Seminar on
Concrete in Marine Environment

海洋混凝土工程研討會資料彙刊

中華民國七十六年十月廿,廿一日

台灣省交通處港灣技術研究所編印
台中縣梧棲鎮臨海路83號

序　言

由於混凝土可製成各種形狀之結構物，經濟、耐久及堅固，因此使用相當廣泛，然而在海洋環境下，海水中有害因子如氯化物、硫化物等易滲入混凝土，而且常年受乾濕循環作用、含鹽份之季風凌虐…等，使得海洋混凝土易發生腐蝕而破壞。

本所港工材料組現正進行『港灣R.C.結構物耐久性研究』調查台灣五大港口之腐蝕狀況，並且與中鋼公司及工業技術研究院工業材料研究所合作研究『台灣海域之腐蝕特性、防蝕設計及材料選用與開發』，以致力於建立國內海洋結構物耐久性設計與施工規範及偵側剖析現有海洋R.C.及P.C.結構物之腐蝕致因。目前行政院科技顧問組委託本所辦理『鋼筋混凝土腐蝕調查研究』，主要目的係因本所爲海洋港灣專業學術研究單位，能結合國內工程界專家對此問題作深入了解，使理論與工程實務能結合在一起，剖析澎湖跨海大橋、濱海道路橋樑、老舊建築物及港灣結構物之腐蝕致因，以提醒國人對預力及鋼筋混凝土結構物腐蝕之重視及建立腐蝕調查研究方法。

由於本島地處極易腐蝕之海洋環境下，至今卻尚未建立海洋混凝土結構物之設計與施工規範，爲提高工程品質，本所願意結合工程與學術研究單位共同策劃大型研究計劃，儘速引進有關防蝕技術、防蝕材料選用、現場非破壞性檢查方法及判斷技術等新科技，以提高國內鋼筋混凝土腐蝕研究水準。

本研討會邀請國內在這方面研究有心得之專家學者主講，承蒙各位工程界先進參與研討，可見工程界普遍重視海洋混凝土結構物之腐蝕問題，希望藉著大家共同的努力，提昇國內此方面之工程技術水準及品質。本所港工材料組同仁整理編輯，完成此專刊，因付梓倉卒，校對難免有誤，尚請先進不吝指正。

梁　乃　匡　謹識

民國 76 年 10 月

目 錄

一、海洋混凝土結構物耐久性之檢討
林維明先生　省交通處港灣技術研究所港工材料組組長
二、混凝土施工品質控制
汪燮之先生　榮民工程事業管理處副處長
三、海域混凝土鋼筋腐蝕之研究—澎湖跨海大橋初步診斷
黃北龍先生　國立台灣技術學院營建工程學系教授
四、澎湖跨海大橋之腐蝕調查
林維明先生　省交通處港灣技術研究所港工材料組組長
饒　正先生　省交通處港灣技術研究所助理研究員
五、從澎湖跨海大橋腐蝕探討海洋混凝土橋樑
林岡照先生　省公路局第三區工程處段長
六、鋼筋混凝土鹽害之對策
蔡明谷先生　台灣水泥公司研究室專門委員
七、延長鋼筋混凝土壽命之防蝕塗裝
陳文源先生　中華民國防蝕學會理事長；柏林公司總經理
八、腐蝕防護選擇與最佳條件
張一熙先生　國立清華大學材料科學工程研究所副教授
九、從腐蝕觀點淺談鋼筋的發展
魏豐義先生　中國鋼鐵公司研究發展處副研究員
十、海洋混凝土結構物防蝕規範及使用壽命預測之檢討
林維明先生　省交通處港灣技術研究所港工材料組組長
十一、談混凝土品質
康乃恭先生　高雄港務局總工程司
十二、水份在混凝土內之擴散及其影響因素
陳振川先生　國立台灣大學土木工程系副教授

十三、澎湖跨海大橋腐蝕龜裂現象之力學觀點探討

陳振川先生　國立台灣大學土木工程系副教授

十四、混凝土結構物之陰極防蝕

吳覺宇先生　工業技術研究院工業材料研究所研究員

十五、台北大橋及關渡大橋防蝕設計施工

莊秋明先生　省公路局交通工程課課長

十六、高強度混凝土工程特性

顏聰先生　國立中興大學土木工程研究所教授兼所長

十七、海底隧道混凝土結構體裂縫之控制

廖永松先生　中華顧問工程司港灣工程部主任

十八、花蓮港四期擴建工程破損沉箱之處理

吳宗蘇先生　中華工程公司花蓮施工所主任

十九、飛灰水泥漿體之抗硫酸鹽特性研究

郭淑德小姐　台灣電力公司電力綜合研究所化學研究室主任

許讚全先生　台灣電力公司電力綜合研究所工程師

二十、高爐石水泥在海洋混凝土中之地位及利用

趙清先生　中國鋼鐵公司高級專業工程師

廿一、普通與爐石混凝土在硫酸鹽環境下之行爲

陳振川先生　國立台灣大學土木工程系副教授

廿二、高爐石在堤防工程上之利用

郭一羽先生　國立交通大學土木工程研究所教授

呂文儒先生　國立交通大學土木工程研究所

黃泰聰先生　國立交通大學土木工程研究所

海洋混凝土工程研討會

海洋混凝土結構物耐久性之檢討

主講人：林維明

目　　錄

一、前　　言
二、海洋混凝土結構物惡化實例
三、鋼筋腐蝕與混凝土劣化機構剖析
四、鋼筋保護層之品質影響因素檢討
五、工程設計與施工缺失檢討
六、提高耐久性對策
七、結論與建議

一、前　　言

海洋佔整個地球表面之71％，人類居住在海洋周界之陸地上，與海洋息息相關，海洋可提供廣泛之用途，例如它爲人類工商運輸與文化交流必經之地，它蘊藏豐富之礦物，生物與能源，過去對海洋之利用僅限於交通及捕魚等。如今工商業發展迅速，生活水準提高，對各種資源之需求量日增，爲補陸上資源供應不足，各先進國家均積極加速海洋開發，希望能找到更多有用之資源，其中最有豐碩成果者爲海域石油氣探勘，現在全世界石油氣生產量有1／5爲來自海域探勘，因此給人類帶來財富。另外，海洋擁有廣大之利用空間可供人類休閒及安全貯存材料之場所例如許多飛機場、輸油站、液化天然氣接受站，核能發電廠等均遠離市區，散佈在人煙稀少之海岸或往外海發展，而有許多海底倉庫、油槽或工廠，外海浮體式工廠或發電廠、海上都市、海底隧道、海上架橋、研究觀側塔或觀光塔，多目標人工島等一直在繼續發展中。

人類活動空間擴展至深海，必須建造海洋結構物，常用之材料爲鋼鐵及混凝土兩大類，由於混凝土特性爲抗壓強度大，易於取得，可製成任何形狀，材料較鋼材低廉，所需維護費低，不易發生腐蝕及熱脹冷縮，耐久性較佳，可就地取材製造，所需技術工人易於雇用，工資亦較便宜，由於其重量大對於大型結構物施工所需之材料較爲經濟，可藉自重置於海床上相當穩固，亦可製成浮體式結構體。另外，站在節約能源之觀點而言，製造RC或PC樑比製造鋼樑較爲便宜，因此混凝土結構物在海洋環境下使用量相當多，如港灣結構物中之碼頭、岸壁、防波堤及外海混凝土重力式平台等，此種平台可利用混凝土中空部份作爲油氣生產時，儲油設備，自1973年，問世後，現已受大家喜愛。此類平台在北海海域水深100－150公尺，波高30公尺之惡劣海況下仍能接受考驗。因此可證明混凝土爲一耐久性佳之土木工程施工材料。

海洋之海水化學成份大都很穩定，塩度約爲35ppm，Na^+與Cl^-之濃度分別爲10,760ppm及19,353ppm，Mg^{2+}，Ca^{2+}，K^+及SO_4^{2-}之濃度分別爲1,294,，413，380及2,712ppm，海水之pH值約爲7.5～8.4，在海

水中有時因溶有較多量之CO_2使pH值低於7.5，對卜特蘭水泥之攻擊性亦較大。

混凝土曝露在海洋環境下惡化原因有物理或化學因素，海水中鎂離子，硫酸根離子等與水泥水化物產生化學反應，碱性骨材反應造成膨脹，混凝土孔隙內塩份受乾濕作用所產生之結晶壓力，混凝土內鋼筋之腐蝕，波浪作用或漂浮物冲擊結構物所造成之冲蝕現象等各種作用之合成而導致破壞。上述任何一種對混凝土之侵襲都促使其透水率增加，因而導致惡性循環，更加速混凝土結構物之破壞。

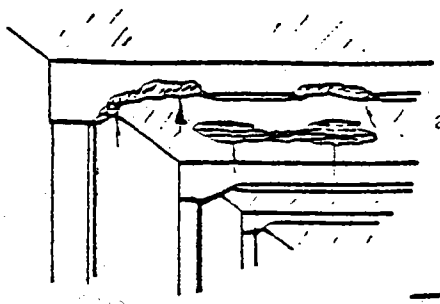
由於海域探勘愈往深海發展，現已考慮在水深340公尺建造，較多及較大之混凝土結構物在深海及惡劣海況下，對於安全與長期可靠性之需求更高，因此需探討海洋環境下混凝土之耐久性，雖然有些高品質之海洋結構物可耐百年，而有些施工技術較差或混凝土品質差則可能短期內可見到惡化現象發生。海水可能以各種方式滲透侵入多孔性RC結構物內（如圖一），因此每位參與海洋混凝土結構物規劃，設計及施工之人員必須對混凝土可能發生惡化及鋼筋腐蝕致因及提高耐久性方法有基本上之認識，才有能力在適當的時候作正確之防蝕對策，以確保海洋混凝土之耐久性爲本文檢討之目的。

二、海洋混凝土結構物惡化實例

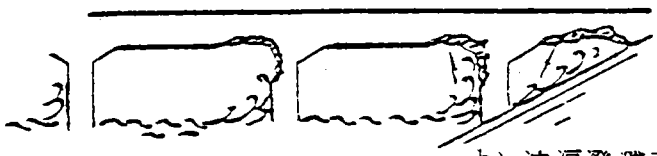
㈠實例調查檢討

與其他結構材料比較，通常混凝土在海水中之使用性能良好，然而有關海洋混凝土毀壞例子很多，1924年Atwood及Johnson報導100年來海洋混凝土惡化檢討中，其中有三個案例可說明如下：

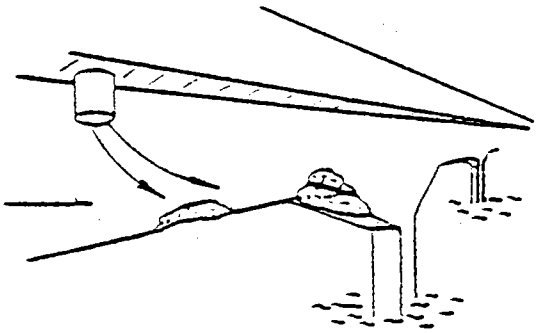
1. 1920年英國土木學會在國際航道會議中報導調查30個海洋混凝土結構物，其中有6個是在1855～1880年建造，另外24個在1880～1912年



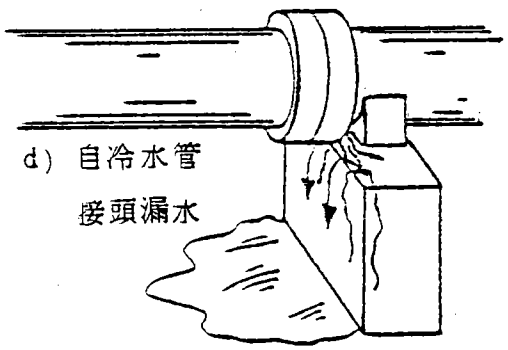
a)海水駐留在甲板及樑上



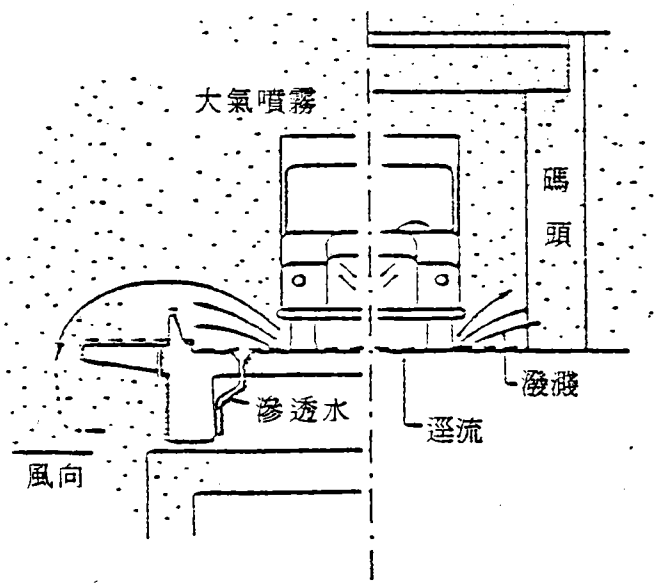
b) 波浪潑濺至樁上

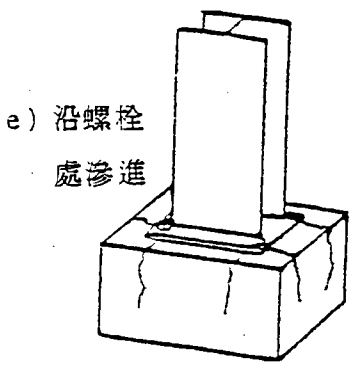


c) 自甲板之排水管射出



d) 自冷水管
接頭漏水





e) 沿螺栓
處滲進

圖一　海水滲透RC結構物

建造，而其中有17個在惡化，另13個沒惡化，其中有一個在混凝土面上舖有如花崗石之硬度及耐久性之物，而另四個則在混凝土中摻加波索蘭（ pozzolon ）。

2.卜特蘭水泥混凝土災害報導如西班牙港之防波堤使用完全浸於低潮位下12公尺深之海水下養生90天，在施工五年內發現混凝土惡化，根據水泥漿之化學成份分析結果顯示石灰（ lime ）有相當量之損失，且含有Mgo及CO_2之成份。

3. 1922年舊金山海洋基樁委員會報導在1909～1918年間共安裝5,198支混凝土基樁，而其中有457支需要修理，在其中兩大受災之結構物，查資料顯示在完工後十年內在高潮位上發生龜裂，深度超過鋼筋保護層者佔25%，由此例子可見爲結構物龜裂所引起之惡化，而非鋼筋腐蝕所致。

爲了深入剖析海洋混凝土惡化實例，分別考慮溫帶及寒帶天候下之海洋結構物使用性能，因後者有凍融現象。表一及表二列舉幾個代表性之範例討論如下：

法國南端及南加洲之溫帶天候下素混凝土試體，經過約60年曝露在海洋中仍爲良好之情況，除非透水性高之情形由於Mg^{++}、CO_2之侵入，使其中之鈣被析出而減輕重量，不論是否使用C_3A量很高之卜特蘭水泥，混凝土由於鈣釩石所造成之膨脹龜裂並未在氣密性高之混凝土中出現，因此水泥中成份對海洋混凝土耐久性之影響性比混凝土之滲透性爲小。

在暖和天候下RC構件（舊金山案例）不論是否使用透水性低之混凝土，46年後受鋼筋腐蝕而造成龜裂，因爲腐蝕需要海水及空氣侵入至鋼筋處。混凝土夯實不良和結構超載微裂等均爲造成透水性增大之主因。

在丹麥及挪威天氣寒冷地區混凝土沒有使用輸氣加以保護，因此受凍融作用而發生膨脹與龜裂。在1950年代使用輸氣並不普遍，因此由於凍融反覆作用所引起之龜裂可能使得混凝土之滲透性增大，因而加速其他破壞過程，例如鹼性骨材反應和鋼筋腐蝕。

一般鋼筋混凝土結構物調查顯示混凝土完全浸在海水中由於溶氧量減少，氧氣供應不足，因此很少有惡化現象，混凝土暴露在大氣區或潑濺區有點惡化而特別在有透水性大之混凝土而在潮汐帶所承受之災害最爲嚴重。

㈡由實例所得之教訓

表 一　溫帶海域海洋混凝土性能實例

案例	結構體概述	調查結果
1.	40 *cm* 水泥試體，用三種不同水泥量（300，450，600 kg／m^3）及不同種類水泥曝露在南法國 La Rochell 海域中	經66年海水曝露試驗發現 600 kg／m^3 水泥量爲良好情況，既使卜特蘭水泥所含 C_3A 含量高（14.9％）。而 300 kg／m^3 則遭破壞，因此對低水泥量試體，水泥之化學阻抗相當地重要。一般而言，對海水之阻抗波索蘭和爐石水泥比卜特蘭水泥爲佳。用 SEM 觀測惡化試體顯示有霰石（aragonite）、氫氧化鎂（brucite）鈣釩石（ettringite）鎂（magnesium）水化矽酸塩（Silicate hydrate）及 thaumasit 等。
2.	1905 年在美國 Los Angeles 18 個 69″ × 69″ × 42″ 素混凝土塊用六種不同之卜特蘭水泥及三種不同之配比，半浸在海水中。	67 年曝露試驗顯示富級配混凝土（1：2：4）雖有些 C_3A 含量 14％，但仍爲良好情況。而貧級配混凝土（1：3：6），則水泥塊析出一些材料而且相當鬆軟，對軟弱混凝土進行 X 光繞射分析發現含有 $Mg(OH)_2$，石膏，鈣釩石和水化鈣（hydrocalumite）而其中之矽酸鈣水化物（C－S－H）膠體及 $Ca(OH)_2$ 不存在。
3.	1912 年在舊金山 Ferry Building 建造混凝土結構物使用 Type Ⅰ卜特蘭水泥 14～17％ C_3A 1：5 混凝土配比，水泥重爲 395 kg／m^3： (1) 17 號碼頭使用預鑄混凝土套樁。 (2) 30 號及 39 號碼頭使用場鑄混凝土樁。 (3) 26 號及 28 號碼頭使用場鑄混凝土樁及橫樑。	使用 46 年後發現： (1)情況下均爲良好；而 (2)情況下有 90％爲良好； 而(3)情形下則有 20～30％在潮汐區受攻擊，約有35％爲深橫樑，其底端和部份垂直面由於受鋼筋腐蝕而發生龜裂與剝落；由於負載撓度有出現微裂可能而受海水作用鋼筋暴露而使得在所有結構物品質相同情況下，但施工不良顯示混凝土行爲亦不同。

表二　寒帶海域海洋混凝土使用性能實例

案例	結構體概述	調查結果
1.	在丹麥 1953～55 年調查齡期爲 431 座 20～50 年老舊海岸結構物。	其中 40 %完全惡化，35 %表面有嚴重損壞或輕微惡化。
2.	oddesund 橋第 7 號橋墩：剛開始沉箱因溫差而初裂，而使得有相當量之水從沉箱壁滲入，和混凝土內部被填滿，使用八年後才修理。	檢查結果顯示，由於在低潮位下硫酸塩之作用因而使得水泥分解及喪失強度，且在高潮位上因凍融和鹼性骨材反應所致水泥分解反應爲生成物，爲霰石、鈣釩石、石膏氫氧化鎂和鹼性矽膠體。
3.	North Jutland 公路橋樑：橋墩在平均水位處有混凝土嚴重之龜裂和剝落，在此區域混凝土相當脆弱，到處可見鋼筋腐蝕且在縱桁處，亦發生腐蝕現象。	檢查結果顯示：混凝土品質差（水灰比高），水泥分解和嚴重鋼筋腐蝕再加上凍融和鹼性骨材反應等主要有害物。
4.	在Lim Fiord北界No.71號丁埧：貧級配混凝土（水泥 370lb／yd^3）暴露在強風天候乾濕反覆，高塩份凍融和漂砂嚴重區，在 20年期間有些混凝土境在海中消失。	檢查惡化結果顯示：混凝土塊非常脆弱，含肥皂的母岩骨材鬆散，除外，確定含有鹼性矽膠；石膏和氫氧鎂石等。
5.	1962～1964 年間，挪威海岸有 716 座混凝土結構物被調查，其中有⅔之結構物齡期 20～50 年，其中有 60 %爲RC碼頭爲預疊混凝土灌裝之細柱，大多數碼頭有樑板和底版。	混凝土柱在低潮位下或高潮位以上均爲良好，而在潑濺區有50%良好，14 %之柱其斷面積減少 30 %以上，有24%之柱其斷面減少 10～30 %，平台板（Deck Slab）大致均完好，但有20%之平台樑需修復，主要原因爲鋼筋所造成之腐蝕，上述在潮汐帶，柱發生惡化主要原因爲不良之混凝土品質，再受海水侵襲及冰凍作用所致。

由上述海中混凝土惡化實例可歸納海洋混凝土施工教訓如下：

1.滲透性爲耐久性之關鍵

混凝土透水率高，海水易於侵入混凝土將起化學反應而造成破壞，引起水密性差的原因如：

※混凝土配合比不當：水泥含量低、水灰比高及級配不當均爲造成水密性差之主因。

※混凝土施工不良：夯實不良易產生蜂窩，施工接縫不良易造成滲水，澆置不良將造成骨材分離，在接頭處或角隅處將生成厚層之乳狀物（ laitance ），水量使用量過多，則將冲淡水泥漿之黏合力（漏漿）等均將影響混凝土之透水性。

※混凝土龜裂：結構物上有超載產生過大之撓曲，或運輸預鑄構件，或打預力樁不小心，巨積混凝土溫差造成熱應力在沒使用輸氣劑之混凝土發生凍融反覆作用，乾濕收縮以及形成鈣釩石和鹼矽乳膠體（ alkali-silica gel ）等膨脹化學反應和鋼筋腐蝕所造成之龜裂等均使混凝土結構物之透水性增大。

表三　海洋混凝土結構物在潑濺區之設計規範

規　範 / 耐久性參數	挪威 DnV	國際預力聯盟（ＦＩＰ）	英國CP 110
保護層原度C′（mm）	50	75	60
龜裂寬度（mm）	—	0.04×（保護層厚度）（＜0.3）	同　左
最大水灰比（W／C）	0.45	0.45	0.5
最少水泥重量（kg／m^3）	400	400	320 — 410
透水性（m／sec）	10^{-12}	—	—

因此在海洋中混凝土結構物要達到耐久性必須考慮使用透水率低，例如挪威現在規定在外海混凝土結構物之透水係數之極限值爲$K \leq 10^{-13}$ m／sec，現今之混凝土技術已經在努力製造水密性高之混凝土。表三列出各國所訂有關海洋混凝土在潑濺區耐久性之設計規範。

2.在結構體不同部位惡化形態及嚴重性並非一致

海洋結構物在海洋環境可根據潮位特性分爲三區或四區：

※大氣區（ atmosphere zone ）完全曝露在含塩份之空氣中，未直接與海水接觸。

※潑濺區（ splash zone ）曝露在平均高潮位以上，僅受波浪之冲擊作用未浸在海水中。

※潮汐帶（ tidal zone ）位於在平均高潮位與低潮位之間，經常承受海水之作用。

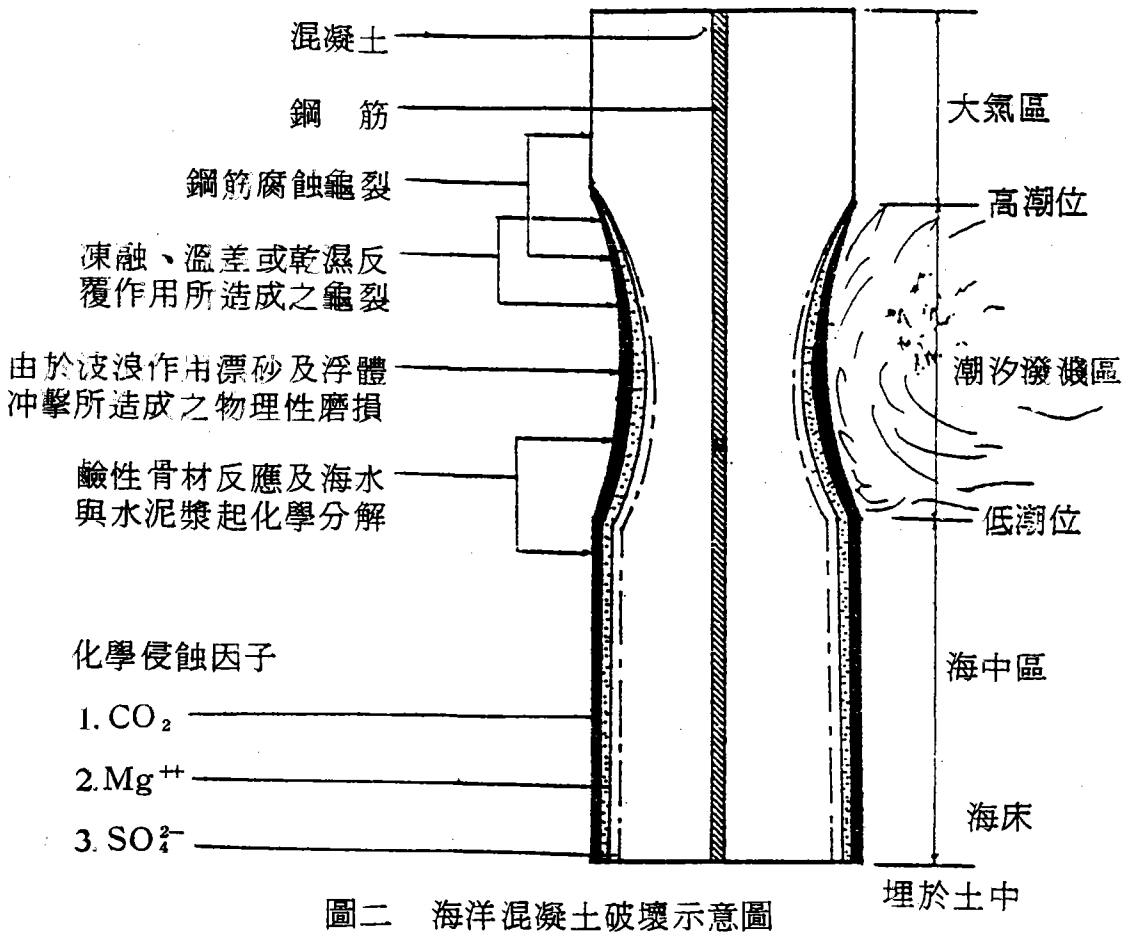
※海中區（ Submerged zone ）低於低潮位，終年浸在海水中。

有些學者將潑濺區及潮汐帶歸併爲潮汐區如圖二所示爲一混凝土樁海洋混凝土結構物受外在因素攻擊之嚴重性及形態依暴露之條件而定，在大氣區主要受含塩份之水汽及 CO_2 侵入及凍融作用而造成鋼筋腐蝕；而在潮汐帶不僅受凍融作用而且有乾濕反覆作用都會造成鋼筋腐蝕，由於鹼性骨材反應和海水與水泥漿作用亦在此潮汐帶發生，而且受到波浪作用及海洋漂砂及懸浮物之冲擊使結構體受磨耗風化，因此在潮汐帶最易發生混凝土惡化，而完全浸於海中之結構物部份則僅受海水之化學侵襲，由於海中缺氧，故腐蝕現象鮮見。圖三爲保護層及暴露條件對滲透性之影響性。

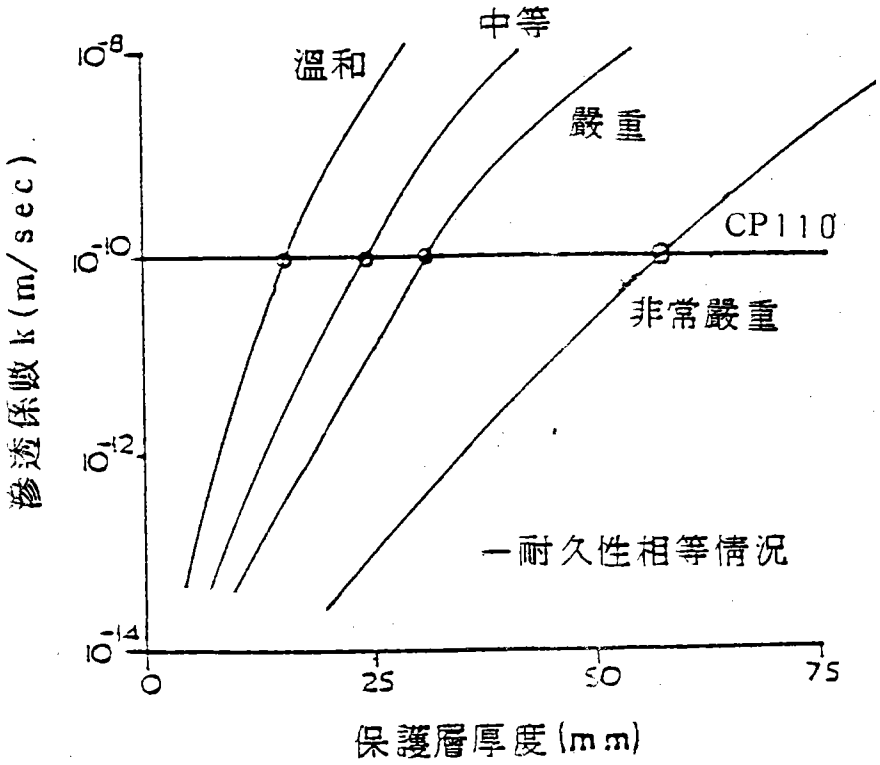
一般水泥漿受海水作用產生惡化有一定型式，由 CO_2 浸襲所形成之霰石（ aragonite ）和重碳酸塩（ bicarbonate ）經常限於混凝土表面，而由鎂離子所形成之氫氧鎂石（ brucite ）可在混凝土表面底下發現，而在混凝土內部發現鈣釩石顯示硫酸塩可深入較深處。除非混凝土滲透性高，否則海水對水泥漿之反應生成物並不會造成傷害，因爲霰石、氫氧鎂石和鈣釩石均爲不可溶物，可塡塞孔隙及降低滲透性和阻止海水再侵入混凝土內部，在潮汐帶此種保護作用無效，因爲當反應生成物形成時馬上被波浪冲走。

3.在水密性高之混凝土結構物，鋼筋腐蝕並非造成混凝土龜裂之主因：

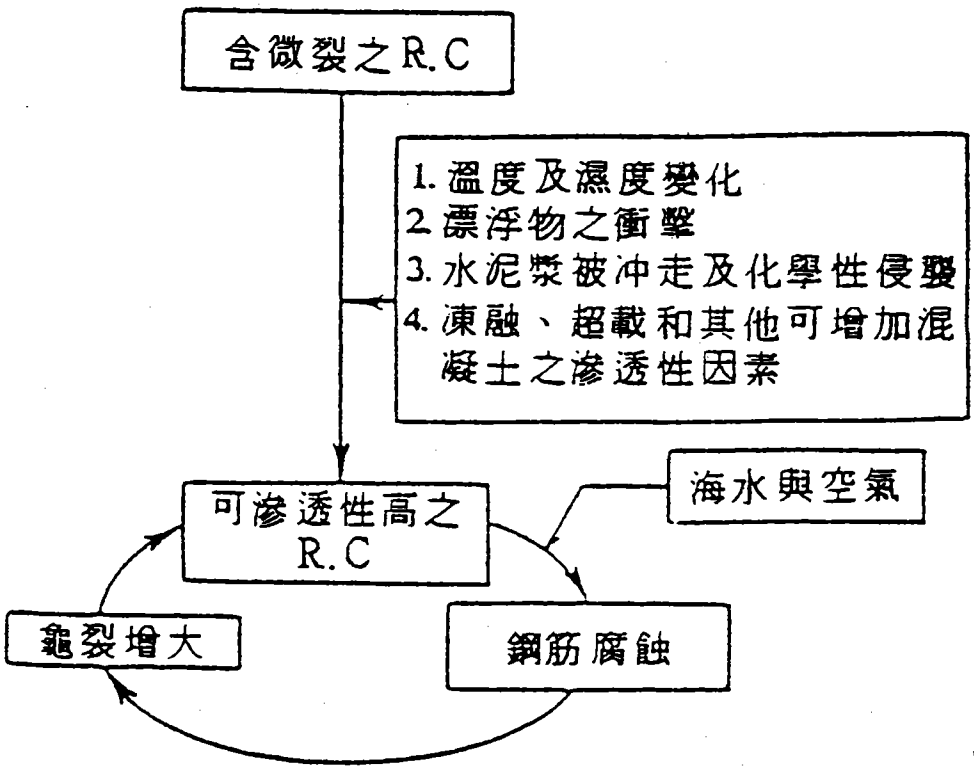
根據許多個案研究結果發現龜裂與腐蝕互制模式如圖四所示，因爲腐蝕率依陰極與陽極之面積比，顯著之鋼筋腐蝕與膨脹無法產生，除非在鋼筋表面有充分之氧氣供應（即陰極面積增加），若鋼筋與水泥漿界面間之滲透率很低之情況則很難發生腐蝕。一般而言，在此界面間常有一些孔隙和微裂存在，但龜裂增大係因受到溫濕度變化，漂浮物、漂砂冲擊、水泥漿被冲走



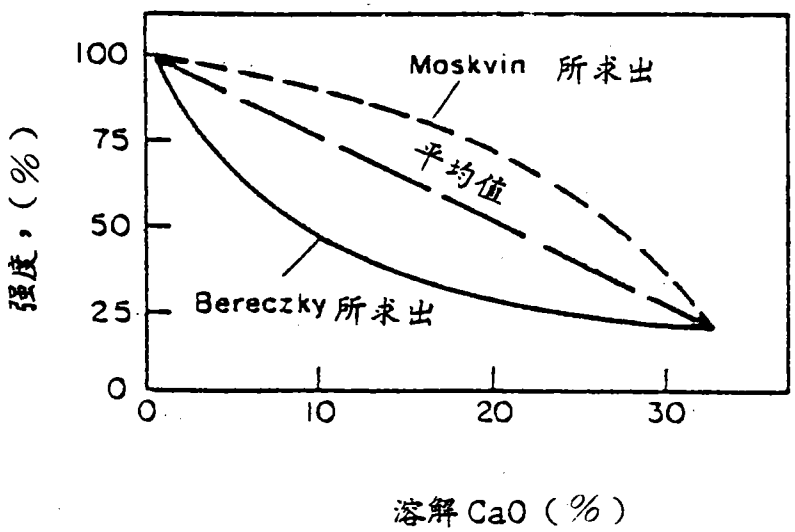
圖二　海洋混凝土破壞示意圖



圖三　滲透性、保護層厚度和曝露條件對耐久性之影響



圖四　龜裂一腐蝕互制模式



圖五　石灰溶解所造成的強度影響

、化學性侵襲、凍融、超載和其他可使混凝土滲透性增加之因素等作用而使得透水性增加，因此海水及空氣等腐蝕因子易於侵入而造成鋼筋腐蝕。一旦有顯著之鐵銹生成將加大裂縫而使滲透性更高，因此形成一種惡性循環。

4.混凝土與海水起化學分解

水化卜特蘭水泥（ hydrated portland cement ）含鹼性骨材則海水中所含硫酸塩和鎂離子將對它產生化學分解，當使用C_3A含量量之卜特蘭水泥，由於硫酸塩與水泥漿作用產生大量之鈣釩石，混凝土劣化之特性並非膨脹而爲冲蝕或粗骨材被冲失，若OH^-爲Cl^-所取代則可抑制鈣釩石膨脹，此與吸收水而使鈣釩石膨脹必須在鹼性環境下之假設相一致。根據ACI 318-83 規範受硫酸塩侵襲可使用ASTM TYPEⅡ卜特蘭水泥（C_3A含量最大値爲 8 %）水灰比W／C＝0.5，而ACI 318 R－21 規定若W／C降至 0.4 則可使用C_3A＞10 %。

海水中所含鎂塩，一旦與混凝土接觸即與水泥中之$Ca(OH)_2$作用產生$Mg(OH)_2$此化含物不溶解亦不膨脹有塡封孔隙之良性作用，而析出之石灰（CaO）將造成強度遞減現象（圖五）。一般添加波索蘭料可防止，也就是本文中第一個實例顯示沒有惡化之現象，因此在海水中混凝土養生情況良好而且摻加大量之高爐石或波索蘭，其使用性能比一般卜特蘭水泥爲佳。

在海水之化性分析上很少含溶解CO_2量，而經常可見到碳酸侵蝕水化水泥而析出鈣塩，使水泥之重量減輕。在美國Virginia 洲Newport News有一座 James 河橋，共有 2,500 樁，其中有 70 %使用 23 年，在 1955 年需耗資壹佰肆拾萬元作修理及換新工作；另外在美國New Jersy 靠近Ocean City 在 1932 年共打 3,750 支預力混凝土樁，使用 25 年，原直徑 550mm 減爲 300 mm ，此兩個案例均與海水中出現CO_2之濃度高有關。滲透性高之混凝土結構物，若海水中之CO_2侵入則足以分解其中之水泥漿而出現矽碳酸鈣（Calcium silicocarbonate）學各爲（thaumasite）水化碳鋁酸鈣（Calcium Carboaluminate hydrate 學各爲 hydrocalumite ）及碳酸鈣（Calcium Carbonate ）水化卜特蘭水泥受海水中所含CO_2及鎂離子作用所產生之化學反應如表四所示。

表四　水化卜特蘭水泥受海水作用分解反應

海水中腐蝕因子	可能之化學反應式	化學反應後有關之物理現象
二氧化碳（CO_2）在海水中存有微少量之溶解CO_2，主要爲吸收空氣中之CO_2，同時海中植物腐化亦產生大量有害之溶解CO_2，通常可使海水之PH值降至8以下。	•$CO_2+Ca(OH)_2\rightarrow CaCO_3+H_2O$ $\overset{CO_2}{}$ $Ca(OH_3)_2$ •$CO_2+[Ca(OH)_2+3CaO\cdot Al_2O_3\cdot CaSO_4\cdot 18H_2O]$ $\rightarrow 3CaO\cdot Al_2O_3\cdot CaCO_3\cdot XH_2O+CaSO_4\cdot 2H_2O$ •$3CO_2+3CaO\cdot 2SiO_2\cdot 3H_2O$ $\rightarrow 3CaCO_3+2SiO_2\cdot H_2O$	重碳酸鈣（Calcium bicarbonate）和石膏（gypsum）在海水中爲可溶性，因此使得硬化水泥漿材料析出及變軟，因爲卜特蘭水泥含水化矽酸鈣，可被碳化反應分解，因此在海水中可滲透性之混凝土易受CO_2造成惡化。
鎂離子（Mg^{++}）海水中約含3,200ppm之$MgCl_2$及2,200ppm之$MgSO_4$這些鎂塩與水泥漿作用將造成有害。	•$MgCl_2+Ca(OH)_2\rightarrow Mg(OH)_2+CaCl_2$ •$MgSO_4+Ca(OH)_2\rightarrow Mg(OH)_2+CaSO_4\cdot 2H_2O$ •$MgSO_4+[(Ca(OH)_2+3CaO\cdot Al_2O_3\cdot CaSO_4\cdot 18H_2O]$ $\rightarrow Mg(OH)_2+3CaO\cdot Al_2O_3\cdot 3CaSO_4\cdot 3H_2O$ •$MgSO_4+[Ca(OH)_2+3CaO\cdot 2SiO_2\cdot 3H_2O]$ $\rightarrow 4MgO\cdot SiO_2\cdot 8H_2O+CaSO_4\cdot 2H_2O$	$CaCl_2$和石膏在海水中爲可溶性，故導至材料析出及變軟，鈣釩石形成造成膨脹與龜裂，據報導$3CaO\cdot 2SiO_2\ 3H_2O$（C－S－H）變爲$4MgO\cdot SiO_2\cdot 8H_2O$將使材料變脆及強度喪失。

三、鋼筋腐蝕與混凝土劣化因素剖析

㈠腐化機構

當混凝土中孔隙水之 pH 值大於 12.5，有一層氧化鐵薄膜在鋼筋表面形成，因此不易腐蝕（圖六），而由於碳化或氯離子侵入使得 pH 值降低至小於 9 或氯化物超過臨界值，因此純態喪失此時若有氧氣侵入則易發生腐蝕（圖七）。

混凝土爲一多孔材料，因此空氣中之 CO_2 得以穿過孔隙進入混凝土內部，而與水泥中之 Ca（OH）$_2$ 作用產生碳酸鈣，反應式如下：

$$Ca(OH)_2 + CO_2 \rightarrow CaCO_2 + H_2O$$

因此使得 pH 值降至 9 以下（圖八），混凝土完全碳化，CO_2 由混凝土表面向內侵入，而其擴散率與時間之平方根成正比，因此與混凝土品質之決定性參數即與混凝土之孔隙率有關，因爲 CO_2 僅能在充滿空氣之孔隙中擴散，因此在完全飽和水情況下將不會發生碳化。除了 CO_2 外，海水所含氯離子可侵入混凝土內部，Cl^- 之擴散可在完全充滿水或半充滿水之情況下進行（圖九）。

石灰石對氯離子有一些化學和物理上之約束能力，主要依孔隙水中之氯化物濃度而定，影響鋼筋腐蝕僅爲孔隙水中之 Cl^-，Cl^- 之擴散依 Fick 定律，簡單算法依時間平方根定律。

由於乾濕反應，在潮濕情況下，由於毛細管作用，因此大量之 Cl^- 和 H_2O 侵入混凝土中，而在乾燥時水蒸發，因此 Cl^- 留在混凝土中，此現象發生造成混凝土表面內存有大量之 Cl^-（圖十）。因此水侵入混凝土之深度及表面層之孔隙率對混凝土保護層相當的重要。

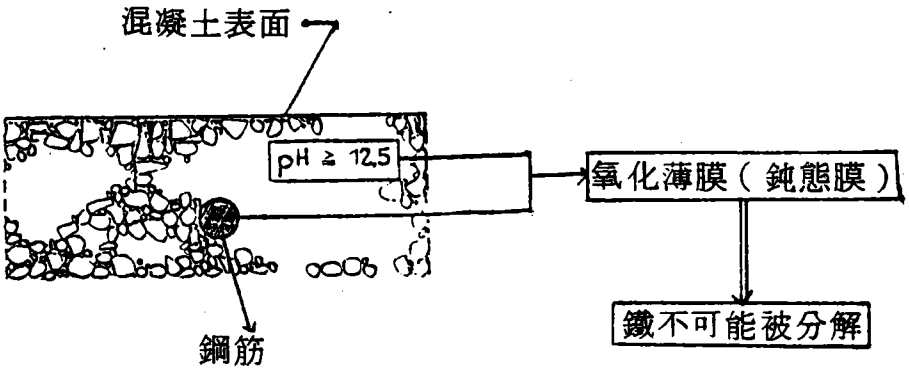
鋼筋腐蝕可分爲陰極及陽極反應（圖十一），在陽極反應爲鐵分解而放出鐵離子和一個電子如下式：

陽極：$Fe \rightarrow Fe^{++} + 2e^-$

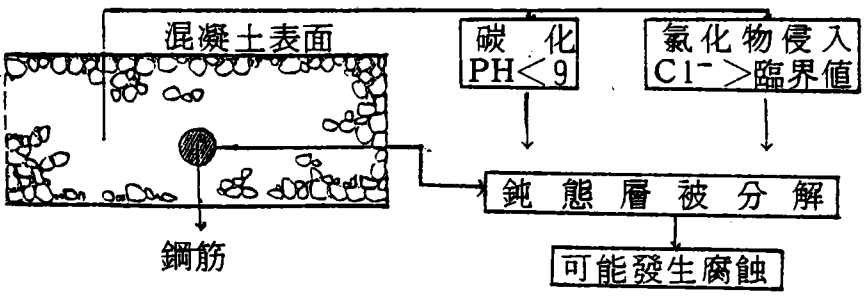
此電子與陰極之水和氧反應生成氫氧離子如下式：

陰極：$2e^- + \frac{1}{2}O_2 + H_2O \rightarrow 2(OH)^-$

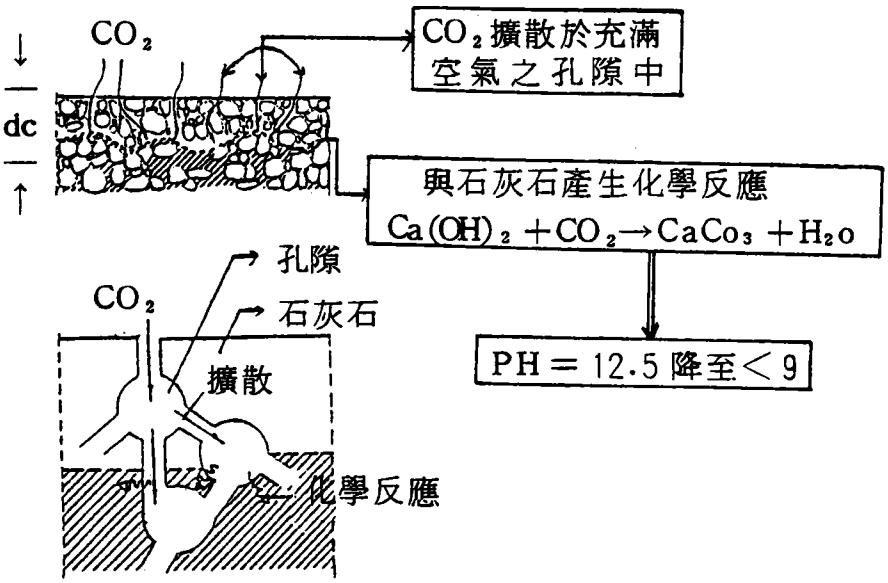
Fe^{++} 與 OH^- 作用會形成鐵銹，這些反應過程中僅有 O_2 被消耗，O_2 係自保護層穿至鋼筋處，水爲發生電化學反應必須者，故若在乾燥混凝土或飽和水（



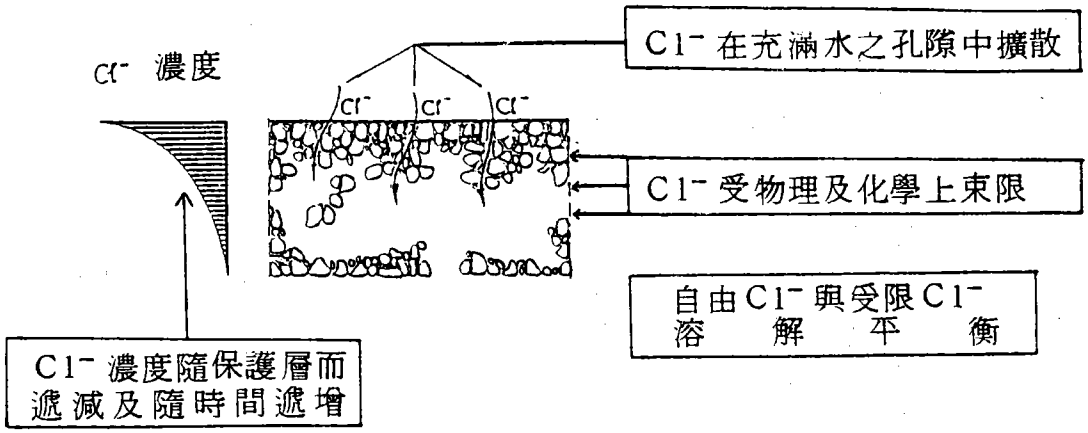
圖六　混凝土高鹼性保護鋼筋



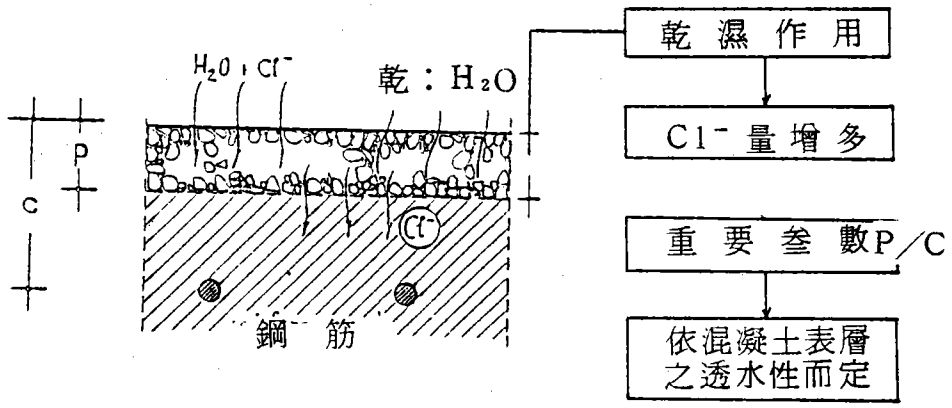
圖七　鈍態膜被分解發生鋼筋腐蝕



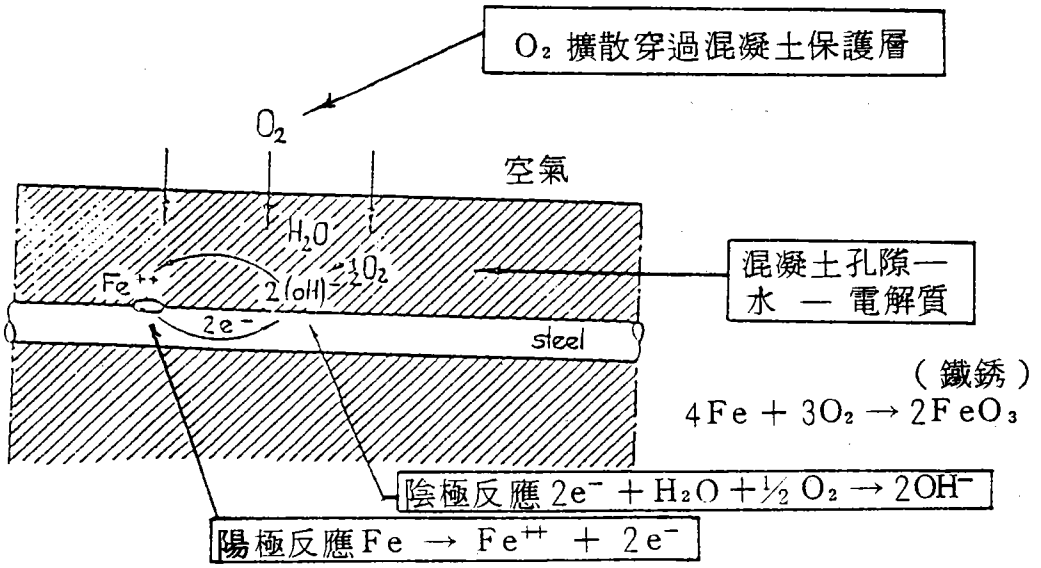
圖八　混凝土碳化



圖九　氯化物侵入混凝土擴散現象



圖十　混凝土面層之乾濕作用



圖十一　混凝土內鋼筋腐蝕

缺氧）等情況，均無法發生腐蝕反應。

點蝕（ pitting Corrosion ）爲氯離子侵入所造成的（圖十二），在陽極區純態被破壞而形成具有 $FeCl_2$ 酸溶液之陽極坑，而陰極之純態膜仍完整，因此具有被腐蝕之陽極面積較少，而寬大之陰極面積仍存在，因而使鋼筋斷面減少，而 Cl^- 對陽極坑爲一催化劑，可加速 Fe 之溶解而使陽極坑加深。

鋼筋表面陽極和陰極作用區可能很靠近或距離很遠，因此腐蝕可在 O_2 易侵入及混凝土爲潮濕時可形成化學反應之情形下發生（圖十三）。

在混凝土龜裂區，碳化和 Cl^- 較未龜裂混凝土易於侵入鋼筋處，正常龜裂寬度爲 0.15 ～ 0.35 mm，所謂自癒（ self-healing ）現象係在原來之裂縫中可見到鈣化物、污物和鐵銹等淤積填塞（圖十四），在此情況下，在鋼筋之任何腐蝕現象均可遏止。

混凝土龜裂寬度爲（ 0.15 ～ 0.35 mm ），對鋼筋腐蝕率之影響相當少，而保護層厚度影響性較大。龜裂方向與鋼筋橫向之龜裂較與鋼筋同向者比較，前者腐蝕性較少，因爲龜裂所及之鋼筋腐蝕區僅限於小範圍，因此不太會發生混凝土剝落現象。

因此可歸納鋼筋腐蝕過程係受：(1)碳化（ CO_2 擴散）；(2) Cl^- 侵入（ Cl^- 擴散）和(3)鋼筋之氧化（ O_2 之擴散）之作用（圖十五）。所以與鋼筋腐蝕有關之主要參數爲混凝土保護層之品質，即保護層厚度及其滲透性。

㈡海洋混凝土結構物劣化原因

海洋混凝土結構物劣化原因，可分爲來自外界之作用或內部變化致因，而又可分爲物理性與化學性原因，如表五所示，說明如下：

1.外界侵略性因素

(1)物理性

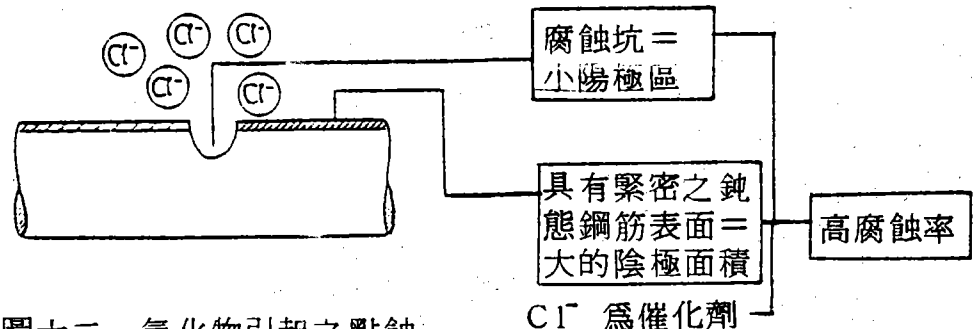
①氣象作用：風作用造成風化或磨損。

②波浪作用：懸移質（砂石）或漂流物撞擊所造成之磨損及磨耗。

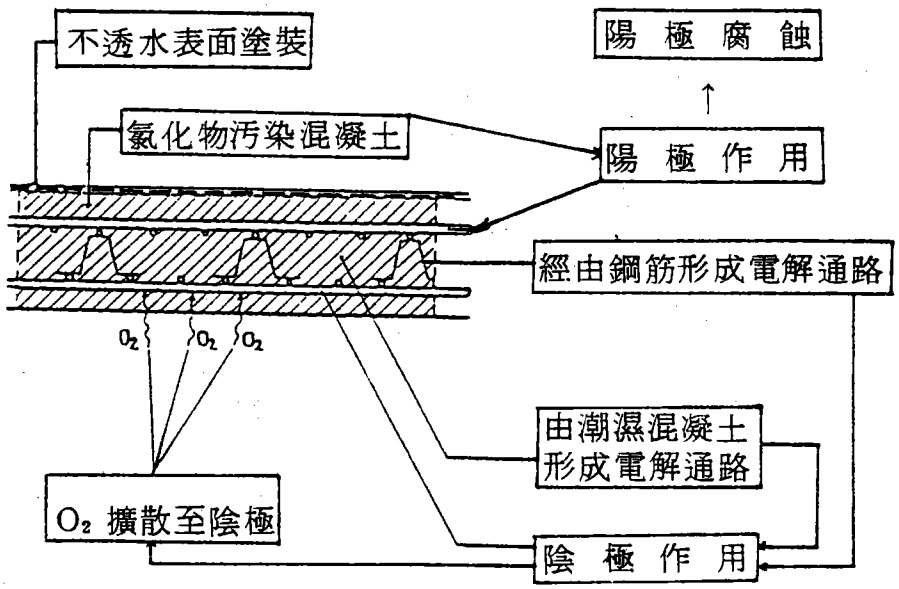
③海流運動所造成之冲蝕（ erosion ）及孔蝕（ Cavitation ）。

④溫差懸殊如凍融作用或火災或重力式平台貯存油氣溫度高，造成混凝土膨脹及表面層破壞。

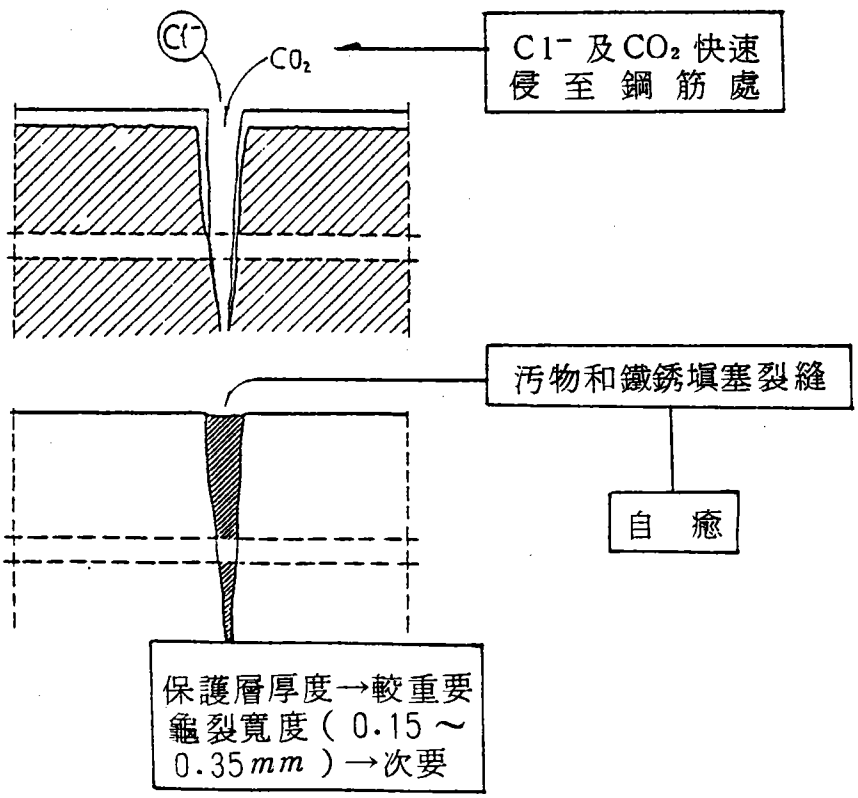
⑤乾濕環境：乾燥時表面收縮形成表面龜裂而潮濕時則形成內部龜裂。



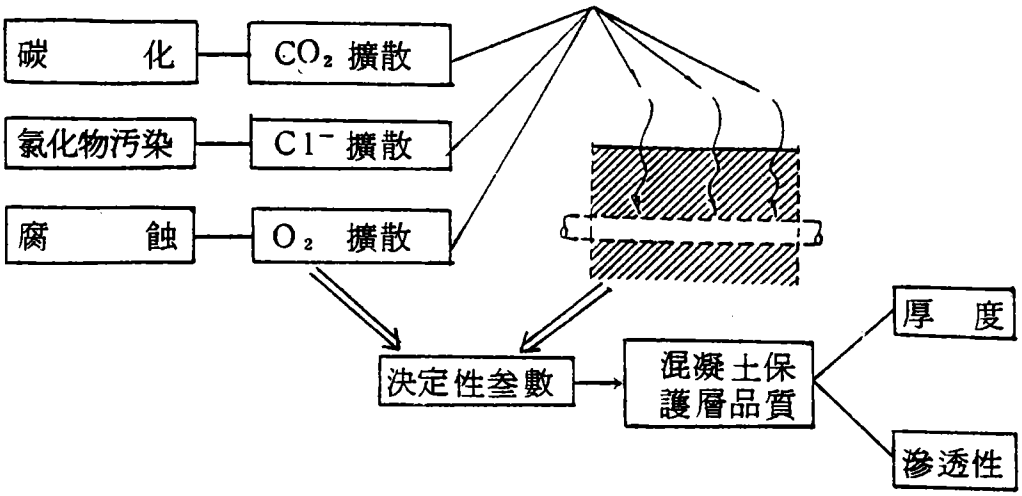
圖十二　氯化物引起之點蝕



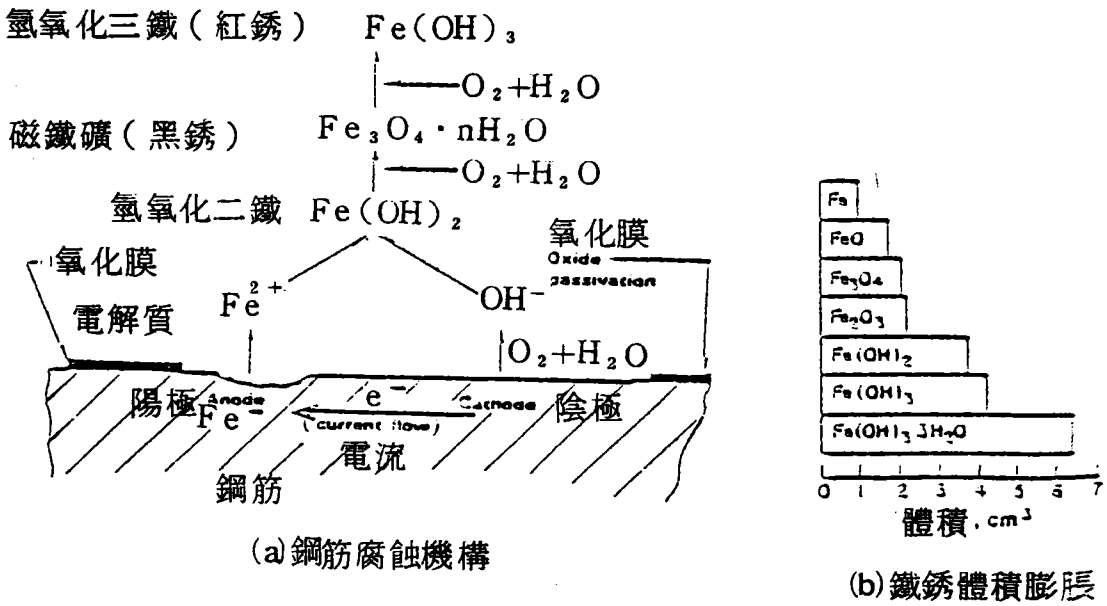
圖十三　陽極與陰極局部隔離作用在表面區



圖十四　龜裂對腐蝕之影響性



圖十五　鋼筋腐蝕影響參數



(a)鋼筋腐蝕機構

(b)鐵銹體積膨脹

圖十六　鋼筋腐蝕及體積膨脹

表五　海洋混凝土的劣化原因及現象

要因		劣化之原因	劣化現象	與潮位之關係 海中區	潮汐帶	潑濺帶	大氣帶
化學的要因	外界作用	硫酸鹽作用。	形成鈣釩石與膨脹破壞。	○	○	△	
		氯化物作用。	形成溶解性鹽類與多孔性。	○	○	△	
		碳酸化。	PH之降低與促進鋼筋腐蝕。		△	△	△
	內在要因	水泥硬化體之溶解。	$Ca(OH)_2$之溶解與多孔性。	○	○	△	
		使用反應性骨材。	形成鈣釩石與膨脹破壞。	○	○	△	
物理的要因	外界作用	(1)氣象作用。	風化及表面層破壞。		△	○	○
		(2)波浪作用。	混凝土表面受冲蝕破壞。	○	○	○	
		(3)海流運動。	混凝土表層受冲蝕及孔蝕破壞。	○	○		
		(4)凍融作用。	膨脹及表面層破壞：		△	○	
		(5)乾濕反覆作用。	1.由於受拘束發生表面及內部龜裂。		△	△	○
			2.鹽類之濃縮及結晶化的膨脹壓。		○	○	
		(6)氣溫循環作用。	熱脹冷縮作用。		△	○	○
		(7)結構體承受巨大負符。	混凝土受破壞。		○	○	△
	內在要因	鋼筋之腐蝕	膨脹裂痕及保護層破壞		△	○	○

○發生容易；△發生次等。

⑥氣溫循環：熱脹冷縮作用。

⑦結構體承受巨大負荷：超載、受重物意外撞擊或反覆負荷作用。

(2)化學性

①海水中含有硫化物、氯化物及鎂離子等。

ⓐ硫酸鹽作用：水泥與硫酸鹽作用形成鈣釩石（Ettringite）因而造成混凝土體積膨脹。

ⓑ氯化物作用：可形成溶解性鹽類及使混凝土孔隙增大變爲多孔性狀態。

ⓒ海水中鎂離子作用：Mg^{++} 取代 Ca^{++} 因而減弱C－S－H膠體（C.S.H. 分別爲CaO，SiO_2 及 H_2O）。

②空氣中含有 CO_2 及 O_2 侵入混凝土中。

ⓐ碳酸化：使混凝土之PH值降低，混凝土中性化。

ⓑ空氣中海水中 O_2 侵入：助成鋼筋氧化作用。

2.內在不利因素

(1)物理性

①鋼筋腐蝕：造成混凝土膨脹及保護層龜裂現象。

②不同金屬連接：兩金屬間會形成局部電池作用發生腐蝕。

③迷失電流：例如鄰近由於鋼結構物陰極防蝕所引起者。

(2)化學性

①混凝土拌合骨材水或摻料中含有氯化物等鹽類。

②使用鹼性反應性骨材：形成鈣釩石與膨脹破壞。

③水泥硬化體之溶解：$Ca(OH)_2$ 被溶解及多孔化。

④骨材非堅實性：浸於水中會發生膨脹。

⑤水泥含高鹼性成份。

⑥水泥中鋁酸之鈣（C_3A）含量高（＞8％）導致在水化水泥中之鈣化物被海水中之鎂化合物取代，喪失強度。

⑦水泥量不足、水灰比高（＞0.5）將導致混凝土滲透性高易形成腐蝕電池。

⑧拌合用水泥、水或骨材之含硫量高，有意填加或使用海水海砂等含有氯化物之材料加速腐蝕。

⑨鋼筋保護層不足。

⑩混凝土龜裂特別是反覆龜裂。

⑪混凝土結構中有蜂窩，易生成大的滲水孔（ bleed hole ），海蟲孔（ bug hole ）。

⑫導管內水泥砂漿填充不足。

⑬錨碇或鋼鍵端密封不足。

⑭鋼鍵在末灌注水泥砂漿前曝露情況下，含硫化物、氯化物之有害物之濕氣侵入。

上述混凝土內在及外在因素經常互相作用，而使得其破裂之速率增快，雖然有上述外界和內在不利因素存在於海洋混凝土結構物中，使其發生破壞之機率增大。然而在海洋結構物中，混凝土結構物仍爲相當耐久性且使用性能亦相當令人滿意，不需做太多維修工作。因此只要了解腐蝕致因提出解決之策，將可使其耐久性更爲提高。

㈢海洋混凝土結構物惡化機構

混凝土在海洋環境下起化學反應所造成之惡化現象大致有下列五類：

1.海水中之溶解塩類對水泥起之化學侵襲。

2.水泥水化和反應生成物被冲走。

3.內於鋼筋腐蝕所造成之剝落及龜裂。

4.鹼性骨材反應龜裂。

5.風。

有關上述五種要因所造成之惡化程序概述如下：

1.海水中溶解塩對水泥所產生之化學侵襲：

海水中硫酸塩對混凝土中之成份中所含Ca（ OH ）$_2$ 及鋁酸三鈣（ C_3A ）之化學侵蝕，將導致混凝土分裂或軟化反應式如下：

(1)硫酸鎂與鋁酸三鈣水化物作用

$$3MgSO_4 7H_2O + 2C_3AH_6 = C_3A3CaSO_4H_{32} + 3Mg(OH)_2 + 2Al(OH)_3 + 2H_2O \quad (1)$$

Magnesium sulphate　Calcium aluminate hydrate　Ettringite　Brucite　Gibbsite

反應生成物鈣釩石（ Ettringite ）在水泥漿之孔隙或裂縫中形成針狀

之結晶。因此，一方面造成壓力增加；另一方面由於晶相不完整導致在鹼性環境下吸收水份因而造成膨脹性反應氫氧化鎂（Brucite）不易溶解，降低混凝土之碱性進而導致C－S－H之穩定降低，所以硫酸鎂對混凝土之侵襲性較爲嚴重。

(2)硫酸鎂與石灰之作用

$$MgSO_4 7H_2O + Ca(OH)_2 = CaSO_4 2H_2O + Mg(OH)_2 + 5H_2O \quad (2)$$

Magnesium sulphate　Calcium hydroxide　Gypsum　Brucite

反應生成物石膏（gypsum）可能再與水化水泥合成物作用而產生鈣釩石如式(3)或可能稀釋水泥造成混凝土之軟化

$$3(CaSO_4 2H_2O) + C_3AH_{12} + 13H_2O = C_3A3CaSO_4H_{31} \quad (3)$$

Gypsum　Calcium aluminate hydrate　Ettringite

(3)硫酸鎂與水化矽酸鈣作用

$$MgSO_4 7H_2O + C_3S_2H_x = CaSO_4 2H_2O + Mg(OH)_2 + SiO_{2aq} \quad (4)$$

Magnesium sulphate　Calcium silicate hydrate　Gypsum　Brucite　Silica gel

雖然反應生成物不膨脹，水化水泥之結構被破壞而形成可溶於海水之化合物可導致惡化。

(4)氯化塩對水化鋁酸三鈣之作用（部份方程式如式(5)）

$$Ca^{2+} + C_3AH_{12} + NaCl \rightarrow C_3ACaCl_2 10H_2O + NaOH \quad (5)$$

Calcium aluminate hydrate　Sodium chloride　Monochloro-aluminate　Sodium hydroxide

生成物單一氯化鋁水化物（Monochlcroaluminate）之結晶不會膨脹，但可能使水泥發生軟化作用。

(5)碳化

在大氣中之CO_2與水化水泥礦物氫氧化鈣$Ca(OH)_2$碳化生成碳

酸鈣 $CaCO_3$ 使原來PH值大於 12.5 降爲小於 9 。

$$Ca(OH)_2 + CO_2 = CaCO_3 + H_2O \quad (6)$$

Calcium hydroxide　Carbon dioxide　Calcite

碳酸化侵入混凝土內之中性化深度（ D ）可用下式表示：

$$D = n\sqrt{k\,t}$$

而其他水泥化合物被碳化爲 bemicarboaluminate （ $4CaO\ ALO_3\ ½CO_2\,8H_2O$ ），碳化侵入混凝土速率相當慢，因爲碳化所生成之水汽必須排出以便混凝土體內與大氣保持濕氣之平衡，此碳酸鈣生成物可能保護石灰使其免受更多之侵襲。

卜特蘭水泥混凝土之碳化可導致強度增加，而表面之滲透性降低，可能因爲由於碳化所析出之水有助於水化作用，且 $CaCO_3$ 使水泥漿內之孔隙減少，碳化將降低對水化水泥沙漿鹼性環境下鋼筋之腐蝕保護作用。

滲透性高之混凝土發生碳化現象可能度稀釋水泥係因重碳酸塩離子與任何游離石灰作用，同樣地氯鋁酸塩水化反應生成物可能釋出氯離子，因此雖然如式(5)氯離子可成結晶體，但有碳化時，則可能被釋出，此對碳化嚴重之混凝土之鋼筋腐蝕特別明顯。

(6)硫酸塩之作用如以下兩式，生成物之體積膨脹擠破混凝土

$$Ca(OH)_2 + Na_2SO_4 \rightarrow CaSO_4 + 2NaOH$$

硫酸塩 $\xrightarrow{+\,2H_2O}$ $CaSO_4 \cdot 2H_2O$（膨脹）

$$C_3A \cdot 6H_2O + CaSO_4 + H_2O \rightarrow C_3A \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$$（鈣釩石膨脹）

(7)氯化物作用如以下兩式，生成物將使混凝土膨脹剝落

$$2NaCl + MgCl_2 + 2Ca(OH)_2 \rightarrow 2CaCl_2 + Mg(OH)_2 + 2NaOH$$

$$CaCl_2 + C_3A + 10H_2O \rightarrow C_3A \cdot CaCl_2 \cdot 10H_2O$$（膨脹）（↓沉澱）

$$\xrightarrow{+\,So_4^{2-}} C_3A \cdot 3CaSo_4 \cdot 32H_2O$$（膨脹）

$$\xrightarrow{+\,CO_2 + SiO_2} CaCO_3CaSO_4CaSiO_315H_2O$$

（膨脹）

此類膨脹性反應可能起初發生微量膨脹、破壞性不大但內應力遞增，微裂蔓延擴大，甚至可能造成嚴重破壞。防護對策爲採用高品質，滲透性低及水灰比低之混凝土，建議採用 C_3A 低之 Type Ⅴ ，抗硫酸水泥，添加波索蘭

材料表面作防水等方式。

2.水泥水化和反應生成物被冲走

由於陽離子交換反應（Cation - Exchange Reaction ）使得水泥漿被海水侵蝕而分解爲無強度之矽水化合物如下式：

$$3CaO\cdot 2SiO_2\cdot 3H_2O + 6H^+ \xrightarrow{H_2O} 3Ca^{++} + 2(SiO_2\cdot nH_2O) + 6H_2O$$

上述反應生成物矽水化合物、石膏、鈣釩石和鬆石灰等均易受海水冲釋，將使混凝土之滲透性增加而降低其鹼性，混凝土之化學成份喪失亦將導致其密度之降低，主要原因係水化矽酸鈣被溶解之故。

3.由於鋼筋腐蝕造成之龜裂與剝落現象

鋼筋混凝土中之鋼筋受水泥漿之鹼性所保護，埋在混凝土中因此與外界之氧氣隔離。若混凝土之鹼性若受上述之冲釋及碳化等中性化，則由於氯離子之侵入使得形成電化學腐蝕電池。有四種方法可提供相當不透水混凝土保護層避免發生腐蝕說明如下：

⑴阻止氯化物侵入至鋼筋處。

⑵阻止似乎可形成可溶性生成物之化學物之侵入。

⑶制止水之侵入，因此矽水化合物和石灰被溶解掉。

⑷禁止氧氣之侵入，因此可避免鐵之氧化。

氧氣（O_2），氯離子（Cl^-）及二氧化碳（CO_2）侵入鋼筋處之反應式如下：

⑴O_2 侵入

陽極 $Fe \longrightarrow 2e^- + Fe^{2+}$（metallic iron）

陰極 $\frac{1}{2}O_2 + H_2O + 2e^- \rightarrow 2(OH)^-$（air）（water）

Fe^{2+} 與 $2(OH)^-$ 反應生成 $Fe(OH)_2$

$$Fe(OH)_2 + \tfrac{1}{2}H_2O + \tfrac{1}{4}O_2 \rightarrow Fe(OH)_3 \quad （鈆銹）$$

$$3Fe + 8OH^- \rightarrow Fe_3O_4 （黑銹） + 8e^- + 4H_2O$$

鋼筋腐蝕生成物有氧化鐵（FeO；Fe_3O_4；Fe_2O_3）及氫氧化鐵（$Fe(OH)_2$；$Fe(OH)_3$；$Fe(OH)_3\cdot 3H_2O$）等體積膨脹2～6倍（圖十六）。

(2)Cl^- 侵入

陽極　$Fe + 2Cl^- \rightarrow FeCl_2$（形成酸溶液之陽極坑）$+ 2e^-$

陰極　$\frac{1}{2}O_2 + H_2o + 2e^- \rightarrow 2(OH)^-$

根據經驗，若 Cl^- 與 OH^- 之比值大於 0.6，則將破壞鐵與水泥漿之鈍態，因此鋼筋發生腐蝕所需之氯化物含量將依水泥漿中 PH 值而定混凝土之 PH 值小於 11.5 則即使沒有氯化物亦將發生腐蝕，若 PH ＞ 11.5 則必須是測氯化物含量，早強摻料氯化鈣（$CaCl_2$）會降低水泥漿之 PH 值，海水中之所含食鹽（NaCl）則使 PH 值增加，Cl^- 之出現將破壞氧化鐵膜而使混凝土無法維持在高 PH 值，NaCl 與水泥作用之反應式如式(5)形成氯鋁化鈣水合物因此 C_3A 有抑制腐蝕之功能，水泥成份，水灰比與 PH 值之影響及氯離子含量等與 Cl^- / OH^- 比值之關係爲確定氯離子含量對腐蝕影響之極限值。

(3)CO_2 侵入

$$H_2O + CO_2 \rightarrow H_2CO_3$$

陽極
$$2Fe + O_2 \rightarrow 2FeO$$
$$FeO + H_2CO_3 \rightarrow FeCO_3 + H_2O + 2e^-$$

陰極　$4FeCO_3 + 10H_2O + O_2 + 2e^- \rightarrow 4Fe(OH)_3 + 4H_2CO_3$

4.鹼性骨材反應龜裂

鹼類塩與骨材間之反應有兩大類，基本反應式如下：

(1)鹼—矽酸反應

$$SiO_2 + 2NaOH \xrightarrow{H_2O} NaSiO_3 \cdot nH_2O$$

$$NaSiO_3 \cdot nH_2O + Ca(OH)_2 \xrightarrow{H_2O} CaSiO_3 \cdot mH_2O + 2NaOH$$

(2)鹼—碳酸塩類反應

$$CaMg(CO_3)_2 + 2NaOH \rightarrow CaCO_3 + Mg(OH)_2 + Na_2CO_3$$

$$Na_2CO_3 + Ca(OH)_2 \rightarrow 2NaOH + CaCO_3$$

碱性骨材反應使混凝土產生不規則之膨脹，造成龜裂現象，導致破壞，防止鹼性骨材反應之策略爲採用低水灰比，添加波索蘭材料，避免使用活性骨材或限制水泥中含鹼量及安裝防水膜等。

5.風化作用

海水中挾帶固體將對混凝土結構體造成冲蝕現象，冲蝕速率不僅依這些固體之形狀，大小、數量、硬度和速度而定且依混凝土之品質而定，具有粗大骨材之混凝土較同強度之水泥砂漿所受之冲蝕性爲少，主要是硬骨材抗磨耗能力強。水泥量及水灰比影響冲蝕阻抗，即混凝土之抗壓強度，由於冲

蝕受漂浮物運動之速度影響，故在潑濺及潮汐區似乎比常年浸在海水中者更爲嚴重。

海洋混凝土受氣象因素影響，耐候性如氣溫、凍融、乾濕變化，在潮汐帶由於受到海水之乾濕反覆作用，乾燥時表面收縮形成表面裂縫，而潮濕時表面膨脹形成內部裂縫混凝土在施工過程至終凝前所發生之收縮裂縫稱爲塑性收縮係受混凝土本身之溫度、氣溫，相對濕度及風速等因素共同作用所致。因此必須要求良好之混凝土品質。

四、鋼筋保護層之品質影響因素之檢討

㈠保護層厚度

碳化與Cl^-侵入混凝土速率與時間之平方根成正比，即若混凝土保護層減半，則開始發生腐蝕之時間小於原來時間之¼（圖十七）。例如原來使用壽命 100 年因保護層厚度減半不足可能 15 年即發生腐蝕破壞。

㈡保護層之滲透性

1.水灰比之影響

混凝土之水灰比（W／C）影響其滲透性，特別當W／C＞0.6 由於毛細孔增加而使滲透性增大（圖十八）。

2.養生

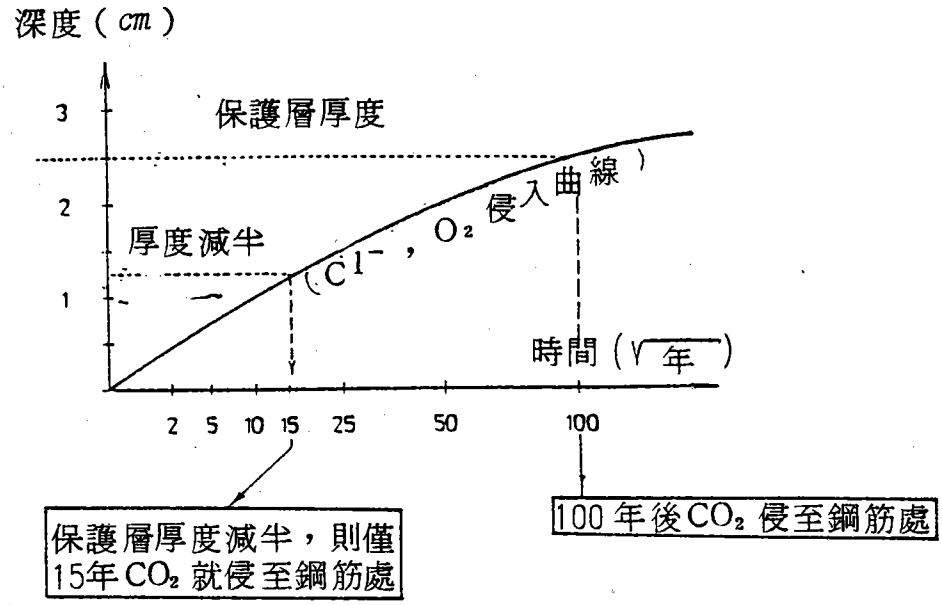
由於養生不充足（混凝土表面早期乾燥）因此混凝土面層之滲透性大受影響，所以受影響之混凝土深度係依乾燥之程度而定，然而經常影響深度等於或大於混凝土保護層厚度，風和高溫對此現象爲最大影響因素。製作混凝土後應立即養生而不能中斷，因爲一旦中斷則硬化無法繼續，養生靈敏度隨W／C增加而增加，而隨水泥含量減少而遞增，良好養生情況下則滲透性較低，而養生不良則增大滲透率達 5 ～ 10 倍（圖十九）。

3.夯實

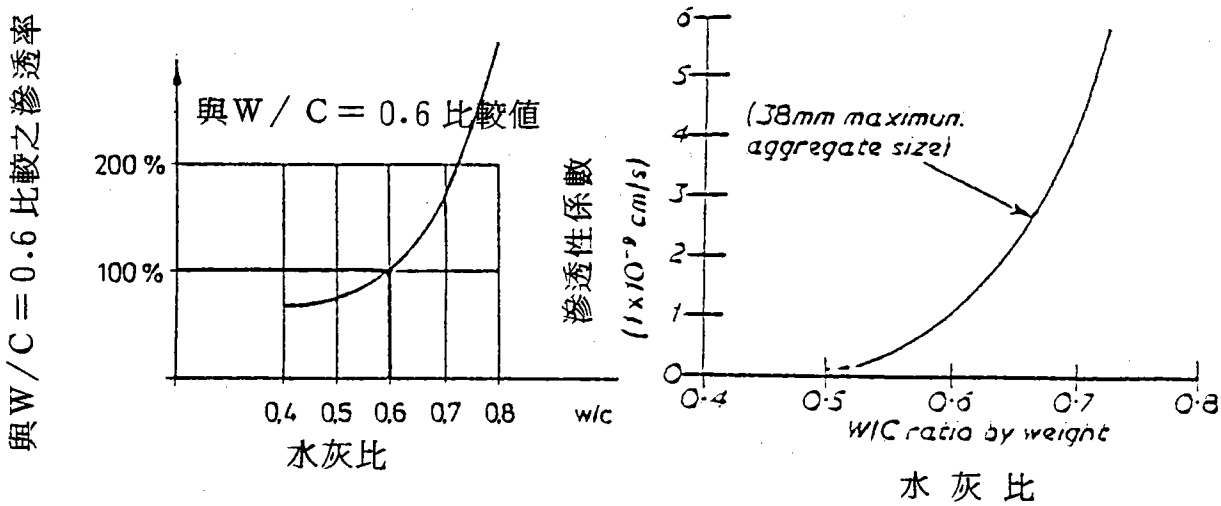
夯實不良或有空穴則增加混凝土之滲透性，因此不易對鋼筋提供保護，夯實不良滲透率可能增大 10 倍以上（圖二十）。

4.水泥含量

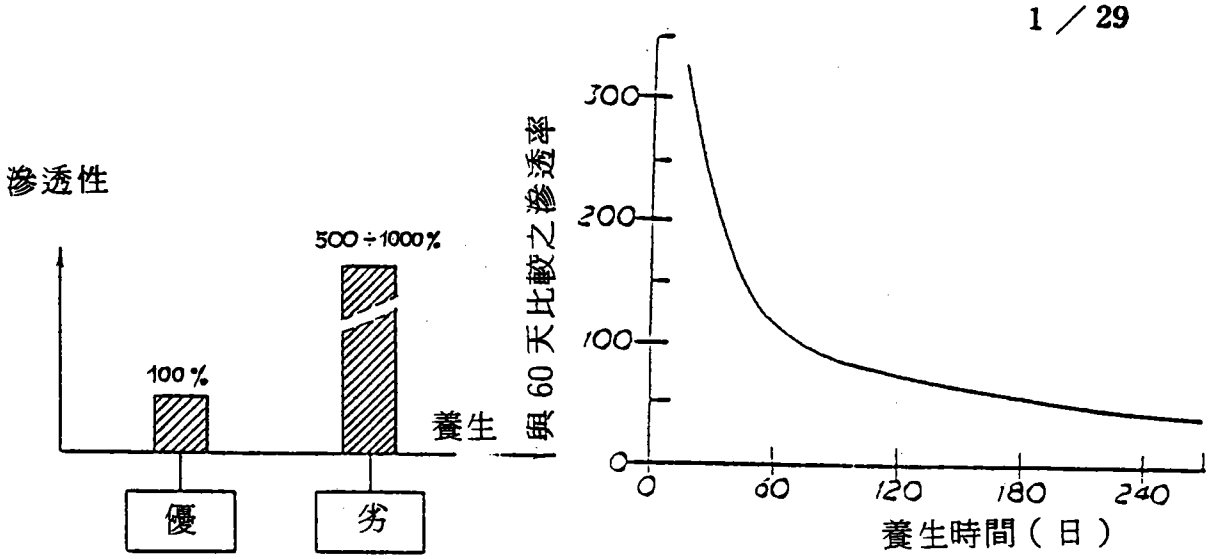
增加水泥含量，則混凝土對CO_2及Cl^-侵入之約束能力增加（圖廿一），然而在正常水泥含量範圍下，CO_2及Cl^-侵入率受水泥量之影響性比受



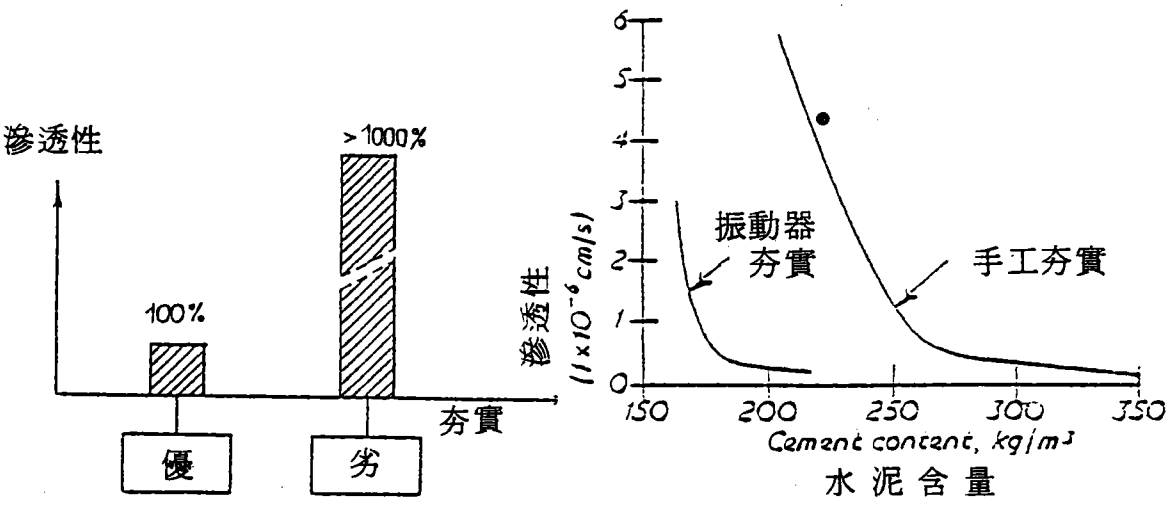
圖十七　混凝土保護層厚度之影響性



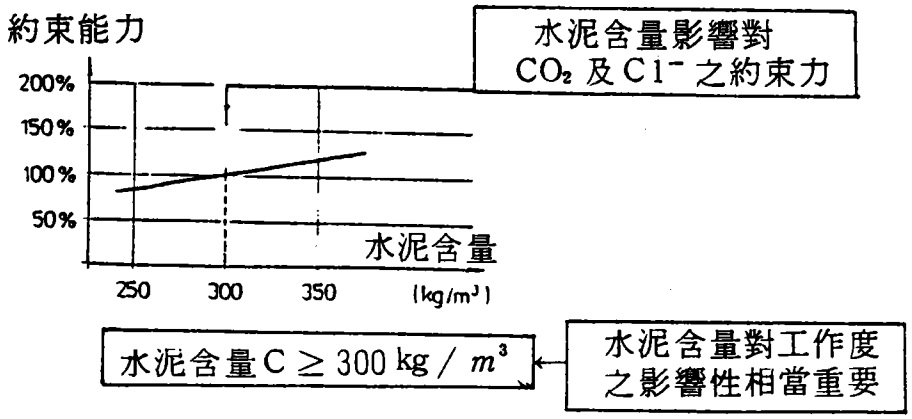
圖十八　水灰比對滲透性之影響



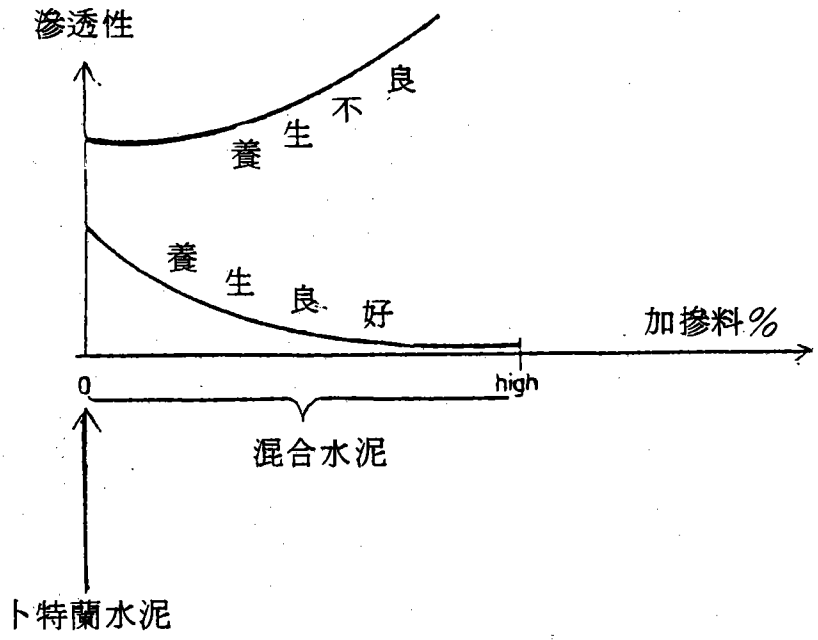
圖十九　養生對混凝土滲透性之影響



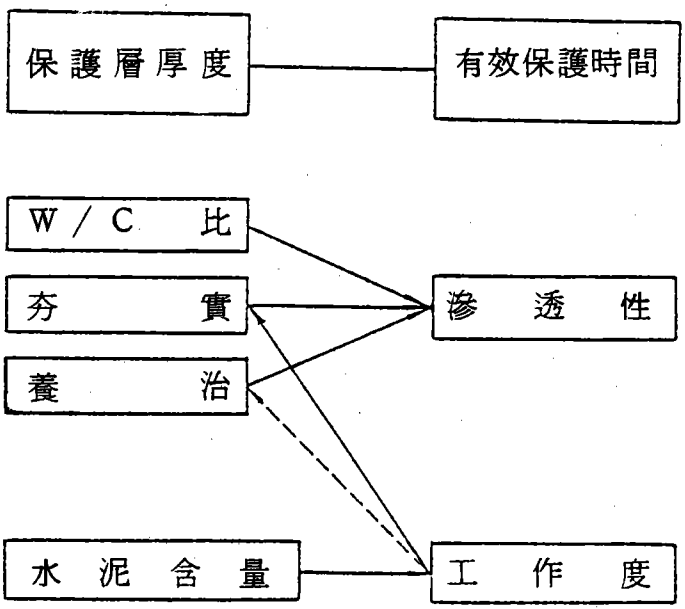
圖二十　夯實對混凝土滲透性之影響



圖廿一　水泥含量對CO_2及Cl^-之約束能力



圖廿二　水泥種類對滲透性之影響



圖廿三　影響混凝土保護層品質參數

W／C比和夯實及養生條件爲小。

雖然如此，水泥含量與工作度有關，亦與養生敏感度有關，除非採用特殊養生方法或已作過許多特別試驗情形下，通常爲了確保足夠之工作度，水泥含量不得小於 300 kg／m^3（W／C≤0.6）。

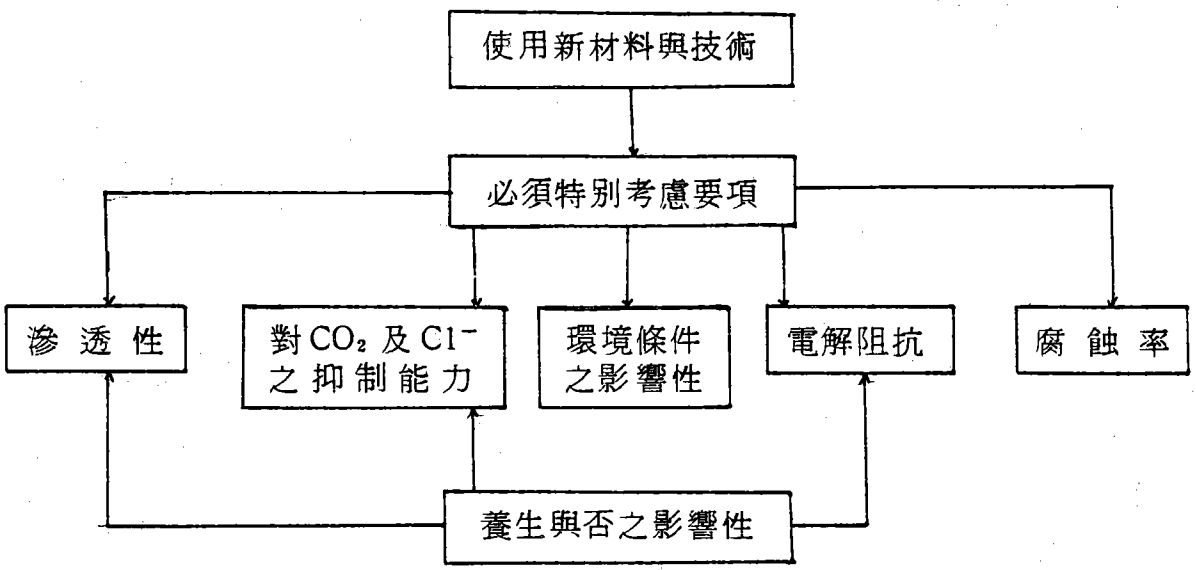
5.水泥種類之影響性

最常用之摻料如波索蘭，高爐石粉、飛灰和矽土粉等有下列共同之特性即在早期強度緩凝和後期很明顯的硬化，即使用混合水泥（blended cements ），其養生敏度較卜特蘭水泥爲大必須特別注意養生。若後期硬化可利用足夠之養生，則使用混合水泥所能得到之低透水性較卜特蘭水泥爲佳（圖廿二）。在此情況下，特別是可改進對Cl^-侵入之阻抗，但養生不足，則將造成保護層不良之品質（滲透性和凝固能力），特別是混合料使用較多之情況（例如使用 80 %爐石、50 %飛灰、30 %矽土粉等）最爲顯著除外若使用混合料多之情況，必須考慮凍融之阻抗。

混凝土保護層品質最重要之控制因素爲水灰比，夯實和養生等三項（圖廿三），水泥含量主要影響工作度，因而間接影響滲透性和保護層養生之程度。鋼筋上之混凝土保護層影響其有效保護時間，若設計及施工不良，因而使得保護層不足，滲透性增大，則耐久性將降低。

五、工程設計與施工缺乏檢討

在使用新材料（水泥種類、混合劑、填加料、摻料及骨材）和新技術，必須校核對耐久性之影響性，根據證實之材料與技術擬定設計與施工之建議，圖廿四爲必須考慮項之流程圖。有關使用新材料後其混凝土保護層之滲透性，對CO_2，Cl^-，O_2等侵入之抑制能力及電解阻抗能力均與養生有關，必須經過試驗了解而所處環境影響性需作曝露試驗了解腐蝕率。



圖廿四　使用新材料與技術需考慮要項

㈠規劃

1.修改結構物幾何形狀

根據許多災害案例顯示在腐蝕大多發生在結構物之弱點處，因此在規劃階段必須注意，例如圖廿五左端爲容易發生腐蝕之結構物，若修正其幾何形狀，如圖廿五右側，則可避免容易發生腐蝕，說明如下：

⑴混凝土表面儘量平坦

在轉角處，腐蝕因子從兩邊侵入水汽不易散開造成相對濕度高，因此加速腐蝕性增大，若將此結構底部改爲平坦，則可加以改善。

⑵避免讓水滲透混凝土結構物

※易於排水

※混凝土表面有斜度，因此不會造成積水現象

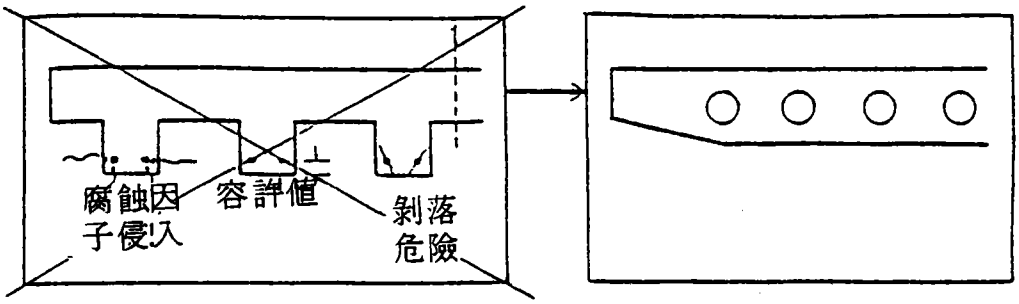
※有時需特別作保護措施，防制冲擊等

⑶去除易受冲擊之結構單元或加保護措施

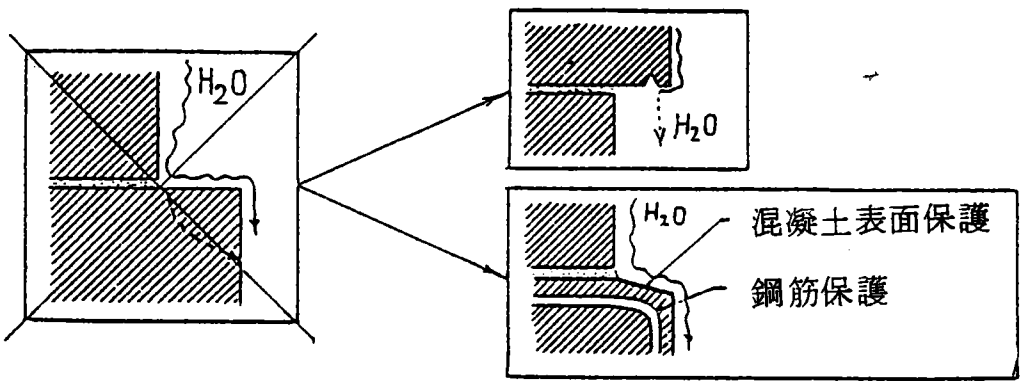
2.裂縫寬度之限制

最重要的是提供控制極端龜裂寬度（ 0.4 mm ）之最少之鋼筋量，可參閱美國混凝土學會（ ACI ）有關龜裂及變形對鋼筋適當選擇之建議，龜裂控制不能僅使用細鋼筋最好增加保護層以增大所需臨界裂縫寬度而達防蝕。

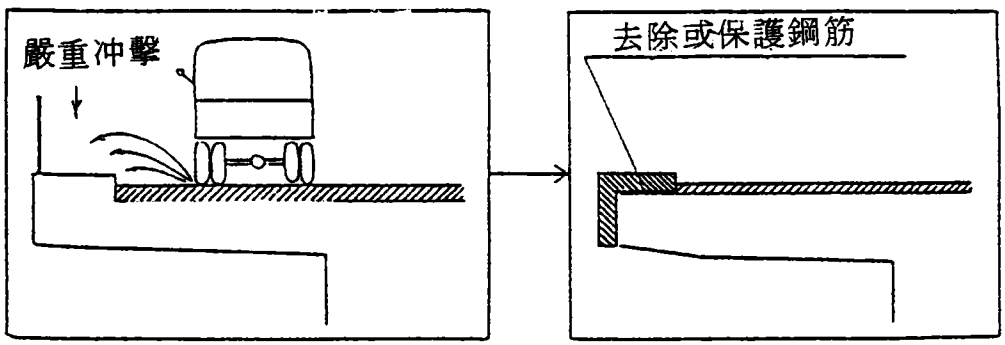
3.鋼筋細步設計



ⓐ混凝土表面儘量平垣



ⓑ避免讓水滲透進入結構體



ⓒ去除易受冲擊之結構單元或加保護措施

圖廿五　結構形狀修改

當排列鋼筋時必須考慮澆築混凝土及夯實之可行性，特別應留有空間可讓振動器能穿進夯實，而且鋼筋之間距必須考慮彎紮鋼筋，亦能有適當之灌漿及夯實，在應力集中處，若需要時可考慮加大鋼筋之斷面積。如圖廿六中左圖排筋太密不但不易夯實，而且可能有些鋼筋沒有澆築到混凝土，可修改圖廿六中右圖。

4.混凝土保護層與鋼筋間距

在規範中所定混凝土保護層厚度必須再加上一容許誤差值（ tolerance value ），因此在施工中可確保護厚度足夠，厚度極限值（ Cmin ）依環境條件而異，而容許誤差值依養生方法和混凝土之品質而定，若養生不足，△C＝0.5 ～ 1.0 *cm* 混凝土品質控制良好則△C＝0.5 *cm*，若控制不佳則採用1公分因此保護層厚度爲極限值加上容許誤差值，因爲鋼筋彎曲之容許誤差值及直徑增大，因此鋼筋之間距不可使用到規範中規定之特定極小值，儘可能不低於3公分或大於骨材最大粒徑之1.5倍。

5.混凝土配合比設計

混凝土配合設計必須與極限值一致，除非有合適之試驗證明，在某種特殊情況下可使用其他之極限值，通常使用水灰比W／C≤0.6（在塩害嚴重地區可使用W／C≤0.5），水泥重C≥300 kg／m^3，工作度爲半流體狀坍度。

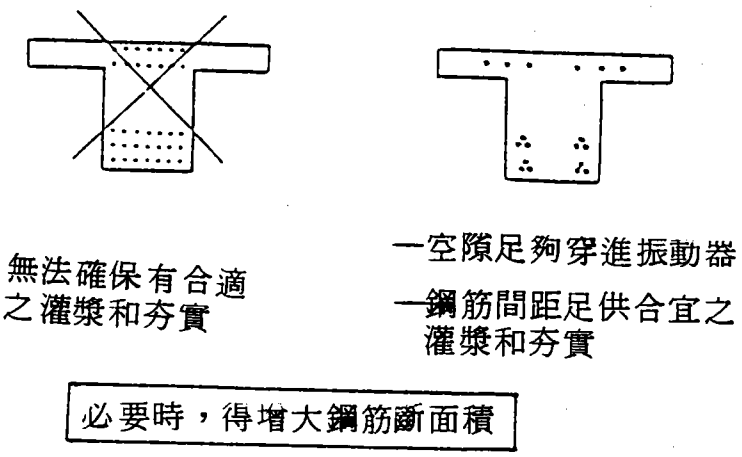
在嚴重之氯化物侵襲下，高強度高爐石水泥等可提供良好之鋼筋保護，然而若使用特殊養生方法，必須做配合設計之試驗，才能確保可達到防蝕之效果。

6.氯化物含量臨界值

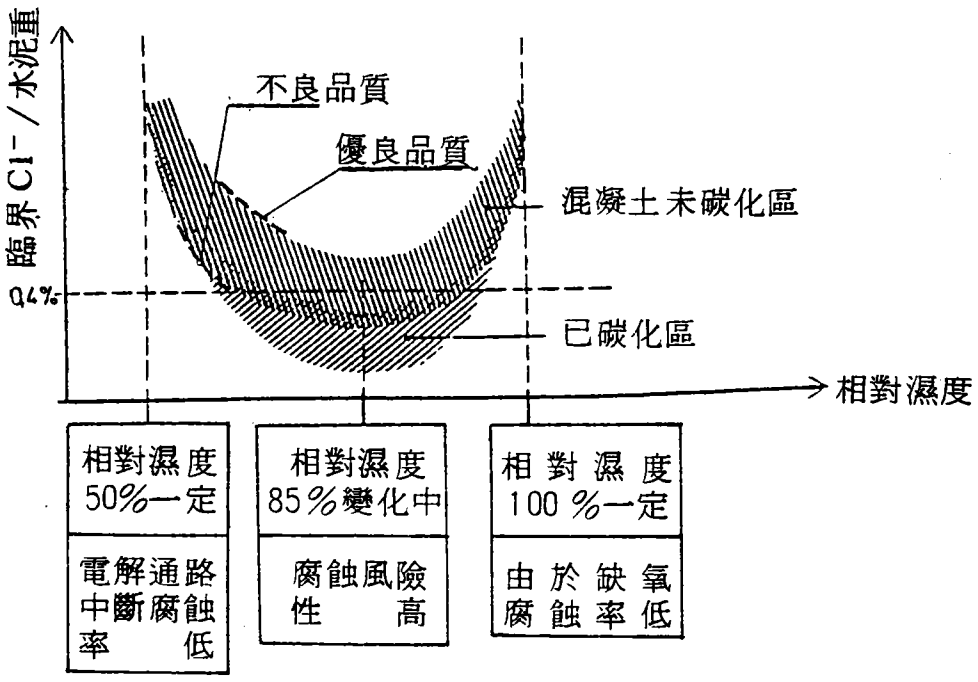
開始發生腐蝕之氯化物含量臨界值之參數很多，因此無法定出單一數值，如圖廿七所示，若混凝土未經碳化，水泥重之0.4％之Cl^-含量爲臨界值，此數值同時受相對濕度影響。相對濕度50％，相當乾燥，無濕氣供應。因此電化學反應通路中斷，因而中止腐蝕，而在相對濕度高情況（100％）則水飽和氧氣無法侵入，使腐蝕反應無法進行，預力鋼鍵易受腐蝕，因此建議採用水泥重之0.2％Cl^-爲臨界值。

7.特殊防蝕措施

在潑濺區或乾濕天候，嚴重之Cl^-侵襲之情況下，上述建議措施無法



圖廿六　鋼筋細步設計



圖廿七　臨界氯化物含量

確保可得合適之耐久性，最便宜之方法爲降低水灰比（W／C＜0.5）及增加保護層厚度（Cmin＞3.0 *cm*）建議使用高強度之高爐石水泥，而需有特殊養生方法以確保此種混合物之效果能達最佳，若遭受凍融反應，則高爐石含量最好爲 50 %，若這些方法仍嫌不足，可直接採用樹脂包覆和陰極防蝕保護，鍍鋅和緩蝕劑（inhibitors），在改進耐久性方面曾被證實效果不彰。

㈡施工

1.混凝土保護層與鋼筋之間距

施工時必須控制保護層之厚度及鋼筋之間距，合乎規範要求及考慮最少容許差值（tolerance value）。

2.混凝土養生

必須達到養生方法，不得提早拆模，可使用下列養生法（圖廿八）：

⑴加模板；⑵濕物覆蓋法；⑶臨時包覆或護膜養生。

所需之養生時間依下列參數而定：

⑴在使用時環境之侵略性。

⑵養生環境之乾濕情形。

⑶混凝土配合比（水泥種類及水泥量水灰比）對養生敏感性。

這些主要參數決定所需之養生時間如圖 29 所示三度空間圖。

3.品質控制

上述所採用之措施必須經由現場負責之監工人員嚴格校核，控制之形態和數量如下各項：

⑴鋼筋間距，有空間可供振動器插入夯實。

⑵保護層厚度及鋼筋排列是否適當。

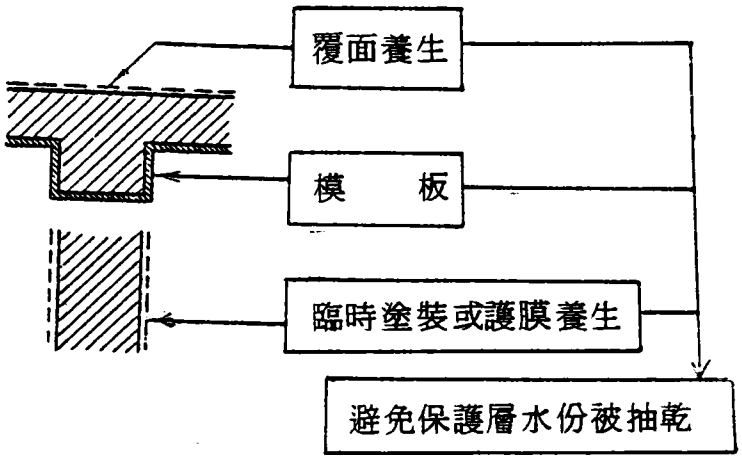
⑶混凝土配合設計和品質控制保證系統。

⑷養生之方法。

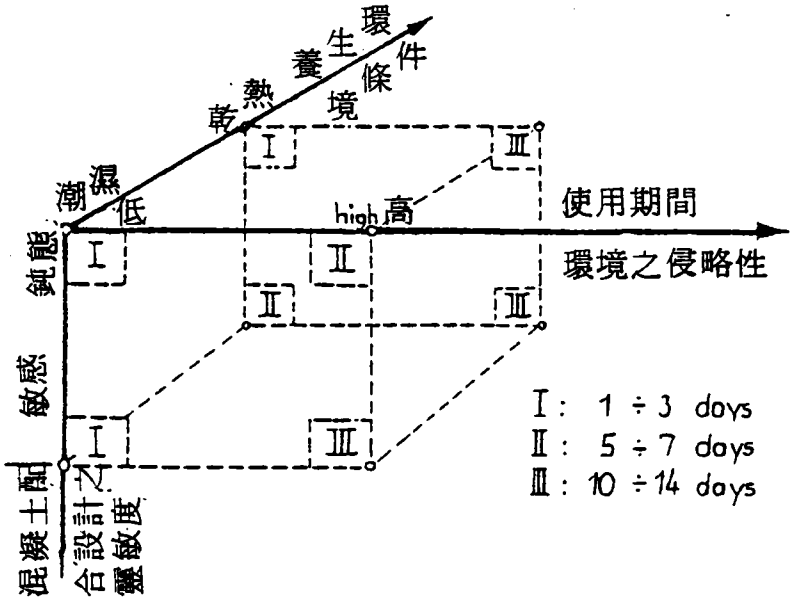
六、提高耐久性對策

㈠耐久性要求條件

海洋混凝土結構物欲期耐久性，必須注意材料與設計施工技術之應用等，表六爲耐久性分析結果，因此可歸納耐久性要求條件如下：



圖廿八　養　生　方　法



圖廿九　養生所需延時

表六　材料與施工技術對於海洋環境之R.C結構物耐久性分析結果

現　象	立即顯示結果	中期顯示結果	與不良施工技術導致之結果	暴露於海洋環境（潮汐帶及飛沫帶）
骨　材 吹水性高	工作度損失 * 用水量需求增加 +	收縮量增加	由於養護及拌合用水量控制不良導致龜裂及透水性增加	塩、水、空氣經裂縫、結構孔隙侵入助長生銹及冲蝕
健 度 差	由於塩侵蝕及凍融作用導致表面迅速風化	鋼筋有效保護層減少	養護不良，弱質母體促使迅連剝落	塩、水、空氣易於侵入，助長生銹及冲蝕
級配不良 含泥量高 形狀不佳	拌合粗糙度增加用水量需求，塑性沈陷 *	乾縮增加 收縮裂縫	由於養護及用水量控制不良使裂縫增加	塩、水、空氣侵入裂縫助長生銹及冲蝕
氯含量高	鋼筋純態膜破壞收縮量增加	鋼筋開始生銹		塩、水、空氣易於侵蝕鋼筋及加速裂縫之生成
硫含量高	石膏膨脹 鈣釩石形成 有時遭致鹼性反應	脫落及保護層減少 混凝土劣化及有效保護層減少 脫落、有效保護層減少	高水灰比及弱質母體擴大早期影響	同上，混凝土易受外部硫化物侵蝕

鹼性反應	骨材膨脹	脫落、碎裂減少有效保護層	由於養護及用水量導致裂縫增加	塩、水、空氣助長鋼筋腐蝕及加速裂縫生成
施工技術養護不良	塑性收縮 +* 水化不全 +*	裂縫 混凝土易透水		塩、水、空氣能易於達到鋼筋及引起腐蝕與冲蝕現象
搗實不全	水泥浮沫 冷　縫 * 蜂　巢 *	混凝土孔層及減少有效保護層 減少有效保護層 減少有效保護層		同　上

*在澆注期間，若高溫及吹風則將使惡化加劇。

+相對濕度高，則可降低此種不良效果。

1.使用適當材料

(1)骨材（級配良好，不得太細，不含淤泥或塩份）。

(2)拌合水及養生水之Cl^-含量需在極限範圍內。

(3)使用緩凝劑或強塑劑等摻料之Cl^-含量需在極限範圍內。

(4)使用抗硫酸水泥或卜特蘭Type Ⅱ水泥。

(5)使用高強度水泥。

(6)使用高爐石、飛灰水泥替代品（降低C_3A量）。

(7)除非混凝土表面有防水塗裝，否則不得使用輕質骨材。

2.設計完善

(1)鋼筋之保護層厚度足夠。

(2)混凝土做適當之表面處理，使其具有不透水性。

(3)水灰比＜0.45 。

(4)水泥含量足夠（＞350 kg／m^3）。

(5)使用鍍鋅；epoxy 塗裝鋼筋或安裝陰極防蝕，用特殊抗鹼性玻纖或不銹鋼取代鋼筋。

(6)避免使用長而細薄之結構單元。

(7)應力集中處或轉角處需加強保護。

3.施工技術優良

(1)鋼筋周界混凝土夯實性佳、緊密，不產生蜂窩或孔洞現象。

(2)養生時間充足。

(3)增加監工人員嚴格控制施工品質。

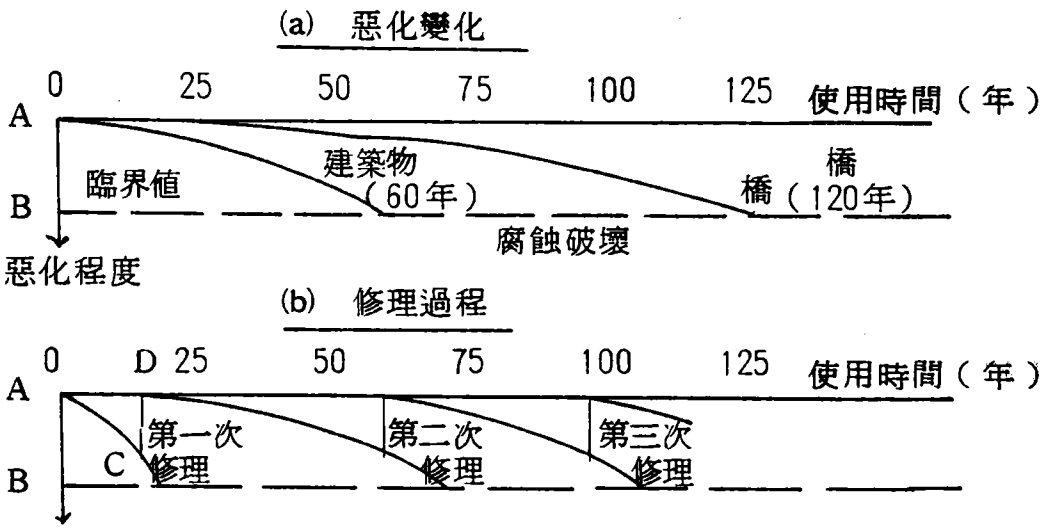
(4)施工方法較簡便。

(5)提高施工技術水準。

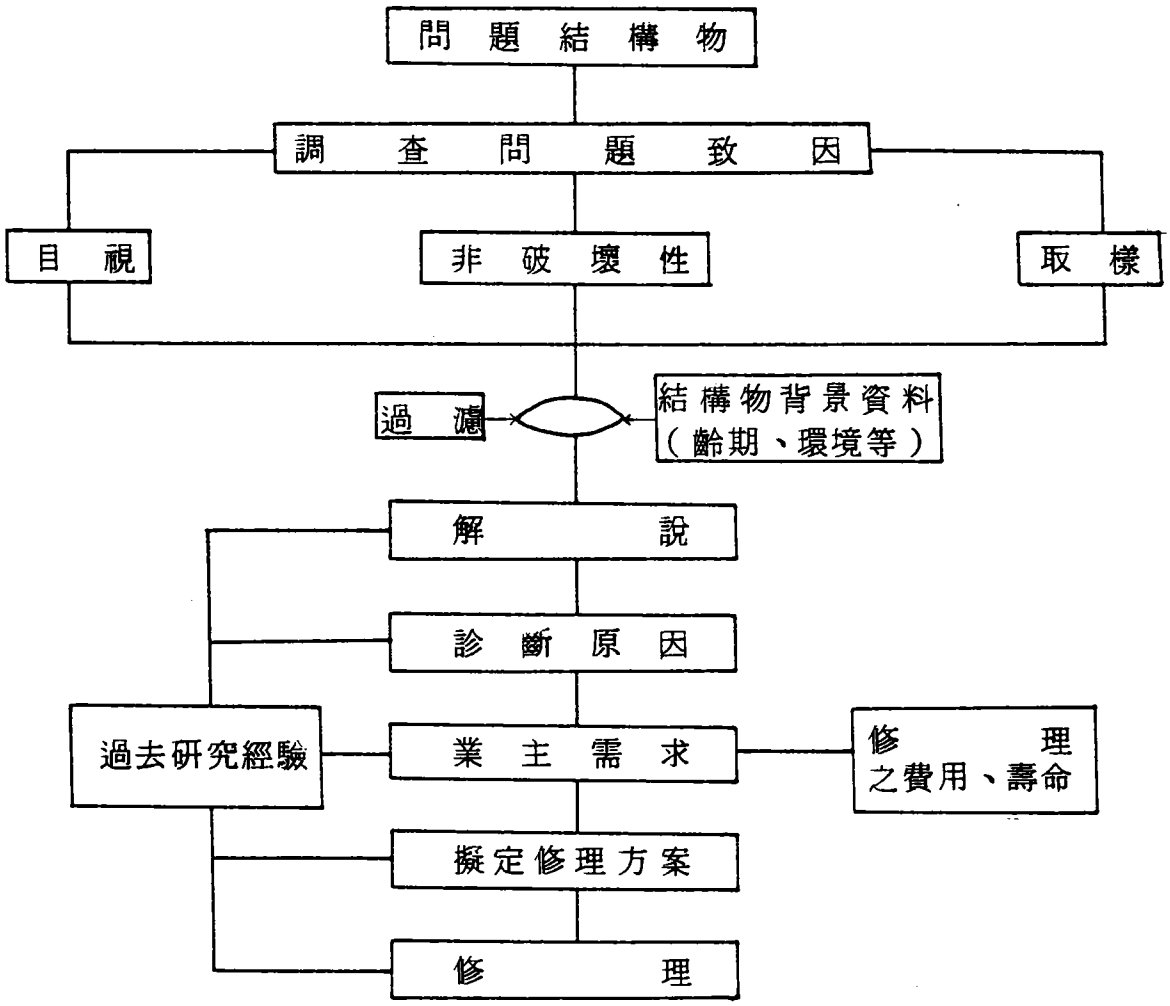
㈡腐蝕調查

圖三十(a)示結構物自施工完成後，有害環境因子侵入結構物而開始發生惡化至超過容許值之惡化曲線，此線影響因素很多，定期檢查可偵測其惡化發展情形，而在未達到B線前（超過容許程度）先採取有效防護措施，理想情形希望沒有惡化發生，因此惡化曲線維持在A線（惡化起始線）上。

圖三十(b)示現存結構物發生惡化，當惡化至C點時獲整修後，結構物又恢復原新狀態D點上（原惡化起始線），爾後經常修護可使惡化率降低，而



圖三十　混凝土結構物惡化程序



圖卅一　RC結構物腐蝕調查程序

增加其使用年限。修護後 10 ~ 15 年損壞之變化情形，難以預測，故需 3 ～ 5 年維修一次，若使用之維修材料好，則可降低維修頻率。業主與設計者必須認知結構物可能在使用期間內發生惡化現象，而需事先加以評估，施工時先作些防護措施或未作防護，而一旦損壞需作維修，兩者比較權衡經濟與安全性選擇最佳者。現在許多業主因現存結構物需耗費巨額修理費，已開始認知施工時作防護工作之海洋混凝土結構物腐蝕調查程序如圖卅一及卅二所示，如同一位醫師診斷一位病患，先根據目視徵候如龜裂、剝落等（表七）。然後需利用一些診斷技術加強對病因之了解，收集與分析所得調查資料後必須要小心地解說，根據腐蝕機構之知識與經驗過濾評估，再配合結構物之背景資料等診斷腐蝕原因與程度，當惡化現象已被確定，必須考慮在整個結構物上各部份之變化及未來擴展趨勢，估算腐蝕程度及遞增率，並開出處方包括簡單之修補之藥方或需動外科手術，並且於手術後需定期作進一步之檢查工作等。

㈢混凝土結構物防蝕及修護

經過檢查評估後，然後可以鑑定惡化程度，預估使用年限而決定那些地方需要修理，需用何種材料修理及那些範圍需在未來作詳細檢查或定期再重覆檢查。

1.修護程序之選擇

被選擇之修理方法係根據所發現之惡化形態（龜裂、局部剝落、空洞和變軟化等）。和惡化之原因（氯化物或 CO_2 等侵入）和結構物所需使用年限等資料而作判斷。

對已腐蝕之海洋混凝土結構物之修理通常需遵循上述程序，雖然所使用之實際方法可能對環境而有所變化，通常所採用之程序可扼要概述如下：

⑴惡化之混凝土範圍需先加以清除。

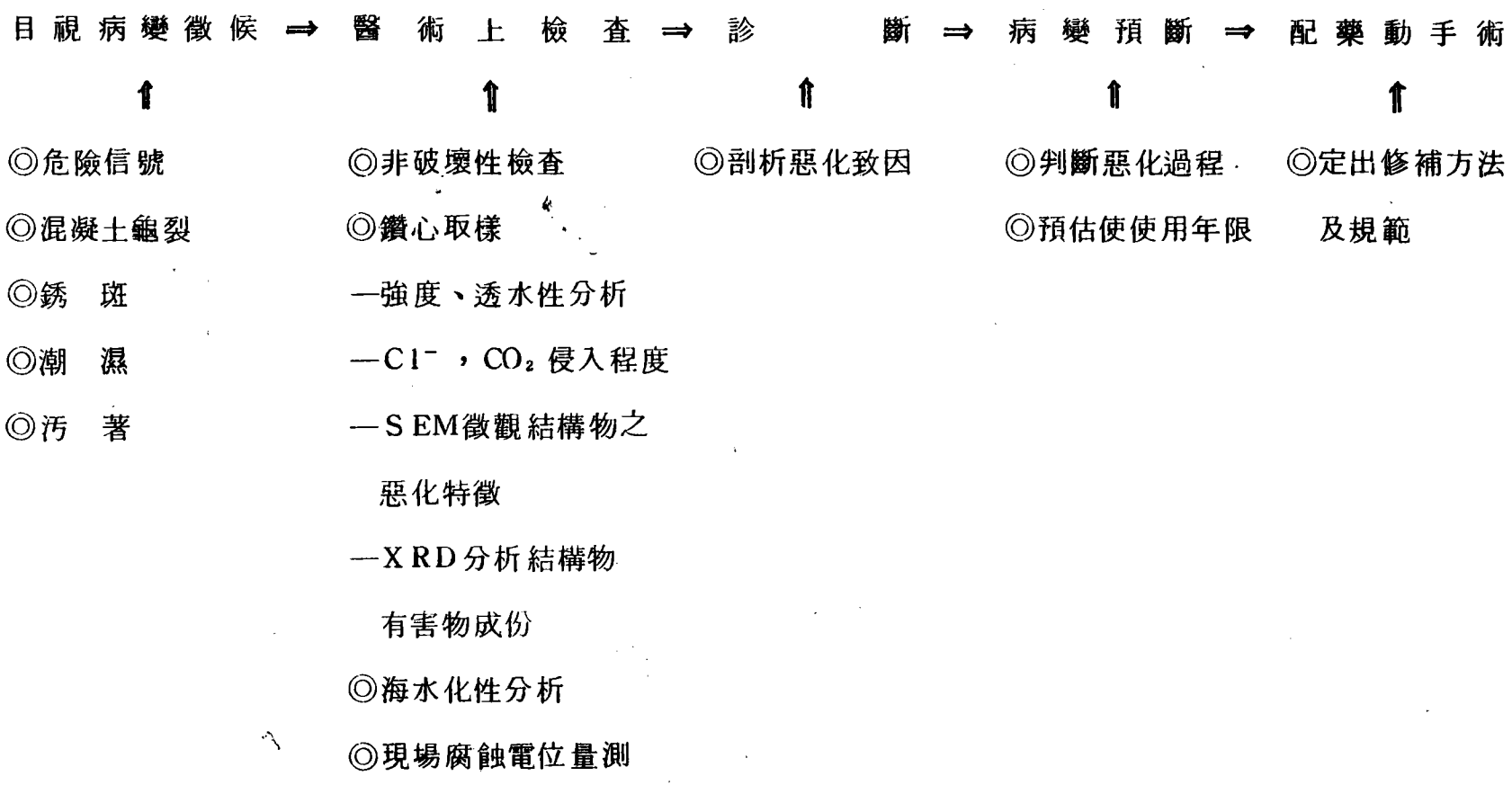
⑵龜裂填封和其他現有健全混凝土需作處理。

⑶清洗或換新鋼筋處理。

⑷保護層之換新。

⑸應用防蝕處理於結構物上已修理及尚未修理之部位。

圖卅三爲海洋混凝土結構物修理程序流程圖



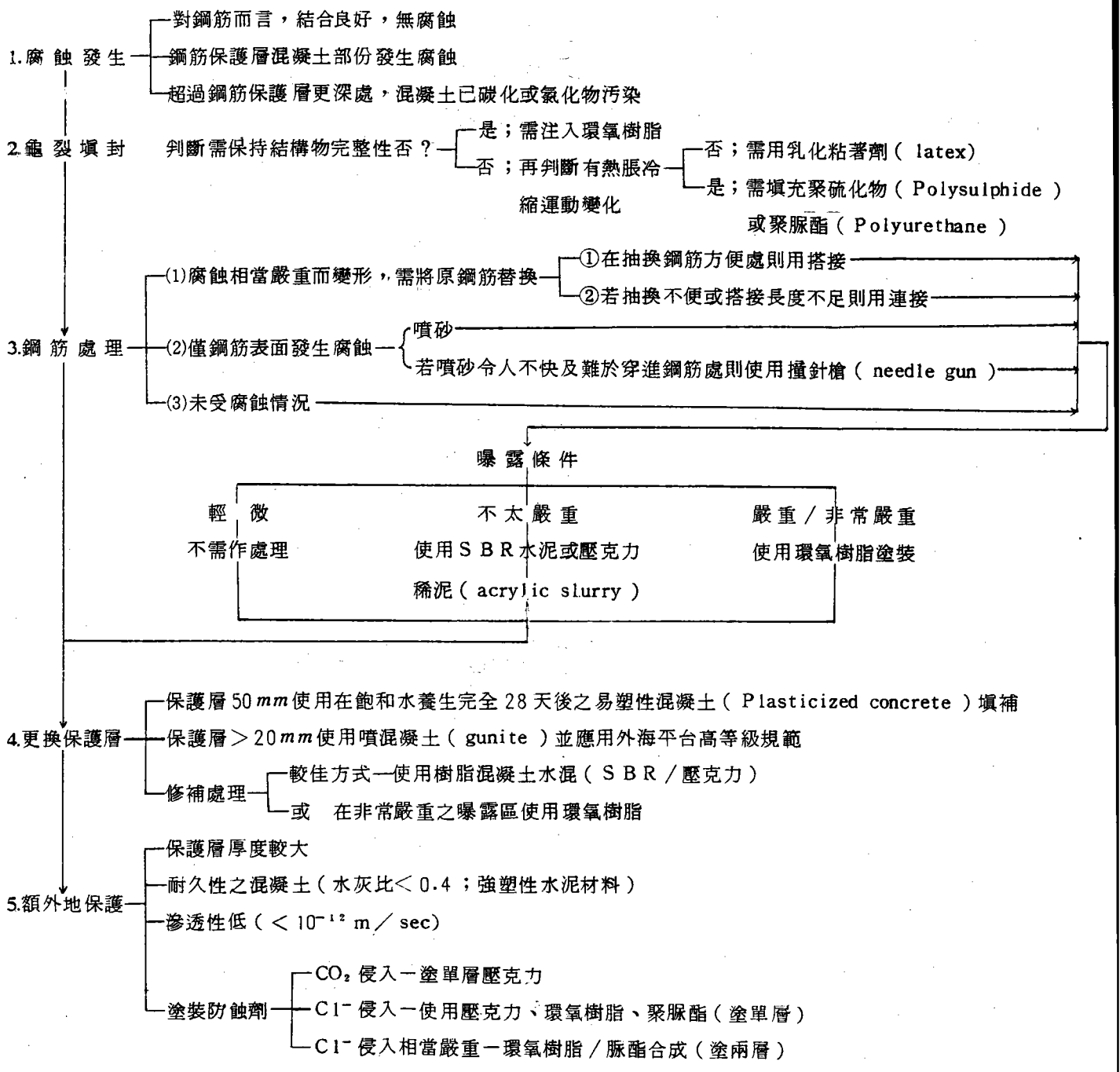
圖卅二　海洋混凝土結構物耐久性診斷程序

表七　目視外海混凝土惡化歸類

編號	特徵	描述	致因	需作檢查項目	
A_1	一般的龜裂	混凝土縫隙有鋸齒狀之分離	超載、腐蝕、收縮	走向、寬度、深度	龜裂
A_2	圖案式龜裂	如圖案式之龜裂	混凝土內部與外部體積變化	同上	
B_1	滲出物	自孔隙中流出黏性之乳膠體	鹼骨材反應	嚴重性	表面堆積物
B_2	水汚	在混凝土表面生成一層白色的硬皮	水泥中石膏漏出	嚴重性／潮濕	
B_3	銹斑	棕色銹斑	鋼筋、繫繩或表面鋼筋架腐蝕	嚴重性	
B_4	潮濕	在結構物表面有潮濕	漏水、敗壞	同上	
C_1	爆開	淺而圓椎形之凹陷	局部內壓力之發展，即骨材之膨脹	表面範圍、深度	混凝土內部毛病
C_2	剝離	有碎片分離	內部壓力之發揮，即鋼筋腐蝕其膨脹力使然	範圍；深度	
C_3	分層中空	分層剝離	在一大範圍內部之膨脹力使然	同上	
C_4	風化	混凝土表面喪失	環境作用磨損，乳狀物水泥漿太多	同上	
P_1	破裂	同龜裂	拆模	寬度；深度	施工毛病
P_2	蜂窩	在粗骨材間有空隙	振動不足	範圍；深度嚴重性	
E_1	施工接頭	在混凝土表面有皺紋可能如箭梢或孔隙外現	兩次灌漿間之接頭	任何有關之惡化	施工問題
E	格板接頭	在混凝土表面生隆起物	在焊接時有疤痕存在	同上	

表八　混凝土修護材料的選擇

可能用於修護之材料	大面積剝落		小面積剝落		內穩裂縫	結構裂縫修護	握裹強化
	保護層（mm）		保護層（mm）				
	>25	12-25 6-12	12-25	6-12			
混凝土 噴漿混凝土 水泥砂漿	*						
改良聚合體膠結質砂漿	*		*				
環氧樹脂砂漿		*		*			
多元酯樹脂砂漿				*			
坑濕環氧樹脂							*
SBR，亞克力及Copolymer乳劑					*		*
低滯性多元酯及亞克力率樹脂					*		
低滯性環氧樹脂						*	
PVAC握裹強度	不使用於外部修護			*	*	*	*
PVAC改良砂漿	不使用於外部修護			*	*	*	*



圖卅三　海洋混凝土結構物修理程序流程圖

2.修補材料之選擇

在混凝土修護最複雜工作之一爲如何選擇最適當之修理材料即鋼筋包覆，補縫修理之防護包覆等，在市場上有許多種類之材料，然而通常其重要之特性例如握裹力，抗拒氯離子，水和氣體之滲透性等之資料廠商所能提供者相當少，而且對同類型的混凝土結構物，過去使用性能所知亦很有限，所以實際上很難純粹地從廠商所提供之資料而能作正確地研判及選擇所需之施工材料，必須深入研究下列各項：

⑴修補材料驗證：在決定選用適當材料必須知道下列各項資料：

①所能提供之保護形態。

②所能提供之保護程度（擴散特性）。

③期望使用年限或耐久性。

④保護性之歷時變化。

⑤性能、順柔性、耐磨、附著性等。

⑥應用受束限性。

⑦任何具有之特殊性質。

材料驗證工作具有引進新材料和對現有材料研發及改進具有良好之成效。

⑵基本研究：爲增進對修補材料使用之知識，必須了解處理行爲及降低惡化之機構，保護功效，試驗室結果與現場測試結果之相關性。

⑶使用中之性能試驗：對材料之耐久性探討例如在自然風化與人工風化試驗性能上之差異，提出一些數據支持材料之保護性質，個案實例能對應用之成功性更具信心。

英國混凝土學會建議對修護材料之選擇如表八所示。

混凝土結構物防蝕最有效之方法爲有充分之保護層，盡可能施工達到緻密堅實性及避免有龜裂發生，然而實際上無法避免有裂痕發生及無法獲得足夠之保護層，積極之防蝕對策如下：

1.於混凝土表面遮斷腐蝕因子侵入之防蝕方法例如內襯，亞麻油處理。無機質內襯如耐彎曲性及耐衝擊性之纖維混凝土此方面之耐久性均在試驗中，而有機質之內襯材料如環氧樹脂砂漿、橡膠、聚乙烯及強化玻璃纖維等。

2.抑制腐蝕因子滲透混凝土中之防蝕方法。

混凝土發生龜裂時注入修補材料如Polymer Concrete 、 注膠混凝土。

3.鋼材表面遮斷腐蝕因子侵入之防蝕法如電鍍、樹脂塗裝。

4.抑制鋼材腐蝕之防蝕法如電氣防蝕及使用耐海水鋼。

5.抑制混凝土中鋼材腐蝕環境之防蝕法例如防銹劑之利用。

這些防蝕法正在研究開發中，目前對海洋混凝土結構物已防蝕規範基準爲日本混凝土工程學會於 1983 年提出兩種防蝕法，第一種防蝕法規定保護層厚度，龜裂寬度許設程度等混凝土設計與施工條件，將各國所定之規範均蒐集如表九所示，若第一種防蝕法全部無法滿足，則使用第二種防蝕法即採用環氧樹脂塗裝鋼筋，鍍鋅鋼筋或電氣防蝕等（表十）。

在表九中包含有關混凝土船規範如日本海事協會及ＦＩＰ及DNV之規範，而這些構物均在船塢修補及補強，爲定期檢查之工作與一般固定式預力結構物性質不同必須注意。

七、結論與建議

1.欲期海洋混凝土結構物耐久必須在材料及設計與施工上努力，使能達到水密性高之混凝土，同時亦無內在之病因存在。必須嚴格遵循ＡＣＩ 318 規範及其他海洋混凝土結構物設計與施工檢查規範，才能確保獲得優良之混凝土品質及耐久性。

2.台灣地處極易腐蝕之海洋環境下，然而至今尚未建立海洋混凝土結構物之設計與施工規範，政府有關單位應儘速檢討並訂定此類規範以確保工程品質，政府應結合工程單位及學術單位展開這方面之研究工作，並且應儘速引進有關防蝕技術，防蝕材料選用，腐蝕診測等新科技，提昇國內海洋混凝土結構物之研究水準。

3.在海洋混凝土結構物設計規劃時，必須作海域環境條件、防蝕材料選用及施工技術等之評估，並且預測海域ＲＣ及ＰＣ結構物可能發生破壞之原因，最適當的方法爲施工時安裝腐蝕偵測系統。因此當發現銹蝕時，可即時作維修處理，才能達到抑制腐蝕之效果延長結構物使用壽命，否則將逼結構物必須重建。

4.海洋混凝土結構物調查及維修工作，應由有防蝕經驗的人員參與，才能把這些實際調查及維修經驗，偵測結果彙整剖析後，作爲設計與施工之依據，並且可提昇國內海洋混凝土結構物防蝕之技術水準。

參考文獻

1.岡田清“コンクリートの耐久性”朝倉書店，1986. p5-16.

2.日本“コンリート工學協會”海洋コンクリー構造物の防食指針（案），1986. pp131-137.

3.林維明（ 1987,1 ）“海洋RC結構物龜裂與腐蝕互制現象”工程 60(1)：24-32.

4.林維明（ 1987,2 ）“出席一九八六年海洋混凝土國際會議及會後考察報告”防蝕工程 9:39-69.

5.林維明（ 1987,6 ）“海洋混凝土結構物腐蝕惡化與修護”營建世界 69:87-99.

6.林維明（ 1987,6 ）“鋼筋混凝土防蝕機構”防蝕工程 10:25-28.

7.林維明（ 1987,6 ）“鋼筋混凝土腐蝕㈠”中華港埠 68:28-42

8.林維明（ 1987,6 ）“耐久性鋼筋混凝土製作應考慮之要點”現代營建 90:75-87.

9.林維明（ 1987,6 ）“混凝土結構物塗裝之實際問題”塗料與塗裝技術 4:61-65.

10.林維明（ 1987,9 ）“鋼筋混凝土耐久性檢查及修護概說（上）”防蝕工程 11:63-78.

11.林維明（ 1987,8 ）“氯化物侵蝕環境下，RC結構物使用壽命之預測”營建世界 71:72-84.

12.林維明（ 1987,9 ）“確保海洋預力混凝土結構物耐久性規範”營建世界 72：83－94

13. Mehta P.K. "Durability of Concrete in Marine Environment-A Review" in Performance of Concrete in Marine Environment" ed. by Malhotra U.M. Amercian Concrete Institute ACI SP-65 1980 ppl-20.

14. Mehta P.K. "Concrete structure, Properties and Materials"

Prentice-Hall, Inc. New Jersey, U.S.K. 1986 pp105-169.

15. Taylor Woodrow Research Laboratories "Concrete in the Oceans Marine durability Survey of Tongne Sands Tower" CIRIA/UEG Cement and Concrete Association, Department of Energy 1980 pp66-69.
16. The Concrete Socity "Proceeding of Marine Concrete" London U.K. 1986.
17. Crane A.P. "Corrosion of Reinforcement in Concrete Constructions" Eillis Horwood Publisher Chichester U.K. 1986.
營建世界 71:72-81.
18. The Concrete Society "Repair of Concrete damaged by reinforcement Corrosion" Tech Report No. 26 1971.
19. CEB. RILEM: Workshop Report CEB-RILEM international Worksship Durability of Concrete Structure page 243-297 Copenhagen May 1983.

表九　海洋混凝土結構物耐久性規範

名稱				海洋混凝土構造物設計施工指針（1977）	港灣設施之技術基準及解說（1979）	預力混凝土平底船基準（1975）
制定機關				日本土木學會	日本港灣協會	日本海事協會
適用範圍				海洋混凝土構造物設計及施工情況下適用	港灣設施之建設、改良，維護情況下適用。	預力混凝土平底船的船體材料設計及施工適用。
有關設計事項	鋼材保護層厚度	鋼筋	大氣中	5 *cm* 以上	50 *mm* 以上	船側及船底外週部 75 *mm* 以上 上述以外部份 45 *mm* 以上
			發濺帶	7 *cm* 以上	70 *mm* 以上	
			海水中	5 *cm* 以上（水中混凝土 10*cm* 以上）	50 *mm* 以上	
		PC鋼材	大氣中 發濺帶 海水中	由主任技師判斷	預力混凝土設計施工指針(土木學會)	船側及船底外週部 100 *mm* 以上 上述以外部份 45 *mm* 以上。
	裂縫的控制			有害裂縫不發生 大氣中 發濺帶 0.15 *mm* 以下 爲目 海水中 0.2 *mm* 以下 標 且裂縫寬度的推定，依海洋構造物設計基準（日本港灣協會編）指示，計算之	容許裂縫寬度： (1)海水直接接觸部份，潮汐帶、飛沫帶 0.15 *mm* (2)上述以外部份 0.20 *mm* 可應用公式 $W = 16C\sigma_s \phi D / E_s$ W：裂縫寬度 C：混凝土握裹強度與鋼筋張力強度之比值對撓曲材上側之鋼筋 丸鋼＝1.2，異形棒鋼＝0.6 對撓曲材下側之鋼筋 丸鋼＝0.8，異形棒鋼＝0.4 σ_s：裂縫斷面處鋼筋之應力（kg/*cm*²） ϕ：鋼筋混凝土裂縫之斷面係數 D：鋼筋之標稱直徑（*mm*） ：鋼筋之彈性模數（kg/*cm*²） E_s：$E_s = 2.1 \times 10$ kg/*cm*²	鋼筋混凝土構造、裂縫寬度規定，使有害裂縫不致發生

Guide for the Design and Constuction of Fixed Offshore Concrete Structure (1978)	Recommendation for the Design and Construction of Concrete Sea structures (1977)		Rules and Regulations for the Construction and Classification of Offshore Platforms (1975)	Rules for the Design Construction and Inspection of Offshore Structures (1977)	Guidelines for the Design Construction and Classification of Floating Concrete Structure (1978)
ACI	FIP		BV	DNV	DNV
鋼筋混凝土及預力混凝土所製造之重力式海洋構造物設計及施工適用	海洋混凝土構造物設計及施工適用		鋼製或混凝土製海域平台之施工及船級鑑定適用	鋼製及混凝土製之海洋結構物適用	浮遊式混凝土製構造和之設計及施工及船舶鑑定適用
(1)厚（注1）* 50 *cm*以上部材 50 *mm*以上 65 *mm*以上 50 *mm*以上 (2)厚 50 *cm*以下部材使用左記數值，不得已時，使用注2）**中之最大值。	(1)壁厚＞ 0.5 *mm* 75 *mm*以上 75 *mm*以上 60 *mm*以上	(2)壁厚＜ 0.5 *mm*使用骨材最大尺寸之1.5倍且最大鋼筋直徑之1.5倍以上	50 *mm*以上 潮汐部份 65 *mm*以上 50 *mm*以上	40 *mm*以上 大於骨材最大粒徑之1.5倍 50 *mm*以上 50 *mm*以上	25 *mm*以上 40 *mm*以上 25 *mm*以上
75 *mm*以上 90 *mm*以上 75 *mm*以上	（注2）** 中(a)、(b)、(c)的最大值加13 *cm*	100 *mm*以上 100 *mm*以上 75 *mm*以上		80 *mm*以上 100 *mm*以上 100 *mm*以上	50 *mm*以上 80 *mm*以上 50 *mm*以上
於混凝土面發生張應力之處的最小鋼筋量As以下式規定： $A_s = \frac{ft}{fy} \cdot bode$ ft：混凝土平均張應力 fy：鋼筋降伏應力 b：斷面寬度 de：1.5c + 10db c：混凝土保護層厚度 db：鋼筋直徑 $0.2h \leq de < 0.5(h-x)$ h：斷面厚度 x：受壓深度	RC正常荷重時 表面裂縫及寬度0.3 *mm*以下及主筋之被覆之4／1000以下。 極端荷重時 鋼筋應力0.8fy以下。 pc正常荷重時 表面裂縫寬度0.2 *mm*以下，但是因裂縫而pc鋼材應力增加爲相當於0.2 *mm*裂縫寬度的鋼材應力50％以下極端荷重時 表面裂縫寬度0.3 *mm*以下。鋼筋應力0.8fy以下		國際預力協會發行之Recommendation for the Design sea structures爲標準 r_m 混凝土 / r_m 鋼材 ULS 1.50 / 1.15	$A_s \geq \frac{ftm+W}{fsp} t \cdot de$ ftm：混凝土平均張應力。 fsp：鋼筋之比例限界。 W：裂縫處水壓 b：部材寬度 de：有效張力區＝1.5c + 10ϕ c：混凝土保護層厚度 ϕ：鋼筋直徑 $0.2h < de < 0.5 \cdot (h-x)$ x係以全有效斷面計算之	$A_s \geq \frac{ftm+W}{fsp} \cdot b \cdot de$ ftm：混凝土平均張應力。 W：裂縫處水壓 fsp：鋼筋之比例限界（＜fsy） b：部材寬度 de：有效張力區＝1.5c + 10ϕ c：混凝土保護層厚度 ϕ：鋼筋直徑

Guide for the Design and Constuction of Fixed Offshore Concrete Structure (1978)	Recommendation for the Design and Construction of Concrete Sea structures (1977)	Rules and Regulations for the Construction and Classification of Offshore Platforms (1975)	Rules for the Design Construction and Inspection of Offshore Structures (1977)	Guidelines for the Design Construction and Classification of Floating Concrete Structure (1978)
352 kg／cm^2 以上 若有潮汐時，422 kg／cm^2 以上	408 kg／cm^2 但是未直接接觸海洋環境時，306 408 kg／cm^2 kg／cm^2以上，嚴重潮汐時，459 kg 306 kg／cm^2 ／cm^2 以上。	360kg／cm^2 以上	由RILM施行的ϕ1.5 cm×30 cm－28日材齡強度爲基準。 材齡28日以後，隨材齡的強度伸長量考慮。 28日材齡前受荷重時，依其實際測定強度。	數值示明示時應使用ϕ1.5cm×30cm的28日材齡強度 〃 〃 關於張力強度依“offshore Rules之附錄D4”爲準。
卜特蘭水泥（ASTMC150，C 595） C_3A含量：4～10％ 使用於油槽時，需減少C_3A使用量。	卜特蘭水泥，耐硫酸鹽水泥，混合水泥，合乎各國規範。C_3A含量12％以下。	符合法國規格C_3A含量8％以下。	普通、改良、早強、低熱、耐硝酸鹽、高爐、卜特蘭水泥（ASTMⅠ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳ，IS及IP）	“offshore Rules” 7.2, 7.12 ,7.13 （註3）***
硬度若合乎ASTMC33及C330之規定海砂必須比淡水洗淨。	不可含有水泥存在而有變質的水泥反應物質，海砂塩分量，貝殼量在容許值以下。	不可含有有害物。 SO_3化合物在0.1％以下。 不純物（粘土）在2％以下	強度足夠，耐久性，適當之粒度。 不可含有產生化學反應之物及有害物。	依據 “offshore Rules”
RC { Cl^- －水泥重量×0.07％以下 SO_4^{2-} －水泥重量×0.09％以下 PC { Cl^- －水泥重量×0.04％以下 SO_4^{2-} －水泥重量×0.09％以下	不可使用海水	含塩量低於2g／ℓ飲用水級之水質。	不可含有污濁物	依據 “offshore Rules”
火山灰視試驗結果而使用	不可使用含有0.1％以上的氯素離子之氯化鈣混合劑及顏料	不得含有塩份	須經本協會承認	依據 “offshore Rules”
RC：Cl^- －水泥重量×0.10％以下 PC：Cl^- －水泥重量×0.06％以下	由材料別規制	由材料別規制	禁止使用$CaCl_2$	依據 “offshore Rules”

表九（續）

名稱			海洋混凝土構造物設計施工指針（1977）	港灣設施之技術基準及解說（1979）	預力混凝土平底船基準（1975）
混凝土	強度	大氣中 潑濺區 海水中	對於RC無規定 對於PC之規定 先拉式：350 kg／cm^2以上 後拉式：300 kg／cm^2以上	無筋混凝土 135～180 kg／cm^2 鋼筋混凝土 240 kg／cm^2 以上 預力混凝土： 先拉式：350 kg／cm^2 以上 後拉式：300 kg／cm^2 以上	先拉式：大於 400 kg／cm^2 後拉式：大於 350 kg／cm^2
混凝土材料		水泥	卜特蘭水泥（4種類）高爐水泥、矽酸水泥、飛灰水泥，合乎JISP，R5210，R5211，R5212及R5213之規定	需符合IIS規定	卜特蘭水泥（3種類）：高爐水泥、飛灰水泥、矽酸水泥。
		骨材	骨材須具備條件如下：不可含有不純物，有害物，海砂中的塩化物爲絕乾重量之0.1％以下。	不可使用易碎的，龜裂性的，強度小的，吸水性高的，有膨脹性的。對鋼筋混凝土，避免使用海砂。	不可含有不純物
		水	禁止使用含有害物質之海水	禁止使用海水（無筋混凝土，允許使用海水）	禁止使用含有害物質之海水
		混和劑	宜使用良質減水劑，AE劑，火山灰等之使用須由主任技師判斷。	減水劑，AE劑須符合土木學會規格。	受本協會承認的良質物
		氯化物含量	依材料規制	由材料別規制	由材料別規制

Guide for the Design and Constuction of Fixed Offshore Concrete Structure (1978)	Recommendation for the Design and Construction of Concrete Sea structures (1977)	Rules and Regulations for the Construction and Classification of Offshore Platforms (1975)	Rules for the Design Construction and Inspection of Offshore Structures (1977)	Guidelines for the Design Construction and Classification of Floating Concrete Structure (1978)
356 kg / m^3以上 於薄部材或巨積混凝土，475 kg / m^3以上使用時須要注意防止裂縫。	無記載 400 kg / m^3以上 Gmax = 400 mm時，320 kg / m^3以上。 Gmax = 200 mm時，360 kg / m^3以上。	350 kg / m^3以上（希望能有 400 kg / m^3）	300 kg / m^3以上 400 kg / m^3以上 無記載	依據“offshore Rules” 依據“offshore Rules” 無記載
45 %以下 40 %以下 40 %以下	40 % ～45 %	45 %以下 45 %以下 45 %以下	40以下，最大爲45 %。	依據“offshore Rules” 〃 〃
需用凍結融解對策時，依ACI 201，2R－78之規定。	10～40 mm 之最大尺寸骨材 4～7 % 但是對於氣泡徑分佈，氣泡間須注意。	無記較	最大骨材粒徑 40 mm，3 %以下 最大骨材粒徑 20 mm，5 %以下 氣泡大小0.25mm以下	依據“offshore Rules”
需符合ACI 318－77、及 16－18 項等項之規定	全膨脹率 10 %以下 禁止使用海水	壓縮強度：306 kg / m^3以上 粘度 2800 u / m	壓縮強度 300 kg / cm^2以上 Cl^-：C×0.05 %以下 全膨脹率 10 %以下 C：混凝土重量	依據“offshore Rules”
需要水密性部材的接頭， (1)粗骨材須處理其平均徑的 25 %呈現。 (2)塗上環氧樹脂接著劑。 (3)接著處混凝土多用水泥。	接頭施工，水和的溫度上昇，寒中施工，養生等之概念規定。	接縫施工之考慮。 禁止使用金屬及塑膠間隔物。		有關鋼筋配置位置及PC鋼棒配置位置，依據“offshore Rules”
5年後實施：檢查範圍： (1)一般的目視 (2)材料劣化 (3)初期裂縫 (4)附著生物 (5)防蝕系統 (6)冲刷防止工及基礎	定期的實施：檢查區域；修理部位；檢查範圍 (1)一般的目視 (2)材料劣化 (3)裂縫 (4)鋼筋電位測定	每年實施：檢查區域 (1)潑濺領域 (2)檢查員指定區域 檢查範圍 (1)一般的目視	5年以內實施：檢查範圍 (1)一般的目視 (2)材料劣化 (3)初期裂縫 (4)防蝕系統 (5)附著生物 (6)漂砂	2年後實施檢查範圍 (1)裂縫 (2)混凝土劣化 (3)鋼筋腐蝕

名稱			海洋混凝土構造物設計施工指針（1977）	港灣設施之技術基準及解說（1979）	預力混凝土平底船基準（1975）
有關配合比例事項	混凝土	單位水泥量 大氣中	無記載 330 kg／m^3以上（但是水中混凝土，370 kg／m^3以上）	混凝土標準說明書基準	400 kg／m^3以上
		單位水泥量 濺飛帶			400 kg／m^3以上
		單位水泥量 海水中	無記載		無記載
		水灰比 大氣中	〔附表－1〕	〔附表－2〕	45％以下
		水灰比 濺飛帶			45％以下
		水灰比 海水中			45％以下
		空氣含量（包含凍結融解對策）	推荐使用AE劑，減水劑	使用AE混凝土，空氣量40％爲標準。	推荐使用AE劑、減水劑。
	PC灌水泥漿		W／C＝45％以下 預力混凝土標準說明書	預力混凝土標準說明書（土木學會）	W／C＝35～45％
有關施工事項			材齡4日時，保護免被海水沖刷。 避免於海中及受潮汐乾濕作用的部份施行澆置。 儘量避免使用間隔物，以使用吊勾器具最爲適宜。		施工時應遵守有關建造工事之施工要領。 詳細推荐參考預力混凝土標準說明書（土木學會）
檢查有關事項	定期檢查		混凝土標準說明書	無記載	製造中檢查項目： (1)材料試驗 (2)水壓、水密試驗 (3)海上試轉 (4)搭載裝置有效試驗

Guide for the Design and Constuction of Fixed Offshore Concrete Structure (1978)	Recommendation for the Design and Construction of Concrete Sea structures (1977)	Rules and Regulations for the Construction and Classification of Offshore Platforms (1975)	Rules for the Design Construction and Inspection of Offshore Structures (1977)	Guidelines for the Design Construction and Classification of Floating Concrete Structure (1978)
事故、損傷、劣化發現時，構造物安定有影響部份材料變更之時，諸條件變更時。	無記載	每四年後船級更新實施檢查： (1)潑濺區領域 (2)裝置、設備	發現事故損傷時，通知檢查	每4年實施 檢查範圍： (1) 0.2*mm*以上的裂縫 (2)混凝土劣化 (3)鋼筋的腐蝕 (4)防蝕系統 檢查位置： (1)潑濺區 (2)接頭部位 (3)補修區 (4)應力集中處
用冰磨損之時須要施行聚合物等之護膜。 電防鋼材與鋼筋要離5*cm*以上。鋼材與其定著部須要實施電防施工。	對被覆之聚合物及永久等護膜之特別防蝕施工時可以緩和被覆施工	無記載	可使用保護膜，亞鉛鍍金，陰極防蝕。 不可使用異質的PC鋼材之否則可能引起電蝕。	依據“offshore Rules”

名稱		海洋混凝土構造物設計施工指針（1977）	港灣設施技術基準及解說（1979）	預力混凝土平底船基準（1975）
檢查有關事項	特別檢查	混凝土標準施工說明書準據	無記載	持續性檢查
備考	與第2種防蝕方法關聯之措施	受磨損衝擊等的激烈作用部份要以適當材料保護其表面或須要增加鋼筋保護層或斷面	無記載	無記載

（註1）* 星搭接（star lap）厚度50 *cm* 以上部材時的值減13 *mm* 以上。

（註2）** (1)骨材最大尺寸之1.5倍。

(2)鋼筋最大尺寸之1.5倍。

(3)20 *mm* 以上。

（註3）*** "Offshore Rules" 乃指Rules for the Design, Construction and Inspection of Offshore strectore （1977）.

