

行政院原子能委員會
放射性物料管理局
研究計畫

最終處置場混凝土工程障壁
耐久性評估模式之建立

期末報告初稿

國立台灣科技大學營建系

中華民國九十三年十二月二十日

摘要

本計畫，主要探討最終處置場混凝土工程障壁之耐久性評估，由蒐集國內外有關混凝土耐久性之相關文獻及本研究初步之驗證結果，要確保混凝土之耐久性，組成材料必須落實品質管制。而材料之配比由相關文獻及驗證結果顯示，混凝土的用水量及水泥用量應儘量減少，水膠比(W/B)應低於 0.4；而水灰比需大於 0.42。在低用水量及水泥用量的要求下，須適量使用卜作嵐材料（飛灰、爐石粉）及減水摻料。循此配比原則，由驗證結果顯示：混凝土除能符合設計強度外，更具有高體積穩定性、高阻抗性、低滲透性、耐硫酸鹽侵蝕及低氯離子滲透性。由氯離子滲透係數來評估混凝土工程障壁之耐久性，在施工良好及足夠鋼筋保護層的前提下，應可滿足低放射性廢料管制年限的要求。

abstract

The main theme of this study is to evaluate the durability criterion of concrete barrier for final repository of low radiation waste. From literature survey and preliminary study about concrete durability, it shows that to ensure the durability of concrete structure a detailed and thoroughly quality concrete practice should be followed. From material viewpoint, a concrete mixture with durable feature should have water content and cement content as low as possible, the water-to-cementitious material ratio (w/cm) should be less than 0.4 to prevent from corrosion, sulfate attack and sea attack from severe marine environment, but w/c should be kept higher than 0.42 to avoid autogenous shrinkage due to chemical contraction. Pulverized coal ash, silica fume and superplasticizer are important ingredients for durable concrete with excellent workability. Besides sufficient concrete strength, a durable concrete should have characters of high volume stability, high resistivity, low chloride ion penetration and high sulfate resistance. By using chloride penetration coefficient, a good concrete barrier with higher service life than requirement for the radiation wastes can be evaluated.

目 錄

中英文摘要	2
目錄	3
表目錄	4
圖目錄	5
符號及代號說明	7
壹、計畫緣起	8
貳、混凝土耐久性考量	10
2-1 混凝土與環境的互動	11
2-2 混凝土耐久性的主要源頭－水	19
2-3 混凝土耐久性設計的理念及指標	35
2-4 混凝土施工養護對耐久性的影響	44
2-5 混凝土的耐久性評估	59
參、驗證計畫	60
3-1 驗證項目	60
3-2 驗證方法	60
肆、驗證結果分析	65
4-1 裂縫敏感性分析	65
4-2 抗壓強度	66
4-3 表面電阻	67
4-4 氯離子電滲行為分析	68
4-5 硫酸鹽侵蝕	69
4-6 乾縮行為分析	71
4-7 混凝土性能討論分析	72
4-8 耐久性服務壽命評估	73
五、結論與建議	95
5-1 結論	95
5-2 建議	96
參考文獻	96

表 目 錄

表 2-1	台灣地區氣候分區特徵-----	14
表 2-2	台灣省各地區環境與 ISO 腐蝕分類之對照表-----	15
表 2-3	混凝土物理與化學性劣化種、基因、控制變數及劣化機理-----	22
表 2-4	水泥漿體齡期對滲透係數的影響-----	27
表 2-5	水泥漿體產生不連續毛細管孔所需之養護時間-----	28
表 2-6	大壩的滲透係數-----	29
表 2-7	氯離子電滲電量-----	29
表 2-8	減低拌和用水量的好處-----	40
表 2-9	熱天混凝土施工品質對新拌及硬固狀態可能傷害及防止策略-----	58
表 4-1	混凝土塑性裂縫指數-----	90
表 4-2	混凝土硬固性質-----	90
表 4-3	混凝土於溫度 23°C 及相對濕度 50% 環境之長度變化-----	92
表 4-4	加拿大跨峽大橋設計須求-----	92
表 4-5	耐久性指標比較-----	93
表 4-6	本研究配比與加拿大跨峽大橋服務年限預-----	94

圖目錄

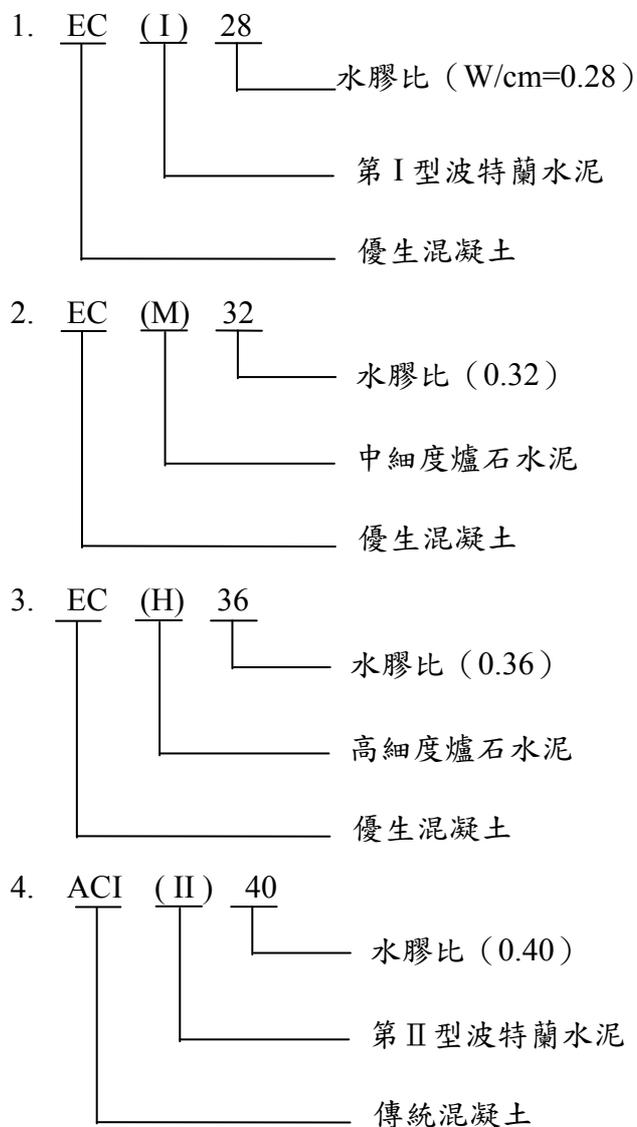
圖 1-1	全地下式溝內有混凝土構造處置單元形式-----	9
圖 1-2	半地下式的處置形式-----	9
圖 1-3	全地上式的處置形式-----	9
圖 2-1	台灣地區氣候分區位置圖-----	13
圖 2-2	台灣各地區之鹽份附著量最高值分佈圖-----	15
圖 2-3	台灣地區空氣污染物概況-----	17
圖 2-4	台灣平均降雨量及平均氣溫分佈-----	18
圖 2-5	台灣地區雨水酸鹼度 (pH 值) -----	18
圖 2-6	混凝土劣化之物理基因示意圖-----	20
圖 2-7	混凝土劣化之化學基因示意圖-----	20
圖 2-8	水泥漿 W/C 與混凝土材料比重之關係-----	24
圖 2-9	SCC 中骨材沉澱的問題-----	26
圖 2-10	混凝土骨材與水泥漿之弱界面-----	26
圖 2-11	水灰比對滲透率之影響(1)水泥漿體(2)混凝土-----	28
圖 2-12	水泥漿量及拌和水量對電阻係數之影響-----	30
圖 2-13	W/C, W/B 及 W/S 對電阻係數之影響-----	30
圖 2-14	用水量 W/C, W/B 及 W/S 與電阻之關係-----	31
圖 2-15	W/C, W/B, W/S 對水泥漿體及混凝土之影響-----	32
圖 2-16	電阻與氯離子滲透之關係-----	33
圖 2-17	毛細孔隙體積和電阻係數之成長關係-----	34
圖 2-18	毛細孔隙體積與電阻之關係-----	35
圖 2-19	調整級配達到緻密的效果-----	36
圖 2-20	水泥漿量對流變性質的影響-----	37
圖 2-21	W/B 對流變性質的影響-----	37
圖 2-22	同一坍度及同一強度下強塑劑與拌和水量之關係-----	38
圖 2-23	降低水膠比增進鍵結力-----	39
圖 2-24	水泥漿量對超音波速之影響-----	40
圖 2-25	混凝土電阻與鋼筋腐蝕性-----	42
圖 2-26	不同最大骨材粒徑及坍度條件下混凝土建議用水量及輸氣量-----	43
圖 2-27	有裂縫混凝土內鋼筋腐蝕狀況示意圖-----	45
圖 2-28	混凝土養護時間對抗壓強度的影響-----	46
圖 2-29	混凝土養護溫濕度對混凝土強度的影響-----	47
圖 2-30	混凝土養護濕度及時間對混凝土強度的影響-----	48
圖 2-31	預先濕養護對水泥漿體(1)吸水率之影響(2)裂縫之形成(60%相對濕度)-----	49
圖 2-32	混凝土暴露濕度下養護之強度比率成長曲線-----	49

圖 2-33 預先濕養護 7 天水泥漿體相對濕度與飽和石灰水中養護試體之強度比率曲線-----	50
圖 2-34 預養護 28 天水泥漿體相對濕度與飽和石灰水中養護試體之強度比率曲線-----	50
圖 2-35 常溫下各相對濕度對水泥漿體中氫氧化鈣 X 光繞射峰成長率之影響-----	51
圖 2-36 水泥漿體濕度條件下之裂縫狀況觀測圖-----	51
圖 2-37 養護方法對膨脹效果之影響-----	52
圖 2-38 混凝土裂縫產生要因-----	53
圖 2-39 減少乾縮的方法-----	54
圖 2-40 利用降低水泥量達到降低混凝土水化熱的效果-----	56
圖 2-41 混凝土溫度和大氣狀況混凝土表面水份蒸發量估計圖-----	57
圖 3-1 混凝土裂縫敏感度儀-----	63
圖 3-2 混凝土電阻量測儀-----	63
圖 3-3 混凝土電滲試驗示意圖-----	64
圖 3-4 混凝土電滲試驗儀-----	64
圖 4-1 混凝土之塑性收縮裂縫-----	74
圖 4-2 不同水泥種類混凝土不同水膠比與裂縫指數之關係-----	75
圖 4-3 不同水膠比不同水泥種類混凝土與裂縫指數之關係-----	75
圖 4-4 同一水膠比 (W/cm=0.4) 不同水泥種類混凝土與裂縫指數之關係-----	76
圖 4-5 不同水泥種類混凝土水膠比與抗壓強度之關係-----	76
圖 4-6 同一水膠比不同水泥種類混凝土於水中養護齡期與抗壓強度之關係-----	77
圖 4-7 同一水膠比不同水泥種類混凝土浸泡於硫酸鈉溶液齡期與抗壓強度之關係-----	77
圖 4-8 同一水膠比不同水泥種類混凝土於水中養護與抗壓強度之關係-----	78
圖 4-9 同一水膠比不同水泥種類混凝土浸泡於硫酸鈉溶液與抗壓強度之關係-----	78
圖 4-10 不同水膠比優生混凝土齡期與電阻係數之關係-----	79
圖 4-11 不同水膠比中細度爐石水泥混凝土齡期與電阻係數之關係-----	79
圖 4-12 不同水膠比高細度爐石水泥混凝土齡期與電阻係數之關係-----	80
圖 4-13 不同水泥種類混凝土水膠比與電阻係數之關係-----	80
圖 4-14 同一水膠比不同水泥種類混凝土於水中養護齡期與電阻係數之關係-----	81
圖 4-15 同一水膠比不同水泥種類混凝土浸泡於硫酸鈉溶液齡期與電阻係數之關係-----	81
圖 4-16 同一水膠比不同水泥種類混凝土於水中養護與電阻係數之關係-----	82
圖 4-17 同一水膠比不同水泥種類混凝土浸泡於硫酸鈉溶液與電阻係數之關係-----	82
圖 4-18 不同水泥種類混凝土水膠比與氯離子電滲量之關係-----	83
圖 4-19 同一水膠比不同養護環境混凝土與氯離子電滲量之關係-----	83
圖 4-20 混凝土浸泡於 5000ppm 硫酸鈉溶液循環次數與重量損失之關係-----	84
圖 4-21 混凝土浸泡於飽和硫酸鈉溶液循環次數與重量損失之關係-----	84

圖 4-22 不同水泥種類混凝土不同水膠比齡期與長度變化之關係----- 85
圖 4-23 不同水泥種類混凝土不同水膠比與長度變化之關係----- 86
圖 4-24 不同水膠比不同水泥種類混凝土齡期與長度變化之關係----- 87
圖 4-25 不同水膠比不同水泥種類混凝土與長度變化之關係----- 88
圖 4-26 不同保護層厚度與 EC 服務年限之關係----- 94

符號及代號說明

一、試驗變數說明：



壹、計畫緣起

放射性廢棄物最終處置是國內外最頭痛的環保問題，而低放射性廢料又佔放射性廢料的 90%以上，且有常態性的產量。因此最終處置場的設置是未來須面對並解決的問題，國內外對於最終處置場設置的相關研究已累積豐富寶貴的經驗。至 1981 年，IAEA 安全叢書第 216 號建議中、低放射性廢棄物可淺埋處置和岩洞處置，也可考慮水力壓裂、深井注入及深地層處置[1]。近年來普遍的做法是採近地表處置，近地表處置是在具有幾公尺厚的防護覆蓋層的地表上或地表下，或者再地表下幾十公尺的岩洞中，具工程屏障或不具工程屏障置之處置方式[2]。放射性廢棄物最終處置場的工程項目包括從廢物固化體、包裝容器、廢棄物安放、回填、密封或覆蓋等工程。而陸地淺埋處置是應用最早最廣泛的一種處置方式。陸地淺埋依其與地表關係可分為全地下式（如圖 1-1 所示）、半地下式（如圖 1-2 所示）和全地上式（如圖 1-3 所示）三種；按其工程要求可分為有工程構造物與無工程構造物（即裸埋）等兩種形式[3]。工程障壁包含固化體的承裝容器、緩衝與回填材料、工程構造物及天然障壁，而確保輻射無滲漏之慮，主要係指鋼筋混凝土工程構造物，必須滿足低放射廢棄物的豁免管制年限，300 年的服務壽命。因此其材料性質參數涉及未來處置場設計準則，也是安全評估時的重要參數，有必要針對混凝土材料建立其耐久性的評估方法作為日後處置場設置之參考依據。本研究，主要先針對國外廢料屏障工程所採用的混凝土組成材料進行配比評估。從材料科學著手探討與耐久性有關之影響因子，（如裂縫敏感性、體積穩定性、強度參數、鹼骨材反應、電阻性能、氯離子電滲與滲透及硫酸鹽侵蝕等性質）[4-11]。藉由國外的相關經驗，期能建立適合國內進行相關工程時的量化的評估模式，回饋供設計及施工管制之參考依據。後續再進行灌將材料的配比與性能評估與輻射阻滯與核種在混凝土材料中遷移之機制，並透過不斷的 PDCA 使評估模式更可靠而實用。

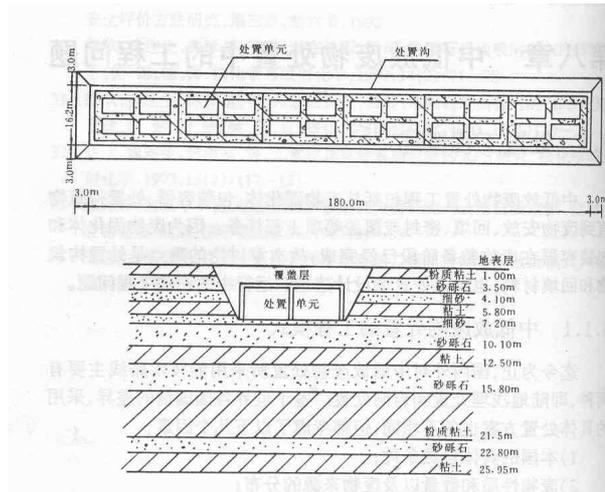


圖 1-1 全地下式溝內有混凝土構造處置單元形式

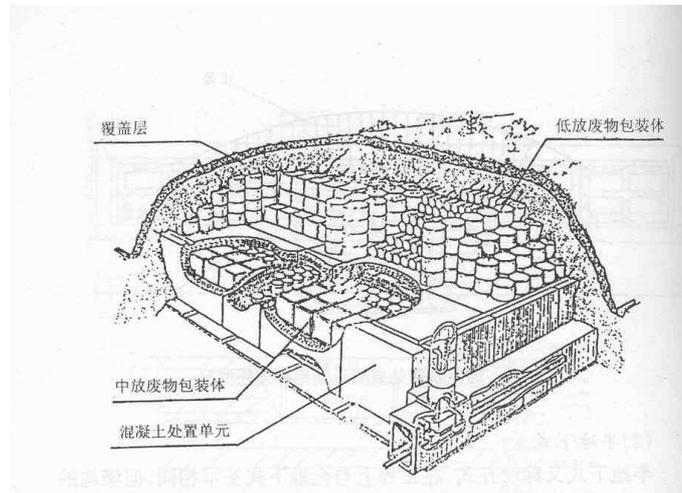


圖 1-2 半地下式的處置形式

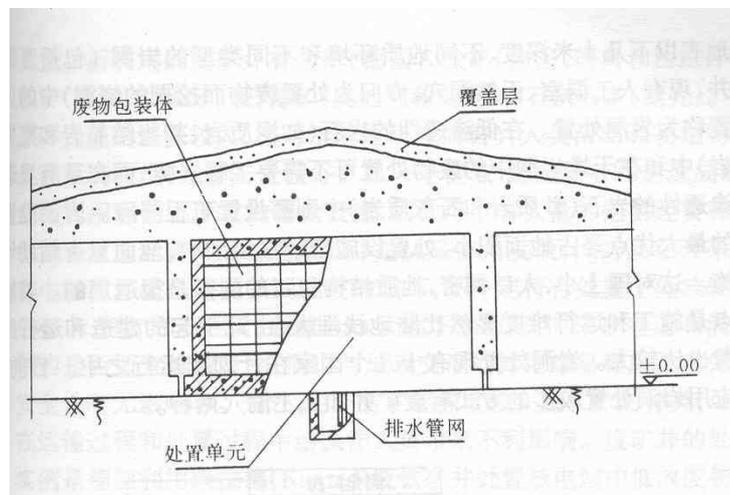


圖 1-3 全地上式的處置形式

貳、混凝土的耐久性考量

台灣地區混凝土自西元 1970 年代起，開始步入預拌混凝土時期，當時美國西元 1968 年版的配比規範隨建築技術規則之訂立，深植土木建築營建工程人員內心，多年來這種傳統保守的觀念一直不變的被重覆使用，「強度」等於「耐久性」的舊觀念盤根錯節蒂固心中，使得「水灰比」一語風行不已。但隨著美國在西元 1995 年開始懷疑強度是否等於耐久性後，混凝土的思維已改變。當然談到耐久性，非得追溯二千三百多年前龐貝古城的混凝土構造物，古代建築能歷久彌堅，考其主因係由於混凝土中含有飛灰等卜作嵐材料物質。然而 19 世紀在人類開始科學化使用卜作嵐之混凝土後，飛灰的使用反而被模糊化，甚至誤用。西元 1999 年 5 月於英國雪非爾大學召開「下一千年混凝土研討會」上，各國學者極力肯定混凝土仍為未來主要工程建設材料時，許多混凝土研究者又不禁要求注意混凝土耐久性問題，甚至宣稱未來混凝土設計不是僅僅要求「強度 f_c' 」而已，必須同時要求結構物的壽命（使用年限）。這是因為近百年來混凝土只重視強度，而忽略長期耐久性的問題，造成壽命不足，結構物提早老年化的困擾。

回顧美國在西元 1995 年開始，將傳統混凝土結構物的觀念由水灰比（W/C）之準強度觀念，改變為水膠比（W/B 或 W/C+P）的耐久性觀念，容許在混凝土中添加大量飛灰等卜作嵐材料，其精神主要是想探求結構物整體之耐久性，以符合一般認知的五十年壽命（民法篇）。所以邁入千禧年（西元 2000 年）後，混凝土科研家開始省思，何以過去百年之混凝土結構物不如預期的耐久？如將過去混凝土進展的軌跡抽絲剝繭，歸納分析，可以發現過去之「人定勝天」的迷思及應該「順應自然」之正道觀念。

再回頭看看大中華地區，一向耐久性都被忽略，尤其結構設計時根本被設計單位、營造集團、顧問公司及建築師們所漠視，所以即使

海域環境有鹽害的侵蝕作用，仍一味採用抗壓強度 $f'_c=3000\sim 4000\text{psi}$ 之設計，而完全忽略規範規定海域環境鋼筋混凝土有腐蝕考量時， $W/C+P$ （水膠化）小於 0.4 之要求（混凝土的強度 $f'_c\geq 5000\text{psi}$ ），以致問題叢生。甚至認為耐久性只要採用 II 型水泥、提高水泥用量及提高強度即可達到，而對於強塑劑及卜作嵐材料的使用深具排斥感，曲解認為使用在混凝土中將會破壞混凝土品質。所以工程建築物實際使用上，在短短十數年即顯露疲態、鋼筋生鏽、表皮龜裂、剝落等等。如此的傳統規範如果未加以更新改良，則若再次採用，十數年後其後果預期將如出一轍，即「提早夭壽」。此方面之論述早在西元 1988 年即已提出，故針對過去問題，透過 PDCA 的手段，謀求對策乃明智之舉。從西元 1990 年來，學術界的努力研究，台灣直至西元 1998 年及西元 2001 年公共工程委員會開始著手「公共工程使用飛灰要點」及「高爐石粉使用要點」後，才漸露耐久性正確的觀點。西元 1998 年中國土木水利學會混凝土工程委員會，將耐久性觀念植入「混凝土工程施工規範及解脫」中。西元 2000 年交通部也將 11 年來未曾修訂的規範，列入耐久性設計的內涵，重新燃起國內工程技術對耐久性設計的重視，「耐久性」其實才是混凝土最重要的指標，這是無庸置疑的。

2-1 混凝土與環境的互動

一、台灣的海域環境下鋼筋腐蝕

在台灣談混凝土耐久性，須由台灣的地理環境來討論。台灣地處中低緯度，為太平洋及亞洲大陸間之一大島嶼，屬於亞熱帶季風氣候。島內山地約佔 64%，而縱貫台灣中部偏東之中央山脈與冬季及夏季之盛行風斜交。冬季時受大陸的高氣壓影響，屬於東北季風型天氣，而春夏期間有連綿陰雨之梅雨季節，夏季則受西南季風及亞熱帶高氣壓

迴流之影響，屬於濕熱多雨型之天候。夏秋兩季並常遭受到颱風之侵襲。這種海洋性氣候很容易造成鋼筋混凝土發生鋼筋腐蝕的劣化現象。

針對台灣地區的特色，可將台灣區氣候劃分為七個地區，如圖 2-1 所示。各地區之地理氣候特徵如表 2-1 所示。在這種環境下，沿海結構物受到鹽份的侵蝕也相當大，見圖 2-2 所示，台灣靠西部地區的鹽份是不容忽視的，不同區域之相關腐蝕速率按照 ISO 腐蝕分類，如表 2-2 所示。其特徵如下：

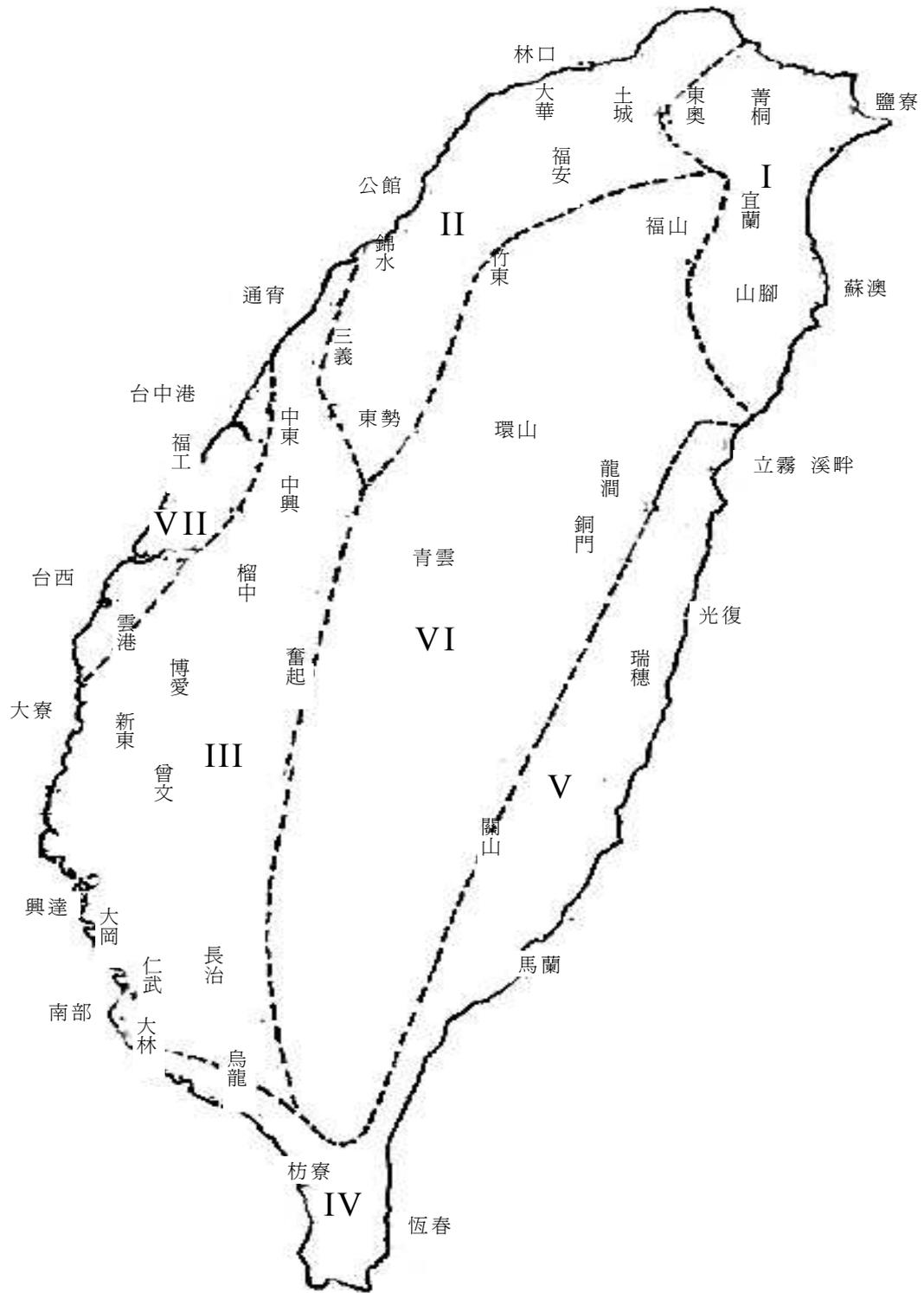


圖 2-1 台灣地區氣候分區位置圖

表 2-1 台灣地區氣候分區特徵

區 名	位 置 及 特 徵
第一區 東北區	位於本省東北角，包括台北縣及宜蘭縣之一部分。面海背山，受東北季風影響，終年多雨，尤其以九至十一月最多，冬季無乾旱。特徵為濕度大、雨量多、日照少。
第二區 北部區	包括台北縣之西北部與桃園、新竹、苗栗等縣之大部分及台中縣一部分山地。丘陵多、平原少、氣候特徵為東北區與西南區之過渡性質，面臨大陸之冷氣團南下之衝，冬季氣溫較低；新竹、桃園沿海冬季季風強。
第三區 西南區	包括西南部大安溪以南之所有平原及東側之丘陵地帶，氣候特徵為年雨量少，雨水集中夏季，冬季乾燥。本區地形平坦，日照充足。
第四區 南部區	本區在本島最南端之恆春半島，氣溫較高，90%之雨量集中於夏季冬季乾旱持續性大，多風，稱為「過山風」。
第五區 東岸區	本區在中央山岳東側之狹長地帶，地勢陡削，北段花蓮氣候與東北區相似，南段(台東)氣候近似於南部。日照時數較同緯度之西部平原為少。
第六區 中部區	本區包括全部中央山地，海拔高度多在 1,000 公尺以上，雨量較四周平地多，氣溫較平地低。
第七區 西岸區	本區於西部海岸之中間部分，由台中縣大甲至嘉義縣市、東路，亦即在大安溪口與北港溪口之間。地勢平坦，為本島雨量最少之地區，冬季風大，乾旱，農作物常受風沙及鹽霧之危害。

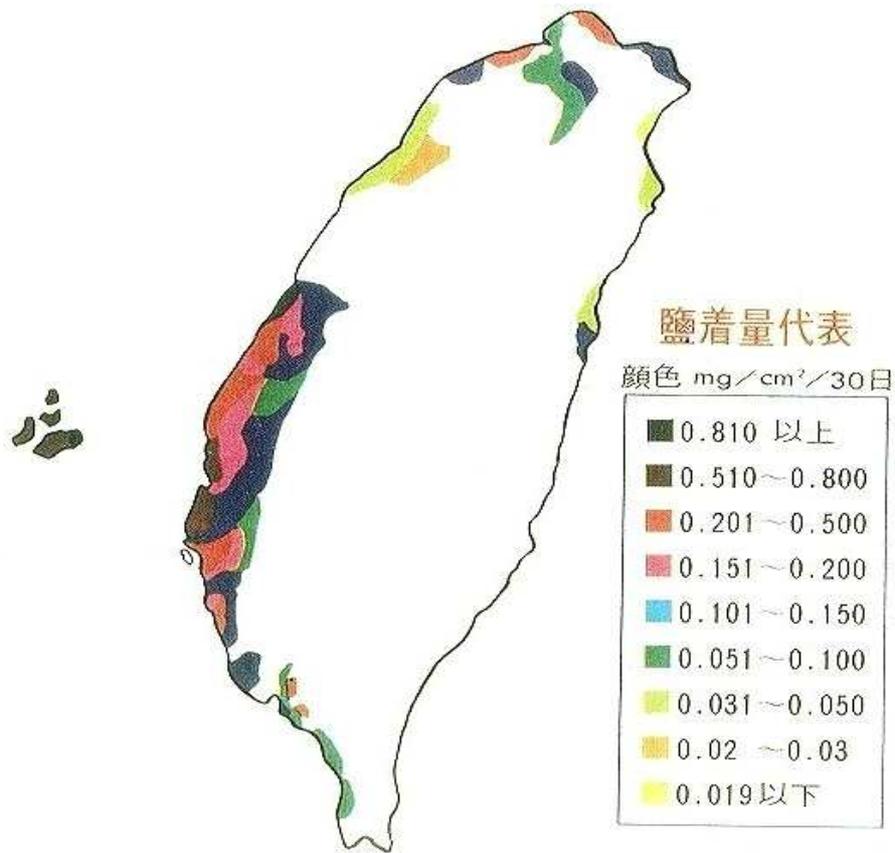


圖 2-2 台灣各地區之鹽份附著量最高值分佈圖

表 2-2 台灣省各地區環境與 ISO 腐蝕分類之對照表

區 域	ISO 分類	環境區分	備 註
基隆	C4~C5	都市、海洋	離海岸 10 公里內為 C5
北宜	C4~C5	都市、海洋	離海岸 10 公里內為 C5
台北、桃園、新竹	C3~C4	都市、鄉村	
新竹、苗栗、台中	C5	海洋	
彰化、雲林、嘉義、南投、花	C3	鄉村、都市	
台南、高雄	C3	鄉村、都市	台南、高雄環境為 C4
屏東、台東	C3	鄉村	林邊為 C5

國際標準組織 (ISO) 以各種金屬於開始使用後第一年，測得的腐蝕速率 ($\mu\text{m}/\text{yr}$)，按不同的五個腐蝕速率範圍區分作 C1 至 C5 五個腐蝕環境等級。其中 C1 為輕微腐蝕環境，C2 為低度腐蝕環境，C3 為中度腐蝕環境，C4 為高度腐蝕環境，C5 為嚴重腐蝕環境。而 C5+ 為惡劣

腐蝕環境，表示其腐蝕速率超過 C5 環境的上限值。

(一) 惡劣腐蝕環境 (C5+)

一般而言 C5+腐蝕環境多座落於重鹽害、強酸雨、或硫磺區內。例如花蓮、陽明山、佳洛水、及林口等地。

(二) 惡劣腐蝕環境 (C5+)

重鹽害及酸雨：都市環境、海洋環境、工業環境，例如基隆距海十公里範圍內，屬都市和海洋環境。另外小港、興達、高雄等對某些金屬而言都已達到 C5 的腐蝕環境等級。

(三) 高度腐蝕環境 (C4)

一般而言 C4 腐蝕環境區大益座落於輕度鹽害及酸雨地區，屬於都市環境、海洋環境、或工業環境。例如：基隆、台北、宜蘭等的市郊地區就是屬於鄉村及海洋的環境。

(四) 中度腐蝕環境 (C3)

一般而言 C3 腐蝕環境區大都座落於本省的山區地帶，例如：斗南、新竹等地區對某些金屬而言都已達到 C3 的腐蝕環境等級。

(五) 低度腐蝕環境 (C2)

本省屬於 C2 腐蝕環境區的地方不多，只有少數偏遠的山區才可能具有如此的低度腐蝕環境。嘉義縣奮起湖就是屬這種低度腐蝕環境。本省大部份的山區都是屬於這種環境。

(六) 輕微腐蝕環境 (C1)

這種環境大都是屬於非常乾燥的地區，各種金屬在這地方的腐蝕速率都很低。例如沙漠地方就是屬於輕微腐蝕環境，台灣並沒有這種腐蝕環境。

二、工商業快速發展下的環境劣化

台灣屬於高度工業化地區，由於工業排放污染物加上汽車所排放

之氣體，造成台灣地區空氣污染物、一氧化碳、二氧化碳、臭氧、二氧化氮的濃度相當高，見圖 2-3，又在高濕度及高降雨環境下，見圖 2-4，以致台灣地區雨水酸鹼度相當偏酸，見圖 2-5，此對台灣地區混凝土之設計會有酸蝕的問題產生，以致表面易產生粉化問題，在設計上必須特別注意。

