

102-61-7692

MOTC-IOT-101-H1DB004

港灣地震模擬監測及工程基本 資料庫更新之研究(2/4)



交通部運輸研究所

中華民國 102 年 4 月

港灣地震模擬監測及工程基本資料庫更新之研究
(2/4)

交通部運輸研究所

GPN : 1010200543

定價 300 元

102-61-7692

MOTC-IOT-101-H1DB004

港灣地震模擬監測及工程基本 資料庫更新之研究(2/4)

著 者：謝明志、賴瑞應、蘇青和、單誠基、張道光
陳志芳、曾文傑、林玲煥、胡啟文、張文忠
紀雲曜、林炳森、陳家漢、吳珮如、林文釵

交通部運輸研究所

中華民國 102 年 4 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

港灣地震模擬監測及工程基本資料庫更新之研究.
(2/4) / 謝明志等著. -- 初版. -- 臺北市 :
交通部運研所, 民 102.04

面 ; 公分

ISBN 978-986-03-6416-3(平裝)

1.港埠工程 2.地理資訊系統

443.2

102005415

港灣地震模擬監測及工程基本資料庫更新之研究(2/4)

著 者：謝明志、賴瑞應、蘇青和、單誠基、張道光、陳志芳、曾文傑、
林玲煥、胡啓文、張文忠、紀雲曜、林炳森、陳家漢、吳珮如、
林文釁

出版機關：交通部運輸研究所

地 址：10548 臺北市敦化北路 240 號

網 址：www.ihmt.gov.tw (中文版>中心出版品)

電 話：(04)26587111

出版年月：中華民國 102 年 4 月

印 刷 者：承亞興企業有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 80 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所港灣技術研究中心網站

定 價：300 元

展 售 處：

交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880

國家書店松江門市：10485 臺北市中山區松江路 209 號 F1•電話：(02) 25180207

五南文化廣場：40042 臺中市中山路 6 號•電話：(04)22260330

GPN：1010200543

ISBN：978-986-03-6416-3 (平裝)

著作財產權人：中華民國（代表機關：交通部運輸研究所）

本著作保留所有權利，欲利用本著作全部或部分內容者，須徵求交通部
運輸研究所書面授權。

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：港灣地震模擬監測及工程基本資料庫更新之研究(2/4)			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN978-986-03-6416-3 (平裝)	政府出版品統一編號 1010200543	運輸研究所出版品編號 102-61-7692	計畫編號 101-H1DB004
本所主辦單位：港研中心 主管：邱永芳 計畫主持人：謝明志 協同主持人：賴瑞應、陳志芳、曾文傑 研究人員：蘇青和、單誠基、張道光、林玲煥、胡啟文 技術人員：陳義松、李春榮、李昭明、何木火、陳毓清、魏瓊蓉、林隆貞、黃如蜜 聯絡電話：04-26587111 傳真號碼：04-26564418	合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會 ；財團法人成大研究發展基金會 計畫主持人：張文忠、紀雲曜 協同主持人：林炳森 研究人員：陳家漢、吳珮如、林文鈺 地址：701 臺南市大學路 1 號 聯絡電話：06-2757575~63128、06-3840251		研究期間 自 101 年 1 月 至 101 年 12 月
關鍵詞：動態模型試驗、數值模擬、地理資訊系統、土壤液化、海氣象調查、防救災資料庫、港灣地區防救災體系、防救災資料庫			
摘要： 臺灣正位於地震發生最頻繁的環太平洋地震帶西側，每年大小地震不斷，而且臺灣重要的商港大都座落於疏鬆軟弱之沖積土層與回填之新生地上，在強烈地震作用下，極可能發生結構物震盪損傷，或因土壤液化引發港灣碼頭向海側位移、傾斜與沉陷等災害；另西南沿海部分地區，因地下水抽取補注失衡，仍有持續下陷現象，此亦影響港區的現有設施及未來發展。故此，對於港灣地區的地震下陷等地質災害，我們不可不審慎防備。 因而，本計畫在本年度內針對港灣地區，進行五大主要工作：(1)港區碼頭動態模型試驗及數值模擬研究，(2)港區各類碼頭結構物耐震能力分析，(3)港區地震及地層下陷分層監測研究，(4)港區工程基本資料庫更新建置，(5) 港區防救災網路地理資訊系統擴建及整合等研究工作，以提升現有港區受震評估技術，減少地震或下陷災害可能帶來的衝擊，提供港務單位做為規劃設計及防救災決策支援使用。			
研究成果效益： 1. 學術效益，發表研討會論文 5 篇：			

(1) 2012 年 The 5th Taiwan-Japan Joint Workshop on Geotechnical Hazards from Large Earthquakes and Heavy Rainfall，發表論文「The study of anchored sheet pile responses in liquefied soil by dynamic model test」。 (2) 2012 年臺灣地理資訊學會年會暨學術研討會，發表論文「地理資訊系統在馬公港區工程基本資料查詢展示之應用」。 (3) 2012 年臺灣地理資訊學會年會暨學術研討會，發表論文「應用空間資訊整合即時災情資訊與災害模擬研究－以臺北港為例」。 (4) 2012 臺灣災害管理研討會，發表論文「港灣地區防救災體系建置之研究」。 (5) 2012 年第 34 屆海洋工程研討會暨國科會成果發表會，發表論文「以動態模型試驗探討液化土層中錨碇板樁之反應」。 2. 社會環境安全影響：本計畫建立港灣地區防救災體系地理資訊系統，目前已建置五大港區資料系統，最終之研究成果應可提供作為港區防救災之災前預防、災時應變及災後重建計畫之參考，以提升我國之整體防災能力，有助於環境之安全與資源之永續利用。 3. 資料庫建置效益：建置港灣工程基本資料庫及建立港區防救災體系之相關資料庫，可作為港灣地區之地震災前預防、災時應變計畫與決策之參考依據。			
提供應用情形： 1. 本計畫利用地理資訊系統所開發之「港灣工程基本資料查詢展示系統」，已推廣至高雄、基隆等港務分公司使用。 2. 所建置資料庫含各港圖文屬性資料，隨時可提供本所及港務單位研究分析、開發規劃之需用。			
出版日期	頁數	定價	本 出 版 品 取 得 方 式
102 年 4 月	430	300	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
機密等級： ☐密 ☐機密 ☐極機密 ☐絕對機密 (解密條件：☐ 年 ☐ 月 ☐ 日解密，☐公布後解密，☐附件抽存後解密，☐工作完成或會議終了時解密，☐另行檢討後辦理解密) ☒普通			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

**PUBLICATION ABSTRACTS OF RESEARCH PROJECTS
INSTITUTE OF TRANSPORTATION
MINISTRY OF TRANSPORTATION AND COMMUNICATIONS**

TITLE: Study of seismic simulation and monitoring and renewal of engineering basic database in harbor areas (2/4)			
ISBN 978-986-03-6416-3 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010200543	IOT SERIAL NUMBER 102-61-7692	PROJECT NUMBER 101-H1DB004
DIVISION: Harbor & Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Chiu Yung-Fang PRINCIPAL INVESTIGATOR: M. J. Hsieh CO-PROJECT INVESTIGATOR: R. Y. Lai, J. F. Chen, W. J. Tseng PROJECT STAFF: C. H. Su, C. C. Shan, D. K. Chang, L. F. Lin, C. W. Hu PROJECT TECHNICIAN: Y. S. Chen, C. R. Lee, Z. M. Lee, M. H. Ho, Y. Q. Chen, Q. R. Wei, J. M. Huang, L.F. Lin PHONE: (04) 26587111 FAX: (04) 26564418			PROJECT PERIOD FROM January 2012 TO December 2012
RESEARCH AGENCY: NATIONAL CHENG KUNG UNIVERSITY PRINCIPAL INVESTIGATOR: W. J. Chang, Y. Y. Chi CO-PROJECT INVESTIGATOR: P. S. Lin PROJECT STAFF: C. H. Chen, P. Z. Wu, M. L. Huang, W. F. Lin ADDRESS: No.1, University RD., Tainan City 701, Taiwan, R.O.C. PHONE: (06) 2757575~63128, (06) 3840251			
KEY WORDS: Dynamic physical modeling, Numerical simulation, Geographic information system, Harbor engineering basic data, Soil liquefaction, Oceanographic investigation data, Disaster prevention and rescue system, Disaster prevention and rescue data base.			
ABSTRACT : Taiwan is just located at the western part of the circum-Pacific seismic zone where is the highest seismic frequency area on earth, so that there are many earthquakes in every year. Besides the major harbors of Taiwan are almost located on the soft alluviums or the backfill relictions. It is possible to occur shaking damages of structures or lateral displacement, tilt and settlement of wharves by soil liquefactions under the attack of strong seismic waves. In addition, in some areas at the southwestern coast of Taiwan, land-subsidence still occurs that also affects the present facilities and future development. Facing those geologic damages, we should be careful to treat and prevent. The undergoing project will perform following works in selected harbor areas: (1) physical and numerical modeling on seismic responses of harbor supporting systems, (2) seismic performance-based assessment of wharf structures (3) in-situ seismic monitoring and stratum subsidence investigation in harbor and marine areas, (4) renewal of engineering basic database of harbors and (5) establishing disaster prevention and rescue system of network-based GIS in harbor areas, etc. Those results could raise the seismic assessment technology, reduce the damage impact of earthquake or subsidence, and offer the harbor bureaus to serve as reference for policy-making support in engineering planning, designing and disaster prevention.			

Benefits of research results:

1. Academic benefits, publication of 5 papers in conferences and academy bulletins.
 - (1) “The Study of Anchored Sheet Pile Responses in Liquefied Soil by Dynamic Model Test”, 2012 the 5th Taiwan-Japan Joint Workshop on Geotechnical Hazards from Large Earthquakes and Heavy Rainfall.
 - (2) “GIS Application on Inquiring Basic Data of Engineering at Magong Harbor Area”, 2012 Taiwan Geographic Information System Association Annual Conference.
 - (3) “The Study for Disaster Information and Simulation of Network-based in Taipei Port”, 2012 Taiwan Geographic Information System Association Annual Conference.
 - (4) “The Study for Establishing Disaster Prevention and Rescue System in Harbor Areas”, 2012 Taiwan Disaster Management Conference.
 - (5) “The Responses of Anchored Sheet Pile in Liquefied Soil by Dynamic Model Test”, the 34rd Ocean Engineering Conference in Taiwan.
2. Impact on social and environmental safety: the result of this project can provide disaster prevention, disaster emergency management and rehabilitation after disaster.
3. The benefit of database building: It provides valuable information to facilitate the decision-making during and after disaster.

Current situation in application:

1. “Query demonstration system of harbor engineering basic data-base” developed by this project has been put into use in Kaohsiung Port and Keelung Harbor.
2. The database in this project can be used at any time for further study and planning.

DATE OF PUBLICATION	NUMBER OF PAGES	PRICE	CLASSIFICATION
April 2013	430	300	☐ RESTRICTED ☐ CONFIDENTIAL ☐ SECRET ☐ TOP SECRET ☒ UNCLASSIFIED

The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.

港灣地震模擬監測及工程基本資料庫更新之研究(2/4)

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	III
目 錄	V
圖目錄	IX
表目錄	XXIII
第一章 前 言	1-1
1.1 計畫緣起	1-1
1.2 計畫目標	1-2
1.3 預期效益	1-2
第二章 港區板樁碼頭震動台液化試驗	2-1
2.1 試驗簡介	2-1
2.2 試驗設備	2-1
2.3 試驗流程	2-10
2.4 資料分析架構	2-15
2.5 資料分析方法	2-16
2.6 資料分析結果與討論	2-22
第三章 板樁碼頭震動台模型三維有效應力動態分析	3-1
3.1 數值分析原理	3-1
3.2 錨碇板樁碼頭模型有效應力動態數值分析	3-11
第四章 耐震功能性設計要求探討	4-1

4.1 碼頭功能性目標	4-1
4.2 地震等級、功能性水準及重要度分類	4-3
4.3 現行基準之功能性目標	4-8
4.4 國內港灣碼頭功能性目標制定之建議	4-11
4.5 現行基準與本研究建議功能性目標之差異性探討	4-14
第五章 板樁式碼頭功能性規定及分析方法探討	5-1
5.1 板樁式碼頭功能性可接受標準	5-1
5.2 板樁式碼頭耐震功能性分析法	5-5
第六章 既有板樁式碼頭功能性評估探討	6-1
6.1 案例基本條件	6-1
6.2 功能目標	6-5
6.3 利用簡便分析法進行耐震功能性評估	6-7
6.4 利用簡便動力分析法進行耐震功能性評估	6-15
6.5 利用動力分析法進行耐震功能性評估	6-24
6.6 小結	6-38
第七章 港區大型儲槽之土層動態數值模擬	7-1
7.1 分析原理	7-1
第八章 港灣地區地震監測分析	8-1
8.1 地震及動態水壓監測系統	8-2
8.2 井下地震監測分析	8-7
8.3 動態水壓監測分析	8-15
8.4 地表地震監測分析	8-29
8.5 時頻分析	8-54

8.6 港灣現地碼頭監測站	8-59
8.7 港灣地區地震資訊網.....	8-63
8.8 港區微地動試驗	8-68
第九章 港灣地區地層下陷監測分析	9-1
9.1 港灣地區地層下陷行為	9-2
9.2 分層沉陷觀測井設置與量測	9-7
9.3 布袋港監測站	9-10
9.4 大鵬灣監測站	9-29
9.5 臺中港監測站	9-32
9.6 安平港監測站	9-35
第十章 港埠規劃資料更新建置及查詢操作.....	10-1
10.1 系統操作程序	10-1
10.2 港埠規劃資料查詢說明	10-2
第十一章 港區地質資料分析建置.....	11-1
11.1 系統操作程序	11-1
11.2 蘇澳港地質鑽探資料及液化分析查詢說明	11-4
11.3 震度漸增液化影響模組設計及動畫製作	11-16
第十二章 貨櫃碼頭營運資料查詢展示.....	12-1
12.1 貨櫃碼頭營運資料更新建置概況	12-1
12.2 貨櫃碼頭營運資料配置圖層及屬性資料錄說明	12-1
12.3 貨櫃碼頭營運資料查詢展示模組設計	12-2
12.4 貨櫃碼頭營運資料查詢展示操作程序	12-4
12.5 高雄港貨櫃碼頭營運資料查詢展示	12-5

12.6 臺中港貨櫃碼頭營運資料查詢展示	12-6
12.7 基隆港貨櫃碼頭營運資料查詢展示	12-8
第十三章 海氣象調查資料查詢展示	13-1
13.1 海氣象調查資料查詢設計	13-1
13.2 查詢選單與檔案關聯說明	13-2
13.3 系統操作程序	13-4
13.4 蘇澳港海氣象調查資料查詢展示	13-5
第十四章 港區防救災資源建置與補充調查	14-1
14.1 建置與補充調查方法	14-1
14.2 空間資訊建置與補充	14-6
14.3 衛星影像建置與補充	14-15
第十五章 港區防救災資料庫系統更新建置	15-1
15.1 港區防救災資料庫應用	15-1
15.2 系統需求	15-2
15.3 系統架構	15-3
15.4 系統功能	15-9
第十六章 結論與建議	16-1
16.1 結 論	16-1
16.2 建議	16-4
16.3 研究成果之效益	16-6
16.4 提供政府單位應用情形	16-7
參考文獻	參-1

圖 目 錄

圖 2.1	內外複合框架配合兩組滑軌.....	2-2
圖 2.2	剪力盒運動型態示意圖.....	2-3
圖 2.3	錨碇式板樁碼頭模型配置圖.....	2-4
圖 2.4	以貫落裝置進行試體準備.....	2-5
圖 2.5	剪力盒外部位移計、加速度計配置圖.....	2-7
圖 2.6	砂土試體內部與主樁量測儀器配置圖.....	2-8
圖 2.7	人工回填.....	2-13
圖 2.8	試體準備完成圖.....	2-13
圖 2.9	White noise 頻譜反應.....	2-14
圖 2.10	資料分析架構.....	2-16
圖 2.11	超額孔隙水壓濾波分析範例.....	2-18
圖 2.12	AAR 同步化.....	2-20
圖 2.13	Event5 震動台位移歷時.....	2-22
圖 2.14	震動台與剪力盒整體加速度歷時.....	2-23
圖 2.15	水平加速度與垂直加速度比較圖.....	2-25
圖 2.16	斷面 C 之加速度歷時.....	2-26
圖 2.17	深度 80cm 之加速度歷時.....	2-27
圖 2.18	Event 5 之 SAAR 與微型單向加速度計資料之比較.....	2-28
圖 2.19	Event 10 之 SAAR 與微型單向加速度計資料之比較.....	2-29
圖 2.20	斷面 C 之累積超額孔隙水壓比較圖.....	2-31
圖 2.21	深度 80 之累積超額孔隙水壓比較圖.....	2-32

圖 2.22	Event 5 p-y 曲線.....	2-34
圖 2.23	Event 10 p-y 曲線.....	2-35
圖 2.24	Event 5 側向土壓分布	2-37
圖 2.25	Event 10 側向土壓分布	2-37
圖 2.26	Event 5 主樁剪力分布	2-38
圖 2.27	Event 10 主樁剪力分布	2-38
圖 2.28	Event 5 主樁彎矩分布	2-39
圖 2.29	Event 10 主樁彎矩分布	2-39
圖 2.30	Event5 主樁剪力分布(忽略錨碇系統)	2-41
圖 2.31	Event5 主樁彎矩分布(忽略錨碇系統).....	2-41
圖 2.32	Event10 主樁剪力分布(忽略錨碇系統).....	2-42
圖 2.33	Event10 主樁彎矩分布(忽略錨碇系統)	2-42
圖 2.34	Event5 側向土壓分布(懸臂式板樁).....	2-43
圖 2.35	Event5 剪力分布(懸臂式板樁).....	2-43
圖 2.36	Event5 彎矩分布(懸臂式板樁).....	2-44
圖 3.1	考慮動態荷重之自由場物理模型圖	3-6
圖 3.2	錨碇式板樁數值模型	3-16
圖 3.3	碇式板樁靜力平衡垂直有效應力	3-16
圖 3.4	錨碇式板樁靜力平衡結構受力分佈	3-17
圖 3.5	監測點位與動態邊界	3-18
圖 3.6	土壤反應($t=9$ sec).....	3-19
圖 3.7	孔隙水壓與垂直應力變化($t=5$ sec).....	3-19
圖 3.8	錨碇板樁系統結構反應($t=9$ sec).....	3-20

圖 3.9	$t=5$ 秒時土壤位移與結構互制反應	3-21
圖 4.1	四港區平均地震危害度曲線	4-4
圖 4.2	國內現行基準的耐震功能性目標區域圖	4-11
圖 4.3	本研究建議的港灣碼頭耐震功能性目標區域圖	4-14
圖 4.4	研究建議與現行基準之港灣碼頭耐震功能性目標區域比較 ..	4-15
圖 5.1	板樁式碼頭之破壞模式	5-2
圖 5.2	板樁式碼頭之功能性參數	5-3
圖 5.3	地震時背填土壤未液化板樁式碼頭受力示意圖	5-7
圖 5.4	作用於板樁之水壓力分布示意圖	5-9
圖 5.5	板樁最大彎矩分析模式示意圖	5-11
圖 5.6	板樁式碼頭工址填土可能液化狀態	5-12
圖 5.7	Newmark 之滑動塊體分析法的觀念	5-13
圖 5.8	板樁式碼頭簡便動力分析(滑動塊體分析法)評估流程圖	5-14
圖 6.1	碼頭現況斷面示意圖	6-1
圖 6.2	碼頭各土層土壤參數示意圖	6-4
圖 6.3	板樁土壓示意圖($K_h=0.14$)	6-11
圖 6.4	板樁最大彎矩計算示意圖	6-13
圖 6.5	簡便動力分析評估流程圖	6-16
圖 6.6	等級二地震東西向人造地震歷時	6-17
圖 6.7	未考慮液化因素之碼頭滑動量分析結果	6-18
圖 6.8	碼頭鑽孔深度之液化機率	6-19
圖 6.9	板樁土壓示意圖($K_h=0.01$)	6-20
圖 6.10	考慮液化因素之碼頭滑動量分析結果	6-23

圖 6.11 板樁碼頭數值模擬網格圖	6-25
圖 6.12 材料參數分層圖	6-26
圖 6.13 結構元素模型圖	6-28
圖 6.14 施加側向靜水壓力	6-29
圖 6.15 指定土體中及自由面上之飽和層示意圖	6-29
圖 6.16 靜態系統力學平衡之示意圖	6-30
圖 6.17 設定 Finn model	6-31
圖 6.18 等級二地震歷時	6-33
圖 6.19 等級二地震力板樁、錨碇鋼板樁與模型的 X 向變位	6-35
圖 6.20 等級二地震力板樁與錨碇鋼板樁之彎矩圖與模型的 X 向變位	6-35
圖 6.21 等級三地震歷時	6-37
圖 6.22 等級三地震力板樁、錨碇鋼板樁與模型的 X 向變位	6-37
圖 6.23 等級三地震力板樁與錨碇鋼板樁之彎矩圖與模型的 X 向變位	6-38
圖 7.1 考慮動態荷重之自由場物理模型圖	7-4
圖 7.2 本研究案例之數值模型網格圖	7-10
圖 7.3 材料參數分層圖	7-13
圖 7.4 材料參數分層圖-局部放大	7-13
圖 7.5 結構元素模型圖	7-15
圖 7.6 施加側向靜水壓力	7-16
圖 7.7 設定 Finn model	7-17
圖 7.8 921 地震加速度歷時曲線	7-19

圖 7.9	土壤位移與基樁位移	7-20
圖 7.10	土壤變形與基樁彎距分佈	7-20
圖 7.11	土壤變形與基樁軸力分佈	7-21
圖 7.12	儲槽垂直變形之分佈	7-22
圖 7.13	臨海側儲槽頂垂直變形剖面圖	7-22
圖 7.14	遠海側儲槽頂垂直變形剖面圖	7-23
圖 7.15	儲槽受震後之位移向量圖	7-23
圖 7.16	鋼板樁圓筒式碼頭受震後之位移向量圖	7-24
圖 7.17	地表面垂直沈陷剖面圖(Y 軸 0m 處為冠牆結構位置).....	7-25
圖 7.18	冠牆結構水平位移剖面圖	7-25
圖 7.19	海床面垂直沈陷剖面圖(Y 軸 19m 處為冠牆結構底位置)...	7-26
圖 8.1	臺北港井下地震及動態水壓監測站示意圖	8-3
圖 8.2	高雄港井下地震及動態水壓監測站示意圖	8-5
圖 8.3	臺北港 2008 年 6 月 2 日 00 時 59 分地震(南北向).....	8-8
圖 8.4	臺北港 2008 年 6 月 2 日 00 時 59 分地震(東西向).....	8-9
圖 8.5	高雄港 2006 年 12 月 26 日 20 點 34 分地震波.....	8-9
圖 8-6a	臺北港井下地震儀南北向最大加速度正規化後隨深度變化圖	8-10
圖 8-6b	臺北港井下地震儀東西向最大加速度正規化後隨深度變化圖	8-10
圖 8.7	高雄港井下地震儀南北向之最大加速度隨深度變化圖.....	8-13
圖 8.8	高雄港井下地震儀南北向最大加速度正規化後隨深度變化圖	8-13
圖 8.9	臺北港井下地震站震波放大倍率與地表最大加速度比較圖 ..	8-14

圖 8.10 高雄港井下地震站震波放大倍率與地表最大加速度比較圖 ...	8-14
圖 8.11a 蘇澳港地震站 2005 年 3 月 6 日地震之動態孔隙水壓變化....	8-18
圖 8.11b 蘇澳港 2005 年地震作用下不同深度之超額孔隙水壓圖 ...	8-19
圖 8.11c 蘇澳港 2007 年 9 月 7 日地震之動態孔隙水壓變化.....	8-20
圖 8.11d 蘇澳港 2007 年 9 月 7 日地震之動態孔隙水壓變化(大於 0.25Hz)	8-21
圖 8.11e 蘇澳港 2007 年 9 月 7 日地震之動態孔隙水壓變化(小於 0.25Hz)	8-22
圖 8.12a 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態孔隙水壓變化.....	7-23
圖 8.12b 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化(大於 0.1Hz)	8-24
圖 8.12c 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化(小於 0.1Hz)	8-25
圖 8.13a 安平港 2010 年 3 月 4 日地震之動態孔隙水壓變化.....	8-26
圖 8.13b 安平港 2010 年 3 月 4 日地震之動態孔隙水壓變化(大於 0.08Hz)	8-27
圖 8.13c 安平港 2010 年 3 月 4 日地震之動態孔隙水壓變化(小於 0.08Hz)	8-28
圖 8.14 臺北港地震站 1 級震度傅氏頻譜圖.....	8-31
圖 8.15 臺北港地震站 2 級震度傅氏頻譜圖.....	8-31
圖 8.16 臺北港地震站 3 級震度傅氏頻譜圖.....	8-32
圖 8.17 臺北港地震站各級震度平均傅氏頻譜圖.....	8-32
圖 8.18 臺北港地震站 2008 年 6 月 2 日地震不同深度之傅氏頻譜圖..	8-33
圖 8.19 臺北港地震站 2008 年 6 月 2 日地震地表相對不同深度土層之 傅氏頻譜比圖	8-34

圖 8.20 高雄港地震站 1 級震度傅氏頻譜圖	8-35
圖 8.21 高雄港地震站 2 級震度傅氏頻譜圖	8-35
圖 8.22 高雄港地震站 3 級震度傅氏頻譜圖	8-36
圖 8.23 高雄港地震站各級震度平均傅氏頻譜圖	8-36
圖 8.24 高雄港地震站弱震單站平均頻譜比	8-39
圖 8.25 高雄港測站 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分地震加速度歷時 ..	8-40
圖 8.26 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分強震頻譜比 ..	8-40
圖 8.27 高雄港地震站強、弱震單站頻譜比	8-41
圖 8.28 2006 年 12 月 26 日 20 時 26 分恆春地震震度分佈	8-45
圖 8.29 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分恆春地震震度分佈	8-45
圖 8.30 2010 年 03 月 04 日甲仙地震震度分佈(中央氣象局)	8-46
圖 8.31 高雄港 2006 年 12 月 26 日及 2010 年 3 月 4 日地震	8-46
圖 8.32 高雄港監測站 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分地震之位移反應 譜 ($\zeta=5\%$)	8-47
圖 8.33 高雄港監測站 2006 年 12 月 26 日地震之速度反應譜($\zeta=5\%$)	8-47
圖 8.34 高雄港監測站 2006 年 12 月 26 日地震之加速度反應譜($\zeta=5\%$)	8-48
圖 8.35 高雄港地震監測站恆春地震反應譜三相圖(2006/12/26, 20:34)	8-48
圖 8.36 安平港 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分地震加速度歷時	8-49
圖 8.37 安平港地震監測站恆春地震反應譜三相圖(2006/12/26, 20:34)	7-49
圖 8.38 滿州國小(KAU042)地震站實測反應譜圖(中央氣象局)	8-51

圖 8.39 墾丁國小(KAU043)地震站實測反應譜圖(中央氣象局)	8-51
圖 8.40 恆春氣象站地震站實測反應譜圖(中央氣象局)	8-52
圖 8.41 高雄氣象地震站實測反應譜圖(中央氣象局)	8-52
圖 8.42 七股氣象地震站實測反應譜圖(中央氣象局)	8-53
圖 8.43 高雄港地震站實測加速度反應譜圖($\zeta=5\%$)(港研中心)	8-53
圖 8.44 高雄港地震站加速度反應譜圖(0.15g)	8-54
圖 8.45 安平港地震站實測加速度反應譜圖(港研中心)($\zeta=5\%$)	8-54
圖 8.46 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日恆春地震 PGA 圖.....	8-55
圖 8.47 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日恆春地震隱模態函數組圖	8-56
圖 8.48 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日恆春地震時頻分析圖	8-56
圖 8.49 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日恆春地震能譜圖.....	8-56
圖 8.50 高雄港地震站 2006 年 10 月 9 日地震 STFT 法頻譜比圖	8-57
圖 8.51 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日地震 STFT 法頻譜比圖 ..	8-57
圖 8.52 高雄港地震站 2010 年 3 月 4 日地震 STFT 法頻譜比圖	8-58
圖 8.53 布袋港地震站 2010 年 3 月 4 日地震 STFT 法頻譜比圖	7-58
圖 8.54 高雄港 120 號碼頭動態監測站斷面配置圖.....	8-60
圖 8.55 高雄港 120 號碼頭動態監測站平面配置圖.....	8-60
圖 8.56 2012 年 10 月 25 日 18 時 31 分地震震度分布(中央氣象局)	8-61
圖 8.57 高雄港 120 碼頭地表地震儀地表加速度歷時(2012/10/25)...	8-61
圖 8.58 高雄港井下地震站地表加速度歷時(2012/10/25).....	8-62
圖 8.59 高雄港地震站地震資料傅氏頻譜比較圖(2012/10/25).....	8-62

圖 8.60 港區地震資訊網示意圖	8-63
圖 8.61 港區地震資訊網連結地震查詢圖	8-64
圖 8.62 港區近期地震查詢圖	8-64
圖 8.63 港區歷史地震資訊查詢圖	8-65
圖 8.64 港區歷史地震查詢圖-臺北港	8-65
圖 8.65 港區地震災況速報系統儀器配置示意圖	8-66
圖 8.66 臺中港區地震即時監測畫面示意圖	8-67
圖 8.67 安平港區地震即時監測畫面示意圖	8-67
圖 8.68 微地動儀現地試驗圖	8-68
圖 8.69 臺北港微地動測站位置圖	8-70
圖 8.70 臺北港區共振主頻等值分佈圖	8-70
圖 8.71 高雄港第四貨櫃中心各測站分佈位置圖	8-71
圖 8.72 高雄港區第四貨櫃中心共振主頻等值分佈圖	8-72
圖 9.1 沉陷分析之流程圖	9-3
圖 9.2 自由水位下降引致之有效應力增量分佈	9-4
圖 9.3 受壓水位下降引致之有效應力增量分佈	9-5
圖 9.4 沉陷計安裝示意圖	9-8
圖 9.5 磁感式層別沉陷計安裝示意圖	9-9
圖 9.6 布袋港地層下陷監測井位置圖	9-13
圖 9.7a 布袋港分層水位變化圖(自記式)	9-14
圖 9.7b 布袋港分層水位變化圖(自記式)	9-15
圖 9.8 布袋港(200m)分層水位變化圖(手動量測)	9-16
圖 9.9 布袋港(300m)分層水位變化(手動量測)	9-17

圖 9.10 布袋港(200m)分層累積下陷圖(手動量測)	9-18
圖 9.11 布袋港(300m)分層個別下陷量圖	9-19
圖 9.12a 布袋港(300m)分層累積下陷量圖	9-20
圖 9.12b 布袋港(400m)水準基站累積下陷量圖(92/09/04~97/05/30).....	9-21
圖 9.12c 布袋港(400m)水準基站累積下陷量圖(98/07/03~101/11/21)..	9-22
圖 9.13 101 年嘉義縣布袋鎮及布袋港區監測點水準測量工作範圍圖	9-26
圖 9.14 101 年嘉義縣布袋鎮及布袋港區監測點水準測量水準測線、環 線佈置圖	9-27
圖 9.15 嘉義縣布袋鎮及布袋港區下陷圖(93~101 年).....	9-28
圖 9.16 大鵬灣分層水位變化圖(手動量測).....	9-30
圖 9.17 大鵬灣地層分層下陷觀測圖	9-31
圖 9.18 臺中港分層水位變化圖(手動量測).....	9-33
圖 9.19 臺中港分層累積下陷量圖(200m).....	9-34
圖 9.20 安平港分層水位變化圖(手動量測).....	9-36
圖 9.21 安平港分層累積下陷量	9-37
圖 10.1 查詢系統主畫面	10-5
圖 10.2 蘇澳港區地圖圖層及選單下拉模式.....	10-5
圖 10.3 蘇澳港區港埠設施現況圖	10-6
圖 10.4 蘇澳區港埠未來規劃配置圖	10-6
圖 10.5 蘇澳港區港埠規劃配置對照圖	10-7
圖 10.6 蘇澳港區港區遙測影像圖	10-7
圖 11.1 蘇澳港區地圖圖層及選單下拉模式.....	11-7
圖 11.2 蘇澳港區鑽探孔位分佈圖	11-7

圖 11.3 蘇澳港區鑽孔柱狀圖	11-8
圖 11.4 地震強度選取對話框	11-8
圖 11.5 蘇澳港區鑽孔 Liao 液化機率分析結果柱狀圖	11-9
圖 11.6 蘇澳港區 Liao+Lai 法全區液化危險性指數分佈圖	11-9
圖 11.7 蘇澳港區 Seed 抗液化安全係數柱狀圖	11-10
圖 11.8 蘇澳港區 Seed+Iwasaki 法全區液化危險性指數分佈圖	11-10
圖 11.9 Lai 液化機率分析方法查詢選單下拉模式	11-13
圖 11.10 蘇澳港區鑽孔 Lai 液化機率分析結果柱狀圖	11-13
圖 11.11 蘇澳港區 Lai_Prob+Lai 法全區液化危險性指數分佈圖	11-14
圖 11.12 蘇澳港區 Lai 抗液化安全係數柱狀圖	11-14
圖 11.13 蘇澳港區 Lai+Iwasaki 法全區液化危險性指數分佈圖	11-15
圖 11.14 地震下陷分析成果圖	11-16
圖 11.15 震度漸增液化影響動畫成果圖之一	11-18
圖 11.16 震度漸增液化影響動畫成果圖之二	11-19
圖 11.17 震度漸增液化影響動畫成果圖之三	11-19
圖 11.18 震度漸增液化影響動畫成果圖之四	11-20
圖 11.19 震度漸增液化影響動畫成果圖之五	11-20
圖 11.20 震度漸增液化影響動畫成果圖之六	11-21
圖 11.21 震度漸增液化影響動畫成果圖之七	22-21
圖 11.22 震度漸增液化影響動畫成果圖之八	11-22
圖 11.23 震度漸增液化影響動畫成果圖之九	11-22
圖 11.24 震度漸增液化影響動畫成果圖之十	11-23
圖 12.1 高雄港貨櫃碼頭分佈位置圖	12-9

圖 12.2	高雄港貨櫃裝卸量選單呈列狀況圖.....	12-9
圖 12.3	高雄港單一碼頭貨櫃裝卸量統計圖展繪.....	12-10
圖 12.4	高雄港多選碼頭貨櫃裝卸量統計圖展繪.....	12-10
圖 12.5	高雄港全港區貨櫃碼頭裝卸量統計圖展繪.....	12-11
圖 12.6	臺中港貨櫃碼頭分佈位置圖.....	12-11
圖 12.7	臺中港單一碼頭貨櫃區裝卸量統計圖展繪.....	12-12
圖 12.8	臺中港多選碼頭貨櫃區裝卸量統計圖展繪.....	12-12
圖 12.9	臺中港全港碼頭貨櫃區裝卸量統計圖展繪.....	12-13
圖 12.10	基隆港貨櫃碼頭分佈位置圖.....	12-13
圖 12.11	基隆港單一碼頭貨櫃裝卸量統計圖展繪.....	12-14
圖 12.12	基隆港多選碼頭貨櫃裝卸量統計圖展繪.....	12-14
圖 12.13	基隆港全港區貨櫃碼頭裝卸量統計圖展繪.....	12-15
圖 13.1	臺灣港區海氣象觀測資料地理資訊系統流程圖.....	13-2
圖 13.2	蘇澳港區海氣象查詢表單及潮位測站位置展示圖.....	13-7
圖 13.3	蘇澳港潮位資料內容選取對話框.....	13-7
圖 13.4	蘇澳港潮位資料年份選取對話框.....	13-7
圖 13.5	蘇澳港潮位資料月季選取對話框.....	13-8
圖 13.6	蘇澳港潮位資料圖查詢結果之一.....	13-8
圖 13.7	蘇澳港海流資料圖查詢結果之一.....	13-9
圖 14.1	福爾摩沙衛星二號外觀.....	14-4
圖 14.2	福爾摩沙衛星二號繞行軌道示意圖.....	14-4
圖 14.3	福爾摩沙衛星二號取像條帶示意圖.....	14-5
圖 14.4	基隆港圖資補充成果示意圖.....	14-9

圖 14.5 臺北港圖資補充成果示意圖	14-9
圖 14.6 蘇澳港圖資補充成果示意圖	14-10
圖 14.7 臺中港圖資補充成果示意圖	14-10
圖 14.8 高雄港圖資補充成果示意圖	14-11
圖 14.9 安平港圖資補充成果示意圖	14-11
圖 14.10 花蓮港圖資建置成果示意圖	14-12
圖 14.11 基隆港衛星影像	14-16
圖 14.12 蘇澳港衛星影像	14-17
圖 14.13 臺北港衛星影像	14-17
圖 14.14 臺中港衛星影像	14-18
圖 14.15 高雄港衛星影像	14-18
圖 14.16 安平港衛星影像	14-19
圖 14.17 花蓮港衛星影像(2010)	14-20
圖 14.18 花蓮港衛星影像(2011)	14-20
圖 14.19 花蓮港衛星影像(2012)	14-21
圖 15.1 本研究建議之多方位災情通報架構圖	15-2
圖 15.2 防救災資料庫系統軟硬體架構圖	15-3
圖 15.3 系統服務配置圖	15-8
圖 15.4 雲端主機建置架構圖	15-9
圖 15.5 防救災資料庫系統功能架構圖	15-10
圖 15.6 系統首頁畫面	15-10
圖 15.7 系統主畫面	15-12
圖 15.8 新增災害功能畫面圖	15-13

圖 15.9	災害更新功能畫面	15-14
圖 15.10	港區災害分布畫面	15-14
圖 15.11	災情處置作為功能畫面	15-15
圖 15.12	災情通報功能畫面	15-15
圖 15.13	多媒體簡訊即時災況功能畫面	15-16
圖 15.14	影音即時災況功能畫面	15-17
圖 15.15	影音即時災況上傳	15-17
圖 15.16	整合式災情服務 Google Earth 畫面	15-18
圖 15.17	KML 災情描述視窗畫面	15-18
圖 15.18	文件查詢功能選單畫面	15-19
圖 15.19	資源分布圖層展示功能選單畫面	15-20
圖 15.20	資源分布圖層展示範例畫面	15-20
圖 15.21	紀錄查詢功能選單畫面	15-21
圖 15.22	簡訊通報紀錄查詢功能畫面	15-21
圖 15.23	使用者管理功能畫面	15-22
圖 15.24	群組管理功能畫面	15-23
圖 15.25	電話輸入通報管理功能畫面	15-23
圖 15.26	災害類別管理功能畫面	15-24
圖 15.27	災害狀況管理功能畫面	15-24
圖 15.28	防救災資源更新功能畫面	15-25

表 目 錄

表 2-1	剪力試驗盒外部量測儀器列表	2-7
表 2-2	砂土試體內水壓計配置表	2-9
表 2-3	主樁上應變計配置表	2-9
表 2-4	砂土試體內微型單向加速度計配置表	2-10
表 2-5	試驗輸入地震	2-14
表 3-1	動態分析土層參數表	3-15
表 3-2	結構元素參數表	3-15
表 3-3	基樁元素中之 Mohr-Coulomb 介面彈簧參數表	3-15
表 4-1	國內港灣構造物設計基準之三等級設計地震力	4-4
表 4-2	國內建築及橋梁之中度地震所對應的回歸期概略值	4-5
表 4-3	橋梁耐震設計規範之三等級地震力	4-6
表 4-4	耐震功能性水準定性規定之建議	4-7
表 4-5	各重要度等級之碼頭特性	4-8
表 4-6	國內現行港灣構造物設計基準之功能性目標	4-9
表 4-7	本研究建議之各等級碼頭所對應的耐震功能性目標	4-13
表 5-1	板樁式碼頭功能性可接受標準	5-4
表 5-2	各類設計方法之應用時機	5-6
表 5-3	非液化工址板樁式碼頭變位參數與安全係數之關係	5-12
表 6-1	板樁構材相關資料表	6-2
表 6-2	高耐索規格表	6-3
表 6-3	碼頭陸上區土壤參數	6-3
表 6-4	國際航海協會構造物等級	6-5

表 6-5	港灣結構物之用途係數	6-6
表 6-6	本案例 A 級碼頭之耐震功能性目標	6-6
表 6-7	A 級板樁式碼頭各等級地震力功能性可接受標準	6-7
表 6-8	各土層地震主動土壓力係數(k_a)及被動土壓力係數(k_p)	6-9
表 6-9	各土層土壓力計算表($K_h=0.14$)	6-10
表 6-10	各土層對錨碇拉桿力矩計算表($K_h=0.14$)	6-10
表 6-11	各土層土壓力計算表($K_h=0.01$)	6-19
表 6-12	各土層對錨碇拉桿力矩計算表($K_h=0.01$)	6-21
表 6-13	動態分析土層參數表	6-27
表 6-14	結構元素參數表	6-28
表 6-15	基樁元素中之 Mohr-Coulomb 介面參數表	6-28
表 6-16	不同地震歷時之板樁構件變位與應力值	6-36
表 7-1	動態分析土層參數表	7-12
表 7-2	鋼板樁圓筒式碼頭及大型儲槽材料參數表	7-12
表 7-3	結構元素參數表	7-14
表 7-4	基樁元素中之 Mohr-Coulomb 介面參數表	7-14
表 8-1	各港區設置下地震儀資料表	8-1
表 8-2	臺北港 2007~2009 年井下地震觀測資料	8-4
表 8-3	臺北港 2010 年井下地震觀測資料	8-5
表 8-4	臺北港 2008 年地震站各深度最大加速度表	8-6
表 8-5a	高雄港 2007~2008 年井下地震資料之規模、震央與震源深度	8-11
表 8-5b	高雄港 2009~2010 年井下地震資料之規模、震央與震源深度	8-12
表 8-6	蘇澳港 2007 年井下地震監測資料表	8-15

表 8-7	蘇澳港 2008~2009 年井下地震監測資料表	8-16
表 8-8	蘇澳港 2010 年井下地震監測資料表	8-17
表 8-9	安平港 2006~2008 年井下地震監測資料表	8-43
表 8-10	安平港 2009~2011 年井下地震監測資料表	8-44
表 8-11	工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數	8-50
表 8-12	臺北港區測站資料	8-69
表 8-13	高雄港區測站資料	8-71
表 9-1	環線閉合分析表	9-25
表 12-1	貨櫃碼頭營運設計使用資料檔案及資料錄說明	12-2
表 13-1	資料庫表單之格式及登錄內容	13-1
表 14-1	各港空間資訊建置統計表	14-6
表 14-2	花蓮港空間資訊圖資統計表	14-12
表 14-3	消防單位、避難處所、醫療單位資源表	14-14
表 14-4	各年度衛星影像數量統計表	14-15
表 14-5	港區選用衛星影像資料表	14-16
表 14-6	花蓮港選用衛星影像資料表	14-19

第一章 前言

1.1 計畫緣起

臺灣地處環太平洋地震帶，至目前為止港灣結構物所曾遭遇的最大破壞，乃為烈震強浪所帶來的強烈衝擊及其延生的土壤液化、變形等災害。依據 1989 年美國加州灣區烈震調查，受災最嚴重的位置，均在海灣淤泥層及填土區上，1994 年 1 月 17 日，加州又現烈震，報告指出嚴重災區也多在軟弱地層上。隔年同日(1995 年 1 月 17 日)，日本阪神發生加速度達 833 gal 的烈震，回填區大面積液化，可見震災之分佈與地質條件有絕對密切之關係。1999 年 9 月 21 日，臺灣發生集集大地震，距震央相隔三十餘公里的臺中港，1 號至 4A 等五座碼頭及後線回填曲亦嚴重受創。而 2011 年 3 月 11 日，日本東北發生規模 9 的超級大地震，當地最大災害為海嘯及後續延生的核變，但東京灣等未受海嘯嚴重侵襲的地區依然發現有大面積土壤液化災害。臺灣重要的商港大都座落於疏鬆軟弱之沖積土層與回填之新生地上，在強烈地震作用下，極可能發生結構物震盪損傷，或因土壤液化引發港灣碼頭向海側位移、傾斜與沉陷等災害；

另近 20 年來臺灣沿海地區地層下陷問題嚴重，每遇豪雨暴潮，甚至平時大潮滿潮，即發生海水倒灌，財產損失不貲，布袋、安平兩港正座落於下陷嚴重的嘉南平原地區，因此港區新生地之填土高程，碼頭堤防之設計高程，宜先預留容許下陷量，以防範未然。

對於地震這類不可預知的天然災害，若能事先確知那些地質脆弱區域於地震時可能受創，當可事先採取適當之防範措施。而西南沿海部分地區，仍有持續地層下陷現象，此亦會影響鄰近港區的現有設施及未來發展。對於港灣地區的地震下陷等地質災害，我們不可不審慎防備。因而，本計畫針對港灣地區，進行五大主要工作：(1)港區碼頭動態模型試驗及數值模擬研究，(2)港區各類碼頭結構物耐震能力分析，(3)港區地震及地層下陷分層監測研究，(4)港區工程基本資料庫更

新建置等研究工作，(5) 港區防救災網路地理資訊系統擴建及整合，以提升現有港區受震評估技術，減少地震或下陷災害可能帶來的衝擊，提供港務單位做為規劃設計及防救災決策支援使用。

1.2 計畫目標

針對港區可能發生的強烈地震及地層下陷等災害，本研究設定達成的目標有四：

1. 整合現地監測資料、模型試驗、規範分析及數值模擬，提升現有港區受震評估技術。
2. 持續監測及分析各港區井下地震監測系統及西南重要港灣地區分層下陷資料，提供港區防災之預防措施參考，減少地震或下陷災害可能帶來的衝擊。
3. 結合地理資訊系統技術擴建港灣工程基本資料，提供港務單位規劃設計之應用。
4. 規劃安平港區各類災害(震災、火災、颱風、船舶等災害)之防救策略與標準作業流程，並建置防救災資料庫系統，可供管理單位防救災決策支援使用。

1.3 預期效益

針對港區可能發生的地質災害，本研究規劃達成的基本效益有四：

1. 整合現地試驗資料、進行碼頭動態模型試驗，提升現有港區碼頭受震評估精度。
2. 建立本土化基礎土層中碼頭考慮液化土壤-結構互制行為數值模擬。

- 3.持續監測及分析各港區井下地震監測系統及西南重要港灣地區分層下陷資料。
- 4.更新建置港區工程基本資料庫。
- 5.執行港區防救災網路地理資訊系統擴建及整合作業。

第二章 港區板樁碼頭震動台液化試驗

2.1 試驗簡介

本計畫執行之目的為利用考慮土壤-結構互制反應之動態有效應力數值模擬與震動台模型試驗，回饋現地監測站分析，以提高現有震後災損快速評估模式，並可檢核與評估現有設計準則之適用性，上年度(100年)核心為震動台錨碇式板樁碼頭模型試驗，計畫開始首先蒐集板樁震動台試驗文獻，參考前人經驗，而後進行前期錨碇式板樁碼頭震動台模型數值模擬，以數值模擬結果作為模型配置之參考，所製作之模型先在雙軸向層狀剪力盒中進行空箱安裝測試，確認其相關邊界條件與整合，並進行砂土回填步驟與程序，經此試驗後始進行震動台模型試驗，試驗之波形先以小振幅 white noise 進行系統完整性測試，隨後以正弦波震動，並視模型受震反應與破壞程度逐漸增大正弦波振幅直至模型完全破壞。另發展相關資料處理程序，並以所得試驗結果進行數值模擬模型修正，利用修正之模型架構，改善現地監測站之地表加速度與結構損壞曲線，提高震後快速災損評估模式之可靠度及回饋設計與分析。

2.2 試驗設備

2.2.1 雙軸向層狀剪力盒

本計畫之錨碇式板樁碼頭模型試驗為向國家地震工程研究中心租借六向震動台(shaking table)與雙軸向層狀剪力盒(bi-directional laminar shear box)作為試驗平台，層狀剪力盒可在有限尺寸模擬自由場土壤震動行為，將自行設計之板樁模型架設於剪力盒內進行 white noise、正弦波與設計地震震動，使回填土壤激發孔隙水壓力甚至產生液化，並以高密度高速量測系統擷取砂土試體質點反應、砂土激發超額孔隙水壓力與板樁受震反應。本研究使用雙軸向層狀剪力盒(翁作新等，2006)模擬錨碇式板樁碼頭於半無限空間土層中之受震行為。此剪力盒由十

五層內外複合框架組合而成，剪力試驗盒內框尺寸長寬高分別為 188cm、188cm 及 152cm，外框尺寸長寬高分別為 194cm、234cm 及 152cm。在外框之外有鋼性外牆以供支撐。試驗之砂土試體及錨碇式板樁碼頭模型置於內框中進行受震模擬，在剪力盒外框之相對邊上裝設有成對的線性滑軌，以提供外框相對於外牆在 X 方向的滑動，而內框上亦有成對線性滑軌之裝置，以提供內框相對於外框在 Y 方向的滑動(圖 2.1)。如此設計，剪力盒便可模擬雙軸向的土層震動。另外考慮到柔性邊界之運動機制，剪力盒之內外框皆以十五層框架堆疊而成，在試驗過程中雖然單一框架本身因具有相當之剛性而無法產生變形，但各框架間可存在水平向的相對運動，因此剪力盒中之砂土試體在縱剖面上可隨地震波作用而變形(圖 2.2)。

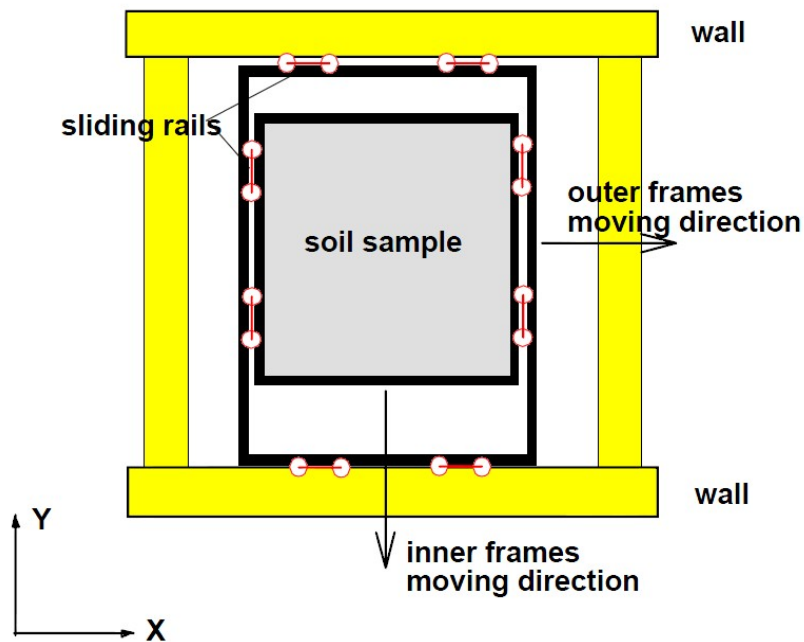


圖 2.1 內外複合框架配合兩組滑軌(翁作新等，2006)

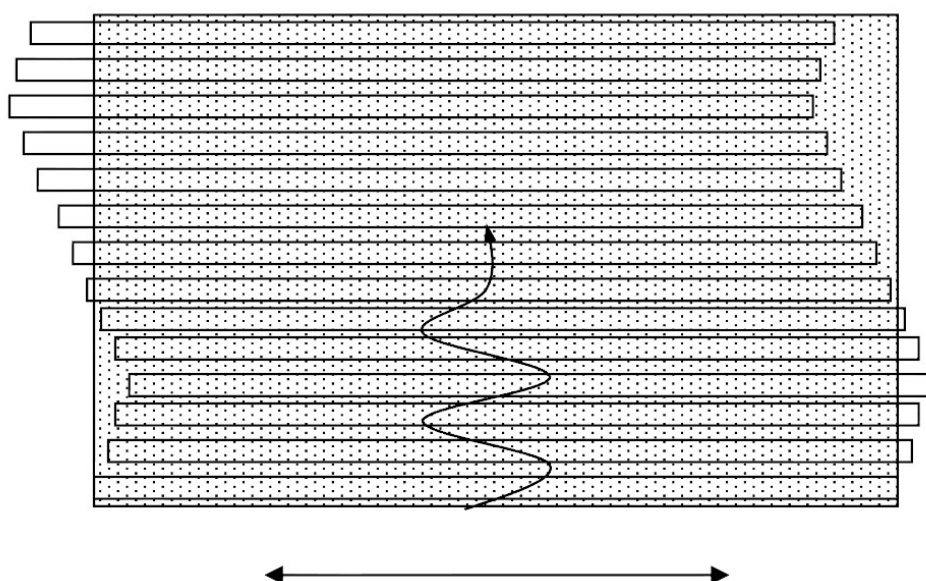


圖 2.2 剪力盒運動型態示意圖(翁作新等，2006)

2.2.2 錨碇式板樁碼頭模型

本研究將錨碇式板樁碼頭模型與砂土置入剪力盒中進行受震試驗，因此決定實體模型尺寸時須避免超過剪力盒所能容納尺寸與邊界效應，本研究將主樁懸背長度固定為 60cm，而錨碇桿位於距主樁頂 10 公分位置，並參考極限平衡分析法與數值模擬結果得到主樁總長 100cm、厚度 5mm。並決定主樁鋁板寬度為 168cm，以等間距 30cm 平均分配 6 個錨碇點位，主樁與錨碇樁之距離為 50cm，於主樁兩側加裝 5mm 厚之軟墊，以攔阻震動期間岸側砂土由主樁側邊往海側流動，各詳細實體模型尺寸與配置如圖 2.3 所示，主樁與錨碇樁為同材質之鋁板與鋁棒，楊氏模數 E 為 $7,100,000\text{N/cm}^2$ ，錨碇桿為 16#之鐵線(線徑 0.16cm)。

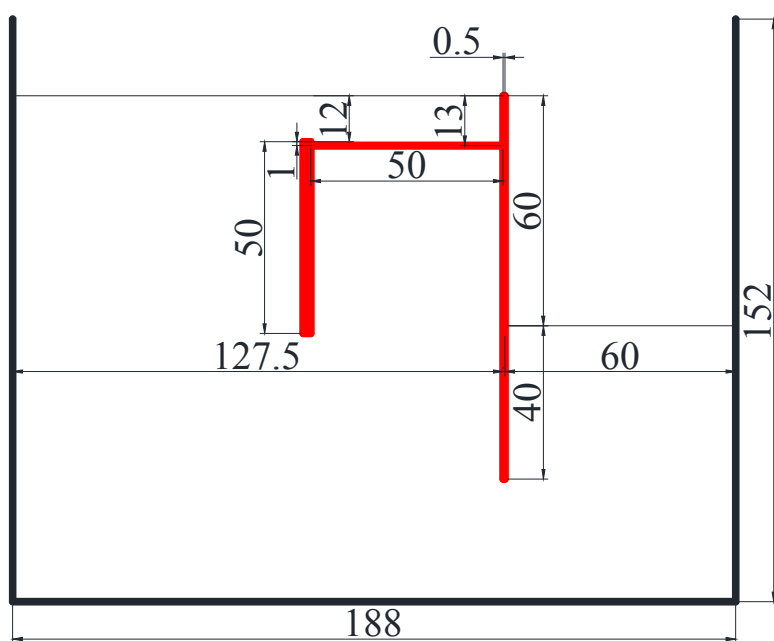
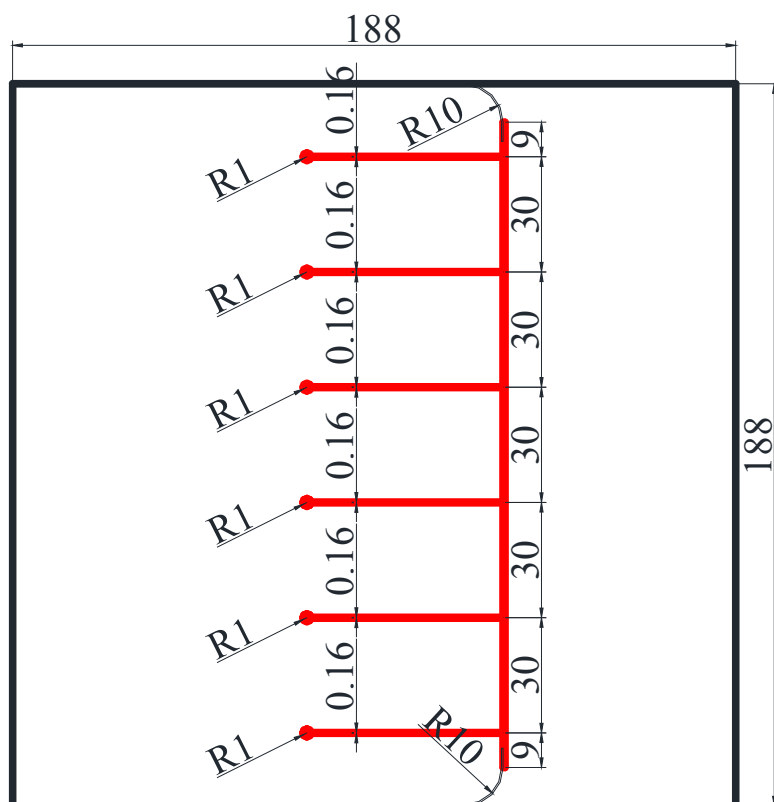


圖 2.3 錨碇式板樁碼頭模型配置圖(單位:公分)

2.2.3 大型砂土質落箱

本試驗採用固定式質落裝置，進行試體準備工作(圖 2.4)。質落裝置為一底板鑽有平均分布之孔洞之質落箱，配合可抽換式多孔盤與電動馬達使砂土試體均勻落入剪力盒中。本試驗之質降法採用濕沉降法，進行方式為於剪力盒內注入足夠高度的水，使質落完成後水面高度仍高於砂面高度。注水量與落砂量之控制，可依從前使用濕沉降法所得的試體孔隙比經驗概略估算。濕沉降法可使砂土顆粒在落入剪力試驗盒之水中後，因受到水之阻力而達終端速度，並趕散附著於砂土顆粒上之空氣及塵埃，達到均勻飽和之試體準備目的。根據翁作新等於 2003 年之試驗結果，濕沉降法的試體在均勻性與飽和度上皆符合試驗需要。



圖 2.4 以質落裝置進行試體準備

2.2.4 量測儀器與配置

本研究以震動台與雙軸向層狀剪力盒作為試驗平台，模擬錨碇式板樁碼頭於半無限域土層中之受震行為，以探討錨碇式板樁碼頭受震時之反應與土壤結構互制行為，本節回顧前期實體模型試驗之量測器配置，以作為試驗資料分析之參考，本研究以六種量測儀器分別架設於剪力盒外部與震動台、砂土試體內部與主樁表面，詳細量測儀器配置敘述如下。

1. 裝設於剪力盒外部與震動台 (圖 2.5，表 2-1)

- (1)位移計(LDT)。
- (2)加速度計(Accelerometer)。

2. 裝設於砂土試體內部(圖 2.6)

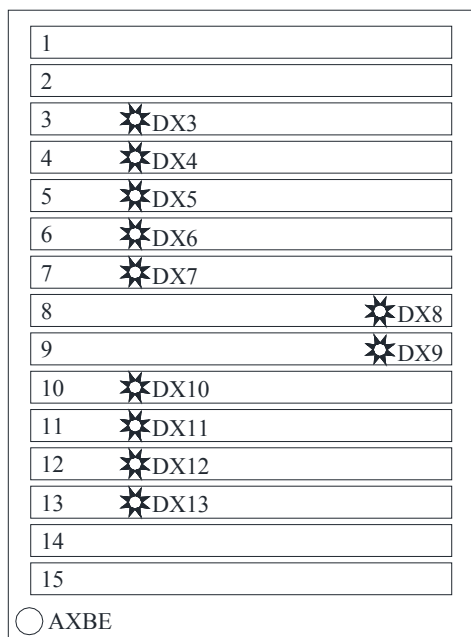
- (1)水壓計：共 19 個。(表 2-2)
- (2)微型單向加速度計：X 方向共 23 個，Y 方向共 3 個(表 2-4)。

3. 裝設於主樁模型表面 (圖 2.6)

- (1)應變計：面海側共 4 個，回填側共 4 個 (表 2-3)。
- (2)Shape array：裝設於回填側。
- (3)Tactile sensor: 面海側共 2 個，回填側共 5 個。試驗進行期間 Tactile sensor 因泡水時間過長，使 sensor 失去功能，並未獲得可分析之資料，因此以下不予以討論。

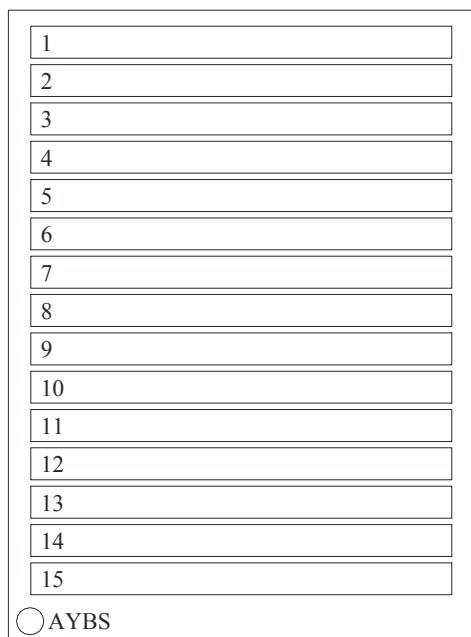
✱ LDT

○ Accelerometer



X-direction

(a) 內框



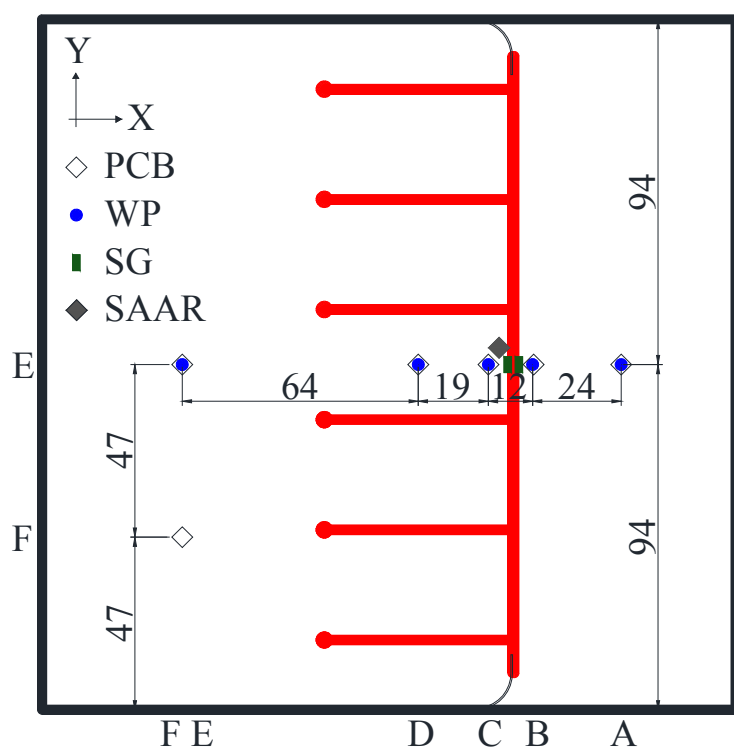
Y-direction

(b) 外框

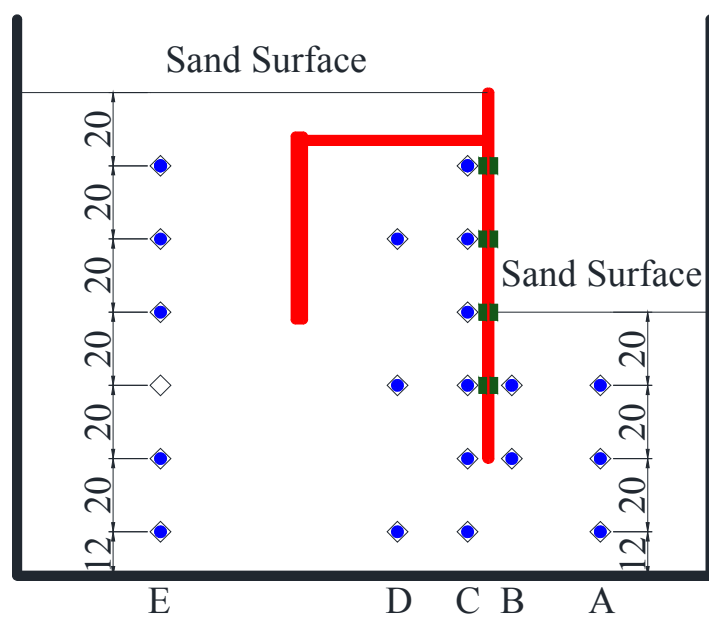
圖 2.5 剪力盒外部位移計、加速度計配置圖

表 2-1 剪力試驗盒外部量測儀器列表

儀器	裝設位置	數量		
		X 方向	Y 方向	Z 方向
位移計	內框	11	0	0
	震動台	1(DTX)	1(DTY)	0
加速度計	外牆	1(AXBE)	1(AYBS)	1(ABZ)
	震動台	1(ATX)	1(ATY)	1(ATZ)



(a)上視圖



(b)側視圖

圖 2.6 砂土試體內部與主樁量測儀器配置圖(單位：公分)

表 2-2 砂土試體內水壓計配置表

水壓計編號	位置	深度(cm)
WP1	A1	120
WP2	A2	100
WP3	A3	80
WP4	B1	100
WP5	B2	80
WP6	C1	120
WP7	C2	100
WP8	C3	80
WP9	C4	60
WP10	C5	40
WP11	C6	20
WP12	D1	120
WP13	D2	80
WP14	D3	40
WP15	E1	120
WP16	E2	100
WP17	E4	60
WP18	E5	40
WP19	E6	20

表 2-3 主樁上應變計配置表

應變計編號	位置	深度 (cm)
SG1-B	岸側(Backfill side)	80
SG2-B		60
SG3-B		40
SG4-B		20
SG1-S	海側(Sea side)	80
SG2-S		60
SG3-S		40
SG4-S		20

表 2-4 砂土試體內微型單向加速度計配置表

微型單向加速度計編號	位置	深度 (cm)
PCBA1X	A1	120
PCBA2X	A2	100
PCBA3X	A3	80
PCBB1X	B1	100
PCBB2X	B2	80
PCBC1X	C1	120
PCBC2X	C2	100
PCBC3X	C3	80
PCBC4X	C4	60
PCBC5X	C5	40
PCBC6X	C6	20
PCBD1X	D1	120
PCBD2X	D2	80
PCBD3X	D3	40
PCBE1X	E1	120
PCBE1Y	E1	120
PCBE2X	E2	100
PCBE3X	E3	80
PCBE3Y	E3	80
PCBE4X	E4	60
PCBE5X	E5	40
PCBE5Y	E5	40
PCBE6X	E6	20
PCBF1X	F1	120
PCBF2X	F2	80
PCBF3X	F3	40

2.3 試驗流程

2.3.1 錨碇式板樁碼頭模型之架設

本研究之錨碇式板樁碼頭模型尺寸及配置如圖2.3所示。此外，為防止砂土之承載力不足造成錨碇式板樁碼頭模型沉陷，本研究在主樁

頂部鑽以6個孔洞，以水線將主樁懸吊於一橫跨剪力試驗盒內框上之角鋁，並於主樁底部固定一根長度與主樁寬度相當之角鋁，其用意同於基樁之擴展基腳，以此避免錨碇式板樁碼頭模型之沉陷。但為模擬錨碇式板樁碼頭受震液化後的側潰傾倒情形，懸吊主樁之水線於Event 8前予以剪除。

錨碇式板樁碼頭模型架設步驟條列如下：

1. 於主樁表面標定出欲固定量測儀器之點位。
2. 於主樁兩側分別固定一 5mm 厚之軟性墊板。
3. 將量測儀器包含應變計及 Shape array 固定於主樁上。
4. 在主樁底部固定一角鋁，並將主樁以水線懸吊於剪力試驗盒內。
5. 將錨碇樁以水線懸吊於剪力試驗盒內，並以 16#之鐵線作為錨碇桿，固定於主樁及錨碇樁之間。

2.3.2 量測儀器之架設

砂土試體內部之量測儀器包含微型單向加速度計及水壓計。其綁設步驟條列如下：

1. 以釣線依照欲綁設量測儀器之座標拉出經緯線，固定於剪力試驗盒外牆上。並拉以垂直向之釣線固定於剪力盒底部。
2. 於垂直向之釣線上標出量測儀器之綁設高程。
3. 將水壓計以膠帶按設計高程固定於釣線上，並注意水壓計上之透水石應外露，以達監測效果。
4. 將微型單向加速度計按設計高程固定於釣線上。因加速度之量測有方向性之考量，在固定微型單向加速度計時須特別注意。
5. 固定量測儀器之釣線，將於試驗進行前全數剪斷，以移除釣線對量測儀器隨試體震動之限制。

2.3.3 砂土賈降與人工回填

本研究選用之砂土為越南峴港所產之石英砂，此砂土已多次用於國家地震工程中心震動台液化試驗(翁作新、李偉誠，2003)。越南砂為均勻級配砂，比重為2.65，有效粒徑(D10)為0.32mm，(D60)為0.6mm，均勻係數Cu為1.875，最大與最小孔隙比為0.911與0.612，細粒料含量小於1%。因錨碇式板樁碼頭模型之面海側及回填側砂面高程不同，而無法全程使用賈落裝置進行砂土試體準備。本研究之砂土試體準備主要分為三個階段：

1. 注水入剪力試驗盒中。
2. 使用賈落箱賈落
3. 人工回填。

依照試驗規劃，第一階段在剪力盒內注入足夠高度的水，使賈落完成後水面高度仍高於砂面高度。注水量與落砂量之控制，可依從前使用濕沉降法所得的試體孔隙比經驗概略估算。第二階段以賈落箱賈落砂土至挖泥線高程(圖2.7)，第三階段再以人工回填錨碇式板樁碼頭模型之回填側至主樁頂部(圖2.8)。然而在第一階段完成時，回填側砂面高程與目標高程相去不遠，但發現主樁底部些微向回填側傾斜，且面海側砂面高程遠低於回填側(約10至15cm)，推估可能原因為砂土賈落時之衝力衝擊主樁，使主樁底部向回填側傾斜，並對面海側造成遮蔽，使主樁之兩側落砂量不均勻。因此在第一階段完成後，先以人工回填的方式回填面海側至目標高程，再對回填側進行回填。回填完成後，靜置試體約24小時，待砂土完全沉澱後完成試體準備(圖2.8)。



圖 2.7 人工回填

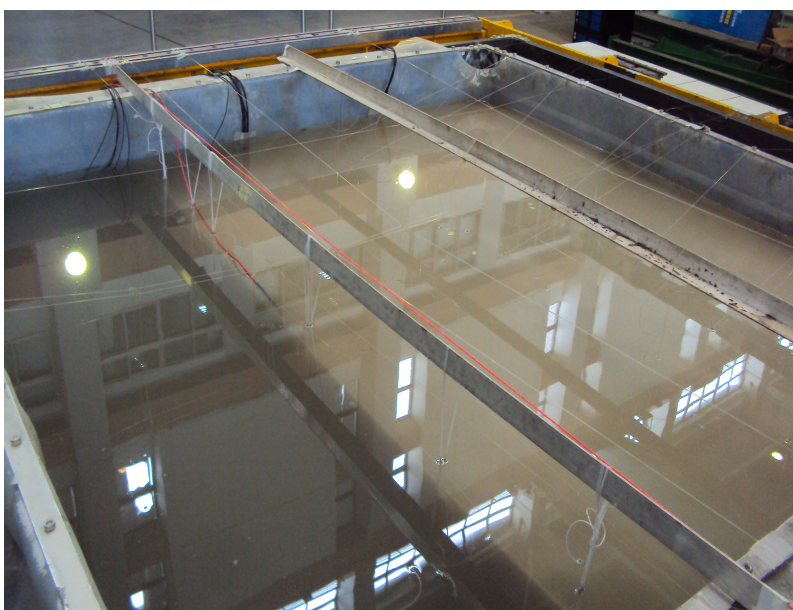


圖 2.8 試體準備完成圖

2.3.4 試驗規畫

本研究試驗共有10個Event，各Event之資訊如表2-5所示，試驗結果錨碇式板樁碼頭於Event10發生液化破壞，因此本研究之資料呈現與討論著重於Event 10，並使用Event 5 (未液化Event)與Event 10相互比

