠自行新增)

2.4.2.2 中性化深度

● 背景

混凝土中水與水泥的水化作用會產生氫氧化鈣 $Ca(OH)_2$ 等化合物，使混凝土中的孔隙溶液形成高鹼性的環境。當鋼筋處在高鹼性(pH 值約 12 ~ 13)的環境中，鋼筋表層會生成鈍態保護膜，隔離鋼筋和其他物質的接觸，抑制鋼筋腐蝕。但大氣中的二氧化碳侵入並與混凝土中的 $Ca(OH)_2$ 反應產生中性的 $CaCO_3$ 時，混凝土將漸漸喪失原有的鹼性，其 pH 值會下降並趨向中性。當中性化由混凝土表面發展至鋼筋位置時，混凝土失去原本保護鋼筋的特性，若此時水和氧氣與鋼筋接觸就會促發鋼筋開始腐蝕。鋼筋腐蝕發生後，其體積膨脹可能導致混凝土因內部應力而發生破壞，衍生裂縫、剝離或剝落，使得外界有害物質更易入侵並加速鋼筋腐蝕。

● 檢測方法

指示劑調配、試體準備及中性化深度量測準則可參考 RILEM CPC-18 「硬固混凝土中性化深度量測」[2.10]。取樣位置及數量可根據國家地震研究中心針對校舍耐能力詳細評估之建議，並配合鋼筋腐蝕電位量測結果，於腐蝕發生機率較高的區域進行混凝土鑽心取樣及中性化深度測試。

鑽取混凝土試體後，等待測面陰乾再噴灑 1% 的酚酞指示劑(1 g 酚酞以 100 ml 70% 乙醇稀釋)於試體表面。試體未變色的部分即為中性化範圍，而呈現紫紅色的部分則表示其 pH 值高於 8~9，屬於未中性化範圍。量測中性化深度時須扣除粉刷層厚度，並依據圖 2.17 方式記錄中性化深度以及前緣模式，或是直接量測四面中性化深度取平均。

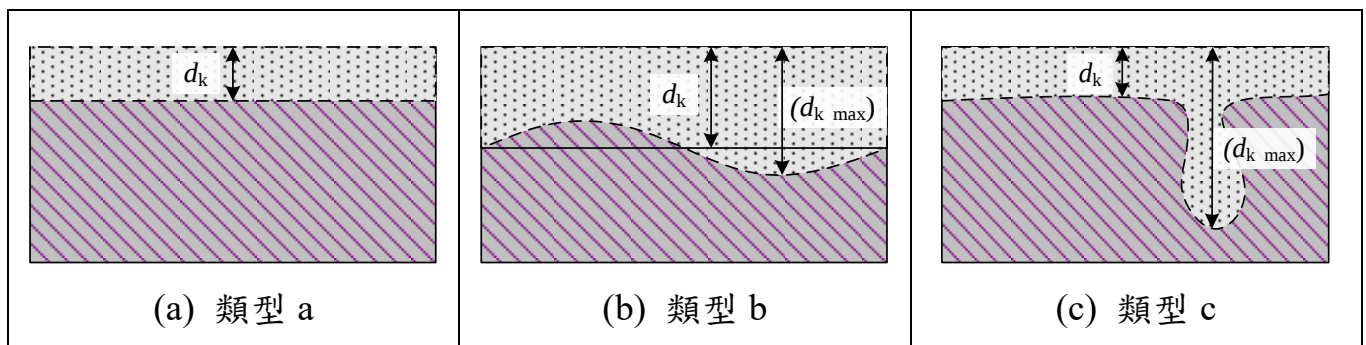


圖 2.17 中性化深度定義

2.4.2.3 氯離子含量

● 背景

混凝土中的氯離子是導致鋼筋腐蝕的主要原因之一，鋼筋周圍氯離子累積到一定含量時，始誘發鋼筋腐蝕並加速腐蝕的反應，該含量被定義為「臨界氯離子含量」，有學者指出鋼筋發生腐蝕的臨界全氯離子含量在 $1.2 \text{ kg/m}^3 \sim 2.5 \text{ kg/m}^3$ [2.11]，但確切含量受混凝土配比、建築結構暴露環境、保護層厚度等影響而有極大的差異。

氯離子於混凝土中可分為固結型與游離型兩種存在狀態，固結型又包含物理固結和化學固結，惟固結型氯離子較為安定，對混凝土中之鋼筋危害較小，因此一般只認為游離型氯離子具有侵蝕性，故以硬固後滲入的環境游離型氯離子為主要考量。此外，新拌混凝土為了防止氯離子含量過高，要求新拌混凝土的氯離子初始含量不可超過 0.15 kg/m^3 ，並另外依據 CNS 13465「新拌混凝土中水溶性氯離子含量試驗法」[2.12]進行量測。

● 檢測方法

氯離子含量檢測依 CNS 14703「硬固水泥砂漿及混凝土中水溶性氯離子含量試驗法」[2.13]進行。氯離子含量檢測試體每層樓至少一個，位置同混凝土鑽心處，若同一樓層有分期興建，則每一個分期興建區域至少一個試體；若試驗結果大於 0.15 kg/m^3 ，則該區域須補做兩個試體(至多不超過該分期鑽心數量)。將鑽心試體於實驗室內進行切片，亦可使用抗壓後的混凝土碎塊，以磨粉機研磨成細粉，使粉末皆能通過 $850 \mu\text{m}$ 試驗篩(20 號篩)，將粉末移至一光面紙上，為了使粉體均勻，輪流提起四角讓試樣翻滾至對角，三次循環後將試樣移至另一光面紙上，上述動作須重複至少十次，試樣均勻後依以下步驟進行試驗：

- a. 量取約 10 g 通過 20 號篩之試樣(準確至 0.01 g)。
- b. 將試樣置於 250 ml 的燒杯中，並加入 $50 \pm 1 \text{ ml}$ 符合 CNS 3699 之化學分析用水。
- c. 以錶玻璃蓋住燒杯並加熱，避免氯化物揮發，待沸騰持續 5 分鐘後，持續蓋住靜置 24 小時。

- d. 以重力或抽氣過濾方式將試樣以符合 CNS 5038 之 G 級濾紙過濾。
- e. 將濾液移至 250 ml 燒杯，並加入 3 ± 0.1 ml 之 1:1 稀硝酸及 3 ± 0.1 ml 之 30% 之過氧化氫，以錶玻璃蓋住靜置 1 至 2 分鐘。
- f. 將蓋有錶玻璃之燒杯迅速加熱至沸騰後馬上移開。
- g. 繼續依 CNS 1078 中氧化物之試驗步驟。以抽氣過濾設備及濾紙過濾試樣，並將濾液移入乾淨燒杯，保持溶液體積小於 175 ml。冷卻濾液至室溫。
- h. 以硝酸銀配合電位差自動滴定儀，利用電位滴定反應找出滴定終點並計算試樣中氯離子含量。

● 注意事項

切片的分層氯離子含量試驗結果可呈現混凝土內部實際的氯離子含量分布情形，進一步能迴歸得到真實的表面氯離子含量與擴散係數，將可透過擴散公式模擬不同空間及不同時間下的氯離子含量。

此外，由於鋼筋腐蝕速率可由鋼筋處的氯離子含量進行估算(參閱 3.2.2.2 節)，因此若欲評估未來老劣化建築結構之耐震性能，則必須進行分層氯離子含量的試驗，方可計算不同時間點的腐蝕速率。

2.4.2.4 構件劣化

構件因各種老劣化因素使得混凝土表面出現裂縫，水氣將夾帶環境中腐蝕因子沿著裂縫滲入混凝土，加速鋼筋腐蝕的劣化情形，輕微可能導致混凝土隆起或鼓起，嚴重甚至會造成混凝土表面剝落或剝離，使鋼筋完全暴露於環境之中，不只影響建築結構的耐久性能，更可能影響構件的破壞行為，因此需評估構件劣化程度，避免忽略混凝土的保護功能。此項目將沿用初步診斷中的構件劣化結果進行評定。

2.4.3 混凝土現況檢測項目

有關混凝土之現況，本手冊建議以混凝土電阻係數、抗壓強度、保護層厚度及外牆劣化度四個項目進行評估。混凝土電阻係數顯示其導電性，當電阻係數越大，表示混凝土內部結構緻密，劣化因子擴散的能力較弱，鋼筋可

能腐蝕的速率也較慢；抗壓強度則是能直接反映混凝土是否仍符合初始設計狀態；保護層可以有效的防止外界物質直接和鋼筋接觸而造成鋼筋腐蝕，但當實際的保護層厚度並不如初始設計的狀況，鋼筋可能將提早劣化，甚至影響構件的斷面狀況，因此不可忽視；而外牆被覆材料和保護層的功能相同，當外牆產生了裂縫、剝落或剝離，劣化因子將直接和混凝土甚至是鋼筋接觸，影響構件的耐久性能及安全性。

2.4.3.1 電阻係數

● 背景

混凝土的電學行為受其微結構組成與機械性質影響，電流自儀器發射端流經混凝土內部連通孔隙後傳導至接收端，電流傳遞路徑愈長，量測所得電阻係數愈大，代表混凝土內部連通孔隙少、結構較為緻密，外界物質難以入侵，故混凝土電阻係數常作為評估外界物質侵入混凝土內部的指標。AASHTO T358-15[2.14]指出電阻係數試驗可用於快速評估混凝土抵抗氯離子滲透之能力。

● 檢測方法

混凝土電阻係數量測主要參考 AASHTO T358-15「混凝土抗氯離子滲透能力之表面電阻係數量測」[2.14]，以 Wenner 四極式電阻儀進行量測，且電阻係數與混凝土含水量有關，為確保量測結果準確，應於檢測範圍為面乾內飽和狀態下進行。此外，儀器量測時，應利用鋼筋掃描結果避開內部鋼筋位置，量測純混凝土部分，以避免鋼筋的電化學反應影響量測結果。

於檢測範圍之混凝土表面等距架設電阻量測儀之四支電極，外側兩電極為電流電極，會施加交流電位差使混凝土中產生電流，內側兩電極為電壓電極，量測兩電壓電極間電位差，結合電流與電極間距即可計算電阻係數 ρ ，如式(2.4.1)所示：

$$\rho = \frac{2\pi dV}{I} \quad (2.4.1)$$

式中， ρ ：混凝土電阻係數、 d ：電極間距、 V ：電壓電極間電位差、 I ：電流電極流通之電流。

2.4.3.2 抗壓強度

● 背景

抗壓強度是混凝土品質的重要指標之一，而影響混凝土強度的要素包括先天的配比設計與後天的施工養護及環境因素。為了評估建築結構在長期使用後是否有材料已不符合初始設計狀況，可使用混凝土鑽心取樣法獲取試體，再進行混凝土抗壓試驗得實際抗壓強度，以了解當下混凝土強度與初始設計值之差異。此外，因為鑽心取樣是破壞性檢測，可搭配非破壞性檢測之反彈錘法，建立該建築結構之反彈值和強度對應表，以大範圍檢測建築結構的混凝土強度。

● 檢測方法

(1) 鑽心試體抗壓強度試驗

抗壓強度參考 CNS 1232「混凝土圓柱試體抗壓強度檢驗法」[2.15]，先從欲檢測部位鑽取適當的混凝土試體，再送試驗室進行抗壓試驗取得混凝土強度。混凝土鑽心取樣之試體數量根據國家地震研究中心針對校舍耐能力詳細評估之建議，應由每一層樓地板面積(A)為基準計算，如表 2.17 所示；若同一樓層有分期興建的狀況，則依該樓層各分期興建區域樓地板面積(A)來決定取樣數量，如表 2.18 所示。

表 2.17 鑽心試體取樣數量[2.16]

樓地板面積(A)	鑽心試體取樣數量
$A \leq 600 \text{ m}^2$	每層樓至少 3 個鑽心試體
$A > 600 \text{ m}^2$	每層樓至少 $N=3+(A-600)/400$ 個鑽心試體 (無條件進位)

表 2.18 分期興建鑽心試體取樣數量[2.16]

樓地板面積(A)	鑽心試體取樣數量
$A \leq 300 \text{ m}^2$	該分期興建區域至少 2 個鑽心試體
$300 \text{ m}^2 < A \leq 600 \text{ m}^2$	該分期興建區域至少 3 個鑽心試體
$A > 600 \text{ m}^2$	該分期興建區域至少 $N=3+(A-600)/400$ 個鑽心試體 (無條件進位)

使用壓縮試驗機對鑽心試體進行抗壓強度檢測，步驟如下：

- a、試體兩端整平：試體兩端之面應在試體中心軸之垂直面 0.5 度內，其平面度大於 0.05 mm 時應予以石膏蓋平、磨平或鋸平。
- b、試體尺寸確認：量測試體兩相互垂直之直徑(準確至 0.25 mm)，取平均為試體直徑，以決定橫斷面面積。若試體高度小於直徑之 1.8 倍或大於直徑之 2.2 倍，或需量測計算試體體積時，量測試體任一直徑兩端高度(準確至直徑 1/20)，取其平均為試體高。
- c、試體架設：將試體與試驗機承壓面之異物清除，放置試體於平台上，並使試體軸心與試驗機之球形座中心軸吻合。將儀錶歸零，並待球形座與試體接近時手動操作，使球形座與試體能均勻接觸。
- d、加壓：加壓時壓力應連續增加，且不得有振動。若為螺旋式試驗機，其加壓架之移動速率在機器空檔時，應保持約 1 mm/min；若為液壓式試驗機，加載速率應介於每秒 1.5 kgf/cm² (0.5 Mpa) 至 3.5 kgf/cm² (0.35 Mpa) 之間。在預期之達最大抗壓荷重前半段加壓時間可用稍快之速率加壓，當試體將破壞前之快速降伏現象發生時，即不可再調整加壓速率，持續加壓至試體破壞並記錄最大荷重。

- e、強度計算：將最大荷重除以試體平均橫斷面面積即為試體之抗壓強度，數值應準確至 1 kgf/cm^2 (0.1 Mpa)。若試體高度直徑比小於 1.8 時，則應乘以表 2.19 所列之修正係數。

表 2.19 試體高度直徑比小於 1.8 時之抗壓強度修正係數[2.15]

高度/直徑	1.75	1.50	1.25	1.00
修正係數	0.98	0.96	0.93	0.87
適用於標稱抗壓強度為 $140 \sim 420 \text{ kgf/cm}^2$ ($15 \sim 45 \text{ Mpa}$) 之輕質混凝土($1600 \sim 1920 \text{ kg/m}^3$)及一般之常重混凝土。未列入表中之修正係數可以內插方式計算之。測試時，試體可為乾燥或濕潤狀態。				

(2) 反彈錘法

反彈錘法屬非破壞性檢測的一種，參考 CNS 10732「硬化混凝土反彈值試驗法」[2.17]，利用彈簧驅動鋼錘以定速率撞擊混凝土表面，由撞擊後的回彈距離或撞擊前後的速度比決定其反彈值，但兩種量測原理得到的反彈值不可同時比較。此法可用於評估結構表面混凝土硬度並推估混凝土抗壓強度，其試驗快速且工具輕巧，適合現地量測無法鑽心取樣的區域。惟混凝土工程施工規範與解說(土木 402-94a)[2.18]中規定非破壞性試驗必須配合鑽心試驗進行，其結果不得單獨作為混凝土品質的評估，ASTM C805[2.19]也提到反彈錘法僅可作為評估結構中不同位置混凝土均勻性之指標，不宜取代鑽心抗壓試驗。

反彈錘法雖無法完全取代鑽心試體抗壓試驗，但仍可作為結構中不可鑽心處之強度量測替代方案。儀器製造商雖有提供儀器的強度對應表，但無法實際反應混凝土的強度，因反彈錘法受眾多因素影響，如試驗表面光滑程度、構件老劣化或中性化程度、衝錘與試驗表面之夾角、水泥與粗粒料種類以及混凝土濕度等，故不建議直接使用製造商提供之強度對應圖表。若要獲得該建築結構較真實之材料強度，則應透過實際量測的反彈值與相對應位

置之鑽心試體抗壓強度先建立相同狀態下之反彈值與強度對應曲線，方能適用於該建築結構其他檢測區域使用。

反彈錘法注意事項：

- a、選定試驗表面，測試構件厚度至少 10 cm 厚，且避開有缺陷處，若試驗表面粗糙，須先將表面磨平。測試樓版時，應測試其底面，避免已粉飾表面。所測試之表面積直徑不小於 15 cm，每次試驗面積上至少挑選 10 個撞擊點，任兩撞擊點距離應在 25 mm 以上。
- b、反彈錘與試驗表面應垂直，使衝錘能垂直撞擊混凝土表面，記錄反彈值至兩位有效數字，若衝錘未能垂直撞擊混凝土表面，會影響相對應強度值，故須同時記錄打擊角度，如圖 2.18 所示。若撞擊後發現撞擊點有破碎之現象，則該次讀數不計。
- c、計算 10 次讀數之平均值，並剔除與平均值相差 7 以上之讀數，剩餘讀數平均值即為該試驗表面之反彈值，若有 2 個以上讀數被剔除，則該組數據應作廢。依據平均反彈值與打擊角度查找反彈值與強度對應圖表，便可求得對應強度值。

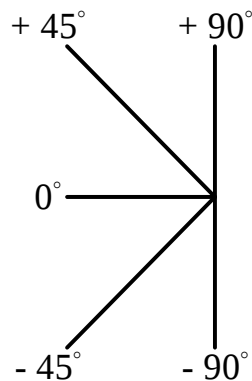


圖 2.18 打擊角度示意圖

2.4.3.3 保護層厚度

● 背景

混凝土能夠防止鋼筋直接接觸環境中有害物質(如氯離子等)，惟原為高鹼性的混凝土可能受大氣中二氧化碳影響而逐漸轉為中性，若此時保護層

厚度足夠，便能避免因中性化破壞鋼筋鈍態保護膜，促發鋼筋提早鏽蝕，故保護層厚度為建築結構耐久性能評估的一個重要指標。

● 步驟

保護層厚度一般使用鋼筋探測掃描器探測鋼筋位置，現場修正確定保護層厚度，並估測鋼筋直徑與號數。一般步驟如下：

- a、測量前須先利用鋼筋探測掃描器確認鋼筋走向並繪製於測區上，避開鋼筋接續處與綁紮鐵絲處。
- b、將儀器放置鋼筋上方量測，紀錄最小值讀數(精確至 mm)。
- c、建議每一測點讀取 2~3 次穩定數值，取其平均值。
- d、依式(2.4.2)及(2.4.3)計算保護層厚度：

$$\overline{D_n} = \frac{\sum D_i}{n} \quad (2.4.2)$$

$$\overline{D_{ne}} = \overline{D_n} - KS_D \quad (2.4.3)$$

$$S_D = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (D_{ni} - \overline{D_n})^2}{n-1}} \quad (2.4.4)$$

式中， D_i ：測點部位保護層厚實測值、 n ：實測次數、 S_D ：測點部位保護層厚度之標準差(精確至 0.1 mm)，計算方法如式(2.4.4)所示、 K ：合格評定係數， K 值與 n 值對應關係見表 2.20。

表 2.20 K 值與 n 值參考表[2.7]

n	10 ~ 15	16 ~ 24	≥ 25
K	1.695	1.645	1.595

保護層厚度可於鋼筋電化學量測時一併取得，測量前須先確認鋼筋走向並繪製於測區上，避開鋼筋接續處與綁紮鐵絲處，將儀器放置鋼筋上方量測讀數並記錄，建議每一測點讀取 2~3 次，取其平均值。

2.4.3.4 外牆劣化

當建築結構外牆因環境腐蝕因子滲入混凝土並引發鋼筋腐蝕，導致混凝土隆起或鼓起進而使外牆被覆材料剝落或鼓膨發生，可能使被覆材料下之混凝土甚至是鋼筋裸露於環境中直接與劣化因子接觸，將影響建築結構耐久性能，因此需評估外牆劣化程度。此項目沿用初步診斷中的構件劣化度結果進行評定。

2.4.4 耐久性能詳細診斷各項評定標準

2.4.4.1 鋼筋腐蝕現況

(1) 鋼筋腐蝕電位

在對已進行溫度修正處理過的數據判讀前，必須先將數據加以負號，並繪製等電位圖，再依表 2.21 評定其標準值。

表 2.21 鋼筋腐蝕電位評定標準[2.7]

評定標準值	電位值(mV)	鋼筋狀態
1	0 ~ -200	無腐蝕可能或腐蝕可能性不確定
2	-200 ~ -300	具腐蝕可能性，但腐蝕狀態不確定
3	-300 ~ -400	腐蝕可能性較大，發生腐蝕機率>90%
4	-400 ~ -500	腐蝕可能性大，且為嚴重腐蝕
5	< -500	構件存在腐蝕開裂區域
備註	(1).表中電位值為採用銅-硫酸銅電極時的量測值。 (2).混凝土濕度對量測值有明顯影響，量測時構件應為自然狀態。	

(2) 中性化深度

中性化深度的評定方式，由實驗獲得之中性化深度與該構件保護層厚度之比值決定評定標準值，如表 2.22 所示。

表 2.22 混凝土中性化深度評定標準值[2.7]

評定標準值	1	2	3	4	5
$\frac{\text{中性化深度}}{\text{保護層厚度}}$	$< 1^*$	< 1	$= 1$	> 1	$> 1^*$
備註	標準值 1：構件各個實測值比值全部均小於 1。 標準值 5：構件各個實測值比值全部均大於 1。 標準值 2、3、4：全部構件比值的平均值 < 1 、 $= 1$ 、 > 1 。				

(3) 氯離子含量

參考邱建國等人[2.4]，氯離子含量評定標準如表 2.23 所示。其中，CNS 3090 A2042「預拌混凝土」[2.20]於 87 年 06 月 25 日及 104 年 1 月 13 日修訂版本中，對於新拌混凝土中最大水溶性氯離子含量之限制分別為 0.3 kg/m^3 與 0.15 kg/m^3 ，而臺北市高氯離子混凝土建築物鑑定原則手冊[2.21]以水溶性氯離子含量樓層平均值 0.6 kg/m^3 區分建築結構是否得拆除重建(針對民國 84 年 1 月 23 日前已申報勘驗部分之民間興建建築物)，此外，陳美儒[2.5]彙整北部與中部各縣市校舍氯離子含量與鋼筋鏽蝕關係及相關研究，發現鋼筋發生腐蝕時對應的平均氯離子含量約為 1.2 kg/m^3 ，故取 1.2 kg/m^3 作為鋼筋腐蝕活化之臨界值。

表 2.23 氯離子含量評定標準[2.4]

評定標準值	1	2	3	4	5
氯離子含量 (kg/m ³)	< 0.15	0.15 ~ 0.3	0.3 ~ 0.6	0.6 ~ 1.2	> 1.2
鋼筋腐蝕 之可能性	很小	不確定	可能誘發 鋼筋腐蝕	會誘發鋼 筋腐蝕	鋼筋腐蝕 活化

(4) 構件劣化

構件劣化可使用耐久性能初步診斷中各樓層構件劣化等級進行評定，而初步診斷中構件劣化度分成健全、輕度、中度、重度及嚴重損壞五個等級，可分別對應詳細診斷中的 1-5 評定標準值，如圖 2.19 所示。



圖 2.19 構件劣化評定標準[2.4]

2.4.4.2 混凝土現況

(1) 電阻係數

混凝土電阻係數評定標準如表 2.24 所示，由混凝土的電阻係數反映出鋼筋可能腐蝕速率。

表 2.24 混凝土電阻係數評定標準[2.7]

評定標準值	電阻係數 ($\Omega \cdot \text{cm}$)	鋼筋可能腐蝕速度
1	> 20000	很慢
2	15000 ~ 20000	慢
3	10000 ~ 15000	一般
4	5000 ~ 10000	快
5	< 5000	很快

(2) 抗壓強度

混凝土抗壓強度評定標準如表 2.25 所示，主要使用混凝土鑽心試體的抗壓強度試驗值和初始設計值進行比較。

表 2.25 混凝土抗壓強度評定標準值[2.7]

評定標準值	K_{bt}	K_{bm}	強度狀況
1	≥ 0.95	≥ 1.00	良好
2	$0.95 > K_{bt} \geq 0.90$	≥ 0.95	較好
3	$0.90 > K_{bt} \geq 0.80$	≥ 0.90	較差
4	$0.80 > K_{bt} \geq 0.70$	≥ 0.85	差
5	< 0.7	< 0.85	很差
備註	$K_{bt} = \frac{R_{it}}{R} ; K_{bm} = \frac{R_{im}}{R}$ 式中，K_{bm}：整體平均強度係數、R_{im}：試體抗壓強度平均值、R：原設計強度、K_{bt}：單一平均強度係數、R_{it}：單一試體抗壓強度實測值。		

(3) 保護層厚度

保護層厚度評定標準如表 2.26 所示，比較實際量測到的保護層厚度和初始設計的保護層厚度比值，以評估鋼筋混凝土劣化的情形。

表 2.26 保護層厚度評定標準值[2.7]

評定標準值	D_{ne} / D_{nd}	對混凝土耐久性影響
1	> 0.95	影響不顯著
2	$0.85 \sim 0.95$	有輕度影響
3	$0.70 \sim 0.85$	有影響
4	$0.55 \sim 0.70$	有較大影響
5	< 0.55	鋼筋易失去鹼性保護環境，易發生鏽蝕
備註	D_{ne} =保護層厚度實測值； D_{nd} =保護層厚度設計值	

(4) 外牆劣化

外牆劣化可使用耐久性能初步診斷中外牆劣化度進行評定，初步診斷中外牆劣化分成健全、輕度、中度、重度及嚴重損壞五個劣化等級，分別對應詳細診斷中的 1~5 評定標準值，如圖 2.20 所示。

初步診斷之 外牆劣化等級	
↓	
外牆劣化等級	評定標準值
健全	1
輕度	2
中度	3
重度	4
嚴重損壞	5

圖 2.20 外牆劣化評定標準[2.4]

2.4.4.3 環境影響係數

此項目之檢測結果將沿用耐久性能初步診斷中的環境影響潛勢進行評定，而低、中、高劣化潛勢分別對應到的環境影響係數為 1.1、1.2、1.3，如圖 2.21 所示。

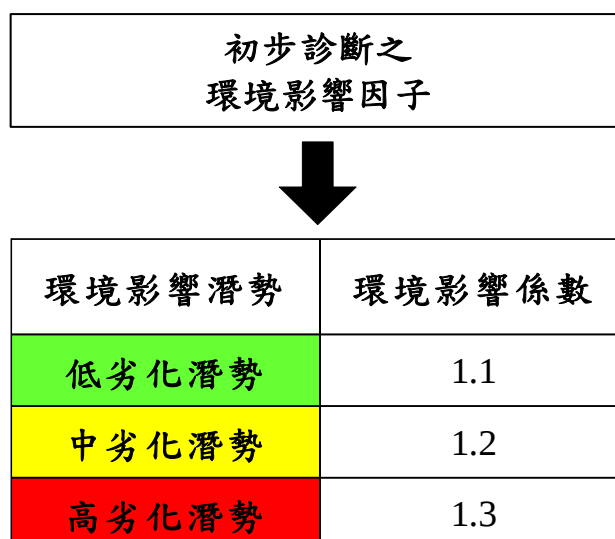


圖 2.21 環境影響係數

2.4.5 詳細診斷綜合評定

2.4.5.1 詳細診斷權重因子說明

本手冊參考內政部建築研究所最新公開之鋼筋混凝土建築結構耐久性能診斷技術手冊研擬[2.4]，相較於 2012 年的「建築物耐久性評估指標與殘餘壽命預測」[2.7]，調整檢測項目，除了腐蝕電流因無規範可循，且儀器不同原理也不同，故剔除腐蝕電流項目，另引入初步診斷中構件劣化與外牆劣化情形，使詳細診斷能更符合實際劣化情形。最終利用專家問卷調查，統計技師、教師、工程師、顧問公司及建築師之反饋，搭配層級分析法獲得各指標項目的權重值，見表 2.27。

對於重要使用目的之建築，詳細診斷應包含前述章節介紹所有項目，各指標權重值如表 2.27(a)所示。此外，考量電阻係數非一般建築結構之常用標準，故將原有電阻係數權重值攤提到其他項目，重新調整剩餘項目權重值至總和為 1，若一般建築結構未操作該試驗，則可使用調整後之權重值，如表 2.27 (b)所示。

表 2.27 全體耐久性指標權重值(參考[2.4])

(a) 非一般建築物適用

診斷指標	項目	權重值
腐蝕現況	-	0.52
腐蝕電位	1	0.20
中性化深度	2	0.17
氯離子檢測	3	0.25
構件劣化	4	0.38
混凝土現況	-	0.48
電阻係數	5	0.16
抗壓強度	6	0.37
保護層厚度	7	0.26
外牆劣化	8	0.21
環境影響係數	低	中
	1.1	1.2

(b) 一般建築物適用

診斷指標	項目	權重值
腐蝕現況	-	0.52
腐蝕電位	1	0.20
中性化深度	2	0.17
氯離子檢測	3	0.25
構件劣化	4	0.38
混凝土現況	-	0.48
抗壓強度	5	0.44
保護層厚度	6	0.31
外牆劣化	7	0.25
環境影響係數	低	中
	1.1	1.2

2.4.5.2 單一樓層耐久性能評定

單一樓層耐久性能評定值計算如式(2.4.5)，單一樓層之耐久性能可分為五個等級，如表 2.28 所示。

$$D_i = \delta_i \times \sum_{j=1}^2 \left[\beta_j \times \sum_{m=1}^4 (A_{jm} \times \alpha_{jm}) \right] \quad (2.4.5)$$

式中， D_i ：第 i 樓層耐久性能評定值、 δ_i ：環境影響放大係數、 β_j ：第 j 類因子中代表之權重(鋼筋腐蝕現況= 0.73、混凝土現況= 0.27)、 A_{jm} ：第 j 類因子中第 m 個指標之評定值、 α_{jm} ：第 j 類因子中第 m 個指標所佔之權重值。

表 2.28 單一樓層之耐久性能等級[2.7]

D_i 之範圍	$0 \leq D_i < 2$	$2 \leq D_i < 3$	$3 \leq D_i < 4$	$4 \leq D_i < 5$	$5 \leq D_i$
單一樓層 耐久性能等級	5	4	3	2	1
耐久性能	良好	好	普通	較差	極差

2.4.5.3 整棟建築耐久性能評定

葉為忠等人[2.7]建議整棟建築結構耐久性能評定值如式(2.4.6)計算，惟其中之 r_i 權重的選取有爭議，應由專家依建築結構所在環境、設計時考量之不同給予適當之權重，而本手冊建議可以最嚴重樓層之單一樓層耐久性能評定值作為整棟建築之耐久性能評定值。整棟建築之耐久性能評定值等級對應參照表 2.29，若整體耐久性能有疑慮則依建議處理方式予以定期維護或修復。

$$D_{total} = \sum_{i=1}^q D_i r_i \quad (2.4.6)$$

式中， D_{total} ：整棟建築物耐久性能評定值、 D_i ：第 i 樓層耐久性能評定值、 r_i ：第 i 樓層在整棟建築物中所占權重、 q ：該建築物總樓層數。

表 2.29 整體建築物耐久性能等級[2.7]

D_{total} 之範圍	$0 \leq D_{total} < 2$	$2 \leq D_{total} < 3$	$3 \leq D_{total} < 4$	$4 \leq D_{total} < 5$	$5 \leq D_{total}$
整體耐久 性能評定 等級	5	4	3	2	1
整體 耐久性能	良好	好	普通	較差	極差
建議處理	可正常使用		定期維護	耐久性能修復 (修補工法選擇)	

2.5 老劣化鋼筋混凝土建築結構之修補建議

基於目視調查與材料試驗，確定其劣化主因、程度及範圍後，進而決定修補範圍、修復材料與修補工法選擇。針對建築結構修補工法的選擇，有以下分類：

- a. 構件損壞修復工法：根據混凝土裂縫大小或剝落深度，選擇 TYPE-A~D 的修復工法進行修補。
- b. 鋼筋腐蝕修復工法：配合構件損壞修復工法，若敲除混凝土後有發現鋼筋鏽蝕現象，應對鋼筋進行除鏽並塗佈防鏽材料以隔絕外界空氣水分。
- c. 中性化抑制工法：以表面塗層防止二氧化碳進入，或更進一步使用鹼度賦予劑含浸材提高鋼筋環境的酸鹼度，以抑制中性化進程。
- d. 鹽害抑制工法：以表面塗層防止氯離子侵入，若混凝土含有大量氯化物，可使用塗佈型防鏽含浸材，抑制氯離子的活性。

此外，修補策略亦須考量其施工性、修補工期、經濟性、施工安全性與施工周遭環境等各項因素。除上述之客觀條件外，建築物使用者或管理者亦可依其考量選定或設定修補目標，如下所述：

- a. 臨時修復：修復劣化部分或僅對於劣化較為明顯之部分進行修復。
- b. 延壽修復：除修復劣化部分外，並施作抑制工法以減緩現有劣化因子之影響速率，以達到預期延壽之目的。
- c. 永續修復：除修復劣化部分外，並近乎完全消除固有劣化因子之影響，以達到永久修復之效果。

上述各種修補工法，在考量不同修補目標下，各有不同層面的處理手法，且不同修補工法間，得依實際構件損壞情形互相配合使用。

2.5.1 構件損壞修復及鋼筋腐蝕修復工法

參考中華民國地震工程學會出版之「鋼筋混凝土建築物補強及修復參考圖說及解說」[2.22]，依鋼筋混凝土構件之損壞表徵分為混凝土裂縫寬度小於 0.3 mm、混凝土裂縫寬度大於 0.3 mm、混凝土剝落深度小於 25 mm 以

及混凝土剝落深度大於 25 mm 四種損壞狀況，而只要鋼筋與混凝土尚具有整體性(黏結握裹狀況良好)，均可依圖 2.22 之建議工法進行修復，以維持構件既有功能。

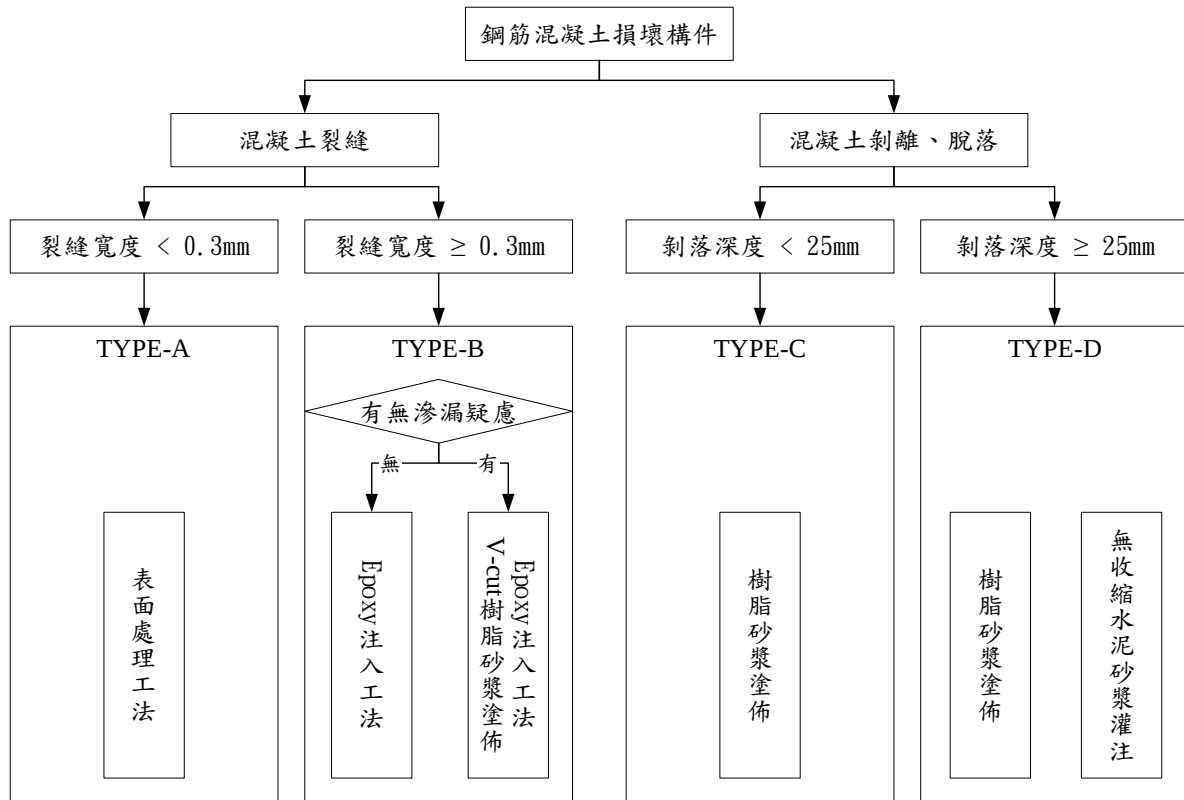


圖 2.22 構件損壞修復分類

2.5.1.1 裂縫寬度 0.3 mm 以下之 RC 構件 (TYPE-A)

● 適用範圍

鋼筋混凝土梁、柱、版、牆等構件，發生寬度 0.3 mm 以下之微裂縫。

● 特性說明

一般而言，裂縫寬度 < 0.3 mm 可視為非結構性裂縫，重點為防止滲漏等水氣侵入問題而進行填補修復。

● 施工步驟

參考「鋼筋混凝土建築物補強及修復參考圖說及解說」，以裂縫位置為中心敲除兩側寬 5 cm 深達混凝土表層之範圍並清理打除面，再以防水材料密封塗佈於敲除粉刷層後裸露之混凝土表面，待密封之防水材料養護並硬

化後，清潔表面再塗佈 Epoxy 及七釐石增加表面粗糙度，最後以水泥砂漿填補及粉平並上漆，回復至原有外觀，如圖 2.23 所示。

● 注意事項

修補之用意為防滲漏，若可從室外之滲漏側直接進行修復，則建議採用樹脂系防水材料，倘僅能從室內側防滲漏，則應改採遇水結晶之矽酸質系防水材料修補以增加構材水密性。施工安全防護措施及塗刷方式，須依材料廠商之建議方式施作不得修改。