1993-2002年 諸空氣污染物月平均濃度值比較圖

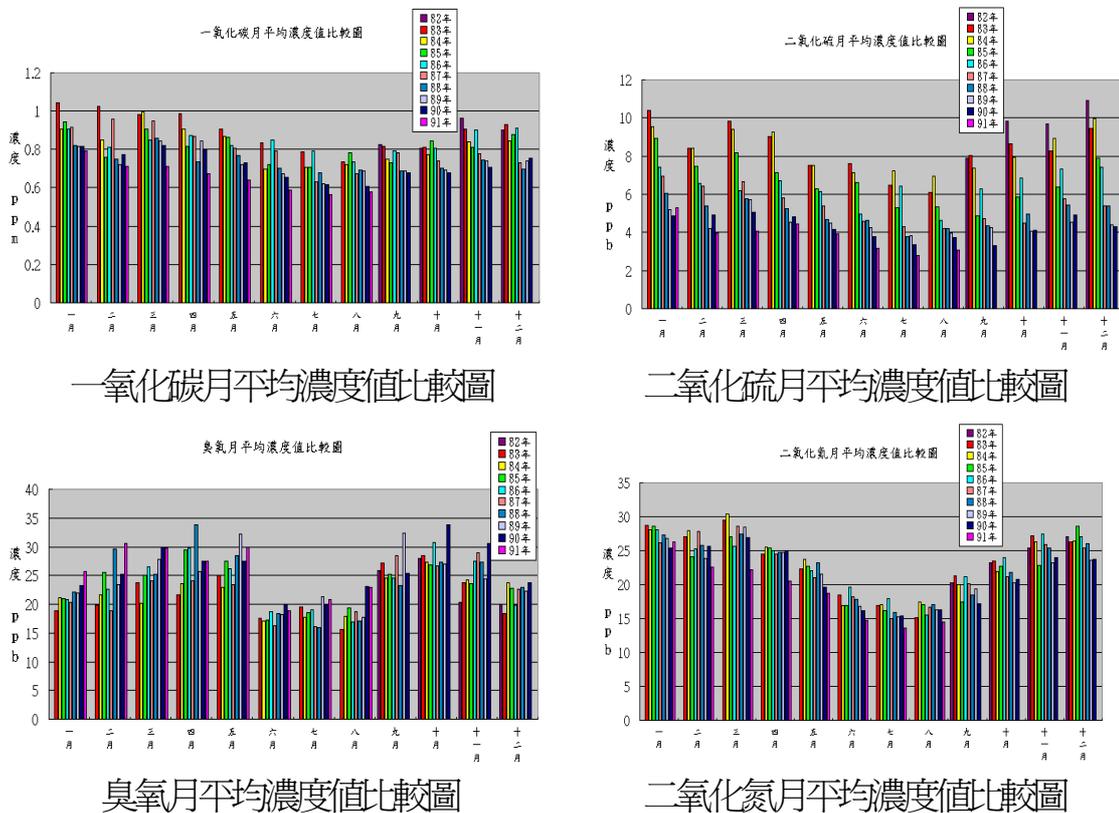


圖 2-3 台灣地區空氣污染物概況

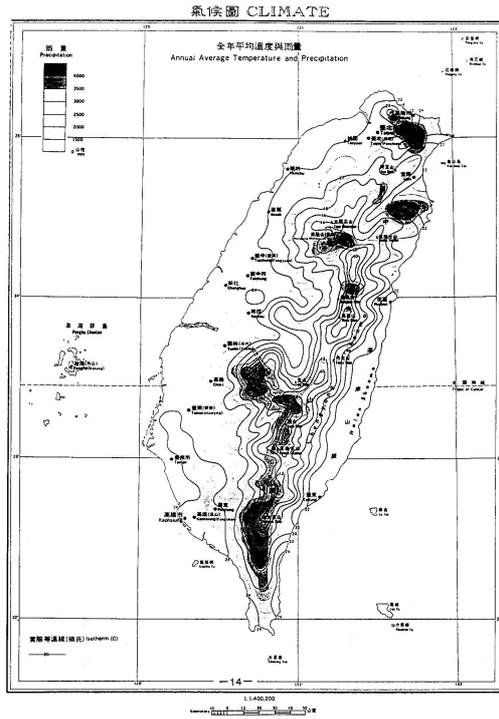


圖 2-4 台灣平均降雨量及平均氣溫分佈

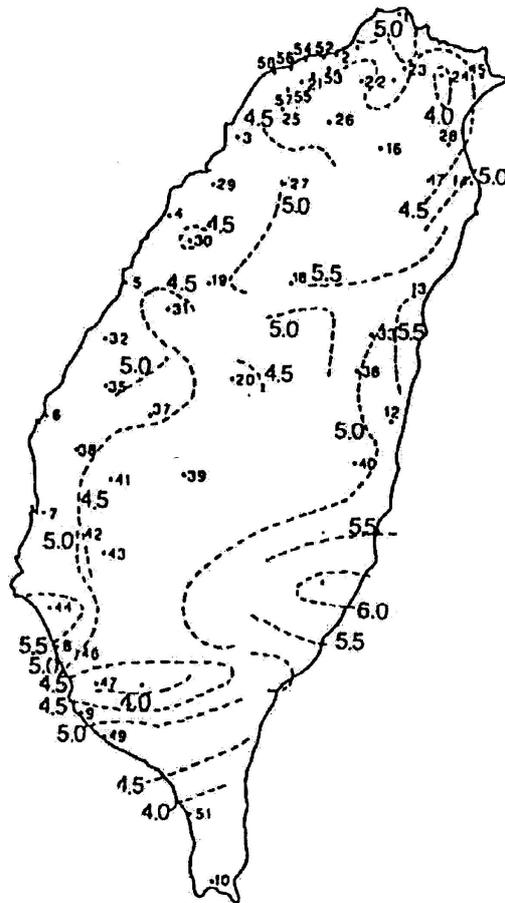


圖 2-5 台灣地區雨水酸鹼度 (pH 值)

2-2、混凝土耐久性的主要源頭－水

討論混凝土劣化問題，須探討任何一種組成材料的影響，因為任一材料的性質及材料相互間的變化，對耐久性都有某種程度的影響性，尤其這些材料的特性在界面都相當不同，此即一般所謂的「相容性」及「互制性」。

鋼筋混凝土組成材料包括骨材(A)，水泥漿(C+P+W)及鋼筋(R)，其組成成分比率及相互間影響性，都會造成「化學」及「物理」的反應，而相應產生耐久性的種類可區分為：

1. 物理耐久性：(1)抗凍融性；(2)抗乾濕作用；(3)抗溫度變化；和(4)抗磨耗性。
2. 化學耐久性：(1)鹼骨材反應；(2)抗硫酸鹽侵蝕；(3)抗酸鹼性；(4)金屬腐蝕；和(5)溶解及析晶。

圖 2-6、圖 2-7 及表 2-3 分別顯示混凝土劣化之物理化學及因應基因示意圖及歸納表。由這些歸納之資訊可看出耐久性應注意之內容，其中明顯指出「水泥漿」基因為耐久性問題的核心，尤其「水」的角色更是重要，因為水為混凝土施工難易度的重要因子，水也是水泥水化重要的介質，然而「水」又是造成有害物滲透之媒介，所以水進出混凝土的特性，對混凝土耐久性有相當不利之影響。因此水泥水化產生微觀結構變化，及骨材的特性，其在整體混凝土中所淵生的影響，均是耐久性必須考量的重點。

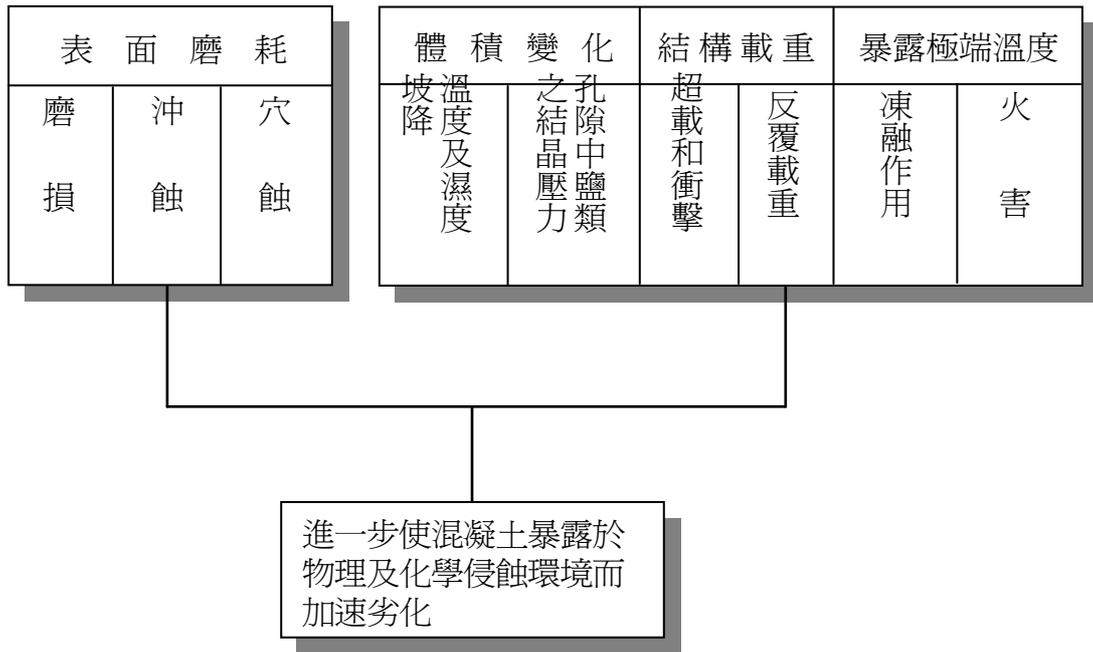


圖 2-6 混凝土劣化之物理基因示意圖

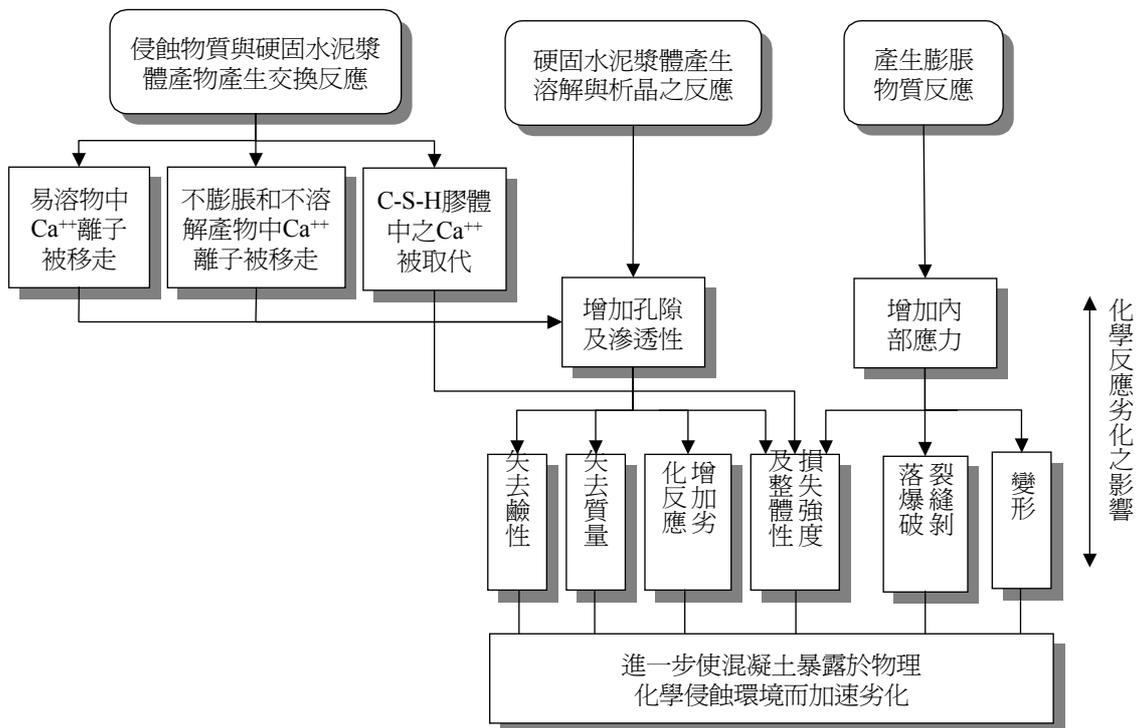


圖 2-7 混凝土劣化之化學基因示意圖

由以上的詮釋，可以理解混凝土不管物理及化學耐久性的主要基因，都與「水」及「水量」有關係，其次與「水泥的質與量」有關係，

更重要的是與「混凝土材料組合之滲透性」有關。混凝土中的水是用來促進水泥水化的主要物質，如果沒有水，水泥水化反應就無法進行，當然強度成長就會有困難。水量直接關係到工作性，然而水量過多，又會有泌水析離的問題產生，對耐久性有害，所以拌和用水量對混凝土的影響性，牽涉之愛恨情仇是值得探討的。

傳統 ACI 及國外混凝土配比設計方法，即是以「工作性」的大小，決定「用水量」的多寡，通常也就是拌和水量愈高，則坍度愈大。其次即依據「強度及耐久性」決定最高水灰比 (W/C) (ACI 318-89) 或水膠比 (W/B) (ACI 318-95)。按照 Powers 的理念，W/C 或 W/B 愈高，用水量愈多，則混凝土總孔隙愈多且孔隙直徑愈大，這樣對混凝土的耐久性有很大的負面影響。

表 2-3 混凝土物理與化學性劣化種、基因、控制變數及劣化機理 (黃兆龍研究室整理)

劣化種類			劣化機理	劣化機理說明	材料基因*		需要控制變數+(+愈多愈重要)																	
					P	A	R	W/C	W/B	W/S	W	C	fa'	Vp	P	sp	a/c	air						
物理性劣化	表面磨耗	磨損、沖蝕、穴蝕	剪應力 > 剪力強度。反覆車載(磨損), 水的磨損(沖蝕)激流作用(穴蝕)。	表面抗剪力不足, 造成表面被剪破壞。	√	√																		
	裂	體積變化	溫度坡降	水份喪失; 毛細管張力、表面能量改變。	乾燥時表面收縮 造成表面裂縫; 潮濕時表面膨脹, 造成內部裂縫。	√																		
			鹽結晶壓力	鹽結晶而當混凝土乾縮時產生楔作用	孔隙中鹽類結晶產生晶壓。	√																		
	縫	結構載重	超載重和衝擊	混凝土受拉緣應力超過破裂模數	設計不良或偷工減料, 損及強度; 或車輛超重, 另外路面不平整及接頭高程差過大。																			
			反覆載重	載重下之微的縫在覆載重下因應力集中而擴大蔓延	在特定載重下反覆之次數過多, 因而疲勞破裂。																			
化	暴露極端溫度	凍融作用	支配膨脹的因素: 1. 水力定律(Power); 2. 冰分離(Power); 3. 中孔卸水(Litvan); 4. 滲透性。	水結冰體積膨脹 9%, 造成冰鏡或壓力, 使混凝土分離。	√	√																		
		火害	骨材與水泥漿體異膨脹係數及水泥漿遇熱乾縮作用; 水泥漿體水化物的溫分解用。	劇烈溫度上升產生內外溫差, 而使水分無法順利排出, 造成崩解作用。	√	√																		
化學性劣化	溶解和析晶		氫氧化鈣被溶解而造成孔隙; 氫氧化鈣被溶解而與其它有害物質結合。	水份滲入混凝土, 溶解氫氧化鈣, 而於滲透面露出; 乾濕作用而將溶解物析出結構外。	√																			
	硫酸鹽侵蝕		四大步驟: 1. $SO_4^{2-}(t) \rightarrow$ 滲透 SO_4^{2-} (水泥) 2. $Ca(OH)_2 \rightarrow$ 溶解 $Ca^{2+} + 2OH^-$; 3. $SO_4^{2-} + Ca^{2+} + 2H_2O$ 析晶 $\rightarrow C \bar{S} \cdot H_2$; 4. $C_3A \cdot C \bar{S} \cdot H_{12} + 2C \bar{S} \cdot H_2 + 16H \rightarrow C_3A \cdot 32H$ 。	單硫型鋁酸鈣水化物與硫酸鈣鹽類作用, 而生成鈣矾石造成體積膨脹作用, 致分離混凝土。	√																			
	鹼骨材反應		1. 鹼分解並溶解活性矽或碳酸鹽之骨材; 2. 形成含水矽酸鹼玻璃 $S+N/KH \rightarrow N/K-S-H$; 碳酸與氫氧化鈣結晶; 3. 玻璃吸水形成溶膠滯留侵蝕周圍。	骨材之活性矽酸鹽與水泥中之鹼(鉀或鈉)作用產生圓狀裂縫, 滲出膠體, 一般呈現爆開或剝落現象。		√																		
	酸和鹼作用		1. $Ca(OH)_2 + 2H^+ \rightarrow Ca^{2+} + 2H_2O$; 2. $C_3S_2H_3 + 6H_3H_2O \rightarrow 3Ca^{2+} + 2SHn + 6H^+$ 。	鹼對混凝土的影響甚小, 然而酸性會因 H^+ 離子而加速氫氧化鈣之溶解, 甚至使 C-S-H 受侵蝕而產生矽膠。	√																			
	鋼筋腐蝕		1. 陽極反應: $Fe \rightarrow Fe^{2+}(aq) + 2e^-$; 2. 陰極反應 $2H_2O + O_2 + 4e^- \rightarrow 4OH^-$; 3. 沉澱作用: $Fe^{2+} + (aq) + 2(OH^-) \rightarrow Fe(OH)_2$; 4. 氧化生銹: $4Fe(OH)_2 + 2H_2O + O_2 \rightarrow 4Fe(OH)_3$	電化學反應造成鐵受氧化, 形成氧化鐵, 致使體膨脹而產生鍵結剝離、破裂或剝落現象。			√																	

*P,A,R: 分別指水泥漿體, 骨材及鋼筋; +W/C: 水灰比, W: 用水量, C: 水泥量, fa': 骨材強度, Vp: 水泥漿量, p: 卜作嵐材料, SP: 強塑劑, a/c: 骨材 / 水泥比; air: 空氣含量; 和++混用水泥化學簡寫符號: C-CaO, S-SO₂, H-H₂O, A-Al₂O₃, S-SiO₂。

雖然耐久性與水有密切關係的觀念被認同，然而在混凝土配比設計的時候，並沒有把「用水量」當作耐久性主要考慮因素，而只是當作工作性之考量。再者只重視水泥漿「質」(指 W/C 和 W/B)，而未考慮水泥漿「量」的重要性。若依據 ACI 318 只以降低 W/C 或 W/B 為主要考慮耐久性方式，間接用強度來決定混凝土耐久性的好與壞，忽略水泥漿與骨材間互制關係和混凝土體積穩定性問題，這對整體品質是不利的。

美國混凝土學會新版 ACI 318-95 的「結構混凝土規範」是有考慮到以 W/B 設計，容許適量採用「卜作嵐材料」。然而規範中可看出 ACI 318 最新版的規範雖然容許飛灰、爐石及其他天然卜作嵐材料的使用，可是使用這些材料觀念的改變，如果沒有相對控制「水泥量」及「水量」，則依加州博克萊大學 Mehta 教授的看法，仍無法保障結構物的耐久性，因為「體積穩定性」的問題仍然存在。

因此用水量和 W/C (水灰比)、W/B (水膠比) 及 W/S (水固比) 的相關性，和對混凝土的影響程度相當大，可歸納如下：

一、拌和水的特徵及規範

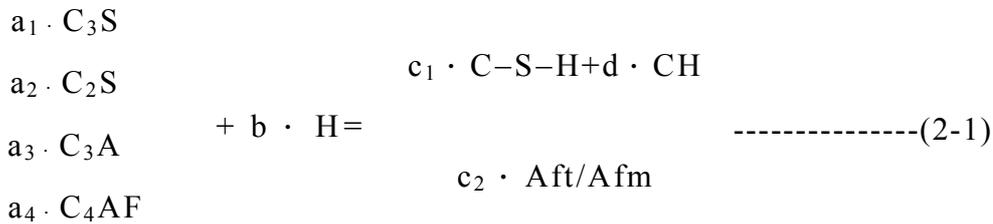
拌和水是水化最主要的物質，可是拌和水本身是一個雙極性的物質，水的分子大小約為 $2.54 \times 10^{-10} \text{m}$ (0.254nm)，所以幾乎可以滲入任何孔洞，如果沒有注意到水的移動特性，混凝土表面就容易產生滲水或白華。而卜特蘭水泥學會 (PCA) 之「配比設計及控制」一書中，指出「用水量太多的話，會產生抗壓及抗彎強度不足，水泥漿與骨材界面上產生弱帶，造成水密性與耐久性不佳，以及其他淵生的弊病」。

換言之，「混凝土中水量愈多，愈有害處」，但是，拌和水量就施工者的觀點並非如此，因為較多的水量可增進工作性，這正是在施工場合工人加水而無法阻止的主要原因之一。所以考慮混凝土耐久性係應以添加「強塑劑」來達成降低水量又達成高工作性的目標。

二、混凝土中水與水泥的水化

混凝土中骨材佔有全部體積的 60~75%，其餘 25~40% 體積為水泥及水所佔據。水的體積在水泥漿中所佔比例甚大(約佔 50%)，而在混凝土中約佔 14~21% 的體積。

水與水泥的水化基本反應可簡化式 2-1



水泥加上水以後，水化形成為膠體或晶體及氫氧化鈣。混凝土中用水量愈多，氫氧化鈣（CH）愈容易產生，見式(2-1)。對易溶於水的 CH，當然也愈容易匯集在混凝土中骨材之底邊及附近。以 C_3S 為例，充分水化所需的水不須太高， $W/C=W/S$ 只要 0.24 就足夠了，而在混凝土中為使骨材不產生沉降則水泥漿與骨材比重需相當，所需的 W/C 應是 0.096 以下，見圖 2-8 所示。但一般強度混凝土 W/C 大於 0.4，所以骨材必然沈澱，水量上昇形成泌水之水泥沫，此為不變的事實。但如水量過少，則水化無法完全進行，這對強度影響而言是可以理解的，另一方面亦會影響施工性，產生蜂窩及孔洞問題，將對結構安全性產生致命的傷害，所以適量有效調配這些材料，使它不會有蜂窩及孔洞亦是非常重要的工作。

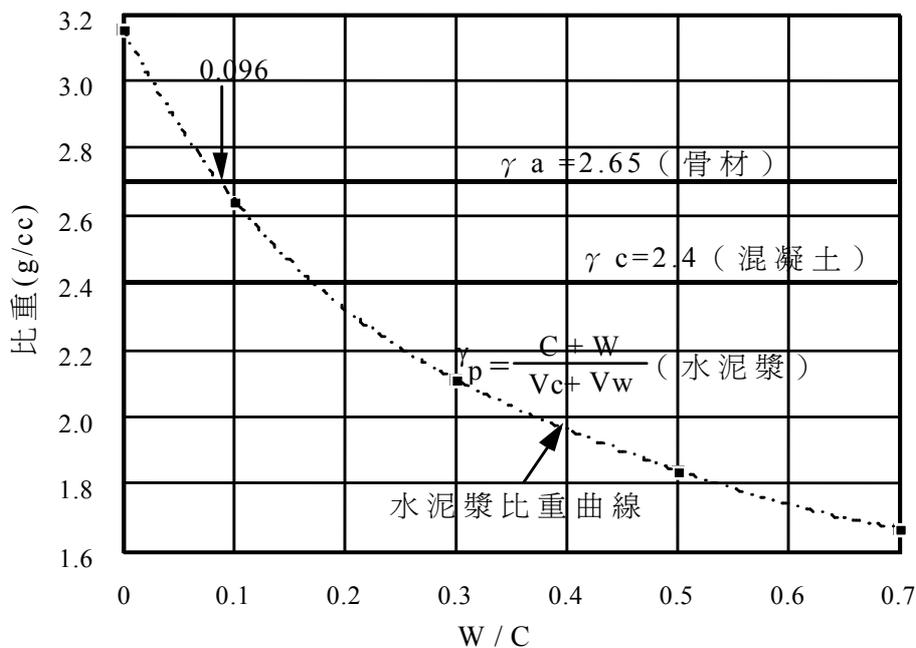


圖 2-8 水泥漿 W/C 與混凝土材料比重之關係

三、混凝土中水量與工作性

混凝土用水量與工作性是直接而密切的，用水量愈多，工作性愈好，這是傳統配比流程的第一步驟。如要有很高的工作性，一般會增加水量，然而水的比重最輕，其所調出的水泥漿亦較一般常重骨材為輕，水加太多，只要相對之 W/C 大於 0.096，自然骨材會有沉澱傾向，而生泌水或析離，因此水又對均勻性有不利的影響。傳統混凝土常採用高水量的設計 ($W_w > 170\text{kg/m}^3$)，易造成泌水及骨材沈澱析離，滋生嚴重表面裂縫及粉化泥沫，不得不慎。而緻密混凝土配比技術即是透過強塑劑與卜作嵐材料的使用，添加品質優良的強塑劑以大量降低混凝土中水量，達到良好工作性，又不會有沉澱析離問題，此仍混凝土耐久性設計必須考慮的重點。

四、水量與孔隙量

混凝土中所含的水量，如果不去考慮工作性，而單純就材料而言，水的用量愈高，則混凝土所含的孔隙量必然愈高。由 Powers「水泥漿體總孔隙」的公式可以改寫成「混凝土總孔隙」公式(2-2)：

$$P_c = W_w - k_1 \alpha - k_2 \beta \text{ -----(2-2)}$$

式中 P_c ：混凝土中之孔隙量；

W_w ：混凝土中之水量；

k_1, k_2 ：分別為水泥及卜作嵐材料所填塞之孔隙；和

α, β ：分別為水泥水化及卜作嵐反應之程度。

由公式(2-2)可看出用水量愈多，則孔隙量 P_c 相應也愈大。水量用的愈多，孔隙當然會增加，不僅強度減弱，而且造成孔隙的連通性，對整體品質是不利的。此處必須說明混凝土總孔隙指的是「巨觀孔隙」(Macro-porosity)，而 Powers 的「水泥漿孔隙」仍是「微觀孔隙」(Micro-porosity)。對混凝土設計而言，巨觀及微觀孔隙都必須加以重視，才能達到耐久性的目的。

五、水量與泌水及析離

混凝土中水量與骨材的比重是截然不同的，依據水泥漿的比重分析，見圖 2-8，如果骨材比重假設為 2.65，則水泥漿之的比重在 W/C 等於 0.096 下才會與骨材比重

相等。換言之，以目前任何強度的混凝土其比重都遠大於 0.096，所以由混凝土本質而言，尤其「高流動化混凝土」SCC，骨材都會沉澱至底部，而水及水泥漿基本上都有上浮的傾向，見圖 2-9。部份的泌水會累積在骨材下方將造成骨材與水泥漿的弱界面，見圖 2-10，如此會影響混凝土的均勻性。所以唯一讓水不會泌的原則為減水，而讓骨材不沈澱的唯一方法係骨材下方均為骨材，換言之，即緻密骨材系統才能防止骨材沈澱。當然西元 2002 年芝加哥 SCC 會議提到過去日本常用的增黏劑，或黏度改良劑 (VMA)，來改善沉澱的問題，但這是不正確的作法，因為無論如何沉澱必然發生，除非減水一途了。

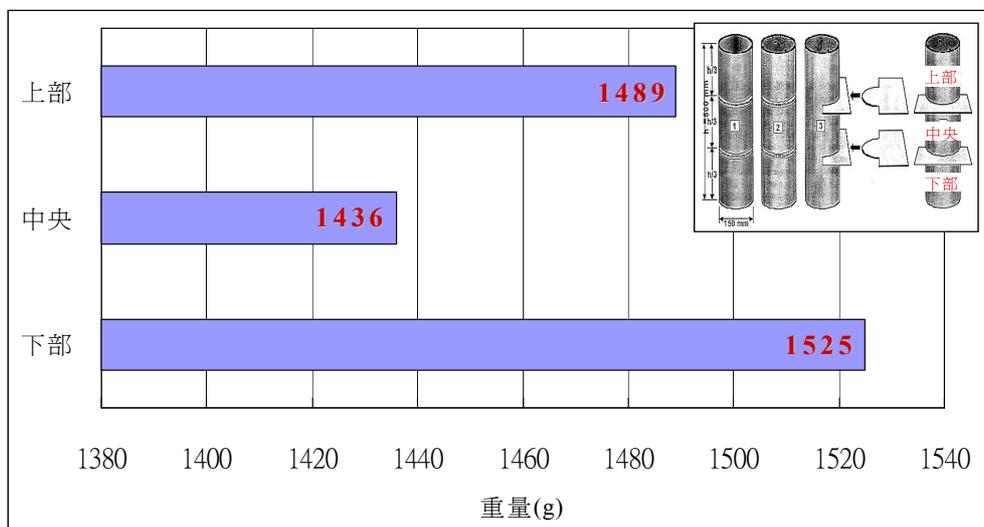


圖 2-9 SCC 中骨材沉澱的問題

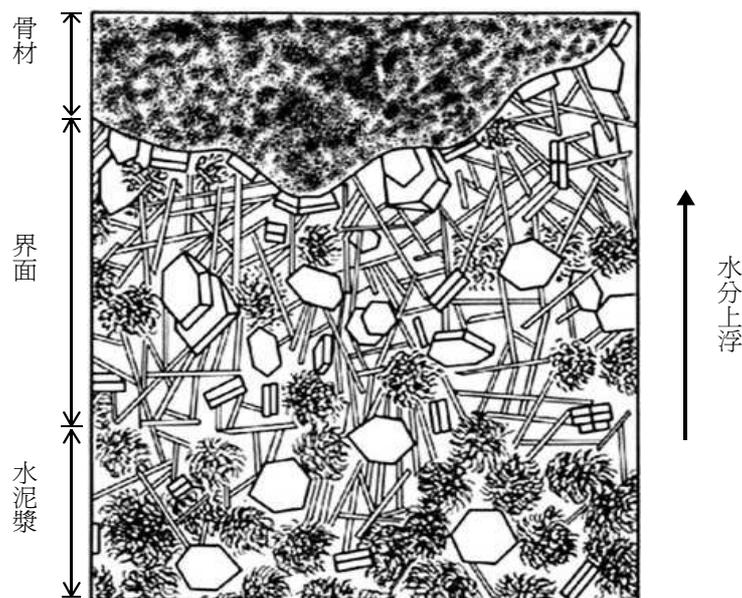


圖 2-10 混凝土骨材與水泥漿之弱界面

六、水在混凝土中的流動

有害物質進入混凝土中，及混凝土中之物質滲出或流動，都與水流動的難易程度有關。水在混凝土中流動的理論係依「達西定理」，滲流量與水壓力，即與一般所稱的水頭（h）成正比關係，滲流的大小即為滲透係數（Kp），滲透係數（Kp）與孔隙（Pc）的多寡及孔隙直徑的大小有密切關係，孔隙量愈多，孔徑愈大，均會增大滲透係數，由 Power 毛細孔修正公式(2-3)可推論與用水量（W_w），水化程度（α）及卜作嵐反應程度（β）有密切關係，依此「達西定理」之滲流量可簡化如下：

$$Q=Kp \cdot h=f(W_w, \alpha \beta)h \text{-----}(2-3)$$

水灰比（W/C）與滲透係數的關係有甚多之研究，證實 Power 之理念對水泥漿而言是正確的。針對不同 W/C 及齡期的影響，顯示齡期愈長，則滲透係數幾乎近似「零」，表 2-4 可以清楚看出固定 W/C 之新拌水泥漿到了某一齡期則孔隙幾乎是不相通的。

表 2-4 水泥漿體齡期對滲透係數的影響（W/C=0.51）

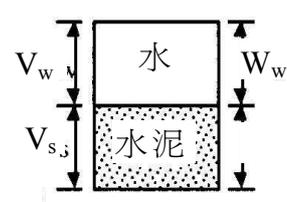
齡期（天）	滲透係數 Kp(m/s)	
新拌水泥漿	10 ⁻⁵	與 W/C 無關
1	10 ⁻⁸	毛細孔連通
3	10 ⁻⁹	
4	10 ⁻¹⁰	
7	10 ⁻¹¹	
14	10 ⁻¹²	
28	10 ⁻¹³	
100	10 ⁻¹⁶	毛細孔不連通
240（最大水化）	10 ⁻¹⁸	
註：水泥漿的 W/C 即為 W/S。W/C = 0.51 之體積比 V _w /V _s =1.61		

同理，對於不同 W/C（對混凝土而言為水固比 W/S），則由於水化關係，造成毛隙孔隙不連通的時間，亦隨 W/S 而不同。W/S 愈低則不連通之時間愈短，表 2-5 顯示不連通之時間。而水灰比對滲透係數的影響可由圖 2-11 看出，然而值得重視的

是混凝土滲透係數的縱座標為水泥漿之 100 倍。這點從水量佔有水泥漿及混凝土體積關係來看是不正確的，所以混凝土中連通的孔隙遠大於水泥漿，也暗示骨材與水泥漿之界面存在有泌水或缺陷，所以除了水灰比、水化時間外，界面的影響性是不容忽視，此也暗示傳統混凝土採用 W/C 來設計控制耐久性是不當的。由一般大壩的滲透係數，見表 2-6，可提醒減少弱界面的產生是增加耐久性的首要工作。緻密混凝土配比設計即透過減水及添加卜作嵐材料填塞空隙與孔隙的策略，改善圖 2-15 水泥／骨材界面，使混凝土幾乎無法透水，因此降低氯離子電滲量至 2000 庫倫以下，增加電阻至 20KΩ -cm 以上。

表 2-5 水泥漿體產生不連續毛細管孔所需之養護時間

W/C=W/S 重量比	V _w /V _s 體積比	養護時間(天)
0.40	1.26	3
0.45	1.42	7
0.50	1.57	28
0.60	1.89	180
0.70	2.20	365
> 0.70	> 2.20	不可能



$$\frac{W}{C} = \frac{W_w}{W_C} = \frac{W_w}{W_S} = \frac{W}{S}$$

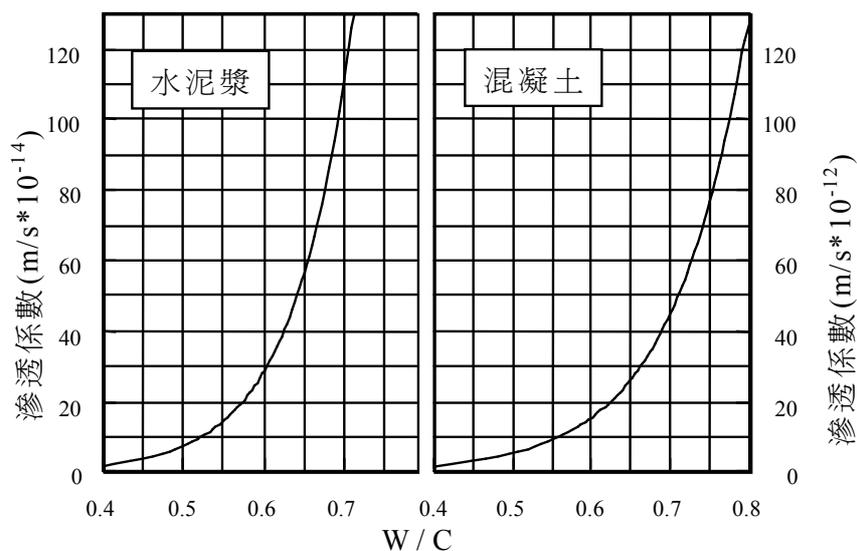


圖 2-11 水灰比對滲透率之影響(1)水泥漿體(2)混凝土

表 2-6 大壩的滲透係數 (Kp)

壩名	滲透係數 Kp=m/s
一般大壩	$8\sim 35\times 10^{-12}$
Hoover	1.9×10^{-12}
HungryHorse	6×10^{-12}
FlamingGorge	35×10^{-12}
Anchor	142×10^{-12}

七、用水量對耐久性之影響

長期耐久性質的評估，當然需借助長期觀測，可是因耐久性觀測時間過長而不可行，也不切實際，引用文獻加以推論，或引用古羅馬碩果僅存的千年建築物來佐證，反而較可行。耐久性最主要的物理化學變化基因，都與離子移動有關，因此可以針對離子移動的難易程度來判別耐久性，其中以電阻係數，或氯離子滲透率的檢測，較簡易且可於現場執行。

AASHTO T259 及 ASTM C1202 中亦有明確的規定，見表 2-7 所示，傳統混凝土 (ACI 318-89) 若無添加卜作嵐材料，則電滲電量均會超過 4000 庫倫以上，高性能混凝土採用低水量及添加卜作嵐材料一般均落在 2000 庫倫以下，此為低氯離子滲透範圍。由圖 2-12 可看出混凝土電阻係數與水泥漿量 (N) 及用水量的關係。水量愈大，非常明顯的其相對應的電阻係數愈低，表示水分子與離子在混凝土中很容易移動。

表 2-7 氯離子電滲電量

電流量 (庫倫)	氯離子滲透性
>4000	高
2000~4000	中
1000~2000	低
100~1000	非常低
<100	可忽略

另由圖 2-13 可觀察到 W/C, W/B, W/S 較低時, 明顯隨齡期電阻會增加, 且電阻增加率非常快。然而當 W/S 高到 0.108, 此點為傳統無卜作嵐材料之配比設計(ACI 318-89) 範圍, 同一工作度不同強度下之數據, 基本上若無添加卜作嵐材料, 其電阻幾乎是一樣的, 即使到 180 天電阻仍低於 10KΩ-cm 下, 因為用水量有利電子及離子的傳導或擴散, 所以電阻愈小, 有害離子移動愈易。