較。此外利用Event 1 頻寬為0.5~30 Hz 之white noise 可測試土層及板樁系統之頻率域反應，以錨碇區後方遠域區之最上方及最靠近錨碇板樁之加速度計反應經傅立葉轉換後之頻譜反應如圖2.9所示，顯示土壤及板樁系統之共振主頻為13.6 Hz。

表 2-5 試驗輸入地震

輸入地震	X 方向(NS)		
	頻率(Hz)	最大加速度(g)	延時(sec)
Event 1	白噪音(頻寬 30Hz)	0.03	60
Event 2	1	0.03	15
Event 3	2	0.03	7.5
Event 4	1	0.05	15
Event 5	1	0.075	15
Event 6	1	0.1	15
Event 7	1	0.1	15
Event 8	1	0.1	15
Event 9	1	0.075	15
Event 10	1	0.2	15

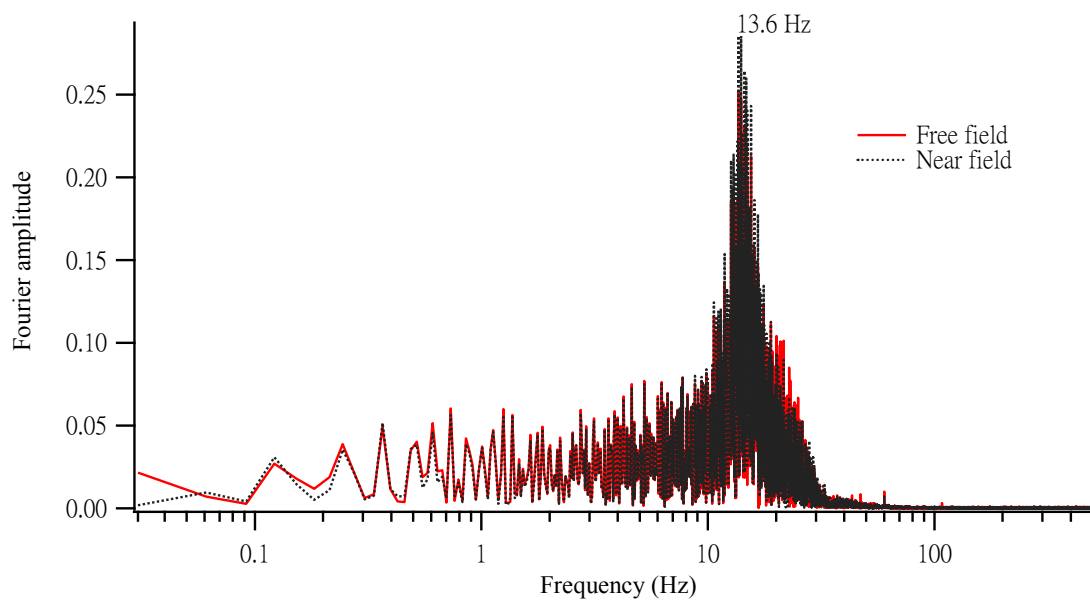


圖 2.9 White noise 頻譜反應

2.4 資料分析架構

本研究所使用之量測儀器如 2.2.4 節所列，包括架設於剪力盒外部與震動台之加速度計及位移計，架設於砂土試體內之微型單向加速度計及水壓計，以及架設於主樁之應變計及 SAAR。本研究對各量測儀器資料處理流程及資料間相互關係如圖 2.10 所示，因試驗時共使用兩套資料擷取系統，量測儀器包含位移計、加速度計、水壓計、微型單向加速度計與應變計等資料，皆由國家地震工程研究中心之震動台控制室統一擷取，故此些資料之延時、擷取頻率皆一致，唯 SAAR 之資料擷取獨立運作，由個人電腦進行資料擷取。因此在進行資料分析之前，須先對 SAAR 資料進行同步化處理，於 2.5.4 節詳述。所有 Event 之量測資料皆扣除該 Event 之資料初始值(初始 0.1 秒內之資料平均)，因此每個 Event 各自獨立，如此亦扣除孔隙水壓力中之靜水壓力，留下動態加載期間所激發之超額孔隙水壓力。

本研究選用低通濾波(Low pass filter, LP)與帶通濾波(Band pass filter, BP)濾除雜訊，所使用之濾波如圖所示，SAAR 位移歷時與主樁應變歷時以低通濾波濾除雜訊，其用意為保留模型受震時主樁永久位移量；試體內部之加速度、主樁 SAAR 加速度、剪力盒外部之加速度與位移歷時以帶通濾波濾除雜訊，以觀察受震期間之動態訊號；超額孔隙水壓力分析以帶通濾波濾出暫態孔隙水壓力，以低通濾波濾出累積孔隙水壓力。

將鄰近高程之主樁加速度歷時(SAAR)與試體質點加速度歷時(微型單向加速度計)疊合比較，藉以了解模型受震期間主樁與試體質點運動之相互關係。應變計資料分析可獲得主樁承受之土壓、彎矩與剪力分布，可與極限平衡分析之結果比較，以檢核極限平衡分析之適用性，除此之外應變計資料分析所得到之主樁彈性變形與主樁承受之土壓，可用以研究錨碇式板樁碼頭土壤結構互制行為動態 p-y 曲線。

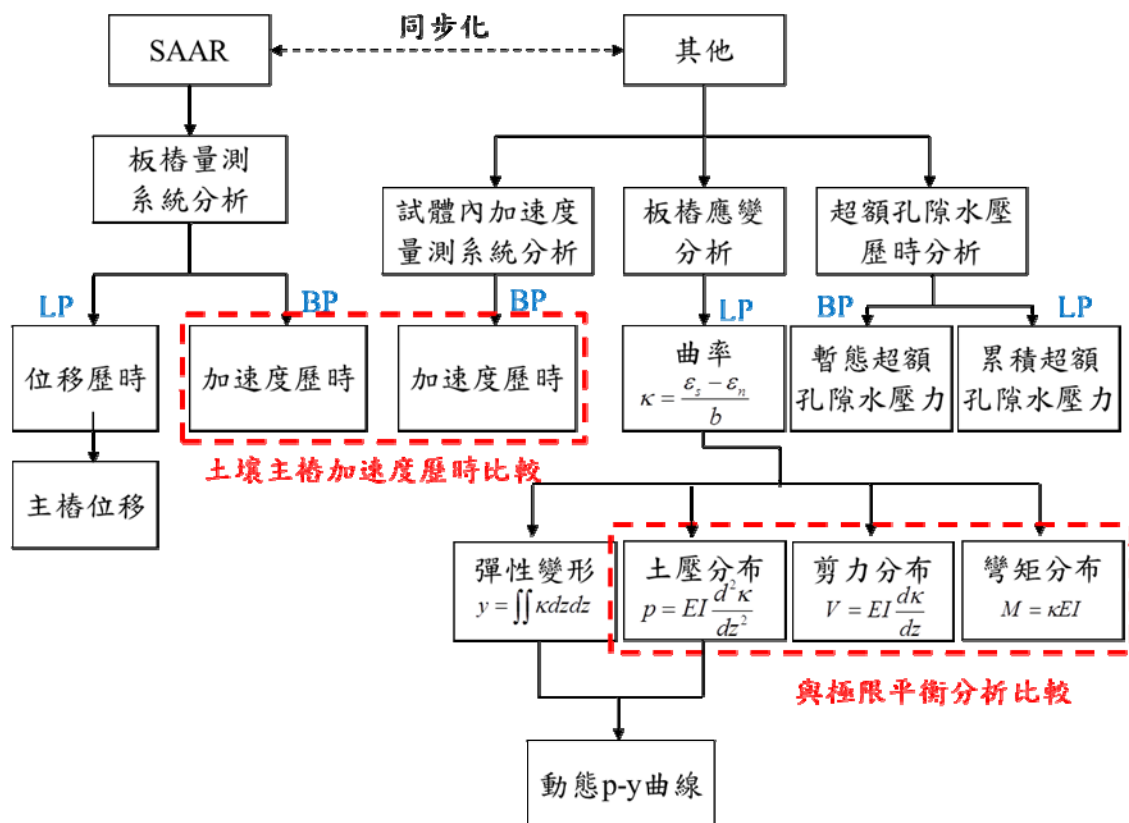


圖 2.10 資料分析架構

2.5 資料分析方法

2.5.1 加速度計與位移計資料分析

本研究在剪力盒外部與震動台皆架設了位移計與加速度計，其配置可參閱圖 2.5 與表 2-1。本研究之試驗輸入地震以 X 方向為主，為檢核在輸入地震後震動台之反應果效，除了 X 方向之加速度計，亦架設有 Y 方向與 Z 方向之加速度計。震動台上之位移計分別有 X 方向(DTX)與 Y 方向(DTY)位移計各一，剪力盒不同層之框架亦分別架設有位移計，可做為不同高程之土層自由場位移資料。加速度計資料與位移計資料皆以包含該 Event 震動頻率之帶通濾波濾除雜訊，以 Event5 為例，其輸入地震之震動頻率為 1Hz，因此選用頻帶為 0.25Hz 至 4Hz 之帶通濾波濾除雜訊。

2.5.2 水壓計資料分析

水壓計資料可分為靜水壓力(Hydrostatic pore pressure)、水波產生之動水壓力(Hydradynamic pore pressure)及超額孔隙水壓力(Excess pore pressure)，靜水壓力為震動前砂土試體中即存在之水壓力，動水壓力主要為水波導致之孔隙水壓力變化，由於量測超額孔隙水壓值超過 20 cm 水頭高，大於剪力盒剩餘高度，可見其影響有限；土壤受震時，土壤顆粒間之水分將受壓排出造成土壤孔隙比減小，土壤孔隙水壓力也會因此上升，此時若孔隙水壓力消散速率小於激發速率，就會產生超額孔隙水壓力。在土壤總應力不變之情況下，所激發之超額孔隙水壓力會造成土壤之有效應力降低，當超額孔隙水壓力持續累加至使土壤有效應力趨近於零時，土壤顆粒將懸浮於水中，使土壤失去剪力強度，此即土壤液化現象，因此超額孔隙水壓之分析為研究土壤液化行為之重點。

土壤受震時所激發之超額孔隙水壓力可分為暫態孔隙水壓力(Transient excess pore water pressure)與累積孔隙水壓力(Accumulate excess pore water pressure)。暫態孔隙水壓力為地震波穿過土壤時，使土壤產生暫時且可回復之剪應變時所激發之超額孔隙水壓，故暫態孔隙水壓力只存在於土壤受震期間，並且震動頻率與相角皆同於輸入地震，可用帶通濾波濾出。累積孔隙水壓力則於土壤受震期間緩慢累積，並在震動結束後才漸漸消散，可用低通濾波濾出。圖 2.11 為超額孔隙水壓濾波範例，使用 Event6 之 WP6 進行示範，因該 Event 之震動頻率為 1Hz，因此使用切斷頻率為 4Hz 之低通濾波濾出總超額孔隙水壓力，即圖中 Total epp；為呈現低頻震動之累積超額孔隙水壓力，因此使用切斷頻率為 0.3Hz 之低通濾波，即圖中 Accumulated epp；最後使用頻帶為 0.5Hz 至 4Hz 之帶通濾波濾出暫態孔隙水壓力，即圖中 Transient epp。本論文之試驗輸入地震除了 Event1 與 Event3 之外，其餘 Event 之震動頻率皆為 1Hz，因此低通濾波之切斷頻率與帶通濾波之頻帶皆同於上述範例。

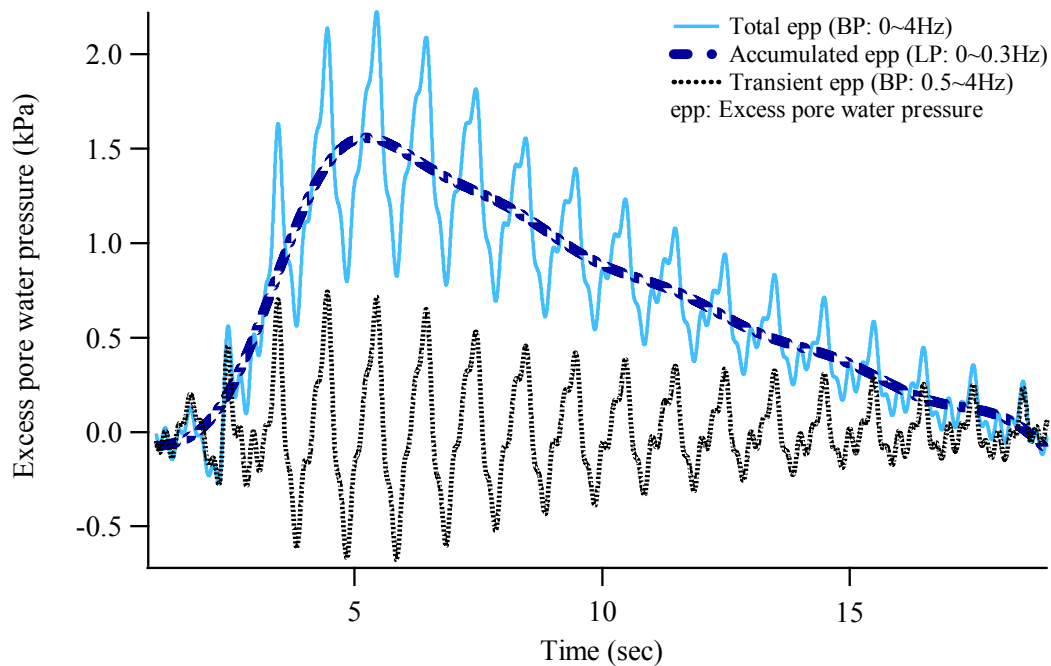


圖 2.11 超額孔隙水壓濾波分析範例

2.5.3 微型單向加速度計分析

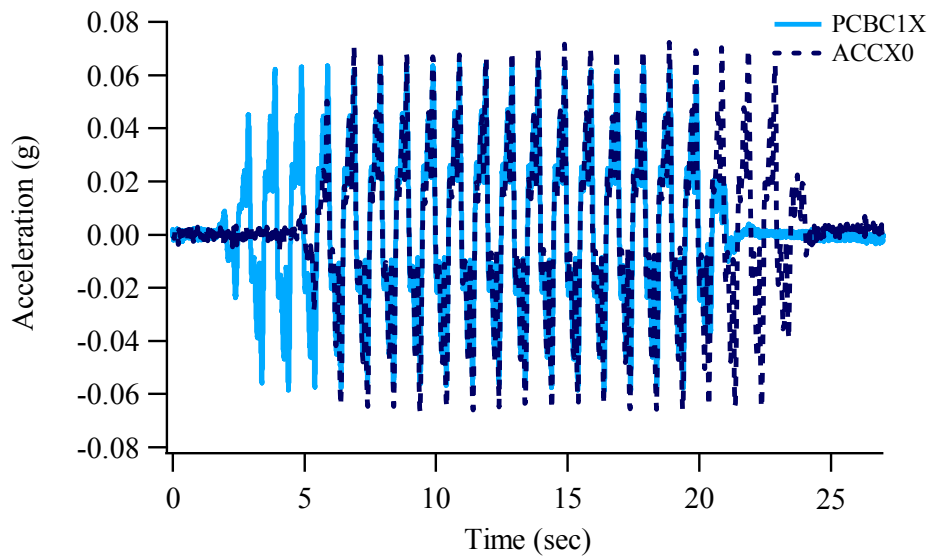
本研究在埋設水壓計之相同點位皆同時埋設以微型單向加速度計，用以了解不同點位砂土試體質點之受震反應。因試驗時之輸入地震以 X 方向之正弦波為主，因此微型單向加速度計之量測方向亦以 X 方向為主，但為驗證在 X 方向震動下，砂土試體在 Y 方向之運動反應，因此在自由場(斷面 E)已埋設 X 方向微型單向加速度計處，擇取三個點位，同時埋設以 Y 方向的加速度計。所擷取之加速度資料，皆以帶通濾波(頻帶 0.25Hz~4Hz)濾除雜訊。

若將斷面 C 之微型單向加速度計記錄資料與主樁上裝設之 SAAR 之加速度讀數互相比較，可了解鄰近主樁處之砂土試體質點受震反應與板樁受震反應間之相互關係，因此使用一致之帶通濾波 (頻帶 0.25 Hz~4Hz)濾除雜訊，以利兩者之比較，SAAR 資料分析於 2.5.4 節詳述。

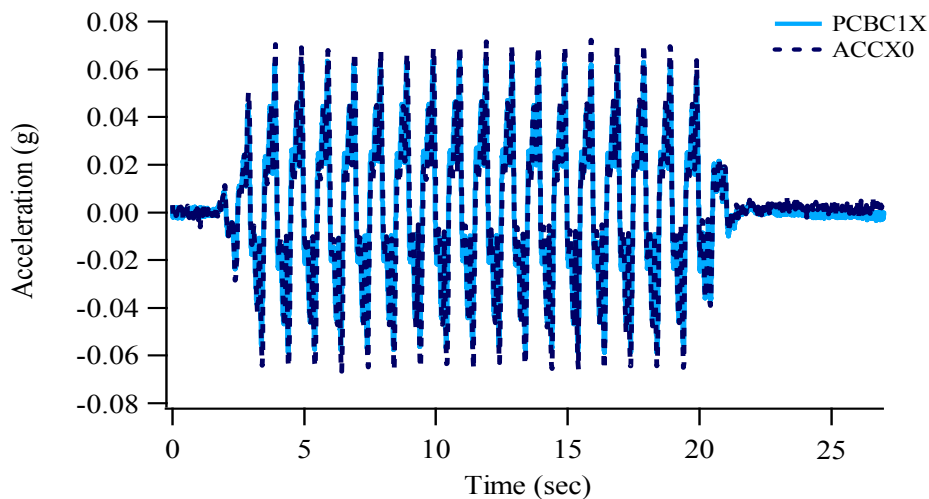
2.5.4 SAAR 資料分析

本研究將SAAR裝設於主樁回填側鄰近中心線之位置，由底部至頂部縱向裝設，如圖2.6所示。SAAR為一長型帶狀之量測儀器，於頂底並中間段等間距設定節點，節點與節點中間有感測子可量測該點位之質點加速度及轉角，再經過SAAR中內建之微處理器對加速度及轉角資料進行積分而得到質點變位，因此可了解受測試體之變位情形。本次試驗所使用之SAAR分為8段共9個節點，因此可得到8個點位的加速度歷時，及9個點位的位移歷時。SAAR可縱向裝設測得受測試體質點之側向變位，或水平向裝設得到質點垂直變位，本研究採用前種裝設方式，如此測得主樁受震後之側向變位歷時。

在進行SAAR資料分析之前，須先對資料進行同步化處理，其原因為SAAR之資料擷取為獨立運作，開始擷取時間不同於由震動台控制室統一擷取之量測儀器。同步化之方式為將SAAR最底端節點之加速度資料與砂土試體最底部微型單向加速度計之資料互相比較，將SAAR之加速度歷時在時間軸上作平移，使兩者之首次波峰時間點一致(圖2.12)。SAAR測得之加速度資料可與微型單向加速度計之資料互相比較，因此使用一致之帶通濾波(0.25Hz~4Hz)濾除雜訊，以利兩者之比較。



(a) 同步化前



(b) 同步化後

圖 2.12 SAAR 同步化

2.5.5 應變計資料分析

本研究於主樁之岸側與海側相對高度黏貼四組成對應變計，用以監測模型受震期間主樁之應變歷時，使用切斷頻率 4Hz 之低通濾波濾除雜訊。主樁之曲率應變關係如式(2.1)所示，根據式(2.1)可得到應變計所在位置之主樁曲率歷時，主樁頂部與底部為自由端故假設曲率為零，主樁之側向彈性變形 y 可由曲率對深度之二次積分求得，如式(2.2)

所示。主樁承受彎矩可由式(2.3)求得，彎矩為曲率與楊氏模數、轉動慣量之乘積，因此主樁底部之彎矩為零，與自由土支法之假設一致。式(2.4)為主樁承受之剪力，式(2.5)為主樁承受之土壤反力 (Soil reaction)，其單位為 N/m，將作用於土壤之側向土壓 (Lateral earth pressure) 視為作用於一單位長度之土壤反力，因此可將土壤反力視為作用於土壤之側向土壓，其單位為 Pa。本研究將試驗中藉由應變計資料所求得之主樁彎矩、剪力與側向土壓分布剖面與極限平衡分析之結果進行比較，以探討極限平衡分析之適用性。

$$\kappa(z,t) = \frac{\varepsilon_n(z,t) - \varepsilon_s(z,t)}{b} = \frac{\partial^2 y(z,t)}{\partial z^2} \quad (2.1)$$

$$y(z,t) = \iint \kappa(z,t) dz dz \quad (2.2)$$

$$M(z,t) = EI \frac{\partial^2 y(z,t)}{\partial z^2} = EI \kappa(z,t) \quad (2.3)$$

$$V(z,t) = EI \frac{\partial^3 y(z,t)}{\partial z^3} = EI \frac{\partial \kappa(z,t)}{\partial z} \quad (2.4)$$

$$p(z,t) = EI \frac{\partial^4 y(z,t)}{\partial z^4} = EI \frac{\partial \kappa^2(z,t)}{\partial z^2} \quad (2.5)$$

式中， κ ：該點位之曲率 (Curvature)

ε_s ， ε_n ：主樁前後相對應點之彎曲應變 (Bending strain)

b ：主樁厚度 5mm

M ：主樁於該點位承受彎矩

V ：主樁於該點位承受剪力

p ：主樁承受之土壤反力

E ：主樁之楊氏模數 6.89E6 N/cm²

I ：主樁之轉動慣量 1.042cm⁴

$\frac{\partial^n y(z,t)}{\partial z^n}$ ：主樁側向位移 y 對深度之 n 次偏微分

$\frac{\partial^n \kappa(z,t)}{\partial z^n}$ ：主樁曲率 κ 對深度之 n 次偏微分

土壤反力 p 與主樁彈性變形 y 歷時得以應用於土壤結構互制行為動態 p - y 曲線之探討，動態 p - y 曲線概念相當於材料受力與變形之相互關係，於動態加載期間，動態 p - y 曲線以阻滯圈(Hysteretic loop)形式呈現，藉由阻滯圈之型態可了解土壤於受震期間之勁度(Stiffness)變化與阻尼(Damping)效應，本研究同時於土壤反力歷時與主樁彈性變形歷時中，擇取三個具代表性之循環加載時間區間(若地震頻率為 1Hz，一個循環加載時間區間為 1 秒)，繪製動態 p - y 曲線。

2.6 資料分析結果與討論

2.6.1 震動台與剪力盒反應比較

圖 2.13 為於 Event5 量測得之震動台 X 方向(DTX)與 Y 方向(DTY)位移歷時，由圖可知雖然輸入地震為 X 方向之震動，但震動台在 Y 方向上仍有些許位移，且頻率與相角與 X 方向一致，而震幅約為 X 方向位移之 10%。

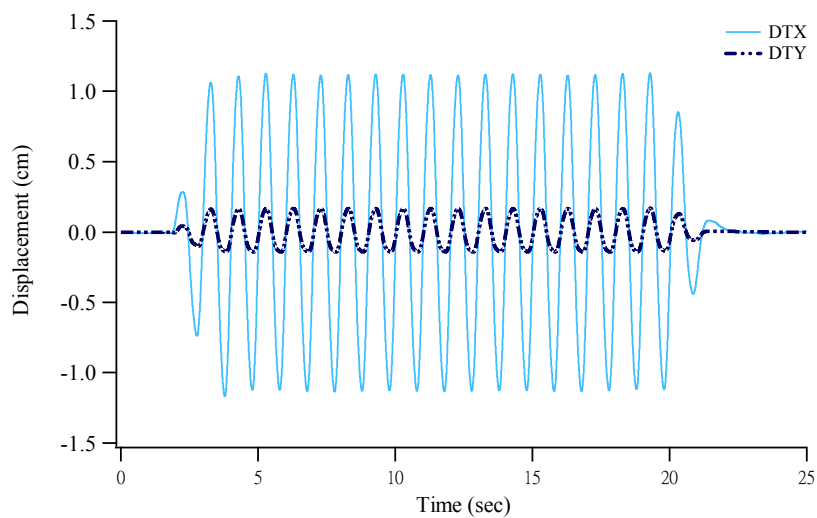
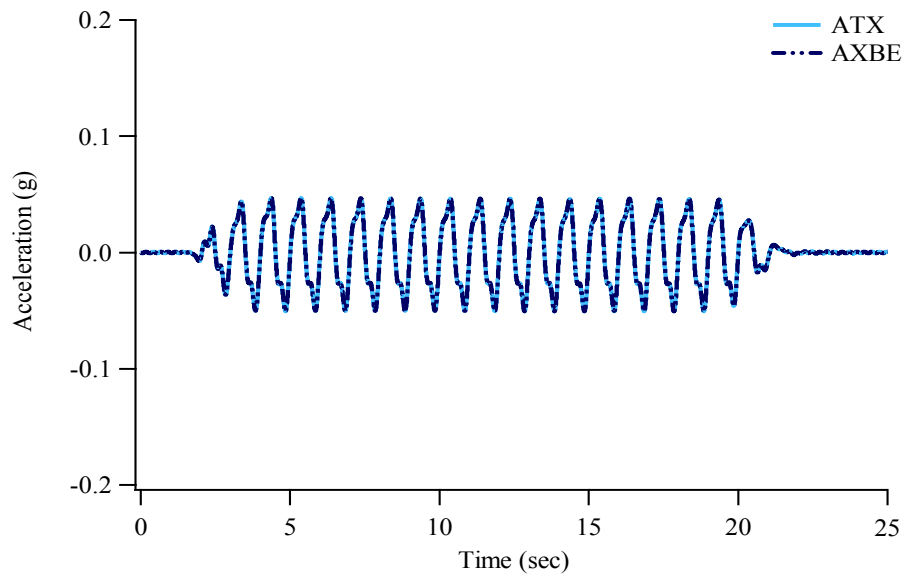
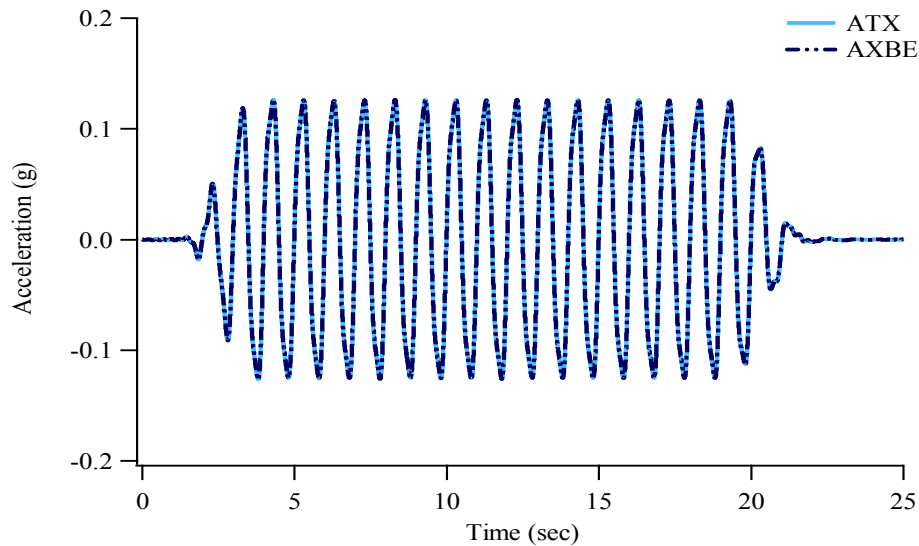


圖 2.13 Event5 震動台位移歷時

圖 2.14 為震動台與剪力盒外牆所量測得之加速度歷時，(a)為 Event5，(b)為 Event10。圖頂與圖底之兩條水平線為該 Event 輸入地震之最大加速度，由圖可見架設於震動台與剪力盒外牆上之加速度計，因皆未涉及土層運動，因此兩者所量測得之資料有極高的一致性。



(a) Event5



(b) Event 10

圖 2.14 震動台與剪力盒整體加速度歷時

2.6.2 試體質點加速度分析

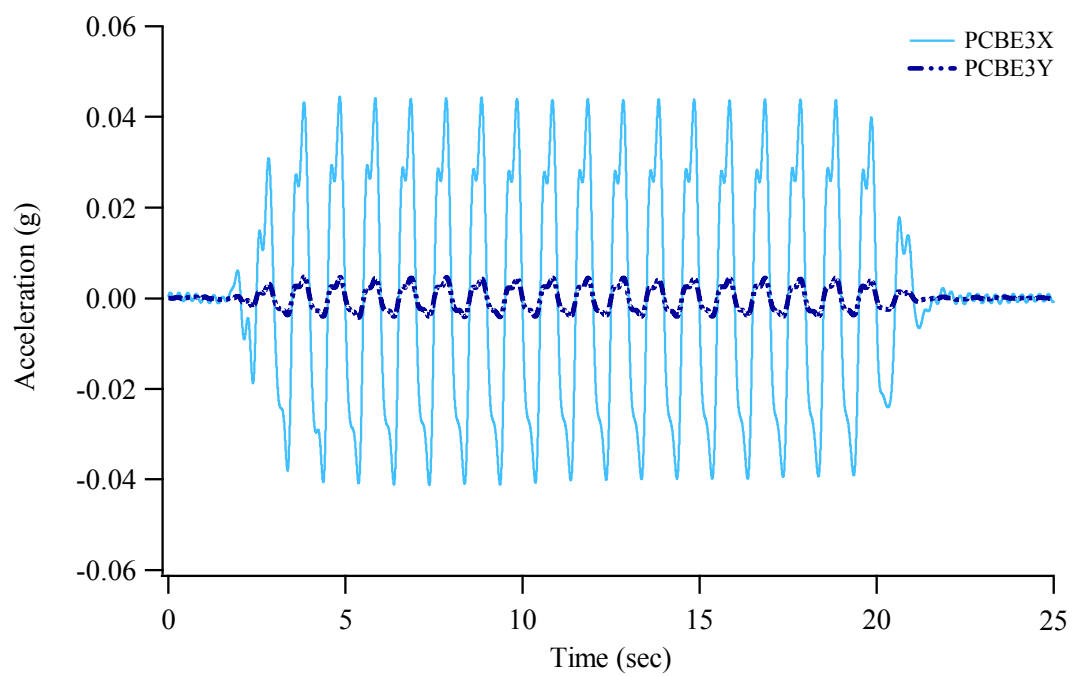
圖 2.15 為 Event5 及 Event10 於斷面 E 中深度 80 cm 之點位 X 方向與 Y 方向之加速度歷時比較，由圖可看出兩次 Event 在 X 方向之震動下，仍存在 Y 方向之加速度，且 Event10 中，時間 7 秒至 10 秒間，Y 方向加速度震幅逼近 X 方向加速度震幅，顯示 X 與 Y 方向皆因液化後產生之土體自由震動。

圖 2.16 為 Event5 與 Event10 於主樁之岸側距主樁 6cm 處(斷面 C)各高程之試體質點運動加速度歷時。4 秒前斷面 C 上之加速度歷時頻率及相角皆一致，因此可推測至少在 4 秒前砂土試體未發生液化。液化砂土後，斷面 C5 之最大加速度發生於距表層最近之點位(PCBC3X)，且最大加速度趨近於 0.3g，大於 Event 10 之輸入地震最大加速度 0.2g，可推測在液化發生過程中，砂土試體發生震幅放大效應。

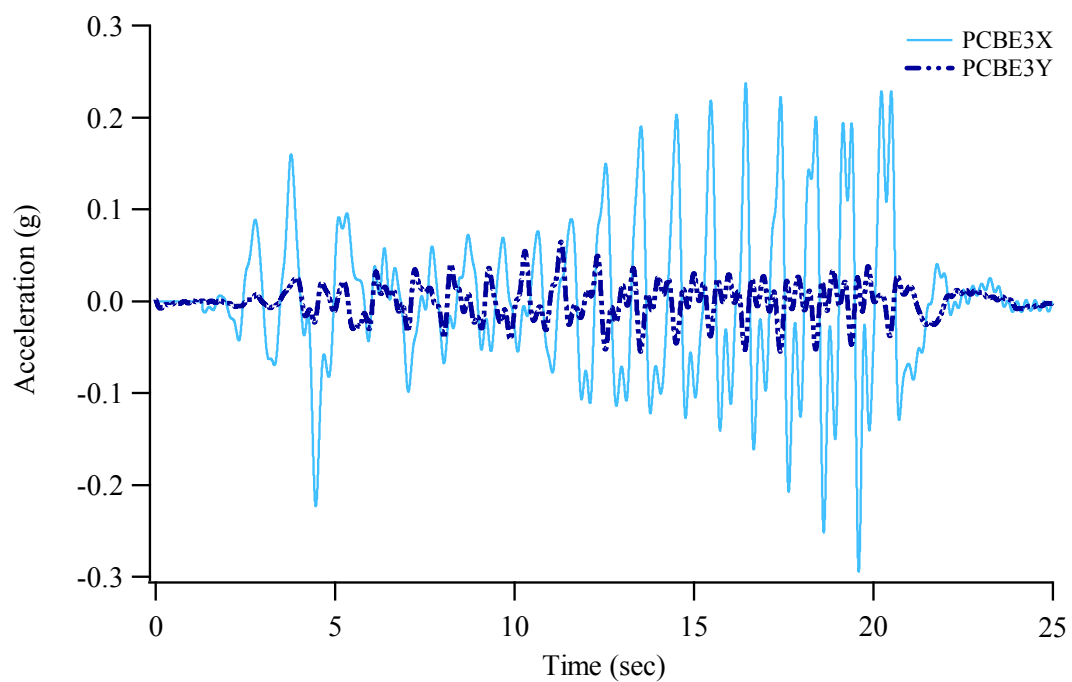
圖 2.17 為 Event5 與 Event10 所有位於深度 80cm 之加速度計量測資料，將斷面 E 與斷面 F 視為自由場，其於斷面視為近場區，近場區又分為海側(斷面 A)與岸側(斷面 B, C, D)。Event5 中無論是自由場或近場區，亦或是岸側或海側，所有加速度計量測資料在頻率和相角上皆有很高的一致性。而 Event10 在 4 秒前所有資料之頻率和相角皆相同，液化發生後，斷面 C 資料呈現自由震動狀態，錨碇樁後方之自由場(斷面 E)於 13 秒後產生震幅放大效應。

2.6.3 主樁與試體質點加速度比較

圖 2.18 與圖 2.19 分別為 Event5 與 Event10 SAAR 與微型單向加速度計鄰近點位之加速度歷時比較，圖中之圖示顯示該點位之深度，由圖 2.18 與圖 2.19 可知，除了 Event10 最底部之微型單向加速度計資料大於 SAAR 資料外，其餘皆有前者小於後者之趨勢。

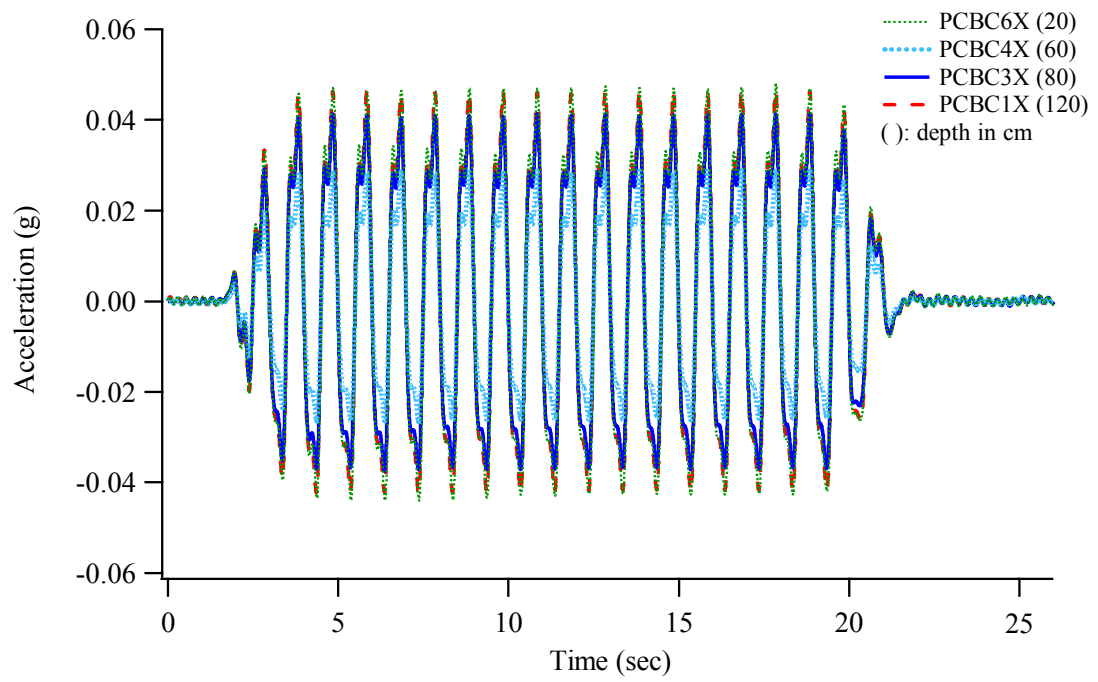


(a) Event 5

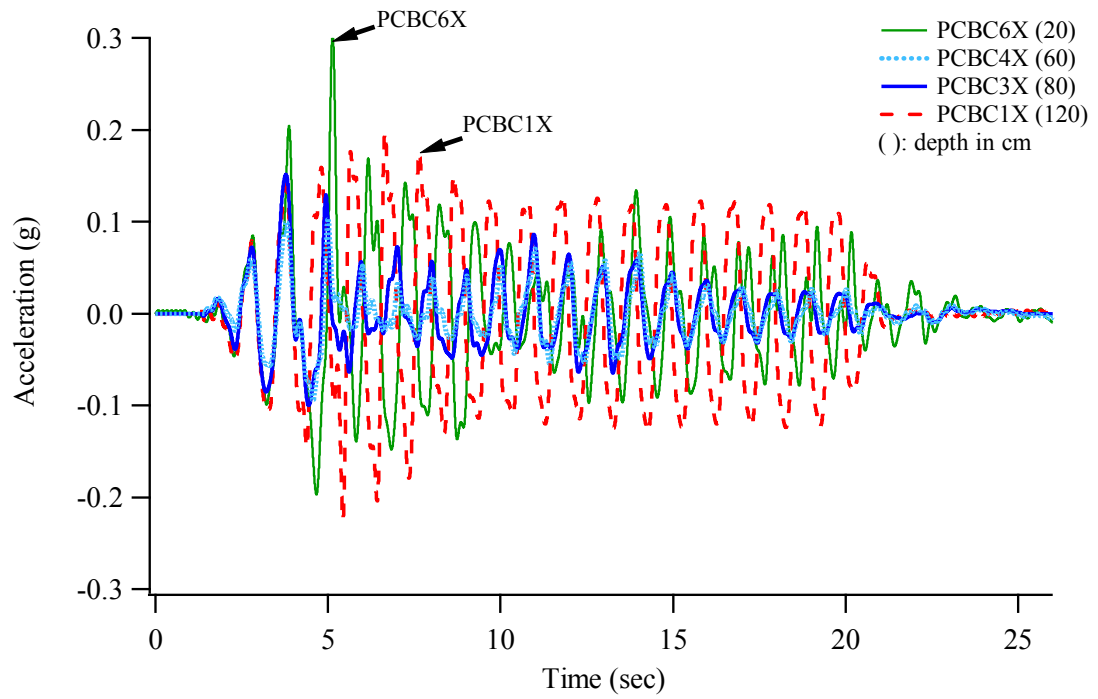


(b) Event 10

圖 2.15 水平加速度與垂直加速度比較圖

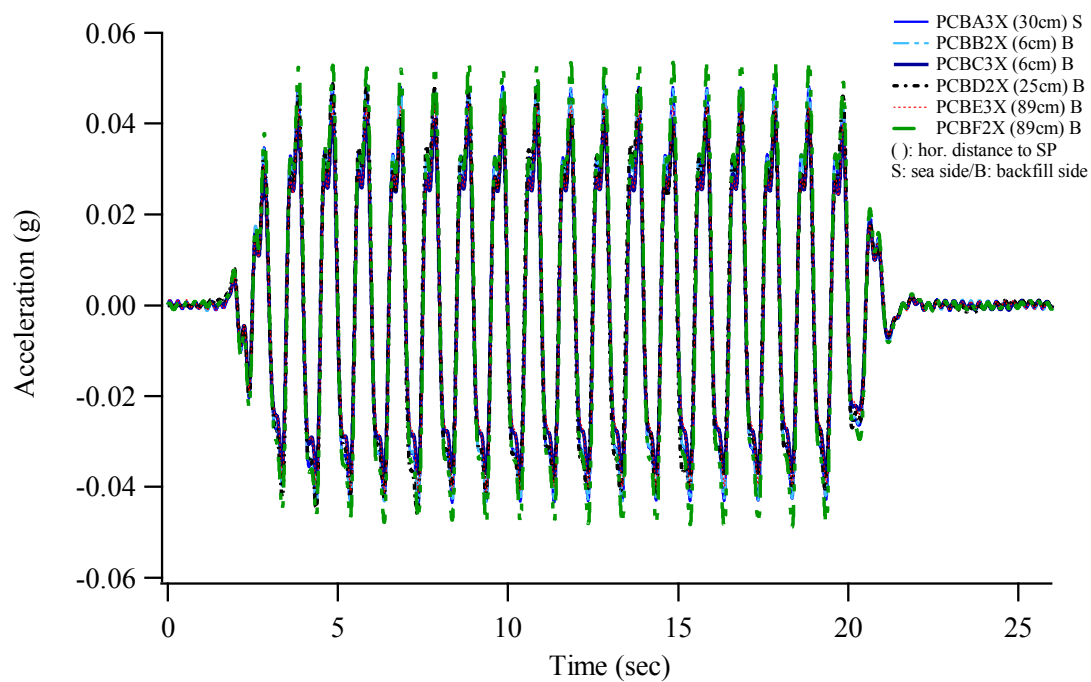


(a) Event 5

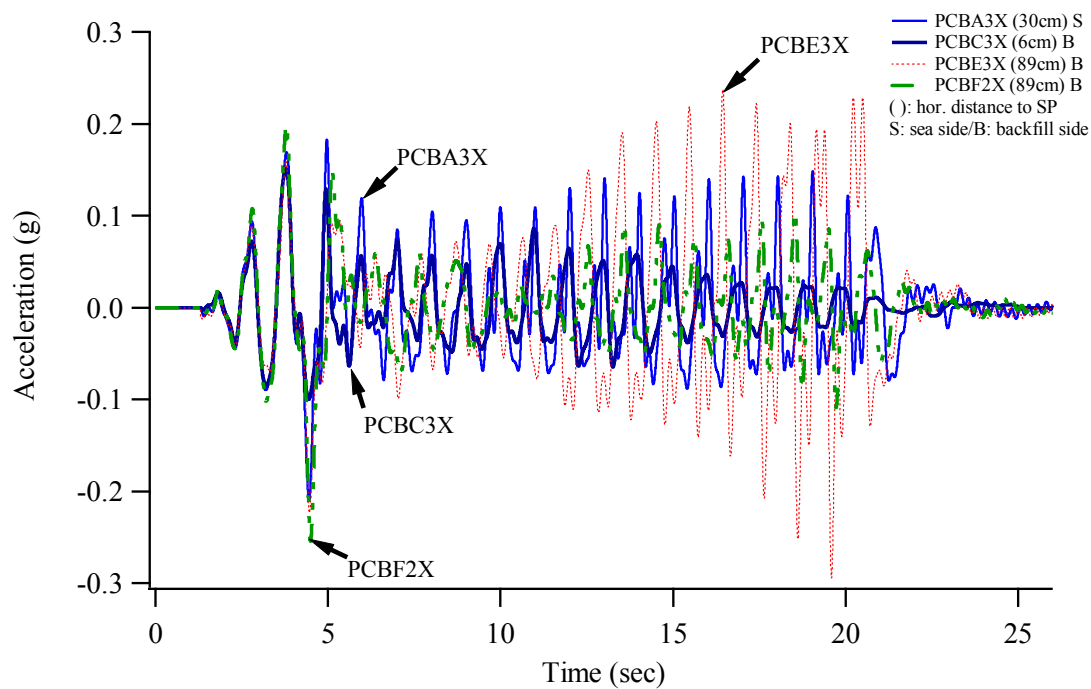


(b) Event 10

圖 2.16 斷面 C 之加速度歷時



(a) Event 5



(b) Event 10

圖 2.17 深度 80cm 之加速度歷時

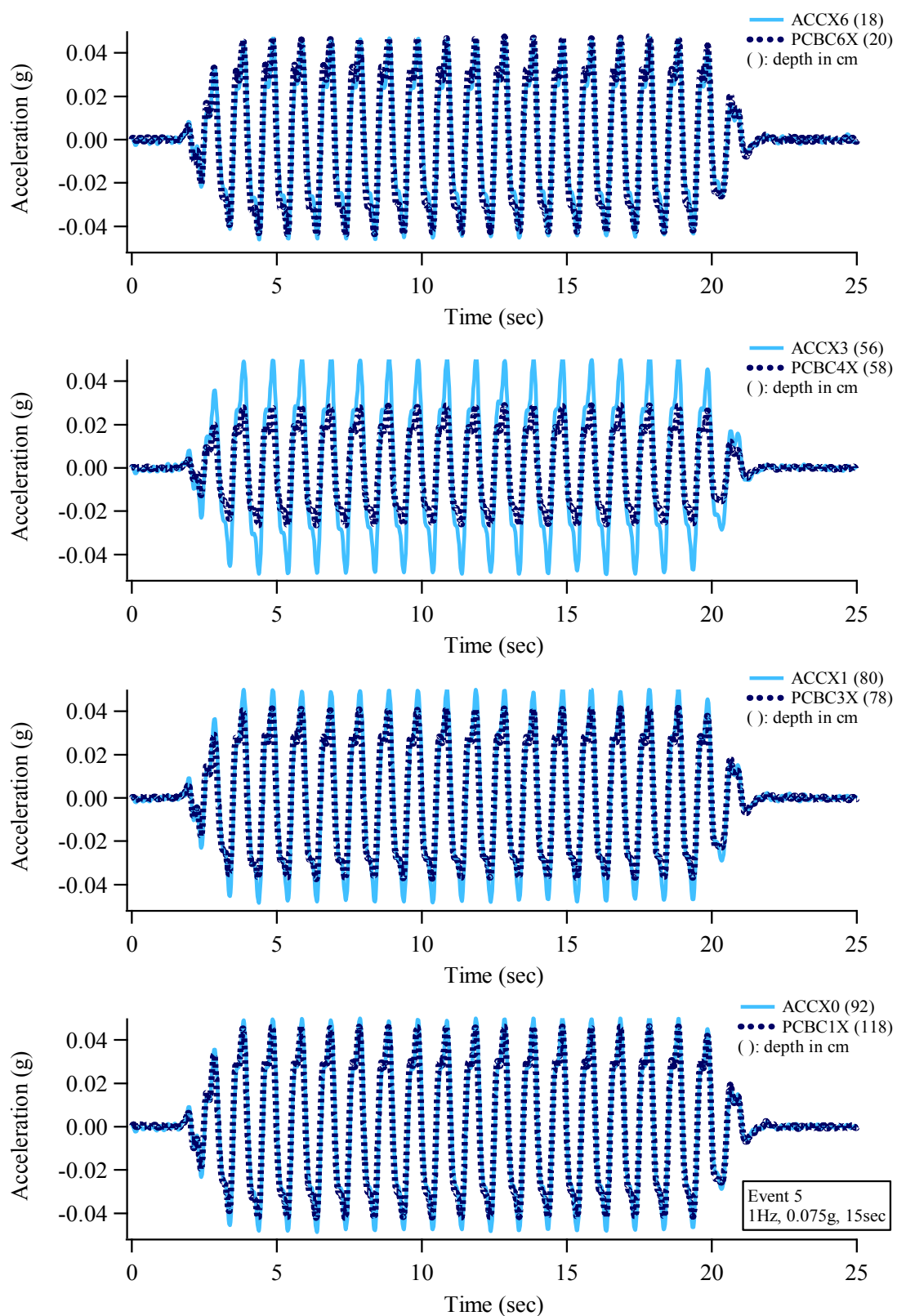


圖 2.18 Event 5 之 SAAR 與微型單向加速度計資料之比較

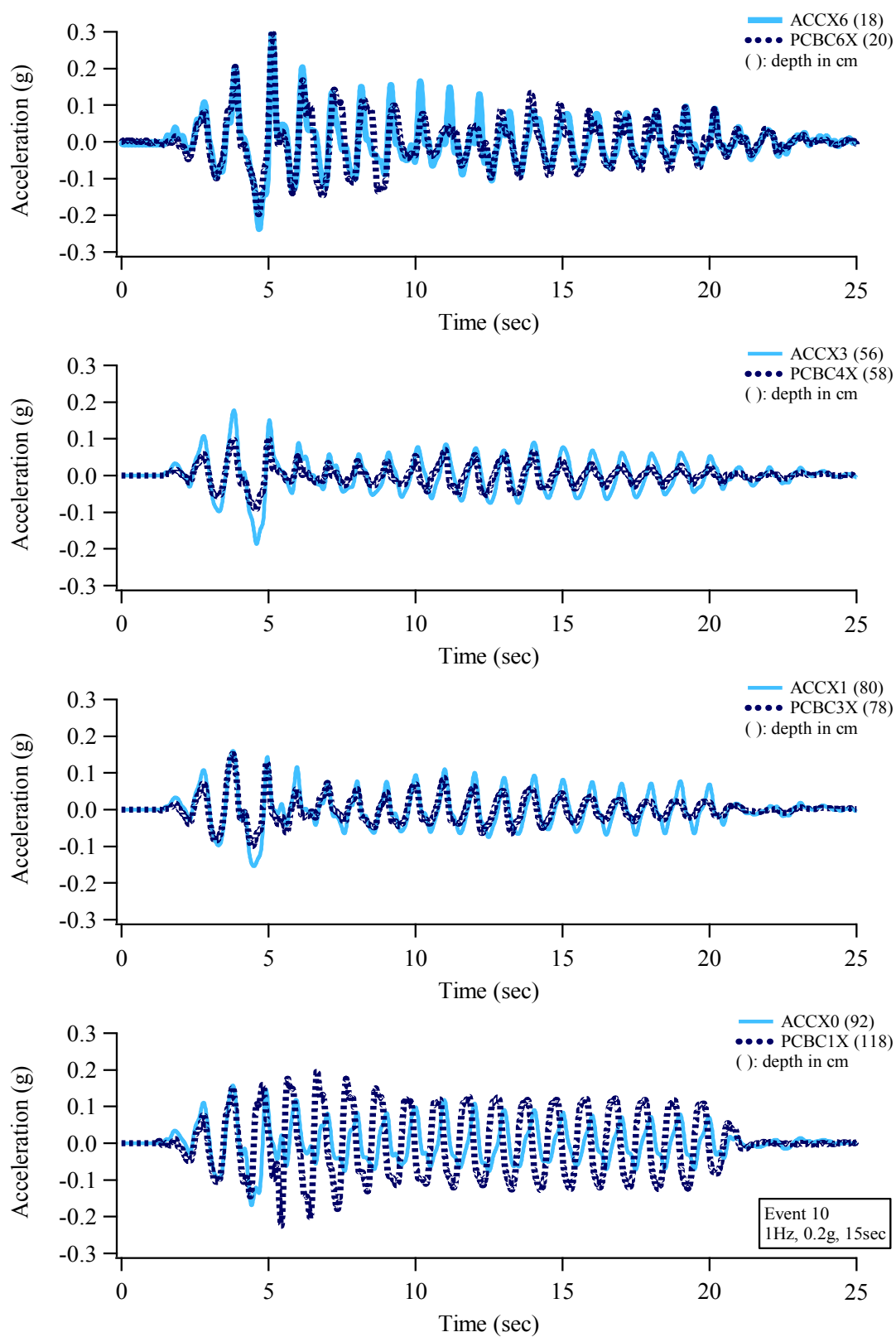


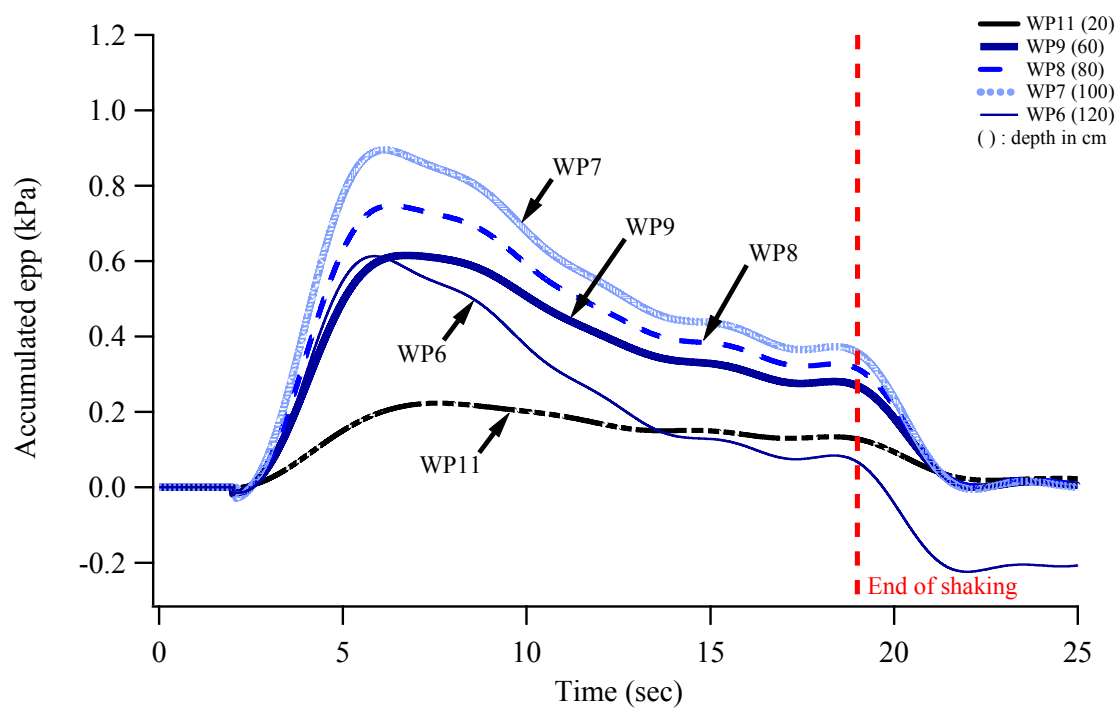
圖 2.19 Event 10 之 SAAR 與微型單向加速度計資料之比較

2.6.4 超額孔隙水壓分析

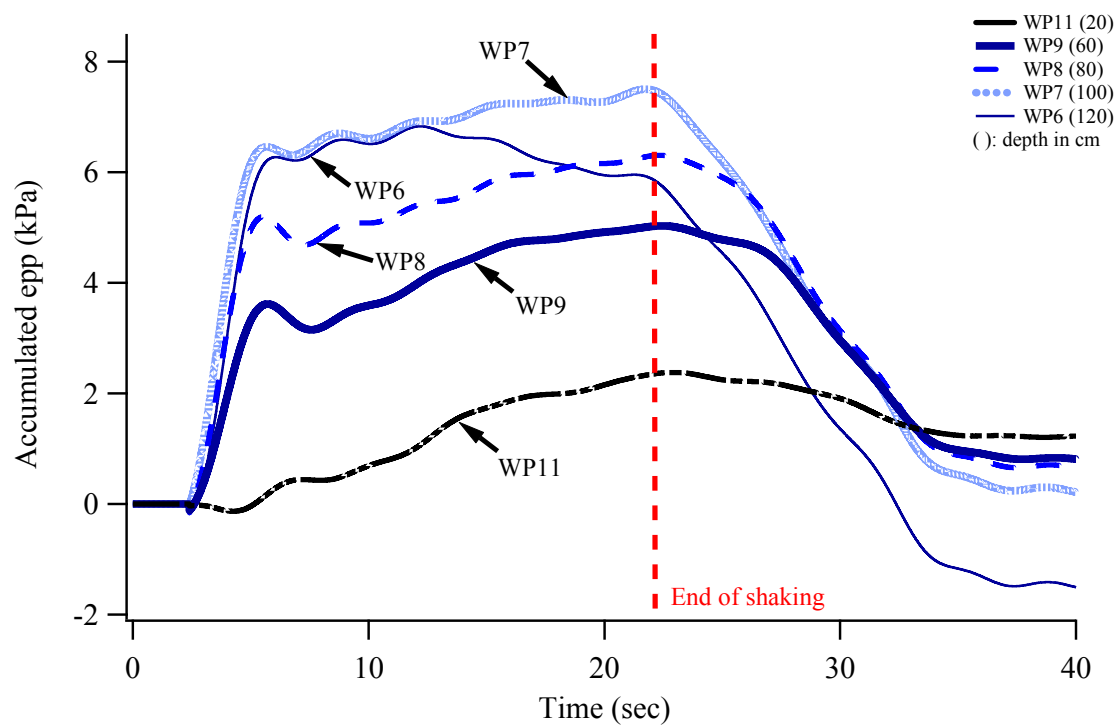
圖 2.20 為斷面 C 之累積超額孔隙水壓圖，(a)圖為 Event5，震動前期(約 5 秒前)除了 WP11(深度 20cm)，其餘位置之累積超額孔隙水壓快速升高，但 5 秒後仍在震動期間累積超額孔隙水壓卻開始下降，顯示於 Event5 震動期間，砂土之累積孔隙水壓消散速率大於激發速率。WP11 於(a)、(b)圖中皆屬激發速率最慢者，亦是消散速率最慢者，因其位於土層表面覆土壓力較小使水壓消散速率相對提高，因此激發速度較慢，但在震動結束後，其他點位之累積超額孔隙水壓已開始消散，因 WP11 所在點位之累積超額孔隙水壓小於其他點位，因此造成由下往上之滲流現象，使 WP11 之消散速率緩於他者，雖然 WP11 之累積孔隙水壓力低於其他點位，但其覆土壓力較小，因此較易發生液化。

圖 2.20 大致呈現出深度越深累積超額孔隙水壓越大之趨勢，除了 WP6(深度 120cm)位於最底層，但在 Event 5 時 WP6 之累積超額孔隙水壓卻僅高於 WP11，而在 Event 10 時其累積超額孔隙水壓力亦次於其上層之 WP7，推估原因為 WP6(深度 120cm)並非位於主樁所在深度(深度 0~100cm)，主樁震動時 WP6 所受之影響較小。

圖 2.21 為深度 80cm 不同斷面之累積超額孔隙水壓比較，由圖可知位於深度 80 處，WP8 之累積超額孔隙水壓力較另兩者高，顯示離主樁越近，累積超額孔隙水壓越高，而位於海側與岸側較遠離主樁處(WP3 與 WP13)之累積超額孔隙水壓較低，且大小相近。

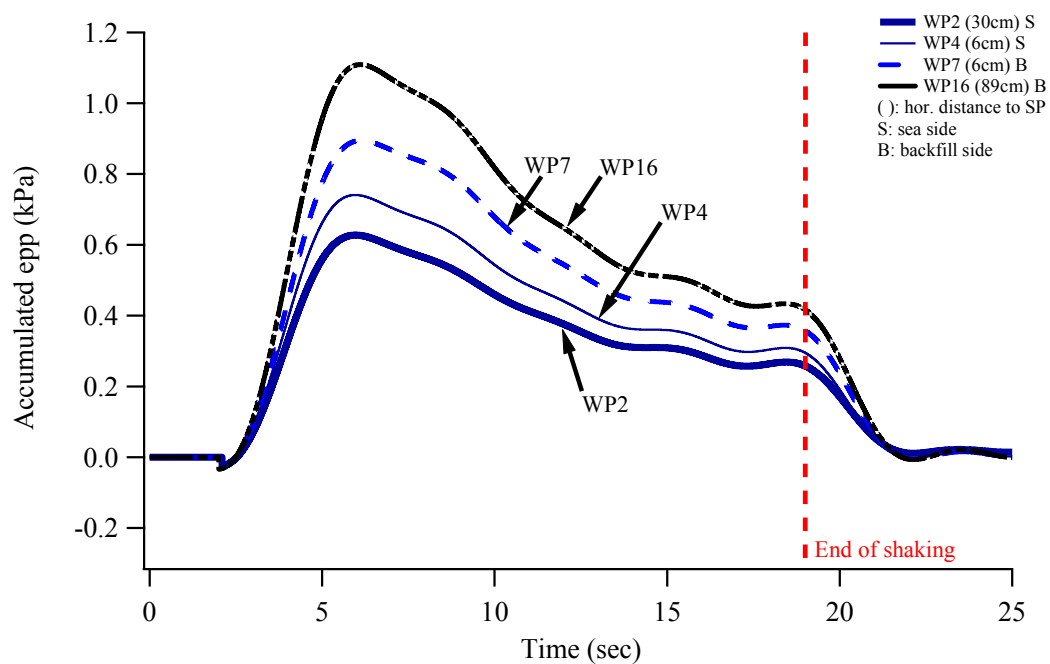


(a) Event 5

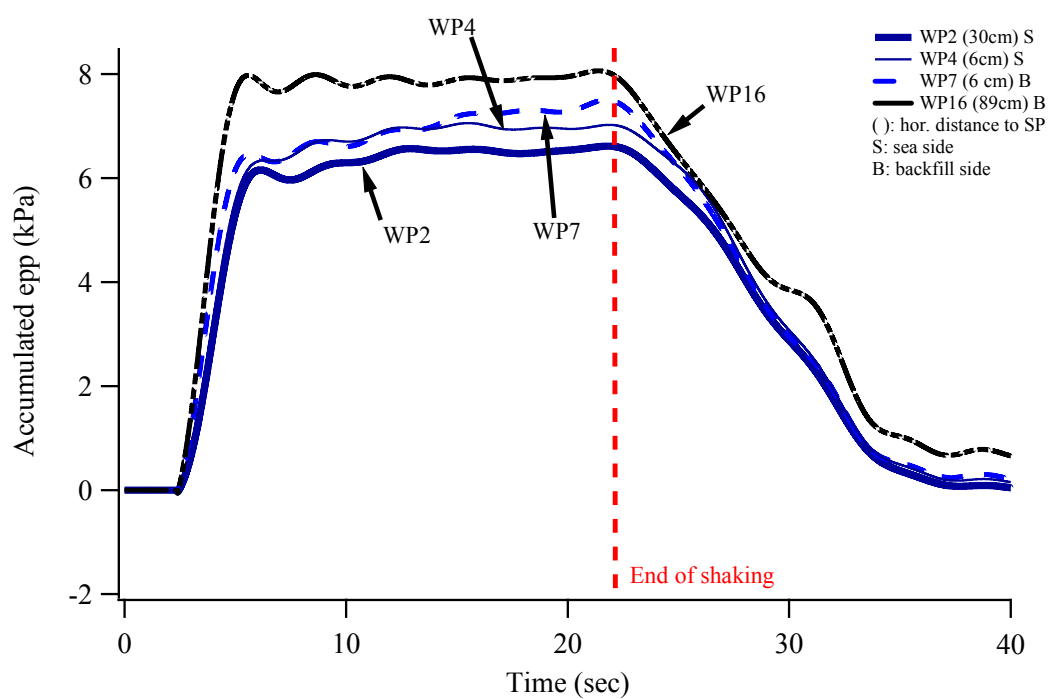


(b) Event 10

圖 2.20 斷面 C 之累積超額孔隙水壓比較圖



(a) Event 5



(b) Event 10

圖 2.21 深度 80 之累積超額孔隙水壓比較圖

2.6.5 土壤結構互制 p-y 曲線

本研究利用應變計量測之彎曲應變資料計算得之土壤反力 p 與主樁彈性變形 y 繪製動態 p-y 曲線，以探討主樁受力與變形之關係，動態加載期間動態 p-y 曲線以阻滯圈之形式呈現，阻滯圈之斜率可用以探討土壤勁度。圖 2.22 與圖 2.23 分別為 Event5 與 Event10 之動態 p-y 曲線圖，按深度由淺至深依序排列，深度(d)標明於最右側圖，圖頂標明循環加載次數(cyc.)與時間區間(~sec)，模型於 Event5 期間尚未發生液化破壞，選擇呈現之循環加載次數平均分配於震動前期(cyc.2)、中期(cyc.7)與後期(cyc.12)。以超額孔隙水壓力歷時判斷 Event 10 模型約於 5 秒時發生液化破壞，選擇呈現之加載循環次數為液化前(cyc.1)、液化發生期間(cyc.2)與自由震動期間(cyc.12)。

比較未液化情形(圖 2.22)與液化情形(圖 2.23)之動態 p-y 曲線，未液化情形下阻滯圈在任一循環加載次數及任一深度中皆為完整可辨識之橢圓形，且不同循環加載次數同深度之阻滯圈差異性不大；反觀液化情形中，因土壤液化過程極為複雜，使阻滯圈呈現不規則形狀，顯示以動態 p-y 曲線詮釋液化土層中結構物行為仍有發展空間。藉由阻滯圈斜率可判斷土壤勁度，斜率越大代表土壤勁度越大，圖 2.21 與圖 2.22 皆呈現土壤勁度隨深度增加之趨勢，唯深度 20cm 處因臨近錨碇點使阻滯圈形狀趨於扁平。

Event10(圖 2.23)中表層砂土之阻滯圈液化後(cyc.2)較液化前(cyc.1)扁平，其原因為液化過程中因累積超額孔隙水壓力之激發，使土壤勁度降低所致，液化期間表層砂土之震幅放大現象(圖 2.19)亦可以砂土液化使勁度降低之現象解釋。於 cyc.12 自由震動期間，模型已因砂土完全液化而發生大規模破壞完全傾倒向海側，使原本因承受側向土壓而產生的側向彈性位移降至極低，因此主樁側向彈性位移於 cyc.12 時遠低於 cyc.1 與 cyc.2，因側向彈性位移降低使主樁承受側向土壓亦隨之降低。

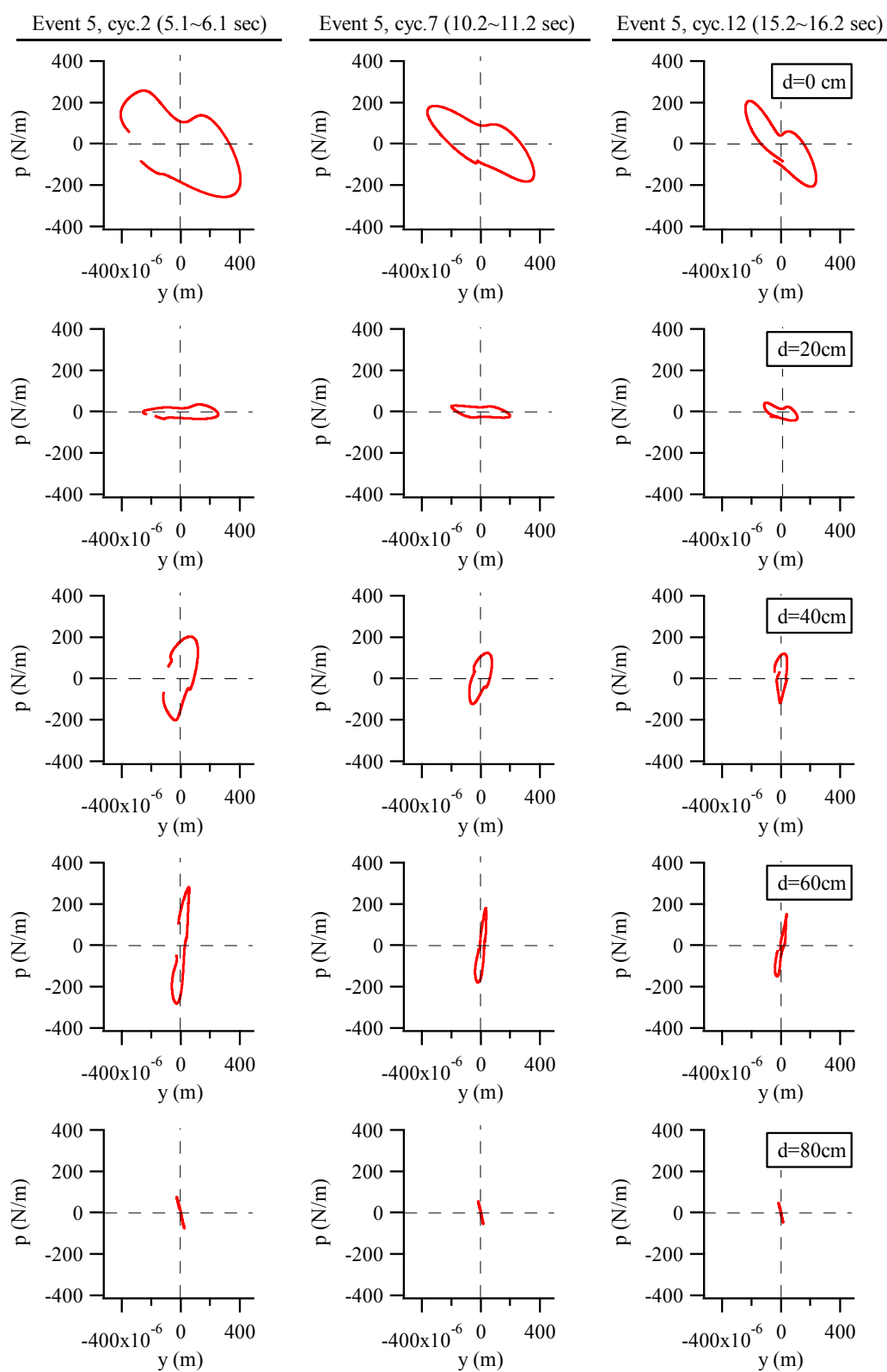


圖2.22 Event 5 p-y曲線

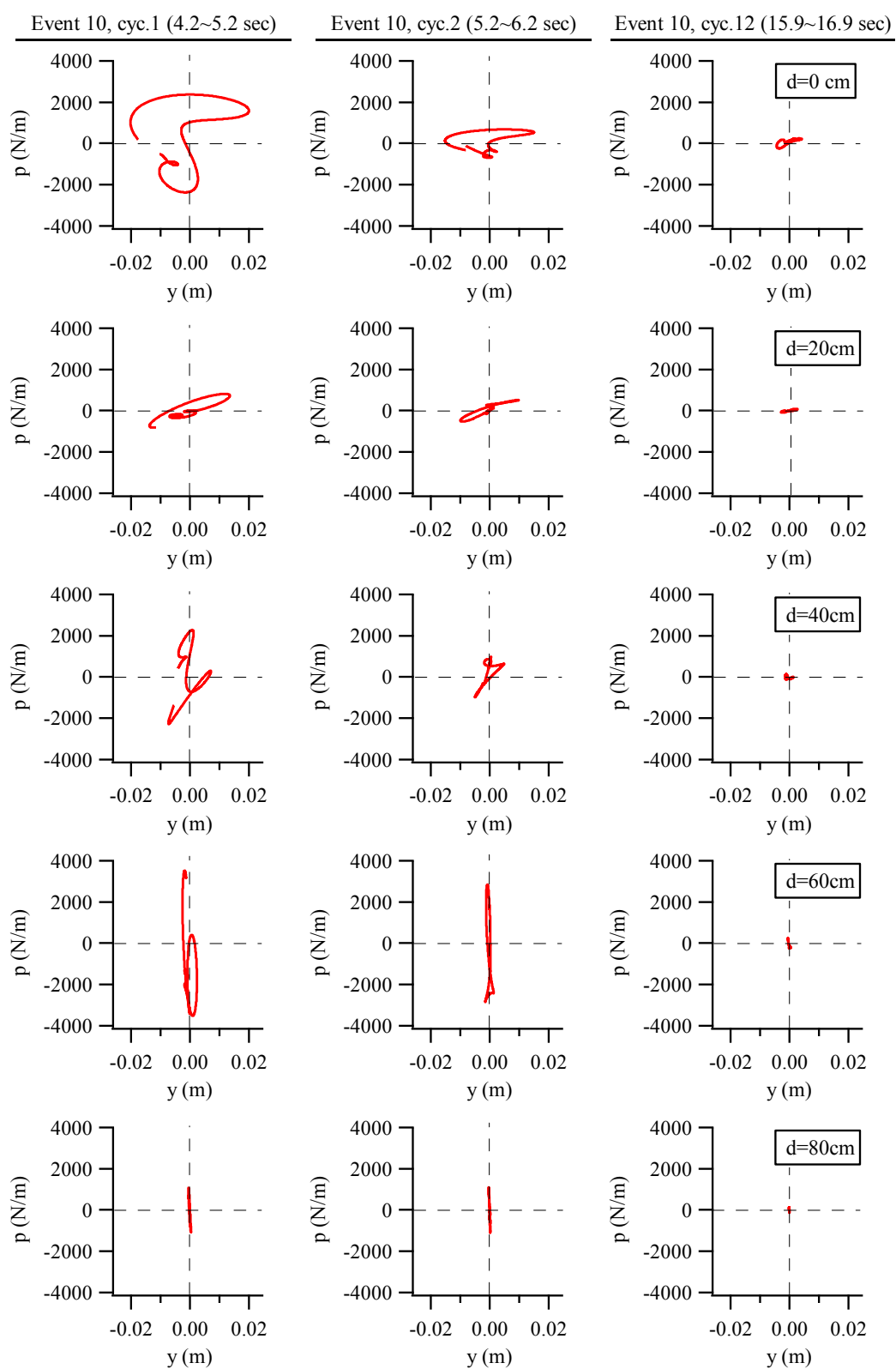


圖2.23 Event 10 p-y曲線

2.6.6 試驗資料與極限平衡分析比較

圖 2.24 與圖 2.25 分別為 Even5 與 Event10 之側向土壓分布，圖中包含試驗應變計資料分析得到之側向土壓分布與極限平衡分析(MOTC, INA)結果之比較，MOTC 法為運研所於 2005 年頒訂之港灣構造物設計基準修訂中之錨碇式板樁碼頭設計方法，而 INA 法為國際航海協會於 2001 年頒訂之港灣結構物耐震設計規範中之方法，兩法皆以擬靜態分析概念將地震力施加於主樁上。由圖 2.24 與圖 2.25 可見，Event5 時極限平衡分析之最大側向土壓力大於試驗結果，而 Event10 時極限平衡分析小於試驗結果，顯示在液化案例(Event10)中，極限平衡分析之側向土壓力有低估的可能，而極限平衡分析兩法之最大側向土壓力出現位置與試驗結果相同皆位於泥線。

