

PG10101-0416

101301070000G0024

建築物耐久性指標與殘餘壽命預測 方法之研究

受委託者：國立臺灣海洋大學

研究主持人：葉為忠

協同主持人：張建智

研究員：黃然

研究助理：鄒思宇

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 101 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)

表次.....	III
圖次.....	VII
摘要.....	XI
第一章 緒 論.....	1
第一節 研究緣起與背景.....	1
第二節 研究目的.....	4
第三節 研究計畫之重要性.....	6
第四節 研究流程.....	7
第五節 研究方法及進度說明.....	9
第二章 蒐集之資料與文獻分析.....	11
第一節 鋼筋混凝土老劣化原因.....	11
第二節 耐久性評估方法.....	23
第三節 混凝土結構耐久性與壽命預測.....	46
第三章 混凝土結構材料耐久性評估.....	75
第一節 定義與範疇.....	75
第二節 權重方法之決定.....	76
第三節 材料因子耐久性指標之分層.....	77
第四節 因子介紹.....	80

第五節 鋼筋腐蝕現況耐久性指標介紹	83
第六節 混凝土現況耐久性指標介紹	97
第七節 耐久性綜合評估方法	113
第四章 實際案例說明	117
第一節 花蓮縣瑞穗國小 B1 棟檢測實例.....	117
第二節 新北市五股國小至真樓檢測實例	130
第三節 綜合評定結果	145
第四節 殘餘壽命預測計算結果	146
第五章 結論與建議	151
第一節 結論	151
第二節 建議	152
附錄一	155
附錄二	163
附錄三	167
附錄四	171
附錄五	175
參考書目	179

表次

表 1-1 研究進度及預期完成之工作項目表.....	10
表 2-1 國內目前常用檢測準則.....	25
表 2-2 D.E.R.&U.評估準則.....	26
表 2-3 A.B.C.D.評等法對結構損傷等級之評定標準.....	26
表 2-4 網絡分析法與層級分析法的差異.....	37
表 2-5 ANP 法、AHP 法、德菲法之優劣比較.....	45
表 3-1 『耐久性→材料因素』評估項目之權重問卷.....	78
表 3-2 『耐久性→腐蝕現況』評估項目之權重問卷.....	78
表 3-3 『耐久性→混凝土現況』評估項目之權重問卷.....	79
表 3-4 推薦建築物所處環境條件影響的分級評定標準.....	81
表 3-5 建築物齡期因子的評定標準.....	82
表 3-6 結構混凝土中鋼筋鏽蝕電位的評定標準.....	88
表 3-7 混凝土碳化深度的評定標準.....	90
表 3-8 結構混凝土中氯離子含量的評定標準.....	93
表 3-9 鋼筋鏽蝕電流的評定標準.....	94
表 3-10 混凝土保護層厚度評定係數值.....	96
表 3-11 混凝土保護層厚度評定標準.....	96

表 3-12 混凝土電阻率的評定標準.....	99
表 3-13 非水平狀態檢測時回彈值修正值.....	103
表 3-14 混凝土澆注表面、底面回彈值的修正.....	104
表 3-15 泵送混凝土測區混凝土強度換算值的修正值.....	106
表 3-16 結構混凝土現場檢測強度的評定標準.....	108
表 3-17 混凝土建築物結構構件表面損傷的損傷度指標體.....	109
表 3-18 混凝土建築物結構構件表面損傷的分級評定方法表..	110
表 3-19 鋼筋混凝土構件非結構受力裂縫分級評定標準表.....	111
表 3-20 鋼筋混凝土構件結構受力裂縫分級評定標準表.....	112
表 3-21 鋼筋混凝土結構構件表面損傷分級評定標準表.....	113
表 3-22 混凝土構件材質狀況檢測指標與耐久性指標權重值..	114
表 3-23 混凝土單一構件之耐久性評估標準.....	115
表 3-24 混凝土建築物各構(部)件權重值.....	116
表 3-25 構件整體的耐久性綜合評定標準.....	116
表 4-1 瑞穗國小樓高及用途.....	117
表 4-2 瑞穗國小 B1 棟中性化試驗結果.....	121
表 4-3 瑞穗國小 B1 棟氯離子含量試驗結果.....	121
表 4-4 瑞穗國小 B1 棟抗壓強度試驗結果.....	122

表 4-5 瑞穗國小 B1 棟梁柱鋼筋配置、間距及保護層厚度之抽樣 探測結果.....	123
表 4-6 建築物之混凝土保護層厚度評定表.....	124
表 4-7 結構性受損程度評定標準.....	125
表 4-8 瑞穗國小 B1 棟裂縫檢測結果.....	126
表 4-9 瑞穗國小一樓的耐久性指標權重值.....	127
表 4-10 瑞穗國小二樓的耐久性指標權重值.....	128
表 4-11 建築整體結構耐久性評估表(花蓮縣瑞穗國小 B1 棟)	129
表 4-12 五股國小使用執照.....	130
表 4-13 五股國小樓高及用途.....	130
表 4-14 五股國小至真樓中性化試驗結果.....	133
表 4-15 五股國小至真樓混凝土中性化權重評定值.....	133
表 4-16 五股國小至真樓氯離子含量檢測結果.....	134
表 4-17 五股國小至真樓抗壓強度試驗結果.....	135
表 4-18 五股國小至真樓鋼筋探測試驗與保護層厚度檢測結果	136
表 4-19 五股國小建築物之混凝土保護層厚度評定表.....	137
表 4-20 結構性受損程度評定標準.....	138
表 4-21 五股國小各樓層混凝土損傷之情況.....	139

表 4-22 五股國小一樓的耐久性指標權重值	140
表 4-23 五股國小二樓的耐久性指標權重值	141
表 4-24 五股國小三樓的耐久性指標權重值	142
表 4-25 五股國小四樓的耐久性指標權重值	143
表 4-26 建築整體結構耐久性評估表(新北市五股國小至真樓)	144
表 4-27 瑞穗國小預測混凝土 D_c 之計算表	147
表 4-28 五股國小預測 D_c 之計算表	149

圖次

圖 2-1 混凝土耐久性與性能關係圖.....	12
圖 2-2 混凝土劣化之物理因子.....	12
圖 2-3 混凝土劣化之化學因子.....	13
圖 2-4 結構耐久性損傷原因分類.....	13
圖 2-5 鋼筋鏽蝕對混凝土結構性能的影響.....	15
圖 2-6 鋼筋鏽蝕引起黏結強度退化.....	16
圖 2-7 結構裂縫.....	18
圖 2-8 耐久性損傷原因與劣化現象的關係圖.....	22
圖 2-9 典型的網絡分析法模型結構.....	31
圖 2-10 ANP 法的執行步驟.....	32
圖 2-11 ANP 法問題架構示意圖.....	33
圖 2-12 超級矩陣.....	34
圖 2-13 層級分析法與網絡分析法架構圖.....	36
圖 2-14 層級分析法決策問題分析優點與步驟流程圖.....	41
圖 2-15 耐久性評估架構圖.....	42
圖 2-16 使用功能、劣化因子、材料劣化程度、時間關係圖...	43
圖 2-17 結構的使用壽命示意圖.....	49

圖 3-1 材料因子耐久性評估項目	76
圖 3-2 結構的使用壽命示意圖	82
圖 3-3 腐蝕現況耐久性指標	83
圖 3-4 銅/硫酸銅參考電極結構圖	85
圖 3-5 測試系統簡圖	87
圖 3-6 鑽孔取混凝土粉末的方法	91
圖 3-7 氯離子滴定儀	92
圖 3-8 利用 GalvaPulse 測量地區的示意圖	93
圖 3-9 鋼筋探測儀	94
圖 3-10 混凝土現況耐久性指標	97
圖 3-11 混凝土電阻率測試技術示意圖	98
圖 3-12 反彈錘	99
圖 4-1 瑞穗國小基本位置圖	117
圖 4-2 瑞穗國小 B1 棟教室座落位置圖	118
圖 4-3 瑞穗國小 B1 棟正向立面現況圖	118
圖 4-4 瑞穗國小 B1 棟背向立面現況圖	119
圖 4-5 瑞穗國小 B1 棟二樓走廊立面現況圖	119
圖 4-6 五股國小基本位置圖	131

圖 4-7 五股國小現況主要損壞位置示意圖..... 139

摘要

關鍵字：建築物、耐久性評估、殘餘使用壽命預測、層級分析法

一、研究緣起

臺灣位處亞熱帶地區且四面環海，鋼筋混凝土結構物多暴露於高溫、潮濕的環境，地下水或表面水會隨著暴露時間的增加而逐漸滲入到混凝土結構物中。長期暴露於潮濕環境的混凝土其內部會有定量的水分，有害物質易隨著水進入到混凝土中，而混凝土中部份的水化生成物會被溶解，導致混凝土的總孔隙率或連通性增加，提高混凝土中鋼筋腐蝕的機率，進而發生因腐蝕生成物膨脹，使混凝土開裂、剝落與崩落，降低混凝土結構承载力，喪失混凝土結構耐久性與使用性。過去鋼筋混凝土結構設計規範多著重於結構強度設計，而未具體考量材料耐久性的問題，結構物的耐久性不足，將導致結構物提前破壞，修復補強構件費用會隨使用年增加而快速增加，造成生命週期成本的不經濟，因此探討混凝土劣化原因、機理及影響鋼筋混凝土結構耐久性的重要因素，成為探討永續混凝土結構物的關鍵課題之一。同時，針對既有鋼筋混凝土結構物現況，如何選擇適當的方法，推估其殘餘的使用壽命，亦為評估既有鋼筋混凝土結構物使用狀況的重要課題，以作為決定維修補強或拆除的參考資料。

二、研究方法及過程

本研究主要目的是針對既有結構物來訂定材料耐久性評估指標與殘餘壽命預測方法進行探討，主要內容包括探討材料試驗項目及方法，氯離子在混凝土中的傳輸行為、意義及影響，混凝土內鋼筋腐蝕的電化學反應過程與影響，混凝土碳化過程與意義，利用層級分析法擬定鋼筋混凝土耐久性指標，經由文獻蒐集與試驗資料研析，選定建築物殘餘使用壽命的預測方法及建立適當模型，並進行案例驗證。

三、重要發現

本研究所得之重要發現為：

1. 在建築物耐久性評估上，選定十個項目，又將此十個項目分為混凝土現況與腐蝕現況兩種類別。混凝土現況指標包括混凝土抗壓強度、混凝土電阻係數、鋼筋保護層厚度、表面損傷(裂縫)、表面損傷(蜂窩、表面侵蝕、表面沉積)與表面損傷(層離、缺角與掉稜、露筋或剝落)。腐蝕狀況指標包括氯離子濃度、中性化深度、半電池電位以及腐蝕電流密度四項。
2. 使用層級分析法並透過專家會議，建立各指標間的相對關係。
3. 耐久性評估模式可以僅針對有限的試驗資料進行正規化，仍可以得到評價結果。
4. 耐久性評估模式採用兩個放大因子：環境因子以及齡期因子。
5. 以 ACI 的氯鹽擴散模式，建立起 RC 建築物殘餘壽命預測數學模式。
6. 在本研究中開發程式對於當僅有鑽心取樣的平均氯離子濃度並且僅有混凝土推估的抗壓強度並無混凝土的氯離子擴散係數的狀況下，以合理的數學方式與推估進行缺乏資料的補正。

四、主要建議事項

經過本研究進行之後，提出立即可行建議及中長期建議：

建議一

立即可行建議—國內其他類型建築物進行類似耐久性評估的相關研究

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：中華民國全國建築師公會、中國土木水利工程學會

由於國內有許多構造物是屬於鋼結構或鋼骨鋼筋混凝土結構，本研究中所使用對鋼筋混凝土結構物耐久性指標的分析方法，稍加改變後(針對不同構造型態其耐久性考量的指標有所不同，如鋼

結構物會考量到銲道或是錨栓之健全性，並且針對不同耐久性指標的相對權重，也需要重新調整)，如此本研究所使用的方法也可以移植應用在這些結構上。

建議二

立即可行建議—在耐久性指標中加入建築物裝置監測系統訊號

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：中華民國全國建築師公會、中國土木水利工程學會

國內之建築物若裝設有沉陷、傾斜等觀測儀，這些監測數據可長期觀察建築物之位移、傾斜等狀況隨時間的變化，這些觀測資料可以納入耐久性指標的考量內，以提高耐久性評估之可靠度。這是因為當這些物理量變化太大時，會造成結構物受到拉扯，進而產生破壞、開裂等不利於耐久性的症狀，導致結構物的耐久性下降。

建議三

中長期建議—建立國內數據資料庫

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：中華民國全國建築師公會、中國土木水利工程學會、臺灣混凝土學會

國內有許多材料耐久性評估的檢測數據，諸如氯離子含量、碳化深度、抗壓強度等資料；若將這些檢測所得數據整理並建立一個統計資料庫，則不但可提供新建建築物之設計參數建議，以及老舊建築物之維護方式處理考量，更利於往後進行可靠度分析並加以使用。特別是建立這些資料與結構物表現(如抗彎能力的變化)之間的時間序列關係，以統計的方式瞭解發生的或然率，如此可以幫助國內建立當地的統計模式。

建議四

中長期建議—碳化理論公式之建立

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：中華民國全國建築師公會、中國土木水利工程學會、臺灣混凝土學會

本計畫是假設氯離子擴散為耐久性失效的最主要原因，並以此來預測殘餘壽命。而混凝土長時間接觸空氣中二氧化碳，易使混凝土中性化，以增加鋼筋腐蝕之機率，因此可以考量以碳化為主控的理論公式，針對碳化現象導致的耐久性問題作出合理預測。此等碳化模式需要考慮二氧化碳的擴散以及二氧化碳的中和化學反應，預測氫氧根離子濃度受到二氧化碳濃度的影響。

建議五

中長期建議—同時考量碳化與氯鹽侵入的理論模式建立

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：中華民國全國建築師公會、中國土木水利工程學會、臺灣混凝土學會

當構件內同時存在氯鹽侵害以及碳化問題時，鋼筋發生痕蝕的瓶頸氯離子濃度將會受到孔隙水溶液內的氫氧根離子濃度影響，而氫氧根離子濃度與碳化發生與否有關。因此，將兩種現象複合一起考量的理論模式，有發展的必要。除此之外，在這模式中應該考慮到當混凝土受到碳化以後，原先被化學性束縛的氯離子將會重新變為自由氯離子的機制。

ABSTRACT

Keyword : building , durability assessment , prediction of remaining service life , AHP

Background

Taiwan is located at subtropics and surrounded by the ocean where the climate is hot and humid. Reinforced concrete structures exposed to this climate zone are often subjected to the permeability of surface water or underground water so that the moisture contents are high in most concretes. The aggressive ingredients would enter concrete with water and dissolve the hydration products , thus increase the total pore volume or the connection of pores and enhance the corrosion potential of steel reinforcement. The volume of corrosion products is much larger than the original rebar would induce much internal stress and result in cracking , scaling and spalling of concrete surface. Many concrete structures degraded by losing loading capacities or service function are due to the corrosion of steel reinforcement. In the past , reinforced concrete design was focused on the strength not on the durability. However , in-durable structures would fail earlier before their design service life and much funding is needed for maintenance , and strengthening or even demolition. The life cycle cost is high for the structure not designed based on durability performance. For the development of sustainable concrete structures , it is an urgent need to investigate the phenomenon and mechanism of concrete durability and their effects on the capacity or function of concrete structures and to estimate the remaining service life based on the inspecting and testing data. The research results would provide some information to the construction sector for the decision of building management.

Research Content

This aim of this research is to study the durability assessment of existing reinforced concrete building , to set up the durability index using AHP method and to find the methodology for the remaining service life. This project research includes materials testing method , the investigation of transport mechanism and effect of chloride ions , the study of electro-chemical reaction of steel corrosion , the assessment of concrete carbonization. Case study will be provided for demonstration or verification.

The main findings of this research are :

1. Ten items are selected for evaluating the durability of RC buildings. These ten items can be categorized into two levels : the status of concrete and the status of rebar corrosion. The status of concrete level includes the following six durability indices : concrete compressive strength , the resistivity of concrete , cover thickness , surface deterioration (cracks) , surface deterioration (honeycombs , surface erosion and deposit) and surface deterioration (delamination , spalling and

exposure of rebars). The status of rebar corrosion level includes the following four durability indices: the chloride contents, carbonation depth, half-cell potential and corrosion current density.

2. Through the forum, the relative weight between every indices are determined by specialists.
3. A robust mathematical model for evaluating the durability of RC buildings are proposed, which can allow users to find the results by using limited indices but not all.
4. Two factors, the environment factor and age factor, are considered in the evaluation model of the durability of RC buildings.
5. Following the chloride diffusion model suggested in ACI, a mathematical model for predicting the service life of RC buildings is proposed.
6. In this research, a reasonable mathematical model is proposed to deal with the scenario when one only has the average chloride contents for the take-core specimens and having only the compressive strength of concrete but no chloride diffusion coefficient data is available.

Suggestions 1:

Suggestion that can be carried out immediately- performing the similar durability evaluation for other types of structures in Taiwan.

The organizer: construction and planning agency, ministry of the interior.

The co-organizer: architecture and building research institute, ministry of the interior; union internationale des architectures; Chinese institute of civil and hydraulic engineering.

The durability evaluation method developed in this study is used for the reinforced concrete structure, however, with some modification (For different structure types, different durability indices should be considered. For example, the soundness of welding or bolting should be considered for the steel structure. In addition, the weights for each index should be determined according to the professional suggestions for different structure types) it can also be applied to other types of structure such as steel structure and steel reinforced concrete.

Suggestion 2:

Suggestion that can be carried out immediately- to add another durability index using the data from monitoring system.

The organizer: construction and planning agency, ministry of the interior.

The co-organizer: architecture and building research institute, ministry of the interior; union internationale des architectures; Chinese institute of civil and hydraulic engineering.

If the buildings in Taiwan have the monitoring system to observe the time history of the settlement as well as the declination, such data can be considered as durability indices. It is known that when the values of the settlement or declination exceed the safety values, the structure endure extra stress and deteriorations and cracks may occur and such phenomenon will reduce the durability of the structure.

Suggestion 3:

Mediate-term or long-term suggestion- building up domestic database.

The organizer: construction and planning agency, ministry of the interior.

The co-organizer: architecture and building research institute, ministry of the interior; union internationale des architectures; Chinese institute of civil and hydraulic engineering; Taiwan concrete institute.

It is very important to collect durability evaluation data such as the chloride content, the carbonation depth, the compressive strength and so on to build up a database. Such a database can provide useful information for design of newly built structures and it also can provide useful information for the users to determine what to do in the maintenance stage. Mostly important issue is that such a database can provide data for future development of reliability analysis. To collect the time series of the structure performance such as the history of the bending strength and the durability indices can provide scholars to develop a domestic statistical model for the reliability analysis.

Suggestion 4:

Mediate-term or long-term suggestion- building up the service life prediction formula based on carbonation.

The organizer: construction and planning agency, ministry of the interior.

The co-organizer: architecture and building research institute, ministry of the interior; union

internationale des architectures; Chinese institute of civil and hydraulic engineering; Taiwan concrete institute.

In this study, the chloride attack is assumed be the dominant reason for the failure of durability of RC structures and the theory is then developed to predict the remaining service life. In the forthcoming projects, the theory based on the carbonation should be built and the user then can make a reasonable prediction of service life for the structures suffered from the carbonation. Such a carbonation model needs to consider the diffusion of carbon dioxide and the chemical reaction of carbon dioxide and it should predict the concentration of the hydroxide ions.

Suggestion 5:

Mediate-term or long-term suggestion- building up the service life prediction formula based on carbonation and chloride attack.

The organizer: construction and planning agency, ministry of the interior.

The co-organizer: architecture and building research institute, ministry of the interior; union internationale des architectures; Chinese institute of civil and hydraulic engineering; Taiwan concrete institute.

While the structure member suffers from the chloride attack and the carbonation at the same time, the thredhold chloride concentration to induce the pitting corrosion of rebar will influenced by the concentration of the hydroxygen ions inside the pore solution which will be affeceted by the carbonation process. Therefore, to consider the coupled model which combining the effects of chloride attack and carbonation is necessary and is worth to develop in the future project. In this model, the effect of releasing the chemically bonded chlorides into free chlorides while the concrete is carbonated needs to be considered.

第一章 緒 論

第一節 研究緣起與背景

壹、研究緣起

臺灣四面環海，屬於海洋性腐蝕的暴露環境。建造建築物所使用的混凝土材料具有原料來源取得容易、強度高、體積穩定性佳、易施工等特性，因此混凝土是目前用量最大之營建材料，適合做為房屋結構與其他重要結構物之材料。但過往因混凝土施工品質水準參差不齊，故若在惡劣之暴露環境下會產生結構物耐久性不足的問題。隨著時間的推移，大量的鋼筋混凝土結構經過多年的使用，已經相繼進入老化階段，與此同時，越來越多的結構物因處於嚴酷的環境中，由於結構的耐久性不足而提前發生裂化，無法達到預定的使用年限，特別是沿海及近海地區的混凝土結構物，由於海洋環境對混凝土的侵蝕，導致鋼筋鏽蝕而使結構發生早期損壞。早期損壞的結構物需要花費很多的金錢進行維修補強，甚至造成停工、停產的巨大損失[1]。結構材料其耐久性卻深深影響著構造物的使用性能，且材料本身耐久性攸關最後使用壽命的評定，更需要訂立耐久性指標項目，並使用科學方法應用耐久性指標的狀況，亦即透過資料分析計算轉換成權重值，然後對耐久性提出適當的評估，以作為日後維修補強或拆除重建之參考依據，並可適時延長結構物的使用壽命。緣此，本研究乃是針對結構材料本身耐久性評估進行研究。

貳、研究背景

以往在工程界上習慣利用混凝土的強度來做為耐久性之參考依據，試體的強度可以做為耐久性之代表，在品質控制上也有標準可以遵循，但是耐久性是否等於強度，是一個非常不明確的因素，所以建立一個耐久性指標系統與材料試驗的準則資料庫，不但可以提供設計者或維修者適當的準則指標以及參考的依據，並且能有效的針對混凝土結構物來進行耐久性設計或維修，耐久性指標並沒有一個明顯之定義，所以為了能有效的控制混凝土的

耐久性，耐久性指標之評估模式應予確立。混凝土材料具有高強度、體積的穩定性高、施工使用方便、原料來源取得容易等特性，因此混凝土是目前結構物用量最大之營建材料，適合做為房屋結構與其他重要結構物之材料。混凝土材料本身也存在脆性很大、抗張力強度很低及容易產生開裂等缺點，如果長期暴露在惡劣的環境下可能會產生結構物耐久性不足的相關問題。

建築結構物在其生命週期過程當中與建造施工時使用之規範、材料、施工品質等原先基本條件及各種外在環境影響因素相互的影響下，會逐漸老化、劣化甚至破壞，導致建築物的耐久性完全無法達到設計當時的預期理想效果。導致RC結構建築物耐久性降低發生的原因大至上可以分成三大類：(一)地震力所引起的破壞與崩壞；(二)颱風導致建築物受到損害的影響(三)鋼筋的腐蝕與混凝土劣化。在所有的影響因素的交互作用之下，使得結構物的生命週期與使用年限並不容易進行評估，更不易來預測其殘餘壽命。唯一可以肯定的是，如果建築物具備良好的結構設計、完善的施工品質與維護防範措施，這樣才能在許許多多的人為破壞與自然的災害中存留下來。然而進行建築物結構老、劣化之診斷可以瞭解到建築物結構是否具備耐久性；但在進行建築物結構老、劣化診斷之前，則需要有完整且正確的評估資料。因此，必須充分瞭解房屋結構產生劣化的原因及劣化機制，才能取得正確且合宜的檢測評估資料，並對結構老劣化行為做出正確的評估。建築結構物是日常生活上非常普遍可見的結構物，建築結構物必須經歷並遭受環境侵害及天然災害的破壞與挑戰，一旦發生了損害或崩壞，可能會造成民生的問題與民眾生命的威脅，所以探討建築物耐久性之原因與程度、使用安全及預測殘餘使用壽命等，具有重大的意義。當建築結構物處於惡劣嚴酷的環境當中，特別是沿海或是近海地區的RC建築結構物，由於海洋環境對混凝土的侵蝕，導致鋼筋鏽蝕而使結構發生損壞與破壞，使建築結構物的耐久性不足而提前發生裂化，導致無法達到預計的使用壽命年限。如何利用建築結構物檢測資料，以評估建築結構物的使用情況並在未處理的條件下，評估其可能的殘餘壽命，是建築結構物維護管理系統上重要的研究。建築結構物檢測的內容一般包括混凝土抗壓強度、中性化深

度、腐蝕電流、氯離子濃度、腐蝕速率、保護層厚度、裂縫位置與寬度等與腐蝕相關的檢測數據。利用這些檢測數據來考量其它非腐蝕因素來評估建築結構物的耐久性。

建築結構物的使用壽命變成為當前重要的研究課題之一。且使用中的建築結構物之使用壽命或殘餘壽命預測應該是國內外未來需要密切注意之研究方向，是往後研究的主流之一。使用中的建築結構物的破損、老化、劣化與承載力的不足是個國際性需要共同面對的一大問題。而建築結構物在長期的外部環境和使用材料因素下，會發生建築結構物的損壞，就以環境因素來看(如大氣中的 CO_2 、 Cl^- 和 SO_2 ，土壤中的硫酸鹽類譬如 CaSO_4 、 MgSO_4 、 Na_2SO_4 等)隨時都在侵蝕建築結構材料，至於材料因素方面(如混凝土的強度、滲透性及鋼筋的保護層厚度等)都會影響建築結構物的壽命。當空氣中 Cl^- 和 CO_2 從混凝土表面的孔隙中侵入，勢必會導致材料的劣化，建築結構的功能逐漸地被削弱，甚至喪失，這是一個不可改變的客觀因素。在鋼筋混凝土結構物的使用壽命上， CO_2 是誘導鋼筋混凝土結構腐蝕的關鍵因素，當 CO_2 侵入混凝土中時，會與 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 產生 CaCO_3 ，且被束縛在孔隙壁上，並導致pH值的降低，當pH值小於11.5時，混凝土中的鋼筋就開始腐蝕。因此只有部分剩餘的自由氯離子或 CO_2 在孔隙溶液中繼續向內傳輸進入混凝土中，由此可見，混凝土孔隙溶液中的自由氯離子或 CO_2 正會破壞混凝土中鋼筋表面的鈍態保護膜，導致鋼筋腐蝕，危害建築結構物的安全。

第二節 研究目的

本研究研究內容目標就是將過去混凝土耐久性影響因子與評估指標研究之相關文獻及研究成果進行蒐集、彙整與資料重建，並藉由本研究結果建立混凝土耐久性方面的資料庫統計，應用統計方法，去發掘材料因子與耐久性之間的相互關係，建立耐久性評估指標且訂定建築物材料耐久性本土化影響因子與等級，並應用科學方法使用耐久性評估指標對建築物提出適當處理方式，及建立建築物殘餘壽命預測之數學模式。

在建築物材料耐久性評估部份，本研究建立(1).以混凝土材料的耐久性評估為主，並將其分為混凝土現況以及腐蝕狀況兩大類指標；(2).建立本土化權重(3).AHP層級分析法可以用來評定單一構件之耐久性，也可以用來整合評估建築物整體的耐久性。

在建築物耐久性評估部份，蒐集國內建築物耐久性相關數據之量測與統計工作，並結合國內耐震詳評之案例來進行評估與驗證，使進行國內建築物耐久性評估能更加的完整。在建築物材料耐久性評估上，本研究將其它會影響耐久性之因子如齡期因子等納入，來進行評估考量；由於耐久性綜合眾多相關因素，故本研究僅針對在做檢測時常會進行之相關試驗探討，因此僅以材料做為出發點，研究材料老劣化對建築物耐久性的影響。其他的影響因子如齡期因子、設計因子、施工因子、環境因子等，將選擇重要者以粗略的放大係數的觀念融入所得到之材料評估中加以修正。

提出結構材料耐久性影響因子評估項目與等級，來建立材料因子與建築物耐久性之關係，並藉由問卷設計調查及使用AHP層級分析法來建立單一構件材料各耐久性評估指標之權重值後，接著經由適當的計算模式將之組合疊加，以獲致量化的評分，然後再整合各單一構件所獲得的評分，最後透過耐久性等級分類，對整體結構材料耐久性給予綜合評估。

經由上述之研究分析，提出建築物耐久性評估方法與建立耐久性評估指標，並進行案例探討分析，以提供建築物耐久性設計或評估時之參考。

一般而言，建築物耐久性檢測評估之目的有下列幾點：

1. 確保建築物實際狀況是否處於良好、堪用狀況，以提供適當的補強與維修。
2. 實際了解建築物本身的現況，且同時對主體結構受損狀況充分掌握，並適時的提出相關警訊。
3. 經由建築物耐久性評估結果可提供評定建築物的危險等級，以供研判修復工法及經費編列之依據，以減少公共工程成本。
4. 確實掌握各階段影響建築物耐久性之各項主要關鍵因素，檢視整體建築物的耐久性。
5. 將建築物耐久性評估方法系統性整合，並制定一套完整的檢測標準。

期望此計畫日後能納入建築物維修補強及檢測機制當中，使未來建築物檢測管理系統架構更加完善與成熟。

第三節 研究計畫之重要性

臺灣為全世界鋼筋混凝土構造物密度最高的地區，鋼筋混凝土構造建築物約佔全國95%以上[2]，目前臺灣在建築物上使用大量的鋼筋混凝土結構，依營建署統計目前國內的新建築70%都是鋼筋混凝土構造，除了部分辦公大樓之外，鋼骨構造或木構造的建築物比例相對較低，且近幾年來，鋼筋混凝土構造物破壞劣化事件頻傳，造成許多財物的損失及人員的傷亡[3]，故混凝土結構值得研究與探討。建築物耐久性主要係考量其安全性、經濟性與環境性等因素，因此為了確保建築物在合理的建造成本下，有較長的使用年限及合適的維護方式，世界各國建築物在發展長期耐久性的設計方面及精確的預測模式上，做了相當多的努力，特別是不同的影響因子組合可能引起之耐久性問題[4]。因此，如果想要對建築物有一個既好又精確的長期預測，則需要有一套考慮完善又精確的評估方式。

初始設計混凝土結構物時，除了考量到混凝土的強度之外，混凝土材料的耐久性更是重要的考慮重點；混凝土的耐久性是指混凝土在使用年限之內能維持其物理特性與力學性質，使混凝土不致於發生嚴重的劣化現象，以確保結構物整體的安全性。以往評定混凝土的品質常常以抗壓強度為依據，但是混凝土的抗壓强度高未必表示其耐久性佳，故本研究將混凝土結構物耐久性不足的主要因素大致上分為混凝土的劣化現況及鋼筋的腐蝕現況兩大類。由於鋼筋混凝土結構物會因為暴露環境的不同而遭受到各種化學性或物理性的侵蝕，使得結構物未達設計年限就產生劣化與破壞等損壞現象。而混凝土的劣化成因主要是由於混凝土受到外在或內在因素的影響，根據ACI Committee 201對卜特蘭水泥混凝土耐久性的定義如下：「耐久性是指其抵抗風化作用、化學侵蝕、磨損及其他劣化過程的能力，亦即具耐久性之混凝土，在不同暴露的環境下仍能保持其原來的幾何尺寸、品質與使用性」[5]。而混凝土受到外在與內在的因素影響，導致混凝土產生物理性質或化學性質產生變化，使得混凝土發生膨脹性的開裂或產生連通性的孔隙現象等。而物理性的侵蝕包括受到風化作用所引起混凝土的劣化變質、沖刷混凝土表面造成磨耗損壞或孔蝕性的破壞以及因

結構物承受載重作用使得混凝土產生裂縫等；而化學性的侵蝕主要包括侵蝕物質（如氯離子、二氧化碳、硫酸根離子等）與硬固水泥漿水化產物產生交換反應、硬固水泥漿體產生溶解及析晶之反應、產生膨脹物質之反應等[6]。在鋼筋腐蝕方面，主要為氯離子侵蝕、中性化作用及氧化還原作用造成膨脹腐蝕生成物，使混凝土開裂而增加鋼筋暴露程度，因而增加有害離子侵蝕鋼筋的機會；混凝土耐久性的問題受結構設計、材料選擇、施工技術及養護等因素控制，同時也需配合環境因子作用的影響，故若能針對鋼筋混凝土破壞的原因提出良好的預防與改善之道，對提升混凝土結構物的耐久性有相當的助益。

第四節 研究流程

本研究初步蒐集國內混凝土耐久性評估的相關文獻並加以彙整，力求報告之完整性，在決定材料因子的權重上採用 AHP 層級分析法，且經由專家學者擬定每項配置的權重值，透過對於建築物的檢測結果，瞭解材料目前的耐久性狀況為何。由於本部份的研究，主要是以混凝土材料的耐久性為出發點，故不將設計不良、超載、基礎掏空等其它原因所造成之結構劣化納入評估。預計此部份的完成，將可以提供國內業者對既存鋼筋混凝土結構物是否有腐蝕耐久性危機有一評等之機制，並可以從評分等級評定該做何種處置。本研究之研究流程圖見圖 1-1 所示。

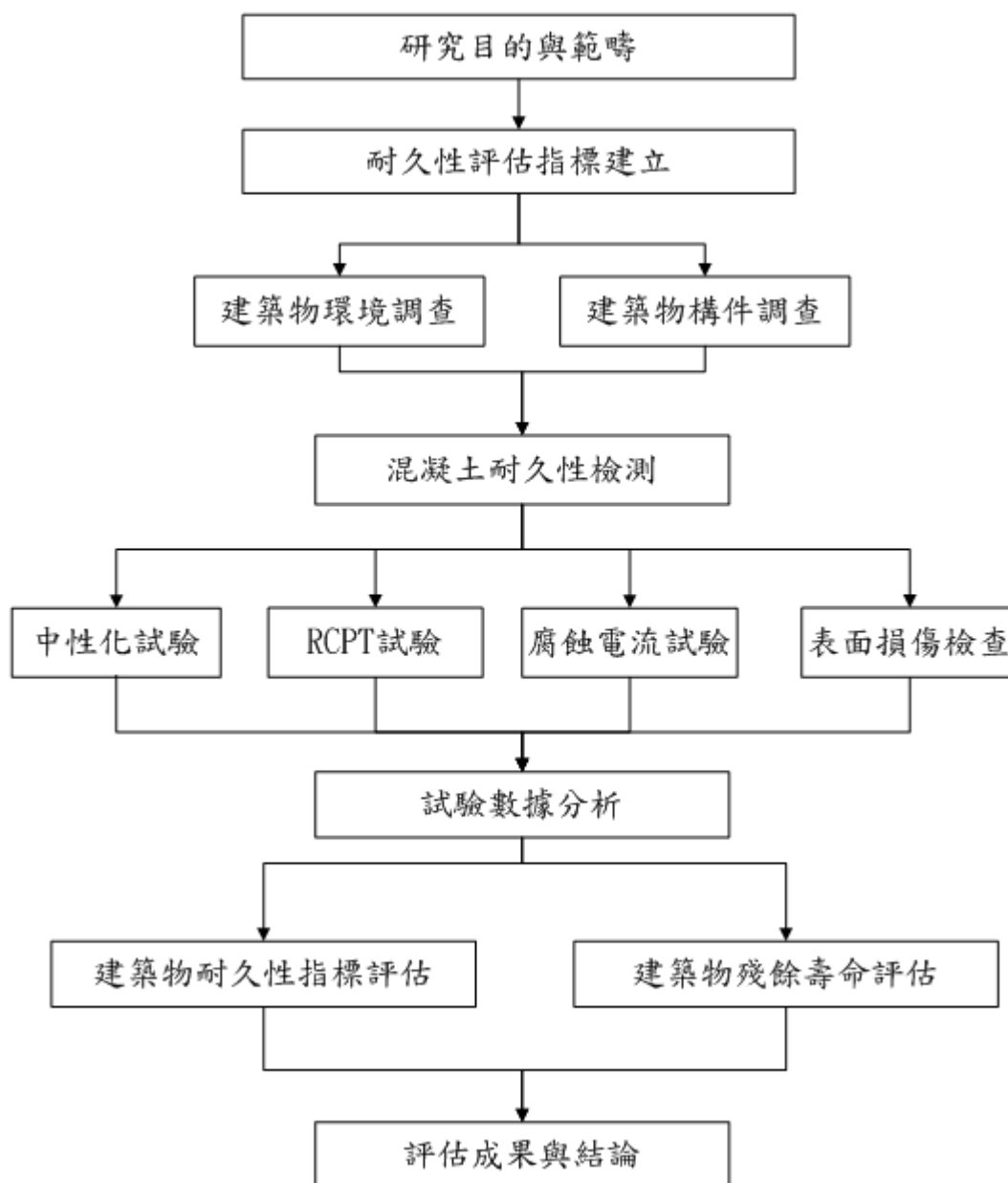


圖 1-1 本研究之研究流程圖

(資料來源：本研究繪製)

第五節 研究方法及進度說明

壹、研究方法

訂定出結構材料耐久性影響因子的評估項目與等級，且透過問卷調查及使用層級分析法來建立建築物單一構件材料的耐久性評估指標之權重值配置；本計畫將齡期，納入建築物的耐久性的評估考量，並以粗略的放大係數之觀念融入材料評估當中，且適時的加以修正；經由適當的數學計算將之組合疊加，來取得量化的評分，並整合各個建築物單一構件所獲得的評分，最後依照耐久性的等級分類，對整體結構材料耐久性給予綜合評估，且評定是否需補強或拆除。

貳、進度說明

表 1-1 研究進度及預期完成之工作項目表

月次	第 1 月	第 2 月	第 3 月	第 4 月	第 5 月	第 6 月	第 7 月	第 8 月	第 9 月	第 10 月	第 11 月	備註
工作項目												
確立研究目的與範圍	■											
耐久性評估指標探討與建立		■	■	■								
混凝土耐久性檢測				■	■							
建築物耐久性評估					■	■						
建築物殘餘壽命預測							■	■				
評估成果與結論									■	■		
成果報告書											■	
預定進度 (累積數)	7.7%	15.4%	23.1%	38.5%	53.9%	61.6%	69.3%	77%	84.7%	92.4%	100%	

(資料來源：本研究繪製)

第二章 蒐集之資料與文獻分析

第一節 鋼筋混凝土老劣化原因

壹、混凝土結構劣化現象之分類

根據 ACI Committee 201 對卜特蘭水泥混凝土耐久性的定義如下：「耐久性是指其抵抗風化作用、化學侵蝕、磨損及其他劣化過程的能力，亦即具耐久性之混凝土，在不同暴露的環境下仍能保持其原來的幾何尺寸、品質與使用性」[5]。且混凝土常常被廣泛的使用在不統的建築結構上，如核能發電廠、儲氣槽、儲油槽等多曝露於高溫、低溫、高壓等環境上，或使用於濱海的建築結構物與跨海橋梁上；一般環境中的二氧化碳與環境的溫度、環境的溼度、酸雨等將使混凝土中性化，使混凝土結構物當中的鋼筋產生鏽蝕的現象，而環境溫度與環境溼度則是影響鋼筋鏽蝕的主要因素。故混凝土耐久性需求更顯得重要。圖 2-1 為混凝土耐久性與性能關係圖[7]。

產生混凝土劣化的原因有許多，大致可分為物理性與化學性兩方面。物理性的原因如圖 2-2 所示[8, 9]，表現出來的現象即為面層的破壞與裂縫的擴張；化學性的原因如圖 2-3 所示[8, 9]，由化學作用與電化學作用使結構產生劣化現象主要有：混凝土中的鋼筋鏽蝕、混凝土的碳化等，最常見的原因是由於侵蝕性物質與混凝土中的漿體產生化學反應。除此之外，由物理作用使結構產生的破壞現象主要有：混凝土的磨損、沖蝕、碰撞、凍融等，而凍融破壞在臺灣並不常見。耐久性損傷的分類圖如圖 2-4 所示[10]。混凝土也可能因鋼筋的腐蝕造成剝落(spalling)及裂縫擴張等現象。在自然的狀態下，混凝土的劣化是由許多因素所混合造成的，如果能瞭解到個別因素影響機理並提出預防之道，必能提升整體混凝土的耐久性。

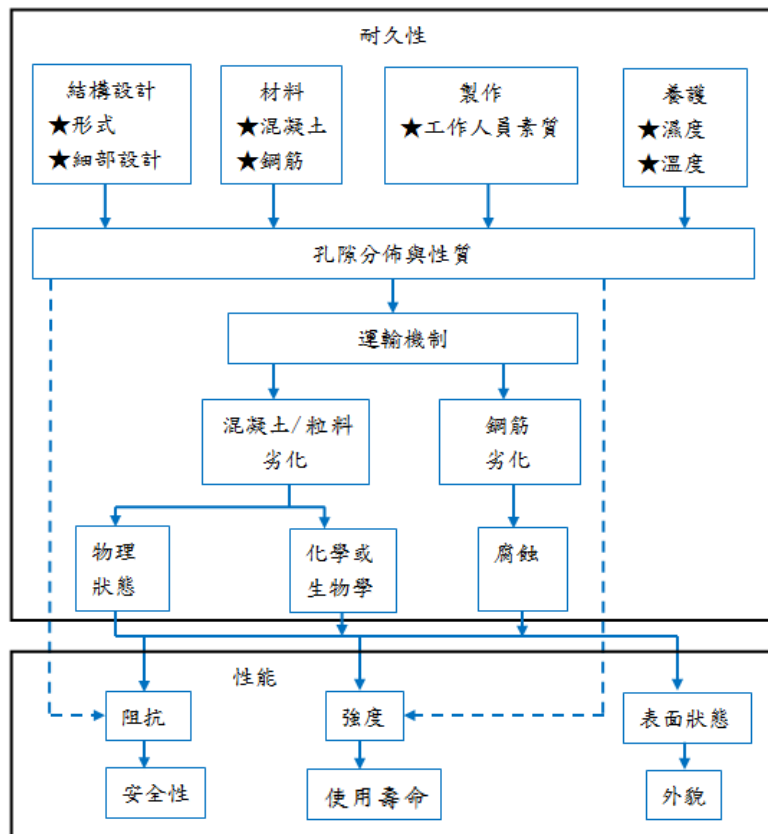


圖 2-1 混凝土耐久性與性能關係圖[7]

(資料來源：文獻[7])

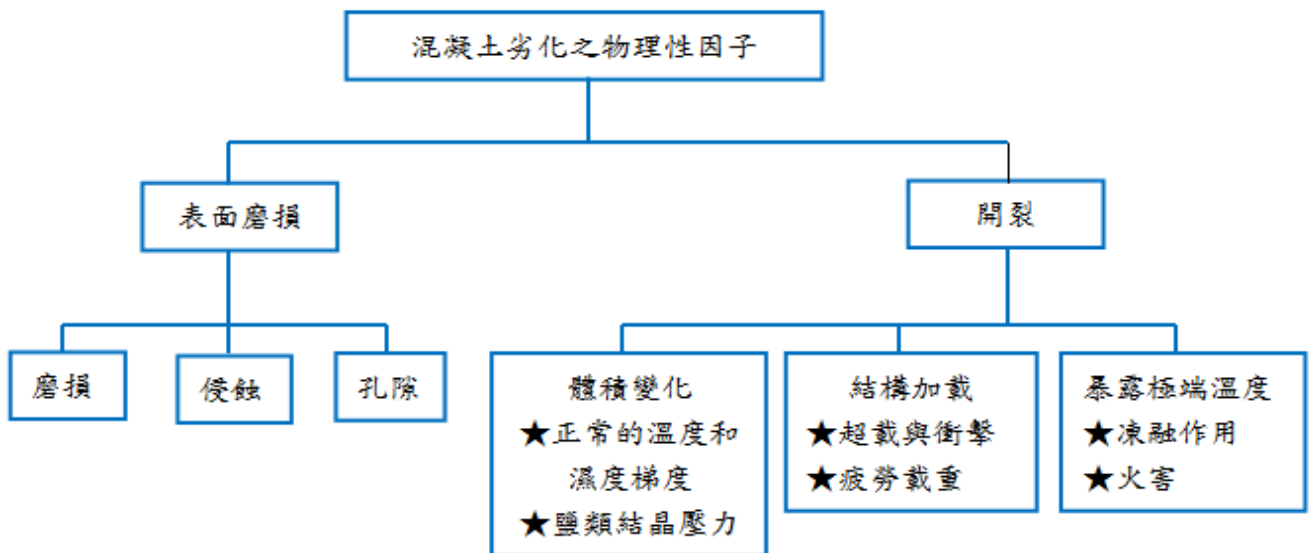


圖 2-2 混凝土劣化之物理因子[8, 9]

(資料來源：文獻[8, 9])

