專刊113號

八十五年度港灣大地工程研討會

台灣省政府交通處港灣技術研究所　主辦

中華民國八十五年元月三十、三十一日

八十五年度港灣大地工程研討會

-議 程 表-

八十五年一月三十日(星期二)

時　間	講　　題	主 講 人	主 持 人
8:30- 9:00	報　　到		
9:00- 9:10	貴 賓 致 詞	鍾 正 行	張 金 機
9:10-10:00	專題演講：港灣公共工程施工品質探討	李 建 中	
10:00-10:20	休　　息（供應點心）		
10:20-11:20	從日本阪神地震看台灣	李 咸 亨	張 金 機
11:20-12:20	港灣碼頭結構物耐震設計檢討	杜 振 宗	
12:20-13:20	午　　餐（供應便當）		
13:20-14:20	地工織物在港灣工程上之應用	康 英 仁	賴 淵 光
14:20-15:20	遙測技術在大地工程上之應用	潘 國 樑	
15:20-15:40	休　　息（供應點心）		
15:40-16:40	高雄港第五貨櫃中心#78碼頭振動壓實砂樁地盤改良之探討	蘇 文 彬	曾 次 弘

八十五年一月三十一日(星期三)

時　間	講　　題	主 講 人	主 持 人
9:00-10:00	台中港區土壤液化危險度分析與應用	賴 聖 耀	張 金 機
10:00-10:20	休　　息（供應點心）		
10:20-11:20	水力抽砂造地與回填土壤工程特性之探討	簡 連 貴	黃　文
11:20-12:20	六輕填海造地工程	高 聰 忠	
12:20-13:20	午　　餐（供應便當）		
13:20-14:20	填海造地相關法規探討	郭 年 雄	陳 斗 生
14:20-15:20	台灣西部水力填築新生地大地工程規劃設計之探討	司 徒 銳 文	
15:20-15:40	休　　息（供應點心）		
15:40-16:40	基隆港聯外道路隧道地質研判分析及其應用之探討	陳 華 雄	鄧　陽

八十五年度港灣大地工程研討會

序　言

台灣為一海島，不論對外貿易所需港灣建設或擴展生活空間開發海洋新生地，除需注意海洋自然環境外，對構造物基礎所遭遇之大地工程問題亦應予格外重視，尤其八十四年元月十七日日本阪神大地震後，港灣基礎液化所造成工程災害更警醒海岸規劃工程師對大地工程在港灣建設與海洋新生地所扮演角色重新評估。國內工程師在進行港灣相關工程建設時，相信遭遇很多大地工程問題，也提出許多的解決方法，無論在學理上或技術上，這些寶貴的經驗與心得，都值得互相交換研討，為此本所特舉辦此次研討會。

本次研討會除邀請行政院公共工程委員會副主任委員李建中博士做專題演講，就港灣公共工程施工品質做深入之探討外，研討會共有十一篇論文，分別邀請港務局、學術研究機構、顧問公司及工程營造單位等就港灣建設及填土造地相關之大地問題進行廣泛而深入之探討，期盼經由本次研討會論文發表、討論及意見交換能達到技術交流的目的。

主辦單位首先要感謝各位主講人撥冗賜稿，使研討會能如期舉行，也感謝各位工程界的先進們踴躍參加研討會並提供高見，研討會期間承蒙長官與各位主持人在百忙中蒞臨指導，使研討會增色不少，由衷感謝。

張　金　機　謹識

中華民國八十五年一月三十日

八十五年度港灣大地工程研討會

- 目 錄 -

一、港灣公共工程施工品質探討 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 1-1

李建中

二、從日本阪神地震看台灣・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・2-1

李咸亨

三、港灣碼頭結構物耐震設計探討・・・・・・・・・・・・・・・・・3-1

鄭俊彥　杜振宗　丁金彪

四、地工織物在港灣工程上之應用 ・・・・・・・・・・・・・・・・ 4-1

康英仁

五、遙測技術在大地工程上之應用 ・・・・・・・・・・・・・・・・・ 5-1

潘國樑

六、高雄港第五貨櫃中心#78 碼頭振動壓實砂樁地盤改良之探討・・・ 6-1

蘇文彬　吳義雄　杜振宗　陳劍遠

七、台中港區土壤液化危險度分析與應用・・・・・・・・・・・・・・7-1

賴聖耀　謝明志

八、水力抽砂造地與回填土壤工程特性之探討・・・・・・・・・・・・8-1

簡連貴

九、六輕填海造地工程・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・9-1

高聰忠　謝樹成

十、填海造地相關法規探討・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 10-1

郭年雄

十一、台灣西部水力填築新生地大地工程規劃設計之探討・・・・・・・11-1

司徒銳文　薛仲修　楊維和

十二、基隆港聯外道路隧道地質研判分析及其應用之研討・・・・・・・12-1

王建中　陳華雄

港灣公共工程施工品質探討

李建中

行政院公共工程委員會副主任委員

一、前　言

台灣為海島地區，經濟發展依賴海洋運輸至鉅，因此近二十餘年來，不斷新建及擴建港灣以因應經濟發展之需要新建者有台中港、蘇澳港及花蓮港等，擴建者有高雄港及基隆港等。展望未來經濟發展趨勢，今後仍需大舉擴建已有港灣並新建深水港灣，才能應付日益成長之貿易量。

影響工程好壞的因素大致可分為設計規劃及施工品質，港灣工程自不例外。港灣工程設計階段需考慮的因素較一般工程為多，如：颱風、潮汐、雨量、湧浪及地震等；而施工品質部份則除工程上一般性之問題外，另需特別注意鹽害防蝕等問題。上述之技術性問題固然為工程品質之根本，但若工程環境有礙工程技術之發揮，則亦需改善制度及環境面之困難。本篇當就影響工程品質之制度面及技術面作整合性之探討。

二、工程品質問題

港灣工程需投入龐大的資金、設備及人力，且有眾多之協力廠商共同參與，施工界面複雜，管理協調困難，受外界環境影響很大，加上工作環境不良，各項法令制度未盡健全，故影響工程品質之變數頗多，其主要因素與一般重大工程建設極為類似，例如：

1. 管理制度不善
2. 營建環境不良
3. 技術能力不足
4. 營建人力短缺
5. 層層轉包陋習
6. 技師制度問題，等等

此外，屬於港灣工程特有之問題大致可歸納如下：

1. 缺乏長期完整海象環境與地形水深資料

國內一向沒有專責機構統籌整體海域之海象觀測工作，目前所有海象觀測調查工作仍由各相關單位依任務需要編訂計劃與預算各自執行。各單位對其他單位的觀測計劃所知有限，即使政府單位支持之觀測計劃也缺乏事先之協調整合；同時取得之調查結果亦由各單位自行分析處理及儲存，資料之流通僅有限度在各別單位間作流通。

故數十年來台灣四周海域之海象觀測與海床地形調查工作成果無法滿足不同使用者對海象資料在量與質之需求，且實際影響到有關海況預報作業及海洋、港灣海事工程等之規劃、設計與施工，使得港灣工程品質無法落實與提昇之關鍵因素。

2. 天然環境問題

港灣工程位於海邊或水濱，受大自然天候之影響較一般工程為大，此種不可抗拒之因素，若在先期規劃階段未仔細考慮，造成施工時之困難或受天候影響延誤而趕工，皆影響工程之品質。

3. 人才培育訓練不足

依據行政院科技顧問組(民國80年)“國內海下工程技術能力及海下工程市場調查研究”顯示：國內港灣相關產業對技術人員需求相當殷切，且又普遍都缺乏人才培育訓練計劃。所以要提昇港灣工程品質，首要建立海事技術人員之培訓與鑑定制度。

另國內之技術人員由於缺乏研發、維護與檢校等技術，技術人員因工作機會少，使技術人員流動性大，技術不易累積與提昇，亦是工程品質不易有效確保之原因。

4. 產業資源缺乏有效整合

國內港灣相關產業多偏重於『傳統技術』，產業規模小，投資或擁有之機具設備大致相同，往往造成『競爭而非協力合作』，往往使得港灣公共工程品質不佳。產業界應配合國家整體需要，做必要之調整及相互支援，有效整合避免重複投資浪費資源，共同經營努力方可提昇國內工程施工品質。

5. 缺乏完善工程品質檢校技術與規範

國內近年來海岸設施、港灣建設與海洋遊憩設施等各項海事工程之大量興建，港灣工程結構之安全與品質之維護有其必要性，但由於台灣四周海洋與港灣

海氣象環境、地質條件之多變與複雜性，港灣海事工程施工不易，其工程品質更是難以掌握，因此建立相關港灣工程施工品質之檢測技術與規範，以維護港灣工程結構之安全與品質確有其必要性。

三、工程品質改善對策之探討

公共工程規劃設計之品質影響計劃之推動及效能之發揮。應健全規劃設計作業體系，對於基本規劃設計資料之充實，專業技術之應用，規劃設計方法之改進等及規劃設計之品質管理應予加強。

在施工品質方面，行政院公共工程委員會已擬訂「公共工程施工品質管理制度」針對國內工程品管過程之缺失，擬定三個層次之工程施工品質管理制度：

1. 施工承包商負責之品質管制系統

為達成工程品質目標，應由承包商建立施工品質管制系統，於工程開工前承包商應依工程之特性與合約要求，擬定施工計劃，制作施工圖，訂定施工作業要領，提出品管計劃，設立品管組織，訂定各項工程品質管理標準、材料及施工檢驗程序、自主檢查表，以建建立文件紀錄管理系統等，俾便各級透工人員熟習圖說規範與各項品管作業規定，以落實品質管制。

2. 主辦單位之品質保證系統

為確保工程的施工成果能符合設計及規範之品質目標，主辦工程單位應建立施工品質保證系統，成立品質管理組織，訂定品質管理計劃，執行監督施工及材料設備之檢驗作業，並對檢驗結果留存紀錄，檢討成效與缺失，經由不斷的修正改善，達成全面提升工程品質之目標。

3. 工程施工品質評鑑制度之推行

為確認工程品質管理工作執行之成效，工程主管機關可採行工程施工品質評鑑制度，以客觀超然的方式，依適當之品質評鑑準則，評定品質優劣等級。評鑑結果可供作主辦工程單位考評之佐據，並可作為改進承包商品管作業及評選優良廠商之參考，藉以督促主辦工程單位及承包商落實品質管理，達成升工程品質的目標。

4. 國際化之品管作業標準

加入GATT/WTO組織及推動台灣亞太營運中心為政府既定之政策，產業國際化亦為未來發展之趨勢。ISO（國際標準化組織)所制訂ISO 9000系列國際品管標

準，近年來在國內外漸成風潮，成為一種國際趨勢。ISO 9000系列主要係釐清品質觀念之區別(ISO 9004) ，或外部品質保證(ISO 9001、ISO 9002、ISO 9003)等。基本上ISO 的稽核是透過一公正且獨立的認證機構來對企業之品質制度進行評鑑，若審查結果符合要求，則認證機構頒發認可證書，即一般所稱之認證。目前國內的營造業者已有數家取得ISO 9000系列之認證，並另有數家廠商陸續申請中，預計未來ISO 之認證將會形成業者爭取工程商機的另一有利競爭條件。未來我國進入GATT/WTO組織後，部份營造工程市場勢必開放，外商可能以ISO 9000體制作為選擇國內合作廠商之要件，國內廠商可藉由此機會吸取國際廠商之施工技術 及管理經驗。因此，ISO 規範之普及推行，對國內營造工程環境應有其正面的影響。

此一施工品質管理制度應用於港灣海事工程方面應亦可發揮類似之成效。

四、針對改善港灣公共工程品質之其他相關配合措施

1. 塑造合理港灣工程業者執行與提昇工程品質、技術之環境

長期以來國內港灣海事業者即面對國內市場不連續性與規模不足之窘境，投資環境未臻理想，而無法大量投資設備與引進技術，人力未能有適當的培訓，致使突遇到巨大港灣工程或必須短期搶(趕)工時，常有國內船隻能量不足而須外力支援之現象。所以未來政府於規劃與審核重大港灣公共工程之計劃時，應就國內既有之設備資源、技術層次及未來技術提昇之目標，妥為規劃單位時間內之工程量，充份考量市場之延續性，俾相關產業有計劃配合作業技術引進與設備機具投資，避免船機有巨幅增加及過度閒置之現象。

港灣新技術之引進常受限於法規及制度的老舊過時而無法發揮其應有效益，在效益不彰的預期心理之下，業者常吝於投資新技術之引進，使得國內港灣工程品質常無法有效提昇，根本解決之道乃在法規及制度之適時修訂補充及頒行。使新技術之引進得以在合理法規制度下運作，充分發揮其應有的效益。

2. 落實資格審查制度

港灣海事工程因專業船機設備投資金額龐大，工作環境特殊，又需獨特之經驗與技術，有別於一般陸上之營造業，為配合相關港灣海事工程之順利推動與提昇施工品質，須落實資格審查制度，淘汰不良廠商，除可確保港灣工程品質外，亦可使相關業者對其市場之來源及遠景，能有所信心，自然願意投入資源，引進新技術，藉以鞏固及掌握其市場。

3. 獎勵投資港灣工程技術

海事工程技術之引進及培植往往投資甚大，故必需給予適度之獎勵。政府現有之各項投資抵減，獎勵投資，刺激景氣方案均對於技術之提升有所鼓勵，應予充分之運用。

海事工程技術項目龐雜，若廠商集中於某些技術之投資又將陷入資源重疊，惡性競爭的困境，故應在相關業者的團體中建立共識，訂定優先次序及分工合作之原則各取所需，分進合擊，才能促成整體技術之提升。

在投標程序中資格審查及技術審查之過程中對於技術提升成果優良之廠商給予適當之考量優惠亦可有助於產業技術的提升。

4. 有效整合建立完整海象環境與地形水深資料

配合行政院審議中之『海象觀測網與海洋資料庫整合系統之規劃方案』，建立港灣工程所需之海象與海岸、陸象調查規範，並訂定審查標準。港灣工程及其相關海岸開發之申請計劃須提出符合規範要求之調查資料，權責管理機構並應長期執行調查與監測，如此將可減少因港灣公程規劃與設計資料不齊全，所造成港灣結構物風險、損壞及施工品質、工期無法有效掌握提昇。同時建立充份資料庫與港灣海岸管理資訊以供各界所需。所建立資訊交流與諮詢服務系統，參考日本、美國先進國家作法可由專業技術法人以服務中心形態，採取受益者付費之方式提供服務。

5. 提昇港灣工程規劃與設計技術能力

提昇港灣工程規劃設計與施工之技術能力，引進國外先進理念與工法，並本土化發展，使台灣港灣工程能融合地域特性之環境需求，而有最佳之效益，是確保與提昇工程品質最佳之途徑。結合產、官、學、研界研討擬訂整合國內港灣工程技術能力，建立發展適合台灣港灣公共工程之最佳規劃設計規範與施工方式(包括施工機具等)，使國內之港灣相關產業能量能有效整合避免惡性競爭，以互補方式作最有效之發展。

6. 建立港灣工程施工品質檢測技術

國外如歐、美、日等國對於港灣海下海事工程技術之研究發展，已有多年之時間與績效，如利用海下機器人或無人水下工作車(R.O.V)等取代人們海下之作業，以先進之測深儀進行水深之量測或用非破壞電磁儀器鋼筋測定儀等，進行海下混凝土非破壞性之檢測等先進之海下工程施工品質之檢測。

至於國內以往由於對港灣海事工程技術之發展缺乏遠程發展計劃及系統性之開發策略，使得相關產業界無信心進行設備之更新、技術引進及人才培育等長期投資。因此使港灣海事工程作業所需之關鍵技術遠遜於國外，至於港灣工程施工品質檢測技術與規範更是缺乏。大多仰賴傳統之檢測方法如由潛水人員進行海下攝影觀測等，不僅浪費許多之勞力、時間與金錢，檢測結果之準確性與可靠度更是無從確認。因此有賴建立港灣工程施工品質檢測技術，以提昇施工之品質。

五、對港灣工程相關產業國際化之構想

當前政府正積極推動亞太營運中心計劃(如亞太營中心)、離島工業區、淡水國際商港、遊艇港、遠洋漁港擴建及海埔地開發等之相關港灣工程，將是海事、港灣工程業整合發展的另一契機。另一方面我國即將加入GATT開放國內市場，屆時勢必有外國廠商挾其豐富的工程經驗和技術，以及龐大的海事工作船隊，分食國內市場，國內現有港灣海事工程相關產業若未能及時進行體質、規模及經營策略方面改革與調整，恐將難以與之對抗而逐漸淪為國外廠商的下包或遭淘汰。

但若由正面考量，雖然加入GATT會開放國內市場，但同時也開放所有GATT會員國的市場，對國內港灣海事工程業者而言，同時也是一個重新整合進入國際市場的好機會。所以國內相關產業應把握此一機會，重新思考未來經營策略，將市場範圍擴及東南亞甚至世界各地。如此，才能在港灣海事工程界永續經營。

六、結　論

港灣工程之良窳影響國家經濟成長至鉅，在內部制度不健全，營運環境不良的情況，工程品質之確保實為此一專業之最重要課題。行政院公共工程委員會刻正致力於整體工程環境之改善，對於工程品質之提升亦正積極督促，影響所及對港灣工程亦必有正面的衝擊。

另一方面也期望從事港灣工程的同仁提升自我的要求，從專業化、國際化、合作的角度努力，亦必對提升品質有所助益。

從日本阪神地震看台灣

李咸亨

國立台灣工業技術學院　教授
營建工程技術系大地防災研究室
國家地震工程研究中心現地實驗組組長

關鍵詞：阪神地震、震度微區圖、液化潛能圖

摘　要

本文歸納日本阪神地震發生的災損現象，作為台灣地區地震來襲時的借鏡，並經由李咸亨(1995)的第三代台北市震度微區圖之研究成果，說明重要場所如港灣及大都會區在地震前可以預先準備的工作。

一、前　言

由於大自然之變異，非因人為影響亦能產生災害，例如太陽活動峰年之洪澇或傳染病流行；太陽、月亮和行星間之運轉對氣象和海洋災難之影響；地球自然轉速度對地震災害之促成等等。因此，居住於地球上的人類不僅對於地球本身必須加以探討，也應對於整個宇宙有所瞭解。

天然災害大致可分為七大類：(1)氣象災害：包括颱風，龍捲風，熱風，暴與雷，冷害，霜凍，冰雹等。(2)洪水災害：例如河水泛濫。(3)海洋災害：包括海水漲潮，海水倒灌，海水入侵，海嘯，海面上升等。(4)地質災害：例如山崩，土石流，火山，沙漠，水土流失，水土鹽化等。(5)地震災害：包括建築倒塌，城市大

火，砂土液化，噴砂，潰堤，潰埧等。(6)農業災害：例如農作物病蟲害，鼠害，農業氣象災害等。(7)森林災害：包括森林病蟲害，大火等[1]。

本世紀全世界已發生之十大天然災害中，五次為旱災，三次為地震，二次為颶風。該三次地震災害中，環太平洋地震帶的遠東地區占有其中二次。因此，位處環太平洋地震帶之台灣對於地震災害不可不特別注意。

二、日本阪神地震

1995年1月17日清晨5時46分，在日本北緯34.6°，東經135°的淡路島北端發生規模7.2的大地震，因其震源僅深20公里故被歸類為淺層地震。至1月26日中午為止餘震1199次，其中有感餘震125次[2]。

震源離菲律賓海版塊與歐亞版塊邊緣約200公里，離版塊中心線約40Km，故可列為版內地震。根據神戶海洋氣象台之記錄，南北方向最大地表加速度為$a_{NS} = 0.818g$，東西方向最大地表加速度為$a_{EW} = 0.617g$。但最地表加速度在Fukiai，為南北向之$a_{NS} = 0.833g$，而最大垂直加速度為$a_{V} = 0.332g$，約為水平向最大加速度的40%。本次地震之卓越週期介於0.4秒至0.6秒之間，亦即2.5Hz至1.7Hz之間[3]。

最近1200年以來神戶發生過二次較大地震而已：(1)868年，M>7，Yamasak fault，神戶東北50公里處，(2)1916年，M 6。因此，本次由新斷層產生的大地震確有令人措手不及的意外，損壞房屋約50萬戶，其中約10萬戶毀損，神戶市區中只剩20%房子可用。神戶人口140萬人，當天30萬人無家可歸，一個月後仍有21萬人外宿[2]。此外，港灣地區之液化下陷情形也相當嚴重[4]。財物損失估計2億美元左右，約為北嶺地震之10倍。

三、台灣的地震防災

台灣位於環太平洋地震帶上，災難性大地震之發生難以避免。民國七十五年十一月十五日花蓮外海發生規模6.8的地震，卻在台北市復興南路發生裕台大樓之剪力牆斷裂現象，而且中和市華陽商場倒塌，足証位於台北盆地之台北市區地質有其脆弱之處，若能事先加以評估規劃，則能達到「防災重於救災」之理念。

對於台北市區之地震反應研究和調查可溯及葉超雄（1984），楨木紀男和宋永焜（1988），以及李咸亨等人（1989）之微地動量測和1985年11月15日花蓮規模6.8大地震對於台北市區影響之調查和分析成果[5][6][7]。但第一代台北市震度微區圖應屬李清俊（1983）所作[8]，第二代微區圖為李咸亨（1992）研製[9]。李咸亨(1995)所提之第三代台北市震度微區圖，除了使用第二代圖之試驗資料以外，再增

加共振柱試驗數量30多組，引進Powell (1964)最佳化分析方法建立剪力模數和剪應變關係曲線（$G\sim\gamma$曲線）以及阻尼比和剪應變關係曲線（$D\sim\gamma$曲線）[10]，並以長時間壓密現場狀況之試體驗証 Seed & Idriss (1970) [11]所提之百分比增加法之適用性[12、13、14]，然後才再以SHAKEⅢL分析獲得地表振動反應[14]，同時製作液化微區圖[15]。

本研究以圖1之台北市區砂土層動態剪力模數和阻尼比參數和圖2之台北市區粘土層之研究比較結果，修改SHAKEⅡ程式之G～γ和D～γ曲線之計算方法（稱為ShakeⅢL）後，然後利用大地工程資料庫（GEDBS）之地質資料，分析台北市區152個到達景美礫石層之鑽孔，獲得475年地震迴歸期條件下之台北市卓越週期等值圖（見圖3），台北市地表最大水平加速度等值圖（見圖4），和台北市液化潛能評估圖（見圖5），其中液化潛能依據李咸亨和李忠訓（1994）[15]之研究結果加以評估。

圖3顯示以475年迴歸期之人工震源在台北市區松山機場左側（復興北路和松江路之間，以及民權東路和基隆河之內）和關渡平原區域顯示較長之自然振動週期，其值為1.5秒，因此該區之鋼筋混凝土樓房不宜在15層左右，以防地震反應之放大效應。圖4則指出信義計劃區左側（基隆路和敦化南路之間，以及和平東路和忠孝東路之內）區域顯示較大之水平加速度，其值為0.28g，其他區域之水平加速度約介於0.23g至0.27g之間，且以0.25g為多，故結構設計上，信義計劃區左側一帶之自我要求應當要比建築規範高才合理。台北市建築物若能注意此特性，將能減低震災之損失。

四、結論

從阪神大地震可看出，光是神戶地區之地震災害仍有大小不等之分，因此重要設施如港口地區和大都會區等的震度微區圖對於都市之防災規劃實在極為重要，在港灣地區及海埔新生地則以液化現象須要加以特別注意。吾人若能從美國加州的北嶺大地震和日本阪神大地震學到教訓，積極從事我們自己的地震防災工作，那才是國人之幸。

五、參考文獻

1. 馬宗晉，自然災害與減災600問答，地震出版社，北京市(1990)。
2. 朝日新聞社，「阪神大震災報導寫真全記錄」，東京市(1995)。

3. 國家地震工程研究中心，「日本阪神淡路地震引起阪神大震災之訪查與探討」，台北市(1995)。
4. 東洋地質調查株式會社，「兵庫縣南部地震(阪神大震災)被害調查速報」，京都市(1995)。
5. 葉超雄、翁作新、杜振宗、羅俊雄，「台北市區微動顯著週期之量測與分析」，國立台灣大學地震工程研究中心報告，編號CEER R 70-D1，台北，（1981）。
6. 楨木紀男、宋永焜，「1986年11月15日地震對台北市內損害和震度之調查」，研究報告第31-3卷，關東學院大學工學部，（1988）。（日文）
7. 李咸亨、林熹麟、石健裕，「1986年11月15日地震中土壤條件對於台北市區震度分佈之影響」，中國土木水利工程學刊，第一卷，第2期。第113-123頁，（1989）。
8. 李清俊，「台北盆地土層動力特性之研究」，國立台灣工業技術學院營建工程組碩士論文，（1983）。
9. 李咸亨，「簡易震度微區化方法及運用」，第一屆兩岸地震學術討論會論文集，中國地震學會，北京，第267-276頁，（1992）。
10. Powell, M. J. D., "An Iterative Method for Finding Stationary Values of a Function of Several Variables Withopu Calculation Derivatives," Computer Journal No.7 (1964).
11. Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1970), "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses," EERC 70-10, Univ. of Calif., Berkeley.
12. 李咸亨、陳東揚，「八十一年度台北盆地地下地質與工程環境綜合研究-地球物理與土壤動態剪力模數研究（II）」，81EC2A380009，經濟部中央地質調查所。台北（1993）。
13. 李咸亨、林嘉盛，「長期效應對於土壤動態參數之影響」研究報告GT94006，國立台灣工業技術學院營建工程技術系，台北市（1994）。
14. 李咸亨、羅勝元，「台北市區震度微區圖之最佳化分析」研究報告GT94002，國立台灣工業技術學院營建工程技術系，台北市（1994）。
15. 李咸亨、李忠訓，「台北盆地液化潛能圖之研究」，研究報告GT94003，國立台灣工業技術學院營建工程技術系，台北市（1994）。

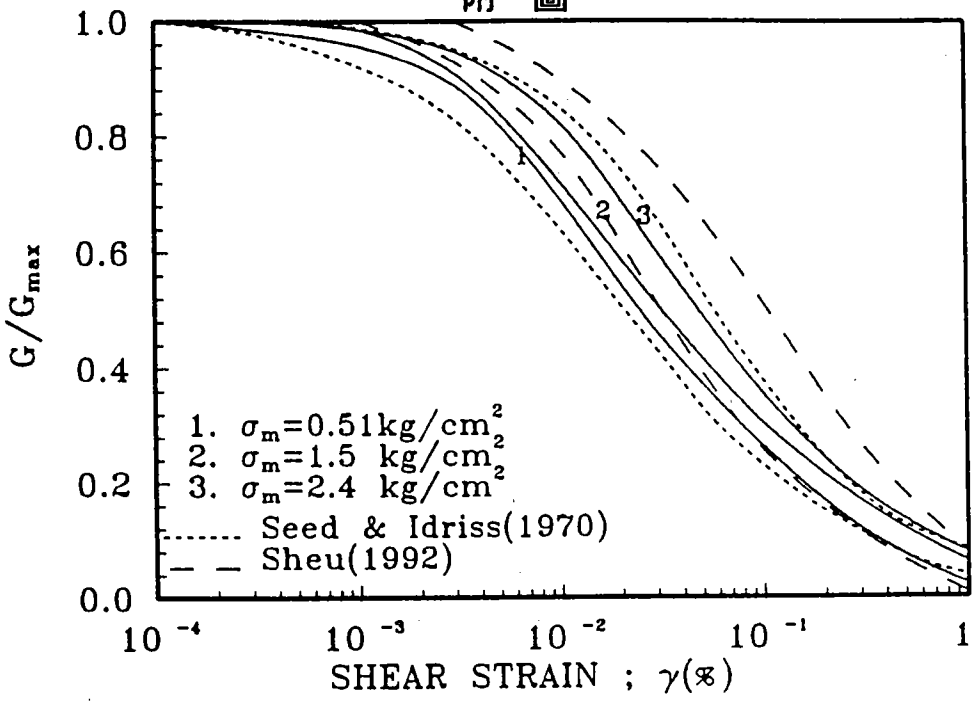


圖 1.a 台北市砂土層剪力模數正規化曲線
與其他研究成果之比較

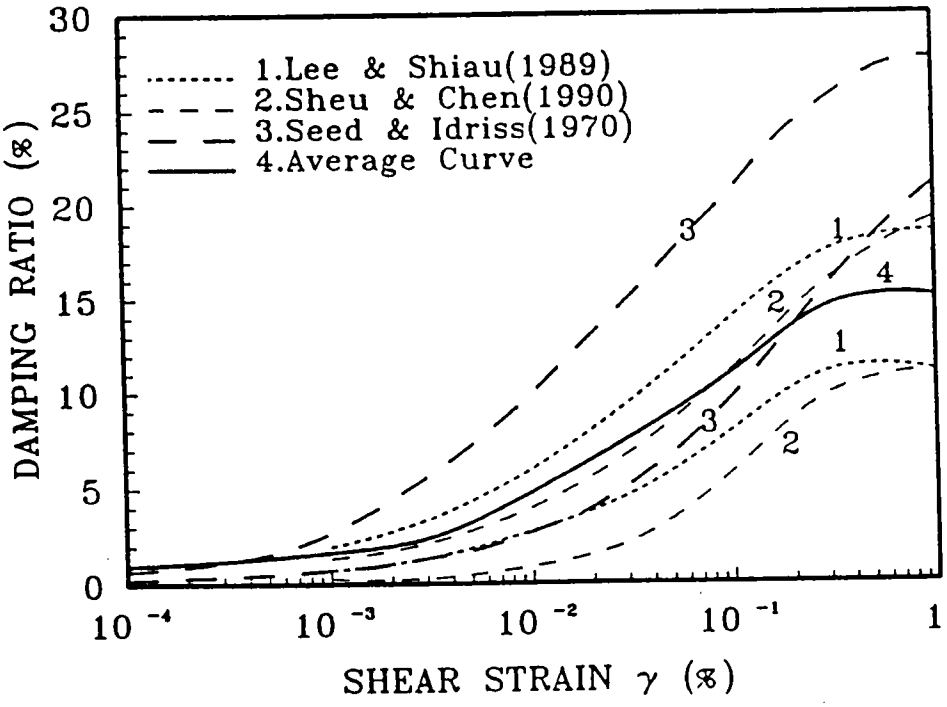


圖 1.b 台北市砂土層之阻尼比平均曲線
與其他研究成果之比較

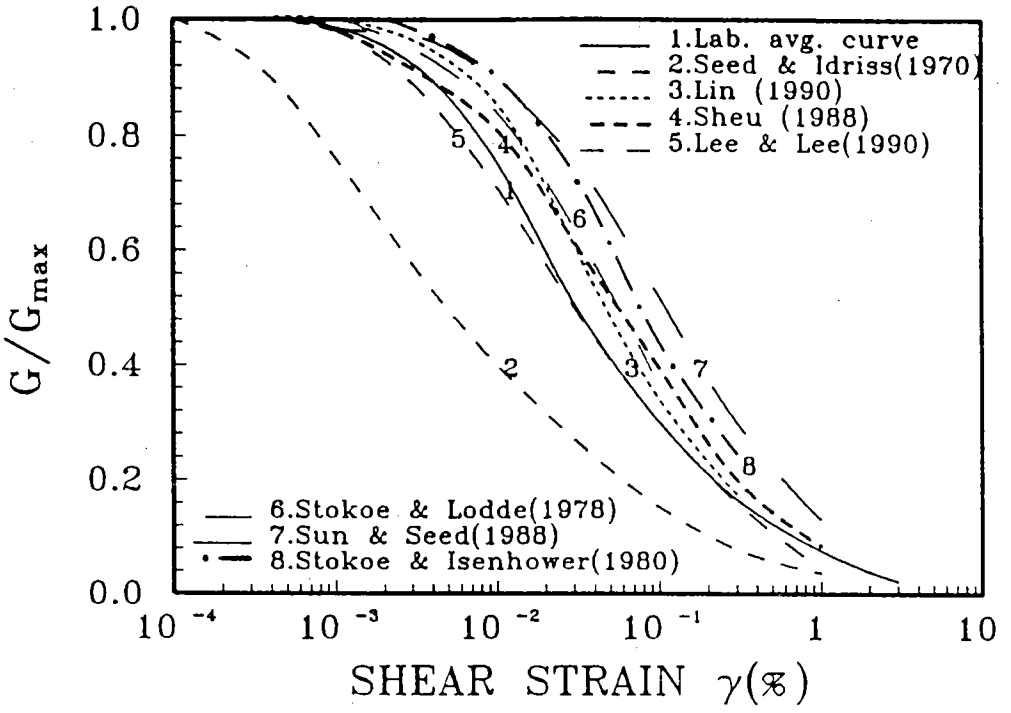


圖 2.a 台北市粘土層剪力模數正規化曲線
與其他研究成果之比較

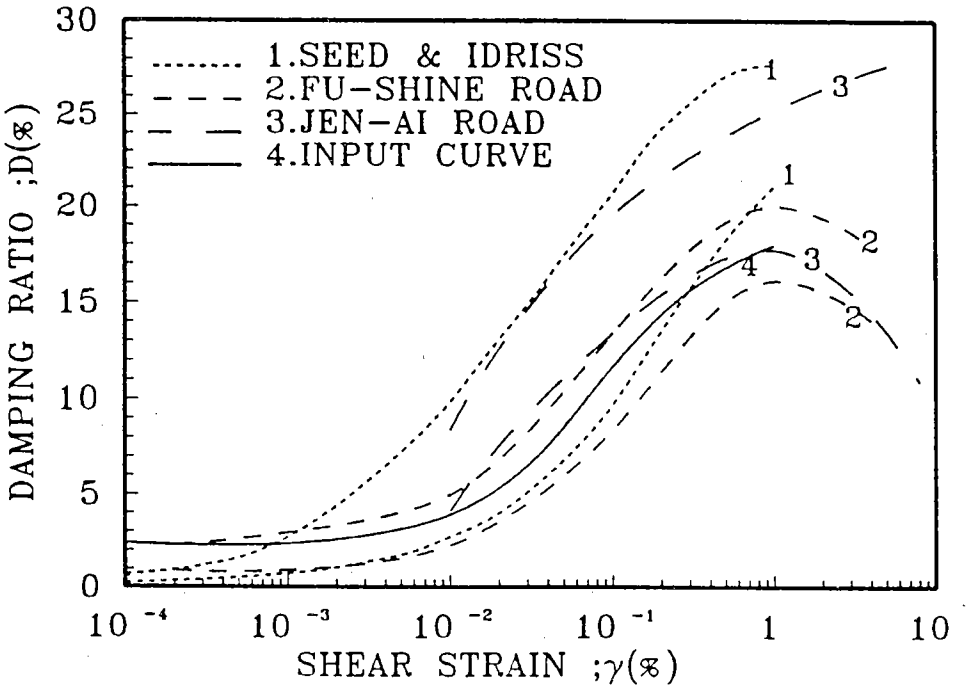


圖 2.b 台北市粘土層之阻尼比平均曲線
與其他研究成果之比較

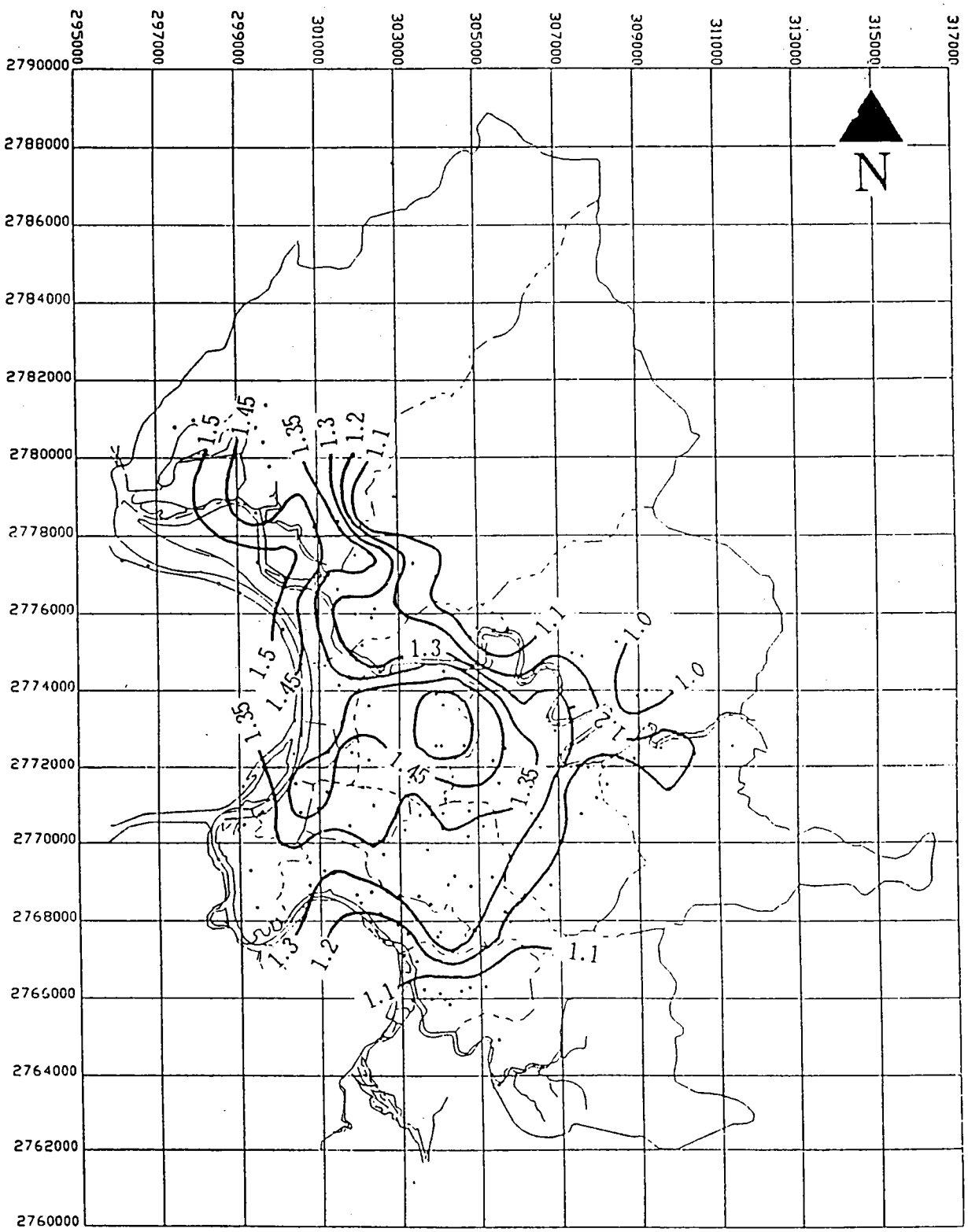


圖 3　475 年迴歸週期人工地震之台北市區
土壤自然週期等值圖

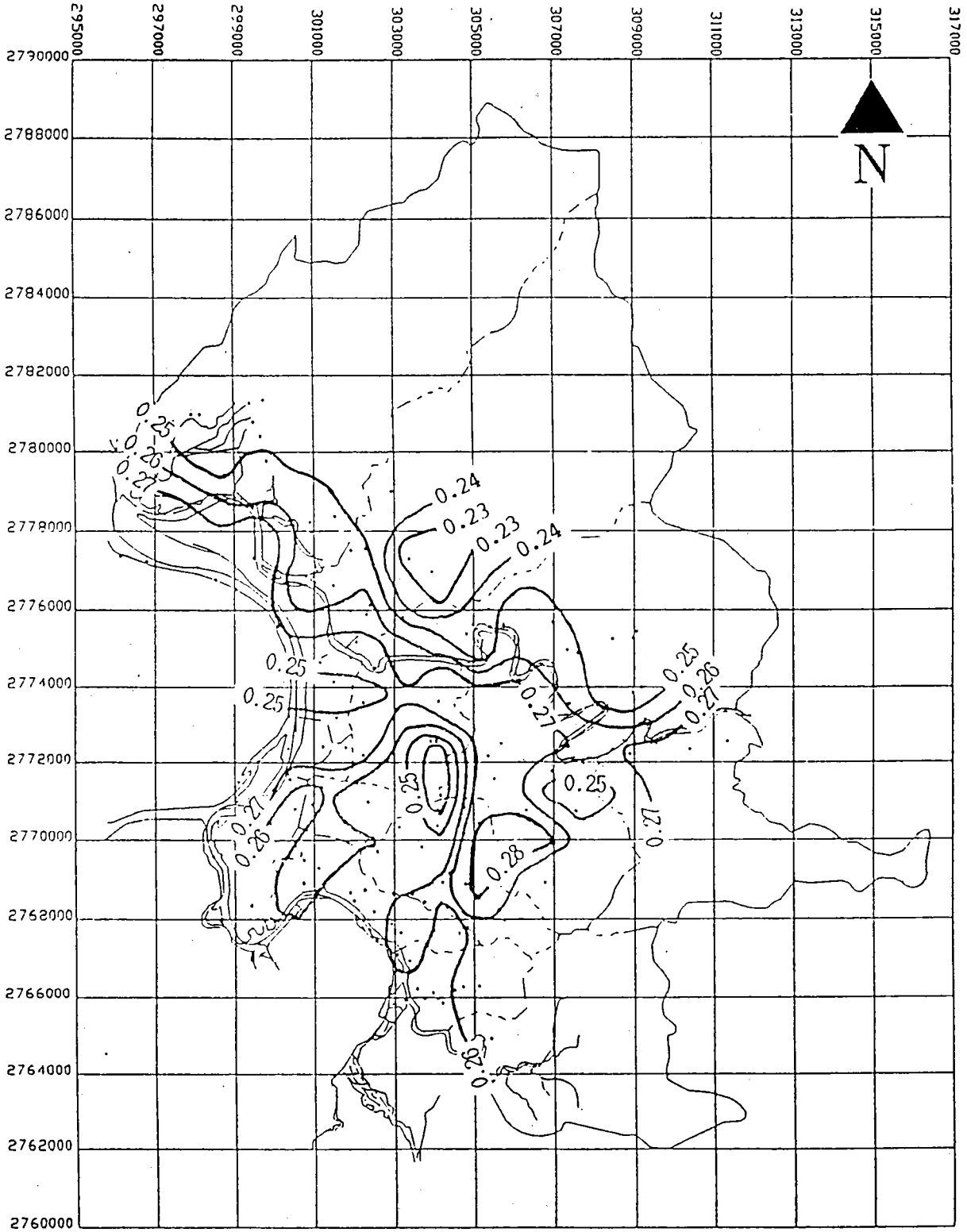


圖 4　475 年迴歸週期人工地震之台北市區
地表最大水平加速度等值圖

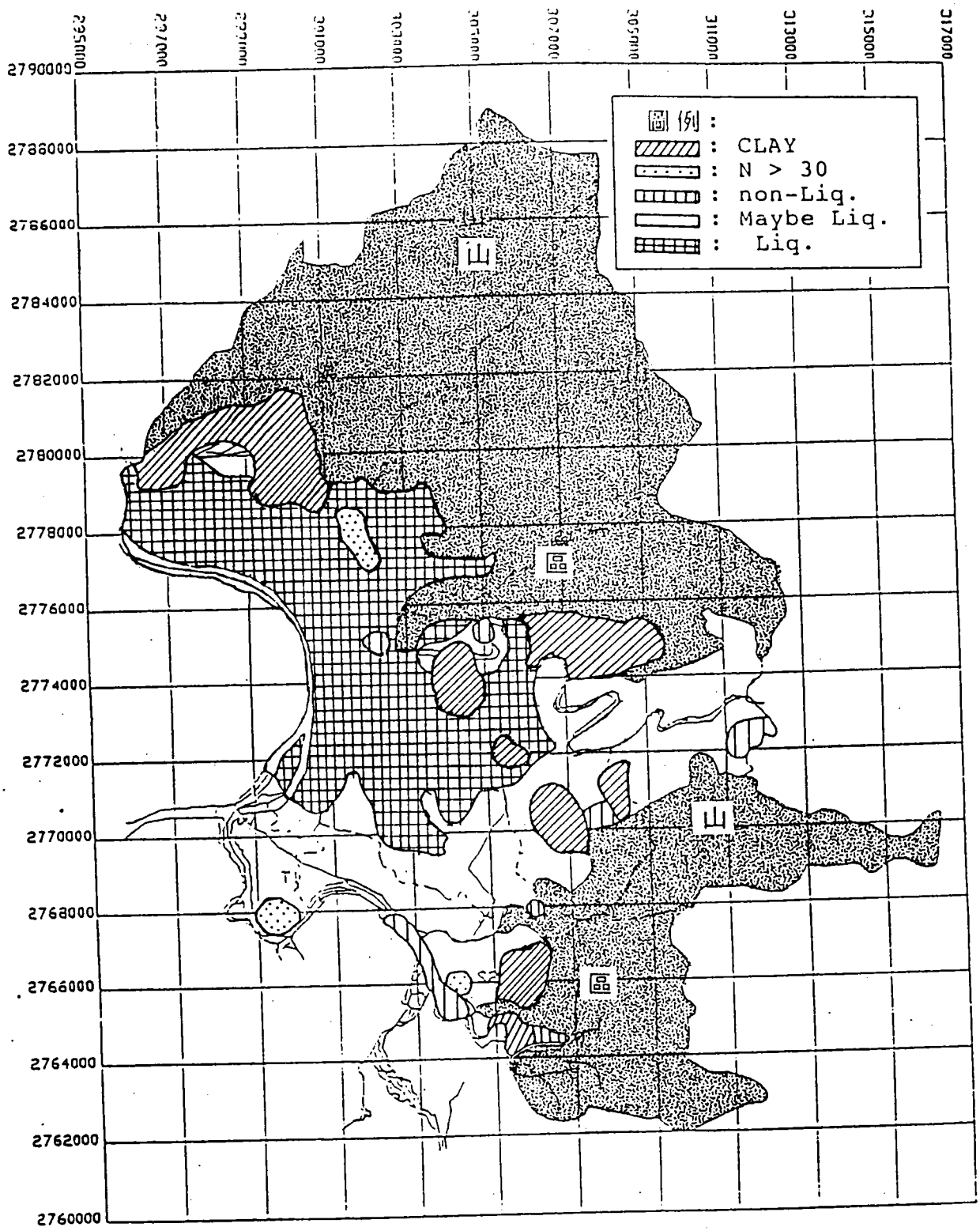


圖5　以 Seed et al(1985)經驗圖形法評估之
台北盆地液化潛能分區圖

港灣碼頭結構物耐震設計探討

鄭俊彥　中華顧問工程司港灣工程部副理
杜振宗　中華顧問工程司港灣工程部結構組組長
丁金彪　中華顧問工程司港灣工程部結構組正工程師

一、碼頭結構物型式簡介

1. 概說

碼頭為船舶繫靠設施中最主要之設備，其種類繁多，建造時，須按(1)海象、氣象、地震、土壤等自然條件 (2)船舶之種類和大小，貨物之種類和後線場地之使用條件 (3)施工條件，以及(4)工期和(5)工程費等條件，作最適當之選擇。

2. 大型碼頭之用途分類

(1)客運碼頭(passenger terminal wharf)
(2)一般雜貨碼頭(general cargo wharf)
(3)散貨碼頭(bulk cargo wharf)
(4)貨櫃碼頭(container wharf)
(5)冷藏碼頭(cold storage wharf)
(6)液貨碼頭(liquid wharf)
(7)重件碼頭(heavy lift wharf)
(8)危險品碼頭(dangerous cargo wharf)
(9)專用碼頭(appropriated wharf)

3. 碼頭結構型式之種類及特性

(1)重力式(gravity type)

重力式碼頭
- 沉箱式(caisson)
- L型塊式(L-block)
- 混凝土方塊式(conc. block)
- 中空型塊式(cellular block)
- 消波塊式(wave breaker)
- 現場澆置式(cast in place conc.)

(2)板樁式(sheet pile type)

- 板樁式碼頭
  - 自立式(self standing type or cantilever type)
  - 錨碇式(anchor)
    - 錨碇版式(dead mea)
    - 板樁錨碇式(sheet pile)
    - 直樁錨碇式(straight pile)
    - 組樁或斜樁錨碇式(couple pile or batter pile)
  - 井筒式(cellular type)

(3)平台樁基式(platform pile type wharf)

- 平台樁基式碼頭
  - L型樁基(背後板樁)
  - L型樁基拉桿(前面板樁)
  - 箱型版樁基式(box frame)
  - 橋版樁基式(bridge)

(4)棧橋式(trestle type)

- 棧橋式碼頭
  - 直樁棧橋式(straight pile)
  - 斜樁棧橋式(batter pile)
  - 圓筒或角筒棧橋式(bracecd cylinder)

(5)橋台墩式(bridge pier or abutment type)

(6)離岸式(detached or offshore type)

(7)浮式(floating type)

二、地震造成碼頭結構物破壞現象蒐集

(1)日本阪神大地震，港灣構造物破壞狀況

(2)日本以往大地震，港灣構造物破壞狀況

三、地震造成碼頭結構物破壞之原因探討

(1)地震斷層、地震規模與地震特性

(2)沖積土層之放大效應

(3)土壤液態化

(4)破壞之碼頭結構物型式與破壞模式

(5)未遭受地震破壞之碼頭結構案例

四、台灣現行港灣構造物設計基準簡述

(1)地震力之計算（擬靜態分析法）

(2)設計震度

a. 地域別震度

b. 地層係數

c. 重要度係數

(3)假震度（水中土壤之震度）

$$k' = \frac{\gamma}{\gamma - 1} k$$

γ：飽和土壤在空氣中之單位體積重(t/m^3)

(4)日本港灣構造物設計基準

(5)討論

a. 地域別震度應針對台灣各港址進行最新蒐集之地震資料，進行危害度分析，建立各港址對應於不同地表加速度的年超越機率曲線。

b. 調查各港址土層在地震反應時之顯著頻率。

c. 訂定各港區各種不同功能需求之碼頭結構物重要度係數。

d. 訂定各種不同碼頭結構型式之結構物重要度係數。

e. 訂定耐震碼頭結構物於結構、分析與設計時應檢核之項目。

五、未來碼頭結構物耐震設計之探討

1. 地震設計震度

(1)台灣地區的地質構造與地震成因

(2)台灣地區之地震資料

(3)地震危害度分析模式與參數

a. 隨機性地震危害度分析

b. 地震風險模式

c. 台灣地區之震源分區

d. 地震規模與釋出能量之關係

e. 地震規模與重現關係

f. 地震震源模式、規模與斷層錯裂長度

g. 最大地表加速度衰減律

2. 地盤係數

(1)碼頭工址地質構造及土層動態特性

(2)碼頭工址土層放大倍率

3. 碼頭結構物之重要度係數

(1)碼頭結構物於地震破壞時，對人民生命財產之影響評估

(2)碼頭結構物因地震破壞，對區域性經濟活動之影響評估

(3)碼頭結構物因地震破壞，對鄰近城市復建影響程度

(4)復建碼頭結構物之時間、金錢與困難度之評估

4. 碼頭結構耐震設計之考量

(1)碼頭結構物之功能需求

(2)碼頭結構物型式之比較選擇

(3)工址土層之現況與特性

(4)地震設計震度之決定

(5)棧橋式與平台基樁式碼頭結構設計與分析之要點

a. 碼頭結構之整體穩定性(2-D與3-D)

b. 液態化潛能與基樁行為

c. 基樁材料與型式

d. 相對變位與假想固定點

e. 鋼管樁、鋼板樁之防蝕設計

(1)台灣地區的地質構造與地震成因

台灣位於歐亞大陸板塊和菲律賓海板塊的接合線處，如圖5-1 ，太平洋西緣琉球－台灣－菲律賓島弧群中的一員。

台灣處於世界三條主要地震帶中之環太平洋地震中，也是世界上高度地震帶中的一段，台灣地震震央點所蒐集之震央資料可指示其東邊外海有頻繁的地震活動，台灣的地震絕大部份與板塊運動有關。

(2)台灣地區之地震資料

台灣地區現有地震目錄中使用的規模主要有徐氏規模、體波地震規模、表面波地震規模、總振動時間規模、近震規模等，為了使用上更方便與統一起見，選定最常為區域性地震觀測網使用的近震規模當作統一的尺度。近震規模是由芮克特(Richter, 1935, 1958) 所定義：

M_L：logA－logAo(△)

式中A為伍德・安德森型地震儀(Wood-Anderson seismometer ，放大倍率為2800倍，固有週期0.8 秒，阻尼常數0.8)所記錄的最大振幅，△為震央距，Ao為標準衰減曲線。

(3)地震危害度分析模式與參數

a. 隨機性地震危害度分析

地震危害度分析乃是針對某地區於地震來襲時可能遭受之地表加速度加以評估，其主要目的在於估計工址遭遇不同地震強度之可能程度。地震危害度分析方法是依據某地區過去之地震觀測資料，建立該地區之地震規模機率模型，計算某特定工址之地震危害度曲線，據以選定該工址之設計最大地表加速度值。

地震危害度分析考慮震源之時空變異性，估計工址在不同規模與不同震源距離的地震所引致之地表加速度強度。現有台灣地區之地震危害度評估對深震源區採用點震源模式，對淺震源區採用斷層錯裂模式。對於淺震源區，假設震源深度均勻地從0.1 公里小於35公里；對於深震源區，假設震源深度大於35公里。

b. 地震風險模式

在港灣工程中，採用設計使用年限θ為50年，在此使用年限內之最大地表加速度超越設計值之機率P小於或等於10% ，

$$1-e-\lambda\theta=P$$

即每年超越50年限內之某一最大地表加速度之機率小於或等於10%/50yr＝0.2%，並求得λ＝0.002105，即回歸期為475 年。

c. 台灣地區之震源分區

Hsu 與Chang (1979)之統計顯示台灣地區之活動斷層約有36個，其中包含第四紀斷層與地震斷層。IES 等(1989)曾依台灣地區之地質構造、隱沒模型及地震震度將台灣地區之震源區域劃分為五個深震源區與16個淺震源區。中國地球物理學會（民國82年）將上述淺震源區修正為17個區域。上述震源分區示於圖5-3 及圖5-4。

d. 地震規模與釋出能量之關係

地震的大小是以地震規模來描述的，而地震規模是與地震時岩石內部所釋出之能量的一種表示。依Gutenberg 與 Richter(1965)的定義，地震規模M與釋出能量E的關係為：

$$\log E(\text{焦耳})= 4.8+1.5M$$

$$\log E(\text{爾格})=11.8+1.5M$$

由於每一震區，其岩石性質和構造狀況都有其固定性，因此在每一震源分區，地震所能引發釋放的能量或地震規模皆有其上限(Emax)，此上限能量可由能量釋放累積圖估算而得(Makropoulos與Burton，1983)。中國地球物理學會(民國82年) 曾對圖5-3 與5-4 中台灣地區各震源分區之上限規模之估算值與紀錄之最大規模進行比較，結果如表5-1所示。其所採用的規模－能量關係(Iida, 1976)為：

$$\log E(\text{爾格}) = 12.66 + 1.4M$$

由表5-1 可以看出，大部分地區的估算上限規模略大於紀錄值。

e. 地震規模與重現關係

根據不同地震規模下的地震發生次數(N) 之紀錄，可以Gutenberg-Richter(1944) 之地震規模重現式描述二者間之關係：

$$\log N = a - bM$$

其中 a 值影響分區之年地震發生率，b 值影響不同地震規模相對發生機率。

f. 地震震源模式、規模與斷層錯裂長度

- 地震震源模式
  - 點震源(深)
  - 斷層錯裂震源(淺)
    - 有明確斷層之長度與方向
    - 已知斷層走向者
    - 斷層長度確定，但無明顯走向者(*)

- 斷層錯裂長度和可能引發的最大地震規模（台灣，Tsai，1987)

$$L = EXP(1.006ML - 3.232)$$

L：公里， M：芮氏地震規模

g. 最大地表加速度衰減律

最大地表加速度衰減律公式是依某地區之地震紀錄歸納出的最大地表加速度(Y) 與地震規模(M) 及震源距離(R) 的關係式，即

$$Y = f(M, R)$$

目前台灣通用之最大地表加速度衰減律示於表5-2。

這三組公式於近震源處所預測的最大地表加速度(PGA)出入甚大如圖5-5。因此，呼請政府單位儘速建立地震監測網，蒐集資料分析求出各震源區之最大地表加速度衰減率.

4. 棧橋式與平台基樁式碼頭結構耐震設計之考量

(a)・3D分析，真實模擬荷重之分配

・護坡及護岸應予考量Glabal與local 之穩定分析。

(b)・流化潛能評估，檢討是否需要土壤改良

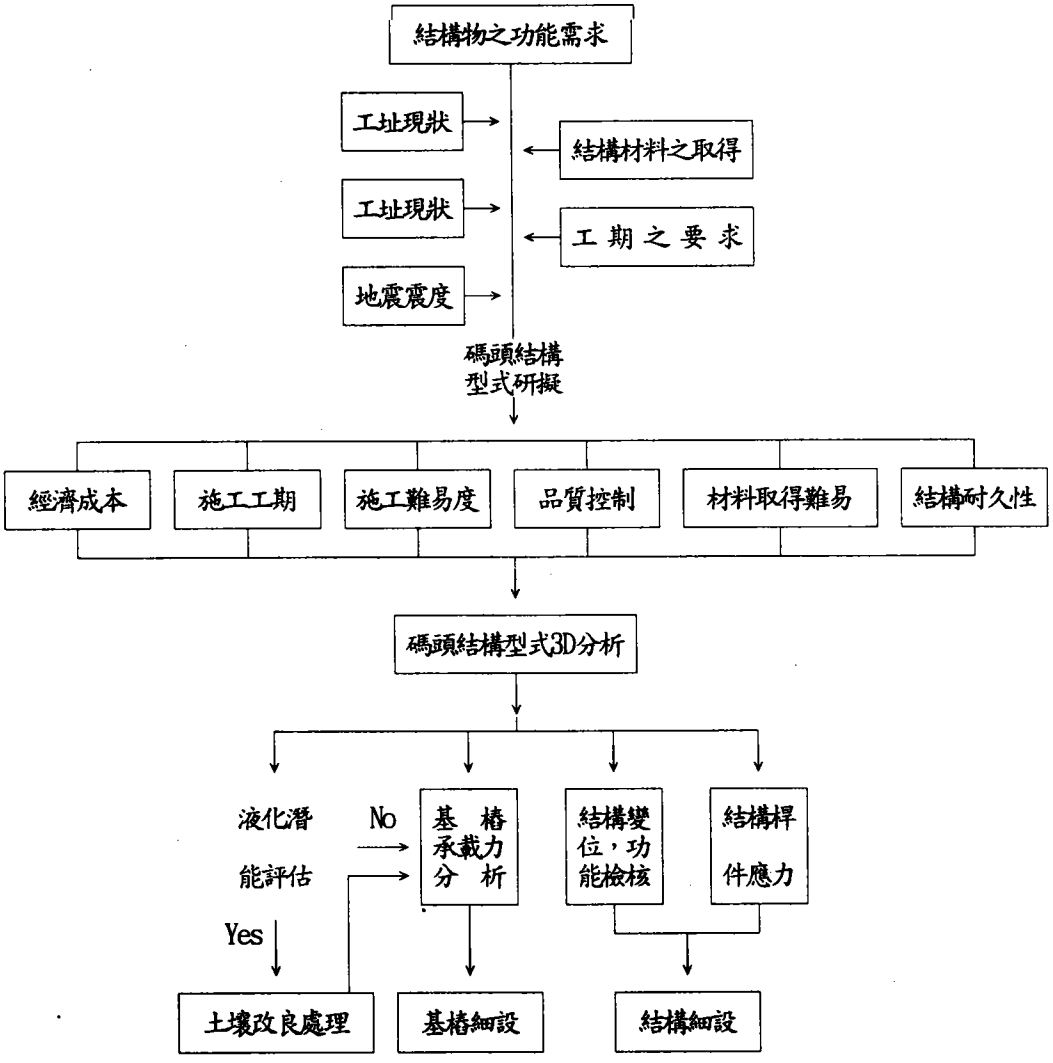
・基樁須穿越液化土層，並適當地考慮液化範圍土壤慣性力，與基樁假想固定點。

(c) 基樁
- PC樁(max §800，不能承受拉力，拉彎矩性較差)
- 鋼管樁
  - 螺紋（須予防蝕處理）
  - 直縫（須予防蝕處理）

(d) 樁
- 直樁式－以基樁本身之勁度，承受水平位移所告成之彎矩
- 斜樁簇－以斜樁簇所形成之拉、壓樁組，吸收水平力。轉換成基樁之軸向拉力和壓力，位移較小。

(e) 樁頭設計
- 膨脹conc.
- 鋼筋續接與排筋
- 模板

(f)防蝕設計



- 圖 表 -

地區		地域別震度 (Coefficient Region)	地盤種別係數 (Subsoil)	重要度係數 (Importance)	設計震度 (Design Seismic Coefficient)
神戶	一般岸壁	0.15	1.2	0.5～1.0	0.1～0.18
	耐震岸壁	0.15	1.2	1.5	0.25
千葉		0.15	1.2	1.0	0.18
水島		0.10	1.0	1.0	0.10

表 4-1　日本設計震度例

震源分區	起始時間	終點時間	估算上限規模	最大紀錄規模
BS01	1916	1992	6.29	7.70
BS02	1909	1992	7.48	7.38
BS03	1905	1992	8.00	7.08
BS04	1910	1992	6.32	6.20
BS05	1901	1992	7.12	8.07
BS06	1920	1992	7.26	7.08
BS07	1909	1992	7.00	6.88
BS08	1909	1992	8.00	8.08
BS09	1909	1992	7.13	7.08
BS10	1909	1992	6.57	6.30
BS11	1909	1992	6.40	6.19
BS12	1909	1992	7.09	6.88
BS13	1909	1992	6.29	6.19
BS14	1909	1992	5.63	5.36
BS15	1909	1992	6.59	6.59
BS16	1909	1992	6.50	6.49
BS17	1909	1992	6.96	6.88
BD01	1930	1992	8.08	8.07
BD02	1909	1992	7.52	7.18
BD03	1909	1992	6.85	6.59
BD04	1909	1992	6.94	6.86
BD05	1909	1992	6.06	5.90

表 5-1　地震規模上限值(取自中國物理學會，民國82年)

最大地表加速度(PGA)衰減律		$\sigma_{\ln Y}$
(a) Campbell	$Y = 0.0267\exp^{1.3451M}\left(R + 0.2138\exp^{0.75M}\right)^{-1.7329}$	0.6936
(b) Kanai	$Y = 1.1925\exp^{0.7627M}(R+35)^{-1.7266}$	0.6375
(c) Jonyer-Boore	$\log Y = -1.54165 + 0.322M - \log\left(R^2 + 10^2\right)^{1/2}$	0.6146

表 5-2　台灣通用之最大地表加速度衰減律

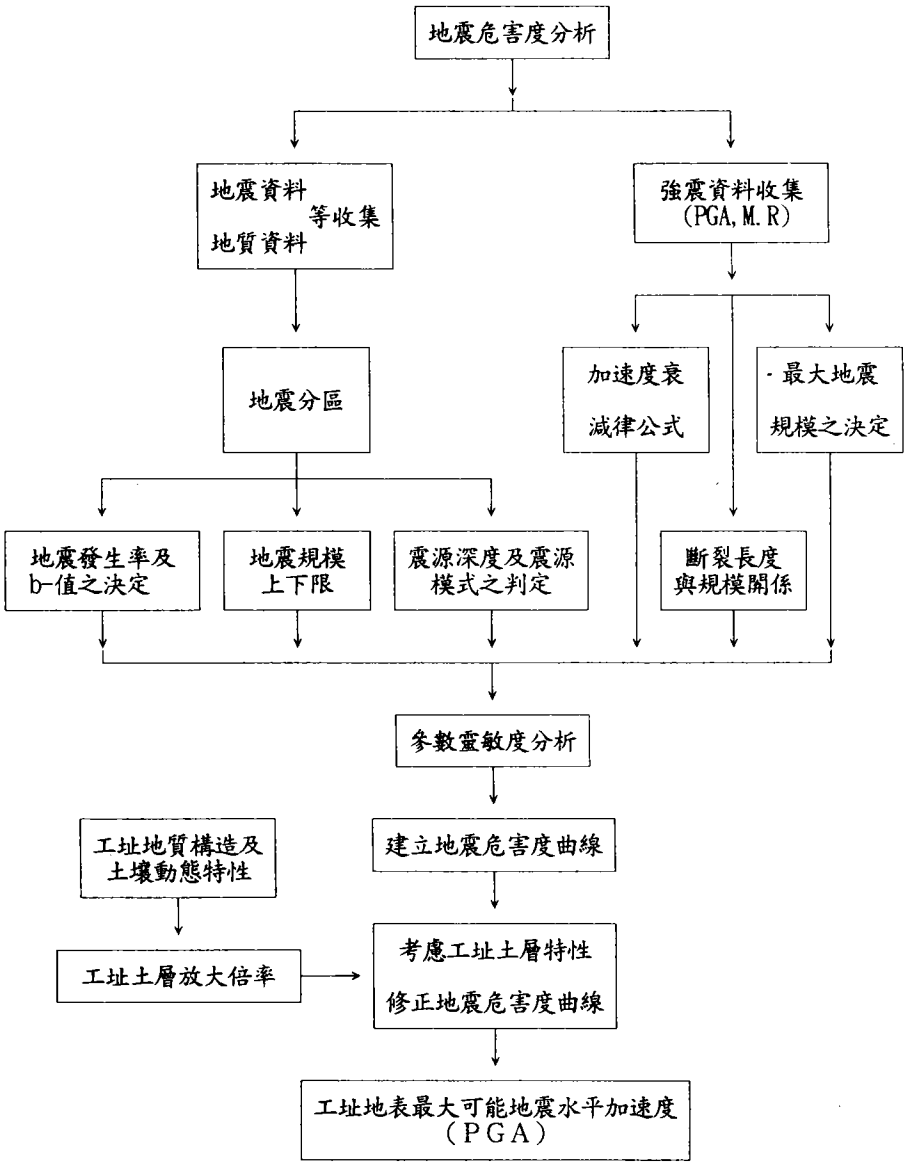


圖 4-1　地震危害度分析流程圖

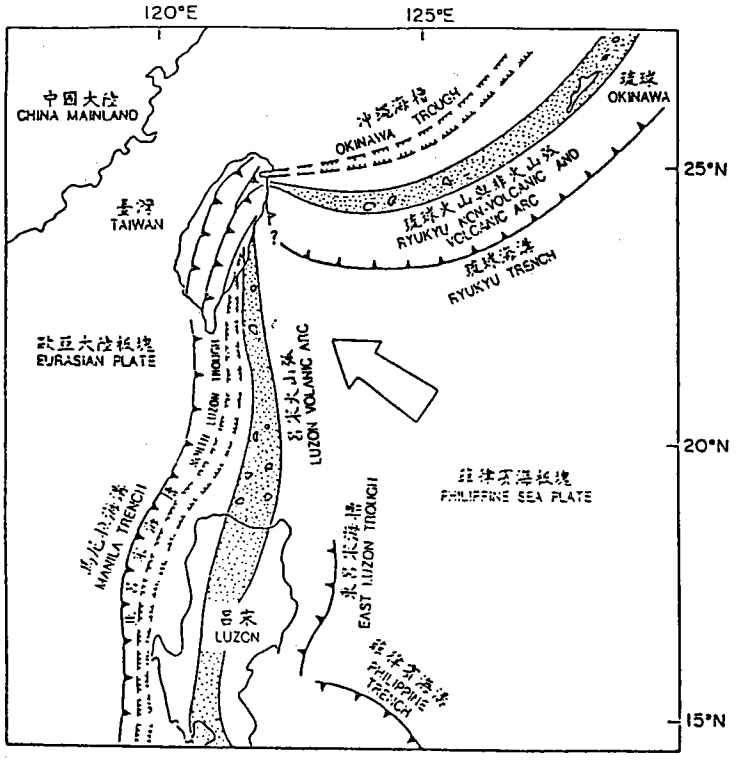


圖 5-1　新生代台灣和其鄰近地區的板塊構造模式，表示菲律賓海板塊與歐亞大陸板塊的相互作用及台灣與琉球和呂宋弧的構造關係
（資料取自何春蓀，1982）

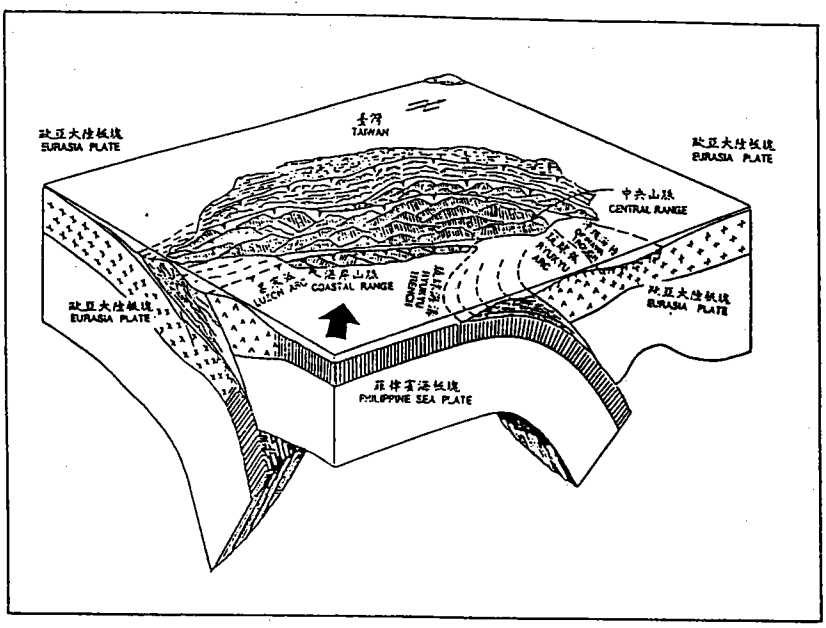


圖 5-2　台灣板塊構造與陸弧碰撞之主體示意圖
-根據安吉利爾(資料取向何春蓀，1986)

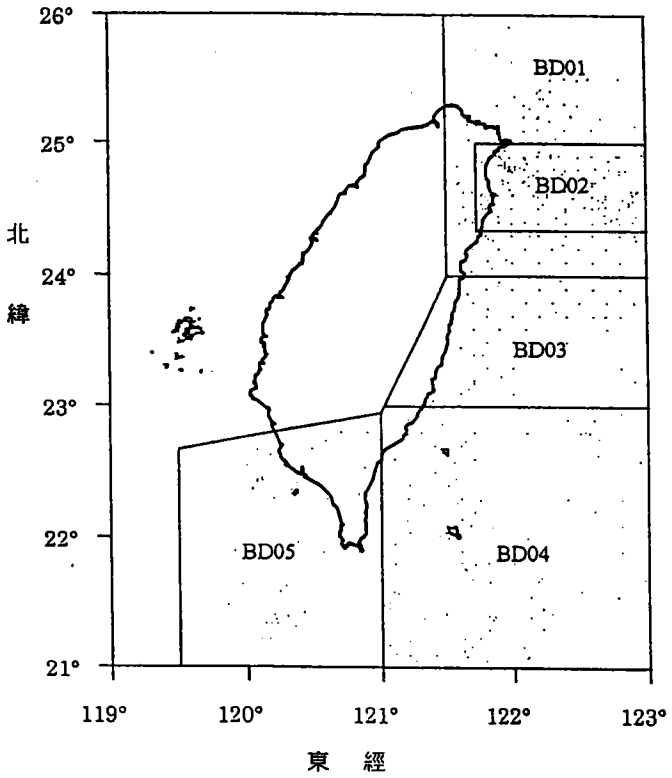


圖 5-3 台灣地區深震源分區圖

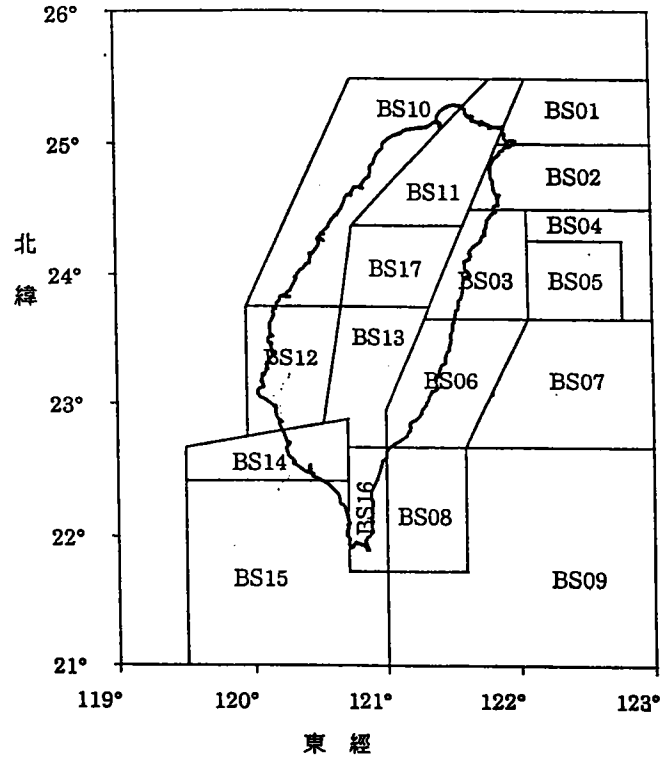
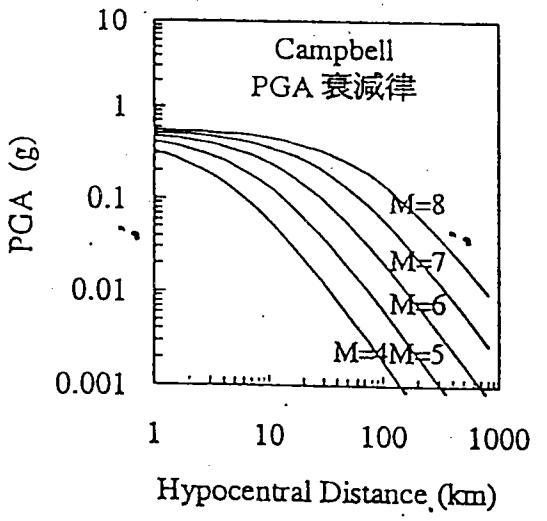
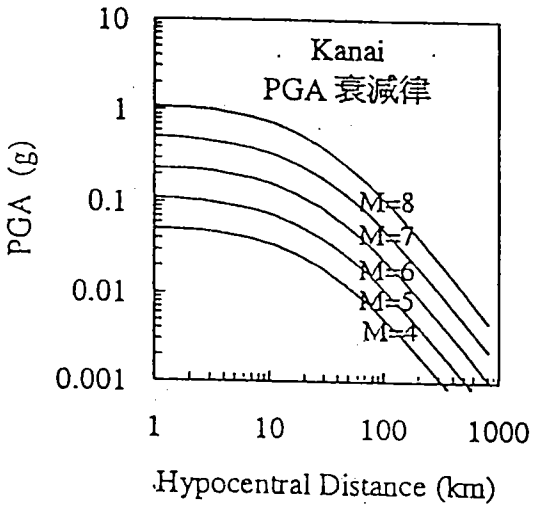