圖 2.26 與圖 2.27 分別為 Even5 與 Event10 之剪力分布，因 MOTC 法將焦點集中於泥線以上之主樁狀態，因此將 MOTC 之分析結果截斷於泥線，泥線以下不列入考慮，INA 法以水平力平衡方式計算錨碇力，因此在樁底處之剪力值為零，Event5 中 INA 法之計算錨碇力為負值不合理因此不列入考慮，Event10 中 INA 法之錨碇力極大，原因為主樁之貫入深度過小，兩圖呈現出極限平衡分析對預測主樁承受剪力之限制，但錨碇式板樁碼頭之穩定考量以彎矩為主，因此不再討論剪力分布圖。

圖 2.28 與圖 2.29 分別為 Even5 與 Event10 之彎矩分布，Event5 中 INA 法之不合理錨碇力(負值)使彎矩分布亦不合理，而 Event10 中極限平衡分析兩法皆大於試驗結果，而以 MOTC 法較為接近試驗結果。極限平衡分析兩法之最大彎矩出現位置皆位於泥線以上，而試驗結果則出現於泥線。

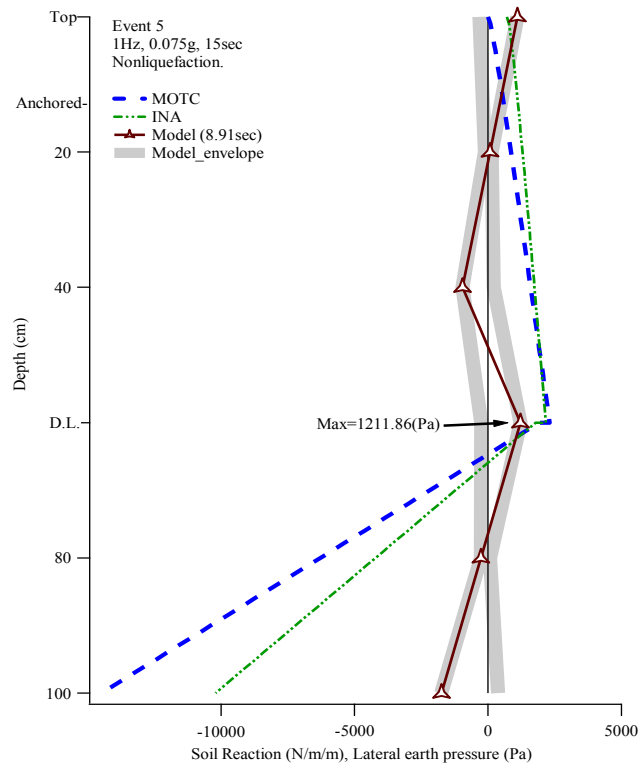


圖2.24 Event 5 側向土壓分布

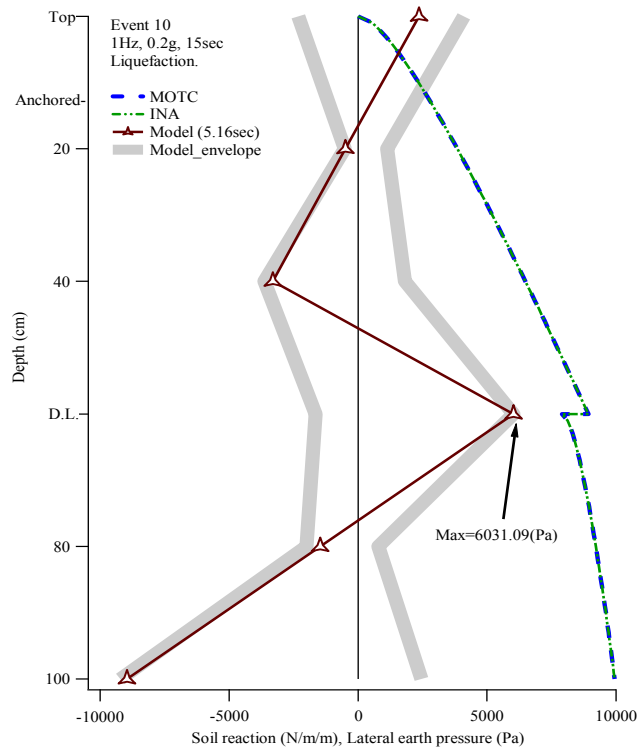


圖2.25 Event 10 側向土壓分布

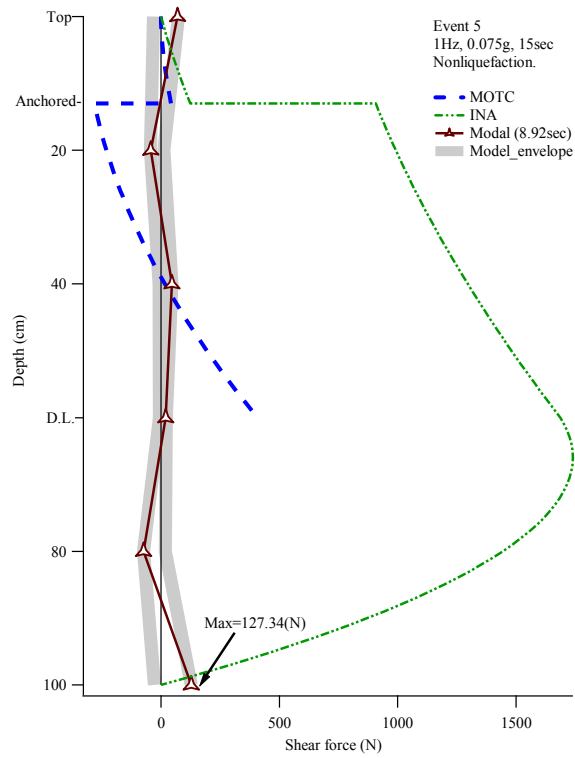


圖2.26 Event 5主樁剪力分布

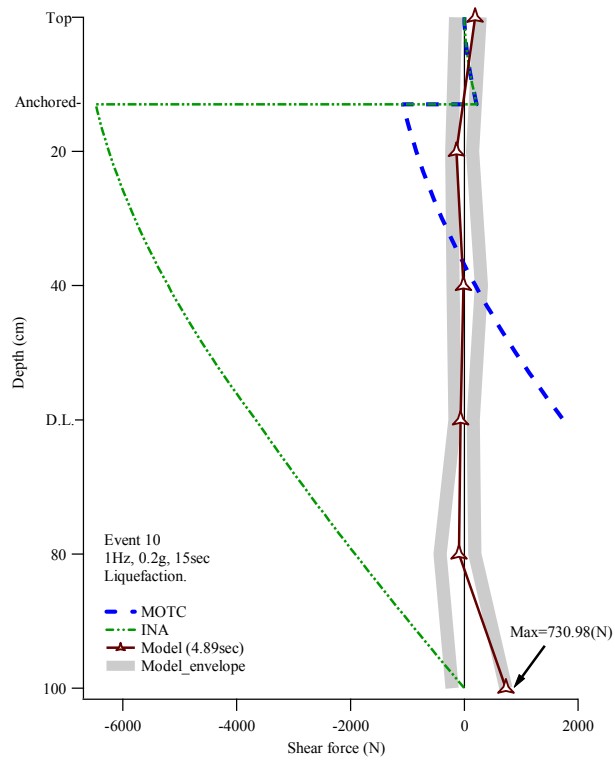


圖2.27 Event 10 主樁剪力分布

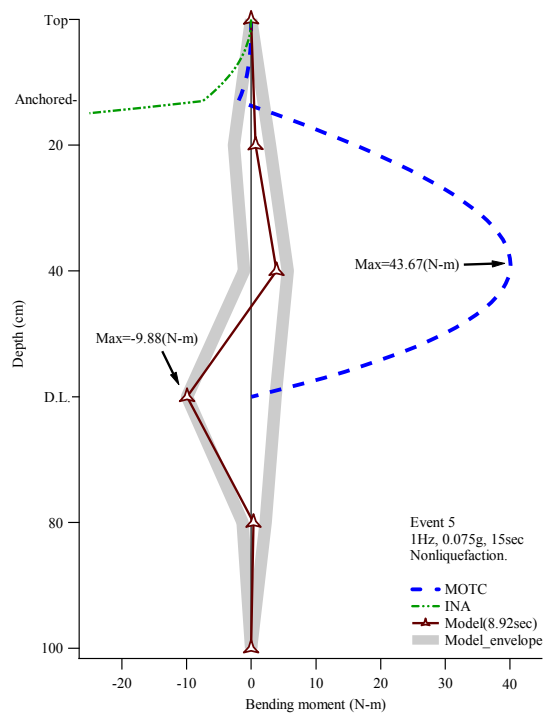


圖2.28 Event 5 主樁彎矩分布

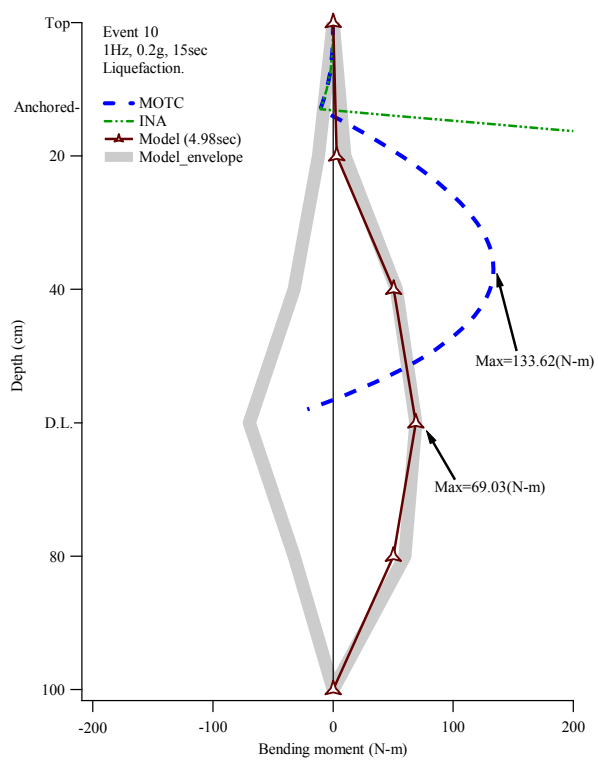


圖2.29 Event 10 主樁彎矩分布

根據試驗資料分析結果顯示本次試驗錨碇式板樁碼頭模型之錨碇系統可能未發生功效，因此以下同樣使用MOTC法與INA法等極限平衡分析方法分析主樁剪力分布與彎矩分布，但忽略錨碇系統之功效(錨碇力為零)，圖2.30與圖2.31為Event5之剪力分布圖與彎矩分布圖，圖2.32與圖2.33為Event10之剪力分布圖與彎矩分布圖，由此四圖可知即便忽略定系統之影響，極限平衡分析法與試驗資料分析結果無論在數值與分布情形皆有極大的差異，其原因為本研究僅呈現出特定時間點(最大值發生時間)的剪力、彎矩分布曲線，不足以代表整個震動過程主樁受例分布，而極限平衡分析法與試驗資料分析比較結果更顯示出欲使用擬靜態概念捕捉結構物動態行為之難度。

若將錨碇式板樁碼頭模型視為一懸臂式板樁進行分析，主樁之側向土壓分布將有所變動，進而影響剪力與彎矩分布，圖2.34至圖2.36為使用懸臂式板樁極限平衡分析法與試驗資料分析結果之比較，因Event10時土壤完全液化，此時極限平衡分析法中主樁側向土壓分布、剪力分布與彎矩分布同於圖2.25、圖2.32與圖2.33，此處不再重覆呈現，僅呈現有差異之Event5，圖2.34中顯示泥線以上之主樁側向土壓數值較接近試驗結果，而圖2.35與圖2.36中極限平衡分析法與試驗資料分析結果比較後仍有極大差異。

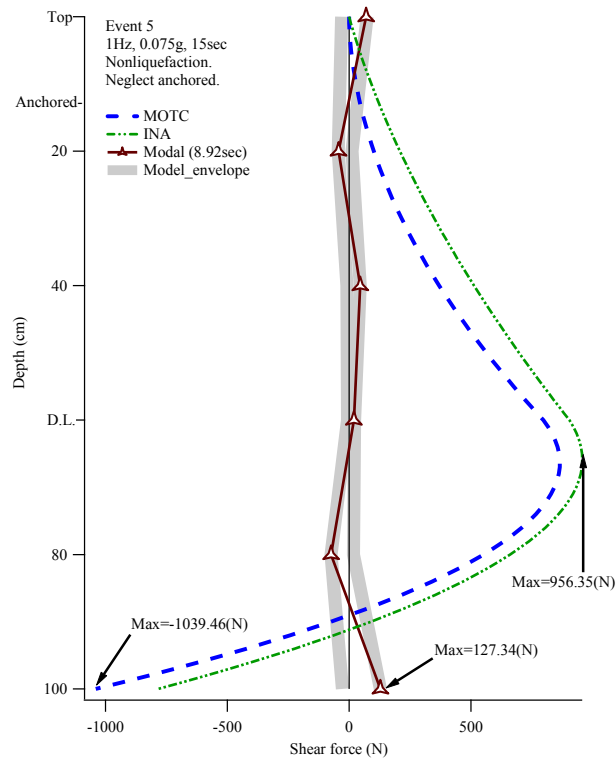


圖2.30 Event5 主樁剪力分布(忽略錨碇系統)

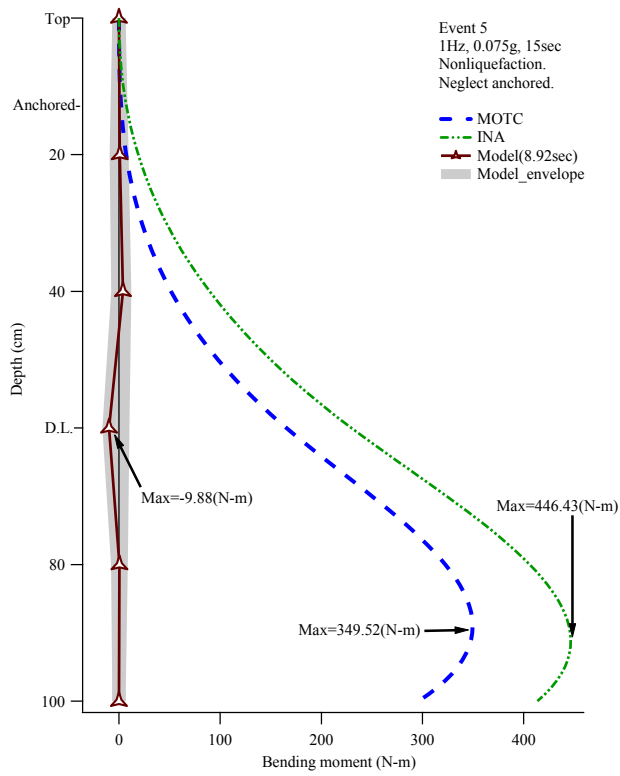


圖2.31 Event5 主樁彎矩分布(忽略錨碇系統)

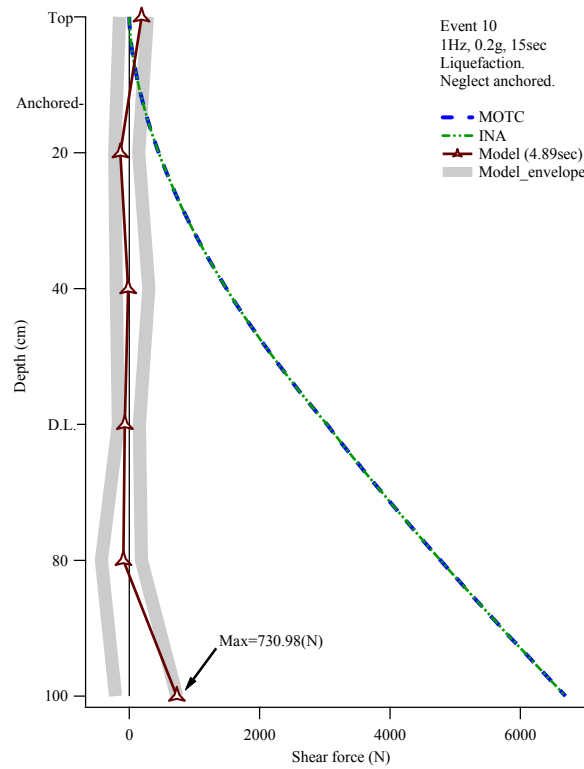


圖2.32 Event10 主樁剪力分布(忽略錨碇系統)

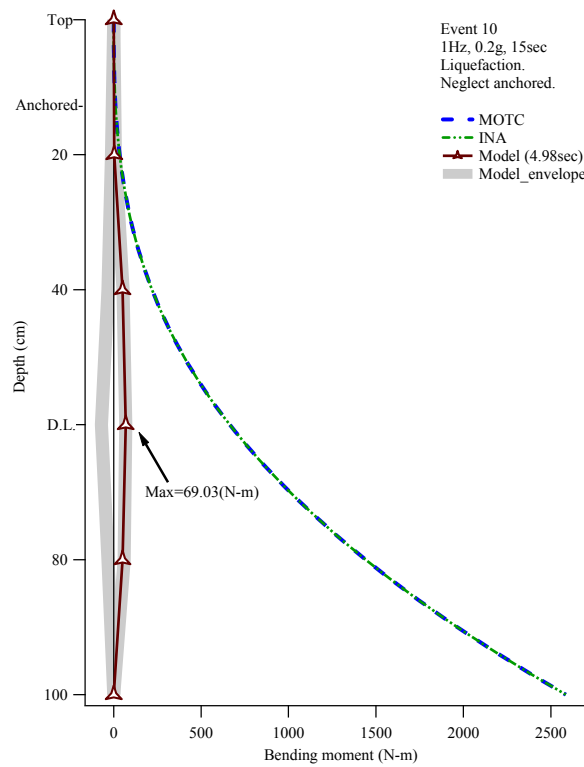


圖2.33 Event10 主樁彎矩分布(忽略錨碇系統)

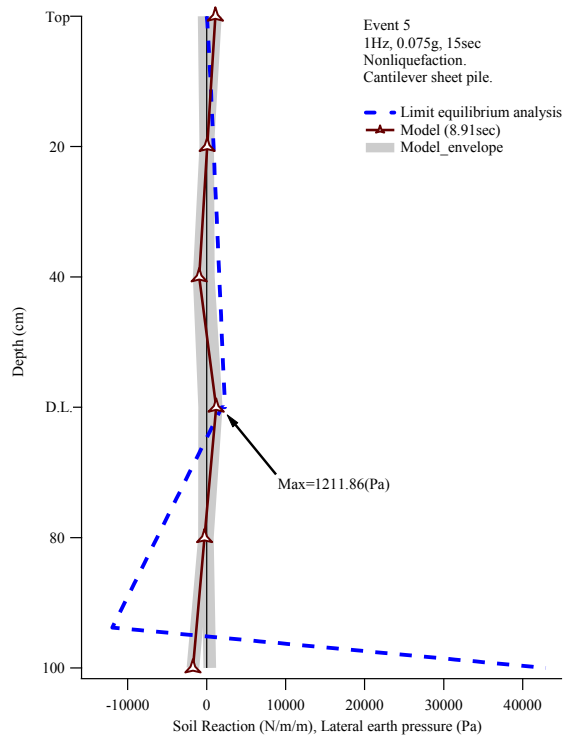


圖2.34 Event5 側向土壓分布(懸臂式板樁)

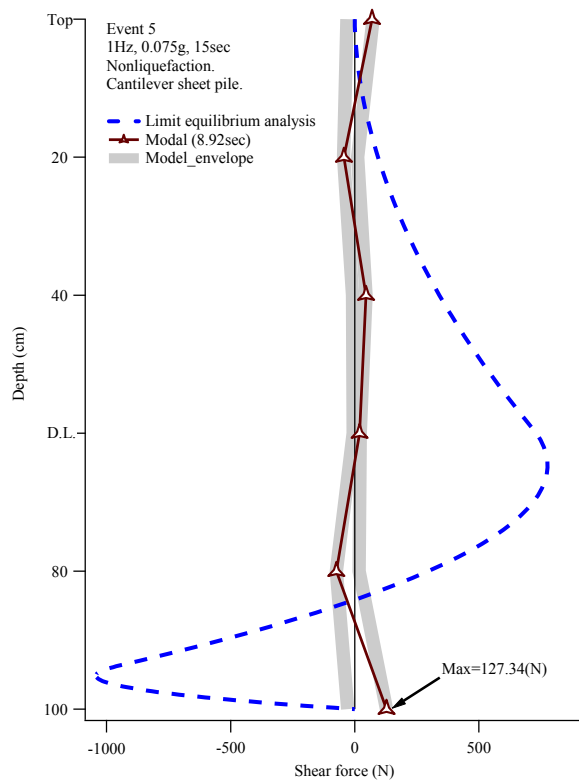


圖2.35 Event5 剪力分布(懸臂式板樁)

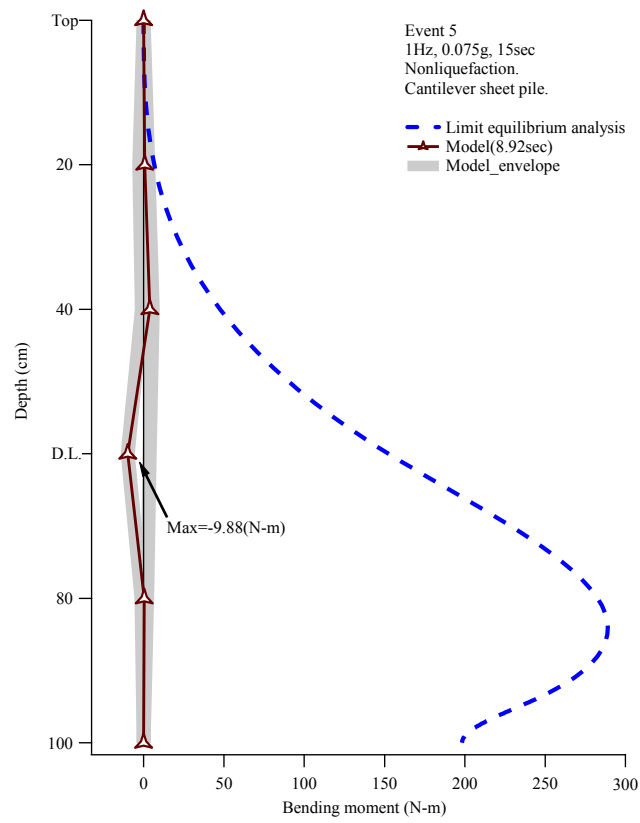


圖2.36 Event5 彎矩分布(懸臂式板樁)

第三章 板樁碼頭震動台模型三維有效應力動態分析

本研究之數值模擬主軸為液化土層之土壤-擋土結構動態有效應力分析，以模型試驗與數值模擬二種方法彼此間可作為規劃與驗證之用，其目的為建構可靠數值分析程序，以回饋設計修正與建立震後災損預測模式。本年度進行之數值分析主要為進行考慮試驗狀態下模型三維有效應力動態分析，以設計板樁模型並據以進行量測規劃，並以實體模型試驗資料驗證與修正數值分析結果。進行土壤-擋土結構動態有效應力分析中主要元件包括適當土壤組構模式、土壤-擋土結構介面及動態邊界條件，三維錨碇板樁動態有效應力數值分析所用之分析原理、程序、相關參數及成果說明如下。

3.1 數值分析原理

FLAC3D 之分析程序與二維相近，但擴充其土壤元素與結構元素為三維，將液化土壤－基樁－上部結構系統之耦合反應(coupled response)動態行為簡化分析，將土壤動態反應與基樁－上部結構個別分析之非耦合分析(decoupled analysis)，並以動態 Winkler 系統模擬土壤－基樁之互制行為。本研究以 FLAC3D 中之基樁元素(pile element)於側向連續接合以模擬鋼板樁，並以單獨基樁元素模擬錨碇 PC 樁，另一鋼索元素(cable element)連接鋼板樁與錨碇 PC 樁，結合 Martin et al. (1975)之孔隙水壓力激發模式並考慮水壓消散行為進行時間域三向度液化土層－擋土系統動態分析，模擬錨碇板樁碼頭之動態反應。

本分析之錨碇板樁碼頭由樑元素與鋼索元素組成，基樁元素為三維元素，可傳遞正向力、剪力及彎矩至接觸之土壤，基樁本身限制其軸向降服行為，但可指定其節點形成塑性鉸，模擬彎矩破壞，其與周圍土壤之互動以介面元素傳遞，介面元素本身具備正向與剪向彈簧，並可指定其彈簧行為，此介面特性可用以模擬土壤結構互制中近場區(near field)行為，而周圍土壤則以自由場中之土壤元素模擬。鋼索元

素多用於模擬錨碇灌漿之地錨，為 4 自由度元素，僅可承受軸向應力，本分析假設其與土壤介面無互制作用，但可與結構元素於節點連結。另為進行動態分析，本計畫利用 FLAC3D 中之 Dynamic Option，以施加波傳邊界、動態荷重、材料阻尼效應與孔隙水壓力激發等。

3.1.1 FLAC3D 動態分析介紹

本計畫應用 FLAC3D 及其動態模組進行錨碇板樁碼頭模型之有效應力分析，FLAC3D 為三維外顯(explicit)有限差分程式，其運算過程中是以「時階的形態」(time-stepping fashion) 來求解每一個節點(node)的運動方程式，利用切的很小的時階，達到節點或元素(zone)間之訊息或變化不會傳給鄰近之節點或元素之假設，因此可對將連續空間離散化之節點進行個別運算，不需如內顯(implicit)有限元素般求解聯立方程組，而在每一個時階中，利用系統原本的不平衡狀態決定每一節點的不平衡力，然後求解其運動方程式，以求得該時階下各節點的速度，節點速度決定後，將速度積分求得節點的位移及並以位移-應變矩陣計算該時階之應變增量。應變增量決定後再利用材料的組合律求得對應之應力增量，將應力增量加上原來的應力狀態，即成為新得應力狀態，並可得另一不平衡力，再進行下一時階的運算，如此反覆運算直至不平衡力趨近於零，達到平衡為止。

由於 FLAC3D 均採取時階運算，雖然在解一些穩態問題時因採小時階而需較長運算，但有限元素在求解非線性材料與大應變模擬時，常需進行疊代且需採用特殊解法，外顯有限差分運算因不需求解聯立方程組，所以相較而言較為簡單，另外由於外顯有限差分運算不需建立完整勁度矩陣，因此對於加入介面元素(interface element)與不同偏微分控制方程式相對簡單，因此近年已陸續加入邊界元素、結構元素及地下水滲流求解等，且其本身解的是完整的運動方程式，因此適於求解動力問題。由於進行土壤有效應力動態分析時，常需面對非線性與大應變行為，因此近年廣為應用於模擬地工材料之動態非線性行為，若結合介面元素與結構元素，可進一步模擬土壤結構互制，而導入孔

隙水壓力激發模式於土壤之組構模式，可進一步進行土壤有效應力動力數值分析。

為進行動力分析，需在 FLAC 在原來靜力分析架構下增加包含阻尼效應、吸能邊界、動態邊界及孔隙水壓力激發模式之 FLAC Dynamic 額外選項，其相關功能說明如下。

1. FLAC Dynamic 介紹

進行動態分析時需考慮波傳行為在有限尺寸網格之影響，因此對應力波於網格邊界之折射與反射行為需加以考慮，且在進行模擬時需考慮到應力波傳遞時其能量消散行為，而 FLAC3D 的 Dynamic Option 提供了阻尼與吸能邊界，此外內含 Finn model 可模擬孔隙水壓力激發，配合其地下水模式與有效應力計算，可適切模擬土壤液化現象。Klar and Frydman (2002)¹以 FLAC 結合 Martin et al. (1975) 之孔隙水壓力激發模式並考慮水壓消散行為進行時間域三向度液化土層－基樁動態分析，雖然分析時其土壤勁度與孔隙水壓分別考慮，但其結果顯示接近於考慮耦合反應之有效應力分析。

(1) 力學阻尼

應力波於固體材料傳遞時，其震幅會隨傳遞路徑長度增加而逐漸降低，亦即其單位體積攜帶之能量會隨傳遞距離增加而減少，一般稱材料之吸能效應為阻尼(damping)，阻尼之來源包括應力波傳遞時因應力波擾動範圍增加而使單位體積之能量降低之幾何阻尼(geometric damping)與材料受擾動時應變吸收之能量，稱為材料阻尼(Material damping)。幾何阻尼一般較小且於一般動態模擬可自然滿足，材料阻尼(Material damping)傳統多以不具物理意義之數值阻尼模擬，彈性系統間常見以和質量或勁度相關之 Rayleigh damping 模擬，其缺點為物理意義不明顯且當材料進入非線性應力應變行為時，不易模擬。

FLAC Dynamic 提供數種可模擬材料阻尼效應之方式，除傳統 Rayleigh damping 外，增加了用於模擬壓力波傳遞之人工阻尼 (artificial damping) 與考慮非線性應變關係之阻滯阻尼 (Hysteretic damping)，阻滯阻尼考慮類比於等值線性 (linear-equivalent) 之效應，考慮非線性剪應力與剪應變關係，引入 backbone curve 與 Masing rule 形成阻滯圈，由阻滯圈可計算不同剪應變下之割線剪力模數 (secant shear modulus) 與阻尼比 (damping ratio)，因其較符合土壤之非線性動態特性，因此適合模擬土壤或岩石等高度非線性地工材料，本計畫採用 Hardin and Drenvich (1972) 所提出之剪力模數與應變震幅關係，由動三軸結果已試誤法求取最符合室內試驗結果之參考應變 (reference shear strain)。阻滯阻尼之缺點為阻尼計算時與非線性塑性應變組構模式分別獨立，因此無法完全模擬塑性應變之影響。

(2) 吸能邊界

為在有限網格下模擬半無限空間下波傳行為，網格之側向邊界需能滿足實際波傳行為，亦即需降低因邊界束制條件而產生之反射應力波並允許能量逸散，理論上採用較大的邊界距離時，其幾何阻尼與材料阻尼可以吸收大部份的波，使傳達至邊界之應力波震幅很小，使反射能量誤差較小。但實際進行數值模擬時，因網格區域有限，在靜態分析時，網格延伸範圍可依模擬精度配合數值測試決定其主要影響範圍，但進行動態分析時，應力波傳遞之範圍遠較靜力分析為大，雖然幾何阻尼效應會造成應力波震幅衰減，但其影響仍較靜力分析為大，當應力波接觸數值模型邊界時，會造成反射現象，此與現地大範圍有所不同，而使分析造成誤差。

為使數值模型可符合動力行為，需於人為之數值邊界施加可消除應力波反射效應之邊界，一般多以黏滯邊界模擬，FLAC 中採用 Lysmer and Kuhlemeyer 所提出的黏滯性邊界條件，在邊界的正向與切向上加上阻尼盤 (dashpot)，吸收傳至邊界之能量而不

產生反射，稱為安靜邊界(quiet boundary)，此外分析土壤與結構互制行為問題時，所模擬區域平面與平面向外方向(即 Z 方向)均會產生消能效應。

整合動態荷重與無限空間波傳邊界，可進行自由場動態分析，其數值模型如圖 3.1 所示，側向以黏滯邊界模擬，底部依其與網格土壤之相對勁度差異分為柔性基底(flexible base)或剛性基底(rigid base)，當網格底部之材料與下方勁度差異不大時，需以柔性基底模擬，亦即需允許應力波傳遞至下方而非反射回網格，因此需於底部增加黏滯邊界，而剛性基底則以固定邊界模擬即可，FLAC Dynamic 中另提供可模擬垂直側向邊界之邊界條件稱為自由場邊界(free-field boundaries)，其主要為自動施加黏滯邊界於兩側邊界節點。

(1)動態邊界條件

進行動態分析時需輸入適當之動態邊界條件，主要為施加可隨時間改變之荷重或格點運動量，FLAC Dynamic 所提供之動態輸入邊界包括作用於網格表面之應力或壓力歷時及作用於節點之荷重、速度或加速度歷時等，速度或加速度歷時一般多用於模擬自底部岩盤向上傳遞之地震波，對於底部為黏滯邊界之柔性基底，因速度或加速度邊界會使黏滯邊界無法運算，因此需轉換為應力邊界，其轉換公式為：

$$\sigma = 2(\rho V) \dot{u} \dots\dots\dots (3.1)$$

式中：σ=作用於底部之應力，ρ=底部元素之總體密度，V=底部元素之體波波速， $\dot{u}$ =垂直或平行於波傳方向之質點速度，以剪力波為例，此公式推導為作用於土壤之應力為：

$$\tau = G\gamma = (\rho V_s^2) \left(\frac{\dot{u}}{V_s} \right) = (\rho V_s) \dot{u} \dots\dots\dots (3.2)$$

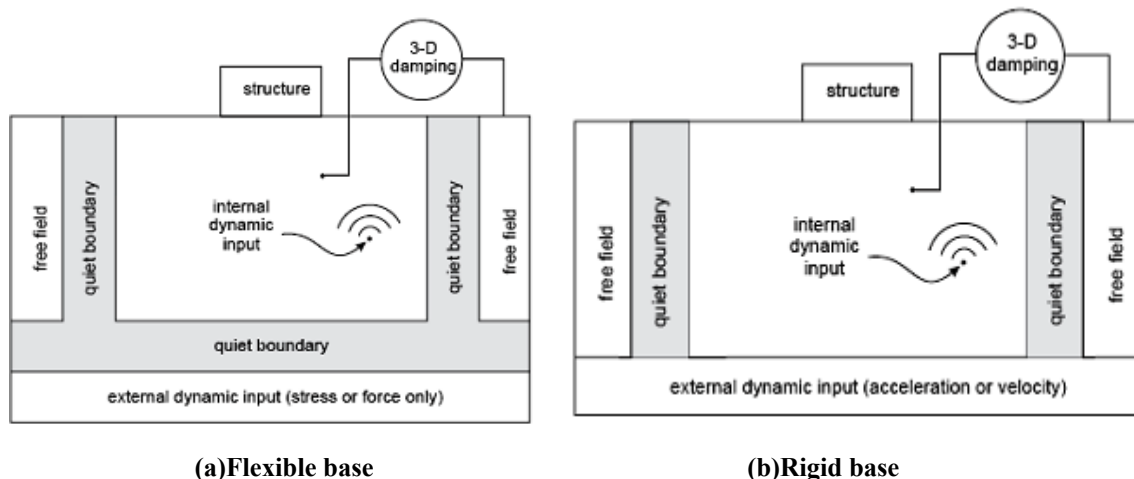


圖 3.1 考慮動態荷重之自由場物理模型圖

式中 V_s 為底部土壤之剪力波速，但底部黏滯邊界之原理為施加一與入射波反向之剪力以抵銷入射波之效應，其大小以為以質點速度與式(3.2)計算，為使應力波可向上傳遞，因此需將黏滯邊界應力加在原有動態應力，因此向上傳遞之剪力波可以下式施加：

$$\tau = 2(\rho V_s) \dot{u} \dots\dots\dots (3.3)$$

計算前需將加速度歷時以數值積分求得速度歷時，且為確保計算結束時速度為零，需進行基線修正，將數值積分之最後偏移速度消除。

由於臨海擋土結構一側受土壤側向土壓力，另一側受水壓，地震時需將兩側之側向壓力差列入考慮。考慮水下結構物(submerged structure)之動態水壓力之影響實務上均假設流體為不可壓縮且無黏滯與旋轉運動，忽略波浪效應並假設結構物不動下以增加部分流體之質量(virtual mass)於結構物上之方式，使其產生等值之動態效應方式，所增加之 virtual mass 約等於以面水側高度為直徑之圓柱體積之液體，其結果為產生隨深度變化之非線性水壓力分佈(Newmark and Rosenblueth (1971))。但其準確度受

結構物勁度與幾何形狀影響，且需將增加之 virtual mass 動態效應於時間域計算中施加於受影響元素範圍並不確定。此一方式於類似基樁之四面為海水所包覆之結構較為適合，因其不同方向震動之效應相同，但以板樁此類結構兩面介質不同之系統，其包圍介質之土壓力與水壓力效應並不相同，以相同之 added mass 概念並不適合。

另一種方式為以簡化之 Westergaard (1933)動態水壓力形式 (ΔU_i)施加於面海側之邊界，動態水壓力其大小為：

$$\Delta U_i = \frac{7}{12} h^2 \gamma_w k_h \dots\dots\dots (3.4)$$

式中 h 為水深， γ_w 為水單位重， k_h 為水平地震係數，依 Matsuo and O'hara (1960) 之研究得出牆後之動態水壓力為純水之 70%，因此作用於牆面之淨動態水壓為：

$$\Delta U_i = \frac{7}{40} h^2 \gamma_w k_h \dots\dots\dots (3.5)$$

整合於時域(time domain)數值分析時，以海床加速度為水平地震係數，以與振動方向相同之壓力邊界形式施加於面海側進行模擬，本研究以此概念進行分析，定量評估水壓對錨碇板樁碼頭之影響。結果顯示其於板樁彎距大小之差異小於 10%，且其效應為增加板樁之穩定，但由於過於簡化其準確度仍有待驗證。

(2)孔隙水壓力激發模式

進行動態荷重下土壤液化行為之有效應力分析時，除考慮土壤之非線性應力-應變行為外，亦需將因應變造成之超額孔隙水壓力列入考量，目前僅有少數超額孔隙水壓力激發模式提出，其中以 Finn et al. (2002)所提出之模式模擬較為常見，Finn et al. (2002) 將非線性勁度變化與孔隙水壓力分開考量，利用 Martin et al. (1975) 所建立之飽和砂土受排水反覆荷重之體積減小量，和不排水試驗之孔隙水壓上升的關係，建立剪力模數、剪力強度、

累積體積應變和有效應力變化的關係，常稱為 Finn-Martin model，引用 Finn-Martin model 時需四個參數，Byrne (1991) 提出簡化之 Martin 公式，其累積體積應變與剪應變之關係可以下式表示：

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp(-C_2 (\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma})) \dots\dots\dots (3.6)$$

其他計算與 Finn-Martin model 相同，稱為 Finn and Byrne Model，此公式僅需 2 個參數，且 C_1 可由相對密度或修正之 SPT-N 值求得：

$$C_1 = 8.7(N_1)_{60}^{-1.25} \dots\dots\dots (3.7)$$

而 C_2 則可以下式計算：

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1} \dots\dots\dots (3.8)$$

FLAC 內建 Finn and Byrne Model，所需之孔隙水壓力激發模式參數將以現地 SPT 試驗結果估算，非線性應力與應變關係則以 Mohr -Coulomb 模式模擬並加入滲流影響，可進行近似於有效應力分析之模擬。

3.1.2 分析程序

進行動態有效應力數值模擬程序包括：1) 建立網格；2) 設定材料彈性與塑性強度參數；3) 設定靜態邊界條件並進行重力力學平衡計算；4) 施加靜水壓力或滲流應力於網格內部與邊界；5) 靜態系統力學平衡；6) 將液化土層以 Finn 模式模擬；7) 給予阻尼參數和吸能邊界條件；8) 施加動態邊界條件。

分析時之其主要考量可整合為包括：(1)地層幾何模型建立、(2)分層土壤組構行為模擬以及(3)動態荷重與邊界條件三部分，各部分說明如下：

1. 地層幾何模型建立

進行動態分析時其網格除需考慮靜態分析時之特性外，其網格大小(空間切割)與時間切割之單位需額外考慮波傳行為之影響，且其側向與下方延伸範圍與邊界條件亦需考慮應力波在固定邊界之反射現象，以模擬應力波於半無限空間傳遞之行為。網格之尺寸需滿足波傳方向(垂直向)之最大網格長度小於應力波最小波長之 $1/10$ 為原則，若輸入之動態邊界其含有較高頻率(短波長)之成分，在不影響分析精度下需先進行濾波處理，將高於網格限制之頻寬部分移除，網格尺寸可模擬之最高頻率(f_u)可以下式計算：

$$f_u = \frac{V}{10 \times L} \dots\dots\dots (3.9)$$

式中 V =應力波波速， L =平行波傳方向之最大網格長度。

進行動態分析前之數值模型需符合靜態穩定條件，靜態穩定包含力學平衡與地下水穩定，為滿足力學平衡與計算震動前初始狀態，需於網格邊界施加適當邊界條件，而地下水之影響亦需施加水壓力邊界條件，靜態分析之邊界條件包括：(1)底部邊界節點於水平與垂直向固定，(2)二邊側向則假設側向邊界節點水平向固定，(3)水壓力可依現地水位狀況模擬，並於 FLAC 中啟動滲流分析計算網格內部穩態水壓力分佈。

為配合自由場邊界應用，網格兩側節點需滿足垂直配置，側向延伸範圍需滿足靜態分析時之尺寸要求，其原則為須將潛在破壞面完全包圍，垂直向需儘量涵蓋影響土層，模擬層狀地盤時需依現地鑽探之地質剖面進行適度簡化分層，此外網格劃分時，儘可能於現地監測系統位置附近有節點或元素，以便後續比較驗證。

2. 分層土壤力學組構行為模擬

網格中每一元素均需指定其材料參數，進行有效應力動態分析之參數包括彈性參數、塑性參數、滲流參數及孔隙水壓力激發模式參數，彈性參數可由震測試驗之波速求得，需有二個彈性力學參數，FLAC 中可以體積模數配合剪力模數或者楊氏模數加柏松比輸入；塑性材料參數依選用模數不同而不同，因 FLAC 中之 Finn model 僅能用於 Mohr-Coulomb 模式，因此需要 Mohr-Coulomb 塑性參數，包括摩擦角、膨脹角、凝聚力、張力強度等；為進行滲流分析，需輸入土壤之滲透係數(permeability)與水之體積模數，此外為進行重力計算，需輸入土壤密度。

進行動態載重下液化行為有效應力分析時，除考慮應力應變行為外，亦需將因應變造成之孔隙水壓力列入考量，以 FLAC 內建之 Finn and Byrne Model 分析，將非線性勁度變化與孔隙水壓力分開考量，所需之孔隙水壓力激發模式以 SPT 之 N 值估算，非線性應力與應變關係則以 Mohr-Coulomb 模式模擬並加入滲流影響。

為考慮動態分析時之幾何阻尼效應與數值穩定，需以人為方式施加阻尼，常以 Rayleigh damping 形式施加。然而，在以彈-塑性行為做為組成率的分析模式中，例如莫耳-庫倫塑性模式(Mohr-Coulomb Plasticity Model)，多數之能量消散會在呈現塑性流(Plastic Flow) 期間發生，並且會隨著剪應力或剪應變震幅的增加而增加，因此本計畫以考慮非線性應力應變關係中之切線勁度(tangent stiffness)，Masing rule 模擬應力大小改變之阻滯阻尼(Hysteretic damping)，並以 Hardin 公式中之 reference strain 定義阻滯，模擬阻尼效應，另結構物其阻尼則以 5% 之勁度阻尼模擬。

3. 動態荷重與邊界條件

為模擬半無限空間波傳行為，分析時需於側向施加自由場邊界，底部則以可消除垂直與水平向震動之消能邊界模擬。動態荷重包括地震波與地表載重，地表荷重可以荷重形式施加於節點或以應

力形式施加於邊界元素表面，但動態運動邊界(如位移、速度或加速度)之施加需將其轉換為作用於格點之邊界條件，本研究中因網格底部為柔性底層，為配合底部消能邊界使用，將加速度歷時積分後成為速度歷時，再以 $\tau_{xy} = 2(\rho V_s) \dot{u}$ ，(ρ =底部土壤總體密度， V_s 為土壤剪力波速， $\dot{u}$ 為底部土壤質點水平速度)，將加速度歷時轉換為剪應力歷時施加於網格底部元素，進行自由場地震模擬；對地表動態載重則另外增加埋置於地表之剛性基礎並將荷重施加於剛性基礎元素之節點。

3.2 錨碇板樁碼頭模型有效應力動態數值分析

為進行振動台錨碇板樁碼頭有效應力動態數值分析，在可液化土層網格中加入樑與基樁二種結構元素，模擬考慮液化之錨碇板樁式碼頭動態有效應力分析，所用參數依 NCREE 在均勻乾淨砂之結果設定。分析時以模型之條件進行，詳細說明與初步結果如下。

3.2.1 分析原理與程序

1. 分析原理

液化土壤—板樁結構系統之動態行為實際上為耦合反應(coupled response)，即經由土壤傳播之地震波會造成板樁與上部結構震動，且上部結構之震動亦會影響下方土壤之動態行為，分析液化土層之板樁系統時更需將因孔隙水壓激發造成之地震波傳遞影響及液化土層側向位移一併考量，但其物理模式複雜，為簡化分析，實務上多採將土壤動態反應與板樁—上部結構個別分析之非耦合分析(decoupled analysis)，並以動態 Winkler 系統模擬土壤—板樁之互制行為。

非耦合分析物理模型為將板樁視為埋置土中之樑，周圍土壤以 Winkler 彈簧模擬土壤勁度並以並聯或串聯之 dashpot 模型模擬土壤阻尼(damping)效應，本研究以 FLAC 中之基樁元素(pile element)模擬土中板樁，加上以鋼索元素(cable element) 模擬錨碇鋼纜，結合成

錨碇式板樁碼頭系統，結合 Martin et al. (1975)之孔隙水壓力激發模式並考慮水壓消散行為進行時間域三向度錨碇式板樁動態分析，模擬錨碇板樁碼頭之動態反應。

2. 結構元素

本研究之板樁碼頭主要由基樁元素及鋼索元素組成，基樁元素為二維元素，可傳遞正向力、剪力及彎距至接觸之土壤，基樁本身限制其軸向降服行為，但可指定其節點形成塑性鉸，模擬彎距破壞，其與周圍土壤之互動以介面元素傳遞，介面元素本身具備正向與剪向彈簧，並可指定其彈簧行為，此介面特性可用以模擬土壤結構互制行為，而周圍土壤則以自由場中之土壤元素模擬。鋼索元素為單一自由度元素，僅可承受軸向應力，與周圍土壤不產生互制反應，但可與結構元素於節點連結。

3. 土壤-結構介面

模擬近場(near field) 反應一般多以 Winkler model 為主，Boulanger et al. (1999)引入近似於 p-y 曲線之概念，以非線性動態 p-y 元素模擬土壤－基樁互制行為，稱為 BNWF(Beam on Nonlinear Winkler Foundation)模式，並整合於時間域(time domain)二維動態有限元素分析中用於預測離心機基樁動態試驗結果，由於 BNWF 之參數不易求得，因此本研究以考慮正向(normal)與剪向(shear)線性 Winkler 彈簧，並導入 Mohr Coulomb 之破壞機制，模擬土壤與結構元素介面行為，稱為 Mohr- Coulomb 介面彈簧模式，以進行時間域二維動態數值分析。

4. 邊界條件

進行動態分析時需輸入適當之動態邊界條件，可以隨時間改變之荷重或格點運動量施加，FLAC Dynamic 所提供之動態輸入邊界包括作用於網格表面之應力或壓力歷時及作用於節點之荷重、速度或加速度歷時等，速度或加速度歷時一般多用於模擬自底部岩盤向上傳遞之地震波，振動台剪力盒底部與振動台連結，因此底部為剛

性基礎，而剪力盒可視為自由場，因此模型兩側設定為黏滯邊界，以模擬兩側無限延伸之自由場。

3.2.2 數值分析模型

1. 碼頭模型配置

振動台錨碇板樁碼頭斷面如圖 3.2 所示，碼頭面海側為厚度 5 mm 以鋁板製作之板樁，長度為 100 cm，懸臂部分與海床深度相同為 60 cm，因此貫入深度為 40 cm。陸側之錨碇樁為直徑 2 cm 之實心鋁樁，間距為 0.3 m，長度為 50 cm，錨碇鋼纜為直徑 2 mm 之鋼索並與板樁及錨碇樁於地表下 12 cm 深度連結，碼頭上方無載重施加於地表。

雖然模型為以乾淨砂配合貫降方式準備，因此土層為均勻堆積，但考慮應力變化及水中貫降距離差異，因此將土壤分層分為四層，波速由下而上各層分別為 86、82、80 及 75 m/s，土層為可激發孔隙水壓力之 Finn-Byrne model 土層，所有土層之強度參數為 $c=0$ 及 $\phi=32.8^\circ$ ，土壤密度為 $1,900 \text{ kg/m}^3$ ，每一網格大小為 $5 \text{ cm} \times 5 \text{ cm}$ 。

2. 數值分析模型

本案例分析主要包括二個階段，分別為現有系統靜態穩定分析及動態有效應力分析，依此二階段規劃之數值模擬共分七個步驟：1) 土壤網格及結構元素建立；2) 靜態分析材料強度參數指定並重力平衡；3) 設定靜態與水壓邊界條件；4) 使用 Finn 模式於可能液化土壤；5) 給定阻尼參數、動態邊界條件及動態水壓力；6) 規劃監測點並施加地震力。分別敘述如下：

本案例所建立之網格乃依照模型碼頭的設計斷面，建立一寬度 180 cm，高 130 cm 之範圍，以底部為高程零點，海水位於高程 130 m，且不考慮水波之影響，將海床可分成四層，底部海床(LB)為高程 0 cm 至 15 cm，為 SP 土壤；頂部海床(LT)為高程 15cm 至 70 cm，其 $(N_1)_{60}$ 約為 5，屬於 SP 土壤，考慮液化；碼頭開挖面位於高程 70

cm 深度，高程 70 cm 至 100 cm 為下層回填砂層(BB)，屬 SP 類土壤，其 $(N_1)_{60}$ 約為 5 並可能液化；高程 100 cm 至 130cm 為上層回填砂層(BT)，屬 SP 類土壤，其 $(N_1)_{60}$ 約為 5 並可能液化，各土層材料參數如表 3-1 所列。

以指定上下結構元素節點方式並配合自動分割方式產生板樁元素，配合土壤元素為 10 cm 立方體，板樁以寬度為 10 cm 之基樁元素模擬，並將側向節點連結，以模擬連續之板樁，鋼索元素則將其兩端點固定於相同高程(ELE=120 cm)之面海側板樁與錨碇板樁之節點，所有結構元素之長度均為 10 cm 以與土壤元素節點連結，板樁上下兩端點均與土壤連結，使基樁位移與周圍土壤相同，且自動形成鉸接(hinge)端點。各結構元素之參數如表 3-2 所列，基樁元素中與土壤連結之介面元素以符合 Mohr-Columb 行為之介面彈簧參數模擬，介面彈簧參數如表 3-3 所列，結構元素建立後之網格如圖 3.2 所示。

為進行考慮水壓之靜力平衡，所設之邊界條件為左右兩側為水平向固定之 roller，底部為垂直向固定之 roller，靜態時考慮靜水壓力分佈，土中孔隙水壓力以線性分佈隨深度增加而線性增加，面海側另考慮相對於碼頭深度之水壓施加於碼頭底部，板樁上則施加線性增加之水壓，另用所建網格及邊界條件得到之靜力平衡下垂直有效應力分佈如圖 3.3 所示，結構元素彎矩分佈如圖 3.4 所示，最大彎矩產生於面海板樁水平中段高程為海床上 16 cm(高程 86 cm)，大小為 24.3 N-m，錨碇板樁最大彎矩為 4.7 N-m，位置為錨碇頂端下方 20 cm(高程 100 cm)，錨碇鋼索受力為 60.7 N。

進行動態分析時，可液化土層其 Finn 模式之參數如表 3-1 所列，結構元素以 Rayleigh 阻尼設為質量之 5%，最小共振主頻為 13.6 Hz，土壤則以 Hardin 型態之遲滯阻尼，參數如表 3-1 所列，以 free field 邊界指定作用於左右兩側，底部由於為岩盤，為消除由自由面反射之壓力波之於底部造成反射現象，底部以垂直向啟動之安定邊界(Quiet Boundary) 設定。另地震力以振動台底部量測之之加速度歷時施加於底部 X-方向。

表 3-1 動態分析土層參數表

土層	LB	LT	BB	BT
Elevation from bottom(cm)	0~15	15~70	70~100	100~130
USCS	SP	SP	SP	SP
$N_{1,60}$	5	5	5	5
Density (kg/m ³)	1900	1900	1900	1950
Shear Modulus (MPa)	14	12.8	12.2	10.7
Bulk Modulus (MPa)	42	38.3	36.5	32.1
Cohesion (Pa)	0	0	0	0
Friction angle (deg)	32.8	32.8	32.8	32.8
Dilation angle (deg)	0	0	0	0
Hardin r_{ef}	0.08	0.08	0.08	0.08
Finn Parameter C1	1.16	1.16	1.16	1.16
Finn Parameter C2	0.34	0.34	0.34	0.34

LB：底部海床，LT：頂部海床，BB：下層回填砂層，BT：上層回填砂層

表 3-2 結構元素參數表

	Elastic Modulus (GPa)	Moment of Inertia (m ⁴)	Cross Sect. Area (m ²)	Mass Density (kg/ m ³)	Pile Perimeter (m)
Sheet Pile	68.9	1.0×10^{-9}	0.0005	2710	0.2
Anchored pile	68.9	7.85×10^{-9}	3.14×10^{-4}	2710	0.06
Cable	210	--	1.26×10^{-5}	7850	--

表 3-3 基樁元素中之 Mohr-Coulomb 介面彈簧參數表

	Normal Stiffness (MN/m)	Shear Stiffness (MN/m)	Normal Coh. (N/m)	Shear Coh. (N/m)	Normal Friction (deg)	Shear Friction (deg)
All layers	47	14	0	0	32.8	32.8

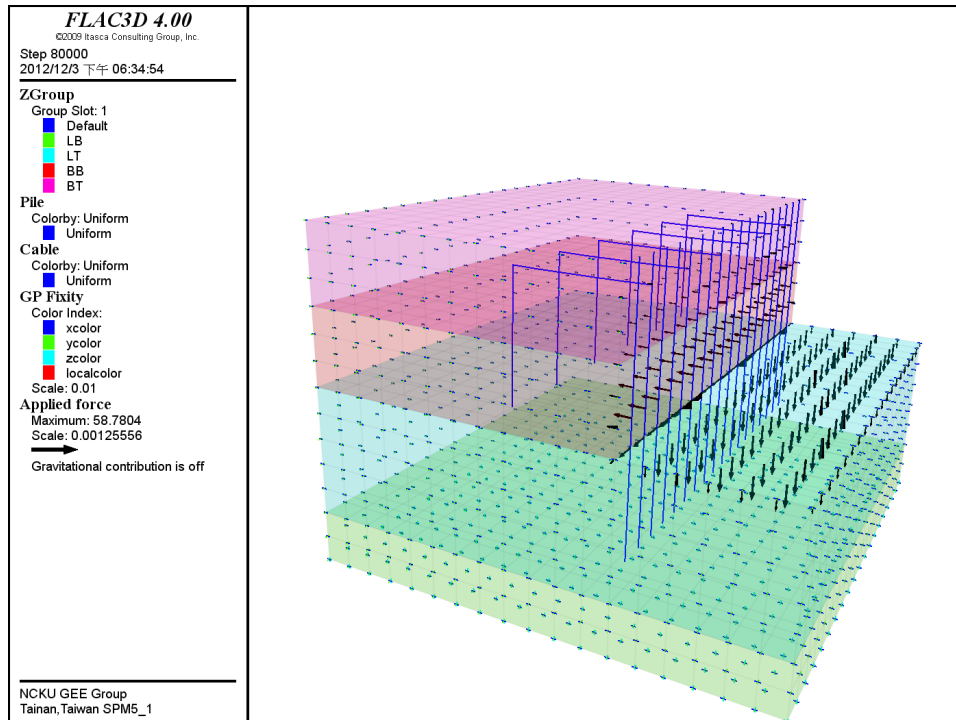


圖 3.2 錨碇式板樁數值模型

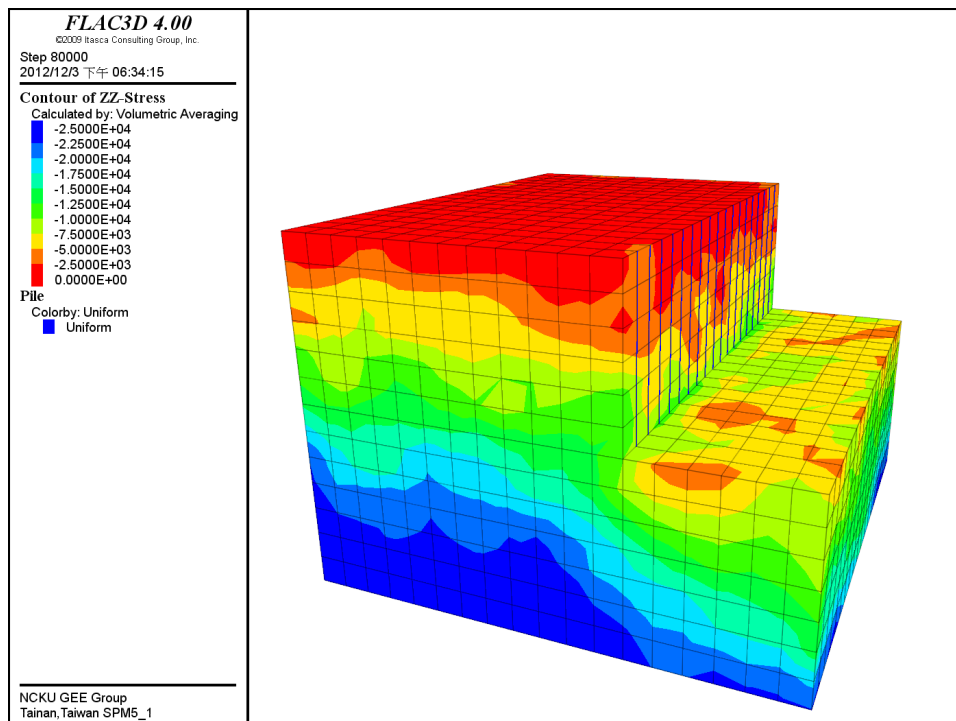


圖 3.3 錨碇式板樁靜力平衡垂直有效應力

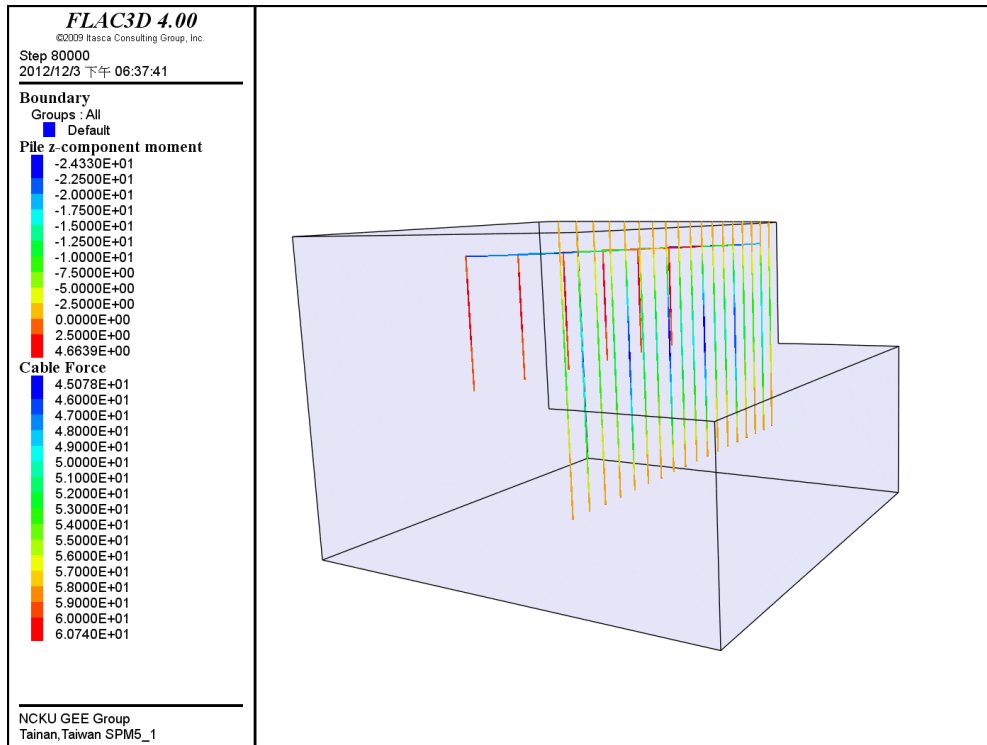


圖 3.4 錨碇式板樁靜力平衡結構受力分佈

3.2.3 板樁模型數值分析結果

1. 動態邊界與監測點

本研究以超額孔隙水壓力、超額孔隙水壓比、基樁彎距與號碼頭前端位移量、土壤加速度等，以正弦波形式之固定頻率及震幅之加速度施加於底部，並於兩側以自由場黏滯邊界降低兩側回彈之應力波，以模擬層狀剪力盒行為；此外，動態水壓力則以 westergaard 形式施加於板樁表面，依實驗佈設之監測點位，紀錄其時間變化量，監測點位與進行動態分析前之網格與邊界如圖 3.5 所示。

2. 動態分析土層反應

土壤水平加速度變化以後方水平背填土區頂部（綠線，高程=1.1 m）、振動台底部（紫線，高程=0 m）及在板樁後方頂部（褐線，高程=1.1 m）說明如圖 3.6 所示，液化前 ($t=5$ sec) 最大 x 向加速度發生於自由場頂部其值為底部加速度震幅的 4 倍以上，而近場區域

其加速度值亦較輸入震幅為大，但仍較自由場為小，比較不同高程自由場水平向加速度顯示三維模型土層放大效應顯著。

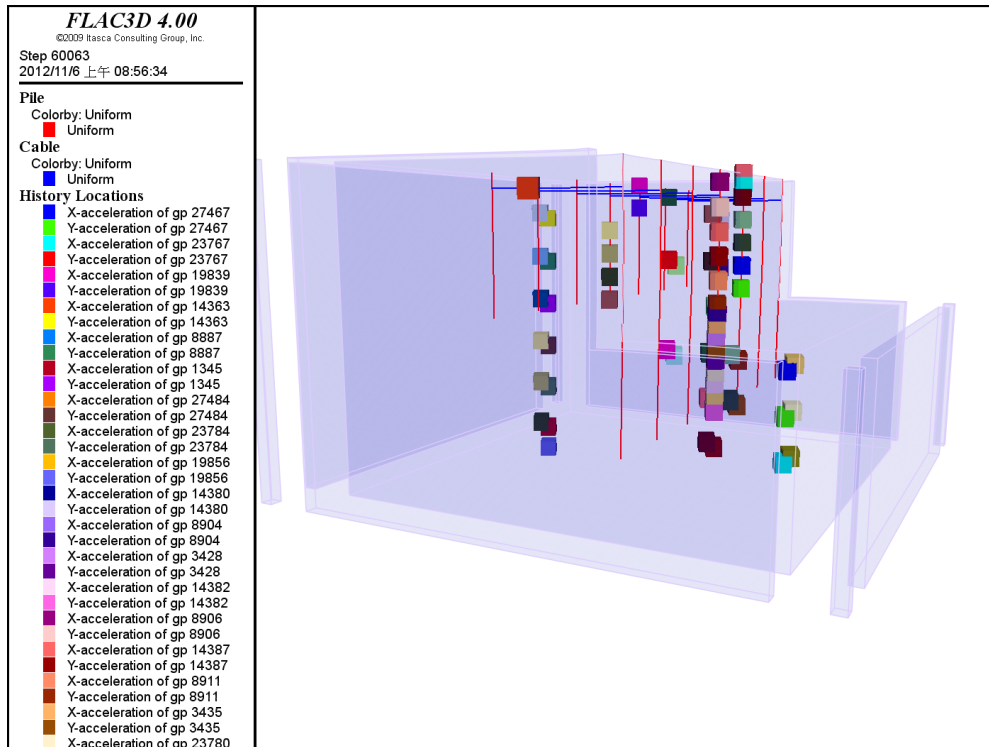


圖 3.5 監測點位與動態邊界

而相同位置之格點位移歷時如圖 3.6 所示，最大水平 x-向位移發生於板樁後方，累積永久變位約為 45 cm，比較 SAAR 於實驗後之水平位移量為 27.1 cm，模擬之永久位移量偏高，但結果顯示近場區頂端會產生較大水平位移，此與實體模型量測結果相近。

模型產生液化時土壤垂直總應力及孔隙水壓力歷時如圖 3.7 所示，FLAC3D 中以張力為正，孔隙水壓力隨剪動過程而激發正的超額孔隙水壓力，而垂直總應力亦產生變化，在 $t=5$ sec 時中間斷面有效垂直應力之分布如圖 3.7 所示，結果顯示淺層土層已接近液化。

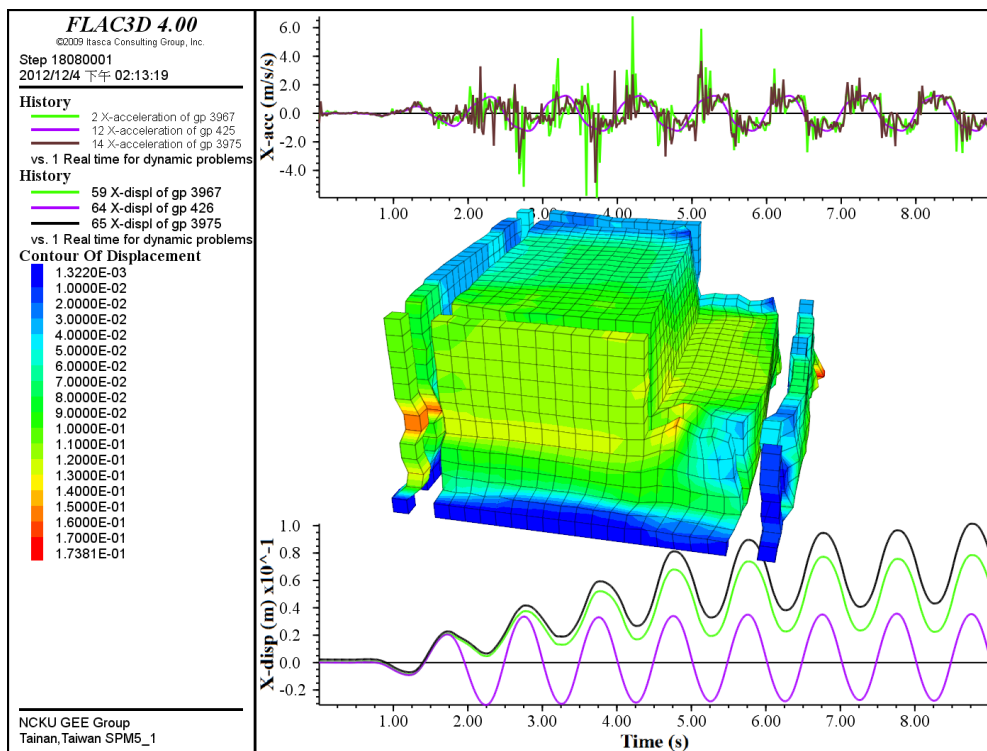


圖 3.6 土壤反應(t=9 sec)