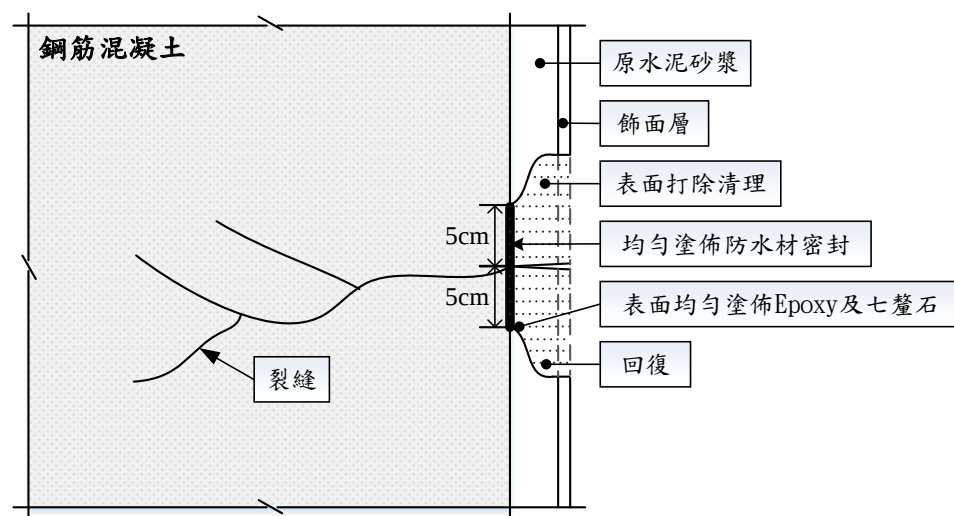


圖 2.23 裂縫寬度 0.3 mm 以下之修復工法示意圖

2.5.1.2 裂縫寬度 0.3 mm(含)以上之 RC 構件 (TYPE-B)

● 適用範圍

鋼筋混凝土梁、柱、版、牆等構件，發生大於(含)0.3 mm 以上之結構性裂縫。

● 特性說明

一般而言，環氧樹脂 Epoxy 可與混凝土充分黏結，故以壓力注入 Epoxy 之裂縫可完全密合，達到修復及防止水氣滲入之目的，當混凝土又因外力而有開裂趨勢時，將因 Epoxy 黏結強度高於鄰近混凝土，而避開已灌注 Epoxy 之裂縫位置，但無法提升整體混凝土強度。

● 施工步驟

參考「鋼筋混凝土建築物補強及修復參考圖說及解說」，以裂縫位置為中心敲除兩側寬 5 cm 深達混凝土表層之範圍並清理打除面(若有滲漏之疑慮，敲除深度應以 V 型開槽至混凝土堅實面)，並以能灌滿裂縫為原則，由裂縫寬度、形狀與長度安排之注射位置架設注射筒底座(間距不得大於 30 cm)，再於裂縫兩側寬約 20 mm 之範圍塗佈厚 2mm 之樹脂型密封材料，以避免注入之修補材料流出。待密封之防水材料養護並硬化後，依低壓低速方式灌注 Epoxy 修補材料，於裂縫灌滿後養護至少 24 小時，期間應避免構件受到振動。待修補材料硬化後(若有 V 型開槽，則須多一步使用環氧樹脂砂漿填補至原結構面平整，並養護至硬固)，清潔表面再塗佈 Epoxy 及七釐石增加表面粗糙度，最後以水泥砂漿填補及粉平並上漆，回復至原有外觀，如圖 2.24 和圖 2.25 所示。

● 注意事項

灌注時建議從裂縫最寬處開始，若是在垂直或傾斜面施工，則建議由最低的灌注點開始依序往上灌注，待 Epoxy 滲過上方灌注點時再移至下一個灌注點進行灌注，直至 Epoxy 由上方排氣孔溢出為止，以確保環氧樹脂確實填入裂縫。若有需要且在該裂縫灌注 30 分鐘內，可再進行補灌。為確認裂縫是否確實填滿，建議於裂縫處隨機鑽心取樣進行查驗。

裂縫灌注之 Epoxy 規格如黏滯性、黏結強度及抗拉強度，承包商應依據不同裂縫寬度，提出適當之材料規格，送經技師核可後方可施工。

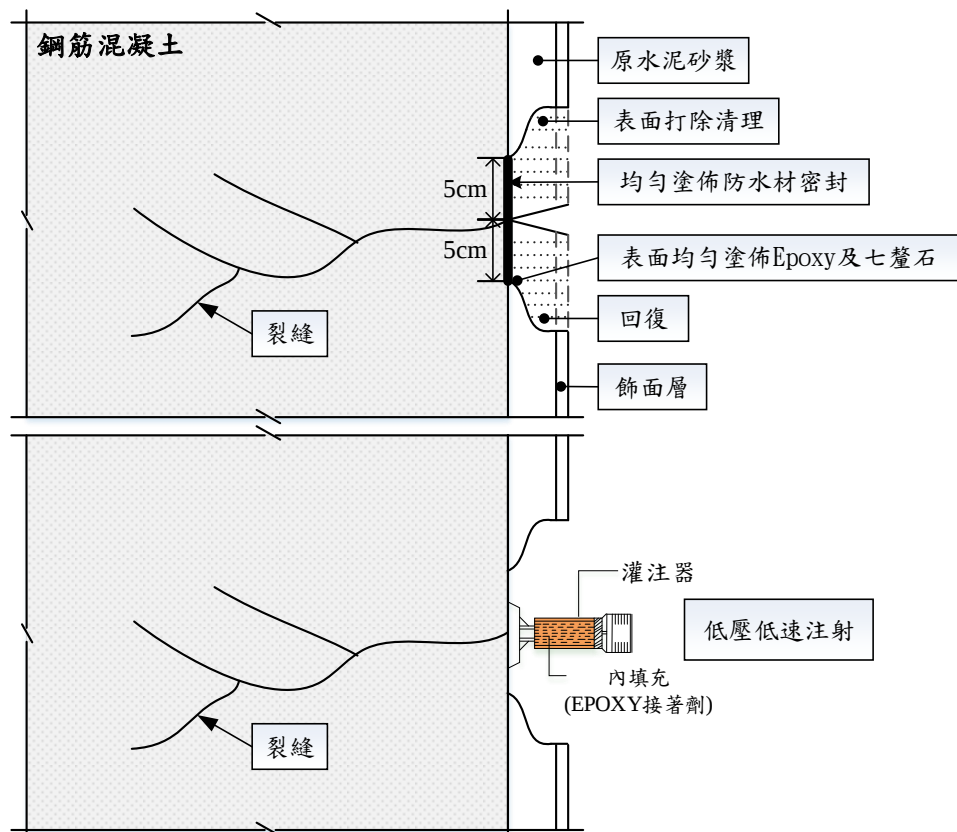


圖 2.24 裂縫寬度 0.3 mm(含)以上之修復工法示意圖(無滲漏疑慮)

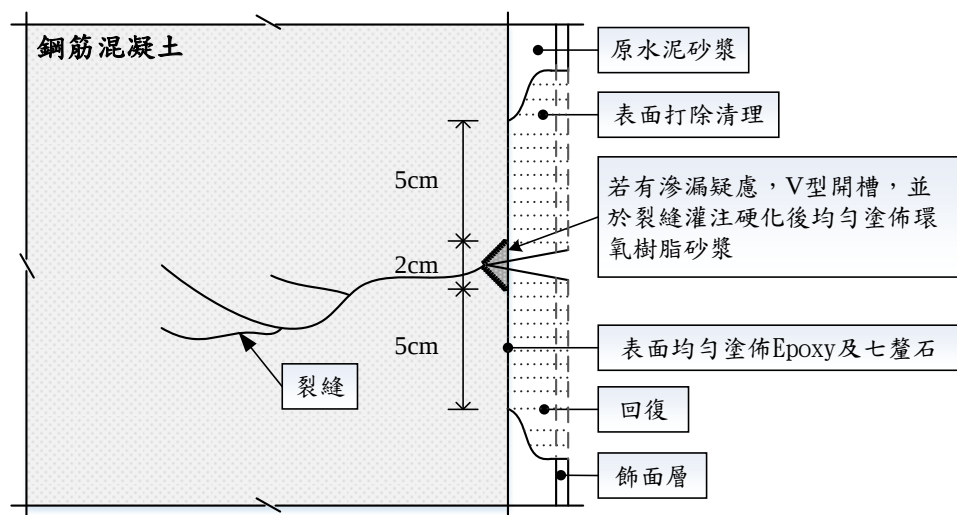


圖 2.25 裂縫寬度 0.3 mm(含)以上之修復工法示意圖(有滲漏疑慮)

2.5.1.3 剝落深度 25 mm 以下之 RC 構件 (TYPE-C)

- 適用範圍

於表面產生局部混凝土開裂或鬆動，且剝落深度小於 25 mm 以下之鋼筋混凝土構件，主要發生於 RC 樓板，由於長期滲漏或保護層厚度不足，導致鋼筋腐蝕膨脹並進一步引發混凝土剝落。

- 特性說明

環氧樹脂砂漿一般為乾式施工，應可有效修復構件之現有強度。

- 施工步驟

參考「鋼筋混凝土建築物補強及修復參考圖說及解說」，確認剝落修復範圍，敲除劣質或鬆動的混凝土至堅實面，並清理打除面，若堅實面有裂縫，則先依其寬度採用前述 TYPE-A 或 TYPE-B 的裂縫修復工法先修復裂縫部分。若有發現外露之鋼筋，則需於除鏽後均勻塗佈防鏽劑，抑制鋼筋發生腐蝕的機會。前述堅實面及鏽蝕鋼筋處理完後，於新舊界面先塗抹環氧樹脂(此黏著劑須與修補材料及混凝土具有相容性)，並於未硬化前均勻塗佈環氧樹脂砂漿填補至原結構面平整，並養護至硬固(養護期間避免構件受到振動)，清潔表面再塗佈 Epoxy 及七釐石增加表面粗糙度，最後以水泥砂漿填補及粉平並上漆，回復至原有外觀，如圖 2.26 所示。

- 注意事項

敲除嚴重鬆動之混凝土至堅實面後，表面應確實清理，並注意施工部位維持乾燥不得有額外水分。

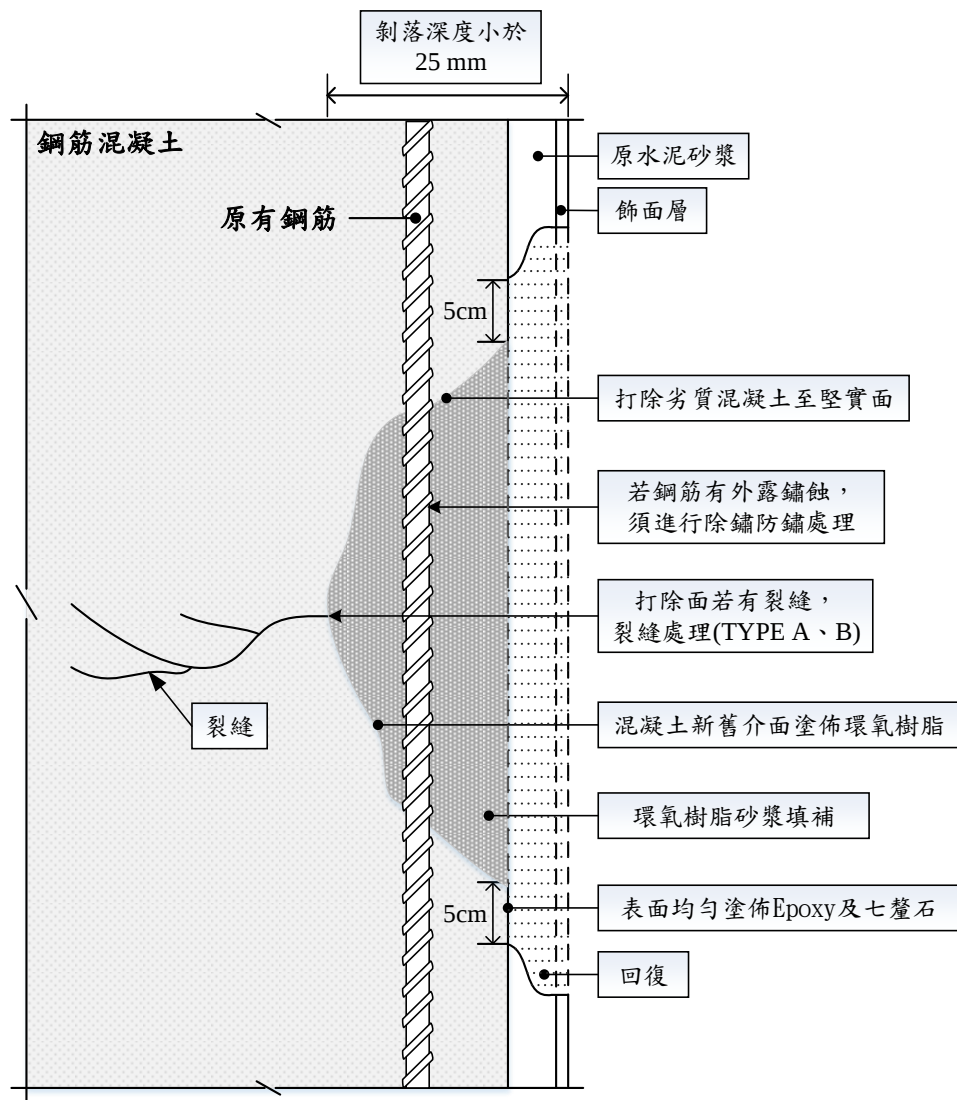


圖 2.26 剝落深度 25 mm 以下之修復工法示意圖

2.5.1.4 剝落深度 25mm(含)以上之 RC 構件 (TYPE-D)

● 適用範圍

表面混凝土開裂或鬆動，且剝落深度在 25 mm(含)以上之鋼筋混凝土構件，主要發生於梁、柱，由於長期滲漏而鋼筋腐蝕引發之混凝土剝落，或是施工不良而產生的蜂窩、保護層不足等，易造成混凝土塊剝落。

● 特性說明

由於剝落的混凝土所占比例較大，使用環氧樹脂砂漿可能不經濟，故亦可使用足夠強度之無收縮水泥砂漿進行填補。

● 施工步驟

參考「鋼筋混凝土建築物補強及修復參考圖說及解說」，確認剝落修復範圍，敲除劣質或鬆動的混凝土至堅實面，並清理打除面，若堅實面有裂縫，則依其寬度採用前述 TYPE-A 或 TYPE-B 的裂縫修復工法先修復裂縫部分。若有發現外露之鋼筋，則需敲除腐蝕鋼筋之周圍混凝土至鋼筋內側，並進行鋼筋除鏽，再均勻塗佈防鏽劑，抑制鋼筋再發生腐蝕的機會。前述堅實面及鏽蝕鋼筋處理完後，依工程司指示填補修補材料至原結構面平整，若是使用環氧樹脂砂漿填補，則需先於新舊界面塗抹環氧樹脂，若是使用無收縮水泥砂漿，則先以水濕潤新舊界面。養護至硬固(期間避免構件受到振動)，清潔表面再塗佈 Epoxy 及七釐石增加表面粗糙度，最後以水泥砂漿填補及粉平並上漆，回復至原有外觀，如圖 2.27 所示。

● 注意事項

因敲除之混凝土所占比例將較大，應注意施工期間之結構安全性(加設臨時支撐)，並小心處理新舊混凝土界面，避免造成明顯弱面，若修補之主要材料非無收縮混凝土，應預留接縫，待養護拆模後補灌無收縮水泥砂漿，以避免新舊混凝土間產生乾縮裂縫。

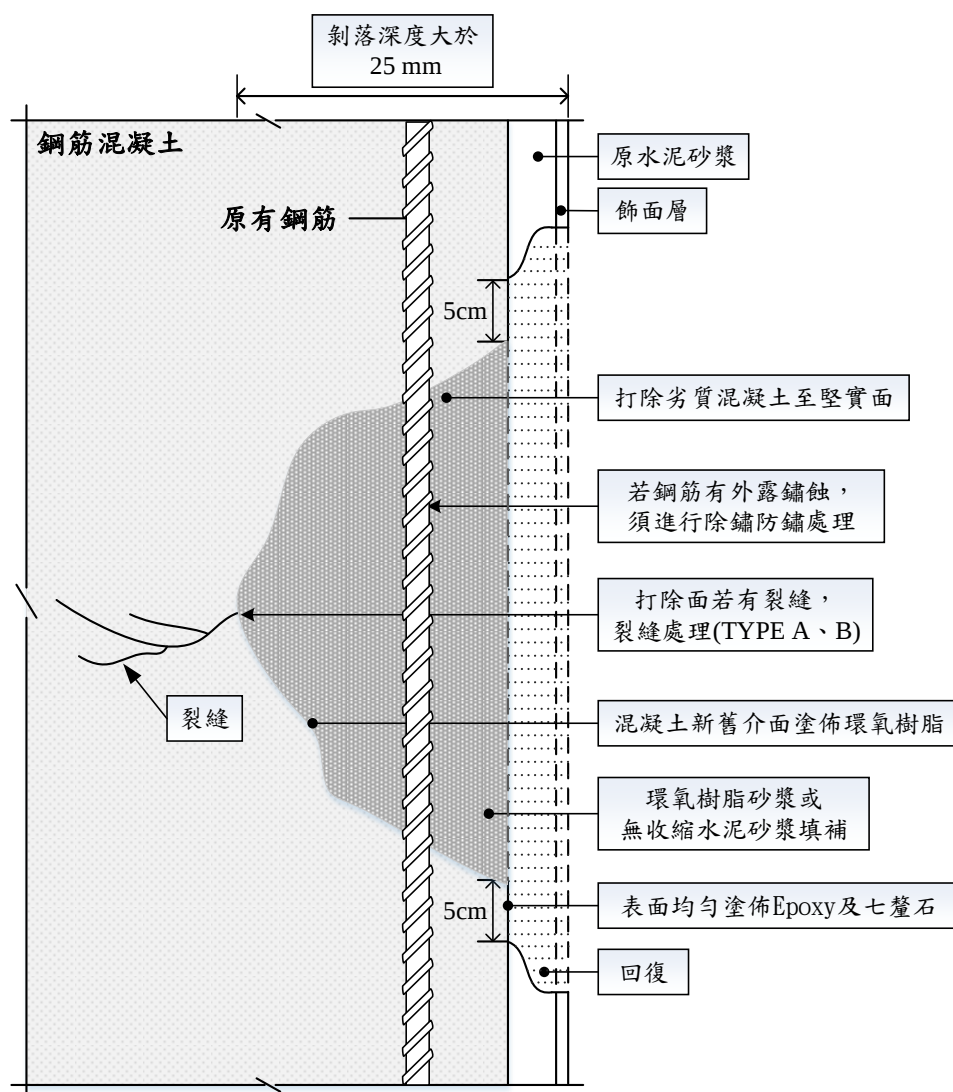


圖 2.27 剝落深度 25 mm(含)以上之修復工法示意圖

2.5.2 劣化因子抑制工法

前一小節主要說明在混凝土產生裂縫或剝落後進行不同程度之修復工法，在敲除過程中若發現鋼筋有鏽蝕現象，須採取除鏽防鏽之手段，本節欲介紹在採取構件損壞修復工法以及鋼筋腐蝕修復工法時，可配合材料試驗釐清劣化主因後，針對劣化因子進行特殊的處理，以隔絕或減緩劣化因子造成的持續惡化。

圖 2.28 為構件斷面修復解說圖，混凝土部分應使用改善混凝土材料的含浸材以及斷面修復材料進行填補，鋼筋部分則應對鋼筋進行除鏽防鏽的處理，而外層部分則使用有關底層調整材料以及表面被覆材料粉飾構件表

面。於 2.5.1 節已介紹針對混凝土裂縫、剝落以及鋼筋腐蝕的修復中，會分別處理斷面修復材料、鋼筋除鏽防鏽及底層調整材料，若欲進一步減緩或防止劣化因子的侵入，則須由含浸材、表面被覆材料著手，例如表面被覆可以採用防滲透吸水材料、防水膜或建築用途料、面漆等，減緩或抵禦外界的二氧化碳或氯離子擴散進混凝土之中，以達到抑制中性化或鹽害的效果；另外，也可以透過改善混凝土材料的含浸材來抑制劣化因子，例如矽酸鋰類的含鹼材料可提高混凝土鹼度以抑制中性化，而亞硝酸鈣類、亞硝酸鋰類的塗佈型材料則可以抑制鹽害，皆可達到抑制鋼筋腐蝕的效果。

此外，混凝土中性化速度與氯離子含量受環境條件、使用水泥、建材種類或混凝土密實性等因素影響，對於劣化之部位，建議須依受損程度及劣化因素進行有效修補，其分類如表 2.30 及表 2.31 所示。

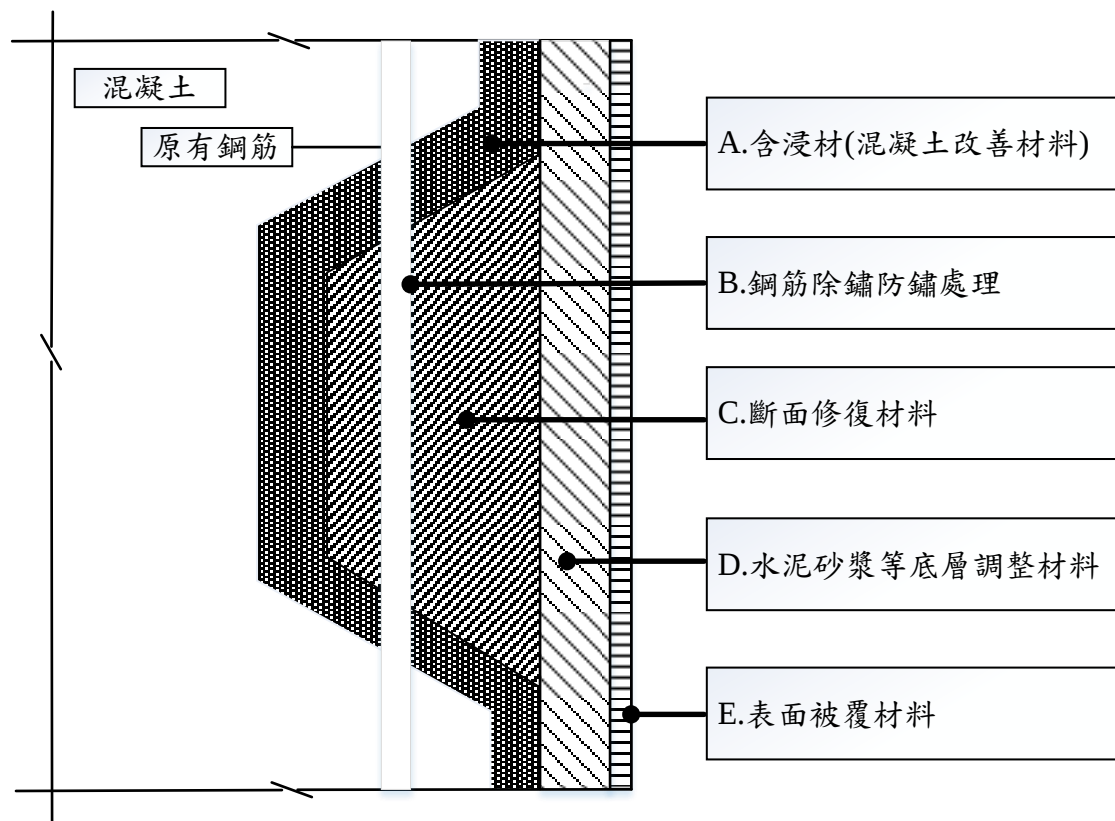


圖 2.28 鋼筋混凝土斷面修復解說圖[2.1]

表 2.30 混凝土中性化程度分類

中性化評定值	中性化進展程度	修補工法選定
≤ 2	中性化深度 < 保護層厚度	檢討
3	中性化深度 = 保護層厚度	構件損壞修補工法 中性化抑制工法
≥ 4	中性化深度 > 保護層厚度	構件損壞修補工法 鋼筋腐蝕修補工法 中性化抑制工法

表 2.31 氯離子修補工法選定

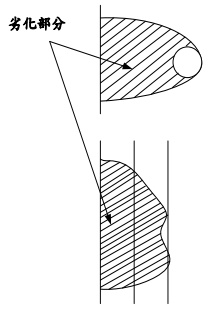
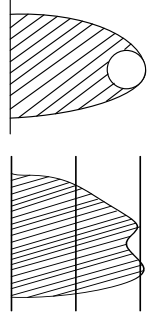
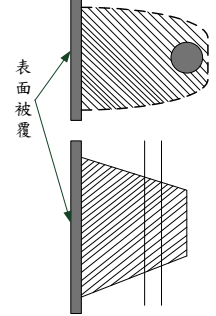
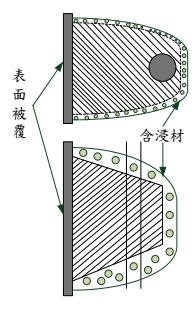
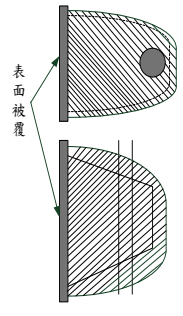
氯離子評定值	氯離子含量平均值	修補工法選定
≤ 2	0.6 kg/m ³ 以下	檢討
3	0.6 kg/m ³ ~ 1.2 kg/m ³	構件損壞修補工法 氯離子抑制工法
≥ 4	1.2 kg/m ³ 以上	構件損壞修補工法 鋼筋腐蝕修補工法 氯離子抑制工法

2.5.3 斷面修復與回復目標

由 2.5.1 節及 2.5.2 節可知，根據修復的需求於不同斷面處除了選取相對應之修補材料，也會根據構件劣化程度採取不同的修復手法。在本小節則彙整表 2.32 說明構件修復時，各斷面的處理和回復目標的關係，如：臨時修復主要針對劣化混凝土的去除以及鋼筋腐蝕部分的除鏽處理，而延壽修復則進一步對鋼筋進行防鏽以及表面被覆處理；永續修復除上述工法外，應進行含浸材處理以抑制劣化並隔絕劣化因子，至於抑制工法則須根據目視

檢查與材料試驗確認劣化原因後，方可選擇有效之抑制工法以隔絕劣化因子的入侵。

表 2.32 構件斷面修補與回復目標方法之關係(整理自[2.1])

損傷種類 修補種類	回復目標方法			
	臨時	延壽	永久性(1)	永久性(2)
				
劣化混凝土處理	去除開裂、剝落、劣化之混凝土部分			
鏽蝕鋼筋處理	去除腐蝕鋼筋部分			
含浸材處理			強鹼型(中性化) 塗布型(鹽害)	
鋼筋防鏽處理		鋼筋防鏽材		
斷面修復	斷面修復			
表面被覆		中性化抑制材料 氯離子浸透抑制材料		

參考文獻

- [2.1] 日本建築學會，(1997)，「鉄筋コンクリート造建築物の耐久性調査・診断および補修指針(案)・同解説」，丸善株式会社，東京，216 頁。
- [2.2] 內政部營建署，「都市危險及老舊建築物各類建築構造之結構安全耐震能力初步評估表暨初步評估報告書(範本)」，<https://reurl.cc/8G60MR>。
- [2.3] 日本建築研究所，(2002)，「既存マンション躯体の劣化度調査・診断技術マニュアル」，日本建築研究所。
- [2.4] 邱建國、陳君弢、林昭妤、姚廷穎，(2019)，「鋼筋混凝土建築結構耐久性能診斷技術手冊研擬」，內政部建築研究所。
- [2.5] 陳美儒，(2014)，「鋼筋混凝土建築物耐久性能診斷方法研擬」，碩士論文，國立台灣科技大學營建工程系，臺北。
- [2.6] 陳幸均，(2017)，「鹽害環境下之混凝土保護層厚度研究」，碩士論文，國立台灣科技大學營建工程系，臺北。
- [2.7] 葉為忠、張建智、黃然、鄒思宇，(2012)，「建築物耐久性評估指標與殘餘壽命預測」，內政部建築研究所。
- [2.8] 經濟部標準檢驗局，(2015)，「中華民國國家標準 CNS 1238 混凝土鑽心試體及鋸切長條試體取樣法」，經濟部標準檢驗局，臺北。
- [2.9] ASTM C876-15, (2015), “Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete”, ASTM International, West Conshohocken.
- [2.10] RILEM, (1988), “CPC-18 Measurement of hardened concrete carbonation depth”, Material and Structures, 21(6), pp.453-455.
- [2.11] 土木学会，(2013)，「コンクリート標準示方書【維持管理編】」。
- [2.12] 經濟部標準檢驗局，(2015)，「中華民國國家標準 CNS 13465 新拌混凝土中水溶性氯離子含量試驗法」，經濟部標準檢驗局，臺北。
- [2.13] 經濟部標準檢驗局，(2002)，「中華民國國家標準 CNS 14703 硬固水泥砂漿及混凝土中水溶性氯離子含量試驗法」，經濟部標準檢驗局，

臺北。

- [2.14] AASHTO T358-15, (2015), “Standard test method for surface resistivity indication of concretes ability to resist chloride ion penetration,” American Association of State Highway and Transport Officials, Washington, USA.
- [2.15] 經濟部標準檢驗局，(2002)，「中華民國國家標準 CNS 1232 混凝土圓柱試體抗壓強度檢驗法」，經濟部標準檢驗局，臺北。
- [2.16] 國家地震工程研究中心，(2019)，「縣(市)政府委託辦理校舍耐震能力「詳細評估」勞務採購契約範本」，校舍耐震資訊網。
- [2.17] 經濟部標準檢驗局，(1984)，「中華民國國家標準 CNS 10732 硬化混凝土反彈值試驗法」，經濟部標準檢驗局，臺北。
- [2.18] 中國土木水利工程學會，(2007)，「混凝土工程施工規範與解說(土木 402-94a)」，科技圖書股份有限公司，台灣。
- [2.19] ASTM C805-18, (2018), “Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete”, ASTM International, West Conshohocken.
- [2.20] 經濟部標準檢驗局，(2015)，「中華民國國家標準 CNS 10732 預拌混凝土」，經濟部標準檢驗局，臺北。
- [2.21] 臺北市建築管理工程處，(2020)，「臺北市高氯離子混凝土建築物鑑定原則手冊」，臺北市建築管理工程處，臺北。
- [2.22] 中華民國地震工程學會耐震補強委員會，(2015)，「鋼筋混凝土建築物補強及修復參考圖說及解說」，中華民國地震工程學會，臺北。

第三章 老劣化 RC 建築結構之耐震能力評估

3.1 前言

建築結構的結構安全性與使用性隨著屋齡增長而逐年下降，尤其台灣四面環海，終年潮濕，再加上人口密布及工業區分布範圍廣，汽機車與工廠排放大量二氧化碳，使得建築結構受環境影響而產生的鹽害或中性化劣化程度不容忽視。然而，台灣因地震頻繁，許多建築結構的修復、補強皆以耐震能力作為主要考量，可當建築結構因環境因子而劣化，如鹽害或中性化加速鋼筋混凝土建築結構中的鋼筋鏽蝕，皆可能引發構件保護層的脹裂、鋼筋混凝土間握裹力下降、鋼筋斷面積減少等情形，將降低建築結構壽命與安全性能，卻未反映在耐震分析模型中，因此若能透過建築結構構件的鋼筋腐蝕量，針對建築結構之非線性力學行為進行修正、折減，應可得到更貼近現實狀況的耐震能力評估結果，供後續補強或修復工程的評斷參考。

本章主要以「校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版」[3.1]理論為基礎，結合了考量鋼筋腐蝕性能及握裹能力影響的日本文獻，針對腐蝕柱構件訂定出老劣化鋼筋混凝土建築結構耐震能力評估流程，故本章架構中，3.2 節先介紹於耐震分析中可量化耐久性能的構件鋼筋腐蝕重量損失率之取得方式，其中可分為現況鋼筋腐蝕重量損失率及預測的未來鋼筋腐蝕重量損失率，並搭配構件修復方法對後期鋼筋腐蝕影響應做的未來鋼筋腐蝕重量損失率調整。3.3 節將分項說明鋼筋腐蝕後對劣化構件的影響及修正方法，3.4 節則介紹本手冊彙整文獻建議之耐震評估模型中關鍵參數的計算方法，如構件彎矩強度、剪力強度、握裹強度與非線性鉸配置等，並於 0 節彙整說明根據 3.3 及 3.4 節建立之老劣化鋼筋混凝土建築結構耐震能力評估步驟與流程，最後將於附錄 B 中以完整構架示範一實際案例的老劣化建築結構現況與未來預測的耐震能力分析，說明針對耐久性修復採取不同手段時，耐震能力分析相對需採用的處理手法。

3.2 構件劣化量化指標－鋼筋腐蝕重量損失率

3.2.1 現況之鋼筋腐蝕重量損失率

於耐久性能初步診斷時，針對建築結構全部構件可由混凝土表面的裂縫狀況分成健全、輕度、中度、重度、嚴重損壞五個劣化等級，採納專家學者反映表 2.2 和表 2.3 對應出的鋼筋腐蝕等級過於保守，因此本手冊建議若要進行老劣化後之耐震能力評估時，應採用表 3.1 建議之鋼筋腐蝕重量損失率進行腐蝕柱構件之力學修正。

其中，構件劣化度為健全時，無法確認內部鋼筋實際的腐蝕狀況是否真的發生腐蝕，因此由初步診斷結果執行現況之老劣化建築結構耐震能力分析時，建議保守假設健全柱的鋼筋腐蝕重量損失率皆為 1%。若是已執行完詳細診斷後才進行老劣化建築結構耐震能力分析，則建議搭配氯離子與中性化的檢測結果，當鋼筋表面的氯離子含量小於 0.6 kg/m^3 ，可視為未腐蝕，鋼筋腐蝕重量損失率為 0%；氯離子含量介於 $0.6 \sim 1.2 \text{ kg/m}^3$ ，則鋼筋腐蝕重量損失率為 0.5%；當鋼筋表面的氯離子含量超過 1.2 kg/m^3 ，則鋼筋腐蝕重量損失率為 1%；此外，若中性化深度已達鋼筋位置，則鋼筋腐蝕重量損失率為 1%，並採用兩者最嚴重的鋼筋腐蝕重量損失率作為代表。

另外，當構件劣化度評定為嚴重損壞時，應由專業人員自行判斷，依表 2.2 建議的鋼筋腐蝕重量損失率為 20%，或於耐震性能分析時不計入該柱之強度貢獻。

表 3.1 耐震評估採用之柱構件鋼筋腐蝕重量損失率

構件劣化度	外觀劣化狀況 (裂縫寬度)	鋼筋腐蝕重量損失率
健全	無明顯劣化症狀	1 % ^{*1}
輕度	0.3 mm 未滿	3 %
中度	0.3 mm 以上 0.5 mm 未滿	5 %
重度	0.5 mm 以上	10 %
嚴重損壞	混凝土裂縫大到無法判定寬度、剝落嚴重，鋼筋完全露出且鏽蝕嚴重。	20 % ^{*2}
備註： *1： 僅初步診斷：一律採用由 1%。 已詳細診斷：鋼筋表面氯離子含量 $<0.6 \text{ kg/m}^3$ ，損失率為 0%； 介於 $0.6 \sim 1.2 \text{ kg/m}^3$ ，損失率為 0.5%； $>1.2 \text{ kg/m}^3$ ，損失率為 1%。 中性化深度已達鋼筋位置，損失率為 1%。兩者取大值。 *2： 由專業人員依現場狀況評判是否計入該柱之強度貢獻。		

3.2.2 未來鋼筋腐蝕重量損失率預測

建築結構的耐久性能隨齡期增長將逐年下降，因此除了評估現況的老劣化建築結構耐震能力評估外，也應保守的預測建築結構未來在達服務年限前的耐震能力狀況，本節將介紹有關未來鋼筋腐蝕重量損失率之計算方法，以供未來的老劣化建築結構耐震能力分析。

預測方法的示意圖如圖 3.1 所示，由於無法掌握過往的鋼筋腐蝕進展狀況，因此將由初步診斷的構件劣化度當作各構件的初始鋼筋腐蝕重量損失率 ΔW_0 ，再以相同的腐蝕速率計算各構件的未來鋼筋腐蝕重量損失率，而腐蝕速率的計算方式有兩種，一為鋼筋腐蝕電流轉換成鋼筋腐蝕速率，一為由環境劣化因子(鹽害與中性化)影響之腐蝕速率，因此為了執行兩種方法之

計算，本手冊要求若要預測未來的建築結構耐震性能，必須先完成詳細診斷，並分別注意以下事項：

- a. **初始鋼筋腐蝕重量損失率：**除了初步診斷劣化度為健全的柱構件，需由詳細診斷的氯離子含量和中性化深度及表 3.1 調整初始鋼筋腐蝕重量損失率外，針對劣化嚴重的柱構件，於完成鋼筋腐蝕電位和腐蝕電流試驗後，建議敲除構件之保護層確認鋼筋腐蝕程度是否和初步診斷結果相符，並以照片記錄鋼筋之腐蝕情形。
- b. **鋼筋腐蝕電流：**參照詳細診斷的步驟，先選定初步診斷為劣化較嚴重的柱構件進行腐蝕電位量測，篩選出腐蝕潛勢最高的柱構件進行鋼筋腐蝕電流試驗，方可計算未來腐蝕速率。
- c. **鋼筋表面之氯離子含量：**除了確認現況的氯離子含量以調整健全柱的初始鋼筋腐蝕重量損失率外，更因腐蝕速率會隨著不同時間點的氯離子含量而變化，因此要求於詳細診斷時執行切片的分層氯離子含量試驗，並由試驗結果迴歸該建築結構的表面氯離子含量和擴散係數，方可由擴散公式計算不同時間點的氯離子含量，以進一步求得未來的腐蝕速率。