圖 5-4 台灣地區淺震源分區圖





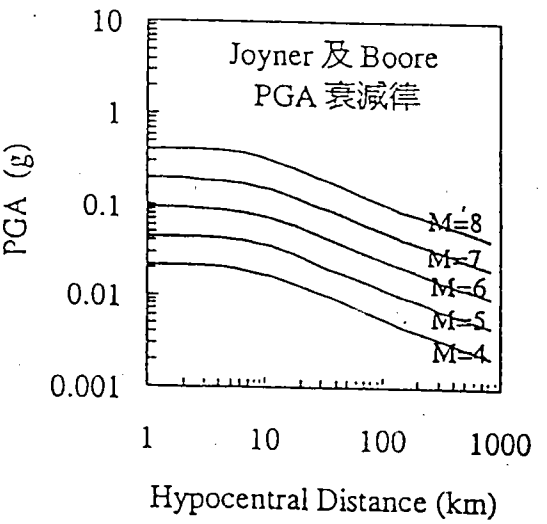


圖 5-5　台灣地區通用之最大地表加速度衰減律

地工織物在港灣工程上之應用

康英仁

臺中港務局工務組設計課工程司

一、前 言

地工合成物(Geosynthetics) 之開發及大量應用於大地工程只是最近十幾年的事情，主要可分為七大類，地工織物(Geotextile)，地工加勁格網(Geogrids)，地工格網(Geonets)，地工不透水布(Geomembranes)，地工黏土層合成物(Geosynthetics Clay Lines) ，地工管線(Geopipes) 及地工複合物(Geocomposits)。其主要作用有五大項： 分離(Separation)，加勁(Reinforcement) ，過濾(Filtratiion) ，排水(Drainage)及阻隔(Barriers)。不同類型的地工合成物有不同作用及功能。表1.1 所示為不同類型的地工合成物之作用及功能。全世界去年地工合成物產量約170萬噸， 其中美國產量約為85萬噸，歐洲34萬噸，日本34萬噸，而臺灣約10萬噸，佔全世界總產值的6%，每年全世界以8%的速率成長。國內目前約有 100家地工合成物生產廠商，其中84家加入公會，總投資金額約新臺幣10億元。

本文主要在探討地工織物在海堤相關工程方面之應用 ，地工織物原文為 Geotextile。因其使用範圍均與土壤、大地工程(Geo)有關，因此稱為『地工織物』。最初textile 僅指織布(woven)材料(其纖維互相垂直織造而成的稱之) ，近年來不織布(nonwoven) 材料(其纖維由各個方向射出織造而成的稱之)使用漸廣 ，因此今皆泛稱之。地工織物最常用的材料包括聚丙烯(polypropylene), 聚脂樹脂(polyester)，聚乙烯(polyethylene)，聚氨基化合物(polyamide，俗稱耐龍 nylon)等。

早期歐洲開始在人造織物上尋求工程用途，影響到美國工程界與紡織業的投入研究發展。美國最早之地工應用在 1958年，Robert J. Borret 在這方面之發展貢獻頗大。七十年代到八十年代經美國工程兵團 (U.S. Army Corpsof Engineering)，聯邦高速公路局(FHWA)與交通研究委員會(TRB)等從事有關之研究、資料收集、發展與推廣工作，使美國在此項新技術直追歐洲。但在1977年以前卻無可靠之設計／施工範圍。1977年荷蘭工程師 Nicolen提出設計施工範圍奠下基礎，而後由美國 Haliburton 教授在FHWA委託下，根據學理分析與實際經驗，訂定了第一套較完整的設計／施工規範，並廣為美國各大工程採用，1984 年FHWA 並完成修訂。

二、地工織物一般性質測定

2・1 厚度（ Thickness ）

厚度為地工織物基本性質及進行滲透性分析所需之基本資料。織物厚度之量測，國內一般均採用卡尺量測織物厚度，其標準性值得懷疑，可參考美國ＦＨＷＡ要求，在0.29 psi（ 2 Kpa）的標準壓力下量取織物之厚度（織布可不作此試驗）。試驗儀器見圖 2.1。

2・2 單位重 (Weight of Unit Area)

依截得１ｍ平方面積之試樣稱重以求得單位重，為地工織物之基本性質。

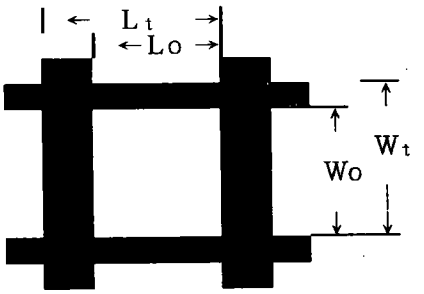
2・3 比重 (Specific Gravity)

一般地工織物比重在0.9～1.2之範圍內，為考慮地工織物應用於水中工程，其浮沉之可能性影響地工織物在水中鋪設時工作度難易性之考量，因此必須加以考慮。比重之求得係利用阿基米得原理。

2・4 開孔率 (Percent Open Area)

開孔率之大小會影響過濾／排水功能。係由 Calhoun(1972)的研究中所發展之基準（僅適合織布材料），此法以 2in× 2in的織布材料置於幻燈片夾框內，投射幻燈片於一螢幕上，調整螢幕與鏡頭至垂直位置，描繪投放在螢幕前之白紙上，選擇靠近中央位置之100 個" 矩形 "區塊，並就其中以亂數選取20個以上之區塊進行量測。對上述之區塊個別進行Ｌｏ，Ｗｏ，L_t，Ｗｏ之量測，並計算出個別的開孔面積Ａｏ（＝ Ｌｏ × Ｗｏ）與個別的總面積A_t（＝ L_t × W_t）。

$$POA(\%) = \frac{\text{個別的開孔面積 Ao 總合}}{\text{個別的總面積 } A_t \text{ 總合}} \times 100 \quad \cdots\cdots (2.1\ 式)$$



2・5 孔隙率（ Porosity ）

評估織物之過濾／排水能力，係依據其開孔率 （ Percent Open Area ）的大小而定。由於不織布的開孔率無法求得，因可以代之以孔隙率進行過濾／排水能力的檢討。其計算方法乃採與土壤孔隙率相同之定義：

$$\text{孔隙率 } n(\%) = \frac{\text{單位孔隙所佔之體積}}{\text{單位總體積}} \times 100\ \% = 1 - \frac{m}{\rho t} \quad \cdots\cdots (2.2\ 式)$$

孔隙率為抗阻塞行為初步之研判。其中m為單位面積質量，ρ為織物整體之密度，t為織物厚度。

2．6 有效開孔徑(AOS)

有效開孔徑(Apparent Opening Size) 為設計時選材最基本也最重要之參數，亦是設計織物時考慮土壤顆粒保留效果、抵抗管湧能力研判上最重要之依據。採用ASTMD4751-87規範，其簡化的試驗步驟如下：

(1) 將織布置於大網眼之標準篩與底盤之間，選用最小尺寸的乾玻璃珠 50克，加蓋，蓋內側附靜電消除器。

(2) 於搖篩機上振動 10 分鐘。

(3) 稱遺留於篩中之玻璃珠重，並決定通過之重量百分比。

(4) 選用次大尺寸的玻璃珠，重覆(2)、(3)之步驟。

(5) 決定當通過重量百分比剛好小於 5% 時，此玻璃珠尺寸相對之篩號即為AOS（O_{95}）。試驗儀器見圖 2.2。

2．7 抓握式抗拉試驗 (Grab tensile test)

抓握式抗拉試驗用於決定織物之抗拉強度。採用 ASTMD4632-86 規範，以1英吋寬之夾頭抓住織物兩端，織物試樣為 4"寬x8"長，並依據窄幅試驗建議，以30cm/min之應變速率進行試驗，以求得樣品極限應力。試驗儀器見圖2.3(a)。

2．8 寬幅式抗拉試驗(Wide strip tensile test)

寬幅抗拉試驗用於決定織物之抗拉強度。採用ASTMD4595 規範，織物試樣為8"寬x4"長，並以10%變形／min 速率進行試驗，求得樣品極限強度，此項試驗在工程設計考慮加勁抗張力之因素時，其結果比窄幅、抓握抗拉試驗更能符合於實際工程行為之要求。試驗儀器見圖2.3(c)。

2．9　抗磨損力試驗(Abrasion resistance test)

抗磨損試驗用於決定織物抵抗被摩擦力磨破的能力，尤其在土壤及織物間受水流沖刷時影響最大。依照 ASTMD4886-88(Sand paper/Sliding Block Method)作各種織物的試驗，每個樣品取6組試樣來進行試驗，磨損次數250次，比較何種織物的抗磨損能力較佳。以砂紙為磨擦物對織物進行磨損驗，織布的大小為20cm x 7.5cm，磨擦速率為每分鐘10轉。

2．10　抗撕裂強度試驗(Tear resistance)

撕裂強度可採用ASTM D4533-85 規範決定織物之抗撕裂強度。以了解受力大小不同或變形不同時，織物因錯動而撕裂之抵抗能力。試樣型式見圖2.4。

2．11　織物透水試驗(Permeability test)

依據達西定律(Darcy law)，其方程式 q=kiA 中 k值乃為織物之透水能力。當考慮織物滲透性要求時，需進一步了解其過濾及排水效能，做為防止阻塞，順利排水運用之重要參數。透水試驗中可分為兩種試驗 (a)定水頭試驗(b) 變水試驗。由於不織布厚度較大，其k值可依公式之單位關係據以求得每單位時間水流所走長度；而織布厚度極小，故k值定義為每單位面積允許單位時間通過之水量。

2．12　耐久性-抗鹼性-試驗(Durability test)

織物耐久性(抗鹼性)試驗係針對織物長期浸置於海水中，考慮海水成份中含鹼性對織物抗張強度之影響。將織物長期浸置於含鹼性濃度百分比不同之海水，即增加不同比率之鹼性強度以縮短時間因素，再分析織物受此化學反應後，物理性質變化狀況，以了解地工織物將來長期浸置於海水中耐久性(抗鹼性)行為。

三、土壤／地工織物間之性質測定

3．1　直接剪力試驗 (Direct shear test)

試驗目的——

土壤～織物間之摩擦係數，在許多工程應用上為十分重要的性質之一，這些工程應用包括了軟弱土壤上的填土工程、護坡工程等。因此必須了解土壤～織物間之摩擦特性，以便於實際應用時正確的選擇及合理之設計。

研究方法——

由破壞的機制不同，在工程界評估此項性質的試驗方法有兩種，一為" 拉出" Pullout) 試驗，一為直接剪力抗摩擦試驗 (direct shearfriction resistance

test ），如圖 3.1 所示，其中滑動係發生於地工織物與上層土壤或下層土壤之交接面，土壤與地工織物的相對位移量很大，此類型的破壞模式，常以直接剪力試驗來模擬。

針對本研究試驗，擬採用設備為直接剪力試驗儀。剪力盒為圓形，直徑為20cm，如圖 3.2 所示。下層係一實心圓盤，並以粗糙度與砂顆粒近似之止滑砂布黏著其上，以固定地工織物，使地工織物在平行與垂直剪力方向上不致產上變形，並且操作迅速簡單。

3·2 水力坡降比試驗（ Gradient Ratio Test ）

試驗目的——

水力坡降比試驗係為了估計織物之抗阻塞能力，以防止水頭損失增大，促使織物受到更大的水力荷重而導致破壞及排水能力之降低。因此可以此試驗所測得之水力降坡比(Gradient Ratio，記為ＧＲ)來評估織物之抗阻塞能力。

研究方法——

根據美國陸軍工程兵團 Calhoun 所設計之〝水力坡降比試驗法〞如圖3.3(a)(b)，來評估織物在土壤中會不會造成阻塞，並由美國聯邦高速公路局（ ＦＨＷＡ ）訂定為標準試驗方法曾由Halibortun驗證在ＧＲ≦３時，抗阻塞的潛能最大。水力坡降比ＧＲ值之定義乃指鄰近於織物１in厚度之土壤與織物坡降（ｉｆ ）對鄰近於織物１in以上至３ in間之土壤坡降（ｉｇ ）之比值 ，可表為下式：

$$GR=\frac{if}{ig}=\frac{\dfrac{H_1}{L_1}}{\dfrac{(H_2+H_3)}{(L_2+L_3)}} \quad \cdots\cdots \quad (3.1\text{式})$$

依其理論基礎與規格設計出完整精確之儀器，請見圖3.4。

四、地工織物在港灣相關工程應用之理論

台中港位於台灣西海岸中部為一興建於砂質海床之人工港口，港區範圍從大甲溪至大肚溪，長度15公里，面積4,290 公頃皆由新生地形成，故在港灣和海堤的設計及施工均須做沖刷和侵蝕控制的措施，以防止因海流、風浪和潮汐長期作用下所引起之基礎或堤趾慢性淘空及邊坡沖蝕等導致結構體之不穩定性。

地工織物在海堤、港灣之運用頗廣，包括海堤之防沖刷及基礎級配與底層海床之隔離(如圖 4.1)、棧橋式碼頭護岸濾層鋪設(如圖 4.2)、新生地圍堵工程(如圖

4.3)、道路工程路基加勁（如圖 4.4)....等。傳統之海堤處理方法不外以拋石、型塊和混凝土封面等消波工事，以降低流動水或波浪作用力。事實上這些措施均不能有效解決沖刷控制等問題，若能配合增加地工織物的使用，則可以有效降低沖刷及基礎或堤趾等之淘空現象。

茲將地工織物在海堤和港灣相關工程應用之理論及性質分述如下：

4・1 過濾排水

當水從土石結構排放出或從較細粒徑土壤至較粗粒徑土壤時，部份土壤可能被水帶動，導致土壤中細粒土料流失，土壤顆粒阻塞孔隙而降低滲透性，或被沖刷出之顆粒阻塞排水。

傳統礫石級配濾層設計為使用一或多層由細至粗的濾料作為防止阻塞之設施，地工織物應用於土壤過濾排水的理論皆是按此傳統之設計理論所發展而來，其使用必須能防止被過濾土壤中之土粒不當流失，同時也保持滿意程度的滲透性，前者在防止在防止土石構造的破壞，後者在保持水流暢通，地工織物的選取必需滿足此相衝突的兩項要求。因此主要考慮的因素是其保留土壤和排水能力，並防止阻塞和管湧發生。故地工織物之過濾能力乃指在保留最多土粒前提下，水可以自由進出織物，當然必須織物不被阻塞(土壤顆粒進入織物之孔隙中) ，或遮閉(土壤顆粒遮蓋在孔隙外表)的情況下，此兩種情形，均會使織物滲透性降低。見圖4.5 。利用地工織物可透性的功能，使水流牽引力，波浪作用力等均不致帶走土壤顆粒而確保土層之穩定。

地工織物過濾之理論重點——乃在排水初期，允許少許細粒土壤通過織物，粗顆粒部份就會在織物邊緣形成〝橋式架空結構(bridge struture)〞 區域，此部份的緊區流失之細料土壤較少，稱為土壤過濾層(Soil Filter)，請參見圖4.6。

此由較大顆粒形成的結構層將阻擋其緊鄰前方較細顆粒，而比較細顆粒再阻擋其前方更細顆粒。調整後之過濾系統，會在織物功能開始運用後逐步達成，而迅速達一穩定狀態，且細料不再經此過濾層流失，此種系統與傳統過濾系統是完全相吻合的。過濾層的結構類似傳統由粗至細安排的多層級配過濾層，不同的是前者為自然形成而後者為人工安排。

土壤與織物界面間的穩定過濾層之系統，形成的完整與否，端賴織物允許通過保留土壤之能力而定。影響其能力之因素很多如：

1. 土壤之性質—土粒大小分佈、孔隙率、滲透率等。
2. 地工織物之物理與力學性質—層流、亂流、動態水力荷重等。

其中較重要之因素為織物之孔隙率、孔隙大小(有效開孔徑 Apparent Open Size，即 AOS 。) 及水力荷重情形。不織布之孔隙率對於其本身之抗阻塞能力而言，為

一極重要之參數。若織物之 AOS太大(與所用之土壤顆粒比較而言)，就無法保留土壤顆粒而產生管湧現象。而亂流或動態水力重亦會破壞〝橋式架空結構〞，影響原有的穩定過濾系統。

根據以往研究結果指出，以地工織物當作濾材使用時，經過 3個月至 8個月之試用時間，其效果相當穩定，且其過濾效應與傳統濾材是十分類似的。通常織物與土壤所形成之過濾層之滲透力必需能夠防止水壓力過份地增加，大部份研究機構均認為織物之滲透係數不應小於土壤的滲透係數，即 $K_{geotextile} \geq 1 \sim 10 K_{soil}$ (4-1式)，上述中K_{soil}前面係數之大小取決於下列因素：

(a)地工織物過濾層的失敗會導致生命損失；

(b)地工織物過濾層的失敗會導致明顯的結構破壞；

(c)修復破壞後的地工織物較其原始鋪設經費大；

(d)水力坡降高；

(e)有循環水流之情形；

(f)土壤為跳越級配。

地工織物之使用，在考慮其過濾及排水效應上，必須注意防止管湧(piping)及阻塞(clogging)之情形發生。在設計之規範中，通常必須考慮織物之開孔大小 (pore size) 與土壤顆粒大小的關係以了解其抗管湧之能力，一般表為如下形式：

$$O_i = C D_n \quad \cdots\cdots \quad (4.1 式)$$

其中O_i表示地工織物的開孔大小(通常取O_{90}或O_{95}；此處O_{95}之定義與D_{50}同)

D_n表示土壤顆粒通過含量n%之粒徑大小。

C 為一與土壤級配和水力狀況等因子有關之常數。當要求織物須有抗管湧能力時，C值為上限；當織物須有抗阻塞能力時，C值為下限，參考圖4.7。

在一般應用規範中(Crops，FHWA，AASHTO)對於有效開孔率之要求中，通常：

(a)織布材料係以開孔率作要求：ＰＯＡ大於４％，

(b)不織布材料係以孔隙率作要求：ｎ大於３０％。以防止阻塞之情形發生。

美國陸軍工程兵團(U.S.Army Corps of Engineering)的工程師們更以GR=3作為測定系統抗阻塞能力之指標。當GR值大於 3，即表示此織物之抗阻塞能力不佳，亦即該織物已被所應用之土壤阻塞。

地工織物應用於現場理應考慮它長期的過濾排水效應。水流經土壤／織物系統是一種很複雜的現象，由於織物本身之透水能力遠比土壤高出許多，因此在水流經系統初期，系統之過濾排水行為係由土壤本身性質所控制，而後期才由土壤／織物之相互關係控制。因此了解土壤／織物之過濾排水行為，應進行長期觀測的試驗，而且試驗總延時應隨著沈泥及黏土含量而增長，在高黏土含量時，試驗總延時應達到 200小時以上。

4・2 沖刷控制

地工織物應用在沖刷控制上係為過濾／排水理論之延伸，而除了過濾／排水功能外，更需要考慮保護濾層之措施。拋石海堤其坡、趾是常會被慢慢淘空，而導致結構體的不穩定，使得邊坡滑動、破壞。其原因係由於堤防在波浪沖擊作用下，會因波浪作用（wave action ）而生牽引力沖刷土粒，同時水位升降，會造成滲流之管湧現象，使土粒流失及淘空。像這類排水開孔大的拋石海堤，底部土壤極易曝露而受到沖刷，一般言之，只有非粘性或低粘性土壤（砂層土壤屬之）會有沖刷問題，而地工織物之透水性和過濾作用可降低沖刷效應。

傳統拋石海堤係由數層包括卵石、級配、塊石及型塊等不同石料組成之濾層，此種由數層石料等組成之類似濾層之海堤並無法完成防止土粒流失及淘空。若將地工織物適當地舖設在卵石和級配之間，則級配裏之土粒可大幅地被屏障在地工織物之前。此種方法早在1950年代已被使用，近年來各國更相當廣泛的應用。為了確定地工織物的過濾和滲透特性仍能適合，有幾項因素須被考慮：

(a)來自拋石或保護石層的點荷重；

(b)受較小波浪引起而移動之粒狀材料的磨損；

(c)受制於強勁水流造成整片地工織物的拉力；

(d)在保護層上面地工織物兩接觸點間之跨越距離；

(e)由沉陷或不平坦地形所造成之地工織物的拉伸。

在某些情況下須藉助細的粒狀材料來當作墊層（通常係採用粗砂或φ＜10cm之卵石），諸如：

(a)當舖設保護外層時保護地工織物；

(b)對較小波浪引起外層移動時形成地工織物的護殼；

(c)當波浪力量拉扯地工織物時，預防介於地工織物與下層土壤間部份的接觸損害。

因此，邊坡之沖刷控制考慮上係為過濾／排水理論之延伸，但對於水流的考慮需加入一個觀念，即特別以動態、循環水流以區別過濾／排水功能之要求。除了過濾／排水功能外，尚需要考慮保護濾層之措施，此外，地工織物在邊坡上舖設的方向、錨定方式對於受波浪作用的影響很大，且舖設完成之後地工織物保護層受重力、下滑拉曳力等影響而向下滑動，造成的撕、拉現象均需加以考慮。尤其是地工織物抗磨力的考慮可由STS(Soil Testing Services Inc.)在邁阿密的研究指出，小於6"拋石會被波浪沖動，可能造成磨損，因此抗磨力在沖刷控制應用上尤為重要。

4・3 分離襯底

回填之級配料與底層之土壤，經過一段時間後常會有混合作用產生，使其喪失

原設計之功能。利用地工織物之分離性可以成功的隔離；同時其過濾性又可允許水流自由進出，不致引起超孔隙水壓而導致設計功能失效，同時可防止基礎或堤址之淘空現象。

地工織物在海堤隔離襯底運用中，被置於回填料與底層土壤之間，該作用相當於地工織物運用於軟弱土層上之填土工程。可由圖4.8 中知，AB與CD段由粒料所造成之接觸壓力係對地工織物施貫穿力，在BC段間由地層反力所行成的應力對地工織物而言，係一崩裂力量，在試驗室中相近的模擬方法係崩裂試驗（ ASTMD3786）。上述規範安全係數之要求均採用 3。在大尺寸的粒料中(如拋石)與地工織物間放置一層細的粒狀材料，可大大地降低貫穿與崩裂力。此外，地工織物運用的典型破壞型式則與未加勁的填土方具相同之破壞趨勢，可分為：

1. 側向開裂破壞：由於過量的側向土壓，使得填土方向兩側滑動開裂。參見圖4.9 。作側向滑動分析、開裂破壞分析之檢討，在加強抗拉強度、拉力模數與土壤－織物摩擦力為避免破壞發生的條件。
2. 邊坡與基礎弧形破壞： 由於邊坡角度之不適當如非粘性土壤，坡角＞O^0），及織物選材不當，使得邊坡滑動 ，而織物不足以加勁即呈破壞 。參見圖4.10。需作邊坡穩定分析與弧形位移分析，而加強抗拉強度與為適當之坡度為避免破壞之條件。
3. 塌陷破壞：當織物之拉力模數不足，且基礎土壤之壓密過程未完全時，基礎土壤呈破壞而導致此類型破壞。參見圖4.11。塌陷破壞與沉陷分析均應考慮，加強拉力模數可使基礎壓密時，無虞承載力之破壞，待壓密完成後，土壤強度大增，而足以承載上層之填土載重，填土方始呈安全狀況。

4．4　土壤織物摩擦效應

進行土壤／織物摩擦效應之研究，首先必須對地工織物之滑動破壞機制有所了解以便選擇合適之試驗型式。一般在實驗室中，常以下述兩種試驗型式模擬，來了解土壤／地工織物間之摩擦特性 ：

1. 直接剪力試驗(Direct Shear) ＿ 如圖3.1(a)所示，滑動面為地工織物與上層土壤之交界面。圖4.12 c.d.e情況可以直接剪力試驗來模擬。
2. 拉出式試驗(Pull - out test)＿ 如圖3.1(b)所示，滑動面發生在地工織物與上下層土壤之交界面 ，上下層土壤對地工織物之相對位移量相同 。圖4.12 a.b情況可以拉出式試驗來模擬。

影響土壤地工織物摩擦特性之因素歸納為以下幾點：

1. 地工織物種類 ＿ 包括織造方式、表面粗糙度、開孔徑等。
2. 土壤顆粒大小、形狀、密度、細料含量等。

3. 試驗型式。

4. 試體狀況 __ 乾或溼(或飽和)。

對於土壤／地工織物摩擦特性之研究，一般均偏向於礫石(gravel) 及砂土(sand)等之顆粒性土壤的研究，目前有關粘土／地工織物摩擦特性之研究仍然很少。

4・5 力學性質

估測織物材料之力學性質一般均以抗拉試驗中所求得的抗拉強度極限值為考量依據。一般工廠所使用的試驗方法為抓握式抗拉試驗（Grab tensile test ）與窄幅式抗拉試驗（Nerrow strip tensile test ），其試驗速率均採用12 in/min. 的速率進行。由於該兩種試驗需時甚短，廠商樂於採用，以為控制品質之依據，而使用者也曾成功的利用此試驗值於設計中，唯此兩種試驗所用的拉力速率過快，與織物在實際運用的行為不相符合。由於在地工運用中之應力發展極緩，使得纖維得以調整到最弱的位置，導致極限強度的降低（尤其是對不織布材料降低的更多）。故採用速率較慢的試驗，可得更接近織物在實際運用中的行為。

一般而言，地工織物的抗拉強度可以由單軸（uniaxial ）、雙軸（biaxial）與多軸（multiaxial ）的試驗方法求得，其應力表現方式參見圖2.3 (e) (f)單軸為最簡單且最常用的方法，尤其是以織物抗拉力為主要性質的工程運用上（如軟弱基礎土壤上的加勁填土、海堤基礎加勁填土與隔離、道路工程運用）。單軸抗拉試驗的影響因數有二：一為試體的長寬比（aspect ratio，寬／長），一為變形速率（strain rate ）。試體的長寬比對於織布材料的影響不大，但對於不織布材料則影響極大。依過去試驗及研究結果，建議使用寬（W）／長（L）=2.0的試體，效果會更合於現場的狀況（即寬幅強度試驗）。致於變形速率，建議以10% 變形／min 用於寬幅試驗可更近似於現場的應力__應變行為。由試驗中將可發現抓握抗拉極限強度與寬幅抗拉極限強度數值上的比較，速率愈小愈能吻合織物實際的應力發展過程，進而更準確的評估設計上的需求。

為了能有效率的考慮其應力__應變關係，合理的採用抗拉模數將影響到工程的成敗。地工織物之抗拉模數，通常以應力__應變或力－長度為表示方法。由於織物的抗拉力必須在變形量達某值時才會發揮，選用模數的誤差會因地工織物來不及提供足夠的抗拉力，而地工結構已先行產生變形破壞。圖4.13則提供了三種典型的模數決定原則，最初切線模數（ Uinitial tangent modulus ）、橫割切線模數（ offset tangent modulus）、正割模數（secantmodulus ）。

4・6 磨損效應

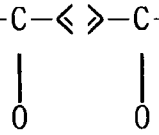
抗磨力（abrasion resistance ）乃指織物抵抗被摩擦力磨破的能力。目前沒有一理想的試驗方法可以取代製造廠商所用的ASTM D-4886 方法，通常設計者均依循廠商的試驗報告，或由現場的研判來決定織物抗磨力的強弱。一般而言，單纖或多纖的織布由於纖維斷面呈圓形，接觸面小，抗磨性佳；纖維呈帶狀的織布（slit-film fabric）接觸面大，抗磨性差。毛氈式不織布與針軋不織布抗磨性低；熱熔結式不織布抗磨性則高。

4・7 耐久性（抗鹼性）行為

當地工織物的四週環境具某些化學成份，地工織物抵抗其影響而不致降低抗拉強度謂之化學穩定性（chemicalstability）而影響織物化學應力(chemicalstress）改變則是地工織物本身聚合組成物質不同為主要因素，其原因有二：一為由於聚合物質受到化學成份侵蝕產生膠凝、膨脹、溶解、揮發等，造成纖維結構破壞，強度喪失；再則可能因某些化學物質而增加聚合物體的結晶度。因此，對不同材質之地工織物處於不同化學成份之環境下，所反應的情形也就不同。以下就不同材質之工程性質分述如下：

聚脂樹脂（polyester）PET，材質之地工織物：

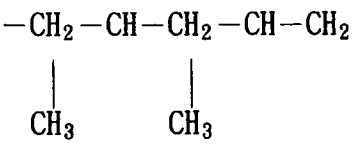
(1)・化學結構：



(2)・基本性質：抗紫外線能力高，變形允許幅度大（抗拉模數小），比重較大。一般而言織布強度高，延伸率低；不織布強度低，延伸率大。耐久性佳，抗化學侵蝕程度優越，但對強酸及強鹼比較敏感(表4.1)，而對無機鹽類之抵抗效果好(表4.2)。

聚丙烯（polypropylene）PP，材質料之地工織物：

(1)・化學結構：



(2)・基本性質：力學性質較佳，勁度高，潛變小，抗撕力大，比重較小。對紫外線照射及溫度極為敏感，故須加添加劑保護。一般對化學抵抗良好，只是對過氧化物、硫酸、亞氯酸、純鹵素與碳化氫等化合物易受傷害(表4.3)。

對長期浸泡於海水中之織物，有的織物因四周環境具有某些化學成份，而使織物之抗拉強度受其影響而降低。依據國外試驗及研究結果，將織物浸入海水中六個星期，發現有少數織物的抗拉強度降低約30%，其他則不變。目前對於耐久性之試

驗尚未建立一適當的規範，無標準可言，對不同的現場環境模擬浸泡於新鮮水或鹽水中，而浸泡的濃度、溫度、時間、週期等均應做不同的設計環境考慮。

五、地工織物之設計選材及應用

5・1 過濾／排水功能之應用

地工織物於過濾／排水之應用和其他工程應用一樣，應先了解現場狀況與土質情形是決定選用何種地工織物的先決條件，其要求的性質包括抗管湧、滲透性、抗阻塞能力等等。

1.抗管湧要求（保留土壤顆粒之能力）

地工織物要達到過濾排水要求，首先必須保留土壤於原位,根據此項觀點，AOS必須愈小愈好，如此才能保留土壤顆粒，但如太小則水亦排出困難，即喪失過濾排水目的，故地織物之AOS應有特定的範圍。可參考美國工兵團(U.S. Army Corps of Engineering)對 AOS的要求中以D_{85} 為主要因素，其中：

(1.)當土壤顆粒 $D_{50} \leq 0.074mm$(NO.200篩) 時其AOS範圍如下：

U.S. NO.100 篩≦ AOS NO. ≦D_{85}(土壤)

(2.)當土壤顆粒 $D_{50} > 0.074mm$(NO.200篩) 時其AOS範圍如下：

U.S. NO.70 篩 ≧ AOS NO.≧U.S. NO.100篩

2.抗阻塞能力

一般地工織物應用於過濾排水失敗，除了 AOS失當，另一重要原因即是織物本身被阻塞，其原因可能是織物滲透性低於土壤，或織物透水面積太小，總之抗阻塞能力要求，通常是評估地工織物最重要因素之一。

(1.)考量地工織物滲透性：

一般研究機構均認為織物之滲透係數不應小於土壤的滲透係數，即$K_{geotextile} \geq 1 \sim 10 K_{soil}$，上述中$K_{soil}$前面係數之大小取決於下列因素：

(a)地工織物過濾層的失敗會導致生命損失；

(b)地工織物過濾層的失敗會導致明顯的結構破壞；

(c)修復破壞後的地工織物較其原始鋪設經費大；

(d)水力坡降高；

(e)有循環水流之情形；

(f)土壤為跳越級配。

註：文獻研究建議，當考慮地工織物長期使用於過濾排水之應用而造成織物滲透性減低，可以參考 FIH(Franzius-Institut，Hanover)建議的滲透性損失的折減係數λ。而 $\lambda K_{geotextile} \geq 1 \sim 10 K_{soil}$ 。

(2.)開孔率要求：

織布材料：開孔率(Percent Open Area)大於4%

不織布材料：孔隙率n(porpsity)大於 30%

(3.)水力坡降比試驗：

所有材料要求其與現地土壤之GR值須小於3.0。

(4.)其他要求：

當地工織物被混凝土塊或其他建材覆蓋，其水流之有效面積會降低，此點須加以考慮。

3.化學成份之要求與特殊考慮：

(1.)地工織物之纖維，必需為長鏈狀之聚合人造纖維，且含85%（重量)以上之聚丙烯、聚乙烯、聚酯樹脂或聚氨基化物等成份，同時製造必須添加陽光安定劑以抗紫外線輻射。

(2.)地工織物長期曝露於紫外線照射下，會嚴重影響織物纖維之耐久性，故規定地工織物由製造完成至施工結束（即覆蓋土壤，岩石），不得在日光下曝曬30天以上。

(3.)非經穩定處理之織物，限定在日光下曝曬不得超過5天。

4.物理性質要求

過濾／排水功能之應用	Corps		FHWA	
	未保護式(1)	保護式(1)	未保護式(1)	保護式(1)
抓握式抗拉強度或(2)	200 lb	100 lb	180 lb	80 lb
寬幅抗拉強度	100 lb/in	50 lb/in	---	---
抗穿破強度(3)	80 lb	35 lb	80 lb	25lb
抗崩裂強度(4)	500 psi	200 psi	290 psi	130 psi
抗磨損力	55 lb	20 lb	---	---
抗撕裂強度	---	---	50 lb	25 lb

註：(1) 當織物上覆蓋著岩塊或混凝土塊（有時中間再加上一層砂石墊片）時，稱為保護式，其他狀況均屬未保護式。

(2) 建議以寬幅抗拉強度作為選材之基準，如缺乏此項性質報告時，才考慮改用抓握式抗拉強度作為選材之基準。

(3) 抗貫穿力(Penetration Resistance)係考慮現場可能有尖銳爍石，使得織物纖維被貫穿而分離，並因此而破壞。故因應該考慮織物抵抗貫入之強度。

(4) 油壓抗崩裂強度(Bursting Resistance)測定織物之抗崩裂強度，為對地工織物對包裹土壤向外崩散之抵抗能力之檢驗方法。

5・2 沖刷控制之應用功能

大部份仍然與5.1 節同，差異處敘述如下：

1. 開孔率要求：織布材料〞有效的〞開孔率需大於4%。而所謂〞有效的〞開孔率係指織物實際允許水流流通之開孔面積。例如織物有50% 之面積受到混凝土墊塊所覆蓋，則織布材料開孔率大於8%時，其〞有效的〞開孔 率需大於4% 。

2. 物理性質要求：

沖刷控制應用功能	Corps		FHWA	
	未保護式(1)	保護式(1)	未保護式(1)	保護式(1)
抓握式抗拉強度 或(2)	200 lb	100 lb	200 lb	90 lb
寬幅抗拉強度	100 lb/in	50 lb/in	---	---
抗穿破強度(3)	80 lb	40 lb	80 lb	40 lb
抗崩裂強度(4)	500 psi	250 psi	320 psi	145 psi
抗磨損力	55 lb	25 lb	---	---
抗撕裂強度	---	---	50 lb	30 lb
抓握式抗拉強度破壞時伸長率	---	---	20 %	20 %

註：同前節。

3. 地工織物上舉力之要求：

為了能確定地工織物能在向下之壓力作用下不被上舉，需對上舉力做一分析，參見圖5.1 。

垂直斜坡單位長度δL的上舉力 $F_u = \gamma_w \Delta h \delta L$

垂直斜坡的向下力為 $F_d = \gamma' PC COS\alpha \delta L$

其中：γ_w ＝水之單位重（ KN/M^3 ）

$\gamma' PC$＝護堤防護塊浸水單位面積重（ KN/M^2 ）

Δh ＝經地工織物之水頭損失（ M ）

α ＝斜坡角度（° ，度）

所以，穩定分析為 $FD > Fu$

$\gamma' PC COS\alpha > \gamma_w \Delta h$

$\Delta h < \gamma' PC COS\alpha / \gamma_w$

4. 護堤防護層要求：

若護堤防護層採用如混凝土墊塊，其所造成的遮蔽必需考慮外，在波浪攻擊下之穩定分析亦需考慮，參見圖5.2 。

評估Hudson's公式中要求的穩定數 S_n：

$$S_n = H / \gamma' R D$$

$$\gamma' R = (\gamma_r - \gamma_w) / \gamma_w$$

其中：H ＝波浪高（ M ）

$\gamma' R$＝護堤防護層浸水單位重（無因次）

D ＝護堤防護層深度（ M ）

γ_w ＝水單位重（ KN/M^3 ）

γ_r ＝護堤防護層單位重（ KN/M^3 ）

通常$\gamma' R$會介於1.24到1.38間。

針對有關護坡覆蓋層所要求之穩定數整理如下：

覆　蓋　層	要求之穩定數
未膠結拋石(unbonded rip-rap)	< 2
自由塊(free blocks)	< 2
開放骨材瀝青灌漿 (asphalt grouted open aggregate)	< 4.3
填砂墊蓆(sand-filled mattresses)	< 5
串結塊(articulated blocks)	< 5.7
灌漿串結塊(grouted articulated blocks)	< 8

註：上述要求中地工織物之滲透性應大於土壤，若地工織物之滲透性僅同於土壤，則上述穩定數應降低40% 或至2.0取較高值。

決定拋石堤覆蓋層塊石公式如下：

$$W = \frac{\gamma_r H^3}{K_d (\gamma_r / \gamma_w - 1) \cot\alpha}$$

安定係數 $K_d = S_n^3 / \cot\alpha$

α 為拋石堤斜面與海床平面交角

5．3　填築海堤材料之分離層

地上織物應用於軟弱海床基礎做填築海堤材料之分離層時，通常須參考現場土壤狀況，有必要時再對現場之破壞型態進行分析之後，基於安全性，經濟性及現場工易性等因素作一適當的選材。一般而言，強度要求可參考前兩節來選材且須以高抗拉強度(lb/in)、高抗拉模數Ef(lb)者優先選擇。

若考量鋪設時地工織物之防崩陷性，可依據AASHTO之要求：

基址狀況對於防崩陷性要求程度	低	適量的	高	很高
抓握式抗拉強度	90 lb	130 lb	180 lb	270 lb
抗穿破強度	30 lb	40 lb	75 lb	110 lb
抗崩裂強度	145 psi	210psi	290psi	430psi
抗撕裂強度	30 lb	40 lb	50 lb	75 lb

六、結　論

由於地工織物有過濾排水、沖刷控制及分離襯底等優點，因此目前在港灣和海堤相關的設計皆增加地工織物的鋪設，以有效降低沖刷及基礎、堤址等之淘空現象。設計選材之基本要求在於 (a)使水流自由進出 (b)保留土壤顆粒。利用地工織物可透性的功能，使水流牽引力，波浪作用力等均不致帶走土壤顆粒而確保土層之穩定。地工織物研究方法目前皆偏重經驗公式，故在設計時有偏保守之現象，隨著不斷的研究及經驗漸次累積，設計方法將更趨完善。

地工合成物之應用隨著科技的日新月異及研究發展，品質、種類不斷的提昇，已由廣泛的應用於大地工程，進而應用在環保和交通工程上，在美國地工不透水布 (Geo-membranes)，地工黏土層合成物 (Geosynthetics ClayLines) ，地工管線(Geopipes) 及地工複合物(Geocom-posits) 已混合使用於垃圾處理場設計上。地工加勁格網(Geogrids)亦廣泛的使用在土壤加勁上，除可取代傳統的擋土牆設計，精減土地的使用面積外，並可在加勁擋土牆上種植草皮，達到美化環境的效果，故在國內、外高速公路沿線邊坡設計大都以土壤加勁取代傳統的擋土牆，目前在日本更以地工加勁格網應用在高速鐵路(新幹線)上。預期在下個世紀裏，地工合成物對人類生活環境品質的提昇將扮演更重要的角色。

- 圖　表 -

類　　型	分離	加勁	過濾	排水	阻隔
地 工 織 物	是	是	是	是	否
地工加勁格網	否	是	否	否	否
地 工 格 網	否	否	否	是	否
地工不透水布	否	否	否	否	是
地工黏土層合成物	否	否	否	否	是
地 工 管 線	否	否	否	是	否
地 工 複 合 物	dot	dot	dot	dot	dot

註：dot(depends on type)表依類型(type)而定。

表1.1　地工合成物之作用及功能

溶液	PH	一年後強度保持程度%(室溫)
氫氧化氨	8-10	88
氫氧化氨 2%	11.4	嚴重腐蝕
氫氧化鈣 15%	12.4	嚴重腐蝕
聯氨(Hydrazine), 2%	10.6	76
聯氨(Hydrazine), 5%	10.8	嚴重腐蝕
氫氧化鉀, 0.1%	12.5	90
氫氧化鉀, 2%	13.4	嚴重腐蝕
氫氧化鈉, 0.1%	12.1	94
氫氧化鈉, 2%	12.8	嚴重腐蝕
尿素(Urea)	10.4	91

表 4.1 聚脂樹脂(PET)對強鹼之抵抗

一年後無強度損失(室溫)

溶液	PH	溶液	PH
氯化鈣 CaCl	7.2	硫酸鉀	7.5
氯化鉀 Kcl	8.0	碳酸鈉	7.8
碳酸鉀	13.1	氯化鈉 Nacl	7.4
酪酸鉀	9.4	硝酸鈉	8.3
硝酸鉀	8.8	過錳酸鉀	9.7
過氯化鉀	9.9	硫酸鋅	4.0
過錳酸鉀	9.7	硫酸鈉	5.4
硫酸鎂	6.6	氯化鎂	4.0
氯化氨	5.1		

表 4.2 聚脂樹脂(PET)對無機鹽類之抵抗

	浸漬七天		浸漬三個月	
化學物質	張力強度改變 (%)	延伸率之改變 (%)	張力強度改變 (%)	延伸率之改變(%)
汽油	+18.4	+8.6	+11.1	+6.1
石油	+18.4	+1.2	+15.7	+3.9
酒精	+14.9	+3.5	+17.1	+7.8
酯類及酮類	+17.5	+11.7	+15.7	+3.2
有機酸類	+11.1	+3.9	+12.4	-4.2
無機酸類	+21.2	-3.8	-15.2	-24.7
鹼性化物	+1.4	+16.6	-0.5	-3.8
鹽類	+14.3	+14.1	+7.8	-4.3
水	+9.7	-2.8	+21.7	+1.5

表 4.3 聚乙烯(PP)對化學物質浸漬之抵抗

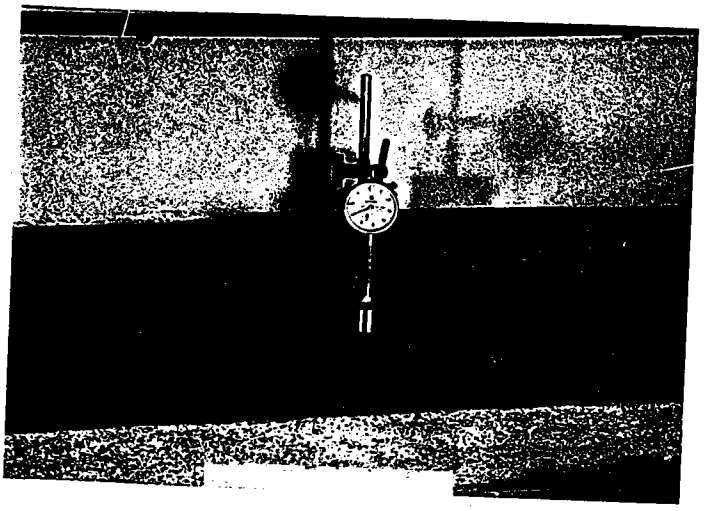


圖 2.1　地工織物厚度測定器

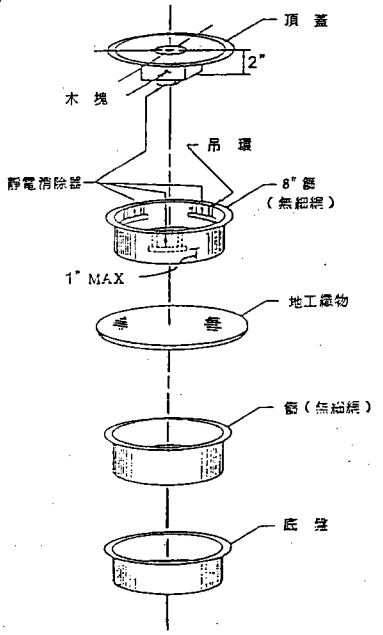
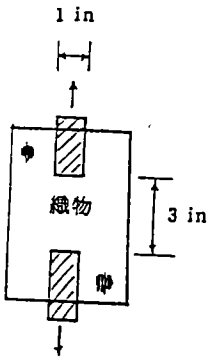
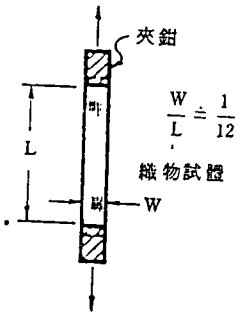


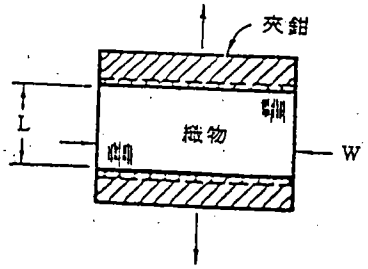
圖 2.2　地工織物 AOS 測定儀器



(a)抓握式抗拉試驗



(b) 窄幅式抗拉試驗



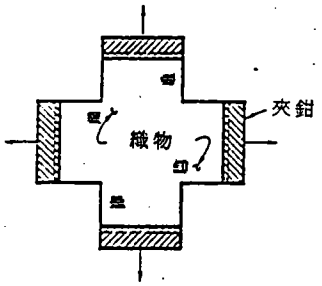
$\frac{W}{L} = 2$

W = 8.0 in.

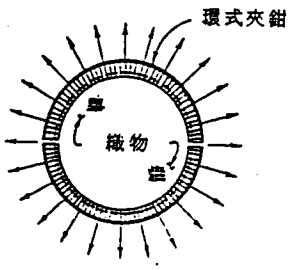
L = 4.0 in.

W/L = 2.0 之寬幅抗拉試體

(c)寬幅式抗拉試驗



(e) 雙軸式抗拉試驗



(f)多軸式抗拉試驗

圖 2.3 單軸式抗拉試驗

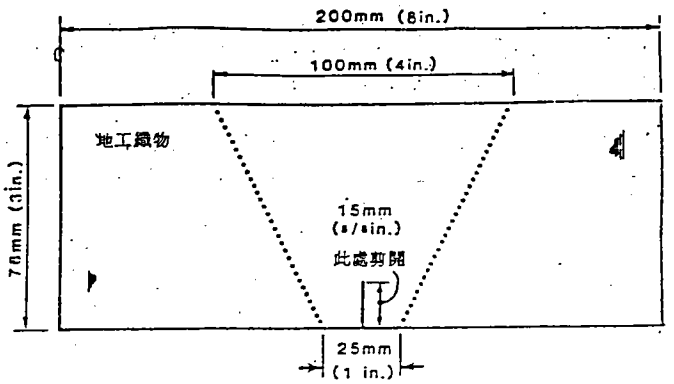
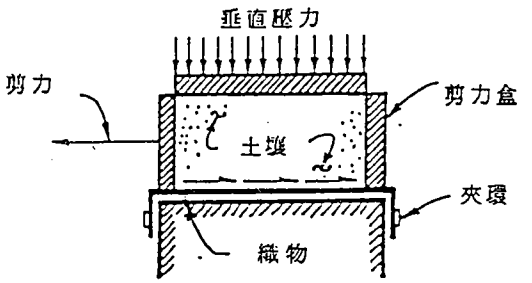
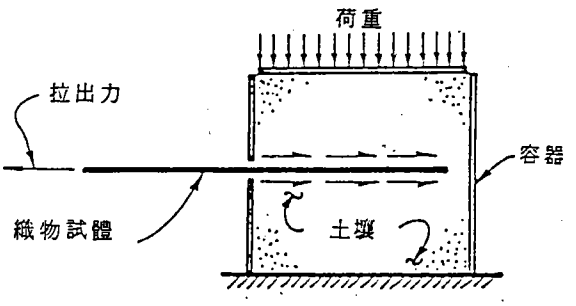


圖 2.4　撕裂強度試驗之梯形樣板



(a) 直接剪力抗摩擦試驗



(b)拉出式抗摩擦試驗

圖 3.1　土壤／織物 摩擦係數決定方法

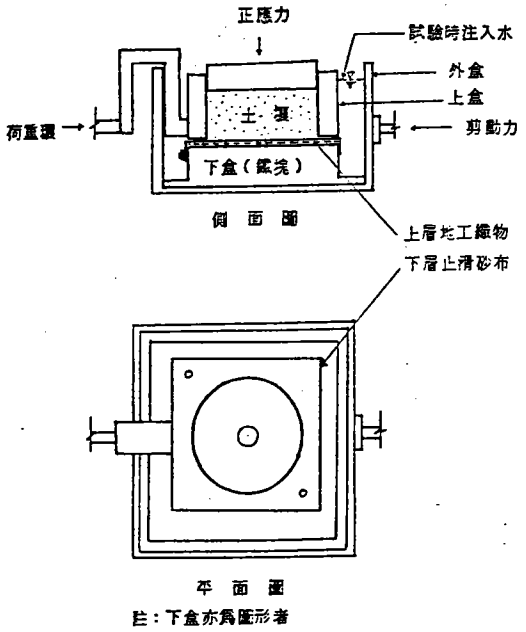


圖 3.2　直接剪力儀細部示意圖

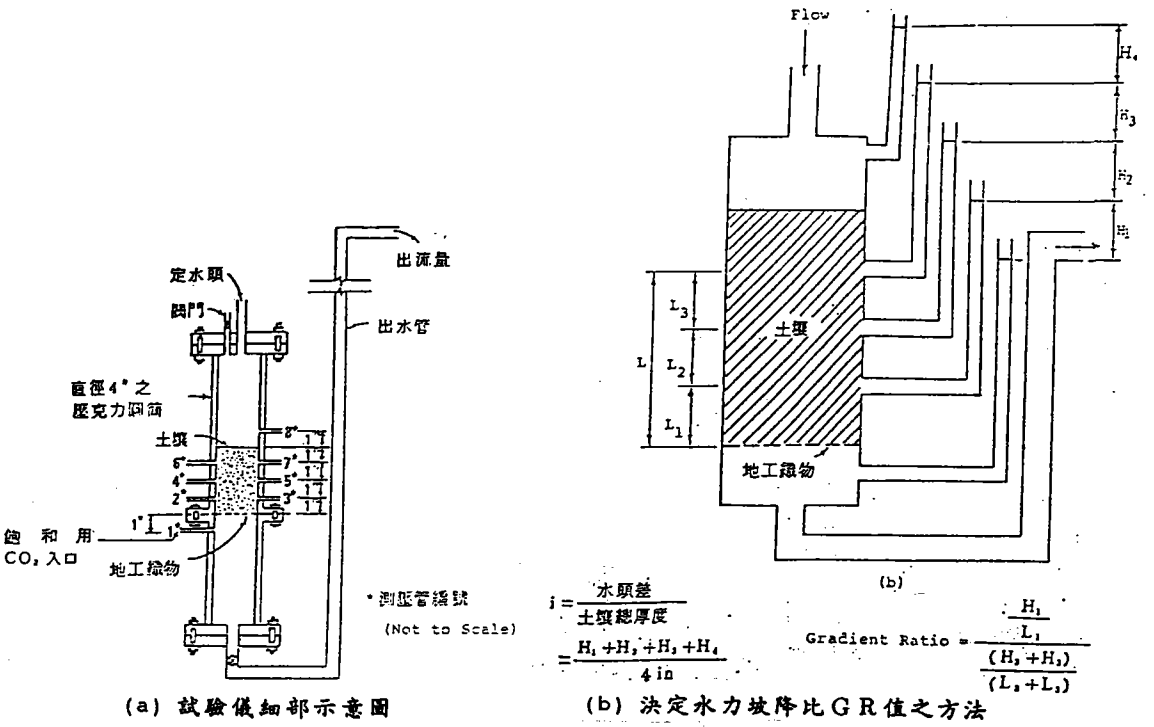


圖 3.3　水力坡降比試驗儀

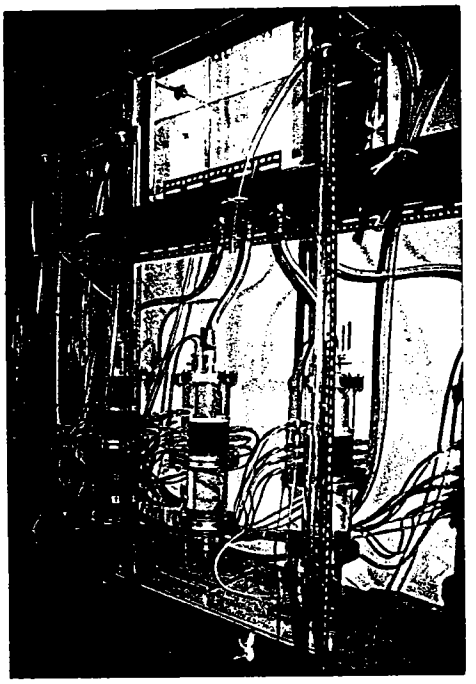


圖 3.4　試驗室現有水力坡降比試驗儀

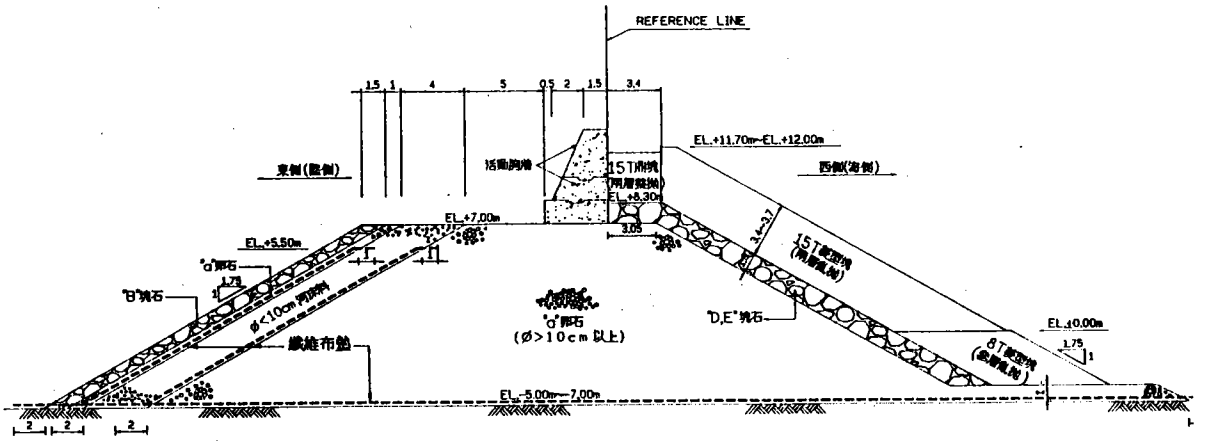


圖 4.1　拋石海堤剖面圖（煤輸航道浚沙排填圍堤橫堤剖面圖）UNITS = m

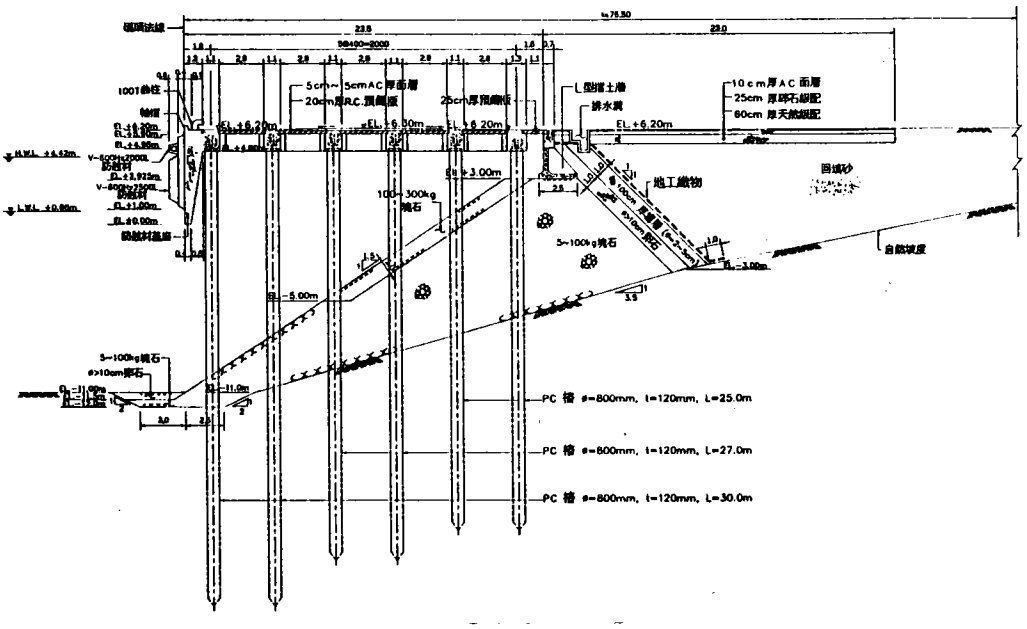


圖 4.2　棧橋式碼頭標準斷面圖（船席水深-11m） UNITS = m

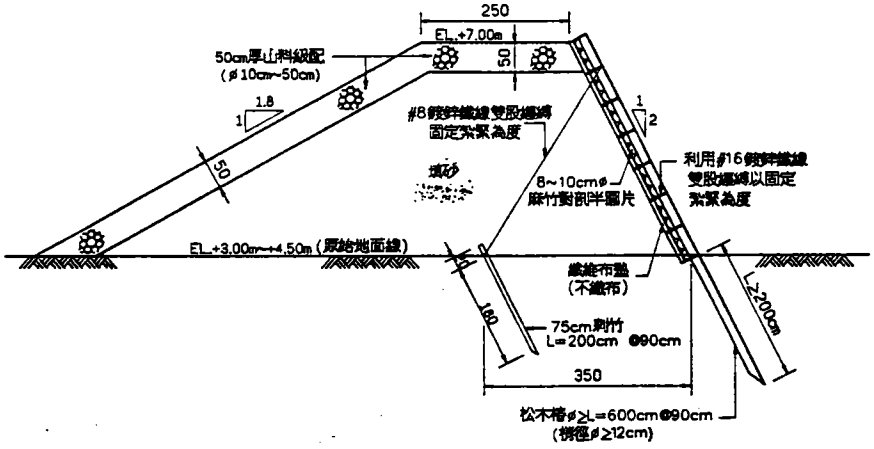


圖 4.3　不織布竹籬圍堵標準斷面（ UNITS = m ）

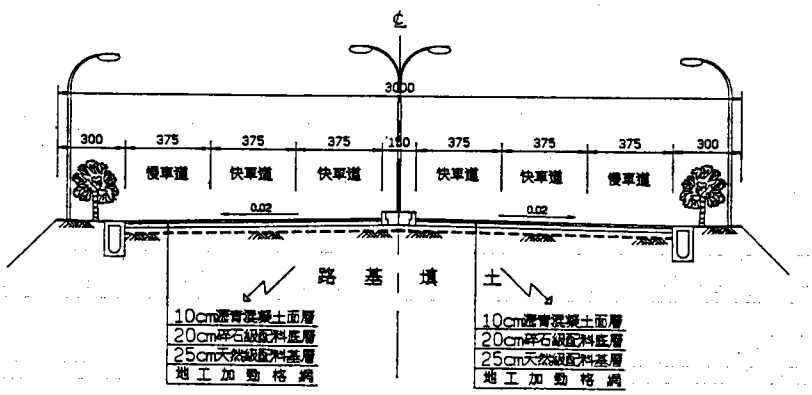
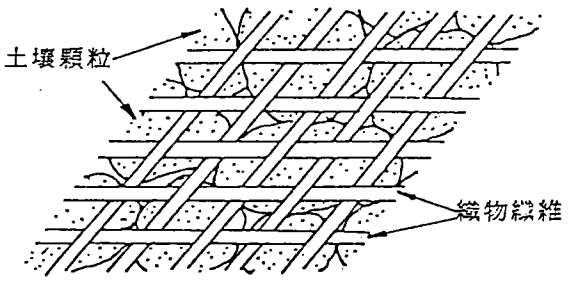
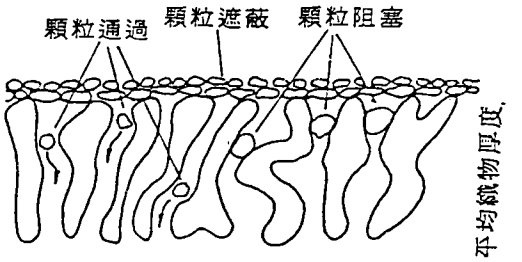


圖 4.4　道路標準斷面圖（ 30m 寬）, UNITS = m



(a)土粒的阻隔(blocking)作用



(b)織物的遮蔽(blinding)與阻塞(clogging)現象

圖 4.5　地工織物之過濾排水效果

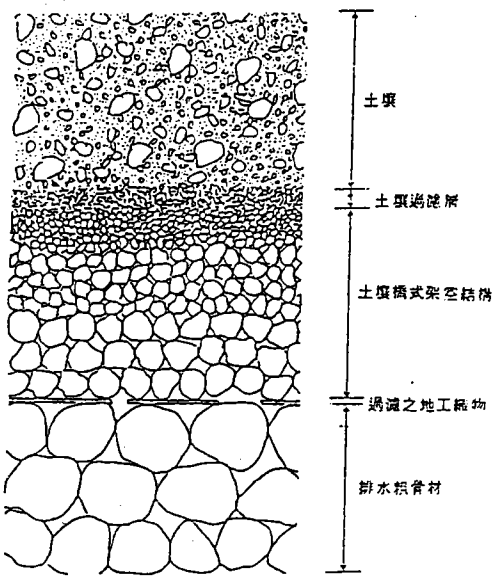


圖 4.6　土壤／織物 調整過後之過濾系統型式

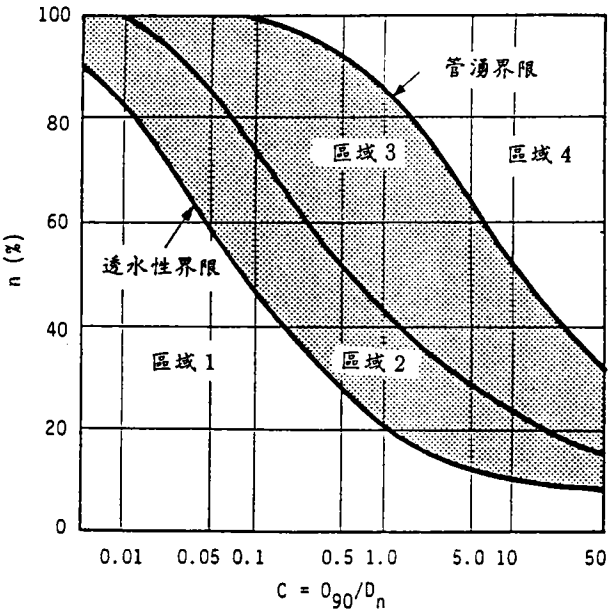


圖 4.7　完全分解花崗岩土壤 C 值與孔隙率 n 之關係

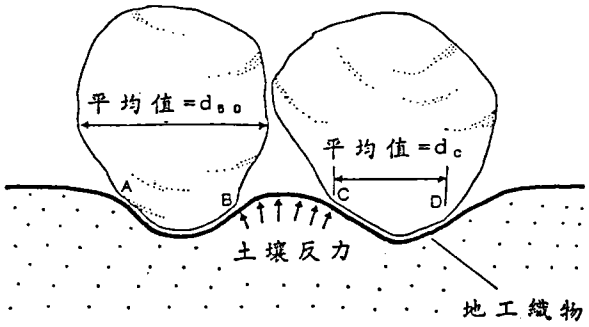


圖 4.8　地工織物貫穿行為分析

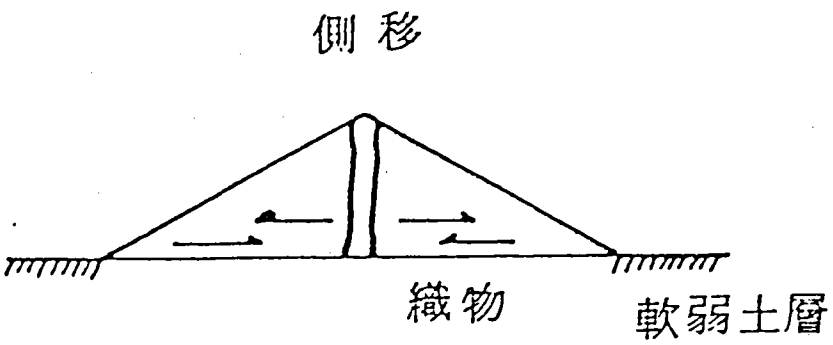


圖 4.9　側向開裂破壞

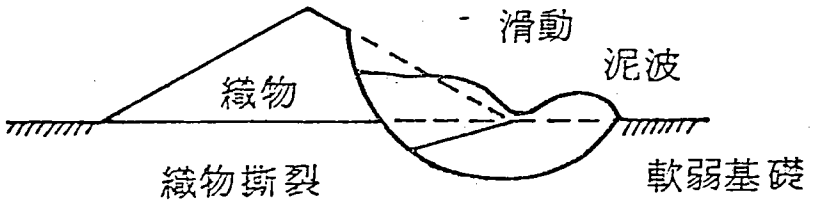


圖 4.10　邊坡與基礎弧形滑動破壞

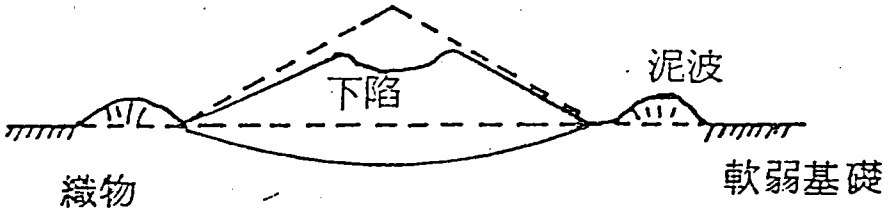


圖 4.11　塌陷破壞

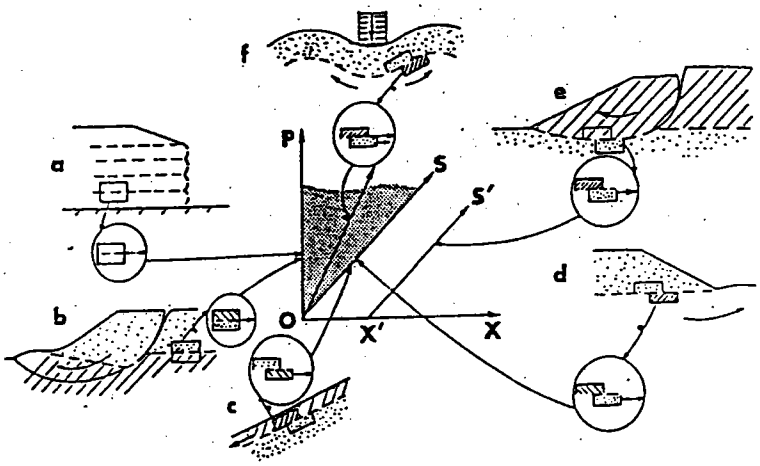


圖 4.12　地工織物之典型破壞機制

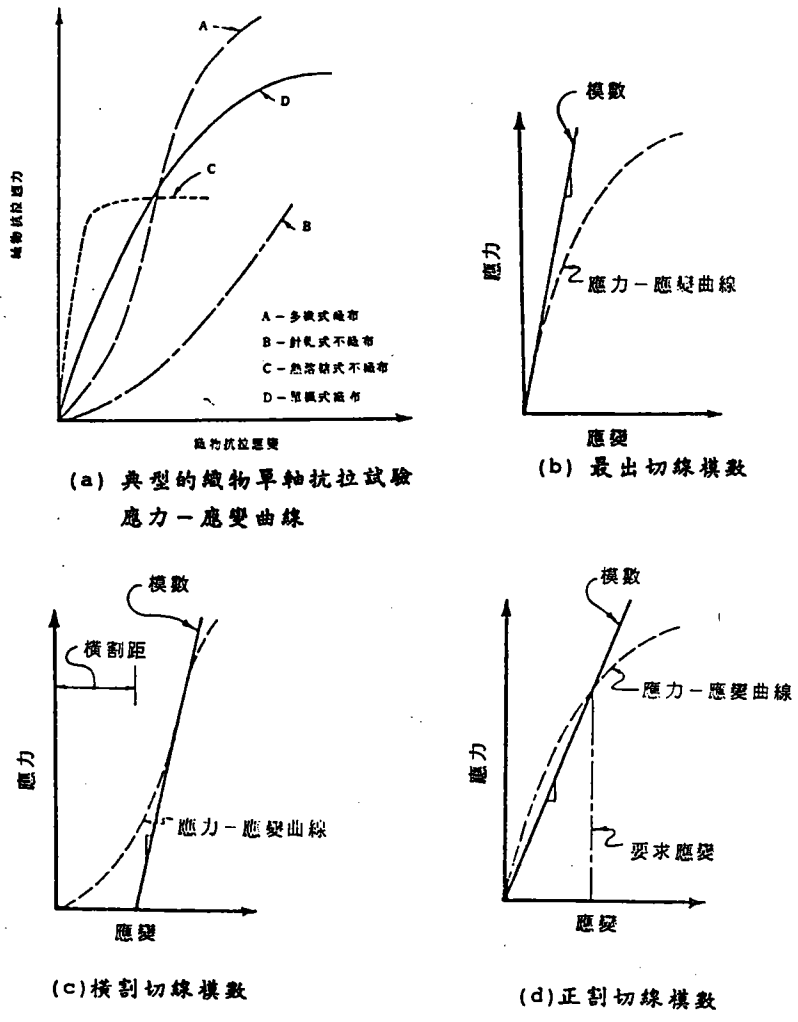


圖 4.13　織物抗拉模數之決定

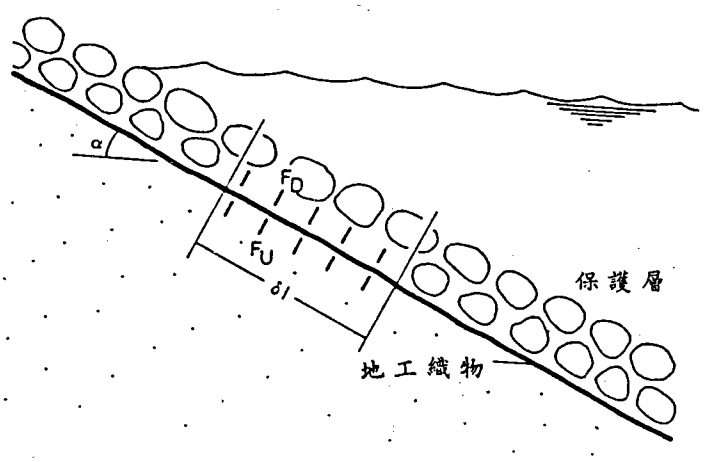


圖 5.1　地工織物上舉力分析

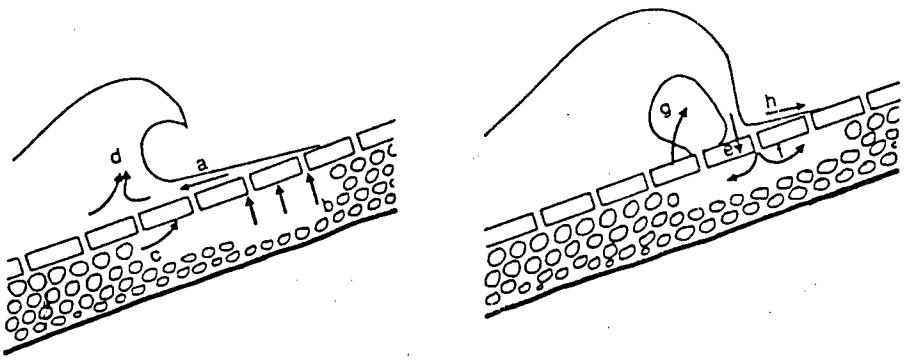


圖 5.2　破壞波造成的荷載(a)向下衝力(b)濾層內水的上舉力(c)接近波的上舉力(d)現地流速之變動(e)衝擊波(f)斜坡面上由捲入空氣引起的低壓(g)向上衝力

遙測技術在大地工程上之應用

潘國樑

亞新工程顧問公司副總經理

一、前　言

遙測(Remote Sensing)是遙感探測之簡稱， 是遙遠感知的意思，也就是說在遙遠的空間，不與目標物接觸，利用感測器截收物體輻射或反射出來的電磁波，記錄其能量，以供辨認不同物體的一種探測方法。台灣係於民國60年代引進該項技術，目前已有自己的衛星影像接收站。