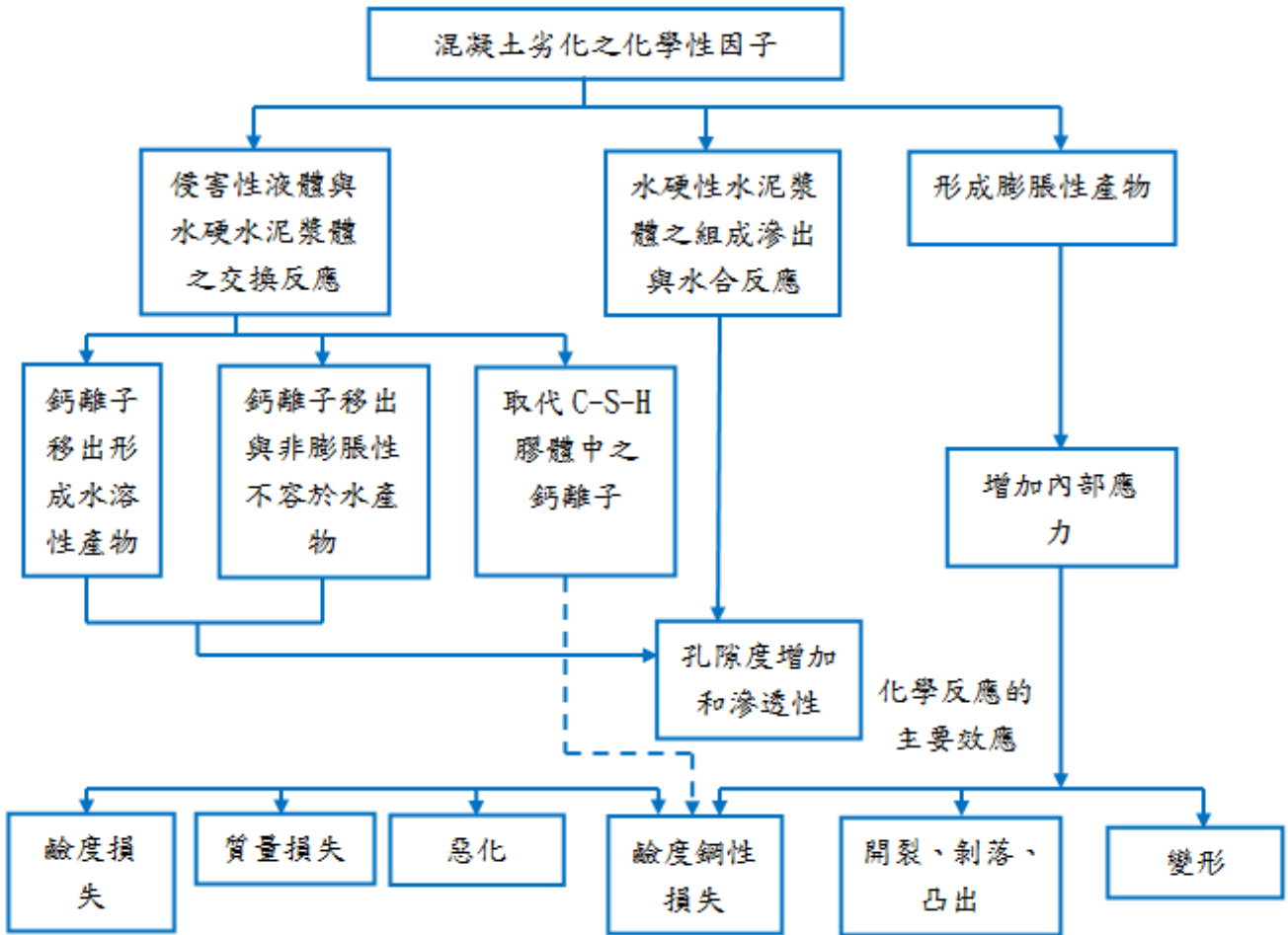


圖 2-3 混凝土劣化之化學因子[8, 9]

(資料來源：文獻[8, 9])

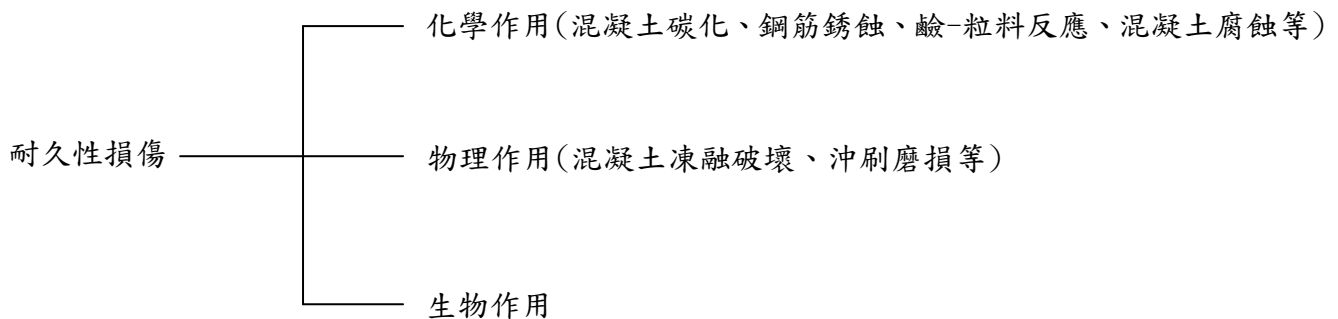


圖 2-4 結構耐久性損傷原因分類[10]

(資料來源：文獻[10])

混凝土結構的破壞原因按重要性排列為：混凝土中的鋼筋鏽蝕，寒冷氣候的凍融現象，侵蝕環境的物理化學作用[11]，但從混凝土耐久性損傷的劣化現象上，主要有以下幾種類型：混凝土中的鋼筋鏽蝕、混凝土的碳化、混凝土的裂縫、混凝土強度降低、結構的過大變形等。

1. 混凝土碳化

混凝土碳化是混凝土中的鹼與環境中的二氧化碳發生化學性反應生成碳酸鈣的過程，這會使混凝土的鹼性降低，從而失去對鋼筋的保護作用，是一般大氣環境混凝土中鋼筋鏽蝕的前提條件，而衡量混凝土碳化的指標為碳化深度。

混凝土碳化是一個緩慢的過程，碳化的主要結果是降低了混凝土孔隙溶液的 pH 值，從標準值 12.5~13.5 降低至完全碳化的 8.3 左右，碳化導致鈍態膜的破壞，使鋼筋不具有保護的作用，實際上，當鋼筋周圍混凝土的 pH 值降低至 11.5 時，鋼筋表面的鈍態保護膜已經開始變得不穩定，對鋼筋失去保護的作用。[12]

2. 混凝土中的鋼筋鏽蝕

鋼筋混凝土構件，是將鋼筋置於混凝土中，利用混凝土具高鹼性，於鋼筋表面形成一保護層，避免鋼筋生鏽。唯保護層若因混凝土裂縫，導致氧氣、水氣侵入，變為氧化鐵，即為生鏽。

鋼筋混凝土構件中的鋼筋，雖不易鏽蝕，但發現鏽蝕時，該構件可能已經呈現嚴重的破壞，故建築物檢測時，鋼筋鏽蝕應為檢測重點之一。

鋼筋鏽蝕為鋼筋混凝土構件破壞之主要因素，由於鋼筋鏽蝕時體積會膨脹(原為體積的 1~7 倍)，推擠混凝土，導致混凝土承受張力而裂開剝落，使鋼筋暴露於大氣當中，加速鋼筋生鏽，並造成鋼筋混凝土構件之劣化。鋼筋

鏽蝕後，鋼筋的斷面積將會減少，導致強度降低，並影響結構物的耐久性。

造成鋼筋鏽蝕的主要原因有[13]

- (1) 混凝土中性化。
- (2) 鋼筋表面氯離子含量高。
- (3) 鋼筋受到溼氣及氧氣之作用。

然而產生鋼筋鏽蝕會造成各個方面的損傷，如圖 2-5 所示[14]，鋼筋鏽蝕會對混凝土結構造成以下三個方面的影響：

- (1) 導致鋼筋保護層開裂或脫落，混凝土截面面積減小[15，16]。
- (2) 鋼筋截面積減小[17，18]，導致鋼筋的力學性能如：極限強度、伸長率產生變化[19]。
- (3) 使鋼筋與混凝土之間的黏結性能下降[20]。

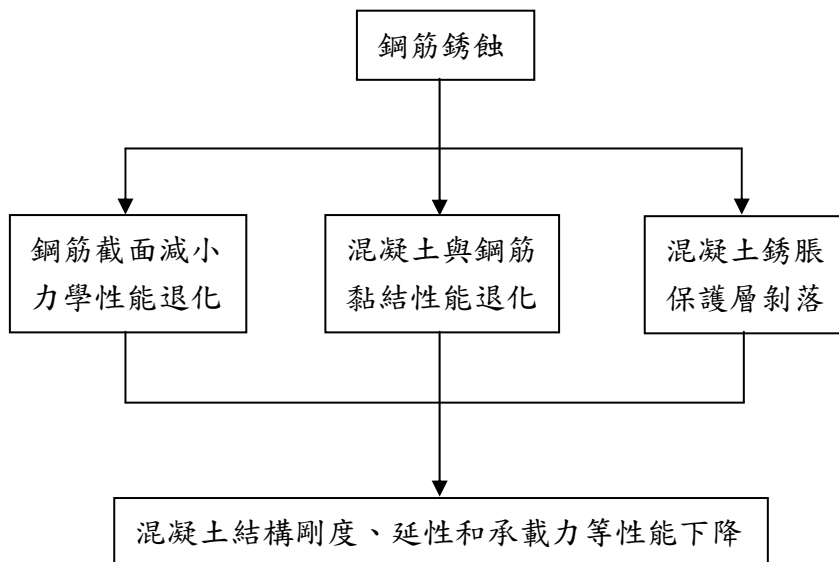


圖 2-5 鋼筋鏽蝕對混凝土結構性能的影響[14]

(資料來源：文獻[14])

鋼筋的鏽蝕亦會導致黏結強度的降低，如圖 2-6 所示[14]，在鋼筋發生鏽蝕後，鋼筋與混凝土的鏽蝕層會促使鋼筋與混凝土接觸面上的化學膠著力產生變化；而鋼筋鏽蝕所引起的保護層開裂會降低混凝土對鋼筋的約束作用且鋼筋橫肋的鏽蝕也會影響到其對混凝土的機械咬合力。鋼筋鏽蝕與混凝土結構的黏結問題不僅在理論研究上具有重要的意義，對工程實務上也是一大重點。

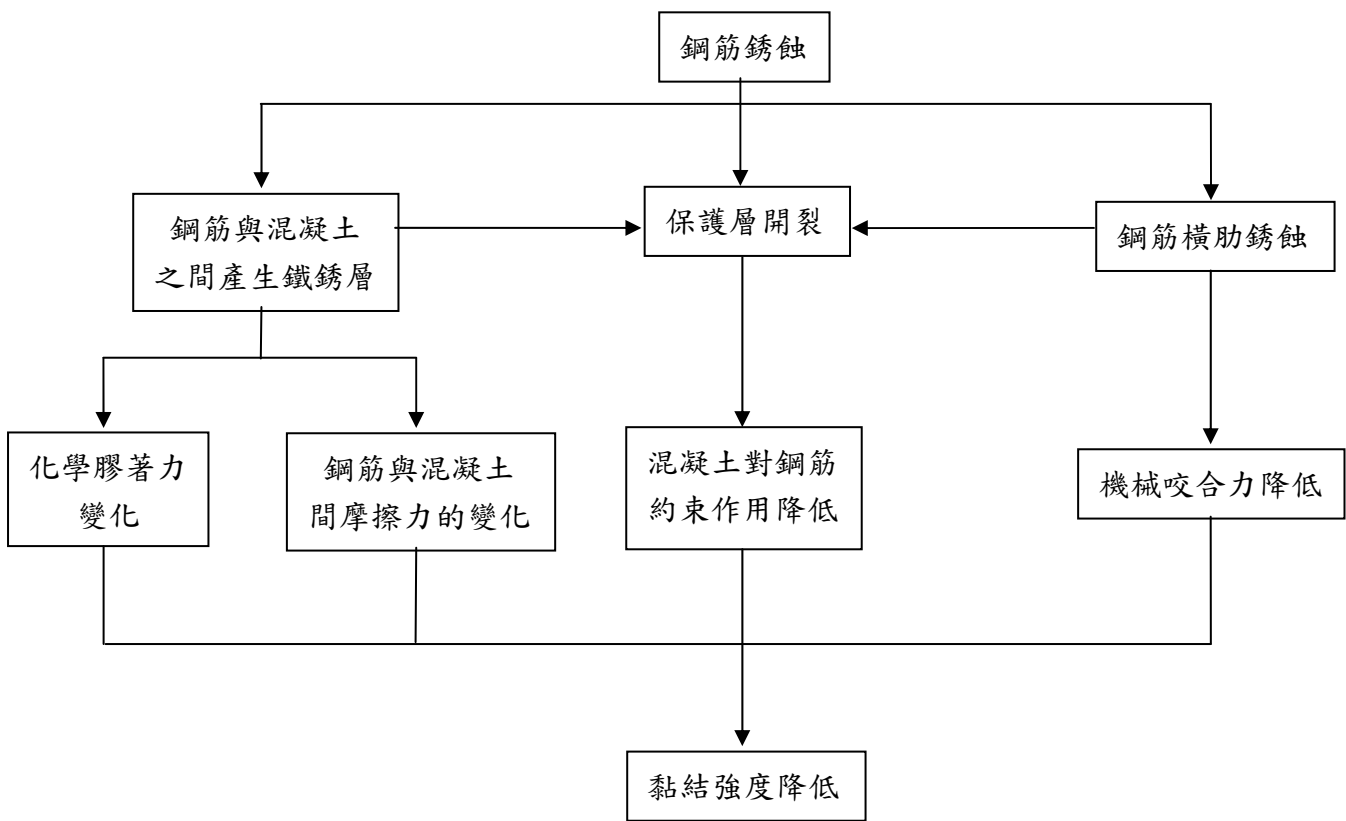


圖 2-6 鋼筋鏽蝕引起黏結強度退化[14]

(資料來源：文獻[14])

3. 混凝土凍融破壞

混凝土的凍融現象在臺灣並不容易發生，凍融破壞屬於物理作用，混凝土產生凍融破壞必須要有兩個條件：1.混凝土中有一定的含水量且必須與水接觸 2.混凝土建築物必須受到反覆交替的正負溫度；造成混凝土凍融剝蝕的主要原因是由於水進入混凝土的微小孔隙中，在溫度的正負交互作用之下，形成冰脹壓力和滲透壓力，促使混凝土產生由表面到內部的剝蝕破壞，導致混凝土強度降低。

4. 混凝土裂縫

由於混凝土的收縮，地基不均勻沉降，溫度應力以及載重的作用，將會使混凝土產生裂縫，混凝土中的鋼筋鏽蝕將會導致混凝土沿著鋼筋產生縱向裂縫，裂縫為混凝土構造物最常見的劣化現象，也是導致混凝土內部鋼筋腐蝕的主因，裂縫生成的原因不外乎為以下原因[21]：

- (1) 溫度變化或凍融效應。
- (2) 混凝土孔隙水與表面水分蒸發，導致塑性收縮。
- (3) 材料的老化。
- (4) 土石流、地震或強風等外在環境衝擊力。
- (5) 潛變等材料本質特性的共同作用下，混凝土材料的抗拉或抗剪強度小於混凝土的拉裂或剪切作用力所導致。
- (6) 水泥水化反應所導致的自體收縮。

裂縫多伴隨白華與鋼筋生鏽等劣化現象。裂縫寬度不論大小，都會對建築物耐久性產生影響，裂縫對結構物的影響，視裂縫類型(包括發生之位置與裂縫走向)以及裂縫的尺寸(包括長度與寬度)是否隨著時間的增長而不同，所以建築物在檢測發現裂縫時，應該需要詳細記錄裂縫發生位置與走向，以提

供評定是否為結構裂縫；紀錄裂縫的寬度與長度時需和以前檢測紀錄比較，評定是否為活裂縫，避免危及建築物的安全性與耐久性。混凝土裂縫一般採用裂縫寬度作為度量指標。

裂縫的類型又可以分為結構裂縫與非結構裂縫兩種類型：[22]

(1) 結構裂縫

結構裂縫常見於混凝土結構上，裂縫產生的原因是由於靜載重與活載重所造成，結構裂縫的類型包括剪力裂縫與撓曲裂縫。

- a. 剪力裂縫：一般發生在大梁支點附近的梁腹底部，如圖 2-7 所示。
- b. 撓曲裂縫：在面板底或梁底容易發現撓曲裂縫，如圖 2-7 所示。

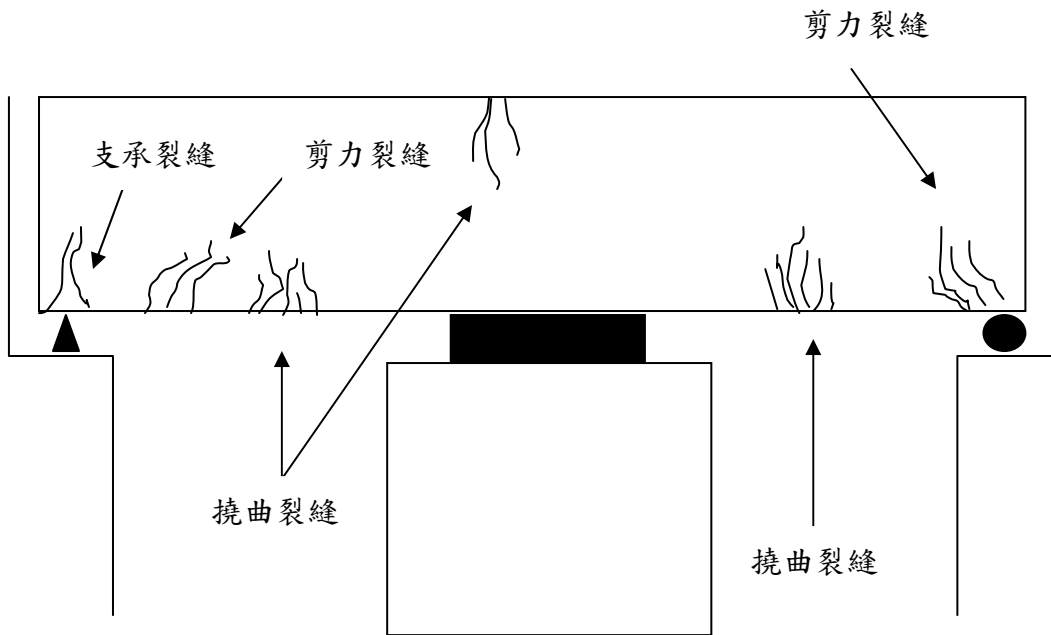


圖 2-7 結構裂縫[22]

(資料來源：文獻[22])

(2) 非結構裂縫

非結構裂縫一但深入混凝土構件內部，可能會造成構件的損害。非結構類型大致上可分為：

a. 溫度裂縫：

溫度高低變化，所引起的熱脹冷縮現象，促使裂縫形成。

b. 大體積裂縫：

澆注大體積混凝土後，混凝土內、外部產生的溫差，造成裂縫。

c. 乾縮裂縫：

混凝土養護期間所造成的收縮，一般發生於預力梁之梁腹。

d. 施工縫之裂縫：

施工縫為混凝土施工所無法避免之情形，施工縫附近，因為混凝土齡期的不同或不等量的收縮，導致水密性較差，腐蝕因子也較容易進入，擴大縫隙，然而施工縫也會隨著時間的增長而使鋼筋產生鏽蝕，並擴大裂縫；施工縫的長度一般較應力裂縫長，造成鋼筋鏽蝕範圍也較廣，容易造成混凝土構件裂化形成，在檢測時應特別注意。

e. 鋼筋鏽蝕裂縫：

鋼筋生鏽後，導致體積膨脹，混凝土受到推擠，產生裂縫。

5. 剝落與剝離：

剝落是混凝土表面水泥砂漿體流失，造成粗粒料外露、粒料鬆脫之現象，剝落一般發生於混凝土表層，剝落可依照砂漿流失程度分為四級：[22]

(1) 輕度剝落：水泥砂漿流失深度小於 6mm，已可看見粒料露出。

(2) 中度剝落：水泥砂漿流失深度達 6~12mm，粒料間的水泥砂漿已流失。

- (3) 重度剝落：水泥砂漿流失深度達 12~25mm，可清楚看見粒料完全暴露。
- (4) 嚴重剝落：水泥砂漿以及粒料均流失，且深度達到 25mm 以上，鋼筋明顯暴露。

混凝土構件內之鋼筋鏽蝕體積膨脹，導致鋼筋與外層鋼筋附近之混凝土產生分離，當層隙處的混凝土層完全流失時，即產生剝離。「剝離」的形狀一般近似圓形或橢圓形，「剝離」與「剝落」最大區別在於，「剝離」是呈現片塊狀流失，且流失掉的面積較「剝落」大。

剝離依照混凝土流失深度或流失面積的寬度可分為：

- a. 輕微剝離：混凝土流失的深度不超過 25mm，流失面積之直徑不超過 150mm。
- b. 嚴重剝離：混凝土流失的深度超過 25mm，流失面積之直徑超過 150mm。

6. 蜂窩：

當混凝土澆注時，搗實不確實或因為模板漏漿，會導致水泥砂漿無法充分的填充粗粒料之間的縫隙，使混凝土產生空洞，此現象即為蜂窩。混凝土產生蜂窩會造成混凝土的強度降低，也會使空氣中的氧氣、水氣與腐蝕因子容易進入混凝土中，發生混凝土中性化以及鋼筋受到腐蝕，加速混凝土構件的劣化。

7. 保護層不足：

鋼筋為容易腐蝕的材料，鋼筋的耐蝕能力，視混凝土保護層厚度而定，混凝土保護層不足時，容易使鋼筋的鏽蝕、混凝土剝落，混凝土保護層不足之原因均因施工不當所造成。

8. 混凝土強度降低：

混凝土結構隨著齡期的增長，其混凝土強度也會隨之下降。混凝土強度的劣化主要是受到環境因素的影響，在一般大氣環境之下，混凝土強度在相

當長的時間後，才會開始降低[23]，在濱海環境的混凝土強度，齡期到達 30 年時其強度約降低 50%[24]。

9. 結構的過大變形：

結構產生變形原因，主要是因為荷載作用下(包括振動與疲勞)梁、板的過大變形以及不均勻沉降所引起的過大變形，使結構物產生劣化現象。使結構物產生劣化的主要原因與劣化現象的關係如圖 2-8 所示[25]。

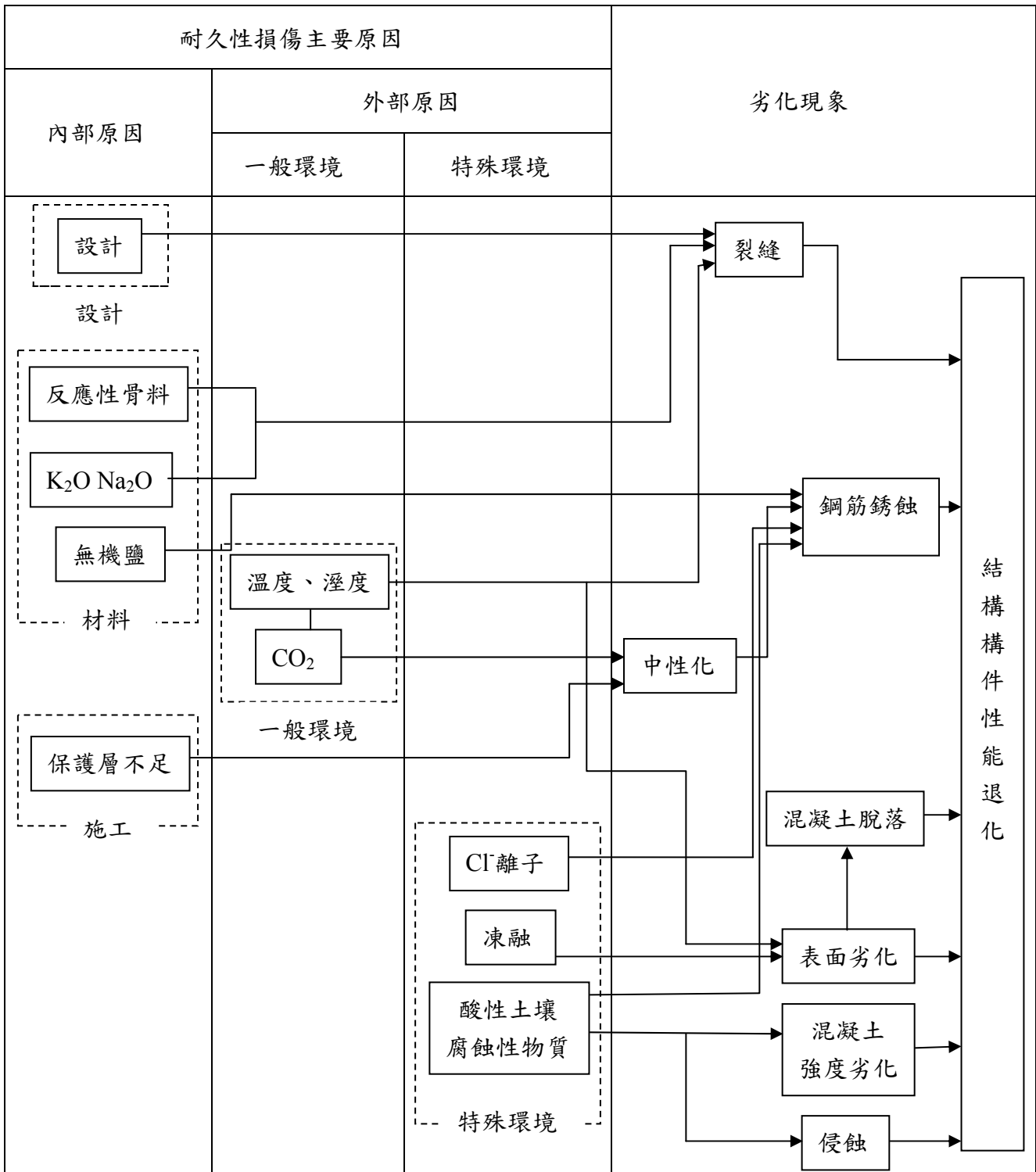


圖 2-8 耐久性損傷原因與劣化現象的關係圖[25]

(資料來源：文獻[25])

第二節 耐久性評估方法

目前臺灣的混凝土結構物耐久性評估方法主要可分為交通部國道高速公路局與公路總局使用之「D.E.R&U.評等法」、內政部營建署訂頒提供縣政政府使用之「A.B.C.D 評等法」；混凝土耐久性指標權重值可利用專家評估法來求得，一般專家評估方法包括：層級分析法(AHP)[26]、德菲法[27, 28]、模糊數學法[29]以及網絡分析法[30]等。混凝土結構的耐久性評估方法，都需要通過以下步驟來完成混凝土結構物的耐久性評估[31]：

- (1) 定義何為目標，如此研究計畫的耐久性指標等，此項目為輸出目標。
- (2) 定義何為評估所需使用的項目，此項目必須為影響因子。
- (3) 建立影響因子的量化 (如果非為量化數據，則應採用數學手段將之量化)。
- (4) 建立各影響因子對輸出目標的響應函數 (若為線性函數則是建立權重矩陣；若為非線性，則視響應函數定義而建立相關係數)。
- (5) 定義目標函數的合理合格值或分類區間(如耐久性指標達 0.8)。
- (6) 比較目前的目標函數值處於何範圍，作出評估與評定。

以上的各種方法，其數學操作模式都已經制式化，而在處理上比較會出現差異的反而是在於步驟(1)、(2)、(4)以及(5)，因為這些都涉及到建模者本身如何去定義一個系統，也就是說這些與經驗還有評定有關，受到人為影響以及當初問卷設計的影響較大。如何盡量排除人為因子，其實是評估法成功與否最重要的關鍵，因此選擇一個優良的方式來排除人為因子，是極為重要的。

壹、D.E.R.&U.目視檢測評估

D.E.R.&U.檢測系統，是分別對混凝土結構之構件劣化程度(D)、劣化範圍(E)、與劣化情形對該構件的影響度，或是對整體混凝土結構安全及使用性的影響度(R)，三大方面來做評估並給予評等，劣化範圍(E)可由目視直接來評等，但劣化現象的種類繁多，且各種劣化程度也各不同，所以需要簡易的劣化現象與劣化程度對應表，以便現場檢測時參考。

目視檢測之準則影響未來維修工法與構件選定之決策。構件劣化之評估等級不宜過多或過少。過於簡略之檢測評估準則，無法提供足夠的資料給予管理單位進行維修決策；使用過多列化評估等級，雖有利於構件劣化現象之表達，但太過複雜之檢測評估準則，卻會增加現場檢測人員之負擔與困擾。所以選擇適合的方法不但對整個建築物檢測工作時程、成本有相當的影響，對於整體建築物的耐久性評估與建議的分析方法建立亦是以此為輸入與回饋的重要參考資料。

目前國內主要採用之檢測準則為 D.E.R.&U.以及 A.B.C.D.準則等，此兩種評等法之檢查項目大同小異，只是在檢查項目之群組分類上稍有差異，當中以 D.E.R.&U.評等法檢測項目較為詳細齊全，但對於劣化與損傷等級之程度評定(相對於 D 值)，A.B.C.D.評等法比 D.E.R.&U.評等法有較明確的規定與說明(可比較表 2-2 與表 2-3 之等級評定狀況)。檢測準則之概要重點如表 2-1 所示。其中，D.E.R.&U.檢測準則為昭凌工程顧問公司為國道高速公路局開發橋梁管理時制訂之目視檢測評估準則。A.B.C.D.檢測準則為中華工程顧問公司為臺灣省住都處所編定的「混凝土、鋼橋一般檢查手冊」中所制訂之目視檢測準則。雖然種檢測準則各有其優劣，但是於「臺灣地區橋梁管理系統」開始，全國使用之目視檢測標準則以 D.E.R.&U.檢測準則為主要目視檢測標準。

D.E.R.&U.評等法強調的是大規模、快速、且有效率的進行初步的檢測與評估，故檢測紀錄方式需甚為精簡，其 D.E.R.&U.之記錄方式即相當符合此精神。D.E.R.&U.評等法已針對混凝土的剝落、蜂窩、撓曲裂縫、剪力裂縫、保護層厚度不足、混凝土表面劣化等十五項劣化現象的劣化程度(D 值)、混凝土的劣化程度(D 值)由輕微到嚴重逐條列表說明，以提供檢測時評定之參考，雖然 D.E.R.&U.評等法對劣化程度(D 值)評定等級的「原則性」定義不夠明確，但主要仍以劣化程度評定之「等級定義」做為檢測評定之標準，若能夠經由訓練來充分瞭解劣化程度評定等級之定義與準則或能更加明確來說明與解釋，D.E.R.&U.評等法將會更加理想。

表 2-1 國內目前常用檢測準則[22]

評估準則	檢測類別	檢測項目	劣化評等標準	橋況評估指標	採用之機關
D.E.R.U. 評等法	目視檢測	依構件分為 21項目	分為1~4級	分為 CI、PI、 FI、OPI四種指標	高公局公路總 局、基隆港務 局
	儀器檢測	分為7種檢 測項目			
A.B.C.D. 評等法	目視檢測	分為8大類 及其細分項 目	分為A~D級	無	鐵路局住都處 新北市政府
危險度 評等法	耐震能力 耐洪能力 承載能力	分成初步 評估與詳細 評估	加權分數計算法	以分數高低 評定安全度	交通部科技 顧問室研究 使用

(資料來源：文獻[22])

D.E.R.&U.檢測準則中分別為，「劣化程度」(Degree)、「劣化範圍」(Extend)、「對橋梁結構安全性與使用性之影響」(Relevancy)、「急迫性」(Urgency) 四個項目，前三個項目為檢測評估項目，最後之「急迫性」則為評估是否需緊急維修處理之項目如表 2-2 所示[22]。而檢測評分等級則分為四等，評估值為 1~4，若

評估值為 0，則代表特殊情形造成無法檢測與評定。

而 A.B.C.D.評等法之評定標準則分為 A~D 四個等級，若無此項目或無法評定結構物之損傷狀況時，則評估值為 N，上述以外之場合則紀錄為 OK，其評等準則如表 2-3[22]所示。

表 2-2D.E.R.&U.評估準則[22]

劣化程度	無此項目	良好	尚可	差	嚴重損壞
劣化範圍	無法檢測	小於 10%	10%~30%	30%~60%	60%以上
影響程度	無法評定	微	小	中	大
維修急迫性	無法評定	例行維護	三年內	一年內	緊急處理

(資料來源：文獻[22])

表 2-3A.B.C.D.評等法對結構損傷等級之評定標準[22]

評定等級	狀 況
A	損傷輕微，需要作重點檢查。
B	有損傷，但需要進行監視，且必要時視狀況加以補強。
C	有明顯的損傷，且變形持續進行，功能可能降低，必須加以補修。
D	損傷顯著，有重大變形及結構物功能降低，必須採取緊急修補。
N	無此項目或無法評定結構物之損傷狀況。
OK	上述以外之場合。

(資料來源：文獻[22])

採用以 D.E.R.&U.檢測準使用上有以下優點：

1. 可簡化檢測工作：僅需針對有劣化現象之構件進行評估，並可凸顯出建築物損壞之重點。
2. 簡化電腦資料之輸入：僅針對有劣化之構件進行評估與記錄，可節省記錄不必要的資料。此外，記錄檢測之資料均為評分分數，對電腦的量化分析與處理有極佳的相容性。
3. 可針對維修建築物之急迫性提出維修之時程，使維修時程有具體的概念，並方便建築物維修作業之規劃。
4. 強調缺陷對建築物整體重要性之影響：不僅只針對劣化嚴重程度與劣化範圍進行評估，亦可對缺陷對建築物整體重要性之影響進行評估，其中包括對建築物安全性與交通性之影響。

貳、德菲法(Delphi Method)

德菲法又稱為專家評定法，其主要目的在於達到各位專家學者們的認知共識，並尋找各位專家學者對某一問題或特定議題的一致性意見，德菲法是屬於群體決策方法的一種，德菲法在取得專家意見的問卷調查過程中，以匿名的方式，避免面對面接觸的情況下，利用問卷或其他意見蒐集工具，實施反覆多回合的個別意見問卷調查，並於每次的問卷調查結束後，將新的問卷與分析結果分送回給參與決策的專家學者，並反覆地回饋資訊給予參與施測的專家學者們，直到專家意見差異降至最低且趨於統合、收斂，達到有效的共識[32]。

德菲法能使參與的專家學者匯總出一個比較能反映群體意見的預測結果。文獻[33]認為整體問卷一致性程度的檢定需具有 80%以上的意見達到一致，才可視整體問卷獲得一致且穩定的共識。

根據文獻[34]，德菲法為一種結構性的團體溝通過程，在施測的過程當中，參與的專家學者就某決策議題充分表達其意見，並受等同的重視，以求得在該複雜決策議題上意見有效的共識。

透過文獻[35]可得知，參與德菲法問卷調查的施測專家學者，需要具備該研究領域的相關實務經驗及專業知識，並能適時的提供合乎時宜的資訊與意見。

德菲法為一種專家決策的方式，參與德菲法研究的專家學者們，為德菲法研究的重心所在，故專家學者們所提供的意見具有深遠的意義與影響。

德菲法的特徵：[36]

德非法的特徵具有保密性、反覆性、回饋性。

1. 保密性：

由於專家學者們的意見受到保密，故可以不受到任何拘束的表達自己的觀點，並透過匿名的方式，且秉持客觀、公正的立場，來填寫調查問卷，匿名的方式也能避免盲目附和的現象發生，故最後調查出來的結果也較能反應出真正的看法。

2. 反覆性：

調查問卷會反覆多次的往返，且德非法在施測第二次以後的問卷均會提供專家學者上一回問卷調查的統計結果，使參與問卷填寫的專家學者可以從中瞭解其他人的觀點與想法，並對自己原先的意見提出修正，使意見更加完善且趨向於一致。

3. 回饋性：

德非法具有回饋與反覆作用的影響，使參與施測的專家學者，意見能趨向一致，讓專家學者得知別人意見的訊息，讓所得到的結論能更加接近決策問題的重要核心。

德非法研究也有使用條件及限制如下所示[37]：

1. 施行德非法相當的耗時與不容易控制進度，且專家學者的意見難免出現前後矛盾。
2. 參與熱誠意願不高的施策對象，容易在過程中退出施策。
3. 德非法的施策，必須仰賴專家的直覺知識，且預測結果容易受到專家自我主觀評定的影響。
4. 施測德非法的過程中，由施測者統籌主持，因此德非法可能會受到施測者的干擾。
5. 德非法的最後結論大多較為籠統，因此僅能作為訂定決策時的參考與方向指導。

德爾非法為專家評估預測方法之一，也是群體決策的一種方法。與 AHP 層級分析法相似，德爾非法也具有擷取問卷調查和會議兩者之優點，德爾非法假設大多數的專家於多次問卷作答後，其意見逐漸趨向於最後真實的答案，以下為使用德爾非法的優缺點。

德爾非法之優點：[27]

1. 經由數次往返的問卷調查及不同專家間資訊之橫向傳遞，逐步凝聚專家間之共識。
2. 問卷調查之過程中，形同專家們一同參與規劃，促進專家對於問題之更深入的瞭解，有助於提供較客觀之意見。
3. 採匿名方式進行，不必遭受批評，因而可以獨立評定，且個人意見皆能獲得同等充分之重視。

德爾非法之缺點：[28]

1. 蒐集各方專家意見耗時日久，花費成本高。
2. 所謂專家意見一致，只是代表專家意見落在某一範圍中，而此範圍隱含了模糊性，但在處理的過程中卻未將此模糊性納入考慮。
3. 調查問卷回收率低。
4. 在求取專家意見一致過程中，容易扭曲專家意見，亦即會系統性的削弱對手的意見與抑制不同的想法。

德爾非法與層級分析法都為專家評估預測方法，由於德爾非法需花成本較高、問卷需要較長的蒐集回收整理的時間，且容易扭曲各位專家的寶貴意見，無法於當場解釋說明，故本研究計畫將採用層級分析法，來做為此計畫的耐久性評估方法。

參、網路層級分析法(Analytic Network Process, ANP)

文獻[38]認為群組與元素間彼此具相依性的交互影響關係可以用圖形的方式來呈現，圖形中每一元素必須相連，無法分成二個或二個以上不相連的圖形。

網絡分析法為層級分析法的延伸，層級分析法係將欲研究之問題以由上往下以垂直層級關係展開，加入權重量化後進行比較評估，初期廣泛應用於決策分析方面。網絡分析法是層級分析法的一般化，主要是將層級分析法加上回饋(feedback)機制。網絡分析法的基本假設中，除了第一項「層級結構為有向網路」及第二項「要素間彼此相依」與層級分析法不相同外，其餘假設均與層級分析法相同。網絡分析法將問題分解成許多不同類別的群組，各個群組中包含許多元素，而且群組與元素間依決策者對問題的定義與需求，建構成群組與元素彼此相關的網狀圖。網絡分析法的整體結構主要分為控制層與網路層兩大類如圖 2-9 所示[39]。控制層是指準則、次準則與目標之間的層級關係。控制層滿足層級分析法之基本假設，也就是所有決策準則皆彼此獨立，且只受目標元素支配，控制因素中可以沒有決策準則，但至少有一個目標，控制層中每一個準則的權重均可用層級分析法之方式獲得；而網路層是由所有受控制層支配的群組所組成，群組之間形成互相影響的網路結構。

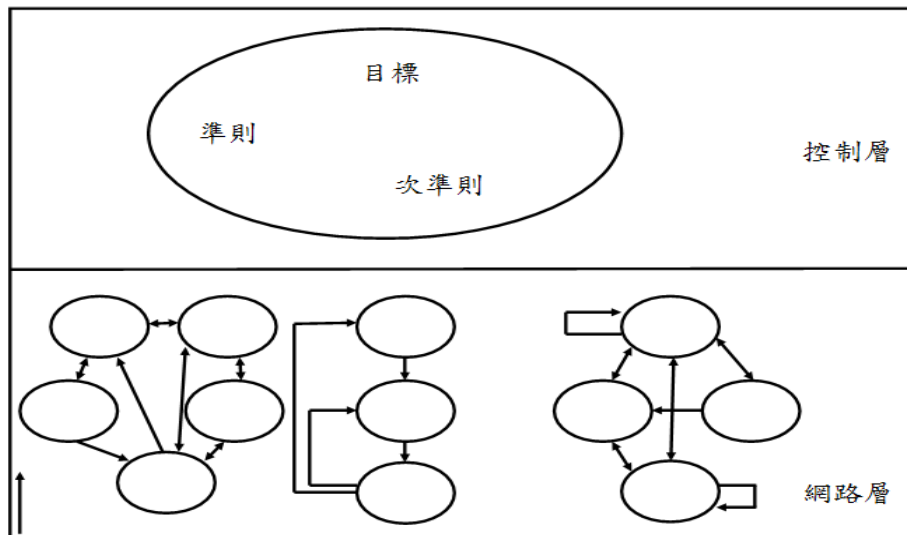


圖 2-9 典型的網絡分析法模型結構[39]

(資料來源：文獻[39])

文獻[38]提出網絡分析法主要是因應許多決策問題通常沒有辦法以結構化的層級分析法的層級架構來表示，主要是因為真實情況中上下層級間常常存在相互依賴，彼此相互作用之類似網狀的關係，而非單純由上而下的線性關係且網絡分析法具相依性與回饋性，並使用超級矩陣來計算

權重。網絡分析法包含兩種相依性，分別為同一群組中各元素間彼此交互影響的內部相依關係及群組與群組之間具交互影響的外部相依關係，它提供一個完整架構其中包含群組與元素之間的連結，使決策者可以依其期望的方式去研究整個問題，並從問題中找出各個元素與群組之間的相互影響，再推導出各方案之優先順序比例尺度[40]。

文獻[41]認為網絡分析法是以層級分析法為基礎運作，並將網絡分析法分成四個階段，其執行步驟如圖 2-10 所示[42]：

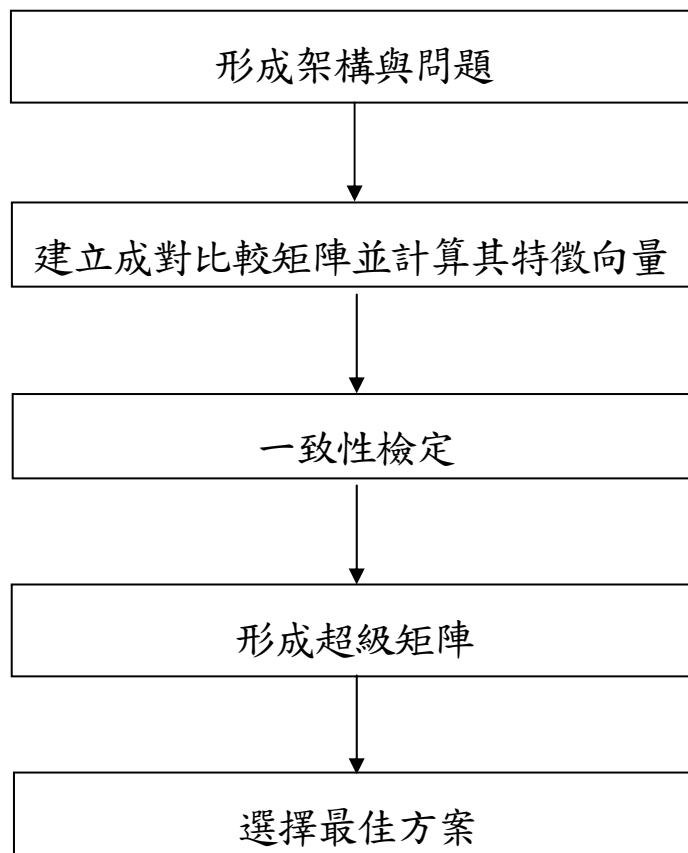


圖 2-10 ANP 法的執行步驟[42]
(資料來源：文獻[42])