表十　第 2 種防蝕法相關規範

第 2 種防蝕方法	名　　稱	制　定　機　關
樹脂含浸混凝土 樹脂塗裝鋼筋	* Special specification Polymer Impregnated for Concrete slabs * Standard Specification for Epoxy Coated Steel Reinforcing Bars * Material Specification for Epoxy Coated Steel Reinforcement * Material Specification for Epoxy Coated Steel Reinforcement *使用亞鉛鍍金鋼筋的鋼筋混凝土設計施工指針 *使用亞鉛鍍金鋼筋的鋼筋混凝土設計指針	Texas Highway Department specification 412 (1975) ASTM (draft) NACE (draft) Ministry of Transportation and Communication 1442－1(1987) 土木學會 日本建築學會
電氣防蝕	* Cathodic Protection of Steel in Reinforced Concrete (recommend practice)	NACE (draft)
防 銹 劑	*鋼筋混凝土防銹劑 *含有鹽分的混凝土中的補強，用棒鋼之促進腐蝕試驗方法（及同解說）。	日本工業規格 JISA6205 日本工業規格（案）

〔附表－1〕

(1) 凍結融解時常反覆之地域混凝土水灰比要求

構造物露出狀態 ＼ 斷面	薄 情況 (1)	普通 情況 (2)	厚 場合 (3)
(a)潑濺區	50	55	55
(b)潮汐區	45	50	55
(c)海水中	55	60	65

(2) 稀有變成冰點下氣溫之地域混凝土水灰比要求

構造物露出狀態 ＼ 斷面	薄 情況 (1)	普通 情況 (2)	厚 情況 (3)
(a)潑濺帶	55	60	65
(b)潮汐帶	45	50	55
(c)海水中	55	60	65

情況 (1)斷面厚度 20 cm 程度以下構造部份。

情況 (2)不屬於(1)及(3)之部份。

情況 (3)巨積構造物的表面部份。

注：附表－1爲由耐久性而定的ＡＥ混凝土之最大水灰比（％）。

〔附表 2〕　　最大水灰比（％）

構造部份材料 ＼ 凍結程度	受凍結融解的地區	不受凍結融解的地區
繫船直柱、基礎、胸牆	60	65
繫船岸上結構	60	65
無底沈箱，＃分格式，L形	55	55
錨碇板	60	60

海洋混凝土工程研討會

混凝土施工之品質控制

主講人：汪燮之

一、引　　言

混凝土爲土木工程（包括港灣工程）所用之最大宗材料，惟混凝土與一般材料不同，蓋一般材料在使用時均有一定之大小及型態與特定之強度，其大小及型態可應工程需要而選取，其強度可在使用前藉試驗而鑑定，合格者使用之，不合格者剔除之，故在工程管理及品質控制方面，極爲簡單而方便，而混凝土材料則不然，因其在使用時爲半流體狀態，既無大小型態之可言，更無強度之可試驗，其大小及型態必須賴模板以爲範束，強度更須待28天後始可確定，又因混凝土多爲場鑄（ cast in plant ）材料，其體積又巨大，鑄造後一旦發現大小及型態不合需用或強度未達要求標準時，除打除重做外，甚少有妥善方法予以補救，而打除重做，不僅耗費鉅資，施工時間不允許，因此混凝土材料，必須在工程處理上訂定一定之程序及標準，務須每一原料及每一步驟，均在規定標準情況下進行，確保鑄造完成後之大小型態與強度，俾事後之檢驗與試驗，只在印證工程品質並作爲紀錄資料而已，故有混凝土施工品質控制之討論。討論混凝土之施工品質，必須分兩方面着手，一爲混凝土構成之原料，一爲混凝土製作及處理過程，本文將就此兩方面分別說明。

二、混凝土用原料之品質控制

1.一般說明：

混凝土之基本原料爲水泥、水、細骨材（砂）與粗骨材（石子）等四大類，其中水爲天然原料，多無須加工，僅須檢驗其品質即可，水泥爲人工製品，但係大量生產，且工廠中多有良好品管設備，故使用前亦無須加工，亦僅檢驗其品質即可，而細骨材與粗骨材，可爲河床中之天然砂石，亦可爲塊石經輾軋後而成之砂石，無論屬於何類，其級配必須加以人工調配，其清潔度必須加以人工處理，由於天然砂石，僅在少數地區適用於混凝土量較少之工程，因此大部份混凝土工程，多使用塊石輾軋之砂石，尤以大量混凝土工程爲然，因此本文乃僅討論此類砂石之品質控制。

2.水之品質：

大體而言，混凝土拌和用水（mixing water），其有害物質之含量，不得超過下表之限制。

拌和用水有害物質限量表

有害物質	最大允許含量（PPM）
混濁度（Turbidity）	2,000
炭酸鹽（Carbonats）	1,000
重炭酸鹽（Bicarbonates）	400～1,000
硫酸鈉（Sodium sulfate）	10,000
硫酸鎂（Magnesium sulfate）	40,000
氯化鈉（Sodium chloride）	20,000
氯化鈣（Calcium chloride）	50,000
氯化鎂（Magnesium chloride）	40,000
鐵鹽（Iron salt）	40,000
無機酸（Inorganic acids）	10,000
氫氧化鈉（Sodium hydroxide）	500
硫化鈉（Sodium sulfide）	100
糖（Sugar）	500

依上表所限，所有可飲用之自來水，均可作爲混凝土拌和用水，無須加以檢驗。

無污染之河流，通常甚少有含過量化學物質情形，僅混濁度每因洪水來臨而過量，惟目前台灣地區河流，除山區之河川上游外，中下游河段，甚少有完全無污染者，因此使用前，必須加以檢驗，如有某項物質含量超過限度時，嚴重者不得使用該一水源，輕微者可以人工處理方式，予以消除或減輕，然後使用。

以井水作爲混凝土用水水源，常爲無自來水地區或自來水水量不足地區且附近無河川或雖有河川但水質已有污染無法使用地區，惟一可資採用之水源，通常較少有混濁度過量情形，惟其化學物質之含量，受地質土質影響至鉅，必須加以檢驗認爲合格後方可使用，不合格時必須於抽出井外之儲水槽中，予以處理，使其合格後再行使用。

海水由於含氯化鈉成份過高（含量約爲3％）不宜作爲混凝土拌和用水，但對無鋼筋混凝土，在無淡水可用而海水又未經油質污染時，亦不妨使用，惟對混凝土強度約有降低10～20％之影響。

無論何種水源，水質合格後其儲存槽與輸送管路等均須防範外界污染，俾維持潔淨之水質，以爲應用。

3.水泥之品質：

一般所用水泥，多爲波特蘭第一類水泥（type I cement），港灣工程爲增加混凝土抗酸能力，有採用第二類水泥（type II cement），而巨體混凝土（mass concrete）如混凝土大塊等，則爲減少，混凝土水化熱（heat of hydration）量，亦均使用第二類水泥，至第三類、第四類第五類水泥，則甚少採用，惟無論何種水泥，均由工程設計人員所選定，施工時，依設計指定之類別採購並檢驗即可。通常水泥本質影響混凝土性能之因素，約有化學成分及顆粒細度兩項，一般水泥所含之主要化學成份約有下列四種：

矽酸三鈣（Tricalcium Silicate ; $3CaO \cdot SiO_2 = C_3S$）

矽酸二鈣（Dicalcium Silicate ; $2CaO \cdot SiO_2 = C_2S$）

鋁酸三鈣（Tricalcium aluminate ; $3CaO \cdot Al_2O_3 = C_3A$）

鋁鐵酸四鈣（Tetracalcium aluminoferrite $4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3 = C_4AF$）

波特蘭水泥之主要化學成分

水泥類別		化學成份（%）							
		C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF	$CaSO_4$	自由 CaO	MgO	損耗
第一類	最大	67	31	14	12	3.4	1.5	3.8	2.3
	最小	42	8	5	6	2.6	0	0.7	0.6
	平均	49	25	12	8	2.9	0.8	2.4	1.2
第二類	最大	55	39	8	16	3.4	1.8	4.4	2.0
	最小	37	19	4	6	2.1	0.1	1.5	0.5
	平均	46	29	6	12	2.8	0.6	3.0	1.0
第三類	最大	70	38	17	10	4.6	4.2	4.8	2.7
	最小	34	0	7	6	2.2	0.1	1.0	1.1
	平均	56	15	12	8	3.9	1.3	2.6	1.9
第四類	最大	44	57	7	18	3.5	0.9	4.1	1.9
	最小	21	34	3	6	2.6	0	1.0	0.6
	平均	30	46	5	13	2.9	0.3	2.7	1.0
第五類	最大	54	49	5	15	3.9	0.6	2.3	1.2
	最小	35	24	1	6	2.4	0.1	0.7	0.8
	平均	43	36	4	12	2.7	0.4	1.6	1.0

通常波特蘭水泥中，其含C_3S及C_2S之量約爲75％左右，而C_3S有快凝作用，故含C_3S稍多之水泥，混凝土 拌和後，其早期凝固速度較快，亦卽早期強度發展較快，因而早期水化熱亦併發較高，一般結構體混凝土多採用此類水泥，但巨體混凝土因須抑低水化熱量，故不宜採用，而C_2S則有緩凝作用，早期強度發展較緩，水化熱亦少，故多於巨體混凝土中採用。通常各類水泥均有其一定之化學配方，水泥製造廠多依此配方製造，各類水泥配方情形如下表。由於水泥類別係設計人員擬定，故施工人員，僅須檢驗其化學成份卽可，又由於化學檢驗，須用專有儀器，土木工程施工工地，既不適宜設置，更無設置經濟價值，故僅須派員赴水泥製造廠監督或查驗卽可，因此等儀器，既爲水泥製造廠所必備，而其檢驗又爲水泥製造廠經常性品管必須之步驟，自應利用。

至水泥細度，一般而言，顆粒細度愈細，混凝土之凝固速度愈快，強度亦大，通常水泥顆粒之最大粒徑約爲50μm（micrometer），而小於5 μm之顆粒約爲10～15％，小於1 μm之顆粒約爲3％，混凝土強度，大部份受3～30 μm顆粒水泥所影響。一般水泥細度之表示法多以每克重量之水泥所含各顆粒表面面積之和以表示之，依ASTM 規範，波特蘭水泥之細度，在以Wagner 法試驗時應在1440～2800 cm^2／g之間，以Blaine 法試驗時，應在2600～5000 cm^2／g 之間，由於水泥廠係按標準細度製造，並備有專用儀器經常試驗，故施工時亦僅派員前往監督或查驗卽可。

前述兩項水泥品質之檢驗，僅在大規模混凝土工程中施行，一般混凝土工程之施工，多予從略。

水泥品質除前述兩項屬於水泥本質問題外，另有兩項屬於處理上問題，一爲避免假凝（false set），一爲水泥溫度，前者任何混凝土工程均須控制水泥使用前絕無假凝現象，後者僅在巨體混凝土且須控制溫度之情況下，須予管制。

假凝卽水泥未經水化作用之結塊現象，多因儲存過久擠壓而成，可以篩分以爲鑑定，爲避免此一現象，儲存時無論於製造廠中或工地上，均不宜超過二個月，袋裝水泥於工地儲存（一般多爲疊存）滿一個月時，卽

須予以翻疊，而取用時應採先進庫者先出庫（ first in first out ）之原則辦理，庶可避免假凝現象之發生。

水泥係將原料石以高溫燒製然後研磨而成，故其顆粒細而製成時帶有高度熱量，加以製造廠之儲存庫（ silo）均甚大（一般儲量多在2000 噸以上），熱能擴散不易，因而出廠時往往仍有甚高之溫度，通常在儲存庫儲存一週左右出廠時，其溫度常在70 ℃～ 90 ℃之間，儲存三週後約可降至60 ℃～ 70 ℃左右，因而在必須降低拌和溫度（ mixing temperature）之混凝土工程中，多不宜取出僅儲存一週左右之高溫水泥，以免增加降低拌和溫度所需之冷却容量。

4.粗骨材品質：

(1)來源：

粗骨材原料之來源，可分爲兩類，一類爲礫石（ gravel ），一類爲碎石（ crushed stone ），兩者來源不同，採集之方式各異。

礫石爲河川中游段之河床材料，多可直接採用，較少加工，習稱天然粗骨材，因係經洪水洗煉及滾磨而成，故其形狀光滑而圓潤，質地堅硬而耐磨，通常亦甚潔淨，爲甚佳之混凝土骨材材料，惟其天然狀態時之級配（ gradation ）常難完全符合混凝土規範圍要求，故使用時必須先經篩分，按級堆存，使用前再依規範按各級所需配比予以混合，然後方可使用，而此等礫石生產之河段極短，故產量不大，因而只能在小規模混凝土工程且位於生產礫石河段不遠之情況下採用，一般大量混凝土工程，甚少可能採用。

碎石係由河床上大卵石或開山採取之石塊等經機械輾軋而成，顆粒表面粗糙而有稜角，大小可因需要而調節，其質地則因採用石源質地而異，除河床上大卵石大體上多無石質問題外，開採石山作爲石源時，多須先行鑽取岩樣，試驗其強度、健度、耐磨性及耐腐性等等，尤應探測其蘊藏量，如認爲工程性質均合於規範要求而蘊藏量足夠工程混凝土需要時，始可以該一石場作爲採石場，至採石方法，一般均採爆破法（ blasting method），由於本節主旨在說明骨材性質，故對於爆破方法，予以從略。於爆破後石塊加以輾軋所成之骨材，大小混雜且含多量土質及石粉，故須加以篩分及清洗，方可使用。

(2)級配：

混凝土用粗骨材之級配，必須恰當，既不可良好至毫無空隙，亦不可空隙過大，故原則上爲有間隙之級配（ gap graded），一般多採用美國材料及試驗學會（ ＡＳＴＭ ）所訂爲標準，其級配依最大粗骨材粒徑而異，亦即各級最大骨材，有其各自之級配，依ＡＳＴＭ規範，各級最大骨材各自之級配如下表，表中各類級配，因係大小混合，一般習稱混合（ all-in ）級配，亦即大小混爲一堆，但其級配，完全符

粗骨材混合級配

篩孔（公厘）	最大粒徑（公厘）									
	150	127	100	76	64	51	38	25	19	13
	累計通過百分比									
150	100									
127	89.4	100								
100	77.7	86.9	100							
76	64.4	72.0	82.9	100						
64	56.9	63.7	73.3	88.4	100					
51	48.7	54.4	62.6	75.5	85.5	100				
38	39.3	43.9	50.5	60.9	69.0	80.7	100			
25	28.1	31.4	36.2	43.6	49.4	57.8	71.6	100		
19	21.5	24.0	27.6	33.3	37.7	44.1	54.7	76.4	100	
13	13.6	15.2	17.5	21.1	23.9	27.9	34.6	48.3	63.3	100
10	8.9	9.9	11.4	13.8	15.6	18.3	22.6	31.6	41.4	65.4

合規範要求。河床上取用之骨材料，偶有符合規範之級配，故偶於挖取後直接使用，但輾軋而成之碎石，其輾軋後之混合級配，常難符合規範規定，因此多須予以篩分分級堆存，然後按合格混合級配對各級所需之成份（事先試驗獲得），依其份量於使用前予以混合，乃成可用之混合級配，如我國翡翠水庫大埧工程，其粗骨材最大粒徑爲 10 公分，將其分成四級，於使用時始行按成份混合，其分級情況如下表，製作時即按此四級分別堆存，使用時依 5～10 公分級約 38％、2.5～5.0 公分級約 28％、2.5～1.3 公分級約 18％及 1.3～0.65 公分級約 16％之重量比摻合後應用，此等分級必須於輾軋至堆存之過程中篩分，一方面藉以分級，一方面去除過細粒料。篩分後各級級配之檢驗（以篩分析檢驗），必須於製造過程中逐日施作，倘遇不合格現象，應即調整篩孔（不合格均因篩孔磨耗所致）。

翡翠水庫大壩工程混凝土用粗骨材分級級配

粗骨材粒徑 (MM)	美國標準篩孔徑 (MM)											
	113	100	75	63	50	38	25	19	13	9.5	6.5	3.8
	通過標準篩百分比(重量比)											
100 -- 50	100	90 — 100	35 — 60		0 — 15		0 — 5					
50 -- 25				100	90 — 100	35 — 70	0 — 15		0 — 5			
25 -- 13						100	90 — 100	20 — 55	0 — 10	0 — 5		
13 -- 0.65								100	90 — 100	40 — 70	0 — 15	0 — 5

(3)顆粒形狀：

混凝土用粗骨材，其顆粒之形狀以球形、方形或近乎球形或方形爲宜，扁片顆粒（ elongated or flat particles ）受有嚴格之限制。

目前對於扁片之定義及其限制有兩種不同規範，較早期者爲

定義：凡一顆粒之最長邊大於最短邊 5 倍以上者稱扁片顆粒

限制：粗骨材中扁片顆粒之含量不得大 15 %（重量比）

近年之規定如下：

定義：凡一顆粒之最長邊大於最短邊三倍以上者稱扁片顆粒

限制：粗骨材扁片顆粒之含量不得大於 25 %（重量比）

扁片顆粒之含量，河床採取之天然骨材，超過規定限度之情況較少，輾軋而成之碎石，超過規定之情況稍多，但其主要因素係取決於石質，如頁岩等組織細緻而帶有紋隙者，則可能產生稍多之扁片料，一般碎石製造廠均於生產之初予以篩分檢驗，並作適當調節正式生產，除有異狀情況發現外，多不再予檢驗。

(4)顆粒潔淨度：

混凝土用粒骨材，其顆粒必須潔淨，不附着塵土或石粉，一般河床天然料，大體而言，各顆粒表面之潔淨程度，多可合乎要求，但常有過細粒料，積存於顆粒間之空隙中，故仍以清洗後使用爲宜。至輾軋之碎石，除其顆粒表面粗糙易附着塵土或石粉外，輾軋過程中更易將大

量過細粒料積存於粗粒料空隙之間，因而輾軋之碎石除須篩除過細粒料外，更須洗除塵土或石粉，通常爲增加清洗效果，多在篩分時各級篩面上方約 20～30 公分高度處，裝置噴孔水管，俾粒料於停留篩面上之平鋪狀態時，直接接受上方連續之噴水冲洗，待輸送至堆存處，業已完全潔淨。碎石多不宜在石堆上灑水清洗，因顆粒多稜角且表面粗糙淋洗效果不彰之故。

(5)有害物質含量限度：

一般多以ASTM規定爲準，大體如下：

通過No.200 篩者不得大於 0.5％（重量比）

黏土塊不得大於 1％（重量比）

輕質顆粒不得大於 2％（重量比）

其他有害物質不得大於 1％（重量比）

以上各百分比可累計計算

(6)儲存運輸及其他：

粗骨材無論在儲存、運輸或其他處理過程中，均不得有塵土污染情事，並應保持相當穩定之表面含水量（ surface water ），同時應將損耗量減至最少。如拌和溫度必須降低之混凝土時，直接供應拌和廠（ mixing plant ）之粗骨材料堆，無論屬於庫（ bin ）存或場存，均須加以掩蓋，以免日光直接照射，致使骨材溫度增高。

5.細骨材

(1)材料

細骨材亦如粗材，其材料可爲天然砂（ natural sand ）一稱河砂（ river sand ）或人造砂（ manufactured sand ），前者係由河床上直接採取，其來源多在下游河段，後者係製砂機（ sand crusher）研磨而成，其原料則爲粒徑在 3.8 公分以下之碎石。河川下游附近，中、小量混凝土工程，多喜用天然砂，以其顆粒勻稱、質地堅硬且較潔淨加以採取方便之故，大規模混凝土工程，爲維持產量及品質穩定，仍多採用人造砂。

海砂甚少使用於混凝土工程中，但對缺乏河砂地區而又爲無鋼筋之小量混凝土，爲經濟着眼，亦不妨採用，惟可能對混凝土終極強度有些

微影響。

(2)細度模數與級配：

混凝土用細骨材，其最大粒徑應小於No.4 篩孔徑，通常以細度模數（ Fineness modulus ）爲規範，其計算法如下表，一般混凝土所用細骨材之細度模數均約在2.3～3.1之間，即細度模數小於2.3者則

細度模數算例

篩　　號	各篩上停留料之重量・克	停留料重量百分比	停留料重量百分比之累計	ASTM·C-33 規定各篩通過量之%
9.5公厘	0	0	0	100
No. 4	22	4	4.0	95 – 100
No. 8	65	12	16.0	80 – 100
No. 16	103	19	35.0	50 – 85
No. 30	119	21.9	56.9	25 – 60
No. 50	157	29.0	85.9	10 – 30
No. 100	60	11.1	97.0	2 – 10
盤	16	3.0		
總　　計	542	100.0	294.8	
$FM = 294.8 \times \frac{1}{100} = 2.95$				

ASTM=American Society of Testing and Materials

過細，大於3.1者則過粗，必須於採用前先行篩分析計算，在規定範圍內者即可直接取用，否則即須另覓粗料或細料摻配後使用，細骨材之細定模數確定後，再依已確定粗骨之最大粒徑，方可決定粗骨材用量，更進而求混凝土各材料之拌和配比（ mixing proportion ）。至細骨材之級配，大體上約需符合下表規範，惟通常僅計算其細度模數。

美國墾務局細骨材級配規範

篩　號	停留百分比（重量）
No. 4	0 ～ 5
No. 8	5 ～ 15
No. 16	10 ～ 25
No. 30	10 ～ 30
No. 50	15 ～ 35
No. 100	12 ～ 20
盤	3 ～ 7

(3)儲存運輸及其他：

細骨材之儲存、運輸及其他處理之應注意事項，約與粗骨材同，惟細骨材由於顆粒細小，易於流失，故其儲存，必須絕對避免雨水直接冲激，又因顆粒過細，除表面含水量較大外，間隙間尤易積水，且滲排甚慢，故儲庫底部，均須設良好之排水系統，俾顆粒間積水，得可緩慢排洩，而維細骨材一定之表面含水量。

(4)有害物質限度：

依ASTM規定，細骨材所含有害物質含量，不得超過下列限度：

通過No.200 篩孔者，不得大於 3 %（重量比）

黏土塊不得大於 1 %（重量比）

輕質材料不得大於 2 %（重量比）

其他有害物質不得大於 2 %（重量比）

上項百分比可累計計算。

三、混凝土處理之品質控制

(1)拌和配比：

混凝土之拌和，首須確定其拌和配比，亦卽先求得各材料之用量，吾人知計算拌和配比，除當地環境外，首須確定下列四項基本資料：

混凝土設計強度

混凝土允許坍度

粗骨材最大粒徑

細骨材細度模數

前述四項基本資料中，除混凝土允許坍度係因工作性（ workability ）而定，粗骨材最大粒徑係因肢體（ member ）最小尺寸（不得大於 1/5 ）、鋼筋最小淨間距（不得大於¾倍）及是否使用混凝土泵送機（ pumpcrete ）而定與細骨材細度模數係依選取合格之細骨材而定外（前兩項多由設計人員擬訂，後項則由施工人員實地試驗），其最主要者爲設計強度，由於設計強度係由設計人員所擬訂，施工時必須確保混凝土強度在設計要求之上，但設計時係以混凝土爲均質材料（homogeous material ）設想，而實際上混凝土難望有設計理想之均質，爲確保混

凝土肢體中最弱部份之強度仍在設計要求強度之上起見，實際拌和配比計算時，不能直接應用設計強度，而必須以需求強度（ required strength 簡書作 fcr ）爲計算依據，需求強度之大小，約依下列方式求之。

肢體應力分析如以混凝土之允許應力（ allowable stress ）計算時，需求強度應爲設計強度 115％。

肢體應力分析如以混凝土終極強度（ ultimate strength）計算時，需求強度應爲設計強度 125％。

然後以①依施工環境及需求強度，可依有關資料查出所需水灰比（ water-cement ratio ）值，②依所指定之粗骨材最大粒徑與混凝土之坍度，查有關資料得出混凝土拌和用水（ mixing water ）量，③依所求之水灰比值及拌和用水量，求出水泥之用量，④再依所指定粗骨材之最大粒徑與細骨材之細度模數，查有關資料卽可得出每立方公尺混凝土粗骨材之用量，⑤依所定粗骨材之最大粒徑，查有關資料卽可得出以該類粗骨材製作混凝土中所含適當空氣量（ air content ），⑥最後依所求得每立方公尺混凝土中所需水（拌和用水）、水泥、粗骨材及空氣之用量，並將其換算爲體積，再依絕對體積法（ absolute volume method ）求出所需細骨材之用量（每立方公尺混凝土之用量），其式爲

$$Vs = 1 - (Vw + Vc + Vca + Va)$$

式中之 Vs ＝爲每立方公尺混凝土之細骨材絕對體積

Vw ＝爲每立方公尺混凝土之用水量絕對體積

Vc ＝爲每立方公尺混凝土之水泥用量絕對體積

Vca ＝爲每立方公尺混凝土之粗骨材絕對體積

Va ＝爲每立方公尺混凝土之空氣之含量

求出各材料之絕對體積後，再依相關比重，求各該體積在常態下之重量，卽得出混凝土各材料之配比。

通常此一配比，並非直接引用拌和混凝土，而係以此求出之配出，先做試拌（ trial mix），試拌時係以計算之配比及酌加調整之配比，分別拌和製成試樣，待達 28 天時，壓試其所能承受之壓力強度，選擇其強度

等於或略大於需求強度之配比，作爲實用之配比。

⑵混凝土之拌和：

⑷拌和之目的：

混凝土拌和之目的有二，一爲獲致均勻材質之混凝土，一爲獲致需求之強度。

混凝土內各材料之均勻分佈，爲獲致良好混凝土品質之基本要求，如其拌和不當，而使混凝土內部份材料未能分佈於整體，則將造成強度不均現象，如以之澆置肢體，則肢體內強度大小卽不一致，較小部份，在承受外力尙未達設計強度時卽將損壞，此一現象，絕不允許發生，因此混凝土拌和時，務求各材料分佈均勻。

混凝土強度爲混凝土肢體設計時所依據，故拌和時必須使用適當配比及適當拌和，務使其 28 天後之強度，達到試拌時之需求強度，方可確保肢體，可承受設計之外力。

此外拌和良好，亦可增加混凝土之流動性，因而易於澆置，是爲改善混凝土工作性。

⑻混凝土拌和前之控制：

①查驗各材料品質，務須合於規範規定後方可使用。

②查驗各材料在拌和廠內之儲存量，務須足夠當日或該次混凝土澆置所需之用量，如有不足或儲器稍小時，必須預先按排運補方法及能量，俾於拌和時及時運補，不使稍缺。

③查驗拌和設施，務須確定其裝置正確而完善，並須試行運轉，確認靈活後方可使用。

④查驗拌和廠內材料計量系統，務須運轉靈敏準確，而精確度亦在規範規定範圍以內，方可使用。

⑤預測拌和當天氣候，必須晴（陰）穩，不可於大雨中拌和混凝土使用。

⑥查驗作業人手是否齊備且對工作熟練，必須有足夠且熟練之操作人員下，方可進行拌和。

⑦建立完妥之拌和廠管理制度，規定作業時各作業手應行注意事項及機具維護制度，並由有經驗之工程師督導施行。

(C)混凝土拌和時之控制：

機械拌和，在拌和前良好控制之條件下，拌和時最主要之控制有二：一爲配比選用必須正確，一爲拌和時間必須恰當。由於各種強度混凝土有其各自之配比，故在拌和時，必須正確選用，不可錯亂，否則其拌和之混凝土，即可能爲非需要之混凝土，切須選免。

混凝土拌和時間，既不可過短，亦不可過長，過短則混凝土難達均勻程度，過長則粗骨材之稜角極易磨損，均非所宜。混凝土拌和時間之長短，與拌和鼓型式、大小、轉動速度及粗骨材粒徑與各材料自然組成等因素有關，而具有稜角之骨材通常多較圓滑骨材需較長之拌和時間。惟一般多以拌和鼓之容量計算，一立方公尺以內容量之拌和鼓，其拌和時間，不得少於一分鐘，超過一立方以上者，每超過一立方公尺，拌和時間至少增長 15 秒，此爲最短拌和時間之規定，至最長拌和時間，多規定不得長於最短時間之 3 倍。

拌和混凝土時，拌和鼓之轉動速度有一定之規定，過快時拌和鼓將產生離心力而失去拌和作用，過慢時降低拌和機作業效率，故通常多規定拌和時拌和鼓轉動速度應維持在每分鐘 14 ～ 18 轉之間，前述拌和時間，即以此轉速爲準。

倘拌和時間因故必須延長至前述限度以上時，必須降低拌和鼓轉動速度至每分鐘 2 ～ 4 轉左右，以保持混凝土處於流動狀態，而不致靜凝。

以上所述拌和時限及轉速，係對鼓式或橄欖式拌和鼓而言，至強拌式（ paddle-type mixer ），其拌和鼓爲盤狀固定型式而不能轉動，拌和作用係使用帶齒中心軸轉動而直接攪拌混凝土，故無拌和鼓轉速之限制，一般每拌和一鼓所需之時間多在 30 ～ 50 秒之間，視製造廠設計中心軸轉速及拌和鼓大小而定。

(3)混凝土運送之控制

混凝土運送之目的，係在將拌和完竣之混凝土輸送至肢體模板內澆置，故在運送途中，必須作下述之控制：

不使混凝土水份蒸發，降低其坍度。

不使混凝土靜凝，喪失其流動性。

運輸途中不使混凝土水份蒸發，必須

①儘量縮短運輸距離，使混凝土曝露於大氣中之時間縮短，自可將蒸發水份減至最少。

②運輸工具加蓋或封閉，不使陽光直接照射，自可減少水份蒸發。

基於此一認識，以拌和車運送者，因其係密封，故其運距可稍長，通常爲避免初凝起見，多規定不得超過一小時之車程，以輸送帶運送者，必須加罩蓋，最長不宜超過500公尺，無罩蓋者以不超過100公尺爲宜。

運輸途中不宜使混凝土靜止，因靜止後混凝土極易凝結（試稱靜凝），故以拌和車運送時，其拌和鼓於運送途中，必須保持每分鐘2～4轉之速度，但爲防初凝，仍以不超過一小時車程爲限。至靜止狀態之運輸如輸送皮帶、卡車配以吊桶及索道吊車（cable crane）等均屬常見，輸送帶運送混凝土之限制，已如前述，卡車配以吊桶運送混凝土以不超過10分鐘運距爲宜，最長亦不得超過15分鐘之運距，至索道吊車，則多運送快速，甚少有超過10分鐘者，故無此顧慮。

(4)混凝土澆置之控制：

(A)混凝土澆置前之控制：

澆置前控制之要項爲

①不使模板因受混凝土壓力而變形，故其模板必須詳予檢查確無走樣及漏漿可能後，方可澆置混凝土。

②各項埋設物如鋼筋及管線等，必須查驗，確如其份並確在其位後，方可開始澆置。

③如與地盤相接時，爲防止地盤吸收混凝土中水份，必須先作適當處理後，方可澆置混凝土：

在地盤爲土質時，其處理方法爲先將地盤壓實，然後於澆置混凝土前數小時，以洒水方法，將其潤濕，潤濕之深度應在15公分左右，並維持澆置混凝土時爲濕潤狀態。

地盤爲岩石時，先將岩石表面泥渣或石屑予以掃除、吹除或冲除，然後以洒水予以潤濕，並維持澆置時表面呈濕潤狀態，但不可有積水現象。

④如與已澆置之混凝土相接時，在已澆置混凝土（即下層混凝土）終凝時在其表面上加以帶水斬毛（ green cut ）處理，或於 24 小時左右在其表面上，加以噴砂（ sand blast ）或高壓噴水（ water blast ）處理，以除去表面上之乳皮（ laitance ），同時於澆置上層混凝土前，並須如岩石地盤然予以潤濕。

(B)混凝土澆置時之控制：

澆置時控制之目的在

①混凝土塡滿模板指定之空間

②混凝土獲致需要密度

③不使骨材與水泥漿分離

混凝土澆置於模內，必須平舖推展，不可堆置，逐漸擴張至全模內，充滿模板範束之指定空間，特脫模後，混凝土始成設計之大小及尺寸與形狀。

混凝土除須塡滿模板空間外，並須緊密堅實，不可有疏鬆甚或空洞現象，爲達成緊密堅實之目的，混凝土澆置於模內後應立卽施以振搗，振搗所用機具除特殊情況使用模板振動器（ form-vibrator ），一般多用模內振動器（ internal vibrator ）爲棒型，棒錘之大小，隨混凝土所使用粗骨材最大粒徑之大小而異，通常粗骨材最大粒在 2.5 公分左右者，所需棒錘之直徑亦應在 2.5 公分左右，最大粒徑爲 10 公分者，棒錘直徑應在 10 ～ 15 公分之間，模內振動棒棒錘之振動頻率應在 4000 ～ 7000 ＲＰＭ之間，粗棒錘直徑大者，多爲高頻率，棒錘直徑小者多係低頻率。作業時振動棒必須以近似垂直之角度插入混凝土內施振，使振動棒四週之負載均衡，插入時不宜過快，振畢拔出時，尤應緩慢，每兩插點間之距離應保持在 40 ～ 70 公分之間，坍度小者間距應小，坍度大者間距應大，每一插點應持續振動 5 ～ 15 秒 鐘，坍度大者振動時間宜短，坍度小者振動時間宜長，總之應以達到混凝土頂面之粗骨已呈現均勻分佈而間隙內完全充滿水泥漿之程度爲準，平均一立方公尺混凝土約需接受約 80 秒鐘之振動，振動不可過度，因過度時，將使水泥漿上浮而粗骨材下沈，不僅造成混凝土材質之不勻，面表尤易磨耗。混凝土於達到初凝時間後卽不可再施振動。防止

混凝土分離之方法，一爲傾瀉混凝土時，距模底之高度應保持在1.0公尺以內，尤應以大口徑而快速之方式傾瀉，一爲振動不可過度。

(5)混凝土養護之控制：

混凝土養護之目的在防護水份被蒸發，亦卽防止因水份蒸發而產生表面龜裂。

混凝土澆置完成後應立卽施以養護，養護之方法甚多，大面積時有以噴水器（ sprinkler ）噴水養護者，有以土圍堤蓄水（ ponding ）養護者，有掩土（或砂）加水養護者，亦有以舖床袋（ burlap ）潤水養護者，更有塗養護劑（ curing compound or sealing membrane ）以密封面層者。小面積時，可用洒水法、麻袋潤水法甚或塗養護劑法養護。

養護之時間，應持續相當之時日，依美國墾務局建議，如使用第一、第二及第三類水泥，其養護時間應持續14天，如使用第四類水泥或任一類水泥但加矽土時，則養護應持續21天，使用第五類水泥，養護應持續28天以上。

以上所述之養護方法均係現場澆置混凝土所使用，至工廠預鑄混凝土則多使用蒸氣養護（ steam curing ）。蒸氣養護又分普通氣壓蒸氣養護與高壓蒸氣養護兩種，普通氣壓蒸氣養護，其蒸氣之溫度多保持在60°C～80°C之間，時間約在8～18小時之間，高壓蒸氣養護，其蒸氣之溫度保持在180°C左右，而氣壓達每平方公分10公斤左右，養護時間3小時卽可。

四、結　　語

混凝土爲現場澆鑄材料，而其形態必須俟澆置數日後拆模方可知悉，尤其強度，必須待澆置28天後始可確定，因此爲確保完成後之品質，故無論材料及處理過程，均須作前述之控制，惟各材料之分析甚至混凝土坍度等均可賴試驗室事先試驗以爲控制，而處理過程，則端賴執行工程師與工人對品質控制之認識與執行意願，因此作者以爲混凝土工程除必須建立良好之試驗室作爲品管外，並須訓練所有作業人員（包括工程師及工人）對混凝土品管之認識，更進而加強其執行意願，使作業時，一舉手一投足莫不符合品管要求，則完成後之混凝土，不待試驗，卽可認定其達到規範要求，

試驗室之試驗資料，僅作印證並作日後查考而已。因此作者以爲混凝土品質控制，應以加強試驗與訓練作業人員並重爲宜，目前似乎各方僅重視試驗之加強，而忽略作業人員之訓練，似有偏失，極待改正。

海洋混凝土工程研討會

海域混凝土鋼筋腐蝕之研究—澎湖跨海大橋初步診斷

主講人：黃兆龍

摘　要

本研究乃透過現場觀察及歷年維修記錄的資料，並配合文獻資料來進行初步診斷澎湖大橋損壞的可能原因，以作爲爾後橋樑維修及設計之參考。初步診斷成果指出，因應力所引起的裂縫爲最可能造成鋼筋生銹的起始因子，而應力不足問題涉及設計、施工、監造及使用等問題，其進一步之佐證有待進行。

壹：前言

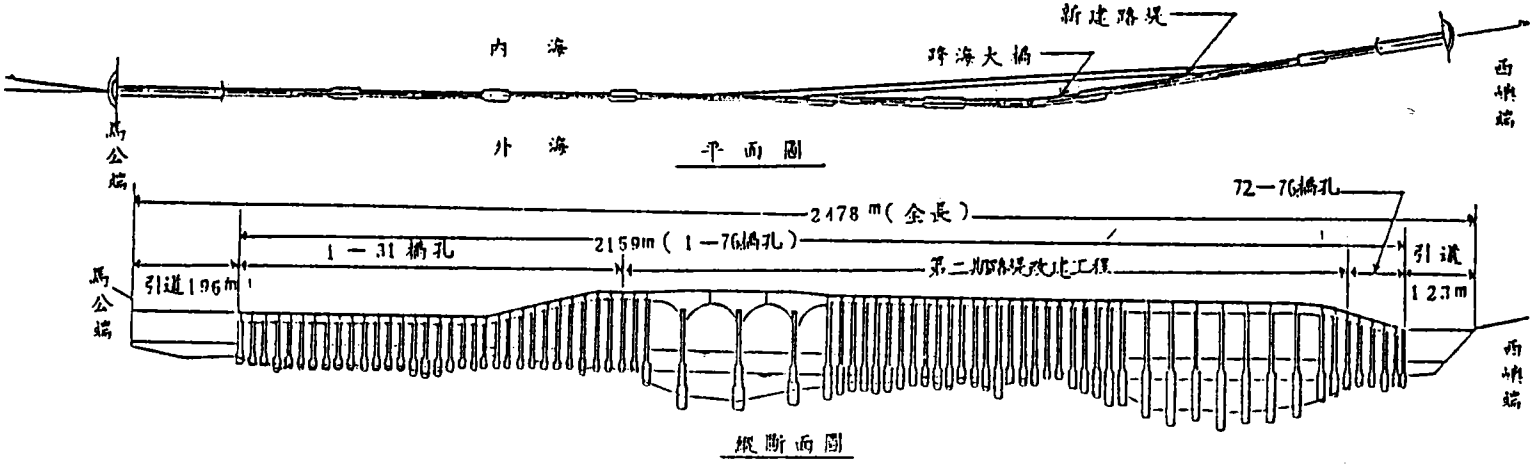
澎湖跨海大橋，見圖一，係於 1971 年建造完成 [1]，經使用七年即發現鋼筋腐蝕的現象，於 1981 年開始作全面檢視 [2]，結果發現甚為嚴重的銹蝕惡化現象。為了瞭解腐蝕肇致的因素，實有必要進行合理系統性之評估，以作為未來海域區橋樑設計施工、監造與使用之參考，所以進行本研究工作，研究之初步即為病歷資料之分析工作，換言之，即針對以往設計資料及檢視記錄作一評估，以判斷可能病理因素。

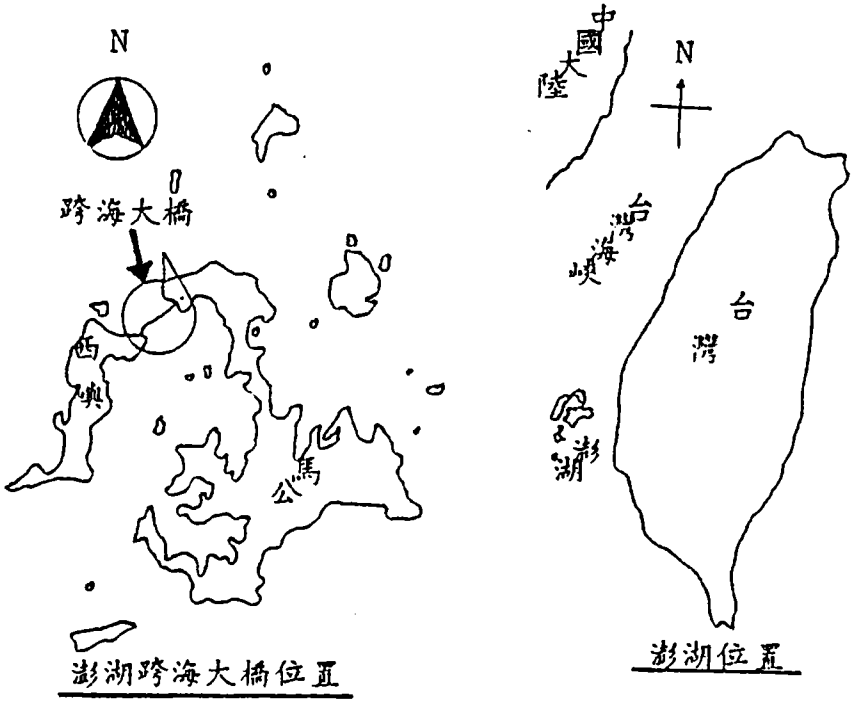
本研究有鑑於傳統國人不善於保存及處理資料，僅能針對所收集到的有限資料加以分析，然後再綜合現場敲除之混凝土及鋼筋外觀來佐證之。為了使分析說明簡易明瞭，特先介紹鋼筋水泥結構物腐蝕觀念，以為推理之依據。

貳：鋼筋水泥結構物可能的腐蝕模式

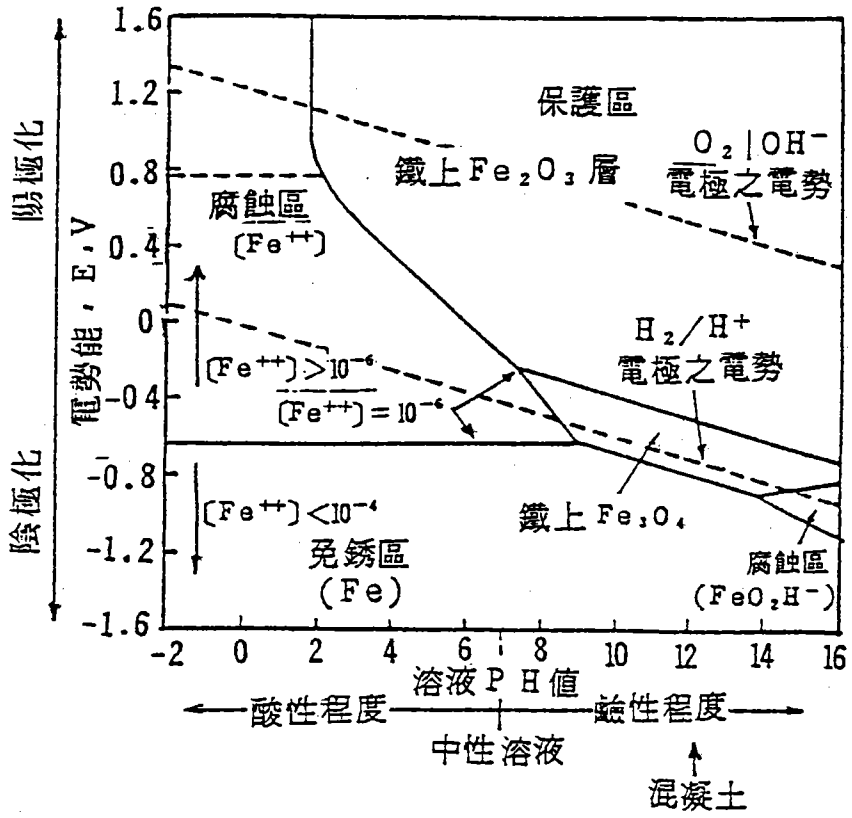
鋼筋水泥結構物一般正常設計及使用狀況下，由於鋼筋處於鹼性保護環境下，見圖二 [3] 其腐蝕是甚為困難的。但是一旦鋼筋混凝土產生龜裂而令外界有害物質如 O_2、H_2O、CO_2、Cl^- 等直接接觸鋼筋而形成流電腐蝕之機理，見圖三 [4]；或則鹼性環境被破壞，這種狀況在濕度介於 35 %～ 75 %間時較易由於 CO_2 之作用而形成碳化作用 [5]，或俗稱中性化作用，而造成表皮結構的收縮開放及鈍化保護膜的環境，見圖三 [3] 另一種狀況為氯離子的存在而造成鋼筋失去鈍化保護膜而加速鋼筋之腐蝕問題，見圖四 [4] 及圖五 [6] 所示。

若不考慮混凝土由於一般大氣變化及載重不當所造成的裂縫，則混凝土受中性化及氯化物作用所產生的破壞形式如圖六所示之張裂模式，混凝土形成如楔狀的破壞現象其擴大範圍較廣。事實上，裂縫相當嚴重，由於大氣變化及載重所造成的裂縫相當嚴重，而且主要原因相當複雜，見表一 [3] 所示即為各種可能造成龜裂的物理與化學性原因。物理破壞的力量繫於水份子擴散速率 (Rate of Diffusion) 的差異性，和混凝土表面的抗剪能力；而化學性的破壞力量則源於生成物的膨張壓力。圖七及圖八即分別顯示這二種

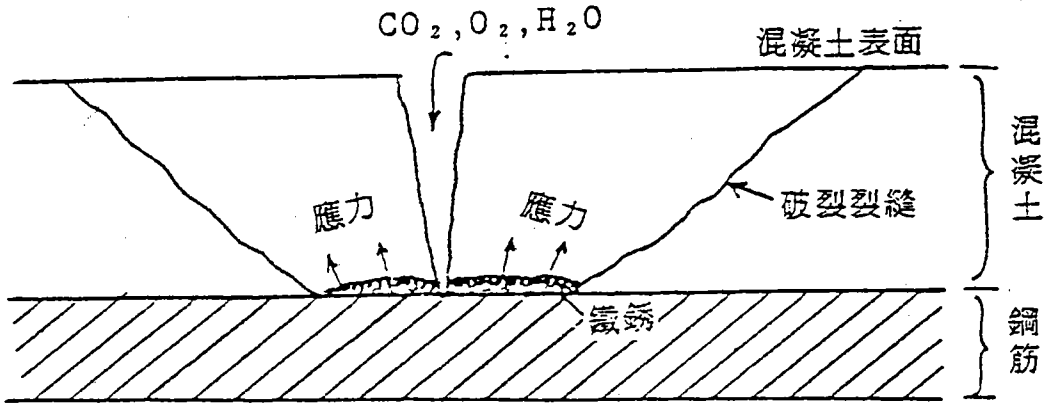




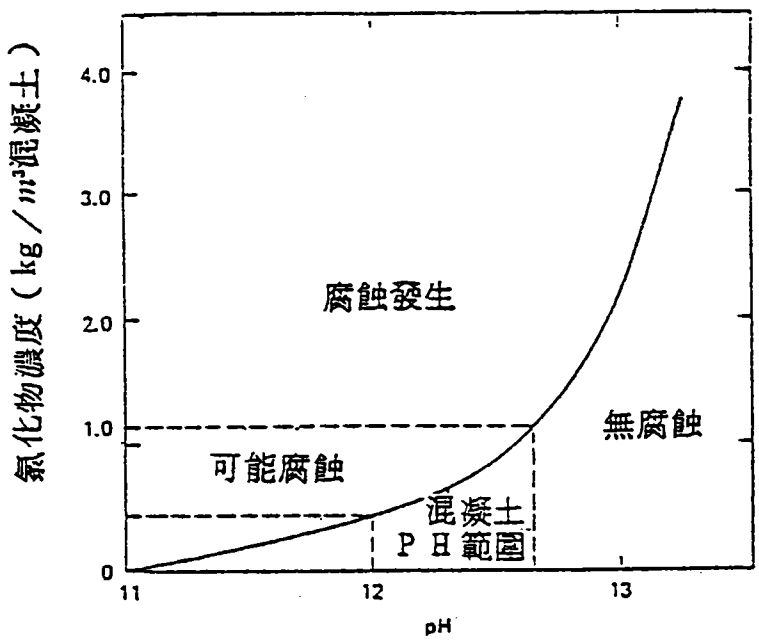
圖一　澎湖大橋斷面及位置圖



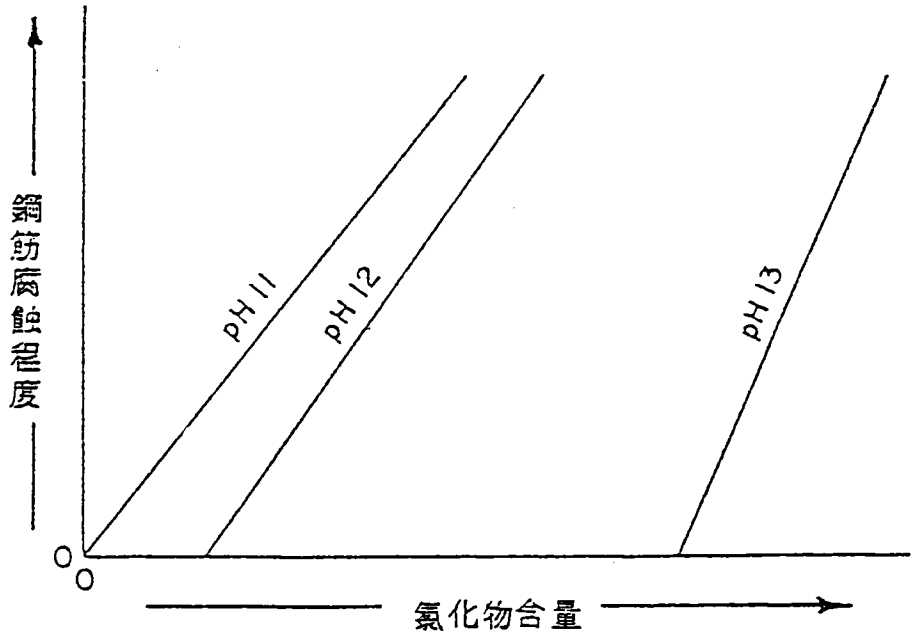
圖二　Pourbaix 之 PH － 電勢能簡化關係圖顯示混凝土中鋼筋受到保護 [3]



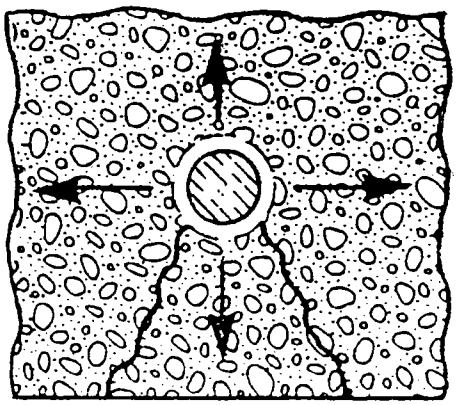
圖三　有裂縫混凝土內鋼筋腐蝕狀況示意圖 [4]



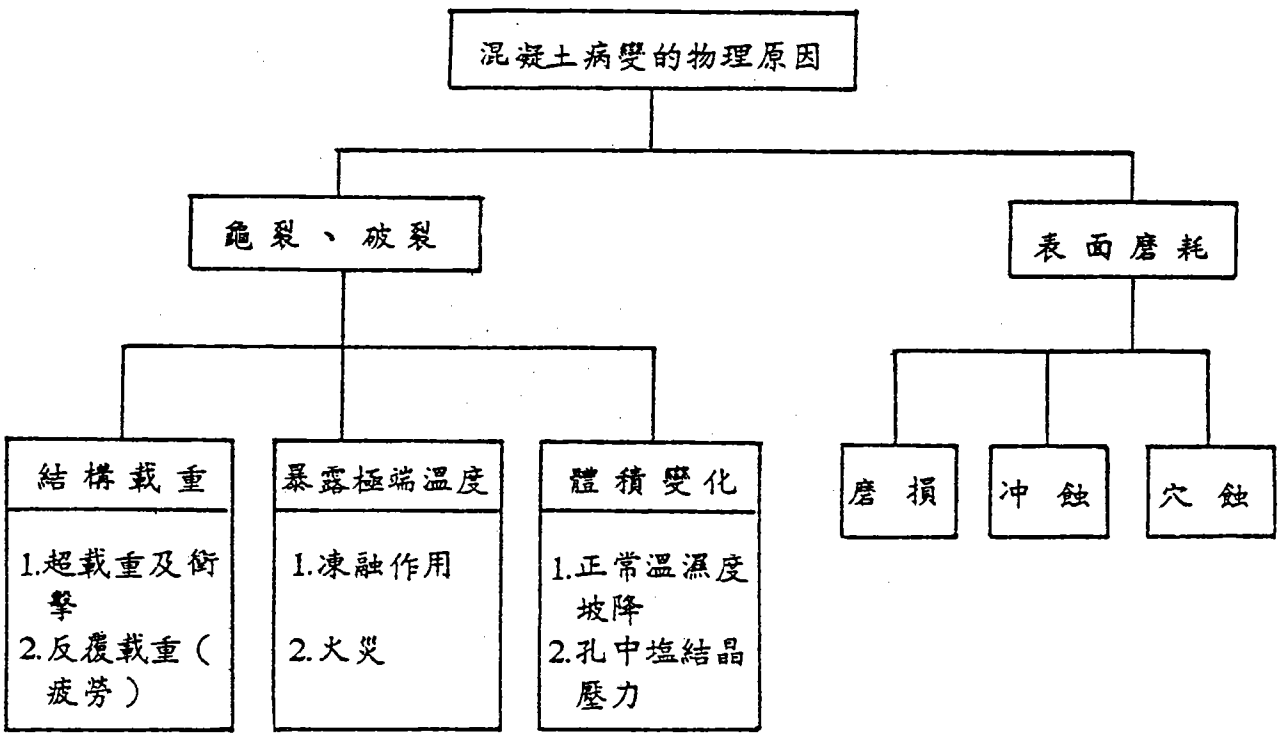
圖四　氯化物對鋼筋腐蝕環境酸鹼值的影響 [4]



圖五　造成鋼筋腐蝕所需之氯離子濃度隨水泥漿體 PH 鹼性之增加而昇高 [6]



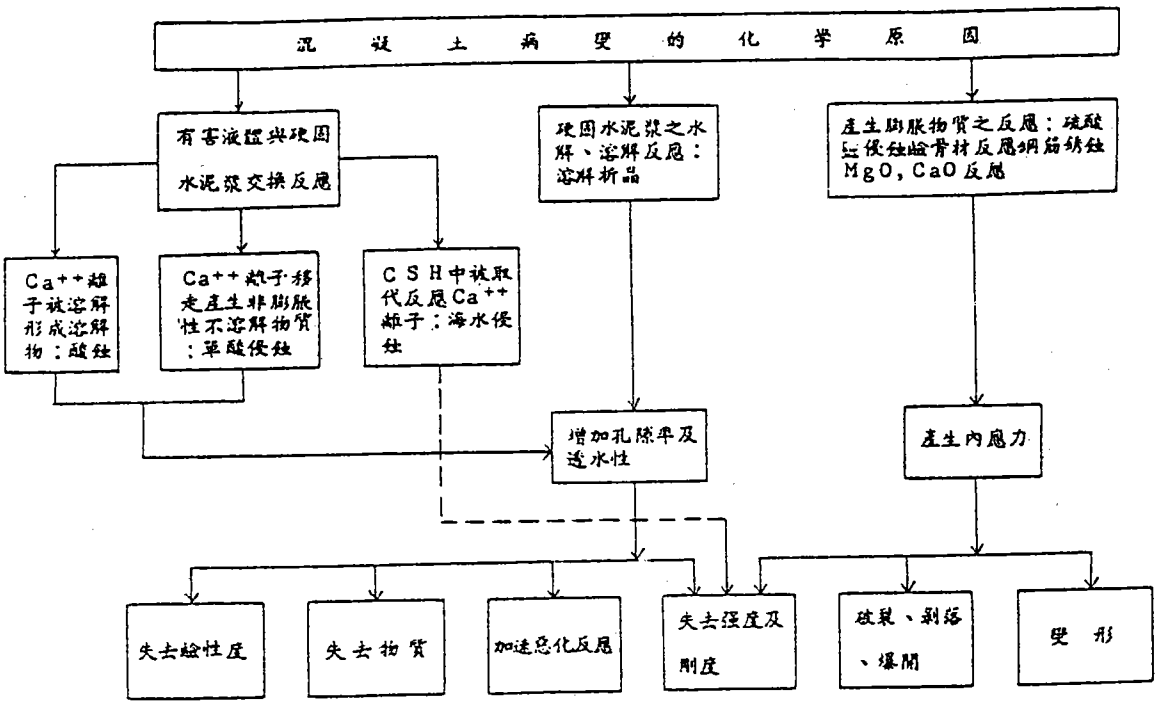
圖六　混凝土保護層由於鋼筋銹蝕膨脹應力不平衡而產生楔狀爆開模式



圖七　混凝土病變的物理作用因素 [7]

表一　結構混凝土造成裂縫的主因－耐久性問題相應對策 [3]

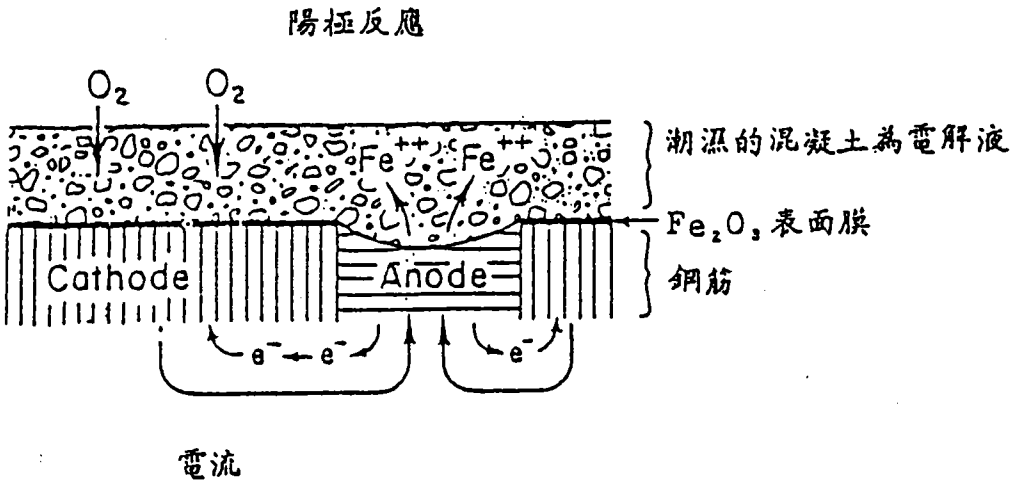
裂縫形態	發生狀況說明	造成問題的原因	對策
大而不規則	結構體支撐不良或超載重作用	結構體超負荷、反覆載重	改變設計斷面、加強支承力、限制載重、或載重狀況
大而有規則間距	水泥漿體失水乾縮 水泥漿體熱作用	水份喪失 熱應力或熱體積膨脹	水份蒸發率，配比設計、溫度上昇率及變化、水化作用
粗糙而不規則圖狀	鹼－矽反應，有膠體流出	體積膨脹	水泥中之鹼含量及骨材的成份
細微不規則圖狀 (微裂紋)	過度泌水 塑性收縮	水份喪失 含水量過多而上浮	配比設計 混凝土溫度、表面保護
細微而概略在表面上呈平行(垂直於風向)	塑性收縮	水份喪失	混凝土溫度、表面保護
平行控制縫邊緣 (D-裂縫)	多孔骨材含水量過多	水力壓力	骨材吸水率、混凝土含氣量、最大骨材粒徑
沿鋼筋位置	鋼筋生銹	體積膨脹	適當的保護層，以減少氧、氯、濕氣的滲入
混凝土表面之整片剝落	混凝土受到硫酸鹽侵蝕	體積膨脹	配比設計、水泥種類、摻料



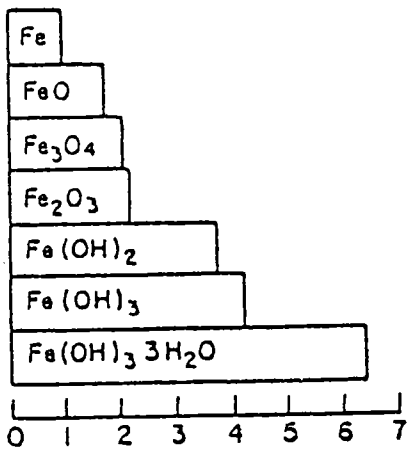
圖八　混凝土病變的化學作用因素 [7]

作用的反應性質 [7] 。這二種作用基本上都跟混凝土的透水性有密切的關係，此種龜裂裂縫所引致的鋼筋腐蝕模式由內部觀察，如圖三所示。而外觀的損壞形式，則先如表一所顯示之相應裂縫形態，然後即進行圖九 [7] 之鋼筋腐蝕破壞，故其起始因子為這些物理及化學反應作用，相應所產生之腐蝕外觀則屬於全面均佈性的症狀。

對於版狀或長樑式的結構物，其腐蝕形態則為非規則性的，不過其裂縫形成的基因與應力破壞是非常相似的。尤其當有動態載重狀況下，車行的速度、車軸距的大小、載重量的大小均會影響到內部應力的變化，此與靜載重截然不同，見圖十所示，因為動態載重會造成疲乏現象 (Fatigue) 而嚴重減少版狀結構物之壽命，見圖十一所示之 S － N 曲線，在海域地帶由於動載重所造成的裂縫蔓延現象，將因鋼筋腐蝕而轉成應力高低問題 [3] 。依本國的車輛載重狀況，由於社會錯綜複雜的因素造成載重遠超過一般公路橋



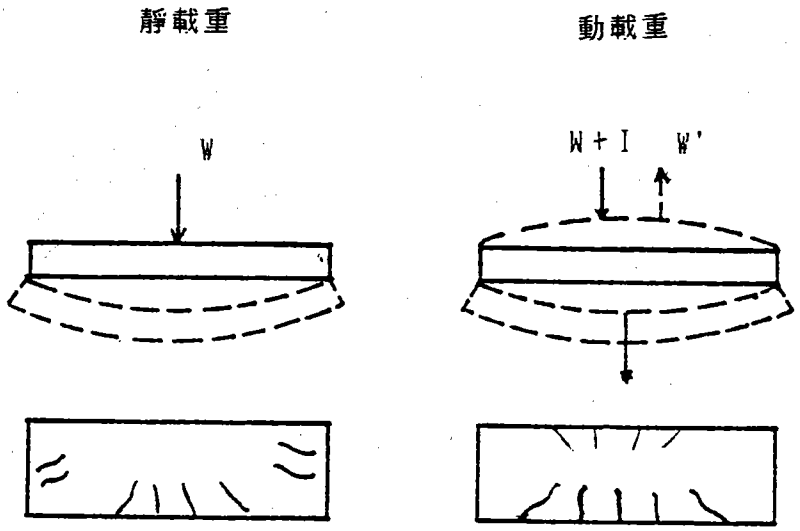
(1)基本要件



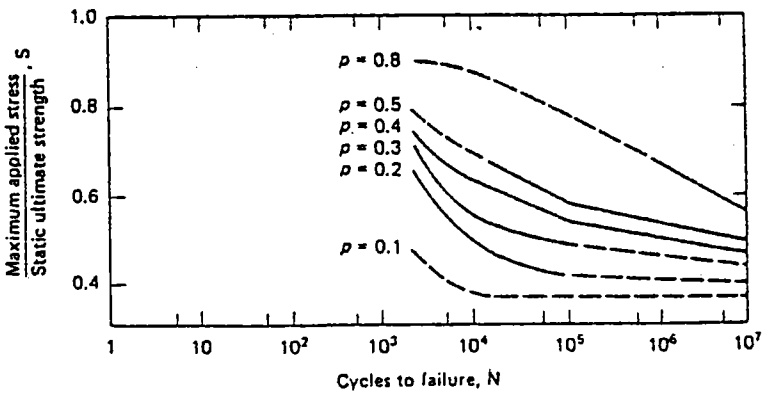
(2)體積

圖九　(1)腐蝕的基本要件：①陽極②陰極③電路④濕氣⑤氧氣及

(2)鋼筋分子體積膨脹性比較[7]



圖十　靜載重與動載重之變形行為及可能龜裂與腐蝕形態
（圖中W, I, W'分別表示靜載重、衝擊載重及回復力等）



圖十一　在反覆撓曲載重下純混凝土在不同損壞機率下的疲勞曲線。

樑 AASHTO H20 規定之設計，這種使用載重遠大於設計載重的狀況，將促使裂縫形成的機率大為昇高，這也就是台灣區甚多橋樑龜裂的主因，可惜交通工程在這方面的調查研究並未就此進行，其預防措施當然也就無從提出，橋樑的設計者只好獨守傳統的法則按 AASHTO H20 的規定來設計。一旦橋樑結構發生裂縫，則腐蝕和其它有害反應接踵而至，終至橋樑夭折，見圖十二所示之損壞模式。

海域水泥結構物之腐蝕形態與一般水泥結構物腐蝕方式稍有不同，因除了一般腐蝕外，海水的濕氣、鹽份、沖刷作用均會加速腐蝕的進行，而潮汐的變化，浪花的飛濺均有不同的影響。圖十三即顯示幾種可能之形態。

根據海域水泥結構物不同部位的養護條件，混凝土的破壞可區分三種形態 [8] ：

1.大氣區 (Atmospheric zone) ：

在高潮位線以上，並不直接接觸海水，只是暴露在含海鹽的大氣中。這一部份的侵蝕一般只是鋼筋的腐蝕、凍融作用及溫度、濕度坡降所造成的差異應力。

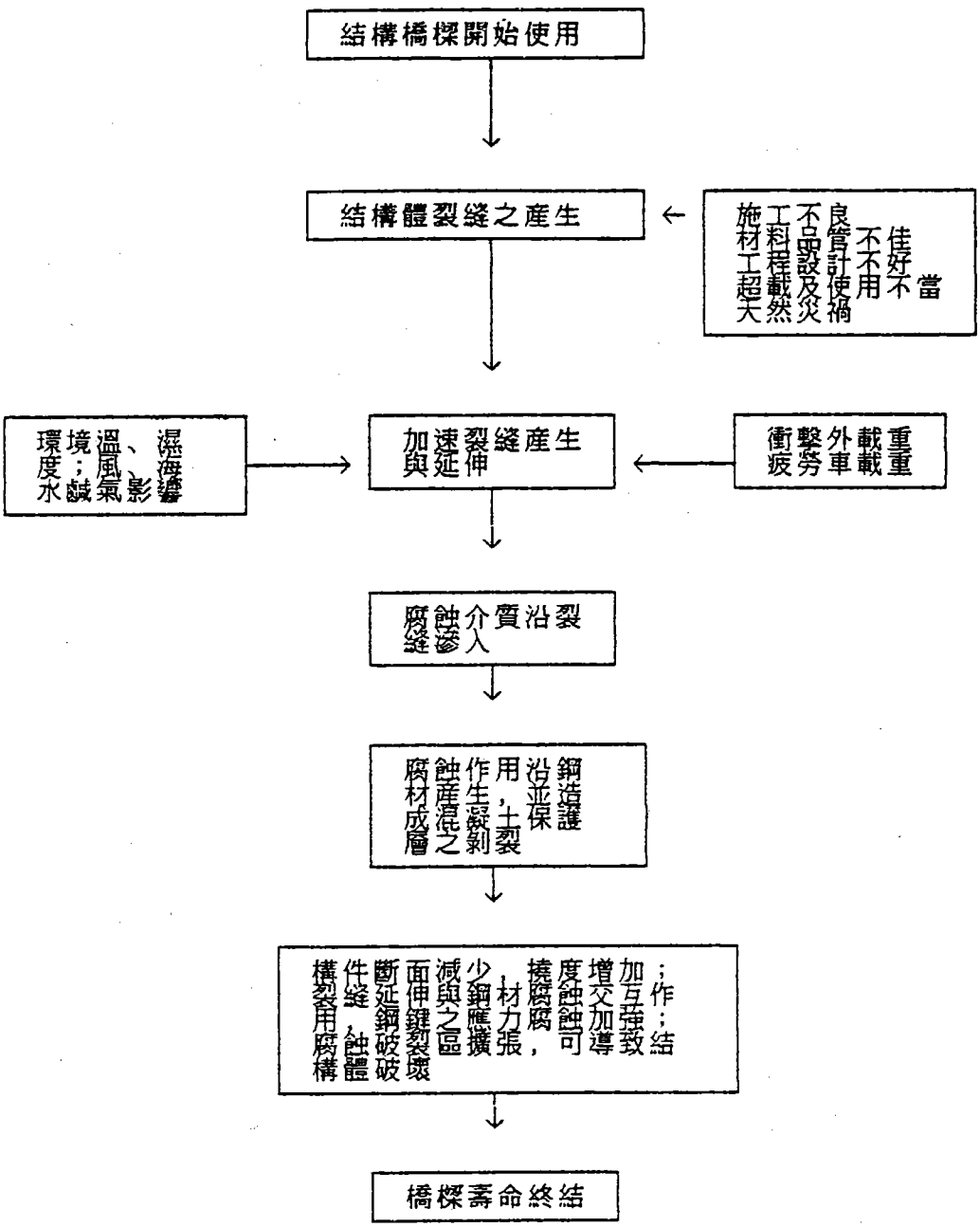
2.潮間區 (Tidal zone) ：

在潮汐漲區域內，混凝土遭受到乾濕、凍融作用、鋼筋腐蝕、水化物分解及波浪、砂石及浮游冰之沖擊等多重作用，造成混凝土嚴重的損害。

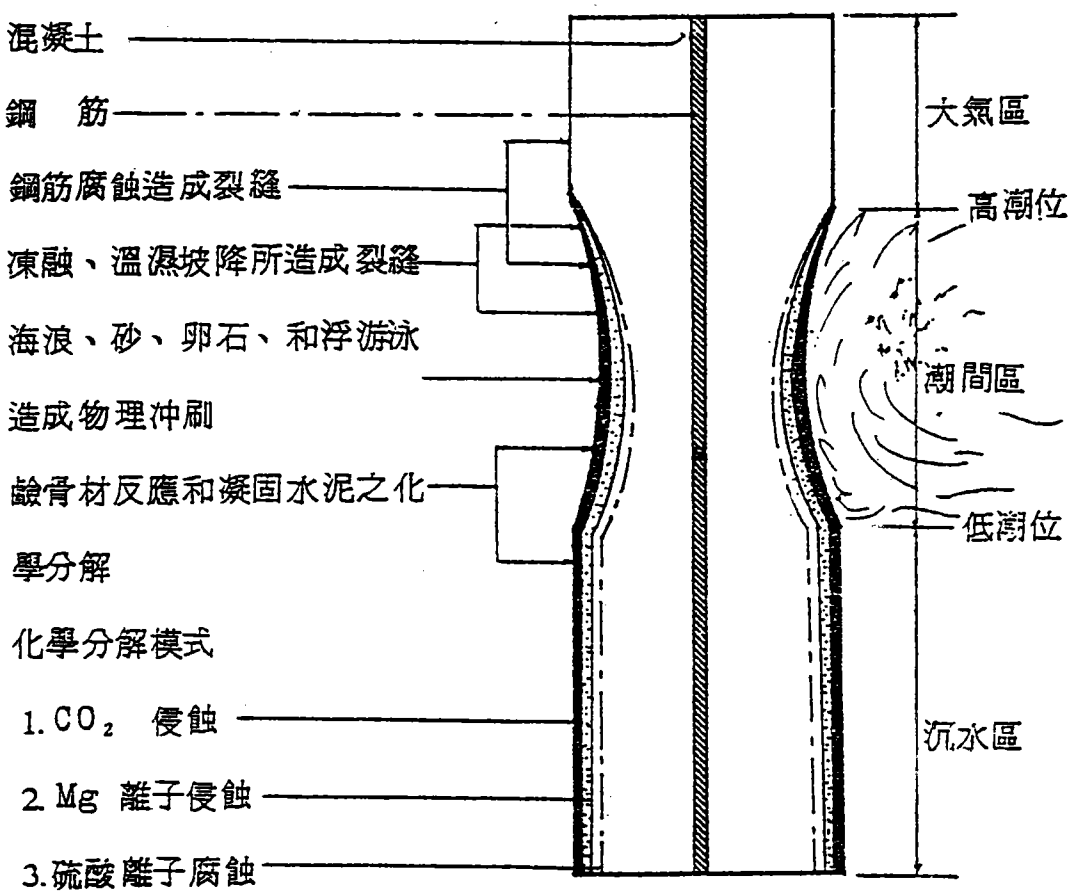
3.沉水區 (Submerged zone) ：

在低潮位線以下之結構部份，僅易於化學分解及鹼骨材反應，而凍融及鋼筋腐蝕作用較小。

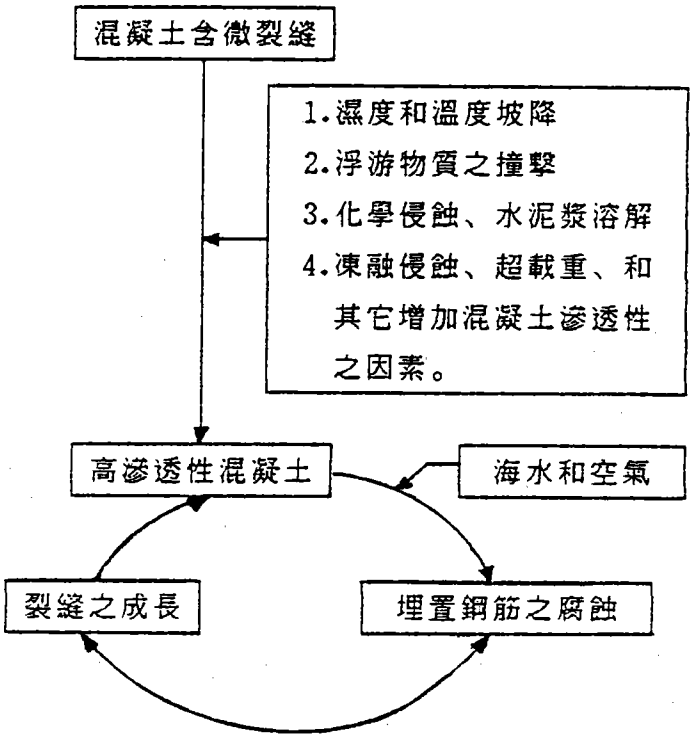
由於腐蝕形態是受到綜合性的影響，因此提示研究者不能只針對傳統腐蝕觀念來探討海域水泥結構物，必須瞭解到水泥混凝土材料本質、及受到海水侵蝕的機理如此才能適當研究出一合理的對策。圖十四顯示合理機理的示意圖。



圖十二　海洋結構遭腐蝕破壞之流程圖



圖十三　混凝土圓柱試體養護於海水下惡化的示意圖 [7]

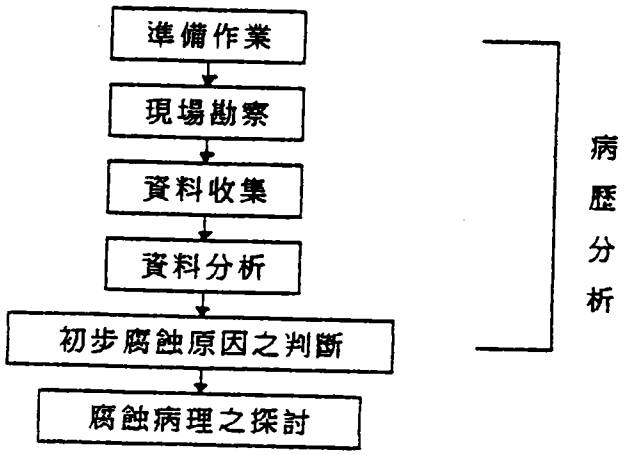


圖十四　海域混凝土裂縫 － 腐蝕 － 裂縫循環之示意圖 [7]

參、初步診斷分析方式

本研究之進行首先初步現場勘測，收集維修記錄，再根據這些資料及現場大氣之條件來評估腐蝕的可能原因。

現場勘測係赴澎湖大橋現場觀察橋樑外部損壞跡象，此階段有如中國醫術所謂「望」之過程。觀察外觀後，即針對過去的維修記錄按統計分析之方式判斷損壞部位發生之機率，此可用以評估腐蝕形態及肇因。一般經過初步診斷完成後方宜進行橋樑病理分析，以為往後設計之依據，故初步診斷可謂之病歷表分析。圖十五為本研究之簡要流程圖。



圖十五　腐蝕原因初步診斷流程圖

肆、結果分析

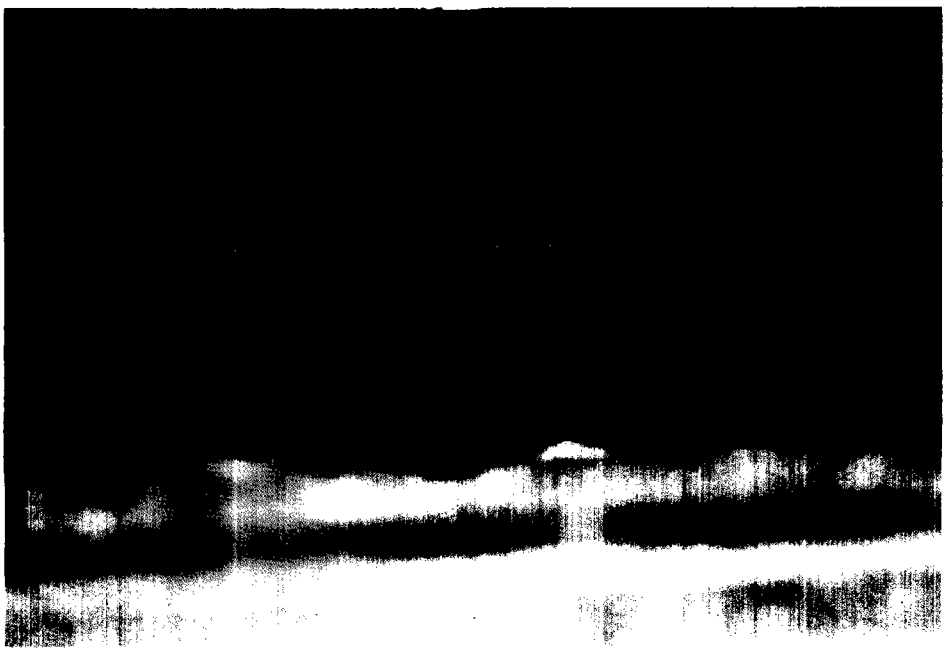
澎湖大橋經初步勘察、資料分析後，可獲得下列現象。

一、現場勘測

澎湖大橋截至 1986 年 8 月橋樑下端已產生嚴重的整片剝落跡象，見圖十六至圖十七所示，其出現機率以中央部份較高。靠馬公端部份橋樑已先進行敲除工作，而在敲除作業下發現內部鋼筋仍然保持完美無恙之狀況，見圖十八所示，但靠近外側（即保護層附近）之鋼筋包括預力鋼腱已大部份發生腐蝕斷裂現象，一般保護層厚度不足。橋上邊欄柱有相當嚴重之膨脹龜裂現象，見圖十九所示，橋下方水流平緩，橋墩並無沖蝕、腐蝕或僅輕微腐蝕。由以上資料可以明顯判斷橋樑非常可能由載重應力所發生的龜裂先引起，然後有害物質侵入，造成惡性循環的破壞，見圖十四。鋼筋保護層的不足，並非全面性的，而僅有某一些部份發生，因為如果保護層不足，則沿著保護層整線必然發生楔形局部性爆開現象〔9〕，這種龜裂症狀只局部可以找到。預力鋼腱的損壞區域也以高應力區的腐蝕較嚴重，特別是撓度較大的中央段，這更說明了應力作用的問題了。橋樑整個面上並未受到外界有害物之侵入而損壞，因為硫酸鹽侵蝕的損壞是屬於全面粉化均勻



圖十六　74孔橋樑產生整片剝落現象



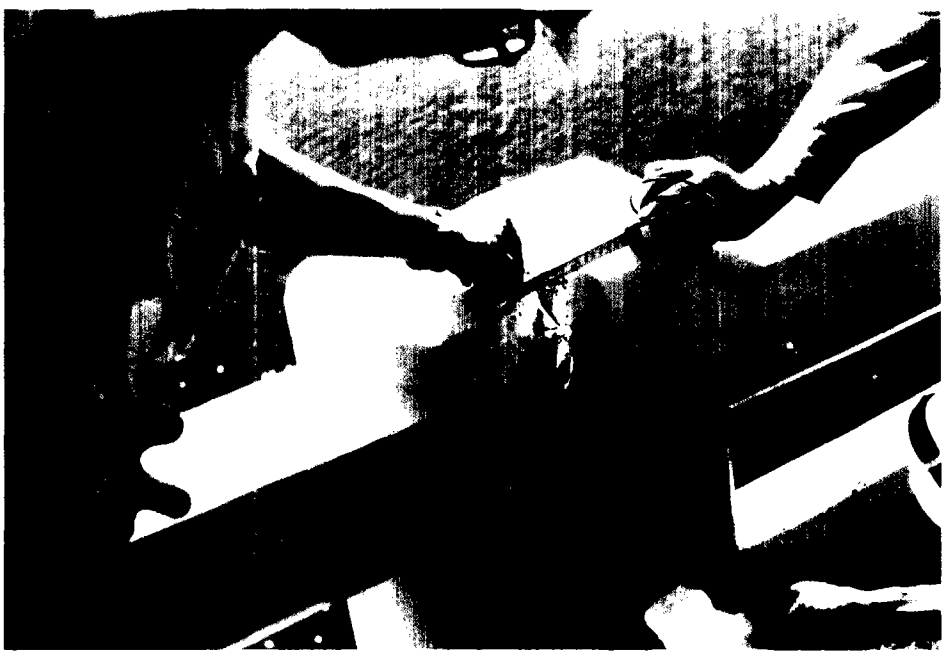
圖十七　孔橋樑產生剝落現象





圖十八　鋼筋外露面顯示無銹蝕跡象





圖十九　橋桁欄杆銹蝕而產生裂開現象

性破壞，而實際橋面非常平整光滑故此一影響之嚴重性似乎不高，此可比較表一即可知，敲除之混凝土手觸強度甚高，採集之混凝土樣品之強度發現超過 280 kg／cm^2，而仔細觀察內部之配比，可以看出水泥砂漿之量甚高，屬於富級配混凝土，然而粗骨材顆粒太過狹長，而且分佈不均勻，此一病狀間接可以判斷當初之施工技術及觀念相當落伍，而配比並未考慮到適當的材料分佈狀況，因此明顯可以發現骨材界面有白色粉末等泌水現象之遺跡，此將影響到界面的抗水性[7,9]。

由遠處及利用漁船自下方觀察，可以發現澎湖大橋修補的部份均產生問題，見表二所示，此一結果顯示修補者採用近剛性或易老化之修補材料，並未考慮到橋樑動態的行為，所以整個橋樑（尤其是無跨徑）的柔性表現與近剛性修補材料間變形不一致下會發生差異變形龜裂及剝落現象。另外由現場取得的樣品，顯示近剛性材料水泥砂漿或樹脂砂漿有相當多之孔隙存在，見圖二十之示，此說明修補時係以手工修復，而且修補材料配比不佳的問題。

澎湖大橋卡車通行時其震動振幅相當大，可預知橋樑在使用當初並未實施載重限制，對於無跨徑之預力橋樑而言其影響更重，此也引發載重是否超過 AASHTO H20 之設計載重問題與司機及業主是否遵守交通規則的問題。而現場可以發現卡車通過速度甚速（估計超過 40 km/hr），這更會使衝擊載重加大，而不利於橋樑之壽命，因此在橋樑未整修完成前此更須注意。

由附近砂石堆積場可以瞭解澎湖地區係使用貝殼砂及玄武岩。貝殼砂顆粒堅硬，係受海水沖擊作用而表面呈光滑狀，然而在顯微鏡下為多孔狀，見圖二十一。玄武岩係為六角柱狀晶系之岩石，在澎湖地區則係古生代前之噴出式或侵入式火成岩，由於結晶系及生成環境，馬公區之玄武岩晶系面甚易有裂隙之存在，所以其破壞時先呈長條形損壞，因此造成澎湖粗骨材的條形粗石，對混凝土而言這是不利的因素（即不良骨材），因為非但強度容易受損，而且會影響新拌混凝土

50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71
●	●		●				●			●	●				●	●	●		●	●	
		●	●	●	●	●	●	●	●			●	●	●			●	●	●		●
		●		●	●	●	●	●		●	●	●						●	●		
			●		●			●	●		●	●	●	●				●	●	●	●
							●								●						
							●														
C	C	D	D	D	D	E	E	E	E	F	F	A	B	C	D	D	E	E	F	F	F

表二　澎湖跨海大橋防蝕處理記錄

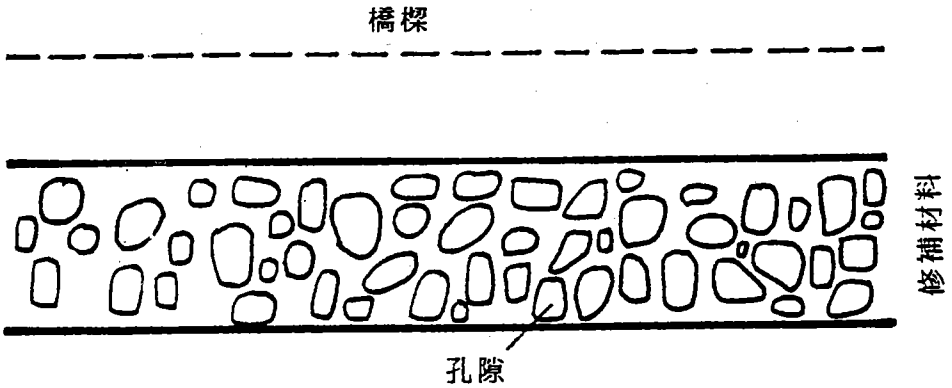
完工時間：74年　　檢查時間：75年

孔數 / 狀況	32	33	34	35北	35南	36北	36南	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49
斑跡	●	●					●	●		●	●	●				●				
生銹		●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●		●	●	●
發生細裂縫				●			●			●		●						●		
修補處再裂	●	●	●			●	●		●			●	●	●		●	●	●	●	
塗料剝落																			●	●
片狀剝離																				
施工法	A	A	A	B	C	D	E	F	A	A	B	B	B	B	B	B	B	C	C	C

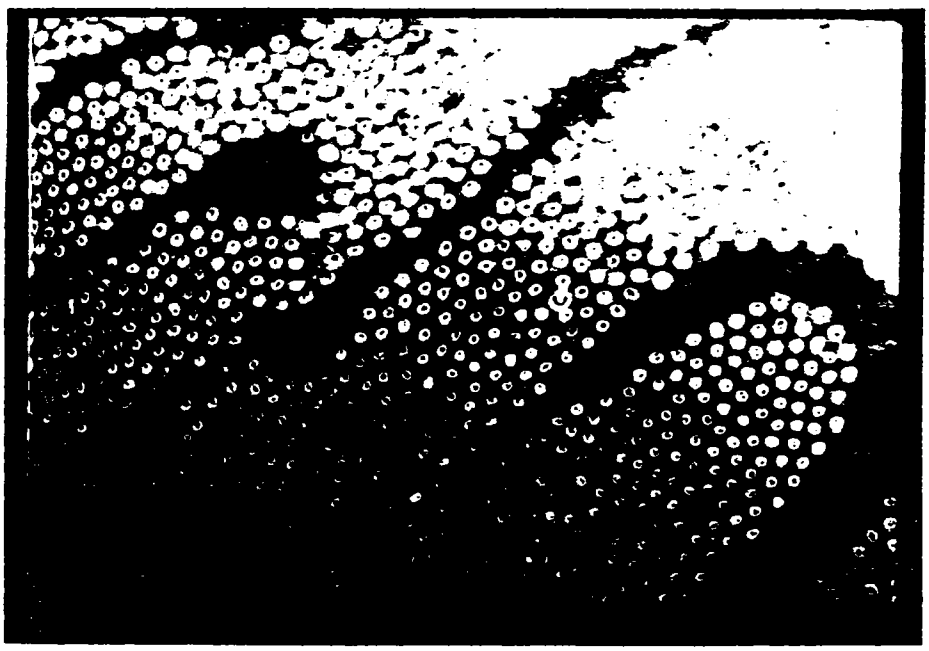
● - 表示檢查狀況及施工廠商

A - 雍真　B - 中道　C - 昭林

D - 弘璋　E - 南寶　F - 柏林



圖二十　修補材料多孔狀之示意圖



圖二十一、澎湖大橋之貝殼砂

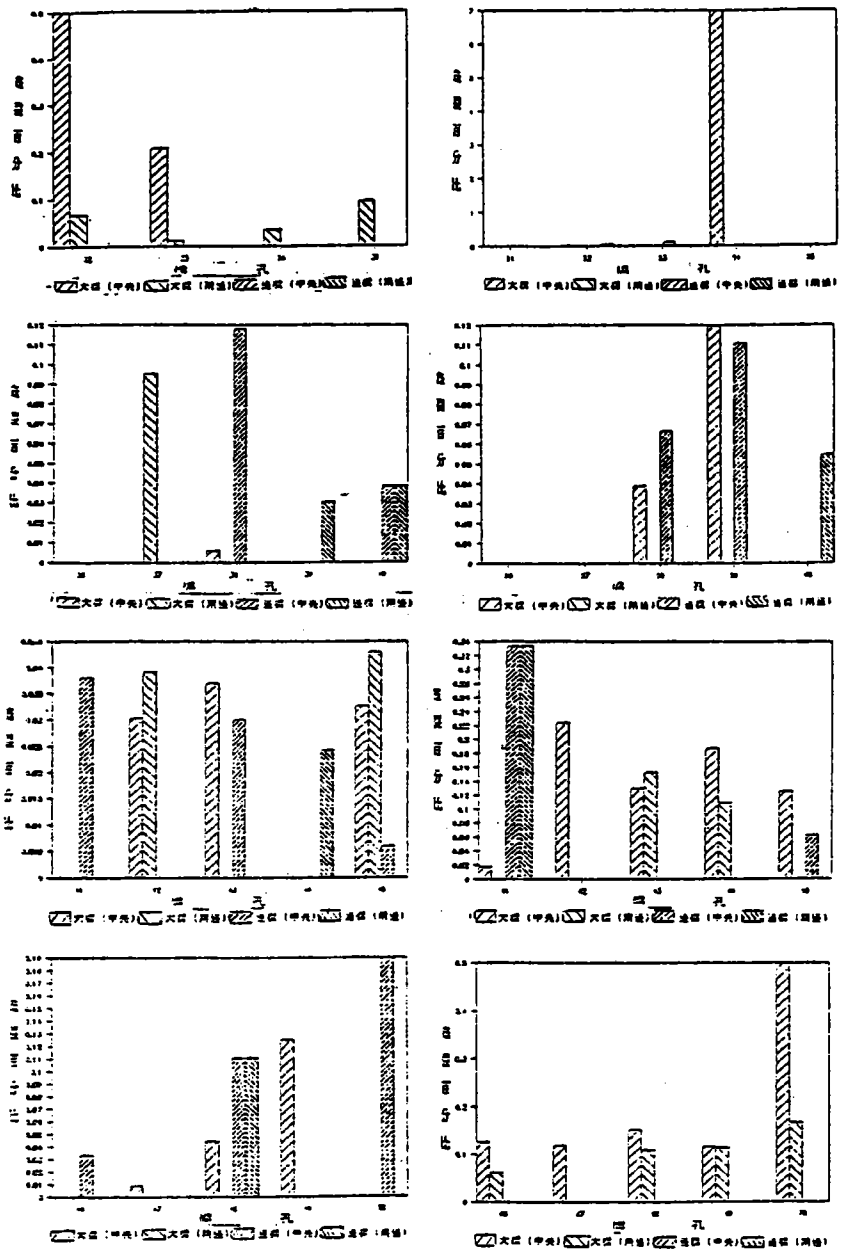
工作性，這也可能就是混凝土呈多漿系，骨材界面有泌水的原因之一。而且玄武岩的強度甚高，但孔隙較多，故容易受到風化作用。

二、過去維修記錄之剖析

根據澎湖大橋過去的病歷資料－維修記錄如表三所示，可瞭解整個事件的來龍去脈，也可以瞭解到腐蝕事態的嚴重。而且由此種結果說明幾個可能性（一）未考慮防蝕處理（二）設計承載力不足（三）設計未考慮到動態載重（四）施工品質不佳（五）使用載重超過設計載重（六）維修不當。這些可能的因素均因橋樑使用時間超過十年以上而甚難明瞭，但由其中資料所得損壞分析圖，如圖二十二，可見橋樑的損壞主要集中在樑中央部份，兩邊部份則次之，此點進一步說明橋樑的損壞極有可能起始於橋樑強度不足或應力過大二種狀況。造成強度不足的因素有設計不佳，或混凝土材料品質不佳（包括配比設計、施工、養護不當等因素）等；而應力過大的因素則為使用載重超過原設計載重。

表三　澎湖大橋維修資料

1	原始設計書
2	澎湖大橋施工報告書
3	Mott,Hay and Anderson 公司 Stanley R.P 先生 至澎湖大橋之調查報告
4	東京大學岸谷孝一民國７１年之調查報告
5	公路局民國７０年及７２年檢查報告及照片（７２年檢查第３２－７１孔上部結構而７３年６月派潛水人員檢查深水橋墩基礎第３１－５３及５９－６９號橋墩
6	防蝕工法施工計劃書及完工後兩年檢查報告
7	莊秋明先生民國６６年出國報告書
8	改建成路堤橋銜部份設計圖
9	臺灣省交通處公路局澎湖跨海大橋改建路堤計劃簡報
10	中華顧問工程司〝澎湖跨海大橋改建路堤對漁業生態之影響評估先期報告〞民國７６年元月１５日



圖二十二　澎湖大橋損壞分佈圖

國內常使用 AASHTO H20 之載重來設計，澎湖大橋即使用此種載重為主 [12] ，而實際上由於載砂石車其重量遠超過 20 噸重，因此國內橋樑設計應按本地實際載重來設計，可惜有關這一方面的調查設計並未進行，甚至應考慮衝擊反覆載重，在海域區域，大撓曲的橋樑設計，常會因假設有裂縫而加速了鋼筋腐蝕的可能率，因此海域橋樑型式的選用、長跨橋樑的設計都必須事先加以考慮腐蝕的可能機率。未來橋樑設計採用多層防蝕處理，如陰極保護可能是必要的，這些都是必須花經費才能設計施工的。

混凝土材料品質的好壞，並非指強度好即沒有腐蝕的問題，而強度也並非指水泥多即好，實際上良好的品質是指適當的水泥量，合宜的材料組成，正確的配比，適當的養護等，這些正確的觀念國內相當的缺乏，通常國內設計者忽略混凝土材料的特性，只一味假設混凝土材料為一均勻之材料，而未考慮混凝土為現場施工之材料，其組成材料間的相互比率及相關位置都會影響到混凝土的均勻性 [9] ，故傳統使用高坍度及易施工的混凝土都存有潛在性的問題點，故不可不查尋。

應力過大的問題發生在不當的使用橋樑，因為一旦橋樑載重被設定好，則使用者必須嚴格遵守載重限制及行車速度限制，否則橋樑將受到嚴重的撓曲變形而容易造成腐蝕侵蝕的路線，見圖十二及十四。

橋樑一旦龜裂及腐蝕，則必須考慮動態的影響，不可一味採用剛性塗抹方式進行，因為剛性體非常容易在超載重下再度產生撓曲破裂，而係應在腐蝕初期採用柔性塗封方式重點式塗抹來隔堵 CO_2 ，H_2O ，及 Cl^- 離子的侵入，且保持動態作用下裂口的柔軟性。澎湖大橋當初的修復並未注意到此項特性而冒然將保護層全面敲除，此舉更加速了鋼筋暴露的機會，同時修補時並未以高壓噴漿，而僅以手抹式的作業方式，造成表面塗抹層有甚多的孔隙存在，見圖二十所示，造成外界有害物質甚易再侵蝕的問題。

伍 、結論與建議

本研究係經由現場勘察及過去文獻報告分析方式來診斷澎湖大橋的病理。理論上，由混凝土中鋼筋的特殊環境來說應是可防止侵蝕的，然而種種原因的綜合作用橋樑遂受到銹蝕的侵蝕，本文僅探討「望」的步驟，至於「切」的切割分析則另外說明之。茲將「望」過程的結果歸納如下：

（一）結論

1. 澎湖大橋外層鋼筋已明顯受到銹蝕作用。
2. 現場敲損之鋼筋混凝土顯示內部鋼筋仍呈完好的狀況。
3. 橋樑混凝土強度超過 280kg/cm ²，但內部配比並非良好，且骨材界面有泌水的痕跡，顯示坍度過大且振動搗實不善。
4. 混凝土使用水泥及水量過高，且分佈不均勻。
5. 橋樑的損壞集中在樑中央，顯示為撓曲龜裂所造成的可能性。
6. 原有修補材料過於剛性，且修補後之水密性未見改善。
7. 橋樑在車輛通過時有極大的振幅，顯示橋跨徑過大而形成柔性行為，此不利於防蝕作用及海域橋樑之壽命。
8. 澎湖石子的形狀呈長條形，且品質不佳，將影響工作性及混凝土品質。
9. 澎湖大橋並未考慮防蝕處理，其腐蝕原因涉及設計載重、施工品質、使用載重限制等因素。
10. 橋樑初步腐蝕後並未及時重點式處理，而採用手塗式全面塗上剛性層，此未能有效遏止腐蝕的擴展。

（二）建議

1. 初步診斷僅由外觀及過去維修紀錄來判斷，並未以其它科學儀器加以佐證，故有待進一步印證之。
2. 初步診斷與理論的依據指出未來海域橋樑仍然會受到動態破壞，因而須採取特別防蝕處理，如陰極防蝕技術，以加強混凝土防蝕功能。
3. 不論何種防蝕技術的使用鋼筋混凝土仍須仰賴合理混凝土的結

構品質，否則亦徒勞而無功。

感　謝

本研究承蒙國立台灣工業技術學院營建系材料試驗室全體同仁的襄助始克完成，尤其得力於廖肇昌先生、謝素蘭助理、林錦秀助理及董榮進同學的幫助；研究期間港灣研究所港灣材料組諸人的支援亦不容忘卻，故在此一併致謝之。

參考文獻

1. 台灣省公路局 (1971)，「澎湖大橋施工報告書」。
2. 台灣省公路局 (1983)，「澎湖大橋 70 年及 72 年檢查報告書」。
3. Mindess, S. and J.F. Young (1981), Concrete, Prentice Hall, Inc. N.J.
4. 黃兆龍，(1985)，「混凝土中鋼筋腐蝕的探討」，頁 10/1 ～ 10/28 港灣鋼筋混凝土結構物防蝕技術研討會資料彙刊，港灣技術研究所專刊第 23 號。
5. 黃兆龍 (1986)，「硬固混凝土行為學」，國立台灣工業技術學院工業技術研究所教案。
6. Verbeck, G.J.(1975), "Mechanisms of Corrosion of Steel in Concrete", in Corrosion of Metals in Concrete, ACI SP-49, pp.21-38.
7. Mehta, P.K.(1986), Concrete-Structure, Properties, and Materials, Prentice -Hall, Inc. N.J.
8. Ramachanclran, V.S. R.F. Feldman, and J.J. Beaudom (1981), Concrete Science-Treustise on Current Rerearch, Heyden London.

9. J.C. Ropke (1979), Concrete Problems-Causes and Crues, Mc Graw-Hill Book Co., NY.
10. 台灣省公路局 (1986)，防蝕工法施工計劃書及完工後兩年檢查報告。
11. 王鑫 (1980)，台灣的地形景觀，渡假出版社。
12. 台灣省公路局，澎湖大橋設計圖說。

海洋混凝土工程研討會

澎湖跨海大橋腐蝕調查研究

主講人：饒　正

一、前言
二、研究背景
三、調查試驗方式與範圍
四、研究結果分析與討論
五、結論與建議
六、參考文獻

一、前　　言

㈠研究動機

澎湖跨海大橋於民國59年底完工，60年開始通車，因暴露在距高潮位3～6公尺之海面上，長期受海水及塩霧侵襲，因此通車不及七年就普遍發現大樑混凝土龜裂，保護層脫落，鋼筋銹斷，部份預力鋼索外露銹斷，雖儘力設法研究維修可是仍繼續腐蝕而嚴重影響行車安全，故已於民國73年7月開始改建路堤，使用壽命僅及14年，與一般橋樑設計期望值40年相差甚多，本大橋爲一海洋環境下建造ＰＣ及ＲＣ結構物發生腐蝕最佳範例爲剖析腐蝕致因，以提醒國人對預力及鋼筋混凝土腐蝕之重視，建立腐蝕調查研究方法必須進行此項腐蝕調查工作。

民國75年6月港灣技術研究所舉辦「材料與腐蝕研討會」綜合討論時，與會人員一致認爲鋼筋混凝土腐蝕及防蝕在國內應重視與加強。1986年中美聯合防蝕研討會（Joint Chinese-American Corrosion Workshop）會議期間兩位美籍專家曾赴澎湖跨海大橋勘察，發現該橋正面臨嚴重腐蝕問題急需採取因應措施，因此會中結論中建議我國交通橋樑及主要公共措施應定期舉行腐蝕調查及安全性評估。

港灣技術研究所爲海洋、港灣專業學術研究單位，而且本所現正進行「港灣鋼筋混凝土耐久性研究」，調查台灣五大港，所有港灣ＲＣ及ＰＣ結構物之腐蝕致因及應採取之防蝕對策，並且與中鋼公司、工業技術研究院工業材料研究所合作研究「台灣海域之腐蝕特性防蝕設計及材料之選用與開發」，致力於建立國內海洋結構物耐久性之設計與施工規範及偵測剖析現有海洋ＲＣ及ＰＣ結構物腐蝕致因並願意協助工程單位偵測及剖析現有混凝土結構物腐蝕情況，因此行政院科技顧問組委託本所進行本計劃之研究工作，希望能結合國內工程界專家及學術界之學者共同對此問題作深入之了解以便能夠將學術理論與實際工程應用相結合。

㈡調查目的

1. 剖析澎湖跨海大橋腐蝕調查惡化現象事實，以提醒國人對腐蝕之重視，

使設計及施工者注意考慮防範，以提高ＲＣ及ＰＣ結構物之施工技術及工程品質，使其具有耐久性。

2.建立國內鋼筋混凝土結構物腐蝕調查及研究之方法，以便提供國內交通橋樑及主要公共措施定期腐蝕調查與安全評估，偵測及使用維修之參考。

3.提供澎湖跨海大橋中間段改建路堤工程未完工前，對原橋樑所作修補工作之檢討並對新建工程提供防蝕建議，以延續橋樑之服務功能。

4.建議未來國內對鋼筋及預力混凝土腐蝕調查及研究方向及做法。

㈢調查方法及工作

本次調查研究方式及工作流程如圖一所示，將在本文中詳述。

二、研究背景

㈠澎湖跨海大橋（圖２＆３）耗資新台幣壹億零肆佰肆拾伍萬元，歷時五年工程人員克服種種困難完成，於民國六十年通車後初期由澎湖縣政府維護，然而臨海地區之ＲＣ結構物維護保養工作一直不受重視，因此當民國六十七年移交公路局接管後，發現第十六孔嚴重腐蝕，當時依傳統方式打除重建而第一至廿八孔以塗裝維修並於七十年及七十二年分別逐孔檢查橋樑之腐蝕情形如圖㈣第十二、十三及七十五等三孔嚴重腐蝕危及交通安全，故該三孔中央處各加建支柱以防橋樑斷落，爲安全計腐最嚴重之低窪橋樑部份，（第１～31孔及72～76孔）先改建爲路堤。32至71孔橋面距海水面較高之橋孔，腐蝕情況較輕，亦於73年9月間分別由國內雍眞、中道、昭村、弘璋、南寶及柏林等六家廠商引用中、日、美等國之不同防蝕塗裝進行整修以防惡化並約定五年內逐年檢查及整修，完工後第二年（民國75年）檢查結果如表一所示，仍發現腐蝕（如圖五）因爲腐蝕因子已侵入結構體內，儘管花費參仟多萬元作維修仍無法達到抑制腐蝕之效果，爲安全計國防部應國防需要建議亦將高橋部份改建爲路堤。本大橋耗資新台幣壹億肆佰肆拾伍萬元，使用僅14年現又需花費約捌億伍仟萬元改

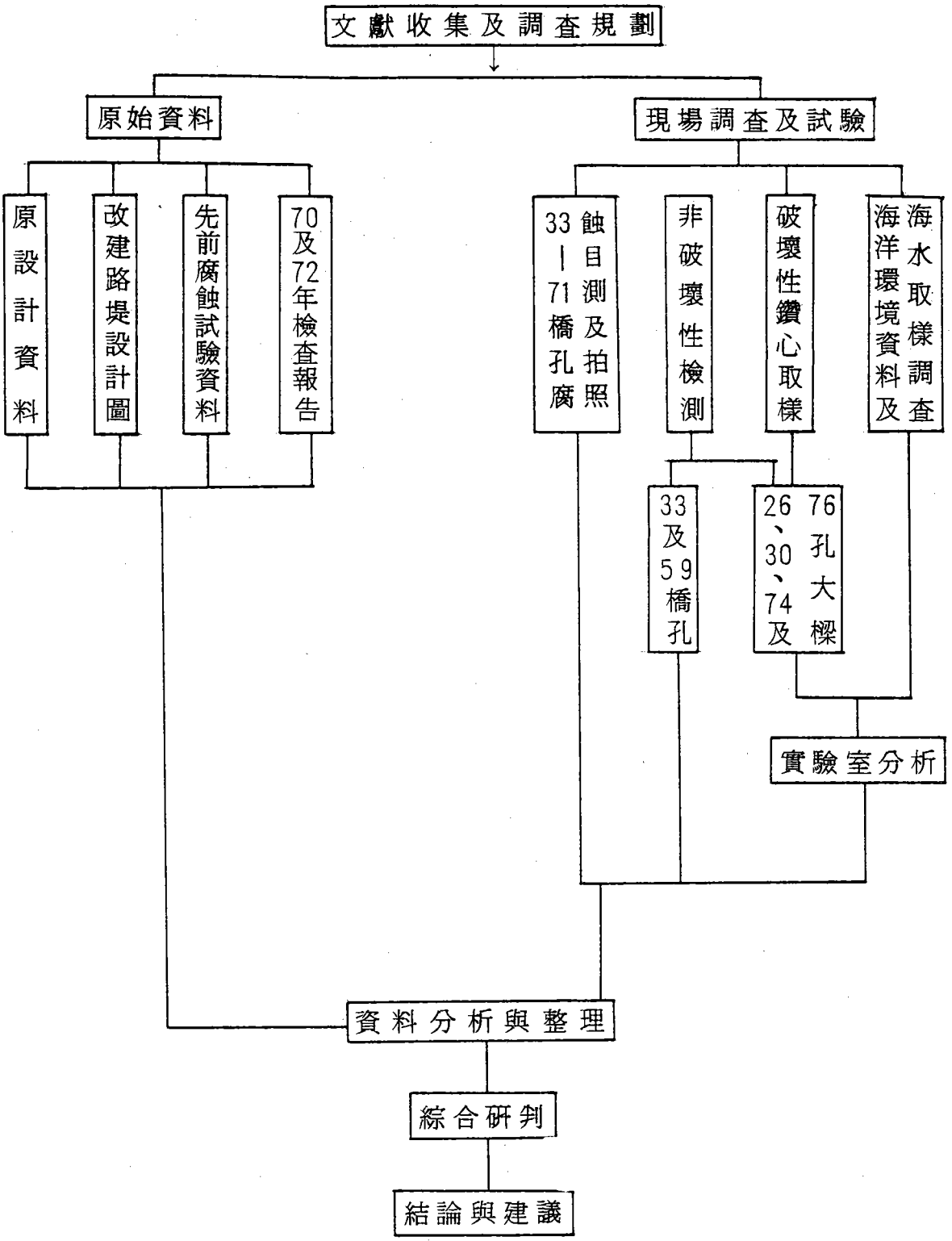
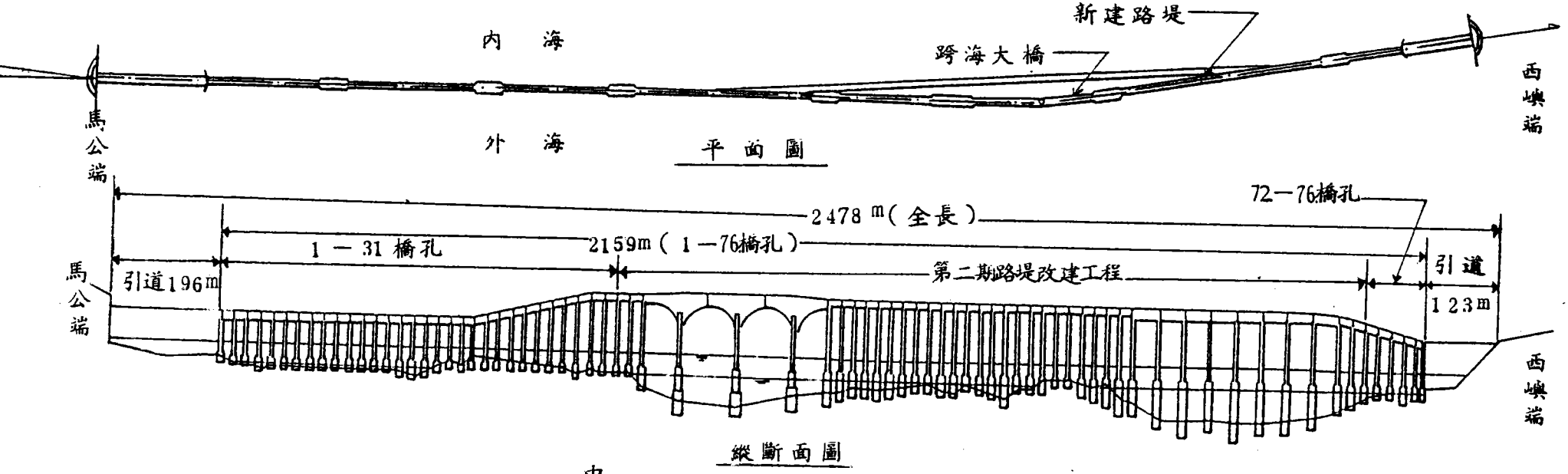
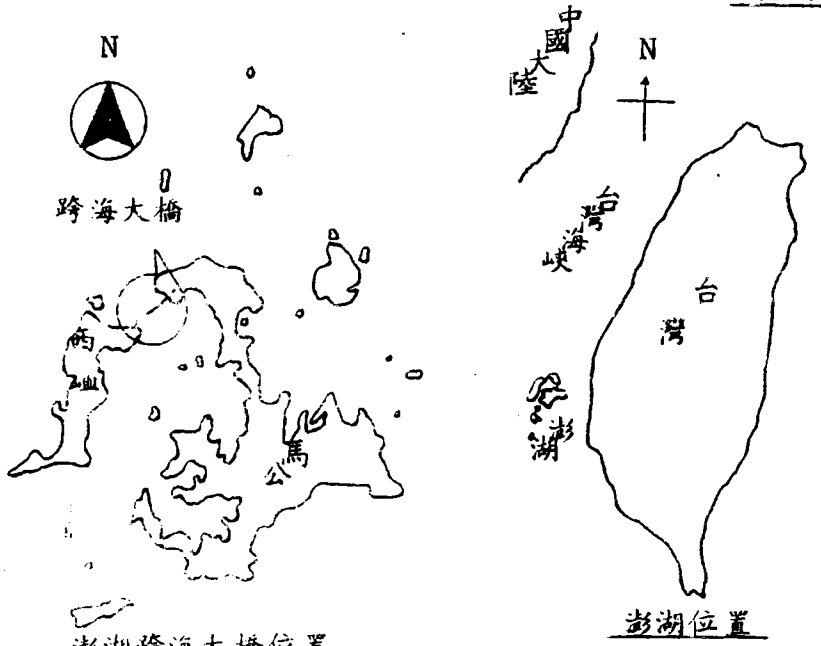
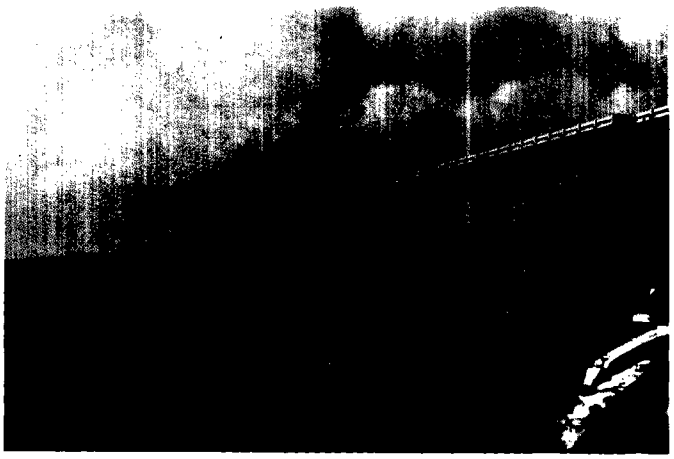


圖 1　澎湖跨海大橋腐蝕調查研究流程圖





圖二　現有澎湖跨海大橋位置、平面及斷面圖



（ 3a ）測面圖



（ 3b ）馬公端

圖三　澎湖跨海大橋



（ 4a ）大樑鋼筋銹蝕，混凝土龜裂



（ 4c ）鋼筋及預力鋼鍵銹斷



（ 4b ）保護層剝落



（ 4d ）橋面底板，混凝土發生剝落

圖四　澎湖跨海大橋腐蝕現象範例

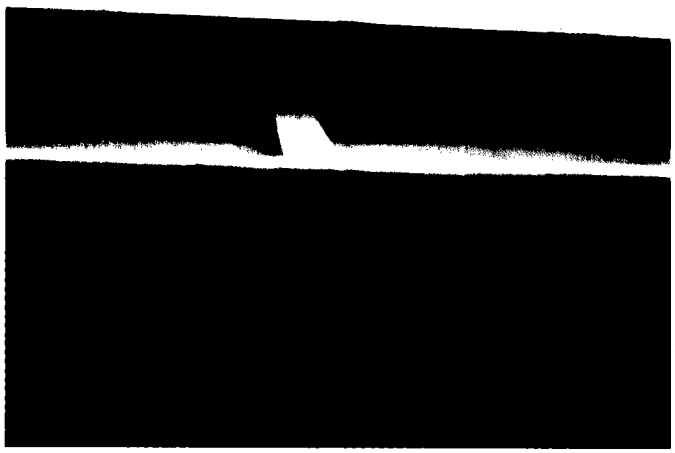
表一　澎湖跨海大橋防蝕處理記錄　　完工時間：74 年檢查時間：75 年

孔數 / 狀況	32	33	34	35北	35南	36北	36南	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71
斑跡	●	●					●	●		●	●	●				●					●	●		●				●			●	●				●	●	●		●	●	
生銹		●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●	●		●	●	●			●	●	●	●	●	●	●	●			●	●	●			●	●	●	●	●
發生細裂縫				●			●			●		●						●					●		●	●	●	●			●	●	●							●	●		
修補處再裂	●	●	●			●	●		●			●	●	●		●	●	●	●					●		●			●	●		●	●	●	●				●	●	●	●
塗料剝落																			●	●								●								●						
片狀剝離																												●														
施工法	A	A	A	B	C	D	E	F	A	A	B	B	B	B	B	B	B	C	C	C	C	C	D	D	D	D	E	E	E	E	F	F	A	B	C	D	D	E	E	F	F	F

・－表示檢查狀況

施工廠商：　A－雍眞　B－中道　C－昭林

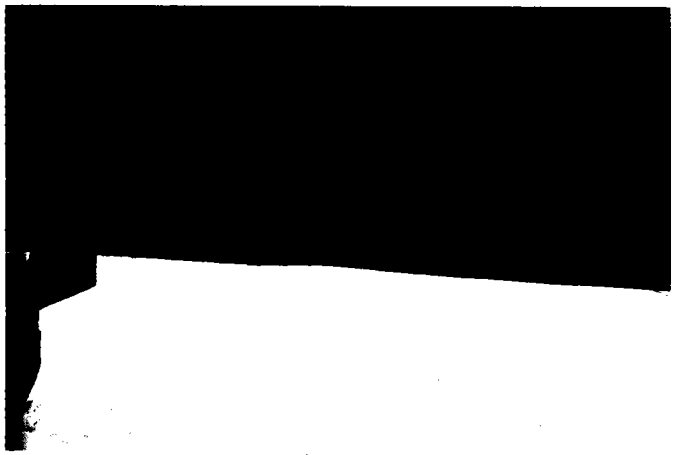
D－弘璋　E－南寶　F－柏林



（5a ）67 孔出現斑跡及生銹（南寶）



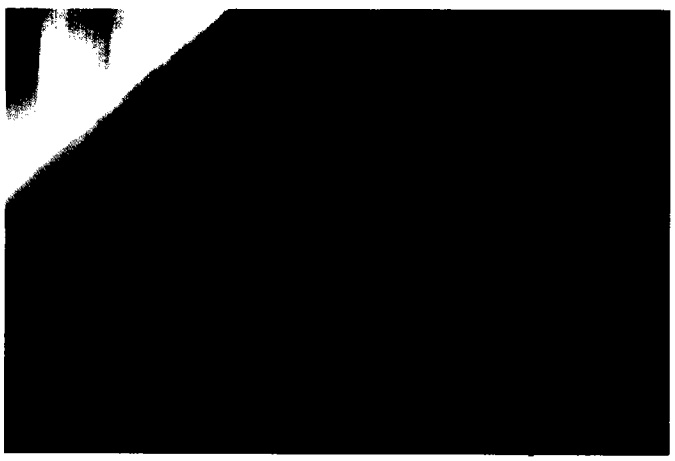
（5d ）66 孔有斑跡出現（弘璋）



（ 5b ）63 孔生銹及修補處再裂（中道）



（ 5e ）70 孔有斑跡及修補處再裂（柏林）



（ 5c ）38 孔生銹及再裂（雍眞）



（ 5f ）64 孔有斑跡生銹及再裂（昭林）

圖五　防蝕處理仍出現之惡化現象範例

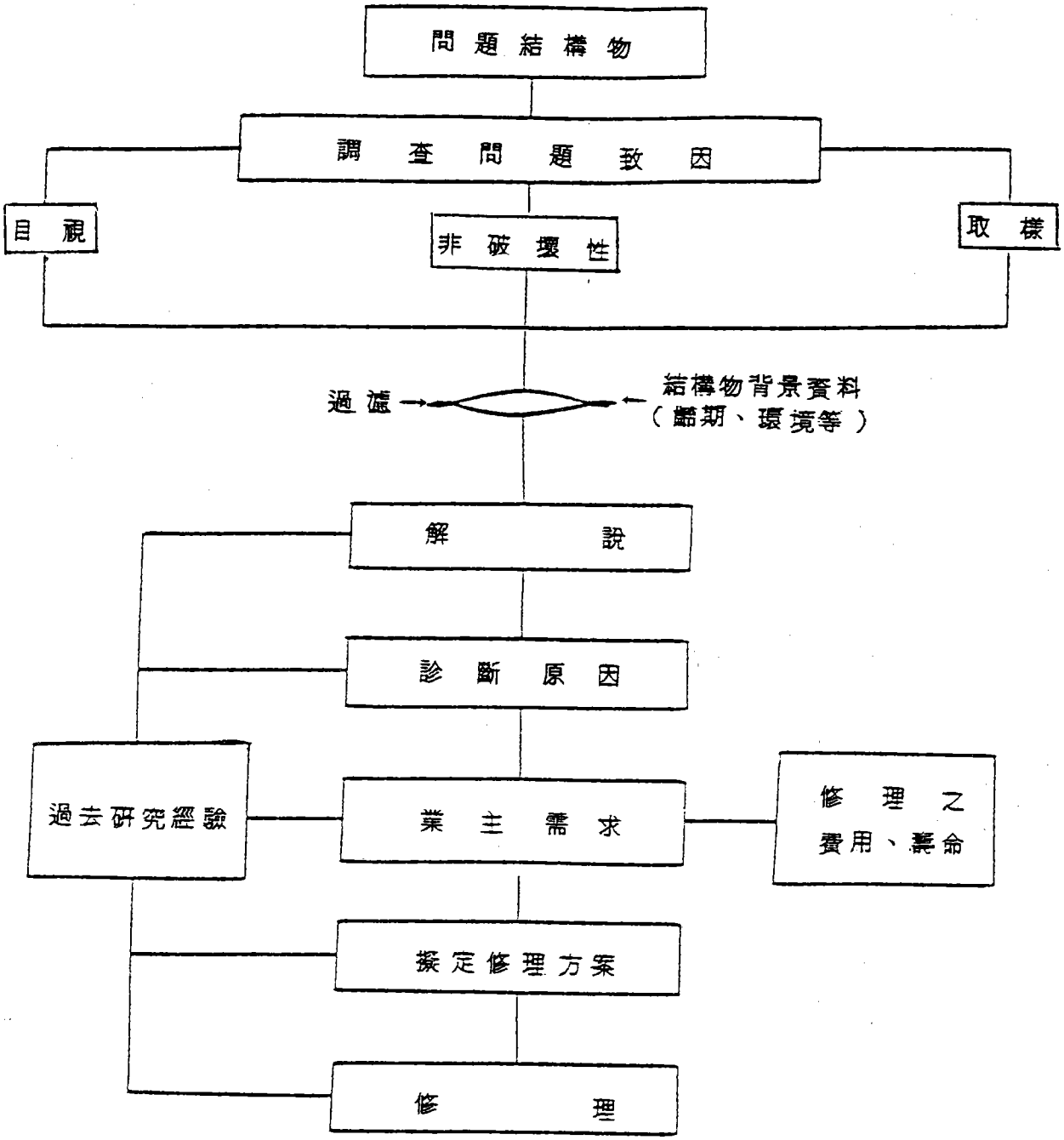
建，因此有必要剖析腐蝕原因，以供新建工程參考。公路局自民國 66 年起曾分別邀請國內外學者專家現場堪察研究對策。早期判斷造成損壞之可能原因如下：

1. 採用第Ⅰ種波特蘭水泥較易發生龜裂。
2. 可能採用含有塩份之水或砂石料拌合混凝土。
3. 混凝土配比設計不當。
4. 混凝土施工不當。
5. 鋼筋之混凝土保護層不足，應加厚且施工時不易控制保護厚度在設計厚度以上，厚薄不均勻。
6. 未採用撓度小之ＰＣ梁建造。
7. 橋樑距海面之淨高太低。
8. 在海洋腐蝕的環境下，夏天水汽蒸發或降雨再加上嚴熱之天氣促使橋樑混凝土發生乾濕循環作用。
9. 鋼筋未先做防蝕處理。
10. 橋樑完工後表面未塗刷防水之防蝕塗料。未提早測知橋樑腐蝕情況及早作防蝕適當之因應措施。

日本東京大學岸谷孝一教授曾赴現場勘察，所提出之調查報告建議，爲瞭瞭ＰＣ梁之腐蝕損壞情形，蒐集有關資料以作日後設計及經護參考，必須將舊壞ＰＣ樑至少拖運一根到橋頭空地作詳細檢查，澎湖跨海大橋於 75 年 4 月間拆除部份原橋橋面共吊出 26 孔、30 孔及 74 孔三支ＰＣ梁及 76 孔一支ＲＣ樑以供本次詳細檢查及研究。

三、調查研究試驗方式與範圍

鋼筋混凝土結構物腐蝕調查程序如圖六所示，如同一位醫師診斷一位病患，先根據目視微候如龜裂、剝落等，然後需利用一些診斷技術加強對病因之了解，收集與分析所得調查資料後必須要小心地解說，根據腐蝕機構之知識與經驗當作過濾器評估，再配合結構物之背景資料等診斷腐蝕原因與程度，當惡化現象已被確定，必須考慮在整個結構物上各部份之變化及未來擴展趨勢，估算腐蝕程度及遞增率，並開出處方包括簡單之修理之藥方或需動外科手術，並且於手術後需定期作進一步之檢查工作等。



圖六　混凝土結構物腐蝕診斷流程

利用此方法可對超載、強度降低、化學性侵蝕，環境因子侵入等所引起之惡化病情徵候日漸熟悉，因此可開出更實際有效之處方，而不是僅賴目視如同蒙古大夫只量病人體溫及脈博跳動次數而隨意配藥。

結構物耐久性調查目的須視業主需求而定，必須確定下列各項：

(a)了解環境因子侵入及惡化現況如何？

(b)了解環境因子侵入及惡化率將如何變化？

(c)現在或未來需修理否？若需修理需用何種形態及如何進行修理。

爲達到上述三個目的，所需進行之結構測量可根據下列四大項：

(1)對結構物使用性能背景及其周界環境因素進行瞭解。

需有詳細之結構物環境資料，一般天氣資料及大氣或地面上化學污染標準，和結構物整體和局部之調查資料需比照校對若無此方面資料，則需由測量獲取，須執行現場調查及試驗有關骨材，水泥和混凝土試體驗證與拍照記錄。此外需得知業主對該結構物之使用壽命之要求，可能與原設計年限不同。

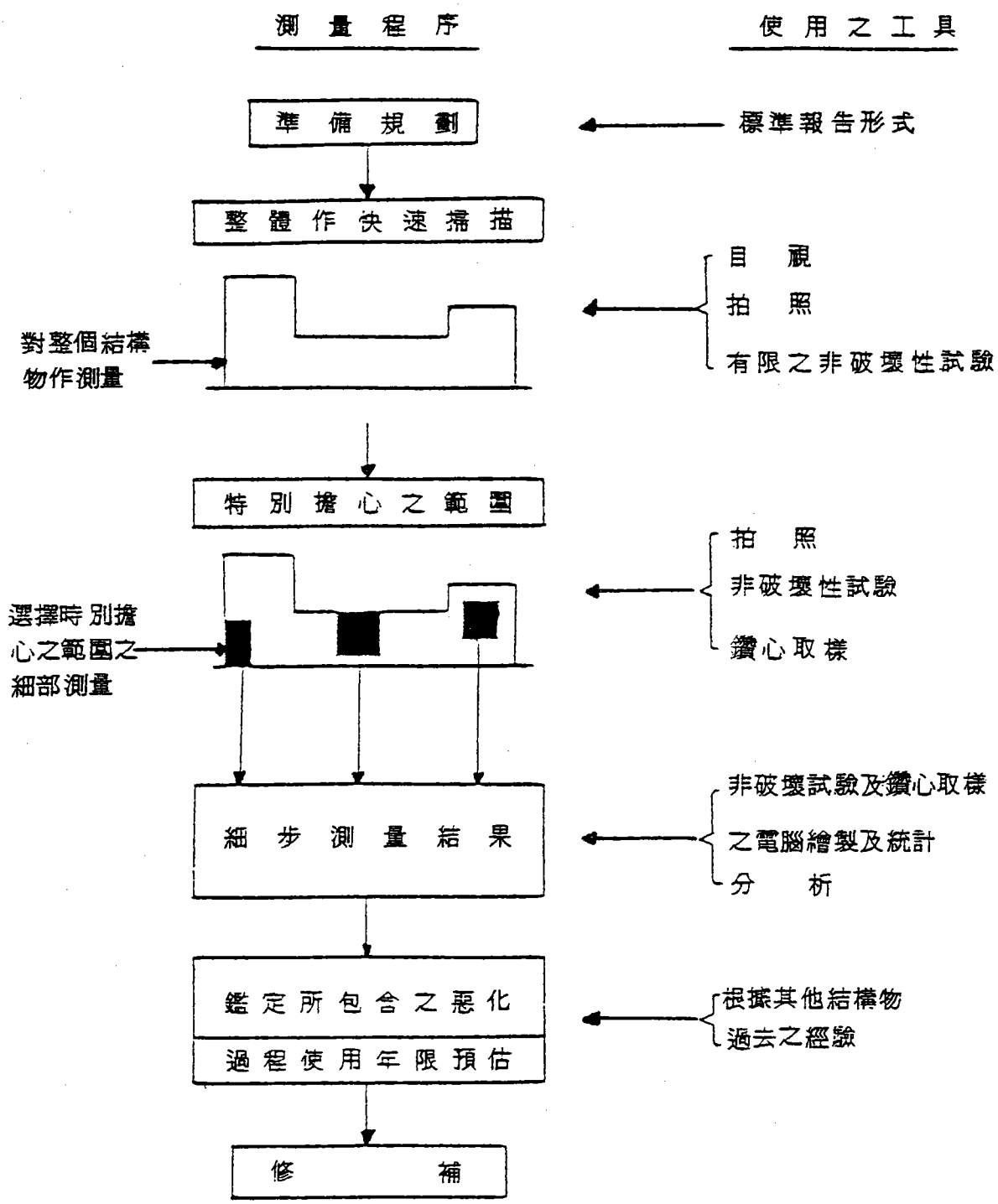
(2)現場調查規範。

定出現場調查規範實際上爲一調查規劃書，建議業主及調查者有關調查之目的，使用之方法及所包含工作範圍，必須包括所有業主可能提供有關測量記錄，同時先製作好表格以便在現場調查時，可以相當有條理地將許多資料記錄下來，此包括測量者計劃調查每一單元及斷面及平面圖可標示調查腐蝕之部位在結構體上之位置，並在部位上定出參考網格，使所得測量資料有所比較。現場規範可提供調查者必須完成之工作進度，使工作能按預定程序進行。例如表面清除及搭直立鷹架等均列入主要測量準備工作範圍，如此有週詳計劃，才可執行工作，不致使工期延誤。

(3)初步測量。

將結構物當作一整體，通常含目視及照相和一些少量的非破壞性測量。初步整體測量爲快速掃描整個結構，瞭解整體損壞特性，再選定某些嚴重損壞部位進行細部調查，選擇之標準通常由非破壞性試驗結果指出腐蝕活性地區，或根據結構物過去是否曾經修理過而需再準備表格，詳細記錄結構物某區域現場調查之特性，圖七爲腐蝕調查程序及所使用之工具概要。

(4)細部測量



圖七　鋼筋混凝土結構物腐蝕調查程序

細部測量爲利用非破壞性調查技術定出混凝土表面層和鋼筋腐蝕情形，同時亦需取混凝土樣品，鉛心試樣之直徑爲 10 *cm* 深達鋼筋處攜回試驗室作試驗分析。

此階段所得測量結果爲提供分析耐久性最重要之資料，非破壞性試驗之成果和取樣資料以標準形式展示，並可用電腦製圖方法繪出等值線圖形。然而最後之解釋必須配合其他測量資料，然後工程師可確定可能發生之災害過程是否正在進行並定出結構物現在及未來之耐久特性及是否需作修理等之分等級工作。

在此必須強調，細部測量可根據業主之需求擬定出所需進行測量工作之詳細程度。通常爲觀測惡化嚴重地區了解惡化之程度，然而有時爲定期檢查以確定其是否合乎規範，例如在橋樑及外海重力式平台測量之範圍可能高達 12 萬平方公尺。

本研究調查工作包括下列各項：

1.本橋樑歷年調查資料之蒐集。

2.海洋環境資料及海水取樣調查。

3.現場非破壞性試驗。

4.大樑混凝土鑽心取樣。

5.實驗室試驗

㈠澎湖大橋歷年調查資料之蒐集

歷年腐蝕記錄之蒐集及分析目的爲初步診斷腐蝕原因之可能性，亦爲現場鑽心試驗及微觀印證之參考。

㈡海洋環境資料及海水取樣調查

本大橋處於海洋環境下，因常年受季節風、海水含塩量高及乾濕循環等作用，因此向中央氣象局蒐集歷年來之氣象資料。了解季節風之方向及溫濕度及雨量之變化，同時蒐集潮汐資料可作瞭解潮汐帶之依據，蒐集波浪資料研判橋樑是否在潑濺區，同時取海水樣分析研判此地之海水化學成份。

㈢現場非破壞性試驗

鋼筋混凝土橋樑耐久性問題產生之原因甚多，包括保護層不足，混凝土施工品質不佳，硫酸塩之侵蝕造成龜裂、剝落因此加速海水中氯化物及二氧化碳和濕氣等腐蝕因子的侵入而造成腐蝕。爲探討原始腐蝕之成因及其影響

性，必須進行非破壞性試驗及鑽心取樣分析、本計劃進行之現場非破壞試驗如下：

1.現場觀察裂縫分佈（ Field Observation ）

僱用漁船巡視各橋孔底面實際損壞情形，並拍照記錄。

2.試驗錘試驗（ Test Hammer ）

混凝土之強度與其硬度成相對比率，而試錘係利用衝錘（ Impact Hammer）撞擊混凝土表面，發生反彈作用，根據反彈力推導混凝土可能之強度（圖八）繪成強度曲綫，可測知各橋孔結構物上表層腐蝕可能分佈概況。

3.超音波測定（ Ultrasonic indirect pulse Velocity measurement）

本試驗係利用超音波脈動傳入混凝土中，並以測波器測定在混凝土中之傳播速度，據此估算混凝土強度。偵測混凝土之均勻性有缺陷，有裂縫或蜂窩等現象（圖九）

4.鋼筋探測儀（ R－Meter ）測試

此種儀器原理爲鋼筋受磁場偏離，可測知鋼筋位置，量測保護層厚度，同時可供鑽心取樣位置選定之參考。

5.腐蝕電位測定

混凝土腐蝕爲一種電化學反應，在鋼筋表面有陰極（鈍態）和陽極（正在腐蝕中）之發展，因此各位置有不同之電位及電流形態，有效地測量某一範圍之電位則可評估在鋼筋表面上發生腐蝕之特性。腐蝕電位可用銅／硫酸銅參考電極測定。(圖10)本次調查使用英國（ Colebrand ）牌腐蝕電位測定儀（ Pathfinder ）附有微處理機可快速定出ＲＣ結構物上之腐蝕電位可同時測定八個點之腐蝕電位（圖 11 ）

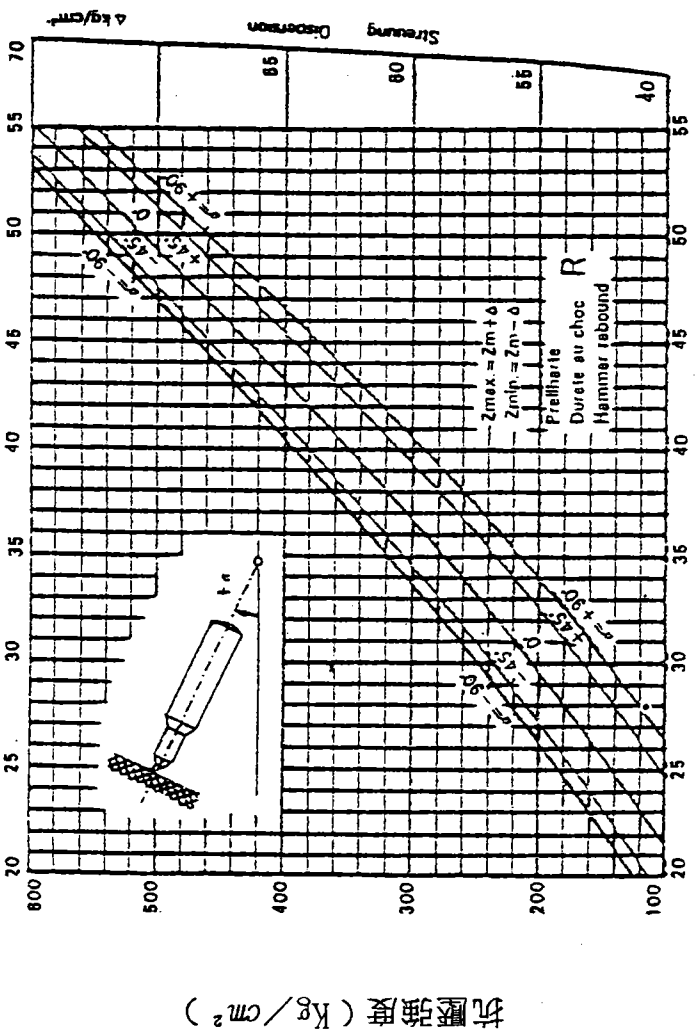
量測腐蝕電位預測鋼筋的腐蝕程度乃由Stratfall 發展出來，係利用電位與腐蝕風險度之關係得一經驗值，通常採用 Van Deveer 腐蝕電位臨界值，即

E＜－ 350 mv ：腐蝕機率＞ 95 %

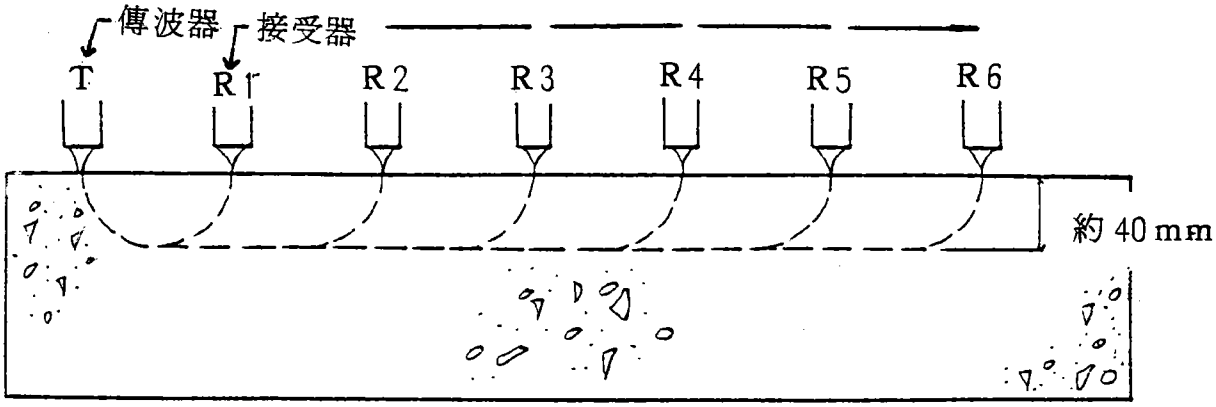
－ 350 mv　E＜－ 200 mv ：腐蝕機率＞ 50 %

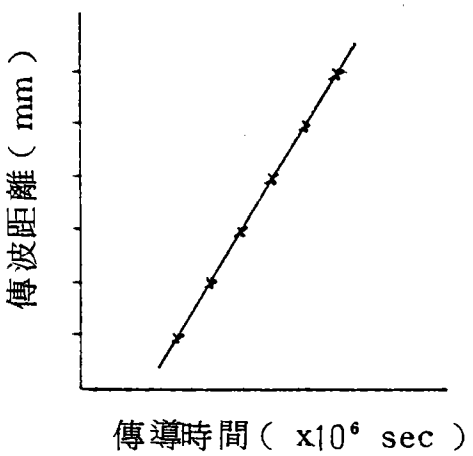
E＞－ 200 mv ：腐蝕機率＜ 5 %

然而上列臨界值可能因環境條件而異，必須實測才能決定各地之腐蝕臨

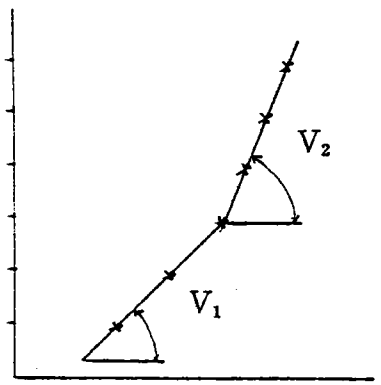


圖八　試驗錘讀數與抗壓強度之關係

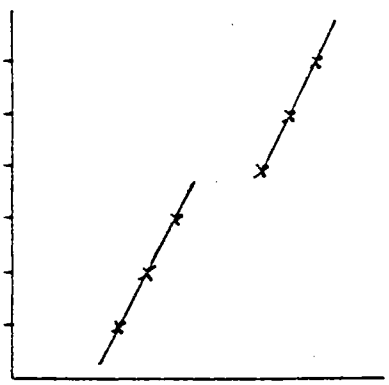




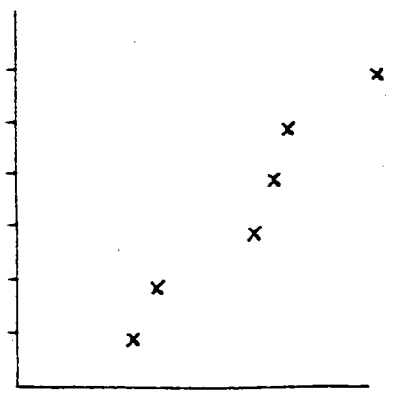
(a)均勻混凝土



(b)面層出現不堅固（ $V_2 > V_1$ ）

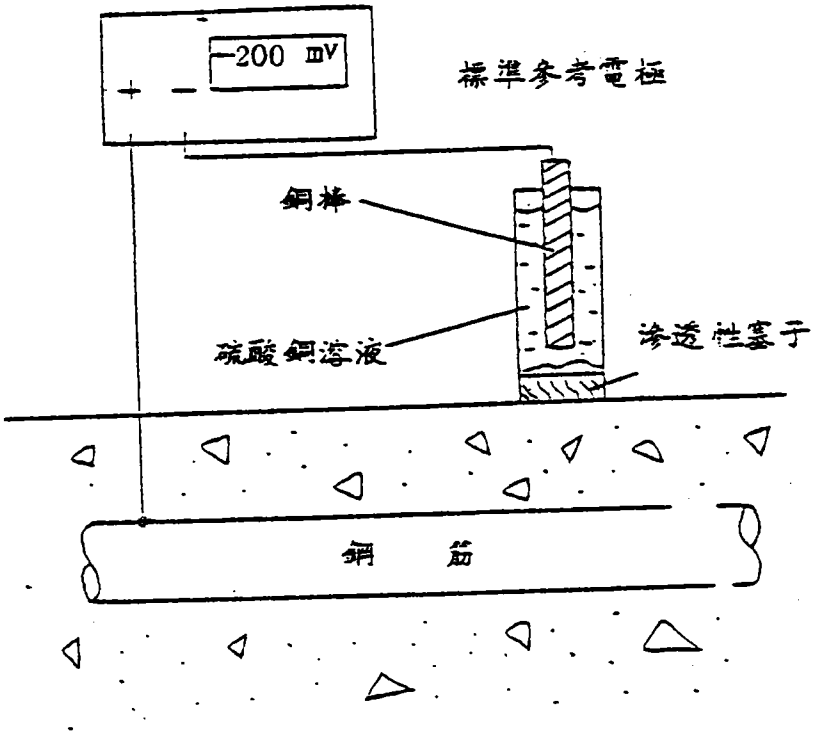


(c)龜裂混凝土造成在龜裂處之時間讀數有分歧

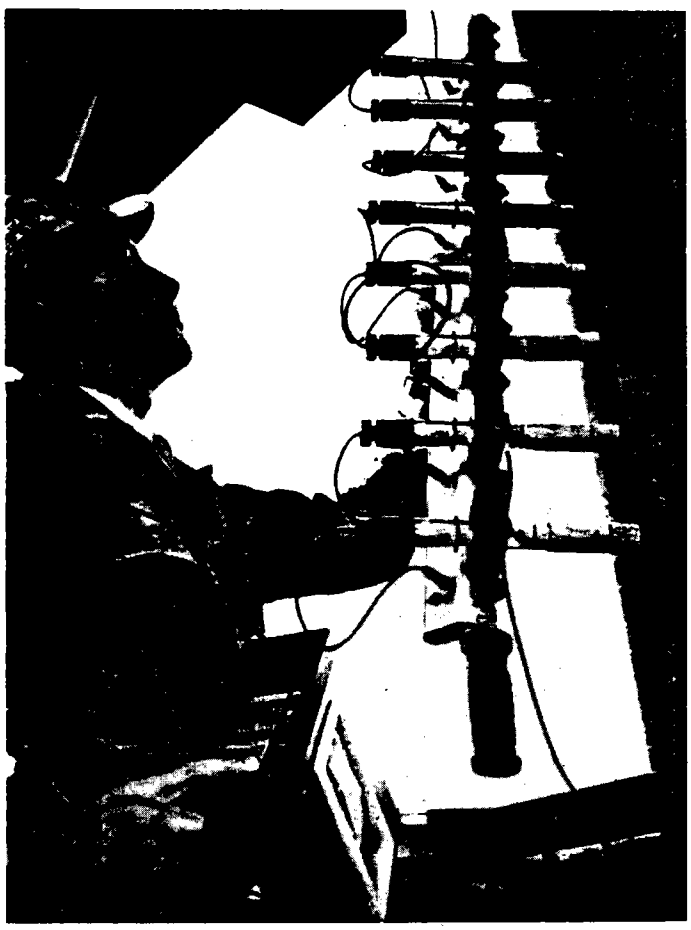


(d)有一些龜裂、蜂窩或不佳表面，因而使結果各點分散

圖九　超音波測量結果顯示之現象



圖十 鋼筋電位量測



圖十一 Pathfinder 量測腐蝕電位法

界條件，故所列數值僅爲參考用。圖 12 爲畫製腐蝕電位曲綫圖範例。

本研究在第 33 橋孔及 59 橋孔內外海測之大樑及橋面各使用超音波，試驗錘測量混凝土強度，R－Meter 測量保護層厚度（圖 13 ），而在公路局所拖吊在大橋兩側陸上空地之 26 、 30 及 74 三支ＰＣ樑及 76 孔一支ＲＣ樑，均進行試驗錘，超音波測試混凝土強度，R－Meter 測量保護層厚度，並用 Pathfinder 測量腐蝕電位（圖 14 ）。

㈣混凝土結構體鑽心取樣

澎湖跨海大橋民國 60 年完工至今已使用 15 年，經過這些年來常久曝露在海洋環境下，混凝土之特性已有改變，惡化程度依海塩侵入程度與當時拌合配比之品質而定，爲瞭解混凝土惡化致因必須鑽心取樣作詳細之物理性及化學性分析。

本研究利用公路局材料試驗所之鑽機在 26 孔 30 孔及 74 孔三支ＰＣ樑及 76 孔一支ＲＣ樑各鑽取代表性之試樣及套管內砂漿帶回試驗室作試驗。

㈤試驗室分析

爲了解ＰＣ樑及ＲＣ樑之混凝土施工品質及氯離子侵入之含量本研究所作之試驗室分析工作包括下列各項：

1.鑽心試體描述

將試體表面展開描繪，由此資料可研判當時使用之混凝土配合比是否適當，老化現象……等。

2. X 光繞射試驗及掃描式電子顯微鏡可剖析混凝土成份及惡化現象。

3.氯離子含量

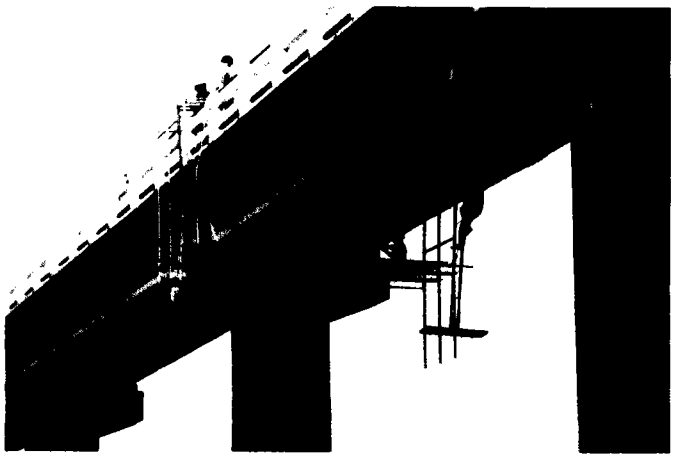
圖 15 爲氯化物侵入混凝土含量之分佈曲綫範例，在不同曝露條件下及距海岸綫長短均會影響海水中所含氯離子侵入混凝土中或在施工中有摻用海砂、海水等本調查所得鑽心取樣試體必須在試驗室進行氯離子分析。

4.抗壓試驗

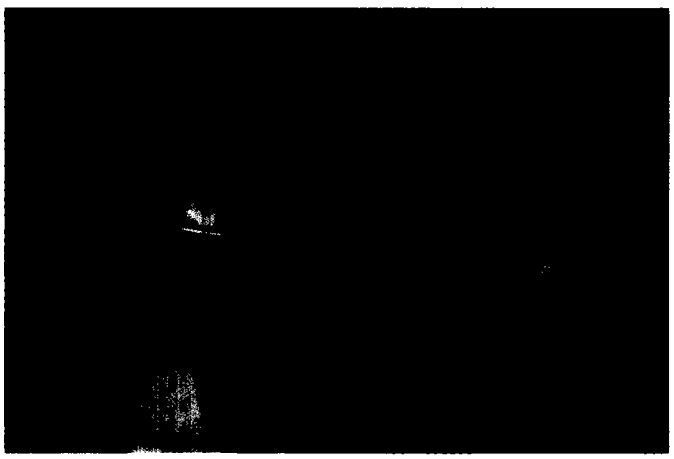
試樣作超音波，試驗錘及抗壓試驗比較分析得出混凝土之抗壓強度。

四、研究結果分析與討論

㈠海洋環境資料及海水化性分析



(a)搭測量工作架



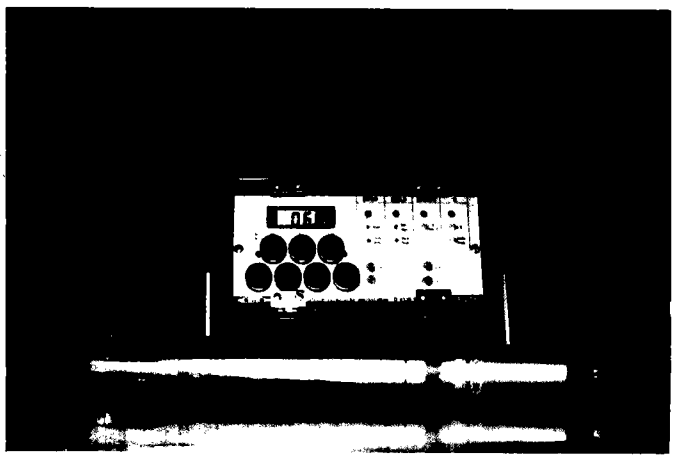
(d)混凝土強度測定（試驗錘）



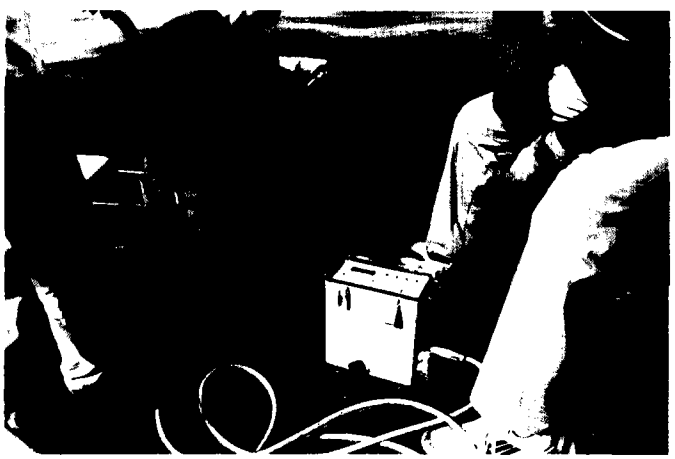
(b)標定測量位置



(e)鋼筋保護層測量（R—meter）

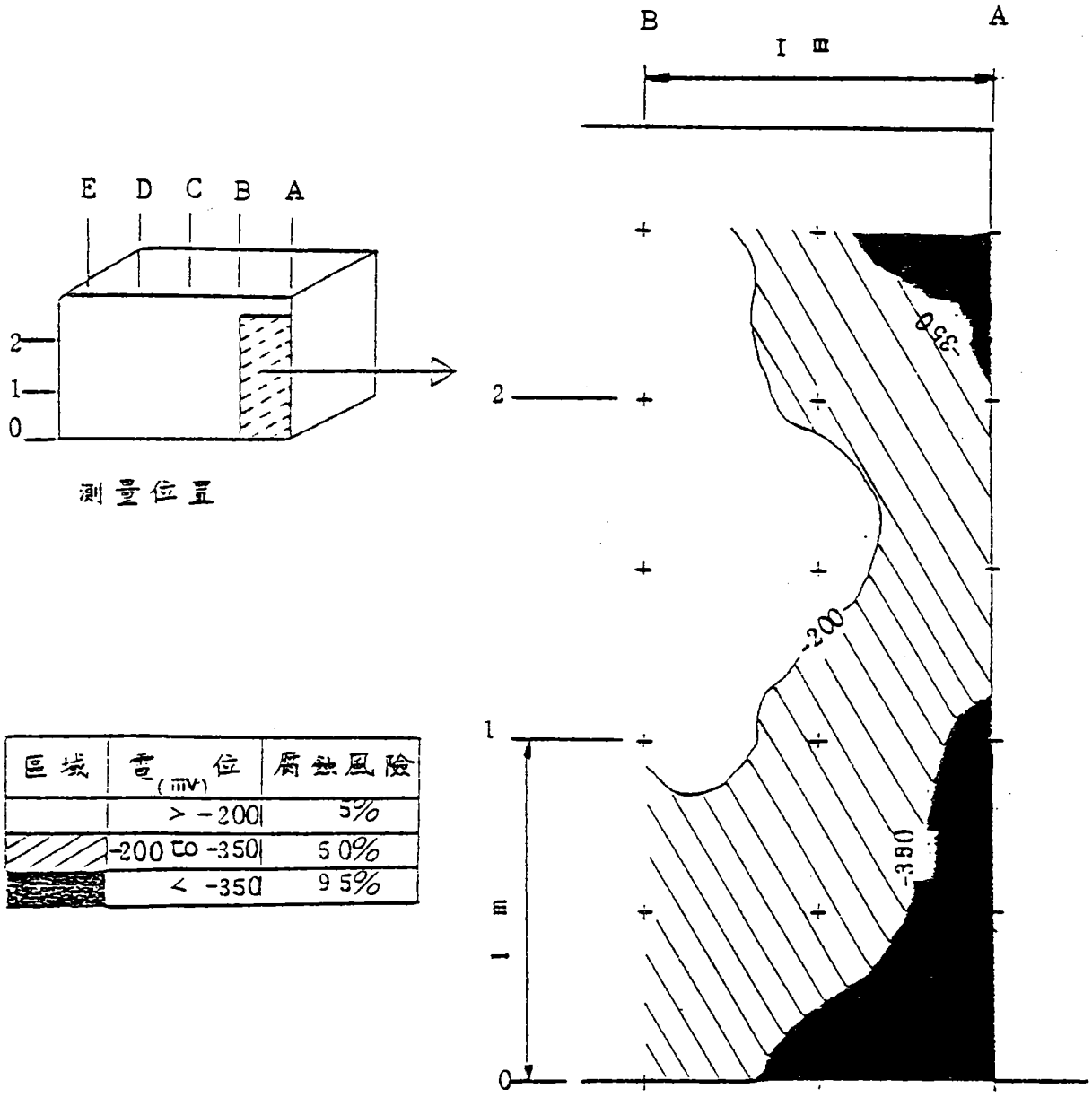


(c)海水水質分析儀器



(f)海水取樣水質調查

圖十三　現有橋樑33孔及59孔進行非破壞性檢測及海水水質調查



區域	電位 (mV)	腐蝕風險
	> -200	5%
	-200 to -350	50%
	< -350	95%

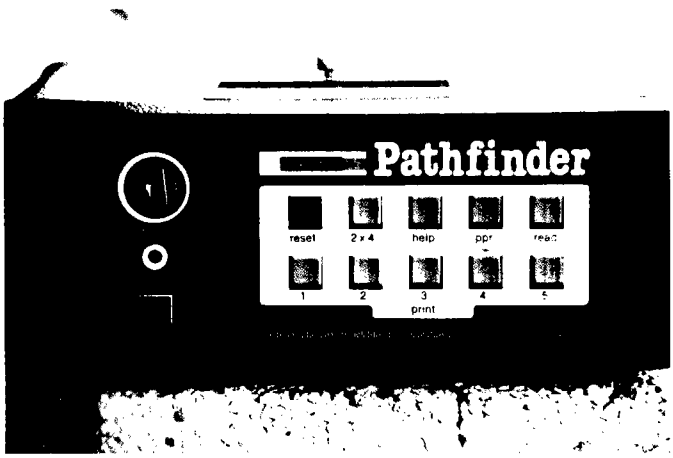
圖十二　等電位曲綫圖



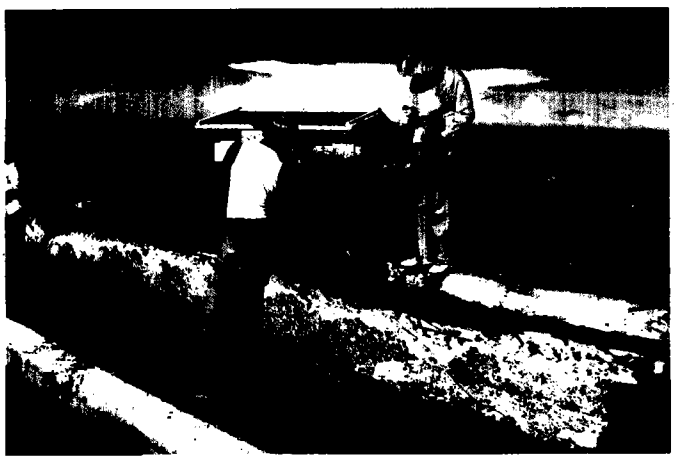
(a)超音波測定



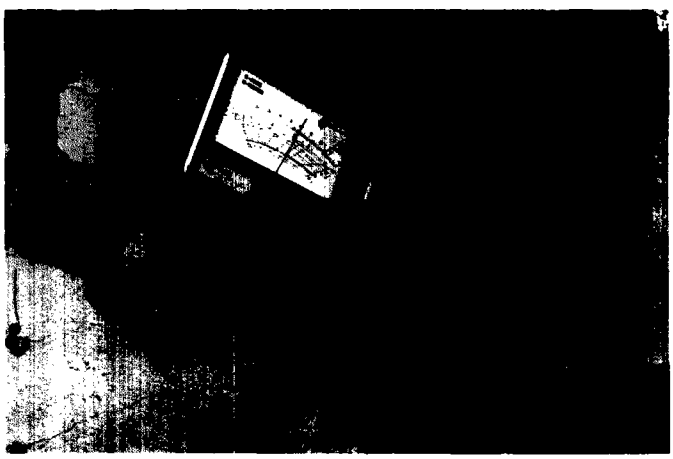
(d)試驗錘測定



(b) Pathfinder腐蝕電位測定儀



(e)腐蝕電位測量

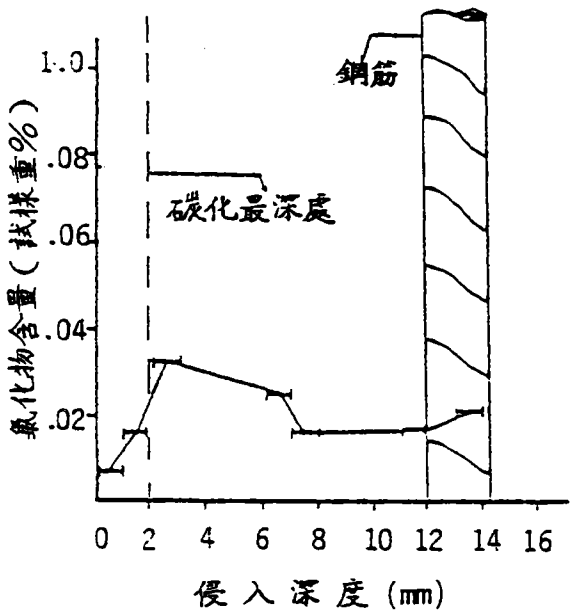


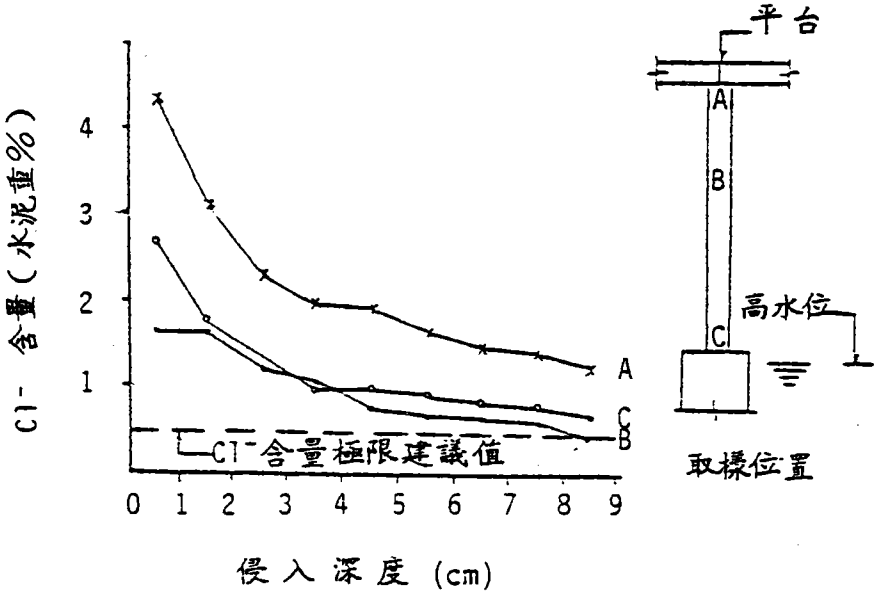
(c) R—meter 測定

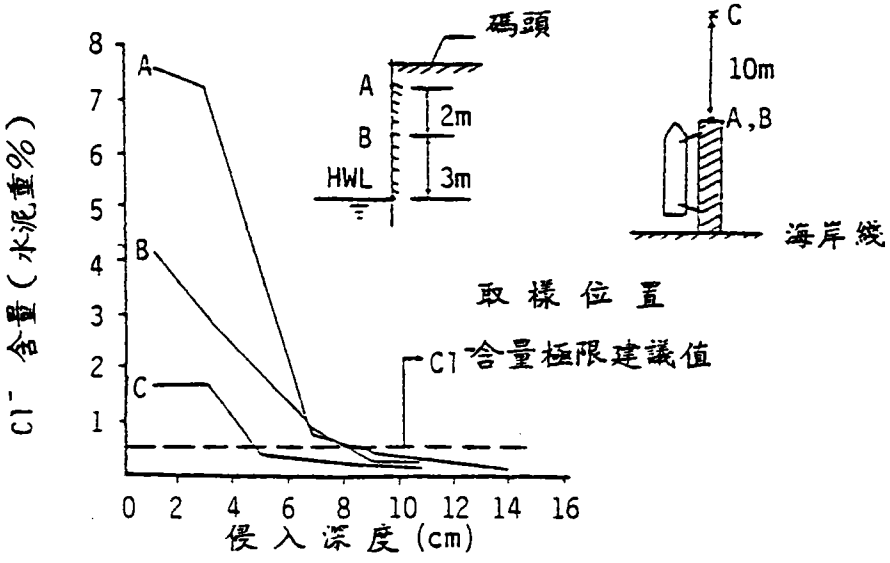


(f)鑽心取樣

圖十四　26、30、74及76孔RC及PC樑進行非破壞性及破壞性檢測







圖十五　氯化物含量分佈曲綫

根據中央氣象局 1971 － 1980 年之澎湖風向風速玫瑰圖資料顯示全年除六～八月有吹西南季風外，其他各月均吹ＮＥ～Ｎ風向之強風，而且該地區之年平均氣溫爲 16.3°～ 28.7°C ，每日氣溫差達 14℃ ，年平均水溫爲 18.3°～ 27.8℃ ，相對濕度爲 77～87 ％，年降雨量僅 1013mm ，年蒸發量約爲 1847 mm，不降雨日數居多，每年乾旱季節長本次調查第 61 橋孔處之海水水質分析結果如表二所示，而表三爲國立台灣大學海洋研究所所作西嶼東側水質分析結果，根據台大報告指出澎湖內灣海水在高溫及高密度養殖下，溶氧量有大量之降低現象，而海水溶氧量降低，因此橋墩之發生腐蝕機率較少，亦一主要因素，根據本次調查所得澎湖跨海大橋 61 孔處海水之塩度爲 4.74～5.04％，海水重比一般 3.5％爲高，因此可見本地區爲高塩度之海域，而且雨量稀少乾旱，同時又缺乏河川稀釋，又受強風吹襲夾帶含有海塩之水汽，侵入橋樑中而造成腐蝕在潮汐方面根據台南水工試驗所報告澎湖最高高潮位爲 4.89m。該所亦曾於民國 54 年接受公路局委託辦理澎湖跨海大橋橋址波浪及波力推算在橋址處之波高爲 2.76m ，因此第 1 ～ 20 孔橋面高程僅 +5.5m ，勢必在潑濺區，若混凝土有龜裂現象，海水中所含氯離子及硫酸塩均易侵入而造成腐蝕。

表二　澎湖跨海大橋第 61 孔處海水水質分析

水深	PH值	溶氧量 (mg／l)	水溫 (℃)	SO_4^{2-} (ppm)	Cl^- (ppm)	S^{2-} (ppm)	Ca^{2+} (ppm)	Mg^{2+} (ppm)	K^+ (ppm)	Na^+ (ppm)	塩　度 ‰
Om	8.5	4.6	21.3	2575	17304	0.0222	189	934	1095	25289	47.386
1m	8.5	4.6	21.3	2569	15962	0.0215	174	956	1355	26632	47.648
2m	8.5	4.6	21.3	2599	16489	0.0215	202	1083	1325	28664	50.362
一般外海	7.5～8.4			2712	19353		413	1294	387	10760	34.919

表三　澎湖西嶼東側海域表面水質分析

月	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
水溫（℃）	18.2	20.7	21.4	28.0	28.3	28.0	30.7	30.2	29.8	29.2
塩度（‰）		35.0	34.3	34.9	35.1	32.8	33.6	34.2	33.8	32.7
PH值	8.5	8.0	8.2	8.2	8.3	8.2	8.1	7.9	8.0	7.8
溶氧量(mg／l)	8.0	7.1	6.2	4.7	4.6	4.3	4.6	4.6	7.7	5.3

㈡現場非破壞試驗

1.現場觀察

現場觀察記錄 33 ～ 71 各橋孔損壞情形，然後與公路局 70 年及 72 年資料繪製腐蝕惡化特徵及位置圖，圖 16 ～18爲範例，此三圖均爲樑之展開圖，最上端者爲外海側，最底端者爲內海側，33 孔爲三支樑，59 孔各爲兩支樑，由此參圖可見於 73 年塗裝防蝕效果不彰，同時可以發現主要龜裂發生於樑中央部份，係因橋樑無法承受超載，首先在中央處發生撓曲裂縫，導致海水及濕氣的侵入而加速腐蝕反應，於是沿著鋼筋走向發生嚴重的龜裂、剝落現象，更使預力鋼鍵相繼發生腐蝕斷裂，嚴重影響結構安全。

2.試錘試驗

第 26 、 59 、 74 及 76 等各橋孔經過試錘試驗，均繪成等抗壓強度圖，圖 19 爲 76 孔強度等高綫圖陰影處爲強度不足部份，即強度低於 300 Kg ／cm^2 極可能爲鋼筋腐蝕最嚴重的區域。

3.腐蝕電位

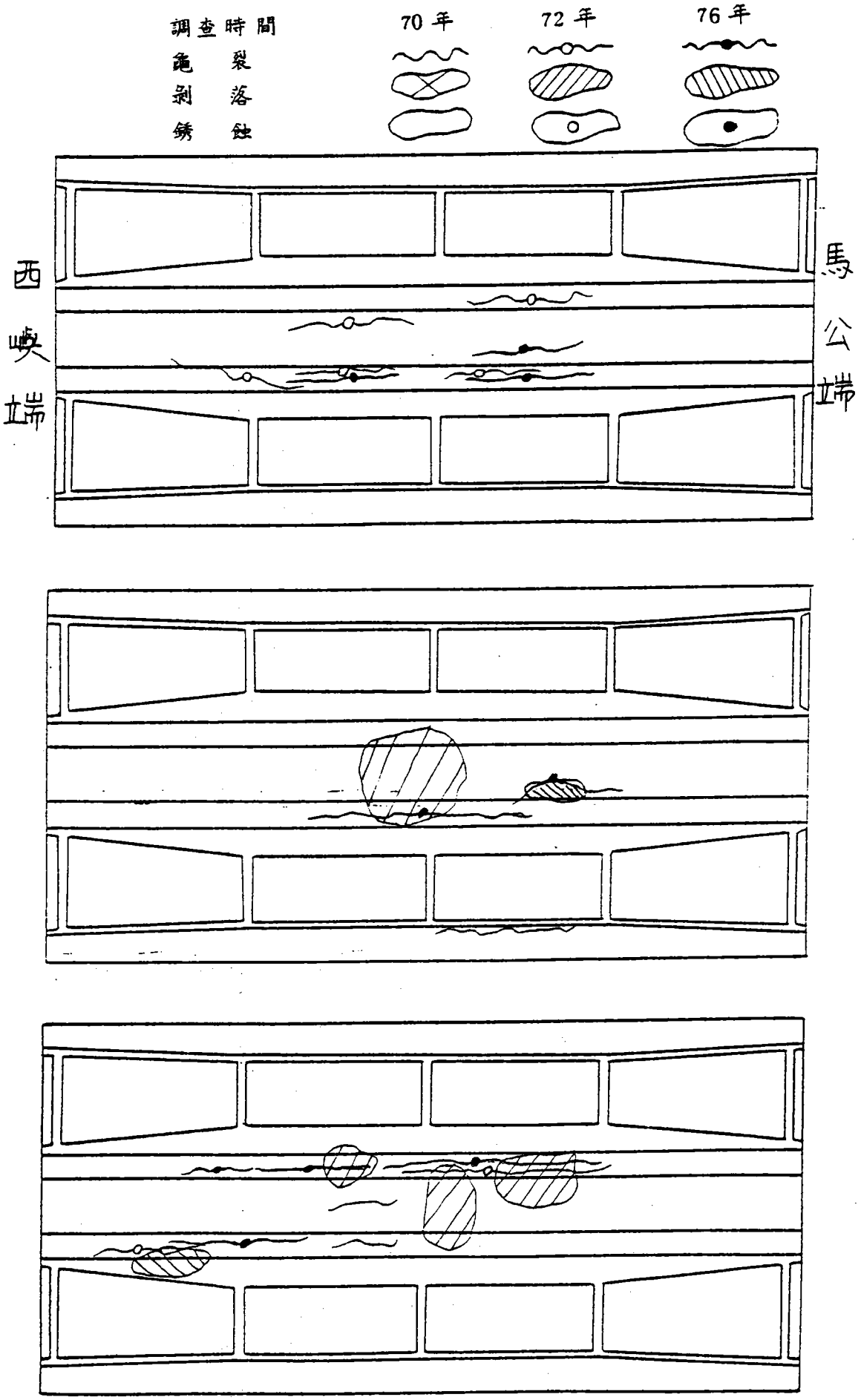
各橋孔之等腐蝕電位線圖均畫出圖 20 爲 76 孔等電位圖範例，很顯然都超過 350ｍｖ腐蝕電位臨界值。

㈢試驗室分析

1.鑽心試體描述

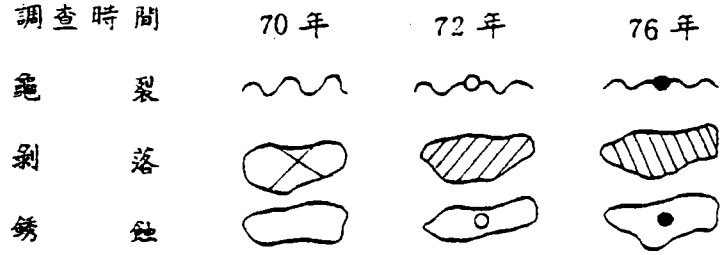
74 孔鑽取 15 個試樣，而 76 孔取 11 個試樣鑽孔編號及位置分別如圖 21 & 22 所示，而圖 23 及 24 分別爲 76-1 及 76 － 2 兩個鑽孔之混凝土鑽心取樣之外觀圖。表四爲各鑽心試體外觀情形描述，表五鑽心試體材料成份表。

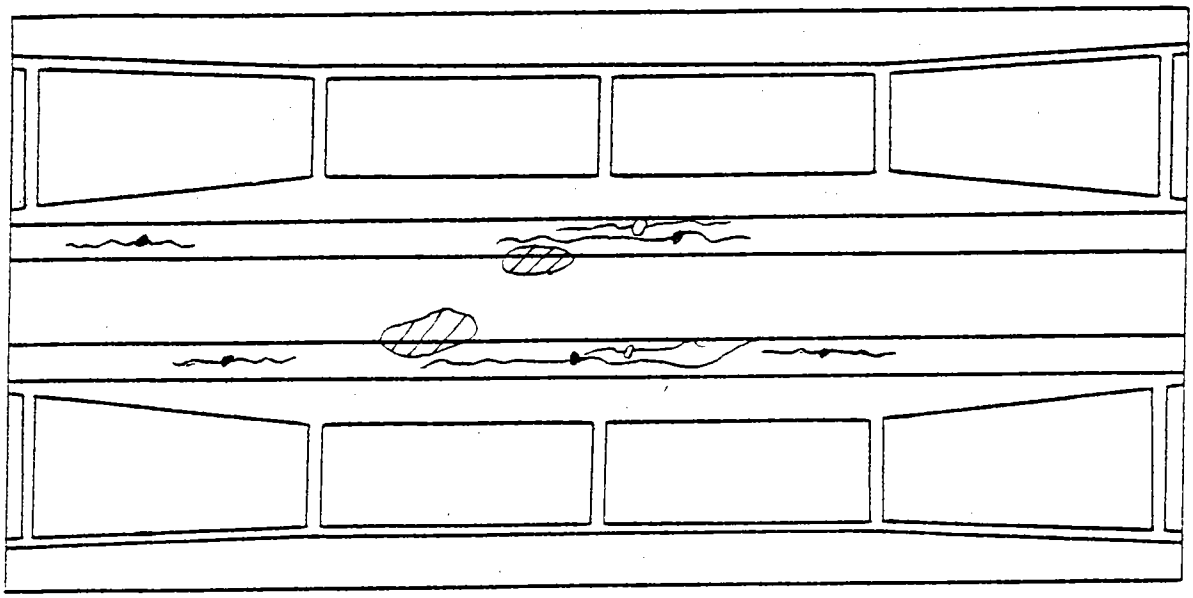
根據ＡＣＩ配比設計法，最大粗骨材料經爲 1 英吋，粗骨材用量約 65 ～ 71％，而本次鑽心試體材料成份分析結果（表五）粗骨材佔整個混凝土比率約在40％～53.5％之間，屬於多漿配比，易產生乾燥改縮，且有級配不良，骨材分佈不均，造成混凝土脆弱面之現象。粗骨材粒形多呈扁平狀，容易造成浮水現象使骨材界面處，停滯很多氣泡無法排除，增加混凝土的透水性，且一旦受到外力，極易沿著介面處發生龜裂，加速濕氣及氯離子擴散，增加腐蝕反應速率。