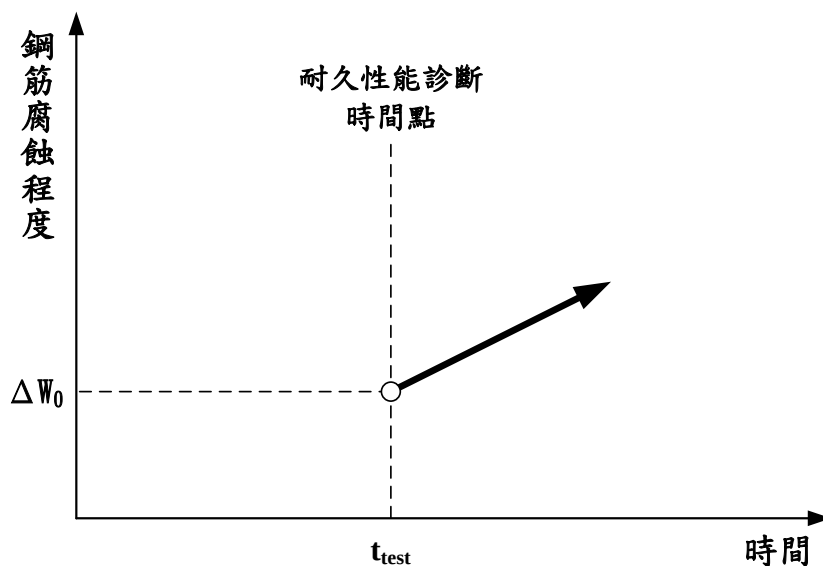


圖 3.1 未來鋼筋腐蝕重量損失率計算方法示意圖

3.2.2.1 鋼筋腐蝕電流密度轉換鋼筋腐蝕深度速率

目前常用於判斷鋼筋腐蝕情形的檢測方式主要有量測鋼筋電化學反應的腐蝕電位(Corrosion Potential)、腐蝕電流密度(Corrosion Current Density)及鋼筋所處環境的混凝土電阻係數(Electrical Resistance)三種方式。其中，腐蝕電位和混凝土電阻的量測數值僅能評估鋼筋發生腐蝕的潛勢機率，腐蝕電流則可以透過轉換之腐蝕速率評估鋼筋的腐蝕量。

而鋼筋腐蝕的過程是一電化學反應，故量測電化學的反應速率即可代表鋼筋的腐蝕速率，因此利用腐蝕的電化學氧化半反應式，根據法拉第定律(Faraday's Law)可以建立出腐蝕電流與腐蝕速率的關係，如式(3.2.1)所示。

$$V_{corr} = \frac{i_{corr}}{nF} \times \frac{a}{\rho} \quad (3.2.1)$$

式中， V_{corr} ：腐蝕穿透速率 (cm/s)，通常轉換成 mm/year 或 mpy，1mpy=0.0254 mm/year、 i_{corr} ：腐蝕電流密度 (A/cm²)、 n ：亞鐵離子電荷數 (=2)、 F ：法拉第常數 (96500 coulomb/mole = 96500 A.sec/mole)、 a ：鐵之原子量 (55.8 g/mole)、 ρ ：鐵之密度(7.86 g/cm³)。

因此篩選腐蝕潛勢高之柱構件進行鋼筋腐蝕電流量測，並將實驗結果轉換成當下每根柱之鋼筋腐蝕深度速率，並如圖 3.2 所示保守以等速率積分計算經年的腐蝕深度，而鋼筋的腐蝕是由外而內穿透，因此腐蝕之斷面示意如圖 3.3 所示，依式(3.2.2)即可計算未來的鋼筋腐蝕重量損失率。

$$\Delta W = \left[1 - \frac{(d_b - 2\Delta r)^2}{d_b^2} \right] \times 100 \quad (3.2.2)$$

式中， ΔW ：鋼筋腐蝕重量損失率(%)、 d_b ：鋼筋原始截面積直徑(mm)、 Δr ：鋼筋總腐蝕深度(mm)。

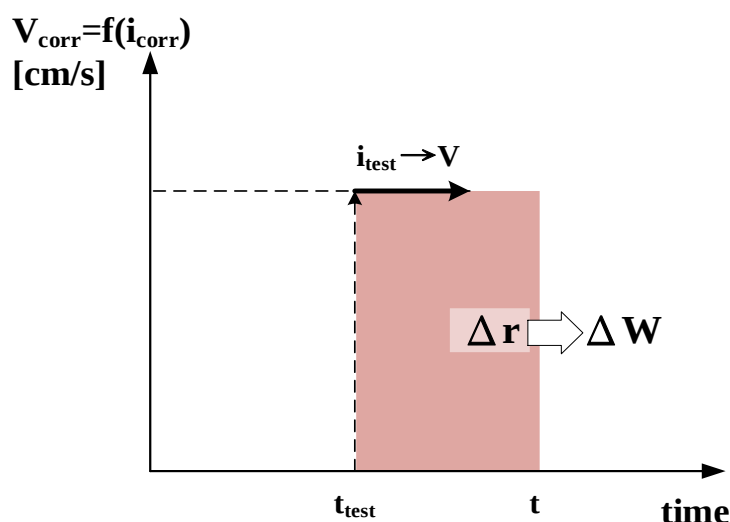


圖 3.2 腐蝕深度速率對時間關係圖

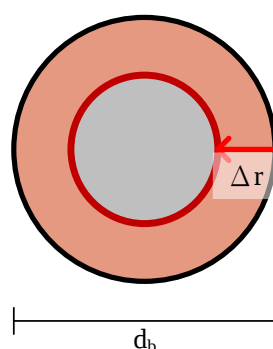


圖 3.3 鋼筋腐蝕斷面示意圖

3.2.2.2 環境劣化因子預測鋼筋腐蝕速率

除了由腐蝕電流轉換腐蝕深度速率計算未來鋼筋腐蝕重量損失率的方法，另可參考國外學者針對環境劣化因子建議之鋼筋腐蝕速率計算未來的鋼筋腐蝕重量損失率。由於整棟建築結構所在環境相同，故每根柱構件中之鋼筋腐蝕速率應相同，僅受到是鹽害的氯離子或中性化造成的環境劣化而影響計算之腐蝕速率。

(1) 鹽害

當氯離子滲入混凝土並於鋼筋周圍累積達臨界氯離子含量時，將促使鋼筋發生腐蝕，本手冊參考笹渕優樹等人[3.2]研究建議之公式與涂豐均[3.3]轉換成台灣常用單位之式(3.2.3)，可計算平均每年鋼筋腐蝕重量損失率速率，

再依(3.2.4)即可計算未來的鋼筋腐蝕重量損失率，而式(3.2.3)的鋼筋周圍氯離子含量 $Cl(t)$ 須依式(3.2.5)計算，其中，表面氯離子含量 C_0 及擴散係數 D 是由現況調查之分層氯離子含量依 Fick 第二擴散公式迴歸所得，再代回式(3.2.3)計算未來每年的鋼筋周圍氯離子含量，方可進一步計算每年的鋼筋腐蝕重量損失率速率。

$$V_{corr}(t) = \frac{1}{\sqrt{c}} \left[0.578 \times Cl(t) + 0.023(W/C) - 1.52 \right] \quad (3.2.3)$$

$$\Delta W = \int_{t_{test}}^t V_{corr}(t) dt \times 100 + \Delta W_0 \quad (3.2.4)$$

$$Cl(t) = C_0 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \times c}{2\sqrt{D \times t}} \right) \right] + C(c, 0) \quad (3.2.5)$$

式中， $V_{corr}(t)$ ：鋼筋腐蝕進展期平均年腐蝕重量損失速率(%/年)、 t ：齡期(年)、 c ：保護層厚度(mm)、 $Cl(t)$ ：鋼筋周圍氯離子含量(kg/m^3)、 W/C ：混凝土水灰比(%)、 ΔW ：鋼筋腐蝕重量損失率(%)、 t_{test} ：現況檢測齡期(年)、 ΔW_0 ：初始鋼筋腐蝕重量損失率(%)、 C_0 ：混凝土表面氯離子含量(kg/m^3)、 D ：氯離子擴散係數($\text{cm}^2/\text{年}$)、 $C(c, 0)$ ：混凝土內保護層深度之初始氯離子含量(kg/m^3)。

(2) 中性化

中性化為環境中的二氧化碳和混凝土中的氫氧化鹼反應而降低混凝土酸鹼度的現象，參考鳥取誠一等人[3.4]試驗建議，鋼筋年平均腐蝕深度速率如式(3.2.6)所示，其中由於式(3.2.6)為腐蝕深度速率，與初始鋼筋腐蝕重量損失率的單位不一致，故依式(3.2.7)前半段先將初始鋼筋腐蝕重量損失率轉換成已腐蝕的深度，再加上未來腐蝕速率穿透的深度，最後由幾何關係依式(3.2.8)計算未來的鋼筋腐蝕重量損失率。

$$V_{corr} = 3 \times 10^{-3} \quad (3.2.6)$$

$$\Delta r = \frac{d_b}{2} \left(1 - \sqrt{1 - \Delta W_0 / 100} \right) + V_{corr} (t - t_{test}) \quad (3.2.7)$$

$$\Delta W = \left[1 - \frac{(d_b - 2\Delta r)^2}{d_b^2} \right] \times 100 \quad (3.2.8)$$

式中， V_{corr} ：鋼筋平均年腐蝕深度速率(mm/年)、 Δr ：鋼筋總腐蝕深度(mm)、 d_b ：原始鋼筋直徑(mm)、 ΔW_0 ：初始鋼筋腐蝕重量損失率(%)、 t ：齡期(年)、 t_{test} ：現況檢測齡期(年)、 ΔW ：鋼筋腐蝕重量損失率(%)。

3.2.3 構件修復對未來鋼筋腐蝕重量損失率的影響

前一小節說明由鋼筋腐蝕速率計算未來的鋼筋腐蝕重量損失率 ΔW 的方法，只是於檢測結束後可能依劣化程度會對構件進行部分修復，將會影響未來的鋼筋腐蝕是否仍依循腐蝕速率的逐年增加、或是持平甚至是歸零，因此本手冊參考「鋼筋混凝土建築物補強及修復參考圖說及解說」[3.5]中第四章修復工法中的損壞修復工程進行重點分類說明，供工程師了解如何修正，如圖 3.4 所示。

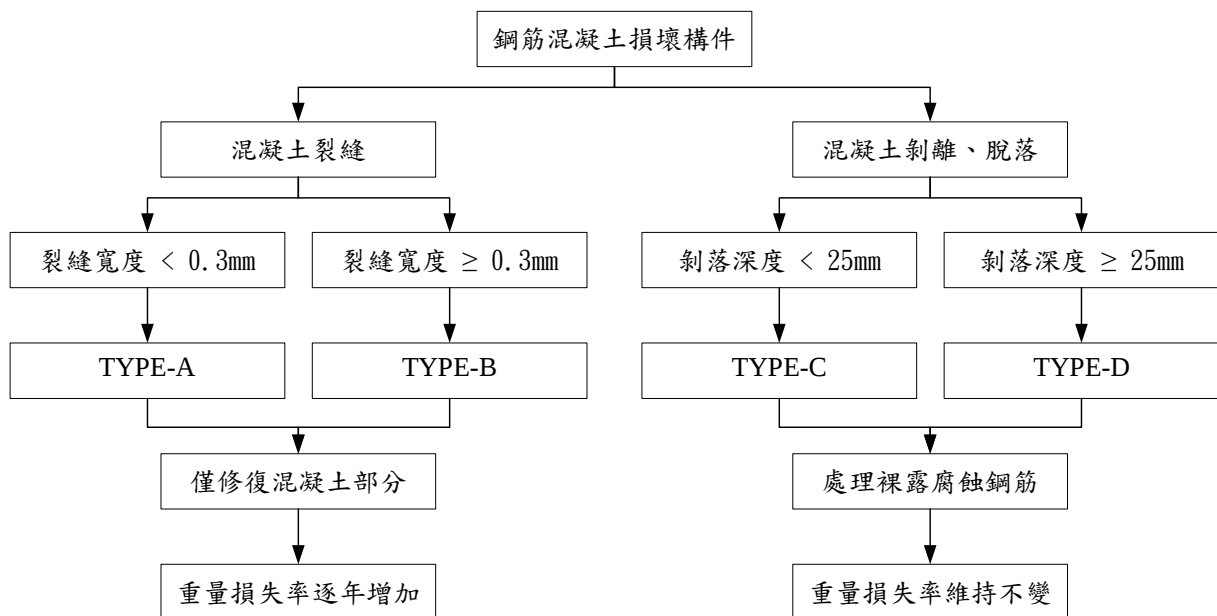


圖 3.4 修復工法對鋼筋腐蝕重量損失率之影響

(1) 鋼筋腐蝕重量損失率逐年增加

當混凝土表面僅有寬度不等的裂縫，「鋼筋混凝土建築物補強及修復參考圖說及解說」[3.5]建議之修復方式如表 3.2 所示，惟不論表面處理工法或 Epoxy 注入工法，皆僅修復至混凝土區域，鋼筋腐蝕狀況並未進行防鏽等預

防措施，因此構件未來的腐蝕程度將由現況的初始鋼筋腐蝕重量損失率依前述的腐蝕速率逐年增加。

表 3.2 混凝土裂縫損壞修復工法(整理自[3.5])

	裂縫寬度	修復工法
TYPE-A	< 0.3 mm	表面處理工法
TYPE-B	> 0.3 mm	Epoxy 注入工法/ V-cut 樹脂砂漿塗佈

(2) 鋼筋腐蝕重量損失率不變

當混凝土表面產生了深度不等的剝離或脫落，「鋼筋混凝土建築物補強及修復參考圖說及解說」[3.5]建議之修復方式如表 3.3 所示，其中，不論剝落深度，修復工法的步驟皆要求若鋼筋有外露且鏽蝕的狀況，應以鋼刷除鏽後均勻塗佈防鏽劑，因此當鋼筋有做防鏽的預防處理後，可假設未來的腐蝕程度和現況的初始鋼筋腐蝕重量損失率一致。

惟若修復時因鋼筋未外露而沒有對鋼筋之腐蝕做除鏽及塗防鏽劑等預防措施，則如同僅對裂縫修復，構件未來的腐蝕程度將因鋼筋會繼續腐蝕而由初始鋼筋腐蝕重量損失率持續增加。

表 3.3 混凝土剝落之損壞修復工法(整理自[3.5])

	剝落深度	修復工法
TYPE-C	< 25 mm	樹脂砂漿塗佈
TYPE-D	> 25 mm	樹脂砂漿塗佈/ 無收縮水泥砂漿灌注

(3) 鋼筋腐蝕重量損失率歸零

除了前述針對鋼筋混凝土構材損壞修復的處理方式，當建築結構因為耐震能力不足或是構件劣損嚴重而要求進行補強工法時，將使用新材料進行擴柱等施工處理，可不考慮已劣化的混凝土或鋼筋之材料狀況，因此該補強構件的未來鋼筋腐蝕重量損失率可直接視為 0。

3.3 鋼筋腐蝕對構件行為的影響

當鋼筋混凝土建築結構發生劣化，構件的韌性、承載容量、破壞模式有可能發生改變而與當初設計的預期有所落差，使得構件發生非預期破壞，進一步影響建築結構的安全並減少使用壽命。而鋼筋混凝土建築結構的劣化主要受到氯離子侵入以及中性化的影響。原本混凝土水化反應生成之鹼性物質所提供的高鹼性環境會使鋼筋表面形成鈍態保護膜，鋼筋因而不易腐蝕，但當混凝土中性化深度趨近鋼筋表層深度時，保護鋼筋的鈍態保護膜將逐漸失去作用，若再碰上沿混凝土裂縫進入之水及氧氣，以及鋼筋深度之氯離子達到腐蝕臨界含量，則有極大的機率促發鋼筋發生腐蝕。其中，鋼筋腐蝕會削減鋼筋的有效斷面積並改變其力學行為，且鋼筋腐蝕生成物較原本體積大數倍，腐蝕嚴重時將脹裂混凝土，造成混凝土裂縫擴大甚至保護層剝落，兩者惡性循環下，鋼筋與混凝土間的握裹力也將衰減甚至喪失，因此對於建築結構而言，老劣化引起的耐震性能提早衰退，將存在著極為嚴重的安全性與使用性上的疑慮。

3.3.1 鋼筋腐蝕之力學性能折減

鋼筋腐蝕會導致鋼筋材料性質改變和斷面積改變，故鋼筋的力學行為調整參考金螢來等人[3.6]依過去實驗迴歸出的鋼筋腐蝕殘餘強度公式，如式(3.3.1)至(3.3.5)所示，以評估鋼筋腐蝕之殘餘強度。惟鋼筋腐蝕狀況有高度的不確定性，且中性化與鹽害誘發的鋼筋腐蝕與時間有極大關聯，隨著時間增長，鋼筋腐蝕型態與位置變異性也增大，以腐蝕位置來說，若腐蝕發生在塑鉸區，會顯著造成集中破壞區，極不利於建築結構的耐震性能。腐蝕對鋼筋斷面積的影響也並非完全沿著鋼筋軸向均勻分佈，當鋼筋腐蝕時，鋼筋

的拉力強度將由其中最小斷面控制，故鋼筋的應力應變同腐蝕狀況一樣是不均勻分佈，若是採用平均鋼筋腐蝕重量損失率去估算腐蝕鋼筋的殘餘強度，耐震能力的評估將有所失準，而金螢來等人[3.6]實驗得知，鋼筋腐蝕之殘餘強度主要受局部最大斷面減少率影響，且鋼筋腐蝕之局部最大斷面減少率約為平均斷面減少率的 1.8 倍，另由邱建國等人[3.7]之實驗研究結果發現局部最大斷面減少率約為平均斷面減少率的 2 倍，因此若使用平均鋼筋腐蝕重量損失率去評估，將會高估構件與建築結構的真實強度，故透過局部放大倍率係數 α 含納不均勻腐蝕相對於均勻腐蝕所造成的放大效果，以求能更準確的評估構件力學性能。

$$E_{sc} = \left[1 - 1.14(\alpha \times \Delta W_{avg}) \right] E_s \quad (3.3.1)$$

$$f_{yc} = \left[1 - 1.14(\alpha \times \Delta W_{avg}) \right] f_y \quad (3.3.2)$$

$$f_{yc}' = \left[1 - 0.66(\alpha \times \Delta W_{avg}) \right] f_y' \quad (3.3.3)$$

$$f_{uc} = \left[1 - 1.00(\alpha \times \Delta W_{avg}) \right] f_u \quad (3.3.4)$$

$$\varepsilon_{uc} = \left[1 - 1.73(\alpha \times \Delta W_{avg}) \right] \varepsilon_u \quad (3.3.5)$$

式中， E_{sc} 與 E_s ：腐蝕後與腐蝕前之彈性係數、 α ：局部化倍率取 2.0， ΔW_{avg} ：平均鋼筋腐蝕重量損失率(%)、 f_{yc} 與 f_y ：腐蝕後與腐蝕前之降伏強度、 f_{yc}' 與 f_y' ：腐蝕後與腐蝕前之應變硬化開始強度、 f_{uc} 與 f_u ：腐蝕後與腐蝕前之極限強度、 ε_{uc} 與 ε_u ：腐蝕後與腐蝕前之極限應變。

3.3.2 考慮鋼筋腐蝕之握裹能力折減

腐蝕除了造成鋼筋的降伏強度、彈性模數等力學性能降低外，也會影響鋼筋和混凝土間之握裹力，根據日本建築學會[3.8]，鋼筋和混凝土間的握裹應力依式(3.3.6)計算，但當鋼筋發生腐蝕時，日本混凝土學會[3.9]實驗結果建議應考量鋼筋腐蝕重量損失率對握裹應力之折減，如式(3.3.9)。

$$u = (0.27b_i + 0.33)\sqrt{f'_c} + k_{st} \quad (3.3.6)$$

$$b_i = \min \begin{cases} b_{i1} = (b - N_1 d_b) / (N_1 d_b) \\ b_{i2} = (\sqrt{2} \times 2d_{ts} - d_b) / d_b \end{cases} \quad (3.3.7)$$

$$k_{st} = \begin{cases} [550 + 460(N_v + N_w) / N_1](b_{i1} + 1)\rho'' & , b_{i1} \leq b_{i2} \\ 1430A_v / d_b s & , b_{i1} \geq b_{i2} \end{cases} \quad (3.3.8)$$

$$u_c = u \times \exp(-0.0607\Delta W_{avg}) \quad (3.3.9)$$

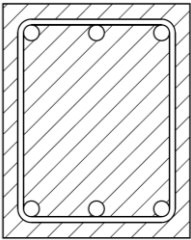
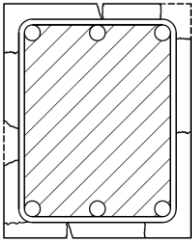
式中， u ：初始握裹應力(kgf/cm²)、 b_i ：割裂線長度之比值、 f'_c ：混凝土抗壓強度(kgf/cm²)、 k_{st} ：考慮箍筋效果之參數、 b ：構件之寬度(cm)、 $N_1 = A_{s1} / (d_b^2 \pi / 4)$ ：最外層拉力筋根數、 A_{s1} ：最外層拉力筋面積和、 d_b ：主筋直徑 (cm)、 d_{ts} ：構材最外受拉纖維至受拉鋼筋斷面重心之距離(cm)、 $\rho'' = A_{st} / (b \times s)$ ：剪力筋體積比、 A_{st} ：箍筋總斷面積(cm²)、 N_v ：橫切面箍筋數量、 N_w ：橫切面繫筋數量、 A_v ：單支箍筋斷面積(cm²)、 s ：箍筋間距(cm)、 u_c ：腐蝕後握裹應力(kgf/cm²)、 ΔW_{avg} ：平均鋼筋腐蝕重量損失率(%)。

3.3.3 構件斷面勁度修正

鋼筋腐蝕體積膨脹產生的膨脹應力，使鋼筋周遭混凝土承受拉張應力，將導致保護層開裂甚至剝落，進而影響構件斷面的幾何性質，其中，保護層的存在與否將明顯影響構件的勁度，故本節將針對腐蝕柱的勁度修正進行說明。

根據日本建築學會(1997)[3.10]，當鋼筋腐蝕造成混凝土表面裂縫寬度超過 0.5-1.0 mm 時，即發生混凝土剝離或剝落現象，依據構件劣化度判定準則(見表 2.2)及鋼筋腐蝕等級判定準(見表 2.3)，當構件對應之劣化度達重度，鋼筋腐蝕等級為 IV 時，鋼筋腐蝕重量損失率約為 5%，本手冊建議當構件劣化度達重度以上時，可將混凝土保護層視為已經剝落，因此斷面慣性矩僅有核心混凝土的貢獻，如表 3.4 所示。

表 3.4 構件劣化度對應之斷面慣性矩

構件劣化度	健全、輕度、中度	重度以上
斷面示意圖		
斷面慣性矩	$I_g = \frac{b \times h^3}{12}$	$I_c = \frac{(b - 2x) \times (h - 2x)^3}{12}$
b ：構件寬度 (cm)、 h ：構件深度 (cm)、 x ：保護層厚度 (cm)。		

以一根淨高為 H 的雙曲率柱為例，勁度計算如式(3.3.10)，式中的 $(EI)_c$ 為鋼筋混凝土柱開裂之撓曲剛度，根據 ACI 318-14[3.11]， $(EI)_c$ 一般假設為 $E_c(0.35I_g)$ 。惟，若剛度過低時易造成彈性分析的結構周期過大，故參照校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版[3.1]，未腐蝕柱構件容量曲線在達標稱彎矩強度 M_n 之前，新增一降伏彎矩強度 M_y 並將 $(EI)_c$ 調整為 $E_c(0.7I_g)$ ，而標稱彎矩強度 M_n 之撓曲剛度 $(EI)_c$ 仍保持 $E_c(0.35I_g)$ 。

然而，考量腐蝕柱的構件勁度會因混凝土保護層剝落而軟化，故構件於背骨曲線彈性段(即降伏強度 M_y 前)之撓曲剛度 $(EI)_c$ 將根據保護層是否剝落進行調整，在保護層未剝落前，桿件之撓曲剛度均採 $E_c(0.35I_g)$ ，當保護層剝落後則須如式(3.3.11)進行比較，取較小者作為保護層剝落後柱構件之開裂撓曲剛度。

$$k = 12(EI)_c / H^3 \quad (3.3.10)$$

$$(EI)_c = \min(0.35E_cI_g, E_cI_c) \quad (3.3.11)$$

式中， k ：雙曲率柱的勁度、 $(EI)_c$ ：柱開裂斷面的撓曲剛度、 H ：柱淨高、 E_c ：混凝土彈性模數、 I_g ：柱斷面對其中心軸之慣性矩、 I_c ：保護層剝落的柱斷面對其中心軸之慣性矩。

3.4 建築結構耐震能力評估

非線性靜力分析 (Nonlinear Static Analysis) 即側推分析 (Pushover Analysis)，美國 ATC-40[3.11]及 FEMA-273[3.12]建議同時考慮建築結構的側向抵抗能力以及非線性位移能力，將多自由度的結構系統，簡化成一等效單自由度系統，以靜態單向的方式，並藉由模態分析中的主控模態進行側力的豎向比例分配，於每一樓層施加側力，並控制位移逐步增加，於每次增量過程中進行一次結構分析，求得建築結構的側力與位移反應，與上一步驟進行疊代累計，判斷各構件在地震荷載下是否已達破壞，並重新修正其力學行為或判定非線性鉸，直到結構失去垂直承載能力，定義為倒塌。於側推過程之各步驟中記錄樓層的側力總和，即結構於此步驟之基底剪力 V_{bs} ，並記錄各步驟屋頂側向位移 Δ_{rf} ，以變位量確實並合理的反應出建築結構的損傷狀態，繪製出基底剪力 V_{bs} 和非線性靜力側推分析所得之屋頂側向位移 Δ_{rf} 的關係曲線，即容量曲線(capacity curve)，示意圖如圖 3.5。唯須特別注意，由於該分析法為單向靜態分析，故針對同一建築結構的耐震能力評估，一次只能評估結構平面的單一軸向單一方向，故需就其平面上各軸向正負兩向(即 $\pm X$ 、 $\pm Y$)皆進行分析，比較得出其中較弱者控制結構的耐震能力。

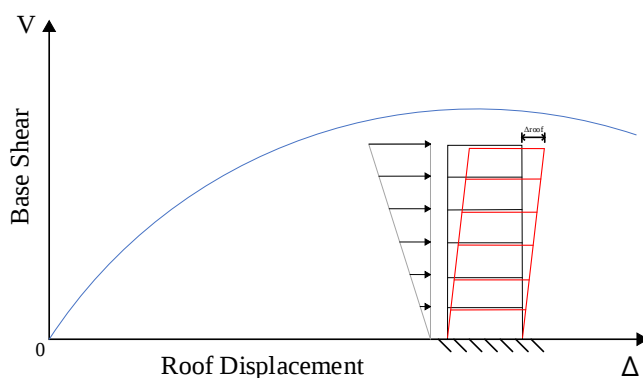


圖 3.5 側推分析之容量曲線[3.1]

3.4.1 美國規範

依據 ACI 318-14[3.13]，假設構件平面保持平面，代表意義為該斷面之鋼筋與混凝土在承受力狀態下，無論拉及壓應變皆為相同，即兩者間具有完全握裹之性質，不會發生滑移現象，但在美國規範中計算彎矩與剪力過程中並無考慮鋼筋握裹能力的影響，因此在鋼筋產生腐蝕後僅能透過材料的力學性能的調整對構件力學行為進行折減。

ACI 318-14[3.13]的斷面彎矩強度計算示意圖如圖 3.6 所示，鋼筋混凝土構件斷面分析須遵守力平衡，因此依式(3.4.1)至(3.4.9)，使用 Whitney 矩形應力塊計算斷面彎矩強度。

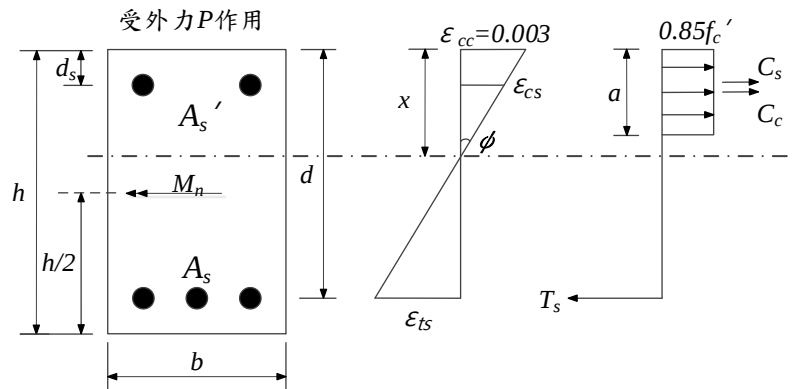


圖 3.6 鋼筋混凝土斷面應力分佈(採用 Whitney 矩形應力塊)

$$T_s = A_s \varepsilon_{ts} E_s \quad (3.4.1)$$

$$\varepsilon_{ts} = 0.003(d - x)/x \leq \varepsilon_y \quad (3.4.2)$$

$$\varepsilon_{cs} = 0.003(x - d_s)/x \leq \varepsilon_y \quad (3.4.3)$$

$$C_s = A'_s \varepsilon_{cs} E_s \quad (3.4.4)$$

$$C_c = 0.85 f'_c a b \quad (3.4.5)$$

$$a = \beta x \quad (3.4.6)$$

$$\beta = \begin{cases} 0.85, f'_c \leq 280 \\ 0.85 - 0.05(f'_c - 280)/70, 280 \leq f'_c \leq 560 \\ 0.65, f'_c \geq 560 \end{cases} \quad (3.4.7)$$

$$P + T_s = C_c + C_s \quad (3.4.8)$$

$$M_n = C_c(h/2 - a/2) + C_s(h/2 - d_s) + T_s(d - h/2) \quad (3.4.9)$$

式中， T_s ：拉力筋合力(kgf)、 A_s ：拉力筋總面積(cm^2)、 ε_{ts} ：拉力筋應變、 E_s ：鋼筋楊氏係數、 d ：拉力筋有效深度(cm)、 x ：受壓側最外側至中性軸之距離(cm)、 $\varepsilon_y = f_y/E_s$ ：鋼筋降伏應變、 f_y ：鋼筋降伏強度(kgf/ cm^2)、 ε_{cs} ：壓力筋應變、 d_s ：壓力筋有效深度(cm)、 C_s ：壓力筋合力(kgf)、 A_s' ：壓力筋總面積(cm^2)、 C_c ：混凝土應力塊合力(kgf)、 f'_c ：混凝土抗壓強度(kgf/ cm^2)、 a ：Whitney 矩形等值區塊深度(cm)、 b ：斷面寬度(cm)、 β ：應力分佈值、 P ：外部軸壓力(kgf)、 M_n ：計算彎矩強度(kgf-cm)、 h ：斷面深度(cm)。

另外，鋼筋混凝土柱之剪力強度是由混凝土所提供的剪力強度加上箍筋所提供的剪力強度，依據美國 ASCE/SEI41-13[3.14]規定計算剪力強度，如式(3.4.10)。

$$V_n = \frac{A_{st} f_{yt} d}{s} + \left(\frac{1.6 \sqrt{f'_c}}{M/Vd} \times \sqrt{1 + \frac{P}{1.6 \sqrt{f'_c} A_g}} \right) \times 0.8 A_g \quad (3.4.10)$$

式中， V_n ：計算剪力強度(kgf)、 A_{st} ：一橫切面之剪力筋總面積(cm^2)、 f_{yt} ：剪力筋降伏強度(kgf/ cm^2)、 d ：有效深度(cm)、 s ：箍筋間距(cm)、 M/V ：最大彎矩剪力比，不得小於 2 且不得大於 4、 A_g ：斷面總面積(cm^2)。

3.4.2 日本規範

腐蝕柱構件的破壞行為，除了與未腐蝕構件相同的箍筋降伏剪力破壞、主筋降伏撓曲破壞外，應額外考慮因主筋腐蝕後造成鋼筋與混凝土界面摩擦力下降導致的握裹破壞，即在沒有鋼筋未腐蝕的情形下，主筋與混凝土間具有完美握裹的能力，不論在構件拉伸或壓縮狀況下，主筋與周圍混凝土並不會發生滑移，兩者產生的應變均一致。然而，一旦鋼筋發生腐蝕，就提高主筋與混凝土間滑動的可能性，故若有鋼筋腐蝕的構件需額外考慮主筋握裹破壞的可能性。日本規範[3.8]在計算柱構件強度時，不論構件是撓曲行為或是剪力行為皆有考慮主筋握裹破壞的可能性，故本手冊將參考日本規範計算握裹能力之方法，對腐蝕構件進行握裹需求的檢討。

有關日本規範中，撓曲行為下的握裹容量計算流程可見圖 3.7；剪力行為下的握裹容量計算流程則見圖 3.8。

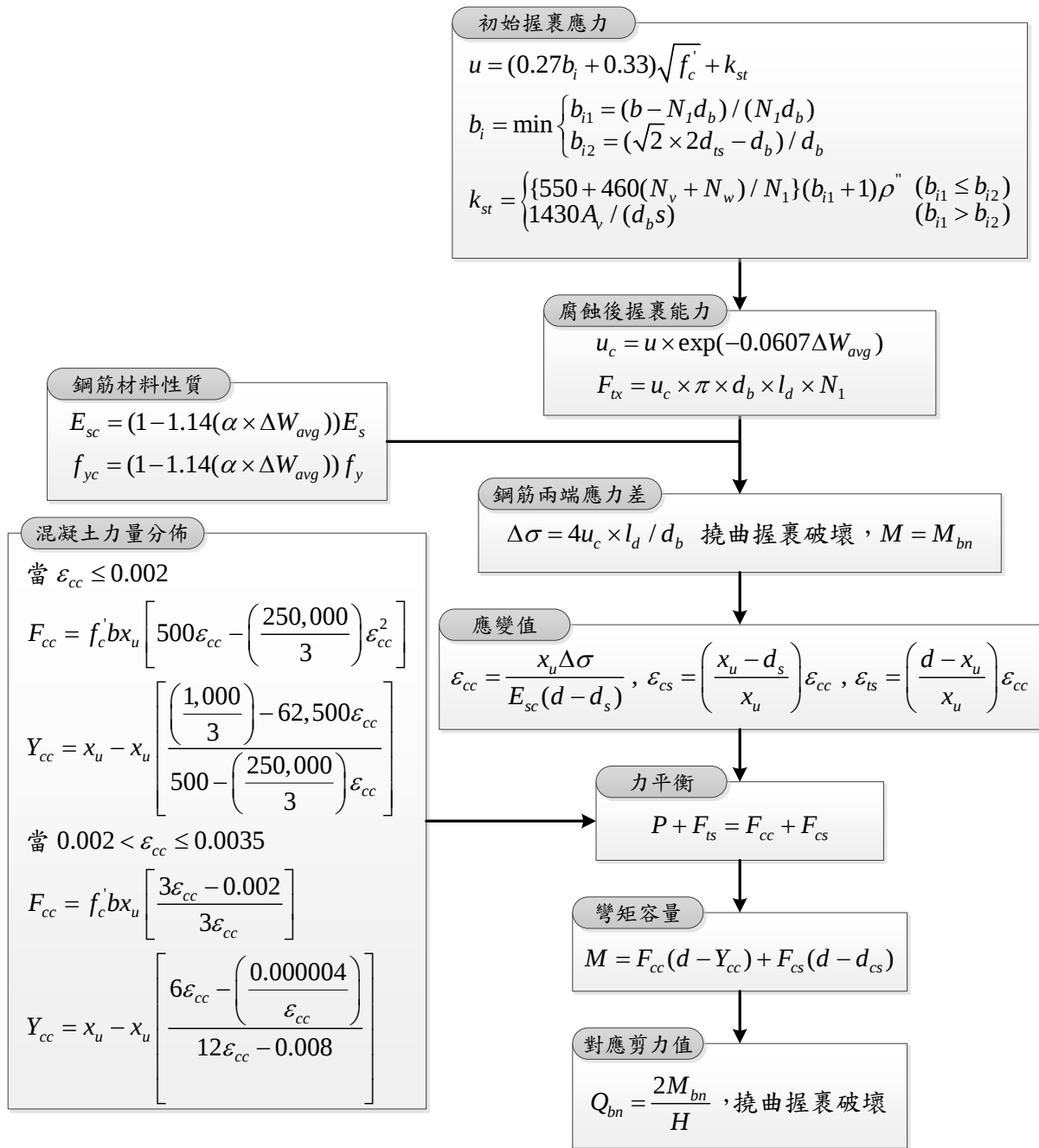


圖 3.7 腐蝕柱構件撓曲行為計算流程(握裹破壞)

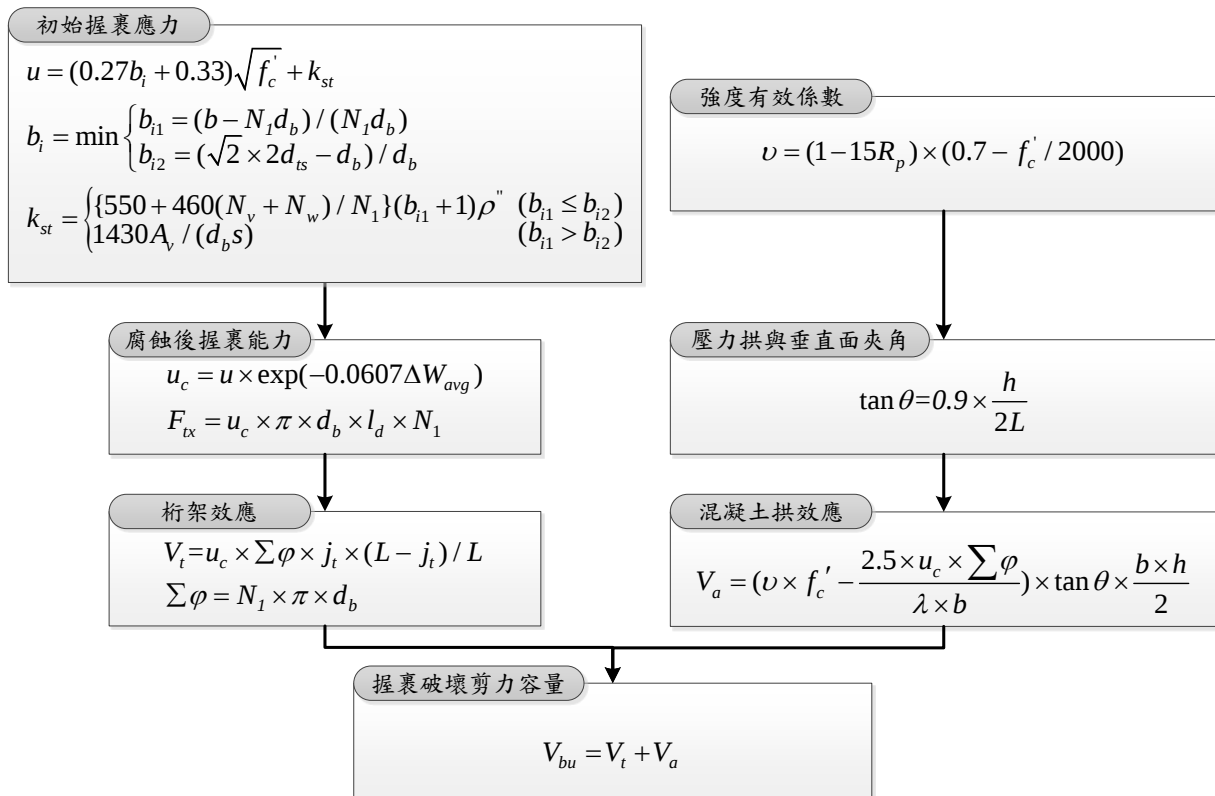


圖 3.8 腐蝕柱構件剪力計算流程(握裹破壞)