1. 形成架構與問題

如圖2-11所示[41]，將問題清楚的區分來並分解成網架的層級架構。

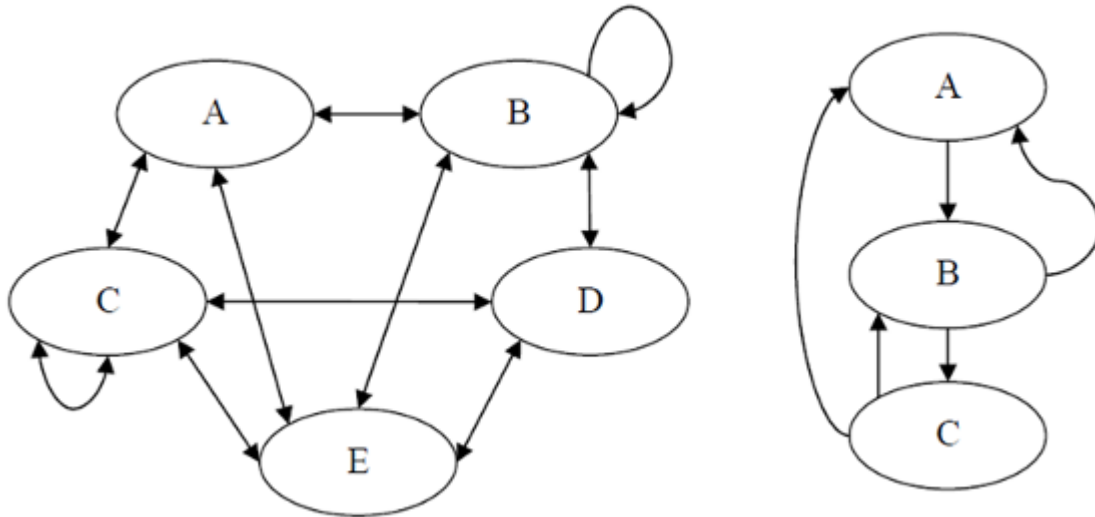


圖 2-11 ANP 法問題架構示意圖[41]

(資料來源：文獻[41])

2. 建立成對比較矩陣並計算其特徵向量與一致性的評定

利用成對比較矩陣的結果，來評定進行成對比較時，是否具有一致性。並透過矩陣的方式，將成對比較後所計算出的特徵向量值來做為矩陣之權重值，來計算出每一個矩陣之值，最後依照各個元素之間的相互依存關係加以彙整，形成未加權的超級矩陣。

3. 形成超級矩陣

超級矩陣是由多個子矩陣組成，而元素與元素彼此間交互比較後所得到的特徵向量將形成子矩陣。圖2-12中 $W11$ ， $W12$ ，... WNN 是經過成對比較計算後的特徵向量值， C_r 表示一項決策的準則， $er1$ ， $er2$ ， $ernr$ 表示第 r 個準則下的評估要素， $r=1, 2, \dots, n$ ， r 表 W_r 準則下之評估要素數目。[43]

如圖2-12所示[43]ANP法使用超級矩陣表現圖形中元素之間的關係，並將各群組與其包含之元素依序列於矩陣左側與上方形成一個超級矩陣，當中的值若有空白或0的情況發生時，表示元素或群組之間彼此獨立沒有相依性，使用超級矩陣表示群組之間的關係最大好處是可以用來評估群組外部和內部二種相依性，再將未加權超級矩陣進行矩陣多次相乘後，會獲得到一個穩定不再改變的收斂極值即為極限化超級矩陣來取得權重值。

4. 選擇最佳方案

ANP法最後可經由超級矩陣多次相乘後得到的極值做為選擇最佳方案之依據。

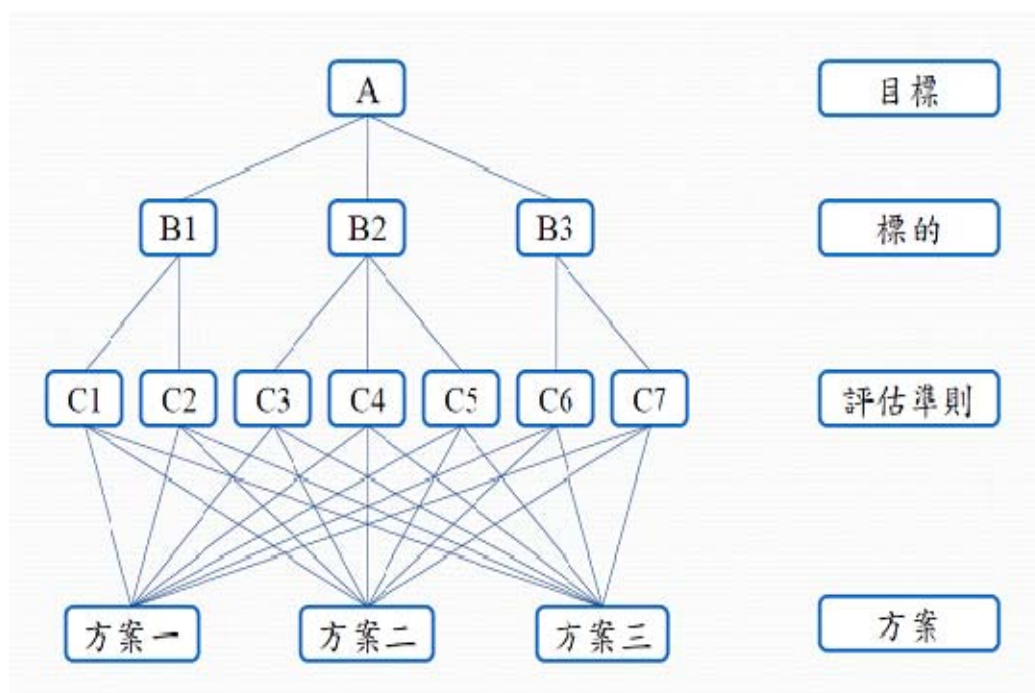
$$W = \begin{matrix} & \begin{matrix} C_1 & & C_2 & & \dots & & C_N \end{matrix} \\ \begin{matrix} C_1 \\ C_2 \\ \vdots \\ C_N \end{matrix} & \begin{bmatrix} e_{11} & e_{12} & \dots & e_{1n_1} & e_{21} & e_{22} & \dots & e_{2n_2} & \dots & e_{N1} & e_{N2} & \dots & e_{NnN} \\ e_{12} & W_{11} & & & W_{12} & & & & \dots & W_{1N} & & \dots & \\ \vdots & & & & & & & & & & & & \\ e_{1n1} & & & & & & & & & & & & \\ e_{21} & W_{21} & & & W_{22} & & & \dots & & W_{2N} & & \dots & \\ e_{22} & & & & & & & & & & & & \\ \vdots & & & & & & & & & & & & \\ e_{2n2} & & & & & & & & & & & & \\ \vdots & & & & & & & & & & & & \\ \vdots & & & & & & & & & & & & \\ e_{n1} & W_{N1} & & & W_{N2} & & & \dots & & W_{NN} & & \dots & \\ e_{n2} & & & & & & & & & & & & \\ \vdots & & & & & & & & & & & & \\ e_{NnN} & & & & & & & & & & & & \end{bmatrix} \end{matrix}$$

圖 2-12 超級矩陣[43]

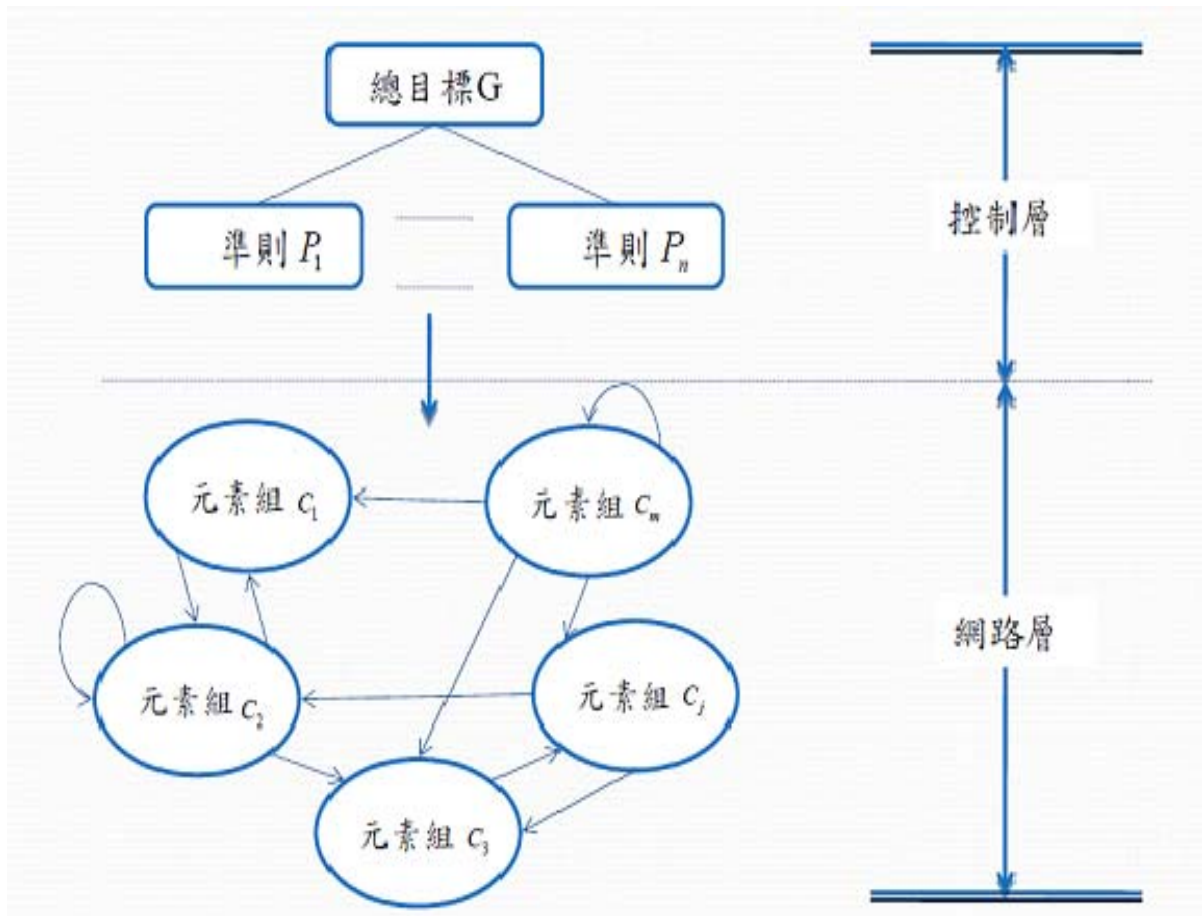
(資料來源：文獻[43])

肆、層級分析法 (Analytic Hierarchy Process, AHP)

由於在使用層級分析法的過程當中，會涉及到如何去設計與配置各個項目的權重，若本研究採用層級分析法，則需舉辦專家座談會議，並邀請各界學者專家對於建築結構物的耐久性間重要程度來進行問卷填寫的調查，且最後彙整每位學者專家的問卷，計算出每項配置的權重值。在使用專家評估的方法當中，比較常用的是層級分析法(AHP)以及網絡分析法(ANP)。兩者的差異在於層級分析法假設每層的因子間為獨立的，不會互相影響，且層與層之間的傳遞為單線，不能夠有回饋產生；而網絡分析法則允許控制層之各因子可以互相影響，並可以回饋。理論上來說層級分析法是網絡分析法的特例，也就是說網絡分析法可以適用的範圍更為廣闊。然而，在數學操作上以及問卷的設計上，網絡分析法要比層級分析法要困難得多。網絡分析法與層級分析法的示意圖如圖 2-13[26, 30]所示。



(a)層級分析法架構圖



(b) 網路分析法架構圖

圖 2-13 層級分析法與網路分析法架構圖[26, 30]

(資料來源：文獻[26, 30])

網路分析法在執行步驟上面與層級分析法相同的地方在於建模完成後進行各元素與各層級間之成對比較；而不同的地方在於權重的計算方面，由於網路分析法較層級分析法多了網路層，權重的決定也勢必要以不同的方式進行計算。層級分析法的權重計算是以成對比較矩陣來計算，而網路分析法的權重是超級矩陣來計算。層級分析法與網路分析法間之主要差別和應用在於層級分析法是用以解決當方案或準則間彼此為相互獨立時的相關問題，而網路分析法則被應用於方案或準則間彼此為相互依存關係的相關問題。事實上，許多的決策不能只用純階層的關係來建構，因為高階元素與低階元素間亦可能存在相依關係與交互作用，網路分析法與層級分析法的差異可見表 2-4 所示[44]：

表 2-4 網絡分析法與層級分析法的差異[44]

方法 項目	網絡分析法(ANP 法)	層級分析法(AHP 法)
問題 架構	不需以目標作為基礎	一般以目標、準則、副準則與替選方案為基礎做層級架構。
層級 架構	層級群組及各元素之間具有回饋關係，內部與外部具有相依性。	層級群組間接假設為獨立。
分析 優點	<ol style="list-style-type: none"> 1.經由群體決策取得共識。 2.考慮層面較AHP更深，能解決內部相依的決策問題。 3.問題結構具有不可縮減及可循環之特性。 4.能夠準確地處理社會中真實的複雜問題，與人類的思考模式較類似。 	<ol style="list-style-type: none"> 1.經由群體專家的評定後做動態性調整而取得最後識。 2.確定性及不確定性的因子皆可考慮在內。 3.對於屬質因子，可由群體評估後量化表示。 4.可簡化複雜的評估問題為層級架構系統以利評估作業的進行。
分析 缺點	<ol style="list-style-type: none"> 1.專家難求或專家代表性不足。 2.考慮的範圍更廣造成問題繁多，導致需處理較多的成對比較矩陣且一致性也較難計算。 3.極限矩陣的計算很繁瑣。 	<ol style="list-style-type: none"> 1.專家難求或專家代表性不足。 2.在任何情況下均假設各評估準則間為相互獨立。
決策 分析	分析原理與類神經網路分析法相似。	<ol style="list-style-type: none"> 1.決策過程與人類的思考方式接近。 2.決策者可依實際情況作最佳決策。 3.決策者可修正分析結果，並從分析過程中學習解決問題的能力。

(資料來源：文獻[44])

層級分析法之應用大致上可分為以下幾點：

1. 層級分析法可求取各層級要素的權重，並利用數值分析中的特徵值解法計算出特徵值與特徵向量，來求取各元素的相對權重，找出優勢向量。
2. 層級分析法主要應用在不確定情況下及具有多個評估準則之決策問題上，可處理量化及質化資料。
3. 利用邏輯的思考及統整的方法來應用資料，並可推估出優選順序及權重的大小。
4. 經由層級分析法，可以將相互並無關聯的觀念及方法結合起來，當中包括了複雜的層級結構化問題、兩兩相互比較、特徵向量法及一致性的考量。層級分析法的基本架構，層級分析法是假設每層

的因子間為獨立的，且之間不會相互的影響。

由於層級分析法具有層級式的架構，其優點包括以下幾點[45]：

1. 具有彈性：

就彈性而言，若發生資料不足或是部份資料遺漏時，可以透過層級架構的模式來彌補資料的缺失，並適時的作修改與擴充。

2. 易於了解：

在層級分析法的架構中，各個層級元素的優先順序是逐層演變的結果，故可以清楚地觀察同一層元素之間的彼此關係，並發現其具有獨立性，以及上下層元素之間的彼此影響力，故可以利用此一關係來進行元素之間的整合與分類。

3. 合乎邏輯：

層級架構是依照層級程序來逐步推演，並藉此將複雜的問題，決策化成簡單明瞭的架構，使決策者在分析時可以兼顧不同元素之間的邏輯關係，對於決策的正確性具有正面的幫助。將問題建構成層級架構後，透過量化的評定，找出脈絡來決定選擇適當的方案，以減少決策錯誤的發生機率。

本研究計畫中擬採用層級分析法，僅將層級分析法原理介紹如下。假設 $\{x_1, x_2, \dots, x_n\}$ 為多目標價值模型中所考量之特性因子，而 $\{w_1, w_2, \dots, w_n\}$ 為各特性因子相對應之權重。以上可以看出來，若是要同時決定出所有之權重值，有其相當的困難性，並可能造成嚴重之誤差。層級分析法則應用特性因子之間的兩兩比較，得到特性因子之間的相對權重比值，形成一權重比例矩陣 A 如下所示：

$$A = \begin{bmatrix} w_1/w_1 & w_1/w_2 & \cdots & w_1/w_{n-1} & w_1/w_n \\ w_2/w_1 & w_2/w_2 & \cdots & w_2/w_{n-1} & w_2/w_n \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ w_n/w_1 & w_n/w_2 & \cdots & w_n/w_{n-1} & w_n/w_n \end{bmatrix} \quad (2.1)$$

經由一些簡單運算，可以發現以下關係存在

$$A\mathbf{w} = n\mathbf{w} \quad (2.2)$$

當已知矩陣 A ，若要求 \mathbf{w} 向量，此在數學上就是一特徵值問題，也就是解一 $A\mathbf{w} = \lambda\mathbf{w}$ 的特徵值問題。經由解出以上特徵值問題，就可以求得各特性因子之權重值。並且由線性代數理論可知，當求解一特徵值問題時，若矩陣 A 中之元素有極小擾動，將會對特徵值造成影響。如果將特徵向量問題表為下式：

$$A\mathbf{w} = \lambda_{\max}\mathbf{w} \quad (2.3)$$

若兩相比較之值具有一致性，則所得上式中之最大特徵值 λ_{\max} 將會相當接近 n (當然實際上只會大於或等於 n)，而其它之特徵值則會非常接近 0 。由此，可以利用 $\lambda_{\max} - n$ 之值來評估一致性及所得結果合理性。定義一致性指標 C.I. 為

$$C.I. \equiv \frac{\lambda_{\max} - n}{n - 1} \quad (2.4)$$

由(2.4)可見，當一致性指標越接近 0 ，則代表所選取的權重越合理。

而由評估尺度 $1\sim 9$ 所產生的正倒數矩陣，在不同階數下，會產生不同之 C.I. 值，稱

為隨機指標(random index； R.I.)。其中矩陣階數為 1~11 階的 R.I.值為取 500 個樣本所得平均數；階數 12~15 的 R.I.值則為取 100 個樣本所得平均數。

在相同矩陣階數下，其 C.I.值與 R.I.值的比例稱為一致性比值(consistency ratio， C.R.)，也就是

$$C.R. = \frac{C.I.}{R.I.} \quad (2.5)$$

當 $C.R. \leq 0.1$ 時，則代表矩陣的一致性程度令人滿意。

在計算各層級要素間之權重以後，必須要再進行整體層級權重計算。首先須將 C.I. 值以及 w 值代入，求出整體一致性指標 CIH 以及整體隨機性指標。

$$CIH = \sum_{j=1}^{n-1} \sum_{i=1}^m \omega_{ij} CI_{i,j+1} \quad (2.6)$$

$$RIH = \sum_{j=1}^{n-1} \sum_{i=1}^m \omega_{ij} RI_{i,j+1} \quad (2.7)$$

其中 ω_{ij} 代表第 j 層級第 i 個元素之總權重值， $CI_{i,j+1}$ 代表第 j+1 個層級所有元素對 j 層級第 i 個元素之一致性指標， $RI_{i,j+1}$ 代表第 j+1 個層級所有元素對 j 層級第 i 個元素之隨機性指標。最後將 CIH 除以 RIH，則可以得到 CRH。若是 CRH 值小於 0.1 時，表示所建立之層級結構及計算之權重值是可以接受的。若是 CRH 大於 0.1 時，應對評估權重向量 W 重新評比後，再計算新的 CRH 值，檢驗其值是否小於 0.1。

這種層級分析法的過程當中，會涉及到如何去設計權重，所以本研究中擬使用會議進行，邀請各界專家學者對於耐久性間重要程度進行問卷填寫，最後在彙整各位專家的問卷，來計算出各項配置的權重值。層級分析法決策問題分析步驟流程首先必須建立出整體層級架構，再利用成對比較矩陣的建立與運算，來取得一致性的檢定，如圖 2-14 所示，為層級分析法決策問題分析優點與步驟流程圖。

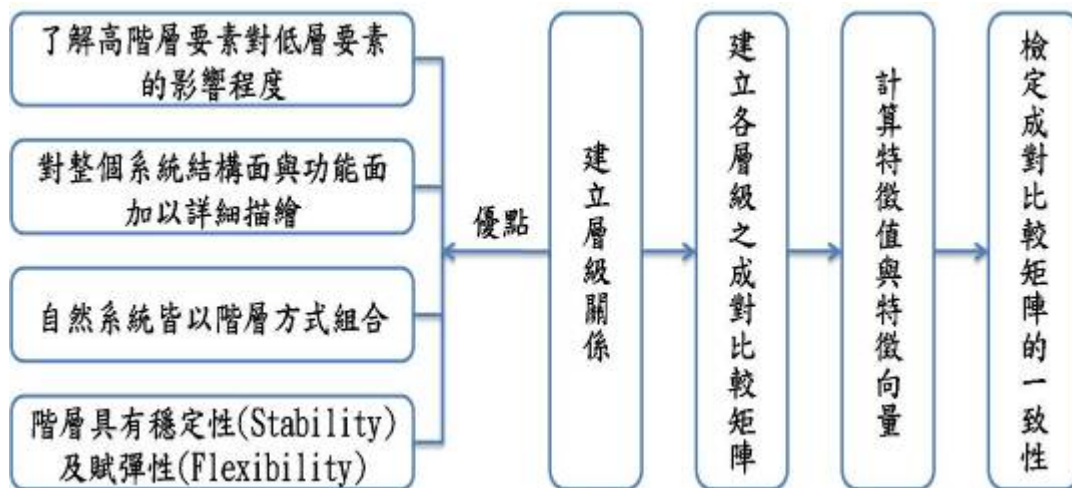


圖 2-14 層級分析法決策問題分析優點與步驟流程圖

(資料來源：本研究繪製)

一般對於 RC 建築物耐久性評估上，考量之重點涵蓋環境因素、材料因素、設計因素、施工因素及維護管理因素等五大層面，如圖 2-15 所示[27]。其中各個層級所包含之子層級大致如下：

1. 維護管理因素：裂縫現況、腐蝕狀態、維修狀況、交通量狀況...等。
2. 施工因素：氣離子含量、搗實、養護、施工縫處理...等。
3. 設計因素：保護層厚度、設計強度...等。
4. 材料因素：水泥、粒料、摻料、水灰比、抗壓強度、電阻值...等。
5. 環境因素：鹽害潛勢、沖刷潛勢、土石流潛勢、溫溼度因素、二氧化碳...等。

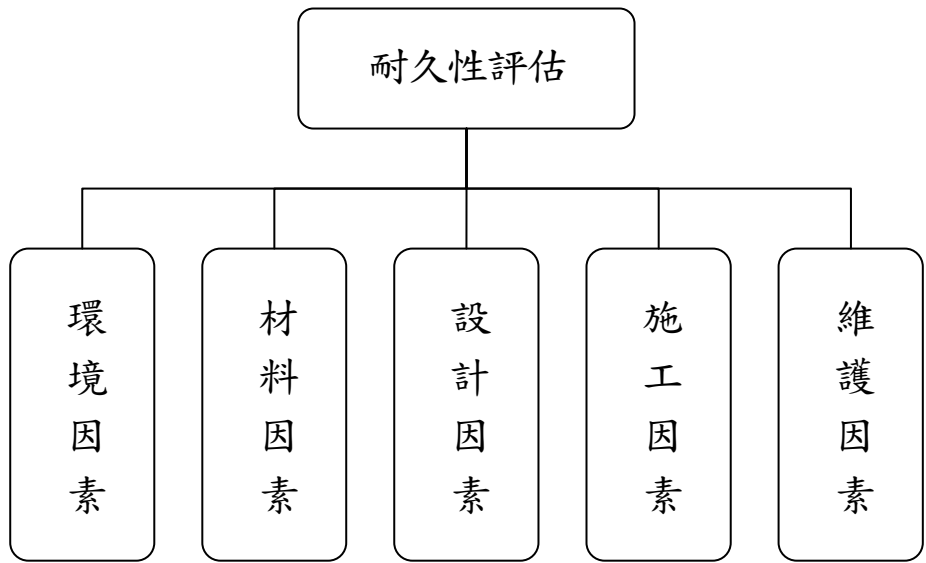


圖 2-15 耐久性評估架構圖[27]

(資料來源：文獻[27])

文獻[45]將層級分析法應用於現存橋梁維修優選排列，利用橋梁檢測項目劣化評估，來建立第一層級之目標，由於層級分析法當中的層級建構是非常重要的環節，好的層級架構對於問題的解決有直接關鍵性的影響，並確實找出影響問題因子的評估標準、次要評估標準與替代方案，藉以建構整體問題的層級結構。

國內學者[27]曾經使用層級分析法來分析橋梁耐久性，在他們的方法中，影響橋梁耐久性的因子共分為五大類：環境因子、施工因子、設計因子、材料因子、維護營運。根據層級分析法的精神，層級分析法是假設每層的因子間為獨立的，且之間不會相互的影響，所以這也代表這五類因子之間是彼此互相獨立的。不過，材料因子當中氯離子的濃度，明顯地是與曝露的環境有關，所以這樣子的假設，並不完善。故假定這兩類因子之間沒有關聯是不合理的。

文獻[46]則提出不一樣的見解，他們認為材料因子為主要的考量，而其他的影響如環境因子可以相乘的方式視為放大或折減因子作用在材料因子上。這樣子的看法就是說，當我們對 RC 建築物耐久性得到一樣的指標時(如一樣的中性化深度、氯離子濃度、混凝土抗壓強度、...)，則會因為不同的地域環境而造成最後評估的不同。不過，在文獻[46]中，他們採用單一層級，將混凝土現況的指標與腐蝕的指標混在一起；本研究計畫將會把指標分為兩大類：分為混凝土現況指標與腐蝕現況指標兩大指標。在腐蝕現況指

標上，文獻[46]並沒有將腐蝕電流(或是腐蝕速率)作為指標，而是以半電池電位當作指標。理論上來說半電池電位僅能提供鋼筋腐蝕的熱力學趨勢，而並不是能夠量化來評定腐蝕的程度，故實應將腐蝕速率納入。

而在文獻[46]中，也針對不同的混凝土構件部位給予不同的權重配置，再由各別構件之耐久性評估乘上權重總合而得到整體耐久性評估。本研究計畫基本上也將採取同樣的思考邏輯，設計本土化適用之權重。值得一提的是，建築物各部位的重要性其實跟設計法、環境等有關係，所以可以根據不同建築物由專家自訂出不同之權重值出來。

除了使用專家給予權重之評估法以外，另外也可以用定量計算的方式來達成評估的目標。這必須要透過完成使用功能、劣化因子、材料劣化程度、時間之關係，如圖 2-16 所示[47]。當然其中的關係乃是基於實驗的經驗公式或是透過簡單推導出來的公式來評估。透過此種方法，則可以知道單一因子(如碳化)對於某一構件耐久性的影響(材料劣化程度)，甚至可以知道對於使用功能的影響(如梁之抗彎矩能力)，進而評估單一構件之壽命。

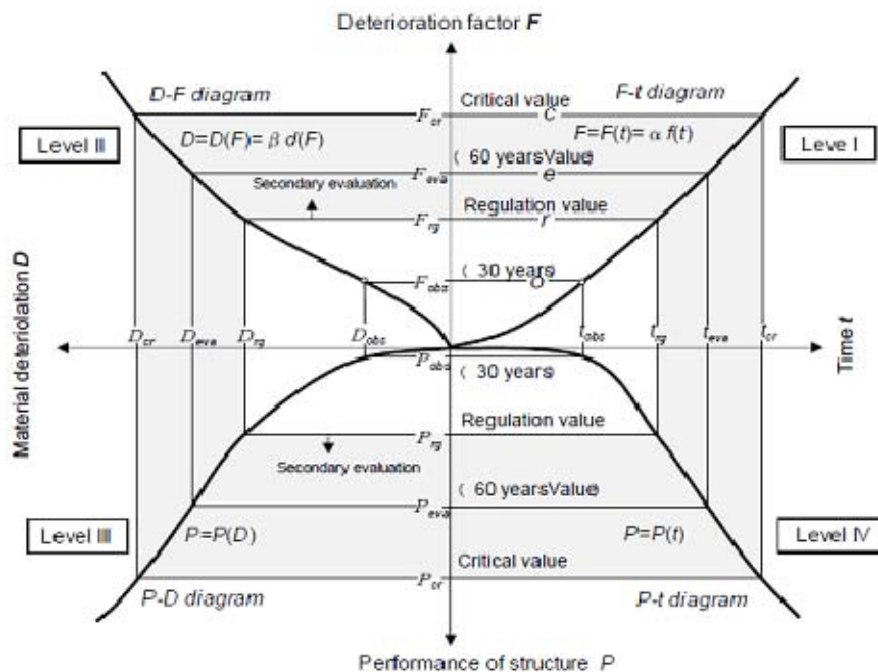


圖 2-16 使用功能、劣化因子、材料劣化程度、時間關係圖[47]
(資料來源：文獻[47])

伍、小結

德菲法為專家評估預測方法之一，也是群體決策的一種方法。與 AHP 層級分析法相似，德菲法也具有擷取問卷調查和會議兩者之優點，德菲法假設大多數的專家於多次問卷作答後，其意見逐漸趨向於最後真實的答案。德菲法與層級分析法都為專家評估預測方法，由於德菲法需花成本較高、問卷需要較長的蒐集回收整理的時間，且容易扭曲各位專家的寶貴意見，無法於當場解釋說明，故本研究計畫將採用層級分析法，來做為此計畫的耐久性評估方法。

層級分析法與網絡分析法間之主要差別和應用在於層級分析法是用以解決當方案或準則間彼此為相互獨立時的相關問題，而網絡分析法則被應用於方案或準則間彼此為相互依存關係的相關問題。事實上，許多的決策不能只用純階層的關係來建構，因為高階元素與低階元素間亦可能存在相依關係與交互作用。在計算方面，網絡分析法與層級分析法的差異地方在於權重的計算，由於網絡分析法較層級分析法多了網路層，權重的決定也勢必要以不同的方式進行計算。層級分析法的权重計算是以成對比較矩陣來計算，而網絡分析法的权重是超級矩陣來計算。而網絡分析法所考慮的範圍較廣，相對的，造成的問題也較繁多，導致需要處理較多成對比較矩陣，且一致性也較難計算。整體看來，在數學操作上以及問卷的設計上，網絡分析法要比層級分析法要困難得多。在多方面比較優缺點，本研究計畫認為認為層級分析法較網絡分析法有工作效率且容易瞭解，較適合用來評估建築物耐久性。經由表 2-5 來將層級分析法、網絡分析法、德菲法比較互相優劣性的差異，本研究計畫將採用 AHP 層級分析法，來做為此計畫的耐久性評估方法。其優劣比較如表 2-5 所示：

表 2-5 ANP 法、AHP 法、德菲法之優劣比較

方法 項目	網絡分析法(ANP 法)	層級分析法(AHP 法)	德菲法
分析 優點	<ol style="list-style-type: none"> 1. 經由群體決策取得共識。 2. 考慮層面較 AHP 更深，能解決內部相依的決策問題。 3. 問題結構具有不可縮減及可循環之特性。 4. 能夠準確地處理社會中真實的複雜問題，與人類的思考模式較類似。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 經由群體專家的評定後做動態性調整而取得最後識。 2. 確定性及不確定性的因子皆可考慮在內。 3. 對於屬質因子，可由群體評估後量化表示。 4. 可簡化複雜的評估問題為層級架構系統以利評估作業的進行。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 經由數次往返的問卷調查及不同專家間資訊之橫向傳遞，逐步凝聚專家間之共識。 2. 問卷調查之過程中，形同專家們一同參與規劃，促進專家對於問題之更深入的瞭解，有助於提供較客觀之意見。 3. 採匿名方式進行，不必遭受批評，因而可以獨立評定，且個人意見皆能獲得同等充分之重視。
分析 缺點	<ol style="list-style-type: none"> 1. 專家難求或專家代表性不足。 2. 考慮的範圍更廣造成問題繁多，導致需處理較多的成對比較矩陣且一致性也較難計算。 3. 極限矩陣的計算很繁瑣。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 專家難求或專家代表性不足。 2. 在任何情況下均假設各評估準則間為相互獨立。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 蒐集各方專家意見耗時日久，花費成本高。 2. 所謂專家意見一致，只是代表專家意見落在某一範圍中，而此範圍隱含了模糊性，但在處理的過程中卻未將此模糊性納入考慮。 3. 調查問卷回收率低。在求取專家意見一致過程中，容易扭曲專家意見，亦即會系統性的削弱對手的意見與抑制不同的想法。
決策 分析	分析原理與類神經網路分析法相似。	<ol style="list-style-type: none"> 1. 決策過程與人類的思考方式接近。 2. 決策者可依實際情況作最佳決策。 3. 決策者可修正分析結果，並從分析過程中學習解決問題的能力。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 兼具量化與質性之整合研究方法 2. 獲取專家們的共識，尋求對特定議題的一致性意見。

(資料來源：本研究繪製)

第三節 混凝土結構耐久性與壽命預測

壹、混凝土結構壽命評估的準則

建築結構與其他產品一樣，都具有使用壽命，建築結構的使用壽命可以分為自然壽命和無形壽命[48]。

1. 自然壽命：

稱為結構的使用壽命或耐久年限，是指建築結構在正常使用和正常維護的條件下，仍具有其預定使用功能的時間。對於已經使用一個時期的舊建築物，將在正常使用和正常維護的條件下，仍然具有其預定使用功能的時間，稱為結構的殘餘使用壽命或殘餘耐久年限。

2. 無形壽命：

指建築結構尚未達到自然壽命之前，由於種種原因終止其原有使用功能的時間。如工業廠房結構尚處於完好狀態，但根據技術改造的需要，廠房的使用功能(廠房高度、跨度、吊車重量等)已不能滿足新工法的要求而不得不拆除重建。

英國的 Somerville[49]以使用壽命終結的角度出發，將使用壽命分成以下三類：

- (1) 技術性使用壽命：是結構使用到某種技術指標(如結構整體性、承載力等)進入不合格狀態時的期限，這種狀態可能因為混凝土剝落、鋼筋鏽蝕引起。
- (2) 功能性使用壽命：與使用功能有關，指結構物使用到不再滿足功能實用要求的期限，如建築物抗震能力不能適應新的要求、結構的用途發生改變等。
- (3) 經濟性使用壽命：是結構物使用到繼續維修保留，倒不如拆除更為經濟的期限。

混凝土結構使用壽命的評估準則

如前述，影響混凝土結構耐久性的主要因素之一是混凝土中的鋼筋鏽蝕，由於目前尚未能很好的掌握混凝土中鋼筋鏽蝕的全過程，致使在混凝土結構耐久性極限狀態的確定上未能達到共識。在混凝土結構耐久性評估中，主要有有下幾種壽命準則。

1. 碳化壽命準則

是以保護層混凝土碳化而失去對剛筋的保護作用，使鋼筋開始產生鏽蝕的時間作為混凝土結構的壽命。基本上是以混凝土碳化深度達到鋼筋表面作為鋼筋開始鏽蝕的標準。Funahashi[50]在研究停車場預力構件的使用壽命時，提出了以鋼筋開始鏽蝕作為壽命終止的標準，並通過有限差分法計算了構件的壽命。

採用碳化壽命準則的理由，主要是考慮鋼筋一旦開始鏽蝕，不大的鏽蝕量、不長的時間就足以使混凝土開裂，而開裂後鏽蝕受到很多隨機因素的影響，很難做出定量的估計。這一準則比較適合不允許剛筋腐蝕的鋼筋混凝土構件(如預力構件)，但對大多數混凝土結構來說，以鋼筋開始鏽蝕作為結構使用壽命終止的標準，顯然過於保守。大量實際工程的調查表示，混凝土碳化深度達到鋼筋表面並不是鋼筋鏽蝕的充分條件，有許多使用了二、三十年的構件，碳化深度已達到甚至超過鋼筋表面，而鋼筋尚未發生鏽蝕[48]。

2. 鏽脹開裂壽命準則

是以混凝土表面出現沿筋的鏽脹裂縫所需時間作為結構使用壽命。這一準則認為，混凝土中的鋼筋鏽蝕使混凝土縱裂以後，鋼筋鏽蝕速度明顯加快。將這界限視為危急結構安全，需要維護加強維護處理的前兆。Tuutti[51]就提出了基於鋼筋鏽蝕的結構構件之使用壽命兩階段預測模型，對於一般大氣環境，結構構件使用壽命 $T=t_1+t_2$ ，其中 t_1 為混凝土保護層完全碳化、鋼筋的鈍態膜遭破壞並開始鏽蝕的時間， t_2 為因鋼筋鏽蝕發生導致結構構件達到耐久性極限狀態的時間；Morinaga[52]以氯離子引起鋼筋鏽蝕導致混凝土出現順筋裂縫為失效準則，由試驗建立縱裂時的鋼筋鏽蝕量與鋼筋鏽蝕速度關係來預測構件的壽命。

但試驗證明，在一般保護層厚度、鋼筋直徑和混凝土強度情況下，保護層開裂所需的鏽蝕失重率只有 0.5%~1.9%，這比規範所允許的鋼筋截面誤差±5%要小的多。對於有裝修、觀感的結構構件，採用混凝土開裂壽命準則可能較為妥當。

3. 裂縫寬度與鋼筋鏽蝕量限值壽命準則

由於鏽脹開裂的標準很難定量，且鏽脹開裂對於大多數結構的安全性和適用性影響不大。人們又提出裂縫寬度與鋼筋鏽蝕量控制的壽命原則，即認為鏽脹裂縫寬度或鋼筋

鏽蝕量達到某一界限值時壽命終止。如有人提出以保護層出現 0.15~0.25mm 裂縫寬度或鋼筋截面損失率達到 1% 做為耐久性極限狀態的標準[53]。

對於工業廠房或一般民用建築，採用鏽脹開裂壽命準則、裂縫寬度與鋼筋鏽蝕量限值壽命準則似乎仍偏嚴。在實際工程中有不少這樣的實例，構件混凝土的保護層早已脫落，鋼筋鏽蝕嚴重，但構件仍在"正常"使用。因此，對於一般混凝土構件，已受力破壞作為評定壽命終止的標準則會更合理些。

4. 承载力壽命準則

是考慮鋼筋鏽蝕等引起的抗力退化，以構件的承载力降低到某一界限值作為耐久性極限狀態。結構構件殘餘壽命取結構目前狀態到可靠指標 β 值下降到某一水平時所需的時間 T_{β} ，或從結構目前狀態到耐久性失效所需時間 T_D 中取小值(其中 T_D 為混凝土碳化深度到達鋼筋表面時間 T_1 與鋼筋開始鏽蝕到出現鋼筋裂縫時間 T_2 之和)[54]。

如圖 2-17 所示[56]，對混凝土結構耐久性破壞準則的合理選擇是進行耐久性評估與壽命預測的重要前提。由於混凝土結構的性能退化過程是一個極其複雜的演化過程，不僅取決於結構本身，而且與結構所處環境有非常密切的關係，故在有些情況下，鋼筋鏽蝕並不嚴重，但卻發生了構件破壞現象；而有實鋼筋鏽實已出現明顯的斷面損失，卻未發生破壞，構件還在"正常"使用。因此，並不存在一個規定不變的耐久性評估準則，對不同類型的結構、不同的使用環境等應區別處理。

以上四種壽命準則基本上屬於結構的技術性使用壽命，主要是從結構的安全性和適用性方面給出了評定結構耐久性終結的標準，而未能考慮經濟因素等在結構耐久性評估中的作用。更為合理的耐久性終結標準不應單純從結構的安全性與適用性的角度考慮，還應綜合考慮結構的經濟效益與社會效益、結構耐久性破壞及功能喪失所造成的損失以及社會經濟發展水平等諸多因素，採用風險決策方法來設置耐久性極限標準[55]。

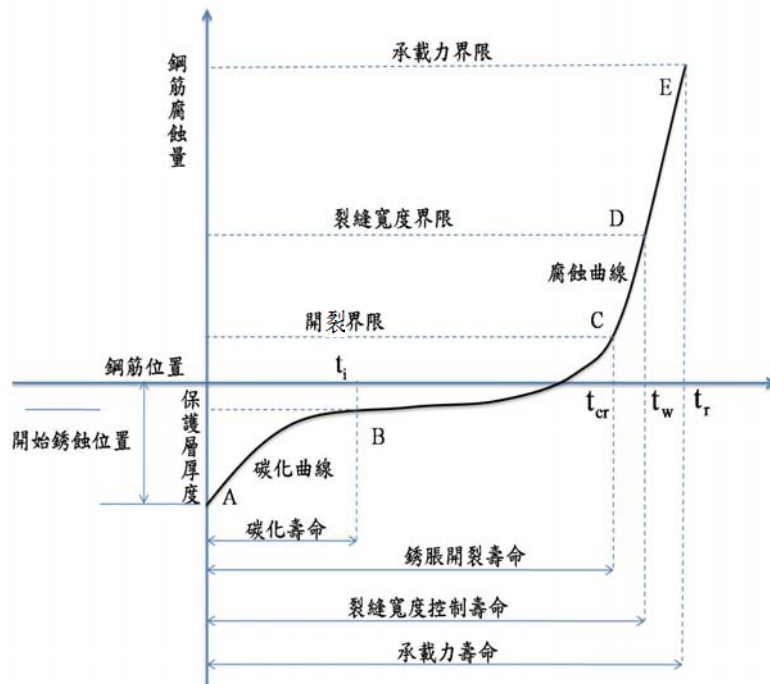


圖 2-17 結構的使用壽命示意圖[56]

(資料來源：文獻[56])

貳、混凝土結構使用壽命的預測方法

混凝土結構耐久性分析的目的主要是進行新建混凝土結構使用壽命預測與現有混凝土結構的使用壽命評估。

一、新建混凝土結構使用壽命預測

使用壽命因其與材料性能、細部構造、暴露狀態、劣化機理等許多因素及其相互作用有關而甚難量化。混凝土的劣化往往是多種因素的綜合作用結果，至少是一種侵蝕過程和荷載的共同作用。由於綜合作用的影響機理相當複雜且不明瞭，所以，目前對混凝土使用壽命的預測還只能考慮其中的一個主要因素。現在有各類預測方法，通常組合起來應用，其中最有價值的是利用數學模型並應用隨機概念的預測方法。

1. 基於經驗的預測方法

這是根據試驗室和現場大量試驗結果與以往經驗的累積，對使用壽命作評定量的預測，其中包含了經驗知識與推理。目前的一些混凝土標準實際也是這樣來評估壽命的，認為如果能夠按照標準提出的原則和工法，混凝土就將具有所需的壽命。要是設計壽命比較長，使用環境條件惡劣，

或者遇到一種新的情況而缺少經驗，這種預測方法就不太可靠。

2. 基於比較的預測方法

這種方法用的甚少，其中假定混凝土在某一期限內是耐久的，則相似環境下的相似混凝土也將有同樣的壽命。由於材料、形狀、施工質量、荷載和環境的變異性，每一種混凝土結構往往是獨一無二的，不同的小氣候條件也會影響混凝土的使用壽命。所以即便有相似的使用條件，將過去的經驗直接用來做比較則不甚合理。

3. 加速試驗預測方法

混凝土的耐久性試驗多採用加速試驗，如採用較高的侵蝕物質濃度、較高的溫度或濕度以加速劣化過程。加速試驗的劣化機理應該與使用條件下的相同。應用加速試驗結果的主要困難在於缺乏使用狀態下的長期數據，但至少可用來解決預測使用壽命的數學模型問題。美國墾務局曾將硫酸鹽侵蝕的加速試驗與長期試驗作過比較，其中將試件長期連續的至於 2.1% 的硫酸鈉溶液中，直至達到 0.5% 的膨脹率並定義為破壞，得到這一期限為 18~24 年；另外將試件至於同樣濃溶液中 16h，然後取出在 54°C 溫度下強使乾燥後再繼續循環浸泡乾燥，直至達到同樣的膨脹率。結果發現加速試驗一年相當於長期試驗八年。

4. 數學模型預測方法

利用數學模型預測使用壽命是目前較多被採用的方法，其預測的可靠度與模型合理性以及材料與環境參數選取的準確性有關。現在已發展了考慮不同的侵蝕介質(水、鹽類或氣體)從混凝土表面向內部侵入過程的數學模型用於壽命預測。

5. 壽命預測的隨機方法

上述的壽命預測方法都屬於確定性方法，即將影響結構使用壽命的各因素均作為確定的量值，由此得到的壽命預測結果只能是均值意義上的使用壽命。在耐久性評估中，無論採用哪一種壽命準則，由於影響結構使用壽命的各因素都是隨機變量，甚至是隨時間變化的隨機過程，如混凝土保護層厚度經實測統計是符合常態分佈的隨機變量，當由於混凝土腐蝕或鋼筋鏽蝕而使混凝土保護層剝落時，甚至是隨機過程；影響混凝土結構耐久性的各項因素，如環境溫濕度、有害介質含量、混凝土的緊密性和空隙率等也都是隨機變量或隨機過程；當採用承載力壽命準則時，由