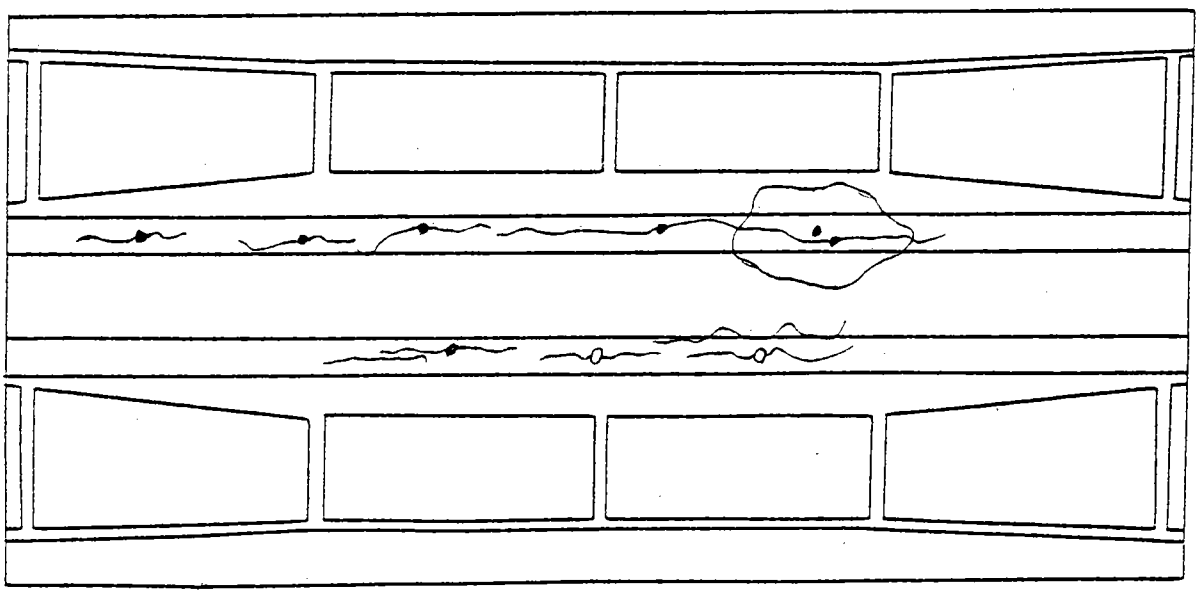


圖十六　33孔腐蝕現場調查

圖　例　說　明

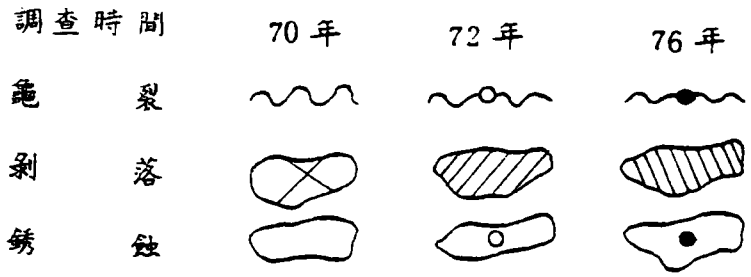


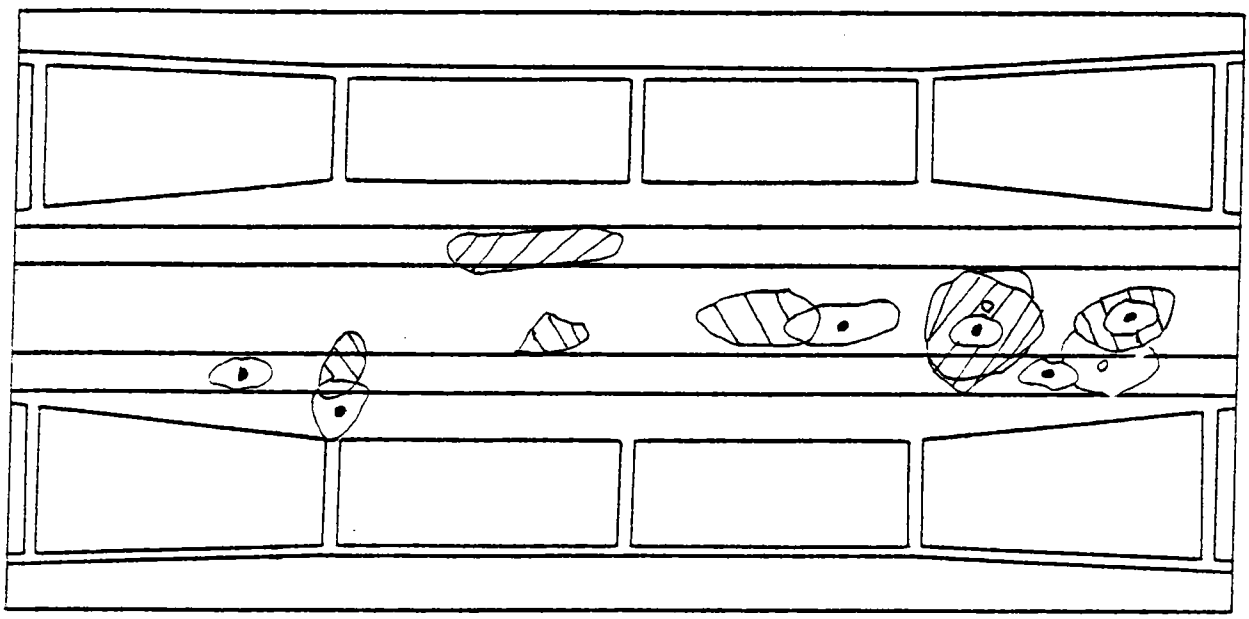


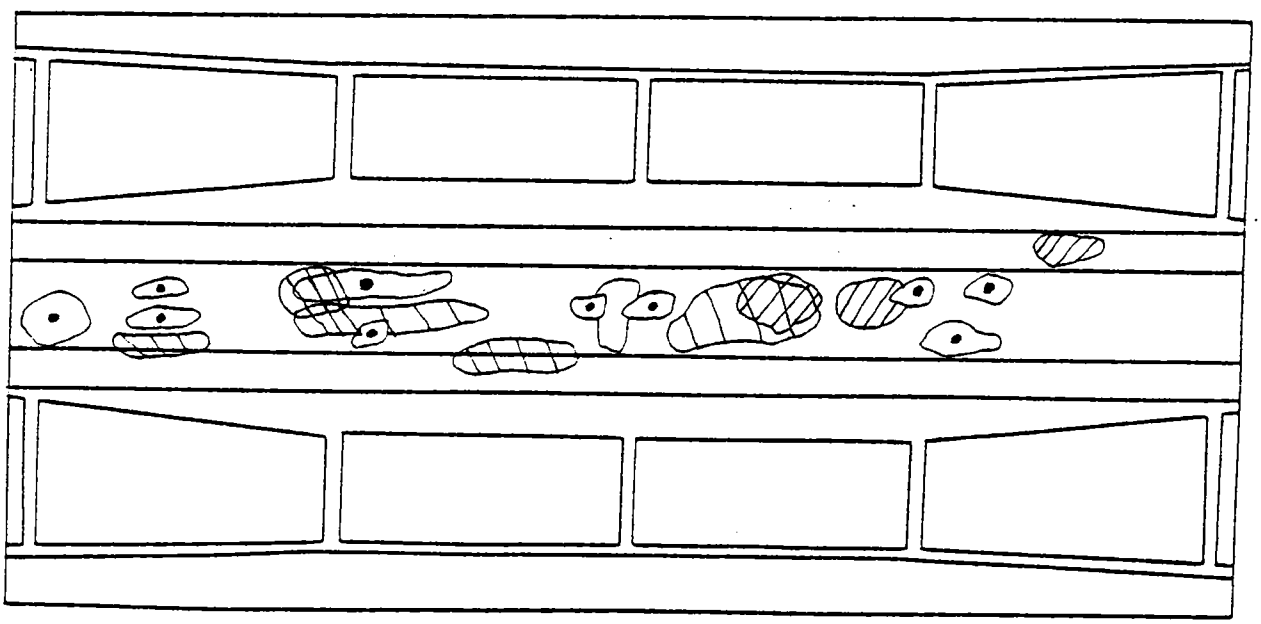


圖十七　59孔腐蝕現場調查

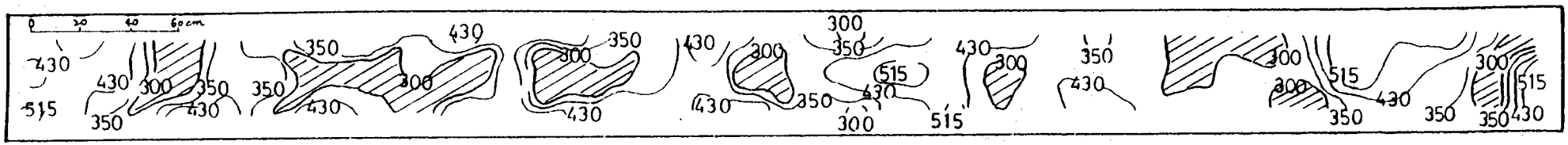
圖　例　說　明



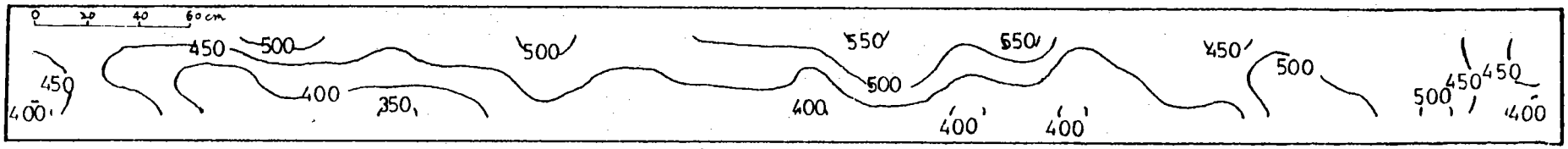




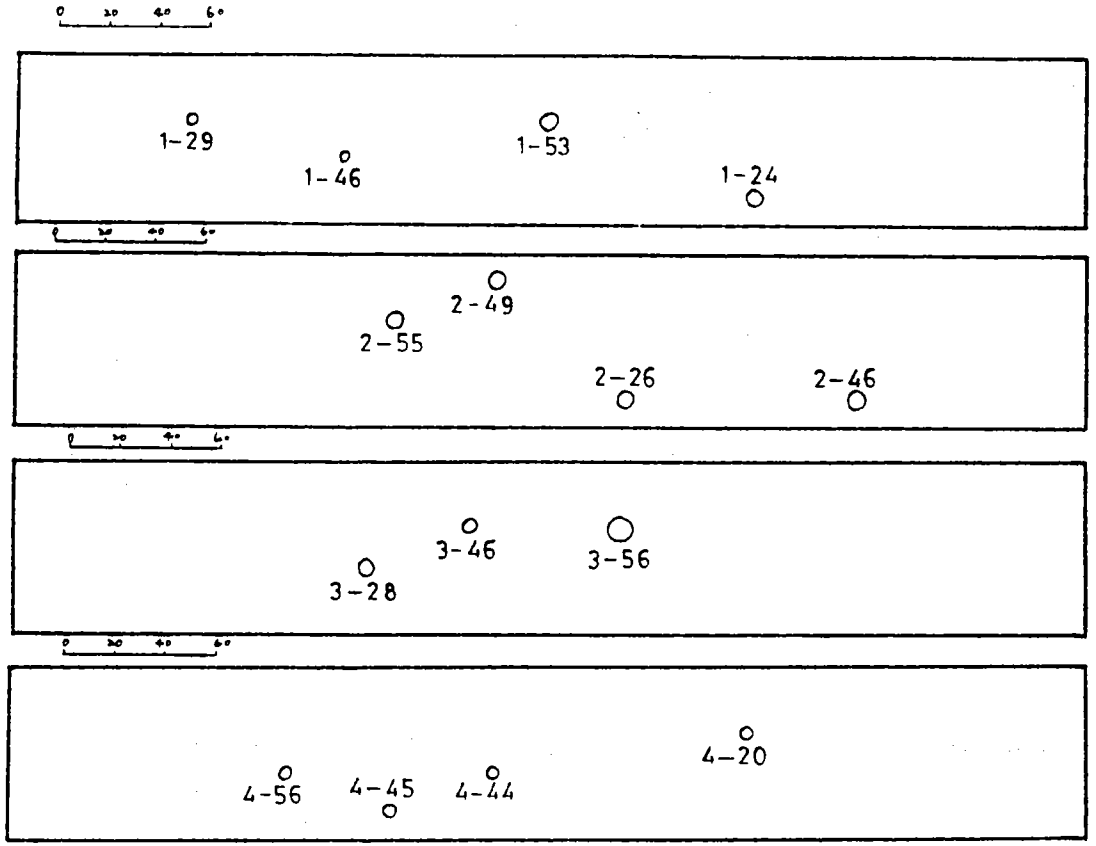
圖十八　66孔腐蝕現場調查



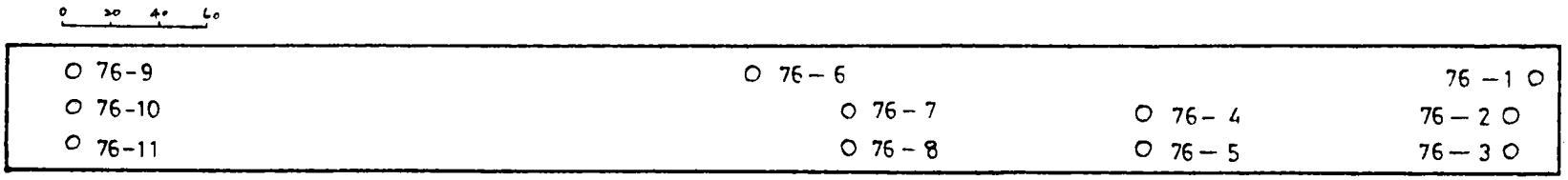
圖十九　76 孔外海側試錘試驗等抗壓強度圖（單位：Kg／cm^2 ）



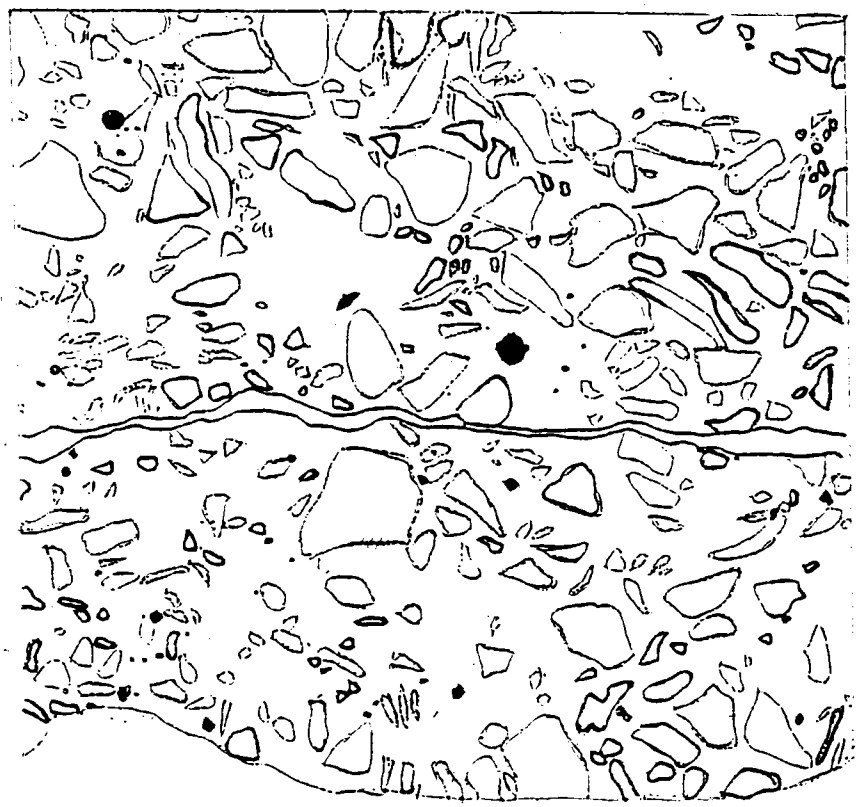
圖二十　76 孔外海側腐蝕電位圖（單位：$X10^{-3}$ 伏特）



圖二十一　74 孔鑽心位置圖



圖二十二　76 孔鑽心位置圖



圖二十三　澎湖大橋鑽心外觀圖（ 76 － 1 ）



圖二十四　澎湖大橋鑽心外觀圖（ 76 － 2 ）

表四　鑽心試體觀察情形

編　號	表　面　狀　況	可　能　產　生　原　因
1 - 24	內部有裂痕，邊有分離現象	
1 - 29	骨材下方嚴重泌水	水灰比高
1 - 48	玄武岩斷裂，界面泌水，泌水處有蜂窩現象	振動不良，骨材扁平，水灰比高。
1 - 53	邊有裂痕，骨材內部有裂痕，鋼筋保護層。	表面敲擊太大或鋼筋膨脹
2 - 26	嚴重泌水，骨材斷裂	水灰比太高，振動不良
2 - 46	泌水現象，非常多之氣孔	搗實不良
2 - 49	空隙深且大	搗實不良
2 - 55	陷氣（不規則形狀之氣泡）	搗實不良
3 - 38	表面修補斷裂，斷裂處有粉質土	修補面並無清洗，振動不良
3 - 46	泌水、氣泡多，裂面有粉質土	水灰比高，振動不良
3 - 47	保護層厚度5.5公分，鋼筋無銹蝕，界面良好，氣孔多，嚴重泌水，	水灰比高，振動不良
3 - 56	鋼筋無銹蝕，混凝土有爆開現象	
4 - 20	泌水現象，邊界斷裂，斷裂面顯示有粉質土，氣泡多	水灰比高，振動不良
4 - 44	界面泌水，骨材斷裂，氣泡多	骨材太細
4 - 45	鋼筋周界骨材折裂，鋼筋保護層7cm	鋼筋銹蝕
4 - 56	修補界面有嚴重泥漿，相當嚴重浮水，氣孔多	骨材扁平、不良
76 - 1	骨材處斷裂，鋼筋界面破裂，界面泌水	骨材形狀扁平，水灰比高
76 - 2	嚴重泌水，裂縫貫穿，已連至表面	水灰比高，應力最大處
76 - 3	嚴重泌水，骨材有裂縫，氣泡多	骨材拌合時裂，振動不良
76 - 4	嚴重泌水	振動不良
76 - 5	骨材周界多孔隙，產生泌水現象	搗實不均勻
76 - 6	骨材中多孔隙，泌水現象，界面少量腐蝕，鋼筋保護層6.5cm	快速冷卻或應力解除
76 - 7	多漿且泌水現象，骨材級配不良，形狀差	搗實不均勻
76 - 8	破裂面泌水現象，骨材級配不良	水灰比高
76 - 9	鋼筋保護層4.5cm，界面已銹蝕，裂痕沿骨材微弱面，氣孔多	骨材分佈不均勻，水灰比高
76 -10	氣孔多，界面分離，骨材有裂痕	骨材扁平且大
76 -11	孔隙多	搗實不良

表五　澎湖大橋鑽心試體材料成分表

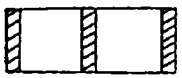
編　號	粗骨材（%）	水泥砂漿（%）	孔隙（%）
76- 1	40	59.22	0.8
76- 2	53.5	45.2	1.3
76- 3	40	57.4	2.6
76- 4	50.7	47.9	1.4
76- 5	45.5	52.9	1.6
76- 6	49.7	47.6	2.7
76- 7	40.7	57.6	1.7
76- 8	50.3	48.4	1.3
76- 9	45	53.3	1.7
76-10	44.5	54.8	0.7
76-11	52.4	46.5	1.1
4-56	51	47.3	1.7
4-44	49.1	49.3	1.6

表六　76孔鋼筋混凝土樑礦物成份分析

礦　物	編號												
	76-1E	76-1C	76-1E1	76-2E	76-7E	76-7E1	76-7C	76-3E	76-3E1	76-3C	76-6E	76-6E1	76-6C
Calcite	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙
Portlandite	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙	⊙
Etteingite	⊙	⊙			⊙				⊙				⊙
Chloroaluminate			⊙		⊙	⊙							⊙
Carboaluminate	⊙	⊙		⊙	⊙		⊙	⊙				⊙	⊙
Vaterite				⊙					⊙				
Cacium Silicute	⊙												
Residual Clink				⊙						⊙			
Brucite		⊙	⊙					⊙	⊙				

註：位置說明

鑽心試體



E　：試體外端
C　：試體中央
E_1：試體內端

2.X光繞射試驗及S、E、M混凝土病變分析：

圖25及26分別爲代表性之X光繞射分析圖及掃描式電子顯微鏡（S、E、M）晶相圖，而表六爲76孔鋼筋混凝土樑礦物成份表，其中方解石（Calcite）碳鋁酸塩（Carboaluminate）Vaterite，氫氧鎂石（Bracite）等均爲碳化產物、鈣凡石（Ettringite）爲受硫酸塩侵蝕之再生成物，氯鋁化物（Chloroaluminate）爲受海水中氯化物侵蝕生成物。

根據X－ray繞射分析結果（表六）鋼筋混凝土表層發生碳化現象，使混凝土失去鹼性，喪失對鋼筋的保護作用，再加上混凝土本身多氣泡造成高透水性，乾縮及撓曲所造成的裂縫，使氯離子及濕氣更容易侵入，破壞鋼筋表面的氧化膜，加速腐蝕，76－7，76－6，76－1等均有氯化物侵蝕反應。其次我們可從微觀照片找到混凝土受到碳化及氯化物侵蝕的証據。

例如圖26(a)中爲多孔狀刺球爲C－S－H受到氯化物侵蝕的生成物。而圖26(b)可看出受到少許硫酸塩侵蝕再度形成的鈣凡石（Ettringite）而在圖26(c)之上角爲未受硫酸侵蝕作用之單一硫酸塩（Monosulfate）結晶。

由X－ray繞射分析及SEM微觀照片相互印證結果，可得知混凝土受侵蝕的程度及鋼筋快速腐蝕的眞正原因。

3.氯離子含量

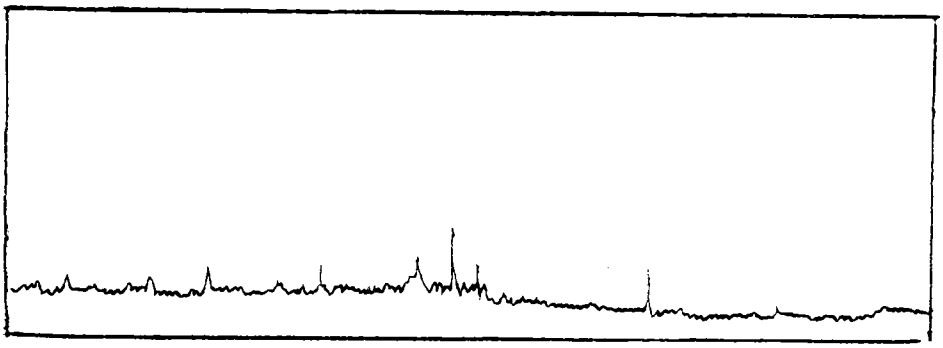
由於氯進子會破壞鋼筋氧化膜加速鋼筋腐蝕，故混凝土氯離子含量不宜超過1200PPM，而由表七得知混凝土外部之氯離子含量遠過此量，且配合各鑽心位置圖可看出氯離子含量多寡有下列的趨勢。

(1)混凝土迎風面的氯離子含量遠多於背風面，甚至已滲入樑內部，故樑中央處之氯離子含量有部份大於外部。

(2)氯離子含量比較，樑中央處大於兩側，樑底部處大於樑內部，蓋由於中央發生撓曲裂縫，使大量氯離子滲入之故。

4.抗壓試驗

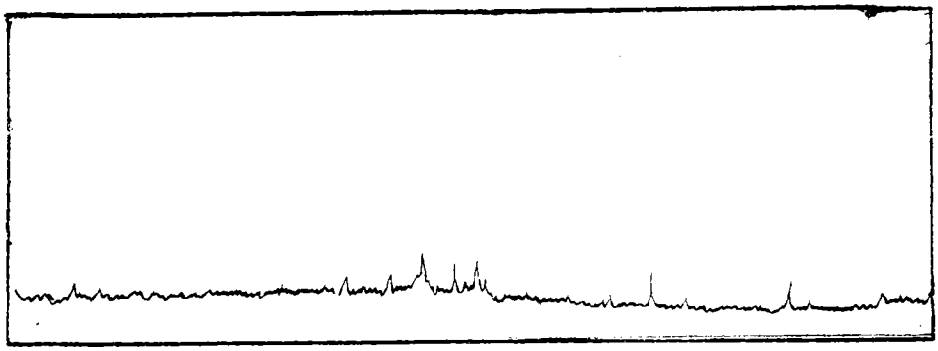
如表八所示。鋼筋混凝土結構，鑽心試體抗壓強度普偏低於350Kg／cm^2，配合鑽心外觀圖分析結果，其粗骨材含量低，且含有大量的泌水



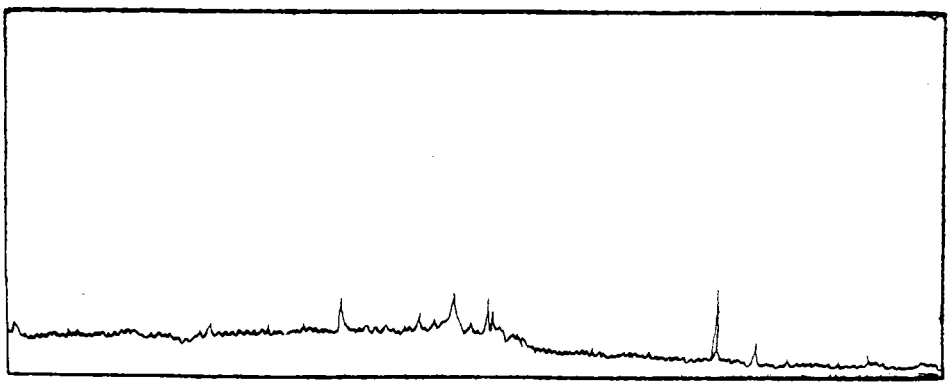
76-1E



76-1C



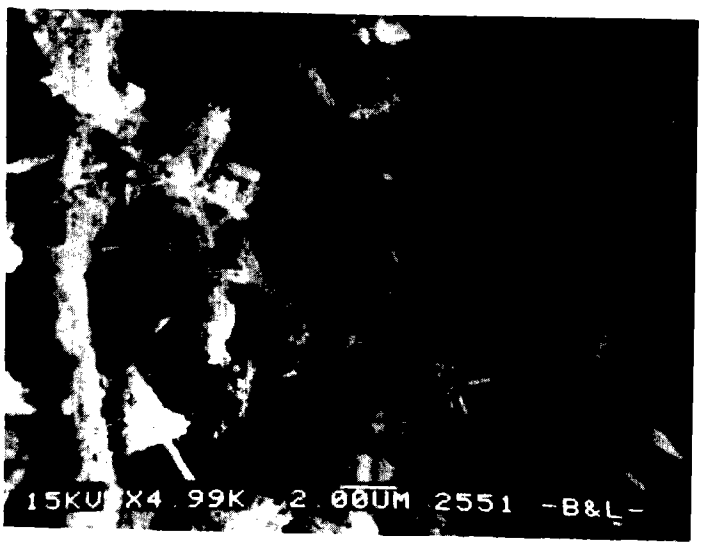
76-E1

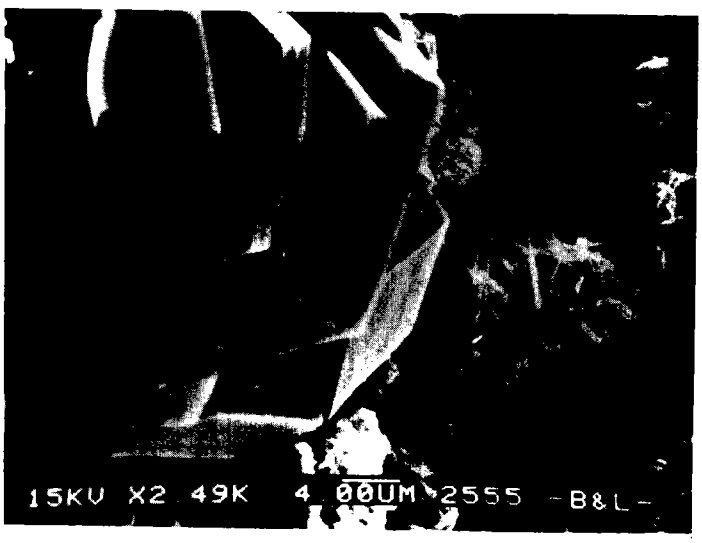


76-2E

圖二十五　76－1孔X光繞射分析圖







圖二十六　2－55中試體S、E、M圖

表七　氯離子檢驗報告表

編號	76-1E	76-1C	76-1E1	76-2E	76-3E1	76-3C	76-3E
離子濃度(P.P.M.)	10879	11503	2012	2737	14059	4730	705
編號	76-6E	76-6C	76-6E1	76-7E	76-7C	76-7E1	
離子濃度(P.P.M.)	14643	803	1142	15083	4339	674	
編號	砂	石					
離子濃度(P.P.M.)	606	404					

表八　鑽心試體抗壓強度

編號	76-1	76-2	76-3	76-4	76-5	76-6	76-7	76-8	76-9
抗壓強度(kg / cm²)	289.4	206.5	383.6	263.5	272.2	282.8	351.4	296.4	203.3
編號	76-10	76-11	1-24	1-29	1-48	1-53	2-26	2-46	2-55
抗壓強度(kg / cm²)	282.2	389.9	434.4	335.0	403.4	305.4	425.0	460.4	379.0
編號	3-28	3-46	3-47	3-56	4-20	4-44	4-45	4-56	2-49
抗壓強度(kg / cm²)	253.2	385.6	493.3	313.1	311.1	279.1	414.2	444.0	370.8

氣泡，可知其品質控制不良，故其強度普遍降低。

而在預力樑部份，大部份均合乎規定，部分抗壓強度很高，但試錘試驗強度卻很低，可以顯示外部鋼筋已腐蝕造成混凝土保護層被擠而鼓起，然而內部混凝土仍完好。

㈣原設計資料及調查資料檢討

⑴混凝土配合檢討

根據施工報告指出本橋混凝土拌合用之粒料均爲碎石，採石地點距工地約12公里之牛礁尾（赤崁附近），砂採用黃色之海砂，而拌合用水採自距工地30公里之山水，本工程使用普通卜特蘭水泥，拌合時加入水泥量1%之波索蘭（pozzlith＃10）以提高混凝土之早期強度，經試驗、二天之養護可達預定之強度245 Kg／cm^2（設計強度350 Kg／cm^2 之70％）每立方公尺混凝土配合如表九。

表九　每立方公尺之混凝土配合表

粗骨材最大粒徑	塌　度	單位水量	單位水泥量	水灰比	絕對細骨材比	砂　量	石　量	Pozzolith ＃10	備　註
25mm	5～7 cm	180 Kg	460 Kg (9.2包)	39％	38％	665 Kg	1,085 Kg	4.60 Kg	f_{28}=350Kg/cm^2

根據上述資料水泥用量水灰比應該是合乎要求，然而限於當地施工用砂有限不得不使用海砂，若能採用卜特蘭Type Ⅱ或Ⅴ水泥將較爲理想。

⑵橋墩工程檢討

本橋基礎施工時因顧及體積龐大（55 m^3 ～ 280 m^3），水泥使用量1820包（未包括損耗）必須一次灌完，如使用一般混凝土施工，進度太慢，因此採用預鑄混凝土施工其優點如下：

(a)施工迅速，一天用2,000包水泥乃屬常事，較一般混凝土澆鑄約快十倍。美國Mackinac 橋基施工記錄爲24小時完成4,780 m^2 。

(b)機具簡單，拌合機、灌漿泵均小巧，易於移動，管道搭設亦甚輕便，不若一般混凝土拌合機設備之龐大與複雜。

(c)適於水中施工。預鑄混凝土因有助注劑及預鑄石料，與水之親和性低，不若水中混凝土之易於流散，且絕無分離現象。

(d)漿液之流動性及滲透性大，又以壓力灌擠，故可達成密實之混凝土。

(e)因注漿中摻有飛灰，飛灰中之矽化物、鋁化物與水泥中之水化石灰、游離石灰結成矽酸鈣及鋁酸鈣物（ Pozzolanic action ），水密性增大，可阻止海水中鈉、鎂、鈣之硫酸鹽浸蝕混凝土，增長混凝土之壽齡注劑中之(f)鋁粉可使預壘混凝土之漿液在乾結時體積反而膨脹，故無收縮龜裂之現象。美國Holder 水壩工程曾對於一般混凝土與預壘混凝土進行收縮試驗，前者收縮係數約爲 $500 \times 10^{-6} \sim 600 \times 10^{-6}$ 後者約爲 200×10^{-6} 。

因此可以歸納預壘混凝土之特性爲：

- 水泥用量減低
- 可連續施工減少接縫
- 早期強度低
- 乾縮量低
- 水化熱低
- 水密性高
- 耐久性強

（由於飛灰作用）

- 黏結力強

適於水中灌置 （ 由於助注劑作用 ）

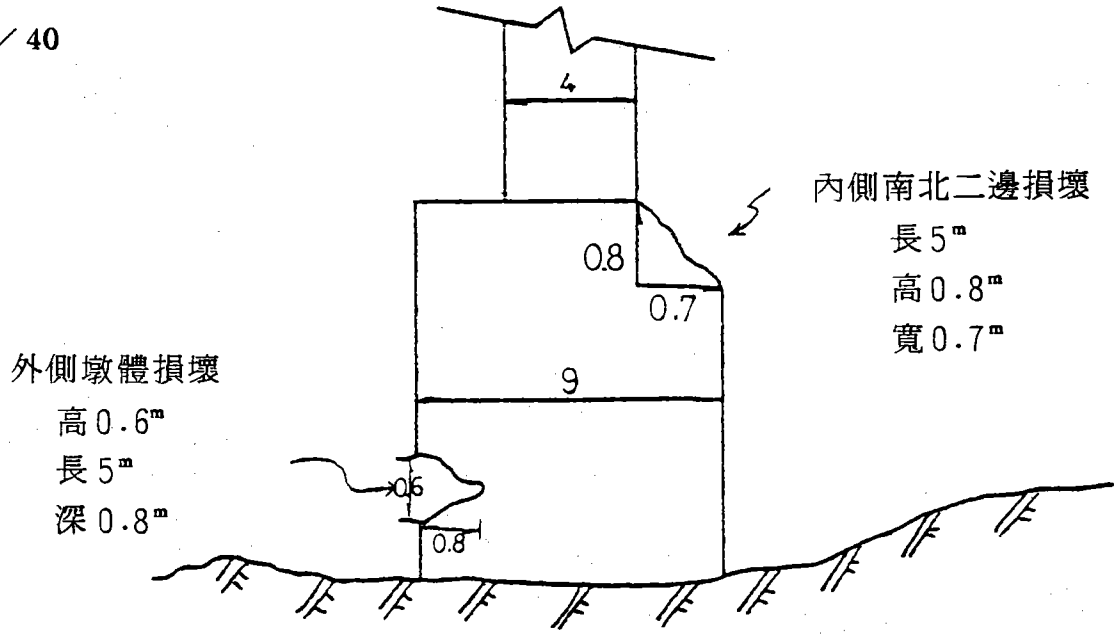
公路局曾於民國 73 年 6 月曾派潛水人員赴各橋墩檢查，表十爲勘查結果損壞情形，而圖 27 及 28 爲兩個橋墩損壞之示意圖，由這些損壞之案例觀之，本大橋之橋墩損壞乃因波浪之動力作用所造成之冲蝕現象，破壞處大多數在直角之轉角處或基脚受冲刷，因此建議爾後有角隅形狀結構需加額外保護，而且保護層必須充分夯實，厚度合乎規定而基脚必須有護基結構，以防冲刷。

(3)橋樑應力腐蝕及其對策

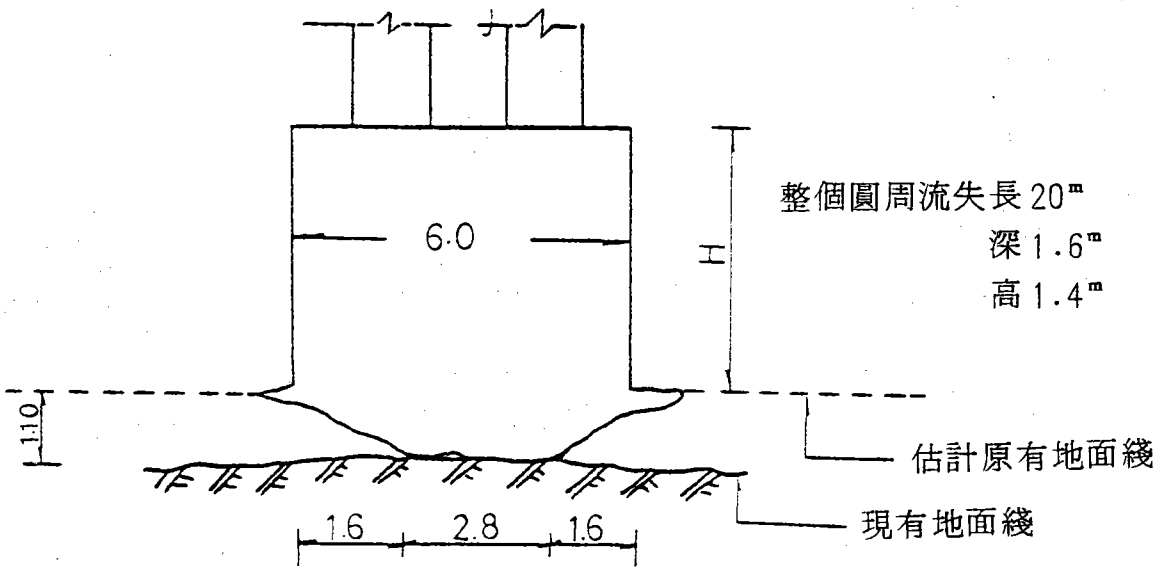
根據銹損部位資料顯示，大多發生在密鋼筋結構體底部之水平部位，卽產生張應力較大處，裂縫方向爲水平，與主筋方向平行如大梁底，隔梁底，面版底等處，而在稀鋼筋結構體之垂直面卽產生壓應力者所能發現垂直方向裂縫者均甚少，充分顯示混凝土保護層因受拉力而產生之細微之裂縫，因而導致海水蒸汽之滲入爲造成本橋快速銹蝕之主因，另外水汽垂直上升觸遇橋底版水平結構時，窒留時間較垂直結構體爲長，相對濕度高亦爲銹蝕原因之一，因此建議近海之橋樑如其上部結構之高程無法提高時，儘可能設計拱橋

表十　澎湖跨海大橋橋墩損壞情形統計表

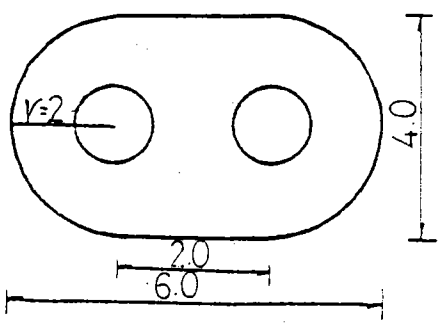
橋墩號數	檢查日期	橋墩層數	勘查結果
第31.號	73. 6. 12.	一	1.內側南北二邊損壞，長5M，寬0.7M，高0.8M。 2.外側墩體損壞，長5M，深0.8M，高0.6M。
第33.號	〃	一	外側墩體損壞，長6M，深0.6M，高0.8M。
第34.號	〃	二	1.第一層外側墩體，墩面均有流失。 2.第二層外側墩體與內側墩體均損壞。
第35.號	73. 6. 13.	四	外側墩體流失，長5M，寬1M，深0.8M。
第36.號	〃	二	外側北邊損壞長9M，寬2M，深0.8M。
第37.號	73. 6. 14.	一	內側墩面北邊損壞長5M，寬1.2M，高0.8M。
第38.號	〃	一	內側墩面流失長5M，寬1M，高0.8M。
第59.號	73. 6. 19.	一	流失情況嚴重，整圓周流失長20M，深16M，高1.4M。
第60.號	〃	一	底部基礎可能爲砲砧釘，穩固性較差。 北邊基礎流失長5M，寬1M，高0.8M，南邊流失高1M，長13M。
第62.號	73. 6. 18.	三	1.第一層內側基礎流失長4M，寬1.5M，深0.5M。 2.第二層內側南邊，墩面流失長1M，寬1M，深0.3M。
第65.號	73. 6. 16.	三	1.第一層墩底流失長15M，高0.6M，深0.9M。 2.第一層墩面流失長2.5M，寬1M，高1.0M。
第66.號	〃	三	第一層墩底流失長2.5M，高1M，深0.8M。
第67.號	73. 6. 15.	三	第二層墩面內側流失長5M，寬0.8M，高0.8M。
第69.號	〃	二	1.第一層墩內側損壞長10M，寬0.5M，高0.8M。 2.第一層墩外側損壞長5M，寬0.8M，高0.8M。



圖二十七　31 號橋墩損壞示意圖



基座周長＝ 2 × 3.14 × 2.5 + 4 ＝ 19.70m



圖二十八　59 號橋墩損壞示意圖

，可消除上述銹蝕發生致因，ＰＣ樑活載重所產生之振幅較ＲＣ橋爲大，樑體中央部位之底側撓度亦較大，因此塩份易侵入而造成腐蝕，可選用比混凝土具有彈性，水密性之防蝕塗料於施工剛完工後立卽塗裝可防塩份自混凝土表面滲透而達耐久性。

五、結論與建議

根據本次澎湖跨海大橋腐蝕調查研究可得出下列結論與建議事項：

㈠結論

1. 澎湖跨海大橋於民國 59 年底完工，60 年開始通車，因暴露在距高潮位 3～6 公尺之海面上，長期受海水及鹽霧侵襲，因此通車不及七年就普遍發現大樑混凝土龜裂，保護層脫落，鋼筋繡斷，部份預力鋼索外露繡斷，雖儘力設法研究維修可是仍繼續腐蝕而嚴重影響行車安全，故已於民國 73 年 7 月開始改建路堤，使用壽命僅及 14 年，與一般橋樑設計期望值 40 年相差甚多，爲剖析腐蝕調查研究方法，因此行政院科技顧 問組委託本所（港灣技術研究所）進行本澎湖跨海大橋腐蝕調查研究工作。

2. 腐蝕災害致因，工程師們至今仍在探索中，仍未明其因其理由爲混凝土本身非均質，病變檢查方法有限，雖目前已研發一些非破壞性及鑽心儀器與技術鑑定環境因子侵入程度及鋼筋混凝土腐蝕損害情形，然而相當有限，仍以目視爲主以及修理技術不彰，修理後可能隨時再度發生損壞。有些結構目視尙未見到明顯的災害跡象，然而結構強度日益降低。因此有關鋼筋混凝土耐久性之檢查工作，相信經常性作全面檢查，並對嚴重腐蝕區作細部檢查，可提早作防範工作，延長使用壽命，免得發生嚴重損壞後再耗資巨額重修。

3. 本大橋耗資新台幣壹億零肆佰肆拾伍萬元，歷時五年，工程人員克服種種困難完成，然而臨海之鋼筋混凝土維護保養工作一直不受重視，因此當發現腐蝕後雖作維修工作，但爲時已晚，雖然花費叁仟多萬元之維修，仍無法達到防蝕之效果，假定設計者當初有防蝕觀念，能事先考慮防蝕對象，將可使橋樑之使用年限達到設計標準。

4. 目前本大橋低橋部份（卽第 1 － 31 、72 － 76 橋孔），花費近二億元

改建兩側爲混凝土擋土牆之路堤，長爲1,218公尺，留有二個拱橋40公尺，而高橋部份（即32－71橋孔），在民國73時以塗裝作防蝕處理以防惡化，並觀測其防蝕效益，而國防部爲國防需要，建議高橋部份亦應改爲路堤，工程費約需六億伍仟萬元，雖然整座大橋花費約八億伍仟萬元改建，但事實上並未解決腐蝕問題，濱海公路橋樑之腐蝕問題仍然存在，因爲在設計及施工時，均未考慮腐蝕及防蝕（譬如說在鋼筋上以紅丹塗裝，並置於陽光下（易使紅丹粉化），將來使用在混凝土內必定問題重重。

5. 從本腐蝕調查研究知該橋之損壞原因有四：

(1)在設計時未特別考慮該橋係建在高濕高腐蝕區，經年受季風之凌虐，海水鹽量高，且受乾濕之循環作用等因素，卻僅使用一般橋樑設計準則，因此使得該橋極易發生腐蝕損壞。

(2)在施工時，搗實不良，振動不良，使得材料析離，泌水性增高，所以海水極易滲入混凝土內，促成鋼筋腐蝕。

(3)使用期間，經常在超荷重之負載：因此大樑產生撓曲及裂縫，因無聘用防蝕專業人員及使用防蝕技術作適當之補救措施，因此使海水更易滲入混凝土，加速鋼筋腐蝕。

(4)在該橋發現腐蝕當時，並未應用本次調查工作所用之非破壞性檢驗法，及鑽取試量分析，研判混凝土惡化與鋼筋銹蝕程度，以作評估維修之方法及使用材料依據並早作維修工作，而僅根據目測結果評估，使得維修方法及使用材料未盡抑制腐蝕之效，因此逼得該橋走入必須重建之命運。

6. 港灣技術研究所此次受行政院重託辦理鋼筋混凝土腐蝕調查，主要目的爲本所爲海洋，港灣專業學術研究單位，能結合國內工程界專家，對此問題作深入之瞭解，以便理論與工程實務能結合在一起，本次委託研究計劃除對澎湖跨海大橋腐蝕現況作一般專業了解外，並且積極建立腐蝕之研究方法且已經瞭解腐蝕研究重點，本所現亦正進行『港灣鋼筋混凝土耐久性研究』，調查台灣五大港口腐蝕狀況，且與中鋼公司、工業技術研究院工業材料研究所合作研究『台灣海域之腐蝕特性防蝕設計及材料之選用與開發』，致力於建立國內海洋結構物耐久性設計與施工規範

及偵測剖析現有海洋ＲＣ及ＰＣ結構物腐蝕致因，並願意協助工程單位偵測及剖析現有混凝土結構物腐蝕情況。

㈡建議

1.本島地處極易腐蝕之海岸環境下，但至今尚未建立海岸環境下之預力及鋼筋混凝土結構物之設計與施工規範，請政府有關單位儘速檢討並訂定規範，以確保工程品質。政府應結合工程單位及學術研究單位展開這方面之研究工作。港灣技術研究所願意負責策劃成立此項大型研究工作，而且應儘速引進有關防蝕技術、防蝕材料選用、現場非破壞性檢查方法及判斷技術等新科技，以提高國內鋼筋混凝土腐蝕之研究水準。

2.在海域橋樑或港灣ＲＣ及ＰＣ結構物設計規劃時，必須作海域環境條件、防蝕材料選用及施工技術等之評估，並且預測海域ＲＣ及ＰＣ結構物可能發生破壞之原因，最適當的方法爲施工時安裝腐蝕偵測系統。因此當發現銹蝕時，可即時作維修處理，並寬列預算，才能達到抑制腐蝕之效果，否則將逼結構物必須重建。

3.ＰＣ及ＲＣ橋樑結構物調查及維修工作，應由有防蝕經驗的人員參與，才能把這些實際調查及維修經驗，偵測結果彙整剖析後，作爲設計與施工之依據，並且可提昇國內橋樑防蝕之技術水準。

4.在設計時必須考慮橋樑結構之動態行爲，預估可能龜裂處採用柔性設計以抑制外界有害物之侵入，並調查本國車輛載重及輪胎間距，以爲國內橋樑設計載重之依據。

5.在施工時必須嚴格遵循ＡＣＩ 318 之規定外，並需遵照海洋混凝土結構物設計與施工規範，以確保優良之混凝土品質及耐久性。

6.橋樑設計時應預估未來交通量之需求，並且與未來交通量之需求相配合，而施工完成後及使用期間應嚴格限制車輛載重，平時對橋樑結構作定期非破壞性檢查工作，必要時，需委託學術單位鑽心試驗，評估維修方法及選用材料。

7.從力學分析顯示當時使用ＡＡＳＨＴＯ Ｈ2Ｏ 之設計並不適合當地運輸業載重之需求，而且在該址設計型式不宜採用冂型，因爲海水、大氣容易集中在橋樑上，造成相對濕度高，而易發生腐蝕，建議採用拱橋樑或於工程完工時，即行塗刷防蝕塗料，以防止海水鹽份侵入。

8.國內有關ＲＣ及ＰＣ腐蝕調查研究、維修技術、經濟效益及實務工程經驗等之研究心得，應定期舉行學術研討會，以推動國內海洋混凝土之研究技術水準，確保工程結構物之安全。

9.澎湖大橋之腐蝕研究初期工作已經完成，而目前第二期拓寬及改建工程正在施工中，需繼續進行腐蝕調查工作尤其值得做的是本工程舊有橋樑必須拆除重建，因此，可利用拆下來之橋樑進行非破壞試驗，這是一般正在使用之橋樑所無法執行的。所得寶貴數據對國內在海洋混凝土結構物防蝕設計與施工規範之建立具有相當的價值。

六、參考文獻

1.“澎湖跨海大橋設計書”，台灣省公路局澎湖大橋工程處編印，民國 68 年 3 月。

2.“澎湖跨海大橋施工報告”，台灣省公路局澎湖大橋工程處編印，民國 68 年 5 月。

3. "PENG HU BRIDGE INITIAL VISUAL INSPECTION" MOTT, HAY & ANDERSON FAR EAST, HONGKONG MAY 1984.

4.岸谷孝一，澎湖跨海大橋腐蝕之調查報告”，民國 71 年 8 月。

5.林岡照，“澎湖跨海大橋檢查報告”。民國 70 年 12 月。

6.“澎湖跨海大橋檢查資料表”，公路局第三區工程處第六工務段製，民國 71 年 2 月。

7.“澎湖跨海大橋檢查報告表”，公路局第三區工程處第六工務段製，民國 72 年 10 月。

8.澎湖跨海大橋腐蝕損壞照片，民國 68 年及 72 年。

9.省公路局，“澎湖跨海大橋改建路堤計劃簡報”，民國 75 年 5 月。

10.省公路局，“澎湖跨海大橋現況及改建計劃”，民國 76 年 2 月。

11.中華顧問工程司，“澎湖跨海大橋改建路堤對漁業生態影響評估先期報告”，民國 76 年元月。

12.中央氣象局，“氣象報告彙編”，第四編 1971 ～ 1980 。

13.台南水工試驗所，“台灣電力公司澎湖火力發電廠暴潮及溯上推算研究報告”，民國 75 年 12 月。

14.台南水工試驗所，“澎湖跨海大橋橋址波浪及波力推算報告書”，民國54年12月。

15.林維明“鋼筋混凝土耐久性檢查及修護概說（上）”防蝕工程第10期76年9月，pp 63－78

16. Taylor woodroow Research Laboratories " concrete in the oceans Marine durability Survey of the Tongue Sands Tower" Cement & Concrete Association England U.K. 1980.

17. Van Daveer J.R. "Techniques for evaluating reinforced Concrete bridge decks" Journal of the Amecican Concrete Iustitute, Dec. 1975 pp.697-704.

18. Brown R.D. "Investigation of concrete Structcres. Methods used to establish the nature of Problems" Paper presented at the north west Region concrete society, Symposium on Problems with concrete Dec. 1985.

海洋混凝土工程研討會

從澎湖跨海大橋腐蝕探討海洋鋼筋混凝土橋樑

主講人：林岡照

一、前　　言

十六年前跨海大橋通車時，曾經轟動東南亞地區工程界，事實上，它也給澎湖帶來繁榮，沒有跨海大橋不會有今天那麼令人嚮往的澎湖，現在國人提起澎湖便聯想到跨海大橋。

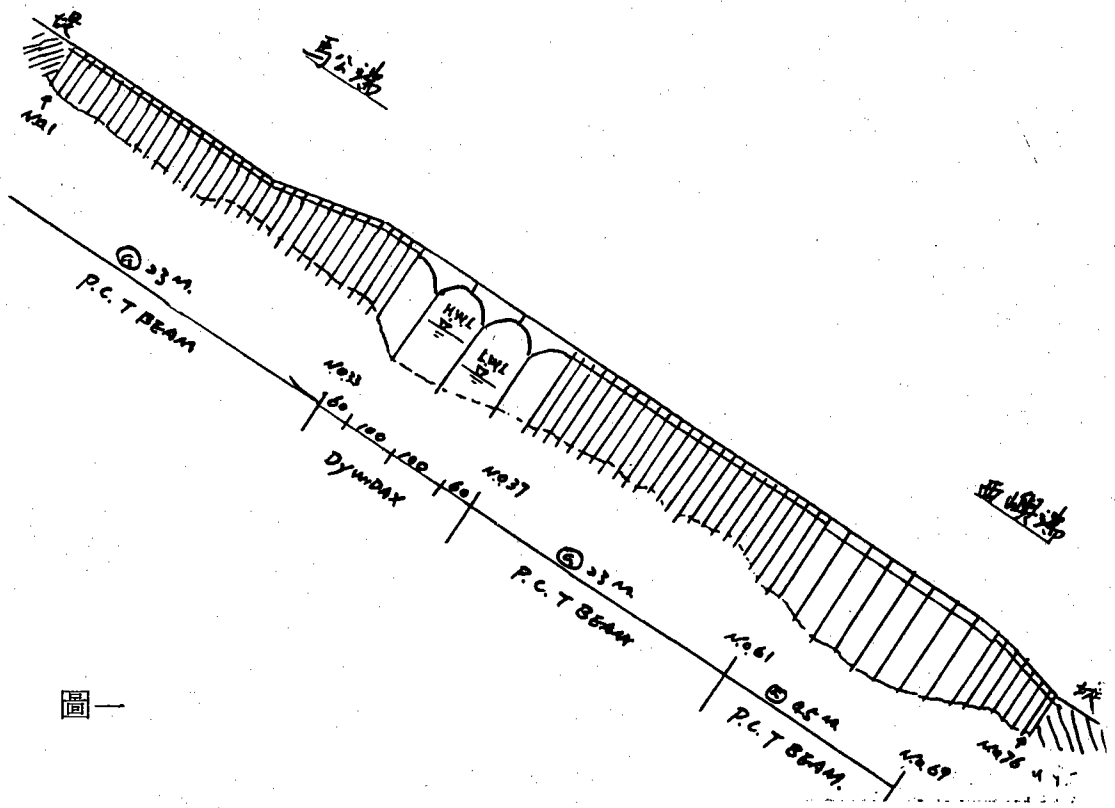
幾年前當跨海大橋腐蝕嚴重的消息傳開後，再度引起國人的關心，尤其是土木、材料及化學等工程界最爲熱衷，由質疑它腐蝕嚴重的眞實性，繼而探討我們整個自由地區之工程環境，長期承受環海塩蝕，乃至工業化汚染可能爲害的嚴重情形，這種關心擴展到一般民衆甚至決策階層，防蝕研究及工程界人士多年倡導國人重視我們海島國家防蝕觀念之苦心，終有迴響，國人對防蝕觀念因此產生相當程度的共識，此次研討會中共有數節探討此橋，足見其被重視之一斑。

筆者有幸參予跨海大橋養護工作，七年多來眼看它腐蝕逐漸嚴重之變化過程及嚐試以化學材料補修及防蝕之情形，參閱有關資料探討腐蝕原因，希望建立正確之海洋橋樑防蝕觀念，以導出較確實之海洋橋樑設計及防蝕原則

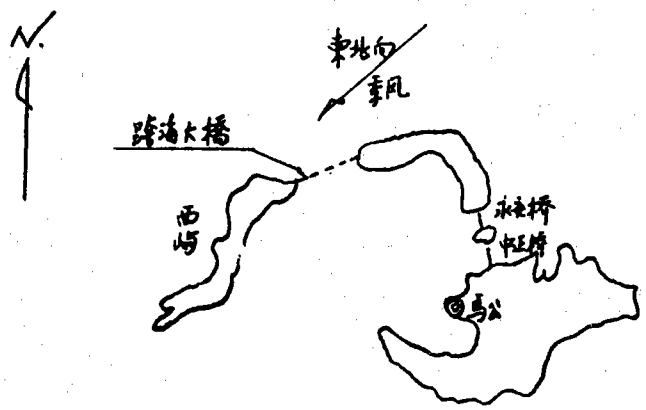
，俾供參考。

由於筆者從事於土木工程之設計、監造工作，不擅長鋼筋混凝土中各種材料之研究，所幸前數節中，有多位專家學者針對此橋腐蝕因素中有關品質方面的問題另做檢驗及評估探討，故下面所介紹的僅針對此橋規劃設計背境結構型態，依據個人長期觀察分析研判，并做概括性推測，以便將來規劃設計參考，免再踏覆轍。

甲、由於下列因素，使跨海大橋成爲國內有志於海洋鋼筋混凝土研究者之典型試體：附圖一、二



圖一



圖二

一、此橋建造完成於民國五十九年、六十四年起便陸續發現腐蝕，繼而以化學材料塗補整修，七十三年起基於通車安全，針對低橋予分段改建爲路堤，此時其中之部份橋孔之大樑已不堪使用，這些過程都發生在短短廿年內，其背境資料之查證搜取以及現場印証都容易。

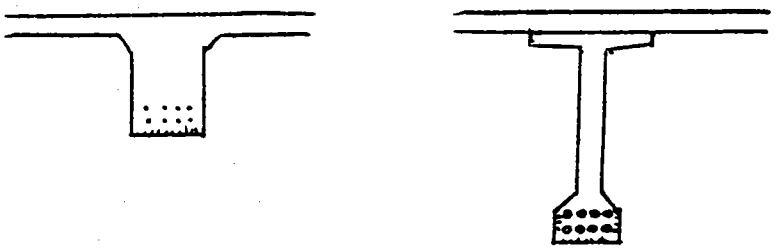
二、橋長共2,160公尺，76孔，不同孔路橋樑有四種，型態不同類者二種，結構不同者亦有二種，這些不同類型橋樑在同一海面上產生不同程度腐蝕，是探討腐蝕因素之好題材之一。

三、橋樑上部結構是腐蝕嚴重部位，因與海水面不同高程產生之不同腐蝕程度，是研究其中關係之好題材。

四、每年固定時間之定向季節風吹擊橋樑某固定部位，較諸其他不同部位，有不同程度之腐蝕，其中不無關係。

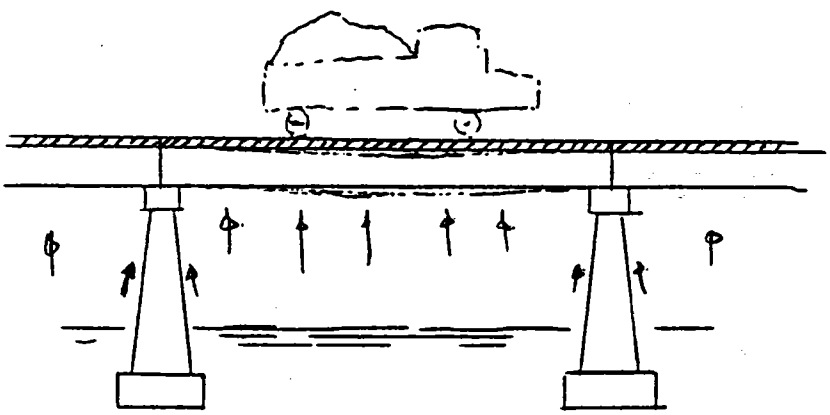
五、腐蝕橋樑是純粹海洋氣候所致，毫無工業化污染影響，故是研究海洋鋼筋混凝土的理想對象。

乙、橋樑結構及底側型態與腐蝕關係：

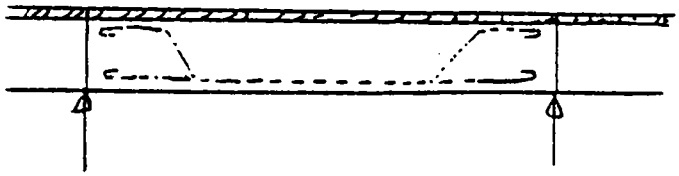


鋼筋混凝土　　預力混凝土梁

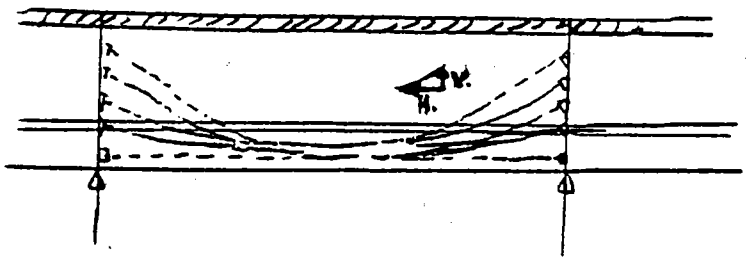
圖三



圖四



R.C主筋排列方式



P.C主索配置方式

圖五

一、同爲T型梁橋，R.C結構較P.C結構之腐蝕程度低現象：（附圖三四五）

1.唯一R.C.T型梁之第76孔橋，其梁底距海水面最近，亦係受季節風壓爲害最重之一孔，但腐蝕極輕微，與鄰近及其他同一高程之P.C梁比較抗蝕性強很多。

2.同　腐蝕爲T型梁橋R.C梁裂縫絕大部份在梁底，而P.C梁則往往伴有發達之側面裂縫。

分析研判：

1.大梁承受載重後產生之撓曲，以該梁中心最爲凸出，并往下垂，大梁底面因此產生微裂縫，其中央處最大，其程度因不同載重而正比例變化；P.C梁與R.C梁比較，P.C梁在學理及實例上都較R.C梁變異幅度大及敏感許多，因此其因載重而生之裂縫開口自然大，正是無孔不入的海洋塩水及氣侵襲的孔道。

2. P.C梁比較R.C梁多以較單薄之型態出現，同一單位體積內之鋼材遠較R.C梁之鋼筋爲多，一旦腐蝕其被惡化情形較嚴重，如此惡性循環結果破壞更快。

3.依設計理論分析，P.C梁中之主鋼索，其配置方式係拋物綫狀，而R.C則水平配筋，因此P.C梁施預力後鋼索自然產生垂直分力，加載以後，此分力更大，係長期使同一梁內之混凝土分離之潛在拉力，此種拉力極可能說明何以P.C梁較R.C梁有較多及發達之梁側裂縫之原因。

㈡壓應力結構體較拉應力結構體抗蝕性強。

現象：

1.儘管跨海大橋之上部結構普遍有腐蝕現象，但與海水朝夕關係更密切之橋墩共75支却不見其明顯腐蝕情形。

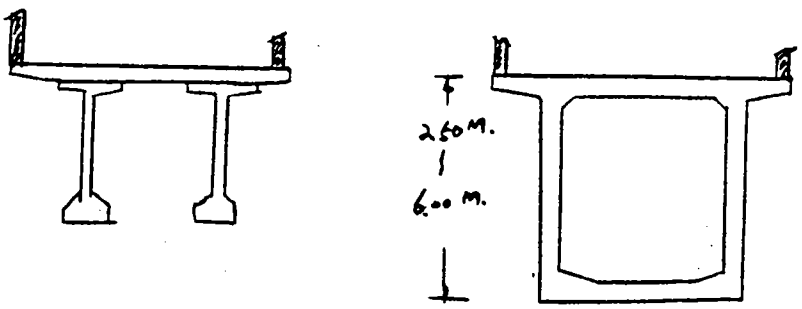
2.第34～37孔係拱型箱式預力梁，其梁底高程在海水高潮位以上4.5～8公尺間，比較第38～61孔T型預力梁之距高潮位9公尺接近海水，但幾乎不見腐蝕情形。

分析研判：

1.拉應力結構體之T型預力梁與壓應力結構體之橋墩或拱式箱型梁，在外力作用下，其與海水或氣接觸頗繁之結構面，一者會產生裂縫提供腐蝕因子破壞之孔道，另一者則無此可能性。

2.拉應力結構體通常與海洋腐蝕因子之運動方向垂直，因而阻隔腐蝕因子之離散，再因這些腐蝕因子被滯留在結構體表面，便多少因溫度壓力變化而轉化爲液體或結晶體附着不移，不比一般壓應力結構體般其與腐蝕因子接觸面通常是斜或與重力平行而容易導開腐蝕因子，故有明顯之抗蝕結果。

㈢通風散氣性良好之結構型態較少腐蝕。附圖六



預力T型梁橋　　預力箱型梁橋

圖六

現象：

1.第76孔大梁雖仍完好，但其面版腐蝕性情形却冠其他各孔：

2.除第34～37孔箱型梁外，其餘各孔T型梁橋之面版底側大部分或多或少發生腐蝕。

分析研判：

1.第76孔橋梁接西嶼端橋台，東北季風朝此來時，難覓適當通路，最可能之滯留部位不是梁，而是梁與梁之空間死角，故與該空間關係最密，腐蝕因子最善于侵擊之處當然是其上之面版底側。

2.第34～37孔，因上部結構底側平順傾斜，終毫無阻擋氣流摒障，亦無滯留液體之水平結構體，故腐蝕因子侵蝕困難，此說明何以此四孔橋遠不如其他T型梁腐蝕嚴重之一原因。

丙、橋梁距海水面之高程與橋齡之關係：

橋梁距海水面之高程與腐蝕程度有密不可分之關係已是不容置疑之事實，爲便設計參考，特依實際觀查其腐蝕情形分別推測該核中同類型，但不同高程橋之橋齡如下：

1.第38～61各孔係同爲孔長23公尺T型，梁中距海水面最高者，其梁底距高潮位8.60公尺，建造後第14年觀察結果其腐蝕情況尚不嚴重，只限於少數幾孔中，局部部位較嚴重，腐蝕情形亦不普遍，估計在載重限度內及不另加保養情形下，其壽命可達18～25年之間。

2.第1～20各孔，孔長及橋型與前者相同，其梁底距海水高潮位僅有4.20公尺，其腐蝕情形却相當嚴重，情況與前者恰相反，除少數完整外，絕大部份均有不同程度之腐蝕，與前者相同載重及保養情形下，估計其壽命約在14～16年之間。

推測依據：第1－20孔橋中，第十三孔橋腐蝕最嚴重，七十五年配合改建爲路堤時予打除，其時該孔橋已不堪通車，回朔個人在民國69.年第一次檢查以來，其間腐蝕變化情形，用以比對第38～61孔腐蝕程度，故可推測該第38～61孔之合理橋齡。

丁、承受風壓力大則腐蝕情況較嚴重

現象：

1.第76孔面版腐蝕發現最早及廣泛且嚴重，其餘75孔均無法相比。

2.全橋76孔之大梁，其外海北側面腐蝕情形較內海南側面普遍和嚴重。

分析研判：

1.第76孔緊接橋台墻壁，東北強勁季風，至此宣洩不易，橋面版因此承受最大風壓。

相反情形之第1孔，雖同爲最低橋面（距海水面），且緊接橋台墻壁，

但無風壓吹擊之虞，故不見嚴重腐蝕，環顧其週圍，不見足以說明腐蝕較其他橋孔嚴重之因素。

2.西南內海側大梁雖偶有西南氣流及颱風吹擊，但歷年均無東北季風之強勁和頻繁，此現象顯示受風壓大之東北側大梁腐蝕較嚴重之因素。

戊、估計預力T型梁橋自建造至因腐蝕不堪使用間各段過程之年限

第1－20孔各孔橋其上部結構之梁底距高潮位均爲4.20公尺，其各孔品質及相對海床變化不大，故以其爲研究對象。

筆者自69.年規查自發現其腐蝕，迄至不堪使用而打除，但自建造至發現腐蝕之前段過程須待填補，所幸其中第16孔曾經於67年打除重建（照原樣），69年檢查時未見異狀，至72年再檢查時已明顯銹跡及如圖案斑跡出現，正好填補前階段之空白；筆者因此相當於觀查過此橋梁自始至終之全般過程。

實例依據：

1.腐蝕最嚴重之第13孔橋建造後第10年時，發現原本每支梁中之八束鋼索已斷2束（此時我們在梁中央加建臨時支墩，以延長使用年限），至第13年銹斷數增加爲4束（即剩餘半數鋼索），至第16年打除時已不堪使用。

2.打除重建之第16孔大梁發現腐蝕跡象是在建造後第5年。

3.在長時間的觀查估計，大梁由出現斑跡至混凝土張裂時間約3－4年，混凝土張裂到鋼索銹損時間約3－4年。

則估計全程中各分段過程所需時間如下：

建造完成5～8年發現混凝土表面露腐蝕斑跡3－4年，混凝土張裂3－4年，主鋼索銹損2－3年，主鋼索半數銹斷1年內，橋梁已不堪使用。

因此概估這些橋梁在此環境下之正常壽命應爲14～20年間。

己、推測P.C及R.C.T型橋在海面上之理想高程。附圖七

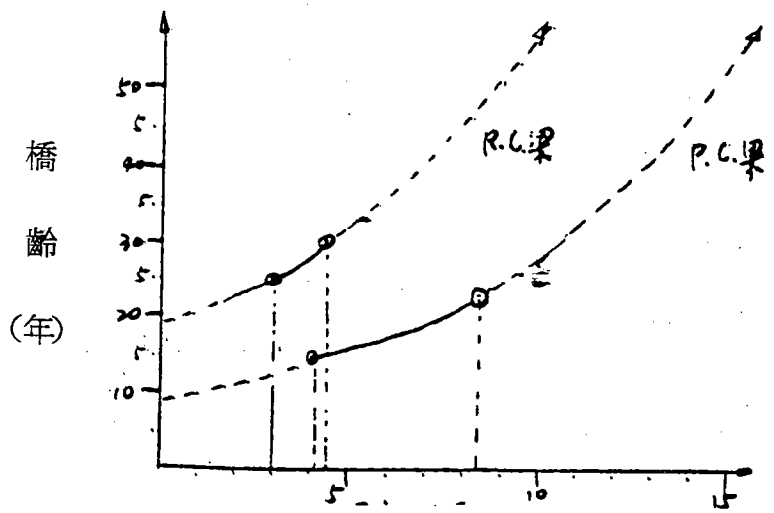
說明：1.所謂理想高程係以達到50.年橋齡爲目標而言。

2.T型梁橋與海面高程對腐蝕有密切關係，但單以此因素言，超過或低於某一高程時其相對關係之比例非固定不變，故應用時應自行依各種因素修正，始免貽誤。

推測依據：

P C部份：前述以第 1 － 20 孔及第 38 － 61 孔之估計橋齡爲依據，結果如附圖之A綫。

R C部份：以此橋中唯一第 76 孔橋與鄰近永安、中正橋等比較其腐蝕情形，估計其橋齡，結果如附圖之B綫。



圖七

庚、鋼筋混凝土防蝕工作之正確觀念：

1. 防止海洋鋼筋混凝土腐蝕，其工作目標不外「防裂及防水」。
2. 鋼筋在混凝中一旦銹蝕甚至膨脹，目前的技術及材料幾乎無法恢復其原有功能，故保養防蝕工作應早日進行，如果能在結構體完成即實施，比較發生異狀時再求防蝕要容易得多。
3. 鋼筋混凝土會隨時間而發生，潛變及中性化，均足以爲害結構功能，故防蝕養護工作應持續不斷。
4. 結構體進免因外力或鋼筋銹蝕而體型及體積變異，（尤其是拉應力結構體），其力量甚可觀，故防蝕材料宜選擇含有彈性者，予吸收結構體變異之能量，隨時配合變化而仍與結構體貼緊不離，以確保防蝕效果。也唯有如此才能隔絕腐蝕因子伺機而侵擊。
5. 防蝕工作宜由土木工程人員先行研訂選擇材料之物理性，由化工材料人員依客主體結構之化學性質研擇理想材料，并先試用後再決定選用材料，如此緊密合作，充分交換意見，才能確保材料之適用。

海洋混凝土工程研討會

鋼筋混凝土鹽害之對策

主講人：蔡明谷

一、前　　言

社會大衆一般認爲鋼筋混凝土建造物永久不壞，其實不然。縱使設計上沒有錯誤，如用錯水泥或施工不良，尤其在臨海之鋼筋混凝土建造物，受硫酸塩侵蝕及塩害，很快就會崩壞。在國內外發生之實例已不勝枚舉。除從設計及施工求完善之外，尚可從水泥化學之觀點尋求對策。

鋼筋混凝土受化學反應而損壞之原因可略舉如下四項：

㈠中性化。

㈡硫酸塩侵蝕。

㈢塩害。

㈣溫泉或化學工廠之廢液等化學反應。

如何使臨海建造物避免受上述損害，以達成耐久堅固之建造物，對四面臨海之本省，可以說是非常重要之問題。

二、中性化

㈠何謂中性化。

卜特蘭水泥由$3CaO \cdot SiO_2$，$2CaO \cdot SiO_2$，$3CaO \cdot Al_2O_3$，$4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$ 等鉱物組成。此等鉱物與水產產如下之水合反應。

$2(3CaO \cdot SiO_2) + 6H_2O \rightarrow 3CaO \cdot 2SiO_2 \cdot 3H_2O + 3Ca(OH)_2$

$2(2CaO \cdot SiO_2) + 4H_2O \rightarrow 3CaO \cdot 2SiO_2 \cdot 3H_2O + Ca(OH)_2$

水泥經完全水合反應時，產生約25％之$Ca(OH)_2$ 使混凝土保持PH值12以上。硬化後之混凝土從表面受空氣中之CO_2 之反應，使$Ca(OH)_2$ 逐漸變成$CaCO_3$，PH值則逐漸降低，此現象稱爲中性化。其化學反應式如下：

$Ca(OH)_2 + CO_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O$

㈡混凝土中性化與鋼筋生銹之關係

混凝土PH值保持12以上時，因碱性強鋼筋不易被氧化，但因受空氣中之CO_2 反應，PH值逐漸減低，上述功能亦跟着退失，鋼筋則被氧化產生生銹現象。生銹之鋼筋體積變成原先之二倍，將其周圍之混凝土保護層脹裂產生龜裂。此龜裂將會沿着鋼筋擴展。水、空氣及CO_2 由裂縫直接進入，更加速了中性化及生銹速率，如圖1。

鋼筋之生銹部份與未銹部份產生電位差，因而產生局部電池作用。在水與空氣之媒介下，以電化學之原理終使整個所連接之鋼筋生銹。此現象愈演愈劣，鋼筋之生銹部份$Fe(OH)_3$ 會從鋼筋本體剝落，使鋼筋愈來愈細終於喪失鋼筋剛強之特性，導致鋼筋混凝土之崩潰。

使用碱性強之水泥且在水密性高之混凝土，上述之中性化反應甚爲緩慢。水灰比大之混凝土，水分乾燥後遺留甚多Macro Pore，此種空隙率大之混凝土易受空氣及CO_2 之擴散滲透。如乾縮導致龜裂時，上述現象更快出現。因此爲避免中性化，除了應注意灌製水灰比低，水密性高之混凝土外，爲了保持高PH值，還應該使用水合作用時能產生

$Ca(OH)_2$ 之卜特蘭水泥而避免使用混合 Pozzolana 材料之混合水泥（例如 Silica Cement ，Slag Cement Fly Ash Cement ）。

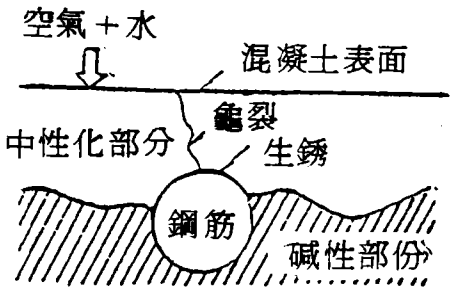


圖 1　中性化與鋼筋生銹

據河野俊夫先生實驗各種水泥對混凝土中性化速度之關係如表 1 及表 2 。(1)

據此實驗結果顯示，高爐水泥及飛灰水泥對混凝土之中性化速度遠較卜特蘭水泥爲快。

表 1　各種水泥對混凝土中性化速度中性化mm，括弧內爲對卜特蘭水泥之比例

水泥之種類	試驗條件		
	以 CO_2 加速 6 月	大氣暴露 5 年	室內保存 5 年
普通卜特蘭水泥	10 （1）	2.6（1）	6.9（1）
早強卜特蘭水泥	4 （0.4）	1.5（0.6）	4.6（0.7）
高爐水泥（含爐石30％）	11 （1.1）	2.9（1.1）	8.7（1.3）
矽灰水泥	12.5（1.3）	3.4（1.3）	9.9（1.4）

表 2　混合水泥之中性化比例範圍與平均

試驗條件	卜特蘭水泥	高爐水泥 爐石	高爐水泥 爐石	矽灰水泥	飛灰代替水泥 15～20%
以 CO_2 加速	1 0.4	1.1～2.3 1.8	2.1～2.2 2.2	1.2～2.8 1.9	1.6～2.8 2.3
大氣暴露	1 0.6	1.1	—	1.3～2.1 1.7	1.9～2.4 2.2
空內保存	1 0.7	1.3	—	1.4	1.1～1.2 1.2
平　均	1 0.6	1.4	2.2	1.7	1.9

三、硫酸鹽之侵蝕

臨海地域之鋼筋混凝土損壞情形，若詳細觀察結果將會發現，其內部之鋼筋受塩害腐蝕之前，混凝土表面已經先被硫酸塩侵蝕。海水中之硫酸塩成份 $MgSO_4$ 與水泥之 $3CaO \cdot Al_2O_3$ 成份會發生如下之化學反應產生 Ettringite（鈣釩石）

$$MgSO_4 + Ca(OH)_2 + 2H_2O \rightarrow CaSO_4 \cdot 2H_2O + Mg(OH)_2$$

$$3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 6H_2O + 3(CaSO_4 + 2H_2O) + 2OH_2O$$

$$\rightarrow 3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$$

產生 Ettringite 之混凝土體積變成原先之二倍，使混凝土脹裂，海水即從龜裂之裂縫進入混凝土內部。海水之硫酸塩成份再與混凝土產生如上述之化學反應，使裂縫愈寬愈長，終使混凝土保護層從加寬之裂縫脆弱處一層一層剝落，海水則更易流入鋼筋表面使之腐蝕，鋼筋腐蝕後產生如在前章中性化處所述，以電化學之原理使整個連接之鋼筋腐蝕，終使該結構物崩潰。

據 Dr. Bogue 試驗，配製了 C_3A 含量 16%與 5%之卜特蘭水泥第一型與第五型泡於如下之溶液中：

1：4 Mix Na_2SO_4 1個月　　1：2 Mix Na_2SO_4 2個月

1：4 Mix $MgSO_4$ 3個月　　1：2 Mix $MgSO_4$ 4個月

結果C_3A 含量多之第一型水泥（普通水泥）被硫酸塩侵蝕產生龜裂，而C_3A含量少之第五型水泥則仍完整無缺，如圖2。他再度配製C_3A含量16％，11％及6％之第一型水泥與第二型水泥泡在與前述相同濃度之硫酸塩溶液中，得到相同結果，如圖3[(1)]。由此試驗C_3A含量多之普通水泥易於被硫酸塩溶液侵蝕之事實，可證明臨海地域之鋼筋混凝土建造物應儘量避免使用普通水泥而應選用第五型水泥。

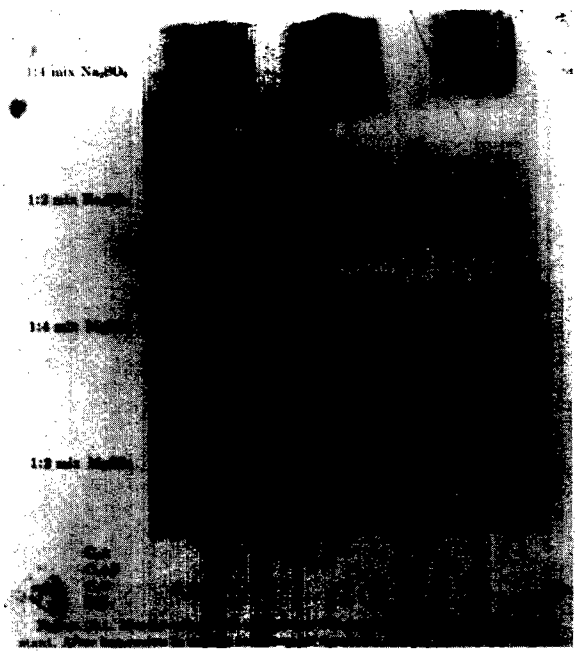


圖2

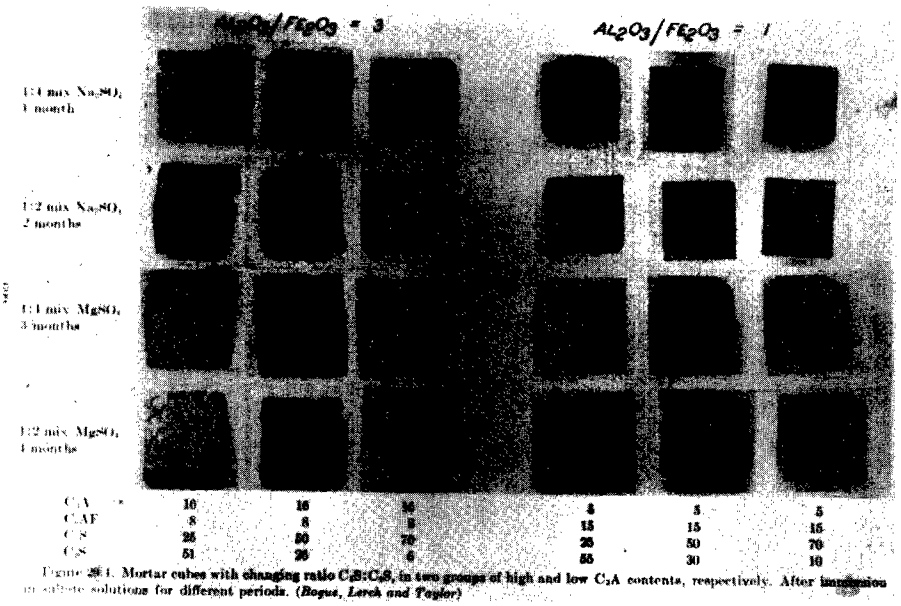


Figure 2-1. Mortar cubes with changing ratio C_3S:C_2S, in two groups of high and low C_3A contents, respectively. After immersion in sulfate solutions for different periods. (*Bogue, Lerch and Taylor*)

圖 3

四、鹽　　害

在海水中及海邊地域之鋼筋混凝土構造物，因受海水、海浪、飛沫或海塩粒子之影響，使塩份滲透於混凝土內部觸及鋼筋表面使鋼筋腐蝕。因此在臨海地域要建造鋼筋混凝土時，需特別注意材料之選擇及施工方法，以免遭受無謂之損失。

㈠受塩害之範圍

據岸谷　竺井先生在日本之海邊地域實地調查，混凝土表面部份之含塩濃度與離海岸之距離之關係結果如圖 4 (2)。

此外 ISO／TC 也發表過對海塩粒子之濃度與離海岸距離之關係之調查報告如圖 5 (3)。

一般而言距海岸 200 公尺以內之處含塩份甚多，1 km以內尚受塩份之影響，風大之地域其影響範圍尚達數公里處。但在 10 km以外之地方，除非特殊地域外可以說塩害之影響甚少。據樫野氏實地測定結果如表 2 (4)。

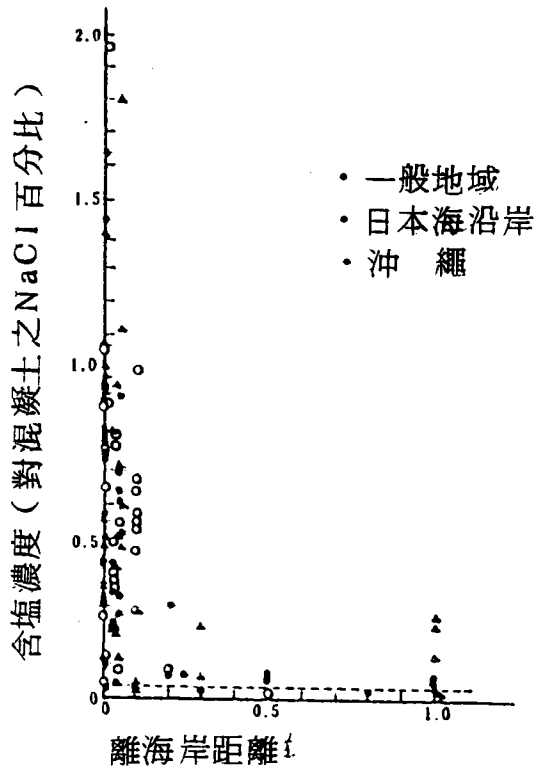


圖 4　各地域別之混凝土表面含塩量與離海岸距離

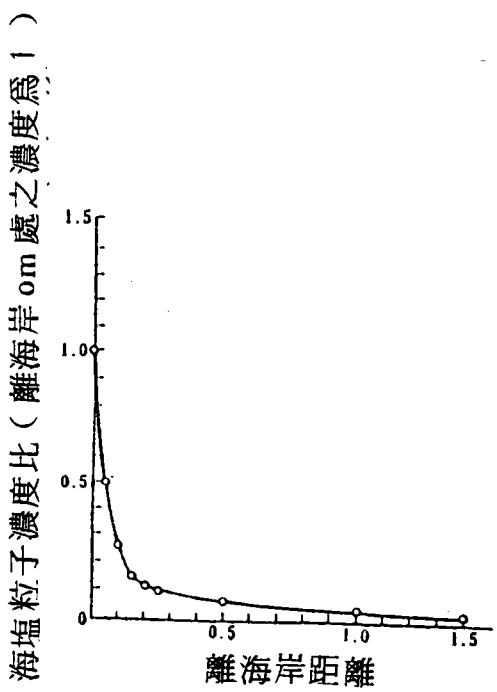


圖 5　離海岸之距離與海塩粒子濃度

表 2　大氣中之含塩量與混凝土中塩侵透量之關係

離海岸之距離	200 m 以內之距離	1 km以內之距離	10km 以內之距離	10 km以上之陸地
大氣中之含塩量	0.3 ～ 0.8 mg／dm²／日	平均 0.2 mg／dm²／日	風大時會有塩分存在	不影響混凝土耐久性
混凝土表層部塩份侵透量	超過塩害界限含量 0.03 %甚多	500 m 以內會超過 0.03 %，800 m 以內不會超過		

㈡塩害之機理（Mechanism）

混凝土中之鋼筋與滲透進來之水及氧氣產生下列之反應。

$Fe \rightarrow Fe^{2+} + 2e^-$　　陽極反應

$2H_2O + O_2 + 4e^- \rightarrow 4OH^-$　　陰極反應

2個電子遺留於母材中，鐵變成離子溶出，稱爲陽極反應。將陽極反應所產生之電子消耗之反應稱爲陰極反應。

上述二則反應式綜合成爲下列反應式。

$$Fe + \frac{1}{2}O_2 + H_2O \rightarrow Fe(OH)_2$$

混凝土之PH值降低後，Cl 離子滲透至鋼筋表面，破壞$Fe(OH)_2$鈍態膜，（所謂解膠作用），產生下列之反應式將鋼筋氧化變成$Fe(OH)_3$，即所謂生銹現象。

$$4Fe(OH)_2 + 2H_2O + O_2 \rightarrow 4Fe(OH)_3$$

以食塩水腐蝕鋼筋之試驗結果，隨食塩水之濃度提高，腐蝕速度亦增高，但超過3％即減緩腐蝕速度。海水中之含塩量約3％，適爲腐蝕速度最大之含量，請參照如圖6[(5)]。

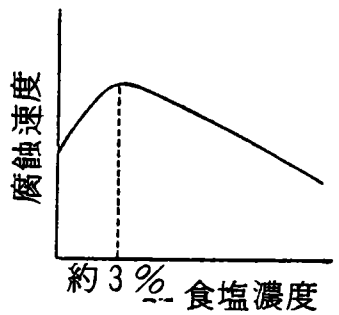


圖6　食塩濃度與腐蝕速度

據Richartz，W之實驗，混凝土中之PH值如能保持愈高，塩害界限含量也可愈高。滲透進來少量CL離子對鋼筋尚不會發生嚴重影響，請參照圖7[(6)]。

鋼筋混凝土之PH值最低應要保持10以上，如能保持12以上時，一般而言鋼筋不易被氧化。PH值降爲10以下時，腐蝕速度急劇增加。[(7)]因此可以說，設法使混凝土保持PH值12以上，乃爲防止鋼筋混凝土

塩害腐蝕之最基本對策。請參照圖 8 。

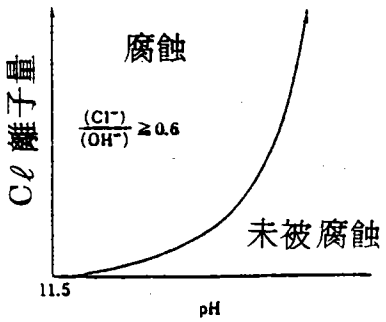


圖 7　PH 值對 Cl 腐蝕之關係

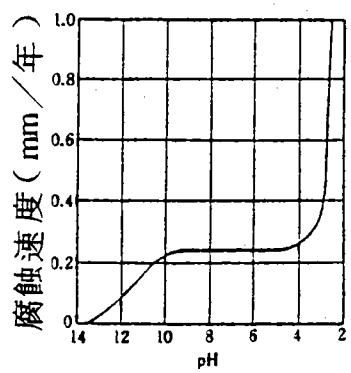


圖 8　PH 值與鋼筋腐蝕速度

歐洲混凝土委員會將鋼筋混凝土腐蝕之各種要因與其相互關係說明於圖 9 。(8)

在圖中提及 Cl^- 含量，電位差，混凝土導電度及溶存氧爲先決條件，並列舉與先決條件直接有關之要因，及對混凝土構造物之設計有關之間接問題，以及防止腐蝕及控制方法等如此簡要的說明，雖不甚完善但尚可讓大家初步了解，鋼筋混凝土腐蝕之因素及控制方法。

在圖 10 裡說明混凝土中之塩害界限含量與有關要因之關係。

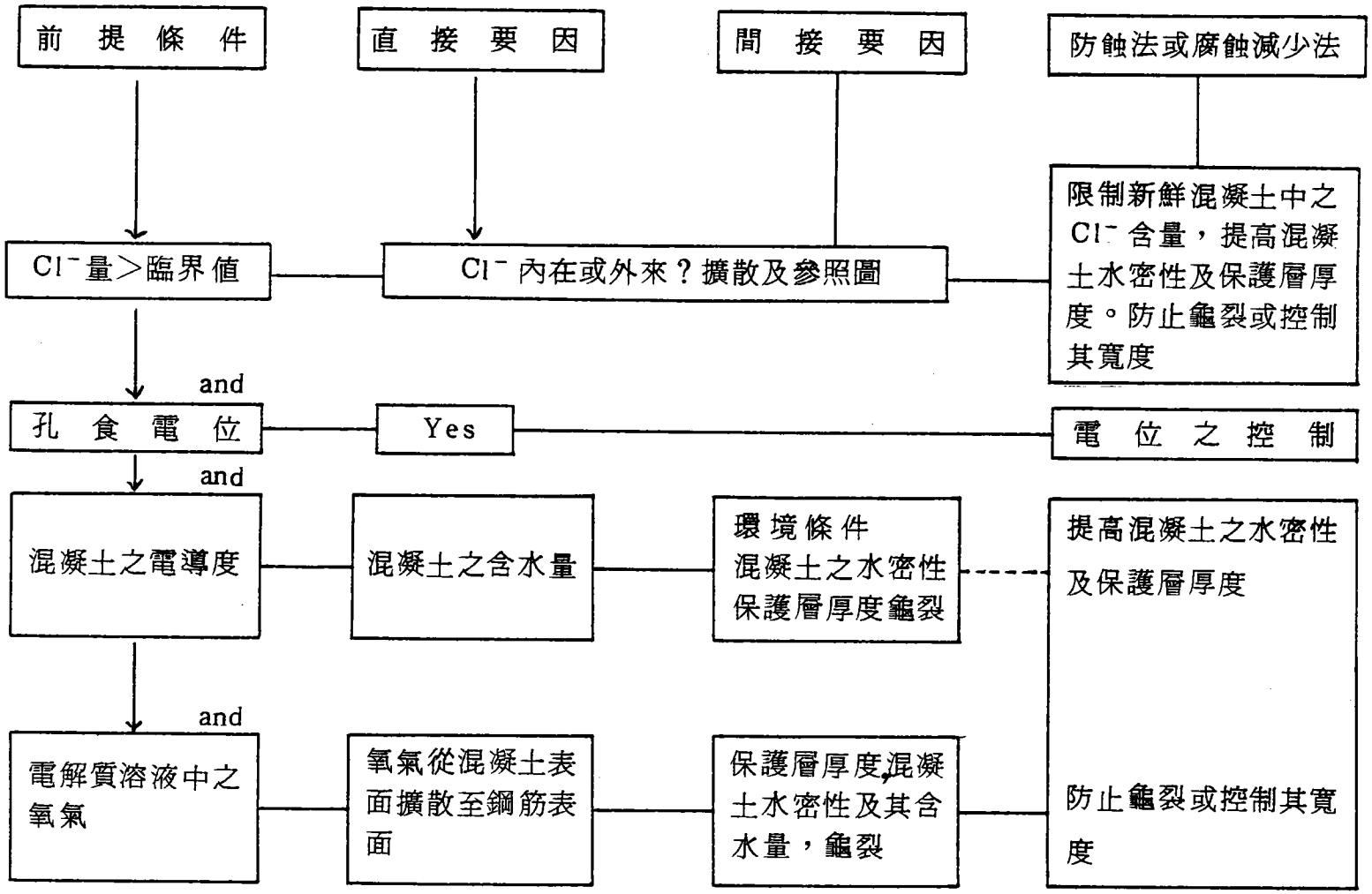


圖 9　混凝土受塩化物腐蝕之各種要因及相互關係

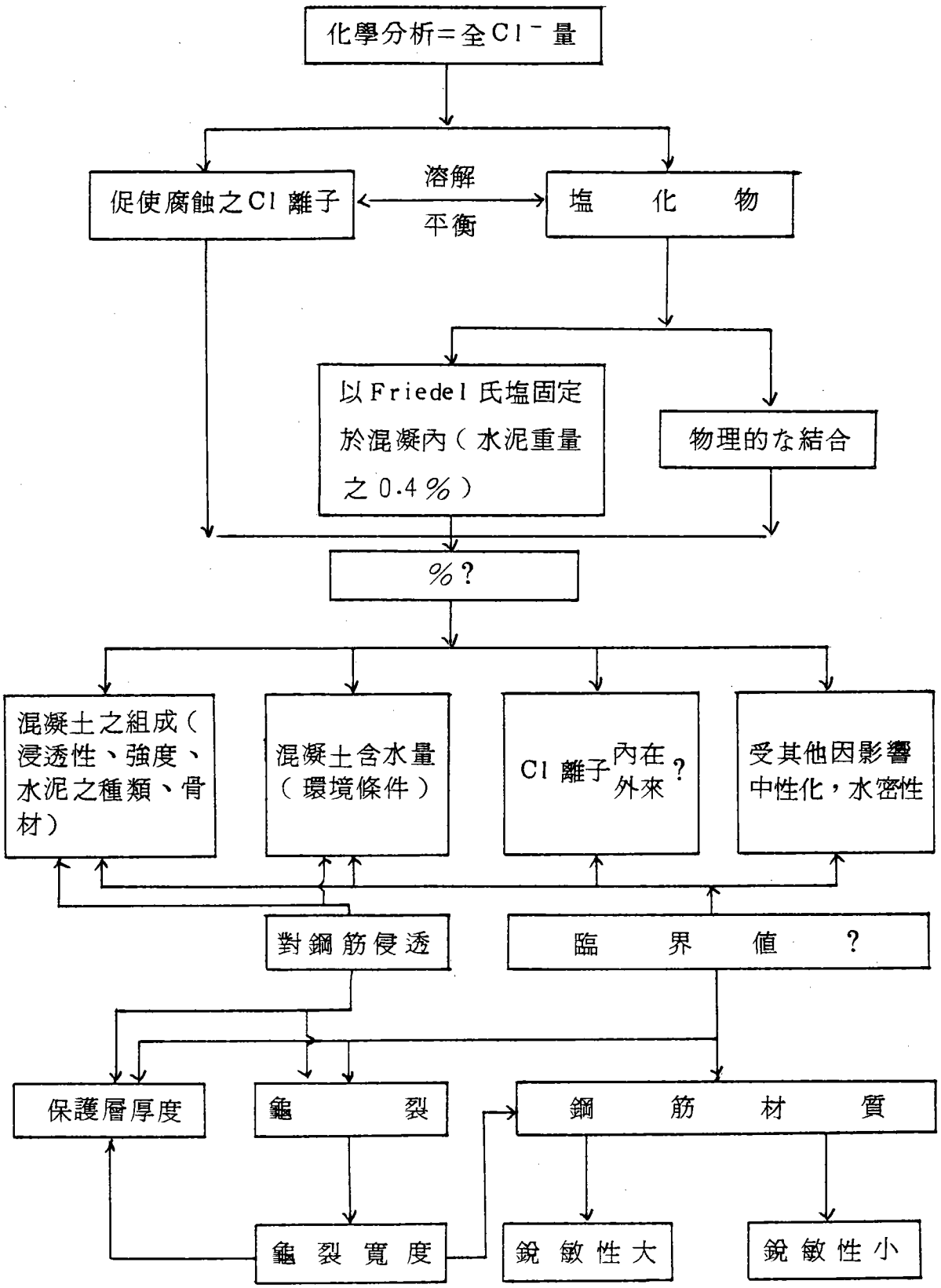


圖10　混凝土中塩害界所含塩量或無害量之有關各種要因與其關係

五、防蝕之對策

鋼筋混凝土防蝕上需要最先考慮的是構造物之環境條件，臨海地域之建造物應選用能抗海水侵蝕之材料，海水中含有硫酸塩及食塩，故應使用具有抗硫酸塩性能之水泥，建造緻密度高之混凝土，並有充足之保護層，使得混凝土能保持高ＰＨ值，Cl 離子才不易滲透進入。施工上應注意防止發生龜裂，以免海水進入使鋼筋腐蝕。以上所述爲防蝕上最基本之對策。

㈠混凝土材料之選擇

1.水；海水中含有３％之ＮａＣｌ，屬於腐蝕速度最高之含量故應嚴禁使用海水於鋼筋混凝土工程上。

2.骨材；海砂中含有ＮａＣｌ，如前述Cl 離子會對Ｆｅ（ＯＨ）$_2$ 作解膠作用破壞保護皮膜，使鋼筋進一步氧化，將其嚴重腐蝕。故應嚴禁使用海砂於鋼筋混凝土之工程。但萬一地域上之關係（如澎湖等外島地區）不得已要用海砂時，必須經水洗直到海砂中之塩化物含量在絕乾重量之０.１％以下，以符合ＪＡＳＳ５之規定。該會實驗結果亦顯示，混凝土中之塩化物之總含量如不超過０.３０ ｋｇ／ｍ^3，--般而言混凝土中之鋼筋，尚不致被急速腐蝕。(9)

骨材應使用符合ＡＳＴＭ Ｃ３３及Ｃ３３０之材料。

3.水泥；高爐水泥及飛灰水泥固具有甚多優點，但國人尚未普遍地對此充分了解其各種優劣點特性（包括使用上之注意事項），因此未被土木界普遍採用。爲避免中性化起見應使用水合反應時能產生Ｃａ(ＯＨ)$_2$多之卜特蘭水泥，而爲避免硫酸塩侵蝕應使用C_3A含量少之第二型或第五型卜特蘭水泥。ＡＣＩ有明文規定，硫酸塩SO_4^{-2}含量在１５０～１５５０ ｐｐｍ時應使用第二型水泥，而超過１５００到１０,０００ ｐｐｍ時應使用第五型水泥。(10)（附ＡＣＩ供爲參考）

在海水中，潮汐帶及飛沫帶及離海２００ ｍ以內之地域應使用第五型水泥。在海邊不直接受海水飛沫影響之陸地建造物、離海２００ ｍ～１ ｋｍ、風大之地域則距海１０ ｋｍ以內之地域應使用第二型卜特蘭水泥。

4.添加劑；應禁止使用ＣａＣｌ$_2$爲促進劑及含有Ｃｌ離子之添加劑。

㈡混凝土品質之提高

1.水灰比：爲提高經常受海水或飛沫影響之臨海建造物之耐久性，建造物之耐久性，建造緻密度高之混凝土爲鋼筋混凝土防蝕上之最重要之對策之一。一般而言抗壓強度高之混凝土其密度亦高。如衆所知抗壓強度與水灰比有密切之關係。在保持適當之工作性之下，應儘量降低水灰比，降低水灰比不但會提高混凝土之抗壓強度及水密性。由於緻密度高不但可保持高ＰＨ值使之不易降低，且塩分不得乘隙而滲透進入，因此可以達到防止塩害之目的。

日本混凝土工學協會制定之海洋混凝土構造物之防蝕指針中將水灰比規定如下：(11)

海上大氣中	50 ～ 45 ％以下	
飛沫帶	45 ～ 40 ％以下	依施工條件在範圍內調整
海水中	50 ～ 45 ％以下	

水灰比與抗壓強度之關係圖示於圖 11 (12)

水灰比與透水係數之關係圖示於圖 12 (12)

水灰比與含塩量及深度之關係圖示於圖 13 (13)

混凝土之抗壓強度與透水係數之關係圖示於圖 14 (14)

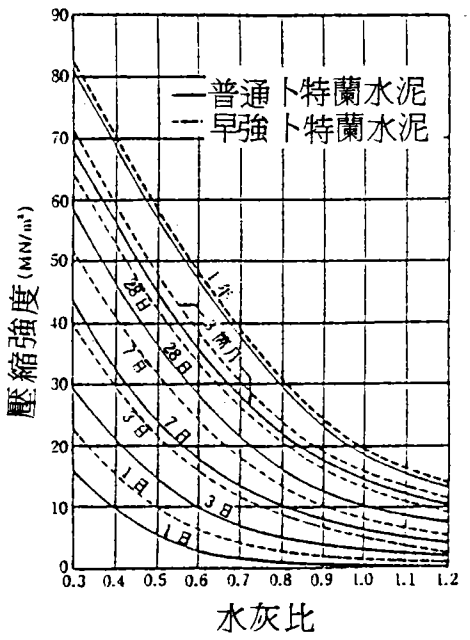


圖 11　水灰比與抗壓強度之關係

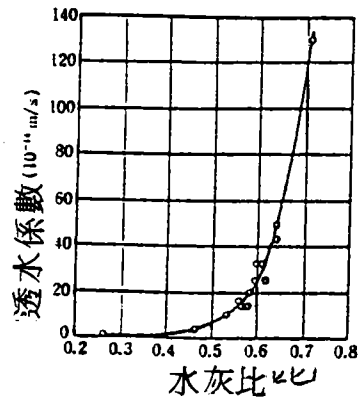


圖 12　水灰比與透水係數之關係

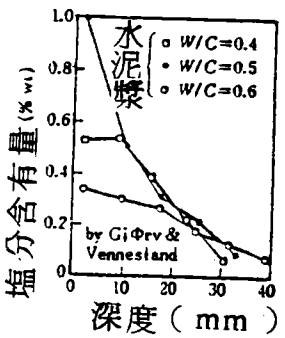


圖 13　水灰比與塩分分布浸在海水中二年

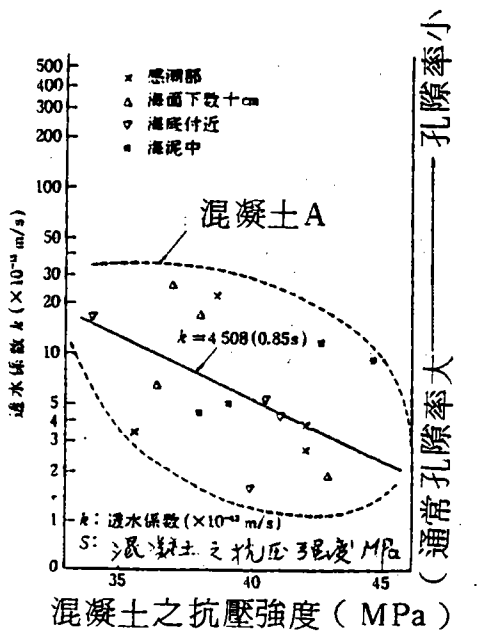


圖 14　混凝土之抗壓強度與透水係數

2.單位水泥用量：在海洋環境下爲提高防蝕之性能應注意混凝土配料設計上之單位水泥用量。應配爲Rich Mix增加其工作性，使水泥漿與鋼筋緊密固在一起，並拌成均勻緻密之混凝土。因增加混凝土之水泥用量，對海水中塩類之化學抵抗力增強，能大幅提高其耐久性。[15]但如果單位水泥用量增加過多，在薄斷面之混凝土將引起乾燥收縮，在厚斷面則因水合熱引起膨脹收縮，導致龜裂。因此單位水泥用量宜控制於500 kg／m^3以下。

日本混凝土工學協會制定之海洋混凝土構造物之防蝕指針裡規定單位水泥用量如下：

海洋大氣中	325～375 kg／m^3以上	500 kg／m^3以下
飛沫帶	350～400 kg／m^3以上 500 kg／m^3以下	依施工條件，粗骨材最大尺寸、在範圍內調整
海　中	300～350 kg／m^3以上 500 kg／m^3以下	

3.增加保護層厚度：臨海地域之鋼筋混凝土建造物，如果無龜裂時，Cl離子以Hooke之擴散法則，從混凝土表面滲透至鋼筋表面。因此如果能建造緻密度高保護層厚之混凝土，Cl離子擴散之速度會非常緩慢。擴散進入混凝土內部之Cl離子之一部（約水泥重量之0.4％）與Mono sulphate（C_3A、$CaSO_4$、nH_2O）起化學反應變成與塩害無關之Fniedel塩（$C_3A \cdot CaCl \cdot nH_2O$）被固定於混凝土內部。據大郎先生之實驗，在潮汐帶附近對已建造15年之棧橋混凝土版面，調查其保護層厚度與Cl離子擴散、速度（以Cl離子含量表示）之關係求擴散係數，其結果如表3。

表 3　棧橋混凝土版面之 Cl 離子含量與保護層厚度[16]

	W／C及水泥單位用量	保護層厚度（cm）	Cl 離子含量 *2（%）	經過年數（年）	計算值	
					C_0 %	D_{C*1}
棧橋之混凝土版面	C = 315 kg／m³ W／C = 36 %	2.5	0.08	20	0.1	3.9
		7.5	0.05			
		12.5	0.035			
		17.5	0.03			
	C = 430 kg／m³	2.5	0.53	20	0.56	1.3
		7.5	0.21			
		12.5	0.10			
		17.5	0.03			

*1 × 10^{-8} cm^2／s

*2 Cl 離子含有量係對水泥漿之重量比（%）

由上列之表所顯示，保護層厚度愈厚，擴散進入混凝土內部之Cl 離子愈少。所以增加保護層厚度對於防止水份，塩份及氧氣之滲透有顯著之效果，防蝕之對策上可以說是非常重要之措施之一。

近年來鋼筋混凝土用的鋼筋直徑有增大之趨勢，用大直徑之鋼筋時由於對混凝土之乾燥收縮之拘束增大，內部易產生微細龜裂，又由於混凝土之界面增大易產生泌水，易產生孔蝕，降低其防蝕性。因此設計時應考慮配合鋼筋直徑比以決定鋼筋混凝土之厚度。據Attimtay 之實驗，保護層與鋼筋直徑之比，採取 2.5 ～ 3.0 時其防蝕性最爲有效。[17]小林，宮川先生等做了加速試驗結果後他主張保護層與鋼筋直徑之比以 4 爲宜。[18]日本建築學會參考圖 15 [19]。讀取各水灰比下之Cl 離子擴散係數，再以臨海地域別乘修正係數，將計算結果繪製於圖 16 [20]，以Cl 離子達到臨界含塩濃度之年數，決定具有耐久性之保護層

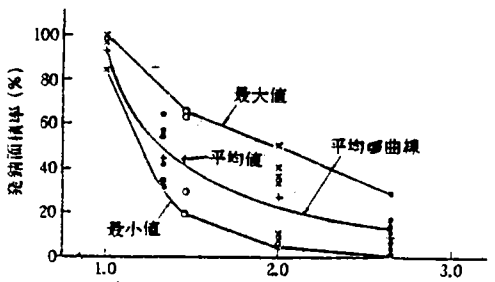


圖 15　C／φ對鋼筋腐蝕之影響

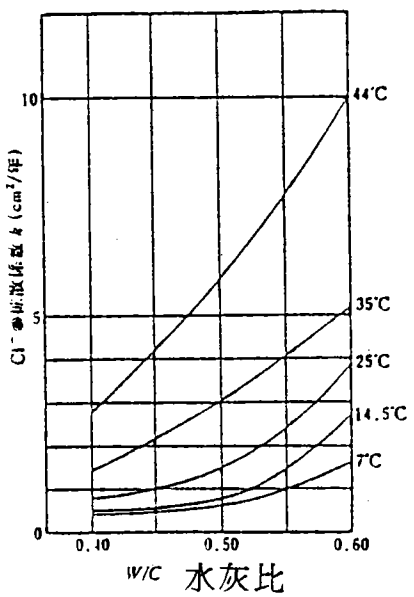


圖 16　各水灰比下之Cl 擴散係數

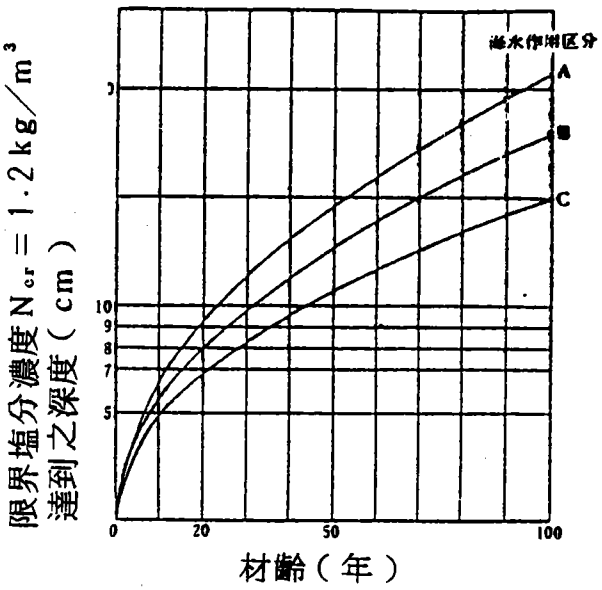


圖 16　塩份侵透深度與材齡

表 4　保護層厚度（mm）

潮　汐　帶	90
海　水　中	80
飛　沫　帶	70

之厚度。

ＪＡＳＳ規定臨海地區之混凝土保護層厚度如上。

4.防止龜裂：鋼筋混凝土建造物，如建在美國濕度 50 度以下之地方，產生一些小龜裂，對該建造物之耐久性影響不會太大。但建在本省濕度高之地方，O_2，CO_2，H_2O 等即從龜裂之裂縫進入，使之加速中性化及腐蝕。也就是說在臨海地區域之鋼筋混凝土建造物產生龜裂時，塩份較易進入鋼筋表面，將鋼筋表面之鈍態皮膜破壞且加劇腐蝕，嚴重降低該建造物之耐久年限。因此必須設法不讓其產生龜裂。有關防止龜裂之方法，曾經有甚多國內外學者發表論文及報導。設計及施工時參照該文獻以免產生因龜裂導致之無謂損失。

表 5　氣溫、濕度、風速、混凝土溫度對水分之蒸發速度之影響

混凝土溫度 °C	氣　溫 °C	濕　度 %	露　點 °C	風　速 m／hr	水分之蒸發速度 kg／m²／hr
(1)風速增加時					
21.1	21.1	70	15.0	0	0.074
21.1	21.1	70	15.0	8	0.186
21.1	21.1	70	15.0	16	0.304
21.1	21.1	70	15.0	24	0.417
21.1	21.1	70	15.0	32	0.539
21.1	21.1	70	15.0	40	0.662
(2)濕度減少時					
21.1	21.1	90	19.4	16	0.098
21.1	21.1	70	15.0	16	0.304
21.1	21.1	50	10.0	16	0.490
21.1	21.1	30	12.8	16	0.662
21.1	21.1	10	−10.6	16	0.858
(3)混凝土溫度及氣溫增高時					
10.0	10.0	70	5.0	16	0.098
15.6	15.6	70	10.0	16	0.211
21.1	21.1	70	15.0	16	0.304
26.7	26.7	70	21.1	16	0.377
32.2	32.2	70	26.1	16	0.540
37.8	37.8	70	31.1	16	0.882
(4)混凝土溫度（21.1°C），氣溫降低時					
21.1	26.7	70	21.1	16	0.000
21.1	21.1	70	15.0	16	0.304
21.1	10.0	70	5.0	16	0.613
21.1	− 1.1	70	− 6.1	16	0.809
(5)氣溫（4.4°C）、濕度 100％混凝土溫度高時					
26.7	4.4	100	4.4	16	1.004
21.1	4.4	100	4.4	16	0.637
15.6	4.4	100	4.4	16	3.308
(6)混凝土溫度高，氣溫 4.4°C，風速變化時					
21.1	4.4	50	− 5.0	0	0.172
21.1	4.4	50	− 5.0	16	0.794
21.1	4.4	50	− 5.0	40	1.749
(7)氣溫 21.1°C、混凝土溫度降低時					
26.7	21.1	50	10	16	0.858
21.1	21.1	50	10	16	0.490
15.6	21.1	50	10	16	0.221
(8)濕度 10％、混凝土溫度及氣溫高，風速變化時					
32.2	32.2	10	− 3.8	0	0.343
32.2	32.2	10	− 3.8	16	1.646
32.2	32.2	10	− 3.8	40	3.626

臨海地域一般而言風速大，氣溫變化大而影響水份之蒸發速度。據W. Lerch實驗、風速、濕度、氣溫及混凝土溫度對水份蒸發速度之影響列於表5。[21]供各位參考。

5.防蝕上尚有混凝土之塗裝，鋼筋之防銹措施以及陰極、陽極電化學原理之防蝕方法，因篇幅限制關係在此不宜贅言，敬請各位參考專家之文獻。

六、結　　論

爲防止鋼筋混凝土塩害，應要詳細觀察分析腐蝕造成之原因。並針對原因尋求對策，訂定縝密之計劃，逐步付之實施。首先應認識環境，選擇符合該環境之材料，以免用錯水泥或用錯材料（海水、海砂）等使鋼筋混凝土之表面一層剝落造成鋼筋露出並使之腐蝕。鋼筋防蝕最基本之方法爲使鋼筋表面有堅強之鈍態皮膜包圍，以緻密度高，厚保護層之混凝土使鋼筋周圍之PH值保持12以上，擴散進來之NaCl 濃度控制於0.045%以下，鋼筋因此才不易生銹。並且依設計及施工上設法使之不產生龜裂，以期防蝕措施之萬全。如果依照上述之方法注意設計及施工，我們相信可以使臨海地域之鋼筋混凝土建造物更能保持設計上應有之耐久年限。

ACI 201.2R-12

TABLE 2.2.3—RECOMMENDATIONS FOR NORMAL WEIGHT CONCRETE SUBJECT TO SULFATE ATTACK

Exposure	Water soluble sulfate (SO_4) in soil, percent	Sulfate (SO_4) in water, ppm	Cement	Water-cement ratio, maximum*
Mild	0.00-0.10	0-150	—	—
Moderate†	0.10-0.20	150-1500	Type II, IP(MS), IS(MS)	0.50
Severe	0.20-2.00	1500-10,000	Type V	0.45
Very severe	Over 2.00	Over 10,000	Type V + Pozzolan‡	0.45

*A lower water-cement ratio may be necessary to prevent corrosion of embedded items. See Section 4.5.1.1.

†Seawater also falls in this category.

‡Use a pozzolan which has been determined by tests to improve sulfate resistance when used in concrete containing Type V cement.

参考文獻

1.河野俊夫：實用ユンワリート技術，P.137

2. Dr. Bogue: The chemistry of cement and concrete.

3.岸谷考一、竺井浩：鐵筋コンワリート構造物，塩分侵入に關する文獻的研究：昭和60年度日本建築學會大學學術講演概梗集，1985,10

4. Corrosion of Atmospheres: ISO/TC, 156, WG4, N66E, 1983.

5.樫野紀元：塩分 に よる鐵筋の腐蝕と防食對策，あウか一建設省建築研究所成果撰，建築研究振興協會，1984 ，10

6.井上勝也：錆どの戰ハ，三省堂，1965 ，5

7. Erlin, B., et al: Corrosion of metal in concrete-Needed reasearch-ACI SP-49 1975, PP. 39-46.

8. Whitman, W., et al: Effect of hydrogen-ion concentration on the submerged corrosion of steel, Ind. Engl Chem. Vol. 16 No. 7. 1924, 7 PP. 665-670.

9. CEB Task Group Durability; Durability of concrete structures-State-of-art report-Bulletin & information, CEB No. 148, 1982, 2.

10.JASS 5 1986 PP. 129.

11.ACI 201, 2R-12 1981.

12.岸谷孝一等編著 塩害 P.67

13.ネビル著，後藤幸正、尾坂芳夫監訂 コンワリートの特性，技報堂出版，1979 ，P.483

14.Giorv, O.E: Duffusion of Chloride Ions from Seawater into Concrete Cement and Concrete Research Vol. 9, 1979.

15.樫野紀元：鐵筋コンワリート造さん橋の調査，日本建築學會關東支部梗概，1982

16.岸谷孝一等編著 塩害 P.61

17.大郎、森：海洋環境下にわけるコンワリート中の塩素に關する考察，土

木學會論文報名集，第332號，1983

18. Attimay, E: Chloride Corrosion of reinforced concrete, Texas Univ. 1971. 3.

19小林和夫・宮川豐章等：かぶリユンワリートか鐵筋腐食に與える影響，セメント技術年報36巻，1982，12，P.497～501

20. C.L. Page et al: Diffusion of Chloride Ion in Hardened Cement Paste: Cement and Concrete Research Vol. 11 No. 3, 1981.

21. JASS 5 1986 P. 413.

22. W. Learch: Modern Concrete, 25 [12, Apr] 34, 1962.

中性化第一表　水泥種類與混凝土之中性化速度

（中性化深度mm，括弧內爲爲卜特蘭水泥之比例

水泥之種類	試驗條件 CO_2 加速 6個月	大氣暴露 5年	室內保存 5年
普通卜特蘭水泥	10 （1）	2.6（1）	6.9（1）
早強 〃	4 (0.4)	1.5(0.6)	4.6(0.7)
高爐水泥（爐渣含量30％）	11 (1.1)	2.9(1.1)	8.7(1.3)
矽灰水泥	12.5(1.3)	3.4(1.3)	9.9(1.4)

中性化第2表　混合水泥之中性化比例之範圍與平均

試驗條件	卜特蘭水泥 普通	早強	高爐水泥 爐渣（30～40％）	爐渣（60％）	矽灰水泥	飛灰水泥 水泥15～20％
以CO_2加速	1	0.4	1.1-2.3 1.8	2.1-2.2 2.2	1.2-2.8 1.9	1.6-2.8 2.3
大氣暴露	1	0.6	1.1		1.3-2.1 1.7	1.9-2.4 2.2
空內保存	1	0.7	1.3		1.4	1.1-1.2 1.2
平均	1	0.6	1.4	2.2	1.7	1.9

中性化第3表　影響中性化速度之水灰比

（普通混凝土，中性化深度mm，括弧內爲對W/C60之比例

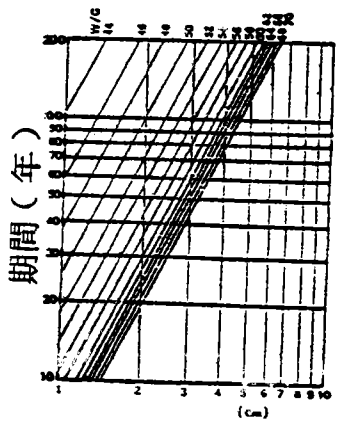
混凝土之種類 W／C	混和物	以CO_2加速 6個月	1年	大氣暴露 1年	6年半
0.69	無	20(1.3)	25(1.4)	4(2.0)	7.5(2.5)
0.60	無	15（1）	18（1）	2（1）	3.0（1）
0.50	無	10(0.7)	12(0.7)	1(0.5)	1.5(0.5)
0.55	AE	10(0.7)	12(0.7)	1.5(0.6)	1.8(0.6)

中性化第 4 表　變動水灰比時之中性化比例

（普通混凝土、中性化深度mm，括弧內爲對W／C 60 之比例）

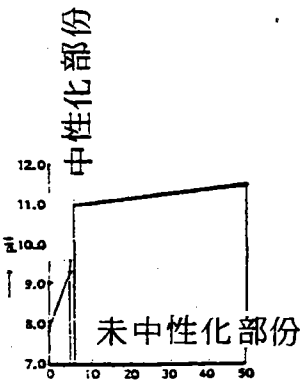
混凝土之種類		試　驗　條　件		
W／C	混和物	以 CO_2 加速 6 個月	大氣暴露 5 年	室內保存 5 年
0.71	無	13.5(1.4)	2.8(1.1)	7.8(1.1)
0.60	無	10.0(1.0)	2.6(1.0)	6.9(1.0)
0.52	無	3.5(0.4)	1.6(0.6)	3.8(0.6)
0.54	AE	3.0(0.3)	1.5(0.6)	3.3(0.5)
0.55	AE	6.5(0.7)	1.8(0.7)	5.3(0.8)
0.54	AE	4.0(0.4)	1.7(0.7)	3.3(0.5)

中性化第 5 表　水灰比，中性化深度、齡期之關係（普通水泥、河砂、河石Plain Concrete）



中性化深度

中性化第 6 表　中性化部份與未中性部份之ＰＨ。



深度（mm）

普通混凝土

中性化第 7 表　要因別之中性化比例

水泥之種類	卜特蘭水泥 普通	早強	高爐水泥 爐渣 30-40 %	爐渣 60 %	矽灰水泥	飛灰水泥（FA 20 %）
（%）	1	0.6	1.4	1.7	1.7	1.9

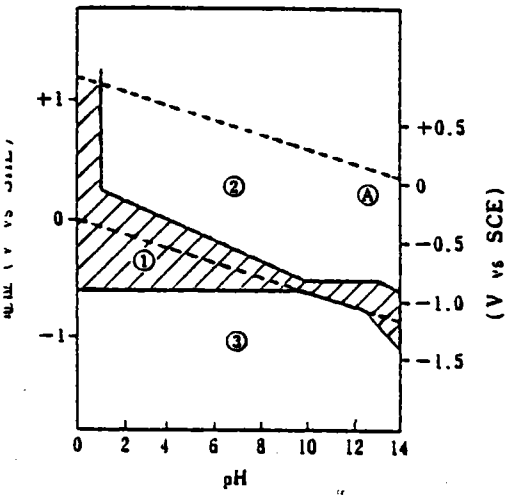
骨材之種類	河砂、河石	河砂輕質骨材	輕質粗 骨材	煤渣（細、粗）
（%）	1	1.2	2.9	3.3

表面活性劑之有無	Plain	AE 劑	分 散 劑
（%）	1	0.6	0.4

中性化第 8 表　混凝土之種類別與中性化比例

細、粗骨材		河砂、河石			河砂輕質粗骨材			輕質粗細骨材		
表面活性劑		Plain	AE劑	分散劑	Plain	AE劑	分散劑	Plain	AE劑	分散劑
水泥	普通卜特蘭水泥	1	0.6	0.4	1.2	0.8	0.5	2.9	1.8	1.1
	早強卜特蘭水泥	0.6	0.4	0.2	0.7	0.4	0.3	1.8	1.0	0.7
	高爐水泥（爐渣 30-40 %）	1.4	0.8	0.6	1.7	1.0	0.7	4.1	2.4	1.6
	高爐水泥（爐渣 60 %）	2.2	1.3	0.9	2.6	1.6	1.1	6.4	3.8	2.6
	矽灰水泥	1.7	1.0	0.7	2.0	1.2	0.8	4.9	3.0	2.0
	飛灰水泥（ 20 %）	1.9	1.1	0.8	2.3	1.4	0.9	5.5	3.3	2.2

鹽害之機理補充圖

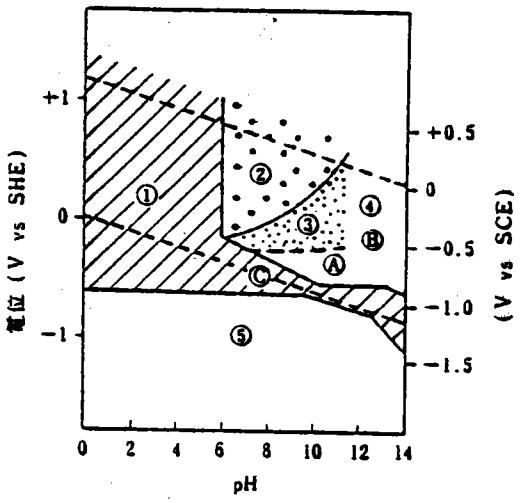


①全面腐蝕②鈍態

③不活性（＝電氣防蝕）

鐵之電位 - pH圖

不含氯離子之時

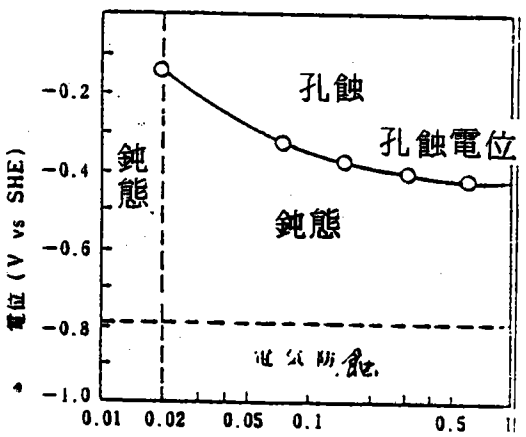


①全面腐蝕②孔蝕③不完全鈍態

④完全鈍態⑤不活性（＝電氣防蝕

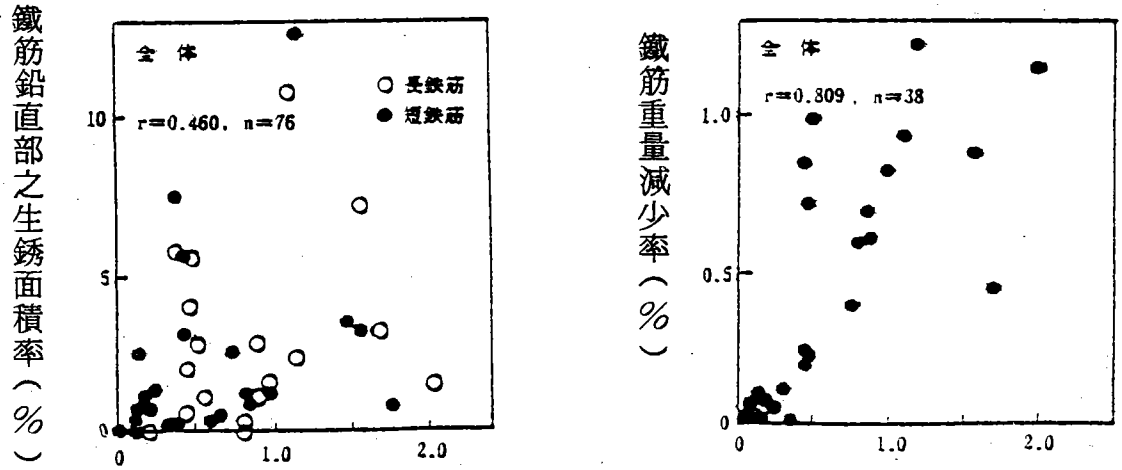
鐵之電位 - pH圖

含 Cl^- = 335 ppm

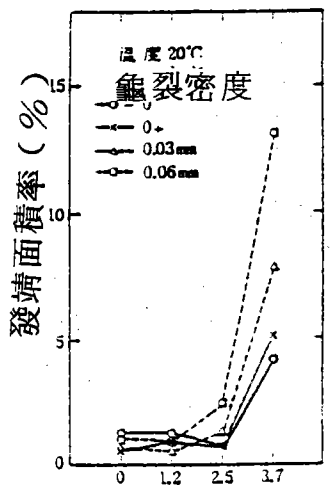


鹽化物離子濃度（mol/l）

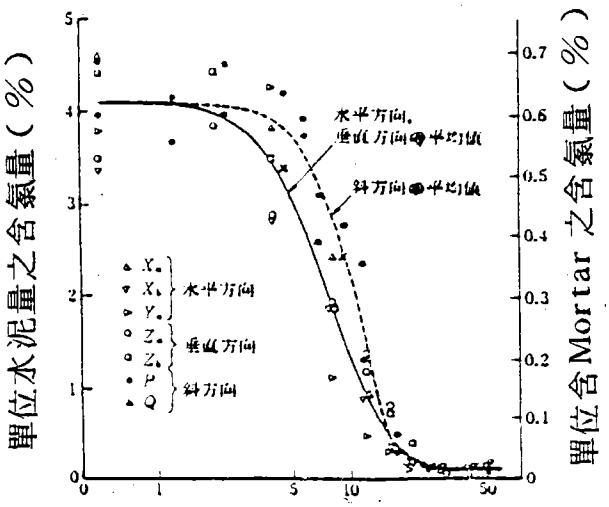
含鹽化物之飽和氫氧化鈣溶液中之鋼筋腐蝕特性



混凝土中之含鹽量與生銹量之關係



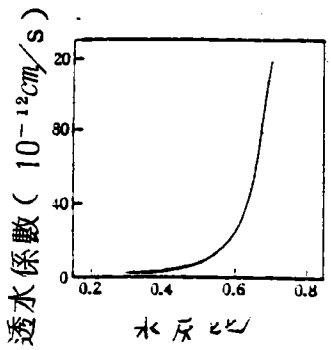
混凝土中含氯量對鋼材腐蝕之影響



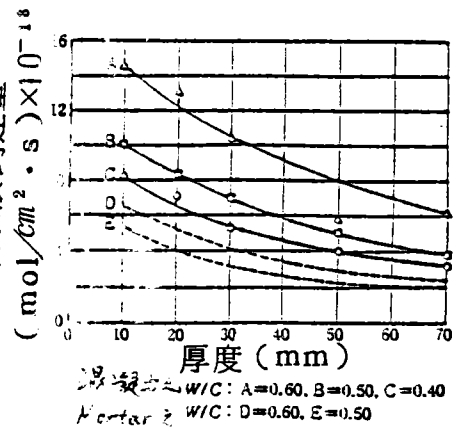
海中浸漬 15 年之混凝土塊之含氯量

試體中氯離子含量與鈍態之關係

對Mortar重量之含氯量（%）平均值	≦0.075	0.075＜≦0.125 (0.10)	0.125＜≦0.175 (0.15)	0.175＜≦0.225 (0.20)	0.225＜≦0.275 (0.25)	0.275＜≦0.325 (0.30)	0.324＜≦0.375 (0.35)	0.375＜≦0.425 (0.40)	0.425＜
持有鈍態試體之佔有率（%）	95	83	82	47	46	52	42	21	4



水灰比與透水係數之關係



水灰比及保護層厚度對氧氣擴散之影響

混凝土表面之鹽分，依Hooke 之法則向混凝土內部擴散之速度計算方法

$$\frac{\partial N}{\partial T} = K \frac{\partial^2 N}{\partial x^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(1)$$

式中：T：材齡

x：從混凝土表面之深度（cm）

k：鹽分之擴散係數（cm^2／年）

N：在材齡T，某深度之鹽分濃度（Kg／m^3，以NaCl計算）

(1)式解爲如下(2)式

$$\frac{Ncr}{No} = 1 - ert\left(\frac{x}{2\sqrt{kT}}\right) \cdots\cdots\cdots(2)$$

式中No ：在混凝土表面（ x = 0 ）之含鹽濃度（Kg／m^3，以NaCl 計算）

Ncr ：在深度 x 之界限含鹽濃度（Kg／m^3，以NaCl 計算）

ert ：誤差關數。

於(2)式中代入No,Ncr , k 值，則可求出，在材齡T，到達濃度Ncr 之深度，No ,Ncr 及K 值係採用如下述之數值計算T 與 x 之關係。

No ：混凝土表面之鹽分濃度，參照本文圖 4 之 平均值 10 Kg／m^3（潮汐帶及海中地區）飛沫帶則參照本文圖－5 ，以離海岸 50 m 之地點爲對象，對 0 m地點之比例爲 0.4 ，No = 10 × 0.4 = 4 Kg／m^3。

Nor ：界限含鹽濃度，Ncr 之意義爲鹽分濃度到達此濃度以上時，鋼筋由於生銹，使保護層脹裂之濃度。由於撒布融水鹽使混凝土龜裂之界限，濃度採用 Ncr = 1.2 Kg／m^3[①]故採用此值。

K：參照本文圖 15 [②]，以水灰比與溫度爲 parameter 之擴散係數，採用溫度 14.5°C 之數值。潮汐帶、海中、飛沫帶之水灰比 45,50,55 %之擴散係數爲K = 0.55,0.70,1.5 cm^2／年 。圖－15之實驗數值爲混凝土浸在鹽水中測定者，因此乾燥潮濕重覆之地域之擴散係數比此值稍大，乾燥地域

則稍小，以實際之構造物及試片測定之實例爲以海水中之擴散係數 1.0 時潮汐帶爲 1.70　陸上地域爲 0.73 。③因此修正結果如下：K = 0.55 × 1.70 = 0.85（潮汐帶），0.70 × 1.0 = 0.7（海中）1.5 × 0.73 = 1.10 cm^2／年（飛沫帶）

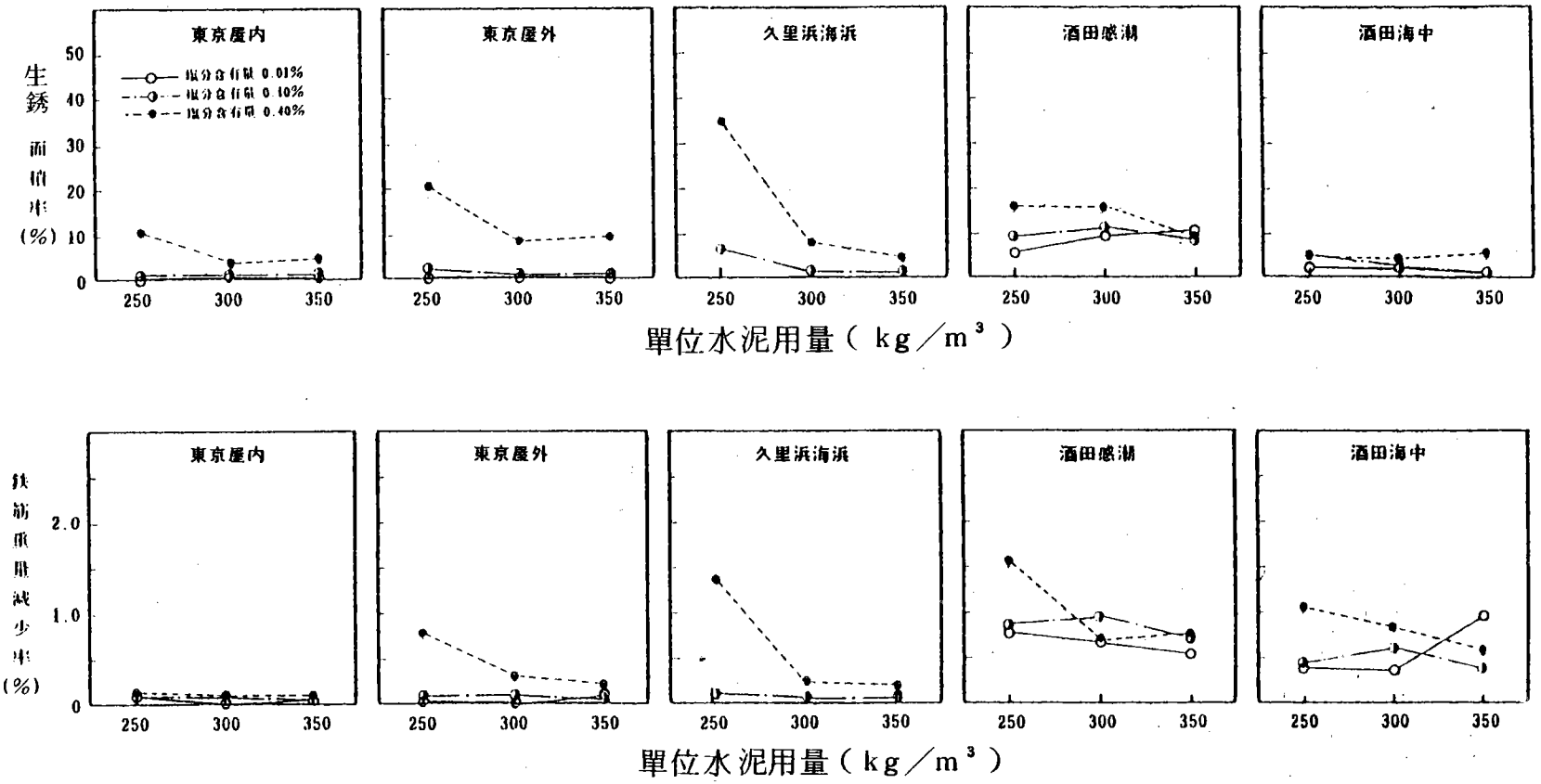
以上述之假設條件計算結果圖示於圖－16，達到界限含鹽濃度之深度爲材齡60年時，達到 12～16 cm。本計算法乃依據無龜裂之情況下而計算者，如果有龜裂鹽分則直接進入鋼筋表面迅速生銹。如果將混凝土表面以水泥漿或其他材料塗裝則可延長壽命。

參考文獻

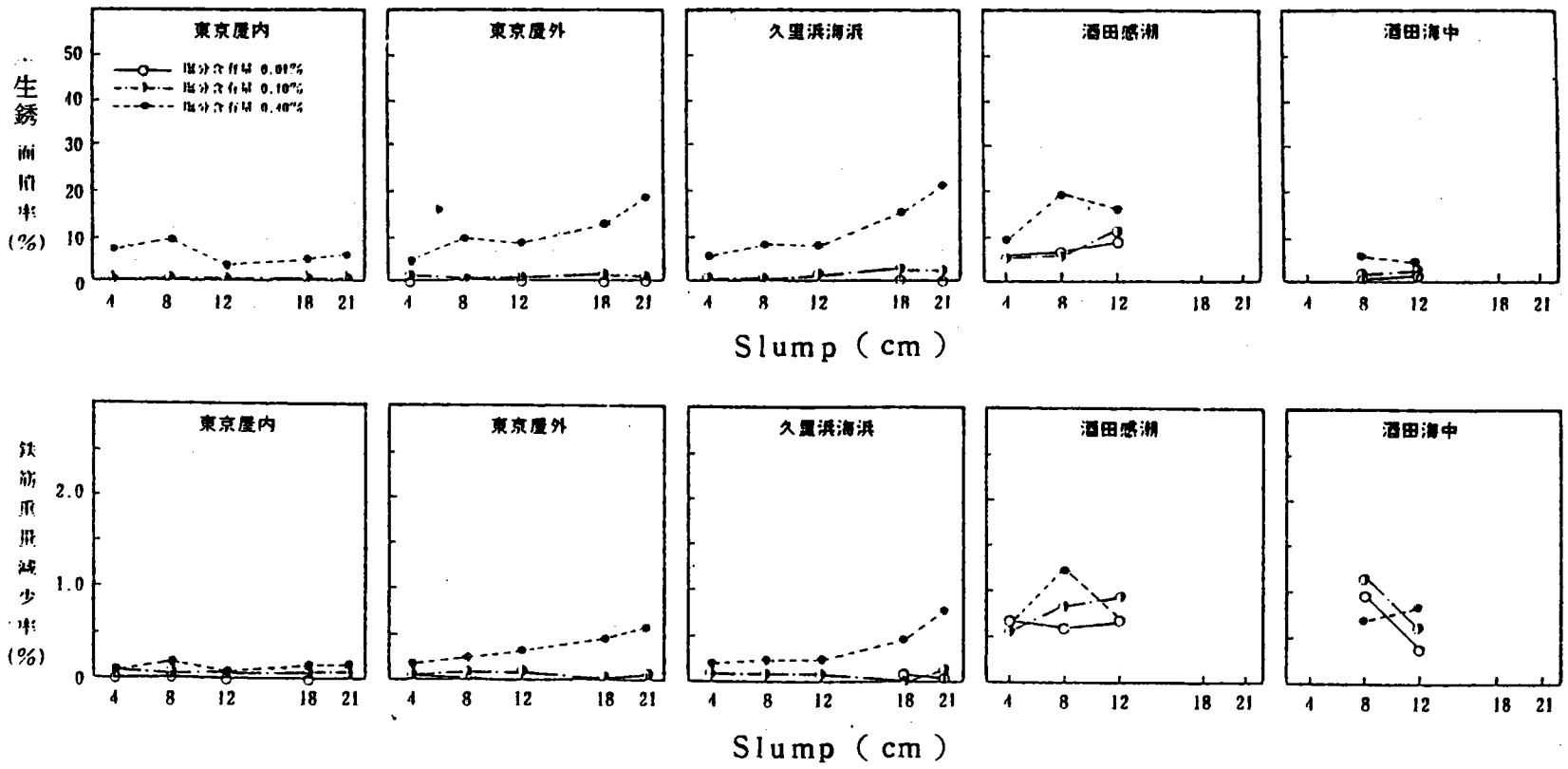
① P.D. Cady et al: Chloride Penetration and the Deterioration of Conerete Bridge Decks: Cement, Concrete and Aggregates Vol 5 No. 2 1982.

② C.L. Page et al: Dittusion of Chloride Ions in Hardened Cement paste Cement and Concrete Research, Vol. 11 No. 3, 1981.

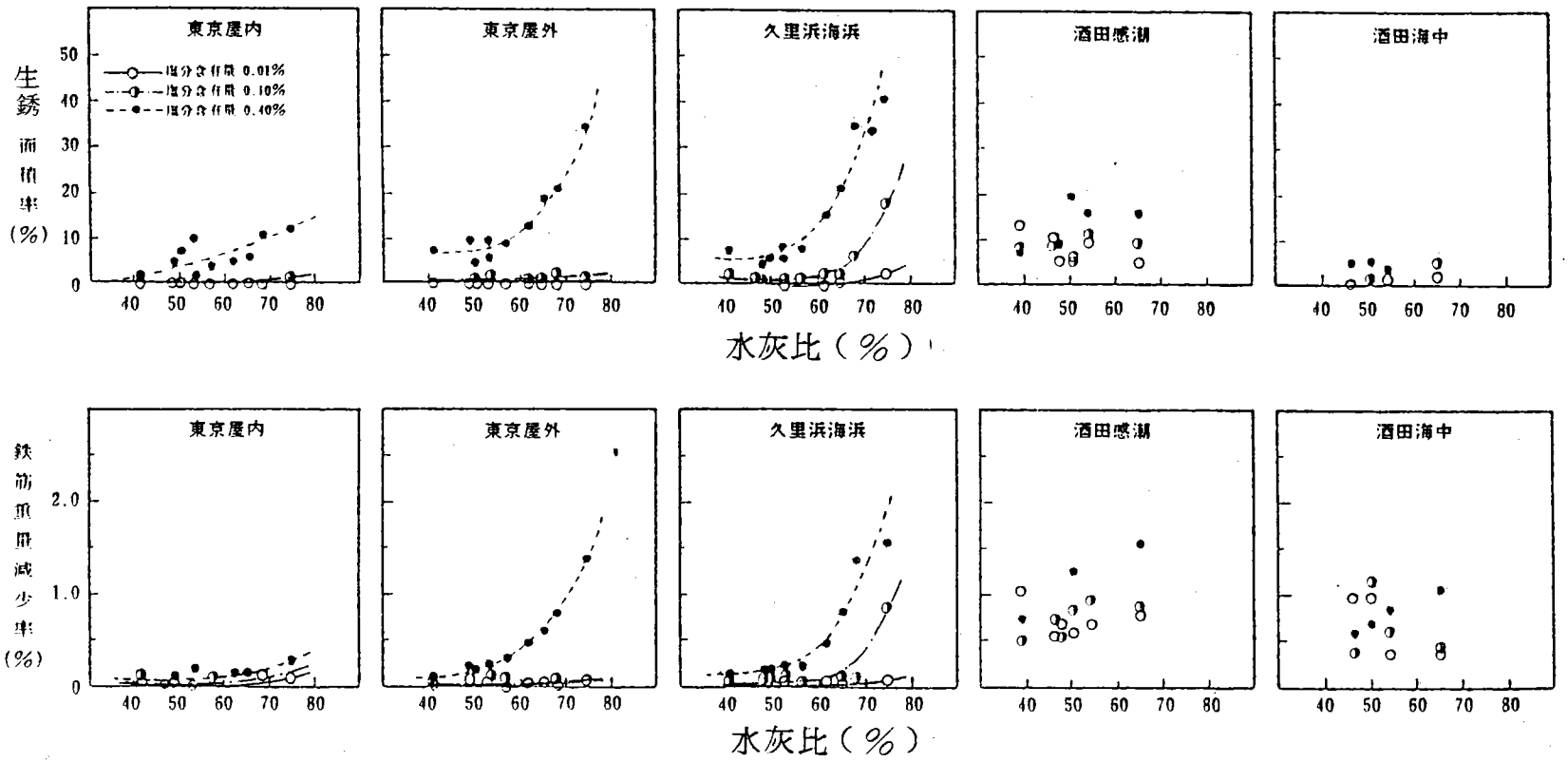
③日本建設省建築研究所：建築物の耐久性向上技術の開發報告書（委託）：昭和59.年度總合技術開發プロジエクト，1985.3 。