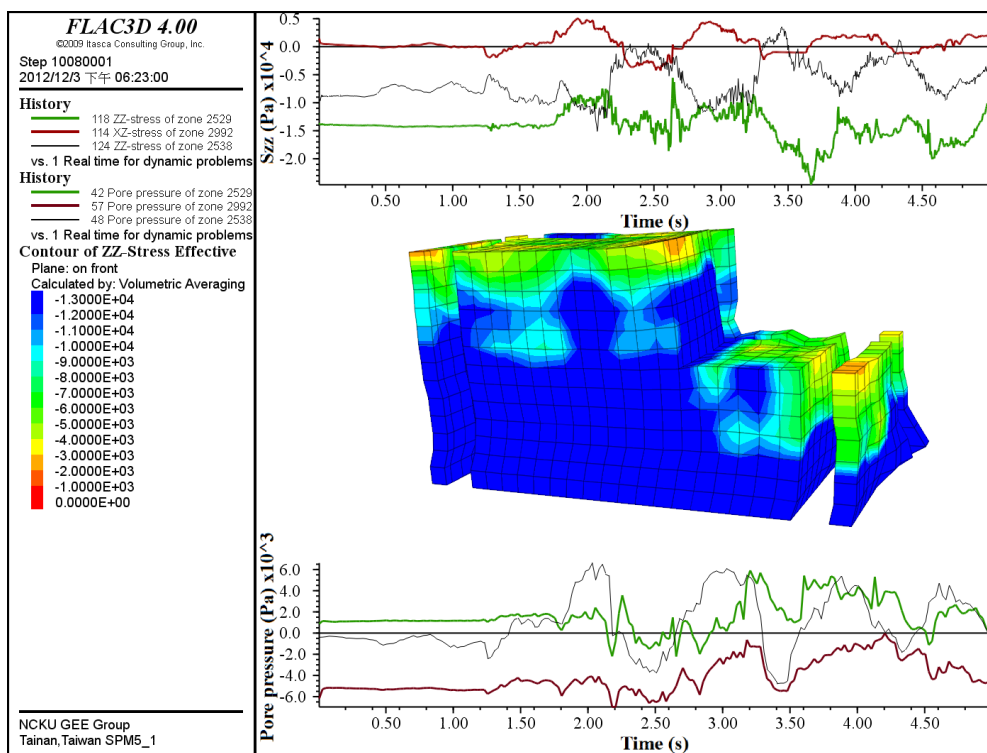


圖 3.7 孔隙水壓與垂直應力變化(t=5 sec)

3. 板樁土壤結構互制反應

錨碇板樁系統結構之反應如圖 3.8 所示，圖中包括自樁頂每隔 0.2m 之板樁水平位移及彎矩歷時，位移歷時顯示最大之板樁位移發生於板樁底部，向海側位移達到 1.2 m，其原因為頂端受錨碇系統影響而限縮其位移，頂端與底部之相對位移量約為 0.8 m，此破壞模式與實體模型有所不同。而液化前最大彎矩則發生於海床上方，其值達到 24.3 N-m，且在土壤產生顯著孔隙水壓後其彎矩顯著減少，顯示其行為近似剛體運動，而由=5 秒時土壤位移與彎矩分布如圖 3.9 所示，顯示其較大位移發生於海床下方，而樁頂則向背填區變位，由土壤位移、板樁彎矩變化顯示板樁為底部向海側移動之剛體運動，此與實體模型破壞模式不同，顯示三維數值模擬仍待進一步修正。

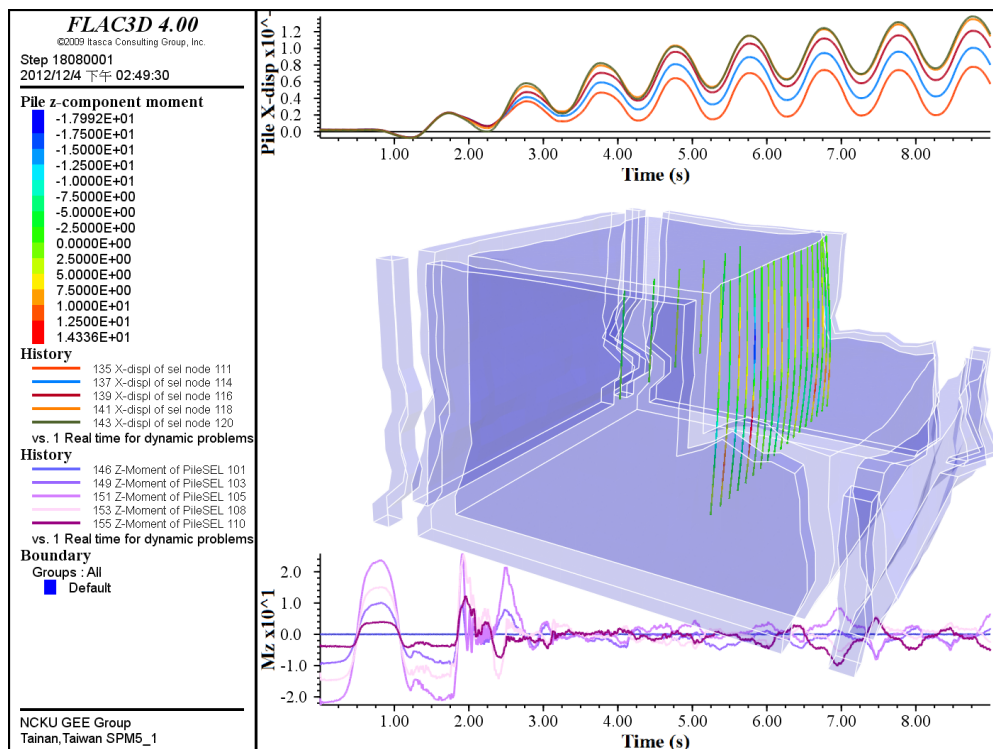


圖 3.8 錨碇板樁系統結構反應(t=9 sec)

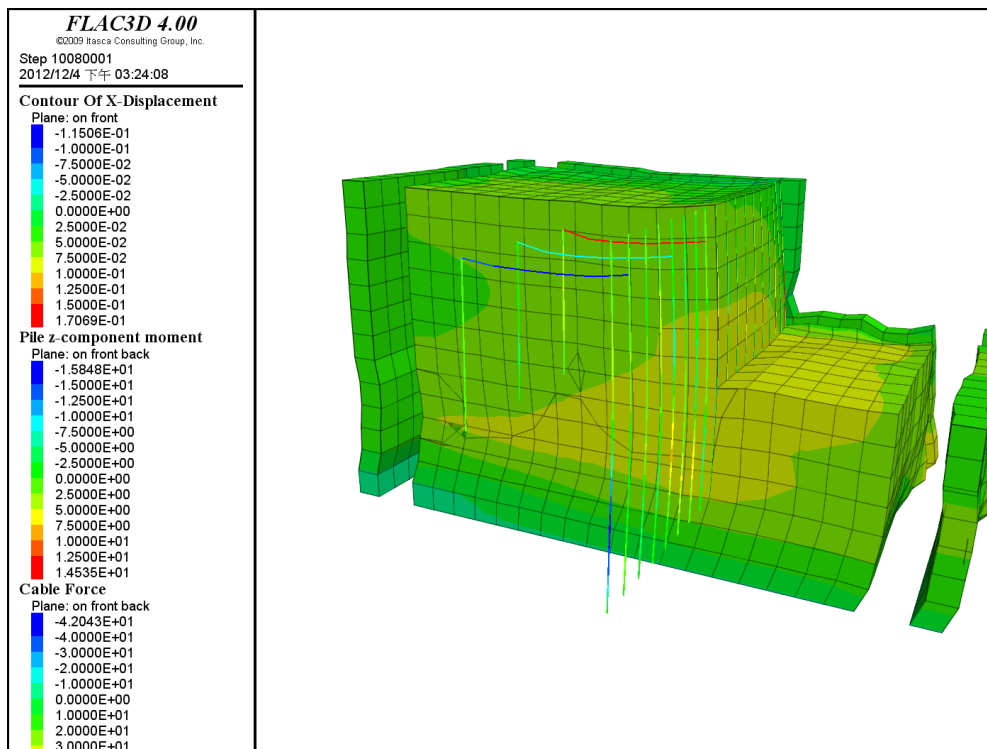


圖 3.9 $t=5$ 秒時土壤位移與結構互制反應

第四章 耐震功能性設計要求探討

本章針對碼頭之耐震功能性設計目標作探討，研究日本與國際航海協會功能性設計基準之功能目標的訂立方式及理念，並與國內「港灣構造物設計基準」之耐震設計目標作差異性討論，以提出適合國內設計實務的耐震功能性設計目標；其中，地震等級之建議更以本所過去對各港區的地震危害度曲線分析結果進行研究，並參考國外基準訂定之地震等級，提出適合國內碼頭設計的地震等級修正建議；另外，亦針對國內「公共工程功能性設計準則」三等級設計地震力的要求，探討在不同功能性目標下各地震等級所應對應的功能性水準。

4.1 碼頭功能性目標

從日本的港灣施設技術基準可知，日本對港灣設施的設計在地震力計算上，係利用機率法考量歷史災害，震源等因素進行地震危害度分析，進而得到地震地表歷時，此法在國內多應用於水庫設計，但由於計算方法複雜，且港灣構造物數量較多，此法對於國內港灣構造物設計應用並不實際。另外，在功能性標準規定上，日本已正式進入構造物破壞機率可靠度的要求，此類設計標準要求亦為國內工程師設計能力的另一種挑戰。為避免修訂幅度過大，因此本研究建議，國內港灣構造物耐震功能性設計可先參考 2001 年的國際航海協會港灣構造物耐震設計準則來修訂。

國際航海協會港灣構造物耐震設計準則[INA 2001]除了對構造物在等級一地震力作用下之功能提出要求以外，在等級二地震力作用下，對應第 I~II~III~IV 級功能水準之 S~A~B~C 級耐震設施，基本相當於國內基準中之「特定(S 級)、A 級、B 級與 C 級」四種類別構造物，不同之處在於：國內現行基準，目前僅籠統地要求在 475 年回歸期設計地震力下，剛性結構物不得產生滑動、傾斜以及主體與基礎承载力不足之破壞，需保持安定，非剛性結構物允許發生塑性變形，但

韌性比不超過容許韌性容量，對於在同樣等級設計地震力下，「特定(S 級)、A 級、B 級與 C 級」四種類別構造物(包括剛性與非剛性)不同之行為或功能並未如「INA 港灣構造物耐震設計準則」明確定性甚至量化，僅以不同重要度係數來修正在同等級設計地震力作用下施加於結構之等效側向力之大小，間接調整構造物之耐震功能；「INA 港灣構造物耐震設計準則」引進之功能性設計法，係根據重要度等級「特定(S 級)、A 級、B 級與 C 級」結構物在所考量之各等級設計地震力下之不同功能性水準加以定性，並以不同大小之功能性可接受標準值加以限定，較類似國內橋梁建築耐震功能性設計研究之理念。

功能性目標之建立需考量：構造物之破壞對人命安全與財產損失之直接與間接(如處理危害物品等)影響之嚴重程度、震後是否要求具有特別之使用功能、修復之難易(與碼頭之結構型式相關)、其破壞對社會活動、環境與經濟之衝擊與損害度等，而因碼頭之型式、用途、規模等直接與這些因素相關，所以不同型式、用途、規模之碼頭的功能性目標不盡相同，用途越重要、規模越大，則該碼頭之功能性設計目標可能就越高，即在同一等級地震下之功能性水準要求越高。

而不同貨種之碼頭，由於使用之裝卸方法與裝卸機具不一樣，或即使可使用某些相同之機具，但工作效率很差，通常不考量其破壞後可以由其它種類碼頭代替運作，引進功能性設計法時，除了允許碼頭結構物在較大地震作用下之破壞以外，為避免碼頭破壞後造成營運停頓，規劃港口時，也可考量在用途及貨種相同之碼頭當中，設立一定比例(考量碼頭營運作業能量與基本要求)之耐震強化碼頭特定級，即適當提高部分碼頭之功能性目標至特定級碼頭，以維持災後救援機制，因此特定級碼頭之功能性目標訂立應趨嚴謹為佳。

值得提及的是，功能性標準值的大小或功能性目標之高低，直接控制所設計結構耐震能力之強弱，設計目標越高，對應震後補強之工程費則較少，基準所訂立之功能性目標為一最低標準，所以除了滿足基準要求以外，工程師亦可根據業主之要求，考量結構物在震後所需之補強費用，以及可能導致的間接經濟損失，以綜合考量結構物整個

使用年限最低總費用，來決定結構設計所需的耐震設計功能，才能真正發揮耐震功能性設計法之精神。

4.2 地震等級、功能性水準及重要度分類

功能性目標中之定性規定包含地震等級與功能性水準，本節將針對碼頭設計之地震等級與功能性水準作說明及探討，另外，碼頭重要度分類亦關係到功能性目標之訂立，因此本節亦一併針對碼頭四種重要度分類作說明。

4.2.1 地震等級

地震力等級之劃分可以經由一定年限內發生地震之危害度或相當之回歸期表示，地震力回歸期與危害度機率之關係式如下(Cornell, C. A., 1968)：

$$R_d = 1 - e^{-\frac{T_d}{T_r}}$$

其中， R_d 為危害度機率， T_d 為使用年限， T_r 為回歸期，例如：使用年限 50 年內超越機率為 50%(表示為 50%50)，約相當於回歸期 72 年(或約 75 年)；超越機率 10%50，約相當於回歸期 475 年。

國內「公共工程功能性設計準則」中建議設計地震力必須考量三等級地震力，而國內建築、橋梁耐震功能性設計規範草案亦皆定義三等級設計地震，然而「INA 港灣構造物耐震設計準則」僅以兩等級地震進行設計，但為符合國內耐震功能性設計架構之一致性及國內工程師之設計習慣，因而建議維持 2500 年回歸期地震(50 年超越機率 2%)作為最大設計地震考量。

而目前國內「港灣構造物設計基準」之設計地震力是參照 2005 年版「建築耐震設計規範」，同為三等級設計地震力如表 4-1 所示，提供 30 年回歸期中度地震、475 年回歸期設計地震、2500 年回歸期最大考量地震對應之反應譜。

表 4-1 國內港灣構造物設計基準之三等設計地震力

地震等級		地震力計算公式
中度地震	解說：約 30 年回歸期	$V^* = \frac{IF_u}{4.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$
設計地震	475 年回歸期	$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$
最大考量地震	2500 年回歸期	$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W$

本研究參考本所過去之「港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究」報告中基隆港、臺中港、高雄港、蘇澳港的各港區平均地震危害度曲線，如圖 4.1，推估出目前國內建築及橋梁各重要度等級之中度地震所對應的回歸期(概略值)，如表 4-2 所示。由表中數值顯示，目前國內現行「港灣構造物設計基準」之中度地震在各港區工址所對應的地震回歸期皆約為 30 年，而 2500 年回歸期地震 PGA 則約為 475 年回歸期地震的 1.3~1.4 倍。

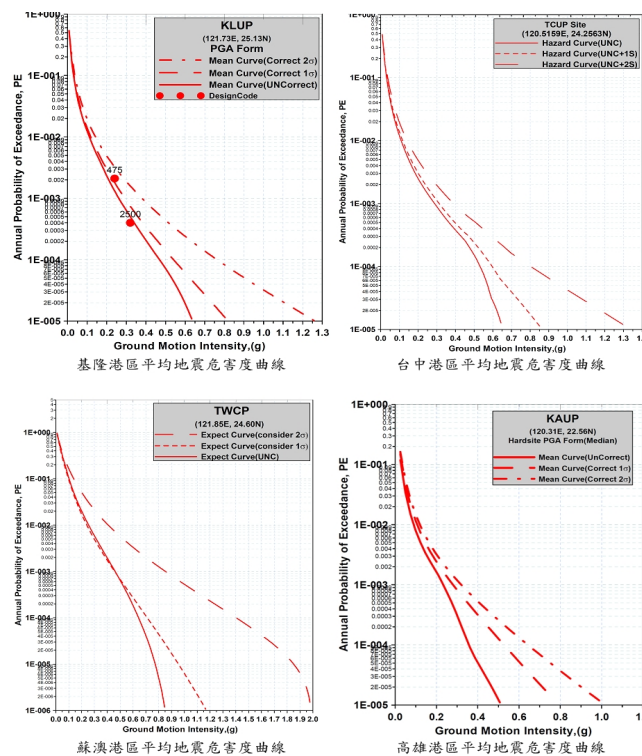


圖 4.1 四港區平均地震危害度曲線

資料來源：港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究(賴聖耀等 2011)

表 4-2 國內建築及橋梁之中度地震所對應的回歸期概略值

中度地震等級	建築 $I \times 475$ 年地震/4.2	橋梁 $I \times 475$ 年地震/3.25
約 15 年回歸期	0.8×475 年/4.2=475 年/5.25	—
約 30 年回歸期	1.0×475 年/4.2=475 年/4.2	0.8×475 年/3.25=475 年/4.06
約 50 年回歸期	1.25×475 年/4.2=475 年/3.36	1.0×475 年/3.25=475 年/3.25
約 75 年回歸期	1.5×475 年/4.2=475 年/2.8	1.25×475 年/3.25=475 年/2.6
約 100 年回歸期	—	1.5×475 年/3.25=475 年/2.17

依據前述資料，港灣構造物耐震功能性設計之地震力等級建議修正項目如下：

1. 中度地震之規定

一般而言按照不同種類之構造物的重要度排序，其次序應為碼頭>橋梁>建築，由國外各建築橋梁耐震基準之規定亦可看出此排序現象，例如日本及 INA 基準之中度地震皆設定為 75 年回歸期地震，而日本橋梁基準之中度地震則設定為 50 年回歸期地震，然而國內「港灣構造物設計基準」採用建築耐震設計規範之中度地震，其為 475 年回歸期地震除以 4.2，且其規範解說中說明所對應之地震回歸期約為 30 年，明顯低於國際基準，亦低於國內橋梁耐震設計規範之中度地震(475 年回歸期地震除以 3.25)。

因此本研究建議至少應將現行基準碼頭之中度地震強度由「475 年回歸期地震除以 4.2」上調至「475 年回歸期地震除以 3.25」，與橋梁相同，則地震回歸期約提昇至 50 年，較符合碼頭之重要性程度。

2. 設計地震與最大考量地震

棧橋式碼頭結構形式及靜不定度與橋梁工程較相近，不如建築結構因高靜不定度而擁有較高的降伏後強度，因此設計地震與最大考量地震之計算公式($V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{ad}}{F_u} \right)_m W$)中，分母係數 1.4 應同橋梁改

為 1.2 較為恰當。簡言之，三等級地震力計算方式皆改為與橋梁相同，如表 4-3 所示。

表 4-3 橋梁耐震設計規範之三等級地震力

地震等級		地震力計算公式
中度地震	約 50 年回歸期	$V_{\min} = \frac{IS_{aD}}{3.25\alpha_y} W$
設計地震	475 年回歸期	$V_D = \frac{I}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$
最大考量地震	2500 年回歸期	$V_M = \frac{I}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W$

綜上所述，本研究建議港灣碼頭之三等級地震力定義如下：

(1)等級一：中度地震：

為一常遇地震，其強度計算上：

為 475 年回歸期地震除以 3.25，地震回歸期約為 50 年。

(2)等級二：475 年回歸期地震：

為一偶遇地震，其 50 年超越機率為 10%。

(3)等級三：2500 年回歸期地震：

為一罕遇地震，其 50 年超越機率為 2%。

另由於剛性碼頭其結構並無韌性，因此在地震力計算上 F_u 值等於 1.0，則表 4-3 內之地震力計算公式即與國內現行「港灣構造物設計基準」之剛性碼頭設計地震力公式相同，即分母亦為 1.2。

4.2.2 功能性水準

本研究依各國功能性基準之慣例，從構造物之「使用性」、「修復性」、「安全性」三方面考量，並參考國內現行「港灣構造物設計基準」之功能性水準定義，建議出未來國內港灣碼頭耐震功能性設計之功能水準。

由於 475 年回歸期地震為主要的設計地震，而國內碼頭結構設計之重要度分類向來皆分為 4 種(特定、A 級、B 級、C 級)，此與國際基準相同；再者，「公共工程功能性設計準則」中亦說明，耐震功能性設計的基本概念主要是採用構造物的非線性行為分析進行設計，故應將「用途係數」轉換於耐震功能性水準的要求上面，而非用於設計地震力的放大；因此在同一 475 年回歸期地震作用下，欲區分 4 種不同重要度構造物之功能性水準，即須具有 4 等級功能性水準之制定，如表 4-4。

而表 4-4 之第 I、III、IV 等級功能性水準亦恰符合現行「港灣構造物設計基準」設計目標中三等級地震所各別對應的功能性要求。

表 4-4 耐震功能性水準定性規定之建議

損壞等級	使用性	修復性	安全性
第 I 等級	功能正常	不需修復	結構保持彈性
第 II 等級	短期功能喪失	可快速修復	損壞輕微
第 III 等級	長期功能喪失	修復非常困難	損壞嚴重但維持生命安全 (未超過韌性容量)
第 IV 等級	無法恢復營運	須拆除重建	結構崩塌(超過韌性容量)

4.2.3 重要度分類

為了維持業主及工程師既有的設計習慣，碼頭重要度分類建議仍然維持現行基準的規定，如表 4-5，目前國內現行基準訂立的港灣構造物重要度分類與「INA 港灣構造物耐震設計準則」雷同，如此則亦可參考「INA 港灣構造物耐震設計準則」之相關規定來制定本國港灣碼頭之耐震功能性目標。

在重要度分類上仍維持現行港灣構造物設計基準之規定，依據結構物之重要性區分為「特定」、「A」、「B」、「C」等四種等級類別，各等級之碼頭特性如表 4-5 所述。

表 4-5 各重要度等級之碼頭特性

等 級	碼 頭 之 特 性
特 定	明顯具有 A 級結構物之特性 1 至 3 項之情形者
A	1.結構物在遭受地震災害時，將有可能造成多數人命及財產之損失者。 2.負有震災後復建工作之重要任務者。 3.儲存有害或危險物品之結構物，在遭受地震災害時，將可能造成人命或財產之重大損失者。 4.結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 5.結構物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。
B	凡不屬於特定、A 級、C 級者
C	特定及 A 級以外之小規模結構物復舊作業容易者。

4.3 現行基準之功能性目標

以基本設計要求所考量之一般碼頭為準，其所考慮之三個地震等級，亦對應有三個功能性水準，分別為「維持原有功能」、「損傷可修復」、「避免崩塌」，重要碼頭之功能性水準則以用途係數間接提高。

1. 中度地震

因為結構在此使用年限中遭遇中小度地震的機率甚高，因此要求結構物在此地震水平下結構物維持在彈性限度內，地震過後，結構物主體沒有任何損壞。對剛性結構物如重力式碼頭而言，在 30 年回歸期之地震發生時，不得產生滑動、傾覆，亦不得產生結構體強度與基礎承载力不足之任何破壞。

2. 設計地震

在此地震等級下結構物不得產生嚴重損壞，造成嚴重的人命及財產損失，且必須可以修復；具韌性材料之構造物，其結構物產生的韌性比不得超過其容許韌性容量。

3.最大考量地震

設計目標為在此強烈地震下結構主體不致產生崩塌，在此設計目標下之韌性結構物允許其韌性容量用盡。在配合動力分析的情況下，針對特殊耐震與高重要性碼頭結構，其在 2500 年回歸期之地震作用下，最大容許破壞值不得高於上述 475 年回歸期地震作用下之設計水準。

由前述三等級設計地震所要求的功能性目標可歸納如表 4-6 所示。

表 4-6 國內現行港灣構造物設計基準之功能性目標

功能水準 地震力	第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
中度地震約 30 年回歸期地震	C (I=0.8) B (I=1.0) A (I=1.25) 特定(I=1.5)	—	—	—
475 年回歸期地震	—	—	C (I=0.8) B (I=1.0) A (I=1.25) 特定(I=1.5)	—
2500 年回歸期地震	—	—	特定(I=1.5)	C (I=0.8) B (I=1.0) A (I=1.25)

而從「INA 港灣構造物耐震設計準則」與「日本港灣施設技術上基準」之功能性目標(表 3-3 及表 3-11)可知，國內現行基準之特定級碼頭(耐震強化碼頭)的功能性目標要求明顯低於國外基準，尤其臺灣與日本同為海島型國家，國內原料礦產貧瘠，所有原物料及物資皆需倚靠港口運輸，特別是災難性地震發生時，外援物資對於社會經濟恢復格外重要，設立耐震強化碼頭的目的即是在災難地震後仍可有部分功能良好之碼頭可供救援物資運輸，因此國際航海協會(INA)及日本基準對於特定級碼頭之功能要求皆為等級二(475 回歸期)地震作用下結

構須保持彈性，而國內現行港灣構造物設計基準則是以中度地震力的 1.5 倍作用下保持彈性作為設計基準，而由表 4-2 可知 1.5 倍中度地震約為 75 年回歸期地震，其遠小於 475 年回歸期地震，此等級功能目標可否滿足特定級碼頭所需之救災功能值得商榷，故建議應予調整提升。

本研究再將表 4-6 繪製成功能目標區域圖，可比表 4-6 更清楚說明國內現行基準之功能目標的定義及特性，如圖 4.2 所示，該圖縱軸各等級回歸期地震強度之比例係按圖 4.1 各港區之平均地震危害度曲線推估而得，雖為一概略性的比例，但比表 4-6 更能精確反映各等級碼頭之功能目標的確切界線為何。

在此舉例說明圖 4.2 的使用方式，例如某一碼頭結構在各等級地震作用下結構分析後分別所得到的反應假設皆落在「曲線 1」及「曲線 2」之間的區域，則此碼頭可定義為 C 級碼頭，但若有任何一等級地震之結構反應落於「曲線 1」之上側，則此碼頭即不符合 C 級碼頭規定之功能性目標；若有任何一等級地震之結構反應落於「曲線 2」之下側，但其餘等級地震之反應仍落在「曲線 1」及「曲線 2」之間的區域，則仍為 C 級碼頭。其餘等級碼頭之功能性目標定義亦依此類推。

因現行基準規定，特殊耐震與高重要性碼頭結構最大考量地震之設計目標不得高於上述 475 年回歸期地震作用下之設計水準，因此才形成特定級碼頭 2500 年回歸期地震作用下結構反應須滿足第 III 級功能性水準，故圖 4.2 特定級的曲線在末端會往下折，若在建築物耐震設計基準中則無此規定，則圖 4.2 特定級目標曲線將沿虛線延伸。

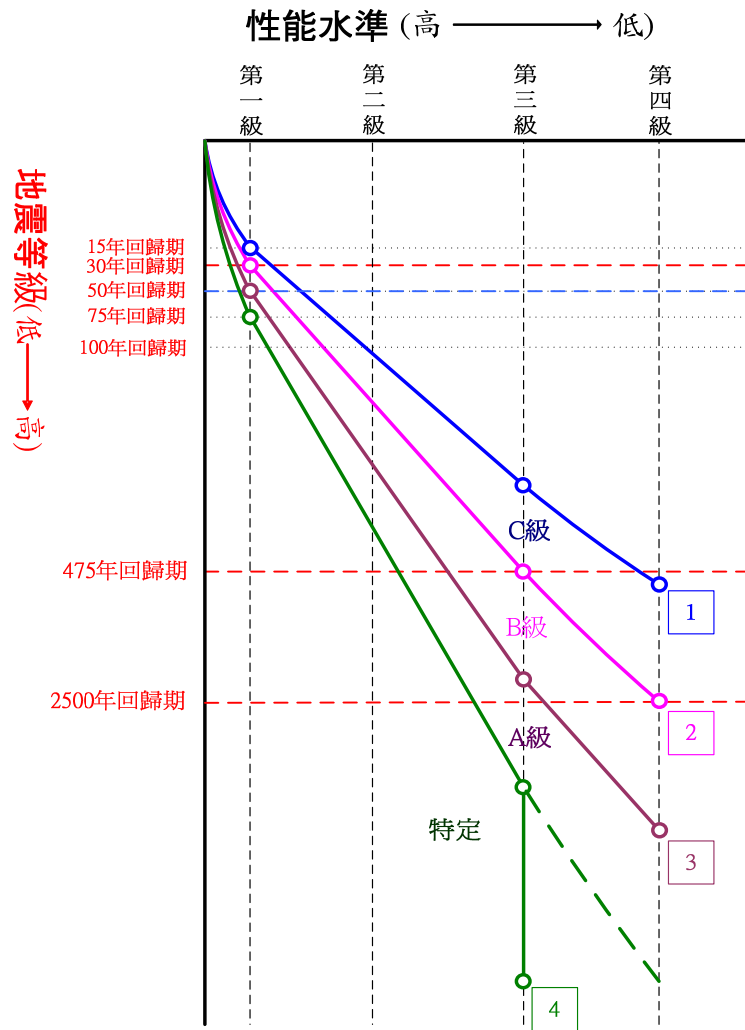


圖 4.2 國內現行基準的耐震功能性目標區域圖

4.4 國內港灣碼頭功能性目標制定之建議

國內現行基準 4 種等級碼頭「特定級、A 級、B 級與 C 級」的用途係數，分別為 1.5、1.25、1.0、0.8，由此可知，各等級地震所對應之結構功能性水準，應顯示著特定級碼頭功能性水準高於 A 級碼頭，A 級碼頭功能性水準又高於 B 級碼頭，B 級碼頭功能性水準則高於 C 級碼頭。

由原基準 B 級碼頭之用途係數為 1.0 可知，B 級碼頭為一個標準碼頭，因此吾人可依原基準賦予 B 級碼頭之功能性目標為基準，按各

種碼頭之重要度依序分配各地震等級所應對應的功能性水準。

475 年回歸期地震為主要設計地震，在此等級地震作用下，4 種重要度碼頭將按重要度依序對應 4 種等級之功能性水準。因此為引入耐震功能性設計法，基準應對眾多人命安全有嚴重威脅、具特別重要性需在震後維持使用功能以利救災、需處理危害物品、或其破壞對社會環境與經濟會有嚴重衝擊與損害之設施，定為「特定級」耐震強化碼頭，功能性目標要求在 475 年回歸期地震力作用下應滿足第 I 級功能性水準；若以上各項影響較小，但破壞後很難修復者，則定為「A 級」碼頭，在 475 年回歸期地震力作用下應滿足第 II 級功能性水準；小型且修復較容易之設施或臨時結構，定為 C 級碼頭，在 475 年回歸期地震力作用下應滿足第 IV 級功能性水準；其他非「特定、A 級、C 級」碼頭者則為 B 級碼頭，在 475 年回歸期地震力作用下應滿足第 III 級功能性水準。

中度地震以橋梁規範之計算方式為主，由約 30 年回歸期提升至約 50 年回歸期，由於特定級碼頭已要求在 475 年地震作用下保持彈性滿足第 I 級功能性水準，因此不需額外檢核中度地震作用下之功能性水準，其餘 A、B 級碼頭為中度地震作用下須滿足第 I 級功能性水準，而 A 級碼頭之受震反應更需小於 80% 的降伏變形；另 C 級碼頭依序為滿足第 II 級功能性水準。

本研究建議之功能性目標不同於日本與 INA 基準，須增加 2500 年回歸期最大考量地震所對應的功能性水準來規定「特定級」、「A 級」與「B 級」的碼頭功能，以滿足現行基準要求 A、B 級碼頭在 2500 年回歸期地震作用時應不會發生倒塌，而「特定級」碼頭之損壞更不可高於 475 年回歸期地震作用下之功能性水準，使其在災難地震後仍具有修復機會。因此建議在 2500 年回歸期地震作用下，按重要度排序，特定級碼頭須滿足第 II 級功能性水準，A 級碼頭須滿足第 III 級功能性水準，B 級碼頭須滿足第 IV 級功能性水準，而 C 級碼頭在此等級地震作用下應已崩塌故不需檢核。

綜合上述之說明，在提升中度地震等級與特定級碼頭之功能性目標後，各級碼頭對應的功能性目標可歸納如表 4-7 所示。工程師可依據環境條件與業主對功能之要求來選擇合適的碼頭等級，再依據該等級碼頭所對應之功能性目標進行設計、分析、檢核。

表 4-7 本研究建議之各等級碼頭所對應的耐震功能性目標

功能水準 地震等級	第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
等級一 (中度地震)	A 級 小於 80%降伏反應	C 級	—	—
	B 級			
等級二 (475 年回歸期地震)	特定級	A 級	B 級	C 級
等級三 (2500 年回歸期地震)	—	特定級	A 級	B 級

由表 4-7 可知，「C 級」碼頭僅須檢核中度地震及 475 年回歸期地震下對應之功能性水準，而「B 級」與「A 級」碼頭則需檢核中度地震、475 年及 2500 年回歸期三種等級地震下所對應之功能性水準。「特定級」碼頭僅需檢核 475 年及 2500 年回歸期兩種等級地震下之功能性水準。

本研究再將表 4-7 所述之功能性目標繪製成功能目標區域圖，可更清楚說明建議的功能性目標之定義範圍與特性，如圖 4.3 所示，而此圖之使用方式與圖 4.2 相同。

雖然從表 4-7 中顯示 A 級碼頭與 B 級碼頭在中度地震等級下對應的功能性水準皆須滿足第 I 級，但在圖中即顯示出差異，原因為 A 級碼頭在 475 年回歸期與 2500 年回歸期地震等級下，其設計功能性水準要求皆比 B 級碼頭高出一級，因而自然形成 A 級碼頭的設計強度容量高於 B 級碼頭，在相同中度地震進行彈性分析檢核時，A 級碼頭的結構反應理應小於 B 級碼頭。

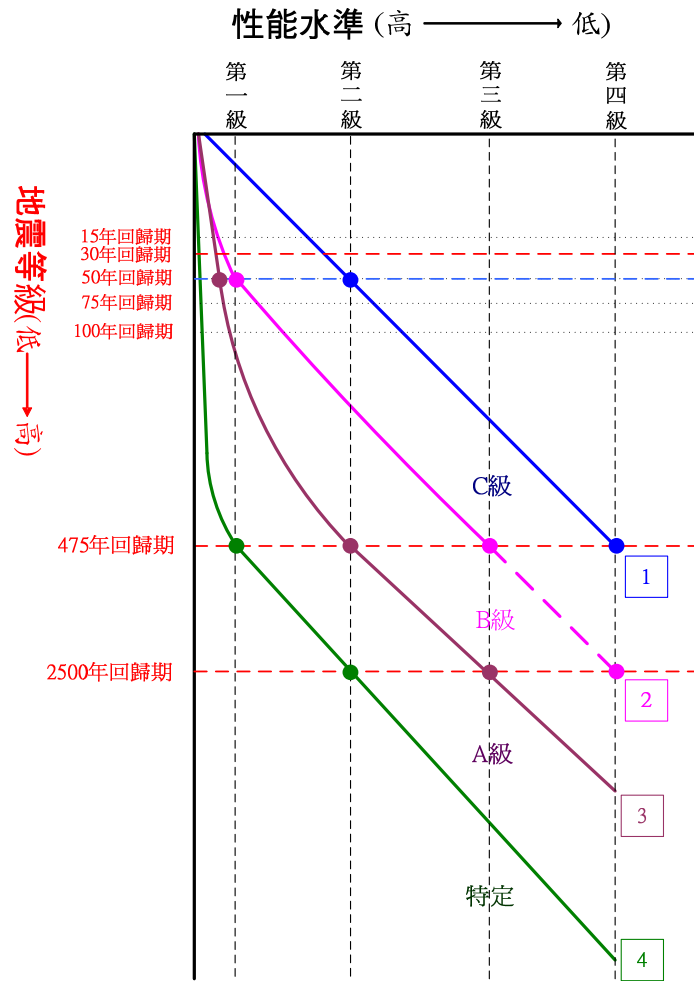


圖 4.3 本研究建議的港灣碼頭耐震功能性目標區域圖

4.5 現行基準與本研究建議功能性目標之差異性探討

本研究將「建議的港灣碼頭耐震功能性目標區域圖」與「現行基準的耐震功能性目標區域圖」兩者進行套繪比較，如圖 4.4 所示，差異處條列如下：

- 1.基本上建議的功能性目標涵蓋範圍比現行基準大，因此工程師進行碼頭設計時將更具彈性。
- 2.C 級碼頭的功能性目標與現行基準比較稍不保守，但可明確掌握結構功能並具經濟性，加以突顯 C 級碼頭適用於小規模結構物復舊作業容易者或臨時結構之特性。

3. 特定級碼頭功能性目標比現行基準保守許多，但與國際航海協會 INA 及日本基準之功能性要求相同，以突顯設置耐震強化碼頭之概念。
4. A 級碼頭與 B 級碼頭之建議功能性目標，除中度地震回歸期稍調高外，其餘功能性目標皆與現行基準相近，A 級碼頭功能性目標曲線雖然看起來差異較大，但是從第 I、III、VI 級功能性水準的地震力強度來比較，事實上是接近的，由於現行基準並無定義第 II 級功能性水準所應對應的地震等級強度，因此本研究簡單假設為線性，故與建議之功能性目標差異較大。

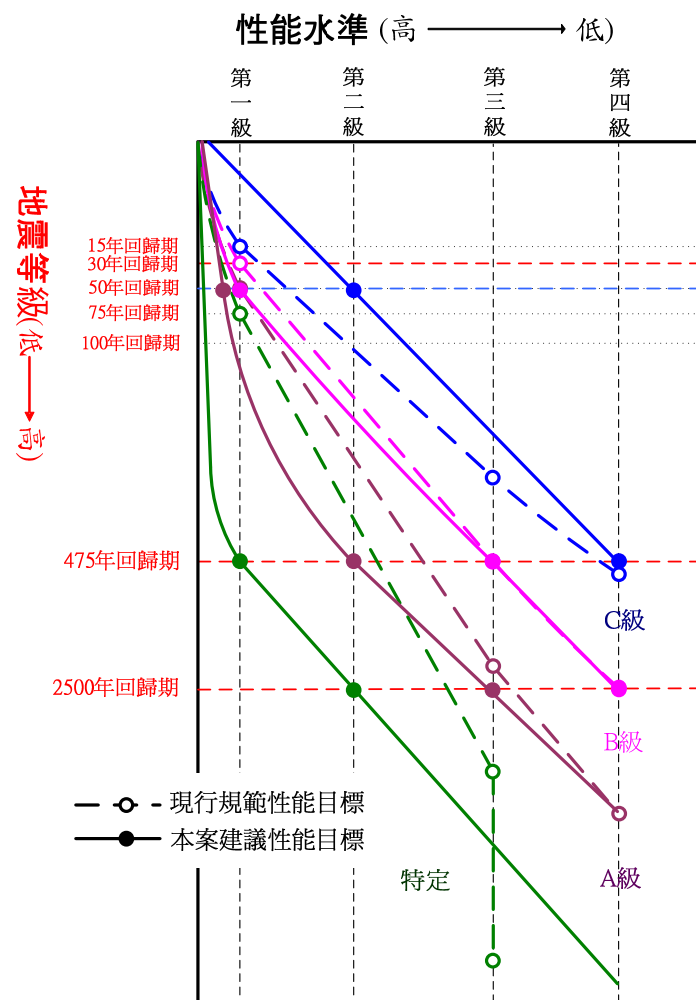


圖 4.4 研究建議與現行基準之港灣碼頭耐震功能性目標區域比較

第五章 板樁式碼頭功能性規定及分析方法探討

由第四章對碼頭耐震功能性目標的探討可知，國際航海協會之港灣構造物耐震設計基準為一國際性基準，且基準之架構與我國耐震功能性設計之相關規定較為相近，因此本研究建議未來我國港灣構造物之耐震功能性目標可參照國際航海協會之相關規定，再配合公共工程功能性設計準則之規定，增加最大考量地震(2500 年回歸期)等級，修正為本土化之碼頭耐震功能性設計目標；另外，本章將以本研究所建議的功能性目標為基礎，針對板樁式碼頭，依使用性及安全性，詳細說明國際航海協會對於耐震功能性標準值之規定及使用方式，該基準根據相關之主要參數(例如：板樁變位、岸肩變位、板樁及拉桿應力應變狀態等)，建立碼頭在各功能性水準下該參數之可接受標準值，以定量的方式表達碼頭結構物之功能性，並作為耐震設計之目標值，以判別功能性目標是否滿足要求。

5.1 板樁式碼頭功能性可接受標準

此類碼頭通常由相互連接的 RC 或鋼板樁、腰梁或圍梁、冠牆、拉桿、錨碇設施與回填料等組成，由上部之拉桿與下部結構埋設於土壤來支撐，主要考量地震力仍以水平地震力為主。此類碼頭主要破壞型式包括：因背填土壤受外力作用產生強度變弱或液化增加了土壤及水對板樁之壓力，使得板樁所承受之彎矩過大而降伏，或拉桿拉力破壞，或使錨碇設施失去作用導致板樁與錨碇設施向海側傾倒或移動，根據以往板樁式碼頭的震害案例中，可概略歸納出板樁式碼頭受地震力作用下可能的破壞模式如圖 5.1 所示。

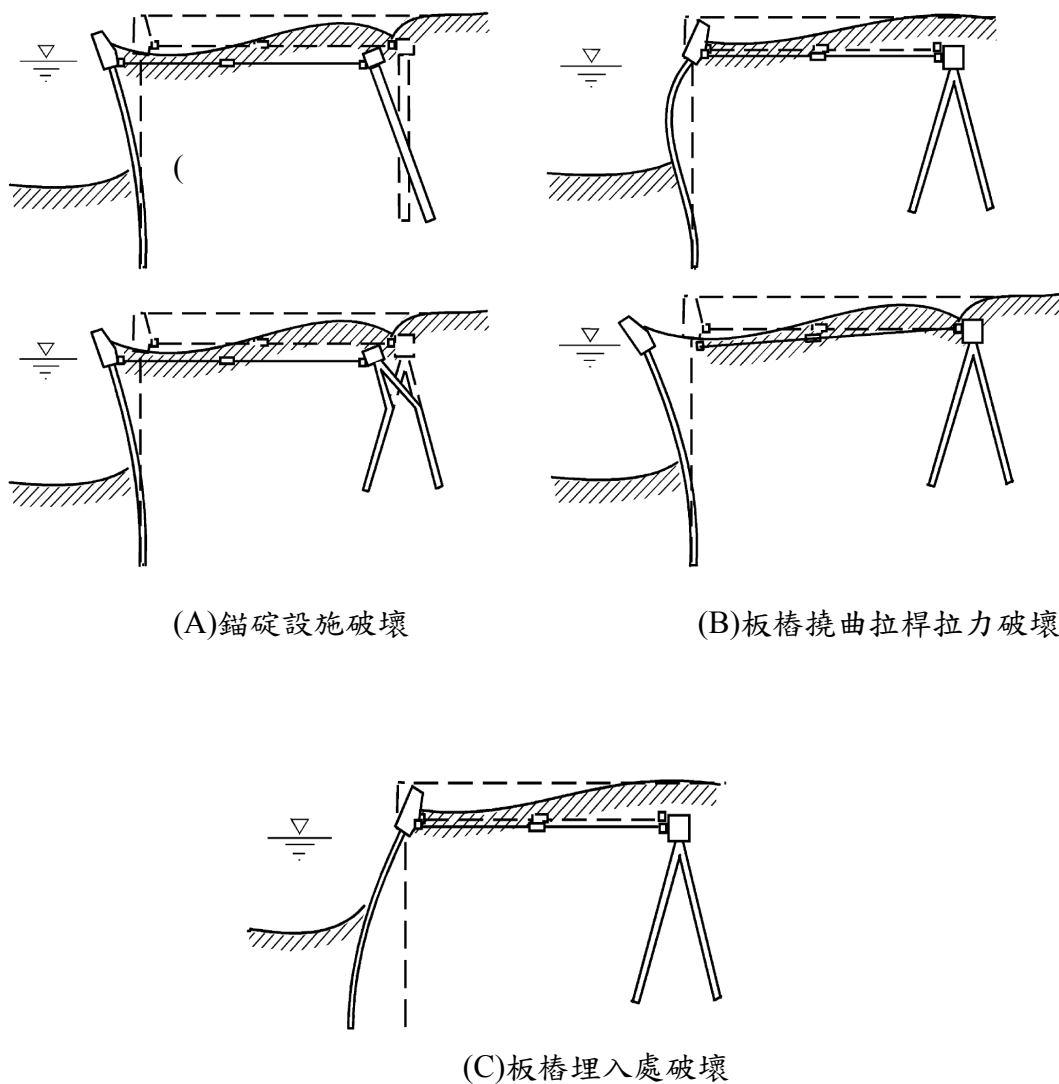


圖 5.1 板樁式碼頭之破壞模式

資料來源：INA 2001

考量板樁的破壞與使用運作之可行性，此類碼頭之破壞參數，如圖 5.2 所示，以應力(包括基盤面上下板樁部分、拉桿與錨碇設施)及位移(包括板樁與岸肩之變位、錨碇設施之沉陷量、附近路面開裂、拉拔位移量等)來表達。根據板樁式碼頭結構可能的破壞模式，可利用板樁碼頭結構系統之位移或應力狀態作為判斷其損害等級之指標參數，如下所列：

1. 以位移為評估參數：

- (1)板樁牆之水平向位移、沉陷、與傾斜
- (2)岸肩之沉陷、差異沉陷、與傾斜
- (3)錨碇設施處之差異沉陷、地表開裂、與受拉產生之位移

2. 以應力狀態為評估參數：

- (1)板樁之應力狀態（基盤面以上或以下）
- (2)拉桿之張力（包含接頭）
- (3)錨碇設施之應力狀態

這些參數值大小可反映出板樁式碼頭結構的損壞情況，透過過去之災損記錄或分析結果，可由不同損壞程度所對應的參數值範圍，建立起板樁碼頭結構損害等級之門檻值。

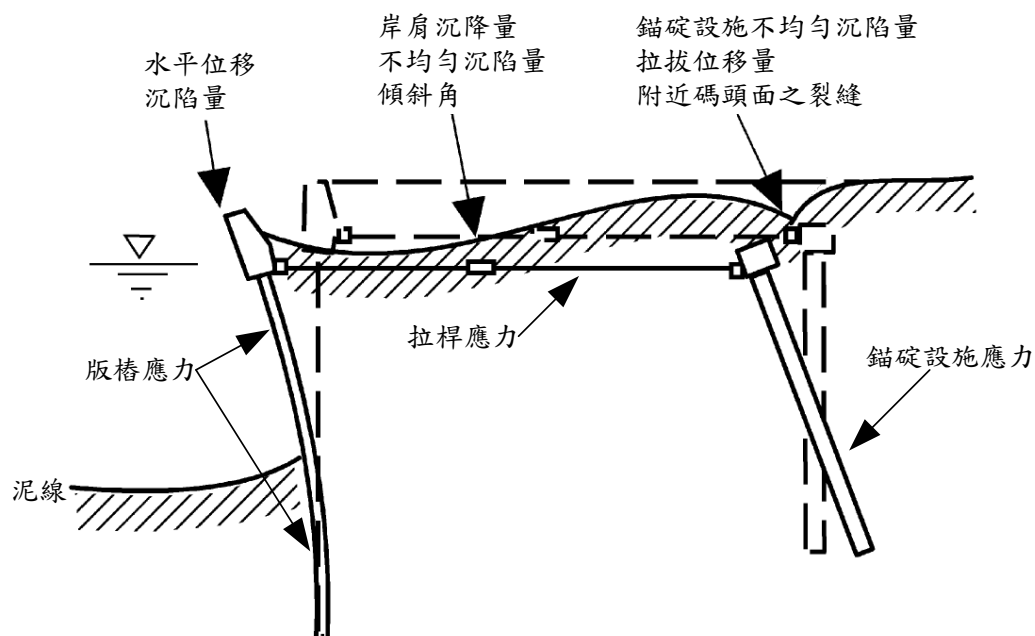


圖 5.2 板樁式碼頭之功能性參數

資料來源：INA 2001

國際航海協會[INA 2001]所頒布之港灣結構物耐震設計準則中，亦將各等級功能以功能性參數之可接受標準值加以限定，如表 5-1，工程實務中，除了參照這些最低標準值以外，還需根據業主之實際要求進行設計。

表 5-1 板樁式碼頭功能性可接受標準

參數 \ 功能性水準			第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
殘餘變位	板樁變位	正規化水平位移 d/H	<1.5% 或 d<30cm	N/A	N/A	N/A
		向海側傾斜角	<3°	N/A	N/A	N/A
	岸肩變位	岸肩沉陷量	3cm~10cm	N/A	N/A	N/A
		岸肩與後線陸地之沉陷差	30cm~70cm	N/A	N/A	N/A
		向海側傾斜角	<2°~3°	N/A	N/A	N/A
最大反應下之應力或應變	基盤面以上板樁		彈性	塑性，不超過 韌性容量或 應變極限	塑性，不超過 韌性容量或 應變極限	塑性，超過韌 性容量或應 變極限
	基盤面以下板樁		彈性	彈性	塑性，不超過 韌性容量或 應變極限	塑性，超過韌 性容量或應 變極限
	拉桿		彈性	彈性	塑性，不超過 韌性容量或 應變極限	塑性，超過韌 性容量或應 變極限
	錨碇設施		彈性	彈性	塑性，不超過 韌性容量或 應變極限	塑性，超過韌 性容量或應 變極限

註：針對補強板樁比補強錨碇設施容易，即板樁較錨碇設施先降伏之機制。

H 為基面以上板樁之高度。

N/A 之原文註解為「Not Applicable」，由 INA 設計例可知實際設計時不予檢核。

資料來源：INA 2001

5.2 板樁式碼頭耐震功能性分析法

本研究參考國際航海協會[INA 2001]所頒布之港灣結構物耐震設計準則將分析之方法由簡到繁分為簡便分析(Simplified Analysis)、簡便動力分析(Simplified Dynamic Analysis)以及動力分析(Dynamic Analysis)三類，選用這三種不同複雜等級之分析方法，除了與碼頭重要度等級之高低相關以外，還與所作用的地震等級相關，如表 5-2 所示；由於功能性目標中在等級一地震作用下之功能性水準要求多需保持結構在彈性狀態，因此一般實務設計上多採等級一地震作用下先進行彈性分析做初步設計，接著再按等級二與等級三地震作用下所要求之功能性水準進行驗證分析檢核，若不滿足可接受標準則重新進行初步設計後再驗證檢核，直到滿足所有功能性目標要求為止。

簡便分析是經由簡單的分析計算所得之結果去近似結構之真實反應，對於較低重要度等級(例如 C 級)之結構，此類分析法可適用於所有地震等級作用下之功能性評估；對於重要度等級較高者(例如 B 級、A 級與特定級)，則可應用在等級一地震力作用下之初步設計階段或服務使用性之評估。

簡便動力分析方法比簡便分析法複雜，對 B 級及 B 級以下重要度之耐震結構，可適用於所有地震等級作用下之功能性評估；對於重要度等級較高者(例如 A 級與 S 級)，可應用在等級一地震力作用下之初步設計階段或服務使用性之評估。

動力分析方法為三類分析方法中之最複雜者，可適用於包括具有較高重要度等級(例如 A 級與 S 級)在內之耐震結構物的之所有地震等級作用下之功能性評估。

表 5-2 各類分析方法之應用時機

碼頭重要度 地震等級	特定級	A 級	B 級	C 級
等級一 (中度地震)	—	• 簡便分析 • 簡便動力分析 • 動力分析	• 簡便分析 • 簡便動力分析 • 動力分析	• 簡便分析 • 簡便動力分析 • 動力分析
等級二 (475 年回歸期地震)	• 動力分析	• 動力分析	• 簡便動力分析 • 動力分析	• 簡便分析 • 簡便動力分析 • 動力分析
等級三 (2500 年回歸期地震)	• 動力分析	• 動力分析	• 簡便動力分析 • 動力分析	—

茲將國際航海協會[INA 2001]板樁式碼頭的耐震能力設計方法或評估方法依簡便分析法(擬靜力分析)、簡便動力分析法(滑動塊體法)與動力分析法(有限元素或有限差分法)等三種方法分別敘述說明如下。

5.2.1 簡便分析法

此法採用傳統設計基準中，基於力量平衡之擬靜態分析方法，地震力作為施加於結構側向之靜態慣性力。結構主體與承載土壤均視為剛體，以檢討其穩定性。

進行耐震能力檢核時，碼頭構造物所遭受到之地震力為施加於構造物側向的靜態慣性力，由設計震度係數 K_e 表示。分析時，逐步地增加震度係數，透過一系列的穩定分析，計算出當碼頭結構達到臨界穩定狀態時(即安全係數=1 的情況)，所能夠承受的地震力大小(此即臨界震度係數 K_l)。再求算臨界震度係數與設計震度係數之比值，即為此結構之耐震安全係數($F_s = K_l/K_e$)，其可搭配相關經驗公式推算變位量，用於評估結構物之耐震功能性。以下就板樁式碼頭之受力機制說明其簡便分析方法。

1. 板樁式碼頭受力機制

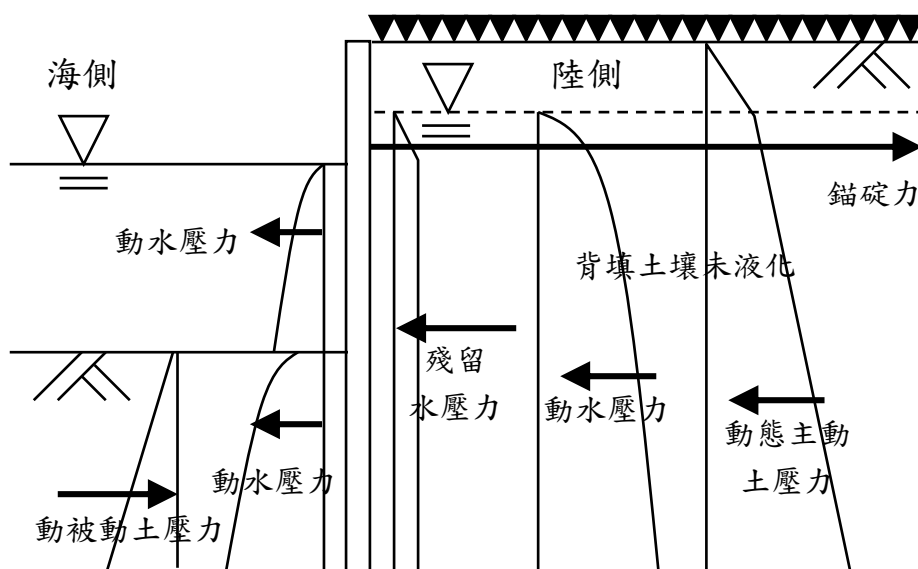


圖 5.3 地震時背填土壤未液化的板樁式碼頭受力示意圖(賴瑞應等，2004)

板樁式碼頭構造物在地震力作用之下，如考慮土壤未發生液化，其受力情形如圖 5.3 所示，主要包括動態主動土壓力、動態被動土壓力、動態水壓力、殘留水壓力等。參考「港灣構造物功能性設計法之研究(3/3)」(賴瑞應等，2005)，其中所提列之耐震評估簡便分析法步驟簡述如下：

(1) 給定設計震度係數 K_e 。

(2) 計算殘留水位 $R.W.L.$ ：

$$R.W.L. = \frac{2}{3}(M.H.W.L. - M.L.W.L.) + M.L.W.L. \dots\dots\dots (5-1)$$

式中， $M.H.W.L.$ 為朔望平均高潮位； $M.L.W.L.$ 為朔望平均低潮位。

(3) 計算地震時主動土壓力 $P_{AE,i}$

依 Mononobe-Okabe et al. (1929) 之建議，作用於板樁牆體第 i 土層之動態主動土壓力 $P_{AE,i}$ 水平分量，可依下式計算：

$$P_{AE,i} = K_{AE,i} \cdot (\sum \gamma_i h_i + w_{OL}) \cdot \cos \delta \dots\dots\dots (5-2)$$

式中， γ_i 為第 i 土層土壤之單位重，如位於水面下，則取水中單位重 $\gamma'_i = \gamma_{sat} - \gamma_w$ ； γ_w 為海水單位重，取為 $\gamma_w = 1.03 t/m^3$ ； h_i 為第 i 土層土壤之厚度； w_{OL} 為碼頭超載重 (t/m^2)； δ 為板樁與土壤間之摩擦角(度)； K_{AEi} 為第 i 土層主動土壓力係數，計算如下：

$$K_{AEi} = \frac{\cos^2(\phi_i - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \cdot \sin(\phi_i - \theta)}{\cos(\theta + \delta)}} \right]^2} \dots\dots\dots (5-3)$$

式中， ϕ_i 為第 i 土層土壤之內摩擦角(度)； θ 為地震合成角，殘留水位以上土層 $\theta = \tan^{-1} K_e$ ；殘留水位以下土層 $\theta = \tan^{-1} K'_e$ ； K'_e 為修正後的震度係數， $K'_e = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - 1} \cdot K_e$ 。

(4) 計算地震時被動土壓力 $P_{PE,i}$

被動土壓力計算與主動土壓力雷同，作用於板樁牆體第 i 土層之動態被動土壓力 $P_{PE,i}$ 水平分量，可依下式計算：

$$P_{PE,i} = K_{PE,i} \cdot (\sum \gamma_i h_i + w_{OL}) \cdot \cos \delta \dots\dots\dots (5-4)$$

式中，因板樁被動側位在海面下埋置部份，碼頭超載重 w_{OL} 取為 $0 t/m^2$ ； $K_{PE,i}$ 為被動土壓力係數，計算如下：

$$K_{PE,i} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi)}{\cos \psi \cdot \cos(\psi + \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \cdot \sin(\phi_i - \psi)}{\cos(\psi + \delta)}} \right]^2} \dots\dots\dots (5-5)$$

(5) 計算地震時之動態水壓合力 P_{DW}

作用於板樁牆體之動態水壓力 p_{DW} ，依 Westergaard (1933) 所提出隨深度 y 之分布情況，如圖 5.4(a)所示，並可表示如下：

$$P_{DW} = \pm \frac{7}{8} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_w \cdot y} \dots\dots\dots (5-6)$$

式中， H_w 為海水潮位深度(m)。因此，作用於板樁牆體之動態水壓合力 P_{DW} ，即可依下式計算，且合力作用位置位於海底面上 $0.4H_w$ 處。

$$P_{DW} = \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \dots\dots\dots (5-7)$$

因動態水壓力與潮位深度有關，故於分析過程須考量各相關設計潮位之動態水壓力。

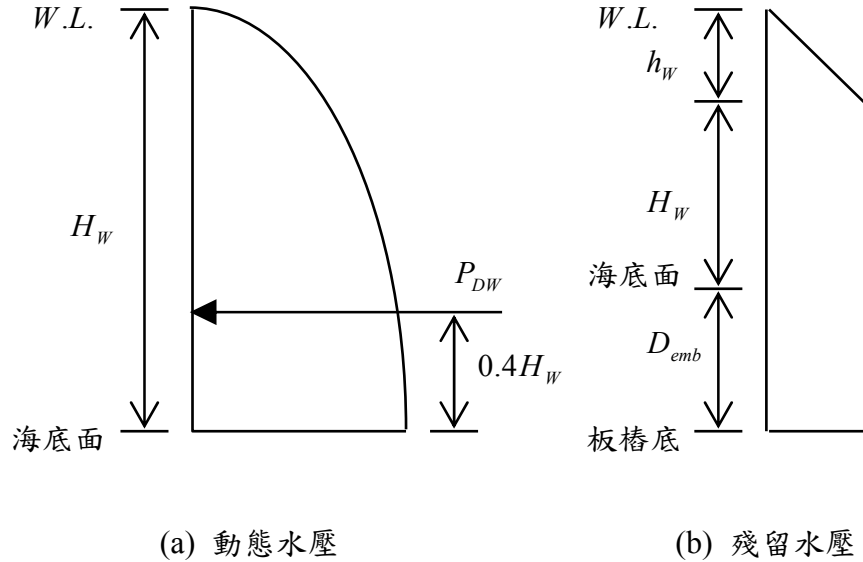


圖 5.4 作用於板樁之水壓力分布示意圖

(6) 計算殘留水壓合力 P_{RW}

若碼頭海側之潮位高於碼頭陸側之殘留水位時，則無需考量

殘留水壓力；而當海潮位低於殘留水位時，作用於板樁上之殘留水壓分布如圖 5.4(b)所示，殘留水壓力 p_{RW} 可由下式計算：

$$p_{RW} = \gamma_w \cdot h_w \dots\dots\dots (5-8)$$

式中， h_w 為殘留水深(m)，即殘留水位與海潮位之差。故殘留水壓之合力 P_{RW} 為：

$$P_{RW} = \frac{1}{2} \cdot p_{RW} \cdot h_w + p_{RW} (H_w + D_{emb}) \dots\dots\dots (5-9)$$

式中， D_{emb} 為板樁埋入深度(m)。因殘留水壓力亦與潮位深度有關，故於分析過程須考量各相關設計潮位所產生之殘留水壓力。

(7)檢核板樁貫入長度

分別計算影響結構穩定之相關作用力後，即可計算板樁貫入長度之安全係數。依規範規定板樁入土長度須滿足下式：

$$S.F. \leq \frac{M_p}{M_a} \dots\dots\dots (5-10)$$

式中， $S.F.$ 為貫入長度安全係數，平常時 1.5、地震時 1.2； M_p 為被動土壓力對拉桿裝設點之抵抗力矩； M_a 為主動土壓、動態水壓及殘留水壓等對拉桿裝設點之驅動力矩；動態水壓與殘留水壓取合力矩最大時之潮位即可。

(8)計算耐震安全係數 F_s

依前述步驟反推臨界穩定狀態(板樁貫入長度安全係數=1)對應之地震係數即為構造物最大可承受之地震係數 K_t ，其與設計震度係數 K_e 之比值即為耐震安全係數：

$$F_s = \frac{K_t}{K_e} \dots\dots\dots (5-11)$$

(9)計算拉桿張力與板樁樁身最大彎矩

假設板樁為以拉桿裝設位置及海底面作為支承之簡支梁，而以海底面以上之主動土壓、動態水壓、及殘留水壓為載重，如圖 5.5 所示，便可計算出拉桿錨錠張力，進而可計算作用於板樁樁身之最大彎矩，並判斷拉桿與板樁是否降伏。

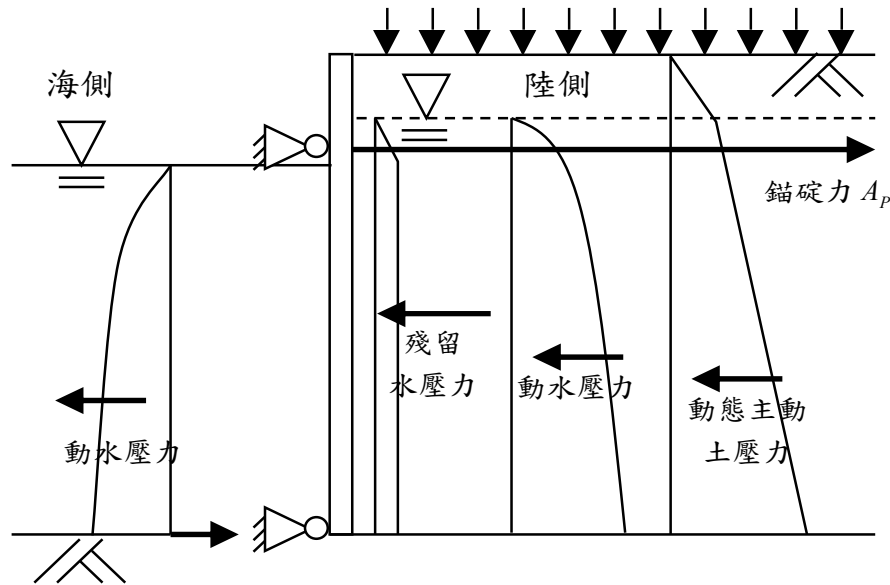


圖 5.5 板樁最大彎矩分析模式示意圖(賴瑞應等，2004)

(10)評估構造物之變位量及應力或應變狀態是否滿足可接受標準

依據表 5-3 所列非液化工址板樁式碼頭變位參數與耐震安全係數之經驗關係式，並利用步驟(8)所得之耐震安全係數 F_s ，可推估最大水平位移 d (cm)、沉陷量 s (cm)及正規化水平位移 d/H (%)等。將所求得之碼頭變位以及拉桿與板樁之應力狀態，與板樁式碼頭功能性可接受標準(如表 5-1)相互對照檢核，即可判定結構物之功能性是否滿足可接受標準。

對於該類碼頭在具有液化潛能工址之位移量，Iai 之案例分析統計出：在規範設計地震力作用下，對非液化、僅壁體後局部背填土液化、壁體後包括錨碇設施在內之背填土全部液化、背填土

與基礎土壤均液化等四類工址(圖 5.6)，正規化位移 d/H 分別為：0~5%、5~15%、15~25%與 25~50%，這些參數可用來粗略估算水平位移之大小範圍。

表 5-3 非液化工址板樁式碼頭變位參數與安全係數之關係

變位參數	經驗公式	相關係數	標準偏差
最大水平位移 d (cm)	$d = -1.6 + 34.9 \times (1/F_s)$	0.68	27
沉陷量 s (cm)	$s = -5.3 + 14.7 \times (1/F_s)$	0.40	20
正規化水平位移 d/H (%)	$d/H = -1.5 + 5.8 \times (1/F_s)$	0.65	5

資料來源：INA 2001

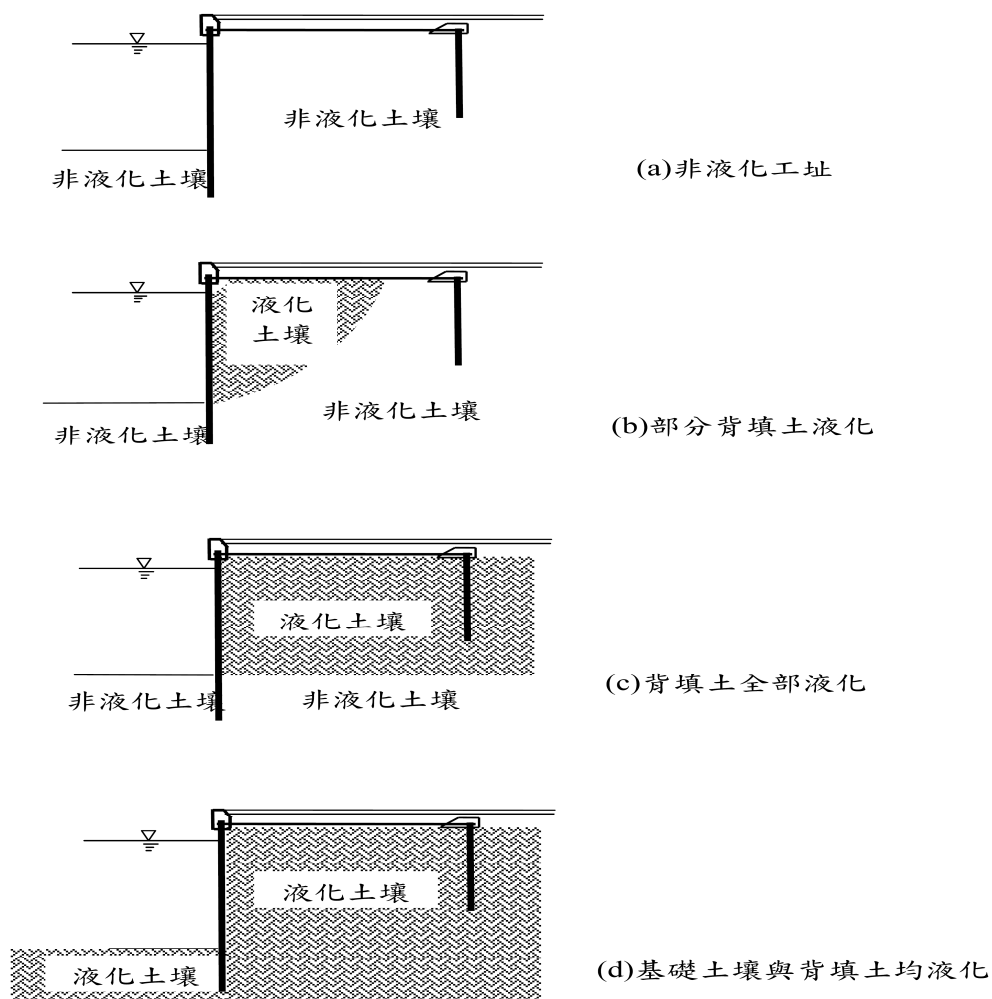


圖 5.6 板樁式碼頭工址填土可能液化狀態

資料來源：INA 2001

5.2.2 簡便動力分析

板樁式碼頭之簡便動力分析主要是依據滑動塊體理論來進行，滑動塊體分析法(sliding block analysis)的精神是將結構主體視為可滑動之剛體，地震力為作用於結構基礎之地震加速度歷時，主要分析結構物受地震力作用超出其抗滑動能力時的反應，以及計算地震所引致總滑移量。根據 Newmark (1965)提出的簡便滑動塊體法來分析剛性塊體在於水平地表運動過程期間所導致的總滑移量。如圖 5.7 所示，假設質量 m 的塊體為剛體，放置於水平表面上，而滑動面的力學行為與彈塑性模式相符合；當地震發生時，塊體之水平方向慣性力由滑動面之抗剪力來維持塊體的動態平衡，所以塊體之運動狀態與滑動面所提供的抗剪力有關。

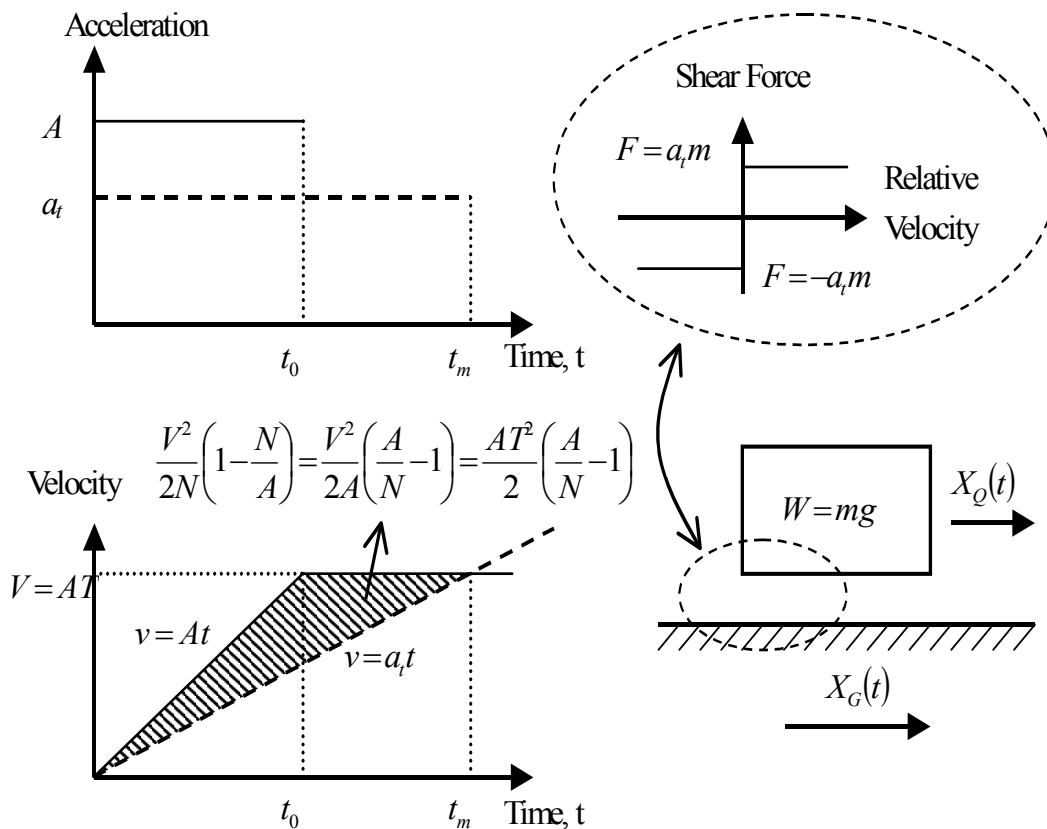


圖 5.7 Newmark 之滑動塊體分析法的觀念

資料來源： Newmark(1965)