於鋼筋鏽蝕等因素的影響，結構構件的承載力將隨時間衰減，此時結構的荷載與抗力都是隨機過程。因此，應用概率方法進行結構的耐久性評估與壽命預測顯然是非常合理的方法。

二、現有混凝土結構殘餘壽命評估

預測現有結構殘餘使用壽命的方法與新建結構的壽命預測基本相同，但前者可以通過混凝土現有狀態的實際調查，獲得更多、更明確的資料訊息。評估現有結構殘餘壽命主要有兩種方法：一是基於實際檢測的時間外推方法；二是數學模型方法。但建立現有結構壽命預測模型時，並需藉助實際工程的實測數據對壽命預測模型進行修正。因此，預測已有混凝土結構物的使用壽命，首先需要了解混凝土結構的現狀、結構劣化速率以及過去和將來的荷載情況。實測工作主要包括以下內容：

1. 檢查結構符合原設計的程度—分析研究原有技術文件，查訪現場(將目測結果與施工文件進行交叉比對，用測厚儀檢查鋼筋位置及直徑)，進行初步分析。
2. 檢查劣化現象及劣化程度評估—實際檢測混凝土的破損狀況，測量護凝土保護層、混凝土裂縫寬度、剝落或分層脫離、氯離子侵入深度、碳化深度測量、鋼筋鏽蝕狀況測量、現場取樣等；混凝土吸水性與滲透性，環境侵蝕性(水、氯、硫酸鹽)的評估。
3. 試驗室試驗—岩相分析(混凝土孔隙率、氣泡分佈、粒料的化學穩定性開裂類型、水灰比估計)，化學分析(膠結材料化學組成、pH 值、化學添加劑成分、漿體和粒料特徵)，混凝土鋼筋性能(強度、彈性模數等)。
4. 當前狀態下的結構再分析—各種荷載作用下的分析。

參、混凝土結構碳化壽命分析

一、隨機碳化壽命準則

混凝土碳化對結構耐久性的影響主要是引起鋼筋鏽蝕，因此，混凝土碳化允許指標應以混凝土的鋼筋不發生明顯鏽蝕為標準。對鋼筋開始鏽蝕狀態的定義則極為困難，理論上雖然可以定義為鋼筋表面脫鈍，但如何評定鋼筋是否脫鈍，在工程中難以實現。而從工程實際考慮，以鋼筋表面脫頓作為開始鏽蝕的標準意義不大，本文獻建議以鋼筋表面出現可見鏽跡作為鋼筋開始鏽蝕的狀態。另一方面，影響鋼筋開始鏽蝕的主要因素是混凝土本身的質量(如緊密度)、混凝土保護層

厚度、混凝土碳化深度及建築物所處環境，而這些因素都具有一定的隨機性。以鋼筋開始鏽蝕為標準的壽命準則為隨機碳化壽命準則。

混凝土中鋼筋開始鏽蝕條件的分析結果，混凝土碳化壽命準則可以表示為：

$$\Omega_c = \{c - x_0 - X(t) \geq 0\} \quad (2.8)$$

式中， c ：混凝土保護層厚度，是隨機變量；

x_0 ：碳化殘量，是混凝土強度、環境相對濕度及混凝土保護層厚度的函數也是隨機變量；

$X(t)$ ：混凝土碳化深度，是一個隨機過程；

Ω_c ：混凝土碳化壽命準則，是隨機過程。

實測結果表示，混凝土保護層厚度較好的符合常態分佈，概率密度函數為[57]

$$p(c) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_c} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{c-\mu_c}{\sigma_c}\right)^2\right] \quad (2.9)$$

式中， μ_c 、 σ_c ：混凝土保護層厚度的平均值和標準差。

根據碳化殘量的計算公式，可求得碳化殘量的平均值和標準差為

$$\mu_{x_0} = \mu_{K_{m0}} 4.86 \times (-RH^2 + 1.5RH - 0.45) \times (\mu_c - 5) \times (\ln f_{cu,k} - 2.3) \quad (2.10)$$

$$\sigma_{x_0} = \sqrt{\left(\left.\frac{\partial x_0}{\partial K_{m0}}\right|_{\mu}\right)^2 \sigma_{K_{m0}}^2 + \left(\left.\frac{\partial x_0}{\partial f_{cu,k}}\right|_{\mu}\right)^2 \sigma_{f_{cu,k}}^2 + \left(\left.\frac{\partial x_0}{\partial c}\right|_{\mu}\right)^2 \sigma_c^2} \quad (2.11)$$

式中， $\mu_{K_{m0}}$ 、 $\sigma_{K_{m0}}$ ：碳化殘量計算模式不定性係數 K_{m0} 的平均值和標準差；

μ_{fcu} 、 σ_{fcu} ：混凝土抗壓強度平均值和標準差。

二、混凝土碳化深度的概率分佈及統計參數

混凝土碳化深度不僅具有隨機性，而且還具有隨機過程性，因此宜用非平穩隨機過程進行描述。碳化速度的一維概率密度函數可以表示為

$$f_x(x, t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_x(t)} \exp\left\{-\frac{[x-\mu_x(t)]^2}{2[\sigma_x(t)]^2}\right\} \quad (2.12)$$

式中， t ：碳化時間(a)；

$\mu_x(t)$ 、 $\sigma_x(t)$ ：混凝土碳化深度的平均值函數與標準差函數，可以表示為

$$\mu_x(t) = \mu_k \sqrt{t} \quad (2.13)$$

$$\sigma_x(t) = \sigma_k \sqrt{t} \quad (2.14)$$

式中， μ_k ：碳化係數平均值；

σ_k ：碳化係數標準差，利用誤差傳遞公式可求得為

$$\mu_k = 2.56 \mu_{K_{mc}} f_{c1} f_{c_{CO_2}} f_{cp} f_{cs} \sqrt{T} (1 - RH) RH \left(\frac{27.94}{f_{cu,k}} - 0.76 \right) \quad (2.15)$$

$$\sigma_k = \sqrt{\left(\frac{\partial k}{\partial K_{mc}} \Big|_{\mu} \right)^2 \sigma_{K_{mc}}^2 + \left(\frac{\partial k}{\partial f_{cu}} \Big|_{\mu} \right)^2 \sigma_{f_{cu}}^2} \quad (2.16)$$

式中， $\mu_{K_{mc}}$ 、 $\sigma_{K_{mc}}$ ：碳化深度計算模式不定性係數的平均值和標準差；偏導數在碳化係數平均值處取值。

三、 混凝土碳化耐久性分析

混凝土碳化耐久性失效，即鋼筋發生鏽蝕的極限狀態方程式為

$$Z(t) = c - x_0 - X(t) = 0 \quad (2.17)$$

式中， $X(t)$ ：混凝土碳化深度(mm)。

鋼筋發生鏽蝕的概率為

$$P_{rc}(t) = P\{c - x_0 - \sigma\sqrt{t} < 0\} \quad (2.18)$$

與結構可靠度的定義類似，為了對結構的耐久性進行度量，在文獻[58]中提出結構耐久性的概念，定義結構耐久性為：結構在正常使用和正常維護條件下，在使用期內不發生耐久性失效的概率。與混凝土碳化耐久性失效準則相應的耐久性稱為碳化耐久性，可表示為

$$P_{DC}(t) = P\{c - x_0 - \sigma\sqrt{t} > 0\} \quad (2.19)$$

相應的可靠指標可表示為

$$\beta_c = -\Phi^{-1}(P_{rc}) \quad (2.20)$$

根據計算結果可以發現：

1. 混凝土保護層厚度對碳化可靠指標 β_c 有較大的影響，在其他條件相同時，保護層厚度越大，碳化可靠指標 β_c 的下降速度越慢，當保護層厚度從 10mm 增加到 35mm 時，碳化可靠指標 β_c 下降到零所需的時間從 7 年左右增大到約 50 年。這結果說明混凝土保護層對鋼筋具有很好的保護作用。
2. 混凝土強度也是影響碳化可靠指標 β_c 的主要因素，在其他條件相同時，混凝土強度越高，碳化

可靠指標 β_c 的下降速度越慢，當混凝土強度從 C15 增長到 C35 時， β_c 下降到零所需的時間從 13 年增加到約 48 年。說明混凝土強度越大，碳化速度越慢，鋼筋越不容易鏽蝕。

四、混凝土結構的碳化壽命

由式(2.20)求得的鋼筋開始鏽蝕概率是結構使用時間 t 的函數，為了預測結構的碳化壽命，還必須給出允許的鋼筋鏽蝕概率。

根據《建築結構可靠度設計統一標準》的要求，結構構件正常使用極限狀態的可靠指標，可根據其逆程度確定，但不宜小於 0~1.5。混凝土碳化目標可靠指標的設定，不僅要考慮建築物的技術狀況，還需要考慮建築物的重要性(社會、經濟影響等)，這是一個極為複雜的大系統問題。綜合考慮建築物的社會文化重要性、建築物日常安全性及構件的重要性，基於建築物調查結果，給出了鋼筋鏽蝕概率與結構破損狀態的對應關係[59]。

肆、混凝土結構鏽脹開裂分析

一、鏽脹開裂壽命準則

鏽脹開裂是以混凝土表面出現沿筋的鏽脹裂縫所需時間作為結構使用壽命。這一準則認為混凝土中的鋼筋鏽蝕使混凝土縱裂以後，鋼筋鏽蝕速度明顯加快，結構的適用性和安全性也將降低，由其是適用性和外觀美感有較大的影響。因此，在實際工程中，對一些重要的建築物或外觀要求較高的建築物多採用鏽脹開裂壽命準則進行壽命評估。

混凝土結構的鏽脹開裂取決於鏽脹開裂前的鋼筋鏽蝕量預測模型和鏽脹開裂時的鏽蝕量，由於結構本身質量、材料性能及使用環境的隨機性，使得開裂前的鋼筋鏽蝕量預測與開裂時鏽蝕量確定都有很大的隨機性，因而結構產生順筋裂縫的年限實際上是一個隨機變量，因此，應該用結構可靠度理論進行鏽脹開裂壽命分析。

混凝土保護層鏽脹開裂條件分析結果，混凝土結構的鏽脹開裂壽命準則可以表示為

$$\Omega_{cr} = \{\delta_{cr} - \delta_{cl}(t) \geq 0\} \quad (2.21)$$

式中， δ_{cr} ：混凝土保護層鏽脹開裂時的鋼筋鏽蝕深度(mm)，是一個隨機變量；

$\delta_{el}(t)$ ：鏽脹開裂前的鋼筋鏽蝕量，是一個隨機過程；

Ω_{cr} ：混凝土結構的鏽脹開裂壽命準則，是隨機過程。

二、鏽脹開裂前鋼筋鏽蝕量的概率分佈及統計特徵

整合給出了混凝土保護層開裂前鋼筋鏽蝕深度的預測模型為

$$\delta_{el}(t) = \lambda_{el}(t - t_i) \quad (2.22)$$

$$\lambda_{el} = 46 \times k_{cr} k_{ce} e^{0.04T} (RH - 0.45)^{\frac{2}{3}} c^{-1.86} f_{cu}^{-1.88} \quad (2.23)$$

式中， $\delta_{el}(t)$ ：鏽脹開裂前的鋼筋鏽蝕深度(mm)；

λ_{el} ：鏽脹開裂前的鋼筋鏽蝕速度(mm)；

k_{cr} ：鋼筋位置修正係數，角部鋼筋=1.6，中部鋼筋=1.0；

k_{ce} ：小環境條件修正係數，根據大量實際工程調查結果的對比分析，建議：潮濕地區室外環境=3.0~4.0，潮濕地區室內環境=1.0~1.5，乾燥地區室外環境=2.5~3.5，乾燥地區室內環境=1.0；

c ：混凝土保護層厚度；

f_{cu} ：混凝土立方體抗壓強度(MPa)；

T ：環境溫度(°C)；

RH ：環境濕度(%)；

t_i ：鋼筋開始鏽蝕時間(a)；

t ：結構使用年限(a)。

由式(2.23)可以看出，鏽脹開裂前的高筋鏽蝕深度 $\delta_{el}(t)$ 與混凝土抗壓強度、混凝土保護層厚度及環境等因素有關，這些因素都是符合常態分佈的隨機變量，而 $\delta_{el}(t)$ 為這多個隨機變量的乘積，因此，鏽脹開裂前的鋼筋鏽蝕深度 $\delta_{el}(t)$ 是一個符合對數常態分佈的隨機過程，其一維概率密度函

數可表示為

$$f_1(x, t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_1(t)} \exp\left\{-\frac{[\ln x - \mu_1(t)]^2}{2[\sigma_1(t)]^2}\right\} \quad (2.24)$$

式中， t ：鋼筋鏽蝕時間(a)；

$\mu_1(t)$ 、 $\sigma_1(t)$ ： t 時刻鋼筋混凝土鏽蝕深度對數 $\ln \delta_{cl}(t)$ 的平均值函數與標準差函數，由式(2.4.18)~(2.4.20)計算。

$$\mu_1(t) = \ln \mu_{\delta_{cl}}(t) - \frac{\ln[\delta_{\delta_{cl}}^2(t) + 1]}{2} \quad (2.25)$$

$$\sigma_1(t) = \sqrt{\ln[\delta_{\delta_{cl}}^2(t) + 1]} \quad (2.25)$$

$$\delta_{\delta_{cl}}(t) = \frac{\sigma_{\delta_{cl}}(t)}{\mu_{\delta_{cl}}(t)} \quad (2.27)$$

式中， $\mu_{\delta_{cl}}(t)$ 、 $\sigma_{\delta_{cl}}(t)$ 、 $\delta_{\delta_{cl}}(t)$ ： $\delta_{cl}(t)$ 的平均值函數、標準差函數和變異函數。

根據誤差傳遞公式， $\delta_{\delta_{cl}}(t)$ 的平均值函數和標準差函數可以表示為

$$\mu_{\delta_{cl}} = \mu_{B_{meq}} \mu_{\lambda_{ca}} (t - t_1) \quad (2.28)$$

$$\mu_{\lambda_{ca}} = 46 \times f_{cr} f_{ca} e^{0.047T} (RH - 0.45)^{\frac{2}{3}} \mu_c^{-1.86} \mu_{f_{cu}}^{-1.89} \quad (2.29)$$

$$\sigma_{\delta_{el}} = \sqrt{\left(\frac{\partial \delta_{el}}{\partial K_{me1}}\right)^2 \sigma_{K_{me1}}^2 + \left(\frac{\partial \delta_{el}}{\partial \lambda_{el}}\right)^2 \sigma_{\lambda_{el}}^2} \quad (2.30)$$

$$\sigma_{\lambda_{el}} = \sqrt{\left(\frac{\partial \lambda_{el}}{\partial c}\right)^2 \sigma_c^2 + \left(\frac{\partial \lambda_{el}}{\partial f_{cu}}\right)^2 \sigma_{f_{cu}}^2} \quad (2.31)$$

式中， t_i ：鋼筋開始鏽蝕時間，在此取碳化壽命分析結果；

$\mu_{\delta_{el}}(t)$ 、 $\sigma_{\delta_{el}}(t)$ ： $\delta_{el}(t)$ 的平均值函數和標準差函數；

$\mu_{K_{me1}}$ 、 $\sigma_{K_{me1}}$ ：計算模式不定性係數的平均值和標準差；

$\mu_{\lambda_{el}}$ 、 $\sigma_{\lambda_{el}}$ ：混凝土保護層開裂前鋼筋鏽蝕速度的平均值和標準差；

μ_c 、 σ_c ：混凝土保護層厚度的平均值和標準差；

$\mu_{f_{cu}}$ 、 $\sigma_{f_{cu}}$ ：混凝土抗壓強度平均值和標準差。

三、混凝土保護層鏽脹開裂的耐久性分析

混凝土保護層出現鏽脹裂縫的極限狀態方程式為

$$Z(t) = \delta_{cr} - \delta_{el}(t) \quad (2.32)$$

混凝土保護層出現鏽脹裂縫的概率為

$$P_{f_{cr}}(t) = P\{\delta_{cr} - \delta_{el}(t) < 0\} \quad (2.33)$$

若定義結構鏽脹開裂的耐久性為混凝土保護層不出現鏽脹裂縫的概率，則有

$$P_{D_{cr}} = P\{\delta_{cr} > \delta_{el}(t)\} \quad (2.34)$$

式(2.34)可以改寫成

$$P_{D_{cr}} = P\left\{\frac{\delta_{cr}}{\delta_{el}} > 1\right\} \quad (2.35)$$

或

$$P_{L_{cr}} = P\{\ln \delta_{cr} - \ln \delta_{el}(t) \geq 0\} \quad (2.36)$$

令

$$Z'(t) = \ln \delta_{cr} - \ln \delta_{el}(t) \quad (2.37)$$

則 $Z'(t)$ 符合常態分佈[60]，其平均值和標準差可以表示為

$$\mu_{Z'}(t) = \mu_2 - \mu_1(t) \quad (2.38)$$

$$\sigma_{Z'}(t) = \sqrt{\sigma_2^2 + \sigma_1^2(t)} \quad (2.39)$$

類似結構可靠度的處理方法，定義

$$\beta_{cr}(t) = \frac{\mu_{Z'}(t)}{\sigma_{Z'}(t)} \quad (2.40)$$

為結構鏽脹開裂的可靠指標，則

$$P_{fer} = 1 - P_{D_{cr}} = 1 - [\beta_{cr}(t)] \quad (2.41)$$

四、 混凝土結構的鏽脹開裂壽命

混凝土結構的鏽脹開裂壽命可表示為

$$T_{cr} = T_c + t_2 \quad (2.42)$$

式中， T_{cr} ：混凝土結構的鏽脹開裂壽命(a)；

T_c ：混凝土結構的碳化壽命(a)；

t_2 ：鋼筋開始鏽蝕到保護層鏽脹開裂的時間(a)。

由式(2.40)求出的耐久性指標 $\beta_{cr}(t)$ 是結構使用時間的函數，若給定不允許混凝土保護層鏽脹開裂的耐久性指標限值 β_{cr}^* ，則可由 β_{cr}^* 與 $\beta_{cr}(t)$ 曲線交點求出經過年數，此時間即為結構的鏽脹開裂壽命。

與碳化壽命分析類似，不允許混凝土保護層鏽脹開裂的耐久性指標限值 β_{cr}^* 的確定是混凝土結構鏽脹開裂壽命分析的關鍵。混凝土碳化耐久性與鏽脹開裂耐久性極限狀態都屬於結構正常使用極限狀態，根據《建築結構可靠度設計統一標準》要求，結構構件正常使用極限狀態的可靠指標，可根據其逆程度不宜小於 0~1.5。從混凝土保護層鏽脹開裂與混凝土中的鋼筋開始鏽蝕兩種狀態對結構使用功能的影響程度和人們的承受能力來看，鏽脹開裂的耐久性指標限值 β_{cr}^* 應比碳化耐久性指標的現值高。

伍、鋼筋混凝土建築物分別遭受氯離子與碳化之壽命預測[61]

Bazant[1979a，1979b]建立了一個在混凝土中鋼筋腐蝕的簡單物理模型，其內容如下：

1. 氧、氯離子及孔隙水穿透了混凝土的保護層侵入至鋼筋表面；
2. 氫氧化鐵擴散至鋼筋表面；
3. 二氧化碳的碳化作用或氯離子的活化作用使鋼筋表面的鈍態保護膜遭到破壞；
4. 鈍態保護膜被破壞後的鋼筋表面會行程相鄰的陽極和陰極；

5. 混凝土中鋼筋腐蝕形式以斑狀腐蝕為主；
6. 陰、陽極的電極電勢 Nemstz 方程式決定；
7. 電極極化主要是濃度極化，尤其是陰極氧氣所引起的濃度極化；
8. 鏽蝕物之產生速度由 Recation Kineticsrm 決定，而生成量則由 Faraday law 決定。

在這模型建立出來後，有許多的學者都以此為基礎而進一步發展出預測建築物壽命的機制，譬如 Subramanian 與 Wheat[1989]就利用此物理模型研究鋼筋混凝土結構在氯離子環境中，計算鋼筋鈍態保護膜的破壞時間；劉西拉和苗澍科[1990]也運用此物理模型預測普通及預力鋼筋混凝土結構分別在大氣中和海水中的耐久性；Bazant[1979a ， 1979b]中的物理模型來探討鋼筋混凝土建築物於氯離子環境中之使用壽命。

使用壽命的另一預測方式彙整是將鋼筋混凝土建築物的使用壽命大致估算為三個階段。假設使用年限為 t ，則可將其表示為 $t = t_c + t_p + t_{corr}$ ， t_c 為引發期是氯離子由混凝土表面滲透到鈍態保護膜表面的時間， t_p 為活化期是鋼筋保護膜破壞成為活化的時間， t_{corr} 為擴展期是指貫入至鋼筋而使鋼筋腐蝕引致損傷為 0.8 時之時間。

牛荻濤等人[1995]影響混凝土碳化的最主要因素是環境因素及材料因素，然而混凝土質量的控制卻極為複雜，因此建立了根據混凝土強度預測混凝土平均碳化深度的數學模型以級碳化深度標準差與時間變化之模型，用以分析混凝土結構之碳化控制與碳化壽命；蔣利學[1996]運用混凝土快速碳化試驗之結果，探討水灰比、水泥品種及抗壓強度等對碳化速度的影響，修正由理論推導所得之預測碳化深度之數學模型；徐善準等人[2002]以混凝土強度及環境使用條件為主要參數，建立在一般大氣環境下混凝土碳化深度及殘量預測之數學模型，並且運用可靠度分析的原理計算混凝土結構物之使用年限。牛荻濤[1995]利用混凝土結構物之檢測資料，提出了混凝土碳化的機率模型，用以分析混凝土碳化的模糊可靠性。許麗萍和黃士元[1991]針對不同的混凝土品質參數進行線性迴歸，由其結果的相關性決定了混凝土碳化公式，同時提出了各種水泥碳化速度的修正係數。張譽和蔣利學[1998]基於混凝土碳化理論建立實用之數學模型，此模型能充分反應環境相對濕度， CO_2 濃度和水灰比對混凝土碳化的影響；Parrott and Killoh[1989]運用酚酞試劑法探

討混凝土之碳化情況，並建議預測混凝土結構物的使用壽命必須考慮碳化前緣的尖端處；Sims[1994]認為以酚酞試劑評估混凝土碳化深度的結果其準確性不足，故建議需再使用顯微鏡量測；Chang and Chen[2006]為了求出精準的碳化深度可採用 X 射線、熱重量分析法(Themogravetic analysis)或是快速傅立葉碳化檢測法；(Fast Fourier Carburetion test method) Dhir et al. [1989]研究表示水灰比和濕氣養護程度是影響混凝土抗碳化的主要因素；Saetta et al. [1993]考慮相對濕度、溫度和二氧化碳對混凝土的影響，提出相對濕度和溫度為影響碳化的主要因素；Smolczyk[1968]利用混凝土的抗壓強度來預測混凝土的碳化深度，而 Hamada[1968]也建立抗壓強度與碳化深度之關係模型，雖然上述兩者在碳化速度的表示上有所不同，但所得知的結果皆是抗壓強度的平方根倒數與碳化深度成正比。

在一般大氣環境下，當 pH 值低於 11.5 時鋼筋會呈現活化的狀態，並且開始產生鏽蝕，但考慮到混凝土部份碳化區的 pH 值為 8.5~12.5，也就是說當部份碳化區接觸到鋼筋表面時，鋼筋會有發生鏽蝕的可能。

陸、既有鋼筋混凝土建築物碳化壽命之預測[62]

混凝土本身為鹼性材料，pH 值約為 12.5~13.6，當大氣中的二氧化碳藉由混凝土表面孔隙侵入鋼筋混凝土結構中，與混凝土孔隙中主要成份 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 反應產生 CaCO_3 ，會使得 pH 值下降，當 pH 值降至 11.5 時，混凝土內的鋼筋已經開始腐蝕[蔣利學和張譽，1998]，而混凝土中的鋼筋腐蝕是造成鋼筋混凝土結構劣化的主要因素之一，因此，碳化是縮短鋼筋混凝土結構使用壽命的關鍵之一。

牛荻濤等人[1999]實驗研究表示混凝土強度和保護層厚度的增大，會使碳化壽命也跟著變大。龔洛書等人[1985]將由 Fick 地伊定律得到在傳統的碳化方程式中之碳化速度係數，提出水泥用量、水灰比、粉煤灰、水泥品種、粒料品種和養護方法等六種對碳化速度係數的影響，並用大量的實驗數據來作修正。張譽和蔣利學[1998]基於混凝土碳化理論建立實用之數學模型，此模型能充分反應環境的相對濕度、 CO_2 濃度和水灰比對混凝土碳化的影響。曾學藝和夏日威[2006]利用實驗和統計的方式來預測混凝土或 RC 建築物的使用壽命，也指出相對濕度大於 70%時不用考慮部份碳化的影響，相反的小於 70%時得考慮。Saetta et al. [1993]考慮相對濕度、溫度和二氧化碳

對混凝土的影響，提出相對濕度與溫度微影響碳化的主要因素。Loo et al. [1994]藉由實驗來建立擴散係數。Sun et al. [2008]推導當擴散係數為不定值的一維非線性擴散方程式的解析解。上述的文獻中都只考慮一維線性(擴散係數為定值)擴散方程式，而未考慮到非線性(擴散係數為不定值)擴散方程式，更沒有結合擴散與化學項的一維線性與非線性方程式，所以需進一步討論。

研究在不同的條件和參數下，碳化情形對混凝土和 RC 建築物碳化壽命的預測，以經驗公式、一維 Fick 擴散方程式和擴散加化學項的一維 Fick 擴散方程式以及考慮部分碳化影響的狀況來做研究比較，並以實際的建築物作為範例來預測其碳化壽命，研究成果可延伸做為既有鋼筋混凝土建築物維修、補強或拆除的依據，俾利建築物系統管理。

一、溫度與相對濕度影響既有鋼筋混凝土建築物碳化壽命之預測

Saetta et al. [1993]考慮相對濕度、溫度和二氧化碳對混凝土的影響，提出相對濕度與溫度為影響碳化的主要因素。Page and Lambert[1987]用實驗來推求水泥漿體的擴散係數。Poole et al. [2007]用數值模擬的方式，計算出不同配比的矽酸鹽水泥之活化性。Bobby et al. [1999]曾建議使用壽命的建模可分成環境、運輸機制、腐蝕速度、傳輸係數、氯離子臨界值和氯離子束縛等六個議題來研究，並且以數值研究模式輸入參數進行靈敏度分析。上述文獻都只考慮氯化情形，至於碳化的狀況比較少討論，而溫度和相對濕度對擴散係數的影響只有 Saetta et al. [1993]曾經討論，但並未實際運用到既有鋼筋混凝土結構物上，所已將近一步驗證溫度和相對濕度對碳化壽命的影響。

本文獻將研究溫度和相對濕度所組成的擴散係數，對混凝土或 RC 建築物碳化壽命的預測和比較，以一維 Fick 擴散方程式和擴散加化學項的一維 Fick 擴散方程式來作研究比較，並以實際的建築物作為範例預測其碳化壽命，研究成果可延伸作為既有鋼筋混凝土建築物維修、補強或拆除的依據，俾利建築物系統管理。

二、溫度與相對濕度所造成的結果分析

本文獻將溫度與相對濕度對混凝土建築物的影響分析後，得到以下幾個重要的結論：

1. 相對濕度介於 50~70%時，必須考慮部份碳化區的存在，意謂著也必須考慮化學反應項，因此，要預測碳化壽命必須使用一維線性或非線性擴散與擴散-化學反應方程式。如有考慮到部

分碳化，其碳化壽命會比沒有考慮時還要長。而壽命之所以拉長是因為外在條件不足(主要是水分不足)，導致化學反應不能完全進行，促使部分碳化區的出現。

2. 經驗公式的優點在於便利和簡潔，如果要使用經驗公式來推算，必須還要有其他方式來作為輔助，不然會造成建築物的使用壽命過於放大。故推估建築物碳化壽命時建議使用一維線性擴散方程式或一維非線性擴散方程式，會比較符合現實的情況。
3. 當混凝土抗壓強度為 210kg/cm^2 時，不管擴散係數是理論值、以溫度為函數的影響主因、以相對濕度為函數的影響主因或以溫度和相對濕度同時為函數的影響主因的情形下，使用一維線性擴散方程式來推算混凝土或 RC 建築物之碳化壽命，和其預測碳化壽命的相差不會太大。
4. 就一維線性擴散-化學反應方程式和擴散係數而言，其相對濕度為函數的影響主因以一維擴散方程式的結果來看，兩者推估的碳化壽命相距不大，但只要其中的參數一改變，其結果會產生劇烈變化。導致日後在計算有部分碳化區之影響時，參數的假設可以藉由相對濕度來對照和確定。

柒、既有鋼筋混凝土建築物耐久性與壽命預測[63]

混凝土中鋼筋鏽蝕是造成混凝土結構耐久性損傷的最主要因素，而它造成結構破壞的原因大致可分為三個方面：

1. 鋼筋鏽蝕引起鋼筋截面減少和強度降低；
2. 混凝土由於外界鹽分侵入(如浸入海水中)或使用含鹽材料(如海砂)，使鋼筋表面氯離子含量超過臨界值時，鈍化膜破壞而腐蝕，同時氯離子也會和混凝土中的硫酸鹽反應，生成鈣礬(鈎)石，引起鋼筋吸水膨脹增加為原來體積的 2-4 倍，膨脹壓力約為 3-4MPa，導致混凝土保護層開裂，甚至脫落，進而使混凝土截面產生損傷；
3. 鋼筋鏽蝕將使混凝土與鋼筋之間失去黏結性。而鋼筋的鏽蝕具有一般電化學腐蝕的特徵，即在鋼筋的表面至少同時進行陰陽兩個電極的反應，而構件的承載能力將隨著鏽蝕的程度不同而有所輕

重。

在海水中混凝土耐久性與使用壽命之研究上，Bazant[1979a，1979b]對於混凝土中的鋼筋腐蝕提出一個物理模型來描述其腐蝕過程。Weyers[1998]、Liu and Weyers[1998]建立一組預測模型，將不同階段的行為分別作分析預測鋼筋混凝土結構物壽命。Francois and Maso (1988)研究遭受碳化或氯離子入侵之鋼筋混凝土，其受彎矩的損傷效應表示受拉區比其他區的損傷較為嚴重，因荷重引致拉力區顆粒與水泥漿介面的損害在於孔隙的增加。牛荻濤等人(1996a)實驗研究表示混凝土強度、保護層厚度和鋼筋直徑增大，鏽蝕量減小。屈文俊等人(1997)以數值實驗確定了鋼筋保護層厚度與鋼筋直徑的比值和混凝土強度微影響混凝土脹裂時鋼筋鏽蝕損失率的主要因素。牛荻濤(2003)僅應用簡單的機率與可靠度指標預測鋼筋混凝土結構的鏽脹開裂壽命，此為其缺點。

一、結構的耐久性壽命評估

結構的可靠度和耐久性是結構可靠性理論中的兩個概念，其可靠度的定義是：結構在規定時間和規定條件下，完成規定功能的能力。規定時間是指結構的設計使用期，趙國藩[1996]提出結構使用期與失效機率的關係，在施工期失效的風險率較大；到了使用基準期，失效風險率降低；到老化期，失效風險率便會逐漸升高，之後在經過維修、補強等措施，失效風險率又會開始下降。而規定條件是指正常設計、施工、使用與維護，而預定的功能則是指結構的安全性、耐久性與適用性。所謂的耐久性則是指正常設計、施工、使用與維護條件下，在規定的時間內，由於結構構件性能隨時間的劣化，仍能滿足預定功能的能力。

結構或構件處於何種耐久性極限狀態即為達到其使用壽命，與使用功能、使用環境、結構的重要性等有關，而影響結構耐久性的因素有很多，針對不同因素的影響，其耐久性損傷有不同的表現型式，牛荻濤[2003]提出耐久性的原因和劣化現象。對於工業廠房的混凝土結構，鋼筋鏽蝕更是耐久性失效的一個主要原因。

結構的鋼筋鏽蝕有以下幾個控制時間：

1. t_1 —已建成至鈍化膜消失的時間，亦即碳化壽命 $t_c=t_1$ ；

2. t_{cr} —混凝土外側出現鏽跡、鏽斑；
3. t_w —鏽蝕開裂時間；
4. t_i —承载力係數達 c 級標準，

惠雲玲[1997]提出了必須加強維護的處理才能繼續使用的時間；由於外界環境以及混凝土與鋼筋本身因素的影響，後面三個階段的發生不一定會按上述的順序排列。

對混凝土結構耐久性破壞準則的合理選擇是進行結構耐久性與壽命預測考量的準則，本文獻把腐蝕引致結構物的劣化度(D_d)定義為 $D_d=1-x/100$ 式中 x 為結構物的完整性，如結構物非常完整，亦即 $x=100$ ，則 $D_d=0$ ，若完全崩坍，亦即 $x=0$ ，則 $D_d=1$ 。

利用 Bazant[1979b]所提出的理論，指出氯離子濃度是趨近於某一條下降的拋物曲線代表了控制擴散劣化機制，而把氯離子濃度假設成另一下降的直線，代表腐蝕劣化機制[推導過程，方聖安，2007]，進而延伸 Bazant 法，以及在此本文獻把氯離子濃度假設成前半階段微拋物線和後半階段為直線來作為分析比較。

二、 t_c 之預測方法

混凝土結構碳化壽命階段 $t_c=t_i$ ，在預測方法分析上，方聖安[2007]使用耐久性機率和可靠度指標分析預測西園高架橋、萬福跨河橋和重慶高架橋在可靠度指標為 0.5 時的碳化壽命分別為 41 年、17 年和 40 年；本文獻可以將一般混凝土結構和 RC 結構物認定為同性質構件來加以計算研究。

當混凝土在含有鹽分的環境下時，因為氯離子會藉由混凝土的孔隙進行擴散而起化學作用，所以考慮在不同環境影響之下，建立數學模型來預測氯離子作用下的使用壽命，可用 Fick 第二擴散定律來當基礎作為假定初始條件和邊界條件，推估氯離子從混凝土表面擴散至鈍態保護膜表面的時間。方聖安[2007]亦利用 Fick 第二擴散定律、Guirguis 法、Hookham 法、AJMF 法分別對時間變動函數以隨時間 t 呈線性及均根之關係，驗證耐久性機率和可靠度指標的可行性。

三、既有鋼筋混凝土建築物鏽脹開裂壽命準則

鏽脹開裂壽命準則理論是以混凝土表面沿鋼筋的鏽脹裂縫所需的時間做為結構的使用壽命。這個準則認為混凝土中的鋼筋鏽蝕使混凝土順筋開裂後，鋼筋鏽蝕速度明顯加快，將這一界限為及結構安全視為危急結構安全，需要維修加強維護的前兆。

既有混凝土建築物的鏽脹開裂壽命[牛荻濤，2003]可以表示為：

$$\Omega_{cr} = \{\delta_{cr} - \delta_e(t)\} \geq 0 \quad (2.43)$$

式中， δ_{cr} 為混凝土保護層鏽脹開裂時的鋼筋鏽蝕深度(mm)，是一個隨機變量；

$\delta_e(t)$ 為鏽脹開裂前的鋼筋鏽蝕量，是一個隨機過程；

Ω_{cr} 為鏽脹開裂壽命準則，是一個隨機過程。

四、鋼筋混凝土建築物載力計算之壽命預測

如前言所述，一般人們所說的使用壽命是指技術性壽命。在建築物殘餘壽命中，蘭石柱[2006]以碳化或鋼筋鏽脹開裂壽命作為鋼筋混凝土結構使用壽命的終結，顯然過於保守這一標準比較適合不允許鋼筋鏽蝕的鋼筋混凝土構件(如預應力構件)，對於承载力壽命階段，很少人進行此方面的探討，事實上，因為結構物劣化、老化所造成承载力不足已成為一個極廣泛的問題，加上地震次數越來越頻繁，震幅增大，所以建築物的抗震能力顯得格外重要，不過也會因為地點的不同，仍有許多不一樣的因素需要考量及研究。

惠雲玲等人[1997]實驗研究表示當鏽蝕縱裂開裂，其寬度為 0.6~1.5mm 時，裂縫間距和受力裂縫寬度分別為正常構件的 1.52 和 1.57 倍。又剛度低於正常構件，撓度大於正常構件。表迎曙和余索[1997]對鏽蝕鋼筋混凝土簡支梁進行試驗，研究表示梁的承载能力和延性有明顯退化現象，其破壞型態向脆性破壞轉化。屈文俊等人[1997]以數值試驗確定了鋼筋保護層厚度與鋼筋直徑的比值和混凝土強度為影響混凝土脹裂時鋼筋鏽蝕損失率的主要因素。表迎曙等人[1999]通過電化學原理對鋼筋混凝土抗拉試驗進行加速鏽蝕並控制其鏽蝕量，表示混凝土對鋼筋的約束力隨鋼筋鏽蝕率的增加而明顯下降，鋼筋與混凝土間的黏結性能與剪切剛度性能明顯退化。牛荻濤等人

[1999]從自然暴露十年的鋼筋混凝土梁中，按鋼筋鏽蝕損傷程度選取六根梁進行成載力分析，研究結果表示，鋼筋鏽蝕越嚴重，承載力越小。張俊雲等人[2000]採用後續使用期超越評估荷重機率等於設計使用期超越設計荷重機率的原則，對使用建築物的後續使用期內可變荷載取值進行了具體討論，提供了安全度鑑定評估實用但合理的確定方法。史慶軒等人(2001)採用外加電流對混凝土中鋼筋進行快速鏽蝕試驗，通過鏽蝕鋼筋混凝土偏心受壓構件試驗，研究表示，隨鋼筋截面損失率的不同，鏽蝕鋼筋混凝土偏心受壓構件的承載力和延性均較差，由於鋼筋鏽蝕，導致構件的剛度降低，脆性性質明顯。

惠雲玲等人[1997]對於鏽蝕構件承載力試驗結果分析，提出了在鏽蝕梁承載力的計算中，考慮了因鏽蝕引起的黏結性退化計算原則：

1. 對於外觀完好，鋼筋鏽蝕量小，混凝土保護層未開裂的構件，在計算承載力時可以不用考慮到鋼筋黏結力退化所引起的承載力降低。
2. 對於混凝土保護層開裂而鋼筋已經鏽蝕的構件，除了要考慮鋼筋截面損失和降伏強度降低外，還需考慮由黏結力引起的承載力退化。

五、鏽蝕鋼筋混凝土建築物的結構耐久性壽命評估預測

鏽蝕梁承載力的計算模式之建立是一個極複雜的問題，目前在壽命分析上主要都是在探討鋼筋鏽蝕對承載力的影響，很少提出鏽蝕梁承載力的理論計算和方法。承載力壽命理論是考慮混凝土鋼筋鏽蝕引起的抗力退化，以構件的承載力降低到某一界質作為耐久性極限狀態，亦即將由承載力降低不能承受結構的作用作為結構壽命終結的標誌。承載力壽命準則可以表示為：

$$\Omega_R = \{R(t) - S(t) \geq 0\} \quad (2.44)$$

或

$$\Omega_{R_1} = \{R(t_1, t) - (t_1, t) \geq 0\} \quad (2.45)$$

式中，t：結構使用時間；

$S(t)$ ：作用效應隨機過程；

$R(t)$ ：結構抗力隨機過程；

$R(t_1, t)$ ：考慮 t_1 時刻結構狀態修正的抗力隨機過程；

$S(t_1, t)$ ：考慮結構以承受荷載歷史影響的作用效應隨機過程；

t_1 ：結構已使用時間；

Ω_R 和 Ω_{R_1} ：結構載力壽命預測，及承載力極限狀態，是一個隨機過程。

上述兩式分別是結構壽命預測和結構殘餘壽命預測。

由於結構在使用過程中抗力和作用力的隨機過程性，結構的承載力壽命分析在實質上是基於結構動態可靠度的壽命預測。根據結構可靠度的定義，既有 RC 建築物的動態可靠度可以表示為：

$$P_s(t) = P\{\Omega_R\} = P\{R(t) - S(t) \geq 0, t \in [0, T]\} \quad (2.46)$$

或

$$P_s = P\{\Omega_{R_1}\} = P\{R(t_1, t) - S(t_1, t) \geq 0, t \in [0, T]\} \quad (2.47)$$

式中， T ：結構設計工作年限。

結構動態可靠指標可以表示為：

$$\beta(t) = -\Phi^{-1}[1 - P_s(t)] \quad (2.48)$$

$$\beta(t_1, t) = -\Phi^{-1}[1 - P_s(t_1, t)] \quad (2.49)$$

式(2.4.41)和(2.4.42)分別表示可靠指標是結構使用時間 t 和結構以使用時間 t_1 與後續使用時間的函

數。

捌、混凝土碳化深度預測模型[64]

一、混凝土碳化深度預測模型

在混凝土碳化的研究中，本文獻以理論、經驗以及隨機三種模型來作探討，分別為以下：

1. 理論模型：根據大量試驗室試驗和現場調查，學者們一致認為，二氧化碳在混凝土中的擴散遵循 Fick 第一擴散定律，碳化深度 X 與時間 t 的平方根成正比。 $X=kt^{1/2}$ 式中， k 為碳化係數。
2. 經驗模型：碳化預測的理論模型得到人們的認可，但其中碳化係數 K 如何確定是人們研究的焦點。不同的學者，根據各自對影響碳化速度因素理解的不同及所考慮的主要因素不同，提出多種碳化速度計算模型。
3. 隨機模型：無論是混凝土碳化深度預測的理論模型，還是經驗模型，都是平均碳化深度的預測模型，未能考慮混凝土碳化過程的隨機性。學者們進行了關於混凝土碳化深度的大量統計分析後，得出混凝土碳化深度較好符合常態分佈。基於理論分析與試驗及工程調查，提出混凝土碳化深度預測的隨機模型，並合理確定了式中的各係數。

二、混凝土中鋼筋鏽蝕機理

混凝土中鋼筋鏽蝕具有一般電化學腐蝕的特徵，根據金屬腐蝕的機理不同，可以分為化學腐蝕和電化學腐蝕兩大類。單純由化學作用而引起的腐蝕叫做化學腐蝕，一般在高溫或非電解質環境中的腐蝕為化學腐蝕。另一類腐蝕是由電化學反應引起的，稱為電化學腐蝕。通常情況下，電化學腐蝕比化學腐蝕速度快得多，也更為普遍，因而其危害性也更大。混凝土結構中鋼筋的腐蝕主要是鐵與電解質之間的相互作用，屬於電化學腐蝕，因而混凝土結構的鋼筋鏽蝕可以認為是一個電化學反應過程。電化學反應的發生必須具備以下四個基本條件：

1. 鋼筋表面具有電化學不均勻性，即區分為電位較負的陽極區（A）和電位較正的陰極區（K），它們之間具有電位差 ΔV 。
2. 陽極區與陰極區之間，電解質溶液的電阻 R 較小。

3. 在陽極區，鋼筋表面處於活化狀態，鋼筋易進行氧化反應，即鐵離子化為 Fe^{2+} ，同時放出自由電子 e^- ，也就是陽極化 PA 較小。
4. 在陰極區，鋼筋表面上的電解質具有足夠的氧化劑(通常是水和氧)，它們可與來自陽極區的自由電子 e^- 反應成 OH^- ，即氧的還原反應，也就是陰極化 PK 較小。

具備以上四個基本條件後，鋼筋的電化學腐蝕反應方程式可表示如下：

陽極區 $O_2 + 2H_2O + 4e^- \rightarrow 4OH^-$ 陽極反應(鐵溶解並放出電子)；

陰極區 $O_2 + 2H_2O + 4e^- \rightarrow 4OH^-$ 陰極反應(消耗電子和氧還原)；

總的反應式 $2Fe + O_2 + 2H_2O \rightarrow 2Fe(OH)_2$ 。

混凝土結構中鋼筋鏽蝕是一電化學過程。在這個過程中，鋼筋表面的鐵不斷失去電子而溶於水，逐漸地腐蝕，生成新產物紅鏽，體積膨脹數倍，導致混凝土脹裂。

三、鋼筋鏽蝕量的評估模型

混凝土保護層鏽脹開裂後，腐蝕介質更易到達鋼筋表面，使鋼筋鏽蝕速度加快，鋼筋鏽蝕截面損失率增大，導致結構的承载力降低，因此鏽脹開裂後的鏽蝕量預測顯的尤為重要。

目前，工程中檢測混凝土中鋼筋鏽蝕程度的方法主要是直接觀測法和電化學測量法。直接觀測法是鑿去局部保護層，暴露出鋼筋，直接測量出鏽蝕程度。是一種破壞性檢測方法，但該方法直接、直觀。電化學測量法易受多種因素干擾，結果會出現一定的誤差。在鏽脹開裂後的鋼筋鏽蝕量估計方面，主要基於縱向裂縫寬度的評估方法和人工神經網絡方法。