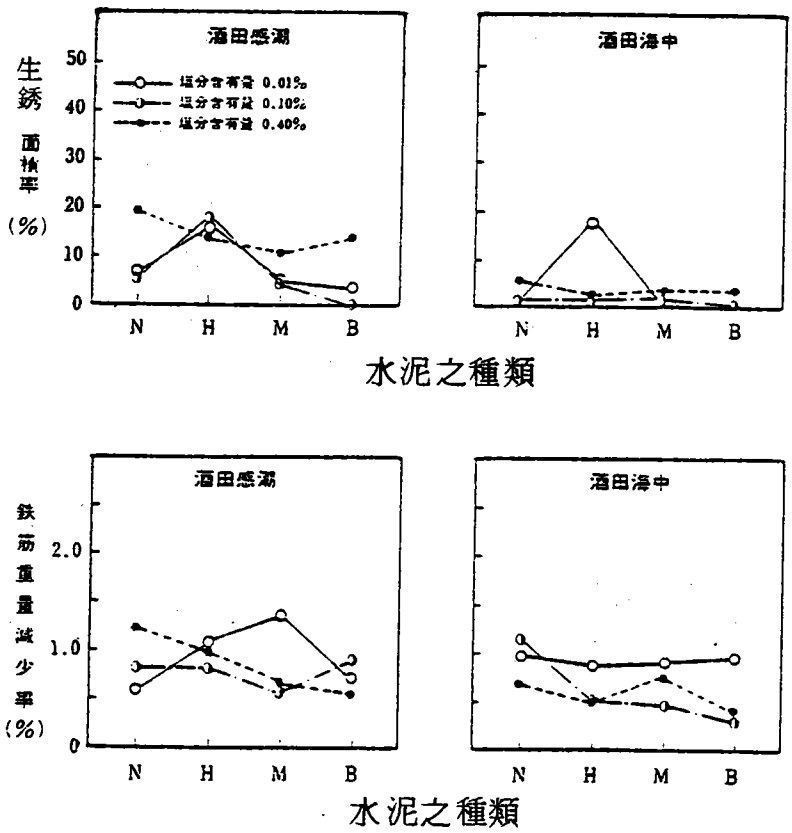
実例図１　混凝土中単位水泥用量與鋼筋生銹量（Slump 12 cm）



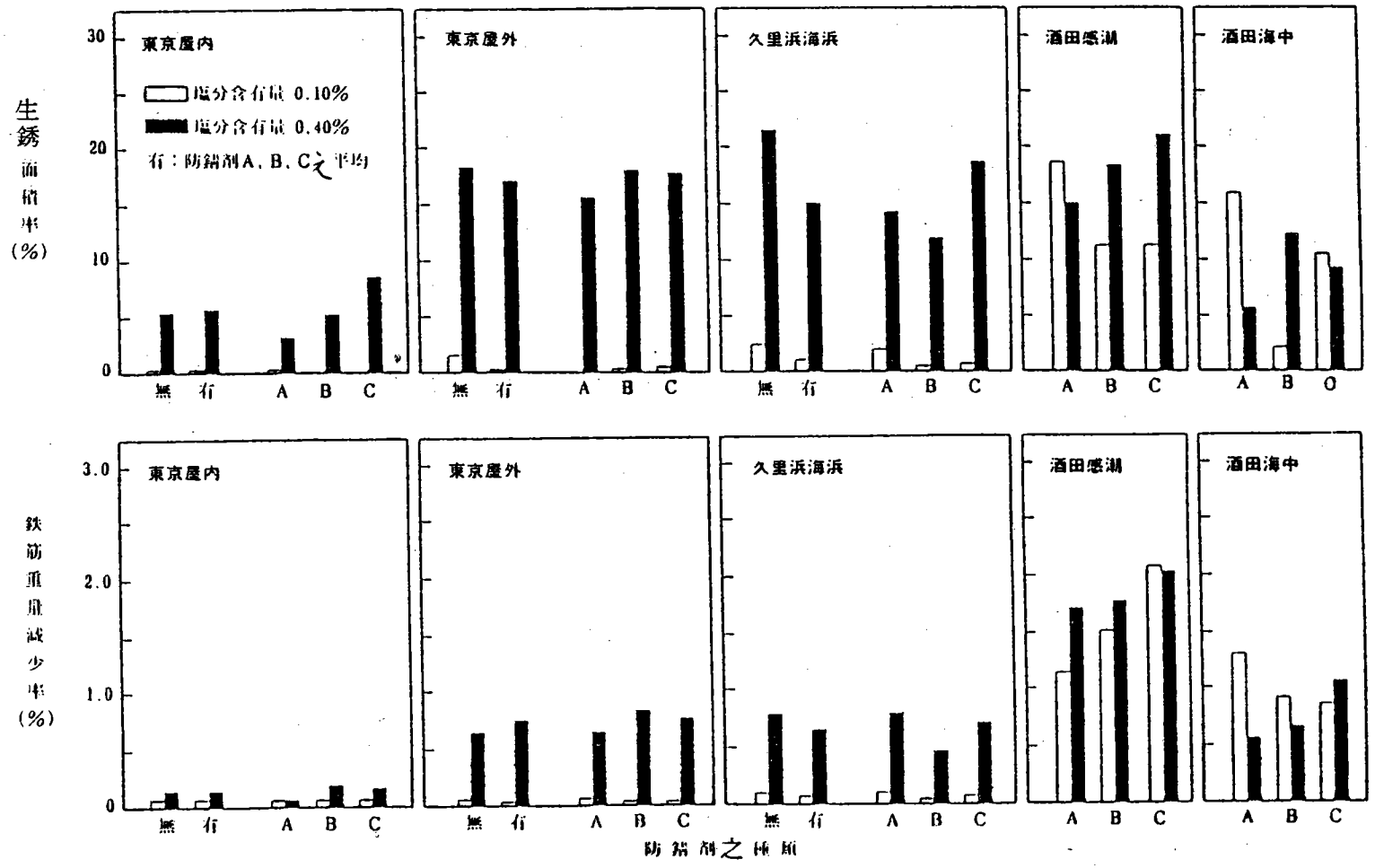
實例圖 2　混凝土之Slump與鋼筋生銹量（單位水泥用量 300



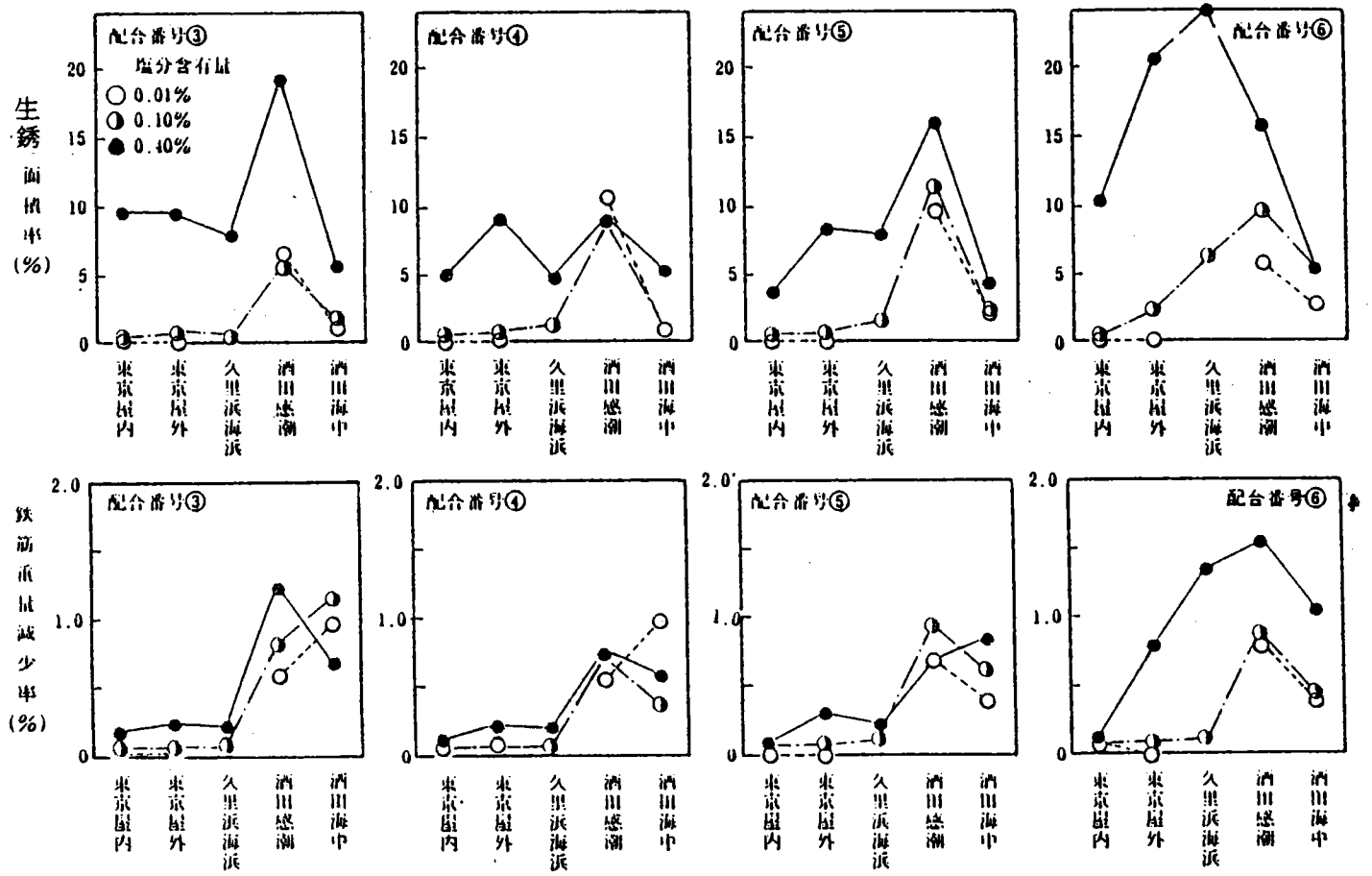
實例圖 3　混凝土之水灰比與鋼筋生銹量



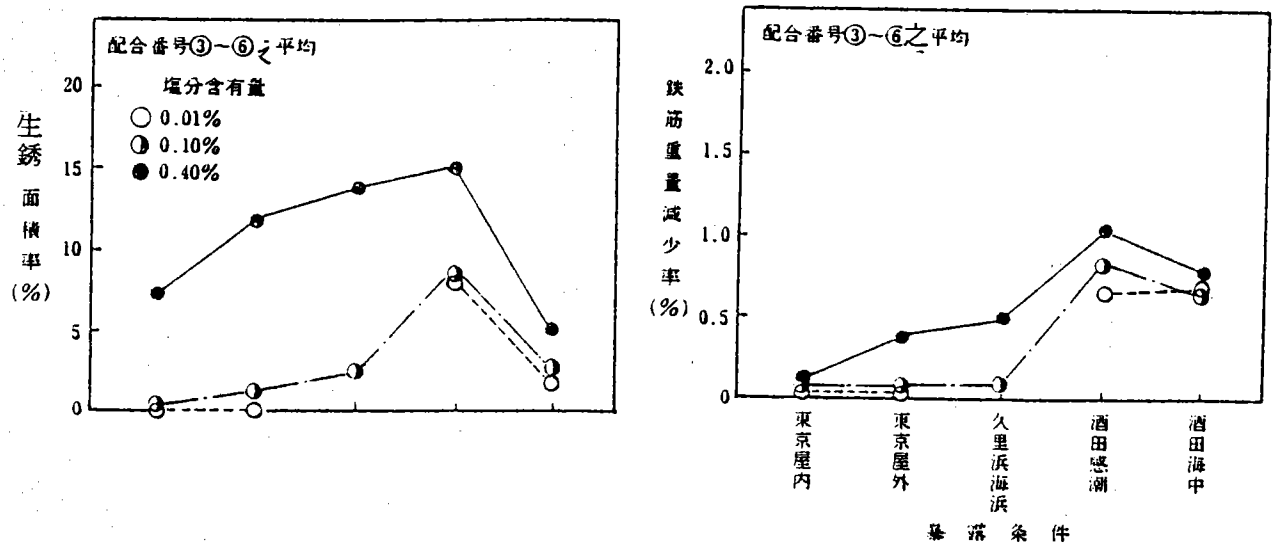
實例圖 4　水泥種類與鋼筋生銹量



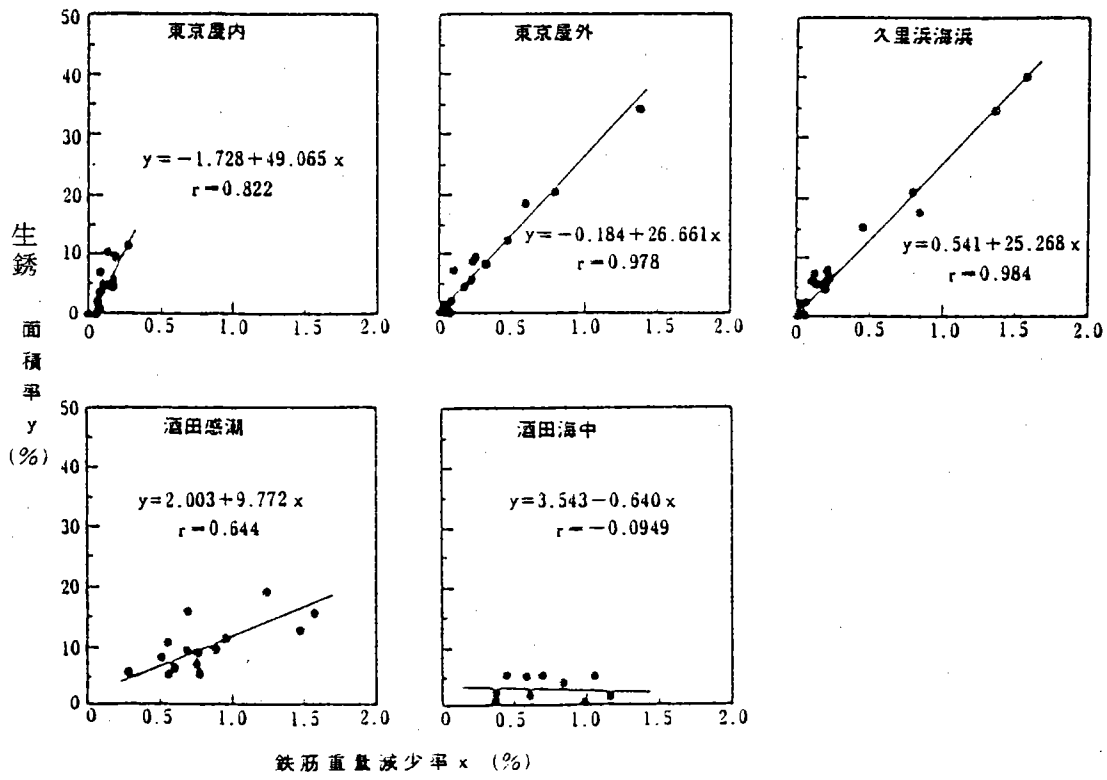
實例圖 5　防銹劑之有無及種類與鋼筋生銹量



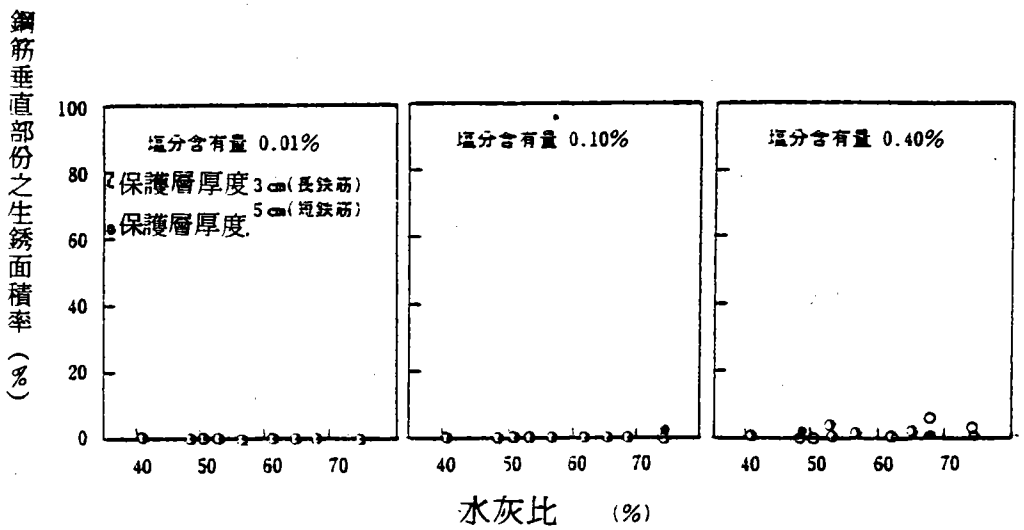
實例圖 6　暴露條件與鐵筋發銹量



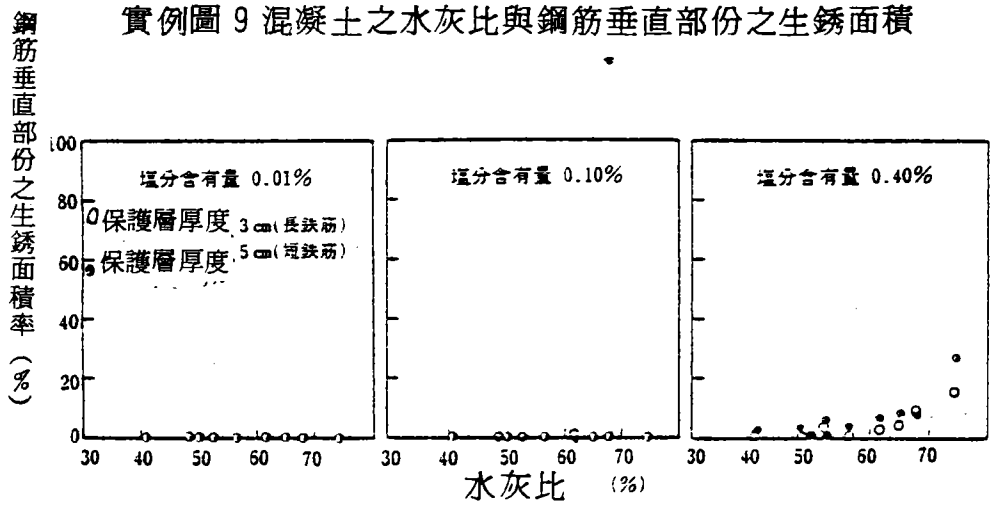
實例圖 7　暴露條件與鐵筋發錆量之平均值



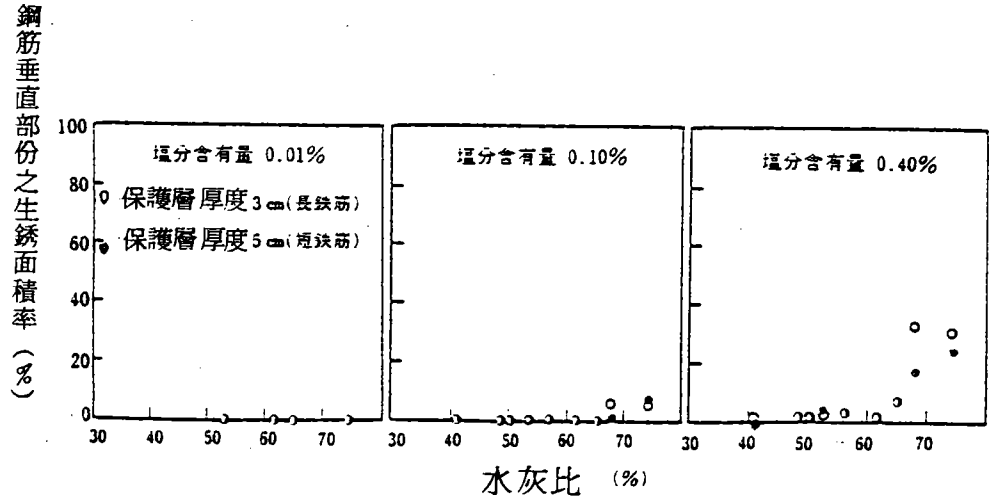
實例圖 8　鐵筋重量減少率與發錆面積率



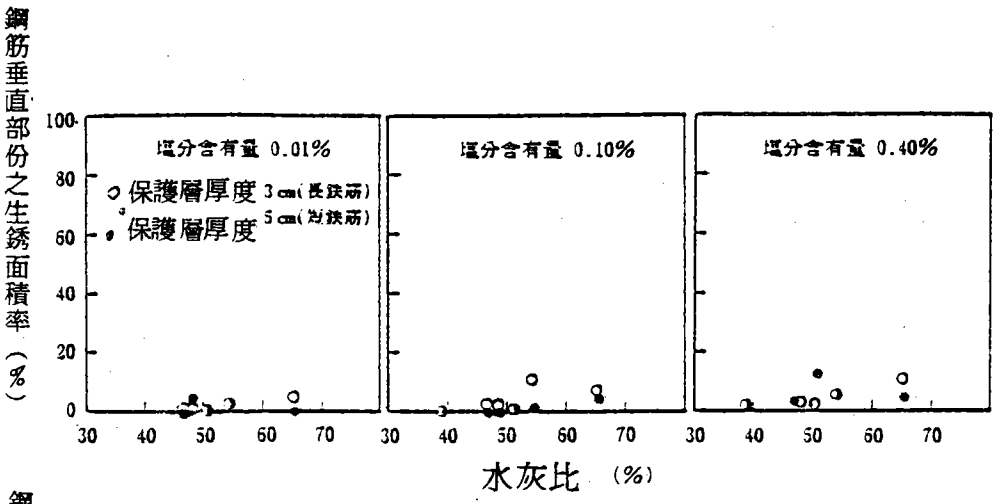
實例圖 9 混凝土之水灰比與鋼筋垂直部份之生銹面積



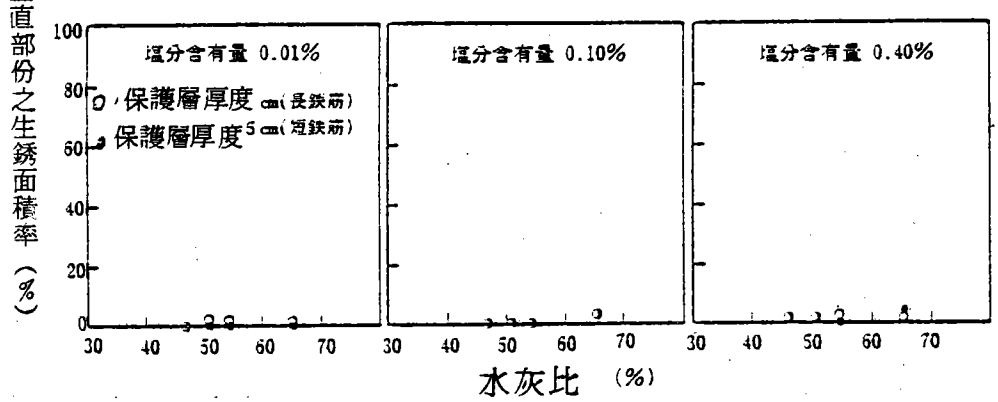
實例圖 10　混凝土之水灰比與鋼筋垂直部份之生銹面積率（東京屋外）



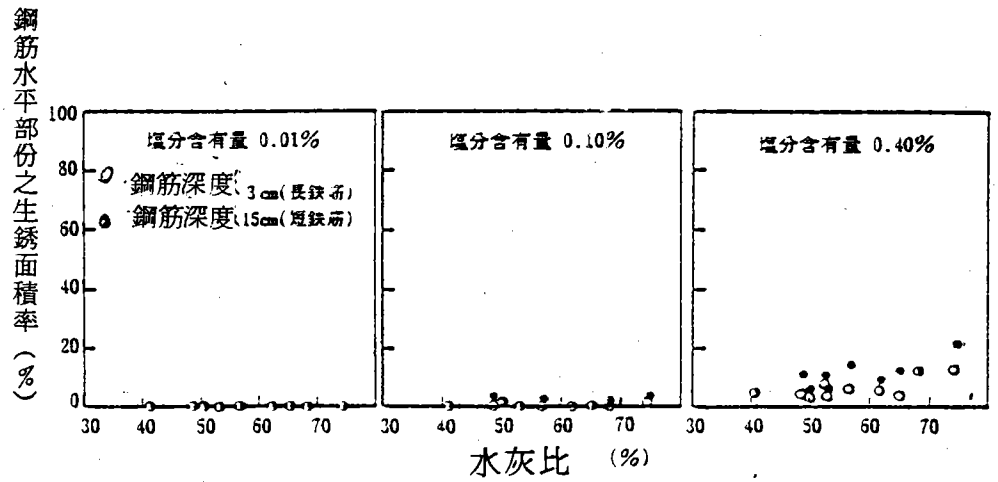
實例圖 11　混凝土之水灰比與鋼筋垂直部份之生銹面積率（久里浜海浜）



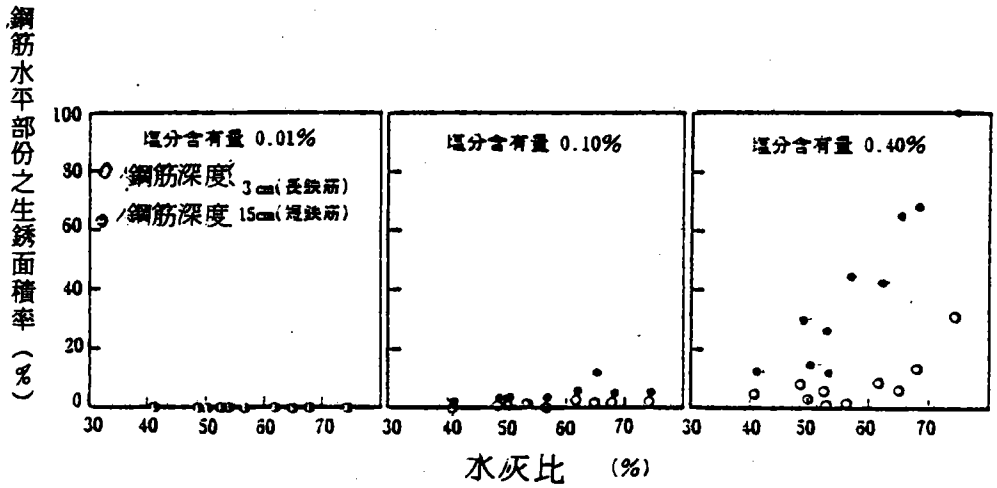
實例圖 12　混凝土之水灰比與鋼筋垂直部份之生銹面積率（酒田感潮）



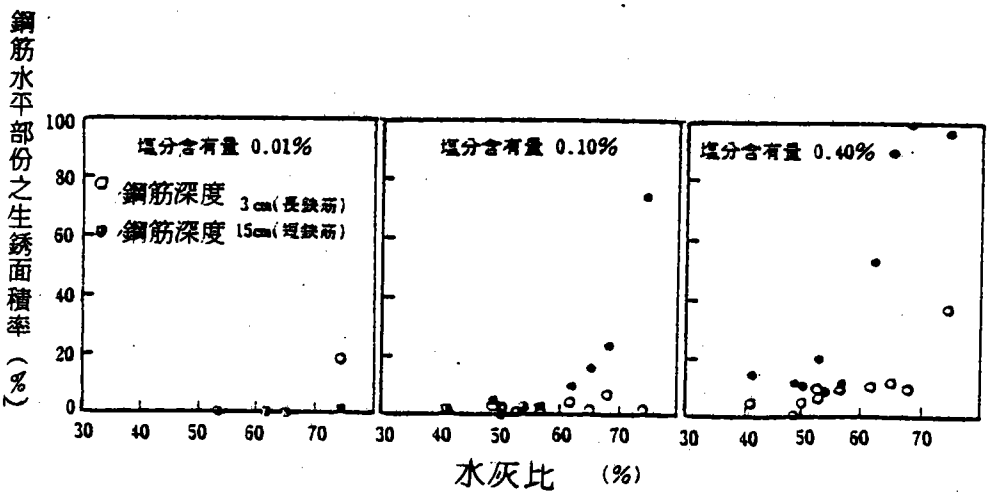
實例圖 13　混凝土之水灰比與鋼筋垂直部份之生銹面積率（酒田海中）



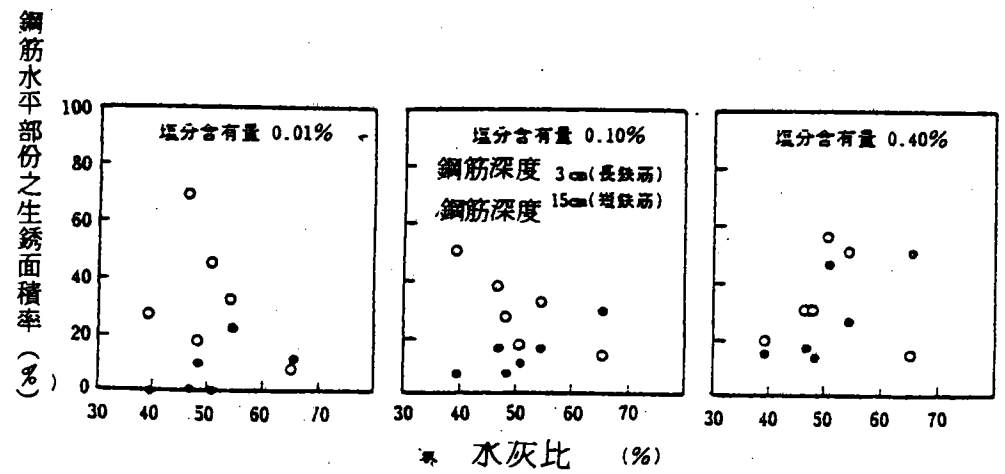
實例圖 14　混凝土之水灰比與鋼筋水平部份之生銹面積率（東京屋內）



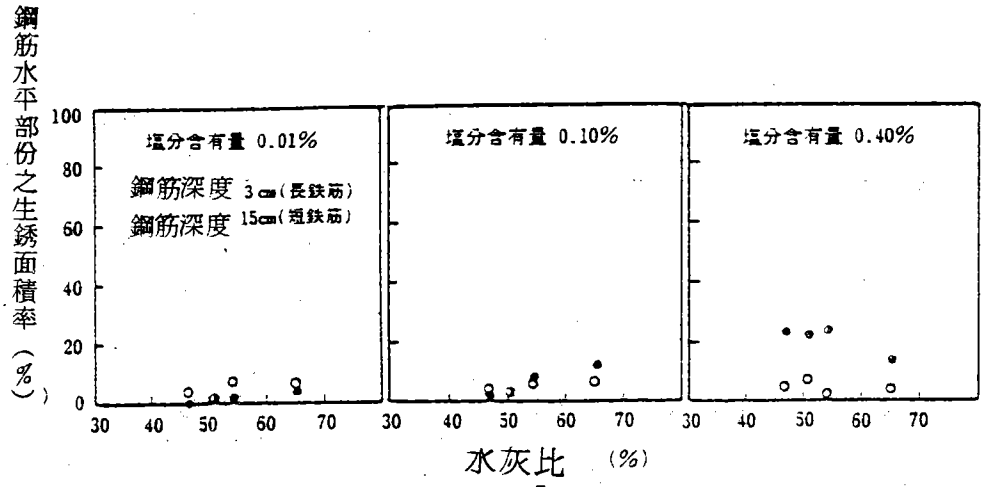
實例圖 15　混凝土之水灰比與鋼筋水平部份之生銹面積率（東京屋外）



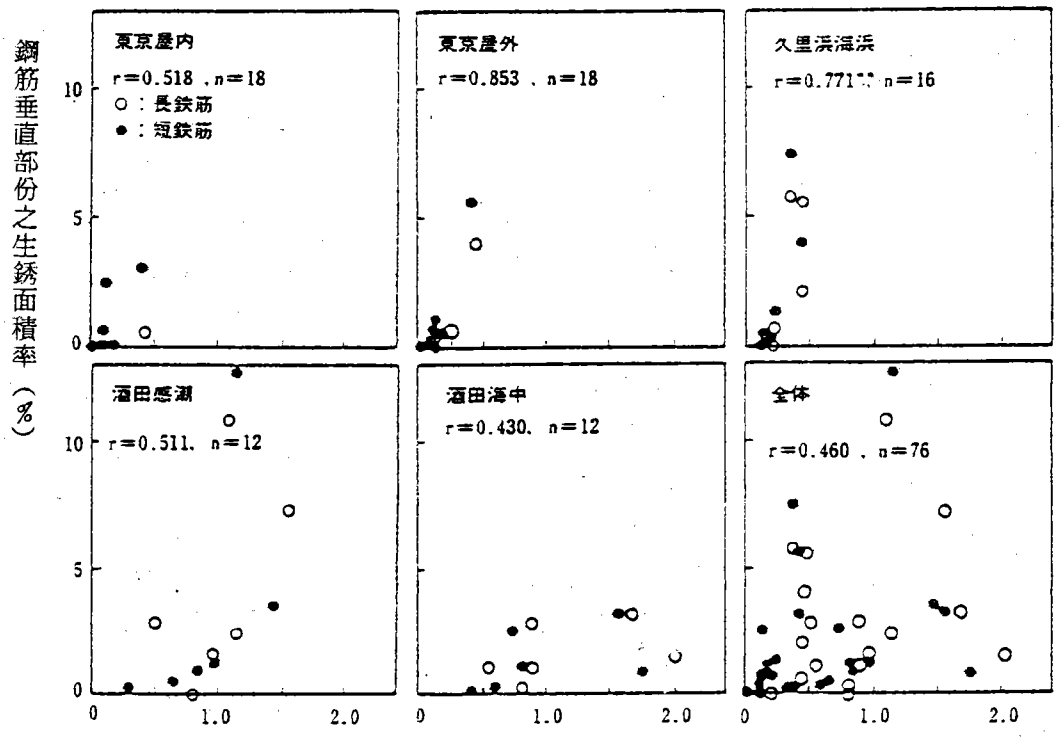
實例圖 16　混凝土之水灰比與鋼筋水平部份之生銹面積率（久里浜海浜）



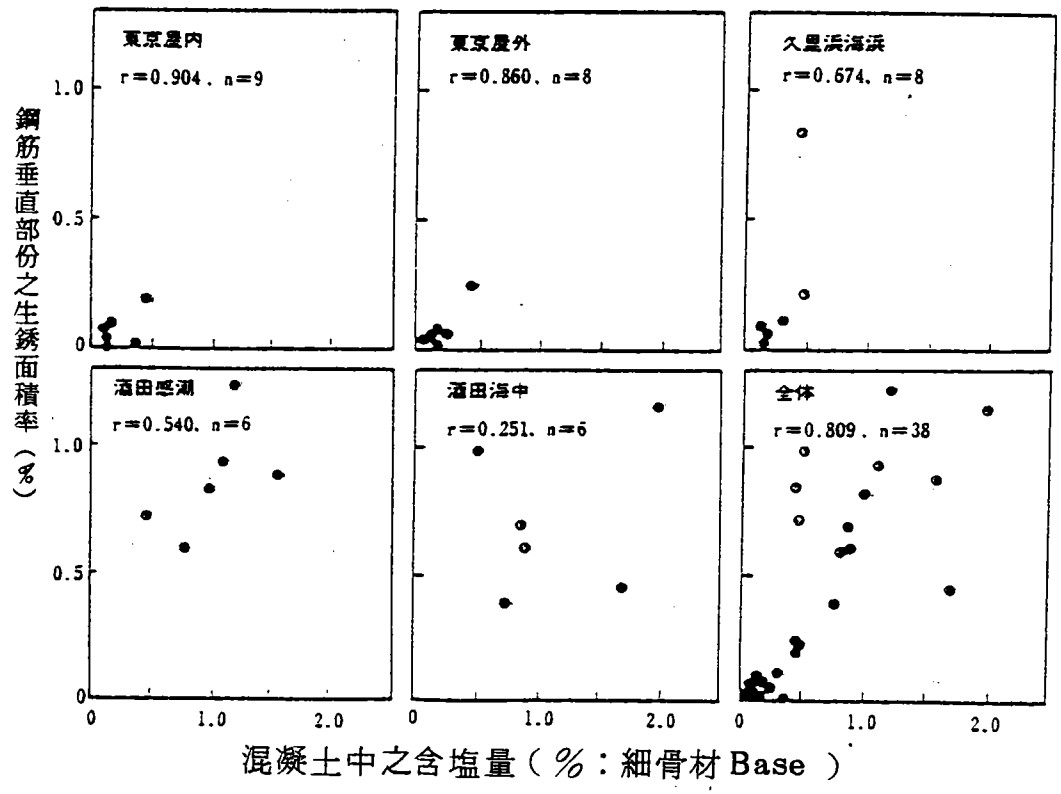
實例圖 17　混凝土之水灰比與鋼筋水平部份之生銹面積率（酒田感潮）



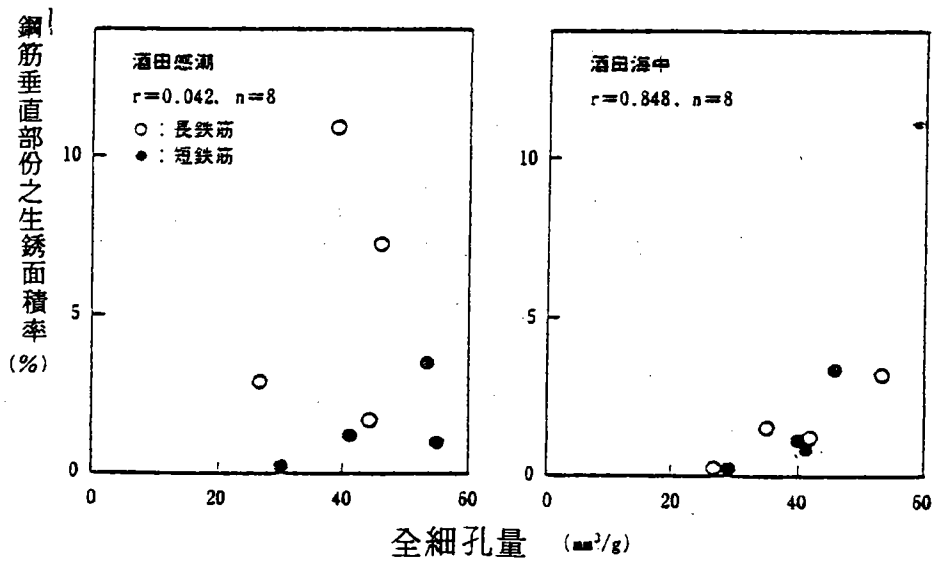
實例圖 18　混凝土之水灰比與鋼筋水平部份之生銹面積率（ 酒田海中 ）



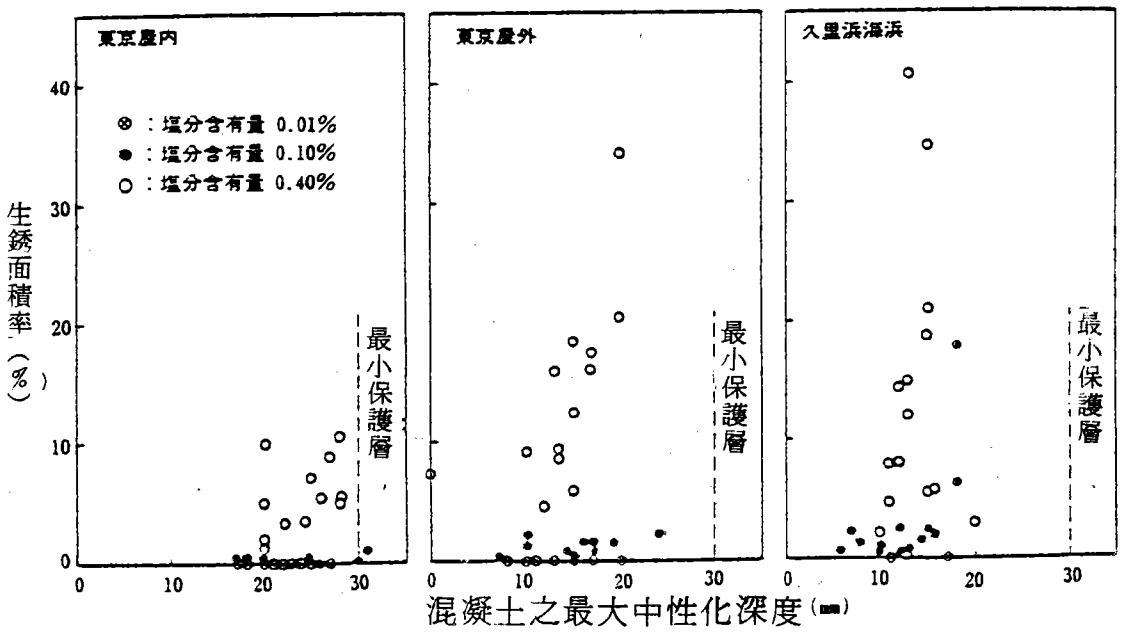
實例圖 19　混凝土中之含塩量與鋼筋之生銹面積率



實例圖 20　混凝土中之含塩量與鋼筋重量減少率



實例圖 21　全細孔量與發錆面積率

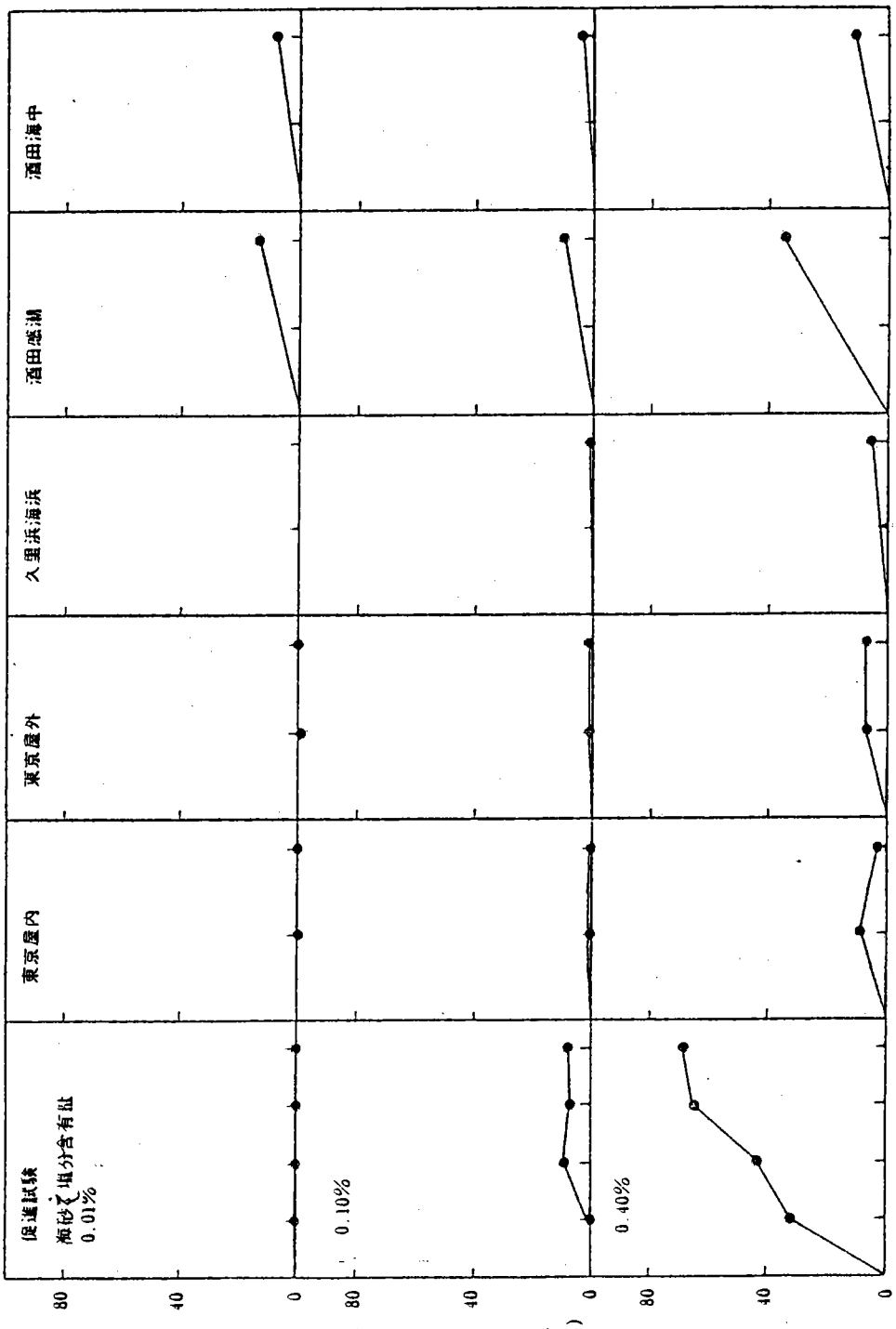


實例圖 22　混凝土之最大中性化深度與生銹面積率

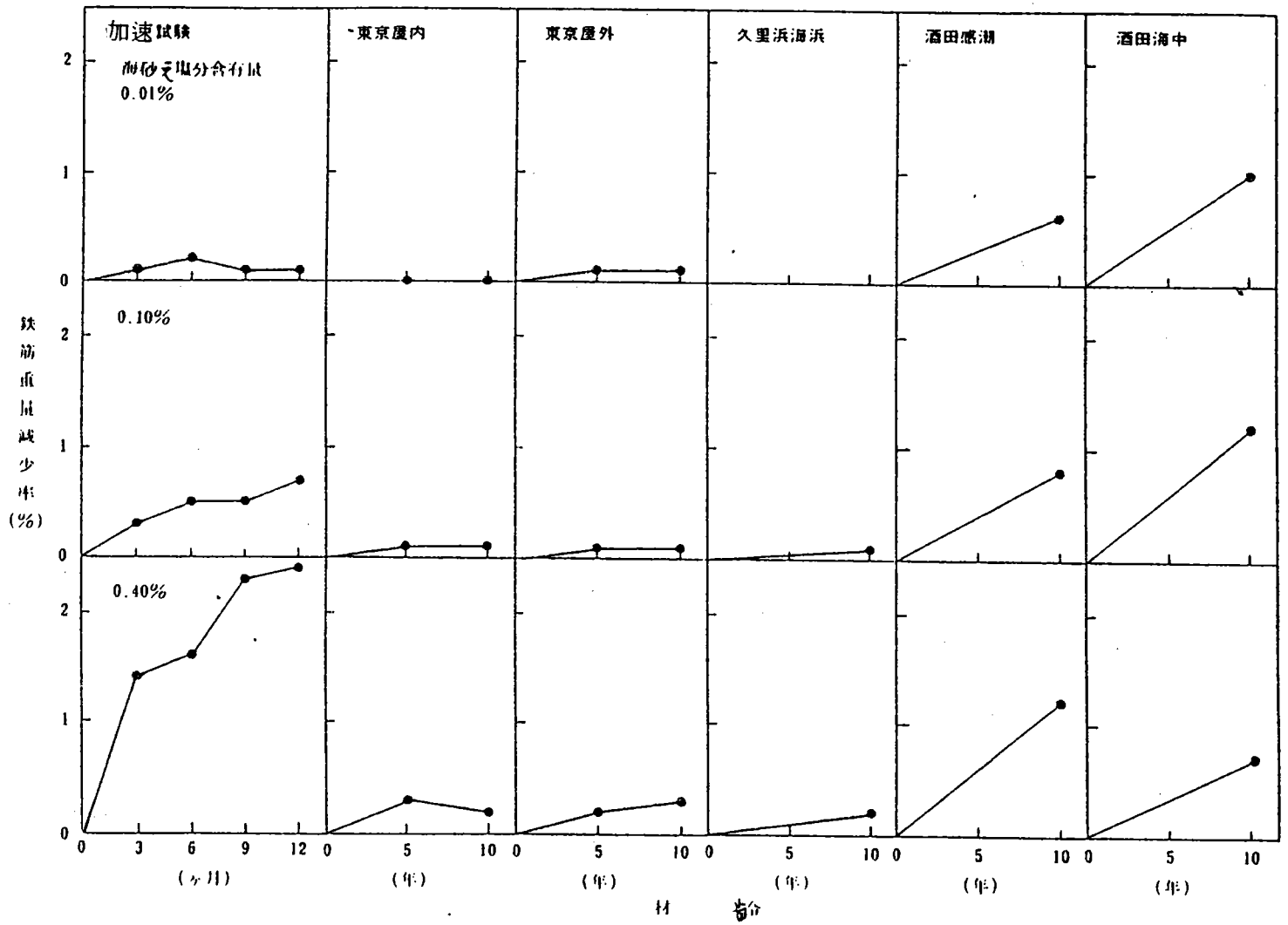
實例表 1　自然暴露試驗及加速試驗之生銹面積率與鋼筋重量減少率

（配合番號③，單位水泥量 300 kg／m³，Slump 8cm ）

海砂之塩分含有量（%）	生銹面積率[1]（%）											鉄筋重量減少率（%）										
	自然暴露							加速試験				自然暴露							加速試験			
	東京屋内		東京屋外		久里浜海浜	酒田感潮	酒田海中	3ケ月	6ケ月	9ケ月	12ケ月	東京屋内		東京屋外		久里浜海浜	酒田感潮	酒田海中	3ケ月	6ケ月	9ケ月	12ケ月
	5年	10年	5年	10年	10年	10年	10年					5年	10年	5年	10年	10年	10年	10年				
0	0.0	—	0.0	—	—	—	—	0.4	0.4	0.5	1.0	0.0	—	0.1	—	—	—	—	0.1	0.1	0.2	0.1
0.01	0.0	0.0	0.0	0.0	—	14.5	2.2	0.1	1.1	1.0	0.5	0.0	0.0	0.1	0.1	—	0.6	1.0	0.1	0.2	0.1	0.1
0.05	0.6	—	4.1	—	—	—	—	2.0	1.7	3.4	5.1	0.0	—	0.1	—	—	—	—	0.2	0.0	0.2	0.3
0.10	0.9	0.3	0.7	0.8	0.6	10.2	3.8	1.6	9.0	7.2	8.2	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.8	1.2	0.3	0.5	0.5	0.7
0.20	2.6	—	2.4	—	—	—	—	7.7	18.5	60.4	49.9	0.0	—	0.2	—	—	—	—	0.5	0.5	1.5	1.3
0.40	9.0	3.3	7.6	7.2	5.7	35.5	10.8	31.2	42.8	65.3	68.6	0.3	0.2	0.2	0.3	0.2	1.2	0.7	1.4	1.6	2.3	2.4



實例圖 23　自然暴露試驗及加速試驗之鋼筋生銹面積率（配合番號③，單位水泥量 300kg ／ m³，Slump 8cm ）



實例圖 24　自然暴露試驗及加速試驗時之鋼筋重量減少率（配合番號③，單位水泥量 300 kg／m³，Slump 8cm）

海洋混凝土工程研討會

延長鋼筋混凝土壽命的防蝕塗裝

主講人：陳文源

目　錄

一、前言
二、混凝土劣化與原因
三、防蝕方法
四、提高混凝土耐久性的塗裝角色
五、混凝土底面調整
六、鋼筋混凝土表面的塗裝與被膜覆襯
七、塗膜的耐久性
八、塗裝設計之基礎
九、結論

一、前　　言

海洋環境比陸上或河川環境腐蝕性高是大家所知道的。因此於海洋上，鋼筋混凝土中的鋼筋或PC鋼材易腐蝕而龜裂或剝落等損害。又混凝土中鋼材腐蝕，使其有效面積減少而降低強度。

這些事實，很早就有了，爲使鋼材不腐蝕，於各種混凝土設計基準類，規定混凝土最小保護層或最大龜裂幅度。可是由設計或施工上所受限制或經濟上來看，把混凝土保護層，增大到能防蝕爲目的之數值，反而不利之點增多，況且設計時，料想不到的龜裂，往往發生在實際的構造物上。因此爲減少裂痕幅度而增大混凝土保護層厚度，提高混凝土耐久性外，以其他方法，積極的抑制鋼筋腐蝕爲近年有效的防蝕方法。

二、混凝土劣化與原因

要保持混凝土耐久性於塗裝耐久設計前，應先了解阻碍其耐久性的因素與現象。

通常我們所知道含在水泥之中強鹼物質的氫氧化鈣之存在，使鋼筋得防銹之存在，使鋼筋得防銹，表一，爲鋼筋混凝土構造物耐久性與劣化現象的外在，內在要因：

㈠外因

1.解凍融解作用

2.海塩的作用

3.由空氣中的侵蝕性物質（如CO_2，SO_3等）之作用

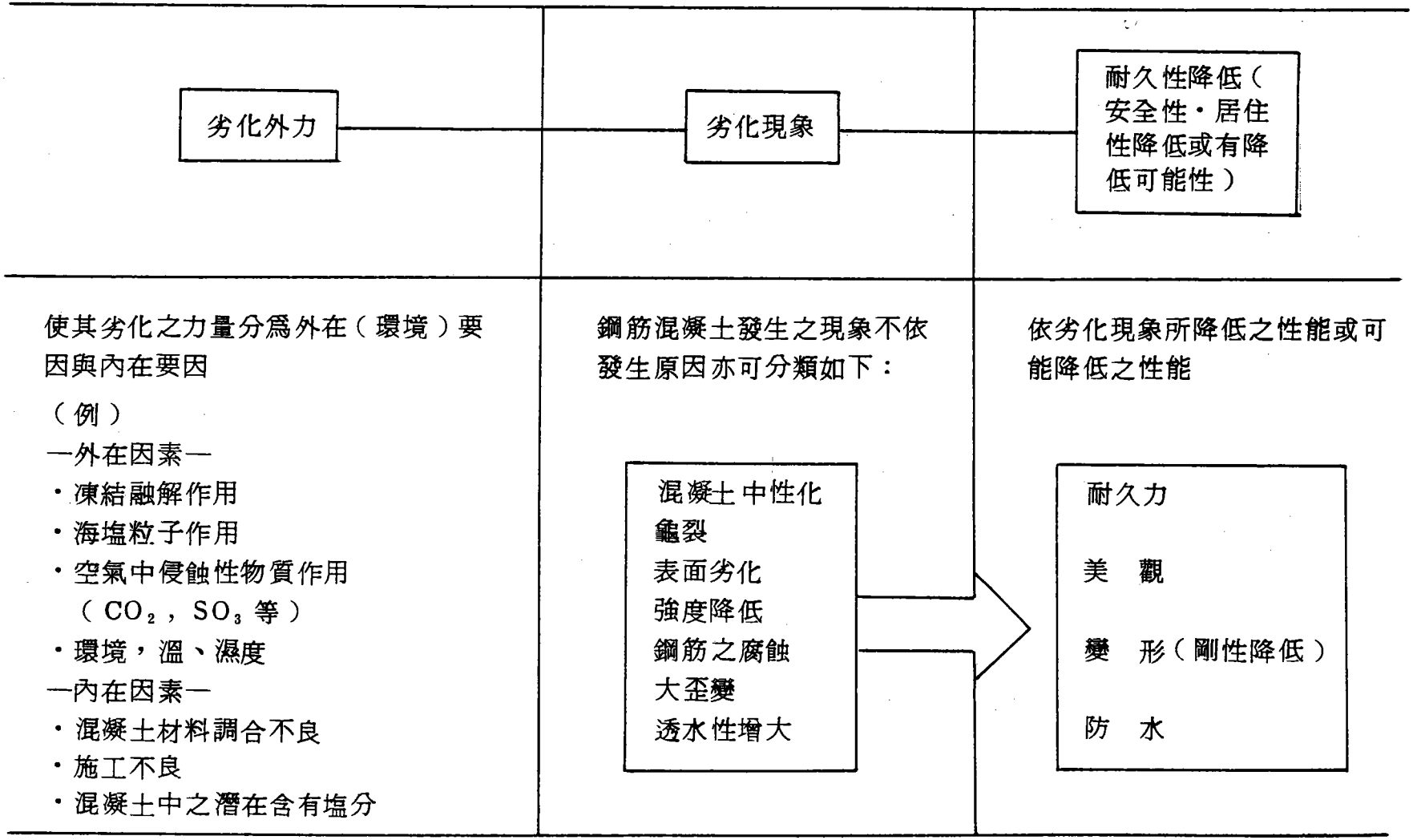
4.溫度、濕度環境

㈡內因

1.混凝土材料配合不良

例如：流動化劑等亦可成爲阻碍因子

表 1　鋼筋混凝土構造物之耐久性與劣化現象



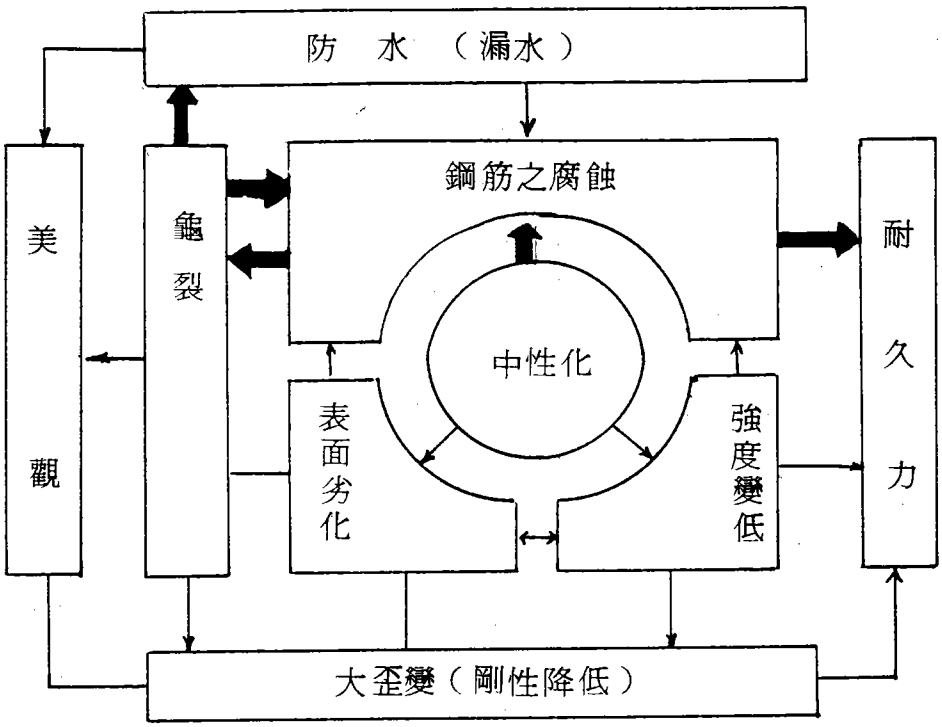


圖 1　鋼筋混凝土構造物之代表的劣化現象與性能低下降低

2.施工不良

3.混凝土中，潛在塩份，例如使用海砂

因此，劣化現象多方面發生如下：

1.混凝土的中性化

2.裂縫，龜裂

3.表面劣化

4.強度降低

5.鋼筋腐蝕

6.降低剛性

7.透水性增大

上述劣化原因於塗裝設計上是重要的因素。

下圖 1，表示鋼筋混凝土構造物的代表性劣化現象與性能降低。

圖 2，爲龜裂要因圖

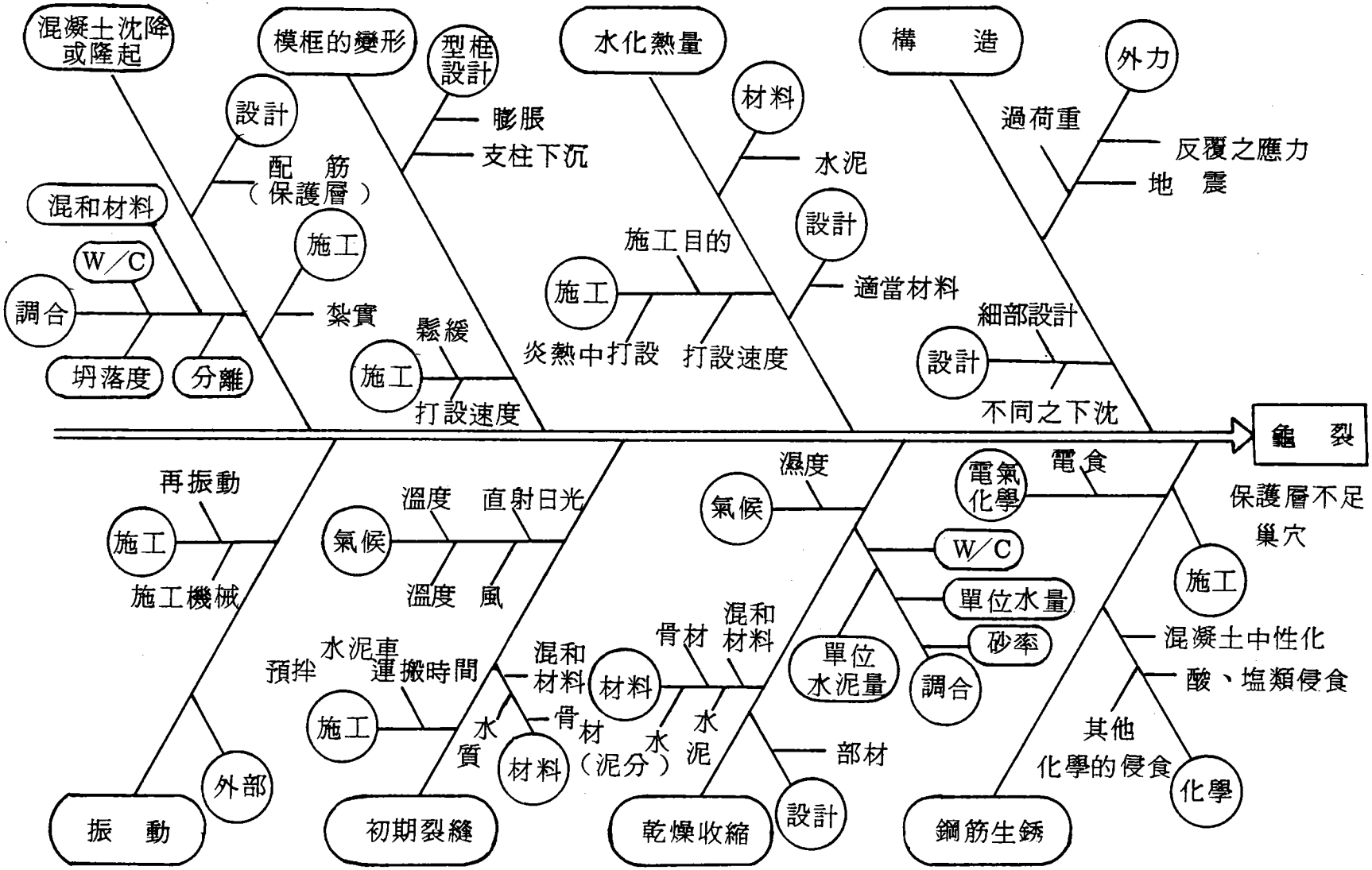

龜　裂
混凝土沈降或隆起
模框的變形
型框設計
膨脹
支柱下沉
設計
配　筋（保護層）
施工
紮實
混和材料
W／C
調合
坍落度
分離
施工
鬆緩
打設速度
水化熱量
材料
水泥
設計
適當材料
施工目的
施工
炎熱中打設
打設速度
構　造
外力
過荷重
反覆之應力
地　震
設計
細部設計
不同之下沈
保護層不足
巢穴
施工
混凝土中性化
酸、塩類侵食
其他化學的侵食
化學
鋼筋生銹
電氣化學
電食
濕度
氣候
W／C
單位水量
砂率
調合
單位水泥量
材料
骨材
混和材料
水
水泥
部材
設計
乾燥收縮
施工
水泥車預拌
運搬時間
混和材料
骨材
水
材料
（泥分）
水泥
水質
初期裂縫
氣候
溫度
直射日光
溫度
風
施工
再振動
施工機械
外部
振　動

圖 2　混凝土龜裂要因

由上述原因可知各種缺陷之關連性如下：

1.表面之劣化→鋼筋之腐蝕→耐久性之降低

2.龜裂→鋼筋之腐蝕→耐久性之降低

3.龜裂→漏水

4.鋼筋腐蝕→耐久性之降低

這大多問題爲鋼筋之腐蝕以至耐久性降低，亦卽降低構造性之可能。這些原因，現象，顯然的指出，提高耐久性需確立遮斷有害物質的塗裝系統爲絕對條件。

這些關連問題中：

1.所述表面劣化主要發生在寒冷地域之凍結融解作用或化學工場、海洋構造物等化學上荷酷環境下的鋼筋混凝土。

2.所述龜裂現象如表 1 的內在因素複合的重疊發生。

3.所述龜裂雖其性能降低不致關係到人命安全，但是最頻繁發生。

可見克服這些問題，選定塗裝系統是何其重要。

三、防蝕方法

㈠環境遮斷防蝕方法

1.鋼筋表面的環境遮斷

(1)鋼筋的鍍鋅處理

(2)鋼筋的環氧樹脂粉體塗裝

2.混凝土中添加防銹劑來抑制鋼筋生銹

3.鋼筋混凝土表面的環境遮斷

混凝土表面的塗裝或被膜覆襯

4.鋼筋混凝土表層的環境遮斷

混凝土表層的高分子浸透形成緻密層以達環境遮斷效果

㈡電氣防蝕法

鋼筋混凝土中之鋼筋電氣防蝕

上述防蝕法適用性如下表 2

表 2　海洋鋼筋混凝土構造物的防蝕方法

環境條件	混凝土裂痕有否		鋼筋的鍍鋅	鋼筋的環氧樹脂粉體塗裝	添加防銹劑	塗裝或被膜覆襯	浸透緻密層表層的高分子	鋼筋電氣防蝕
海洋港灣	大氣中	無	◎	◎	○	◎	◎	△
		有	○	◎	○	◎	○	△
	飛沫帶	無		○	○	◎	○	○
		有		○	○	◎	○	○
	海水中	無		○	△	◎		◎
		有		○	△	◎		◎

註：◎已實用化的防蝕法　　○大體上確認的防蝕法　　△有適用可能性

四、提高混凝土耐久性的塗裝角色

㈠抑制中性化爲任務的塗裝效果

中性化及因它而影響到的鋼筋腐蝕不管在何種環境下的構造物都會發生的劣化現象，這與其他劣化現象是不一樣的，這劣化原因主要是CO_2與H_2O的擴散侵入，故遮斷爲絕對條件。

表 3 爲塗裝上塗材料的中性化抑制效果，可看出彈性厚膜型的伸長型，且有上塗者效果最高。因此，圖 3 、圖 4 無上塗下預測鋼筋腐蝕中，需在第三階段前，亦即耐久力界限前要進行適當的診斷與補修與否是關鍵點，如果有上塗材料者於第一階段到第三階段前，選定最適當塗裝系統施工，由表 3 可計算其耐久性爲延長 3 ～ 10 倍。

㈡爲防止塩害的塗裝效果

於圖 3 的第二階段鋼筋開始腐蝕，從這時候可判知由於潛在塩份與環境外部的塩份以雙乘作用開始腐蝕。帶進來的氯離子（潛在塩份）含於海砂或硬化促進劑，流動劑中（潛在塩份已規定在 0.04 %以下）只有靠塗裝來解決。

環境方面如圖 5 ，曝露在海上 7 年的試片，由塗膜與無塗膜者，從表面入侵的塩份濃度，從表面來算其距離，在表面有無塗膜作一比較，可看出爲 1 ／ 200 ，這表示塗裝在遮斷有害物質的環境塩份效果相當顯著如表四，與圖 6 又圖 5 及圖 7 ，以腐蝕面積表示混凝土塗裝效果，混凝土保護層厚 25 m ／m 下，比較有無環氧樹脂系塗裝可看出其腐蝕面積爲 1 ／ 80 ，可認定顯著的塗裝效果。圖 8 爲混凝土保護層與塩份腐蝕，圖 9 爲滲透塩水性的評價，與沒處理混凝土比較，塗裝效果是壓倒有效，因此塗膜對鋼筋腐蝕抑制力爲 10 ～ 30 倍。

㈢針對混凝土劣化的耐久性塗裝設計與經濟效果，克服前述劣化要因的塗裝設計之基本爲：

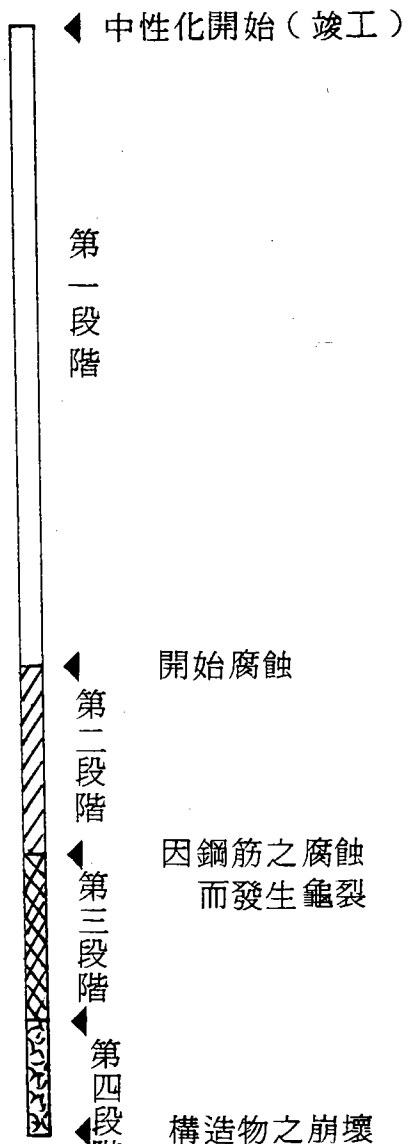
1.必須具有追隨混凝土收縮舉動的塗膜機能。

2.必須具有遮斷從環境外部入侵的有害物質的塗膜機能。

除上述外亦含有長期性美觀與高耐候性機能。

表 3　塗裝上塗材料的中性化抑制效果

分類		主要結合材	中性化深度（指數）	備考
	無上塗	—	100（23 mm）	
塗料	有機（溶劑）系	丙烯酸酯、聚胺基甲酸脂樹脂	47	
	〃	丙烯酸酯樹脂	65	
	有機（乳化）系	〃	78	
	無機系	矽樹脂膠體	77	
	有機（乳化）系	丙烯酸酯樹脂	30	無上塗
	〃	〃	11	伸長型　有上塗
	〃	〃	16	伸長型　有上塗
	〃	環氧樹脂	15	有上塗
	無機系	水泥	71	無上塗
含浸材料	有機（溶劑）系	矽樹脂	93	撥水材
	〃	環氧樹脂	92	浸透強化材
	無機系	矽氟化鎂	86	〃
	〃	矽酸鈉、矽酸鉀	80	〃


中性化開始（竣工）
第一段階
開始腐蝕
第二段階
因鋼筋之腐蝕而發生龜裂
第三段階
第四段階
構造物之崩壞

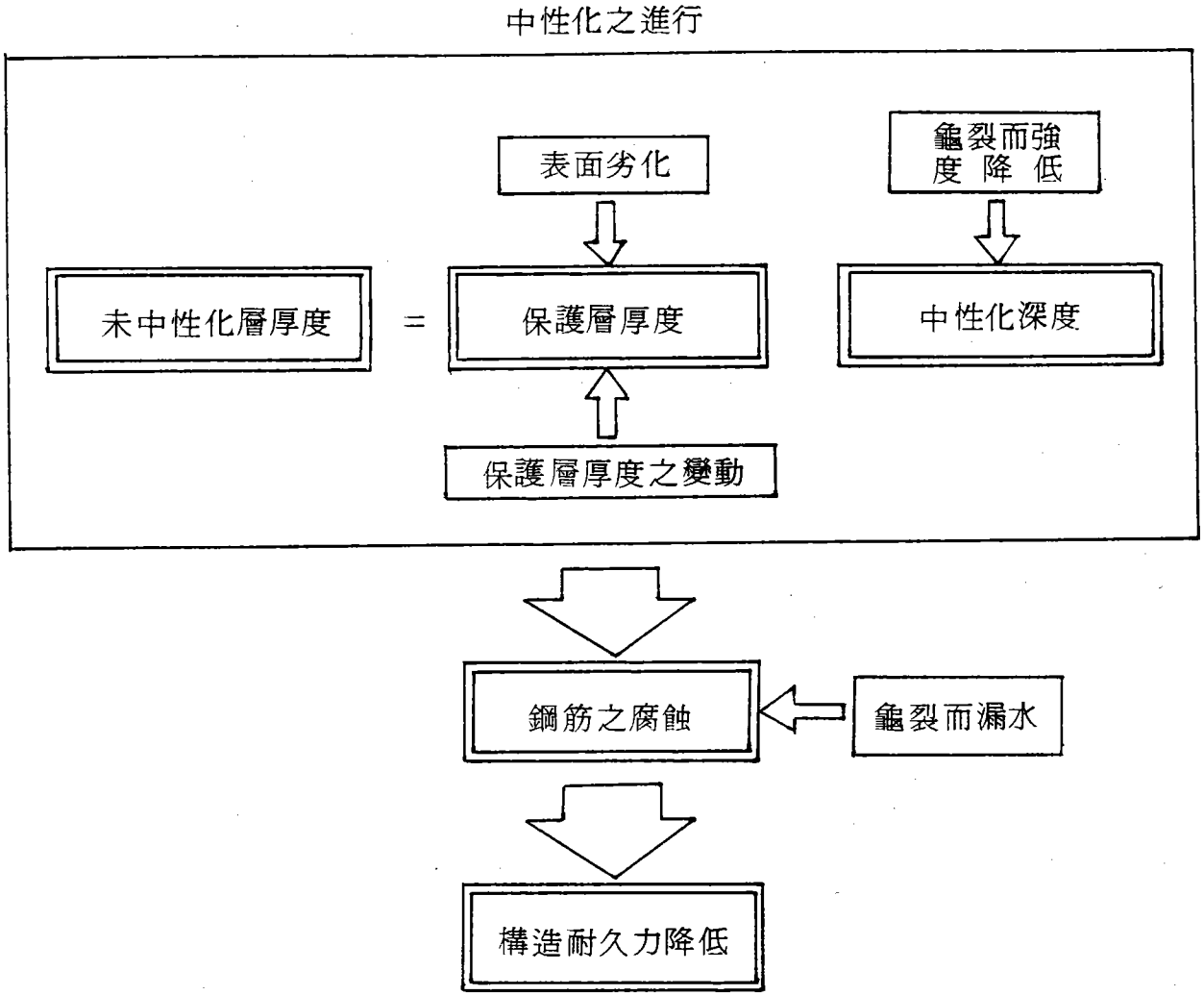

中性化之進行
表面劣化
龜裂而強度降低
未中性化層厚度
=
保護層厚度
中性化深度
保護層厚度之變動
鋼筋之腐蝕
龜裂而漏水
構造耐久力降低

圖 3

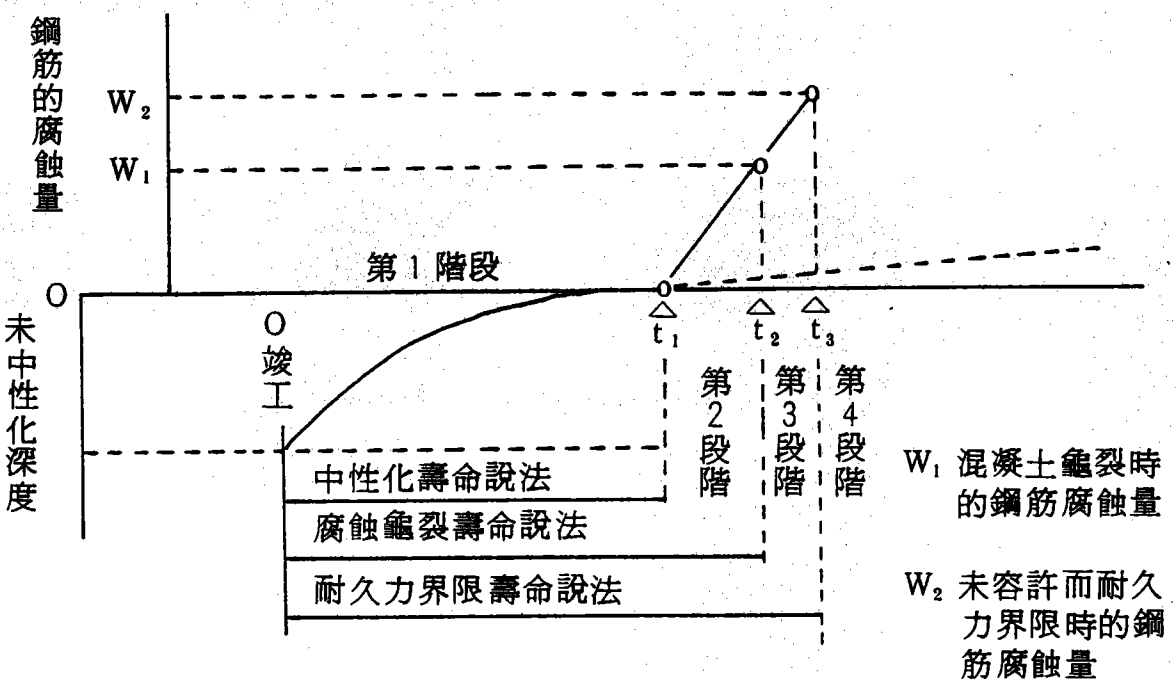


圖 4　依中性化與鋼筋腐蝕來預測腐蝕的方法

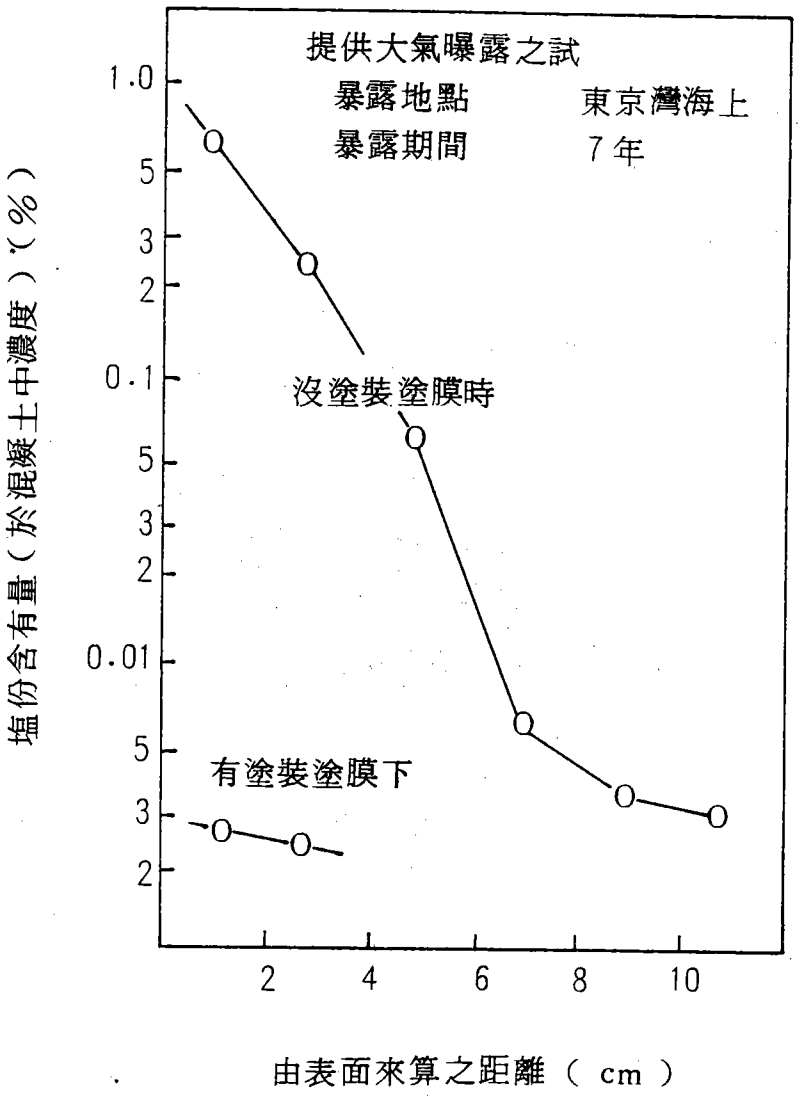


圖 5　塗裝對混凝土之效果

表 4　影響混凝土構造物之塩害主要原因

過　　程	發生海塩粒子與飛沫付着	付　　着	浸　　透	鋼材腐蝕
要　　因	1. 氣象條件 2. 海象條件 3. 海岸狀況 地形由海岸線算起之 距離	1. 構造物之形狀 2. 混凝土表面狀 態	1. 混凝土 健全度 2. 混凝土 氣密性 3. 耐用年限	1. 鋼材的保護層厚度 2. 鋼材之種類 3. 混凝土氣密性 4. 耐用年限 5. 溫度、濕度

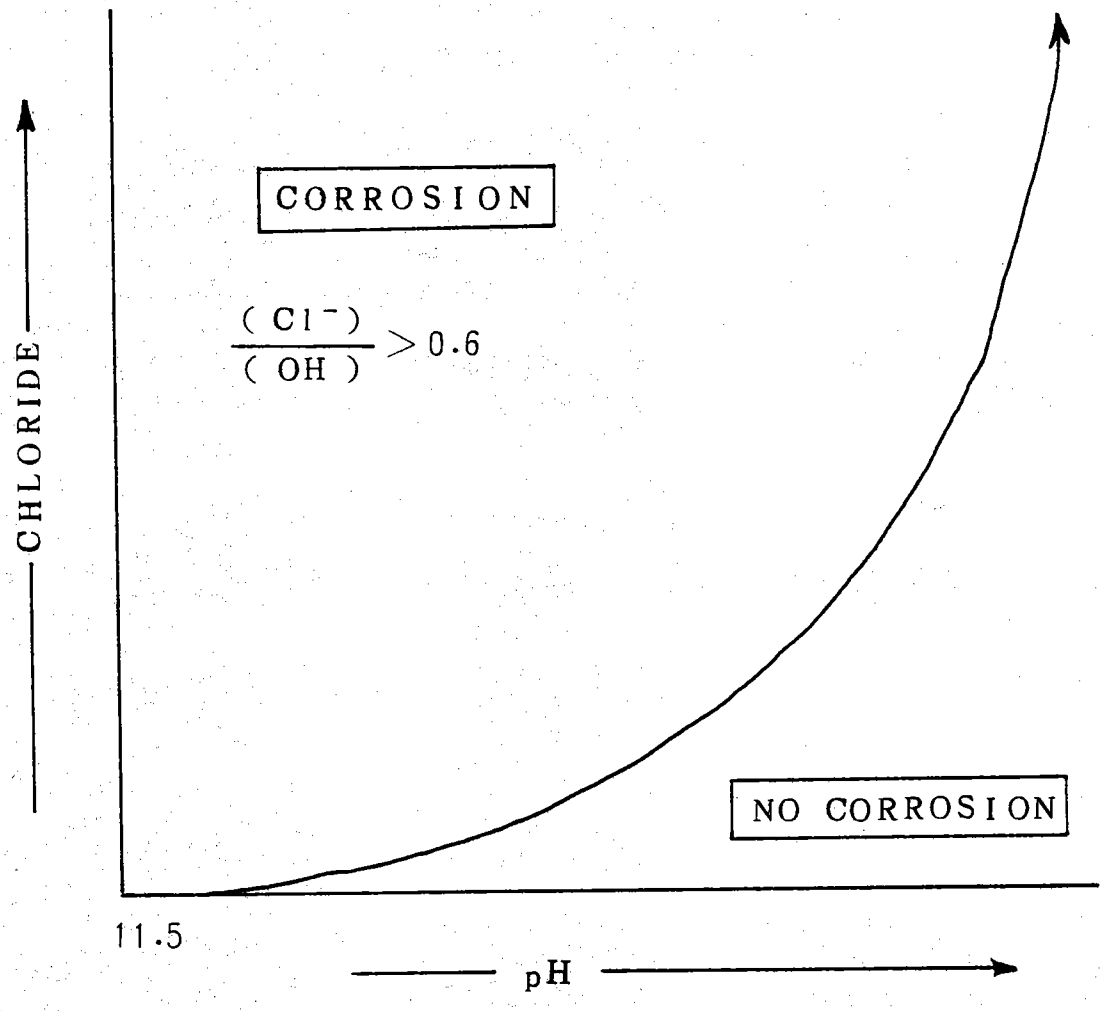


圖 6 Threshold chloride ion concentration for corrosion to occur as a function of the alkalinity.

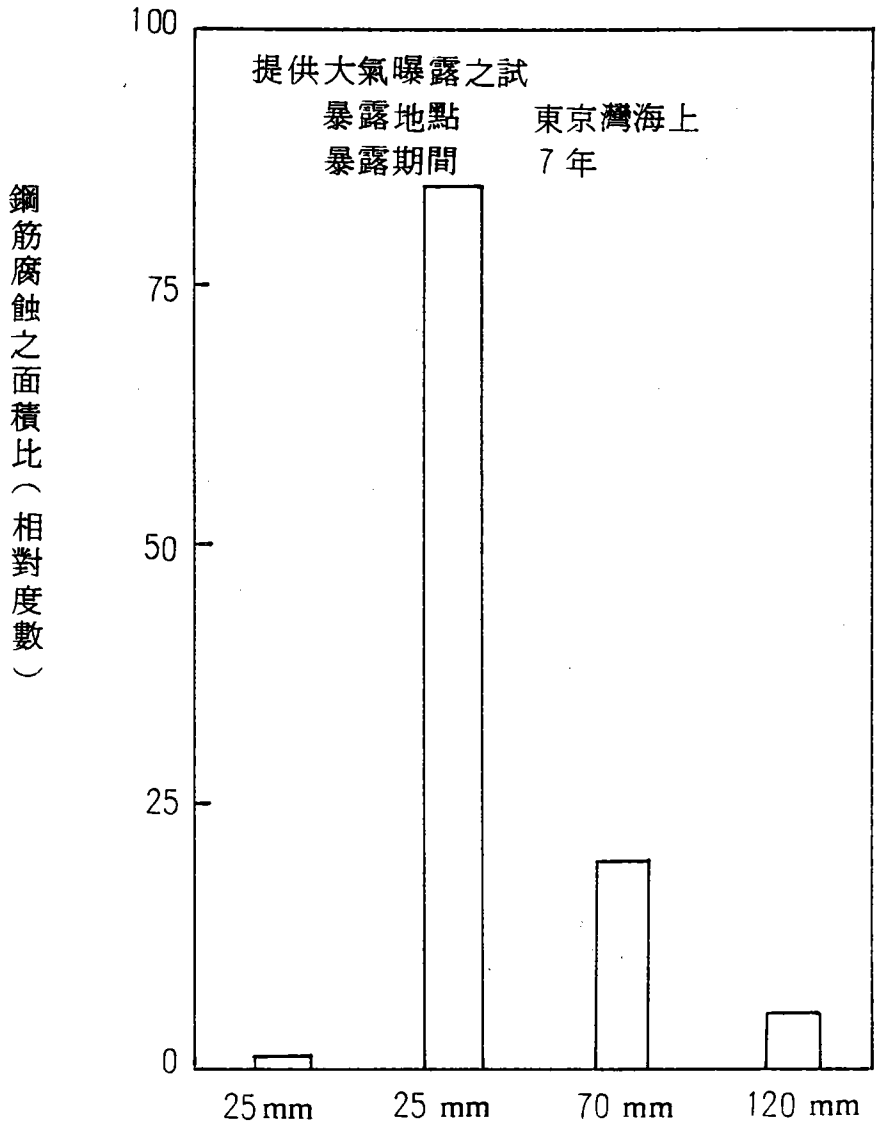


圖 7　塗裝對混凝土之效果

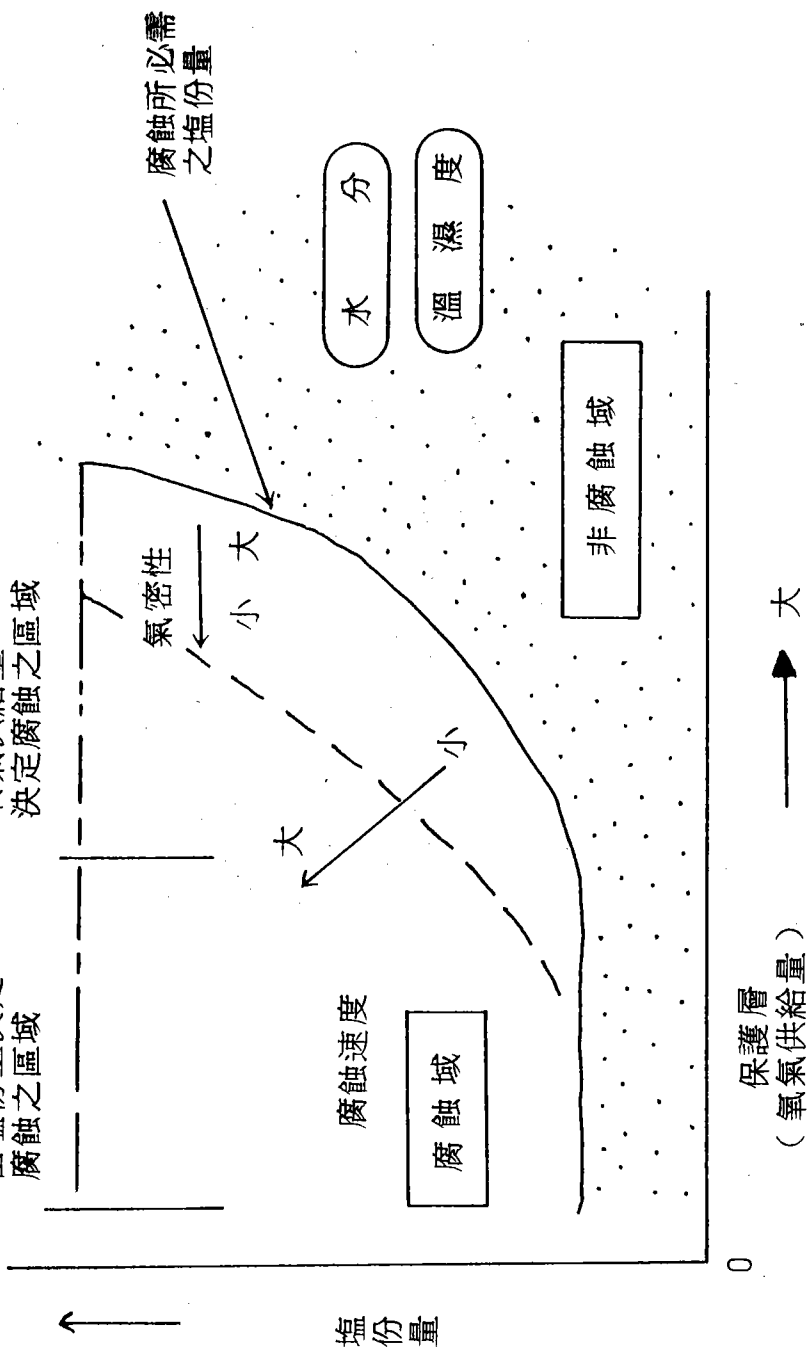


圖 8　混凝土保護層與塩份之腐蝕

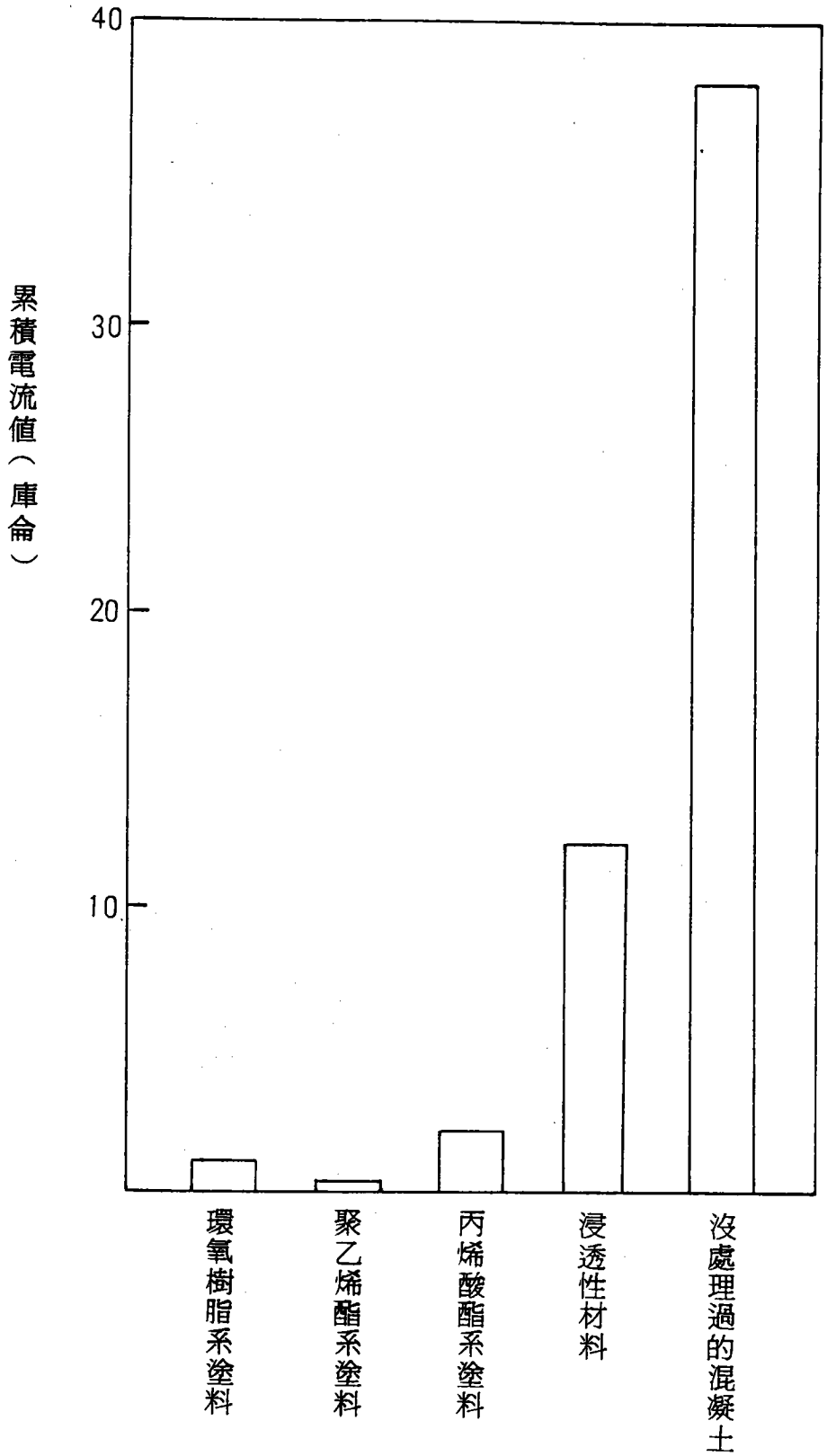


圖 9　滲透塩水性測定結果

五、混凝土底面調整

㈠表面精度

尤其混凝土之打造時之連接面，模型變形引起之凹凸，尺寸不均，叢點，巢穴等都對塗裝結果影響大，故一定要調整底面，這些不平坦必使用下列三項底面調整材之一項處理。

1.合成樹脂泥灰漿

2.合成樹脂水泥膏

3.水泥系塡充劑

應選擇適合其底塗與上塗的底面調整材

表 5　混凝土表面平坦度標準值

混 凝 土 塗 裝	平坦度 凹凸差m／m	備　　考
粗造混凝土表面，只有薄膜調整時，需較平坦表面者	每 3 m 需 7 m／m以下	塗裝必添加玻璃布等
表面調整厚度不達 7 m／m時尙需更平坦面者	每 3 m 需 10 m／m以下	噴磁磚或貼磁磚
表面調整厚度 7 m／m 以上時，或不受底面影響者	1 m 需 10 m／m以下	塗裝

㈡表面乾燥

混凝土表面乾燥情形，由含水率與碱性度卽可知道。

1.含水率

因混凝土組成，厚度，部位不同而水份下降速度而有不同。

一般混凝土適於施工時，含水率爲 10 %以下，各種底面可施工時間，夏季爲 21 天後，冬季爲 28 天後。

2.碱性度

混凝土底面因氫氧化鈣存在而碱性強，待中性化反應降低碱性度後，

才適於塗裝，這碱性度下降速度與含水率一樣，因混凝土之組成，部位等而有所不同。最適於塗裝的ＰＨ爲 9 以下。

㈢表面付着物

水泥末硬化物或硬化而成的氫氧化鈣與CO_2反應形成的碳酸鈣爲主成份的塩霜會付着在表面。或者混凝土脫模用的離型劑付着在表面，這些付着物若不除掉，會降低塗膜付着力，這些付着物可用鋼刷除掉，惡質的塩霜等來處理除却。

㈣表面強度

因表面張度之不同，會使付着力惡化。

例如，付着脆弱部份的浮出物或底材本身基本組織較弱都會影響到塗膜付着力。這些問題，需用電磨機處理，這些缺點至能發揮原來強度點才可。

㈤表面吸收性

混凝土因水之蒸發以致是多孔性，其底材表面吸收性相當高又不均一，需選擇適當底塗來抑制其吸收程度。

㈥表面裂縫

混凝土底面因乾燥、硬化，收縮而表面發生裂縫甚至龜裂。

一般髮絲狀裂痕，以底材調整劑來處理大裂縫卽需以環氧樹脂灌注處理。

六、鋼筋混凝土表面的塗裝與被膜覆襯

㈠底塗種類與特性

把代表性底塗種類與所要求之調整機能關係列表如表 6。

由此表可看出底塗組成爲沒添加顏料的透明塗料爲主流，底塗都必需耐鹼性。底塗所要求性能上，物理性能爲能壓制底材表面吸收性功效者，其次在付着性。若能滲透底材內部投錨效果者，其付着力會提高。

化學性能方面，爲能遮斷底材特性化學作用爲目的，例如防止塩霜之發生。

表 6　塗料種類與底材調整機能

調整機能 ＼ 底塗種類	合成樹脂乳化底塗	聚氯乙烯系底塗等熱可塑性溶液型底塗	環氧樹脂、聚胺基甲酸酯系底塗等反應硬化型底塗	特殊酚樹脂系底塗
1.底材的吸收性均一化				
①表面吸收性	4	4	5	4
②髮絲狀裂縫	3	4	4	4
2.底材特殊之遮斷機能				
①鹼性	3～4	4	5	2～1
②水份	3	2～3	4	3
③塩霜	3	4	4	2
④其他析出物	3	4	4	2
3.提高附着性機能				
①表面付着水份	3	2	3～4	3
②脆弱部份之補強	2～3	3	5	4
4.其他				
重塗、抑制、親水性、油渣、烟塔油等	2	4	4	5

㈡面塗種類與特性

由表 7 可知塗裝與被膜覆襯爲已實用化的防蝕法，亦是普遍使用的方法。

塗裝與被膜覆襯主要目的爲遮斷混凝土內鋼筋的腐蝕反應必需之氧氣，水份與氯離子所採用塗裝與被膜覆襯如表 7 ，通常 500 μ 以下膜厚稱爲塗裝， 500 μ 以上爲被膜覆襯。

經調查塗裝後發生許多缺陷如變色、剝落、膨脹等原因頻率最多仍在底材前處理調整的不適用。所以混凝土塗裝與被膜覆襯應該與其他被塗物一樣，需有完整的塗裝設計：

1. 了解被塗物
2. 選擇塗裝或被膜覆襯
3. 前處理（ 混凝土底而調整處理 ）
4. 施工技術

表 8 爲面塗塗料材料與品質

表 9 爲依混凝土部材種類與使用條件的塗裝系分類

表 10 爲A 、B 、C 三種塗裝系統

表 7　混凝土用塗裝與被膜覆襯種類

No.	種　　類		膜　厚（μ）
1.	丙烯酸酯樹酯系	溶　　劑　　型	100
2.	環氧樹脂系	乳化型	1,000
3.		溶劑型	200
4.		無溶劑型	500
5.		濕潤面用	1,000
6.	彈性系	聚丁二烯　無溶劑型	1,000
7.		丙烯酸酯　乳化型	500
8.		聚胺基甲酸	200
9.	玻璃鱗片系	環氧樹脂型	1,000
10.		聚乙烯酯型	1,000
11.		變性環氧樹脂型	1,000
12.		變性聚乙烯酯型	1,000
13.	環氧樹脂柏油系	環氧樹脂柏油型	200

表 8　塗料材料與品質

塗裝系種別 / 項目	A　種	B　種	C　種
塗膜、外觀	塗膜均一、沒垂流、色叢、龜裂、剝落等	同　左	同　左
耐候性	300 小時，耐候促進試驗後，無白化，塗膜之龜裂、剝落等。	同　左	同　左
遮斷塩份性	塗膜中氯離子透過量每日爲 10^{-2} mg／cm^2 以下	同　左	
耐鹼性	浸漬於氫氧化鈣飽和溶液 30 天，塗膜無膨脹、龜裂、剝落、軟化、溶解等。	同　左	同　左
與混凝土之付着力	25 ／ 25	同　左	同　左
追隨龜裂性	塗膜伸長率爲 1 %以上	塗膜伸長率爲 4 %以上	塗膜伸長率爲 1 %以上

表9　依混凝土部材種類與使用條件、塗料系如A、B、C

塗裝系，依混凝土部材之種類或使用條件，由下表所示A類、B類、C類三種中來選定

塗　裝　系　的　分　類

分類	混凝土部材種類與使用條件
A類	PC部材使用一般用塗裝系統
B類	鋼筋混凝土部材所用塗裝系統
C類	難重新塗裝的地方，可予想到嚴重腐蝕之構造物，特定部位所用塗裝系（長期防蝕型）

表 10　A、B、C三類塗裝系統

A類的塗裝系

工程		使用材料	塗裝條件			塗裝間隔
			膜厚（μ）	使用量（mg／m²）	塗裝方法	
前處理	底漆	Epoxy 樹脂底漆	—	0.10	無氣噴塗（刷塗或滾塗）	每一工程之間隔一天以上十天以內爲標準
	補土	Epoxy 樹脂補土	—	0.30	補土刀	
中塗漆		Epoxy 樹脂中塗漆	60	0.32 (0.26)	無氣噴塗 （刷塗或滾塗）	
面漆		PU樹脂面漆	30	0.15 (0.12)	無氣噴塗 （刷塗）	

B類的塗裝系

工程		使用材料	塗裝條件			塗裝間隔
			膜厚（μ）	使用量（mg／m²）	塗裝方法	
前處理	底漆	Epoxy 樹脂或 PU 樹脂底漆	—	0.10	無氣噴塗（刷塗或滾塗）	每一工程之間隔一天以上十天以內爲標準
	補土	Epoxy 補土	—	0.30	補土刀	
中塗漆		柔軟型 Epoxy 或柔軟型 PU 樹脂中塗漆	60	0.32 (0.26)	無氣噴塗 （刷塗或滾塗）	
面漆		柔軟型 PU 樹脂面漆	30	0.15 (0.12)	無氣噴塗 （刷塗）	

C類的塗裝系

工程		使用材料	塗裝條件			塗裝間隔
			膜厚（μ）	使用量（mg／m²）	塗裝方法	
前處理	底漆	Epoxy 樹脂底漆或PU樹脂	—	0.1	無氣噴塗（刷塗或滾塗）	每一工程之間隔一天以上十天以內爲標準
	補土	Epoxy 樹脂或聚乙烯酯樹脂補土	—	0.30	補土刀	
中塗漆		厚膜型Epoxy 樹脂或聚乙烯酯樹脂中塗漆	60	1.20	無氣噴塗（刷塗或滾塗）	
面漆		PU樹脂面漆	30	0.15 (0.12)	無氣噴塗（刷塗）	

七、塗膜的耐久性

上述有關鋼筋腐蝕有中性化塩害，龜裂等內在原因與外在原因，爲延長鋼筋混凝土壽命，需選定有下述機能塗膜的塗裝系統：

㈠追隨混凝土，收縮性者

㈡遮斷效果大者

㈢耐久性大者

表 11 爲防止這三劣化要因的代表性塗料，其中尤其抑制海塩粒子、水等有害物質，滲透高效果的塗裝系爲彈性厚膜性丙烯酸酯乳化系，玻璃鱗片環氧樹脂系，玻璃鱗片聚乙烯酯系三大類，當然其膜厚效果是不可置疑的。

圖 10 各種上塗塗料的耐久性以光澤的減少率來評價，可看出，聚氯乙烯樹脂系塗料，彈性厚膜型丙烯酸酯乳化塗料，聚胺基甲酸酯塗料比其他塗料，耐久性大。

圖 11 爲塗膜伸長率，測定結果，於各溫度下，彈性厚膜型丙烯酸酯乳化樹脂爲高彈性。

圖 12 爲混凝土軀體於季節變化下最大龜裂爲 0.7 m／m而彈性厚膜型塗料有 10 倍於其他塗料之追隨性。

表 11　保護混凝土有效的塗裝系統

塗　裝　系	乾燥膜厚（μ）	防止氯離子滲透	防止氧氣滲透	防止水份滲透	特　徵
丙烯酸酯系溶劑型	100	○	×	△	一般混凝土，廉價
環氧樹脂系乳化型	1000	×	×	×	
環氧樹脂系溶劑型	200	○	○	○	耐水、耐藥品、物理性能
環氧樹脂系無溶劑型	500	○	○	○	
環氧樹脂系濕面用	1000	○	○	○	追隨裂縫型
聚胺基甲酸溶劑型	200	○	△	○	
聚胺基甲酸酯無溶劑型	1000	○	○	○	
彈性型丙烯酸酯乳化型	1000	○	○	○	
聚丁二烯無溶劑型	1000	○	×	○	
環氧樹脂FRP	1200	○	○	○	
玻璃鱗片系環氧樹脂	1000	○	○	○	抑制水，氯離子滲透
玻璃鱗片系聚乙烯酯	1000	○	○	○	

註：判定　○：適當　△：有檢討之必要　×：不適當，其基準依下述內容爲準

①防止氯離子滲透：判斷 10^{-1} mg／cm^2－day 以上爲適當

②防止氧氣滲透：○爲適當，1×10^{-6} cm／sec 以上爲不適當，其中間爲必要檢討

③防止水份滲透：1.0～10.0 gr／m^2／24hrs 以下爲適當，100 gr／m^2／24 hrs 以上爲不適當，其中間爲必要檢討

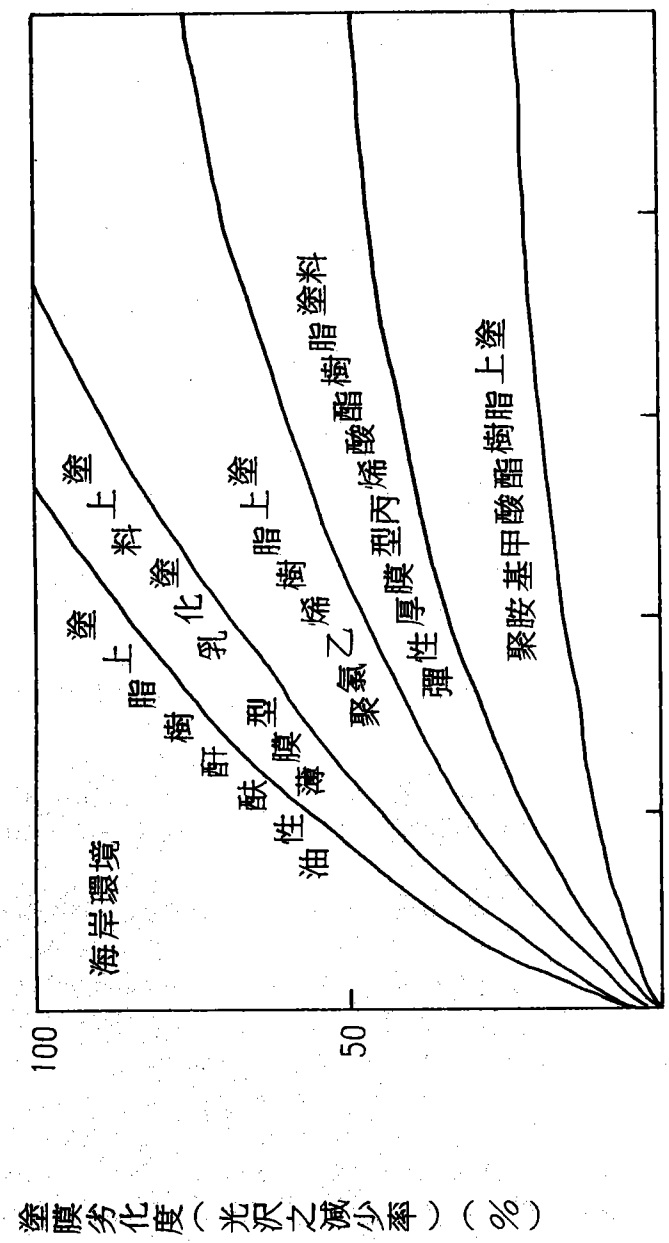


圖 10　上塗塗料之耐久性比較　5,6)

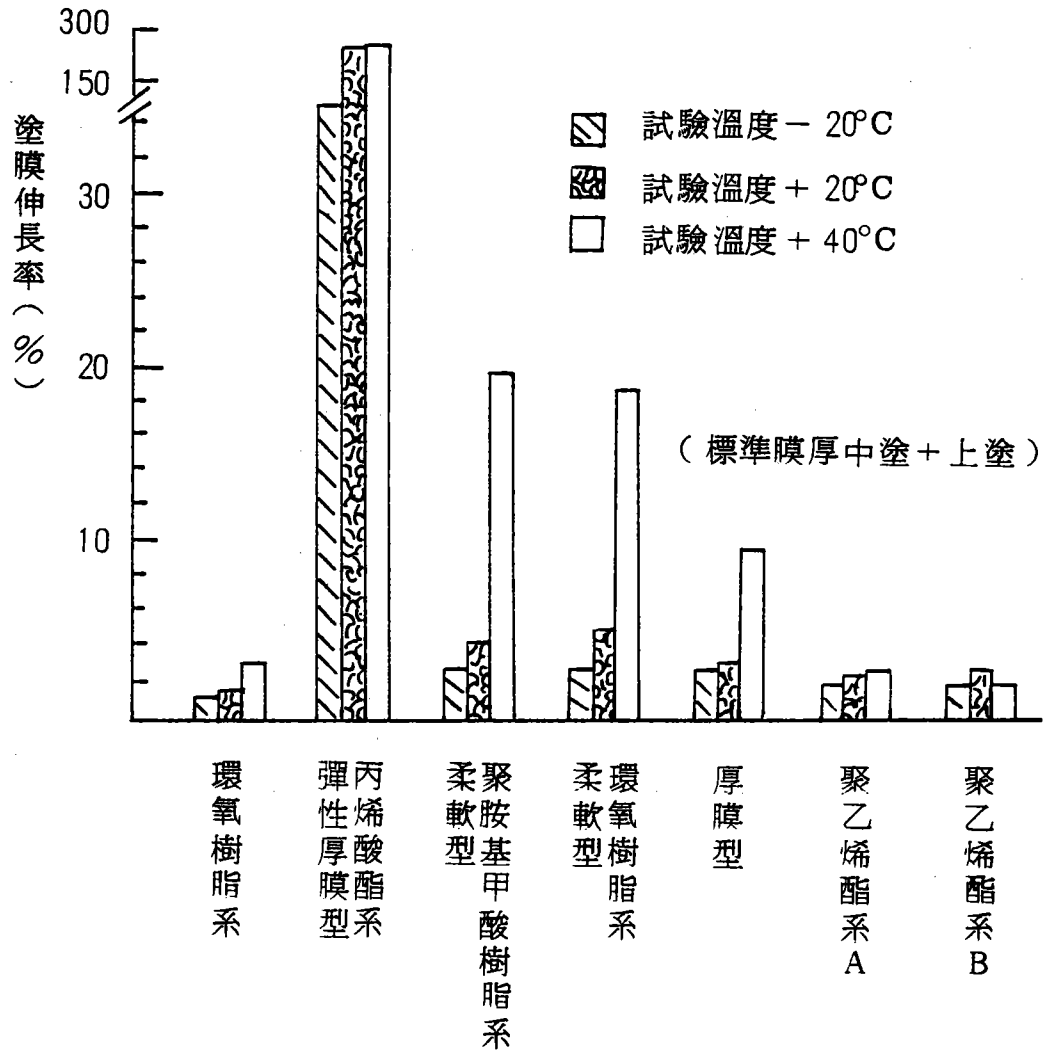


圖 11　塗膜伸長率測定結果 [5,9)]

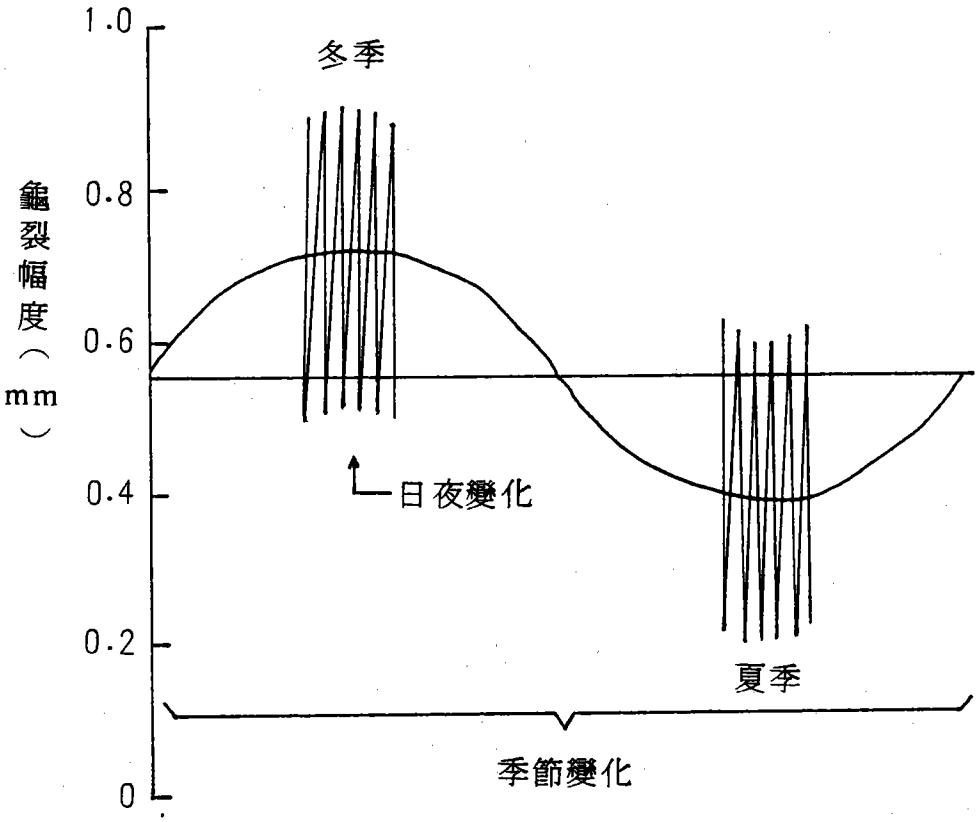


圖 12　不斷收縮之龜裂

八、塗裝設計之基礎

㈠作用於塗膜耐久性最大原因爲施工環境、塗料品種底材前處理、塗裝次數、膜厚等，尤其選擇塗料需考慮下列問題：

1.施工地域特性

(1)水份（水蒸氣、液體）

(2)塩份

(3)溫度

(4)化學藥品（酸碱性溶液與氣體）

(5)光線（紫外線或特殊光線）

2.施工環境特性

(1)都市

(2)海岸

(3)海邊工業地帶

(4)工業地區

(5)田園鄉村地帶

㈡施工條件（施工環境、塗裝方法、作業時期等，選定塗裝系統來配合。

㈢考慮經濟性（經費與耐用年限），並決定塗裝系統尤其要考慮初期費用與其壽命，並選定易維護系統。

㈣依被塗物使用目的，或使用環境設計色彩及光澤，圖 13 爲塗裝設計要點，尤其塗裝系統的決定需考慮前處理程度。與圖 14 的溫度與濕度有關係，與表 12 的氣象條件都直接與耐用年限有關。

圖 15 爲現象施工最適當的底材條件之特性要因。

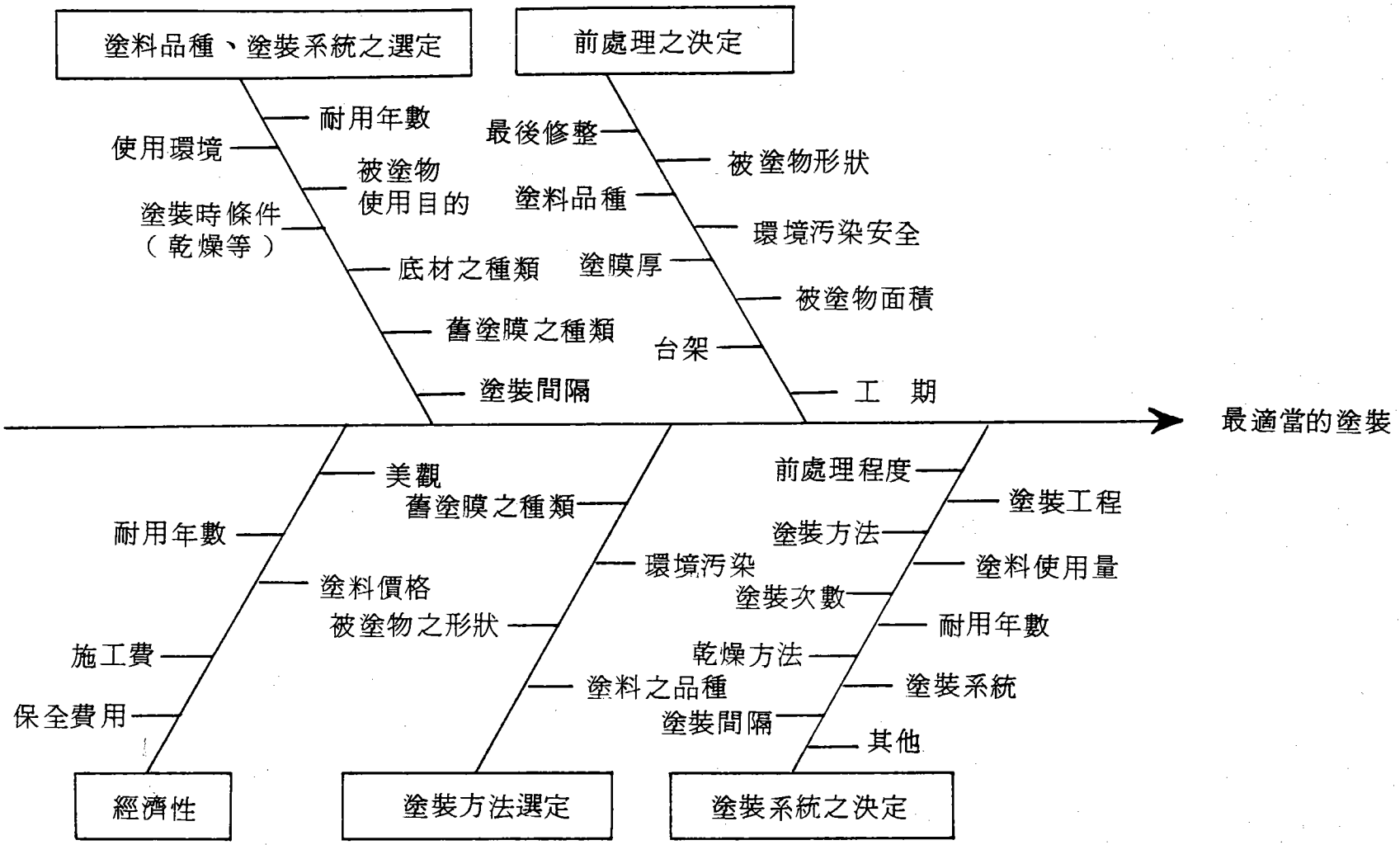

塗料品種、塗裝系統之選定
耐用年數
使用環境
被塗物
使用目的
塗裝時條件
（乾燥等）
底材之種類
舊塗膜之種類
塗裝間隔
前處理之決定
最後修整
被塗物形狀
塗料品種
環境污染安全
塗膜厚
被塗物面積
台架
工　期
最適當的塗裝
美觀
舊塗膜之種類
耐用年數
塗料價格
施工費
保全費用
經濟性
環境污染
被塗物之形狀
塗料之品種
塗裝間隔
塗裝方法選定
前處理程度
塗裝工程
塗裝方法
塗料使用量
塗裝次數
耐用年數
乾燥方法
塗裝系統
其他
塗裝系統之決定

圖 13　塗裝設計

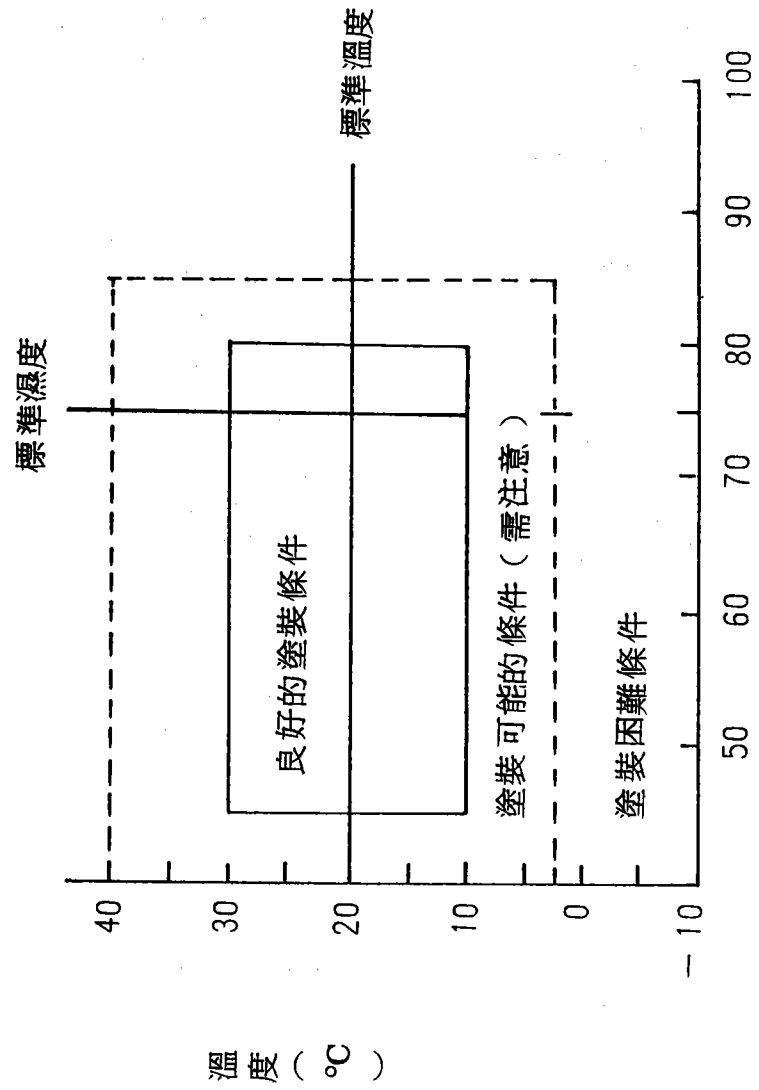


圖 14　自然乾燥形塗料之溫度與濕度之關係 6）

表 12　氣象條件與塗裝

氣象條件		塗裝缺陷		備考
氣象	條件	塗裝段階	塗膜	
溫度	高	快速乾燥		
	低	乾燥不良	變色、色叢	
	結露	塗膜下垂 防銹效果降低	膨脹	
濕度	高	白化現象	膨脹 剝落 光沢降低	
	低	異常早期乾燥	龜裂	
風	強風	異常早期乾燥 灰塵飛散 塗裝不順	塗膜汚染 損耗	
雨雪		塗膜下垂 防銹效果不良	膨脹 剝落	
大氣汚染	海塩粒子	防銹效果不良 吸濕作用	塗膜異常	
	腐食氣體 SO_2 N_2O_5 H_2S	防銹力不良		
日光		異常早期乾燥	耐光性、耐久性降低	

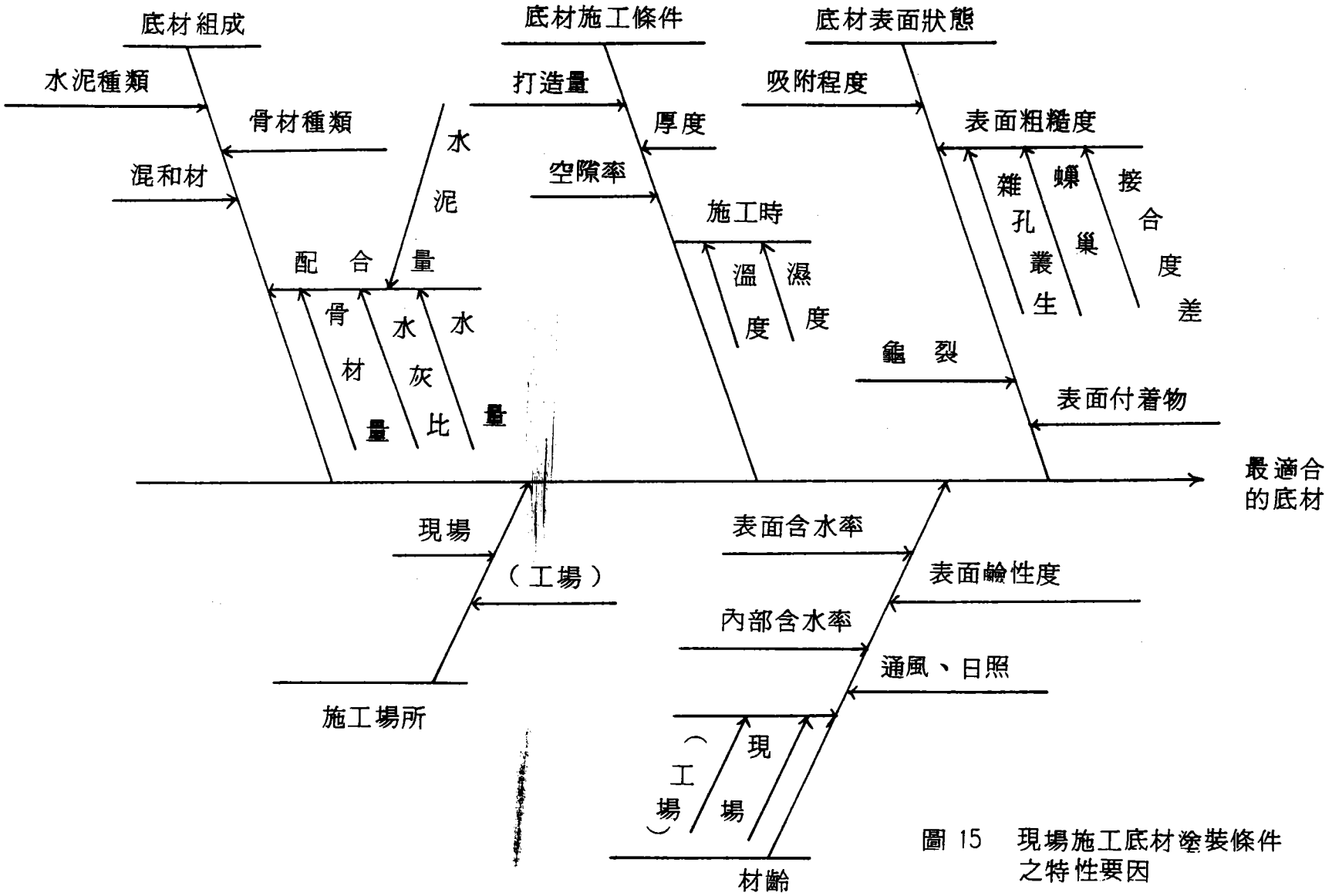


圖 15　現場施工底材塗裝條件之特性要因

九、結　　論

㈠於混凝土表面塗裝高分子複合水泥，有機系噴塗材料，浸透性塗料，彈性防水塗料，來確保氣密性，水密性，來抑制混凝土的中性化，防止塩份入侵，減少氧氣到達鋼筋中來抑制鋼筋之腐蝕甚至延長碱性骨材反應，塗裝都是最有效的所選擇的塗材，需具有下列機能：

1.於ＰＨ12—13 下的優良耐鹼性

2.於含水 8 ％左右下的優良耐水性

3.對底材滲透性大使混凝土氣密性

4.能富於彈性隨混凝土收縮

5.龜裂仍有相當好的付着力

5.耐化學性，耐候性大

㈡最理想的鋼筋混凝土耐久需應用複合防蝕，亦即環境遮斷防蝕法與電氣防蝕法的併用，如圖 16 。

1.環境遮斷防蝕法

(1)於鋼筋表面的環境遮斷被膜

①鋼筋的鍍鋅處理

②鋼筋的環氧樹脂粉體塗裝

(2)於混凝土表層之環境遮斷

①使高分子化合物含浸於混凝土

②Waxy 混凝土或加防銹劑混凝土

(3)於混凝土表面之環境遮斷

①混凝土表面之內襯

②混凝土高分子複合材料

2.電氣化學的防蝕方法

鋼筋之電氣防蝕

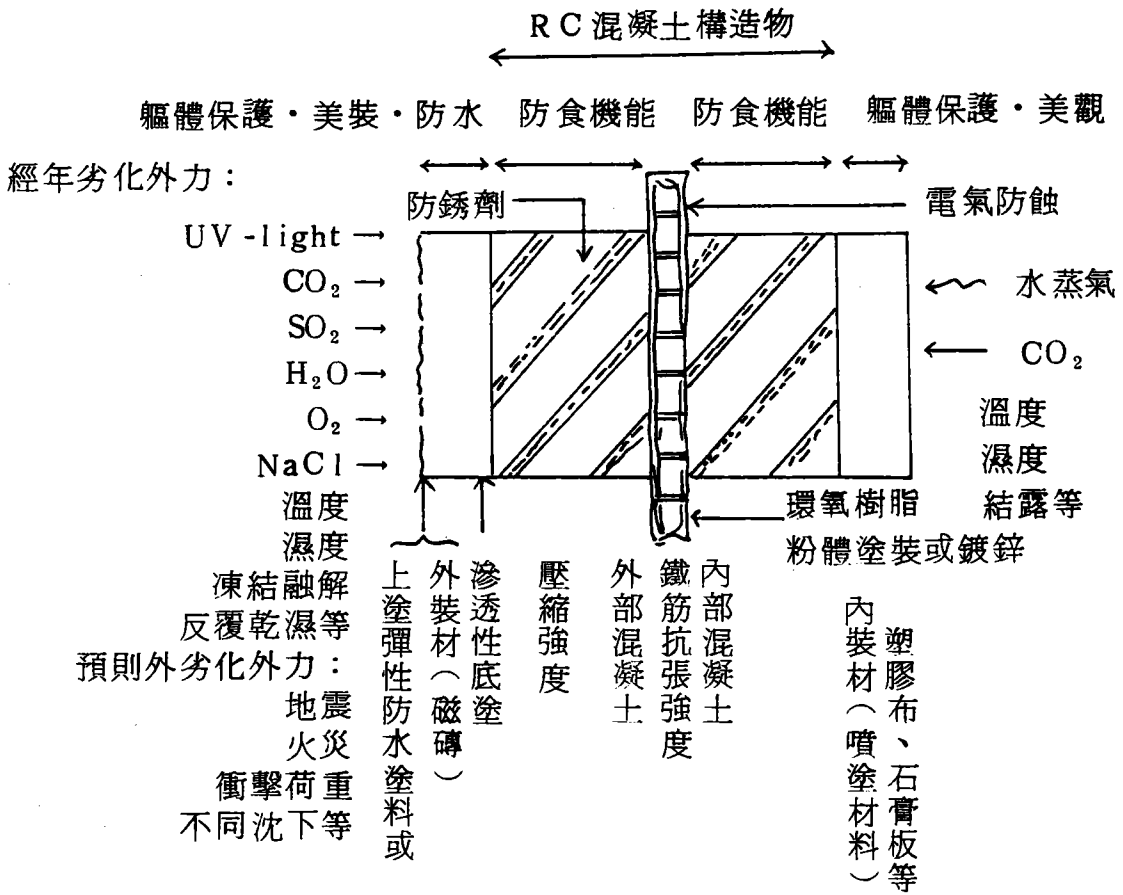


圖 16　鋼筋混凝土複合防蝕法

海洋混凝土工程研討會

從腐蝕觀點淺談鋼筋的發展

主講人：魏豐義

一、前　　言

鋼筋混凝土內的鋼筋原會受高鹼性混凝土的保護，而生成保護膜，但由於下列諸因素，導致鋼筋的腐蝕。(1)

㈠混凝土材料內含有無數的孔隙：孔隙的發生原因爲：1.水泥水和時產生膠狀化之孔洞（約爲0.005μm），2.在攪拌時，水泥粒子隔著水的部份，被水和物塡充著，而成爲空隙（約0.5μm），3.攪拌時，由於空氣的進入，生成球狀孔隙（數μm～數mm），4.凝固時，由於水路而生成空隙，此易於粗骨材或鋼筋下面生成。其中2.和4.含有水和空氣，且易形成連續性的空隙，再經由擴散和毛細管現象，使接觸鋼筋的部位發生腐蝕。當然此與混凝土的緻密度有直接的關係，此又會爲於調合時之水灰比來決定。

㈡混凝土內材料的不均質。混凝土內由於有粗、細骨材和水泥之水和物等不均質材料，以致存有空隙，同時氧氣或塩份之濃度的不均亦會有局部電池發生腐蝕。

㈢混凝土內高鹼性的水份。水泥水和反應時，鈣矽系的水和生成物會伴隨著生成，而水泥中約含有0.5～1％的氯化鈉和氯化鉀亦會生成水和氯化物，使得PH值提高。然而大氣中的碳酸氣會從混凝土表面開始進行中和，並滲入混凝土內，影響鋼筋的腐蝕。

㈣混凝土內之裂縫。混凝土構造物，由於荷重的作用、地震水和熱、外在氣溫和溼度的變化，以及風的吹動等外在原因，加上施工的品質的低劣等，均會產生裂縫，使得大氣腐蝕性因子侵入，促進鋼筋的腐蝕。裂縫大小和使用環境的限制如表1所示。(2)

㈤氣候及環境。台灣是一處於亞熱帶之海島型氣候，濕度高，氯離子濃度高，加上空氣污染而含有較高濃度的硫化物氣體，因此更易促進腐蝕的發生。

一般常用於避免鋼筋腐蝕的方法有：1.選用較佳之水泥和骨材，控制適當的水灰比和養生期，增加鋼筋的保護層厚度等提高施工品質的方法，2.利用陰極防蝕方法，3.添加抑制劑或乳液材料於混凝土中，4.於混凝土外部注入高分子材料，使用防水膜（Waterproof membranes）或加舖一層不透水保護層，5.於鋼筋表面被覆一層金屬或塗料，6.使用耐塩性鋼筋等。而本文就鋼筋在發展過程中，由普通鋼筋進而製造出高強力鋼筋，再者爲腐蝕防制生產之鍍鋅和被覆塗料鋼筋，以及耐塩性鋼筋作一簡介。

二、普通鋼筋和高強力鋼筋

鋼筋可說是非常簡單的產品，依外表可分爲平面和凸節鋼筋，JIS的規範中僅限制C，Mn，P，S的上限值及一些簡單的機械性質，如表2所示；在ASTM—A—615中亦僅規定抗拉和降伏強度和彎曲性之最低標準，化學組成，除了限定磷在0.06%以下外，無任何限制。而在ASTM和BS規格上對高強度且可焊接之鋼筋，則另有碳當量（C.E.）的限制，如表3－6所示，爲了滿足強度和焊接性的要求，降低碳含量及添加微量的釩、鈦或鈮成爲一個較佳的方式，因若以其它方法，如：冷作或熱處理，將增加設備的投資或勞力。

一般強化鋼材的方式有4個機構1.固溶強化，2.晶粒細化，3.析出強化和，4.缺陷強化，其中又以晶粒細化爲較佳，因晶粒細化不但可增加強度，又可提高靭性。在Nb，Ti，V中以Nb的細化效果最佳，如圖1所示，這原因主要來自於各合金元素的固溶度以及對於沃斯田鐵變態機構的影響不同所致，其中Nb會使$\gamma \rightarrow \alpha$變態延遲（變態溫度下降）；另外此些元素細

化晶粒是以生成氮化物和碳化物阻止 γ 相的晶粒成長和再結晶，而此些析出物亦有析出強化的作用，此兩者的效應和其固溶溫度和溶解度積有關，溶解度積公式如表 7 所示。由於鋼筋是快速壓延出來的，完軋溫度約在 900°C以上，然後空冷，一般均採添加 V，析出氮化釩的方式來強化，目前亦有採用添加 Nb 來強化之趨勢，但添加 Nb 逐漸被認爲有礙焊接熱影響區的靱性，雖然其強化效果最佳。

三、熱浸鍍鋅鋼筋

金屬被覆的鋼筋已被使用及研究多年，其中以鍍鎳和鍍鋅較爲人所使用，尤其是後者。Molina 等人[3]研究熱浸鍍鋅鋼筋的腐蝕，可歸納爲三個因素所控制，即水泥的型態，鍍鋅層上之冶金學上的結構和混凝土持有之溼度。添加 2％ $CaCl_2$ 於水泥中會使 PH 值降低，對含 0.88％ NaO_2 者， 會使腐蝕速率降低，但對含 0.31 和 0.55％ NaO_2 者則有反效果，他們認爲前者是因在較高 PH 值下，有較多之非晶質 $Zn(OH)_2$ 生成[4,5]，而 $Zn(OH)_2$ 再轉換成 ZnO、Calcium hydroxizincate 或與氯化物反應，以致生成水合氯化鈣塩類，降低自由氯離子含量。因爲一般氯離子含量高，腐蝕速率增加。另外未添加 2％ $CaCl_2$ 者， PH值較高，對鍍鋅鋼筋之腐蝕性較強。此外亦發現純鋅層愈厚，抗蝕性愈佳，同時認爲 Fe－Zn 合金晶粒無法生成緻密腐蝕生成物層來阻止後續之侵蝕，因此建議添加 Al 於鍍槽來降低 Fe－Zn 合金層厚度；然而日本溶融亞鉛鍍金協會在含高濃度之海塩粒子場所和海水中進行實際試驗，發現 Fe－Zn 合金層耐蝕性優於純鋅層兩倍的程度[1]。

熱浸鍍鋅鋼筋在海洋環境之長期暴露試驗，在日本已有一些報告問世[6～13]。岸谷孝一等人[8]進行之13年實際曝露試驗最久，結果如表 8 所示。其所用之熱浸鍍鋅層厚度爲 70～120 μm ，未鍍鋅者在含有塩份環境下，約有55％發生腐蝕，熱浸鍍鋅者僅 1％以下，而後者主要以孔蝕形態出現。另外由此亦可看出保護層 (Cover) 厚度之顯著影響，此相似的結果亦爲其它研究者所發現[14]。利用 6 ～15之文獻資料，後藤春雄[1]整理出塩份含有量對熱浸鍍鋅鋼筋之腐蝕狀態結果，如表 9 所示，由此可看出氯化鈉對混凝土之重量百分率小於 0.1 ％，熱浸鍍鋅鋼筋處於鈍態區，而於0 3 ％下爲可使用之低腐蝕區。一般鋼筋可使用海砂之塩份限制值 0.04％爲鈍態區， 0.1％爲可使用之低腐蝕區，此經換算，可得如表10之結果。依據 12,16 ～20之文獻資料，在

PH：11～12之試驗液，含腐蝕之塩份臨界值，對一般鋼筋爲 0.1％，熱浸鍍鋅鋼筋爲 0.8％，此電化學測試結果和表10者很接近。

鋅不耐強鹼，因此 PH 值高時，會產生氫氣和氧化鋅塩或 $Zn(OH)_2$ 等，但此些反應在硬化後即停止。硬化之混凝土的鋼筋腐蝕是直接與鋼筋表面接觸之空隙內的液體作用產生的，然而此液體的置換非常緩慢；鋅在鹼性溶解生成鋅化鈣，在 PH 值 12.5 以下會附著在鋅的表面形成擴散阻礙層，這可能是硬化後，鋅不再被腐蝕的原因(1)。

由以上資料可知有無鍍鋅鋼筋可在何種濃度之塩份下使用，而至於在海邊使用，則由一般塩份含量（表 11）亦可推知其適用性，另外保護層厚度的影響亦甚爲明顯，一般以 3～4 cm來使用，水灰比以 60％，鍍鋅量則在 5.50g／m^2 以上，此依使用年限和環境而定。鋅鍍層在鈍態區的損失量，推測爲每年 5～15g／m^2，在生成鈍態膜之前約會消耗 10～100g／m^2 的鋅層。

四、環氧樹脂塗裝鋼筋

依據許多文獻報告(14,22～26)，均指出環氧樹脂塗裝是保護鋼筋的較好方法，同時 ASTM A775-81即爲環氧樹脂塗裝鋼筋的標準規範。環氧樹脂的種類很多，其特性也不太一樣，尤其是塗膜伸長率和汽化點，另再考慮經濟因素，美國國家標準局選出適用的七種環氧樹脂。鋼筋被覆的樹脂必須能滿足膜厚均一性，可彎曲加工及耐衝擊性，因此適用之鋼筋尺寸即有一個範圍如圖 2 所示；另外此種被覆鋼筋對混凝土的附著力（Bond strength）會較裸露或鍍鋅鋼筋爲差，如圖 3 所示(14)，因此日本 Ajikawa 公司對此項要求訂爲不得低於裸露鋼筋的 80％。膜厚對附著力亦有影響，如圖 4 所示，然而又爲滿足保護鋼筋的要求，因此膜厚訂在 130～300 μm，而最常用者爲 200 μm。

日本混凝土工學協會就鋼筋混凝土在海洋環境之防蝕方法作一比較，結果如表12所示(27)，可見環氧樹脂塗裝是最好的方法，因此日本土木工程學會亦訂有其標準檢驗規範。

五、耐鹽性鋼筋

耐塩性鋼筋是新日本製鐵公司於1986年宣佈開發成功的其化學成份如表13所示[28]。此鋼筋宣稱可預防塩害，和減薄混凝土保護層厚度，且不必作電氣防蝕，具有降低施工成本之優點，與普通鋼筋比較，所含Si和S較低，其可分爲兩類：㈠加Cu，W系高純度鋼筋和㈡加3.5％Ni和0.23％W系高純度鋼筋，售價前者較一般普通鋼筋約貴一成，後者約貴五～六成。添加Cu才能增加抗蝕性的緣故，而W被認爲會生成WO_4^{-2}阻止腐蝕。Naito等人[29]利用NaOH溶液即溶出Fe－0.1％C－0.35％Cu－0.4％W之鐵銹內之大部份W，淬取到的可能爲Na_2WO_4和微溶之金屬塩（$FeWO_4$），而此兩者經溶解即生成WO_4^{-2}，W在3％NaCl溶液中進行陽極氧化時會有白色析出物沈積在試片表面，當反應停止時，即逐漸溶解消失，此種沈積物被認爲有抑制鋼材腐蝕的效用，此種現象可如圖5所示。添加Ni的效應被認爲可能可防止局部腐蝕的作用，此方面尙在研究中。

六、結　　言

避免鋼筋腐蝕的方法有很多，其中對混凝土內材料的選擇及嚴格遵守施工規範，增加保護層厚度均可延長鋼筋的壽命，降低腐蝕的發生，但由於使用環境的因素，避免鋼筋腐蝕無法完全依此來達成，因此施以鍍面處理似乎成爲最可行之方法，其中熱浸鍍鋅處理者，在使用上有環境因素的限制，而環氧樹脂被覆迄今則爲較被推薦的方法。至於耐塩性鋼筋因剛開發出，其中之各種因素之影響效應有待進一步研究。

參考資料

1.後藤春雄，鉛と亞鉛，128（Nov,1985）1。

2.岡田　清，小柳　洽，宮川豐章，土木學會論文報告集，128（Jan,1979）77。

3. A. Molina, M. T. Blanco and C. Andrade, The Proceedings of 9'th international Metallic Congress, Toronto, Canada, Vol 1 (1984) 412.

4. G. Arliguie, J.P. Ollivier and Grandet, Cement and Concrete Research, 12(1982)79.

5. M.T. Blanco, A. Macias and C. Andrade, will be published in British Corrosion J.

6. 岸谷孝一，飛坂基夫，樫野紀元，小野寺文雄，日本建築學會，關東支部，第44回（1973）研究報告。

7. 岸谷孝一，樫野紀元，飛坂基夫，日本建築學會，關東支部，（1975）和（1977）研究報告集。

8. 岸谷孝一，樫野紀元，飛坂基夫，眞野孝次，日本建築學會，關東支部，（1985）研究報告集。

9. 西忠雄，山本康弘，日本建築學會（1969）論文報告集（號外）。

10. 蒔田實，森芳德，日本Concrete工學協會論文集（1975,3）。

11. 安藤仲治，太田輝雄，福田政弘，日本建築學會學術演講梗概集（東北）（1982,10）。

12. 多賀屋正義，宮瀨淳，鉛と亞鉛，63(1967)52。

13. 岸谷孝一，友沢史紀，福士勳，樫野紀元，日本建築學會大會學術演講梗概集（近畿）（1984）。

14. 小林一輔，伊東利治，武若耕司，コンケリート工學，21,2(1983)。

15. David Stark, William Perenchio, Portland Cement Assoication, Oct (1975).

16. A. Macias and C. Andrade, Br. Corros J., 18, 2 (1983)

17. T. Ishikawa, I. Cornet and B. Bresler, "Electrochemical Study of the Corrosion Behaviour of Galvanized Steel in Concrete".

18. 「塩化物對鋼筋防蝕關係研究」，小林研究室，東京大學生產技術研究所，科學研究費研究成果報告書，（1979）。

19. C. Hahin et. al., "Chloride Sensitivity of the Corrosion Rate of Zinc Coated Reinforcing Bar", Construction Engineering Ressarch Caboratory, U.S.A., (1976)

20. H. Kaesch, 鋼筋混凝土構造物劣化之相關文獻抄錄集（第一集），日本コンクリート工學協會，(1979,3)。

21. "Interium Report No.2, NEEP NO.16 Coated Reinforcing Steel for Bridge Decks", FHWA Notice N5080.48, Federal Highway Administration, March(1976).

22. T. Arai, K. Shirakawa, N. Mikani, 和 Koyama A.Yamazaki 住友金屬，36,3(1984)254。

23. J.F. Williams, Corrosion/79, Paper No. 107, Atlanta,(1979)

24. 米野實，防錆管理，(1986)158。

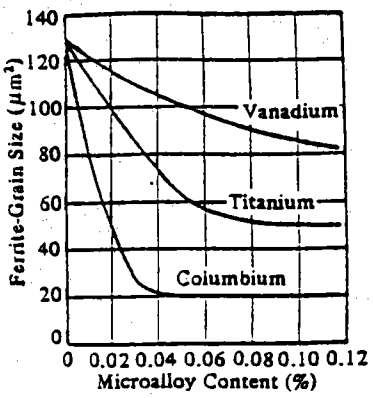
25. W.P. Kilareski, "Epoxy Coatings for Corrosion Protection of Reinforcement Steel" in "Chloride Corrosion of Steel In Concrete", Ed by D.E. Tonini and S.W. Dean, ASTM, U.S. A., (1977)82.

26. K.C. Clear and Y.P. Virmani, Corrosion/83. Paper No.114 Anaheim, (1983).

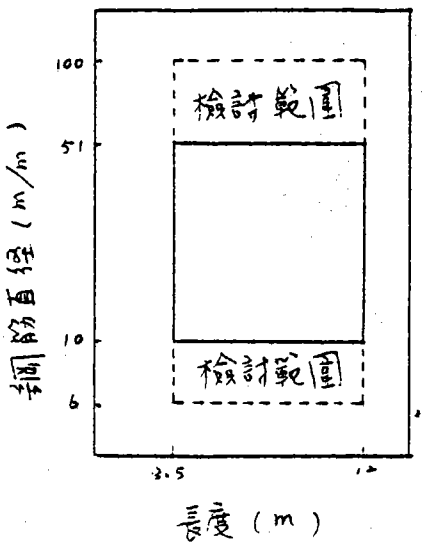
27.「海洋混凝土構造物的防蝕指針」，日本混凝土工學協會，(1982)。

28. 金屬特刊，第4版，28.5,1986。

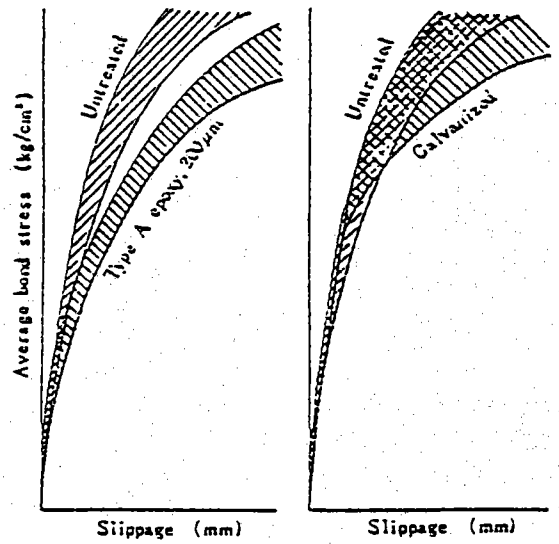
29. H. Naito, W. Hotto and H. Okada, Nippon Steel Technical Report Overseas, No.8, May, (1976)43.



圖一　Microalloy Element與晶粒細化



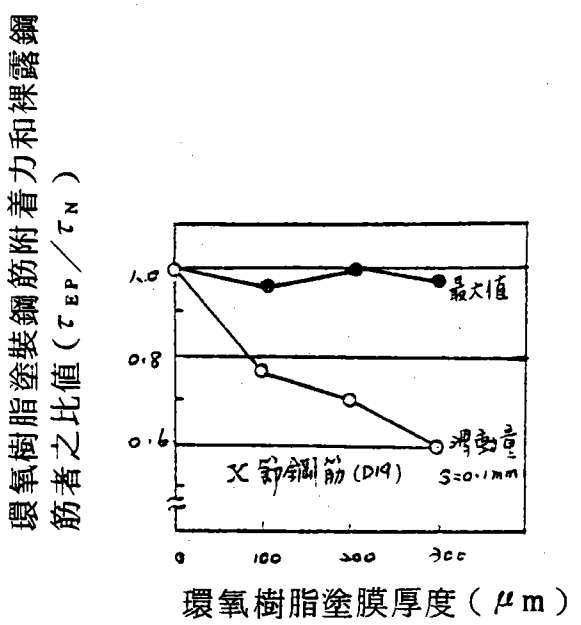
圖二　環氧樹脂塗裝鋼筋可能製造之尺寸[22]



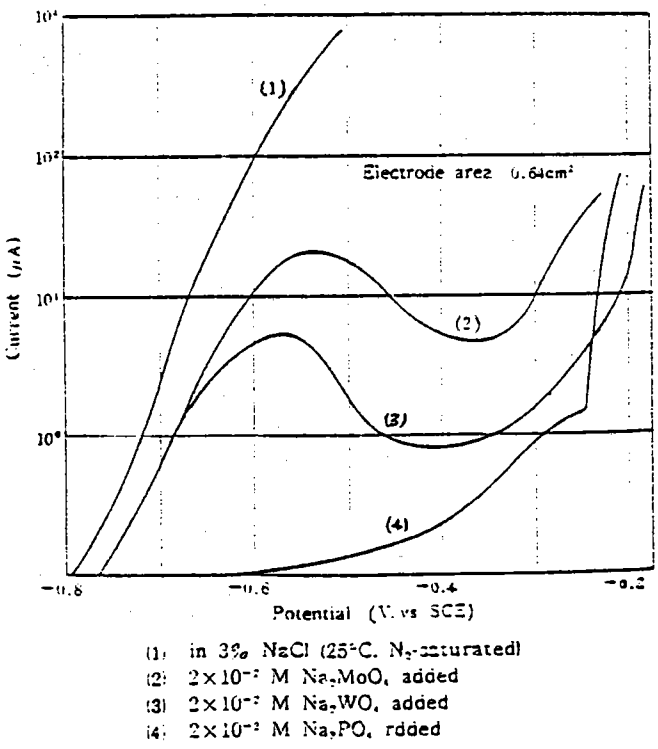
圖三　各種鋼筋和混凝土之附着力比較圖[14]

表 1　裂縫界限值和適用環境之關係(2)

規　　格	裂縫界限值 mm	適　　用
ACI 318	0.40	屋內
	0.33	屋外
ACI 224	0.40	在乾燥天氣中，或有保護層之部位。
	0.30	在濕空氣中，於土中之部位。
	0.175	與防止凍結藥品接觸部位。
	0.15	海水，海水飛沫區。
	0.10	水密構造部。
BS CP110	0.30	一般。
	0.004^{dc}	侵蝕性特嚴之環境。
CEB	0.30	普通。
	0.20	有害。
	0.10	有害，及遮水用。
SNIP Ⅱ-B-1-62	0.30	非腐蝕性。
	0.20	弱，中腐蝕性。
	0.10	強腐蝕性。



圖四　環氧樹脂厚度和附着力的關係[22]



圖五　添加XO_4^{-n}離子對0.1％C鋼之陽極極化之效應[29]

表 2 JIS G3112 化學成分及機械性能表

區分	記號	化學成分（%）					機械性能					
		C	Mn	P	S	$C+\frac{Mn}{6}$	降伏點或耐力 (kgf/mm²)	拉拉強度 (kgf/mm²)	試片	伸長率 (%)	彎曲角度	彎曲直徑
平面鋼筋	SR24	—	—	0.050 以下	0.050 以下	—	24 以上	39-53	2號 3號	20以上 24以上	180°	標稱直徑之3倍
	SR30	—	—	0.050 以下	0.050 以下	—	30 以上	49-63	2號 3號	16以上 20以上	180°	標稱直徑之4倍
凸節鋼筋	SD24	—	—	0.050 以下	0.050 以下	—	24 以上	39-53	2號 3號	18以上 22以上	180°	標稱直徑之3倍
	SD30	—	—	0.050 以下	0.050 以下	—	30 以上	49-63	2號 3號	14以上 18以上	180°	標稱直徑之4倍
	SD35	0.27 以下	1.60 以下	0.050 以下	0.050 以下	0.50 以下	35 以上	50 以上	2號 3號	18以上 20以上	180° D41以下 180° D51	標稱直徑之4倍 標稱直徑之5倍
	SD40	0.29 以下	1.80 以下	0.050 以下	0.050 以下	0.55 以下	40 以上	57 以上	2號 3號	16以上 18以上	180°	標稱直徑之5倍
	SD50	0.32 以下	1.80 以下	0.050 以下	0.050 以下	0.60 以下	50 以上	63 以上	2號 3號	12以上 14以上	90° D25以下 90° 超過D25	標稱直徑之5倍 標稱直徑之6倍

註：凡超過D32之熱軋凸節鋼筋，每增加稱號3，表 2.2.2 之伸長率減少2%，但減少之最大值以4%爲限。

表3 ASTM A615化學成分及機械性能表

記號	化學成分 %				機械性能						
	C	Mn	P	S	降伏強度 min, psi	抗拉強度 min, psi	伸長率 min %		彎曲角度		彎曲直徑
Gr.40	—	—	0.06 以下	—	40,000	70,000	No. 3	11	180°	No. 5 以下	標稱直徑之4倍
							No. 4 以上至 No. 6 以下	12		No. 6	標稱直徑之5倍
Gr.60	—	—	0.06 以下	—	60,000	90,000	No. 6 以下	9	180°	No. 5 以下	標稱直徑之4倍
							No. 7 以上至 No. 8 以下	8		No. 6	標稱直徑之5倍
										No. 7 以上至 No. 8 以下	標稱直徑之6倍
							No. 9 以上至 No. 11 以下	7		No. 9 以上至 No. 11 以下	標稱直徑之8倍

表4 ASTM A706化學成分及機械性能表

記號	化學成分 %						機械性能					
	C	Mn	P	S	Si	CE	降伏強度 psi	抗拉強度 min, psi	伸長率 min %		彎曲角度	彎曲直徑
Gr.60	.30 以下	1.50 以下	0.035 以下	0.045 以下	0.50 以下	0.55 以下	60,000 以上至 78,000 以下	80,000	No. 6 以下	14	180° No. 5 以下	標稱直徑之3倍
									No. 6 以上至 No. 8 以下	12		標稱直徑之4倍
									No. 9 以上至 No. 11 以下			標稱直徑之6倍

註：1. $C.E. = \%C + \frac{\%Mn}{6} + \frac{\%Cu}{6} + \frac{\%Ni}{20} + \frac{\%Cr}{10} - \frac{\%Mo}{50} - \frac{\%V}{10}$

2. 實測抗拉強度應不小於實測降伏強度之1.25倍

表5 BS 4449－AMD．NO．3010化學成分及機械性能表

記號	化學成分 %						機械性能					
	C	Mn	P	S	N	C.E.	降伏強度 min，N/mm	抗拉強度 N／mm²	伸長率 min %	彎曲角度	反彎曲角度	（反）彎曲直徑
Gr.250	0.25 以下	—	0.060 以下	0.060 以下	0.008 以下	—	250	1.15 倍實測降伏強度以上	22	180°	先彎曲45°後再反彎曲23°以上	標稱直徑之2倍
Gr.425	0.40 以下	—	0.050 以下	0.050 以下	—	—	425	1.15 倍實測降伏強度以上	14	180°	先彎曲45°後再反彎曲23°以上	標稱直徑之3倍
Gr.460	0.40 以下	—	0.050 以下	0.050 以下	—	—	460	1.15 倍實測降伏強度以上	12	180°	先彎曲45°後再反彎曲23°以上	標稱直徑之3倍

註：1. $C.E. = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15}$

表6 BS 4449－AMD．NO．4337化學成分及機械性能表

記號	化學成分 %						機械性能						
	C	Mn	P	S	N	C.E.	降伏強度 min，N／mm²	抗拉強度 N／mm²	伸長率 min %	彎曲角度	反彎曲角度	彎曲直徑	反彎曲直徑
Gr.250	0.25 以下	—	0.060 以下	0.060 以下	0.008 以下	0.42 以下	250	1.15 倍實測降伏強度以上	22	180°	先彎曲45°後再反彎曲23°以上	標稱直徑之2倍	標稱直徑之2倍
Gr.460	0.30 以下	—	0.050 以下	0.050 以下	—	0.51 以下	460	1.15 倍實測降伏強度以上	12	180°	先彎曲45°後再反彎曲23°以上	標稱直徑之3倍	標稱直徑之5倍

註：1. $C.E. = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15}$

表7 Equilibrium Solubility Product Equations of the Precipitates and Their Solution Temperature Calculated Based on the Composition of Steel V3 and Nb3

Compound	Equilibrium solubility product EQ	Solution temp (DEG C)
TiC	LOG [Ti] [C] = −7000/T + 2.75	1012
TiN	LOG [Ti] [N] = −8000/T + 0.32	1533
NbC	LOG [Nb] [C] = −7900/T + 3.42	1128
NbN	LOG [Nb] [N] = −8500/T + 3.42	862
VC	LOG [V] [C] = −9500/T + 6.72	818
VN	LOG [V] [N] = −8330/T + 3.46	860

表 8　13年曝露腐蝕面積率平均值(8)

試驗體種類	標準調合		貧調合		富調合		塩水混合		海水混合	
水灰比(%)	85		65		45		58		58	
塩份含有量(%)	—		—		—		0.27		0.34	
中性化深度(mm)	6.7		18.5		1.0		6.7		6.4	
保護層厚度(mm)	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20
普通鋼筋腐蝕面積率(%)	12.0	3.6	39.3	29.7	6.2	4.6	54.4	48.7	61.2	48.5
熱浸鍍鋅鋼筋腐蝕面積率(%)	0	0	0.3	0	0	0	0	0	1.2	0.4

表 9　混凝土試驗體之曝露試驗結果(1)

No	曝露期間	裂縫	塩份含有量	保護層	腐蝕面積	腐蝕的狀態
	年	有無	NaCl/conc%	cm	%	
1	5	有	0.27	1，2	0	皮膜健全
	5	有	0.34	1，2	2	腐蝕已進行
2	13	無	0.27	1，2	0	皮膜健全
	13	無	0.34	1	1.2	有部份孔蝕發生
	13	無	0.34	2	0.4	僅發生孔蝕
3	3.6	無	0.26	3	—	沒有異常
	15	無	0.26	3	—	稍微侵蝕
4	3	有	1.0	2	13	1.6年後裂縫即發生
	3	有	0.7	3	1	鋼筋表面沒變化
5	4.8	無	0.35～0.8	2	—	有相當的孔蝕狀腐蝕
6	2	無	0.31～0.4	1～5	—	有黑斑點但無其他異狀
7	3	有	0.4 ～1.4	2～7	1.4 以下	發生白銹
8	7～23	無	0.22～0.33	5～12	—	大部份鋅膜均健全
9	促進試驗	無	0.1	2，4	—	無異常

表 10　混凝土中氯化鈉含有量之臨界值(1)

鋼筋的種類	鈍態區	可使用之低腐蝕領域
普通鋼筋	0.014%	0.035%
熱浸鍍鋅鋼筋	0.1%	0.3%

表 11 海邊構造物推定塩份到達之濃度（單位：NaCl 混凝土）(1)

混凝土構造物之設置場所	塩份濃度
海水飛沫區	0.2～1.5%
浸入海水區	0.2～0.5%
經常吹濕海風之地區	0.05～0.3%

註：混凝土的保護層厚度在 3～4 cm附近之濃度。

表 12 鋼筋的各種防蝕方法比較（日本混凝土工學協會）(27)

	防蝕條件			防蝕方法			
	環境	保護層	裂縫	環氧樹脂塗裝鋼筋	熱浸鍍鋅鋼筋	混凝土上作表面被覆	電氣防蝕
防蝕性能	海上大氣中	50mm未滿	無	◎	○	◎	×
			有	◎	△	△	×
		50 mm以上	無	◎	◎	◎	×
			有	◎	○	△	×
	飛沫帶	50 mm未滿	無	○	×	△	△
			有	○	×	×	△
		50 mm以上	無	◎	△	△	△
			有	○	×	×	△
	海水中	50 mm未滿	無	◎	○	○	◎
			有	◎	△	×	◎
		50 mm以上	無	◎	○	○	◎
			有	◎	△	×	◎
適用對象	新設的構造物			可	可	可	可
	既設的構造物			否	否	可	可
施工之難易				○	△	△	△

表 13 新日鐵之耐塩性鋼筋及普通鋼筋之化學成份(28)

種類	C	Si	Mn	P	S	Cu	W	Ni
Cu-W系鋼筋	0.26	0.008	0.61	0.011	0.0010	0.23	0.12	—
3.5%Ni系鋼筋	0.21	0.016	0.31	0.011	0.0011	—	0.23	3.57
普通鋼筋	0.25	0.22	0.65	0.022	0.030	0.18	—	—

海洋混凝土工程研討會

海洋混凝土結構物防蝕規範及使用壽命預測之檢討

主講人：林維明

一、前　　言。

二、檢討現有海洋混凝土結構物防蝕規範。

三、額外防蝕保護措施應注意事項。

四、簡介混凝土結構物使用壽命預測方法。

五、結論與建議。

一、前　　言

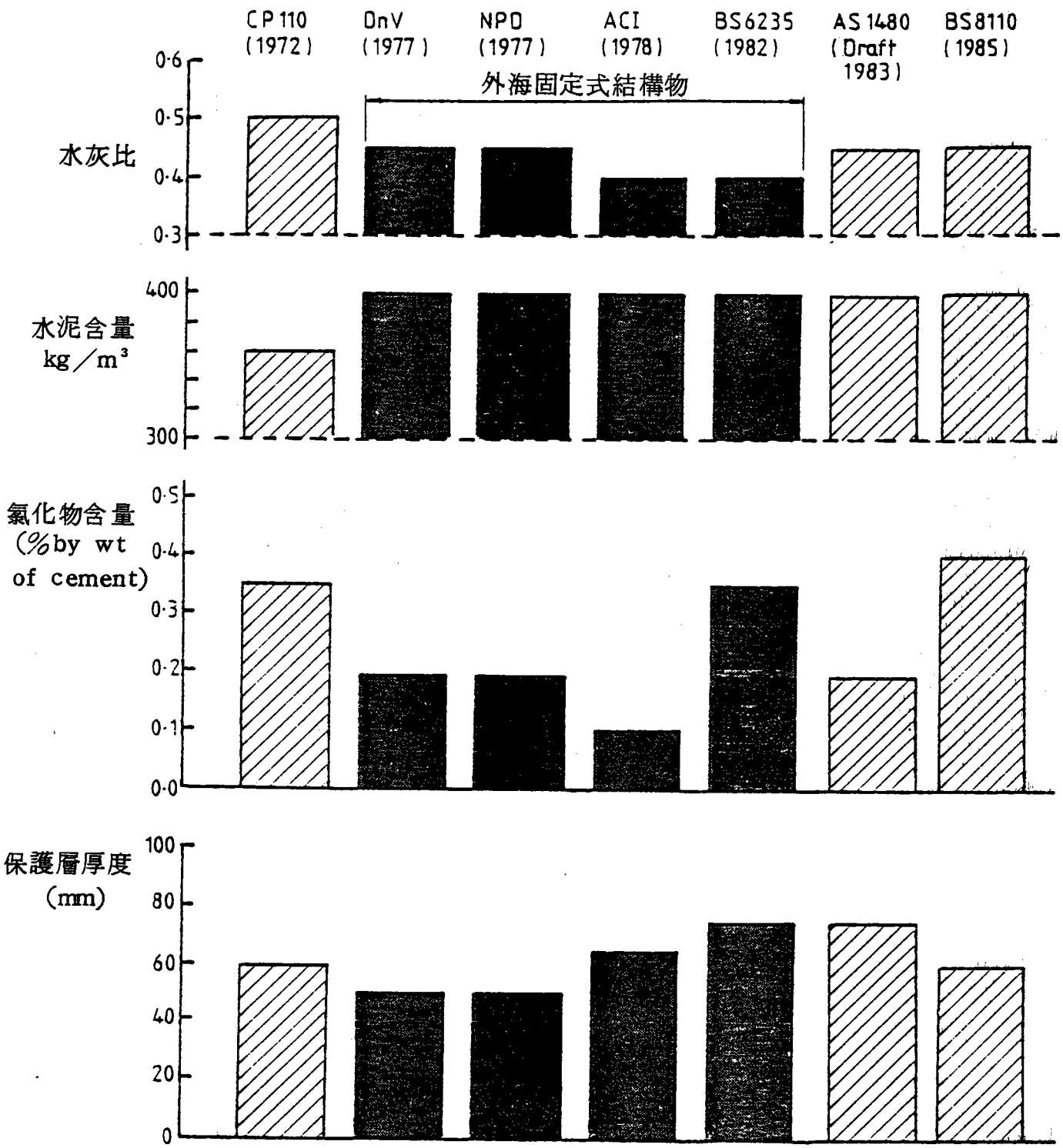
通常設計者在設計海洋混凝土結構物可能較重視結構物每50年或 100 年發生一次之暴風浪負荷，而對海洋環境腐蝕因子如CO_2、Cl^-、H_2O、O_2等對混凝土之侵略性由於其連牽太慢且不易察覺其影響性，因此未加以注意。然而國內外有很多結構物因腐蝕而發生破壞之個案出現，故近年來已經有許多學者探討有關海洋混凝土結構物耐久性各種參數，如鋼筋保護層厚度、龜裂寬度、混凝土品質、氯化物含量等對於腐蝕速率之影響性及其腐蝕機構而定出設計與施工規範（1～14），然而國內至今尚未有此類規範出現，本文先檢討各國規範之差異，另外爲加強防蝕功能有時需作一些防護措施在選擇及應用上應注意事項亦在文中討論。

一結構物中之使用材料承受周界環境因素作用，抗拒發生惡化之能力稱爲耐久性，材料之使用壽命評估主要目的在預測及決定其使用性能惡化之時間變化，現已有一些預測方法出現，本文將檢討各種使用方法之共同點及使用上應克服之瓶頸。

本文目的希望能對營建業提供有關海洋混凝土結構物防蝕設計、施工、額外保護及使用壽命預報提供一點建議。

二、檢討現有海洋混凝土結構物防蝕現象

自從16年前北海開始使用混凝土重力式海域平台後，已有許多學者致力於研究鋼筋混凝土結構物之腐蝕問題，將RC 樁或方塊試體等放於海水中作曝露試驗檢查，經過多年後之變化，這些資料分析再加上現有結構物觀測結果，以及試驗室模擬環境作用之試驗資材，因此現已發展規範可應特殊設計年限使用，發展檢測儀器可應現有結構物偵測和混凝土修理邏輯等之需。因此自 1977 年挪威（1～3）、美國（4）、英國（5～9）及日本（13）等都相繼提出有關外海混凝土重力式平台設計與施工規範，而對一般港灣及海岸工程，英國（10，11）、澳大利亞（12）及本日（14）等亦提出規範，英國全國每年總工程費中有40%花費在維修工作上，因此發表不少海洋混凝土結構物防蝕設計與施工之規範，表一列出各國所訂規範之比較，圖一爲潑濺區曝露條件下，各國所訂各種參數之比較，分別檢討如下：


CP 110 (1972)
DnV (1977)
NPD (1977)
ACI (1978)
BS6235 (1982)
AS 1480 (Draft 1983)
BS8110 (1985)
外海固定式結構物
水灰比
0·6
0·5
0·4
0·3
水泥含量 kg/m³
400
300
氯化物含量 (%by wt of cement)
0·5
0·4
0·3
0·2
0·1
0·0
保護層厚度 (mm)
100
80
60
40
20
0

圖一　規範建議值比較

㈠水灰比

1.外海結構物： ACI 及BS 所訂之標準爲0.4 ，而DnV及NPD 則允許達到0.45 。三種曝露區所使用之水灰比相同。

2.海岸結構物：英國BS 8110及澳大利亞使用 0.45 ，可能缺乏惡劣海岸環境之調查資料？英國視潑濺區較嚴峻使用水灰比 0.40 ，而澳大利亞認爲海中區之曝露條件較不嚴重則使用 0.50 。

㈡水泥含量

對在最嚴峻曝露之潑濺區一致的看法爲 400 kg／m^3 ，DnV認爲大氣區與海中區不如潑濺區，水泥量降爲 300 kg／m^3 ，而BS 6235則視大氣區如同潑濺區一樣之嚴峻，而浸於海水中則較不嚴重採用 360 kg／m^3 ，在海岸地區澳大利亞規範與英國 BS 6235 一致然而英國 BS 8110則認爲三區所採用之水泥量應相同。

綜合混凝土配比，所包含之水灰比及水泥含量參數，各國規範對大氣、潑濺及海中三區之相對嚴峻性看法並不太一致。

㈢鋼筋保護層

同樣地，各國規範對於不同曝露區嚴重性之看法亦不相同，就鋼筋混凝土而言，例如BS 6235考慮大氣區如同潑濺區一樣地嚴重，保護層用 75 mm ，而海中區較不嚴重，用 60 mm ，然而DnV對海中區與潑濺區使用相同之保護層 50 mm ，而大氣區則考慮較不嚴重用 40 mm ， ACI 處理大氣及海中區較潑濺區不嚴重，而挪威石油學會則視三區相同均用 50 mm ，英國在1982年對保護層厚度所取數值較保守，而 1985 年BS 8110 已將將來大氣區及潑濺區之 75 mm降爲 60 mm 。

就預力混凝土結構物之保護層厚度需求均比鋼筋混凝土爲高，最近英國在北海重力式混凝土平台調查使用性能顯示過去所採用之設計規範均可得到相當耐久，因此一些研究報告（15～17）建議對於保護層厚度之要求可以放寬，故在表一可見英國 1985 年規範不論RC 或 PC 均較 1982年之規定爲低。而且指出海水中之構件之腐蝕受保護層之影響性不大，必須以結構上考慮保護層對鋼筋之握裹，錨碇及彎曲應力等設計保護層厚度。

許多規範對保護層厚度施工之容許誤差定爲 5 mm 或大於 5 mm ，因此

表一　各種海洋混凝土結構物規範比較

結構物所處位置		海岸	外海結構物				海岸結構物	
參數	曝露條件	CP 110 1972	$D_n V$ (1977)	NPD (1977)	ACI (1978)	BS6235 (1982)	AS1480 (1983)	BS8110 1985
水灰比	大氣區	0.50	0.45	0.45	0.40	0.40	0.45	0.45
水灰比	潑濺區	0.50	0.45	0.45	0.40	0.40	0.45	0.40
	海中區	0.50	0.45	0.45	0.40	0.40	0.50	0.45
水泥含量 (kg／m^3)	大氣區	360	300	400	—	400	400	400
	潑濺區	360	400	400	—	400	400	400
	海中區	360	300	400	—	360	330	400
RC保護層厚度 (mm)	大氣區	60	40	50	50	75	75	60
	潑濺區	60	50	50	65	75	75	60
	海中區	60	50	50	50	60	75	60
PC保護層厚度 (mm)	大氣區	60	80	70	75	100	100	60
	潑濺區	60	100	70	90	100	100	60
	海中區	60	100	70	75	75	75	60
氯化物含量 (%水泥重)	RC	0.35	0.19	—	0.10	0.35	0.20	0.40
	PC	0.06	0.19	—	0.06	0.06	0.10	0.10
龜裂控制	寬度 (mm)	0.3 或 0.004x*	據約定	—	—	0.3 或 0.004x	—	0.3
					—		0.004x	—
	鋼筋最大應力 (mpa)	—	160	—	120	—	—	—

* x：保護層厚度

對要求使用壽命長之結構物而言，有時有效保護層厚度仍嫌不足。

㈣氯化物含量臨界值

在英國規範中 1972 及 1982 年均用 0.35 %，而 1985 年修正爲 0.40%，而在 DnV 及 ACI 分別用 0.19 及 0.1 %，此反映在此專題之觀點不同及缺乏實測資料，最近 Rasheeduzzafar 等 (18) 在中東實測所得之資料顯示氯化物含量爲水泥重之 0.1 %爲腐蝕起始基準。

欲腐蝕起始基準數值可靠，則必須調查更多之現場實測資料，英國規範與其他規範比較，氯化含量臨界值似乎偏高。

由各國規範所列氯化物含量臨界值相差甚多，表示對氯化物破壞鋼筋鈍態之了解仍不夠透徹，的確如此，既使在 ACI 內不同之委員會所建議值亦不同，如表二所示 (19) 測量氯化物含量有酸溶及水溶之方法不同，因而使得比較上亦感困難，因此這方面有待更深入之研究。

㈤龜裂控制

如表二所示，龜裂由最大裂縫寬度及最大鋼筋應力所控制，在裂縫寬度控制之條件下（英國及澳洲規範），寬度極限爲 0.3 mm 或保護層厚度之 0.004 倍。而最大應力爲 DnV 定爲 160mPa 而 1mPa = 1.45×10^{-4} Psi，ACI 定爲 120mPa，龜裂亦由最大鋼筋間距所限制。

對於腐蝕之影響性，根據一些海洋環境下實際調查資料顯示裂縫若小於 0.6 mm 則腐蝕現象不顯著因此容許裂縫寬度似乎可以放寬以利設計。

㈥水泥種類

水泥中所含鋁酸三鈣（ $3CaO \cdot Al_2O_3$ 簡稱 C_3A)與混凝土空隙中所含 CO_2 及硫酸鹽作用起化學反應產生鈣矾石（Ettringite)體積增加二倍，使混凝土表面腐蝕鬆散成粉狀喪失混凝土原有強度一塊一塊地剝落，而從另一角度而言 C_3A 與氯化物起化學反應產生氯鋁化鈣水化物（$C_3A \cdot CaCl_2 \cdot 10\ H_2O$ Chloraluminate Hydrates ）此種結晶爲非膨脹性，可填塞孔隙具有抑制腐蝕之功能因此 ACI 規定 C_3A 含量不得小於 4 %，而 NPO 則嚴禁 C_3A 含量小於 5 %，英國 BS 6235 限制在外海結構物之 C_3A 含量爲 3 %～8 %，C_3A 含量低於 3 %，氯化物將易侵入。爲抗拒氯離子侵入可加飛灰或高爐石，其功效在國外已有許多實例。

㈦透水性試驗

表二　美國混凝土協會（ACI）出版文獻有關氯化物含量

201.2R-77		318-83		222R-85	
混凝土橋墩處於水溶氯離子之限度。		齡期二十八天硬化混凝土中由組成材料包括水、骨材膠結物，及摻料所提供之水溶氯離子最大濃度值		依ASTM C114試驗之酸溶氯化物含量之最大值。	
構件型式	限度*	構件型式	限度*	構件型式	限度*
預力混凝土	0.06	預力混凝土	0.06	預力混凝土	0.08
鋼筋混凝土於濕潤環境且暴露於氯中	0.10	鋼筋混凝土將暴露於氯氣中	0.15	鋼筋混凝土	0.20
鋼筋混凝土於＋濕潤環境中，但不暴露於氯中	0.15	鋼筋混凝土將處於乾燥或防潮之環境	1.0		
地面上構造物之混凝土於乾燥環境	＝無限度	其他鋼筋混凝土結構物	0.30		

＊與水泥重量之百分比

＋包括混凝土局部偶而受潮處—如厨房、停車場、河岸結構物及濕氣凝結處。

＝如使用氯化鈣爲摻料應在2％限度內，以免遭致腐蝕。

使用2％之常態氯化鈣摻料將產生約1％之氯離子。

DnV用透水性試驗定出滲透係數爲 10^{-8} m／sec － 10^{-12} m／sec ，根據英國Taywood 公司鑽取許多結構物試樣發現DnV 所規定之上限太高，通常一般混凝土之透水係數最好小於 10^{-10} m／sec ，高品質混凝土低於 10^{-12} m／sec 爲上限，而其他規範中沒有對透水係數定出規定。

(八)環境因素影響性

澳大利亞之規範（草案）考慮天候條件依相對濕度，平均降兩量和溫度而定義，並依空氣污染和海水潑濺污染程度，其他條件如磨耗和侵略性地下水亦包括在內，規範認定濕氣含量之重要性，特別乾濕循環與鋼筋腐蝕之關係，接近海岸和重工業區作歸爲環境污染。在其規範中將曝露條件分爲六大類而其中海岸和外海結構物之潮汐與潑濺帶之數據與各國規範比較如圖一所示，在此規範所提出耐久性之方法較其他規範特別，由於所確認之曝露程度較爲精確，因此對工程師們對於特殊之海洋環境下，使用此方法較容易定出優良之混凝土。

除了澳大利亞之規範（草案）中有出現環境對耐久性的影響性外，各國所訂規範則不考慮天候影響，這是相當危險的，而且應對現有結構物提早損害負責，英國、美國及挪威DnV 並未特別重視此項危險性。

(九)有關規範注意事項

研究各國規範，很明顯地，大多對鋼筋混凝土惡化程序缺乏完整性之了解，因此所有規範均採用水泥量高及水灰比低之策略，在這方面水泥量必須大於 400 kg／m^3 而水灰比必須小於 0.4 大多數意見相當一致。然而氯化物含量英國規範對鋼筋混凝土所取之臨界值較其他各國規範爲高，同樣地鋼筋保護層亦較高值，例如英國 1982 年所訂 BS 6235 規範中 75 mm爲英國所有規範中最爲保守的，然而 1985 年英國 BS 8110 對最惡劣曝露條件則定爲 60 mm。

並沒有規範提出有關使用壽命之議建，這方面有待再加考慮，將在本文中介紹與檢討。

(1)外海經驗

在設計規範時，非常小心確保能包括北海惡劣海況曝露條件，而且在施工中相當努力地確保達到優良之施工品質，大多數重力式平台都先在乾的地方建造，然後再施航，因此混凝土結構物有足夠之時間可供其在暴露於鹽

表三　外海重力式混凝土平台經驗

平台名稱	形態	安裝時間	混凝土體積 (m^3)	混凝土等級 (N/mm^2)	28天強度 (N/mm^2)	水泥含量 (kg/m^3)	水灰比
EKOFISK TANK (20)	DORIS	1973	80,000	40		450	0.4
CORMORANT 'A' BRENT 'C' ERIGG TPI (21)	SEA TANK	1978 1978 1976	120,000 105,000 49,000	50	60	420	
NINIAN CENTRAL (22)	DORIS	1978	140,000	50	60	425 + 105 pfa	0.4
CURRENT PRACTICE IN NORWEGIAN CONTRACTORS' STAVANGER YARD (August 1984) (23)					67	380	0.42

害侵蝕下能生成保護膜，然後在受保護之水域中施工，經常有雨水冲擊而使表面之鹽害降低至最少量，既使有暴風浪冲擊結構物、雨水及一般潤濕使得混凝土結構物表面上之鹽量爲最低量，因此北海所出現之情況不如原先想像之惡劣。

爲確定重力式混凝土平台在北海之操作安全規定每五年必須定期檢查一次，因此任何惡化跡象可在發生嚴重災害前先確認及補修。在外海結構物有關水灰比、水泥含量和容許氯化物含量之規定較CP 110 更爲嚴格，的確在外海施工所得之實務經驗比表 3 所建議在 1970 年代早期某些平台安裝建議更佳，在北海僅作很少之維護工作，業主願意接受昂貴之施工費用以維持施工高品質，爲了避免爾後可能需作相當昂貴的修理，並可能危及海域石油氣之生產。如表 3 所示之混凝土等級亦自 1974 之C 45 增爲如今之C 60 主要爲結構上之理由，對北海四個混凝土平台，每年所作之慣例檢查未發現惡化而且鑽心取樣發現在鋼筋處沒有顯著之氯離子出現。因此可得出北海之經驗爲：

1.設計與施工規範良好。

2.良好之混凝土品質。

3.混凝土平台製作完成後至拖至外海與海洋曝露先有一段時間可供養治。

4.北海環境不如想像中惡劣。

⑵海岸結構物經驗

根據英國Taywood 公司對英國沿海岸結構物及外國所作之調查發現混凝土品質及保護層參雜不齊，例如在英吉利海峽皇家之首燈塔(25) 和在卜特蘭港之Mulberry harbor units (26) 區建造40年之久，而使用良好品質混凝土，水灰比約爲 0.4 ，則後者僅發現混凝土保護層剝落小於 10 mm，然而有許多碼頭中之基樁及甲板經常都在修理。

混凝土品質不良及保護層不足等現象，因此導致施工後十年內鋼筋腐蝕破壞，例如在南歐有一乾船塢當滿水時有靜水氯化物侵入而造成 500 公尺長之剝落，而在中東既使混凝土品質合理，而且施工技術亦高，然而由於處在惡劣之海鹽環境，因此可見到許多失敗例子，係因規範所訂不適用於此種惡劣之海鹽環境之故。在澳洲之海岸亦有許多惡化之海岸碼頭及橋樑在近10年

內完工，然而，混凝土品質及保護層厚度顯得不足以抗衡此種環境，圖說明鹽類侵入此種結構物，顯示常風造成在背風處有很大之海鹽侵入，係因大量波浪潑濺至橋面底部之故。

因此海岸結構物發生問題其原因似乎爲：

1.所訂規範無法適用於所處之環境。

2.施工技術不良及監工不嚴。

3.缺乏腐蝕因子侵入歷時變化之偵測系統，可以早點預報惡化現象及早作修理對策。

圖三爲說明外海結構物與海岸結構物在混凝土品質上之差別，在外海施工對混凝土品質要求高所以變化小，而海岸結構物所定之規範要求較低，因此相對地品質變化就較大。

(3)未來研究方向

1.現在外海結構物之規範需略作修正，可確保結構物使用壽命能達30年以上。

2.需在現場條件下混凝土試拌及養生情形下量測氯化物侵入特性以證實在使用期間內保護是否足夠。

3.最好設計規範能提供較準確之設計圖表可供選定在所需設計年限內所需混凝土種類及保護層厚度 Brown [24] 曾提出碳化及氯化物侵入各種混凝土下保護層與使用年限之關係如圖四所示。