(1) 撓曲行為握裹強度

鋼筋於混凝土內應力分佈如圖 3.9 所示，在力平衡狀態下，鋼筋與混凝土接觸面需提供與 ΔT 大小相等、方向相反之握裹力，方可平衡鋼筋兩端拉力變化，而鋼筋腐蝕後與混凝土介面間之握裹能力計算方式如式(3.4.11)所示。鋼筋腐蝕重量損失率較小時，握裹力足以承擔鋼筋兩端之拉力差 ($\Delta T \leq F_{tx}$)，故鋼筋可發展至降伏狀態，構件破壞型態為韌性撓曲破壞，但當鋼筋腐蝕重量損失率較高時，鋼筋與混凝土間的握裹能力驟降，將導致構件在承受撓曲行為時，鋼筋於發展至降伏強度前就先發生主筋的握裹破壞 ($\Delta T > F_{tx}$)，此破壞模式屬脆性破壞行為，對應之彎矩計算強度為 M_{bn} 。為界定主筋降伏破壞與主筋握裹破壞發生可能性，本手冊建議透過鋼筋兩端應力差計算構件破壞模式轉換之臨界鋼筋腐蝕重量損失率 ΔW_{cri} ，如式(3.4.12)，一旦構件的鋼筋腐蝕重量損失率超過 ΔW_{cri} ，即意味主筋拉力降伏破壞不會

發生，也就是韌性撓曲破壞模式不復存在，構件破壞模式只剩下剪力破壞或握裹破壞等脆性破壞模式。

而 RC 構件撓曲行為握裹強度的計算參考 Bhargavaet 等人[3.15]建議的方法進行分析，除考量材料因鋼筋斷面積減少造成應力與應變力學性質影響外，其斷面分力示意圖如圖 3.10 所示，式(3.4.12)表示構件主筋握裹破壞時的兩端應力差值，腐蝕後混凝土、拉力筋及壓力筋之應變值如式(3.4.13)至(3.4.15)。鋼筋混凝土構件斷面分析遵守力平衡，因此依式(3.4.13)即可求得斷面中性軸 x_u ，混凝土應力呈曲線分佈，參考 BIS 2000[3.16]將混凝土力量分佈視為一集中力 F_{cc} 並找出其作用位置 Y_{cc} ，如式(3.4.17)至(3.4.20)。

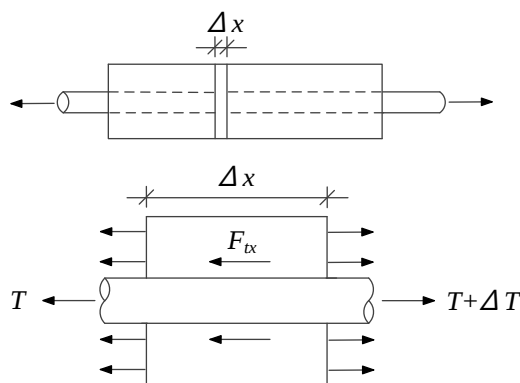


圖 3.9 鋼筋於構件內自由體圖

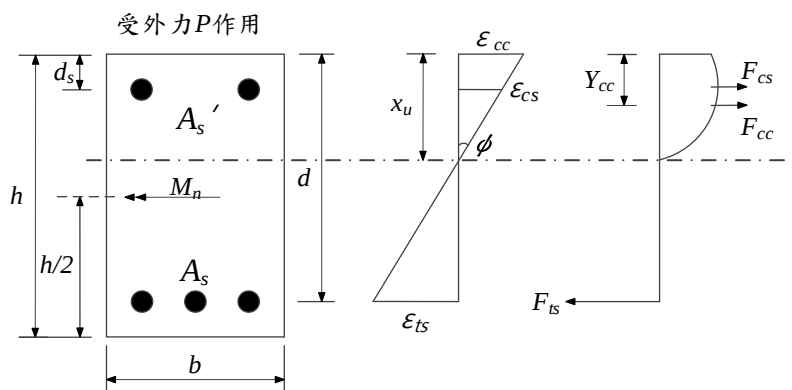


圖 3.10 鋼筋混凝土斷面應力分佈(拋物應力曲線)

$$F_{tx} = u_c \times \pi \times d_b \times l_d \times N_1 \quad (3.4.11)$$

$$\Delta\sigma = \begin{cases} f_y + f_{yc} & \text{撓曲降伏破壞} \\ f_y + f_{yc} = 4u_c \times l_d / d_b \Rightarrow \Delta W_{cri} & \\ 4u_c \times l_d / d_b & \text{撓曲握裹破壞, } M = M_{bn} \end{cases} \quad (3.4.12)$$

$$\varepsilon_{cc} = \frac{x_u \Delta\sigma}{E_{sc}(d - d_s)} \quad (3.4.13)$$

$$\varepsilon_{cs} = \left(\frac{x_u - d_s}{x_u} \right) \varepsilon_{cc} \quad (3.4.14)$$

$$\varepsilon_{ts} = \left(\frac{d - x_u}{x_u} \right) \varepsilon_{cc} \quad (3.4.15)$$

式中， F_{tx} ：腐蝕後握裹力(kgf)、 u_c ：腐蝕後握裹應力(kgf/cm²)、 $l_d = L - d$ ：有效握裹長度(cm)、 ΔW_{cri} ：臨界鋼筋腐蝕重量損失率、 ε_{cc} ：混凝土應變、 ε_{cs} ：壓力筋應變、 ε_{ts} ：拉力筋應變、 x_u ：腐蝕影響下中性軸位置(cm)。

$$P + F_{ts} = F_{cc} + F_{cs} \quad (3.4.16)$$

當 $\varepsilon_{cc} \leq 0.002$ ，使用下式：

$$F_{cc} = f'_c b x_u \left[500 \varepsilon_{cc} - \left(\frac{250,000}{3} \right) \varepsilon_{cc}^2 \right] \quad (3.4.17)$$

$$Y_{cc} = x_u - x_u \left[\frac{\left(\frac{1,000}{3} \right) - 62,500 \varepsilon_{cc}}{500 - \left(\frac{250,000}{3} \right) \varepsilon_{cc}} \right] \quad (3.4.18)$$

當 $0.002 < \varepsilon_{cc} \leq 0.0035$ ，使用下式：

$$F_{cc} = f'_c b x_u \left[\frac{3\varepsilon_{cc} - 0.002}{3\varepsilon_{cc}} \right] \quad (3.4.19)$$

$$Y_{cc} = x_u - x_u \left[\frac{6\varepsilon_{cc} - \left(\frac{0.000004}{\varepsilon_{cc}} \right)}{12\varepsilon_{cc} - 0.008} \right] \quad (3.4.20)$$

拉力筋及壓力筋受力如式(3.4.21)及式(3.4.22)，最後依式(3.4.23)求得構件於鋼筋腐蝕下之撓曲握裹破壞之彎矩強度，整體計算流程如圖 3.7 所示。

$$F_{ts} = \min \begin{cases} A_{ts} E_{sc} \varepsilon_{ts} \\ A_{ts} f_{yc} \end{cases} \quad (3.4.21)$$

$$F_{cs} = \min \begin{cases} A_{cs} E_{sc} \varepsilon_{cs} \\ A_{cs} f_{yc} \end{cases} \quad (3.4.22)$$

$$M_{bn} = F_{cc} (d - Y_{cc}) + F_{cs} (d - d_{cs}) \quad (3.4.23)$$

$$Q_{bn} = \frac{2M_{bn}}{H} \quad (3.4.24)$$

式中， A_{ts} ：拉力筋面積總和(cm^2)、 A_{cs} ：壓力筋面積總和(cm^2)、 M_{bn} ：撓曲握裹破壞之彎矩容量(kgf-cm)、 Q_{bn} ：雙曲率柱之撓曲握裹破壞強度(kgf)。

(2) 剪力行為握裹強度

構件之剪力分析參考日本建築學會[3.8]與 Ririt [3.17]研究，以桁架與拱理論(Truss-Arch Theory)為基礎，建立因腐蝕而造成握裹強度衰減行為之剪力容量(Shear Capacity)評估模型。

握裹破壞模式之剪力容量 V_{bu} 評估如式(3.4.25)至式(3.4.29)所示，式(3.4.25)第一項 V_t 為模擬鋼筋桁架效應所提供之剪力，在箍筋降伏前主筋與混凝土間即已發生握裹破壞，如圖 3.11 所示，第二項 V_a 為模擬核心混凝土拱效應所提供之剪力，如圖 3.12 所示，整體計算流程如圖 3.8。

$$V_{bu} = V_t + V_a \quad (3.4.25)$$

$$V_t = u_c \times \sum \phi \times j_t \times (L - j_t) / L \quad (3.4.26)$$

$$V_a = \left(v \times f'_c - \frac{2.5 \times u_c \times \sum \phi}{\lambda \times b} \right) \times \tan \theta \times \frac{b \times h}{2} \quad (3.4.27)$$

$$v = (1 - 15R_p) \times (0.7 - f'_c / 2000) \quad (3.4.28)$$

$$\tan \theta = 0.9 \frac{h}{2L} \quad (3.4.29)$$

式中， L ：梁或柱構件之淨跨距(cm)、 $\sum \phi = N_1 \times \pi \times d_b$ ：主筋總周長(cm)、 j_t ：壓力筋與拉力筋間之距離(cm)、 θ ：混凝土壓力拱與角垂直面之夾角、 λ ：桁架效應之有效係數，本手冊建議值為 0.38、 v ：混凝土抗壓強度之有效係數、 R_p ：柱構件之塑性變形角，可取 0、 h ：構件深度(cm)。

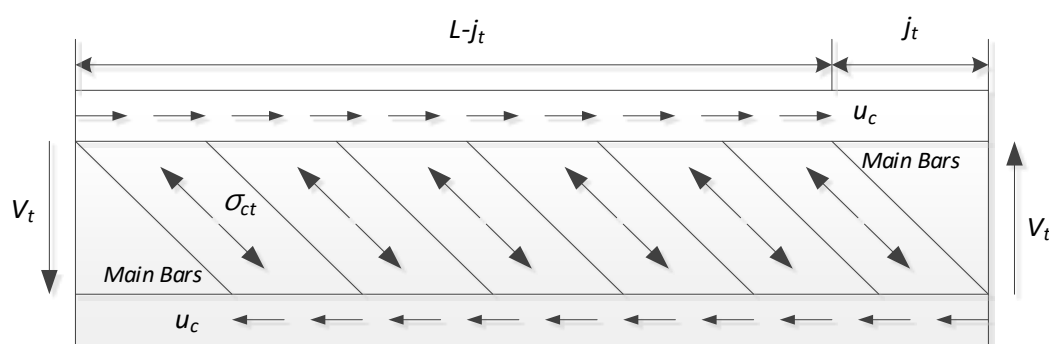


圖 3.11 桁架效應機制(握裹破壞)[3.8]

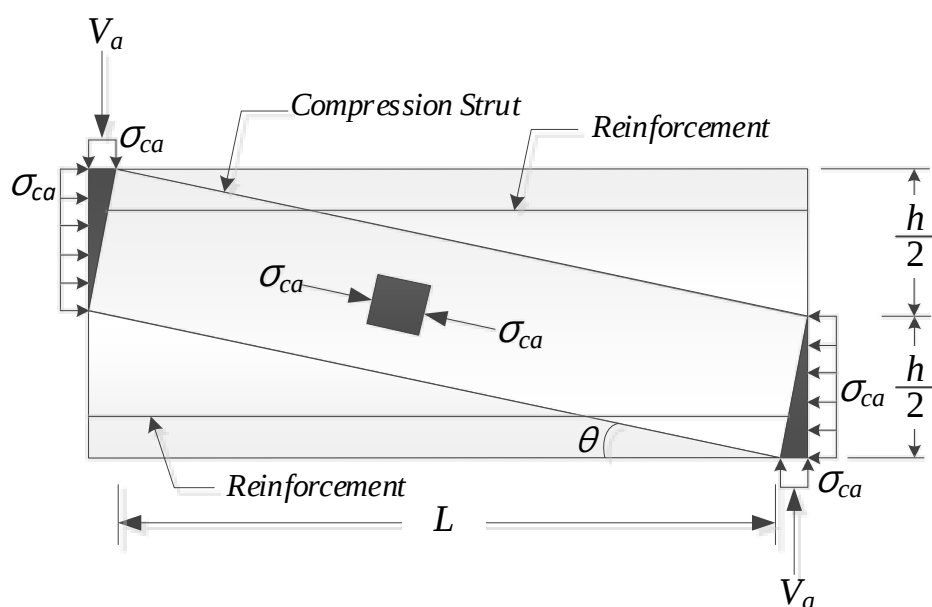


圖 3.12 拱效應機制(握裹破壞)[3.8]

3.4.3 雙曲率 RC 柱構件模擬與非線性鉸設定

根據 Elwood 及 Moehle [3.18] 的研究，對於同時承受軸力 P 與側力 V 作用且反曲點位於柱中央的雙曲率柱，當柱為拉力控制斷面，側向位移 Δ 達到 Δ_n 時，柱主筋降伏；當達到 Δ_s 時，於柱端產生明顯剪力裂縫，屬韌性撓剪破壞，側力強度開始下降，直至側向位移 Δ 達到 Δ_a 時，側力強度趨近於零，柱構件因喪失軸向承載能力而發生軸向破壞。透過彈性段計算， Δ_n 計算公式如式(3.4.30)，撓曲剛度 $(EI)_c$ 的折減狀況詳見 3.3.3 小節，而 Elwood 及 Moehle [3.19] 透過試驗歸納出 Δ_s 與 Δ_a 計算公式如式(3.4.31)和(3.4.32)。控制承受軸力與側力作用之雙曲率柱的破壞模式有三種，即撓剪破壞、剪力破壞及撓曲破壞；Sezen 及 Moehle [3.20] 實驗中發現柱的剪力強度隨著柱的側向位移變大而下降，進而導致柱的強度發展受到限制，如圖 3.13 所示，當側向位移變大，柱構件的剪力強度曲線會隨之衰減直至破壞。

$$\frac{\Delta_n}{H} = \frac{V_b}{kH} = \frac{V_b H^2}{12(EI)_c} \quad (3.4.30)$$

式中， H ：柱淨高、 $V_b = 2M_n / H$ ， M_n 為斷面之標稱彎矩強度、 $(EI)_c = E_c I$ ：撓曲剛度、 E_c ：混凝土彈性模數、 I ：柱斷面積對其中性軸之慣性矩，參考 3.3.3 節計算。

$$\frac{\Delta_s}{H} = \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{133} \frac{v_m}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \quad (3.4.31)$$

式中， $\rho'' = A_{st} / (b \times s)$ ，剪力箍筋面積比、 A_{st} ：剪力筋總斷面積、 b ：柱寬、 s ：箍筋間距、 $v_m = V_b / (b \times d)$ ，為剪應力、 $d = 0.8h$ ，柱斷面之有效深度、 h ：柱深、 f'_c ：混凝土抗壓強度、 P ：柱承受之軸力、 A_g ：柱斷面積。

$$\frac{\Delta_a}{H} = \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \frac{s}{A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta}} \quad (3.4.32)$$

式中， θ ：剪力裂縫與水平的夾角，一般定為 65° ，但必須小於 $\tan^{-1}(H/h)$ 、 f_{yt} ：箍筋降伏強度、 d_c ：核心混凝土之深度，箍筋與箍筋中心距。

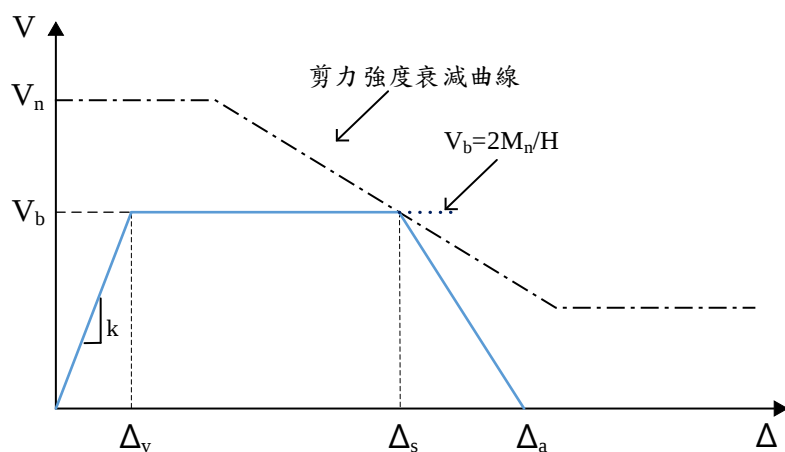


圖 3.13 撓剪破壞側向載重位移曲線[3.1]

一般年代較久建築的柱構件若受窗台束制，容易產生短柱效應，使破壞模式趨向剪力破壞，如圖 3.14 所示，柱的剪力強度 V_n 低於撓曲強度 V_b 。當柱承受側力時達到 V_n 就會發生剪力破壞，斜向剪力裂縫可能會分佈於柱身，使得側力強度下降，直至柱變形至 Δ_a ，如式(3.4.32)，此時的柱已經喪失軸力承載能力，為了符合脆性破壞的特性，限制其值不得大於 $0.04H$ 。

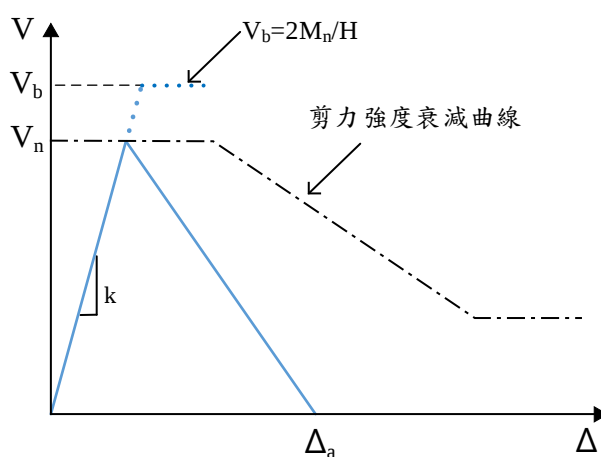


圖 3.14 剪力破壞側向載重位移曲線[3.1]

(1) 彎矩非線性鉸參數

以一根淨長為 H 且反曲點於柱中點之柱，依撓曲破壞模式下之側向載重位移曲線，定義撓曲或撓剪非線性鉸參數如圖 3.15 所示，其中，不同於未腐蝕柱構件為避免低估柱之初始勁度，新增降伏點的做法，腐蝕柱構件已因鋼筋腐蝕使得混凝土保護層開裂軟化，故直接略過降伏點，並考慮開裂後之撓曲剛度，所以將降伏點移除。參數之設定值如表 3.5 所示而參數計算方式如式(3.4.33)至式(3.4.35)，表中 SF(Scale Factor)對應之 Moment SF 為 M_n ；而 SF 對應之 Rotation SF 固定為 1。

$$a' = 0 \quad (3.4.33)$$

$$b' = \frac{\Delta_s}{H} - \frac{\Delta_n}{H} \quad (3.4.34)$$

$$c' = \max\left(\frac{\Delta_s}{H}, \frac{\Delta_a}{H}\right) \quad (3.4.35)$$

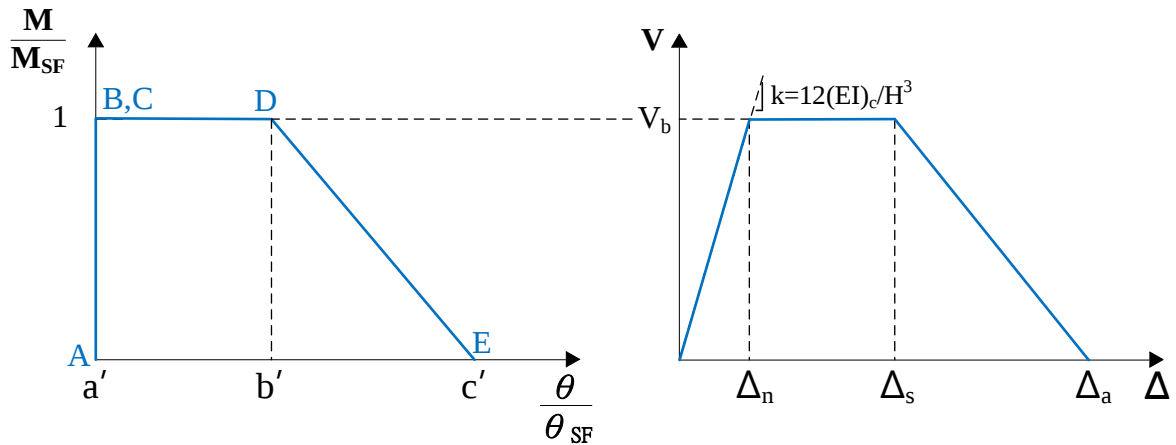


圖 3.15 彎矩非線性鉸性質與側向位移曲線

表 3.5 RC 柱彎矩非線性鉸之參數[3.1]

Points	Moment/SF	Rotation/SF
A	0	0
B	1	0
C	1	a'
D	1	b'
E	0	c'

(2) 剪力非線性鉸參數

以一根淨長為 H 且反曲點於柱中點之柱，依剪力破壞模式下之側向載重位移曲線，定義反映剪力非線性鉸參數如圖 3.16 所示，參數之設定值如表 3.6 所示，而參數計算方式如式(3.4.36)，表中 SF(Scale Factor)對應之 Force SF 為 V_{fail} ，是脆性破壞主控強度(由 V_n 、 V_{bu} 或 Q_{bn} 計算)；而 Disp. SF 則為柱淨高 H 。

$$d' = \min(0.04, \frac{\Delta_a}{H}) \quad (3.4.36)$$

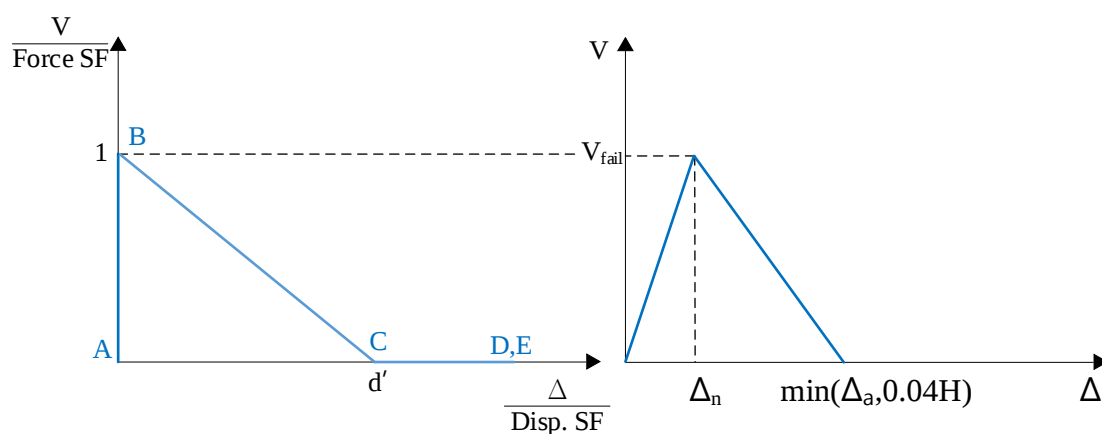


圖 3.16 剪力非線性鉸性質與側向位移曲線[3.1]

表 3.6 RC 柱剪力非線性鉸之參數[3.1]

Points	Force/SF	Disp./SF
A	0	0
B	1	0
C	0	d'
D	0	10d'
E	0	10d'

參考校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版[3.1]理論進行雙曲率柱構件的位移與非線性鉸參數計算，惟因為未腐蝕柱構件與腐蝕柱構件之開裂勁度與降伏點考量的不同，本手冊彙整未腐蝕柱與腐蝕柱之變位角與非線性鉸參數異同對照表見表 3.7。

表 3.7 未腐蝕柱與腐蝕柱參數比較表

	未腐蝕柱	腐蝕柱
$\frac{\Delta_y}{H}$	$\frac{V_b H^2}{12(0.7E_c I_g)}$	因腐蝕開裂軟化， 移除降伏點
$\frac{\Delta_n}{H}$	$\frac{V_b H^2}{12(0.35E_c I_g)}$	$\frac{V_b H^2}{12(EI)_c}$ (EI) _c 計算見 3.3.3 節
$\frac{\Delta_s}{H}$	$\frac{\Delta_s}{H} = \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{133} \frac{\nu_m}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100}$	
$\frac{\Delta_a}{H}$	$\frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \frac{s}{A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta}}$	
a / a'	$\frac{\Delta_n}{H} - \frac{\Delta_y}{H}$	0
b / b'	$\frac{\Delta_s}{H} - \frac{\Delta_y}{H}$	$\frac{\Delta_s}{H} - \frac{\Delta_n}{H}$
c / c'	$\max(\frac{\Delta_a}{H}, \frac{\Delta_s}{H})$	
d / d'	$\min(\frac{\Delta_a}{H}, 0.04)$	

3.5 考慮腐蝕劣化柱構件之非線性鉸配置流程

建築結構經歷大氣環境中有害物質(如鹽害、二氧化碳等)的影響或構件本身的瑕疵，將使柱構件內部的鋼筋發生腐蝕，進而造成混凝土表面出現裂縫與剝落現象等劣化狀況發生，並影響鋼筋混凝土構件的力學行為，故本手冊根據前述小節討論到的相關文獻，建立了包含鋼筋腐蝕劣化之柱構件的耐震能力評估架構流程圖，見圖 3.17。

流程中的各階段的判斷依據如下：

● 柱構件是否腐蝕

依循 3.2 節之方法評估建築結構構件之鋼筋腐蝕重量損失率，當作鋼筋混凝土柱構件之耐震能力評估劣化因子。若判定該柱構件並未發生腐蝕情形，使用 3.4.1 節建議之美國規範計算彎矩及剪力強度，並參照校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版[3.1]進行非線性鉸的計算與配置。若判定柱構件有鋼筋腐蝕現象，則建議使用 3.3 節中的修正方式，使用鋼筋腐蝕重量損失率修正鋼筋力學性能、鋼筋混凝土間的握裹能力以及構件勁度，並參照本節建議額外考量握裹破壞可能性進行非線性鉸的計算與配置。

● 撓剪破壞可能性

先利用構件的配置狀況分析該構件的彎矩強度及剪力強度了解該構件可能主控的破壞模式。若彎矩強度小於等於剪力強度，則表示該柱構件在不考慮握裹破壞的情形下，將由撓剪破壞主控破壞模式，但當鋼筋腐蝕造成構件中握裹能力下降，而不在是完美握裹的狀態時，就需額外考慮構件主筋握裹能力。握裹容量於 3.4.2 節中說明可分為撓曲行為與剪力行為兩種，而撓曲行為握裹破壞發生時，即表示構件在承受撓曲行為下，主筋無法發展出降伏強度即先發生握裹破壞，故本手冊流程根據 3.4.2 節設定之臨界鋼筋腐蝕重量損失率 ΔW_{cri} 作為是否需要設立彎矩非線性鉸之判斷依據，一但柱構件的腐蝕鋼筋腐蝕重量損失率超過該值 ΔW_{cri} ，則表示該構件失去韌性發展的趨勢。其中，臨界鋼筋腐蝕重量損失率 ΔW_{cri} 即為鋼筋恰降伏且握裹恰巧破壞時之鋼筋腐蝕重量損失率。

若鋼筋腐蝕重量損失率小於 ΔW_{cri} ，柱構件的撓曲行為為中，主筋趨向降伏破壞而非握裹破壞，故撓曲非線性鉸之彎矩容量採用 ACI 318-14[3.13]計算。惟剪力非線性鉸容量仍應考慮剪力行為下主筋握裹破壞發生的可能性，故採用 AIJ 1999[3.8]拱與桁架理論計算握裹強度。

若為鋼筋腐蝕重量損失率大於 ΔW_{cri} 之情形發生，則柱構件在主筋尚未達降伏時即發生握裹破壞，說明應無韌性發展的可能，建議不再設置彎矩非線性鉸而僅配置剪力非線性鉸，如圖 3.17。此時的剪力非線性鉸容量參考 3.4.2 節分別計算在撓曲行為以及剪力行為下的握裹容量。

● 剪力破壞可能性

同樣先利用構件的配置狀況分析該構件的彎矩計算強度及剪力計算強度，若彎矩計算強度大於剪力計算強度，則表示該柱構件在不管握裹力的影響與否，將由剪力破壞主控破壞模式，沒有發生撓剪破壞的可能，此外因為柱構件鋼筋腐蝕之緣故，亦需考量握裹能力下降之的影響，綜合上述原因，建議可取消彎矩非線性鉸的配置，僅需配置剪力非線性鉸即可。但此處的非線性鉸容量需綜合考量 3.4.1 節 ASCE/SEI 41-13[3.14]計算的剪力計算強度，以及 3.4.2 節中撓曲行為與剪力行為下的握裹計算強度，並取較小者作為剪力非線性鉸容量。

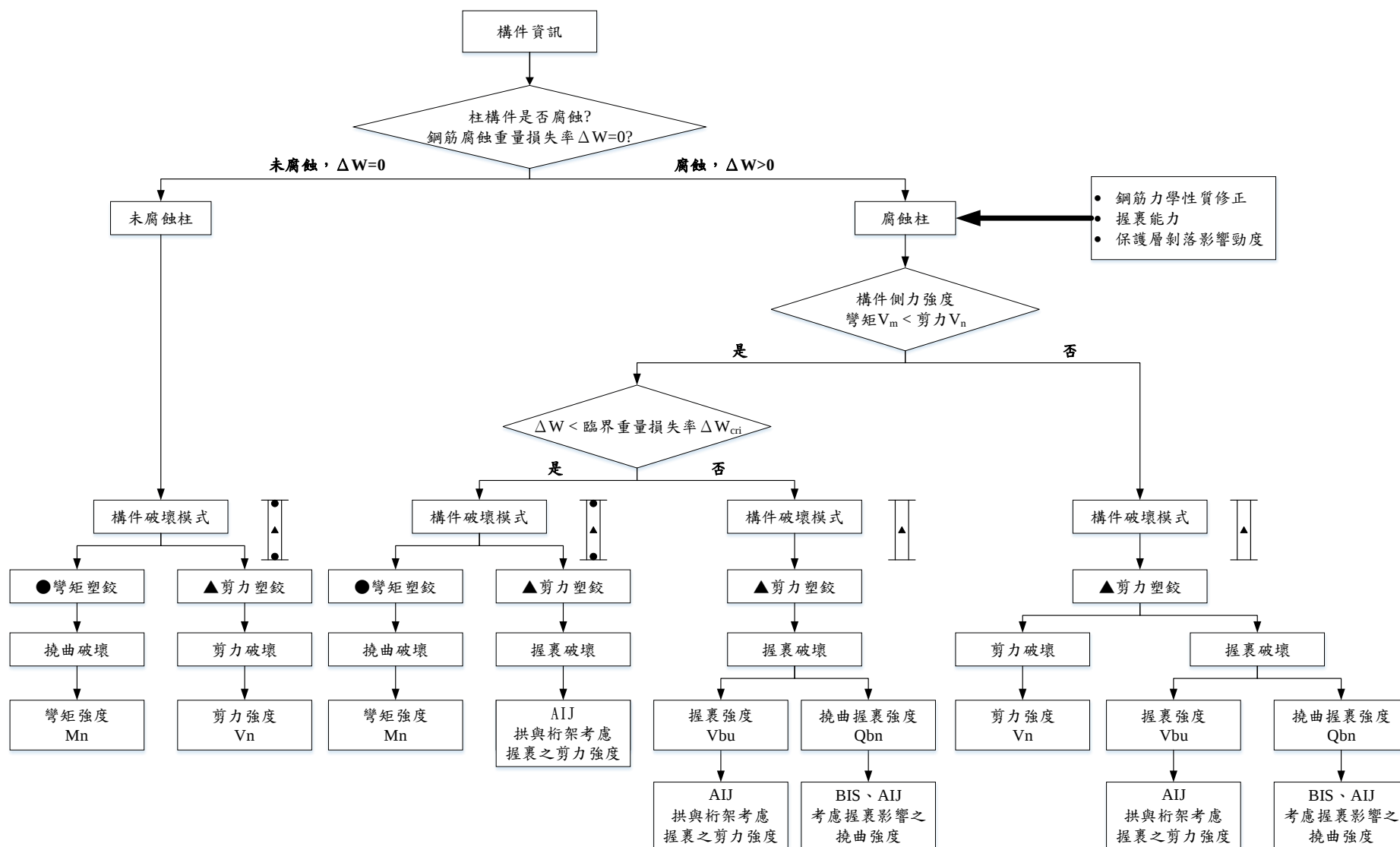


圖 3.17 柱構件的非線性鉸配置流程圖

參考文獻

- [3.1] 蕭輔沛、鍾立來、葉勇凱、簡文郁、沈文成、邱聰智、周德光、趙宜峰、翁樸文、楊耀昇、褚有倫、涂耀賢、柴駿甫、黃世建，(2013)，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版」，國家地震工程研究中心，NCREE-13-023，臺北。
- [3.2] 笹淵優樹、梶田佳寛、中村成春，(1998)，「塩化物を含んだコンクリート中の鉄筋腐食速度に関する暴露試験」，コンクリート工学年次論文報告集，20(1)，317-322。
- [3.3] 涂豐鈞，(2012)，「考慮劣化與震損影響之 RC 校舍耐震能力評估研究」，碩士論文，國立台灣科技大學營建工程系，臺北。
- [3.4] 鳥取誠一、宮川豐章，(2004)，「中性化の影響を受ける場合の鉄筋腐食に関する劣化予測」，日本土木学会論文集，(767)，35-46。
- [3.5] 中華民國地震工程學會耐震補強委員會，(2015)，「鋼筋混凝土建築物補強及修復參考圖說及解說」，中華民國地震工程學會，臺北。
- [3.6] 金螢來、野口貴文、長井宏憲，(2008)，「腐食形態を考慮した腐食鉄筋の力学的性能の評価に関する研究」，日本建築学会構造論文集，第 73 卷，第 624 号，181-188。
- [3.7] 邱建國、林宜鋒、黃威瀚、董宜鑫，(2011)，「考慮箍筋腐蝕梁構件之剪力行爲分析模式」，2011 年混凝土工程研討會論文集，No. J-06。
- [3.8] 日本建築学会，(1999)，「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」，丸善株式會社。
- [3.9] 日本コンクリート工学会(JCI)，(1998)，「コンクリート構造物のリハビリテーション研究委員会報告書」。
- [3.10] 日本建築学会，(1997)，「鉄筋コンクリート造建築物の耐久性調査・診断および補修指針(案)・同解説」，丸善株式会社，東京，216 頁。
- [3.11] ATC-40, (1996), “Seismic evaluation and retrofit of concrete building,”

Report No. SSC 96-01, Applied Technology Council.

- [3.12] FEMA 273, (1997), “NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings,” Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [3.13] ACI Committee 318, (2014), “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14),” American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich.
- [3.14] ASCE/SEI 41-13, (2013), “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings,” American Society of Civil Engineers: Reston, Virginia.
- [3.15] Bhargava, K., Ghosh, A. K., Mori, Y., & Ramanujam, S., (2008), “Suggested empirical models for corrosion-induced bond degradation in reinforced concrete,” Journal of structural engineering, 134(2), 221-230.
- [3.16] BIS: 456, (2000), “Plain and reinforced concrete—code of practice”, Bureau of Indian Standard ICS, 91.100. 30, New Delhi.
- [3.17] Ririt Aprilin S. , (2010) , 「考慮鋼筋腐蝕 RC 建築物之耐震生命週期性能評估」, 碩士論文, 國立台灣科技大學營建工程系, 臺北。
- [3.18] Elwood, K. J., and Moehle, J. P., (2005), “Axial capacity model for shear damaged columns,” ACI Structural Journal, 102(4), 578-587.
- [3.19] Elwood, K. J., and Moehle, J. P., (2005), “Drift capacity of reinforced concrete columns with light transverse reinforcement,” Earthquake Spectra, 21(1), 71-89.
- [3.20] Sezen, H. & Moehle, J. P., (2004), “Shear strength model for lightly reinforced concrete columns,” Journal of structural Engineering, ASCE, 130(11), 1692-1703.