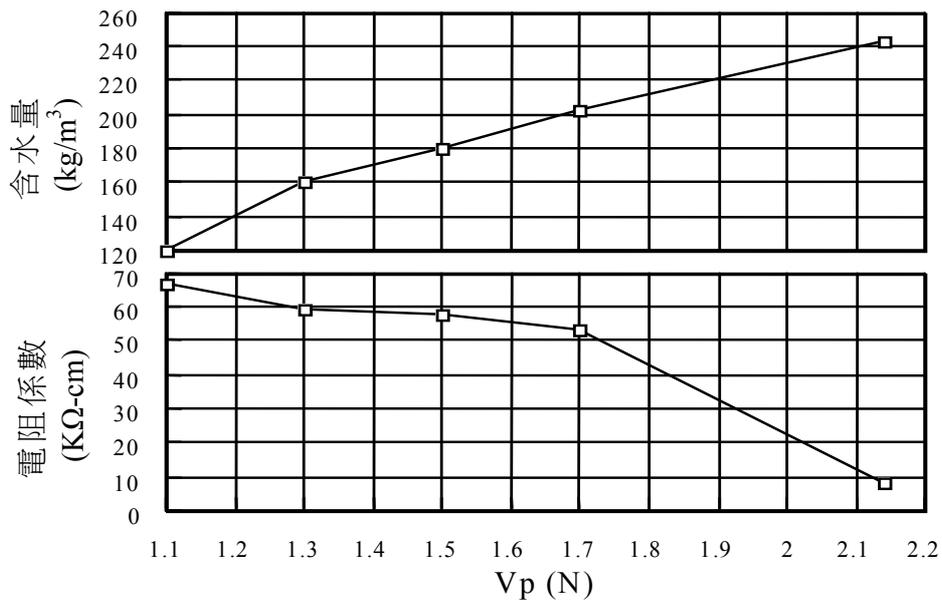


圖 2-12 水泥漿量及拌和水量對電阻係數之影響

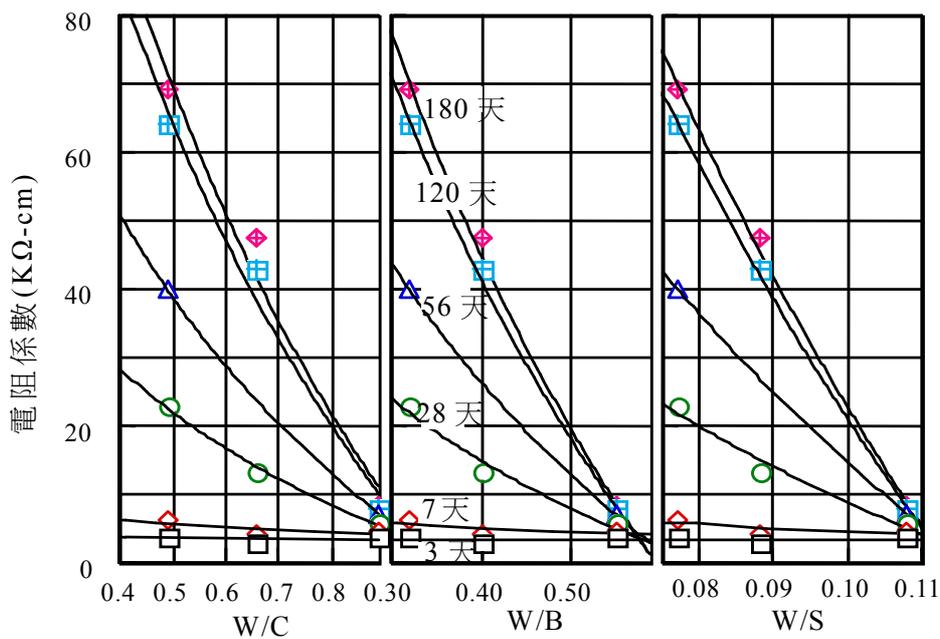


圖 2-13 W/C, W/B 及 W/S 對電阻係數之影響

另由圖 2-14 可看出來傳統配比方法（圖上標示 C 之控制組），因工作度由用水量決定，不管強度如何，同一工作度下之用水量是一樣的，傳統配比由 W/C 及 W/B 所表現出來的電阻值均呈近似水平線。換言之，傳統配比以 W/C 及 W/B 在同一工作度要求下，無法看出電阻的差異性，如果以 W/S 表示，則很明顯看出沒有添加卜作嵐材料之控制組幾乎是一個點，此與採用相同用水量之結果一致，對於應用緻密配比的混凝土在採用卜作嵐材料的狀況而言，W/S 則會隨拌和水量及水泥漿量 V_p 改變而變化，所以固定 W/B 下，改變水泥漿量及水量，可看出 W/S 之變化狀況。

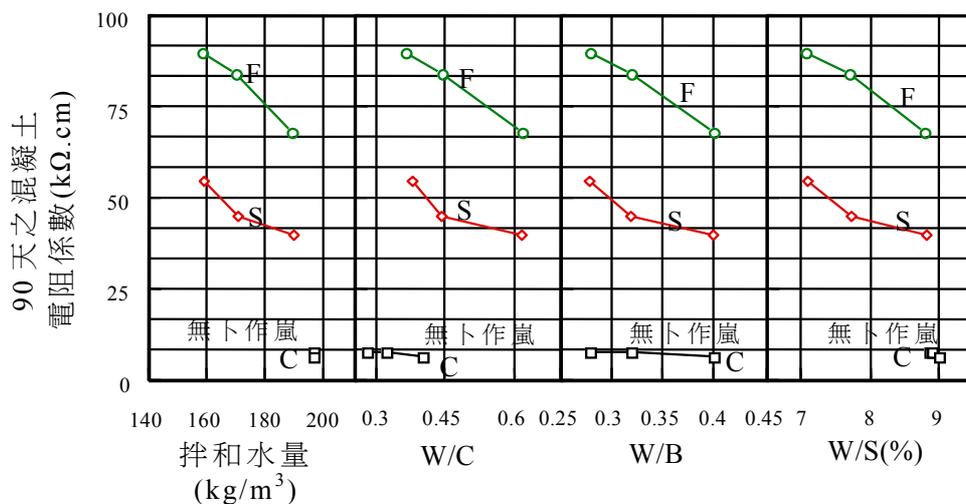


圖 2-14 用水量 W/C，W/B 及 W/S 與電阻之關係
 (圖中 S 及 F 分別表示混凝土中添加爐石 / 飛灰和砂灰 / 飛灰)

圖 2-14 又顯示砂灰 / 飛灰組之混凝土比爐石 / 飛灰組在長齡期下電阻高出很多，說明微米及奈米級範圍的砂灰對微孔隙的填塞的效益。W/S 低時，因配比中含高量卜作嵐材料，長期之成長速率甚大，用 W/S 來表示，效果比 W/B 表示更明顯，控制組配比，因用水量相同時，W/S 是相同的，傳統不添加卜作嵐摻料之配比在不同 W/C 下，同一工作性則幾乎有相同之電阻值，更說明公式(2-2)所計算孔隙對耐久性之重要性。

沒有添加任何卜作嵐材料 ($P=0$) 的條件下，此時如圖 2-15 所示 $W/C=W/B \neq W/S$ ，由數據顯示其電阻不隨齡期呈大量成長趨勢，其他添加卜作嵐材料者全部都以數倍的速度成長。所以用傳統「強度設計法」之 W/C 或用 ACI 318-95「耐久性設計法」之 W/B 而言要很小心，因為當強度相同，用水量不同時，其 W/S 亦不同，

電阻也會不同；而相同 W/S 時，如果沒有添加卜作嵐材料（即 $W/C=W/B$ ）；或 $W/C \neq W/B$ ，而用水量偏高時，電阻也會較小，甚至不會隨時間而成長。這對長期品質是沒有好處的，所以須將「添加卜作嵐材料」視為必要，再以強塑劑降低拌和水量並調整工作性。因此以「 $W/C \neq W/B$ 及低 W/S 」為束制條件，可表現耐久性之意義。

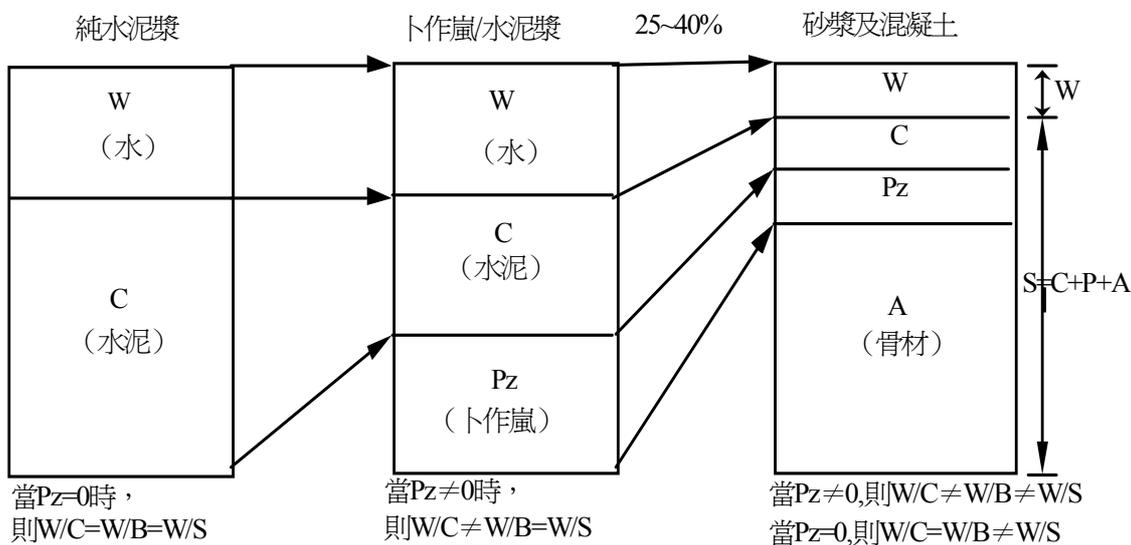


圖 2-15 W/C ， W/B ， W/S 對水泥漿體及混凝土之影響

混凝土的氯離子滲透量測，屬於圓柱試體檢測，在結構體上較難執行。原則上係在混凝土配比設計階段，確認混凝土配比性能所進行之試驗。電阻量測則可於結構上應用，若以氯離子滲透電量配合電阻為混凝土材料認定之檢測，則可求出二者之關係，再以電阻檢測進行結構體品質評估，可獲交叉確認品質及品質保證的功能。由電學的觀念，電壓為電流與電阻之乘積，即 $V = IR$ ，應用二者之一可以確認結構混凝土之耐久特性，圖 2-16 所示為電阻與氯離子滲透之 $V = IR$ 關係，顯示可依電阻與電滲之資訊來設計耐久性。

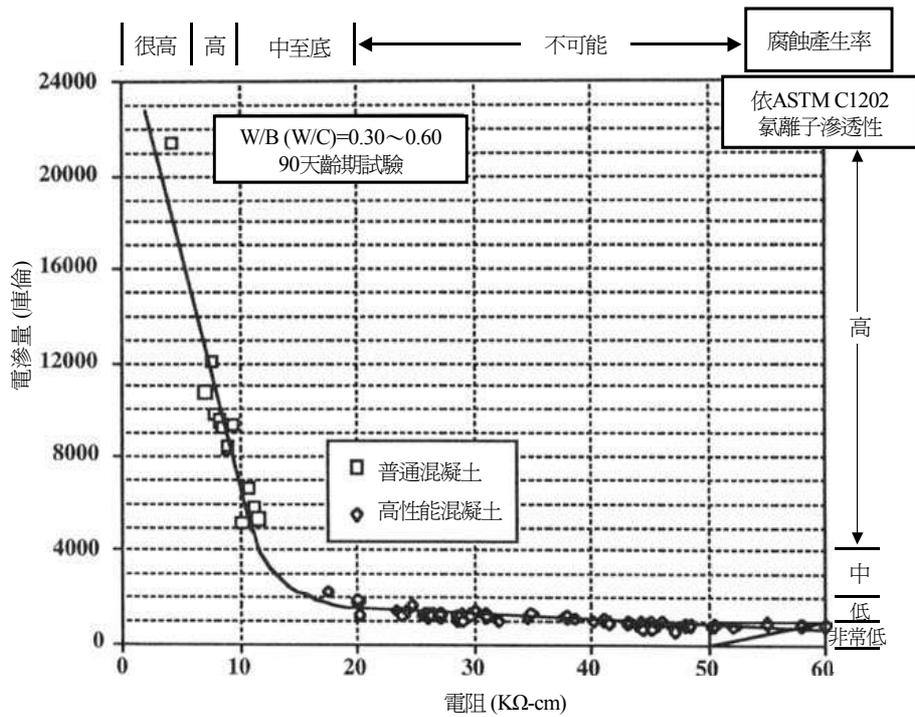


圖 2-16 電阻與氯離子滲透之關係

耐久性與電阻及孔隙之關係，如圖 2-17、2-18，即拌和水量過多時電阻係數大量降低，ACI 配比及傳統自密性或自充填混凝土 (SCC) 採用高量拌和水量時，如圖 2-24，依公式(8-2)及相應之水泥漿系統，顯示毛隙孔較大且多，當然電阻小；添加卜作嵐摻料，則孔隙較小及較少，如圖 2-24 上標示爐石 / 飛灰組及矽灰 / 飛灰組之電阻係數大為增加，尤其是矽灰 / 飛灰組。在此更說明以添加強塑劑，減少拌和用水量，及添加卜作嵐材料，對減少總孔隙及堵塞微孔隙是有幫助的，因此考慮混凝土耐久性是有必要添加這些摻料的。

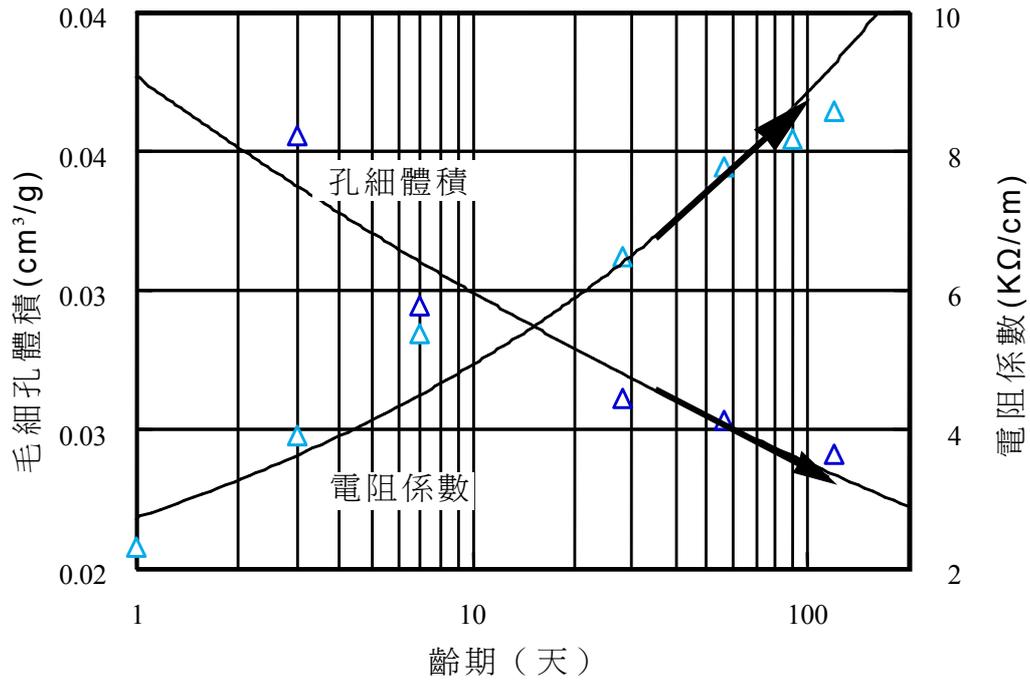


圖 2-17 毛細孔隙體積和電阻係數之成長關係

添加卜作嵐材料的功效，基本上減少滲透率達到 10 倍以上，而 $W/C=W/B$ (即 $P=0$) 之值愈大，對氯離子滲透率會有 2 倍左右之變化，所以傳統利用 W/C 來控制耐久性，對耐久性而言並無多大好處，在此特別強調「 $W/C \neq W/B$ ，及 $W/S < 0.06$ 」對耐久性的重要性了。

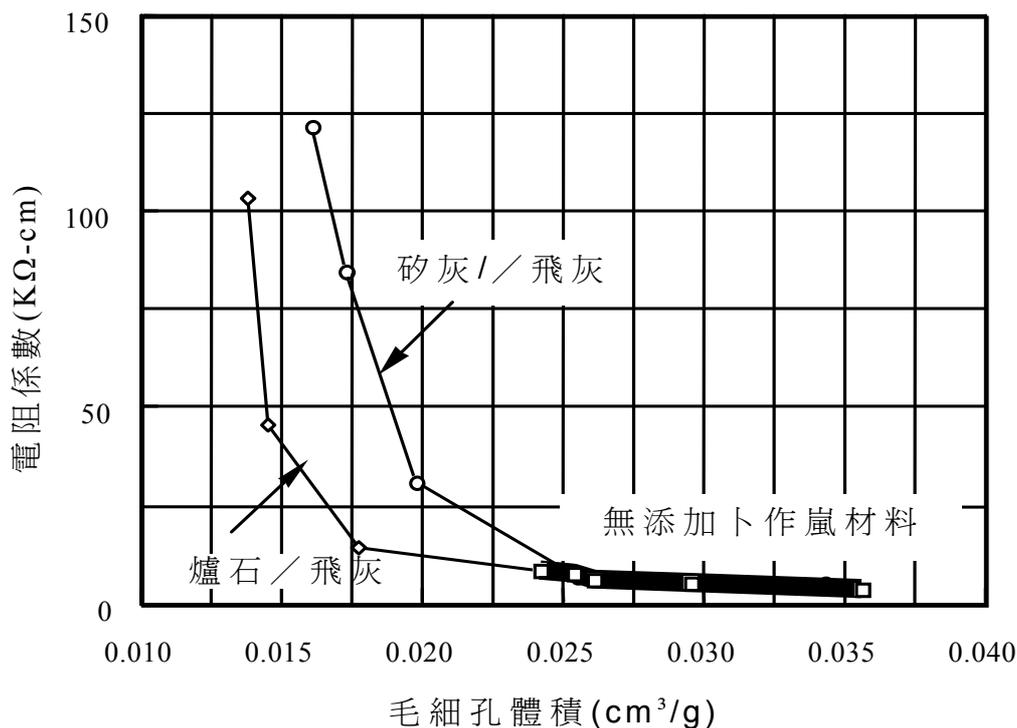


圖 2-18 毛細孔隙體積與電阻之關係

混凝土的耐久性對整個結構體安全性是相當重要的，然而雖然有相當多的研究資訊可考，但混凝土在實際配比及施工上，仍然無法達到理論上耐久性的領域，以致混凝土問題叢生，其主因是沒有將既有之耐久性知識，融入混凝土配比設計中，而施工時並沒有考慮到施工簡易及品質穩定的技術在內，任令預拌廠及泵送業者胡作非為，因此在配比設計中，不能只單獨考慮到「安全性」或「經濟性」，必須同時考慮到「耐久性」及「工作性」基因在內。西元 2000 年新版中國土木水利學會（土木 402-88）「混凝土工程施工規範與解說」中第三章「配比設計」中即指出，「耐久性應依據構造物用途、使用年限、維修成本及環境條件決定之」，一反過去不重視「耐久性」的問題。而物理及化學耐久性最大的基因是「拌和水」及「水泥漿量」，因此耐久性的設計，必須考慮減少水及水泥用量。

2-3 混凝土耐久性設計的理念及指標

混凝土對於耐久性設計係依照過去歷史的實績、災害、前人的研究成果彙整而得，歸納出耐久性設計必須由新拌混凝土、硬固混凝土至長期使用的角度加以考慮。經過分析歸納，可得到混凝土耐久性設計的基本準則為：

1. 混凝土中的水量及水泥量應愈少愈好，以防「乾縮及膨脹」發生；
2. 相對水泥的水量愈多愈好，讓水泥充分水化，以防「自體乾縮」的發生；
3. 混凝土的工作性應滿足施工者需求，以防止蜂窩、泌水及析離的產生。

在此準則下，混凝土可回復至古典混凝土的耐久性。類似高速鐵路或國際金融中心等百年以上設計之混凝土結構物，更需要耐久性之設計觀念。

一、減少拌和水及水泥漿的策略

為了達到耐久性的要求，無論工作性是高流動或低坍度，都有必要減少水量及水泥量，但要如何減少水量及水泥量，而不影響工作性及安全性。這一點有必要由已知的學理上來考慮，基本上可透過下列三種策略為之：

(一) 調整級配達最小空隙率減少漿量

調整級配使得大小粒徑骨材互填，俾能將骨材間空隙縮小，此觀念如同材料科學中，原子的堆積，堆積密度愈大，其性質愈佳。圖 2-19 簡示減少水泥漿量 (V_p) 的惟一辦法就是將「級配最佳化」，使孔隙率 V_v 最小。另外就是降低潤滑漿量厚度 (t)，或放大骨材粒徑以降低表面積 (S)。

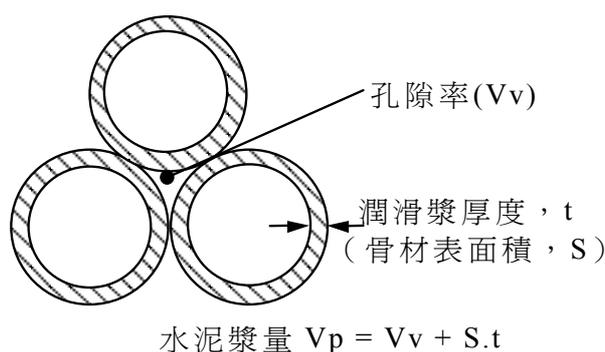


圖 2-19 調整級配達到緻密的效果

級配最佳化可透過大小粒徑骨材相互混合的方式達到，這種技術有很多理論，最典型的就「富勒曲線」，而漿量厚度的減少，可以透過減水劑或強塑劑等

界面活性劑的添加而使剪力降低，使骨材間的互動性較佳。達到同一高坍度及坍流度下，剪力仍然會以漿量較多而相對降低，見圖 2-20。另外的就是降低水泥漿的濃度，換言之，就是提高水膠比 (W/B)，降低剪力，見圖 2-21，然而這又涉及強度的降低。添加圓形顆粒的飛灰或矽灰，也可以因「球承滑動」的作用，而增加骨材間的滑移性。表面積 (S) 的降低，針對粗骨材常受限於模板、鋼筋間距的束制，只有針對放大顆粒數最多的砂來處理，似乎最有效，所以調高砂的 FM 至 2.8~3.2 範圍，亦即採用機製粗砂，所得效益最明顯。

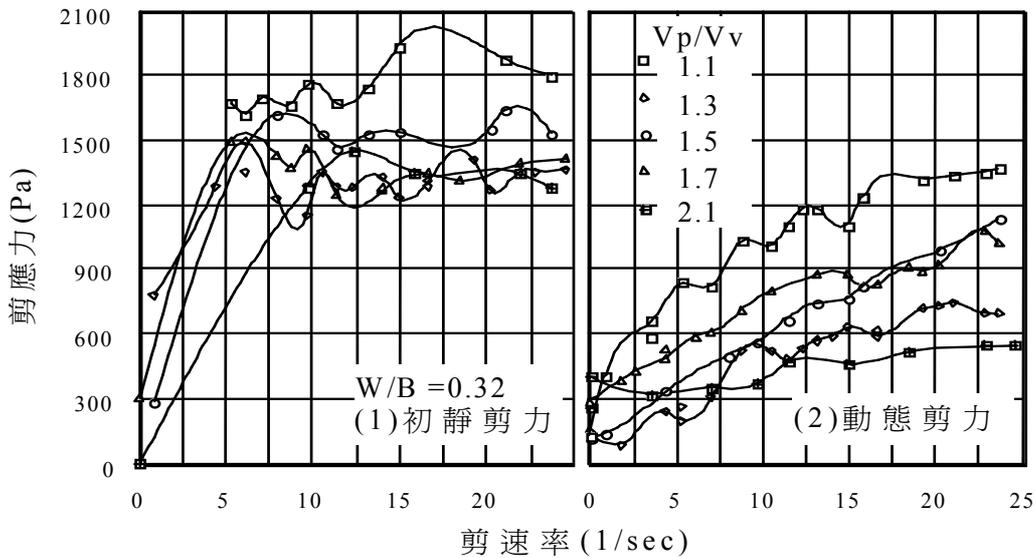


圖 2-20 水泥漿量對流變性質的影響

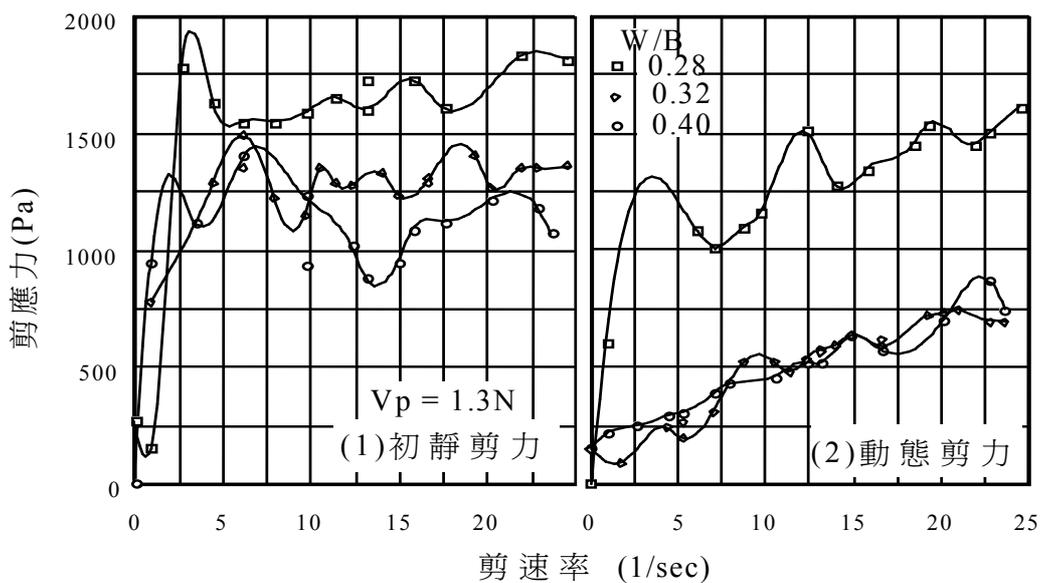


圖 2-21 W/B 對流變性質的影響

(二) 添加減水劑或強塑劑減少水量

添加減水劑或強塑劑的主要功能，為在相同的坍度下，添加減水劑或強塑劑，等於增加「虛擬水量」，而實際上水量（W）並沒有增加，因此在同一強度下，W/B 是固定的，所以水泥量相對的會降低，見圖 2-22 透過強塑劑的添加可以大量減少水量。

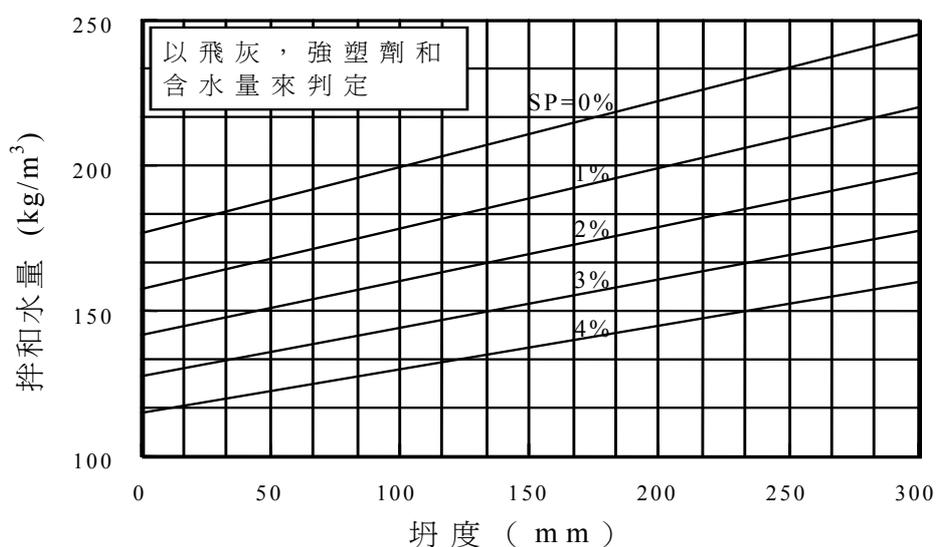


圖 2-22 同一坍度及同一強度下強塑劑與拌和水量之關係

(三) 添加卜作嵐材料增加微觀緻密度

卜作嵐材料的添加，在過去曾被嚴重誤解，以為添加卜作嵐材料，對品質會有負面的影響。事實上混凝土的品質是可以經由設計而得，透過添加卜作嵐材料策略的應用可以達到預期的特性。無論何種狀況，添加卜作嵐材料，在達到預期強度下，都可以減少水泥的用量，其主要機能仍透過卜作嵐反應交換作用，轉換易溶性之氫氧化鈣，或其他鹼性物質，成為穩固的 C-S-H 膠體，填塞顯微孔隙或空隙，增進材料的穩定性。

二、增強界面的鍵結性

混凝土中骨材與水泥漿界面是最弱的一環，見圖 2-10，如何強化界面強度，對於泌水、析離及骨材與水泥漿變形不一致等問題，要如何改善，才能增加鍵結性這是相當重要的。以下為幾項重要的策略：

(一) 降低水膠比

降低水膠比可以提高界面的品質，因而提高長期強度，而且使界面不斷強化，此仍須透過添加卜作嵐材料才能達成，由圖 2-23 所示。目前美國 ACI 318-95「結構混凝土規範」已將此列入「耐久性要求」，按台灣沿海區域其混凝土設計，均須考慮防蝕，其 W/B 應小於 0.4(強度 $f'c > 350\text{kg/cm}^2$)。另外 ACI 比較強調水泥「質」的選用，事實上採用水泥「量」的控制，水泥成份 C_3S 及 C_3A 總量管制會達到更佳的效果，此為緻密混凝土配比設計的精神。

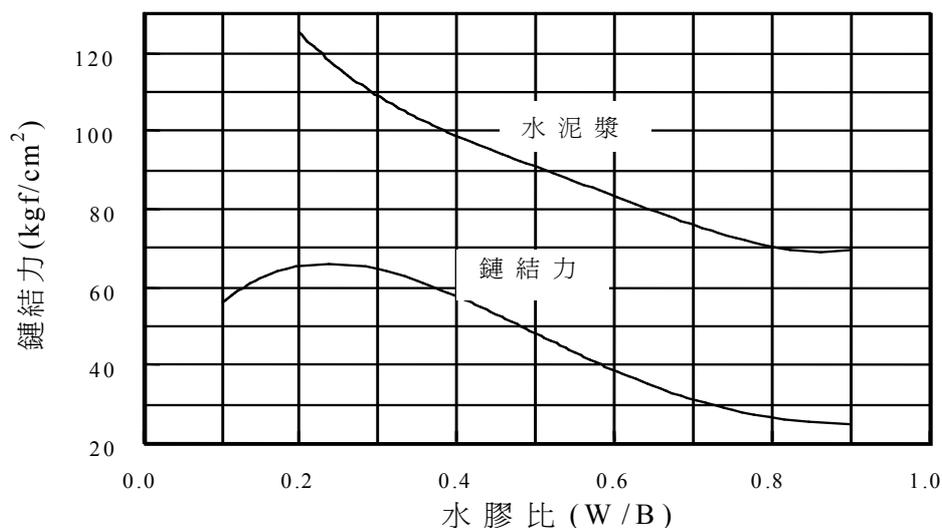


圖 2-23 降低水膠比增進鍵結力

(二) 降低水泥漿量及增加卜作嵐材料用量

降低水泥漿量對長期耐久性是有利的，圖 2-24 所示係以超音波非破壞檢測方法查驗混凝土的完整性，波速愈高表品質愈佳，波速降低表示劣化。水泥漿量在早期提供較高之超音波速，然而晚期因體積穩定性則較不佳，由超音波速的降低可預期內部產生的裂縫，此與水泥漿骨材變形不一致有關。齡期愈長則愈明顯，漿量減少同時也增加卜作嵐界面固化作用，這對混凝土而言是有利的，見圖 2-36 中漿量 (V_p) 之標示方向。

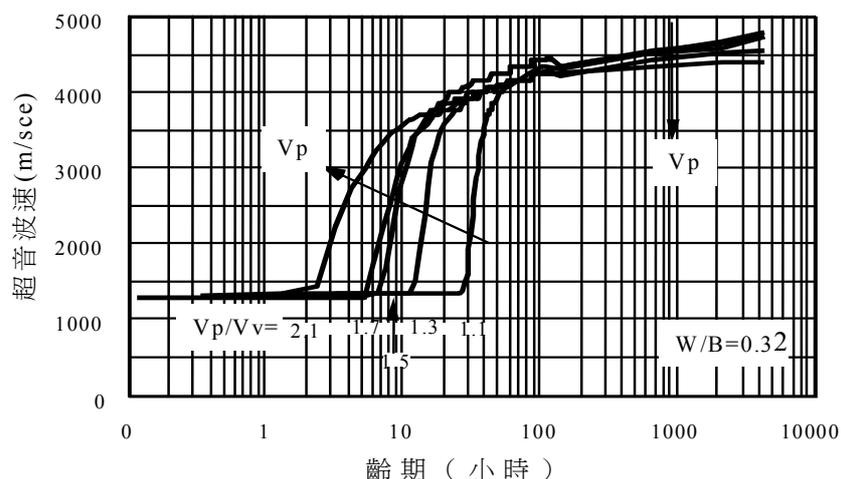


圖 2-24 水泥漿量對超音波速之影響

三、增加電阻係數及降低毛細孔滲透性

有害物質在混凝土中滲透或擴散，都是透過電動勢的趨動，傳統混凝土降低滲透性的方法，純粹由降低水灰比 (W/C) 的方式達成。經由試驗指出純粹降低水灰比 (W/C)，只對「水泥漿」而言是有意義的。但對水泥漿只佔 25 至 40% 的混凝土而言，只採用降低 W/C 是不足的，在 ACI 318-95「結構混凝土規範」，採用 W/B 的耐久性設計理念是有益的，然而更重要的是「水量」(W_w) 的影響更不容忽視，減低拌和水量對許多混凝土性質是有益的，見表 2-8 所示。所以針對耐久性而言，減低水量是值得採行的重要策略。

表 2-8 減低拌和用水量的好處

好處	原因
1. 增加抗壓及抗彎強度	減少泌水
2. 降低滲透性，因此增加水密性和低吸水性	減少骨材下方之泌水缺陷，免除滲水路徑
3. 增加抗風化能力	減少水分及有害物移動路徑
4. 增進新舊接續面及混凝土與鋼筋間的鍵結強度	減少界面粉化與水、泥末
5. 減少乾燥及潮濕造成的體積變化	減少巨觀孔隙失水收縮及水泥遇水膨脹
6. 降低收縮裂縫的機率	減少水量移出混凝土

(一) 降低水固比 (W/S_{min})

對整體混凝土而言，降低拌和水量而增加固態材料的重量是有益的，換言之，降低水與固體之比率 (W/S)。降低拌和水量而不影響工作性，採用強塑劑或減水劑及應用微米或奈米材料（飛灰、矽灰）等卜作嵐材料是必要的。

(二) 使孔隙細緻化 (γ_{max})

如果混凝土由 W/C 控制，而無添加任何卜作嵐材料，則滲透性會隨 W/C 降低而降低，但若 W/C 過低 (<0.42)，則自體縮裂會產生，以致長期滲透性會隨內部裂縫之增加而增加。所以有必要添加卜作嵐材料，利用卜作嵐反應，由其生成物填塞微孔隙的策略，使得孔隙變細且減少，見公式(2-2)所示之 $k_2\beta$ 項，因此而增加電阻係數，尤其次微米尺寸的矽灰添加更可以使電阻係數提昇至 $100K\Omega\text{-cm}$ 以上。