4.使用額外保護措施可加強保護較敏感之範圍，或甚至某些範圍可以考慮降低混凝土品質及保護層厚度。

5.對於較炎熱之天候，需有較詳細之方法以處理下列問題：

①不易取得高品質混凝土材料。

②製作時溫度較高，品質將較差。

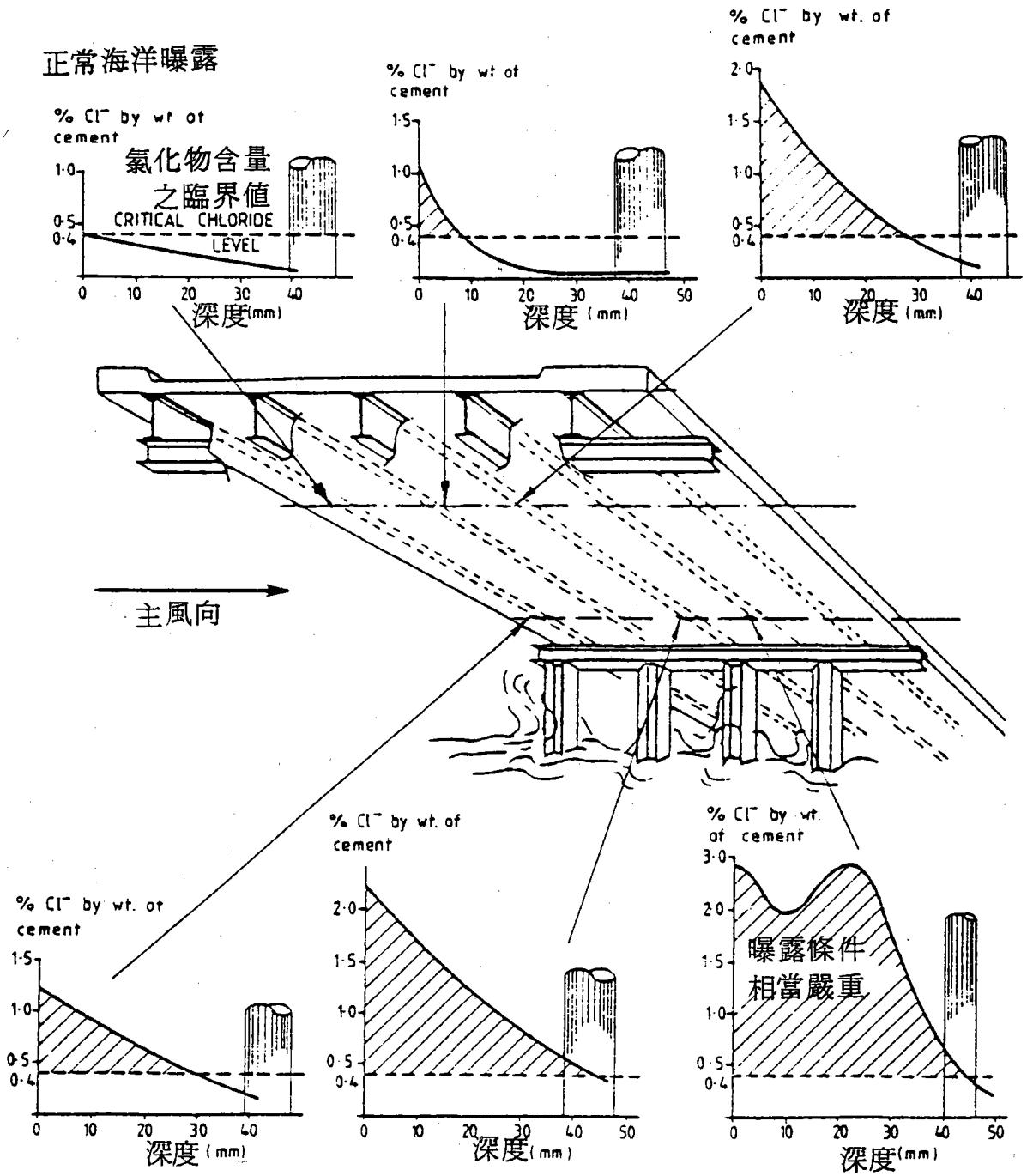
③需克服曝露在乾熱吹風下養生發生困難。

④工人技術水準差異太大，尤其使用水準低之勞工。

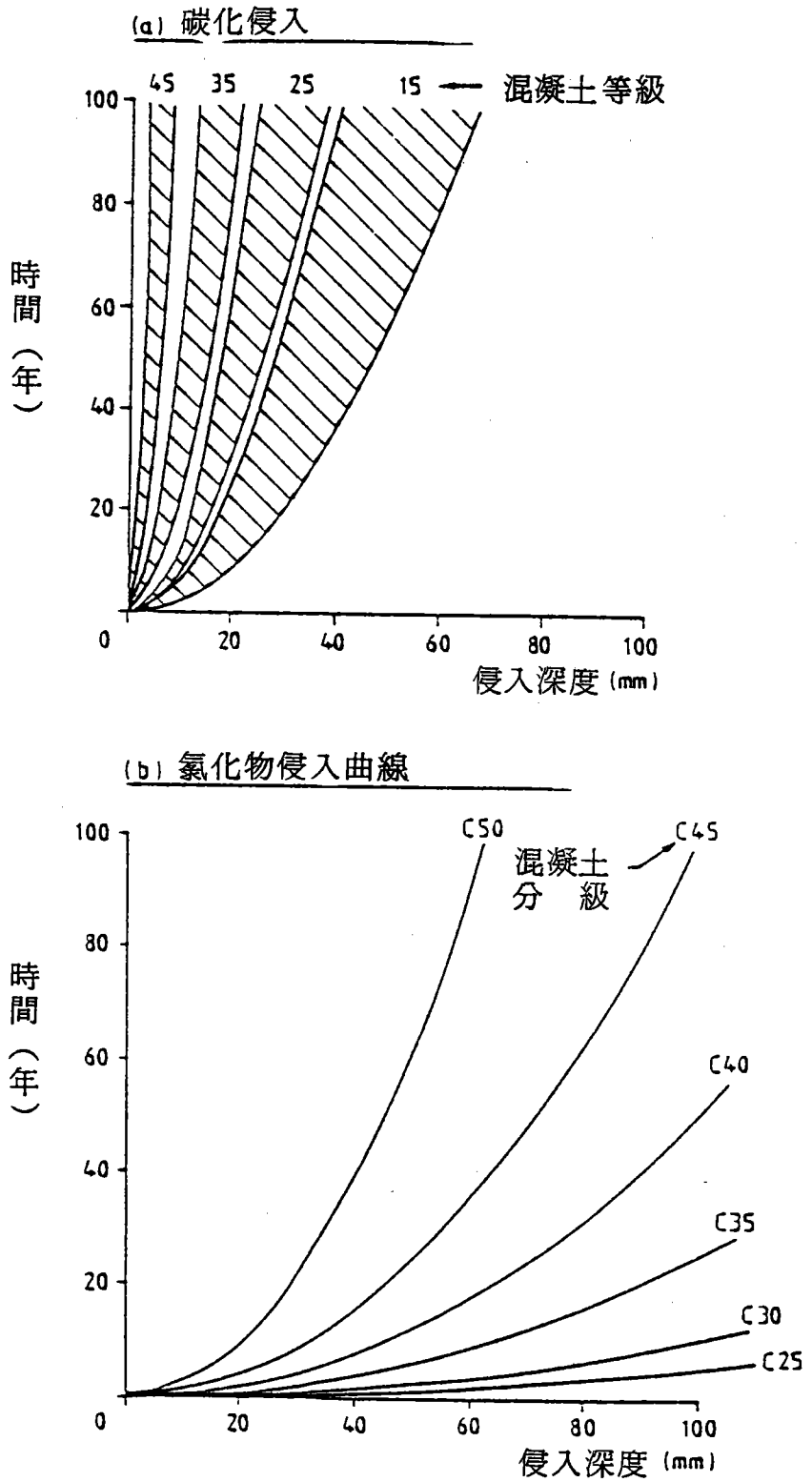
⑤現場監工水準差異太大。

⑥在使用期間炎熱條件下含鹽量多之海水侵入結構物。

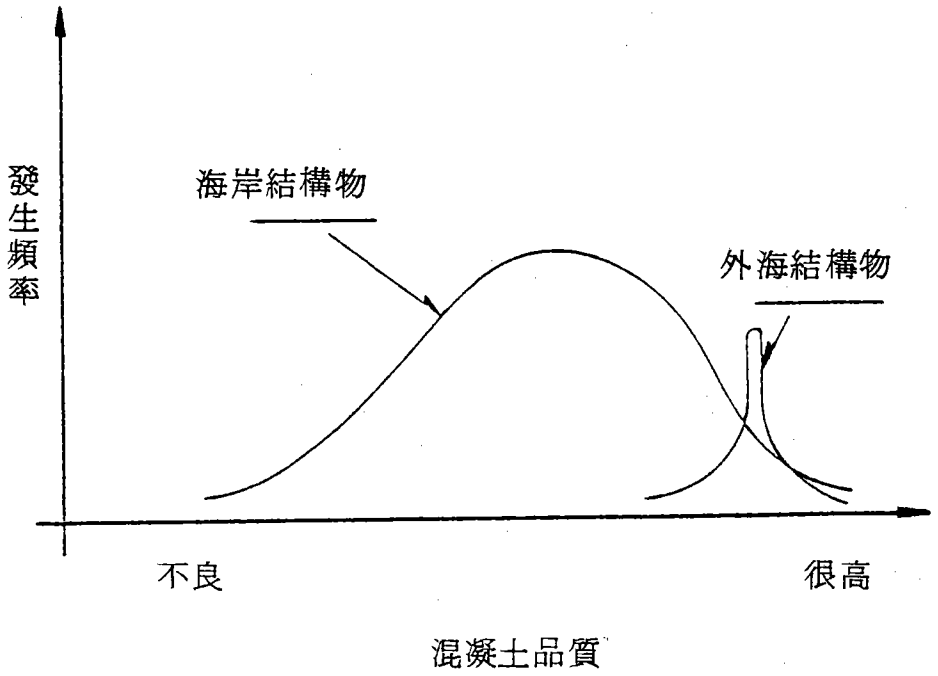
6.對於現有結構物作調查及研究才能夠很了解海洋環境對結構物之影響性及控制氯化物侵入因子如混凝土配合養生和施工技術，可得出



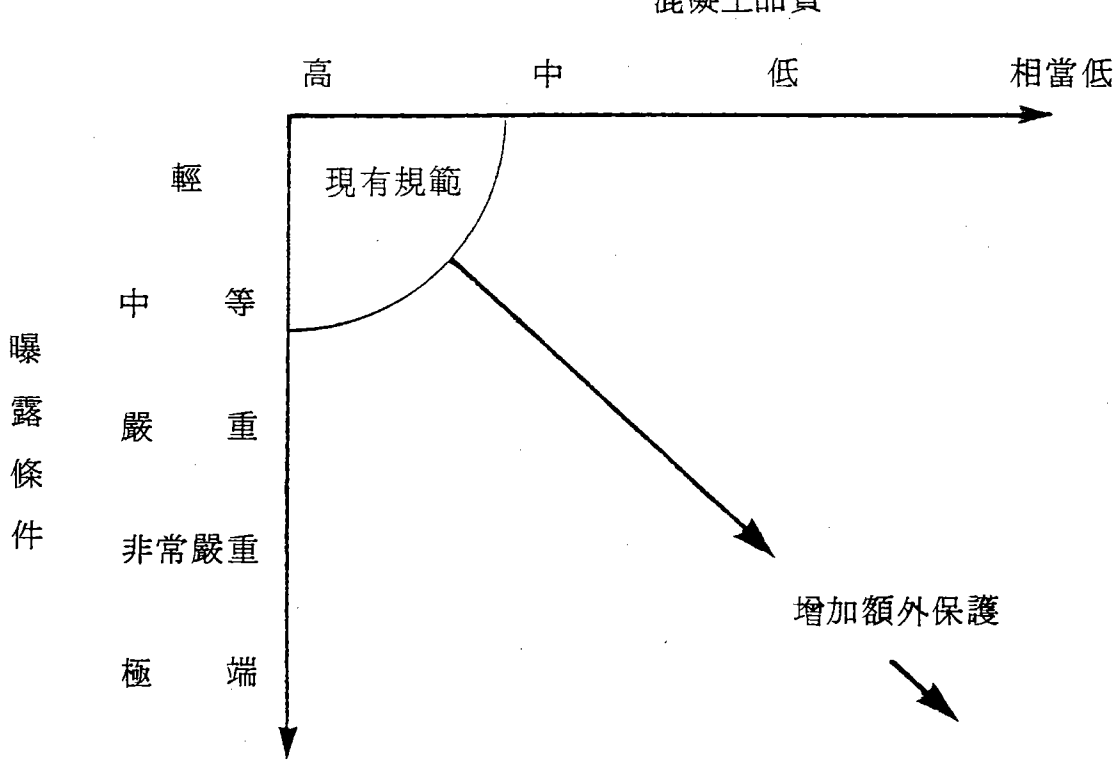
圖二　海洋結構物上所測氯化物含量與深度之變化


(a) 碳化侵入
45
35
25
15
混凝土等級
100
80
60
40
20
0
時間（年）
20
40
60
80
100
侵入深度 (mm)
(b) 氯化物侵入曲線
C50
C45
混凝土
分 級
C40
C35
C30
C25
100
80
60
40
20
0
時間（年）
20
40
60
80
100
侵入深度 (mm)

圖四　耐久性預測



圖三　混凝土品質變化觀念—外海與海岸結構物比較



圖五　混凝土品質與曝露條件相對性

耐久性設計方法以應炎熱天候下結構物之特定使用年限需求。

7.當混凝土配合比品質差及施工不良，則需考慮保護措施，此種方法如使用永久性之掩蔽物（Permanent shutter）、鋼筋塗裝、混凝土塗裝及加特別摻料等在混凝土品質降低及曝露條件下變得更惡劣情況下則現有規範不能滿足，必須增加額外之保護如圖五所示，在英國 Bahrain堤道，爲一相當惡劣之天候，但使用相當好之混凝土品質而需使用進口之高爐石水泥，低水灰比爲 0.38，水面上之基樁塗裝等加以保護。

8.假定在使用年限中不需作任何維修，而亦需準備一份維護手册給業主以爲備用。

9.基本上氯化物侵入之偵測可用簡單之鑽孔技術，分析所取試樣中氯化物含量，若有信心，結構物已去除氯化物，則作偵測之頻率可減少，若已察覺有氯化物則必須採取額外之防蝕措施，限制氯化物再侵入而造成災害。替代方法爲等待災害發生重建，但這是相當昂貴的。

10.監工品質好，施工技術高，水泥品質比現在的更爲優良，在 1960及70年代工商業進步從業者爲施工趕工而不去注意耐久性問題如今由這些錯誤中得到教訓，以及在一些使用壽命很長之混凝土結構物中得到技術及優越之性能等，或待我們再增加信心則可以很愼重地阻止氯化物侵入及定出維護之程序。

三、額外防蝕保護措施應注意事項

㈠保護措施

當現有混凝土材料，施工技術及現場監工不良，而且在較嚴峻之暴露條件下，現有規範不足應需，沒信心所製作之混凝土可在設計年限內能提供足夠之保護，因此出現下列各種防護措施。

(1)使用特殊水泥及摻料，使混凝土氣密性高。

(2)永久性阻隔物

與混凝土能並存，加上此措施則所使用之混凝土將較便宜，品質可以較低強度可以較差，但爲外層有阻隔腐蝕因子侵入之措施故足以應結構之需

求。

⑶防水摻料

防水摻料之材料爲硬脂酸鹽（stearates）例如聚脂樹脂環氧劑改良進油塗劑、防水膠等，此種材料塗模後可減緩氯離子擴散速率和降低水泥之吸收量至可忽略量，特別在低水泥含量（350 kg／m^3）。

⑷防水表面處理

例如使用矽甲烷（silanesl）及矽氧化物（siloxane）等防水材料塗裝可使得混凝土外層數毫米防水。

⑸形成薄膜之塗裝

例如使用環氧樹脂和矽脲酯（Poly urethane）用於混凝土表面，若使用於經過粉飾，無出氣孔之混凝土表面將使其具有氯化物完全不能滲透之能力（圖六）且很顯著地降低氧氣擴散，就減緩氧氣侵入而言0.3 mm厚之塗裝可相當於添加500 mm混凝土之保護層能力，此類塗裝相當昂貴且必需評估其使用性能例如與經過長久之紫外線作用下，其物理性質可能之改變等。

⑹鋼筋塗裝環氧樹脂或使用特殊鋼（如不銹鋼）等加以保護。

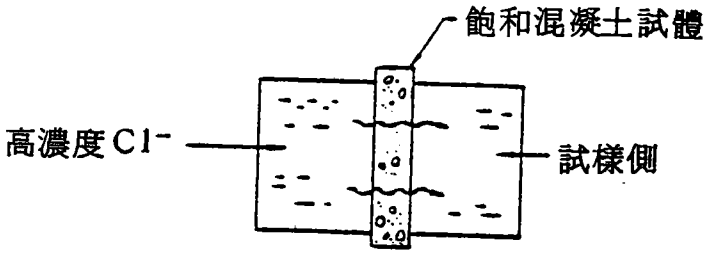
此種方法在美國發展解決橋面問題，如今已證明相當成功已經使用達10年現在已在日本及中東應用。

根據英國Taylorwoodrow研究試驗室曾對70種不同塗料使用於各種環境下混凝土結構物之修理所得之經驗很顯然地對於一特殊環境必須作塗裝材料之使用性能評估，經過試驗顯示均可阻止氯化物侵入，可在施工剛完成後立即對結構物易受傷害之臨界區域應用此類塗裝處理。

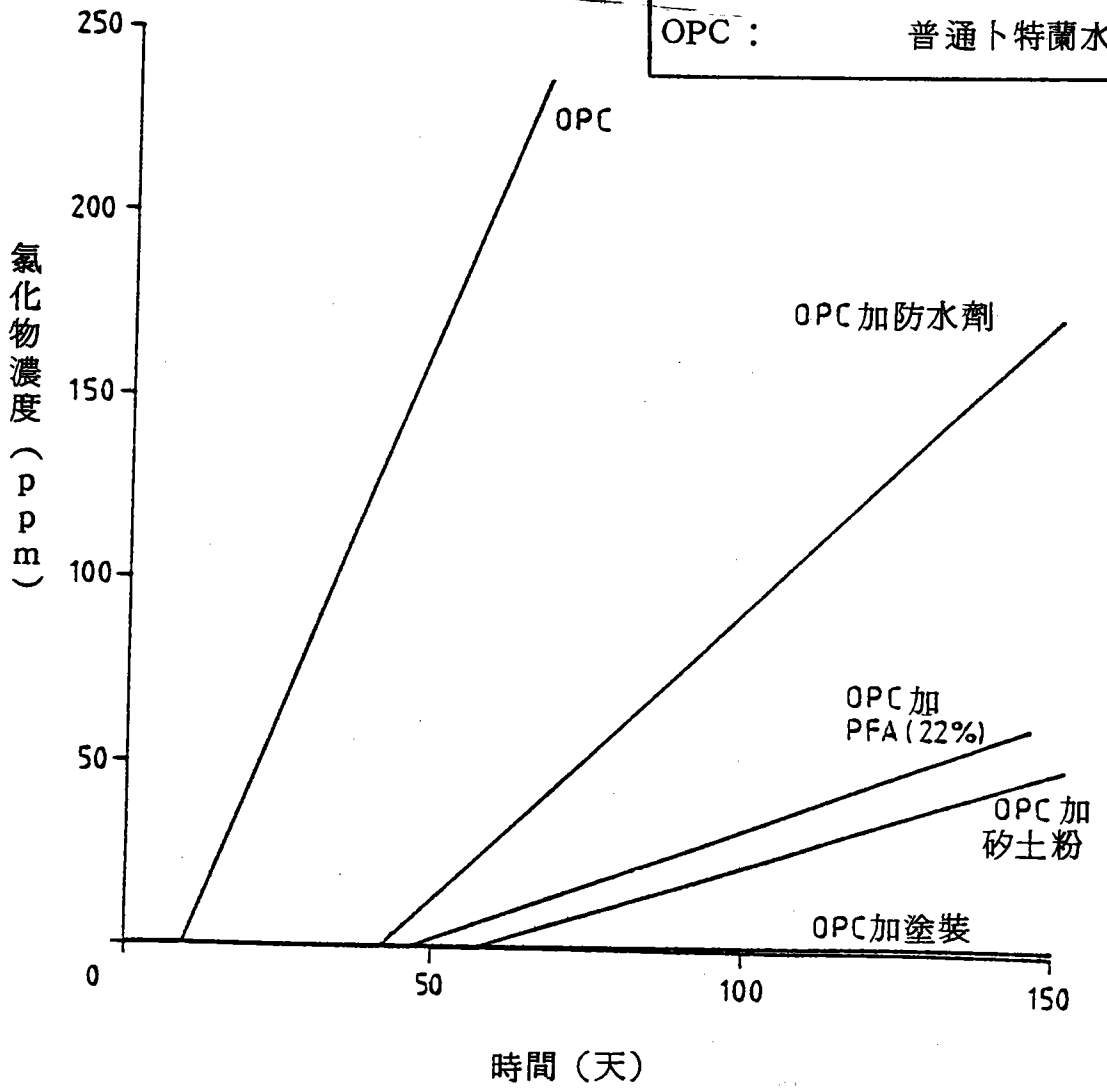
鋼筋塗上環氧樹脂方法對於炎熱海洋環境下具有良好之保護作用，若使用經過塗epoxy處理之鋼筋則可能不需要求高品質混凝土、保護層厚度大和現場品質控制標準定得高等規定。

一旦氯化物侵入引起腐蝕，則市面上有許多產品可使用，主要先將損壞之混凝土打掉深至鋼筋背後處（圖七）清洗鋼筋及塗裝隔離其再發生電化學反應，同時亦需對整個表面塗裝，將臨近範圍填封以防有害因子再侵入而造成災害及避免因爲修理而使腐蝕活動區轉移到其他範圍。

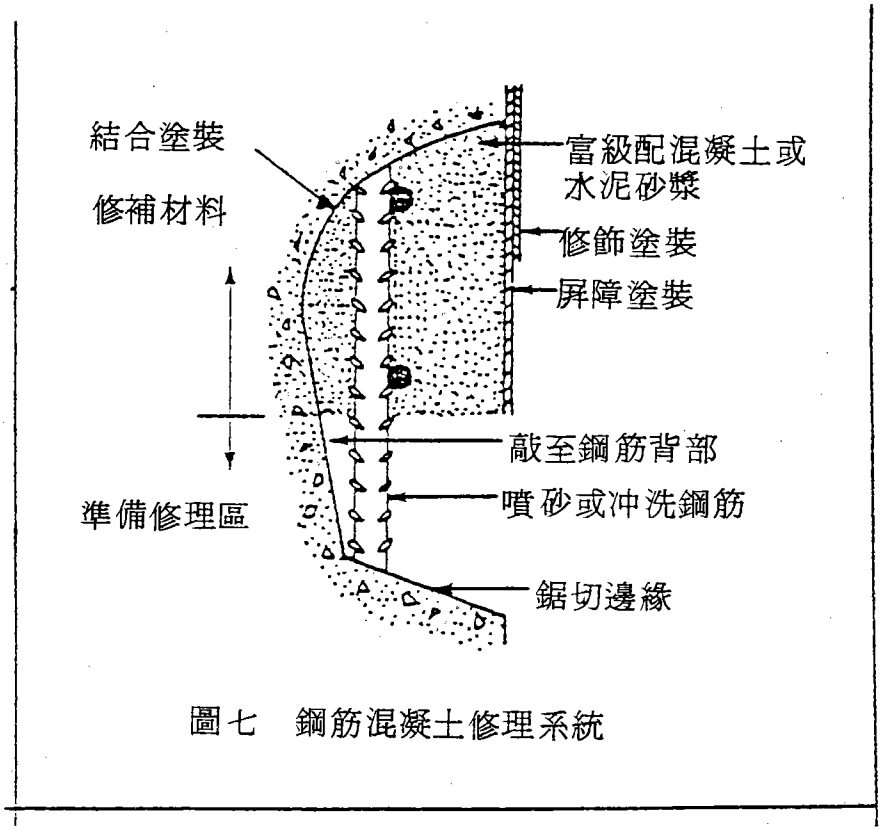
但是根據美國聯邦政府公路計劃對橋面之許多解決辦法中，認爲陰極防蝕（圖八）對於鋼筋腐蝕維護爲一大良策。



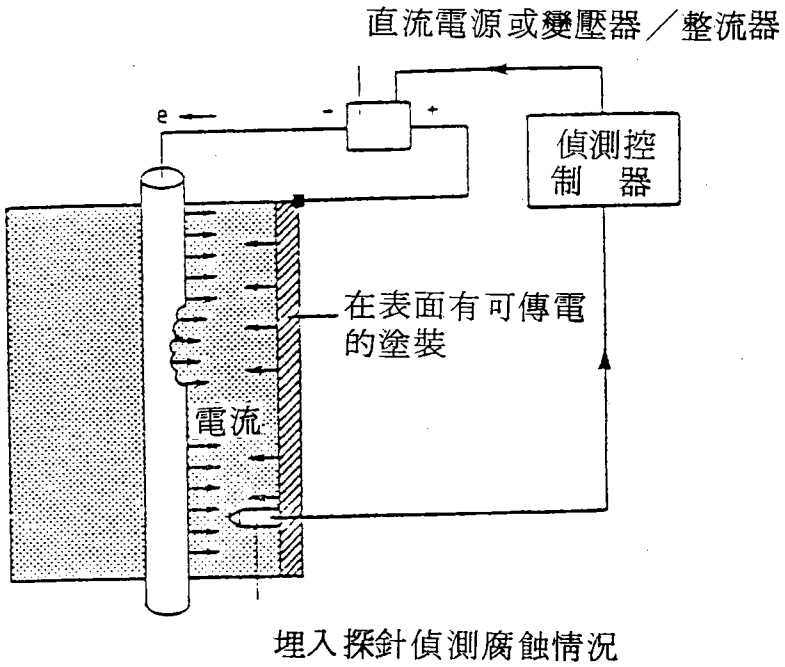
混凝土配合資料	
水泥含量：	440 kg／m³
水灰比：	0.37
28 天養治：	3 day 浸水後 25 天控制在 23 ℃，相對濕度 50 %
塗裝：	環氧樹脂塗煤焦油或 Siloxane
OPC：	普通卜特蘭水泥



圖六　水泥配比與塗裝對氯化物侵入之影響



圖七　鋼筋混凝土修理系統



圖八　陰極防蝕系統

㈡注意事項：

惡化構件之修理需注意對於修理材料應考慮之因素如下：

⑴能與原材料能相容（ compatible），即使修理系統可能亦需校核結構物是否與現存之材料能相容，如圖九所示原材料爲高彈性及熱膨脹係數低而使用低彈性及熱膨脹係數高，則結構物所能發揮之功能亦不如原來之有效。

⑵不可在其他地方加重問題，對於鋼筋混凝土之修理，早期之方法如僅清除腐蝕生成物（鐵銹），而用混凝土或水泥砂漿補剝落地方，則僅能保存一段短時期，因腐蝕因子已侵入其他地區，故在其他未修理部份造成腐蝕損害。

⑶易於應用：例如易於填於混凝土與鋼筋間之小縫隙或凹形缺口剝落處，黏著而不跌落。

⑷與修理部位底質有握裹力。

⑸空間穩定及耐久性，養生時不會膨脹收縮，空間變化與原結構相似。

⑹可抗拒海洋環境所造成之災害：例如不受海水冲刷之影響。

⑺使用可保護鋼筋防蝕之材料。

現今有許多修理系統正發展中：

1.清除後之後之鋼筋用阻隔塗料密封。

2.修整材料可使用滲透性低，電阻高之混凝土。

3.其他之地區塗裝以抑制環境因子侵入。

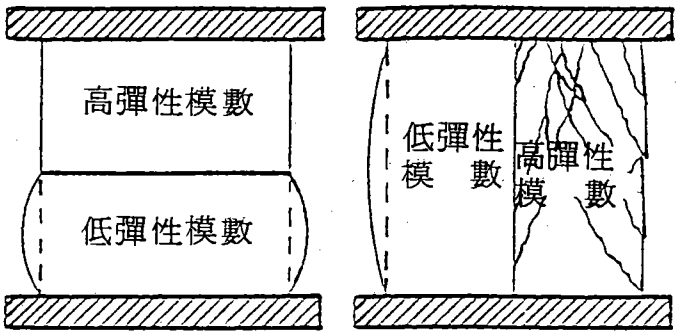
除外，現在正在試用陰極防蝕於鋼筋處理，可立即使腐蝕停止。在混凝土表面層塗裝正在應用試驗中。

表面塗裝應用於新混凝土結構物或修理系統必須考慮其惡化，因爲整個大範圍作塗裝初期費用相當昂貴，而且爾後之塗裝維護（包括搭架）亦需考慮，若一建物所需之使用壽命爲60年，每15年再重新油漆一次（如圖十），則此種修理系統必須與使用較昂貴而較耐久之系統評估比較。

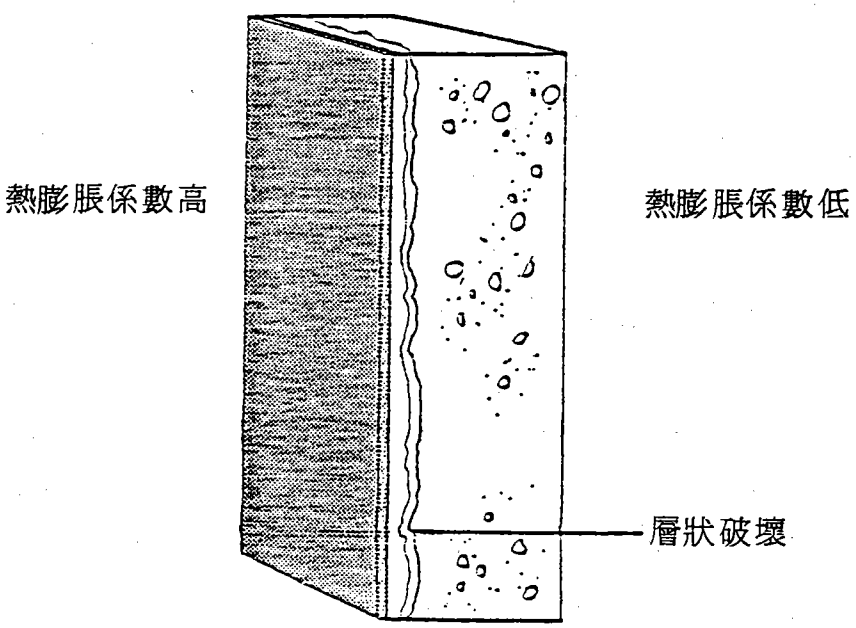
四、簡介混凝土結構物使用壽命預測方法

㈠建材惡化及使用壽命預測介紹

當一建物施工完成後，由於構件曝露在環境下開始發生惡化，結構物迅

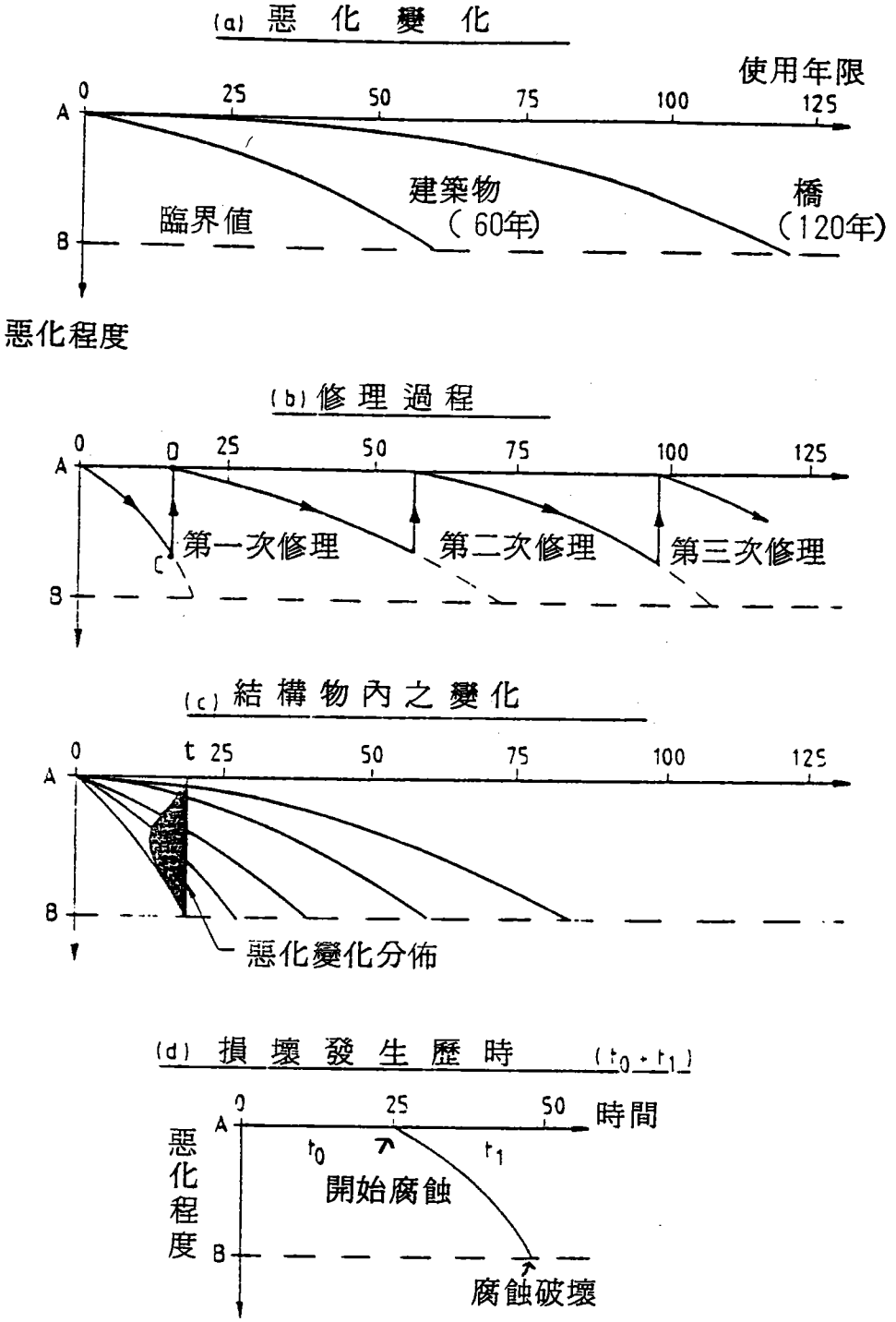


(a)彈性模數不相配



(b)溫度膨脹係數不相配

圖九　修理材料與原材質不相配


(a) 惡 化 變 化
使用年限
0
25
50
75
100
125
A
B
臨界值
建築物
(60年)
橋
(120年)
惡化程度
(b) 修 理 過 程
第一次修理
第二次修理
第三次修理
C
(c) 結 構 物 內 之 變 化
t
惡化變化分佈
(d) 損 壞 發 生 歷 時 ($t_0 + t_1$)
時間
t_0
t_1
開始腐蝕
腐蝕破壞

圖十　惡化程序

速惡化之主要原因如下：

⑴缺乏惡化偵測及維修：所編列維修費用太少不關心維修與偵測工作。

⑵使用之商品欠缺長期使用性能資料，特別在特殊環境條件。

⑶施工品質不良：大多使用便宜材料和趕工。

⑷缺乏對惡化機構或影響惡化之各種環境因素之完全瞭解。

從業者不論是建築師、工程師或營建者或甚至產品製造廠商，很難評估建材或構件之使用壽命而僅能依據下列資料作推斷：

⑴過去所得之經驗。

⑵商業文獻。

⑶現有設計與施工規範。

⑷老舊結構物惡化之觀測資料。

⑸已發生損壞之結構物鑽心取樣及在試驗製作試體研究惡化機構。

⑹模擬在特殊環境下之材料與結構行爲。

從業者對於建物惡化問題未能深入了解，主要缺乏下列資料：

⑴製造廠商所能提供之資料無法與特殊應用相關。

⑵製造廠改變原經過長期經驗所得之產品配方，而未能提供長期偵測之資料。

⑶研究成果難與實際相關。

⑷政府研究試驗室不願作特殊廠商所要產品之試驗及提供建議。

⑸找國外相關研究結果時間太長，遠水救不了近火，因此放棄。

⑹教科書內容太普遍而無法應特殊需求。

⑺對於使用壽命之評估，大多數之試驗時間太短，因此使用時可靠度風險大。

⑻試驗室之標準試驗對實際建物性能之評估未能提供相當之幫助。

⑼現場結構物性能試驗所作資料太少。

⑽很少有技術專家受訓練之內容包含混凝土惡化程序。

對於有關營建材料阻止外界因子侵入之材料之使用壽命之預測必須：

⑴對環境特性很了解。

⑵完全了解可能惡化現象。

⑶適當之選定材料與設計。

(4)模擬材料與結構行爲。

有關建材使用壽命之預測必須集合材料科學，試驗室試驗和現場調查所得之知識，包括合理之判斷，和考慮許多假設條件有時需作解釋，在此種複雜之研究領域需建立有系統研究和方法如此則在進行調查時，可作供校對確保重要之工作步驟不被遺忘，且對如何設計和進行試驗、解釋或提出資料提供指引，使用壽命預測之方法可幫助現場操作者及研究人員溝通且確定研究上之需要。

使用年限資料兩大主要來源爲得出經驗及試驗，在營建中已經被使用多年之材料，預測服務年限可根據材料之使用性能中取得最可靠之資料，基本上有兩種方法可取得，一爲由暴露試驗之試體中或在實際結構物作非破壞性檢查及破壞性鑽心試驗。

建物破壞調查可得到使用材料及構件性能之資料但大多數破壞多因設計不良，或施工不佳或維修上有缺點等工程失敗個案研究可對建物之品質施工及管理品質上得到很重要之資料，有系統之蒐集破壞資料相當重要，由於使用年限完整預報必須包括設計或規範地點錯誤所造成之失敗風險評估，現已發展蒐集破壞資料之方法與程序且由許多機關或研究單位使用中，但仍需繼續研究。

對現有結構物作現場檢查必須研究使用技術評估惡化程度以便預測結構物可再使用年限，而調查之隨機性資料需用統計分析處理。在許多情況下影響現有結構物之環境因素所知有限，爲在使用年限研究最嚴重缺失之一，需蒐集有關海氣象資料測量及歸類，微小（micro）範圍中間（meso）及大（macro）範圍等資料均有互相關連，因此亦爲相當必需的，而在結構物體內之環境資料如濕氣含量及濕氣輸送機構等均爲需要的。

觀測惡化程度之數子模式爲使用年限預測一項很重要之部份，而且在研究領域上，此方面之研究已漸受注意，模式可爲決定性或隨機性，因爲材料性質變化大，可根據可靠度理論（reliability theory）得出有關作用力與材料惡化之反應。另外各種重要參數之變化性例如一結構物在安裝時和使用時材料處理所引起之變化等顯示在問題處理上需用概率觀點。

對於新材料或材料受新條件下，則需作試驗以了解使用年限資料，雖然現在已有許多現存方法可評估建材之相對耐久性，但仍需改進試驗方法才可

得到可靠之預測使用年限方法。

爲提供耐久性試驗方法，美國材料試驗學會（ASTM）（27）曾發展一套建材使用壽命預測之方法，此架構已作爲許多試驗室所採用，圖11爲其建議之流程，架構分爲四部份：

(1)定義問題。

(2)先期試驗。

(3)試驗。

(4)試驗成果之解釋及展示。

在實用上，特別重要的爲各部份指出所需確定臨界之性能特性可作爲惡化之指標，惡化因子期望形態及範圍及可能之惡化機構，若預報之使用年限試驗已設計好，及進行試驗成果必須與在使用條件下長期使用所發現者比較，僅在比較上，顯示兩種試驗狀況所得結果一致才可進行下一步驟之解釋及報導，此部份亦含用數子模式定出惡化方向。

而瑞典國家試驗學會（28）將ASTM E632修正及簡化所得方法如圖12。

(1) RILEM. TC — 60 csc 有關鋼筋混凝土腐蝕研究方法

圖13說明在RILEM委員會TC— 60 csc 所建議之方法（29），此方法需定義耐久性需求及惡化過程，建議材料行爲可用數學模式列出，惡化之重要參數及未確定者亦需定出，此方法需要精緻之簡化模式且可爲概率方法應用。

(2)耐久性細分爲四個可管理方面

根據CIB工作委員會W 60（30）對於建材之性能觀念爲引用耐久性可管理之觀念，根據其方法，耐久性可分爲四個主要可管理方面材料、設計使用及維修條件如圖14所示，每一項再細分且可根據各單位之性質而連成帶狀如圖14所示，此方法雖然無法預測使用年限但在材料選擇或技術上解答相當重要。

概觀使用年限預測方法不僅說明有一些相似點而不同之活動亦需用此種方法，因此一種在國際上都被接受之處理預測使用年限之方法將帶來許多優點，使得研究者之間溝通與合作變得更爲容易。

根據CIB W 80 ／RILEM 71 — psc 委員會（31）之初步報告列出有系統方法最重要之單元亦爲廣泛被採用之方法之預先需求如下：

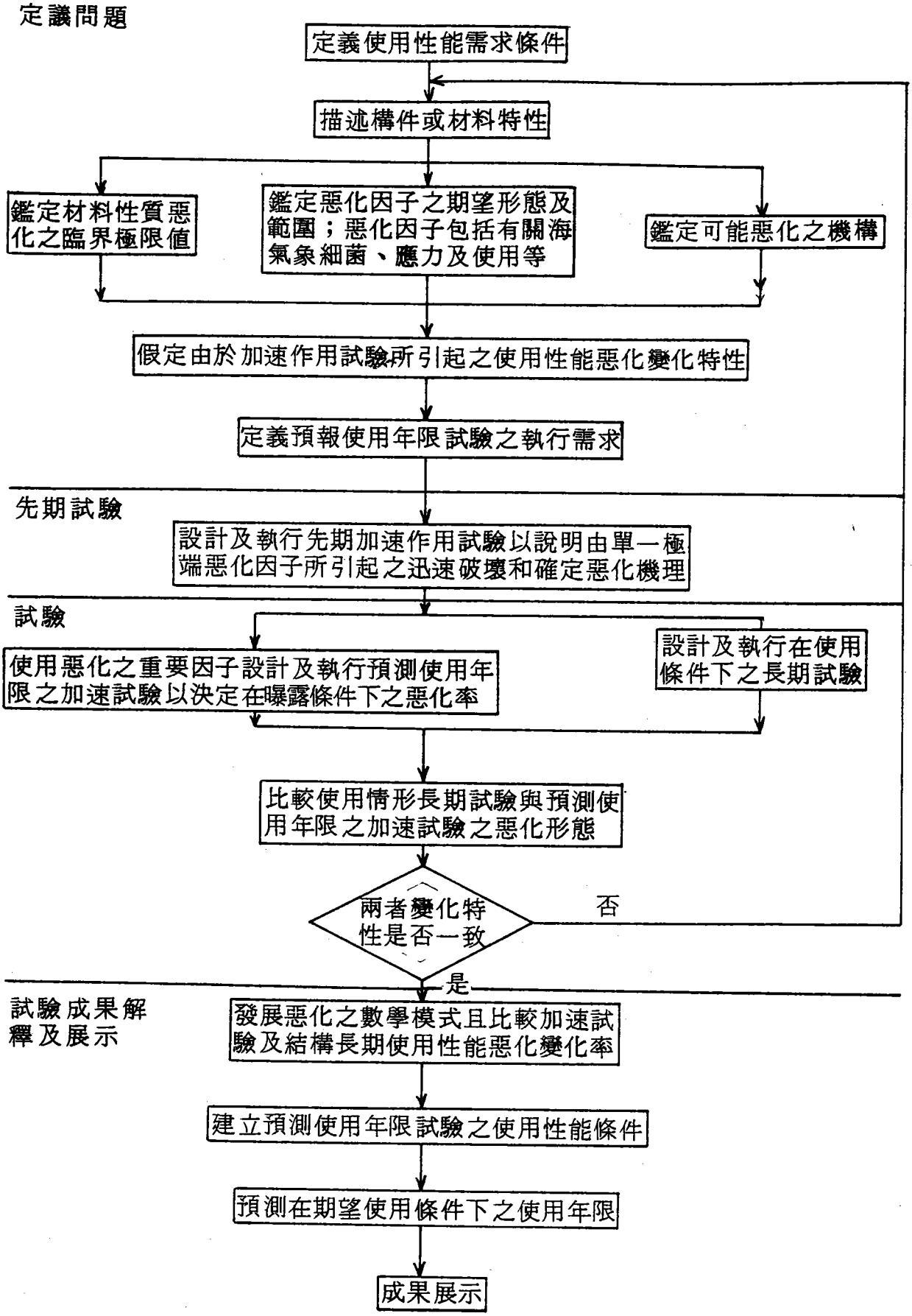


圖 11　ASTM E632 預測使用年限程序

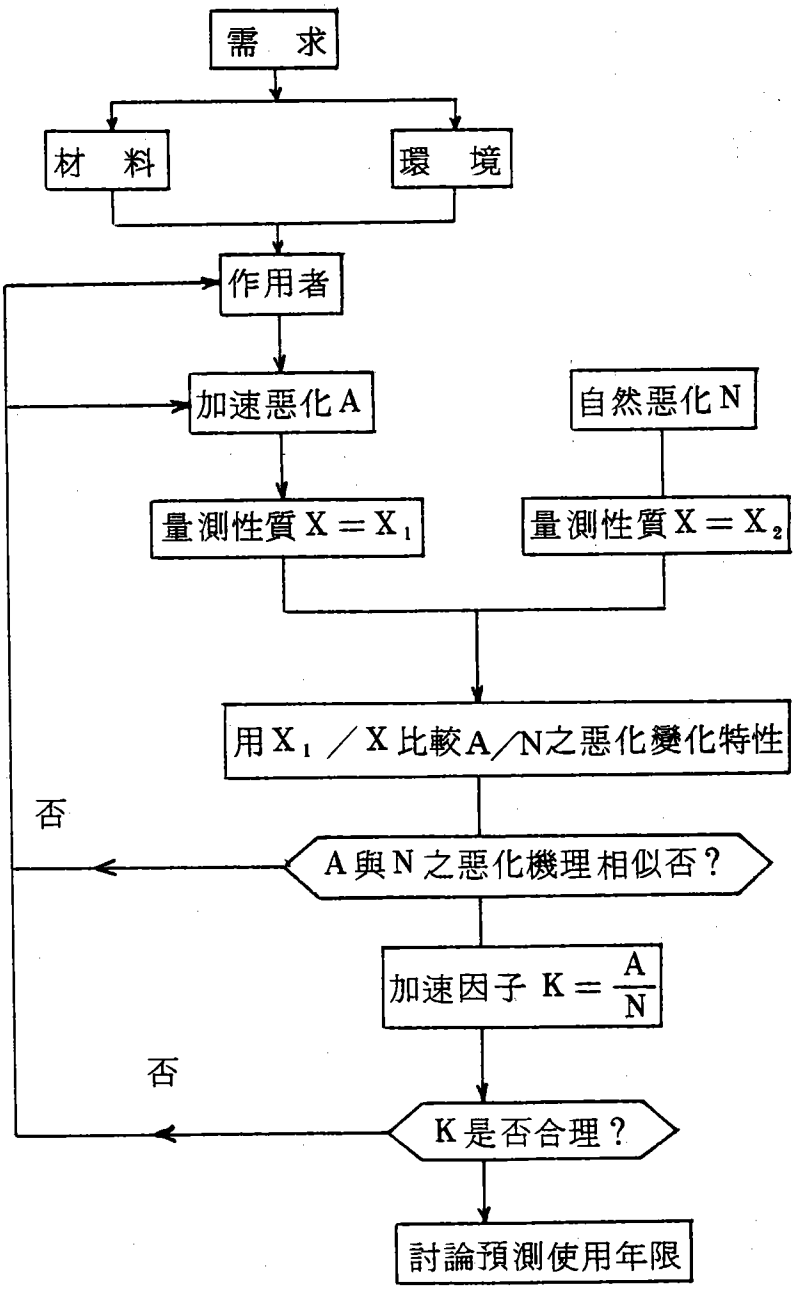


圖 12　瑞典國家試驗機構所使用之預測使用年限方法

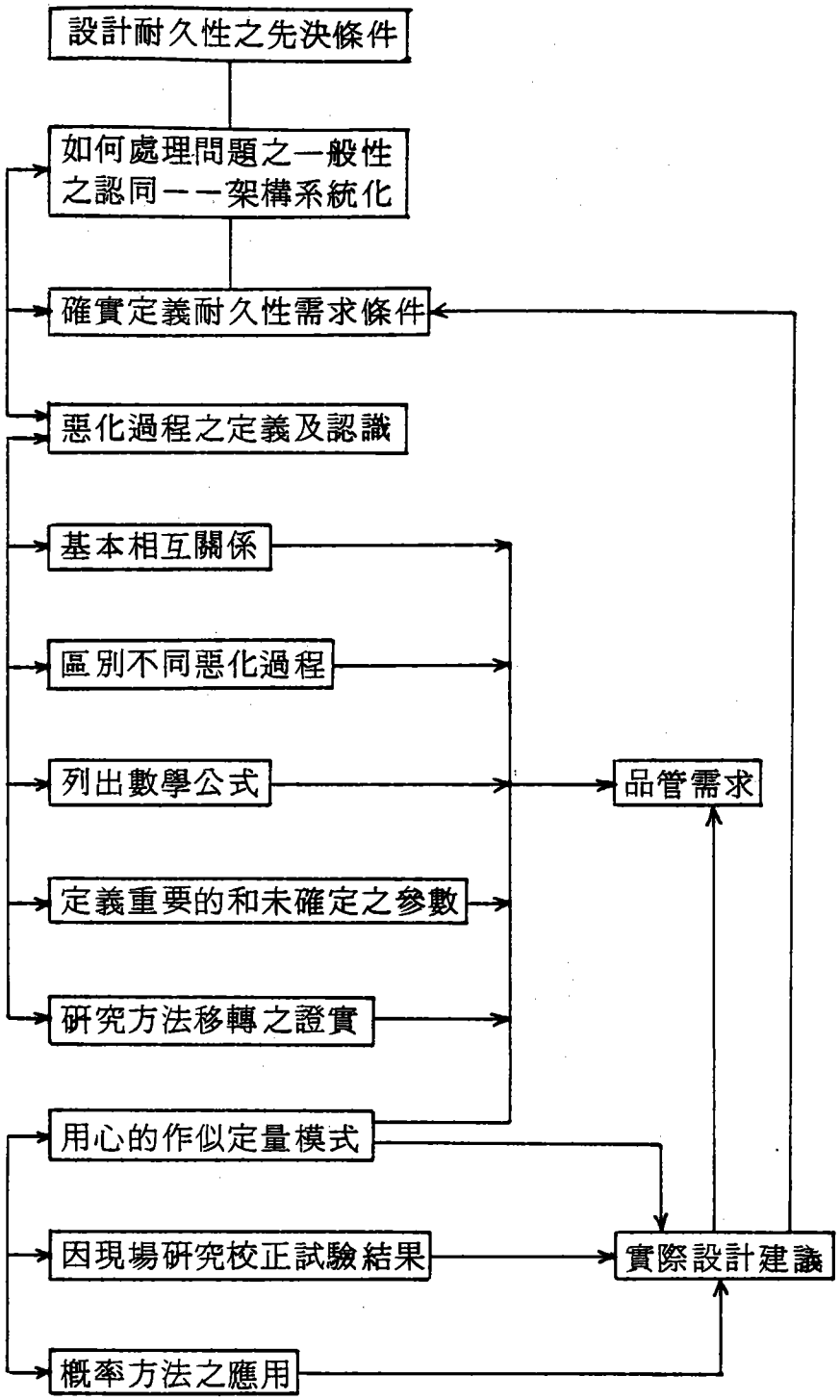


圖 13　RILEM TC－60　csc 討論之方法

(1)必須爲一般性：

方法可在建材和構件上廣泛地應用。

(2)必須可達到確認所需之資料：

例如惡化因子、惡化機理、性能所需、企圖維修方法設計特徵等資料。

(3)必須根據可靠之試驗方法：

在試驗室與現有結構物上材料行爲必須有良好之相關聯性試驗必須可以複雜且可再製造。

(4)必須提供資料解釋之指引：

意旨必須由現有資料幫助預報使用年限爲達此目的之合適之方法如必須列舉數學模式。

(5)所假設條件必須有證明根據：

根據以上各點可舉一列說明如圖15所示分爲五個步驟定義、準備、先期試驗、試驗及解釋與討論。

在問題定義階段上包括分析所要研究之問題及確認基本資料例如使用者需要、建物情況使用性能需求及條件及材料或構件之特徵等資料。

在準備階段包括確認惡化因素可能之惡化機理和加速惡化試驗如何使其惡化之需求，必須確定惡化隨時間之變化之材料特性。

先期試驗目的爲說明在惡化因子極端條件下所引起材料之迅速變化，而且校正前面所確認之惡化機構，先期試驗因子可對主要惡化因子作很清淅的了解且有助於惡化極限值之選擇，先期試驗結果必須再用作修正原假設條件。

試驗之目的在提供使用年限預測所需資料，並無現成之方法，必須設計新的或改建之預報使用年限試驗，重要步驟爲決定惡化率與暴露條件間之關係，且執行使用條件下之試驗以證實加速試驗所引起之惡化機構爲正確的。預報試驗通常根據先期試驗所得資料設計。長期老化試驗可能爲在使用條件下之完整系統之研究或選擇性材料在戶外吹風區之曝露下之研究。由加速老化試驗所得之惡化形態及範圍必須與現在使用上之長期觀測所得資料比較，僅在惡化相似情況下，則所發現之現象可當作預報，否則從準備及先期試驗階段所得之資料必須要重新考慮。

解釋與討論方面包括將試驗所得資料作成報告，及預測被調查材料或構件之使用年限，或研究產品相對耐久性之比較，由專家所作之判斷經常爲資

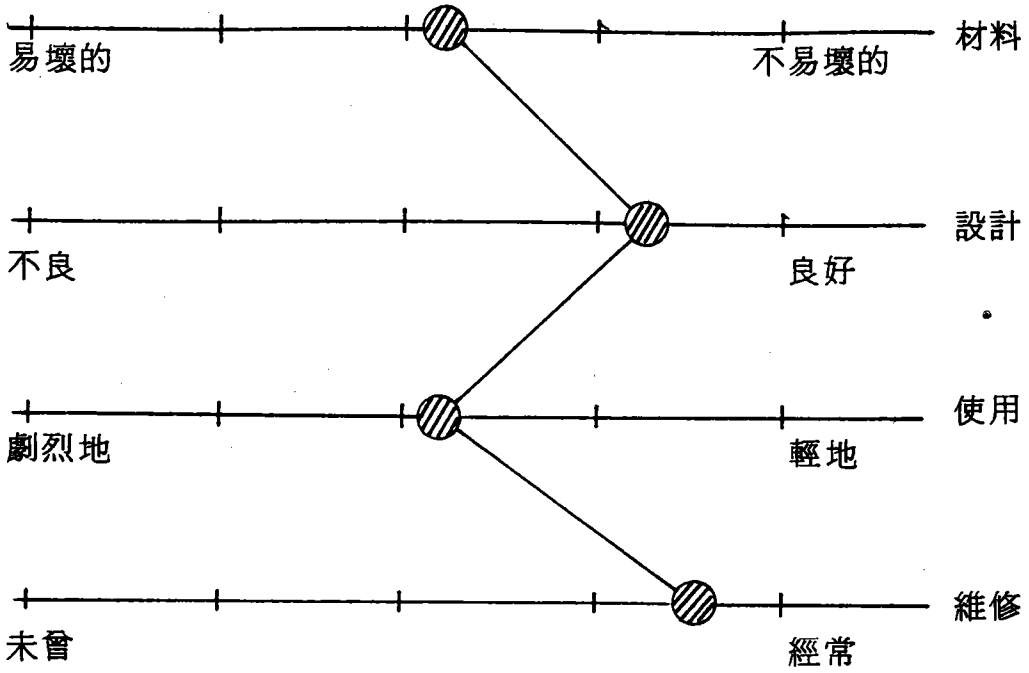


圖 14　耐久性細分爲四個可管理方面

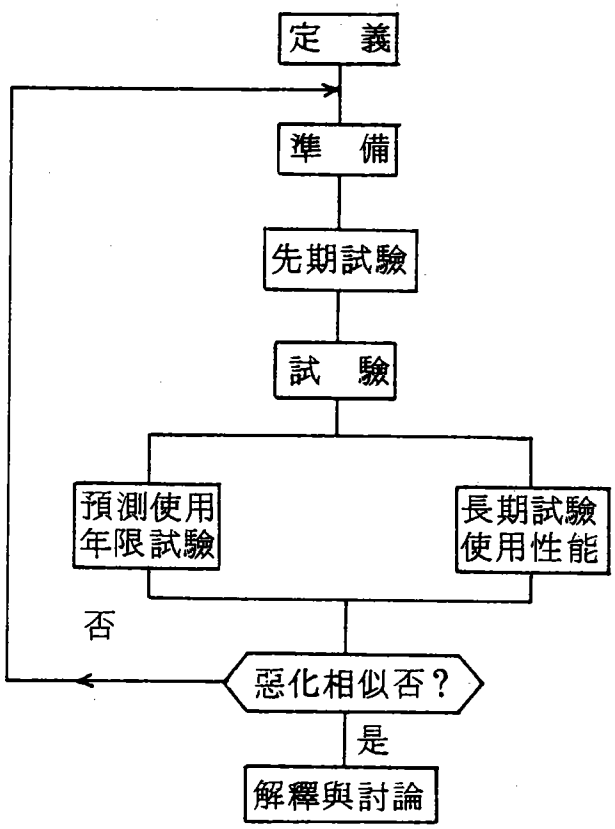


圖 15　CIB W 80 / RILEM 71 — PSL 建議之方法

料解釋重要之部份且必須加以考慮。所有假設必須描述，由加速試驗和現在使用條件長期試驗結果間之關係必須用數學模式建立，若可能的話敍述和建議有關影響所研究品之耐久性如維護，製造過程設計等亦是相當重要的。

㈡惡化試驗

現有許多方法可評估一材料或構件在一特殊環境下之期望使用年限。

⑴加速試驗

試體放在特定較濃縮之環境條件下，由於可能產生比一般使用情況爲高之災害條件，因此經常被批評，但可易了解惡化機理和用曝露試驗比較可得到很可靠之資料。

⑵曝露試驗

試作曝露在較嚴重或相似之環境條件試驗。

建材之塗裝而言，控制室內溫度40℃在各種相對濕度下使用各種材料可確定其在各種環境下之應用規範，同時亦可確定在較高溫下之塗裝會軟化（握裹力喪失），英國 Taywood 公司曾試驗 200 不同防制鋼筋混凝土腐蝕之塗料，承受如表四所列各種試驗而評估在現場使用之適用性，沒有這種調查（例如測量氯化物或 CO_2 擴散），則產品之有效性及其使用之價值將置疑，因爲製造廠商不是用標準法得出的。

現有結構物使用能調查可提供在特殊環境條件下惡化行爲相當有價值之資料，有許多國家已經著手此類研究以評估在不同之天候條件下，不同之材質及構件之惡化率。

自 1969 年在日本有肆仟個建物已被調查研究以確定磁磚及窗架等之惡化率以建立新結構物之規範及鑑定維護策略，其他日本工作包括 9 —55年之建物在不同之水泥漿油漆下 CO_2 侵入之研究，可得到良好之設計基準。

在挪威進行15年以上窗架耐候性現場使用性能試驗以證實特殊試驗步驟之適用性。

經過許多專家學者所作之鋼筋混凝土結構腐蝕調查，及有害因子侵入量測，則可了解在結構物那些部位易受侵入及各種環境條件在設計及施工應考慮之因素。

㈢鋼筋混凝土惡化程序

混凝土包括含岩石、碎石和砂之骨材，由硬化水泥漿黏結而成，而後者

表四　影響塗裝選擇之因素

1)保護性

CO_2，Cl^-，O_2，SO_4^{2-} 等之擴散

對酸性之阻杭

水汽之滲透性

水滲透性—吸收性

—在壓力下

2)應用

對表面處理不良之容忍度

對應用時濕氣之容忍度

對在養生期間濕氣之容忍度

鹼性表面情況下之阻抗

易於應用

有毒性

易燃性

3)耐久性

證實可使用於混凝土結構物上

在相似之曝露條件下之個案

能柔性跨過鈍態裂縫

能填封活動性之龜裂

在下列條件下：

①很強之紫外線

②風／雨／凝結

③溫度循環

④乾濕循環

⑤凍融

⑥鹽結晶

4)費用

特殊應用需求，在使用之塗裝厚度下之相對費用及利益，維護期間易於再塗裝。

爲一膠體，包括矽酸鈣和水化鋁隨時間減少而使強度隨材齡而遞增，在大多數情況下，骨材爲緊密不動，而水化水泥含有一些孔隙和活潑性之化學成份，完全水化所需水灰比約爲 0.2，水灰比大於 0.4 則在水泥漿中有毛細孔互相連結而使水汽易於滲透進，藉著養生與拌合，可使水泥之水密性高。

水泥中含有鈉（Na）和氫氧化鉀（KOH），使得孔隙水具有高鹼性，此與水化水泥中之 Ca（$OH)_2$作用形成了在鋼筋表面一層鈍態膜，而防止鋼筋生銹，有許多環境因子影響混凝土材料之惡化程度與速率如表五所示，其中最重要者如濕氣、高溫、Cl^-、$SO_4^=$及負載、輻射等。聚合材料如塑膠可能因一些自然界之現象而受嚴重影響，例如紫外線造成惡化，氧氣擴散造成氧化、水進入造成水解、溫度上老化和微生物之攻擊等，在RC結構物發生腐蝕主要依下列因素：

(1)在海洋環境下，有氧化物侵入混凝土表面。

(2)大氣中有 O_2 及 CO_2 之出現。

(3)空氣中之相對濕度及其對混凝土濕氣含量之影響性。圖16示三個環境因子侵入而造成 RC 結構物腐蝕即：

1.環境中之 Cl^- 及 CO_2 侵入至鋼筋處而造成鋼筋之鈍態層被破壞。

2.混凝土之電阻必須相當低（＜ 10000 Ω cm)可允許發生化學反應，混凝土電阻之影響因素爲其中之濕氣含量和氯化物含量（圖17），在此情況下才有電解通路。

3.在鋼筋處有足夠之氧氣可產生氧化而形成鐵銹（體積膨脹 2 ～ 6 倍），因而造成損壞。

所有這三個因素必須同時發生才能造成損壞，若在相當乾燥區（電阻＞ 150,000 Ω cm)，則除非下雨，否則無法形成電解通路。而氧氣在混凝土中之擴散係數相當高（約爲 5×10^{-7} 至 5×10^{-8} m^2 ／ sec)除非混凝土爲飽和情況，否則在鋼筋處將有氧氣，而在水下混凝土結構物可忽略受腐蝕災害，因爲保護層水飽和而且在海中 O_2 之濃度（ 10 ppm）相當低之故。

混凝土之惡化率依其組成與曝露環境下之條件，隨時間而隨化，如圖18(a)所示，變化率可能隨時間而增減如（曲線A及B）受環境改變而變化（曲線C）或延緩開始惡化時間（曲線D）。

發生腐蝕破壞可能分爲兩個階段（如圖 18 b）即

表五　材料及構件惡化之影響因素

1)風化因素

輻射：太陽、核能、溫泉的。

溫度：上升、下降、循環。

水：冰雪、雨、凝結、駐水、相對濕度。

正常空氣含量：O_2、臭氧、CO_2。

空氣污染：氮及硫磺之氧化氣體、烟、鹽、酸和鹼等溶解於水中，如砂、灰塵、垃圾等微粒狀物。

凍融

2)生物污著因素

微生物

黴菌

細菌

3)應力因素

週期性、及支撐應力

隨機性應力：

①雨、雹、雪等物理作用。

②風之物理作用。

③風雨等合成作用。

④沈陷或車輛超載等因素之作用。

4)物理上或化學上不相容之因素

5)使用因素

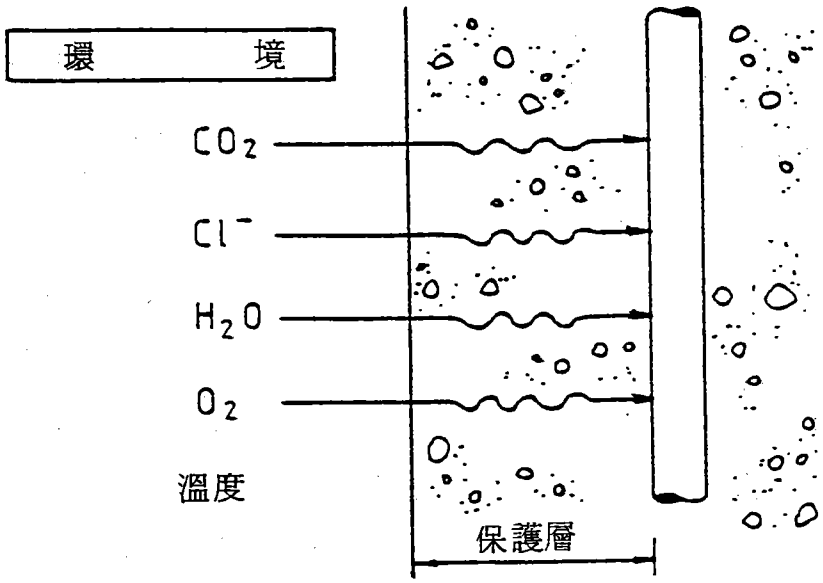
①系統之設計。

②安裝及維修程序。

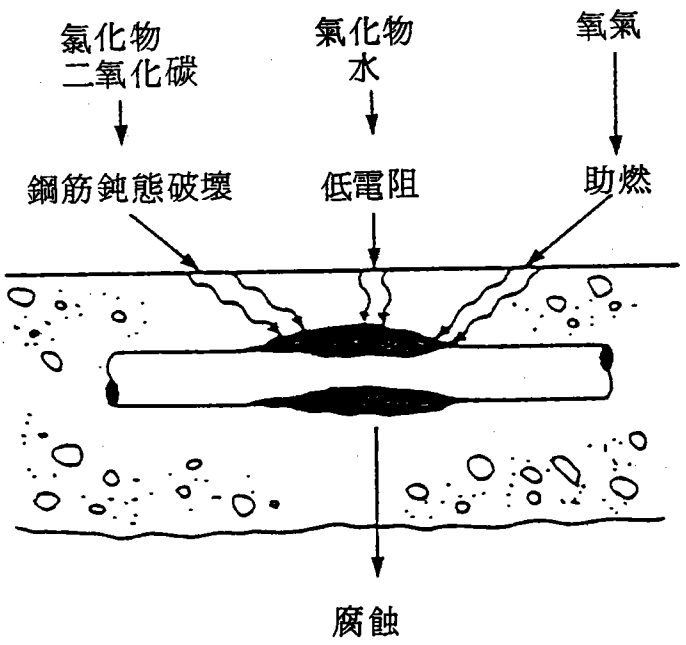
③正常磨耗和破裂。

④使用者濫用。

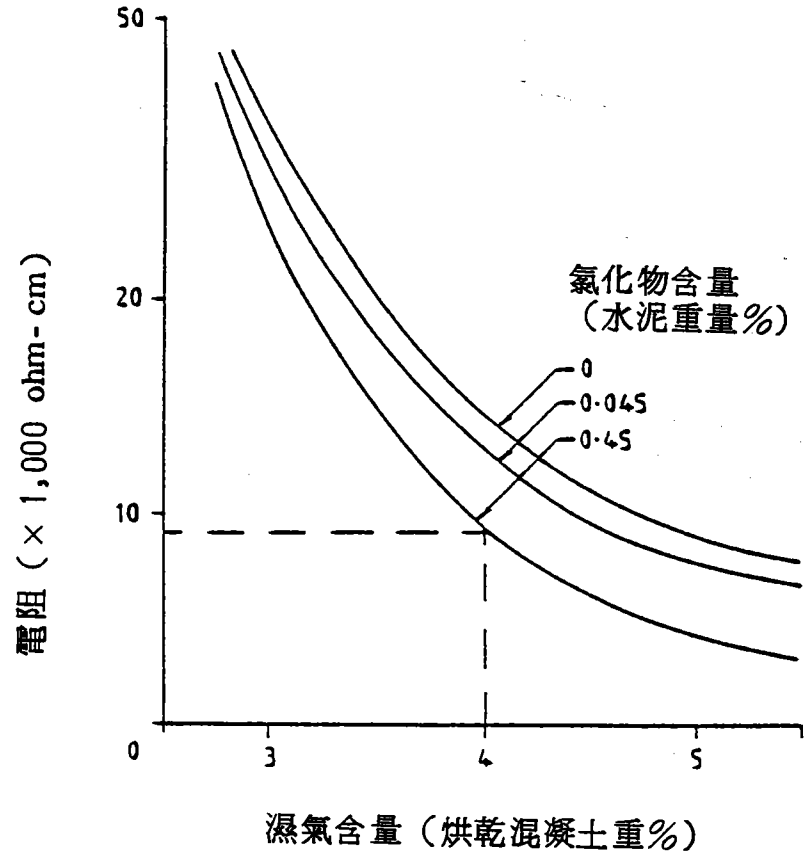
(a) 臨界環境因素



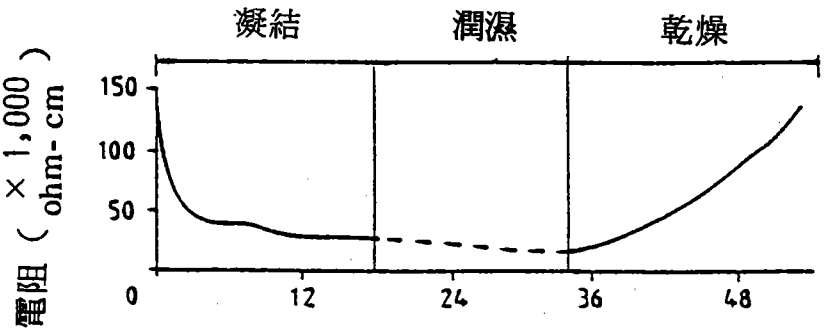
(b) 腐蝕三大主因



圖十六　腐蝕機構

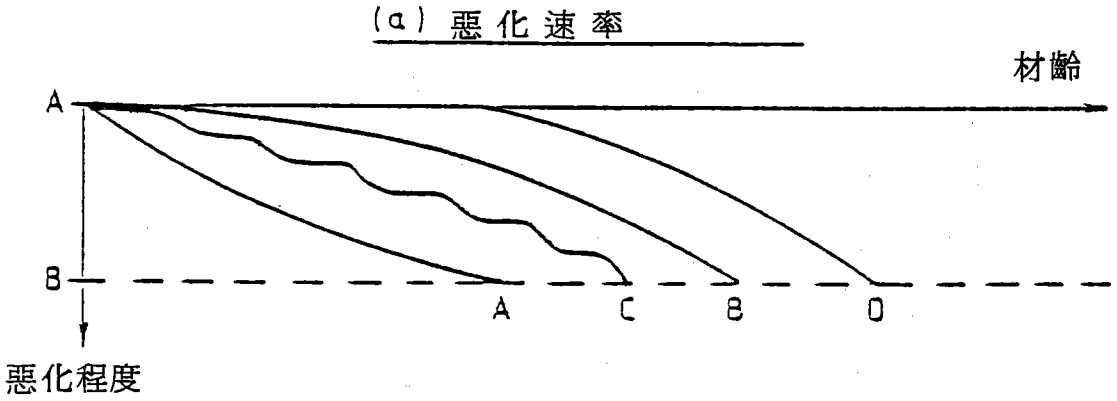


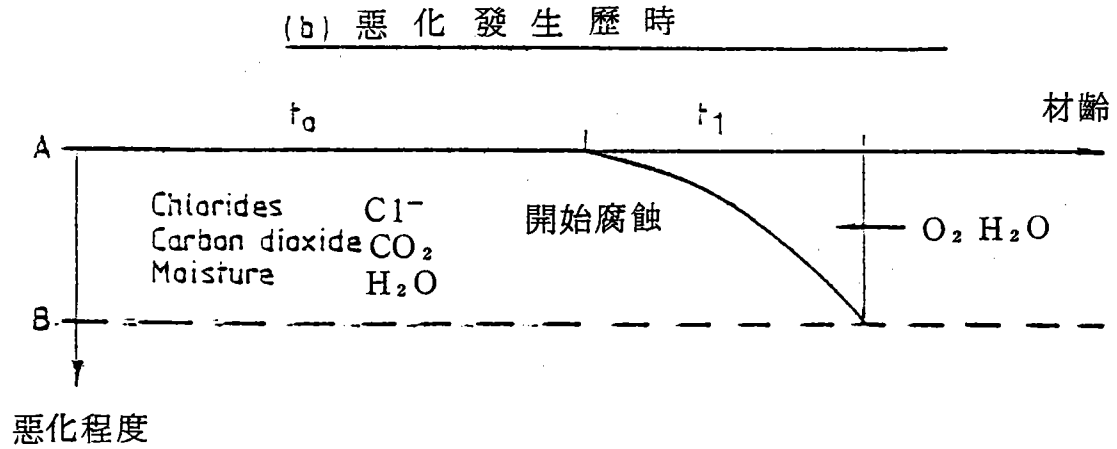
(a)濕氣對混凝土電阻之影響



(b)乾濕對混凝土電阻之影響性

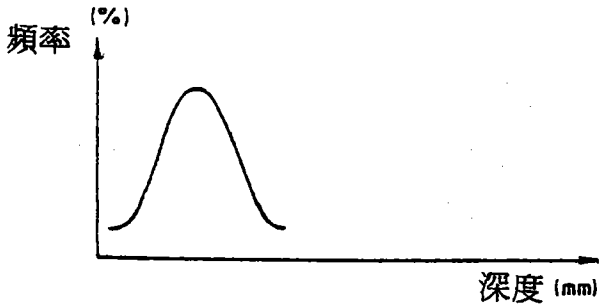
圖十七　混凝土保護層電阻



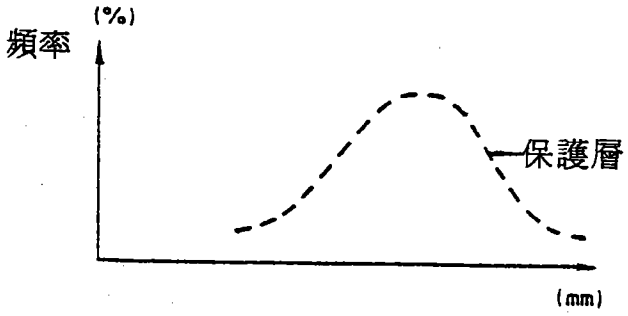


圖十八　惡化速率與發生歷時

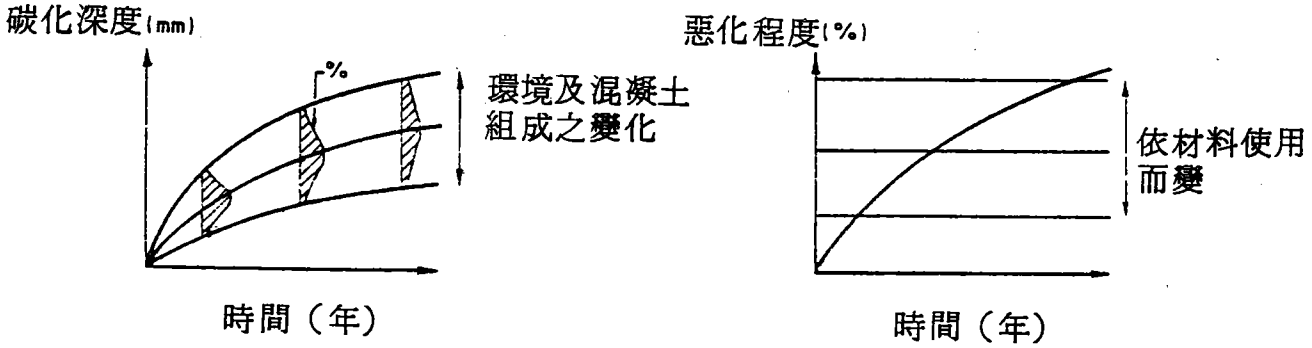
(a) 現在碳化分佈



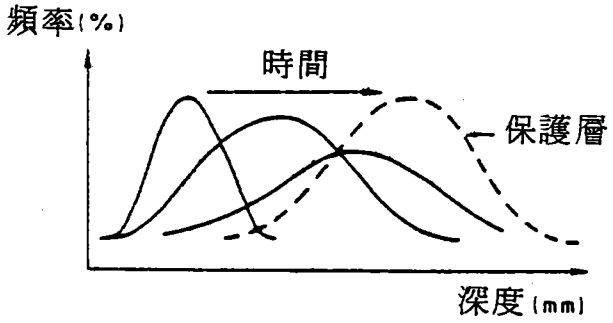
(b) 對碳化阻抗之分佈



(c) 控制碳化率及惡化程度



(d) 災害預報



圖十九　災害預測及使用壽命預報方法

t_0 = 環境因子侵入材料中某一點 x 而超過其腐蝕之臨界值，足以造成惡化所需之時間。

t_1 = 在某一點 x 惡化程度相當顯著。

此對於由於大氣中之溫差變化或太陽輻射熱而造成材料之凍融災害之現象最爲顯著。塑膠之老化可能對高溫特別敏感，其影響性隨距表面之深度而變，紫外線僅在曝露之表皮發生退化，因爲紫外線穿入深度易受吸收高。

惡化之臨界程度，例如塗裝而言，各層材料達到其臨界值之總災害，即

$Dcrit = (Dx_1 , Dx_2 , Dx_3 \cdots\cdots)$

例如在 300×10^{-6}m之塗裝下，惡化情形如：

(1)當顏色改變發生，僅包含表皮內 5×10^{-6}m 而已。

(2)當所有 300×10^{-6}m 層降低張力應變量 50 %。

對 RC 結構物腐蝕，顯著惡化階段將依下列因素而定：

(1)是否混凝土局部剝落對高速公路橋樑或建物正面構成一安全上之危險。

(2)是否建物之結構完整性受到影響

環境因子侵入率及濃度等爲任一構件設計年限預測之關鍵，例如混凝土之碳化之侵入率將由空氣中 CO_2 之濃度所控制，在建物內工業區及鄉村等各種不同環境下 CO_2 之濃度將不同。

RC 腐蝕，CO_2 侵入混凝土孔隙之速率通常遵循一簡單關係如下：

$$x = a\sqrt{t}$$

式中 x ：侵入時間 t 後所侵入之深度。

對一聚合物混凝土（Polymeric concrete）建材之 CO_2 擴散發現亦可得到相似之簡單關係。在混凝土中含水層 Cl^- 迅速擴散至鋼筋處，Cl^- 擴散率之預測較複雜，因爲離子與水泥漿作用，在新鮮混凝土侵入率較快，擴散率遵循 Fick 擴散定律。

在設計年限上可研究侵入率和材料之退化率而加以估算，當在鋼筋處之 CO_2 或 Cl^- 含量達到一個程度足以破壞其鈍態保護膜（即 t_0）因而到達災害顯著所需之時間（即 t_1）之影響環境因子很多，因此變化可能自 6 個月至數年。

圖19爲根據許多結構物實測及試驗樣品所得出來之一組資料可供設計者選擇其混凝土強度品質與保護層厚度可符合其設計年限超過 100 年，這些設

計曲線主要可用於北海天候施工品質良好，確保夯實良好，必須有最低之保護層厚度，其他各地亦可得出。

當一惡化機構已經確認，可分析結構物使用年限，有三個資料或特性爲必須的。

(1)環境因子侵入機構之嚴重性：例如包括每天或每年之溫度循環，氯化物沈澱系統。

(2)易受攻擊之材料厚度大小：例如包括油漆膜厚度或混凝土保護層厚度。

(3)控制環境因子侵入之材料特性：例如溫度之傳熱係數，氧氣滲透性或控制碳化率之混凝土特性。

在構件或結構物使用年限內之災害估算包括上述三個因子，如圖19用混凝土碳化爲例，圖19(a)說明在一定之材齡下現在碳化之分佈情形，圖19(b)爲保護層厚度之分佈即抗拒侵略之分佈，而圖19(c)說明控制環境因子侵入之阻抗之材料與環境性質之變化和依結構物而決定之容許災害程度（如龜裂剝落和其他災害侵入之容許程度），最後圖19(d)爲受惡化機構歷時變化所影響之材料數量之預報。

海洋結構物包括近海建築物、碼頭或橋樑等，氯化物侵入較碳化爲快。氯化物侵入率亦遵循擴散定律，圖爲Taywood工程公司根據四〇座以上現有海洋結構物所測得氯化物侵入曲線。假設使用年限爲五〇年，保護層厚70 mm，在圖四可查出需用高強度混凝土C45（45 N／mm²），而據英國規範（表六）即使在極端暴露條件下，C45之混凝土所用的保護層厚度僅用 60 mm，再查圖，若使用 60 mm之保護層，使用年限僅達三十七年，故對某些條件而言，可能無法達到設計年限。

在無結構上之龜裂情況下，氯離子擴散進入混凝土，依Fick 擴散定律示如下式：

$$\frac{\partial t}{\partial t} = D_c \frac{d^2c}{dx^2}$$

式中，c：氯離子之濃度

x：氯離子侵入之深度

t：氯化物發生擴散所花費之時間

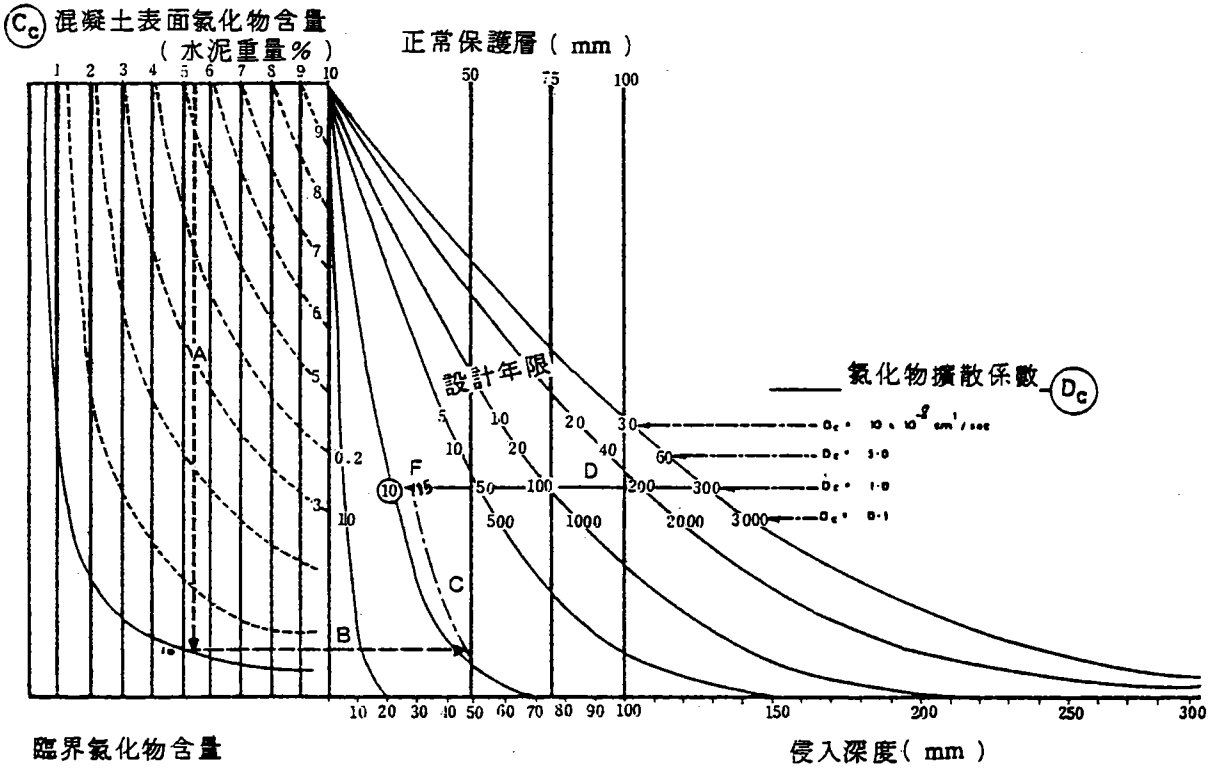
D_c：混凝土之擴散係數

表六　鋼筋混凝土耐久性需求（英國規範參考資料 3）

曝露條件	範例	保護層最低值（mm）				
輕	表面受保護可防禦天候冲擊或侵蝕性條件，例如店舖或辦公室之室內混凝土建築。	25	20	20*	20*	20*
不太嚴重	表面隱蔽不受大雨冲刷，混凝土承受凝結，且經常在水面下之混凝土結構。	—	35	30	25	20
嚴　重	表面曝露受雨水冲刷，乾濕交替，偶爾凍霜或嚴重之凝結現象，例如浴室或厨房區域。	—	—	40	30	25
非常嚴重	表面曝露在海洋潑濺或嚴重凍霜情形。	—	—	50+	40+	30
極　端	表面曝露受海水剝蝕作用下，例如橋墩或港灣工程。	—	—	—	60+	50
混凝土配合	最大水灰比	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
	水泥含量最低值（kg／m^3）	275	300	325	350	400
	混凝土、等級（英國系統）	C30	C35	C40	C45	C50

＋混凝土承受凍霜，必須用輸氣劑。

＊假定骨材之最大粒徑不超過 15 mm，則此保護層可降低爲 15 mm。



圖二〇　氯化物曝露條件下混凝土保護層及設計年限之關係

上列公式標準解法可示如下式：

$$C_{(xt)} = C_0 - C_0 \text{erf}\ (x / 2\sqrt{D_c t})$$

式中 C_0 ：混凝土保護層表面層之氯化物濃度

erf ：誤差函數（error Function）

因此在鋼筋處之氯化物含量達到臨界值所需之時間，決定於氯化物之擴散係數、混凝土表面之氯化物含量、保護層厚度等因素，可根據鑽孔取不同深度下之試樣分析氯化物含量而得。

在各種混凝土面氯化物含量和擴散係數情況下之氯化物濃度（C_c） 隨滲透深度及時間變化關係如圖20所示，由此圖可求出 C_c 值。

設已知 C_c 及 D_c 值，則可求出不同保護層下之使用年限，相反的在一特定之年限下可選定 D_c 值和保護層厚度。

舉兩例說明如下：

（例一）使用年限求法：

已知條件：C_c ＝水泥重之 5.5 %；

$D_c = 1.0 \times 10^{-8}$ cm²／sec ；保護層 50 mm

解：自 C_c ＝5.5 % 畫一垂直線（圖十三中之A線）交於臨界氯化物含量曲線等於 0.4 %上，然後畫一水平線交到滲透深度 50 mm處（B綫），再畫擴散曲線（C綫）與 $D_c = 1.0 \times 10^{-8}$ cm²／sec 水平線（D線）相交於F點，由內插法可求出年限爲 15 年。

（例二）保護層求法

已知條件：設計年限十年；

C_c ＝水泥重之 4.0 %；$D_c = 10 \times 10^{-8}$ cm²／sec 由上例自 C_c ＝4.0 %畫一垂直線交於臨界氯化物含量曲線等於 0.4 %上，然後畫一水平線與自 $D_c = 10 \times 10^{-8}$ 線沿設計年限10年之擴散率曲線相交，可求得保護層爲 135 mm，若 D_c 降至 1.0×10^{-8} ，則 保護層僅 40 mm足矣。

在角隅處，使用壽命約減半，換言之欲得到相同之使用年限則保護層厚度必須加倍，因爲擴散路徑來自兩邊，臨界 D_c 值易由圖表中求得，圖20所求得之數值爲正常使用之混凝土水灰比（w／c）爲 0.4 之情況而若大於 0.4 則硬化水泥內部孔隙結構連續性較佳，因此使得滲透係數（D_c）較 高，低水灰比可得抗壓強度高之混凝土（＋ 50 n／mm²）此爲現最通者用，Tay-

wood 在北海曾測量過此種結構物得氯化物擴散係數爲 0.3×10^{-8} cm²/sec 使用年限爲75年，超過結構物所需之設計年限 20～30 年甚多，然而有許多結構物水灰比大於 0.5，因此在英國海洋氣候下經過15年就可能發生剝落現象，在轉角處特別顯著，表一列出一些實測數值，若使用替代水泥之材料例如飛灰或高爐石粉，由於在硬化水泥中孔隙之大小顯著地減少，因此顯示滲透係數 D_c 值會降低，使用輕質骨材混凝土亦似可得較低之 D_c 值，可能由於貯存在經質骨材孔隙之水受水泥水化作用而被去除之故。

使用上述方法，設計可初選保護層度及混凝土特性以符合所需設計年限需求，若擔心保護層太厚，重量太重，則可選用較高品質之混凝土，如此則可得較長之使用年限，然而對於其他類型之混凝土，其 D_c 值需再作深入研究。

五、結論與建議

㈠海洋混凝土結構物防蝕之設計與施工規範在國內尚未建立，必須由工程界大衆努力共同制定，以確保公共工程之安全。

㈡在處理鋼筋混凝土結構物惡化之複雜問題，本文已列有一些預測及評估災害與維修策略可供參考。

㈢對於營建材料惡化之機理研究必須結合材料科學家與土木工程師共同努力。

㈣現已有一些結構物使用壽命預測方法出現，可根據本文介紹之各種方法，解析影響營建材料使用壽命之各種參數及早提出良好維修策略，相信將可使海洋混凝土結構物之使用壽命延長。

参考文獻

1. Rules for the design, construction and inspection of offshore structures. Det norske Veritas, 1977.
2. Guildelines for the Design, Construction and Classification of Floating Concrete Structures. Det norske Veritas 1978.
3. Regulations for the structural design of fixed structures on the Norwegian continental shelf. Norwegian Petroleum Directorate, 1977.
4. Guide for the design and construction of fixed offshore concrete structures. American Concrete Institute ACI 357, 1978.
5. Code of practice for fixed offshore structures. British Standards Institution, BS 6235, 1982.
6. Recommendation for the Design and Construction of Concrete Sea Structures. International Federation of Prestessing (FIP) 1978.
7. Rules and Regulations for the Construction and classification of offshore Platform British Veritas 1975.
8. Department of Energy Guildance on the Design and Construction of offshore installation Third Edition HMSO 1985 England U.K.
9. offshore Certification Bureau Guildance for Concrete Structures Background Report 1986 Department of Energy. England U.K.
10. The structural use of concrete. Part 1. Design, meterials and workmanship. British Standards Institution, CP 110, 1972.
11. The structural use of concrete. Part 1. Code of practice for design and construction. British Standards Institution, BS 8110,1985.
12. Unified concrete structures code. Draft revision of AS 1480 and As 1481. Standards Association of Australia, 1983.
13. 日本土木學會「海洋コンクリート構造物設計施工指針案，1977。
14. 日本港灣協會「港灣施設の技術上の基準同解說，1979。
15. Stillwell JA. Coupled Specimen Investigations Concrete-in-the-Oceans 1985. Correlation Specimen Investigtion Concrete-in-the-Oceans 1985. Exposure Tests Concrete-in-the-Oceans 1985. The

Effect of External Polarisation on the Corrosion of Rebars in Concrete. Concrete-in-the-Oceans 1985.

16. Wilkins NJM, Laerence PF, Carney RFA, Warburton JB. Fundamental Mechanisms of Corrosion of Steel in Concrete Immersed in Sea-water Concrete-in-the-Oceans 1985.
17. Fidjestol P, Ronning B, Roland BT. Criteria for Crack and Corrosion Control in Offshore Concrete Structures Concrete-in-the -Oceans April 1984.
18. RASHEEDUZZAFAR, DAKHILF.H. & GAHTANI A.S. Corrosion of reinforcement in concrete structures in the Middle East. Concrete International, Vol 7, No 9, September 1985, 48-55.
19. Chlorides in concrete. Concrete International Vol 7, No 9, September 1975.
20. Unusual vessel in a Norwegian fjord. Concrete, June, 1972.
21. DERRINGTON J.A. Construction of McAlpine/Sea Tank gravity Platforms at Ardyne Point, Argyll. Design and Construction of Offshore Structures. Institution of Civil Engineers, London, 1976.
22. PARAT J.L. & MAHER D.R.H. Ninian Field concrete gravity platform. Paper EUR 31, Europran Offshore Petroleum Conference and Exhibition (EUROPEC), London, 1978.
23. Lets talk conrete. Norwegian Contractors Promotional leaflet, August 1984.
24. Browne RD. Low Maintenance Concrete-Specification versus Practice Taylor Woodrow-ICE 1986.
25. TAYLOR WOODROW RESEARCH LABORATORIES. Marine durability study of the Royal Soverign Lighthouse. Concrete in the Oceans Final Report P6b, 1982.
26. TAYLOR WOODROW RESEARCH LABORATORIES. Marine durability study study of the Mulberry Harbour Units at Portland. Concrete in the Oceans Final Report P6a, 1982.
27. ASTM E632-81, Standard Practice for Developing Accelerated Tests to Aid Prediction of Service Life of Building Components and Materials. (Philadelphia, American Society for Testing and Materials, 1982).
28. Masters, L.W., Service Life Prediction: the Barriers and Opportunities, Proceedings of the 9th CIB Congress (Gavle,

National Swedish Institute for Building Research, 1983).
29. Sneck, T., RILEM and durability, Materiaux et Constructions, Vol. 14, No. 83, (1981), 379-390.
30. Blach, K., Brandt, E., Making the concret of durability manageable, Contribution to a CIB W60 symposium. (Hoersholm, Danish Building Research Institute, 1982).
31. CIB W80/RILEM 71-PSL. Prediction of service life of building materials and components, draft report, L.W. Masters, ed., (National Bureau of Standards, 1984).
32. Browme R.D. Design for Durability "7th European Ready Mixed Concrete Congress 22-26 may 1983.
33. Broune R.D. "Practical Consideration in Produeing Durable Concrete" ICE Seminar" How to make today's Concrete durable for tomorrow 1985.
34. Browne R.D. "Deteriology & Life prediction-as applied to Reinforced Concrete" Building Deteriology Conference SCI April 1986.
35. Broune R.D. "Low Maintenance Concrete-Specification Versus Practice? Maintenance of Maritime & offshore Structures ICE Fed. 1986.
36. Sjostrom C. "overview of Methodologies for Prediction of Service Life" in "Problems in Service Life Prediction of Building and Construction Materials" Edited by L.W. Masters Martinus Nijhoff publishers 1985.

海洋混凝土工程研討會

談 混 凝 土 之 品 質

主講人：康乃恭

一、前　　言

混凝土構造物應屬於一種永久性構造物，但常有因混凝土之品質低落發生甚多缺失，甚或損壞或倒塌情形，其原因除設計上的錯誤外，主要是施工上發生的毛病，而急需改進。

凡從事一件混凝土結構物設計與施工，包含業主，工程司及承包商的人員，應無疑的是沒有一個人不願意在保持所要求的混凝土品質，獲得完美外觀下完成。事實上，因爲影響混凝土品質之因素太多，常因施工監督或品管人員的疏忽，或立場上不夠堅定；或工人作業技術不夠熟練或粗率；甚或承包商爲期獲得不當利益；或使用不當均將產生不利結果，嚴重影響混凝土結構物之品質，而減低其壽年，造成莫大損失，亟應有所共識，速謀徹底改善。

爲求獲得混凝土結構物之預期的標準品質，當然不是僅取混凝土試體做塌度試驗及強度試驗就可達到目的，必須藉有關對混凝土要求，標準與限制之明確的規範，並限制施工機具設備之最小需求與適當的施工方法，工作人員的職業技術修養水準，以及施工之嚴密監督及品質管制爲必需。此外，在施工各階段召集有關人員對品質及施工程序與進度有關問題之觀念溝通與協

調，爲達成混凝土品質保證或管制，在施工階段所無可避免的重要程序。混凝土材料之檢驗，混凝土之品質檢驗，混凝土施工程序之訂定及成品之檢驗，爲促使混凝土結構物達到高標準的基本手段。

監工人員確實依照規範或施工說明書以及相關規定，有效的監督承包商，施工，對混凝土及其材料品質之檢驗，認可或拒絕及報告，爲檢驗人員之所應盡的職責而不容有所偏差。混凝土工人之技能水準應從頭加強訓練，營造法規之修訂及加強，對混凝土工程之品質亦均有莫大影響，亟宜早日實施。

二、影響混凝土品質之因素

混凝土之檢驗愈容易，則愈有效，成果愈佳。規範規定的要求標準愈詳細而明確，則在執行上較易收成效。有關材料及混凝土品質之要求及試驗方法，在一般工程施工說明書或規範均有詳細規定，不贅述。在混凝土施工上，一般常疏忽或對其品質有重大影響事項，說明如下列各點：

1.各項材料之選擇及試驗。

2.混凝土試拌及試驗。

3.粗骨材之篩洗。

4.混凝土須以自動過秤及記錄拌合機拌合。

5.混凝土在運送及澆築過程中，絕對不可發生骨材分離現象。

6.混凝土不得以增加用水量方式重拌。

7.混凝土在熱天中施工，應限制其最高溫度。

8.規定混凝土塌度之限度，容許誤差以不超過 5 *cm* 爲限。

9.如非爲增進混凝土品質，或其他要求上的必要，應絕對禁止攙加輸氣劑或附加劑。

10.施工接縫（Constnuction joints）必須徹底清洗後，始須繼續澆築新混凝土。

11.表面整修及螺栓孔填補，最遲應在養護一半時間之前完成。

12.混凝土之混合應連續不斷，確實達到養治效果。混凝土在施工中，應經常不斷規律的依規定抽樣試驗，規範應明確規定取樣，試驗及評估方法。對混凝土及混凝土材料之品質應依連續數個試驗結果加以評估，統計方法須全部符合規範規定要求。

三、高強度混凝土

在現階段，一般視 5,000 或 6,000psi 以上強度混凝土爲高強度混凝土。高強度混凝土強度之上限，在理論上由混凝土材料之選擇或改善混凝土之製作方法，可使混凝土之強度提高而無止境。事實上，由於天然條件或人爲條件之限制，在某些地區混凝土強度甚難突破 5,000 或 6,000psi ，或因增加成本過大，而不願採用高強度混凝土。

於 1977 年，ACI 在匹茲堡（ pittsburgh ） 舉行之高強度混凝土講習會，對紐約市將用大於 6,000psi 混凝土有所顧慮。一年後， 50 層高Palace 大樓用 8,000psi 混凝土。高強度混凝土強度維持在 7,500 至 8,000psi 程度已有十餘數年之久，現已發展至 10,000psi 。下一個階段研究追求之目標爲 10,000 至 15,000psi 混凝土。高強度混凝土以應用於預力或預鑄混凝結構爲主，核子發電廠及高樓建築亦多採用高強度混凝土。 15,000psi 以上高強度混凝土亦在研究中。

5,000 至 10,000psi 混凝土之製造除對水泥之品質須有嚴格要求，規定最小抗壓強度，並選用高品質粗細骨材外，混凝土之水泥用量可能高達每立方公尺 550 公斤，限制塌度（ slump ）在 50 至 75 公厘，水灰比（W／C ）不超過 0.3 ，可攙加減水劑（ Water reducer ），減水劑必須與水泥之性質相容，但不得用輸氣劑（ air entrainment ）以免降低強度。粗骨材用潔淨碎石，細骨材用 FM≤ 3.0 粗砂，可加火山灰或飛灰，但非必需。飛灰可增進後期強度，減低發熱量，但飛灰燃燒損失不得超過 3 %。混凝土在嚴密的品質管制條件下，加速灌築，亦爲提高其強度的必要手段，而須消除所有的停工因素。

在現技術條件下，製造 10,000 至 15,000psi 級高強度混凝土，除須改善水泥及骨材之品質外，所需要的改進技術可能包含：

1. 以高速預先混合水泥與水，使之更有效水化，強度可能增加 10 %。
2. 混凝土水灰比 0.25 至 0.30 無塌度混凝土，有時須以震動滾壓機壓實，此種混凝土之運送及灌築需特種施工機具設備。
3. 高品質混合劑（ admixtures ）或爲減水劑，或爲塑化劑（ Plasticizeis ）爲高強度混凝土所必需，可減少用水量 20 %或更多，可能

增加強度 40 %。

4.增長養治期間，儘可能以連續不斷加水養治，水灰比 0.30 混凝土可增加強度約 1,000psi 。

5.以 1,000psi 壓力壓實，減少孔隙 2 %，可增加強度 10 %。

6.用粗性骨科（ Cementitious aggregates），嚴格限制水泥之品質，含低 C_3A ，高 C_2S 量，細度低，均可增加強度。

四、混凝土防蝕

位於港灣式海岸地區之鋼或鋼筋混凝土結構物，由於海水之侵襲常發生嚴重之腐蝕，參閱附圖－1 ，－2 。爲防止此種情況之惡化，多年以來，世界各國莫不極力研究防治之道，現已有相當成效。

混凝土結構物之防蝕可分爲兩方面來說，其一爲改進水泥品質，或添加混合劑，使混凝土本身具有抵抗海水侵蝕之能力，不發生脹縮，開裂或剝離情形。其二爲鋼筋之防蝕，依試驗結果顯示，如混凝土之水密性高，保護層厚度有 2 公分已足可抵抗海水之侵入，防止鋼筋之腐蝕。Ferrocement 甚至減爲 0.3 公分，仍可達到保護功用。反之，保護層之厚度即是達 5 至 10 公分，仍不能保護鋼筋被侵蝕之作用。保護層之厚度，不論混凝土之品質如何，均不宜低於標準規範規定之最小厚度。

事實上，混凝土不可能達到完全水密性，即鋼筋受海水之侵蝕爲無可避免，一般常用之防蝕方法有二，其一爲鋼筋表面塗防蝕材料，如環氧劑（ Epoxy ）等材料，其二爲陰極防蝕（ Cathodic Protections ），參閱附圖－3 ，－4 。

五、混凝土發展之展望

混凝土未來之發展方向，爲應用表面活性劑及改進施工機械設備及施工方法，以提高品質降低成本，並適應特殊環境條件之需求。在提高品質方向，以提高強度及減少龜裂爲主；在環境條件限制方面，爲長距離或升高之運送，臨港或海洋混凝土之施工。

速凝混凝土：拌合混凝土用速凝水泥，或攙加速凝劑，或加熱，均加速水泥之水化作用，可控制混凝土在早期獲得需要的強度。使用速凝水泥，應注意拌合、運送、灌築、震實、表面處理一系列作業須在極短期間內完成。

輕混凝土：高樓建築可能需要輕混凝土，以減輕重量，增加高樓層數。粗骨料之比重在 1 至 1.9 間，輕質或重質粗骨材之開發爲今後研究發展之重要課題。

高性能減水劑：混凝土攙加高性能減水劑，可減少用水量 25 ～ 30 %，降低水灰比，增加強度，同時增加其流性，高性能減水劑爲發展高強度混凝土不可或缺。

膨脹混凝土：混凝土攙加膨脹劑，使之在凝結過程膨脹，以抵銷因乾縮而產生裂縫。膨脹劑有減低混凝土強度之反效果，應特別注意，膨脹劑之價格一般的甚高，所以非特殊需要條件，通常較少使用。

震動壓實混凝土：混凝土以震動滾壓機壓實，爲建造重力式混凝土大壩之一新施工方法。壓實混凝土之特徵，其一爲混凝土之塌度 0.3 公分，其二爲重力式混凝土大壩不需高強度混凝土，水泥之用量較少。在施工上有降低成本，縮短工期之利。

噴凝土：隧道以新奧施工法（ NATM ）施工，挖掘後以噴凝土（ shot-crete ）爲第一道襯砌之用。噴凝土之施工分乾式與溼式兩種，噴凝土需要注意無剝離現象，在有小量湧水情況下仍可能施工與要件。

聚合混凝土：聚合混凝土其一爲用水泥與聚合材料爲粘結料所構成之混凝土，通稱爲聚合混凝土（ Polymer Concrete ）。其二爲添加鋼纖維，玻璃纖維或合成纖維之纖維混凝土（ fiber Concrete ）。

聚合混凝土依聚合作用之不同分成 Polymer Concrete ，（ PC ） Polymer-Portland Cement Concrete （ PPCC ） Polymer Impregnated Concrete （ PIC ）三類型聚合混凝土具有特別持久性能，適用於混凝土之修補及抗蝕。

混凝土中攙加斷面積 0.125 mm^2 ，或 0.25 mm^2 ，長 20 ～ 40 mm 鋼纖維 1 ～ 4 %，可增強混凝土之抗彎，抗張及抵抗衝擊強度，因時可增加耐摩性及抵抗龜裂性能。

磁力混凝土：磁力混凝土係以磁力處理水拌合，可增加工作度 20 %，強度 6 ～ 25 %，減少水泥量 10 %，耐久性及抵抗海水性均較普通混凝爲佳。

以上列舉各項新發展混凝土，或已發展廣泛使用，或已達實用階段，或尚在研究階段，在國內外雜誌或研討會多有介紹發表，本文僅點到爲止，不做詳細研討，藉以說明混凝土工程發展方向。

六、結　　語

混凝土之強度愈高，耐久性及水密性愈佳，乾縮及潛變量愈小，高強度混凝土之利用將日益增多。高強度混凝土較脆（ brittle ），應力應變曲線陡直，其試體或爲豎向劈裂，普通混凝土爲圓錐形破壞。10,000psi 以上混凝土之彈性模數之上限值接近 7×10^6psi 高強度混凝土與普通混凝土兩者之力學行爲不盡相同，現行混凝土標準規範及試驗方法是否適用，均須加以研究了解，俾能安全，經濟而有效的利用。

海洋混凝土結構物之腐蝕情況日益嚴重，以混凝土品質之低落爲至因，如何加強混凝土之品質控制，以提高其抗蝕性，爲海洋混凝土防蝕之必備條件。至於混凝土之陰極防蝕，亦應早日起步。

爲提升混凝土工程品質，應從技術層面與管理層面兩方面貫徹執行，方能獲致實效，願我工程界共勉之。

本文參考資料

1.A C I：Concrete International.
2.日　本：土木技術。
3.日　本：土木施工。

海洋混凝土工程研討會

水份在混凝土內之擴散及其影響因素

主講人：陳振川

摘　要

混凝土含水甚多，部份水份因水化作用而與水泥形成鍵結水，部份水則成爲仍可流動之自由水。其所含水份在混凝土孔隙內則形成孔隙溼度，溼度含量與變化和混凝土之力學或物理性質有極密切之關係。混凝土結構暴露於乾燥空氣中則其內溼度（或水份）會漸流失；當其暴露於高壓力狀況下之水域，則水份或水中離子會逐漸侵入混凝土中。海水之氯離子逐漸擴散進入混凝土中便往往造成鋼筋之腐蝕作用。本文旨在探討極高溫、低溫、水中、空氣中等各式環境下，對混凝土內水份擴散之影響，並經由作者所提之各類模式以協助瞭解溼度所可造成混凝土之巨觀力學與物理性質。

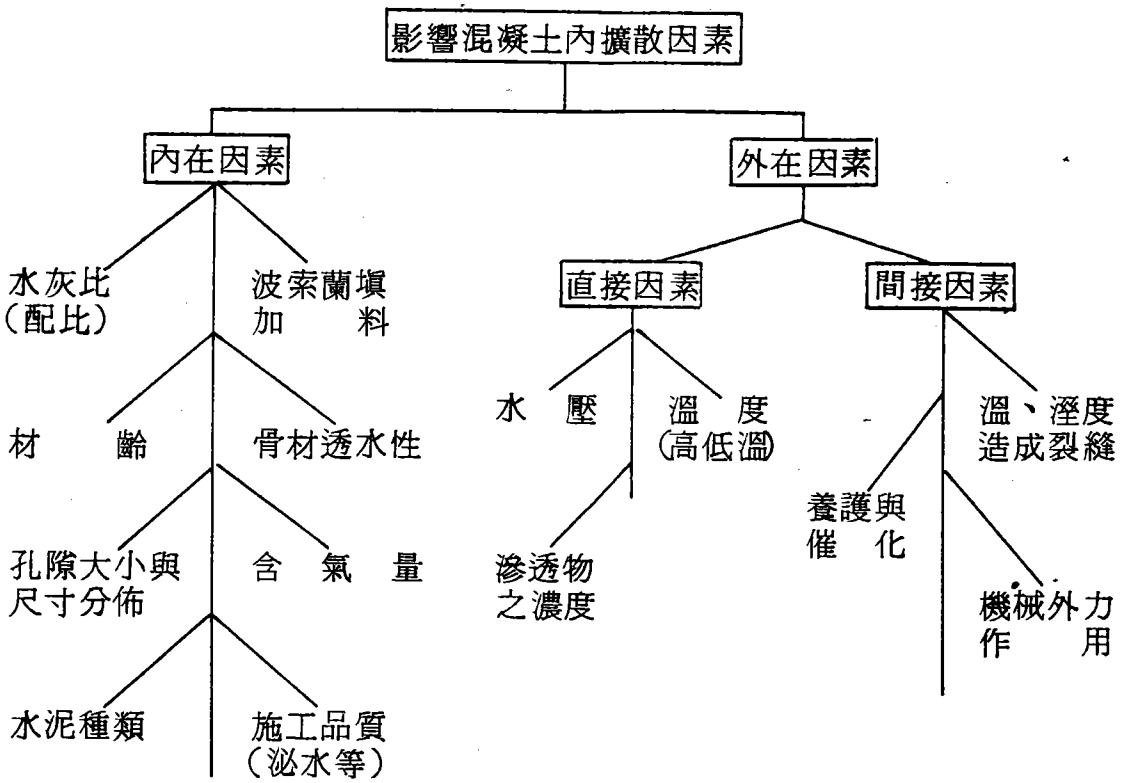
一、前　　言

溼度含量在混凝土等之多孔性材料，具有多方面之影響性。許多機械與物理上性質均被影響，例如潛變、熱導特性等，而混凝土之膨脹與乾縮更直接與溼度變化有關。孔隙溼度之瞭解對材料之耐久性、抗火性與預力結構之行爲更爲重要。就耐久性而言，材料本身就常因環境溼度（金屬腐蝕）或本身含有溼度而造成破壞。瞭解混凝土內溼度分佈就工程意義而言可依其結構物所處狀況而區分爲兩類。第一類爲暴露於空氣中之混凝土結構，其常因水份之逐漸流失而產生乾燥收縮。第二類指暴露於水中（淡、海水）之混凝土結構，例如海域鑽油平台，液體儲存結構或受冰雪凍融作用下之混凝土路面等。

第一類結構之混凝土常因受環境相對溼度之變化而產生膨脹或收縮，一般而言混凝土於澆鑄、養護、拆模而開始暴露於空氣中，其混凝土內相對溼度近於 100 %RH ，其後便隨著時間使其溼度漸流失，而產生乾燥收縮。乾燥作用乃自結構物表面而往內部延伸，因溼度在結構內分佈不均，乾縮變形也不均勻，極易使張力強度較差之混凝土產生裂縫。

第二類結構常因機械外力與水中有害離子促成之鋼筋腐蝕交互作用下，而造成結構之加速損壞。海水中含有大量氯離子，當其滲透進入混凝土內可使鋼筋之氯化鐵保護層變成不穩定，促成電氣化學作用、及加速混凝土中性化造成鋼筋腐蝕而導致混凝土損壞剝落。

影響溼度（或水份）在混凝土內擴散速率可分爲兩種因素，一爲內在因素，二爲外在因素〔圖一〕。內在因素，主要爲混凝土本身之組成；擴散速率之快慢與混凝土內孔隙大小與孔隙尺寸分佈有極密切關係，而影響孔隙大小與分佈之原因（水灰比、波索蘭填加料、材齡、骨材透水性等）均與擴散速率有關。外在因素乃爲環境對混凝土所造成之直、間接變化，直接變化乃指水壓力、高溫、低溫與濃度等因素可直接改變擴散係數者，間接變化因素包括外力、養護與催化等，其所造成之混凝土內部結構變化（如裂縫、孔隙結構變化）所引致之擴散行爲改變。



圖一、 影響混凝土內溼度擴散解析圖

本文將就此上述兩類之狀況對水份或Cl^-離子在混凝土內擴散行爲進行探討。研究重點將置於影響擴散之外在因素之討論，而內在影響因素則併入外在影響因素內討論。以下分別就各項外在影響因素進行討論：

二、常溫乾燥環境混凝土內濕度擴散

混凝土結構於養護終止表面暴露於外界環境時，常因承受溫、溼度影響，使混凝土內水份逐漸由表面流失而導致乾縮。早期，學者們常認爲混凝土之乾縮量與其含水量有直接的相關，然而實驗證明混凝土之水份流失體積並不等於其乾縮量體積，並且乾燥初期混凝土之自由水流失所引致之乾縮量恒小〔1〕。混凝土乾縮量與孔隙溼度之關係也就因應而合理的建立〔2，3〕。

以前常被使用線性擴散定理求取溼度場之方法〔4，5〕已早被證明與實際量測資料有相當大的差異〔6〕。直至Pihlajavaara 〔2〕經由簡單數值分析之假設，指出擴散係數可能與孔隙溼度有關。Bazant與Najjar〔3〕更進一步引用溼度量測資料配合數值分析建立非線性擴散理論，經多組

實驗資料分析的結果，顯示其能較合理預估暴露在長期乾燥下的混凝土溼度場，但其預測早期的溼度場較差。本節將提出一修正之非線性擴散模式〔7〕，以合理推估混凝土之溼度場。

水份在混凝土內移動係依據擴散定理決定，而此擴散方程式爲高度非線性〔3〕。Bazant 和Thonguthai〔9〕，指出混凝土水份流通量 J（kg／m^2 s），與孔隙水壓力 p（爲孔隙水蒸氣壓）之關係如下：

$$J = -\frac{a}{g} \text{ grad } p \tag{1}$$

式中，a 爲滲透係數（permeability）（m／s），g 爲重力加速度（9.806 m／s^2）。由質量不滅定理得

$$\frac{\partial W}{\partial t} = -\text{div } J \tag{2}$$

式中W爲混凝土之比水含量（kg／m^3）。而W＝W（h，T，t_e），它們之間的關係，常以下式表示：

$$\frac{\partial W}{\partial t} = \frac{\partial W}{\partial p} \cdot \frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial W}{\partial T} \cdot \frac{\partial T}{\partial t} - \dot{W}_h \tag{3}$$

$$\dot{W}_h = -\frac{\partial W}{\partial t_e} \cdot \frac{\partial t_e}{\partial T}$$

式中 $\dot{W}_h$ 表因水化作用失去水份之速率。T表溫度。當溫度小於 100 ℃時，可將(1)、(3)式中之以孔隙溼度 h＝p／P_{sat} (T)表示，其中 p_{sat} (T)爲在溫度T時之飽和水蒸汽（可由 ASTM之蒸汽表（steam table）得知）。假設在固定溫度下，將(1)、(3)代入(2)推得〔3〕

$$\frac{\partial h}{\partial t} = k \text{ div } (\lambda \text{ grad } h) + \frac{\partial h_s}{\partial t} \tag{4}$$

式中 k＝（∂ h／∂W) T，t_e 爲定溫下溼度平衡曲線斜率之倒數。$h_s = h_s$（t_e）表密封混凝土試體，隨時間緩慢變化的溼度。對一般混凝土，h_s 從 1.0 變化至 0.98 或 0.96〔10〕，λ 爲某一滲透係數。∂ h_s／∂ t 項影響有限，在此忽略∂ h_s／∂ t 項，推得混凝土內水份擴散方程式

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \text{div } (D \text{ grad } h) \tag{5}$$

$$D = \lambda k \tag{6}$$

式中D稱爲擴散係數（diffusivity）。擴散係數D與溫度、齡期和孔隙溼度有關，不應假設爲常數，故上式爲一非線性之擴散方程式。Bazant 等〔3〕指出溼度擴散係數，與孔隙溼度、齡期和溫度有關，即D=D（h，t，T）。在本文中僅探討溼度對混凝土之影響，故假設溫度爲常數。

圖二〔11〕顯示在不同的水灰下，滲透係數 λ 與孔隙溼度之關係圖，由圖中，可知當水灰比愈大，滲透係數突增點之孔隙溼度愈小。圖三〔11〕，爲在不同水灰比下，擴散係數與孔隙溼度之圖。

圖三在孔隙溼度爲 20 %RH時，擴散係數是一個區域極大值，此由(6)式及圖四之等溫溼度平衡曲線可知，其在孔隙溼度爲 20 %RH時爲一轉折點，此點曲線斜率接近零，故必會產生此一現象。圖三中，較低的擴散係數，位在孔隙溼度中間段。若往高孔隙溼度移動，擴散係數將突然增大，水灰比愈高，效果愈明顯。但$W_o/C=0.4$，$h\geq 90$ %RH時，擴散係數卻突然減少。

但Nilson〔11〕所作量測溼度之試驗結果卻指出，當$W_o/C=0.4$時其開始乾燥速度比$W_o/C=0.6$和0.8大，此點和圖三中$W_o/C=0.4$之曲線不符合，Nilson 解釋爲因水化作用導致孔隙溼度快速減少。由上述之討論可知擴散係數和水灰比也有很密切之關係。

此外，混凝土置於乾燥環境下，孔隙溼度慢慢減少，將減緩水化作用程度；在很低之孔隙溼度h之狀況下，將停止水化作用。爲描述此一現象且合理的將溼度與齡期之關係代入以計算溼度場，本文引進對等水化時間（equivalent hydration period）t_e 之觀念〔12〕，而令

$$t_e=\int \beta_h \, dt \tag{7}$$

其中 β_h 爲一與孔隙溼度h有關之經驗公式，可表爲

$$\beta_h=\left[1+(a-ah)^4\right]^{-1} \tag{8}$$

依據實驗資料〔13〕，$a\simeq 5$，當孔隙溼度均爲100 %時，則 $\beta_h=1$，而等值時間 t_e 即與眞正時間t相等。

將上述因素考慮，並代入齡期影響，本文建議之擴散係數方程式如下：

$$D(h,t_e)=D_1\,\phi(t_e)\left[\alpha_0+\frac{1-\alpha_0}{1+\left(\frac{1-h}{1-h_c}\right)^n}\right] \tag{9}$$

而 $\phi(t_e)=0.25+0.75t_e-0.77$

估算之合理性，將能合理描述其裂縫之生成。所以本節所提修正之非線性擴散方程式，較其它兩者爲佳。

三、高溫下混凝土內水份擴散

混凝土係多孔多水含量之材料。當其承受外載高溫時，混凝土內產生孔隙水蒸氣壓而造成水份在混凝土內擴散並可導致最終之混凝土乾燥。在水溫移動之際，因水份會帶動部份熱量而使混凝土之溫度場改變。孔隙壓力之大小則與孔隙及其受熱後之大小有關。加上混凝土因齡期水化作用影響，如何分析高溫下混凝土內之溫度溼度與水蒸氣壓便是很複雜之問題。水份移動與蒸氣壓之大小在高溫下行爲之研究原始於對核能混凝土結構之安全考慮，例如在核能災變下，充當冷却劑之液化鈉將與混凝土結構體之鋼襯作用，進而使其直接承受 600 ℃以上之高溫。如果鋼襯破壞，則液化鈉將與混凝土內之水份超激烈之化學反應，如果鋼襯不破壞亦含在鋼襯與混凝土牆間產生巨大之水蒸氣壓。此外，混凝土內水份之預測也與混凝土防擋牆之能力相關。近幾年來，世界各地核廢料處理（Waste Isolation）之計劃，在巨大地底埋置場，混凝土仍被視爲物美價廉之填充物，其在輻射熱長期作用下，混凝土內之水份與外界地下水間之擴散也成爲重要的研究焦點。除核能相關科技外，高溫下混凝土之行爲也是推估防火能耐預測之重點，例如，混凝土內高溼度含量在高溫下所產生之水蒸氣壓亦被視爲造成混凝土暴裂（Spccl1ing）之主要原因。

本節將就作者於文獻16.發展之模式，使用下列控制方程式配合有限元素分析之技巧而解釋溫、溼度相互影響下混凝土內之溫、溼度分佈。有關方程式爲

$$\text{質量守恆：}\frac{\partial W}{\partial t}=-\operatorname{div}\underset{\sim}{J}+\frac{\partial W_d}{\partial t} \tag{10}$$

$$\text{孔隙水流：}\quad \underset{\sim}{J}=-a\ \operatorname{grad} p \tag{11}$$

$$\text{熱量平衡：}\rho C\frac{\partial T}{\partial t}-C_a\frac{\partial W}{\partial t}=-\operatorname{div} q+C_w\underset{\sim}{J}\cdot\operatorname{grad} T \tag{12}$$

$$\text{熱　　流：}\quad q=-b\ \operatorname{grad} T \tag{13}$$

其中　t ＝時間，　　T ＝混凝中溫度

式中α_0、h_c、n^*皆爲常數。式中D與h之關係式，係採文獻〔3〕所介紹，其h和D之關係如圖五，h_c表不計齡期影響下，擴散係數降一半時之孔隙溼度，n^*爲形狀變化參數，α_0表其最低水平漸近擴散係數比。該文〔3〕用此關係式（不計齡期影響，即令 $\phi(t_e)=1$），分析所得，$D_1=0.1\sim0.4\,cm^2/day$間，$h_c\simeq0.75$，$\alpha_0=0.05\sim0.1$，$n^*=6\sim16$。其中$\phi(t_0)$之項，可由圖六〔10〕表時間和擴散係數之關係看出。圖中外界相對溼度爲95%，在高孔隙溼度狀況下可將其視爲材齡t_e和擴散係數之關係。

由上面討論知（圖三），(9)式可能不適用於當外面溼度小於40%RH時。關於水灰比之影響，當水灰比爲0.8～0.6間，可調整h_c之值達到圖二中曲線往左右移動之效果。至於當$W_0/C=0.4$時，如上討論，其乾縮初期溼度變化反大於$W_0/C=0.6$和0.8，Nilson將其解釋爲水化作用之原因，而我們在推導擴散係數方程式時，已經忽略水化作用減少孔隙溼度的影響，故本式並不一定不適用於低水灰比（$W_0/C=0.4$）之情況（文獻〔3〕也有$W_0/C=0.42$之例，結果尚佳）。因現有試驗資料之不足，本文並未把水灰比之直接關係加以列入考慮，僅考慮其和孔隙溼度和對等水化時間之影響。再此期望能有足夠之量測溼度試驗，並將水灰比之影響計入，以推得一較合理之擴散方程式。

將Bazant和Najjar〔3〕，分析過的圓柱試體孔隙溼度量測試驗〔15〕，重新以本文所使用之非線性擴散方程式加以分析，結果如圖七所示，所使用之參數爲$D_1=0.40\,cm^2/day$，$\alpha_0=0.1$，$n^*=6$，$h_c=0.75$。

由圖中，可看出使用改良之非線性擴散理論，在試體乾燥初期（最深點孔隙溼度大於90%RH）時，其溼度分佈較接近於線性擴散理論之結果，與量測得之孔隙溼度值較爲接近，而該文獻所提之非線性擴散理論（即忽略本文擴散係數方程式中$\phi(t_e)$項齡期之影響）分析結果則較差。中段（90%～70%RH）間，其孔隙溼度分佈線，逐漸由線性轉變成該文之近似曲線，此時和實驗值比較相差稍大。後段（70%～50%RH間），轉變完成成爲和該文近似之孔隙溼度分佈曲線，兩者同樣符合末期量測之孔隙溼度值。

由圖和如上之討論，文獻〔3〕之非線性擴散方程式，從中段開始才開始和試驗資料接近吻合。而本文之非線性擴散方程式，則在前段和後段較爲良好，中段較差。但因混凝土容易在乾燥初期於表面產生裂縫，故早期溼度

W_d ＝水化後水泥漿所再釋出之水量，　C　＝混凝土單位體積熱容

p　＝孔隙水壓，　C_a ＝混凝土內游離水之吸熱

ρ　＝混凝土密度，　C_w ＝所含水之單位體積熱容

b　＝熱導係數

公式12中所列水份流動對溫度影響僅在急速高溫作用時，方顯現出其效果。另一特性爲水化排水（dehydmtion）此作用係與水化作用相逆之反應，在混凝土內當溫度超過攝氏125 ℃時，部份水份將自水泥漿體結構內排出。上述方程式⑽～⑿，使用時須區分爲兩種狀況，即飽和混凝土（saturated concrete）與未飽和混凝土（unsaturated concrete）。對飽和混凝土，其水份三相所依據之準則係按水之熱力學，如同ASTM之蒸氣表（ASTM steam fable）。在未飽和混凝土，其孔隙與吸排現象（absorption phenomenon）控制了水份狀況而經由一半經驗公式來表示。在混凝土之單元內，溫度對於材料之水份吸排關係可經由圖八之等溫排水曲線（sorphtion isotherms）表示。另一重要之控制參數爲滲透係數，其值與溫度、孔隙壓力有密切關係。當溫度超過100 ℃時，混凝土滲透係數大輻增加（可達200倍）〔圖九〕，此仍因控制滲透之機構由低溫之吸排現象而轉變爲蒸氣黏度（steam viscosity）控制之機構。本現象，並經由許多學者研究之佐證〔17，18〕。

上述之理論經整理而建立TEMPϕR2之有限元素程式。圖十所示係一典型分析結果，爲一鋼筋混凝土牆受到高溫作用後其內溫度、水蒸氣壓、水份在試體不同位置變化之情形。其有從溼度含量與試體深度，時間之關係圖可得知在高溫作用下，水份之分佈可概分爲三個區域，在與外界溫度接觸之外緣屬漸乾燥區，水份經接觸面往外消散，再者有部份水則被蒸氣壓強迫往內流動而造成飽和水份之狀態。漸進乾燥波前（drying front）則隨時間作用而往牆內移動。

圖十一a－c，顯示TEMPPR 2分析結果與美國HEDL試驗結果之比較，HEDL試驗係以30 cm厚之牆承受高於600 ℃瞬時溫度作用下之溫度、孔隙壓力與釋流水量，有關之試驗裝置可參考圖十二。

經由上述分析可得知溼度在高溫度下於混凝土內之擴散，其當有助益混凝土高溫力學之瞭解。

四、低溫下之混凝土內水份擴散

混凝土在寒冷氣候地區往往得承受零下溫度之天候作用；近些年來，大量液化低溫氣體之進口（可低至一165℃）其儲存設備（如LNG tab ）、運送設備之設計與製造便須考慮低溫對混凝土之作用。在大氣壓力下，水份在攝氏0℃即開始凝結成固態之冰。Moldovan〔19〕證明水泥砂漿之膠體內之水份在攝氏零下50℃還未結冰。Helmuth〔20〕亦經其試驗證明在零下15℃還未有冰晶體在毛細孔隙內凝結。因此可推知孔隙中水份之冰點低於巨積分份（bulk water）之冰點。至於在何種溫度下，孔隙裡之水份會結冰，則可參考由Blachere與Young〔21〕所提出之理論關係，該等人係利用孔隙之封閉系統、考慮水、水蒸氣與冰相位轉換與平衡之關係而推導得下列之方程式：

$$T_f = T_0 \left[1 - \frac{2\gamma_{LS} V_s}{C_l r_c} + \frac{RT_0}{C_e}\left(1 - \frac{\rho_L}{\rho_s}\right) \ln P/P_0\right] \qquad (14)$$

其中 T_f ＝孔隙內水份之冰點。

T_0 ＝多量水（bulk water）之冰點。

∂_{LS}＝冰與水間之表面張力。

C_l ＝冰融解時施放之熱量（latent heat of fusion）。

V_s ＝水之莫耳體積。

r_c ＝孔隙半徑。

ρ_L , ρ_s ＝水液液，固態之密度。

P/P_0 ＝相對壓力。

R ＝氣體常數。

(14)式與由DTA技術所得之試驗值比較 可見圖十三。表一列出在下面典型資料下，不同孔隙半徑內水份之冰點（$\gamma_{SL} = 20$ dynes／cm, $C_l = 1400$ cal／mole , $V_S = 18$ cm³／mole , $\rho_L = 0.998$ g／cm³ , $\rho_S = 0.927$ g／cm³ 。

隨着溫度之下降，孔隙內之水份會隨著孔隙之大小而依序結冰（大孔隙先結冰）；水份之轉換成冰相則減少了孔隙中可移動之水而減少可於混凝土中擴散與移動之水份。

表一　不同孔隙尺寸下之冰點降低值

$T=T_f - T_o$ (°C)	
r_c (Å)	Eqn 44
500	-0.62
100	-3.05
50	-6.19
30	-10.3
20	-15.5
10	-30.9

當孔隙內水份轉變爲冰時對混凝土結構之水份擴散有下列幾種影響：

㈠水份之凍結，減少可輸送之水份：

混凝土於水泥水化作用後，形成很複雜之結構，除骨材外，其內含有鈣—矽—水膠體（C—S—H），氫氧化鈣，等水化物、未水化物與無數之孔隙。孔隙主要由毛細孔隙（Capillary pones）及膠體孔隙（gel poree）組成。毛細孔隙內儲存之水份，其儲存量與拌合時之水灰比有密切關係，而膠體內亦含有可蒸發水，此乃強力附在膠體護片間之吸附水或層間水。

㈡水份凍結損傷造成之裂縫加強表面水之擴散，水在變成冰時其體積約增大 9 %，其形成並非瞬間所致，通常在表面上因超冷（super cooling）作用形成冰，接著樹枝狀結晶（dendrite）在孔隙內形成。待樹枝狀結晶漸漸加厚，會擠出一般水壓使孔隙內水份往外排擠。如果水壓作用於孔隙壁超過該壁之抗張強度，混凝土並因而產生損傷（圖十四）。當裂縫之產生（特別是在無數凍融之反覆作用下），會造成水份之更直接擴散與滲透入混凝土內。

㈢冰會妨礙水份之擴散：

孔隙控制了水泥漿體中水份擴散之速率，孔隙內冰之產生，阻塞了水份流動之通道而使滲透係數大減。Hanaor 與 Sullivan〔22〕在低溫量測滲透係數平均值爲 $2\times10^{-17}m^2$（最低爲 $5\times10^{-19}m^2$），比室溫時之值變小甚多。

基於混凝土在低溫應用漸廣泛，爲合理瞭解混凝土在低溫下之水份擴散與相關力學行爲，即應建立適當之材料組合律。低溫混凝土之材料組合律比

前述高溫下之組合體更爲複雜，主要是低溫下混凝土內存用水份之固態、液態與氣態三相，Chem於文獻23所建議之低溫混凝土材料組合律，已將混凝土微觀受凍機構，表面張力降低冰點效應，孔隙尺寸分佈，三軸力學反應包括，並易於配合有限元素分析技巧以求取溼度場與混凝土於低溫時之應力應變行爲，當可成爲一有效工具以瞭解低溫混凝土。目前之研究在瞭解如何減少混凝土之滲透係數，相關之影響參數包括溫度、骨材種類、輸氣劑、含溼量與其強度。另裂縫是造成冰凍時滲透係數增加之主要原因，其常因水泥漿體與骨材間物理與熱性質不同產生不均勻應變所致，此方面之研究，當可減少混凝土之滲透係數，使其能直接充當低溫液態氣之儲存結構，避免使用價格高昂之鋼襯及防止鋼襯設計不當之破壞。

五、外界水份在水泥材料內擴散

混凝土結構充當油、液化氣體、水份容器與海洋中混凝土結構增加之趨勢，使外界液、氣體對混凝土滲透研究愈形重要。耐久性之研究亦指出滲透係數爲一重要之指標。混凝土爲多孔性物質，其內含有不等尺寸之膠體孔隙（ gel pores ），骨材孔隙，毛細管孔隙與空氣氣泡等，而毛細管孔隙爲引起滲透之主要因素。影響混凝土滲透性之原因可歸諸：

㈠在灰比之影響：水灰比大則因水份超過水化作用所需用水而造成毛細管孔隙之增大。

㈡齡期之作用：齡期愈大，則水化作用程度愈大，則產生之水泥膠體愈多，可填充孔隙減低滲透性。

㈢拌和時帶入空氣。

㈣水泥漿與骨材之配比：骨材滲透性通常較小，若其用量大時，則混凝土滲透性即減小。

一般在求混凝土之滲透係數（ permeability ）多以適當厚度之混凝土片在某壓力下經固定時間所量取之流量而依達西方程式（ Darcy's equation ）計算（圖十五）。達西公式可以下式表式

$$Q = a \frac{Ah}{x} \qquad (15)$$

其中　Q：體積流率，

x ：試體厚度。

A ：試體斷面積。

h ：水頭（ head of water）。

a ：滲透係數（ 單位：長度／時間 ）

利用此種簡易公式可求出約略之滲透係數，公式指出滲透量與水頭所致壓力成正比關係。Gjorv〔 24 〕即利用下式計算海水浸入北海油田混凝土結構之深度（表二）。

$$d = \sqrt{2\,aht}$$

海水愈深之處（ h ）在相同時間（ t ）後，則其海水滲入之深度（ d ）愈大。海水滲入愈多處則其所含氯離子滲入亦應愈多，然深海處結構之鋼筋腐蝕現象反而較不嚴重，原因可能是由於深海處氧氣少而無法進行電化學腐蝕作用。有關氯離子在混凝土內之擴散因其與海域鋼筋腐蝕有密切關係特詳細介紹於下：

表二　北海結構海水滲透之典型深度〔 24 〕

Head of water		Depth of penetration, mm (in.) after	
m	ft	1 year	30 years
25	80	30 (1·2)	200 (8)
140	460	75 (3)	
200	660	100 (4)	600 (24)

註: A typical value of the coefficient of permeability of concrete in the offshore structures in the North Sea is 10^{-11} m/s ($3{\cdot}2 \times 10^{-11}$ ft/s), this being achieved by the use of 400 to 450 kg of cement per cubic metre of concrete (670 to 760 lb/yd^3) and a water/cement ratio of 0·42.

六、氯離子在水泥材料內擴散

氯離子在硬固混凝土內之擴散已被公認爲與鋼筋或預力鋼鍵之腐蝕有極重要關係。氯離子可在海水或除冰鹽環境下而逐漸透過混凝土保護層而與鋼筋或鋼鍵產生作用。鋼筋何時開始腐蝕與其腐蝕速率之主要因素爲(1)氧化物之輸送速率；(2)氧化物之鍵結：氯化物在混凝土中以氯離子或水化鍵結狀態存在，而僅氯離子會造成鋼筋之腐蝕；(3)氯化物之臨界值：腐蝕作用起始於

混凝土內孔隙水氯離子濃度達到臨界值與否，而此臨界值與孔隙含承量或混凝土化學組成有關。

影響氯離子在水泥材料內擴散速率之因素可歸諸下列原因，即(1)水灰比，(2)溫度，(3)養護狀況與骨材、砂漿界面行爲，(4)水泥成份，(5)填加料等。

Byfors〔 25 〕

使用 Page 等人所用之兩室擴散槽圖十六，將 3 mm厚之切片試體置於於兩室間以瞭解氯離子之擴散行爲。Byfors 觀察在實驗初期，由於氯離子與水泥砂漿試體內成分行成水化物，故僅有極小量之氯離子擴散行爲發生，但當數日之後，自由與鍵結之氯離子達到平衡，則氯離子之穩定擴散即產生。基本上，氯離子在混凝土內之擴散乃是遵守Fick 之擴散定律，而擴散係數爲決定擴散速率之主要因子。瞭解各混凝土材料之氯離子擴散係數也成爲決定混凝土結構耐久特性之重要資料。從文獻中調查〔 26 〕可將擴散係數之決定方式歸劃爲四類，其根據方法與理論並詳述於附錄一。Diffusion cell 方法爲最簡易與普遍之方式。第二、三、四類方法均依據Fick 定律，第三類包含邊界流動率之平衡，第四類則更進步的包含氯離子之化學鍵結理論。

表三〔 26 〕並載列文獻中所求得之擴散係數，表中之主要變數包括試體材料、試驗時溫度、水灰比、試驗使用溶液及養護試體之步驟。從表中可獲得下列結論。

㈠水灰比愈大，則擴散係數（ D ）愈大。

㈡在較高溫度下，溫度增加擴散活化能，使擴散係數加大。

㈢就試驗用使用溶液而言，擴散係數之值呈

$$D_{Cl^-}(CaCl_2) > D_{Cl^-}(K_{Cl}) > D_{Cl^-}(NaCl)$$

㈣Collepard et al 指出水泥砂漿與混凝土之擴散係數大小之階次（ order ）相同；Ost 與Monfore 則指出如骨材透水性較水泥砂漿爲大時，混凝土之擴散係數大於水泥漿體。

㈤混凝土之砂漿與骨材界面狀況不佳或裂縫均會促使D 值增大。

㈥填加波索蘭材料（ 爐石、飛灰、火山灰等 ）可減少D 值（ 表三 ）〔 8 、14 、 25 〕。使用抗硫水泥（ SRPC ）則其D 值較OPC 爲大，可能是其 C_3A 含量較低之故〔 8 、 14 〕。

(七)氯離子在混凝土中之擴散與透水性、承受氯離子鍵結能力，及系統內離子交換能力有關〔 27 〕。

(八)氯離子之擴散與總孔隙關係並無絕對關係。圖十七與圖十八之關係，顯示使用 80 %爐石之水泥，其所製水泥砂漿之氯離子擴散速率遠較OPC爲低，但其總孔隙則較大〔 27 〕。

七、結　　論

(一)本文就混凝土或砂漿內受各種外在環境因素所導致之溼度與氯離子擴散機構進行討論。所提各模式可促進溼度等對混凝土材料力學與物理行爲之瞭解。

(二)氯離子在混凝土內之擴散不應祇就總孔隙比進行討論，而應就其重要之影響因素（填加料，吸收氯離子鍵結能力，系統內離子交換能力，孔隙分佈）等進行研究；數值模式之建立亦應包括上述現象。

(三)就無損傷之混凝土（或砂漿）試體而言，僅就純擴散觀點來探討鋼材腐蝕問題是不夠的。在良好施工品質下，氯離子在混凝土內擴散速率頗慢，適當的混凝土保護層足以達成防止鋼材腐蝕之效果。但擴散作用常因混凝土破裂或砂漿與骨材界面行爲不佳而急速增大，故亦應探討外力作用下混凝土開裂導致腐蝕快速作用之行爲。

參考資料

1. Neville, A.M., "Properties of Concrete," Pitman Publishing Inc., Ph. 374, 1981.
2. Pihlajavaara, S.E. et al., Numerical Solution of Diffusion Equation with Diffusivity Concentration Dependent," Publ. No. 87. State Institute for Technical Research, Helsinki, (1965).
3. Bazant, Z.P. and Najjar, L.J., "Nonlinear Water Diffusion in Nonsaturated Concrete," Materials and Structures (RILEM), Vol. 5, 3-20 (1972).
4. Hilsodorf, H.K., "A Method to Estimate the Water Content of Concrete Shields," Nuclear Engineering and Design," Vol. 6, 251-263 (1967).
5. Murata, J., "Studies on the Permeability of Concrete," RILEM Bulletin (Paris), No. 29, 47-54 (1965).
6. Pickett, G., "The Effect of Change in Moisture Content on the Creep of Concrete under a Sustained Load," Journal of ACI, Proc. Vol. 36,
7. 陳振川、吳泳佶、"混凝土構件之濕度非線性擴散與乾縮：理論與試驗"，中華民國第十一屆力學會議論文，1987.
8. Page, C.L. et al., "Diffusion of Chloride Ions in Hardened Cement Pates," Cement and Concrete Research, Vol. 11, Ph. 395-406, 1981.
9. Bazant, Z.P. and Thonguthai, W., "Pore Pressure and Drying of Concrete at High Temperature," J. of Eng. Mech. Div., ASCE, Vol. 104, 1059-1079 (1978).
10. Bazant, Z.P. and Wang, T.S., "Spectral Analysis of Random Shrinkage Stresses in Concrete Structures," J. of Eng. Mech., Div., ASCE, Vol. 110, 173-186 (1984).
11. Nilson, L.O., "Hygroscopic Moisture in Concrete-Drying, Measurements & Related Material Properties," Report TVBM-1003, Lund, Sweden, 162 pp. 1980.
12. 吳泳佶、陳振川，"混凝土之潛變律暨其受濕度影響之分析與試驗"，國立台灣大學土木工程研究所碩士論文，76年6月.
13. Bazant, Z.P. and Chern, J.C., "Concrete Creep at Variable Hamidity: Constitutive Law and Mechanism," Materials

and Structures, RILEM, Vol. 18, 1-20 (1985).
14. Buenfeld, N.R., Newman, J.B. "Examination of Three Methods for Studying Ion Diffusion in Cement Pastes, Mortars and Concrete," Materials and Structures, Vol. 20, ph, 3-10, 1987.
15. Hanson, J.A., "Effects of Curing and Drying Environments on Splitting Tensile Strength", Journal of ACI, Vol. 65, 535-543 (1968).
16. Bazant, Z.P., Chern, J.C., Thonguthai, W., "Finite Element Program for Moisture and Heat Transfer in Heated Concrete," Nuclear Engineering & Design, Vol. 68, ph. 61-70, 1981.
17. Chapman, D.A., England, G.L., "Effects of Moisture Migration on Shrinkage, Pore Pressure and Other Concrete Properties," 4th Int'l Conf. on SMIRT, San Francisco, 1977.
18. McCormack, J.D. et al., "Water Evolution from Heated Concrete," Hanford Engrg. Development Laboratory, HEDL-TME 78-87, 1979.
19. Moldovan, V., "Aditivi in betoane," Ed. Technica Bucuresti, 1978.
20. Helmuth, R.A., "Capillary Size Restrictions on Ice Formation in Hardened Portland Cement Pates," 4th In5'l Symp. of Chemistry of Cement, paper VI-S2, pp. 855-869, 1960.
21. Blachere, J.R., Young, J.E., "The Freezing Point of Water in Porous Glass," J. Am. Ceram. Soc., Vol. 55, No. 6, pp. 306-308, 1972.
22. Hanaor, A., Sullivan, P. J.E., "Factors Affecting Concrete Permeability to Cryogenic Fluids," Magazine of Concrete Research, Vol. 35, No. 124, pp. 145-150. 1983.
23. 陳振川，"混凝土結構在超低溫下材料力學行爲及其相關之組合律"，結構工程，Vol.1，No.4，pp29－44，1986.
24. Gjorv, O.E., "Durability of Concrete Structures in the Ocean Environment," Proc. Symp. on Concrete Sea Structures, Tbiliai, 1972, pp. 141-145.
25. Byfors, K., "Influence of Silica Fume and Fly Ash on Chloride Diffusion and pH Values in Cement Paste," Cement and Concrete Research, Vol. 17, pp. 115-30, 1987.
26. Chern, J.C., "Investigations on the Diffusion of Chloride in Cementitions Materials," W.R. and Grace Co., Washington

Research Center, Columbia, Maryland, 1982.

27. Gjorv, O.E., Vennesland, O., "Diffusion of Chloride Ions from Seawater Into Concrete," Cement and Concrete Research, Vol. 9, pp. 229-238, 1979.

附 錄 一

Four Ways to do the Test:

(1) Kondo's Method (Diffusion Cell)

Used by: (a) Kondo et al. (casted specimens)
(b) Page et al. (cement sliced specimens)
(c) Goto and Roy (cement sliced specimens)

Method: Measure the flux of Cl passed through cement sliced specimens or casted specimens.

(2) Browne's Method (Concentration Profile)

used by: (a) Browne
(b) Collepardi et al.

Method:

1. Fick's Law of Diffusion is the only governing equation

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D_c \frac{\partial^2 c}{\partial x^2}$$

2. Penetration depth of Cl^- is measured (chloride concentration along the thickness of specimen)
3. Use governing equation to fit the curve to obtain the coefficient of diffusion.

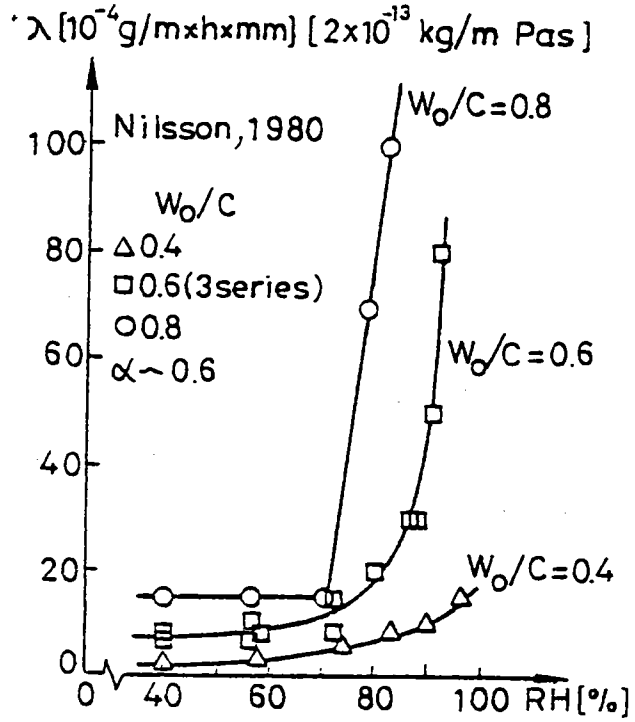
(3) Brandani's Method

Method:

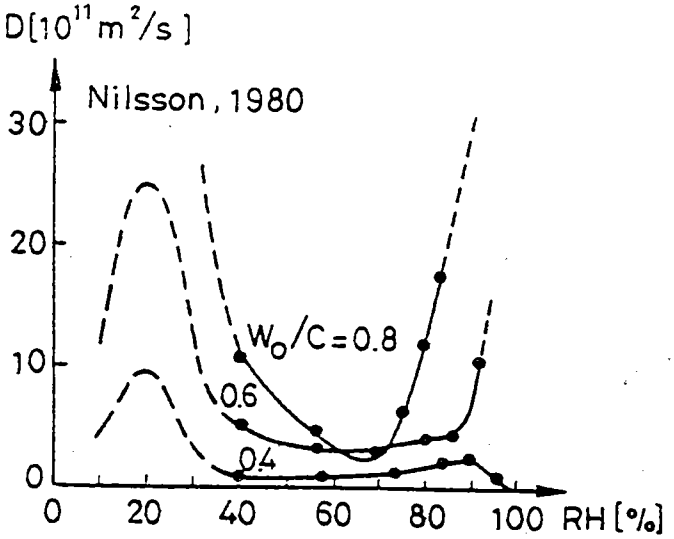
1. Mathematical formulation based on the balance of flux at boundary.
2. Fick diffusion equation.
3. Depth of penetration and corresponding diffusion time from test.

(4) W.R. Grace Co's Method:

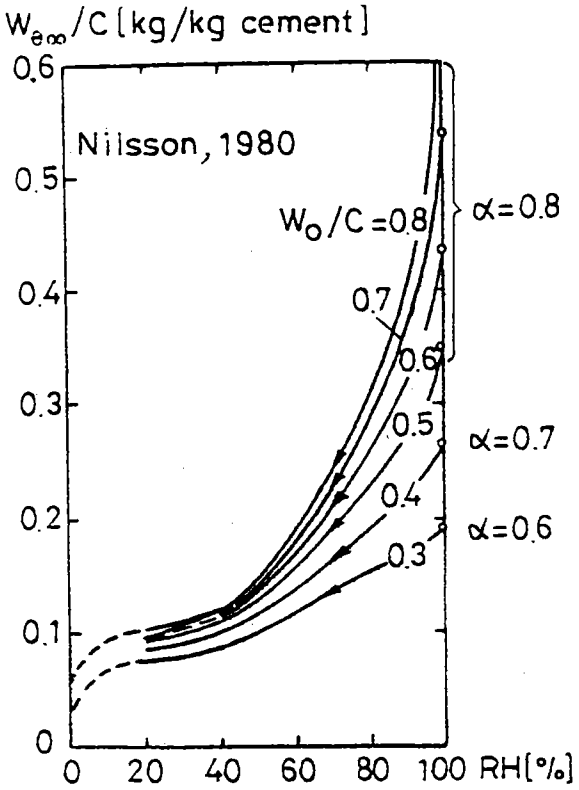
1. Mathematical formulation based on the balance of flux at boundary and fitting curve.
2. The rate at which cholides bind chemically with concrete is included.
3. Concentration of solution from test data is required.