附錄A 耐久性能診斷示範例

以一示範例說明第二章建議之耐久性能診斷流程，選定新北市某國小之校舍作為標的物，由於校舍為分期興建，故分成民國 78 年興建之 A 棟與民國 86 年興建之 B 棟，並以校舍 A 棟(以下簡稱校舍 S)進行說明。

附錄A.1 建築結構概要調查結果

根據設計圖說、施工紀錄等資料以及與建物管理者進行訪談後，將所匯集的相關資訊紀錄於下來，如圖 A-1 所示，可較清楚的掌握建築結構實際現況。

圖 A-1 校舍 S 之建築物概要調查表

1. 調查概要 1.1 調查日期 <u>106</u> 年 <u>5</u> 月 <u>18</u> 日 1.2 委託調查者 _____ 聯絡方式 _____ 1.3 調查機關 _____ 機關地址 _____ 調查者姓名 <u>XXX</u> 聯絡方式 <u>XXXX-XXXX</u>	3. 圖說紀錄 3.1 平面圖 ☒ 有 ☐ 無 ☐ 部分有 _____ ☐ 不明 3.2 結構圖 ☐ 有 ☐ 無 ☐ 部分有 _____ ☒ 不明 3.3 結構計算書 ☐ 有 ☐ 無 ☐ 部分有 _____ ☒ 不明 3.4 施工紀錄 ☐ 有 ☐ 無 ☐ 部分有 _____ ☒ 不明	6. 材料性質 6.1 設計強度 <u>210</u> kgf/cm² ☐ 不明 (推定值：280 kgf/cm²) 6.2 被覆材種類 內部裝修 <u>油漆</u> 外牆飾材 <u>磁磚</u>	
2. 建物概要 2.1 建物名稱 <u>X國小校舍S</u> 2.2 所在地 <u>新北市XX區</u> 2.3 用途 <u>校舍</u> 2.4 竣工日期 <u>78</u> 年 _____ 月 2.5 屋齡 <u>30</u> 年 2.6 樓層數 地下 <u>3</u> 地上 <u>0</u> 頂加 _____ 2.7 平面尺寸 _____ m² 長邊 <u>54.2</u> m；短邊 <u>10.3</u> m 2.8 總樓層面積 <u>1674.78</u> m² 2.9 構造種類 ☒ RC ☐ SRC ☐ SS ☐ 其他 _____ 2.10 基礎形式 ☐ 筏式基礎 ☒ 獨立基礎 ☐ 其他 _____ 2.11 地盤 ☐ 良好 ☐ 軟弱 ☐ 傾斜地 ☐ 其他 _____ 2.12 設計者 _____ ☒ 不明 2.13 監造者 _____ ☒ 不明 2.14 施工單位 _____ ☒ 不明 2.15 管理單位 _____ ☒ 不明	4. 建物履歷 4.1 用途變更 ☐ 有 _____ ☐ 無 ☒ 不明 4.2 增改建 ☒ 有 <u>增建</u> ☐ 無 ☐ 不明 4.3 受災紀錄 (火災/地震/水災等) ☐ 有 (____ 年) ☐ 無 ☒ 不明 4.4 補強紀錄 ☒ 有 _____ ☐ 無 ☐ 不明 4.5 改善紀錄 (下陷/漏水/機械故障等) ☐ 有 _____ 年 _____ 月 _____ 年 _____ 月 _____ 年 _____ 月 ☐ 無 ☒ 不明	7. 日常維護與管理 7.1 長期整修計畫 ☐ 有 _____ ☐ 無 ☒ 不明 7.2 管理型態 ☐ 自主管理 ☐ 委託 ☒ 不明 7.3 日常檢查實施情況 ☐ 有 (頻率 ____ 次/年) ☐ 無 ☒ 不明	
8. 其他補充事項 			
5. 建物環境 5.1 環境區分 ☐ 郊區 ☒ 市區 ☐ 工業區 ☐ 溫泉區 5.2 距海岸最近距離 <u>500</u> m 5.3 面海側方向 ☒ 東 ☐ 南 ☐ 西 ☐ 北 5.4 主要受風面 ☐ _____ 面 ☒ 不明 5.5 其他特殊說明 _____			9. 簽名處

附錄A.2 耐久性能初步診斷結果

附錄A.2.1 主要構件劣化度調查與判定

依實際勘查檢測整棟樓之情形，並將有裂縫發生或明顯劣化之構件狀況記錄如表 A-1 至表 A-9，並依各層樓之劣化構件數量占總數量之比例計算各類構件劣化發生機率，如表 A-10 至表 A-12 所示。由結果顯示，各層樓之各類構件劣化度皆為健全，故整棟建築結構之構件劣化度判定為健全，見表 A-13。

表 A-1 一樓柱構件劣化度紀錄表

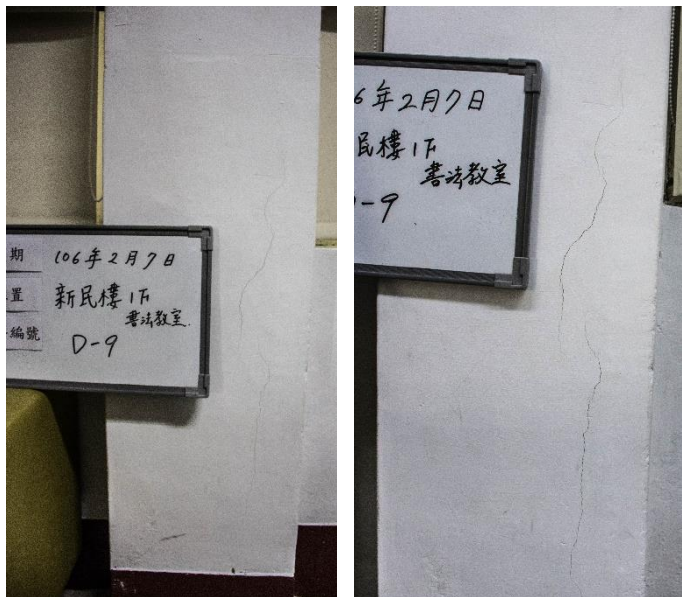
地點		建築物		樓層		構件
新北市某國小		校舍 S		1F		柱
構件編號	裂縫形式編號	健全	輕度	中度	重度	嚴重損壞
D-9	Cd3			✓		
				位置	書法教室	
				說明	柱內側有兩道沿主筋方向裂縫，寬度約為 0.4 mm。	
					柱外側磁磚亦有數道沿主筋方向裂縫，且磁磚些許剝落，應為鋼筋腐蝕裂縫。	

表 A-1 一樓柱構件劣化度紀錄表(續)

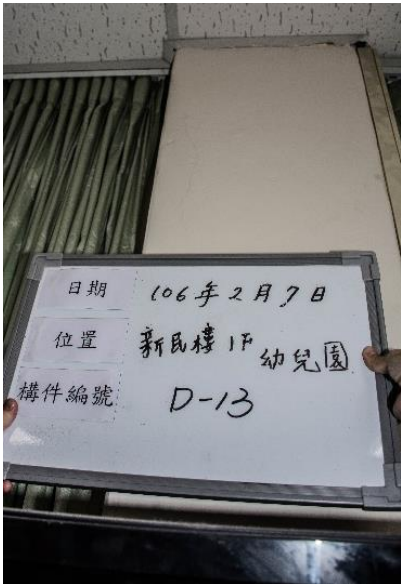
構件編號	裂縫形式編號	健全	輕度	中度	重度	嚴重損壞
D-13	Cd3		✓			
				位置	幼兒園	
				說明	柱內側有一道沿主筋方向裂縫，寬度約為 0.15 mm。 柱外側磁磚亦有數道沿主筋方向裂縫，且磁磚些許剝落，應為鋼筋腐蝕裂縫。	

表 A-2 一樓梁構件劣化度紀錄表

地點		建築物		樓層		構件
新北市某國小		校舍 S		1F		梁
構件編號	裂縫形式編號	健全	輕度	中度	重度	嚴重損壞
AB-5	Bd2			✓		
				位置	走廊 (保健室與福利社間)	
				說明	梁底有沿主筋方向裂縫，寬度約為 0.5 mm，磁磚些許剝落，應為鋼筋腐蝕裂縫。	

表 A-3 一樓板構件劣化度紀錄表

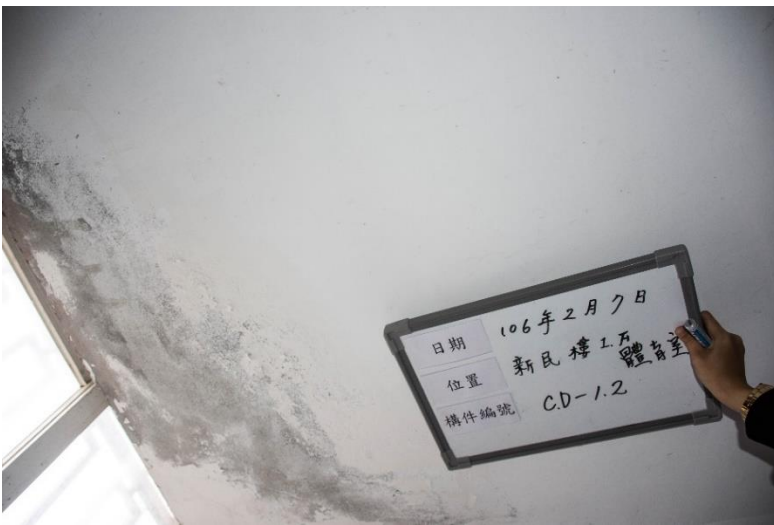
地點		建築物		樓層		構件
新北市某國小		校舍 S		1F		版
構件編號	裂縫形式編號	健全	輕度	中度	重度	嚴重損壞
BC-2.3		✓				
				位置		
				說明	因滲水導致面漆剝落。	
構件編號	裂縫形式編號	健全	輕度	中度	重度	嚴重損壞
CD-1.2		✓				
				位置	體育室	
				說明	因滲水導致面漆剝落。	

表 A-3 一樓板構件劣化度紀錄表(續)

構件編號	裂縫形式編號	健全	輕度	中度	重度	嚴重損壞
CD-2.3		✓				
				位置		
				說明	因滲水導致面漆剝落。	

表 A-4 一樓 RC 牆構件劣化度紀錄表

地點		建築物		樓層		構件
新北市某國小		校舍 S		1F		牆
構件編號	裂縫形式編號	健全	輕度	中度	重度	嚴重損壞
WB-3.4		✓				
				位置	福利社	
				說明	牆面批土不平整。	
構件編號	裂縫形式編號	健全	輕度	中度	重度	嚴重損壞
WD-1.2		✓				
				位置	儲藏室	
				說明	因滲水導致面漆剝落。	

表 A-4 一樓 RC 牆構件劣化度紀錄表(續)

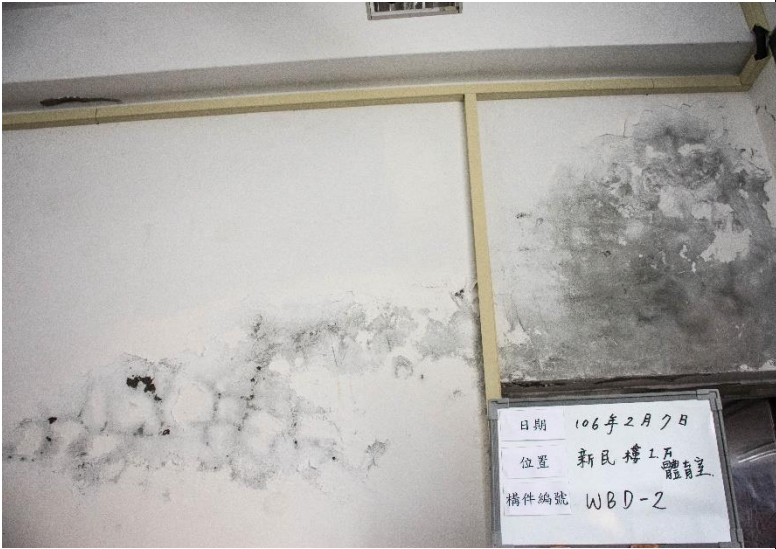
構件編號	裂縫形式編號	健全	輕度	中度	重度	嚴重損壞
WD-13.14						✓
				位置	幼兒園	
				說明	從牆頂至底一道垂直裂縫，伴隨混凝土剝落，應為鋼筋腐蝕裂縫。	
構件編號	裂縫形式編號	健全	輕度	中度	重度	嚴重損壞
WBD-2		✓				
				位置	體育室	
				說明	因滲水導致面漆剝落。	

表 A-4 一樓 RC 牆構件劣化度紀錄表(續)

構件編號	裂縫形式編號	健全	輕度	中度	重度	嚴重損壞
WD-13.14		✓				
				位置	儲藏室	
				說明	因滲水導致面漆剝落。	

表 A-5 二樓梁構件劣化度紀錄表

地點		建築物		樓層		構件
新北市某國小		校舍 S		2F		梁
構件編號	裂縫形式編號	健全	輕度	中度	重度	嚴重損壞
B-13.14		✓				
				位置		
				說明	灌漿搗實未確實所形成之缺角。	

表 A-6 二樓版構件劣化度紀錄表

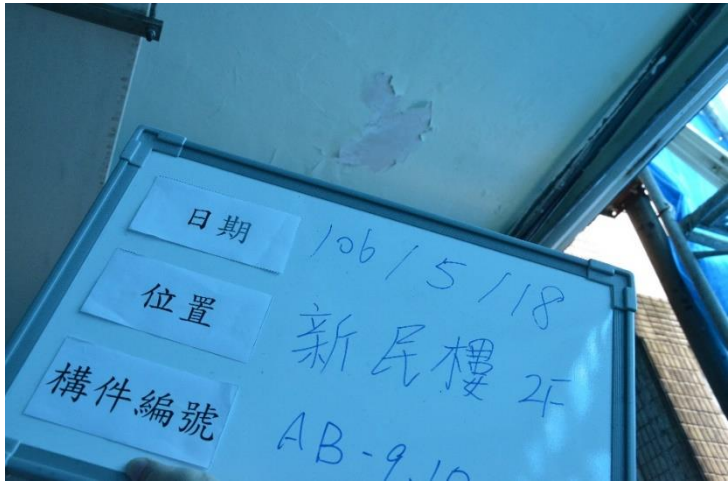
地點		建築物		樓層		構件
新北市某國小		校舍 S		2F		版
構件編號	裂縫形式編號	健全	輕度	中度	重度	嚴重損壞
AB-5.6		✓				
				位置		
				說明	因滲水導致面漆剝落。	
構件編號	裂縫形式編號	健全	輕度	中度	重度	嚴重損壞
AB-9.10		✓				
				位置		
				說明	因滲水導致面漆剝落。	

表 A-6 二樓版構件劣化度紀錄表(續)

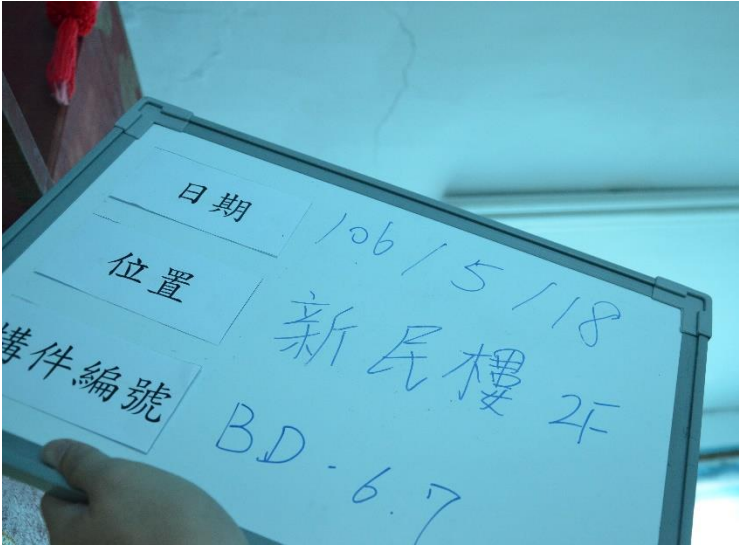
構件編號	裂縫形式編號	健全	輕度	中度	重度	嚴重損壞
BD-6.7			✓			
				位置		
				說明	版底有些微隆起及裂縫，應為鋼筋腐蝕導致。	

表 A-7 三樓柱構件劣化度紀錄表

地點		建築物		樓層		構件
新北市某國小		校舍 S		3F		柱
構件編號	裂縫形式編號	健全	輕度	中度	重度	嚴重損壞
B-5			✓			
				位置		
				說明	沿主筋方向之裂縫。	

表 A-8 三樓梁構件劣化度紀錄表

地點		建築物		樓層		構件
新北市某國小		校舍 S		3F		梁
構件編號	裂縫形式編號	健全	輕度	中度	重度	嚴重損壞
BD-2	Bd4		✓			
				位置		
				說明	貫穿樓版之沿著梁垂直方向裂縫，應為乾縮裂縫。	

表 A-9 三樓版構件劣化度紀錄表

地點		建築物		樓層		構件
新北市某國小		校舍 S		3F		版
構件編號	裂縫形式編號	健全	輕度	中度	重度	嚴重損壞
AB-10.11		✓				
				位置		
				說明	因滲水導致面漆剝落。	
構件編號	裂縫形式編號	健全	輕度	中度	重度	嚴重損壞
BD-2.3		✓				
				位置		
				說明	因滲水導致面漆剝落。	

表 A-9 三樓版構件劣化度紀錄表(續)

構件編號	裂縫形式編號	健全	輕度	中度	重度	嚴重損壞
BD-3.5		✓				
				位置		
				說明	因滲水導致面漆剝落。	
構件編號	裂縫形式編號	健全	輕度	中度	重度	嚴重損壞
BD-6.7		✓				
				位置		
				說明	因滲水導致面漆剝落。	

表 A-9 三樓版構件劣化度紀錄表(續)

構件編號	裂縫形式編號	健全	輕度	中度	重度	嚴重損壞
BD-9.10		✓				
				位置		
				說明	因滲水導致面漆剝落。	

表 A-10 一樓各類構件劣化度統整表

地點	建築物	樓層
新北市某國小	校舍 S	1F
構件種類(柱、梁、版、RC 牆)		
劣化度	發生機率	累積發生機率
☐ 嚴重損壞	0/28	0/28
☐ 重 度	0/28	0/28
☐ 中 度	1/28	1/28
☐ 輕 度	1/28	2/28
☒ 健 全	26/28	28/28 $\geq 10\%$
構件種類(柱、梁、版、RC 牆)		
劣化度	發生機率	累積發生機率
☐ 嚴重損壞	0/53	0/53
☐ 重 度	0/53	0/53
☐ 中 度	1/53	1/53
☐ 輕 度	0/53	1/53
☒ 健 全	52/53	53/53 $\geq 10\%$
構件種類(柱、梁、版、RC 牆)		
劣化度	發生機率	累積發生機率
☐ 嚴重損壞	0/25	0/25
☐ 重 度	0/25	0/25
☐ 中 度	0/25	0/25
☐ 輕 度	0/25	0/25
☒ 健 全	25/25	25/25 $\geq 10\%$
構件種類(柱、梁、版、RC 牆)		
劣化度	發生機率	累積發生機率
☐ 嚴重損壞	1/39	1/39
☐ 重 度	0/39	1/39
☐ 中 度	0/39	1/39
☐ 輕 度	0/39	1/39
☒ 健 全	38/39	39/39 $\geq 10\%$

表 A-11 二樓各類構件劣化度統整表

地點	建築物	樓層
新北市某國小	校舍 S	2F
構件種類(柱、梁、版、RC 牆)		
劣化度	發生機率	累積發生機率
☐ 嚴重損壞	0/28	0/28
☐ 重 度	0/28	0/28
☐ 中 度	0/28	0/28
☐ 輕 度	0/28	0/28
☒ 健 全	28/28	28/28 $\geq 10\%$
構件種類(柱、梁、版、RC 牆)		
劣化度	發生機率	累積發生機率
☐ 嚴重損壞	0/53	0/53
☐ 重 度	0/53	0/53
☐ 中 度	0/53	0/53
☐ 輕 度	0/53	0/53
☒ 健 全	53/53	53/53 $\geq 10\%$
構件種類(柱、梁、版、RC 牆)		
劣化度	發生機率	累積發生機率
☐ 嚴重損壞	0/25	0/25
☐ 重 度	0/25	0/25
☐ 中 度	0/25	0/25
☐ 輕 度	1/25	1/25
☒ 健 全	24/25	25/25 $\geq 10\%$
構件種類(柱、梁、版、RC 牆)		
劣化度	發生機率	累積發生機率
☐ 嚴重損壞	0/39	0/39
☐ 重 度	0/39	0/39
☐ 中 度	0/39	0/39
☐ 輕 度	0/39	0/39
☒ 健 全	39/39	39/39 $\geq 10\%$

表 A-12 三樓各類構件劣化度統整表

地點	建築物	樓層
新北市某國小	校舍 S	3F
構件種類(柱、梁、版、RC 牆)		
劣化度	發生機率	累積發生機率
☐ 嚴重損壞	0/19	0/19
☐ 重 度	0/19	0/19
☐ 中 度	0/19	0/19
☐ 輕 度	1/19	1/19
☒ 健 全	27/28	18/19 $\geq 10\%$
構件種類(柱、梁、版、RC 牆)		
劣化度	發生機率	累積發生機率
☐ 嚴重損壞	0/42	0/42
☐ 重 度	0/42	0/42
☐ 中 度	0/42	0/42
☐ 輕 度	1/42	1/42
☒ 健 全	42/42	42/42 $\geq 10\%$
構件種類(柱、梁、版、RC 牆)		
劣化度	發生機率	累積發生機率
☐ 嚴重損壞	0/25	0/25
☐ 重 度	0/25	0/25
☐ 中 度	0/25	0/25
☐ 輕 度	0/25	0/25
☒ 健 全	25/25	25/25 $\geq 10\%$
構件種類(柱、梁、版、RC 牆)		
劣化度	發生機率	累積發生機率
☐ 嚴重損壞	0/39	0/39
☐ 重 度	0/39	0/39
☐ 中 度	0/39	0/39
☐ 輕 度	0/39	0/39
☒ 健 全	39/39	39/39 $\geq 10\%$

表 A-13 校舍 S 之整棟建築物構件劣化紀錄表

建築物名稱		新北市某國小校舍 S		
樓層	柱	梁	版	RC 結構牆
一樓	☐ 嚴重損壞 ☐ 重 度 ☐ 中 度 ☐ 輕 度 ☒ 健 全	☐ 嚴重損壞 ☐ 重 度 ☐ 中 度 ☐ 輕 度 ☒ 健 全	☐ 嚴重損壞 ☐ 重 度 ☐ 中 度 ☐ 輕 度 ☒ 健 全	☐ 嚴重損壞 ☐ 重 度 ☐ 中 度 ☐ 輕 度 ☒ 健 全
二樓	☐ 嚴重損壞 ☐ 重 度 ☐ 中 度 ☐ 輕 度 ☒ 健 全	☐ 嚴重損壞 ☐ 重 度 ☐ 中 度 ☐ 輕 度 ☒ 健 全	☐ 嚴重損壞 ☐ 重 度 ☐ 中 度 ☐ 輕 度 ☒ 健 全	☐ 嚴重損壞 ☐ 重 度 ☐ 中 度 ☐ 輕 度 ☒ 健 全
三樓	☐ 嚴重損壞 ☐ 重 度 ☐ 中 度 ☐ 輕 度 ☒ 健 全	☐ 嚴重損壞 ☐ 重 度 ☐ 中 度 ☐ 輕 度 ☒ 健 全	☐ 嚴重損壞 ☐ 重 度 ☐ 中 度 ☐ 輕 度 ☒ 健 全	☐ 嚴重損壞 ☐ 重 度 ☐ 中 度 ☐ 輕 度 ☒ 健 全
劣化度	健全	健全	健全	健全

附錄A.2.2 外牆劣化度調查與判定

本案例建築結構外牆被覆材料種類為磁磚，能有效抵制外界物質入侵。勘查結果，西面、南面與北面外牆整體狀況良好，僅東面部分牆面磁磚剝落，校舍 S 外牆劣化狀況如表 A-14 所示，故整體建築結構外牆劣化程度以四立面中之最嚴重者評定外牆劣化度為輕度，見表 A-15。

表 A-14 建築物外牆劣化紀錄表

地點	建築物	位置	
新北市某國小	校舍 S	東/西/南/北向	D-9 外
		說明	柱邊磁磚剝落。

表 A-14 建築物外牆劣化紀錄表(續)

地點	建築物	位置	
新北市某國小	校舍 S	東/西/南/北向	D-13 外
		說明	柱邊磁磚剝落。

表 A-15 校舍 S 之建築物外牆劣化紀錄表

地點	新北市某國小	建築物		校舍 S		
外牆被覆材料種類		■ 磁磚 □ 石材 □ 油漆 □ 其他種類				
方位	劣化度 調查項目	健全	輕度	中度	重度	嚴重損壞
東面	裂縫		✓			
	浮起/鼓脹	✓				
	剝落	✓				
	表面狀態	✓				
南面	裂縫	✓				
	浮起/鼓脹	✓				
	剝落	✓				
	表面狀態	✓				
西面	裂縫	✓				
	浮起/鼓脹	✓				
	剝落	✓				
	表面狀態	✓				
北面	裂縫	✓				
	浮起/鼓脹	✓				
	剝落	✓				
	表面狀態	✓				
劣化度判定		輕度				

附錄A.2.3 環境劣化潛勢調查與判定

本案例位於新北市，其所在位置距海岸線僅 0.5 km，因此由氯離子環境劣化的評定結果屬於高環境劣化潛勢，如表 A-16 表所示；此外，建築結構屋齡約 30 年，惟外牆之被覆材是磁磚，故可視為低環境劣化潛勢，如表 A-17 所示。

表 A-16 校舍 S 之氯離子環境劣化潛勢對照表

離海岸距離區域	低環境劣化潛勢	中環境劣化潛勢	高環境劣化潛勢
NK	5.0 km 以上	3.0 - 5.0 km	0 - 3.0 km
NT	3.0 km 以上	1.0 - 3.0 km	0 - 1.0 km
MT	5.0 km 以上	3.0 - 5.0 km	0 - 3.0 km
MY	1.0 km 以上	0.3 - 1.0 km	0 - 0.3 km
SK	1.0 km 以上	0.3 - 1.0 km	0 - 0.3 km
SP	5.0 km 以上	3.0 - 5.0 km	0 - 3.0 km
EH	5.0 km 以上	3.0 - 5.0 km	0 - 3.0 km
EI	3.0 km 以上	1.0 - 3.0 km	0 - 1.0 km
區域	NK	環境劣化潛勢	高
離海岸距離(km)	0.5		

表 A-17 校舍 S 之中性化環境劣化潛勢對照表

劣化潛勢 被覆材	低環境劣化潛勢	中環境劣化潛勢	高環境劣化潛勢
a. 無被覆材	☐ 屋齡 10 年以下	☐ 屋齡 10 - 45 年	☐ 屋齡 45 年以上
b. 水泥砂漿	☐ 屋齡 45 年以下	☐ 屋齡 45 - 100 年	☐ 屋齡 100 年以上
c. 樹脂材料、 磁磚、水泥板材	若無特別異狀，可視為低環境劣化潛勢		
被覆材	磁磚	環境劣化潛勢	低
屋齡	約 30 年		

附錄A.2.4 其他使用性能調查

除建築結構主要構件及外牆被覆材料劣化狀況，使用性能亦為重要指標，但因委託者僅限定調查範圍為梯間，故校舍 S 之其他使用性相關項目評估無法執行。

表 A-18 其他使用性能評定表

評定內容	完好	普通	不良	極差
牆面滲漏水	☐ 無	☐ 點滲水	☒ 面滲水	☐ 表面生霉 (變黑或粉末狀)
白華	☒ 無	☐ 輕微斑點	☐ 大範圍斑點狀	☐ 大範圍斑塊狀
異常體感 (樓版振動、 跨距大變形)	☒ 無	☐ 輕微感覺	☐ 使用者感覺不適	☐ 有安全疑慮
建築物傾斜	☒ 無	☐ 輕微感覺	☐ 使用者感覺不適	☐ 有安全疑慮
天花板裝修物 變形(如輕鋼架)	☒ 無	☐ 輕微變形	☐ 變形曲折	☐ 使用上造成困擾
伸縮縫	☒ 無	☐ 點滲水	☐ 面滲水	☐ 表面生霉 (變黑或粉末狀)
屋頂防水層	頂樓新建有鋼棚保護。			
其他補充	無其他事項。			

附錄A.2.5 初步診斷綜合評定結果

校舍 S 之初步診斷綜合評定結果如圖 A-2 所示，雖然整棟建築結構構件劣化度與外牆被覆材料劣化度之評定結果分別為健全與輕度，但因建築結構臨海極近，故其環境影響因子判斷為高劣化潛勢，故須進行詳細性能診斷。

構件劣化	健全	輕度	中度	重度	嚴重損壞
評定標準值 (詳細診斷)	1	2	3	4	5

環境影響因子 (氯離子)	低劣化潛勢	中劣化潛勢	高劣化潛勢
評定係數 (詳細診斷)	1.1	1.2	1.3

外牆披覆劣化與環境條件(中性化)

環境條件 外牆披覆劣化	低環境劣化潛勢	中環境劣化潛勢	高環境劣化潛勢	
健全				
輕度				
中度				
重度				
嚴重損壞				

其他使用性能	完好	普通	不良	極差
--------	--------------------------	--------------------------	--------------------------	--------------------------

圖 A-2 校舍 S 之初步診斷綜合評定

附錄A.3 耐久性能詳細診斷結果

耐久性能詳細診斷中，部分材料試驗屬於破壞性試驗，為了避免試體取樣時造成內部鋼筋損壞，或由鋼筋的電化學反應進行腐蝕的評估前，皆須先了解鋼筋配置的狀況，透過不同精度的鋼筋探測儀得到不同程度的資訊，如圖 A-3 所示，由探測的結果進一步判讀鋼筋號數、鋼筋位置等資訊，除了可於現地進行鋼筋位置之測繪，同時能評估保護層厚度，進一步可以釐清建築結構實際狀況與既有圖說之差異，以修正構件斷面配置資訊供後續結構耐震分析之使用。

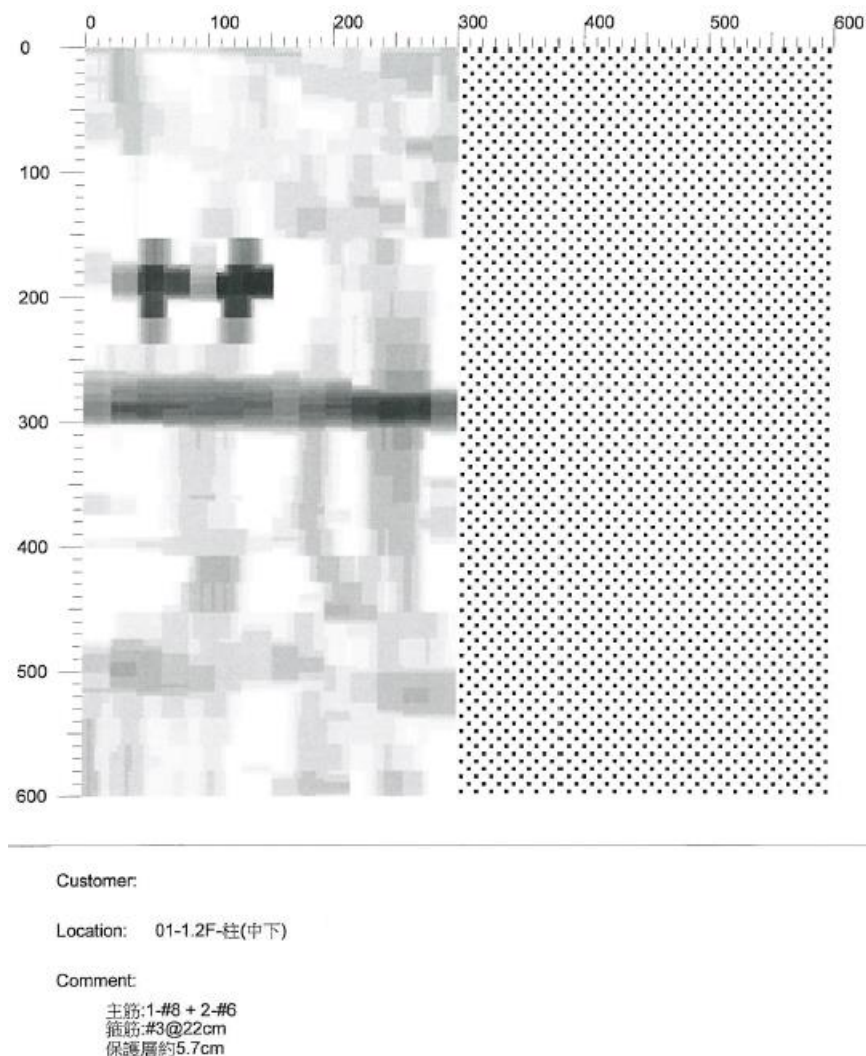


圖 A-3 構件鋼筋探測結果

附錄A.3.1 鋼筋腐蝕現況調查與評定

(1) 鋼筋腐蝕電位

選定待測構件並敲除構件表面被覆材料，於表面繪製如圖 A-4 之網格，本手冊僅於箍筋與箍筋間量測一處主筋之腐蝕電位，量測後依溫度修正數據並加以負號。以一樓柱為例，各點之量測結果如表 A-19 所示，並簡略以網格狀區分不同等級之腐蝕電位區域，如圖 A-6 所示，若欲繪製更仔細的等電位圖，則應要求檢測廠商更密集的量測。圖 A-6 中，除了綠斜線部分的鋼筋電位在-200 至-300 mV 之間，其餘區域的鋼筋電位皆大於-200 mV，說明所量測構件之鋼筋均無嚴重腐蝕的情況。最終，各樓柱構件的鋼筋腐蝕電位量測結果如表 A-20 所示，對應之評定標準值均為 1。

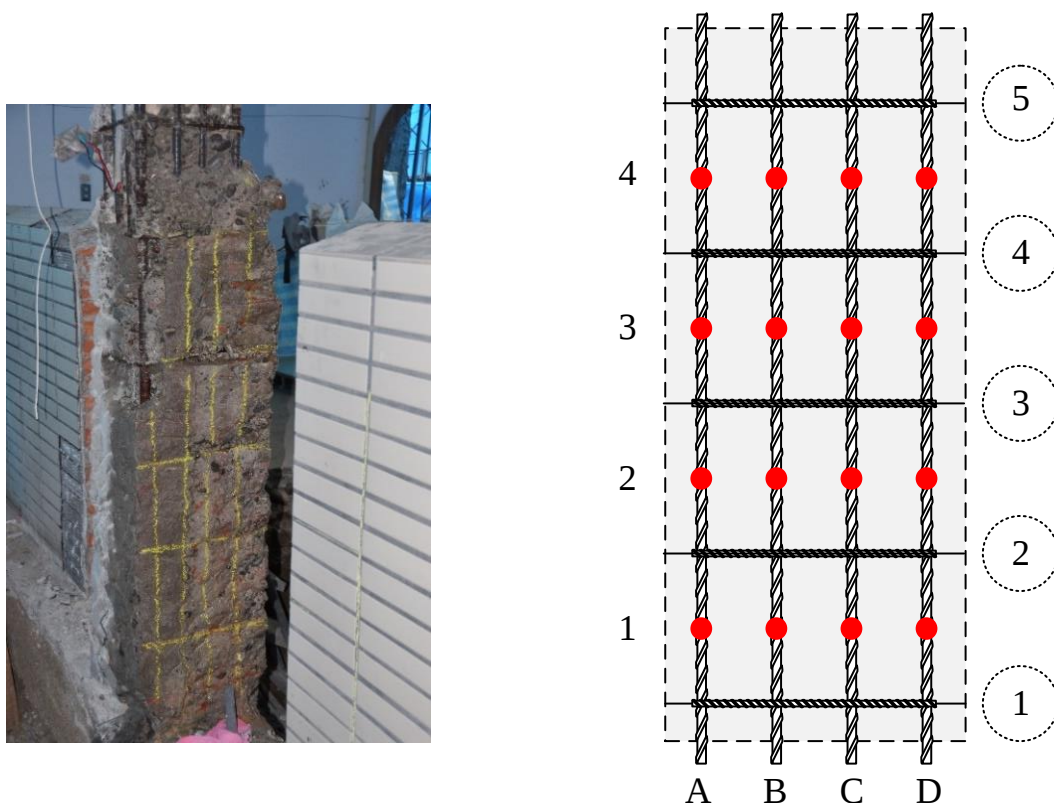


圖 A-4 網格繪製及測點示意



圖 A-5 現地鋼筋腐蝕電位量測試驗照片

表 A-19 柱構件鋼筋腐蝕電位紀錄(1F)

試驗日期：			溫度：		電極種類：銅/硫酸銅		
點位	量測值 (mV)	點位	量測值 (mV)	點位	量測值 (mV)	點位	量測值 (mV)
A4*		B4	-247	C4	-217	D4	-210
			-246		-209		-211
			-247		-208		-210
A3	-195	B3	-288	C3	-214	D3	-197
	-193		-227		-212		-197
	-193		-228		-200		-196
A2	-179	B2	-191	C2	-173	D2	-192
	-175		-188		-170		-194
	-174		-186		-163		-192
A1	-204	B1	-178	C1	-146	D1	-169
	-197		-179		-158		-174
	-196		-178		-148		-176
備註：*表面不平整無法量測。							

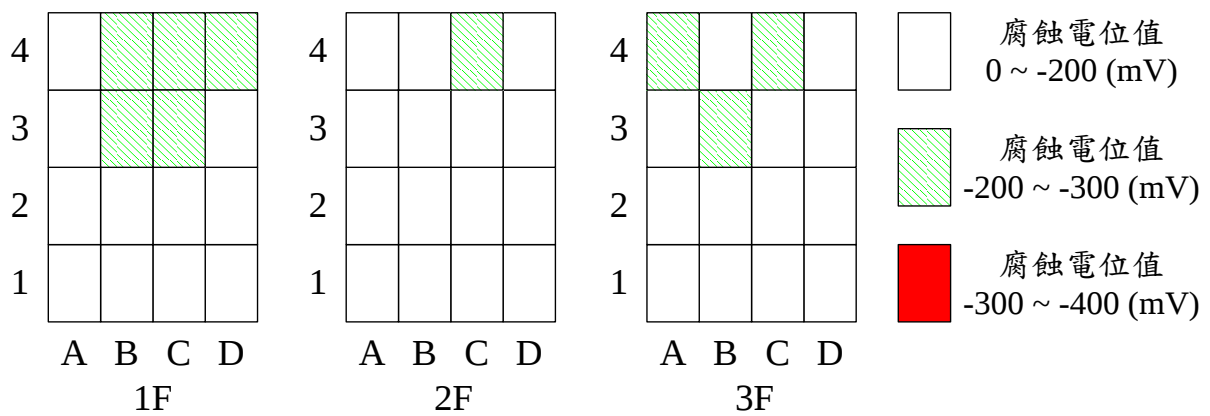


圖 A-6 各樓層柱構件腐蝕電位檢測結果分布

表 A-20 校舍 S 之腐蝕電位評定結果

樓層	量測段平均腐蝕電位 (mV)	評定標準值
1F	-196	1
2F	-89	1
3F	-82	1

(2) 中性化深度

參考校舍 S 之補強成果報告書，各樓層平均中性化深度如表 A-21 所示，其中一樓的平均中性化深度到達 4.5 cm，已大於設計保護層 4 cm，故取最為嚴重的 4 作為校舍 S 中性化深度之評定標準值。