當地震發生時，假設板樁與破壞面以上土壤理想化為一滑動塊體，地震作用於塊體，塊體受地震力作用時有向外滑移現象，當向外滑移之地震力超越抵抗塊體向外滑移之極限力時，塊體則開始會有滑移的情況產生，此時地震力之震度係數為臨界滑動震度係數，並將此震度係數轉換為臨界滑動加速度 a_l ，再與地表加速度大於臨界滑動加速度 a_l 的部分作雙重積分，可得構造物之滑動位移量。板樁式碼頭利用滑動塊體分析法之簡便動力分析流程如圖 5.8 所示。

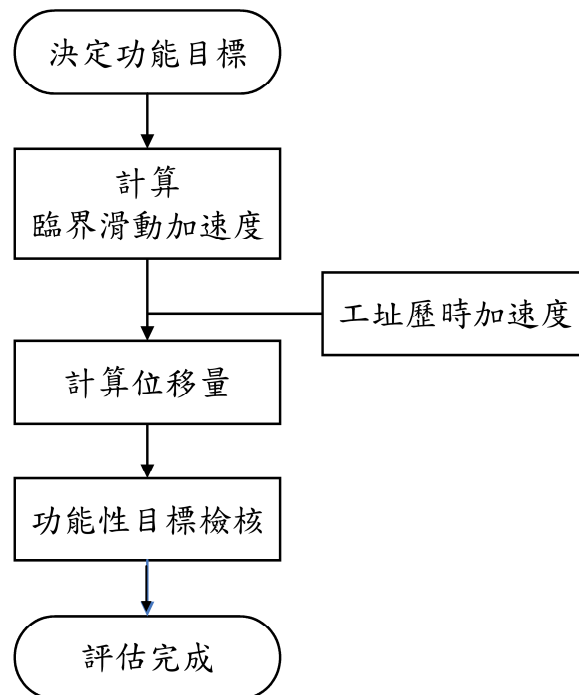


圖 5.8 板樁式碼頭簡便動力分析(滑動塊體分析法)評估流程圖

5.2.3 動力分析法

板樁式碼頭的動力分析法，一般可採用有限元素(finite element method, FEM)或有限差分(finite difference method, FDM)等數值方法，模擬「板樁-背填材料」兩者結構與土壤相互作用之行為，並考慮超額孔隙水壓激發對碼頭穩定性及變位之影響，以及土層之非彈性行為，利用具代表性之實際地震記錄作為輸入運動，進行非線性動力歷時數值

分析，探討在所考量地震等級下，板樁式碼頭結構之功能表現能否符合功能性目標，以評估其耐震能力。

大地工程目前較常用的商用應用軟體，在有限元素法的部分，有 FLUSH 與 PLAXIS 應用軟體，在有限差分法的部分，較典型的應用軟體為非線性分析軟體 FLAC。以下將簡介有限差分法程式 FLAC 以及有限元素程式 FLUSH 及 PLAXIS，將有助於使用者未來選用於板樁式碼頭之動力分析。

1. FLAC 程式簡述

FLAC(Fast Lagrangian Analysis of Continua)程式為美國 Itasca Consulting Group, Inc.所發展，而 FLAC 程式是以外顯有限差分程式(Explicit Finite Difference Code)處理二維平面應變之數值分析問題，以模擬土壤、岩石彈塑性或其他達降伏限度後成塑性流動的材料所組成的構造物行為，並將欲分析之物體分割成有限之網格，決定材料之組成律及邊界條件，若材料所遭受之應力場較大亦可能產生大變形，則需使用大應變模式模擬材料變形行為。另外，FLAC 另有 Fish(FLACish)程式可供使用者自行撰寫附加之副程式，以符合特殊材料及案例情況之需求。

FLAC 為顯性(explicit)有限差分程式，運算過程中是以「時階的型態」(Time-stepping Fashion)來求解網格中每一個節點的運動方程式，利用切的很小的時階，達到節點或元素(zone)之間訊息或變化不會傳給鄰近之節點或元素之假設，如此可看到整個系統的行為隨時間發展變化的過程。而在進行動態分析時需考慮在有限網格之波傳行為之影響，因此需加以考慮邊界折射與反射行為，且在進行模擬時也需考慮到應力波傳遞時的能量消散行為。而 FLAC 的 Dynamic Option 也提供了阻尼與吸能邊界。

2. FLUSH 程式簡述

FLUSH 程式係為美國加州大學 Berkerley 分校於 1975 年開發

之動態有限元素程式，並於 1990 年開發 IBM-PC/AT 386 版本，該程式基本上為二維平面應變分析程式，其假設土壤為等值彈性體，並以傳導邊界(transmitting boundary)和黏滯邊界(viscous boundary)模擬水平向無限土壤之波傳能量消散的現象，且在第三方向應用黏滯阻尼盤，以減少自由場元素數量，減少運算時矩陣容量，提高分析運算速度，如此以近似三維模式模擬土壤結構系統，進行土壤結構互制分析。

程式運算係將所輸入地表面之控制運動(control motion)，經反摺積(Deconvolution)運算，得到基盤面運動，再以基盤運動為輸入運動，直接作用於分析有限元素網格底部，進行土壤-結構物互制作用分析運算。反摺積運算係假設地震波為水平剪力波，且在水平地層中以垂直於地層之方向做上下傳遞，故可以單向度波傳之理論予以分析，其分析方法相同於 Shake 程式，亦以等線性疊代法之方式考慮之，即在每次疊代過程中，將土壤視為線性材料，選取對應於有效反覆應變(effective cyclic strain)之剪力模數和阻尼比代表土體之動力特性，並藉每一次疊代所得之有效反覆應變值，據以調整剪力模數與阻尼比，使之前後達到一定的容許誤差為止，如此可獲得合理之分析結果。

3. PLAXIS 程式簡述

PLAXIS 為一有限元素分析程式，於 1987 年在荷蘭公共工程與水源管理部 (Dutch Department of Public Works and Water Management)的推動下，由荷蘭 Delft 科技大學完成初步的成果。此後由於程式不斷的發展並逐漸受到重視，因此 1993 年成立一家名為 PLAXIS BV 的公司，作進一步的研發與改良。PLAXIS 程式歷經了數次之修改與校正，並在相關之理論與技術上得到荷蘭 Delft 科技大學與德國 Stuguart 大學等多國學術研究單位的充分支援，所能分析問題之類型以及使用範圍甚為廣泛，PLAXIS 程式在數值分析上主要有以下之功能：

- (1)可進行二維平面應變及三維軸向對稱分析。所使用之元素包括有二維平面元素、界面元素、梁元素及桿元素等。
- (2)可分析之工程應用問題包括：深開挖問題、地錨及土釘結構分析、排樁、加勁擋土牆分析、隧道、路堤、土壩之穩定性問題、壓密及潛變問題、滲流問題、及基礎版構分析等各類型土壤結構互制問題。
- (3)網格節點及邊界條件均為繪圖式輸入(CAD)，網格之建立為自動產生，並可調整疏密程度以配合分析時之精確性要求。
- (4)提供之土壤應力-應變組成律有：Linear-elastic、Mohr-Coulomb、Modified Cam-clay、Soft-Soil、Hardening-Soil、Soft-Soil-Creep 等。
- (5)可考慮土壤為排水或不排水之狀況，而水壓力則可為靜水壓狀態(hydrostatic)及穩態(steady state)等情況。
- (6)採用 Arc-length control 技巧，使得計算破壞荷重較正確。可考慮大變形修正網格(updated mesh)之分析。

整體來說，對於板樁式碼頭之耐震功能性評估主要採用簡便分析法、簡便動力分析法及動力分析法，簡便分析法雖然便捷，但其將碼頭所承受之地震力簡化為側向靜態慣性力，來進行擬靜力分析，並未將地震之延時效應、頻率、振動速度、地盤位移等特性納入考慮，無法表現不同地震事件之變異性。而動力分析法中，由於採用實際地震記錄作為輸入運動，能充分展現地震之變異性，此外動力分析法較能真實考量結構與土層材料的非線性、結構與土壤的互制作用等條件，且分析結果可搭配相關定性或定量的準則，據以判定是否滿足功能性可接受標準，但其缺點為較為耗費資源與時間，且非一般工程師能輕易上手。

第六章 既有板樁式碼頭功能性評估探討

本章將以高雄港#78 板樁式碼頭為實例，依據當初結構設計的相關資料來歸類碼頭之重要等級，再依第四章建議之三個地震力等級，配合國際航海協會基準所建議之功能性等級與可接受標準(如表 5-1 所示)，依不同的耐震功能性評估方法，評估既有碼頭結構物之耐震功能性。

6.1 案例基本資料

高雄港#78 號板樁式碼頭之斷面圖如圖 6.1 所示，一般條件、自然條件、材料條件及簡化土層資料等基本設計資料(財團法人中華顧問工程司，1992)，說明如下。

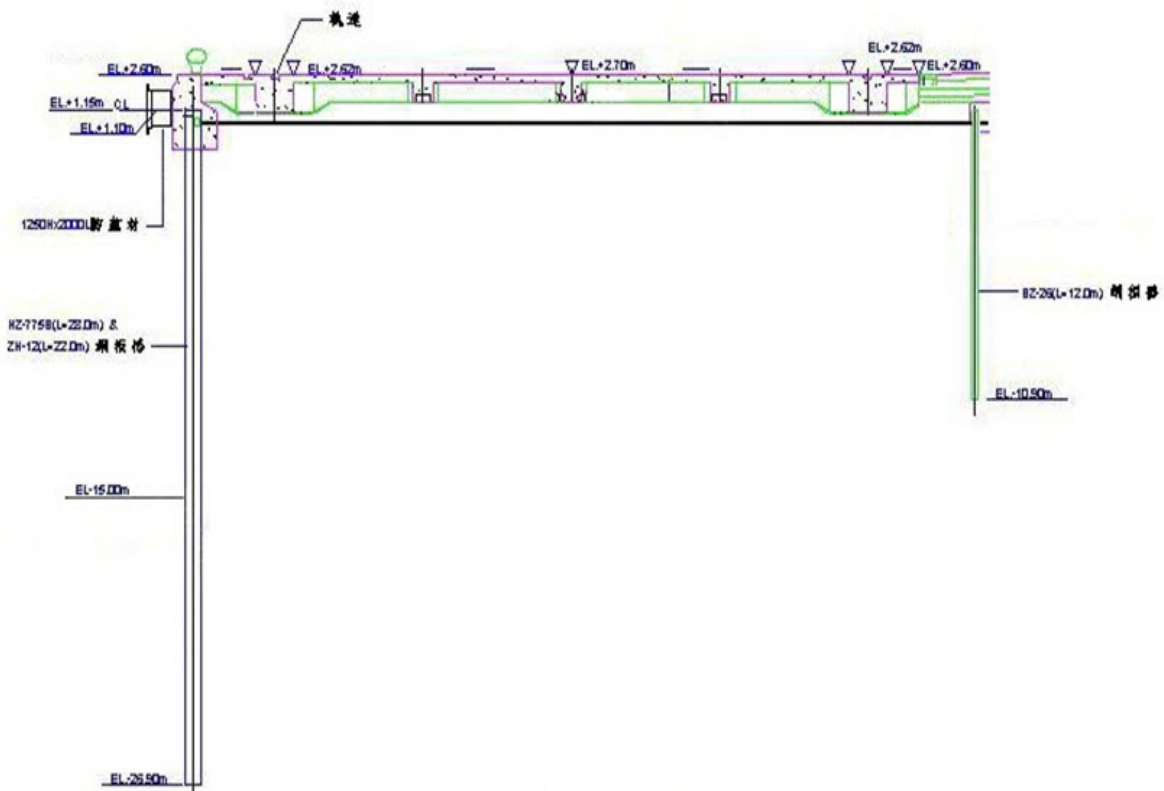


圖 6.1 碼頭現況斷面示意圖(資料來源：港務公司提供本研究整理)

1. 一般條件

碼頭泊船噸位：65,000D~70,000 DWT

水深：EL. -15m

岸肩高程：EL. +2.6m

繫船柱能力：曲柱 45t

地震力：水平震度(K_h) 0.1，垂直震度(K_v) 0

超載：常時 1t/m^2 ，地震時 0.5t/m^2

2. 自然條件

潮位：M.H.W.L. EL.+1.6m

M.L.W.L. EL. +0m

背填料(水力回填部分) $\phi = 30^\circ$

3. 材料性質

主鋼板樁採用 HZ-775B 與 ZH-12 兩種型號之鋼板組成複合斷面，複合斷面板樁構材相關資料如表 6-1 所示。

表 6-1 板樁構材相關資料表

	斷面積 A	斷面二次矩 I	斷面係數 Z	降伏強度 σ_y
主鋼板樁 HZ-775B 與 ZH-12 複合斷面	$362.3\text{cm}^2/\text{m}$	$308,380\text{ cm}^4/\text{m}$	$8,610\text{ cm}^3/\text{m}$	3600 kg/cm^2
錨碇樁 BZ-26	$216\text{cm}^2/\text{m}$	$45,320\text{ cm}^4/\text{m}$	$2,600\text{ cm}^3/\text{m}$	3200 kg/cm^2

資料來源：港務局提供本研究整理

錨碇鋼索採 F130T 型號之高耐索以 2 條為 1 組，並以每 2.065 公尺的間距錨碇鋼板樁，高耐索材料規格表如表 6-2 所示。

表 6-2 高耐索規格表

項目 \ 編號	F100T	F130T	F160T	F200T
組成	7×11.1 §	7×12.7 §	7×15.2 §	19×9.5 §
公稱直徑(鋼絞線徑) (mm)	33.30	38.10	45.60	47.50
斷面積 (mm ³)	519.30	691.00	970.90	1042.0
鋼絞線單位長度重量(kg/m)	4.09	5.45	7.75	8.77
單位長度重量 (kg/m) (包括包覆料)	4.92	6.54	9.82	10.47
最小破壞拉力強度 (kg)	95,000	126,000	155,600	190,500
最小降伏點拉力(kg)	83,300	110,400	136,800	166,900
*平時安全拉力(t)	25.00	33.16	40.95	50.13
*地震時安全拉力(t)	38.00	50.40	62.24	76.20
索徑(mm)	43.3	48.1	61.6	63.5

資料來源：港務局

3. 土層資料

依據碼頭後線地質鑽探資料簡化設計土層，整理出碼頭耐震功能性評估相關土壤參數如圖 6.2 所示，各土層土壤相關參數整理如表 6-3 所示。

表 6-3 碼頭陸上區土壤參數

深度(M)	厚度(M)	r_t (T/M ³)	C (T/M ²)	ϕ (deg.)
1.71	1.71	1.9	0	30
5.1	3.39	1.0	0	30
7.6	2.5	1.0	0	30
17.6	10	1.0	0.5	35
29.1	11.5	1.0	0.5	35

資料來源：港務局提供及本研究整理

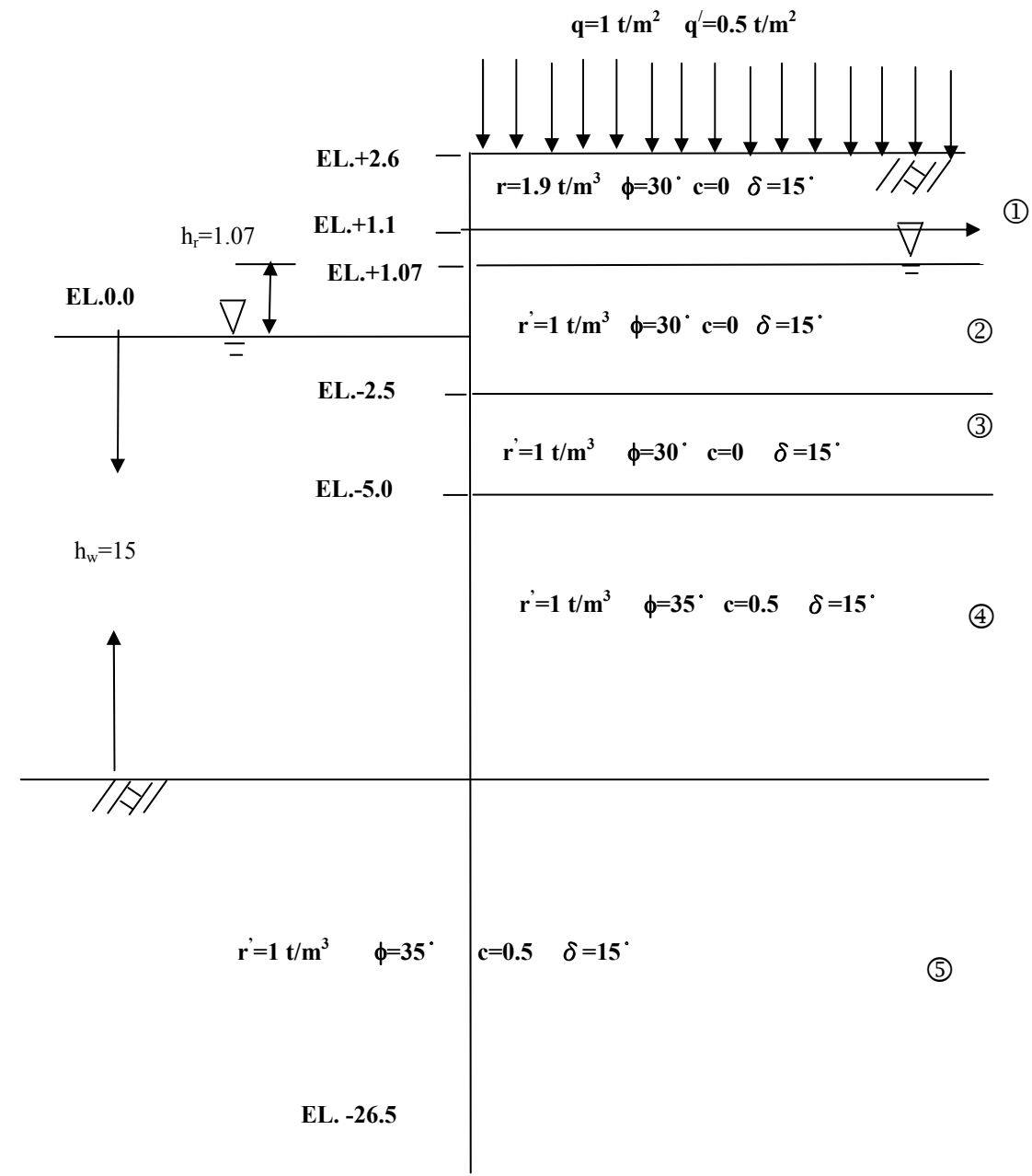


圖 6.2 碼頭各土層土壤參數示意圖

資料來源：本研究整理

6.2 功能目標

選擇功能目標應針對港埠特性、結構物之功能考慮其所擔負之角色，在震災發生時，所應提供之功能，是作為緊急物質運送或維持地區經濟社會活動，亦或防災據點等，根據此功能之不同提出不同之選擇建議。

本研究之案例為已設計完成之構造物，國際航海協會所建議之功能性等級分為 S、A、B 與 C 四級如表 6-4 所示，此表構造物 S 及 A 級等級構造物之分類說明雖與我國港灣結構物設計基準之結構物分類說明不盡相同，但其結構物分類邏輯與分類結果經本研究評估兩者應該相同，故欲評估既有碼頭結構物之耐震功能性，可先參考過去設計時所採用之用途係數(如表 6-5 所示)，查得構造物之分類，再由構造物之分類直接對應至國際航海協會所建議之功能性目標來檢核其功能性是否滿足要求；然經本研究檢視相關原始結構計算資料，因相關資料未詳細說明各個計算步驟，故無法查出本案例碼頭設計所採用之用途係數為何。本研究依本案例碼頭水深達-15 公尺，實屬深水碼頭，故重要度雖可能不及 S 級碼頭重要，但應可歸類於 A 級碼頭，故本案例擬以 A 級碼頭之功能目標來評估其耐震功能是否滿足需求。

表 6-4 國際航海協會構造物等級

構造物等級	構造物受地震作用之反應
S	1.地震後嚴重威脅人身安全 2.地震後需維持其使用功能 3.儲放危險性物質之構造物 4.地震後重創當地社經活動
A	具有 S 等級 1-4 項可能性，但不如其嚴重，或地震後難以修復還原者
B	除 S、A、C 等級以外者
C	容易修復者

資料來源：INA 2001

表 6-5 港灣結構物之用途係數

結構物之分類	用途係數
特 定	1.5
A	1.25
B	1.0
C	0.8

資料來源：港灣構造物設計基準(交通部，1997)

依國際航海協會基準規定，查得 A 級碼頭功能目標如表 6-6 所示，參考第五章 5.1 板樁式碼頭功能性可接受標準(如表 5-1 所示)，整理得本案例 A 級板樁式碼頭各等級地震力作用下之功能性可接受標準，如表 6-7 所示，以供本研究後續耐震功能性評估的依據。

表 6-6 本案例 A 級碼頭之耐震功能性目標

地震力等級	損壞等級(功能性等級)			
	等級 I (可使用)	等級 II (可修復)	等級 III (接近崩塌破壞)	等級 IV (崩塌破壞)
等級一 (迴歸期約 50 年)	A			
等級二 (迴歸期約 475 年)		A		
等及三 (迴歸期約 2500 年)			A	

表 6-7 A 級板樁式碼頭各等級地震力功能性可接受標準

地震等級 功能性標準			等級一	等級二	等級三
殘餘變位	板樁變位	正規化水平位移 d/H	<1.5% 或 d<30cm	不檢核	不檢核
		向海側傾斜角	<3°	不檢核	不檢核
	岸肩變位	岸肩沉陷量	3cm~10cm	不檢核	不檢核
		岸肩與後線陸地之沉陷差	30cm~70cm	不檢核	不檢核
		向海側傾斜角	<2°~3°	不檢核	不檢核
最大反應下之應力或應變	基盤面以上板樁		彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限	塑性，不超過韌性容量或應變極限
	基盤面以下板樁		彈性	彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限
	錨碇拉桿(鋼索)		彈性	彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限
	錨碇設施		彈性	彈性	塑性，不超過韌性容量或應變極限

6.3 利用簡便分析法進行耐震功能性評估

依據第五章 5.2 節的說明，簡便分析法是以擬靜力的分析方式，將地震力視為施加於構造物側向的靜態慣性力，去模擬分析結構物受地震力作用下之動態反應，故對於較低重要度等級(例如 C 級)之結構，此類分析法可適用於所有地震等級作用下之功能性評估；但對於重要度等級較高者(例如 B 級、A 級與特定級)，則僅能應用於等級一地震力作用下之初步設計階段或服務使用性之評估。

由於本案例為 A 級之結構物，依據上述的說明，簡便分析法僅適用於本案例等級一地震力作用下之耐震功能性評估。相關評估步驟說明如下：

6.3.1 設計地震力

等級一的地震力(中度地震)依本研究第四章的探討建議採用 50 年回歸期的地震力，因 50 年回歸期的地震力計算公式目前基準(建築規範與港灣設計基準)並未訂定，而由本研究第四章之探討結果，回歸期 50 年之地震力約為 475 年回歸期地震力除以 3.25。本研究參考建築物耐震設計規範之臺灣地區震區短週期之設計水平譜加速度係數 S_s^D ，因本案例工址位於高雄市前鎮區，查得 $S_s^D=0.6$ ，考慮震區工址之地盤效應，依其工址之平均 SPT $N=11$ ，由建築物耐震設計規範之地盤分類表屬第三類地盤，並查得短週期結構之工址放大係數 $F_a=1.2$ ，計算 $S_{DS}=F_a * S_s^D=1.2*0.6=0.72$ ，因本案例碼頭結構依港灣設計基準歸類為剛性結構，故結構基本週期可視為趨近於零，依建築物耐震設計規範規定 $S_{aD}=0.4S_{DS}$ ，地震水平作用力 $V_h = \frac{S_{aD}I}{1.2\alpha_y}W = \frac{S_{DS}I}{3\alpha_y}W = \frac{S_{DS}I}{3\alpha_y}W = K_h W$ ，其中 I 用途係數查表 6-5(A 級結構物)得 1.25， α_y 為起始降伏放大倍數，依據港灣構造物設計基準規定強度設計法取 1.0，其他設計法則需另訂，由於目前港灣構造物設計均採工作應力法設計，依相關研究顯示， α_y 起始降伏放大倍數可取 1.2，故計算得 475 年回歸期水平設計震度(K_h)為 0.24。所以 50 年回歸期水平設計震度(K_h)為 $0.24/3.25=0.075$ ，考量垂直地震力影響，設計震度 $K(K=K_h/(1-K_h/2))$ 經計算為 0.078。

6.3.2 碼頭耐震能力

本案例碼頭耐震能力評估，係逐步地增加震度係數，透過一系列的穩定分析(包括板樁入土長度、板樁最大彎矩與錨碇力檢核)，計算出當碼頭結構達到臨界穩定狀態時，所能夠承受的地震力大小，此即耐震功能性評估的臨界震度係數 K_l ，經本研究計算結果得本案例碼頭之臨界震度係數 K_l 約為 0.14，相關分析步驟及驗證過程說明如下：

1. 殘留水位(R.W.L.)

依據 6.1 節案例基本資料之潮位資料計算得殘留水位。

$$R.W.L. = \frac{2}{3}(M.H.W.L. - M.L.W.L.) + M.L.W.L.$$

$$= \frac{2}{3}(1.6 - 0) + 0$$

$$= 1.07 \text{ 公尺}$$

2. 主鋼板樁檢核

臨界震度係數(K_h)為 0.14 時各土層之主動土壓力係數(k_a)及被動土壓力係數(k_p)，計算如表 6-8 所示。

表 6-8 各土層地震主動土壓力係數 (k_a) 及被動土壓力係數 (k_p)

土層	q_i	r_i	ϕ_i	c_i	δ_i	K_{hi}	θ_i (徑度)	H_i (土層厚度)	k_{ai}	k_{pi}
1	0.5	1.9	30°	0	15°	0.14	0.14	1.53	0.40	-
2	0.5	1	30°	0	15°	0.28	0.27	3.57	0.54	-
3	0.5	1	30°	0	15°	0.28	0.27	2.5	0.54	-
4	0.5	1	35°	0.5	15°	0.28	0.27	10	0.48	-
5	0.5	1	35°	0.5	15°	0.28	0.27	11.5	0.48	4.54

(1) 入土長度檢核

依基準規定，板樁入土長度須滿足下式

$$S.F. \leq \frac{M_p}{M_a} \dots\dots\dots (6-1)$$

式中

S.F.：安全係數（常時 1.5，地震時 1.2）

M_p ：被動土壓力對拉桿裝設點之力矩

M_a ：主動土壓力與殘留水壓力對拉桿裝設點之力矩

本研究以 Excel 試算軟體檢核，在地表加速度 $K_h=0.14$ 的狀

況下，各土層土壓力如表 6-9 及圖 6.3 所示、各土層對錨碇拉桿之力矩如表 6-10 所示，驗證結果板樁入土長度安全係數為 1.75，如 6-2 式所示，符合基準規定須大於 1.2 之規定。

表 6-9 各土層土壓力計算表($K_h=0.14$)

各層主動土壓值 (t/m)		各層被動土壓值 (t/m)		土層厚度 H_i (m)	各層主動土壓力 $= \frac{P_{ai1} + P_{ai2}}{2} \times \text{土層厚度}$		各層被動土壓力 $= \frac{P_{pi1} + P_{pi2}}{2} \times \text{土層厚度}$	
P_{a11}	0.19			1.53	P_{a1}	1.16 (t)		
P_{a12}	1.32							
P_{a21}	1.78			3.57	P_{a2}	9.64 (t)		
P_{a22}	3.63							
P_{a31}	3.63			2.5	P_{a3}	10.70 (t)		
P_{a32}	4.93							
P_{a41}	3.76			10	P_{a4}	60.94 (t)		
P_{a42}	8.43							
P_{a51}	8.43	P_{p11}	2.06	11.5	P_{a5}	127.84 (t)	P_{p1}	313.40 (t)
P_{a52}	13.80	P_{p12}	52.45					

表 6-10 各土層對錨碇拉桿力矩計算表($K_h=0.14$)

$P_{ai}(t)$ ①	與拉桿距離 (m)②	M_{ai} $= ① \times ② (t \cdot m)$	$P_{pi}(t)$ ③	與拉桿距離 (m)④	M_{pi} $= ③ \times ④ (t \cdot m)$
1.16	0.54	0.63			
9.64	2.02	19.48			
10.70	4.91	52.57			
60.94	11.74	715.35			
127.84	22.31	2,852.56	313.40	23.62	7,403.23

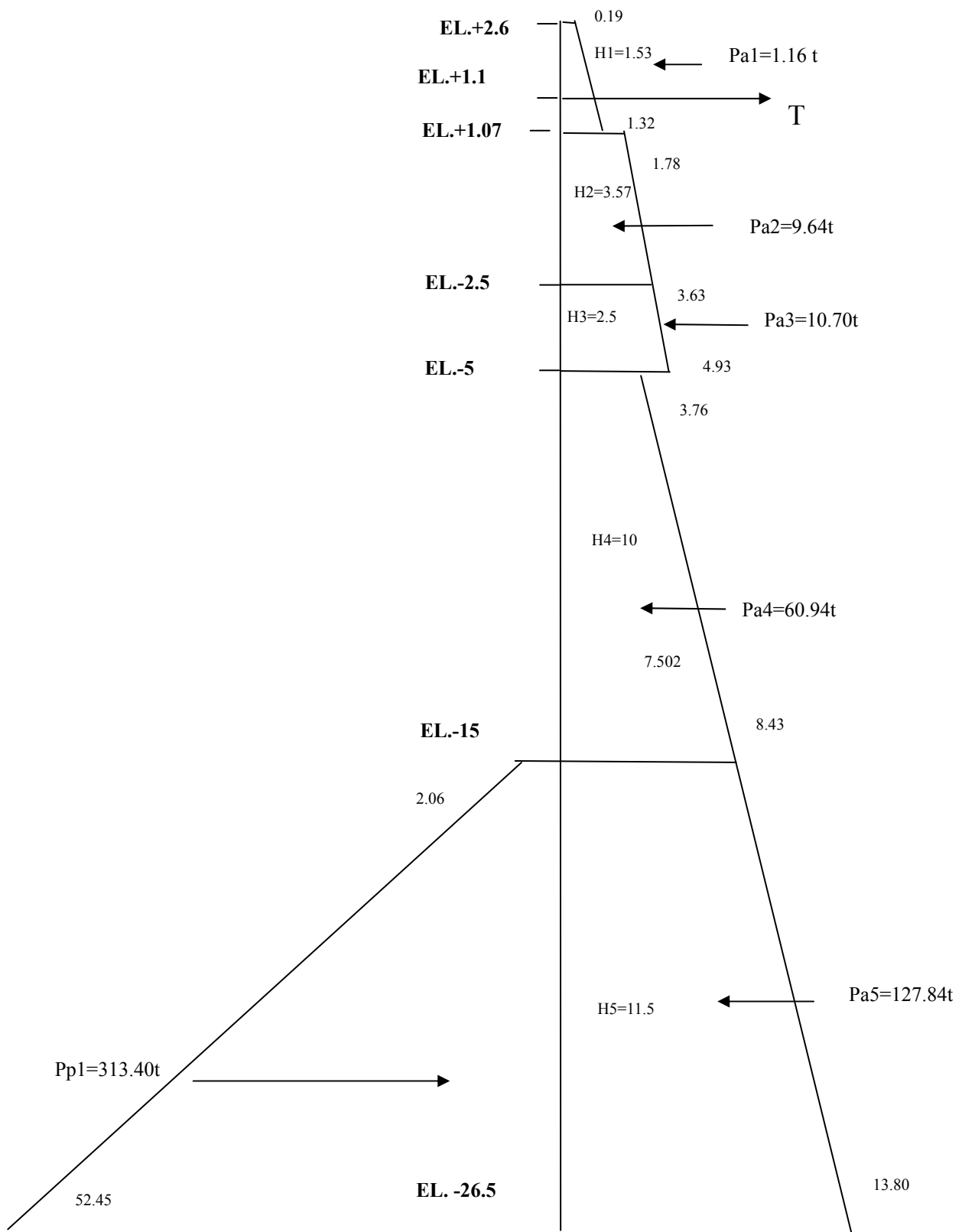


圖 6.3 板樁土壓示意圖($K_h=0.14$)

殘留水壓對拉桿之力矩 (Rwm)

$$Rwm = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r * 2/3 + 1.1 - 1.07) + r_w * h_r * (h_w + H_5) * ((h_w + H_5) / 2 + 1.1 - 0.)$$

$$= 406.05 \text{ t-m}$$

動水壓對拉桿之力矩 (Dwm)

$$Dwm = 7/12 * K_{h1} * r_w * h_w^2 * (3/5 * h_w + 1.1 - 0.)$$

$$= 7/12 * 0.14 * 1 * 15 * 15 * (3/5 * 15 + 1.1 - 0.)$$

$$= 185.59 \text{ t-m}$$

$$S.F. = \frac{M_{p1}}{M_{a2} + M_{a3} + M_{a4} + M_{a5} + Rwm + Dwm - M_{a1}} = 1.75 \dots\dots\dots (6-2)$$

(2)主鋼板樁最大彎矩與錨碇力檢核

依基準規定作用於板樁之最大彎矩，係假設板樁為以拉桿裝設位置及海底面為支承之簡支樑，而以海底面以上之土壓力、動水壓力及殘留水壓力為載重，如圖 6.4 所示，來計算錨碇力 (T)，進而求取主鋼板樁之最大彎矩。經由 Excel 試算軟體計算，板樁錨碇力約為 100 噸，小於容許最大拉力 100.8 噸。最大彎矩發生在距板樁頂點 10.4 公尺處，彎矩約為 242 噸-公尺，剛好達到基準規定的容許最大彎矩 $0.6 * f_y * z * 1.3 = 242$ 噸-公尺。

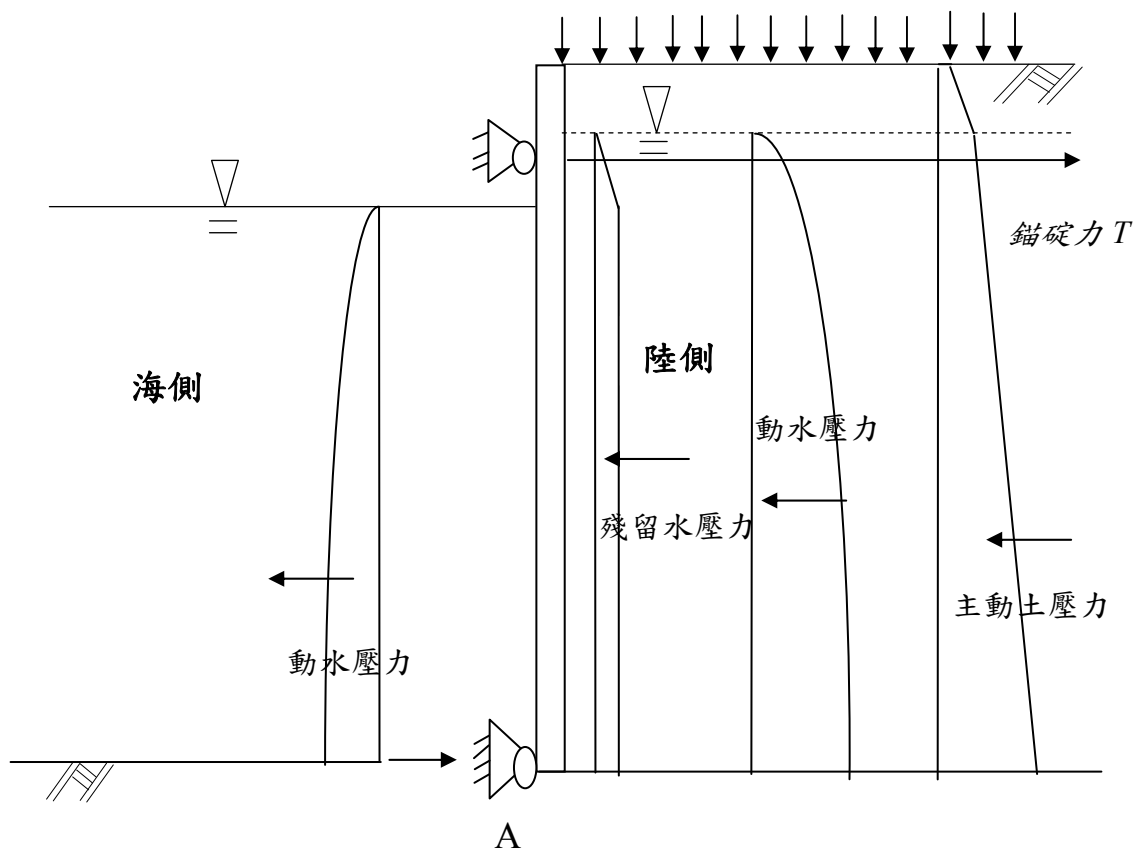


圖 6.4 板樁最大彎矩計算示意圖(賴瑞應等，2004)

背填主動土壓力對 A 鉸點之力矩(P_{am})

$$\begin{aligned}
 P_{am} &= P_{a1} * (((2 * P_{a11} + P_{a12}) / (P_{a11} + P_{a12})) * H_1 / 3 + H_2 + H_3 + H_4) + \\
 &\quad P_{a2} * (((2 * P_{a21} + P_{a22}) / (P_{a21} + P_{a22})) * H_2 / 3 + H_3 + H_4) + \\
 &\quad P_{a3} * (((2 * P_{a31} + P_{a32}) / (P_{a31} + P_{a32})) * H_3 / 3 + H_4) + \\
 &\quad P_{a4} * ((2 * P_{a41} + P_{a42}) / (P_{a41} + P_{a42})) * H_4 / 3 \\
 &= 540.42 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

殘留水壓對 A 鉸點之力矩 (R_{wm})

$$R_{wm} = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r / 3 + h_w) + 0.5 * r_w * h_r * h_w * h_w = 128.74 \text{ t-m}$$

動水壓對 A 鉸點之力矩 (Dwm)

$$\begin{aligned} Dwm &= 7/12 * K_{hl} * r_w * h_w^2 * (2/5 * h_w) \\ &= 7/12 * 0.14 * 1 * 15 * 15 * (2/5 * 15) \\ &= 110.25 \quad \text{t-m} \end{aligned}$$

$$T = \frac{Pam + Rwm + Dwm}{16.1} = 48.41t$$

$$T * \text{鋼索間距} = 48.41 * 2.065$$

$$= 100 \text{ t} < 50.4 * 2 \text{ (採用 2 支 F130T 之拉桿)} = 100.8 \text{ t} \quad (\text{O.K.})$$

經由 Excel 軟體運算得最大彎矩發生在距碼頭面 10.4 公尺處，即高程-7.8 公尺處。 $M_{\max} = 242$ 公噸-公尺剛好達到基準規定的容許最大彎矩 $0.6 * f_y * z * 1.3 = 0.6 * 3600 * 8610 * 1.3 = 242$ 公噸-公尺。

(3) 錨碇板樁最大彎矩與入土長度檢核

本研究依據張有麟單樁橫向承載力理論來檢核錨碇板樁之最大彎矩與入土長度。

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} \dots\dots\dots (6-3)$$

其中

T：作用於樁頭之橫向力

$$\beta：\text{樁變形因素，} \beta = \sqrt[4]{\frac{k_h \times B}{4EI}}$$

k_h ：橫向地盤反力係數， $k_h = 0.15N$

B：樁寬

EI：基樁之撓曲剛度

N：標準貫入試驗值

由設計資料得知道錨碇樁頭之土層標準平均貫入試驗值約為 5，所以 $k_h=0.15N=0.75$ ，又 B 以 100 公分代入， $E=2100000$ ， $I=45320$ ，代入得 $\beta=0.0038$

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} = 0.322 \frac{48.41 \times 1000}{0.0038} = 4160729 = 41.61 \quad t-m$$

$$0.6 \cdot f_y \cdot Z \cdot 1.3 = 0.6 \cdot 3200 \cdot 2600 \cdot 1.3 = 64.9 t-m > 41.61 t-m \quad (O.K.)$$

入土錨碇鋼板樁長 $L_m = \pi/\beta$ ，由圖 6.1 斷面圖所示錨碇鋼板樁長 11.5 公尺，依下式檢核結果顯示長度足夠。

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 8.38 m < 11.5 m \quad (O.K.)$$

6.3.3 碼頭耐震功能性評估

由 6.3.2 小節的計算得知，本案例碼頭之臨界震度係數 $K_t=0.14$ ，即為構造物最大可承受之地震係數，其與設計震度係數 K_e 之比值即為耐震安全係數：

$$F_s = \frac{K_t}{K_e} = \frac{0.14}{0.078} = 1.79$$

計算得耐震安全係數 $F_s=1.79$ ，因安全係數大於 1，故結構穩定不會產生任何變位，主鋼板樁、錨碇鋼索及錨碇鋼板樁構件應力也屬於彈性範圍。檢核結果符合表 6-7A 級板樁式碼頭地震等級一(50 年回歸期地震)的功能性目標。

6.4 利用簡便動力分析法進行耐震功能性評估

依據國際航海協會基準所建議之簡便動力分析法主要是以滑動塊體法來進行碼頭之耐震功能性評估，該評估方法是將碼頭結構本體理想化為一會滑動之剛體，地震力以作用於結構體基礎之地震歷時表示，塊體在受地震力作用時會因慣性力而有向外滑移之趨勢，當此滑

移之驅動力大於滑動面之極限抗剪力時，塊體會有滑動的情況產生，此時之加速度為臨界滑動加速度，將地表加速度大於臨界滑動加速度的部分雙重積分，可得到構造物之滑動位移量，即可檢核碼頭是否達到預期之功能目標，評估流程如圖 6.5 所示。

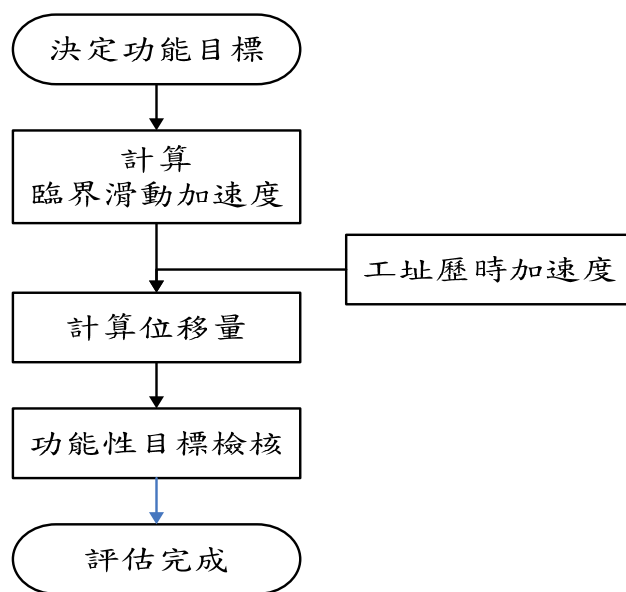


圖 6.5 簡便動力分析評估流程圖

但依據國際航海協會基準之規定，簡便動力分析法僅適用於 A 級碼頭地震等級一之耐震功能性評估，由 6.3.2 節碼頭耐震能力評估結果，本案例之臨界滑動震度係數 $K_c=0.14$ ，大於等級一地震之震度 0.078，故碼頭穩定不會滑動，無法示範簡便動力分析法應用於板樁式碼頭的耐震功能性評估。

本研究為示範簡便動力分析法應用於板樁式碼頭的耐震功能性評估，將以等級二的人造地震歷時，來示範簡便動力分析法應用於板樁式碼頭的耐震功能性評估，相關步驟說明如下：

6.4.1 人造地震

依據現行規範對人造地震之規定，彈性設計反應譜之人造地震歷時必須能反映工址之實際地震特性，因此所製作之人造地震歷時必須與工址附近測站所紀錄之地震歷時波相符，而其轉換成反應譜之譜加

速度亦須與等級二地震設計反應譜相符。

本案例工址位於高雄港，因此人造地震之製作，係委由中興工程顧問社以本所於高雄港區所設置之地震監測站歷年所量測之地震加速度紀錄，擷取最大三筆地震紀錄為基準，來調整製作與地震彈性反應譜相符的人造地震加速度歷時。

考量本案例碼頭為東西向，故影響碼頭穩定性最大的地震為東西向的地震力，由中興工程顧問社製作的等級二(475 年回歸期)東西向人造地震歷時如圖 6.6 所示。

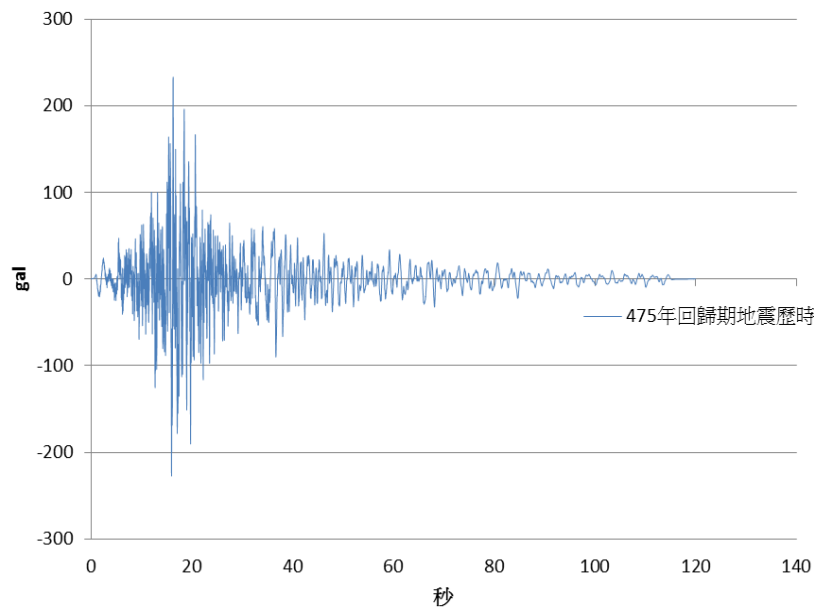


圖 6.6 等級二地震東西向人造地震歷時

6.4.2 變位量估算

1. 未考慮土壤液化

由前面小節的計算，本案例未考慮土壤發生液化之臨界滑動震度係數 $K_t = \frac{K_h}{1 - \frac{K_h}{2}} = 0.14$ ，換算成臨界滑動水平震度為 $K_h = 0.13$ ，臨界

滑動加速度 $a_t = \frac{1.2 \times \alpha_y \times K_h}{I} \times 980 = \frac{1.2 \times 1.2 \times 0.13}{1.2} \times 980 = 153 \text{ gal}$ 。由圖 6.6 之地

震歷時值可知最大加速度為 232gal 大於臨界滑動加速度，因此碼頭會產生滑動，依圖 6.5 的評估流程推估結果，結構體滑動位移量為 0.6 公分，如圖 6.7 所示。但以上推估皆為假設沒有土壤液化現象之前提下得到的分析結果。

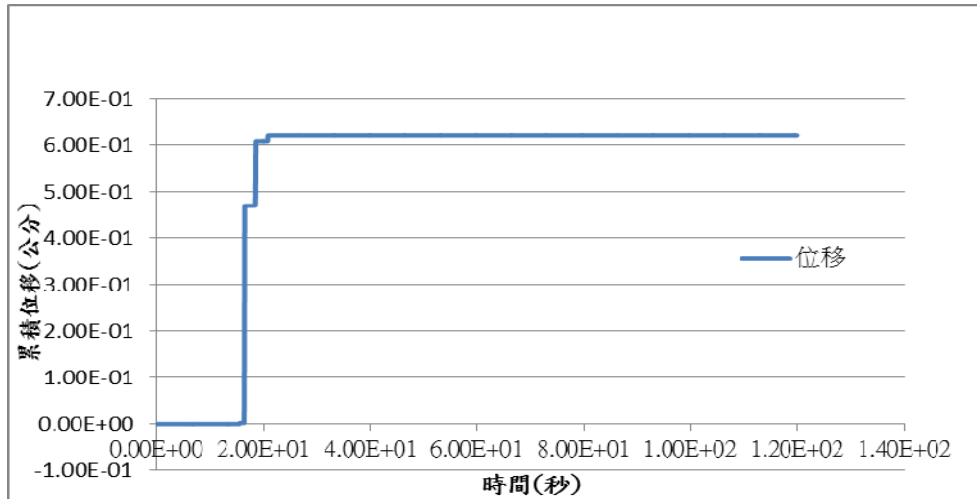


圖 6.7 未考慮液化因素之碼頭滑動量分析結果

2. 考慮土壤液化

本小節將針對板樁式碼頭地震力作用下考慮背填土壤發生液化之狀況下，評估碼頭之臨界滑動加速度。依據本所賴聖耀(2001,2002)本土化液化潛能評估理論，以 GIS 軟體模擬該碼頭後線鑽孔深度之液化機率顯示，在地震規模 $M=6.5$ ，等級二地震(地表加速度 $PGA=0.24g$)的條件下，高程 4.55~5 公尺之鑽孔深度已發生液化，如圖 6.8 所示。因該鑽孔資料為碼頭後線之鑽探資料，經比對圖 6.2 的簡化分析土層資料，碼頭面高程為 2.6 公尺，且碼頭面因鋪設混凝土及基礎碎石級配的因素，研判土層 1 即高程 2.6~1.07 的範圍不致產生液化，故本研究假設圖 6.2 的簡化分析土層僅土層 2 與土層 3(高程 1.07~5)產生液化。經本研究計算結果得碼頭之臨界水平震度係數 K_h 約為 0.01，相關分析步驟及驗證過程說明如下：

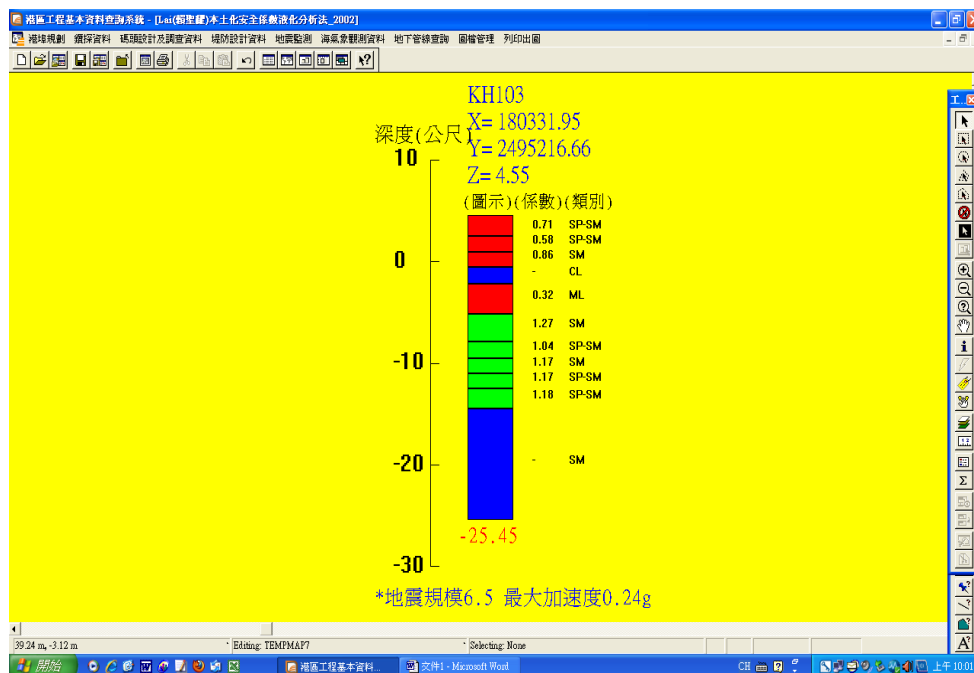


圖 6.8 碼頭鑽孔深度之液化機率

(1)主鋼板樁檢核

(a)入土長度檢核

以 Excel 試算軟體檢核，在地表加速度 $K_h=0.01$ 的狀況下，各土層土壓力如表 6-11 及圖 6.9 所示、各土層對錨碇拉桿之力矩如表 6-12 所示，驗證結果安全係數為 3.6，大於規範要求之 1.2，故板樁入土長度足夠。

表 6-11 各土層土壓力計算表($K_h=0.01$)

各層主動土壓值 (t/m)		各層被動土壓值 (t/m)		土層厚度 H_i (m)	各層主動土壓力 $= \frac{p_{ai1} + p_{ai2}}{2} \times \text{土層厚度}$		各層被動土壓力 $= \frac{p_{pi1} + p_{pi2}}{2} \times \text{土層厚度}$	
P_{a11}	0.15			1.53	P_{a1}	0.89 (t)		
P_{a12}	1.01							
P_{a41}	2.05			10	P_{a4}	34.00 (t)		
P_{a42}	4.75							
P_{a51}	4.75	P_{p11}	2.32	11.5	P_{a5}	72.50 (t)	P_{p1}	394.89 (t)
P_{a52}	7.86	P_{p12}	66.36					

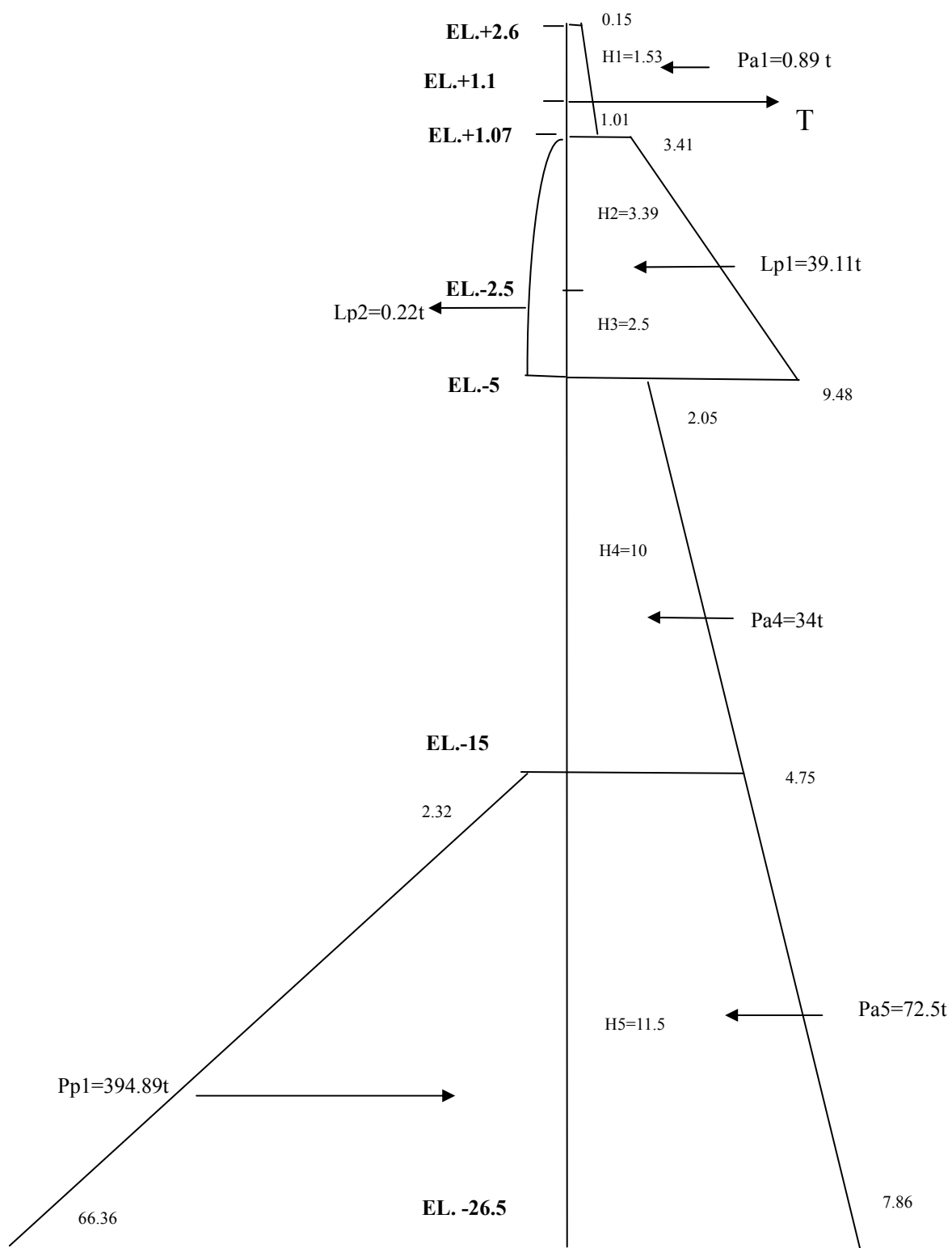


圖 6.9 板樁土壓示意圖($K_h=0.01$)

表 6-12 各土層對錨碇拉桿力矩計算表($K_h=0.01$)

$P_{ai}(t)$ ①	與拉桿距離 (m)②	M_{ai} =①×②(t-m)	$P_{pi}(t)$ ③	與拉桿距離 (m)④	$M_{pi}=③×④(t-m)$
0.89	0.54	0.48			
34.00	11.76	399.95			
72.50	22.32	1618.26	394.89	23.64	9334.14

液化土層之側壓力

=液化之超額孔隙水壓力(Lp1)+液化時之動流體壓力(Lp2)

液化時之超額孔隙水壓力 (Lp1=土壤之有效總應力)

$$Lp1_1 = q' + r_1 * H_1 = 3.41 \text{ t/m}$$

$$Lp1_2 = q' + r_1 * H_1 + r_2' * H_2 + r_3' * H_3 = 9.48 \text{ t/m}$$

$$Lp1 = 0.5 * (Lp1_1 + Lp1_2) * (H_2 + H_3) = 39.11 \text{ t}$$

液化時之動流體壓力(Lp2)

$$Lp2 = 7/12 * K_{hl} * (r_2' + r_w) * H_2 * H_2 + 7/12 * K_{hl} * (r_3' + r_w) * H_3 * H_3 = 0.22 \text{ t}$$

液化土層對拉桿之力矩 (Lpm)

$$Lpm = Lp1 * (((Lp1_1 + 2 * Lp1_2) / (Lp1_1 + Lp1_2)) * ((H_2 + H_3) / 3 + 1.1 - 1.07) + Lp2 * (3/5 * (H_2 + H_3) + 1.1 - 1.07)) = 139.24 \text{ t-m}$$

殘留水壓對拉桿之力矩 (Rwm)

$$Rwm = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r^2 / 3 + 1.1 - 1.07) + r_w * h_r * (h_w + H_5) * ((h_w + H_5) / 2 + 1.1 - 1.07) = 406.05 \text{ t-m}$$

動水壓對拉桿之力矩 (Dwm)

$$Dwm = 7/12 * K_{hl} * r_w * h_w^2 * (3/5 * h_w + 0.65) = 7/12 * 0.01 * 1 * 15 * 15 * (3/5 * 15 + 1.1 - 1.07) = 13.26 \text{ t-m}$$

$$S.F. = \frac{M_{pl}}{M_{a2} + Lpm + M_{a4} + M_{a5} + Rwm + Dwm - M_{a1}} = 3.6$$

(b)主鋼板樁最大彎矩與錨碇力檢核

背填主動土壓力對 A 鉸點之力矩(Pam)

$$\begin{aligned} Pam &= P_{a1} * (((2 * P_{a11} + P_{a12}) / (P_{a11} + P_{a12})) * H_1 / 3 + H_2 + H_3 + H_4) + \\ &\quad LP1 * (((2 * LP1_1 + LP1_2) / (LP1_1 + LP1_2)) * (H_2 + H_3) / 3 + H_4) + \\ &\quad LP2 * (2/5 * (H_2 + H_3) + H_4) + \\ &\quad P_{a4} * ((2 * P_{a41} + P_{a42}) / (P_{a41} + P_{a42})) * H_4 / 3 \\ &= 656.35 \text{ t-m} \end{aligned}$$

殘留水壓對 A 鉸點之力矩 (Rwm)

$$Rwm = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r / 3 + h_w) + 0.5 * r_w * h_r * h_w * h_w = 128.74 \text{ t-m}$$

動水壓對 A 鉸點之力矩 (Dwm)

$$\begin{aligned} Dwm &= 7/12 * K_{hl} * r_w * h_w^2 * (2/5 * h_w) \\ &= 7/12 * 0.01 * 1 * 15 * 15 * (2/5 * 15) \\ &= 7.88 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$T = \frac{Pam + Rwm + Dwm}{16.1} = 49t$$

$$T * \text{鋼索間距} = 49 * 2.065$$

$$= 101 \text{ t} > 50.4 * 2 \text{ (採用 2 支 F130T 之拉桿)} = 100.8 \text{ t} \quad (\text{N.G.})$$

表示錨碇鋼索已降伏，板樁開始產生變位。

經由 Excel 軟體運算得最大彎矩發生在距碼頭面 8.5 公尺處，即高程 -5.9 公尺處。Mmax = 56 公噸-公尺 < 0.6 * fy * z * 1.3 = 0.6 * 3600 * 8610 * 1.3 = 242 公噸-公尺 (O.K.)

(c) 錨碇板樁最大彎矩與入土長度檢核

由於錨碇之土層已液化，由公路橋樑耐震設計規範規定，其土壤參數要做適當的折減，依據賴聖耀本土化液化潛能評估理論分析的結果，液化土層之抗液化安全係數（ F_L ）均值約為 0.5，如圖 6.8 所示，液化土層距地表面之深度介於 1.53~7.6 公尺間，查公路橋樑耐震設計規範得其土壤參數折減係數（ D_E ）為 0.333，所以依其設計資料顯示，該土層之標準貫入試驗值為 5，經折減後為 1.7，所以 $k_h=0.15N=0.25$ ，又 B 以 100 公分代入， $E=2100000$ ， $I=45320$ ，代入得 $\beta=0.00285$ 。

$$M_{\max} = 0.322 \frac{49 * 1000}{0.00285} = 5536140 = 55.36 \quad t-m$$

$$0.6 * f_y * Z * 1.3 = 0.6 * 3200 * 2600 * 1.3 = 64.90 \text{ t-m} > 55.36 \text{ t-m} \quad (\text{O.K.})$$

入土錨碇鋼板樁長 $L_m = \pi / \beta$ ，由圖 6.1 斷面圖所示錨碇鋼板樁長 11.5 公尺，依下式檢核結果顯示長度足夠。。

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 11m < 11.5m \quad (\text{O.K.})$$

考慮土壤發生液化之臨界滑動水平震度為 $K_h=0.01$ ，臨界滑動加速度 $a_t = \frac{1.2 \times \alpha_y \times K_h}{I} \times 980 = \frac{1.2 \times 1.2 \times 0.01}{1.2} \times 980 = 12 \text{ gal}$ 。依圖 6.5 的評估流程推估結果，結構體滑動位移量為 207.8 公分，如圖 6.10 所示。

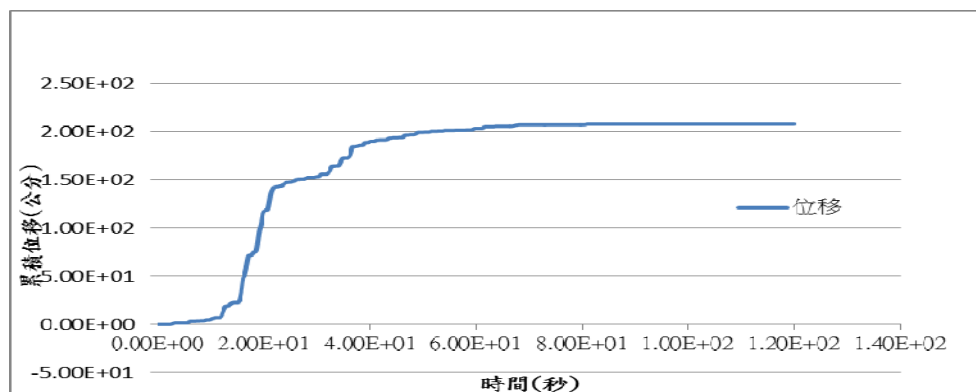


圖 6.10 考慮液化因素之碼頭滑動量分析結果

由上述的評估結果顯示，本案例若不考慮背填土壤發生液化，其臨界滑動加速度(a_l)為 153gal，碼頭僅產生 0.6 公分的滑動位移量，但若將背填土壤發生液化的因素納入考量，則臨界滑動加速度(a_l)降為 12gal，碼頭產生 207.8 公分的滑動位移量，兩者評估結果差異甚大。由此可知，板樁式碼頭的耐震能力評估過程，是否有將背填土壤發生液化的因素納入考量，對評估結果有很大的影響。

6.4.3 碼頭耐震功能性評估

由表 6.6 及表 6.7 等級 A 之碼頭耐震功能性目標及可接受標準顯示，在等級二地震力作用下，A 級碼頭的功能目標已達到無法使用的狀態，故無需檢核碼頭之相關變位量，但其功能狀態需處於可修復狀態，故須檢核相關結構構件的應力狀態是否符合可修復的狀態，由上面的檢核可知，在等級二地震力作用下，當背填土壤發生液化，錨碇鋼索最先發生降伏，無法符合表 6.7 規定的錨碇拉桿(鋼索)需在彈性範圍之規定，故檢核結果本案例碼頭無法滿足等級二地震力 A 級碼頭的功能目標。

6.5 利用動力分析法進行耐震功能性評估

由第五章的介紹可知，碼頭結構物的動力分析法一般可採用有限元素(finite element method, FEM)或有限差分(finite difference method, FDM)等數值方法，模擬結構與土壤互制的行為，並考慮超額孔隙水壓激發對碼頭穩定性及變位之影響，以及土層之非彈性行為，利用具代表性之實際地震紀錄作為輸入運動，進行非線性動力歷時數值分析，探討在所考量地震等級下，碼頭結構之功能表現是否符合功能性目標，以評估其耐震能力。

本研究考量本所擁有軟體及相關文獻研究的成果，評估結果決定採用有限差分法應用軟體 FLAC 來進行板樁式碼頭的動力耐震能力評估。

本研究參考成大張文忠教授(2013)與海大顧承宇教授(2012)有關板樁式與重力式碼頭之動力分析研究報告，建立本案例之FLAC動態有效應力數值模擬程序包括：1) 建立碼頭模型網格；2) 設定土壤參數；3) 建立結構元件；4) 設定靜態邊界條件並進行重力力學平衡計算；5) 施加海水側向力；6) 設定地下水位線進行滲流平衡；7) 靜態系統力學平衡；8) 設定液化土層以 Finn 模式模擬；9) 給予阻尼參數和吸能邊界條件；10) 施加動態邊界條件並進行評估。詳細說明如下：

1. 建立碼頭模型網格

本案例係依照圖 6.1 碼頭斷面圖建立模型網格。網格數為橫向 140 格及縱向 80 格所組成，模擬範圍為長 140m 及高 80m，背填區涵蓋 80m，並將土層依不同土層性質區分為五區，如圖 6.11 所示。

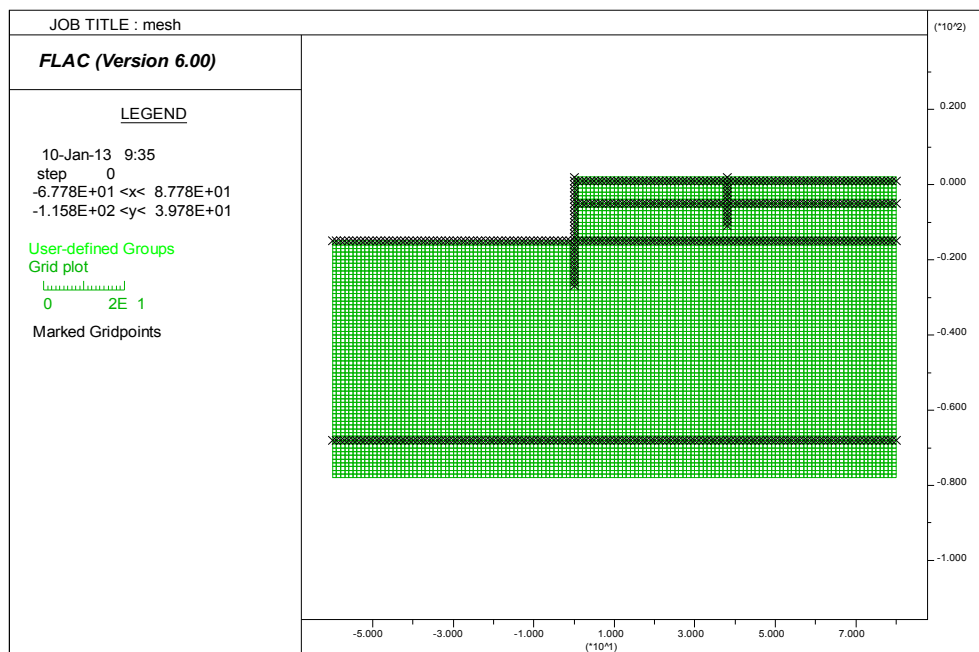


圖6.11 板樁碼頭數值模擬網格圖

2. 設定土壤參數

本研究中之土壤非線性與不可恢復應變將以彈塑性力學模式來考慮。彈塑性力學模式採用常用之 Mohr-Coulomb 模式，此模式需要之相關參數包括：定義土壤屈伏面之參數（凝聚力、摩擦角）與

定義土壤塑性潛能函數之參數（膨脹角）；此外，尚需要定義彈性模數 E （楊氏模數）與 G （剪力模數）；於本研究中， G 假設為為靜態（地震前）有效應力之函數，並假設 E 與 G 間之比值為定值。剪力模數、統體模數之轉換公式分別利用式(6-4)與式(6-5)分別求出，本案例數值模擬所採用之材料強度參數表如表 6-13 所示。各土層材料參數分層圖如圖 6.12 所示，其中土層 gw1 之材料參數與土層 1 相同，土層 gw2 與土層 2 之材料參數相同。

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots (6-4)$$

$$B = \frac{E}{3(1-2\nu)} \dots\dots\dots (6-5)$$

其中 G 為剪力模數； B 為統體模數； E 為楊氏模數； ν 為包松比。

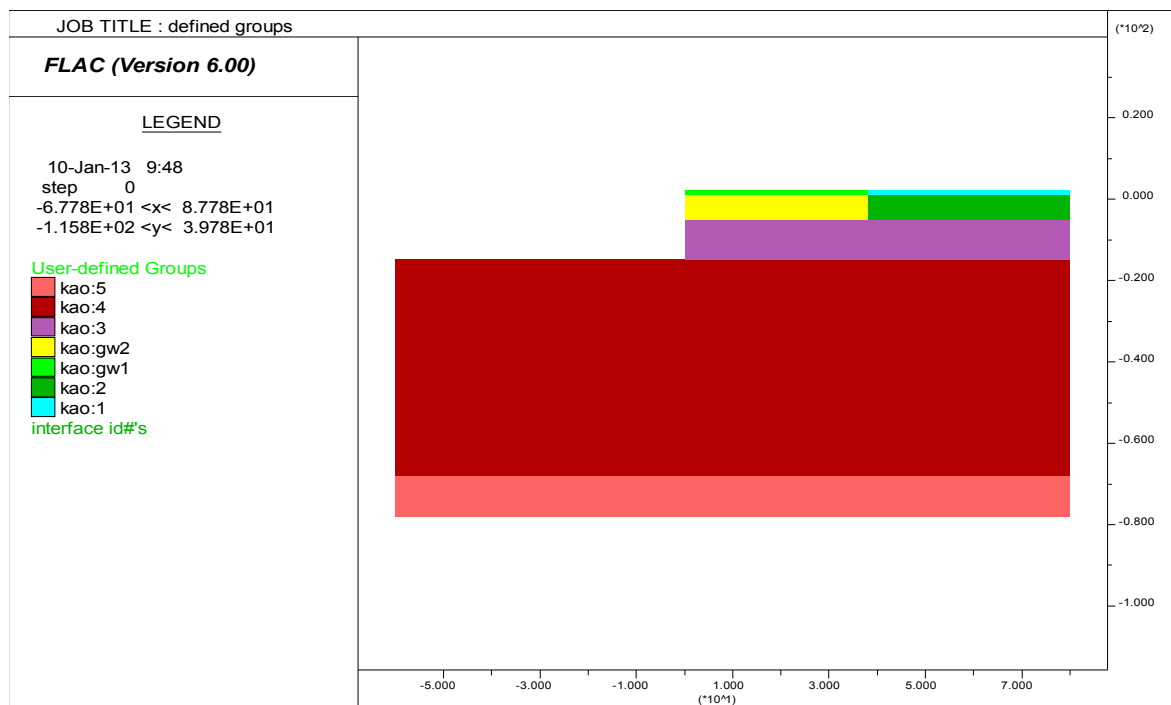


圖6.12 材料參數分層圖

表 6-13 動態分析土層參數表

土層	1	2	3	4
高程範圍(公尺)	2.5~1.5	1.5~-4.5	-4.5~-14.5	-14.5~-67.5
密度 (kg/m ³)	1850	1850	1850	1850
N _{1,60}	5	8	15	18
包松比	0.3	0.3	0.3	0.3
剪力模數(MPa)	74	74	116	167
統體模數(MPa)	160	160	251	361
凝聚力(Pa)	0	0	5000	5000
摩擦角(deg)	30	30	35	35
Finn Parameter C1	1.16	0.65	0.29	0.23
Finn Parameter C2	0.34	0.62	1.36	1.70