1. 基於縱向裂縫寬度的鋼筋鏽蝕量：

基於縱向裂縫寬度估計混凝土保護層鏽脹開裂後的鋼筋鏽蝕，大量的工程調查和試驗研究結果表示混凝土保護層鏽蝕裂縫寬度與鋼筋鏽蝕程度之間具有較好的相關性。國內外的一些學者們通過工程實際調查與試驗研究，對鋼筋鏽蝕量與混凝土表面鏽蝕裂縫寬度之間的關係進行了研究。

2. 基於人工神經網絡的鋼筋鏽蝕量預測：

由於混凝土的鋼筋鏽蝕機理非常複雜，影響因素較多，開裂後鋼筋鏽蝕有很多不確定性、

離散性大、非線性高，並且理論分析中又引入了一些假設，理論分析所得結果與實測數據相比較有較大的差異，而神經網絡是模仿人腦神經而建立起來的資訊處理系統，由大量簡單的神經元相互連接而成，具有高度的非線性。實驗表示應用人工神經網絡方法得到的計算值更接近工程實際。

玖、混凝土暴露於海洋環境中使用壽命的特徵[65]

一、混凝土建築物受海洋環境影響的彙整

統計處理已應用於決定混凝土結構在海洋環境中的使用壽命。氯離子侵入模式是基於 Fick 第二擴散定律來當為假設。混凝土質量被定量成三個因素：

1. 在一年內的表面擴散係數(Da)；
2. 表面氯離子濃度(Cs)；
3. 臨界氯離子含量(Ccr)。

使用壽命的標準差可從 Da(一年內表面擴散係數)，Cs(表面氯離子濃度)，Ccr(臨界氯離子含量)和保護層厚度的各個的標準差來作估計。環境對使用壽命的嚴重性也被證明。從以往的文獻資料和近似逆誤差函數進行了敏感度分析。一般卜特蘭水泥宣稱在達到一個信心水準下使用壽命的 28 天抗壓強度和保護層厚度的特性已被認定。隨機性質的使用壽命已經非常完善，使用壽命無法由一個確定性模式計算出一個固定值，而是某些材料特性的範圍值、保護層厚度和使用環境的嚴重程度。使用壽命在這篇文獻中被定義為引發或需要氯離子濃度達到臨界含量的時間。使用壽命中第一個分散來源是在材料特性的變化。在任何結構物或建築物中，混凝土質量的變化必是由水灰比的變化、不同程度的夯實、養護程度的變化或水泥水化時的溫度變化而有所不同。第二個分散來源是混凝土或塗層材料的塗層厚度誤差，或保護層厚度的變化而使其受到破壞。使用壽命的另一個分散來源是使用環境的變化。在混凝土結構中的一些個體案例，其一部份可能在潮汐帶，另一部分可能在飛濺區(港灣構造物)。因此結構某部分會持續浸泡在海水中，而另一部分會暴露在空氣中去接觸到氯離子。上述的三個因素會影響使用壽命，更重要的是三個因素的變化亦會影響殘餘使用壽命的變化。

二、混凝土建築物受海洋環境影響分析

假設混凝土的質量和保護層厚度是常數，以及週遭環境保持不變，就會有確定性模式是因其固有的性質而產生。對混凝土質量中的數值而言，保護層厚度的數值和單一環境，便能推算出使用壽命的數值。因此從確定性模式所計算出來的使用壽命數值，必須配合一些統計參數的輔助去真正反應使用壽命與其變化。本文獻結合統計處理和確定性模式，產生五個方法來預測建築材料的使用壽命：

1. 推估計算時的經驗；
2. 從各種類似材料中扣除掉有相同的性質；
3. 進行加速試驗；
4. 基於化學和物理的降解過程中，提出數學模型；
5. 機率概念的應用。

使用壽命的標準差預期能提供良好的統計資料來觀察使用壽命本身，因此，標準差即被用來表示使用壽命的變化。

如前言，評估使用壽命變化是由四個因素：表面擴散係數、表面氯離子濃度、臨界氯離子含量以及保護層厚度。首先在四個因素的標準差進行評估，其次將其進行偏微分方程後再進行一次評估，因此，使用壽命的標準差將由這四個因素的標準差計算之。 Da 的變化是由搗實度與養護程度進行評估，一般卜特蘭混凝土的平均強度為 47MPa，標準差為 4.5MPa。 Da 的標準差是 $1.65 \times 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ 。保護層厚度的標準差[Sirivivatnanon and Cao, 1991]

以下是一些實際工程的案例，1979 建於墨爾本的五大建築物、1980 在悉尼的四棟建築物、1980 在黃金海岸的三個建設，它們的保護層厚度平均為 25mm，其標準差是 4mm；從 1924—1974 在日本的近 40 棟建築物的混凝土牆，平均厚度為 30mm，標準差為 6.8mm；而日本的混凝土柱，標準差為 6mm，平均厚度為 30mm。近 20 年的研究統計，他們給了一個公正的保護層厚度標準差的數值。本文獻進行了廣泛的文獻檢索去決定 C_s 和 C_{cr} 值的變化；混凝土中不同黏結材料可提供不同的 C_s 和 C_{cr} ；大多數的值是實驗得到，而另一些是由理論計算；然而只有一些資料提供這些值的變化，因此， C_s 和 C_{cr} 的變化不評估輔助在使用壽命的變化中。

第三章 混凝土結構材料耐久性評估

第一節 定義與範疇

首先在研究範疇界定上，主要係針對鋼筋混凝土結構材料耐久性進行評估。RC 建築物結構耐久性評估是以組成結構的構件之耐久性作為評估值，綜合考慮各構件之影響係數或外在環境條件等，來評估計有 RC 建築物之耐久性等級，檢測時應結合環境條件與結構自身特性，針對影響耐久性的主要影響因素，進行重點檢測，必要時可以適當的增加權重值；而影響鋼筋混凝土結構的耐久性因子甚多，本研究計畫大致上分為環境因子、施工因子、設計因子、材料因子及維護營運因子等五類。若是將所有因子全部考量，則會造成兩個困境：其一為各因子所需的調查量以及數據過於龐大且複雜，而使得最後評估的作業難以實行；其二為若採用層級分析法作為決定因子間的相對權重時，因為層級分析法是假設各層因子間為獨立關係，之間並無關聯，最後整體的評估乃是由各因子評定分數乘上相對權重再加總起來。然而，如日本或是中國大陸[46]則認為影響混凝土結構耐久性的主要因素為材料因子，而其他的影響因子的作用則可以用放大係數將材料因子所得到的評分加以放大。這種思維很顯然地把其他因子的作用視為會影響材料因子，而並非獨立的，故此種思維在實務操作上較為可行。因此在本研究計畫中，僅針對材料因子來進行評估如圖 3-1，至於其他因子則以放大係數的方式納入最後整體的評估當中。

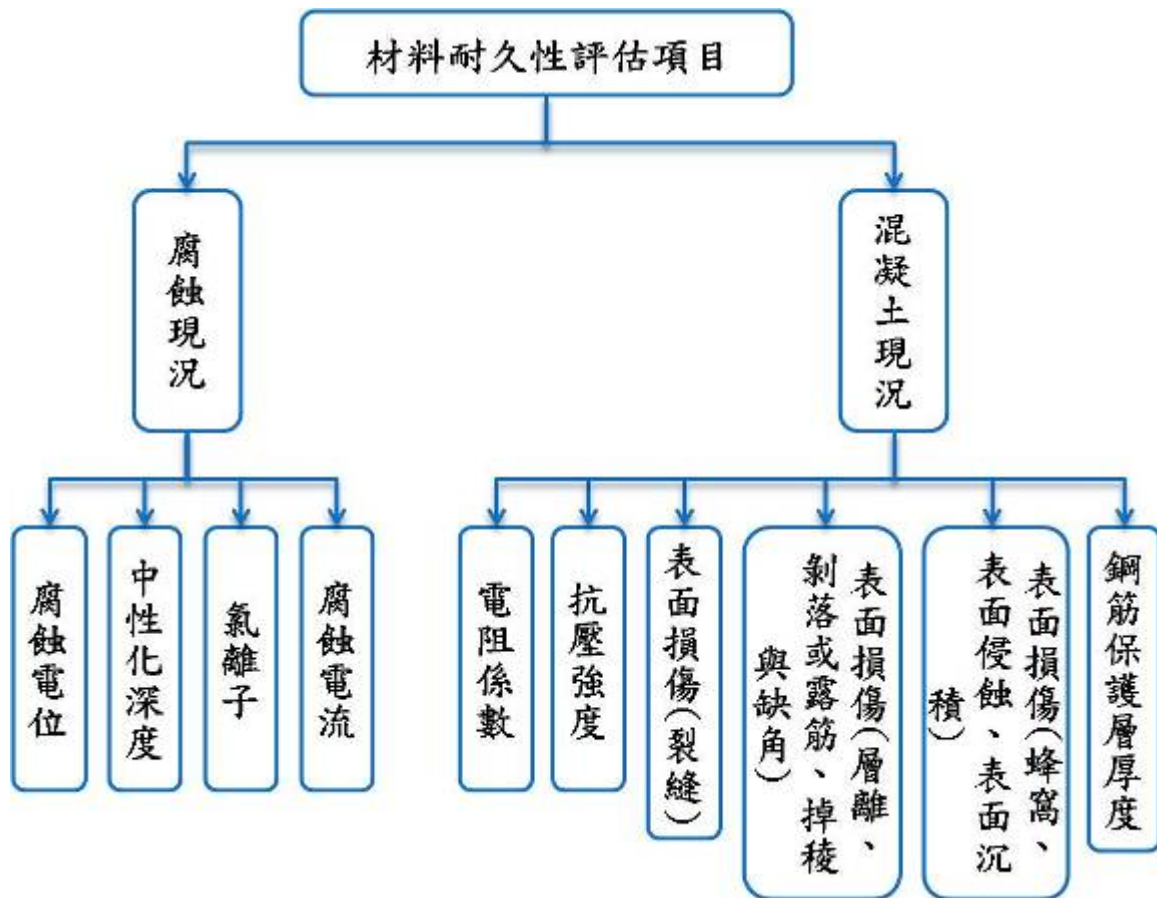


圖 3-1 材料因子耐久性評估項目

(資料來源：本研究繪製)

第二節 權重方法之決定

在決定各項配置的權重上，一般來說可以採用層級分析法或是網絡分析法來決定。層級分析法基本上每一層的各因子間是互相獨立的，也就是說它們不會互相影響或是影響可以忽略；網絡分析法則可以容許因子間互相影響，甚至自我影響。理論上來說，網絡分析法比層級分析法更具合理性，不過以實際的應用層面來說，卻存在以下的弊端：其一為結果對各因子間的相互影響係數非常敏感，因此如果問卷設計上無法得到準確評定，則經過累乘加總之後，其收斂值將會差異甚大；換言之，在問卷設計上須要分級精確；其二網絡分析法雖然理論上可以讓因子間存在互相影響的關係，不過若是因子間的影響關係不明確時(如氯離子與碳化深度之關係)，則即使在問卷設計上分級詳盡，但是確因為資訊不足造成專家無法確定其影響為何。緣此，本研究在決定材料因子的權重上採用層級分析法。

第三節 材料因子耐久性指標之分層

選定材料耐久性指標的原則在於：

1. 選定指標要具有現地可實作之可能，量測方法須明確。
2. 選定指標的評定應該有明確之分級標準。

基於此原則，任何可以反應材料耐久性之試驗或方法都可以當作指標。本研究參照文獻[56]之作法及國內常用之方法，共選定十個指標如下。

首先，將影響鋼筋混凝土結構材料耐久性因子分為兩類：混凝土現況與腐蝕現況。此兩因子羅列在第一層，其間相互關係的決定如表 3-1 所示，將進行專家訪談來決定其相對權重。決定相對權重其實會取決於所選定之指標的量測方法準確性、可信度等影響。

而針對混凝土現況，則羅列出第一類表面損傷(裂縫)、第二類表面損傷(層離、剝落或露筋、掉稜與缺角)、第三類表面損傷(蜂窩麻面、表面侵蝕、表面沉積)、混凝土強度、鋼筋分佈與保護層厚度、混凝土電阻率共六個指標。其相對權重可經由專家決定，問卷調查如表 3-2 所示；針對腐蝕現況，羅列出鋼筋自然電位、腐蝕電流、中性化深度、氯離子濃度四個指標。相對權重可經由專家決定，問卷調查如表 3-3 所示。

與文獻[46]中相比較，本研究分為兩層級，而文獻[56]中採用單一層級。並且，在指標上本研究相較於文獻[56]，則多採用腐蝕電流作為指標。雖然本研究所採用手段與文獻[56]相近，不過因為不同地區之專家對於各因子的重要性看法不盡相同，故最後成果應會有差異性。

表 3-1 『耐久性→材料因素』評估項目之權重問卷

針對耐久性項目，主要將其分為腐蝕現況、混凝土現況兩個評估準則，分別加以評估，表 3-1 之圈選方式是以左邊評估準則為準，與右邊評估準則作相對重要程度的比較。

評估準則	左邊重要性較右邊重要								↔	右邊重要性較左邊重要								評估準則	
	絕對重要	相當重要	重要	稍微重要	相等	稍微重要	重要	相當重要		絕對重要									
	9:1	8:1	7:1	6:1	5:1	4:1	3:1	2:1		1:1	1:2	1:3	1:4	1:5	1:6	1:7	1:8		1:9
腐蝕現況																			混凝土現況

(資料來源：本研究繪製)

表 3-2 『耐久性→腐蝕現況』評估項目之權重問卷

針對腐蝕現況項目，主要將其分為腐蝕電位、中性化深度、氯離子、腐蝕電流四個評估準則，分別加

評估準則	左邊重要性較右邊重要								↔	右邊重要性較左邊重要								評估準則	
	絕對重要	相當重要	重要	稍微重要	相等	稍微重要	重要	相當重要		絕對重要									
	9:1	8:1	7:1	6:1	5:1	4:1	3:1	2:1		1:1	1:2	1:3	1:4	1:5	1:6	1:7	1:8		1:9
腐蝕電位																			中性化深度
腐蝕電位																			氯離子
腐蝕電位																			腐蝕電流
中性化深度																			氯離子
中性化深度																			腐蝕電流
氯離子																			腐蝕電流

以評估，表 3-2 之圈選方式是以左邊評估準則為準，與右邊評估準則作相對重要程度的比較。

(資料來源：本研究繪製)

表 3-3 『耐久性→混凝土現況』評估項目之權重問卷

針對混凝土現況項目，主要將其分為電阻係數、抗壓強度、表面損傷(裂縫)、表面損傷(層離、剝落或露筋、掉稜與缺角)、表面損傷(蜂窩、表面侵蝕、表面沉積)、鋼筋保護層厚度六個評估準則，分別加以評估，表 3-3 之圈選方式是以左邊評估準則為準，與右邊評估準則作相對重要程度的比較。

評估準則	左邊重要性較右邊重要								←	右邊重要性較左邊重要								評估準則	
	絕對重要	相當重要		重要		稍微重要		相等		稍微重要	重要		相當重要		絕對重要				
	9:1	8:1	7:1	6:1	5:1	4:1	3:1			2:1	1:1	1:2	1:3	1:4	1:5	1:6	1:7		1:8
電阻係數																			抗壓強度
電阻係數																			表面損傷(裂縫)
電阻係數																			表面損傷(層離、剝落或露筋、掉稜與缺角)
電阻係數																			表面損傷(蜂窩、表面侵蝕、表面沉積)
電阻係數																			鋼筋保護層厚度
抗壓強度																			表面損傷(裂縫)
抗壓強度																			表面損傷(層離、剝落或露筋、掉稜與缺角)
抗壓強度																			表面損傷(蜂窩、表面侵蝕、表面沉積)
抗壓強度																			鋼筋保護層厚度
表面損傷(裂縫)																			表面損傷(層離、剝落或露筋、掉稜與缺角)
表面損傷(裂縫)																			表面損傷(蜂窩、表面侵蝕、表面沉積)
表面損傷(層離、剝落或露筋、掉稜與缺角)																			鋼筋保護層厚度
表面損傷(層離、剝落或露筋、掉稜與缺角)																			表面損傷(蜂窩、表面侵蝕、表面沉積)
表面損傷(蜂窩、表面侵蝕、表面沉積)																			鋼筋保護層厚度

(資料來源：本研究繪製)

第四節 因子介紹

壹、建築物概況與環境條件的調查

一、建築物概況的調查

1. 建築物概況調查包括原始資料的調查和建築物的實地考察兩部分。原始資料的調查主要是針對建築物的設計、施工情況(包括施工原始資料)及使用、養護、維修、加強維護與管理情況進行的；建築物的實地考察主要是初步了解建築物的技術狀況和主要存在問題，並向相關人員調查了解建築物病害史、使用中的特別事件、今後改擴計畫、水文、氣候及環境等方面情況。
2. 設計情況調查的主要內容為：建築物地質鑽探資料及水文勘測資料、設計計算書及相關圖紙、變更設計計算書及相關圖紙等。
3. 施工情況調查的主要內容為：材料試驗資料、施工記錄、重大施工質量事故記錄、監理資料、施工監控資料、地基與基礎試驗資料、竣工圖紙及其說明、交工驗收資料、交工驗收荷載試驗報告及竣工驗收有關資料等。
4. 使用、養護、維修、加強維護與管理情況調查的主要內容為：建築物檢查與檢測、歷次危害情況、試驗資料，歷次建築物維修、加強維護資料及歷次特別事件記載資料等。

二、環境條件的調查

1. 環境條件調查包括建築物所處地區的氣象條件調查和建築物的工作條件調查兩部分。
2. 氣象條件調查的主要內容為：平均溫度、溼度；年最高溫度、年最低溫度、溼度；歷年最高溫度、最低溫度、溼度；年最大降雨量、最小降雨量、平均降雨量；建築物處風環境等。調查方法主要參考當地氣象部門的資料，必要時進行現場檢測。
3. 工作條件調查的主要內容為：構件是否易受雨水侵蝕情況、構件工作環境的溫、溼度，乾溼交替情況、周圍二氧化碳濃度、有無有害氣體、酸鹼度及凍融情況等，調查方法以查詢建築物養護管理人員為主，必要時可進行現場檢測。
4. 推薦建築物所處環境條件影響的分級評定標準見表 3-4。

表 3-4 推薦建築物所處環境條件影響的分級評定標準[33]

環境類別	環境條件		環境影響係數
I 可忽略	非常冷或寒冷地區的大氣環境，水或土壤無侵蝕性；乾燥環境；風環境	內陸乾旱地區	1.0
II 輕微	嚴寒地區的大氣環境：潮濕	不直接受日曬、雨淋或風蝕的構件；水下構件	1.05
III 中度	內陸潮濕氣候：乾濕交替	一般的環境，受日曬、雨淋或風蝕的構件；靠近地表受地下水影響的構件	1.10
IV 嚴重	酸雨或沿海環境：接觸除冰鹽構件	沿海鹽霧地區：酸雨或鹽鹼環境	1.15
V 惡劣	乾濕交替，有侵蝕性水、氣體或土壤；高度水飽和並受凍融循環	海水浪濺、潮差區	1.20

(資料來源：文獻[33])

貳、建築物齡期因子

結構的使用壽命或耐久年限的定義為建築結構在正常使用和正常維護條件下，仍然具有其預定使用功能的時間。由於混凝土結構的性能退化過程是一個極其複雜的演化過程，如圖 3-2[56]。不僅取決於結構本身，而且與結構所處環境有非常密切的關係，故在有些情況下，鋼筋鏽蝕並不十分嚴重，但卻發生了構件破壞現象；而有時鋼筋鏽蝕已出現明顯的斷面損失，卻未發生破壞，構件還在正常使用。因此，並不存在一個規定不變的耐久性評估準則，為了能綜合考慮結構的經濟效益與社會效益、採用齡期因子來評定分類。

建築物齡期因子的評定標準如下表 3-5。

表 3-5 建築物齡期因子的評定標準[46]

評定標準值	K	齡期影響係數
1	$1 \leq K$	1.0
2	$0.75 \leq K < 1$	1.05
3	$0.5 \leq K < 0.75$	1.10
4	$0.25 \leq K < 0.5$	1.15
5	$K \leq 0.25$	1.20
註	$K = T1/T2$; T1=設計年限，T2=檢測時年限。	

(資料來源：文獻[46])

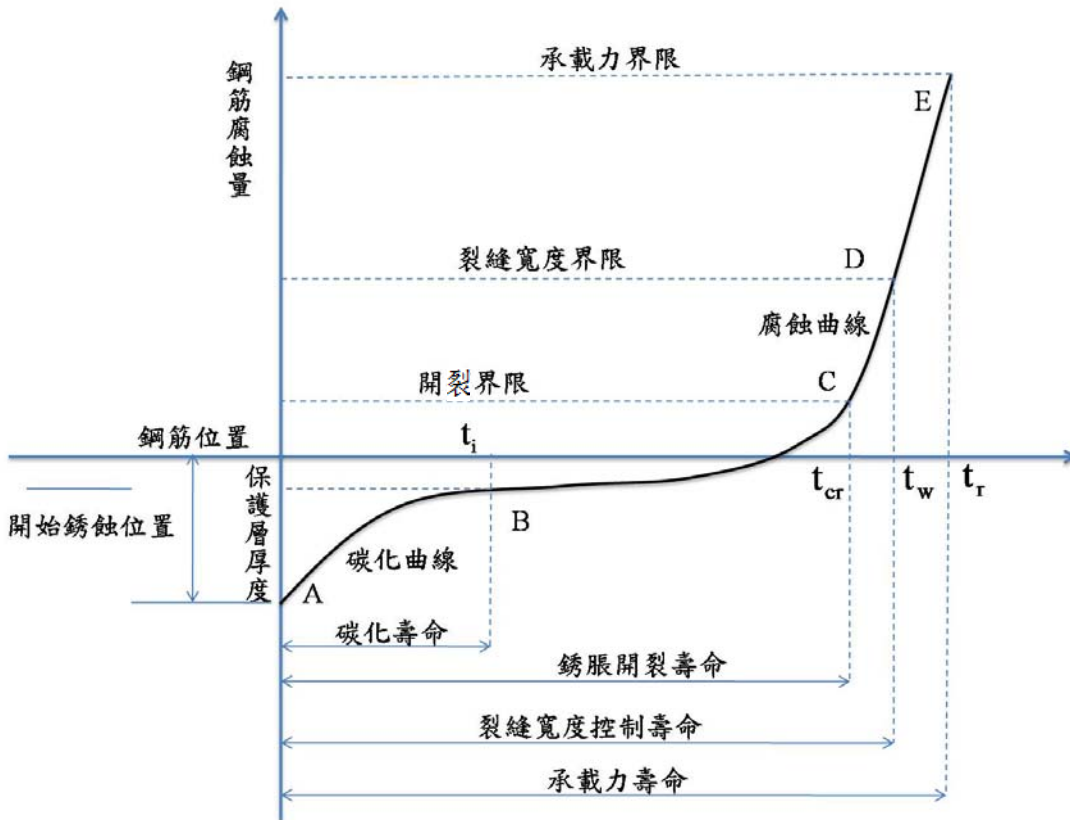


圖 3-2 結構的使用壽命示意圖[56]

(資料來源：文獻[56])

第五節 鋼筋腐蝕現況耐久性指標介紹

材料因子耐久性評估分為鋼筋腐蝕現況與混凝土現況兩大類，首先依序鋼筋腐蝕現況裡的各項耐久性指標介紹，如圖 3-3。

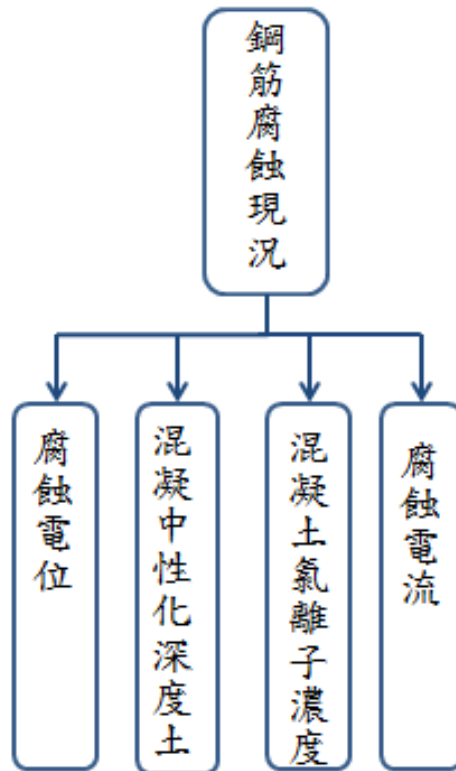


圖 3-3 腐蝕現況耐久性指標
(資料來源：本研究繪製)

壹、鋼筋腐蝕電位的檢測與評定

本方法主要針對半電池電位法檢測混凝土中鋼筋鏽蝕狀況的原理，規定儀器的使用方法、檢測方法和評定標準的應用方法。

1. 鋼筋鏽蝕狀況檢測範圍，應為主要承重構件或承重構件的主要受力部位，或根據一般檢查結果有跡象表示鋼筋可能存在鏽蝕的部位。
2. 本方法用於評定混凝土中鋼筋的鏽蝕活化程度。提出的評定標準針對特殊環境如海水濺浪區、處於鹽霧中的混凝土結構等，不具有普遍適用性。
3. 應用

- (1) 本方法用於估測正在使用的現場和實驗室硬化混凝土中無鍍層鋼筋的半電池電位，測試與這些鋼筋的尺寸和埋在混凝土中的深度無關。
- (2) 本方法可以在混凝土構件使用壽命中的任何時期使用。
- (3) 已經乾燥到絕緣狀態的混凝土或已發生脫空層離的混凝土表面，測試時不能提供穩定的電迴路，不適用本方法。
- (4) 電位的測量應由有經驗的、從事結構檢測的工程師或相關技術專家檢測並解試，除了半電池電位測試之外，有必要使用其他數據，如氯離子含量、碳化深度、層離狀況、混凝土電阻率和所處環境調查等，以形成關於鋼筋腐蝕活動及其對結構使用壽命可能產生的影響。

4. 測試原理

半電池電位法是利用混凝土中鋼筋鏽蝕的電化學反應引起的電位變化來檢測鋼筋鏽蝕狀態的一種方法。通過檢測鋼筋/混凝土半電池電極與在混凝土表面的銅/硫酸銅參考電極之間的電位差的大小，評定混凝土中鋼筋的鏽蝕活化程度。

5. 測量裝置

(1) 參考電極(半電池)

- a. 本方法參考電極為銅/硫酸銅半電池。它由一根不與銅或硫酸銅發生化學反應的剛性有機玻璃管、一只通過毛細作用保持濕潤的多孔塞、一個處在剛性管裡飽和硫酸銅溶液中的紫銅棒構成，如圖 3-4 所示。
- b. 銅/硫酸銅參考電極溫度係數為 $0.9\text{mV}/^{\circ}\text{C}$ 。

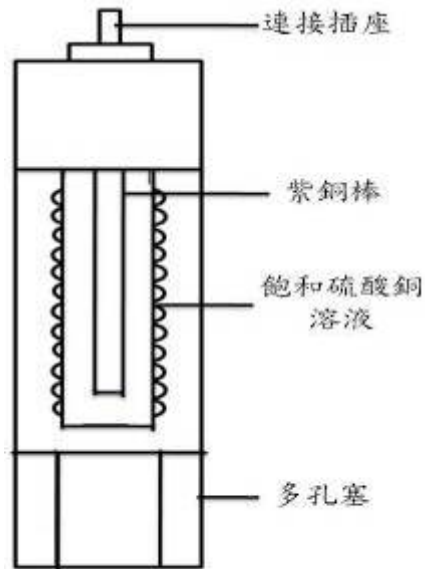


圖 3-4 銅/硫酸銅參考電極結構圖
(資料來源：本研究繪製)

(2) 二次儀表的技術性能要求：

- a. 測量範圍大於 1V。
- b. 準確度優於 $0.5\% \pm 1\text{mV}$ 。
- c. 輸入電阻大於 1010Ω 。
- d. 儀器使用環境條件：環境溫度 $0 \sim +40^\circ\text{C}$ ；相對濕度 $\leq 95\%$ 。

(3) 導線總長不應超過 150m，一般選擇截面積大於 0.75mm^2 的導線，以使在測試迴路中產生的電壓降不超過 0.1mV。

(4) 接觸液為使銅/硫酸銅電極與混凝土表面有較好的電接觸，可在水中加適量的家用液態洗滌劑對被测表面進行濕潤，減少接觸電阻與電路電阻。

(5) 在使用接觸液後仍然無法得到穩定的電位差時，應分析是否為電迴路的電阻過大或是附近存在於建築物連通的大地波動電流，在以上情況下，不應使用半電池電位法。

6. 測試方法

(1) 測區的選擇與測點佈置。

- a. 鋼筋鏽蝕狀況檢測範圍應為主要承重構件或承重構件的主要受力部位，或根據一般檢查結果有跡象表示鋼筋可能存在鏽蝕的部位，但測區不應有明顯的鏽蝕脹裂、脫空或層離現象。
- b. 在測區上佈置測試網格，網格結點為測點，網格間距可選 20cm×20cm、30cm×30cm、20cm×10cm 等，根據構件尺寸而定，測點位置距構件邊緣應大於 5cm，一般不宜少於 20 個測點。
- c. 當一個測區內存在相鄰測點的讀數超過 150mV，通常應減小測點的間距。
- d. 測區應統一編號，註明位置，並描述外觀情況。

(2) 混凝土表面處理

用鋼絲刷、砂紙打磨測區混凝土表面，去除塗料、浮漿等，並用接觸液將表面潤濕。

(3) 二次儀表與鋼筋的電連接

- a. 現場檢測時，銅/硫酸銅電極一般接二次儀表的正輸入端，鋼筋接二次儀表的負輸入端。
- b. 局部打開混凝土或選擇裸露的鋼筋，在鋼筋上鑽一小孔並擰上自攻螺釘，用加壓型鱷魚夾夾住並濕潤，確保有良好的電連接。若在遠離鋼筋連接點的測區進行測量，必須用萬用表檢查內部鋼筋的連續性，如不連續，應重新進行鋼筋的連接。
- c. 銅/硫酸銅參考電極與測點的接觸。測量前應預先將電極前端多孔塞充分浸濕，以保證良好的導電性，正式測讀前應再次用噴霧器將混凝土表面潤濕，但應注意被測表面不應存在游離水。連接方法如圖 3-5。

(4) 銅/硫酸銅電極的準備

飽和硫酸銅溶液由硫酸銅晶體溶解在蒸餾水中製成。當有多餘的未溶解硫酸銅結晶體沉積在溶液底部時，可以認為該溶液是飽和的。電極銅棒應清潔，無明顯缺陷，否則需用稀釋鹽酸溶液清潔銅棒，並用蒸餾水徹底沖淨。硫酸銅溶液應注意更換，保持清潔，溶液應充滿電極，以保證電連接。

(5) 測量值的收集

測點讀數變動不超過 2mV，可視為穩定。在同一測點，同一支參考電極，重複測讀的差異不超過 10mV；不同的參考電極重複測讀的差異不超過 20mV。若不符合讀數穩定要求，應檢查測試系統的各個環節。

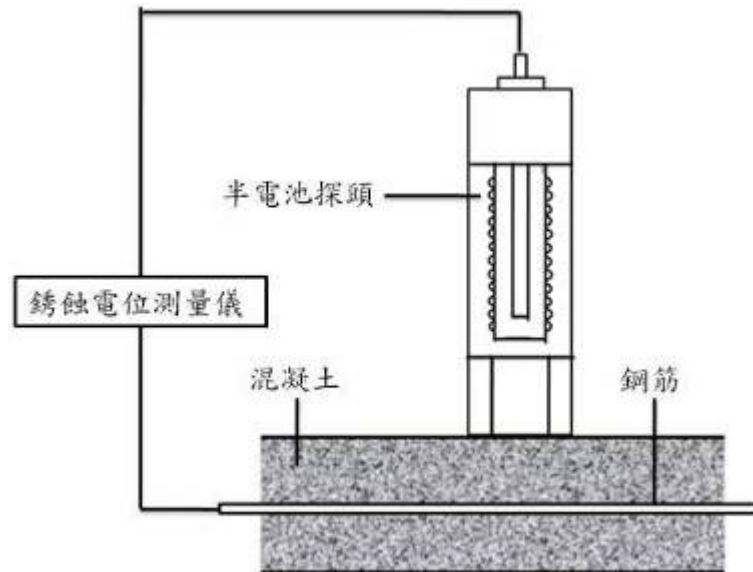


圖 3-5 測試系統簡圖

(資料來源：本研究繪製)

(6) 影響測量準確度的因素及修正

- a. 混凝土含水量對測值得影響較大，測量時構件應處在自然乾燥狀態。
- b. 為提高現場評定鋼筋狀態的可靠度，一般要進行現場比較性試驗。現場比較性試驗通常按已暴露鋼筋的鏽蝕程度不同，在他們的周圍分別測出相應的鏽蝕電位，比較這些鋼筋的鏽蝕程度和相應測值的對應關係，提高評定的可靠度，但不能與有明顯鏽蝕、脹裂、脫空、層離現象的區域比較。
- c. 若環境溫度在 $22\pm 5^{\circ}\text{C}$ 範圍之外，對應銅/硫酸銅電極做溫度修正。
- d. 各種外界因素產生的波動電流對測量值影響較大，特別是靠近地面的測區，因此應避免各種電、磁場的干擾。
- e. 混凝土保護層電阻對測量值有一定影響，除測區表面處理要符合規定外，儀器的輸入阻抗

要符合技術要求。

7. 鋼筋腐蝕電位的評定標準

- (1) 在對已處理的數據(已進行溫度修正)進行判讀之前，按慣例將這些數據加以負號，繪製等電位圖，然後進行判讀。
- (2) 按照表 3-6 的規定評定混凝土中鋼筋發生鏽蝕的概率或鋼筋正在發生鏽蝕的鏽蝕活化程度係數 T_c 。

表 3-6 結構混凝土中鋼筋鏽蝕電位的評定標準[33]

評定標準值	序號	電位水平(mV)	鋼筋狀態
1	1	0 ~ -200	無鏽蝕活動或鏽蝕活動性不確定
2	2	-200 ~ -300	有鏽蝕活動性，但鏽蝕狀態不確定，可能抗蝕
3	3	-300 ~ -400	鏽蝕活動性較強，發生鏽蝕概率大於 90%
4	4	-400 ~ -500	鏽蝕活動性強，嚴重鏽蝕可能性極大
5	5	< -500	構件存在鏽蝕開裂區域
備註	1. 表中電位水平為採用銅-硫酸銅電極時的測量值。 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，否則用此評定標準誤差較大。		

(資料來源：文獻[33])

貳、結構混凝土碳化深度的檢測與評定

一、 檢測方法

- (1) 鋼筋鏽蝕電位測試結果得知鋼筋可能發生鏽蝕的區域，應進行混凝土碳化深度測量。
- (2) 混凝土碳化狀況的檢測通常採用在混凝土新鮮斷面噴灑酸鹼指示劑，通過觀察酸鹼指示劑顏色變化來確定混凝土的碳化深度。

二、 檢測步驟

- (1) 選擇測區位置可參照鋼筋鏽蝕自然電位測試的要求，若在同一測區，應先進行保護層和鏽蝕電位、電阻率的測量，在進行碳化深度及氯離子含量的測量。
- (2) 測區及測孔佈置

- a. 測區應包含鏽蝕電位測量結果有代表性的區域，也能反應不同條件及不同混凝土質量的部位，結構外側面應佈置測區。
 - b. 測區數不應小於3個，測區應均勻佈置。
 - c. 測孔距構件邊角的距離應大於2.5倍保護層厚度。
 - d. 每一測區應佈置三個測孔，孔距根據構件尺寸大小確定，但應大於2倍孔徑。
- (3) 使用酸鹼指示劑噴在混凝土的新鮮破損面，根據指示劑顏色的變化，測量混凝土的碳化深度，量測值準確至毫米。
- a. 配置指示劑(酚酞試劑)：75%的酒精溶液與白色酚酞粉末配置成酚酞濃度為1%~2%的酚酞溶劑，裝入噴霧器備用，溶劑應為無色透明的液體。
 - b. 用裝有20mm直徑直徑鑽頭的衝擊鑽在測點位置鑽孔。
 - c. 成孔後用圓形毛刷將孔中碎屑、粉末清除，露出混凝土芯。
 - d. 將酚酞指示劑噴在測孔壁上。
 - e. 待酚酞指示劑變色後，用捲尺測量混凝土表面至酚酞變色交界處的深度，準確至1mm。酚酞指示劑從無色變為紫色時，代表混凝土未碳化，酚酞指示劑未改變顏色處的混凝土已經碳化。
 - f. 將測區、測孔統一編號，並畫出示意圖，標上測量結果。
 - g. 測量值的整理應標列出最大、小值和平均值。

三、評定標準

混凝土碳化深度對鋼筋鏽蝕影響的評定，可取構件的碳化深度平均值與該類構件保護層厚度平均值之比，並考慮其離散情況，參考表3-7對單個構件進行評定。

表 3-7 混凝土碳化深度的評定標準[33]

評定標準值	1	2	3	4	5
碳化層深度/保護層厚度	<1 ^{*1}	<1	=1	>1	>1 ^{*2}
備註	1. ^{*1} 構件全部實測比值均小於 1； 2. ^{*2} 構件全部實測比值均大於 1； 3. 宜分構件逐一進行評定				

(資料來源：文獻[33])

參、結構混凝土中氯離子含量的檢測與評定

一、 檢測方法

1. 混凝土中氯離子可引起並加速鋼筋的鏽蝕。氯離子含量的檢測方法主要有兩種：試驗室化學分析法和滴定條法(Quanta-Strips)。滴定條法可在現場完成氯離子含量的檢測。
2. 混凝土中的氯離子含量，可採用現場按混凝土不同深度取樣，檢測結果須能反應氯離子在混凝土中隨深度的分佈，根據鋼筋處的混凝土氯離子含量評定引起鋼筋鏽蝕的危險性。
3. 氯離子含量檢測，應根據構件的工作環境條件及構件本身的質量狀況確定測區，測區應能代表不同工作條件及不同混凝土質量的部位，測區宜參考鋼筋鏽蝕電位測量結果確定。

二、 取樣

1. 混凝土粉末分析樣品的取樣部位和數量

- (1) 分析樣品的取樣部位可參照鋼筋鏽蝕電位測試測區佈置原則確定。
- (2) 測區的數量應根據鋼筋鏽蝕電位檢測結果以及結構的工作環境條件 確定。在電位水平不同的部位、工作環境條件、質量狀況有明顯差異的部位佈置測區。
- (3) 每一測區取粉的鑽孔數量不宜少於 3 個，取粉孔可與碳化深度測量孔合併使用。
- (4) 測區、測孔應統一編號。

2. 取樣方法

- (1) 使用直徑 20mm 以上的衝擊鑽在混凝土表面鑽孔，鑽孔前應先確定鋼筋位置。
- (2) 鑽孔取粉應分層收集，一般深度間隔可取 3mm、5mm、10mm、15mm、20mm、25mm、50mm 等。若需指定深度處的鋼筋周圍氯離子含量，取粉間隔可進行調整。

- (3) 鑽孔深度使用附在鑽頭側面的標尺杆控制。
- (4) 用一硬塑料管和塑料袋收集粉末，如圖 3-6，對每一個深度應使用一個新的塑料袋收集粉末，每次收集後，鑽頭、硬塑料管及鑽孔內都應用毛刷將殘留粉末清理乾淨，以免不同深度粉末混染。
- (5) 同一測區不同孔相同深度的粉末可收集在一個塑料袋內，重量不應少於 25g，若量不夠，可增加同一測區測孔數量。不同測區測孔相同深度的粉末不應混合在一起。
- (6) 收集粉末後，塑料袋應立即封口保存，註明測區、測孔編號及深度。

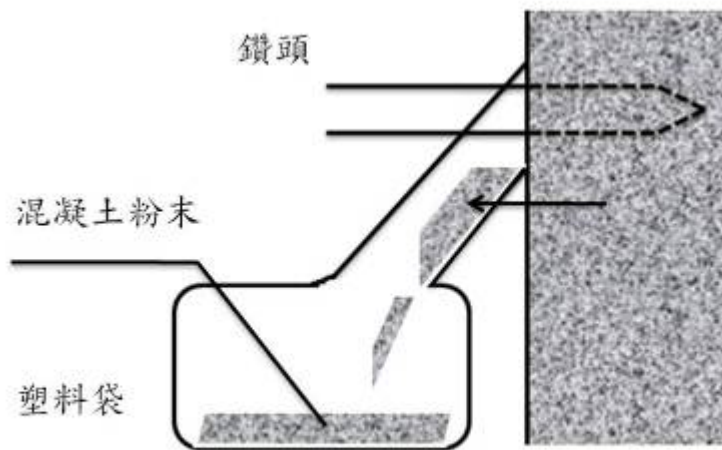


圖 3-6 鑽孔取混凝土粉末的方法
(資料來源：本研究繪製)

3. 滴定法

分析步驟：

- (1) 將收集的樣品過篩，除去其中較大的顆粒。
- (2) 將樣品至於 $105\pm 5^{\circ}\text{C}$ 烘箱內烘 2 小時，冷卻至室溫。
- (3) 取 5g 樣品粉末(準確度優於 $\pm 0.1\text{g}$)放入燒杯中。
- (4) 緩慢加入 50ml(1.0mol/L)HNO₃，並徹底攪拌直至嘶嘶聲停止。
- (5) 用石蕊試紙檢查溶液是否呈酸性(石蕊試紙變紅)，如果不呈酸性，再加入適量硝酸。
- (6) 加入約 5g 無水碳酸鈉(Na₂CO₃)。

- (7) 用石蕊試紙檢查溶液是否呈中性(石蕊試紙不變),否則再加入少量無水碳酸鈉直至容易呈中性。
- (8) 用過濾紙做一錐斗加入液體。
- (9) 當純淨的溶液滲入錐頭後,把滴定條插入液體中。
- (10) 待到滴定條頂端水平黃色細條轉變成藍色,取出滴定條並順著由下至下的方向將其擦乾。
- (11) 讀取滴定條顏色變化處的最高值,在該批滴定條表中查出所對應的氯離子含量值,此值是以百萬分之幾(ppm)表示的。

4. 氯離子含量檢測

本氯離子濃度之量測採電位滴定儀。電位滴定儀測精度達 10ppm,且可由電腦連線紀錄試驗資料。主要藉由電極量測滴定過程中氯離子的氧化電位,當電位突然巨幅變化時,此為滴定終點(equivalence point, EP),氯離子滴定儀如圖 3-7 所示。



圖 3-7 氯離子滴定儀
(資料來源：本研究繪製)

三、氯離子含量的評定標準

1. 氯化物浸入混凝土引起鋼筋的鏽蝕,其鏽蝕危險性受到多種因素的影響,如碳化深度、混凝土含水量、混凝土質量等,因此應進行綜合的分析。
2. 根據每一取樣層氯離子含量的檢測值,做出氯離子含量的深度分部曲線,評定氯化物是混凝土生成時已有的,還是結構使用過程中由外界滲入的以及浸入的。
3. 混凝土中的氯離子含量可按表 3-8 的評定標準確定其引起鋼筋鏽蝕的可能性。

表 3-8 結構混凝土中氯離子含量的評定標準[33]

評定標準值	1	2	3	4	5
氯離子含量 (占水泥含量的百分比)	<0.15	0.15~0.4	0.4~0.7	0.7~1.0	> 1.0
誘發鋼筋鏽蝕的可能性	很小	不確定	有可能誘發鋼筋鏽蝕	會誘發鋼筋鏽蝕	鋼筋鏽蝕活化

(資料來源：文獻[33])

肆、鋼筋鏽蝕電流的檢測與評定

一、鋼筋腐蝕偵測特色與適用範圍

腐蝕量測儀 GPM-5000 應用於混凝土結構內鋼筋的腐蝕電位、腐蝕電流及電阻之評估。測得鋼筋之腐蝕電位(平衡電位)後，然後使用一固定電流從輔助電極流向鋼筋(工作電極)，使整個系統構成一個迴路，進而求得待測鋼筋之腐蝕電位與腐蝕速率以及電極與鋼筋間混凝土的電阻，如圖 3-8。

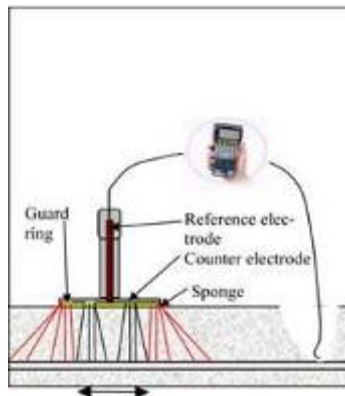


圖 3-8 利用 GalvaPulse 測量地區的示意圖

(資料來源：本研究繪製)