四、鋼筋防蝕特別規定

當鋼筋混凝土結構物暴露在海域環境下或地下水鹽化地區，則鋼筋防蝕變得特別重要，以下為配比設計應考慮方向。

(一) 控制混凝土材料中氯離子含量

針對 28 天至 42 天硬固混凝土材料所含水溶性氯離子濃度，不得超過表 2-7 所示之濃度，這些氯離子都是來自混凝土組成材料，包括拌和水、骨材、膠結料（水泥、卜作嵐）和摻料。所以配比設計時應事先控制總氯離子濃度。

(二) 降低氯離子滲透量

依據 AASHTO 規定，混凝土具防蝕性能其氯離子滲透電量必須小於 2000 庫倫，見表 2-7 所示，為達此一目的必須添加卜作嵐摻料。此種作法也可以增加混凝土的電阻係數至 $20K\Omega\text{-cm}$ 以上，如圖 2-25 及圖 2-14 所示。

(三) 確保混凝土品質及保護層厚度

鋼筋暴露於卻冰鹽、鹽水、有鹽分之水、海水和此等有害物鹽分之霧氣中者，必須依據規定，控制混凝土最大水膠比及最低抗壓強度。更重要的即必須確保有足夠有保護層厚度，及由料源管制、製程管制與成品管制的控管流程保證品質，使混凝土由施工至使用階段無裂縫缺陷的產生。

電阻係數	Brian & Alan	Taylor Woodrow	Vassie
2	非常可能 發生腐蝕	腐蝕程度 非常高	幾乎發 生腐蝕
4			
6.5	非常不可能 發生腐蝕	腐蝕程度高	可能發 生腐蝕
8.5		腐蝕程度 中等至低	
12	不可能 發生腐蝕		
16			
20		不致發生腐蝕	

圖 2-25 混凝土電阻與鋼筋腐蝕性

五、新拌混凝土應保障最佳之施工性能

混凝土未必全然是高流動性的 SCC，完全依施工者需求而定。當然早期發展高性能混凝土是高流動性為主要訴求，但是發展了十數年後發覺其實「高性能混凝土」最終目的還是「結構體的高性能化」，亦即「耐久性」才是最終之依歸。但是工作性不佳，則蜂窩會產生，而且工地工人易因加入大量水以助工作性，但反而造成泌水、析離及劣化現象，反而不利耐久性，所以適當「工作性」對耐久性當然有影響。然而，若為了工作性而大量加水及因而提高水泥量（維持 W/C 不變），雖短期上確保了安全性、表面無缺陷的品質，然而因為「塑性收縮」、「自體收縮」、「乾縮」、「潛變」等物理化學反應，使混凝土內外劣化，對混凝土長期耐久性是不利的。換言之，那種設計理念是不正確的設計。所以，工作性考慮的層面其實也是很重要的。

傳統上，增加工作度的方法均是以增加拌和水量為主，然而「拌和水量」乃耐久性之主要「劣化基因」，必須採用添加減水劑及強塑劑來增加潤滑性及降低拌和水量，否則一旦又要求高強度，則較低 W/B 下，水泥的用量會增加，而增加水泥水化反應速率，將影響 45 分鐘之坍度及坍流度，造成嚴重工作度損失。換言之，「水泥

用量」是混凝土 45 分鐘後工作性（坍度損失）及長期耐久性之「劣化基因」，有必要儘量降低水泥量。

上述設計的原則，基本上係採用飛灰或爐石等卜作嵐材料及加上強塑劑等來達成目的，而不採用美國 ACI 及中國土木水利（402-88）「混凝土工程施工規範與解說」中所述「直接增加拌和水量及水泥漿量」的錯誤方法，以防止混凝土因水泥量過多或水量過多而劣化的富貴病。由以上說明，達到良好工作度的策略如下：

（一）使用良好的級配及粗砂

見圖 2-26，水平軸顯示粒徑愈大，則因表面積（S）愈小，骨材流動所需之潤滑漿量愈少，混凝土所需拌和水用量及相對水泥量愈少，這當然對顆粒數量最多的砂而言，放大粒徑（FM）採用粗砂，更俱重要性。同時空隙（ V_v ）因級配較佳而減少，所需之填充水泥漿量相應可以降低，因此在同樣漿量條件下，級配佳的骨材，工作性相對會提高。

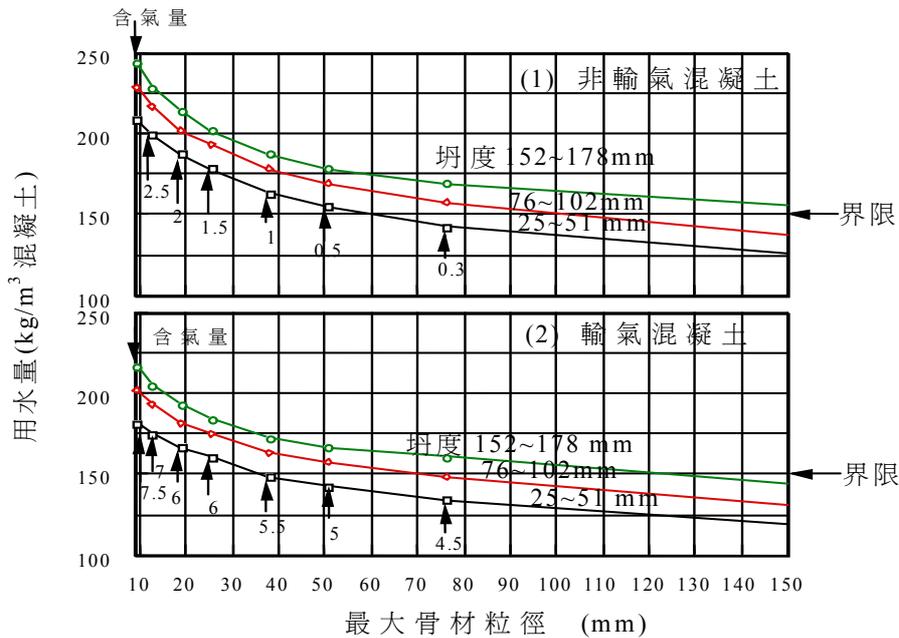


圖 2-26 不同最大骨材粒徑及坍度條件下混凝土建議用水量及輸氣量

（二）使用高性能減水劑

工作度要求愈高，則傳統混凝土所需拌和水量必須提高才能突破界面剪力，產生相互滑動。然而，過高之水量並不恰當，目前建議拌和用水量應在 150kg/m^3 以下為宜。減少拌和水量，並且增加潤滑效果是唯一的途徑即強塑劑之使用。透

過界面潤滑的功能，使潤滑漿厚度減少，但仍具有良好滑動性，這是非常重要的方式。未來如果有能減水 50% 的強塑劑發明，是混凝土設計者所期盼的，如此才有可能使拌和水量降至 $100\text{kg}/\text{m}^3$ 以下，混凝土體積穩定性將非常好，而達到高耐久性的混凝土範圍。

(三) 添加適量卜作嵐

添加卜作嵐摻料，包括如飛灰、稻殼灰、爐石粉、矽灰，或岩石礦粉等，物理上任何可填充骨材間之空隙，增加接觸點的材料均有助益工作性。如果填充料又是圓形顆粒，如飛灰或矽灰，可藉由「球軸承」的效益，助長材料間的滑動，對工作性更加有益。然而，必須注意其添加量應考慮物理及化學效應，詳細計算，並經過驗證，否則添加量過多，而未調整砂之細度，反而會因細粒料吸水過大，而造成過度黏稠的困擾。通常混凝土設計者宜調高砂的細度模數 FM 由 2.8 至 3.1 範圍，即為減少過黏的問題。

(四) 輸入適量的空氣

輸氣的方法，如同製作蛋糕般，因為空氣量的增加，相對增加漿量體積，有助工作性，同樣坍度所需的拌和水量自然減少，一般可以減少 10~15% 的拌和用水量，比較圖 2-26(1) 及 (2)。但是此種方法必須注意到添加空氣量，將會損及強度，需小心修正之。1% 輸氣量，約減少 5% 抗壓強度。另外，輸氣量過多，因黏稠度也會增大，則會降低坍流度。

2-4 混凝土施工養護對耐久性的影響

混凝土一旦有裂縫，則鋼筋混凝土內之鋼筋即刻收到有害物之侵蝕，而產生銹蝕現象，當然混凝土內外變成無界限，耐久性即刻產生問題。所以養護對滲透性有相當的影響，而養護時間愈長，則水密性愈佳。水中養護較蒸氣養護有較佳抗腐蝕能力，故建議浸水或泡水養護。目前國內過度採用乳液護膜養護，或忽視養護的重要性，造成甚多嚴重塑性龜裂的問題，如台北捷運木柵線高架段之帽梁龜裂問題，此皆會造成如圖 2-27 所示裂縫，而加速鋼筋腐蝕的速率，造成長期結構之安全性降

低，亦即耐久性問題，所以養護工作舉足輕重也。

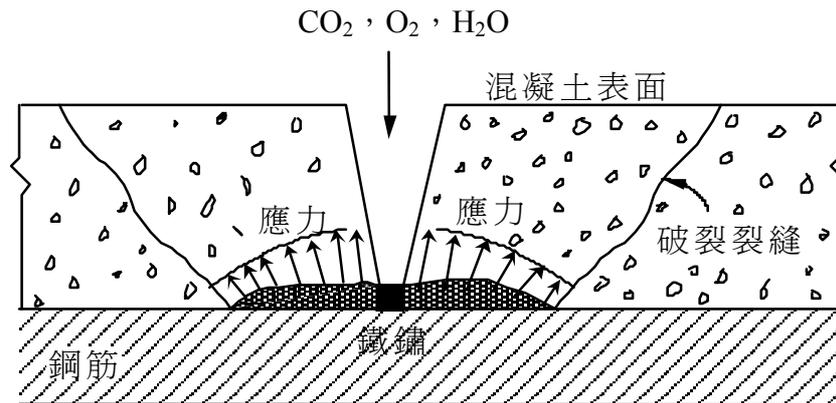


圖 2-27 有裂縫混凝土內鋼筋腐蝕狀況示意圖

一、一般大氣中養護

大氣中之養護，指的是將混凝土置放在空氣中養護的方法，此為最通俗的作法，但也是最容易被忽視的部份，因此常造成強度及耐久性劣化問題，所以必須要瞭解影響養護的因素，才能找出保障的對策。圖 2-42 顯示養護對強度發展之影響性，濕養護時間不夠明顯是會對強度產生劣化的結果，而且劣化影響隨時間增長而加劇，可見妥善養護的必要性，一般濕養護 7 天以上之混凝土強度可達全程濕養護混凝土強度的 85%，為規範要求之濕養護期限。以下為養護狀況、濕度、溫度之影響。

(一) 養護環境的影響

1. 間歇養護

在實際施工作業中，由於工作環境、時程控制及施工放樣的習性，在工地常常無法進行經常性的養護，以致混凝土受到濕潤及乾燥反覆作用，造成結構體內部產生裂縫，以致逐漸使混凝土失去整體性，甚至滲漏的狀況發生。圖 2-28 顯示出混凝土如果經過持續性的濕養護，理論上強度是不斷地成長，但是如果只濕養護數天，就被置放大氣中，表面看來剛開始強度反而上昇，此乃表面乾縮產生束制作用所造成。但隨時間水分蒸散，表面產生裂縫，強度有漸次下降的趨勢，此點更指出隨著乾燥的持續，水分不斷的蒸發擴散，裂縫持續產生問題是必須重視的，所以適當的養護是很重要的，尤其水泥漿量愈多（由 1.1Vv 增至 1.9Vv），則抗壓強度降低的愈多。

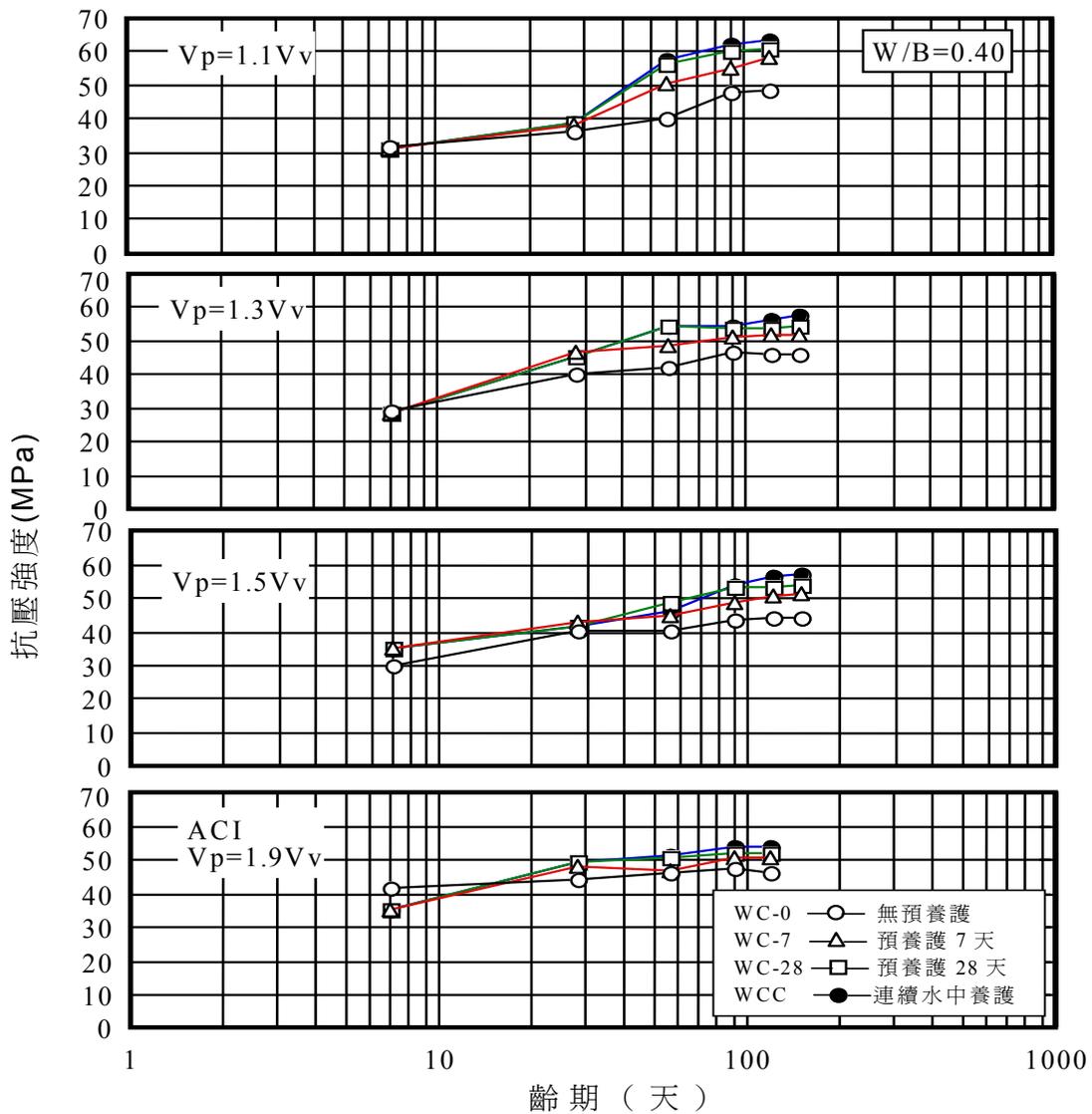


圖 2-28 混凝土養護時間對抗壓強度的影響

2. 相對濕度的改變

養護濕度對混凝土性質的影響，端視濕度對毛細管孔的影響程度而定，如果養護濕度低於 80% 時，除水化會終止外，另外也會因毛細孔水的失去而產生裂縫。但密封的水泥漿體，如果水灰比 (W/C) 小於 0.42 時，則「自體乾縮」會產生。如果水泥漿過多，加上防護不當則塑性收縮的可能性增大，以致混凝土失去整體性。

基本上養護愈完全，其強度發展愈佳，如圖 2-28 中連續濕養護之曲線 (WCC)。而在大氣中養護之影響，缺乏足夠之養護水分，對水泥漿體強度之發展非常不利，所以養護環境中，濕度保持愈久，或養護齡期愈長，其各項機械性質亦愈佳 (見 WC-7, WC-28 比較 WC-0)。由圖 2-29 顯示，相對濕度 80%，

且在 25°C 常溫環境下，完全沒有預先濕養護於飽和石灰水中試體之強度，只有在前 3 天有成長之跡象，7 天以後則成長有限。預先濕養護 7 天及預先濕養護 28 天之試體，置放於相對濕度 80% 初期強度有超越持續養護之試體，此乃因外圍乾燥之環境迫使試體內表面之水份向外快速擴散排出，導致水泥漿體收縮產生「擠壓效應」，而提高水泥漿體之承壓能力之假象，故會稍高於同齡期飽和石灰水中養護試體之強度。當漿體中水份散失過多，致使水化所需用水不足時，則強度成長便減緩或停滯，由圖 2-30 亦可看出在相當低的相對濕度 50% 環境中，無預先濕養護之水泥漿體中於水份更加快速排出，故其強度之成長更少且緩慢，概略至 3 天時即呈嚴重劣化，強度降低現象；而預先濕養護 28 天之強度，雖亦有堆積效應產生，但隨著齡期之增加，其強度則有加速劣化下降之趨勢出現。可見持續養護之重要性，然而實際施工上是不可能的。對於低水膠比之高性能混凝土，如果養護之水分不足，則表面水分將快速蒸發，尤其高含量飛灰及爐石等卜作嵐材料的條件下，這將嚴重影響強度，所以建議施工完成後，即刻泡水養護至少三天，而以七天養護效果最佳。

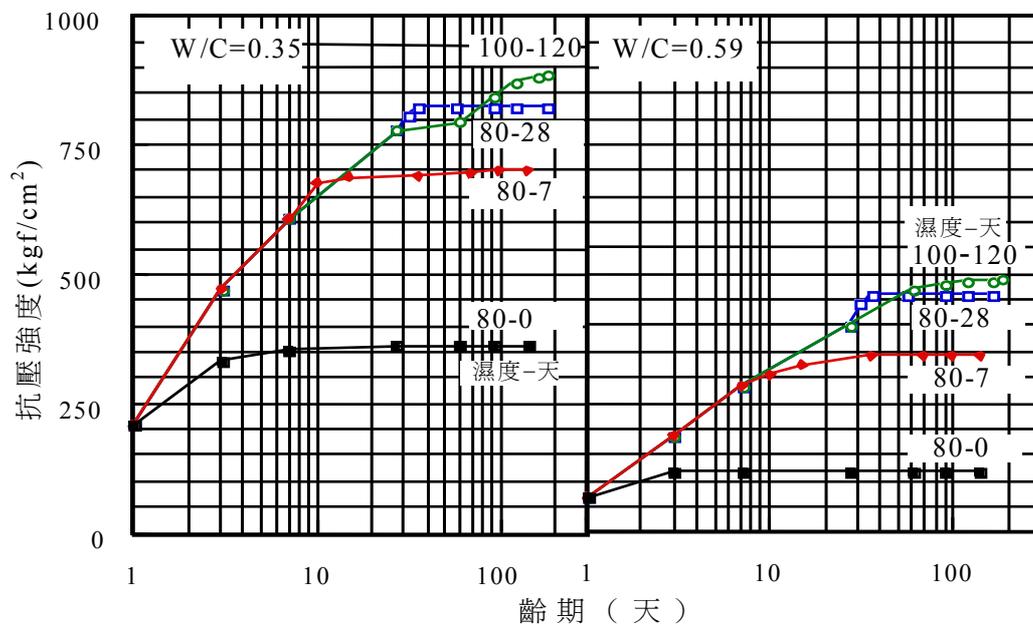


圖 2-29 混凝土養護溫濕度對混凝土強度的影響

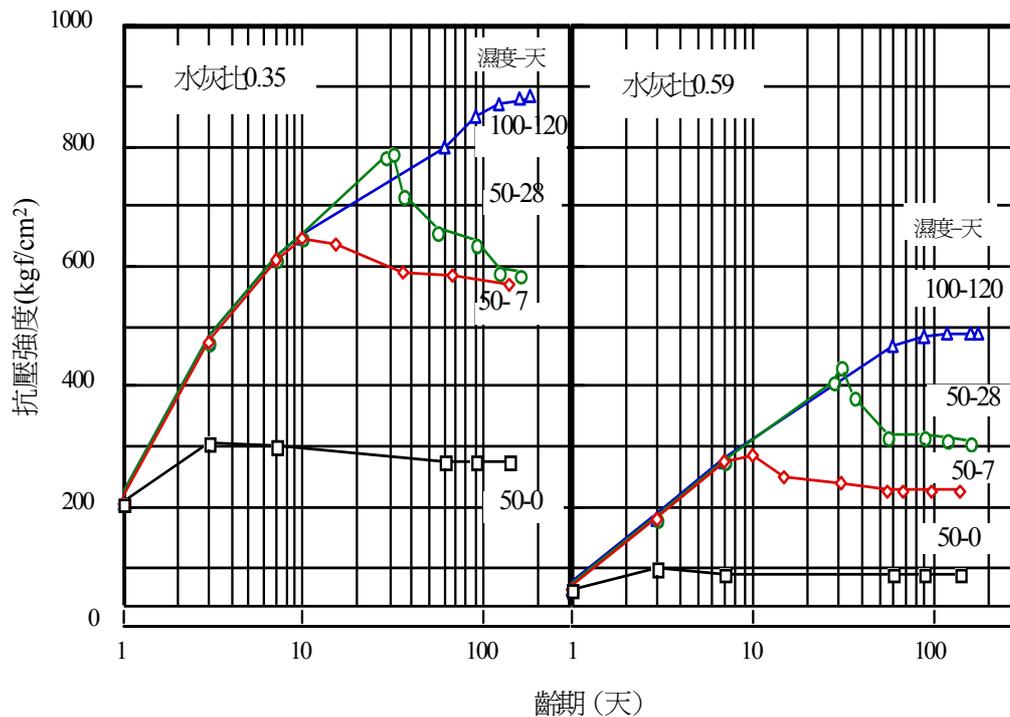


圖 2-30 混凝土養護濕度及時間對混凝土強度的影響

圖 2-31 顯示預先濕養護時間較短，則大孔隙增大，吸水率有增加趨勢，當水泥漿體持續水化，以增強漿體本身之抗張能力之同時，漿體內部水份向外排出，雖然造成堆積之正效應，但水泥漿體之體積，亦因失水而產生變形，此變形所導致之分離壓力及毛細管應力之負效應大於正效應，致使水泥漿體之裂縫形成，見圖 2-31 右圖，漿體之強度下降，見圖 2-31 所示。裂縫之大小及多寡亦直接影響到強度下降之急緩。圖 2-32 係以飽和石灰水中養護之試體強度成長曲線為分母，分別以恆溫恆濕機控制之相對濕度 50、60 及 80% 為分子所得之關係強度比曲線，圖中顯示未經養護直接置於相對濕度 80% 環境中之水泥漿體，其強度之發展於 120 天時約只達飽和石灰水中養護之 40%，亦即強度約遞減 60%，相對濕度 50% 則約遞減 70% 之強度，此結果可預期對耐久性及水密性方面有不利用之影響，而水灰比 (W/C) 愈大，其遞減程度愈嚴重。換言之，水量愈多，則乾燥失水的機率愈高，裂縫產生機率愈高，當然強度及耐久性的傷害愈大。

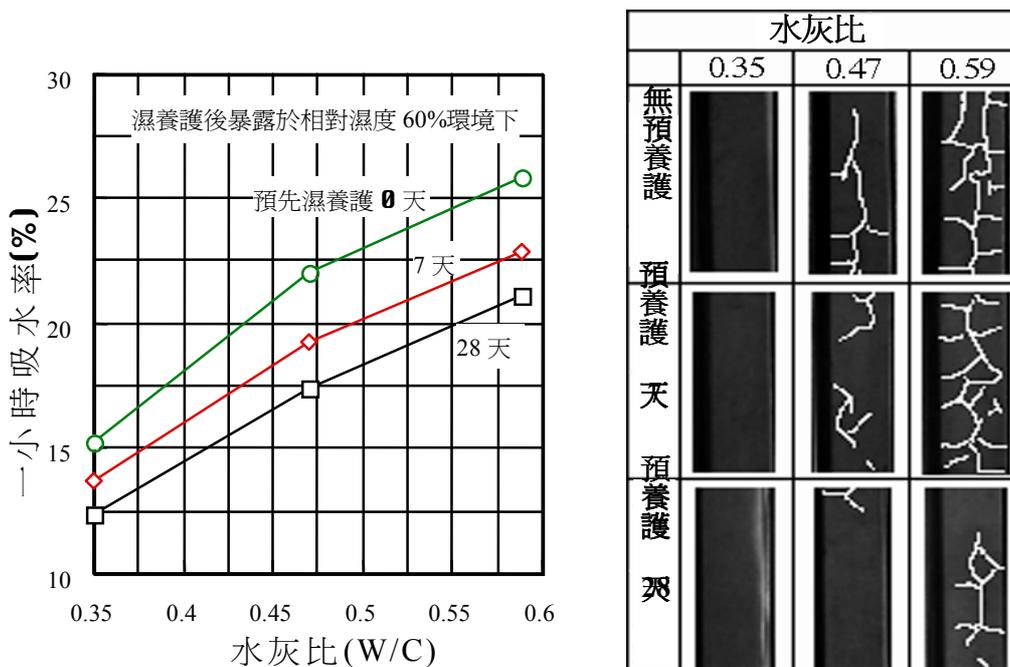


圖 2-31 預先濕養護對水泥漿體(1)吸水率之影響(2)裂縫之形成(60%相對濕度)

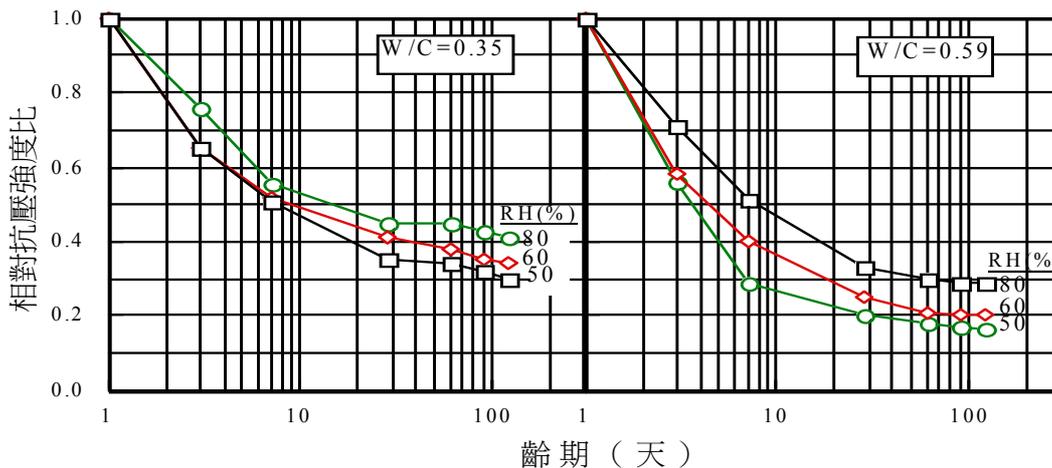


圖 2-32 混凝土暴露濕度下養護之強度比率成長曲線

圖 2-33 及圖 2-34 分別表示預養護 7 天及預養護 28 天之關係強度比曲線，由圖 2-33 中可看出預養護 7 天相對濕度 80% 之強度於 120 天時約遞減 20%，由圖 2-34 預養護 28 天則約只遞減 5% 之強度。以台灣氣候而言，四季平均之相對濕度約為 70~80% 之間，若混凝土澆置好後不施予養護，則其實際強度未達設計標準是可以預期的，千萬切記。若施予 7 天養護，則其強度之減損少於 20%，由工程經濟性上考量，混凝土設計時可利用安全係數或放大係數來加以調整，

這是可以被接受的，當然如果配合採用特殊養護技術或早強水泥則又另當別論。對高性能混凝土而言，養護的影響性當然也是可以預見。

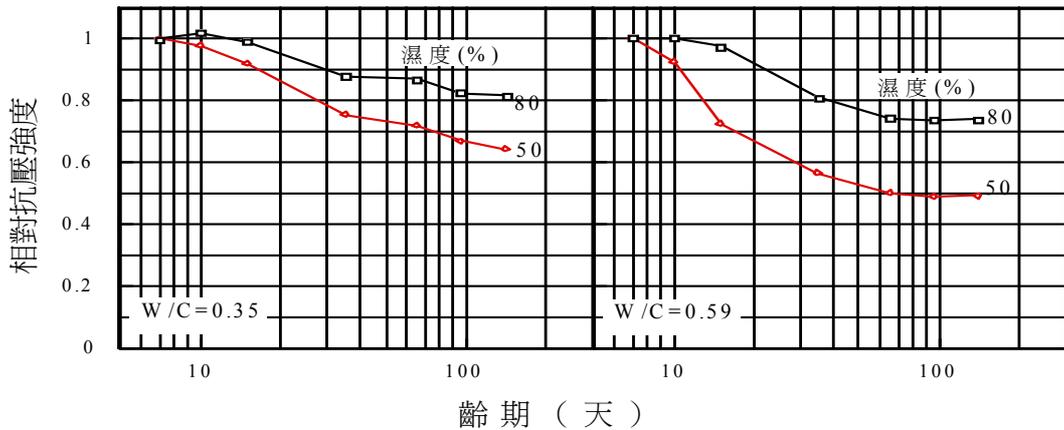


圖 2-33 預先濕養護 7 天水泥漿體相對濕度與飽和石灰水中養護試體之強度比率曲線

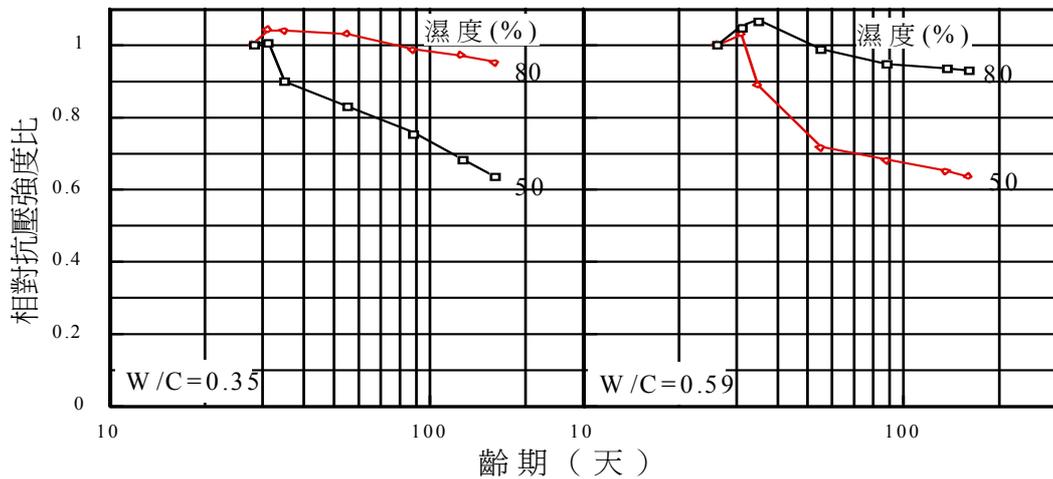


圖 2-34 預養護 28 天水泥漿體相對濕度與飽石灰水中養護試體之強度比率曲線

相對濕度低於 80% 環境下養護，必須注意到乾燥之外圍環境將促使水泥漿體內部水份向外擴散排出，以致氫氧化鈣之成長隨水份之散失而大量降低，見圖 2-35 之 X 光繞射率強度之降低，明顯的由圖 2-36 看出裂縫因應成長的狀況，更說明濕度過低所造成裂縫產生的問題，這是非常不利於耐久性，尤其二十一世紀混凝土結構物講求百年以上之壽命，宜特別重視之。

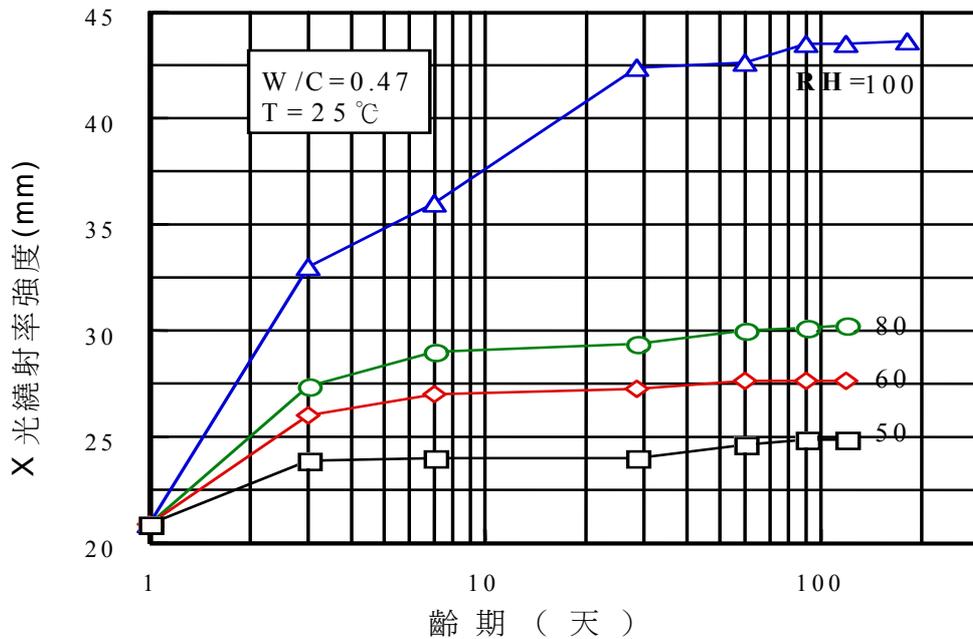
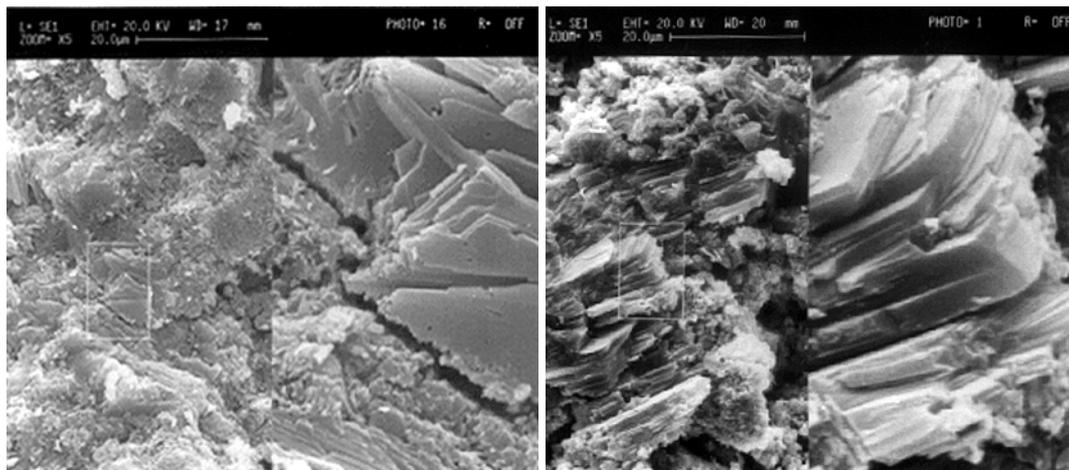


圖 2-35 常溫下各相對濕度對水泥漿體中氫氧化鈣 X 光繞射峰成長率之影響



(1)RH~50%

(2)RH~60%

圖 2-36 水泥漿體濕度條件下之裂縫狀況觀測圖
(無預養護下，養護溫度 23°C，養護齡期 7 天)