圖二　不同水灰比下滲透係數與孔隙濕度之關係〔 11 〕



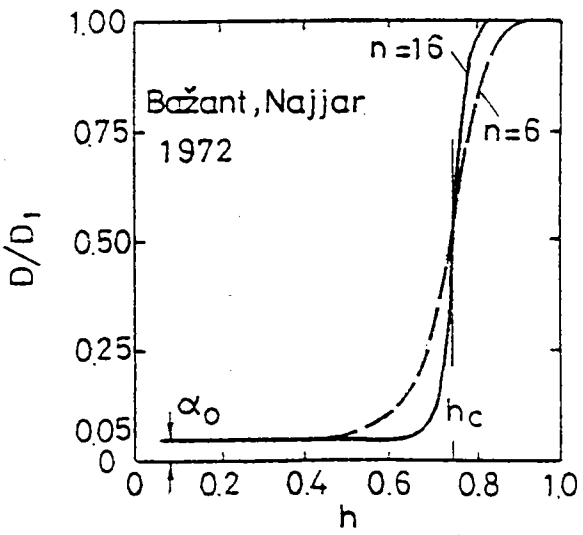
圖三　不同水灰比下擴散係數和孔隙濕度關係圖〔 11 〕



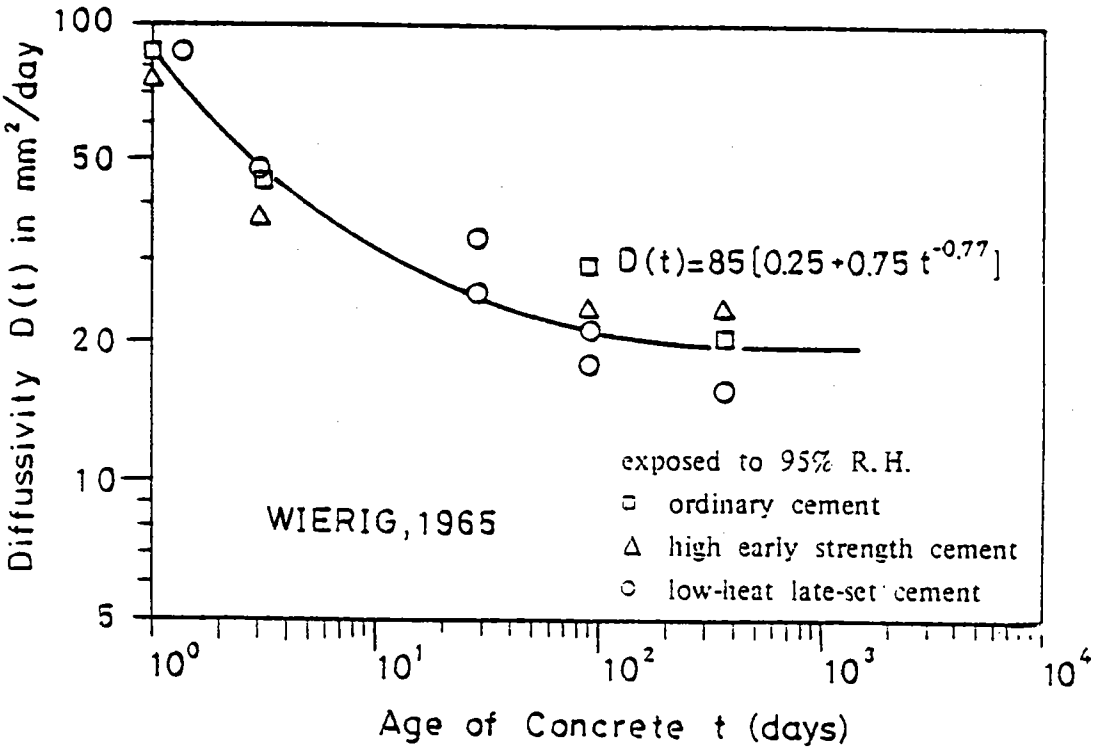
註：$W_{e\infty}$：平衡濕度含量（kg/m^3）
C：水泥量（kg/m^3）

α：水化度＝hydrated cement/original Cement Content

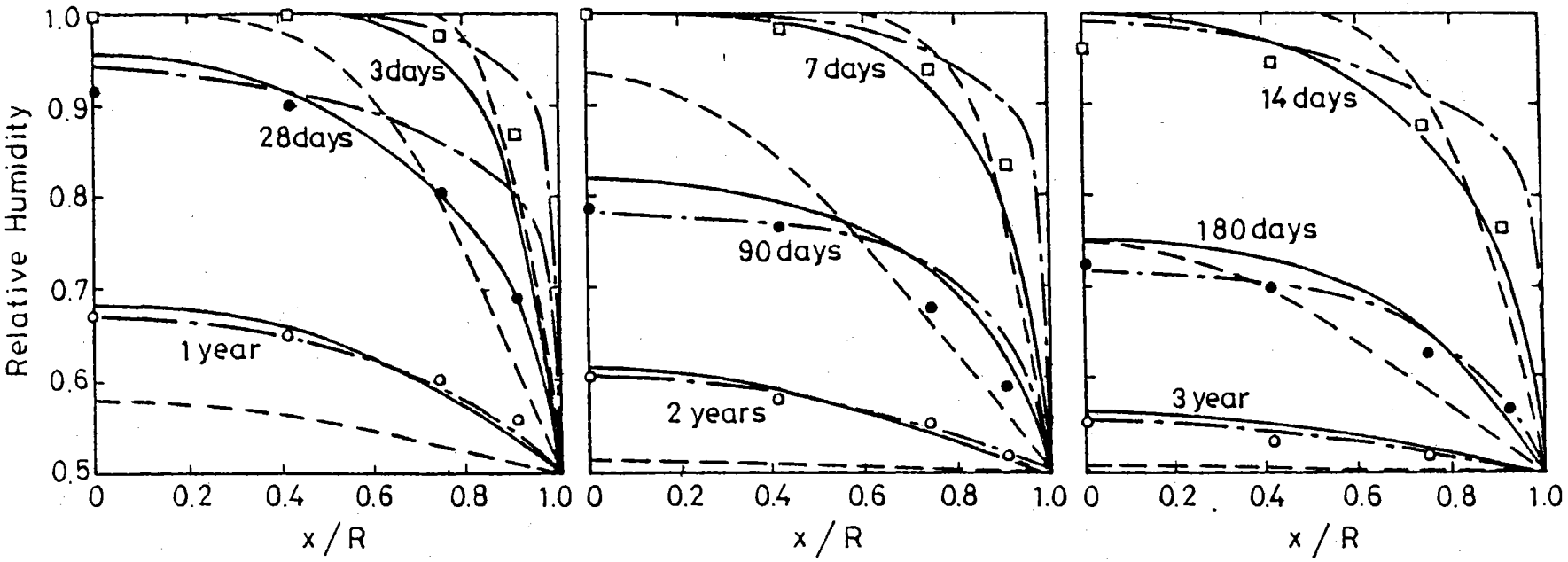
圖四　不同水灰比下之等溫平衡曲線〔 11 〕



圖五　孔隙濕度和擴散係數之關係〔 3 〕



圖六　齡期和擴散係數之關係圖

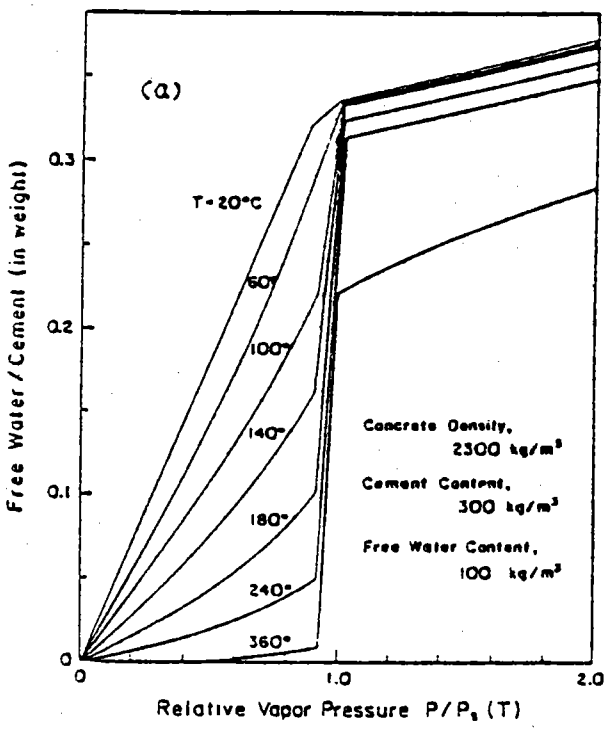


圖七　使用各種擴散方程式分析圓柱濕度量測試驗之比較〔 12 〕

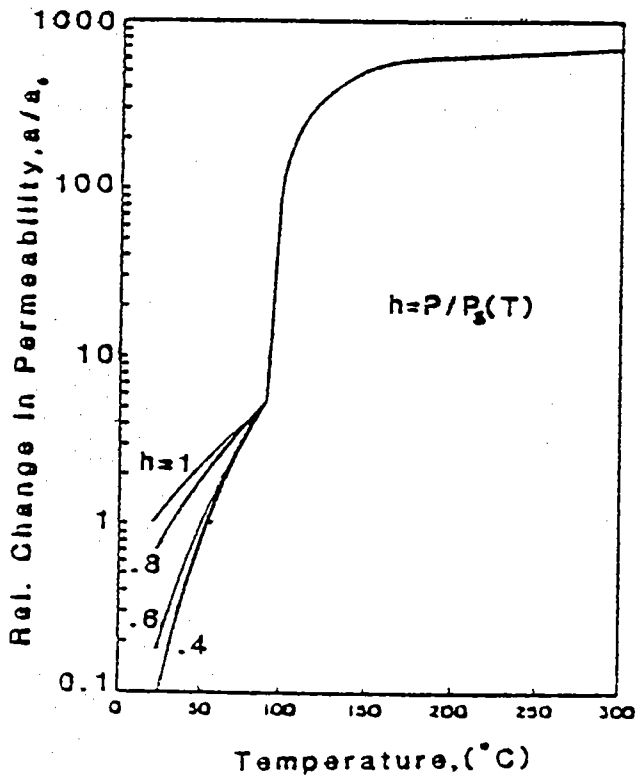
Bazant and Najjar: $\alpha_0 = 0.025$, $h_c = 0.792$, $n^* = 6$, $D_1 = 0.239\ cm^2/day$

Present : $\alpha_0 = 0.1$, $h_c = 0.75$, $n^* = 6$, $D_1 = 0.40\ cm^2/day$

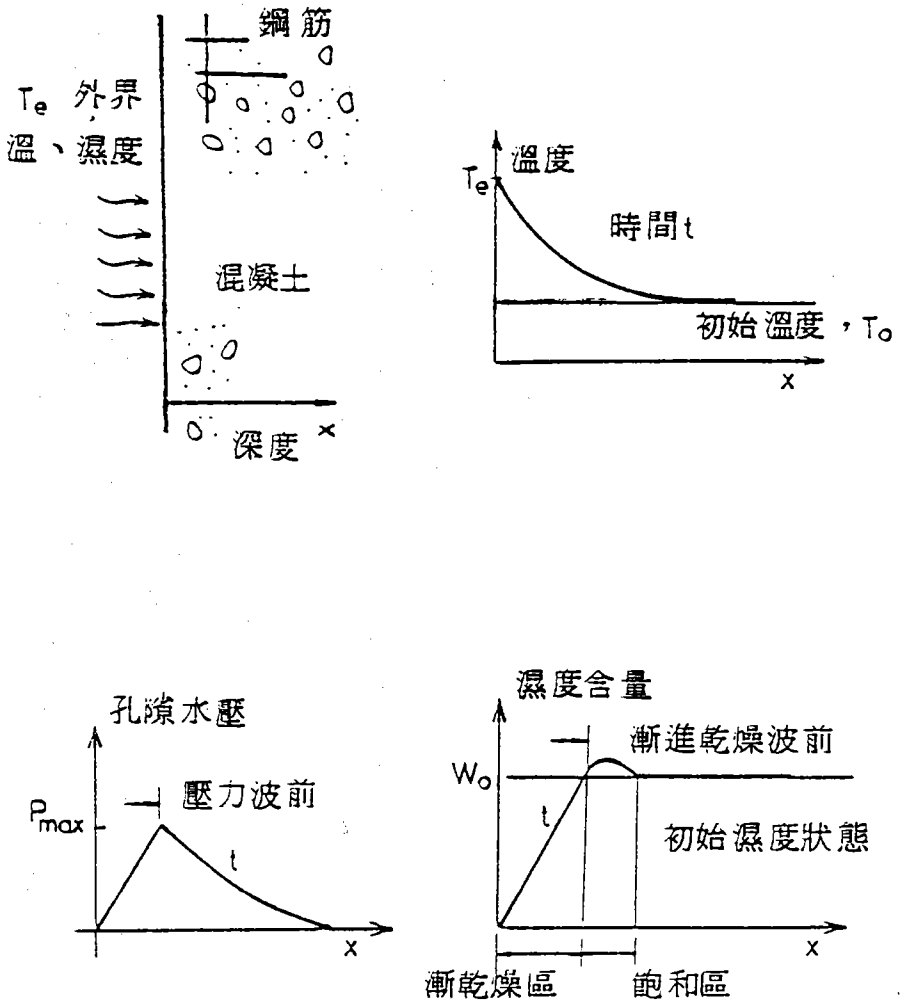
linear : $D = 0.12\ cm^2/day$



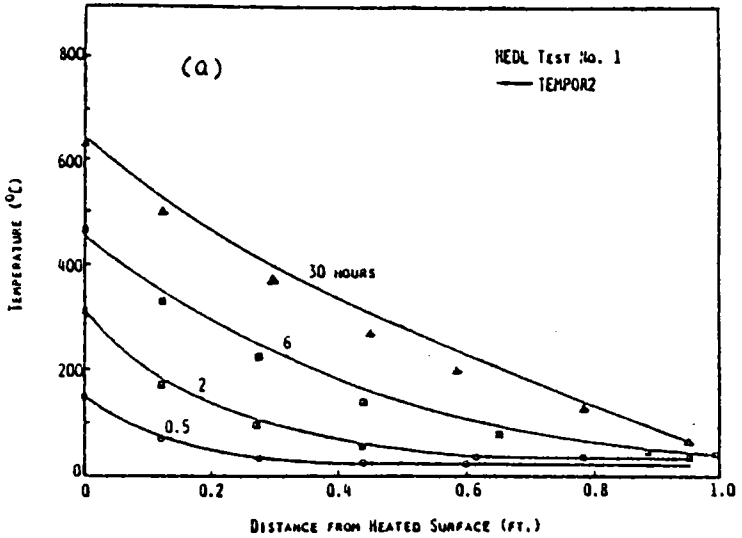
圖八　混凝土於不同溫度下之等溫排水曲線〔16〕

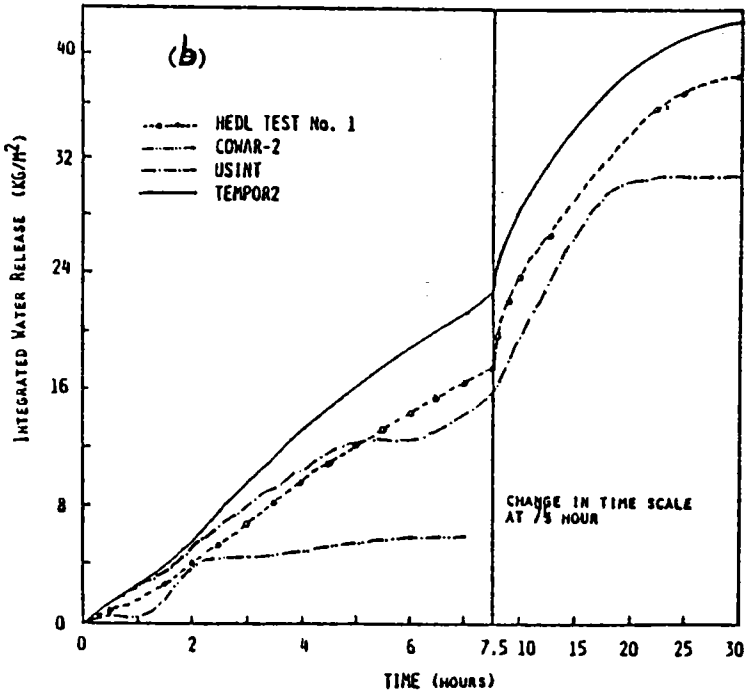


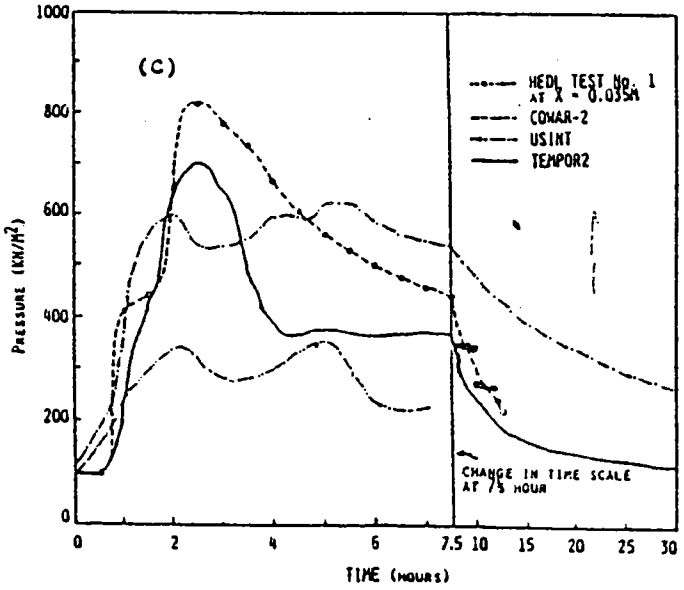
圖九　混凝土滲透係數與溫、濕度之關係〔16〕



圖十　混凝土結構受外界溫、濕度影響，其內不同深度之溫度，孔隙水壓、濕度含量與時間之關係。



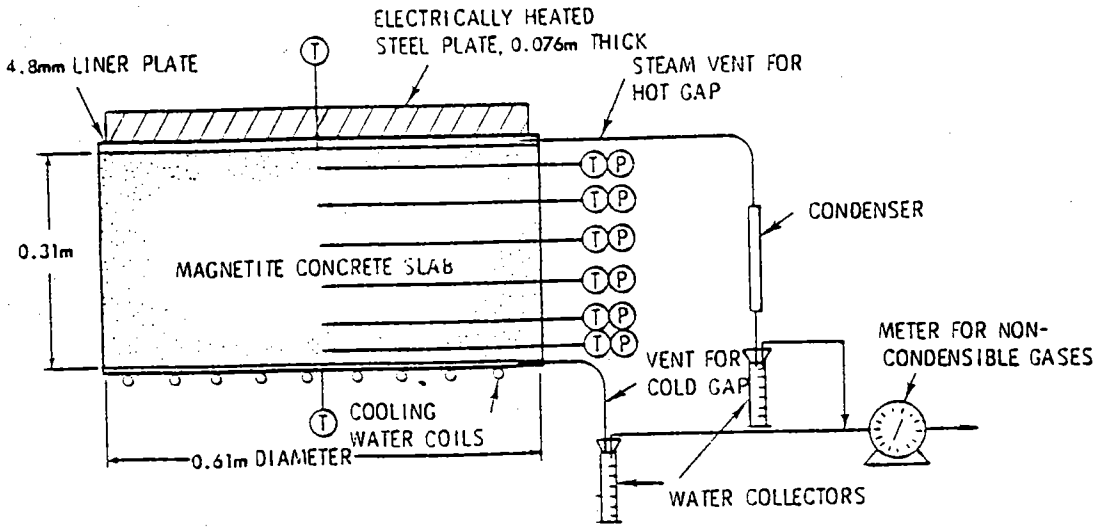




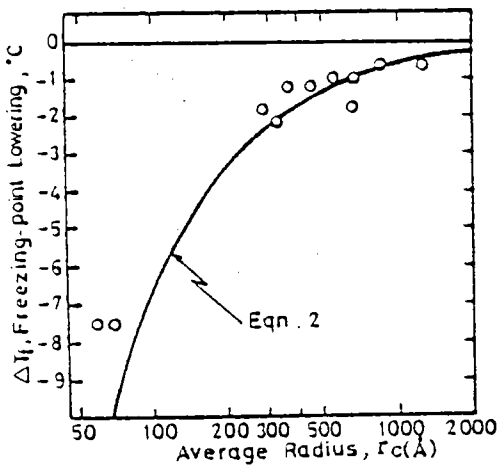
圖十一　TEMPORZ分析結果與HEDL 實驗之比較圖

(a)溫度分佈圖，(b)排水一時間圖

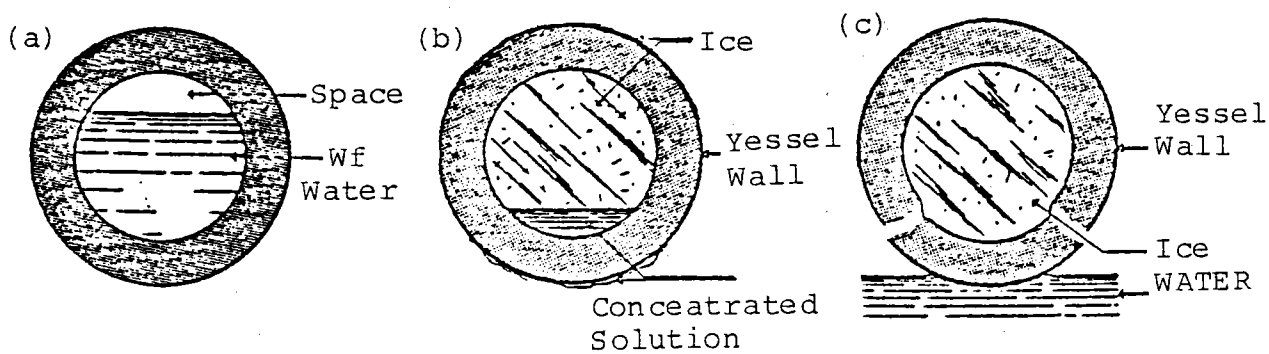
(c)孔隙蒸氣壓一時間圖。〔16〕



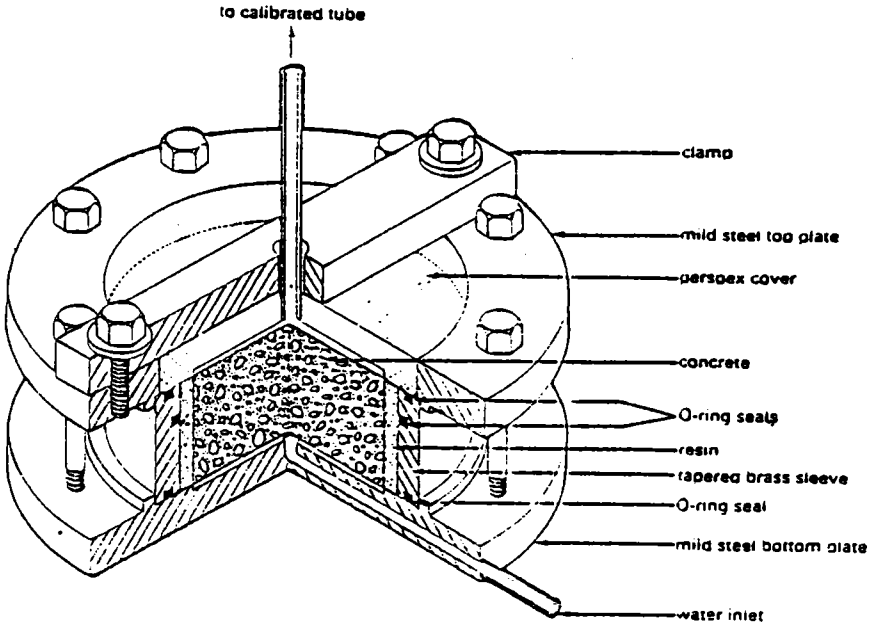
圖十二　HEDL高溫下混凝土內溫度，孔隙壓力分佈與水份流動實驗裝置



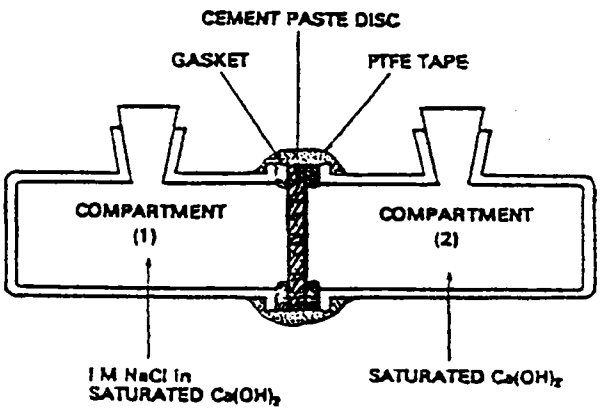
圖十三　含飽和水試體孔隙冰點降低值與計算值之比較〔21〕



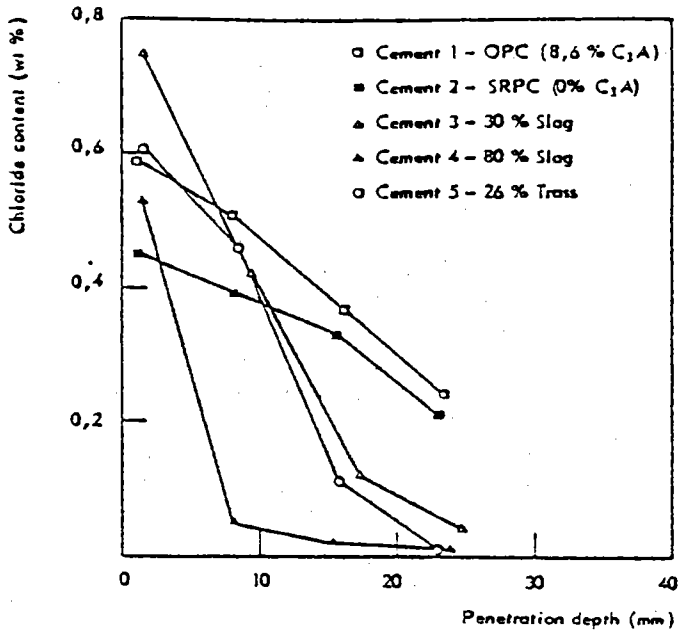
圖十四　(a)含低飽和度水之孔隙；(b)含高飽和度水之孔隙及其導致(c)孔隙冰凍損傷破壞



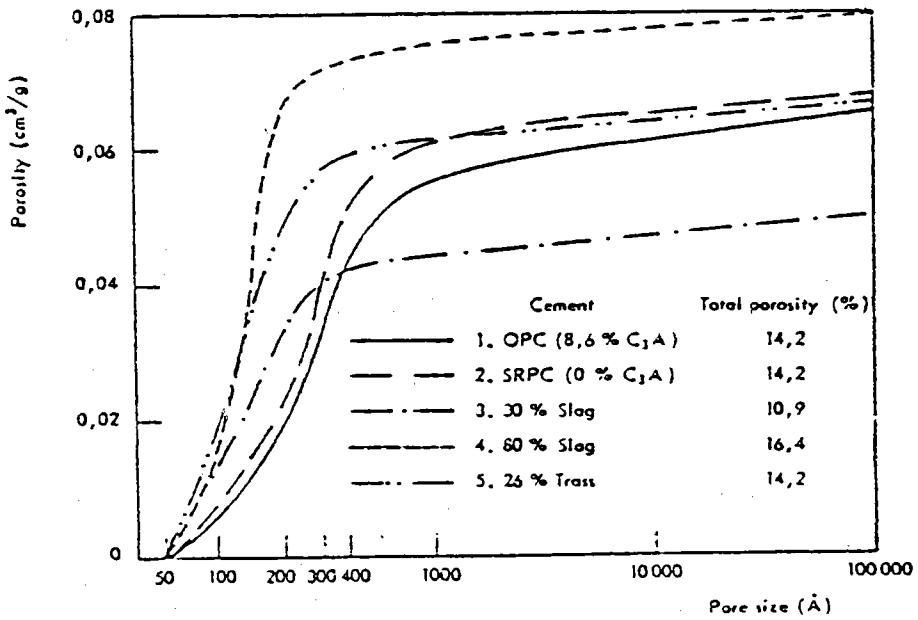
圖十五　混凝土之水滲透實驗之標準裝置



圖十六　氯離子在水泥砂漿試片擴散之兩室實驗槽〔8〕



圖十七　經六個月海水暴露後，含不同水泥種類混凝土之氯滲透量〔 27 〕



圖十八　不同水泥種類對孔隙尺寸分佈之作用〔 27 〕

表三　氯離子於混凝土（或砂漿）內之擴散係數及相關資料

(1) Sources	(2) Sample	(3) Test Method*	(4) D x 10^{-8} (Cm^2/sec)	(5) Temperature of Testing °C	(6) w/c Ratio	(7) Solution	(8) Curing Procedure
Kondo, Short & Ushiyama	Portland Cement paste (OPC)	1	6.25	Maybe	0.4	1/2N NaCl	1 day 100% R.H.
			6.94	25	0.4	1/2N NaCl	27 days at 20°C
			10.38		0.4	1/2 N $CaCl_2$	saturated limewater
			9.44		0.4	1/2 N $CaCl_2$	
Page, Short & Tarras(1981)	Portland Cement paste	1	1.27	14.5	0.4	Cl^-	2 day 100% R.H.
			2.6	25	0.4	No information on Solvent	60 days at 22°C
			2.36	14.5	0.5		saturated limewater
			4.47	25	0.5		
			5.19	14.5	0.6		
			12.3	25	0.6		
	OPC/30% PFA		1.47	25	0.5		
	OPC/65% BFS		0.41	25	0.5		
	SRPC		10.0	25	0.5		
Goto and Roy (1981)	Portland Cement Paste	1	6.9	27	0.4	1/2N NaCl	1 day 100% R.H.
			27.0	35	0.4		4 weeks at 27°C
			37.0	45	0.4		saturated limewater
			92.0	60	0.4		60 °C, 4 weeks
			4.2	27	0.5		60 °C, 4 weeks
			10.8	27	0.5		60 °C, 4 weeks
			826.0	27	0.5		27 °C, 4 weeks
							27 °C, 4 weeks
							27 °C, 4 weeks
Brownw (ACI SP 65-11)	Portlant Cement Concrete	2	4.43	Temp. varies as seawater was	Maybe 0.4	Seawater 4.4% NaCl by weight	Exposed to seawater for 30 years
Collepardi, Marcialis and Turriziani (March 1972)	Portland Cement Paste	2	2.55	25	0.4	CaCl, 3% by weight	25 C, 2 months wet sand
			1.45	25	0.4	KCl	
			1.14	25	0.5	$CaCl_2$ with oil	air-curing for 1 month
	Pozzolanic Cement Paste	2	0.94	25	0.4	$CaCl_2$	
			0.67	25	0.4	KCl	
			0.35	25	0.4	$CaCl_2$ with oil	
Collepardi, Marcialis and Turriziani (October, 1972)	Portland Cement Paste	2	1.23	10	0.4	$CaCl_2$ 3% by weight	25 °C, 2 months wet sand
			2.51	25	0.4		
			4.85	40	0.4		
	Pozzolanic Cement Paste	2	0.83	10	0.4	$CaCl_2$ 3% by weight	Air-curing for 1 month
			0.90	25	0.4		
			0.97	40	0.4		

	Portland Cement Concrete	2	1.65 3.24 1.05 2.26	25 25 25 25	0.5 0.6 0.5 0.6	$CaCl_2$ 3% by weight	25 C, 2 months wet sand Air-curing for 1 month
Brandani & Schippa (1971)	Portland Cement Mortar	3	5.47 (Average of 3 samples)	18.5	No data	$CaCl_2$ 3% by weight	90% R.H. Curing (period not clear)
Ost and Monfore (1974)	Portland Cement Paste	2	No data		0.62 0.46 & 0.39	$CaCl_2$ 2% & 8% by weight	28 days of moist curing at 25 °C
Baenfcld & Newman (1987)	Portand Cement	1	2.5	Temp varies as swawater was	0.4 0.4	Seawater	28 days Curing (20 C, limewater)
	OPC/35% PFA	1	2.0		0.4		
	SRPC	1	6.0				
Byfors (1987)	Portlad Cement Paste	1	1.8	22 °C	0.4		14 months in saturated limewater
	OPC/20% CSF	1	0.32		0.4	1N NaCl	
	OPC/40% PFA	1	0.08		0.4		

海洋混凝土工程研討會

澎湖跨海大橋腐蝕龜裂現象之力學觀點探討

主講人：陳振川

一、前　　言

澎湖跨海大橋採用 23.10M、44.6M長跨徑預力混凝土梁，320M二鉸四孔懸臂式預力連續梁橋，及西嶼側 76 孔之 RC 樑。預力均採後拉式施工法，設計活載重爲H－20，（總軸重爲 18 公噸）。依設計書〔1〕內容而言，設計時已考慮衝擊作用，混凝土潛變、乾縮與鋼線鬆弛等預力損失15%等項目；設計書未包括結構動力分析，而設計方法亦與內陸橋梁相同，並未針對澎湖地區之特殊天候環境而做修正設計。假如實際施工完成時結構符合設計書規定，而且在合理環境與適當使用狀況下，當不致造成損壞。但由現地考察與前人研究〔2、3〕，已知部份結構體遭受嚴重之腐蝕損傷，特別是離水面較近而受潮風及海水浪花直接波及之之預力混凝土梁。今日，雖然澎湖大橋已遭重建之命運，但本文仍將從力學觀點來探討澎湖大橋結構體腐蝕損傷之可能原因，以作爲將來類似結構設計與建造之參考。本文將就工程設計、結構破壞型式、機理與結構型式探討進行討論。

二、工程設計

1.H－20 荷載設計

本橋係依AASHTO Std 1.13.10 最大承載荷重而設計，目前仍爲國內公路橋梁設計之主要規範。H20 公路橋梁活載重之規範，詳見圖一。

在合理使用狀況下與一般環境下本應十分安全，然而結構體何以仍產生損害，其原因可能因車輛超速造成衝擊，或因超載而引起結構體內部份產生張應力而導致裂縫產生；另外，超速往往會引起橋體上下之震動（須由動力分析判定），亦會對結構體造成不利之傷害。

在氣候環境惡劣之海島區域是否仍適用AASHTO H－20來設計是值得探討的。就設計書所言，依最大承載荷重設計，所考慮混凝土龜裂強度設爲0.14fc′時，則活載重約增加一倍。但取0.14fc′嫌太大，就混凝土海域結構設計時，爲安全起見，若將混凝土之龜裂強度視爲零，在此狀況下，活載重僅能增加約13％而已。

2.裂縫與裂縫寬度

裂縫可因超載（Overload），混凝土內或環境溫度與濕度差異，材料與施工品質不佳（例如：粗骨材扁平多角，易引致應力集中而產生界面裂縫）〔4，5〕等產生。裂縫之產生，影響混凝土結構物耐久性甚距，裂縫寬度大小更可直接或間接影響結構物之壽命。美國混凝土協會（ACI）與英國BSI（British Standard Institute）均對混凝土在各種狀況下之容許裂縫寬度有所限制（如表一、二）。預力混凝土結構之限制比一般鋼筋混凝土嚴格；在較惡劣之環境（例如結構浸濕於海水中或浪花濺潑部位）則比一般狀況嚴格。在日本之規範（表三），浪花濺潑帶則比浸濕於海水中之裂縫寬更爲嚴格。

就預力混凝土結構而言其鋼鍵承受高張力，甚易受腐蝕，故不應讓混凝土裂縫產生。預力結構採用之原因係取其結構斷面較小之優點，一旦裂縫產生時其斷面彎矩慣性值（Moment Inertia）急速下降，而導致撓度之增加，遂造成腐蝕—撓曲—裂縫擴大等惡性循環作用。

日本東京大學岸谷孝一教授之針對澎湖大橋腐蝕調查報告指出〔2〕，橋梁裂縫大者幾達5 mm以上，遠超過表一、二所述0.3 mm之限制，也可看出澎湖大橋腐蝕損害之原因。

3.基礎沉陷

澎湖大橋之基礎均建於堅硬之玄武岩上，當不致於有基礎沉陷之狀況產生，即使有輕微基礎沉陷，對簡支梁形式之預力梁構造而言亦不致造成內部應力變化。

三、結構破壞型式與原因

海洋結構遭腐蝕破壞之流程可簡示如圖二所示，如欲防止最終狀況之產生（即結構體破壞或拆除），則應在各流程點阻絕各加速破壞之因素。有關各可能造成本橋腐蝕破壞之原因，分析於下面：

1.環境溫、濕度與風之作用

澎湖群島位於台灣海峽南端，四面臨海，四季溫度變化頗大，冬季時有強勁之東北季節風，夏季時則溫度甚高且潮濕〔11〕。

溫、濕度對混凝土結構之影響可分爲兩個階段：(1)爲施工階段，此時混凝土之養護與初期強度之確保爲主要工作；如果新拌混凝土溫度太高，加上其水化熱釋放之熱所提昇之溫度，當遇上夜間低溫之環境時，極易在結構體表面產生裂縫。而當新拌混凝土表面乾燥之速率快於浮水上升至混凝土面之速率則將導致快速之塑性縮裂。這種狀況在混凝土溫度高、環境濕度低、風速大與環境氣溫低之狀況最易發生（圖三）。(2)爲結構使用時間（或稱混凝土硬固期）溫度變化會造成結構體之膨脹或收縮，混凝土內之濕度隨時間而逐漸流失則產生乾縮，尤其在冬季時強烈之澎湖冬季風低雨量與環境濕度低則會加大與加速乾縮現象。乾縮、溫度應變與預力所造成之混凝土潛變，皆可造成預力之損失。如何合理估算長期狀況下之有效預力乃確保預力結構安全之必要條件。

此外，夏季時之高溫與高濕度爲促進鋼材腐蝕之最佳激勵因素。故欲確保海洋混凝土結構之完整性，在施工上應與環境相配合，儘量避免裂縫之產生與減少腐蝕之發生。

2.衝擊作用（ Impact ）

橋梁衝擊力之大小決定於車速，行進中之不平衡、橋體與車輛之自重、車輛彈簧性能、路面之粗糙度、路徑之振動週期、以及載重長度等。依據該橋之設計書，衝擊已合理考量，故當橋體完整一體時，當不致造成任何負面作用。惟當橋體結構已遭某些程度損傷而產生裂縫時，則客卡車通過時如引起衝擊行爲將導致裂縫之擴延與裂縫區之擴張。就澎湖大橋 76 孔唯一之鋼筋混凝土梁破壞狀況判斷，因該梁並未產生類似其它預力橋梁之樑中央底部裂縫，反而在近端點部產生破壞〔相片一〕。依判斷，因該孔跨度較短（僅

6 米），而產生之破壞類似剪力破壞，故其裂縫區與支承點相近。

唯又從觀察中得知，該梁與路堤相接端之底部破壞尤爲厲害，其原因可能有三：第一爲該部位易因海水衝擊路堤岸而使海水浪花波及，增加腐蝕破壞機會；第二則爲該鋼筋混凝土梁支承之路面與路堤路面搭連線不平（路堤土壤可能因車載日久夯實而沉陷），車輛經過搭接路面時產生衝擊作用而使裂縫更加延伸，擴張並導致鋼筋之腐蝕，此亦爲海域混凝土橋設計時須注意事項。第三爲76橋孔之梁斜度頗大，將會因車輛行走而導致梁端與路堤之衝擊。紐西蘭之部份橋梁即採用減震吸能裝置以吸收因地震成下坡車輛緊急剎車等引起之動態外力（圖四）。

3.疲勞作用（ Fatigue ）

在完成鋼筋混凝土或完全預力（ Fully Prestressed ）之混凝土構件，反覆的動態荷載通常並不會造成混凝土與鋼材強度之改變。基於有限之交通量，澎湖大橋如在完整無損之狀況下，疲勞載重影響可忽略。但當完成預力結構受外力作用而產生裂縫時，裂縫將使中性軸（ Neutral Axis ）移動，並造成混凝土受壓區之壓應力與鋼鍵之應力增加。柔性的橋體與過大的撓度，可擴大梁身之反覆振動而加強疲勞作用。

反覆之荷載將造成混凝土、鋼鍵之疲勞損傷，減少混凝土與鋼材間之握裹力，並導致撓度與裂縫寬度之增加。文獻 6 之研究指出，部份預力混凝土樑（ Partially Prestressed Beam ，使用合理鋼筋以輔佐鋼鍵之預力結構）遠較已開裂之完全預力樑更具阻抗疲勞荷載之能力。Bannister〔7〕（圖五）與Paterson之試體〔8〕亦可看出在一般空氣環境下混凝土構件之承受反覆荷載能力約數倍於在海水環境之構件。然因上述試驗皆爲加速之短期試驗，且試體均浸於海水中。如試驗係與澎湖跨海大橋所處環境狀況相似（暴露於鹼水汽）則疲勞裂縫、鋼材腐蝕等可交互作用（即疲勞腐蝕， fatigue corrosion ），其可導致之疲勞損傷當更嚴重。

4.腐蝕作用（ Corrosion Effect ）

澎湖大橋於 59 年完工迄今，僅十餘年，而大梁之混凝土多處嚴重龜裂，保護層剝落，鋼筋與鋼鍵銹蝕乃至少數銹斷，腐蝕狀況極爲嚴重。鋼材在混凝土中，因混凝土提供鹼性保護，所以在正常品質狀況下鋼材是不易腐蝕損傷的。但因混凝之抗張強度甚低，極易因外載或溫、濕度等環境影響造成

開裂或因污染空氣中之 CO_2 ，SO_4^{-2} ，與海水之 Cl^- 等作用而使混凝土中性化，以致失去所謂的鹼性保護而使腐蝕現象發生。當鋼材開始產生腐蝕時，其產生之膨脹力遠大於混凝土之抗張強度而促使最外圍之混凝土保護層脹裂，而更增加外物侵入腐蝕之機會，乃致產生惡性循環。

從澎湖大橋腐蝕破損狀況判斷，可能上述兩種原因皆成立，但前者（即外力造成開裂）應爲主要之原因，此乃基於前所敍述之結構破壞形式而推定，蓋因結構體之壓力區混凝土與鋼材之取樣檢查均仍頗完整。

腐蝕作用對預力鋼材之作用遠甚於鋼筋；其主要原因有二：(1)預力鋼鍵由鋼線所組成，而鋼線之直徑相當小；當表面腐蝕層或腐蝕點（Corroded Spot）產生時，均嚴重的減少了鋼線之截面積，導致應力集中而終至蝕斷。(2)應力腐蝕（Stress Corrosion）：鋼鍵通常由較高等級（High Grade）之鋼材所製，其在應力與腐蝕介質雙重作用下，極易產生破裂而造成應力腐蝕破裂。在無應力之狀況下，祇有在強腐蝕介質接觸時在短時間才會破裂；在無腐蝕介質存在時，祇有鋼材承受之拉應力超過其抗張強度時才會破裂，而在應力與腐蝕介質並存之狀況，鋼材往往在低拉力應力與輕腐蝕介質狀況下，由於界面缺陷造成局部應力集中，故可能短時間破壞。這也是本橋預力梁遭致嚴重破壞之可能機理。

四、結構型式探討

澎湖大橋之主要橋梁型式均採用完全預力混凝土（Fully prestressed）設計，使用此設計觀念之優點應可歸納爲：(1)適合長達 44 m 之長跨度。(2)與RC結構比較，梁斷面可較小，重量較輕，適合在惡劣海域環境下之施工（如拖吊作業等）。(3)成本可降低。相對的，其缺點爲：(1)梁斷面慣性值較小，對活載重與衝擊載重所產生之振幅較大。(2)施工與材料品質須較嚴謹。(3)環境對結構設計考慮影響較大，例如混凝土之乾縮、裂縫、潛變；鋼鍵之鬆弛與腐蝕損傷等。

澎湖大橋就其所處環境氣象條件與海洋惡劣環境狀況下採用完全預力設計，可說是處於十分不利之地位。現場之觀察與統計指出大梁損傷部份均集中在中央起距兩端各 1 / 4 梁長範圍之底側〔相片二〕，而承受壓力處之混凝土與鋼筋等均完整無傷。依據文獻11中之統計分析，表三顯示大梁之裂縫

五分之四發生在中央部位，五分之一發生在兩端；間隔梁則有三分之二裂縫發生在中央部位，三分之一散佈在兩邊。觀察之現象顯示當橋體結構在車輛超載或超速與其它不利條件作用下，使ＰＣ橋梁中央部分底部產生張應力而導致微細裂縫；車載造成之大撓曲、海水溼氣侵入導致鋼材腐蝕將相互作用使裂縫區擴大，撓度增加，橋梁承載力降低。全橋 76 孔中，除 34-37 孔以懸臂式預力箱型梁與 76 孔以 RC 梁施工外，各孔均以預力大梁佐以隔梁爲主要結構。現在之改建型式則採用路堤方式並於少數漁船通道採用拱橋。結構型式之選擇與橋梁功能之發揮有密切關係，其它因素應包括經濟、簡單、施工容易、美觀等，本節特將各結構型式提出討論以供參考。

1.預力混凝土結構

仍應爲最佳選擇之一，唯施工時應特別針對惡劣環境與防止超載而努力，並應注重施工與材料品質，設計時應加強裂縫之防止，務必確保梁底在任何狀況與任何時間下之絕對壓力狀態。並可考慮採佐部份預力混凝土之設計法，在梁中央底部增加普通鋼筋以期減少撓度、防止或分散裂縫。澎湖跨海大橋之預力結構採用冂型斷面（圖六），即大樑座落於橋墩上，而橋版澆鑄於梁頂。

2.U型預力梁

U型梁之設計已在國內大甲溪、大度溪等鐵路橋梁中使用。使用本型式橋梁至少三項優點：(1)大梁之底部高程可與路面高程相近，可增加橋底至海水面之距離（依大甲溪橋之經驗，可增加淨高約１公尺），減少鹹海水汽或浪花之波及所引致之加強腐蝕；(2)U型橋底部平坦類似箱型橋，則底部通風不易集聚濕氣（澎湖大橋原設計即有此問題），減少腐蝕機會；(3)大梁與板所結成之複合斷面，因橋板在U型斷面底部，則斷面中性軸（Neutral Axis）明顯下降（指與原冂型結構物比較）（圖九）。就防止結構底部產生張應力導致破壞而言，U型橋將更爲經濟且更有效。大甲溪橋之U型斷面係採用複合斷面法（圖九），海域結構爲避免鹼溼氣從接縫直接侵入造成鋼材之腐蝕，宜採用一體成型之設計（圖八）。

3.普通混凝土橋

對防止疲勞或減少撓度方面具有優點，然不適合大跨距之海洋結構（例如 44 m 之孔距），因其梁深太大，梁自重太大且易於產生裂縫爲其缺點。

4.拱橋

可確保橋梁底部處在壓應力之狀態，然其施工成本較高，海底之深度須適當，且當跨距與高度比值太大時，則失去拱橋之意義（圖十）。

5.堤岸

對防蝕與維護觀點頗爲佳，但對景觀及海域環境生態會造成影響，且施工費用頗高（圖十一）。

6.拉索式橋（Cable-Stayed Bridge）

目前跨海長橋多採用此種型式，主要因取外型簡單、美觀且跨度可增至甚大，減少橋墩、海域施工困難。著名之例子包括連接美國與加拿大之Alex Fraser Bridge ，其最大跨度達465 m，本型式橋梁（圖十二）之施工與與設計所需知識與技術層次較高。吊橋之優缺點與拉索橋類似，唯施工成本較高。

7.箱型懸臂式預力連續梁橋

澎湖大橋在34-37孔採用320公尺長二鉸四孔連續式箱型預力橋。此種橋型設計，箱型底部多承受壓應力，而讓張應力發生在接近橋墩支撐點之頂端，應爲有效防止裂縫之設計。從現場觀察，這些橋孔承受壓應力且面對海面之梁底仍不免遭受少許腐蝕作用侵襲，其發生位置多在大梁之兩邊（相片三）。然其龜裂數量與其它預力簡支梁比較則較少，這些龜裂分佈較散亂，主要腐蝕破壞可能與施工外界環境，瞬間外力（地震？）等影響所致。

綜合上述討論得知，如欲以預力混凝土橋梁型式建造，則宜採用U型式預力橋，可達經濟與安全之目的。拱橋不適合長跨度構造，且其成本與提岸相似，建造成本較高，如以景觀而言，則以拉索式橋爲佳。

五、結論與建議

1.本文從力學觀點探討澎湖大橋腐蝕損壞之原因，並由討論中歸納出部份大樑腐蝕破壞之機構。對於未來建造類似橋樑或庄就下列諸因素考量：

(1)設計時應考量環境溫、濕度與季風等之影響。

(2)在海域間之預力結構應考慮是否乃採用AASHTO H－20設計。

(3)預力構造型態可由冂型改成U型。

(4)儘量避免引起裂縫，除施工、材料品管外，應絕對避免結構物受超載

荷重。

(5)避免撓度太大，否則極易因動態荷載之放大作用導致構件表面應變太大而導致裂縫產生。

(6)疲勞、衝擊等作用將對已開裂之結構體造成相當之影響。

2.僅從力學觀點，並不足以解釋所有橋體損傷現象，材料觀點之討論將可補足本文之缺憾。

六、誌　　謝

本文承蒙港灣研究所林維明組長與工業技術學院黃兆龍教授十分寶貴之研討乃能完稿，特此致謝。

七、參考文獻

1. “澎湖跨海大橋設計書”，台灣省公路局澎湖跨海大橋工程處編印，中華民國六十年三月。

2.岸谷孝一，“澎湖跨海大橋腐蝕之調查報告”。

3.林岡照，“澎湖跨海大橋檢查報告”，民國七十年十二月。

4.黃兆龍，“混凝土破裂原因分析及診治建議”，混凝土工程技術研討會，台北，1985.

5.陳振川，“環境溫、濕度對混凝土剛性路面影響：試驗與理論探討”，第二屆路面工程學術研討會論文集，pp.139-162，中壢，1987.

6. Naaman, A.E., "Partially Prestressed Concrete: Review and Recommendations," PCI Journal, Nov.-Dec., 1985, pp.30-71.

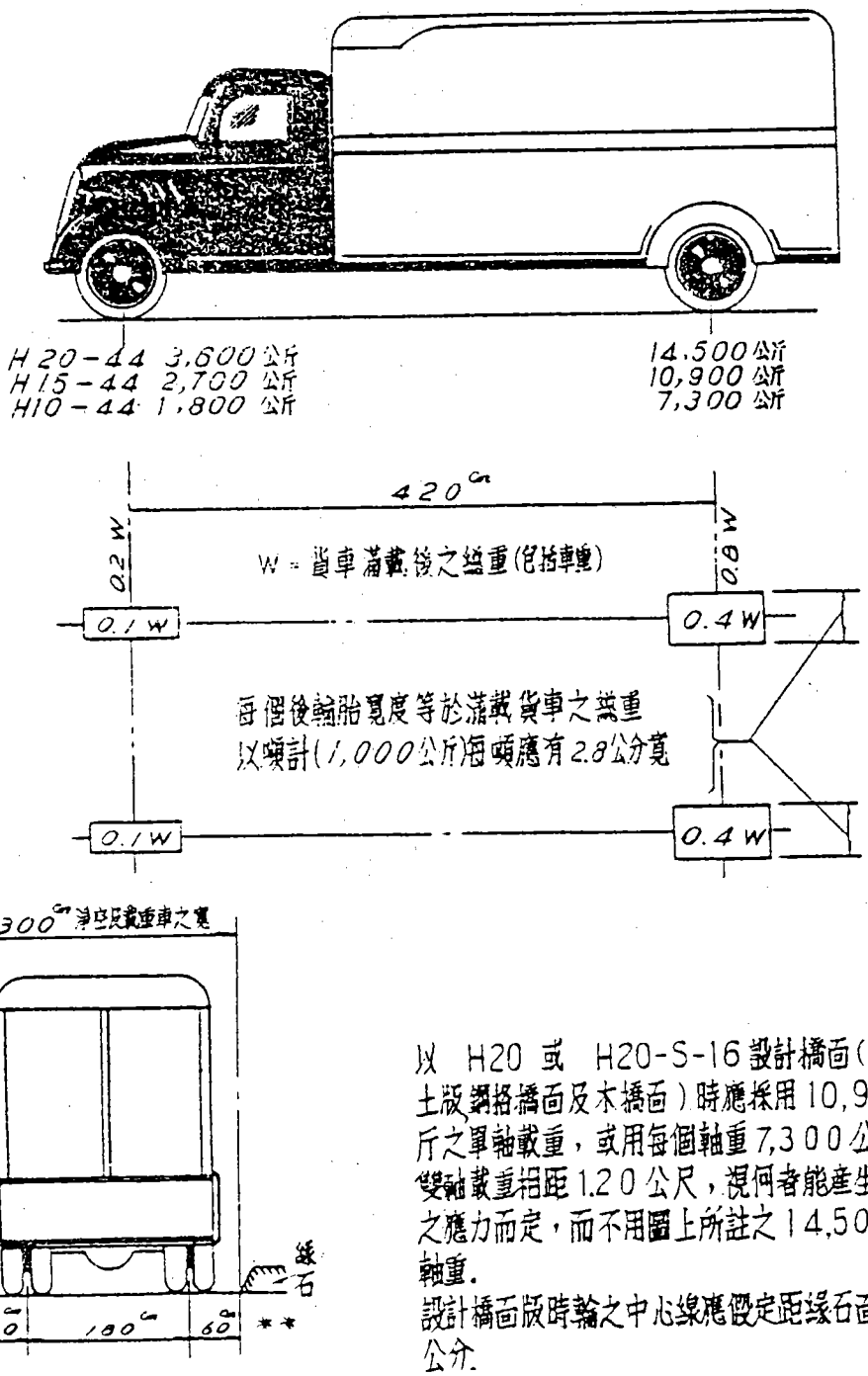
7. Bannister, J.L., "Fatigue and Corrosion Fatigue of Torbar Reinforcement," The Structural Engineecing, Vol. 56A, pp. 82-86, 1978.

8. Paterson, W.S., "Fatigue of Reinforced Concrete in Sea Watar," ACI SP-65-23, pp. 419-436, 1980.

9.中國工程師手册，土木類，鋼筋混凝土橋篇。

10. Portland Cement Association, Engineering Bulletin, 11th ed., Skokie, Ill, 1986.

11.林維明、饒正，“鋼筋混凝土結構物腐蝕調查研究：㈠澎湖跨海大橋腐蝕調查”，台灣省交通部港灣研究所報告草稿，1987.



以 H20 或 H20-S-16 設計橋面(混凝土版、鋼格橋面及木橋面)時應採用 10,900公斤之單軸載重，或用每個軸重 7,300 公斤之雙軸載重相距 1.20 公尺，視何者能產生較大之應力而定，而不用圖上所註之 14,500公斤軸重.

設計橋面版時輪之中心線應假定距緣石面 30 公分.

圖5－1　標準H貨車〔5－9〕

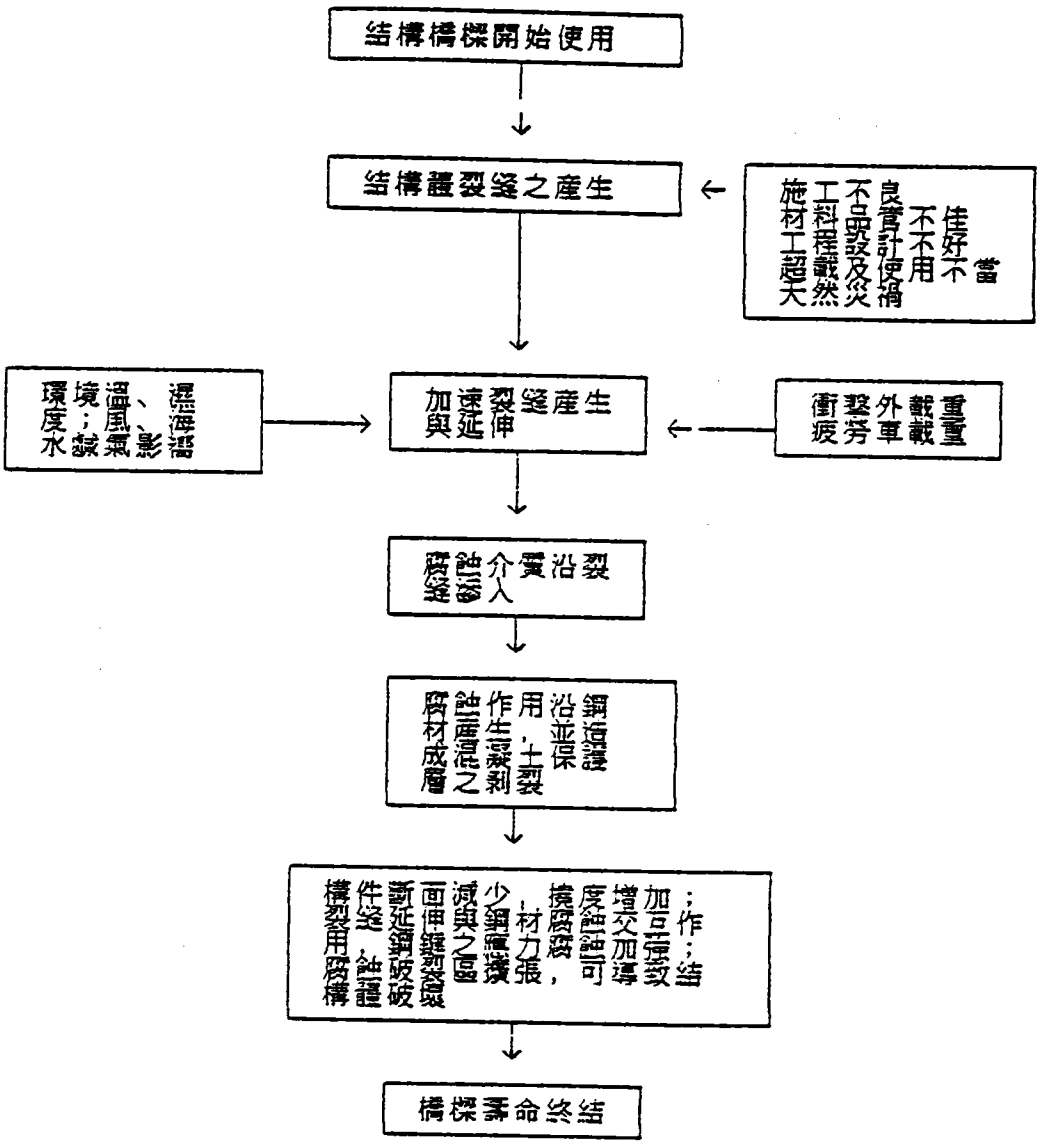


圖５－２　海洋結構遭腐蝕破壞之流程圖

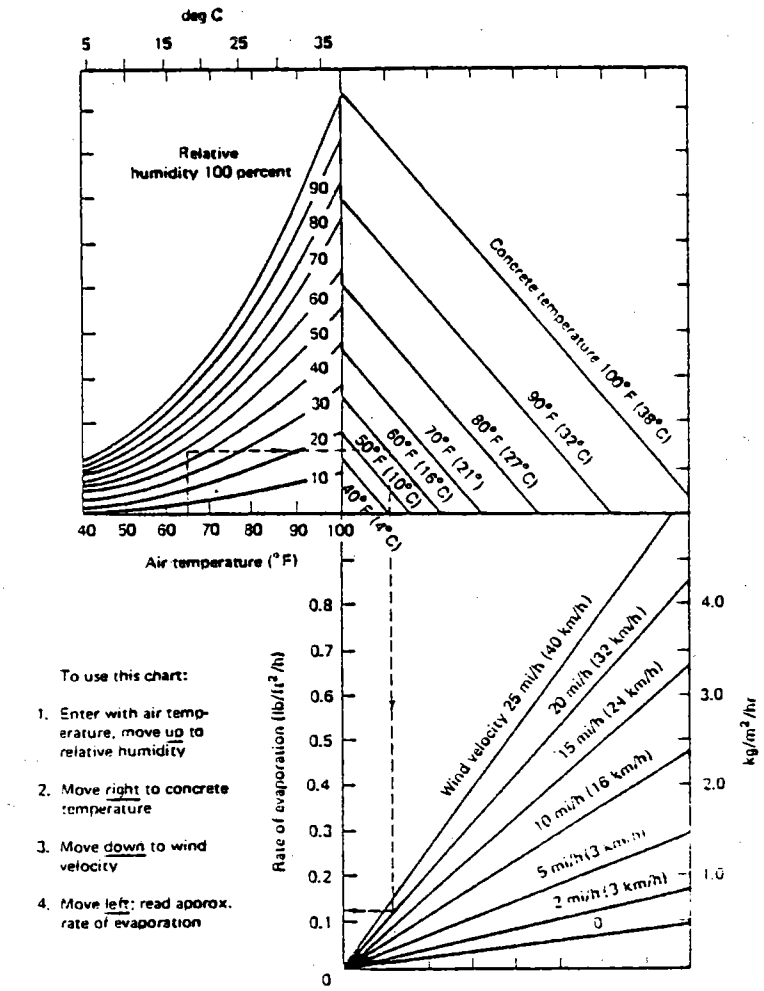


圖 5 － 3　水份從新鮮混凝土表面擴散速率與溫度、外界相對濕度與風速之關係〔5 － 10〕

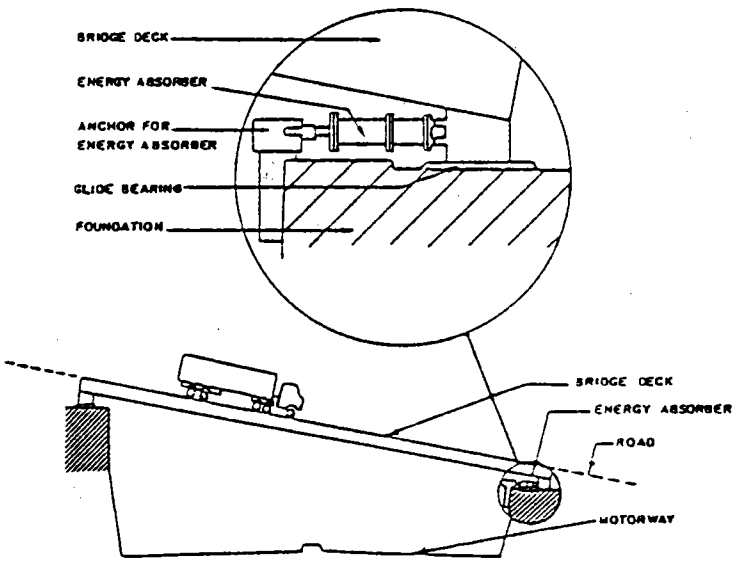


圖 5 － 4　紐西蘭使用能量吸收器以減少斜橋承受之地震力與剎車衝擊力

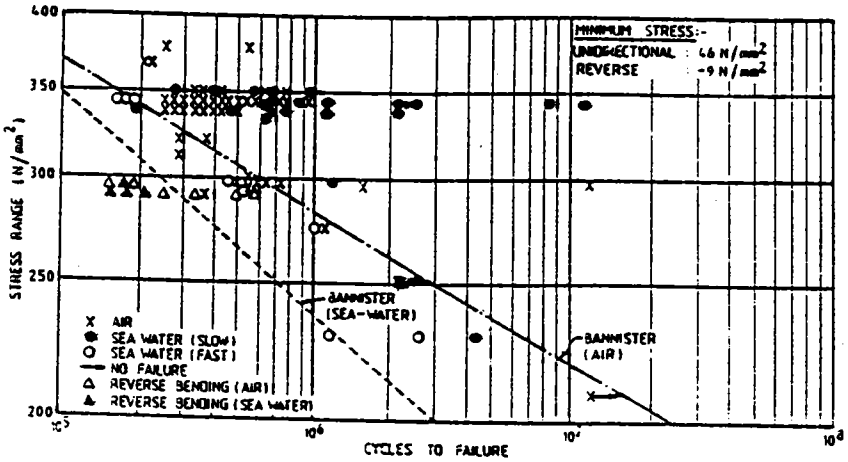


圖 5－5　混凝土梁在空氣中與海水中之 S－N 曲線〔5－7〕

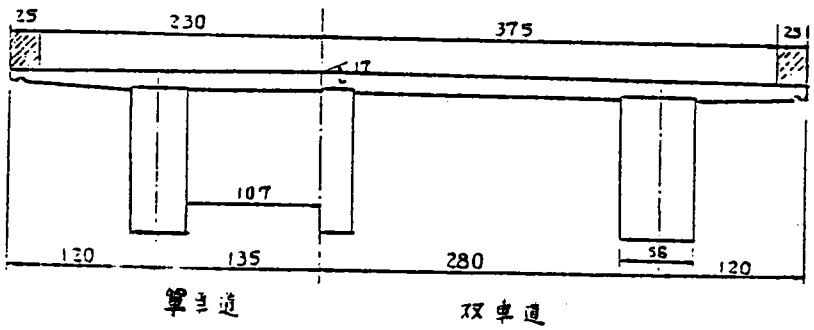


圖 5－6　澎湖大橋 23 公尺長預力橋之冂型設計，
橋版在樑頂，樑底與橋墩相接

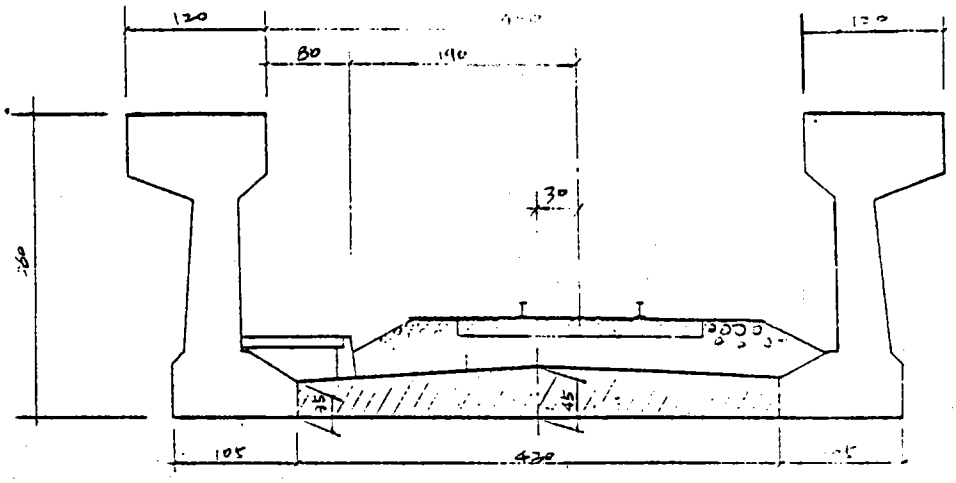


圖５－７　複合斷面型之Ｕ型橋設計，樑底與版底與橋墩相接（大甲溪橋）

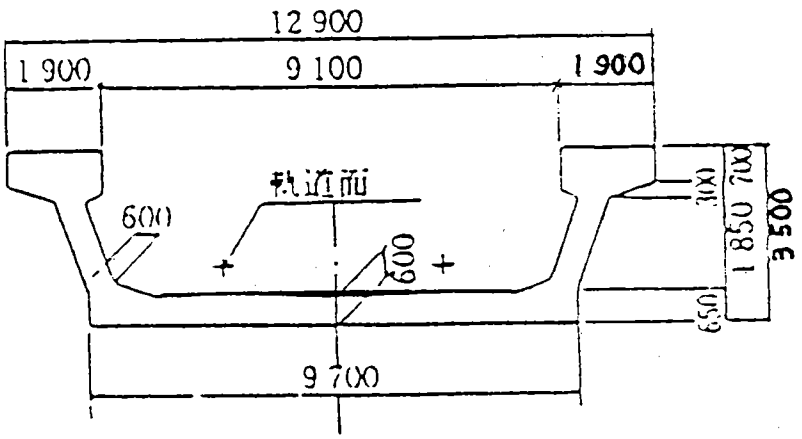


圖５－８　一體成型之日本東北新幹線之鐵路Ｕ型橋

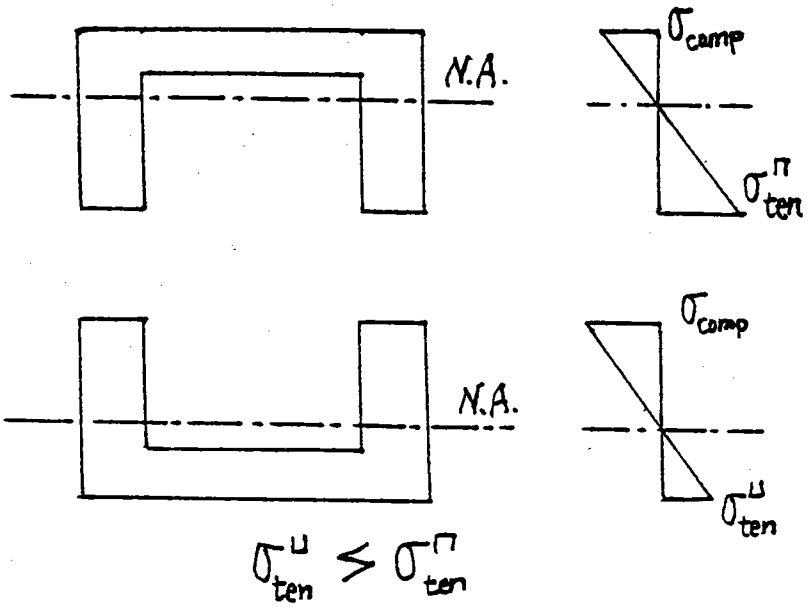


圖 5 － 9　在不考慮軸向預力作用而以長梁承受相同彎矩狀況下比較，U 型橋之中性軸較低，其在梁底產生之張應力也較低

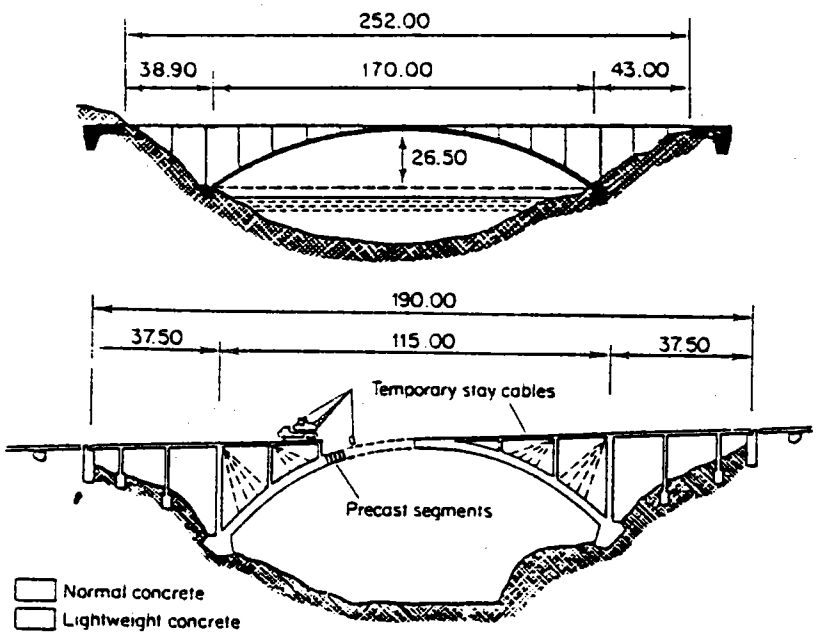


圖 5 － 10　拱橋之施工與造型

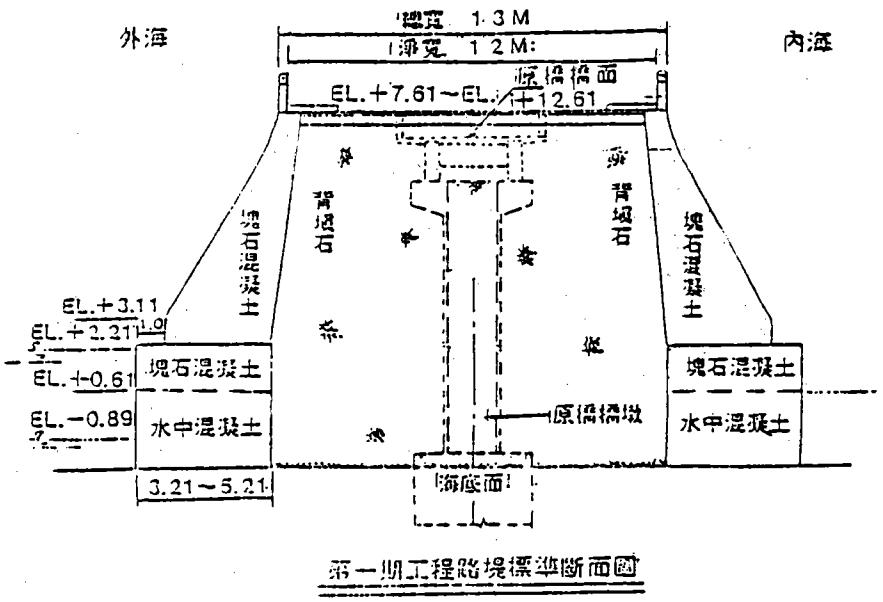


圖 5 － 11　澎湖大橋改建中之路堤斷面圖之一

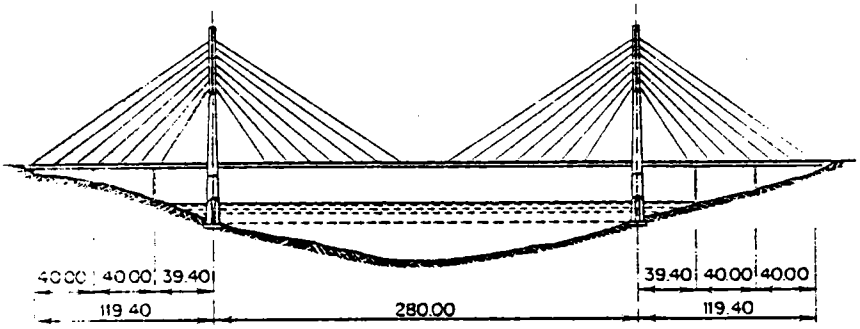


圖 5 － 12　拉索橋之一例 (Rio Caroni Bridge)

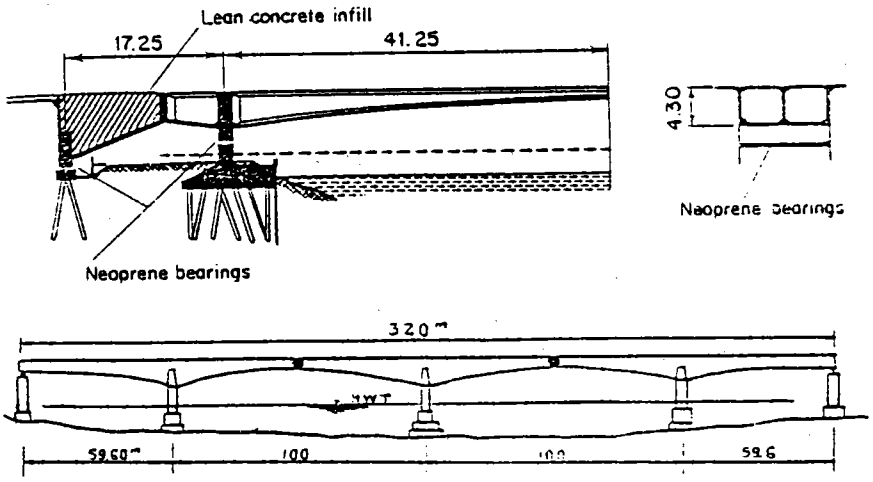


圖 5 － 13　箱型懸臂式預力連續梁橋

表5－1　美國混凝土協會（ACI Committee 224）對破裂寬度限制之建議

結構物曝露周圍環境	最大容許破裂寬度
乾燥空氣或有薄膜保護層	0.4 mm
潮濕或含水份之土壤	0.3 mm
除冰用之鹽及化學藥品	0.18 mm
浸濕於海水中或海水澆濺	0.15 mm
儲水結構體	0.1 mm

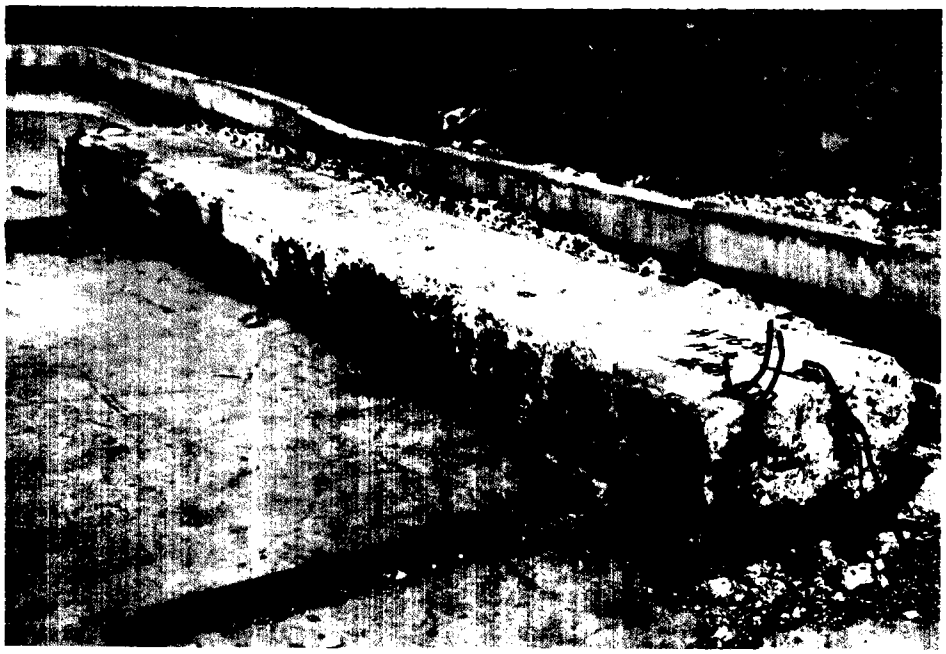
表5－2　英國（British Standard Institute）及其他設計規範對破裂寬度之限制

設計規範	結構體荷重及周圍環境	結構體之形式	最大容許破裂寬度 mm
BSI. CP110	一般結構及荷重	RC PC	0.3 mm 0.1 mm
	腐蝕性之環境	RC PC	0.00 4t_c 0.1 mm
BSI. DD55	結構體在正常操作下之荷重.	RC RC PC	0.3 mm 0.004 t_c 0.1 mm
FIP	海洋結構	RC PC	0.3 mm 0.004 t_c

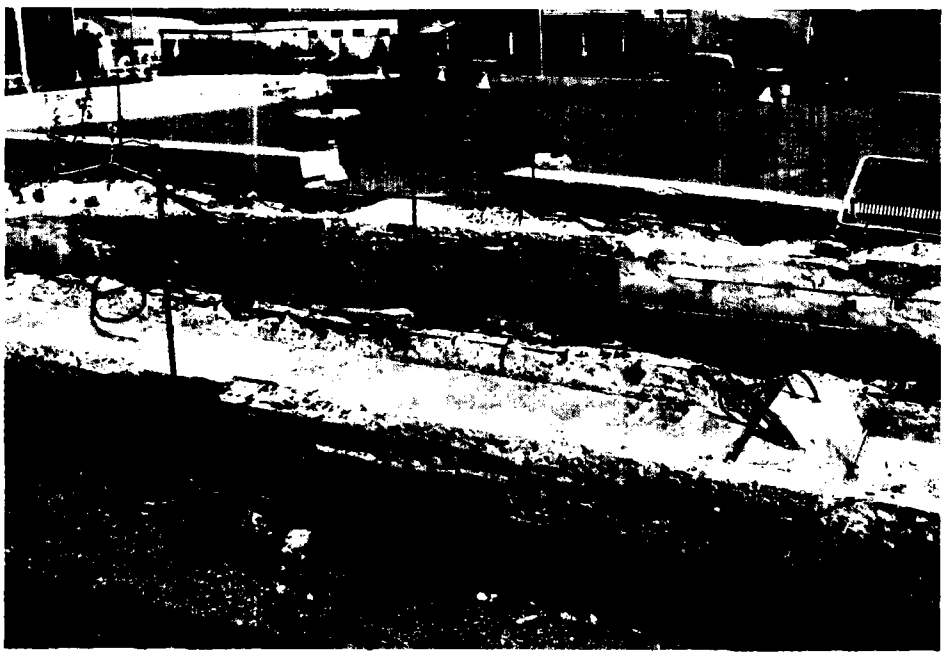
t_c ＝保護層厚度

表 3　日本對海洋混凝土破裂寬度之限制

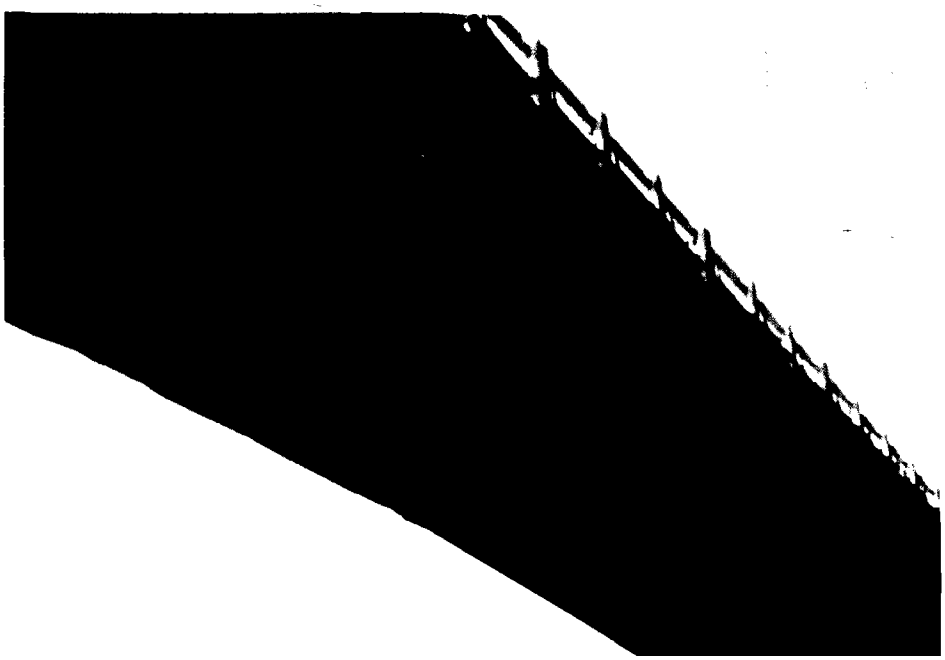
設　計　規　範	結構體曝露周圍環境	最大容許破裂寬度
海洋混凝土構造物施工指針（ 1977 ）	大氣中、潑濺帶	0.15 *mm*
	海水中	0.2 *mm*
港灣設施之技術基準及解說（ 1979 ）	海水直接接觸部位，潮汐帶、飛沫帶	0.15 *mm*
	上述以外部位	0.2 *mm*



相片一　76孔之RC樑破壞狀況，梁身往西嶼側之底部於靠近支撐處破壞特別嚴重



相片二　拖置於路旁之預力混凝土樑，樑中央部份腐蝕損壞特別嚴重



相片三　懸臂箱型梁之底部仍不免遭受區域性之腐蝕作用，腐蝕點均落於樑之兩邊角隅底部，乃因該處受應力集中，受太陽直晒溫差大等原因

海洋混凝土工程研討會

鋼筋混凝土陰極防蝕法及近來發展

主講人：吳覺宇

摘　要

混凝土內鋼筋的陰極防蝕技術在1950年到1960年間開始被發展使用，雖然在歐、美、日技術先進國家已廣泛的被使用，但國內目前都還是採存疑的態度，本文將收集及整理美國1985年橋樑鋼筋混凝土陰極防蝕會議（conference on cathodic protection of reinforced concrcte bridge decks）及1987美國防蝕工程師年會NACE corrosion'87在鋼筋混凝土陰極防蝕方面之研究報告作一簡介紹性的報告。

前　言

陰極防蝕的理論與技術在20世紀初期即開始逐漸成形，在過去主要都是應用在海水環境結構物，地下輸送管線，或者是化學工廠環境下，主要之原因是陰極防蝕需要有較好的電流導體來分佈由陽極所放出來的電流。一直到了1950年代末期及1960年代初期工程人員才逐漸想到應用到鋼筋混凝土的鋼

筋保護上去。而第一次眞正大型的實際應用例也是到了 1973 年才在美國加州的 Californain bridge deck 上使用，在這箇使用例上主要目的是利用陰極防蝕的方法來減少海水氣霧所造成的鋼筋腐蝕，當然這種陰極防蝕的方法只能夠有效的保護仍然包覆在混凝土內的鋼筋，對於已經發生破裂的部位就無能爲力了。

根據在美國聯邦高速公路修建法規裡，陰極防蝕的工程已逐漸列入各州公路、橋樑建築工程必須執行的工作，尤其是對於必須使用海砂，接近海邊的橋樑橋墩，或在北美必須在冷天使用塩巴來溶解路上結冰的地區之橋面，造成在這幾年來鋼筋混凝土之陰極防蝕技術得以澎勃有效的發展。

鋼筋混凝土之腐蝕發生機構

在正常的使用狀況，混凝土內的環境是偏鹼性，由 Pourbaix Diagram 上來預測應該是不會造成鋼筋的腐蝕反應如圖 1a 。但是當混凝土中混有海塩粒子時，鋼筋的 Pourbaix Diagram 就會變成爲如圖 1b 之情況，也就是說鋼筋在含海塩的鋼筋混凝土中將失去其能保護防蝕的蝕態性（ Passivation ）。當腐蝕發生且腐蝕生成物逐漸在鋼筋內累積後就會發生如圖 2 之結果，使得體積膨大的腐蝕生物將混凝土撐開，破裂再加速腐蝕了。

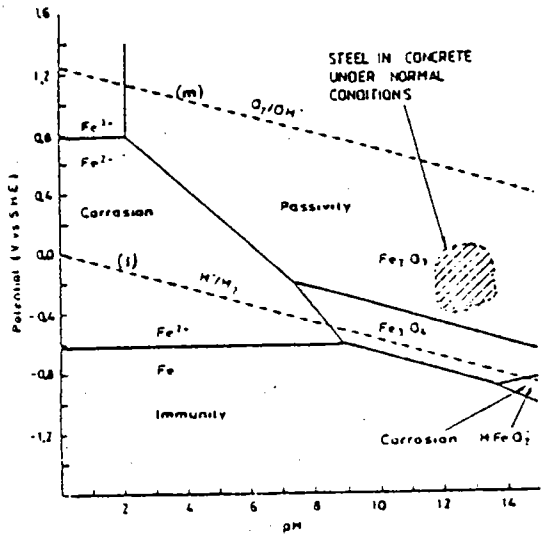


圖 1a SIMPLIFIED POTENTIAL-pH DIAGRAM FOR IRON IN A SOLUTION CONTAINING DISSOLVED IRON AT A CONCENTRATION OF 10⁻⁶ M TEMPERATURE 25°C

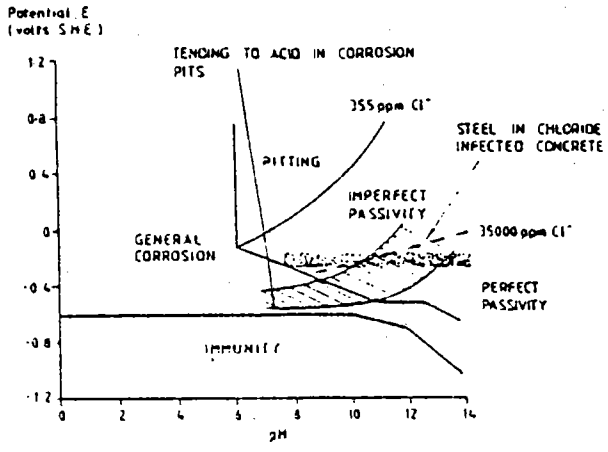


圖 1b POURBAIX DIAGRAM FOR STEEL IN WATER IN THE PRESENCE OF CHLORIDES

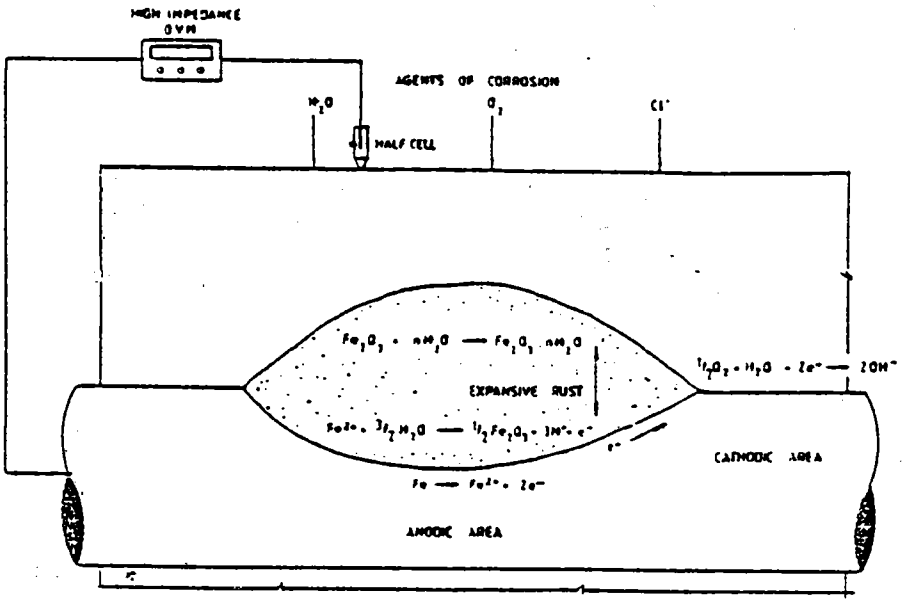


圖 2 REACTIONS OF A CORRODING STEEL BAR IN CONCRETE

Effect of corrosion on uncoated steel reinforcing bars. Serious deterioration and loss of strength can occur in relatively short periods. Galvanized reinforcement is not subject to this effect, and retains full bond strength to concrete.

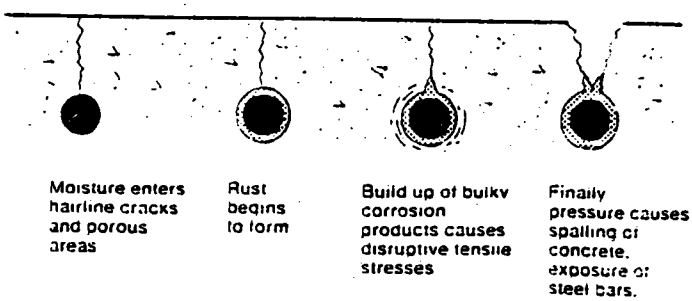


圖 3

陰極防腐的基本觀念

陰極防蝕的基本觀念在於利用犧牲陽極（ Sacrificial Ahode）或強迫電流方法（ Impressed current ）等方法將金屬結構物在腐蝕環境所處之電位由原來之位置如圖 4 之A位置移動到B位置的作法，由於在 Pourbaix Diagram中之B位置是鋼鐵最安定的區域，或稱爲免疫區（ Immunity ）。

如果以電位—電流的關係表示，則可由圖 5 加以說明，鋼筋原本的腐蝕電位在Ecorr 位置，當鋼筋被施加電流／電壓後將逐漸向活性的方向移動，並且逐漸降低陽極反應（ 腐蝕反應 ）之交換電流密度使腐蝕反應漸降低，當電位降於Ecp時陽極反應電流趨近於零，就達到防蝕的目的。但由於混凝土之導電度相當低因此在實施陰極防蝕時，大都採取強迫電流方法，而且也因爲導電度低電流分佈不容易均勻，因此混凝土內陰極防蝕是較爲困難的課題。

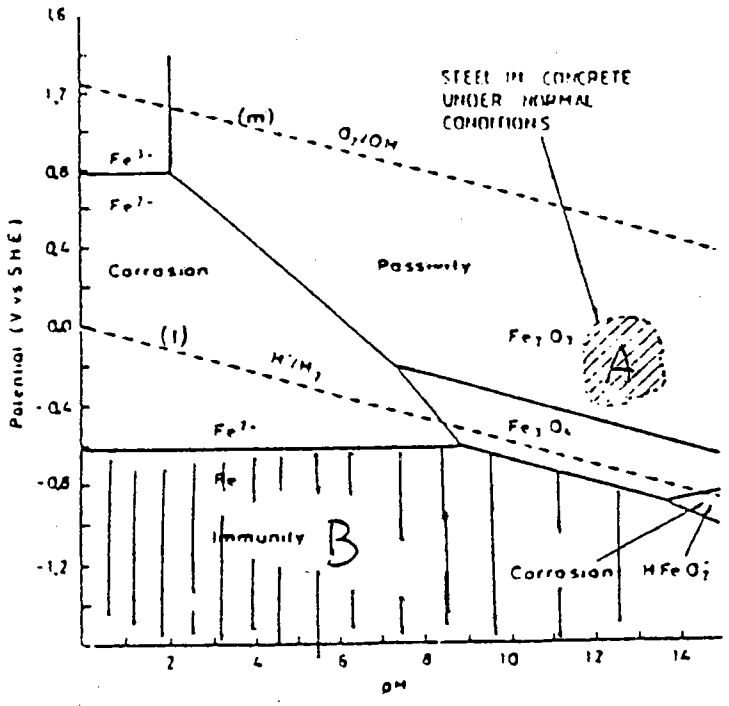


圖 4 SIMPLIFIED POTENTIAL -pH DIAGRAM FOR IRON IN A SOLUTION CONTAINING DISSOLVED IRON AT A CONCENTRATION OF 10^{-6} M TEMPERATURE 25°C

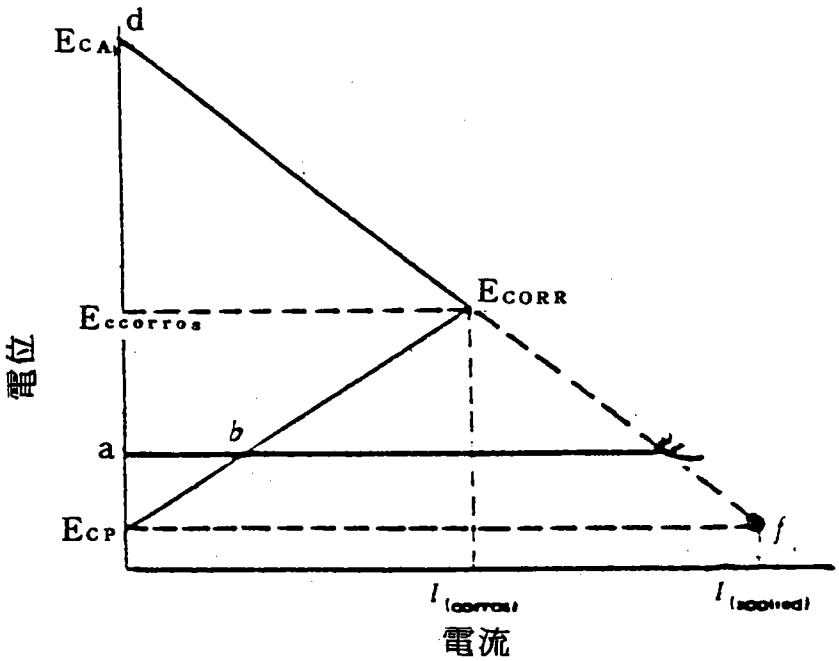


圖 5　以極化圖形說明陰極防蝕之原理

傳統鋼筋混凝土陰極防蝕的示意圖

圖 6.爲各種不同的鋼筋混凝土之安裝方式與陰極防蝕的相配合情形〔3〕。

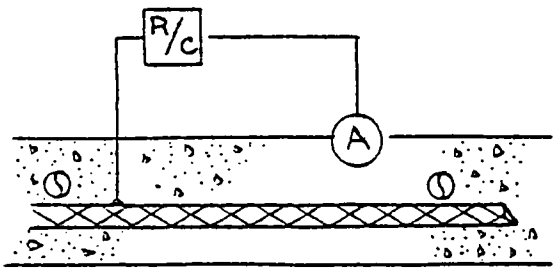


圖 6a　Basic Components in Concrete

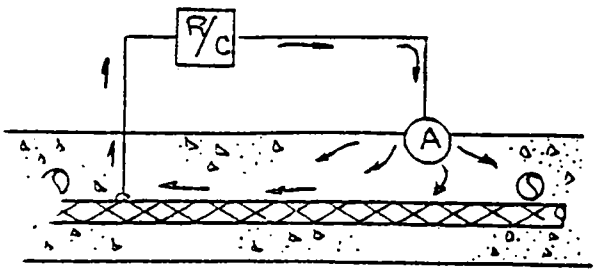


圖 6b　The Operating C.P. System

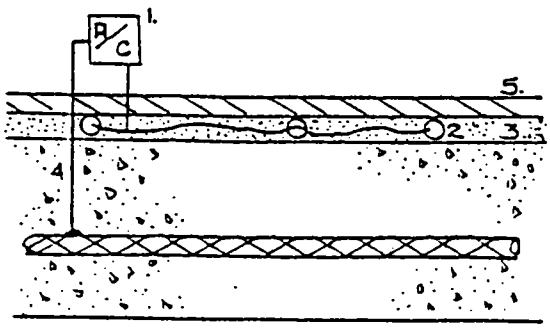


圖 6c　Overlay System

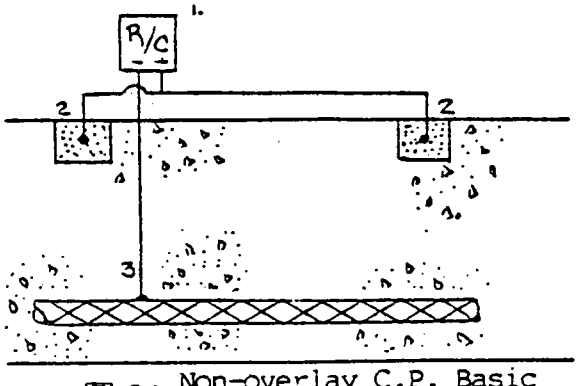


圖 6d　Non-overlay C.P. Basic

在鋼筋混凝土開始使用陰極防蝕的初期，大都是利用含有電解質而能有效導電的柏油來作導體，而達到有效電流分佈的效果。而陰極防蝕設計上有三箇Criteria分別爲：

㈠電位向活性方向移動值：（Absolute Patential Shift）。

電位向活性方向移動值即是如圖5所示在E—logi關係圖中電位由Ecorr移動到Ecp值的電位差，根據鋼筋在含海塩粒子混凝土中之經驗，由Ecorr到Ecp之電位通常在300cm左右〔1〕。當然有些狀況時也會受到混凝土內含水量，氧氣量的影響如圖7之表示〔4〕使得E—logi的關係受到改變而必須改變電流的施加程度。

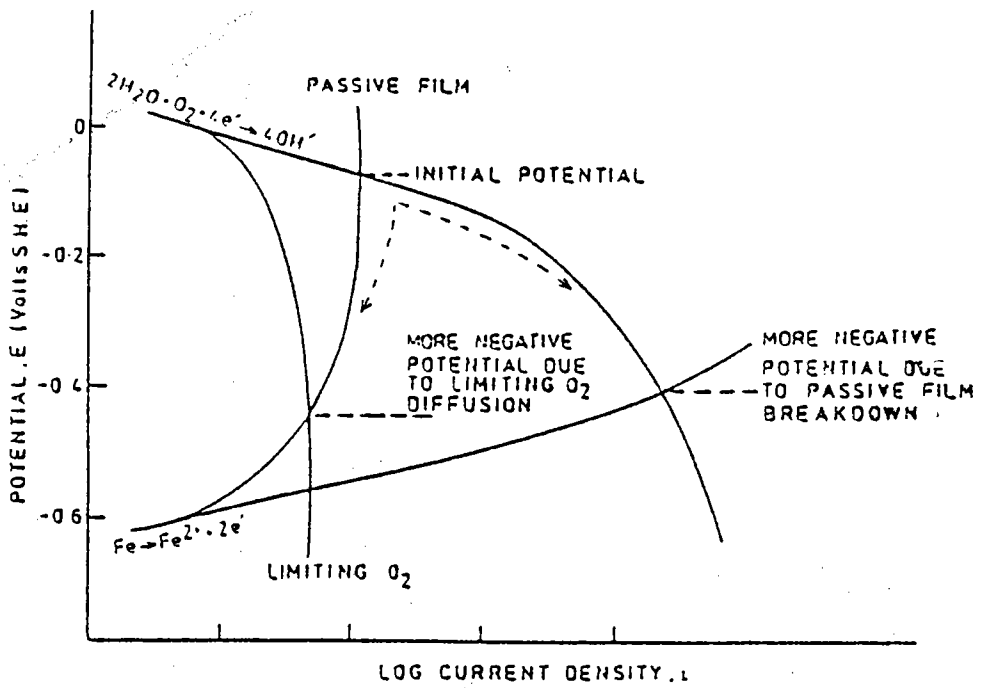


圖7 — Movement of potential due to changes of anodic and cathodic polarisation.

㈡4小時電位改變（4 Hours Decays）

由於電位移動300mv需要相當長的一段時間亦能比較，但是施工人員通常無法長時間守候，因此工程人員就由實驗室的經驗獲知如果要達到300mv的電位改變，通常在實施陰極防蝕一段時間後，將電源切斷，電位將在4小時內向貴重（noble）方向移動100mv以上，如表1是一箇使用例，在已作陰極防蝕的系統通常每3箇月要作一次。

㈢測量各部電位均低於原始電位

這箇 criteria 設定的目的在於確保鋼筋在混凝土內設有因局部的電位差所造成腐蝕反應電池的機會。

圖 8 爲混凝土陰極防蝕的電線線路之示意圖。

表 1 FOUR HOUR POTENTIAL DECAY

GROUNDBED	HALF CELL VOLTAGES (mV)				INITIAL GROUNDBED PARAMETERS	
	1	2	3	4	CURRENT DENSITY mA/m^2	DRIVE VOLTAGE V
A Instant off	272	312	418	411	2.5	5.295
+ 4 hour	116	181	265	355		
Decay	156	131	153	56		
B Instant off	321	474	420	361	2.5	5.275
+ 4 hour	228	338	316	266		
Decay	93	136	104	95		
C Instant off		416	389	460	2.5	4.795
+ 4 hour		324	332	215		
Decay		92	57	245		
D Instant off	513	615	516	638	2.5	5.415
+ 4 hour	217	409	296	355		
Decay	296	206	222	283		

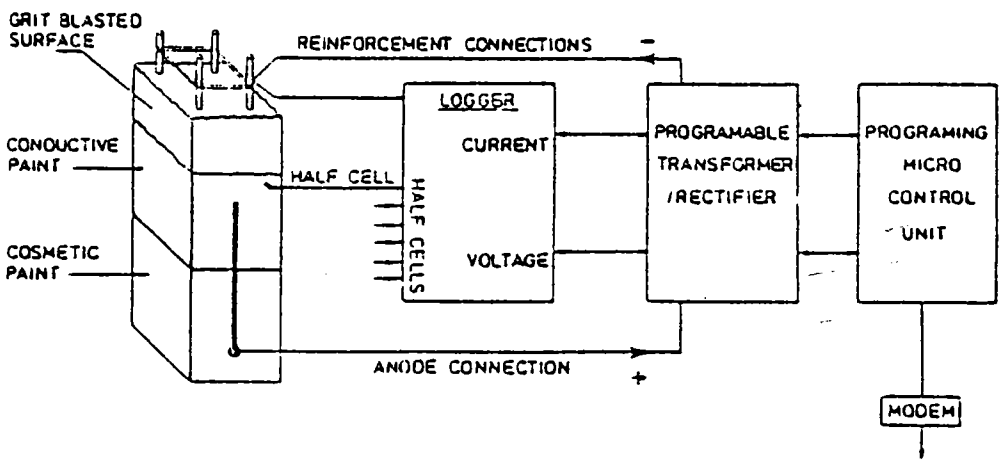


圖 8 SCHEMATIC OF A FULL CATHODIC PROTECTION SYSTEM FOR STEEL IN CONCRETE WITH MICROPROCESSOR CONTROLS AND MODEM LINK

陰極防蝕用陽極之種類

在混凝土內作陰極防蝕工程在應用初期仍然是使用通常在土壤內管線陰極防蝕時所用的高矽鑄鐵，但由於高矽鑄鐵所能提供的電流量較低，而且消耗率較高及電流分佈在較差導電率的混凝土中不容易平均，因此在近年來混凝土中陰極防蝕工程逐漸改用線狀，而消耗率極低的陶瓷被覆陽極或導電高分子陽極。其消耗率如表2.所示〔 5 〕及及圖9.〔 6 〕圖10.所示〔 7 〕，由於線狀陽極的開發，使得混凝土內陰極防蝕所需之電流能夠依憑各部位的需要均勻的安裝〔 7 〕，如圖11.。

表2　IMPRESSED CURRENT ANODE MATERIAL AND THEIR DISSOLUTION RATES

ELECTRODE MATERLAL	ANODIC DISSOLUTION RATE (GRAMS/AMPERE-YEAR)
High Silicon Cast Iron	400
Graphite	200
Cast Magnetite	40
Lead Silver Alloy (1.5% Silver)	30
Plasma Sprayed Lithium Ferrite	1.7
Sincered Nickal Ferrite	1.6
Platinum Coatad Titanium	0.01
IrO_2 /TiO_2 Fresh Water	0.006
RuO_2 /TiO_2 Salt Water	0.001
Conductive Polymer	≒ 0.0

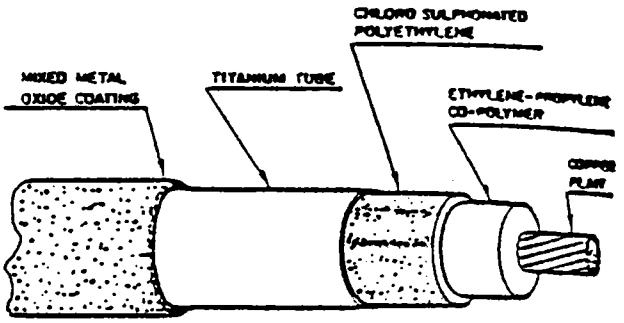


圖 9 - Commercially available mixed metal oxide stub type anode.[7]

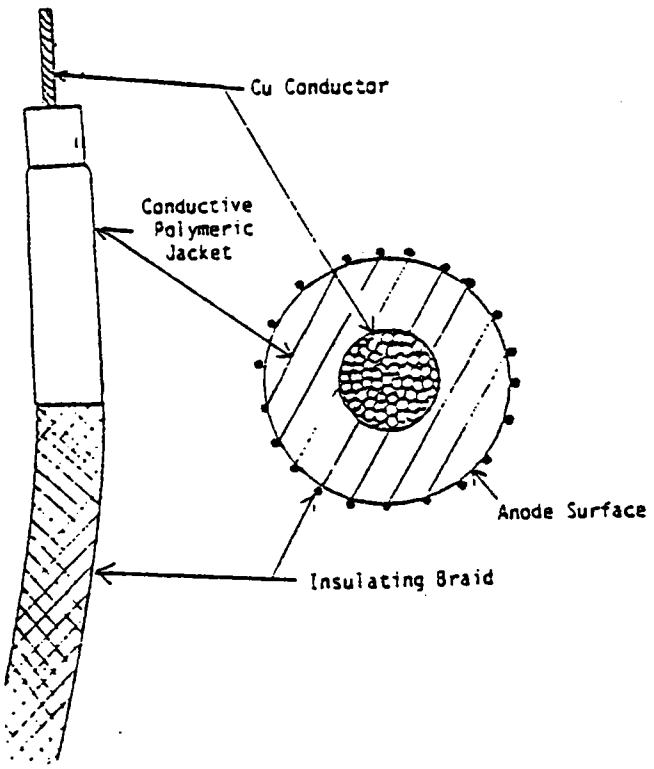
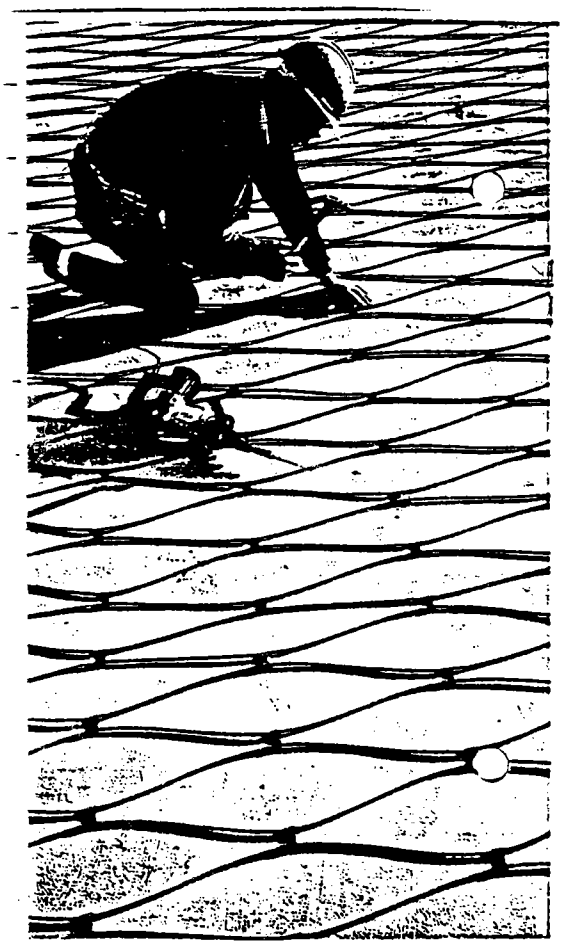


圖 10 *Polymeric anode*



Raychem anodeflex using in R·C·steel cathoclic protection

導電被覆層之發展研究

在前面一直提及的一箇在混凝土內實施陰極防蝕系統時，混凝土的較差導電度往往會使得防蝕電流無法能均勻而有效的投射到混凝土內的鋼筋，而造用局部位置有過度保護（ overprotected ）或另有些位置則發生保護不足的現象（underpotected），尤其是在利用如高矽鑄鐵或類似陽極的時候如圖 11.。

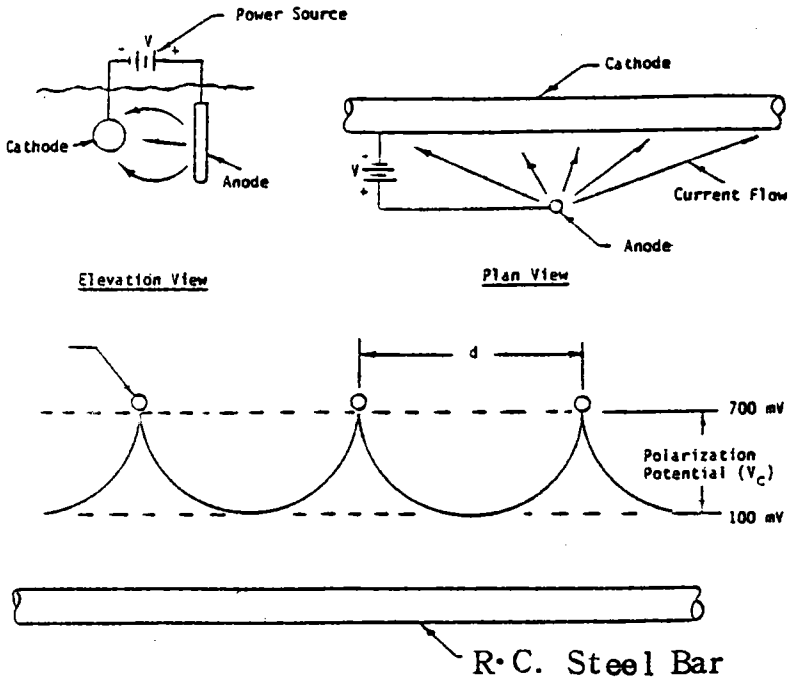


圖 11

有鑑於此，美國 HARCO公司〔 8 〕與英國交通部（ Uk Dept of Transport）〔 1 〕在 1982 開始進行導電被覆層之研究，（類似土壤中陰極防蝕地床及塡充物之研究）其研究之內容爲：

㈠電流密度範圍爲 8.3 ～ 830 mA／m^2 之電阻變化值。

㈡陽極到鋼筋之距離爲 800 mm通電時之電位值。

㈢被覆層之風化特性。

㈣冷凍特性。

㈤對海鹽成份侵入之阻滯能力。

到了 1983 年則繼續進行：

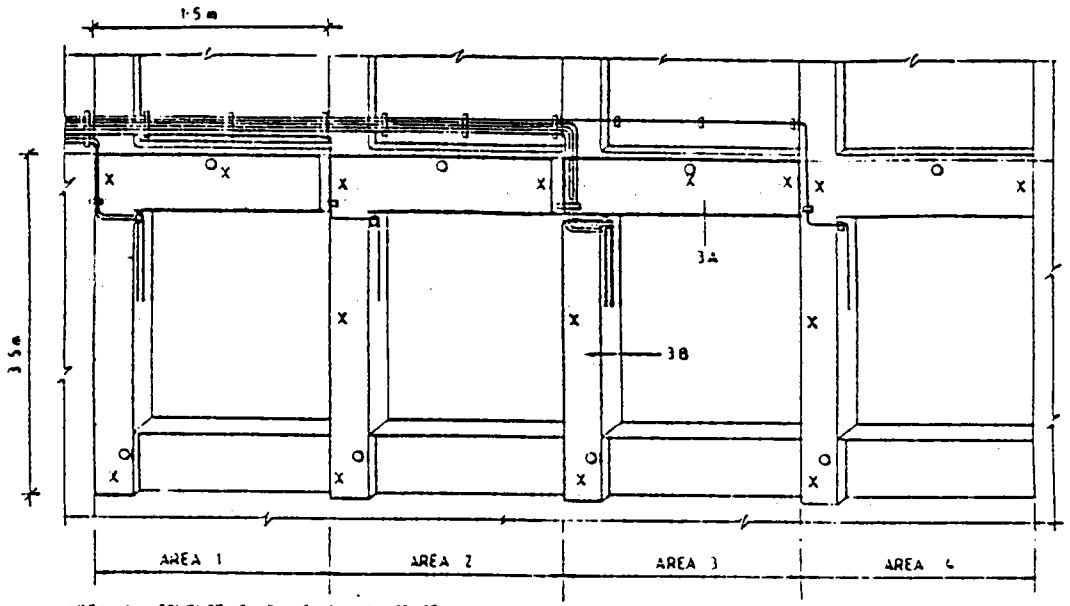
㈠加強被覆層與混凝土的接合力。

㈡決定最佳的 gas ／ vapour 比例。

㈢研究由於陰極防蝕電場可能造成的破壞反應機構。

㈣在被覆層界面上的離子移動特性。

由於這項結果牽涉到產品之專利因此在報導中僅有說明正在進行尙無正式數據公佈。如圖12、13爲其主要安裝方式及效果。



AREA 1 CONDUCTIVE PAINT I, 3 COATS
CP APPLIED

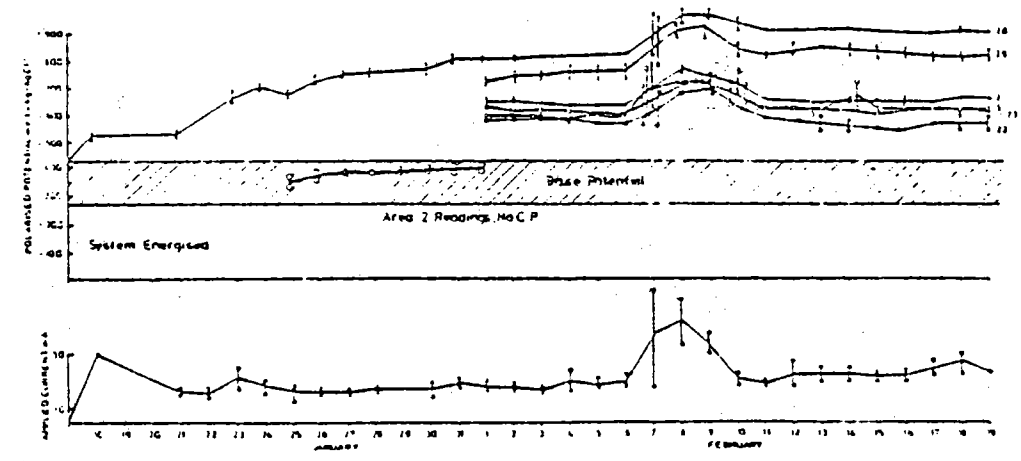
AREA 2 CONDUCTIVE PAINT I, 3 COATS
NO POWER APPLIED - 1/2 CELLS MONITORING

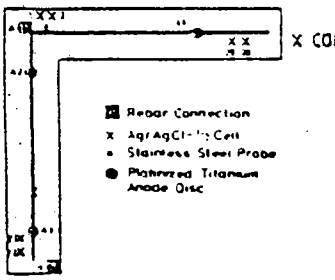
AREA 3A CROSS BEAM PAINTED WITH CONDUCTIVE PAINT II, CP APPLIED
AREA 3B COLUMN PAINTED WITH CONDUCTIVE PAINT II, CP APPLIED

AREA 4 SURFACE CLEANED OF PAINT AND GRIT BLASTED, NO PAINT
1/2 CELLS MONITORING

KEY
X HALF CELL
O REBAR CONNECTION

圖 12 CATHODIC PROTECTION TRIAL





AREA 1 COLUMN & BEAM
MARK 2 PAINT SYSTEM
3 COATS, CARBON FIBRE & PLATINIZED TITANIUM ANODES

POTENTIAL AND CURRENT LEVELS, AREA 1

圖 13 POTENTIAL AND CURRENT LEVELS, AREA 1

混凝土之導電性研究

在過去在混凝土內爲了使陰極防蝕系統之陽極與鋼筋之間有導電度不佳而造化較大的 IR Drop ，而使整流器的輸出必須提高在作補償，因此在混凝土內通常會加入一些碳黑（ carbon black)或碳纖維（ carbon fibers ）來提高其導電度如表 3. 及其隨時間時效（ ageing ）的導電度變化曲線〔 4 〕如圖14.、15.。

表 3　Compositions and Resistivities of Trial Mixes

Additive (%)*	Aggregates (%) Coarse	Aggregates (%) Fine	Cement (%)	W/C	Resistivity (ohm-cm)
Coke (54.8-73.5)			17.3-30.2	0.50-0.53	20-122
Coke (46.4-50.7); carbon fiber (0.8-1.5)			32.3-33.7	0.50-0.54	13-25
Carbon black (0.7-2.1)		48.1-50.1	34.3-35.7	0.38-0.46	623-2,890
Carbon black (0.9)	23.9	32.2	29.1	0.48	1,520
Carbon fiber (0.9-1.8)	25.2-30.1	33.4-41.5	13.8-22.8	0.75-0.99	51-309
Carbon fiber (1.6-1.9)		41.0-48.6	34.6-41.0	0.40-0.43	29-59
Carbon fiber (1.6-2.3); carbon black (0.8-1.5)	12.4-13.4	8.9-17.9	40.3-51.7	0.47-0.62	5-33
Carbon fiber (1.8);carbon black (1.6)		47.2	33.6	0.46	17

* In percentage by weight.

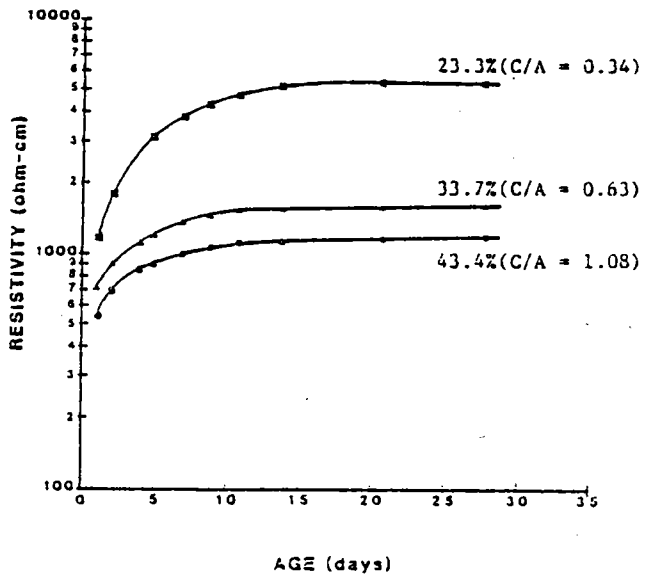


圖 14　Electrical resistivity of concrete of different cement contents (% by weight) or cement-aggregate ratios. (The water-cement ratio was 0.38 for the three mixes.)

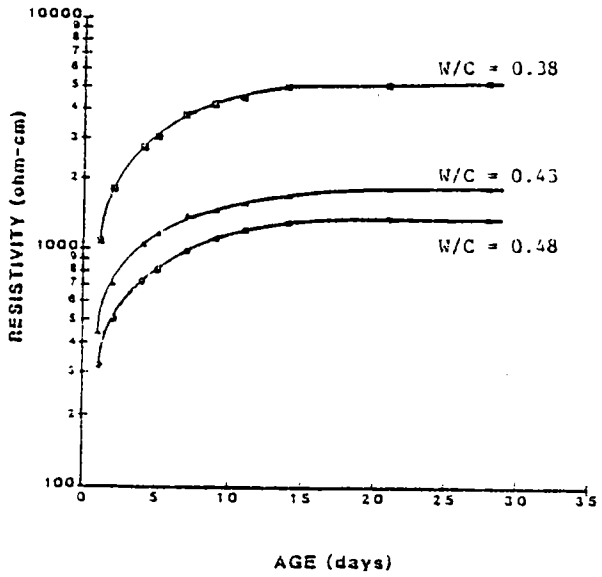


圖 15 Electrical resistivity of concrete of different water-cement ratios. (The cement-aggregate ratio was 0.34 for all three mixes.)

其建議配合線狀陽極安裝方式如圖 16,17

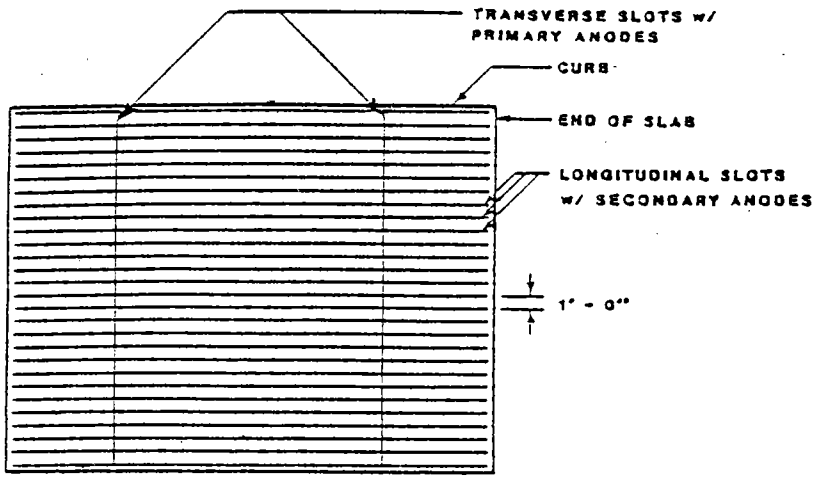


圖 16-a Typical top view plan of a CP system utilizing a grid of anodes embedded in slots sawed into the concrete surface of a deck.

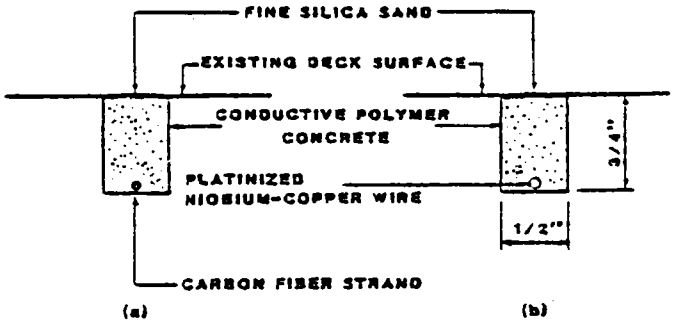


圖 16 — b Cross-sectional views showing (a) transverse and (b) longitudinal slots.

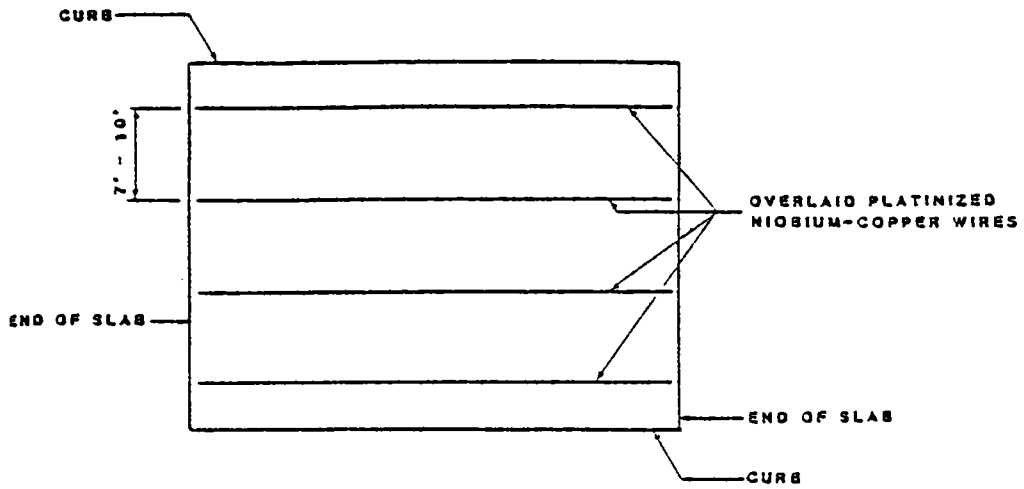


圖 17 — a Conceptual plan showing top view of a CP system utilizing conductive portland cement concrete as an overlay and secondary anode.

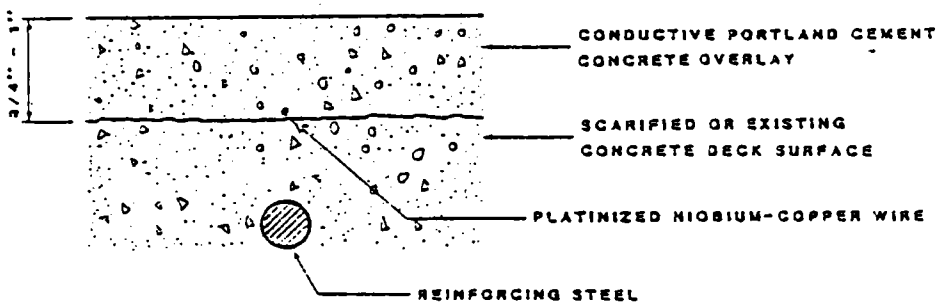


圖 17 — b Conceptual plan showing portion of the transverse cross section of the CP system utilizing a conductive portland cement concrete.

結　　言

混凝土內鋼筋的防蝕方法有(1)在混凝土添加腐蝕抑制劑，但時間效果較短。(2)利用有機塗料被覆，但容易在施工時磨損造成局部腐蝕，且時效不長。(3)利用鍍鋅鋼筋，但成本昂貴且有一定的時效。(4)利用陰極防蝕。可以達到較好的長時間防蝕效果，但技術上仍然有部份在積極發展中。

在我國由於大都濱海結構特仍是採用鋼筋混凝土方式，使用陰極防蝕技術是必然的趨勢，雖然目前仍在引進階段，相信在不久的日子裡，經由不斷的研究及收集資料工業材料研究所將迅速建立全套的技術設計能力（ package ）。

參考文獻

1. J.P. Broomfield et al "Cathodic protection for reinforced concrete-It's applicaiton to buildings and marine structures" NACE corrosion '87. Paper 142. 1987.
2. EALAS "Hot dip Galvainizing".
3. W.R. Scutt" Cathodic proteciton applied to bridge decks" NACE Conference on cathodic protection of reinforced concrete bridge decks, 1985.
4. G.G. Clemena "Electrically conductive portland cement concrete" NACE' 87 paper 122, 1987.
5. A. Kumer et. al "New cathodic protection designs using ceramic anoles-for navigation lock gates." NACE corrosion '87 paper 71, 1987.
6. A. kumer et. al "New developments in the ceramic anode for cathodic protection" NACE corrosion' 80 Paper 288, 1986.
7. Raychem Co. "Anodeflex catalog".
8. S.F. Daily "Results of an experimental cathodic protection installation using conductive coating systems" NACE' corrosion '87 paper 130, 1987.

海洋混凝土工程研討會

台北大橋及關渡大橋防蝕設計及施工

主講人：莊秋明

甲、台北大橋基樁防蝕

一、臺北大橋基樁原有流電陽極防蝕法之檢討分析

臺北大橋主橋兩側邊橋橋墩基礎，係採用鋼管樁，當時鋼管基樁在本省尚屬首次使用。由於該橋位於潮汐影響地帶，高低潮差達兩公尺餘，更由於該橋兩端之臺北市及三重市爲工業發達人口密集之地區，大量之工業棄水及家庭污水均排洩於淡水河中，使河水終年混濁不清，對於鋼料之腐蝕率可能很高，爲明瞭河水之水質河底土壤及河岸土壤之腐蝕性以便研討保護該橋安全之對策，經於民國56年5月邀請日本技術人員來臺調查，測量該橋環境腐蝕各項因素收集有關防蝕資料經分析研判結果作如下之建議：

1.兩岸陸上部份腐蝕率約爲0.025 mm/Yr，由於鋼管樁具有3 mm之預留厚度推定具有100年以上之壽年，可不須另加防蝕措施。2.河中部份橋墩（$P_2 \sim P_7$）由於土壤之腐蝕性很大（0.081 mm/Yr）雖有3 mm之預留

厚度，亦只能約供30年之消耗，所以必須採取有效之防蝕措施且預留之厚度僅適用於均質銹蝕之延長壽命，對於嚴重之孔蝕（Holiday）則難發生長期之效率。

防蝕方式應採用流電陽極法（Galvanic Anode System）並採用“Mg”（鎂）陽極爲宜。設計防蝕年數 25 ～ 30 年。該橋防蝕工程於58年 6 月完成經於 64 年 10 月調查測量後發現原有防蝕方法不到七年已失效用，鋼樁已嚴重腐蝕。經按該橋原防蝕方法及養護工作加以檢討並分析其腐蝕原因對該橋基樁腐蝕處理方法提出改進建議並提供詳細防蝕設計方法。該項橋基防蝕新技術係首次在國內應用相信將帶動國內陰極防蝕技術之研究發展，且此種防蝕技術對國內各項建設將有莫大之幫助。

在前面已詳述流電陽極法缺點頗多，並非通用於任何環境之防蝕方法。該項防蝕裝置養護不善而損壞時只失去防蝕作用，對被防蝕體無害，惟外加電流防蝕裝置不當或不施定期養護檢查一旦發生不正常或損壞時可能發生電蝕現象，對被防蝕體反而有害，因此承包商寧願採用費用較昂的流電陽極法。當時因承辦之日商對臺北大橋防蝕環境之分析判斷錯誤及國內防蝕技術之落後，終于採用流電陽極法而發生今日不到七年基樁已開始腐蝕。茲就臺北大橋鋼管基樁原防蝕工程設計圖（詳見附圖 5 － 1 、 5 － 2 ）簡要分析如下：

㈠因所裝置之鎂錠陽極與鋼管間保留30㎝之空間容易發生下列缺點：

1.在陽極與鋼管樁之30㎝空間內易留塞雜物，如有絕緣作用之塑膠紙袋，pH 值低之皮類，阻礙電流之布類或其他雜物。

2.陽極易被洪水或渦流冲刷折斷流失。

㈡該項防蝕法無法隨意調整電流量，以應環境之變化作有效之防蝕。

㈢海水漲退潮影響水位變化時，所露出水面之一段鋼管樁未做適當之防蝕處理。

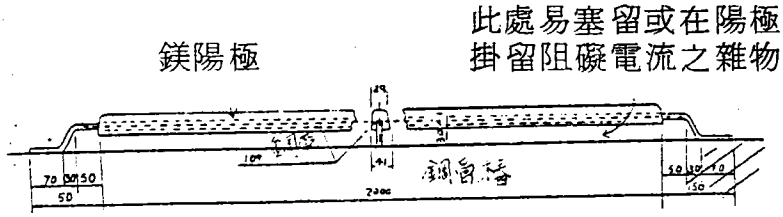


圖 5 － 2　鎂陽極詳細圖

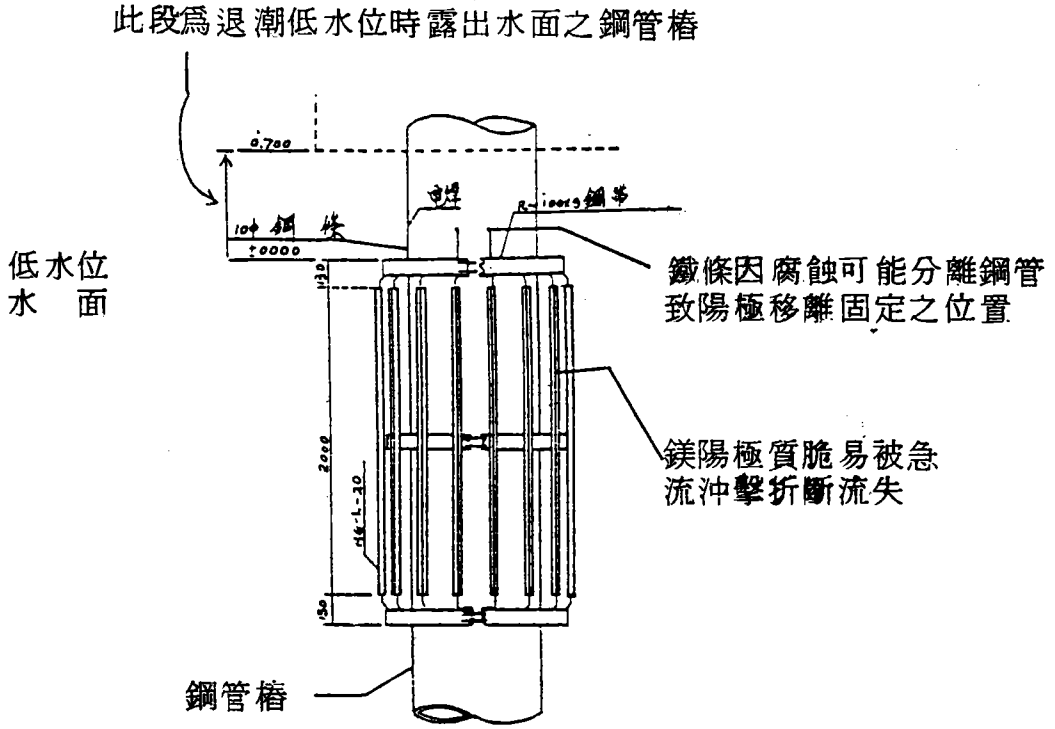


圖 5 － 1　鎂陽極之安裝

二、臺北大橋鋼管基樁腐蝕原因之分析

臺北大橋鋼管基樁原設計之流電陽極法之防蝕壽命爲25年。經初測發現防蝕電位異常（在－ 600 *m* V 以下）並再複測實地檢查後證實該橋腐蝕嚴重。由前項臺北大橋原有防蝕方法之簡要分析可推測及分析其腐蝕原因如下：

㈠淡水河中 pH 含量之變化（如垃圾工業棄水等大量之流入河中所引起之水污濁）與 Cl 含量之增多使原裝置之防蝕方法無法付其環境之變化，水質之改變而減低或失去防蝕之效用。

㈡臺北大橋基樁原有之流電陽極防蝕法之裝置係適用於潭、湖、深海等靜水，無沖刷而水質變化小之水下防蝕，或適用於土內金屬之防蝕。因所用之鎂陽極運 Cl 離子易溶解且質脆其位置與鋼管樁間保留有 30*cm* 之距離空間，不結合爲一體故易被洪水急流或渦流沖刷折斷流失或受流水帶來之重物衝擊折斷致陽極失落而使原有防蝕失效發生腐蝕。

㈢陽極易被流來有絕緣作用之塑膠紙包住使陽極與基樁絕緣或其他布類、

草、紙等之雜物留住於陽極與基樁之中間阻礙流電作用致基樁發生腐蝕。

㈣海水漲退潮，淡水河水位起變化而露出水面之一段鋼管基樁因未做適當之防蝕處理而發生腐蝕。

㈤固定鎂陽極位置之鐵條因焊於退潮低水位時所露出之一段鋼管基樁上而腐蝕脫離鋼樁（詳見圖5－1）使鎂陽極移位改變原固定之適當位置致鋼管樁局部腐蝕。

三、臺北大橋基樁養護工作檢討

臺北大橋施工報告中對於基樁之養護曾擴及：爲保持已有設施之有效發揮防蝕功能，必須經常保持足夠之防蝕電流，爲達到此要求，即須經常測定電位，可分爲定期與不定期兩種，所謂定期者即每六個月檢查電位一次，爲測定結果沿樁任何位置其電位均在－600 mV 以下（即其絕對位數大）則表示仍具有足量之防蝕電流，反之則表示防蝕電流不足，亦即防蝕電流不足此時可能發生之現象如下：

1.所裝陽極業已消耗　　應補充陽極（鎂錠）。

2.所裝陽極脫落　　應重裝。

3.環境之現著變化　　原設計陽極量不足應按新測電位計算所需陽極量予以增加補足之。

所謂不定期檢查，意即每當颱洪季節水位有現著增高時應即予以檢查以防發生上述現象之一。凡檢查電位有現著變化時，即應探討其原因以上　1.」及「2.」可由潛水夫下水檢查，「3.」可用比電阻測定儀測定之，該報告並於P182-185介紹電晶體D.C電壓計（Type FTV-3 Transisistorized D.C. Voltmeter）及CM-3M型携帶用電導表儀（Conductivity Meter）之使用說明書及注意事項等。此報告實已盡到提供養護注意事項之責。惜施工單位雖於民國五十八年十月間於颱風過境之後測檢一次外，於移交養護單位時未特別行文提請特別注意此項工作，而養護單位於59年即行接管亦未注意施工報告之記載，既未作定期檢查，更遑論不定期檢查，乃至原設計可供25年之消耗，竟於不到七年之時間即已損耗殆盡，上述三項可能現象，一一發生，本研究工作，爲查證該橋使用流電陽極法之效果時，曾予派工

檢查，其結果請參看本報告另章詳載。總之不但原設置之陽極流失或損耗殆盡，即鋼樁本身設計時（ 12.7*mm* ）之另加原度 2.7*mm*（實需 10*mm* ）亦有部份大致已腐蝕，河水之汚染情形更非常嚴重，如不及時重行佈置，則橋梁之安全，殊堪憂慮。

基上所述，可見施工單位及養護單位均有疏失，此次施工單位對於本省創舉之較新方法均應於完工之時，先行注意新法之養護並購備有關儀器及設備，於完工後詳爲報導移交接管單位，必要時尙應對接養單位之人更加以訓練。蓋電氣防蝕不論其爲流電陽極法，抑或外加電流法，對於公路養路人員均茫無所知，本節之檢討，冀求亡羊補牢，猶未爲晚。

四、鋼管基樁之檢查測試

㈠鋼管樁腐蝕及陽極情況檢查：

1. 日期：65 年 10 月 15 日

2. 目的：檢查管樁腐蝕程度及原裝設鎂陽極之實況以明瞭腐蝕情形及作爲防蝕設計參考（此項工作派雇用潛水夫）。

3. 地點：臺北大橋第二、三、四、五、七孔橋墩基樁

4. 結果：詳見表 6 － 1

（代號如 P 、A 、B 、S 、N 、W 、S 等之說明請見電位量測示意圖）

表 6 － 1　臺北大橋水面下鋼管基樁腐蝕及陽極檢查記錄

樁　號	深度	方位	腐　蝕　及 損　壞　情　況	附　着　物	陽極變位損壞 流　失　情　況	備　　註
P_2-A-4	0.5*m*	S N W E	表面銹蝕嚴重	鐵銹層約 10*mm*	陽極大部份溶失 賸餘部份易脫落	斷落 1 根
1	2*m*	〃	〃	〃	〃	取 3 根樣品
2	2*m*	〃	〃	〃	〃	上端全部斷落下端斷落 6 根
3	1*m*	〃	〃	〃	〃	上端斷 3 根 下端斷 3 根
5	2*m*	〃	〃	〃	〃	鋼樁 5 *m* 處較良

P_3-A-4	2m	S N W E	表面銹蝕嚴重（取樣品）	〃（塑膠帶）	陽極大部份溶失 賸餘部份易脫落	上端斷4根 下端斷2根
1	〃	〃	表面銹蝕嚴重	鐵銹層約10mm	〃（取陽極樣品1根）	1m～2m照相6張
2	〃	〃	〃	〃	陽極大部份溶失 賸餘部份易脫落	上端斷3根 下端斷2根
3	〃	〃	〃	〃	〃	上端斷2根 下端斷1根
5	〃	〃	〃	〃	〃	上端斷3根
P_4-A-4	1.5m	〃	〃	〃	〃	斷落3根
1	2m	〃	〃（取樣品）	〃	〃	上端斷6根
2	1m	〃	〃	〃	〃	全部斷落
3	2m	〃	〃	〃	〃	斷2根
5	〃	〃	〃	〃	〃	斷4根
P_5-A-4	1.5m	〃	〃	〃	〃	斷3根
1	2m	〃	〃	〃	〃	斷2根
2	〃	〃	〃（取樣品）	〃	〃	斷4根1～2m處照相8張
3	〃	〃	〃	〃	〃	斷2根
5	〃	〃	〃	〃	〃	斷4根
P_7-A-4	〃	〃	〃	〃	〃	斷3根
1	〃	〃	〃（取樣品）	〃	〃	斷5根
2	〃	〃	〃	〃	〃	斷1根
3	〃	〃	〃	〃	〃	斷2根
5	〃	〃	〃	〃	〃	同上A－1
P_2-B-4	〃	S W N E	〃	鐵銹層約12mm	〃	斷落3根
1	〃	〃	〃（取樣品）	〃	〃	斷2根

2	2m	S W N E	表面銹蝕嚴重	鐵銹層約12mm	陽極大部分溶失賸餘部分易脫落	取鎂陽極樣品1根
3	〃	〃	〃	〃	〃	斷2根
5	〃	〃	〃	〃	〃	無脫落但失效
P_4-B-4	〃	〃	〃（取樣品）	〃	〃	斷6根取1m鋼樁銹層約0.8mm
1	〃	〃	〃（取樣品）	〃	〃	斷5根取½鎂陽極樣品1根
2	〃	〃	〃（取樣品）	〃	〃	斷6根取1m鋼銹層樣品及陽極2支
3	〃	〃	〃（取樣品）	〃	〃	斷5根
5	〃	〃	〃	〃	〃	斷2根
P_5-B-4	〃	〃	〃	〃	〃	斷6根 ●
1	〃	〃	〃	〃	〃	斷7根
2	〃	〃	〃（取樣品）	〃	〃	斷5根
3	〃	〃	〃	〃	〃	斷5根
5	〃	〃	〃	〃	〃	斷1根
P_7-B-4	〃	〃	〃（取樣品）	〃	〃	斷1根 ×
1	〃	〃	〃（取樣品）	〃	〃	斷3根
2	〃	〃	〃	〃	〃	
3	〃	〃	〃	〃	〃	斷1根

● 鋼樁腐蝕嚴重，上端至下端皆腐蝕。

× 裝陽極處之鋼樁腐蝕嚴重，下端較良。

㈡各橋墩水下電位量測：

1.日期：65年10月12日9時～12時

2.目的：根據飽和甘汞與鋼鐵之電位差，測量鋼樁之電位，以便瞭解鎂錠陽極防蝕效率及鋼管樁腐蝕程度。

3.地點：第二孔～第七孔橋墩鋼管樁。

4.儀器：

(1)YEW-3223型電晶體D.C電壓計。

(2)360YTR三用電錶。

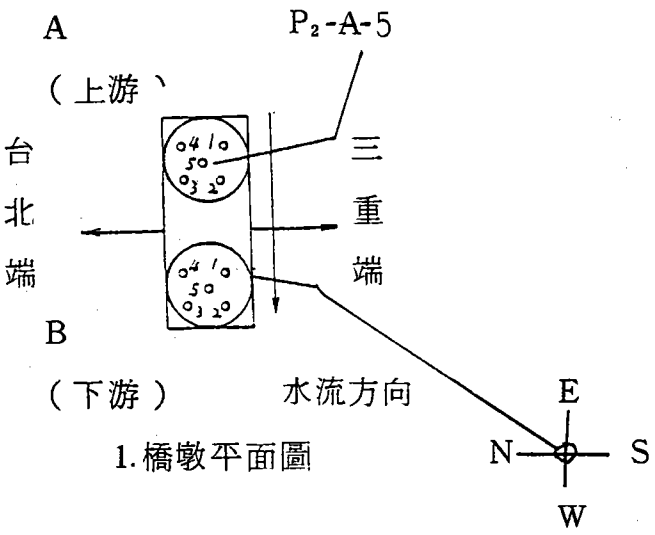
(3)飽和甘汞基準電極。

(4)# 18電線及小船。

5.結果：詳見表6－2及代表性之基樁「電位—深度」曲線圖。

說明：

樁號編訂：



1.橋墩平面圖　　2.方位圖

圖6－1　橋墩斷面

P_2：表示距臺北市端第二座橋墩

B：表示橋墩下游基脚（A表示上游基脚）

5：表示鋼樁標號如圖1（1.2.3.4.同）

方位：以N.S.E.W字母表示（圖2）

深度：由橋墩下層基礎頂面爲基準面（詳圖1）向下起算(單位M)

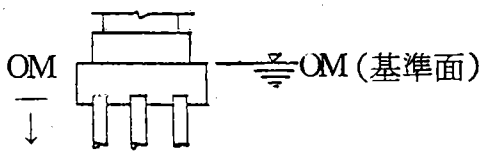


圖6－1　橋墩斷面

表 6 － 2　電位測量紀錄表

單位（－mV）

樁　號	深度(m) 電位 方位	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	備註
P_2-A-1	E	460	440	440	440	440	440	440	440		
P_2-A-2	W	400	400	400	430	440	450	460			
P_2-A-3	W	380	380	380	400	400	400	400			
P_2-A-4	E	410	410	410	420	420	420	420			
P_2-B-1	E	530	530	530	540	540	540				
P_2-B-2	W	540	540	540	540	550	550	550			
P_2-B-3	W	530	530	550	560	540	540	540			
P_2-B-4	E	530	530	540	540	540	540				
P_3-A-1	E	590	590	600	600	600	600	600	600		
P_3-A-2	W	580	580	590	600	610	620	640	650		
P_3-A-3	W	590	600	600	610	620	630	640	650	650	
P_3-A-4	E	590	590	600	600	610	610	610	600		
P_3-B-1	E	540	540	540	540	540	540				
P_3-B-2	W	510	510	520	520	520	520	530			
P_3-B-3	W	520	520	520	530	530	530	540	540		
P_3-B-4	E	520	520	520	520	540	540				
P_4-A-1	E	550	560	560	560	560	560	570	510		
P_4-A-2	W	540	540	550	580	580	570	580			
P_4-A-3	W	540	540	550	570	580	580	580	580		
P_4-A-4	E	540	540	550	560	560	560	560	560		
P_4-B-1	E		570	570	560	560	550	550			
P_4-B-2	W		540	540	540	540	560	570	570		
P_4-B-3	W		550	560	560	560	560	560			
P_4-B-4	E		520	530	560	540	540	550			
P_5-A-1	E	580	580	580	580	580	600	600	600	600	

P_5-A-2	W	580	580	580	590	600	620	630	640	640	
P_5-A-3	W	580	580	590	600	620	620	620	600		
P_5-A-4	E	570	570	580	580	580	590	600	600	600	
P_5-B-1	E		570	570	580	580	580	580			
P_5-B-2	W		580	580	580	580	590	600	590		
P_5-B-3	W		550	550	540	550	560	560	560		
P_5-B-4	E		570	570	570	560	560	560			
P_6-A-1	E	580	580	590	600	610	620	630	640		
P_6-A-2	W	580	590	600	600	600	620	640	660	660	
P_6-A-3	W	580	580	590	590	600	620	640	660	660	
P_6-A-4	E	580	590	590	600	600	620	620	620		
P_6-B-1	E		600	600	600	610	620	630	630		
P_6-B-2	W		600	580	580	580	610	630	630	630	
P_6-B-3	W		580	580	580	590	610	630	640		
P_6-B-4	E		610	620	600	610	620	620	620		
P_7-A-1	E	550	550	550	550	560	570	580	580		
P_7-A-2	W	540	540	550	560	580	590	590			
P_7-A-3	W	540	540	540	560	580	600	590	580		
P_7-A-4	E	540	540	540	550	550	560	560	560		
P_7-B-1	E		590	580	560	560	560				
P_7-B-2	W		560	560	560	560	560	560			
P_7-B-3	W		560	540	540	540	550				
P_7-B-4	E		570	570	560	560	560				

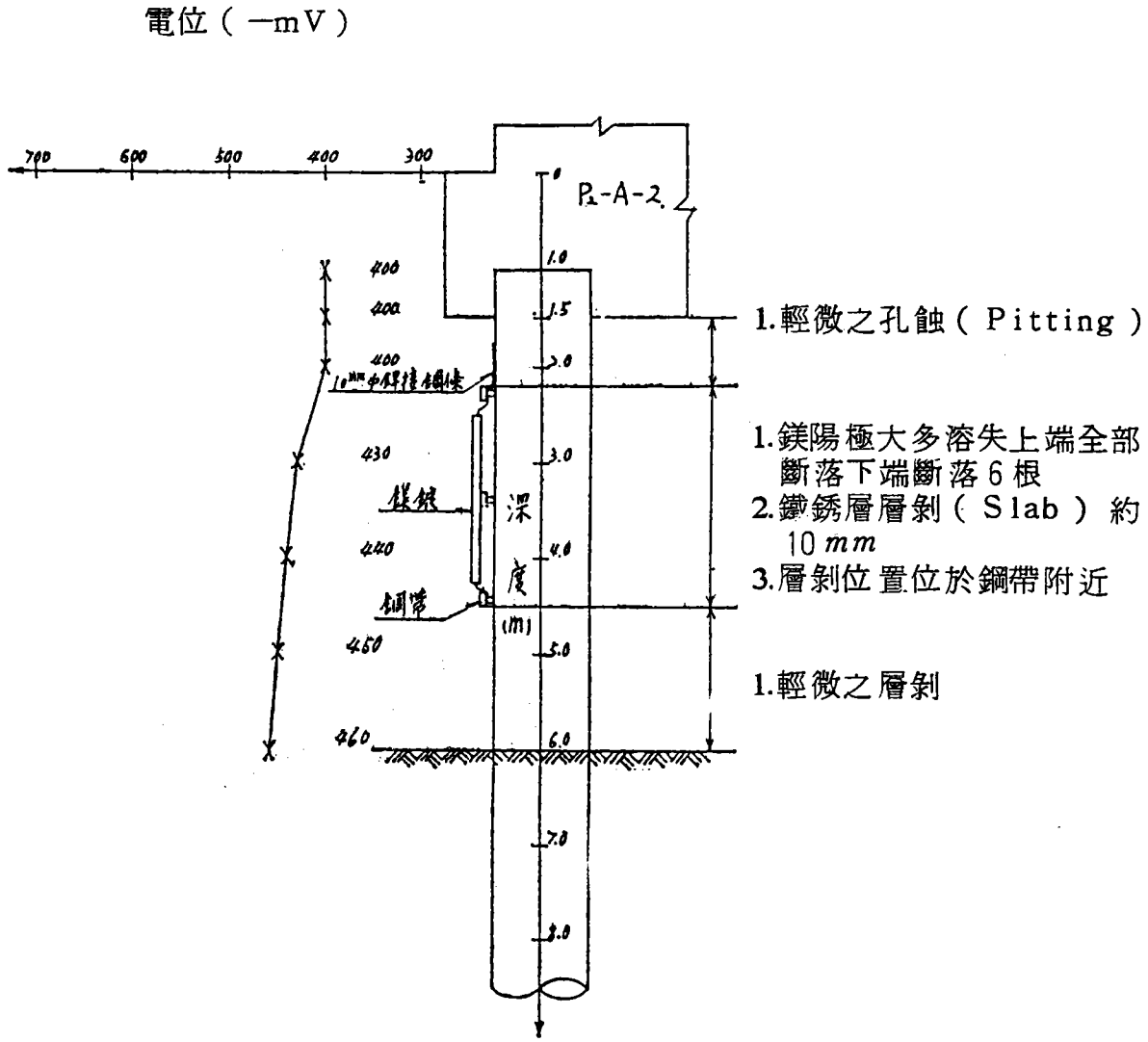


圖 6 － 2　P_2-A-2 鋼管樁電位深度曲線

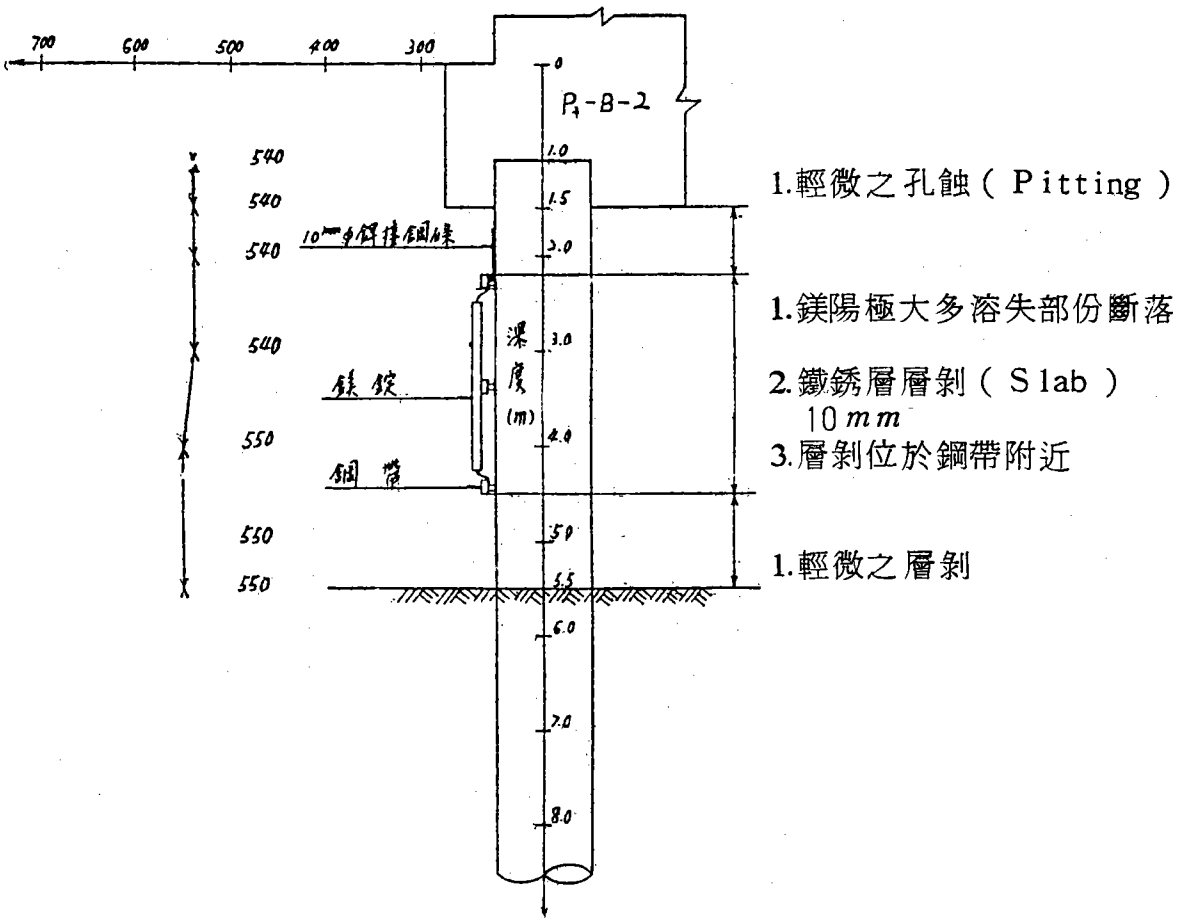
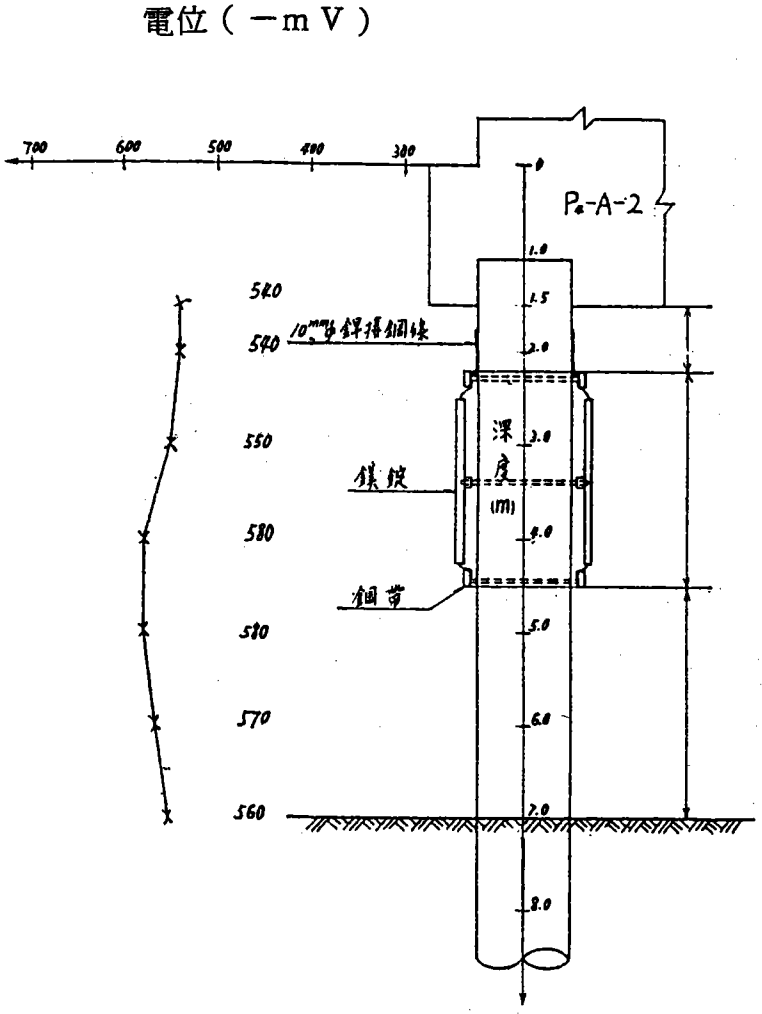


圖 6 － 3　P_2-B-2 鋼管樁電位—深度曲線



1.輕微之斷蝕（Pitting）

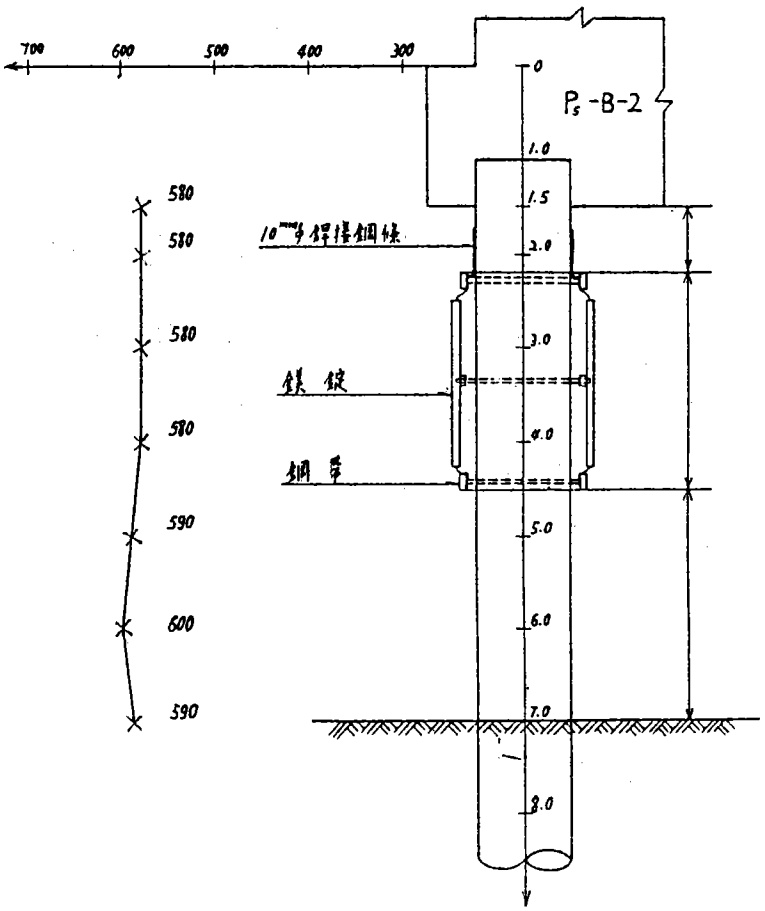
1.鎂陽極均溶失全部斷落

2.鐵銹層層剝（Slab）約 10 *mm*

3.層剝位於鋼帶附近

1.輕微之層剝

圖 6－6　P_4-A-2 鋼管樁電位—深度曲線



1.輕微之孔蝕

1.鎂陽極部份溶失脫落三根

2.鏽銹層剝層（ Slab ）約 10 mm

3.層剝位於鋼帶附近

1.輕微之層剝

圖 6 － 7　P_5-B-2 鋼管樁電位—深度曲線

㈢水中鋼管樁腐蝕調查

1.日期：66年3月28日　　晴

2.目的：提供鋼管樁腐蝕情形資料作爲防蝕參考之用。

3.材料：Oil Clay

表6－3　基樁腐蝕情形取型記錄

樁　號	深　度	方位	時　間	說　明	備　註
P_3-A-4	3.5 m	E	10時40分	腐蝕形狀完好，深約3 mm	供腐蝕情況研判之用。
〃	6.5 m (底)	E	11時　分	〃	
P_4-A-2	3.5 m	E	12時10分	〃	
〃	5.0 m (底)	E	12時20分	〃	
P_4-B-2	3.5 m	E	12時30分	〃	
〃	5.0 m (底)	E	12時40分	〃	
P_5-A-2	3.5 m	E	16時20分	〃	

厚度量測：

1.日期：66年2月10日

2.目的：以明瞭水中鋼樁腐蝕程度作爲防蝕參考及校核管樁支承力。

3.地點：第三、四、七孔橋墩鋼管樁。

4.儀器：UDM-503型超音波金屬厚度測定儀。

表6－4　鋼樁厚度測量記錄

樁　號	深　度 (M)	方位	平均厚度 (mm)	備　註
P_7-B-3	2.5	N	9.7	1.水中鋼管樁原有厚度12.7mm，土中鋼管樁原有厚度9.5mm。
P_4-B-2	2.5	W	10.8	

P_3-A-4	3.5	E	10.8	2.鋼管樁建於57年4月至66年4月已腐蝕1－3*mm*腐蝕率高達15.75－23.62％。
P_4-A-2	3.0	W	10.7	
P_3-A-2	2.5	W	10.7	

㈣防蝕環境之調查量測及分析研判：

1.土壤比電阻之測量：

(1)日期：66年3月1日～3月3日。

(2)目的：測量防蝕附近之土壤比電阻以供防蝕工程設計參考及選擇埋沒陽極之適當地點。

(3)地點：臺北橋兩邊河岸。

(4)儀器：YEW-3244至大地比電阻測定儀。

(5)結果：詳見表6－5。

2.河水PH測試：

(1)日期：66年3月28日。

(2)目的：提供防蝕設計用之資料。

(3)儀器：①東洋濾紙公司PH Paper Set.