遙測技術是在軍事偵察中應用及發展起來的，尤其是利用航空紅外線照像來遙感識別敵方的偽裝。大約在公元1960年代才有利用衛星來探測地球資源的民用遙測出現。目前，遙測已廣泛應用於農林、氣象、水資源、地質、環境、工程等方面。

遙測科技在土木工程方面的應用一直侷限在航空照片的測量與判釋；直到最近20年，工程師才有較多的機會接觸到多波段衛星影像及側視雷達影像，人們的眼界因而大開；加上電腦科技的進步，遙測影像的處理、測量與判釋已經可以藉助於電腦，而大大提高了遙測應用的效率。本文主要在利用遙測的原理說明遙測科技如何應用於大地工程；希望能達到拋磚引玉的效果，因為遙測影像其實祇是探測大地的工具之一而已 ； 能使用這種高科技工具者在探測功效及資料正確性上就能勝人一籌，因為他可以不必用腳跑到不能到達的地方。

二、遙測原理

各種遙測技術都是利用目標物的電磁波輻射或反射的特性來探測目標，因此，電磁波輻射的基本原理就成為遙測技術的理論基礎。

2.1 電磁波之輻射與反射

任何物體祇要其溫度高於絕對零度即能輻射電磁波，不同的物體產生的電磁波的波長各不相同，其變化範圍很大(如圖1)。將各種電磁波按其波長大小，依序排列成電磁波譜；從小到大分別稱之為宇宙線、γ射線(小於0.03nm)、χ射線(0.03～3nm)、紫外線(3nm～0.4μm)、可見光線(0.4～0.7μm)、紅外線(0.7～300μm) 及微波(1mm～1m)；雷達波是一種人造的電磁波、它屬於微波的範圍，遙測所用者大約介於1至30公分之間。

地球環境中最強大的輻射源是太陽，它是紫外線、可見光及近紅外線(0.7～1μm)遙測儀器所感知的主要輻射源。地球也是自然輻射源，它是熱紅外線波段(遙測祇用3～5μm及8～14μm)遙測儀器所感知的主要輻射源。

太陽是一個表面溫度約6000°K的熾熱發光球體，它的輻射光譜是一條連續的光譜(見圖1)。太陽輻射能量最高處的波長是0.47μm，相當於藍色波段，但主要集中在紫外到中紅外波段，而以可見光部份為最強。太陽輻射到達地表之前，需經過大氣層。大氣對不同波段的電磁波有不同的透射率(見圖2)；透射率較高的波段稱為大氣窗口，它是遙測所使用的波段。遙測應用的主要窗口包括：

(1) 攝影紫外窗口

攝影紫外窗口的短波一端由於臭氧的強烈吸收而截止於0.3μm，而長波一端則被人為地界定在0.4μ。這個窗口的最大特點是可以用攝影的方法來截取紫外電磁波，而且它是地面物體的反射能量(輻射源來自太陽)。

(2)可視光窗口

可視光窗口的波長介於0.4至0.7μm之間。這個窗口對電磁波的透射率在90%以上，僅次於微波窗口；它是目前遙測上應用最廣的窗口。可視光不但可用攝影方法截取，還可以用掃描儀、光譜儀、射線儀等來截收。可視光也是來自太陽的反射能量。

(3)攝影紅外窗口

攝影紅外窗口的波長介於0.7至1.1μm之間，也是可以用攝影方法來截取，而且也是地面物體的反射能量。

(4)熱紅外窗口

熱紅外窗口共有兩個，一個介於3至5μm之間，另一個介於8至14μm之間。前者可以是地面物體的反射能量(在白天)，也可以是地面物體的輻射能量(在白天及夜晚)；後者則是地面物體的輻射能量。輻射能量的大小與物體本身的溫度有關，故本窗口被稱為熱紅外窗口，因為它可以量測物體的溫度。這個窗

口正位於地表常溫下地面物體熱輻射能量最集中的波段，所以是研究大地很有用的一個窗口。

(5)微波窗口

微波窗口對大氣層是完全透明的，透射率可達100%，完全不受大氣的影響，是全天候的遙測波段。雷達波即為此窗口的波段。因為雷達波為人造的電磁波，於進行遙測時係由飛機或衛星直接發射雷達波，然後截取其來自地面的回射波。因此此類遙測系統被稱為主動系統，以與截取天然的輻射波或反射波之被動系統有所區別。

任何物體對外來的電磁波都有反射、吸收及透射的作用。物體的反射能力常用亮度係數(Brightness)來表示；亮度係數愈高的地物反射電磁波的能力就愈強，在遙測影像上的色調(或灰階)就愈淺；亮度係數愈低的地物反射電磁波的能力就愈弱，在遙測影像上的色調(或灰階)就愈深。在太陽光的照射下，一些物體的亮度係數發現有如下的規律：

(1) 濕的表面比乾的表面亮度係數要小(如乾砂土為0.13，濕砂土為0.06)。

(2) 粗糙表面比光滑表面的亮度係數要小(如公路為0.32，碎石路為0.20)。

(3)亮度係數與物體的顏色有關(如收割後的稻田為0.10，綠草為0.06)。

(4) 同一物體對不同波長的電磁波具有不同的亮度係數，如圖3所示。這是利用遙測來識別及區分目標的基礎。這種特性稱為反射光譜特徵。

2.2 航空照片的特性

航空照片是航空遙測時用航空照像機拍攝的遙測圖像(Image)。它用途很廣，在大地工程的應用上佔著重要的地位。

2.2.1 航空照片的種類

依照航空照像機的光軸與鉛垂線的關係，航空照片(簡稱航照)可以分為垂直攝影及傾斜攝影兩種。前者於攝影時，航空照像機的光軸幾乎保持鉛垂方向，其與鉛垂線的夾角不得超過$\pm 3^{0}$。垂直攝影的主要優點是像片中的影像與地物間保持一定的幾何關係，不會出現一部份地物遮蔽另一部份地物的現象，有利於各種地學要素的量測與製圖；這是使用最多的一種航照。但缺點是像片中的景物缺乏直觀立體感，人們需經過一定的訓練及熟悉過程，或藉助於立體

鏡才能有效地識別地物。傾斜攝影是光軸與鉛垂線的交角大於3°；其優點是立體感明顯，但在航空測量及大地工程製圖上祇能作補充資料使用；一般極少看到此類照片。

若依據色彩來分，航照可分為黑白航照及彩色航照兩種，而以前者最普遍，因為價格便宜。若以波段來分，航照又可分為紫外光航照、可見光航照(又稱泛色航照)及攝影紅外光航照。紫外光航照的景物對比較差，解像力也差，一般用於水面油污的監測。可見光航照是使用得最多的一種航照，也是最傳統的航照。紅外光航照則穿透煙矇的能力較可見光強，而且植生反射電磁波最強的就是近紅外線波段；相反地，水體卻吸收入射的紅外線。因此，在黑白紅外光航照上，植生顯得較亮，乾淨的水體則顯現較暗的灰調；在彩色紅外光航照上，植生則顯示紅色，而水體則顯示黑色。彩色紅外光航照在大地工程上的應用有相當高的價值，不過它的照價大約要超過黑白航照的三倍以上。

2.2.2 航空照片的幾何特性

航空照片是通過航空照像以中心投影方式，將地面地物客觀真實地攝影製成的黑白或彩色圖像。此與正射投影的地形圖相比，在圖面、比例尺及點位上都有差異。

航照的比例尺可以由航空照像機的焦距與飛行高度之比來求，因此在起伏地區，同一張航照上各部份影像的比例尺並不一致，故一般常用平均比例尺(Norminal Scale)的概念來表示。傳統的標準航照，其平均比例尺大約在1:20,000之譜。

垂直攝影得到的水平像片，由於中心投影的關係，高程不同的物體經過投影後會發生傾倒的現象，低者相對地向航照中心移動，高者相對地向航照中心的反方向移動，這種現象稱為輻射傾倒或輻射移位(Radial Displacement)。所有有高度的地物均以航照中心點為中心，向外傾倒，而傾倒的方向便是航照中心點(嚴格地說，應為航照的主眼點)、物體在航照上的底端及頂端等三點的連線上。這種輻射傾倒的現象，越離開中心點的地物越嚴重(即位移越大)。

航空照片的像對在立體觀察時，建立起來的立體效應一般會與實地情況不一致，地形變得過陡，這種超高感現象稱為垂直誇張(Vertical Exaggeration)，亦即航照的立體效應使得照片的垂直比例尺大於水平比例尺；但必須注意的是：當高度增加一倍時，地面坡度並未增加一倍，故在進行航照判釋時，應注意及排除因垂直誇張而引起地形高差、各種傾斜角(如坡度、地

層傾角等)、以及地物與地質體形態變陡的特徵，以便得出正確的結論。一般而言，如果原來的地形坡度或地層傾角在60°以上，其立體效應就覺得是陡直的90°了；如果原來的地層傾角在30°以下，尚可分辨出順向坡與逆向坡，如果超過此度數，則順、逆向坡就難以識別了。

2.3 衛星影像的特性

一般稱由攝影而得的圖像為照片(Photograph)，而由非攝影而得的圖像則稱之為影像(Imagery)。衛星的取像一般很少用攝影的方式，故大都稱為衛星影像。

2.3.1 衛星影像種類

美國於1972年7月發射第一顆專門作地球資源探勘用的民用衛星，稱為陸地衛星(Landsat)；截至目前為止，已發射了6顆一系列類似的衛星。就以最新一代的陸地衛星為例，它具備兩種感測器，一種稱為多波段掃描儀(Multispectral Scanner，簡稱MSS)，另外一種稱為主題測圖儀 (Thematic Mapper，簡稱TM)。MSS擁有四個波段，分別是綠光、紅光及2個近紅外光，其解像力為80公尺。TM擁有七個波段，分別是藍綠、綠、紅、3個近紅外、及1個熱紅外，其解像力為30公尺。該衛星的高度為705公里、繞地球一圈需99分鐘、且與太陽同步(即衛星一年之中通過地球上任何一點上空的地方時間不變)，它每16天即可回到同一點的上空。

1986年法國也發射一顆SPOT的商業化衛星，它的感測器不用掃描方式，而採用3000個或6000個線狀陣列式(Linear Array)的微感測器，一列橫排；當衛星前進時，感測系統即橫掃地面而過，故稱為推掃式(Push-broom)感測系統。SPOT具有兩套完全相同的感測組，統稱為高解像力可見光取像系統(High-Resolution Visible Imaging System，簡稱為HRV)，分別以HRV1及HRV2名之。每一套HRV各擁有兩種感測器，在地面上可以操控其中任何一種進行作業；其中一種稱為多波段模組(Multispectral Mode)，另外一種稱為高解像力泛色模組(High-Resolution Panchromatic Mode)。多波段模組由前後三列、每列3,000個微感測器組成，分別截取綠光、紅光及近紅外光的反射電磁波，解像力為20公尺；泛色模組則由6,000個微感測器一字排開，截取可視光(藍光除外)的反射電磁波，解像力為10公尺。SPOT還有一項非常強有力的功能，就是它的鏡頭可以從航線向左右偏±27°，非常適用於突發事件，如洪水、地震、火山爆發等之

適時取像。SPOT的航高為832km，繞地球一圈需時 101分鐘，與太陽同步，而且在正常狀況下每26天可以回到原地點的上空一次。

歐洲的太空總署在1991年也發射了一顆資源探勘衛星，稱為ERS，它的最大特點是它具有一個合成口徑雷達(Synthetic Aperture Radar，簡稱SAR)。此種雷達影像是探測地形及地質的利器，因為在雷達影像上清礎地顯現出地形地貌與地質構造。

另外，日本也在1992年發射了JERS-1 (Japanese Earth Resources Satellite)；印度在1988年發射了IRS-A，1994年發射了IRS-P2；美國由於LANDSAT 7要等到1998年才能發射，所以在這麼長的空檔中，將接收IRS-P2的訊號。以色列預備在1995年年底發射EROS-A，它最好的解像力可以達到2m。可見遙測科技的進步是無止境的。

目前在台灣所使用的衛星影像中，仍以LANDSAT與SPOT最常見。中央大學的遙測中心也有接收站，故無論查詢或購買影像，均非常方便。

2.3.2 衛星影像的物理特性

每一張衛星影像都由幾百萬個像元(Pixel)所組成，例如LANDSAT的MSS具有 7.6×10^6 個像元，TM為 39×10^6 個。每一個像元的亮度或灰階都是量化值。灰階被分割成64級(MSS)或256級(TM)。如此鉅量的資料非靠電腦處理不行。

一般的遙測影像都先經過前處理，包括輻射校正及/或幾何校正。前者適用於感測器局部故障或失真，以及大氣層的散射等校正；後者則適用於地理位置的校正。如果欲作進一步影像處理，則以加強影像的揚顯 (Enhancement)為目的，即將影像的內涵，壓制其不需要的目標，而凸顯所需要的目標，如線型或斷層帶可以被揚顯。利用電腦技術，還可對地物進行自動識別分類，即根據各種主要地物的不同反射特性，而分出許多反射特徵群，以達到分類的目的。

黑白遙測影像的灰階代表不同的電磁波段的反射或輻射能量，其物理涵義有所不同。例如可見光波段的黑白影像之色調深淺，代表地物對太陽光反射能量的強弱；熱紅外影像的灰階代表地物自身輻射能量的強弱，亦即代表地物溫度的差別，而它們的假彩色影像，祇是用顏色的不同來表示灰階的差異而已，其代表的物理涵義不變。

對綠光波段而言，它最有利於觀察濱海及淺水下的地形；在清潔水體內，綠光可透入深度達10至20公尺。此波段的影像也有利於觀察與植被有關的現象；植被一般表現為較深的色調，能較好顯示植被的分佈範圍及生長密度。另

外，由於浮在水面的油污及金屬化合物能妨礙綠光的透析，所以也能顯示水體的污染情況。對於陸地上第四紀鬆散沉積物的性質在綠光影像上也有明顯的反應。但綠光影像受大氣散射作用的影響較大，造成影像上各種地物的邊界輪廓有些模糊。

對紅光波段而言，它對水體也有一定的透視深度，特別對水體的混濁程度，如海岸的漂砂及河川中懸移質的狀況在此波段的影像上就有清晰的反應。在紅光影像上，陸地的地貌特徵也反應明顯，因此常用此波段影像，根據宏觀及微觀地貌特徵及色調的差別，進行岩性與地質構造的解釋。斷層、褶皺及第四紀鬆散沉積物的分界，也從水系特徵及色調、輪廓的不同而較易辨別；對第四紀鬆散沉積物的粗細顆粒之分佈規律、土壤類型劃分等都有一定的效果。對地貌本身的研究，如海岸及河流的地貌研究，紅光影像效果也較好。紅光影像對於植被研究有特殊的作用；活的樹木在這個波段內反射率低，具有較深的色調，而被砍伐的樹木、偽裝的枯樹、病樹等，具有較高的反射率，所以一般具有較淺的色調。

對紅外光波段而言，立體感較強，能清晰顯示各種地形細節，如微水系、微地貌，較細的人造物，如道路、村莊、鐵路、機場以及水泥建築物等，都有較好反應。近紅外光對水的反應靈敏，影像上的水體為黑色，淺層地下水豐富的地段或土壤濕度大的地段，一般都具有較深的色調，所以有利於用其研究水體的分佈、岸線的邊界輪廓、常流水及間歇河的區分、土壤含水量以及尋找淺層地下水等。近紅外光影像也有利於對植被的分佈及生長特點進行研究，它能用來識別植被的地理分佈、生長的疏密及生態是否旺盛(此為鑑定崩塌地的象徵之一)，鑑定植被是樹林、作物、還是草地。生長茂盛的闊葉樹具有很強的反射率，而具有明亮的淺色調；針葉樹的色調則略深一些，而病樹則具有較深的色調。通過水份與植被的分佈發育特點，可以反應某些被掩蓋的岩性、地層或隱伏構造，例如植被生長很好的泥質地層，與植被生長不好的乾燥石灰岩地層及充水的斷層，在紅外光影像上都有明顯的反應。

如果將綠光、紅光及近紅外光波段的負片分別透射藍色、綠色及紅色光，然後合成一張彩色圖像，稱為假色組合影像(False Color Composite)極類似於彩色紅外光照片，可大大地增加判釋的能力(肉眼祇能分辨20至30種灰階，但能區分200種以上的顏色)。在假色組合照片上，藍色地物反射最多的綠光、綠色地物反射最多的紅光、而紅色地物反射最多的紅外光；健康的植被呈現鮮豔

的紅色，而乾淨的水體則顯現深黑色。假色組合照片適用於鑑定及劃分下列各項物質或現象:地物種類、土壤類型、工程材料、內部排水不良區、軟弱地層、可能發生工程災害的特殊地形、地質災害(如崩塌、地盤下陷、河岸侵蝕、地表沖刷、活動斷層等)。這是一種在大地工程上用途良好的遙測影像，如果是航空照片更佳；不過，它的缺點是價錢較貴。

三、遙測影像的大地工程應用

測量及繪製地球表面的物理特性是執行所有主要土木工程中有關大地工程項目的一項重要工作。而遙測正是測量及記錄地球表面各種地物反射及輻射電磁波特性的一種科技。本章節將討論遙測影像如何應用於地形圖製作、區域規劃、工址調查、路廊調查及地下水調查等。

3.1 地形圖製作

世界上已出版的地形圖，比例尺從1:500至1:50,000或1:100,000，大約有99%以上都是從航空照片上製作出來的。這門被稱為航空測量(Photogrammetry)的技術已經完全成熟了。台灣的像片基本圖(比例尺為1:5,000)即是以航空影像為底圖，經過航測製圖過程，然後在其上面加上等高線及一些地圖註記而成。

航測圖的製作可以從小比例尺，作踏勘或可行性分析用途，至大比例尺，作特定點調查或詳細規畫設計用途。航測用的航照大都採用標準的黑白泛色照片，其底片的解像力約為每公厘40至60線對。彩色照片或彩色紅外光照片雖然也可應用，但是因為價錢較貴，所以很少使用，除非在製圖過程中同時需要抽取一些地形、土壤、地質及植被等資訊。

掃描影像很少被用來製作地形圖，主要是因為掃描影像有嚴重的比例尺壓縮及地形傾倒的影象，尤其以空中掃描為甚。衛星掃描影像較無上述現象，但卻祇有平面資料，而不能提供高度資料，是其主要缺點。不管是空中掃描或衛星掃描，其影像一般祇用來抽取主題資訊(Thematic Information)，然後將此資訊轉移至既有的地形圖上。根據研究結果，利用LANDSAT影像來製作1:250,000的地形圖及土地利用圖尚不能達到被認可的標準(Welch and Pannell, 1982)。SPOT影像雖然解像力較佳，也有立體像對的能力，但是要製作1:250,000地形圖，且能達到被認可的標準，也非

易事。一般而言，衛星影像至多祇能應用於小比例尺地形圖的修正與補充，以及從中抽取主題資訊而已。

雷達影像在1960至70年代，曾被用於缺乏地形圖、終年被雲層遮蓋的赤道雨林等地的初勘工作，主要是因為雷達波具有穿透雲層的能力；在上述國家航空照片甚難攝取。雷達影像用來記錄森林、植被、地形地質及其他資料，以應用於區域規畫與開發。例如1971年巴西請美國用空中側視雷達成像，每小時測繪兩萬多平方公里，不到一年就獲得全區1:400,000的側視雷達影像圖；1974年英國對前述影像圖進行解釋及地面校對，作出了該區1:250,000地形圖、1:100,000地質圖及1:50,000資源圖。

3.2 區域規劃

由於世界人口的不斷膨脹及有限的資源，區域規劃遂應運而生。區域規劃的方法包括依據土地利用潛力(Land Capability)而規劃出最適當的土地利用方法，並依據自然條件來規劃特定的土地使用標的，同時要從事有次序的基礎建設及有規劃的經濟發展，以保護纖細敏感的環境。因此區域規劃實是自然條件、社經條件與工程條件三者之間的互相配合以及共同整合。大地工程師在區域規劃方面所擔任的角色包括下列幾方面：

3.2.1 道路規劃

任何大地工程都需經過可行性分析、規劃、設計及施工等四大階段，每一階段所需的大地工程資料之詳細程度也逐階增加。雖然道路的選線多多少少會受到社會及政治的影響，但是最後的選定，總是需要先對地形地貌、地質、水系、土壤及天然材料的分佈等有過深入的瞭解。例如建設成本的降低有賴幾個條件的配合，如減少挖填方、橋樑及排水設施，選擇較好的路基及較穩定的邊坡，避開具有潛在地質災害的路段如沼澤、濕地、砂丘、崩塌地、嚴重沖刷地等，以及找到品質好、蘊藏量夠的就近材料等等。就前述這些選線條件，利用遙測影像判釋方法，配合上地面的重點查驗，即可收到事半功倍的效果。

在可行性分析及規劃階段，衛星遙測影像及雷達影像因為解像力稍差，所以可以應用於宏觀的地形、地貌、河流、山脈及斷層延伸等項目的判釋。在此階段不要忘記衛星遙測另外一個強有力的功用是其多日期影像的提供，例如LANDSAT每16天，SPOT每26天就可產生同地區的一張影像，由不同日期的影像可以判斷地形地物隨著時間而改變(Change)或發育(Development)的情形，由地形

地物的改變軌跡還可預測其未來的發展，例如某一條河流的河道未來可能會變換到某一個方向或位置，是否嚴重影響到未來的橋樑；又某一個崩塌地逐年擴大崩塌範圍，到什麼時候就會影響到路基等等。

3.2.2 運輸規劃

運輸規劃需整合陸運、河運、海運及空運網路，以建立一個密切的分佈網。衛星影像在這方面可以提供相當大的助力。

衛星影像能夠提供規劃所需的相關資訊，如地形、地質、水系、現有交通系統、土地利用、農作、土地利用潛力及人口分佈等；衛星影像尚具有監視的功能，它可以定期或不定期地監視土地利用的改變及都市範圍的擴張等。

衛星影像在港灣規劃方面也可以提供相當豐富的資訊，如水深、漂砂及淤積情形、浪潮、阻礙航道的海底地形及海岸線變遷等等。

3.2.3 潛在災害

衛星影像非常適合在工程可行性分析及規劃階段提供一些與大地工程有關的潛在天然災害之資訊，如活動斷層、火山活動、洪水、山崩、侵蝕、地盤下陷、棄碴場、有害廢棄物等。從衛星影像上還可快速研判上述潛在災害可能波及的範圍以及上述潛在災害的發育過程，甚至預測其發生的時程。

衛星影像特別適合於研判地質的不穩定，例如用於鑑定及解釋大區域的斷層、斷裂、節理密集帶、剪裂帶等；這些不穩定帶通常以線性的跡象顯示在衛星影像上，有時不一定會顯現於航空照片上，在地面上更不容易看出來。因此，從衛星影像上鑑定及繪製線性構造圖乃是重大工程選址過程中的重要工作項目之一，尤其是核能電廠、大壩、或有毒廢棄物的工址。

3.2.4 地理資訊系統

區域規劃非常需要一些基本資料，這些基本資料通常以地理資訊系統的方式加以儲存，以便易於抽取、補充、更新或展示。遙測的即時與多日期資料，非常符合地理資訊系統的補充與更新之需求。區域規劃非常需要這種隨時更新的基本資料。因此遙測系統與地理資訊系統的結合已經應用到很多方面了。

遙測資料經過處理或自動分類後幾乎都以Raster的結構方式儲存；因此當遙測影像處理與Raster地理資訊之建立同時進行時，資料的互通是非常容易

基隆港聯外道路隧道地質研判分析及其應用之研討

王建中　基隆港務局擴建工程處第二工務所主任
陳華雄　基隆港務局擴建工程處第二工務所幫工程司

一、前　言

基隆港西岸聯外道路北起基隆港第一貨櫃中心及第三貨櫃中心，南至北二高基汐段基隆出口。全線長三千九百八十公尺，共有隧道五座、橋樑八座；現已完成忠孝隧道其餘目前正在施工中，本文僅就已完成之忠孝隧道其施工期間對於地質研判分析及其運用加以探討。

忠孝隧道位於基隆市光華路與文化路間的小山丘，係由財團法人中華民國港埠服務社設計，榮民處承包，系於79年 9月12日開工，歷經二年多施工於82年 4月28日完工。

本工程隧道施工係用新奧工法 ， 依照南非 Bieniawski 之 RMR (rockmass rating)岩體評分法 ，將隧道之支撐型式分成四種 ，分別為TYPE A 、B 、C 及D 。但因規劃設計階段所推估之隧道面岩體狀況 ， 可能與實際地質狀況有所出入，故實際之岩體分類由現場地質師依實際地質判斷，並決定支撐型式，作為施工依據。此外為安全起見每隔20公尺設置一監測系統，量測隧道淨空收斂情形以確保支撐之適用性及隧道整體安定性。同時於隧道全線選擇四處計測斷面加裝伸縮儀，以瞭解隧道周圍岩體之變形。

新奧工法的基本精神在於充分利用岩體本身之強度，並靈活運用噴凝土，岩栓及鋼支保來支撐開挖面周圍之岩體。利用監測系統隨時掌握隧道開挖後之變形行為，做為調整支撐及回饋設計之依據，以確保隧道之穩定，增進施工安全。因此以新奧工法施工時，其現場地質研判及監測分析是相當重要的工作，有時亦會直接影響隧道施工之成敗。

現隧道工程已順利完工，就本工程施工過程中之地質研判與監測分析資料加以整理分析，提供往後類似隧道或工程參考。

二、隧道地質與支撐設計

公路設計之前常利用航測來編製大比例尺地形圖(1:2,000～1:5,000)及有關地質、水文等方面的資料。此外，還可利用航測儀器進行縱橫斷面測量。路廊調查如果靠野外作業，不但外業時間長，受氣候及自然地理條件的影響大，進度慢、效率低，而且體力消耗大，再加上種種客觀條件限制，不如利用航照判釋輔以最經濟有效的現場重點調查，以選出最佳的路線方案。

基本上為了路廊調查而作的航照判釋，其主要內容包括四大項:地形地物與水系的判釋、地質的判釋、洪水痕跡的判釋及築路材料的判釋。現在分別說明如下:

3.4.1 地形地物與水系的判釋

公路的選線不但要充分利用地形、地勢及地質特徵、選擇地質穩定、水文地質條件較好的地帶通過，儘量避開崩塌地、崩積層、土石流、排水不良的低窪地等地段，而且要注意少佔耕地、少拆房屋、避免穿過城鎮中心及密集的居民點，還要注意不損壞歷史文物。因此從航照上需針對地形、地貌的類型、成因、特徵與發展過程進行判釋、注意地形地貌與岩性、構造等地質因素的關係，以及地形地貌對路線佈設及路基工程的影響等。

對於現有的交通系統及土地利用等人文條件要進行詳細判讀；對於水系與植被等自然條件也不應忽略，尤其水系是決定橋位的重要考慮因素，橋位一般要選在河道順直、水流集中、河床穩定的地段，儘量避開有沙洲、急彎、主支流匯合的地段，選擇河漫灘較窄、沒有河叉的地段。為使橋樑軸線與河谷及河床垂直，應選擇河谷與河床方向一致的河段，否則洪水時水流與橋樑軸線斜交將會增加對橋墩的沖刷。橋位也要遠離上游的大壩。

3.4.2 地質的判釋

地質的判釋要從地貌、水系、植被等影像特徵，推測研判路廊地帶的地形地質形成過程、構成物質、地質結構、及形成這一地帶的營力，再進行綜合判斷。其內容主要要包括土壤與岩石的判釋、地質構造的判釋及潛在地質災害的判釋等。

從航照上要判讀地層的分佈情況、第四紀沉積物的成因類型、岩石的風化破壞程度、可能的工程性質及對工程的影響等。在地質構造方面應注意斷層、褶皺的位置、構造線走向、位態及其與路線的關係、對路基穩定性的影響等。

潛在地質災害從航照上比在野外現場更容易辨識，但需到現場調查確認。潛在地質災害對於路廊調查非常重要，尤其需要特別注意崩塌地、崩積層、土

石流、沖積扇、石灰岩溶洞、沼澤、風成沙丘等之類型、規模、性質、分佈範圍、形成條件、發育程度、分佈規律及其對工程的影響。

3.4.3 洪水痕跡的判釋

在航照上判讀洪水位比較困難，但如利用1:5,000至1:10,000的大比例尺航照，可以判讀出多年平均洪水位。

根據河岸靠山一邊岩石上或舊有墩台及水工建築物上，受水流多年沖蝕及日光曝曬所留下的沖刷條帶，在這條沖刷帶的上下岩石上，反映的顏色不同，常年受水沖刷的部份反映出土黃色，而不受水沖刷的部份，則反映出黑色。據此，在少有人活動的山谷處，可看到明顯的痕跡。

判讀前儘可能蒐集有關水文調查資料，以便在照片上對照資料提供的地點去找，判讀時採取由發源地、峽谷至平坦地區逐步尋找。

3.4.4 築路材料的判釋

築路材料絕大部份都是就地取材，特別是像石料、礫石、砂、粘土、水等天然材料更是如此。這些材料的品質好壞及運輸距離遠近，直接影響工程的品質與造價，有時還會影響路線的選擇。

鬆散材料的調查應以地形及第四紀地質為依據，它們在航照上都會顯示特殊的地形地貌。由於這些材料主要產於河漫灘及河階台地上，因此首要的工作是在航照上沿著河谷尋找開闊的河漫灘及平坦的階地；對於有可能產生大量砂礫石的地帶，如支流入口處、河流彎曲帶應特別注意。

3.5 地下水調查

地下水常影響工程施工的安全，但是因為地下水潛藏在地下，故很難從遙測影像上直接判讀其存在，除非地下水從地下排泄出地表，顯現出特殊的影像特徵。

根據研究，熱紅外影像用來研究地下水的露頭—泉，有不錯的效果。泉眼在白天的熱紅外影像上呈深色調小點(溫度較周圍為低)(溫泉除外)，在夜間影像上則呈淺色調亮點(溫度較周圍為高)，而且在影像上往往還可看到一些以泉眼為頂點的扇形或蝌蚪狀色調異常。

淺層地下水會影響其上面表層土壤的溫度，而在熱紅外影像上反應出來，從而間接指示其存在。表層土壤濕度增大會導致冷異常出現，在熱紅外影像上表現為邊界不太明顯的深色調區；根據研究，一個含水層能引起地表出現熱異常的最大埋深

可達10餘公尺。顯然利用土壤濕度變化來找地下水，在沙漠及乾旱等缺少植被的地區較具實際意義。

熱紅外影像對土壤濕度的敏感性，還可用來發現古河道，以研究河流的變遷。因為古河道的地下水較豐富，它上面的土壤濕度較大，能被熱紅外影像清楚地顯現出來。

地下水的排泄、地下水及與地表水體的關係也可用熱紅外影像而得到良好的效果。例如在夏天，地下水可能以較低的溫度注入河流或水庫；在冬天，情況正好反過來，即地下水係以較高的溫度注入地表水體。

在沿海地區及海島上也可利用熱紅外影像來尋找寶貴的地下淡水資源，因為地下淡水的溫度一般比海水溫度低，當它們注入海水中時，較冷的淡水呈深色條帶被顯示在熱紅外影像上；有的還可估算淡水的流量。

四、結　語

台灣目前正介於已開發與開發中之際，其基礎建設一方面是新的規劃，另一方面是改進工程。對於新的規劃工程，一定要經過選線或選址的過程，而選線或選址工作需要依據很多基本資料，這些基本資料的蒐集除了既有資料之外，幾乎需要在現場進行調查與蒐集。為了提高現場調查與蒐集的精密度與速度，以及降低其成本，利用遙測技術輔以現場的重點驗證，即可達到前述目標。

衛星影像較適用於大區域的整個集水區、整個山脈或整條大斷層的研判；由於其解像力受限制，在選線或選址的用途上大大不如航空照片。一個經過遙測訓練的大地工程師或工程地質師從航空照片上可以獲得以下幾項重要資訊:

1. 從航照上規劃預定路線或工址的探勘計畫，如決定地物探測的佈線或鑽探的佈孔位置。
2. 了解路線沿線或工址及其周圍地區的地形、地質、水系、植被、土地利用及交通網路等。
3. 辨認路線沿線或工址及其周圍地區的潛在地質災害，如崩塌地、崩積層、棄碴堆、沖蝕地、沼澤、濕地、風成沙丘、地盤下陷、活動斷層、石灰岩溶洞、舊礦坑入口等。
4. 從不同時期的航照可以推論地形、海岸後退、河流向源侵蝕、地質災害及土地利用之發育與歷史，因而預測其未來的發展。
5. 從航照上進行邊坡穩定性評估，為路線調查或工址調查非常重要的工作項目之一.

6. 從航照上找尋天然建築材料。

基本上航照是遙測技術在大地工程上用途最廣且最合適的一種影像。但是航照也有解像力上的問題；依工程進程而言，航照的適用性從可行性分析、規劃至設計與施工，依次遞減。不過，技術的進步是無止境的，將來如果能採用遙控飛機或輕航機來取得比例尺更大的航空照片，遙測技術在大地工程上的應用可能更向前推進一步亦未可知(Tomlins, 1983；Graham and Read, 1984)。

五、參考文獻

1. Graham, R.W., and Read, R., 1984, Small format aerial photography from microlight platforms: Jour. Photographic Science, vol. 32, pp. 100-110.
2. Kennie, T.J.M., and Matthews, M.C., 1985, Remote sensing in civil engineering: Surrey University Press, London, 357pp.
3. Leberl, F. 1976, Imaging radar applications to mapping and charting: Photogrammetria, vol. 32, no. 1, pp. 75-100.
4. Tomlins, G.F., 1983, Some considerations in the design of low cost remotely piloted aircraft for civil remote sensing applications: The Canadian Surveyor, vol. 37, pp. 157-167.
5. Welch, R. and Pannell, C.W. 1982, Comparative resolution of Landsat 3 MSS and RBV image data of China: Photogrametric Record, vol. 10, no. 59, pp. 575-586.

- 附 圖 -

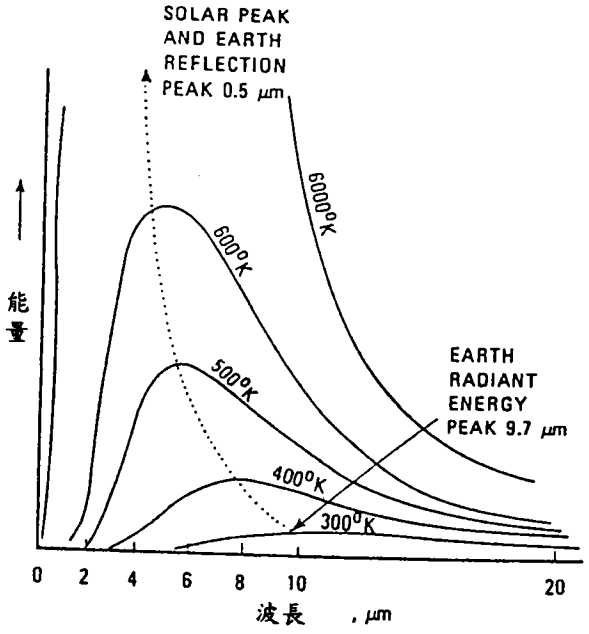


圖 1 不同物體所輻射出來之電磁波(與物體本身溫度有關)
(太陽表面溫度為 6000°K，地球表面溫度為 300°K)

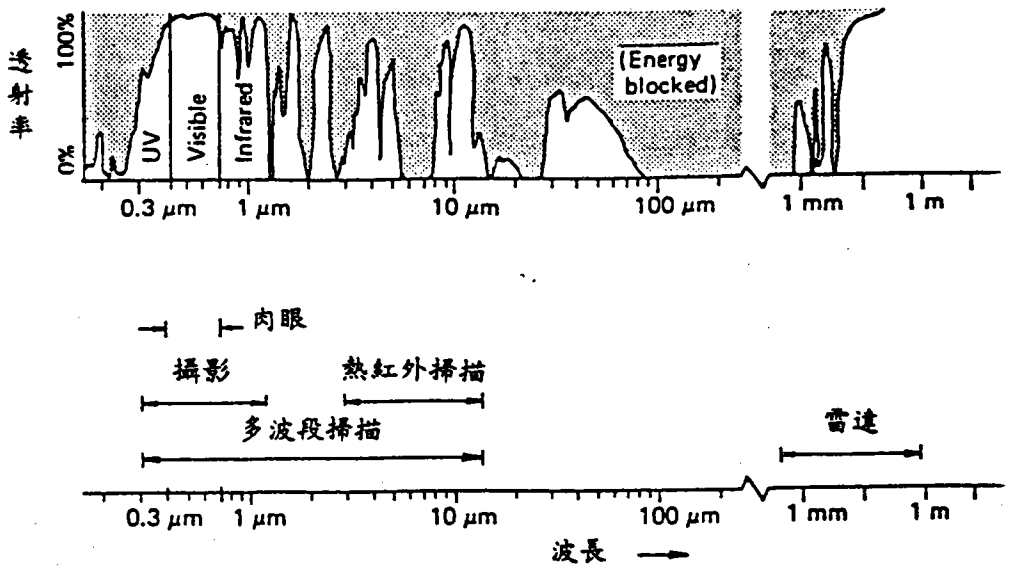


圖 2　電磁波穿透大氣層之能力(下圖表示不同感測器之敏感界線)

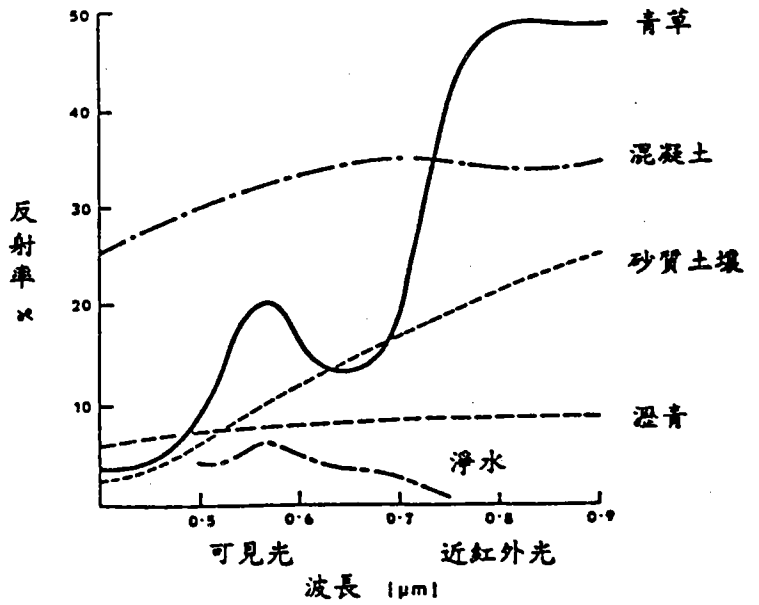


圖 3　一些物體之反射光譜

高雄港第五貨櫃中心
#78碼頭振動壓實砂樁地盤改良之探討

蘇文彬　高雄港務局第五貨櫃工程處處長
吳義雄　高雄港務局第五貨櫃工程處碼頭施工所所長
杜振宗　中華顧問工程司港灣工程部結構組組長
陳劍遠　中華顧問工程司港灣工程部結構組工程師

摘　要

高雄港第五貨櫃中心之基址位於由拆船廢棄物與浚挖航道排泥填築而成之複雜地盤內。本文重點在描述複雜基址地質現況，擬定基址地盤改良計畫，以提高地盤承載力及降低壓密沉陷，並避免地震時土層發生液化現象。依施工規範進行壓實砂樁工法改良基址地盤，最後探討砂樁改良效果。改良後粉土質細砂層相對密度可達65%以上，沉泥、粘土之SPT-N值可達6～12。

一、前言

高雄港第五貨櫃中心位於高雄港二港口原大仁宮拆船場內。基址地層內含過去拆船業留下之廢棄物，再經由水深6至8米之中央船渠浚挖航道排泥填築而成之新生地。高雄港務局計畫在此基地興建第五貨櫃中心，其中包含深水鋼鈑樁式碼頭。#78碼頭是第五貨櫃中心二期新建工程中之其中一座碼頭。於先期進行現場鑽探、取樣、試驗與試驗室土壤性質試驗及分析，研判土層層次與土壤特性，並作地盤改良砂樁分析與設計，於施工完成後評估並探討振動壓實砂樁工法對此軟弱回填地盤改良之成效。

二、基址地質現況

本工址位於高雄港第五貨櫃中心，#78碼頭之新建工程區內，基地呈長方形，長約320米，寬約75米，面積約23,000平方公尺。工址先進行鑽探9孔，鑽孔位置如圖一所示。鑽探工作自地表起，先採乾鑽法鑽取地下水位以上之土層，鑽達地下水位改用水沖法繼續鑽探工作。鑽探進尺於高程EL.+2.0M起，每隔2M以分

達地下水位改用水沖法繼續鑽探工作。鑽探進尺於高程EL.+2.0M起，每隔2M以分裂式標準取樣器按ASTM D1586-84規範實施標準貫入試驗，並取得劈管土樣以供室內試驗之用。9處鑽孔總鑽探深度共125.5M，計進行62次標準貫入試驗，取得劈管土樣53組。本基地9處鑽孔之土層變化情形如圖二所示。

茲依鑽探與試驗結果說明各層次土壤分佈情形及一般特性。

1. 自高程EL.+2.0M至EL.-1.0M主要為回填粉土質粗中細砂，含有混凝土塊、磚塊、礫石、卵石及雜物。分佈厚度因各鑽孔位置而異且相當不均勻。
2. 自高程EL.-1.0M至EL.-10.0M為粉土質粗中細砂及粉土質黏土交互層，而各主層次常夾有砂質粘土或粉土質粘土與粉土質細砂薄層，且含有磚石、貝屑及有機物。在粉土質粘土層中之標準貫入試驗N值介於1～5之間，土壤單位重介於1.66～2.51t/m^3，自然含水量為21.4～58.0%，粘土塑性指數則介於14.4～60.5之間，屬於軟弱至極軟弱之地層。在粉土質粗中細砂層中之SPT-N值介於2～12之間，單位重介於1.54～2.39t/m^3屬於疏鬆至極疏鬆之砂土層。
3. 自高程約EL.-10.0M至最大鑽探深度EL.-12.0M為粉土質中細砂層偶夾粘土薄層、貝屑及有機物，SPT-N值介於8～14之間。土壤單位重介於1.88～2.2t/m^3，屬於疏鬆至中等緊密性質。
4. 鑽探期間，利用乾鑽法測知地下水位大略深度，量測得地下水位約在現有地表下1.7～2.5M間。考慮季節水文影響之可能變化，設計分析採用之長期地下水位於地表下1.0M(EL.+1.0M)。

三、基址地盤改良計畫

本工程之改良計畫，根據地質鑽探報告中之土壤顆粒粒徑分析，約略統計土壤中各成份所含百分比如下表所示。

成份	Gravel	Sand	Fines	
			Silt	Clay
百分比%	4.5%	59.3%	18.2%	18%

對於疏鬆之粉土質細砂地層而言，在地震規模M = 6.5，最大地表水平加速度0.1G時，其相對密度至少達65%以上才較不具有液化之潛能。壓實砂樁改良地層之控制標準，一般以相對密度Dr為準，定義為

$$Dr = \frac{e_{max} - e_o}{e_{max} - e_{min}}$$

式中　emax，emin =土層之最大及最小孔隙比

eo =土層現場孔隙比

若砂樁直徑為ds，打設間距為d，當採用圖三之正三角形配置時，砂樁直徑ds，配置間距d與土壤改良前後孔隙比eo與e_1之關係式為

$$d^2 = 0.91\frac{1+e_o}{e_o - e_1}ds^2$$

根據地質鑽探報告，統計地層粉土質細砂層孔隙比，其平均初始孔隙比eo≒0.765，最大與最小孔隙比emax與emin因無試驗數據參考較難估計其值，採用砂樁直徑600mm§，則砂樁配置間距d與粉土質細砂層孔隙比改善變化量△e如下表所示。

間距d(m)	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
孔隙比變化量△e	0.58	0.40	0.29	0.23	0.18	0.14

上述所述壓實砂樁配置之樁徑與間距是針對粉土質細砂層而言，然而根據地質鑽探報告，現有基址之地層大部份是一複雜之複合地盤，壓實砂樁在粘性複合地盤內亦可藉搗實之砂樁，使砂樁多分擔負載，減輕加在粘土之負載，減少壓密沉陷，增加地盤之強度及對滑動之阻力，又因兼具砂樁排水之功效，可縮短地盤之排水距離，減少壓密沉陷所需之時間。關於複合地盤之設計原理需要依賴有經驗之判斷，本基址壓實砂樁之配置，即採用日本土質工學會建議之方法設計砂樁。複合地盤之設計如下：

$$\text{壓入率} \quad Fv = \frac{As}{A}$$

A=一根砂樁分擔之地盤面積

As=配置砂樁之斷面積

正三角形配置砂樁，壓入率Fv、砂樁直徑ds與打設間距d之關係式為

$$Fv = \frac{\pi}{2\sqrt{3}}\left(\frac{ds}{d}\right)^2$$

壓入率Fv，砂樁間距d與壓入砂量As之相關圖如圖四所示。本基址砂樁配置圖如圖五所示，分A，B，C與D四區域。A區域在碼頭主鋼鈑樁後線3M內配置間距1.6M之砂樁；B，C兩區域在碼頭錨碇鋼鈑樁前後各5M內分別配置間距1.45M與1.35M之

砂樁；D區域在碼頭主鋼鈑樁後線3M內配置間距1.35M之砂樁，其餘部分配置間距3M之砂樁。砂樁採用樁徑600mm。各區域砂樁配置之間距d，壓入率Fv與每根砂樁分擔之地盤面積A如下表所示。

區域 砂樁配置	A	B	C	D
間距(d)(m)	1.6	1.45	1.35	1.35
壓入率Fv	0.128	0.155	0.179	0.179
分擔面積A(m^2)	2.21	1.82	1.58	1.58

由於基址面積遼闊，深水鋼鈑樁碼頭主要之結構包含碼頭法線之主鋼鈑樁，錨碇高耐索及錨碇鋼鈑樁，故地盤改善之重點在於鋼鈑樁前後主、被動土壓力區，其餘區域為配合預力基樁或鋼管樁打設，故砂樁配置間距3M較寬鬆，而且因預力基樁或鋼管樁長度均可超越液化土層區，故對碼頭結構物可提供安全之保障。此外，基樁打設有類似砂樁改善地層孔隙比之功效，考慮基樁打設對地盤孔隙比減低量為

$$\Delta e = \frac{U(1+e_o)^2}{V}$$

式中：V＝每支樁承載之地盤體積

U＝樁之體積

eo＝地盤原始孔隙比

評估基樁打設對地盤孔隙比減少率約5%。

四、現場施工之控制

(一)施工規範

1. 若工址原土層屬粉土質細砂土層，則改良後之土壤相對密度應達65%以上。

2. 若工址原土層屬粘性或沉泥土層，則依下表處理。

細顆粒成份	驗收N值
ML	10以上
CL，OH	不得低於未改良前之值

3. 砂樁所用之砂須為不含粘土、泥塊、雲母、有機物或其他有害雜質，級

配如下表規定。

美國標準篩號	#4	#16	#50	#100	#200
通過重量%	90～100	40～80	2～30	0～7	0～3

(二)施工前鑽探與試驗

1. 於砂樁施工區範圍內約每2500平方公尺作一鑽探取樣，每一鑽孔平均取六組試樣，深度14公尺。
2. 經取九鑽孔，依GIBBS & HOLTZ (1957)之垂直有效應力，標準貫入試驗N值與相對密度Dr之經驗相對關係，施工前N值及相對密度如下表。

鑽　　孔	N	相對密度(%)
B-1	2～12	14.5～23.5
B-2	2～15	14.5～28
B-3	2～13	14.5～25
B-4	2～8	13～19
B-5	2～17	19～23.5
B-6	2～13	13～25
B-7	2～12	16～22
B-8	2～17	20.5～29.5
B-9	2～17	20.5～34

(三)施工前準備工作

1. 依據鑽探資料，作砂樁孔徑，深度及分佈設計。
2. 施工區域地表障礙物清除及整平。
3. 施工測量控制點定砂樁位置。
4. 施工用粗砂進場抽驗，級配須符合規範要求。
5. 施工機具進場：

本砂樁施工主要機具如下：

(1)D-308 SA打樁機(日產)。

(2)震動樁錘：12000RPM頻率，90KW。

(3)發電機：250KW。

(4)空壓機：PDS 750S，7kg/cm^{2}壓力。

(5)鏟土機：D-32S(KOMATSU)

鏟土量1m^3/次。

(6)砂管：14.5m×40cmϕ。

(7)砂漏斗：容量1.2m^3。

(8)導管：27m。

(9)自動記錄儀器。

6. 計算每支砂樁使用砂量

$$0.6^2 \times \frac{\pi}{4} \times 13 = 3.68m^3$$ （實方）

3.68×1.3 = 4.78m^3 （鬆方）

(四)施工方法

1. 利用震動機將底部附有自動靴密封之40cmϕ鋼管，打至設計高程EL.-12m。
2. 用鏟土機將一定量之粗砂倒進砂漏斗，升高漏斗將砂徐徐注入鋼管內，並以壓縮空氣壓實之。
3. 將鋼管徐徐拔起1.5m，使管中之砂逕由自動靴流入管底孔中。
4. 將拔起之鋼管往下擠壓1m，並利用震動機使填充砂壓實達到所需之砂樁樁徑60cmϕ。
5. 重複以上各步驟，使砂樁依規定之樁徑，長度及間距打設完成。

(五)擠壓砂樁施工障礙及排除方法

施 工 障 礙	排 除 方 法
1. 砂管上空氣風管容易塞管。	塞管時以水向管內沖洗出擠壓之砂石。
2. 砂管單向自動靴有時會斷裂掉入施工中砂樁內。	備用自動靴更換並於該樁位重新施打。
3. 拉拔震動樁錘之1½"ϕ×1m或鋼索易斷。	備用鋼索更換。
4. 震動機與彈簧架連接之插梢65mmϕ易磨損斷裂。	備用品須預製。
5. 深度器拉簧易損壞。	備用品更換。

(六)完工後鑽探

1. 在砂樁打設範圍內每2500m^{2}取一鑽孔，其位置擇在三角形配置砂樁之重心，共取九孔，其孔位與施工前之鑽探孔位相接近。
2. 改良後之砂土層相對密度可達65%以上。

3. 沉泥之N值可達6～12，亦改善很多。

五、砂樁改良效果之探討

依據砂樁施打前後執行之標準貫入試驗與相對密度試驗，比較各鑽孔地盤改善之情況如下(詳圖六)：

(1)B-1鑽孔

地表至深度6.5M為灰色粉土質中細砂夾雜物，SPT-N值由6提高至15～17，相對密度Dr由20.5%提高至73%～80%；深度6.5M至深度7.3M為粉土質粘土，SPT-N值由2提高至12；深度7.3M至深度10.7M為粉土質細砂夾粘土，SPT-N值由4～5提高至25，相對密度Dr由14.5%～17.5%提高至75%；深度10.7M至深度11.7M為粉土質粘土，SPT-N值由6提高至21；深度11.7M至深度14M為粉土質細砂，SPT-N值由12提高至22，相對密度Dr由23.5%提高至69%。

(2)B-2鑽孔

地表至深度6.3M為粉土質細砂偶夾砂質粉土，SPT-N值由2～3提高至12～17，相對密度Dr由14.5%～16%提高至65%～70%；深度6.3M至深度8.9M為粉土質粘土夾細砂，SPT-N值由3提高至7；深度8.9M至深度11.8M為粉土質細砂夾砂質粉土薄層，SPT-N值由6～7提高至20，相對密度Dr由17.5%～20.5%提高至68%；深度11.8M至深度14M為粉土質細砂，SPT-N值由15提高至24，相對密度Dr由28%提高至71%。

(3)B-3鑽孔

地表至深度6.3M為粉土質細砂偶夾砂質粉土，SPT-N值由2～4提高至15，相對密度Dr由14.5%～17.5%提高至65%～69%；深度6.3M至深度8.4M為砂質沉泥，SPT-N值由6提高至7；深度8.4M至深度12.5M，改良前之地質為極軟弱之粉土質粘土，SPT-N值為2～3，但改良後鑽探資料地質為粉土質細砂，SPT-N值為18～21，相對密度Dr為65%～70%；深度12.5M至深度14M為粉土質細砂，SPT-N值由13提高至22，相對密度Dr由25%提高至67%。

(4)B-4鑽孔

地表至深度6.8M為粉土質粗中細砂夾礫石，SPT-N值由2～4提高至14～15，相對密度Dr由14.5%～16%提高至65%～72%；深度6.8M至深度10.4M，改良前鑽探資料為極軟弱之粉土質粘土，SPT-N值為1～4，但改良後鑽探資料地質為粉土質細砂，SPT-N值為23～37，相對密度Dr為72%～88%；深度10.4M至深度

14M為粉土質細砂，SPT-N值由2～8提高至22～24，相對密度Dr由19%提高至69%～70%。

(5)B-5鑽孔

地表至深度4.3M為粉土質中細砂，SPT-N值由4提高至13，相對密度Dr由19%提高至65%；深度4.3M至深度6.9M為粉土質粘土夾細砂薄層，SPT-N值由2提高至6；深度6.9M至深度9.5M為粉土質粘土夾細砂薄層，SPT-N值由4提高至14；深度9.5M至深度14M為粉土質細砂層，SPT-N值由11～17提高至21～22，相對密度Dr由23.5%～29.5%提高至67%～71%。

(6)B-6鑽孔

地表至深度6.7M為粉土質細砂層，SPT-N值由2提高至16～17，相對密度Dr由13%提高至69%～71%；深度6.7M至深度8.9M為粉土質粘土及細砂互層，SPT-N值由5提高至20，相對密度Dr為17.5%提高至77%；深度8.9M至深度10.9M，改良前地質為粉土質粘土，SPT-N值為4，改良後地質為粉土質細砂，SPT-N值為20；深度10.9M至深度14M為粉土質細砂，SPT-N值由9～13提高至22～23，相對密度Dr由22%～25%提高至70%。

(7)B-7鑽孔

地表至深度4.8M為粉土質細砂層，SPT-N值由3提高至17，相對密度Dr由16%提高至73%；深度4.8M至深度9.1M為粉土質粘土夾細砂薄層，SPT-N值由5提高至10；深度9.1M至深度14M為粉土質細砂層，SPT-N值由10～12提高至17～20，相對密度Dr由22%～28%提高至65%～68%。

(8)B-8鑽孔

地表至深度3M為回填土含雜物，改良後SPT-N值為16，相對密度Dr為72%；深度3M至深度7M為灰黑色粉土質粗中細砂含礫石，SPT-N值由6～10提高至24～31，相對密度Dr由20.5%～26.5%提高至82%～92%；深度7M至深度9M為灰黑色粉土質粘土夾細砂雜物，SPT-N值由2提高至10；深度9M至深度14M為灰黑色粉土質粗中細砂層，SPT-N值由14～17提高至20，相對密度Dr由26.5%～29.5%提高至61%～64%。

(9)B-9鑽孔

地表至深度6.2M為回填土與粉土質粗中細砂夾砂質粉土，SPT-N值由9提高至13～14，相對密度Dr由26.5%提高至62%～70%；深度6.2M至深度7.1M為粉土質粘土，SPT-N值由2提高至11；深度7.1M至深度10.4M為粉土質細砂偶夾砂質粘土薄層，SPT-N值由11提高至17，相對密度Dr由26.5%提高至63%；深度10.4M

至深度14M為粉土質粘土細砂層，SPT-N值由8提高至20，相對密度Dr由20.5%提高至65%。

六、結　論

基址砂樁地盤改良之成效，由施工前後九處鑽孔之SPT-N值與相對密度比較得知：

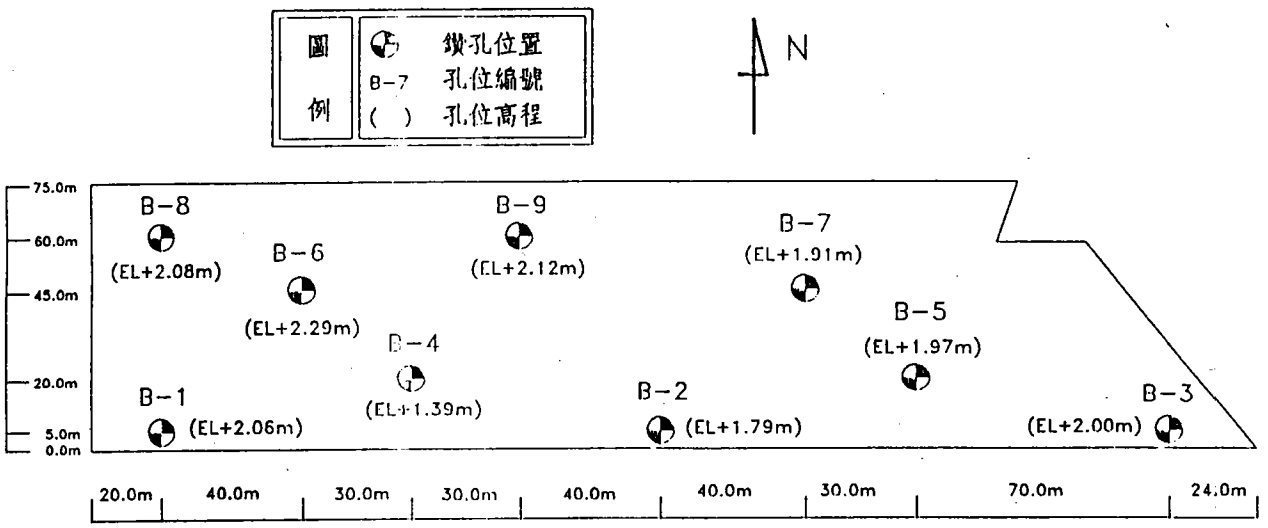
1. 碼頭法線主鋼鈑樁後線3M內，於A區配置間距1.6M及D區配置間距1.35M之砂樁，粉土質細砂層於A區SPT-N值平均約提高3.1倍，相對密度Dr平均約提高3.7倍，於D區SPT-N值平均約提高2.9倍，相對密度Dr平均約提高3.3倍。
2. 錨碇鋼鈑樁前後5M內，於B區配置間距1.45M及C區配置間距1.35M之砂樁，粉土質細砂層於B區SPT-N值平均約提高2.9倍，相對密度Dr平均約提高3.28倍，於C區SPT-N值平均約提高2.4倍，相對密度Dr平均約提高2.9倍。
3. 除主鋼鈑樁與錨碇鋼鈑樁區域外，配置間距3M之砂樁，粉土質細砂層於A區SPT-N值平均約提高5.2倍，相對密度Dr平均約提高4.4倍，D區SPT-N值平均約提高2.1倍，相對密度Dr平均約提高2.4倍。A區域較D區域之SPT-N值與相對密度Dr為高，是因為A區域已打設完預力基樁與鋼管樁。
4. 基址地層內之粉土質粘土層或粉土層經砂樁改良後在SPT-N值上雖無粉土質細砂層大幅提昇，但SPT-N值可達6～12，平均約提高3.86倍，亦改善很多。

七、參考文獻

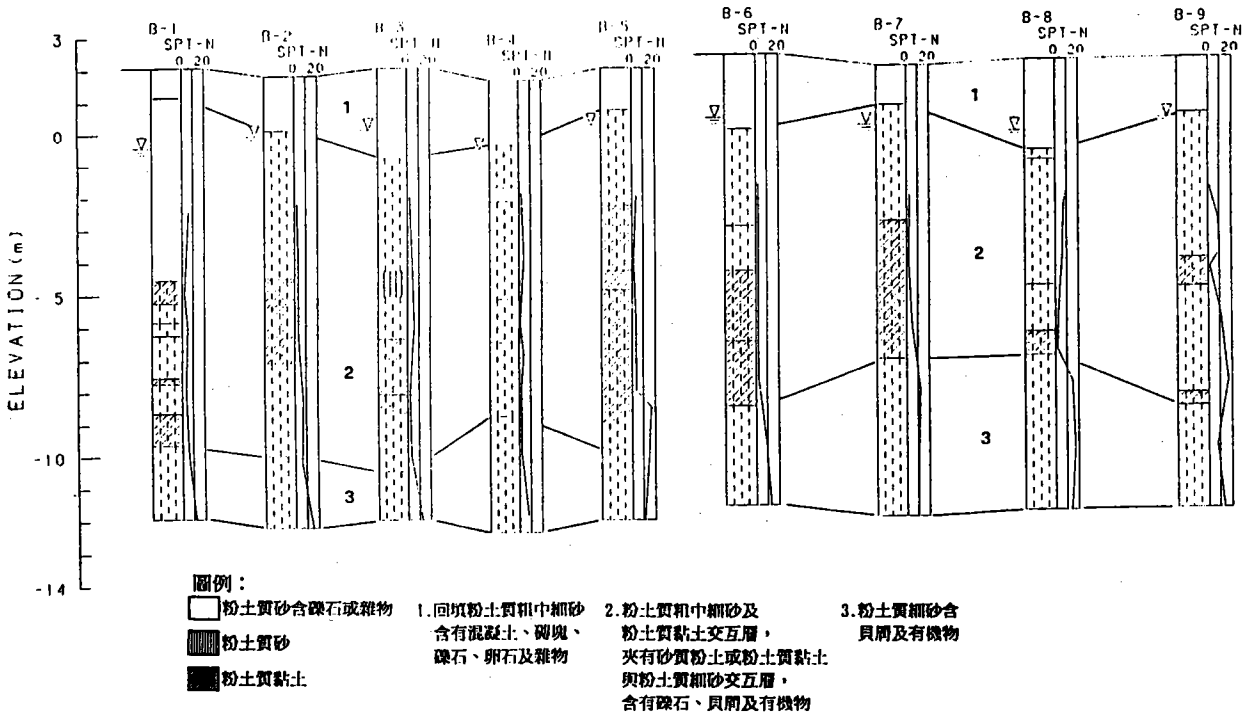
1. 歐晉德、余偉光、林永光，(民國73年)，〝壓實砂樁改良地質案例探討〞，地工技術雜誌，第8期，PP.37～43。
2. 張惠文，(民國73年)，〝垂直砂樁排水法之有效性與改良效果〞，地工技術雜誌，第8期，PP.44～50。
3. 鍾毓東，(民國79年)，〝振動夯實砂樁改良案例研究〞，三聯技術雜誌，第二四期，P8～19。
4. 土質工學會，(1978)，〝地盤改良の之調查・設計ガら施工まで〞。
5. 陳金溪，劉世祐，(民國77年)，〝軟弱地盤改良工法研究〞，中華工程雜誌社百世叢書之二。
6. 大域工程顧問有限公司，(民國84年)，〝高雄港務局第五貨櫃中心新建#78碼頭振動夯實砂樁打設工程地質調查報告書〞。

7. GIBBS, H. J. and HOLTZ, W. Z. (1957) "Research on Determining the Density of Sand by Spoon Penetration Tests", Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering.