(三) 二氧化碳的影響

二氧化碳對混凝土的影響有二種，一種是碳酸化而產生失水的乾縮現象，另一種為因 CO_2 與 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 結合，形成 CaCO_3 的堅強表面，塗封混凝土表面，反而有強化混凝土表面之作用，進而阻絕後續之侵蝕作用，通常在預鑄混凝土廠鑄造混凝土，如果採用高溫養護時，在含比較高量水泥下，常會造成表面析出白色 CaCO_3 結晶物，此種碳酸化作用甚至保護混凝土避免進一步受侵蝕，然而許多證

據顯示高溫將造成材料間差異溫度裂縫，形成劣化之前因，所以高溫養護形成有益的 CaCO_3 保護部分混凝土表面，但也因混凝土產生內部裂縫而不利耐久性。

(四) 養護方法的影響

如前述，養護對水泥漿體及混凝土品質的影響甚鉅，透過濕養護的工作，主要目的即「在防止水分的散失」，其方法可以區分為(1)水養護法及(2)封面養護法。「水養護法」是將混凝土浸潤於水中，如此當然充分供應水份，而無失水之慮，這類養護法有「儲水法」，「噴水法」，「灑水法」或「飽和覆蓋物法」等。另一類型為遮蓋表面，減少蒸發表面，此類封面養護法有「防水紙、塑膠布及養護膜」等。這些方法的效果可由圖 2-37 顯示出來，採用水養護的法則，因不斷供應水，水泥漿中之 C_3A 會大量吸水，而造成大量膨脹作用。以 PE 塑膠布或防水紙保護，則膨脹量稍減，而以養護劑養護，則可見有甚多收縮之作用，表示「養護劑養護」並未有充分保水作用，如此將影響養護功能。綜而言之，最佳的方法仍然以濕養護最便宜，也最安全。

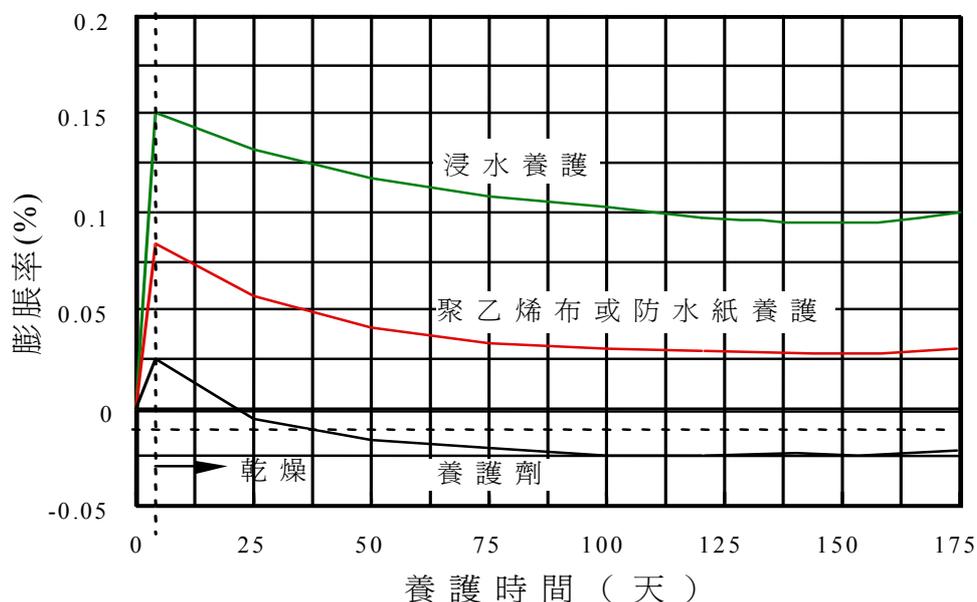


圖 2-37 養護方法對膨脹效果之影響

養護的方法中以水養護最佳，尤其如果 W/C 低於 0.42 之「高強度混凝土」，因會有「自體乾縮」的現象產生，造成混凝土劣化，非常不利耐久性。在此狀況下，水養護對高強度混凝土之品質保障更為重要。

(五) 養護最佳期間

養護的措施對混凝土品質有相當程度的影響，如何適當養護當然甚為重要。

基本上因養護產生裂縫的要因可歸納為：

1. 強度發展 ($f'c$)。
2. 水化熱的產生 (ΔH)。
3. 化學性收縮 (ΔV)，即自體乾縮。

圖 2-38 顯示，早期強度發展對蒸發所產生之表面張力有良好的抵抗力，如果抵抗力低則容易產生龜裂，此仍初期水化反應最容易發生的問題。而水化熱所衍生之表面溫差應變裂縫及表面濕度之蒸散亦會造成裂縫，而化學收縮仍水泥水化所產生之體積收縮值，即所謂「自體乾縮」。所以表面不斷補充水分，俟強度發展至能抵抗收縮之張力，降低溫度所造成的表面蒸發張力，並且不斷補充水分，防止化學反應造成之裂縫，這些策略對保障混凝土耐久性有直接的影響。

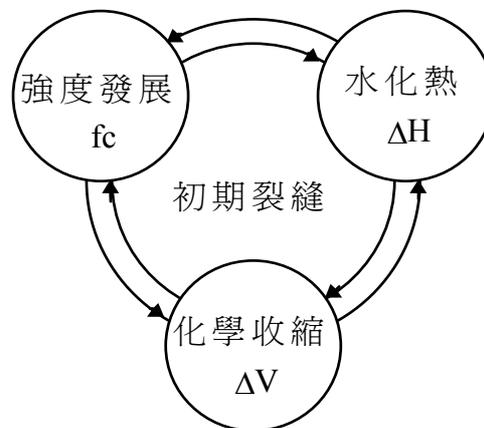


圖 2-38 混凝土裂縫產生要因

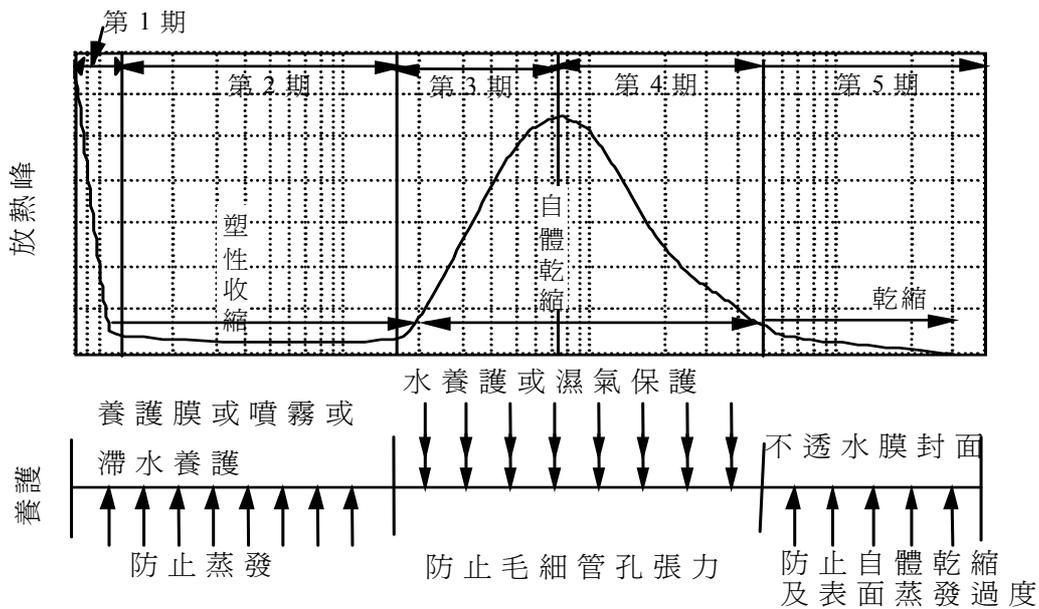


圖 2-39 減少乾縮的方法

如果針對水化放熱曲線來看，見圖 2-39，水泥水化初期至「蟄伏期」間，水泥顆粒間距離被大量水區隔，初期強度發展甚低。所以只要外界溫濕度、風速、配合水泥水化溫度，造成蒸發，一旦水分蒸發散失過快，則容易產生「塑性收縮」。至初凝後，水泥水化進入「加速期」至水化溫度上升與擴散相當時之最高峰點，接著溫度散失較水化熱高時，則進入「減速期」，此時毛隙孔隙之半月膜之張力大，水化需要大量水。如果 $W/C < 0.42$ ，則未水化水泥顆粒將向鄰近水化物吸收水分，而有「等向性」之「自體乾縮」產生，因此充分的養護水份實屬必要。到了「擴散期」，水化持續，未水化水泥核心向外吸取水分，及表面水分蒸散，逐漸往內擴散。當然水化物如果孔隙多及原有水量較大，則這些水亦將脫附而慢速蒸發，造成「乾縮現象」，因此必須防止水分向外擴散，所以早期保持濕潤是屬必要。

由水泥水化觀點可知，混凝土初期養護是非常重要的，養護期間由圖 2-39 可知，施工終飾完成後，即應加以養護。能夠長期養護，當然可以避免水化第 4 期後的乾縮，如無法長期養護，則至少應有 3~7 天的養護時期。中國土木水利(402-88)「混凝土施工規範與解說」中，第十二章「養護」即表明「除另外規定者外，早期混凝土至少須養護 3 日，一般混凝土養護 7 日」。

二、特殊狀況下之養護

特殊狀況之養護，主要係針對如巨大體積之結構物，或擔心混凝土結構內外溫

度差異，形成混凝土表面與內部應力失衡而產生「裂縫」；或大熱天有可能造成「冷縫」；或「塑性裂縫」而失去結構整體性，所以必須採取養護防護措施以保障混凝土品質。

(一) 巨積混凝土

「巨積混凝土」除了指「體積碩大」，可能產生溫度裂縫外，另外亦指可能有溫差應力，造成裂縫疑慮時之任何混凝土均屬之。所以，「巨積混凝土」的溫度控制與水分控制是同樣重要的。內部溫度上升之速率，以不超過年平均大氣環境溫度的 $\pm 11^{\circ}\text{C}$ ，在台灣一般控制混凝土溫度在 32°C 以下，其實夏天的溫度平均 31°C ，冬天則為 14°C ，如果以內外溫差不大於 11°C ，則混凝土在夏天應為 $20\sim 42^{\circ}\text{C}$ ，在冬天應為 $3^{\circ}\text{C}\sim 25^{\circ}\text{C}$ 為基準。許多水壩工程，大型筏基使用的混凝土體積實在太大，如果又採用大量水泥的條件下，混凝土澆置三天後溫度可能升高至 70°C 以上。此刻為了降低混凝土溫度需借助內部冷卻系統，以確保混凝土內外溫度差異小於 11°C ，同時並須延長濕養護時間，而噴水於表面上，有冷卻並排除巨積混凝土的熱量的作用，當然也會吸收熱量，並且隔離空氣溫度差異之功能。

降低溫度的方法，最直接的方法為控制發熱之源頭，即採用「降低水泥量」的方法，直接減低水化熱的主要供應來源。通常降低之溫度與水泥量減少數量成正比，圖 2-40 顯示，降低水泥量 13%，可降低溫度 15%，遠比加入冰塊的效果（降低 9%）明顯而且有效。以目前低漿量之高性能混凝土使用水泥量為一般混凝土之一半，可預期水化熱及溫度將降低一半，這是以往技術上無法達到的目標

。

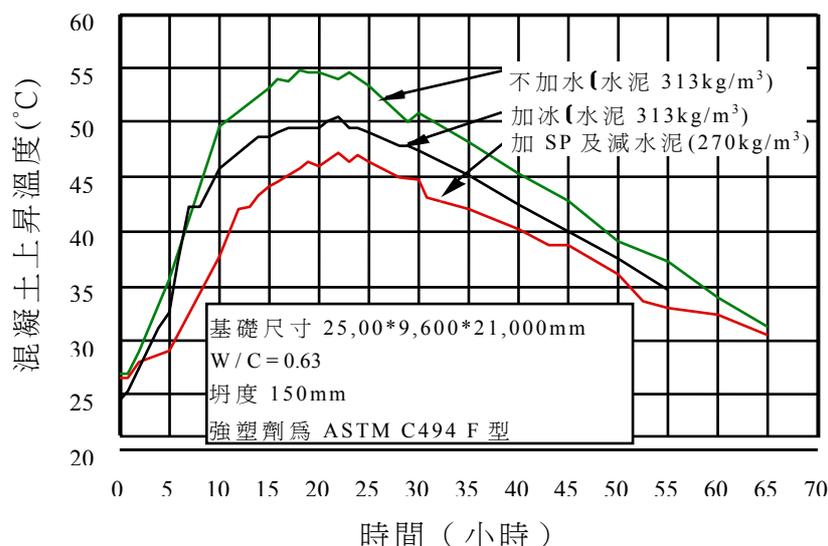


圖 2-40 利用降低水泥量達到降低混凝土水化熱的效果

(二) 熱天混凝土

在熱帶或亞熱帶區域，新澆鑄混凝土數小時後或隔天易產生大量的裂縫。這些典型的裂縫被稱之為「塑性裂縫」，亦即塑性狀態下混凝土表面上的龜裂。這種裂縫經常貫穿混凝土樓地板全深度，或貫穿鋪面結構全厚度，使結構的整體性無法確保。所以在塑性狀態就必須小心養護，尤其在陽光直射下，或直接受到強風吹襲，此時若再加上氣候乾燥及混凝土溫度過高之多重作用下，表面水蒸發速率將加大。如果比泌水速率大，或無充分水量供應下，又在混凝土表面張力強度不大時，則「塑性裂縫」的產生幾乎無法倖免，除非有特別之遮蓋，或浸水養護的保護下。圖 2-41 顯示大氣條件（溫濕度及風速）與混凝土溫度之綜合結果對蒸發水量影響性。所以養護時，必須採用可以反射陽光的養護材料，以防混凝土溫度因水化累積過高，通常建議以浸水保持表面潤濕的養護方法補充水分。表 2-9 所示，為熱天混凝土可能之施工傷害及防止策略，基本策略為減少水的蒸發率，增加混凝土的抵抗能力。在混凝土施工前、中及龜裂發生時之因應對策，可以減少因裂縫產生而危及混凝土耐久性的機率。

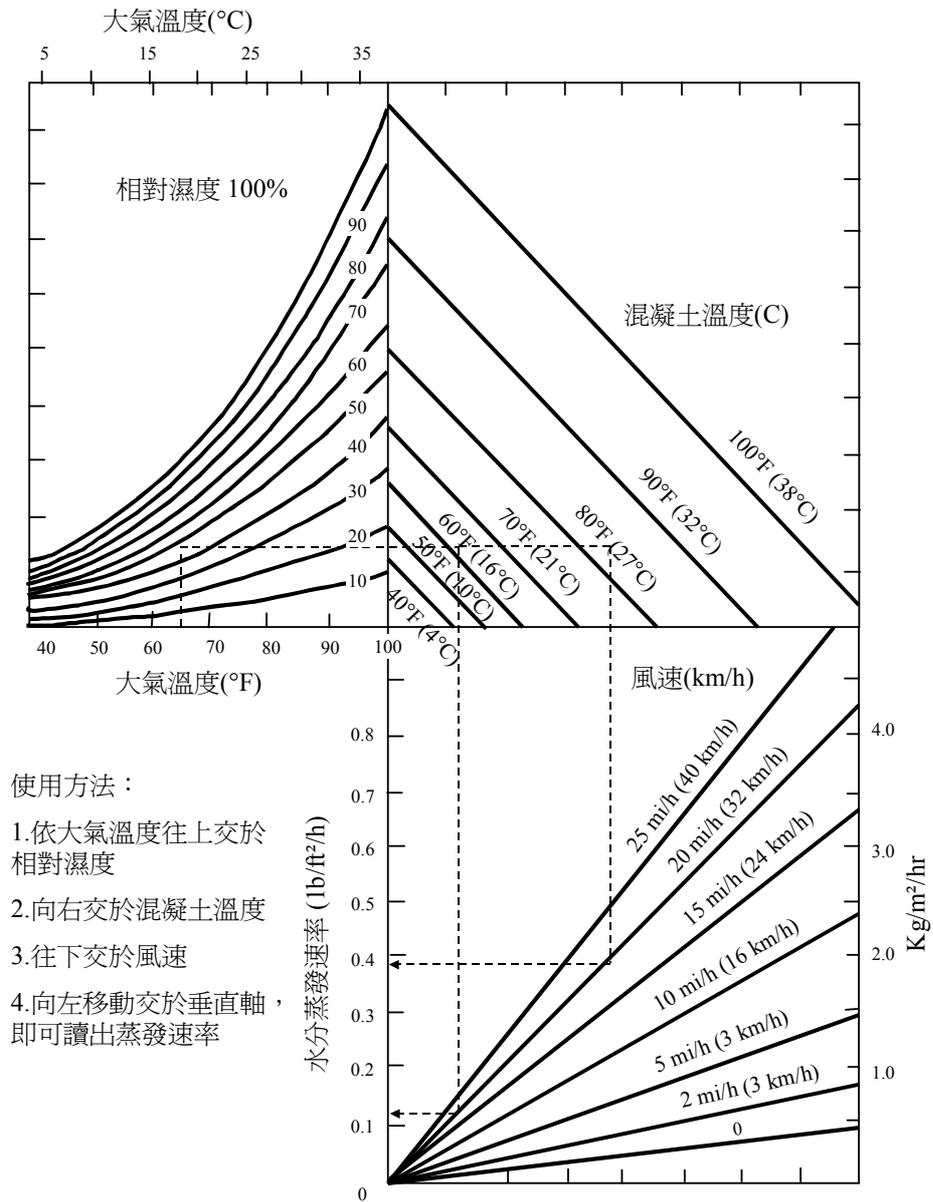


圖 2-41 混凝土溫度和大氣狀況混凝土表面水份蒸發量估計圖

表 2-9 熱天混凝土施工品質對新拌及硬固狀態
可能傷害及防止策略

混凝土 狀況	問題點	預 防 對 策		
		施工前	施工中	龜裂發生時
新 拌 混 凝 土	增加需要拌和水量	1. 收集氣象資料，量測風速、氣溫、相對濕度	1. 冷卻骨材和拌和水，保持新拌混凝土之拌和溫度	以鏟板將裂縫二面壓緊，重新整飾或重新振動再修飾，並立即採取防護措施
	加速坍度損失	2. 潤濕基層和模板	2. 以液態氮冷卻混凝土。	
增加凝結速率	3. 潤濕乾燥會吸水的骨材	3. 當澆置與修飾時有延緩現象發生時，以 PE 布等臨時覆蓋物遮蓋，以減少表面蒸發		
增加塑性龜裂的傾向甚難控制輸氣量迫切需要急早養護	4. 組立臨時擋風阻風設備，減低在混凝土面上之風速	4. 在終飾和養護開始前以高分子蒸發延遲劑噴撒混凝土表面減少蒸發（注意此類物質不可有害混凝土）。		
硬 固 混 凝 土	減低強度	5. 粒立臨時遮陽以減低混凝土表面溫度	5. 避免施工中的延遲作業，以減少澆置和開始養護的時間	
	降低水密性	6. 使用液態氮氣冷卻混凝土材料	6. 終飾完成立即加以保護，浸泡水分，以防水份蒸發（此最有效）。	
	減低耐久性	7. 配比中添加緩凝劑	7. 使用噴霧器以增加空氣中之相對濕度，直到可以其他方法養護時。	
	造成外觀不均勻增加乾燥收縮的傾向	8. 調整配比，降低水泥量		

依據「混凝土工程施工規範與解說」，在「炎熱天候下，混凝土之產製過程可藉預冷之材料，或以薄冰屑代替全部或部份之拌和水，惟薄冰屑於拌和時須完全融化」。此規範之目的即在降低圖 2-41 中混凝土溫度，以降低蒸發速率。

熱天施工除了以上可能衍生之弊病外，另一項問題就是「坍度損失過大」，這點對於高流動化高強度混凝土常造成困擾。以致在實際施工時為了施工性，施工人員常加入大量的水來增加工作性、施工速度，間接造成強度劣化、龜裂、耐久性不佳、外觀不雅及大量乾縮等劣化基因，因此在台灣的天候情況是應被特別重視的。

2-5 混凝土的耐久性評估

目前混凝土結構的耐久性評估研究主要有：

(一) 可靠度理論的混凝土結構耐久性評估與設計

文獻[12]，針對影響鋼筋混凝土梁耐久性因素分析的基礎上，以可靠度理論對既有鐵路橋梁在單位時間內的損壞機率進行評估。並根據剩餘使用期限內的損壞機率與單位時間內的損壞機率的簡單比例關係，對該梁剩餘使用壽命進行評估。而文獻[13~15]考慮了結構強度隨時間的遞減性對結構可靠度之影響，建立鋼筋混凝土結構耐久性分析方法。

(二) 模糊數學理論的混凝土結構耐久性綜合評估

文獻[16]建議以模糊數學理論的回歸分析法，將混凝土碳化趨勢模擬為一模糊區域，取區域中之對應隸屬函數。文獻[17]以模糊集理論評估橋樑的現況，將材料特性、橋樑的幾何特性以及載重為主要參數，進行橋梁的承载力評估，並以權重方式來表示橋樑的損傷情況。

(三) 混凝土結構耐久性專家系統評估

80年代後期，美國以多年來對混凝土耐久性所進行研究為基礎，建立了第一個建築材料的專家系統—Durcon系統(Durability Concrete)[18]，它是由美國國家標準局及美國混凝土耐久性委員會(ACI 201)共同研發，專門用於提高混凝土耐久性而進行混凝土設計方案的決策標準系統[19~21]。文獻[22]用專家系統來分析水工鋼筋混凝土結構的損壞狀況，試以模仿人類專家決策的機理，發展一種決策方法對建築物的損傷情況進行評估。

(四) 類神經網絡的結構耐久性評估與預測

由於結構物和外界環境的複雜性，使得的混凝土結構耐久性評估結果與影響因素之間關係甚難模擬，因此，近年來由於類神經網絡的結構評估、預測技術進展快速。文獻[23]提出以類神經網絡的結構耐久性多目標評估法，以結構裂縫寬度、撓度作為耐久性評估網絡的輸入參數，並妥善解決網絡空間分佈不均造成網絡收斂速度與精度的問題。另有文獻[24]則以類神經網絡與響應面法結合結構可靠度分析法，以其可靠度指標對受海水侵蝕的混凝土結構物進行耐久性評估，該方法建立之類神經網絡模式，對於混凝土耐久性之預測可得良好的結果。

綜合上述，雖然研究成果豐碩，但是由於混凝土結構本身特性和使用環境複雜，在耐久性評估、預測、混凝土品質管制及結構損傷等相關問題仍須進一步深入研究。本計畫執行時程有限，現階段針對材料性能進行比較評估。

參、驗證計畫

本計畫，為探討最終處置場混凝土工程障壁耐久性，依據前述影響混凝土耐久性之主要因子，如不同配比方法、水膠比、水泥型別及卜作嵐材料，需進行相關之驗證工作。

3-1 驗證項目

1. 混凝土配比設計與試體製作。
2. 抗壓強度試驗。
3. 裂縫敏感性試驗。
4. 乾縮試驗。
5. 硫酸鹽侵蝕試驗。
6. 表面電阻試驗。
7. 氯離子電滲試驗。
8. 氯離子滲透試驗。

3-2 驗證方法

1. 混凝土配比設計：依 ACI 318-95 耐久性規範及緻密配比法設計混凝土配比。
2. 抗壓強度試驗：根據 ASTM C31、C192、C617 之規定，製作 10cm ϕ x

20cmH 混凝土圓柱試體，並於飽和石灰水中養護，依齡期測定抗壓強度。

3. 裂縫敏感性試驗：參考 Bjontegaard, Hammer, Sellevold[25]等學者所做之“PLASTIC SHRINKAGE CRACKING TEST”，主要為觀察及量測混凝土在新拌階段，暴露於外界乾燥環境下所產生的塑性裂縫寬度，其試體模為一同心圓的鋼模，內圈直徑為 280mm，外圈直徑為 580mm，此兩環圈將被固定在一平滑鋼板基座上，而環圈上端另有一抽風上蓋，如圖 3-1 所示。將新拌混凝土澆置於兩環圈之間，靜置 45 分鐘後再放入環境溫度為 $23\pm 1^{\circ}\text{C}$ ，相對濕度為 $50\pm 3\%$ 之恆溫恆溼室內，而抽風頂蓋的風速為 4.5m/s，經過 20 小時後繪製裂縫分佈圖及量測 crack index(Ci)。
4. 乾縮試驗：參考 CNS 11056 所規定的方法進行，試樣為 4"x4"x11"之混凝土乾縮試體，試體製作完成後即置於溫度 23°C ，相對濕度 100% 的環境中養護 24 小時，且於隔日拆模，拆模後於試體側面粘著二個控制點，並以長度校對器 (Length Comparator) 量測試體長度，量測後直接置入控制環境中 (控制條件為溫度 23°C ，相對濕度 50%)，於齡期到達時，利用長度校對器量測長度變化值。於每次量測前，需以標準桿 (Standard Bar) (由低膨脹係數材料如鐵與鎳的合金製成) 校正，長度變化率 (%) = $(\Delta L/L) \times 100\%$

$$\Delta L = L - L_0$$

式中： L_0 為試體拆模時量測之基準值

L 為各齡期之量測值。

ΔL 為正表示試體膨脹， ΔL 為負表示試體收縮

5. 硫酸鹽侵蝕試驗：參考 CNS 1167 A3031 所規定的方法進行，試樣為直徑 10cm，高 20cm 之混凝土圓柱試體，於養護 28 天後，先將試體放入 $110\pm 5^{\circ}\text{C}$ 烘箱內烘乾 24 小時稱重得到 w_1 ，同時量測超音波波速，再將試體分組放入飽和硫酸鈉溶液與 5,000ppm 硫酸鈉溶液中，且溶

液須淹沒試體頂端至少 13mm 以上，浸泡 24 小時後，將表面水份擦乾稱重，並量測超音波速，再放入 110±5°C 烘箱內烘乾 24 小時稱重得到 w2，並量測超音波波速，如此可得到試體重量損失率 $((w1-w2)/w1 \times 100\%)$ 及超音波波速變化，此為一個循環次數，重覆上述步驟，直至所需循環次數為止。

6. 表面電阻試驗：採用 C.N.S. Electronics LTD 生產之 Concrete Resistivity Meter 於預備承受載重之位置量測混凝土之電阻係數，作為判斷混凝土緻密性之指標，有助解釋耐久性的問題。使用方法及儀器如圖 3-2 所示。

7. 氯離子電滲試驗：根據 ASTM C1202 利用混凝土本身電流通的難易及大小，來判斷氯離子滲透的可能性，圖 3-3 為儀器的示意圖。

(a) 準備一 102mmφ*52mmH 的試體。

(b) 將試體的側面塗滿一層保護層，再置於真空皿中，抽至比 1mmHg(133Pa) 低的壓力，並持續三小時。

(c) 將分注器中打開，使水淋在試體上。

(d) 關閉分注器，並持續抽真空一小時。

(e) 將試體置於水中 18±2hr。

(f) 如圖 3-4 所示將試體置於測試模中，通入 60v 的直流電，而測試模於負極端填入 3% 的 NaCl 溶液，正極端填入 0.3N 的 NaOH 溶液。

(g) 每半小時量測電流一次，持續量測六小時，以式 3-1 及 3-2 計算電流量，判定氯離子滲透的難易程度

$$Q = 900(I_0 + 2I_{30} + 2I_{60} + \dots + 2I_{300} + I_{360}) \quad (3-1)$$

Q = 電流量 (Coulombs)

I_0 = 初始電流 (Ampers)

I_t = 在時間 t min 時的電流 (Ampers)

$$Q_s = Q_x * \left(\frac{3.75}{x}\right)^2 \quad (3-2)$$

Q_s = 換算直徑 3.75in 時的電流量 (Coulombs)

Q_x = 在直徑 x in 時的電流量 (Coulombs)



圖 3-1 混凝土裂縫敏感度儀

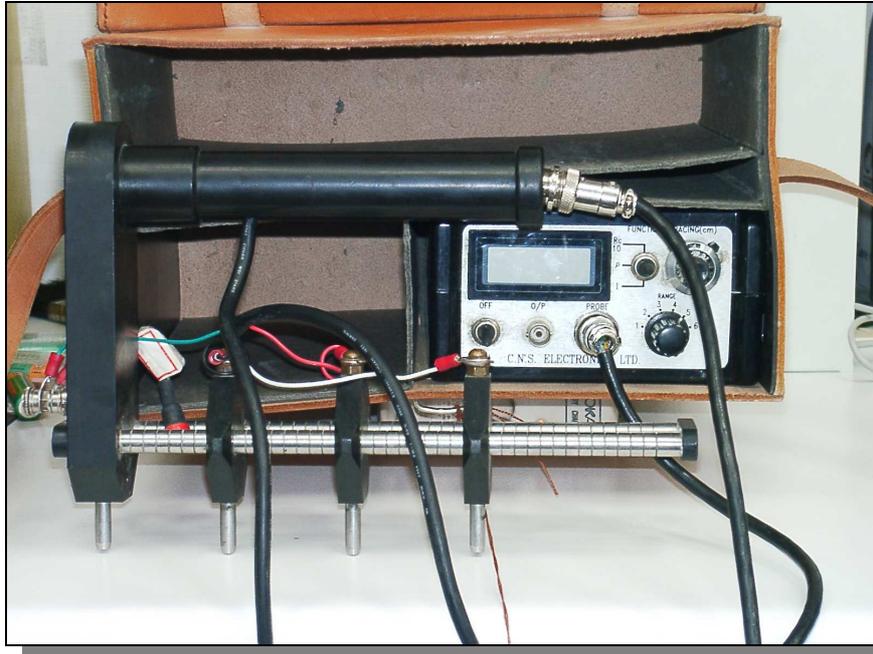


圖 3-2 混凝土電阻量測儀

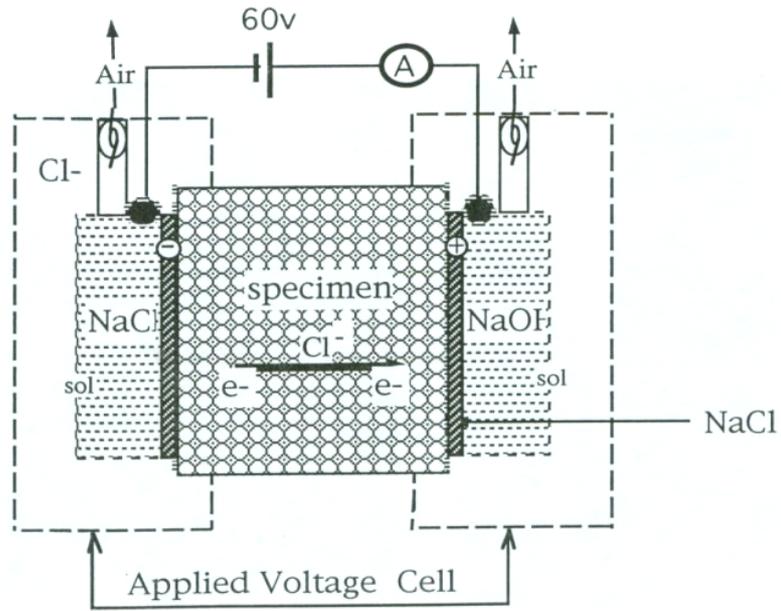


圖 3-3 混凝土電滲試驗示意圖

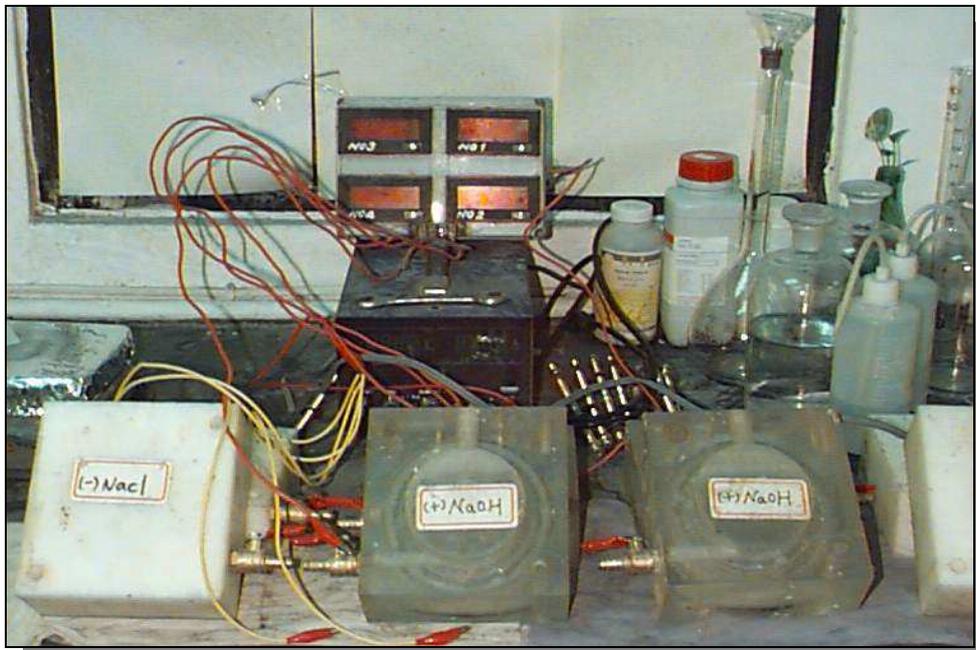


圖 3-4 混凝土電滲試驗儀

肆、驗證結果分析

4-1 裂縫敏感度（塑性收縮裂縫）

新拌混凝土施工時，在表面上浮之水份常因大氣溫度、濕度、風速，加上混凝土本身之溫度，而造成表面水份快速蒸發，當蒸發速率大於混凝土表面泌水率或外界補充之水份時，將形成毛細管張力而收縮，若水泥漿之張力強度（ft）小於毛細管張力時，則會造成塑性收縮裂縫[26]。裂縫一旦產生，有害物質侵入混凝土內部的管道增加，將使得滲透性大為提昇，降低混凝土長期耐久性。因此，如何考量配比特性及良好的養護方法，降低或避免塑性裂縫的產生是相當重要的。本試驗參考 Bjontegaard, Hammer, Sellevold 等多位學者所進行之裂縫敏感度試驗裝置，量測各組分別在 23°C，RH=50%之環境下，裂縫指數（各裂縫頭尾端裂縫平均寬度的總和）之大小，並繪製裂縫分佈圖，如圖 4-1 所示。

(1) W/cm，W/S，W/C 與裂縫之關係

不同水泥種類混凝土的 W/cm，W/S，W/C 與裂縫指數之關係如圖 4-2 所示，由圖中顯示裂縫指數（CI）隨 W/cm、W/C 增加而增加，此乃低水膠比配比比，W/C 亦較低，水泥漿的抗張強度（ft）形成較早且較高，能抑制因毛細管張力所產生的塑性裂縫，減少早期塑性收縮裂縫和裂縫指數。而水膠比愈高，雖然水泥用量少，蒸發率較低，但 W/C 較高的情況下，水泥漿的抗張強度（ft）形成較慢且較低，能抑制毛細管張力所產生的塑性收縮之效果有限，故裂縫指數較大；然而，依蒸發率高低而言，低 W/cm 的裂縫形成較早，但受抑制也比較早，相對的高 W/cm 的裂縫發生較晚，但不易受抑制，此現象可說明及早進入養護工作的重要性。