3. 建立板樁結構元件及添加界面元素

板樁以基樁(pile)元素模擬，並將間距設為零，以模擬連續之板樁，鋼索以 cable 元素模擬，並將其兩端點固定於相同高程(EL=1 公尺)之主鋼板樁與錨碇板樁之節點，所有結構元素之長度均為 1 公尺以與土壤元素節點連結，板樁上下兩端點均與土壤連結，使基樁位移與周圍土壤相同，且自動形成鉸接(hinge)端點。各結構元素之參數如表 6-14 所示，基樁元素中與土壤連結之介面元素以符合 Mohr-Columb 行為之介面彈簧參數模擬，FLAC 程式界面元素之主要參數包括摩擦角、正向勁度與切向勁度，依據 FLAC 使用手冊之建議，通常切向勁度建議值為鄰近土層剪力模數之十倍，而正向勁度為切向勁度之四倍至十倍間，對無經驗之工程師來說，亦可使用建議公式進行設定，如式(6-6)所示，另軟弱土層與堅硬岩盤之摩擦角則介於 15 度至 30 度之間。本研究案例選用參數如表 6-15 所示，結構元素模型如圖 6.13 所示。

$$K_n = 10K_s = \max \left[\frac{(K + \frac{4}{3}G)}{\Delta z_{\min}} \right] \dots\dots\dots (6-6)$$

其中 K_n 為正向勁度； K_s 為切向勁度； K 為統體模數； G 為剪力模數； $\Delta z_{\min}$ 界面鄰近網格之最小寬度。

表 6-14 結構元素參數表

	Elastic Modulus (GPa)	Moment of Inertia (m ⁴)	Cross Sect. Area (m ²)	Mass Density (kg/ m ³)	Pile Perimeter (m)
Sheet Pile 1	210	3.08×10^{-3}	0.036	7850	2
Sheet Pile 2	210	4.53×10^{-4}	0.022	7850	2
Cable	210	--	6.91×10^{-4}	7850	--

表 6-15 基樁元素中之 Mohr-Coulomb 介面參數表

	Normal Stiffness (MPa)	Shear Stiffness (MPa)	Normal Coh. (N/m)	Shear Coh. (N/m)	Normal Friction (deg)	Shear Friction (deg)
板樁與土壤	2960	740	2500	2500	30	30

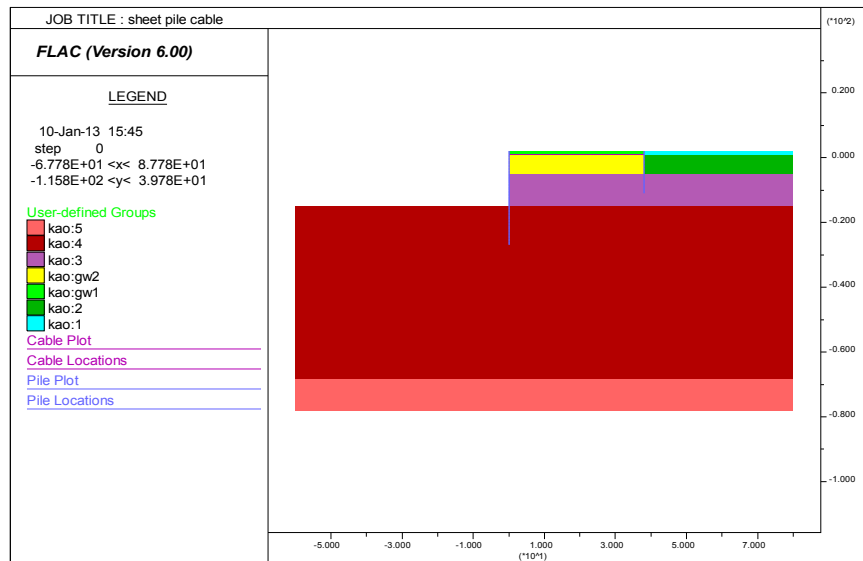


圖6.13 結構元素模型圖

4. 設定靜態邊界條件進行重力力學平衡

靜態邊界條件為固定左右兩邊土層，只允許縱向變位，底部固定，只允許橫向變位，上部則為自由邊界。接著給予重力，使土體自然產生初始應力，並進行重力力學計算以達到平衡。

5. 施加海水側向力

施加側向靜水壓力，如圖 6.14 所示。

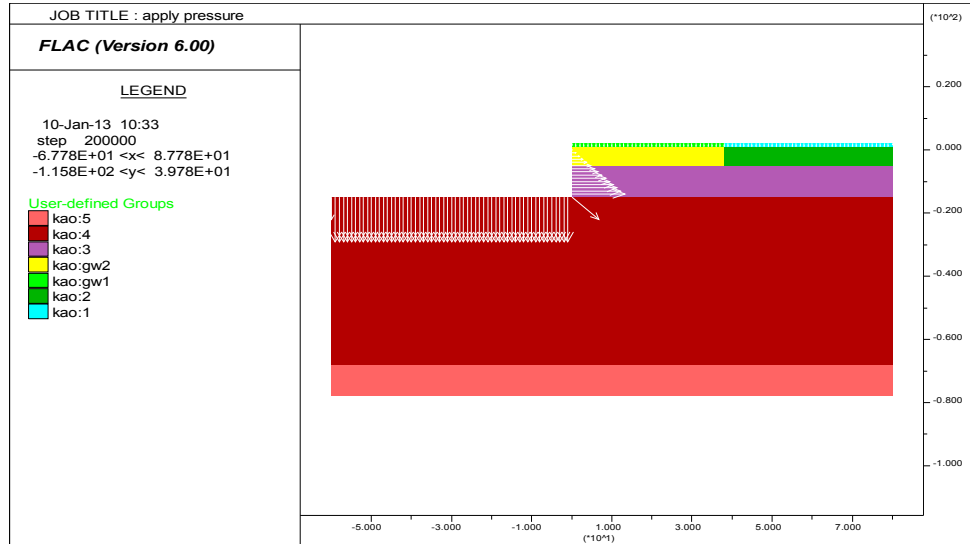


圖6.14 施加側向靜水壓力

6. 設定地下水位線進行滲流平衡

地下水位為地表下 1m 處，指定土體中及自由面上之飽和面，並進行飽和面以下的土體達滲流平衡之計算，如圖 6.15 所示。

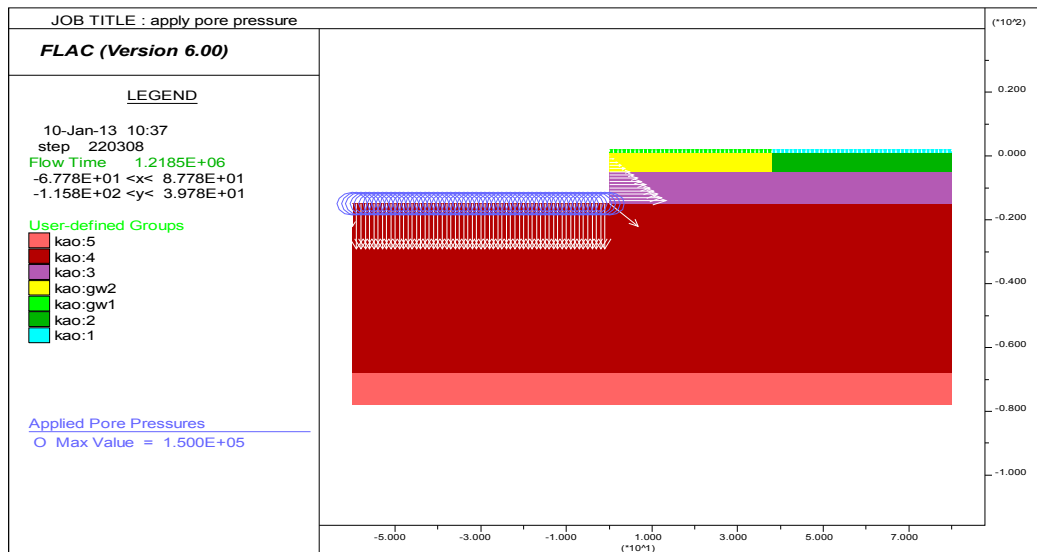


圖6.15 指定土體中及自由面上之飽和層示意圖

7. 靜態系統力學平衡

待滲流平衡後，關閉滲流模式，再開啟重力場並進行土體力學平衡之計算。此階段必須監測不平衡力，待不平衡力收斂，才表示土體達力學平衡，如圖 6.16 所示。

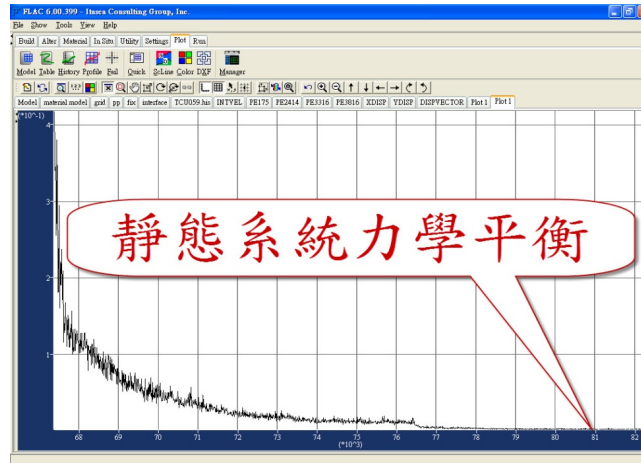


圖6.16 靜態系統力學平衡之示意圖

8. 指定Finn-Martin model於飽和砂土以模擬液化情形

當動態-地下水滲流計算模組採用時，FLAC 對於動態荷重所造成孔隙水壓激發，基本上只是考量荷載作用時，孔隙體積改變所造成之孔隙水壓改變，並無法模擬剪力波傳遞所造成之沉陷及孔隙水壓上升現象，其平均孔隙水壓維持定值。然而，事實上對於某些砂土中，在反覆剪力荷重作用下，孔隙水壓會有相當高之增量，在此一過程中可能使元素之有效應力趨近為零，導致液化現象的產生。為模擬孔隙水壓激發之物理現象，Martin 等人於 1975 發展四參數模式，如式(6-7)所示，而 Byrne 於 1991 發展兩參數模式，如式(6-8)所示，上述孔隙水壓激發模式稱之 Finn 模式，於 FLAC 分析時可用以模擬土壤受震後之孔隙水壓激發情形。Finn 模式為應變控制型之孔隙水壓激發模式，考量分析參數於不同階段之可取得性，本研究採用 Byrne 於 1991 發展兩參數模式進行分析，此模式之參數可利用鑽探資料所取得之標準貫入試驗(SPT-N)值，間接獲得 Finn 模式所需之輸入參數，經計算得 C_1 、 C_2 如表 6-13 所示，將可能產生液化

之土層，以 Finn 模式進行建置，本研究參考圖 6.8 的液化評估結果，設定海床以上背填土壤(除主鋼板樁與錨碇鋼板樁間的碼頭鋪面層外)為 Finn 模式，碼頭模型如圖 6.17 所示。

$$\Delta \varepsilon_{vd} = C_1(\gamma - C_2 \varepsilon_{vd}) + \frac{C_3 \varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4 \varepsilon_{vd}} \dots\dots\dots (6-7)$$

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp\left(-C_2 \frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}\right) \dots\dots\dots (6-8)$$

其中， C_1, C_2, C_3, C_4 為常數； $C_1 = 8.7(N_1)_{60}^{-1.25}$ ； $C_2 = \frac{0.4}{C_1}$ ； γ 為反覆剪切應變振幅； $\Delta \varepsilon_{vd}$ 為體積應變增量； ε_{vd} 為體積應變量。

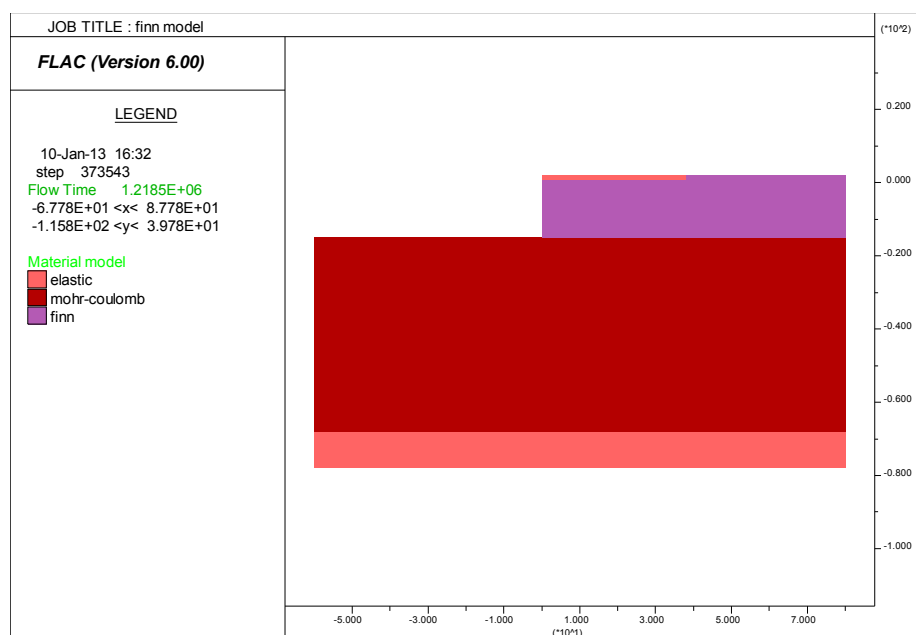


圖6.17 設定Finn model

9. 設定阻尼參數和吸能邊界條件

在動態數值模擬時，須考慮能量的損失，故必須給定力學阻尼，本案例於 FLAC 程式中使用雷利阻尼(Rayleigh damping)，以矩陣 C 表示，其包含質量阻尼 (M) 和勁度阻尼 (K)，如式(6-9)。而臨界阻尼比之計算如式(6-10)，大地工程材料建議值為 2%~5%，在

此選用 5% 進行分析。另一輸入參數為共振頻率如式(6-11)，一般介於 6 至 10 之範圍。本研究選用臨界阻尼比為 5%、共振頻率為 6。

$$C = \alpha M + \beta K \dots\dots\dots (6-9)$$

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \dots\dots\dots (6-10)$$

$$f_{min} = \omega_{min} / 2\pi \dots\dots\dots (6-11)$$

其中， α 為質量阻尼係數； β 為勁度阻尼係數； ω_i 為角頻率； ξ_i 為臨界阻尼比。

10. 施加動態邊界條件並進行評估

於動力分析時需考慮邊界效應，為使地震波傳遞至邊界時不發生反射波回傳而產生干擾現象，需於分析邊界設置動態邊界條件。動態邊界於 FLAC 分析時可分成兩種，其一為吸能邊界(quiet boundary)，另一為自由場邊界(free-field boundary)。

由於外傳震波傳至邊界，使得反射波回傳進入模型內，進而干擾近域震波之運動。故吸能邊界主要採用足夠大之模型，藉由材料阻尼來消除反射波，但若使用過大之模型，則會造成高數值運算量，計算時間過久的問題。此邊界條件較適合震源位於模型內之動力問題；反之，若當震源位於上下邊界時，吸能邊界則不適用於模型兩側，此將使震波由兩側邊界產生洩漏的問題。

為消除洩漏的問題，可使用自由場邊界條件，其主要採用足夠遠之邊界來消除反射波的影響。優點為對於高阻尼材料，使用相對較小之距離，即可滿足自由場邊界條件；缺點則為對於低阻尼材料，則需使用較大之距離，才可滿足自由場邊界條件，此舉將會導致計算域之模型過大的問題。自由場邊界條件具有保持不反射之性質，強迫模型成為自由場，使得由結構外傳之波適當地被吸收。因為本案例之震源輸入位於下部邊界，故使用自由場邊界為板樁式碼頭分析之動態邊界條件較為妥當。

11. 地震力輸入

動力分析時，考慮板樁式碼頭的座落方向，選擇影響程度最劇烈的地動分量之地震歷時進行分析，在本案例中選擇東西向之地震歷時進行分析，由於中興工程顧問社製作的等級二人造地震歷時(如圖 6.6 所示)長達 120 秒，因此在 FLAC 程式輸入之歷時分析秒數取一段影響程度最劇烈之時間進行分析，本研究取 5 秒至 55 秒，共 50 秒，如圖 6.18 所示。

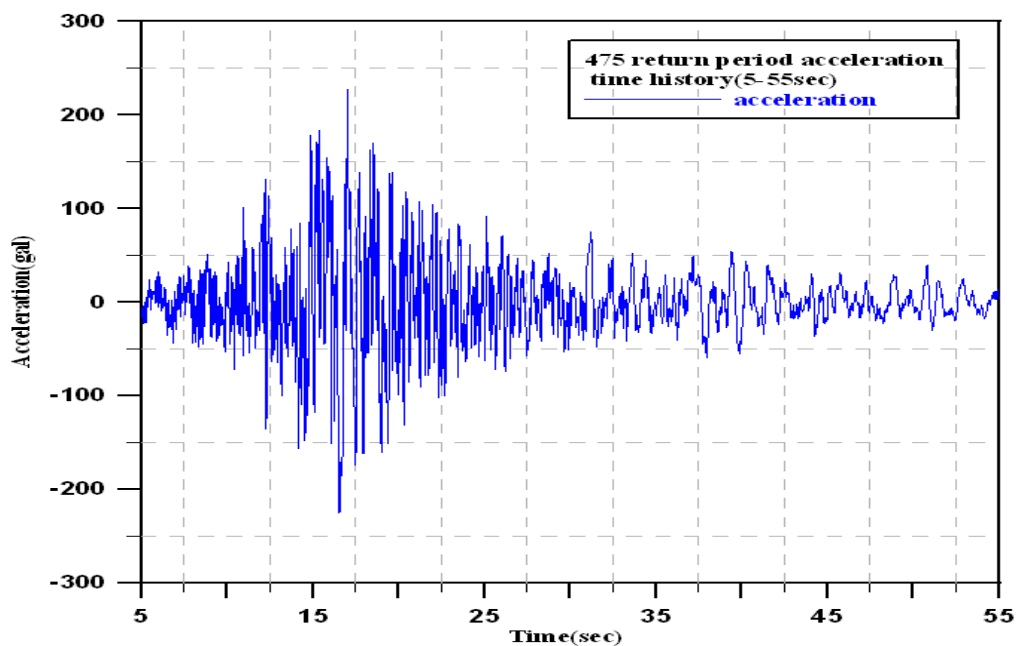


圖6.18 等級二地震歷時

12. 評估結果

(1) 等級二地震力(475年回歸期)功能性評估

經 FLAC 動力分析結果，本研究在等級二地震力作用下，板樁、錨碇鋼板樁與模型的 X 向變位如圖 6.19 所示，板樁最大變位為 0.94 公尺(向海側)，錨碇鋼板樁最大變位為也是 0.89 公尺(向海側)。板樁與錨碇鋼板樁之最大彎矩如圖 6.20 所示，板樁最大彎矩為 239.7 公噸 - 公尺小於降伏彎矩 ($f_y \cdot z = 3600 \cdot 8610 = 30996000 \text{ kg-cm} = 310 \text{ t-m}$)，錨碇鋼板樁最大彎矩

為 56.8 公噸-公尺小於降伏彎矩($f_y \cdot z = 3200 \cdot 2600 = 8320000 \text{ kg-cm} = 83.2 \text{ t-m}$)。錨碇鋼索最大應力為 18 公噸小於容許拉力 100.8 公噸。依表 6-7A 級板樁式碼頭等級二地震力功能性可接受標準可知，因板樁、錨碇樁與錨碇鋼索之應力均在彈性範圍，故通過國際航海協會基準所訂的 A 級碼頭功能性目標。但由碼頭之變位量可知，此時碼頭變位已達 0.94 公尺，雖結構構件之應力均在彈性範圍，但由表 6-16 不同地震歷時之板樁構件變位與應力值可以觀察得到，變位原則上隨地震力的作用時間持續增加，但構件的應力狀況則似乎不似變位一樣地持續增加，另外，由圖 6.19 板樁、錨碇鋼板樁與模型的 X 向變位圖可瞭解，此時碼頭後線板樁與錨碇鋼板樁間之土體可能因地震的因素，導致土壤軟化無法支撐結構，造成結構體與土體往海側產生滑動，也間接地造成構件無足夠的土壤支撐力來抵抗地震力，故無法達到降伏破壞。由上述的結果顯示，國際航海協會基準針對 A 級板樁式碼頭的功能性目標僅訂定構件應力狀態標準，而不考慮碼頭之變位狀態是否已達到無法修復的狀態，似乎有需再斟酌修訂之處。反觀第三章所提到的日本港灣設計基準，如表 3-14 所示，在板樁功能要求可修復性標準部分，將法線的殘留變形量予以限定，似乎較為合理可行。故經本研究將變位量納入考量來評估，由圖 6.19 之碼頭模型變位狀況研判，碼頭本體（包括板樁與錨碇鋼板樁）已產生滑動，研判碼頭已達無法修復狀態，故未通過 A 級碼頭功能性目標檢核。

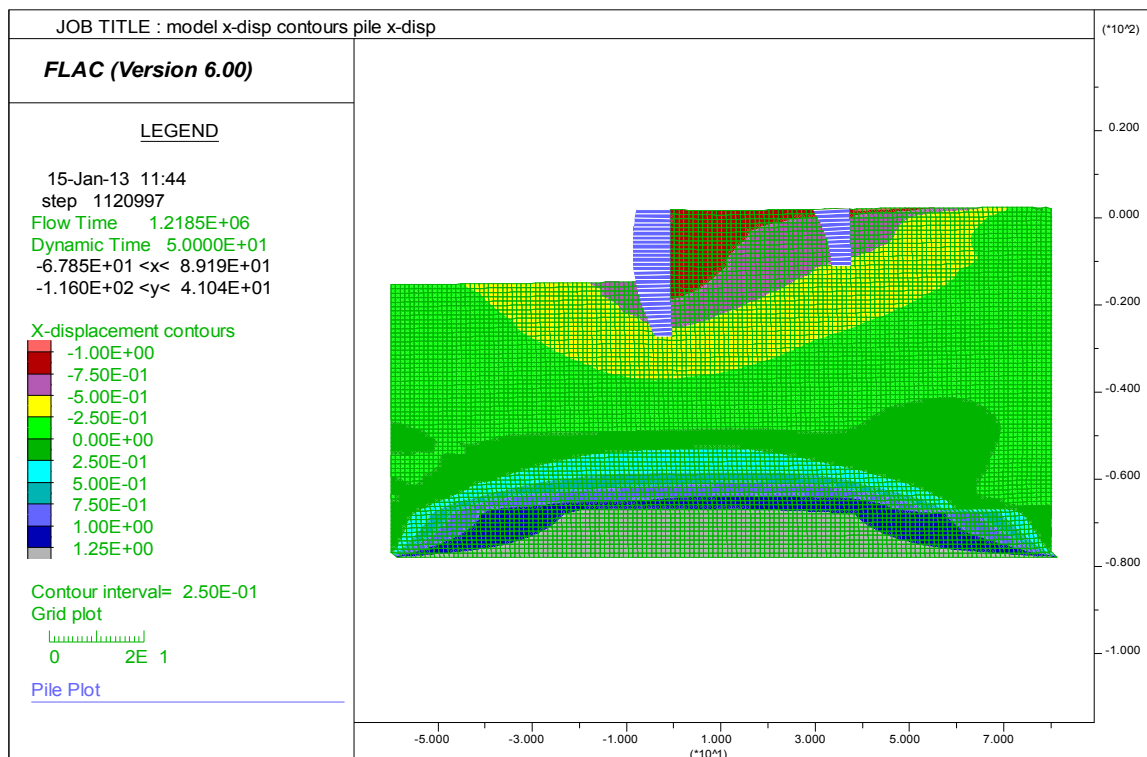


圖6.19 等級二地震力板樁、錨碇鋼板樁與模型的X向變位

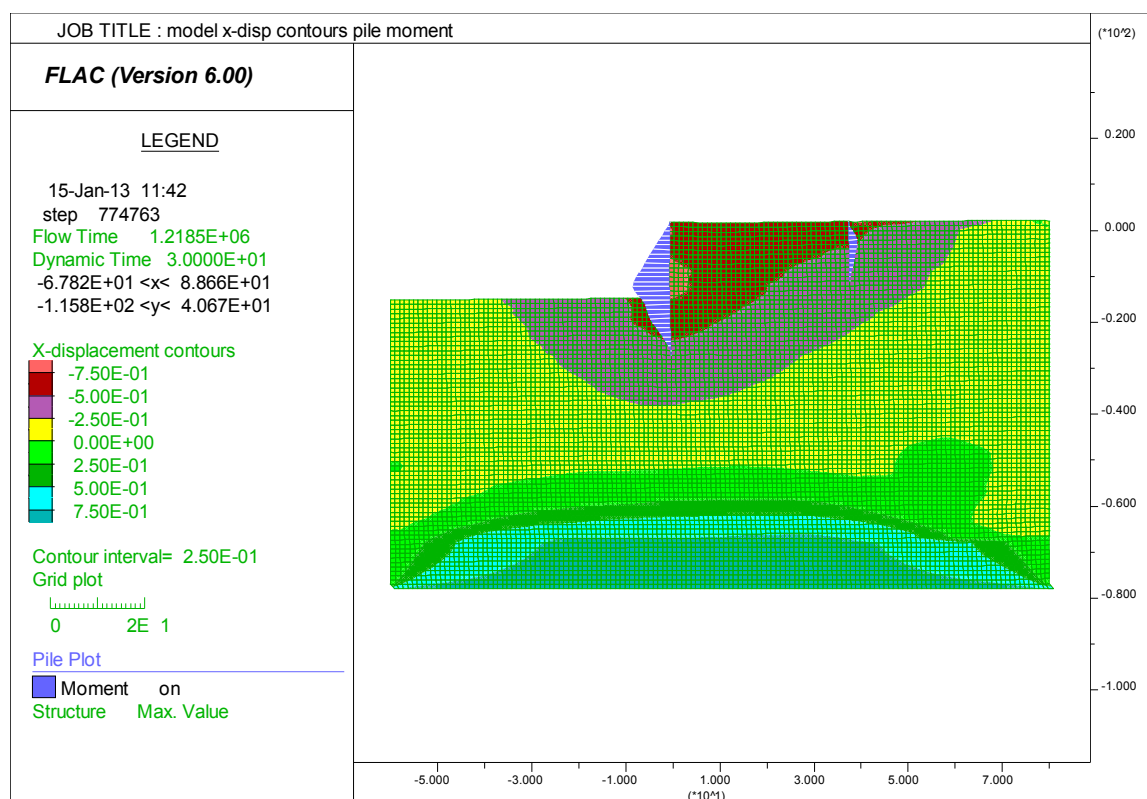


圖6.20 等級二地震力板樁與錨碇鋼板樁之彎矩圖與模型的X向變位

表6-16 不同地震歷時之板樁構件變位與應力值

時間 (秒)	板樁變位 (m)	錨碇樁變位 (m)	板樁彎矩 (t-m)	錨碇樁彎矩 (t-m)	鋼索拉力 (t)
1	-0.23	-0.12	-174.1	22.4	12.1
5	-0.27	-0.71	-171.8	27.5	12.9
10	-0.35	-0.25	-186.8	32.0	12.5
15	-0.68	-0.53	-225.6	45.8	16.7
20	-0.72	-0.59	-224.5	48.3	17.0
25	-0.76	-0.64	-219.9	50.5	17.3
30	-0.83	-0.73	-239.7	53.4	17.6
35	-0.85	-0.76	-239.4	55.0	17.8
40	-0.88	-0.81	-235.9	55.8	16.9
45	-0.92	-0.85	-224.3	56.7	18.0
50	-0.94	-0.89	-225.7	56.8	17.9

(2)等級三地震力(2500年回歸期)功能性評估

由中興工程顧問社製作的等級三人造地震歷時(如圖 6.21 所示)，經 FLAC 動力分析結果，本研究在等級三地震力作用下，板樁、錨碇鋼板樁與模型的 X 向變位如圖 6.22 所示，板樁最大變位為 1.21 公尺(向海側)，錨碇鋼板樁最大變位為 1.20 公尺(向海側)。板樁與錨碇鋼板樁之最大彎矩如圖 6.23 所示，板樁最大彎矩為 232.3 公噸-公尺小於降伏彎矩 310 公噸-公尺，錨碇鋼板樁最大彎矩為 51.3 公噸-公尺小於容許彎矩 83.2 公噸-公尺。錨碇鋼索最大應力為 19.76 公噸小於容許拉力 100.8 公噸。依表 6-7 A 級板樁式碼頭等級三地震力功能性可接受標準可知，因板樁、錨碇樁與錨碇鋼索之應力均在彈性範圍，故通過檢核。但如同前面之論述，此時碼頭變位已達 1.21 公尺，雖結構構件之應力均在彈性範圍，但考慮碼頭之變位狀態，由圖 6.22 之碼頭模型變位狀況研判，碼頭本體（包括板樁與錨碇鋼板樁）已產生滑動，故碼頭是否接近崩坍破壞或已達崩坍破壞狀態，本研究目前尚無法判斷。

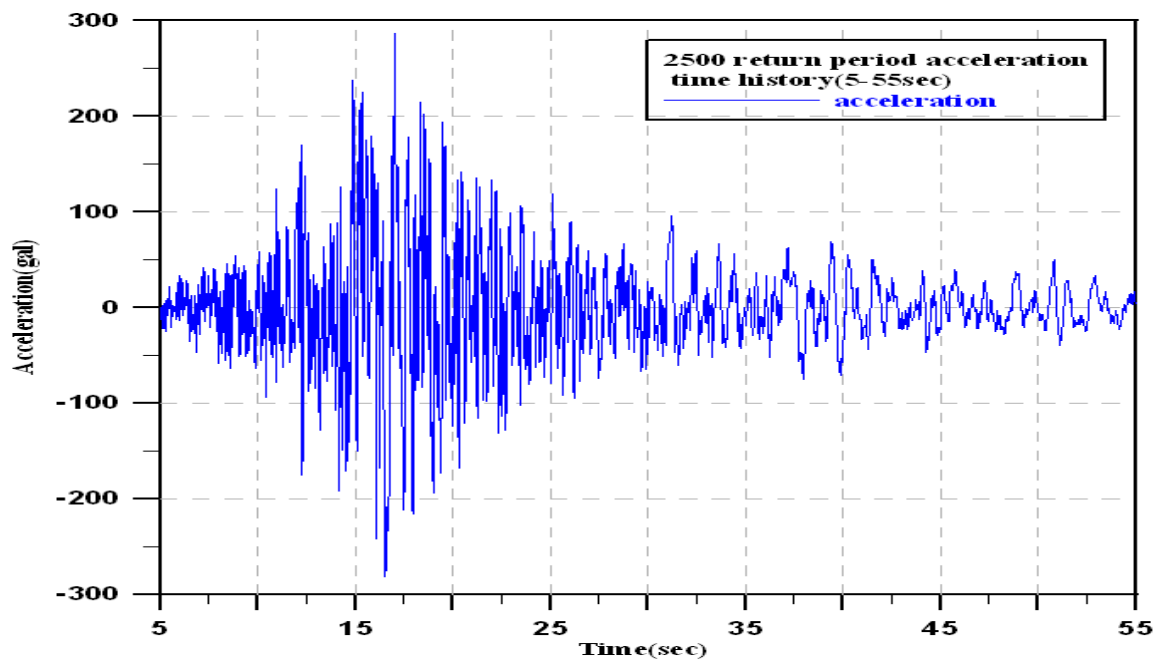


圖6.21 等級三地震歷時

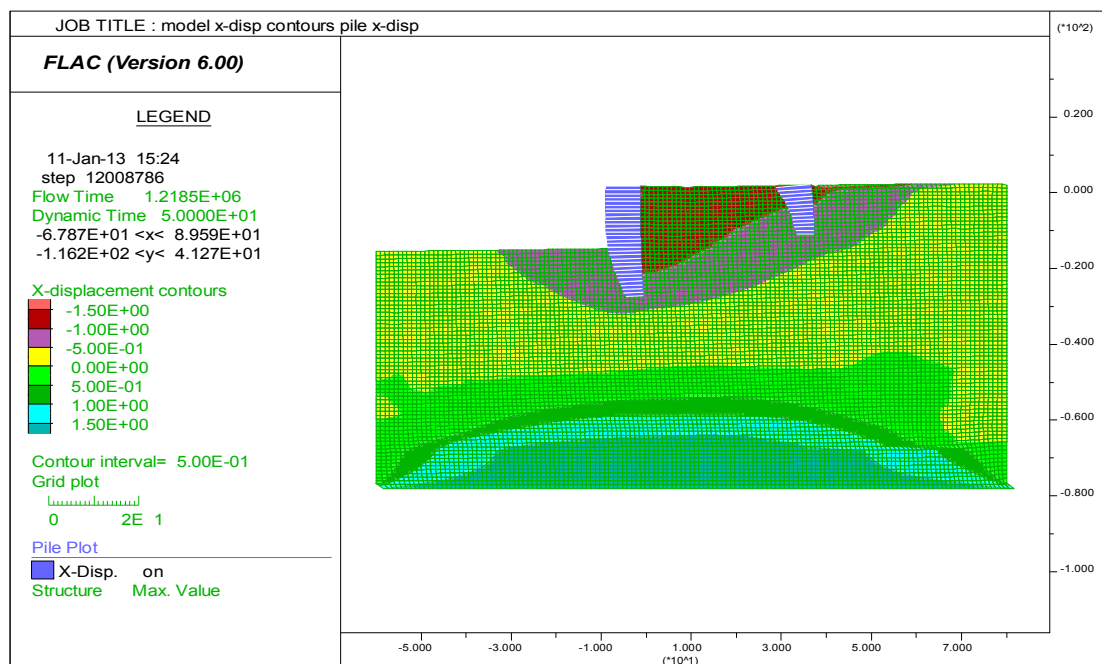


圖6.22 等級三地震力板樁、錨碇鋼板樁與模型的X向變位

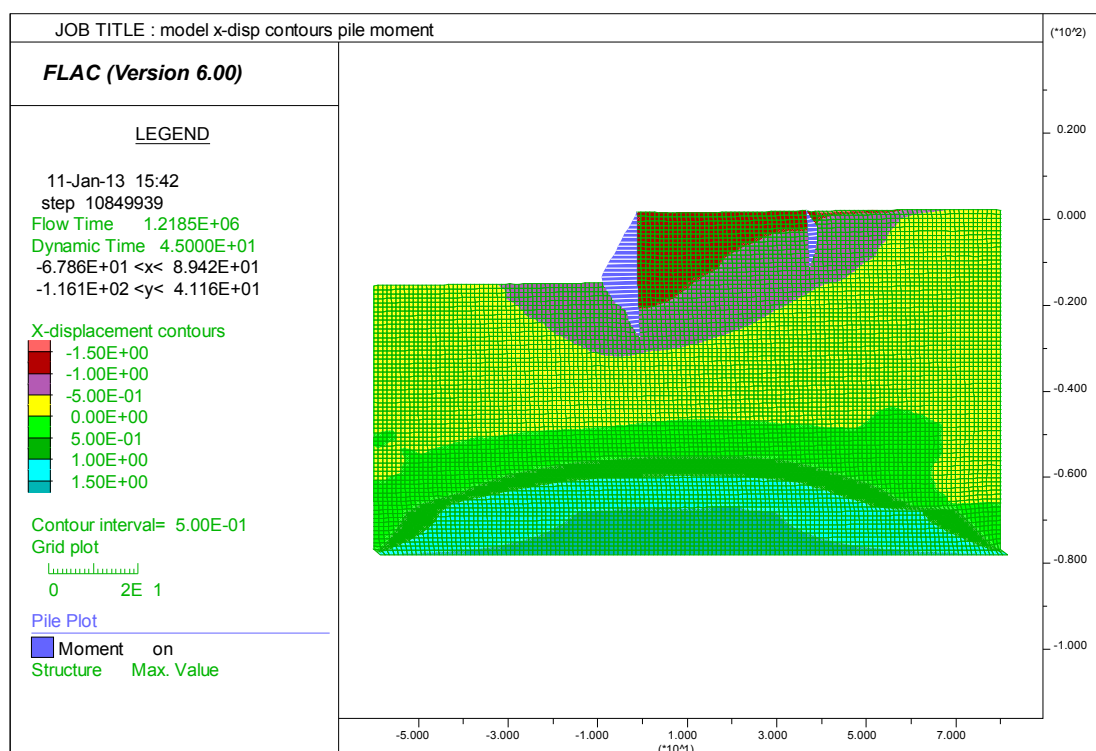


圖6.23 等級三地震力板樁與錨碇鋼板樁之彎矩圖與模型的X向變位

6.6 小結

由本章板樁式碼頭簡便動力分析法評估的結果顯示，有無考慮板樁式碼頭背填土壤發生液化，影響碼頭法線殘餘變位量的評估結果甚巨，故未來板樁式碼頭之功能性設計或評估應將土壤液化因素納入考量。

由本章功能性評估的結果顯示，高雄港#78 板樁式碼頭若參考國際航海協會基準之規定，似乎能通過A級碼頭之功能性目標檢核。但若將碼頭的殘留變位量納入考量，則可能無法通過等級二地震力（475年回歸期）及等級三地震力（2500年回歸期）之功能性目標檢核。

由本研究案例評估結果顯示，板樁式碼頭的法線變位量對評估碼頭之修復性及破壞狀態，有很直接的影響，故未來在訂定板樁式碼頭的功能性評估標準時，宜將碼頭的法線殘餘變位量的限定值納入。

以 FLAC 軟體來協助進行碼頭之動力分析固然是不錯的方法，但進行動力分析時相關的輸入參數（包括土壤、結構、阻尼、頻率、外力及邊界條件等）是否精確，嚴重影響分析的結果，經本研究的案例評估過程，部分參數（包括土壤材料參數、結構介面元素、阻尼、頻率等）的訂定有著很高的難度與技巧，未來有必要針對相關參數研訂具體的參考建議值或經驗法則供工程師參考，才有利未來推動耐震功能性設計與評估。

第七章 港區大型儲槽之土層動態數值模擬

港區結構物的動力分析法一般可採用有限元素(finite element method, FEM)或有限差分(finite difference method, FDM)等數值方法，來模擬結構與土壤互制的行為，並考慮超額孔隙水壓激發對大型儲槽穩定性及變位之影響，以及土層之非彈性行為，利用具代表性之實際地震紀錄作為輸入運動，進行非線性動力歷時數值分析，探討在所考量地震等級下，評估其耐震能力。本研究考量本所擁有之軟體及相關研究成果之文獻，而採用有限差分法應用軟體 FLAC 來進行港區大型儲槽之土層動態數值模擬，其有效應力數值分析所用之分析原理、程序、相關參數及成果說明如下。

7.1 分析原理

本研究應用 FLAC 及其動態模組進行錨碇版樁碼頭有效應力分析，FLAC 為二維外顯(explicit)有限差分程式，其運算過程中是以「時階的形態」(time-stepping shion) 來求解每一個節點(node)的運動方程式，利用切的很小之時階，達到節點或元素(zone)間之訊息或變化不會傳給鄰近之節點或元素之假設，因此可將連續空間離散化之節點進行個別運算，不需如內顯(implicit)有限元素般求解聯立方程組，而在每一個時階中，利用系統原本的不平衡狀態決定每一節點的不平衡力，然後求解其運動方程式，以求得該時階下各節點的速度，節點速度決定後，將速度積分求得節點的位移及並以位移-應變矩陣計算該時階之應變增量。應變增量決定後再利用材料的組合律求得對應之應力增量，將應力增量加上原來的應力狀態，即成為新得應力狀態，並可得另一不平衡力，再進行下一時階的運算，如此反覆運算直至不平衡力趨近於零，達到平衡為止。

由於 FLAC 均採取時階運算，雖然在解一些穩態問題時因採小時階而需較長運算，但有限元素在求解非線性材料與大應變模擬時，常

需進行疊代且需採用特殊解法，外顯有限差分運算因不需求解聯立方程組，所以相較而言較為簡單，另外由於外顯有限差分運算不需建立完整勁度矩陣，因此對於加入介面元素(interface element)與不同偏微分控制方程式相對簡單，因此近年已陸續加入邊界元素、結構元素及地下水滲流求解等，且其本身解的是完整的運動方程式，因此適於求解動力問題。由於進行土壤有效應力動態分析時，常需面對非線性與大應變行為，因此近年廣為應用於模擬地工材料之動態非線性行為，若結合介面元素與結構元素，可進一步模擬土壤結構互制，而導入孔隙水壓力激發模式於土壤之組構模式，可進一步進行土壤有效應力動力數值分析。

為進行動力分析，需在 FLAC 在原來靜力分析架構下增加包含阻尼效應、吸能邊界、動態邊界及孔隙水壓力激發模式之 FLAC Dynamic 額外選項，其相關功能說明如下。

7.1.1 FLAC Dynamic 介紹

進行動態分析時需考慮波傳行為在有限尺寸網格之影響，因此對應力波於網格邊界之折射與反射行為需加以考慮，且在進行模擬時需考慮到應力波傳遞時其能量消散行為，而 FLAC 的 Dynamic Option 提供了阻尼與吸能邊界，此外內含 Finn model 可模擬孔隙水壓力激發，配合其地下水模式與有效應力計算，可適切模擬土壤液化現象。Klar and Frydman (2002, 2004)以 FLAC 結合 Martin et al. (1975)之孔隙水壓力激發模式並考慮水壓消散行為進行時間域三向度液化土層-基樁動態分析，雖然分析時其土壤勁度與孔隙水壓分別考慮，但其結果顯示接近於考慮耦合反應之有效應力分析。

1. 力學阻尼

應力波於固體材料傳遞時，其震幅會隨傳遞路徑長度增加而逐漸降低，亦即其單位體積攜帶之能量會隨傳遞距離增加而減少，一般稱材料之吸能效應為阻尼(damping)，阻尼之來源包括應力波傳遞

時因應力波擾動範圍增加而使單位體積之能量降低之幾何阻尼 (geometric damping) 與材料受擾動時應變吸收之能量，稱為材料阻尼 (Material damping)。幾何阻尼一般較小且於一般動態模擬可自然滿足，材料阻尼 (Material damping) 傳統多以不具物理意義之數值阻尼模擬，彈性系統間常見以和質量或勁度相關之 Rayleigh damping 模擬，其缺點為物理意義不明顯且當材料進入非線性應力應變行為時，不易模擬。

FLAC Dynamic 提供數種可模擬材料阻尼效應之方式，除傳統 Rayleigh damping 外，增加了用於模擬壓力波傳遞之人工阻尼 (artificial damping) 與考慮非線性應變關係之阻滯阻尼 (Hysteretic damping)，阻滯阻尼考慮類比於等值線性 (linear-equivalent) 之效應，考慮非線性剪應力與剪應變關係，引入 backbone curve 與 Masing rule 形成阻滯圈，由阻滯圈可計算不同剪應變下之割線剪力模數 (secant shear modulus) 與阻尼比 (damping ratio)，因其較符合土壤之非線性動態特性，因此適合模擬土壤或岩石等高度非線性地工材料，本研究採用 Hardin and Drenvich (1972) 所提出之剪力模數與應變震幅關係，以試誤法求取最符合室內試驗結果之參考應變 (reference shear strain)。阻滯阻尼之缺點為阻尼計算時與非線性塑性應變組構模式分別獨立，因此無法完全模擬塑性應變之影響。

2. 吸能邊界

為在有限網格下模擬半無限空間下波傳行為，網格之側向邊界需能滿足實際波傳行為，亦即需降低因邊界束制條件而產生之反射應力波並允許能量逸散，理論上採用較大的邊界距離時，其幾何阻尼與材料阻尼可以吸收大部份的波，使傳達至邊界之應力波震幅很小，使反射能量誤差較小。但實際進行數值模擬時，因網格區域有限，在靜態分析時，網格延伸範圍可依模擬精度配合數值測試決定其主要影響範圍，但進行動態分析時，應力波傳遞之範圍遠較靜力分析為大，雖然幾何阻尼效應會造成應力波震幅衰減，但其影響仍

較靜力分析為大，當應力波接觸數值模型邊界時，會造成反射現象，此與現地大範圍有所不同，而使分析造成誤差。

為使數值模型可符合動力行為，需於人為之數值邊界施加可消除應力波反射效應之邊界，一般多以黏滯邊界模擬，FLAC 中採用 Lysmer and Kuhlemeyer 所提出的黏滯性邊界條件，在邊界的正向與切向上加上阻尼盤(dashpot)，吸收傳至邊界之能量而不產生反射，稱為安靜邊界(quiet boundary)，此外分析土壤與結構互制行為問題時，所模擬區域平面與平面向外方向(即 Z 方向)均會產生消能效應。平面上能量散射可由黏滯邊界條件吸收，FLAC 程式在平面向外方向採用 Lysmer (1975)所建議之 3-D 阻尼，其物理模型為可吸收平面向外方向能量之黏滯阻尼盤(viscous dashpot)。

整合動態荷重與無限空間波傳邊界，可進行自由場動態分析，其數值模型如圖 7.1 所示，側向以黏滯邊界模擬，底部依其與網格土壤之相對勁度差異分為柔性基底(flexible base)或剛性基底(rigid base)，當網格底部之材料與下方勁度差異不大時，需以柔性基底模擬，亦即需允許應力波傳遞至下方而非反射回網格，因此需於底部增加黏滯邊界，而剛性基底則以固定邊界模擬即可，FLAC Dynamic 中另提供可模擬垂直側向邊界之邊界條件稱為自由場邊界(free-field boundaries)，其主要為自動施加黏滯邊界於兩側邊界節點。

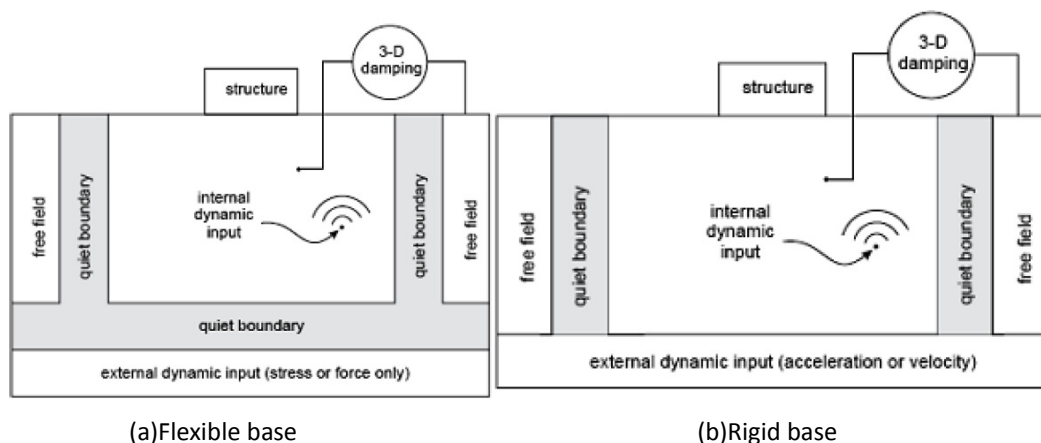


圖 7.1 考慮動態荷重之自由場物理模型圖

3. 動態邊界條件

進行動態分析時需輸入適當之動態邊界條件，主要為施加可隨時間改變之荷重或格點運動量，FLAC Dynamic 所提供之動態輸入邊界包括作用於網格表面之應力或壓力歷時及作用於節點之荷重、速度或加速度歷時等，速度或加速度歷時一般多用於模擬自底部岩盤向上傳遞之地震波，對於底部為黏滯邊界之柔性基底，因速度或加速度邊界會使黏滯邊界無法運算，因此需轉換為應力邊界，其轉換公式為：

$$\sigma = 2(\rho V) \dot{u} \dots\dots\dots (7-1)$$

式中： σ = 作用於底部之應力， ρ = 底部元素之總體密度， V = 底部元素之體波波速， $\dot{u}$ = 垂直或平行於波傳方向之質點速度，以剪力波為例，此公式推導為作用於土壤之應力為：

$$\tau = G\gamma = (\rho V_s^2) \left(\frac{\dot{u}}{V_s} \right) = (\rho V_s) \dot{u} \dots\dots\dots (7-2)$$

式中 V_s 為底部土壤之剪力波速，但底部黏滯邊界之原理為施加一與入射波反向之剪力以抵銷入射波之效應，其大小以為以質點速度與式(7.2)計算，為使應力波可向上傳遞，因此需將黏滯邊界應力加在原有動態應力，因此向上傳遞之剪力波可以下式施加：

$$\tau = 2(\rho V_s) \dot{u} \dots\dots\dots (7-3)$$

計算前需將加速度歷時以數值積分求得速度歷時，且為確保計算結束時速度為零，需進行基線修正，將數值積分之最後偏移速度消除。

由於臨海擋土結構一側受土壤側向土壓力，另一側受水壓，地震時需將兩側之側向壓力差列入考慮。考慮水下結構物(submerged structure)之動態水壓力之影響，實務上均假設流體為不可壓縮且無黏滯與旋轉運動，忽略波浪效應並假設結構物不動下以增加部分流

體之質量(virtual mass)於結構物上之方式，使其產生等值之動態效應方式，所增加之 virtual mass 約等於以面水側高度為直徑之圓柱體積之液體，其結果為產生隨深度變化之非線性水壓力分佈(Newmark and Rosenblueth (1971))。但其準確度受結構物勁度與幾何形狀影響，且需將增加之 virtual mass 動態效應於時間域計算中施加於受影響元素範圍並不確定。此一方式於類似基樁之四面為海水所包覆之結構較為適合，因其不同方向震動之效應相同，但以版樁此類結構兩面介質不同之系統，其包圍介質之土壓力與水壓力效應並不相同，以相同之 added mass 概念並不適合。

另一種方式為以簡化之 Westergaard (1931)動態水壓力形式 ΔU_t 施加於海側之邊界，動態水壓力其大小為：

$$\Delta U_t = \frac{7}{12} h^2 \gamma_w k_h \dots\dots\dots (7-4)$$

式中 h 為水深， γ_w 為水單位重， k_h 為水平地震係數，依 Matsuo and O'hara (1960)之研究得出牆後之動態水壓力為純水之 70%，因此作用於牆面之淨動態水壓為：

$$\Delta U_t = \frac{7}{40} h^2 \gamma_w k_h \dots\dots\dots (7-5)$$

整合於時域(timedomain)數值分析時，以海床加速度為水平地震係數，以與振動方向相同之壓力邊界形式施加於面海側進行模擬，本研究以此概念進行分析，定量評估水壓對錨碇版樁碼頭之影響。

4. 孔隙水壓力激發模式

進行動態荷重下土壤液化行為之有效應力分析時，除考慮土壤之非線性應力-應變行為外，亦需將因應變造成之超額孔隙水壓力列入考量，目前僅有少數超額孔隙水壓力激發模式提出，其中以 Finn et al.(1977)所提出之模式模擬較為常見，Finn et al.(1977)將非線性勁度變化與孔隙水壓力分開考量，利用 Martin et al.(1975)所建立之飽和砂土受排水反覆荷重之體積減小量，和不排水試驗之孔隙水壓上升

的關係，建立剪力模數、剪力強度、累積體積應變和有效應力變化的關係，常稱為 Finn-Martin model，引用 Finn-Martin model 時需四個參數，Byrne(1991)提出簡化之 Martin 公式，其累積體積應變與剪應變之關係可以下式表示：

$$\frac{\Delta \epsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp\left(-C_2 \left(\frac{\epsilon_{vd}}{\gamma}\right)\right) \dots\dots\dots (7-6)$$

其他計算與 Finn-Martin model 相同，稱為 Finnand Byrne Model，此公式僅需 2 個參數，且 C1 可由相對密度或修正之 SPT-N 值求得：

$$C_1 = 8.7(N_1)_{60}^{-1.25} \dots\dots\dots (7-7)$$

而 C₂ 則可以下式計算：

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1} \dots\dots\dots (7-8)$$

FLAC 內建 Finnand Byrne Model，所需之孔隙水壓力激發模式參數將以現地 SPT 試驗結果估算，非線性應力與應變關係則以 Mohr-Coulomb 模式模擬並加入滲流影響，可進行近似於有效應力分析之模擬。

7.1.2 分析程序

進行動態有效應力數值模擬程序包括：(1)建立網格；(2)設定材料彈性與塑性強度參數；(3)設定靜態邊界條件並進行重力力學平衡計算；(4)施加靜水壓力或滲流應力於於網格內部與邊界；(5)靜態系統力學平衡；(6)將液化土層以 Finn 模式模擬；(7)給予阻尼參數和吸能邊界條件；(8)施加動態邊界條件。

分析時之其主要考量可整合為包括：(1)地層幾何模型建立、(2)分層土壤組構行為模擬以及(3)動態荷重與邊界條件三部分，各部分說明如下：

1. 地層幾何模型建立

進行動態分析時其網格除需考慮靜態分析時之特性外，其網格大小(空間切割)與時間切割之單位需額外考慮波傳行為之影響，且其側向與下方延伸範圍與邊界條件亦需考慮應力波在固定邊界之反射現象，以模擬應力波於半無限空間傳遞之行為。網格之尺寸需滿足波傳方向(垂直向)之最大網格長度小於應力波最小波長之 1/10 為原則，若輸入之動態邊界其含有較高頻率(短波長)之成分，在不影響分析精度下需先進行濾波處理，將高於網格限制之頻寬部分移除，網格尺寸可模擬之最高頻率(f_u)可以下式計算：

$$f_u = \frac{V}{10 \times L} \dots\dots\dots (7-9)$$

式中 V=應力波波速，L=平行波傳方向之最大網格長度。

進行動態分析前之數值模型需符合靜態穩定條件，靜態穩定包含力學平衡與地下水穩定，為滿足力學平衡與計算震動前初始狀態，需於網格邊界施加適當邊界條件，而地下水之影響亦需施加水壓力邊界條件，靜態分析之邊界條件包括：(1)底部邊界節點於水平與垂直向固定，(2)二邊側向則假設側向邊界節點水平向固定，(3)水壓力可依現地水位狀況模擬，並於 FLAC 中啟動滲流分析計算網格內部穩態水壓力分佈。

為配合自由場邊界應用，網格兩側節點需滿足垂直配置，側向延伸範圍需滿足靜態分析時之尺寸要求，其原則為須將潛在破壞面完全包圍，垂直向需儘量涵蓋影響土層，模擬層狀地盤時需依現地鑽探之地質剖面進行適度簡化分層，此外網格劃分時，儘可能於現地監測系統位置附近有節點或元素，以便後續比較驗證。

2. 分層土壤力學組構行為模擬

網格中每一元素均需指定其材料參數，進行有效應力動態分析之參數包括彈性參數、塑性參數、滲流參數及孔隙水壓力激發模式

參數，彈性參數可由震測試驗之波速求得，需有二個彈性力學參數，FLAC 中可以體積模數配合剪力模數或者楊氏模數加泊松比輸入；塑性材料參數依選用模數不同而不同，因 FLAC 中之 Finn model 僅能用於 Mohr-Coulomb 模式，因此需要 Mohr-Coulomb 塑性參數，包括摩擦角、膨脹角、凝聚力、張力強度等；為進行滲流分析，需輸入土壤之滲透係數(permeability)與水之體積模數，此外為進行重力計算，需輸入土壤密度。

進行動態載重下液化行為有效應力分析時，除考慮應力應變行為外，亦需將因應變造成之孔隙水壓力列入考量，以 FLAC 內建之 Finn and Byrne Model 分析，將非線性勁度變化與孔隙水壓力分開考量，所需之孔隙水壓力激發模式參數初期以 SPT 之 N 值估算，非線性應力與應變關係則以 Mohr-Coulomb 模式模擬並加入滲流影響。

為考慮動態分析時之幾何阻尼效應與數值穩定，需以人為方式施加阻尼，常以 Rayleigh damping 形式施加。然而，在以彈-塑性行為做為組成率的分析模式中，例如莫耳-庫倫塑性模式(Mohr-Coulomb Plasticity Model)，多數之能量消散會在呈現塑性流(Plastic Flow)期間發生，並且會隨著剪應力或剪應變震幅的增加而增加，因此本計畫以考慮非線性應力應變關係中之切線勁度(tangent stiffness)，Masing rule 模擬應力大小改變之阻滯阻尼(Hysteretic damping)，並以 Hardin 公式中之 reference strain 定義阻滯，模擬阻尼效應，另結構物其阻尼則以 5%之勁度阻尼模擬。

3. 動態荷重與邊界條件

為模擬半無限空間波傳行為，分析時需於側向施加自由場邊界，底部則以可消除垂直與水平向震動之消能邊界模擬。動態荷重包括地震波與地表載重，地表荷重可以荷重形式施加於節點或以應力形式施加於邊界元素表面，但動態運動邊界(如位移、速度或加速度)之施加需將其轉換為作用於格點之邊界條件，本研究中因網格底部為柔性底層，為配合底部消能邊界使用，將加速度歷時積分後成為

速度歷時，再以 $\tau_{xy} = 2(\rho V_s) \dot{u}$ ，（ ρ = 底部土壤總體密度， V_s 為土壤剪力波速， $\dot{u}$ 為底部土壤質點水平速度），將加速度歷時轉換為剪應力歷時施加於網格底部元素，進行自由場地震模擬；對地表動態載重則另外增加埋置於地表之剛性基礎並將荷重施加於剛性基礎元素之節點。

7.2.2 港區大型儲槽之土層動態數值分析模型

1. 建立碼頭模型網格

本研究係以假設鋼板樁圓筒式碼頭之結構型式建立模型網格。網格數為橫向 111 格及縱向 26 格所組成，模擬範圍為長 700m 及高 130m，兩座大型儲槽為長 78m 及高 53m，並將土層依不同土層性質區分為三區，如圖 7.2 所示。

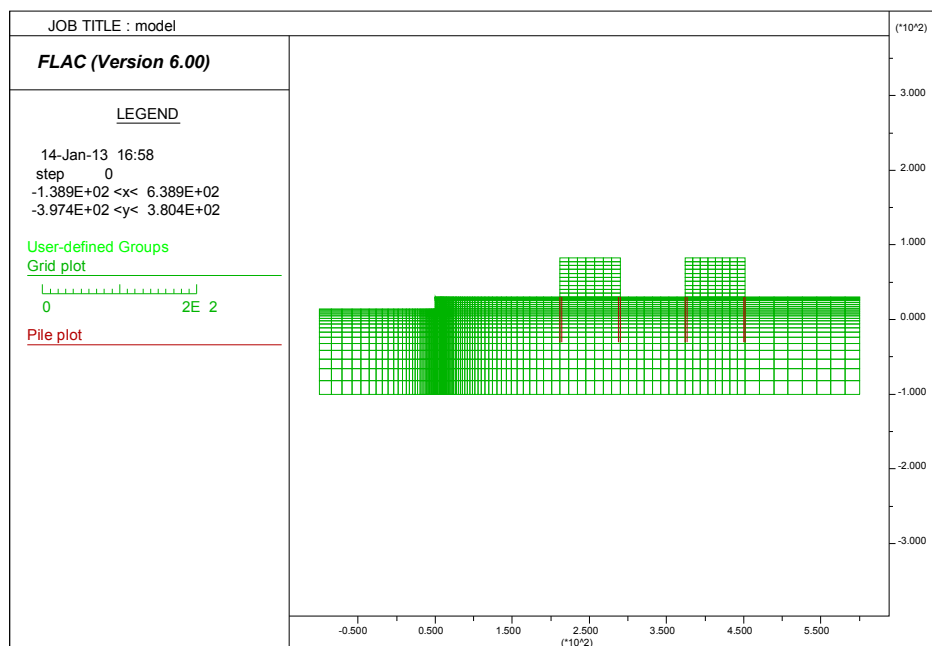


圖 7.2 本研究案例之數值模型網格圖

2. 設定材料參數

(1) 土壤材料參數

本研究中之土壤非線性與不可恢復應變將以彈塑性力學模

式來考慮。彈塑性力學模式採用常用之 Mohr-Coulomb 模式，此模式需要之相關參數包括：定義土壤屈伏面之參數（凝聚力、摩擦角）與定義土壤塑性潛能函數之參數（膨脹角）；此外，尚需要定義彈性模數 E （楊氏模數）與 G （剪力模數）；於本研究中， G 假設為靜態（地震前）有效應力之函數，並假設 E 與 G 間之比值為定值。剪力模數、統體模數之轉換公式分別利用式(7-10)與式(7-11)分別求出，本案例數值模擬所採用之材料強度參數表如表 7-4 所示。

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots (7-10)$$

$$B = \frac{E}{3(1-2\nu)} \dots\dots\dots (7-11)$$

其中 G 為剪力模數； B 為統體模數； E 為楊氏模數； ν 為包松比

(2)鋼板樁圓筒式碼頭及大型儲槽材料參數

考量本研究中鋼板樁圓筒式碼頭主要為鋼筋混凝土結構，為簡化分析將冠牆及圓筒式基礎以一般鋼筋混凝土參數代之；大型儲槽部分，考量其以鋼筋混凝土及槽內液態儲存物組成，為簡化分析，不探討儲槽內液態物體受震後之阻尼效應，將按組成比例求得之平均參數輸入，以探討大型儲槽在最為嚴重之狀況下受震後分析，本案例數值模擬所採用之材料強度參數表如表7-2所示。材料參數分層如圖7.3、7.4所示。

表 7-1 動態分析土層參數表

材料編號	1	2	3
統一土壤分類	SM	CL	SM
高程範圍(公尺)	7.75~30	5.13~7.75	5.13~-81
密度 (kg/m ³)	1577	1850	1850
N _{1,60}	19	20	36
包松比	0.4	0.4	0.4
剪力模數(MPa)	22	34	28
統體模數(MPa)	102	159	130
凝聚力(Pa)	0	1.76x10 ⁵	0
摩擦角(deg)	32.58	31.36	39.43
Finn Parameter C1	0.21	0	0.10
Finn Parameter C2	1.87	0	4.09

表 7-2 鋼板樁圓筒式碼頭及大型儲槽材料參數表

材料編號	4	5	6
高程範圍(公尺)	25~30	25~-81	30~83
密度 (kg/m ³)	2350	2350	551
剪力模數(MPa)	14.7x10 ³	14.7 x10 ³	0.5
統體模數(MPa)	13.2 x10 ³	13.2 x10 ³	0.8

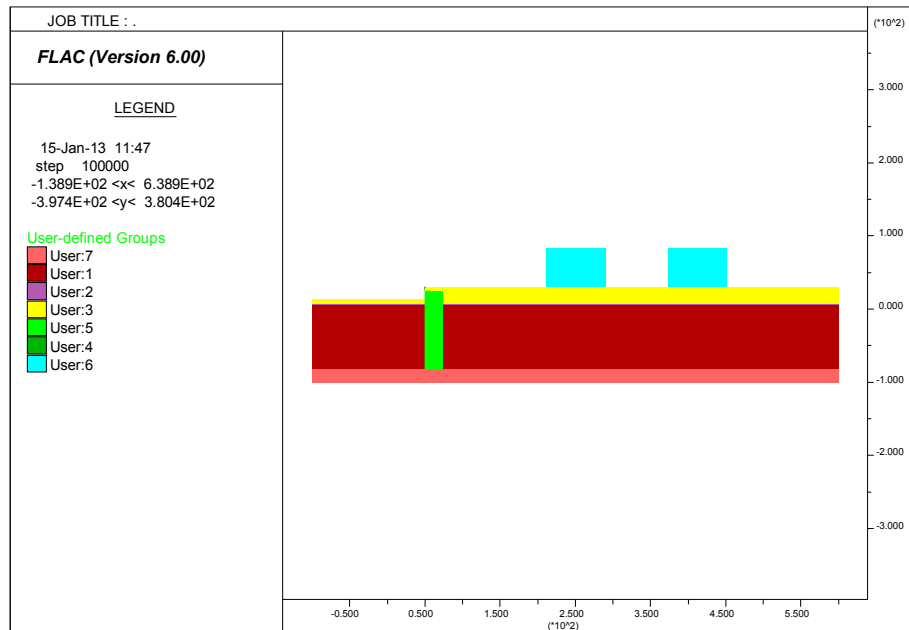


圖 7.3 材料參數分層圖

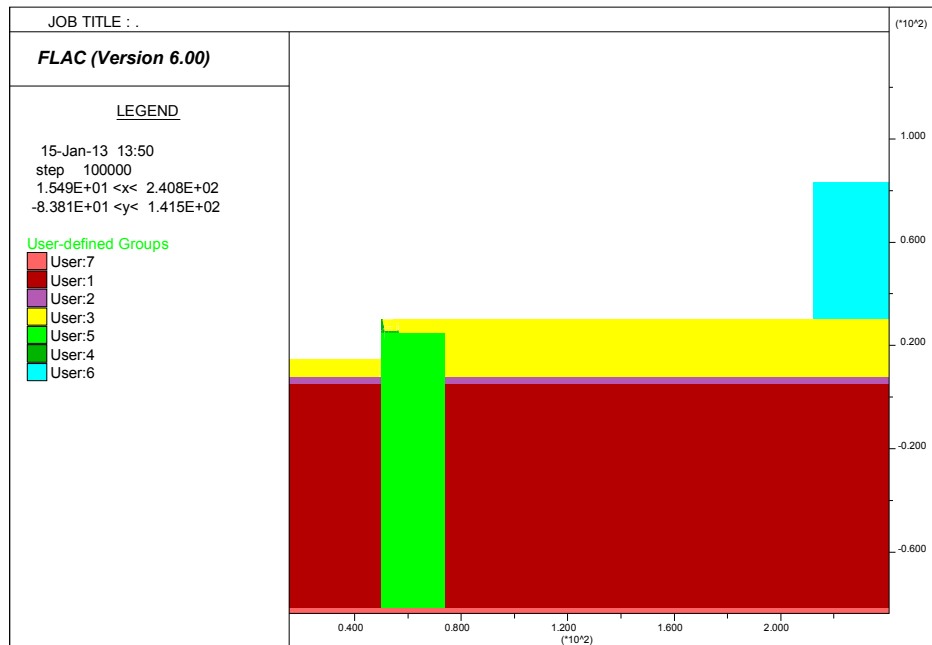


圖 7.4 材料參數分層圖-局部放大

3. 建立基樁結構元件及添加界面元素

大型儲槽之基礎型式係以基樁為主，可以 FLAC 內建之基樁(pile) 元素模擬，其樁長為 60m，各結構元素之參數如表 7-3 所示。基樁元素中與土壤連結之模式，是以符合 Mohr-Columb 破壞準則之界面彈簧參數模擬。FLAC 程式界面元素之主要參數包括摩擦角、正向勁度與切向勁度，依據 FLAC 使用手冊之建議，通常切向勁度建議值為鄰近土層剪力模數之十倍，而正向勁度為切向勁度之四倍至十倍間，對無經驗之工程師來說，亦可使用建議公式進行設定，如式 (7-12)所示，另軟弱土層與堅硬岩盤之摩擦角則介於 15 度至 30 度之間。本研究案例選用參數如表 7-4 所示，結構元素模型如圖 7.5 所示。所有結構元素之長度均為 1 公尺以與土壤元素節點連結，板樁上下兩端點均與土壤連結，使基樁位移與周圍土壤相同，且自動形成鉸接(hinge)端點。

$$K_n = 10K_s = \max \left[\frac{(K + \frac{4}{3}G)}{\Delta z_{\min}} \right] \dots\dots\dots (7-12)$$

其中 K_n 為正向勁度； K_s 為切向勁度； K 為統體模數； G 為剪力模數； $\Delta z_{\min}$ 界面鄰近網格之最小寬度。

表 7-3 結構元素參數表

	Elastic Modulus (GPa)	Moment of Inertia (m ⁴)	Cross Sect. Area (m ²)	Mass Density (kg/ m ³)	Pile Perimeter (m)
基樁	210	3.08×10 ⁻³	0.036	7850	2

表 7-4 基樁元素中之 Mohr-Coulomb 介面參數表

	Normal Stiffness (GPa)	Shear Stiffness (GPa)	Normal Coh. (MPa)	Shear Coh. (MPa)	Normal Friction (deg)	Shear Friction (deg)
基樁與土壤	103	10.3	250	250	30	30