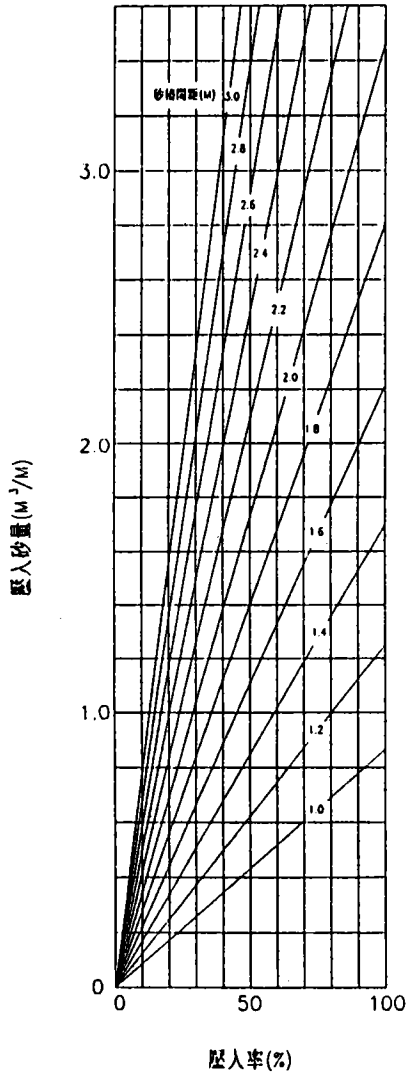
- 附 圖 -



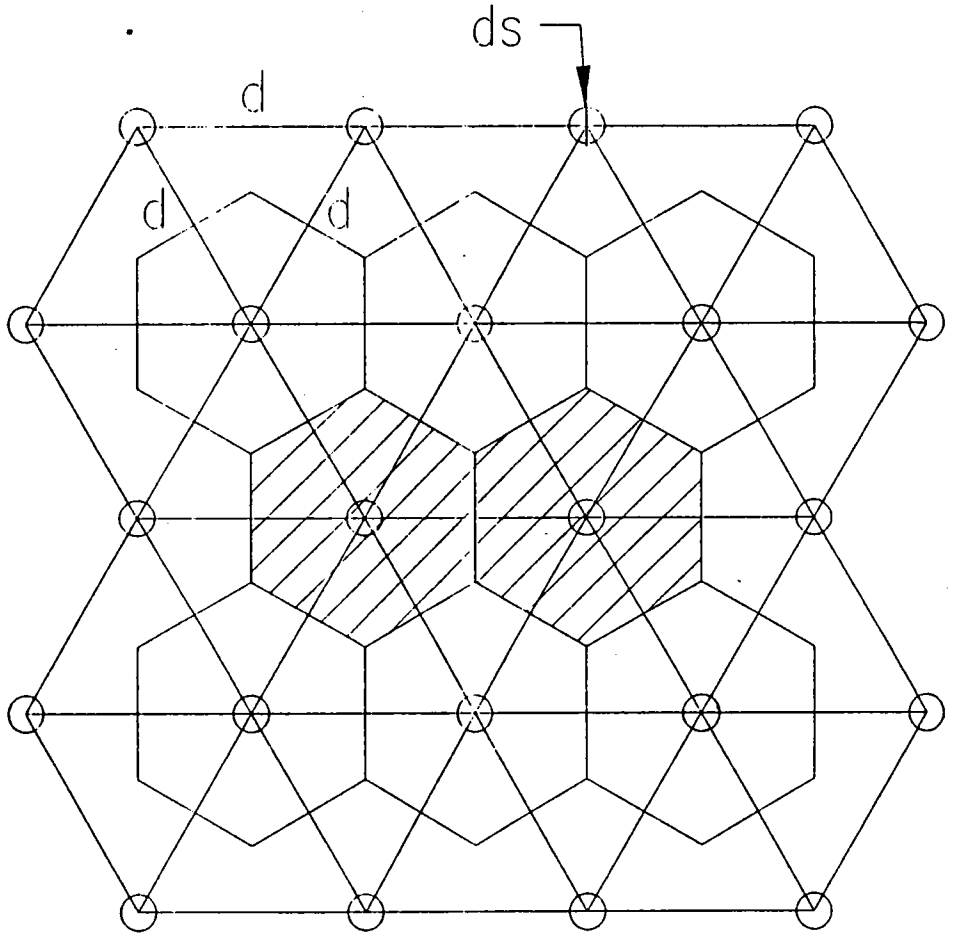
圖一 鑽孔位置圖



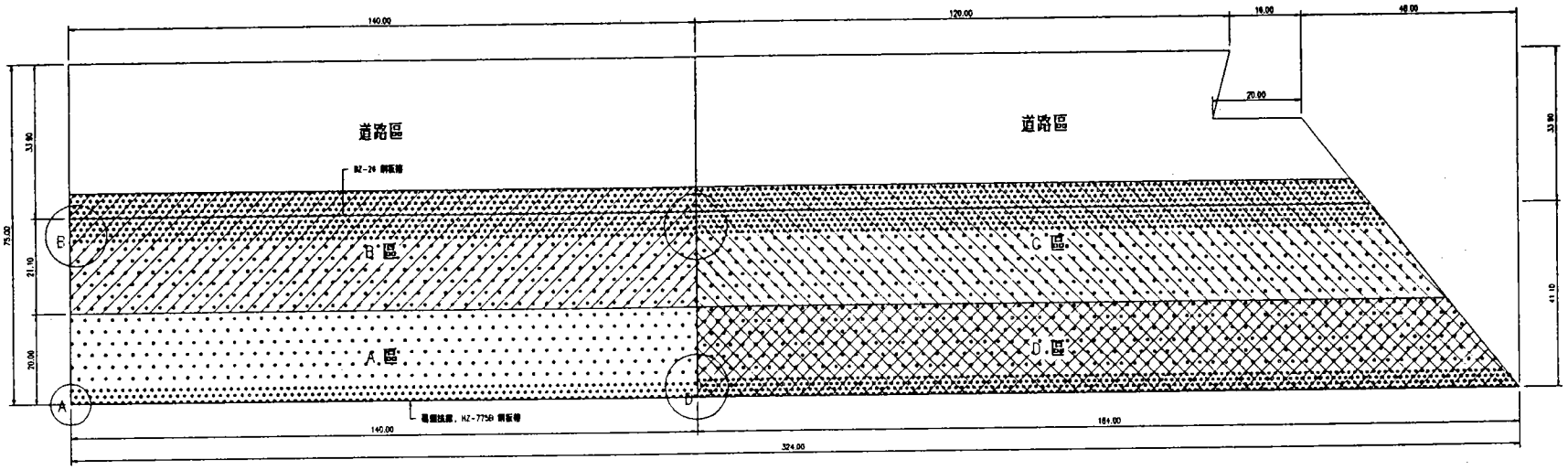
圖二 基址地層變化柱狀圖



圖四　砂樁配置設計圖

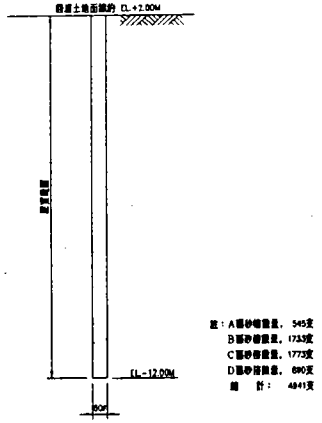


圖三　正三角形砂樁配置圖



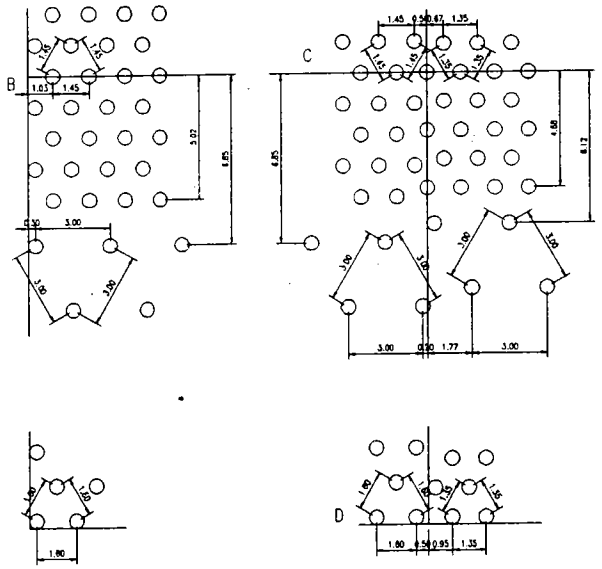
60ø 砂樁平面配置圖

1 : 500



砂樁斷面圖

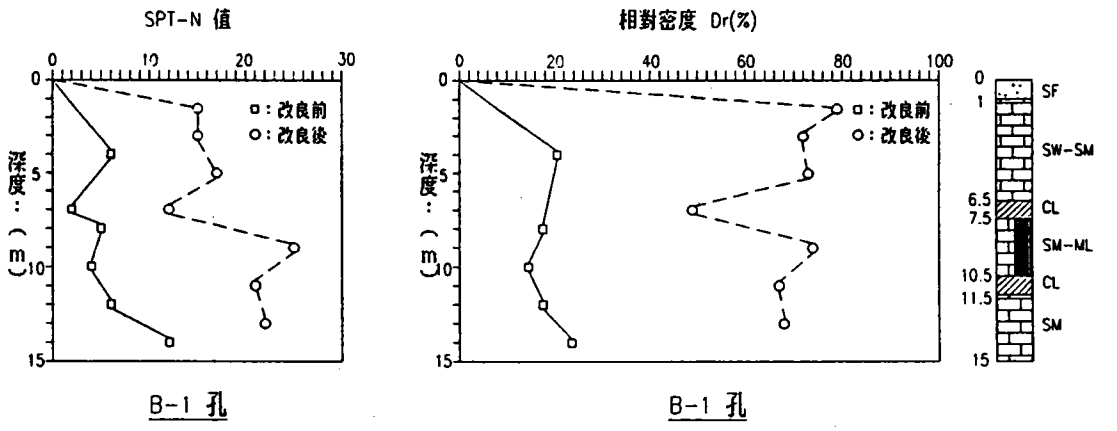
1 : 100



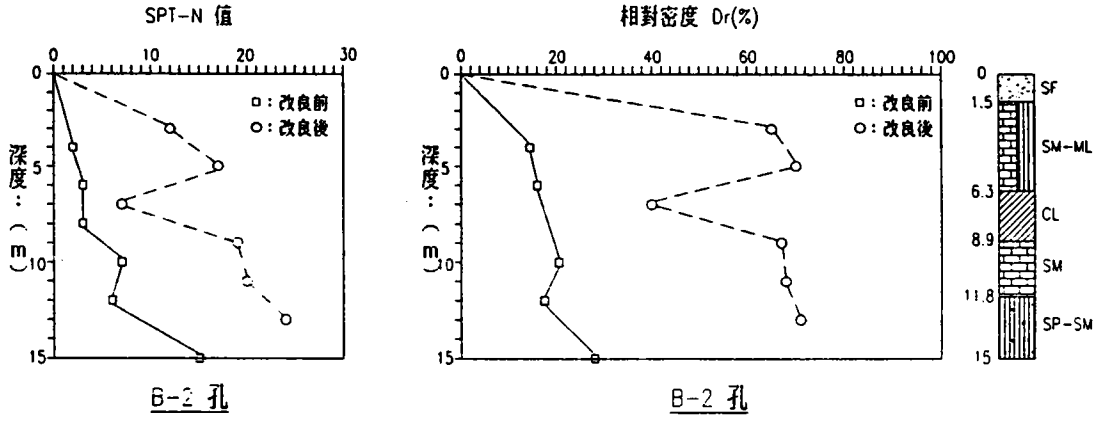
60ø A, B, C, D 四區砂樁間距詳圖

1 : 100

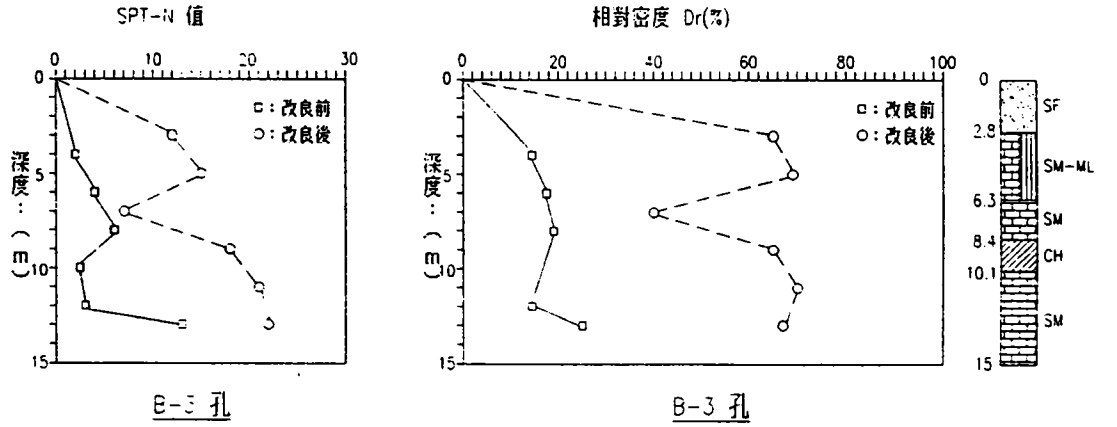
圖五　基址砂樁配置詳圖



(A區砂樁間距1.6M)

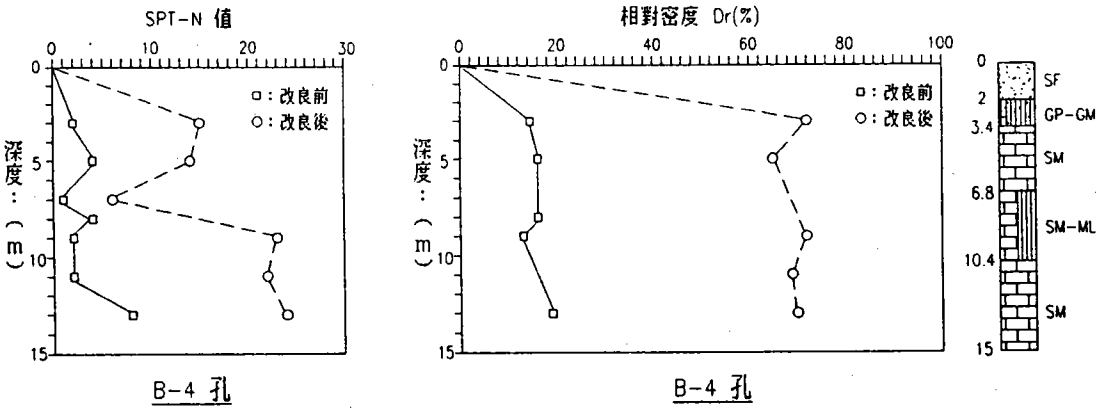


(D區砂樁間距1.35M)

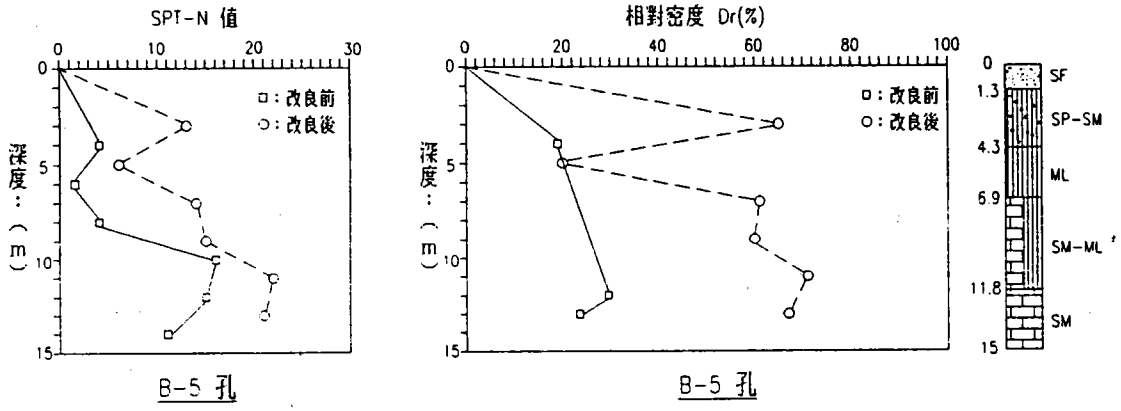


(D區砂樁間距1.35M)

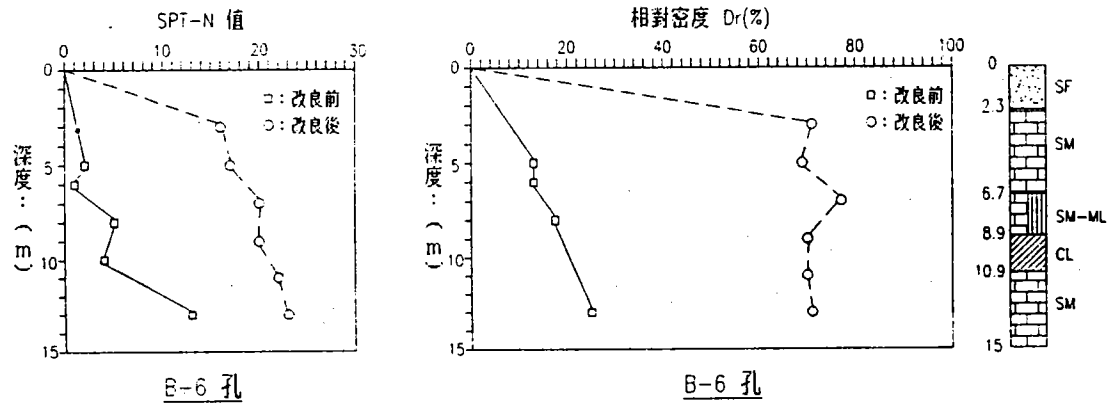
圖六(a) 砂樁改良前後SPT-N值與相對密度 D_r 變化圖



(A區砂樁間距3M)

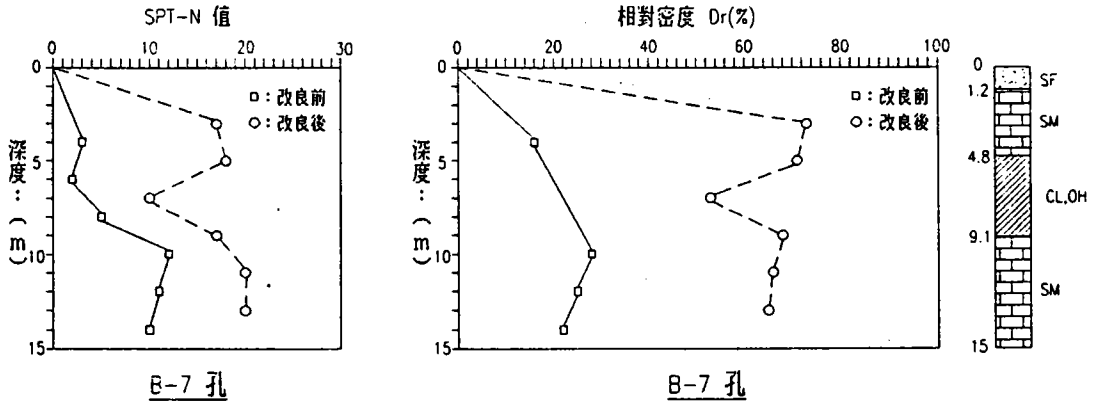


(D區砂樁間距3M)

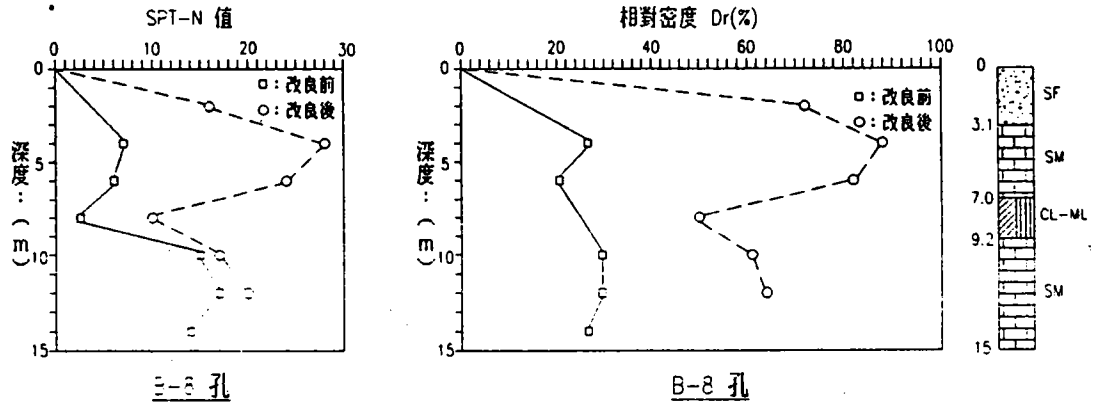


(B區砂樁間距1.45M)

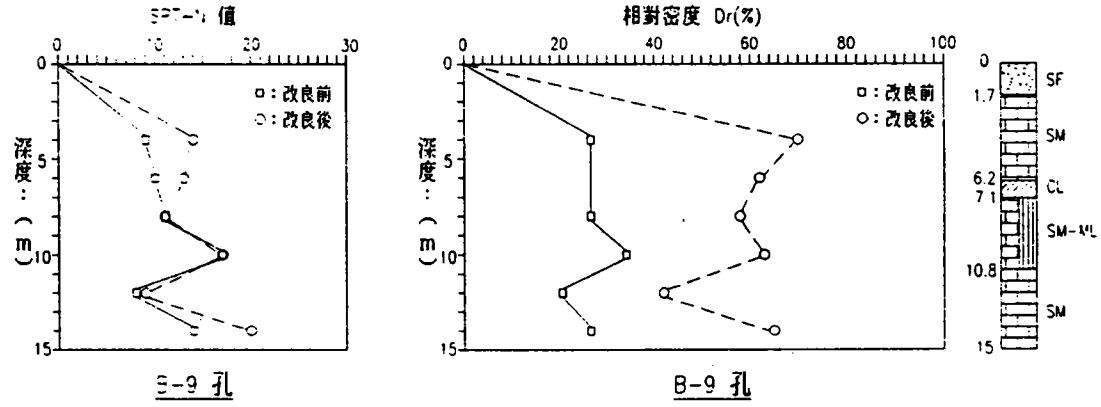
圖六(b)　砂樁改良前後 SPT-N 值與相對密度 D_r 變化圖



(C區砂樁間距1.35M)



(B區砂樁間距1.45M)



(B區砂樁間距1.45M)

圖六(c) 砂樁改良前後SPT-N值與相對密度 D_r 變化圖

台中港區土壤液化危險度分析與應用

賴聖耀　港灣技術研究所副研究員
謝明志　港灣技術研究所副研究員

一、前　言

台中港位於台灣西部地震帶之中央區域，大小地震頻仍，1935年港區附近發生一次規模達7.1級之強烈地震，造成嚴重災害。港區地質屬於河川沖積層，為一深厚之沉泥質細砂(SM)與薄層不良級配細砂(SP)或細砂質沉泥(ML)相間之沉積土層，新開發之海埔新生地亦多為細砂與沉泥質細砂所組成，在強烈地震作用下，沖積土層與海埔新生地極易發生液化而造成碼頭、防波堤等港灣工程破壞，因此對於港區土層液化危險度之分析，甚屬需要。

目前對土層液化潛能之評估方法基本上可歸為兩種：(1)相關經驗法，即根據現地土層在過去地震作用下之液化行為反應與現地進行調查資料（如SPT－N值，CPT-qc值等）之關係，(2)試驗分析法，係採取現地土樣於實驗室中進行試驗以決定土壤試體產生液化時所需之剪應力，並與地震引致之剪應力加以比較，以決定該土層是否有液化之潛能。

對於上述土層液化潛能之評估方法，目前國內外大多根據決定論之定性分析，即以土壤發生液化所需之剪應力與地震引致之土層剪應力之比值為安全係數，根據安全係數之大小評估發生液化之潛能。但影響土壤液化之因素很多，決定論分析並未考慮其各項影響因素之變異性，而且安全係數大小之選定值至今尚無累積之經驗與標準可循，使得土層發生液化之安全性無法確定，因此本研究採用統計分類法及可靠度分析法，對土層液化特性作定量之分析、建立台中港區域性之液化危險度分佈圖，並以台中港區火力發電廠第三席煤輸棧橋式碼頭基樁設計案例說明液化危險度之應用。

二、液化危險度分析模式

如前所述土層液化潛能之評估方法可歸為：(1)相關經驗法，即統計震災液化地區之現地資料；(2)試驗分析法，即以分析實驗室動力試驗資料為主。本文之液化危險度分析模式，分別簡介統計震災液化地區SPT－N值現地資料之邏輯迴歸法，及分析實驗室動力三軸試驗資料之破壞機率分析法。

2.1 邏輯迴歸法 (Logistic Regression Method)

係以邏輯轉換(Logit Transformation)及最大似然性法(Maximum Likelihood)之推定分析，將液化機率P_L表示成地震力參數及土壤特性參數之函數。Liao et al.(1988)蒐集震災地區共278組SPT現場數據，以邏輯迴轉方法進行分析，建立以$SPT-N$值評估液化機率之迴歸模式，此法之最大優點為允許更多影響液化特性之參數，納入邏輯迴歸之評估中，另一優點為能夠直接定量的表達工址可能發生液化之機率。

(1)液化參數

震災地區之SPT現場數據包括土壤抗液化之強度及地震引致土層之作用強度。地震引致土層的作用強度參數，以無因次之反復應力比τ_{av}/σ'_o表示，根據Seed et al.(1985)方法，反復應力比為飽和砂土層因地震作用引起的平均剪應力τ，與砂土之有效覆土壓力σ'_0之比值，以SR表示，其計算式如下所示：

$$SR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_o} = 0.65 \cdot \frac{r_d}{r_m} \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_o}{\sigma'_o} \qquad (2-1)$$

其中，

τ_{av} ： 地震引致土層之平均剪應力，kg/cm^2。

a_{max} ： 地表最大水平加速度m/sec^2。

g ： 重力加速度，m/sec^2。

σ_o ： 最初垂直覆土壓力，kg/cm^2。

σ'_o ： 有效覆土壓力，kg/cm^2。

r_d ： 應力折減因數。

r_m ： 地震規模影響因素。

而土壤抗液化之強度參數以$SPT-N$值表示，不過由於$SPT-N$值，在鑽探時，易受有效應力之影響。因此以現場資料和$SPT-N$值評估土壤液化潛能之前，需將N值加以修正，以求得抗液化強度之相關經驗式，本文以Liao et al.(1986)方法修正如下表示：

$$N_1 = C_n \cdot N = \sqrt{1/\sigma'_o} \cdot N \qquad (2-2a)$$

其中，

N_1 ：修正至有效覆土壓力為$1kg/cm^2$之正規化貫入N值。

C_n ：有效覆土壓力之修正係數。

N ：標準貫入試驗值。

σ'_o ：有效覆土壓力，kg/cm^2。

由於目前世界各國之標準貫入試驗並無統一規範，所得$SPT-N$值實際上是使用不同擊錘，以不同效率和不同施放能量系統，不同鑽孔穩定液和不同取樣器所量測而得。因此為了使評估土壤抗液化強度所需之標準貫入值能夠一致，*Seed et al.(1985)*建議使用一個新的標準化參數$(N_1)_{60}$值，其為進行標準貫入試驗時，施加於鑽桿之能量，為理論自由落錘能量之*60%*所量測的貫入值。根據此提議，$(N_1)_{60}$值應為：

$$(N_1)_{60} = N_m \cdot N_1 = N_m \cdot C_n \cdot N \qquad (2-2b)$$

其中，

$(N_1)_{60}$ ：修正至落錘能量為*60%*之正規化貫入值。

N_m ：落錘能量之修正係數。

(2)液化危險度

*Liao et al.(1988)*以$SR = \tau_{av}/\sigma'_o$為地震力參數，以$(N_1)_{60}$為土壤液化特性參數，建立液化機率P_L如下所示：

$$P_L = \frac{1}{\{1 + exp[-(\beta_o + \beta_1 \ln(SR) + \beta_2(N_1)_{60})]\}} \qquad (2-3)$$

*Liao et al.(1988)*所蒐集世界各震災地區液化與非液化之*SPT*資料，其中淨砂($FC \leq 12\%$)有*182*組、泥砂($FC > 12\%$)有*96*組、不分淨砂或泥砂之淨砂／泥砂共*278*組，經其以邏輯迴歸法分析得液化機率模式分別為：

(a) 淨砂($FC \leq 12\%$)模式，如圖*2-1*及式*(2-4a)*所示。

$$P_L = \frac{1}{\{1 + exp[-(16.447 + 6.4603 \ln(SR) - 0.3970(N_1)_{60})]\}} \qquad (2-4a)$$

(b) 泥砂($FC > 12\%$)模式，如圖*2-2*及式*(2-4b)*所示。

$$P_L = \frac{1}{\{1 + exp[-(6.4831 + 2.6854\ln(SR) - 0.1890(N_1)_{60})]\}} \qquad (2-4b)$$

(c) 不分淨砂、泥砂之淨砂／泥砂模式

$$P_L = \frac{1}{\{1 + exp[-(10.167 + 4.1933\ln(SR) - 0.24375(N_1)_{60})]\}} \qquad (2-4c)$$

2.2 破壞機率法

破壞機率之物理意義在本研究代表土壤本身抵抗液化之剪應力小於或等於地震引致土層之平均剪應力之機率，即液化機率*(Probability of liquefaction)*。其分析方法如下所述：

如前所述，試驗分析法包含兩項分析工作，一為分析地震引致土層平均剪應力τ_{av}，另一為分析現地土層抵抗液化之抗剪強度τ_R，兩者加以比較，當$\tau_R \leq \tau_{av}$時即表示土層可能發生液化。

根據前面所述，地震引致土層之平均剪應力τ_{av}可以下式計算：

$$\tau_{av} = 0.65 \cdot \frac{r_d}{r_m} \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \sigma_o \qquad (2-5)$$

現地土壤抵抗液化之抗剪強度τ_R，可採取不擾動土樣在實驗室內利用動力三軸試驗*(Cyclic triaxial test)*之試驗結果決定之，其關係以下式表示：

$$(\frac{\tau_R}{\sigma'_o})_{field} = C_r(\frac{\sigma_d}{2\sigma_a})_{triaxial} \qquad (2-6a)$$

或

$$\tau_R = Cr \cdot SR \cdot \sigma'_o \qquad (2.6b)$$

式中

σ'_o：有效覆土壓力

σ_d：反復軸差應力

σ_a：試體之圍壓

C_r：將動力三軸試驗結果修正至現地狀況之修正係數，對正規荷重*(OCR=1)*砂土層，$C_r = 0.6 - 0.013\ell n(N_{eq})$

N_{eq} ： 等值均勻反復作用次數

SR ：動力三軸試驗反復N_{eq}次，引致液化之反應力比*(Cyclic stress ratio)*

假設地震引致之剪應力τ_{av}和土壤抗剪強度τ_R之影響參數，皆為某種相同機率分佈之隨機變數，則τ_{av}、τ_R位平均值與變異數可用下式表示：

$$\overline{\tau_{av}} = 0.65 \cdot \frac{\overline{r_d}}{\overline{r_m}} \cdot \frac{\overline{a_{max}}}{g} \cdot \overline{\sigma}_o \qquad (2-7)$$

$$\Omega^2_{\tau_{av}} = \Omega^2_{r_d} + \Omega^2_{r_m} + \Omega^2_{a_{max}} + \Omega_{\sigma_o} \qquad (2-8)$$

$$\overline{\tau_R} = \overline{C_r} \cdot \overline{SR} \cdot \overline{\sigma'_o} \qquad (2-9)$$

$$\Omega^2_{\tau_R} = \Omega^2_{C_r} + \Omega^2_{SR} + \Omega^2_{\sigma'_o} \qquad (2-10)$$

式中Ω表變異係數*(Coefficient of variance)*，其為標準偏差*(Standard deviation)*與平均值之比。

傳統上計算土層可能發生液化之安全係數$FS = \frac{\tau_R}{\tau_{av}}$

若τ_R、τ_{av}皆為常態分佈*(Normal distribution)*，則震源S在地震規模為M時，工址之液化機率為：

$$P(L|S,M) = P(\tau_R \le \tau_{av}) = 1 - \phi\left\{\frac{\overline{\tau_R} - \overline{\tau_{av}}}{\sqrt{S^2_{\tau_R} + S^2_{\tau_{av}}}}\right\} \qquad (2-11)$$

式中

$\phi\{\ \}$ ：標準常態分佈$N(0,1)$之累積函數

$\overline{\tau_R}$ ：土壤抗剪強度之平均值

$\overline{\tau_R}$ ：地震引致之剪應力之平均值

S_{τ_R} ：土壤抗剪強度之標準偏差

S_{τ_R} ：地震引致之剪應力之標準偏差

若τ_R、τ_{av}皆為對數常態分佈*(Lognormal distribution)*，則液化機率為

$$P(L|S,M) = P(\tau_R \le \tau_{av}) = 1 - \phi\left\{\frac{\ell n(\frac{\overline{\tau_R}}{\overline{\tau_{av}}} \cdot \sqrt{\frac{1+\Omega^2_{\tau_{av}}}{1+\Omega^2_{\tau_R}}})}{\sqrt{\ell n(1+\Omega^2_{\tau_R})(1+\Omega^2_{\tau_{av}})}}\right\} \qquad (2-12)$$

Ω_{τ_R} ： 土壤抗剪強度之變異係數

$\Omega_{\tau_{av}}$ ： 地震引致之剪應力之變異係數

若地震規模M之機率密度函數$f(M)$已知，則震源S於每年發生一次地震影響工址之液化機率$P(L|S)$為：

$$P(L|S) = \int_{M_o}^{M_u} P(L|S,M)f(M)dM \qquad (2-13)$$

若區域震源S之年發生率λ_s已知，且假設地震之發生符合包生過程*(Poisson process)*，則震源S於t年內影響工址之液化機率$P(L|S,t)$為：

$$P(L|S,t) = 1 - exp[-\lambda_s \cdot P(L|S) \cdot t] \qquad (2-14)$$

由聯合可靠度*(Combinatorial reliability)*之理論，若n個互相獨立事件，則其聯合可靠度為：

$$R = \prod_{i=1}^{n} R_i = R_1 \cdot R_2 \cdot \cdots \cdot R_n \qquad (2-15)$$

破壞機率為：

$$P_f = 1 - \prod_{i=1}^{n} (1 - P_{f_i}) \qquad (2-16)$$

各區域震源S於t年內共同影響工址之總液化機率$P(L|t)$為：

$$P(L|t) = 1 - exp[-\sum_{i=1}^{n} \lambda_{S_i} \cdot P(L|S_i) \cdot t] \qquad (2-17)$$

三、台中港區地震與斷層資料分析

3.1 台中港區地震分析

台中港區位屬於台灣西部地震帶之中央區域，根據過去地震紀錄，於*1897*至今，地震規模大於*7.0*以上之震央，有三處落在西部地震帶上，其中台灣有史以來地震災害最大一次，距台中港約*35*公里。

台中港區之地震－地殼構造特性十分複雜，地震亦十分頻繁，根據本所李延恭組長之搜集分析本地區較大的地震發生在*1916*年*11*月*15*日，震央在台中東南方，地震規模*6.0*造成*1*人死亡，*20*人受傷及一千多棟房屋受損。*1935*年*4*月*21*日台灣中部地區發生芮氏*7.1*級大地震，其震央位於台中市北北東約*30*公

里大安溪中游；關刀山東南南約3公里處，距台中港約35公里，同年發生一連串的地震包括1 935年4月21日獅潭附近，地震規模6.2。1935年5月5日及30日發生於苗栗南方及台中東方，地震規模分別為6.2及5.9。同年6月7日及7月17日發生於大肚溪河口及後龍溪河口，地震規模6.0及6.4，該年地震造成台灣地區三千多人死亡，一萬餘人受傷，房屋受損高達二萬戶，為台灣本世紀來最大之地震災變，並產生三條所謂"1935年地裂"。其中之一屯子腳地震斷層即位於台中港東北側沙鹿附近沿北偏東約60°方向向上延伸至台鐵泰山火車站附近。斷層因地震開裂了12公里。自1935年震災後，新竹－台中地區雖未再有災害性的地震發生，然而歷年來台灣地區之地震分佈及其他研究均顯示該斷層區仍有相當顯著的地震活動。台中港附近地區歷年災害地震記錄資料如表3-1所示。

根據地震資料蔡義本(1977)之分析統計，台中港區50年回復週期之地震規模(M)為7.0，如圖3-1所示，50年回復週期可能發生之最大地表加速度為0.15g，如圖3-2所示，而台中港區地震規模與加速度之關係，經筆者分析統計，如圖3-3所示。

3.2 台中港附近地區斷層分析

台中港及其鄰近地區斷層分析，根據本所李延恭組長之搜集分析共有三條斷層，包括屯子腳地震斷層位於台中港東北測沙鹿附近沿北偏東約60°方向向上延伸20公里至台鐵泰山火車站附近，據調查顯示，本斷層目前仍有持續之活動，亦即屬活動斷層，是台灣少數曾經引起災情慘重的地震斷層。

台中港以東約4公里存在一北偏東約30°走向之彰化斷層（中國石油公司，台灣西部地質圖，1971），亦屬可能之活動斷層。而台中港以東20公里外之車籠斷層距離本基地甚遠，影響不明顯。台中港附近地區之斷層分佈情形，如圖3-4所示。

四、台中港區液化危險度分析結果

4.1 SPT－N值分析液化危險度結果

本文搜集台中港區現有鑽探資料87孔，共約900筆N值資料，以設計地震規模$M=7.1$，地表加速度$a_{max}=0.15g$利用Liao et al.(1988)發展之邏輯模式，如式(2-4a,b,c)計算各孔20m內各個深度之液化機率危險度$P_L(Z)$，再經：由下列權重公式，計算各孔之液化危險度：

$$P_LW = \frac{\int_0^{20} P_L(Z) \cdot W(Z) \cdot dZ}{\int_0^{20} W(Z)dZ} \qquad (4-1)$$

上式中

$P_L(Z)$ ：為各孔各個深度之液化機率

P_LW ：為各孔之液化危險度

$W(Z)$ ：為權重函數，Z為深度（公尺）

若為淺基礎設計$W(Z) = 1 - 0.05Z$

若為樁基礎設計$W(Z) = 1$

本文分別以淺基礎及樁基礎設計所需考慮之液化危險，分析其結果分別如圖*4-1*及圖*4-2*所示。

由圖*4-1*可知，若淺基礎設計,整個台中港區平均之液化危險度約為*0.25*，其中北碼頭即第一貨櫃中心第*8*、*9*、*10*號碼頭之液化危險度最高約達*0.5*，中突堤液化危險度較低約為*0.15*。

圖*4-2*顯示，若樁基礎設計，其平均液化危險度約為*0.22*，其中北碼頭之液化危險度為最高，達*0.38*，中突堤液化危險度仍較低約為*0.12*。

*2.*動力三軸試驗值分析液化危險度結果

*(1)*液化特性之變異性

土壤承受反復剪應力作用之應力狀況可利用動力三軸試驗模擬，一般以反復剪應力比*(Clyclic shear stress ratio)*，$SR = \sigma_d/2\sigma_a$，表示土壤之液化強度，式中σ_d＝反復軸差應力，σ_a＝有效初始圍壓。

本研究有關本所附近台中港區沉積土層之液化特性採用取自*5*個試孔共*24*支薄管試體之動力三軸試驗結果。試體經採取必要之措施以減低其受擾動之程度，即在工地使用$\phi 3$"薄管取樣器*(Thin-wall sampler)*以靜壓力壓入預定之取樣深度取得薄管土樣，先在其兩端各塞以排水塊，以手抱持著薄管小心運回試驗室，將其垂直放置在固定架上自然排水約*24*小時，再移入冷凍櫃冷凍之。經冷凍之薄管土樣以切割機裁切至需要長度，再予頂出土樣修裁與上機，俟解凍後進行動力三軸試驗。

動力三軸試驗步驟大致如下：將試體安裝妥當，先以二氧化碳排氣後通水，並以反水壓使試體飽和($B \geq 0.95$)，為模擬現地狀況，試體施加與現地有效覆

土壓力相等之圍壓σ_a先進行等向壓密，俟壓密階段完成，即將所有排水管路關閉，接著施加反復性之軸差應力σ_d直至發生初始液化（孔隙水壓等於有效圍壓），紀錄其反復作用次數N_{eq}。

全部動力三軸試驗之結果經綜合整理之，繪製台中港區沉積土層之反復應力比SR與反復作用次數N_{eq}關係如圖*4-3*所示，其關係式表示如下：

平均值

$$\overline{SR} = 0.33291 - 0.04209\ell nN_{eq} + 0.0024755 \cdot (\ell nN_{eq})^2 \qquad (4-2a)$$

變異係數

$$\Omega_{SR} = 0.108785 \qquad (4-2b)$$

標準偏差

$$S_{SR} = \Omega_{SR} \cdot \overline{SR} \qquad (4-2c)$$

*(2)*液化危險度

本文以破壞機率法分析動力三軸試驗結果，得台中港區之液化安全係數與地震規模M、震源距R_h之關系如圖*4-4*所示，液化機率與地震規模、震源距之關係如圖*4-5*所示，液化機率與工程使用年限、土層深度之關係如圖*4-6*所示。

由圖*4-4*、*4-5*可看出液化之安全係數隨地震規模增大而減小，隨震源距增大而增大;液化機率隨地震規模增大而增大，隨震原距增大而減小。

由圖*4-6*顯示，台中港區土層在深度*5*～*12*公尺之液化機率最高，若工程使用年限為*50*年，則液化機率大於*0.18*，最高可達*0.22*，若為*100*年，則液化機率大於*0.33*，最高可達*0.38*，若為*500*年，則液化機率大於*0.8*，最高可達*0.92*。

五、液化危險度於基樁承載力分析之應用

台中港目前共有三十多座碼頭，其中有二十多座為棧橋式碼頭，由於棧橋式碼頭消波效果佳、基樁變形量小，建造成本介於沉箱與鋼版樁式碼頭之間，所以台中港正在興建中之*33*、*34*號碼頭及設計完成但還未施工之台電第三席煤輪碼頭亦都繼續採用棧橋式設計。

本文以台中港區台電火力電廠第三席煤輪棧橋式碼頭基樁承載力分析為案例，說明液化危險度之應用，該碼頭之地質參數設計資料如表*5-1*所示，碼頭

斷面如圖 5-1 所示。該碼頭某斜樁其樁長 $L = 34m$，樁徑 $D = 0.8m$，經應力分析得其可能承受最大壓力 $(P_C)_{max} = 181.58T$，最大張力 $(P_t)_{max} = 92.75T$，該斜樁之承載力、抗張力之分析分述如下：

斜樁承載力＝（端點承載力＋樁周摩擦力）／安全係數

$$R_c = (30\overline{N}_p A_p + \frac{1}{5}\overline{N}_s A_s)/2 \geq (P_c)_{max} \qquad (2-15)$$

斜樁抗張力＝樁周摩擦力／安全係數

$$\Longrightarrow R_t = (\frac{1}{5}\overline{N}_s A_s)/2,5 \quad \geq (P_t)_{max}$$

若考慮液化危險度，則在地走表或開控面下 $20m$ 之內土壤參數 N 值須加以折減為 $(1-P_L)N$，其中 P_L 為液化機率。

端點承載力 $= 30\overline{N}_p A_p$，其中 N_P 須對地下水位加以修正

$$\overline{N}_p = 26 > 15 \Longrightarrow \overline{N}_p = 15 + \frac{1}{2}(26-15) = 20.5$$

由於斜樁端點在開控面 $20m$ 之外，其 N_P 值不須考慮液化危險度之折減問題，因此

端點承載力 $= 30 \times 20.5 \times \frac{\pi}{4}(0.8)^2 = 309.13T$

樁周摩擦力 $= \frac{1}{5}\overline{N}_s(1-P_L)A_s$，式中 P_L 值隨土層深度及工程使用年限而有不同，如圖 4-9 所示，本文分別以不考慮液化危險度及考慮工程使用 50 年、100 年、500 年之液化危險度對其斜樁承載力及抗張力之影響分析：

5.1 不考慮液化危險度

樁周摩擦力＝

$\frac{1}{5}[8 \times (2.7-2.27) + 12 \times (14.9-2.7) + 20 \times (17.3-14.9) + 26 \times (28.45-17.3)] \times (\sqrt{17}/4) \times (\pi \times 0.8) = 252.71T$

(1) $R_c = (309.13 + 252.71)/2 = 280.92T > 181.58T$.....$O.K.$

(2) $R_t = 252.71/2.5 = 101.08T > 92.75T$.....$O.K.$

5.2 考慮 50 年液化危險度之影響

樁周摩擦力＝

$\frac{1}{5}[8 \times (1-0.1) \times (2.7-2.27) + 12 \times (1-0.18) \times (14.9-2.7) + 20 \times (1-0.15) \times (17.3-14.9) + 26 \times (1-0.1) \times (22.27-17.2) + 26 \times (28.45-22.27)] \times (\sqrt{17}/4) \times (\pi \times 0.8) = 228.45T$

(1) $R_c = (309.13 + 228.45)/2 = 268.79T > 181.58T$.....*O.K.*

(2) $R_t = 228.45/2.5 = 91.38T < 92.75T$..... 不合

5.3 考慮*100*年液化危險度之影響

樁周摩擦力 =

$\frac{1}{5}[8\times(1-0.2)\times(2.7-2.27)+12\times(1-0.35)\times(14.9-2.7)+20\times(1-0.28)\times(17.3-14.9)+$
$26\times(1-0.2)\times(22.27-17.3)+26\times(28.45-22.27)]\times(\sqrt{17}/4)\times(\pi\times0.8)=205.45T$

(1) $R_c = (309.13 + 205.45)/2 = 257.29T > 181.58T$.....*O.K.*

(2) $R_t = 205.45/2.5 = 82.18T < 92.75T$..... 不合

5.4 考慮*500*年液化危險之影響

樁周摩擦力 =

$\frac{1}{5}[8\times(1-0.6)\times(2.7-2.27)+12\times(1-0.9)\times(14.9-2.7)+20\times(1-0.8)\times(17.3-14.9)+$
$26\times(1-0.6)\times(22.27-17.3)+26\times(28.45-22.27)]\times(\sqrt{17}/4)\times(\pi\times0.8)=123.71T$

(1) $R_c = (309.13 + 123.71)/2 = 216.42T > 181.58T$.....*O.K.*

(2) $R_t = 123.71/2.5 = 49.48T < 92.75T$..... 不合

六、結論與建議

1. 台中港區若設計地震規模為*7.1*，設計地表最大加速度為*0.15g*，則考慮一般之淺基礎設計其平均之液化危險度約為*0.25*，而其中北碼頭區之液化危險度高達*0.5*。若考慮樁基礎設計，其平均液化危險度為*0.22*，而其中北碼頭之液化危險度為*0.38*。

2. 由液化之危險度分析顯示，工程使用之年限亦為工址液化機率之重要因素，即工程使用年限之增長使工址之液化機率增大。

3. 由液化危險度於棧橋式基樁承載力分析顯示，液化危險度之考慮，影響樁周摩擦力極大，而樁端之深度已超過可能液化深度，影響端點承載力極微，因此危險度分析對抗張力之樁設計影響較巨，對抗壓力之樁設計影響較小。

4. 目前港區基礎之耐震設計大多並未考慮液化危險度之影響，鑑於日本阪神地震對港灣構造物造成之災害超出預期，本文建議，爾後基礎之耐震設計

應依工程之重要程度，選擇不同使用年限之液化危險度加以考慮，即較重要之工程考慮較長年限之液化危險度，較次要之工程，考慮較短年限之液化危險度。

七、參考文獻

1. 賴聖耀*(1987)*「地震引致土層液化可靠度之研究」，國立中興大學土木研究所碩士論文。
2. 台中港務局*(1982)*「台中港區地質調查與土壤液化研究」。
3. 李延恭，謝明志*(1994)*「台灣各港區地質調查分析及資料建檔研究」港灣技術研究*89*研究（九）。
4. 賴聖耀*(1990)*，「以標準貫入試驗值建立土壤液化潛能判別模式」中國土木水利工程學刊，第二卷，第四期，*PP.301-311.*
5. *Liao, S. S. C. Veneziano, D., Whitman, R. V.(1988)"Regression models for evalu-ating liquefaction probability," Jour. of Geotech. Eng., ASCE, Vol.114, No.4, pp.389-411.*

- 圖 表 -

表 *3-1* 台中港附近地區歷年災害地震資料

發震時間	震央		深度	地震規模	災害				地殼變動
年月日時分	地名	北緯 東經	(公里)	(M)	死	傷	房屋全倒	房屋損害	
1905 8 28 0 22	清水東南方(海)	24-12.00 121-42.00		5.9				9	
1915 11 15 6 31	台中東南方	24-2.00 120-48.00		6.0	1	20	97	972	
1935 4 21 6 2	卓蘭附近	24-18.00 120-48.00	5	7.1	3276	12053	17907	36781	斷層、山崩地裂
1935 4 21 6 26	獅潭附近	24-42.00 120-54.00	淺層	6.2					
1935 5 5 7 2	苗栗南方	24-30.00 120-48.00	淺層	6.2		38	28	571	
1935 5 30 3 43	台中東方	24- 6.00 120-48.00	淺層	5.9			2	24	
1935 6 7 10 51	大肚溪河口	24-12.00 120-30.00	淺層	6.0		2	5	190	
1935 7 17 0 19	後龍溪河口	24-36.00 120-42.00	30	6.4	44	391	1734	5887	
1939 11 7 11 53	三義附近	24-24.00 120-48.00	淺層	6.1			4	20	

表 5-1 台中火力電廠第三席煤輸碼頭地質參數設計資料

層次	土層分佈	土壤分類	$\overline{N}$	C	ϕ	γ'
1.	EL.+ 0.6～- 2.7	SP	8	0	29.4°	1.8 t/m³
2.	EL.- 2.7～-14.9	SM	12	0	30.6°	1.0 t/m³
3.	EL.-14.9～-17.3	SM	20	0	33.0°	1.0 t/m³
4.	EL.-17.3～-30.3	SM	26	0	34.8°	1.0 t/m³
5.	EL.-30.3～-35.0	SM／CL	35	0.5kg/cm²	35.0°	0.98t/m³
6.	EL.-35.0～-41.6	CL	20	1.0kg/cm²	33.0°	0.98t/m³

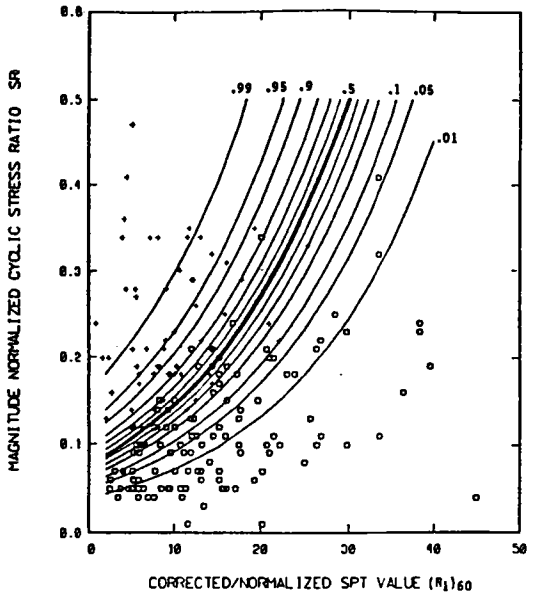


圖 2-1 淨砂模式之液化機率圖（＋液化，○非液化）

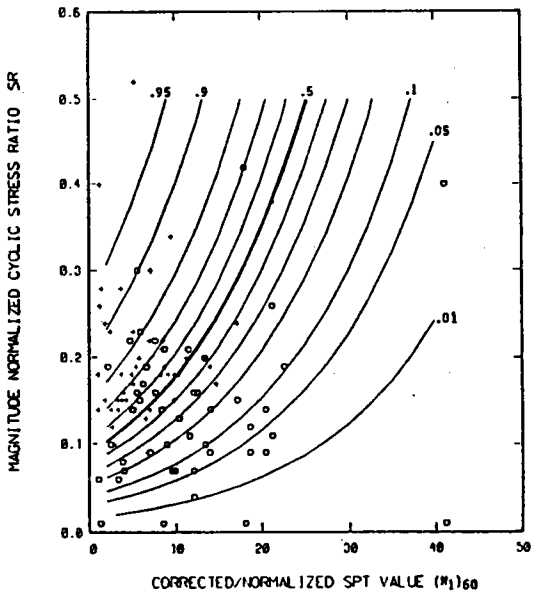


圖 2-2 泥砂模式之液化機率圖（＋液化，○非液化）

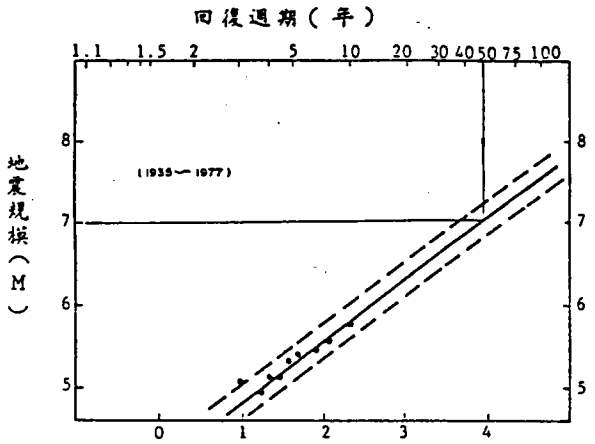


圖 3-1 台中港區地震規模與回復週期關係

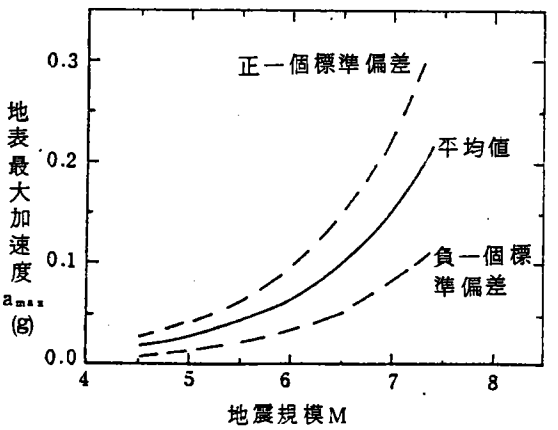


圖 3-3 台中港區地震規模與加速度之關係

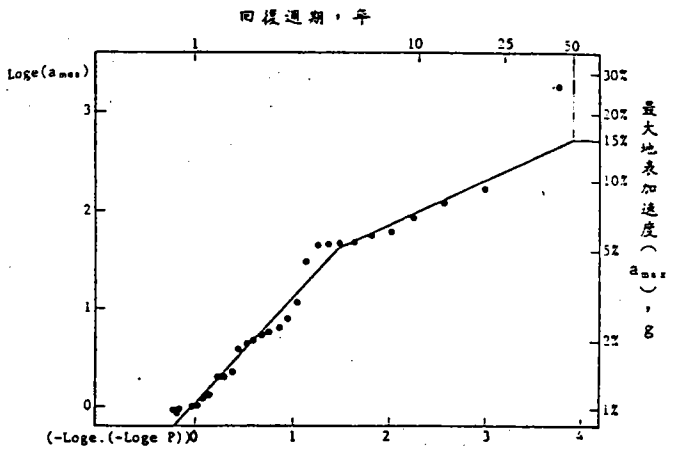


圖 3-2 台中港區最大地震加速度與回復週期之關係

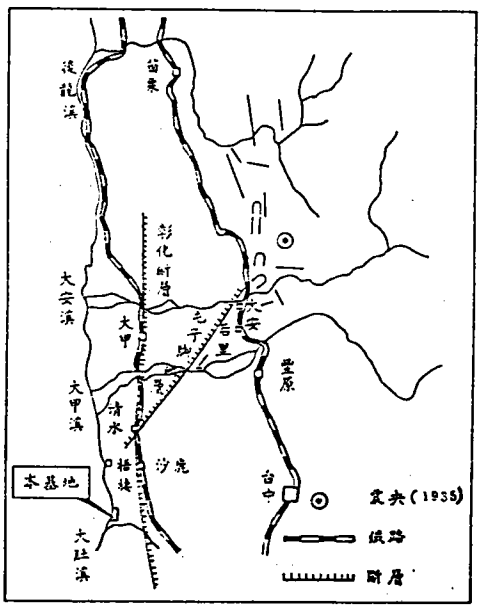


圖 3-4 台中港區附近斷層位置示意圖

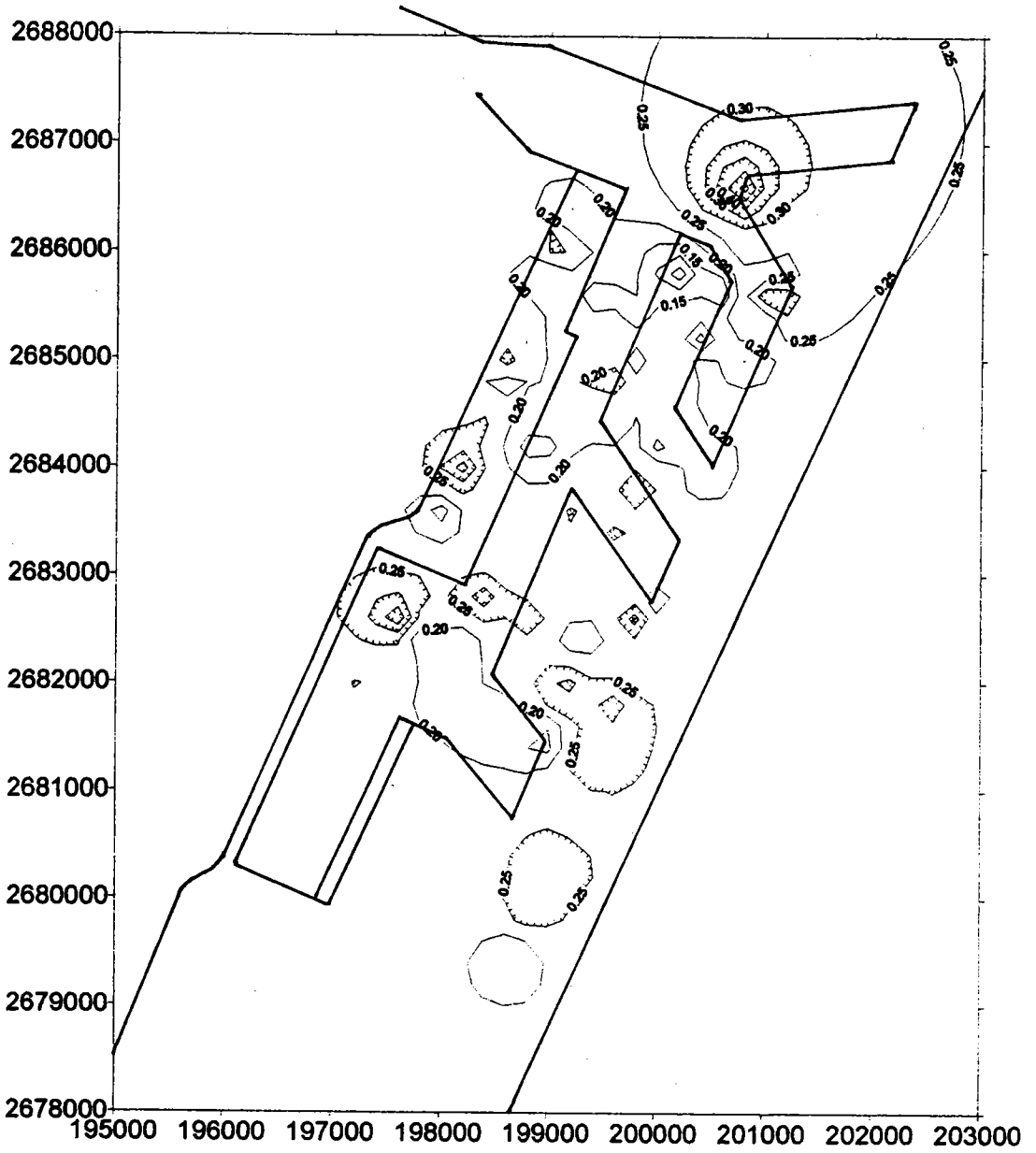


圖 4-1 台中港液化危險度等值線(淺基礎設計)

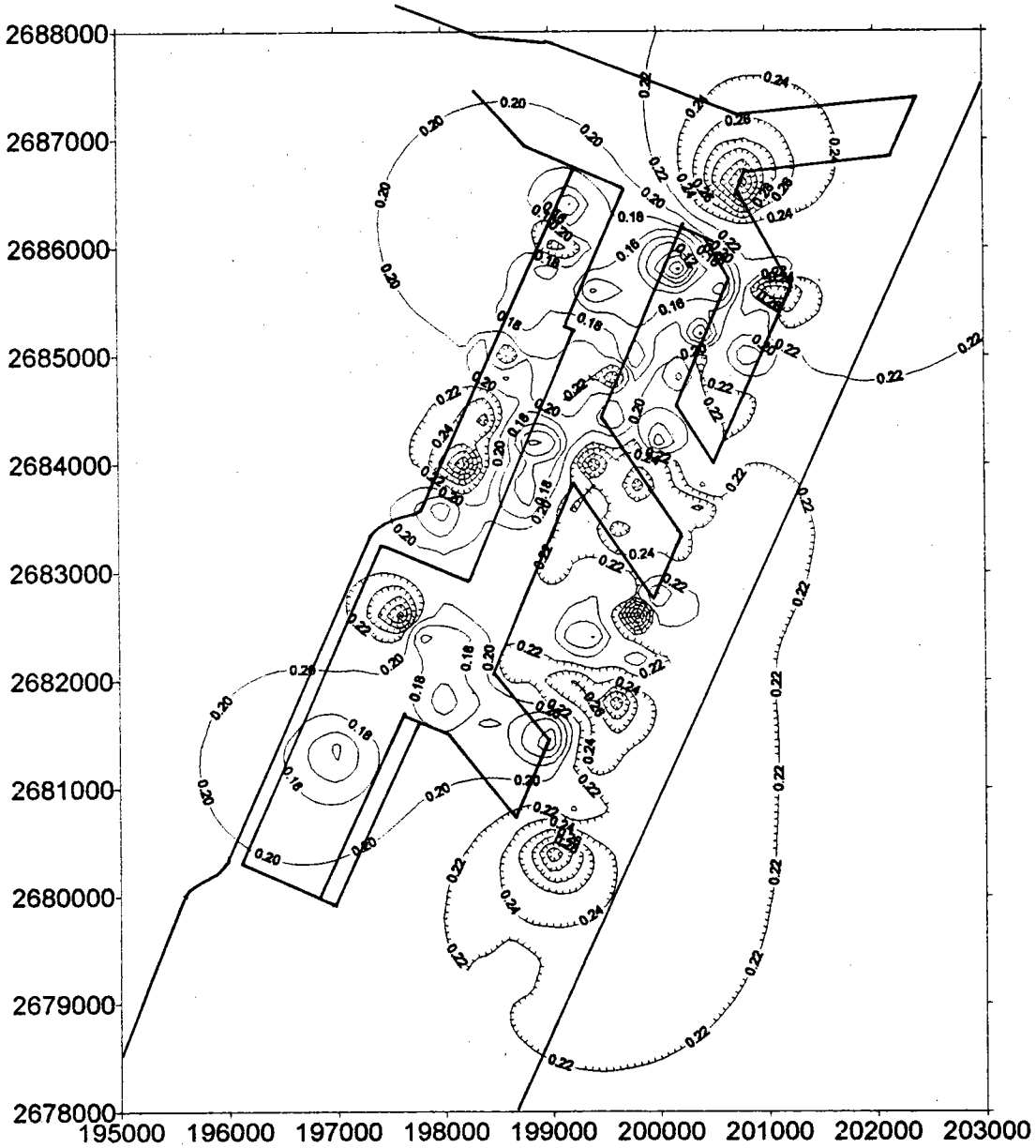


圖 4-2台中港區液化危險度等值線(樁基礎設計)

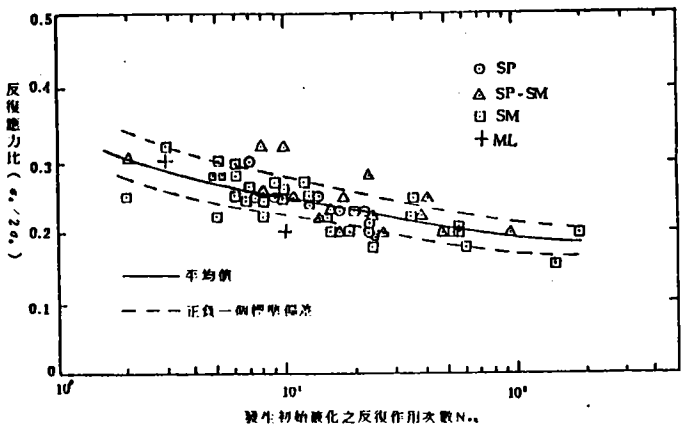


圖 4-3 台中港區沉積土層動力三軸試驗結果

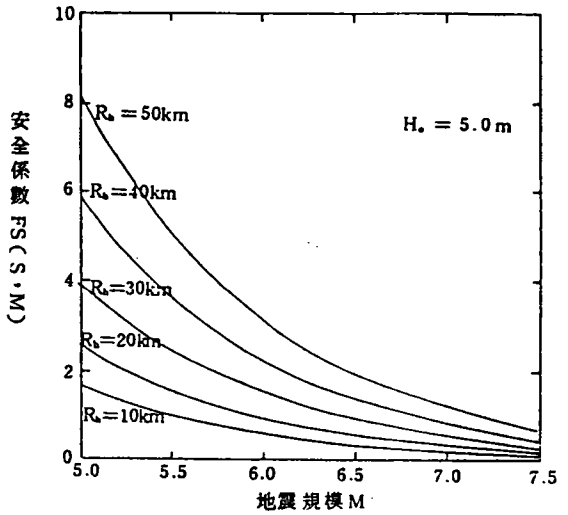


圖 4-4 台中港區沉積土層之安全係數與地震規模、震源距之關係

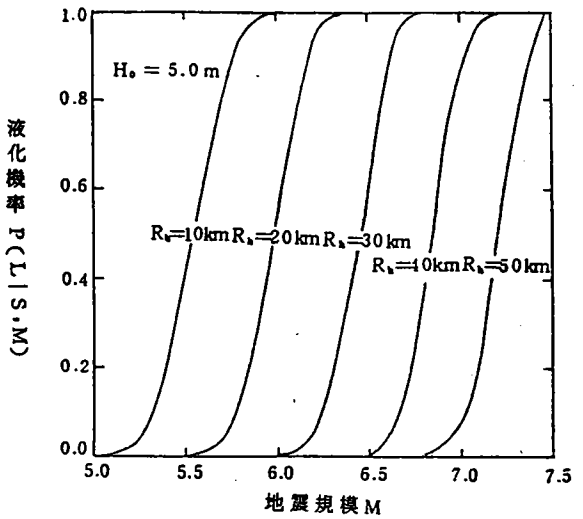


圖 4-5 台中港區沉積土層之液化機率與地震規模、震源距之關係

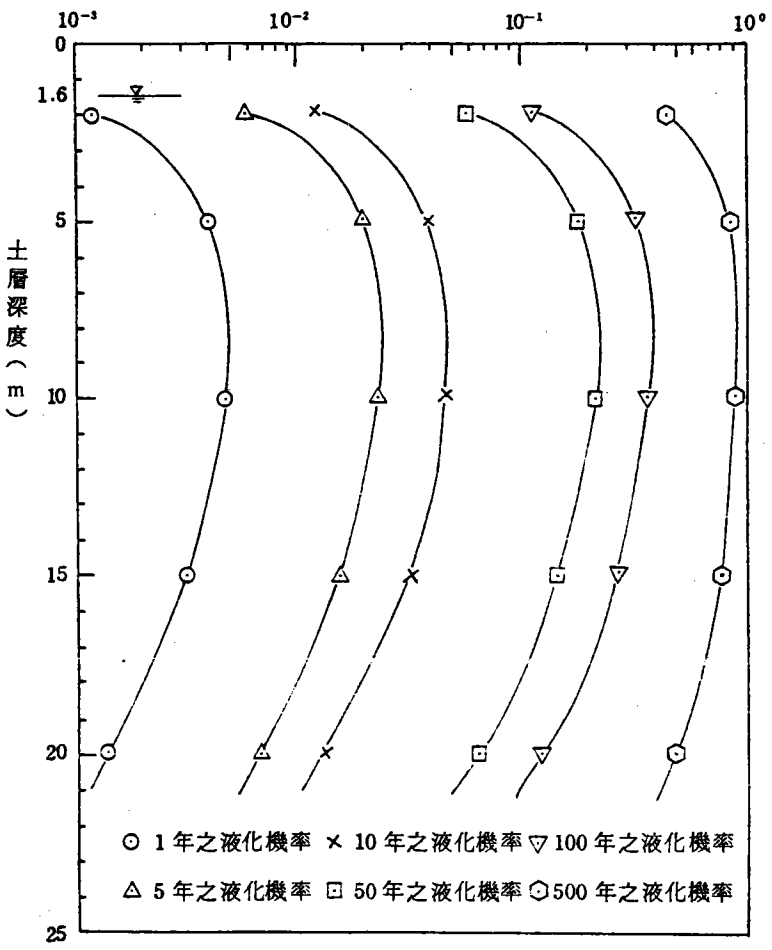


圖 *4-6* 台中港區沉積土層使用 t 年之總液化機率

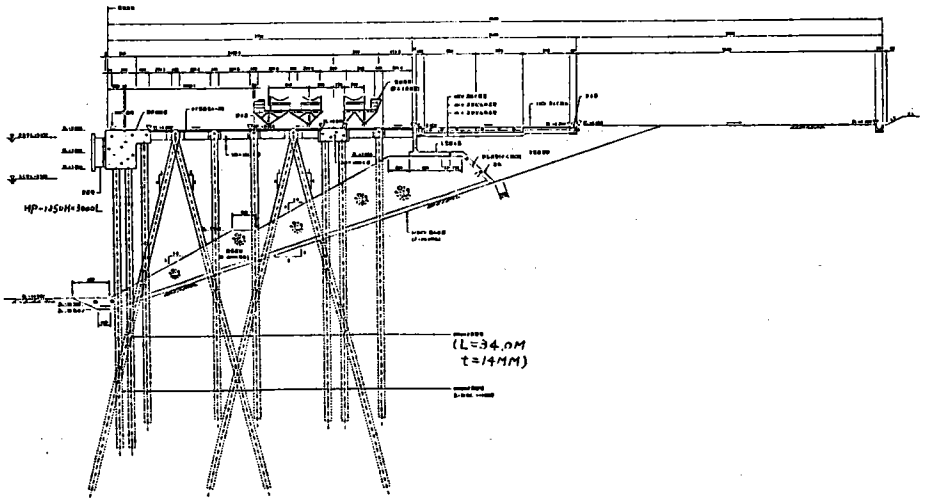


圖 *5-1* 台中火力電廠第三席煤輸碼頭 D_3 、 D_6 單元斷面圖

水力抽砂造地與回填土壤工程特性之探討

簡連貴

國立台灣海洋大學河海工程系

關鍵詞：水力抽砂回填、造地工程、回填土壤、工程特性。

摘 要

為配合國家整體經建之需要，有效開發海域資源與海洋生活空間，填海造地是有效解決用地必然趨勢。目前台灣地區填海造地的施工方法，以水力抽砂回填法最受重視。由水力抽砂回填方式所回填的土壤組構排列，對回填土區的壓密沉陷穩定及其相對的工程特性甚具關連性。有鑑於國內填海造地工程的積極發展與推動，本研究收集整理水力回填造地之相關技術，針對回填造地高程、作業程序及回填土壤可接受準則作一探討，並說明水力回填土壤之工程特性及影響水力抽砂回填之因素。期對於往後填海造地重大經建工程之推動與造地土層之穩定分析，能夠提供初步的經驗供學術及工程規畫參考。

一、前 言

水力抽砂回填工法， 乃是利用機械如絞刀或沖水使水底下的砂土被切割、沖散，再借助泵浦及吸管利用水力吸引的方式，將土-水混合體抽出水面，經由壓力管或裝載平底船輸送至回填區之施工法(Mor and Kupper(1990))。

早在 17 世紀 Holland 就發展水力機械(Hydromechanization)的設備來回填開墾海邊的土地， 1865 年利用水力開採(Hydraulic Mining)的方式將開挖蘇伊士運河的泥土移除(Serge(1990))。到 19 世紀有人利用水力運輸(Hydraulic conveying)來運送固體材料，如煤屑、鐵礦砂、木片、砂礫..等。自 1891 年在英國

倫敦就已經使用土-水混合(Slurry)配合壓力管線來運送煤渣， 於此時可謂建立了水力抽砂回填技術的雛型(Herderson(1990))。 進入二十世紀後此種技術就逐漸被應用在工程上，首先運用在水壩的構築上，如 Calaveras 壩(1918)、 Fort Peck 壩(1938)(Sladen and Hewitt(1989))。 荷蘭更大量運用於堤岸與防洪工程上。自 1972 年起此種技術更被廣泛地用來構築人工島，如 Issungnal island 、Tarsiut N-44 island 等。由以往的施工經驗可得知，利用此種構築技術的工程費用只有傳統碾壓土壩的一半(Mor & Kupper(1990))。近年來海島國家如台灣、日本、香港等，土地取得越來越難而且工程施工必須合乎環保要求，為解決用地不足的窘況。因此與海爭地更是一股不容忽視的趨勢。

以日本為例初期新生地之開發以海埔地之墾殖，以供農漁牧為主。戰後開始開發臨海工業區、港灣、能源及廢棄物填埋等用地，其主要人工島新生地如表一所示(劉進義，民國84年)。其中關西國際機場位於大阪灣泉州外海5公里，所在位置平均水深達18公尺且遭遇到軟弱地盤，採用砂樁排水法及擠壓砂樁、震動夯實等土壤改良方法。

台灣四面環海且地狹人稠，近年來隨著工商業的快速發展，陸地上的土地已面臨使用飽和的窘況。但為求經濟能夠持繼提升，工業拓展勢在必行，工業用地的需求量定有增加的趨勢。台灣西部海岸線由桃園至高雄，適合海上造地的面積逾三萬餘公頃，為解決工業用地使用不足的現況，目前已陸續規劃開發計有桃園觀音、彰化彰濱、雲林離島、嘉義外傘頂、高雄大林埔..等海浦新生地(圖一)。歷年來開發完成一萬二千多公頃，根據經濟部80年規劃必須於海上造地約二萬餘公頃，供休憩用地及工業投資利用(如表二所示)(中國時報，民國80年)。現在台灣填海造地主要以水力抽砂回填法(Hydraulic Sand-fill)最受重視。水力抽砂回填乃是利用挖泥機將海底淤砂或河流淤泥挖出，利用壓力管輸送或平底船裝載至回填地(Sladen and Hewitt(1989))，不僅將廢棄土壤作有效運用且可將回填地作多功能的運用，是一種符合經濟效益的施工法。

二、填海造地工程

2.1 填海造地之定義

海埔新生地開發，依其開發目的可概分為兩類(內政部，民國82年)：(1)以取得土地為主要目的之開發行為；(2)以解決廢棄物填埋為主要目的之開發行為。依據『海埔地開發管理辦法』之定義，海埔新生地係指在海岸地區自然沉

積或築堤圍出之土地。所以在海岸地區築堤排水填土造成陸地之行為，稱為造地開發。因此堤防興建位置，將由傳統之海灘地向外延伸至深水區。傳統海埔地之相關海岸結構物之規劃設計方式將無法滿足，應重新研擬造地工程相關之工程規劃手冊，且因造地規模增大對鄰近海岸環境衝擊影響亦將增加，應審慎評估。

2.2 造地高程

新生地開發之規劃填地高程實與當地之潮位、排水及地盤沉陷等因素息息相關，其同時與填地造價高低及因新生地內外地勢高差所造成景觀及心理衝擊等非工程因素有密切之關聯。適當回填新生造地高程，將有助於避免淹水及海水倒灌造，及有效評估造地工程土源及成本。因此造地高成應詳加考量以下因素後決定(內政部，民國82年)：

1. 造地回填量
2. 排水方式
3. 填埋料
4. 降雨強度及潮位
5. 回填區地質條件
6. 回填區內土地使用計劃

一般所謂計劃造地高程係指回填區回填後，原地層及填埋料達到最終沉陷後之高程。所以初始填地高程應考慮新生地原土層因填埋料增加之重量所產生之沉陷，及回填層因填埋料自重產生之沉陷。因此初始造地高程可表示為：

初始造地高程=計劃造地高程
+原新生地土層因埋料所致之沉陷量
+填埋料自重所致之自身沉陷量
+餘裕

餘裕之決定應考量新生地原地層條件，填埋層厚度，填埋料特性，新生地未來使用目的，及鄰近地區地層是否持續下陷等因素。

日本濱海新生地工業區造地高程一般考慮大潮平均高潮位(HWOST)以上1.5~2.0m，但為求安全起見一般均造地至大潮平均高潮位上2m以上，如表三所示。一般以下列兩種方式加以計算：

(1)暴潮位+餘裕(排水需求+沉陷預估)

(2)高潮位+2m

依『海埔地開發許可審議規範』第十九條造地高程之規定，除採機械排水或適當補救措施外，應在朔望平均高潮位(H.W.L.)2公尺以上，或依暴潮設計水位酌加餘裕(以大於50cm)以上為原則。

2.3 回填造地之作業程序

依造地土源不同，新生地填地方式可分為二種方式:一為水力回填(Hydraulic Filling)，即將沙、水混合物經由排沙管運送至回填區，抽砂回填即屬此種方式；另一方式為乾式回填(Dry Filling)，即將填埋料，如陸土、河沙或廢棄物，以卡車、輸送帶或其它工具運送至回填區。其主要分別如表四所示。

新生地填地作業一般應採分區分期填築為原則，目前國內因回填新生地多非一次回填完成且回填面積都不大，所以至今亦都沒有一套可遵行之方法。另以往回填後之用途，都是一般性較不會出現嚴重工程問題。若回填新生地區域較大則可參考以下方式及步驟：

1. 首先可將回填區依實際需要，劃分成幾個適當大之區域，並研擬各分區填築順序。
2. 由沿岸向外回填構築出土堤，然後再利用水力抽砂回填，將合適之砂樣抽入回填區。
3. 等第一區完成後，再進行第二區，如此由近岸往海方向逐步進行。
4. 在進行水力回填時，可同時進行外圍海堤及防波堤之整建工程。

為確保回填之工程品質，在完成第一區之回填時，可針對其回填之速率及效果，進行評估以作為其它區回填之參考，尤其是新生地造地沉陷壓密之情形。另為防止沉泥或污泥進入回填區，可設一污泥區排除之，以控制抽砂回填之品質。各回填區之作業流程，建議如圖二所示(內政部，民國82年)，填地作業流程可依作業區海象條件、回填粒料性質、土地使用目的等因素作適當之調整。一般抽砂水力回填(pumped sand fill)，水面以上相對密度約50%~65%，水面以下相對密度在35%~45%之間，相當疏鬆值得注意。

2.4 造地土壤可接受準則之探討

不同土壤由於特性不同，其回填方式須詳加考慮。對回填新生地承載力有嚴格要求之回填造地工程，應考量以下因素：

1. 對挖掘之土壤應充份瞭解其物理特性，如為礫石、砂礫粗、中砂則為最

好之回填料，排水過程快，承載力高，短時間即可作為基礎使用。

2. 對於細砂、沉泥細砂，其排水性亦佳，可採用機械方法夯實。

3. 黏土因排水性較差固結時間長，可考慮分期回填。至於淤泥是最差之回填料，承載力弱排水慢，一般須經7~10年以上才能固結，且必須採取一定之基礎措施或土壤改良方能用於承載力不大之基礎結構物。

回填土壤細料流失將造成環境污染、工程品質不易控制，使粒料分離在容許的範圍之內，材料粒徑都必需有所規定，目前回填土壤可接受之規定如下(簡連貴，民國83年)：

(1)蘇聯在SNIP-11-53-73就規定抽砂回填借土區的材料性質必須在$D_{60}/D_{10}>2.5$或$D_{90}/D_{10}>5$ 範圍之內。

(2)美國海軍NAVAC DM-7.3規範建議，水力抽砂回填若須考慮支承結構物之荷重者，回填料之細料含量(通過#200篩)，一般必須低於15%。

(3)香港之填海工程規範規定細粒料(0.06mm)含量不可超過10%。

(4)台灣雲林離島式基礎工業區，造地工程規劃回填料之細料含　量(通過#200篩)不可超過15%。

三、水力抽砂回填技術之探討

3.1　水力抽砂回填技術使用現況

對於砂土由料源區利用水力運送至回填區的工法有直接由輸砂管路輸送及利用水力式抽砂船運送等。因台灣海峽之海象及氣象條件並不是很好且考慮料源區的深度以及該區與回填造地區距離..等因素，故直接由輸砂管自料源區抽取砂土至回填造土區之運送法並不可行，較適合的施工方法乃是使用抽砂船將砂土運至卸土區再利用輸砂管輸送至回填區。

抽砂船依其浚渫機具作業方式的不同可分為機械式及水力式，前者利用機械直接挖取水中的砂土，作業效率低。水力式則利用流體流動的原理，將水底下的泥砂與水混成泥漿，藉泵浦強大的吸力抽送，可維持甚高的效率。故現於填海造地施工大都採用具有水力式浚渫機具的抽砂船，常用的水力式抽砂船有下列兩種(中興顧問社，民國79年)：

1. 定位式切吸抽砂船(CSD)

此類抽砂船係以離心泵浦連接吸管伸至水底，利用吸管外緣之絞刀攪動水底的泥砂再由吸管將土—水混合體吸入，藉由泵浦連接輸砂管輸送至指定的地點。此種抽砂船大部分皆為固定式之平台船，本身並無航行能力，不能承受大風大浪(約在0.5公尺以下)，只能在近岸或有屏障設施之區域內作業，典型的定位式切吸式抽砂船如圖三所示。

2. 自航式吸管抽砂船(TSHD)

此類抽砂船係以一吸管為主之泥耙另設切削或沖水設備，將水底之土壤耙鬆或沖散，再藉由抽砂泵浦吸入泥砂與水之混合體，此種抽砂船大都具有能夠容納泥砂之泥艙，抽砂作業進行時，泥砂沉澱於艙底，海水則自排水口排出，待泥艙滿載後即駛向卸載地點。該類抽砂船一般均有自航動力，具有相當高承受風浪的能力(約2公尺左右)，能夠在惡劣的環境下作業，可作業水深約為40~50公尺，最大水深約為70公尺。典型的自航式吸管抽砂船如圖四所示。

目前在台灣水力抽砂回填造地較常採用的施工方法為使用自航式吸管抽砂船(TSHD)在料源區抽取砂土後，以受泥駁船或該抽砂船航至造地區旁之卸土區卸下，再經由定位式切吸抽砂船(CSD)抽送至填土區，於輸砂管路間視輸送距離之需要增設加壓站以輸送至填土地點。

水下土層為抽砂船之工作對象，抽砂區之土壤性質直接影響抽砂船之效率、產能、機具磨損及成本。目前一般土壤分類法(如統一分類法)實較難反映浚挖土壤之特性，而採用國際航運會議常設委員會(PIANC)(1984)之分類法，如表五所示。另在日本則習慣採用標準貫入試驗N值作為研判土壤軟、硬及開挖難易之主要指標，如表六所示。依據N值對疏浚土壤之分類，並考量抽砂船之特性，建議於各不同土壤狀態下通用之抽砂船種類如表七所示。抽砂回填作業可由抽砂區之土壤特性，利用表六之建議作為選擇適宜抽砂船之參考。

3.2 水力抽砂回填之影響因素

影響水力抽砂回填的因素很多，對於非凝聚性土壤力學行為受到其組構(Fabric)、現地密度及作用於其上應力的影響。一般水力回填土壤堆積在完全排水的狀態下進行，因此其變形特性與強度特性是很複雜的。目前尚未有很完整的研究成果來討論實際上各個因素影響的程度為何，綜合目前有關抽砂水力回

填之研究，影響抽砂水力回填的因素有以下幾方面(簡連貴，民國84年)：

1. 回填水位深度

水力抽砂回填土壤位於水面下與水面上其力學行為表現完全不同，水面下產生較平緩的坡度，土壤處於較疏鬆的狀態；水深增加有減少坡度的傾向。對於潮間帶，潮間帶水位改變會影響流動特性，在漲潮過程中混合流擴散形成一連串的平台(Terrace)與跌水(Cascade)如圖五所示，從管線出口到水位線大約有90% 的體積損失，表示流體到達水位線前有明顯的沉積；退潮時混合流於回填區形成水路(Channel)如圖六所示，砂的集中量與管線內大致相同。