表 A-21 校舍 S 之中性化深度評定結果

樓層	平均中性化深度 (cm)	保護層厚度 (cm)	$\frac{\text{中性化深度}}{\text{保護層厚度}}$	評定標準值
1F	4.5	4	1.13	4
2F	3.1	4	0.78	2
3F	0.9	4	0.23	2

(3) 氯離子含量

參考校舍 S 之補強成果報告書，各層樓之游離型氯離子含量如表 A-22 所示，表示此棟校舍之氯離子含量不高，非屬高氯離子建築物，各層樓的評定標準值都在 3 以下。另於校舍 S 的一樓梁上取樣進行分層氯離子含量試驗，試驗結果如表 A-23 所示，平均游離型氯離子含量約 0.35 kg/m^3 ，評定值為 3，與補強成果報告書差異不大。將表 A-23 之結果繪製氯離子含量分布圖(見圖 A-7)，可以發現鋼筋位置(深度約 4 cm 處)的氯離子含量尚未超過 1.2 kg/m^3 ，鋼筋的腐蝕機率低，說明氯離子無法順利侵入混凝土，磁磚有效保護混凝土內部之鋼筋。

表 A-22 校舍 S 之氯離子含量評定結果

樓層	樓層平均氯離子含量 (kg/m^3)	評定標準值
1F	0.3717	3
2F	0.0395	1
3F	0.2679	2

表 A-23 校舍 S 之分層游離型氯離子含量試驗結果

試體編號	層數	試片平均厚度(cm)	深度(cm)	游離型氯離子含量(kg/m ³)	評定標準值
HMB4	1	1.320	0.660	0.479	-
	2	0.895	2.068	0.395	-
	3	1.055	3.343	0.330	-
	4	0.994	4.667	0.270	-
	5	1.000	5.964	0.321	-
	6	1.138	7.333	0.345	-
	7	0.944	8.673	0.291	-
	8	1.488	10.189	0.363	-
	9	1.599	12.032	0.388	-
平均游離型氯離子含量(kg/m ³)				0.354	3

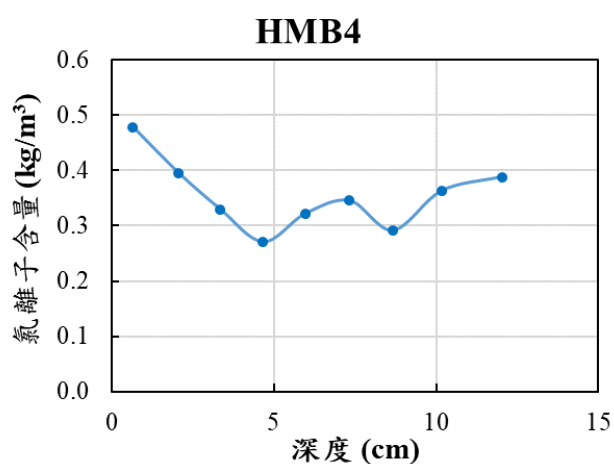


圖 A-7 校舍 S 取樣之游離型氯離子含量分布圖

(4) 構件劣化

沿用耐久性能初步診斷結果中的各樓層構件劣化等級，評定結果如表 A-24 所示。

表 A-24 校舍 S 之構件劣化評定結果

樓層	柱	梁	版	RC 牆	各樓層劣化度	評定標準值
1F	健全	健全	健全	健全	健全	1
2F	健全	健全	健全	健全	健全	1
3F	健全	健全	健全	健全	健全	1

彙整前述各項評定結果，各樓層鋼筋腐蝕現況的個項目評定結果如表 A-25 所示，將於附錄 A.3.4 節進行耐久性能的整體評定。

表 A-25 校舍 S 之鋼筋腐蝕現況評定結果

診斷指標	評定結果		
	1F	2F	3F
腐蝕電位	1	1	1
中性化深度	4	2	2
氯離子檢測	3	1	2
構件劣化	1	1	1

附錄A.3.2 混凝土現況調查與評定

(1) 混凝土鑽心抗壓強度

參考校舍 S 之補強成果報告書，每層樓各取三顆試體進行混凝土強度試驗，各層樓強度平均值如表 A-26 所示，其中該建築結構的混凝土設計強度為 210 kgf/cm^2 ，而試驗平均值落在 $189 \sim 210 \text{ kgf/cm}^2$ 之間，除了一樓的評定值為 1 狀況良好之外，二、三樓的平均強度均低於設計標準，評定值為 3。

表 A-26 校舍 S 之抗壓強度評定結果

樓層	平均抗壓強度 $R_{im} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	設計抗壓強度 $R \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$	整體平均強度係數 $K_{bm} = \frac{R_{im}}{R}$	評定 標準值	強度 狀況
1F	210	210	1.00	1	良好
2F	196	210	0.93	3	較差
3F	189	210	0.90	3	較差

(2) 保護層厚度

此處考量之保護層厚度皆扣除粉刷層。本案例的原設計保護層厚度 D_{nd} 為 4 cm，將量測到的實際保護層厚度彙整於表 A-27。其中，因施工不當，可能造成構件不同面向的保護層厚度有明顯差異，如表 A-27 之一樓柱，將取最為嚴重的 5 作為一樓評定標準值。

表 A-27 校舍 S 之保護層厚度評定結果

探測位置	保護層厚度 (cm)	保護層厚度 實測值 D_{ne} (cm)	保護層厚度 設計值 D_{nd} (cm)	D_{ne} / D_{nd}	評定 標準值
1F-柱 (走廊側)	2.1	2.00	4	0.5	5
	1.9				
1F-柱 (牆側)	3.1	3.00	4	0.75	3
	2.9				
2F-柱	5.7	4.70	4	1.18	1
	3.7				
3F-柱	3.8	4.05	4	1.01	1
	4.3				

(3) 外牆劣化

沿用耐久性能初步診斷結果中的外牆劣化等級，因最嚴重的東面外牆劣化等級為輕度(如表 A-28 所示)，故校舍 S 之每層樓外牆劣化評定標準值均為 2，見表 A-29。

表 A-28 校舍 S 之外牆劣化度對應評定標準值結果

方位	劣化度	評定標準值
東面	輕度	2
南面	健全	1
西面	健全	1
北面	健全	1

表 A-29 校舍 S 之外牆劣化評定結果

樓層	劣化度	評定標準值
1F	輕度	2
2F	輕度	2
3F	輕度	2

彙整前述各項評定結果，各樓層混凝土現況之各項目評估結果如表 A-30 所示，將於附錄 A.3.4 節進行耐久性能的整體評定。

表 A-30 校舍 S 之混凝土現況評定結果

診斷指標	評定結果		
	1F	2F	3F
抗壓強度	1	3	1
鋼筋保護層厚度	5	1	1
外牆劣化	2	2	2

附錄A.3.3 環境影響係數

沿用耐久性能初步診斷結果中的環境劣化潛勢分級結果，如表 A-31，因評定為高環境劣化潛勢，對應之環境影響係數為 1.3。

表 A-31 校舍 S 之環境影響係數評定結果

診斷指標	評定結果		
	低環境劣化潛勢	中環境劣化潛勢	高環境劣化潛勢
	1.1	1.2	1.3
環境影響係數			✓

附錄A.3.4 詳細診斷綜合評定結果

將前述的各層樓鋼筋腐蝕現況、混凝土現況及環境影響係數的評定結果彙整如表 A-32，因本案例為校舍，故可採用表 2.27(b)的權重值進行計算。將權重值與各層樓之評定值代入式(2.4.5)，如式(A.1)至(A.3)所示計算各樓層之耐久性能評定值，分別為 2.91、2.12 與 2.29，參考表 A-33，可知一、二及三樓的耐久性能皆為好。

整棟建築耐久性能評定採用最嚴重的一樓耐久性能作為代表，並對應表 2.29，顯示整體耐久性能評定等級為 4，耐久性能為好，故判定本案例可正常使用不須進行修復處理。

表 A-32 校舍 S 之耐久性項目指標權重及評定結果

診斷指標	項目	權重值			各樓層評定值		
					1F	2F	3F
腐蝕現況	-	0.52			-		
腐蝕電位	1	0.20			1	1	1
中性化深度	2	0.17			4	2	2
氯離子檢測	3	0.25			3	1	2
構件劣化	4	0.38			1	1	1
混凝土現況	-	0.48			-		
抗壓強度	5	0.44			1	3	3
鋼筋保護層厚度	6	0.31			5	1	1
外牆劣化	7	0.25			2	2	2
環境影響係數	-	低	中	高	高劣化潛勢 1.3		
		1.1	1.2	1.3			

$$D_1 = 1.3 \times \left[\begin{array}{l} 0.52 \times (1 \times 0.20 + 4 \times 0.17 + 3 \times 0.25 + 1 \times 0.38) \\ + 0.48 \times (1 \times 0.44 + 5 \times 0.31 + 2 \times 0.25) \end{array} \right] = 2.91 \quad (\text{A.1})$$

$$D_2 = 1.3 \times \left[\begin{array}{l} 0.52 \times (1 \times 0.20 + 2 \times 0.17 + 1 \times 0.25 + 1 \times 0.38) \\ + 0.48 \times (3 \times 0.44 + 1 \times 0.31 + 2 \times 0.25) \end{array} \right] = 2.12 \quad (\text{A.2})$$

$$D_3 = 1.3 \times \left[\begin{array}{l} 0.52 \times (1 \times 0.20 + 2 \times 0.17 + 2 \times 0.25 + 1 \times 0.38) \\ + 0.48 \times (3 \times 0.44 + 1 \times 0.31 + 2 \times 0.25) \end{array} \right] = 2.29 \quad (\text{A.3})$$

表 A-33 校舍 S 之各樓層耐久性能評定結果

樓層	各樓層 耐久性能評定值 D_i	耐久性能等級	耐久性能
1F	2.91	4	好
2F	2.12	4	好
3F	2.29	4	好

附錄A.4 小結

在本案例的初步診斷及詳細診斷過程中，初步診斷僅由目視及環境因素評定建築結構的耐久性能，而本案例雖然目視之構件劣化評定結果皆為「健全」，但由於校舍 S 位於海岸邊，處於高潛勢劣化環境，考量建築結構終日受海風吹拂，故根據耐久性能診斷流程，判定校舍 S 仍應執行詳細診斷，以釐清環境對建築結構材料性質之實際影響，說明初步診斷中的環境因素影響甚大。依據初步診斷中的構件劣化結果，針對有疑慮之構件進行詳細診斷，而本案例之詳細診斷結果判定校舍 S 耐久性能為「好」，可正常使用不須處理，和初步診斷中的構件劣化判斷結果相符。

雖於初步診斷中因為校舍 S 位於高潛勢環境而被判定須進入詳細診斷，可透過詳細診斷的試驗結果可以清楚釐清材料是否有實際的劣化狀況，由此可見，本手冊建議之耐久性能診斷流程將可以綜合考量建築結構整體的劣化現象、材料現階段性質及環境的影響，於本案例實際操作過程亦無發現其他問題，可供專業人員於鋼筋混凝土建築結構的耐久性能評估時參考使用，提供建築結構耐久性能之客觀評估。

附錄B 老劣化建築結構耐震分析示範例

接續附錄 A，以校舍 S(新北市某國小校舍 A 棟)說明老劣化鋼筋混凝土建築結構耐震性能評估方法。本案例假設為弱柱強梁之結構，且評估時著重於比較腐蝕前後柱構件的力學變化，故本案例中並未對梁設定非線性鉸。

由於該結構對稱性高，因此只針對正 X 向(弱向)進行側推，旨在示範建築結構有無考慮劣化下的差異，以及不同修復手段所對應的處理手法，包含未考慮老劣化的建築結構耐震能力分析(即原始耐震能力分析)；考慮老劣化之建築結構現況目視耐震能力分析；鋼筋未採取除鏽防鏽修復手段之老劣化建築結構未來預測耐震能力分析；鋼筋採取除鏽防鏽修復手段之老劣化建築結構未來預測耐震能力分析，以及進行擴柱補強之老劣化建築結構未來預測耐震能力分析。

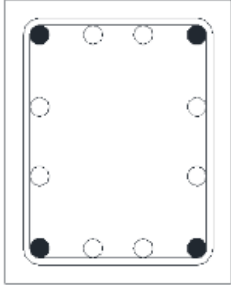
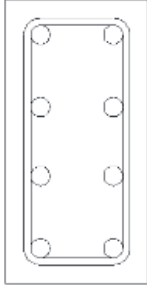
附錄B.1 建築結構基本資料

校舍 S 為一地上三層之鋼筋混凝土建築結構，屋齡約為 30 年，建築結構基本資料蒐集如表 B-1 所示，其建築平面圖、結構平面圖、立面圖見圖 B-1 至圖 B-3，柱構件配置如表 B-2 所示，建立完成的結構 3D 模型如圖 B-4 所示。

表 B-1 校舍 S 基本資料

名稱	校舍 S
興建年代	民國 78 年
分期興建	有
構造種類	鋼筋混凝土
結構系統	RC 梁柱構架、磚牆隔間及外牆
建築規模	地上三層、無地下室
總樓高	10.5 公尺
平面尺寸	長 40.5 公尺，寬 10.3 公尺
梁尺寸	X 向：50*40 公分 Y 向：60*40 公分
柱尺寸	教室、走廊柱：40*50 公分 隔間柱：25*50 公分
樓板厚度	12 公分
總樓地板面積	1668.6 平方公尺
現況用途	教室、辦公室

表 B-2 校舍 S 之柱斷面配置

柱編號	C1 (教室、走廊柱)	C2 (隔間柱)
尺寸(cm)	40*50	25*50
斷面配置		
主筋	●4-#8 ○8-#6	○8-#7
箍筋	#3@20~25 cm	#3@20~25 cm

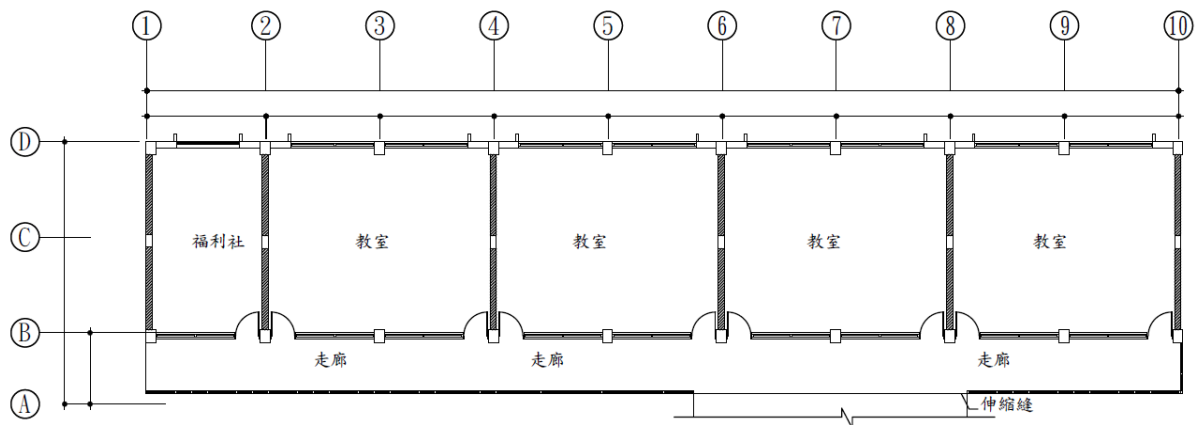


圖 B-1 校舍 S 之建築平面圖

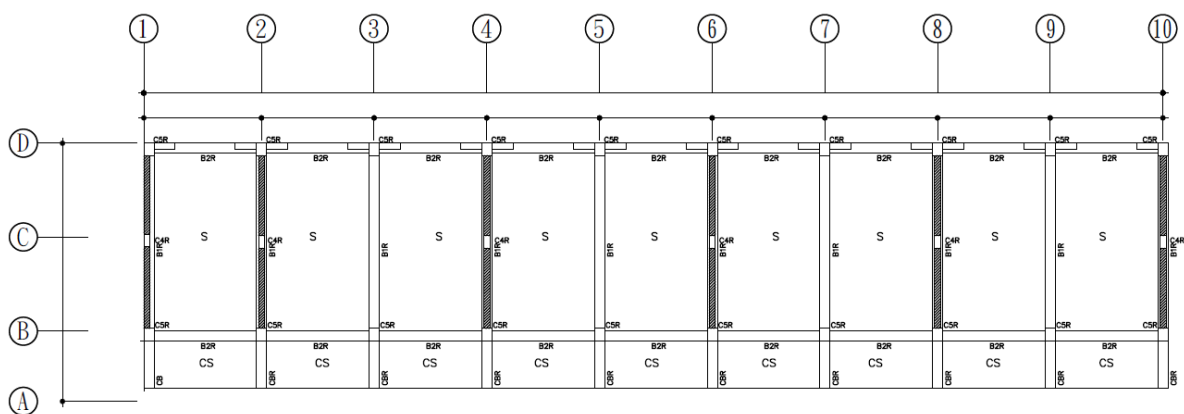


圖 B-2 校舍 S 之結構平面圖

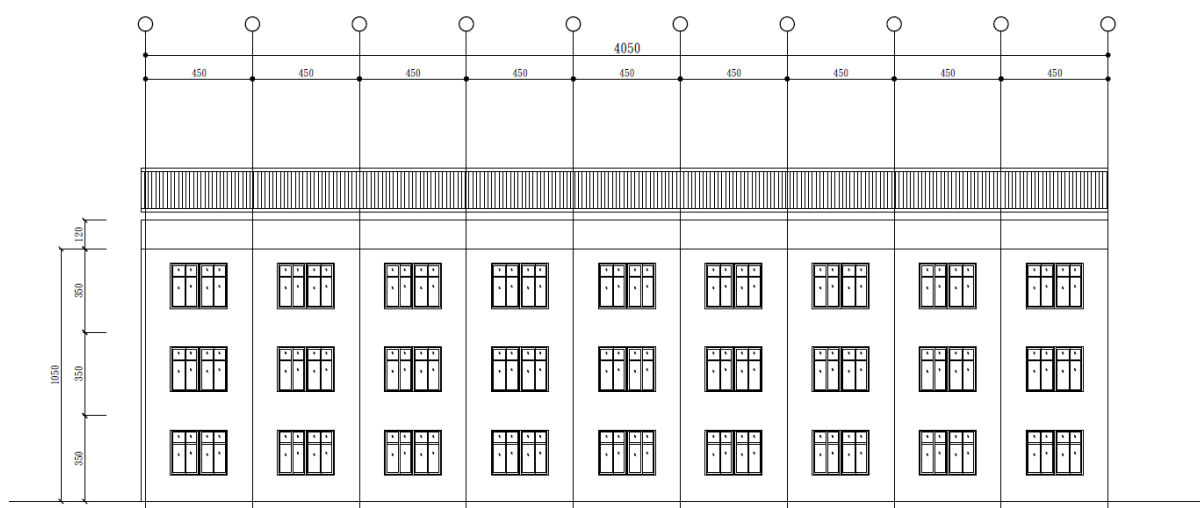


圖 B-3 校舍 S 之立面圖

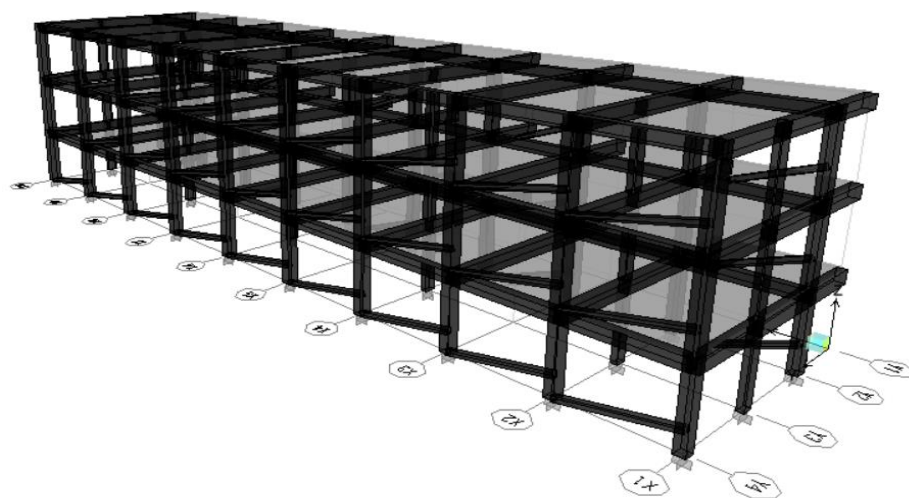


圖 B-4 校舍 S 之 ETABS 模型

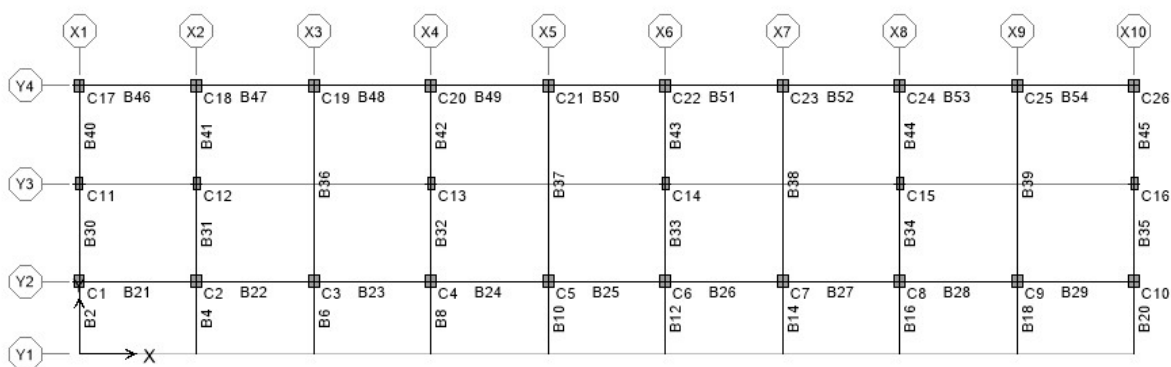


圖 B-5 校舍 S 之構件編號

本案例之耐震評估用材料原始參數分別如下，混凝土抗壓強度為各樓層鑽心試體抗壓強度平均值，如表 B-3，並假設主筋與箍筋之抗拉強度 $f_y = f_{yh} = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ ，磚塊抗壓強度 $f_{bc} = 150 \text{ kgf/cm}^2$ ，砂漿抗壓強度 $f_{mc} = 100 \text{ kgf/cm}^2$ 。

表 B-3 示範例各樓層抗壓強度

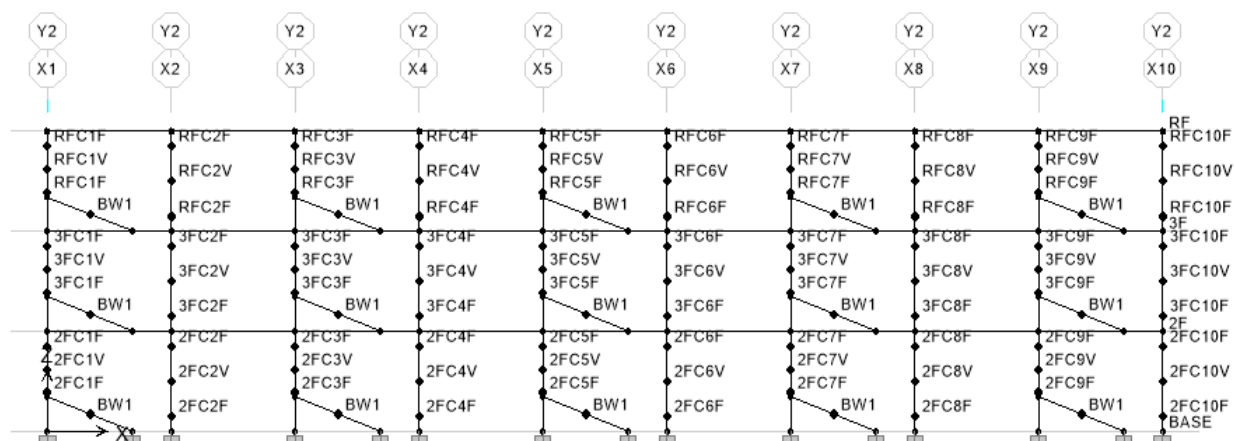
樓層	混凝土抗壓強度(kgf/cm ²)
1F	210
2F	196
3F	189

校舍 S 位於新北市石門區，依現行之「建築物耐震設計規範及解說」規定，其震區為臺北市及新北市非屬盆地範圍之一般震區，工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數分別為 $S_{DS} = 0.55$ 和 $S_{D1} = 0.45$ ，其反應譜短週期與中週期分界之轉角週期為 $T_0^D = S_{D1}/S_{DS} = 0.45/0.55 = 0.82(\text{sec})$ ，而此建物高 10.5 公尺，依經驗公式計算結構週期為 $T = 0.070 \times 10.5^{3/4} = 0.41(\text{sec})$ ，故此建物屬短週期結構，另外，此建物之耐震能力合格標準為 $A_T = 0.4S_{DS} = 0.4 \times 0.55 = 0.22g$ 。

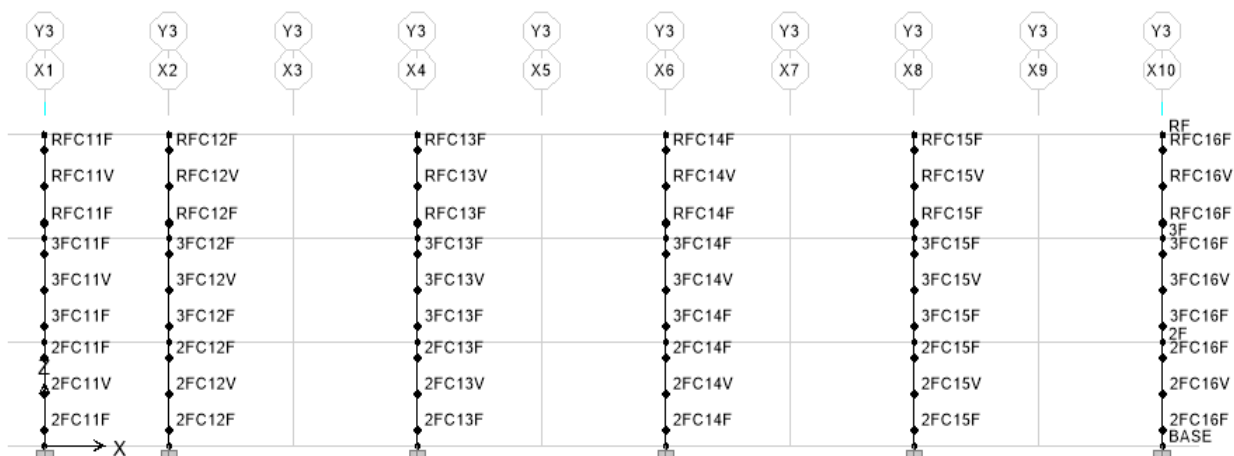
附錄B.2 現況耐震能力評估

附錄B.2.1 未考慮老劣化之建築結構耐震能力分析

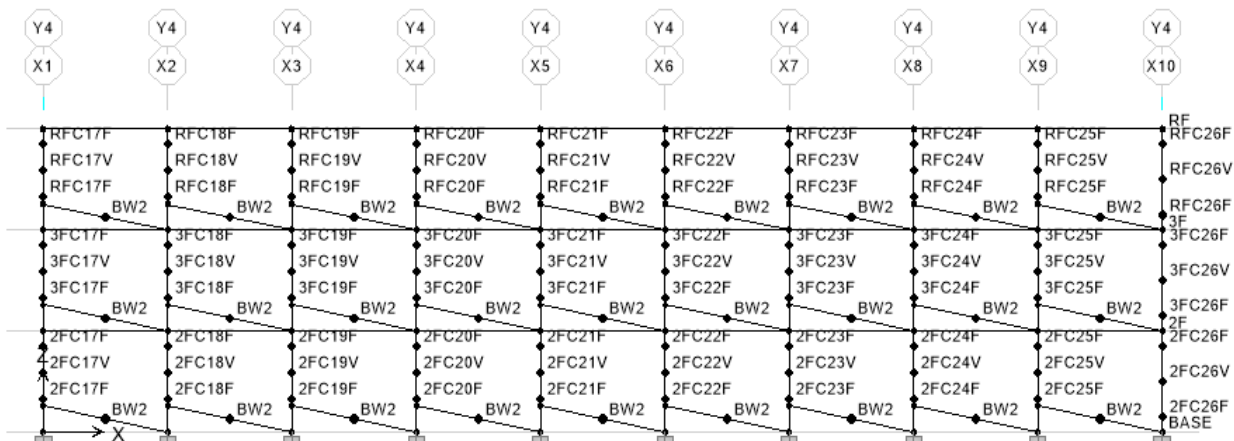
原始建築結構耐震能力分析，未考慮老劣化狀況即是鋼筋腐蝕重量損失率設定為零的狀況。經由斜撐與非線性鉸設定(如圖 B-6)後，以 ETABS 完成正 X 向側推分析，得到其最大基底剪力為 437 tf，側推曲線如圖 B-7 所示，雖無下降段，但最大基底剪力已達基底剪力上限值的 93.6%，故推定其為最大強度點，並作為性能點。此時非線性鉸發展狀況如圖 B-8 所示，底層走廊柱(Y-2)及教室柱(Y-4)多窗台束制的短柱，其中共有 13 根柱子之剪力非線性鉸達 B 點，分析軟體在計算疊代時，因剪力非線性鉸造成分析未收斂，無法得到整棟建築物側推曲線的下陷段，而該建築結構的破壞模式以短柱脆性破壞主控。該建築結構的性能目標地表加速度 A_p 為 0.247 g，對照到前述該建築結構工址所在地的耐震能力合格標準 $A_T=0.22$ g，未考慮老劣化狀況下，該建築結構正 X 向之耐震容量是高於耐震需求。



(a) Y-2

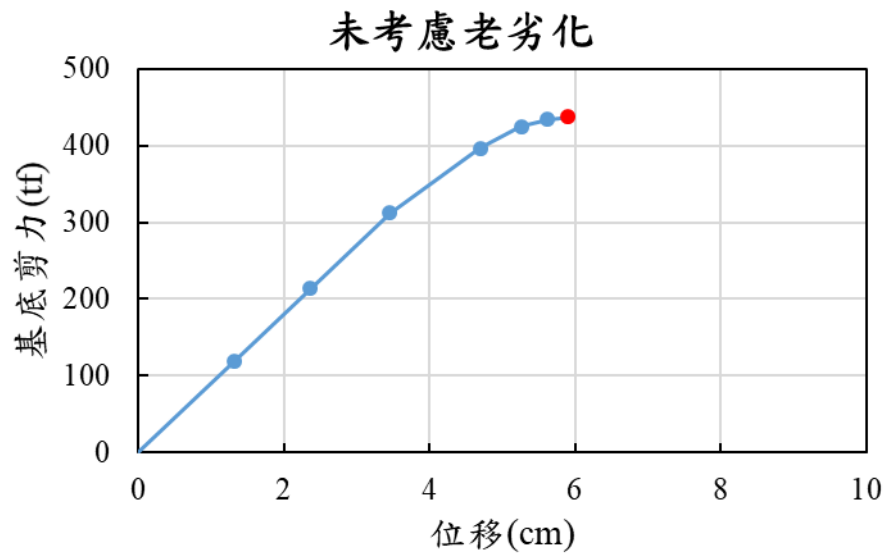


(b) Y-3

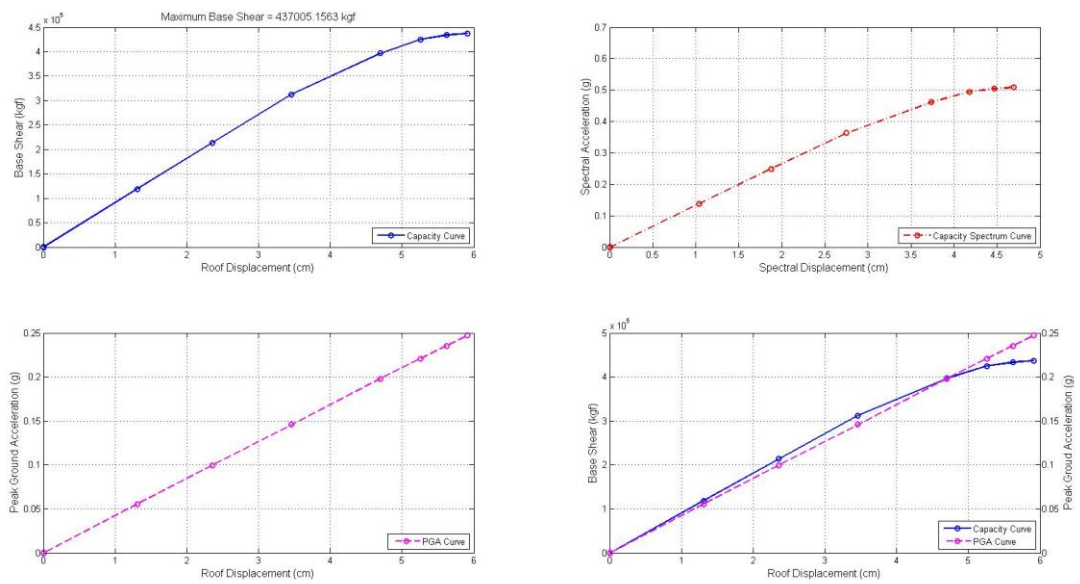


(c) Y-4

圖 B-6 完整構架及非線性鉸配置圖



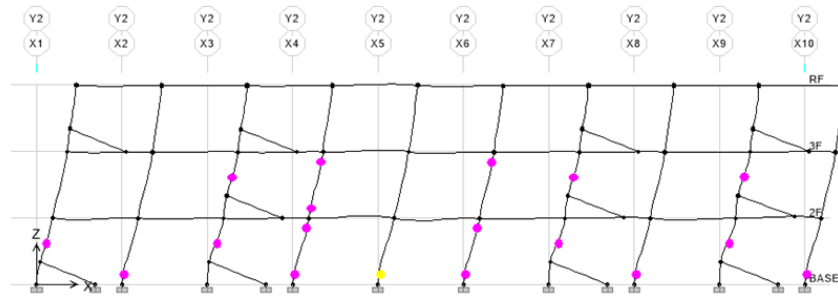
(a) 側推曲線與性能點



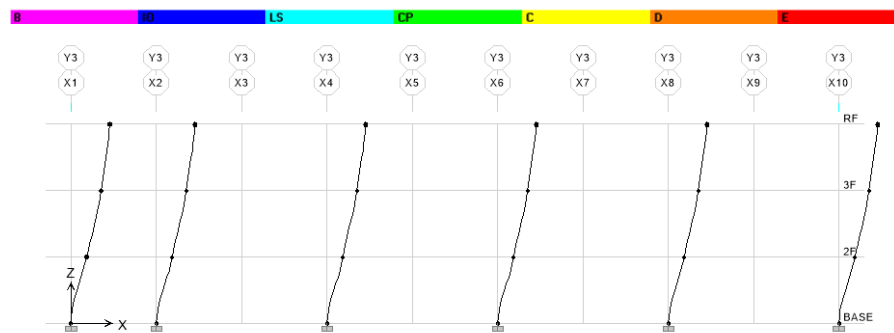
(b) 容量曲線與性能曲線

圖 B-7 側推分析結果(未考慮老劣化)

(a) Y-2



(b) Y-3



(c) Y-4

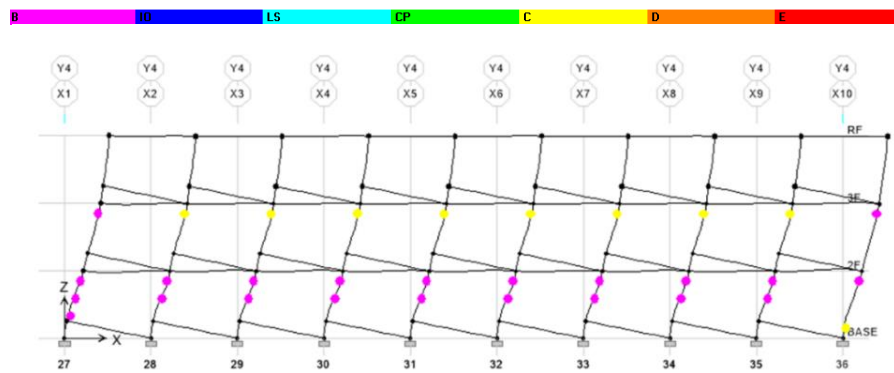


圖 B-8 性能點之非線性鉸發展圖(未考慮老劣化)

附錄B.2.2 老劣化建築結構之耐震能力分析

(1) 鋼筋腐蝕重量損失率

由初步診斷之目視構件劣化度結果，1 樓 28 根柱中有一根評定為中度劣化、一根為輕度劣化，其餘為健全，2 樓 28 根柱皆為健全，3 樓 28 根柱中僅一根為輕度劣化，其餘皆為健全，並參照第三章中的表 3.1 對應之鋼筋腐蝕重量損失率，中度劣化之柱的鋼筋腐蝕重量損失率為 5%，輕度劣化者為 3%，健全者保守取 1%，因此校舍 S 各柱子之鋼筋腐蝕重量損失率如表 B-4 所示。

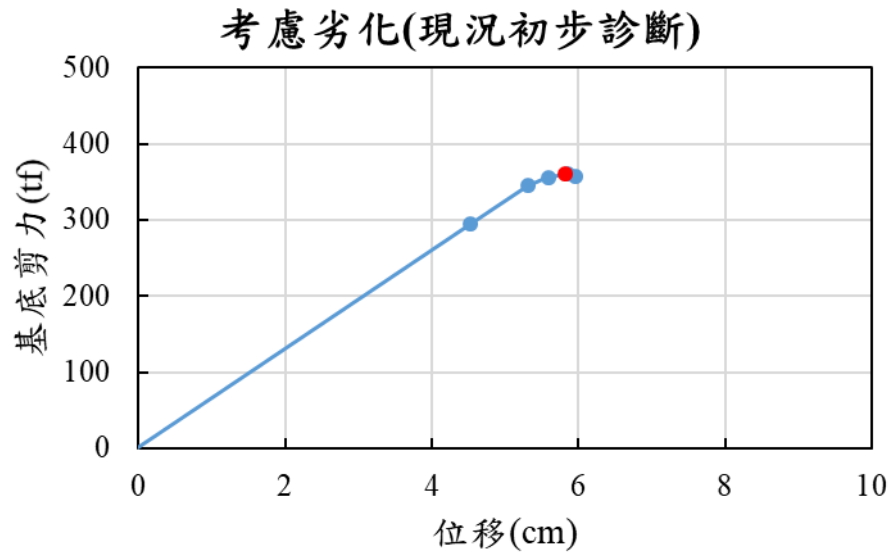
表 B-4 校舍 S 鋼筋腐蝕重量損失率(目視現況)