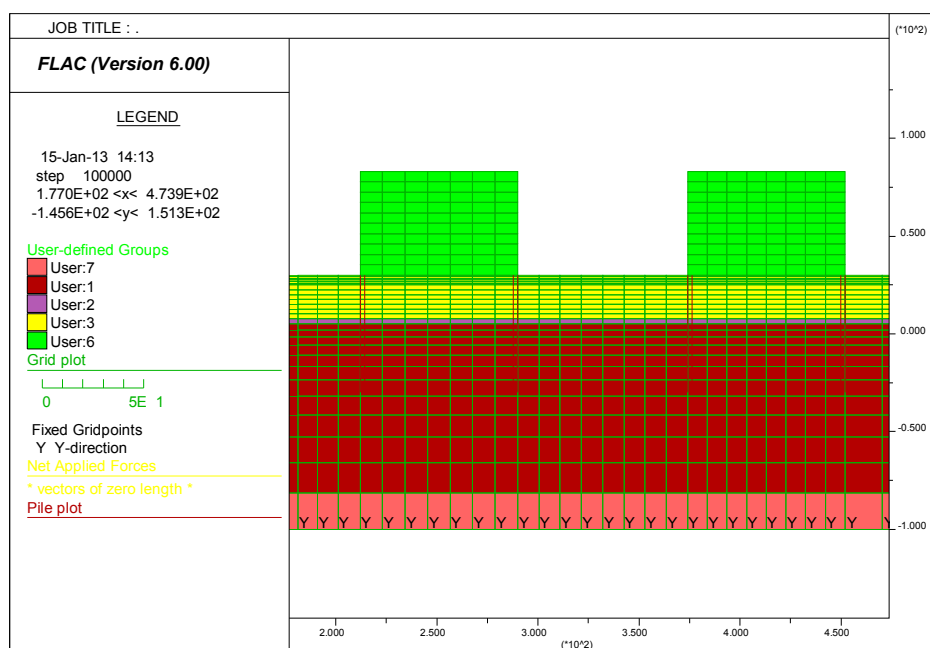


圖 7.5 結構元素模型圖

4. 設定靜態邊界條件進行重力力學平衡

靜態邊界條件為固定左右兩邊土層，只允許縱向變位，底部固定，只允許橫向變位，上部則為自由邊界。接著給予重力，使土體自然產生初始應力，並進行重力力學計算以達到平衡。

5. 施加海水側向力

施加側向靜水壓力，如圖 7.6 所示。

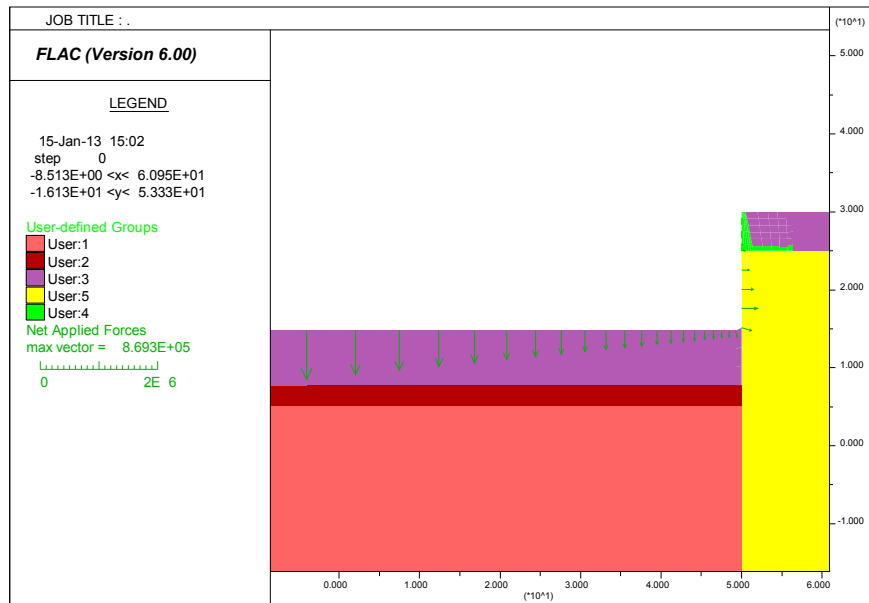


圖 7.6 施加側向靜水壓力

6. 指定Finn-Martin model於飽和砂土以模擬液化情形

當動態-地下水滲流計算模組採用時，FLAC 對於動態荷重所造成孔隙水壓激發，基本上只是考量荷載作用時，孔隙體積改變所造成之孔隙水壓改變，並無法模擬剪力波傳遞所造成之沉陷及孔隙水壓上升現象，其平均孔隙水壓維持定值。然而，事實上對於某些砂土中，在反覆剪力荷重作用下，孔隙水壓會有相當高之增量，在此一過程中可能使元素之有效應力趨近為零，導致液化現象的產生。為模擬孔隙水壓激發之物理現象，Martin 等人於 1975 發展四參數模式，如式(7-13)所示，而 Byrne 於 1991 發展兩參數模式，如式(7-14)所示，上述孔隙水壓激發模式稱之 Finn 模式，於 FLAC 分析時可用以模擬土壤受震後之孔隙水壓激發情形。Finn 模式為應變控制型之孔隙水壓激發模式，考量分析參數於不同階段之可取得性，本研究採用 Byrne 於 1991 發展兩參數模式進行分析，此模式之參數可利用鑽探資料所取得之標準貫入試驗(SPT-N)值，間接獲得 Finn 模式所需之輸入參數，經計算得 C_1 、 C_2 如表 7-1 所示，將可能產生液化之土層，以 Finn 模式進行建置，本研究設定所有砂土層為 Finn 模式，

碼頭模型如圖 7.7 所示。

$$\Delta \varepsilon_{vd} = C_1(\gamma - C_2 \varepsilon_{vd}) + \frac{C_3 \varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4 \varepsilon_{vd}} \quad \dots\dots\dots (7-13)$$

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp\left(-C_2 \frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}\right) \quad \dots\dots\dots (7-14)$$

其中， C_1, C_2, C_3, C_4 為常數； $C_1 = 8.7(N_1)^{-1.25}$ ； $C_2 = \frac{0.4}{C_1}$ ； γ 為反覆剪切應變振幅； $\Delta \varepsilon_{vd}$ 為體積應變增量； ε_{vd} 為體積應變量。

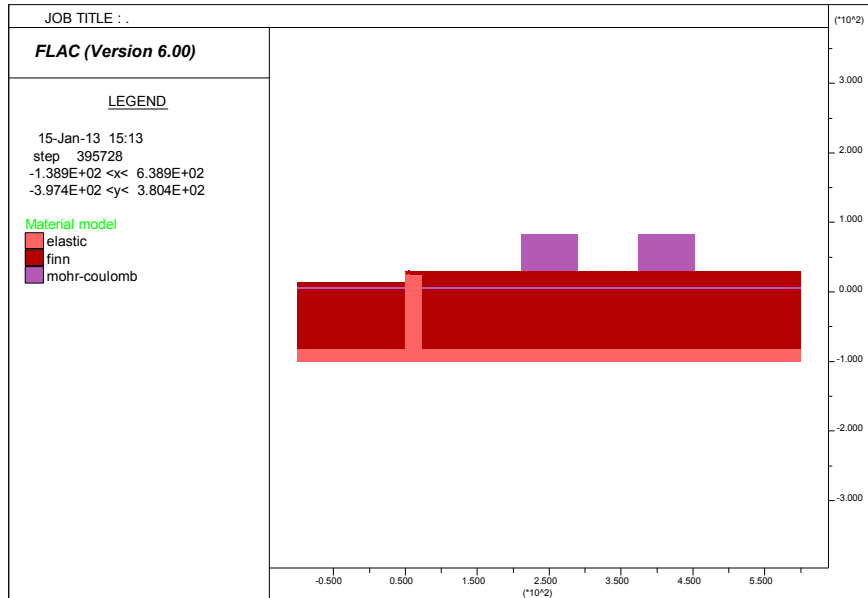


圖7.7 設定Finn model

7. 設定阻尼參數和吸能邊界條件

在動態數值模擬時，須考慮能量的損失，故必須給定力學阻尼，本案例於FLAC程式中使用雷利阻尼(Rayleigh damping)，以矩陣 C 表示，其包含質量阻尼 (M) 和勁度阻尼 (K)，如式(7-15)。而臨界阻尼比之計算如式(7-16)，大地工程材料建議值為 2%~5%，在此選用 5%進行分析。另一輸入參數為共振頻率如式(7-17)，一般介於 6 至 10 之範圍。本研究選用臨界阻尼比為 5%、共振頻率為 6。

$$C = \alpha M + \beta K \dots\dots\dots (7-15)$$

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \dots\dots\dots (7-16)$$

$$f_{\min} = \omega_{\min} / 2\pi \dots\dots\dots (7-17)$$

其中， α 為質量阻尼係數； β 為勁度阻尼係數； ω_i 為角頻率； ξ_i 為臨界阻尼比。

8. 施加動態邊界條件並進行評估

於動力分析時需考慮邊界效應，為使地震波傳遞至邊界時不發生反射波回傳而產生干擾現象，需於分析邊界設置動態邊界條件。動態邊界於 FLAC 分析時可分成兩種，其一為吸能邊界(quiet boundary)，另一為自由場邊界(free-field boundary)。

由於外傳震波傳至邊界，使得反射波回傳進入模型內，進而干擾近域震波之運動。故吸能邊界主要採用足夠大之模型，藉由材料阻尼來消除反射波，但若使用過大之模型，則會造成高數值運算量，計算時間過久的問題。此邊界條件較適合震源位於模型內之動力問題；反之，若當震源位於上下邊界時，吸能邊界則不適用於模型兩側，此將使震波由兩側邊界產生洩漏的問題。

為消除洩漏的問題，可使用自由場邊界條件，其主要採用足夠遠之邊界來消除反射波的影響。優點為對於高阻尼材料，使用相對較小之距離，即可滿足自由場邊界條件；缺點則為對於低阻尼材料，則需使用較大之距離，才可滿足自由場邊界條件，此舉將會導致計算域之模型過大的問題。自由場邊界條件具有保持不反射之性質，強迫模型成為自由場，使得由結構外傳之波適當地被吸收。因為本案例之震源輸入位於下部邊界，故使用自由場邊界為本研究案例分析之動態邊界條件較為妥當。

9. 地震力輸入

動力分析時，以 921 地震實測所得之地震歷時進行分析，並考慮大型儲槽的座落方向，選擇以東西向之地震歷時進行分析，及取影響程度最劇烈之地震歷時區間進行分析，本研究取 5 秒至 45 秒，共 40 秒，如圖 7.8 所示。

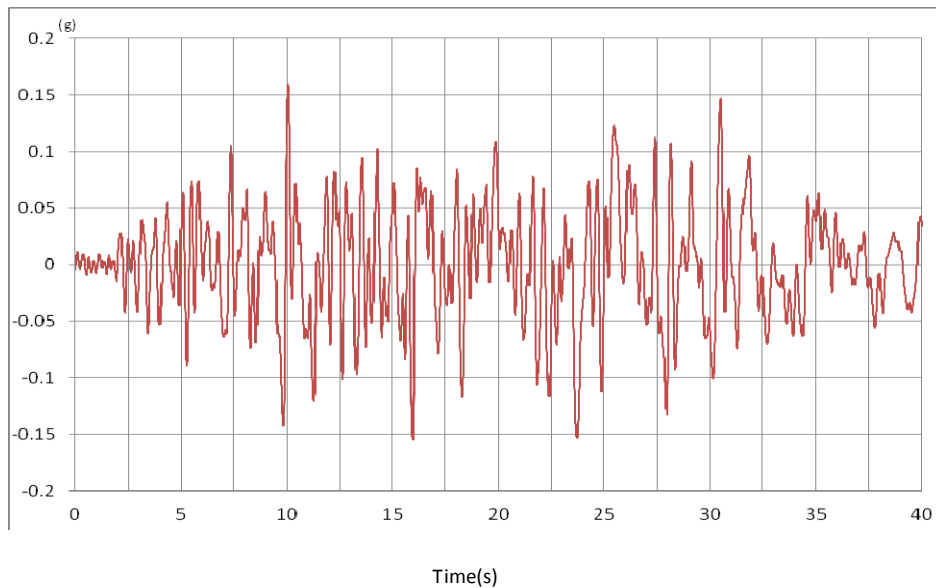


圖 7.8 921 地震加速度歷時曲線

10. 評估結果

(1) 土壤結構互制

土壤結構互制反應可由其有效應力變化與結構反應觀察，圖 7.9 為在受震 40sec 時土壤位移量分佈與結構元素之水平位移量分佈，最大位移發生於基樁頂部，大型儲槽底部也隨之位移，顯示基樁及大型儲槽變位之主因為受周圍土壤變位影響。

圖 7.10 顯示於受震 40sec 時結構元素之彎矩分佈與垂直有效應力分布，兩座大型儲槽之基樁最大彎矩皆發生於地表下約 25m 處，其最大彎矩為 $4.0 \times 10^7 \text{ N}\cdot\text{m}$ ，圖 7.11 為基樁受震 40sec 時軸力分佈，其最大軸力為 5,098kN(510tons)，初步分析顯示考慮孔隙水壓力激發與動力反應下，其結構荷重將顯著增加，但仍小於其極限拉力。

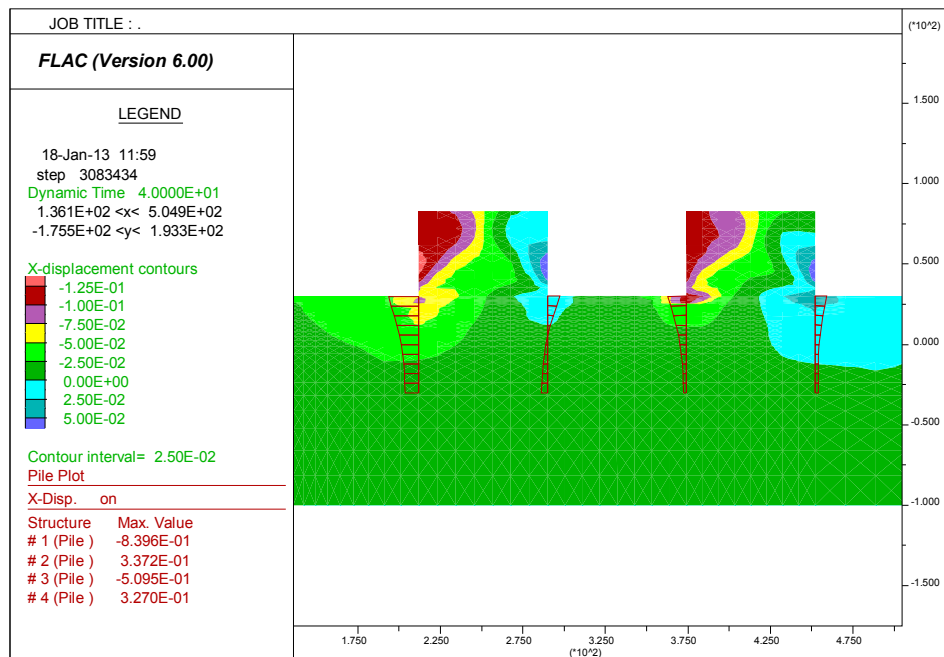


圖 7.9 土壤位移與基樁位移

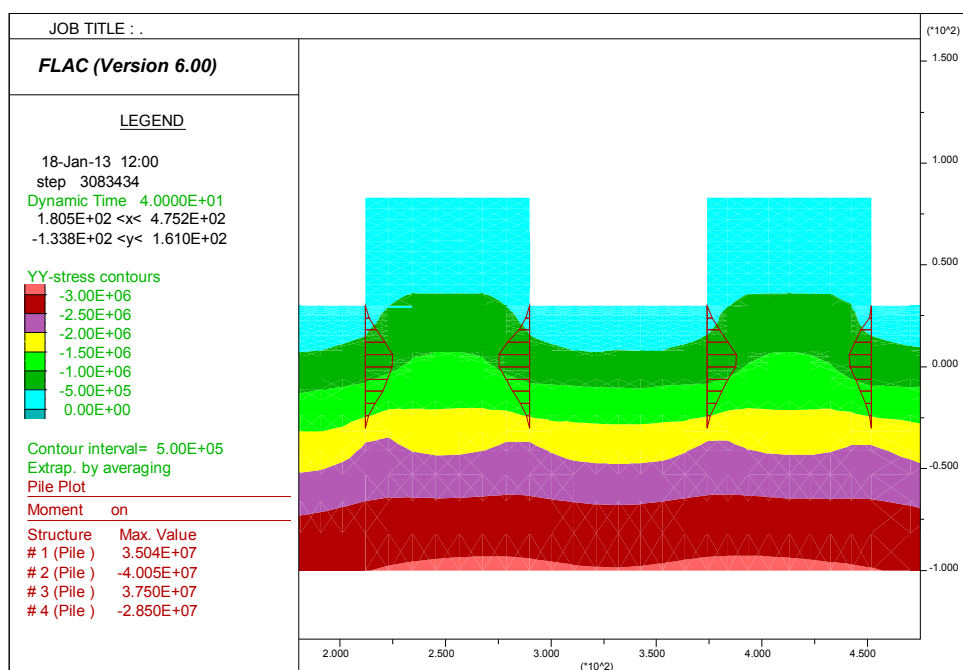


圖 7.10 土壤變形與基樁彎矩分佈

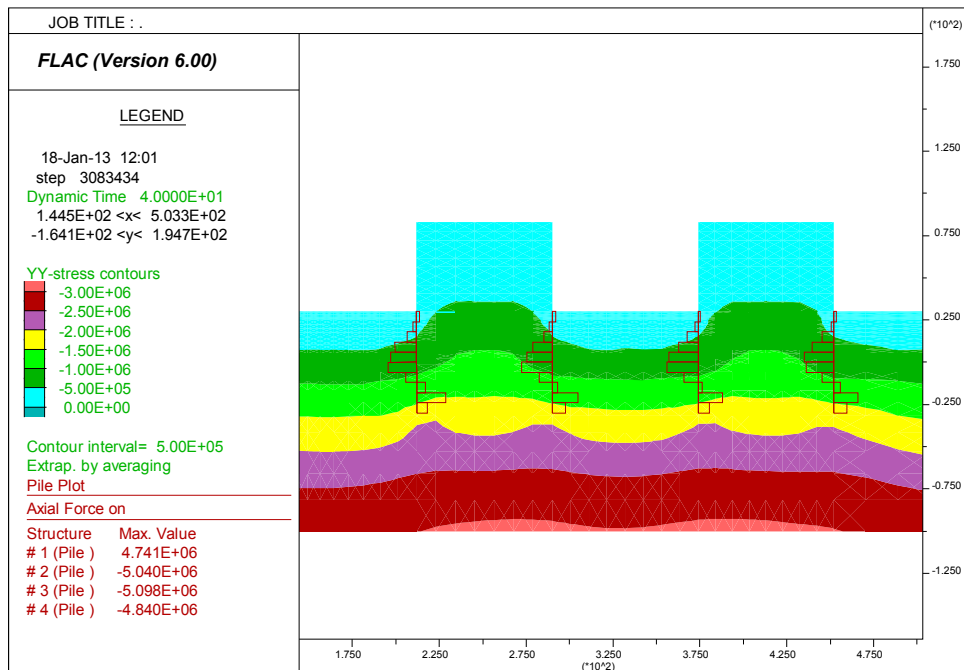


圖 7.11 土壤變形與基樁軸力分佈

(2)大型儲槽受震後之情形

圖 7.12 顯示於受震 40sec 時儲槽垂直沈陷之分布，可知兩個大型儲槽於受震後其皆有沈陷之情形產生，取該兩儲槽頂之剖面分析，如圖 7.13 及 7.14 所示，其沈陷最大處皆發生於圓槽中心位置處，沈陷量最大達 15.2cm。再由圖 7.15 位移向量圖可知，兩大型儲槽呈現中心沈陷並向兩側擴張之變形，地表面則因受兩儲槽之影響而發生隆起之現象。由上可知，本案例之儲槽於受震後將產生明顯之影響。

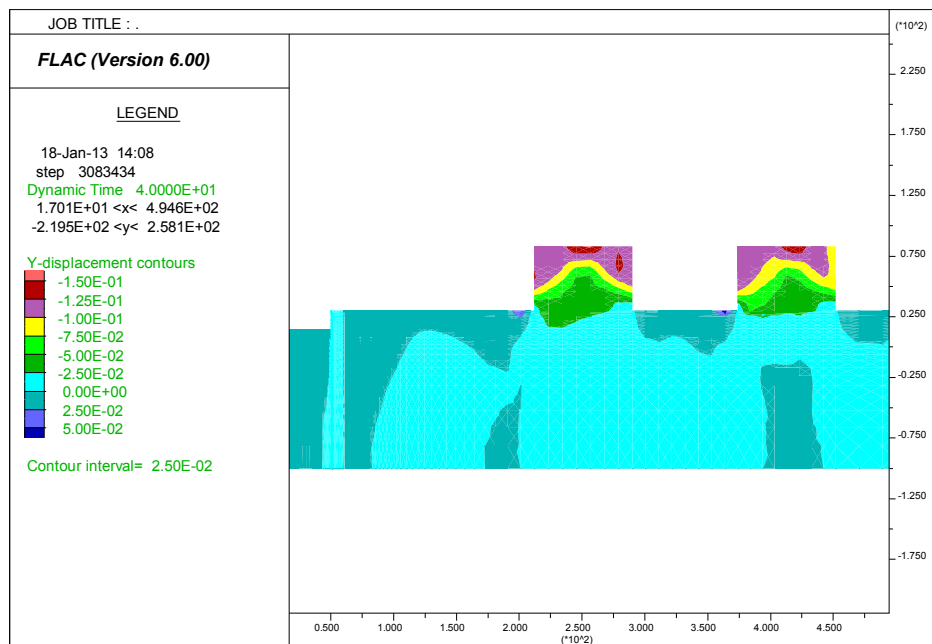


圖 7.12 儲槽垂直變形之分佈

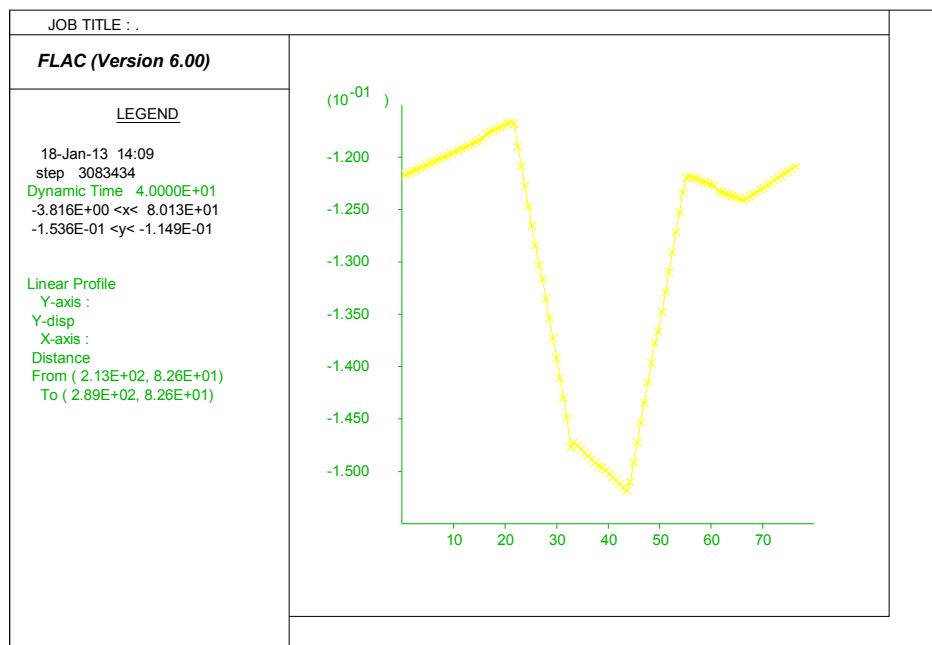


圖 7.13 臨海側儲槽頂垂直變形剖面圖

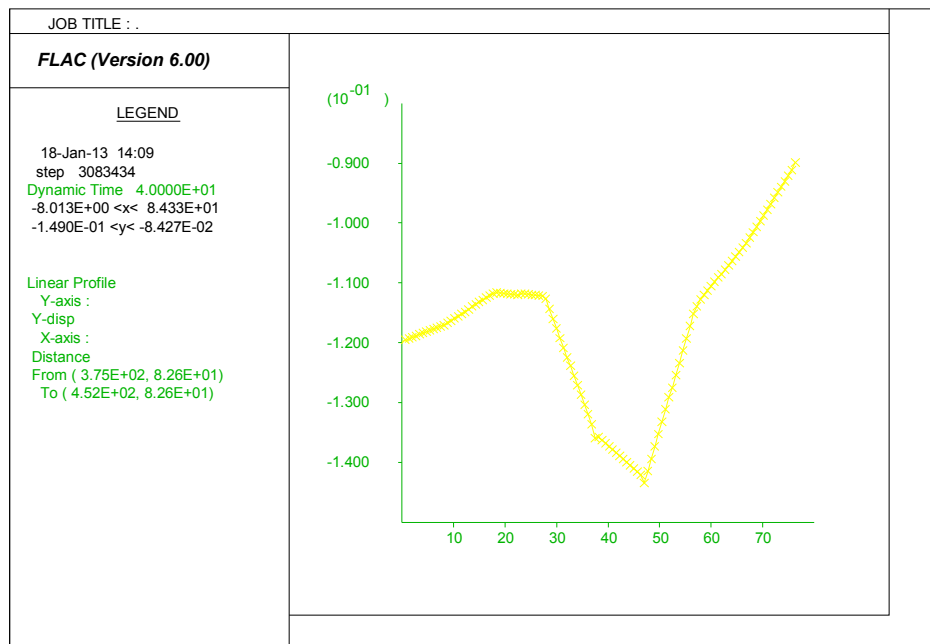


圖 7.14 遠海側儲槽頂垂直變形剖面圖

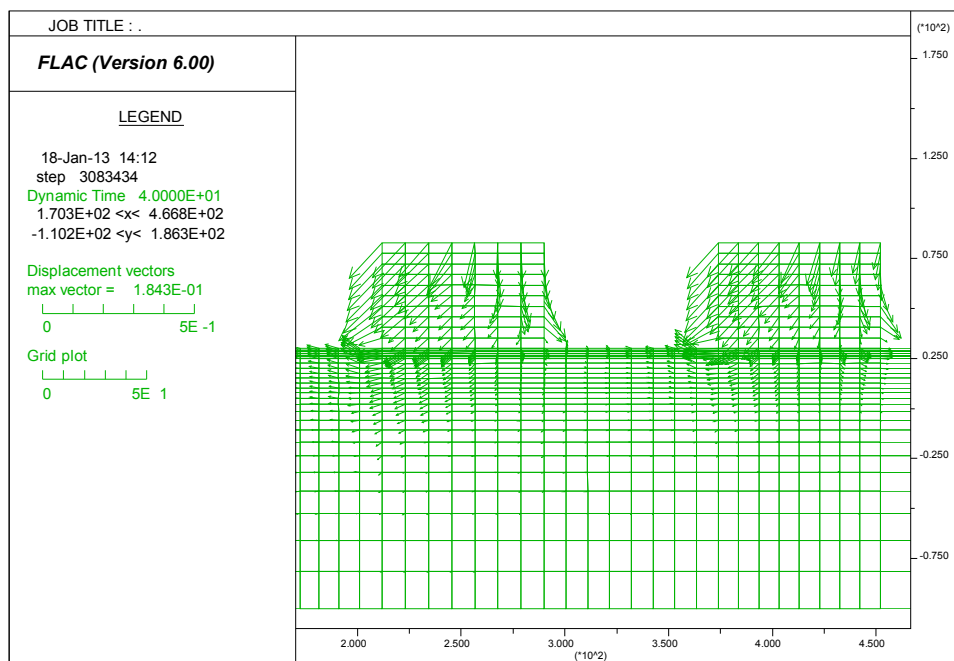


圖 7.15 儲槽受震後之位移向量圖

(3)鋼板樁圓筒式碼頭受震後之情形

圖 7.16 為受震 40sec 時之位移向量圖，其冠牆結構有向海側位移、海床則有地表隆起之現象產生，由圖 7.17 地表面垂直沈陷剖面圖可知，最大垂直沈陷發生於冠牆結構頂處，沈陷量為 0.17cm；圖 7.18 為冠牆結構水平位移剖面圖，最大水平位移處也發生於冠牆結構頂處，位移量為 2.58cm；圖 7.19 為海床面垂直沈陷剖面圖，其值為正，表示海床鄰近碼頭處之地表為隆起之狀態，最大隆起量為 1.8cm。由上可知，港區受震時，大型儲槽對於鋼板樁圓筒式碼頭之影響不大，惟需考慮功能性之影響。

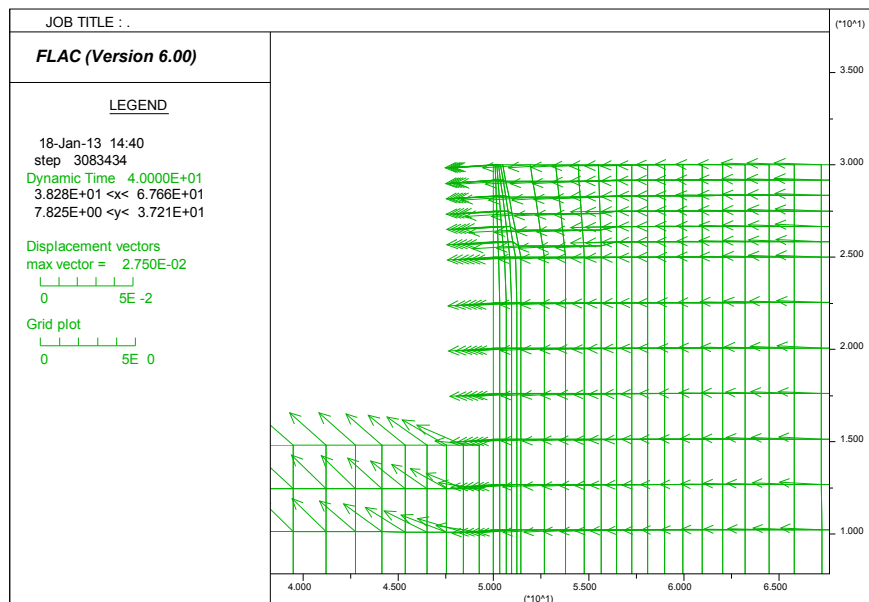


圖 7.16 鋼板樁圓筒式碼頭受震後之位移向量圖

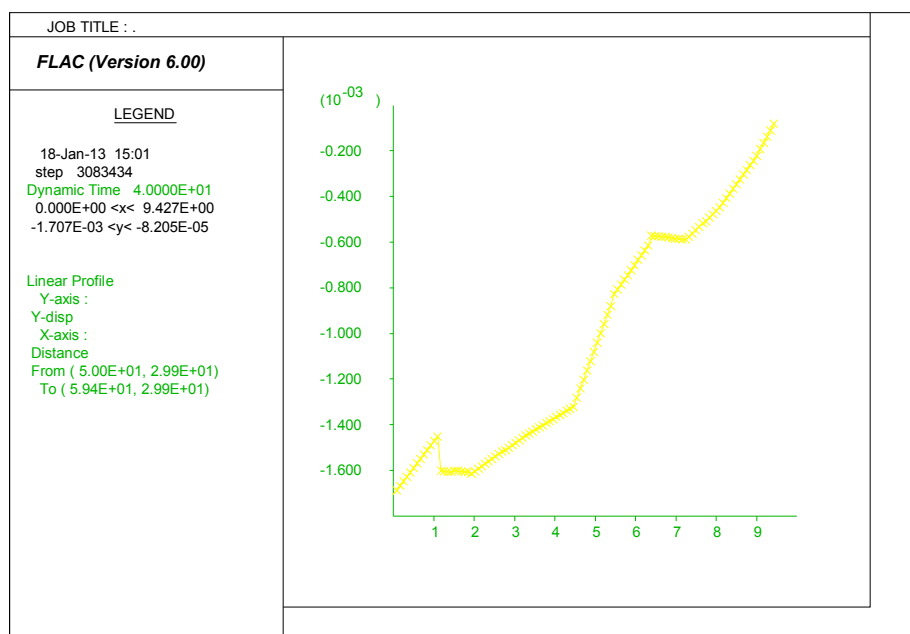


圖 7.17 地表面垂直沈陷剖面圖（Y 軸 0m 處為冠牆結構位置）

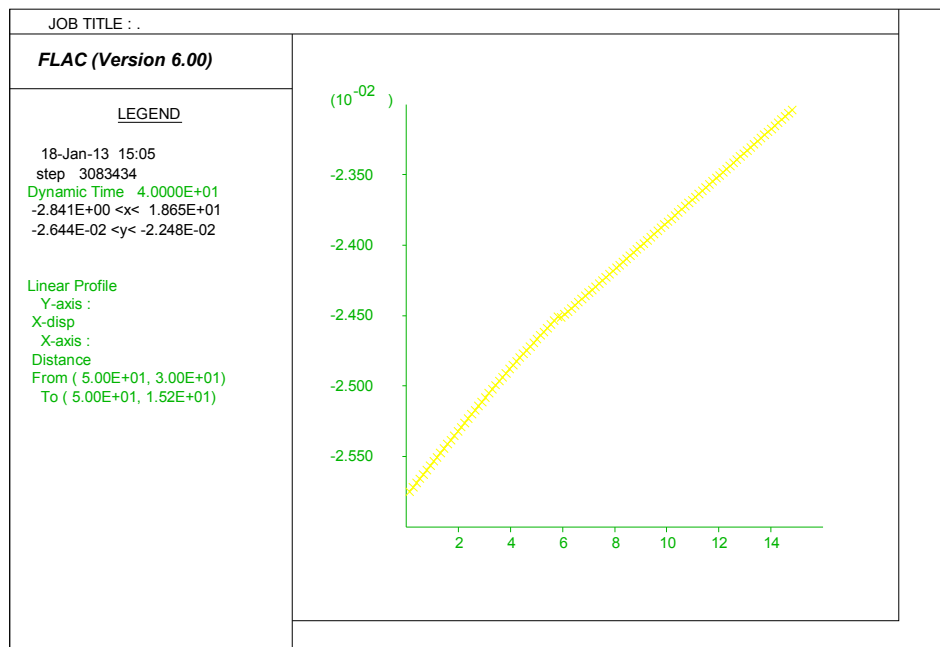


圖 7.18 冠牆結構水平位移剖面圖
（Y 軸 0m 處為冠牆結構頂位置；14m 處為海床面）

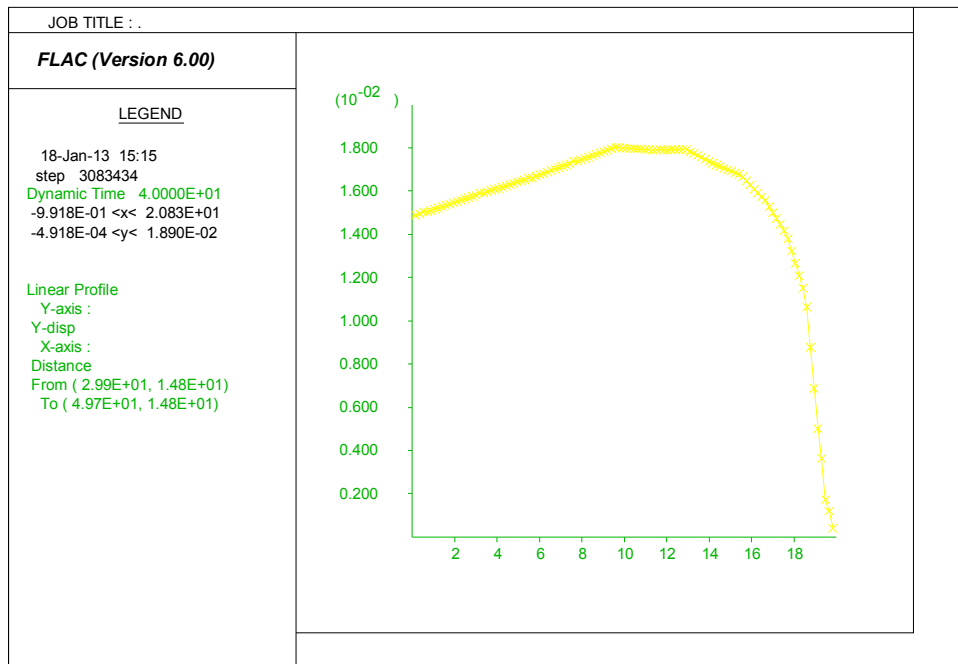


圖 7.19 海床面垂直沈陷剖面圖（Y 軸 19m 處為冠牆結構底位置）

11. 建議

(1)本案例大型儲槽所使用之材料性質，是以假定內儲物及儲槽兩者依其所佔之比例予以換算所得，雖整體之物理性質相當，但於真實受震之狀態下，因內儲物與儲槽兩者之震動頻率不同，而內儲物對於儲槽會有阻尼作用之影響。本案例之數值分析則忽略該作用之影響，致儲槽產生達 15.2cm 之垂直沈陷量，建議可透過試驗或參考相關文獻之資料來驗證內儲物之相關參數據以輸入分析，以得較為合理之結果。

(2)為驗正與改善數值模型，建議後續可進行大型振動台試驗。

第八章 港灣地區地震監測分析

臺灣西海沿岸等港灣地區，其地層大都屬疏鬆軟弱的沖積土層或海埔新生地，土層在強烈地震反復作用及震波從震源深處向上經過軟弱覆土層的振幅放大後，極易產生土壤液化或沉陷，導致碼頭結構物因基礎失去承載力而造成傾斜、位移及倒塌等破壞。港灣碼頭是港區重要設施之一，無論在平時或地震時，曾因疏鬆軟弱之地質因素，發生一些工程災害，其中災害規模較大者，例如民國 88 年集集大地震，臺中港 1-4A 號碼頭，長度約 1,135 公尺，沉箱側移 50-170 公分，碼頭後線背填土壤發生嚴重液化、噴砂、下陷、鐵軌彎曲變形，9-11 號及 13 號碼頭後線亦有噴砂、龜裂、下陷。民國 96 年臺北港東 14 碼頭，岸肩及卸煤機軌道基礎差異沉陷達 15 公分，恐影響未來卸煤機裝置及碼頭結構安全，因此為維護港區設施之安全，設置井下地震之動態水壓監測站及現地碼頭結構監測站對港灣構造物之安全極為重要。

本所港研中心自民國 89 年起陸續於安平港、布袋港、臺中港、臺北港、高雄港及蘇澳港等逐年分別設置完成一組 300 m 深之井下地震及動態孔隙水壓監測站(如表 8-1)，各站井下地震儀陣列於地表、14m、30m、99m 及 297m 共設置 5 部地震儀，監測資料並以自動記錄及傳輸方式至本所港研中心之地震伺服器儲存與分析(賴聖耀，2007)。除了於各港區設置井下地震及動水壓監測站外，並於民國 98 年起分別於高雄港及臺北港分別設置一組現地碼頭地震監測站，用以進行監測港區碼頭結構物受地震後之結構反應，並以實測地震資料來修正數值模擬分析。

本章係以港區地震站歷年監測所得之地震紀錄進行震波特性、地層放大效應、動態孔隙水壓變化、港區之場址效應及地層下陷等之相關性分析，併將分析資料彙整建置成資料庫，以提供碼頭結構物設計及港區地震工程研究之參考與應用。

8.1 地震及動態水壓監測系統

由於地震在鬆軟地層之放大效應，悠關港灣構造物之安全甚巨，為了瞭解地震時，地層中震波之傳遞特性，鑽數口井至各個地層，分別於最深之堅硬地盤及不同深度之軟弱土層，分層安置埋入型地震計分層監測，以瞭解港區地層之地震放大效應。本研究分層設計深度規劃大致為 GL-0m、GL-15m、GL-30m、GL-100m、GL-300m，唯實際埋設深度乃依現地土層變化狀況而調整。

另在強烈地震之反復作用下，土壤之孔隙水壓之逐漸上升，是土壤發生液化之主要因素，因此地震時動態水壓之監測，對港灣構造物之安全極為重要。動態水壓即時監測系統，用以監測地震時淺層動態水壓之即時變化，本研究分層設計深度規劃為 GL-3m、GL-6m、GL-10m、GL-15m、GL-30m，唯實際埋設深度依現地土層變化狀況而調整。

表 8-1 各港區設置井下地震儀資料表

測 站	設置位置	經緯度(度)	儀器深度	設置日期
安平港	8 號碼頭空地	經度 22.980 緯度 120.177	201m	89 年
臺中港	26 號碼頭空地	經度 24.273 緯度 120.520	283m	90 年
布袋港	砂石碼頭空地	緯度 23.375 緯度 120.133	300m	90 年
臺北港	大樓前花圃	經度 25.151 緯度 121.393	297m	91 年
高雄港	船舶管理中心花圃	緯度 22.5985 緯度 120.2829	292m	92 年
蘇澳港	棧埠所對面	經度 24.5909 緯度 121.863	35m	93 年
臺中火力電廠	圍牆外側綠地	緯度 24.206 緯度 120.486	200m	94 年

本節以臺北港及高雄港地震監測結果作為分析釋例，臺北港井下地震儀監測站於民國 91 年底完成，井下地震儀陣列設置於地表、-14m、-30m、-99m 及-297m 共設置 5 部地震儀，如圖 8.1 所示。監測期間雖未有強震之觀測資料，但是小規模地震卻常發生，臺北港地震站自 2007 至 2011 年擷取之地震觀測資料，彙整經中央氣象局定位之地震紀錄規模 4.4 以上，且較完整之地震資料共 29 個，如表 8-2，8-3，其中以 2008 年 6 月 2 日地震規模 5.8 之地表加速度 21gal 為最大，各深度之最大加速度如表 8-4 所示。

高雄港井下地震儀監測站於民國 92 年底完成，監測站之地層構造及地震計、水壓計埋設深度示意圖，如圖 8.2 所示。井下地震儀陣列於地表、15m、30m、100m 及 293m 共設置 5 部井下地震儀，2007 年至 2010 年間擷取之地震觀測資料，就規模 4.3 以上較完整之資料共 43 個如表 8-5 所示。

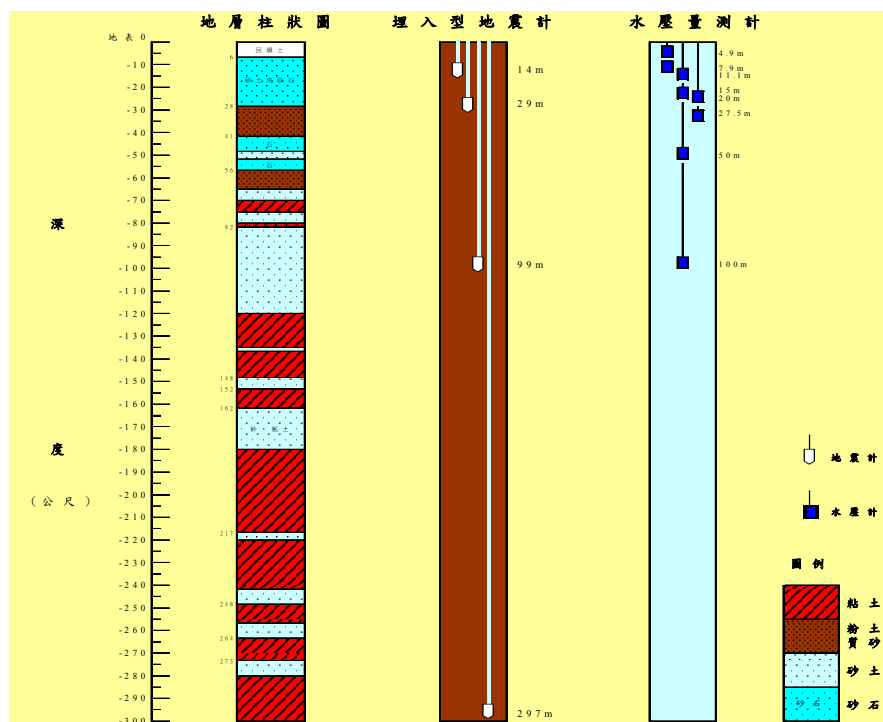


圖 8.1 臺北港井下地震及動態水壓監測站示意圖

表 8-2 臺北港 2007~2009 年井下地震觀測資料

編號	發震時間(臺北時間)	震央位置		深度 (km)	規模 (M _L)
		北緯(度)	東經(度)		
1	2007-10-11; 11:05:01.70	24.75	121.85	80	5.2
2	2007-10-17; 22:40:00.00	23.50	121.61	42.1	5.4
3	2007-11-08; 06:54:13.80	24.97	122.32	16.8	4.9
4	2007-11-12; 18:24:42.20	24.47	121.86	22.6	4.4
5	2007-11-15; 09:50:31.20	24.06	121.48	21.6	4.5
6	2007-11-29; 05:05:13.70	24.78	121.98	69.1	5.4
7	2008-06-02; 00:59:23.70	24.86	121.79	92.3	5.8
8	2008-09-09; 15:43:13.30	24.61	122.63	103.8	5.9
9	2008-09-10; 19:55:34.70	25.13	122.25	16.8	4.6
10	2008-12-02; 11:16:53.30	23.28	121.6	31.7	5.7
11	2008-12-08; 05:18:37.20	23.84	122.17	35.1	5.9
12	2009-01-04; 06:05:14.00	24.15	121.73	7.5	5.1
13	2009-04-17; 20:37:49.40	23.92	121.68	43.4	5.3
14	2009-05-15; 22:31:45.00	24.18	121.77	11.8	4.6
15	2009-07-14; 02:06:14.00	24.02	122.22	18.1	6.0
16	2009-07-26; 14:11:56.00	23.68	120.99	13.3	5.4
17	2009-08-17; 08:06:56.00	23.37	123.88	43.3	6.8
18	2009-10-04; 01:36:42.00	23.70	121.60	15.3	6.3
19	2009-11-05; 17:33:34.00	23.79	120.72	24.1	6.2
20	2009-12-19; 21:02:49.00	23.79	121.66	43.8	6.9

表 8-3 臺北港 2010 年井下地震觀測資料

編號	發震時間(臺北時間)	震央位置		深度 (km)	規模 (M _L)
		北緯(度)	東經(度)		
1	2010-03-04; 08:20:10.00	22.97	120.71	22.6	6.4
2	2010-04-26; 11:01:43.00	22.15	123.74	73.4	6.8
3	2010-06-27; 02:06:16.00	24.65	121.56	68	5.1
4	2010-07-09; 03:44:16.00	24.35	122.04	19.3	5.3
5	2010-07-18; 21:03:24.70	24.00	122.44	24.3	5.2
6	2010-08-30; 16:45:11.20	24.95	122.21	15.0	5.2
7	2011-02-01; 16:16:31.50	24.21	121.8	18.3	5.5
8	2011-04-30; 16:35:38.40	24.65	121.81	75	5.8
9	2011-12-08; 06:07:01.20	24.54	121.53	61	4.4

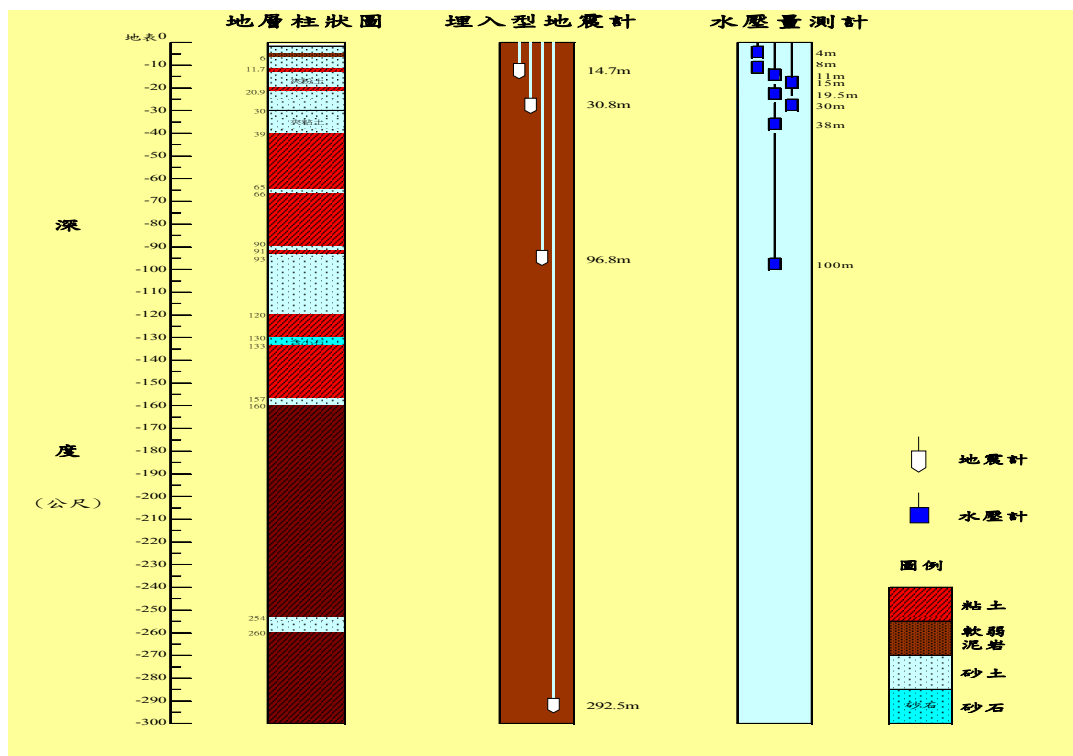


圖 8.2 高雄港井下地震及動態水壓監測站示意圖

表 8-4 臺北港 2008 年地震站各深度最大加速度表

臺北港地震監測站各頻道最大加速度值 (2008年6~9月份-共2筆)

編號：97041 深度(公里)：92.3 km 規模：5.8			編號：97073 深度(公里)：103.8 km 規模：5.9		
地震時間：2008-06-02; 00:59:23.70			地震時間：2008-09-09; 15:43:13.30		
記錄時間：2008-06-02; 00:59:40.00			記錄時間：2008-09-09; 15:43:53.00		
震央位置：北緯(度) 24.9 東經(度) 121.8			震央位置：北緯(度) 24.61 東經(度) 122.63		
相對位置：宜蘭市地震站北偏東方11.30公里			相對位置：宜蘭蘇澳地震站東方78.4公里		
頻道(方向)	儀器深度	(gal)	頻道(方向)	儀器深度	(gal)
1(南北)	地表	21.13	1(南北)	地表	4.13
2(東西)	地表	12.83	2(東西)	地表	3.24
3(垂直)	地表	6.91	3(垂直)	地表	2.23
4(南北)	14m	14.27	4(南北)	14m	1.88
5(東西)	14m	6.93	5(東西)	14m	2.11
6(垂直)	14m	4.58	6(垂直)	14m	1.65
7(南北)	30m	6.23	7(南北)	30m	1.08
8(東西)	30m	9.18	8(東西)	30m	2.01
9(垂直)	30m	-	9(垂直)	30m	-
10(南北)	99m	7.32	10(南北)	99m	0.86
11(東西)	99m	2.11	11(東西)	99m	0.56
12(垂直)	99m	1.86	12(垂直)	99m	0.31
13(南北)	297m	1.58	13(南北)	297m	-
14(東西)	297m	1.67	14(東西)	297m	0.52
15(垂直)	297m	1.84	15(垂直)	297m	-

臺北港地震監測站各頻道最大加速度值 (2008年12月份-共2筆)

編號：97094 深度(公里)：31.7 km 規模：5.7			編號：97096 深度(公里)：35.1km 規模：5.9		
地震時間：2008-12-02; 11:16:54.20			地震時間：2008-12-08; 05:18:37.20		
記錄時間：2008-12-02; 11:17:31.00			記錄時間：2008-12-08; 05:19:03.00		
震央位置：北緯(度) 23.3 東經(度) 121.5			震央位置：北緯(度) 23.85 東經(度) 122.20		
相對位置：花蓮玉里地震站東方18.5公里			相對位置：花蓮市地震站東偏南方60.9公里		
頻道(方向)	儀器深度	(gal)	頻道(方向)	儀器深度	(gal)
1(南北)	地表	2.98	1(南北)	地表	3.25
2(東西)	地表	2.33	2(東西)	地表	2.00
3(垂直)	地表	1.42	3(垂直)	地表	1.23
4(南北)	14m	1.50	4(南北)	14m	1.58
5(東西)	14m	1.66	5(東西)	14m	1.57
6(垂直)	14m	1.29	6(垂直)	14m	0.91
7(南北)	30m	2.31	7(南北)	30m	0.73
8(東西)	30m	-	8(東西)	30m	-
9(垂直)	30m	0.11	9(垂直)	30m	0.00
10(南北)	99m	0.48	10(南北)	99m	0.47
11(東西)	99m	0.67	11(東西)	99m	0.61
12(垂直)	99m	0.26	12(垂直)	99m	0.28
13(南北)	297m	0.38	13(南北)	297m	-
14(東西)	297m	-	14(東西)	297m	-
15(垂直)	297m	-	15(垂直)	297m	-

8.2 井下地震監測分析

為瞭解地震波於臺北港區之放大特性，茲以臺北港 2008 年間監測振幅較大資料為例，如圖 8.3 至圖 8.4 所示，分別為 2003 年 6 月 10 日及 2008 年 6 月 2 日地震歷時圖之南北向(SN)各深度之尖峰加速度，由 297m 上傳至地表時，其振幅有明顯放大。

高雄港區之放大特性，以振幅較大之 2006 年 12 月 26 日恆春地震歷時圖，如圖 8.5 所示。

為探討及臺北、臺中及高雄港震波放大特性，本節將臺北港 2003 年 17 組地震之各深度之最大加速度正規化，即將各深度之最大加速度除以地表之最大加速度。並加以統計迴歸分析，正規化之最大加速度隨深度變化之迴歸分析結果，如圖 8.6a 及圖 8.6b 所示。高雄港自 2003 至 2008 年採較完整之 28 個地震資料進行各深度之最大加速度正規化，如圖 8.7 及圖 8.8 所示，各港分析結果迴歸函數如下列所示(賴聖耀，2007)：

臺北港最大加速度之正規化值隨深度變化之迴歸分析結果，分別如下：

$$\text{南北向：正規化加速度}=\exp(-0.16*(\text{深度})^{0.38})\dots\dots\dots(8-1a)$$

$$\text{東西向：正規化加速度}=\exp(-0.21*(\text{深度})^{0.32})\dots\dots\dots(8-1b)$$

$$\text{垂直向：正規化加速度}=\exp(-0.22*(\text{深度})^{0.28})\dots\dots\dots(8-1c)$$

臺中港最大加速度之正規化值隨深度變化之迴歸分析結果，分別如下：

$$\text{南北向：正規化加速度}=\exp(-0.20*(\text{深度})^{0.30})\dots\dots\dots(8-2a)$$

$$\text{東西向：正規化加速度}=\exp(-0.24*(\text{深度})^{0.25})\dots\dots\dots(8-2b)$$

$$\text{垂直向：正規化加速度}=\exp(-0.10*(\text{深度})^{0.45})\dots\dots\dots(8-2c)$$

高雄港最大加速度之正規化值隨深度變化之迴歸分析結果，分別如下：

$$\text{南北向：正規化加速度} = \exp(-0.146 * (\text{深度})^{0.404}) \dots\dots\dots (8-3a)$$

$$\text{東西向：正規化加速度} = \exp(-0.147 * (\text{深度})^{0.401}) \dots\dots\dots (8-3b)$$

$$\text{垂直向：正規化加速度} = \exp(-0.230 * (\text{深度})^{0.276}) \dots\dots\dots (8-3c)$$

由地震波放大倍率與最大加速度之研究可發現，臺北港震波放大倍率約於 3-5 倍之間，平均約為 4 倍，如圖 8.9。臺中港震波放大倍率約於 2-5 倍之間，平均約為 3 倍。高雄港震波放大倍率約於 3-7 倍之間，平均約為 4.5 倍，如圖 8.10；由此可見高雄港區淺層地層最為疏鬆軟弱，且與深層地層之軟硬比最大，臺北港次之，臺中港最小。

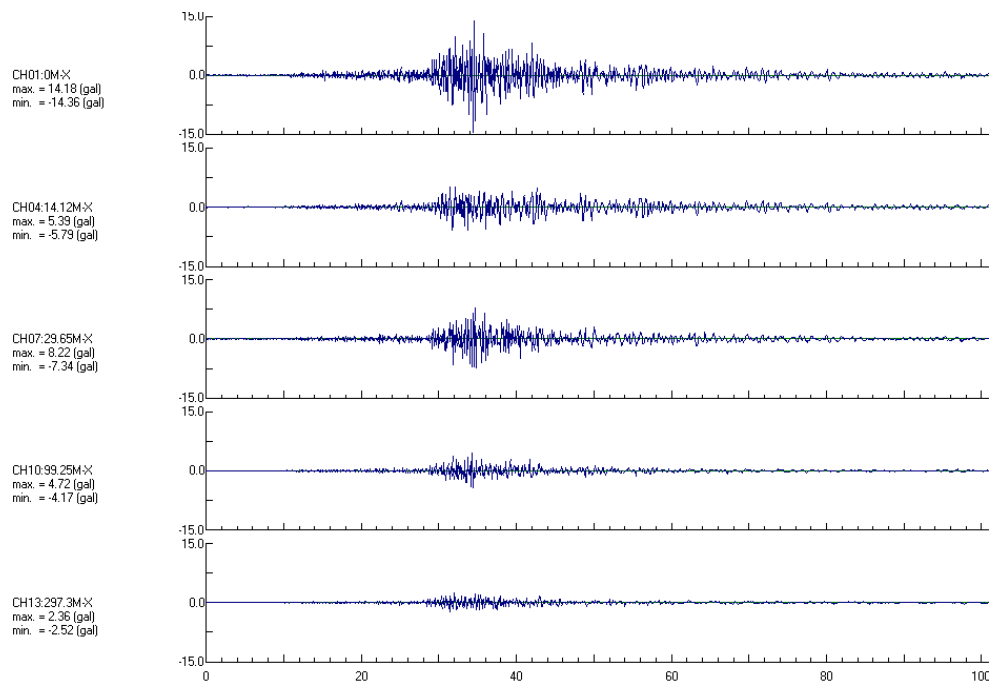


圖 8.3 臺北港 2003 年 6 月 10 日 16 時 41 分地震波(南北向)

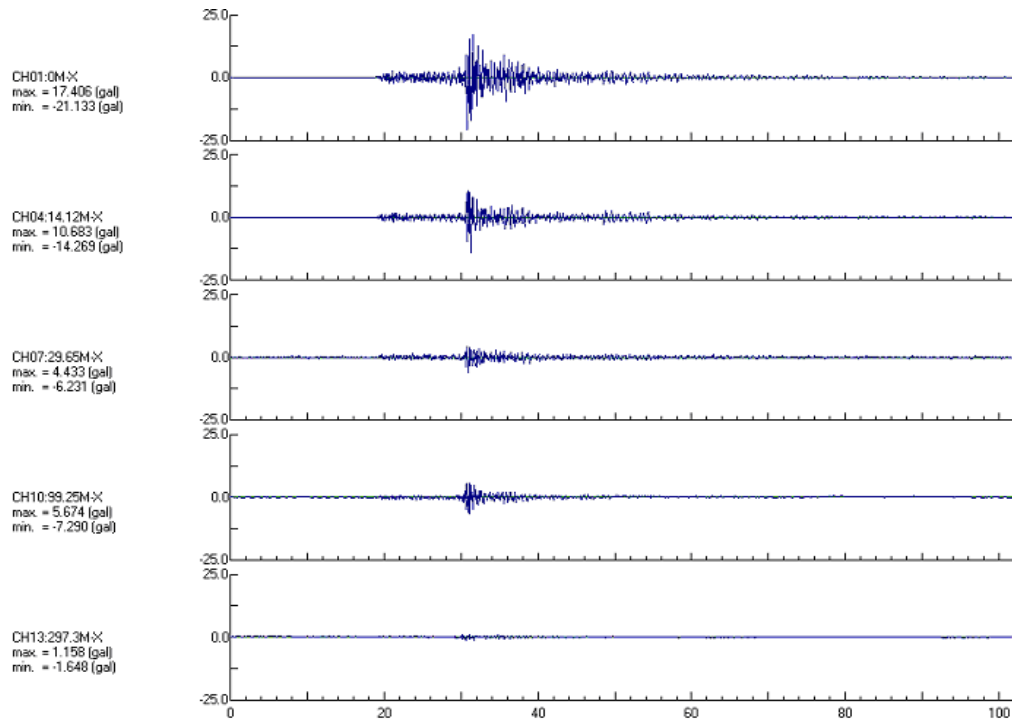


圖 8.4 臺北港 2008 年 6 月 2 日 00 時 59 分地震波(南北向)

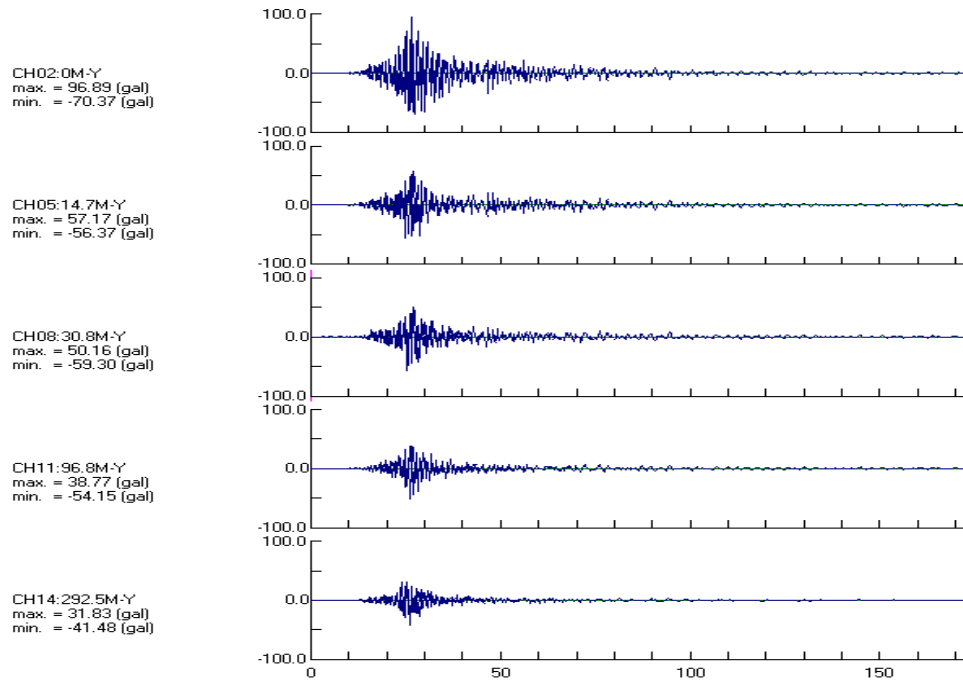


圖 8.5 高雄港 2006 年 12 月 26 日 20 點 34 分地震波(東西向)

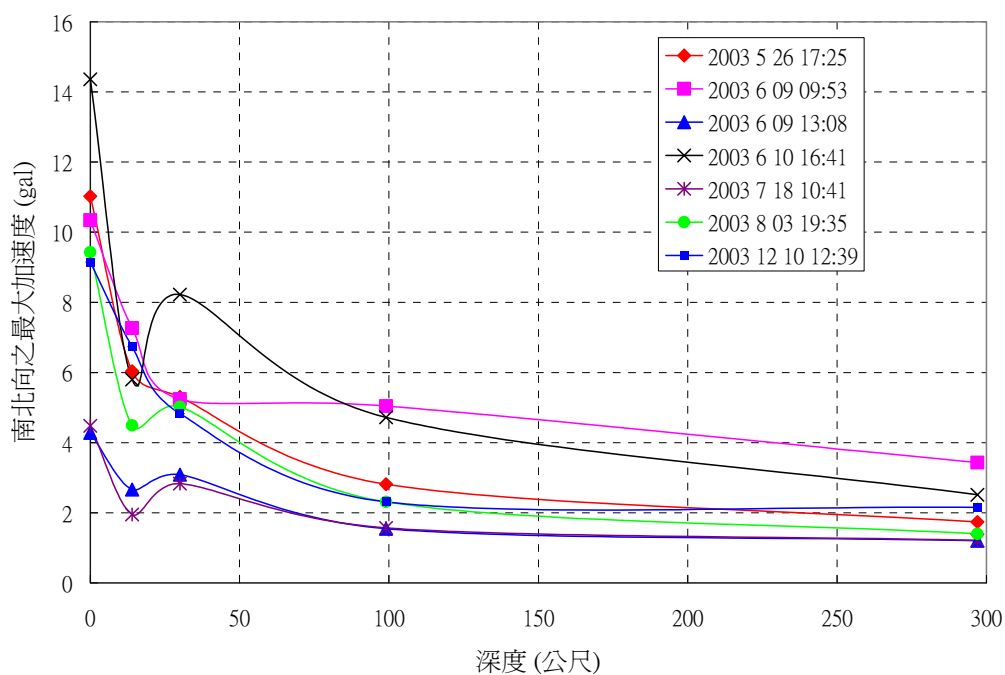


圖 8.6a 臺北港井下地震儀南北向之最大地表加速度隨深度變化圖

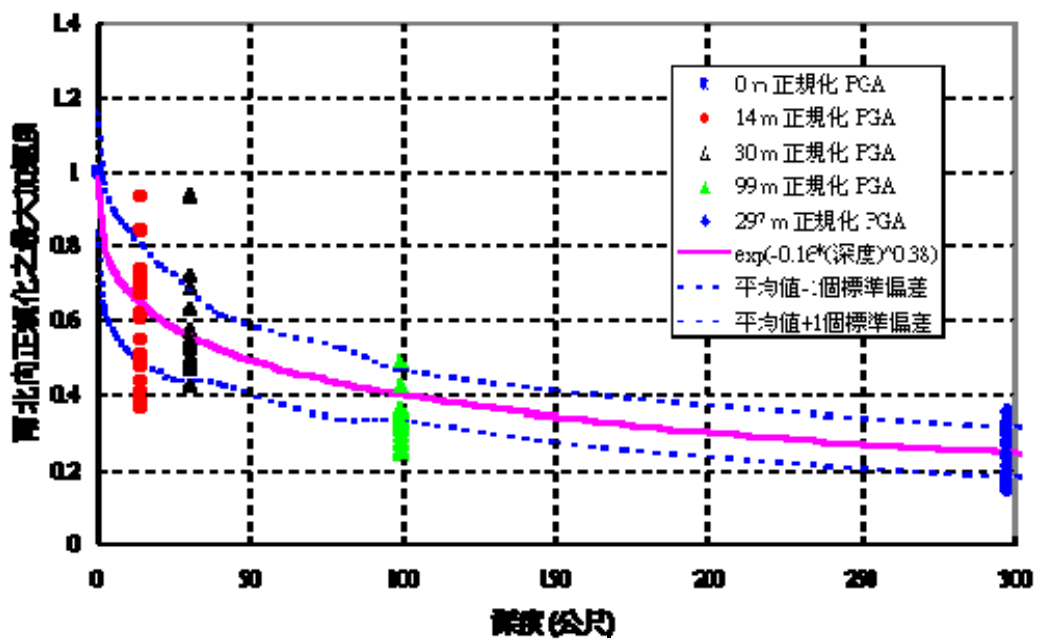


圖 8.6b 臺北港井下地震儀南北向最大加速度正規化後隨深度變化圖

表 8-5a 高雄港 2007~2008 年井下地震資料之規模、震央與震源深度

編號	監測時間(臺北時間)	震央位置		深度 (km)	規模(M _L)
		緯度	經度		
1	2007-01-25; 18:59:47.00	22.63	122.03	25.8	6.2
2	2007-02-19; 05:05:33.00	21.79	120.40	44.3	5.1
3	2007-06-24; 22:39:04.00	22.79	120.46	25.4	3.8
4	2007-07-03; 15:18:40.00	22.4	120.15	29.2	3.9
5	2007-08-09; 08:56:19.00	22.65	121.08	5.5	5.7
6	2007-10-17; 22:40:00.00	23.5	121.61	42.1	5.4
7	2007-10-19; 22:25:39.00	22.96	120.63	18.7	4.3
8	2007-10-22; 03:57:56.00	22.96	120.63	17.8	4.1
9	2007-12-05; 09:42:08.00	23.07	121.19	11.3	5.1
10	2008-02-18; 04:33:36.00	23.31	121.46	28.3	5.4
11	2008-03-05; 01:32:09.00	23.21	120.70	11.3	5.2
12	2008-03-05; 06:43:03.00	23.21	120.71	12.0	4.6
13	2008-04-14; 23:40:22.00	22.83	121.33	27.2	5.1
14	2008-04-24; 02:29:19.00	22.87	121.68	11.1	5.6
15	2008-04-24; 06:05:01.00	22.83	121.69	13.3	5.2
16	2008-04-25; 22:34:03.00	22.32	120.23	27.0	3.8
17	2008-05-01; 03:22:56.00	21.82	120.38	38.4	4.6
18	2008-05-14; 02:28:20.00	22.77	121.04	7.0	5.0
19	2008-06-15; 07:29:41.00	22.90	120.59	16.9	4.8
20	2008-07-03; 08:06:06.00	23.19	120.67	15.1	4.3
21	2008-10-31; 06:25:46.00	23.07	120.23	16.0	4.0
22	2008-10-31; 16:38:37.00	23.07	120.22	15.4	4.6
23	2008-12-02; 11:17:36.00	23.28	121.60	29.8	6.0
24	2008-12-08; 05:19:42.00	23.80	122.20	35.1	5.9
25	2008-12-23; 08:04:55.00	22.95	120.57	17.1	5.3

表 8-5b 高雄港 2009~2010 年井下地震資料之規模、震央與震源深度

編號	監測時間(臺北時間)	震央位置		深度 (km)	規模(M _L)
		緯度	經度		
1	2009-01-02; 09:40:28.00	21.65	119.91	65.1	5.1
2	2009-06-22; 18:48:59.00	23.42	120.42	8.6	4.5
3	2009-08-17; 08:06:47.00	23.37	123.88	43.3	6.8
4	2009-10-04; 01:36:40.00	23.65	121.58	29.2	6.1
5	2009-10-11; 14:42:36.00	21.93	120.63	42.0	5.0
6	2009-10-18; 20:16:15.00	23.02	120.58	20.2	4.0
7	2009-11-05; 17:33:33.00	23.79	120.72	24.1	6.2
8	2009-11-05; 19:35:03.00	23.77	120.76	24.0	5.7
9	2010-01-09; 07:40:40.00	22.61	120.58	34.2	4.4
10	2010-01-10; 11:25:06.00	22.48	121.33	84.9	4.8
11	2010-01-19; 14:10:25.00	23.8	121.67	37.3	5.6
12	2010-02-07; 14:11:33.00	23.33	123.77	88.0	6.6
13	2010-03-04; 08:19:06.00	22.97	120.71	22.6	6.4
14	2010-03-04; 16:16:29.00	22.96	120.93	19.0	5.7
15	2010-07-25; 11:52:34.00	22.84	120.69	19.6	5.7
16	2010-09-24; 11:52:34.01	22.52	120.4	35.6	4.1
17	2010-11-12; 23:39:23.00	23.21	120.41	17.5	5.2
18	2010-11-21; 20:32:46.00	23.85	121.69	46.9	6.1