裂縫指數與裂縫數量亦隨 W/S 降低而減少，顯示在低 W/S 下，低 W/cm 可以減少裂縫指數，亦即可減少塑性收縮裂縫。

(2) 不同水泥種類與裂縫指數之關係

不同水膠比下，各種水泥種類混凝土與裂縫指數之關係見圖 4-3，圖中顯示，使用 Type I 與高細度爐石水泥之混凝土，裂縫指數相近，而中細度爐石

水泥混凝土裂縫指數稍有增加，亦即爐石細度愈高，會加速爐石水泥水化反應，水泥漿的抗張強度提高，能抑制產生塑性裂縫。圖 4-4 則為 $W/cm = 0.4$ 時，各種水泥種類混凝土裂縫指數之比較，圖中可知傳統混凝土配比由於採用較高的拌和水量及水泥用量，所以整體的水化熱較優生混凝土配比高出甚多，相對的蒸發率也較高，且傳統配比骨材用量少，裂縫延伸會較長且寬，所以裂縫指數較高。因此優生混凝土在抑制塑性裂縫的效果上比傳統混凝土好。中細度爐石水泥則有略高的塑性裂縫指數，而 EC(I)及 EC(H)的 CI 值約略相近，不同水泥種類及用量均會影響塑性裂縫形成的時間及數量，在無法避免的環境下，只有認真並及早執行養護工作，可舒解這些問題避免影響混凝土長期的性能。

4-2 抗壓強度

抗壓強度是混凝土安全性最主要的指標，從混凝土施工、完工啟用至整體生命週期均需滿足設計需求，抗壓強度為目前工程上最容易試驗與掌控分析的硬固性質。

(1) 水膠比與抗壓強度之關係

不同水膠比各齡期與抗壓強度之關係如圖 4-5 所示，圖中顯示 EC(M) 與 EC(H) 初期 (3 天) 強度成長慢，此乃中、高細度爐石水泥所含水泥量只有 Type I 水泥的一半，水泥水化空間較大，而中、晚期強度則有賴於持續進行卜作嵐反應，此與 CH 的生成量有關，強度成長趨於緩慢。EC(I) 強度發展較為穩定，約一年齡期時，EC(H) 與 EC(I) 強度成長幾乎一致，此結果顯示高細度爐石粉所展現的水化及卜作嵐反應與純卜作嵐反應成效相類似。

(2) 不同水泥種類混凝土抗壓強度之比較

同一水膠比 ($W/cm = 0.40$) 不同水泥種類混凝土於不同養護環境齡期與抗壓強度之關係，如圖 4-6 及 4-7 所示，圖中顯示初期強度以傳統 ACI 配比最高，傳統配比使用高水泥量促使強度快速發展。56 天後，由於卜作嵐反應較顯著，使得低水泥量配比之 EC(I)、EC(M)、EC(H) 強度發展迅速，在 91 天齡

期已超過傳統 ACI 配比。各配比雖然分別於水中養護及浸泡於 5000ppm 硫酸鈉溶液中，但兩者之強度發展趨勢一致，且於 56 天齡期均超過設計強度 (42MPa)，顯示採緻密配比之混凝土，並不受 5000ppm 濃度硫酸鹽侵蝕所影響。圖 4-8 及 4-9 為同一水膠比 ($W/cm = 0.40$) 不同水泥種類混凝土各齡期強度之發展，圖中可清楚看出 EC(I)、EC(M)、EC(H)分別於 28 天、56 天、56 天超越 ACI(II)，顯示添加高爐石量，在配比設計得宜時，強度性能可優於純水泥製成的 ACI(II)。

4-3 表面電阻

混凝土導電性能與其微結構及孔隙內部電解質溶液之成份與濃度有關 [27]，影響電阻值最大的因素是混凝土微觀結構的緻密程度，混凝土愈緻密表示孔隙愈少，電導通路變長，電阻值較高。雖然電阻值大部份只是量測到混凝土表面的阻抗性，然而以外界劣化因子侵入先後順序來看，是先經由表面滲透，經連通路徑滲入內部，所以表面電阻值也反映出外界劣化因子穿透表層進入內層的難易程度。

(1) 水膠比與電阻係數之關係

不同水泥種類混凝土不同水膠比齡期與電阻係數之關係，如圖 4-10 至圖 4-12 所示。圖中顯示，56 天齡期後，高水膠比電阻係數略高於低水膠比 ($0.4 > 0.36 > 0.32 > 0.28$)，此乃高水膠比水泥漿量少，骨材用量較多，堆積較密實，在水泥漿體發展與骨材界面充分結合下，以及卜作嵐反應的固化界面與填塞孔隙使得電導通路變長或受阻，致使電阻值升高。在初期，由於低水膠比具有較高的水泥漿量，水化反應快，水化生成物大量產生使微觀結構物組織 (漿體) 較緻密，延長或阻止電導通路，所以在初期以低水膠比電阻值略高，此結果與超音波速所測得結果相類似。不過，混凝土的電阻值主要受配比內的拌和水量所支配，本研究各配比主要束制拌和水量不超過 150 kg/m^3 ，從電阻值量測結果發現，不同水膠比的電阻值變化並非特別明顯，足以顯示限制拌和水量是提升飽和混凝土仍具高電阻值的重要策略。增加骨材架構的密實性，減少水泥漿

量，添加適量的卜作嵐材料，都是導致 $W/cm=0.40$ 配比的電阻值略高於 $W/cm=0.28$ 配比的重要策略，也就是高水膠比配比的防蝕耐久性也可優於低水膠比的配比，亦可印證強度不一定等於耐久性。

圖 4-13 為不同水泥種類不同水膠比各齡期與電阻係數之關係，可明顯看出初期仍受水泥漿量之影響，低水膠比有較高的電阻係數，但中晚期則以高水膠比（低水泥漿量）電阻係數較高，此結果與超音波速亦趨一致。

(2) 不同水泥種類混凝土電阻係數之比較

同一水膠比（ $W/cm=0.40$ ）不同水泥種類混凝土於不同養護環境齡期與電阻係數之關係，如圖 4-14、4-15 所示。而圖 4-16 及 4-17 為各齡期與電阻係數之關係，圖中顯示電阻係數隨齡期之成長而增加，EC（M）與 EC（H）電阻係數最高，係因為 EC（M）與 EC（H）添加較多的卜作嵐材料（爐石水泥中爐石粉與水泥各半），因爐石顆粒小，可填充較小的空隙，相對的空隙的體積亦會較其它組別細密而減少聯通的孔隙體積。齡期增加時會伴隨卜作嵐反應，增加膠體量而減少混凝土孔隙，且卜作嵐反應會消耗 CH 含量，相對地由 CH 所提供的氫氧根離子濃度亦降低，因氫氧根離子其當量導電度甚高（ $(\lambda_{OH^-}) = 198.6$ ）[28]，所以 EC（M）與 EC（H）之電阻值會較高。又 EC（H）之爐石細度較 EC（M）高，所以 EC（H）的電阻最佳。EC（I）在中晚期因伴隨著卜作嵐反應，所以電阻係數仍持續成長。ACI（II）因使用較多的水泥量而生成多量的 CH，增加氫氧根離子的濃度，大幅提昇當量導電度，在無卜作嵐反應的固化及填塞，與高拌和水量、低骨材用量等多重影響下，使得中、長期電阻值成長緩慢。一般考量耐久性時，許多學者建議電阻值宜大於 $20k\Omega\text{-cm}$ ，除了 ACI（II）外，其餘各組在 28 天齡期時均能大於 $20k\Omega\text{-cm}$ 。另外由圖 4-14 及 4-15 可看出，電阻係數的成長不因為環境（5000ppm 硫酸鈉溶液及水中）而有很大的差異。

4-4 氯離子電滲行為分析

混凝土的滲透性反映混凝土內部孔隙大小、數量以及路徑連通等情況，水

密性愈佳表示外界因子入侵愈難，由於氯離子較水分子小，利用氯離子滲透量測更能表現混凝土的水密性。電滲量愈低表示滲透性差，混凝土品質佳；相反的，電滲量愈高表示滲透性愈好，混凝土品質較差。本研究是根據 ASTM C1202 及 AASHTO T277-831 進行氯離子滲透性的量測，利用外加之直流電壓(60V)，使電解液(NaCl, NaOH)產生帶電的氯離子，並加速對混凝土的滲透，量取時間與電流量的變化，再將其轉換為電量(庫侖)，作為混凝土滲透性的指標[29]。不同水泥種類混凝土不同水膠比與電滲量之關係如圖 4-18 所示，圖中顯示採緻密配比設計之各組，電滲量均在 1000 庫侖以下，依照 ASTM C1202 標準規範的分類法，屬於“Very Low”。使用爐石水泥之配比又比 Type I 電滲量略低，顯示使用適量爐石粉能減少孔隙或將孔隙細化，阻斷電流通路，使電滲量降低。ACI(II)因水泥漿量多骨材含量少，整體的孔隙及連通路徑增加，無法抵擋氯離子的滲透，電滲量大屬於“High”，在試驗過程中發現，傳統混凝土因水泥漿量較高，在 NaOH 槽有發泡的現象，並產生大量的白色結晶物，這反映出在無添加卜作嵐材料下採用高水泥量及高拌和水量，對於混凝土耐久性是一大隱憂。同一水膠比(W/cm=0.40)於不同養護環境下不同水泥種類混凝土與電滲量之比較如圖 4-19 所示，顯示緻密配比之電滲量均在 1000 庫侖上下，屬於“Low”與“Very Low”等級。傳統 ACI 配比之電滲量則在 6000 庫侖以上，屬於“High”。

4-5 硫酸鹽侵蝕

不同水泥種類混凝土浸泡於濃度 5000ppm 硫酸鈉溶液循環次數與重量損失之比較，如圖 4-20 所示。圖中顯示，水泥種類對混凝土重量損失之差異並不是很明顯，在 25 循環後重量損失都小於 1% (最大為 1%)，表示 EC(I)、EC(M)、EC(H)與 ACI(II)對於 5000ppm 硫酸鈉溶液均有類似的抗硫效果。圖中重量增加原因，可能有鈣氫石在孔隙內結晶所致。浸泡於 5000ppm 硫酸鈉溶液經 5、10、15、20、25 次循環，試體表面均無剝落現象。至於浸泡於飽和硫酸鈉溶液循環次數與重量損失之比較，如圖 4-21 所示。圖中顯示 EC

(I) 有較佳的抗硫酸鹽效果，其它依序為 ACI (II)、EC (H)、EC (M)，重量損失均在 3% 以內。試驗過程中，在第二循環時 ACI (II) 表面開始有粉化掉落的現象；第五循環時 EC (M) 與 EC (H) 表面開始有剝落現象，且重量損失開始大於 ACI (II)；第九循環時 EC (I) 開始有剝落產生。在第 25 循環時，可以發現添加爐石水泥之配比表面剝落嚴重而 ACI (II) 表面有嚴重的粉化現象，相較下 EC (I) 比較能抵抗硫酸鹽侵蝕。硫酸鹽侵蝕須先透過「滲透作用」將 SO_4^{2-} 帶入混凝土內部，再與分解之 CH 形成石膏 ($\text{C}\bar{\text{S}}\text{H}_2$)，然後再與單硫鋁酸鈣水化物 ($\text{C}_3\text{A} \cdot \text{C}\bar{\text{S}}\text{H}_{12}$) 形成膨脹性的鈣釩石 ($\text{C}_3\text{A} \cdot 3\text{C}\bar{\text{S}} \cdot 32\text{H}$)。由反應機理得知，EC (I) 添加適量的飛灰，透過卜作嵐反應消耗了 CH，反應產物為類似海綿狀的 C-S-H 膠體，可填塞孔隙，阻礙了硫酸鹽移動通道，在較少 CH 供應環境下，減少了受硫酸鹽侵蝕的機會，提升 EC (I) 抗硫的性能。ACI (II) 雖採用 Type II 水泥，但因水泥用量多 ($548\text{kg}/\text{m}^3$)，拌和水量亦多，又無卜作嵐材料來消耗 CH，所以抗硫酸侵蝕能力較 EC (I) 差。EC (H) 與 EC (M) 配比內爐石用量多，相對的增加了水泥中硫化物總量，硫化物與水泥水化生成之 CH 先行反應結合形成石膏本身即具膨脹性。因此，在硫酸鹽侵蝕之乾濕循環作用下 (乾燥環境 105°C)，爐石水泥混凝土會產生較多的微裂縫， SO_4^{2-} 滲入混凝土內部的通路增加，此時混凝土中之單硫型鋁酸鈣水化物及石膏與滲入之 SO_4^{2-} 及水分，形成膨脹性之「鈣釩石」。在 SO_4^{2-} 與水分持續的供應下，鈣釩石 (體積膨脹) 與單硫型鋁酸鈣水化物 (體積收縮) 會形成交互反應，使混凝土產生剝落現象，由於配比中粗骨材用量較多，導致水泥漿體沿骨材界面剝落，有別於 ACI (II) 的粉化現象，而有較大的重量損失。上述結果顯示緻密配法設計的混凝土，骨材用量多，拌和水量少，核心混凝土受硫酸鹽侵蝕時劣化情況少，僅損及表面完整性。高量爐石粉製作的配比，EC (H) 及 EC (M)，抗硫性能不若一般文獻有較佳的抗硫性能，主要原因可能為 EC (H) 及 EC (M) 有較大的乾縮量，相對內部因熱應力變化所產生變形不諧和現象，衍生較多的微裂縫，導致形成通道，硫酸鹽溶液侵入產生

膨脹反應，加速惡化，爐石粉的水化膠結行為更顯著於卜作嵐反應，甚至卜作嵐反應的跡象不甚理想，此可從強度發展圖（56天以上）可看出，EC（H）及 EC（M）配比內的 CH 是無法被轉換的，抗硫性能無法如 EC（I）飛灰系統的抗硫成效，應用於硫酸鹽環境時宜注意這種問題。

4-6 乾縮行為分析

混凝土乾縮最大的因素為「水份散失」，混凝土因乾燥失水而產生體積收縮，水泥漿體中的毛細管孔隙、水化生成物 C-S-H 膠體和養護時間亦會影響乾縮量。台灣地區處於亞熱帶，每年的氣候變化甚大，在潮濕且炎熱及風力大的環境影響下，具有相當高的蒸發率，對長期乾縮有相當大的影響。傳統混凝土配比以增加用水量及水泥量來增進工作性，且在不當的養護下，使得整體的乾縮量增加。而充分的養護，能提供足夠的水份，產生持續水化反應和卜作嵐反應，使毛細管孔隙變小而緻密，減少乾縮量[30]。本研究以 23℃，RH=50% 為試驗環境，拆模後立即置於上述養護條件中，量測各齡期的長度變化，以比較各配比混凝土之乾縮量。

(1) 水膠比與長度變化之關係

不同水泥種類混凝土不同水膠比齡期與長度變化之關係如圖 4-22 所示，圖中顯示長度變化大小為 $0.40 > 0.36 > 0.32 > 0.28$ ，即高水膠比有較大的乾縮量，且乾縮量隨著齡期的增加而增加。圖 4-23 為不同水泥種類混凝土各齡期 W/cm、W/C、W/S 與長度變化之關係，圖中顯示高水膠比有較大的乾縮量，係由於 W/C 與 W/S 隨著 W/cm 之增加而變大，雖然本研究設計固定 150kg/m^3 的拌和水量，但高水膠比之 W/C 與 W/S 較大，在 RH=50% 的環境下，較多的水份會向外消散而造成較大的體積收縮，所以高水膠比的長度變化量會較大。

(2) 不同水泥種類混凝土長度變化之比較

各水膠比不同水泥種類混凝土齡期與長度變化之關係如圖 4-24 所示，圖中顯示，在 W/cm=0.28、0.32、0.36 的長度變化大小為 EC（M）>EC（H）>EC（I），亦顯示水泥漿質好（低水膠比）有較低的收縮量。W/cm=0.40 的長

度變化大小為 $EC(M) > EC(H) > ACI(II) > EC(I)$ 。由於爐石粒徑較水泥細，在初期表面所吸附之水份較多，而隨著時間增加在侷促空間內之彼此相互靠近和擠壓，以致顆粒表面電雙層中之擴散層相互重疊，當重疊部份之 Zeta 能量高於材料之 Zeta 電位時，在重疊部份中擴散層的水將會被釋出，而影響了泌水及保水性質[31]。且爐石遇水後其表面會形成一層酸膜，水化變緩，有賴 CH 侵蝕薄膜以繼續水化，這段時間會產生斥水現象，以致釋放出部份之水份，因此其保水能力較差。本試驗是將試體拆模後，隨即置入養護環境中量測長度變化量，因此當爐石開始斥水，多餘的水份會浮出或存在孔隙與骨材界面下，乾燥時會造成較大的乾縮量，以致於長度變化較大。高細度爐石水泥因為細度高，水化反應較快，且表面積大能吸附較多的水份，所以乾縮量較中細度爐石水泥小。ACI(II) 配比係採用 Type II 水泥，其 C_3A 含量較少且水化熱亦較低，漿體在水化產物緩慢形成下緻密程度較佳，乾縮量較爐石水泥混凝土低。EC(I) 長度變化量最小。圖 4-25 為各水膠比不同水泥種類混凝土各齡期與長度變化之比較，可明顯看出 EC(M) 長度變化量最大，EC(H) 次之，ACI(II) 再次之，EC(I) 最小。

4-7 混凝土性能討論分析

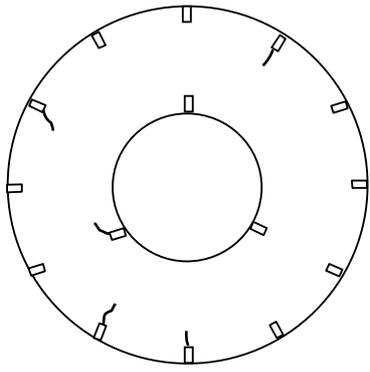
本研究，主要在探討 ACI 配比、緻密配比及不同水泥混凝土之工程性質，綜合本研究試驗結果得知，以緻密配比如配製之 EC(H) 與 EC(M) 從水膠比 ($W/cm = 0.28$) 到水膠比 ($W/cm = 0.40$) 之各項工程性質均有不錯的表現。因此在緻密配比的架構，以及控制拌和水量的條件下，採用較高爐石量是可行的，但要注意的是混凝土的體積穩定性，因為爐石的斥水性會增加混凝土的乾縮量（本試驗並無預養護）。而較細爐石能有效的減少孔隙或使孔隙細緻化，在電阻係數、氯離子電滲上有不錯的表現，另外高爐熟料有類似於水泥水化特性及 F 級飛灰卜作嵐反應的特性，使其具有良好的強度發展，爐石水泥水化熱低水化組織穩定成長，能減少混凝土內部微裂縫而增加耐久性，各項性能如表 4-1、4-2 及 4-3 所示。由表中比較各配比裂縫指數及齡期 90 天之各項性能，

以 ACI 配比法採用 Type II 水泥，其裂縫指數最大；另外，雖然抗壓強度表現良好，但電阻、氯離子電滲表現並不佳，由此顯示過去的認知「低水灰比＝低用水量」、「強度＝耐久性」是不正確地。而爐石水泥（中、高細度）被認為有較佳之耐久性，由結果顯示，的確具有不錯的性能（以緻密配比法配製）。但在體積穩定性的表現上，由於，爐石的釋水性使其行為較不穩定，因此在用量上要特別小心且施工時必須確實養護。所比綜合表中所列之性能，最終處置場障壁工程之混凝土配比，最好降低水泥量（ $\leq 200\text{kg/m}^3$ ）、總水量（含強塑劑或減水劑 $< 150\text{kg/m}^3$ ）及水膠比 < 0.4 （水灰比 > 0.42 ），以確保體積穩定性（塑性收縮及乾縮）及耐久性。而降低水泥量，則須以卜作嵐材料（飛灰、爐石）來輔助膠結材料量，確保強度及耐久性。

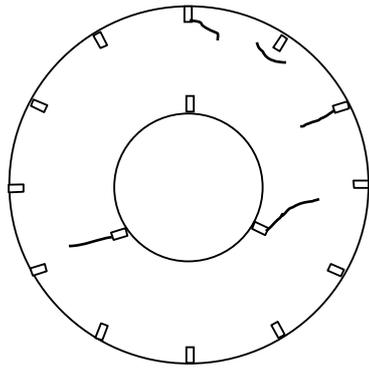
4-8 耐久性服務壽命評估

目前混凝土耐久性評估模式的研究相當豐富，但是由於混凝土組成材料複雜，且混凝土品質與施工水準亦有密切關係，所以甚難論斷那種模式較佳。而有關最終處置場混凝土工程障壁耐久性相關設計、評估資料蒐集困難，最多只有設計強度 $> 350\text{kgf/cm}^2$ 及掩體設計厚度等資料。本研究由於現階段的研究時程短促，尚有相關研究參數未完全建立，因此以現有的研究數據進行比較分析。由前述，針對目前台灣環境狀況的評估與現有環境條件近似，且以耐久性設計之工程「加拿大跨峽大橋」100 年壽命設計要求的混凝土性能與本研究驗證之混凝土性能相互比較分析。本研究依緻密配比法所配製之混凝土，以傳統混凝土透水試驗（達西定律 Darcy's Law），無法求出其滲透係數。因此，依 AASHTO T277（ASTM C1202-93）建議使用氯離子加速電滲法評估混凝土的抗蝕能力。因為氯離子比水分子的滲透力更強，所以當氯離子無法滲入混凝土內部時，水分子將更難滲入，則應有較佳的耐久性。而加拿大跨峽大橋設計者要求以使用氯離子擴散試驗，評估其所暴露環境的服務壽命。混凝土氯離子擴散係數要求須小於 $4.8 \times 10^{-9}\text{m}^2/\text{s}$ ，在保護層厚度為 75mm，達到鋼筋腐蝕之氯離子濃度為 0.4%（水泥重量， 1.6kg/m^3 ）所須時間為 60 年。但加速試驗與所處

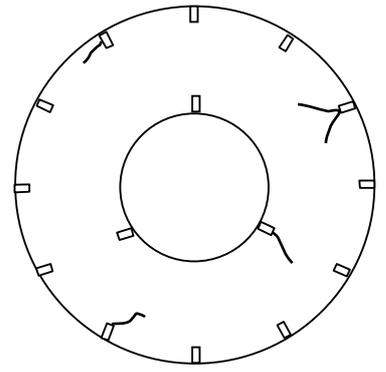
環境不同，當達到 1.6kg/m^3 氯離子濃度時，不一定會發生腐蝕反應。因為在正常情況下混凝土結構會隨時間越來越緻密其阻抗性會提高，氯離子更不易侵入，所以正常滲透速率下其服務壽命遠大於 60 年。表 4-4、4-5 是本研究部份配比與加拿大跨峽大橋配比之耐久性指標之比較。要達到跨峽大橋的設計性能，混凝土 (W/cm) 應小於 0.4，氯離子電滲量為 750 庫侖 (<1000 庫侖)，而氯離子擴散係數只有跨峽大橋設計要求的 $1/77$ (非加速試驗) 和 $1/15$ (加速試驗)，而抗壓強度亦大於其設計強度 (90 天=60MPa)，顯示本研究配比能滿足高耐久性的設計須求。在氯離子滲透方面，核能研究所對本研究配比 W/cm=0.32 和 0.4，齡期 28 天後，以 Fick's Law (第二定律) 進行氯離子擴散試驗，並依試驗數據所建立之 Error Function 推測，當達到跨峽大橋氯離子限制值 (0.4% 水泥重) 時，混凝土不同保護層厚度的服務年限。試驗所使用之氯離子濃度為 3M(mole)，計算擴散係數時則採用前述台灣沿海的平均氯離子濃度 19500ppm 為表面濃度。當擴散深度達到容許濃度為 1440ppm(0.4% weight of cement)，依所須擴散年限來預測本研究配比之服務年限。驗證結果如圖 4-26 所示，服務年限推測如表 4-6 所示。表中顯示本研究配比 W/cm=0.4，保護層厚度 40mm 以上其預測服務年限以達 100 年以上，較跨峽大橋保護層厚度為 75mm，僅有 60 年 (僅就混凝土性能討論) 的壽命高出甚多。另外，本研究之加速氯離子擴散實驗，條件較加拿大跨峽大橋嚴苛，而未來最終處置場混凝土障壁工程的環境因素，應不會如此惡劣。因此在施工妥善且有足夠保護層 ($\geq 75\text{mm}$) 的前提下，本研究配比的服務年限應可滿足低放射性廢料 300 年的管制年限。



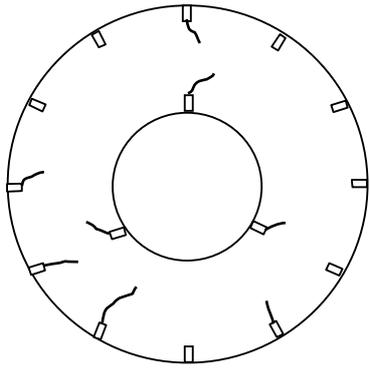
EC(I)-0.28



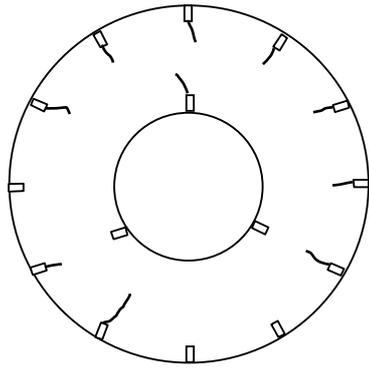
EC(M)-0.28



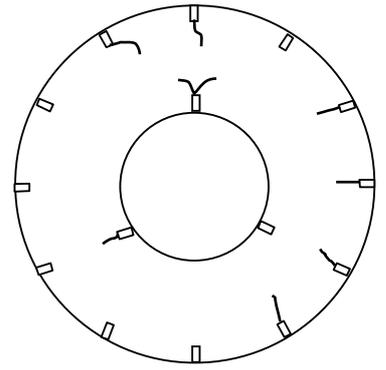
EC(H)-0.28



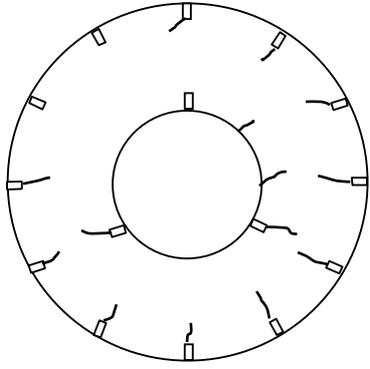
EC(I)-0.32



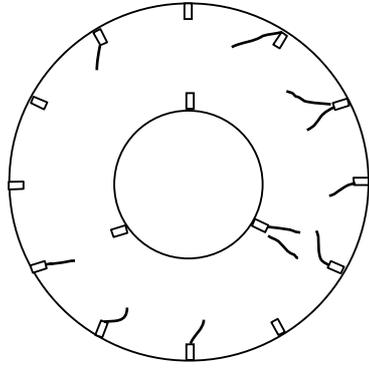
EC(M)-0.32



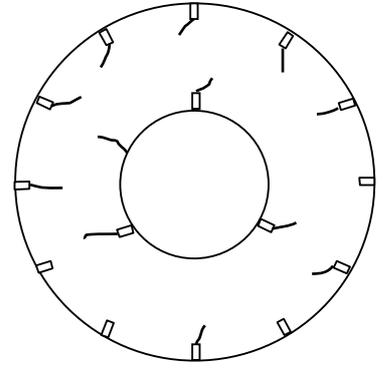
EC(H)-0.32



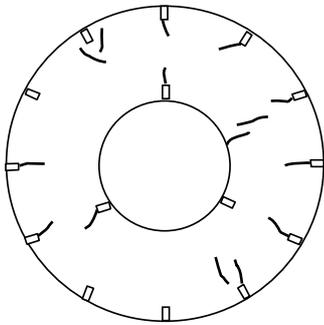
EC(I)-0.36



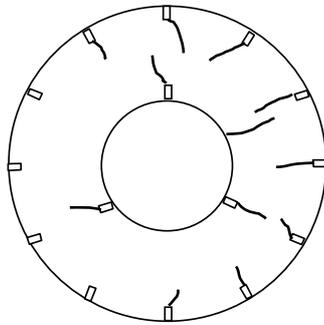
EC(M)-0.36



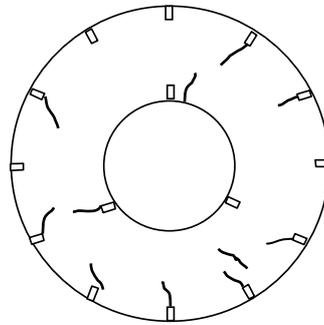
EC(H)-0.36



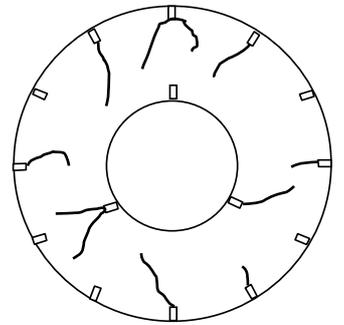
EC(I)-0.40



EC(M)-0.40



EC(H)-0.40



ACI(II)-0.40

圖 4-1 混凝土之塑性收縮裂縫

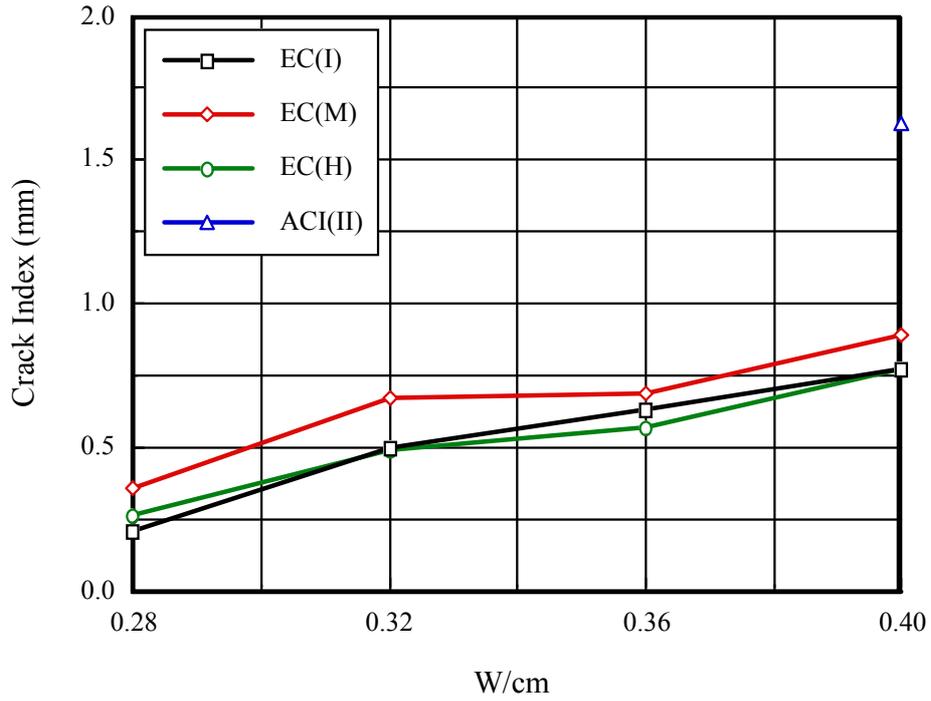


圖 4-2 不同水泥種類混凝土不同水膠比與裂縫指數之關係

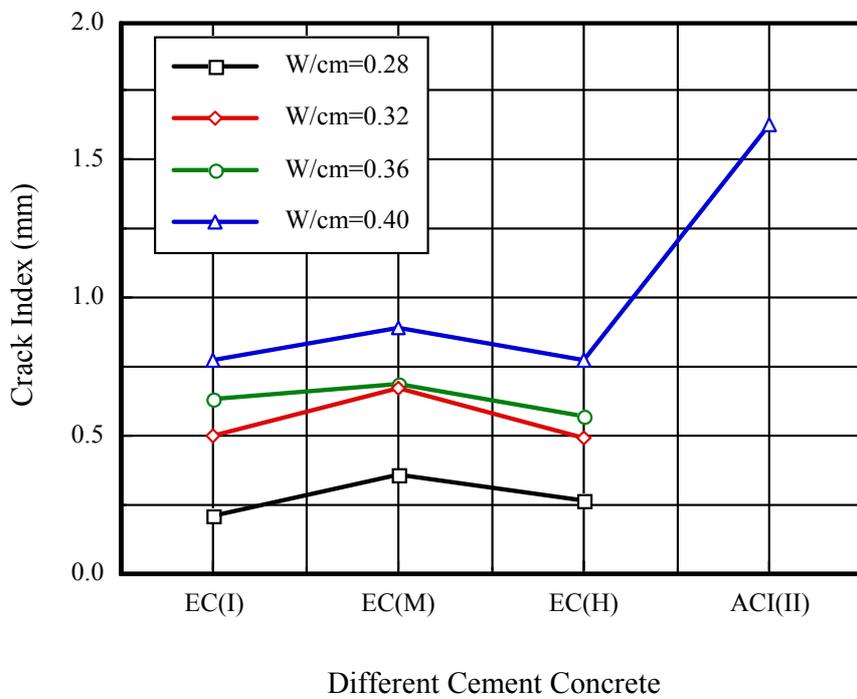


圖 4-3 不同水膠比不同水泥種類混凝土與裂縫指數之關係

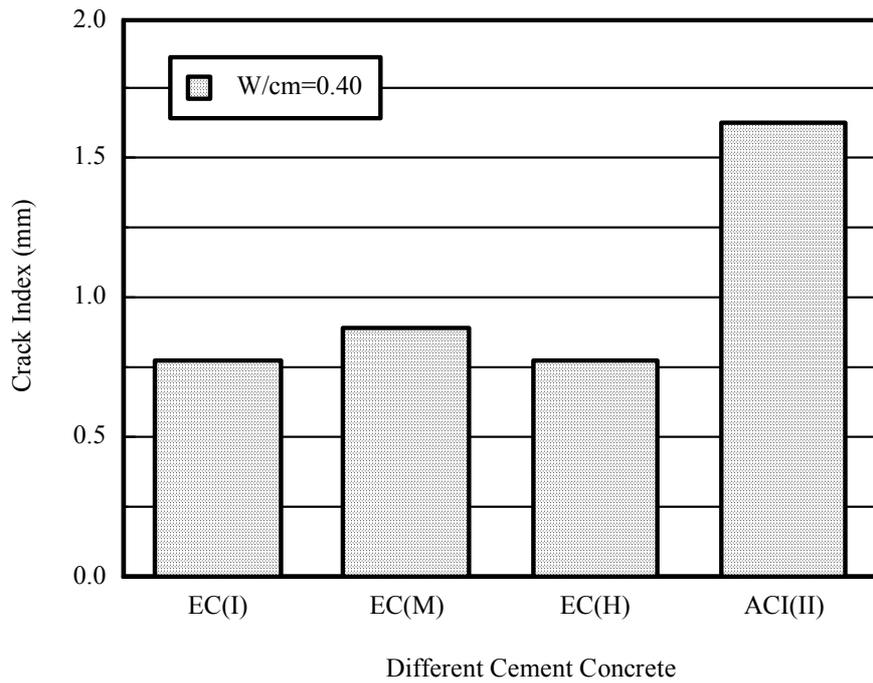


圖 4-4 同一水膠比 (W/cm=0.4) 不同水泥種類混凝土與裂縫指數之關係

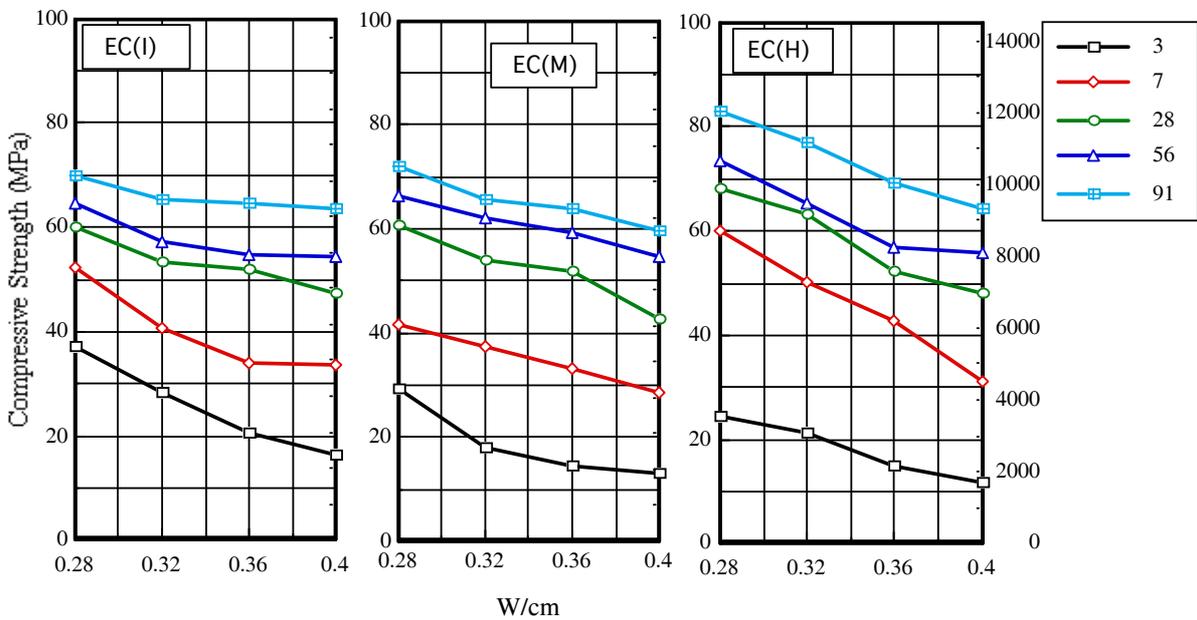


圖 4-5 不同水泥種類混凝土水膠比與抗壓強度之關係

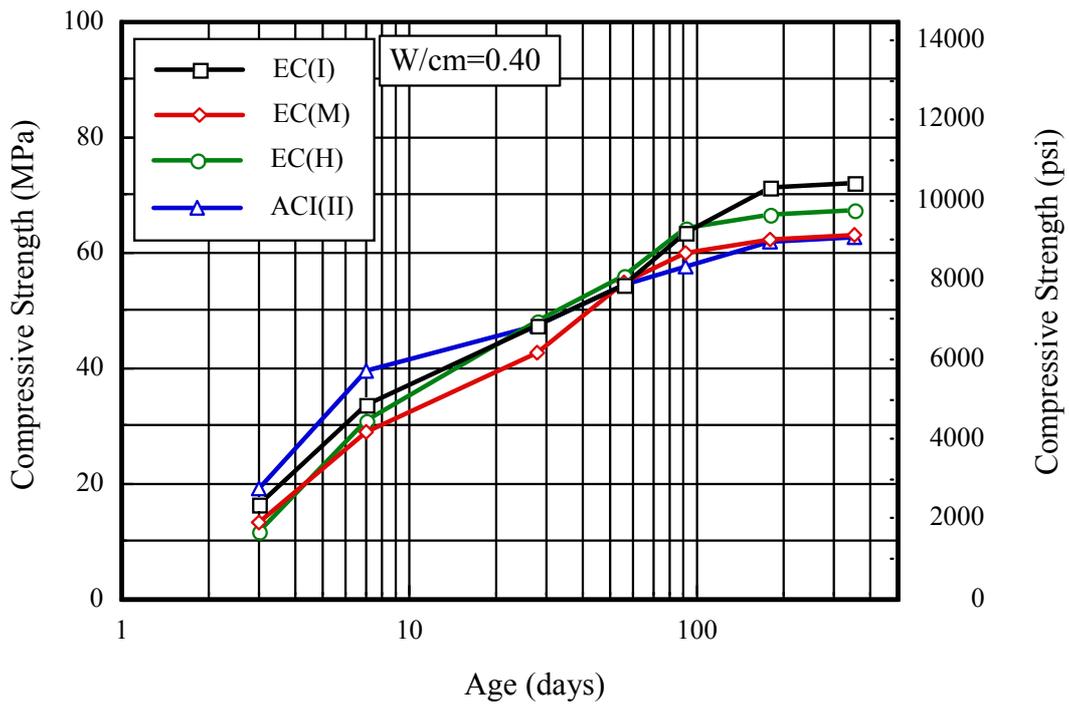


圖 4-6 同一水膠比不同水泥種類混凝土於水中養護
齡期與抗壓強度之關係(W/cm=0.40)