②TOA ModelHM-5A PH-Mete

表6－6　河水PH測試紀錄

潮位	地點	PH		備考
		Paper	HM-5A	
漲潮	P_4 橋墩下游S方位水面	6.4	7.0	
〃	P_4 橋墩下游S方位水面下3M	6.4	7.0	
〃	P_4 橋墩下游S方位水面下5M	6.4	7.2	
〃	P_4 橋墩下游S方位河底泥	6.2	6.9	
退潮	P_4 橋墩下游S方位水面	6.4	7.1	
〃	P_4 橋墩下游S方位水面下3M	6.4	7.2	
〃	P_4 橋墩下游S方位水面下5M	6.4	7.2	
〃	P_4 橋墩下游S方位河底泥	6.2	6.7	
	埋設電極處土壤	6.2	6.9	

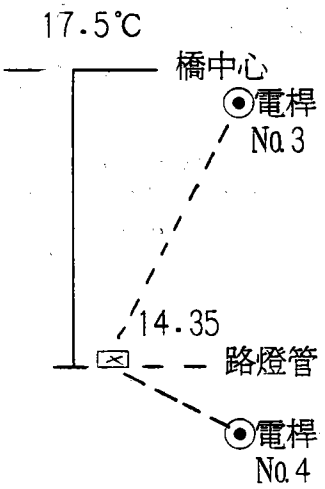
表 6－5　土壤比電阻測量紀錄

a. 臺北端橋台中央上游 130M及距堤防擋土牆 8.45M處

深度 a (M)	1/2 a (M)	3/2 a (M)	2πa (M)	電阻 R (ohm)	比電阻 (ohm-M)	附註
1	0.5	1.5	6.28	12.3	77.24	(1) 14 時開始至 15 時20分完成。 (2)天氣：晴 18℃。
2	1.0	3.0	12.57	2.46	30.92	
3	1.5	4.5	18.85	1.35	25.45	
5	2.5	7.5	31.40	0.4	12.56	
8	4.0	12.0	50.30	0.4	20.12	
10	5	15	62.80	0.248	15.57	
12	6	18	75.4	0.2	15.08	
14	7	21	88.0	0.156	13.73	
15	7.5	22.5	94.2	0.156	14.70	
16	8	24	100.5	0.150	15.08	
18	9	27	113.1	0.147	16.63	
20	10	30	125.7	0.127	15.96	
22	11	33	138.2	0.113	15.62	
24	12	36	150.8	0.064	9.65	
25	12.5	37.5	157.1	0.055	8.64	
26	13	39	163.4	0.052	8.50	
28	14	42	175.9	0.050	8.80	
30	15	45	188.5	0.047	8.86	
35	17.5	52.5	220.0	0.049	10.78	
45	22.5	67.5	282.5	0.078	22.04	
50	25	75	314	0.09	28.26	

b. 三重端橋台中央下游 140M

深度a (M)	1／2a (M)	3／2a (M)	2πa (M)	電阻R (ohm)	比電阻P (ohm-M)	附註
2	1	3	12.57	3.7	46.51	1. 15 時 40 分開始— 16 時 50 分完成。
3	1.5	4.5	18.85	2.0	37.70	2. 天氣：晴
5	2.5	7.5	31.4	0.66	20.72	
8	4	12	50.3	0.272	13.68	
10	5	15	62.8	0.210	13.19	
12	6	18	75.4	0.208	15.68	
14	7	21	88.0	0.158	13.90	
15	7.5	22.5	94.2	0.152	14.32	
16	8	24	100.5	0.148	14.87	
18	9	27	113.1	0.135	15.27	
20	10	30	125.7	0.120	15.08	有其他散失電流干擾
22	11	33	138.2	0.112	15.48	〃
24	12	36	150.8	0.091	13.72	〃
25	12.5	37.5	157.1	0.095	14.92	〃
26	13	39	163.4	0.10	16.34	〃
28	14	42	175.9	0.104	18.29	〃
30	15	45	188.5	0.10	18.85	〃
35	17.5	52.5	220.0	0.09	19.80	〃
40	20	60	251.0	0.09	22.59	〃
45	22.5	67.5	282.5	0.09	25.43	接近變壓箱干擾頗大
50	25	75	314.0	0.106	33.28	〃



3.含氯、含硫量測試：

(1)日期：66年3月28日。

(2)目的：提供防蝕設計用之資料。

(3)儀器：①含硫量　光明理化工業株式會社北川式硫化物檢驗管。

②含氯量　硝酸銀滴定法測定及Cl檢驗管。

表6－7　含氯含硫量測試紀錄

潮位	地點	Cl (ppm)	S (mg／1)	備考
漲潮	P_4 橋墩下游S方位水面	6,000	0	
〃	P_4 橋墩下游S方位水面下3M	6,250	0	
〃	P_4 橋墩下游S方位水面下5M	6,500	0	
〃	P_4 橋墩下游S方位河底泥	3,800	5	
退潮	P_4 橋墩下游S方位水面	4,500	0	
〃	P_4 橋墩下游S方位水面下3M	4,750	0	
〃	P_4 橋墩下游S方位水面下5M	5,010	0	
〃	P_4 橋墩下游S方位河底泥	3,800	4	

4.河水與土壤之嫌氣菌測試：

(1)日期：66年3月28日。

(2)目的：提供防蝕設計用之資料。

(3)儀器：①電壓表（MODEL　PM-9C）。

②電極　白金電極。

③標準電極　飽和甘汞電極。

表6－8　河水與土壤嫌氣菌測試紀錄

潮位	地點	Eredox (mv)	E (mv)	αT	溫度	PH
漲潮	P_4 橋墩下游S方位水面	326	80	246	23℃	7
〃	P_4 橋墩下游S方位水面下3M	325	79	246	23℃	7
〃	P_4 橋墩下游S方位水面下5M	337	79	246	23℃	7.2

漲潮	P_4 橋墩下游S方位河底泥	287	47	246	23 ℃	6.9
退潮	P_4 橋墩下游S方位水面	327	75	246	23 ℃	7.1
〃	P_4 橋墩下游S方位水面下3M	337	79	246	23 ℃	7.1
〃	P_4 橋墩下游S方位水面下5M	336	78	246	23 ℃	7.2
	P_4 橋墩下游S方位河底泥	279	51	246	23 ℃	6.7
	埋設電極處土壤	305	65	246	23 ℃	6.9

研判：嫌氣性腐蝕度屬輕微

5.河水流速及溫度測量：

(1)日期：66年3月5日。

(2)目的：提供防蝕設計用之資料。

(3)儀器：①NAKA ASA式流速計。②熱電偶式溫度計。

表6－9 河水流速及溫度測量紀錄

地點	深度 (M)	流速m/sec		溫度 ℃		備註
		漲潮	退潮	漲潮	退潮	
河中央附近	1	0.35	0.33	17	17	(1)11時25分起測漲潮流速。 (2)14時50分開始測退潮流速。 (3)洪水急流最高流速達3.5m/sec.
〃	3	0.36	0.36	14	15	
〃	5	0.16	0.18	15	16	
P_3 橋墩下游S方位	1	0.18	0.37	13	13	
〃	3	0.25	0.4	14	14	
〃	5	0.16	0.3	15	15	

6.河水比電阻量測：

(1)日期：66年3月28日。

(2)目的：防蝕設計用。

(3)儀器：東亞電波公司（Model TOA CM-LF平電導度計。

表 6 － 10　河水比電阻

地點	比電阻		備考
	漲潮 (ohm-cm)	退潮 (ohm-cm)	
P_4 橋墩下游S方位水面	130	140	
P_4 橋墩下游S方位水下3M	110	180	
P_4 橋墩下游S方位水下5M	125	140	
P_4 橋墩下游S方位河底泥	220	220	

五、外加電流法之設計

㈠防蝕電流密度求法：

防蝕電流密度依被防蝕體及其周圍環境之差別而不同，例如水質、土質、溫度、流速及鋼鐵表面之塗層等均直接影響防蝕電流密度，惟對周圍環境不易變動之一般港灣構造物之設計防蝕電流密度爲海水中採用 0.1A/M² ，海土中採用 0.02A/M² ，陸土中採用 0.01A/M² 。至於鋼鐵防蝕電位爲－0.77V（蝕和甘汞電極基準）－0.78V（人工海水氯化銀電極基準）－0.85V（蝕和硫酸銅電極基準）。

經實地量測結果臺北大橋之河水 Cl^- 離子（ Ion ）含量達到 6,000 ppm，如果換算爲 NaCl 之濃度約爲 1 %，NaCl （ 10g / l ）含量之鹽水（ Bracleish Water ）。一般海水中NaCl濃度約 3.5 %。依據美日防蝕經驗資料及參考有關書刊獲知金屬體在 1 % NaCl 濃度水中之腐蝕率約爲一般海水腐蝕率之 1.2 倍。事實上水中NaCl 含量在 0.7 %～1 %時腐蝕率爲最高，由此可見臺北大橋河水水質之惡劣；已造成腐蝕率最高之環境，難怪該橋基樁腐蝕極爲嚴重，經實地量測結果其腐蝕率約 0.35 mm / Yr 爲世界各國現有腐蝕率紀錄中可列爲高腐蝕度者（如果無原裝置之流電陽極防蝕可能其腐蝕率更大），由上述之分析臺北大橋防蝕電流密度之設計值如下：（參閱實地量測資料）

(1)河水中採用 120MA /m^2；(2)河底土中（河底至河底以下 10 m ）採用 20MA / m^2；(3)河底土中 10 m 以下部份採用 10MA / m^2；(4)陸上中採用 10

MA / m^2。

防蝕電流密度之求法除對被防蝕體周圍環境及其腐蝕因素有可靠之資料者可參考先進國家，如美日之實際經驗資料予以核算求得外在較複雜新裝置防蝕設施之環境下應先做實地陰分極試驗以求防蝕電流密度爲宜。臺北大橋防蝕電流密度，除採用上述數值爲設計值外爲愼重計在施工中應隨時做各項試驗以校驗防蝕效果。

㈡防蝕電流之求法

1.臺北市端部份：（詳見臺北大橋基樁外加電流防蝕設施示意圖）：

(1)鋼管基樁：P_{0-1} ～P_4 設計電流採用 120 A。

(2)陽極：採用磁性氧化鐵陽極，每根陽極適當電流發生量爲 2 A，故臺北端部份所需陽極數爲 120 / 2 = 60 根。

(3)設置：因埋設陽極地點之空地狹小，附近土中又有其他管線，故採用深埋式埋設。經核算結果選訂於距離臺北端橋台上游 130 m 附近鑽兩孔深各 50 m，每孔埋裝 30 根陽極，埋填土深 8 m。

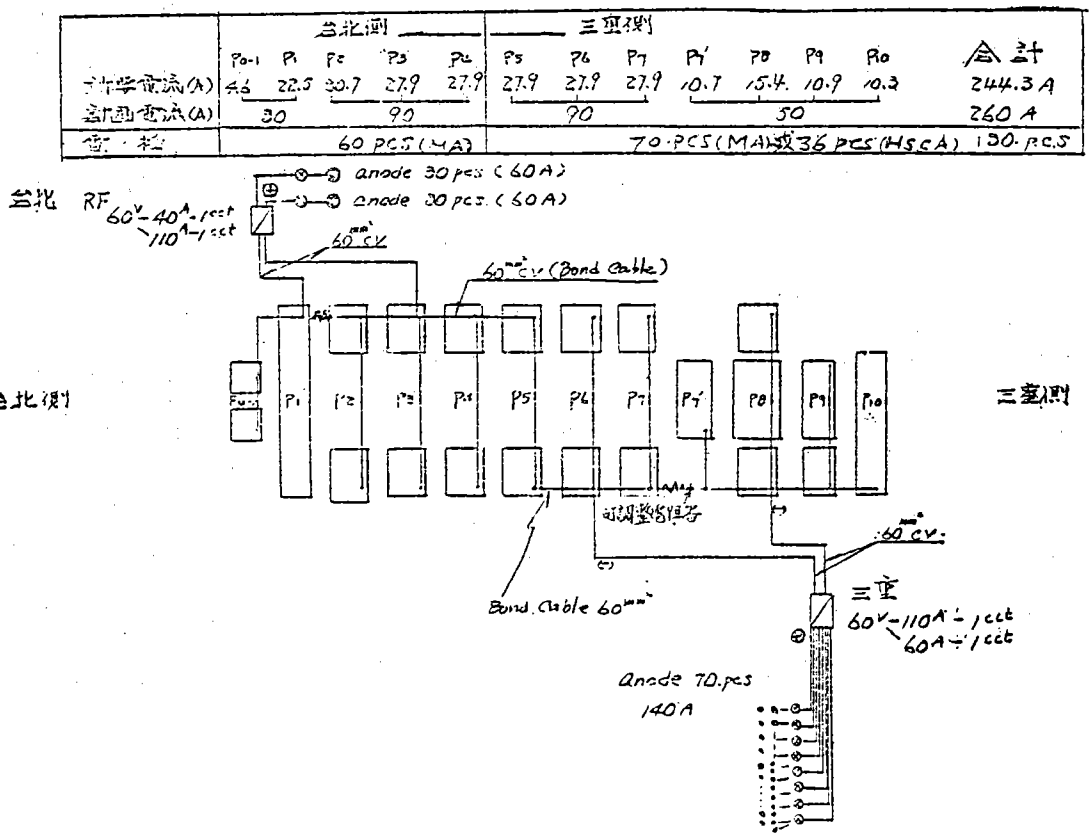


圖 6 － 13　臺北大橋基樁外加電流防蝕設施示意圖

⑷矽變壓整流器：

①數量：1台。

②輸入電力：視工地擬採用附近電線之電壓數而訂購其電壓數，屬AC電流。

③輸出電力：採用 110A 及 40A 兩回路，電壓 60V，屬DC電流。

2.三重市端部份：

⑴鋼管基樁：$P_5 \sim P_{10}$ 設計防蝕電流採用 140A。

⑵陽極：採用高矽鑄鐵陽極，每根陽極適當電流發生量爲 4 A，故三重端部份所需部份所需陽極數爲：90 / 4 + 50 / 4 = 22.5 + 12.5 = 23 + 13 = 36 根。

⑶設置：因埋設陽極地點之空地廣大採用線埋式埋設，經核算結果，選於距離三重端橋墩下游 140m附近鑽 36 孔深各 5 m，每孔埋裝 1 根陽極，埋填土深 3 m。

⑷矽變壓整流器：

①數量：1台。

②輸入電力：視工地附近擬採用電線之電壓數而定，惟屬AC電流。

③輸出電力：採用 110A 及 60A 兩回路，電壓 60A，屬DC電流。

㈢陽極接地電阻抗計算

1.臺北市端部份：

⑴線路與分解電壓降共約 15V。

⑵陽極接地容許電阻抗爲：

(60 − 15) / (90 + 30) = 0.38 Ω

設兩孔間隔採用 10m（詳見設計圖）

則：$R_n = \frac{\rho}{2\pi ln}\left(\alpha n \frac{4\ell}{d} - 1 + \frac{2\ell}{S}\right) \times \alpha n\ 0.656n$

$= \frac{2,000}{2\pi \times 4,200 \times 2}\left(\alpha n \frac{4 \times 4,200}{16.52} + \frac{2 \times 4,200}{1,000}\ \alpha n\ 0.656 \times 2\right)$

$= 0.038\left(5.92 + \frac{2 \times 4,200}{1,000}\ dn\ 0.656 \times 2\right)$

$= 0.312\ \Omega$　O.K

此處：

n = 2（2孔）　　$\ell = 42m$

P = 2,000（實地量測之土壤電阻率）

d = 16.52（陽極直徑）　　S = 10 m（兩孔間隔）

2.三重市端部份：

(1)線路與分解電壓降共約 15V。

(2)陽極接地容許電阻抗爲：

(60 − 15) / (90 + 50) = 0.32 Ω

設陽極 1 組 2 根（每根長 2 m）間之間距爲 2 m 其電阻抗爲：

$$R_1 = \frac{\rho}{2\pi\ell}\left(\alpha n \frac{4\ell}{d} - 1\right)$$

$$\frac{2,000}{2\pi \times 200}\left(\alpha n \frac{4 \times 200}{16.52} - 1\right) = 1.59 \times 2.88 = 4.58\,\Omega$$

陽極 2 列並排埋設共36根，其相互間之干擾影響其接地電阻抗，故上面求得兩根間之電阻抗，須再乘以干擾係數 a，此處 a 爲埋土深 2.4 m 間距 2m 且爲兩排中空時，干擾係數。

$$a = \frac{1}{\text{陽極數量（孔數）}} \times (2 \sim 2.5)$$

總合接地電阻抗

$$R_m = R_1 \times a = 4.58 \times \frac{1}{36}(2 \sim 2.5)$$

$$= 0.25 \sim 0.318 \quad \text{O.K}$$

㈣陽極壽命之計算：

1.磁性氧化鐵陽極：

(1)消耗率：在土中之消耗率約 0.1 kg / A·yr

(2)淨重：約 5.3 kg

(3)使用壽命：$T = \frac{5.3}{0.1 \times 2A} = 26.5$ 年

由於埋設陽極地點環境之條件不同，陽極難予均勻消耗，大多均以孔蝕形式腐蝕致使用壽命，當較上面求得之年數爲短，惟因臺北大橋防蝕用之陽極係裝放於鋼管內，故其使用年數約可增加一年，故陽極設計使用壽命約爲

20 ～ 25 年之間。

㈤陽極之選用及其排置法：

我國之陰極防蝕技術，較先進國家落後很多，本局臺北大橋陰極防蝕技術之研究，可謂我國對該項防蝕技術之推展的開始，尤其對橋基或港灣設施在水中之外加電流防蝕技術即爲國內首創。因國內前未曾裝設該項防蝕設施，有關該項防蝕資料極爲缺乏，本局希望將來能爲國內提供該防蝕技術之有關資料，決定在該橋臺北市端狹小之河邊空地，採用深埋式方法埋設磁性氧化鐵陽極，在三重市端廣大之河邊空地，採用淺埋式方法埋設高矽鑄鐵陽極予以防蝕，作爲將後兩種陽極效果使用壽命，及經濟上之比較用。淺埋式陽極幅射式排置法，亦可提供防蝕電流之互相干擾情形及將來檢查維護等之資料，並可收集淺埋式及深埋式陽極防蝕之優劣點資料供國內將來裝設該項防蝕設施之用。

乙、關渡大橋基樁防蝕

第一節　前　　言

關渡大橋位於淡水河下游近淡水港。該橋現正興建中，橋基 P_4 ，P_5 ，P_6 採用鋼管樁。該橋位近海河水中含有高量鹽份，基樁易腐蝕，經實地取水土樣試驗含氯硫量，河水比電阻，PH 值、流速、溫度、嫌氣菌生存情況及測驗埋設陽極地點附近之各地層比電阻後設計 6 處約 50M 深之小孔洞，其中 2 處各埋用 16 根高矽鑄鐵陽極，4 處各埋用 17 根高矽鑄鐵陽極以產發防蝕電流供防蝕鋼樁之用（詳圖 7 － 1 ）上述各點爲原初理論設計資料，實際洞深應在施工中視地層土石之種類變化而改變，實需防蝕電流量亦應實地作陰分極實驗後研析決定爲宜。關渡大橋與臺北大橋分別位於同河流之下上游，關渡大橋之防蝕係參照臺北大橋之防蝕法辦理均採用外加電流陰極防蝕法。

第二節　橋位腐蝕環境之調查試驗

河　水　比　電　阻

使用儀器：東亞電波公司Model　TOA　CM-1F電導率計

日　期	地　點	比　電　阻		備　考
		漲　潮 (ohm-cm)	退　潮 (ohm-cm)	
67.10.24	－1M處	58	309	
〃	－3M處	56	273	
〃	－5M處	53	278	
〃	河底泥	100	240	

河　水　PH

使用儀器：TOA　HM-1F　PH　METER（S. No. A-772665）

日　期	地　點	PH		備　考
		漲　潮	退　潮	
67.10.24	－1M處	6.65	6.85	
〃	－3M處	6.62	6.87	
〃	－5M處	6.63	6.78	
〃	河底泥	6.59	6.65	

河　水　含　氧　量

使用儀器：滴定法

日　期	地　點	含　氧　量（PPM）		備　考
		漲　潮	退　潮	
67.10.24	－1M處	14.45	19.8	
〃	－3M處	8.71	10.3	
〃	－5M處	0.10	12.08	
〃	河底泥	5.05	13.46	

河　水　流　速

使用儀器：OTA No.110 - B 流速計

日　期	地　點	流　速（M/S）		備考
		漲　潮	退　潮	
67.10.25	離橋墩 20M以上之河邊水面下1M處	0.596M/S	0.534M/S	
〃	河中央水面下 1 M處	0.818M/S	0.558M/S	
〃	河中央水面下 3 M處	0.812M/S	0.354M/S	
〃	河中央水面下 5 M處	0.465M/S	0.347M/S	
〃	Pier（P6）水面下 1 M處	0.818M/S	0.558M/S	
〃	Pier（P6）水面下 3 M處	0.812M/S	0.354M/S	
〃	Pier（P6）水面下 5 M處	0.465M/S	0.347M/S	

河　水　溫　度

使用儀器：OTA OT-319 水中溫度計

日　期	地　點	溫　度（℃）		備考
		漲　潮	退　潮	
67.10.25	離墩橋M20以上之河邊水面下 1 M處	25 ℃	24 ℃	
〃	河中央水面下 1 M處	24 ℃	24 ℃	
〃	河中央水面下 3 M處	23 ℃	23 ℃	
〃	河中央水面下 5 M處	22.5 ℃	22.5 ℃	
〃	Pier（P6）水面下 1 M處	24 ℃	24 ℃	
〃	Pier（P6）水面下 3 M處	23 ℃	23 ℃	
〃	Pier（P6）水面下 5 M處	22.5 ℃	22 ℃	

河 水 含 氯 離 子 量

使用儀器：滴定法

日　期	地　點	含氯離子量（PPM）		備　考
		漲　潮	退　潮	
67.10.25	－1 M處	12,300	450	
〃	－3 M處	13,000	390	
〃	－5 M處	14,200	340	
〃	河底泥	15,000	360	

河 水 含 硫 離 子 量

使用儀器：比濁法

日　　期	地　　點	含硫離子量（PPM）		備　　考
		漲　潮	退　潮	
67.10.25	－1 M處	360	150	
〃	－3 M處	380	130	
〃	－5 M處	430	115	
〃	河底泥	450	100	

土 壤 比 電 阻 紀 錄 表

1.淡水側—離橋約 100 M處（下游）

A、初測　　時間：67 年 10 月 31 日上午

深度 a (M)	1/2a (M)	3/2 a (M)	2π a (M)	電　阻 R (ohm)	比電阻 P (ohm-M)	附　　註
1	0.5	1.5	6.28	5	31.416	
2	1.0	3.0	12.57	2.5	31.416	
3	1.5	4.5	18.85	1.6	30.160	
5	2.5	7.5	31.40	1.0	31.416	
7	3.5	10.5	43.96	0.7	30.788	
10	5	15	62.80	0.53	33.300	
15	7.5	22.5	94.2	0.35	32.987	
20	10	30	125.7	0.275	34.558	
25	12.5	37.5	157.1	0.225	35.343	
30	15	45	188.5	0.195	36.757	
35	17.5	52.5	220.0	0.165	36.285	
40	20	60	251.4	0.160	40.212	
45	22.5	67.5	282.5	0.150	42.412	
50	25	75	314	0.130	40.840	

B、複測　　時間：67 年 10 月 31 日上午

深度a (M)	1/2a (M)	3/2a (M)	2π a (M)	電　阻R (ohm)	比電阻P (ohm-M)	附　　註
1	0.5	1.5	6.28	5	31.416	
3	1.5	4.5	18.85	1.49	28.086	
5	2.5	7.5	31.40	1.09	34.243	
10	5	15	62.80	0.8	50.265	
20	10	30	125.7	0.268	33.678	
30	15	45	188.5	0.208	39.207	
40	20	60	251.4	0.145	36.442	
50	25	75	314	0.135	42.411	

2.八里側一離橋約 100M處（上游）

A、初測　　時間：67 年 10 月 31 日下午

深度a (M)	1/2a (M)	3/2a (M)	2π a (M)	電　阻R (ohm)	比電阻P (ohm-M)	附　　註
1	0.5	1.5	6.28	2.0	12.566	
2	1.0	3.0	12.57	1.5	18.85	
3	1.5	4.5	18.85	1.05	19.792	
5	2.5	7.5	31.40	0.78	24.504	
7	3.5	10.5	43.96	0.6	26.380	
10	5	15	62.80	0.45	28.274	
15	7.5	22.5	94.2	0.3	28.274	
20	10	30	125.7	0.17	21.363	
25	12.5	37.5	157.1	0.15	23.562	
30	15	45	188.5	0.14	26.39	
35	17.5	52.5	220.0	0.13	28.588	
40	20	60	251.4	0.13	32.672	
45	22.5	67.5	282.5	0.12	33.929	
50	25	75	314	0.11	34.558	

B 、複測　　時間：67 年 10 月 31 日下午

深度 a (M)	1/2a (M)	3/2a (M)	2π a (M)	電　阻 R (ohm)	比電阻 P (ohm-M)	附　　註
1	0.5	1.5	6.28	1.6	10.053	
3	1.5	4.5	18.85	1.0	18.85	
5	2.5	7.5	31.40	0.76	23.876	
10	5	15	62.80	0.34	21.363	
20	10	30	125.7	0.223	28.023	
30	15	45	188.5	0.17	32.044	
40	20	60	251.4	0.15	37.699	
50	25	75	314	0.12	37.699	

第三節　鋼管樁陰極防蝕工程設計

㈠防蝕對象

1. 76.2 cm ϕ × 50 M　length — 144 Pcs

2. 76.2 cm ϕ × 41 M　length —　32 Pcs

㈡防蝕對象之被防蝕面積

1. 76.2 × π × 5000 × 144 = 172,360,000 cm^2 = 17,236 M^2

2. 76.2 × π × 4100 × 32 = 31,407,882 cm^2 = 3,140.8 M^2

3. Total Area = A + B = 17,236 + 3,140.8 = 20,376.8 M^2

4. 在水中之面積爲：76.2 × π × 5M × 176 = 2,106.6 M^2

5. 深度在土中 10 M以內之面積爲

76.2 × π × 1000 × 176 = 42,132,500 cm^2 = 4,213.25 M^2

6. 深度在土中 10 M以下之面積爲

20,376.8 − 6,319.9 = 14,056.9 M^2

㈢環境情況　　詳如調查記錄表

㈣防蝕電流

1. 防蝕電流密度表

由河水比電阻及河底泥比電阻得知環境很接近海水，因此可以料到鋼

管樁之腐蝕度相當大，故防蝕電流密度須取相當大的數值在水中取 110 MA / m^2，在土中深度 10M以內 者取 20MA / m^2，在土中 10M以下者取 10 MA / m^2。

2.防蝕電流

(1)在水中

$I_1 = 2,106.6 \times 110 = 231,726MA = 231.73 A$

(2)在土中 10M深以內

$I_2 = 42,132.5 \times 20 = 84,265MA = 84.3 A$

(3)在土中 10M深以下

$I_3 = 14,056.7 \times 10 = 140,567MA = 140.57 A$

(4) Total 防蝕電流

$I = I_1 + I_2 + I_3$

$= 231.73 + 84.3 + 140.57 = 456.6 A$

3.實際防蝕電流應考慮安全應在 $456.6 \times 1.1 = 502.3$ A 以上，即須 500 A。

(五)防蝕方法：採用外加電流法（ Impressed Current System ）

考慮施工，效果以及經費等問題，宜採用外加電流法

1.以整流器方式將臺電公司單相 220V 或 110V 之交流電源變換爲直流電源而供給陰極防蝕系統，但盡量 220 V 爲宜。

2.直流電流輸出之正極採用不易腐蝕且發生電流量大之高矽鑄鐵爲電極而將電極深埋於地下 50M左右深處，（ 參考土壤比電阻測定記錄，認爲深度 30 ～ 50M均可），以臻防蝕效果。（按淺埋電極效果較差）。

3.如純考慮防蝕效果之良否，電極之埋設應在河兩邊，但經費相當龐大，因此採用既經濟又有效的深埋方式而選地在關渡側鐵路傍處埋設電極。

(六)陰極防蝕所須主要器材

1.矽變壓整流器

(1)交流輸入電壓：單相 60 赫 110 V 或 220 V 視臺電公司電源而定。但盡量採用 220 V 爲宜。

(2)直流輸出電壓：0～80V，可調整型（每格可調整4V）。

(3)直流輸出電流：250A及250A兩回路，各回路均可單獨操作及控制。

(4)整流方式：單相全波橋式整流方式，且可連續使用。

(5)冷却方式：油浸自冷式。

(6)溫度上升限度：變壓器之繞線部份≤ 50 ℃

開關部份≤ 50 ℃

矽器部份≤ 90 ℃

(7)電流負荷超載限度：可超過原來規格負荷量之10％。

(8)絕緣電阻：3MΩ以上。

(9)耐電壓強度：2000V以上。

(10)屋防外水，桿上裝置型者。

(11)外箱爲厚度2*mm*以上之鋼板所製成，且要充份防銹處理後油漆兩層（先以無機鋅爲底漆，然後以氯化橡膠系油漆爲面漆爲之）。

(12)附件：須兩套全套之保險絲組，指示燈及日光燈。

(13)保固期限：在正常操作之下，須保固5年以上。

爲易於控制及維持矽整流器之使用壽命應選購下列專門製造廠商牌之一：

①Good-All Electric Inc.（美國）

②Chiba Rectifier Co. Ltd.（日本）

③Origin Electric Co. LTD（日本）

④Sansha Electric Mfg. Co. LTD（日本）

⑤Westinghouse Electric Inc.（美國）

2.高矽鑄鐵陽極（High Silicon Cast-Iron Anode）：限用日本或美國原裝製品。

(1)形狀及尺寸

①圓形直徑至少50*mm*ϕ，長度至少1,500*mm*1（美製2″ϕ×60″L）。

②陽極與電線之連接處，爲降低IR之電壓降，須以熱熔劑焊法焊接（Thermit Welding）後以樹脂填充再加以防水處理。

③陽極頂端及電線連接處，須用ＰＥ蓋子封蓋之。

(2)消耗率：最大消耗率不得超過 0.12 kg/AYr.（ 0.25lb/AYr）

(3)成份：Si ： 14.5～16 %，Mn ： 0.8 %以下

C ： 0.95 %以下，Cr ： 4.5 %以下

其他爲 Fe

(4)重量：淨重 20 kg以上

(5)填充料：以直徑 200 *mm* 以上，長度 2,000 *mm* 以上之鋼管爲外殼，內裝陽極，並以焦碳粒粉（ Coke Breeze ）填充空隙，內設置一透氣管。

(6)電線：連接電極之電線爲 600V 級 8 mm^2 單蕊電纜，以ＰＥ絕緣ＰＶＣ爲被覆者，長度至少爲 6 公尺以上。

3.電纜或電線

(1) 600V 級 60 mm^2 ＣＶ單蕊電纜

①導體外徑： 10.0 *mm*

②絕緣厚度： 1.5 *mm*（交連ＰＥ）

③被覆厚度： 1.5 *mm*

④完成總外徑：約 16 *mm*

⑤導體電阻： 0.303 Ω／Km以下 20 ℃

⑥試驗電壓： 2,500V／min

⑦重量：約 710 kg／Km

⑧絕緣電阻： 1,500 MΩ／Km以上

(2) 600V 級 14 mm^2 CV 單蕊電纜

①導體外徑： 4.8 *mm*

②絕緣厚度： 1.0 *mm*（交連ＰＥ）

③被覆厚度： 1.5 *mm*（ＰＶＣ）

④完成總外徑：約 9.8 *mm*

⑤試驗電壓： 2,000 V／min

⑥重量：約 210 kg／Km

⑦導體電阻： 1.3 Ω／Km以下（在 20 ℃時）

⑧絕緣電阻： 1,500 MΩ／Km以上

4.電桿

(1)材質：鋼筋混凝土製造

(2)強度：B級

(3)長度：9 M

(4)形狀：標準圓形空心，頂端外徑 19 *cm*，底端外徑 31 *cm*。

(七)所有電氣配管配線工程均須遵照電力公司屋外線路裝置規則施工之。

(八)試驗片之裝設

爲使能以目視觀察防蝕效果，於陰極防蝕工程完工後在P_5（或P_6）下游側裝試驗片一套（另準備一套做預備品），該試驗片如圖所示，由3組組成，分別位於水面附近，水深中央部及河底，每組有二試驗片，共6片，以防水電纜懸吊於鋼管樁，（另以鋼纜支撐以防電纜斷裂）。每組試驗片中有一片以電纜與鋼管樁相連接（通電），亦即具有防蝕作用（P片，Protected Piece），另一片即用絕緣體使與鋼管樁不通電，亦即處於不防蝕狀態（C片，Unprotected Piece ），經過一星期拉上試驗片觀察，以目視就可看出前者（P片）光亮如初，但後者（C片）已生有赤銹，此種對照將與時間之經過而愈顯著，當經過相當期間後（一年以上）取出此試驗片，將所生之銹清除後測其剩餘重量，與原重量比較即可知各試片在此時間內之腐蝕量，又由兩者（原重量及剩餘重量）之比較可求得防蝕率。

1.腐蝕率：由下式求得

$$\text{腐蝕率}=\frac{W\times T}{A\times t}\ (\text{gr}\ /\ m^2/\ \text{hr})\ \cdots\cdots(\text{Ⅰ})$$

$$\text{侵蝕率}=\frac{W\times T}{d\times A\times t\times 1{,}000}\ (mm/\text{yr})\ \cdots\cdots(\text{Ⅱ})$$

W：減少重量（gr）

A：試驗片表面積（m^2）

t：試驗時間（hr）

T：（Ⅰ）爲 1hr，（Ⅱ）爲 24 × 365hr

d：試驗片材料之比重（gr ／cm^3）

2.防蝕率（Protection Rate）：由下式求得

$$\text{防蝕率}(\%)=\frac{\text{C片之腐蝕率}-\text{P片之腐蝕率}}{\text{C片之腐蝕率}}\times 100$$

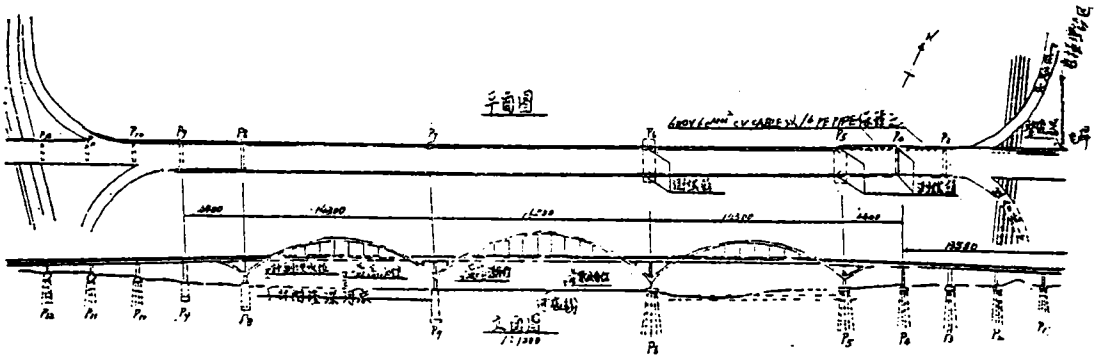


圖 7 － 1

海洋混凝土工程研討會

高強度混凝土之工程特性

主講人：顏　聰

一、前　　言

相對於目前營建工程上通用的混凝土最大抗壓強度 350 kgf／cm² ，美國ＡＣＩ　Commiffee 363 之報告〔１〕將超過 420 kgf／cm² 者定義爲高強度混凝土，其上限可達 840 到 1050 kgf／cm²，由於高強度混凝土使用在工程建築上，必可減小構件尺寸，降低自重；應用在橋樑建造上，可增大跨度；做爲高樓建築的柱身和剪力牆等的構造材料時，更已証實可獲得設計上的經濟性優點。

基於上述實用上效益，高強度混凝土的工程應用，近年來在新進國家內已成爲一種新的趨勢，這種趨勢終將迅速的延伸影響到世界各國。國內在工程科技上的改進相當積極，對新技術和新材料的引用因而極爲迅速，有關高強度混凝土特性和應用上的引介實爲當務之急。

高強度混凝土的基本特性表現在較高的抗壓強度上，其工學理論和製造技術早有研究，較難掌握的是實際施工上的品質控制效果。這方面有賴全體土木工程人員對高強度混凝土瞭解層次的提升，若能從其特性形成的原因着手，然後再及於其他製作，施工等問題，當可達到事半功倍之效。有鑑於此，本文擬以研討方式先論析其高強度特質的形成原因，再及於工程特性與實際應用問題。

二、工程性質之形成與原因之探討

高強度混凝土仍以水泥、骨材和水做爲主體材料，附加劑和細粒礦物質，如飛灰等的添加乃用於調整性質。其造成高強度特性的原因主要是基於拌合材料品質的嚴格選擇，以及骨材級配和混凝土配合比例的精確設計。從上述製作條件出發，將可據以從工學角度研析形成各種特性的原因。

2.1 製造上之必要條件

1.混凝土材料之選擇

a 粘結材料

採用的水泥，除了有早強的特別需求外，仍沿用第 1 型。水泥含量在高強度混凝土製作上往往偏高，因此要注意水泥水化反應的需水量性質，以及水化熱造成的混凝土內溫度上升，當溫度上升成爲問題時，可考慮改用第 2 型的低熱水泥，但以強度形成能符合要求爲準。

細粒礦物質的摻用在高強度混凝土製造中，是用以取代部份水泥，兩者合稱爲水泥質材料（ cementitious material ）。其加入一方面可降低成本也同時減少水化熱，但因目前大都採用飛灰，不論其爲C級或F都具有減緩混凝土強度成長的傾向，故於使用前多進行試驗，研究其合宜取代量。

b 骨材

骨材的條件最基本的要求是具有強度，尤其是粗骨材部份爲混凝土的主要骨架，其強度必須高於混凝土強度，否則不適用。級配是骨材選用的另一要件；細骨材部份，其細度模數（ FM ）最好不低於 2.5〔 4 〕，以免提高混凝土的拌合需水量。由於高強度混凝土的水泥材料含量多，即細顆粒部份已足敷使用，故細骨材內通過 50 # 及 100 # 篩者應儘可能減少，但仍以符合ASTMC 33 要求爲準。粗骨材部份有許多研究指出〔 2 、 4 、 5 、 6 〕，高水泥含量及低水灰比條件下，對最佳的抗壓強度而言，其粗骨材粒徑應保持在 1 吋以下，常用者爲½吋或⅜吋，如圖 1 所示，愈小的最大粒徑理論上應可產生愈大的抗壓強度，但須有合宜的客觀條件配合之。骨材顆粒的外形也會影響混凝土強度，碎石顆粒可因與水泥漿握裹面積的增加，而有益於混凝土的強度表現，在兼及工作性的考慮下，理想的骨材應該是近乎方形的碎石，含有最少的扁平或細長形顆粒。

c 附加劑

附加劑如減水劑，高流動性化劑，緩凝劑、早強劑、輸氣劑或混合式附加劑等，常用於高強度混凝土製造上。提高混凝土抗壓強度至要求標準爲基本目的〔 2 〕，另外附加劑還用以控制凝結硬化速率，加速強度成長，改善工作性及耐久性。爲達成使用目的並降低成本，採用混合式附加劑明顯的更具優點。

採用的化學附加劑以減水劑居多，傳統的減水劑可減水 5 ～ 10 % ，而高流動性化劑（ Superplasticizer ）或即高性能減水劑，則可減水達 12 ～ 25 %，該等減水劑，若非單純用於改善混凝土工作性，在考慮其減水效果時，就須同時增加砂含量以補足減水部份的體積，由於只使用高流動性化劑時，混凝土的坍度降較嚴重，因此常與傳統減水劑或緩凝劑混合使用。

2. 混凝土之配合比

基本上，高強度混凝土的配合比所要求的精準度，需要高於普通強度混凝土者，選定配合比例時應予考慮的項目甚多，如水灰比，水泥含量，骨材比例、工作性等，可再分別詳述之。

a 水灰比

低水灰比是高強度混凝土的必要條件，當混凝土中加入飛灰時，水灰比的計算變成水與水泥及飛灰總和之比值。常用的水灰比大概在 0.27 － 0.50 之間，這種低水灰比條件常會連帶導致高水泥含量和低坍度。爲改善工作性乃因而常加入減水劑或高流動性化劑。水灰比與混凝土抗壓強度的關係，已有試驗結果綜合如圖 2 所示，〔 3 、 7 〕依使用的水泥、骨材及外加物而定；圖上顯示對任何一水灰比，同時摻入高流動性化劑及飛灰者可得較高的抗壓強度。

b 水泥含量

爲獲得高強度必須在混凝土中摻入足量的水泥以產生良好的粘結效果，因此高強度混凝土的水泥含量一般偏高，約在 400 kg／m^3 到 560 kg／m^3 之間〔 8 、 9 〕。過量或過多的水泥含量，不一定有利於強度的增大，因此使水泥在混凝土中發揮的效率達到最大，才是最理想的設計。參閱圖 3 ，混凝土中只混合水泥時最佳含量約爲 550 kg／m^3 更多的水泥含量再也無法提高強度〔 7 〕，但須注意者，當飛灰加入水泥中時，其水泥質材料之最佳含

量將可提升到約 560 kg／m^3 。目前飛灰的摻用量範圍大致在水泥質材料總重之 20 %～ 35 %。

c 骨材含量與級配

由於骨材佔據了混凝土體積中的絕大部份，混凝土的配合設計工作自須特別重視它。在配合比例的分析上，細骨材部份較爲重要，原因是對同樣重量而言，其所擁有的顆粒表面積遠大於粗骨材者。細骨材的顆粒分佈，對於新拌和硬化混凝土的性質都有重大的影響；較細的顆粒，如通過＃ 50 及 ＃ 100 篩的含量偏高時，塑性工作度可明顯獲得改善，但須有較多的水泥漿體，此將導至成本提高；或則若以加水增多漿體，強度必因而降低。細骨材含量較少時可以減少漿體需求量，既能擁有經濟性也可在一定水泥含量下產生較高的強度，因此細骨材含量應儘可能降低。

最佳的粗骨材含量和粗骨材最大尺寸主要依拌合砂的性質而定，尤其是砂的細度模數（ FM ）〔 10 〕。對於混凝土中粗骨材用量與細骨材 FM 的關係 ACI 211.1 提供有如表一的建議。事實上砂的外形和顆粒分佈也會影響粗骨材用量，因此有試驗指出〔 11 〕，若砂的外形多角而不平滑，表一內的粗骨材含量應減少至 4 %；而若砂的空隙含量低，該粗骨材含量則可增加 4 %。另外，由圖 4 之研究結果也顯示〔 2 〕，高強度混凝土採用½"爲最大粒徑時，需要之粗骨材含量將爲依 ACI 211 建議值的 1.2 到 1.6 倍；從而對混凝土彈性模數也發生影響。

2.2 特性成因之研析

以上闡述的高強度混凝土特性乃至於其製造條件，明顯的表示出，比之普通混凝土，它確有其特異之處。這些凸出的性質，自然可以從其組成條件中探討出原因所在。

首先，高強度混凝土的獲得，基本是由低水灰比及高水泥含量配合強度足夠的骨材達成。這是一般混凝土工學早已確認的事實，因爲低水灰比將減少餘水在水泥石內殘留的空隙〔 12 〕，從而直接提高水泥石強度，間接有利於混凝土抗壓強度的增大，但是這時候，骨材強度必須大於水泥石強度，是一個必要的條件〔 13 〕，另外，還須慮及的因素是骨材與水泥石之間的握裹強度，該握裹強度的發揮，一方面要有高強度的水泥漿體，更重要的是水泥漿量須足以包裹所有骨材的表面，使混凝土破壞時不因握裹失效產生。由此

可知，水泥含量的增加，將因有利於握裹作用，而使混凝土強度提升。

考慮骨材對於混凝土強度的影響時，除了上述骨材強度須要高的基本要求外，其最大粒徑和級配後的顆粒分佈是最重要的兩項。骨材是混凝土的骨架，彼此之間的結合有賴於水泥漿的粘結作用，骨材的表面積，因而成爲混合過程中，必須仔細考慮的因素。要使骨材完全發揮抵抗外力的作用，水泥漿的握裹效果先須存在，此時包裹骨材表面所需的水泥漿量，很受骨材級配條件的影響，其中細骨材部份尤爲重要。爲提高混凝土強度，儘量增加水泥漿與粗骨材的握裹面積也是重要的一環。因此採用碎石以增大其表面積，是達成目標的方法之一；另外，降低粗骨材最大粒徑也是可行的，它同時可因顆粒周圍應力集中情況的較爲緩和，而得以提高混凝土強度〔 6 〕。依此延伸，目前高強度混凝土所採用的½吋或⅜吋最大粒徑，假如再予減小，混凝土強度理論上應可更爲提高。之所以尚未如此採行，大概是基於經濟性考慮，因爲沒有必要因降低最大粒徑而增加了水泥用量。

三、工程特性

3.1 力學性質

高強度混凝土之力學特性主要着眼在伴隨強度提高後的應力——應變關係，彈性模數，柏松比，抗拉性質、剪力強度、振動疲勞強度等改變。上述各項性質常與標準圓柱形試體 15 cm ϕ × 30 cm 的單軸抗壓強度相關，以下再分別闡述之：

(1)應力——應變行爲及彈性模數

高強度混凝土的應力——應變行爲，可藉實測所得的關係曲綫觀察出其特質。以圖 5 的試驗曲綫爲例〔 14 〕，強度愈高的混凝土曲綫，在上升段愈綫性化也愈徒，達最大應力點的對應應變也愈大，但是其下降段也同樣較爲徒直。

基於應力——應變曲綫決定的高強度混凝土彈性模數，大體上介於 2.94 × 10^5 kgf／cm^2 到 4.55 × 10^5 kgf／cm^2，依推求方法而異。利用抗壓強度以推算彈性模數的經驗試，則由多數試驗曲綫導出如下〔 15 〕：

$$Ec = 10580\sqrt{fc'} + 70000 \text{ kgf／cm}^2 \qquad (1)$$

但　210 kgf／cm^2 ＜ fc' ＜ 840 kgf／cm^2

式(1)與ＡＣＩ和ＰＣＡ（ Protland Cement Association）建議式的比較如圖 6 ，顯然(1)式較保守。其他尚有不少彈性模數的經驗預測方程式影響預測值的主要因子爲粗骨材性質和級配條件。

(2)橫向變形行爲及柏松比

軸向應力作用下的高強度混凝土橫向應變的相對增加率，如圖 7 所示，顯然較小〔16〕 這種彈性範圍內，相對的低側向變形，將影響到箍筋的效應，可能使其圍束效果較差〔 17 〕。

高強度混凝土的柏松比有試驗指出〔 18 〕，抗壓強度由 720 kgf／cm² 至 810 kgf／cm² 者，其測值介於 0.20 到 0.28 之間；當水灰比增大時，柏松比有減小的傾向。

(3)抗拉性質

用於代表混凝土抗拉強度的壓裂強度（ fsp′ ）亦即間接抗拉強度，對 28 天材齡抗壓強度 850 kgf／cm² 以下所得試驗結果爲〔 19 〕低強度者 fsp′ 可達 fc′ 的 10％，但高強度者可能降低至 5％而已；碎石混凝土的壓裂強度可高出卵石混凝土者約 8％；又壓裂強度約爲抗體彎強度的 70％，由抗壓強度以預測壓裂強度可利用下列推荐式〔 20 〕：

$$fsp' = 1.96\sqrt{fc'} \quad kgf/cm^2 \qquad (2)$$

但 210 kgf／cm² ＜ fc′ ＜ 840 kgf／cm²

抗彎強度或即破裂模數是混凝土抗拉性質的另一種形式，其與抗壓強度的關係介於 $1.98\sqrt{fc'}$ 到 $3.17\sqrt{fc'}$ kgf／cm² 之間，文獻〔 20 〕推荐的預測式如下：

$$fc' = 3.10\sqrt{fc'} \quad kg/cm^2 \qquad (3)$$

但 210 kgf／cm² ＜ fc′ ＜ 840 kgf／cm²

3.2 結構設計之考慮

高強度混凝土的本質和工程性質與普通混凝土已知有某種程度的差異，在承受外力作用時其內部應力反應因而各自不同，這些差別將關連到結構體的力學行爲及安全性。以下就幾種常見構件作重點分析：

(1)柱——承受軸心荷重

依現行設計公式，ＲＣ柱的標稱強度是由重疊相加混凝土和主筋的承載力而得，如式(4)：

$$Pn = 0.85fc'Ac + Asfy \qquad (4)$$

式(4)的沿用乃基於一個假設，即鋼筋達到降伏點之前，混凝土已達最大應力。比較高強度混凝土，中低強度混凝土和 fy = 4200 kgf／cm² 鋼筋的應力，應變曲綫如圖 8 ，可看出在應變值約 0.001 以前各曲綫都在綫性範圍內，其承載力的疊加是合理的。在應變大於 0.001 到約 0.002 之間，鋼筋仍未達降似而爲綫性，但中低強度混凝土曲綫已逐漸偏離綫性，高強度混凝土雖擁有較爲徙直的走向，却都在應變約 0.002 時達到其最大應力，而此時之鋼筋也差不多達到降伏。因此式(4)對高強度混凝土的設計仍然適用，除非鋼筋的降伏發生在混凝土達到最大強度之前。

柱內配置的束筋可增加柱心混凝土的強度以及柱的韌性，早爲被肯定的事實。高強度混凝土在受力下形成的側向應變較小，這種特性使螺旋束筋在柱上得以產生的有效圍束應力較小〔 17 〕Cornell 大學利用試驗結果建議了一條適合各種強度混凝土的螺旋筋圍束應力式如下：

$$\bar{f}c - fc'' = 4.0\, f_2 \left(1 - \frac{S}{dc}\right) \qquad (5)$$

式中 $\bar{f}c$ ＝螺旋筋柱抗壓強度

fc''＝無圍束柱抗壓強度

f_2 ＝混凝土之圍束應力，由螺旋筋之實有應力求之。

S ＝螺旋筋之節距

dc ＝柱心直徑

式(5)與多數試驗數據的關係如圖 9 所示，顯然此修正式對各種強度混凝土的圍束應力達 210 kgf／cm² 者都適用。

有關螺旋筋對高強度混凝土柱延展性的改善作用，迄今仍未定論，但 Cornell 大學的試驗報告〔 15 〕則指出，即使有效圍束應力相同，高強度混凝土柱不僅在最大應力點的應變，值較小，其應力應變曲綫在一通過最大應力點後的下降現象，也相當尖銳，如圖 10 所示。

(2)柱——承受偏心載重

承受偏心載重的柱，在失敗上可分成兩類，一爲壓力破壞，另一爲拉力破壞。壓力破壞情形的混凝土承壓力，即壓力面的應力分佈，將對柱的承載力有所影響。該應力分佈之形狀，在採用高強度混凝土時，可能由一般的矩形轉變成梯形乃至於三角形（ 參閱圖 12 ）。如此則柱的標稱荷重 Pn 與標準

稱彎矩Mn 之間的相關曲綫，也將有所變化。以一斷面爲25^{cm} × 25^{cm} ，配置 4 支 # 11 主筋的方形柱爲例，當材料性質爲： fy = 4200 kgf ／cm^2 ，fc^1 = 840 kgf ／cm^2 時，其Pn 與Mn 之關係曲綫如圖 11 所示，顯然採用矩形應力塊和梯形應力分佈兩種方式推算時，將有不少差別。不過在拉力破壞情形，則由圖 11 看出，兩種壓力面的應力分佈所產生的差異不大。

(3)梁及版

承重梁或版橫斷面的壓應力分佈，如圖 12 (a)所示，與混凝土的單壓應力——應變曲綫相關。分析梁的壓力面合力C時，對中低強度混凝土可基於 k_1 、k_2 , k_3 三個參數如圖 12 (b)簡化成一矩形應力塊，推求標稱撓曲強度Mn 對高強度混凝土，則因該應力——應變曲綫較爲綫性化而偏離拋物綫情形，使應力塊的計算用參數產生變化。圖 12 (c)的梯形〔 21 〕即爲建議之一種，它還可能受到鋼筋比等其他因素的影響，不過迄今爲止的研究結果顯示對不足補強之梁，現行ACI 318 規範建議的Mn 計算式：

$$Mn = Asfy\ d\ (\ 1 - 0.59\ \rho\ \frac{fy}{fc^1}\ ) \qquad (6)$$

可適用於強度達 840 kgf ／cm^2 的混凝土，但是對過量補強之梁，則不適用，〔 22 〕有待進一步探求。

由於高強度混凝土的抗壓破壞應變偏低，材料的韌性較差，將它應用在RC撓曲構件上時，有必要瞭解其延展性，從文獻〔 21 〕的試驗結果可初步得知，單筋RC梁採用高強度混凝土時，其延展性比採用中低，強度者明顯的變差。不過，若加入壓筋而且配置以箍筋後，高強度混凝土RC梁的延展性，也將獲得明顯的改善。

RC梁的剪力低抗在混凝土部份除了未裂斷面外，很重要的是來自裂縫間骨材的鎖結(interlock) 作用。但是有不少試驗研究指出，〔20 、23、24 〕高強度混凝土的破裂面接近平滑面，強度愈高，該鎖結效果愈低。因此目前的剪力設計法，對高強度混凝土梁恐怕是不保守的，有待斟酌。

在考慮梁的彈性撓度時，其主要的影響因子有彈性模數Ec，破裂模數fr，及有效慣矩Ie 等。其中彈性模數已於第 3.1 節討論過；破裂模數值之ACI 建議值 1.98 $\sqrt{fc^1}$ kgf ／cm^2 ，有不少研究報告指出〔 25 、26 〕有偏低的傾向，多數認爲應取 3.10 $\sqrt{fc^1}$ kgf ／cm^2 。不過考慮到混凝土養護條件的無法盡如理想，在設計上仍暫時建議採用 1.98 $\sqrt{fc^1}$ 對於有效慣矩

，ＡＣＩ　318 的建議式爲：

$$Ie = (\frac{Mcr}{Mmax})^3 Ig + [1 - (\frac{Mcr}{Mmax})^3] Icr \qquad (7)$$

式中　Mcr　＝開裂彎矩

Mmax ＝最大彎矩

Ig　　＝毛斷面之慣矩

Icr　　＝開裂轉換斷面之慣矩

該式(7)應用在高強度混凝土方面的適宜性還有待印証。

對於長期撓度的推求，ＡＣＩ　318 建議的加乘因子爲：

$$\varepsilon / 1 + 50\rho'$$

式中：ε ＝時間性因子，如圖 13

ρ' ＝壓力筋鋼筋比

該加乘因子本質上也適用於高強度混凝土，只是式中的 ε 和 ρ' 值會因時間性變形因子——潛變和收縮的差異，相對的產生變化。這方面現有的初步研結果如圖 14 所示，比較不同強度的加乘因子曲綫發展可看出，高強度混凝土的加乘因子明顯降低，同時壓力筋對加乘因子的影響也較小。

應用高強度混凝土於預力構造物上時，主要的考慮在於它擁有較小的潛變變形。如此則於同一應力水平上，因潛變引起的預力損失得以較小，同時，預力梁的長期撓度也可減小。

四、工程應用

4.1 經濟性

高強度混凝土使用在多數工程營建上時，其可擁有的利潤，常大於材料費和品管所需的費用增加值。以承擔的壓力荷重估算時，高強度混凝土可以用較少的材料價值達成承載目的〔 28 〕，因此高強度應用在柱的建造上被認爲是最具潛力的。

圖 15 表示一支 100^{cm} × 100^{cm} ＲＣ柱採用不同混凝土強度時，其造價隨鋼筋比和強度而變的情形。從曲綫走向可看出，強度愈高，鋼筋比愈小，成本將可愈低。

將高強度混凝土應用在柱以外的構件，也可獲致經濟上優點，但是將依其受力行爲不同而有程度上差異。目前的文獻資料還主要集中在最具優點的

ＲＣ柱的討論上，其他方面的探討還有待進一步研究之。

4.2 實用特性與實例

高強度混凝土在實用上最有利的情形，是使用在高層建築中的柱體，此因可充分利用其高強度優點，以減少鋼筋用量，降低柱尺寸，從而增加地版的可使用空間。另外，也容許在不降低樓層高度情形下，增加高樓層數。在實際應用上，1972 年至 1984 年間，芝加哥地區有二十棟以上高層建築的柱，採用 630 kgf／cm² 以上的高強度混凝土，加拿大多倫多市也有兩棟建築採用高強度混凝土材料。其他在美國紐約，休士頓Minneapolis以及澳洲等地區，也都有採用高強度混凝土於高層建築的報導，其分佈情形如表二。

除了柱構件外，高強度混凝土應用在高樓建築中的版和梁，也可擁有其優點；在版方面，主要的有利點是減少厚度，從而降低靜重〔 29 〕；在梁方面，則可縮小斷面並容許增大跨度，只是目前一直尚未看到有關該方面的經濟性分析報導。

將高強度混凝土應用在長跨度橋樑上，是另外一種較具經濟性吸引力的用途。因爲比例上單位重量或體積所具有的較大抗壓強度得以在設計上採用較輕而且較爲修長的橋柱，間接的增大其水平空間。這方面 Carpenter 的研究指出〔 30 〕橋梁的跨度可隨混凝土抗壓強度的增加而增大，但以約 560 kgf／cm² 爲上限，因爲此時已無法相對的供給足夠的預力作用。預鑄預力梁採用高強度混凝土的實例甚多，但是把高強度混凝土應用在場鑄情形的報導有限。表三列出 1980 年以前採用高強度混凝土於橋梁建造的實例。

除上述柱和橋梁兩種被認定爲較具經濟性應用優點的構造體外，高強度混凝土基於其高強度，低變形大勁度等特性，而可應用在一些特殊結構物上，例如：

(1)拱塢採用高強度混凝土時，可因減少混凝土用量獲致經濟性。

(2)以高強度混凝土裝造樁，使用在海邊基礎上，或其他港灣結構體，都能獲得耐久性優點。

(3)高強度混凝土擁有的高緻密度，也適用於具有化學侵蝕危險性或惡劣暴露環境的建築物，如化學工廠，發電廠等。

五、結　　語

從以上論析可以看出，高強度混凝土本質上仍屬於傳統的混凝土，只是其抗壓強度限定在較高水平的 420 kgf／cm² 以上。爲使這種混凝土能大量且有效的應用在工程營建上，一方面要控制其品質，也同時要儘可能的降低成本，這就有賴於專門而深入的研究改進了。

低水灰比（ 0.27 － 0.50 ）是高強度混凝土的基本要件，但爲同時擁有合宜的工作性，則須藉助於減水劑，尤其是高流動性化劑的摻用。拌隨低水灰比存在於混凝土中的將是高水泥含量及低水含量；前者不但會增加水化熱促進混凝土早強，還可配合較小的骨材最大粒徑，增強握裹效果，使有利用於強度。後者將能直接減少混凝土中餘水的存在，間接降低混凝土硬化後的孔隙含量，對力學性質、乾縮、潛變，乃至於變形、耐久性等都是有利的。

基於高強度混凝土力學性質的有異於普通混凝土，應用它在鋼筋混凝土或預力混凝土結構物上時，已初步研析出，現有的設計規範和分析法，絕大部份都須加以調整或重新評估。迄今爲止，經由試驗研究獲得的結果，雖然未臻周延，但是已可確定的是高強度混凝土應用在高樓的柱以及橋梁的橋柱上時，可擁有最有利的經濟性；對於其他梁版等構件採用高強度混凝土時，也可能達成不少優點，只是這些有益潛力還有待肯定及開發。

粗骨材最大尺寸（吋）

Maximum size of aggregate, in.	Volume of dry-rodded coarse aggregate[1] per unit volume of concrete for different fineness moduli of sand			
	2.40*)	2.60	2.80	3.00
⅜	0.50	0.48	0.46	0.44
½	0.59	0.57	0.55	0.53
¾	0.66	0.64	0.62	0.60
1	0.71	0.69	0.67	0.65
1½	0.75	0.73	0.71	0.69
2	0.78	0.76	0.74	0.72
3	0.82	0.80	0.78	0.76
6	0.87	0.85	0.83	0.81

表一　單位混凝土體積內之粗骨材

*砂石 F.M

Building	Location	Year*	Total stories	Maximum design concrete strength, psi
Pacific Park Plaza	Emeryville, CA	1983	30	6500
S. E. Financial Center	Miami	1982	53	7000
Petrocanada Building	Calgary	1982	34	7250
Lake Point Tower	Chicago	1965	70	7500
1130 S. Michigan Ave.	Chicago			7500
Texas Commerce Tower	Houston	1981	75	7500
Helmsley Palace Hotel	New York	1978	53	8000
Trump Tower	New York		68	8000
City Center Project	Minneapolis	1981	52	8000
Collins Place	Melbourne		44	8000
Larimer Place Condominiums	Denver	1980	31	8000
499 Park Avenue	New York		27	8500
Royal Bank Plaza	Toronto	1975	43	8800
Richmond - Adelaide Centre	Toronto	1978	33	8800
Midcontinental Plaza	Chicago	1972	50	9000
Frontier Towers	Chicago	1973	55	9000
Water Tower Place	Chicago	1975	79	9000
River Plaza	Chicago	1976	56	9000
Chicago Mercantile Exchange	Chicago	1982	40	9000

表二　採用高強度混凝土建造之高樓

*Year in which high-strength concrete was cast.
[1]Two experimental columns of 11,000 psi strength were included.
[2]Two experimental columns of 14,000 psi strength were included.
Metric equivalent: 1000 psi = 6.895 MPa.

Bridge	Location	Year	Maximum span, ft	Maximum design concrete strength, psi
Willows Bridge	Toronto	1967	158	6,000
Houston Ship Canal[8,12]	Texas	1981	750	6,000
San Diego to Coronado	California	1969	140	6,000 L*
Linn Cove Viaduct[8,13]	North Carolina	1979	180	6,000
Pasco-Kennewick Intercity	Washington	1978	981	6,000
Coweman River Bridges[8,14]	Washington		146	7,000
Huntington to Proctorville	W. Va. to Ohio	1984	900	8,000
Nitta Highway Bridge	Japan	1968	98	8,500
Kaminoshima Highway Bridge	Japan	1970	282	8,500
Fukamitsu Highway Bridge	Japan	1974	85	10,000
Ootanabe Railway Bridge	Japan	1973	79	11,400
Akkagawa Railway Bridge	Japan	1976	150	11,400

表三　採用高強度混凝土建造之橋梁

*Lightweight concrete.
Metric equivalent: 1000 psi = 6.895 MPa.

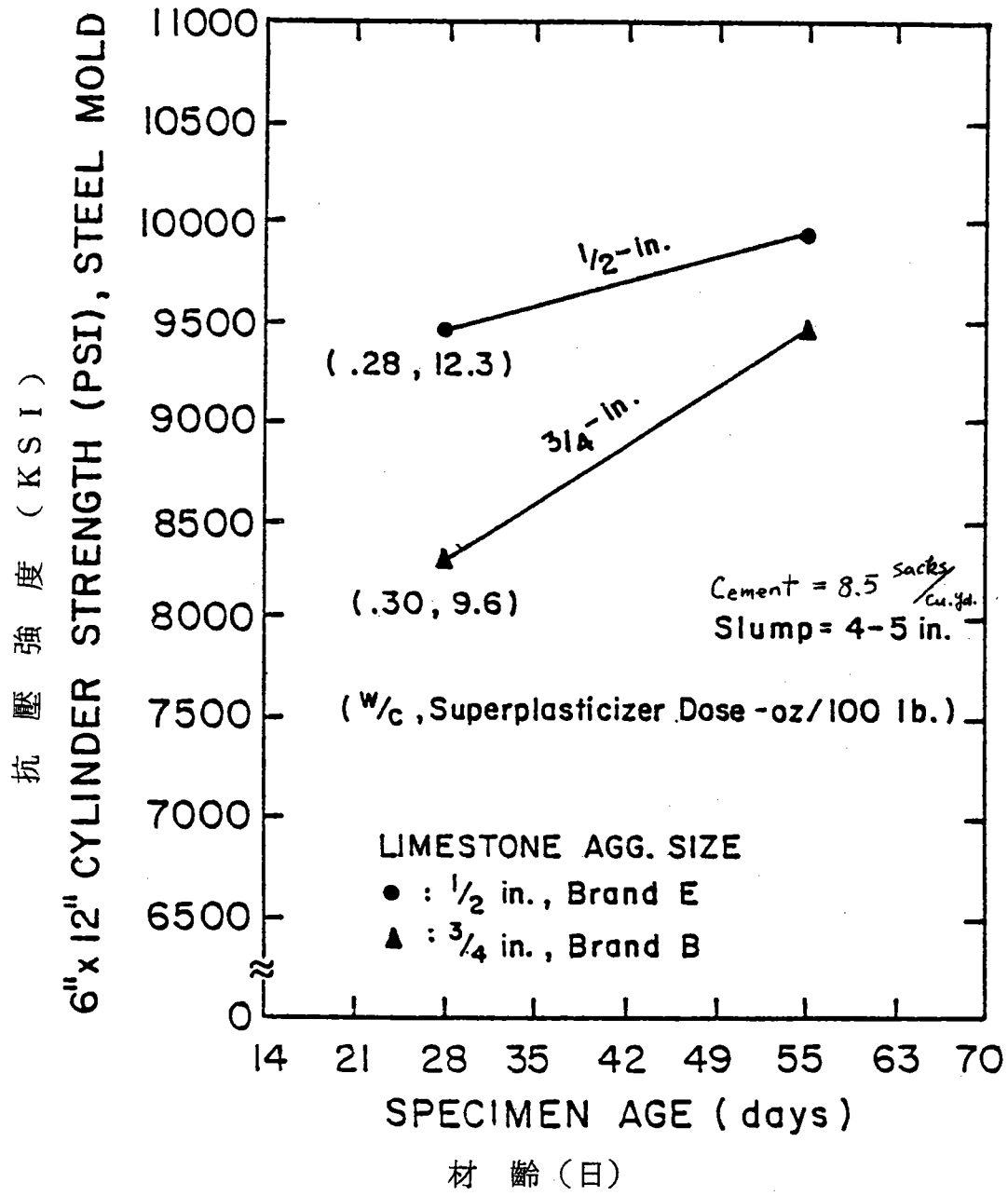


圖 1　粗骨材最大粒徑對混凝土抗壓強度之影響

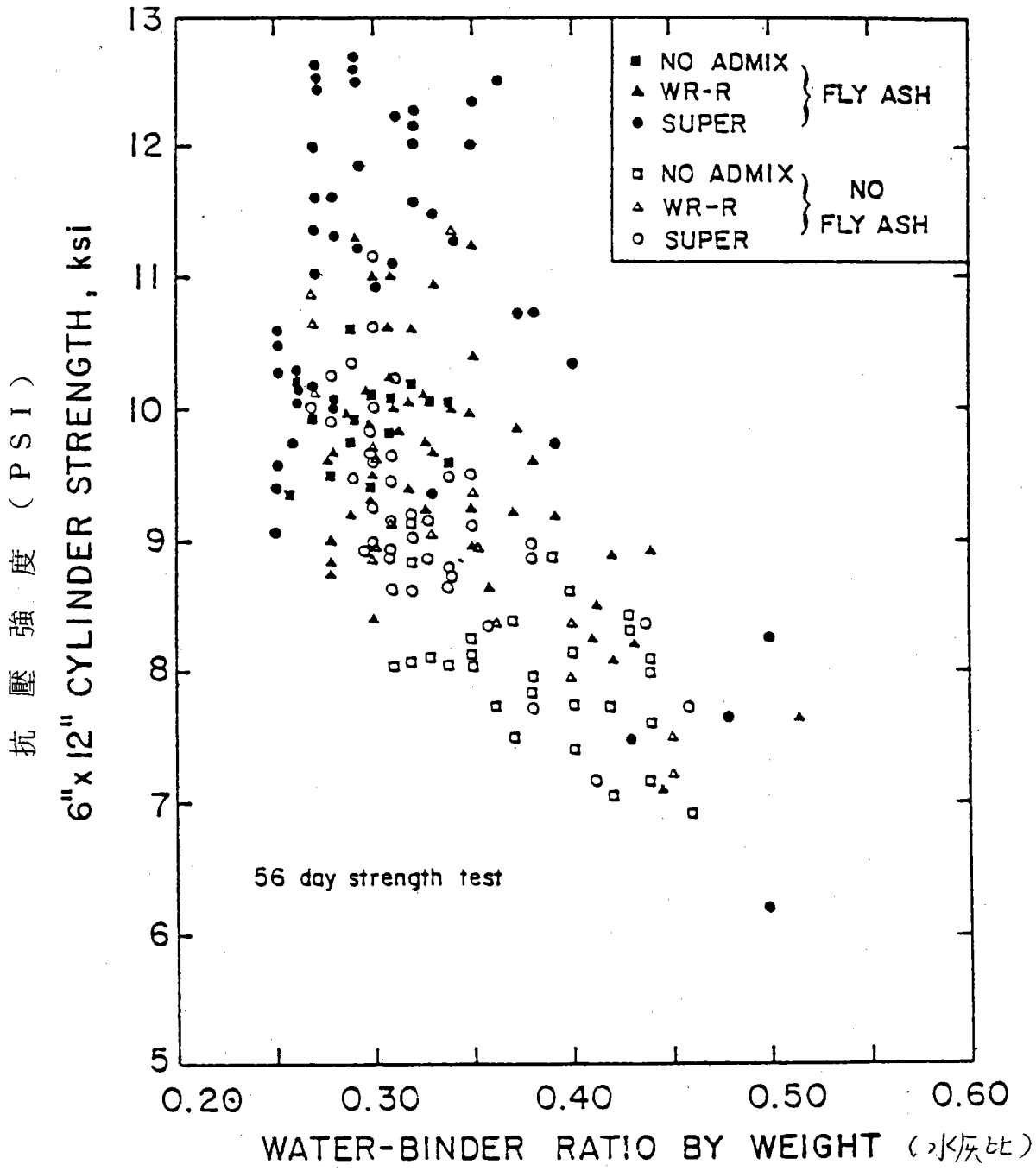


圖 2　高強度混凝土中水灰比與抗壓強度之關係

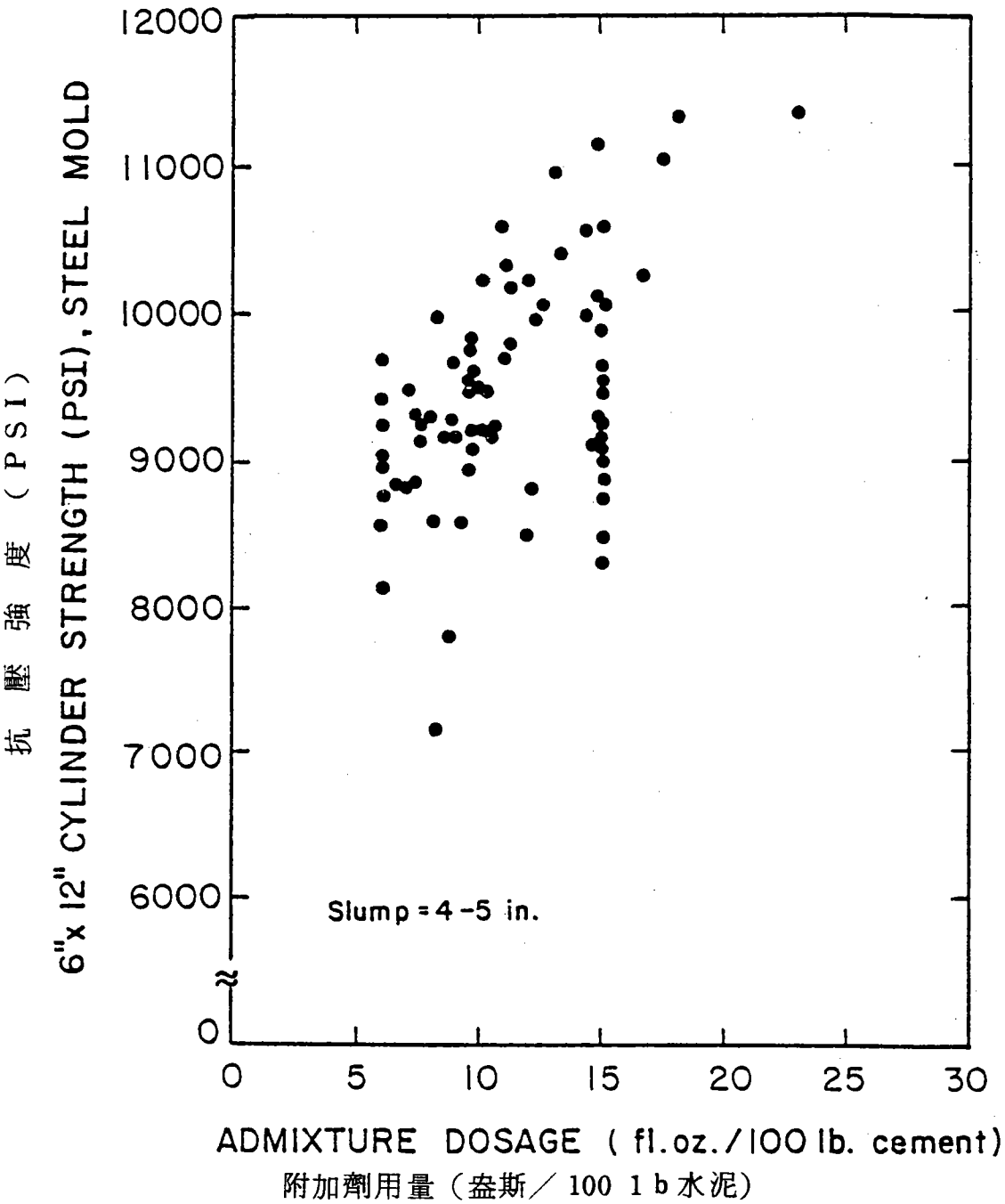


圖 3　高流動性化劑對 56 天混凝土抗壓強度之影響

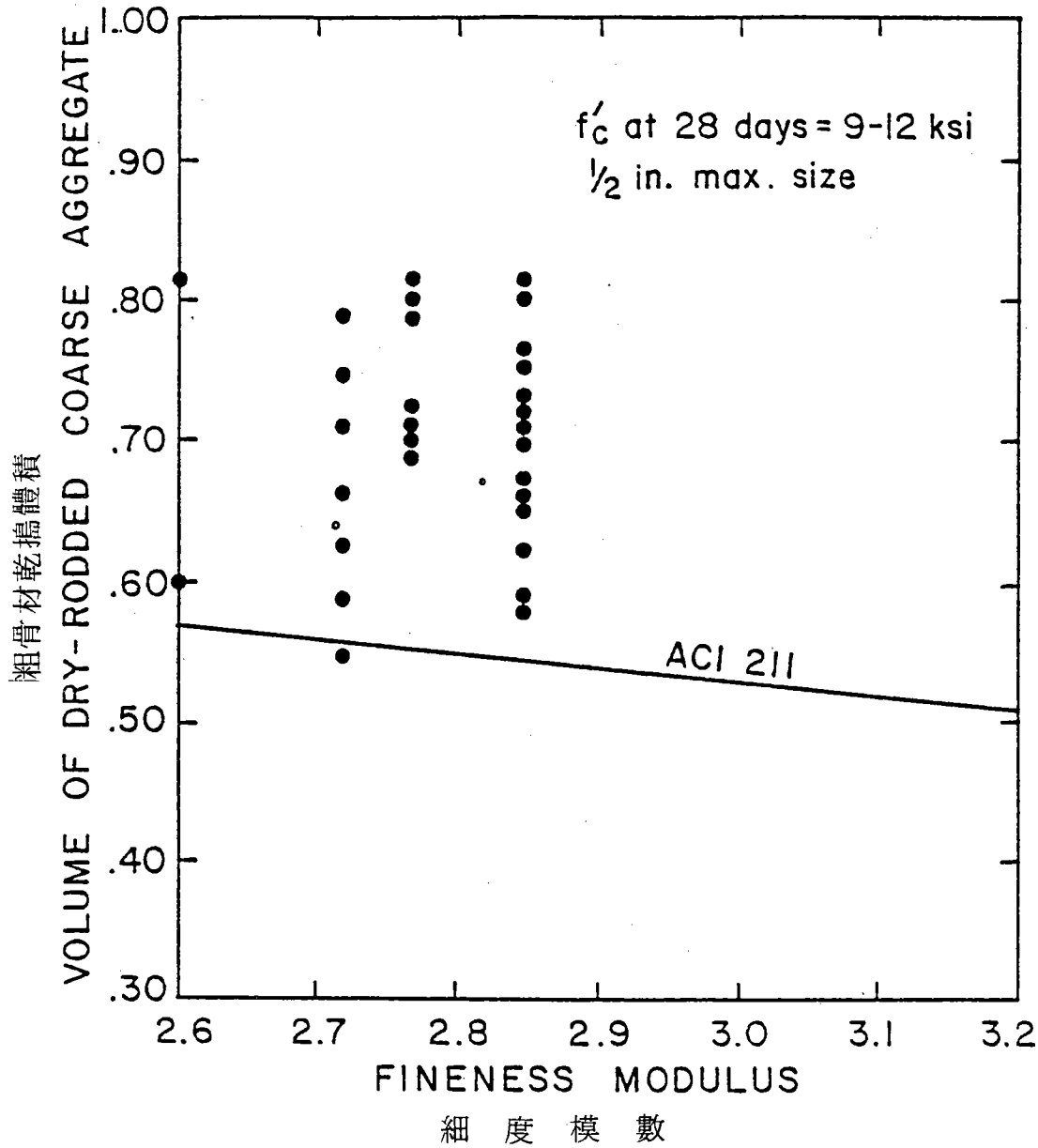


圖 4　高強度混凝土中粗骨材乾搗體積與砂細度模數之關係

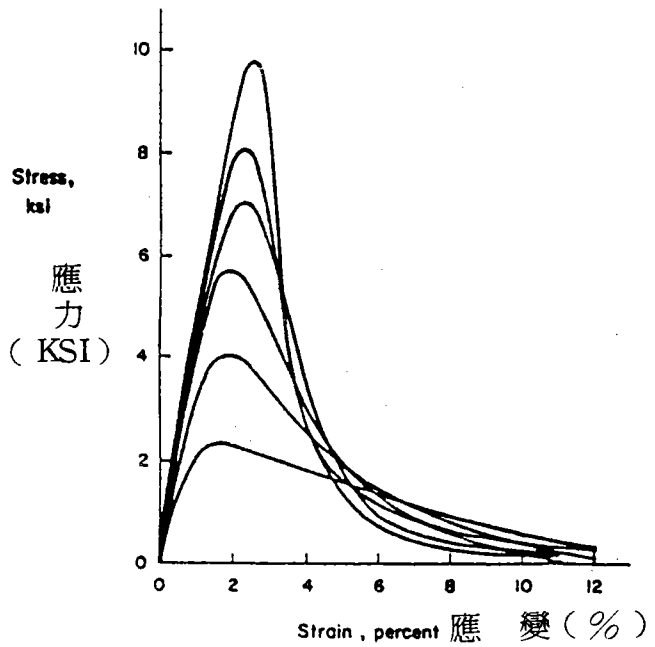


圖 5　混凝土之應力——應變曲綫

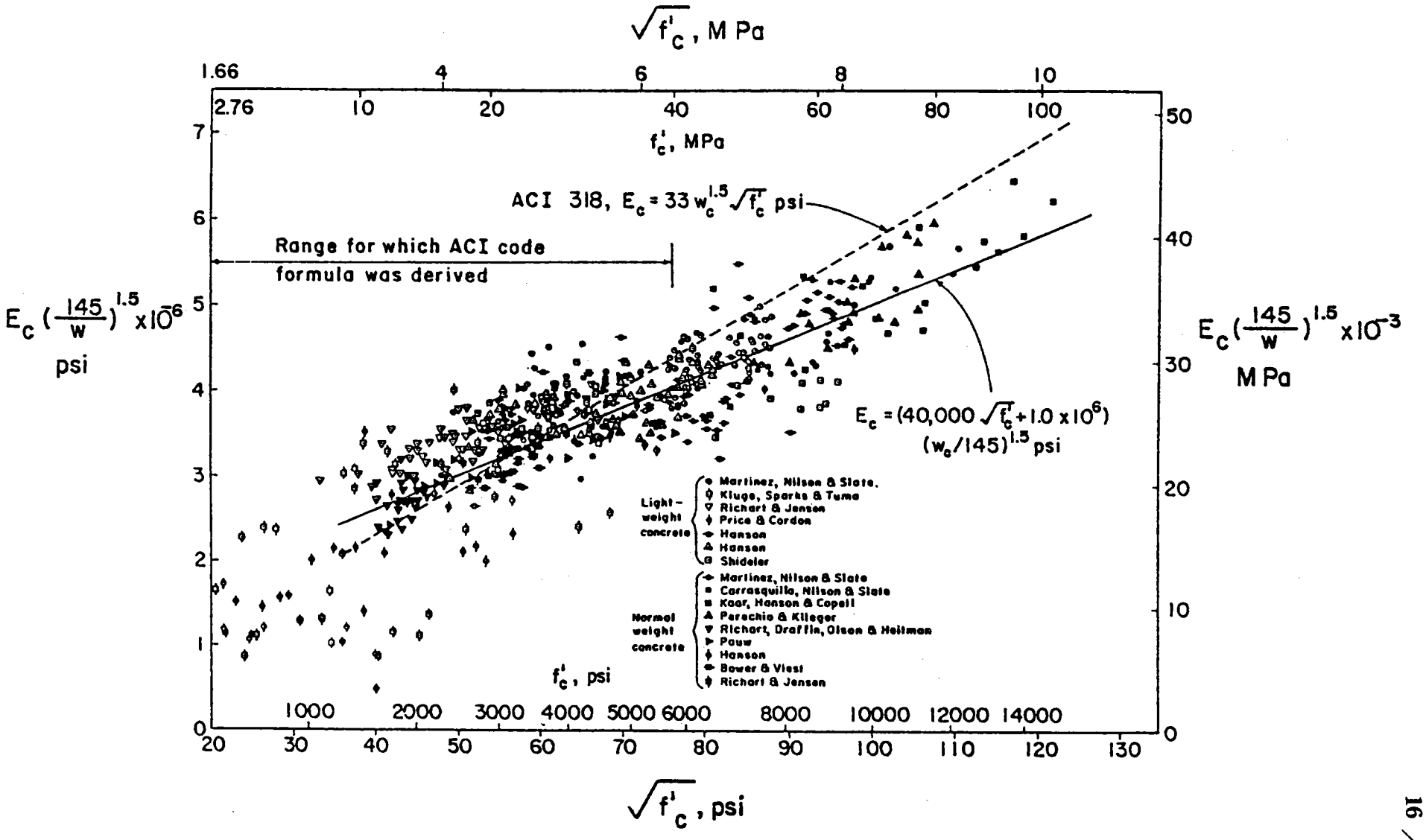


圖 6　混凝土彈性模數與抗壓強度之關係及其預測模式

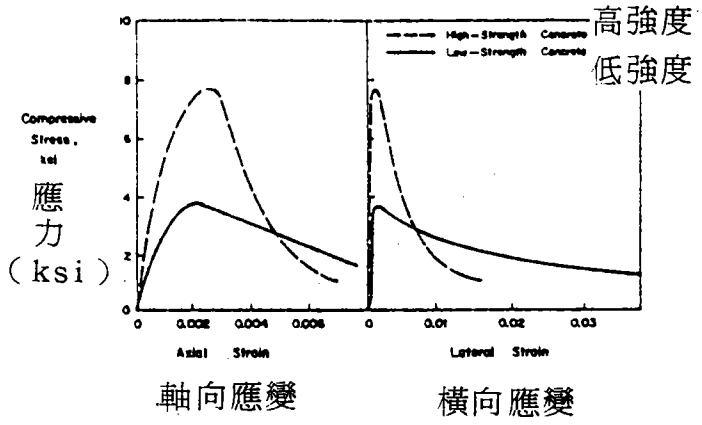


圖 7　軸向應力作用下之混凝土應力——應變曲線

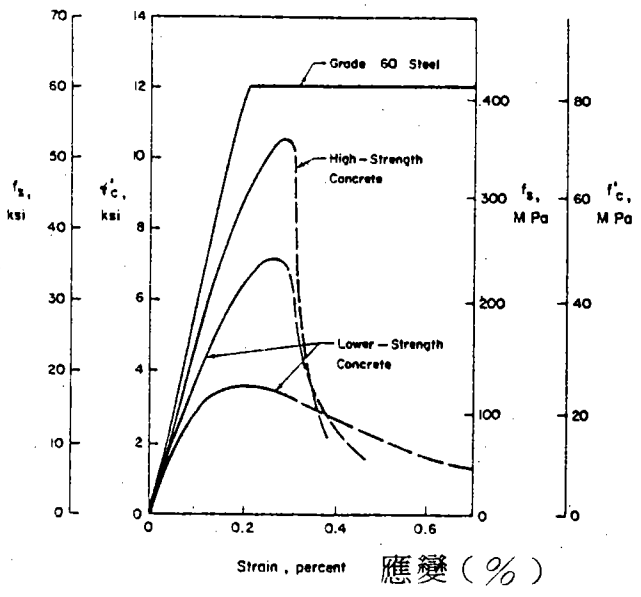


圖 8　鋼筋及混凝土之應力、應變曲線

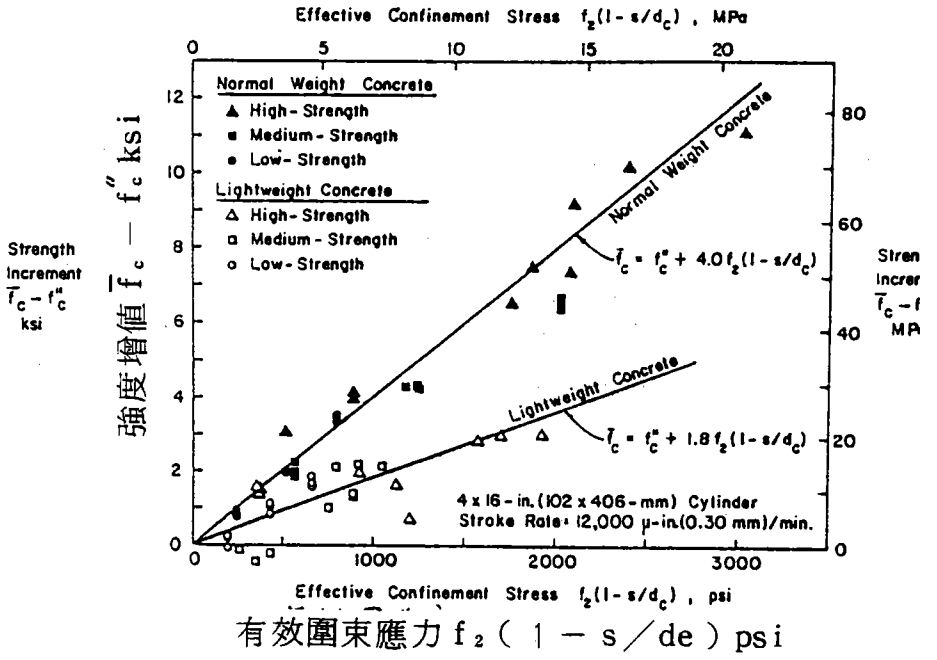


圖 9　螺旋筋作用提供之強度增值

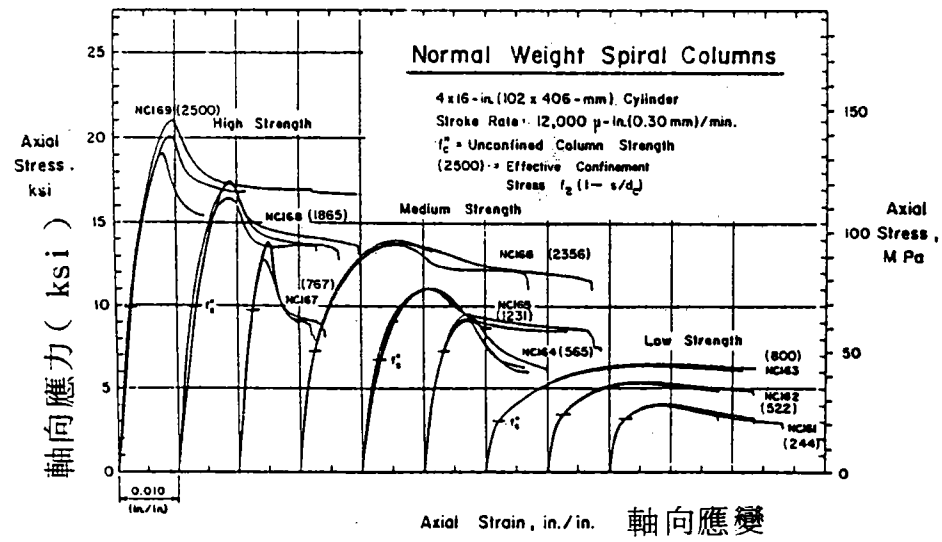


圖 10　螺旋筋柱之應力——應變試驗曲綫

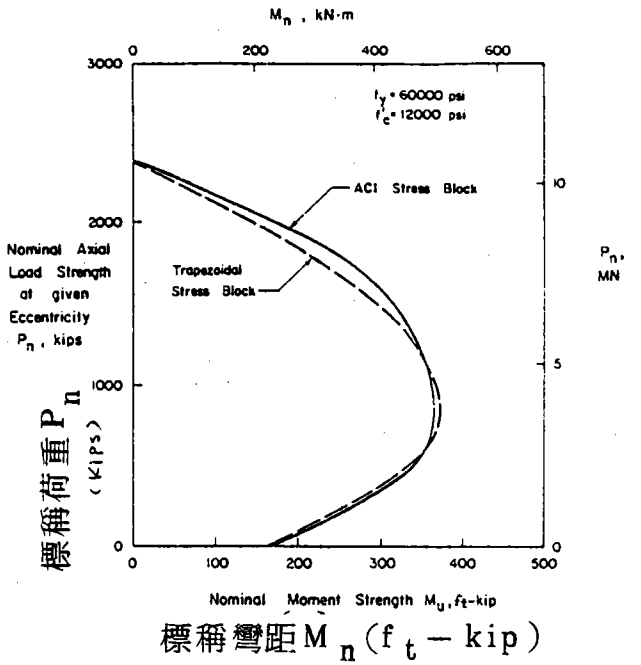


圖 11　高強度混凝土柱之荷重，彎矩相關曲綫

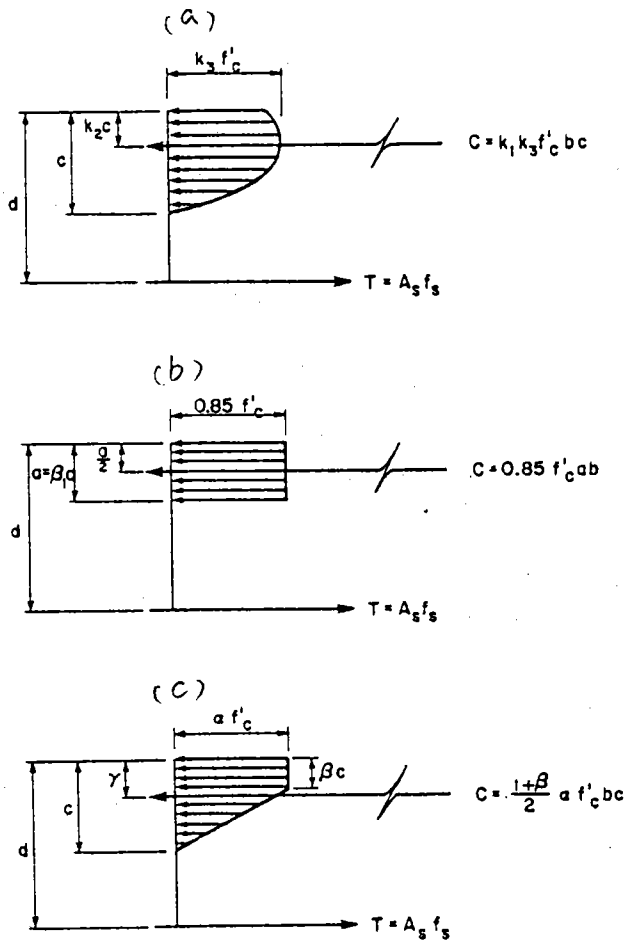


圖 12　矩形梁斷面之應力分佈

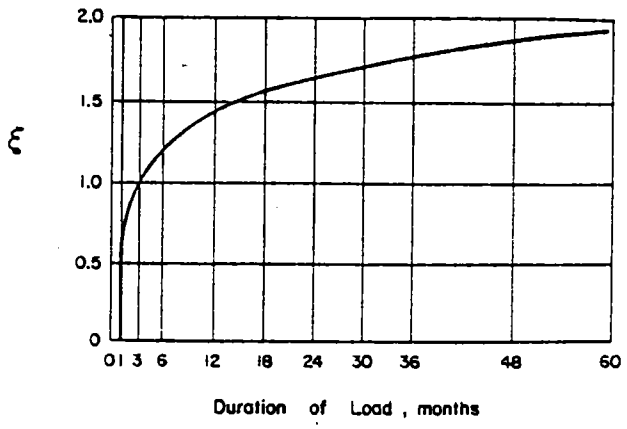


圖 13　梁長期撓度之時間性因子（ ACI 318R）

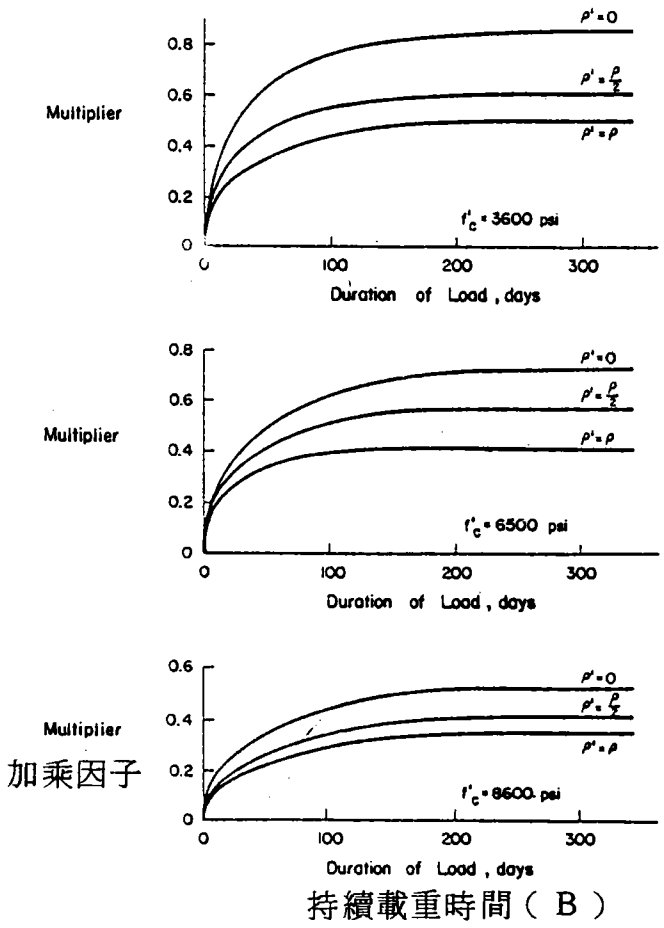


圖 14　不同強度梁長期撓度之加乘因子

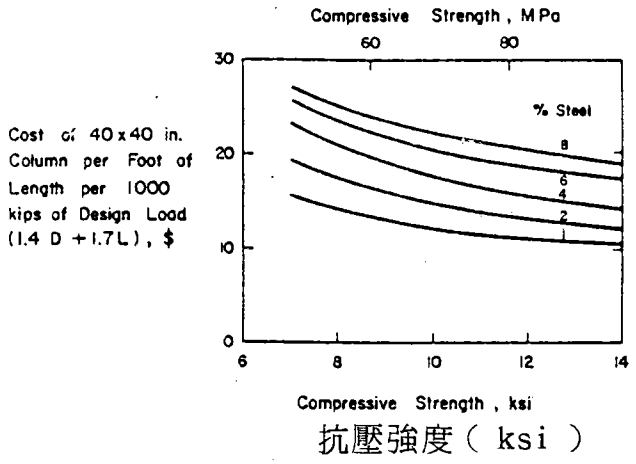


圖 15　單位長度之柱承受單位荷重下之造價

參考文獻

1. ACI committe 363: "State-of-the-Art Report on High-Strength Concrete," ACI Journal/July-August 1984. P. 385.
2. Mark B. Peterman/Ramon L. Carrasquillo: "Production of High-Strength Concrete," Research Report 315-17, Center for Transportation Research, Bureau of Engineering Research, The Univ. of Texas at Austin, October 1983, 286 pp.
3. Raman L. Carrasquillo: "Production of High-Strength Pastes,. Mortars, and Concrete",水泥與混凝土技術研習會講義 台灣營建研究中心，台北 1985 年 6 月，pp.177 － 194
4. Ronald L. Blick: "Some Factors Influencing High-Strength Concrete," Modern Concrete, V. 36, No. 12, Apr. 1973, PP. 38-41.
5. W.F. Perenchio: "An Evaluation of Some of the Factor Involved in Pr. Very High-Strength Concrete," Research and Development Bulletin No. RD 014, PCA, Skokie 1973. PP. 7.
6. Cordom/Fillespie: "Variable in Concrete Aggregate and Portland Cement Paste Which Influence the Strength of Concrete," ACI JOurnal, Proceeding V. 60, No. 8. Aug. 1963 PP. 1029-1052.
7. Blick/Petersen/Winter: "Propertioning and Controling High-Strength Concrete", Proportioning Concrete Mixes, SP-46, ACI, Detroit, 1974, P. 149.
8. L.J. Parrot: "The Properties of High-Strength Concrete," Technical Report No. 42, 417, Cement and Concrete Association, Wexham Springs, 1968, 12 PP.
9. S. Freedman: "High strength Concrete", Modern Concrete, V. 34, No. 6 - No. 8, Oct. 1970 - Feb. 1971.
10. S. Popovies: "Concrete-Making Materials", McGraw-Hill Book Company, 1979. PP.
11. R.E. Tobin: "Flow Cone Sand Tests," ACI Journal, Proceeding V. ut, No. 1, Jan. 1978, PP. 1-12.
12. A.M. Nevile: "Properties of Concrete", 3rd Edition, Pitman Publishing Limited, London, 1981, PP. 779.
13. 顏聰：“骨材之強度，彈性模數與混凝土之受力結構”，中國土木水利季刊 第三卷第三期，台北、台灣，1977 年 2 月
14. G. Wischer: "Applicaiton and Effect of Compression Loads on Concrete," Betontechnische Berichte 1978, Beton-Verlag GmbH, Duesseldorf, 1979, PP. 31-56.
15. Marineg/Nilson/Slafe: "Spirally-Reinforced High-strength Concrete Columns, "Research Report No. 82-10, Depart, of Structural Engineering, Cornell University, Itheca, Aug. 1982.
16. Ahmad/Shah: "Complete Triaxial Stress-Strain Curves for Concrete," Proceedings, ASCE, V. 108, ST 4, Apr, 1982 PP. 728-742.

17. Ahmad/Shah: "Stress-strain curves of concrete confined by Spiral Reinforcement," ACI Journal V. 79, No. 6, Nov-Dec 1982, PP. 484-490.
18. Perenchio/Klieger: "Some Physical Properties of High-Strength Concrete," Research and Development Bulletin No. RD. 05601 T. PCA, Skokie, 1978, PP. 7.
19. J.D. Dewar: "The Indirect Tensile Strength of Concrete of High Compressive Strength," Technical Report No. 42, 377, Cement and Concrete Association, Wexham Springs, Mar. 1964. PP. 12.
20. Carrasquillo/Nilson/Slate: "Properties of High Strength Concrete Subjected to Short-Term Loads", ACI Journal, Proceeding V. 78, No. 3, May-June 1981, PP. 171-18.
21. Pastor/Nilson/Slate: "Behavior of High Strength Concrete Beam," Research Report No. 84-3, Dept. of Structural Engineering, Cornell Univ. Iheaca, Feb. 1984.
22. P. Eia: "Structural Design with High Strength Concrete," Report No. PZIA-77-01, Civil Engg. Dept. North Carolina State Univ. Raleigh, Mar. 1977. PP. 65.
23. Carrasquillo/Nilson/Slate; "Microcracking and Engineering Properties of High-Strength Concrete," Research Report No. 80-1, Dept. of Structural Engg. Cornell Univ. Ihaca, Feb. 1980, PP. 254.
24. Carrasquillo/Slate/Nilson: "Microcracking and Behavior of High Strength Concrete Subject to short-Term Loading," ACI Journal, Proceeding V. 78, No. 3, May-June 1981, PP. 179-186.
25. L.J. Parrot, "The Properties of High-Strength Concrete," Technical Report No. 42, 417, Cement and Concrete Association, Wexham Springs, 1969, PP. 12.
26. M.F. Kaplan: "Flexural and Compressive Strength of Concrete as Affected by the Properties of the Coarse Aggregates," ACI Journal, Proceeding V. 55, No. 11, May 1959, PP. 1193-1208.
27. Luebkeman/Nilson/Slate: "Short Term and Long Term Deflections of High Strength Reinforced Concrete Beams," Research Report, Department of Structural Engg., Cornell Univ., Ithaca (in preparation).
28. PCA: "High Strength Concrete-Costs More in the Truck, Costs Less in the Structure," PCA Concrete Technology Today, No. 4, Dec. 1980, P. 3.
29. "Concrete Beats Steel by 29%", Engineering News-Record, V. 208, May 14, 1981, P. 16.
30. J.E. Carpenter: "Application of High Strength Concrete for Highway Bridges," Public Roads, V. 44, No. 2, Sept. 1980, PP. 76-83.

海洋混凝土工程研討會

海底隧道混凝土結構體裂縫寬度之控制

主講人：廖永松

一、前言

海底隧道，乃在海底下建造隧道，使原被海域相隔之兩岸，得以交通相連，但因在海平面下約25公尺至30公尺之深處建造隧道，其隧道體除受外加荷重外，並承受極高之水壓力，一般可估計為2.5kg/㎠至3.0kg/㎠以上。萬一進水，後果不堪設想，因此海底隧道結構體之設計，必須考慮裂縫寬度之控制以加強防水及防蝕 "Waterproofing & Protection Against Corrosion"，使增加隧道之安全性 (Safety) 及耐久性 (Durability)。

海底隧道之結構體，凡低於平均高水位以下之部份，均必須在外層包覆有防水膜(Waterproofing Membrane)做為防水、防蝕及耐久性之第一防線。在通過海底之主隧道結構體之混凝土，則必須以假設外圍防水膜失去效用時，混凝土結構體本身仍能單獨做為防水結構體來用，因此在海底隧道設計標準內均須做適用性設計(Serviceability Design) 混凝土裂縫寬之檢核，所謂適用性設計即以 (1)正常運行之情況下之荷重，及 (2)極端情況下荷重 (隧道仍可運行)以工作應力法分析應力，檢核混凝土之裂縫，限制結構組件之裂縫寬度，使其不致損壞混凝土及鋼筋之耐久性。方法有限制裂縫寬度，及限制鋼筋應力等兩種，或兩種皆同時考慮。

二、混凝土因體積變化產生之裂縫

混凝土因體積變化產生裂縫之主因為不均勻之收縮(Uneven Shrinking)，而收縮之來源為：

㈠外表乾縮(Drying out)

管段在乾塢內預鑄時，由於混凝土乾縮，表面出現細微裂縫(Micro Cracks)當沉入水中時，由於混凝土體積之脹大，這些裂縫將再合上。

㈡季節性之溫度變化

由於外界之溫度變化，牆、頂版及底版會產生溫度坡降 (Temperature Gradient)，但此坡降均甚小，不會引起很大之應力。

㈢水泥水化作用產生之溫度變化

水化熱係新澆置之混凝土凝固時，化學作用所產生之熱量，因此混凝土結構之核心溫度升高，在較細長結構，此熱易於散發，溫度升高不顯著。但海底隧道，其施工中產生之水化熱會產生下列兩種問題：

1. 底版、墻及頂版之核心產生比外表更高之高溫，溫度坡降之結果，外表之冷却快，引起混凝土外表之收縮比核心部份快，而產生張應力及龜裂。

   另混凝土仍在高溫時拆模，會產生熱休克(Thermal Shock)，尤其於夜晚，混凝土表面溫度會以此種方式降低溫度。溫差15～20℃時將引起裂縫，此已經實際經驗証實。當溫度冷却後，應力帶擴大，已產生之裂縫將往內延伸，直至核心部份之混凝土溫度降低，裂縫才停止。

2. 施工順序為底版→墻→頂版，而在底版上澆置墻混凝土時，因新澆置混凝土將不與底版老混凝土之收縮行為相同。新澆混凝土之收縮變形受到底版之干擾，而墻內由於水化作用溫度昇高，熱量傳至底版上發散的量有限。且底版溫度升高較遲，起初墻可自由膨脹，但在混凝土硬化過程中，底版之黏著性將參加作用，水化作用使墻溫度更加升高，墻內將產生壓應力，而底版內則為拉應力。冷却時則相反；壓應力產生於底版內，墻內

則為拉應力，因此後者即開始裂開如圖一。

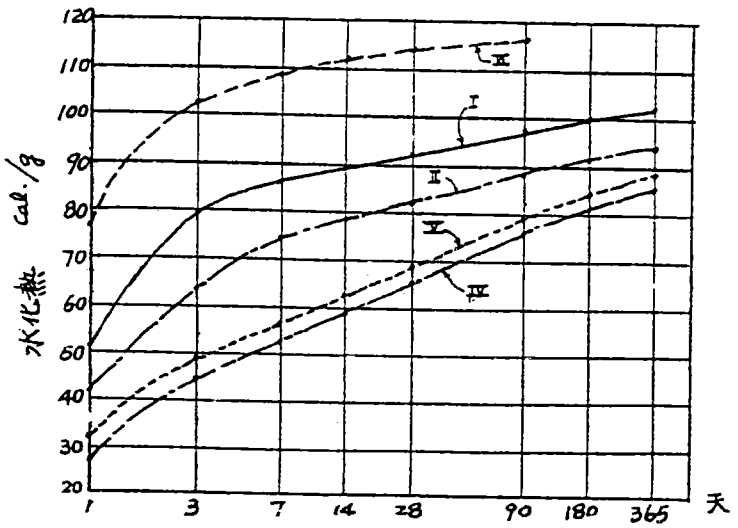
㈣防止產生裂縫之法：

綜上所述，不均勻收縮乃是產生裂縫之主因，而收縮之來源亦有多種，因此欲防裂縫之產生，其法亦有多種，單一種方法是不夠的，因此常採用數種方法併用，其中較重要之方法將於下列述明：

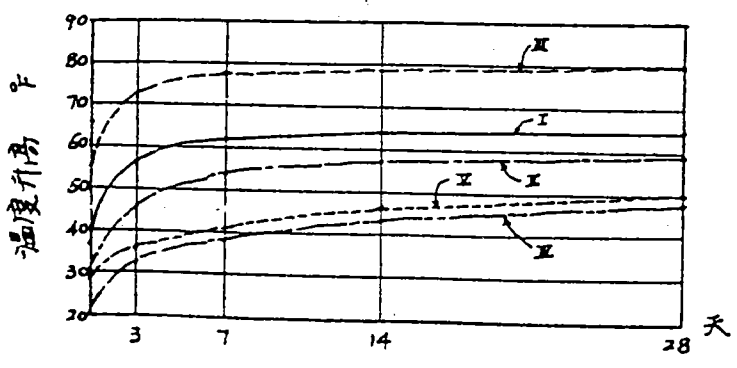
A.選用適宜之水泥

水泥之化學成份對其水化熱(Hydration Heat)有極大之關係，如水泥含有潛在的水化凝結劑(Hydration Binding Agent)如波若蘭(Pozzolane)、飛灰(Fly Ash)、火山石(Volcanic Stone)及礦渣(Slag)等則具有特別小之水化熱。圖二係常被採用之五種波特蘭水泥(Portland Cement)之水化熱比較圖。管段體混凝土若採用第四或第五種水泥(TypeⅣorTypeⅤ)則其水化熱較低，產生裂紋之機會即較小。

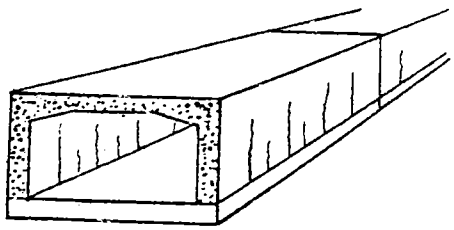
圖三可看出各種水泥之水化溫度升高變化情形。



圖二．各种水泥水化熱圖



圖三 各种水泥水化温度升高圖



圖一 隧道管段之牆上裂紋

B.減少水泥用量

減少水泥用量可減低混凝土之水化熱，但必須考慮混凝土之強度及不透水性之要求，應有一最小之限定用量。

C.使用粗骨材

粗骨材之使用，可減少乾縮量，但相對地細骨材即較少，應考慮鋼筋四周應有之混凝土濃度，以產生黏著力，且應有適當之工作度。

D.減少拌合水量

水灰比低可減少單位時間內之水化熱量，但工作性較難，可加用塑性化劑(Plastifier)及輸氣劑(Air-entraining Agent)以改善工作度。

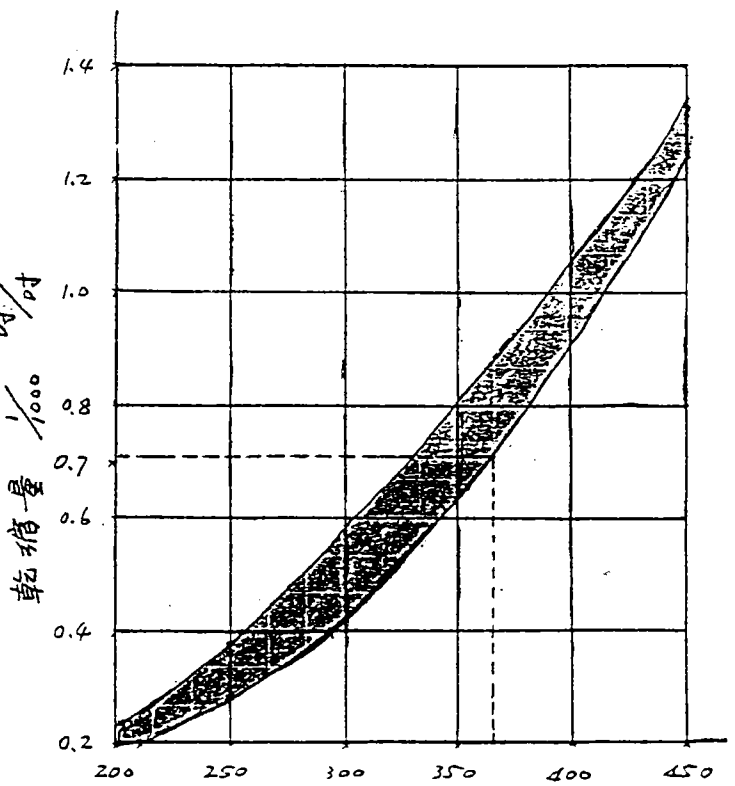


圖 四

E.減少溫度差

減少混凝土墻、底版及頂版之內部與外表間或工作縫兩邊混凝土之溫度差，其方法有下列數種：

1.以冷却法降低水泥漿之初溫，此法可降低水泥漿之最高溫度，延長混凝土之凝固時間，因此熱量之散發可擴展分佈較長之期間。冷却法可採用冰水攙拌混凝土，此法在歐洲已很少被採用，因需連帶許多裝置如製冰廠等。但在亞熱帶國家仍有需要。

2.冷却新澆置之墻混凝土

此法已被証實係成功可行的，它的目的係在比較冷之底版與新澆置之墻間得到逐漸之溫度變化。如圖五所示，用自動的冷却系統，冷水由埋於墻內之管路流入，水流經墻內由底向上，循環中逐漸升高溫度，水之冷却能力向上流時逐漸減低。冷却程度係靠下列因素而決定：

(1) 冷却管之直徑、長度、及間距。

(2) 進水及混凝土間之溫度差。

(3) 水流量。

(4) 隧道斷面大小。

(5) 混凝土之拌合特性。

尤其是冷却管之間距為一重要因素。經由冷却系統，可得到較為均勻之溫度變化。不受四周溫度變化之影響，但沒有冷却系統時，此影響即很顯著。

冷却系統之全部費用仍然十分昂貴，但其他方法如外加防水層也相當貴，故仍需作比較，以決定採用與否，但冷却用鋼管可作為永久性之溫度鋼筋，以減少成本。

3.底版加熱

減少底與墻間之溫度差亦可採用底版加熱法，即將熱水循環於底版之埋管內。此法很少採用，在歐洲有一例，即史特可荷姆隧道(Underground Tunnel in Stockholm)，該隧道施工中，以縱向預力鋼線套管做為熱水管。底版加熱法可與墻之冷却法併用，從墻頂部流出之熱水可導入底版之管中，作為底版加

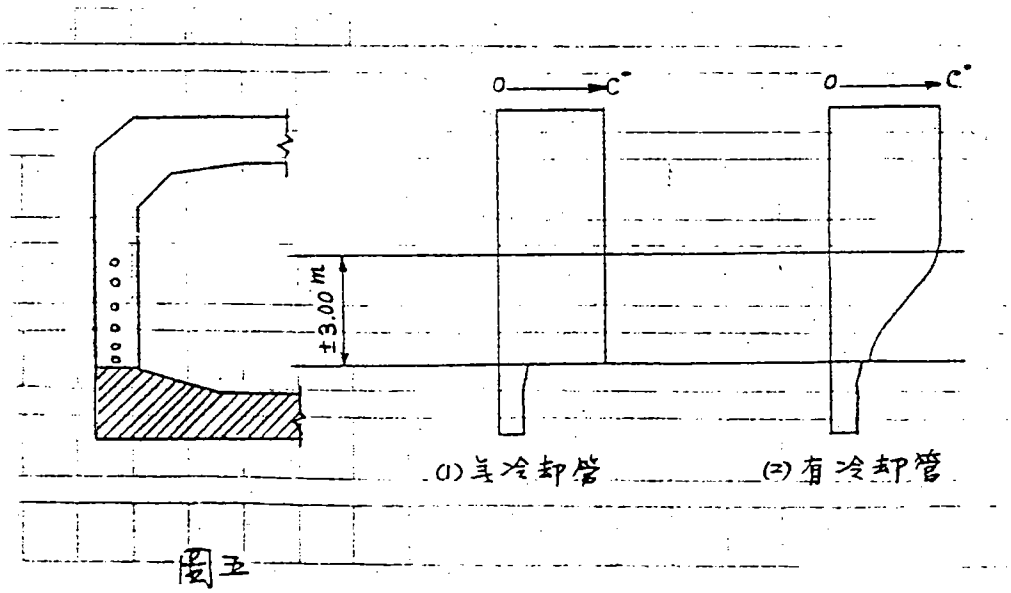
熱用之水。

F.延遲拆模

木材之隔熱效果較鋼鐵為佳，因此若採用具隔熱能力之木模板，則墻心與外表之溫度差較小，溫度坡降緩和。拆模必須至整段已冷却至一可接受之溫度時再行拆模，則不會引起裂縫。模板不必太厚，頂版新澆置之混凝土可以一層隔熱材料覆蓋。

G.連續澆置

澆置新混凝土於老混凝土上所遭遇之問題，最好之補救辦法為連續澆置整段隧道段，小隧道容易做到，但公路隧道又大又寬，則不易連續澆置。



圖五

三、混凝土因載重而產生之表面裂寬度及其限制

結構體當外加載重後，斷面承受之張應力大於其破裂模數(Modulus of Rupture)時，則亦產生裂縫。此種裂縫在設計過程中，可預加檢核，以避免大裂縫之產生，對整個結構體之耐久性，及安全構成影響。一般檢核此種裂縫時僅須就結構物所經常承受之幾種荷重情況考慮即可，大致分為：

㈠隧道正常運行情況下(Normal Operating Condition) 之荷重，即呆荷重、長期活荷重及所有隧道正常運行時、不被四週條件所連續影響者。

㈡極端情況，隧道仍可運行(Extreme Conditions，Operating)下之荷重，包括呆重、長期活荷重、短期活荷重及沉船等組成。

混凝土表面裂縫寬度之限制，現行設計規範中對，則因與結構體所處環境，載重情況，及使用情形而有不同之規定，茲將詳述如下：

(1) ACI-357-9 (美國混凝土學會)

控制裂縫建議以限制鋼材應力為之，下表為供限制其應力之指南。

表一 美國混凝土協會(ACI Committee 357-9)對海中結構物鋼筋應力之限制

設計及施工階段	載　　重	容許鋼筋應力(Ksi)	
		PC～△f	RC～f
施工階段中混凝土之破裂會影響到結構物之整體性	施工中結構體之全載重	18.5 (130Mpa)	23.0 (160Mpa)
施工階段中混凝土之破裂不會影響到結構物之整體性	施工中結構體之全載重	18.5 (130Mpa)	30.0 (210Mpa)
施　工　階　段	施工中結構體之運輸及裝設時之載重	18.5 (130Mpa)	23.0 (160Mpa)
在海中操作之位置	靜載重加活載重及每月之高潮載重	11.0 (75Mpa)	17.0 (120Mpa)
在海中操作之位置	靜載重加活載重及極端的外界作用力		0.8fy

(2) FIP(國際預力混凝土聯盟)

基於結構物適用性之要求，工程師應確認裂縫不致過大，對鋼筋混凝土海中結構物在運作載重下，其估定之混凝土表面裂縫寬度一般不得大於 0.3㎜，亦不得大於 0.004 tc (tc：主　鋼筋之標稱混凝土保護層厚度)。於極端環境載重下表面裂縫寬度可以大於上述數值，但應不致影響結構物長期之安全或耐久性，在此情況下張力鋼筋之應力不得大於0.8 fy或設計者認為足以引致鋼筋產生永久變形之應力水準。

(3) BSI　DD55　(英國國家標準學會)

混凝土之裂縫應予限制以使結構物之耐久性不致有不利之影響，基於結構物適用性之要求，工程師應確認裂縫將不致過大，對鋼筋混凝土海中結構物在運作載重下其估定之混凝土表面裂縫寬度不得大於0.004tc，亦不得大於0.3mm，對於儲存汽油，液態瓦斯等液體之結構物，其表面裂縫寬度不得大於0.1mm(含壓力及溫度變異之影響)。

(4) BSI　CP110

基於特殊結構物適用性要求，工程師應確認裂縫應不致過大，對鋼筋混凝土結構物其表面裂縫寬度應予檢核，一般不得大於 0.3mm，對處於特別嚴重蝕環境下之構件不得大於 0.004tc。

裂縫寬度估定之計算公式：

$$\text{設計之表面裂縫寬度} = \frac{3\alpha_{cr}\varepsilon_m}{1+2\left(\frac{\alpha_{cr}-c_{min}}{h-x}\right)}$$

(5) BSI BS5337

對鋼筋混凝土結構物可依不同之曝露情況分成三類級予以限制：

(a)A級曝露情況(曝露於濕氣，蝕性大氣，乾濕反覆變化之情況)：於最大張應變區內不得大於0.1mm。

(b)B級曝露情況(曝露於連續或幾近連續的與液體接觸之情況)：於最大張應變區內不得大於0.2mm。

(c)C級曝露情況(不曝露於液體，濕氣或腐蝕之情況)：依據CP110。

裂縫寬度計算公式：

$$\text{設計之表面裂縫寬度} = \frac{4.52 a_{cr} \varepsilon_m}{1+2.5\left(\frac{a_{cr}-c_{min}}{h-x}\right)}$$

a_{cr} ：裂縫寬度計算點與最近之縱鋼筋距離

ε_m ：裂縫計算面之平均應變

(考慮張力區混凝土勁性之影響)

c_{min}：混凝土最小保護層

$$\varepsilon_m = \varepsilon_1 - \frac{0.7 b_t h (a'-x)}{A_S (h-x) f_S} \times 10^{-3}$$

h ：梁之總深度

x ：中性軸深度

ϵ_1：裂縫計算面上應變

（不考慮張力區混凝土勁性之影響）

b_t：梁之寬度

a'：裂縫計算點與壓力面距離

A_s：鋼筋面積

f_s：鋼筋應力

(6) ACI Committee224對鋼筋混凝土張力面之表面裂縫容許寬度限制之建議如下表：

表二 美國混凝土協會(ACI Committee 224)對表面裂縫容許寬度限制之建議

結構物曝露周圍環境	最大容許裂縫寬度
乾燥空氣或有薄膜保護層	0.4 mm
潮濕或含水份之土壤	0.3 mm
除冰用之鹽及化學藥品	0.18 mm
浸濕於海水中或海水澆濺	0.15 mm
儲水結構體	0.1 mm

由上觀之，以一般海洋結構物(除儲液體結構物外)其高強度混凝土保護層至少50mm言，依 FIP,BSI DD55，及BSI CP110在正常載重下其表面裂縫容許寬度可為0.2mm,依 ACI Committe224則不論保護層厚度大小，其容許寬度為0.15mm。

四、已完工海底隧道之裂縫寬度限制

沉埋隧道體鋼筋混凝土表面裂縫寬度，上述之規範內則未有一明確之規定，必須依此特殊結構體所處之環境情況予以定義後，再參考相關規範之規定，予以訂定。以下將列舉數座已完工海底隧道之設計裂縫寬度限制以做參考。

(1) H.K.MTRC Rail TUNNEL

結構形式	裂縫寬限制
橫向：R.C	0.12mm～0.24mm
縱向：R.C + P.C	0.1 mm

(2) H.K.Lantau Fixed Crossing

橫向：R.C	0.25mm
縱向：R.C + P.C	0.1 mm

(3) Tampico Tunnel，Mexico

橫向：P.C	0.25mm
縱向：P.C	0.25mm

(4) Elbe Tunnel，Germany

橫向：P.C	0. 3mm
縱向：P.C	0. 3mm

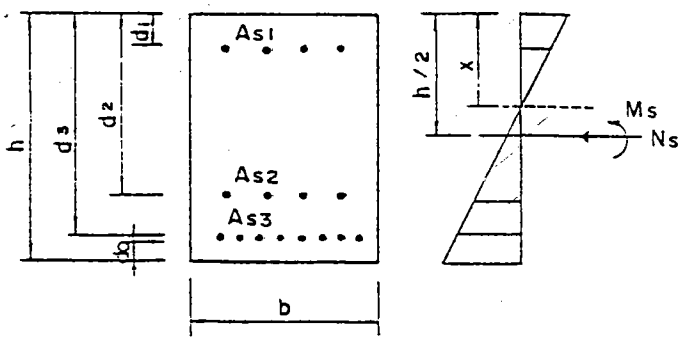
(5) 高雄港過港隧道

橫向：R.C	0.15mm
縱向：R.C + P.C	0.15mm

五、裂縫寬度之計算及檢核

載重所導致混凝土破裂時，混凝土與鋼筋間之握裹(Bond)作用將產生局部破壞，而引起混凝土與鋼筋間之滑動(Slip)，此時混凝土應變量比鋼筋之應變量小，因此破裂之寬度係破裂間距中鋼筋和混凝土應變差異之累積，最大的破裂寬度發生在最大破裂間距之間，在計算最大破裂寬度時，各種規範或專家所提出之計算亦各自不同。以下將舉一簡例利用各種計算公式所得之裂縫寬度，以做說明及比較。

例題



$b = 100^{CM}$ $h = 140^{CM}$

$d_1 = 9.7^{CM}$ $d_2 = 124.0^{CM}$ $d_3 = 130.8^{CM}$

As1－#9@24 As2－#10@24

As3－#10@12 $Es = 2040000.kg/cm^2$

$fc' = 350.kg/cm^2$ $fy = 4200.kg/cm^2$

$Ns = 126^{T}$ $Ms = 240^{T-M}$

表三 混凝土表面裂縫寬度計算公式

公式來源	計算公式	例題一計算結果
Gergely & Lutz	$Wmax = 0.076\beta hfs\sqrt[3]{dcA}$	0.236^{mm}
Fery－Borges	$Wmax = (2.5dc + 0.067Ds/\rho)\cdot(fs - 107/\rho)/Es$	0.139^{mm}
Lin	$Wmax = \frac{26.1Ds(fs-500/n\rho-1907)}{Es\rho\sqrt{fs}}$	0.287^{mm}
CEB－FIP	$Wmax = 7.87(fs - 5.8)/Es$	0.108^{mm}
BSI CP 110	$Wmax = \frac{3a_{cr}\varepsilon_m}{1+2.0\frac{a_{cr}-c}{h-x}}$ $\varepsilon_m = \varepsilon_1 - \frac{1.2bh(a'-x)}{Asfy(h-x)} \times 10^{-3}$	0.115^{mm}
BSI BS 5337	$Wmax = \frac{4.5a_{cr}\varepsilon_m}{1+2.5\frac{a_{cr}-c}{h-x}}$ $\varepsilon_m = \varepsilon_1 - \frac{0.7bh(a'-x)}{Asfs(h-x)} \times 10^{-3}$	0.082^{mm}

六、海底隧道混凝土裂縫寬度之控制

綜上所述，裂縫係由體積變化或外加載重所產生，對於因體積變化而產生之裂縫，在海底隧道之案例中，一般均採用下列之對策：

(1) 選用低熱水泥。

(2) 限定水泥用量及水灰比。

(3) 施工中規定外界溫度高於32℃時，應照ACI305 R-77有關熱天氣下澆築混凝土之規定。或改在夜間天氣較涼時進行。

(4) 預鑄隧道管段，或現場澆築管段之混凝土澆築時之溫度，應保持在24℃以下，必要時應考慮冰冷式或水冷式。

(5) 嚴格執行混凝土之濕治及養護。

(6) 使用緩凝劑降低澆置速度，骨料之預冷。

因外加載重之裂縫寬度則於結構物設計過程中求滿足三項要求：(1) 強度要求。(2) 適用性要求，(3) 延展性要求，在設計上為有效利用材料的強度及其他益處，極限設計法已普遍使用於鋼筋混凝土設計上，而在檢核其適用性要求時則採用工作應力法，其裂縫設計之步驟如下述：

(1)：計算長期載重：呆載重，長期活載重及永久性施工之影響。

(2)：計算構件內應力。

(3)：計算斷面張力鋼筋之應力。

(4)：計算混凝土表面裂縫寬度值。

(5)：將計算所得之裂縫寬度值與容許裂縫寬度值比較。（倘計算值大於容許值。則將鋼筋量加多）

於設計規範中對裂縫適用性界限狀況有兩種檢核方法：

方法１：　如上所述

方法２：僅止於步驟３，而將計算所得之鋼筋應力與容許鋼筋應力值比較。

其中以方法２較為簡易、便捷。雖然混凝土表面裂縫寬度與

鋼筋應力間有直接之關係，對鋼筋應力的限制無形中亦對表面裂縫寬度有所約束，惟吾人知道表面裂縫寬度不僅受鋼筋應力的影響，同時亦受混凝土保護層厚度，構件的有效深度及中性軸位置之影響，因此對沉埋隧道主體結構而言，採用方法 1 是有其必要性的。

七、結論與探討

綜上所述，由於不同計算公式估定表面裂縫寬度所得數值差異甚大，因此表面裂縫之最大容許寬度及其計算公式應遵自同一規範，方為合理。

一般混凝土結構物，過去國內工程師設計時，均甚少考慮到裂縫寬度，但因工程技術日漸提升，設計採用極限設計，因此對特殊結構物之適用性，及耐久性之要求，亦將相對提高，故對混凝土裂縫寬度之控制，亦日趨重要，因此將個人在參與高雄港過港隧道設計中，所收集而得之一些有關混凝土裂縫研究資料，等整理而作此文，疏漏在所難免，敬請各位工程先進不吝指教，並向所參考之文章圖表原作者致謝。

海洋混凝土工程研討會

花蓮港四期擴建工程破損沈箱之處理

主講人：吳宗蘇

一、前　　言

花蓮港四期擴建計劃自 68 年至 74 年共分 7 個年度施工，由本公司花蓮施工所承建，主要工程項目計有：東防波堤延伸 1,835 公尺，西防波堤新建 1,000 公尺及新建碼頭 9 座全長 2,160 公尺等。

花蓮港瀕臨太平洋，每年颱風頻繁，工程災害不勝枚舉，花蓮施工所均盡全力防範與搶修，俾使工程順利進行。惟 71 年 7 月由於安迪颱風行徑怪異，致使東堤第 No.35 沈箱全毀，No.31 、32 年沈箱半毀，搶修費高達參仟餘萬元，其修復經過，作如下報告。

二、安迪颱風侵襲經過

71 年 7 月 21 日台灣在太平洋高壓籠罩下，天氣晴朗，由當日天氣圖判斷，菲律賓東方 1,000 公里之低氣壓繼續向西移動，對台灣已無威脅可能，花蓮施工所即研擬 No.35 沈箱之拖放計劃，決定次日凌晨進行拖放作業。7 月 22 日晨 6 時風力 2 級波高 0.5 公尺以下，是一個拖放沈箱的良好海象。6 時 50 分沈箱由拖船徐徐拖移儲存場，7 時 10 分到達預定位置，7 時 40 分坐底完成，僅使用 50 分鐘即完成拖放作業，創下 71 年度拖放最順利之記

錄。測量結果沈箱間隙幾乎完全閉合，港側間隙 10 公分，海測則完全密合高程差均未超過 10 公分，是一次圓滿的拖放作業。依據本日海軍花蓮氣象台之天氣圖顯示整個西太平洋天氣良好，僅在北緯 12°東經 145°有一個低氣壓生成。

拖放作業完成後，沈箱內回填砂石混凝土封頂等後續工作迅速展開。23 日該低氣壓形成輕度颱風，強度甚弱尚未命名，且距台灣 2,500 公里，其未來路徑甚難預測，故花蓮施工所即提高警覺，加速各項工程之作業，以防颱風來襲。24 日晚沈箱之填砂及封頂工作全部完成，25 日繼續吊排沈箱之護基方塊，及澆置邊艙水中混凝土（圖一），並撤退胸牆、模板，而颱風也增強為中度颱風，命名「安迪」，逐步向台灣逼進。26 日護基方塊吊排完成，並趕拋護基G級塊石（每塊重 3 Ton～5 Ton），27 日午後，颱風湧浪越上防波堤頂，浪高 2 公尺以上，東西防波堤之施工遂告中斷，人員機具安全撤回，而防波堤之保護措施亦告完成。

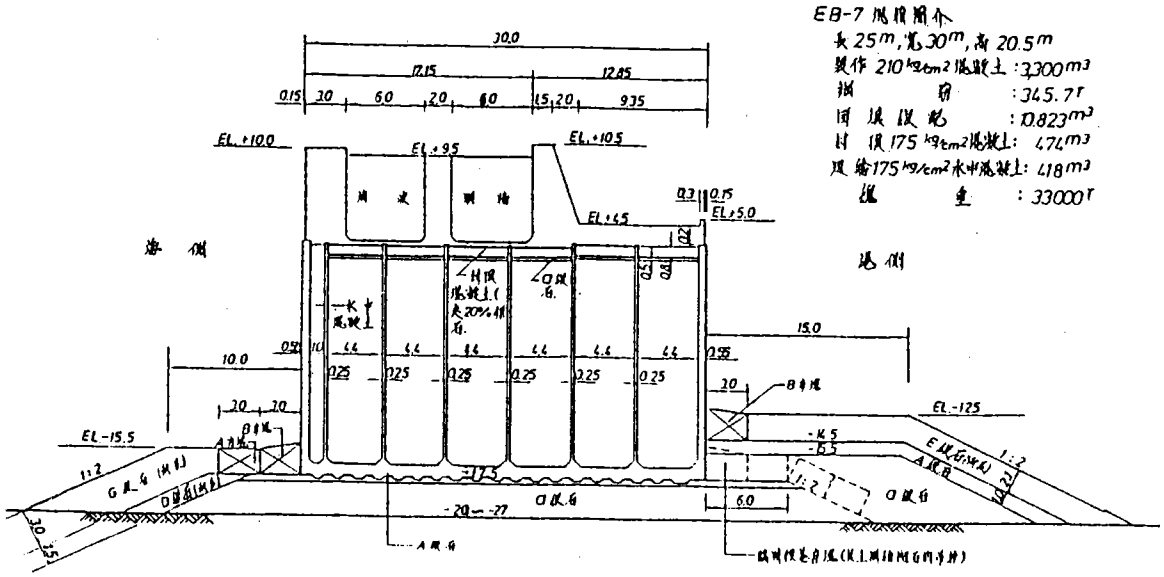


圖 一　沈箱斷面圖 S=1:300

28 日下午，花蓮港進入暴風圈，此時強度已增強爲強烈颱風直撲本省台東北方，風力10級以上，入夜後更增至14級，並延續28個小時，帶來了花蓮港四期擴建施工以來最大之湧浪。風勢直至29日晚8時左右才緩弱下來，但颱風後之湧浪仍不斷冲擊防波堤，至8月1日中午湧浪減弱，工作人員登堤勘查災害情形，因爲這次颱風風勢大且延時甚久，導致花蓮港四期擴建東西防波堤開工以來最嚴重之災害。

三、沈箱災損原因及破壞分析

㈠安迪颱風特性

1.波高：由中央氣象局71年7月29日發佈之海陸強烈颱風警報資料，以守野木經驗公式推算安迪颱風之波高如下：

$$H_o = a\left[1 + n\cos(\theta - \partial)\right] \times \frac{1+\frac{\varepsilon}{r_o}}{1+\frac{r}{r_o}} \times \begin{cases} \frac{1}{7}(1.030 - pc) \\ 11.43 \end{cases}$$

$1000 > pc > 950$

$pc < 950$

式中：H_o ＝距颱風中心 r 處之波高（M）

pc ＝颱風中心氣壓示度（mb）

r ＝颱風中心至本港距離

r_o ＝2oo mile

θ ＝颱風進行方向與推算點之交角

ε ＝颱風中心到最大波高處之距離

ε ＝ 2o miles

a、n、∂＝常數，由颱風進行速度決定。

安迪颱風之各項資料如下：

a ＝ 0.90 ，n ＝ 0.25 ，∂ ＝ 90°（最近時），∂ ＝ 105°（風向垂直時）

當颱風距花蓮最近時：

$$r = 110\,km = 68.36\,mile\ ,\ \theta = 90°$$

$$Ho = 0.9\,[\,1 + 0.25\cos(90° - 105°)\,]\,\frac{1+\frac{20}{200}}{1+\frac{68.36}{200}} \times 11.43$$

$$= 10.47\,M$$

當颱風風向正吹花蓮時：

$$r = 130\,km = 80.8\,mile\ ,\ \theta = 105°$$

$$Ho = 0.9\,[\,1 + 0.25\cos(105° - 105°)\,]\,\frac{1.1}{1.4} \times 11.43$$

$$= 10.10M$$

由上項之推算可知安迪颱風帶來之深海波高約在 10.10M～ 10.47M 之間。

2. 颱風波浪之週期：依據上述資料並用宇野木經驗公式推算如下：

$$T = 48.5 - \frac{P_0}{25} - \frac{r}{463} = 48.5 - \frac{945}{25} - \frac{68.36}{463} = 10.55\,sec$$

故安迪颱風所帶來之波浪週期約爲 10.5 秒左右。

3. 颱風波浪之延時：由現場觀察，波高 5 公尺以上之波浪其延時約 70 小時，9 公尺以上之波浪延時約 20 小時。

4. 颱風波浪之波向：由颱風過後東防波堤 No.13 沈箱上被風浪吹倒之鋼筋倒向，依其角度推斷，本次颱風波浪方向爲 S E 方向。

㈡東防波堤之設計條件：

依據中華顧問工程公司之設計報告，其 $O^K + 520$～$O^K + 850$ 段之波浪設計，採用設計波高爲 H = 10.7 公尺，堤前波高爲 11.6 公尺，均大於本次安迪颱風之波浪（ 10.4 公尺），因此本次颱風沈箱並無傾倒移位等現象。

㈢第 31 、32 沈箱頂蓋板（封頂）混凝土之破壞：

自東堤 No.33 沈箱起（ $O^K + 520$ ）防波堤之堤線由南轉向西南，而安迪颱風波向爲東南向，正好垂直於防波堤，產生最大波壓力，再加上14級強風之吹襲壓力作用於沈箱混凝土蓋板上，由一般之波壓力變成沖擊

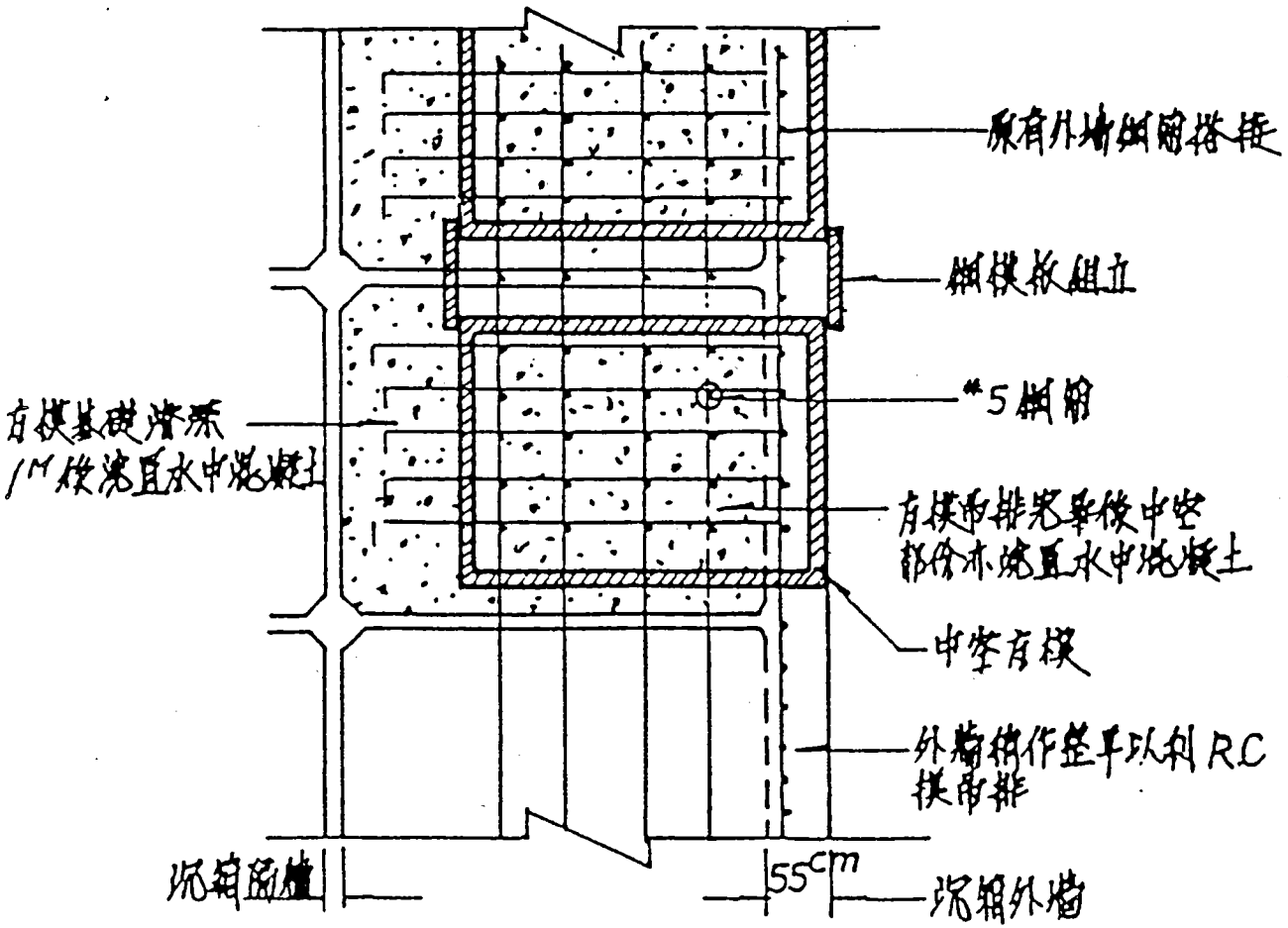


圖 二　NO.31.32沉箱復舊施工示意圖

波壓力：

$P_b = 2.8WH_oKr = 2.8 \times 1.03 \times 10.4 \times 1.03 = 30.89\ T/M^2$ 因沈箱蓋板混凝土與沈箱之內外牆並非一次施工，有新舊混凝土之施工縫存在，而安迪颱風波浪延時甚長，以 30.89 T／M^2 之波壓作用於沈箱蓋板上，並非持續作用，而是以 10.4 秒左右之波浪週期斷續作用於蓋板上，因而產生正負壓力交替作用，沈箱內之回填料由新舊混凝土施工縫中流失，造成蓋板下陷，懸空而破裂，使靠港側之沈箱在負 4 公尺以上之內外牆均斷裂毀損，而臨海側部份仍保持十分完整。

㈣第 35 箱之破壞：

當颱風強大之巨浪冲擊時，No.35 沈箱位於堤頭，首當其衝，且由於封頂（蓋板）混凝土乃 7 月 24 日晚完成，迄 27 日晚湧浪即開始受到冲擊，其間僅 3 天的時間，混凝土強度仍未達末期強度，自然無法承受冲擊壓力，因此所有蓋板均遭破壞，回填料流失，內外牆均發生龜裂，部份延至沈箱高度之一半左右，僅餘海側一小角露出海面，其破壞程度已至無法做修補浮起之程度。

四、修復經過

㈠No.31 、No.32 沈箱之修復：

由於安迪颱風過境後，連續又有數起颱風接踵而來，至 11 月又進入東北季風期，是以一直缺乏良好施工海象，直到 72 年 5 月上旬海象好轉，始能動工修復。在近九個月中，僅僅能作現場清理與復舊準備工作。

1. No.31、No.32 沈箱海側未遭破壞部份先行搗築施工道路一條，以使 No.31 、No.32 進行修復時，No.35 亦同時展開鑽孔開炸之工作。
2. 災損現場之清理：將沈箱港測外牆傾倒之混凝土，以中工 1 號 70 Ton 吊船吊移，以及將雜亂之外牆鋼筋清理「校正」，並將外壩艙中之級配往下濬深至距破壞面下至少 1 公尺之深度，排筋後澆置水中混凝土，以備日後方模吊排聯結之用，同時外壩破損面亦稍作修理，以利方模吊排（如圖二）
3. 預鑄中空方模：破壞沈箱之復舊，重點在於外壩部份先以預鑄方模「圍堵」。方模爲 3 公尺× 3 公尺中空ＲＣ結構體（如圖三），其高度

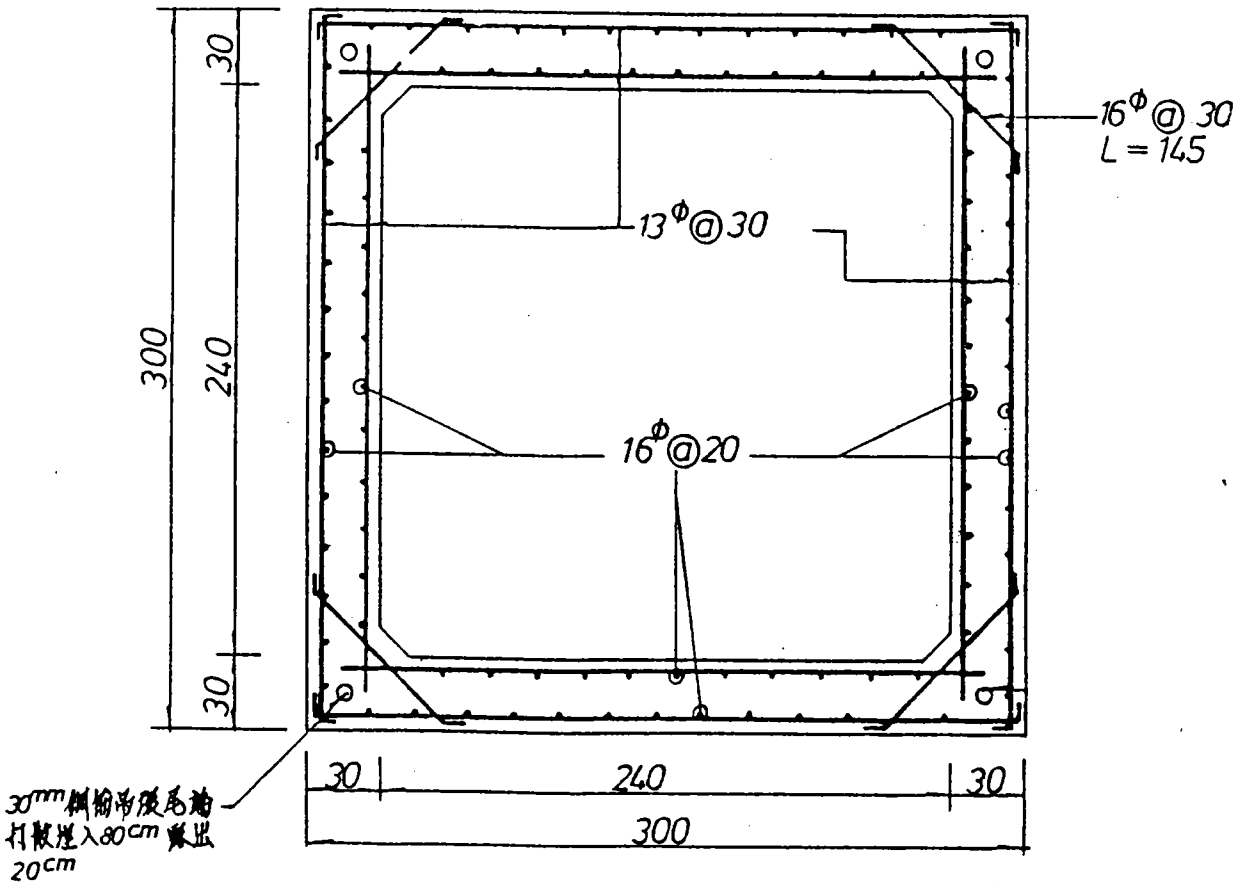


圖　三　方模配筋圖

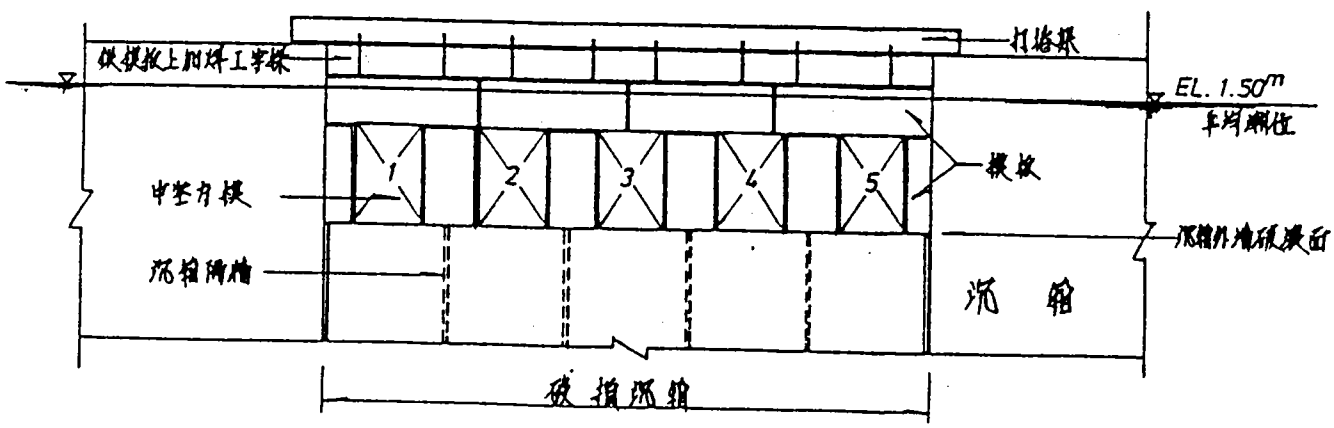


圖　四　模板組立斷面示意圖

則視吊排位置需要而定，一般言約在3公尺～4公尺間，過高會造成方模重心不穩，不論運送或吊排均不安全。方模之三面均以塑膠管預留適當之洞孔，以備排筋之用。

4. 預鑄塊方模吊排：以165Tou 吊排預鑄中空方模於預先整理水平基礎之位置上，並於完成後將濾深時排放之鋼筋搭接妥當，再行澆製水中混凝土，以做固定。此項工作均須與熟練之潛水伕配合作業。

5. 外牆鋼模組立：預鑄中空方模吊放完畢後，方模與方模間之空隙另以鋼模封模（如圖二），以便澆置沈箱內回填混凝土。花蓮港之平均潮位爲EL＋1.5M，因此修復工作之外牆鋼模大半須在水中由潛水伕配合組立。從破壞面之負4公尺至正1.5公尺爲第一次組模段，正1.5公尺（出水面）至設計高程正3.5公尺爲第二次組模段。由於中空方模之高度受到限制，部份模板於水中無法固定，每次港內船舶進出，海面即產生散浪傳播，發生嚴重之干擾，不易組模，是故利用打樁架跨兩沈箱以作爲組模時之依靠（如圖四）。此外，模板皆以＃4 Wire 或＃Wire 固定之。

6. 搗築水中混凝土：由於破損沈箱中間原擬再度回填級配部份更改爲實心混凝土，使得No.31、No.32 沈箱復舊之水中混凝土數量增加許多。以No.32 沈箱組模完成後，開始搗築混凝土爲例，動用伸臂式ＰＯＭＰ車2部，25Ｔ、35Ｔ吊車2部，配以8″特密管2組施工，共計澆製混凝土1946M^3，耗時28小時。

7. 混凝土加高：混凝土出水面後，即可由陸上組模加高，此一階段之混凝土仍以實心ＰＣ搗築。

㈡ No.35 沈箱之炸除：

依據測量計算需炸除及清除混凝土1100M^3，廢鋼筋處理80Ｔ，抽除回填級配5400M^3，底版整平750M^2。

混凝土炸除首先應注意安全問題，因No.34 沈箱緊鄰在側，如再遭受絲毫破壞，後果眞不堪設想，因此事先曾就下列各種可能之方法，包括非炸藥性的爆裂或割切法均加以考慮。

1. 水刀割切法：

施工步驟：①用水鑽機或傳統式氣鑽鑽孔，孔徑由1″至1 3/8″ 都適

合使用。②預裂導向切割，使用高壓水剪切割出橫向縱向或底面橫切之溝槽，以決定爆裂之方向。③爆裂設備裝置：將水壓封管等置於已完成之鑽孔內，並裝設一引爆開關控制爆裂。④開啓壓力閥，蓄壓器的水壓瞬間注入孔內，大約1噸左右之石塊即迅速破裂。

據新竹科學園區，福祿遠東公司提供之資料，15M見方之大理石經試驗後爆裂效果良好，如在加壓水中加上礦砂（美國進口）應可切斷鋼鐵等硬質材料，但對RC結構就無把握。爲此依據沈箱外牆及底版之結構取樣製作2塊試體送新竹試驗，結果效果並不良好，而且加壓機等設備運至花蓮施工，必須保証工程金額在20萬元以上，故本案未考慮採用。

2.緩制破碎劑 Calmmite 方法：

施工步驟：①鑽孔，孔徑 ϕ 34mm～ϕ 38mm，間隔爲10～15 倍孔徑。②將藥劑浸入水中約5分鐘。③在20分鐘內將藥劑填充於鑽孔內，24小時後藥劑膨脹，結構物破裂完成。

經使用10Kg之試劑，試驗結果，結構物外牆均呈現1 CM、之裂縫，表示混凝土已遭破壞，如再加外力即可破除。經計算要破除外牆及隔墻需藥劑爲3848 Kg，但當時國內並無存貨，如由日本進口則需一個月的時間，因工程緊急，無法配合，只得作罷。

3.以4 T鐘形鐵錘破除：用吊車「收」「放」4 T鐘形鐵錘擊破外墻及隔墻，施工也非常順利，但負8公尺以下因受水之阻力，效果不佳。

4. 75％硝銨炸藥炸除：①炸藥量之控制，根據理論每次炸藥量在20公斤左右時，安全距離約需50公尺，由於沈箱長度僅25公尺，故嚴格規定每次炸除炸藥量應低於10公斤。②外牆由分層鑽孔炸除；因爲堤頭湧浪大，鑽岩機無法固定，施工不易，炸除效果也不良好，且沈箱內充滿回填砂，自由面小，經數次施炸後，外牆僅炸個深洞，少量回填砂外流並無礙其整體結構；後改以由內往外鑽孔，填滿炸藥，再輔以貼炸，每日開炸2次～4次，每次分4～5次小量開炸，平均每日使用炸藥56 Kg。雖然炸藥量較計算爲浪費，但效果非常良好；其順序乃是由上往下取相當高度分層炸除。③炸除後仍與混凝土塊連結之鋼筋，由潛水伕使用油壓剪逐支剪除。油壓剪對＃8以下之鋼筋均可

切除，一般而言，剪除＃7、＃8鋼筋15根，＃5、＃6鋼筋30～40根，其刀片即損耗報廢，通常剪一根鋼筋之成本約70元～100元，倘若考慮使用水中作業之切割棒則將花費3～4倍之價錢，故未予考慮。④炸除後倒塌之混凝土塊部份覆蓋於破損沈箱表面，若以抽砂船抽除廢渣（級配）將有困難，最後決定以中工八號自航式抓斗船清除殘渣，但因水下鋼筋及混凝土縱橫交錯，且部份深埋於級配中，一片混亂，抓除時吊車常發生超荷重，因而抓斗連連損壞，後改由港務局70 T抓斗吊船玉里號支援，情況方見好轉；原因是該船不但工作能量大，且體積龐大，前後各有2組巨錨，一般小風浪下仍能平穩工作，無形中進度增加許多。⑤緊靠No.34沈箱之外壩仍採炸藥炸除，惟炸藥量控制更嚴，且增加小量開炸次數。每次開炸後均仔細檢視其外壩是否有裂痕，在No.35破損沈箱炸（清）除完成時，均未發生嚴重之損壞，實屬幸運。

五、檢討改進

本工程於施工過程中遭受巨大颱風襲擊，發生損失是無法避免的，但事後檢討分析其主因，乃施工中沈箱封頂混凝土未能承受巨浪冲擊壓力所造成。經研討後，未完工之封頂工作，決定將沈箱海側胸壩底版與港側堤面混凝土提前施工，使其於颱風期間能發揮防護作用。

經改進後，東防波堤已順利完成，且其後歷經數次颱風均能安然無恙，發揮預期之效果，足見此次事件所採之處理對策尚稱得宜，當可供爾後類似工程作爲參考。

海洋混凝土工程研討會

飛灰水泥漿體之抗硫酸鹽特性研究

主講人：郭淑德

一、前　　言

一般使用之卜特蘭Ⅰ型水泥抗硫酸塩性能弱，在土壤含水溶性硫酸塩的環境，或水中含硫酸塩稍多情況，水泥混凝土容易受硫酸塩侵蝕而膨脹、崩潰[1][2][3][4]。其化學反應大致如下：

$$2(3CaO\cdot SiO_2)+6H_2O\rightarrow 3CaO\cdot 2SiO_2\cdot 3H_2O+3Ca(OH)_2 \quad \cdots\cdots ①$$

$$2(2CaO\cdot SiO_2)+4H_2O\rightarrow 3CaO\cdot 2SiO_2\cdot 3H_2O+Ca(OH)_2 \quad \cdots\cdots ②$$

①，②爲C_3S與C_2S之水化反應，反應產物$Ca(OH)_2$遇$MgSO_4$、Na_2SO_4等硫酸塩，續續發生下列反應：

$$Ca(OH)_2+MgSO_4+2H_2O\rightarrow CaSO_4\cdot 2H_2O+Mg(OH)_2 \quad \cdots\cdots ③$$

$$Ca(OH)_2+Na_2SO_4+2H_2O\rightarrow CaSO_4\cdot 2H_2O+2NaOH \quad \cdots\cdots ④$$

生成之$CaSO_4\cdot 2H_2O$又與水泥中之C_3A水合物發生化學反應產生Ettringite體積脹大約2倍，使水泥硬化體崩裂，即

$$C_3A+6H_2O\rightarrow C_3AH_6 \quad \cdots\cdots ⑤$$

$$3CaO\cdot Al_2O_3\cdot 6H_2O+3(CaSO_4\cdot 2H_2O)+2OH_2O\longrightarrow$$

$$3CaO\cdot Al_2O_3\cdot 8CaSO_4\cdot 32H_2O \quad \cdots\cdots ⑥$$

(Ettringite)

除了 SO_4^{-2} 離子對水泥固化物之侵害。其它之離子，如 $C\ell^-$, CO_3^{-2} , CrO_4^{-2} 在 Ca^{+2} 存在下其生成之化合物亦和 C_3A 作用生成水溶性高無強度之化合物如下(1)。

$C_3A\cdot 3CaX\cdot mH_2O$ 和 $C_3A\cdot CaX\cdot nH_2O$

$C_3A\cdot 3CaY_2\cdot mH_2O$ 和 $C_3A\cdot CaY_2\cdot nH_2O$

X：爲帶負 2 價之離子如；SO_4^{-2}, CrO_4^{-2}, SeO_4^{-2}, CO_3^{-2}。

Y：爲帶負 1 價之離子如；$C\ell^-$, Br^- , NO_3^-, ClO_3^-。

m：30～32

n：10～12

其中 $C_3A\cdot 3CaCO_3\cdot mH_2O$ 之生成主要來自大氣中 CO_2 之侵害(5)，當水灰比高，毛細管束多，空隙大之水泥固化體，CO_2 更易由表面向內侵蝕。若固化體已受 SO_4^{-2} 侵蝕而又在 CO_2 之加速侵害下，造成相乘侵害，這些都是環境中之化學因素所造成水泥固化物之劣化。由此可見塩類侵害和水泥組成有關，若以水泥之 C_3A（$3CaO\cdot A\ell_2O_3$）含量最少之Ⅴ型水泥爲例，如表 1，其抗 SO_4^{-2} 之性能較高。Ⅱ型水泥 C_3A 含量亦低於普通水泥，一般用於碼頭港灣工程，概其抵抗海水中硫酸塩性能亦較好。

表 1　ASTM 卜特蘭水泥分類(1)(6)

成　分 *	Ⅰ 型	Ⅱ 型	Ⅲ 型	Ⅳ 型	Ⅴ 型
%	〔普通水泥〕	〔中度抗硫酸塩〕	〔早強水泥〕	〔低熱水泥〕	〔抗硫酸塩水泥〕
C_3S	50	45	60	26	40
C_2S	25	30	15	51	40
C_3A	12	8	10	5	4
C_4AF	8	12	8	13	11
$C\bar{S}H_2$	5	5	5	5	5

水泥水化後生成之 $Ca(OH)_2$ 之存在是其劣化之最主要原因，其含量約爲水泥重之 25～30%(3)。百年以來所有有關混凝土之學術機構、營建單位，皆以波索蘭物質（Pozzolane），如火山灰、飛灰來抑止此種 $Ca(OH)_2$ 和 SO_4^{-2} 所造成之劣化。其原理爲：利用波索蘭物質和 $Ca(OH)_2$ 之波索蘭反應（Pozzolanic Reactioo）生成水化產物

$$7Ca(OH)_2 + 2(A\ell_2O_3\cdot 2SiO_2) \xrightarrow{H_2O} 3CaO\cdot 2SiO_{2(aq)} + 2(2CaO\cdot A\ell_2O_3\cdot SiO_2)_{(aq)}$$

矽鈣鋁膠體……⑦

矽鈣鋁膠體充填水泥固化體之毛細孔隙，具有貼著效果，增加水泥固化體之強度；$Ca(OH)_2$ 被飛灰消耗結果，減少水泥固化白華現象。(2)(4)

據美國聯邦墾務局（Bureau of Reclamation）數十年之研究追踪顯示；不但Ⅰ型水泥甚至Ⅱ型Ⅴ型水泥也必須以添加飛灰等波索蘭物質來增進其抗硫酸塩之性能。對多種飛灰之追踪研究結果，歸納出抗硫酸塩係數R(2)（Sulfate Resistances Constant），$R=(CaO-5)/Fe_2O_3$。就Ⅱ型水泥而言，添加飛灰獲得R值及其抗硫酸塩能力關係，如表2。

表2　Ⅱ型水泥添加飛灰抗硫酸塩能力與R值關係

R	抗硫酸性能（W／C＝0.45）
＜0.75	大幅改善
0.75～1.5	中度改善
1.5～3.0	無顯著改變（微改善或微減弱）
＞3.0	減少抗硫酸塩能力

雖然Ⅱ型或Ⅴ型水泥填加飛灰有抗拒硫酸塩之特性，但對環境中水溶性硫酸塩之容忍性有一定之限度，表2乃土壤中水溶性硫酸塩及水中硫酸塩對Ⅱ型與Ⅴ型水泥混凝土之侵蝕性概況。(2)

表3　土壤與水中硫酸塩濃度對混凝土之侵蝕

硫酸塩侵蝕程度	土壤中水溶性硫酸塩濃度（以$SO_4^=$表示）%	水中硫酸塩濃度（以$SO_4^=$表示）mg／ℓ
可忽略	0.00至0.10	0至150
有侵蝕	0.10至0.20	150至1,500
嚴重	0.20至2.00	1,500至10,000
非常嚴重	2.00或以上	10,000或以上

在不同濃度之硫酸塩侵蝕環境下，墾物局建議之選擇性水泥材料如表4

表 4　可選用之抗硫酸鹽水泥材料

Ⅰ、有硫酸塩侵蝕環境（〔$SO_4^{=}$〕= 0.10～0.20%或 150～1,500 ppm)***
A、Ⅱ型水泥
B、Ⅱ型水泥加N，F或C級波索蘭材料*，R＜2.5
C、IP(MS)混合型水泥**，R＜2.5
Ⅱ、硫酸塩侵蝕嚴重環境（〔$SO_4^{=}$〕= 0.20～2.00%或 1,500～10,000 ppm)
A、Ⅴ型水泥
B、Ⅴ型水泥加N，F或C級波索蘭材料，R＜2.5
C、Ⅱ型水泥加N，F或C級波索蘭材料，R＜1.5
D、IP(MS)混合型水泥
若C_3A＜5.0 則R＜2.5；若5.0＜C_3A＜8.0，則R＜1.5
Ⅲ、硫酸塩侵蝕非常嚴重環境（〔$SO_4^{=}$〕≥2.00%或≥10,000 ppm
A、Ⅴ型水泥加N，F或C波索蘭材料，R＜1.5
B、Ⅱ型水泥加N，F或C波索蘭材料，R＜0.75
C、IP(MS)混合型水泥
若C_3A＜5.0　則R＜1.5；
若5.0＜C_3A＜8.0 則R＜0.75

*　飛灰屬F級或C級波索蘭材料。

**　即飛灰水泥（參考ASTM C595-83 Blended Hydraulic Cements）

***　硫酸塩濃度〔$SO_4^{=}$〕，分別指土壤中水溶性硫酸塩含量之重量百分濃度，及每公升水中含硫酸根離子之毫克數，表中 ppm=mg／ℓ。

水泥砂漿拌合，遇用水含塩類濃度大之特殊地區；或事業廢棄物以水泥做安定化處理時，若遇廢棄物含有大量可溶性硫酸塩情況，含飛灰之水泥漿料固化特性乃本研究之重點。聚甲基纖維素亦爲本研究重要之摻和物以增加塩類各離子在糊體中之分散性。(7)(8)

二、實　　驗

利用化學試藥加自來水，調製成表5成份之模擬化學廢液樣品。以卜特蘭Ⅰ型和Ⅴ型水泥、飛灰、及海菜粉爲固化材料，簡示符號如下：

PCI　卜特蘭Ⅰ型水泥（Portland Cement Type Ⅰ）

PCV　卜特蘭Ⅴ型水泥（Portland Cement Type Ⅴ）

FA　飛灰（Fly Ash）

MC　聚甲基纖維素（Methylcellulose），卽海菜粉。

固化劑配方分四類：PCI—FA—MC，PCV－FA－MC，PCI－FA及PCV—FA，共20種，組成詳如表6。

飛灰之化學組成爲：SiO_2 57.00%，$A\ell_2O_3$ 19.78%，Fe_2O_3 9.30%，CaO 4.17%，（K_2O+Na_2O+MgO）6.55%，850°C燒失量3.27%。

實驗流程如圖1。

三、實驗結果與討論

㈠高溫養護試體之抗壓強度：

54°C高溫養護試體288小時，抗壓強度變化情形如圖2、圖3、圖4和圖5。顯示以水泥固化處理化學廢液時，若在廢液中加少許聚甲基纖維素（海菜粉）使廢液所含之塩類等化學物質分散均勻，可避免化學物質沉降，因此試體強度大幅提高。飛灰取代水泥量不論是10%，20%，30%，40%，或50%，試體初期強度均低於純水泥固化處理試體，但歷經288小時都超過200 kg／cm²。

㈡常溫養護試體之強度變化：

如圖6，圖7，圖8，及圖9。比較這四圖顯示，在最初14天內，全部20種配方固化處理試體之強度皆隨時間而增加。但Ⅰ型水泥爲主之固化處理，若化學廢液未加聚甲基纖維素分散劑，則試體強度在14至28天齡期之間已開始呈現下降趨勢，此後強度繼續下降，90天以後已低於120kg／cm²，（參圖8）。反之化學廢液預加2.86g／ℓ聚甲基纖維素，同樣以Ⅰ型水泥爲主之固化處理，卽PCI－FA－MC類，試體強度經定期追踪210天，皆呈穩定成長；14天時該類各配方試體強度皆大於200kg／cm²；90天大於

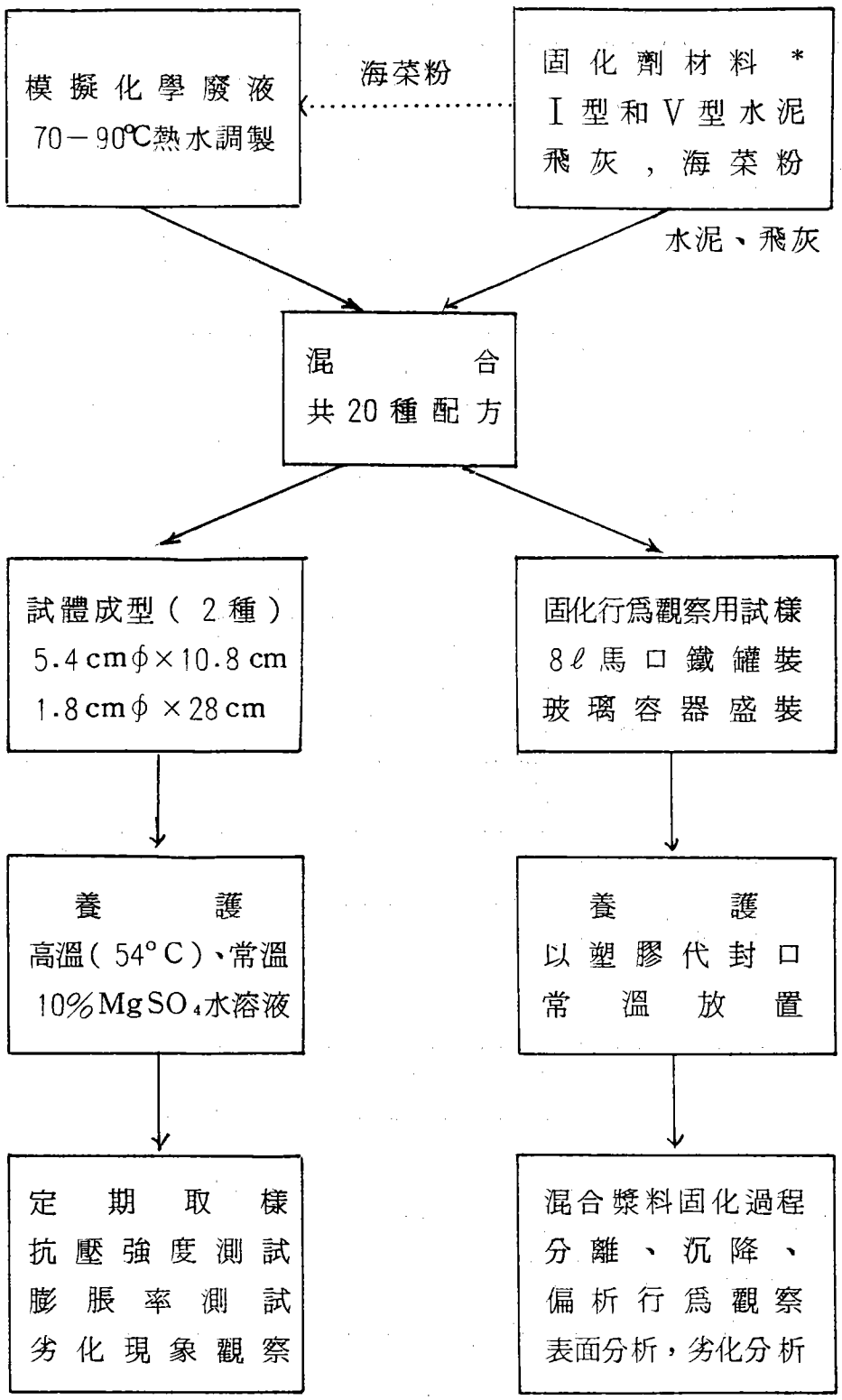
表 5　模擬化學廢液之配料組成

（單位：g／ℓ H_2O）

		SO_4^{-2}	PO_4^{-3}	CO_3^{-2}	$C\ell^-$	NO_3^{-1}	Cr^{+6}	Ca^{+2}	Mg^{+2}	Fe_2O_3	Na^+	矽　灰	油
機　　油 Oiℓ	2.17												2.17
Na_2CO_3	0.56			0.317							0.243		
Na_2SO_4	113.156	76.500									36.656		
$MgC\ell_2$	16.150				12.070				4.080				
$(NaPO_3)_n, n>3$	0.864		0.216								0.156		
Fe_2O_3	7.100									7.100			
$K_2Cr_2O_7$	0.754						0.09						
$NaC\ell$	75.190				45.630						29.560		
$Ca(OH)_2$	3.885							2.100					
SiO_2	5.380											5.380	
NaOH	2.000										1,200		
$NaNO_3$	0.0920										0.025		
塩類離子總重		76.5	0.216	0.317	57.7	0.067	0.09	2.1	4.08	7.1	66.64		

表 6　固化劑之分類與組成

分類及編號、代號		固化劑組成（重量比）			
		Ⅰ型水泥：飛灰		Ⅴ型水泥：飛灰	
第一類 PCI－FA－MC （廢液添加甲基纖維素）	1.	100	0		
	2.	90	10		
	3.	80	20		
	4.	70	30		
	5.	60	40		
	6.	50	50		
第二類 PCV－FA－MC （廢液添加甲基纖維素）	7.			100	0
	8.			90	10
	9.			80	20
	10.			70	30
	11.			60	40
	12.			50	50
第三類 PCI－FA （無甲基纖維素）	13.	100	0		
	14.	90	10		
	15.	70	30		
	16.	50	50		
第四類 PCV－FA （無甲基纖維素）	17.			100	0
	18.			90	10
	19.			70	30
	20.			50	50



（ *因準備期間未能獲得Ⅱ型水泥，僅以Ⅰ型和Ⅴ型進行實驗）

圖1　實驗流程圖

250kg／cm²，210天 300 kg／cm²以上（參圖 6 ）。PCV—FA—MC類，試體強度增長與PCI—FA—MC類似（參圖 7 ）。尤其是以飛灰取代20%與30%水泥，化學廢液預加聚甲基纖維素情況，使用Ⅰ型或Ⅴ型水泥，固化處理之試體，常溫養護90天以後強度超越不含飛灰者，此時強度達400kg／cm²以上。

㈢常溫養護試體之尺寸變化：

各配方固化處理之試體，封貯於PE 袋在常溫放置，定期量測試體長度變化，發現一致呈膨脹現象，試體長度膨脹率（ length expansion ）變化如圖10，圖11，圖12，及圖13，顯示無飛灰之試體比有飛灰取代部分水泥者膨脹量較大，證明飛灰添加於水泥固化處理硫酸塩廢液可減少固化體之膨脹，且飛灰含量愈多固化體膨脹率愈小。至於含聚甲基纖維素之試體齡期40天內膨脹率小於無聚甲基纖維素試體，但在 210 天齡期則無顯著差異。

㈣在硫酸塩環境之強度變化；

成型、脫膜，在 PE袋內常溫養護三天之試體，移浸於 10%$MgSO_4$溶液，第 7 ，14 ，28，90 ， 180 及 210 天之強度試驗結果如圖14和圖15。比較此二圖，顯示：以第Ⅰ型水泥直接固化含大量硫酸塩之廢液固化體因受硫酸塩侵蝕強度迅速下降，至 210 天齡期在80kg／cm²以下。Ⅰ型水泥摻聚甲基纖維者，大幅提高固結體之強度。Ⅴ型水泥固化後之試體在硫酸塩溶液中強度保持穩定。70份Ⅴ型水泥加30份飛灰〔即 70PCV30FA或 70PCV 30FA+MC〕之固化處理結果，試體初期強度雖比純Ⅴ型水泥（即 100 PCV)及Ⅴ型水泥加聚甲基纖維素（即 100 PCV＋MC ）固化處理者爲低，但在硫酸塩環境中長期強度超越純Ⅴ型水泥固化處理試體。70份Ⅰ型水泥加30份飛灰及少量聚甲基纖維素固化處理也同樣大幅提昇固結體在嚴苛之硫酸塩環境中之強度及其持久性。

㈤在硫酸塩環境試體之膨脹變化：

浸在 10%$MgSO_4$ 溶液中之試體，在14，28 ，40及 210 天量測試體長度與原長度比較，膨脹率如圖16和圖17。此二圖亦顯示純以Ⅰ型水泥（即 100PCI ）固化處理之試體浸在硫酸塩水溶液中膨脹最大且最快，28天線膨脹率大於 0.002。以Ⅴ型水泥（即 100 PVC ）及以70份Ⅴ型水泥加30份

飛灰（即 100PCV30FA）固化處理之試體浸在硫酸塩溶液中試體膨脹輕微且緩和，經210 天，膨脹率都在0.0018以下。含聚甲基纖維素之各種配方試體，浸在10％$MgSO_4$ 溶液40天以內試體膨脹均十分輕微，但在 210 天時膨脹率達0.002 以下，推測原因可能是聚甲基纖維素之劣化分解在固體物內部產生空隙利於硫酸根滲入所致。由於聚甲基纖維素用量很少，比不良影響應不會繼續擴大。

㈥在硫酸塩環境試體之劣化現象：

化學廢液固化處理實驗中，浸在10％$MgSO_4$ 水溶液之試體：單以Ⅰ型水泥固化者（即PCI－FA類中FA 0％），到210 天已有不少試體外觀呈明顯的龜裂，甚至有嚴重破損者；單以Ⅴ型水泥固化者（即PCV－FA 類中FA0％），到 210天也發現有破壞現象，這兩類試體破壞面以肉眼可看出化學物質分佈不均勻現象；PCV－FA－MC類FA含 30％者，雖略見塩析現象但試體210 天目視未發現龜裂破壞試體。顯然聚甲基纖維素在高碱性環境中確能做爲一種有效的塩類離子分散劑。

㈦ SEM微觀分析：

截取塩析處之局部試體，利用Cam Scam掃描式電子顯微鏡（SEM）探討微觀組織，發現硫酸塩針狀結晶物集中於試樣之孔洞中，如圖18和圖19所示。圖19之孔洞直接約400 μm。證明水泥固化物之孔洞、硫酸塩、聚集成長處所，亦即固化物劣化崩潰之弱點。飛灰成圓球狀，且粒徑大部分小於 50 μm，因此水泥固化劑摻合飛灰可減少孔洞，若再添加聚甲基纖維素分散硫酸塩在固化物之分布，自然可緩和硫酸塩成長所導致水泥固化物之品質劣化。

四、結　　語

綜合以上結果，水泥70％、飛灰30％之配方可視爲一種對SO_4^{-2}離子具高阻抗之摻合水泥，對含高濃度硫酸塩之化學廢液，以飛灰代替30％之Ⅰ型或Ⅴ型水泥，並加少量聚甲基纖維素，固化處理結果，對固化物有增加強度，減少膨脹、增加耐久性等益處，兼具改善品質和節省成本之優點。此飛灰水泥配方可推廣應用於廢水處理廠污泥及濃縮廢液之安定化處理。此研究結果亦提示吾人：在缺乏淡水之離島地區，以及港灣工程，水泥摻合飛灰不僅

是經濟的作法，更是增加水泥混凝土抗海水腐蝕性能之必要措施。

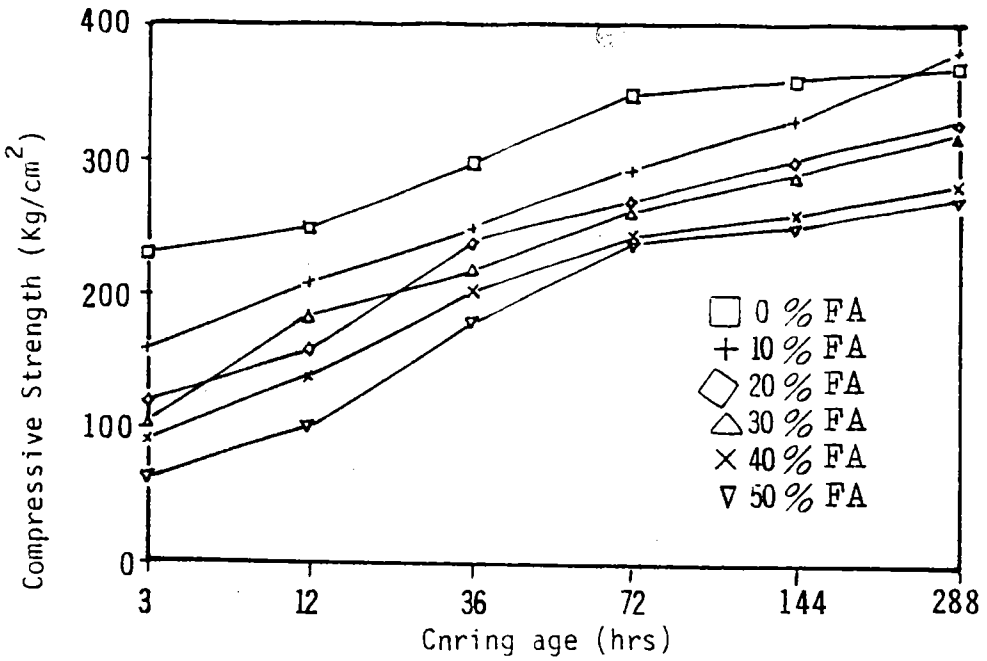


圖 2　用PCI—FA—MC 固化處理54℃養護之試體強度變化情形

Compressive Strength of Specimens Solidified by PCI-FA-MC Series agents (Curing at 54°C)

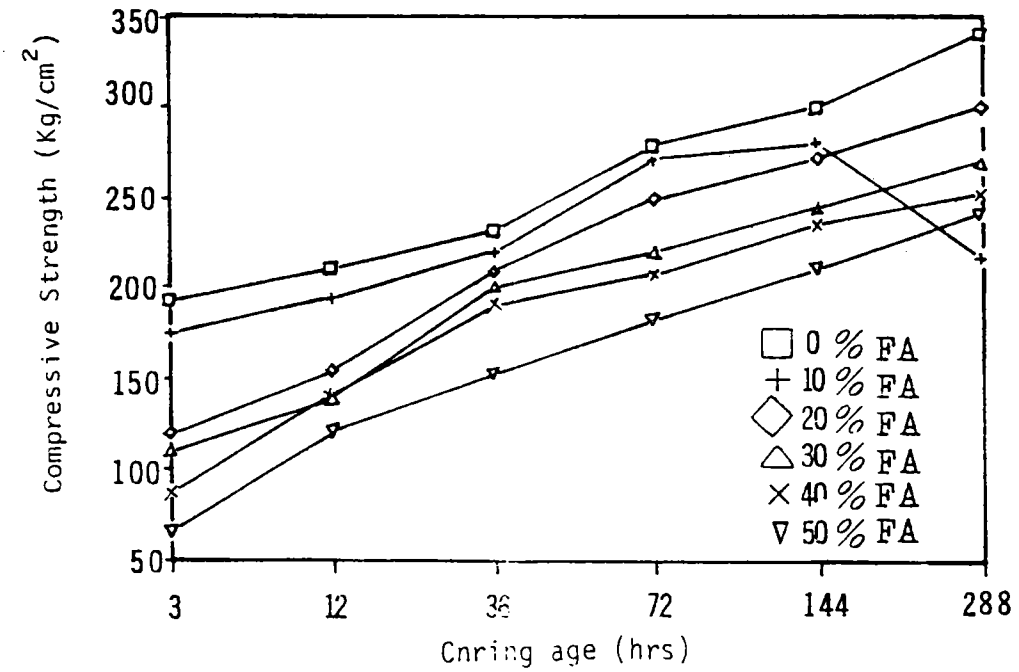


圖 3　用PCV—FA—MC 固化處理54℃養護之試體強度變化情形

Compressive Strength of Specimens Solidified by PCV-FA-MC Series agents (Curing at 54°C)

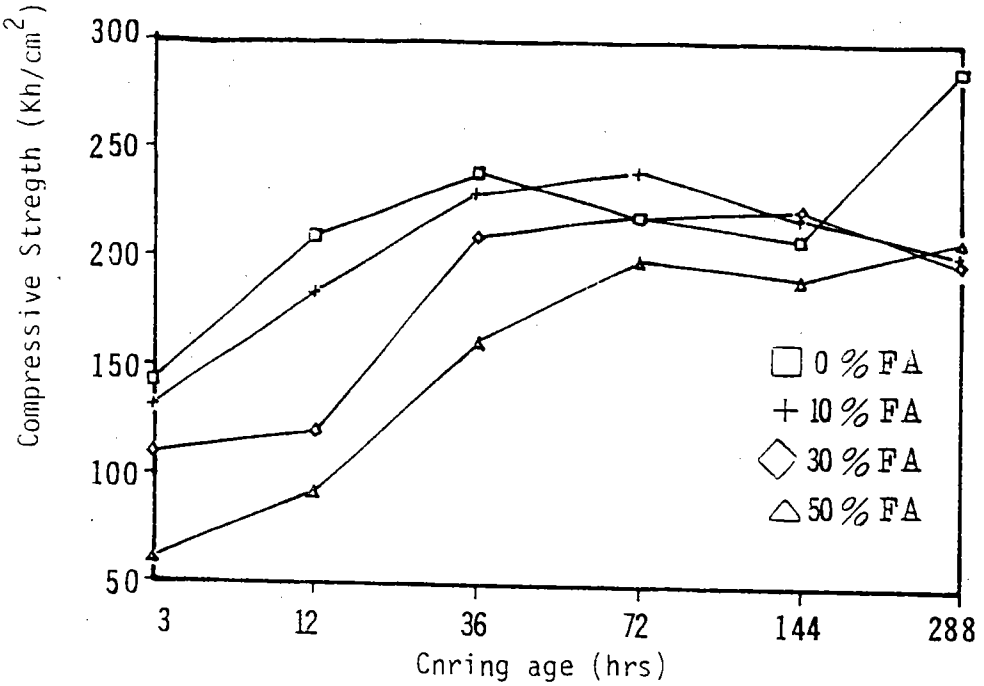


圖 4 用 PCI—FA 固化處理54℃ 養護之試體強度變化情形

Compressive Strength of Specimens Soliditied by PCI-FA series agents (Curing at 54^0C)

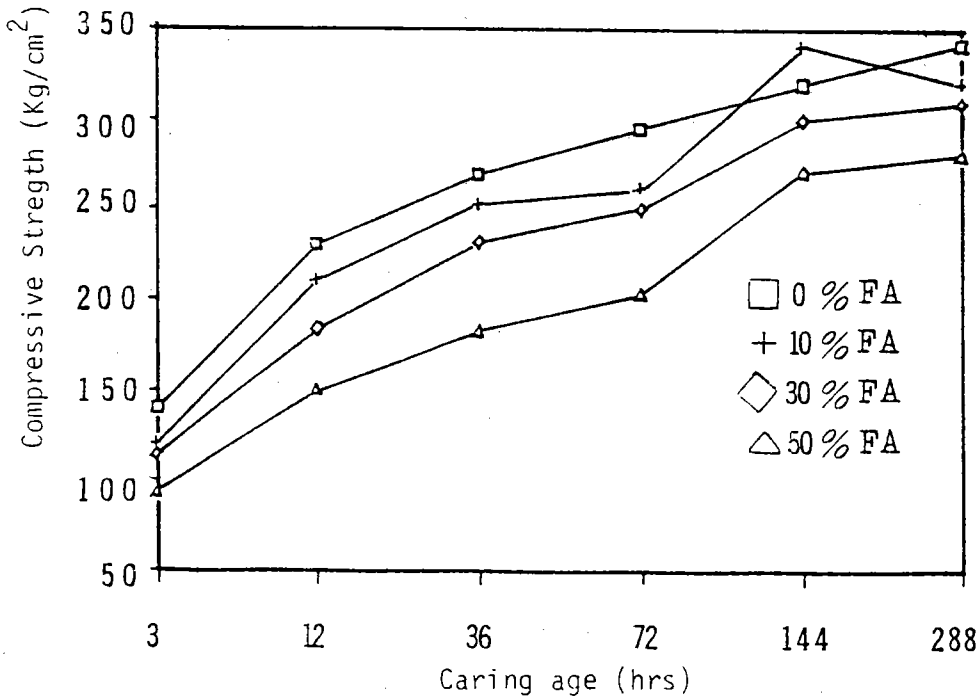


圖 5 用 PCV—FA 固化處理54℃ 養護之試體強度變化情形

Compressive Strength of specimes Solidified by PCV-FA series agents (Curing at 54^0C)

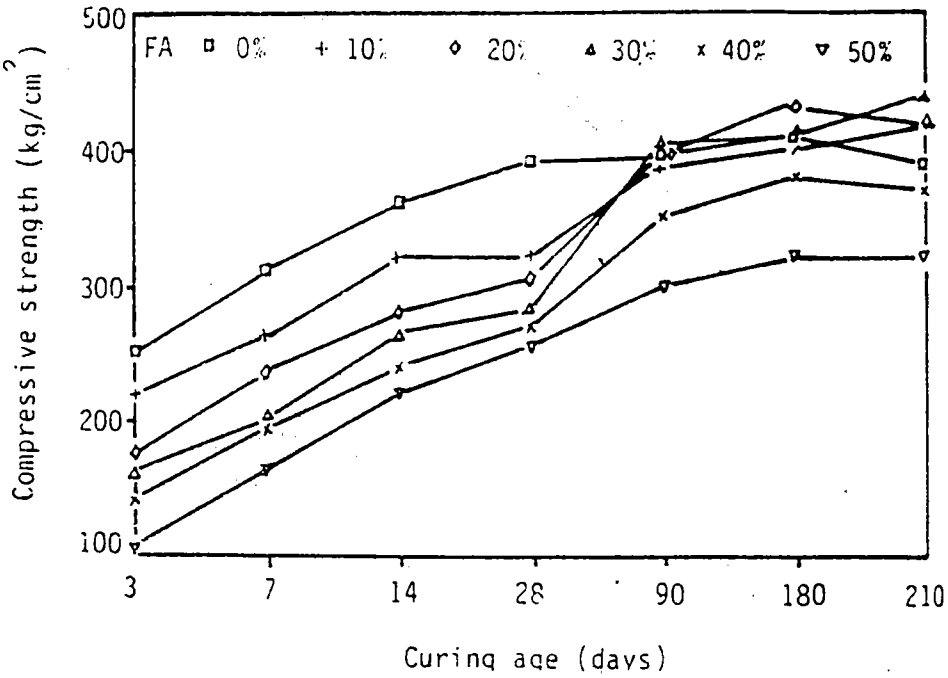


圖 6 用 PCI—FA—MC 固化處理常溫養護試體之強度變化

Compressive strength development of the specimens sol

by PCI-FA-MC series agents. (Curing at room tempeatu

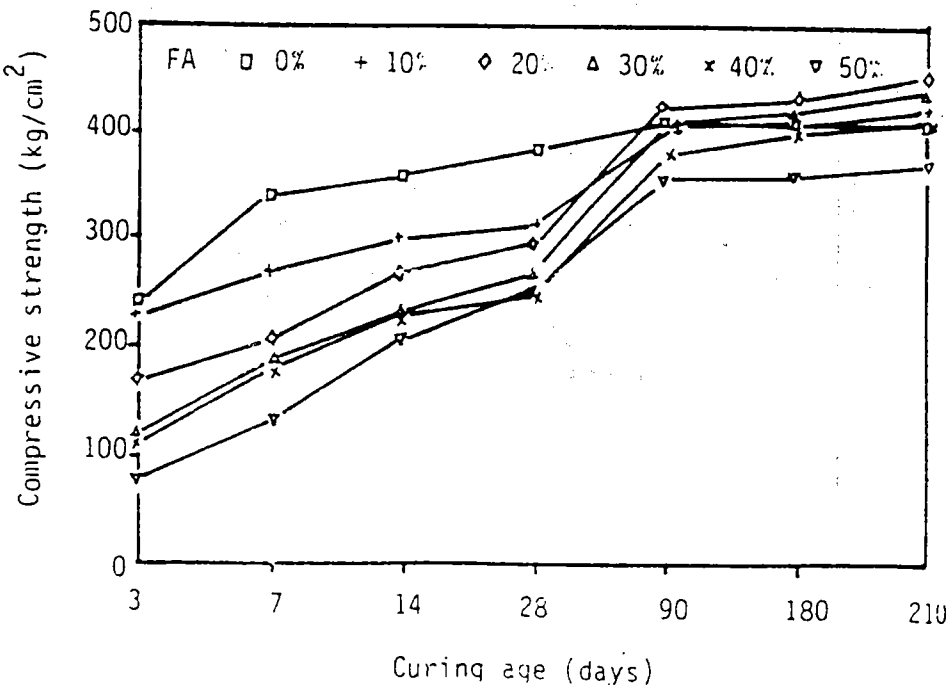


圖 7 用 PCV—FA—MC 固化處理常溫養護試體之強度變化

Compressive strength development of specimens sol

by PCV-FA-MC series agents. (Curing at room tempea

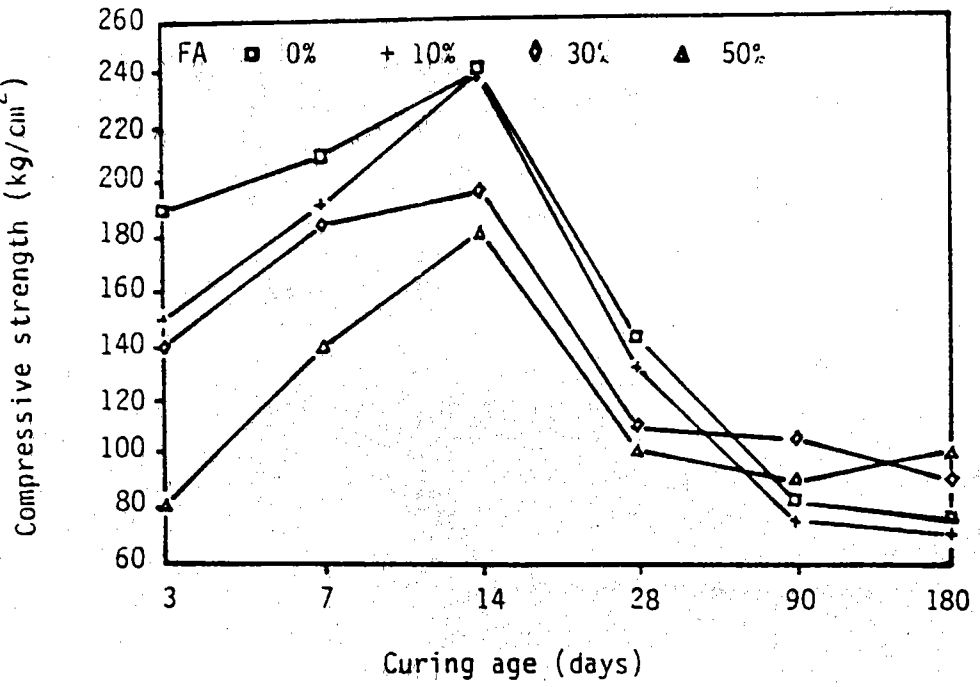


圖 8　用 PCI—FA 固化處理常溫養護試體之強度變化

Compressive strength development of specimens solidified by PCI-FA series agents.(Curing at room tempeature)

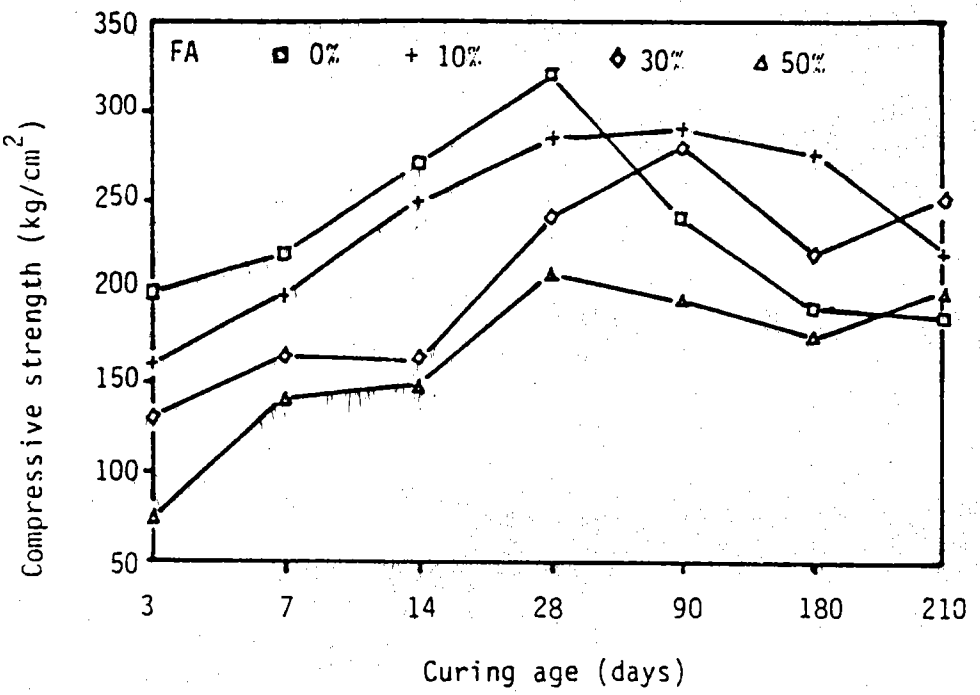


圖 9　用 PCV—FA 固化處理常溫養護試體之強度變化

Compressive strength development of specimens solidified by PCV-FA series agents.(Curing at room tempeature)

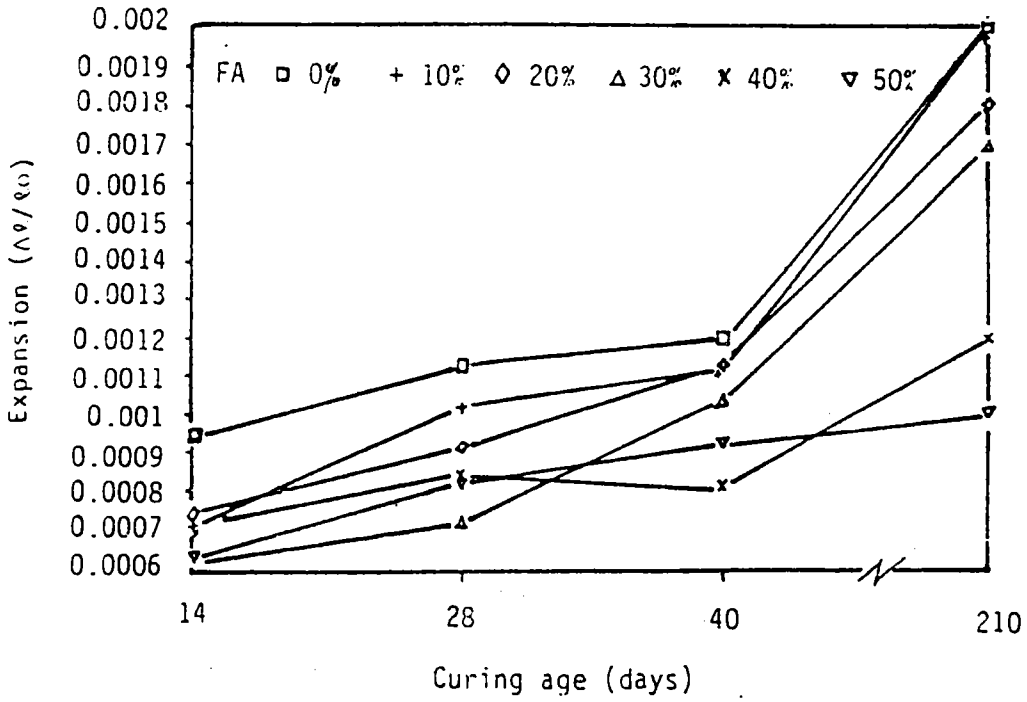


圖 10 用PCI—FA—MC固化處理常溫養護試體之長度變化

Length expansion vs. curing age of specimens solidified by PCV-FA-MC series agents.