	走廊柱	隔間柱	教室柱
3F	C1：3% 其餘：1%	全部：1%	全部：1%
2F	全部：1%	全部：1%	全部：1%
1F	全部：1%	全部：1%	C21：5% C25：3% 其餘：1%

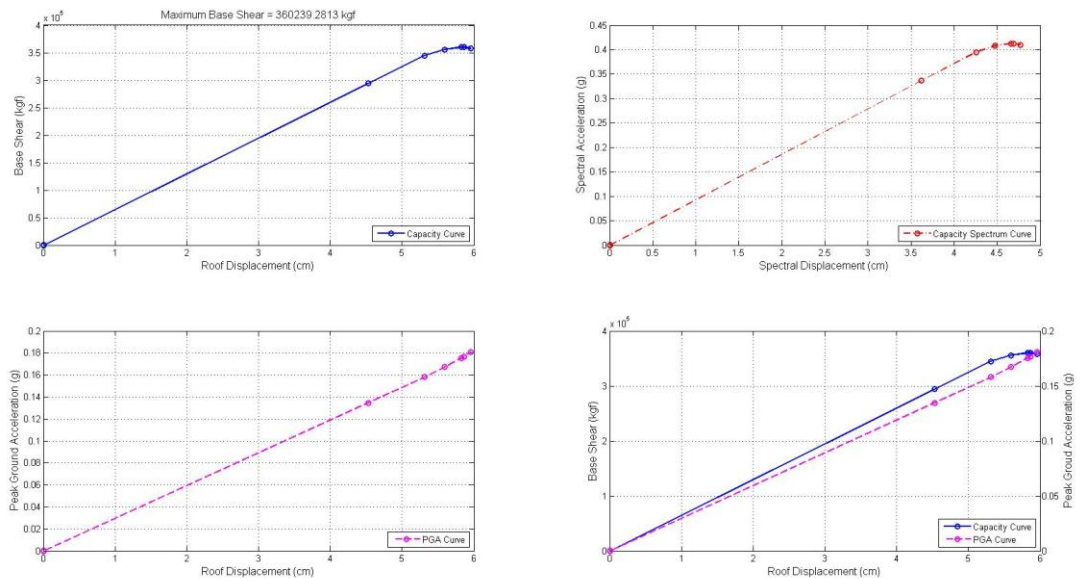
(2) 耐震能力分析

依第三章的流程說明，將各柱子個別鋼筋腐蝕重量損失率代入計算，進行腐蝕構件之折減，再進行非線性鉸設定(同圖 B-6)，並重新以 ETABS 進行正 X 向側推分析，得到其最大基底剪力為 360 tf，側推曲線如圖 B-9 所示，其性能點下的非線性鉸發展情形如圖 B-10 所示，可觀察到性能點時非線性鉸發展在走廊柱(Y-2)有 4 根柱之剪力非線性鉸達 B 點，教室柱(Y-4)有 3 根柱之剪力非線性鉸達 B 點，再更進一步看到側推最後一個步驟，其強度已有下降趨勢，且其非線性鉸發展圖中(見圖 B-11)，教室柱側的剪力非線性鉸發展變化顯示已有 8 根短柱達剪力強度點(非線性鉸發展 B 點)。該建築結構再考慮耐久性問題後的現況性能目標地表加速度值 A_P 為 0.175 g(見圖 B-9)，對照到該建物工址所得耐震能力合格標準 $A_T=0.22$ g，該建築物正 X

向的耐震容量是低於耐震需求的，顯示看到考慮耐久性問題後，該建築物的耐震容量從合格轉為不合格。



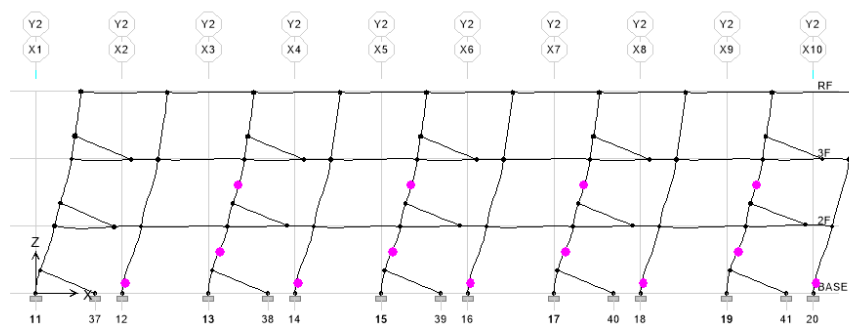
(a) 側推曲線與性能點



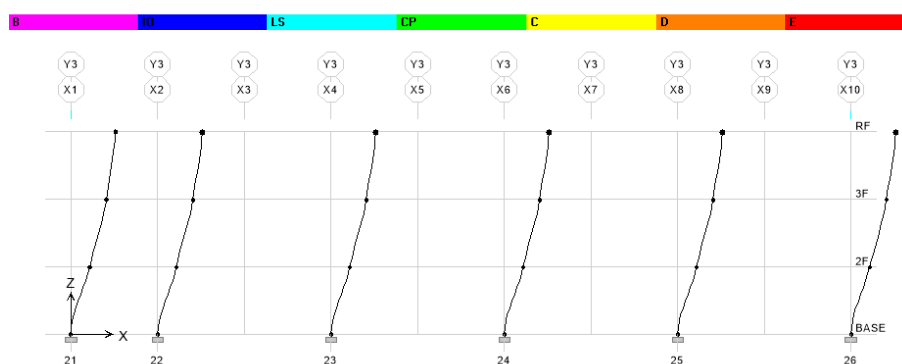
(b) 容量曲線與性能曲線

圖 B-9 側推分析結果(目視現況初步診斷)

(a) Y-2



(b) Y-3



(c) Y-4

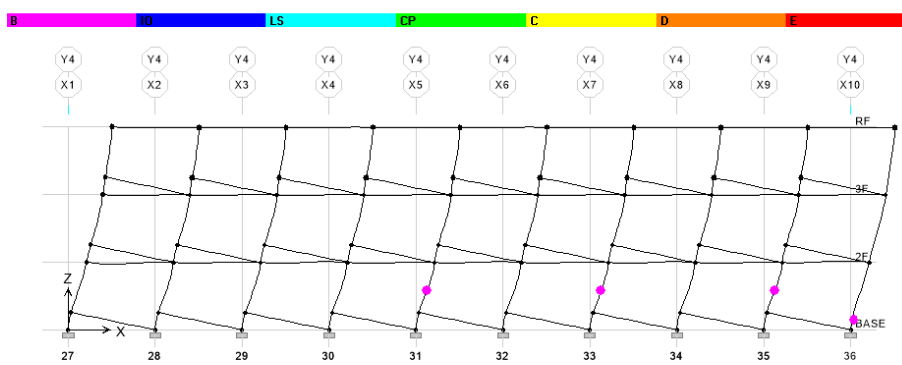
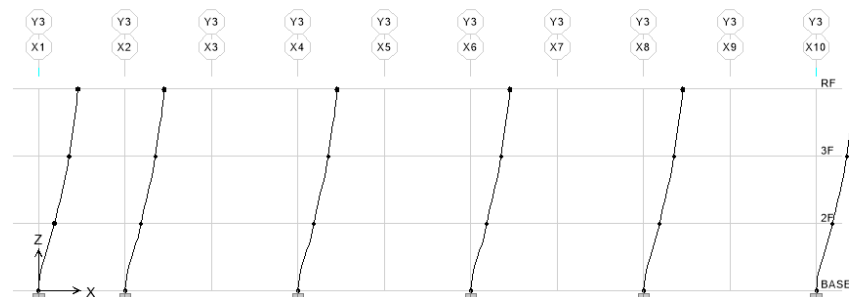


圖 B-10 性能點之非線性鉸發展圖(目視現況初步診斷)

(a) Y-2



(b) Y-3



(c) Y-4

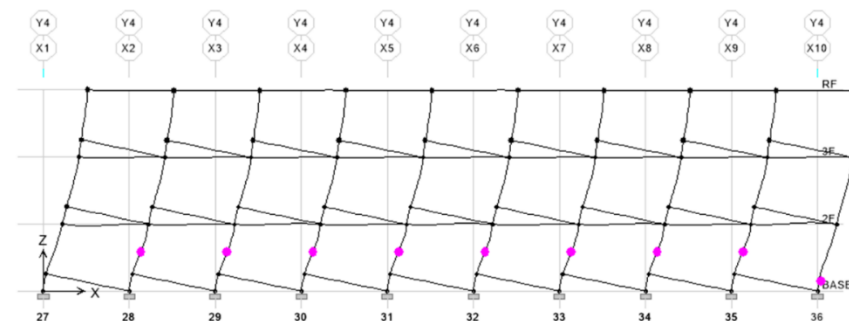


圖 B-11 最後步驟之非線性鉸發展圖(目視現況初步診斷)

附錄B.3 老劣化建築結構未來耐震能力預測

本節將以預測校舍 S 在第 40 年時之耐震性能為例。於現況目視劣化判斷的鋼筋腐蝕重量損失率，可以得知鋼筋的初始鋼筋腐蝕重量損失率，而要進一步預測建築結構未來的耐震能力，需要先完成耐久性能的詳細診斷，調整劣化度為健全柱的鋼筋腐蝕重量損失率，再繼續進行後續的未來鋼筋腐蝕重量損失率預測。

(1) 未來鋼筋腐蝕重量損失率評估

● 初始鋼筋腐蝕重量損失率及初始腐蝕深度

於前節所述，各樓柱構件由目視劣化判斷之鋼筋腐蝕重量損失率如表 B-4 所示，而要進一步預測建築結構未來的耐震能力，須先完成耐久性能之詳細診斷，調整劣化度為健全柱的鋼筋腐蝕重量損失率。

由詳細診斷中的中性化深度試驗結果，一樓的中性化深度已達鋼筋位置，因此一樓的初始鋼筋腐蝕重量損失率不做調整；二、三樓的中性化深度尚未達鋼筋處，應另外檢視氯離子含量狀況，而分層氯離子含量試驗結果發現鋼筋處之氯離子含量在 $0.6\text{--}1.2\text{ kg/m}^3$ 之間，故二、三樓的健全柱之初始鋼筋腐蝕重量損失率應修正為 0.5%，而在主筋為 8 號筋的情況下，初始鋼筋腐蝕重量損失率換算之初始鋼筋腐蝕深度如表 B-5 所示。

表 B-5 校舍 S 主筋(#8)初始鋼筋腐蝕深度

構件劣化度	初始鋼筋腐蝕重量損失率 (%)	初始鋼筋腐蝕深度 (mm)
健全	0	0
	0.5	0.03
	1	0.06
輕度	3	0.19
中度	5	0.32

● 腐蝕速率-腐蝕電流

由詳細診斷中的腐蝕電位篩選腐蝕潛勢較高之柱構件，量測其腐蝕電流，如表 B-6 所示，將試驗平均值 $8.80 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ 代入法拉第定律的公式計算後續鋼筋的腐蝕深度速率，如式(B.1)所示，此處以初始鋼筋腐蝕重量損失率為 5%之柱構件為例，先由式(B.2)計算總腐蝕深度，再計算未來之鋼筋腐蝕重量損失率為 19.7%(見式(B.3))，其他劣化度之未來鋼筋腐蝕重量損失率如表 B-7 所示。

$$\begin{aligned} V_{corr} &= \frac{i_{corr}}{nF} \times \frac{a}{\rho} = \frac{8.80 \times 10^{-6}}{2 \times 96500} \times \frac{55.8}{7.86} \\ &= 3.24 \times 10^{-10} [\text{cm}/\text{sec}] \\ &= 0.010 [\text{cm}/\text{year}] \end{aligned} \quad (\text{B.1})$$

$$\begin{aligned} \Delta r &= \Delta r_0 + V_{corr} \times (t - t_{test}) \\ &= 0.32 + (0.010 \times 10) \times (40 - 30) \\ &= 1.32 [\text{mm}] \end{aligned} \quad (\text{B.2})$$

$$\begin{aligned} \Delta W &= \left[1 - \frac{(d_b - 2\Delta r)^2}{d_b^2} \right] \times 100 \\ &= \left[1 - \frac{(25.4 - 2 \times 1.32)^2}{25.4^2} \right] \times 100 = 19.7 [\%] \end{aligned} \quad (\text{B.3})$$

表 B-6 柱構件鋼筋腐蝕電流結果

點位	量測值 ($\mu A/cm^2$)	點位	量測值 ($\mu A/cm^2$)	點位	量測值 ($\mu A/cm^2$)	點位	量測值 ($\mu A/cm^2$)
A4		B4	2.53	C4	5.92	D4	
			3.22		5.99		
A3	8.36	B3	2.19	C3	9.94	D3	10.98
	8.84		11.32		14.99		9.32
A2	8.92	B2		C2	11.00	D2	8.77
	10.53				11.92		6.56
A1	8.15	B1	7.48	C1	10.63	D1	6.89
	10.17		11.95		15.08		11.05
平均值				8.80 $\mu A/cm^2$			

表 B-7 校舍 S 主筋(#8)未來鋼筋腐蝕重量損失率(腐蝕電流計算)

構件劣化度	初始鋼筋腐蝕重量損失率 (%)	未來鋼筋腐蝕重量損失率 (%)
健全	0	15.1
	0.5	15.6
	1	16.0
輕度	3	17.9
中度	5	19.7

● 腐蝕速率-鹽害

如表 B-8 所示，由詳細診斷中之分層氯離子試驗結果顯示混凝土中的初始氯離子含量約為 0.6 kg/m^3 ，將試驗之分層氯離子含量結果皆扣除初始氯離子含量進行正規化，再由擴散公式迴歸得到表面氯離子含量為 0.471 kg/m^3 及擴散係數為 $5.383 \times 10^{-9} \text{ cm}^2/\text{sec}$ 。以第 30 年為例計算鋼筋腐蝕重量損失速率，先依式(3.2.5)計算每年之鋼筋處氯離子含量，見式(B.4)，再依式(B.5)計算鋼筋腐蝕重量損失率速率，其中由混凝土設計強度 210 kgf/cm^2 推測水灰比為 0.6，結果見式(B.5)，因此到第 40 年共 10 年期間之每年鋼筋腐蝕重量損失率速率如表 B-9 所示，最後如式(B.6)所示累計 10 年的增加的鋼筋腐蝕重量損失率可得未來之鋼筋腐蝕重量損失率，列於表 B-10 中。

$$\begin{aligned}
 Cl(30) &= C_0 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \times c}{2\sqrt{D \times t}} \right) \right] + C(x, 0) \\
 &= 0.471 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{0.1 \times 40}{2\sqrt{5.383 \times 10^{-9} \times (30 \times 60 \times 60 \times 24 \times 365)}} \right) \right] + 0.6 \quad (\text{B.4}) \\
 &= 0.699 \left[\text{kg/m}^3 \right]
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{corr}(30) &= \frac{1}{\sqrt{c}} \times [0.578 \times Cl(30) + 0.023(W/C) - 0.52] \\
 &= \frac{1}{\sqrt{40}} \times [0.578 \times 0.699 + 0.023(0.6 \times 100) - 0.52] \quad (\text{B.5}) \\
 &= 0.042 [\%/year]
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta W &= \int_{t_{test}}^t V_{corr}(t) dt \times 100 + \Delta W_0 \\
 &= \sum_{30}^{39} V_{corr,i} \times 1 \times 100 + 5 \quad (\text{B.6}) \\
 &= 0.431 + 5 = 5.431 [\%]
 \end{aligned}$$

表 B-8 校舍 S 之分層酸溶法氯離子含量試驗結果

試體編號	層數	深度 (cm)	酸溶法氯離子含量 (kg/m ³)
HMB4	1	0.660	0.976
	2	2.068	0.879
	3	3.343	0.749
	4	4.667	0.626
	5	5.964	0.751
	6	7.333	0.785
	7	8.673	0.685
	8	10.189	0.787
	9	12.032	0.790

表 B-9 鹽害造成之鋼筋腐蝕速率

齡期 (年)	鋼筋處氯離子含量 (kg/m ³)	每年鋼筋腐蝕重量損失率速率 (%/年)
30	0.699	0.042
31	0.702	0.042
32	0.706	0.042
33	0.709	0.043
34	0.713	0.043
35	0.716	0.043
36	0.719	0.044
37	0.722	0.044
38	0.725	0.044
39	0.728	0.044

表 B-10 校舍 S 主筋(#8)未來鋼筋腐蝕重量損失率(鹽害計算)

構件劣化度	初始鋼筋腐蝕重量損失率 (%)	未來鋼筋腐蝕重量損失率 (%)
健全	0	0.4
	0.5	0.9
	1	1.4
輕度	3	3.4
中度	5	5.4

● 腐蝕速率-中性化

參考第三章介紹之中性化造成鋼筋腐蝕之速率，見式(B.7)，同樣以初始鋼筋腐蝕重量損失率為 5%之柱構件為例，先計算總腐蝕深度如式(B.8)所示，再計算未來之鋼筋腐蝕重量損失率為 5.4%(見式(B.9))，其他劣化度之未來鋼筋腐蝕重量損失率如表 B-7 所示。

$$V_{corr} = 3 \times 10^{-3} [mm/year] \quad (B.7)$$

$$\begin{aligned} \Delta r &= \Delta r_0 + V_{corr} \times (t - t_{test}) \\ &= 0.32 + 0.003 \times (40 - 30) \\ &= 0.35 [mm] \end{aligned} \quad (B.8)$$

$$\begin{aligned} \Delta W &= \left[1 - \frac{(d_b - 2\Delta r)^2}{d_b^2} \right] \times 100 \\ &= \left[1 - \frac{(25.4 - 2 \times 0.35)^2}{25.4^2} \right] \times 100 = 5.4 [\%] \end{aligned} \quad (B.9)$$

表 B-11 校舍 S 主筋(#8)未來鋼筋腐蝕重量損失率(中性化計算)

構件劣化度	初始鋼筋腐蝕重量損失率 (%)	未來鋼筋腐蝕重量損失率 (%)
健全	0	0.5
	0.5	0.9
	1	1.4
輕度	3	3.4
中度	5	5.4

● 未來鋼筋腐蝕重量損失率

由以上三種關鍵因子對應之腐蝕速率預測之第 40 年的鋼筋腐蝕重量損失率如表 B-12 所示，將保守採用三者中最大之鋼筋腐蝕重量損失率表示柱構件未來的腐蝕情形。

表 B-12 校舍 S 未來鋼筋腐蝕重量損失率評估結果

構件 劣化度	鋼筋腐蝕重量損失率 (%)				
	初始值	第 40 年			
		腐蝕電流	鹽害	中性化	Max
健全	0	15.1	0.4	0.5	15.1
	0.5	15.6	0.9	0.9	15.6
	1	16.0	1.4	1.4	16.0
輕度	3	17.9	3.4	3.4	17.9
中度	5	19.7	5.4	5.4	19.7

(2) 未來耐震能力模擬-鋼筋未採取除鏽防鏽修復

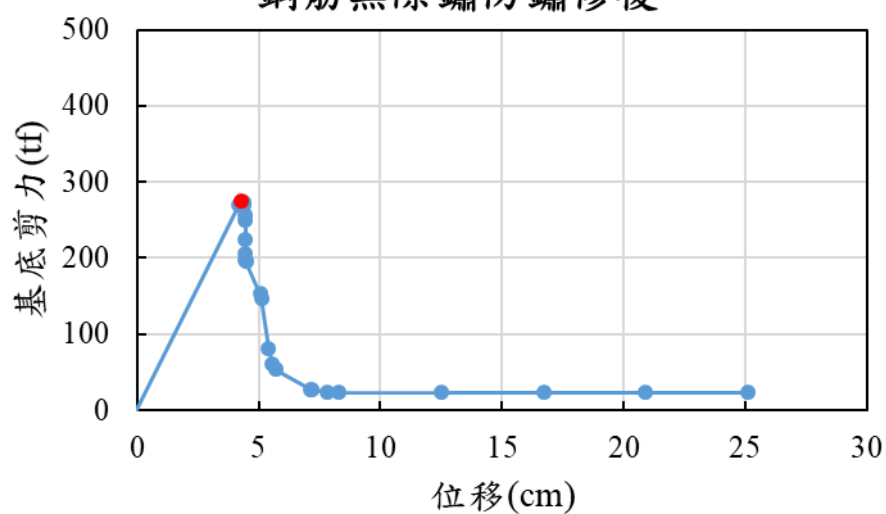
以目視現況作為基礎，藉由腐蝕電流或是中性化、鹽害公式推測特定未來時間點的鋼筋腐蝕重量損失率，此處以現況齡期 30 年往後推測齡期為 40 年的校舍 S 構件鋼筋腐蝕重量損失率情形，並假定校舍 S 僅對柱子裂縫進行修補，而未對鋼筋進行劣化因子的去除、除鏽防鏽處理。

校舍 S 在齡期 40 年時，各樓層柱子的鋼筋腐蝕重量損失率預測如表 B-13 所示，將各柱子個別鋼筋腐蝕重量損失率依第三章代入計算，進行腐蝕構件之折減，再進行非線性鉸設定(同圖 B-6)，以 ETABS 完成正 X 向側推分析，得到其最大基底剪力為 274 tf，側推曲線如圖 B-12 所示，其性能點下的非線性鉸發展圖如圖 B-13 所示，性能點時非線性鉸發展於走廊柱(Y-2)有 8 根柱剪力非線性鉸發展達 B 點，教室柱(Y-4)有 2 根柱剪力非線性鉸發展達 B 點。該建築結構在未進行鋼筋除鏽防鏽修復處理的老劣化建築結構性能目標地表加速度值 A_P 為 0.128 g(見圖 B-12)，對照到前述該建物工址所得耐震能力合格標準 $A_T=0.22$ g，該建築物正 X 向的耐震容量低於耐震需求，該建築物若不針對耐久性問題進行修復，10 年後正 X 向耐震容量便會遠低於耐震需求。

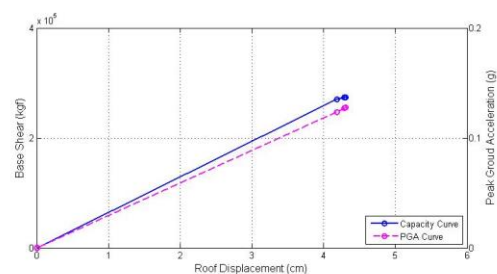
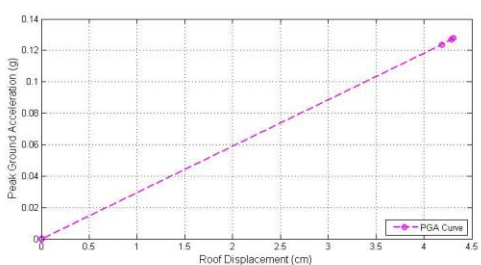
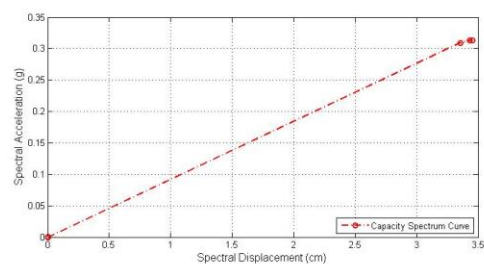
表 B-13 校舍 S 鋼筋腐蝕重量損失率預測(鋼筋無除鏽防鏽修復)

	走廊柱	隔間柱	教室柱
3F	C1：17.9% 其餘：15.6%	全部：18%	全部：15.6%
2F	全部：15.6%	全部：18.5%	全部：15.6%
1F	全部：16%	全部：18.5%	C21：19.7% C25：17.9% 其餘：16%

鋼筋無除鏽防鏽修復



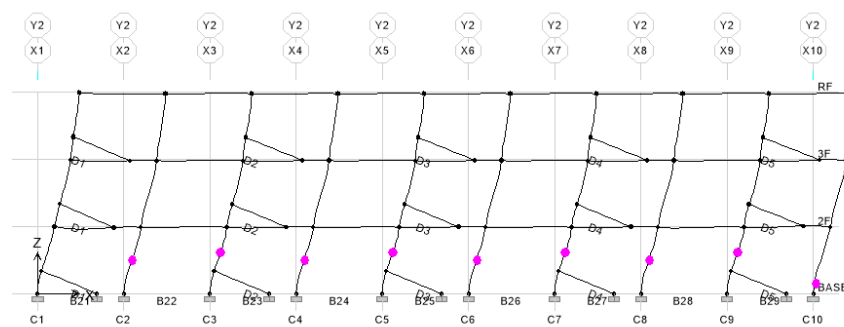
(a) 側推曲線與性能點



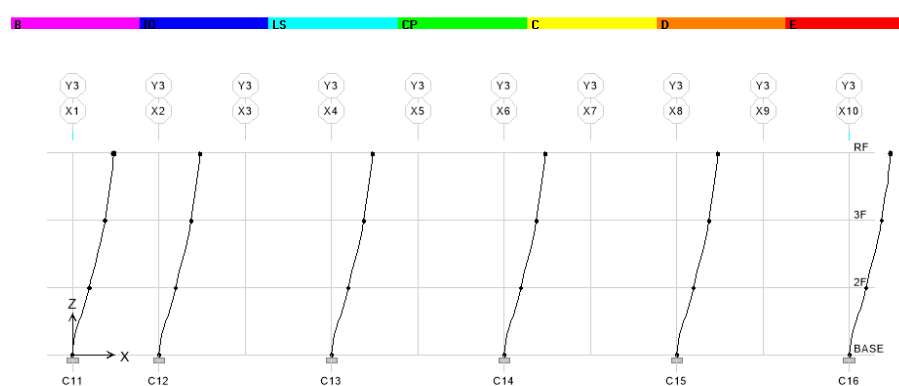
(b) 容量曲線與性能曲線

圖 B-12 側推分析結果(鋼筋無除鏽防鏽修復)

(a) Y-2



(b) Y-3



(c) Y-4

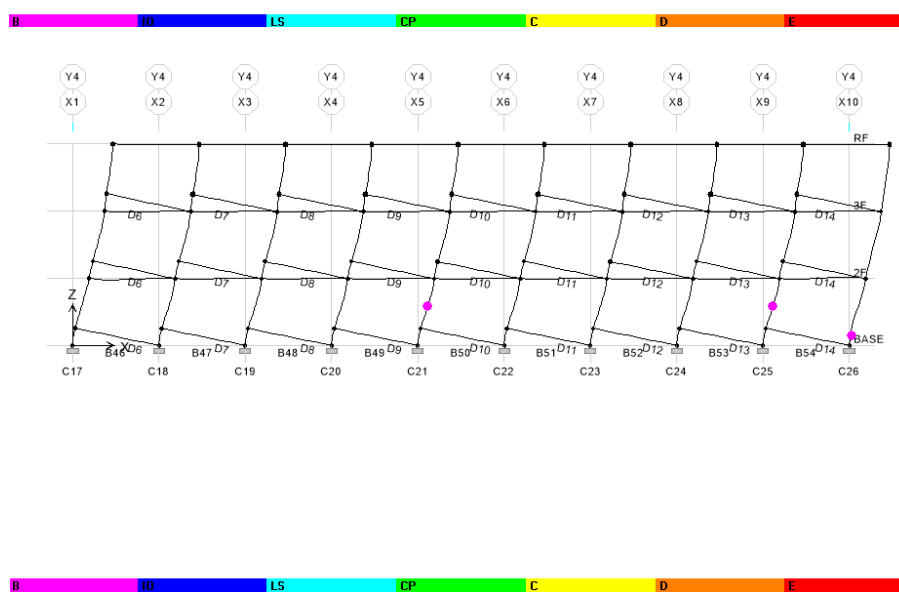


圖 B-13 性能點之非線性鉸發展圖(鋼筋無除鏽防鏽修復)

(3) 未來耐震能力模擬-鋼筋採取除鏽防鏽修復

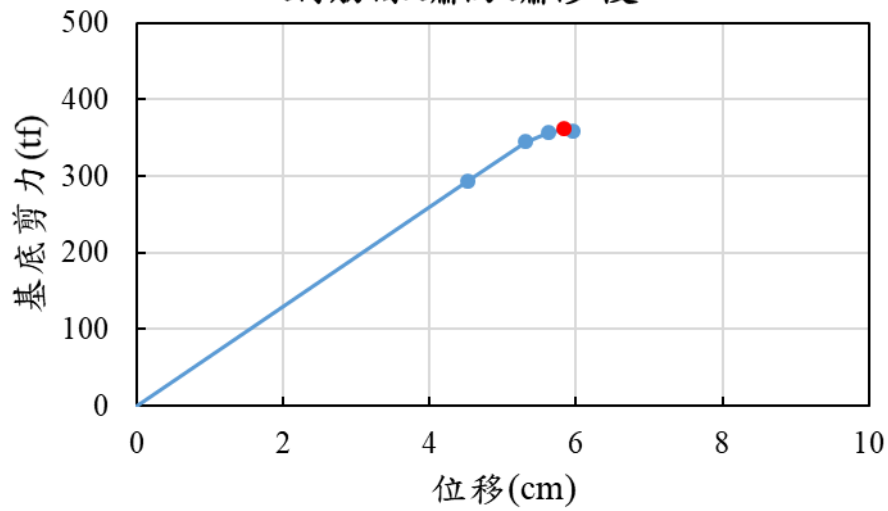
若鋼筋於修復時有經過除鏽防鏽處理，將假設鋼筋不再受劣化因子侵蝕而持續鏽蝕，故其鋼筋腐蝕重量損失率維持在現況目視之結果，惟須以中性化、氯離子實驗結果，對劣化度健全的柱子進行鋼筋腐蝕重量損失率的修正。

由前述可知，該建築結構的健全柱子鋼筋腐蝕重量損失率在一樓柱子部分維持 1%，在二、三樓柱子部分修正為 0.5%，故此處以修正後的鋼筋腐蝕重量損失率(見表 B-14)，重新進行鋼筋除鏽防鏽修復手段之建築結構預測未來的耐震能力評估。將各柱子個別鋼筋腐蝕重量損失率依第三章代入計算，進行腐蝕構件之折減，再進行非線性鉸設定(同圖 B-6)後，以 ETABS 完成正 X 向側推分析，得到其最大基底剪力為 361 tf，側推曲線如圖 B-14 所示，其性能點下的非線性鉸發展圖如圖 B-15，性能點時非線性鉸發展在走廊柱(Y-2)有 4 根柱剪力非線性鉸發展達 B 點，教室柱(Y-4)有 5 根柱剪力非線性鉸發展達 B 點，和目視現況結果相似，分析時因為剪力非線性鉸造成疊代未收斂，導致側推曲線的下降段不完整。該建築結構再考慮耐久性問題後的現況性能目標地表加速度值 A_p 為 0.176 g(見圖 B-14)，對照到前述該建物工址所得耐震能力合格標準 $A_T=0.22$ g，該建築物正 X 向的耐震容量低於耐震需求，即使在進行健全柱子的鋼筋腐蝕重量損失率修正後，有考慮耐久性問題的建築結構，其耐震能力仍然是不合格。

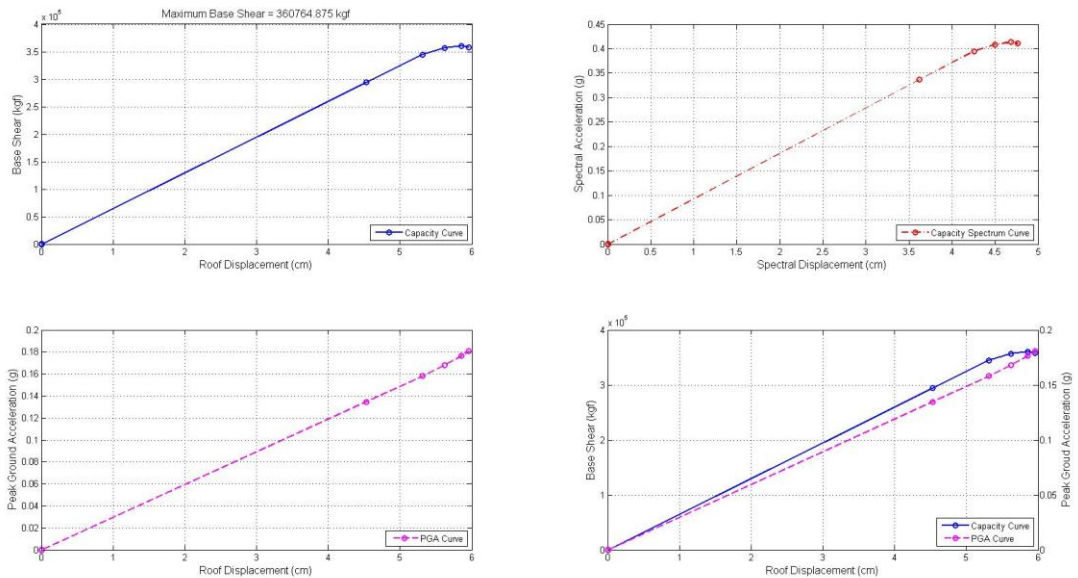
表 B-14 校舍 S 鋼筋腐蝕重量損失率預測(鋼筋除鏽防鏽修復)

	走廊柱	隔間柱	教室柱
3F	C1：3% 其餘：0.5%	全部：0.5%	全部：0.5%
2F	全部：0.5%	全部：0.5%	全部：0.5%
1F	全部：1%	全部：1%	C21：5% C25：3% 其餘：1%

鋼筋除鏽防鏽修復



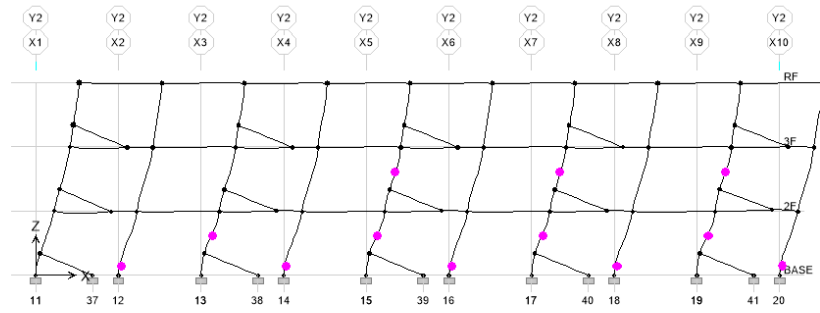
(a) 側推曲線與性能點



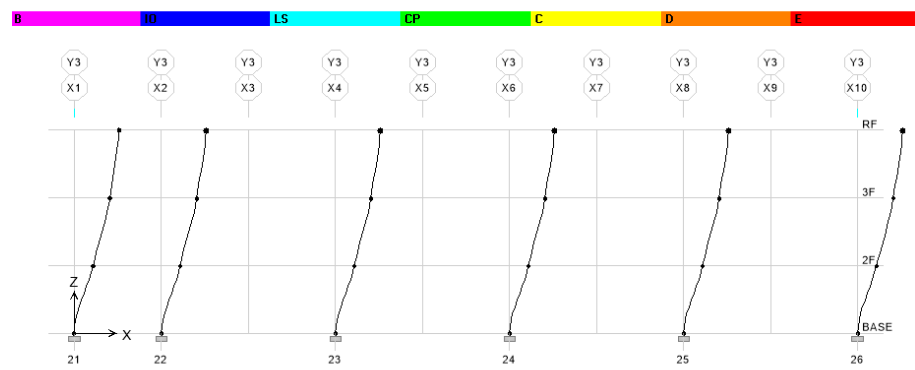
(b) 容量曲線與性能曲線

圖 B-14 側推曲線與性能點(鋼筋除鏽防鏽修復)

(a) Y-2



(b) Y-3



(c) Y-4

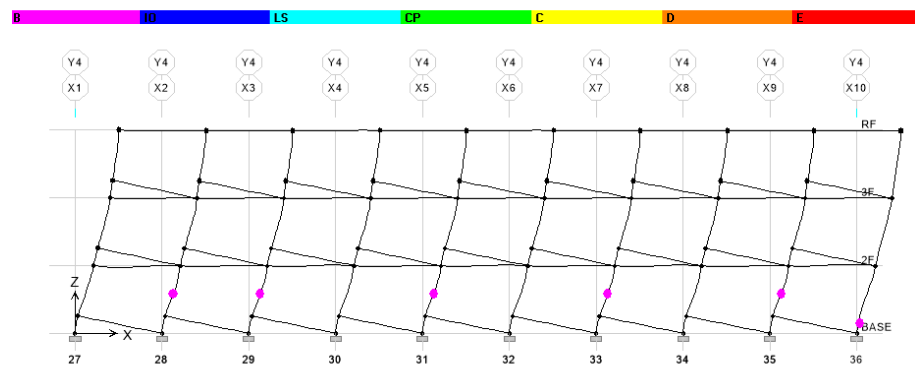


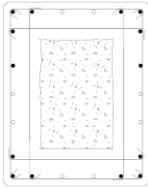
圖 B-15 性能點之非線性鉸發展圖(除鏽防鏽修復)

(4) 未來耐震能力模擬-擴柱補強

此處示範進行擴柱補強後，鋼筋腐蝕重量損失率的處理手法，基本與原 TEASPA 處理擴柱補強的作法相同，本案例中選定補強前結構的 C5 柱和 C21 柱斷面由 40 cm x 50 cm 擴大為 80 cm x 90 cm (擴柱柱斷面見表 B-15)。由於擴柱勁度提高，窗台對其束制無效，故結構模型 C5 柱和 C21 柱旁的窗台斜撐移除，補強後之 ETABS 分析模型平面圖如圖 B-16 所示。