2. 回填構築方法

水力抽砂回填工法發展至今於目前較常使用的水力堆積方式，大致上可分為三種(圖七)，現簡述於下(Sladen and Hewitt(1989))：

(1)漏斗堆置法(Hopper Placement Method)

此方法乃是利用拖曳式泥艙漏斗挖泥船(Trailing Suction Hopper Dredge)行駛至取土區，伸出掘土臂沿海底拖曳取起回填砂土儲於泥艙中，然後載運至回填區，打開船底部之閥門讓泥艙中的砂土向下傾瀉，使砂土於水中自然沉降堆積，此種堆積方式在幾分鐘內即可卸放8000立方公尺之砂土，如圖七(a)所示

(2)管路堆置法(Pipeline Placement Method)

使用定位式切吸抽砂船(CSD)由回填區附近海域的料源區，藉由泵浦連接輸砂管輸送至指定的地點。如圖七(b)所示。

(3)堤岸構築法(Bound Construction Method)

於在回填區的周圍設立堤岸，然後將回填材料置放在其中央帶，堤岸的構築可利用可控式管流技術來完成，這種過程所形成的邊坡能達到H5/V1與H7/V1之斜度。如圖七(c)所示。

Slanden和Hewitt(1989)針對加拿大Beaufort海域的若干人工島，所求得的現地密度進行研究發現漏斗堆置法比管路堆置法所填築成的砂土緊密，其相對密度通常高出20%~30%；而漏斗堆置法所填築的砂土其圓錐貫入試驗的錐尖阻抗亦較大，一般是同深度下管路堆置法的兩倍。就管路堆置法而言，浮管排放口的位置亦會影響填土區之密度，參考圖七(b)，當排放口接近回填區時會比置於海面處排砂所產生的夯擊效果佳，故前者堆置成的砂土較為緊密。此外，水力回填土壤受動力作用而產生液化現象大多發生於管路堆置土

區。

3. 單位混合流速(Specific Mixture Flow Rate)

單位混合流速也就是每單位寬度土水混合的體積流出量。一般而言，粗顆粒砂及低單位流速造成陡坡，反之則造成緩坡。如果產生邊坡滑動則會造成密度增加。值得注意的是，為了確保回填結構的穩定，回填速率必須控制在一定的範圍之內。

4. 回填土壤細料含量(材料粒徑)

就回填土壤顆粒的形狀分析而言，扁平砂粒於回填後易產生較大的沉陷，而粒形混圓者滾動性高，受波浪之往復推送懸浮於水中不易沉降，使海水混濁造成環境的污染。鑑於水力回填過程中顆粒的分離勢不可免，為減少顆粒分離所造成之損害(如：細料流失造成環境污染、工程品質不易控制及因細料不易沉降且具黏性，將使施工產率大幅降低，影響甚具。)，應使粒料分離在容許的範圍之內。

5. 回填之邊界條件

當土水混合液自取土區經由輸砂管的輸送至回填區排放時，回填的砂土會在排放口的下方會形成凹洞(Crater)形狀的堆積土(圖八)，通常回填區的寬度大都利用導堤(Guide Bunds)限制在20m-100m，進而控制土水混合流的方向(圖九(a))。若沒有導堤則土水混合流的方向可能會產生180度的變化，而回填砂土會形成半角錐型(圖九(b))，且會造成較廣大的回填區。

6. 顆粒沉降速率(Settling Velocity)

沉降速率，當固體顆粒由懸浮狀態沉降，並開始由噴管底部滑動的速率。材料粒徑影響回填特性，而顆粒大小亦影響沉積速度，砂土顆粒的沉降速度受到黏土與粉土的作用而減小。

7. 體積濃度(Volume Concentration)

體積集中量就是顆粒體積除以土水混合體積。30%的混合體積濃度其粘滯性為純水的四倍，20%的混合體積濃度沉降的速度只有單一顆粒的1/3。

8. 抽砂管徑大小

管徑對於顆粒與管壁之摩擦損失有很大的影響。

3.3 水力抽砂回填土壤之工程特性

1. 抽砂水力回填土壤之堆積特性

水力抽砂回填土壤的沉積過程與自然界中土壤初始的堆積模式類似，

其過程包括沉降、自重及加荷重壓密。Imai(1981)提出土壤初始的堆積模式主要可分成聚集階段、沉陷階段與壓密階段(圖十)，聚集階段土粒產生混凝體(Flocs)，但沒有沉陷產生；沉陷階段時混凝體逐漸沉陷(Settling)形成成層的沉積層，並產生壓密及含水量減少。當達壓密階段，所有的沉積層因自重壓密形成，最後並趨近於平衡狀態。而水力回填土層與自然界的土層的差異為沉積的年代不同，水力抽砂回填土層的沉積年代很短，因此水力抽砂回填土壤的穩定性並不是很好。

2. 回填土壤之現地密度特性

水力回填構築除採用特殊技術興建外，一般建築邊坡皆頗平緩，其斜率僅為1/15至1/20之間水力回填構築如人工島和海埔新生地等，回填後砂土現地的緊密程度，對造地工程之穩定及其上結構物之安全甚具關聯性。但學者對於影響回填土壤現地密度的因素仍不是很清楚，僅有少數推論可合理地解釋填土區的密度與土壤的堆置方式有關。Slanden與Hewitt(1989)指出水力抽砂回填造地的現地密度特性如下：

(1)僅使用水力抽砂回填法並不能使回填地的砂土密度達到緊密的程度，尚需配合其它的土質改良工法來增加現地的密度。

(2)在最佳的情況下利用水力抽砂回填造地，回填土的平均相對密度為60%，但一般的情況下大都低於50%。

(3)利用水力抽砂回填技術造地，其回填土的相對密度介於10%~70%之間。

3. 回填土壤之顆粒特性

對於粒狀土壤而言其水力回填土壤的特性，基本上是低密度、低強度及易產生液化，細顆粒土壤水力回填特性則為高含水量、高壓縮性及低強度。在水力回填的初始狀況都無法滿足土壤穩定的要求，故一般在回填完成一段時間後，必需加以夯實或土壤改良才能滿足工程設計要求。

4. 回填土壤之細料流失

現地的水力抽砂施工經驗指出，若細料含量過高，泥艙之溢流損失亦大，相對增加輸砂量之損失，粒徑小於0.075mm者，其損失率常35%以上(梁曉光，民國83年)。蔡宗宏(民國82年)以漏斗法及多重篩水中實降法準備試體，將試體在-10^{0}C下冰凍，再將試體切割成三等份進行篩分析試驗，以分析回填土壤細料流失狀況。試驗研究結果顯示：試體位於底部的細料流失嚴重，但是細料流失不受孔隙傳導介質影響。不論孔隙介質如何，細料含量多於8%，

試體上部最多只保留8%或9%之細料，剩下的細料被水流帶走，因此建議抽砂回填之料源所含之細料含量最好不要超過9%，避免於施工過程中因細料流失造成海洋環境污染。

5. 回填土壤之工程特性

一般水力抽砂回填造地時，土壤會因機具的抽取及運送，而導致其細料的流失，使得回填區之土壤性質隨細料含量的改變而有所變動。根據中興工程顧問社對台灣西部雲林離島基礎工業區抽砂回填地外海料源區土樣之調查發現，此回填造地土壤中細料含量比例相當高(一般約0～30%)，依簡連貴(民國83年)針對雲林離島基礎工業區抽砂回填地外海料源區土樣進行一系列之一般物理性質、剪力強度、壓密特性等試驗，所建立其關係式，可提供作為回填造地工程規劃之參考。

(1)回填土壤一般物理性質

為了探討回填土壤在不同的細料含量之下之力學行為，以及相關 之工程特性， 以提供回填造地作為工程規劃之參考。針對回填土壤不同細料含量（分別為0%、10%、20%、30%）所進行一般物理性質試驗，其試驗結果如表八所示。

(2)回填土壤剪力強度

經由直接剪力試驗結果分析顯示：回填土壤的凝聚力甚小，c值最大僅為4.76 kPa，其內摩擦角ϕ_{DS}則介於27.7°～38.9°之間。根據中興工程顧問社對現地回填料源區的地質鑽探報告，回填土壤多為無凝聚性之沉泥質細砂；又其針對現地原狀土壤進行的直剪試驗亦歸納出回填土壤幾無凝聚力之結論，此與試驗所得結果一致。就回填土壤的ϕ_{DS}值而言，現地原狀土壤之內摩擦角為27.5°～43.7°，其範圍亦涵蓋試驗之結果。經調查發現，現地回填料源區土壤的細料含量平均值約為10%，又其回填厚度可達20m上下，故在F.C=10%、正向應力=196kPa狀況下，探討不同緊密度Dr=35%、55%、75%之回填土壤試體之剪力強度。圖十一為回填土壤剪應力(Shear stress)對水平剪動變形關係圖，利用此結果可作為推估現地回填土壤的受剪行為之參考。此外，利用抽砂法(蔡雲明，民國83年)準備試體所得的細料含量約為4.8%，其反應之凝聚力為0，內摩擦角約為31°～32°，亦可提供作為現地回填土壤強度參數評估之參考。

(3)回填土壤壓密特性

由於細料在土壤中含量的多寡，對於土壤的力學行為影響甚巨，在水力回填造地時，土壤會因機具的抽取及運送，而導致其細料的流失，使得回填

區的土壤性質因細料含量的改變而有所變動。回填土壤的體積壓縮係數m_v值與滲透係數k值，則大致隨細料含量的增加而增大。單向度壓密試驗結果經由線性迴歸統計分析，可明顯看出細料含量愈高之回填土壤具有愈高之體積壓縮係數m_v值與滲透係數k值(如圖十二、圖十三所示)，其相對應之迴歸分析關係式如下：

F.C.=0%， $m_v=0.0254e^{6.686}$ ， $k=0.293e^{6.786}$ …… (1)

F.C.=10%，$m_v=0.0318e^{4.863}$ ， $k=0.353e^{4.922}$ …… (2)

F.C.=20%，$m_v=0.0651e^{5.996}$ ， $k=0.695e^{5.959}$ …… (3)

F.C.=30%，$m_v=0.0967e^{6.619}$ ， $k=1.069e^{6.733}$ …… (4)

經由以上(1)式～(4)式的建立，將回填土壤之初始孔隙比及不同細料含量代入各關係式，即可求得相對應的不同細料含量回填土壤壓密參數m_v值與k值，可提供回填土壤壓密沉陷行為評估之依據。

(4)回填土壤應力-應變非線性分析

回填土壤力學行為受細料含量之影響頗巨，簡連貴(民國84年)利用非線性雙曲線模式，針對三軸壓密不排水壓縮試驗(CU-Test)所得之回填土壤應力-應變關係曲線加以分析，可獲得模式相關參數 k、n、ϕ、R_f與相對密度及細料含量之變化關係，進而將其影響考量於模式中加以應用 。利用電腦程式加以運算，可得分析模式模擬曲線與試驗結果之比較如圖十四~圖十六所示。由圖分析比較顯示，利用所建立之回填土壤應力-應變關係分析模式，可獲得相當良好的模擬效果。

利用濕搗法準備試體進行三軸壓密不排水壓縮試驗，所得之應力-應變關係與抽砂法試驗結果呈現相當之差距。本研究嘗試建立二者之關係如下：

$$(\sigma_1-\sigma_3)_{fH}=\alpha(\sigma_1-\sigma_3)_{fMT}+R_{fH}\alpha(\sigma_1-\sigma_3)_{fMT}$$

式中，$(\sigma_1-\sigma_3)_{fH}$為抽砂法試體之破壞軸差應力，α為一常數，$(\sigma_1-\sigma_3)_{fMT}$為濕搗法試體之破壞軸差應力，$R_{fH}$為本研究定義之軸差應力比值。

利用上式考慮相對密度與細料含量之影響，並分兩階段模擬水力抽砂回填土壤之應力-應變關係曲線，可有效評估回填土壤之力學行為。

6. 細料含量對回填土壤動態特性之影響

(1) 細料含量對剪力模數的影響

依簡連貴(1995)對回填土壤在微小剪應變動態特性之研究，將不同細料含量試體於相對密度為60% 、於有效圍壓為98kPa下，進行共振柱試驗所得的資料加以整理，可得典型共振柱試驗圖形，剪力模數(G)—剪應變(γ)及阻尼比(D)—剪應變(γ)之關係曲線(如圖十七)。由圖十七(a)顯示，不論何種細料含量的土壤，其剪力模數均會隨剪應變振幅的增加而減少。在同一剪應變振幅下來看，當細料含量為10%時其剪力模數(G)最大，而其G 值隨細料含量為 0%、16%、20%、30% 而減少。此可能為當細料含量為10% 時，其細料將砂土顆粒間的孔隙加以填塞，但顆粒間的接觸面積並沒減少，使得應力波傳遞最為迅速而有最大的剪力模數。相對的當細料含量大於10%時，細料的增加則有將砂土粗顆粒分離的情況，使砂土粗顆粒間的接觸點減少，而導致 G值的下降，且此一趨勢隨細料含量的增加而更加明顯。

(2) 細料含量對最大剪力模數的影響

為探討不同細料含量回填土壤之Gmax值受有效圍壓之影響程度，將相對密度為60% 所得的資料繪製不同細料含量下的Gmax值與有效圍壓的關係曲線(如圖十八)，由圖可知當有效圍壓增加時，回填土壤的Gmax值亦隨之增加，此乃因為圍壓增加時導致土壤試體更為緊密。而就細料含量對回填土壤的影響可知當細料含量為10% 時，在不同圍壓下其Gmax值均為最大。

另就細料含量對回填土壤Gmax值的影響做一探討，圖十九為有效圍壓等於196kPa時回填土壤於不同相對密度、細料含量下所對應Gmax值之關係曲線，由此圖可更明顯得到於土壤密度較低時(Dr=40%)，細料含量對回填土壤的Gmax值影響不大，而於密度較大時(Dr=60%～80%) 細料含量對回填土壤Gmax值則造成影響。當細料含量小於10% 時，Gmax值隨細料含量的增加而增加，而細料含量大於 10% 時，Gmax值隨細料含量的增加而下降。在細料含量為10% 時其Gmax值最大。

本研究試驗探討影響回填土壤最大剪力模數的因素為剪應振幅、有效圍壓、孔隙比及細料含量，為能使上述之影響因素以一方程式來表示，利用 Hardin 和 Richart(1963)對砂性土壤的剪力模數的評估方式，可推求的不同細料含量下之A值與n值，再結合Iwasaki 和 Tatsuoka(1977)中砂土顆粒特性對土壤剪力模數影響參數之概念。本研究定義一細料影響參數— B值如下式所示，以評估細料含量對回填土壤之影響。

$$B = \frac{A_f}{A_0} \quad \cdots\cdots (5)$$

式中，A_f :含有細料之回填土壤，利用Hardin 和 Richart 對砂性土壤最

大剪力模數評估方式所求的之A值。

A_0:細料含量為0%之回填土壤，利用Hardin 和 Richart對砂性土壤最大剪力模數評估方式所求的之A值。

經由上述方法之推求，不同細料含量下的最大剪力模數(Gmax)值可簡化為:

$$G_{max} = A_0 \cdot B \cdot F(e) \cdot (\sigma'_m)^n \quad \text{.....(6)}$$

式中，Gmax:最大剪力模數，單位以kg/cm^{2}表示。

:有效圍壓，單位以kg/cm^{2}表示。

A_0:細料含量為0%之回填土壤，利用Hardin 和 Richart對 砂性土壤最大剪力模數評估方式所求的之A 值。

B:細料含量影響參數，如式(5)所示。

$F(e)$:Hardin 和 Richart (1963)提出為孔隙比的函數與砂土顆粒形狀有關。

n:有效圍壓之指數，與土壤所受有效圍壓及剪應變振幅大小及土壤顆粒特性有關

依照前述之處理方式，先利用利用Hardin 和 Richart(1963)對砂性土壤的剪力模數的評估方式，本研究的試驗用砂砂土顆粒形狀為次角形，利用F(e)將孔隙比對 Gmax 的影響考慮進去，並以平均有效為圍壓之對數值為 X軸，以Gmax/F(e)之對數值為 Y軸，可得最大剪力模數與平均有效圍壓之關係曲線(圖二十)。回填土壤於不同細料含量下所得平均有效圍壓()與Gmax/F(e) 之關係曲線，經過整理計算可得回填土壤於不同細料含量下之最大剪力模數可以下式表示:

$$FC = 0\%,\ G_{max} = 204.0 \cdot F(e) \cdot (\sigma'_m)^{0.58} \quad \text{.....(7)}$$

$$FC = 10\%,\ G_{max} = 227.4 \cdot F(e) \cdot (\sigma'_m)^{0.5} \quad \text{.....(8)}$$

$$FC = 16\%,\ G_{max} = 189.0 \cdot F(e) \cdot (\sigma'_m)^{0.54} \quad \text{.....(9)}$$

$$FC = 20\%,\ G_{max} = 163.4 \cdot F(e) \cdot (\sigma'_m)^{0.54} \quad \text{.....(10)}$$

$$FC = 30\%,\ G_{max} = 139.6 \cdot F(e) \cdot (\sigma'_m)^{0.61} \quad \text{.....(11)}$$

式中， Gmax:最大剪力模數。

:有效圍壓，單位均以kg/cm^{2}表示。

由以上的計算可將孔隙比與有效圍壓對回填土壤最大剪力模數的影響加以考慮，其結果可得不同細料含量所對應之 A值與n值，而 n值的變化不大故於本研究試驗取其 n值的平均數為0.56。再利用式(5)決定細料含量影響參數 B值。於此可求得以濕搗法準備不同細料含量回填土壤之最大剪力模數可由下式表示:

$$G_{max} = 204 \cdot B \cdot F(e) \cdot (\sigma'_m)^{0.56} \quad \text{.....(12)}$$

而細料含量影響參數 B值與細料含量的關係曲線如圖二十一所示。由圖中可知其細料影響參數 B值以細料含量為10 %時為一折點，利用二次方程式來回歸細料含量(F.C.)與細料含量影響參數(B) 之關係曲線。其方程式如下所示:

當 0%<FC<10%

$$B = 1 + 0.0216 \cdot (FC) - 0.001 \cdot (FC)^2 \quad \text{.....(13)}$$

當 10%<FC<30%

$$B = 1.603 - 0.0573 \cdot (FC) + 0.001 \cdot (FC)^2 \quad \text{.....(14)}$$

利用式(12)～式(14)可推求不同細料含量回填土壤於不同有效圍壓下所對應的最大剪力模數(Gmax)值，即若已知回填土壤的細料含量(FC)，將其值代入式(13)或式(14)求得細料含量影響參數 B值，考慮回填土壤所承受之有效為圍壓，再利用式(12)即可推求得回填土壤的最大剪力模數。

利用上列之公式將其參數代入，與實際試驗所得的Gmax值做一比較，如圖二十二所示。由圖可知利用本研究試驗所得之經驗公式，所推求之Gmax與實驗值相當符合。

(3) 細料含量對阻尼比的影響

細料含量對回填土壤阻尼比的影響，可由圖十七(b)求得，其影響並不明顯。但就整體的回填土壤而言其阻尼比會隨剪應變振幅的增加而增加。此乃因為本研究所採用的細料為非塑性本身並無膠結的能力所致。

四、回填造地大地工程問題之探討

水力抽砂回填是目前填海造地主要方式之一，其回填土壤組構排列與細料含量對回填區之壓密沉陷穩定及相關力學行為甚具相關性。國內未來可能推動的離島工業區、海埔新生地、多目標人工島之回填造地，將延伸許多大地工程問題，諸如細料流失引致力學行為的改變、壓密沉陷、回填土壤液化及海床邊坡穩定等，都值得大地工程師進一步努力克服。

由於臺灣位環太平洋地震帶，每年地震頻繁。一般抽砂水力回填土壤，於水面以上相對密度約50%-65%，水面以下相對密度在35%-45%之間(Sladen and Hewitt(1989))，相當疏鬆可能引起砂土之液化，回填土壤液化將引致新生地及路堤、海堤結構物基礎之沖刷沉陷而危及造地之安全，故對於回填土壤之耐震及土壤液化特性相關問題應特別注意。另海床土壤液化分析亦相當重要，尤其

是評估波浪所引致海床土壤液化之潛能。考量新生地造地區之波浪特性、土層特性，深入評估波浪力反覆作用時之行為(尤其是海床土壤所受波浪引致的反覆剪應力大小及對應之反覆作用次數)，以探討波浪可能導致液化深度範圍及對造地區海岸結構物之影響。回填造地之沉陷量預估，除地盤因地下水超抽所引致之沉陷外，回填新生地及人工島因地震或動力所造成土壤液化沉陷(如日本阪神大地震造成填海新生地之液化沉陷問題)，對工業區地盤穩定及沉陷亦有相當之影響。尤其是對回填造地動態壓密沉陷之研究，對填海造地之安全相當 重要應積極進行。造地沉陷對填海造地工程之安全及造地時程非常重要，造地工程規劃時應考量造地沉陷監測及安全穩定管理。

另一般水力抽砂回填造地開發所需要之填地砂源數量相當龐大，於砂源區抽取砂土將導致海床開挖面之不穩定。砂源區之鄰近海域的地形將因海砂之抽取而有所變動，且影響區域甚廣。另外，海床開挖面亦受到地震、波浪及海流等外力之影響，若分析與設計不當，將影響整個海床之穩定。因此，如何評估砂源區開挖面之破壞型式、模擬抽砂後開挖面之破壞程度及其影響範圍、評估砂源區開挖面之穩定及影響因素，亦為目前相當重要造地工程研究課題。

五、結　論

配合國家整體的需求，海域大地工程之發展與推動，回填造地並有效開發海域資源與海洋空間之利用，是我們現階段急需努力突破的方向。本文有鑑於國內填海造地工程的積極發展與推動，探討水力回填造地之相關技術及影響水力抽砂回填之因素，期能夠提供初步的經驗供學術及工程規畫參考。

國內造地工程之工程規劃因行政作業之限制，往往缺乏有長期系統之規劃。且無專責機構負責整合造地相關之環境背景資料，資料取得困難。未來回填造地應儘量能兼顧工程與環保，以減輕造地對周遭環境可能之衝擊及確保造地之穩定安全。回填造地所延伸之相關大地工程問題，如回填造地之海床土壤及水力回填料之相關工程特性，應積極進行調查，以獲得足夠分析土壤沉陷及穩定所需參數。同時為有效控制及預估回填新生地之沉陷，應有之地盤沉陷監測，尤其是地盤持續下陷區或海岸敏感地區，相關主管與開發單位應以重視，並結合產官學研之專家學者共同努力來推動解決。

六、謝　誌

本文蒙行政院國家科學委員會(編號NSC 83-04140P-019-001B)之補助，及中興工程顧問社提供外海試驗土樣及部份經費補助方得以順利完成研究，於此一並致謝。

七、參考文獻

1. 中國時報(民國80年)，「經濟部公佈未來20年台灣工業用地發展之長期須求」，80年8月7日。
2. 中興工程顧問社(民國79年)，「經濟部工業局雲林離島式基礎工業區開發計劃」，抽砂造地規劃報告。
3. 內政部營建署(民國82年)，“海埔地開發工程設計標準之研擬”，專案研究報告。
4. 梁曉光(民國83年)，「濱海抽砂造地工程」，中興工程第四十三期，第45-62頁。
5. 蔡宗宏(民國82年)，「台灣西部近岸抽砂回填土壤液化潛能之研究」，碩士論文，國立台灣海洋大學河海工程研究所，基隆。
6. 蔡雲明(民國83年)，「台灣西部外海水力回填砂土狀態參數與工程特性之研究」，碩士論文，國立台灣海洋大學河海工程研究所，基隆。
7. 簡連貴(民國84年)，“雲林外海砂源水力回填後性質之探討”，中興工程顧問社專題研究計劃報告。
8. 簡連貴(民國84年)，“水力抽砂回填技術在造地工程之應用”，地工技術，第51期，第21~34頁。
9. 簡連貴，林惟宗，鄭志清(民國84年)，“回填土壤應力—應變關係之非線性分析”，第19屆全國力學會議論文集，第257-264頁。
10. 簡連貴，葉國樑，胡淵南(民國84年)，“細料含量對抽砂回填土壤動態特性之影響”，中國土木水利工程學刊，第七期，第四卷，第409-420頁。
11. 劉進義(民國84年)，“日本填海造地技術發展介紹”，海下技術季刊，第五卷，第一期，第16~26頁。
12. Hardin B.O. and F.E. Richart(1963), "Elastic Wave Velocities in Granular Soils," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 89, No. SM1, pp. 603-624.

13. Herderson, E. (1990), "Slurry Pipelines : Present and Future," Hydraulic Fill Structure, pp. 155-165.
14. Iwasaki, T. and Tatsuoka F. (1977), "Effect of Grain Size and Grading on Dynamic Shear Modulus of Sands," Soils and Foundations, Vol. 17, No. 3, pp19-35 .
15. Imai, G. (1981)," Experimental Studies on Sedimentation Mechanism and Sediment Formation of Clay Materials," Soils and Foundations, Vol. 21, No. 1, PP. 7-20.
16. M. B. de Groot(1990), "Slopes and Densities of Hydraulicly Placed Sands," Hydraulic Fills Structure, pp. 32-51.
17. Mor., N. R. and Kupper, A. A. G. (1990), "Hydraulic Fill Structure A Perspective," Hydraulic Structure, pp. 1-31.
18. Sladen, J. A. and Hewitt, K. J. (1989), "Influence of Hacement Method on the In Site Density of Hydraulic Sand Fills," Candian Geotechnical Journal, Vol. 26, pp. 453-466 .
19. Schiffman, R. L., Steven, G. V. and Gibson, R. E. (1990), "Behavior and Properties of Hydraulic Fills," Hydraulic Fills Structure, pp. 166-202 .
20. Serqe, Jin Chen Hsu(1990), "Review of Practice in Hydraulic Fill construction," Hydraulic Fill Structure, pp. 884-901.

件　　名	面積 ha	離岸距離 km	水深	設計波高m	工期期間
大阪南港	936.8	0	10.0	3.3	1958～1964
大井碼頭	792.0	0	0～3	3.8	1963～1983
橫濱港南本牧碼頭	594.3	1～2.5	2～12	3.4	1963～1985
名古屋港金城碼頭	191.0	1.4	0～5	1.0	1963～1980
神戶港島	436.0	0.4	10～13	-	1966～1981
日石喜入基地	189.0	0.0	2.0	4.5	1967～1972
西日市臨浦	387.0	0.1	5～12	4.0	1967～1988
新大分空港	103.3	0.1	4.0	4.0	1970～1971
長崎空港	162.9	1.5	10～18	2.0	1971～1974
扇島埋立工事	515.0	0.4	0～15	3.4	1971～1975
橫濱港大黑碼頭	321.0	0.5	12.0	6.0	1971～1990
川崎市東扇島	433.7	0.7	0～10	-	1972～1984
大阪北港	615.0	0.5	10.0	3.3	1982～1988
東京港中央防波堤	313.9	1.0	5～10	3.4	1974～1985
名古屋港島	113.9	1.2	6～8	2.0	1975～1987
前田埋立地	153.0	3.5	7.5	2.5	1977～1986
御坊火力發電廠	35.0	0.2	5～18	17.5	1980～1982
關西國際機場	511.0	5.0	18.0	3.5	1987～1994

表一　日本主要人工島施工實績(劉進義，民國84年)

工業區	公頃	概估需地	公頃	現有工業區（公頃）		已使用（公頃）	增編工業區
現有	42.500	基礎工業	20.000	獎助投資者	16.700	10.580	雲林離島
將解編	-14.500	綜合工業	27.000	都市計劃區	19.100	6.050	桃園觀音
將增編	+22.500	電廠	5.000	其　　它	6.700	5.570	嘉義外角頂
		煉油廠					花蓮和平
合　計	50.470	合　計	52.000	合　計	42.500	22.200	22.500

表二　原有工業區概況與日後發展需求概估(中國時報，民國80年)

回填新生地造地港口	(A) 造地高程,m	(B) HWOST,m	(A)-(B)
Chiba	+4.5	+2.1	2.4
Yokohama	+3.8	+1.8	2.0
Nagoya	+4.8	+2.4	2.0
Osaka	+4.0	+1.4	2.6
Sakai	+5.0	+1.4	3.6
Senpoku	+4.3	+1.4	2.9
Kobe	+4.3	+1.4	2.9
Higashi	+3.8	+1.4	2.4
Harima	+3.5	+1.5	2.0
Fukuyama	+5.1	+3.6	1.5
Oita	+3.5	+2.1	1.4

表三　日本回填新生地造地高程之經驗

項　　目	水　力　回　填	乾　式　回　填
1.設備		
・機具動員、復原	時間長、費用高	時間短、費用低
・工作性能	大	小
・機動性	小	大
・零件故障	更換難，停工時間長	更換易，停工時間短
2.人員需求	少，但專業性高	高，但專業性低
3.對環境影響	衝擊較小	衝擊較大

表四　水力回填與乾式回填之比較

N值	土壤特性
N〈2	土壤鬆軟
2〈N〈8	土壤可塑鬆軟
8〈N〈15	土壤稍硬
15〈N〈25	土壤堅硬
25〈N	極硬

表六　N值與疏浚土壤之分類

土壤分類	顆粒大小(mm)	辨識法	顆粒特性及塑性	強度與結構特性
巨礫(Boulders) 粗礫(Cobble)	>200mm 介於60～200mm	不同顆粒及不同大小之比例可由眼睛辨識出。	顆粒形狀： 圓滑、不規則、角狀 薄片狀、細長狀、 薄片細長狀 紋理： 粗糙、平滑、光滑	不適用
礫石(Gravels)	粗 20～60mm 中 6～20mm 細 2～ 6mm	可由眼睛輕易辨視		●礫石中可能具有膠狀以結合礫岩。 ●可能混有砂質
砂(Sands)	粗 0.6～2.0mm 中 0.2～0.6mm 細0.06～0.2mm	顆粒可由肉眼辨視 乾燥時具有少許凝聚力		●鬆、密、膠狀沉積物其強度各不同。 ●混雜有沉泥、黏土。
沉泥(Silts)	粗 0.02～0.006mm 中 0.06～0.002mm 細 0.02～0.006mm	●除極少部份粗沉泥可由肉眼看出外，通常均無法看出其顆粒。 ●最佳測定法為測試其搖容現象(Dilatancy) ●具有部份塑性，但沉泥於乾後極易用手捏碎。	非塑性或低塑性	●基本為非塑性，但若原始成份為粗粒或砂則特性上與砂類似。 ●細顆粒如與黏土類似則具塑性。 ●與細砂或黏土混雜。
黏土(Clays)	<0.002mm 沉泥與黏土不可僅由顆粒大加以區分，因其兩者之重要物理特性僅間接與粒大小相關連。	●黏土具高黏滯力與塑性，不具搖容現象。 ●潮濕黏土可黏於手指上，並具有平滑、油膩之感覺。 ●乾燥過程中具高乾強度。	中塑性或高塑性	●Soft -< 20 KN/m² ●Firm -20-40 KN/m² ●Stiff -40-75 KN/m² ●Hard -75-150 KN/m²
腐植土及有機土(Peats and Organic Soils)	變化不定	通常由呈黑色或棕色加以辨識，並伴隨著強烈之有機味，其表面時呈現有纖維狀或木狀。		強度與結構在水平與垂直方向均不同。

表五　浚挖土壤分類及辨識法

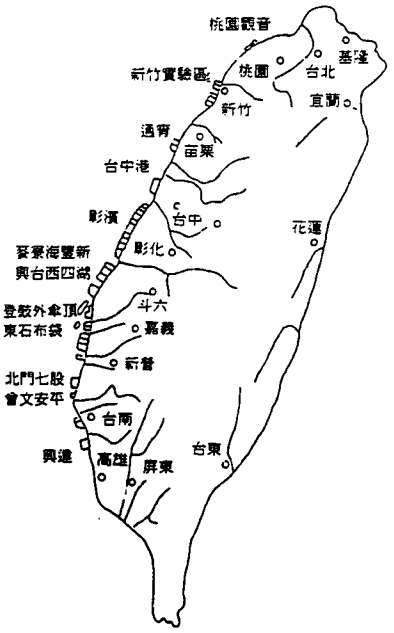
土質		適合抽沙船表								N
分類	狀態	Ps	P1	Gs	Gl	D	Dr	碎	B	值
黏土質土砂	軟質	V	V	V	V		V		V	N<10
	中質	V	V	V	V				V	N=10～20
	硬質	V	V	V	V	V			V	N=20～30
	最硬質	V	V		V	V		V	V	N>30
砂質土砂	軟質	V	V	V	V	V	V		V	N<10
	中質	V	V	V	V	V	V		V	N=10～20
	硬質	V	V	V	V	V	V		V	N=10～30
	最硬質	V	V		V	V		V	V	N>30
礫石混合黏土質土砂	軟質	V	V	V	V	V	V		V	N<30
	硬質		V		V	V		V		N≧30
礫石混合砂質土砂	軟質	V	V	V	V	V	V		V	N<30
	硬質		V		V	V		V		N≦30
砂粒	稀鬆	V	V		V	V	V		V	
	緊密		V		V	V				

註：Ps：未滿5000馬力之小型抽吸管式沙船
P1：5000馬力以上之大型抽吸管式沙船
Gs：小型抓斗式抽沙船
Gl：大型抓斗式抽沙船
D：鏈斗式抽沙船
Dr：自航抽吸式抽沙船
碎：碎岩船
B：鏈斗式抽沙船

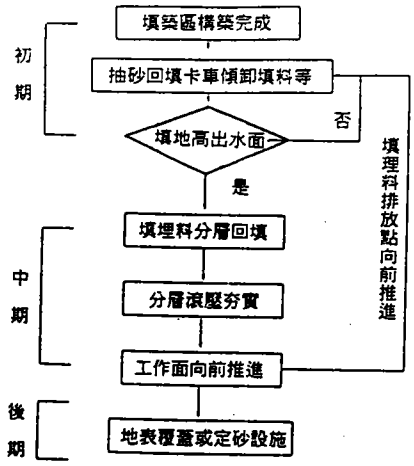
表七　土質及適合作業船舶

細料含量	0%	10%	20%	30%
比重 Gs	2.69	2.7	2.7	2.7
最大乾密度 g/cm³	1.59	1.68	1.76	1.79
最小乾密度 g/cm³	1.2	1.21	1.21	1.2
平均顆粒粒徑 D_{50} mm	0.16	0.16	0.15	0.14
D_{60} mm	0.17	0.17	0.16	0.16
D_{30} mm	0.14	0.13	0.11	0.07
D_{10} mm	0.1	0.07	0.05	0.03
均勻係數 Cu	1.69	2.23	3.39	6.31
曲率係數 Cd	1.35	1.35	1.63	1.45

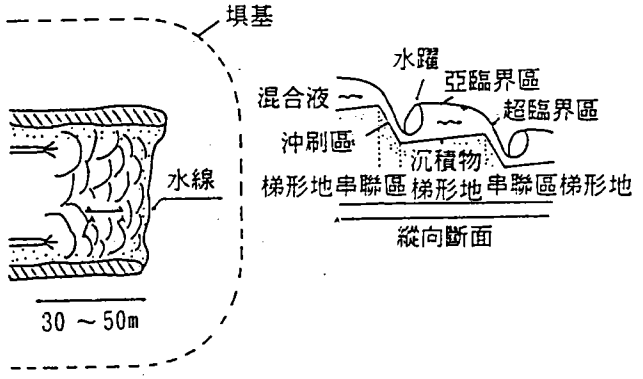
表八 不同細料含量回填土壤一般物理性質



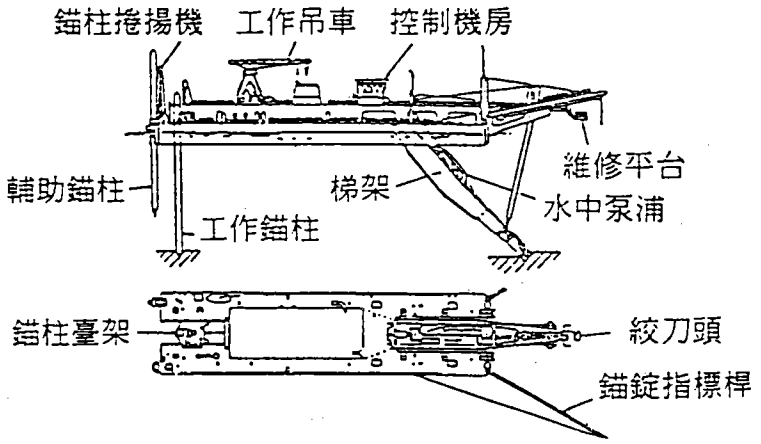
圖一　台灣西部海岸規劃開發之海埔地位置圖



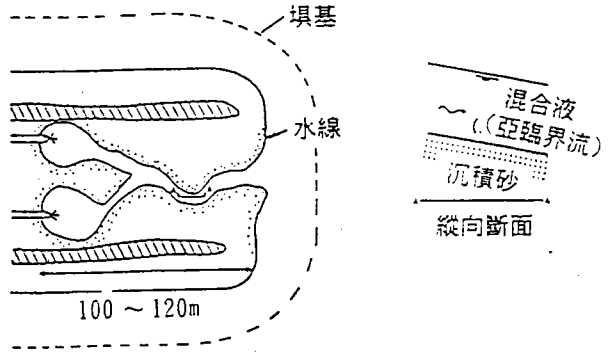
圖二　填海造地作業流程示意圖



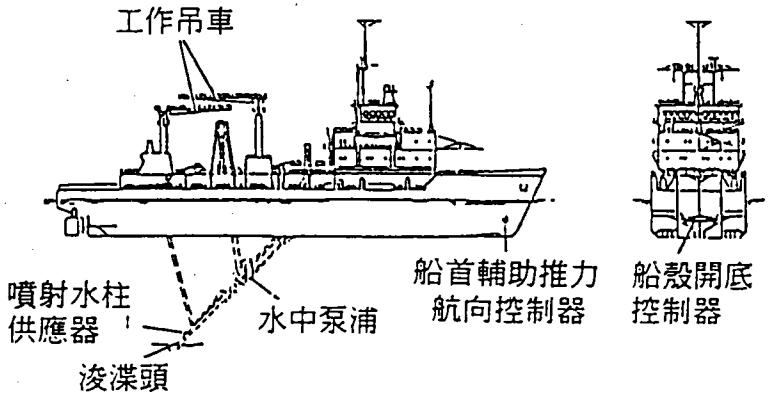
圖五　土水混合流於漲潮時形成跌水與平台(de Groot(1990))



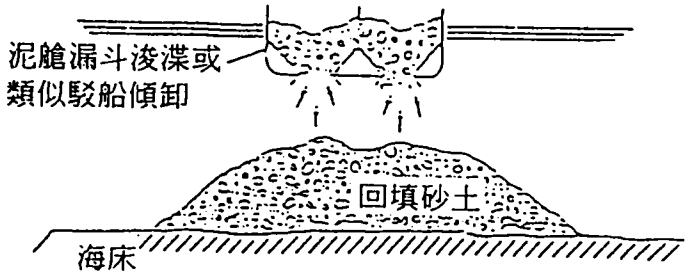
圖三　定位式切吸抽砂船



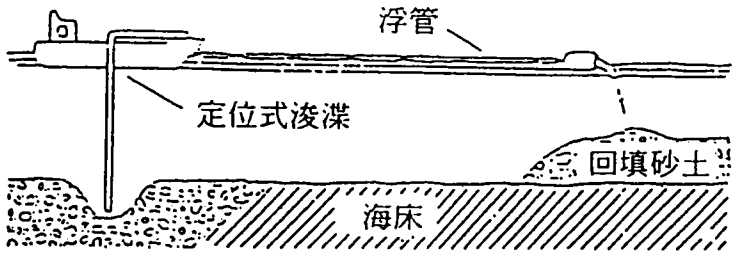
圖六　土水混合流於退潮時形成水路(de Groot(1990))



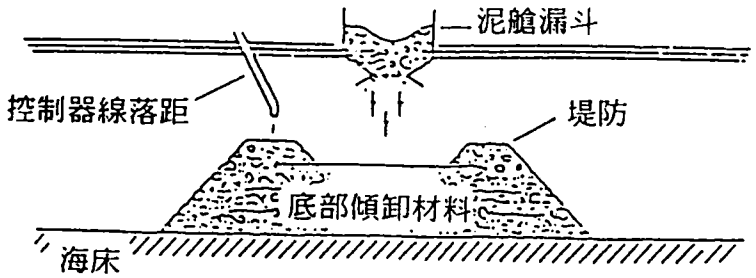
圖四　自航式吸管抽砂船



(a)漏斗堆置法

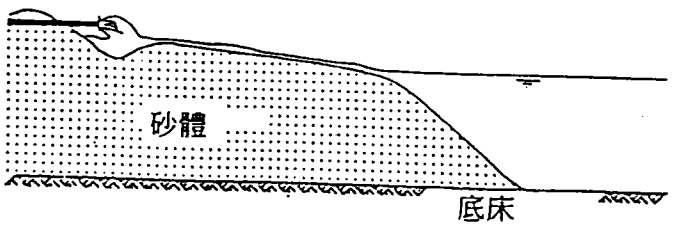


(b)管路推置法

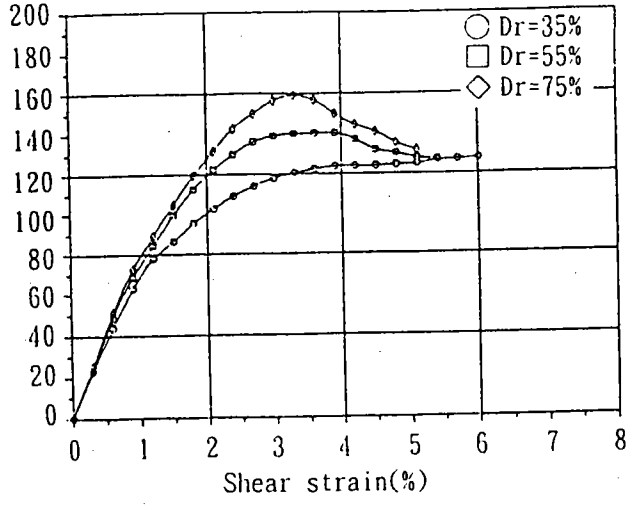


(C)堤岸構築法

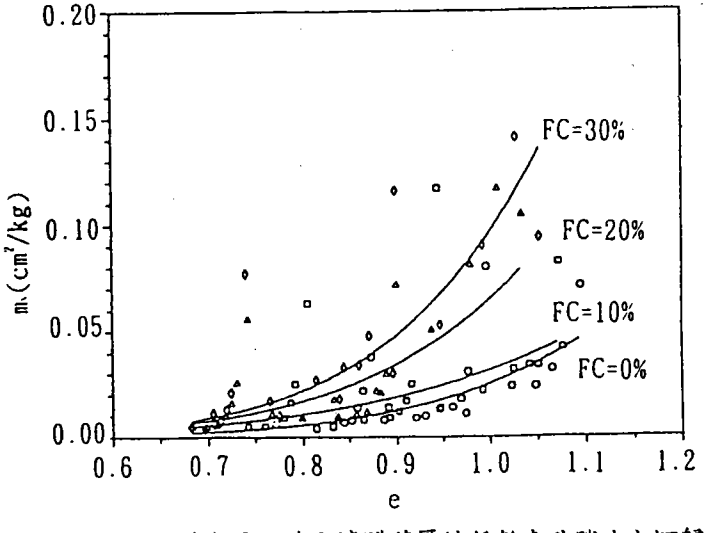
圖七　水力抽砂回填方式示意圖(Sladen and Hewitt(1989))



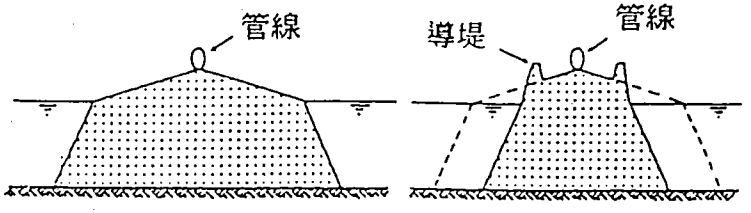
圖八　水力抽砂回填縱剖面圖(de Groot(1990))



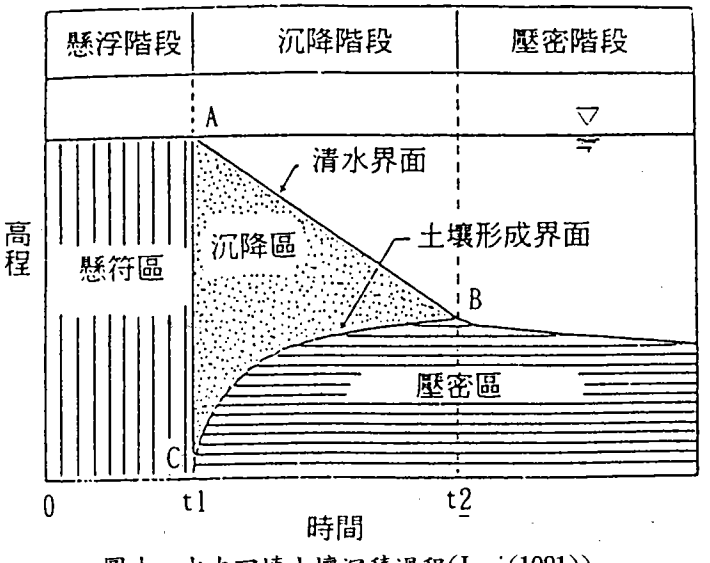
圖十一　典型回填土壤剪應力與水平剪應變之關係圖



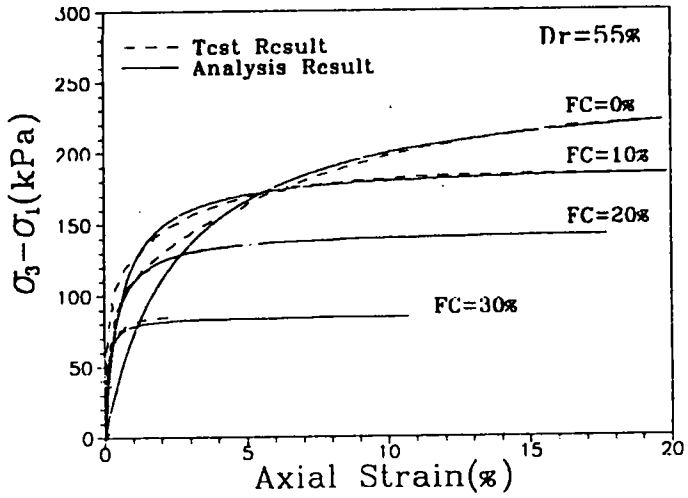
圖十二　不同細料含量回填土壤體積壓縮係數與孔隙比之迴歸關係圖



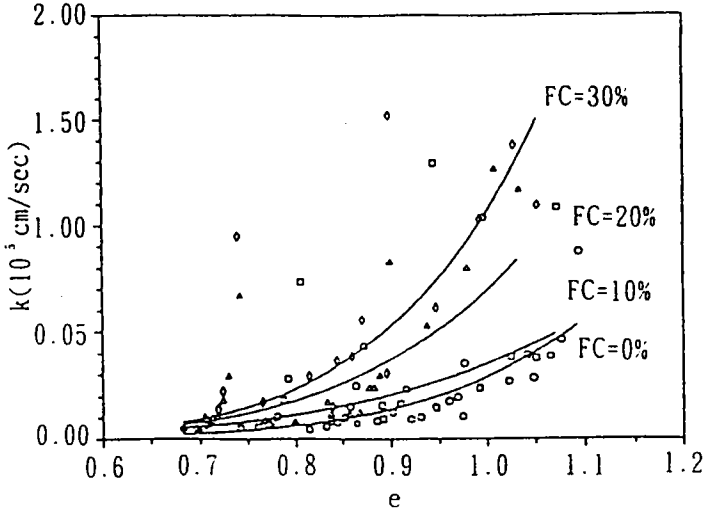
圖九　抽砂回填有導堤及沒導堤橫切面圖(de Groot(1990))



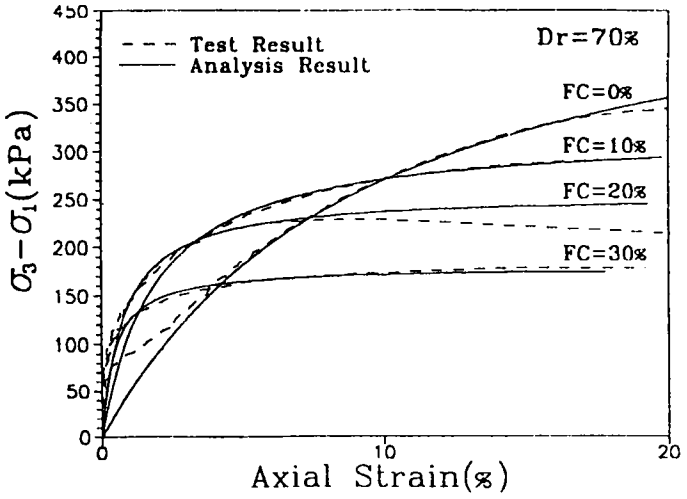
圖十　水力回填土壤沉積過程(Imai(1981))



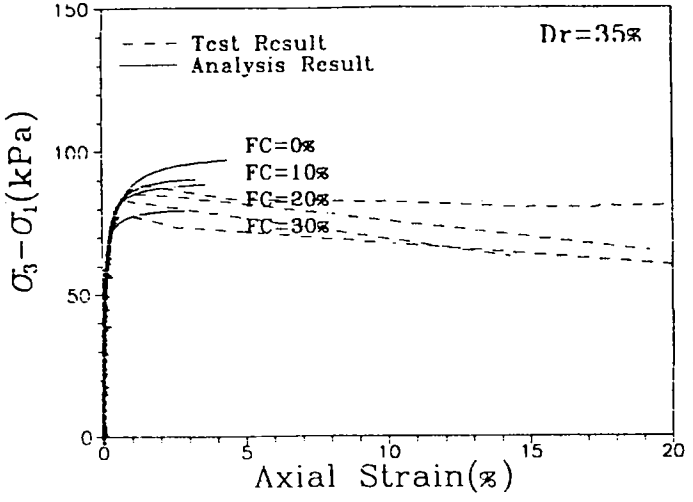
圖十五　雙曲線模式分析模擬曲線與試驗結果之比較(D_r=55%)



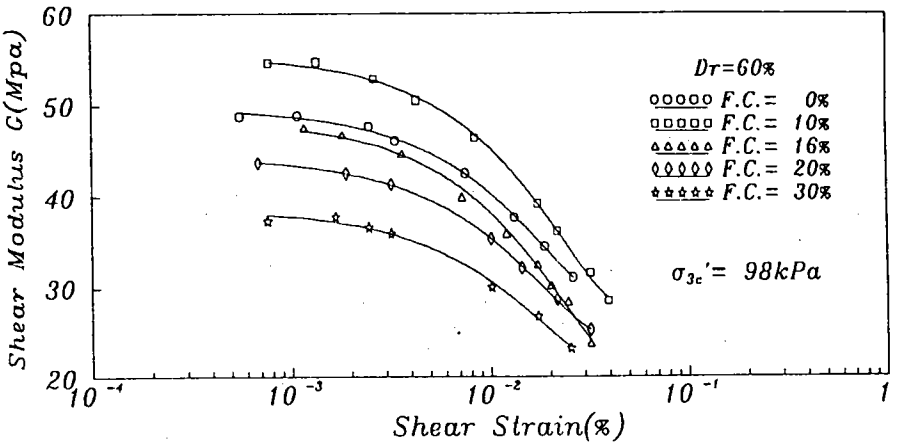
圖十三　不同細料含量回填土壤滲透係數與孔隙比之迴歸關係圖



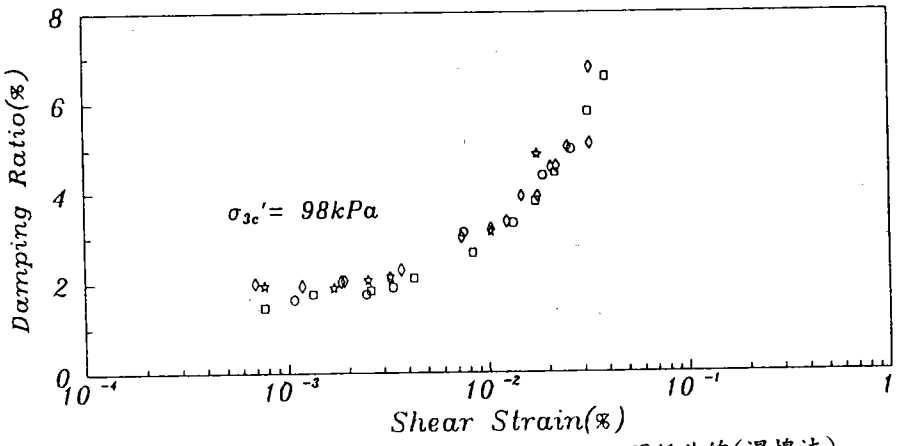
圖十六　雙曲線模式分析模擬曲線與試驗結果之比較(D_r=70%)



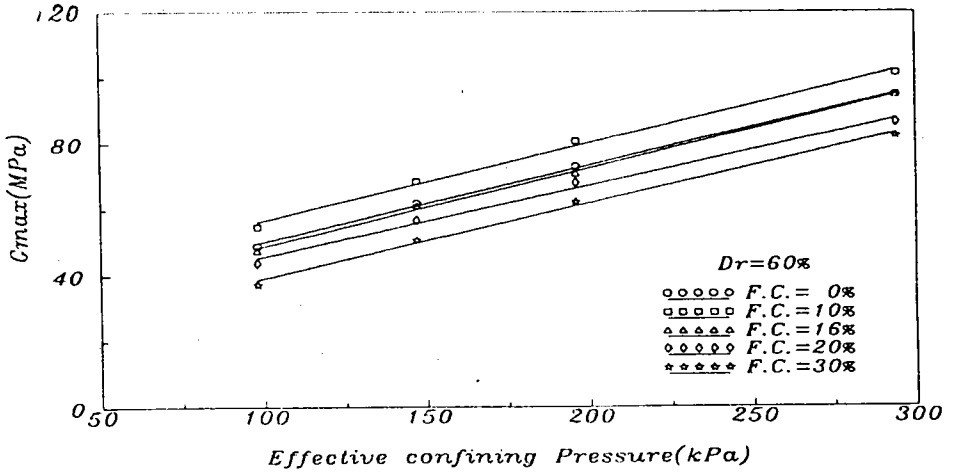
圖十四　雙曲線模式分析模擬曲線與試驗結果之比較(D_r=35%)



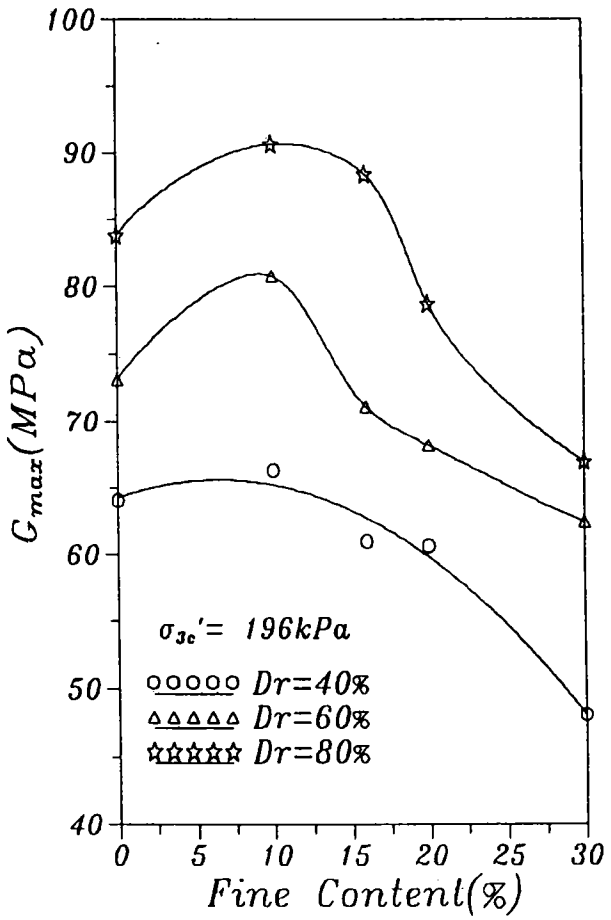
圖十七(a) 不同細料含量土壤剪力模數與剪應變之關係曲線(濕搗法)



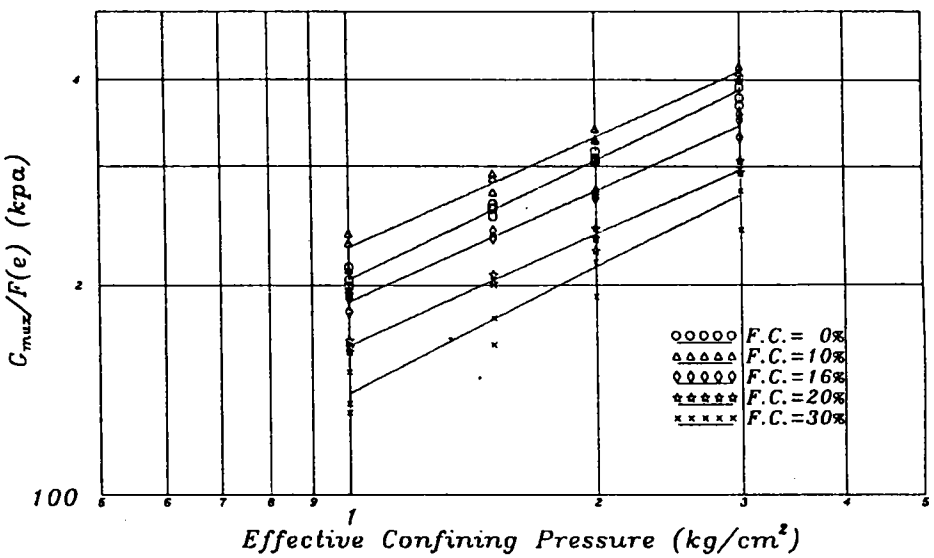
圖十七(b) 不同細料含量土壤阻尼比與剪應變之關係曲線(濕搗法)



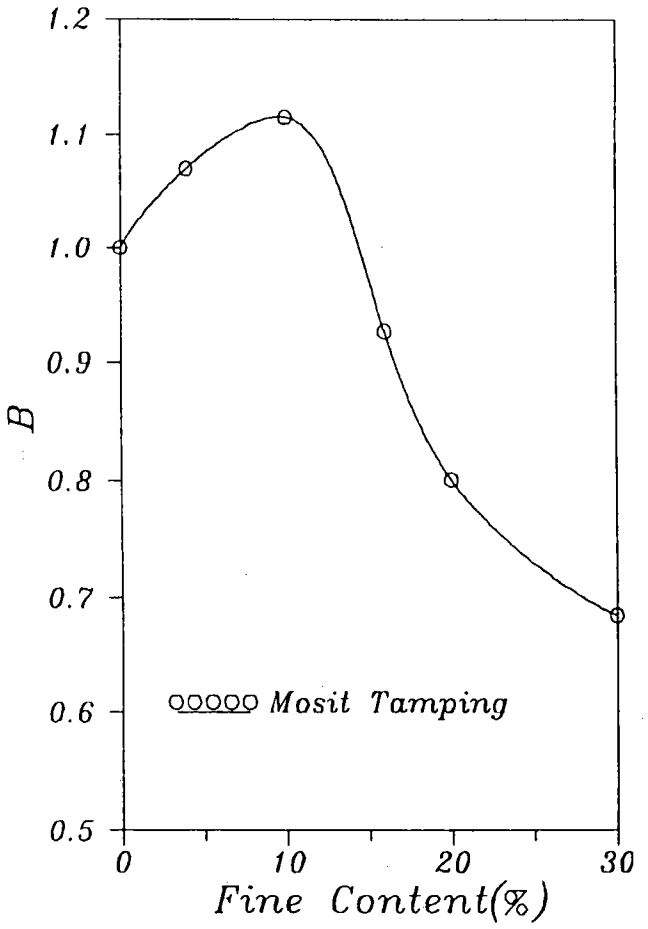
圖十八 不同細料含量土壤G_{max}與有效圍壓關係曲線(D_r=60%，濕搗法)



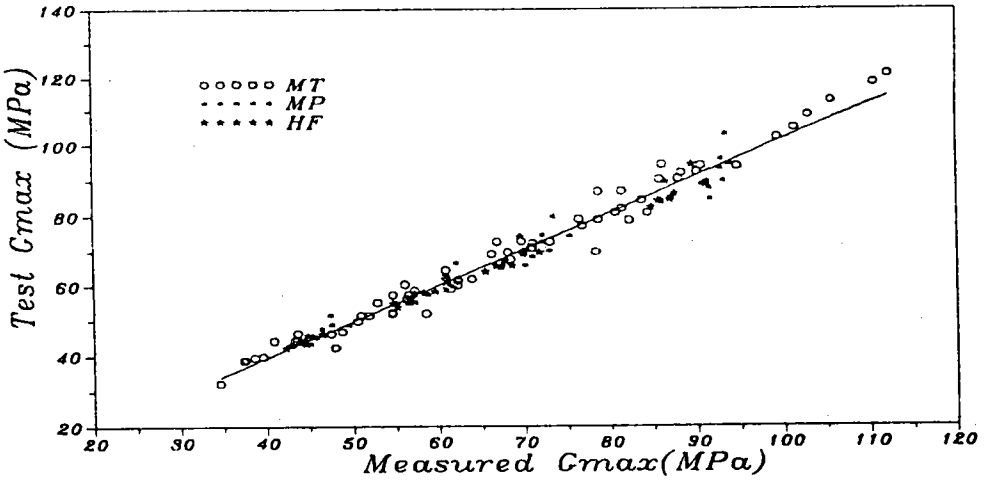
圖十九　回填土壤最大剪力模數與細料含量之關係圖(σ_{3c}'=196kpa)



圖二十　不同細料含量土壤G_{max}/F(e)與有效圍壓關係曲線(Dr=60%)



圖二十一　細料含量與細料影響參數B值之關係圖(濕搗法)



圖二十二 由本研究推導公式計算所得之Gmax與實測值之比較

六輕填海造地工程

高聰忠　東怡營造股份有限公司　總經理
謝樹成　東怡營造股份有限公司　六輕工程處主任

一、前　言

挖泥藝術，早於西元數千年前在尼羅河與印度河一帶即已開始，惟演進至今，對國內來說，仍屬新興的一支，就整體規劃及施工技術言，可供參考之相關文獻非常缺乏。

為能提高國人對抽砂造地工程的興趣，及共襄盛舉，謹就所正參與之六輕工程作淺顯介紹，並略述心得。並期拋磚引玉，獲得相關業者或學界的更高技術提供。

二、六輕抽砂造地工程簡介

2.1 工程概要：*(Fig 2.1)*

*1.*工程名稱：雲林石化工業區抽砂造地工程。

*2.*工程地點：雲林縣離島工業區之麥寮區及海豐區。

*3.*工程期限：自民國*83*年*4*月*1*日至*87*年*9*月*20*日，全部填築完成。

*4.*工程範圍：填方、*7,125*萬立方公尺。砂源來自疏濬濁水溪出海口之淤沙及

港域。完成基地面積*2,250*公頃。

2.2 工地研判

*1.*地勢：

濁水溪砂源區*EL 0*～*EL -5*，港域砂源區*EL 0*～*EL -20*，填土區*EL 1*～*EL -1*

2.地質：

依據土壤鑽探資料分析，地表以下20公尺以內之砂土含量約80%，沉泥約17%，黏土約3%，大部分為灰色沉泥質及細至中砂土層，偶夾砂質沈泥且沈泥層大部分不具塑性。

3.氣象：

風向、風速－

本區每年10月至翌年3月為東北季風，平均風速大於7M/SEC，主要風向為NNE，瞬間最大風速可達30M/SEC。每年4月～9月為夏季季風期，平均風速4～6M/SEC，主要風向SSW。

颱風－

根據氣象局1897～1985年颱風資料統計，全年中以七、八、九三個月颱風出現率最多，約佔78.6%，六月及十月約佔15.3%。

氣壓－

根據水利局資料，本區年平均氣壓為758.93公厘，最高氣壓為773.90公厘，最低氣壓為716.00公厘。

4.水文：

雲林海岸地區，每日有二次高潮及二次低潮，升降一次之平均週期為12時25分。

水利局目前在雲林及彰化地區有三條崙站及芳苑站等二處潮位站、麥寮地區因無潮位站，乃以以上二站之資料間差概估各潮位基準

最高潮位(HHT) 2.56M

平均高潮(MHT) 1.63M

平均潮位(MT) 0.20M

平均低潮(MLT) -1.2M

最低低潮(LLT) -2.57M

2.3 施工內容概述

本工程系抽砂造地工程，分海域及陸上兩大部份。

2.3.1 海域挖區部份

採用兩艘吸管式抽砂挖泥主船*(PSD)*，配合二艘拖船、二艘工作船、一艘油駁船、二艘竹筏及自動化操作與量測監視系統在嚴謹之環保品質管制下，展開海上挖泥作業。

*1.*吸管式挖泥船*(PLAIN SUCTION DREDGER)*

高低壓噴水頭分掌垂直及側向開挖，形成逐漸擴大之錐面重力流，集中砂源經由*1.*浸水泵及*2.*加壓泵串聯抽送，併海上浮管海底沉設管及零星管件等疏沙管線組構成海上挖泥主幹。

*2.*拖船

負責挖泥船及油駁船之移位，兼負人員食物或物料補給。配置測量裝備之拖船並負責所有海事測量。

*3.*油駁船

擔任油水補給等後勤支援，*A*型架可支援所有船隻及管線之維修，形同活動式保養廠。車廠跳板配合適當擇定之地點，形成簡易式臨時碼頭，發揮維修及補給時效。

*4.*竹筏

為岸上與海上補給之中繼站，負責機動性之後勤支援作業及放流水水質檢驗之取樣。

2.3.2 陸上造地部份

排填方法及順序，水位面控制、污泥處理及迴水排放標準品質之確保為填區之主要考慮因素。

*1.*排填方法及順序：

浸填方式採前進式，機動配合廠區使用之優先順序，考慮排水配管導引水路施工。

*2.*水位面之控制：

本工程之造地高程為*4.5m*，為陸上機具施工及迴水排放標準之考慮，回填區內則規劃沉澱池及迴水排放設施（含攔污柵）以竟其功。

*3.*污泥處理：

將沉澱池之著地位置選定於廠區規劃之防風林及綠帶預定地，藉迴水導向於沉澱池內沉積。

4. 迴水排放設施(*WATER BOX*)

含溢流(*WEIR*)及涵管(*CULVERT*)兩單元就功能上言，兼具擋土及濁度控制。位於相對排砂口遠端之迴水出口。

三、抽砂造地工程探討

3.1 資料搜集

除了安全、品質與成本，挖泥業者最大興趣，莫不在於產能或效率的提高，更因其關係環環相扣，使直接參與生產之挖泥船，其船體結構及*PUMP*之研究設計倍為重要。

海象、氣象及水文資料提供船體結構之設計參數；地質資料為*PUMP*及挖泥頭設計之重要依據，且影響後續工程尤巨。

因此，資料搜集，尤其是地質資料之完整性及準確度，關係整個專案工程之成敗。

3.2 抽砂基本理論

*3.2.1 PUMP*之特性

典型之*PUMP*之特性應包含*(a)H-Q(b)BHP-Q(c)*$\eta - Q(d)NspH$-*Q*等四種特性曲線，*Fig 3.1*，均由廠商提供

1.HEAD-DISCHARGE CURVES (H-Q)

$$H = H_d - H_s + \frac{V_d^2 - V_s^2}{2g} + Z_d - Z_s$$

H : *TOTAL HEAD*

H_d : *DISCHARGE PRESSURE HEAD*

H_s : *SUCTION PRESSURE HEAD*

V_d : *DISCHARGE VELOCITY HEAD*

V_s : *SUCTION VELOCITY HEAD*

Z_d : *DISCHARGE ELEVATION*

Z_s : *SUCTION ELEVATION*

一般之 WATER PUMP，其吸管與排管之管徑相同，故速度水頭之變化為零，略而不計，但於 DREDGE PUMP 中吸管之管徑常有大於排管者，故，是項變化應列入計算。

2.BRAKE HORSEPOWER-DISCHARGE CURVES(BHP-Q)

輸入於 PUMP 之能量常以摩阻式「制動」裝置量測，稱之為制動馬力 (BRAKE HORSEPOWER)，惟更正確之表達則為軸馬力 (SHAFT HORSEPOWER)

3.EFFICIENCY-DISCHARGE CURVES $(\eta - Q)$

定義 $\eta = \frac{WHP}{BHP} = \frac{\gamma HQ}{550BHP}$，　　WHP 為水馬力，BHP 為自動馬力。

4.NET POSITIVE SUCTION HEAD-DISCHARGE CURVES (NPSH-Q)

$NPSH = \frac{P_a}{\gamma} + \frac{P_s}{\gamma} + \frac{V_s^2}{2g} - \frac{P_v}{\gamma}$

$=$TOTAL ABSOLUTE HEAD-VAPOR PRESSURE HEAD

P_a=LOCAL BAROMETRIC PRESSURE

P_v=VAPOR PRESSURE OF LIQUID

為便於運用廠商提供不同參數之特性曲線。Fig 3.2，表示某特定條件，BHP-RPM-Q 之關係。

Fig 3.3 表示葉輪直徑，效率、馬力、水頭、流量、速度等關係曲線，例如 225Hp 之馬達，26in 之葉輪將產生 80FT 之水頭及 7500GPM 流重，以大約 70% 之效率。或者同樣 225Hp 之馬達，如以 28in 之葉輪將產生 5050GPM 之流重，124FT 水頭，73% 之效率。兩種情況下之 NPSH 值分別為 28FT 及 12FT。

Fig.3.4 表示不同比重（或濃度）之砂土混合流體中，總能量 (H)、效率 (η)，制動馬力 (BHP) 與流量 (Q) 的關係。

假如 PUMP 之可用馬力受限，則在某固定之流量下，所產生之揚程依 PUMP 之幾何特性，如葉輪直徑、葉片數、葉片形狀、葉片寬度等，動力特性如速度，和空洞 (CAVITATION) 特性而定。過高的揚程或流量均將造成 PUMP 之超負荷而產生空洞，致其操作範圍受限於某一區域，如 Fig.3.5。

3.2.2 系統之阻力曲線 (RESISTANCE CURVE),Fig.3.6

1. 純水

$h_f = f\frac{L}{D}\frac{V^2}{2g}$(DARCY FORMULA)

WHERE f=*DARCY FRICTION FACTOR, Fig.3.7*=$\psi(N_R, \varepsilon/d)$

$N_R = Vd\rho/\mu$ =*REYNOLDS NUMBER*

ε/d =*RELATIVE ROUGHNESS*

2.砂水混合液

$h'_f = L(\frac{fV^2}{2gD} + C_1\frac{C_w V_T}{V}) - wilsonformula$

h'_f =*FRICTION HEAD LOSS IN FEET OF SLURRY.*

f =*DARCY FRICTION FACTOR*

C_1 =*CONSTANT*

C_W =*CONCENTRATION BY WEIGHT*

V =*MEAN VELOCITY OF FLOW IN PIPE*

V_T =*PARTICLE SETTLING VELOCITY*

FOR $d_{50} < 0.15m/m$ (細顆粒)

$V_T = \frac{gd_g^2}{18V}(\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w})$

FOR$0.15m/m < d_{50} < 1.5m/m$ (中顆粒)

$V_T = \frac{8.925}{d_g(\sqrt{1+95(2.65-1)d_g^3}-1)}$

FOR $d_{50} > 1.5m/m$ (大顆粒)

ν =*KINEMATIC VISCOSITY*

ρ_s =*DENSITY OF SEDIMENT*

ρ_w =*DENSITY OF WATER*

d_g =*GRAIN DIAMETER*

d_{50} =*GRAIN DIAMETER FOR WHICH 50% IS FINERR*

3.2.3 工作點 *(OPERATING POINT)*

由*PUMP*所提供之能量，乃用以克服靜力水頭損失(h_{ts})及動力水頭損失(h_f或h'_f)，故*PUMP*之*H-Q*特性曲線與管線系統之*H-Q*曲線之交點（平衡點），即為工作點。如*Fig.3.8*。

3.2.4 系統之安排、*PUMP*之選擇及操作

工作點既由*PUMP CURVE*以及*SYSTEM CURVE*決定則對於*PUMP*之選擇或操作應使工作點趨於最高產量及最高效率*(BEP)*，如*Fig.3.9*。

為達上述目的，則對管線系統之安排及*PUMP*之操作和應變技巧，應遵循以下原則：

*1.*系統安排：

應使排砂過程中之阻力減至最低並增加有效作業時間，提高產量。

(1) 選擇最近距離之排距。

(2) 排砂管佈放之地床應力求平坦。

(3) 管路中之適當位置設置排氣閥*(AIR VALVE)*。

(4) 適當利用橡皮接頭，以防熱脹冷縮所產生之弊害，並利管線維修或組拆。

(5) 裝設義管及切換用制水閥*(GATE VALVE)*，減少停車時間。

(6) 採用經濟流速，保持排砂管內砂土之最佳浮遊狀態。

*2.PUMP*之操作應變

*PUMP*之選擇係根據工程特性做最經濟的權衡，惟工地的實際需要，排泥距離常有超越極限的情形。排距過短時，導致流量*(Q)*及流速*(V)*值過大。*Q*值過大形成超負荷。*V*值過大則於吸入管段造成壓力的降低（產生負壓），進而形成空洞*(CAVITATION)*。均將對引擎造成極大傷害或無效率之運轉。其應變措施如下：

(1) 超短排距時

① 使用開口封板：

於排泥管線出口之末端，裝設開口封板，並以開口面積的大小，適當調管線之有效長度增加阻抗，減少流量，免於超負荷，形成空洞。

② 改變抽砂泵葉輪直徑

減少輪葉直徑，可降低揚程及流量，使工作點落於較高效率。

③ 降低輪葉迴轉數*(RPU)*

迴輪數之降低，同理可得②之效果。

(2) 超長排距時

① 增加抽砂葉輪作業轉速*(RPM)*

於葉輪驅動動力限額內，加速 *RPM*，可提高揚程，以達到長距離排送之目的。

② 改用較小管徑之排砂管

驅動動力受限時，如改用較小管徑之排砂管，可增加流速，改變排砂管內砂土混合水之浮遊狀態，避免沉澱，以達到暢通排出，增加排距之目的。

③ 增加加壓泵

於抽砂船內或其他適當位置，以串聯方式加設加壓泵，藉以提高揚程，增加排距。

3.2.5 空洞現象的產生與影響

流體本身並非以被"吸"的方式進入 *PUMP*，而是以波"推"的方式壓送進入葉輪，因此，為能滿足 *PUMP* 之正常運轉，在 *PUMP* 之入口端 *(INLET)* 有最小能量的要求，即 *NPSHR (NET POSITIVE SUCTION HEAD REQUIRED)*，其值於 *PUMP* 之特性曲線中規定，由廠商提供。而系統中實際所能提供之能量為 *NPSHA (NET POSITIVE SUCTION HEAD AVAILABLE)*，可以下式計算：

$N_{PSHA} = h_{p(i)} + h_{v(i)} - h_{vp}$

$h_{p(i)}$ = *PRESSURE HEAD AT INLET*

$h_{v(i)}$ = *VELOCITS HEAD AT INLET*

$h_{v(p)}$ = *VAPOR PRESSURE*

理論上，假如 $NPSHA < NPSHR$ 時，將產生空洞管線系統之吸入端，直接或間接，足以造成壓力降低的因素，都可能形成空洞現象。

1. 形成空洞現象的情況

(1) *DISCHARGE HEAD* 太低

(2) *SUCTION LIFT* 太高或 *SUCTION HEAD* 太低於廠商提供之設計規範。

(3) 流速太高。

(4) 液體溫度太高於設計溫度。

2. 空洞所造成之影響

(1) 操作時呈現雜音。

(2) 造成機械振動。

(3) PUMP效率降低。

(4) 隨著時間的增長，對管線及PUMP等之金屬通道造成損害(PITTING)。

3.2.6 固體混合液三流型

固體混合液中，由於顆粒之比重、形狀、大小，固體含量，運動粘滯性等變因，在管線運輸過程中，將產生三種不同之流型，以其直接影響輸送效率，值得探討。Fig.3. 10。

1. 均質流(HOMOGENEOUS FLOW)

土壤之顆粒極為細小，致沉降速度甚微，與流體之垂直分速比較，可略而不計。故斷而均質呈浮游狀。

2. 異質流(HETEROGENEOUS FLOW)

斷而內之固體雖呈浮游狀，但垂直分佈並非均質，因近管底之濃度較近管頂者為高。本流型於輸送過程中具最高效率。

3. 突變流(SALTATION FLOW)，細分為二

(1) 移動型突變流(MOVING BEO SALTATION)

近管底部份形成RIPPLES AND DUNES，上部之懸浮固體則呈現較高之流速，產生額外之水頭損失，為不經濟之運輸流型。

(2) 固定型突變流(STATIONARY BED SALTATION)

管底部份固定沉積，形成一新的管底界線，猶如管徑之縮小，使流速加大，阻力增加。

3.2.7 流型之辨別：Fig.3.11

倘以固體混合流體之平均流速V來區分，

1. $V > V_{TH}$ — 均質流

2. $V_{TS} < V < V_{TH}$ — 異質流

3. $V_c < V < V_{TS}$ — 移動型突度流

4. $V < V_c$ — 固定型突變流

式中

$V_{TH} = (1,800gdV_T)^{1/3}$

$V_{TS} = 17V_T$

$V_c = FL[2gd(\frac{\rho_s}{\rho_\omega} - 1)]^{1/2}$,*LIMITINL DEPOSIT NELOCITY*

V_T =*SETTLINE VELOCITY*

3.3 填區規劃

1. 回填區必須先構築圍堤*(DIKE)*圍堵

圍堤之兩側則現實際狀況以卵石、不織布、或其他護坡形式加以保護，以防止海浪或暴雨之破壞。

2. 分叉管之利用

排填區按裝分叉管之主要功用有二：

*(1)*配合其上之制水閥，機動控制排砂區域，使海陸作業得同時且不斷地進行，節省停車時間。

*(2)*可篩選或分離挖區粒料，按實際需要分送至各回填分區，並加以利用。*(Fig.3.12)*

3. 填區之水位控制

一般而言，造地高程應考慮潮位、排水及填地後之沉陷量，可以兩種方式計算：

①暴潮位＋*FREEBOARD*（排水需求＋沉陷預估）

②天文最高潮位＋*2m*

六輕工程之設計暴潮位於*3.5m*，最高高潮位為*2.56m*，造地高程則為*4.5m(1m*之*FREEBOARD)*。施工過程中所排送之砂水混合液，水的含量約佔*75%*，為能充分保持排進之砂粒不致流失，並能符合規定之迴水排放標準，故需備置足夠的沉澱空間，使砂粒能於迴水排放前，完全沈澱。然而，隨著回填量之增加，佔據了有效之沉澱空間，故應以提高水位增加有效容積，另一方面，則因陸上機具作業之需要，應使區內水位保持最低。折衝之間，應設置可調節性之溢流排放設施，使有效控制區內水面高程。

*(1)*沉澱池容積計算：

有效容積$V = t \cdot Q = \frac{D}{V_s} \cdot Q$

t ： *DETENTION TIME*

D ：沉降深度

Q ：流量

V_s ：沉降速度，*(SETTLING VELOCITY),Fig.3.13.*

Nre=REYNOLDS NUMBER

<2> 迴水排放口設計：以六輕工程為例.*(fig 3.14)*

①溢流口設計

$Q = 2/3 \quad C_1 \cdot b\sqrt{2g}(H)^{2/3}$?