二、檢測方法

1. 開始量測以前，先將 GPM 儀器前端海綿浸濕，即可開始量測開路電位、腐蝕速率及電阻。
2. 應用機理為通以一固定電流，通常在 5 到 400 mA 的範圍內，持續約 10 秒。
3. 將實驗數據平均出圖繪製成電壓與電流的關係圖，並將 GP-5000 數據存入於電腦工作端中，以求出腐蝕電位(E_{corr})及腐蝕電流(I_{corr})，並繪出其區塊腐蝕程度示意圖。
4. 鋼筋鏽蝕電流的評定標準如表 3-9。

表 3-9 鋼筋鏽蝕電流的評定標準[33]

評定標準值	I_{corr} ($\mu A/cm^2$)	Corrosion rate (mpy)	腐蝕程度
1	<0.5	<0.23	忽略
2	0.5 - 5	0.23 - 2.3	低
3	5 - 10	2.3 - 4.6	中
4	10 - 15	4.6 - 6.9	高
5	> 15	>6.9	嚴重

(資料來源：文獻[33])

伍、混凝土中鋼筋分佈及保護層厚度檢測與評定

一、 檢測目的

採用電磁法無損檢測方法確定鋼筋位置，現場修正確定保護層厚度，估測鋼筋直徑，量測值準確至毫米。檢測範圍應為主要承重構件或承重構件的主要受力部位，或是一般檢查結果鋼筋可能腐蝕之部位。

二、 設備裝置

鋼筋探測儀如圖 3-9 所示。



圖 3-9 鋼筋探測儀

(資料來源：本研究繪製)

三、 測試方法

1. 測試前應了解有關圖紙資料，以確定鋼筋的種類和直徑。
2. 進行保護層厚度測讀前，應先在測區內確定鋼筋的位置與走向，做法如下：
 - (1) 將保護層測試儀傳感器在構建表面平行移動，當儀器顯示值最小時，傳感器正下方即是所測鋼筋位置。
 - (2) 找到鋼筋位置後，將傳感器在原處左右轉動一定角度，儀器顯示最小值時傳感器長軸線

的方向即為鋼筋的走向。

(3) 在構件測區表面劃出鋼筋位置與走向。

3. 保護層厚度的測讀：

(1) 將傳感器置於鋼筋所在位置正上方，並左右稍稍移動，讀取儀器顯示最小值即為該處保護層厚度。

(2) 每一測點值宜讀取 2~3 次穩定讀數，取其平均值，準確至 1mm。

(3) 應避免在鋼筋交叉位置進行量測。

四、評定標準

1. 數據處理

(1) 首先根據某一測量部位各測點混凝土厚度實測值，按下式求出混凝土保護層厚度平均值

\bar{D}_n (精確至 0.1mm)。

$$\bar{D}_n = \frac{\sum_{i=1}^n D_{ni}}{n} \quad (3.1)$$

式中： D_{ni} ---- 結構或構件測量部位測點混凝土保護層厚度，精確至 1mm；

n ---- 測點數。

(2) 按照下式計算確定測量部位混凝土保護層厚度特徵值 D_{ne} (精確至 0.1mm)：

$$D_{ne} = \bar{D} - K S_D \quad (3.2)$$

式中： S_D ---- 測量部位測點保護層厚度的標準差，精確至 0.1mm；

$$S_D = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (D_{ni})^2 - n(\bar{D}_n)^2}{n-1}} \quad (3.3)$$

K ---- 合格評定係數值，按表 3-10 取用。

表 3-10 混凝土保護層厚度評定係數值[33]

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

(資料來源：文獻[33])

2. 根據測量部位實測保護層厚度特徵值 D_{ne} 與其設計值 D_{nd} 的比值，混凝土保護層厚度對結構鋼筋耐久性評定標度按表 3-11 來評定。

表 3-11 混凝土保護層厚度評定標準[33]

評定標準值	D_{ne}/D_{nd}	對結構混凝土耐久性的影響
1	>0.95	影響不顯著
2	0.85~0.95	有輕度影響
3	0.70~0.85	有影響
4	0.55~0.70	有較大影響
5	<0.55	鋼筋易失去鹼性保護，發生鏽蝕

(資料來源：文獻[33])

第六節 混凝土現況耐久性指標介紹

材料因子耐久性評估分為鋼筋腐蝕現況與混凝土現況兩大類，依照混凝土現況裡的各項耐久性指標介紹，如圖 3-10。

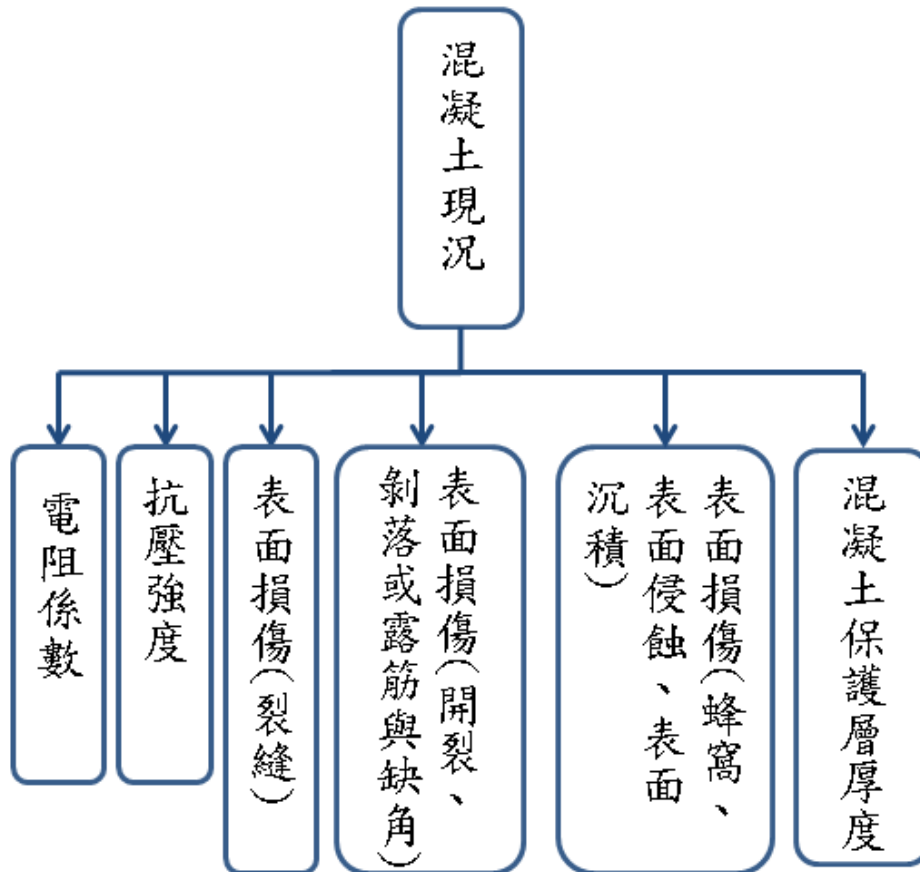


圖 3-10 混凝土現況耐久性指標

(資料來源：本研究繪製)

壹、混凝土電阻率的檢測與評定

一、混凝土電阻率的檢測方法

1. 混凝土的電阻率影響其導電性。混凝土電阻率大，若鋼筋發生鏽蝕，則發展速度慢，擴散能力弱；混凝土電阻率小，鏽蝕發展速度快，擴散能力強。因此對鋼筋狀況進行檢測評定，測量混凝土的電阻率是一項重要的內容。
2. 混凝土電阻率檢測測區，應根據鋼筋鏽蝕電位量測結果確定，對鋼筋鏽蝕電位測試結果表示

鋼筋可能鏽蝕活化的區域，應進行混凝土電阻率測量。混凝土電阻率可採用四極式電阻檢測，即在混凝土表面等間距接觸四支電極，兩外側電極為電流電極，兩內側電極為電壓電極，通過檢測兩電壓電極間的混凝土阻抗得知混凝土電阻率 ρ 。如圖 3-11 所示。

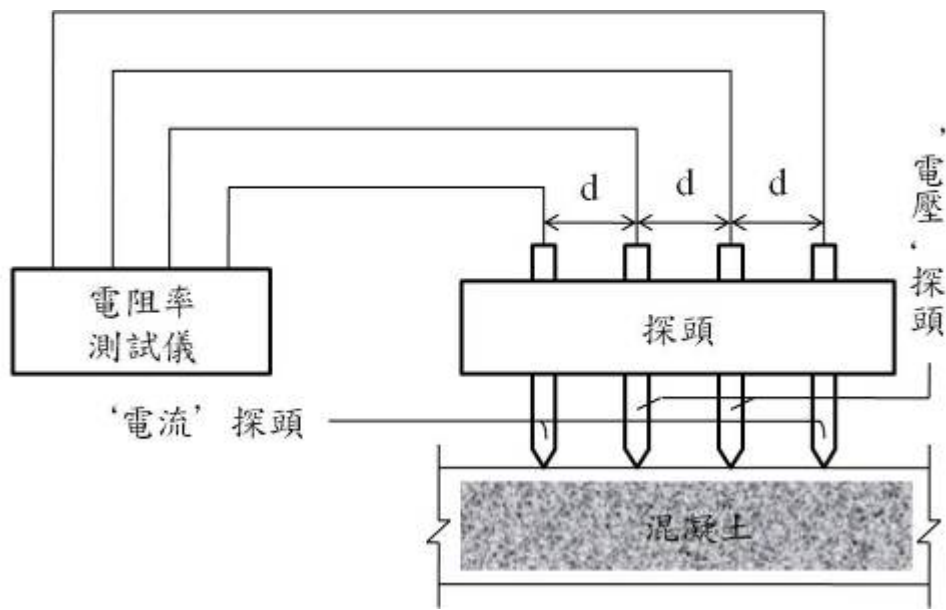


圖 3-11 混凝土電阻率測試技術示意圖

(資料來源：本研究繪製)

$$\rho = \frac{2\pi dV}{I} \quad (3.4)$$

式中 V =電壓電極間所測電壓；

I =電流電極通過的電流；

d =電極間距。

二、儀器檢查

在四個電極上分別接上三支電阻，則儀器的顯示值為相應的電阻率值。例如：電阻值為 $1k\Omega$ ，相應電阻率值為： $2\pi d \times 1k\Omega \cdot \text{cm}$ 。

三、混凝土電阻率的測量

測區與測位佈置可參照鋼筋鏽蝕自然電位測量的要求，在電位測量網格間進行，並且做好編

號。混凝土表面應清潔、無油脂、無塵。為了提高量測的準確性，必要時可去掉表面碳化層。調節好電極的間距，一般採用的間距為 50mm。為了保證電極與混凝土表面有良好、連續的電接觸，應在電極前端塗上合劑，特別是當讀數不穩定時。測量時探頭應垂直置於混凝土表面，並施加適當的壓力。混凝土電阻率的評定標準如表 3-12。

表 3-12 混凝土電阻率的評定標準[33]

評定標準值	電阻率($\Omega \cdot \text{cm}$)	鋼筋發生鏽蝕可能的鏽蝕速度
1	>20000	很慢
2	15000~20000	慢
3	10000~15000	一般
4	5000~10000	快
5	<5000	很快
備註	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，否則不能使用此評定標準。	

(資料來源：文獻[33])

貳、結構混凝土強度的檢測與評定

一、結構混凝土強度檢測方法分類與要求

1. 結構混凝土強度的檢測方法可分為非破壞檢測、半破壞檢測和破壞檢測。對於常用的反彈錘法檢測混凝土強度方法作出規定，反彈錘如圖 3-12 所示。



圖 3-12 反彈錘

(資料來源：本研究繪製)

2. 為了突出混凝土結構的特殊性，混凝土強度檢測評定分為結構或構件的強度檢測評定與承重

構件的主要受力部位的強度檢測評定。如主梁，根據具體檢測目的和檢測要求，選擇合適的方法進行檢測時，可對主梁整個構件進行檢測評定，也可對主梁跨中部位進行混凝土強度的檢測評定，但測區佈置必須滿足本研究規定。

3. 原則上對結構不採取破損檢測，但在其他方法不能準確評估結構(構件)或承重構件主要受力部位的混凝土強度時，應採用鑽心法結合其他方法綜合評定。在結構上鑽、截取試件時，應儘量選擇在承重構件的次要部位或次要承重構件上，應採取有效措施，確保結構安全。鑽、截取試件後，應及時進行修復或加強維護處理。

二、 反彈錘法檢測結構混凝土強度的方法

1. 對於被測混凝土結構或構件，當只有一個可測面時，可採用反彈錘法檢測其結構混凝土強度。
2. 下列情況下，不宜應用反彈錘法檢測結構混凝土強度：
 - (1) 遭受凍害、化學腐蝕、高溫損傷的混凝土。
 - (2) 被測構件厚度小於 10cm。
 - (3) 結構表面溫度低於 -4°C 或高於 60°C 。
 - (4) 碳化嚴重，表層與內部質量有明顯差異或其他內部存在缺陷的混凝土結構或構件。

三、 檢測技術

1. 一般規定

- (1) 採用反彈錘法檢測結構或構件混凝土強度宜具有下列資料：
 - a. 工程名稱及設計、施工、監督和建設單位名稱。
 - b. 結構或構件名稱、外形尺寸、數量及混凝土強度等級。
 - c. 水泥品種、強度等級、安定性、出產產名、砂、石品種、粒徑、混凝土配比等。
 - d. 模板類型、混凝土灌注和養護情況以及成型日期。
 - e. 檢測原因。

- (2) 混凝土結構或構件混凝土強度檢測可採用下列兩種方式：
- 構件檢測：適用於單個結構或構件的檢測。
 - 部位檢測：適用於對結構或構件關鍵控制部位的檢測。
- (3) 按構件方式檢測時，每一結構或構件的測區應符合下列規定：
- 每一結構或構件測區數不應少於 10 個。
 - 對某一方向尺寸小於 4.5m 且另一方向尺寸小於 0.3m 的構件，其測區數量可適當減少，但不可低於 6 個。
 - 相鄰兩測區間距控制在 2m 以內。
 - 測區距構件端部或施工縫邊緣的距離不宜大於 0.5m，不宜小於 0.2m。
 - 測區面積不宜大於 0.04m^3 ，且應均勻分佈。
 - 在構件的重要部位及薄弱部位必須佈置測區，並應避開預埋件。
- (4) 按部位檢測方式檢測時，每一部位的測區應符合下列規定：
- 每一部位的測區數不應少於 6 個。
 - 相鄰兩測區間距應控制在 0.4m 以內。
 - 測區距構件端部或施工縫邊緣的距離不宜大於 0.4m，不宜小於 0.2m。
 - 測區面積不宜大於 0.04m^3 ，且應均勻分佈，並應避開預埋件。
- (5) 混凝土檢測面應清潔、平整，不應有疏鬆層、浮漿、油垢以及蜂窩、麻面，必要時可用砂輪清除疏鬆層和雜物，且不應有殘留的粉末或碎屑。
- (6) 結構或構件的測區應標有清晰的編號，必要時應在記錄紙上描述測區佈置和外觀質量情況。

2. 回彈值的測量

- (1) 檢測時，反彈錘的軸線應始終垂直於混凝土檢測面，緩慢施壓，準確讀數，快速復位。

- (2) 測點宜在測區範圍內均勻分佈，相鄰兩測點的淨距不宜小於 20mm；測點距外露鋼筋、預埋件的距離不宜小於 30mm。測點不應在氣孔或外露石子上，同一測點只應彈擊一次。每一測區應記取 16 個回彈值，每一測點的回彈值讀數估讀至 1。

3. 碳化深度值測量

- (1) 回彈值測量完畢後，應在有代表性的位置測量碳化深度值，測點數不應少於測區數的 30%，取其平均值為該構件每測區的碳化深度值。
- (2) 當碳化深度值級差大於 2.0mm，應在每一測區量碳化深度值。
- (3) 碳化深度值的測量方法，每一測孔測量值應不少於 3 個，取其平均值，每次讀數精確至 0.5mm。

4. 回彈值的計算

- (1) 計算測區平均回彈值，應從該測區的 16 個回彈值中，分別剔除 3 個最大值和最小值，將餘下的 10 個回彈值按下列公式計算：

$$R_m = \sum_{i=1}^{10} R_i / 10 \quad (3.5)$$

式中： R_m —— 測區平均回彈值，精確至 0.1；

R_i —— 第 i 個測點的回彈值。

- (2) 非水平狀態檢測混凝土澆注側面時，應按下式進行修正：

$$R_a = R_{ma} + R_{sa} \quad (3.6)$$

式中： R_{ma} —— 非水平狀態檢測測區平均回彈值，精確至 0.1；

R_{α} —— 非水平狀態檢測時回彈值修正值，按表 3-13 採用。

表 3-13 非水平狀態檢測時回彈值修正值[33]

R_{mc}	R_{α}	測試角度 α							
		+90°	+60°	+45°	+30°	-30°	-45°	-60°	-90°
20		-6.0	-5.0	-4.0	-3.0	+2.5	+3.0	+3.5	+4.0
30		-5.0	-4.0	-3.5	-2.5	+2.0	+2.5	+3.0	+3.5
40		-4.0	-3.5	-3.0	-2.0	+1.5	+2.0	+2.5	+3.0
50		-3.5	-3.0	-2.5	-1.5	+1.0	+1.5	+2.0	+2.5
備註	1.表中修正值可用內插法求得，精確至 0.1； 2.小於 20 或大於 50 時，均分別按 20 或 50 查表。								

(資料來源：文獻[33])

(3) 水平方向檢測混凝土澆注頂面或底面時，應按下列公式修正：

$$R_m = R_m^t + R_a^t \quad (3.7)$$

$$R_m = R_m^b + R_a^b \quad (3.8)$$

式中： R_m^t 、 R_m^b —— 水平方向檢測混凝土澆注表面、底面時，測區的平均回彈值，精確至 0.1；

R_a^t 、 R_a^b —— 混凝土澆注表面、底面回彈值修正值，可按表 3-14 採用。

表 3-14 混凝土澆注表面、底面回彈值的修正[33]

$R_{m,c}$	ΔR_s	
	混凝土澆注表面	混凝土澆注底面
20	+2.5	-3.0
25	+2.0	-2.5
30	+1.5	-2.0
35	+1.0	-1.5
40	+0.5	-1.0
45	0	-0.5
50	0	0
備註	1. 表中修正值可用內插法求得，精確至 0.1； 2. $R_{m,c}$ 、 $R_{m,s}$ 小於 20 或大於 50 時，均分別按 20 或 50 查表； 3. 混凝土澆注表面為一般原漿抹面； 4. 表列修正值為底面和側面採用同一類模板在正常澆注情況下的修正值。	

(資料來源：文獻[33])

(4) 檢測時，如反彈錘處於非水平狀態，同時混凝土檢測面又不是混凝土的澆注測面，則應對測得測區平均回彈值，先進行角度修正，再進行不同澆注面的修正。

5. 強度曲線

(1) 混凝土強度換算值，一般可採用以下三類測強曲線計算：

- a. 統一測強曲線：由全國有代表性的材料、成型養護工法配製的混凝土試件，通過試驗所建立的曲線。
- b. 地區測強曲線：由本地區常用的材料、成型養護工法配製的混凝土試件、通過試驗所建立的曲線。
- c. 專用測強曲線：由於結構或構件混凝土相同的材料、成型養護工法配製的混凝土試件，

通過試驗所建立的曲線。

(2) 檢測時，應按專用測強曲線、地區測強曲線、統一測強曲線的次序，選用測強曲線。

(3) 統一測強曲線的表達式為：

$$f_{cu,i}^c = 0.250 \cdot R_{mj}^{2.0100} \cdot 10^{-0.0359d_{mj}} \quad (3.9)$$

式中： $f_{cu,i}^c$ —— 測區混凝土換算強度值，精確至 0.1MPa；

R_{mj} —— 測區經修正後的平均回彈值，精確至 0.1；

d_{mj} —— 測區平均碳化深度，精確至 0.5mm。 $d_{mj} < 0.5\text{mm}$ 時，按無碳化處理； d_{mj}

$\geq 6\text{mm}$ 時，按 $d_{mj} = 6\text{mm}$ 計算。

(4) 統一測強曲線的平均相對誤差(δ)為 $\pm 14.0\%$ ，相對標準差(cr)為 $\pm 17.0\%$ 。

(5) 當有下列情況之一時，測區混凝土強度值不得使用統一測強曲線換算：

- a. 粗粒料最大粒徑大於 60mm。
- b. 特種成型工法製作的混凝土。
- c. 檢測部位曲率半徑小於 250mm。
- d. 潮濕或浸水混凝土。

(6) 當構件混凝土抗壓強度大於 60MPa 時，可採用標準能量大於 2.207J 的混凝土反彈儀，並應另行制訂檢測方法及專用測強曲線進行檢測。

6. 混凝土強度的計算

(1) 當有地區測強曲線或專用測強曲線時，混凝土強度換算值應按地區測強曲線或專用測強曲線換算得出。

(2) 對於泵送混凝土，當碳化深度值不大於 2.0mm 時，每一測區混凝土強度換算值應按表 3-15 進行修正。

表 3-15 泵送混凝土測區混凝土強度換算值的修正值

碳化值深度	抗壓強度值(MPa)				
	0.0 ; 0.5 ; 1.0	f_{cu}^c (MPa)	≤40.0	45.0	50.0
	k(MPa)	+4.5	+3.0	+1.5	0.0
1.5 ; 2.0	f_{cu}^c (MPa)	≤30.0	35.0	40.0~60.0	—
	k(MPa)	+3.0	+1.5	0.0	—
備註	表中未列入的 f_{cu}^c (MPa) 值可用內插法求得其修正值，精確至 0.1MPa				

(資料來源：本研究繪製)

(3) 結構或構件或關鍵控制部位的測區混凝土換算強度平均值，可根據各測區的混凝土強度換算值計算。當測區數為 10 個及以上時，應計算強度標準差。平均值及標準差應按下列公式計算：

$$m_{f_{cu}} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n f_{cu,i}^c \quad (3.10)$$

$$S_{f_{cu}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_{cu,i}^c)^2 - n(m_{f_{cu}})^2}{n-1}} \quad (3.11)$$

式中 $m_{f_{cu}}$ —— 結構或構件測區混凝土強度換算值的平均值，精確至 0.1MPa；

n —— 結構或構件或關鍵控制部位的測區數；

$S_{f_{cu}}$ —— 測區混凝土換算強度值的標準差，精確至 0.1MPa。

(4) 結構或構件或關鍵部位的混凝土強度推定值 $f_{cu,e}$ 應按下列公式確定：

a. 當該結構或構件測區數少於 10 個時：

$$f_{cu,e} = f_{cu,min}^c \quad (3.12)$$

式中： $f_{cu,min}^c$ —— 結構或構件中或關鍵控制部位最小的測區混凝土換算強度值。

b. 當該結構或構件的測區強度值中出現小於 10.0MPa 時：

$$f_{cu,e} = 10.0MPa \quad (3.13)$$

c. 當該結構或構件測區數不少於 10 個時，應按下列公式計算：

$$f_{cu,e} = m_{f_{cu}} - 1.645S_{f_{cu}} \quad (3.14)$$

d. 當結構或構件或關鍵控制部位的測區數大於 10 個時，但測區混凝土強度換算值標準差過

大(當混凝土強度等級低於或等於 C30 時， $S_{f_{cu}} > 4.0MPa$ ；當混凝土強度等級高於

C30 時， $S_{f_{cu}} > 5.0MPa$) 時，則其混凝土強度推定值 $f_{cu,e}$ 可按下式計算：

$$f_{cu,e} = f_{cu,min}^c \quad (3.15)$$

e. 結構或構件的混凝土強度推定值是指相應於強度換算值總體分佈中保證率不低於 95% 的結構或構件或關鍵部位中的混凝土抗壓強度值。

四、結構混凝土現場檢測強度的評定標準

1. 結構混凝土強度，應在結構承重構件或其主要受力部位佈置測區。
2. 對混凝土結構，應根據每一承重構件或其主要受力部位的實測強度推定值和測區平均換算強度值，按下式計算其推定強度均質係數 K_{bt} 和平均強度均質係數 K_{bm} ，並可按表 3-16 對其強度

狀態做出評定。

表 3-16 結構混凝土現場檢測強度的評定標準[33]

評定標準值	K_{bt}	K_{bm}	強度狀態
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	< 0.70	< 0.85	很差
註	<p>1. $K_{bt} = \frac{R_{it}}{R}$</p> <p>式中：$K_{bt}$＝平均強度係數； R_{it}＝承重構件或主要受力部位混凝土的實測強度； R＝承重構件混凝土極限抗壓強度。</p> <p>2. $K_{bm} = \frac{R_{im}}{R}$</p> <p>式中：$K_{bm}$＝平均強度係數； R_{im}＝承重構件或主要受力部位測區平均換算強度值。</p>		

(資料來源：文獻[33])

參、表面損傷的檢測與評定

一、 混凝土建築物結構構件表面損傷分類

混凝土建築物結構構件的表面損傷總體上可分為如下三類：一是裂縫，包括非結構受力裂縫和結構受力裂縫；二是層離、剝落或露筋及掉棱或缺角；三是蜂窩麻面、表面侵蝕及表面沉積等。

二、 混凝土建築物結構構件表面損傷的損傷度指標

混凝土建築物結構構件表面損傷的損傷度指標如表 3-17 所例。

表 3-17 混凝土建築物結構構件表面損傷的損傷度指標體[33]

表觀損傷類型		損傷度指標
裂縫	非結構受力裂縫	(1)裂縫最大寬度； (2)開裂區域面積 A_i 占其所在構件表面面積 A_{pi} 的比值 V ，即 $V = A_i / A_{pi}$
	結構受力裂縫	(1)裂縫長度或高度； (2)受力鋼筋處的裂縫寬度； (3)裂縫的最小與平均間距
層離、剝落或露筋、掉棱或缺角		累計損傷面積 $\sum A_i$ 占構件外露表面積 (A_p) 的比值 α ，即 $\alpha = \frac{\sum A_i}{A_p}$ ； 由於損傷引起的構件截面積最大損失率 δ ， $\delta = 1 - \frac{A_{pmin}}{A}$ 式中： A_{pmin} =扣除損傷影響後的構件最小有效截面面積； A =構件初始截面面積
蜂窩麻面、表面侵蝕、表面沉積		累計損傷面積 $\sum A_i$ 占構件外露表面積 (A_p) 的比值 α ，即 $\alpha = \frac{\sum A_i}{A_p}$ ；

(資料來源：文獻[33])

三、 混凝土建築物結構構件表面損傷檢測

裂縫檢測的主要內容為：裂縫的形態；裂縫分佈情況；裂縫周圍有無鏽跡、鏽蝕產物和凝膠泌出物；裂縫的寬度、長度和間距等。檢測方法以目視檢查為主，輔以刻度放大鏡(最小分辨率不得大於 0.05mm)量測。用鋼捲尺(最小分辨率不得大於 1.0mm)測量裂縫的長度和間距。

在進行裂縫檢測時，應注意查明裂縫發生的時間和原因，並評定裂縫是否趨於穩定，對尚未穩定的裂縫可用千分表、引伸儀等監測裂縫寬度和長度的發展情況，監測時間以 6~12 個月為宜。

對層離、剝落或露筋、掉棱或缺角、蜂窩麻面、表面侵蝕及表面沉積等表面損傷的檢測，主要檢測面積和深度，檢測方法為人力目測、輔助鋼尺測量和錘擊檢查。

在進行表面損傷檢測時，應檢查寬度超過0.05mm的裂縫以及大小超過20mm的其他表面損傷。

裂縫檢測結果的描述應注意如實反映裂縫的形態、分佈情況和裂縫周邊混凝土表面狀況，盡可能採用圖形和照相進行表面損傷的描述，對所有的表面損傷均應有詳盡的文字描述。

四、表面損傷的分級評定

對混凝土建築物結構構件的表面損傷，可根據表面損傷程度(大小、多少或輕重)、表面損傷對結構使用功能的影響程度(無、小、大)和表面損傷發展變化狀況(趨向穩定、發展緩慢、發展較快)等三個方面，以累加評分的方法作出等級評定。具體評定方法見表 3-18。而相關類型之建築物表面損傷裂縫分級評定標準見表 3-18~3.21 所示。

表 3-18 混凝土建築物結構構件表面損傷的分級評定方法表[33]

表面損傷程度及標準		組合評定標準				
		程度	小→大 少→多 輕度→嚴重			
			標度	0	1	2
表面損傷對結構使用功能的影響程度	無、不重要	0	0	1	2	
	小、次要	+1	1	2	3	
	大、重要	+2	2	3	4	
以上兩項評定組合標準			0	1	2	3 4
表面損傷發展變化狀況的修正	趨向穩定	-1	0	1	2	3
	發展緩慢	0	1	2	3	4
	發展較快	+1	1	2	3	4 5
最終評定結果			1	2	3	4 5
結構構件表面技術狀況			良 好	較 好	較 差	差 的 很 差

(資料來源：文獻[33])

(1) 鋼筋混凝土構件非結構受力裂縫按表 3-19 分級標準進行評定。

表 3-19 鋼筋混凝土構件非結構受力裂縫分級評定標準表[33]

評定標度值	分級標準		
	裂縫最大寬度(mm)	裂縫部位	裂縫形態與分布
1	≤0.25	次要受力部位	少量短細裂縫
	≤0.20	主要受力部位	少量短細裂縫
2	≤0.30	次要受力部位	出現短細裂縫，開裂區域面積占其所在構件表面積的3%以下
	≤0.25	主要受力部位	出現短細裂縫，開裂區域面積占其所在構件表面積的2%以下
3	≤0.35	次要受力部位	出現較多的短細裂縫，開裂區域面積占其所在構件表面積的6%以下
	≤0.30	主要受力部位	出現較多的短細裂縫，開裂區域面積占其所在構件表面積的4%以下
4	≤0.40	次要受力部位	出現網狀裂縫，開裂區域面積占其所在構件表面積的10%以下；或出現沿受力鋼筋方向的裂縫
	≤0.35	主要受力部位	出現網狀裂縫，開裂區域面積占其所在構件表面積的7%以下；或出現沿受力鋼筋方向的裂縫
5	>0.40	次要受力部位	出現網狀裂縫，開裂區域面積占其所在構件表面積的10%以上；或出現沿受力鋼筋方向的裂縫，縫口有銹跡
	>0.35	主要受力部位	出現網狀裂縫，開裂區域面積占其所在構件表面積的7%以上；或出現沿受力鋼筋方向的裂縫，縫口有銹跡
備註	當結構所處環境條件影響係數大於等於1.1時，表觀裂縫寬度限值減去0.05mm後取用		

(資料來源：文獻[33])

(2) 鋼筋混凝土構件結構受力裂縫按表 3-20 分級標準。

表 3-20 鋼筋混凝土構件結構受力裂縫分級評定標準表[33]

評定標度值	分級標準			
	裂縫部位	裂縫長度或高度	受力鋼筋處裂縫寬度(mm)	裂縫的最小與平均間距(cm)
1	次要受力部位	縱向長度小於構件長度1/6，或高度不足截面尺寸1/3	≤ 0.10	≥ 50cm
	主要受力部位		≤ 0.05	
2	次要受力部位	縱向長度介於構件長度1/6~1/4，或高度介於截面尺寸1/3~1/2	≤ 0.15	≥ 30cm
	主要受力部位		≤ 0.10	
3	次要受力部位	縱向長度介於構件長度1/4~1/3，或高度介於截面尺寸1/2~2/3	≤ 0.20	≥ 20cm
	主要受力部位		≤ 0.15	
4	次要受力部位	縱向長度介於構件長度1/3~1/2，或高度大於截面尺寸2/3	≤ 0.25	< 20cm
	主要受力部位		≤ 0.20	
5	次要受力部位	縱向長度大於構件長度1/2，或裂縫基本貫穿	> 0.30	開裂嚴重，裂縫與受力鋼筋方向、間距重合，縫口有銹跡
	主要受力部位		> 0.25	
備註	當結構所處環境條件影響係數大於等於1.1時，表觀裂縫寬度限值減去0.05mm後取用			

(資料來源：文獻[33])

(3) 鋼筋混凝土結構構件表面損傷(除裂縫)按表 3-21 分級標準進行評定。

表 3-21 鋼筋混凝土結構構件表面損傷(除裂縫)分級評定標準表[33]

評定標度值	分級標準	
	缺陷部位	缺陷類型: 層離、剝落或露筋、掉棱或缺角 蜂窩麻面、表面侵蝕、表面沉積
1	主要受力部位	累積損傷面積占構件外露表面積的3%以下，或由於損傷引起的構件截面最大損失率小於5%
	次要受力部位	累積損傷面積占構件外露表面積的6%以下，或由於損傷引起的構件截面最大損失率小於10%
2	主要受力部位	累積損傷面積占構件外露表面積的10%以下，或由於損傷引起的構件截面最大損失率小於15%
	次要受力部位	累積損傷面積占構件外露表面積的15%以下，或由於損傷引起的構件截面最大損失率小於20%
3	主要受力部位	累積損傷面積占構件外露表面積的15%以下，或由於損傷引起的構件截面最大損失率小於20%
	次要受力部位	累積損傷面積占構件外露表面積的20%以下，或由於損傷引起的構件截面最大損失率小於25%
4	主要受力部位	累積損傷面積大於構件外露表面積的15%，或由於損傷引起的構件截面最大損失率大於20%
	次要受力部位	累積損傷面積大於構件外露表面積的20%，或由於損傷引起的構件截面最大損失率大於25%
5	主要受力部位	累積損傷面積大於構件外露表面積的15%，或由於損傷引起的構件截面最大損失率大於20%
	次要受力部位	累積損傷面積大於構件外露表面積的20%，或由於損傷引起的構件截面最大損失率大於25%

(資料來源：文獻[33])

第七節 耐久性綜合評估方法

在文獻[33]中，提出先以單一構件作出耐久性評定，然後再總合計算整體性耐久性評定的觀念。在本研究中，亦採用同樣的概念並加以修正。首先針對單一構件的耐久性評估計算方式如下：

$$D_1 = \delta_1 \cdots \delta_k \times \sum_{l=1}^2 \sum_{m=1}^{P_l} \beta_l A_{lm} \alpha_{lm} \tag{3.16}$$

其中 D_1 代表第 1 種單一構件的耐久性評定， $\delta_1 \dots \delta_k$ 為 k 個放大係數考量(在本研究考量兩個放大係數分別為建築物齡期影響以及環境影響)， β_i 為第 i 類因子所代表之權重(其中共有兩類，分別為混凝土現況以及腐蝕現況)， A_{im} 為第 i 類因子中第 m 個指標所得到之評定(一律分為五級，值分別由 1 至 5)， α_{im} 則為第 i 類因子中第 m 個指標在第 i 類因子中所佔之權重。 P_i 代表第 i 類中之耐久性指標總數，若 $i=1$ ，則 $p_1=6$ ；若 $i=2$ ，則 $p_2=4$ 。利用 Expert Choice 2000 軟體，可計算出混凝土構件材質狀況檢測指標與耐久性指標推薦權重值如表 3-22。

在實際操作上，可能在各類指標中實際所操作之項目並未達到建議之總指標數，而僅進行部份之檢測，則可以將各類指標之總合計算如下式所示：

$$D_1 = \delta_1 \cdots \delta_k \left(\sum_{l=1}^2 \beta_l \frac{\sum_{m=1}^n A_{lm} \alpha_{lm}}{\sum_{m=1}^n \alpha_{lm}} \right) \tag{3.17}$$

表 3-22 混凝土構件材質狀況檢測指標與耐久性指標權重值[33]

項目	耐久性	Local	Global
----	-----	-------	--------

		指標數	權重值	權重值	
鋼筋腐蝕現況			0.727	0.727	
	腐蝕電位	1	0.210	0.153	
	中性化深度	2	0.182	0.133	
	氯離子	3	0.315	0.229	
	腐蝕電流	4	0.293	0.213	
混凝土現況			0.273	0.273	
	電阻係數	5	0.068	0.019	
	抗壓強度	6	0.145	0.040	
混凝土 表面損傷	裂縫	7	0.175	0.618	0.48
	開裂、剝落或露筋與缺角	8	0.265		0.72
	蜂窩麻面、表面侵蝕、表面沉積	9	0.178		0.48
	混凝土保護層厚度	10	0.169		0.046

(資料來源：文獻[33])

因為在未考量放大因子前，單一構件之最大值為 5(因本研究分為 5 等級之故)，乘上放大因子之後，則可能會有超過 5 的情況出現。由此可以將單一構件耐久性之評定分為五級如表 3-23 示：

表 3-23 混凝土單一構件之耐久性評估標準[33]

D_{total} 範圍	$1 \leq D_{total} < 2$	$2 \leq D_{total} < 3$	$3 \leq D_{total} < 4$	$4 \leq D_{total} < 5$	$D_{total} \geq 5$
單一構件 耐久等級	1	2	3	4	5
耐久性狀況	完好	較好	一般	較差	很差

(資料來源：文獻[33])

有了單一構件之耐久性評定，則可以針對建築物整體結構耐久性作整體評定如下式所示：

$$D_{total} = \sum_{j=1}^q D_j r_j \tag{3.18}$$

表 3-24 混凝土建築物各構(部)件權重值

構(部)件	名稱	推薦權重
1	梁	0.4
2	柱	0.4
3	牆	0.1
4	板	0.1
備註	當評定標準值為“1”時，表示好的狀態，或表示沒有設置的構造部件，不再進行疊加。	

(資料來源：本研究繪製)

其中 D_{total} 代表建築物整體之耐久性評定， D_j 代表第 j 個構件之單一構件耐久性評定， r_j 則代表第 j 個構件在整體結構中所佔之權重， q 則代表考量之構件總數。有關可量構件之權重，如表 3-24。但是實作上可依據建築物所處環境、設計時之考量等之不同，由專家進行評定再給與權重。同樣地在整體建築物耐久性評定上，我們也可以針對建築物整體耐久性評定分級，如表 3-25。

表 3-25 構件整體的耐久性綜合評定標準[33]

D_{total} 範圍	$1 \leq D_{total} < 2$	$2 \leq D_{total} < 3$	$3 \leq D_{total} < 4$	$4 \leq D_{total} < 5$	$D_{total} \geq 5$
結構耐久等級評定標度	1	2	3	4	5
耐久性狀況	完好	較好	一般	較差	很差
建議處理方式	正常使用	正常使用	持續維護	補強	拆除

(資料來源：文獻[33])

第四章 實際案例說明

第一節 花蓮縣瑞穗國小 B1 棟檢測實例

本案例建築物花蓮縣瑞穗國民小學B1棟教室係位於花蓮縣瑞穗鄉溫泉路一段路十九號瑞穗國小校園內，為地上2層鋼筋混凝土構造建築物，約於民國87年間完工，基地鄰近地勢平坦，結構系統為鋼筋混凝土構架。總樓地板面積為1264.08m²各層樓樓高（建築物基底面定於1FL），基礎為獨立(有繫梁)基礎及現況用途如表4-1所示。

表 4-1 瑞穗國小樓高及用途

樓高及用途				
樓層別	高度	樓地板面積	現況用途	原設計用途
1F	3.6 m	1264.08m ²	教室	教室
2F	3.6m	1264.08m ²	教室	教室

(資料來源：立展工程顧問有限公司)



圖 4-1 瑞穗國小基本位置圖

(資料來源：立展工程顧問有限公司)

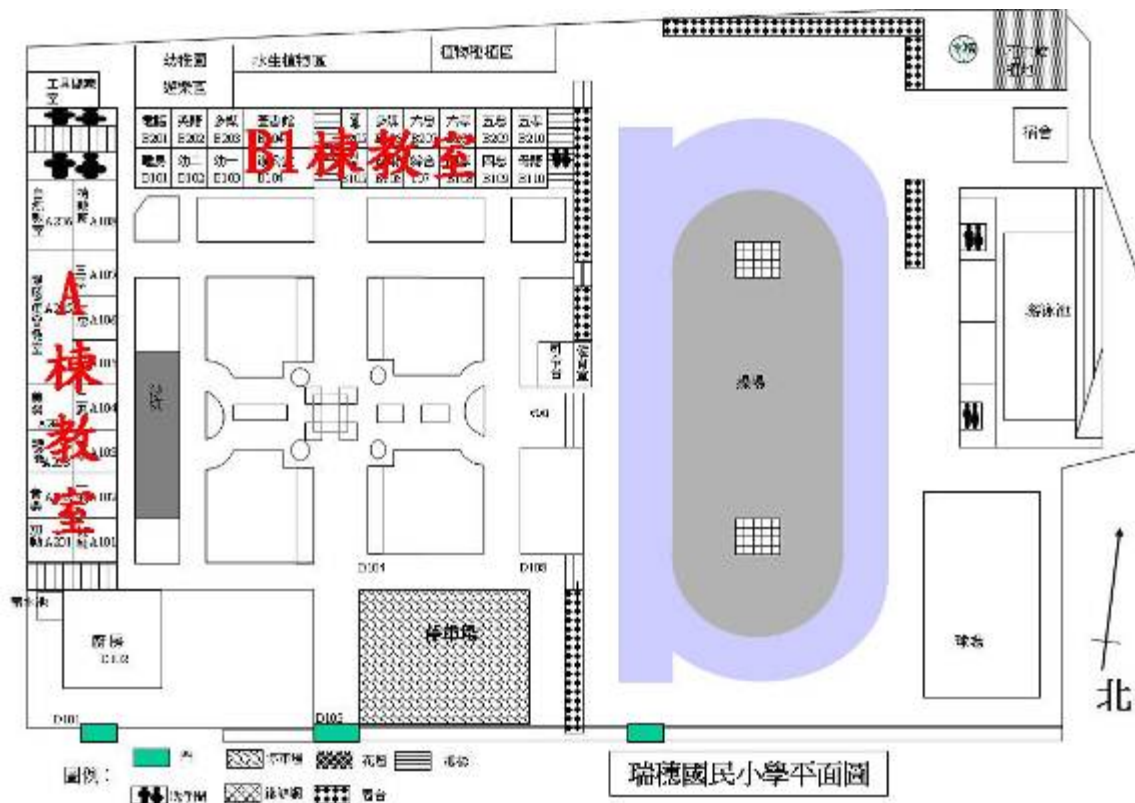


圖 4-2 瑞穗國小 B1 棟教室座落位置圖

(資料來源：立展工程顧問有限公司)



圖 4-3 瑞穗國小 B1 棟正向立面現況圖

(資料來源：立展工程顧問有限公司)



圖 4-4 瑞穗國小 B1 棟背向立面現況圖
(資料來源：立展工程顧問有限公司)



圖 4-5 瑞穗國小 B1 棟二樓走廊立面現況圖
(資料來源：立展工程顧問有限公司)

現場檢驗結果

1. 建築物曝露環境因子

(1) 環境調查因子

花蓮縣瑞穗國小座落於一般的環境，且受日曬、雨淋或風蝕的構件；靠近地表受地下水影響的構件，因此環境調查係數取1.10。

(2) 建築物齡期因子

花蓮縣瑞穗國小興建於民國87年，而檢測時間為民國99年，建築物設計齡期為50年，因此齡期影響係數取1.20。

2. 中性化深度檢測試驗

於抗壓強度測試之前，先進行混凝土中性化深度量測，通常混凝土內之鋼筋在混凝土高鹼性（酸鹼值 $\text{pH} \geq 12.5$ ）環境下將形成一厚約 $20-60\text{\AA}$ [$1\text{\AA}=10^{-10}\text{m}$]之氧化鐵($\text{r-Fe}_2\text{O}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$)鈍化保護膜，具有保護鋼筋免被腐蝕之作用。但當經與空氣中之二氧化碳反應後，慢慢減低鹼性，此現象稱為混凝土之中性化，若中性化深度達鋼筋位置，鈍化保護膜將被破壞而使鋼筋易產生腐蝕。中性化試驗係將新鮮混凝土鑽心試體沿側面均勻塗刷酚酞乙醇1%酒精試液，並由鹼性呈色反應來檢測中性化深度，及若顯現赤紫色即表示混凝土呈鹼性尚未中性化，若未變色表示混凝土已呈中性化，量測其深度；是謂中性化深度。必要時並進行混凝土保護層厚度之量測。當抗壓強度完成後，可取出部份水泥砂漿之樣品，繼續作氯離子含量測試，以瞭解結構體之混凝土氯離子含量是否符合CNS規定標準值(鋼筋混凝土 $<0.3\text{kg}/\text{cm}^3$ 、預力混凝土 $<0.15\text{kg}/\text{cm}^3$)。