擴柱的柱子視為一全新柱構件，其鋼筋腐蝕重量損失率為零，其他柱子則假定有進行鋼筋除鏽防鏽處理，維持在現況鋼筋腐蝕重量損失率，各樓層柱子鋼筋腐蝕重量損失率數值見表 B-16，並將各柱子個別鋼筋腐蝕重量損失率依第三章代入計算，進行腐蝕構件之折減，再進行非線性鉸設定(如圖 B-17)後，以 ETABS 完成正 X 向側推分析，得到其最大基底剪力為 448 tf，側推曲線如圖 B-18 所示，其性能點下的非線性鉸發展圖如圖 B-19，可觀察到性能點時，非線性鉸發展多數柱構件仍是脆性破壞主控，但因為擴柱補強所以基底剪力有顯著的提高，致使整體結構的耐震能力提高。該建築結構在進行 C5 及 C21 柱的補強，並搭配其他柱構件的鋼筋除鏽防鏽修復，同在齡期 40 年狀況下，建築結構性能目標地表加速度值 A_p 為 0.246 g (見圖 B-18)，對照到該建物工址所得耐震能力合格標準 $A_T=0.22$ g，該建築物正 X 向的耐震容量是高於耐震需求。

表 B-15 擴柱柱斷面配置

柱編號	RCJ
尺寸(cm)	80×90
斷面	
角隅直通筋	● 14 - #8
柱面鋼筋	○ 8- #6
箍筋	#4@10 cm
樓層	1F~3F

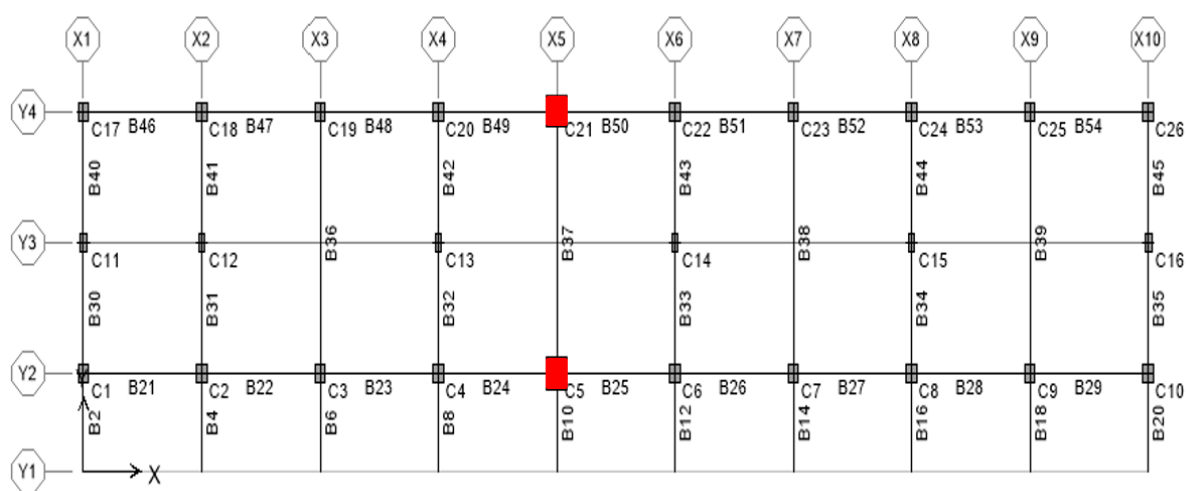
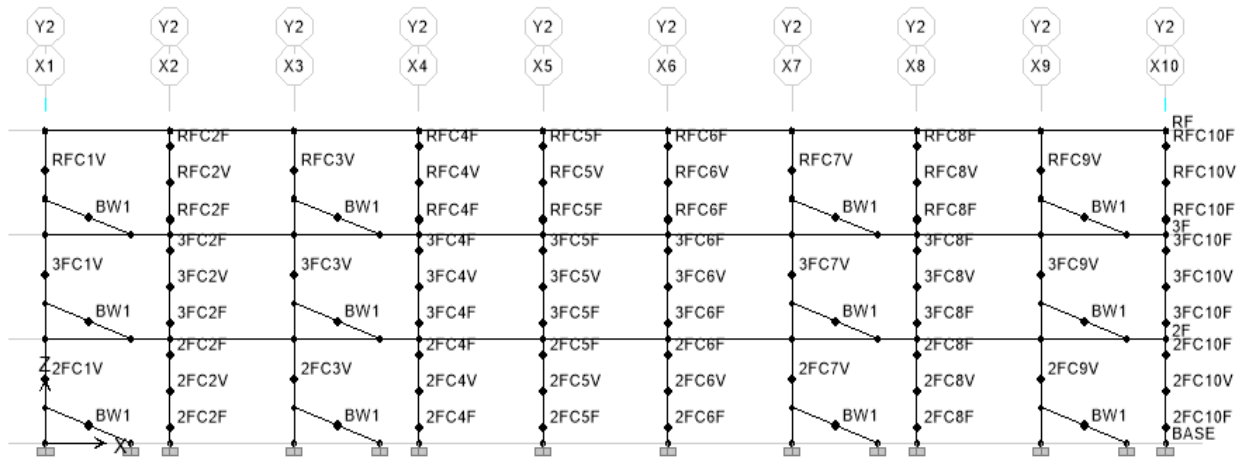


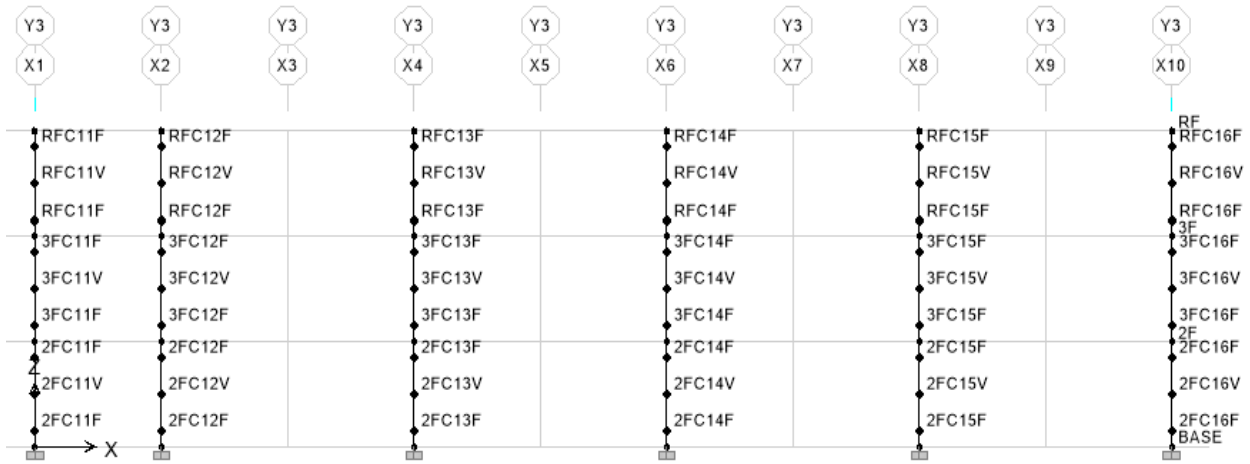
圖 B-16 補強位置示意圖

表 B-16 校舍 S 鋼筋腐蝕重量損失率預測(擴柱補強)

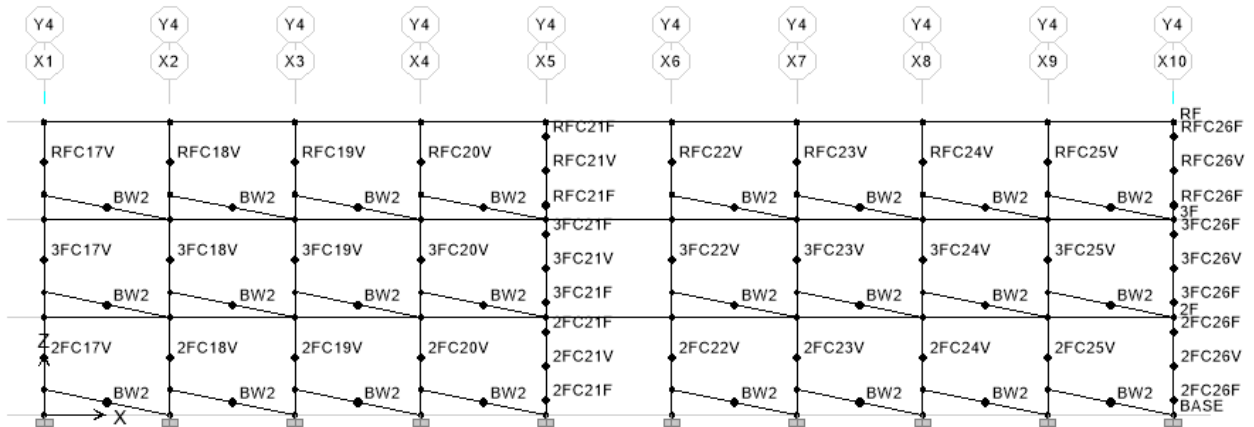
	走廊柱	隔間柱	教室柱
3F	C5：0% 其餘：0.5%	全部：0.5%	C21：0% C25：3% 其餘：0.5%
2F	C5：0% 全部：0.5%	全部：0.5%	C21：0% 全部：0.5%
1F	C1：3% C5：0% 其餘：1%	全部：1%	C21：0% 全部：1%



(a) Y-2

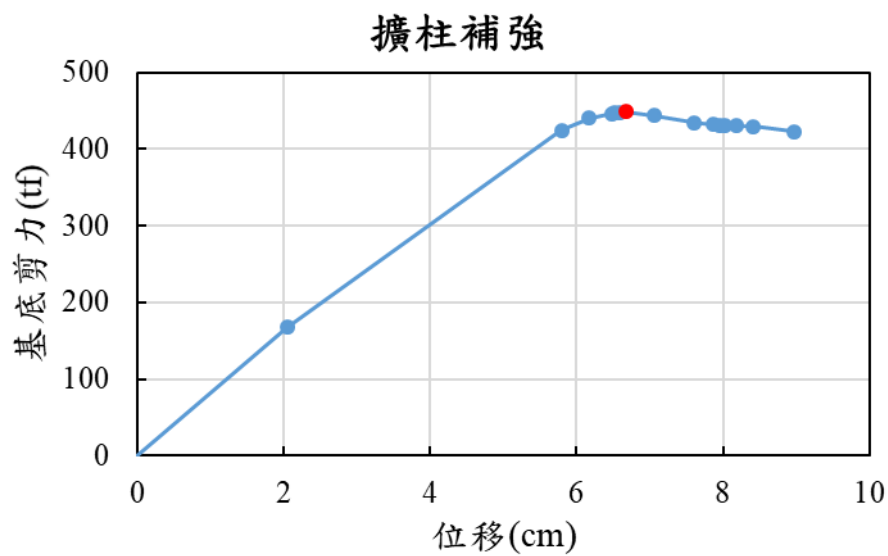


(b) Y-3

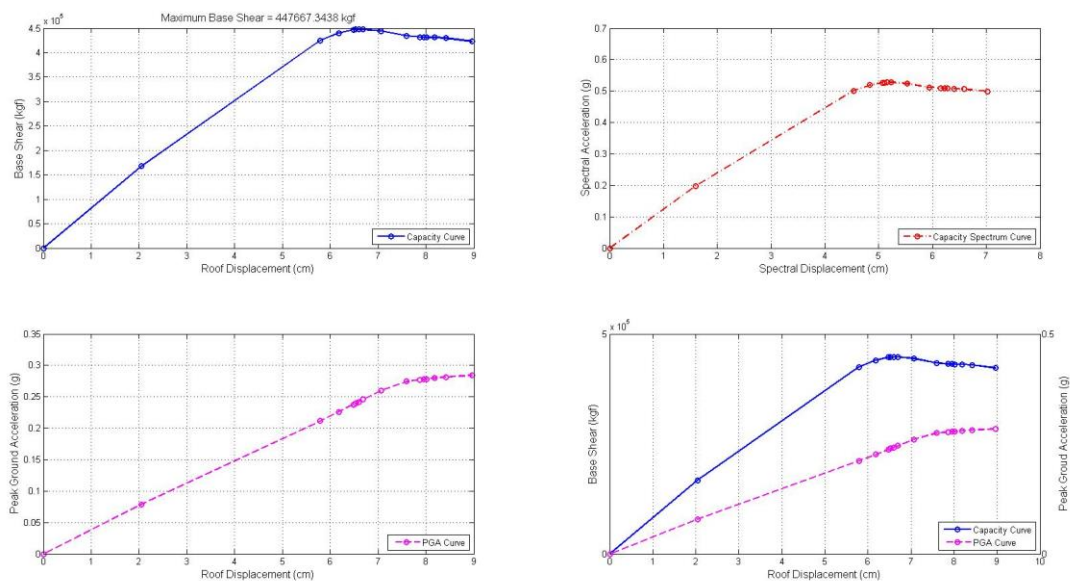


(c) Y-4

圖 B-17 補強後構架及非線性鉸配置圖



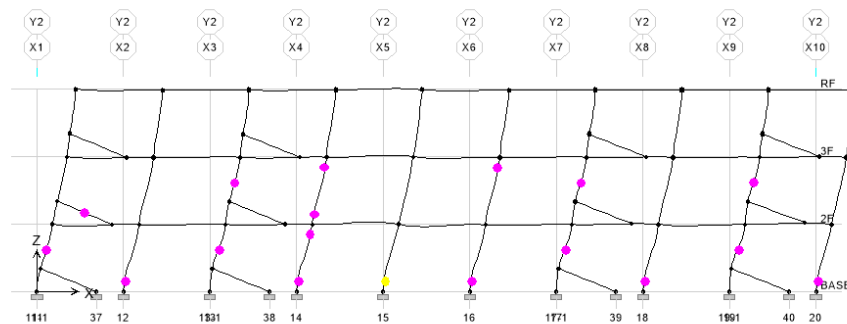
(a) 側推曲線與性能點



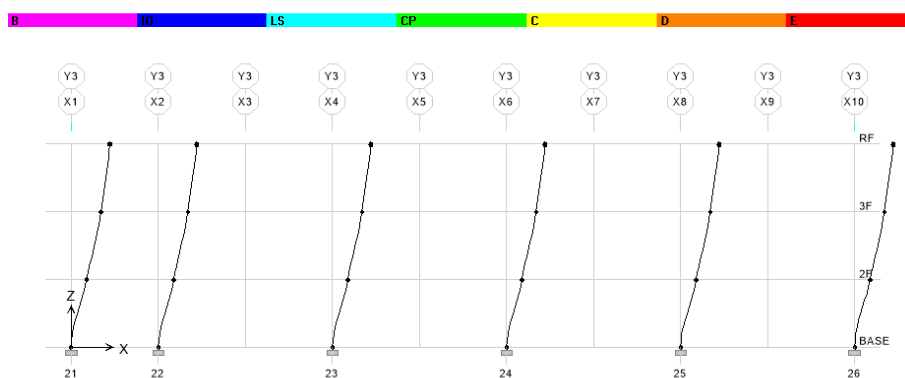
(b) 容量曲線與性能曲線

圖 B-18 側推曲線與性能點(擴柱補強)

(a) Y-2



(b) Y-3



(c) Y-4

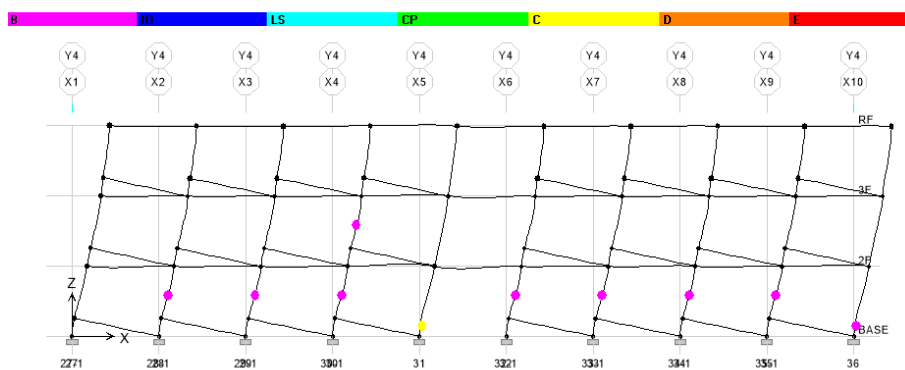


圖 B-19 性能點之非線性鉸發展圖(擴柱補強)

附錄B.4 小結

透過上述五個示範例，耐震能力分析結果比較如表 B-17，可知針對具耐久性問題的建築結構，不論是有無將耐久性納入耐震評估考量，或是採取不同修復手段對建築結構耐震能力的影響都是非常顯著的。例如，建築結構現況耐震評估，在此案例恰好不考慮耐久性問題時，耐震容量符合耐震需求，然而，一旦考慮耐久性問題後，耐震容量便低於耐震需求；另外，擴柱補強示範例，是在考慮耐久性能對建築結構造成的耐震能力削弱後，進行擴柱補強設計的耐震結果，但其建築結構的耐震能力與未考慮耐久性的耐震能力卻是相仿的，從耐久性能的角度來看，一棟建築結構不可能在使用了幾十年的狀況下，都不存在著耐久性能的問題，故建議評估耐震能力時，將耐久性能所造成的耐震能力下降納入考量。

表 B-17 校舍 S 不同階段之耐震能力分析結果

	現況評估 (30 yr)		未來預測 (40 yr)		
	未考慮 鋼筋腐蝕	初步診斷 目視結果	鋼筋無 除鏽防鏽	鋼筋有 除鏽防鏽	擴柱補強+ 除鏽防鏽
鋼筋腐蝕 重量損失率 (%)	0	1-5 (初步診斷)	15-20	0.5-5 (詳細診斷)	0-3
基底剪力 (tf)	437	360	274	361	448
性能目標 地表加速度 (g)	0.247	0.175	0.128	0.176	0.246

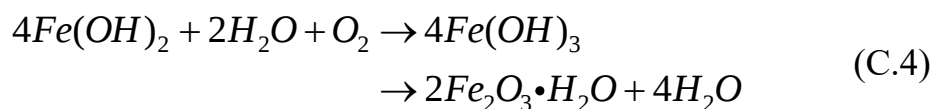
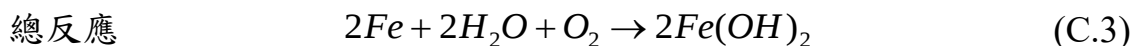
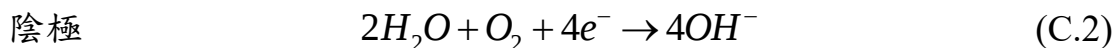
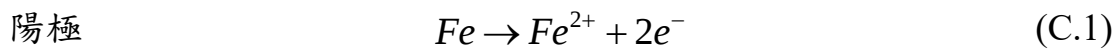
附錄C 鋼筋腐蝕劣化因子介紹

附錄C.1 鋼筋腐蝕機理

金屬為了穩定存在於自然界中，會釋出電子與其他元素結合，即為腐蝕現象，而反應過程中有電子轉移，故可將腐蝕視為一電化學反應，因此柯賢文[C.1]以為須具備以下五種條件才可能發生金屬腐蝕：

- 陽極：發生氧化反應，釋放出電子。
- 陰極：產生還原反應，獲得電子。
- 導電通路：有電子的轉移才會促使電化學反應的發生。
- 電流：電勢的差異驅動電子移轉而形成電流，並發生氧化還原反應。
- 電解液：水膜於金屬表面形成一薄膜，在溶解、吸附各種分子或離子後形成電解液，成為陰極區，而與成為陽極區的金屬，形成一標準的電解電池迴路，方使氧化還原反應順利進行。

混凝土中鋼筋的腐蝕行為如圖 C-1 所示，首先由於鋼筋非均質材料而產生不同的電位區段並形成電位差，造就陽極與陰極；陽極區的鋼筋表面因處於活性狀態而自由釋放電子(見式(C.1))，而鋼筋局部表面因氧氣溶於水膜形成的電解液薄膜則成為陰極區接收電子(見式(C.2))，此時陽極和陰極間形成一電池效應的通路並不斷促使電化學反應(總反應見式(C.3))。其中，式(C.3)中含二價鐵離子 Fe^{2+} 的氫氧化亞鐵 $Fe(OH)_2$ 易被氧化成為三價鐵離子 Fe^{3+} 的氫氧化鐵 $Fe(OH)_3$ ，並產生一般常見的紅棕色鐵銹，反應式如式(C.4)。



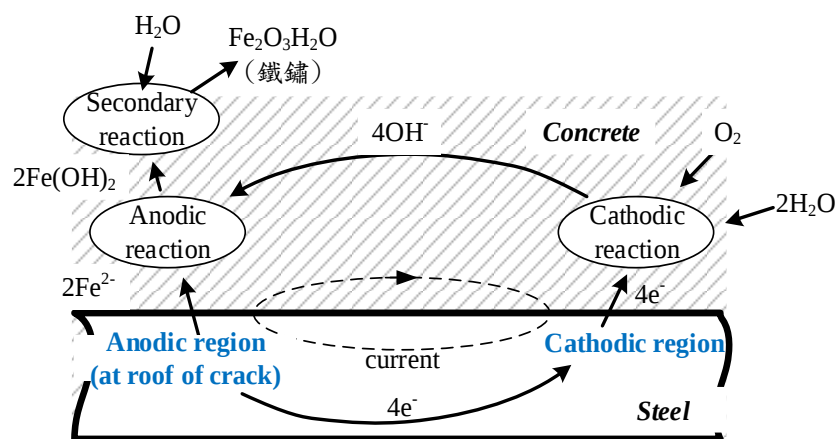


圖 C-1 混凝土中的鋼筋腐蝕行為示意圖[C.2]

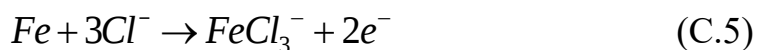
由此可知，鋼筋的腐蝕主要受到周圍環境的水和氧氣的影響，因此外在的混凝土極為重要，也將造成不同的腐蝕情形，例如當整支鋼筋處於相同的環境(中性化、氯離子均勻分布)，鋼筋主要發生均勻腐蝕，而當水和氧氣沿著混凝土表面裂縫侵入，將因裂縫處的反應物較多而集中腐蝕，並產生點狀腐蝕(又稱點蝕或孔蝕)。除了水和氧氣是鋼筋腐蝕發生的主要因子，更有氯離子和混凝土的中性化會影響鋼筋所處環境，加速及增加鋼筋發生腐蝕的機率。

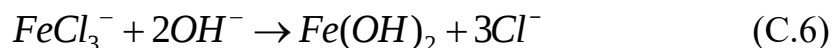
附錄C.2 鹽害(氯離子)

附錄C.2.1 背景

(1) 氯離子誘發腐蝕之機制

混凝土中的氯離子是誘發鋼筋腐蝕的原因之一，當鋼筋周圍的氯離子含量超過一臨界值，鋼筋表面的鈍態保護膜將遭到破壞進而腐蝕，而氯離子誘發鋼筋腐蝕之反應如式(C.5)和式(C.6)所示，反應生成的 $Fe(OH)_2$ 將如式(C.4)再轉變成鐵鏽，除了由反應式可發現氯離子擔任一個催化鋼筋腐蝕的角色外，式(C.6)說明腐蝕反應會消耗氫氧化根 OH^- ，將導致混凝土的酸鹼值漸漸降低，進一步釋放部分原被固結之氯離子轉變為具侵蝕性之游離形態[C.3]。





(2) 混凝土內氯離子來源

氯離子的來源主要可分成製作時和材料一同混入的氯離子，與混凝土硬固後由環境積累滲入之氯離子兩種，而前者的主要途徑如下：

- 水泥：正常情況下水泥的氯離子含量極低，僅少數水泥因其他需求會添加 3% 的氯化鈣，故於使用時未做嚴格的品質管制將可能造成水泥中的氯離子含量超標。
- 粒料：由海邊或河口掏選的粒料可能會含過量的氯離子，其中海砂屋的成因即是氯離子隨粒料直接摻入混凝土。
- 拌合水：地下水、工業廢水或是臨海地區抽取的海水等可能含有過量的氯離子。
- 摻料：氯化鈣的添加可以控制混凝土的凝結時間，但應避免使用過多含氯化鈣的強塑劑等混凝土摻料，以免氯離子含量超標。

不同於前者於澆置初起已存在混凝土中，硬固後滲入的氯離子主要是由於環境與混凝土內部的離子濃度差，促使表面高濃度的氯離子漸漸擴散進入混凝土內。

(3) 混凝土中氯離子的型態

氯離子在混凝土中主要以游離型及固結型的型態存在，而固結的方式又可分成化學鍵結型(Chemically bonded)及物理吸附型(Physically absorbed)，化學鍵結的氯離子因被水泥中的 C3A 固定住而難溶於水，物理吸附的氯離子則是與 C3S 水化生成的 C-S-H 膠結材結合，由於結合的方式不同，當混凝土內酸鹼值降低時，部分固結型的氯離子將被釋放並轉變成游離型態，而又被稱為自由氯離子的游離型氯離子因可自由游離於混凝土的孔隙溶液中，因此普遍認為游離型態的氯離子才會促發鋼筋的腐蝕，故有研究認為評估氯離子對鋼筋腐蝕時應該包含固結型態的氯離子含量[C.4]。

而影響鋼筋表面游離態氯離子含量的因素如下：

- 水泥成份：當水泥成分中的 C3A 量越大，固結氯離子的能力越好。
- 水泥用量：水泥含量愈高，可以固結越多的氯離子。
- 混凝土組成及緻密度：由擴散行為來看，當水膠比越低或添加卜作嵐摻料，將使混凝土更緻密，阻礙氯離子的擴散行動。
- 裂縫：當混凝土有裂縫，氯離子由外界擴散抵達鋼筋的距離將大幅縮減，使氯離子更快累積至鋼筋表面。
- 外在環境：氯離子藉由水的引領於混凝土孔隙中遊走，而水於混凝土中的擴散可分成一般擴散或虹吸管原理，比如乾濕交替的潮汐區，於漲潮時，海水直接接觸並漸漸擴散滲入混凝土中，在退潮時，氯離子將隨著水的虹吸管原理迅速進入混凝土中。

附錄C.2.2 氯離子含量標準

除了外界環境的氯鹽會影響建築物，品管控制不實也會出現類似「海砂屋」的狀況發生，因此為了抵制混凝土內的初始氯離子含量過高，我國 CNS 3090 [C.5]於民國 83 年增加新拌混凝土氯離子含量的標準(表 C-1)，並要求當氯離子含量超過 $0.3 \text{ kg/m}^3 \sim 0.6 \text{ kg/m}^3$ 時，鋼筋須做防蝕處理，隔年更設立 CNS 13465 新拌混凝土中水溶性氯離子含量試驗法[C.6]於拌合時即可由新拌混凝土的泌水量測監測氯離子的含量，而 CNS 3090 最新版更保守修訂為不論預力或鋼筋混凝土的初始含量都不可超過 0.15 kg/m^3 (表 C-1)。

表 C-1 <CNS 3090 預拌混凝土> 氯離子含量標準修訂歷程

公布日期	版本	氯離子含量規定
59 年 5 月 5 日	訂定公布	無特別規定
66 年 6 月 16 日	第一次修訂	無特別規定
80 年 6 月 25 日	第二次修訂	無特別規定
83 年 7 月 22 日	第三次修訂	第 19 節 混凝土中最大水溶性氯離子含量(依水溶法) (1). 預力混凝土 $< 0.15 \text{ kg/m}^3$ (2). 鋼筋混凝土(所處環境須作耐久性考量者)^(*) $< 0.30 \text{ kg/m}^3$ (3). 鋼筋混凝土(一般環境)$< 0.6 \text{ kg/m}^3$ 註^(*)：超過 0.3 kg/m^3 至 0.6 kg/m^3 時，鋼筋須做防蝕處理
87 年 6 月 25 日	第四次修訂	第 19 節 新拌混凝土中最大水溶性氯離子含量(依水溶法) (1). 預力混凝土 $< 0.15 \text{ kg/m}^3$ (2). 鋼筋混凝土 $< 0.30 \text{ kg/m}^3$
104 年 1 月 13 日	第五次修訂	第 20 節 新拌混凝土中最大水溶性氯離子含量(依水溶法) (1). 預力混凝土 $< 0.15 \text{ kg/m}^3$ (2). 鋼筋混凝土 $< 0.15 \text{ kg/m}^3$

附錄C.2.3 氯離子擴散公式

混凝土中除了因拌合而含有的初始氯離子外，附著於混凝土表面的高濃度氯離子也會因內外的濃度差漸漸擴散並一步步抵達鋼筋位置，並誘發使鋼筋腐蝕，而混凝土中的擴散即是自由分子或離子於孔隙中由高濃度流往低濃度的行為，因此可以引用 Fick 第二擴散定律模擬氯離子的擴散行為(見式(C.7))，前提是必須滿足以下假設[C.7]：

- 混凝土的孔隙均勻分布，且孔隙截面積相等。
- 氯離子的入侵是單一方向的擴散，原因如前述。

- 孔隙中，毛細管水所含的氯離子可擴散並侵入混凝土內部。

Collepardi[C.8]則將式(C.8)和式(C.9)的初始與邊界條件代入解得廣為使用的擴散方程式，見式(C.10)，而目前學者欲模擬混凝土中的氯離子分布，會藉由氯離子含量的分層試驗結果先代入式(C.10)迴歸表面氯離子濃度 C_0 與擴散係數 D 再進行分布模擬，此外，若混凝土內部含有初始氯離子，則應如式(C.11)計算。

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (C.7)$$

$$\text{初始條件} \quad C = 0 \quad t = 0, x \geq 0 \quad (C.8)$$

$$\text{邊界條件} \quad \begin{cases} C \geq C_0 \rightarrow \infty & t > 0, x = 0 \\ C = 0 & t \geq 0, x \rightarrow \infty \end{cases} \quad (C.9)$$

$$C(x, t) = C_0 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D \times t}} \right) \right] \quad (C.10)$$

$$C(x, t) = C_0 \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D \times t}} \right) \right] + C(x, 0) \quad (C.11)$$

式中， C ：物質濃度、 t ：擴散時間、 D ：擴散係數、 x ：擴散到達之深度、 $C(x, t)$ ：時間 t 在混凝土深度 x 之氯離子濃度(含量)、 C_0 ：混凝土表面的氯離子濃度、 erf ：誤差函數、 $C(x, 0)$ ：初始氯離子濃度。

附錄C.3 混凝土中性化

附錄C.3.1 背景

(1) 混凝土中性化誘發鋼筋腐蝕之原因

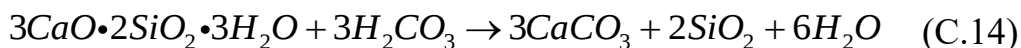
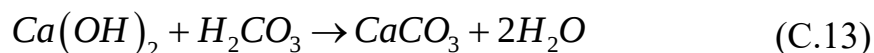
混凝土中的水與水泥發生水化反應之生成物在溶於孔隙溶液時造就一個高鹼度的環境，當鋼筋處於高鹼度的環境(pH 值 ≥ 12)下於表面將產生鈍態保護膜(passive film)，阻隔鋼筋和水與氧氣接觸而發生腐蝕，但當混凝土因空氣中的二氧化碳 CO_2 漸漸由鹼性轉趨於中性時，鈍態保護膜將被削弱甚至破壞，此時鋼筋又遇上沿毛細孔通道侵入之氯離子、水與氧氣時，鋼筋極易開始腐蝕，若腐蝕進一步造成混凝土脹裂的劣化現象發生後，鋼筋將因

劣化因子更易侵入的惡行循環下而加劇腐蝕，因此混凝土中性化也是鋼筋腐蝕劣化因子之一。

(2) 混凝土中性化之機理

一般混凝土的水泥熟料在水化反應後將生成氫氧化鈣 $Ca(OH)_2$ (一般簡稱 CH) 和水化矽酸鈣 $3CaO \cdot 2SiO_2 \cdot 3H_2O$ (一般簡稱 C-S-H)，而普通波特蘭水泥 (Ordinary Portland Cement) 產生的 $Ca(OH)_2$ 是水泥量的三分之一，pH 值高達 12 ~ 13，因此混凝土中的孔隙溶液產生強鹼的特性，並促使鋼筋表層生成鈍態保護膜。

當環境中二氧化碳 CO_2 沿著孔隙擴散進入混凝土內部，溶解於孔隙水中生成碳酸 H_2CO_3 (見式 (C.12))，將進一步與 $Ca(OH)_2$ 和 C-S-H 發生碳化反應並生成碳酸鈣 $CaCO_3$ (見式 (C.13) 和式 (C.14))，由於 $CaCO_3$ 會消耗 $Ca(OH)_2$ 且為非溶解性鈣鹽，故孔隙水溶液的 pH 值將漸漸將低至 8.5 ~ 10，因此稱為混凝土中性化。



雖然， $CaCO_3$ 不易溶解且較原水化生成物的體積膨脹，可增加混凝土的緻密性並減緩 CO_2 的擴散速率，但若於鋼筋附近發生中性化，反而會造成鋼筋脫鈍的負面影響，並增加鋼筋在足夠水和氧氣的環境下發生腐蝕，進而劣化構件。

(3) 影響混凝土中性化的因素

由於混凝土的中性化起因於 CO_2 擴散進入混凝土而發生，因此可以由反應物本身極侵入通道分成材料和外在環境兩大類說明影響中性化的因素。

- 材料因素

- a、水灰比(W/C)

混凝土的孔隙率大小與水灰比密切相關，而水化反應後的游離水含量亦直接影響孔隙的飽和度，因此水膠比會影響 CO_2 的有效擴散係數及混凝土中性化速度。

- b、水泥種類與用量

由於不同類的水泥含有不同量的礦物成分，且水泥用量將影響單位體積混凝土中水泥熟料的含量，因此會影響混凝土中性化的速度。

- c、摻和劑

當混凝土於拌合時添加輸氣劑(Air Entraining Agent，簡稱 AE 劑)，將形成很多封閉的氣泡，切斷毛細管的通路，且能減少拌合所需之用水量，進而降低混凝土的中性化速度。

- d、養護條件與齡期

若混凝土早期養護不良，表層水分散失較快，將增加混凝土的滲透性，反而加快混凝土的中性化速度。

- 外在環境因素

- a、二氧化碳濃度

當環境溫濕度約略相同時，大氣的 CO_2 含量越高，混凝土內外 CO_2 的濃度梯度越大，越容易促使 CO_2 沿孔隙擴散，加速混凝土中性化。

- b、環境相對濕度

由中性化的反應機理可以發現，環境相對濕度較高才能使混凝土中性化反應充分進行。

- c、溫度

當相對濕度不變時， CO_2 的擴散速度隨著溫度升高而加快，將進一步加速中性化反應。

- d、應力狀態

鋼筋混凝土構件在拉應力的作用下，將加速混凝土微裂縫的擴張與延伸，降低混凝土的抗滲性，進而削弱混凝土的抗中性化能力。

e、施工品質

當施工品質不良造成蜂窩、漏漿及裂縫等缺陷因素，降低混凝土的密實性，將提供 CO_2 的擴散通道，加速中性化速度。

附錄C.3.2 中性化深度警戒範圍

一般而言，鋼筋於周圍混凝土 pH 值降至 10 ~ 11 時開始脫鈍，由於酚酞指示劑的變色範圍約在 pH 值為 8.2 時，若使用酚酞指示劑檢測中性化深度，中性化深度的前端在到達鋼筋表面時，鋼筋周圍的混凝土 pH 值可能已低於 10，故將中性化深度與鋼筋表面的距離定義為中性化殘餘深度 D_0 (見式(C.15))，並參考鳥取誠一等人[C.9]之建議，當中性化殘餘深度為 0 ~ 10 mm 時，可視為鋼筋開始發生腐蝕。

$$D_0 = C(t) - c \quad (C.15)$$

式中， $C(t)$ ：中性化深度(cm)、 D_0 ：中性化殘餘深度(cm)、 c ：鋼筋保護層厚度(cm)。

以上建議適用於混凝土未產生裂縫，並可有效抵制外界因子直接穿過混凝土與鋼筋直接反應之前提下。

附錄C.3.3 中性化深度計算公式

除了現地實驗，中性化深度也可使用以下本土化之預測公式做計算。邱建國等人[C.10]參考日本文獻，由各縣市校舍補強成果之材料試驗結果資料將混凝土強度和中性化深度進行迴歸，得到台灣本土之中性化速度係數公式和修正之中性化深度計算公式，如式(C.16)和式(C.17)所示。

$$K = 18.49 \times \left(\frac{1}{\sqrt{f'_c}} - 0.045 \right) \quad (C.16)$$

$$C(t) = Y_1 \times (K \times \sqrt{t}) \times E_m \quad (C.17)$$

式中， K ：中性化速度係數($cm/\sqrt{year}$)、 f'_c ：混凝土強度(kgf/cm^2)、 $C(t)$ ：中性化深度(cm)、 Y ：統計修正係數(Mean value = 1，COV = 0.394)、 t ：齡期(年)、 E_m ：環境影響因子係數，北部為 1.0，中部為 0.79，南部為 0.66，東部為 0.58。

參考文獻

- [C.1] 柯賢文，(1995)，「腐蝕及其防治」，全華科技圖書有限公司。
- [C.2] Broomfield, J. P., (1997), “Corrosion of steel in concrete: understanding, investigation and repair,” E & FN Spon, London.
- [C.3] Franzek, J., (1987), “A Review of Electrochemical Principles as Applied to Corrosion of Steel in a Concrete or Grout Environment,” ACI SP 102-2, pp.13-24.
- [C.4] Ann, K. Y., & Song, H. W., (2007), “Chloride threshold level for corrosion of steel in concrete,” Corrosion Science 49, pp. 4113-4133.
- [C.5] 經濟部標準檢驗局，(2015)，「中華民國國家標準 CNS 3090 A2040 預拌混凝土」，經濟部標準檢驗局，臺北。
- [C.6] 經濟部標準檢驗局，(2014)，「中華民國國家標準 CNS 13465 A3343 新拌混凝土中水溶性氯離子含量試驗法」，經濟部標準檢驗局，臺北。
- [C.7] 吳建國、黃然、梁明德，(1993)，「混凝土橋梁鹽分腐蝕問題之研究」，交通台灣區國道新建工程局。
- [C.8] Collepardi, M., Marcialis, A., & Turriziani, R., (1972), “Penetration of chloride ions into cement pastes and concretes,” Journal of the American Ceramic Society, 55(10), 534-535.
- [C.9] 鳥取誠一、宮川豐章，(2004)，「中性化の影響を受ける場合の鉄筋腐食に関する劣化予測」，日本土木学会論文集，No.767/V64，35-46。
- [C.10] Chiu, C. K., Tu, F. C., & Fan, C. Y., (2015), “Risk assessment of environmental corrosion for reinforcing steel bars embedded in concrete in Taiwan,” Natural Hazards, 75(1), pp.581-611.