$C_1 = [0.6035 + 0.0813(\frac{H}{Y}) + \frac{0.000295}{Y}][1 + \frac{0.00361}{H}]^{3/2}(BY\,REHBOCK)$?

GIVEN:$Q = 3M^3/S$

GIVEN:b=3m

GIVEN:Y=3.1m

*FROM*①$\Longrightarrow 3 = 2/3C_1(3)\sqrt{2 \times 9.8}(H)^{2/3} \Longrightarrow C.H^{2/3} = 0.339$

*FROM*②$\Longrightarrow C_1 = [0.6035 + 0.0813(\frac{H}{3.1}) + \frac{0.000295}{3.1}][1 + \frac{0.00361}{H}]^{3/2}$

*SOLVE*①② *H=0.40m*

②涵管設計

GIVEN:$Q = 3m^3/SEC$ *(4列)* $\Longrightarrow 0.75m^3/SEC$

GIVEN:n=0.011(SMOOTH STEEL PIPE)

GIVEN:S=0.01

GIVEN:D=0.7m

GIVEN:L=48m

CASE I:FREE EXIT

STEP 1: USE D=0.7m STEEL PIPE

STEP 2: CALULATE THE FLOW WITH ENTRANCE CONTROL. THE CULVERT WILL NOT FLOW FULL. THE ENTRANCE WILL ACT LIKE AN ORIFICE

$A_0 = \frac{\pi}{4}D^2 = \frac{3.14}{4} \times (0.7)^2 = 0.385m^2$

$h = H_1 - 2 = 3 - 1.474 = 1.526$

$C_d = 0.62$ *FOR THE SQUARE-EDGEDOPENING*

$Q = (0.62)(0.385)\sqrt{(2)(9.8)(1.526)} = 1.3m^3/SEC$

STEP 3: CHKING THE ENTRANCE CONTROL ASSUMPTION BY CALCULATING THE MAXIMUM HYDRAULC RADIUS BECAUSE THE FLOW IS ENTRANCE CONTROLLED. THE UPPER PNT OF THE COLVERT IS NOT WETTED. THE HYDRAULIC RADIUS IS MAXIMUM AT THE ENTRANCE.

$\gamma_H = \frac{A_0}{P\omega} = \frac{0.385}{3.14 \times 0.7} = 0.175$

STEP 4: CALCULATE THE VELOCITY USING THE MANNING EQUATION FOR OPEN CHANNEL FLOW. SINCE THE HYDRAULC RADIUS IS MAXIMUM. THE VELOCITY WILL ALSO B MAXIMUM.

$\upsilon = \frac{(0.175)^{2/3}(0.011)^{1/2}}{0.011} = 2.98M/SEC$

STEP 5: CALCULATE THE NORMAL DEPTH, dn

$A_0\gamma_H^{2/3} = \frac{nQ}{1.49\sqrt{S}} = \frac{0.011 \times 26.5}{1.49\sqrt{0.01}} = 1.96$

$n = 0.011$

$Q = 0.75m^3/SEC = 26.5CFS$

$S = 0.01$

$\Longrightarrow$ *THE DISCHARGE WILL BE FULL PIPE FLOW UNDER PRESSURE -N.G.*

STEP 6: CHECK THE CAPACITY AS A PRESSURE CONDUIT

$h_1 = H_1 - H_3 = 1.526 + 0.01 \times 48 - 0.7 = 1.306m$

(h_1, IS THE TOTAL AVAILABLE HEAD)

STEP 7: SINCE THE PIPE IS FLOWING FULL THE HYDRAULIC RADIUS IS

$\gamma_H = 0.175$

$\upsilon = \sqrt{\frac{h_1}{\frac{1+K_e}{2g} + \frac{n^2L}{2.21(\gamma_H)^{4/3}}}}$

$= \sqrt{\frac{1.306}{\frac{1+0.5}{2X9.8} + \frac{0.011^2 \times 48}{2.21(0.175)^{4/3}}}} = 3.55m/SEC$

STEP 8: CHECK THE CAPACITY

$$Q = Av = (0.385) \times 3.55 = 1.37m^3/SEC > 0.75m^3/SEC$$

CASE II: SUBMERLED FLOW (ASSUME $H_4 = 2.0^{EL}$*)*

$$Q = C_d A_0 \sqrt{\frac{2g(H_1 - H_4)}{1 + \frac{2gC_d^2 n^2 L}{(\gamma_H)^{3/4}}}}$$

$$= 0.62 \times 0.385 \times \sqrt{\frac{2 \times 9.8 \times (3-2)}{1 + \frac{2 \times 9.8 \times 0.62^2 \times 0.011^2 \times 48}{(0.175)^{4/3}}}}$$

$$= 0.239 \times \sqrt{\frac{19.6}{1 + \frac{0.044}{0.098}}}$$

$$= 0.239 \times 3.68$$

$$= 0.88M^3/SEC > 0.75M^3/SEC \quad O.K.$$

結論：每船採用 4 列×48*m* 鋼管。

3.5 六輕抽砂造地工程衛星定位測量系統

全球定位系統*(GLOBAL POSITIONING SYSTEM)*乃美國國防部於*1973*年聯合海、空計劃發展。原訂於*1987*年發展完成，共*24*顆*GPS*衛星，均勻分佈於三個軌道面，後因預算刪減，衛星數由*24*減為*18*顆（另*3*顆備用）。*1992*年美國國防部恢復*24*顆衛生之分佈計劃；並於*1993*年*6*月止，陸續發射完畢。目前每天天空同時出現*4*顆衛星以上之時間已達*24*小時。故*GPS*測量可全天候實施。加以*P*電碼之開放，其定位能力將更為快速而精確。

*GPS*衛星測量方法，達載波相位觀測理論及定位精度的不同，種類繁多，此暫贅述。茲謹介紹本工程所使用之即時性*(REALTIME)*差分定位*(DGPS)*測量系統，圖示說明如下：＜其中*RANGE PINDER*為碎部淺灘測量之輔助設備＞。

*(a)*測量系統總圖，*Fig.3.15*。

*(b)*挖泥船單元，*Fig.3.16*。

*(c)*測量船單元，*Fig.3.17*。

*(d)*辦公室單元，*Fig.3.18*。

*(e)*潮位站單元，*Fig.3.19*。

*(f)*雷射測距離單元，*Fig.3.20*。

四、結　論

六輕工程，似簡而繁，目標雖為闢港造地，然施工重點則在於品質之確保。按本工程經驗，由於國內生活水平的提高，責或施工品質之嚴格要求並帶動技術升級，其對於施工效率與施工成本之效應，相輔相成。

目前本處已搜集建立部份相關之土地資料，包括土質、水質之監測與分析，沉陷記錄、管線磨損記錄、地形變遷、產能分析……等，並積極進口各種尖端設備，引進國內技術，以竟全功。惟理論之佐證與研發，有賴學界之配合與指教。

五、參考文獻

(1) *HANDBOOK OF DREDGING ENGINEERING (BY JOHN B. HERBICH, PH. D., P. E.)*

(2) *CIYIL ENGINEERING REFERENCE MANUAL (BY MICHAEL R. LINDEBURE, P. E.)*

- 圖 表 -

	single particle		30% concentration	
Mesh size (in)	ft/s	cm/s	ft/s	cm/s
1/16	0.3	9.1	0.2	6.1
1/4	1.0	30.5	0.7	21.3
1/2	2.0	61.0	1.4	42.7
1	3.5	106.7	2.4	73.1

Soure: Wworster and Denny, 1955.

表3.1 Terminal Velocities for Gravel of Specific Gravity 2.67

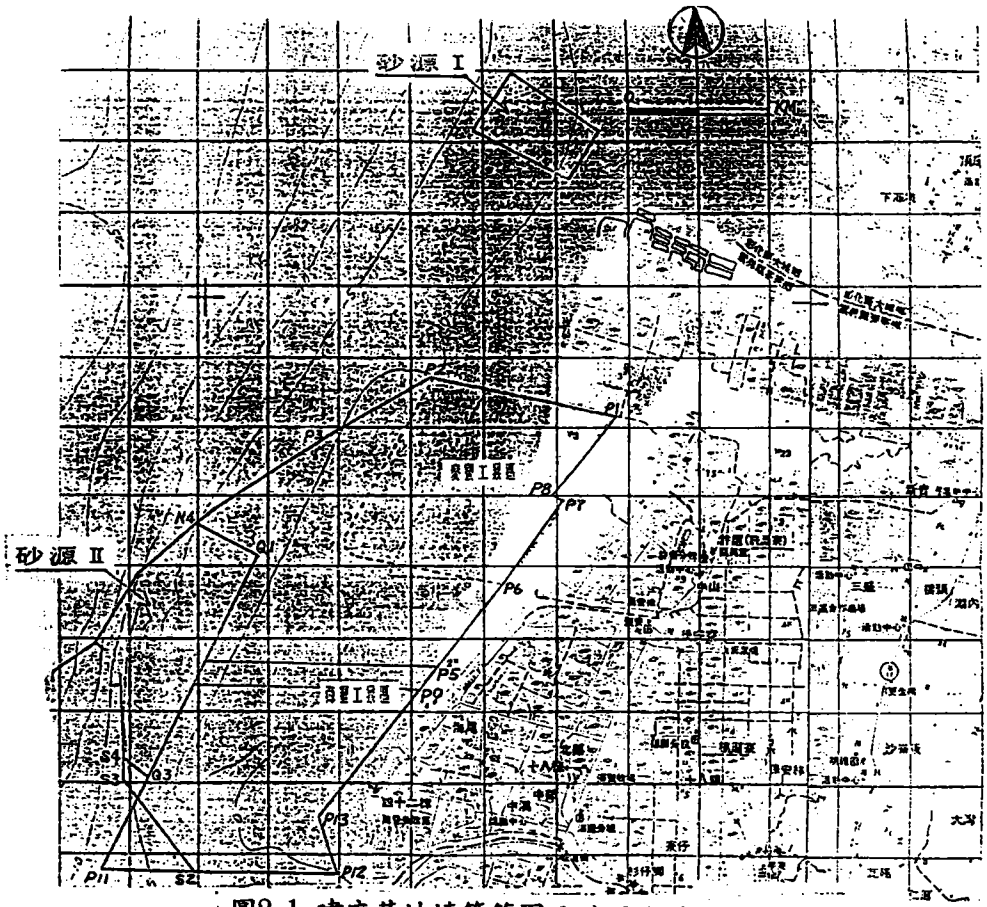


圖2.1 建廠基地填築範圍及砂源位置圖

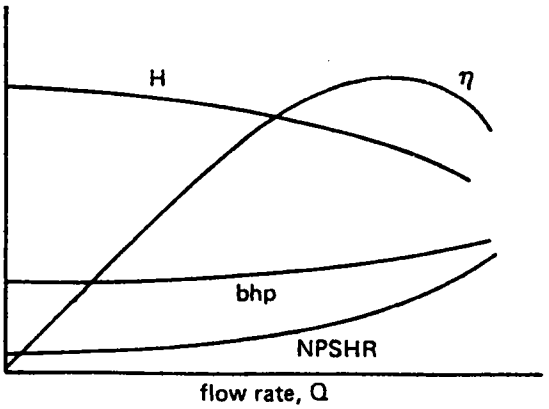


圖3.1 Pump Performance Curves

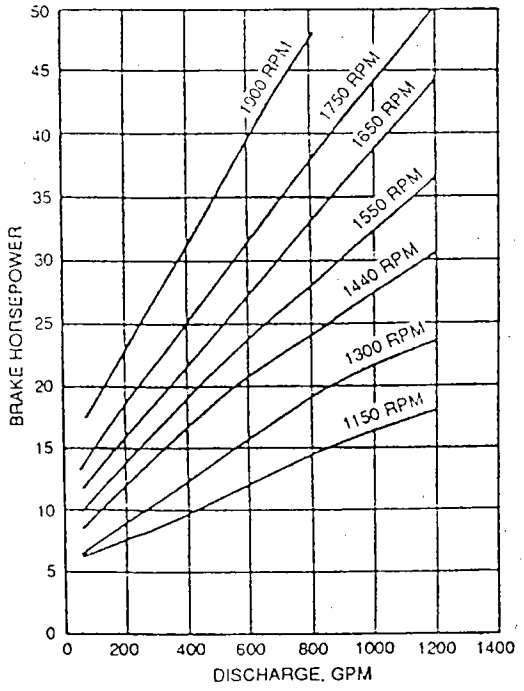


圖3.2 Model dredge pump brake horsepower requirements asa function of discharge.

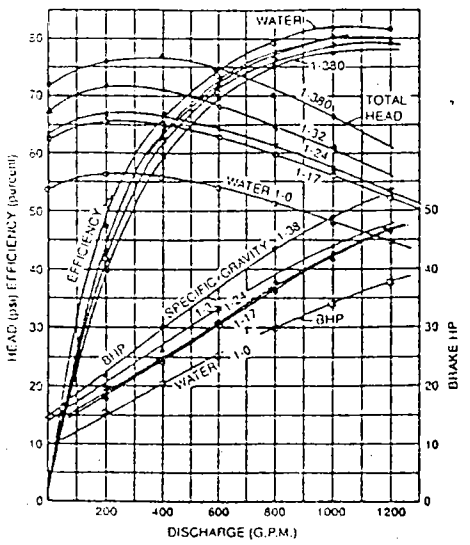


圖3.4 Typical dimensional characteristic curves.

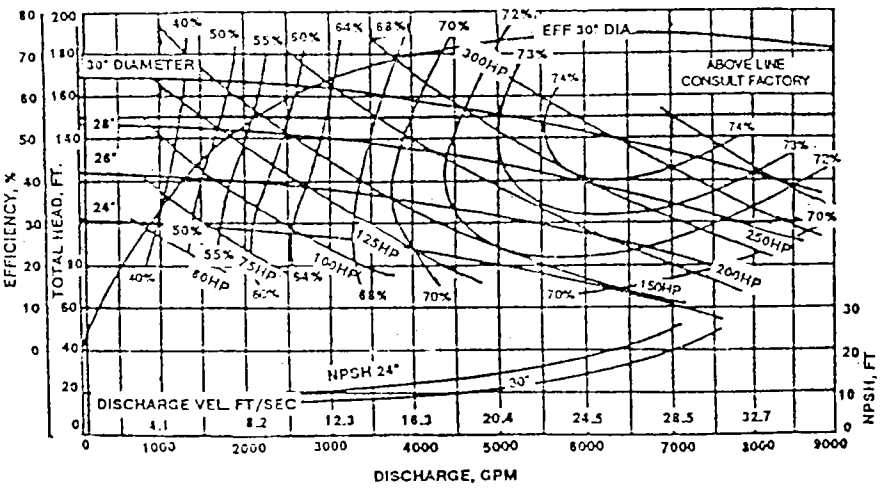


圖3.3 Typical dimensional pump characteristics for a pump.

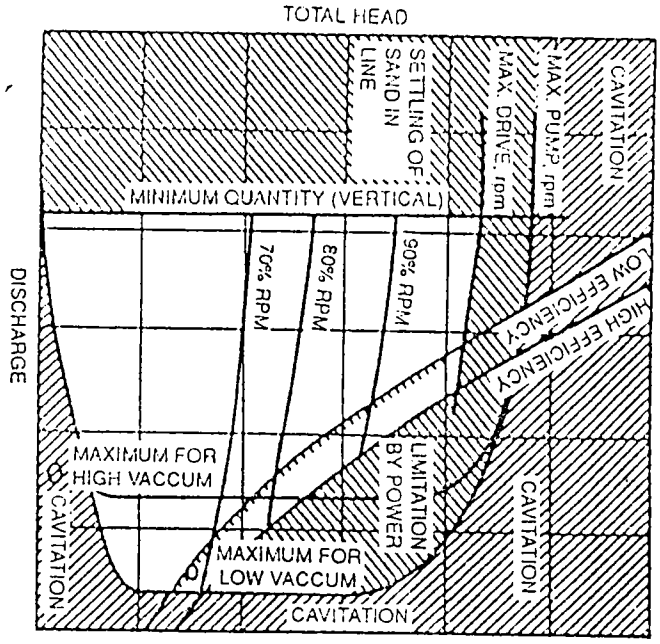


圖3.5 Restrictions in pump working range. (De Groot, 1963).

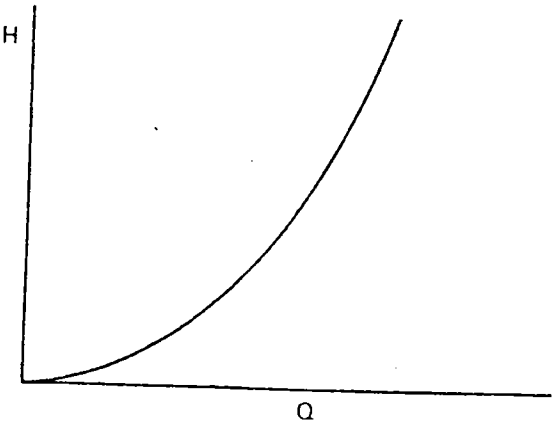


圖3.6 System Performance Curve (Dynamic Losses Only).

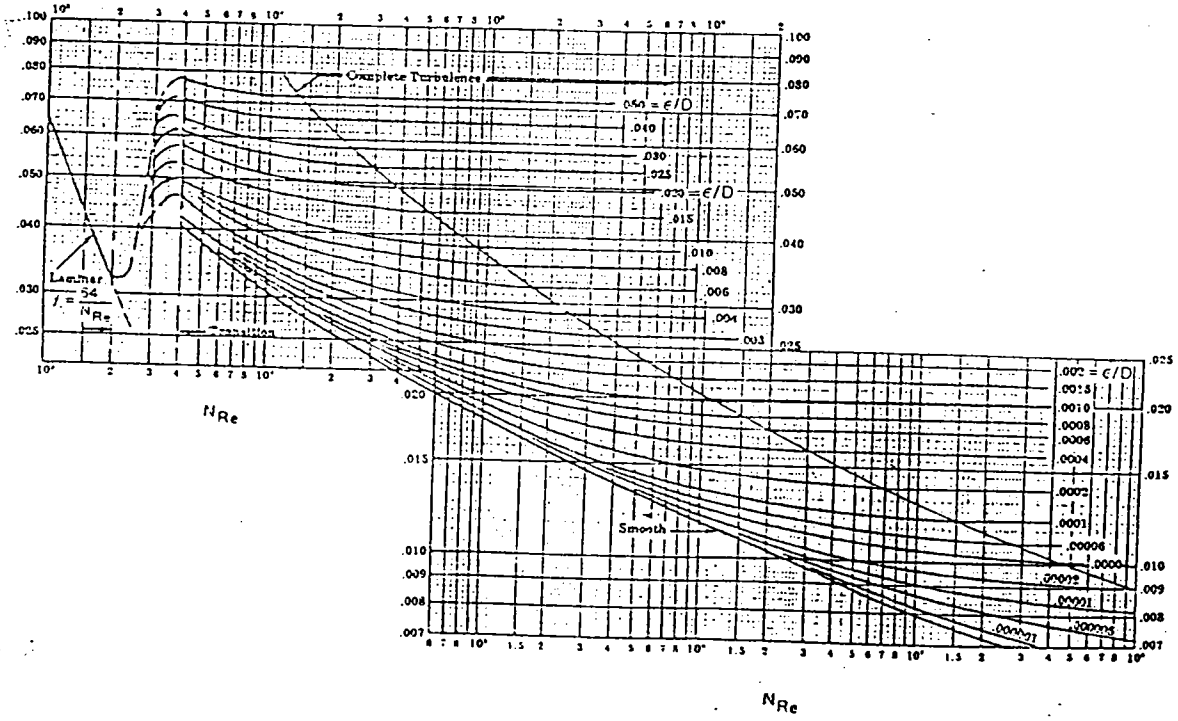


圖3.7 Moody Fretion Factor Chart.

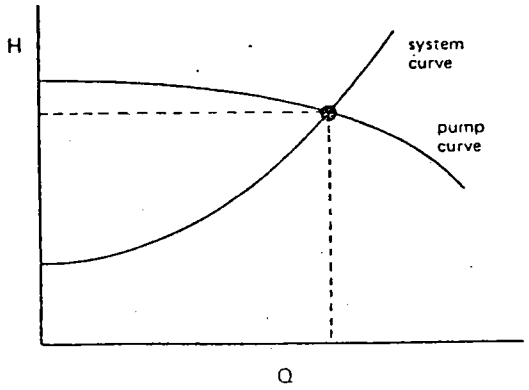


圖3.8 Operating Point.

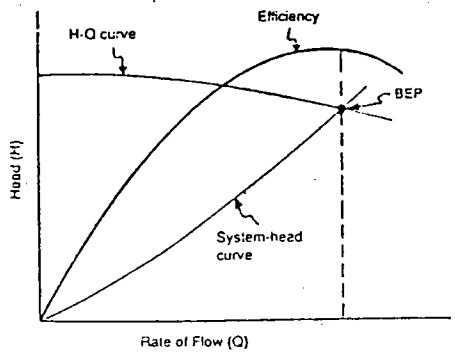


圖3.9 Typical centrifugal pump characterisics.

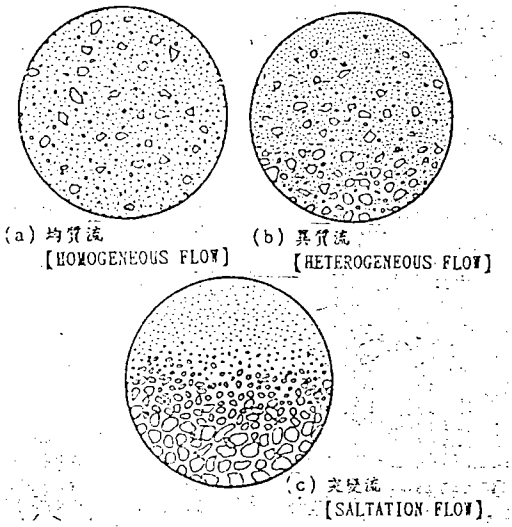


圖3.10 Sediment distribution in a pipeline.

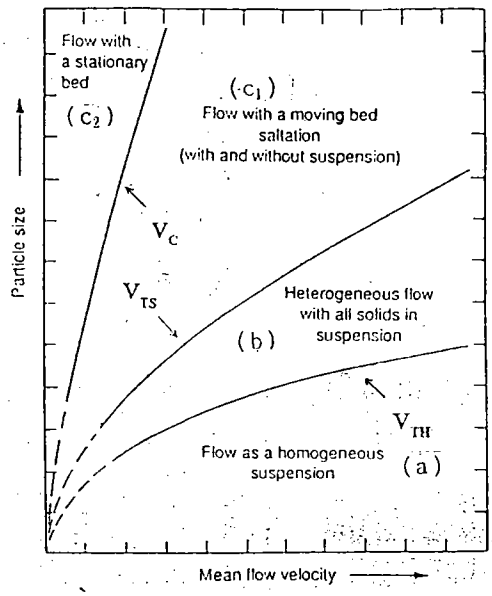


圖3.11(a) Flow regimes for a give fluid. sediment and pipe size-quatitative only. (From Shen, 1970).

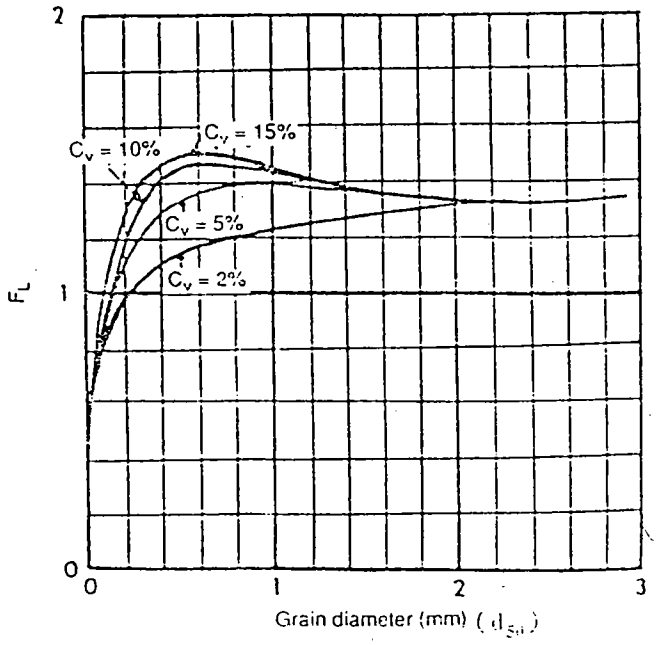


圖3.11(b) F_L Cv D_{50} 關係圖

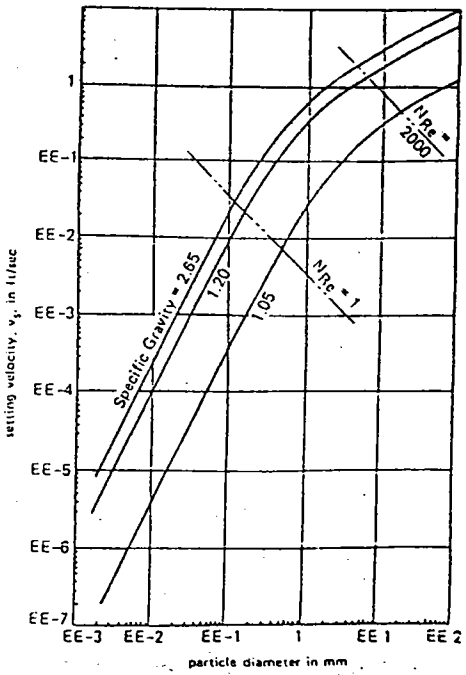


圖3.13 Settling Velocities (spherical, 68°F water)

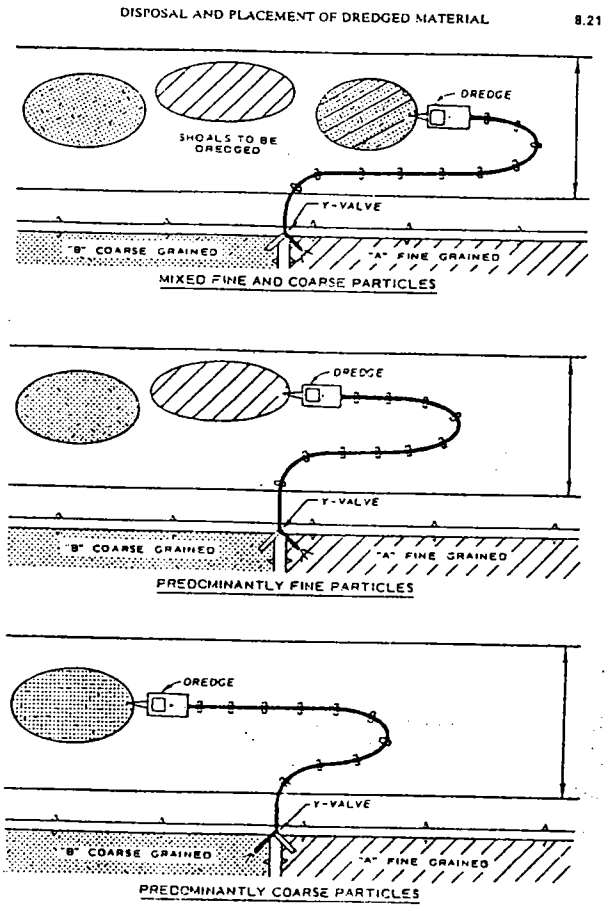


圖3.12 Seleective feeding to keep fine and coarse dredged material separated. (Bartos, 1977).

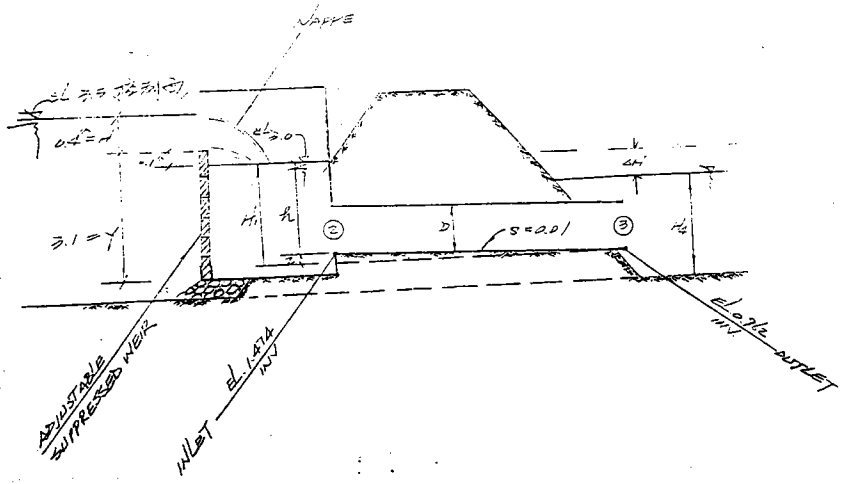


圖3.14 設每船之最大產量3673m³/hr，濃度=0.25，每船之最大排水流量(3673\0.25 -3673)\3600=3 m³/sec.

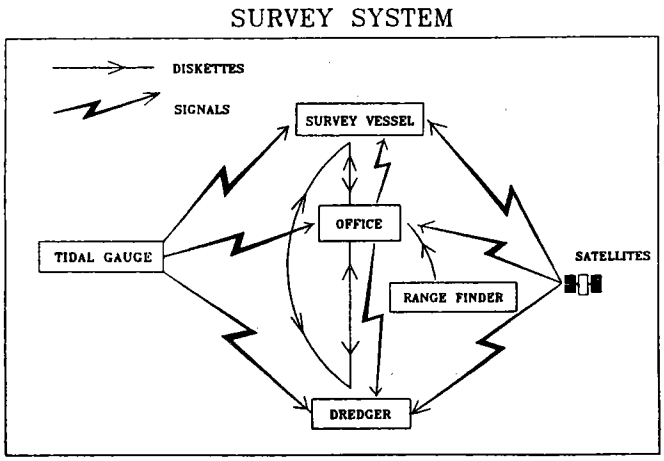


圖3.15 測量系統總圖

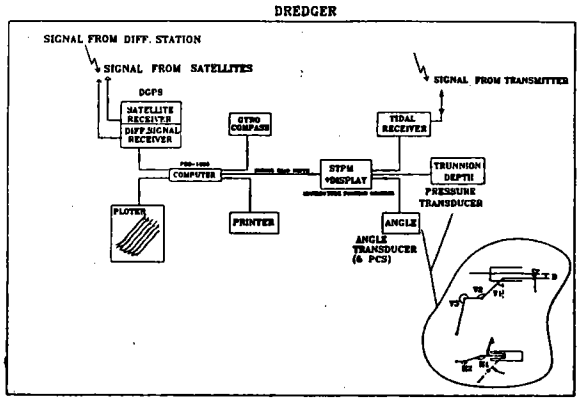


圖3.16 挖泥船單元

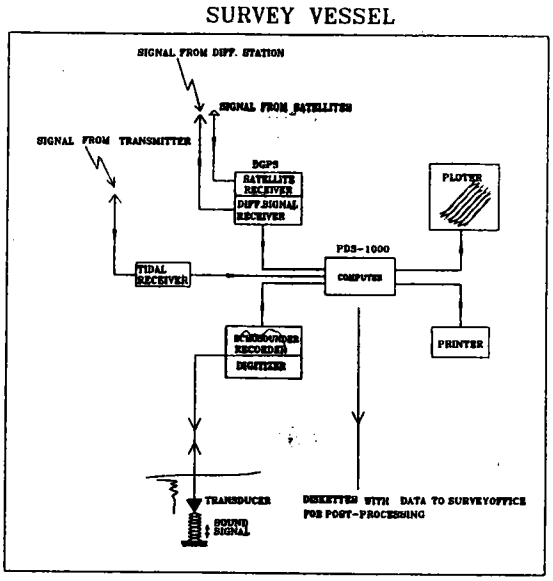


圖3.17 測量船單元

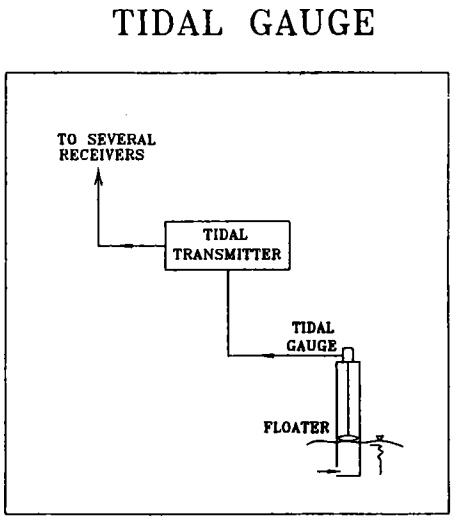


圖3.19 潮位站單元

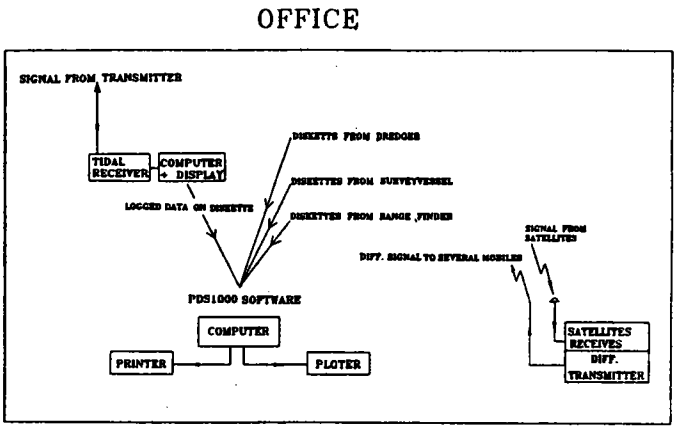


圖3.18 辦公室單元

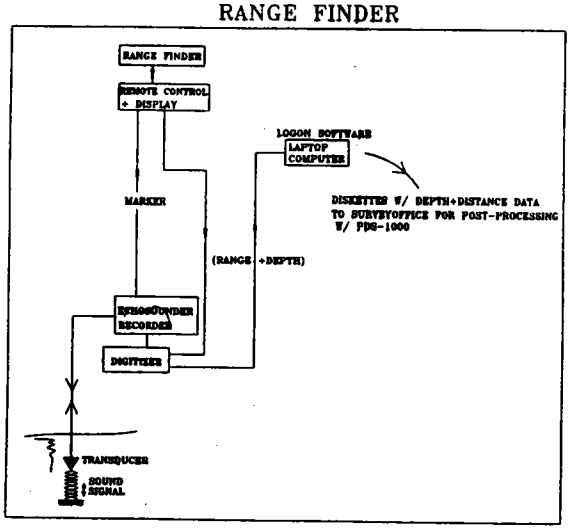


圖3.20 雷射測距離單元

填海造地相關法規探討

郭年雄

內政部營建署綜合計畫組組長

摘 要

台灣四面環海，海岸線長達一千五百公里，擁有廣大面積之海岸土地。近年來，隨著人口成長、經濟快速發展與海防管制的開放及填海造地技術的進步，使得海岸土地利用漸趨多元化，成為國土利用中不可或缺之新開發空間。惟海岸空間之利用有其全面性與不可逆性，就資源使用管理的角度觀之，海岸空間之利用尤應兼顧保育與開發之和諧，始能確保自然環境資源之永續發展。

為求海岸資源開發與保育得以平衡發展，促進海岸地區之合理利用，本文乃針對台灣填海造地開發與管理現況及問題，參酌國內外管理制度及相關研究，建立填海造地政策之架構，並探討海岸主管機關填海造地管理之相關法制規定。

一、前 言

海岸地區之自然資源除具有高經濟生產力外，並有觀光遊憩、學術研究、環境保護及國土保安等用途。但因受海流及波浪等不斷作用影響，這些資源具有高度敏感性與脆弱性，一經破壞，除難以復原外，且會降低水產物生產力，造成環境災害 ，影響海岸生態體系之平衡 。因此海岸地區需在保育與發展兼顧之政策下，依資源生態特性與發展需求，整體規劃利用管理，使海岸資源能永續保存與利用，並增進社會福祉。

台灣四面環海，海岸線長達一千五百公里，擁有廣大面積之海岸土地。近年來，隨著人口成長、經濟快速發展與海防管制的開放及填海造地技術的進步，台灣海岸地區土地利用，由以往之港埠、養殖漁業及農業等低度使用，轉為各種多元化土地之高度競爭，造成對海埔地開發利用之需求更加殷切，惟海埔地之利用大多以填海造地方式進行，常導致開發規模過大、規劃過於倉促、使用目的未盡相容、保育觀念不足及管理績效不彰等諸多問題，並引發環境災害、危害國土保

安及威脅民眾生命財產安全等情形。

台灣地區地狹人稠，開發海埔地對於增加國土資源有其貢獻，惟因海岸地區資源豐富，又極其敏感，相關開發計劃必須審慎規劃，才能合理利用此一資源，有關填海造地工程應有一妥善政策規劃，以確保開發與保育能兼籌並顧。

本文以過去台灣海岸地區開發與管理經驗，闡述台灣海岸空間利用現況與問題，內政部營建署所建立台灣海岸地區填海造地政策之方向、填海造地之相關法制規定與工作重點。

二、台灣海岸地區填海造地現況與問題

台灣位處亞洲大陸棚東緣，四周環海，本島海岸線長約一、一四〇公里（連同離島約一、五〇〇公里），海流有黑潮、中國沿岸流及西南季風吹送流三種，西岸為深度一般在二百公尺以內的台灣海峽，地形地質多屬單調平直、坡降平緩的沙泥質堆積海岸，海岸平原及海埔地廣闊，多離岸沙洲、沙灘、沙丘、潟湖等分布；東岸則臨接太平洋，地形地質多為陡峻曲折、坡降甚大的岩質侵蝕海岸，多海蝕洞、海蝕崖、海階、海岬等。

台灣海岸地區土地利用型態，以往主要只是港埠、漁村、養殖漁業及邊際性農業利用等，但近一、二十年來，由於人口成長、都市化地區擴張及經濟快速發展，使得土地需求量大幅增加，但因台灣本島山多平地少，可利用土地有限，所以原本因風大、水少、土壤貧瘠及公共設施不足，以致利用價值較低的海岸土地，也就變成各種土地利用競爭的焦點。目前台灣西海岸海埔地開發現況，可參見圖一。依據台灣省水利局統計，台灣西海岸海埔地總面積約五萬四千餘公頃，以開發完成約一萬餘公頃，而開發中的海埔地亦達六千餘公頃，參見表一。海岸地區土地利用型態目前主要有下述十九種：1. 農業，2. 牧業，3. 林業，4. 鹽田，5. 水產養殖，6. 採礦及採土石，7. 風景區及觀光遊憩設施，8. 商港及漁港澳，9. 住宅及社區，10墓地，11工業區，12核能及火力發電廠，13機場，14濱海陸地運輸設施，15廢水處理及垃圾掩埋場，16海岸保護工程設施，17生態保護區，18排水路及禦潮設施，19石油及天然氣探採。

綜觀台灣海岸地區填海造地之經驗，經長期發展結果，可歸納出下列問題：

（一）開發規模過大、規劃倉促

目前海埔地開發規模動輒數千公頃，是否妥適？實不無疑問。另海埔地之規劃調查，匆匆於一、二年內提出，在自然環境、生態系統、施工方法或環境與

效益評估上，顯未深入，較之荷、日等國長達十至二十五年的計畫，國內作法足堪憂慮。

（二）管理體制不明確

海岸地區雖有數十種法規及相關主管機關，惟管理體制及組織紛歧，權則時有重疊或不足，缺乏一專門法規與權責機關適切管理，有關機關又無密切連繫與協調，因此形同無人管理之地帶。

（三）缺乏整體發展構想與規劃

目前海埔地係由各目地事業主管機關或地方政府規劃開發，非但未有整體及有秩序的規劃，在行政作業上亦無故定模式可循。亦因缺乏全面性之發展構想與規劃，致使相關計畫彼此相互衝突，造成投資浪費，並破壞海岸環境之現象。如鰲鼓地區擬作為工業使用與東石地區的遊憩使用；抑或彰濱工業區與遊樂區之間，土地使用的競合問題令人關切。

（四）環境影響尚未確知

海埔地係一潮汐灘地，為生態系統彌足珍貴之地，如何使開發與保育之間，取得平衡，為重要課題之一。另海埔地的開發，對於有關抽沙填海與上下游毗鄰地區之環境衝擊，以及各種海岸地區特性及其防護設施之風險如何，均為不確定因素，尤應持續研究改進。

（五）海埔地工程設計技術之限制

目前海埔地之開發利用，常由於不充分明瞭海象或受技術發展之限制，而未能整體評估新建工程可能造成海岸之負面影響，及即時預為防範，致加劇海岸淤積、侵蝕或土地流失，增加海岸災害風險和政府維護管理成本。故宜藉由海埔地工程規劃設計、施工技術之發展與提升，減少開發對環境之衝擊，使開發計畫間得以協調、降低社會成本，實值得公私部門共同積極研究推動。

三、台灣海岸地區填海造地政策之建構

為因應海埔地多元化之開發需求，合理利用國土，並保護海岸珍貴資源，以促使海埔地之開發對環境影響減至最低，針對國內現況及問題，參酌國內外管理制度及相關研究，建立海岸空間利用與填海造地之政策方向，目前已納入「海岸法」草案、海埔地開發管理辦法及相關審議規範等法制架構。

（一）建立完整法規體系

建立由海岸法、海岸法施行細則、海埔地開發管理辦法、海埔地開發許可審議規範、施工許可申請須知及海埔地工程設計手冊之完整法規體系。

（二）研擬海埔地整體計畫

政府應依國家土地政策，衡酌經濟發展、水土資源保育利用及生態環境之維護等因素，訂定海埔地整體計畫，以有效指導海埔地之開發。同時視實際發展情況，因應國家社會與科技之創新發展，定期辦理通盤檢討，適時修正或調整計畫。

（三）加強環境保育與維護

1. 海埔地之開發，應優先保育自然資源、保護歷史古蹟與重要文化資產，維護國防與公共安全及鄰近海岸地區之保護，以維繫海岸地區之永續利用。

2. 為合理利用國土、保護海岸珍貴資源，協調配合相關計畫及維護公共安全，配合環境影響評估制度，明訂開發海埔地之區位限制條件，使海埔地之開發對環境之影響減至最低。

3. 設立必要之測站或相關設施從事海岸研究，以建立海岸地區之基本資料庫與環境監測系統，作為海埔地開發之管理基礎。

（四）建立開發許可制度

明訂海埔地開發之許可程序，包括申請受理機關、應檢具之書面要件、開發計畫之公開展覽與意見徵詢、許可審查機關、審查原則、審查方式、審查結果之公告通知與變更計畫內容或變更開發主體時應經許可等規定，以為政府或民間開發海埔地之管理依循，並加強造地開發與使用開發間之連繫，落實為使用而造地之理念，俾符合社經環境激烈變遷下之管理需要。

（五）加強海埔地工程技術之研發工作

海岸地區的環境與資源之敏感與豐富，在此地區之利用有別於內陸地之開發，應格外謹慎。故海埔地開發工程技術中有關之海象與海下環境調查、海域抽砂回填、深海圍堰與築堤與定樁、取土搬運與定砂、沈陷與基礎結構、環境與景觀平衡等規劃、設計施工與評估技術，應積極引進研發。

（六）加強造地施工管理

明訂造地施工應經許可，並應進行施工檢查與完工認可等程序，主張施工管理（包括施工不當、損害賠償之處理）應以訂定契約之方式加以約束管理等，以為施工管理之依據。

（七）寬籌經費，成立海岸管理基金

各級主管機關應寬列海岸管理預算，成立海岸管理基金，提撥擬訂計畫與執行管理之經費，補助地方政府或有關機關從事海岸管理與研究工作。並視海岸管理之發展，配合財政預算制度，加強海岸地區基礎科學研究與應用科學研究。

藉由基金之運用，中央主管機關可以有效督導地方主管機關推動海岸建設。地方主管機關可藉由基金之運用，有效執行海岸管理。

（八）加強民眾參與，推展教育宣傳

政府不應單以環境及資源保護的重要性，來說服民眾接受保育的觀念與作法。應於擬訂海埔地整體計畫時，常舉辦海岸地區填海造地與資源保育之公聽會，加強政府與當地民眾之意見溝通，建立大眾參與制度。

四、當前台灣填海造地管理相關法規及工作重點

內政部營建署為掌理全國土地綜合開發業務之主管機關，為促進海岸地區之合理利用，兼顧海岸資源保育與開發，目前以「海岸法」草案為藍本，積極建立如上所述之海岸地區開發管理制度架構，長期而言係以達成海岸土地之最適利用，維繫海岸土地之永續利用為目的。而現階段海岸地區規劃管理重點工作項目首為積極建立海岸管理法制化工作，特別是以「海岸法」及其子法完成法定程序為首要任務。次辦理海岸地區整體規劃研究，作為擬定海岸管理計畫之基礎，以指導海岸土地之保護、保全及開發利用。另以「海埔地開發管理辦法」為基礎，配合擬定開發審議規範及相關規定，以建立開發許可制度，落實海岸資源營管理目標。（有關的法規體系及規劃管理工作關係，參見圖二）。

茲就營建署辦理海岸地區之規劃管理工作內容與執行情形，說明如下：

（一）研訂「海岸法」

「海岸法」是海岸管理之基本母法，用以補充現行海岸管理不足與衝突，並藉以建立海岸地區之管理組織體系，作為海岸整體規劃、建立開發許可制度與海岸地理資訊系統、成立海岸管理基金等制度之執行依據。本法草案已由營建署研訂定完成，並於八十三年九月報請行政院審議中。歸納海岸法所規範重點有八：

1. 以「補充現行海岸管理不足、整合現行海岸管理之不一與衝突」為定位。
2. 以達成海岸土地之最適利用，維繫海岸土地之永續利用為目的。
3. 依生態完整性及行政可行性二原則，劃設本法之管理範圍。
4. 以交由現行土地使用管理組織主管，強化地方管理機能為原則，建立海岸地區之管理組織體系，以整合、補充海岸地區之管理事權，統一協調海岸地區之各種法令規定，發揮相輔相成之管理效果。
5. 依海岸生態特性、社經發展需要，就海岸土地進行整體規劃，兼顧海岸土地保護、防護與開發三者之和諧。

6. 建立開發許可制度，達成海岸規劃之管理目標。

7. 建立海岸基本資料庫，支援海岸管理。

8. 成立海岸管理基金，協助推動海岸行政與海岸建設。

綜合該草案內容，共六章，計四十四條，各章內容重點配合圖三分述如次：

1. 第一章總則

(1)揭示本法之宗旨在保護海岸土地、防治海岸災害、及促進海岸地區土地之適當利用，確保海岸土地得以永續利用。

(2)界定本法各用辭定義。

(3)本法之主管機關與國土利用之主管機關一致，在中央為內政部，在省（市）為省（市）政府，在縣（市）為縣（市）政府。

(4)明訂海岸地區之劃定程序與劃定原則。

(5)建立海岸地區之基本資料庫。

2. 第二章海岸地區土地之整體規劃

(1)明訂海岸管理計畫之擬訂、變更、廢止機關與程序。

(2)明訂海岸管理計畫之計畫內容要項。

(3)明訂海岸管理計畫應配合實際發展情形定期通盤檢討，另得隨時檢討變更之條件。

3. 第三章資源保護與海岸防護

資源保護與海岸防護是海岸管理之二大目標，為具體實現此二目的，本法主張以劃定保護區或防護區與擬定保護計畫或防護計畫來達成。是以本章之內容重點歸納有：

(1)明訂防護區與防護區之劃定原則及其劃定或變更、廢止之機關與程序。

(2)明訂防護計畫與防護計畫之擬訂、變更、廢止之機關與程序及其計畫應具備之內容要項。

(3)明訂為實施海岸防護、保護計畫，計畫主管機關得派員進入或臨時使用公私有土地、拆遷土地改良物或協議取消、變更漁業權或礦業權；並對因而發生之損失於必要時給予適當之補償。

(4)明訂其他配合事項，如保護區、防護區原有計畫或使用之配合修正、防護工程受益費之徵收、施工基準之訂定、兼用設施之實施與維護管理等。

4. 第四章海岸地區之經營管理

海岸地區完成規劃後，就其使用分區（保護區、防護區、開發區）之開發，本法主張依各區之管理計畫採許可制度加以管理，以落實其計畫管理之目的。綜

括本章內容重點有六：

(1)明訂海岸地區之開發應經許可或同意，許可權利之移轉或內容變更應再經許可。

(2)進行施工管理，明訂施工應經許可、進行施工檢查與施工不當之處罰。

(3)明訂未依施工許可內容施工者之處罰。

(4)明訂施工期間，發現有不合規定或有引起公害之虞者，以及因故停工之善後處理。

(5)本於使用者付費之理念，明訂開發影響費與使用租金之徵收，及其收入之屬原則。

(6)明訂有關海埔地開發所有權取得與土地使用移轉限制等特別規定。

5. 第五章罰則

(1)明訂在保護區、防護區內有關違規行為，造成保護標的與防護設施嚴重毀壞或釀成災害者之處罰規定。

(2)明訂在保護區與防護區以外之海岸地區，有違反許可規定而開發或施工者之處罰規定。

(3)明訂違規行為除罰鍰外，應令其停止使用、開發或施工，並視情形限期恢復原狀或拆除設施；不遵行者得連續處罰，且所生、所得或所用之物沒入。

(4)明訂得減輕刑責之規定與逾期不繳納罰鍰之處理。

6. 第六章附則

(1)明訂依法申請許可者，應繳納審查費。

(2)為有效推動海岸行政與海岸建設，明訂各級海岸管理基金之成立及海岸管理專責人員之設置。

(3)明訂海岸法施行細則之訂定，及本法之施行日期。

（二）訂頒「海埔地開發管理辦法」

本辦法係為建立完整之海埔地管理制度，有效改善當前海埔地開發所衍生問題而修訂，內政部已於八十二年四月三十日頒布施行。凡在海岸地區從事圍堤排水填土之開發活動均應依本辦法提申請、辦理開發許可、造地施工許可及實施土地使用管理。本辦法分五章，共計廿七條，各章內容重點配合圖四分述如次：

1. 第一章總則

本章揭示本辦法之宗旨在促進海岸地區土地之合理利用，兼顧保育與開發之和諧（第一條）。並且針對現行管理組織系統不健全之缺失，及配合未來「海岸法」之組織系統，明訂開發許可、施工管理與公共設施之維護管理等權責機關，

以健全海埔地之開發管理組織系統。同時明訂舉凡在海岸地區從事圍堤填土之開發活動，均將屬於本辦法之規範範圍，以有效而完整的管理海岸地區之填海造地活動，彌補現行海岸地區土地資源開發管理之不足（第三條）。此外並主張政府應依照國家土地政策、衡酌經濟發展、水土資源保育利用及生態環境之維護等因素整體規劃海埔地之開發利用，以有效指導海埔地之開發（第四條）。

2. 第二章開發許可

為建立完整之開發許可制度，明訂海埔地開發之許可程序，包括申請受理機關、應檢具之書圖要件、開發計畫之公開展覽與意見徵詢、許可審查機關、審查原則、審查方式、審查結果之公告通知與變更計畫內容或變更開發計畫主體時應經許可等規定，以為政府或民間開發海埔地之管理依循。並加強造地開發與使用開發間之連繫，落實為使用而造地之理念，俾符合社經環境激烈變遷下之管理需要。

3. 第三章造地施工管理

為有效進行造地施工管理，明訂造地施工應經許可，並應進行施工檢查與完工認可等程序，主張施工管理（包括施工不當、損害賠償之處理），應以訂定契約之方式加以約束管理等，以為施工管理之依據（第十四條至第十七條）。

4. 第四章土地使用管理

明訂海埔地於造地完成後之使用開發，以依現行之土地使用管理系統管理為原則，但主張不得任意變更其使用，以防杜土地投機之發生，並維護海岸資源利用之穩定性（第十八條與第廿二條）。並為使造地完成之海埔地公共設施得以有效維護管理，本於用地所有權與維護管理機關一致之原則，明訂公共設施用地之地權歸屬以及其維護管理機關（第十九條與第廿一條）。

5. 第五章附則

訂定新舊辦法交替時期之處理原則、各種書件格式之製作機關、許可審查費之繳納與標準及本辦法之施行日期（第廿四條至第廿七條）。

（三）辦理「海岸地區整體規劃」

為配合「海岸法」及「海埔地開發管理辦法」之執行，營建署於八十三年度辦理海岸地區整體規劃工作，依資源敏感特性劃定海岸保護區、防護區及開發區範圍，其中保護區之劃設是以資源之保存為主，並以保護自然或人文環境中具稀少特性之資源為目的；防護區之劃設是為防護已發生過或具潛在災害海岸之地區，使資源能永續保存利用。除保護區、防護區以外地區則屬開發區範圍，針對開發區範圍評估土地利用之相容性與適宜性，提供開發者明確可開發區之區位及

使用型態，以避免不合宜之開發。藉由資源分區之規劃手段，並配合開發許可制度之建立，進行海岸管理，以指導海岸地區合理利用，有效管理海岸土地之保育利用。

（四）研訂「海埔地開發許可審議規範」

本規範為配合「海埔地開發管理辦法」之執行，建立開發許可制度，對開發者於提出申請時，應具備之文件內容及可量化部分之數據明確訂出來，作為海埔地開發申請案之審查依據，以有效引導及管制海埔地之開發行為，並落實保育與開發均衡兼顧之理想。其內容重點分述如下：

1. 配合海埔地開發管理辦法，詳細規定申請開發許可應檢附之書圖文件之格式。對於退件、補件及同一區域數件申請案件之處理，併予納入規定，以利審核作業。申請開發許可應檢附下列文件：
   （1）開發許可申請書；
   （2）開發地區及開發工程施行地區表示圖；
   （3）造地開發計畫書、圖；
   （4）使用開發計畫書、圖；
   （5）財務計畫書；
   （6）環境說明書或環境影響評估報告書；及
   （7）土地處理方法及預定對價計畫書。
   （8）其他必要之文件。
   （9）開發計畫圖。
2. 明訂海埔地開發工程在規劃設計階段或大規模開發時，所須調查蒐集的基本資料，以及實測項目，以確切掌握開發區位之環境特性，求取最佳之規劃方案。
3. 強調海埔地開發計畫應能配合區域計畫、都市計畫、行水計畫、港灣與航運計畫，使計畫間能夠相容，不致產生衝突情況。
4. 優先保護重要海岸、風景名勝與人文資產，並在國防與公共安全等考量下，劃設環境敏感地，對海埔地開發之區位條件予以限制。
5. 要求海埔地的開發應儘可能維持原有海岸線及生態系之穩定，並將環境影響減至最小。開發基地之規模、形狀亦須依資源共享的觀點適度限制。
6. 因應各地自然環境條件，規定堤防等結構物所需考慮之要項，俾使相關設計能因地制宜，並獲較佳對策與設計。
7. 針對土沙採取與造地可能產生之環境衝擊，訂定海埔地應循分期分區開發方式，審慎考慮抽沙區位及採取適當防污設備之要求。

8. 配合公共安全與各類土地使用目的，列入造地高程、定沙覆土、防風林、道路系統、給水系統、排水系統、景觀品質及其他公共設施或公用設備之基本規定與要項。

9. 配合環境影響評估制度，以及審慎規劃之理念，納入環境影響評估作業規定。

10. 強調開發計畫之可行性，明確規定財務計畫應具備之內容及審核參考要件，使該一計畫資金無虞，而能順利完工。

（五）訂頒「申請海埔地造地施工許可書圖文件須知」

依據「海埔地開發管理辦法」第十四條規定，開發計畫經許可後，應於一年內檢具書圖文件向有關主管機關申請施工許可，為便於開發者提出造地施工許可之申請及主管機關審查時有所依循而訂定，本須知業經營建署召集相關行政部門開會協商修訂完成。歸納其內容重點有：

1. 檢送文件至少應包括：
   （1）造地施工許可申請書；
   （2）施工設計書圖文件；
   （3）造地施工計畫；
   （4）開發許可證明影本。
2. 規定工程設計時，須調查蒐集之基本資料及實測，使能確切掌握環境特性，求取最佳與最安全之設計。
3. 規定堤防等結構物應考慮之要項，俾使相關設計能因地制宜，並確保開發區之安全。
4. 針對土源取得與填海造地可能產生之環境衝擊，規定應具備之設計圖說，並規定施工應採分期分區之方式進行，同時審慎考慮抽沙區狀況，採取適當之海域防污染設施。
5. 配合公共安全與各類土地使用目的，列入造地高程、防風定沙、道路系統、給水系統、景觀品質及其他公共設施或公用設備之基本規定與書圖要件。

（六）研訂「海埔地開發工程設計手冊」

本手冊係配合「海埔地開發管理辦法」及「海埔地開發審議規範」予以訂定，以建立完整的審議體系，一方面提供開發者辦理海埔地開發工程規劃設計之參考，另方面可提供相關主管機關審核海埔地施工許可之依據，計畫擬定之工程設計準則計有五篇十三章，主要內容包括通則、資料調查、設計資料、造地、海岸防護等項目。

（七）訂頒「海埔地開發許可審查費收取標準表」、「海埔地開發造地施工許可審查費收取標準表」

有關海埔地相關之許可審查費係依據申請面積之大小訂定四類收費等級，並規定各級政府之分配比例。

（八）海埔地開發造地施工管理作業要點（草案）

海岸地區屬於環境敏感地帶，填海造地工程將對海域生態產生某種程度之干擾，而施工作業方法及過程是否妥當，開發計畫能否順利完成，對環境影響尤其巨大。依據海埔地開發管理辦法（以下簡稱本辦法）第十四條規定，海埔地造地施工，應向省（市）主管機關申請許可，於海埔地開發地區跨越二以上省(市)行政區域或開發人為各目的事業中央主管機關時，應向中央主管機關申請並許可之。有關施工管理、抽查、完工勘驗及完工認可等後續作業亦當由原核可機關負責辦理。為因應海埔地開發造地施工管理之需要，有效管理海埔地之施工行為，以確保造地工程按規定進行及開發計畫順利完成，實有訂定一完善之施工管理規定之必要。

海埔地之造地施工許可、完工認可証明與現行建築法規定之雜項執照、使用執照不同，且海埔地填築前大部分位於海域並未辦理登記，直接引用建築法及其相關法規規定有其困難，故特參照本辦法第三章造地施工管理有關規定，訂定本作業要點，以為海埔地造地施工管理之依據。

依據本辦法第二條，海埔地開發係指在海岸地區施工築堤、排水、填土造成陸地之行為。故與海埔地開發有關之造地施工許可申請、審查、施工期間之工程管理與工程完工驗收等，皆屬本要點之適用範圍。綜觀本要點，共計三十七點，歸納其內容重點如左：

一、明訂本要點之目的及適用範圍。

二、規定申請造地施工許可應具備之書圖文件及該管主管機關應審查之事項、審查期限、審查改正及覆審有關事項。

三、規定申請造地施工許可應繳納審查費，其收取標準依有關規定辦理。同時規定造地施工許可書圖文件由專業機構或學術團體代為審查時，審查人員應具備之資格。

四、規定核發造地施工許可前應先簽訂開發契約，同時造地施工許可應載明造地施工期限。

五、明訂造地施工許可變更、註銷及作廢規定。

六、海埔地施工應按規定申報開工，明訂開工之定義及施工計畫書之內容，並

規定施工地點及場所應有之佈置與安全衛生措施。

七、工程進行時，開發人應按時、按規定依施工進度拍照，該管主管機關應隨時抽查，有關施工勘驗之時程及勘驗之項目亦明確予以規定。

八、明訂限期改善、勒令停工、強制拆除、工程中止及廢止之規定。

九、規定變更開發人、變更設計、使用道路及施工造成公共設施損壞時之申請及處理方法。

十、工程完竣時應立即申請完工勘驗，勘驗合格，該管主管機關應核發完工認可證明，若無法如期完工，應申請完工展期。有關申請完工認可證明書圖、完工展期、申請變更完工認可證明、核發變更完工認可證明及核發部份完工認可證明亦一併明確規定。

十一、明訂有關罰款及保證金繳還於開發契約中訂定。

五、結　語

海岸地區之土地利用，是國土綜合開發與管理中重要的一環，填海造地對增加國土資源，促進經濟發展有其貢獻。惟海岸地區為一資源豐富又極其敏感之地帶，內政部營建署乃將針對台灣海岸地區之資源特性，建立一套健全的填海造地開發與管理制度，並納入國土計畫體系，以資源經營管理觀念，力求海岸資源開發與保育，得以平衡發展，企盼此一政策之陸續推展與落實，可使珍貴海岸資源得以永續保存，並促使具高度開發潛力之海岸地區，發揮最佳經濟功能，以達成海岸土地之最適利用，維繫海岸資源永續利用之目的。

六、參考文獻

1. 內政部，台灣沿海地區自然環境保護計畫，七十二年十二月。
2. 內政部營建署，台灣海岸地區環境資源管理研究計畫，八十一年六月。
3. 內政部營建署，海岸法草案，八十二年。
4. 行政院經建會，台灣海岸地區土地管理制度之研究，七十八年六月。
5. 行政院環保署，台灣海岸地區開發行為之環境衝擊簡報，八十二年六月。
6. 徐貴雀，現階我國海岸地區之土地利用管理與問題，國家政策與區域發展研討會，財團法人民主文教基金會，八十一年九月。
7. 徐貴雀、柴尚裕，我國海岸地區之填海造地管理，海岸利用與地理資訊講習會，工研院能資所，八十二年五月。

8. 蔡兆陽，台灣海岸地區開發與管理制度，海岸環境管理研討會，行政院環保署，八十二年四月。
9. 連榮寬，台灣海岸空間利用政策方向，填海造地研討會，行政院科技顧問組等，八十三年五月。
10. 徐貴雀，我國填海造地管理制度之法制沿革，填海造地研討會，行政院科技顧問組等，八十三年五月。

- 圖 表 -

表一　台灣地區海埔地開發規劃概況表

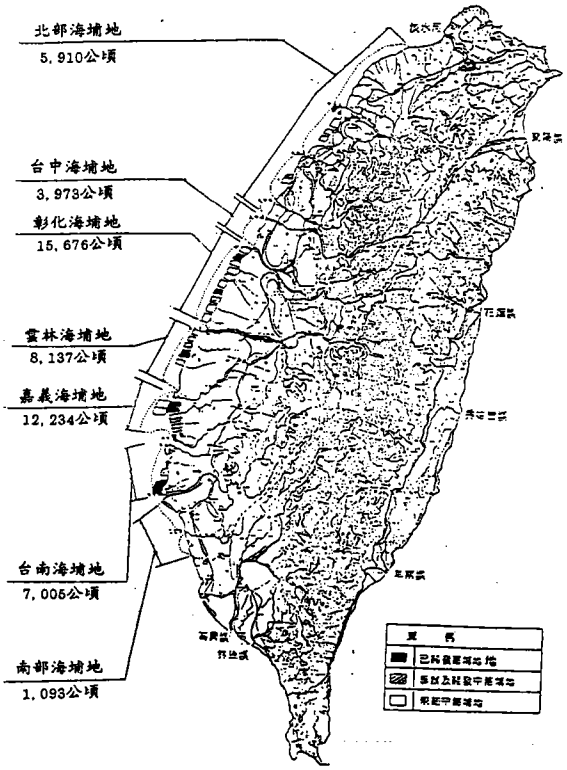
分佈區別	開發地區	面積（公頃）	開發情形			開發單位	開發土地用途	備註
			已開發面積（公頃）	開發面積（公頃）	未開發			
北部	新竹實驗區	89	89			輔導會	農、漁	
	新竹北區	225	225			輔導會	農、漁	
	新竹中北區	533			V	★		新竹市政府委託中華顧問工程司辦理多目標開發規劃中
	新竹中南區	191			V	★		
	新竹南區	92			V	★		
	通宵北區	130	130			苗栗縣政府	漁	
	通宵南區	150			V	★		苗栗縣政府委託顧問公司辦理工業區開發規劃中
台中	台中港	3973	3973			台中港務局	港	劃歸台中港務局開發管理
彰化	伸港區	804		804		彰化縣政府住都局		
	寓埔區	1073	672	401		工業局	工業	彰濱工業區
	崙尾區	1258		1258		工業局	工業	彰濱工業區
	鹿港區	1247		1247		工業局	工業	彰濱工業區
	福興區	700		700		住都局	遊憩區	
	漢寶區	1210		1210		住都局	遊憩區	
	王功區	462	353			土資會	農、漁、港	
	永興區	599	515			彰化縣政府	漁、社區	
	芳苑區	847			V	★	漁	
	大城區	600			V	★	漁	彰化縣政府進行多目標開發規劃中

（開發單位欄為"★"者，表示其開發單位為省政府）

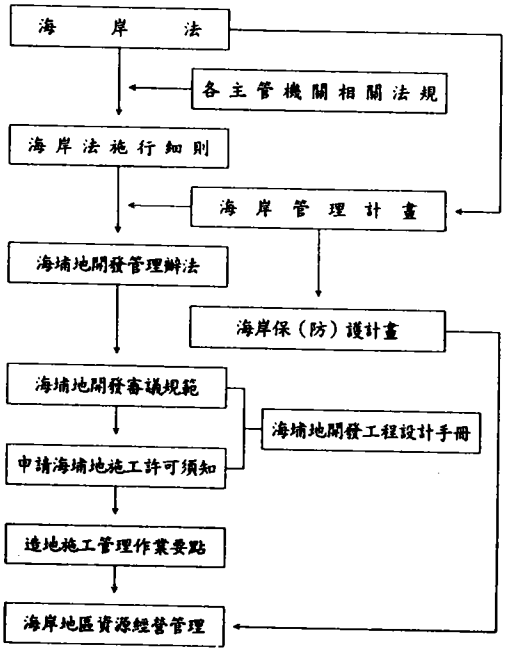
(續)表一 台灣地區海埔地開發規劃概況表

分佈區別	開發地區	面積(公頃)	開發情形			開發單位	開發土地用途	備註
			已開發面積(公頃)	開發面積(公頃)	未開發			
雲林	麥寮區	713		550		雲林縣政府	農、漁	變更為離島工業區開發
	海豐區	755			V	★	農、漁	變更為離島工業區開發
	新興區	375	375			雲林縣政府	農、漁	變更為離島工業區開發
	台西區	783	783			土資會	農、漁	變更為離島工業區開發
	四湖區	524			V	★	農、漁	變更為離島工業區開發
嘉義	金湖區	1097				★	漁	
	鰲鼓區	996	996			台糖公司	農、漁、牧	工業局正辦理變更工業區開發規劃
	外傘頂洲	1372			V	★		一、本地區多屬自然保護區 營建署已規劃為綜合遊憩區 二、布袋區第二期開發計畫42公頃已奉省府核准將由嘉義縣政府自行開發
	淡水湖區	3720			V	★		
	東石北區	559	103			★		
	東石南區	325			V	★		
	新塭區	280	160			★		
	布袋區	108	66			★	漁、社區	
	布袋一、二、三區	809	809			台鹽公司	鹽	
台南	北門區	456	456			台南縣政府	漁	
	七股一、二、三區	1715	1715			台鹽公司	鹽	劃歸台鹽公司開發管理
	曾文區	1600	1600			土資會	漁	
南部	安平區	160	160			台南市政府	漁	本區海埔地面積除安平港外，大量造林未規劃用途
	興達區	933			V	★		