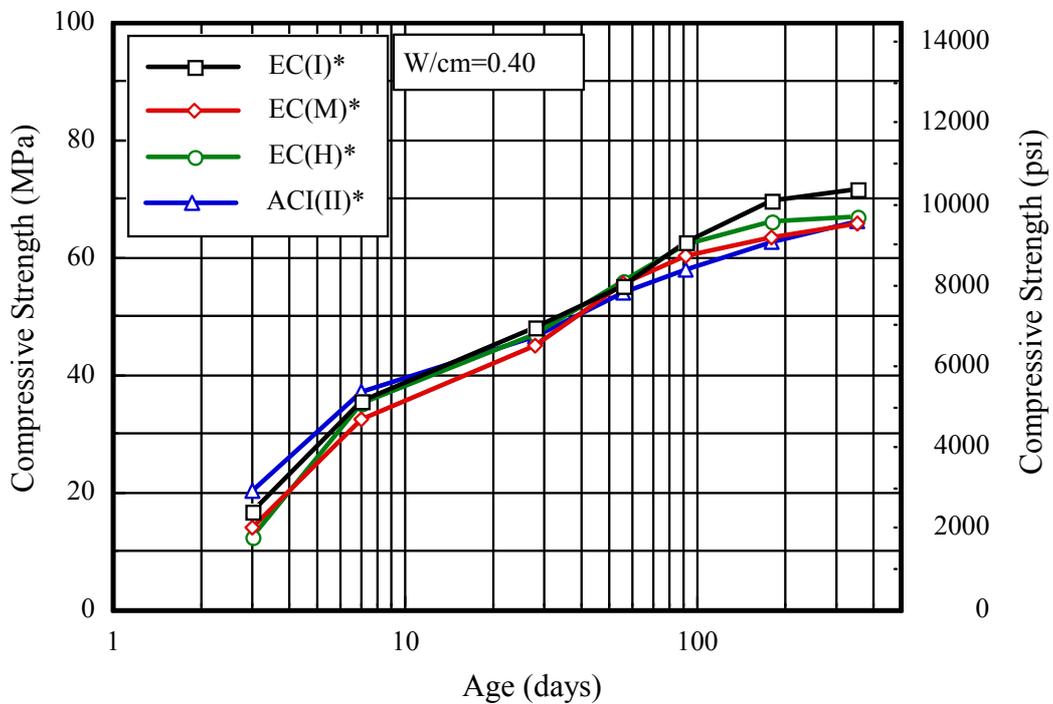


圖 4-7 同一水膠比不同水泥種類混凝土浸泡於硫酸鈉溶液
齡期與抗壓強度之關係(W/cm=0.40, 5000ppm Na₂SO₄)

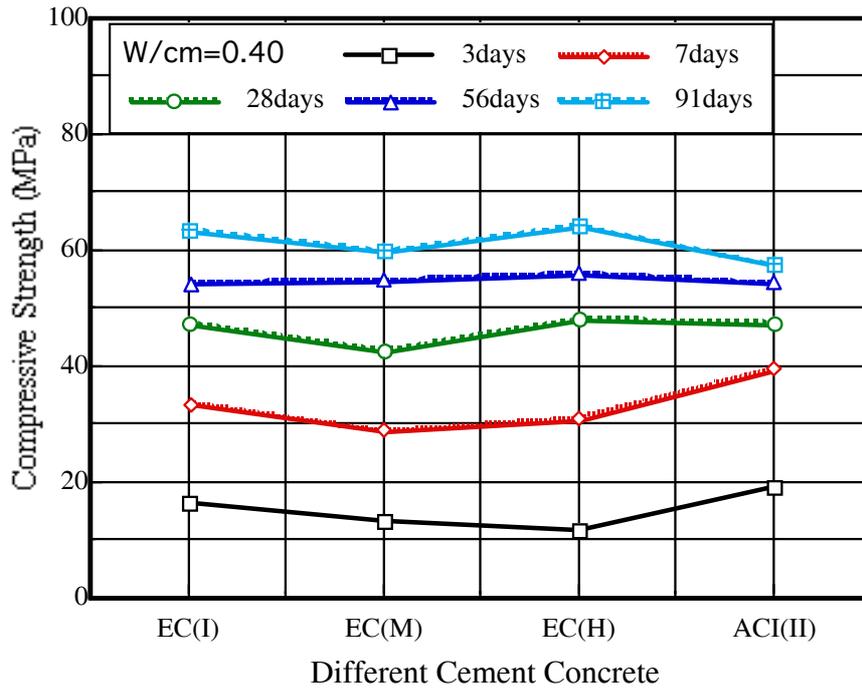


圖 4-8 同一水膠比不同水泥種類混凝土於水中養護
與抗壓強度之關係(W/cm=0.40)

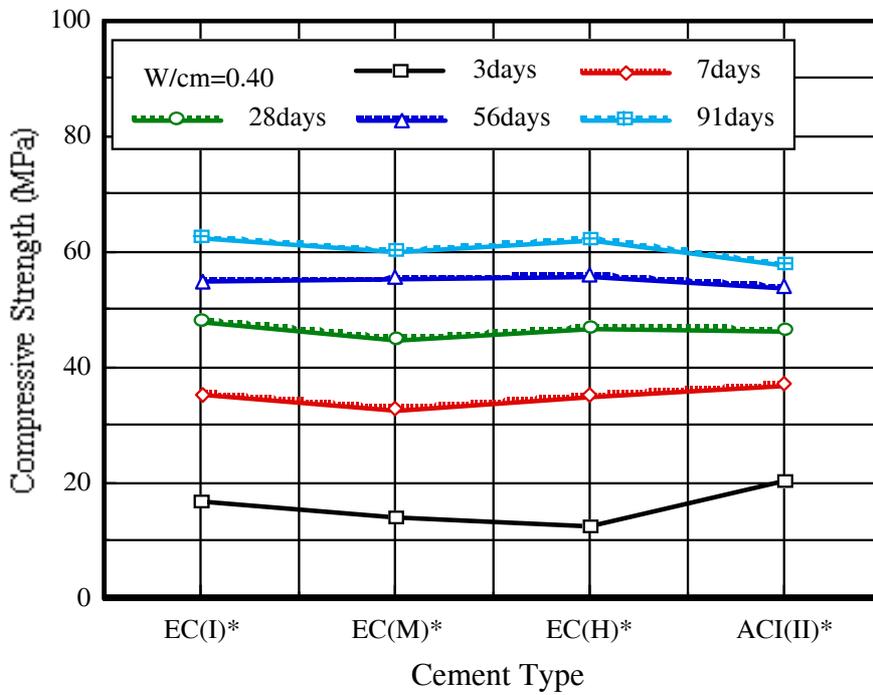


圖 4-9 同一水膠比不同水泥種類混凝土浸泡於硫酸鈉溶液
與抗壓強度之關係(W/cm=0.40, 5000ppm Na₂SO₄)

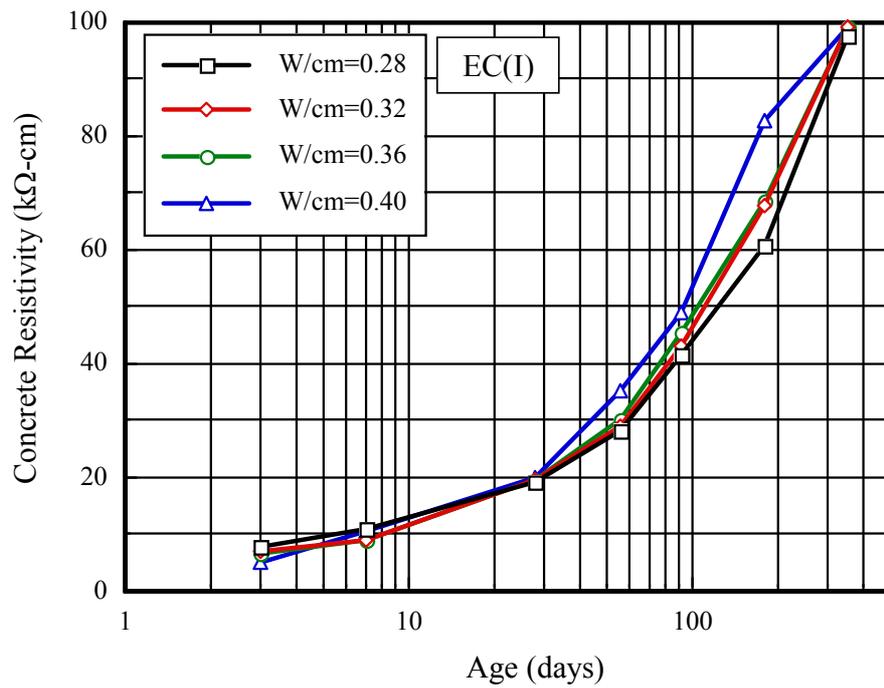


圖 4-10 不同水膠比優生混凝土齡期與電阻係數之關係

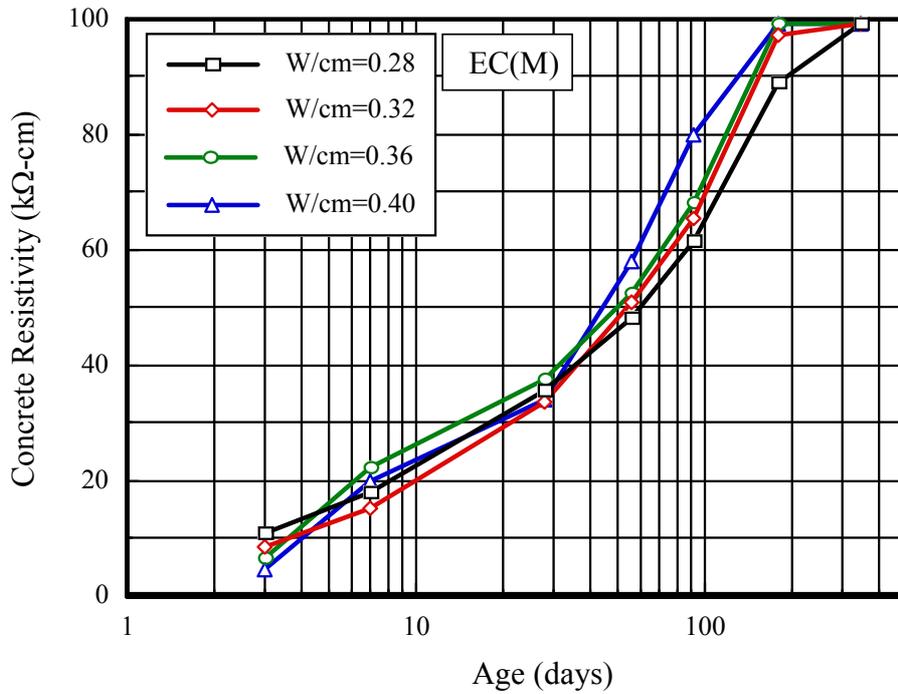


圖 4-11 不同水膠比中細度爐石水泥混凝土齡期與電阻係數之關係

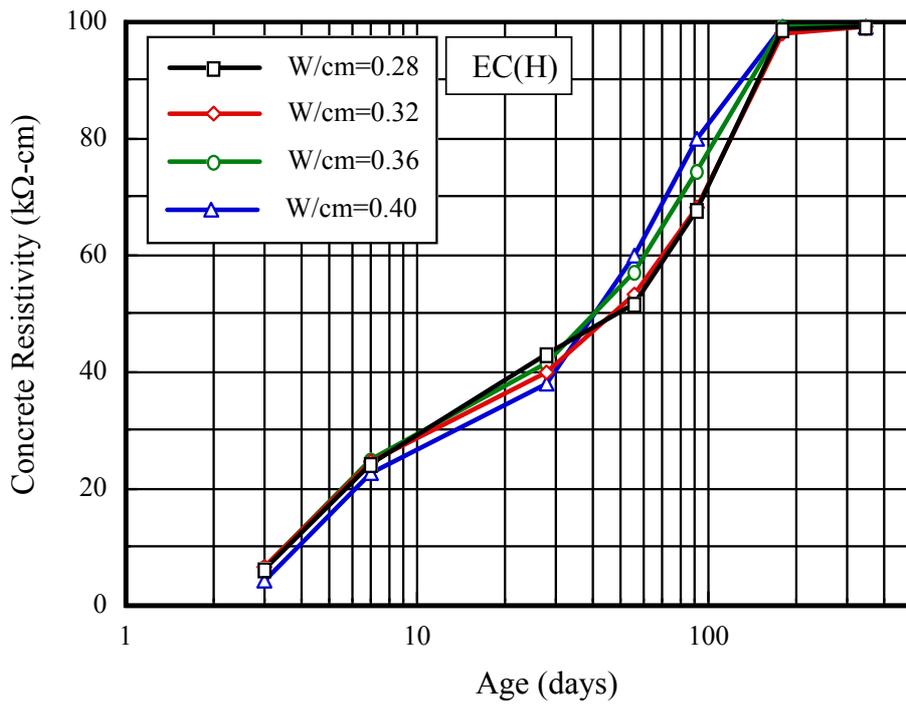


圖 4-12 不同水膠比高細度爐石水泥混凝土齡期與電阻係數之關係

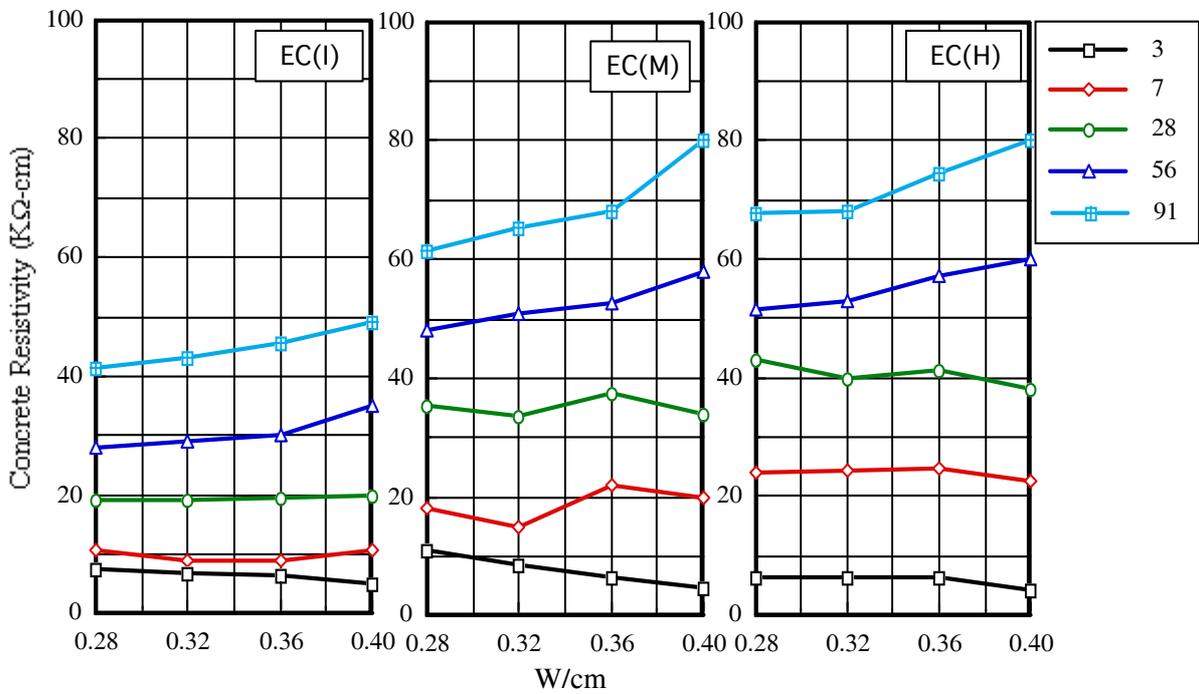


圖 4-13 不同水泥種類混凝土水膠比與電阻係數之關係

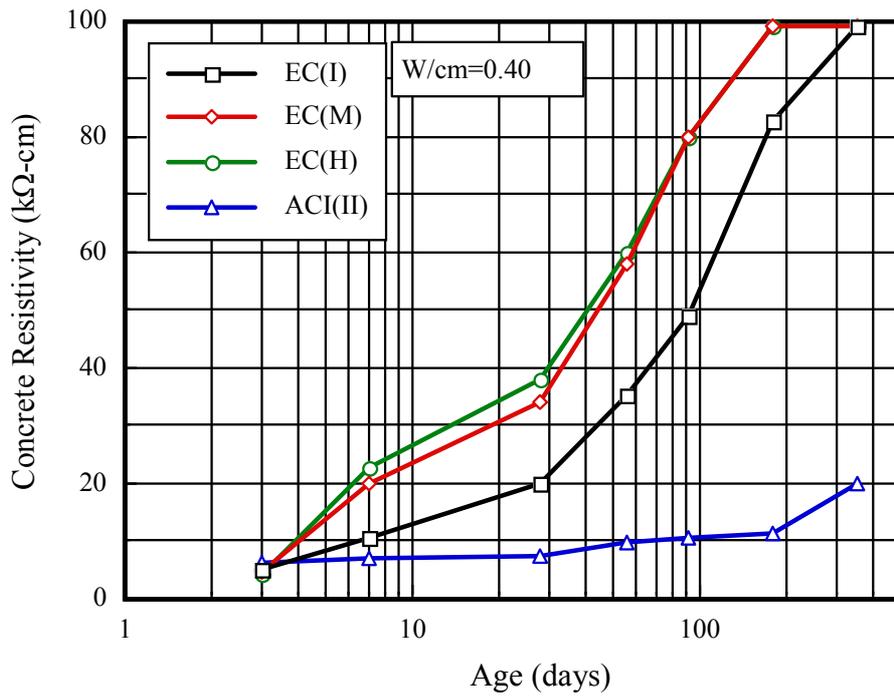


圖 4-14 同一水膠比不同水泥種類混凝土於水中養護
齡期與電阻係數之關係(W/cm=0.40)

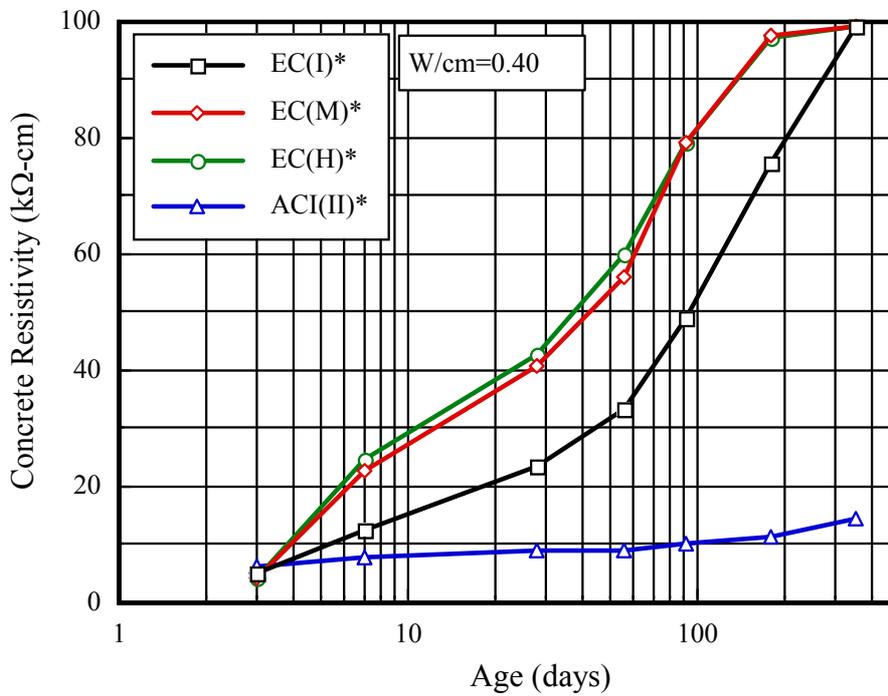


圖 4-15 同一水膠比不同水泥種類混凝土浸泡於硫酸鈉溶液
齡期與電阻係數之關係(W/cm=0.40, 5000ppm Na₂SO₄)

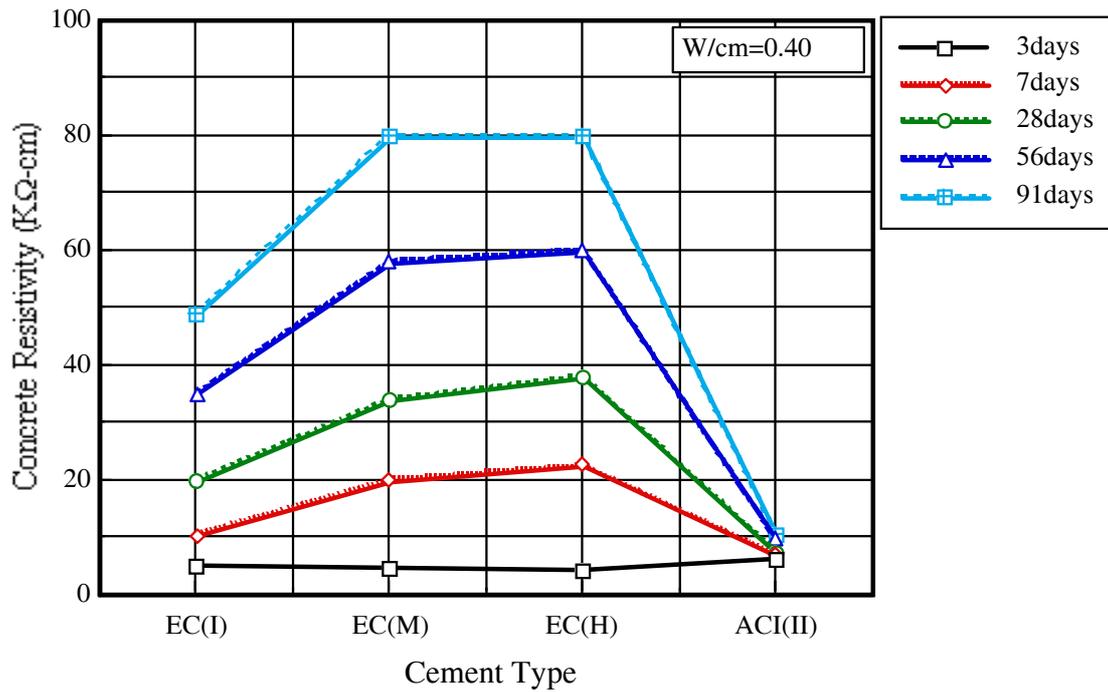


圖 4-16 同一水膠比不同水泥種類混凝土於水中養護與電阻係數之關係(W/cm=0.40)

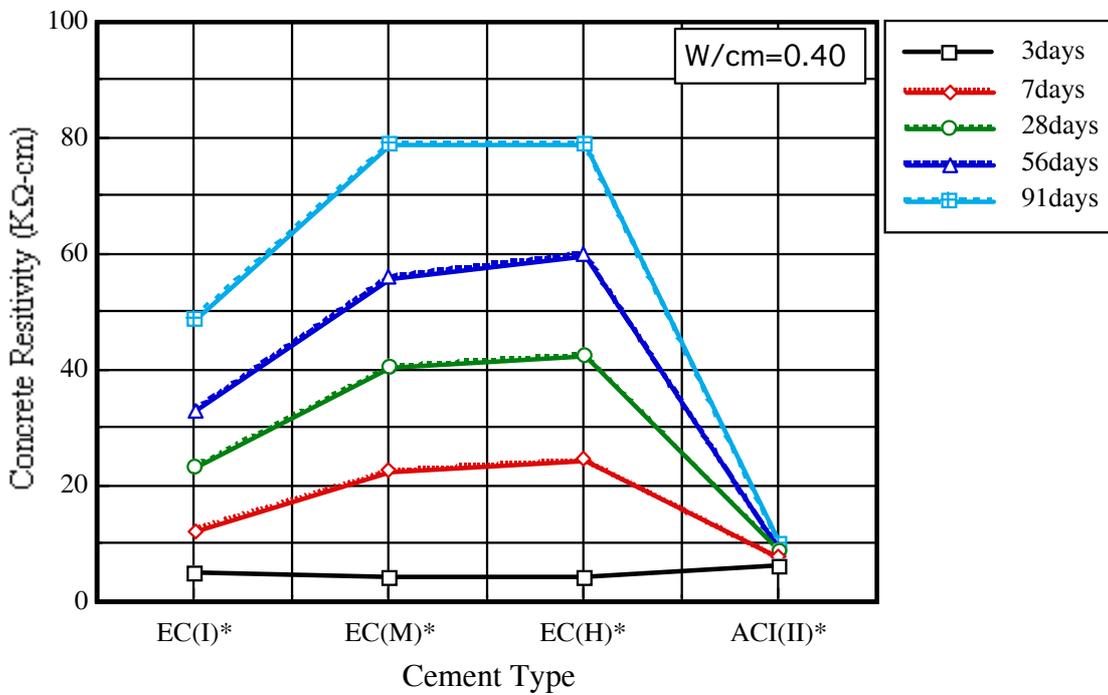


圖 4-17 同一水膠比不同水泥種類混凝土浸泡於硫酸鈉溶液與電阻係數之關係(W/cm=0.40, 5000ppm Na₂SO₄)

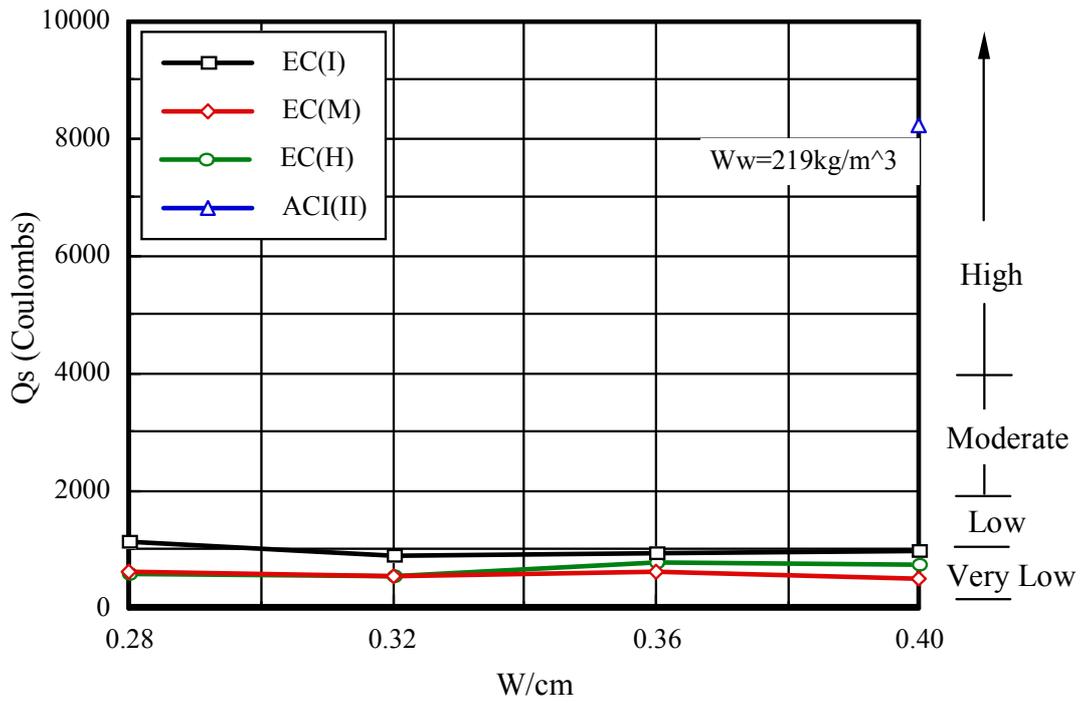


圖 4-18 不同水泥種類混凝土水膠比與氯離子電滲量之關係

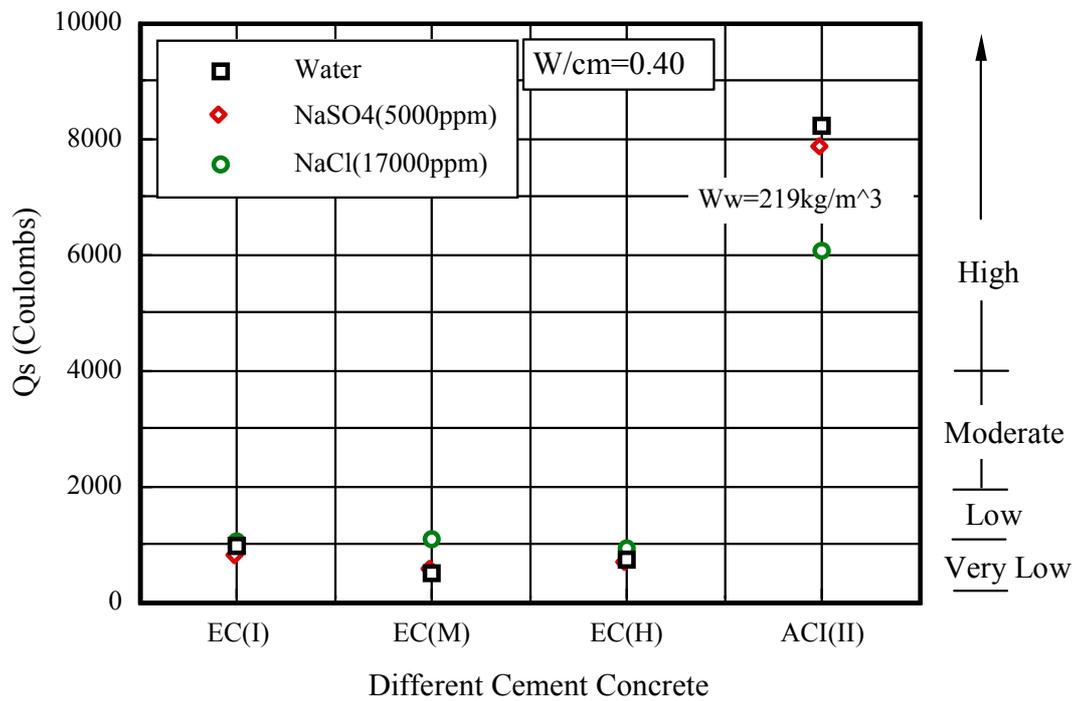


圖 4-19 同一水膠比不同養護環境混凝土與氯離子電滲量之關係(W/cm=0.40)

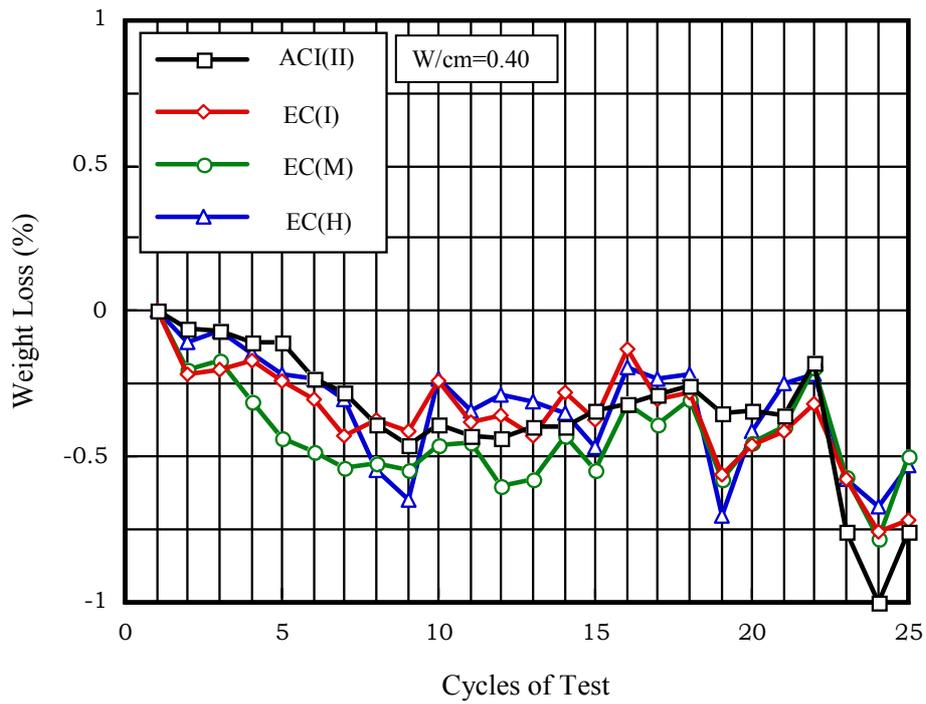


圖 4-20 混凝土浸泡於 5000ppm 硫酸鈉溶液循環次數與重量損失之關係
(W/cm=0.40,Specimen When Oven Dry Condition)