本案例之混凝土中性化程度試驗共計6顆，結果如下表4-2所示：

表 4-2 瑞穗國小 B1 棟中性化試驗結果

樓層	試體編號	中性化深度
一層	樓板-01	0.9
	樓板-02	0.4
	樓板-03	0.2
二層	樓板-01	0.7
	樓板-02	0.6
	樓板-03	0.7

(資料來源：立展工程顧問有限公司)

鋼筋混凝土設計規範規定梁柱鋼筋外應有一定厚度之保護層，一般設計為2~5cm，本案例試體中性化深度均未超過2~5cm，研判混凝土中性化程度尚在合理範圍。仍建議定期做水泥粉光及油漆粉刷，以降低中性化速率。

混凝土碳化深度對鋼筋鏽蝕影響的評定，可取構件的碳化深度平均值與該類構件保護層厚度平均值之比來進行評定，本案例第一層與第二層所有檢測構件的中性化深度全部實測比值均小於1，故評定標準值都取1。

3. 氯離子含量檢測

本案例氯離子含量試驗共2顆，相關檢測結果如下表4-3所示：

表 4-3 瑞穗國小 B1 棟氯離子含量試驗結果

編號	位置	水溶性氯離子含量(kg/m ³)	備註
1	樓板1F	0.0274	符合CNS標準
2	樓板2F	0.0227	符合CNS標準

(資料來源：立展工程顧問有限公司)

依據CNS3090規範，混凝土中最大水溶性氯離子含量規定為0.3kg/m³，本案例標的物取樣試體氯離子含量試驗皆滿足CNS規定。且檢測的樓板1F與樓板2F其水溶性氯離子含量(占水泥含量的百分比)皆小於 0.15%，誘發鋼筋鏽蝕的可能性很小，故評定標準值皆取1。

4. 抗壓強度試驗

經研判本案例混凝土設計強度 $f_c' = 210 \text{ kg/cm}^2$ ，依混凝土施工規範計算鑽心試驗合格標準如下：

(1) 同組試體強度之平均值，不得低於設計強度 f_c' 之85%。

以本案例而言，規定強度 f_c' 之85%為 178.5 kg/cm^2 。

(2) 任一試體強度，不得低於設計強度 f_c' 之75%。

以本案例而言，規定強度 f_c' 之75%為 157.5 kg/cm^2 。

(3) 本案例混凝土試體抗壓強度成果彙整如下表4-4所示：

表 4-4 瑞德國小 B1 棟抗壓強度試驗結果

樓層	試體編號	取樣位置	試體抗壓強度	平均強度	單一試體強度 $\geq 0.75f_c'$	平均強度 $\geq 0.85 f_c'$
一層	1	樓板	409	402	是	是
	2	樓板	451		是	
	3	樓板	345		是	
二層	4	樓板	402	355	是	是
	5	樓板	405		是	
	6	樓板	259		是	

(資料來源：立展工程顧問有限公司)

由上表4-4得知標的物混凝土試體皆滿足強度 $f_c' = 210 \text{ kg/cm}^2$ 之試體合格標準，後續分析時仍將取各樓層混凝土試體之平均抗壓強度與原設計強度之較低者（即皆為 210 kg/cm^2 ），可做為耐震能力評估及補強設計之樓層混凝土強度。

抗壓強度評定標準值：

本案例之混凝土設計強度 $f_c' = 210 \text{ kg/cm}^2$

一層：Rim = 402，Kbm = 1.914，因Kbt皆大於0.95且Kbm大於1，故評定標準值取1。

二層：Rim = 355，Kbm = 1.690，因Kbt皆大於0.95且Kbm大於1，故評定標準值取1。

5. 鋼筋探測試驗與保護層厚度檢測與評定

本案例建築物鋼筋配置，經採非破壞性檢測方式，抽查各層梁、柱之鋼筋配置。鋼筋探測目的是為了鋼筋配置，以做為評估及後續評估之參考。目前非破壞性檢驗方法中，利用電磁波探測鋼筋最為廣泛，於99年5月27日委託築群企業有限公司就本案例建築物來進行梁柱鋼筋配置、間距及保護層厚度之抽樣探測，共12處。探測位置及結果整理摘錄如下表4-5所示：

表 4-5 瑞穗國小 B1 棟梁柱鋼筋配置、間距及保護層厚度之抽樣探測結果

樓層桿件 (編號)	掃描結果		原設計		保護層厚度 (cm)	備註
	主筋	箍筋	主筋	箍筋		
SC1-1	2-#6	#3@20cm	---	---	5.0	
SC1-2	2-#6	#3@20cm	---	---	5.0	
SC1-3	3-#6	#3@20cm	---	---	3.0	
SC1-4	3-#6	#3@20cm	---	---	3.0	
SC1-5	3-#6	#3@20cm	---	---	3.0	
SC1-6	3-#6	#3@20cm	---	---	3.0	
SC2-1	2-#6	#3@20cm	---	---	5.0	
SC2-2	3-#6	#3@20cm	---	---	3.0	
SC2-3	3-#6	#3@20cm	---	---	3.0	
SC2-4	3-#6	#3@20cm	---	---	3.0	
SC2-5	3-#6	#3@20cm	---	---	3.0	
SC2-6	3-#6	#3@20cm	---	---	3.0	

(資料來源：立展工程顧問有限公司)

鋼筋保護層厚度，即最外層鋼筋外面與混凝土表面間之淨距離，本案例參照下表4-6
 可得知其混凝土保護層厚度為4cm。

表 4-6 建築物之混凝土保護層厚度評定表

說 明		板		牆	梁	柱	基腳	橋墩	隧道
		厚度等 於或小 於 225mm	厚度大於 225mm	mm	(頂底 及兩側) mm	mm	mm	mm	mm
不接觸 雨水之 構造物	鋼筋 19 ϕ 以下	15	18	15	*40	40	40		
	鋼筋 22 ϕ 以上	20	20	20	*40	40	40		
受有風 雨侵蝕 之構造 物	鋼筋 16 ϕ 以下	40	40	40	40	40	40	40	40
	鋼筋 19 ϕ 以上	45	50	50	50	50	50	50	50
經常與水或土壤接觸 之構造物			65	65	65	75	65	75	75
混凝土直接澆置於土 壤或岩層或表面受有 腐蝕性液體		50	75	75	75	75	75	75	75
與海水接觸之構造物		75	100	100	100	100	100	100	100
受有水流沖刷之構造 物			150	150	150	150	150	150	150
備註		1. *混凝土格柵鋼筋保護層之最小厚度為 15mm。 2. 若鋼筋防火保護層厚度之規定則須採用較大之值。 3. 廠製預鑄混凝土及預力混凝土之鋼筋鋼材保護層另詳建築技 術規則 (CBC) 或有關之設計圖。							

(資料來源 內政部營建署)

一層： $D_{ne}=1.916$ 、 $D_{nd}=4$ ， $D_{ne}/D_{nd}=0.3832$ ，因比值介於 <0.55 ，故評定標準值取 5。

二層： $D_{ne}=1.949$ 、 $D_{nd}=4$ ， $D_{ne}/D_{nd}=0.3899$ ，因比值大於 <0.55 ，故評定標準值取 5。

6. 結構體損壞調查彙整

依據本案例現況勘查結果顯示，標的物並無結構性損壞，故依照表4-7來評定標的物結構柱無結構性損壞，磚牆及部分RC牆有發生「非結構性損壞」且案例中並沒有發現層離、缺角、露筋、蜂窩等現象，故此案例之混凝土表面損傷，僅有裂縫檢測可供評定。

表 4-7 結構性受損程度評定標準

損害分級	損害代碼	損傷指標	損傷情形描述	備註
結構無損	0	<0.2	僅隔間牆等非元件出現小裂縫。	梁柱等主要結構元件無損，或僅有毛細裂縫。
輕微	1	0.2-0.4	結構元件出現小裂縫。如梁、隔間柱及窗臺柱上下端。	結構元件之小裂縫寬度在0.3mm以下，且無任何裂縫延伸超過1/2構材面寬。構材受力已達降伏。
中度	2	0.4-0.6	隔間柱上下兩端，出現撓剪裂縫，柱頭箍筋鬆脫，保護層剝落(離)。窗臺柱中間端，出現剪力裂縫。非結構元件明顯損壞。	結構元件之裂縫寬度超過1.0mm。殘留層間變位(位移)比小於1%。
嚴重	3	0.6-0.9	隔間柱及窗臺柱核心混凝土碎裂，箍筋嚴重鬆脫，主筋挫曲。	結構元件之裂縫寬度超過1.0mm。殘留層間變位(位移)比小於1%-3%。
完全損壞崩塌	4	>0.9	隔間柱及窗臺柱嚴重損壞，柱核心混凝土嚴重碎裂脫離，喪失承載能力，部分或全部校舍崩塌或接近崩塌。	結構柱喪失承載能力。殘留層間變位(位移)比超過3%。

(資料來源：立展工程顧問有限公司)

本建築案例的損壞主要分佈於外走廊底板、隔間牆裂縫及窗臺上方及地面與地梁之裂縫等。受損情形如下表4-8所示：

表 4-8 瑞穗國小 B1 棟裂縫檢測結果

結構位置	受損範圍
2F 右向立面外牆	裂長不規則，縫寬約 0.2 mm
2F 右向立面外柱	裂長約 0.7 mm，縫寬約 0.2 mm
2F 右向立面外柱	裂長約 2.5 mm，縫寬約 0.3 mm
2F 正向立面樓梯間	裂長約 3.0 mm，縫寬約 3.5 mm
2F 正向立面樓梯間	裂長約 3.2 mm，縫寬約 3.0 mm
2F 正向立面校長室	裂長約 1.0 mm，縫寬約 0.5 mm
1F 正向立面地坪	裂長約 2.6 mm，縫寬約 0.5 mm
1F 右向立面地坪	裂長約 3.5 mm，縫寬約 0.6 mm
1F 右向立面地坪	裂長約 3.5 mm，縫寬約 1.0 mm
1F 右向立面地坪	裂長約 5.1 mm，縫寬約 3.5 mm

(資料來源：立展工程顧問有限公司)

1樓表面損傷(裂縫)對結構使用功能影響程度不大，且表面損傷的發展狀況較為緩慢，綜合以上評定結果，其結構構件表面技術狀況為較好，故其評定值取2。

2樓表面損傷(裂縫)對結構使用功能影響程度小，且表面損傷發展變化狀況發展緩慢，綜合以上評定結果，其結構構件表面技術狀況為良好，故評定值取1。

表 4-9 瑞穗國小一樓的耐久性指標權重值

項目		耐久性指標數	權重值		評定標準值
腐蝕現況			0.727		
腐蝕電位		1	0.210		NA
中性化深度		2	0.182		1
氯離子		3	0.315		1
腐蝕電流		4	0.293		NA
混凝土現況			0.273		
電阻係數		5	0.068		NA
抗壓強度		6	0.145		1
混凝土 表面損 傷	裂縫	7	0.175	0.618	2
	層離、剝落或露筋、掉棱與缺角	8	0.265		NA
	蜂窩麻面、表面侵蝕、表面沉積	9	0.178		NA
鋼筋保護層厚度		10	0.169		5
環境影響因子					
環境調查係數			1.1		
建築物齡期影響係數			1.2		

(資料來源：本研究繪製)

表 4-10 瑞穗國小二樓的耐久性指標權重值

項目		耐久 性指 標數	權重值		評定 標準值
腐蝕現況			0.727		
腐蝕電位		1	0.210		NA
中性化深度		2	0.182		1
氯離子		3	0.315		1
腐蝕電流		4	0.293		NA
混凝土現況			0.273		
電阻係數		5	0.068		NA
抗壓強度		6	0.145		1
混凝土 表面損 傷	裂縫	7	0.175	0.618	1
	層離、剝落或露筋、掉棱與缺角	8	0.265		NA
	蜂窩麻面、表面侵蝕、表面沉積	9	0.178		NA
鋼筋保護層厚度		10	0.169		5
環境影響因子					
環境調查係數			1.1		
建築物齡期影響係數			1.2		

(資料來源：本研究繪製)

將統計好的數據帶入單一構件的耐久性評估計算公式如下：

$$D_i = \delta_1 \cdots \delta_k \left(\sum_{l=1}^q \beta_l \frac{\sum_{m=1}^n A_{lm} \alpha_m}{\sum_{m=1}^n \alpha_m} \right)$$

一樓：

$$D_1 = 1.1 \times 1.2 \times \left[\left(0.727 \times \frac{(1 \times 0.182 + 1 \times 0.315)}{0.182 + 0.315} \right) + \left(0.273 \times \frac{(1 \times 0.145 + 2 \times 0.175 + 5 \times 0.169)}{0.145 + 0.175 + 0.169} \right) \right] = 1.94$$

，見表 3-23， $1 \leq D_1 < 2$ 構件耐久等級評定為 1，耐久性狀況為完好。

二樓：

$$D_2 = 1.1 \times 1.2 \times \left[\left(0.727 \times \frac{(1 \times 0.182 + 1 \times 0.315)}{0.182 + 0.315} \right) + \left(0.273 \times \frac{(1 \times 0.145 + 1 \times 0.175 + 5 \times 0.169)}{0.145 + 0.175 + 0.169} \right) \right] = 1.82$$

，見表 3-23， $1 \leq D_1 < 2$ 構件耐久等級評定為 1，耐久性狀況為完好。

表 4-11 建築整體結構耐久性評估表(花蓮縣瑞穗國小 B1 棟)

構(部)件	名稱	推薦權重	評定標準值
1	一樓	0.5	1.94
2	二樓	0.5	1.82

(資料來源：本研究繪製)

有了單一構件之耐久性評估，則可以針對建築物整體結構耐久性作整體評估如下式所示：

$$D_{total} = \sum_{j=1}^q D_j \gamma_j$$

$$D_{total} = \frac{(1.94 \times 0.5 + 1.82 \times 0.5)}{0.5 + 0.5} = 1.88$$

見表 3-25， $1 \leq D_{total} < 2$ 結構耐久等級評定為 1，結構整體耐久性狀況為完好。

第二節 新北市五股國小至真樓檢測實例

本案例建築物新北市五股國小至真樓係位於新北市五股區成泰路二段49號校園內，為地上4層鋼筋混凝土構造建築物，1、2樓約於民國75年間完工，二至四樓於民國76年完工，基地鄰近地勢平坦，結構系統為RC梁柱構架、內部隔間為磚牆。總樓地板面積為1510m²各層樓樓高，其使用執照與樓高及用途如表4-12、表4-13所示。

表 4-12 五股國小使用執照

建物名稱	五股國民小學 至真樓
地址	新北市五股區成泰路二段 49 號
興建年代	民國 74 年興建(1~2F) 民國 75 年興建(2~4F)
建造執照	(74)建字第 106 號 (75)建字第 2014 號
使用執照	(75)股使字第號 (76)股使字第 875 號
建築規模	地上 4 層、無地下層
樓高	1~4F：3.6m
結構系統	RC 梁柱構架、內部隔間為磚牆
現況用途	教室及辦公室
總樓地板面積	1510m ² (核定面積 1240 m ²)

(資料來源：厚昇工程顧問有限公司)

表 4-13 五股國小樓高及用途

樓高及用途				
樓層別	高度	樓地板面積	現況用途	原設計用途
1F	3.6 m	1510m ²	教室及辦公室	教室及辦公室
2F	3.6m	1510m ²	教室及辦公室	教室及辦公室
3F	3.6m	1510m ²	教室及辦公室	教室及辦公室
4F	3.6m	1510m ²	教室及辦公室	教室及辦公室

(資料來源：厚昇工程顧問有限公司)



圖 4-6 五股國小基本位置圖

(資料來源：厚昇工程顧問有限公司)

現場檢驗結果

1. 建築物曝露環境因子

(1) 環境調查因子

新北市五股國小座落於一般的環境，且受日曬、雨淋或風蝕的構件；靠近地表受地下水影響的構件，因此環境調查係數取 1.10。

(2) 建築物齡期因子

新北市五股國小至真樓 1 樓至 2 樓興建於民國 74 年，2 樓至樓興建於民國 75 年，而檢測時間為民國 100 年，建築物設計齡期為 50 年，因此齡期影響係數皆取 1。

2. 中性化深度檢測試驗

於抗壓強度測試之前，先進行混凝土中性化深度量測，通常混凝土內之鋼筋在混凝土高鹼性（酸鹼值 $\text{pH} \geq 12.5$ ）環境下將形成一厚約 $20-60\text{\AA}$ [$1\text{\AA}=10^{-10}\text{m}$]之氧化鐵($r\text{-Fe}_2\text{O}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$)鈍化保護膜，具有保護鋼筋免被腐蝕之作用。但當經與空氣中之二氧化碳反應後，慢慢減低鹼性，此現象稱為混凝土之中性化，若中性化深度達鋼筋位置，鈍化保護膜將被破壞而使鋼筋易產生腐蝕。中性化試驗係將新鮮混凝土鑽心試體沿側面均勻塗刷酚呔乙醇1%酒精試液，並由鹼性呈色反應來檢測中性化深度，及若顯現赤紫色即表示混凝土呈鹼性尚未中性化，若未變色表示混凝土已呈中性化，量測其深度；是謂中性化深度。必要時並進行混凝土保護層厚度之量測。當抗壓強度完成後，可取出部份水泥砂漿之樣品，繼續作氯離子含量測試，以瞭解結構體之混凝土氯離子含量是否符合CNS規定標準值(鋼筋混凝土 $<0.3\text{kg/cm}^3$ 、預力混凝土 $<0.15\text{ kg/cm}^3$)。

本案例之混凝土中性化程度試驗共計12顆，結果如下表4-14：

表 4-14 五股國小至真樓中性化試驗結果

混凝土中性化試驗			
試驗編號	位置	中性化深度 (cm)	樓層平均值
1	1F-1	4.1	3.43
2	1F-2	3.5	
3	1F-3	2.7	
4	2F-1	4.2	3.17
5	2F-2	3.3	
6	2F-3	2.0	
7	3F-1	5.2	5.20
8	3F-2	4.9	
9	3F-3	5.5	
10	4F-1	4.3	3.60
11	4F-2	3.8	
12	4F-3	2.7	

(資料來源：厚昇工程顧問有限公司)

鋼筋混凝土設計規範規定梁柱鋼筋外應有一定厚度之保護層保護層，一般設計為4cm，試驗共計12個，其中大於標準數量為6個，小於標準數量為6個，本案例中性化最大深度為5.5公分，故本案例混凝土中性化深度權重配置如下表4-15所示。

表 4-15 五股國小至真樓混凝土中性化權重評定值

樓層	碳化層深度/保護層厚度	中性化評定值
1F	0.85cm	2
2F	0.78cm	2
3F	1.3cm	4
4F	0.9cm	2

(資料來源：厚昇工程顧問有限公司)

混凝土碳化深度對鋼筋鏽蝕影響的評定，可取構件的碳化深度平均值與該類構件保護層厚度平均值之比來進行評定，本案例第三層檢測構件的中性化深度實測比值大於1，故評定值取4，第一層、第二層、第四層所有檢測構件的中性化深度實測比值均小於1，故評定標準值都取2。

3. 氯離子含量檢測

本案例氯離子含量試驗共18顆，相關檢測結果如下表4-16所示：

表 4-16 五股國小至真樓氯離子含量檢測結果

氯離子含量試驗				
樓層	編號	氯離子含量 (kg/m ³)	氯離子樓層平均含量 (kg/m ³)	試驗結果評估
1F	1F-1	1.134	1.694	> CNS 規定值 0.3 kg/m ³
	*1F-2	1.557		
	*1F-3	2.392		
2F	2F-2	1.063	1.597	> CNS 規定值 0.3 kg/m ³
	*2F-1	1.881		
	*2F-3	1.847		
3F	3F-1	1.230	2.292	> CNS 規定值 0.3 kg/m ³
	*3F-2	2.305		
	*3F-3	3.342		
4F	4F-3	1.488	1.918	> CNS 規定值 0.3 kg/m ³
	*4F-1	2.220		
	*4F-2	2.045		
備註	* 表示第二次增做之試驗數據			

(資料來源：厚昇工程顧問有限公司)

本實測案例的物取樣試體氯離子含量試驗，其中大於標準數量為12個，小於標準數量為0個，最大氯離子為3.342 kg/m³。

依據 CNS3090 規範，混凝土中最大水溶性氯離子含量規定為 0.3kg/m³，本案例標的物取樣試體氯離子含量試驗皆不滿足 CNS 規定。且檢測的 1 樓至 4 樓其水溶性氯離子含量(占水泥含量的百分比)皆大於 0.15%，誘發鋼筋鏽蝕的可能性很大，故評定標準值皆取 5。

4. 抗壓強度試驗

經研判本案例混凝土設計強度 $f_c' = 210 \text{ kg/cm}^2$ ，依混凝土施工規範計算鑽心試驗合格標準如下：

依據原設計本案例混凝土設計強度 $f_c' = 210 \text{ kg/cm}^2$ ，依混凝土施工規範(土木 402-88a 18.5.5 節)計算鑽心試驗合格標準如下：

- (1) 同組試體強度之平均值，不得低於設計強度 fc' 之 85%。
- (2) 任一試體強度，不得低於設計強度 fc' 之 75%。
- (3) 本案例混凝土試體抗壓強度介於 104~258 kg/cm^2 。
- (4) 本案例混凝土試體抗壓強度成果彙整如下表 4-17 所示：

表 4-17 五股國小至真樓抗壓強度試驗結果

樓層	編號	試驗抗壓強度	組平均強度	單一試體強度 $\geq 0.75fc'$	組平均強度 $\geq 0.85fc'$	耐評採用強度
1F	1F-1	175	218.7	是	是	210
	1F-2	223		是		
	1F-3	258		是		
2F	2F-1	179	173.7	是	否	174
	2F-2	174		是		
	2F-3	168		是		
3F	3F-1	104	131.3	否	否	131
	3F-2	131		否		
	3F-3	159		是		
4F	4F-1	159	160.7	是	否	161
	4F-2	147		否		
	4F-3	176		是		

(資料來源：厚昇工程顧問有限公司)

由上表 4-17 得知標的物混凝土試體無法完全滿足混凝土強度 $fc'=210kg/cm^2$ 之試體合格標準。

本案例之混凝土設計強度 $fc'=210kg/cm^2$

一層： $R_{im}=218.7$ ， $K_{bm}=1.041$ ，因 K_{bt} 大於 0.95 且 K_{bm} 大於 1，故評定標準值取 1。

二層： $R_{im}=173.7$ ， $K_{bm}=0.827$ ，因 K_b 小於 0.70 且 K_{bm} 小於 0.85，故評定標準值取 5。

三層： $R_{im}=131.3$ ， $K_{bm}=0.625$ ，因 K_{bt} 小於 0.70 且 K_{bm} 小於 0.85，故評定標準值取 5。

四層： $R_{im}=160.7$ ， $K_{bm}=0.765$ ，因 K_b 小於 0.70 且 K_{bm} 小於 0.85，故評定標準值取 5。

5. 鋼筋探測試驗與保護層厚度檢測與評定

本案例建築物鋼筋配置，經採非破壞性檢測方式，抽查各層梁、柱之鋼筋配置。鋼筋探測目的是為了鋼筋配置，以做為評估及後續評估之參考。梁柱鋼筋配置、間距及保護層厚度之抽樣探測，共 24 處。探測位置及結果整理摘錄如下表 4-18 所示：

表 4-18 五股國小至真樓鋼筋探測試驗與保護層厚度檢測結果

鋼筋探測成果								
編號	探測位置	主筋		箍筋		保護層深度	評估時採用之主筋	評估時採用之箍筋
		原設計(單側)	判讀結果	原設計	判讀結果			
1	RF 梁	2-#6	2-#7	#3@15	#3@22	6.6	2-#6	#3@15
2	RF 梁	3-#6	3-#7	#3@15	#3@14	7.1	3-#6	#3@15
3	RF 梁	2-#5	2-#7	#3@15	#3@14	7.6	2-#5	#3@15
4	4F 柱	2-#6	3-#7	#3@15~25	#3@25	4.6	2-#6	#3@25
5	4F 柱	5-#6	3-#7	#3@15~25	#3@20	6.4	5-#6	#3@25
6	4F 柱	4-#6	4-#7	#3@15~25	#3@16	4.1	4-#6	#3@25
7	4F 梁	2-#6	3-#7	#3@15	#3@15	6.6	2-#6	#3@15
8	4F 梁	2-#6	2-#7	#3@15	#3@24	5.5	2-#6	#3@15
9	4F 梁	3-#6	2-#7	#3@15	#3@18	8.5	3-#6	#3@15
10	3F 柱	5-#6	3-#7	#3@15~25	#3@20	5.4	5-#6	#3@25
11	3F 柱	1-#5+2-#6	4-#7	#3@15~25	#3@25	8.9	1-#5+2-#6	#3@25
12	3F 柱	5-#6	3-#7	#3@15~25	#3@24	7.7	5-#6	#3@25
13	3F 梁	2-#6	2-#7	#3@15	#3@15	5.6	2-#6	#3@15
14	3F 梁	3-#6	2-#7	#3@15	#3@15	6.5	3-#6	#3@15
15	3F 梁	2-#6	2-#7	#3@15	#3@23	8.1	2-#6	#3@15
16	2F 柱	5-#6	4-#8	#3@15~25	#3@17	7.1	5-#6	#3@25
17	2F 柱	1-#5+2-#6	4-#8	#3@15~25	#3@23	5.2	1-#5+2-#6	#3@25
18	2F 柱	5-#6	3-#8	#3@15~25	#3@25	7.8	5-#6	#3@25
19	2F 梁	3-#6	3-#8	#3@15	#3@14	6.2	3-#6	#3@15
20	2F 梁	2-#6	2-#8	#3@15	#3@15	7.6	2-#6	#3@15
21	2F 梁	2-#6	3-#8	#3@15	#3@17	6.8	2-#6	#3@15
22	1F 柱	3-#6	3-#8	#3@15~25	#3@26	5.6	3-#6	#3@25
23	1F 柱	5-#6	3-#8	#3@15~25	#3@27	6.9	5-#6	#3@25
24	1F 柱	5-#6	4-#8	#3@15~25	#3@15	8.9	5-#6	#3@25

(資料來源：厚昇工程顧問有限公司)

鋼筋保護層厚度，即最外層鋼筋外面與混凝土表面間之淨距離，本案例參照下表 4-19 可得知其混凝土保護層厚度為 4cm。

表 4-19 五股國小建築物之混凝土保護層厚度評定表

說明		板		牆	梁	柱	基腳	橋墩	隧道
		厚度等於或 小於 225mm	厚度大於 225mm	mm	(頂底 及兩側) mm	mm	mm	mm	mm
不接觸 雨水之 構造物	鋼筋 19 ϕ 以下	15	18	15	*40	40	40		
	鋼筋 22 ϕ 以上	20	20	20	*40	40	40		
受有風 雨侵蝕 之構造 物	鋼筋 16 ϕ 以下	40	40	40	40	40	40	40	40
	鋼筋 19 ϕ 以上	45	50	50	50	50	50	50	50
經常與水或土壤接觸 之構造物			65	65	65	75	65	75	75
混凝土直接澆置於土 壤或岩層或表面受有 腐蝕性液體		50	75	75	75	75	75	75	75
與海水接觸之構造物		75	100	100	100	100	100	100	100
受有水流沖刷之構造 物			150	150	150	150	150	150	150
註：1. *混凝土格柵鋼筋保護層之最小厚度為 15mm。 2. 若鋼筋防火保護層厚度之規定則須採用較大之值。 3. 廠製預鑄混凝土及預力混凝土之鋼筋鋼材保護層另詳建築技術規則 (CBC) 或 有關之設計圖。									

(資料來源 內政部營建署)

- 一層： $D_{ne}=4.315$ 、 $D_{nd}=4$ ， $D_{ne}/D_{nd}=1.078$ 因比值大於 0.95，故評定標準值取 1。
- 二層： $D_{ne}=5.148$ 、 $D_{nd}=4$ ， $D_{ne}/D_{nd}=1.287$ 因比值大於 0.95，故評定標準值取 1。
- 三層： $D_{ne}=4.627$ 、 $D_{nd}=4$ ， $D_{ne}/D_{nd}=1.157$ 因比值大於 0.95，故評定標準值取 1。
- 四層： $D_{ne}=3.261$ 、 $D_{nd}=4$ ， $D_{ne}/D_{nd}=0.815$ ，因比值介於 0.70~0.85 之間，故評定標準值取 3。

6. 結構體損壞調查彙整

據本案例現況勘查結果顯示，標的物結構並無結構性損壞，故依照表 4-20 來評定標準顯示標的物結構柱無結構性損壞，磚牆及部分 RC 牆有發生「非結構性損壞」且案例當中並沒有發現層離、缺角、露筋、蜂窩等現象，故此案例之混凝土表面損傷，僅有裂縫檢測可供評定求取評定值。

表 4-20 結構性受損程度評定標準

損害分級	損害代碼	損傷指標	損傷情形描述	備註
結構無損	0	<0.2	僅隔間牆等非元件出現小裂縫	梁柱等主要結構元件無損，或僅有毛細裂縫。
輕微	1	0.2-0.4	結構元件出現小裂縫。如梁、隔間柱及窗臺柱上下端	結構元件之小裂縫寬度在 0.3mm 以下，且無任何裂縫延伸超過 1/2 構材面寬。構材受力已達降伏
中度	2	0.4-0.6	隔間柱上下兩端，出現撓剪裂縫，柱頭箍筋鬆脫，保護層剝落(離)。窗臺柱中間端，出現剪力裂縫。非結構元件明顯損壞。	結構元件之裂縫寬度超過 1.0mm。殘留層間變位(位移)比小於 1%
嚴重	3	0.6-0.9	隔間柱及窗臺柱核心混凝土碎裂，箍筋嚴重鬆脫，主筋挫屈	結構元件之裂縫寬度超過 1.0mm。殘留層間變位(位移)比小於 1%-3%
完全損壞崩塌	4	>0.9	隔間柱及窗臺柱嚴重損壞，柱核心混凝土嚴重碎裂脫離，喪失承載能力，部分或全部校舍崩塌或接近崩塌。	結構柱喪失承載能力。殘留層間變位(位移)比超過 3%

(資料來源：立展工程顧問有限公司)

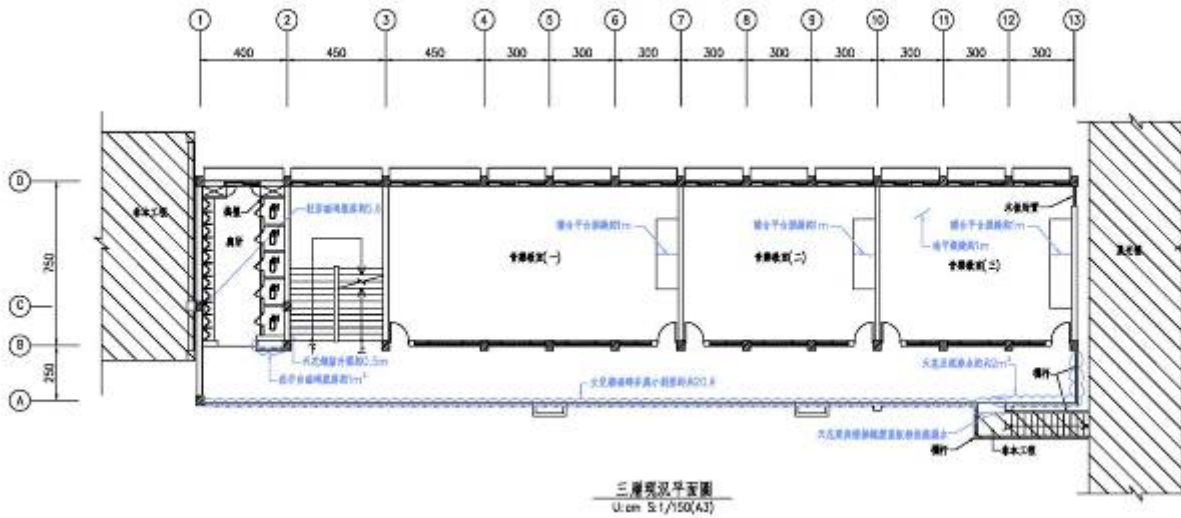


圖 4-7 五股國小現況主要損壞位置示意圖

(資料來源：立展工程顧問有限公司)

表 4-21 五股國小各樓層混凝土損傷之情況

樓層	混凝土表面損傷之情況
1F	雨遮、天花板、梁、柱面都有滲水的情況，講臺平臺處有裂縫之情形。
2F	牆、柱、梁及天花板都有滲水的情況。 2 樓與鄰棟相接處柱及梯背有混凝土損壞剝落的情況。
3F	天花板、梁、都有滲水的情況。講臺平臺處有裂縫之情形。
4F	天花板、梁、柱、牆都有滲水的情況，

(資料來源：立展工程顧問有限公司)

由上表 4-21 可知，1 樓至 4 樓都有滲水的情況，故表示該結構物有裂縫的產生。

1 至 4 樓的表面損傷(裂縫)對結構使用功能影響程度不大，且表面損傷的發展狀況較為緩慢，綜合以上評定結果，其結構構件表面技術狀況為較好，故其評定值取 2。

表 4-22 五股國小一樓的耐久性指標權重值

項目		耐久性指標數	權重值	評定標準值
腐蝕現況			0.727	
	腐蝕電位	1	0.210	NA
	中性化深度	2	0.182	2
	氯離子	3	0.315	5
	腐蝕電流	4	0.293	NA
混凝土現況			0.273	
	電阻係數	5	0.068	NA
	抗壓強度	6	0.145	1
混凝土表面損傷	裂縫	7	0.175	0.618
	層離、剝落或露筋、掉棱與缺角	8	0.265	
	蜂窩麻面、表面侵蝕、表面沉積	9	0.178	
	鋼筋保護層厚度	10	0.169	1
環境影響因子				
環境調查係數			1.1	
建築物齡期影響係數			1.0	

(資料來源：本研究繪製)

將統計好的數據帶入單一構件的耐久性評估計算公式如下：

$$D_1 = \delta_1 \cdots \delta_k \left(\sum_{i=1}^2 \beta_i \frac{\sum_{m=1}^n A_{im} \alpha_m}{\sum_{m=1}^n \alpha_m} \right)$$

一樓：

$$D_1 = 1.1 \times 1 \times \left[\left(0.727 \times \frac{(2 \times 0.182 + 5 \times 0.315)}{0.182 + 0.315} \right) + \left(0.273 \times \frac{(1 \times 0.145 + 2 \times 0.175 + 1 \times 0.169)}{0.145 + 0.175 + 0.169} \right) \right] = 3.53$$

，見表 3-23， $3 \leq D_1 < 4$ 構件耐久等級評定為 3，耐久性狀況為一般。

表 4-23 五股國小二樓的耐久性指標權重值

項目		耐久性指標數	權重值	評定標準值
腐蝕現況			0.727	
	腐蝕電位	1	0.210	NA
	中性化深度	2	0.182	2
	氯離子	3	0.315	5
	腐蝕電流	4	0.293	NA
混凝土現況			0.273	
	電阻係數	5	0.068	NA
	抗壓強度	6	0.145	5
混凝土表面損傷	裂縫	7	0.175	0.618
	層離、剝落或露筋、掉棱與缺角	8	0.265	
	蜂窩麻面、表面侵蝕、表面沉積	9	0.178	
	鋼筋保護層厚度	10	0.169	1
環境影響因子				
環境調查係數			1.1	
建築物齡期影響係數			1.0	

(資料來源：本研究繪製)

將統計好的數據帶入單一構件的耐久性評估計算公式如下：

$$D_1 = \delta_1 \cdots \delta_k \left(\sum_{i=1}^2 \beta_i \frac{\sum_{m=1}^n A_{im} \alpha_m}{\sum_{m=1}^n \alpha_m} \right)$$

二樓：

$$D_2 = 1.1 \times 1.0 \times \left[\left(0.727 \times \frac{(2 \times 0.182 + 5 \times 0.315)}{0.182 + 0.315} \right) + \left(0.273 \times \frac{(5 \times 0.145 + 2 \times 0.175 + 2 \times 0.265 + 1 \times 0.169)}{0.145 + 0.175 + 0.265 + 0.169} \right) \right] = 3.59$$

，見表 3-23， $3 \leq D_1 < 4$ 構件耐久等級評定為 3，耐久性狀況為一般。

表 4-24 五股國小三樓的耐久性指標權重值

項目		耐久性指標數	權重值		評定標準值
腐蝕現況			0.727		
腐蝕電位		1	0.210		NA
中性化深度		2	0.182		4
氯離子		3	0.315		5
腐蝕電流		4	0.293		NA
混凝土現況			0.273		
電阻係數		5	0.068		NA
抗壓強度		6	0.145		5
混凝土表面損傷	裂縫	7	0.175	0.618	2
	層離、剝落或露筋、掉棱與缺角	8	0.265		NA
	蜂窩麻面、表面侵蝕、表面沉積	9	0.178		NA
鋼筋保護層厚度		10	0.169		1
環境影響因子					
環境調查係數			1.1		
建築物齡期影響係數			1.0		

(資料來源：本研究繪製)

將統計好的數據帶入單一構件的耐久性評估計算公式如下：

$$D_1 = \delta_1 \cdots \delta_k \left(\sum_{i=1}^2 \beta_i \frac{\sum_{m=1}^n A_{im} \alpha_m}{\sum_{m=1}^n \alpha_m} \right)$$

三樓：

$$D_3 = 1.1 \times 1 \times \left[\left(0.727 \times \frac{(4 \times 0.182 + 5 \times 0.315)}{0.182 + 0.315} \right) + \left(0.273 \times \frac{(5 \times 0.145 + 2 \times 0.175 + 1 \times 0.169)}{0.145 + 0.175 + 0.169} \right) \right] = 4.47$$

，見表 3-23， $4 \leq D_1 < 5$ 構件耐久等級評定為 4，耐久性狀況為較差。

表 4-25 五股國小四樓的耐久性指標權重值

項目		耐久性指標數	權重值		評定標準值
腐蝕現況			0.727		
腐蝕電位		1	0.210		NA
中性化深度		2	0.182		2
氯離子		3	0.315		5
腐蝕電流		4	0.293		NA
混凝土現況			0.273		
電阻係數		5	0.068		NA
抗壓強度		6	0.145		5
混凝土表面損傷	裂縫	7	0.175	0.618	2
	層離、剝落或露筋、掉棱與缺角	8	0.265		NA
	蜂窩麻面、表面侵蝕、表面沉積	9	0.178		NA
鋼筋保護層厚度		10	0.169		3
環境影響因子					
環境調查係數			1.1		
建築物齡期影響係數			1.0		

(資料來源：本研究繪製)

將統計好的數據帶入單一構件的耐久性評估計算公式如下：

$$D_1 = \delta_1 \cdots \delta_k \left(\sum_{i=1}^2 \beta_i \frac{\sum_{m=1}^n A_{im} \alpha_m}{\sum_{m=1}^n \alpha_m} \right)$$

四樓：

$$D_4 = 1.1 \times 1 \times \left[\left(0.727 \times \frac{(2 \times 0.182 + 5 \times 0.315)}{0.182 + 0.315} \right) + \left(0.273 \times \frac{(5 \times 0.145 + 2 \times 0.175 + 3 \times 0.169)}{0.145 + 0.175 + 0.169} \right) \right] = 4.09$$

，見表 3-23， $4 \leq D_1 < 5$ 構件耐久等級評定為 4，耐久性狀況為較差。

表 4-26 建築整體結構耐久性評估表(新北市五股國小至真樓)

構(部)件	名稱	推薦權重	評定標準值
1	一樓	0.25	3.53
2	二樓	0.25	3.59
3	三樓	0.25	4.47
4	四樓	0.25	4.09

(資料來源：本研究繪製)

有了單一構件之耐久性評估，則可以針對建築物整體結構耐久性作整體評估如下式所示：

$$D_{total} = \sum_{j=1}^q D_j Y_j$$

$$D_{total} = \frac{3.53 \times 0.25 + 3.59 \times 0.25 + 4.47 \times 0.25 + 4.09 \times 0.25}{0.25 + 0.25 + 0.25 + 0.25} = 3.92$$

見表 3-23， $3 \leq D_{total} < 4$ 結構耐久等級評定為 3，整體耐久性狀況為一般(快接近較差)，整體建築物需持續維護。

第三節 綜合評定結果

花蓮縣瑞穗國小 B1 棟經由檢測計算的結果，可得知其整體結構構件耐久性狀況為完好，但隨著其使用年限的增加，可能會導致往後整體結構耐久性變差，可經由維護、補強的方式，來防止建築物日後的破壞與強度降低的情況發生。

新北市五股國小至真樓，其結構構件的耐久性評估受到環境因子的影響並不大，但由於檢測出的抗壓強度、中性化深度與氯離子含量的所有數據中部分未達標準規範，如混凝土結構構件的氯離子含量太高，容易使鋼筋產生鏽蝕而導致混凝土開裂(鏽脹開裂)的危險，導致鋼筋強度下降，且鑽心後試體的混凝土抗壓強度已經比原本所設計的強度低，促使中性化問題將日漸嚴重，導致整體結構構件的耐久性狀況並不完好，故整體建築物需加強持續維護；實際案例試驗之情況與本研究計畫所計算之結果相似，故耐久性評估結果大致合理。

第四節 殘餘壽命預測計算結果

案例一：

瑞穗國小由 ACI code 建議了混凝土抗壓強度與水灰比之關係，

$$f'_c = -847 + 2514 \frac{C}{W} \text{ psi}$$

式中， f'_c ：混凝土 28 天之抗壓強度

C/W：水灰比之倒數(C/W<1.6)

花蓮瑞穗國小的案例經鑽心取樣後的數據，可推算其混凝土設計強度為 210kg/cm²(3000psi)，故得水灰比為 0.65。

再引用[趙鐵軍和萬小梅，2001]的氯離子擴散係數計算公式，如下：

$$D_c = (5.76 + 5.81x_1 - 0.567x_2 - 1.323x_3 + 0.74x_4 - 2.117x_5 - 2.78x_6 + 0.254x_7 - 0.368x_8 + 1.071x_1x_4 - 2.891x_1x_6 - 1.503x_4x_6)^2$$

式中， D_c ：預測的氯離子擴散係數，mm²/s

x_1 ：(水灰比 W/B - 0.45)/0.2

x_2 ：(膠結材料 B - 425)/175，B 單位為 kg/m³

x_3 ：(砂灰占 B 重量百分比 - 5)/5

x_4 ：(粉煤灰占 B 重量百分比 - 22.5)/22.5

x_5 ：(礦渣占 B 重量百分比 - 35)/35

x_6 ：log₁₀(養護天數 - 2)/3

x_7 ：(混凝土溫度 °C - 24)/14

x_8 ：1，碎石作粗粒料

表 4-27 瑞穗國小預測混凝土 Dc 之計算表

影響因素	實際值	係數	標準值(常數)	5.760
W/B, x_1	0.65	5.810	1	5.8100
B/(kg/m ³), x_2	270	-0.567	-0.8286	0.4698
矽灰占總 B 百分比, x_3	0	-1.323	-1	1.3230
粉煤灰占總 B 的百分比, x_4	0	0.740	-1	-0.7400
礦渣占總 B 的百分比, x_5	0	-2.117	-1	2.1170
養護時間/d, x_6	28	-2.780	0.4717	-1.3113
混凝土成型時溫度/°C, x_7	28	0.254	0.2857	0.0726
粗粒料表面狀況, x_8	碎石	-0.368	1	-0.3680
$x_1 \times x_4$		1.071	0.25	0.2678
$x_1 \times x_6$		-2.891	-0.1179	0.3408
$x_4 \times x_6$		-1.503	-0.4717	0.7090
Dc 平均值(mm ² /s)				14.451
Dc 保守值(mm ² /s)				274.9368099

(資料來源：本研究繪製)

註：第五欄為第三欄乘以第四欄之結果，5.76 為公式第一項常數，D_c 平均值為第五欄前 12 列數字相加，D_c 保守值=16+1.24×平均值=274.94

參考 ACI 365.1R-00 規範 4-9 式，如下

$$\frac{c}{c_0} = \operatorname{erfc} \frac{(1-y)}{2\sqrt{r}}$$

為基底，使用 MATLAB 程式擬寫一套積分方程計算 C₀ 與時間 t(年)的關係。由氯離子含量檢測結果表計算 C₀。C₀ 是硫酸鹽反應時濃度(the concentration of reacted sulfate in the form of ettringite)，瑞穗國小案例的氯離子含量分別為 0.0274(kg/m³)、0.0227(kg/m³)，平均值=0.0251(kg/m³)，得到的 C₀=1.1175×10¹⁰；再參考 ACI 365.1R-00 規範 4-18 式，如下：

$$C(x, t) = c_0 [1 - \operatorname{erf}(x / 2(D_{c,t})^{1/2})]$$

為基底，推導 t(可使用壽命)=47.38(年)。將其作保守估算(±2 年)，是由於 ACI 365 中提到鋼筋表面達瓶頸濃度時，鏽蝕後造成的體積增加導致混凝土開裂至表面所需的預估時間。殘餘壽命 t_s 就等於可使用壽命的時間減去以使用的時間，如下：

$$t_s = 47.38 - (99 - 87) = 35.38 \text{ (年)}$$

其式中 99 代表檢測年限，87 表示建築物完工年限。保守修正後，此棟建築物還可使用 33 年至 37 年左右。

案例二：

五股國小由 ACI code 建議了混凝土抗壓強度與水灰比之關係，

$$f'_c = -847 + 2514 \frac{C}{W} \text{ psi}$$

式中， f'_c ：混凝土 28 天之抗壓強度

C/W：水灰比之倒數(C/W<1.6)