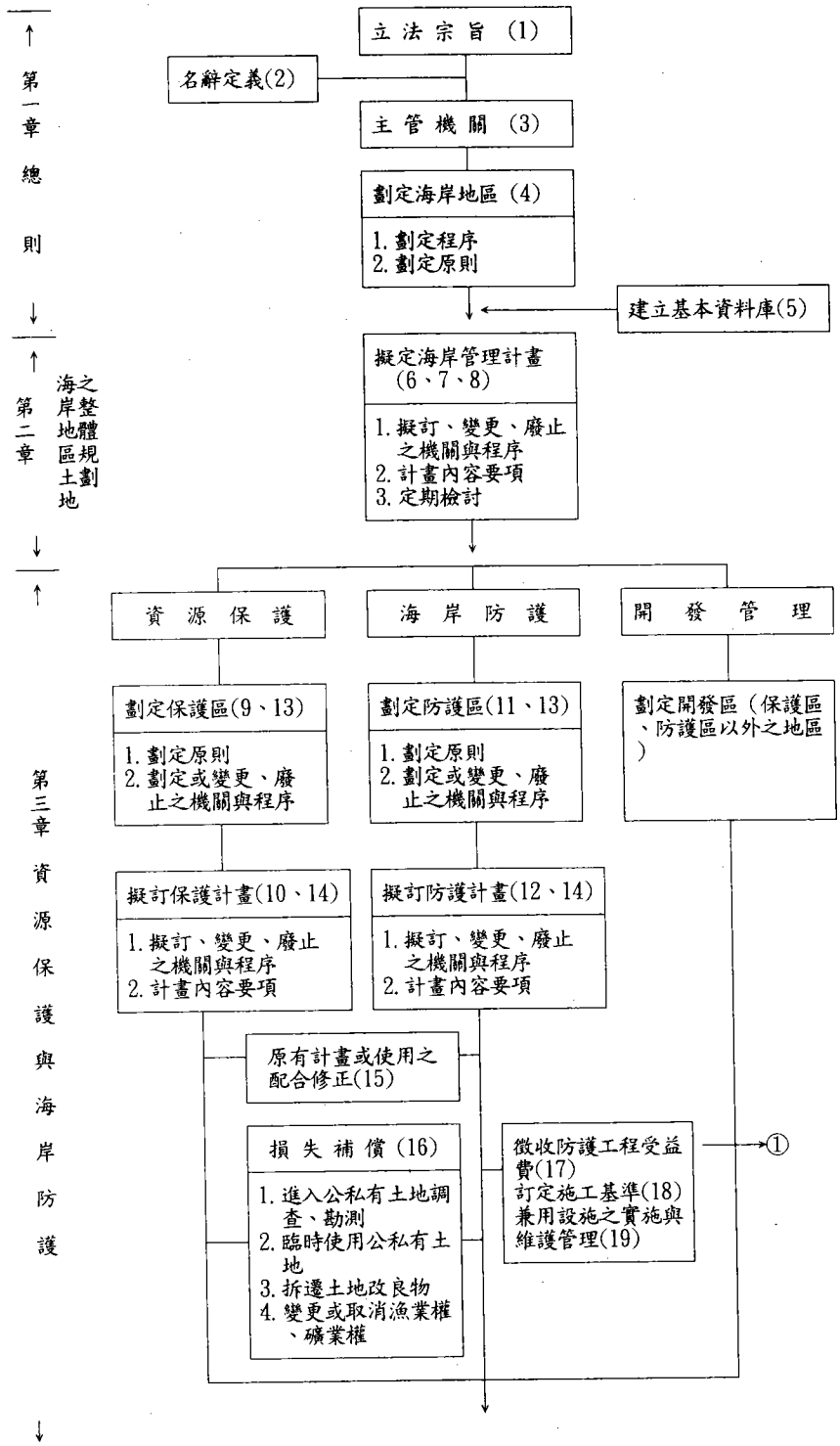
(開發單位欄為"★"者，表示其開發單位為省政府)
(資料來源：台灣省水利局，1991，1992)



圖一　台灣地區海埔地開發現況示意圖



圖二　海岸管理法規體系與當前工作重點關係圖


第一章 總則
第二章 海岸地區土地之整體規劃
第三章 資源保護與海岸防護
立法宗旨 (1)
名辭定義(2)
主管機關 (3)
劃定海岸地區 (4)
1. 劃定程序
2. 劃定原則
建立基本資料庫(5)
擬定海岸管理計畫 (6、7、8)
1. 擬訂、變更、廢止之機關與程序
2. 計畫內容要項
3. 定期檢討
資源保護
海岸防護
開發管理
劃定保護區(9、13)
1. 劃定原則
2. 劃定或變更、廢止之機關與程序
劃定防護區(11、13)
1. 劃定原則
2. 劃定或變更、廢止之機關與程序
劃定開發區（保護區、防護區以外之地區）
擬訂保護計畫(10、14)
1. 擬訂、變更、廢止之機關與程序
2. 計畫內容要項
擬訂防護計畫(12、14)
1. 擬訂、變更、廢止之機關與程序
2. 計畫內容要項
原有計畫或使用之配合修正(15)
損失補償 (16)
1. 進入公私有土地調查、勘測
2. 臨時使用公私有土地
3. 拆遷土地改良物
4. 變更或取消漁業權、礦業權
徵收防護工程受益費(17)
訂定施工基準(18)
兼用設施之實施與維護管理(19)
①

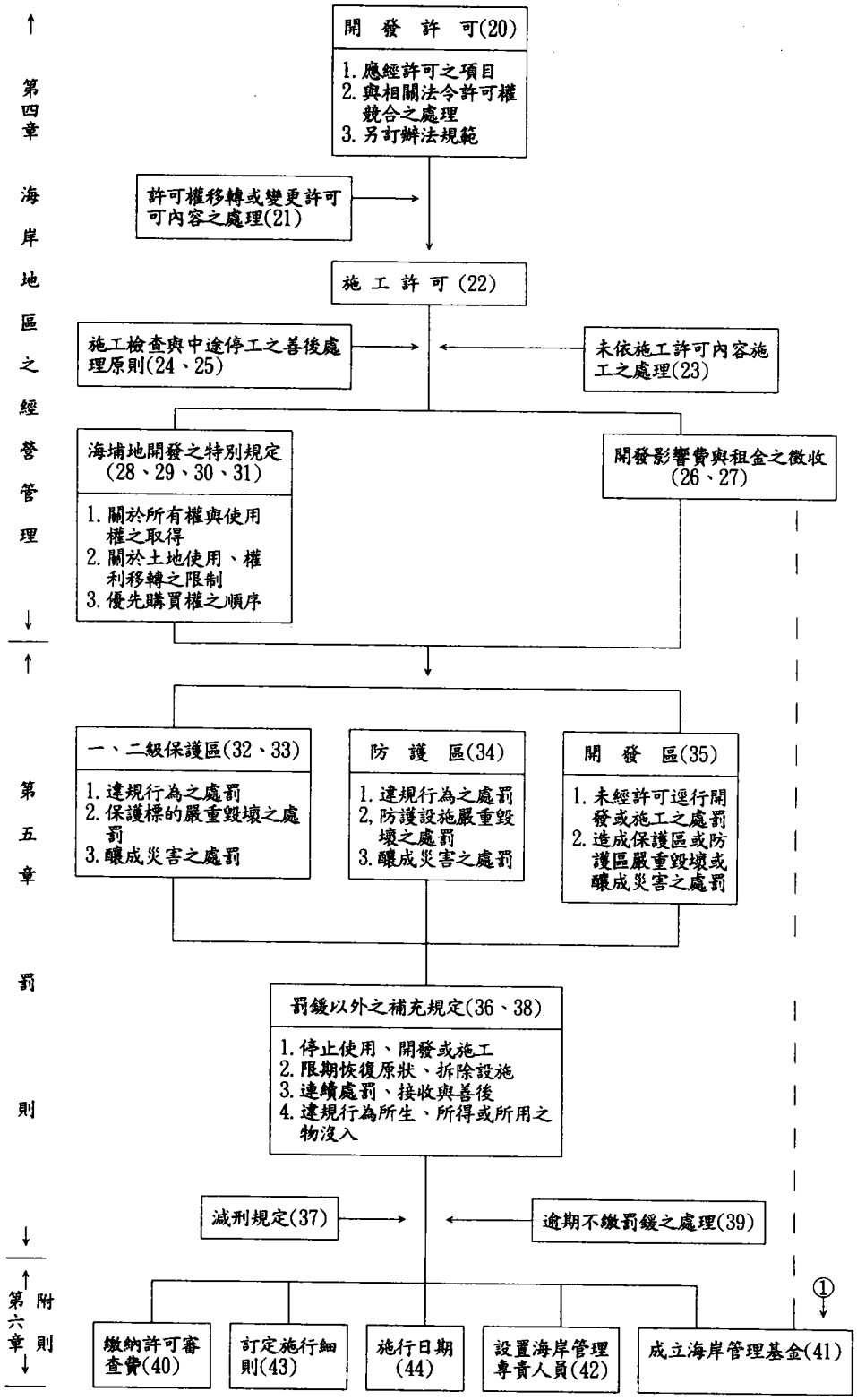
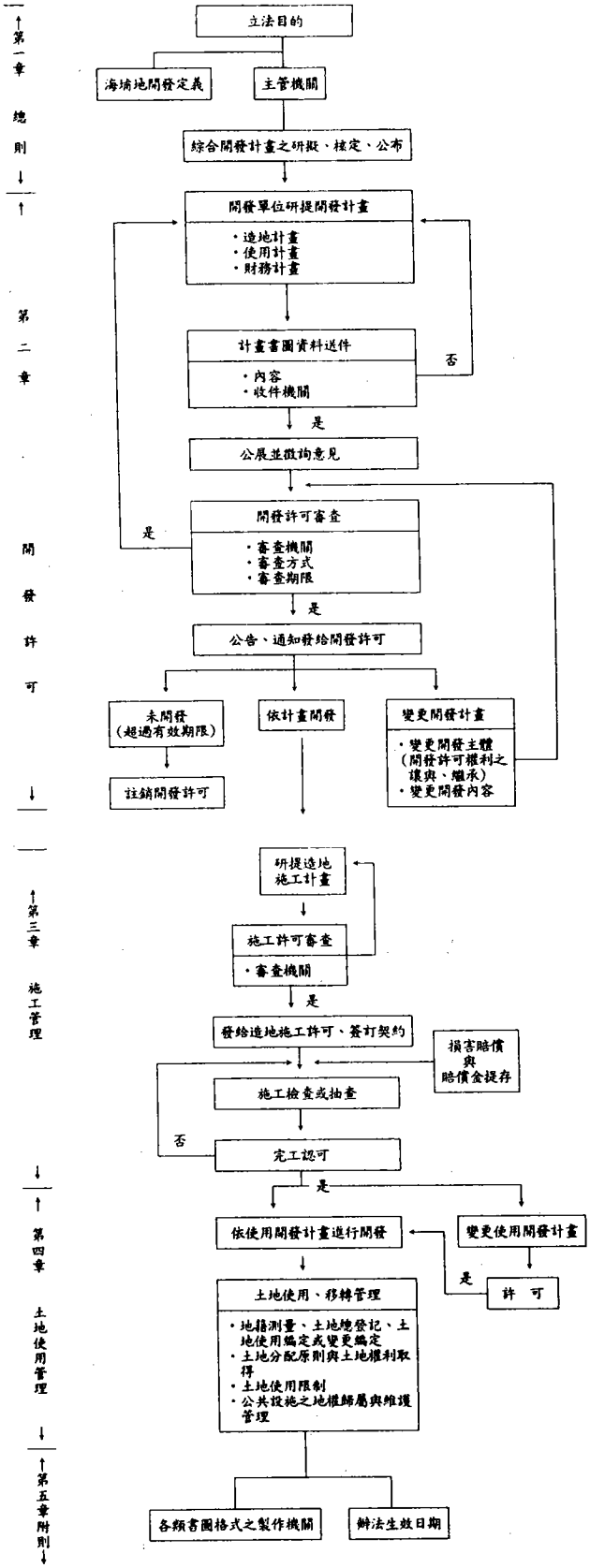

第四章 海岸地區之經營管理
開發許可(20)
1. 應經許可之項目
2. 與相關法令許可權競合之處理
3. 另訂辦法規範
許可權移轉或變更許可可內容之處理(21)
施工許可(22)
施工檢查與中途停工之善後處理原則(24、25)
未依施工許可內容施工之處理(23)
海埔地開發之特別規定(28、29、30、31)
1. 關於所有權與使用權之取得
2. 關於土地使用、權利移轉之限制
3. 優先購買權之順序
開發影響費與租金之徵收(26、27)
第五章 罰則
一、二級保護區(32、33)
1. 違規行為之處罰
2. 保護標的嚴重毀壞之處罰
3. 釀成災害之處罰
防護區(34)
1. 違規行為之處罰
2. 防護設施嚴重毀壞之處罰
3. 釀成災害之處罰
開發區(35)
1. 未經許可逕行開發或施工之處罰
2. 造成保護區或防護區嚴重毀壞或釀成災害之處罰
罰鍰以外之補充規定(36、38)
1. 停止使用、開發或施工
2. 限期恢復原狀、拆除設施
3. 連續處罰、接收與善後
4. 違規行為所生、所得或所用之物沒入
減刑規定(37)
逾期不繳罰鍰之處理(39)
第六章 附則
繳納許可審查費(40)
訂定施行細則(43)
施行日期(44)
設置海岸管理專責人員(42)
成立海岸管理基金(41)
①

圖 三 ： 海 岸 法 立 法 架 構



圖四 「海埔地開發管理辦法」內容架構

台灣西部水力填築新生地大地工程規劃設計之探討

司徒銳文　中興工程顧問公司大地工程部副經理
薛仲修　　中興工程顧問公司大地工程部工程師
楊維和　　中興工程顧問公司大地工程部工程師

摘　要

大規模水力填築海埔新生地工程之推動，使其大地工程特性更受注意，新生地鬆軟及不穩定土層伴生之諸多工程問題，如土壤液化、地層改良、地盤沉陷、基礎設計等，均因新生地大地材料本身不良之特性，需要特別加以考量。對規模龐大之離島工業區及彰濱工業區，大地工程問題成為整體計畫中之主要課題，本文即提出該兩工業區規劃設計過程中相關之探查、 分析、 設計內容及施工之經驗，以供同類工程之參考。

一、前　言

近年來台灣西部沿海大規模水力抽砂填築工業區計劃正陸續進行，部分已經完工啟用， 部分則持續進行規劃設計， 大地工程在此等計劃中均扮演重要之角色，而水力抽砂填築之海埔新生地更有其特殊之工程特性，值得作深入之探討。

本文針對國內雲林離島式基礎工業區及彰濱工業區兩重大之水力抽砂填築造地工程，提出規劃、設計及施工上之經驗，以供同類型工程計劃之參考，並作綜合之檢討。

二、背景資料

1. 雲林離島式基礎工業區

本工業區計劃地點位於雲林縣濱海，自民國78年8 月起歷經數個規劃階段，定案之造地範圍如圖1 所示，計畫自原有海岸線向外填築數個海埔新生地，分為麥寮區、新興區及四湖區，其間以水道分隔，總面積約達一萬公頃，幾乎涵蓋整個雲林縣之海岸線。填築造地料源將自現有海岸線外8 至15公里水深22至40公尺之海域抽取，預定填築地面高程為EL. +4 公尺，填築土層厚度最小約為4 公尺，最大則約達16公尺。

本工業區所在地現為濱海之砂洲、潮間帶以及淺水之海域，係由潮汐灘地沉積物及河川沖積物所構成，屬現代沖積層，厚度約自200至400 公尺之間。

2. 彰濱工業區

彰濱工業區位於台灣中部彰化縣西海岸，北起伸港鄉田尾排水口，南達鹿港鎮員林排水口，南北長約12公里，東西寬3.5～4.5公里，由北而南共分線西、崙尾、鹿港三區，面積3643公頃，工業區平面位置圖詳圖2 。截至民國84年4 月底止，已完成造地共1274公頃，完成造地面積約達35%。

本工業區原有之海埔地平均高程約+0.5公尺，平均坡度在1/600～1/1000之間，為彰化最新沖積平原之延續，主要由烏溪、洋子厝溪與舊濁水溪等水道之輸砂，經潮汐及波浪沖積而成。

三、水力填築新生地規劃之探查、試驗及分析

水力填築新生地，一般由於土層強度不高，工程性質不佳，故大地工程上之問題較多，另一方面由於填築之方式為水力抽砂，在大地工程上性質特殊且規模龐大，因此在規劃設計時均甚為慎重。水力填築造地工程在規劃設計時，須進行各項探查、試驗及分析，以瞭解地層特性及造地後土層之行為。以下係整理離島及彰濱工業區於各階段所辦理之探查及分析研究，並作一討論，以供同類工程之參考。

1. 外海砂源調查

濱海新生地之工業區填築造地需要大量之填地料源，因陸上料源有限，且基於經濟與環保之考量，初步規劃時即決定於海上抽取砂料來填築海埔地，故規劃時即針對可供填築之材料種類、品質、數量、位置及水深、地形等自然條件進行調查，以供規劃抽砂料源區，並作為選擇施工機具之依據。

雲林離島工業區之外海砂源調查係分別於彰化及雲林外海進行，調查區域如圖3 所示。調查之項目包括有：海底地形等深線測量、海上震測、振動取樣、海上圓錐貫入試驗、海上地質鑽孔等，各種探查之數量詳如表1 所示。

調查結果顯示抽砂區之地形極為平緩，坡度多在1/250 以上，區內之土層屬沉泥、砂質沉泥及沉泥質黏土所組成之深厚沖積層，土壤結構鬆散，粒徑分佈顯示屬於中砂至細砂[5]。

根據初步抽砂區之調查結果及考慮海床之穩定性，離島工業區之抽砂料源區以大面積、淺層取砂為規劃之原則。規劃之抽砂區則位於現有海岸線8 至10公里

範圍外，水深22～36公尺之海域。該區域內沉泥質與黏土質較多之部分將不進行抽砂，抽砂料源之要求係為細料含量不超過15%之砂土，以使抽砂過程中維持足夠之抽砂產率，不產生過度之細料流失，並使填築之新生地不致有淤泥集中，致無法承載建築物之情形，規劃之抽砂區範圍如圖4 。

彰濱工業區之填地料源除部份利用區內隔離河道之疏浚砂土外，大部份之砂源仍取自外海，其調查方法與雲林離島工業區類同，規劃之抽砂區如圖5 。

由於外海料源調查係在水深15～40m 之海域工作，需要相當之技術及設備，國內甚少專業之廠商可以辦理此等相關的探查工作，均需仰賴國外之探查技術支援，足見國內在海洋大地工程探查技術上尚待發展。而各種探查之單價均甚為昂貴，探查工作之規劃便相形重要，尤其深水區域海床深層土層之探查方面更屬重要課題。

2. 造地區海上地質探查

造地之工業區在規劃階段為全盤瞭解填築區域內土層各種土壤之基本物理性質及工程性質，以提供規劃階段評估基礎分析、液化分析及地盤改良工法所需參數，並提供廠區規劃佈置及工程費估算之參考，故必須於預定造地範圍之海埔地及海域辦理海上之地質探查。

雲林離島工業區之造地區地質探查係以鑽孔為主要調查方式， 共計辦理 61 孔。探查時考慮工業區將來廠房載重可能影響之深度、可能採用之基礎深度及海堤可能之寬度，將鑽孔調查深度定為80公尺以內，以了解其土層分佈情形。基本之物理性質及強度參數，並將鑽孔位置分佈於預定之海堤位置、原稱海豐島之砂丘處、各陸上大排水溝或河流出海口以及海底地形變化較大之區域，以比較因地質形成條件不同對土層性質之影響。

由地質調查結果顯示離島工業區土層以頻繁之深灰色砂質沉泥、沉泥質砂及褐色或暗黃色砂質沉泥質黏土互層與夾層為主，間或有少數低塑性黏土及級配不良之細砂層。前二只者由數公分至數公尺不等，其餘則多在數公分至1 公尺範圍內。綜觀整個區域，並無明顯之特別分層，均為交錯之砂層、沉泥層及黏土層等形成之雜亂沉積， 其中則以沉泥質砂所佔比例最高， 代表性之土層剖面圖如圖6 。一般土壤中含有少量貝屑及極少量之泥質土壤，肉眼可辨視之細砂顆粒多為扁平狀之板岩碎屑及少量乳白色之圓粒狀石英顆粒。

彰濱工業區之造地區地質探查方法與雲林離島工業區相同，為瞭解造地前後及造地砂源區之地質狀況，已完成地質鑽探孔數達200 孔，總進尺數共約7500公

尺。其中包括海埔地鑽探、內陸區鑽探（隔離水道及外海）、造地完成區鑽探、及公共工程等工址之鑽探。

根據地質鑽探資料，彰濱工業區之地層狀況主要以沉泥質細砂為主，夾雜沉泥質黏土或黏土質沉泥。由造地後地表高程 EL.4.2至EL.-15 公尺為疏鬆至緊密之沉泥質砂（SM），EL.-15～20公尺為中度堅實至堅實之沉泥質黏土，EL.-20～-50 公尺土層分佈較為複雜，主要由厚層沉泥質砂（SM）、黏土質沉泥（ML）或沉泥質黏土（CL）交互組成，EL-50～-80公尺則多為極緊密之沉泥質砂（SM），代表性土層詳見圖7 。

由於本區域之沖積層厚度高達200m以上，對於本工業區這種大範圍之填築造地，加上鄰近之雲林濱海區域為深層抽取地下水之嚴重地盤沉陷區，深層之地層資料仍顯不足，有需要於未來予以增加。

鑽孔主要以標準貫入試驗 取擾動土樣，一部分則以纜線式貫入試驗 (Wireline SPT) 取樣，在兩相比較之下，纜線式之施工方式於海域施工有其省時迅速之優點，有利於掌握海上稍縱即逝之施工條件，且在本工業區取樣之成效亦甚佳，唯無法由鑽探過程中獲得標準貫入N 值，纜線式貫入試驗之打擊數與標準貫入N 值間之轉換則尚未有成熟之方式可資採用，在工程分析評估之應用上便稍有限制，因此海域鑽探之方法須針對探查目的加以審慎選擇。

3.抽砂料源之物理及化學礦物特性分析

離島工業區之抽砂料源區位於濁水溪出海口外海南側海域，此溪流經廣大之板岩區，夾大量的板岩碎片至濱海附近沉積，此為台灣西部海域中部地區沉積物的特色，在其它地區並不多見，而為了解此些板岩碎片之特性，即針對板岩碎片在沉積物中所佔份量不同顆粒之分佈狀況、及其化學成份等特性進行研究，進而評估該料源填築造地後對工程之影響。

分析方法係將樣品依粒徑大小篩選，而得知其各粒徑所佔之份量並進行板岩碎片含量鑑定。為鑑定各樣品中各粒徑之板岩碎片含量，係利用顯微鏡計數其中板岩碎片的數量，以估算在某一粒徑之板岩碎片所佔的含量。化學分析則是利用感應耦合電漿－原子發射光譜分析法（ICP-AES ）進行元素之定量、定性分析，另外則以X 光照相分析鑑定海底礦物的成份。

本料源區中之砂土70%以上之粒度集中在0.105～0.205mm之間，屬極細粒砂至細粒砂，與文獻記載台灣北部及中西部沿海海砂之性質比較，本區之粒度較為細小。 而各種粒度下的板岩碎片佔相當高的比例， 可高達40%以上，水深愈深

者，所含板岩碎片量則愈低，足可證明此些碎片應來自陸地。其化學及礦物特性則相當一致，顯示其來源與所受之環境影響亦相同，且與台灣其它地區的海砂類似。

而為瞭解外海砂源中重礦物成分所佔之比例，並針對彰濱工業區之外海砂源土壤進行重礦物分析，以瞭解該砂源之重礦物經濟價值。分析結果該區重礦物含量均不超過0.5% ，不含具經濟價值之重砂礦床。

4. 沖積層厚度調查

雲林濱海地區之沖積層厚度甚為可觀， 由於地質鑽孔深度有限， 僅知深度200m之鑽孔尚未達到岩盤，為瞭解地震波由岩盤傳遞至地表經過沖積層時之放大或縮小效應，以及使地盤沉陷、造地沉陷能包含整個沖積層之壓縮量及水文地質所需土層分層資料等等，因此辦理沖積層厚度分析，以求得該沖積層厚度及更深土層之性質。

本工作係利用中國石油公司在本區域之反射震測資料為主進行分析，分析共選取三組震測線， 每組震測線二條成十字交叉， 三組震測線之總長度共五十公里。經過震測資料處理程序所得之二維震測剖面深度可達 700公尺以上，而利用剖面中各速度分層之上下速度差異，可研判出沖積層與岩盤界面深度及進行沖積層分層工作。另外利用中國石油公司十一口探油鑽井的電井測資料修正反射震測所得之反射層深度及速度資料，最後輔以六個現地十字交叉短測線之深層反射震測工作，以補充中油資料不足之地區。

分析結果根據繪成之岩盤面等深度圖（圖8 ）可看出，此一岩盤界面大致呈傾向東北之態勢，岩盤深度則由計畫區西南端之 240公尺深逐漸增加至東北端之400公尺深，岩盤面平均傾角約為0.41度。

本區沖積層可依地層含泥量多寡概分為兩層，其界線範圍為由南端之地表下110公尺漸深至北端之地表下200公尺，上層主要以泥層及泥質砂層為主，間夾少部份沖積礫石層；下層則以砂層、含礫砂層及沖積礫石層為主，間夾少許泥層，此外本層中之粗顆粒沉積物多集中於計畫區之中部，並呈向南、北兩端漸減之趨勢，顯示計畫區內主要沖積礫石層集中於中部[3]。

離島工業區沖積層厚度經分析結果介於240～400公尺之間，加上現地為近岸之海域，若實地進行探查將曠日費時且所需經費驚人，本項調查利用中油資料進行解析不失為最經濟且最有效率之方式，所得結果亦足提供本工業區規劃之需求.

5. 地下水及地盤沉陷研究

彰化濱海地區由於民國61年至78年間漁塭養殖業興盛，常須抽取大量地下水以補充地表水之不足，地下水超抽導致該區過去內陸區地層嚴重下陷。根據收集得歷年地下水位資料顯示可知，自民國61年起即呈現下降趨勢，民國61年到78年之地下水位約位於地表下5～10 公尺間，並導致彰濱內陸地區當時以鹿港附近為沉陷中心，其中民國64年～69年間最大累計沉陷量達37公分，民國72年至77年間之最大累計沉陷量約2～4公分，而民國78年至79年之最大累計沉陷量約為1.4～1.8 公分。民國74年至81年水利局對本區內陸區之檢測成果其沉陷等陷量圖如圖9 所示。

自民國79年以後，彰化濱海地區之養殖戶及養殖面積銳減，由原先965 公頃減至200 公頃左右，故地下水超抽量減少，民國80年後迄今地下水位漸漸回升並趨於穩定，約介於地表下1～4公尺間，由本區裝設之層別沉陷計觀測結果顯示，民國80年至84年之最大累計沉陷量不甚顯著，約僅1.2 公分，另由現地埋設之水壓計可推估主要抽水深度約在二個層次，分別是40至65公尺，及80至90公尺間之砂土層[6]。

由於本區魚塭養殖業已趨蕭條，抽水稍減，而位於本區南邊之西港及雲林台西一帶，養殖漁業則日趨發達，抽水量日增，故沉陷中心目前已漸移至該區。

雲林縣原為本省重要農產縣份，自從民國60年間開始，養殖漁塭大量抽取地下水的結果，引起嚴重之地盤沉陷，最大之累積沉陷量已超過1.5 公尺。地盤沉陷之結果，使該地區每遇颱風豪雨積水不退，並引起海水倒灌，而地下水也受海水入侵鹽化之污染，造成國土及資源重大之損失。離島工業區鄰近此一嚴重之地盤沉陷區，須針對抽取地下水之影響進行分析，計算工業區工址範圍海域因地下水位變化產生之地盤沉陷。

本研究先進行地下水模式分析， 使用多層三維有限差分模式MOD-FLOW 程式及現地水文地質資料建立地下水流模式，再將該模式輸出之地下水位及變化輸入一基於Terzaghi 一維壓密理論之有限差分沉陷模式， 計算工業區工址範圍海域因地下水位變化產生之地盤沉陷。

對土層而言，抽取地下水一般均是抽取含水層之孔隙水，砂土層若受厚且連續之黏土層隔開，則黏土層即成為不透水層或半透水層，抽取地下水之效應，即是抽取砂土層之孔隙水，使地下水位降低，土層中有效應力增加，黏土層產生壓密作用進行壓縮，而形成沉陷之發生，此一機制即為沿海魚塭超抽地下水造成地盤沉陷之主因。

抽水時含水層之水位下降， 使黏土層中之孔隙水壓 相對產生一超額孔隙水

壓，該超額孔隙水壓之消散過程即為壓密過程，因此考量地盤沉陷主要即是分析不透水黏土層之壓密量。在含水層地下水位變化的過程中，可視為黏土層中超額孔隙水壓在其消散（或增加）的過程中，除了往穩定態孔隙水壓變化外，該穩定態孔隙水壓亦隨著含水層中水壓變化而改變。另外砂土層之地下水位降低，有效應力增加，將使砂土層產生彈性變形，在此則以彈性體之彈性變形公式來計算。

沉陷分析模式主要係解黏土層壓密沉陷之初始邊界值問題，本研究係採用有限差分法對控制方程式進行離散化處理，配合已知之邊界條件（MODFLOW 程式輸出之地下水位）及假設之初始條件，可以解得某時間下之超額孔隙水壓數值解，再由孔隙水壓之變化量計算土壤孔隙率變化，並進而求出土層壓縮量。

根據本工業區海上鑽孔資料顯示，淺層土層以砂土層為主，約自40m 以下出現頻繁之沉泥與黏土夾層，因欠缺深孔資料，假設土層分層與陸上相同，為陸上土層之延伸，第一層不透水層約位於40～70 m，第二層不透水層約位於110～160 m。其中第一層含水層因與海水連通， 地下水位假設保持恆定位於海平面高程，第二、三層含水層因有不透水層隔開，其行為將與陸上土層相同，而主要之沉陷也來自於該兩層黏土不透水層之壓密變形。

係針對77年1 月至80年12月之地下水狀況，分析離島工業區範圍之海域對應之沉陷量，結果每年之沉陷速率約為3.6～7.1公分，約相當於陸上區域沉陷速率之五分之一至三分之一（該時間內陸上之沉陷速率約為每年20公分）[3,4]。

四、水力填築新生地大地工程設計及施工

雲林離島工業區及彰濱工業區是水力填土造地，造地區之土層沉陷、液化潛能、基礎穩定及地質改良等問題，均對未來完成之造地影響甚大，必須於設計階段予以詳盡之瞭解分析，以確保造地區之穩定安全。

離島工業區正由規劃階段進展至設計施工階段，彰濱工業區則已完成部分之填築造地工程，累積甚多實際之設計與施工經驗，本節即提出部分內容以供參考.

1. 液化潛能

離島工業區及彰濱工業區土層以均質細砂與沉泥質細砂為主，且位於濱海區域及地下水位接近地表面，故地震時之土層液化問題須詳加評估。

離島工業區採用三種液化分析之方法，分別為日本道路橋學會、 Tokimatsu & Yoshimi、Seed & Idriss簡易分析法等，液化分析之尖峰地表加速度採用0.2g（北區）及0.19 g（南區），並考慮地震規模M=7.5 級之情形。針對回填後地面

以下0～30m之土層分析，結果以地震抗液化剪應力比與地震引致之剪應力比相除所得之抗液化安全係數，小於1.25者所佔之比例分別為88%、83%、65%，小於1 者則為64%、60%、53%。由此分析結果加以評估，本工業區土層液化潛能普遍嚴重，需進行土壤改良以避免液化。分析結果建議於造地後再依據結構物位置進行鑽探及詳細液化分析，以確定處理深度及土層改良方式。

彰濱工業區僅採用Seed & Idriss 建議之簡易分析法進行分析，尖峰地表加速度採用0.23g，地震規模設為M=7.2。分析結果安全係數採用1.25時，液化範圍為地表面下0～15公尺至0～18公尺；若安全係數採用1 時，液化範圍為地表面下0～10公尺至0～15公尺，分析結果詳示於圖10，因此本工業區土層亦需進行土層改良以避免液化，設計時，必須針對結構物位置更進一步之地質資料進行分析以確定處理深度及改良程度，本工業區實際改良深度一般為地表下10至15公尺之間.

2. 基礎設計

a. 一般結構物基礎

離島工業區尚未進入設計階段，基本上就本工業區地質評估，條件尚佳，除高度液化潛能問題之外並無明顯之重大缺點， 概而言之， 中等強度之沉泥質細砂、砂質沉泥居多，少見厚層軟弱黏土。

針對建築物基礎設計，則建議一般廠區採用淺基礎或筏式基礎配合土壤改良之方式，較重型之結構物則採用打擊式基樁以承受上部結構載重。基腳承載力假設均受回填土層所控制，若經適度之夯實，土壤內摩擦角應可超過30° ，因此可保守假設強度參數為C=0，φ=30° 以計算承載力，計算承載力結果如圖11所示。樁基則因本工業區無堅實地盤作為樁尖承載層，須靠樁身與土層間之摩擦力來承受載重，計算摩擦樁承載力如圖12所示。

另由於離島工業區土層以沉泥質細砂居多，建築物沉陷量多為即時沉陷，黏土或沉泥之出現亦多砂土互層與夾層，建築物重量造成之壓密沉陷將快速完成而無長期沉陷之問題。

彰濱工業區目前之基礎設計主要是針對公共建築物（樓房）、橋樑道路、地下管線、海堤等公共設施。 基礎設計流程採圖13， 經檢核液化潛能、土壤承載力、及沉陷量後，本工業區公共建築物大部份基礎以淺基礎及筏式基礎為主，局部基礎地點用地層改良方式改善土壤工程性質後，仍採用淺基礎。部份公共工程如橋樑、高架水塔等則採樁基礎設計，以達承載之要求。

採用樁基礎須辦理樁載重及打樁動力分析等試驗以驗證設計之承載力或據以

修正設計，就彰濱工業區內目前已進行之樁載重試驗資料，直徑80公分、長24公尺預力混凝土基樁之極限承載力約為550t。另由打設基樁過程中配合打樁動力分析，得樁身最大壓應力為213kg/ cm²，最大拉應力為62kg/cm²，均低於規定之容許應力，且樁體完整性良好，所用之打樁錘（KOBELLO KB80）樁錘效率約30%，打擊率約每分鐘39～60下之間。打樁振動試驗結果則顯示耐震良好之地上結構物應與基樁打擊位置維持50公尺以上之安全距離，才不會有嚴重之損壞情形發生。

b. 一般道路及地下管線

道路之基礎應堅實以承受車輛之載重，且工業區內之公共管線設施均埋設於道路底下， 若有軟弱淤泥土壤易造成道路坍陷及管線變形破壞之情形。 故施工時，若發現道路用地範圍內有淤泥層，均以置換工法處理，以較佳砂料置換及滾壓之。

此外彰濱工業區部分地區地下管線以鋼版樁支撐開挖，但根據管線施工情形顯示，埋設回填後，在鋼版樁拔除時，常易因拖曳已定位之管線而造成管線破裂漏水，尤其脆性之管材更易造成破裂。為減少此類施工所造成之管線破裂，曾考慮儘量避免採用振動式之鋼版樁施工機具，改採自然坡方式明挖或主樁板條方式施工。另外亦考慮從管線材質方向改善，例如：更換為強度較強、兼具韌性的管材，在人孔與管材之接頭設置柔性之止水膠圈，以防土壤差異沉陷造成之滲漏；在人孔底部澆灌較厚之版基礎，並夯實管線基礎，以減少人孔與管線發生之相對沉陷。

而打樁產生之劇烈震波對結構物亦會造成破壞，經彰濱工業區打樁振動試驗監測之結果，混凝土涵管至少須距打擊基樁6M以上之距離，才不會產生嚴重剝落或龜裂之現象。

3. 地層改良

抽砂填海之新生地由於密度不大，加上抽砂過程之細料流失，成為高液化潛能之土壤，且承載力不大，必須進行土壤改良。初步評估以擠壓砂樁法及動力夯實法最適合此類抽砂填海之工業區之使用，而於打設基樁時所產生的土壤擠壓作用，亦可增加土壤緊密程度，可視為伴生之土壤改良作用。

動力夯實法可能為目前大規模面積改良砂性土壤較經濟之方法，適合本工業區大面積廠房改良使用， 可大幅降低改良費用， 而擠壓砂樁限於施工速率及成本，則較適合小面積建築物基礎之土壤改良。基礎土壤之處理，建議依據個別之需求，於建築物設計階段，針對建築物之規模及配置，以及局部地點之土層性

質，來設計地盤改良之方式，與其改良之深度，並與建築物基礎配合設計，以達經濟安全之要求。目前工業區地層改良處理原則主要係針對已定案結構物位置辦理，公共設施之位置已確定，且結構物之形式及重要性均已得知，可納入造地階段規劃設計考慮，但未來一般廠房用地，由於廠房基礎一般多採淺基礎，且未來廠房之用途及結構物型式重量均未能確定，故廠房區之地層改良由購地廠商於建廠階段辦理。彰濱工業區係採用此種方式，造地階段並不進行土壤改良，由事業單位或購地廠商於建廠階段辦理，離島工業區亦將採此種方式辦理。

彰濱工業區為改善土壤或淤泥之工程性質，以確保結構物安全，曾採用擠壓砂樁、動力夯實工法及置換法等工法進行地質改良， 改良深度為3～15公尺，改良後經以標準貫入試驗檢驗，SPT-N值均達預定要求。

地層改良方式之選擇，必須考量欲改良深度（例如液化潛能深度）、欲改良對象、改良面積大小範圍、施工難易程度及經濟性等因素，經綜合評估後，再選擇最適當之改良工法。彰濱工業區之地盤改良大致分為以下三種方式：

a. 液化潛能深度在4 公尺以內者，屬淺層液化，地層改良方式採用置換摻砂級配料以抑制液化。另外於淤泥集中處亦採置換工法以砂土取代軟弱淤泥，置換厚度以3 公尺為原則，局部軟弱區域視現地情況增加置換厚度，詳見表2 。

b. 液化潛能深度在4 公尺至9 公尺者，屬半深層液化，地層改良方式採用動力壓密工法。

c. 液化潛能深度達15公尺者，屬深層液化，地質改良方式採用擠壓砂樁方法。

4. 造地區填土造成之沉陷情形

由於工業區之原始地層屬於自然沉積之海埔地，經水力填土增加約4～16 公尺之厚度，故填土荷重將在原地層內造成應力增加導致地層沉陷。

離島工業區造地之規模龐大，造地面積東西寬約2～6公里，南北長度涵括範圍達25公里，填築土方厚度約為 4～16公尺，平均5～8公尺，該填方重量對地層加壓作用之影響深度，仍要以填築區範圍之寬度來計，所以造地沉陷量之計算考慮岩盤面以上所有之土層造地壓縮量，該沖積層厚度約為200～450m ，大致自西南向東北漸增。

計算造地沉陷係假設造地土層重量之荷載如一巨大基礎版對土層產生壓縮，針對每一鑽孔個別計算單向度壓縮量。土層中應力受加載引起之應力增加量係採用Boussinesq彈性材料應力傳遞公式計算，針對黏土層考量壓密沉陷，針對砂土層則考量彈性沉陷。

離島工業區之土壤以沉泥質砂為主，次為砂質沉泥，常有雜亂之夾層互層，偶而亦有粘土夾層出現，黏土厚度均不超過數公尺,平均Cc=0.233,屬中低塑性。

計算結果造地沉陷量如圖14 ，填方厚度 4.5～15.7m，產生之造地沉陷約為0.5m至2.9m之間，本預測之造地沉陷量相當可觀，原因之一係大面積荷重下隨深度而遞減之土層應力增量相當有限，另一原因則為計算沉陷之土層厚度甚大，大至200～450m 。

此造地沉陷量必須規劃額外之填方量予以補足，以使造地地表面達到預定之造地高程，將大幅增加填方之數量，但由於砂性土壤產生之即時沉陷於填築時已立即由填土方所補充，黏土層之壓密沉陷也估計將在填築後數個月內沉陷完畢，因此不需預填太多之沉陷超高，離島工業區計畫預填之沉陷超高為50公分。

壓密速率方面，以15公尺厚雙面排水之黏土層為例，使用壓密係數Cv=0.0216cm²/sec計算，受壓後約8.6 個月可達90%之壓密度，表示並無長期沉陷之問題，對於佔相當比例之砂土沉陷，則考慮為瞬間沉陷。

彰濱工業區亦使用Terzaghi單向度壓密理論公式計算本崙尾區填土造地所引起之平均長期沉陷量約30公分，預估半年內可完成約90%之壓密沉陷量。為獲得真正各抽砂填土過程所造成之沉陷量，及印證理論沉陷量分析結果之可靠性，本年度於崙尾區裝設沉陷鈑實施長期觀測，三個沉陷鈑於造地後146 天之觀測沉陷量分別為35.2、35.9、32.3公分（圖15），與理論分析結果大致接近。

五、結論

台灣地狹人稠，往海上填築造地已成為必然之趨勢，海上探查為造地工程規劃設計時獲取重要之地質資料必要之工作，國內海上探查設備及技術方面則有待提升與發展，以使較深水域之地質及更深層海床地層性質之探查不再全部仰賴國外廠商。

大規模填海造地之工程更須規劃完善之探查工作，其中探查方式之選擇及探查深度之決定為重要之課題。台灣西部沿海沖積層深厚，該沖積層與大規模造地工程間之相互影響仍有待工程進展中回饋之資料才能得知，因此各階段均需進行探查、觀測及試驗分析，以獲得最基本之地工資料，並反饋予實際工程上。

未來離島工業區及彰濱工業區將進行大範圍之土層改良，以及使用大量樁基礎，為大地工程上重要之課題，各種工法之現地試作及試驗比較工作，必須於施工前辦理，可獲得實際之現地資料，以與設計分析結果印證，達到適切設計之目的。

六、參考文獻

1. 財團法人中興工程顧問社（1992），" 雲林縣離島式基礎工業區開發計畫抽砂造地規劃期末報告 "。
2. 財團法人中興工程顧問社（1993），" 雲林縣離島式基礎工業區開發計畫八十二年度整體規劃通盤檢討及綱要計畫擬定報告 "。
3. 財團法人中興工程顧問社（1995），" 雲林縣離島式基礎工業區開發計畫八十三年度整體規劃報告 "。
4. 耿慶志、薛仲修、龔誠山（1994），" 雲嘉平原及離島式工業區地下水與地盤沉陷模式研究 "，地下水資源及水質保護研討會論文集，P. 453～471。
5. 張吉佐、司徒銳文、薛仲修（1993），" 台灣西部沿海海砂之調查研究 "，第五屆大地工程研討會論文集，P. 69～75。
6. 司徒銳文、許建裕、楊維和（1994），" 台灣西部沿海地區地下水及沉陷觀測研究 "，第七屆水利工程研討會。
7. 財團法人中興工程顧問社（1994），" 彰化濱海工業區開發工程八十三年度內陸地盤沉陷觀測報告 "。

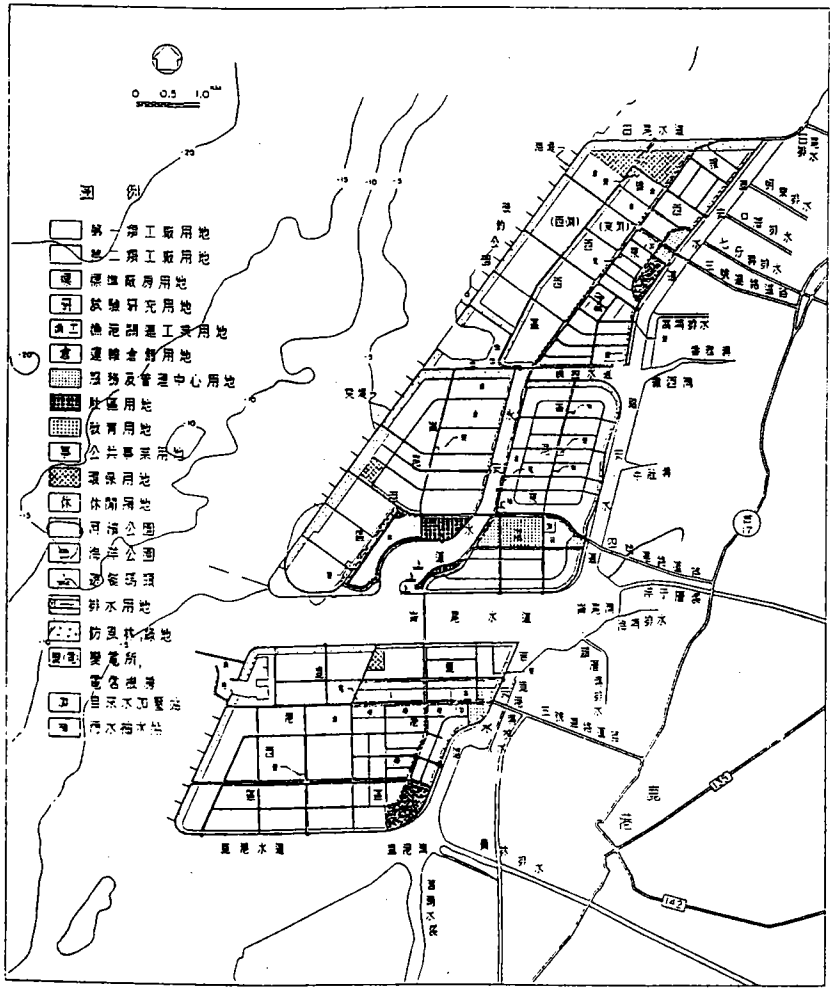
- 圖 表 -

工作項目	單位	合約數量	實際數量	說明
近海等深測量	公里	2420	1421	水深 5 公尺範圍內
外海等深測量	公里	7680	7421	水深 5 公尺以上
海上初步反射震測	公里	520	718	以 2.5 公里 x 5.0 公里之測線網格進行
海上細部反射震測	公里	1260	810	以 1.0 公里 x 1.0 公里之測線網格進行
海上震動取樣	個	75	75	最大取樣深度為 6 公尺
海上圓錐貫入試驗 CPT	孔	60	60	最大試驗深度為 10 公尺
海上一般鑽孔	孔	20	20	最大鑽探深度為 10 公尺

表 1　離島工業區外海砂源探查數量表

項目	工區	建議改良方式
淺層改良(4 公尺內)	線西區廢水處理廠址	置換摻砂石料
半深層改良(5 ～ 9 公尺)	鹿港東①區台灣食益補廠址	動力壓密工法
深層改良(9 ～ 15 公尺)	鹿港區自來水加壓站	擠壓砂樁或樁基礎
造地產生之淤泥區	鹿港東②、③區造地區	置換砂土

表 2　彰濱工業區地層改良方式一覽表


0 0.5 1.0km
圖例
第一類工廠用地
第二類工廠用地
標準廠房用地
試驗研究用地
漁市調運工業用地
運輸倉儲用地
污染防治管理中心用地
住宅區用地
教育用地
公共事業用地
綠保用地
休閒用地
河濱公園
海岸公園
停車場用地
排水用地
防風林綠地
變電所、電信機房
自來水加壓站
污水處理站
白沙水道
崙尾水道
崙尾水道
崙尾水道
崙尾鄉
崙西鄉
崙西鄉
崙尾鄉
崙尾鄉
崙尾

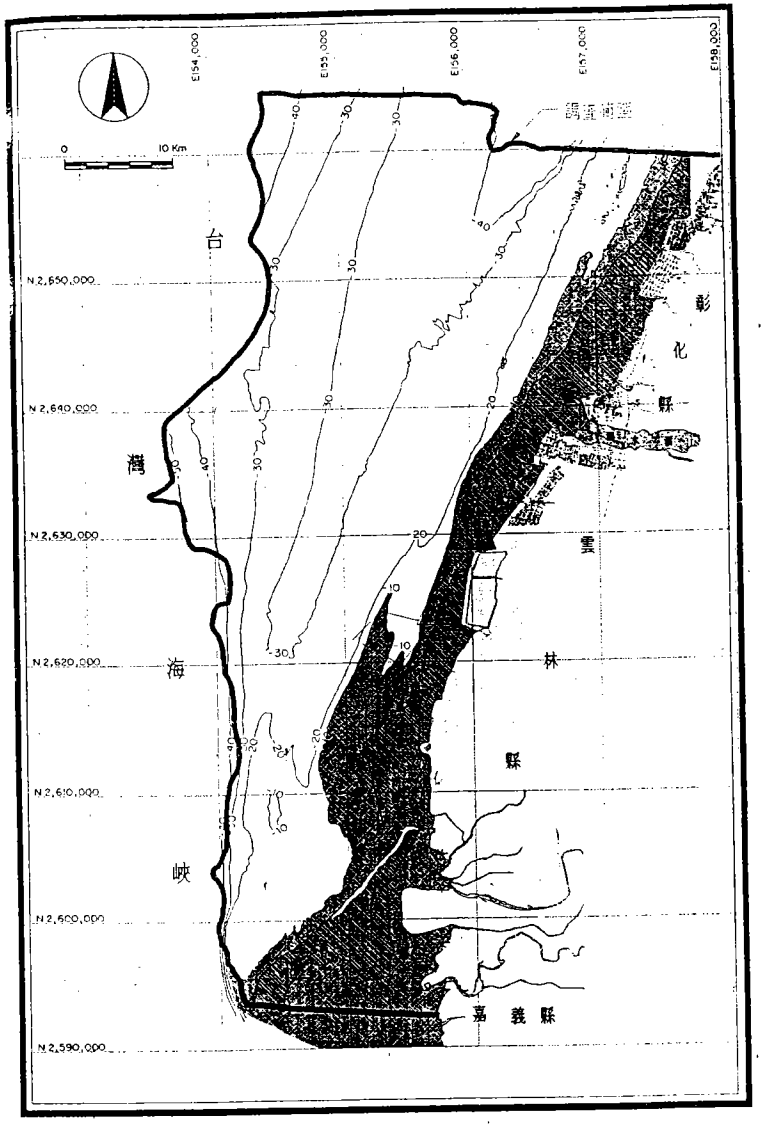


圖3　離島工業區外海砂源調查區域圖

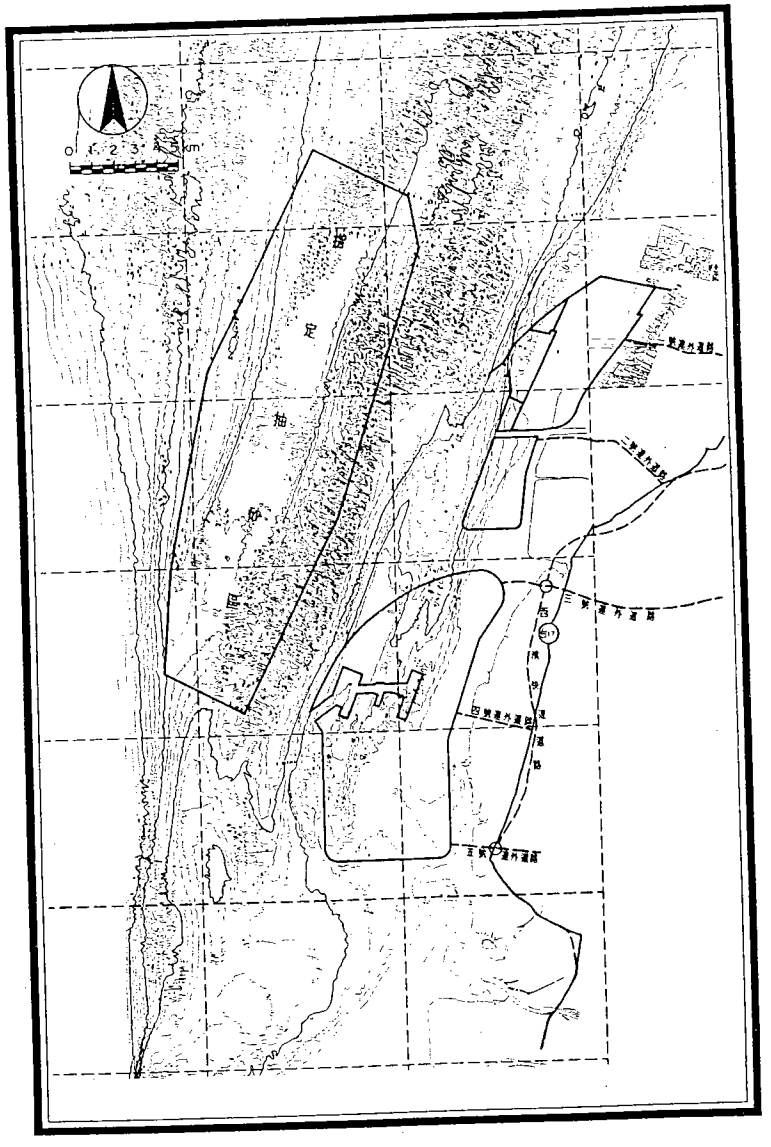


圖4　離島工業區抽砂區位置圖

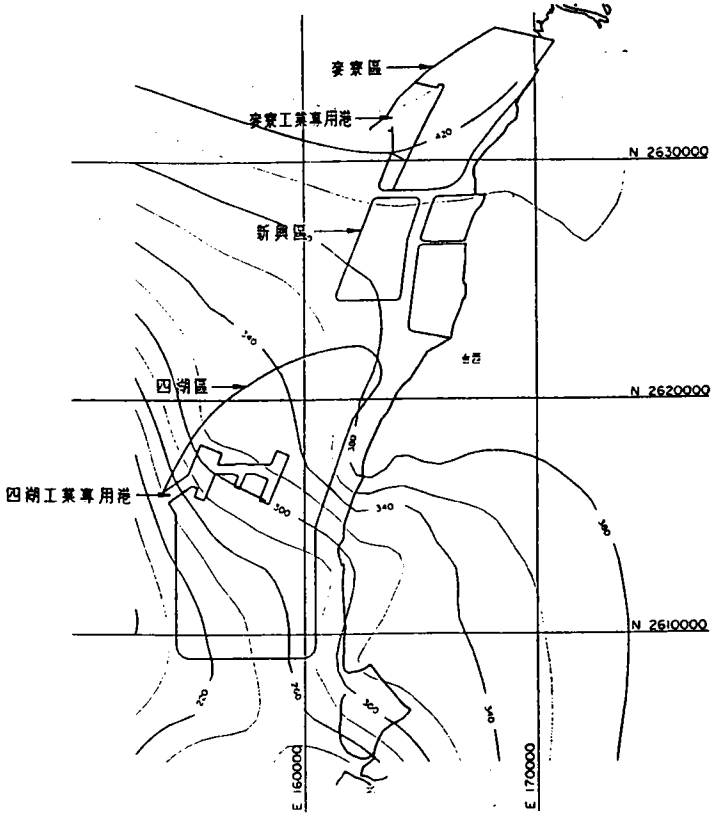


圖8　離島工業區岩盤面等深度圖（單位：公尺）

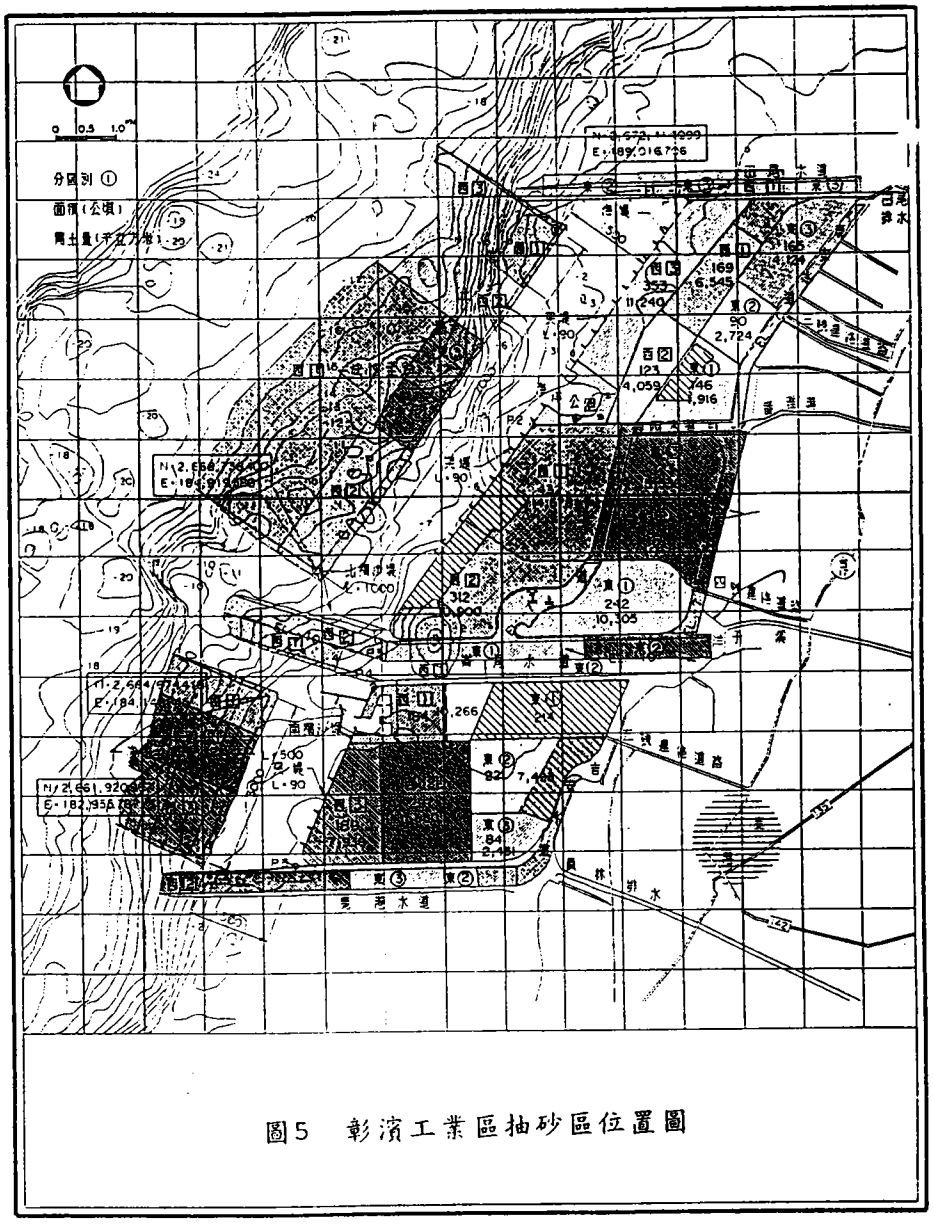


圖5　彰濱工業區抽砂區位置圖

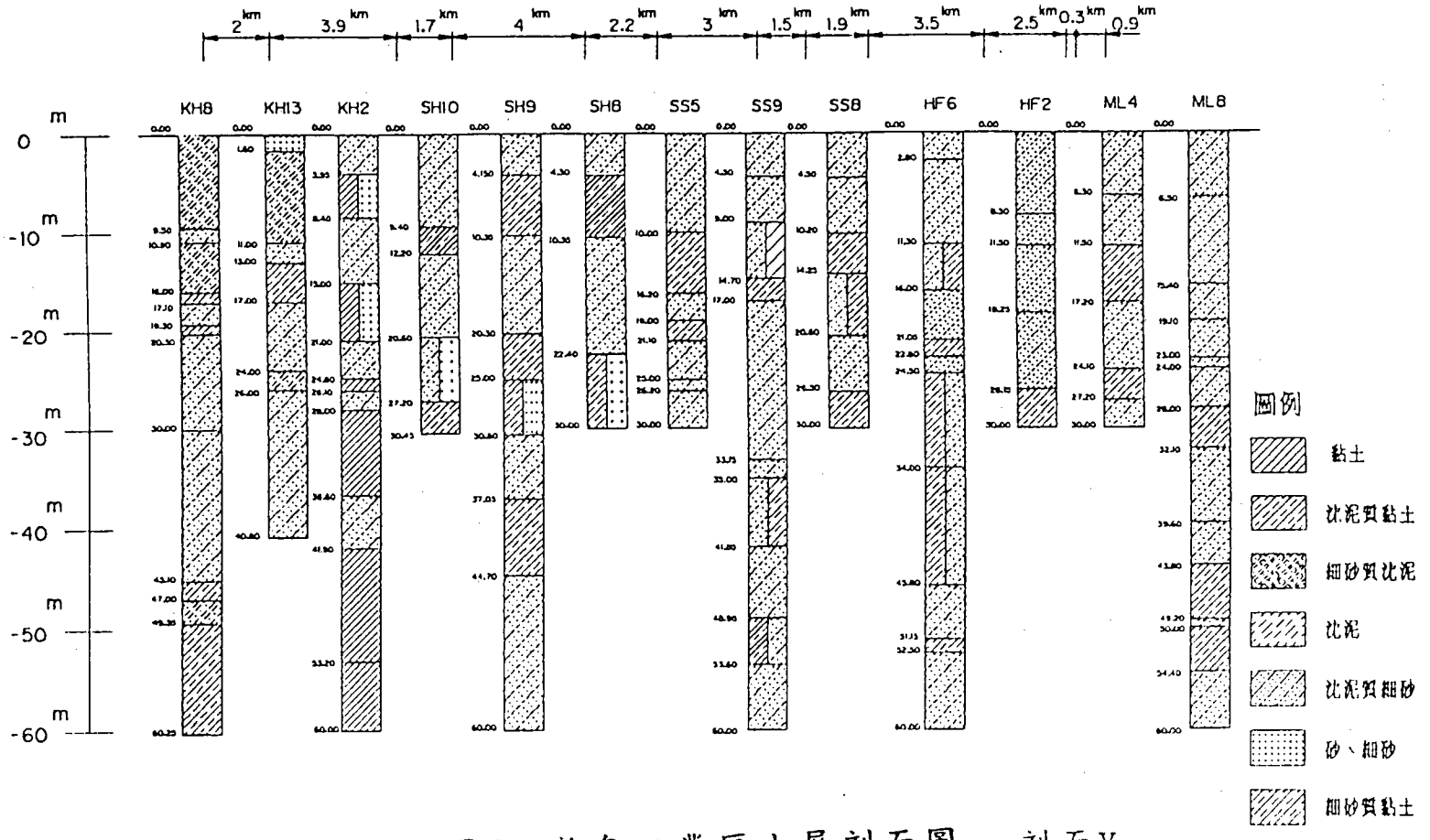


圖6　離島工業區土層剖面圖 — 剖面Y

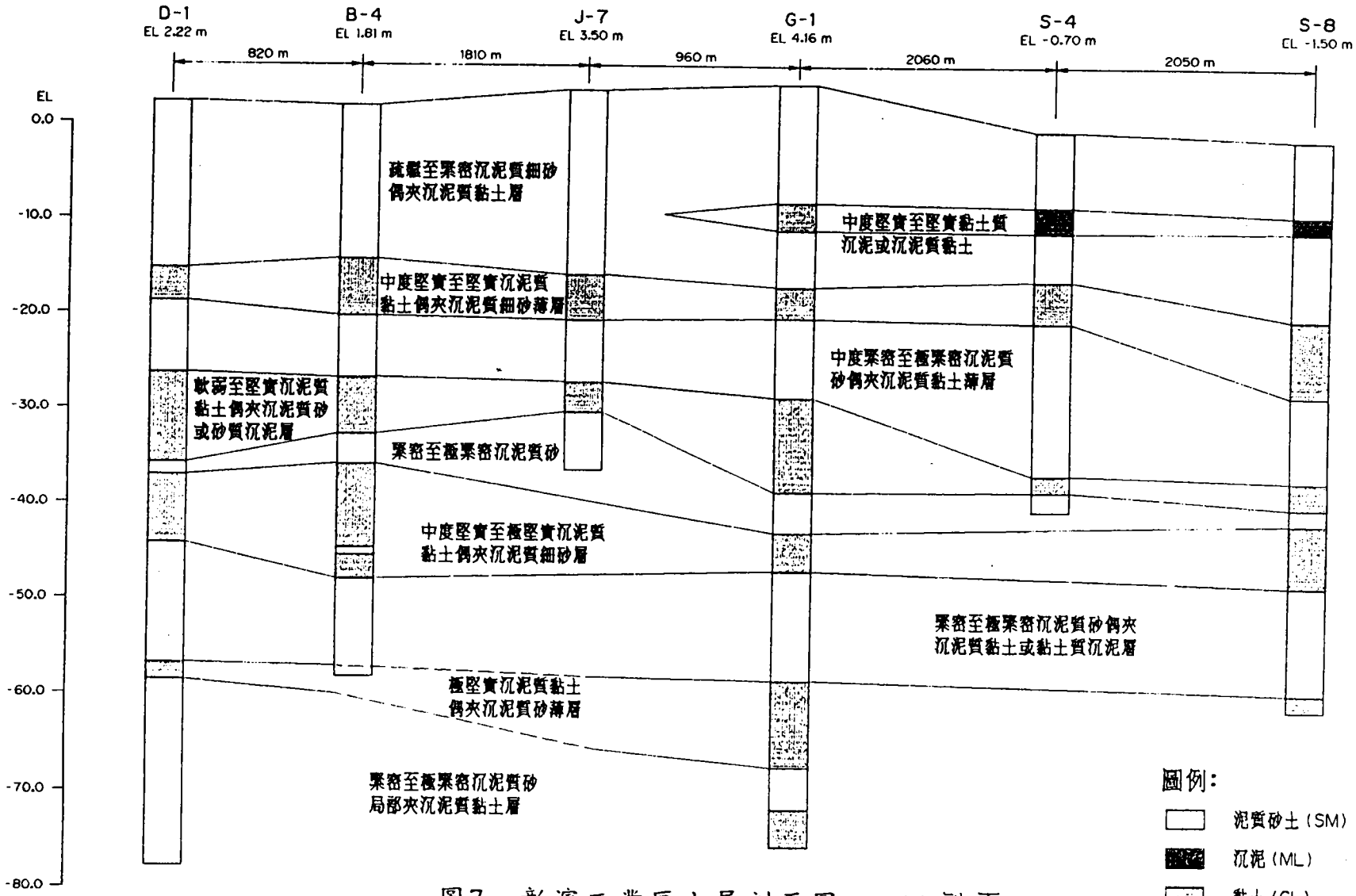


圖7 彰濱工業區土層剖面圖 A2剖面

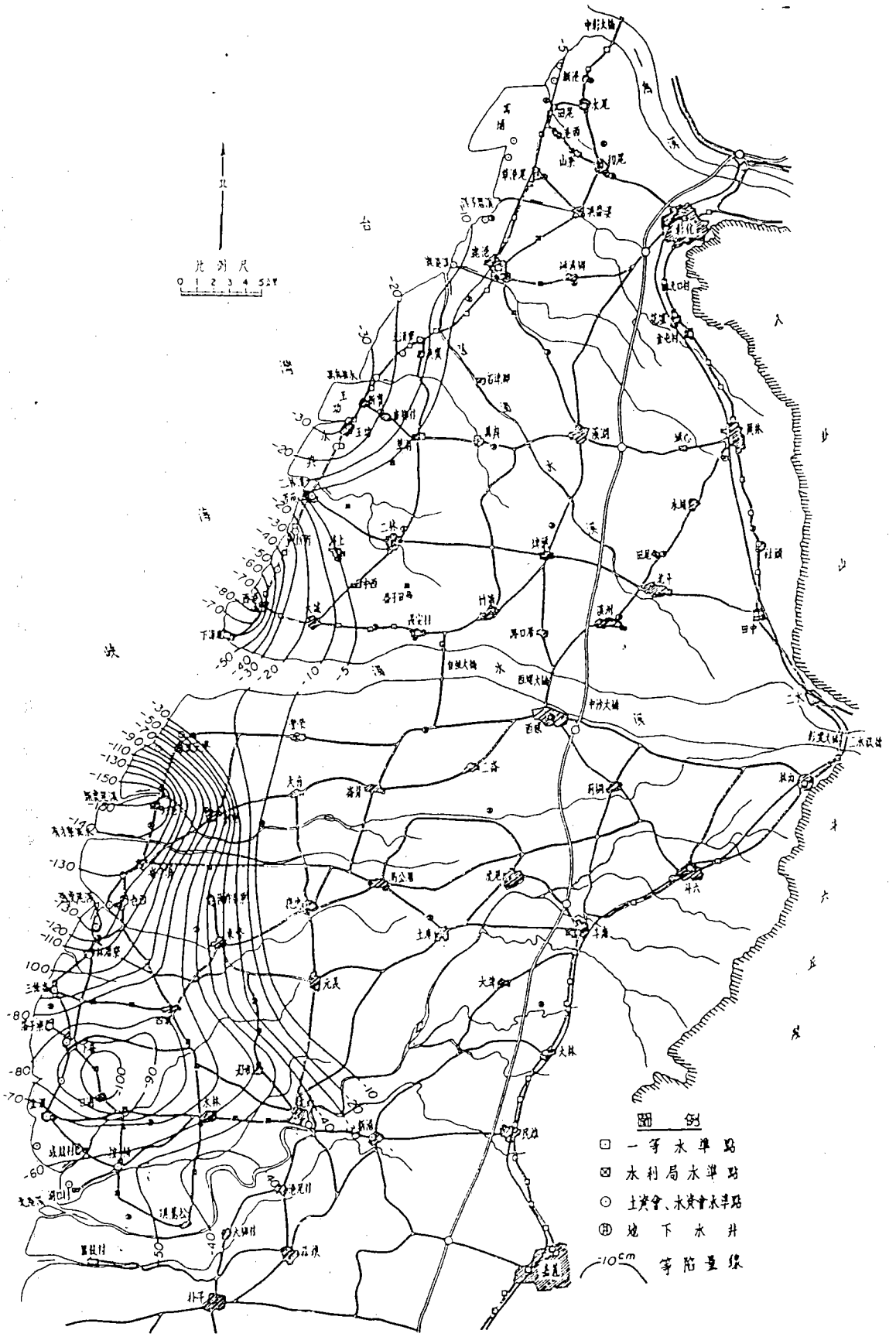


圖9　彰化雲林地區地盤沉陷檢測結果
(民國74年～民國81年)