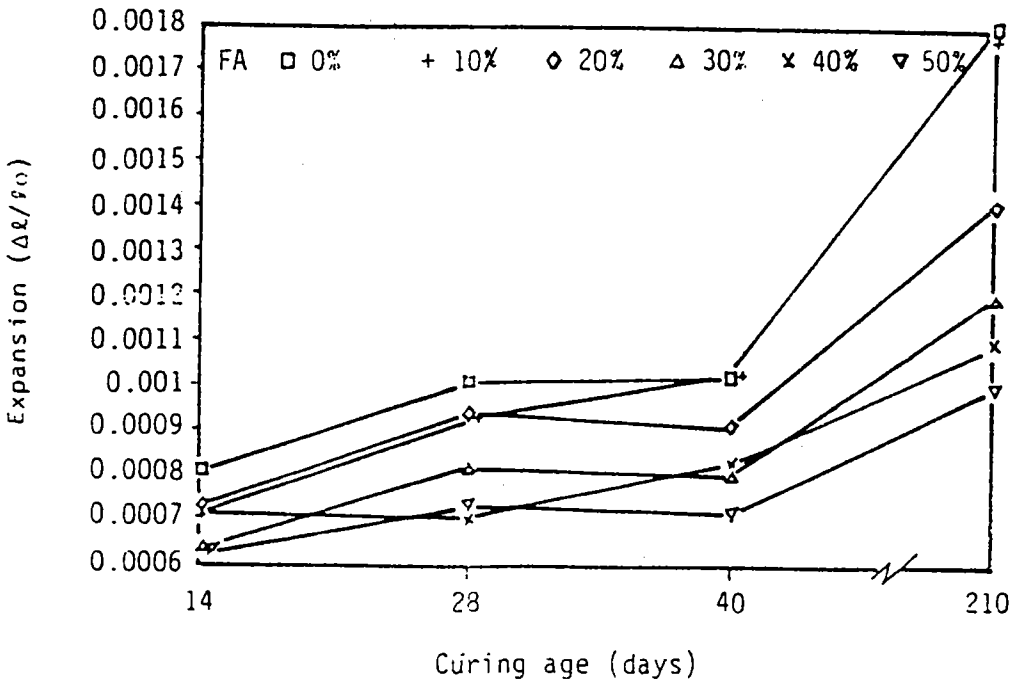


圖 11 用PCV—FA—MC固化處理常溫養護試體之長度變化

Length expansion vs. curing age of specimens solidified by PCV-FA-MC series agents.

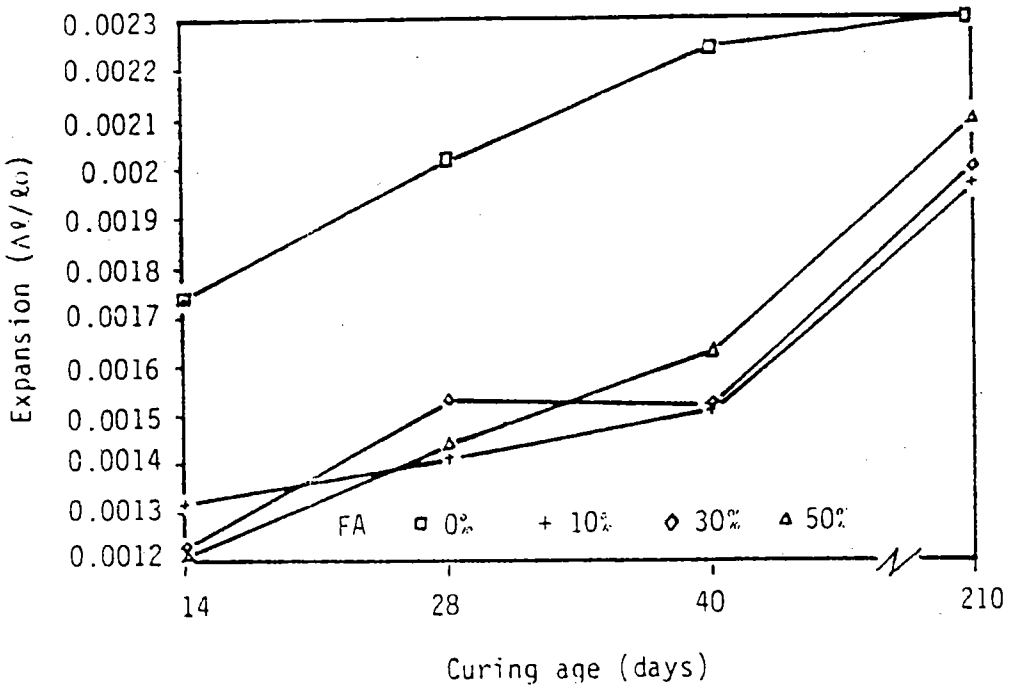


圖 12 用PCI—FA固化處理常溫養護試體之長度變化
Length expansion vs. curing age of specimens solidifi
PCI-FA series agents.

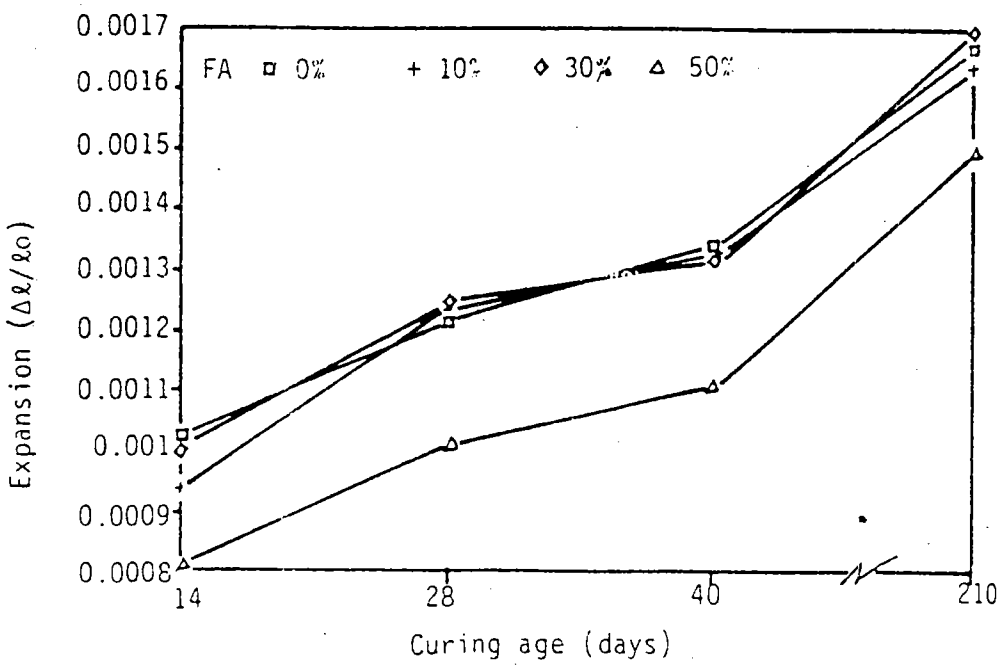


圖 13 用PCV—FA固化處理常溫養護試體之長度變化
Length expansion vs. curing age of specimens
solidified by PCI-AF-MC series agents.

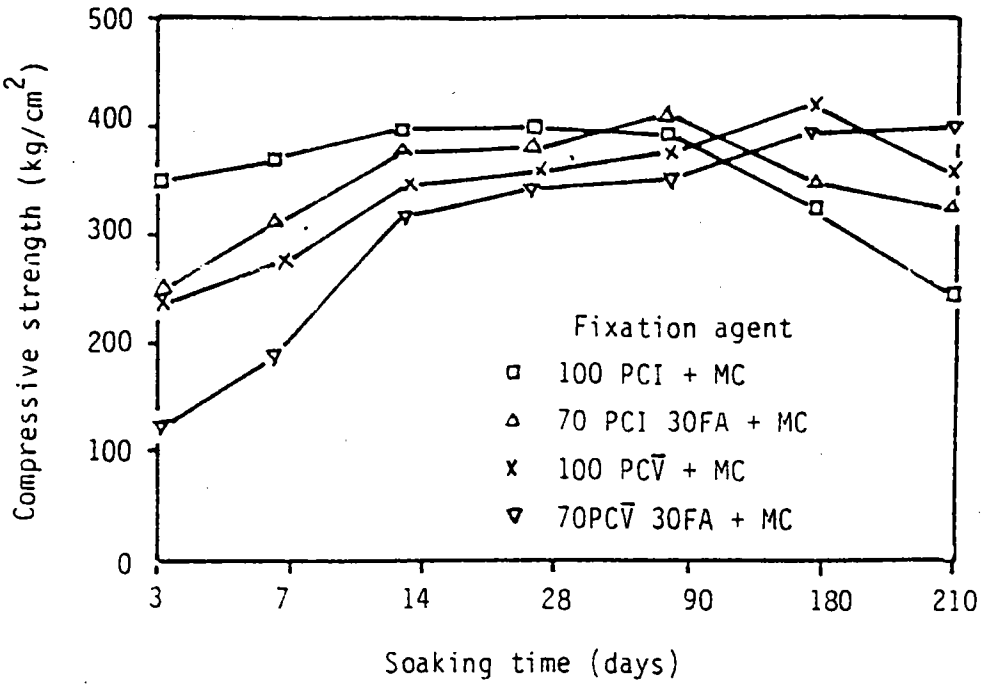


圖 14 含聚甲基纖維素之試體浸在10％$MgSO_4$溶液強度變化情形
Strength vs. soaking time of setting specimens in 10% $MgSO_4$.

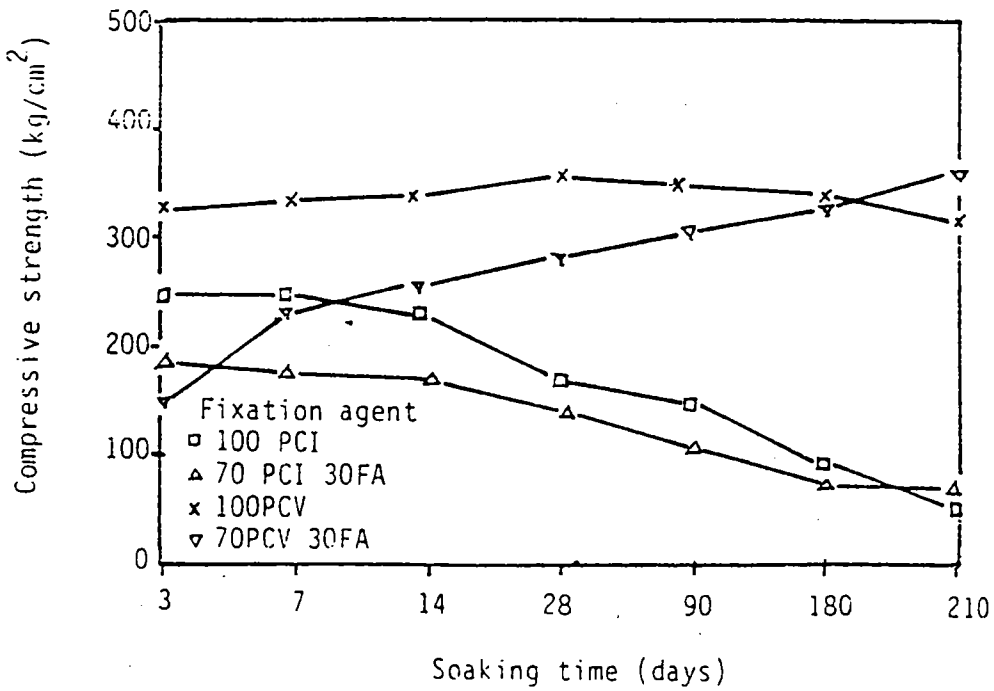


圖 15 不含聚甲基纖維素之試體浸在10％$MgSO_4$溶液強度變化情形
Strength vs. soaking time of setting specimens in 10% $MgSO_4$.

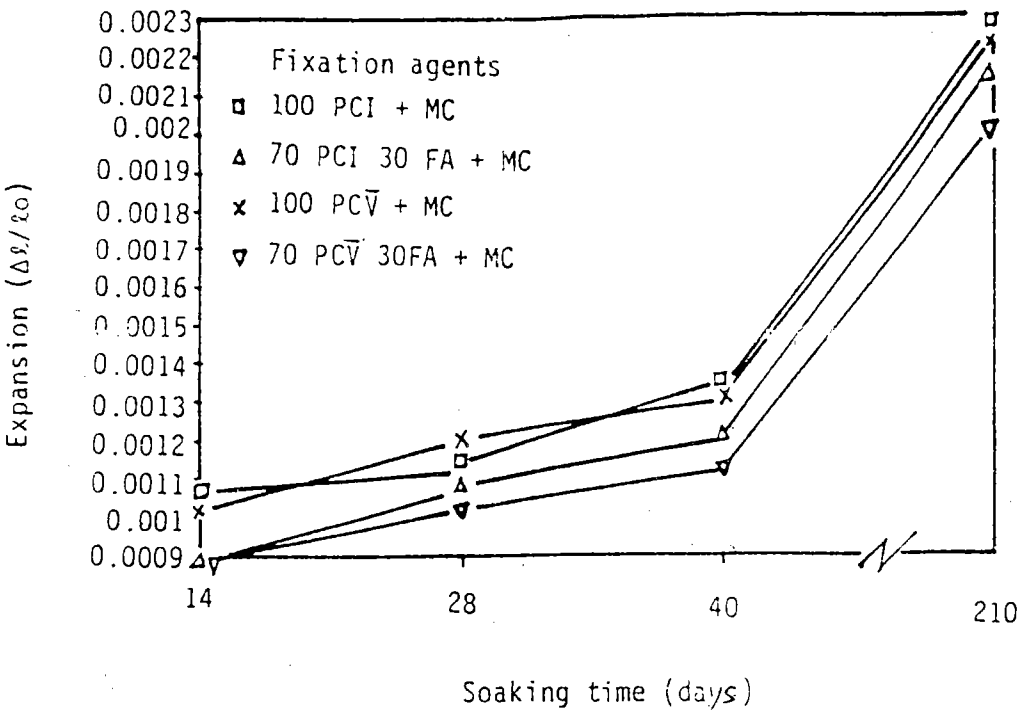


圖 16 含聚甲基纖維素之試體浸在10％$MgSO_4$溶液長度變化情形
Length expansion vs. soaking time of setting specimens in 10% $MgSO_4$

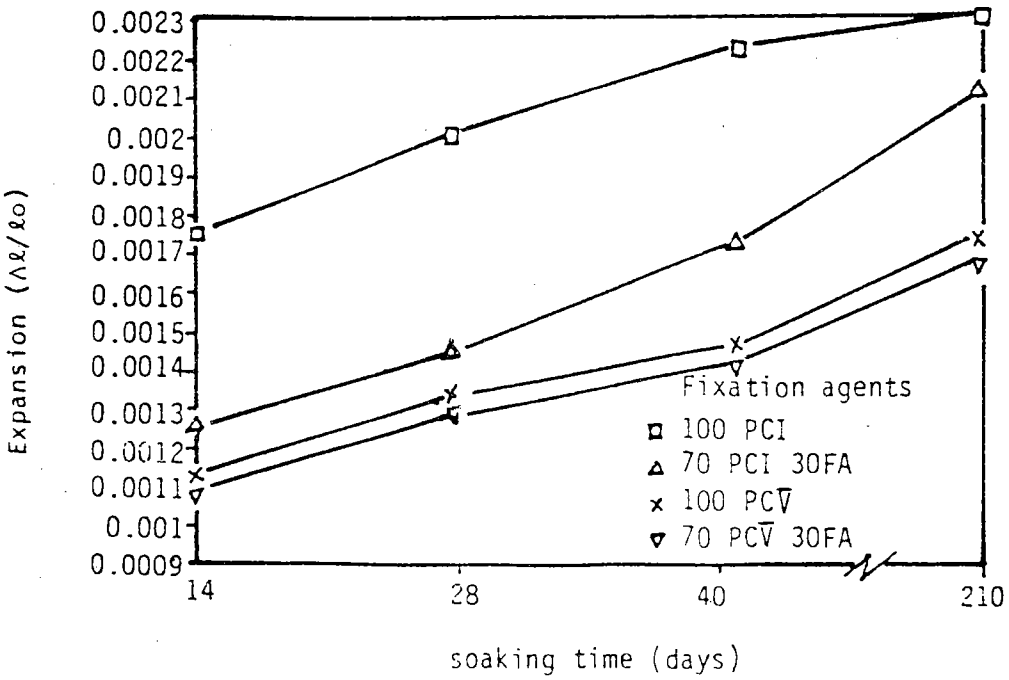


圖 17 不含聚甲基纖維素之試體浸在10％$MgSO_4$溶液長度變化情形
Length expansion vs. soaking time of setting specimens in 10% $MgSO_4$.

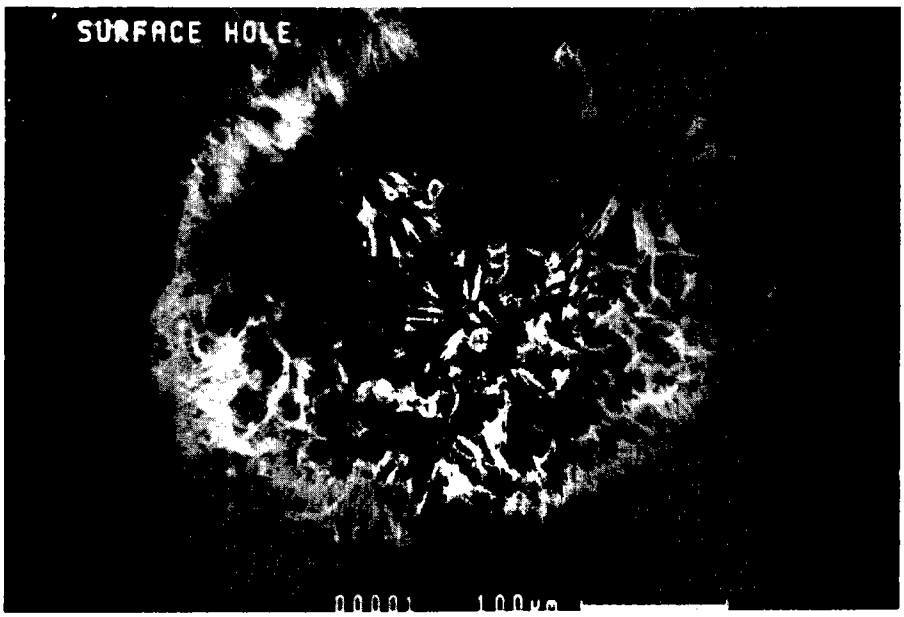


圖 18　ＳＥＭ微觀硫酸塩針狀結晶物集中於Ｉ型水泥無聚甲基纖維素試體的孔洞中

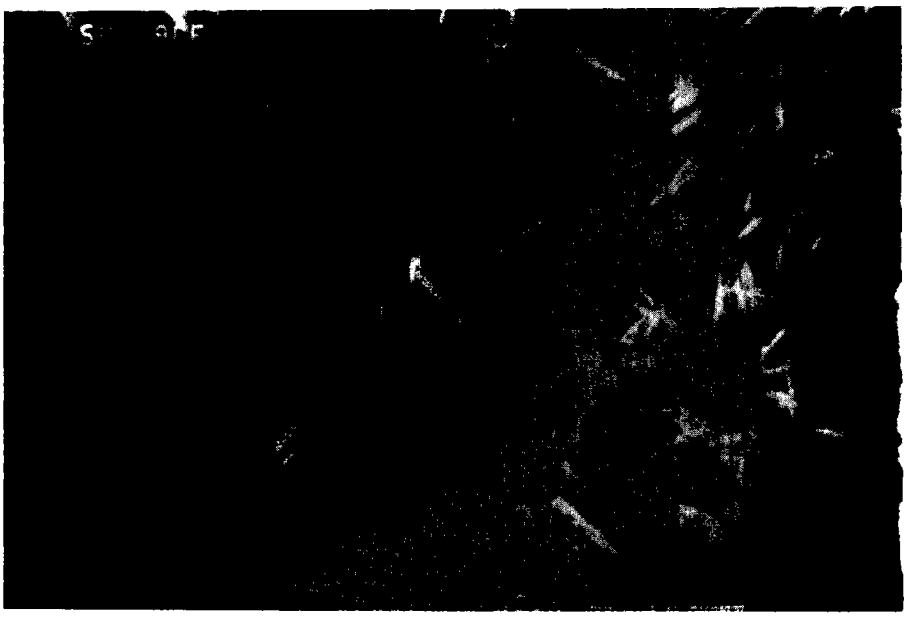


圖 19　硫酸塩結晶的ＳＥＭ微觀局部放大

参考資料

1. Lea, F.M., "The chemistry of cement and concrete" 3rd Edition, chemical publishing Co., N.Y., 1971. P.384-387.
2. James S. Pierce, "Use of fly Ash in combating attack in concrete" 6th International Ash Utilization Symposiam Proceedings, Vol-2 DOE & NAA., 1982, P.208-231.
3. Browne, R.D. Ash Concrete-Ito Engineering performance, Ash Tech'84-Second International Conference, 1984, PP.295-301.
4. Cabrera, J.G. The Relevance of pulverized Fuel Ash properties on The strength of concrete, Ash Tech'84-second International confevence, 1984, pp.380-395.
5. S. Torrey, "Coal Ash Utilization" Noyes Date Corporation, Park Ridge, New Jersey, U.S.A. 1978.
6. P. Kumar Mehta, "Pozzolanic and Cementitious By-products as mineral Admixtures for Concrete-A Critical Review" ACI P Publication Sp-79, Vol.-1, July 1983, pp.1-46.
7. Seymour S. Schwartz and Sidney H. Coodman, "plastics materials and processes" Van Nostrand Reinhold company. N.Y., 1982, p.44-49.
8. Schrader, K.E. Safety Aspects of Concrete-polymer Materials, ACI Committee 548 polymers in concrete, 1978, pp.123-138.

海洋混凝土工程研討會

高爐石水泥在海洋用混凝土中之地位及其利用

主講人：趙　清

目　錄

一、緒言
二、高爐石之定義
三、高爐石簡介
　㈠高爐石之分類
　㈡高爐石之產出
　㈢高爐石之化學成份
　㈣高爐石之物理性質
四、高爐石運用于製造水泥之情況
　㈠高爐水泥之分類
　㈡高爐水泥之規格
　㈢高爐水泥利用情況
　　1.國內部份
　　2.國外部份
五、高爐水泥之製造
六、高爐水泥之特性
七、高爐水泥在海洋工程中之應用

八、結論

附件一　ＣＮＳ規範

附件二　國外規範

附件三　日本過去利用高爐水泥混凝土之實例

一、緒　　言

高爐石（ Blast Furnace Slag ）是高爐煉鐵過程中所生成之爐渣的新命名，因爲高爐石具有多種廣泛的用途，已經成爲一種資源，不再是令人生厭的渣滓了。

在多種不同的用途中，高爐石水泥可算是高爐石的最有效益的一種利用方式，以磨細的水淬高爐石（ Water-quenched BF Slag ）爲部份熟料製成的高爐石水泥具有晚期強度高，水化熱低，抗蝕性高及凝固緩慢等特性，對于巨積混凝土及位于海水環境中的混凝土構築體最爲適用。

本文將針對水淬高爐石之化性，物性，高爐石水泥之製造，高爐石水泥之特性，尤其是對海水的抗蝕性能及其使用的範圍做一簡要的介紹，希望能幫助大家對于爐石、爐石水泥、爐石水泥混凝土有較深切的了解，從而多加利用此種寶貴的資源。

二、高爐石之定義

高爐石是高爐渣（ Blast Furnace Slag ）的新命名，是高爐（亦稱鼓風爐）煉製生鐵時之副產物，與融熔的生鐵（亦稱熔銑或鐵水）同時自高爐出鐵口定時排出，再藉兩者比重不同（爐石較輕）加以分離而得的產物。

在較早的時候，高爐石是一種無用的廢棄物，煉鐵廠得設法把它拋棄、埋置；一八八二年德國人首先發現高爐石若與某些活化劑（如石灰等）混合后具有類似波特蘭水泥般的水硬性及凝結性，于是展開了高爐石在水泥生產方面研究與使用，迄已百有餘年，國外大量使用高爐石水泥者不勝枚舉，而在海洋工程方面的應用，尤屬其重要的用途之一。

因爲過去被認定是廢棄物的高爐石有了利用價值，所以它已搖身一變成爲一種好用的資源，除了可以做成水泥外，在道路、陶瓷、玻璃、肥料、土壤改良方面均可適當加以利用，本文則主要以水淬高爐石用以製造高爐水泥

及高爐水泥混凝土爲討論對象。

三、高爐石簡介

㈠高爐石分類

高爐石由于其自高爐排出以后之處理方式不同而大分爲兩大類：

1.氣冷高爐石（ Air-cooled BF Slag ）

此係熔融高爐石自爐中排放至爐石坑以后，任其自行緩慢冷却所得到的結晶質石塊狀的產物，其顆粒粗大不勻，具多孔性，此種氣冷高爐石僅可利用爲水泥生料，道路級配，土壤改良，玻璃原料等。

2.水淬高爐石（ Water-quenched Granulated BF Slag ）

此係將熔融高爐石以高壓水急冷所生成之產物，其組織係玻璃質（ Vitricus 或Glassy ），顆粒細碎，磨細後可用爲製水泥之熟料（ Clinker ）或在拌合混凝土時取代部份普通水泥，故水淬高爐石爲高爐石中應用價值最高者，在日本，新日鐵有一子公司生產高爐石水泥名曰“ Isment ”，川崎製鐵所生產之爐石水泥則名之曰“ River-ment ”。

㈡高爐石之產出

高爐煉鐵用的原料主要是鐵礦，燒結礦（ Sintered ore ）及焦炭，而這些原料中均尙含有不少雜質（ Si , Al , Mg , P , S , Na , K等）是生產者希望將之與生鐵分開加以除去者。這些雜質多偏向于酸性，所以要加用鹼性的助熔劑（ Flux ），如石灰石、白雲石、蛇紋石等于爐中，使之在高溫下與雜質反應結合而成爲較鐵水爲輕的爐渣，積存于鐵水以上。高爐出鐵時，鐵水與溶渣同時自出鐵口排出，因爐渣較輕，故可在流道中使之與鐵水分開，鐵水經由鐵水流道流往運銑車，爐渣則經由渣道流往渣坑，生成氣冷高爐石（ 如圖一所示 ），或流入粒化器（Granulat-or ）以高壓水急冷生成水淬高爐石，（ 如圖二所示 ）。

㈢高爐石之化學成份

高爐石之主要化學成份爲CaO, SiO_2, Al_2O_3及MgO以及少量其它氧化物。如表示所示。（ 表中所示之百分數是代表值，實際上有不少的變化，視生產者之控制而定)。

㈣高爐石之物理性質

高爐石主要分爲氣冷、水淬兩大類，雖然其成份相同，其物理性質則大異其趣，最主要者氣冷爐是結晶質，而水淬爐石是玻璃質。也正因爲水淬爐石是玻璃質，所以它才具有與普通水泥類似的性質。

表四所列爲氣冷高爐石之物性。

表五所列爲水淬高爐石之物性。

四、高爐石運用于製造水泥之情況

前面我們已經談到只有水淬高爐石係玻璃質構造，磨細之后卽成爲水泥熟料，可以製成高爐水泥，亦可在拌合混凝土時取代水泥。本節簡要介紹高爐水泥的分類規格，及國內、外利用之概況。

㈠高爐水泥之分類

在我國而言，因爲迄未有正式高爐水泥生產上市（僅有台泥曾就用戶要求，製供過若干）中央標準局亦尙未訂定高爐水泥之分類，然而日本則有明確的分類，按水泥中含爐石量多寡將之分爲A、B、C三類：

	水淬高爐石含量
Class A	5～30％
Class B	30～60％
Class C	660～70％

㈡高爐水泥之規格

1.我國規格

我中央標準局早于63.年訂定了波特蘭高爐水泥規格，並曾于68.年加以修訂，其編號爲CNS 3654（類號 R 2078），規定水泥中高爐石含量應在25～65％範圍之內。請參看附件一。

2.國外規格

附件二爲日、德、法三國之高爐水泥規格，請參考。

㈢高爐水泥利用情況

1.國內部份

由于高爐水泥之生產之利用在國內均尙在起步期間，故利用實績尙屬少見，僅中鋼公司在擴建工程曾加試用含爐石4.5％及35％者數批之

外，高雄市博愛路地下道使用加爐石粉 68 %的高爐水泥而外，尚少其它實例。

2.國外部份

國外使用高爐石水泥已近有百年歷史，實例不勝枚舉，僅以表四各國總水泥生產量及高爐石水泥生產量來顯示其使用量及佔全部水泥產量之百分率，另外表末另加註大陸 1971 年狀況以供參考。

五、高爐水泥之製造

高爐水泥之製造係將水淬高爐石先行磨碎至所需之細度然後按一定比例與普通水泥在混拌機內拌合均勻而得。

另一方法是將水淬高爐石與普通水泥熟料一齊加入球磨機磨至所需細度，而成爲高爐水泥。

在日本，高爐水泥之製造多以前法（分別研磨）生產，其理由是高爐石與普通水泥熟料之易磨度不同，易致細料過多，導致使用時初期水合熱較高之缺點，此兩種高爐石水泥生產流程請參見圖三。

六、高爐水泥之特性

㈠比重較小

普通波特蘭水泥比重平均 3.17 ，高爐石水泥則一般爲 2.9 ，含高爐石愈多，比重愈小。因爲比重較小，所以高爐石水泥所製混凝土的單位重量較輕。

㈡細度

高爐水泥中之爐石必須磨至一定細度方可在加水調和之后發展出來強度，日本的規定如表五所示。

我國年來試製小量高爐水泥所用之爐石粉細度在 3,300 ～ 4,000 Blaine 之間。

㈢凝結時間

高爐水泥具有緩凝特性，且含爐石量愈高者，其凝結愈緩。

圖四顯示含爐石量不同之水泥的始凝及終凝曲線。

㈣水和熱（ Heat of Hydration ）

普通波特蘭水泥的水和熱，隨其含石灰量之多寡而不同，石灰量少者，其水合熱亦較低。高爐水泥所含石灰量較一般水泥爲少，故其水和熱亦低。

普通水泥與高爐水泥水合熱之比較，請參見表六。

㈤強度

高爐水泥之強度在不將爐石細度刻意加大亦不另加用其多添加劑之情況下，其早期強度雖較普遍波特製水泥略低，但後期強度則可逐漸發展至普通水泥之水準，甚而超過之。

日本ＪＩＳＲ 5211 及Ｒ5210 對高爐水泥壓縮強度之規格爲：

		高爐Ａ	高爐Ｂ	高爐Ｃ	波特製
壓縮強度 k_9f/cm^2	三天	≧ 70	≧ 60	≧ 50	≧ 70
	七天	≧150	≧120	≧100	≧150
	廿八天	≧300	≧290	≧280	≧300

根據日本實際測試結果，不同高爐石含量之高爐水泥漿，其壓縮強度隨時間之推移有如圖五所示之結果。

㈥水密性（或不透水性）

高爐水泥具有波索蘭反應（Pozzolanic Reaction ）之能力，故可促使混泥土中之孔隙微細化，整體結構更緻密，更不易透水，且其透水率將隨水泥中爐石量之增加而降低，故高爐水泥混凝土之壽命可因此而延長，對混凝土是鋼筋形成更佳之保護。

表七是日本對不同水泥透水率測定之結果（測定之依據是ＪＩＳＡ 1404），從表中可看出高爐水泥之透水率較之普通波特蘭水泥要低很多。

㈦對化學浸蝕之抵抗性

普通波特蘭水泥因含有較多的C_3A（$3CaO$，Al_2O_3），水化之后會生成較多的自由消石灰（$Ca(OH)_2$），此消石灰很容易與硫酸塩反應而生成$CaSO_4$，導致水泥體積膨脹，進而引起混凝土開裂，其化學反應式如下：

$$Na_2SO_4 + Ca(OH)_2 \rightarrow CaSO_4 \cdot 2H_2O + 2NaOH$$

$$MgSO_4 + Ca(OH)_2 \rightarrow CaSO_4 \cdot 2H_2O + Mg(OH)_2$$

上二式中之硫酸鈣與硫酸鎂可與水泥中之其它成份反應生成 $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$ 的鈣矾石（ Ettringate ）肇致混凝土開裂。

高爐水泥因其成份中所含 C_3A 較少，故在水化之后所生成之消石灰亦較少，故高爐水泥抗硫酸塩浸蝕之能力較之普通波特蘭水泥爲高，除此而外，高爐石尙有與消石灰作用生成不易溶解的安定型水化物之特性，使其抗蝕力更好。

日本曾將普通波特蘭水泥及各種高爐水泥製成試體（水泥漿試體），浸泡于 5 % Na_2SO_4 溶液中，並定期取樣測定其壓縮強度，得到如圖六所示之結果，證明了高爐水泥耐酸性環境浸蝕優異性。

㈥高爐水泥在海水中之抗蝕性

高爐水泥在海水環境中與硫酸塩作用時會生成緊密的矽酸鈣水合物（ Silicate hyclrate），而普通水泥則因含有較多的 C_3A ，與硫酸塩作用生成鈣矾石以致造成混凝土開裂。故高爐水泥對海水的抵抗力極佳，且其抵抗力隨高爐石在水泥中含量之增加而增加。

在荷蘭，含高爐石70%以上之高爐水泥砂漿試體經 30 ～ 50 年的長久海水浸泡后仍表現非常良好的行爲。至于荷蘭在海堤、港灣工程，跨海大橋建築方面所用之混凝土則皆屬含爐石量高的（ 60 ～ 75 % ）高爐水泥。

附圖七顯示混凝土試體置放于海水中25年后，其總體未受損部份之比率，可以看出含爐石粉 60 ～ 75 %的高爐水泥表現最佳。

附圖八則顯示不同水泥混凝土試體經十九年海水浸泡后所得到之結果。相形之下，普通波特蘭水泥混凝土之耐蝕力遠遜于高爐水泥混凝土。此外在圖中亦可看出，所用水灰比愈低時，其抗蝕力愈強。

綜合德、比、荷三國以不同水泥製成混凝土試體，長期懸置于潮汐帶海水中所得到的結論有如下諸點：

1. 含高爐石50%以上之高爐水泥混凝土顯示極佳之耐蝕性，惟單位體積中水泥用量的多少會對耐蝕性有所影響。
2. 高鋁水泥（ Alumina Cement ）混凝土在海水中的耐久性受水泥中 C_3A 含量及單位體積混凝土中水泥用量之多少而有所差異。

①C_3A 含量＞ 9 %者，其耐力最差。

②C_3A 含量在 6 %，混凝土中水泥含量在 400 kg／m^3 時，其耐力與高爐水泥混凝土者相若。

③C_3A 含量在 3 %時，則不論水泥含量在合理範圍內如何變化，其耐力均可與高爐水泥相埒。

④含高爐石比例略低，但其中C_3A及C_2S（$2CaO \cdot SO_4$）含量適度，$CaO／SiO_2$ 比在低值，Al_2O_3 量亦低的高爐水泥混凝土亦有較佳之耐海水抗力。

⑤高爐水泥之透水性低，故其混凝土不易爲氯離子所侵入，故其所用之鋼筋直徑可爲普通波特蘭水泥混凝土中半值，即原用六分者，在高爐水泥中用三分者已足。

七、高爐水泥在海洋工程中之應用

由于高爐水泥混凝土對海水之浸蝕有很好的抵抗力，其在海中之壽命較普通波特蘭水泥混凝土長很多，所以世界各國，尤其歐洲的德、法、荷、比等以及日本均已在過去數十年中大量使用之于海洋構築物，並經證實其效果的確非常良好。

高爐水泥混凝土在海洋方面之用途有如下列各項：

水壩、防皮堤、突堤、消波塊、碎波塊、海底沉箱、海底隧道、海上機場、海上電廠、碼頭……

等等，附表爲日本過去利用高爐水泥所建海洋構造物一覽，可見其使用之廣泛。

八、結　　論

高爐水泥在國外已使用多年，效果良好，在海洋構築物方面尤見突出。

由于高爐水泥混凝土的水密性高，抗化學侵蝕性佳，凝結時間較慢，水合熱較低，在海水中潛變量亦低等優異特性，以及各國專家試驗評估以及實際使用所得到之效果，使其在海洋工程方面之應用得到正面的完全確認。

在國內台泥公司已有高爐水泥製造經驗，亦已列爲該公司正式產品，相

信在工程界對高爐水泥有了更深的認識之后，對其應用推廣的足步必更行加速，亦將促使高爐石的資源化得以落實，自然景觀得到保持。

參考資料

1. "Blast Furnace Slag and Blast Furnace Slag Cement in Japan" By, Dr. S. Numata of Nippon Steel Corp. 1986.
2. “高爐水泥在海洋混凝土構造物方面之應用” By. 小林一輔博士（東京大學）1983.
3. “爐石爲水泥熟料與塡加料對混凝土特性影響之文獻及國外現況調查研究” By. 陳清泉、陳振川等（台灣大學）1987.

海洋混凝土工程研討會

普通與爐石混凝土在硫酸鹽環境下之行爲

主講人：陳振川

一、前　　言

在我們生存的環境中，硫酸塩的存在常會爲混凝土帶來不等程度之損傷，多數的土壤中均含有某些以石膏形式存在的硫酸塩，部份硫酸塩係由使用高硫酸燃料之化學工業或電廠之烟囪落塵與雨水逐漸累積而成。地下水中含有因硫酸錳與硫酸鹼化合物造成之硫酸塩。

海洋佔了地球表面80%，因爲人口大量的膨脹及大量的油田、天然氣及海底礦產，人類越來越潮海上發展，因此大量的海岸、海上結構因運而生，海水對於混凝土結構物的影響，在耐久性方面，扮演了非常重要角色。海水在化學組成即對水泥水化產物較有害的Mg^{2+}與$SO_4^{=}$其濃度分別爲1400 及2700mg／liter。硫酸塩對混凝土所造成之破壞係依兩種機構進行。其一爲化學反應，使硬固混凝土內形成膨脹物。膨脹所累積之壓力將逐漸使混凝土產生裂縫與暴崩。其二則當水泥水化產物之黏結性會被硫酸塩逐漸破壞，使混凝土逐漸材料流失而造成強度衰減。

爲增進對結構物受硫酸的侵害問題之瞭解，本文將就硫酸塩侵害實例，侵襲化學反應與應用炉石材料之經驗及優劣性進行討論。

二、硫酸鹽的侵襲

由最近的調查，〔1〕在沙烏地阿拉伯延着GULF海岸有42個混凝土結構物，在10～15年內破壞得相當厲害，其破壞的原因有二，即鋼筋的腐蝕與硫酸塩的侵襲。文獻上針對該區常被含塩水份與含硫酸塩地下水侵襲之地下混凝土結構進行研究，發現混凝土之破壞主要係硫酸錳之強烈侵襲及含硫酸塩地下水之硫酸鈣分解導致之侵襲。

有關硫酸塩侵襲造成混凝土失敗的報告在全世界各地都有很多，包括加拿大草原省份以及美國西部各州。早在1936年，由美國農墾局（U.S. Bereau of Reclamation）出版的混凝土建造手典中就曾提出警告，當可溶性硫酸濃度超過0.1％（150mg／liter SO_4 in water）即會造成混凝土的傷害，若超過0.5％（over 2000mg／liter SO_4 in water）則可能造成嚴重傷害。

Bellport〔2〕曾描述美國農墾局在美國各地其水力結構物（hydraulic structures）受到硫酸侵襲的各種經驗。Edward〔3〕亦報告相當多受硫酸塩侵襲而毀壞的結構，在南達可達州一座橋因受硫酸塩侵襲造成橋墩的腐蝕剝落，該地的水中含硫酸塩濃度高達9900ppm其他很多的報告〔4，5〕亦顯示硫酸塩侵襲在世界各地均造成很大的問題。

三、硫酸鹽侵襲之化學反應

水化之波特蘭水泥中之Ca(OH)$_2$（Calcium hydroxide）及alumina-bearing phases 較易受到硫酸塩離子之侵襲，水化作用時，波特蘭水泥中C_3A含量如超過5％，將會將其之氧化鋁以單硫酸塩之水化物方式存在。即$C_3A\cdot C\bar{S}\cdot H_{18}$但是如果$C_3A$含量超過8％，尙會有$C_3A\cdot CH\cdot H_{18}$之型式。當水泥中之Ca(OH)$_2$與硫酸塩離子接觸後，此兩種含氧化鋁之水化物會轉變成高硫酸塩的形式（ettringite，$C_3A\cdot 3C\bar{S}\cdot H_{32}$）〔6〕

$$C_3A\cdot C\bar{S}\cdot H_{18}+2CH+2\bar{S}+12H\rightarrow C_3A\cdot 3C\bar{S}\cdot H_{32}$$

$$C_3A\cdot CH\cdot H_{18}+2CH+3\bar{S}+11H\rightarrow C_3A\cdot 3C\bar{S}\cdot H_{32}$$

所以在波特蘭抗硫水泥即爲低C_3A含量者。

ettringite（鈣矾石）即一般公認爲因硫酸塩導致混凝土膨脹的主因。但鈣矾石形成造成膨脹之機理（mechanisms）至今仍是一個爭論的要點。鈣矾石晶體形成造成壓力的增加及鈣矾石不完整之晶相導致其在碱性環境裏吸收水份造成膨脹爲兩個較爲研究者接受的假設。陽離子取代反應（cation-exchange）形成之石膏亦會造成混凝土之膨脹。Reading〔8〕指出鈣矾石之膨脹較石膏爲嚴重。膨脹和裂縫降低了勁度及強度，導致混凝土的毀壞。

一般硫酸塩水溶液陽離子爲Na^+或Mg^{2+}會和水化後之波特蘭水泥之產物$Ca(OH)_2$及C－S－H作用產生$CaSO_4\cdot 2H_2O$，其反應式如下〔6〕：

$$Na_2SO_4 + Ca(OH)_2 + 2H_2O \rightarrow CaSO_4\cdot 2H_2O + 2NaOH \quad (1)$$

$$MgSO_4 + Ca(OH)_2 + 2H_2O \rightarrow CaSO_4\cdot 2H_2O + Mg(OH)_2$$

$$3MgSO_4 + 3CaO\cdot 2SiO_2\cdot 3H_2O + 8H_2O \rightarrow 3CSH_2 + 3Mg(OH)_2 + 2SiO_2\cdot 2H_2O \quad (2)$$

（＊水泥化學簡寫符，S－SiO_2，C－CaO，H－H_2O，A－$A\ell_2O_3$，$\overline{S}$－SO_3，C－CO_2，CSH_2石膏，$C_3A\cdot 3C\overline{S}\cdot H_{32}$－鈣矾石。）

在(1)式爲鈉硫酸塩侵襲，反應的副產品爲氫氧化鈉，其會保持整個系統的碱性，並維持C－S－H膠體之穩定。

(2)式爲鎂硫酸塩侵襲，氫氧化鎂不易溶解，降低整個系統的碱性。進而導致C－S－H的穩定降低，所以對於混凝土硫酸鎂之侵襲較爲嚴重。

四、使用高爐石對硫酸鹽侵襲之相關文獻調查

由上述可知，並依照BRE Digest〔7〕之建議，影響硫酸塩侵襲混凝土的因子有下列五個：

㈠硫酸塩類的性質種類及數量。

㈡水位線（level of water table）的位置及其季節性之變化。

㈢地下水流及土壤之多孔性。

㈣構造物之形式。

㈤混凝土的品質。

其中第㈤項，尤其是低透水性之混凝土是最好保護硫酸塩的侵襲。

硫酸塩侵襲的問題，可以說自人類認識使用波特蘭水泥就存在。大約60年前，我們就知道低C_3A含量的水泥有較好的抗硫性。結果到了1940年左右

，ASTM發展了波特蘭第五型，抗硫水泥之規範（含少於5％C_3A），差不多相同的時代亦開始了解使用波索蘭（Pozzolans）材料對抗硫性方面的好處。

在波特蘭水泥中第五種的抗硫水泥，限制C_3A的含量，但其功效還是有限，而其最有效的方法之一則是使用BFSC（blast furnace slag cement）取代OPC，以下是一些對使用爐石具正面性之相關文獻的報告：

㈠在Daube及Bakker〔9〕之研究指出，爐石取代量超過65％之爐石水泥，可良好抵抗硫酸塩及海水的侵襲，因爲爐石水泥造成混凝土的低透水性。文獻10之表1，可比較出使用高爐石含量之水泥與OPC之混凝土其離子之擴散速率。

而此透水率之降低，因BFSC爲一兩成份的系統（Two-component system），並在水泥熟料及爐石之間的自由空間之中，連結額外的水化沉澱物，塡充在兩者之間的空隙所致，因此在BENELUX標準的抗硫水泥可爲OPC但$A\ell_2O_3$不得超過5％，MgO不得超過5％及C_3A不得超過3％，亦可爲BFSC其Slag含量65～80％（荷蘭）及70～85％（比利時）。

㈡在Frigione〔11〕之研究調查中，依照Mehta試驗及ASTM的檢驗結果顯示水泥中含高量爐石粉，則其抗硫酸塩侵襲效果相當好，而且與爐石粉的玻璃質含量，石膏含量以及研磨細度無太大關係。

㈢SP 79-1「Pozzolanic & Cementitious By-Prooucts as Mineral Admixtures for Concrete－A Critical Review」by P. Kumar Mehta〔12〕。爐石裏氧化鋁之含量與其抗硫酸塩能力有相當的影響，歐洲爐石氧化鋁含量相當高（13～15％），而美國爐石含量僅（8～10％），台灣中鋼爐石含量亦頗高約爲13～14％，在歐洲對抗硫水泥建議採用70％以上的爐石取代Type Ⅰ水泥。Hooten et al〔13〕亦證實（在加拿大）用50％爐石取代Type Ⅰ水泥（12％C_3A）其抗硫酸塩性質與Type Ⅴ抗硫酸塩波特蘭水泥相當。

爐石水泥中活性氧化鋁與自由氧化鈣的含量的減少，因波索蘭反應之故，會增加其抗硫酸塩的能力。

Mehta亦曾在文獻〔14〕提及因波索蘭反應導致孔隙的精細性（refinement）而降低透水性的重要性，所以適當的養護是相當重要的。

(四)在 Guyot 等〔15〕之研究調查 130 個水泥試體包括各種波特蘭水泥及使用各種填加料如 FA 或高爐石，或三種硫酸塩環境（$MgSO_4$，$CaSO_4$，Na_2SO_4）及海水中，其行爲的比較，其結果很明白的顯示高爐石含量之水泥有很好的表現。

(五)在 Frearson〔16〕的研究調查中，採用德國「Flat Prism」之試驗法〔17〕，使用高爐水泥或是水泥中填加爐石粉與 OPC 或 SRPC（Ordinary Portland Cement or Sulfate Resisting Portland Cement）比較其抗硫酸塩類之能力，爐石含量介於30%至80%之間。

實驗結果大致爲爐石含量增加則抗硫酸之能力亦增加，70%爐石含量之水泥漿較 SRPC 者爲佳，並發現爐石含量較水灰比之影響爲大，圖 1 爲水灰比 0.6 時，各種試體抗硫酸塩侵襲之比較，可看出70%爐石含量表現最好。

(六)Cattaneo 及 Frigione〔18〕在其之研究實驗結果，依照 ASTM C452試驗方法，其結果見表 1 。依照 Koah 及 Steinegger〔19〕試驗方法其結果見表 2 。依照 Mehta〔20,21〕試驗方法其結果見表 3 。表中資料顯示依本實驗材料配比（組成：slag 70%，水泥熟料 28%，石膏 2%），依各方法所求出之抗硫能力均約略相等，如與波特蘭水泥比較（表 4 ），則本配比水泥砂漿試體抗硫能力明顯較爲優越。

綜合實驗結果，爐石含量佔70%，其熟料中 C_3A 含量不超過 8 %，其抗硫酸塩侵蝕之能力與波特蘭第五種水泥相當，但更值得注意的是其在能量節省方面的功效。此類水泥去取代第五類抗硫水泥，在歐洲已製造很久〔22〕，其混合配方爲波特蘭水泥熟料（23～28%）gbfs（70～75%）及石膏或無水石膏（gypsum or unhydrite）（ 1%～ 3%）。

(七)在 Hooten 等〔22〕的研究調查結果顯示50%的第一型波特蘭水泥（C_3A 含量爲12%），由爐石取代其抗硫酸塩的能力與波特蘭第五型硫水泥相當。

(八)Wong 與 Poole〔24〕由硫酸塩對水泥砂漿試體影響之研究指出，依據砂漿試體膨脹速率爲比較基準，大多數填加波索蘭材料之試體增加抗硫酸塩能力，僅有少數試體抗硫酸塩效應略少於 Type Ⅱ 水泥製成之試體。

(九)其它有很多的文獻調查，其結果均顯示高含量爐石取代之水泥，對抗硫酸塩侵襲有很好的效果，並可用於取代低 C_3A 含量之波特蘭抗硫水泥〔5,6〕

。

以下則有少數文獻對使用爐石充當骨材或水泥替代料，就其所製混凝土或砂漿之抗硫酸塩能力提出較負面性之警告：

㈠Stark〔25〕檢視一不正常膨脹與鼓起由波特蘭水泥與爐石骨材拌合之機場跑道，發覺混凝土之破壞係因爐石骨材所含硫酸塩與水泥水化物作用而產生。顯示爐石充當骨材時其合硫酸塩量應適量控制。

㈡malhatra 等人〔26〕評估使用水泥質填加料之普通與輕質混凝土在海洋環境下行爲之文獻指出，經過八年之試體暴露試驗，部份試體在表面上產生破壞，破壞之嚴重性隨着水灰比增加而增加，亦隨爐石與飛灰替代水泥量之增加而增加。由於試體是置放於中潮帶（mid-tide level）及寒冷之美國緬因州，故試體得承受最嚴重之溼乾作用與每年至少一百次之凍融作用。

㈢ASTM C989之附錄（附件一）指出使用含gbfs之波特蘭水泥混凝土之抗硫酸塩性端視爐石使用量與爐石之鋁含量而定，使用爐石粉會減少水泥黏結材料之C_3A含量及減少透水性與氫氧化鈣等之量。試驗資料顯示當使用爐石粉替代水泥量高於60至65%其抗硫酸塩性遠較純波特蘭混凝土爲佳，且與爐石含鋁量無關。低含鋁量爐石（11%）亦可增加抗硫酸塩能力而與水泥中C_3A含量無關。但當使用較高C_3A水泥時，應注意採用較大的爐石替代率以確保足夠抗硫酸塩能力。使用含高鋁量爐石（18%）時，使用較少之爐石替代量（50%以下）則將影響混凝土之抗硫能力。某些試驗並顯示在含8～11%C_3A水泥與爐石替代量少於20%狀況下，水泥材料之抗硫酸塩能力驟減。

㈣Stark〔27〕在加州11年的試驗，將混凝土樑置於硫酸塩之土壤，其中混凝土的變因包括，ASTM水泥種類，輸氣，波索蘭材料取代，波特蘭高爐石水泥，及蒸氣養護。試驗結果顯示，40%高氧化鋁爐石取代對混凝土耐久性有不良之影響，40%飛灰取代對抗硫酸塩侵襲亦有不好之結果，對抗硫酸塩影響最大者爲水泥之水灰比。圖1爲Pbfsc與OPC所製混凝土試體之試驗結果。視覺評等（Visual Rating）係以1至6爲等級，1代表無損壞，6代表完全破壞〔圖3〕。

五、討　　論

遍存之硫酸塩隨著工業化（硫酸錳，硫酸鈉，硫酸鉀之存在於地下水中），農業生產（化學肥料硫酸氨），能源（高硫燃料）而散佈於空氣、土壤與水中。這種現象使最常被使用之混凝土建材承受極大之挑戰。

從上述文獻資料顯示，欲達到良好的抗硫效應，可從適當之水灰比，C_3A含量，爐石含鋁量與填加爐石等波索蘭材料而達到。此外，從ASTM C989之建議，以爐石取代部份水泥時，以高替代比率（60～65%以上）及含鋁量較低之爐石（11%以下）爲佳；中鋼爐石含鋁量甚高，應以高替代比率爲策略，不僅可大量消耗爐石並可確保抗硫酸塩性能。美國之ACI建築規範即針對硫酸塩之可能侵害分爲四類，並對面臨各種暴露狀況之混凝土提出水灰比與與水泥種類之建議〔表5〕。圖4〔3〕即顯示使用含C_3A量較低之水泥與（或）較低水灰比之混凝土，其抗硫能力較佳。

六、結　　論

從諸多文獻之證明得知，爐石材料應用在抗硫酸塩之優越性，適用於海岸結構，污水下水道或含硫量較高之地區使用。但Malhotra的試驗指出，填加爐石材料之混凝土在惡劣環境作用下，其破壞反而隨爐石填加量增加而更嚴重。雖然在本省凍融現象不會發生，但乾溼之交互作用與海水浪潮之經年侵襲亦可能對爐石或飛灰海岸混凝土產生負面之作用，應加注意。至於文獻之相互矛盾則可能由於試驗方法的差異性，純從實驗室內之抗硫酸塩試驗與適水性研究，並不足以模擬實際結構在外力與硫酸塩交互作用下之行爲，爐石與飛灰混凝土抗海水之耐久能力將須靠海域之直接暴露而獲得更確切之佐證。

在使用爐石時，爐石含鋁量，水泥含C_3A量與爐石替代水泥量在探討混凝土抗硫酸塩能力之相互關係應特加注意。

七、參考文獻

1. Rasheeduzzafar et al., J. ACI, proc., Vol.81, No.1 pp.13-20, 1984.
2. Bellport, B.P. in "Performance of Concrete", ed. E.G. Swenson, University of Toronto press, Toronto, 1968, pp.77-92
3. Harboe, Edward M. "Longtime Studies and Field Experiences with sulfate attack," ACI publication Sp-77 pp.1-20, 1982.
4. Novokschenov, V., "Investigation of Concrete Deterioration due to Sulfate Attack-A Cose History", ACI Sp-100, pp. 1979-2006, 1987.

5.陳清泉，陳振川等人，「爐石爲水泥熟料與塡加料對混凝土特性影響之文獻及國外現況調查研究」，營建中心報告TR－76004，1987.

6. Mehta, P.K., "Concrete-Structure, Properties, and Materiale", Prentice-Hall, Inc., pp. 138-, 1986.
7. Building Research Establishement Digest 250, Her Majesty's Stationery Office, London, 1981. Hereafter, BRE Digest 250.
8. Reading, T.J., "Physical Aspects of Sodium Sulpate Attack on Concrete", ACI Sp-77, pp.75-82, 1982.
9. Daube, J. & Bakker, R., "Portiand Blast-Furnace Slag Cement: A Review," Bleaded Cement, ASTM STP 897, G. Frohnsdorff, Ed., American Society for Testing & Materials, Philadelphia, 1986, pp.5-14.

10.陳振川，「水份在混凝土內之擴散及其影響因素」，海洋混凝土工程研討會，台中，1987.

11. Frigione, G., "Manufacture and Characteristics of Portland Blast Furnace Slag Cements," in Blended Cemente, ASTM STP 897, G. Frohnsdorff, Ed., ASTM, Philadelphia, 1986,pp.15-28.

12. Mehta, P. Kumar "Pozzolanic and Cementitious Byproducts as Mineral Admixtures for Concrete A critical Review" ACI publication, sp 79-1, pp.1-46, 1983

13. Hooten, R.D., Enery, J.J., and Low, C.A., "Sulfate Resis tance of Slag Cements," Proceedings, International Conference on Slags & Blended Cements, Mons, Belgium, September 1981.

14. Mehta, P.K., "Sulfate Resistance of Blended Protland Cements Containinf Pozzolans and Granuiated Blast furnace Slag" ibid., pp. 35-50.

15. "Comparison of the Resistance toSulfate Solutions & to Sea Water of Different portland Cements with or without Secondary Constituents" By Robert Guyost, Roger Ranc. & Andre Varizat ACI publication sp 79-24, pp. 453-470.

16. Frearson, P.H. "Sulfate Resistance of Combinations of Portland Cement & Ground Granulated Blase Furnace Slag" ACI Sp 91-74, pp.1495-1524, 1986.

17. Locher F.W,, "zur Frage des Sulfat widerstandes Von Hutten-zementen" ("The problem of the Sulfate Resistance of Slag Cement"), Zement-Kalk-Gips, 9, 1966,pp.395-401.

18. Cattanes, A. and Frigione, G., "Performance of Blast Furnace Slag Cement," Cement, Concrete and Aggregate, CCAGDP Vol.5, No. 1, pp.42-46, 1983.

19. Koch, A. and Steinegger, H., Zement-Kalk-Gips, Vol.13 No.7, J July 1960, pp.317-324.

20. Mehta, P.K. and Gjorv, O.E., Journal of Testing and Evaluation, Vol. 2, No.6, Nov. 1974, pp.510-514.

21. Mehta, P.K. Journal of the American Concrete Institute, Proceedings, Vol.72, No.10, Oct. 1975, pp.573-575.

22. Locher, F.W., Zement-Kalk-Gips, Vol. 66, No.9 Sept. 1977, PP.420-429.

23. Feldmam, R.F., "Significance of Porosity Measurements on Blended Cement Performance," ACI SP 79-22, 1983, pp.415-433.

24. Wong, G.S. and Poole, T.S., The Effect of Pozzolans and Slags on the Sulfate Resistance of Hydraulic Coment Mortars," ACI SP-100, pp.2121-2134, 1987.

25. Stark, D., Deterioration due to Sulfate Reactions in Portland Cement-Stabilized Slag Aygregate Concrete," ACI SP-100, Concrete Durability, 1987, pp.2091-2102.

26. Malhotra, V.M. et al, "Durability of Concrete Containing Supplementary Cementing Materials in Marine Environment," ACI SP-100, pp.1227-1258, 1987.

27. Stark, David "Longtime Study of Concrete Durability in Sulfate Soil" ACI publication SP 77-2, pp.21-40, 1982.

表一 依ASTM C452 方法之硫酸鹽膨脹試驗

Cement	Expansion,% 14Days	3Months
A1	0.061	0.108
A2	0.040	0.060
A3	0.056	0.096
A4	0.095	0.112
B1	0.056	0.090
B2	0.042	0.068
B3	0.070	0.117
B4	0.088	0.103
C1	0.056	0.082
C2	0.042	0.062
C3	0.051	0.090
C4	0.077	0.099
D1	0.061	0.114
D2	0.039	0.057
D3	0.065	0.105
D4	0.070	0.118

註明：A，B，C，D代表四種不同廠牌之熟料；1,2,3,4代表不同C_3A含量之水泥熟料，1爲0.3%，2爲2.0%，3爲7.1%，4爲12.3%。（組成70% slag，28% clinker，2% gypsum）

表二　依Koch與Steinegger方法之硫酸鹽試驗（強度比）

Cement	Sterngth in Sulfate/ Stremgth in Water
A1	1.10
A2	1.12
A3	1.09
A4	0.98
B1	1.15
B2	1.13
B3	1.09
B4	0.95
C1	1.08
C2	1.08
C3	1.06
C4	0.96
D1	1.11
D2	1.09
D3	1.00
D4	0.96

表三　依Mehta方式之硫酸鹽試驗試驗（強度比）

Cement	Strength After Sulfate Immersion/ Strength Before Sulfate Immcrsion
A1	1.05
A2	1.03
A3	1.00
A4	0.96
B1	1.03
B2	1.02
B3	1.01
B4	1.00
C1	1.01
C2	1.03
C3	1.02
C4	0.98
D1	1.02
D2	1.02
D3	1.01
D4	0.95

表四　水泥砂漿試驗在硫酸鹽溶液與依據ASTM C452規範試驗之膨脹量

	5年後膨脹量%			依據ASTM C452膨脹量，%	
水泥	Na_2SO_4	$MgSO_4$	水	14天後	2年後
A4	0.030	0.030	0.030	0.095	0.180
C3	0.038	0.049	0.023	0.051	0.103
D1	0.048	0.048	0.031	0.061	0.130
Portland 4			0.020	0.090	不可量測
Portland 3		1.280	0.024	0.070	1.060
Portland 1	0.120	0.160	0.015	0.035	0.187

表5　ACI Building Code 318-83對混凝土暴露於硫酸塩狀況之分類與處置方法。

程度	硫酸塩含量		處理方法
	土壤（%）	水（ppm）	
可忽略侵襲	0.1＜	150＜	可使用任何水灰比與任意型水泥。
中度侵襲	0.1～0.2	150～1,500	使用ASTM Type Ⅱ波特蘭水泥，波特蘭、波索蘭或波特蘭爐石水泥。普通混凝土之水灰比須小於0.5。
嚴重侵襲	0.2～2	1,500～10,000	使用ASTM Type Ⅴ波特蘭水泥，水灰比須小於0.45。
極嚴重侵襲	＞2	＞10,000	ASTM Type Ⅴ波特蘭水泥與波索蘭填加料須同時使用。水灰比須小於0.50。

ppm：mg／liter

附件一：ASTM C989附錄之重要摘錄　ASTM C 989 (*Standard Specification for Ground Iron Blast-Furnace Slag for Use in Concrete and Mortars*)

Effect of Ground Slag on Sulfate Resistance. The use of ground slag will decrease the C_3A content of the cementing materials and decrease the permeability and calcium hydroxide content of the mortar or concrete. Tests have shown that the alumina content of the slag also influences the sulfate resistance at low slag-replacement percentages. The data from these studies of laboratory exposures of mortars to sodium and magnesium sulfate solutions provide the following general conclusions.

The combinations of ground slag and portland cement, in which the slag content was greater than 60 to 65%, had high sulfate resistance, always better than the portland cement alone, irrespective of the alumina content of the slag. The low alumina (11%) slag tested increased the sulfate resistance independently of the C_3A content of the cement. To obtain adequate sulfate resistance, higher slag percentages were necessary with the higher C_3A cements. The high alumina (18%) slag tested, adversely affected the sulfate resistance of portland cements when blended in low percentages (50% or less). Some tests indicated rapid decreases in resistance for cements in the 8 and 11% C_3A ranges with slag percentages as low as 20% or less in the blends.

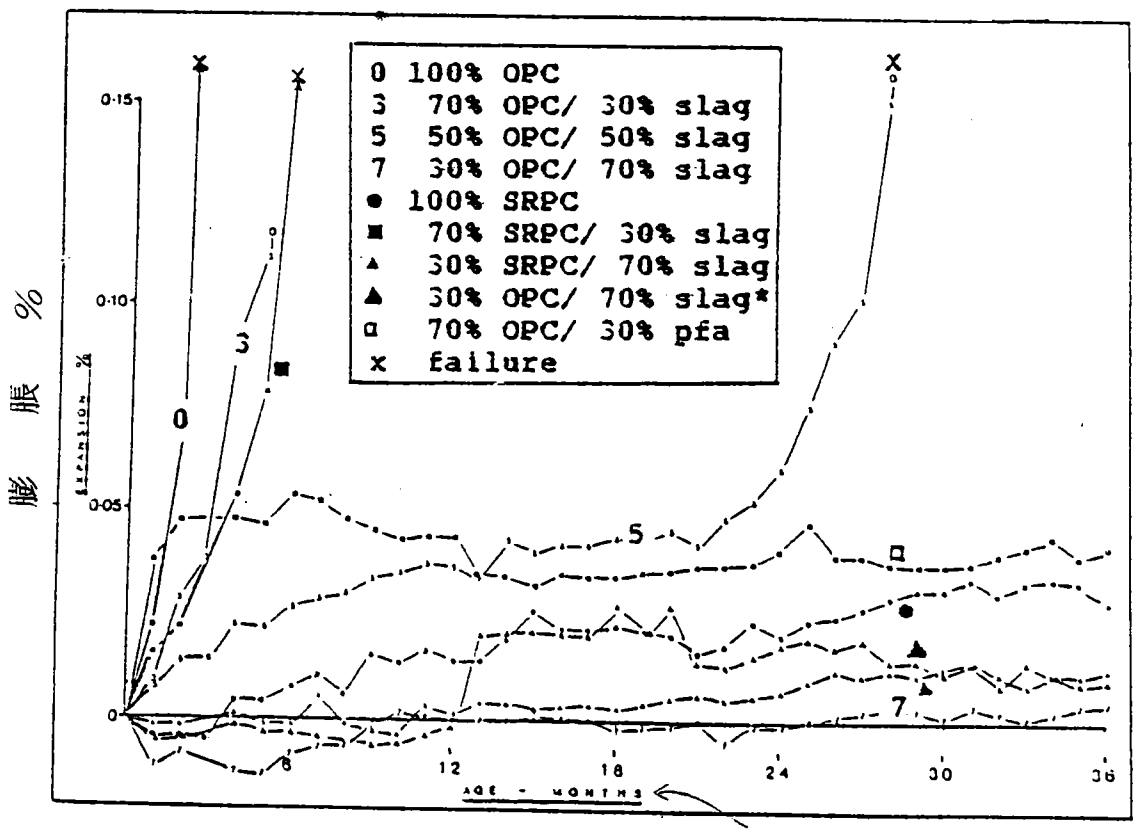


圖 1　不同水泥組合在固定水灰比（ W／C = 0.6 ）下之水泥砂漿試體之抗硫酸塩膨脹試驗〔16〕。

（ SO_4 含量爲 30,000ppm ）

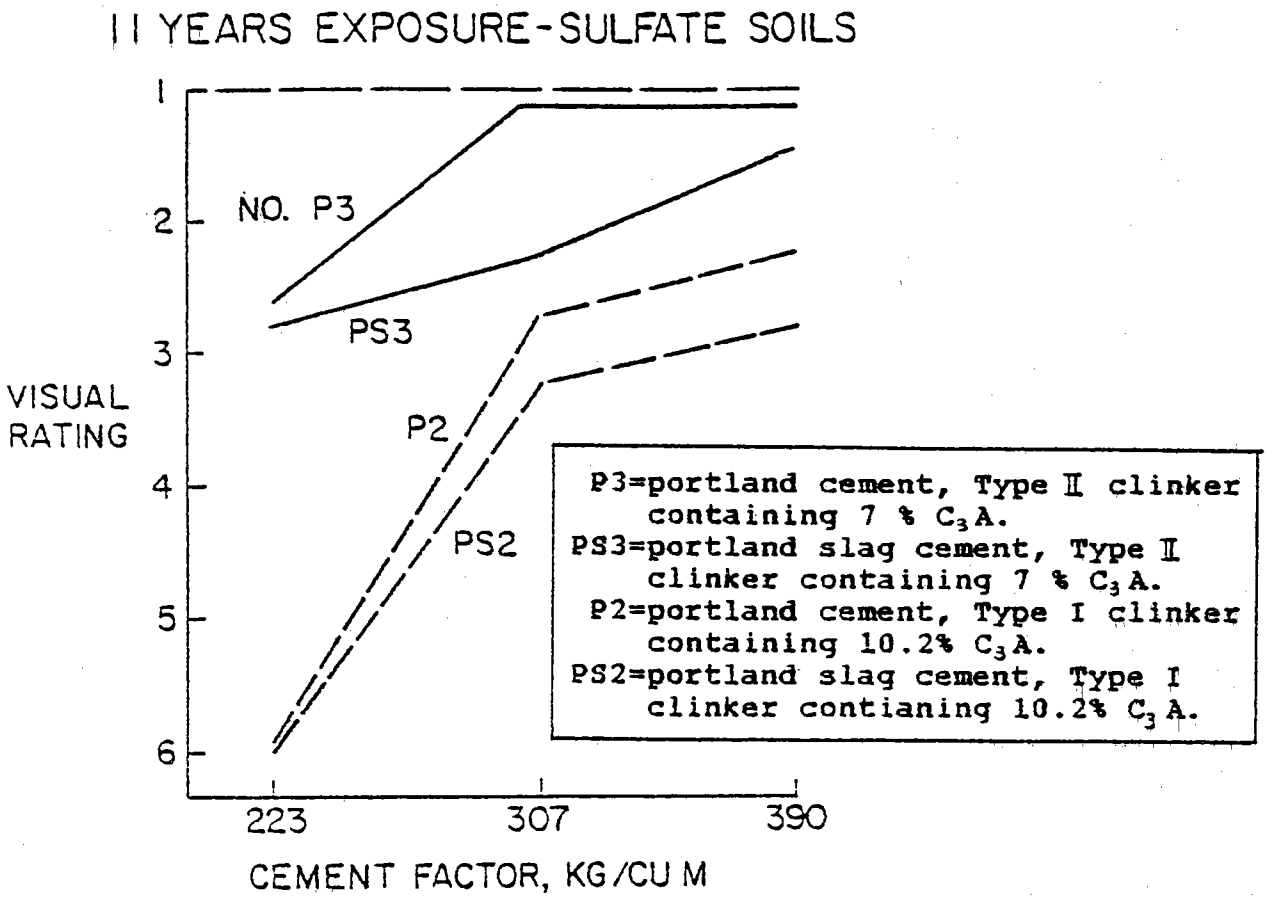


圖 2　波特蘭與填加爐石波特蘭混凝土之抗硫酸塩暴露試驗〔27〕



圖 3　暴露試驗之視覺評等〔27〕

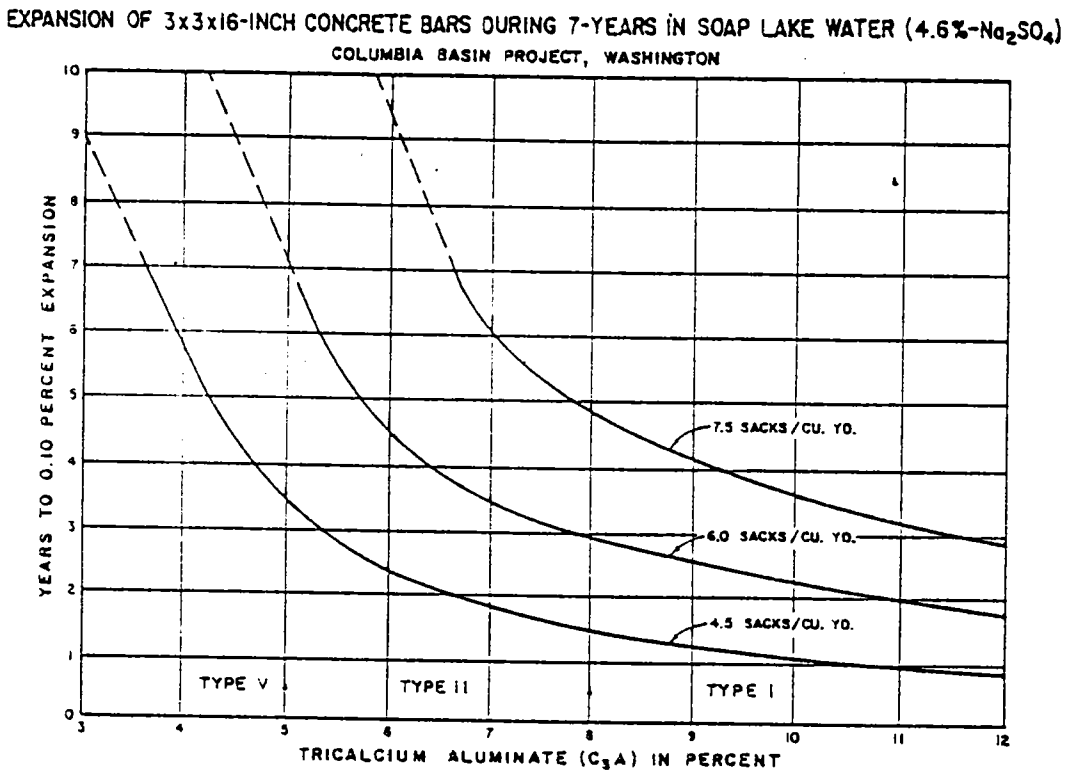


圖 4　低 C_3A 含量之水泥與較低之水灰比則產生抗硫酸塩能力較強之混凝土〔3〕

附表 1　一般高爐爐石之成份

CaO	41.0%
SiO_2	34.5%
Al_2O_3	14.5%
MgO	7.5%
MnO	0.5%
FeO	0.4%
S	0.9%

附表 3　氣冷爐石一般特性

	體積單位壓實單位 T/m³	吸水量 %	抗壓強度 T/cm³	Mohs 硬度	硫酸鈉健性損失 %	洛杉磯磨損率 %	PH 值	導電係數 $10^{-3}u$/cm
高爐石	1.78 *	3.27 *	0.5	5～7	2.65 *	44.2 *	8.8	14.2
轉爐石	2.77 *	1.29 *	1.2	7	1.33 *	17.6 *	9.6	20.6

附表 2　B 水淬高爐石性質

單位重（乾基）：1.0 ～ 1.2 T／M^3

含水量　：7 ～ 12%

玻璃質率　：＞95%

平均粒徑　：1.0 ～ 1.3 m/m

比　重　：2.90

附表4 Comparison of blast furnace slag cement production between some countries (1978)

Countries	Total cement output (except shipment of clinker) in thousand tonnes	Output of blast furnace slag cement (except Portland blended cement	
		Thousand tonnes	Percent
Japan	84,284	3,776	4.5
Italy	33,933	1,730	5.1
France	28,042	8,490	30.3
Germany(W.)	29,975	2,725	9.4
Hungary	4,595	2,622	57.1
Netherland	3,687	2,281	61.9
South Africa	6,525	625	9.6
Spain	30,982	1,041	3.4
U. K.	14,211	31	0.2
Yugoslavia	8,588	205	2.4
Belgium	7,109	?	?
Canada	12,539	?	?
U.S.A.	74,500	?	?
中國大陸	40,000	36,000	90(1971)

(from Cembureau)

附表5　日本國の高爐水泥粉末度（Blaine値：㎝／g）の範圍

	昭和51年度	昭和49年度	昭和48年度
高爐A種	3,590～3,880	3,750～3,930	3,510～3,880
高爐B種	3,660～4,250	3,440～4,280	3,330～3,820
高爐C種	3,800～4,130	3,720～3,960	3,130～3,820

附表 6　高爐水泥之水和熱（ cal ／ g ）2)

種別 ＼ 材令	7日	28日	91日	182日
中庸熱波特蘭水泥	62.5	77.1	85.5	89.2
高爐水泥 C種	53.2	72.6	79.4	84.1

附表 7　水泥及水泥砂漿透水率比較

Cement

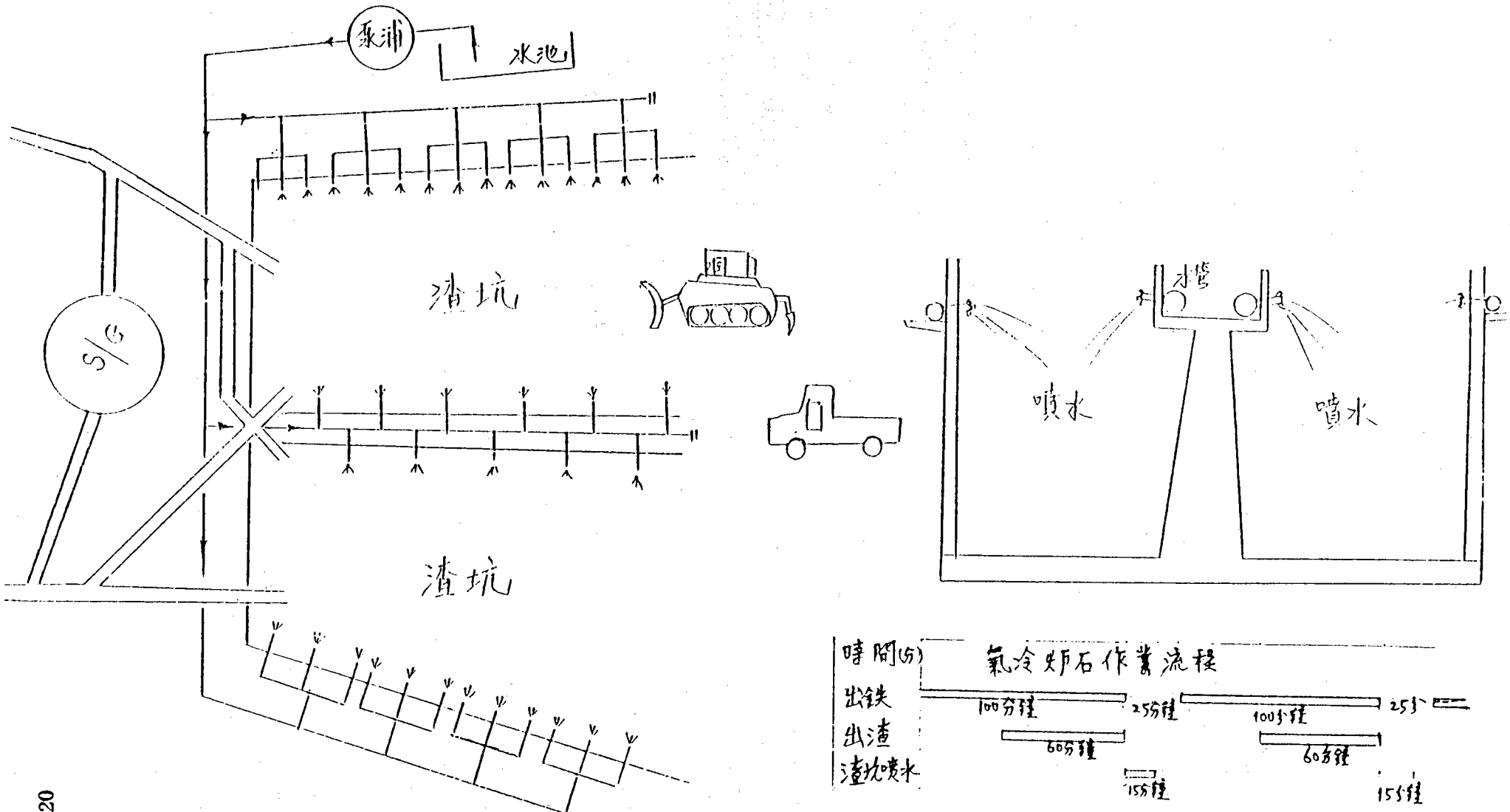
Cement	Watar-penatration (g)	Watar-penatration ratio
Ordinary portland cement	119	1
Class A BF-slag cement	75	0.63
Class B BF-slag cement	67	0.56
Class C BF-slag cement	53	0.45

(Sand : Standard Toyoura sand, pressure : 0.3MPa)

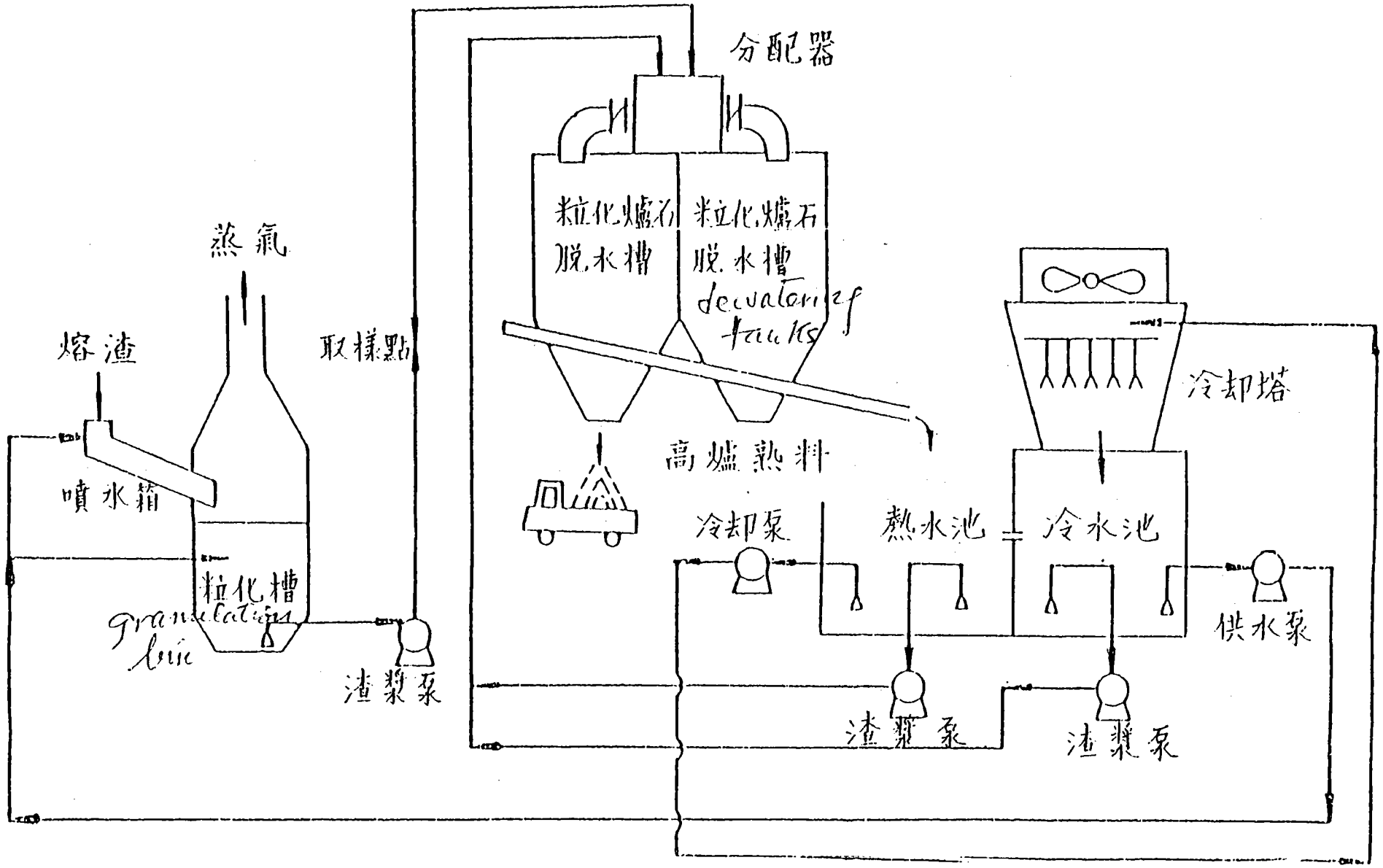
Cement mortar

Blend ratio		Total wacar absorption／168h (index)			
Slag	Portland cement		Age(weeks)		
		2	3	4	5
0	100	100	100	100	100
40	60	78	50	20	10
50	50	30	15	19	5
60	40	7	12	9	11
70	30	3	13	16	12

(Tast mortar blend ratio : 1 (cement)／3 (sand)／0.8 (water)


泵浦
水池
渣坑
S/S
渣坑
水管
噴水
噴水
氣冷炉石作業流程
時間(分)
出鉄
出渣
渣坑噴水
100分鐘
25分鐘
100分鐘
25分
60分鐘
60分鐘
15分鐘
15分鐘

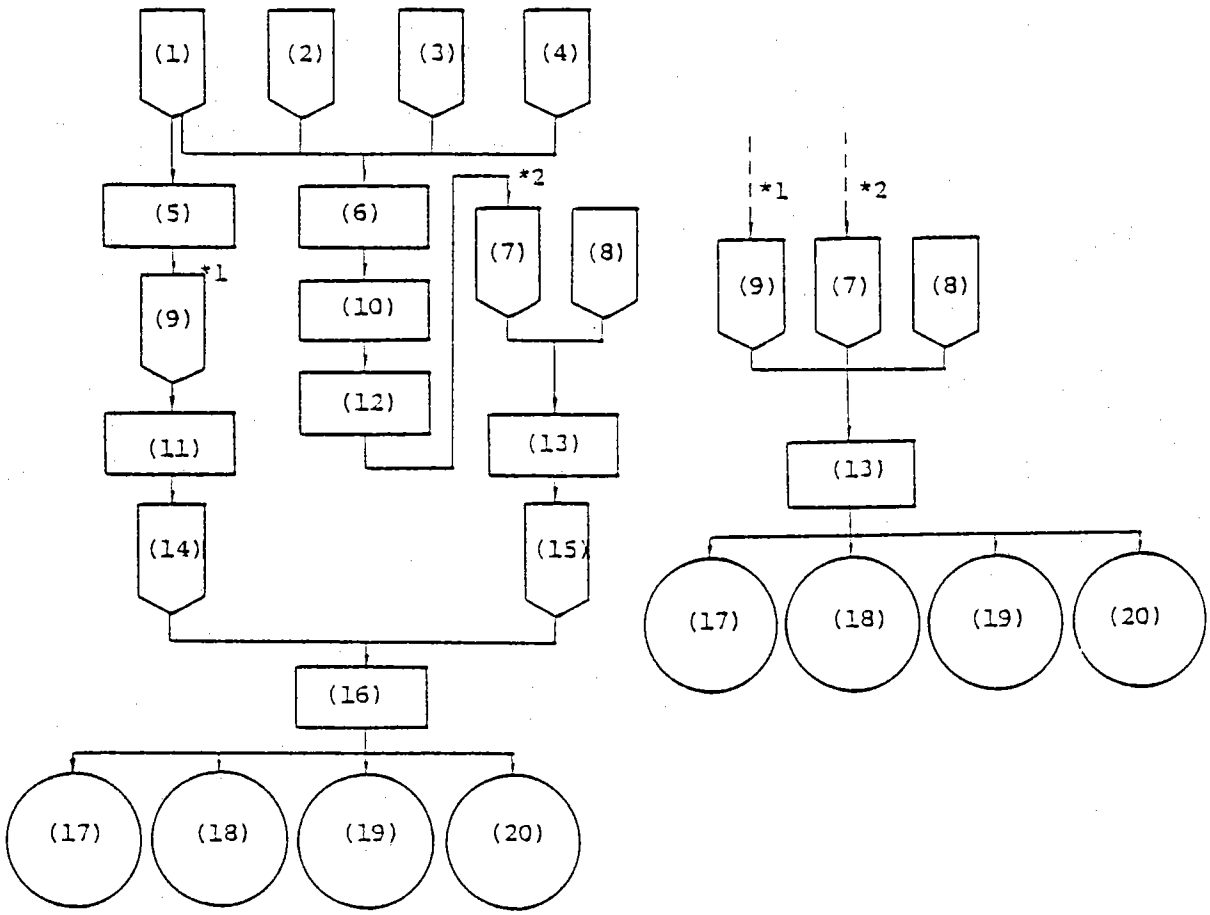
附圖 1　　氣冷爐石示意圖



附圖 2　爐石粒化設備流程圖

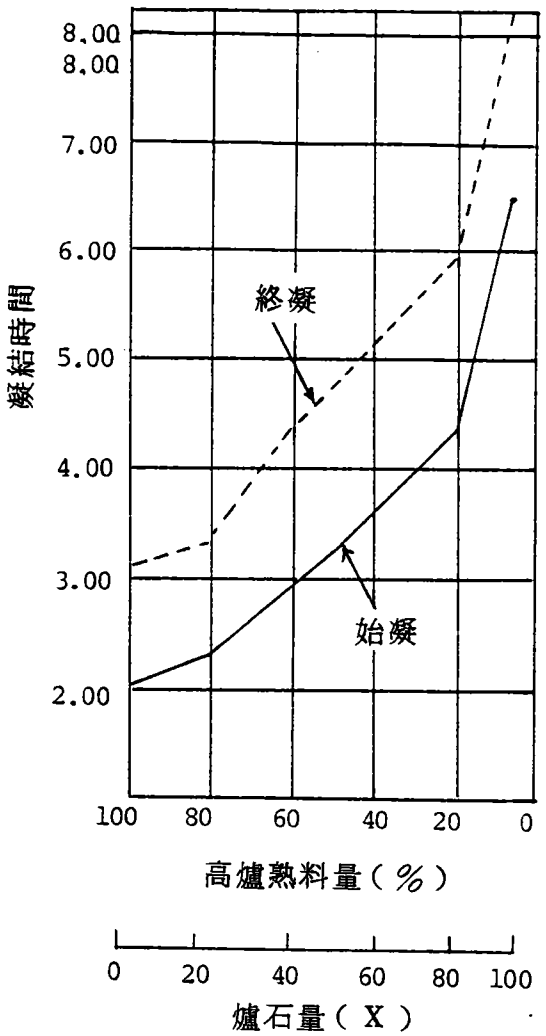
附圖 3　高爐水泥製造流程圖

(a) Separate grinding process　　(b) Intergrinding process

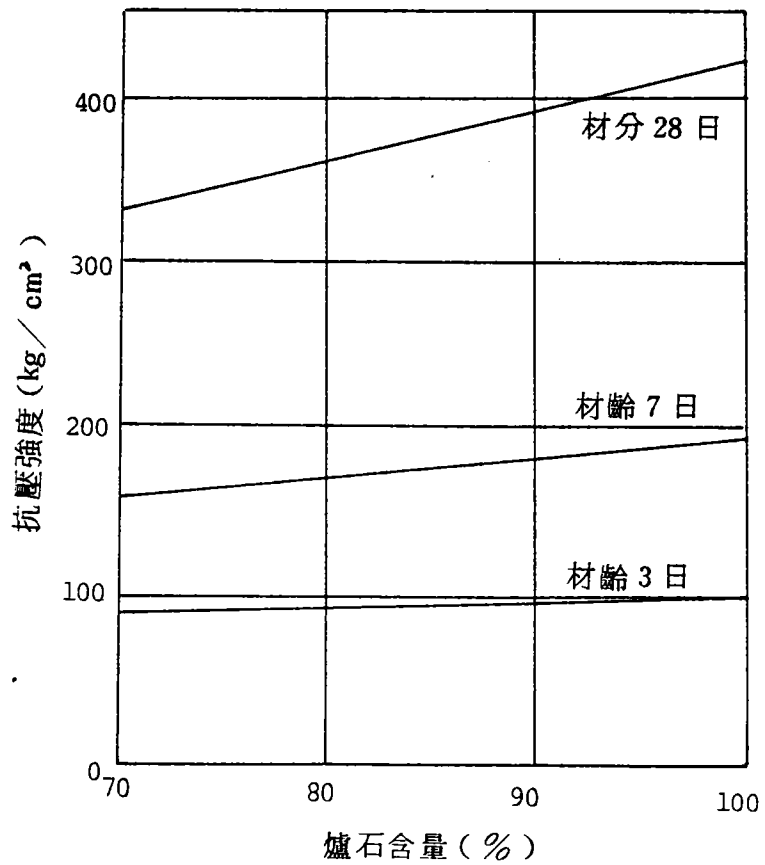


(1) Slag　(2) Limestone　(3) Iron oxides　(4) Silica　(5) Dryer　(6) Ball mill with Dryer for raw materials　(7) Clinker　(8) Gypsum　(9) Dry slag　(10) Blending silo　(11) Crusher　(12) Suspension preheater kiln　(13) Ball mill　(14) Ground slag powder　(15) Cement powder　(16) Mixer　(17) Class A BF-slag cement　(18) Class B BF-slag cement　(19) Class B BF-slag cement of low heat type (for dam)　(20) Class C BF-slag cement

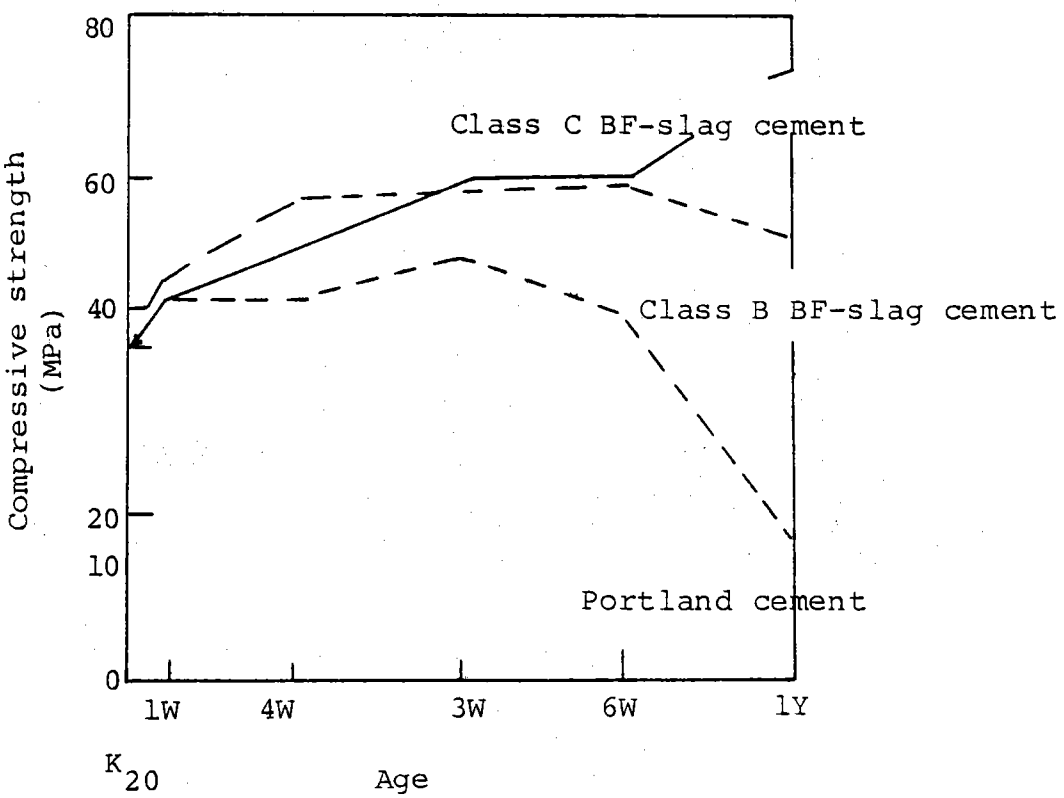
Fig. 5　Manufacturing process of blast furnace slag cement



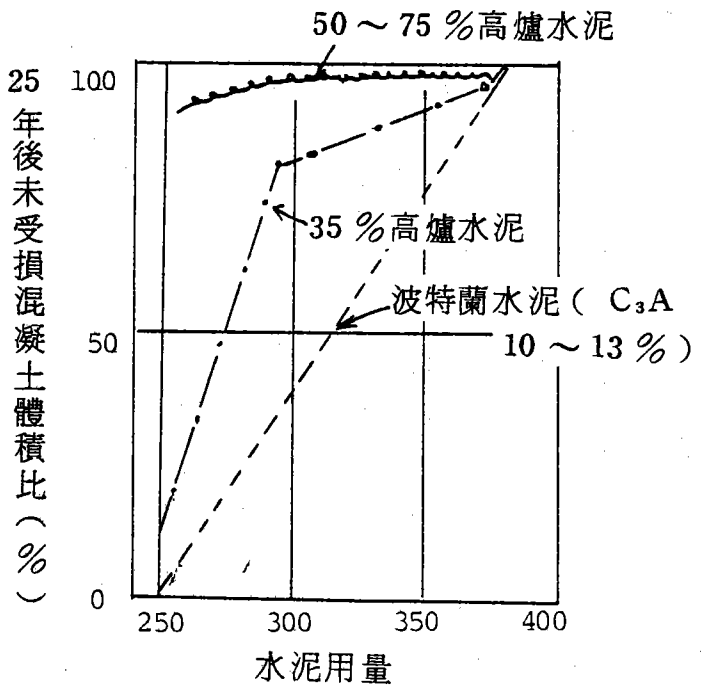
附圖四　不同爐石含量高爐水泥之凝結時間



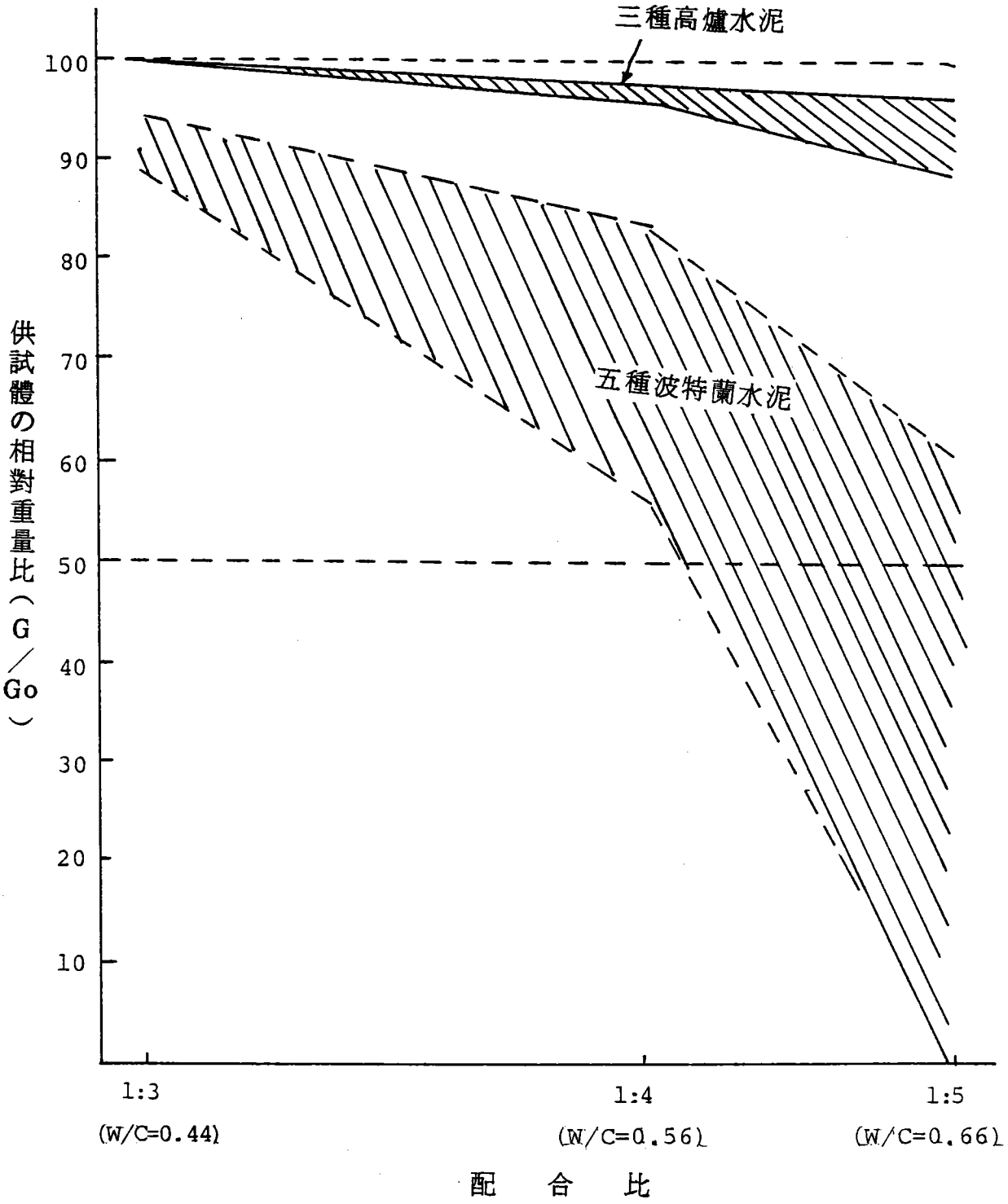
附圖五　爐石含量與爐石水泥漿強度之關係



附圖六 Mortar strength after curing in 5%-Na_2SO_4 Solution



附圖七 海水（潮汐部）に廿五年間暴露



附圖八　海水中に 19 年間浸漬混凝土角柱體の相對重量

中國國家標準 CNS

總號 3654
類號 R2078

卜特蘭高爐水泥

Portland Blast-Furnace Slag Cement

1 適用範圍：本標準適用於下列兩種卜特蘭高爐水泥（以下簡稱卜特蘭高爐水泥）。

第一種（Type IS）：用於一般混凝土構造之卜特蘭高爐水泥。

第一種（輸氣）（Type IS—A）：用於一般混凝土構造之輸氣卜特蘭高爐水泥。

1.1 如需要中度抗硫酸鹽性能時應於上列名稱後加註 MS 等字樣；如需要中度水合熱性能時應於上列名稱後加註 MH 等字樣；如同時需要中度抗硫酸鹽暨中度水合熱性能時應於上列名稱後加註 MS—MH 等字樣。

2. 採購基準：購貨人應於訂購時指定所需卜特蘭高爐水泥之種類，如未經指定種類時，即供應第一種（Type IS）之卜特蘭高爐水泥。

3. 定　義：本標準所涉及之成品及其組成物料之定義如下。

3.1 卜特蘭高爐水泥：係卜特蘭水泥與粒狀高爐爐渣熟料粉所製成之均勻混合物，可由卜特蘭水泥熟料與粒狀高爐爐渣熟料共同研磨而成，亦可由卜特蘭水泥與粒狀高爐爐渣熟料粉混合而成。在卜特蘭高爐水泥中高爐爐渣熟料所佔之重量百分率應在 25 至 65 範圍之內。

3.2 輸氣卜特蘭高爐水泥：與第 3.1 節相同之產品但其中添加足量之輸氣劑使料之空氣含量能符合表 2 之規定。所用輸氣劑之規範應符合 CNS 3589 輸氣卜特蘭水泥製造用輸氣添加物之規定。

3.3 粒狀高爐爐渣熟料：為一非金屬產物，以矽酸鈣或鋁矽酸鈣為其主成分而為在高爐中煉鐵時同時生成之熔融物用水，水蒸汽或空氣予以驟冷使成為粒狀。

粒狀高爐爐渣熟料之化學成分（以重量百分率表示之）必須符合下列之公式：

$$\frac{CaO + MgO + Al_2O_3}{SiO_2} \geq 1$$

3.4 卜特蘭水泥：符合 CNS 61 卜特蘭水泥標準之產品，但如指定需要中度抗硫酸鹽性能時，卜特蘭水泥中之鋁酸三鈣（$3CaO \cdot Al_2O_3$）之含量應不多於 8.0%。

3.5 卜特蘭水泥熟料：係可製第 3.4 節所述卜特蘭水泥之熟料。

4. 添加物

4.1 本標準中之卜特蘭高爐水泥除下列者外不含其他之添加物。

4.1.1 可添加適量之水或硫酸鈣（註 1）或二者一體以不超過表 1 中對於燒失量或三氧化硫之限制為度。

註 1. 硫酸鈣係指石膏或無水石膏或二者之混合物。

4.1.2 在水泥製造過程中，製造廠得視需要而使用添加物，但其種類及使用量應符合 CNS 3459 卜特蘭水泥製造用處理劑之規定。

4.1.3 在指定供應輸氣水泥時，所加輸氣劑之規範必須符合 CNS 3589 之規定。

5. 化學成分：卜特蘭高爐水泥之化學成分應符合表 1 之規定。

表 1　卜特蘭高爐水泥之化學成分

水泥種類	IS 及 IS—A
三氧化硫（SO_3），最大值，%	3.0
硫化物含硫（S），最大值，%	2.0
不溶殘渣，最大值，%	1.0
燒失量，最大值，%	3.0

6. 物理性質：卜特蘭高爐水泥之物理性質應符合表 2 之規定。

（共 3 頁）

公布日期 63 年 1 月 25 日　經濟部中央標準局印行　修訂日期 68 年 1 月 3 日

印行年月　68年2月

本標準非經本局同意不得翻印

表2 卜特蘭高爐水泥之物理性質

水泥種類	IS	IS-A	IS (MS)	IS-A (MS)
細度：				
試驗篩 0.045 CNS 386 濕法篩餘，最大值，%	18.0	18.0	18.0	18.0
比表面積（氣透儀法），cm^2/g（註2）				
平均值，（最小值）	2800	2800	2800	2800
任一試樣之最小值	2600	2600	2600	2600
健度：				
熱壓膨脹或收縮，最大值，%	0.20	0.20	0.20	0.20
凝結時間，費開氏試驗：				
初凝，（分鐘），不少於	45	45	45	45
終凝，（小時），不多於	7	7	7	7
膠料之空氣含量，依 CNS 787 法製備及試驗，體積百分率	最大 12	19 ± 3	最大 12	19 ± 3
抗壓強度，kg/cm^2				
膠料之組成爲水泥1份及級配標準砂 2.75 份（依重量計），依照 CNS 1010 方法製備及試驗之，立方體在各試齡之抗壓強度應等於或大於下列各規定值：				
1天於濕空氣內，2天在水內	84	63	70	53
1天於濕空氣內，6天在水內	148	105	127	98
1天於濕空氣內，27天在水內	246	197	246	197
水合熱：（註3）				
7天，最大值，Cal/g	70	70	70	70
28天，最大值，Cal/g	80	80	80	80

註2. 此類水泥之視比重較卜特蘭水泥爲低，故在使用氣透儀時，試樣之重量應依照 CNS 2924之方法決定之，而細度必須用實測比重代入 CNS 2924 中之適當公式計算之。又該平均值（最小值）及任一試驗之最小值之限值值於購方特別要求情形下提供之。

註3. 水合熱之規定僅適用於指定中度水合熱（MH）時，其抗壓強度應以表內數值之 80% 爲準。

7. 檢驗法

7.1 水泥試驗之採取及各種性能之試驗應依照下列各方法爲之。

7.1.1 採　樣：依照 CNS 784 水硬性水泥之採樣法。

7.1.2 化學分析：依照 CNS 1078 卜特蘭水泥化學分析法。

7.1.3 細度（氣透儀法）：依照 CNS 2924 卜特蘭水泥細度檢驗法。

7.1.4 熱壓膨脹：依照 CNS 1258 卜特蘭水泥熱壓膨脹檢驗法。

7.1.5 凝結時間：依照 CNS 786 水硬性水泥凝結時間檢驗法（用費開氏針）。

7.1.6 墁料空氣含量：依照 CNS 787 水硬性水泥墁料空氣含量檢驗法。

7.1.7 抗壓強度：依照 CNS 1010 水硬性水泥墁料抗壓強度檢驗法。

7.1.8 水 合 熱：依照 CNS 2248 卜特蘭水泥水合熱試驗法。

7.1.9 正常稠度：依照 CNS 3590 水硬性水泥之正常稠度檢驗法。

8. 檢　驗

8.1 應給予購方各種便利以便檢查成品及製造所用之主要物料並採取樣品。成品之應在製造廠或應在工地檢查及取樣，可由購方指定之。在取得試樣後應在下列之期間內完成試驗。

3 天試驗	8 天
7 天試驗	12 天
14 天試驗	19 天
28 天試驗	33 天

8.2 製造廠應有適當之設備供應檢查員檢查所用各種主要物料之相對重量以及研磨或混合過程。製造廠應置有適當之共同研磨或混合以及檢驗之設備，以保證成品符合本標準之規定。

9. 拒　收

9.1 水泥如不能符合本標準之任何一項規定時得予拒收。

9.2 水泥在運輸前以散裝存於製造廠內，在檢驗完畢後六個月，或以袋裝存於當地倉庫內，在檢驗完畢後三個月以後方行交貨時，可予重試。如重試結果不能符合本標準之任何要求時得予拒收。

9.3 袋裝之水泥，如每袋之重量與規定者相差 3 %以上時得予拒收。在任一批內隨機抽取 50 袋並稱其重量，如其平均重量低於規定重量時，整批得予拒收。

10. 保　證

10.1 如購方要求時，製造廠應以書面說明製造成品時所用各主要物料之來源，使用量及其化學成分以及所訂購之卜特蘭高爐水泥之化學成分。

10.2 卜特蘭高爐水泥之實際化學成分應不超出書面保證值之下列許可差範圍。

成　分	許可差，±%
二氧化矽 (SiO_2)	3
氧化鋁 (Al_2O_3)	2
氧化鈣 (CaO)	3

10.3 購方要求時，製造廠應以書面說明任何添加物或輸氣劑之性質，使用量及其種類。如購方要求時並應提供試驗資料以證明添加物符合 CNS 3459 之規定或輸氣劑符合 CNS 3589 之規定。

11. 包裝及標誌：水泥以袋包裝時，袋上應清楚標示「卜特蘭高爐水泥」之字樣，水泥種別，製造廠名稱，商標及水泥淨重。如爲輸氣水泥時應在各袋上清楚加註「輸氣」兩字。裝運袋裝或散裝水泥之裝運通知單上亦應作類似之標示。內銷袋裝水泥淨重 40 公斤（原規定 50 公斤，至68年6月30日截止適用）。外銷時，包裝淨重另訂。所有水泥之包裝於檢驗時，應爲良好狀態。

註4. 一定重量之卜特蘭高爐水泥較同重之卜特蘭水泥所佔之體積爲大，因之在訂購或配製混凝土時應注意及之。

12. 儲　存

12.1 水泥應妥爲儲存，俾每批發貨時易於檢視，且應儲存於適當防避天候影響之建築內，以保護水泥不致受潮並減輕倉凝。

附件二　各國の高爐水泥規格

國名	規格	名稱	ズデク含有量(%)	強度た上ろ分開	壓縮強度(Kg／cm²)			
					2(3)日	7日	28日 最小	28日 最大
日本	JIS R5211	高爐セメント A種	≦30		(≧70)	≧150	≧500	
		高爐セメント B種	30～60		(≧60)	≧120	≧290	
		高爐セメント C種	60～70		(≧50)	≧100	≧280	
西德	DIN 1164 (1970)	EPZ (鐵ボルトテンドセメント)	≦35	250	—	100	250	450
				350 L/F	— ≧100	175	350	550
		HOZ (高爐セメント)	36～85	450 L/F	≧100 ≧200	— —	450	650
				550	≧300	—	550	—
法國	NFP—15 (1974)	CPJ (複合ルトテンドセメント	≦35①	350	—		250	450
		CHF (高爐セメント)	60～75	450 — R	— 150		350 350	550 550
		CLK (クリンカーステクセメント)	≧80	550 — R	— 225		450 450	650 650
		CLX (石灰ステクセメント)	≧70	T.H.R	300		550	
		CSS② (石膏ステクセメント)		(註) ①ズデク、フライアツツユ、ボソラソ等お準獨むたは混合したものも使用アろ。 ②ズラウと石膏の混合物、少量のクリンカーむ含た。				
		ボソデンズデクセメント	(P+S) ≦35					

附件三　日本國におけろ高爐水泥海洋構造物への適用例

施行時期	工事名	使用セメント	數量（ton）
昭40～41	東攻海岸護岸工事	C種	3,600
38～41	姫路港西部臨海工業地埋立造成	B	2,400
38～39	尼崎港西防波堤嵩上工事	B	2,600
36～42	大阪市港灣局防潮堤工事	C	約 13,000
39～40	和歌山南港工業用地防波堤工事	C	9,500
27～42	福江港修築工事	B	25,000
28	小倉港日明護岸工事	B	（4,400 m^2）
27	若松北港護岸工事	C	10,000t （おとび3,370 m^2）
39～40	佐賀縣干拓事業	C	6,400
40～41	福永埠頭物揚場建設	B	1,050
37～40	由此海岸堤防工事	B	35,000
	衣補港臨海用地造成事業工事	B	10,000
37～40	室津港改修工事	C	3,500
35～37	伊勢灣高潮對策事業堤防復舊工事	C	11,000
44	岩內港北防波堤工事	B	4,600
43	江差港改修工事	B	3,200
44	壽都漁港改修工事	B	1,500
44	留萌港北防波堤他工事	B	2,300
44	天塩港改修工事	B	3,700
44	余別港改修工事	B	2,000
44	紋別港改修工事	B	1,800
44～45	羽幌港改修工事	B	2,900
44	室蘭港クーソン工事	B	11,200
44	苫小牧港東西防波堤工事	B	4,500
44	室蘭港修築工事	B	1,200
44	瀨棚港及び鵜泊漁港工事	B	2,500
44	節婦漁港工事	B	2,500
44～45	羅臼漁港工事	B	6,600
44	宇登呂漁港工事	B	3,200

施行時期	工　　事　　名	使用セメント	數　　量（ton）
44～45	稚內港工事	B種	7,900
44	砂原漁港工事	B	1,700
44～45	香深港改修工事	B	5,000
44～45	船泊港工事	B	2,200
44	根室標津港改修工事	B	2,100
43	大型・並型漁礁プロツク	B	10,200
44	系井海岸護岸工事	B	2,000
44	沙留漁港工事	B	2,400
45	岩內港ケーソン	B	1,600
45	霧多布漁港改修築工事	B	1,000
45	常呂漁港改修築工事	B	1,600
45	浜益海岸保全工事	B	1,200
45	沓形港工事	B	2,500
45	知內海岸保全工事	B	1,000
45	焼尻漁港工事	B	1,600
45	散布漁港工事	B	1,000
45	青苗漁港修築工事	B	1,000
41～45	苫小牧工業築港建設工事（継續中）	B	（26,900 m^2）
45	稚內港北洋埠頭他工事	B	（5,900 m^2）
44～45	函館港西防波堤工事	B	（3,100 m^2）
45	函館佳吉漁港工事	B	3,000
44	浦河港改修工事	B	3,200
44～45	様似港改修工事	B	5,400
	直江津港防波堤築造工事	B	7,400
	大井川港築造工事	B	3,200
	由比海岸堤防工事	B	72,000
	鹿島港防波堤築造工事	B	15,000
	日立造船長洲トツク建設工事	B	22,000

海洋混凝土工程研討會

高爐石在堤防工程上的利用

主講人：郭一羽

摘要

擬利用中鋼所產水淬爐石取代40％～60％的水泥，應用於海堤工程之施工。故首先在實驗室進行一系列與高爐石混凝土性質有關的試驗，建立必要的數據，以供今後實際使用時之參考。研究結果發現，以高爐石取代水泥做爲一般海堤工程之施工材料，確有很高的利用價值存在。

一、前言

中國鋼鐵公司所產之爐石係煉鋼過程中之副產品，經水淬處理後其化學性質近似水泥，經研磨後與波特蘭水泥混合，俗稱高爐石水泥，可取代一般水泥來做爲土木建築工程材料。關於高爐石水泥之基本性質的研究，國內外已爲數不少，對其化學、物理或力學上的各種性質也都已有相當程度的瞭解。譬如，以化學成份而言，比起水泥，爐石所含之SiO_2較多而CaO不足，其成份組織成如下表。

再有就物理性質而言，在日本規定爐石之細度，其比面積必須大於2750 cm^2/g[1]，此與一般水泥之細度差不多。若以此種細度之爐石粉取代50％之水泥來做抗壓強度試驗，發現其早期強度不佳，要到三個月以後強度才能與一般水泥的強度相等。然若是增加其細度，則強度就會大幅度的增加，此

表一　中鋼所產爐石及一般水泥之化學組成

	CaO	MgO	SiO_2	Al_2O^3	S	K_2O	MnO	TiO_2	FeO
爐石	40.4	7.89	35.0	14.4	0.87	0.45	0.65	0.51	0.39
普通水泥	63.7	1.5	22.0	5.1	2.0	0.59	0.14	0.29	—

外亦知道高溫養治也可增加其早強性。

我們知道高爐石粉與水接觸後，除了藉助觸媒（如水泥或石膏使繼續產生具有膠結性的矽酸鈣物質之外，它還會與水及氫氧化鈣進行所謂的波索蘭反應，然而波索蘭反應的進行相當緩慢，故爐石之水化放熱及強度發展較慢。然而已有很多實驗報告指出，就因爲波索蘭反應發生的結果，使高爐水泥的晚期強度會高於一般普通水泥的強度。此外又因爲波索蘭反應會消耗水化產物中的有害物質 Ca（OH）$_2$，故其抗硫性亦比一般水泥爲佳。尤其是在受海水侵蝕狀況下之混凝土結構物，利用高爐石水泥更能發揮其抗硫抗蝕的效果。依照日本港灣技術研究所的海洋暴露試驗結果顯示(2)，對ＲＣ結構物的抗海水腐蝕來講，高爐石水泥的耐久性甚至還大於高鋁水泥。其主要原因是因爲在海水中，含爐石混凝土表面合形成Mg（OH）$_2$ 的皮膜可阻止侵蝕性溶液的侵入。

將水淬爐石添加於水泥中，目前以 5 %以下的取代量比較普遍爲人接受，而在這方面的研究及應用也較多。30 %以上以至 60 %以下的取代量（在日本將之歸類爲Ｂ種高爐水泥）之高爐水泥的應用則較爲少見。在日本，曾以 60 %之取代量的高爐水泥應用於多項海洋結構物經長期觀察發現效果甚佳[2]。在國內中鋼公司曾於民國 73 年至 75 年間試用自產之爐石做成高爐水泥建造廠房，其取代量大約用到 35 %[3]。此外在國內未曾聽到有大型工程試用高爐石水泥的實例。

最近本單位與水利局合作以研究爲目的，擬利用某段海堤工程進行高爐石水泥之實際工地試驗。本篇報告是此試驗研究之先期工作，擬先在實驗室建立與此工程有關之實驗數據，再利用此實驗數據進行妥善的判斷，提供實際施工設計之參考。

二、實驗設計

計畫中海堤工程之原設計（圖一）於坡面工、消坡工，堤頂混凝土塊以及塊石塡隙等處需使用混凝土依結構物設計上的要求混凝土抗壓強度爲160 Kg／cm^2。但其暴露狀況是爲易受海水浸潤近水邊之無鋼筋建築物，依水利局所訂規範(4)。要求水灰比需爲0.58 。當水灰比爲0.58 ，依據ＡＣＩ標準水灰比與強度關係得知抗壓強度大約260 Kg／cm^2 。因此必須遷就暴露條件，配比設計時水灰比應取0.58 。另依坡面施工要求，工作坍度採用7.6 公分（ 3 吋）。

今若以高爐石水泥取代一般普通水泥製做混凝土，在坍度不變的原則下，仍是強度與水密性需符合上述的要求。由以往研究已知，在同水灰比的條件下，高爐石水泥混凝土的水密性一般較普通混凝土爲佳。然而同樣的水灰比之下，高爐石混凝土的強度，尤其是早期強度可能比一般普通水泥混凝土的爲低。本次主要針對這兩個問題，利用室內實驗設備及和工程實際施工情況相近的條件，來加以研究和探討。

本次實驗以40％之爐石取代量（即膠結料以重量計，爐石佔有40％，水泥佔有60％）爲主，60％之取代量爲輔，進行一系列的混凝土性質試驗。爐石粉的細度比表面積爲4100 cm^2／g 。骨材主要取自頭前溪中上游之砂石，粗骨材最大粒徑爲2.54 公分（ 1 吋），細骨材細度模數爲3.0 ，級配都以能符合水利局所訂規範爲要求(4)。坍度採用7.6 公分（ 3 吋）。此外混凝土配比設計方法完全參照水利局所訂之規範實施(4)。

本次實驗項目包括有混凝土抗壓試驗，凝結時間試驗以及透水性試驗等。至於疲勞、潛變、抗蝕等其他材料特性除另有國內外他人之研究成果可供參考外，因對本工程而言，係屬於較爲次要的性質，故擬移做今後繼續研究的課題。

三、水灰比與強度的關係

1.水泥砂漿強度與混凝土強度之比較

首先爲瞭解高爐石水泥最基本的力學性質，依照ＡＳＴＭ Ｃ109 規定進行水泥砂漿抗壓試驗，以及依照ＡＳＴＭ Ｃ39 規定進行混凝土抗壓試驗。

其部份結果如表二及表三所示。表二是比表面積爲4100 cm^2／g 之爐石粉取代50％的水泥與一般不添加爐石粉之普通水泥的強度的比較。其中混凝土之坍度爲7.6公分，水灰比在0.53～0.71。從對表二之觀察可發現，在七天齡期時，添加50％爐石的強度，對水泥砂漿或混凝土都一樣，差不多是一般水泥強度的70％，而在28天齡期時，水泥砂漿的比率稍低，但也接近90％。今爲了更進一步瞭解高爐石水泥之膠結性，另一種情況之實驗結果(5)(6)如表三所示，爐石粉之比表面積爲2350 cm^2／g，爐石取代了水泥40％

表二　混凝土及砂漿之抗壓強度（單位 kg/cm^2）

齡期 \ 水灰比 / 水泥種類		混凝土（坍度 7.5 公分）			水泥砂漿
		0.53	0.62	0.71	0.5
7天	一般水泥	225	185	130	298
	高爐水泥	165	123	92	210
	比值	0.73	0.66	0.71	0.70
28天	一般水泥	300	265	200	415
	高爐水泥	302	245	200	360
	比值	1.0	0.92	1.0	0.87

表三　混凝土及砂漿之抗壓強度（單位 kg/cm^2）

齡期 \ 水灰比 / 水泥種類		混凝土（坍度12.5 公分）			水泥砂漿
		0.5	0.55	0.6	0.5（標準流度值）
7天	一般水泥	250	195	160	298
	高爐水泥	135	110	85	167
	比值	0.54	0.56	0.53	0.56
28天	一般水泥	385	320	275	415
	高爐水泥	255	225	185	273
	比值	0.66	0.67	0.7	0.66

。混凝土坍度是 12.5 公分（ 5 吋），水灰比是 0.5～0.6 。後對表三之觀察發現水泥砂漿的 7 天抗壓強度是一般水泥強度的 56 %，而 28 天強度爲 66 %。對混凝土而言，其比率亦大約如此。

從上述的實驗結果我們可以發現①在水灰比相差不大的條件下，水泥砂漿的抗壓強度大致上可反映混凝土的強度。②高爐石粉的細度在比表面積 4100 cm^2 / g 以 50 %的重量比取代水泥時，其 28 天的抗壓強度已相當接近一般普通水泥的抗壓強度。而在 7 天的抗壓強度則略有不足，大約只有 70 %的強度而已。

2.高爐石含量不同之混凝土強度

使用比表面積爲 4100 cm^2 / g 細度的高爐石粉進行混凝土抗壓試驗，圖二是 7 天及 28 天的抗壓強度與水灰比的關係圖。圖中有含 40 %爐石，含 60 爐石以及不添加爐石之普通混凝土的實驗結果。圖中的實線是ＡＣＩ規範提議的標準水灰比——抗壓強度關係曲線。從對圖中數據之觀察，發現在同水灰比下高爐石水泥混凝土的抗壓強度，在 7 天齡期時較普通混凝土爲低，爐石含量愈多強度愈低。但在 28 天齡期時其強度已非常接近普通水泥混凝土的強度，尤其是在水灰比大的情況下更爲明顯。此種現象在其他國外的研究報告中亦已指出(2)。但各種高爐石水泥，除組成成分之差異外，因其細度大小、添加量之多寡，其強度的發展各有不同。以本次實驗所用之高爐石粉而言，不論含 40 %或 60 %的高爐水泥混凝土，其 28 天強度大致上都已超過ＡＣＩ規範所訂的標準。故從這些實驗的數據看來，國內所產之Ｂ種型態（爐石含量 30 %～ 60 %）高爐水泥，除非有對早強性特別要求外，其強度與一般普通水泥比較並無太大的差異。

3.不同種類骨材之混凝土性質的比較

本次計畫工程所用材料擬採用後龍溪上游所產之砂石。一方面爲符合現況，另方面爲使本實驗結果更具有一般性，所以本次研究亦採用後龍溪上游所產砂石重複進行試驗。後龍溪所產砂石，最大骨材粒徑仍爲 7.6 公分，細骨材之細度模數爲 2.8 ，比頭前溪的稍細。圖三所示爲二者之水灰比——抗壓強度關係的比較。而其爐石取代量，均採用 40 %的重量比，從圖中之比較可發現二者大致上無明顯的差異存在。

4.添加早強劑之效應

從以往或上面的實驗結果得知，高爐石水泥之早期強度較一般水泥爲低。故研究如何去提高其早期強度的策略頗爲重要。筆者等曾以水泥砂漿強度做過有關的試驗(6)。曾添加強塑劑、石膏、石灰以及早強速凝劑等高爐水泥中，觀察其強度變化，實驗結果發現一種主要含有氯化鈣之早強劑，對提高早期強度之成效頗佳，而且其促進早強的特性對爐石的固結效果似乎比對水泥的效果要明顯。故本次實驗利用此種早強劑添加於爐石佔有 40 % 的高爐水泥中，進行混凝土抗壓試驗。早強劑的添加量爲水泥重量的 2.5 %。其結果如圖四所示，在 7 天齡期時，添加早強劑之混凝土其強度明顯提高，甚至可超出普通水泥之強度。至於晚期強度，因爐石本具有晚強特性，所以早強劑的強化效應應在此已不重要。可是添加早強劑將會使混凝土速凝，然高爐石混凝土如後述本就具有緩凝結，故早強劑添加於爐石水泥中，凝結時間互有增減或許不至於影響到其實用性。

四、凝結時間

爲了施工上的要求，可能有必要對混凝土的凝結時間加以檢討。依照ＡＳＴＭ　Ｃ 403 規定，以貫入阻力試驗混凝土凝結時間的方法進行實驗。圖五所顯示的是普通混凝土及含 40 %爐石粉之高爐水泥混凝土的凝結時間實驗結果。兩組混凝土同樣採用水灰比 0.58 ，28 天抗壓強度也大致相等約爲 255 Kg/cm^2 。從圖中之觀察得知普通混凝土的初凝時間是 4.5 小時，終凝時間是 6.5 小時。而高爐水泥混凝土的初凝時間是 5.8 小時，終凝時間是 8.8 小時。高爐水泥混凝土有明顯遲凝的現象發生。在堤防工程之坡面施工，所使用的混凝土坍度需要低，但坍度低則凝結時間短又施工不易，故凝結時間的遲滯顯然是有利的條件。

五、透水性

爲瞭解高爐水泥之水密性，使用同水灰比（ 0.58 ）之普通混凝土及添加 60 %爐石粉的混凝土進行實驗，比較其透水性。實驗方法採用美國墾拓局提議的透水試驗法，以 15 Kg/cm^2 的水壓施加於直徑 15 公分之圓柱體的頂面測其滲水量。圖六所示爲二者之透水量對時間的關係。從圖上的數據可知含爐石粉之混凝土透水量較少。此外在 48 小時後從對試體剖面之觀察發現

，普通混凝土滲水深度 4.5 公分，而爐石混凝土滲水深度才只有 3 公分。顯然高爐石混凝土具有較高的水密性。

六、高爐水泥混凝土之水灰比設計

依本文第二節所述，本次計畫工程中所用之混凝土，要求 28 天抗壓強度 160Kg／cm^2 ，但爲滿足其暴露條件之水密性的要求，水灰比需用 0.58。今若使用含 40 %爐石粉的高爐水泥代替普通水泥，而爲達到比普通混凝土具有更好的水密性之故，水灰比仍採用 0.58 ，利用圖七所繪 40 % 高爐水泥混凝土之強度——水灰比關係曲線，可以查得 28 天抗壓強度爲 255Kg／cm^2 ，7 天抗壓強度爲 145Kg／cm^2 。其 28 天抗壓強度顯然已超過所要求之 160 Kg／cm^2。因 7 天抗壓強度大約爲 28 天抗壓強度的 60 %～ 70 % ，160Kg／cm^2 的 28 天抗壓強度大概相對於 110Kg／cm^2 的 7 天抗壓強度，故採用水 灰比 0.58 之設計亦已能滿足所需之早期強度（ 7 天抗壓強度 ）的要求。

七、經濟效益

除了某些特殊用途的混凝土之外，一般混凝土的價格大都以 28 天抗壓強度爲依據。爲瞭解高爐水泥混凝土之經濟效益，在此乃將水泥、骨材等以一般市面價格計算，估算所製造之混凝土的成本價格。在此高爐石粉以袋裝包括運費暫以目前市價每噸 1850 元計算，其結果如圖八所示。從對圖中之觀察發現，以要求 7 天的抗壓強度相等而言，普通混凝土與高爐石混凝土價格差不多。但若以 28 天的抗壓強度相等而言，高爐石混凝土則明顯比普通混凝土便宜。以 28 天的抗壓強度爲 255Kg／cm^2 爲例，每立方米混凝土約可便宜 80 元。從圖中也可看出低強度的混凝土便宜較多，高強度的混凝土則相差幅度較小。

八、結論

利用實驗方法，對混凝土之主要力學性質做了一系列的試驗與研究，獲得之結果簡述如下：

1.中鋼公司所產高爐石，研磨成比表面積爲 4000 cm^2 ／g 左右之粉末時以 40 %～ 60 %的重量比取代水泥，其製成之水泥砂漿或混凝土， 28 天抗壓強

度與一般普通水泥大略相等，但 7 天抗壓強度較低大約只有普通水泥強度的 70％左右。

2.本研究利用實驗結果，提出此種高爐石水泥之水灰比——抗壓強度關係，且經驗証適用於不同種類之骨材。

3.添加氯化鈣之類的早強劑可明顯提高高爐水泥之早期強度。

4.高爐水泥之凝結時間（初凝與終凝）較一般普通水泥延遲 1～2 小時。

5.高爐水泥之水密性較一般普通水泥爲佳。

6.就本次計畫工程所用，坍度 7.6 公分，水灰比 0.58 ，之混凝土而言，利用高爐水泥來施工其經濟效益每立方米混凝土可節省 80 元左右。而將來如果此爐石粉大量生產，其經濟效益應可更高。

參考文獻

(1)「日本にすける高爐スラグ微粉末規格の制定について」,長瀧重義，高爐石做爲水泥熟料應用於混凝土專題研討會講議，1986 年。

(2)「高爐セメントとその海洋コンクメート構造物ての適用」，小林一輔，東京大學生產技術研究所，1978 年。

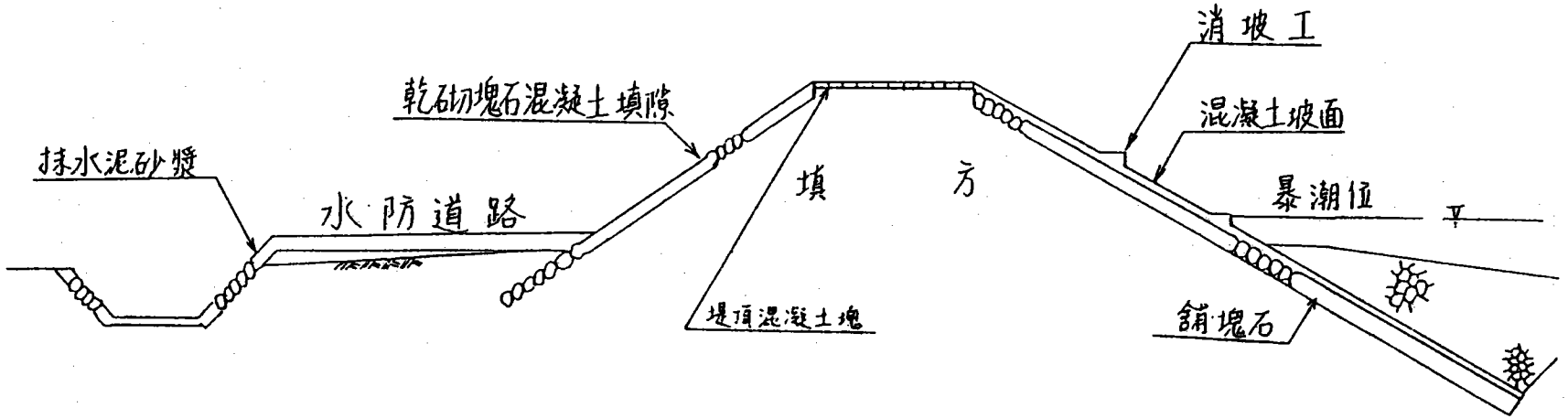
(3)「中鋼公司使用高爐石水泥之實例介紹」鍾慶勝，高爐石與飛灰在混凝土工程上之應用研討會，1986 年。

(4)「改善混凝土品質設計步驟」，水利局編印。

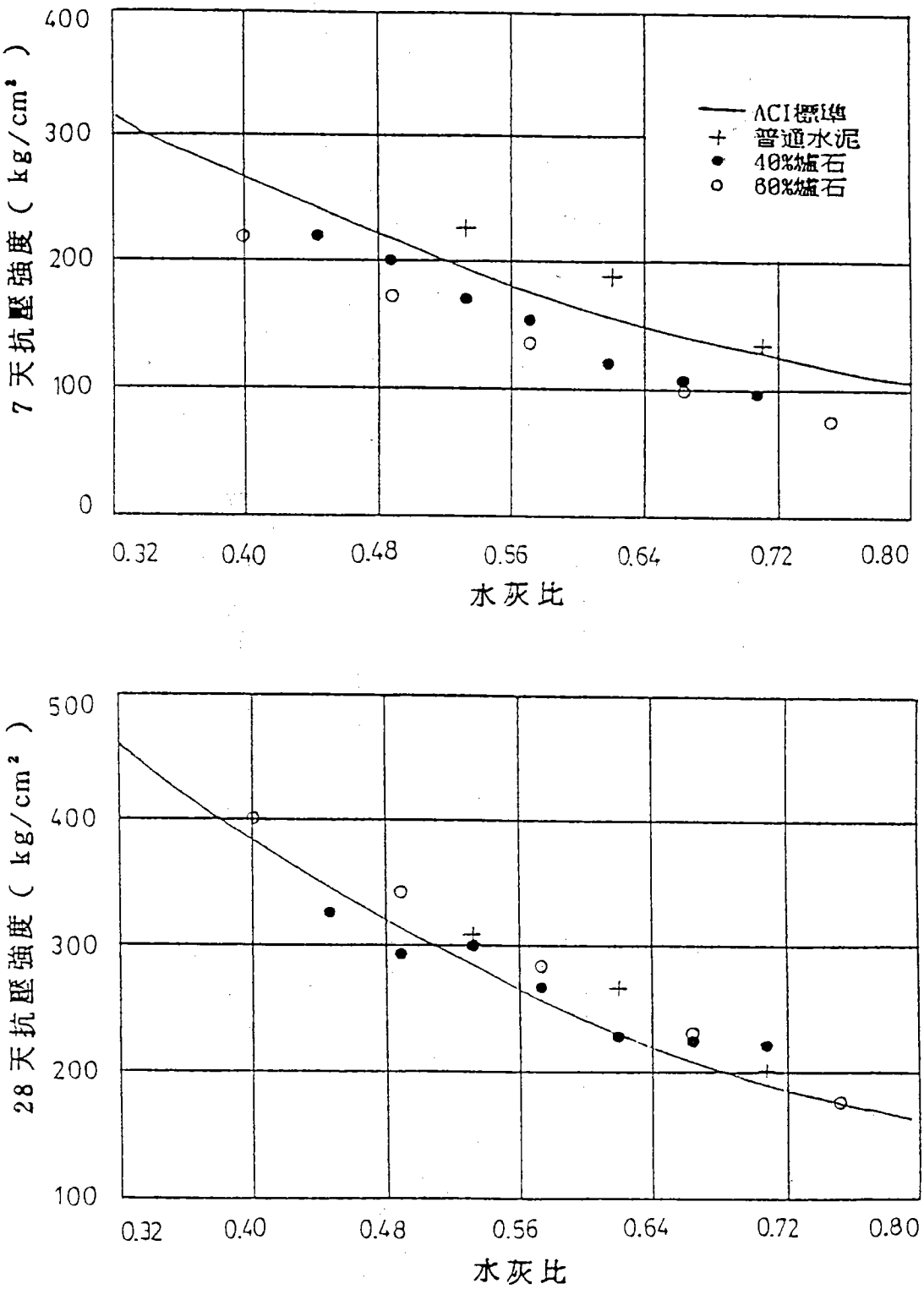
(5)「強塑劑在混凝土之應用」，彭頌堯，交通大學土木研究所碩士論文，1987 年。

(6)「添加劑對爐石水泥砂漿的影響」黃建明，交通大學土木研究所碩士論文，1187 年。

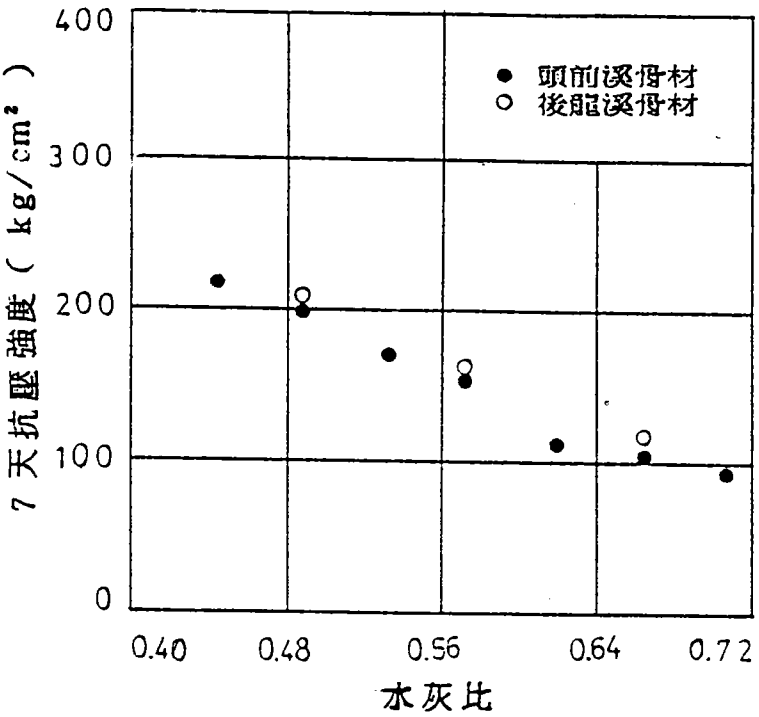
標準斷面圖

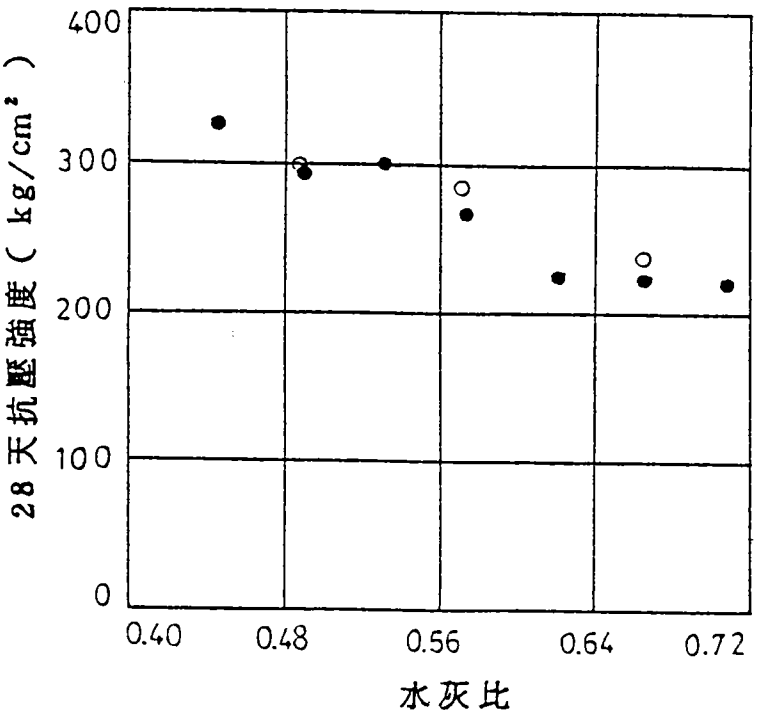


圖一　海堤斷面示意圖

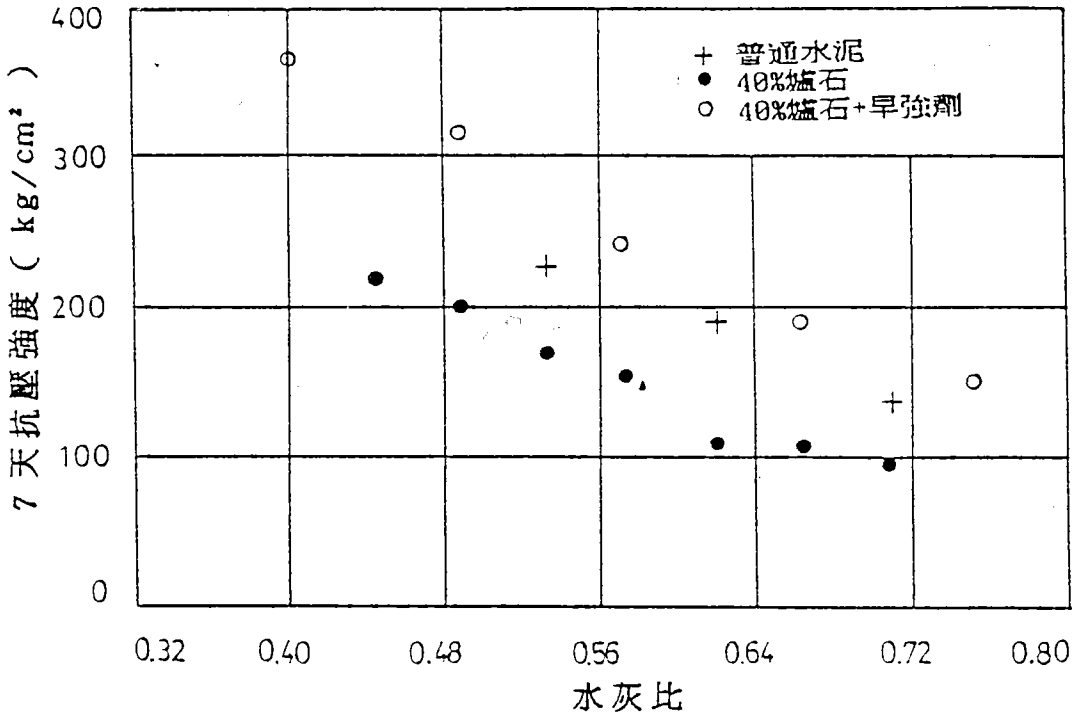


圖二　7天與28天混凝土之抗壓強度與水灰比關係

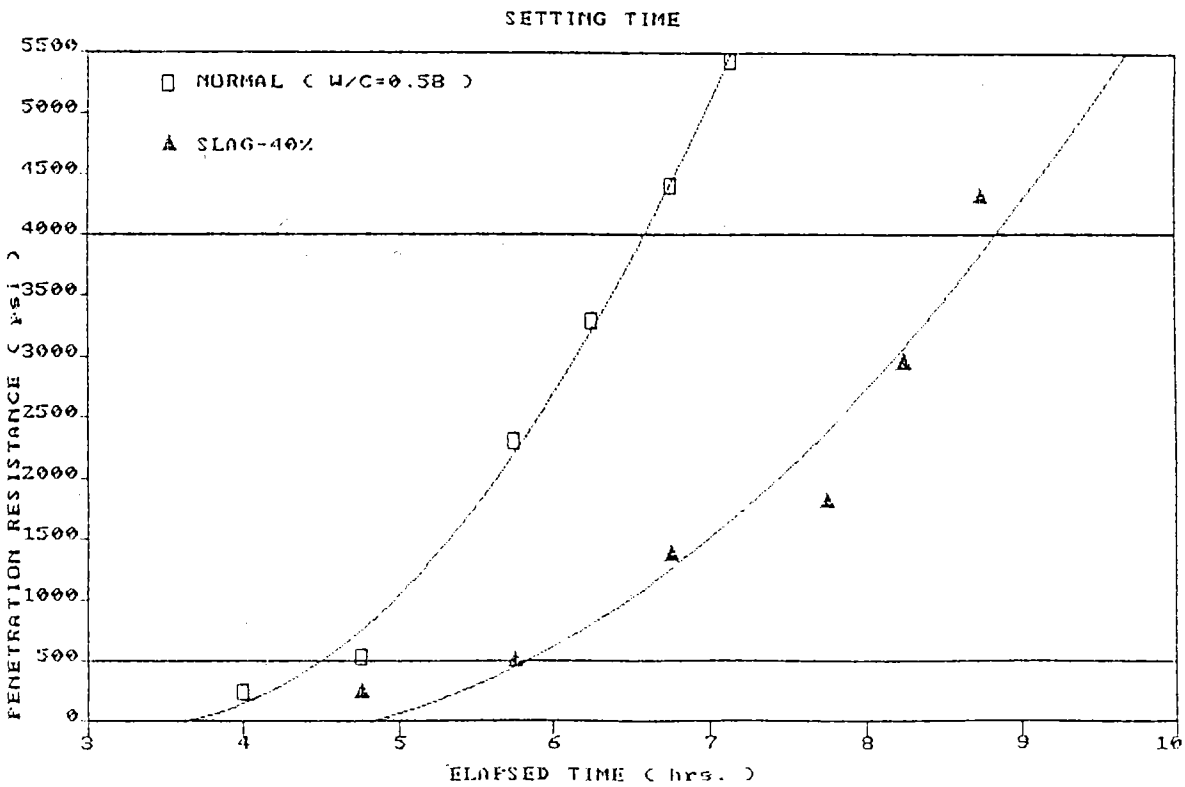




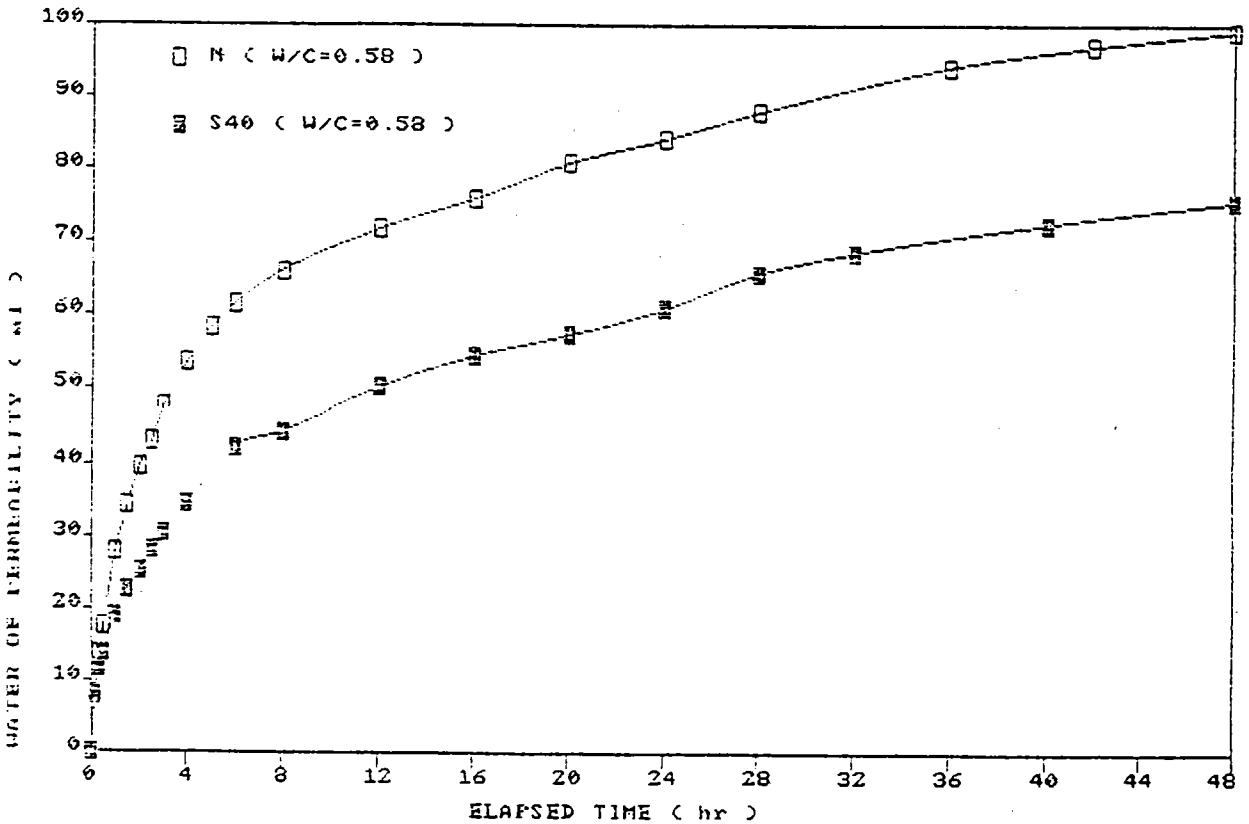
圖三　不同種類之骨材的強度—水灰比關係的比較



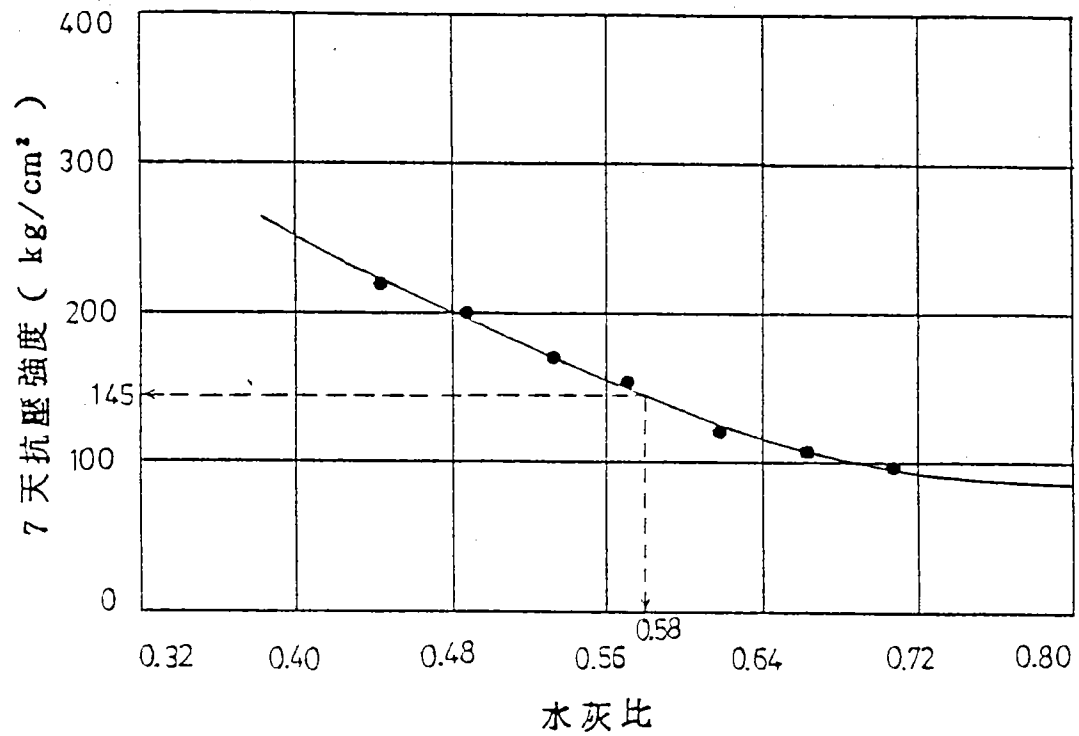
圖四　添加早強劑與否之強度—水灰比關係的比較

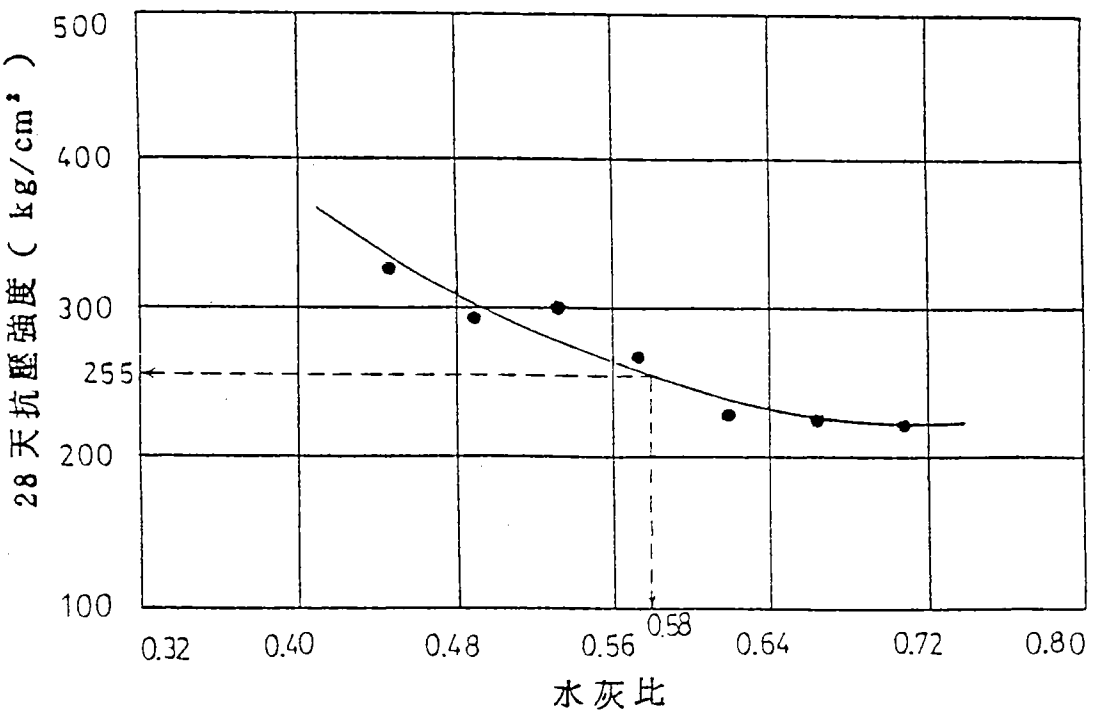


圖五　普通及高爐石混凝土之凝結時間

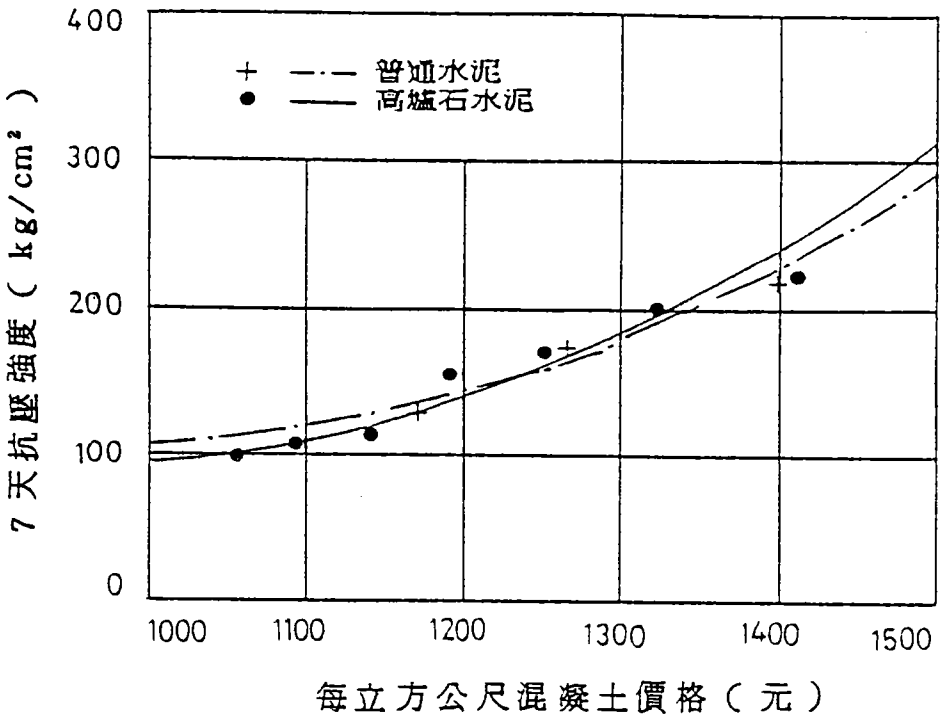


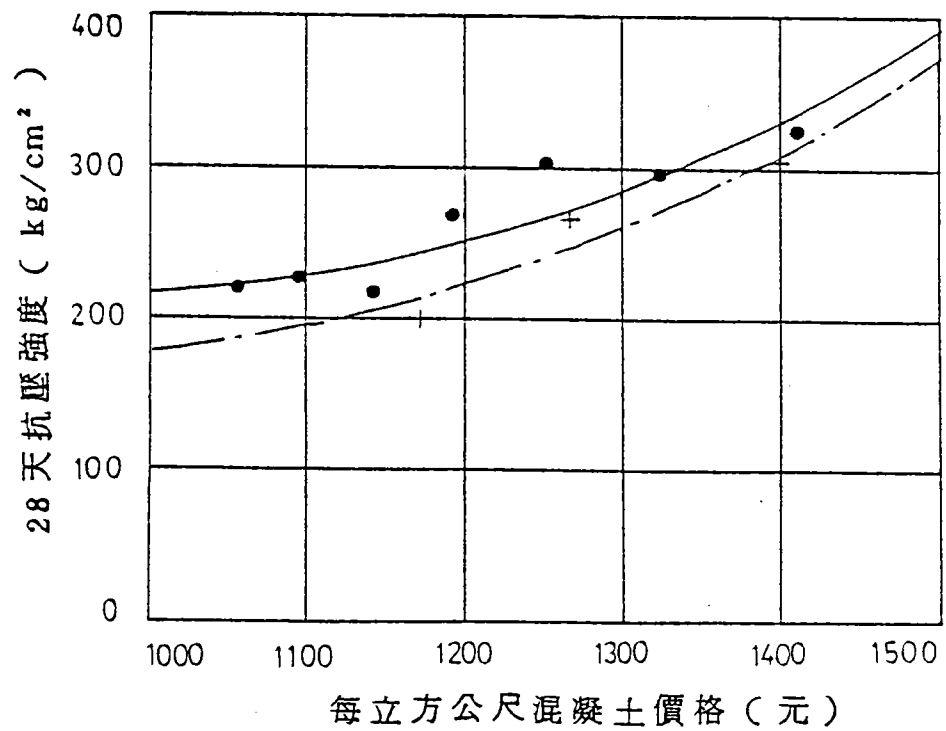
圖六　普通及高爐石混凝土之透水量





圖七　添加40％高爐石粉之抗壓強度—水灰比關係曲線





圖八　普通及高爐石混凝土之抗壓強度—價格關係