新北市五股國小的案例經鑽心取樣的數據可推估其混凝土設計強度為 210kg/cm²(3000psi)，故得水灰比為 0.65，再引用[趙鐵軍和萬小梅，2001]的氯離子擴散係數計算公式，如下：

$$D_c = (5.76 + 5.81x_1 - 0.567x_2 - 1.323x_3 + 0.74x_4 - 2.117x_5 - 2.78x_6 + 0.254x_7 - 0.368x_8 + 1.071x_1x_4 - 2.891x_1x_6 - 1.503x_4x_6)^2$$

式中， D_c ：預測的氯離子擴散係數，mm²/s

x_1 ：(水灰比 W/B - 0.45)/0.2

x_2 ：(膠結材料 B - 425)/175，B 單位為 kg/m³

x_3 ：(砂灰占 B 重量百分比 - 5)/5

x_4 ：(粉煤灰占 B 重量百分比 - 22.5)/22.5

x_5 ：(礦渣占 B 重量百分比 - 35)/35

x_6 ：log₁₀(養護天數 - 2)/3

x_7 ：(混凝土溫度 °C - 24)/14

x_8 ：1，碎石作粗粒料

表 4-28 五股國小預測 Dc 之計算表

影響因素	實際值	係數	標準值(常數)	5.760
W/B, x_1	0.65	5.810	1	5.8100
B/(kg/m ³), x_2	270	-0.567	-0.8286	0.4698
矽灰占總 B 百分比, x_3	0	-1.323	-1	1.3230
粉煤灰占總 B 的百分比, x_4	0	0.740	-1	-0.7400
礦渣占總 B 的百分比, x_5	0	-2.117	-1	2.1170
養護時間/d, x_6	28	-2.780	0.4717	-1.3113
混凝土成型時溫度/°C, x_7	28	0.254	0.2857	0.0726
粗粒料表面狀況, x_8	碎石	-0.368	1	-0.3680
$x_1 \times x_4$		1.071	0.25	0.2678
$x_1 \times x_6$		-2.891	-0.1179	0.3408
$x_4 \times x_6$		-1.503	-0.4717	0.7090
Dc 平均值(mm ² /s)				14.451
Dc 保守值(mm ² /s)				274.9368099

(資料來源：本研究繪製)

五股國小案例中四個樓層的氯離子含量為 1.694(kg/m³)、1.597(kg/m³)、2.292(kg/m³)、1.918(kg/m³)，整棟樓平均含量為 1.875(kg/m³)，得到的 $C_0=3.8115 \times 10^9$ ，再參考 ACI 365.1R-00 規範 4-18 式，如下：

$$C(x, t) = c_0 [1 - \operatorname{erf}(x / 2(D_{cl} t)^{1/2})]$$

為基底，推導 t (使用壽命)=18.28(年)。將其作公式運算後，其殘餘壽命 t_s 計算如下： $t_s = 18.28 - (100 - 76) = -5.72$ (年)。

經保守修正後，此棟建築物的使用齡期可能已達終止，內部構件可能已損壞，但由於外部結構與整體外觀無明顯破壞，故還在持續使用中。

第五章 結論與建議

第一節 結論

1. 充分瞭解混凝土的劣化原因與影響機理，並採用適當的評估方式，可對於混凝土及建築物的耐久性現況作出較科學性的評估。
2. 鋼筋混凝土建築物的耐久性評估，可透過所設計問卷調查，以召開專家座談會；彙整專家們的意見計算出在層級分析法中各因子的權重配置。使用這樣的權重，就可以計算出建築物單一構件與整體建築的耐久性評分，藉此可以評定 RC 建築物的耐久性等級。
3. 針對 RC 建築物結構材料及單一構件的耐久性，建立本土化綜合評估模式。
4. 進行建築物耐久性檢測時，應考量到環境條件與結構本身的特性，對主要影響耐久性的因素進行重點檢測，必要時可增加其權重配置值。
5. 針對影響耐久性的非材料因子如暴露環境以及齡期因子，均以放大係數表現之。
6. 提供兩棟案例的 RC 建築物現況檢測，檢測項目包括抗壓強度、氯離子滲透深度、中性化程度、腐蝕電流、腐蝕電位、腐蝕速率與混凝土開裂情況，保護層厚度，並依據檢測資料來完成案例的耐久性評估。其評估結果大致上合理。
7. 建築物整體結構構件的耐久性等級，可作為維護補強或重建拆除的參考依據，達到延長使用年限的目的。
8. 遵照 ACI 的理論預測模式(氯離子濃度主導)，成功建立殘餘壽命預測方法，並撰寫程式計算。為能將該模式與本土值檢測數據匹配，先使用實測之抗壓強度反向推測原水灰比，再將水灰比與其他參數資料代入統計模式預測氯離子擴散係數。最後以鑽心試體的平均氯離子濃度推求出表面氯離子濃度，據此可以完成殘餘壽命預測。
9. 將殘餘壽命預測模式使用在兩棟建築物上，結果尚稱合理。

第二節 建議

經過本研究進行之後，提出立即可行建議及中長期建議：

建議一

立即可行建議—國內其他類型建築物進行類似耐久性評估的相關研究

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：中華民國全國建築師公會、中國土木工程學會

由於國內有許多構造物是屬於鋼結構或鋼骨加勁混凝土結構，本研究中所使用對鋼筋混凝土結構物耐久性指標的分析方法，稍加改變後(針對不同結構型態其耐久性考量的指標有所不同，如鋼結構物會考量到焊道或是錨栓之健全性，並且針對不同耐久性指標的相對權重，也需要重新調整)，如此本研究所使用的方法也可以移植應用在這些結構上。

建議二

立即可行建議—在耐久性指標中加入建築物裝置監測系統訊號

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：中華民國全國建築師公會、中國土木工程學會

國內之建築物若裝設有沉陷、傾斜等觀測儀，這些監測數據可長期觀察建築物之位移、傾斜等狀況隨時間的變化，這些觀測資料可以納入耐久性指標的考量內，以提高耐久性評估之可靠度。這是因為當這些物理量變化太大時，會造成結構物受到拉扯，進而產生破壞、開裂等不利於耐久性的症狀，導致結構物的耐久性下降。

建議三

中長期建議—建立國內數據資料庫

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：中華民國全國建築師公會、中國土木水利工程學會、臺灣混凝土學會

國內有許多材料耐久性評估的檢測數據，諸如氯離子含量、碳化深度、抗壓強度等資料；若將這些檢測所得數據整理並建立一個統計資料庫，則不但可提供新建建築物之設計參數建議，以及老舊建築物之維護方式處理考量，更利於往後進行可靠度分析並加以使用。特別是建立這些資料與結構物表現(如抗彎能力的變化)之間的時間序列關係，以統計的方式瞭解發生的或然率，如此可以幫助國內建立當地的統計模式。

建議四

中長期建議—碳化理論公式之建立

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：中華民國全國建築師公會、中國土木水利工程學會、臺灣混凝土學會

本計畫是假設氯離子擴散為耐久性失效的最主要原因，並以此來預測殘餘壽命。而混凝土長時間接觸空氣中二氧化碳，易使混凝土中性化，以增加鋼筋腐蝕之機率，因此可以考量以碳化為主控的理論公式，針對碳化現象導致的耐久性問題作出合理預測。此等碳化模式需要考慮二氧化碳的擴散以及二氧化碳的中和化學反應，預測氫氧根離子濃度受到二氧化碳濃度的影響。

建議五

中長期建議—同時考量碳化與氯鹽侵入的理論模式建立

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：中華民國全國建築師公會、中國土木水利工程學會、臺灣混凝土學會

當構件內同時存在氯鹽侵害以及碳化問題時，鋼筋發生痕蝕的瓶頸氯離子濃度將會受到孔隙水溶液內的氫氧根離子濃度影響，而氫氧根離子濃度與碳化發生與否有關。因此，將兩種現象複合一起考量的理論模式，有發展的必要。除此之外，在這模式中應該考慮到當混凝土受到碳化以後，原先被化學性束縛的氯離子將會重新變為自由氯離子的機制。

附錄一

專家座談會

第一次專家座談會議記錄表	
計畫名稱	建築物耐久性評估指標與殘餘壽命預測方法之研究
開會事由	建築物耐久性評估指標座談會
時間	101 年 5 月 1 日(星期二)下午 4 時
地點	宏星技研股份有限公司會議室
主席	葉為忠教授
邀請委員	趙文成教授(國立交通大學)、翁在龍教授(大同大學)、方文志副局長(交通部鐵路改建工程局)、廖肇昌組長(交通部臺灣區國道新建工程局)、王吉杉科長(交通部臺灣區國道高速公路局技術組設計科)、錢少陵主任(前工務局材料試驗室)、王世昌建築師房屋結構專家(王世昌建築師事務所)、林世堂博士(宏星技研材料股份有限公司)、陳榮福技師結構補強專家(前臺塑營建部)、吳焰煌專案經理(泰興工程顧問公司)、陳桂清博士、柯正龍研究員(交通部運輸研究所港灣技術研究中心)。
會議內容	開場由黃然教授引言介紹整個計畫的動機與目的。接著請計畫主持人葉為忠教授說明今天會議的重點。首先說明層級分析法是一種決策分析，由在場所有專家學者每位填一份問卷，利用該法取得建築耐久性項目中彼此的權重值。填寫問卷時須有一定的共識程度與明白瞭解每項實驗的重要性，統整過後才能達到一致性指標。

第一次專家座談會議記錄表

會議情形



專家座談會簽到單

內政部建築研究所

「建築物耐久性評估指標與殘餘壽命預測方法之研究」

第一次專家座談會

簽到單

開會時間：101年5月1日(星期二)下午4時

開會地點：宏星技研股份有限公司會議室

趙文成教授	趙文成
翁在龍教授	翁在龍
方文志副局長	方文志
廖肇昌組長	廖肇昌
王吉杉科長	王吉杉
錢少陵主任	錢少陵
王世昌建築師	王世昌
林世堂博士	林世堂
陳榮福技師	陳榮福
吳焰煌專案經理	吳焰煌

內政部建築研究所

「建築物耐久性評估指標與殘餘壽命預測方法之研究」

第一次專家座談會

簽到單

開會時間：101年5月1日(星期二)下午4時

開會地點：宏星技研股份有限公司會議室

鄭忠宇	
鄭世英	
陳建祥	陳聖子
陳桂清	胡旭堯
柯正輝	李為忠
李珮禎	
陳水門	

第二次專家座談會議記錄表	
計畫名稱	建築物耐久性評估指標與殘餘壽命預測方法之研究
開會事由	建築物殘餘壽命預測座談會
時間	101 年 9 月 21 日(星期五)下午 4 時
地點	台灣科技大學營建工程系 E2-221 會議室
主席	葉為忠教授
邀請委員	張大鵬教授、陳君弢教授(臺灣科技大學營建工程學系)、翁在龍教授(大同大學)、紀茂傑教授(吳鳳科技大學消防系)、郭世榮教授(國立臺灣海洋大學河海工程系)王吉杉科長(交通部臺灣區國道高速公路局技術組設計科)、林世堂博士(宏星技研材料股份有限公司)、張清雲技師、陳明德經理(厚昇工程顧問有限公司)、吳焰煌經理(泰興工程顧問公司)、李秉展主任(中國科技大學品質檢驗中心)、陳桂清博士、柯正龍研究員(交通部運輸研究所港灣技術研究中心)。
會議內容	開場由黃然教授引言介紹整個計畫的動機與目的，接著請計畫主持人葉為忠教授說明今天會議的重點。首先本計畫已針對既有建築物之檢測數據，初步進行耐久性分析計算，探討其建築物之良窳程度，再藉由其建築物分析數據進行殘餘壽命之評估預測。故本次專家座談會將對 RC 建築物之殘餘壽命預測方法，蒐集各位專家學者之意見，以利計畫之完整性。

第二次專家座談會議記錄表

會議情形



專家座談會簽到單

內政部建築研究所

「建築物耐久性評估指標與殘餘壽命預測方法之研究」

第二次專家座談會

簽到單

開會時間：101年9月21日(星期五)下午4時

開會地點：台灣科技大學營建工程系 E2-221 會議室

張大鵬教授	張大鵬
陳君強教授	陳君強
郭世榮教授	郭世榮
紀茂傑教授	紀茂傑
翁在龍教授	翁在龍
王吉杉科長	王吉杉
林世堂博士	林世堂
張清雲技師	張清雲
陳明德經理	陳明德
吳焰煌經理	吳焰煌
李秉展主任	李秉展

內政部建築研究所

「建築物耐久性評估指標與殘餘壽命預測方法之研究」

第二次專家座談會

簽到單

開會時間：101年9月21日(星期五)下午4時

開會地點：台灣科技大學營建工程系 E2-221 會議室

港研中心	陳根清
港研中心	柯正輝
	黃亞
	李如心
	刁 周淑璘
	胡世宏
	謝紹恒
	白 思宇
	張富昇
	張晉源

附錄二

專家問卷表

13 位專家學者意見之問卷整理如以下表格所示，表格內之號碼為專家編號。

表 『耐久性→材料因素』評估項目之權重問卷

評估準則	左邊重要性較右邊重要									右邊重要性較左邊重要									評估準則
	絕對重要		相當重要		重要		稍微重要		相等		稍微重要		重要		相當重要		絕對重要		
	9:1	8:1	7:1	6:1	5:1	4:1	3:1	2:1	1:1	1:2	1:3	1:4	1:5	1:6	1:7	1:8	1:9		
混凝土現況						11		1	10		2, 4, 5, 12	6	3, 13		7, 8, 9			腐蝕現況	

(資料來源：本研究繪製)

表 『耐久性→腐蝕現況』評估項目之權重問卷

評估準則	左邊重要性較右邊重要									右邊重要性較左邊重要									評估準則
	絕對重要		相當重要		重要		稍微重要		相等		稍微重要		重要		相當重要		絕對重要		
	9:1	8:1	7:1	6:1	5:1	4:1	3:1	2:1	1:1	1:2	1:3	1:4	1:5	1:6	1:7	1:8	1:9		
中性化深度				1	13, 3, 10	11, 6	2			4	5		8, 7	12		9		腐蝕電位	
中性化深度						6	13, 2		11	4	1	12, 5	8		7, 3		10, 9	氯離子濃度	
中性化深度				1	13	11, 6			8	4, 2	5		7		12, 3	9	10	腐蝕電流	
腐蝕電位					12	6	13,		11		1, 7	10, 5			3		9	氯離子濃度	

							8, 4, 2											
腐蝕電位				1		6	13, 5		11, 9		12, 8, 2	4	7	3	10			腐蝕電流
氯離子濃度							13, 8, 7, 2	5	11, 10	4	16				12, 3			腐蝕電流

(資料來源：本研究繪製)

表 『耐久性→混凝土現況』評估項目之權重問卷

評估準則	左邊重要性較右邊重要									右邊重要性較左邊重要									評估準則
	絕對重要		相當重要		重要		稍微重要		相等		稍微重要		重要		相當重要		絕對重要		
	9:1	8:1	7:1	6:1	5:1	4:1	3:1	2:1	1:1	1:2	1:3	1:4	1:5	1:6	1:7	1:8	1:9		
鋼筋保護層厚度			3, 12		7, 9	11, 13	2, 6		4		1		5, 8		10			抗壓強度	
鋼筋保護層厚度			3		7, 9, 11, 12, 13		2, 4, 5, 6		8, 10		1							電阻係數	
鋼筋保護層厚度					8, 12		2, 4, 5, 6		7, 10		1	11	9, 13	3				表面損傷 (裂縫)	
鋼筋保護層厚度					7, 8		1, 6	5	10	4	2	11	12, 13	3			9	表面損傷 (層離、缺角與掉稜、露	

																		筋或剝落)
鋼筋 保護層厚 度					7, 10		6	5		4	1, 2, 12	11	8, 13	3			9	表面損傷 (蜂窩、表面 侵蝕、表面 沉積)
抗壓強度		10			5, 8,9		1, 2, 6, 7, 12				4	11	13	3				電阻係數
抗壓強度		10			8		1, 2, 6, 7, 12	5		4		11	13	3	9			表面損傷 (裂縫)
抗壓強度					4, 10	5,7	1,6				2	11, 13	8	3, 9, 12				表面損傷 (層離、缺角 與掉稜、露 筋或剝落)
抗壓強度				10		7	4, 5,6				1, 2, 8, 12		11, 13		3,9			表面損傷 (蜂窩、表面 侵蝕、表面 沉積)
電阻係數									4,8	7	1, 2, 5,6	12	10, 1, 13		3,9			表面損傷 (裂縫)
電阻係數								4	10	7	1, 2, 6,8	5	11, 13, 12		3,9			表面損傷 (層離、缺角 與掉稜、露 筋或剝落)
電阻係數								4, 12		7	1, 2, 6, 8, 10	5	11, 13		3,9			表面損傷 (蜂窩、表面 侵蝕、表面 沉積)

建築物耐久性評估指標與殘餘壽命預測方法之研究

表面損傷 (裂縫)			3		1		5	7, 10	4	2	6, 8		11		9, 12, 13		表面損傷 (層離、缺角 與掉稜、露 筋或剝落)
表面損傷 (裂縫)		3			1, 5		4, 8, 9	7	10	2	6, 12		11		13		表面損傷 (蜂窩、表面 侵蝕、表面 沉積)
表面損傷 (層離、缺 角與掉 稜、露筋或 剝落)			3, 12		1, 5, 11, 13		4, 6, 9	2, 7	10		8						表面損傷 (蜂窩、表面 侵蝕、表面 沉積)

(資料來源：本研究繪製)

附錄三

期初審查意見及回應

內政部建築研究所 101 年度

「建築物耐久性評估指標與殘餘壽命預測方法之研究」委託研究計畫案

開會時間：2012/01/06

開會地點：內政部建築研究所

主持人：葉為忠

審查意見及廠商回應一覽表

項次	審查委員意見	廠商回應
1	本案採用層級分析法，來作評估指標的實驗設計，請說明其優缺點及那些因素納入，以免掛一漏萬。	層級分析法是透過專家意見，將所考慮的因素賦與不同的權重。此法透過一致性指標的收斂可以讓專家的意見達到統合。這是對於針對的狀況有出現數學模式不清楚時給予合理的推行。本案在處理耐久性指標主要是以考慮材料因素當作指標，其他如設計因子、施工因子、齡期因子、地震影響因子、環境因子、邊坡穩定因子等，將會使用放大或折減係數的方式加入模式之中。因子設計將會召開專家會議，儘可能考量週全。
2	腐蝕探討時，建請考慮[Cl-]/[OH-]的比值。	將納入考量因素之內。
3	請考量軟體各數學模式(model)間之相互影響(interaction)。	本案中涉及到之數學模式，僅是合理的推估。實際的相互影響，是否能夠使用模式來預測，有待使用驗證性實驗再加以選擇。
4	請參考 ACI 365.1R-00 “Service-Life Prediction”及相關文獻。	遵示辦理。
5	現場檢測項目，以後再補充。	將在期中報告中羅列項目。

6	請再補充實驗規劃中，實驗變數規劃。	將在期中報告中羅列項目。
7	本案題目範圍過大，建議做長期規劃。	我們也認為本研究內容應進行長期研究，因此在定位上，將本案視為先導性的研究。
8	AHP 指標僅分成混凝土現況與鋼筋現況，故宜考量其他因子，如 w/c、f'c、混凝土保護層(cover)及過去維修紀錄等。	f'c、混凝土保護層會納入指標中。w/c、過去維修記錄等，考慮以放大或折減係數的方式進入模式之中。
9	本案服務建議書第 12 頁中，計算完建築物耐久性因子，有關因子放大值，如海洋或山地其因子究竟應為何？	環境放大因子，將建物所處環境分為五級，放大係數則為 1.0、1.05、1.10、1.15 與 1.20。其他類似的考量也會循此方式，定出合理的係數。
10	本案服務建議書第 17 頁中，有關耐久性試驗之中性化深度，腐蝕電流等儀器精確度為何？	目前的儀器精確度都不是問題，而真正的問題會出現在操作方法的正確與否以及取樣的正確性。本研究將會透過研究定出標準的操作程序，以及取樣的規定。
11	本案以 RC 建築物為對象，探討耐久性評估技術及殘餘壽命預估之方式，預期提供所需的檢測項目、方法、評定標準、壽命預測及案例，將進行耐久性試驗，應需要相當數量的試體，服務建議書中既已編列材料費，請概估試體規模及數量，另案例來自文獻或實際建物可否說明。	目前對於需要進行殘餘壽命評估而進行的加速試驗的試體多寡，尚無法確切定出數量。將於期中報告中，提出詳細規劃。另外案例希望採取實際建築物案例來驗證。
12	本案服務建議書有部分項號錯誤或漏字請修正。(第 6 頁原鋼改為原鋼筋，第 7 頁橋梁改為建築物，第 10 頁(B)改為(2)，第 26 頁漏第 1 項)	本案後續將進行補正。
13	本案服務建議書第 8 頁第 3 行中提及「再由各別構件之耐久性評價乘上權重總合，而得到整體耐久性評價，……可以根據不同建築物由專家自訂出不同權重出來。」以下問題請教： (1) 請補充說明「耐久性評價」。 (2) 「權重」所考慮的因子有哪	各別構件的耐久性評價，乃是我們針對構件進行耐久性試驗，然後根據所得到的各項試驗值，以及各項的權重，可以計算出單一構件之耐久性評價。然後再根據不同構件在建築物所估之重要性，由專家設立權重，將單一構件之得分乘上各構件之權重累加

	<p>些？</p> <p>(3) 本案成果是否會提出訂定權重的建議規則？</p>	<p>後會得到整體建築物之耐久性評價。個別構件在整體建築物所佔之權重視結構體不同、所處環境等因素而不同，故應該由專家針對特定結構物決定之。在本案中無法得到統一的制定權重原則，僅能以範例說明之。</p>
14	<p>建議在成果報告中，提出不同類型(如：不同使用目的，或不同環境下)的建築物，進行耐久性評估之時機或週期。</p>	<p>這是進行本案之目標之一。透過耐久性評價之後，會建議耐久性越差的建物，應縮短檢測週期，以保安全，至於適當之檢測週期將會在研究報告中呈現。</p>
15	<p>RC 構造物中混凝土與鋼筋應為一體，本案現況指標，將兩者分開，各別評估，是否與現實未符？如握裏強度之呈現。</p>	<p>本案的混凝土現況指標與鋼筋腐蝕指標是根據目前在評估鋼筋混凝土構件耐久性常會進行的實驗分類。的確其實二者會互相關聯，不過我們將考慮以放大或折減係數的觀念來把這種非線性的關聯考量進來。</p>
16	<p>殘餘壽命預測結果之內容為何？如供評估是否拆除因子外，是否可供延壽策略時之參據？</p>	<p>透過數學模式，合理推估以材料耐久的觀點所剩餘之壽命。延壽與否除應考量殘餘壽命，尚需知到維修後之壽命預測，以及生命週期成本分析，故本案僅是其中一環。</p>
17	<p>本案研究範圍廣泛，宜再收斂聚焦，以確保成果具體可行。</p>	<p>本團隊將會把焦點收斂，在研究期限內盡力完成有意義之研究內容。</p>
18	<p>文詞宜統一，請修正。</p>	<p>本案後續將會補正。</p>

附錄四

期中審查意見及回應

開會時間：2012/07/10

開會地點：內政部建築研究所

主持人：葉為忠

項次	審查委員意見	廠商回應
1	文獻資料蒐集豐富，分析整理有條理，並以四件實際檢測案例進行分析，符合期待。	感謝委員的肯定與指教。
2	建議註記 AHP 之方法與分析結果的用途。	將於後續補充相關 AHP 之內容。
3	建議可假想依現況分析結果進行不同程度維修後對指標的影響以測試此法的敏感性與正確性，亦可作為日後分期維護的參考。	遵照辦理，將於後續研究中納入探討其可行性。
4	國內有許多海砂屋，可藉由其實際數據比對本研究案之模式。	將蒐集有無相關實際案例後進行模型驗證。
5	梁、柱、牆、板之權重均一樣，是否有進一步之考量。	預計將影響建築物較大的梁、柱權重加大至 0.4，而牆、板權重則降低至 0.1。
6	不同劣化因素間之交互作用可如何考量。	建議後續可另案採用 ANP 網絡分析法來進行考量與評估。
7	可再蒐集國內外類似文獻，進一步探討，如 ACI、ISO 等。	遵照辦理。
8	本研究放大因子考慮地震與土石流等因素，是否適當？	將針對地震與土石流之放大因子進行評估其必要性並給予修正。
9	本案工項甚多，值得肯定，且制訂一指標，有其意義，未來可再加強指標之精緻化、正確化。	感謝委員的肯定，本研究團隊將會在研究期限內進行修正與改進。

建築物耐久性評估指標與殘餘壽命預測方法之研究

10	題目是否加 RC 於前頭，即「RC 建築物耐久性評估指標與殘餘壽命預測方法之研究」，較為切題。	將於文中明確闡述僅針對 RC 建築物為主。
11	第四章實際案例四個案例有三個案例為學校建築，是否能反映國內實際建築物代表性。	本案後續將蒐集各類型之建築物進行評估與比對，以利計畫之完整性。
12	國內即有建築物均屬 RC 建築物為大宗，且均年久失修，本研究具實用性。	感謝委員的肯定與指教。
13	建議參考公有建築物報廢相關規定，一般 RC 建築物使用年限約 50 到 55 年，代入本計畫之指標而給予評估。	遵照辦理，將蒐集相關文獻補充其資料。
14	目前國家地震中心對老舊校舍均有耐震評估，其中又有初評及詳評，上面均有建築物的使用年限及目前堪用狀況，建議上網(國震中心)或搜尋此類型資料。	遵照辦理，將蒐集相關文獻補充其資料。
15	目前國震中心對 RC 建築物的碳化評估指標訂為 4cm(梁、柱等的碳化深度)，建議對其合理宜否加以評析。	遵照辦理，將蒐集相關文獻補充其資料。
16	期中報告已對耐久性評估項目及方法進行探討(第三章)並整合提出實際案例(第四章)，惟在第五章的初步研究發現及建議事項中予以明確的總結，是否已完成評估項目。	僅針對目前研究現況給予總結，本案後續期末將進行補正。
17	對於建築物殘餘壽命預測的方法及數學模式建立(預期成果四及五)，亦未明確的在第五章說明。	本期中報告進度未包含殘餘壽命預測，預計在期末報告中提出。
18	本報告確實著墨甚多相關課題並整理分析，故可在第五章初步成果及後續建議多與預期成果相連結，方能較具體突顯出努力的成果。	感謝委員的指教與建議，本研究團隊將會在研究期限內進行修正與改進。

19	<p>本案採用之研究方法與以往曾執行之 RC 橋梁耐久性評估法有何差別？宜加以說明並將後者引入至本案內。</p>	<p>兩者均為鋼筋混凝土結構物，且均以材料因子來做耐久性的評估，唯兩類結構類型差異較大，因子權重亦為不同，故仍須個別探討與評估。</p>
20	<p>研究對象建築物，何以將土石流潛勢因子列為耐久性之評估考慮？地震潛勢因子主要考慮地質的地震發生頻率，震度是否亦宜相對於地質種類，並定其評定值。</p>	<p>將針對地震與土石流之放大因子進行評估其必要性並給予修正。</p>
21	<p>第 125 頁耐久性評定(D1)之放大係數，何以考慮重車流量？宜加以說明。</p>	<p>重車流量為誤植，本案所針對對象為 RC 建築物，感謝委員指正，將在期末報告中更正。</p>

附錄五

期末審查意見及回應

開會時間：2012/10/30

開會地點：內政部建築研究所

主持人：葉為忠

項次	審查委員意見	廠商回應
1	PPT 檔 15 頁之層級分析法僅考慮材料因素(水泥、粒料...)，而未納入施工因素(搗實...)，而後者卻往往是影響國內混凝土品質問題的主要原因之一，故本研究成果在未來實際結構物評估耐久性時，其可靠度小顯置性為何？	施工狀況因大多數的建築物缺乏當初施工情況記錄，故不太容易當作指標。不過，我們認為施工狀況的問題會影響混凝土品質，因此也會反應在混凝土現況指標或是腐蝕現況指標上。應用本研究來評估結構物的耐久性是否具有可靠性，主要取決於我們所選定的十個指標是否能夠確實反應出結構的耐久性狀況以及其相關權重是否合理。因此建議可先使用本法評估，待有較多數據之後，再進行修正。
2	五股國小重建於民國 74~75 年，均僅 26 年，但一般財產管理上之房屋使用年限約 50~55 年；而依報告中 150 頁的殘餘壽命 t_s 等於 -5.72 年，加上 134 頁之表 4-16 的氯離子樓層平均含量為 1.597~2.292kg/m ³ 超過 CNS 0.3 kg/m ³ 甚多，故建設當慎評估上述數據之可靠度。	因五股國小實際氯離子量測值超標，恐造成鋼筋腐蝕之情形，對於本研究之預測模式而言，計算殘餘壽命易產生負值。故實際建築物之狀況，仍須通盤整體考量，才能符合現況之情形。對於 134 頁之氯離子數據，其取樣確實是在同一構件中。氯離子超標，造成以 ACI 的公式預測時，評定已經發生腐蝕，遵照 ACI 的精神，此構件應已不勘使用。不過 ACI 公式確實比較保守，建物是否能夠繼續使用，尚須要工程師加以評定。
3	87 頁耐久性評估需考慮腐蝕電位，進行各項腐蝕電位時，混凝土含水量影響	就國內目前技術而言，在現場量測半電池電位時並不會同時進行含水量量

	甚大。本研究實測時是否有量測現場混凝土含水量，以作控制或調整測值？	測。的確當時混凝土內含水量會影響到電位量測的值，因此建議將來業界在測量電位時，宜同時記錄當時混凝土內的含水量。
4	研究報告第 114 頁所述耐久性綜合評估，係對單一構件(梁、柱等)的耐久性評估，最後在對整體建物作評定，而報告中各案例分析係由各樓層權重值推求 D_{total} ，對整體評估考量是否有影響？請參酌修訂。	對於各樓層與總值的計算，是建立在假設取樣是均質的情況下，其各樓層的數據才能作總合的平均計算。
5	本研究取樣花蓮縣瑞穗國小及新北市五股國小，卻未將中、南部學校納入取樣檢測之原因。	期未有中、南部學校案例，無特別原因，係因合作廠商的提供。若有新的案例，必也對其作耐久性與殘壽命的計算評估。
6	目前國內使用中之老舊建築物甚多，尤其國宅類建築物，是否可規劃列為未來研究的目標？	對於老舊國宅，研究單位也希望能配合進行研究
7	齡期因子如何決定？	利用案例當時建造的年限與檢測時的年限，將前者的時間除以後者，即可得到齡期因子的評定，在對照報告中表 3-5 可查出相因應的影響係數。
8	研究報告所引用之擴散係數公式，各係數是否經過本土化修訂？。	對於文獻收集到的公式係數已經由本土化的修正而進行計算。
9	各權重在未來可持續補強。	其實 ACI 的殘餘壽命評估太過於保守，而國內資料過於鬆散，故本研究報告採取較積極的想法，將各部份的考慮因子作放大後列入計算得之結果加以評定。
10	建築物耐久性評估指標與殘餘壽命預測方法相當重要，值得研究探討。	感謝委員對於此研究之肯定。
11	國內外文獻資料彙整頗為完整，惟需注意前後一致性。	謝謝委員的肯定，日後報告將會修訂完整。
12	研究報告圖 3-3、3.10，第 107 頁、144 頁之數字，及表 3-19、3.20、3.21、3.22 之字體與底色均有待調整，第 120 頁與 132 頁內文所用計算之單位待更正，另	研究團隊將會仔細校正並統一報告格式與內容。

	kgf/m ³ 或 kg/m ³ 的使用需一致。	
13	請補充表 4-5 原設計資料及表 4-11 之推算權重來源。	對於表 4-5 原設計係由於廠商未提供，而表 4-11 推薦權重係本研究將兩個樓層視為均質條件，故權重設為 0.5。
14	請評估將預測公式建立電腦化之可行性。	本研究內之結果數據，係由電腦程式計算之，故可行。
15	研究報告建議將樓”版”一辭更改成樓”版”。	報告內容經研究團隊更正。
16	五股國小受命為-5.72 年，顯與事實不符，宜再探討。	因五股國小實際氯離子量測值超標，恐造成鋼筋腐蝕之情形，對於本研究之預測模式而言，計算殘餘壽命易產生負值。故實際建築物之狀況，仍須通盤整體考量，才能符合現況之情形；因本研究採用 ACI 的殘餘壽命評估為參考，故相對所得支數據過於保守，團隊之想法較謹慎，故得此結果。
17	對於 RC 建築物殘餘壽命之預測報告中(第三章)，對基礎氯離子含量之 RC 建築物壽命預測，未見具體之分析，卻在第四章第四節提出利用氯離子擴散係數(D _c)與 ACI 365.1 規範，推得使用壽命與殘餘壽命，恐有欠週延，建議在第三節闢新節，論述提出 RC 建築物殘餘壽命之預測方法。	對於 RC 建築物使用與殘餘壽命的計算，本研究在文獻分析有初步的探討，利用以收集的資料分析並整合後，擬用程式推求之。

參考書目

- [1].姬永生，ed. 鋼筋混凝土的全壽命過程與預計.2011，中國鐵道出版社：北京。
- [2].林偉凱，建築鋼結構材料與五金將走向綠色環保，鋼結構協會會刊第30期，2008。
- [3]. Mehta， P.K.， Durability-Critical Issues for the Future. Concrete International， 1997. 19： p. 27-33.
- [4]. Sepulcre-Aguilar A. and F. Hernández-Olivares(2009)， Assessment of phase formation in lime-based mortars with added metakaolin， Portland cement and sepiolite， for grouting of historic masonry， Cement and Concrete Research， in press.
- [5].ACI Committee 201.2R(1922)Guide to Durable Concrete， ACI Manual of Concrete Practice， Proc.， Vol. 74， pp.573-609.
- [6]. Seabrook， P.， (1989). Discussion of Papers on Physical and Chemical Cause of Deterioration of Concrete in Seawater. Proc. Ben Gerwick Symposium on International Experience with Durability of Concrete in Marine Environment， University of California at Berkeley， Editor： P.k. Mehta， pp.73-74.
- [7]. Fookes， P.G(1997).Aggregates： a Review of Prediction and Performance， Prediction of Concrete Durability. Proceedings of Stats 21st Anniversary Conference， E&FN SPON， London.
- [8]. Mehta， P.k. and Gerwick， B.C.(1982). Journal of Concrete International， 4， pp.45-51.
- [9]. Mehta， P.k. and Monteiro， J.M(1993). Concrete Structures， Properties and Materials， 2nd Edition， Prentice Hall Inc.， New Jersey.
- [10].牛荻濤，混凝土結構耐久性與壽命預測，科學出版社，北京，2003。
- [11].Mehta P K.Concrete durability-fifty year's progress.Proc.of the 2nd Inter.Conf.on Concrete Durability， ACI SP 126-1， 1991： 1~31.

- [12].劉秉京，混凝土結構耐久性設計，人民交通出版社，北京，2007。
- [13].吳澤雄，國內公路橋梁防蝕現況，橋梁腐蝕防治研討會論文集，第 1~13 頁，民國 88 年 6 月。
- [14].金偉良，袁迎曙，衛軍，王海龍，氯鹽環境下混凝土結構耐久性理論與設計方法，科學出版社，北京，2011。
- [15].Andrade C，Alonso C，Molina F J.Cover cracking as a function of bar corrosion part1：Experimental test[J].Materials and Structures，1993，26(162)：453~464.
- [16].Molina F J，Alonso C，Andrade C. Cover cracking as a function of rebar corrosion part2：Numerical model[J]. Materials and Structures，1993，26(9)：532~548.
- [17].Castel A，Francois R，Arliguie G，Mechanical behaviour of corroded reinforced concrete beam I：Experimental study of corroded beams[J].Materials and Structures，2000，33(233)：539~544.
- [18].Castel A，Francois R，Arliguie G，Mechanical behaviour of corroded reinforced concrete beam II：Bond and notch effects[J].Materials and Structures，2000，33(233)：545~551.
- [19].張偉平，商登峰，顧祥林.鋼筋應力-應變關係研究[J].同濟大學學報：自然科學出版，2006，34(005)：586~592.
- [20].Fang C Q，Lundgren K，Chen L G，et al.Corrosion influence on bond in reinforced concrete[J].Cement and Concrete Research，2004，34(11)：2159~2167.
- [21].李騰芳，混凝土構造物裂縫發生原因與補強探討，構造物破壞原因探討與處置研討會論文集，第 47~72 頁，民國 88 年 11 月。
- [22].李有豐，林安彥，橋梁檢測評估與補強，全華科技圖書股份有限公司，民國 89 年 8 月。
- [23].牛荻濤，王慶霖，一般大氣環境混凝土強度經時變化模型，工業建築，1995，25(6)：36~38。

- [24].Gjorv O E.Long-time of durability of concrete in seawater.ACI Journal , 1971 , 68 : 60~67.
- [25].笠井芳夫，松井勇，RC 建築物の劣化プロセス，建築の技術·施工，1985(1)。
- [26]. Saaty , Thomas L.(2008).Relative Measurement and its Generalization in Decision Making : Why Pairwise Comparisons are Central in Mathematics for the Measurement of Intangible Factors - The Analytic Hierarchy/Network Process". RACSAM (Review of the Royal Spanish Academy of Sciences , Series A , Mathematics) 102 (2) : pp.251-318.
- [27].邱贊儒，建立橋梁耐久性評估方法之研究，國立中央大學碩士論文，2003 年。
- [28].林珮瑩，廖學誠，應用模糊德爾菲法分析高雄愛河綠廊功能之研究，臺大實驗林研究報告研究論文，2008 年。
- [29].Zadeh , L.A. , Fuzzy (2007)Sets and Applications : Selected Papers. R.R. Yager , S. Ovchinnikov , R.M. Tong and H.T. Nguyen , editors , Wiley-Interscience.
- [30].Saaty , Thomas L. (1996). Decision Making with Dependence and Feedback : The Analytic Network Process. Pittsburgh , Pennsylvania : RWS Publications. ISBN 0-9620317-9-8.
- [31].劉益彰，以層級分析法評估鋼筋混凝土橋梁之耐久性，國立臺灣海洋大學碩士論文，2011 年。
- [32].江昇飛，區域產業創新系統關鍵發展因素之研究，國立中山大學，公共事務管理研究所碩士論文，2005 年。
- [33].Mead , D.M.(1992).Innovations in Nursing Care , the development of primary nursing in Wales Unpublishedd report.Department of Health , London.
- [34]. Linstone , H.A.and Turoff , M.(1975).The Delphi Method : Tecniques and Applications , MA : Addison-Wesley.
- [35].林清彬，影響電視媒體廣告經營策略因素之指標建構，中國文化大學新聞研究所碩士論文，2003 年。
- [36].Rodriguez-Diaz , A.J. , 2000 , “Globalisation and technology management in the Mexican

- food industry, "Industrial Management and Data Systems, Vol.100, No.9, pp.430-435.
- [37].Sharon, L.H.and Ken, W.B.(1982).Recommendations for using Delphi.World Future Society BulletinMar/Apr.Landon: Addison-Wesley publishing Co.
- [38]. T. L. Saaty (1996), Decision Making with Dependence and Feedback: The Analytic Network Process, Pittsburgh, PA: RWS.
- [39].林幸宜 (2006), 應用分析網路程序法於六標準差專案之選擇, 元智大學工業工程與管理學系研究所, 中華民國品質學會第42屆年會暨第12屆全國品質管理研討會論文。
- [40].孫珮瑜(2003), 應用分析網路程序法建立甄選學生衡量標準之研究, 中華大學研究所碩士論文。
- [41].S. H. Chung, A. H. I. Lee, and W.L. Pearn (2005), Analytic network process (ANP)approach for product mix planning in semiconductor fabricator, Int. J. Production Economics, 96, 15-36.
- [42].Eddie W. L. Cheng & Heng Li*, Contractor selection using the analytic networkprocess, Construction Management and Economics (Dec., 2004) 22: 1021-1032.
- [43].許淑瑜(2000), 企業資源規劃(ERP)系統評選之研究應用分析網路程序法(ANP), 淡江大學研究所碩士論文。
- [44].蔡孟娟, 外資醫療機構進入中國區位評選模型之建構, 銘傳大學管理研究所博士論文, 2008年。
- [45].張修誠, 層級分析法應用於現存橋梁維修優選排列, 國立雲林科技大學碩士論文, 2009年。
- [46].張勁泉、宿健、程壽山、何玉珊, 混凝土舊橋材質狀況與耐久性檢測評定指南及工程實例。人民交通出版社, 2006年。
- [47].Y. kitsutaka(2010).Methodology on the Integrity Evaluation of Deteriorated Concrete Structures, The 4th Asian Concrete Fedration International Conference, Taipei, Taiwan.

- [48].西安建築科技大學，建築的可靠性與耐久性，西安科技大學內部資料，1994年。
- [49]. G.Somerville. The design life of structures. Edi. Blackie and Son Ltd.，1992.
- [50].Funahashi M.Predicting corrosion-free service life of a concrete structure in a chloride environment. ACI Material Journal，1990：581~587.
- [51]. Tuutti. Corrosion of steel in concrete. CBI Forskning Research，1982.
- [52]. Morinaga S.Prediction of service life of reinforced concrete buildings based on the corrosion rate of reinforcing steel. Durability of Building Materials and Components，Part I experimental test. Material and Structures，1993 26(163)：453~464.
- [53].惠雲玲，混凝土結構鋼筋鏽蝕耐久性損傷評估及壽命預測方法，工業建築，1997(6)。
- [54].王嫻明、趙宏延。一般大氣條件筋混凝土結構構件殘餘壽命的預測，建築結構學報，1996，17(3)：58~62。
- [55].陳朝暉，結構抗震維修動態規劃決策(博士學位論文)，清華大學，1997。
- [56].“混凝土標準示方書-【維持管理編】”，日本土木學會，丸善珠式會社，2001年。
- [57].和泉意登志等，鉄筋コンクリート造建築物における鉄筋のかぶり厚さの信頼性設計手法の提案，日本建築學會構造系論文報告集，1989(384)。
- [58].牛荻濤、陳亦奇、于澍，混凝土結構的碳化模式有碳化壽命分析，吸安建築科技大學學報，1994(4)365~369。
- [59].牛荻濤、董振平、浦聿修，鋼筋混凝土結構碳化壽命的模糊預測，第九屆土木工程學會年會，杭州，1999年。
- [60].趙國藩等編著，工程結構可靠度，北京：水力電力出版社，1984年。
- [61].方聖安，鋼筋混凝土橋梁分別遭受氯離子與碳化之壽命預測碩士論文，國立臺灣海洋大學，2007年。
- [62].郭峻輔，既有鋼筋混凝土橋梁碳化壽命預測之研究碩士論文，國立臺灣海洋大學，2009

年。

[63].張翰東，既有鋼筋混凝土橋梁耐久性與壽命預測碩士論文，國立臺灣海洋大學，2008年。

[64]. 王蕾蕾，混凝土耐久性預測評估系統開發與應用研究碩士論文，武漢理工大學，2005

[65]. CSIRO Manufacturing and Infrastructure Technology, Characteristic service life for concrete exposed to marine environments, 2003.

[66].凌靜怡，臺北市各級學校工程地質改良調查研究，國立臺灣海洋大學，碩士論文，2003年。

[67].溫國梁，劉良方，彭瀚毅，臺北盆地振動主頻與振幅之變化，中央研究院地球科學研究所，1996年。

建築物耐久性評估指標與殘餘壽命預測方法之研究/葉為忠研究主持

出版機關：內政部建築研究所

電話：(02) 89127890

地址：新北市新店區北新路三段 200 號 13 樓(捷運新店線大坪林站)

網址：<http://www.abri.gov.tw>

編者：葉為忠、張建智、黃然、鄒思宇

出版年月：101 年 12 月

版(刷)次：初版

ISBN：978-986-03-4428-8 (平裝)