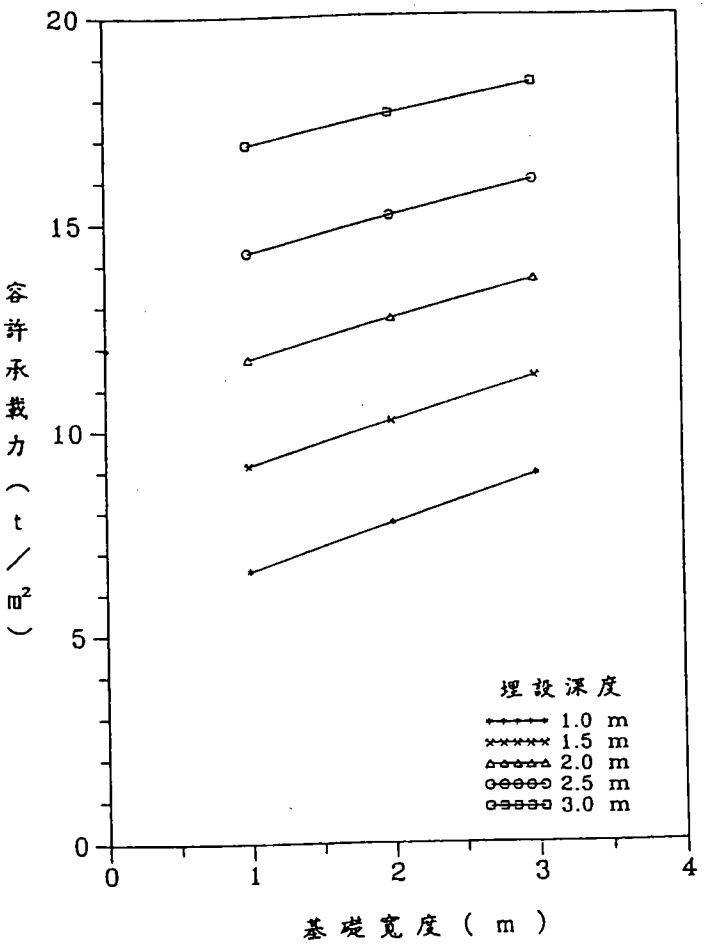


圖11　離島工業區基腳承載力

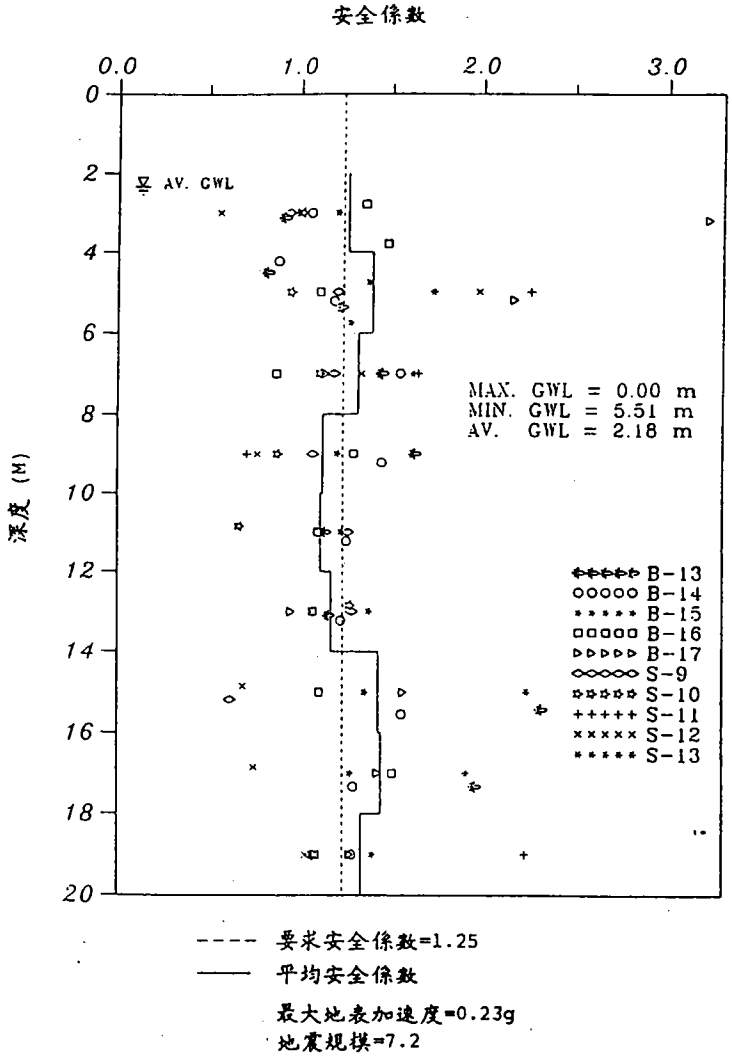


圖10　彰濱工業區液化分析結果

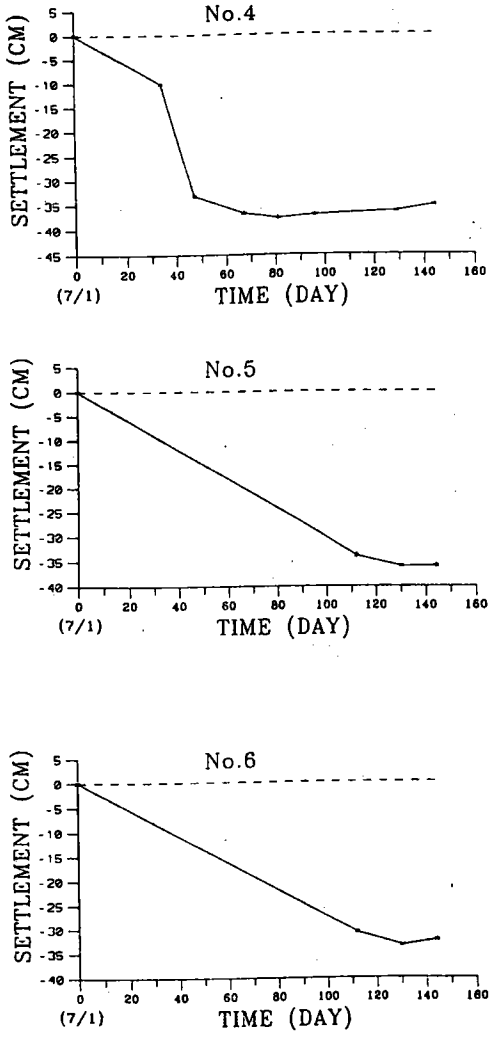


圖15 彰濱工業區造地沉陷歷時曲線

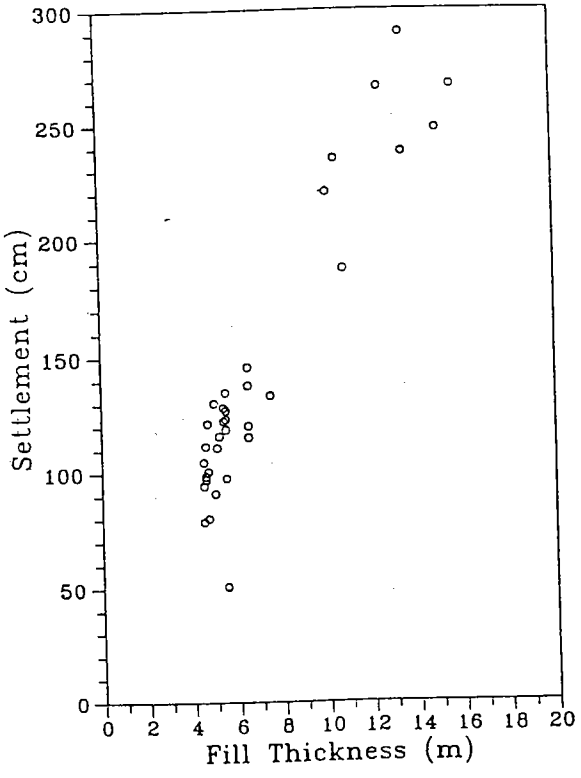


圖14 離島工業區造地沉陷量分析結果

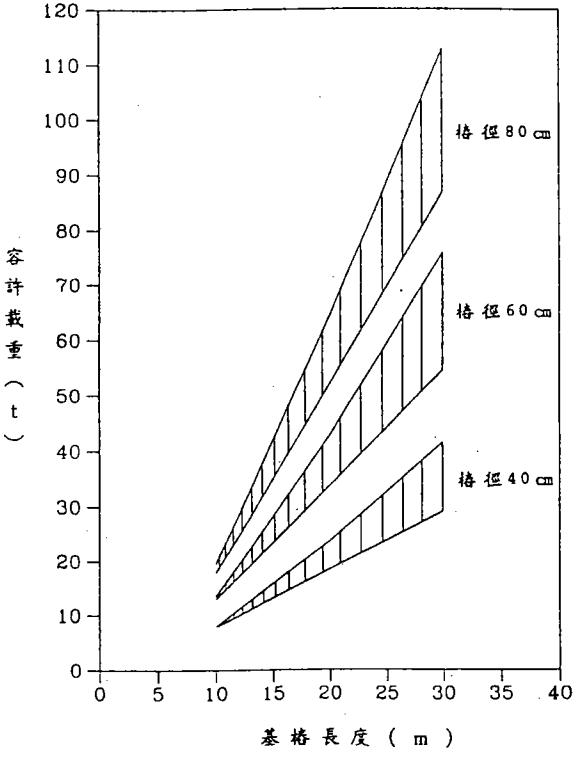


圖12 離島工業區基樁承載力

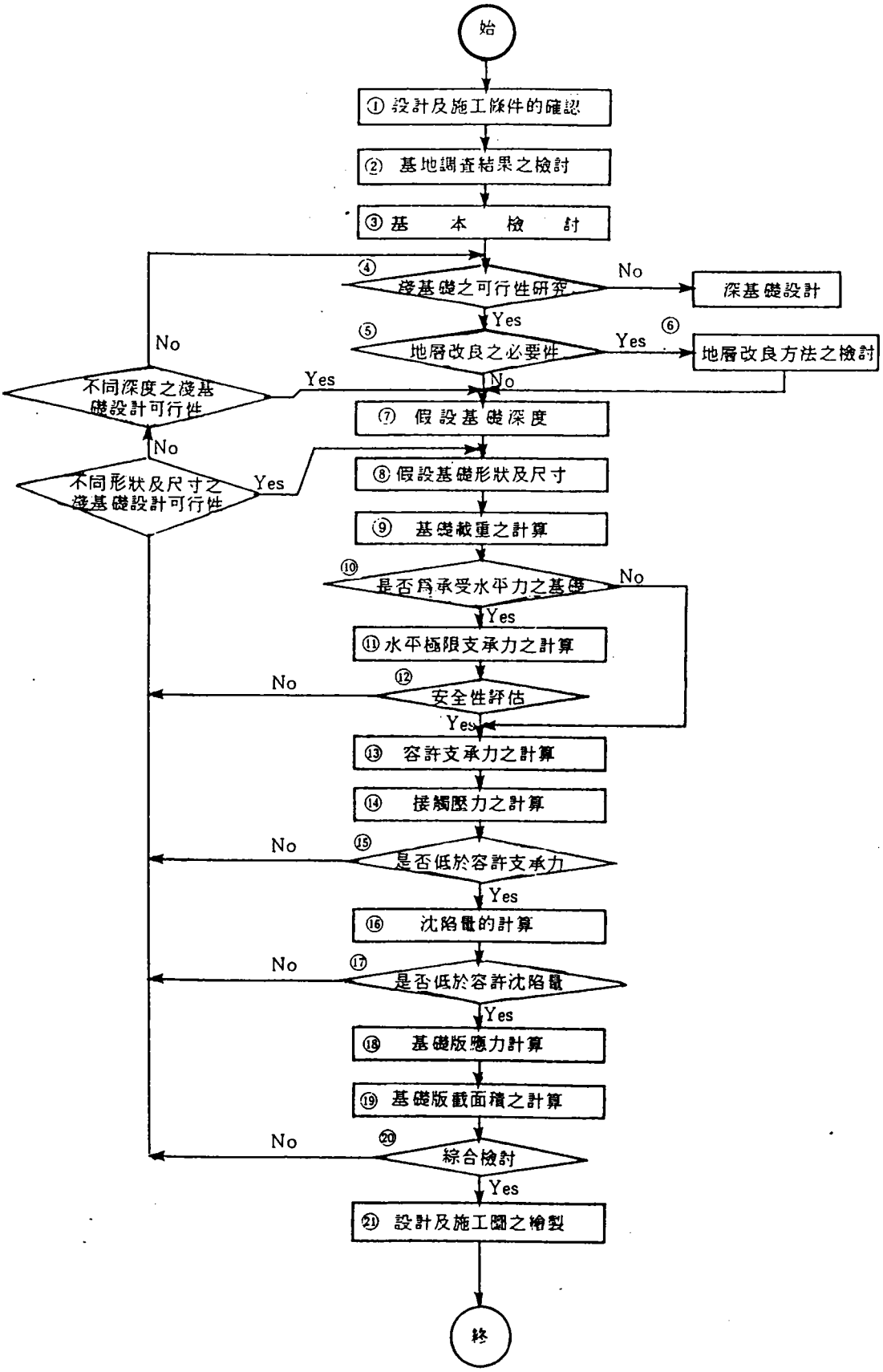

始
① 設計及施工條件的確認
② 基地調查結果之檢討
③ 基 本 檢 討
④ 淺基礎之可行性研究
No
深基礎設計
Yes
⑤ 地層改良之必要性
Yes
⑥
地層改良方法之檢討
No
No
不同深度之淺基礎設計可行性
Yes
No
⑦ 假設基礎深度
⑧ 假設基礎形狀及尺寸
不同形狀及尺寸之淺基礎設計可行性
Yes
⑨ 基礎載重之計算
⑩ 是否爲承受水平力之基礎
No
Yes
⑪ 水平極限支承力之計算
⑫ 安全性評估
No
Yes
⑬ 容許支承力之計算
⑭ 接觸壓力之計算
⑮ 是否低於容許支承力
No
Yes
⑯ 沈陷量的計算
⑰ 是否低於容許沈陷量
No
Yes
⑱ 基礎版應力計算
⑲ 基礎版截面積之計算
⑳ 綜合檢討
No
Yes
㉑ 設計及施工圖之繪製
終

圖13 基礎設計流程圖

基隆港聯外道路隧道地質研判分析及其應用之研討

王建中　基隆港務局擴建工程處第二工務所主任
陳華雄　基隆港務局擴建工程處第二工務所幫工程司

一、前　言

基隆港西岸聯外道路北起基隆港第一貨櫃中心及第三貨櫃中心，南至北二高基汐段基隆出口。全線長三千九百八十公尺，共有隧道五座、橋樑八座；現已完成忠孝隧道其餘目前正在施工中，本文僅就已完成之忠孝隧道其施工期間對於地質研判分析及其運用加以探討。

忠孝隧道位於基隆市光華路與文化路間的小山丘，係由財團法人中華民國港埠服務社設計，榮民處承包，系於79年 9月12日開工，歷經二年多施工於82年 4月28日完工。

本工程隧道施工係用新奧工法 ， 依照南非 Bieniawski 之 RMR (rockmass rating)岩體評分法 ，將隧道之支撐型式分成四種 ，分別為TYPE A 、B 、C 及D 。但因規劃設計階段所推估之隧道面岩體狀況 ， 可能與實際地質狀況有所出入，故實際之岩體分類由現場地質師依實際地質判斷，並決定支撐型式，作為施工依據。此外為安全起見每隔20公尺設置一監測系統，量測隧道淨空收斂情形以確保支撐之適用性及隧道整體安定性。同時於隧道全線選擇四處計測斷面加裝伸縮儀，以瞭解隧道周圍岩體之變形。

新奧工法的基本精神在於充分利用岩體本身之強度，並靈活運用噴凝土，岩栓及鋼支保來支撐開挖面周圍之岩體。利用監測系統隨時掌握隧道開挖後之變形行為，做為調整支撐及回饋設計之依據，以確保隧道之穩定，增進施工安全。因此以新奧工法施工時，其現場地質研判及監測分析是相當重要的工作，有時亦會直接影響隧道施工之成敗。

現隧道工程已順利完工，就本工程施工過程中之地質研判與監測分析資料加以整理分析，提供往後類似隧道或工程參考。

二、隧道地質與支撐設計

2.1 地質構造

本區岩石屬於萬里分區大寮層，以灰黑色厚層頁岩及薄層砂頁岩互層為主，另夾灰色或青灰色細粒至中粒中層或厚層砂岩。砂岩大都為亞硬砂岩或硬砂岩，局部富含石灰質，岩質甚為堅硬。

2.2 支撐型式

本工程支撐型式依據RMR 岩體評分可分成四大類:

Type A RMR > 60

Type B 40 < RMR < 60

Type C 30 < RMR < 40

Type D RMR < 20

各支撐型式所用之鋼支保、噴凝土、岩栓等資料綜合整理如表一所示。

支撐型式以 RMR岩體評分，其評定準則詳述如下：

(1) RMR>60 Type A

破裂但穩定之岩體。由於破裂使部份岩體掉落隧道且不規則之破裂使頂拱之穩定與不穩定很難區分，所以頂拱之支撐為保證安全，須用系統性之支撐來支持，側壁則可採用局部支撐。其變形在彈性範圍內。

(2) 40<RMR<60 Type B

嚴重破裂，不穩定岩體。岩體極為破裂，大部份層面強度低，同時節理情況不利，若無適當支撐，小則剪裂或局部破裂會因漸進破壞而造成整體隧道不穩定。頂拱及側壁均須用傳統性支撐。整體變形在彈性範圍之內，但局部區域可能超壓。

(3) 30<RMR<40 Type C

完全破裂，軟弱或輕微受壓之岩體。岩體自立時間短，須以鋼支保加強噴凝土襯砌，以確保施工安全。輕微
岩壓及塑性變形可能發生，但幾天可趨於穩定，可依據計測結果決定是否需要閉合仰拱。

(4) RMR<20 TYPE D

受壓岩體。強度低、薄層且內含相當數量之破碎帶或剪裂帶，常導致岩體之剪力破壞。襯砌受壓及變形延續一段時間後，將造成岩體之漸進破壞。支撐及開挖順序需經常視現場實際岩體變位情形作局部性調整，以確保施工安全。

支撐型式依 RNR值岩體評分之評定方法系依據表二所列之參數評定。

三、監測系統與地質研判分析

3.1 計測項目及配置

計測斷面分成 Type Ⅰ 及 Type Ⅱ兩種。

Type Ⅰ計測斷面包括六條淨空收斂觀測之測線，頂拱高程點觀測及在頂拱及兩側壁加設置伸縮儀 觀測岩體之 內部變位 ， 本工程分別於里程 0k+603.5 、0k+708、0k+808、 0k+878 設置 Type Ⅰ計測斷面。其詳細配置情形如圖1所示。

TypeⅡ計測斷面包括六條淨空收斂觀測之測線及頂拱沉陷觀測於隧道沿線每隔約20公尺設置一處。其詳細配置情形如圖 2所示。

各計測斷面設置里程、計測種類（TypeⅠ、TypeⅡ）、上下半斷面開挖日期及設置日期，詳述於表三中。

3.2 計測頻率

隧道監測系統量測頻率原則上為安裝後七天內，每天測讀一次; 自第八天起,每三天測讀一次，經一個月後，每週測讀一次至收斂變形驅近於穩定止。至於，斜向收斂變位計測與高程點觀測之量測頻率，可視開挖後之變位情形加以調整。

3.3 計測資料

各計測斷面量測之各測線變形量及頂拱沉陷量綜合整理於表四中，由表中可得知各斷面之淨空變形量皆很小，其值大約在 2.77 mm之內；而上半斷面三條計測線中以H1測線之觀測變形量最大，D1和D2之計測值大致上相等，而下半斷面三條計測線之變形量小於上半斷面，其中H2測線之變形量大於D3和D4之變形量。而頂拱沉陷量其值亦大約在2.77mm之內。

伸縮儀之觀測結果資料則整理於表五之中，由表中可得知各設置伸縮儀處之變形量皆很小，其最大值為1.91mm。

3.4 現場地質調查

依據新奧工法之基本精神需由現場岩體狀況經合格的地質師依其專業評定岩體之 RMR值，以決定該段之支撐型式做為施工依據。現就本工程歷次現場地質調查結果，綜合整理說明於下：

1、0K+541.2處

地質構造係以頁岩為主，並夾雜砂岩 ，其中有一處頁岩破碎帶約 1公尺厚，而節理面內有些滲水現象。 根據南非 Bieniawski 之 RMR岩體評分為 RMR 35 ，屬於第四類差之岩體。故建議採用Type C之支撐型式，按設計施工。

2、0K+550.7處

此處地質構造係以頁岩為主，並夾雜砂岩，其節理面有少許滲水現象，此斷面之岩體評分為 RMR 37 ，屬於第四類差之岩體。因此建議採用Type C之支撐型式，按設計施工。

3、0K+555.2處

此處地質構造係為砂頁岩互層，而以砂岩為主，層面與節理面有少量滲水現象，此處斷面之岩體評分為 RMR40，屬於第四類差之岩體。因此建議採用Type C之支撐型

4、0K+565.7處

此處地質構造係以頁岩為主，且有輕微風化並有少量滲水現象，此處斷面之岩體評分為 RMR 42 ，屬於第三類中等之岩體。因此建議採用Type B之支撐型式，按設計施工。

5、0K+568.0處

此處地質構造係以頁岩為主，但下面已有砂岩開始露出，而頁岩也有輕微風化並有少量滲水。因此該斷面之岩體評分為 RMR 40 ，屬於第四差之岩體。建議採用Type C之支撐型式，按設計施工，輪進長度為 2公尺。

6、0K+574.0處

此處地質構造接續前次之地質狀況，斷面中四分之三為頁岩，四分之一為砂岩，此處斷面之岩體評分為 RMR 38，屬於第四差之岩體。建議採用Type C之支撐型式，按設計施工，輪進長度為 2公尺。

7、0K+582.0處

此處地質構造為砂頁岩互層，從開挖面頂部向下延伸 2公尺為頁岩，頁岩下面為較堅硬砂岩，頁岩與砂岩之層面上有一道明顯連續之夾泥。由開挖面底部往上約 2公尺處之砂岩帶有分佈廣泛的夾泥，開挖面無滲水現象，此斷面之岩體評分為 RMR 38 ，屬於第四類差之岩體，建議採用Type C之支撐型式，按設計施工，輪進長度為 2公尺

。由於前幾輪使用 2公尺輪進長度時有落盤現象發生，若此現象繼續發生時，建議可依現場狀況調整輪進長度為1.5公尺。

8、0K+591.0處

此處地質構造為上半部頁岩與下半部砂岩所組成，開挖面僅有一處少量滲水。此處斷面之岩體評分為 RMR 44 ，屬於第三類中等之岩體，建議採用Type B之支撐型式，按設計施工。

9、0K+597.9處

此處地質構造為斷面四分之一為青灰色頁岩夾砂岩位於斷面上半段，另四分之三為黃棕色風化砂岩，而此兩岩層交界處之風化破碎度較高，因此該斷面之岩體評分為 RMR 55 ，屬於第三類中等之岩體，建議採用TypeB之支撐型式。由於節理大致為垂直方向，故岩栓之打設依設計施工。規則性分佈於隧道四周。

10、0K+600.5處

此處地質構造與前述相似，唯岩層交界處之破碎帶已上升至頂拱附近，開挖後有落石情形發生，此處斷面之岩體評分為 RMR 38 ，屬於第四類差之岩體。為防止頂拱落盤危害施工安全，建議加設鋼支保，採用Type C之支撐型式。

11、0K+606.0處

此處地質為黃棕色中等風化砂岩，有一小規模之剪裂帶通過，由於此剪裂帶大致垂直於隧道開挖方向，且無地下水，故判斷其對隧道之安定性無太大影響。此斷面之岩體評分為 RMR 45 ，屬於第三類中等岩體，建議採用Type B之支撐型式，按設計施工。

12、0K+614.0處

此處地質構造為黃棕色中等風化砂岩，有兩組節理，及少量地下水，此斷面之岩體評分為 RMR 49 ，屬於第三類中等岩體，建議採用Type B之支撐型式，按設計施工。

13、0K+620.5處

此處地質為上半斷面開挖後，在其底部出現一層厚約30公分之棕黑色軟泥，軟泥層上面為黃棕色中等砂岩，下面為黃棕色高度風化砂岩，此斷面之岩體評分為 RMR 35，屬於第四類差之岩體，建議採用Type C之支撐型式，按設計施工。輪進長度為 2公尺。

14、0K+633.5處

此處地質與前述相似，唯棕黑色軟泥層已上升至上半斷面之上部四分之一處，開挖面之岩石為黃棕色中等風化砂岩，延節理面有兩處滲水情形，此斷面之岩體評分為 RMR 37，屬於第四類差之岩體，建議採用Type C之支撐型式，按設計施工。輪進長度為 2公尺。

15、0K+650.0處

此處地質構造為上半斷面以灰色砂岩為主，中間夾一層厚約 140公分之黑色頁岩，頁岩上方之砂岩節理面有滲水情形，同時節理面附近也風化成黃棕色，頁岩下方之砂岩則較新鮮 。此斷面之岩體評分為RMR 49 ，屬於第三類中等之岩體，建議採用Type B之支撐型式，由於節理大致為垂直方向，故岩栓之打設依設計施工，規則性分佈於隧道四周。

16、0K+655.0處

此處地質構造與 0K+650.0處類似，以灰色砂岩為主，中間夾一層黑色頁岩，但頁岩之位置已隨開挖面前進而向上提升。頁岩上方之砂岩節理面有風化滲水現象。此斷面之岩體評分為RMR 54，屬於第三類中等之岩體，建議採用Type B之支撐型式，岩栓之打設按設計施工。

17、0k+664.0處

此處地質構造接續前述斷面之地質變化，頁岩之位置已隨開挖面之前進而上升至接近頂拱一公尺處，頁岩下方之砂岩相當完整新鮮，但頁岩上方之砂岩則較破碎，並有滲水現象。此處斷面之岩體評分為RMR 49 ， 屬於第三類中等之岩體，建議採用Type B之支撐型式，岩栓之打設按設計施工。當頁岩上升至頂拱時，則應慎防落石情形。

18、0k+669.5處

此處地質構造接續前述斷面之地質變化，頁岩之位置已隨開挖面之前進而上升至頂拱，頁岩較破碎且含一層厚約 1.5公分之粘土夾層，在施打岩栓時應注意此粘土層遇水軟化之問題，頁岩下方之砂岩相當完整新鮮無節理面，開挖面乾燥無滲水現象。此處斷面之岩體評分為RMR 43，屬於第三類中等之岩體，建議採用Type B之支撐型式，岩栓之打設按設計施工。

19、0k+672.5處

此處地質構造延續前面斷面之地質變化，頁岩之位置已隨開挖面之前進而上升至頂拱處， 頁岩下方之砂岩相當完整新鮮，僅有一垂直節理位於斷面中央處，節理面有風化滲水現象。此處斷面之岩體評分為RMR 45，屬於第三類中等之岩體，建議採用 Type B 之支撐型式，岩栓之打設按設計施工。施工時應注意防範，避免發生頂拱頁岩掉落情形。

20、0K+684.0處

此處地質以新鮮之灰色砂岩為主， 砂岩之構造相當完整無節理， 無地下水。此處斷面之岩體評分為RMR 87，屬於第一類非常良好之岩體，建議採用Type A之支撐型式，依設計施工。

21、0K+689.0處

此處地質以新鮮之灰色砂岩為主，砂岩之構造相當完整無節理，僅在隧道斷面中央處有一道節理面，節理面之傾角約20度，節理面稍有滲水情形。此處斷面之岩體評分為RMR 71，屬於第一類良好之岩體，建議採用Type A之支撐型式，依設計施工。

22、0K+691.5處

此處地質以新鮮之灰色砂岩為主，砂岩之構造不如前面斷面般完整，除在隧道斷面中央處有一道節理面外，該節理面之傾角約20度，且有滲水情形，而側壁上亦存在節理面，同時在開挖過程中，頂拱右上角有小塊岩石掉落，此斷面之岩體評分為RMR 58，屬於第三類中等之岩體，建議採用 Type B之支撐型式，依設計施工。

23、0K+709.0處

此處地質以新鮮之灰色砂岩為主 ， 有一組平行層面之節理 ， 間距約為80~100公分，砂岩之含泥量高，易沿層面方向開裂，依據工地現場點載重試驗結果 ， 平行層面之單軸壓縮強度約為 13 Mpa ， 垂直層面之單軸壓縮強度約為27.5MPa，顯示砂岩強度具高度之異向性。此斷面岩體評分為 RMR 60 ，屬於第三類中等之岩體，建議採用Type B 之支撐型式，依設計施工。

24、0K+714.0處

此處地質構造接續前面之地質變化，灰色砂岩之節理面有稍許滲水情形，在灰色砂岩之下方出現黃棕色之風化砂岩，風化砂岩較為破碎。此斷面岩體評分為RMR55 ，屬於第三類中等之岩體，建議採用 Type B之支撐型式，岩栓之打設按設計施工。

25、0K+722.5處

此處地質構造與上述斷面相同，斷面上方為灰色砂岩，下方為黃棕色之風化砂岩，風化砂岩出現面積已隨斷面之前進而增加，依據工地現場點載重試驗結果，黃棕色砂岩之單軸壓縮強度約為 90MPa，此斷面岩體評分為 RMR 55，屬於第三類中等之岩體，建議採用Type B之支撐型，岩栓之打設按設計施工。

26、0K+730.0處

此處地質構造與上述斷面相同，斷面上方為灰色砂岩，下方為黃棕色之風化砂岩，風化砂岩出現面積已隨斷面之前進而增加，此斷面岩體評分為RMR 57，屬於第三類中等之岩體，建議採用Type B之支撐型，岩栓之打設按設計施工。

27、0K+733.0處

此處地質構造以中等風化之黃棕色砂岩為主，有一組近似垂直之節理，開挖面略為潮濕但無滲水情形 ，開挖時頂拱處有小塊墜落。 此處斷面岩體評分為RMR 55，屬於第三類中等之岩體，建議採用Type B之支撐型，岩栓之打設按設計施工。

28、0K+739.0處

此處地質構造與前面斷面類似，但黃棕色砂岩為高度風化，較為破碎，且節理面有流水情形，開挖時頂拱處偶有小塊墜落，此處斷面岩體評分為RMR 44，屬於第三類中等之岩體，建議採用Type B之支撐型，岩栓之打設按設計施工。

29、0K+744.0處

此處地質構造與前面斷面類似 ， 高度風化之黃棕色砂岩已上升至斷面上方，下方為輕微風化之灰色砂岩，風化砂岩出現之面積已隨斷面之前進而減少，節理面近乎垂直處有滲水情形，此處斷面岩體評分為 RMR 52，屬於第三類中等之岩體，建議採用Type B之支撐型，岩栓之打設按設計施工。

30、0K+754.0處

此處地質構造與前面斷面類似，高度風化之黃棕色砂岩已隨斷面之前進而消失，開挖面以灰色砂岩為主，中間夾一層灰黑色頁岩，節理面近乎垂直處有滲水情形，此處斷面岩體評分為 RMR 44，屬於第三類中等之岩體，建議採用Type B之支撐型，岩栓之打設按設計施工。

31、0K+764.0處

此處地質構造為上下兩層砂岩中間夾一層頁岩，頁岩下方之砂岩較為風化破碎，開挖面略有滲水情形。此處斷面岩體評分為 RMR 50，屬於第三類中等之岩體，建議採用Type B之支撐型，岩栓之打設按設計施工。

32、0K+778.0處

此處地質構造接續前面斷面之變化，頁岩已上升至頂拱部份，開挖時頂拱處偶有小塊墜落。此處斷面岩體評分為 RMR 50，屬於第三類中等之岩體，建議採用Type B之支撐型，岩栓之打設按設計施工。

33、0K+786.5處

此處地質構造上方為中等風化之黃棕色砂岩，下方為中等風化之雜砂岩，中間夾厚約5公分之薄層頁岩，節理面有少許滲水情形。此處斷面岩體評分為RMR 59，屬於第三類中等之岩體，建議採用Type B之支撐型，岩栓之打設按設計施工

34、0K+799.0處

此處地質構造以輕度風化之灰色砂岩及灰黑色雜砂岩為主，節理面有少許滲水情形。此處斷面之岩體評分為 RMR 58，屬於第三類中等之岩體，建議採用Type B之支撐型，岩栓之打設按設計施工。

35、0K+809.0處

此處地質構造為砂岩及頁岩互層的情形，偶有含軟泥薄層，開挖面略為潮濕。此處斷面之岩體評分為 RMR 55，屬於第三類中等之岩體，建議採用Type B之支撐型，岩栓之打設按設計施工。

36、0K+819.0處

此處地質構造為粉砂岩夾薄層頁岩，層面處略有滲水情形。此處斷面之岩體評分為 RMR 52，屬於第三類中等之岩體，建議採用Type B之支撐型，岩栓之打設按設計施工。

37、0K+826.5處

此處地質構造為上方為灰黑色粉砂岩，下方為輕微至中等風化之灰色砂岩，開挖面略為潮濕。此處斷面岩體評分為 RMR 55，屬於第三類中等之岩體，建議採用Type B之支撐型，岩栓之打設按設計施工。

38、0K+838.0處

此處地質構造為上方中等風化砂岩，中間為一層厚約一公尺之灰黑色頁岩夾薄層砂岩，下方為砂岩夾薄層頁岩，開挖面略為潮濕。此處斷面之岩體評分為RMR 50，屬於第三類中等之岩體，建議採用 Type B之支撐型，岩栓之打設按設計施工。

39、0K+845.0處

此處地質構造為頁岩及砂岩互層的情形，砂岩偶有含不連續之軟泥薄層，開挖面略為潮濕。此處斷面之岩體評分為 RMR 45，屬於第三類中等之岩體，建議採用Type B之支撐型，岩栓之打設按設計施工。

40、0K+851.0處

此處地質構造為接續前述之地質變化，頁岩已消失，砂岩下方則露出黑色之含煤層，砂岩與含煤層之層面處有滲水情形。此處斷面之岩體評分為RMR 10，屬於第五類極差之岩體，為確保隧道長期之穩定，建議採用Type D之支撐型，按設計施工。

41、0K+859.0處

此處地質構造為接續前述之地質變化，黑色含煤層，約 150公分，其下方露出另一層黑色之煤層約 100公分，煤層下方為厚約40公分之灰黑色頁岩，頁岩

下方為灰色砂岩。此處斷面之岩體評分為 RMR 10，屬於第五類極差之岩體，為確保隧道長期之穩定，建議採用Type D之支撐型，按設計施工。

42、0K+871.0處

此處地質構造為接續前述之地質變化，黑色煤層以升至頂拱，煤層下方為灰黑色頁岩，頁岩下方為灰色砂岩，砂岩節理面略有滲水情形。此處斷面之岩體評分為RMR 10，屬於第五類極差之岩體，煤層上升至頂拱時極易發生落盤，應小心施工，同時為確保隧道長期之穩定，建議採用Type D之支撐型，按設計施工。

根據上述各斷面之地質調查結果，將隧道沿線地質分佈情形展繪於圖3。

四、數值分析方法

本工程係以電子計算機程式〝FLAC〞為主要分析之工具，以下係針對 FLAC 程式作一介紹。

4.1 FLAC 之理論架構

4.1.1 概述

FLAC (Fast Lagrangian Anaiysis of Continua)

是以外顯有限差分方程式模擬土壤、岩石或其它達降服限度後呈塑性流動的材料所構成之構造物的行為，以求解基本運動方程式。如同一般有限元素法之網格建立，將欲分析之物體分割成有限之二度空間『區』——— 既有限元素之『元素』；區之間以『格點』相連———既有限元素之『節點』。對於每一節點，其運動方程式被解成『時階型態』，如此則可以看到整個系統行為隨時間的發展。

但在求解靜態問題時，時階並非代表物理上的時間，而是指『問題時間』，即反覆運算之次數。對於每一時階，FLAC 作如表六之運算，此一運算循環重覆於每一時階，直至不平衡力趨於零，而達靜力平衡為止。至於達到平衡所需之時階數則視使用者所要求之精度、材料內達降服限度的範圍及問題本身的尺度等因素而定。

FLAC 提供六種組合律模式，分別為：

(1) 彈性、均向性

(2) Mohr-Coulomb塑性

(3) 零效模式

(4) 彈性、非均向性

(5) 遍在節理

(6) 應變軟化

彈性、均向性係遵循虎克定律；Mohr-Coulomb塑性為完全彈塑性應力——應變關係，並且適合Mohr-Coulomb降服情況與非諧合流法則；零效模式即模擬開挖；彈性、非均向性則僅 X—Z 平面為等向平面，即材料在 X向與 Z向之彈性模數及包生比相同 ， 但 Y向則異於 X向及 Z向；遍在節理為非均向性塑性，即在Mohr-Coulomb材料中存在系列的弱面，材料之降服可能發生在弱面的滑動，亦可能發生在材料本身；應變軟化則基於Mohr-Coulomb彈於與非諧和流法則，可以定義初始強度參數、膨脹角與不同塑性應變下之殘餘強度參數、膨脹角，如此可描述材料之非線性軟化或硬化行為。

4.1.2 FLAC 分析架構之建立

用 FLAC 模擬解析一個問題，如同大部份之應力分析方式，首先必須決定問題之幾何形狀、邊界條件及材料性質，以便建立有限元素網格，並給定邊界條件及材料參數。網格定義後，視問題之狀況有如下之方法給定初始應力或外力：

(1) 給與節點定值的位移或速度

(2) 施加壓力於節點間之線或面

(3) 施加壓力於節點上

(4) 直接給與元素初始應力值

(5) 給定重力

而後可能是初始應力的不平衡，或者是經由開挖，改變材料性質或改變邊界條件而造成應力不平衡， FLAC 的執行將依給定的條件作反覆運算，直至速度或不平衡力收斂至指定範圍內為止。

4.2 分析條件

隧道工程因沿隧道軸線作長距離之延伸，所以在分析上常簡化為二向度平面應變問題處理之。

(1) 分析型態： FLAC 內設型態為平面應力

(2) 組合律模式：選擇均質、均向及彈塑性模式來分析

(3) 網格：網格之範圍係以隧道軸線起算，上下左右各 100公尺，約為20倍隧道半徑。

(4) 邊界條件：理論上在離隧道牆面夠遠處，受隧道開挖之影響將很小，因此假設邊界處之節點無位移。

(5) 材料性質：在數值分析方法中，精確參數的給定始終是困難的工作。現場試驗將是較可靠的求得參數的方法。但現地試驗費用昂貴及費時的缺點，常使其實用性降低。

以岩體評分估計 Mohr-Coulmb破壞準則的C及Φ值，可依下式判斷：

RMR＞81	C＞400	Φ＞45°
80＜RMR＜61	400＜C＜300	45° ＜Φ＜35°
60＜RMR＜41	300＜C＜200	35° ＜Φ＜25°
40＜RMR＜21	200＜C＜100	25° ＜Φ＜15°
RMR＜20	C＜100	Φ＜15°

岩體之變形模數根據 Bieniawski及 serafim 之建議如下式：

Em=2×RMR－100 (GPa)　　RMR＞50

((RMR－10) ／40)

Em=10　　(GPa)　　RMR＜50

其中，Em為現地之變形模數

(6) 現地應力：垂直應力之估算可依 Hoek和Brown提出之經驗公式計算：

$\sigma v = 0.027\ H$ (GPa)

其中， H為覆蓋厚度，單位為公尺

垂直應力可由上式決定後，水平側向應力亦可估算。理論上水平側向應力之大小不得超過材料所能容許之強度，即最小水平應力$\sigma a = Ka\sigma v$ 和最大水平應力$\sigma p = Kp\sigma v$兩個極端狀況，σa之應力狀況相當於正斷層，而σp之應力狀況相當於逆斷層。若水平側向應力以$\sigma h = K\sigma v$表示，則 K值之大小介於Ka 與Kp之間，即

$Ka \leqq K \leqq Kp$　　假設　　$K = 1.0$

(7) 支撐：以樑元素模擬噴凝土及鋼支保，以桿件元素模擬岩栓，並考慮立即支撐與無支撐兩種情形。

依據上述假設條件所得各斷面數值分析所用之參數綜合整理於表七。

4.3 分析狀況

分析時假設兩種情形，分別為隧道開挖後無支撐和有支撐的情形，以下就這兩種狀況分別說明之：

4.3.1 無支撐開挖

隧道之開挖分成上半斷面及下半斷面，假設隧道左右對稱，取一半的斷面來分析，首先建立網格，設定邊界條件，加上初始應力，接著開挖上半斷，待應力平衡後，紀錄邊界點之變形量。各測線之變形量可由相對應邊界之邊形量求得，其中 H1和 D2（D3）測線之變形量等於初始變形量（等於零）與下半斷面開挖完成後變形量之差值，而 H2及 D3 （D4）測線之變形量等於上半斷面開挖完成後變形量與下半斷面開挖完成後變形量之差值。

4.3.2 支撐開挖

隧道上半斷面開挖後立即加上支撐，待應力平衡後，紀錄各邊界點之變形量，再開挖下半斷面並立即加上支撐，待應力平衡後，紀錄各邊界點之變形量。各測線之變形量可由相對並應邊界點之變形量求得，其方式如前節所述。

本工程之支撐型式分成 A、 B、 C及 D四類，各支撐型式所用之數值模式如圖 4至圖 7所示，模擬支撐所使用之參數如表八所式。

五、數值分析之結果與比較

5.1 無支撐開挖

隧道分上下半斷面開挖，根據開挖面邊界點之變形量可計算各測線之變形量，各分析斷面所得各測線之變形量，綜合整理於表九及圖 8中，由上述圖表中可得知，各測線變形量大致上隨 RMR之增加而減少，隨覆蓋深度之增加而增加。H1測線之變形最大， D1測線次之，H2測線約等於D1測線，而D3 測線之變形量最小，此結果與現地監測資料之趨勢大致相同。

5.2 支撐開挖

隧道開挖後立即架設支撐，並分上下半斷面開挖，各測線變形量綜合整理於表十及圖 9，由上述圖表中可得知，各測線變形量亦隨 RMR之增加而減少，隨覆蓋深度之增加而增加。而各測線變形量之相對大小亦如無支撐開挖之情形。在 RMR＜50時，可明顯看出立即支撐開挖之變形量皆比無支撐開挖時之變形量小；但 RMR＞50時，立即支撐開挖之變形量約等於無支撐開挖時之變形量，顯示在岩體較佳之地質情況下，支撐系統對減少變形量之作用不大。

5.3 數值分析與監測資料之比較

數值分析H1測線之變形量與現地監測資料之比較如圖10所示，可看出數值分析結果與現地監測資料相當符合，而與現地監測資料比較起來，無支撐開挖數值

分析所得之變形量較大，立即支撐開挖數值分析所得之變形量約等於現地監測資料。由於現場施工時每一輪進長度約為 2~3公尺，支撐架設時岩體已有局部解壓行為，監測儀器安裝完成開始量測之前，岩體已產生初始變形量，此初始變形量應加上量測的變形量才等於岩體真正之變形量，故現地監測資料若加上初始變形量後，應介於無支撐開挖與立即支撐開挖之間。由於數值分析與監測資料之比較結果，顯示隧道之變形量在預期範圍內，隧道整體之安定性應無問題。

六、結　論

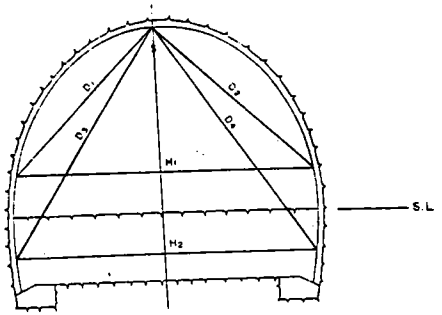
本報告將歷次地質研判之結果及計測資料作一綜合整理與分析，並將計測資料與數值分析結果相互比對，獲致下列結論:

1. 規劃設計階段所推估之隧道沿線地質資料與隧道開挖後所呈現之地質構造，綜合整理於表十一，由該表得知，兩者之間存在著明顯差異性; 且規劃設計階段所推估之隧道預算與開挖後以地質實際狀況施工所需費用，亦整理於表十二中，由該表得知設計評估預算與實際施工所需費用兩者間亦存在著明顯差異，因此，現場地質研判的工作相當重要。
2. 計測資料顯示，淨空收斂變形量皆很小，最大值為2.77㎜，而頂拱沉陷量較大，最大值為12.7㎜ 。由計測資料可判斷本隧道開挖後所遭遇到的岩石壓力屬於鬆弛壓力，鬆弛壓力發生在覆蓋較淺，岩石風化度較高，節理較多之地質情況，隧道開挖後所遭受到之岩石壓力及變形量較小，但必須立即加以支撐，否則鬆動之岩塊可能掉落造成災害。本隧道在開挖過程中曾遭遇到小塊落石情形，但皆不嚴重。
3. 數值分析結果與計測資料大致符合，故對於往後類似之隧道支撐設計，應可參考本隧道之經驗加以調整，以達成更經濟合理之設計。

- 圖　表 -

圖	例
SS	砂　岩
SH	頁　岩
SH-SS	頁岩夾砂岩
coal	煤　層
～～～	泥　縫
—·—·—	岩層界線
N40E / 18S	層面及其位態
N15E / 80S	節理面及其位態

圖 3　隧道沿線地質分佈圖

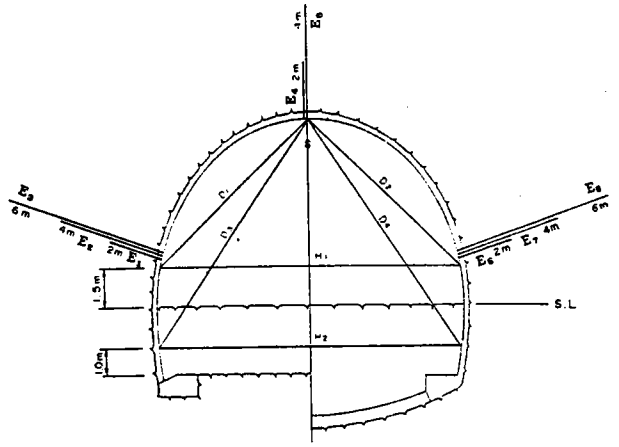


TYPE II 計測斷面

計測種類	計測項目	數量（處）	備　註
TYPE I	H,(D),(S),E	4	
TYPE II	H,(D),(S)	14	約每20公尺1處

說明：

1. 表列之計測間距爲概略值，施工時應由甲方工程司配合地質師依據開挖後實際之地質狀況，決定計測斷面之設置位置。
2. 表列之計測項目中之括號(D)(S)項目，應依據開挖後實際之變位狀況決定適當之量測頻率，有關詳細規定，詳見施工補充說明書。
3. 表列之計測數量可依據開挖實際變位狀況，增減其數量。



TYPE I 計測斷面

計測項目圖例

H.　水平收斂變位計測(HORIZONTAL CONVERGENCIES)

D.　斜向收斂變位計測(DIAGONAL CONVERGENCIES)

S.　高程點觀測(LEVELLING POINTS)

E.　伸縮儀內部變位計測(EXTENSOMETERS)

圖 1　TYPE I 計測斷面之計測項目及配置

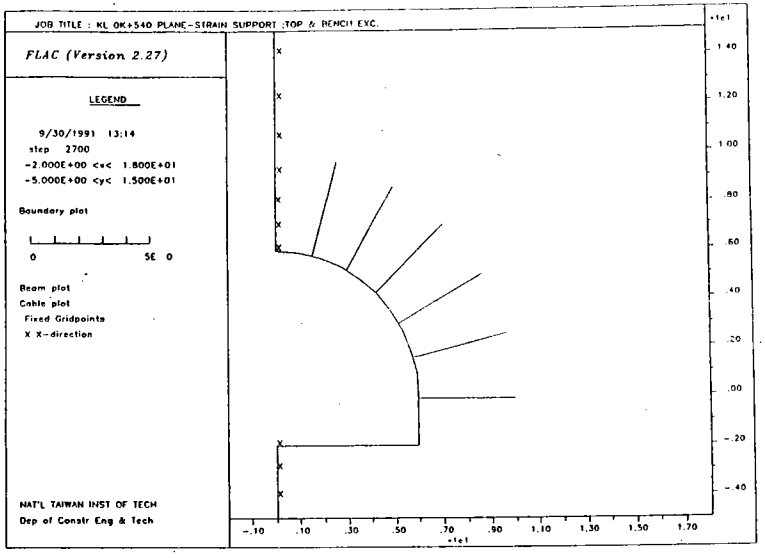


圖 6　C 型支撐之數值模式

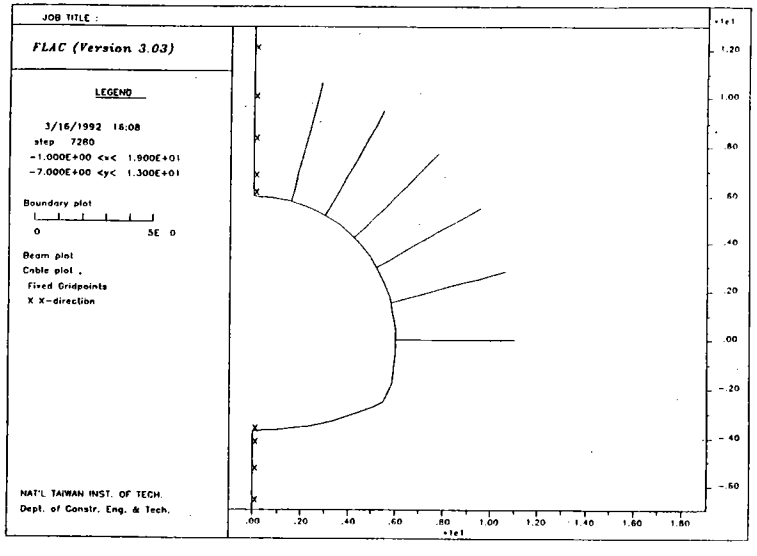


圖 7　D 型支撐之數值模式

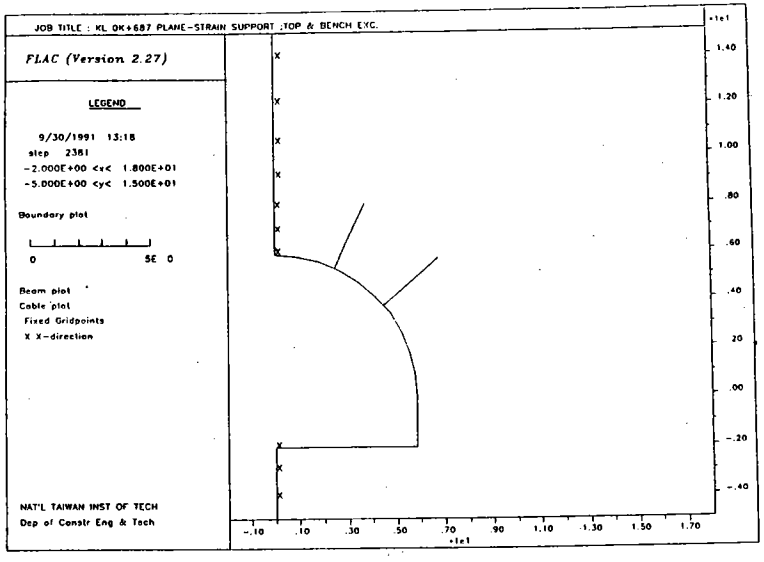


圖 4　A 型支撐之數值模式

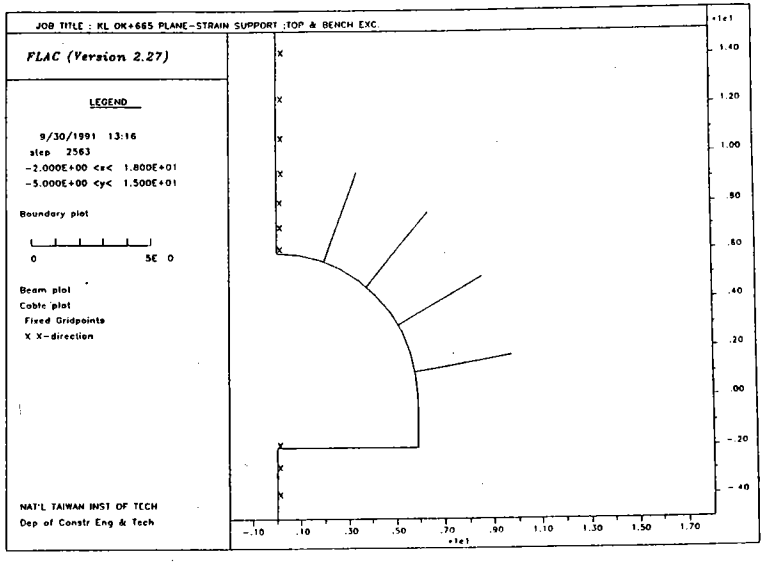


圖 5　B 型支撐之數值模式

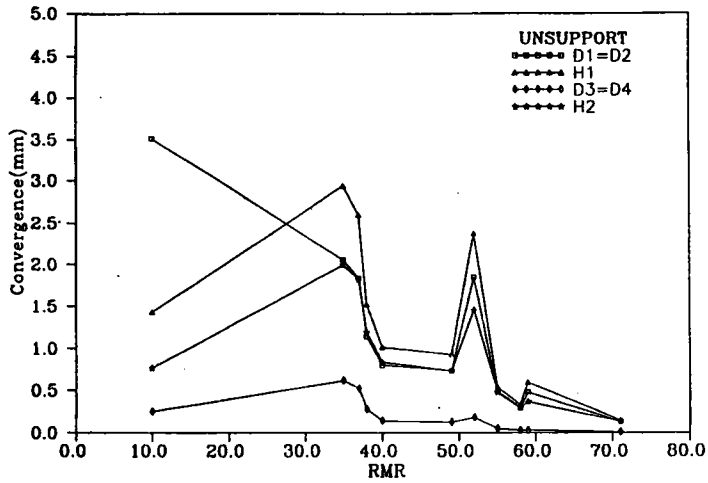


圖 8　無支撐開挖各測線之變形量與岩體評分 RMR 之關係

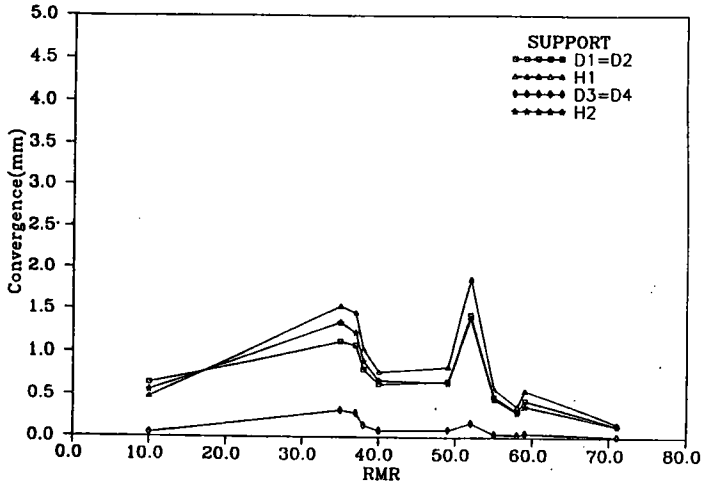


圖 9　立即支撐開挖各測線之變形量與岩體評分 RMR 之關係

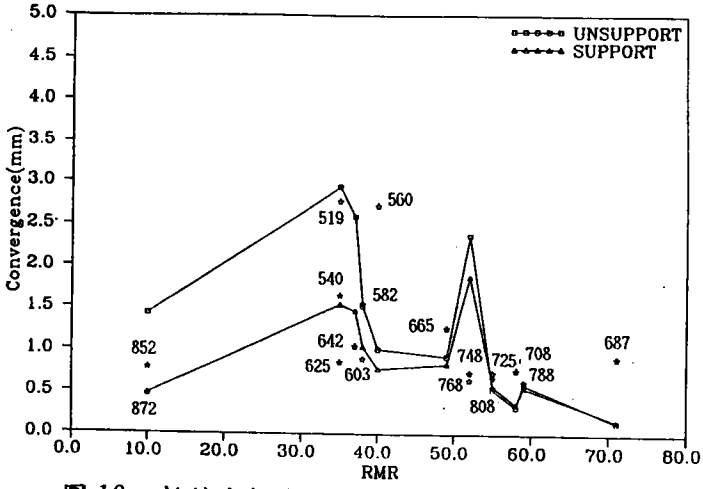


圖 10　數值分析與監測資料 H_1 測線變形量之比較

A、分類項目與評分

分類項目		岩盤特性與評分						
1	岩材強度 點荷重指數	>10 MPa	4~10 MPa	2~4 MPa	1~2 MPa	以單壓強度爲準		
	岩材強度 單壓強度MPa	> 250	100 ~ 250	50 ~ 100	25 ~ 50	5 ~ 25	1 ~ 5	< 1
	評分	15	12	7	4	2	1	0
2	RQD	90~100%	75 ~ 90%	50 ~ 75%	25~50%	< 25%		
	評分	20	17	13	8	3		
3	節理間距	> 2 m	0.6 ~ 2 m	0.2~0.6 m	60~200 mm	< 60 mm		
	評分	20	15	10	8	5		
4	節理面狀況	表面很粗糙，不連續，緊閉，岩盤堅硬	表面稍粗糙，開口 1 mm 以下，岩盤堅硬	表面稍粗糙，開口 1 mm 以下，岩盤軟弱	表面有擦痕或 5 mm 以下斷層泥或開口 1 ~ 5 mm 的連續性節理	5 mm 以上軟弱斷層泥或開口 5 mm 以上的連續性節理		
	評分	30	25	20	10	0		
5	地下水狀況 流量/10 m隧道	無	< 10 ℓ/分	10~25 ℓ/分	25~125 ℓ/分	> 125 ℓ/分		
	地下水狀況 節理內水壓/主應力	0	0 ~ 0.1	0.1 ~ 0.2	0.2~0.5	> 0.5		
	地下水狀況 一般滲水狀況	全乾	稍濕	潮濕	稍有水壓	水問題嚴重		
	評分	15	10	7	4	0		

B、節理方向對評分的影響

節理走向與傾斜		很有利	有利	普通	不利	很不利
評分	隧道	0	−2	−5	−10	−12
	基腳	0	−2	−7	−15	−25
	岩坡	0	−5	−25	−50	−60

C、由總評分區分岩體

評分 RMR	100 ~ 81	80 ~ 61	60 ~ 41	40 ~ 21	< 20
區分	I	II	III	IV	V
評語	甚佳	佳	普通	劣	甚劣

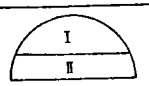
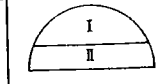
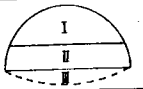
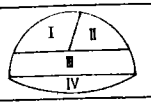
D、岩性區分之意義

區分	I	II	III	IV	V
隧道免支保時間，時度	10 年，5 m	6 月，4 m	1 週，3 m	5 小時，1.5 m	10 分鐘，1 m
岩體凝聚力，C，KPa	> 300	300 ~ 200	200 ~ 150	150 ~ 100	< 100
岩體摩擦角，ϕ	> 45°	45° ~ 40°	40° ~ 35°	35° ~ 30°	< 30°

節理（弱面）之走向、傾角對隧道開挖之影響

走向與隧道軸垂直				走向與隧道軸平行		任何走向
開挖方向與傾向相同		開挖方向與傾向相反				
節理（弱面）傾角						
45° ~ 90°	20° ~ 45°	45° ~ 90°	20° ~ 45°	45° ~ 90°	20° ~ 45°	0° ~ 20°
很有利	有利	普通	不利	很不利	普通	不利

表二　RNP 值岩體評分之評定方式

岩體等級	A	B	C	D
開挖程序				
輪進長度	3.0m 以內	2.5m 以內	1.5~2.0m	1.0~1.5m
岩栓	25ϕ 預力灌漿岩栓L=3m，間周方向 @2.5m 縱向 @2.0m	25ϕ 預力灌漿岩栓L=4m，間周方向 @2.0m 縱向 @1.5m	25ϕ 預力灌漿岩栓L=4m，間周方向 @1.5m 縱向 @1.5m	25ϕ 非預力灌漿岩栓L=5m，間周方向 @1.5m 縱向 @1.0m
噴凝土	50 mm	100 mm	150 mm	200 mm
鋼筋網	——	1-5mmϕ (100mmx100mm)	1-5mmϕ (100mmx100mm)	2-5mmϕ (100mmx100mm)
鋼支保	——	——	H100x100 型鋼 @1.5~2.0 m	H125x125 型鋼 @1.0~1.5 m
開挖面支撐	——	——	——	視需要局部施噴 50mm 厚噴凝土
仰拱	——	——	由計測結果決定是否設置	設仰拱
支撐鋼管	——	——	——	視需要局部打設1x1/4" 或2"ϕ 鋼管，L=2.0m~3.0m
支撐施工期限	開挖後即施工	開挖後即施工	開挖後即施工	開挖後必須立即施工，仰拱閉合時機由計測結果決定
佔隧道百分比	9.8%	46.2%	39.5%	4.5%
支撐標準斷面圖號	T-16	T-17	T-18	T-19
備註	可視開挖後地質狀況及承包商機具設備，經工程司同意得採用全斷面開挖	——	——	開挖後地質狀況若需特殊處理，其處理方式須工程司同意

說明：表列之各岩態開挖程序係供參考，承包商可根據開挖後之實際地質狀況及其本身之機具設備予以調整。此調整需經工程司同意。

表一　西一隧道標準支撐表

里程	計測種類 Type I or II	上半斷面開挖日期	下半斷面開挖日期	設置日期
0K+519	II	79/12/08	R: 80/03/04 L: 80/03/15	T:79/12/10 B:80/03/25
0K+540	II	79/12/27	R: 80/03/11 L: 80/03/09	T:80/01/09 B:80/03/12
0K+560	II	80/01/09	R: 80/04/04 L: 80/03/14	T:80/01/12 B:80/03/01
0K+582	II	80/02/05	R: 80/04/25 L: 80/04/21	T:80/02/09 B:80/03/01
0K+603.5	II	80/03/08	R: 80/05/05 L: 80/05/02	T:80/03/10 B: —
0K+625	II	80/03/21	R: 80/05/13 L: 80/05/09	T:80/03/25 B:80/03/31
0K+642	II	80/04/03	R: 80/06/29 L: 80/06/22	T:80/04/09 B:80/07/03
0K+665	II	80/04/25	R: 80/07/07 L: 80/07/03	T:80/04/27 B:80/09/19
0K+687	II	80/05/19	R: 80/07/26 L: 80/07/24	T:80/05/20 B:80/09/19
0K+708	I	80/06/01	R: 80/08/27 L: 80/08/27	T:80/06/02 B:80/06/30
0K+725	II	80/06/22	R: 80/09/02 L: 80/09/02	T:80/06/25 B:80/09/19
0K+748	II	80/07/21	R: 80/09/13 L: 80/09/13	T:80/07/27 B:80/10/01
0K+768	II	80/08/05	R: 80/09/26 L: 80/09/26	T:80/08/30 B:80/09/27
0K+788	II	80/08/21	R: 80/10/06 L: 80/10/06	T:80/09/12 B:80/10/18
0K+808	I	80/09/02	R: 80/10/23 L: 80/10/23	T:80/09/14 B:80/11/03
0K+828	II	80/09/19	R: 80/11/10 L: 80/11/10	T:80/09/19 B:80/11/29
0K+852	II	80/10/07	R: 80/12/02 L: 80/12/02	T:80/10/11 B: —
0K+872	I	80/10/29	R: 80/12/14 L: 80/12/14	T:80/11/07 B: —
0K+892	II	81/06/18	R: 81/06/30 L: 81/06/30	T:81/07/09 B:81/07/09

表三　各計測斷面之里程、計測種類、上下半斷面開挖及儀器設置日期

計測斷面	地質構造	岩體評分	H_1 (mm)	D_1 (mm)	D_2 (mm)	H_2 (mm)	D_3 (mm)	D_4 (mm)	S (mm)
0K+519	頁岩夾砂岩	35	2.77	1.99	2.51	0.84	0.89	0.64	—
0K+540	頁岩夾薄層砂岩	35	1.65	1.39	1.36	1.22	0.96	0.93	12.7
0K+560	頁岩	40	2.72	2.20	1.91	0.79	0.62	0.62	12.1
0K+582	砂頁岩互層	38	1.55	1.41	1.44	0.83	0.74	0.74	9.2
0K+603.5	砂岩	38	0.90	0.76	0.62	—	—	—	6.9
0K+625	砂岩夾薄層軟泥	35	0.86	0.82	0.73	0.57	0.54	0.54	8.4
0K+642	砂岩夾薄層軟泥	37	1.05	0.87	0.75	0.75	0.61	0.56	9.9
0K+665	砂頁岩互層	49	1.26	1.19	0.80	0.61	0.47	0.38	10.9
0K+687	砂岩	71	0.92	0.74	0.66	0.58	0.54	0.37	10.2
0K+708	砂岩	58	0.77	0.65	0.56	0.68	0.60	0.53	7.5
0K+725	砂岩	55	0.74	0.65	0.55	0.66	0.57	0.47	9.1
0K+748	砂岩	52	0.74	0.72	0.58	0.50	0.47	0.41	8.6
0K+768	砂岩夾薄層頁岩	52	0.65	0.62	0.52	0.51	0.53	0.43	7.5
0K+788	砂岩夾薄層頁岩	59	0.63	0.62	0.48	0.40	0.35	0.31	6.5
0K+808	砂頁岩互層	55	0.57	0.53	0.40	0.46	0.45	0.37	7.3
0K+828	砂岩	55	0.68	0.59	0.46	0.39	0.32	0.30	6.3
0K+852	砂岩下方為煤層	10	0.79	0.52	0.54	—	—	—	5.5
0K+872	煤層下方為砂岩	10	0.47	0.41	0.33	—	—	—	3.2
0K+892	砂岩	38	0.16	0.13	0.12	0.16	0.15	0.12	3.1

表四　各計測斷面之各測線變形量及頂拱沉陷量一覽表

測站	E_1	E_2	E_3	E_4	E_5	E_6	E_7	E_8
0K+603.5	1.65	1.33	0.76	1.78	1.09	1.91	1.28	1.02
0K+708	1.32	0.92	0.59	1.31	0.74	1.41	0.91	0.55
0K+808	1.01	0.65	0.40	0.98	0.61	1.04	0.71	0.49
0K+878	1.22	1.13	1.08	1.36	1.18	1.24	1.14	1.11

表五　伸縮儀變形量一覽表(量測至 80 年 12 月時)

運動定律(Law of Motion)

對每一節點

- 根據元素的應力，決定節點的不平衡力(Out-of-balance forces)
- 根據節點的不平衡力，決定節點的速度分量(Velocity components)
- 將節點的速度分量積分，決定節點的位移(Displacements)

應力－應變法則(Stress－Strain Law)

對每一元素

- 根據節點的速度，決定應變速率
- 根據應力－應變法則，計算應力增量(Stress increment)

表六　程式運作概觀

里　程	540	560	582	603	625	642	665	687	708	725	748	768	788	808	828	852	872
岩　性	頁岩	頁岩	砂岩	砂岩	砂岩	砂岩	砂岩	頁岩砂岩	砂岩	砂岩	砂岩	砂岩頁岩	砂岩頁岩	砂岩頁岩	砂岩	煤層煤層	砂岩
覆土厚(m)	21.8	22.9	24	25.5	29.5	31	34.3	34.5	28.5	28.3	35	40	42	44	47	38	23
RMR	41	41	64	64	39	39	39	36	56	56	52	52	59	55	55	10	10
TYPE	B	B	A	A	C	C	C	C	B	B	B	B	B	B	B	D	D
E(GPa)	5.96	5.96	28	28	5.31	5.31	5.31	4.47	12	12	4.0	4.0	18	10	10	1.0	1.0
G(GPa)	2.38	2.38	11.2	11.2	2.12	2.12	2.12	1.79	4.8	4.8	1.6	1.6	7.2	4.0	4.0	0.4	0.4
B(GPa)	3.97	3.97	18.7	18.7	3.54	3.54	3.54	2.98	8	8	2.67	2.67	12	6.67	6.67	0.67	0.67
d(kg/m³)	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700
C(MPa)	0.15	0.15	0.22	0.15	0.15	0.15	0.15	0.14	0.19	0.19	0.26	0.26	0.295	0.275	0.275	0.05	0.05
ϕ	35	35	41	41	34.8	34.8	34.8	34	39	39	31	31	34.5	32.5	32.5	7.5	7.5

表七　各斷面數值分析所用之參數

岩栓　(取隧道軸線方向1.0 m寬)				
項目＼型式	A	B	C	D
彈性模數 E (GPa)	207	207	207	207
握裹勁度 Kb (MN/m/m)	82.5	110	110	165
握裹強度 Sb (MN/m)	0.0825	0.110	0.110	0.165
降伏強度 Yi (MN)	0.1425	0.190	0.190	0.285
斷面積 A ($10^{-4}m^2$)	2.535	3.38	3.38	5.07
噴凝土　(取隧道軸線方向1.0m寬)				
項目＼型式	A	B	C	D
彈性模數 E (GPa)	21.88	21.88	21.88	21.88
慣性矩 I ($10^{-8}m^4$)	1.042	8.333	28.13	66.67
斷面積 (m^2)	0.05	0.10	0.15	0.20

表八　模擬支撐所使用之參數

測線 里程	H_1 (mm)	$D_1=D_2$ (mm)	H_2 (mm)	$D_3=D_4$ (mm)	RMR
0K+540	1.509	1.131	1.255	0.298	35
0K+560	1.013	0.801	0.837	0.142	40
0K+582	1.335	1.020	1.110	0.240	38
0K+603.5	1.518	1.140	1.193	0.280	38
0K+625	2.936	2.050	1.992	0.616	35
0K+642	2.588	1.833	1.814	0.524	37
0K+665	0.930	0.738	0.735	0.129	49
0K+687	0.149	0.135	0.132	0.009	71
0K+708	0.330	0.294	0.300	0.029	58
0K+725	0.539	0.473	0.486	0.052	55
0K+748	2.364	1.838	1.452	0.184	52
0K+768	2.964	2.245	1.642	0.245	52
0K+788	0.597	0.477	0.369	0.031	59
0K+808	1.274	0.980	0.744	0.108	55
0K+828	1.442	1.083	0.780	0.132	55
0K+852	63.6	24.239	3.320	0.610	10
0K+872	1.43	3.513	0.772	0.254	10

表九　無支撐開挖分析各測線之變形量

測線 里程	H_1 (mm)	$D_1=D_3$ (mm)	H_2 (mm)	$D_2=D_4$ (mm)	RMR
0K+540	0.992	0.778	0.931	0.144	35
0K+560	0.780	0.633	0.677	0.078	40
0K+582	0.995	0.751	0.852	0.135	38
0K+603.5	1.042	0.809	0.907	0.140	38
0K+625	1.538	1.128	1.348	0.317	35
0K+642	1.462	1.085	1.230	0.283	37
0K+665	0.840	0.669	0.651	0.088	49
0K+687	0.165	0.143	0.130	0.012	71
0K+708	0.366	0.307	0.292	0.031	58
0K+725	0.577	0.480	0.455	0.039	55
0K+748	1.874	1.440	1.394	0.169	52
0K+768	2.280	1.698	1.634	0.264	52
0K+788	0.559	0.438	0.368	0.046	59
0K+808	1.116	0.851	0.713	0.107	55
0K+828	1.256	0.943	0.751	0.122	55
0K+852	12.63	7.111	0.660	0.165	10
0K+872	0.48	0.647	0.560	0.050	10

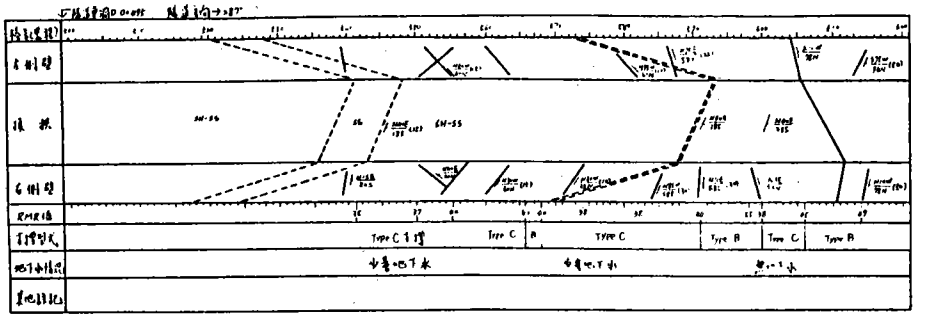
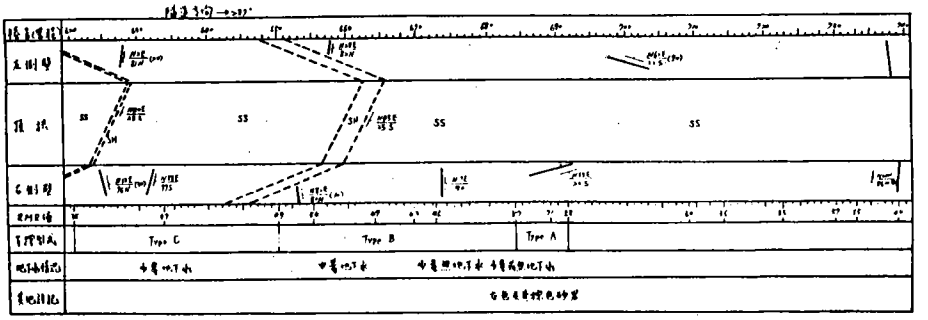
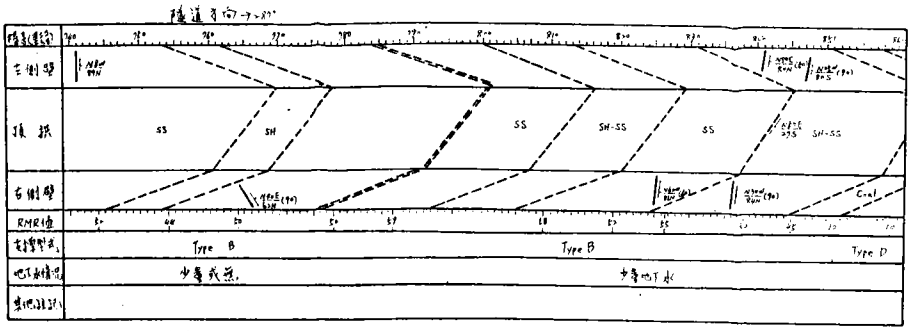
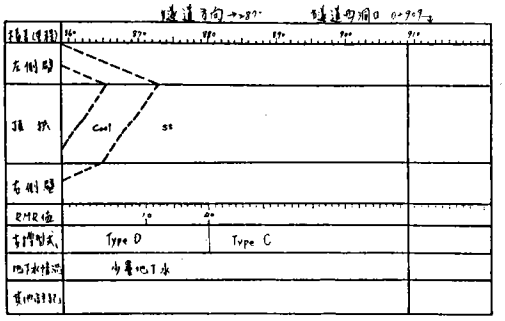
表十　立即支撐開挖分析各測線之變形量

開挖類別	單價 (m/元)	原合約施工預算		現場施工結算	
		數量	金額	數量	金額
A	297,613	32.0	9,523,616	7.5	2,232,097.5
B	329,440	183.8	60,551,072	217.5	71,653,200.0
C	358,685	140.0	50,215,900	120.3	43,149,805.5
D	391,880	18.5	7,249,780	29.0	11,364,520.0
合計			127,540,368		128,399,623
備註	原合約施工預算與現場施工結算相差859255元，約增加0.7%。				

表十二　施工預算與實際施工費用比較

調查日期 月/日/年	里程	設計資料		現場研判	
		RMR	支撐	RMR	支撐
05/23/91	0K+691.5	36	C	58	B
06/01/91	0K+709.0	56	B	60	B
06/08/91	0K+714.0	56	B	55	B
06/18/91	0K+722.5	56	B	55	B
06/25/91	0K+730.0	56	B	57	B
07/02/91	0K+733.0	56	B	55	B
07/13/91	0K+739.0	56	B	44	B
07/20/91	0K+744.0	56	B	52	B
07/27/91	0K+754.0	56	B	44	B
08/02/91	0K+764.0	56	B	50	B
08/12/91	0K+778.0	56	B	50	B
08/20/91	0K+786.5	56	B	59	B
08/27/91	0K+799.0	56	B	58	B
09/02/91	0K+809.0	56	B	55	B
09/10/91	0K+819.0	56	B	52	B
09/17/91	0K+826.5	-	D	55	B
09/27/91	0K+838.0	-	D	50	B
10/02/91	0K+845.0	31	C	45	B
10/07/91	0K+851.0	31	C	10	D
10/16/91	0K+859.0	31	C	10	D
10/30/91	0K+871.0	34	C	10	D
11/13/91	0K+880.0	34	C	40	C
06/23/92	0K+888.0	34	C	38	C

表十一　現場研判之地質狀況

調查日期 月/日/年	里程	設計資料		現場研判	
		RMR	支撐	RMR	支撐
12/27/90	0K+541.2	41	B	35	C
01/02/91	0K+550.7	41	B	37	C
01/07/91	0K+555.2	41	B	40	C
01/12/91	0K+565.7	41	B	42	B
01/15/91	0K+568.0	41	B	40	C
01/24/91	0K+574.0	41	B	38	C
02/04/91	0K+582.0	64	A	38	C
02/11/91	0K+591.0	64	A	44	B
2/27/91	0K+597.9	64	A	55	B
3/02/91	0K+600.5	64	A	38	C
3/09/91	0K+606	64	A	45	B
3/02/91	0K+614	39	C	49	B
3/02/91	0K+620.5	39	C	35	C
3/02/91	0K+633.5	39	C	37	C
04/08/91	0K+650.0	39	C	49	B
04/13/91	0K+655.0	39	C	54	B
04/20/91	0K+664.0	39	C	49	B
04/27/91	0K+669.5	36	C	43	B
05/03/91	0K+672.5	36	C	45	B
05/13/91	0K+684.0	36	C	87	A
05/18/91	0K+689.0	36	C	71	A

表十一　現場研判之地質狀況