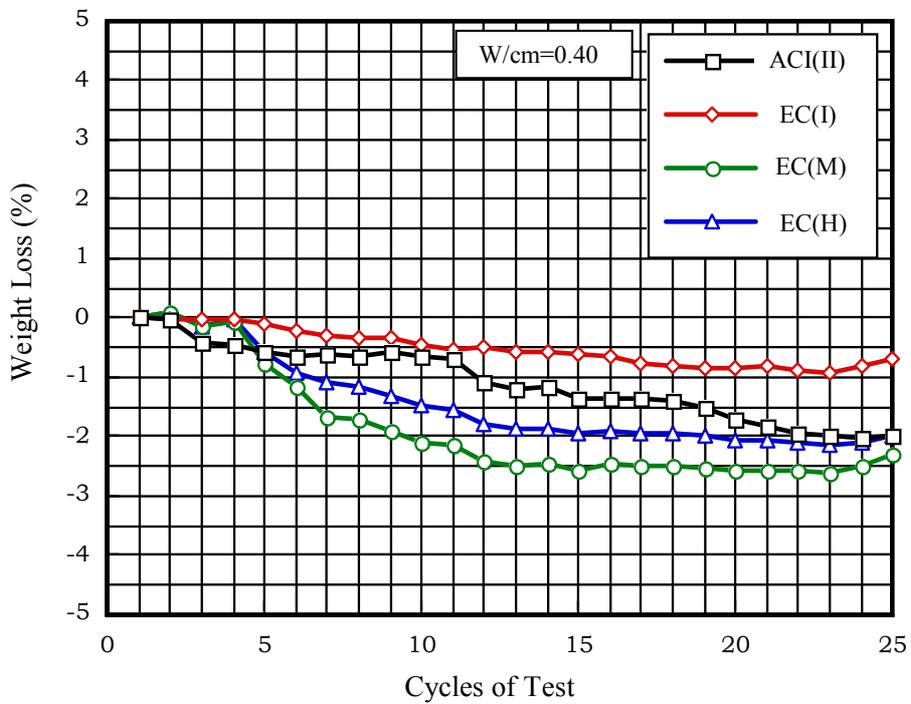


圖 4-21 混凝土浸泡於飽和硫酸鈉溶液循環次數與重量損失之關係
(W/cm=0.40,Specimen When Oven Dry Condition)

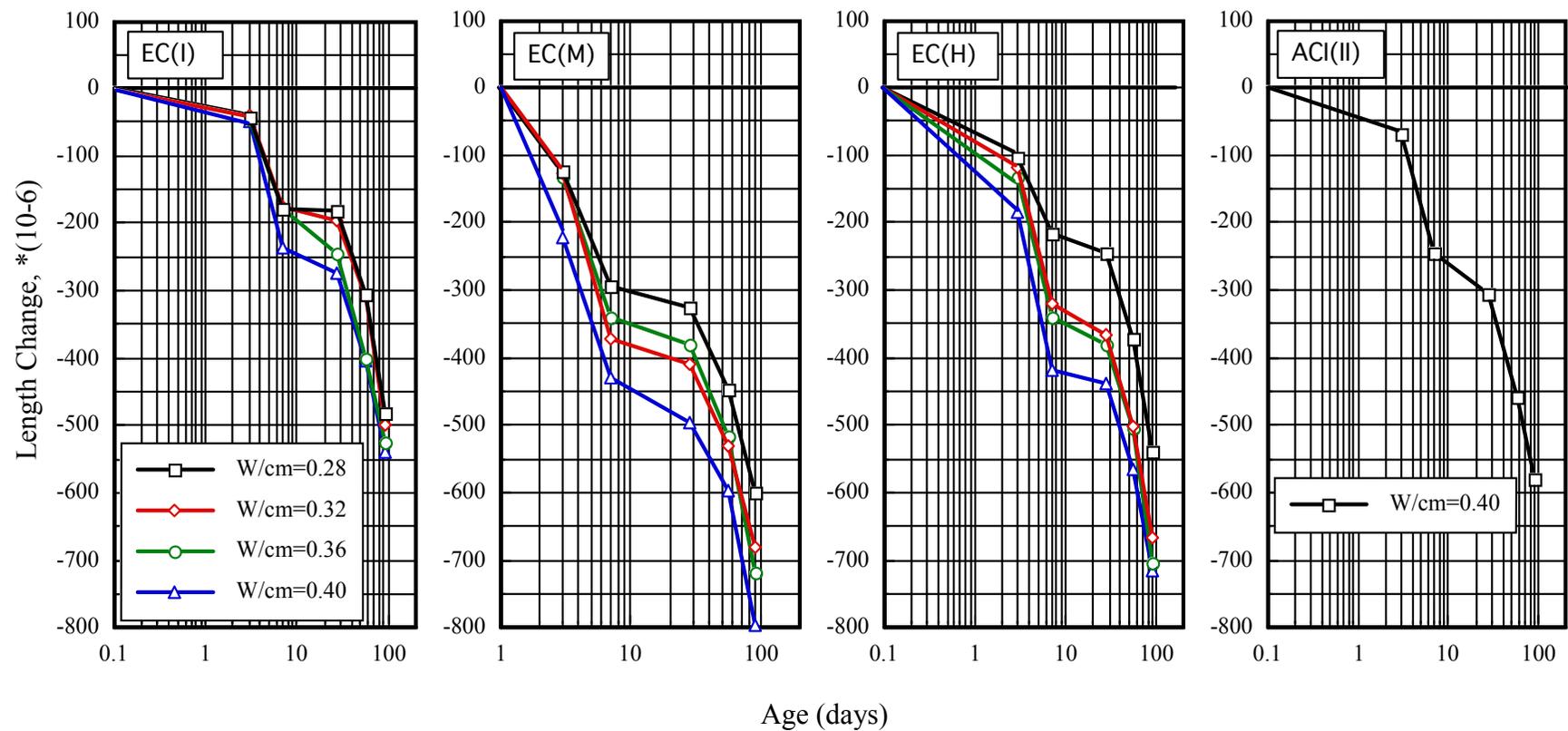


圖 4-22 不同水泥種類混凝土不同水膠比齡期與長度變化之關係 (T=23°C, RH=50%)

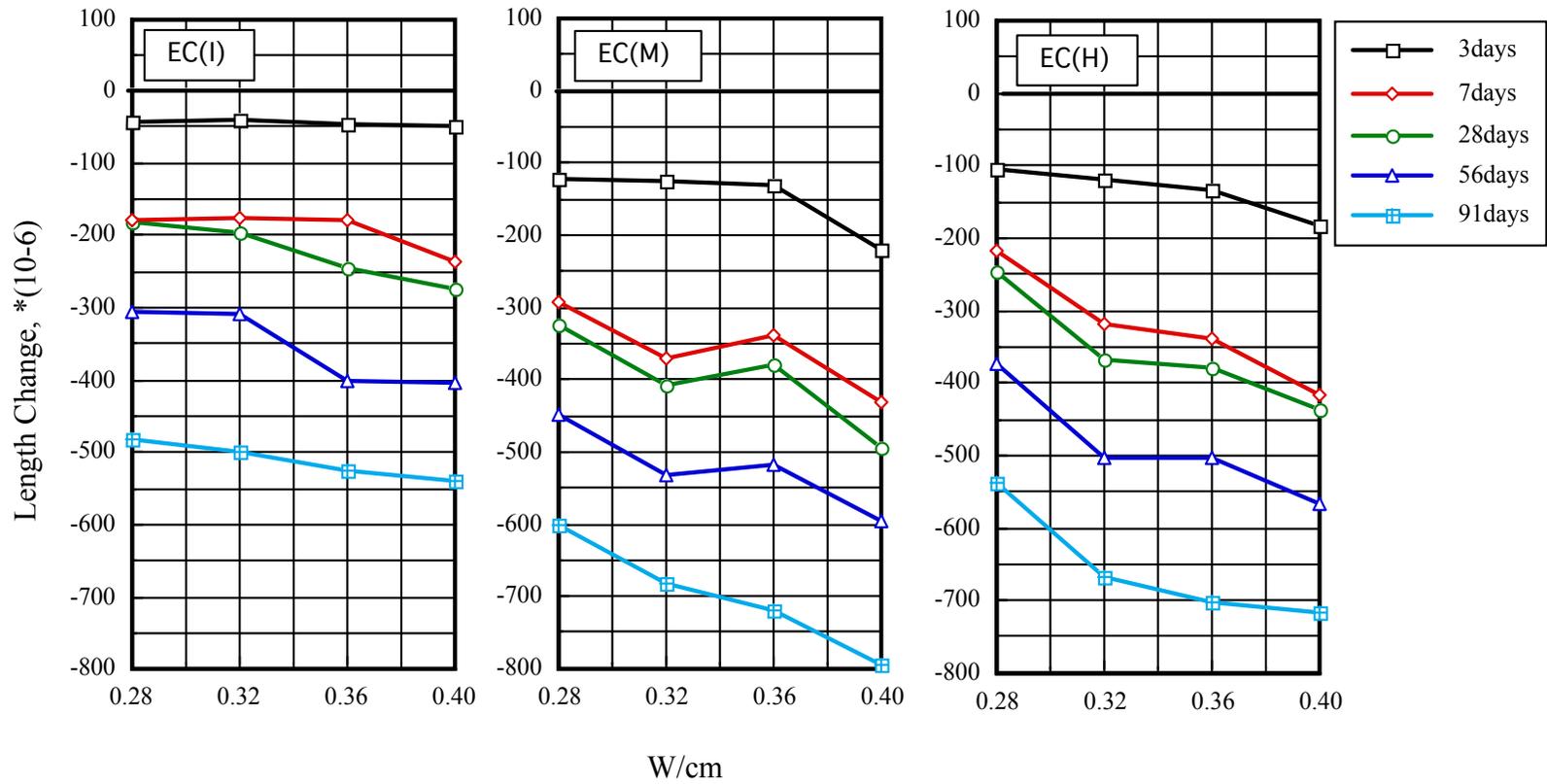


圖 4-23 不同水泥種類混凝土不同水膠比與長度變化之關係 (T=23°C,RH=50%)

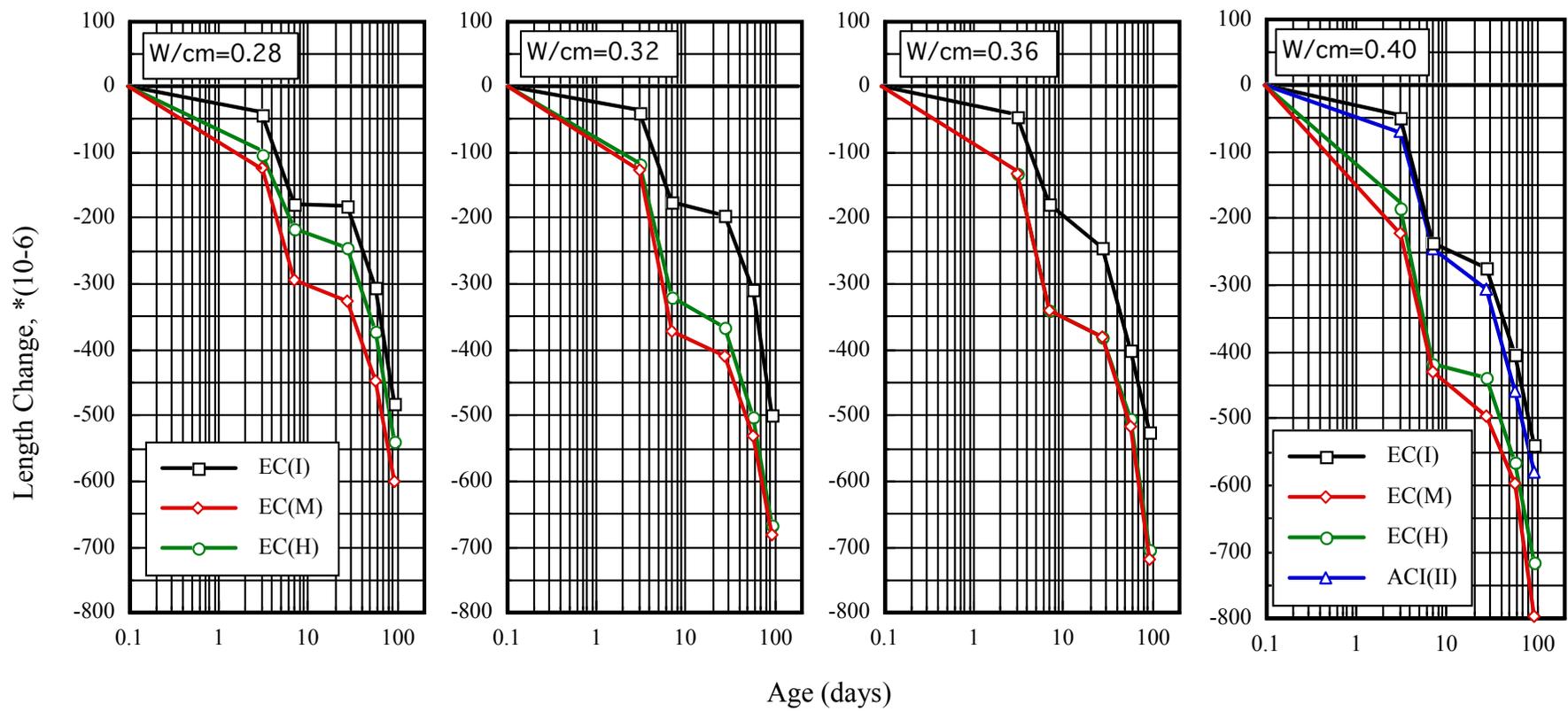


圖 4-24 不同水膠比不同水泥種類混凝土齡期與長度變化之關係 (T=23°C,RH=50%)

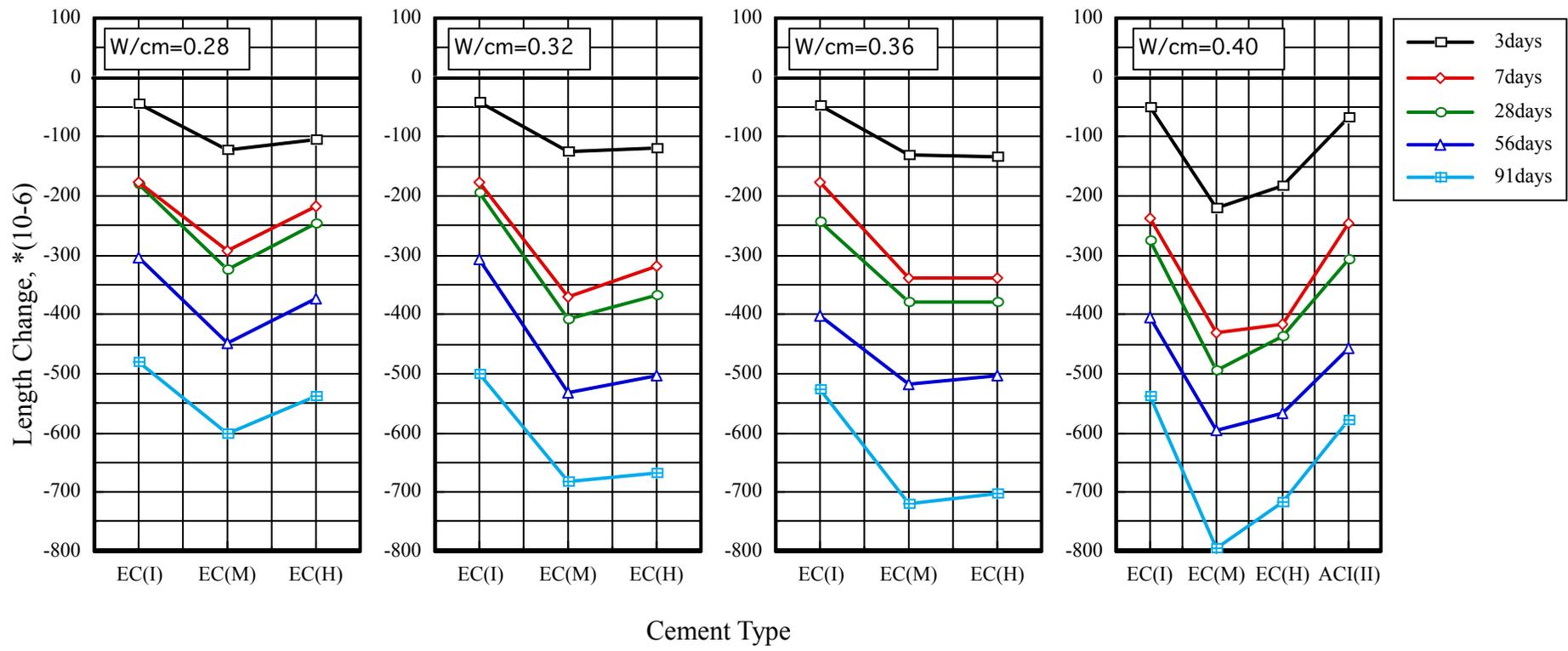


圖 4-25 不同水膠比不同水泥種類混凝土與長度變化之關係 (T=23°C, RH=50%)

表 4-1 混凝土塑性裂縫指數

組別	W/C	W/cm	W/S	水泥用量 (kg/m ³)	Carck Index (mm)
EC(I)28	0.47	0.28	0.0654	318.5	0.21
EC(M)28	0.94	0.28	0.0654	318.5*	0.36
EC(H)28	0.94	0.28	0.0654	318.5*	0.26
EC(I)32	0.61	0.32	0.0657	244.6	0.50
EC(M)32	1.23	0.32	0.0657	244.6*	0.67
EC(H)32	1.23	0.32	0.0657	244.6*	0.49
EC(I)36	0.80	0.36	0.0660	187.1	0.63
EC(M)36	1.60	0.36	0.0660	187.1*	0.69
EC(H)36	1.60	0.36	0.0660	187.1*	0.57
EC(I)40	1.06	0.40	0.0663	141.1	0.77
EC(M)40	2.12	0.40	0.0663	141.1*	0.89
EC(H)40	2.12	0.40	0.0663	141.1*	0.77
ACI(II)40	0.40	0.40	0.11	548	1.63

表 4-2 混凝土硬固性質

	齡期 (天)	EC(I)28	EC(M)28	EC(H)28	EC(I)32	EC(M)32
抗 壓 強 度 (MPa)	3	37.14	29.20	24.53	28.24	18.12
	7	52.19	41.69	59.94	40.60	37.27
	28	59.94	60.83	68.27	53.50	53.98
	56	64.61	66.34	73.39	57.25	62.12
	91	69.87	71.86	83.12	65.36	65.51
電 阻 量 測 (KΩ-cm)	3	7.5	11.0	6.2	6.8	8.6
	7	10.8	18.0	24.0	9.0	15.0
	28	19.0	35.5	43.0	19.3	33.5
	56	28.0	48.0	51.5	29.0	51.0
	91	41.5	61.5	67.8	43.0	65.5
電滲值 (Qs)	after 91	1117.8	623.7	561.6	887.4	525.6

表 4-2 混凝土硬固性質 (續)

	齡期 (天)	EC(H)32	EC(I)36	EC(M)36	EC(H)36	EC(I)40
抗 壓 強 度 (MPa)	3	21.32	20.49	14.54	14.92	16.14
	7	50.33	34.01	33.04	42.91	33.55
	28	63.21	51.87	51.81	52.19	47.39
	56	65.26	54.69	59.24	56.74	54.43
	91	77.10	64.64	63.85	69.29	63.52
電 阻 量 測 (KΩ-cm)	3	6.5	6.6	6.4	6.5	5.0
	7	24.5	8.9	22.0	24.8	10.5
	28	40.0	19.6	37.5	41.3	20.0
	56	53.0	30.0	52.5	57.0	35.0
	91	68.0	45.5	68.0	74.5	49.0
電滲值 (Qs)	after 91	539.1	942.3	620.1	778.5	955.8

表 4-2 混凝土硬固性質 (續)

	齡期 (天)	EC(M)40	EC(H)40	ACI(II)40	EC(I)40*	EC(M)40*
抗 壓 強 度 (MPa)	3	13.11	11.66	19.08	16.65	14.09
	7	28.69	30.96	39.51	35.55	32.92
	28	42.65	48.08	47.45	48.22	45.08
	56	54.69	55.97	54.18	54.94	55.33
	91	59.68	64.14	57.32	62.50	60.07
電 阻 量 測 (KΩ-cm)	3	4.5	4.3	6.1	4.8	4.3
	7	20.0	22.5	6.9	12.5	22.5
	28	34.0	38.0	7.4	23.3	40.5
	56	58.0	60.0	9.5	33.0	56.0
	91	80.0	80.0	10.3	49.0	79.0
電滲值 (Qs)	after 91	501.3	723.6	8209.8	762.3	537.3

表 4-3 混凝土於溫度 23°C 及相對濕度 50% 環境之長度變化

組別	W/C	W/cm	W/S	長度變化率 (10 ⁻⁶)				
				3D	7D	28D	56D	91D
EC(I)28	0.47	0.28	0.0654	-43.8	-177.1	-181.3	-304.2	-480.6
EC(M)28	0.94	0.28	0.0654	-122.9	-293.8	-325	-447.9	-600.6
EC(H)28	0.94	0.28	0.0654	-104.2	-216.7	-245.8	-372.9	-537.9
EC(I)32	0.61	0.32	0.0657	-41.4	-176.5	-195.6	-308.3	-500.0
EC(M)32	1.23	0.32	0.0657	-126.3	-370.8	-408.3	-531.3	-681.7
EC(H)32	1.23	0.32	0.0657	-118.8	-318.8	-366.7	-502.1	-667.1
EC(I)36	0.80	0.36	0.0660	-46.0	-177.1	-243.8	-402.1	-525.0
EC(M)36	1.60	0.36	0.0660	-131.3	-339.6	-379.2	-516.4	-718.8
EC(H)36	1.60	0.36	0.0660	-133.3	-339.6	-379.2	-504.2	-702.5
EC(I)40	1.06	0.40	0.0663	-50.0	-237.5	-275	-404.2	-539.2
EC(M)40	2.12	0.40	0.0663	-221.6	-430.1	-495.2	-595.8	-795.4
EC(H)40	2.12	0.40	0.0663	-184.2	-416.7	-437.5	-566.7	-716.7
ACI(II)40	0.40	0.40	0.11	-68.8	-245.8	-306.3	-458.3	-579.2

表 4-4 加拿大跨峽大橋設計須求

設計須求		配比設計	
91 天抗壓強度	60MPa	水泥	430kg/m ³
最少膠結料量	450kg/m ³	飛灰	45 kg/m ³
最大 W/cm	0.34	砂	705 kg/m ³
水泥種類	10SF (7.5%砂灰)	石子	1030 kg/m ³
飛灰	最多 10%	水	145 kg/m ³
氯離子電滲量(ASTM C1202)	< 1000 庫侖	減水劑	1.8 l/m ³
含氣量	5-8%(≤ 230 μ m)	強塑劑	3.2 l/m ³
氯離子滲透係數	< 4.8*10 ⁻¹³ m ² /s	含氣量	依須求
電阻係數	50k Ω -cm	坍度	180±40mm

表 4-5 耐久性指標比較

W/cm	W/C	W/S (%)	Diffusion Coefficient($10^{-11}\text{cm}^2/\text{s}$)				Concrete Resistivity ($\text{K}\Omega\text{-cm}$)	Charge Passed (Coulombs)	Compressive Strength (MPa)	Remark
			Air Curing		Water Curing					
			N*	A**	N	A				
0.32	0.34	6.79	480		-		> 50	< 1000	60(91d)	Canada Confedreation bridge
0.32					7.32	55.88	43	887.4	65.36	Ec(I)
0.32					6.21	32.83	65.5	525.6	65.51	Ec(M)
0.32							68	539.1	77.1	Ec(H)
0.36							45.5	942.3	64.64	Ec(I)
0.36							68	620.1	63.85	Ec(M)
0.36							74.5	778.5	69.29	Ec(H)
0.4			6.58	61.13			49	955.8	63.52	Ec(I)
0.4							80	501.3	59.68	Ec(M)
0.4							80	723.6	64.14	Ec(H)
0.4							10.3	8209.8	57.32	ACI(II)

4-6 本研究配比與加拿大跨峽大橋服務年限預測

Cover Thickness,mm	W/cm	Service Life, Prediction Years	Remark
40	0.4	103	Research
	0.32	129	
50	0.4	161	
	0.32	201	
75	0.4	364	
	0.32	455	
75	0.32	60	Canada

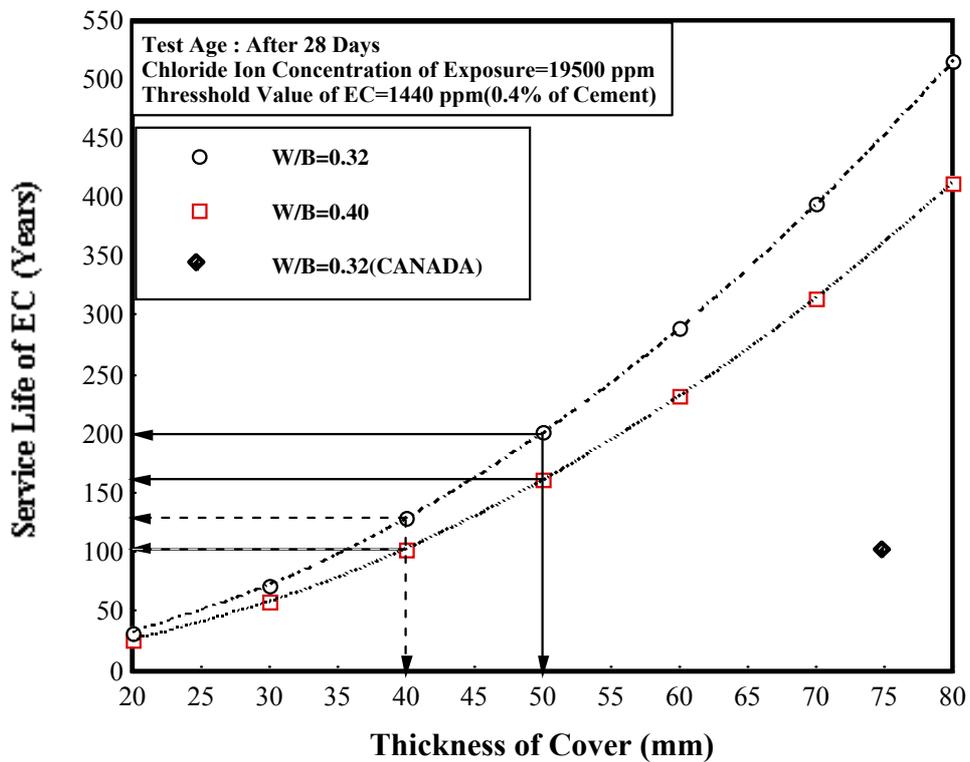


圖 4-26 不同保護層厚度與 EC 服務年限之關係

五、 結論與建議

5-1 結論

本研究，主要探討混凝土工程障壁之耐久性評估，針對影響耐久性之相關因子，進行評估。經試驗結果可得下列結論：

1. 裂縫指數隨著 W/cm、W/C、W/S 的增加而增加，W/cm、W/C 愈高雖然水化熱和蒸發率較低，但水泥漿抗張強度成長較慢，不易抑制生長裂縫的延伸。而爐石水泥混凝土的裂縫指數較傳統混凝土低。因此工程障壁混凝土的配比設計最好以水膠比 $W/cm < 0.4$ ； $W/C > 0.42$ （避免自生體積收縮）。
2. 採用爐石水泥以緻密配比所設計之混凝土，有較高的電阻係數及較低的氯離子電滲量，此乃爐石水泥細度較普通水泥高，能減少孔隙或使孔隙細緻化，降低總孔隙量及電流通路，有助於提升混凝土的耐久性質。傳統混凝土則須降低拌和水量來減少氯離子滲透量。
3. 本研究 $W/cm=0.40$ 各配比於 5000ppm 硫酸鈉溶液中養護，硬固性質並沒有顯著的變化，顯示混凝土對 5000ppm 濃度之硫酸鹽侵蝕有良好的抗硫性。
4. 爐石水泥混凝土在硫酸鹽（5000ppm、飽和）侵蝕 25 循環後，有較大的重量損失，係由於爐石中的硫化物與外部硫酸鹽的侵蝕所致，含高量爐石粉的水泥，抗硫性能反有劣化的現象。
5. 爐石水泥的斥水現象使得混凝土有較大的乾縮量產生，且以中細度爐石水泥混凝土的乾縮量最大，在體積穩定性的考量下，用量須小心謹慎。
6. 在耐久性考量下，ACI 規範建議 $W/C < 0.4$ 或採用 II 型水泥或爐石水泥，但如配比不當（水泥、水量過多）則效能反而不彰。
7. 以緻密配比設計混凝土，使用最大的骨材量、適當的卜作嵐材料較少的水泥（ $< 200\text{kg/m}^3$ ）及水量（ $< 150\text{kg/m}^3$ ），可確保混凝土的耐久性。
8. 以緻密配合法，可設計滿足任何施工須求之混凝土，因此可應用於障壁工程內灌漿材的設計。
9. 針對材料性能，以氯離子擴散係數與加拿大跨峽大橋設計性能比較顯示，

在足夠的保護層下 ($\geq 7.5\text{cm}$)，應可滿足低放射性廢料管制年限的須求。

5-2 建議

本研究現階段研究時程有限，為能更安全有效評估混凝土工程障壁的服務壽命。因此建議下階段的研究工作如下：

1. 氯離子擴散（非加速試驗）深度與時間相關性之建立。
2. 混凝土配比與氯離子擴散係數之相關性研究。
3. 根據「經濟部地質調查所」的研究顯示，台灣地區之骨材除西部河川骨材外，其餘地區之骨材（包含陸地、河川）均有鹼骨材反應的潛在因子。因此應探討鹼骨材反應造成混凝土龜裂對耐久性之影響。
4. 核種溶滲尚須相關單位配合進行，因此有關核種溶滲與氯離子交互影響與工程障壁耐久性之相關性尚待進一步研究。

參考文獻

1. IAEA. (1982), Site Investigations for Repositories for Solid Radioactive Waste in Shallow Ground, Vienna: IAEA, Technical Report Series No.216.
2. IAEA. (1993), The Radioactive Waste Management Glossary, Vienna: IAEA.
3. 陳式，馬明燮(1998)，中低水平放射性廢物的安全處置， pp.139~143，原子能出版社，北京。
4. 黃兆龍(2000)，混凝土性質與行為，詹氏書局，台北。
5. 盧雪卿，黃兆龍(2000)，「漿量及水量對混凝土體積穩定性之影響」，中國土木水利工程學刊，第十二卷，第三期，第 621~626 頁。
6. 黃兆龍，湛淵源(2001)，「混凝土電阻性質與氯離子電滲行為之探討」，中國土木水利工程學刊，第十三卷，第二期，第 293 ~302 頁。
7. 陳建成，黃兆龍(2002)，「鋼筋混凝土腐蝕機理與耐蝕策略」，中國工程師學會會刊，第七十五卷，第三期，第 54~63 頁。
8. 黃兆龍，洪盟峰，湛淵源(2002)，「ACI 混凝土規範與緻密配比在防蝕耐久性設計之差異評估」，防蝕工程，第十六卷，第四期，第 281~296 頁。
9. Li, L.S., and C.L. Hwang(2002), "A Quality Assurance System of SCC in Taiwan," The Proceedings of First North American Conference On the Design And Use of Consolidating Concrete, ACBM, pp.275-280.
10. Hwang , C.L., C.T. Tsai, L.S. Li, and Y.Y. Chen(2004), "Durability Design and Application of Eighth High-Volume Fly Ash Fiber Reinforced Concrete Composites in Taiwan," The Supplementary Volume Of CANMET/ACI International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and natural Pozzolans in Concrete, pp. 572-586, Las Vegas.
11. 黃兆龍(1997)，低放射性硫酸鈉固化廢料高性能容器研發，行政院原子能委員會專案研究計劃，期末報告。
12. 姜海波，車惠民，錢永久，「一座既有鐵路混凝土梁的承载力可靠性評估」，橋梁建設，1998。
13. 韓光東，王傳喜，李創弟，「鋼筋混凝土結構隨機時變抗力及其可靠度分析」，廣西工學院學報，

- 11(3), pp.16-20, 2000。
14. 趙尚傳，趙國藩，貢金鑫，「抗力隨時間變化非承载力因素對結構可靠性影響」，大連理工大學學報，42(5)，pp.574-579，2002。
15. 貢金鑫，仲偉秋，趙國藩，「工程結構可靠性基本理論的發展與應用」，建築結構學報，23(6)，pp.574-579，2002。
16. 李清富，劉晨光，張豔麗，「混凝土碳化耐久性模糊分析」，鄭州工業大學學報，17(3)，pp.7-12，1996。
17. Ah Beng Tee, "The Application of Fuzzy Mathematics to Bridge Condition Assessment", A Thesis Submitted to the Faculty of Purdur University, December, 1988.
18. Guide to Durable Concrete ACI Committee 201, ACI materials Journal, 88(5), 1991.
19. Bing Jiang, Henry Lau, Felix T. S., Chan, "A process planning expert system based on a flexible digit length coding scheme", Expert Systems With Application 14, pp.291-301,1998.
20. K. M. Abd , El-Ghany, M. M. Farag, "Expert system to automate to the finite element analysis for non-destructive testing", NDT&E International 33, pp.409-415, 2000.
21. M.E. Yahia, R. Mahmood, N. Sulaiman, "Rough neural expert systems", Expert Systems with Applications 18, pp.87-99, 2000.
22. 楊陽，「專家系統在評估鋼筋混凝土結構破損中的運用」，四川水利發電，20(4)，pp.122-126，2001。
23. 侯小美，黃賽超，「應用神經網絡評估疊合結構的耐久性」，中南工業大學學報，33(2)，pp.125-128，2002。
24. 張玉敏，王鐵成，「基於 BP 網絡響應面的海水侵蝕混凝土強度可靠性分析和耐久性評價」，工業建築，32(2)，pp.12-15，2002。
25. Bakker , R.F.M. in Proceedings , 1th International Conference on the Use of Fly Ash , Silica Fume , Slag , and other Mineral By-Products in Concrete , Montebello 1983. Canada ACI , Publication sp-79 , pp.589."Permeability of Blended Cements".
26. 李嘉銘 (黃兆龍指導)，「添加 PP 纖維對優生混凝土體積穩定性之影響」，碩士論文，國立台灣科技大學營建工程技術研究所，台北 (2000)。

27. O. Bjontegaard , T.A. Hammer and E.J. Sellevold , ”Cracking in HPC before Setting Concrete” ,
Interational Symposium on High-Performance and Reactive Powder Concretes , Vol. 1 , pp.1~16
(1998).
28. 楊偉奇 (黃兆龍指導), 「優生混凝土耐久性質之研究」, 碩士論文, 國立台灣科技大學營建工
程技術研究所, 台北 (1999)。
29. Hansson , I.L.H. and C.M. Hansson , ”Electrical Resistivity Measurements of Portland Cement
Based Materials” , Cement and Concrete Research , Vol. 13, pp.675~683 (1983).
30. 郭金祥 (黃兆龍指導), 「優生混凝土抗蝕行為之研究」, 碩士論文, 國立台灣工業技術學院營
建工程技術研究所, 台北 (1996)。
31. 朱惕之 (黃兆龍指導), 「高性能混凝土材料組成特性及早期性質之研究」, 碩士論文, 國立台
灣工業技術學院營建工程技術研究所, 台北 (1995)。