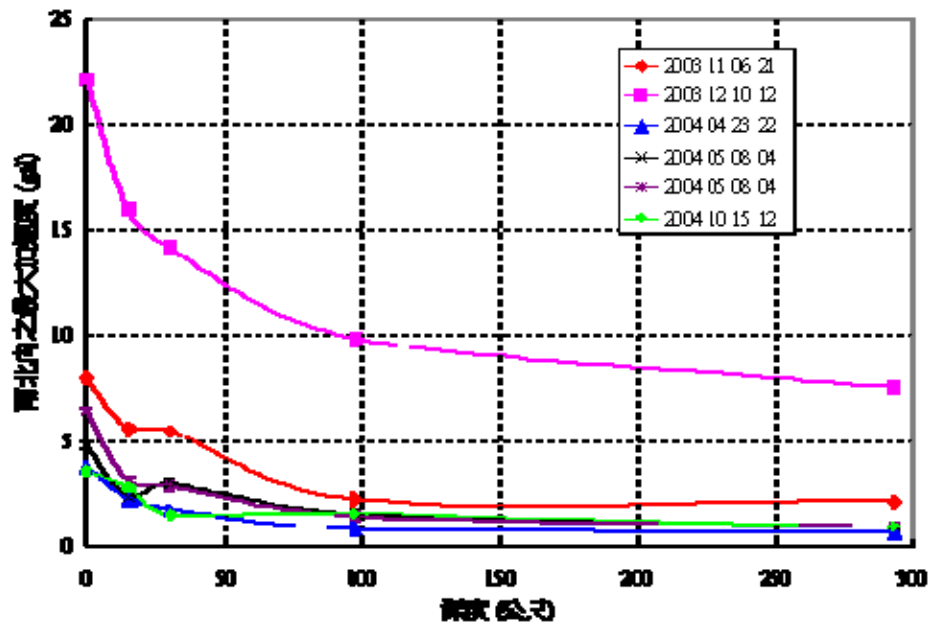


圖 8.7 高雄港井下地震儀南北向之最大地表加速度隨深度變化圖

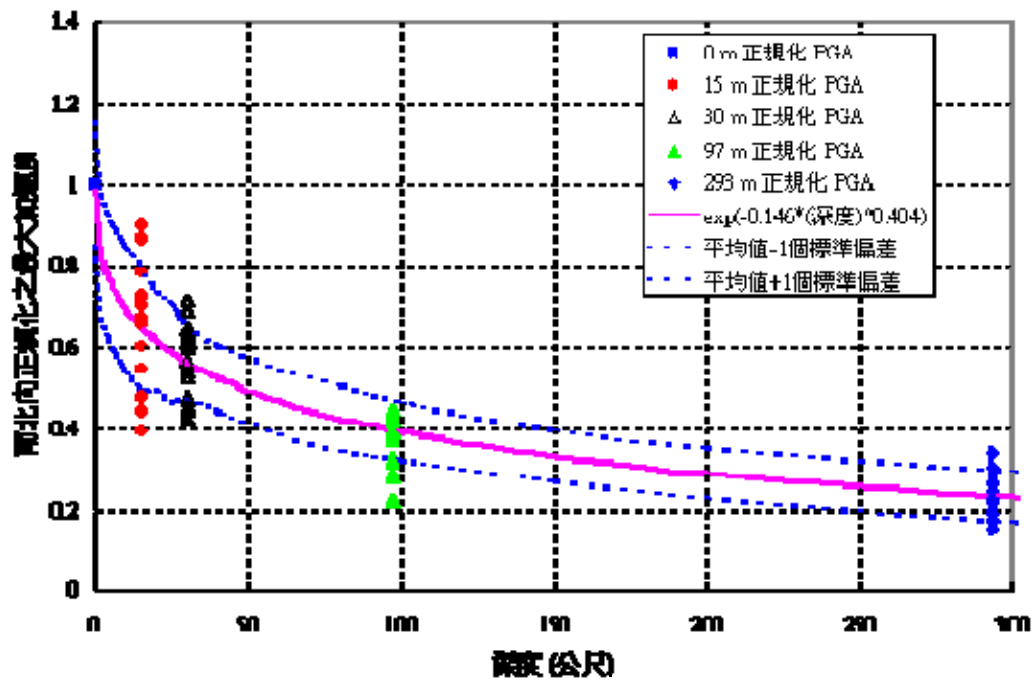


圖 8.8 高雄港井下地震儀南北向最大加速度正規化後隨深度變化圖

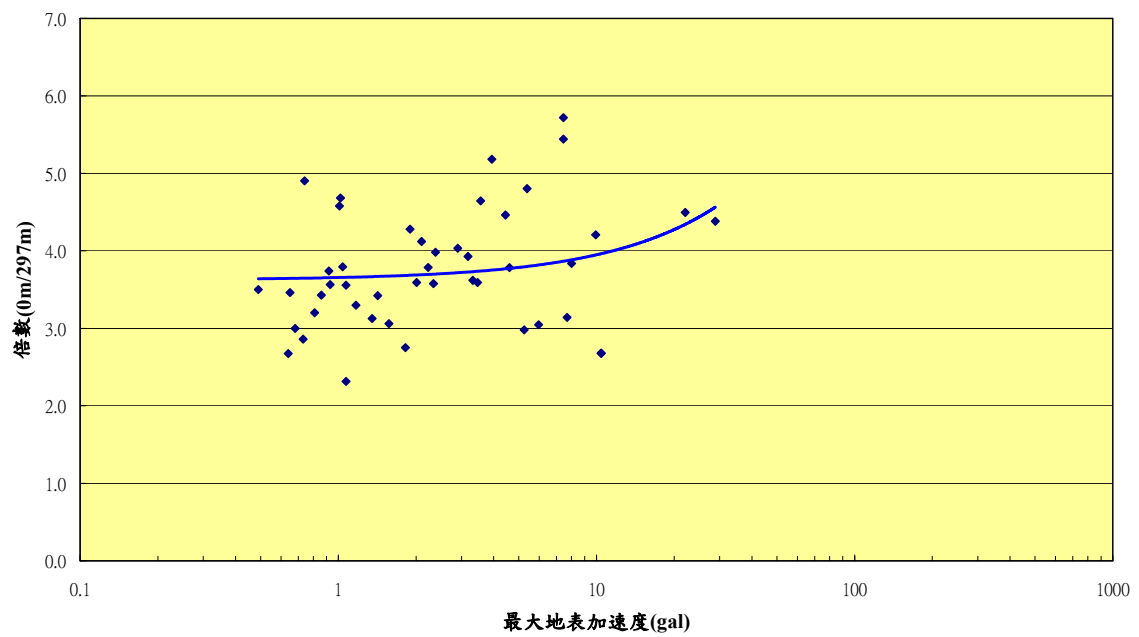


圖 8.9 臺北港井下地震站震波放大倍率與最大地表加速度比較圖

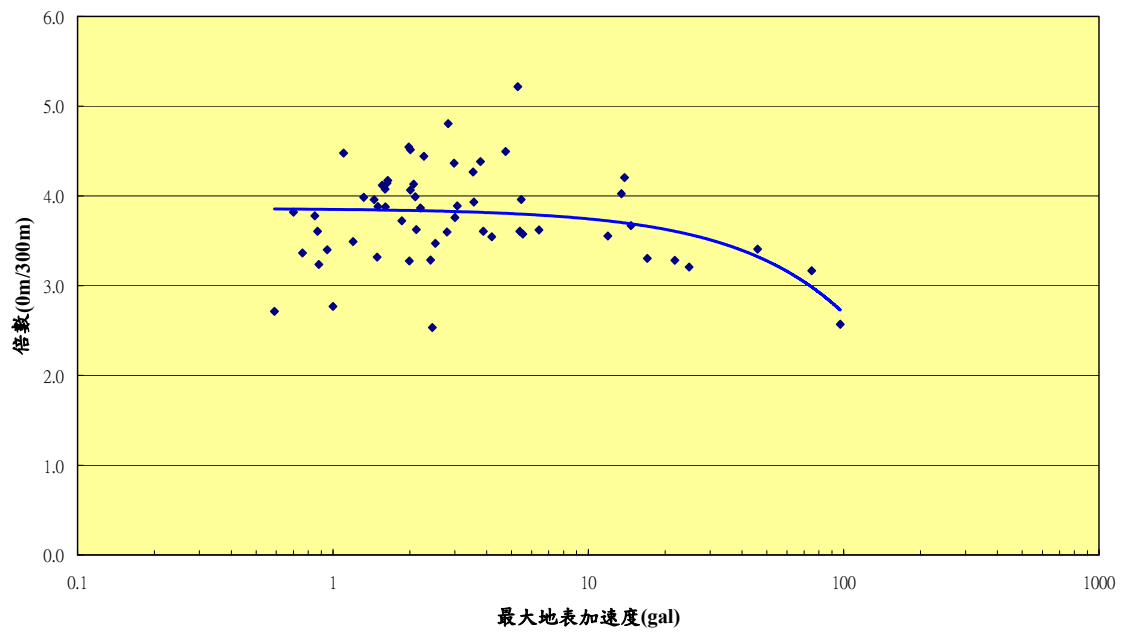


圖 8.10 高雄港井下地震站震波放大倍率與最大地表加速度比較圖

8.3 動態水壓監測分析

各港區井下地震及動態孔隙水壓監測站，自民國 90 年陸續設置完成開始監測以來，蘇澳港、高雄港及安平港皆曾擷取到動態孔隙水壓紀錄，茲簡述如下，蘇澳港測站於 93 年底完成(賴聖耀，2007)，井下地震儀陣列設置於地表、-8m、-15m、-22m 及-35m 共 5 部地震儀，2007 年至 2010 年間擷取之地震觀測資料，就規模 4.2 以上較完整之資料共 52 組，如表 8-6 至表 8-8。監測期間之地震活動非常頻繁，其中以 2005 年 3 月 6 日地震規模 5.9 之地表加速度 151gal 最大，具有動態孔隙水壓資料為 2005 年 3 月 6 日及 2007 年 9 月 7 日之地震如圖 8.11 所示。高雄港 2006 年 12 月 26 日恆春地震及安平港 2010 年 3 月 4 日之甲仙地震亦監測到動態孔隙水壓資料，如圖 8.12、圖 8.13 所示。

表 8-6 蘇澳港 2007 年井下地震監測資料表

編號	監測時間(臺北時間)	震央位置		深度 (km)	規模 (M _L)
		緯度(度)	經度(度)		
1	2007-01-25; 18:59:16.60	22.86	121.86	5.0	6.2
2	2007-02-12; 13:40:25.30	24.40	121.81	13.1	4.4
3	2007-02-18; 23:46:08.30	24.42	122.05	14.9	4.4
4	2007-04-28; 18:39:48.40	24.83	121.97	12.7	4.4
5	2007-06-17; 12:26:22.30	24.39	121.88	23.7	4.2
6	2007-06-20; 22:21:43.50	24.40	121.80	13.3	4.3
7	2007-07-13; 04:54:13.20	24.73	121.79	7.0	4.4
8	2007-07-22; 06:55:23.20	24.38	121.83	14.4	4.2
9	2007-07-23; 21:40:02.10	23.69	121.70	31.0	5.9
10	2007-09-07; 01:51:25.30	24.20	122.43	54.0	6.6
11	2007-09-07; 01:55:21.60	24.19	122.51	36.8	5.7
12	2007-09-22; 14:27:04.90	24.46	121.87	22.5	4.8
13	2007-10-11; 11:05:02.50	24.78	121.81	78.9	5.5
14	2007-10-19; 02:24:28.80	24.47	121.84	16.7	4.4
15	2007-11-08; 06:54:15.90	24.91	122.17	4.0	5.0
16	2007-11-12; 18:24:42.50	24.46	121.84	18.4	4.5
17	2007-11-29; 05:05:14.30	24.82	122.01	65.0	5.5
18	2007-12-15; 18:46:53.00	24.07	122.45	61.0	4.8

表 8-7 蘇澳港 2008~2009 年井下地震監測資料表

編號	監測時間(臺北時間)	震央位置		深度 (km)	規模 (M _L)
		緯度(度)	經度(度)		
1	2008-02-18; 04:33:54.00	23.31	121.46	28.3	5.4
2	2008-02-28; 02:54:25.00	24.83	122.29	14.4	4.8
3	2008-03-01; 00:58:24.00	24.00	122.53	26.1	5.1
4	2008-06-02; 00:59:40.00	24.86	121.79	92.3	5.8
5	2008-06-15; 19:16:17.00	22.90	120.59	16.9	4.8
6	2008-07-11; 11:08:11.00	25.13	122.25	16.0	4.7
7	2008-07-12; 14:12:01.00	24.19	121.81	6.4	4.5
8	2008-08-02; 02:56:11.00	24.05	121.53	21.1	5.1
9	2008-08-18; 01:38:20.00	24.00	121.70	42.8	4.6
10	2008-09-07; 07:00:59.00	23.99	121.81	50.6	4.6
11	2008-09-09; 15:43:36.00	24.61	122.63	103.8	5.9
12	2008-12-02; 11:17:36.00	23.28	121.60	29.8	6.0
13	2008-12-08; 03:17:41.00	23.85	122.20	35.1	5.9
14	2008-12-30; 09:31:55.00	24.70	122.34	95.4	5.1
15	2009-01-04; 06:04:34.30	24.19	121.68	2.7	5.1
16	2009-01-24; 21:46:34.60	24.89	122.04	6.2	4.4
17	2009-01-24; 21:48:25.50	24.89	122.04	4.8	4.6
18	2009-03-14; 15:01:45.40	24.38	121.70	30.1	4.6
19	2009-04-17; 20:38:05.00	23.92	121.68	43.4	5.3
20	2009-11-05; 17:33:24.00	23.79	120.72	24.1	6.2
21	2009-12-19; 21:02:34.00	23.78	121.75	45.9	6.8

表 8-8 蘇澳港 2010 年井下地震監測資料表

編號	發震時間(臺北時間)	震央位置		深度 (km)	規模 (M _L)
		緯度(度)	經度(度)		
1	2010-01-05; 03:27:00.00	24.18	121.91	48.4	5.5
2	2010-01-19; 14:09:55.00	23.82	121.68	41	5.6
3	2010-03-04; 08:19:35.00	22.97	120.71	22.6	6.4
4	2010-03-19; 00:54:13.00	24.4	121.97	32.9	4.6
5	2010-03-27;07:08:08.00	24.1	121.68	58.9	5.2
6	2010-03-31; 19:29:48.00	24.82	122.00	6.6	4.2
7	2010-04-09; 19:50:20.00	24.87	122.00	103.8	5.1
8	2010-08-30; 16:45:25.00	24.92	122.11	16.5	5.2
9	2010-09-09; 21:30:16.00	24.5	121.9	29.5	4.5
10	2010-09-12; 06:41:07.20	24.39	121.76	59.7	4.8
11	2010-09-29; 01:33:53.20	24.13	121.7	9.0	5.0
12	2010-10-29; 23:27:41.30	24.23	121.73	16.1	4.4
13	2010-11-10; 02:30:53.40	24.56	121.82	8.3	4.3

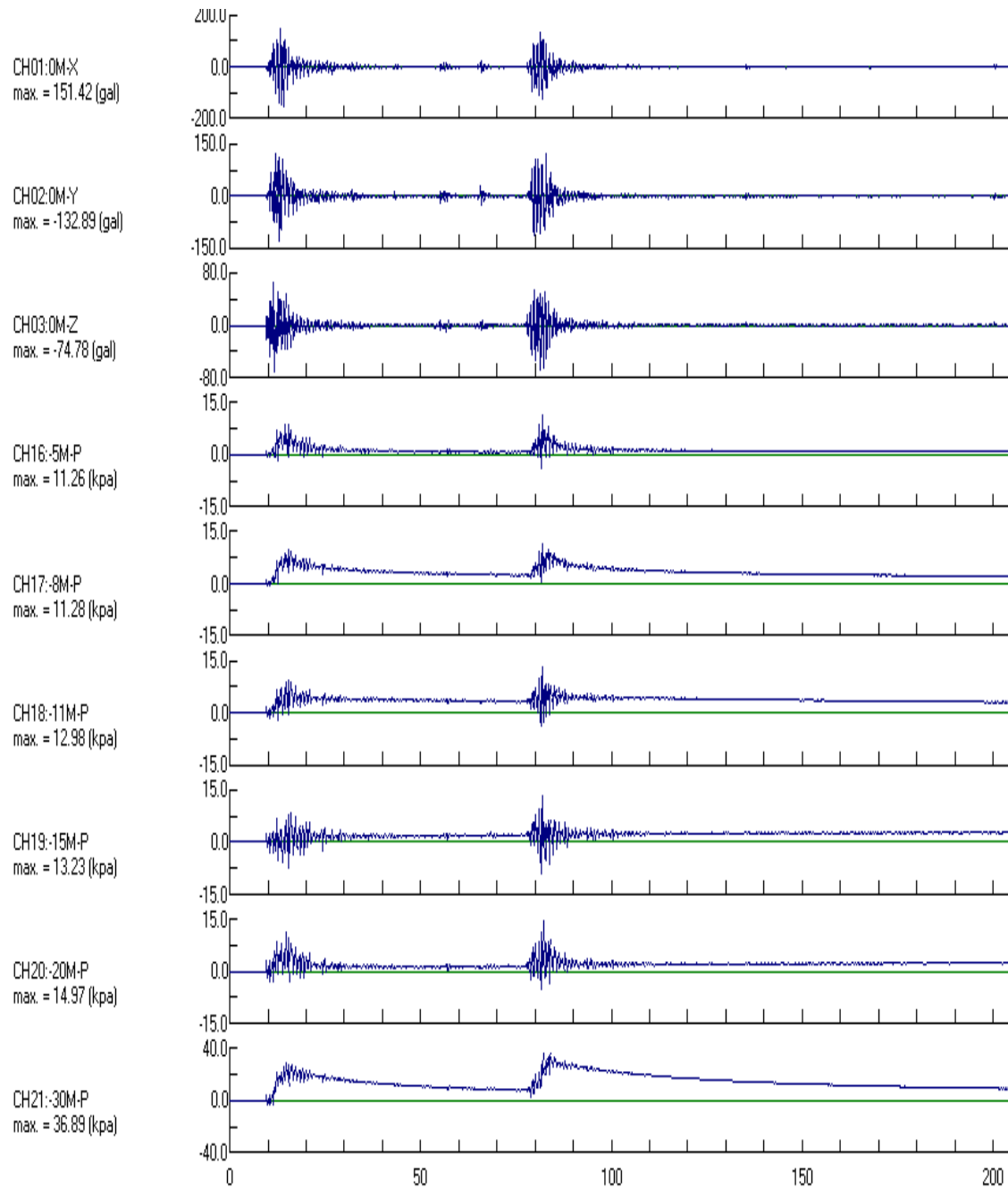


圖 8.11a 蘇澳港地震站 2005 年 3 月 6 日地震之動態孔隙水壓變化

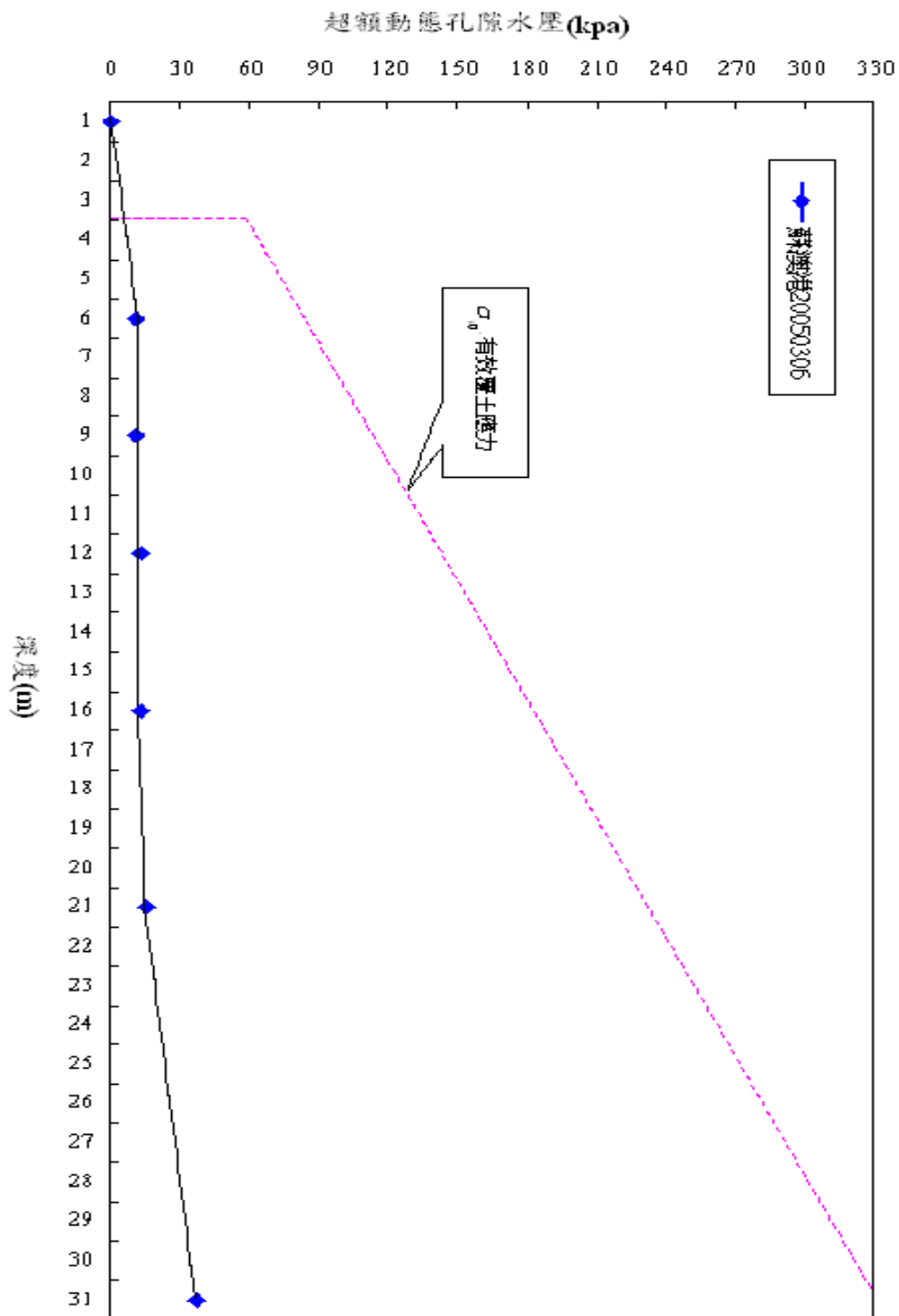


圖 8.11b 蘇澳港 2005 年地震作用下不同深度之超額孔隙水壓圖

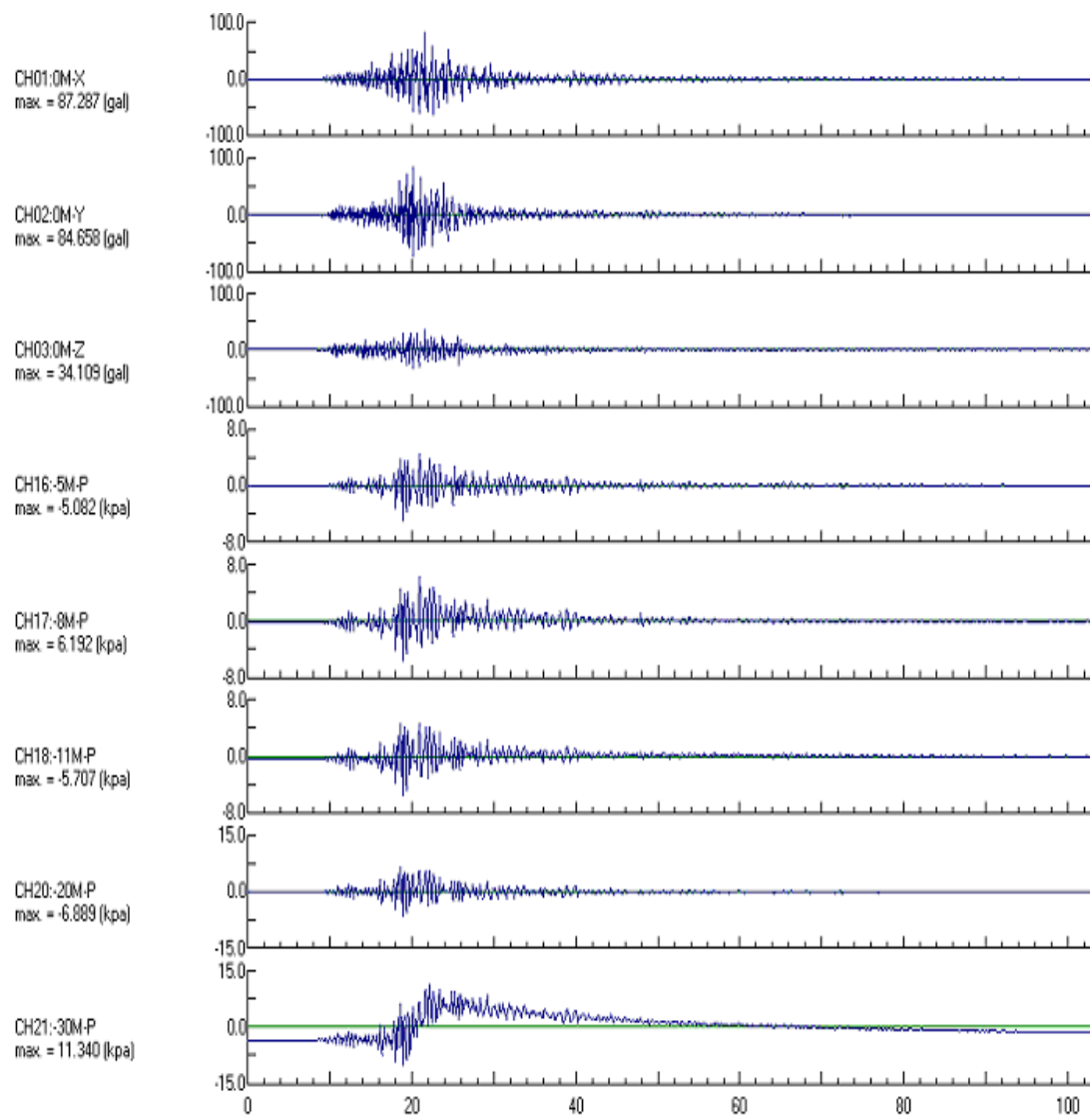


圖 8.11c 蘇澳港 2007 年 9 月 7 日地震之動態孔隙水壓變化

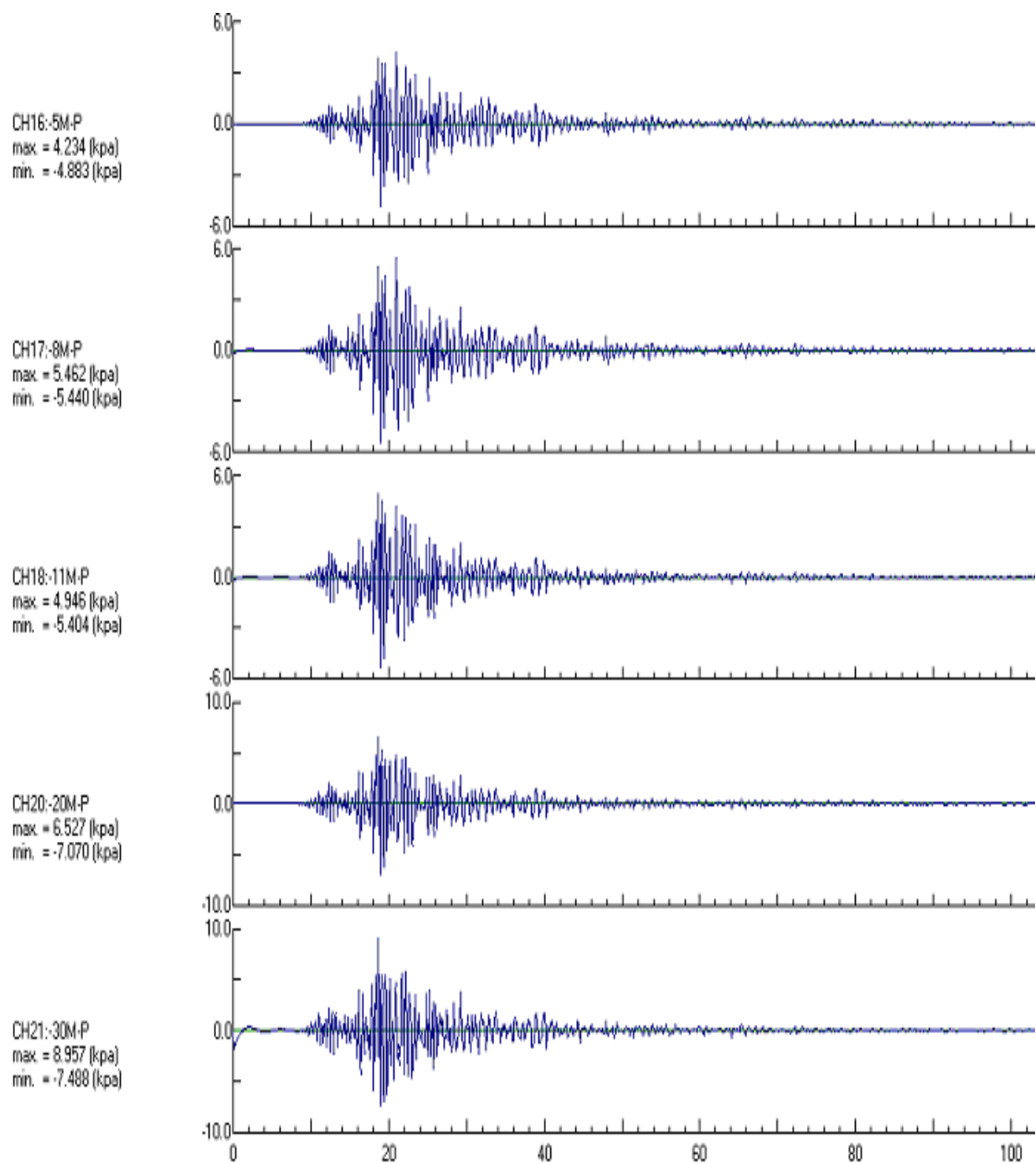


圖 8.11d 蘇澳港 2007 年 9 月 7 日地震之動態孔隙水壓變化
(大於 0.25Hz)

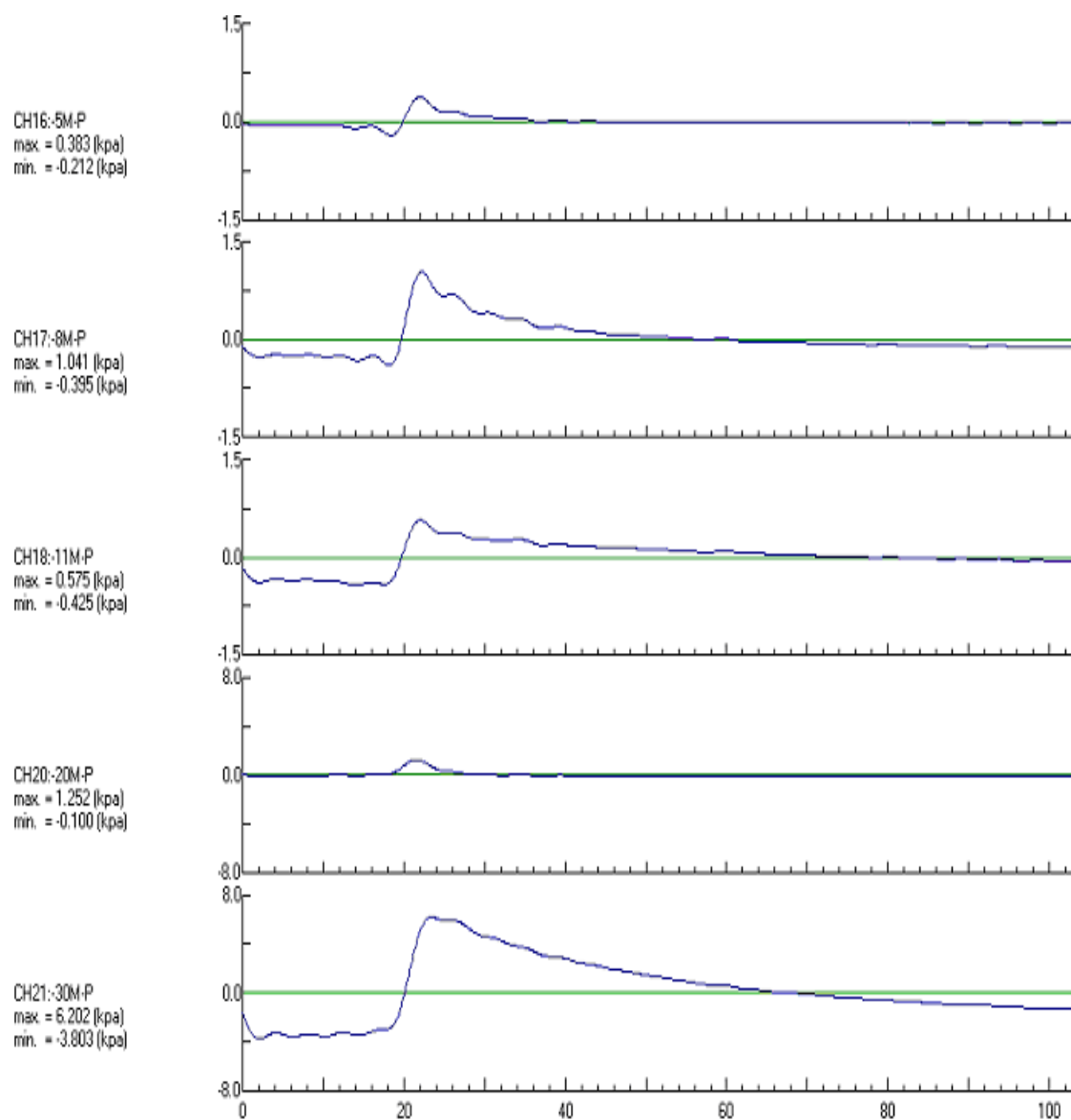


圖 8.11e 蘇澳港 2007 年 9 月 7 日地震之動態孔隙水壓變化
(小於 0.25Hz)

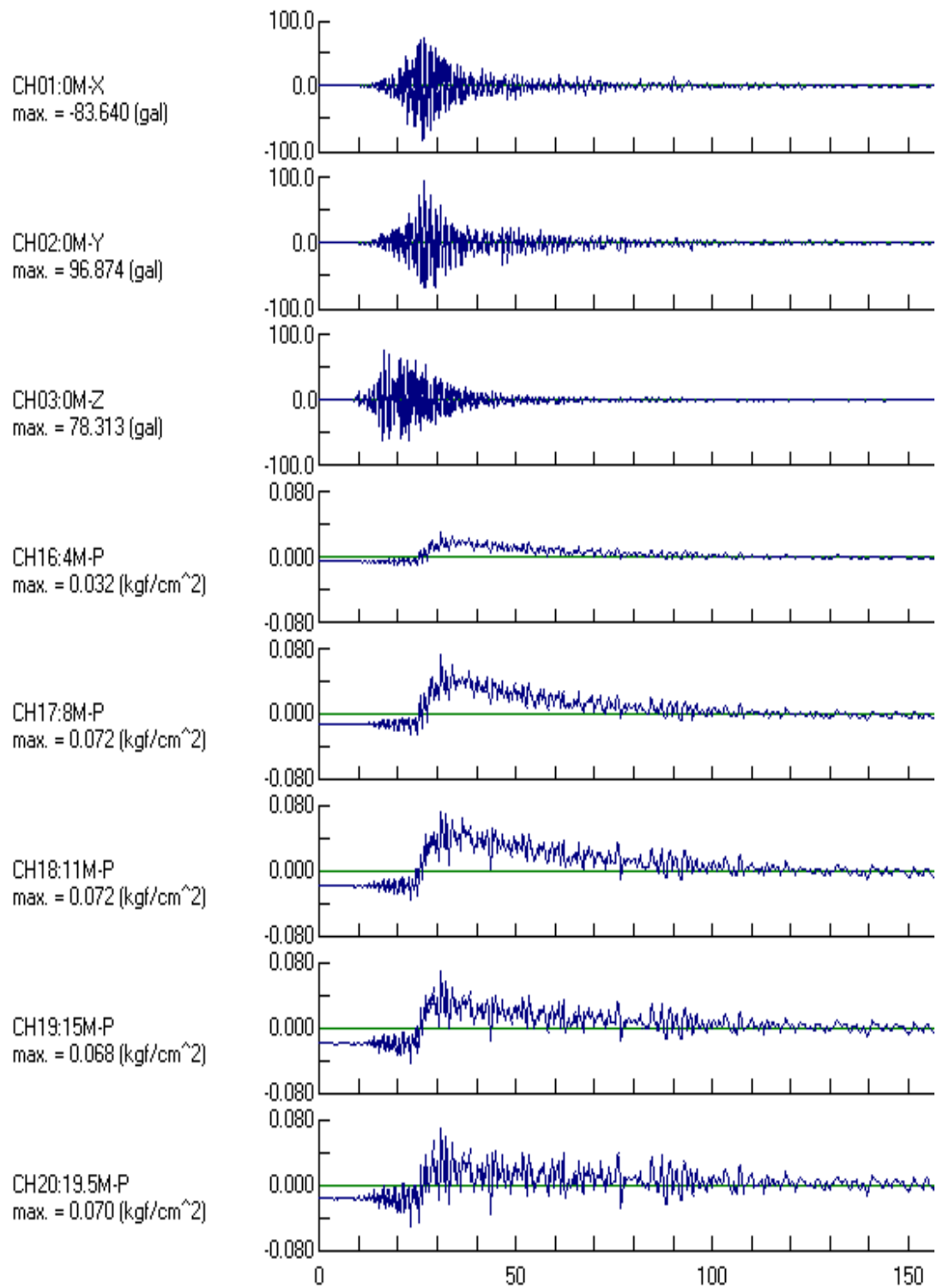


圖 8.12a 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態孔隙水壓變化

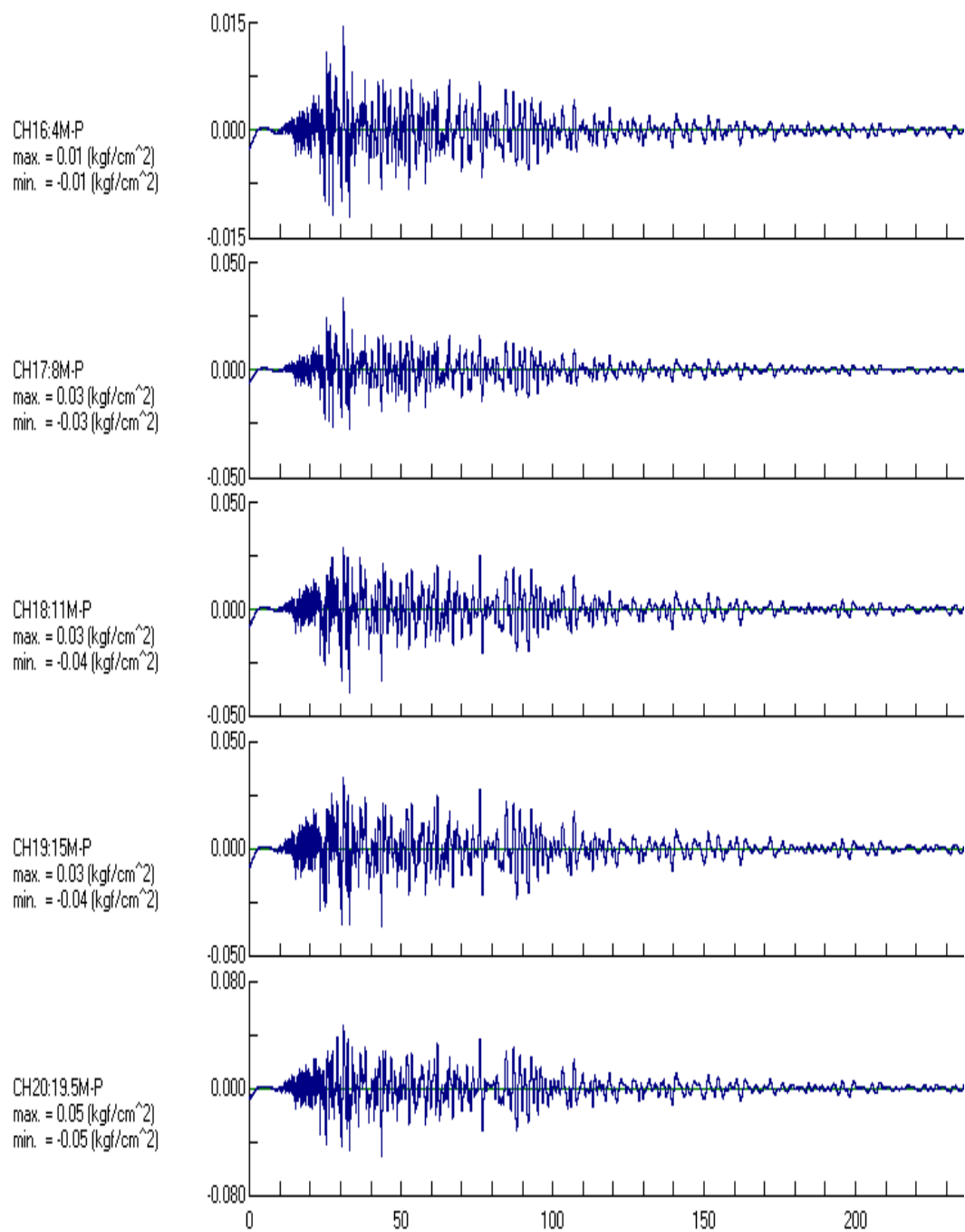


圖 8.12b 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化(大於 0.1Hz)

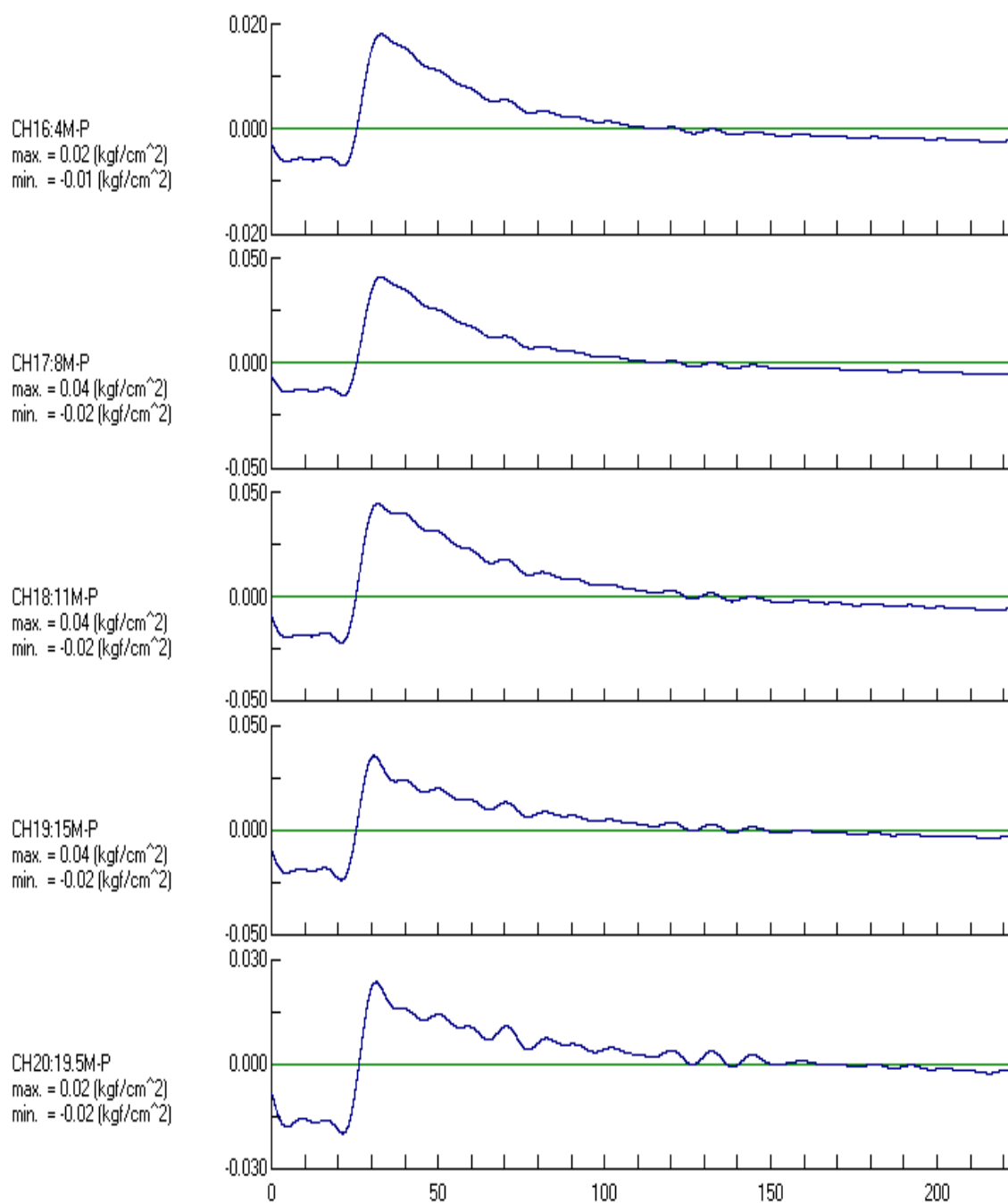


圖 8.12c 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化(小於 0.1Hz)

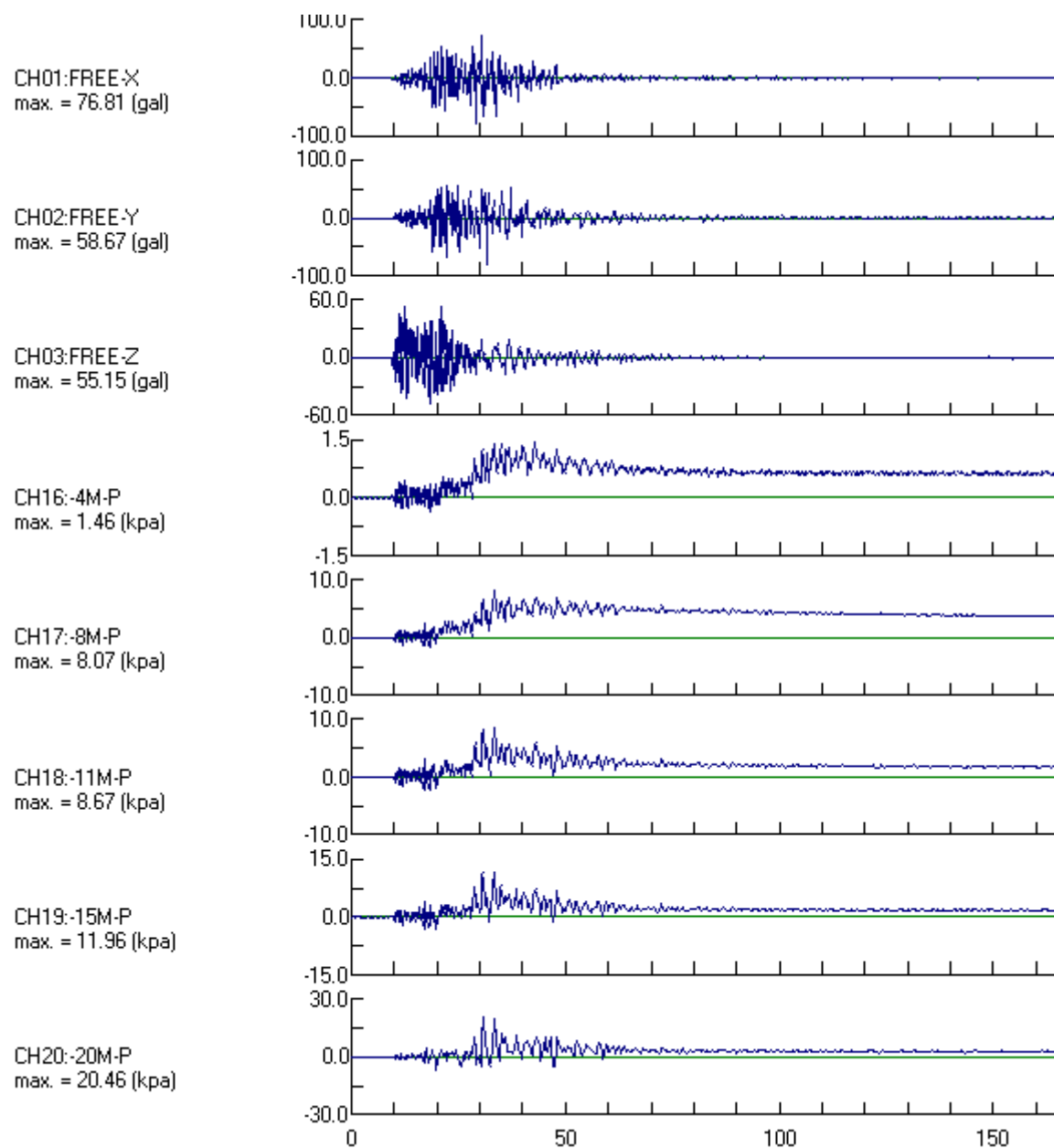


圖 8.13a 安平港 2010 年 3 月 4 日地震之動態孔隙水壓變化

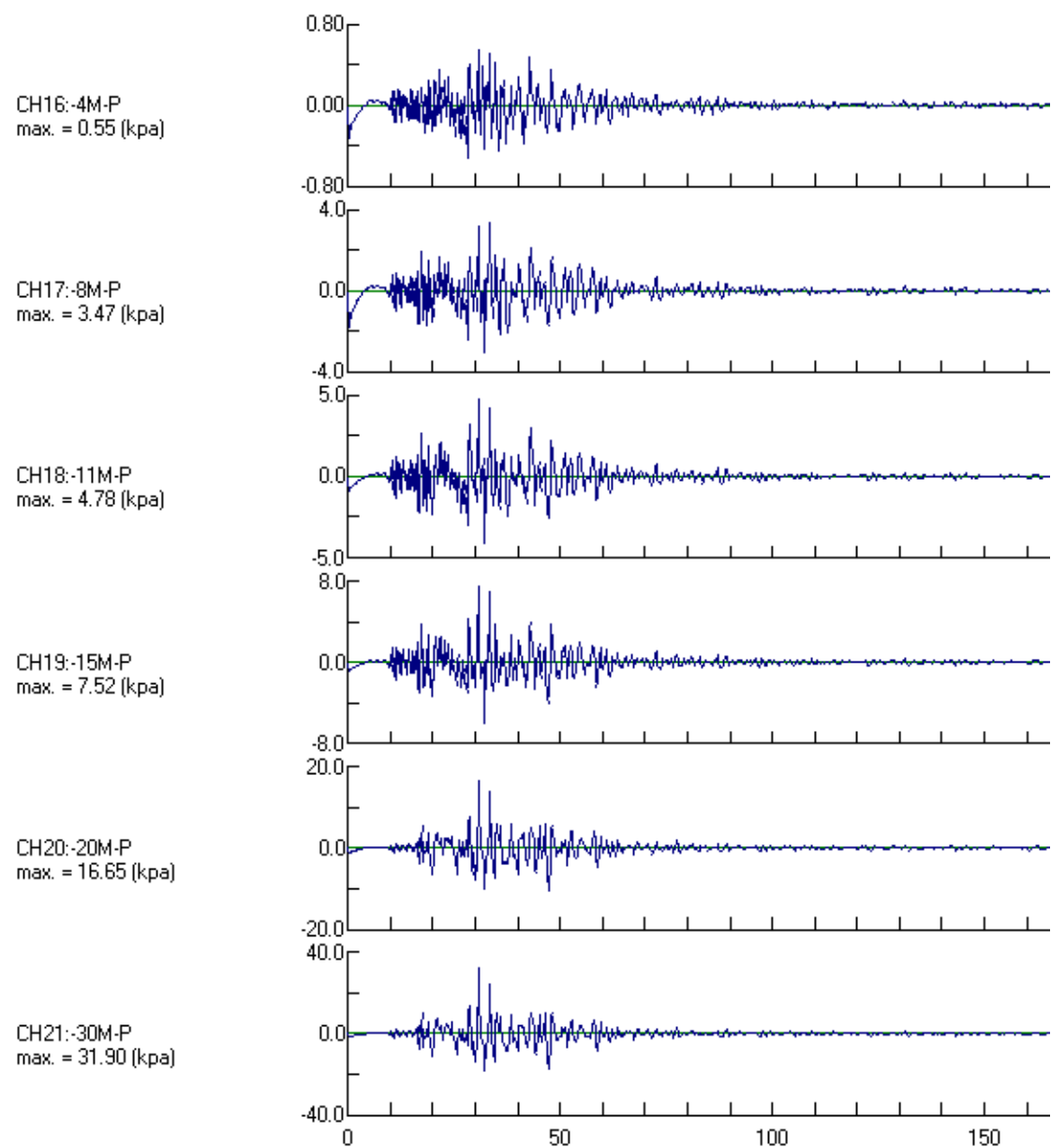


圖 8.13b 安平港 2010 年 3 月 4 日地震之動態孔隙水壓變化
(大於 0.08Hz)

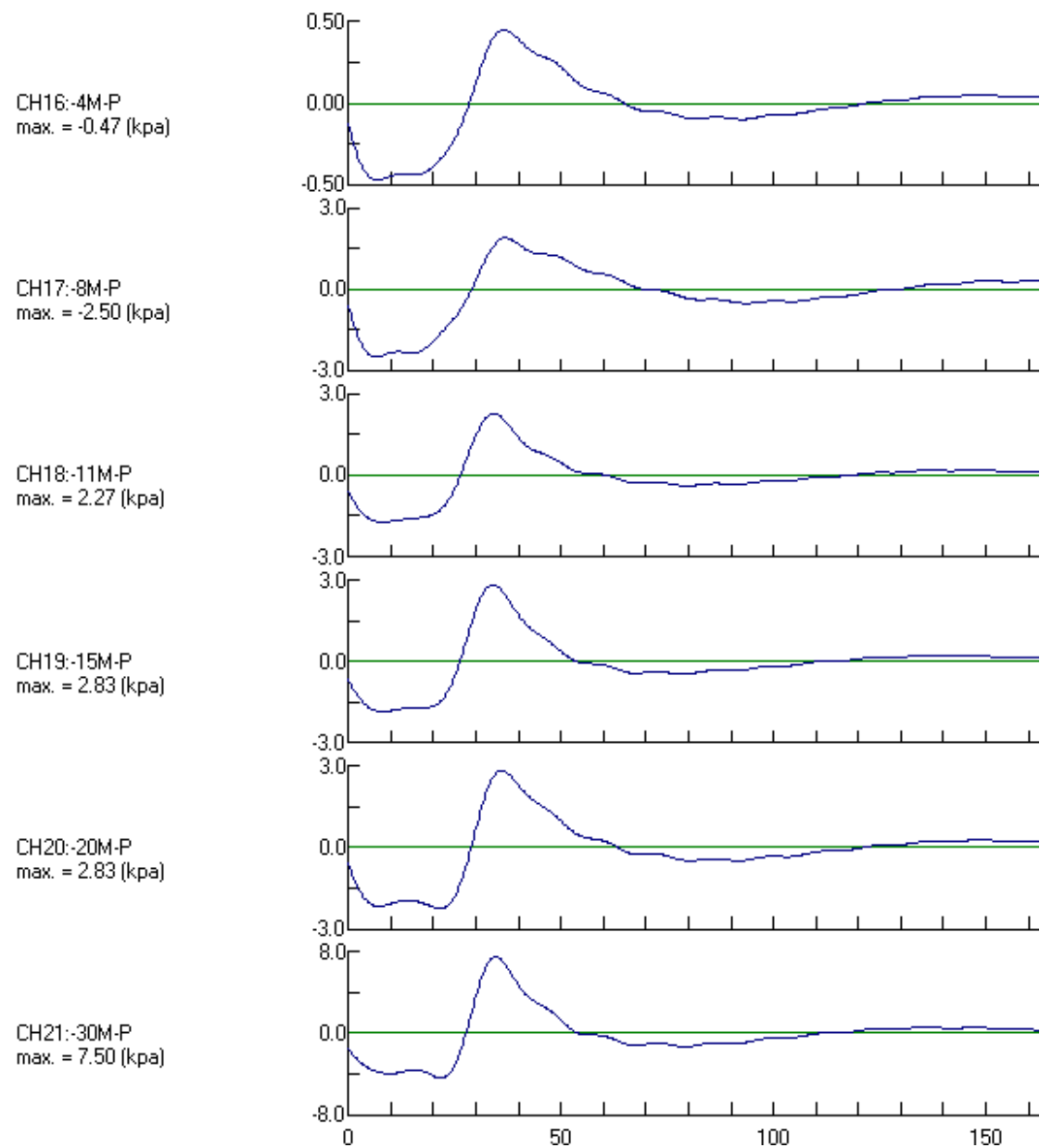


圖 8.13c 安平港 2010 年 3 月 4 日地震之動態孔隙水壓變化
(小於 0.08Hz)

8.4 地表地震監測分析

地表運動之場址效應一般採用地震頻譜來進行分析，而常用的分析方法，主要可以分為傅氏頻譜(Fourier Spectrum)與反應譜(Response Spectrum)兩種。傅氏頻譜是將觀測站所收錄的地震紀錄時間序列進行傅立葉轉換(Fourier transform)至頻率域，可計算出此地震紀錄之傅氏振幅譜。如有岩盤參考站時，可以再分為傳統的雙站頻譜比法(Borcheret)和單站頻譜比法(Nakamura, 1989)。而在工程應用方面，常使用反應譜法，反應譜是地震波作用在結構物上所反應的最大值，因為反應譜加上阻尼振盪，所以得到的頻譜圖形會較傅氏頻譜平滑。本節分別以傅氏頻譜法及反應譜法選擇以臺北港與高雄港地震站為例，就地表地震儀監測所得之資料進行彙整分析。

8.4.1 傅立葉振幅譜

傅氏頻譜(Fourier spectrum)分析法即將各測站之地震紀錄，自時間域經由傅氏轉換至頻率域後，再計算出各測站之傅氏振幅譜。若 $f(t)$ 為時間域之地震紀錄，則其傅氏頻譜為

$$F(\omega) = \int f(t)e^{i\omega t} dt \dots\dots\dots (8-4)$$

$f(t)$ 之傅氏振幅譜即為 $F(\omega)$ 之絕對值，即

$$|F(\omega)| = \{ \text{Re}[F(\omega)]^2 + \text{Im}[F(\omega)]^2 \}^{1/2} \dots\dots\dots (8-5)$$

本文為了方便計算機處理，使用快速傅立葉轉換法(Fast Fourier transform, FFT)將所有的地震加速度資料經(8.4)式轉換，再以(8.5)式計算傅氏振幅譜。最後由頻譜比分析可瞭解不同頻率震波作用下，各測站在不同頻率之放大情形。

8.4.2 傅氏頻譜分析

各港區地震監測站所擷取到的每一筆地震資料，皆係來自不同方向、規模、距離、及震源深度所產生，為瞭解測站地震波之振盪主頻(predominant frequency)及其對港區碼頭結構物之影響，本節採取井下監測站所擷取之地表水平最大加速度地震資料進行傅氏頻譜轉換分析，藉以求得地表最大加速度(PGA)之主頻，各傅氏頻譜圖以中央氣象局公佈之震度分級來彙整。

臺北港井下地震站監測期間並無較大地震發生，自 2007 年至 2009 年止，僅選擇 3 級地震(25gal)以下較完整約 20 餘筆不同大小震度之地表歷時地震紀錄進行傅氏譜分析，經由傅氏轉換後，將水平兩個方向的頻譜值取均方根(RMS)計算，頻譜圖並以 1、2 及 3 級震度來區分，各級振盪主頻隨著震度不同而稍有差異，如圖 8.14~圖 8.17 所示。經初步分析結果，各級地震之平均主頻約介於 0.71Hz~0.86Hz。

選取臺北港井下地震站 2008 年 6 月 2 日所監測之地震資料，經傅氏頻譜轉換分析後，各不同深度之傅氏頻譜圖如圖 8.18 及 8.19 所示。由 RFAS 頻譜比圖中可觀察到深度-14m 處，在 4.5Hz 附近 RFAS 值出現明顯的放大反應。

高雄港地震站自 2007 年監測至 2009 年止，共紀錄約 30 餘筆不同大小震度之歷時資料，大部份是 3 級以下的輕弱級地震，選擇其中完整之地表歷時地震資料進行傅氏譜分析，各級震度頻譜圖(Fourier amplitude spectrum)如圖 8.20~圖 8.23 所示。初步分析結果，各級地震之平均主頻約介於 0.88Hz~1.02Hz。

台北港2007~2008年弱震傅氏振幅譜圖(測站1級)

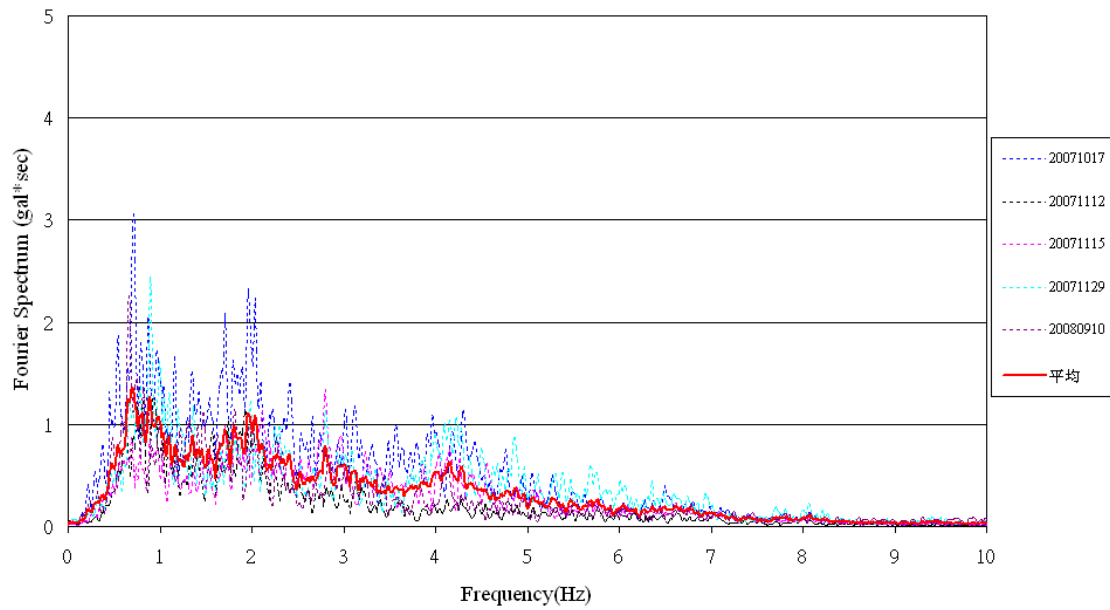


圖 8.14 臺北港地震站 1 級震度傅氏頻譜圖

台北港2007~2008年 弱震傅立葉頻譜圖(測站2級)

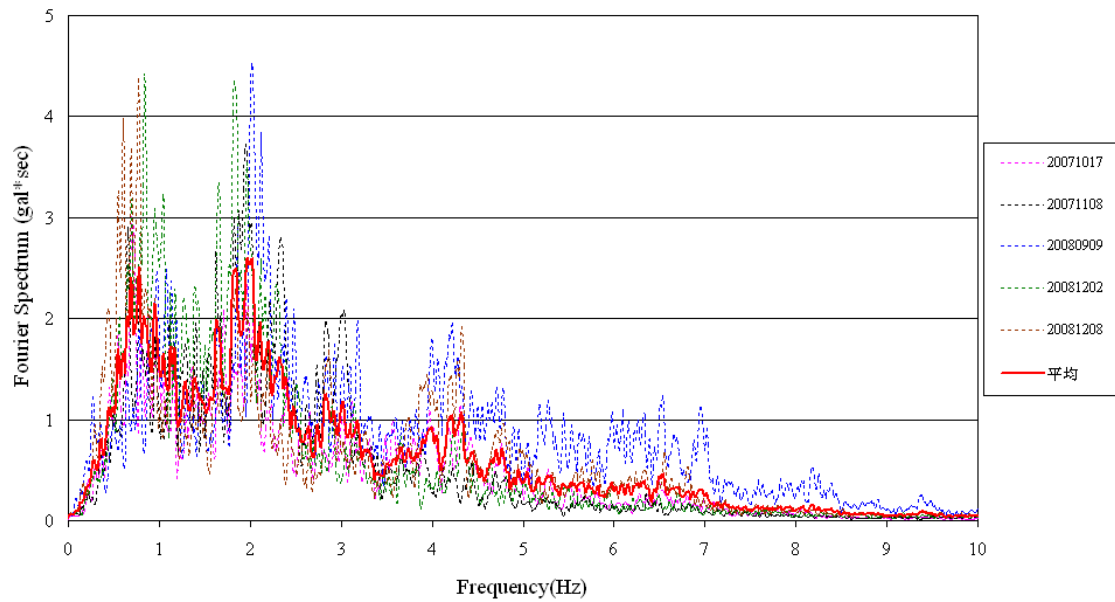


圖 8.15 臺北港地震站 2 級震度傅氏頻譜圖

台北港2008~2009年弱震傅立葉頻譜圖(測站3級)

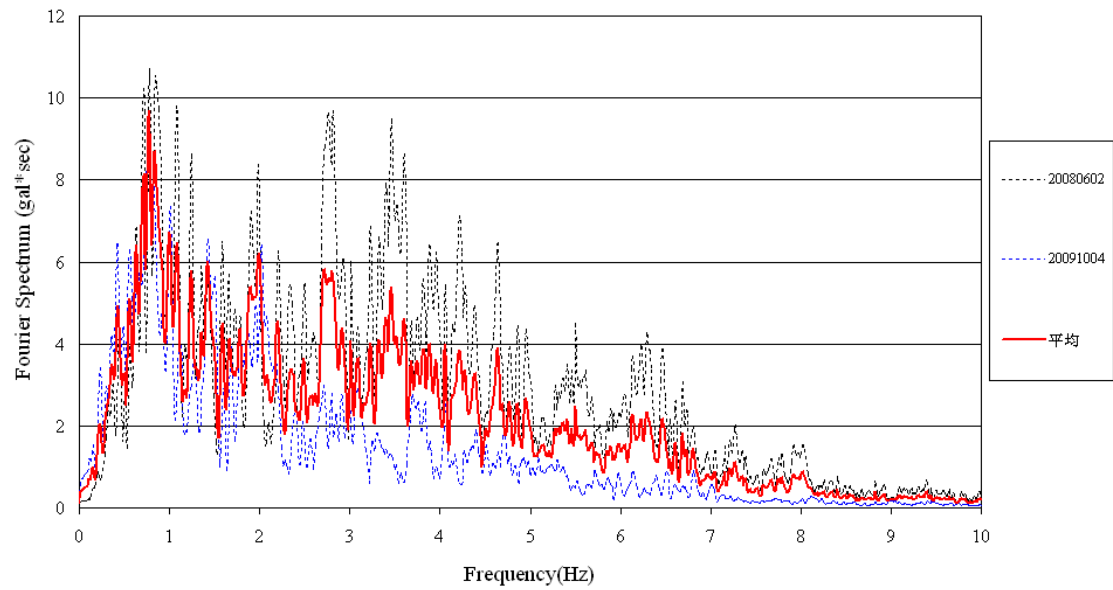


圖 8.16 臺北港地震站 3 級震度傅氏頻譜圖

台北港地震站2007~2009年地震傅立葉頻譜比較圖(測站1,2,3級)

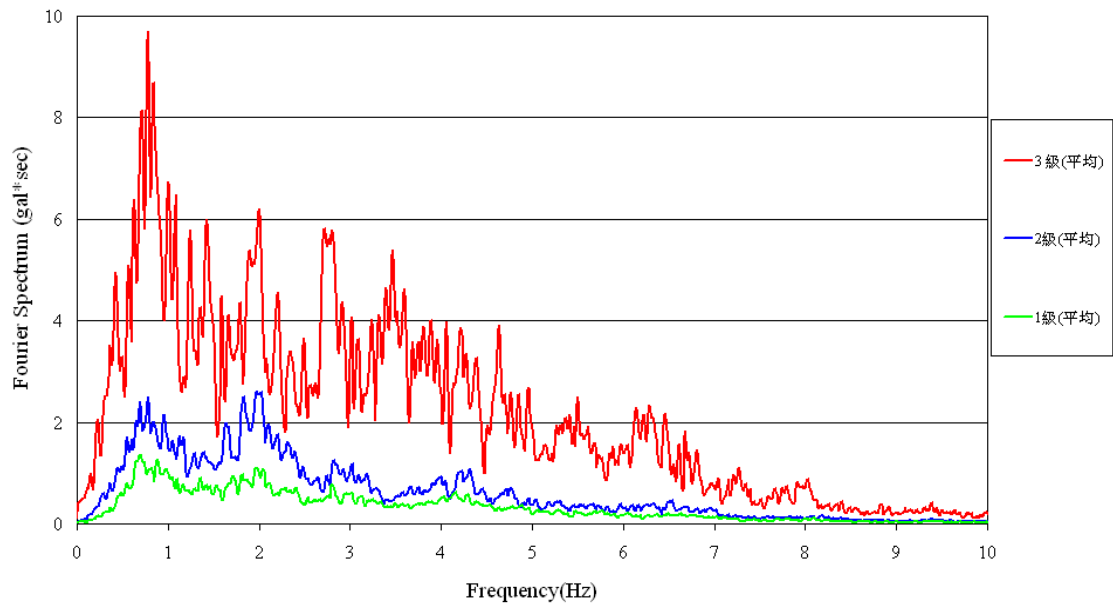


圖 8.17 臺北港地震站各級震度平均傅氏頻譜圖

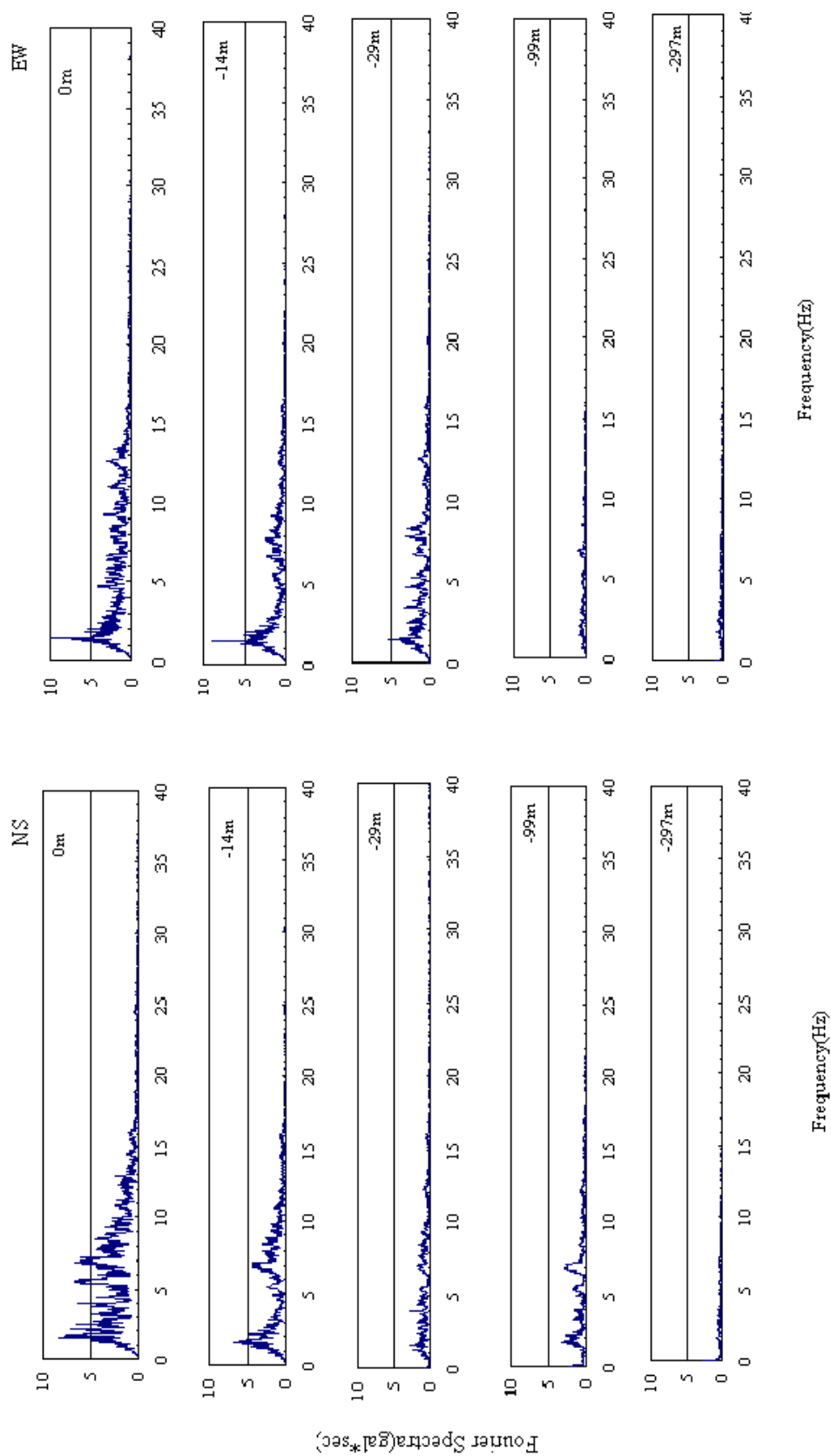


圖 8.18 臺北港地震站 2008 年 6 月 2 日地震不同深度之傅氏頻譜圖

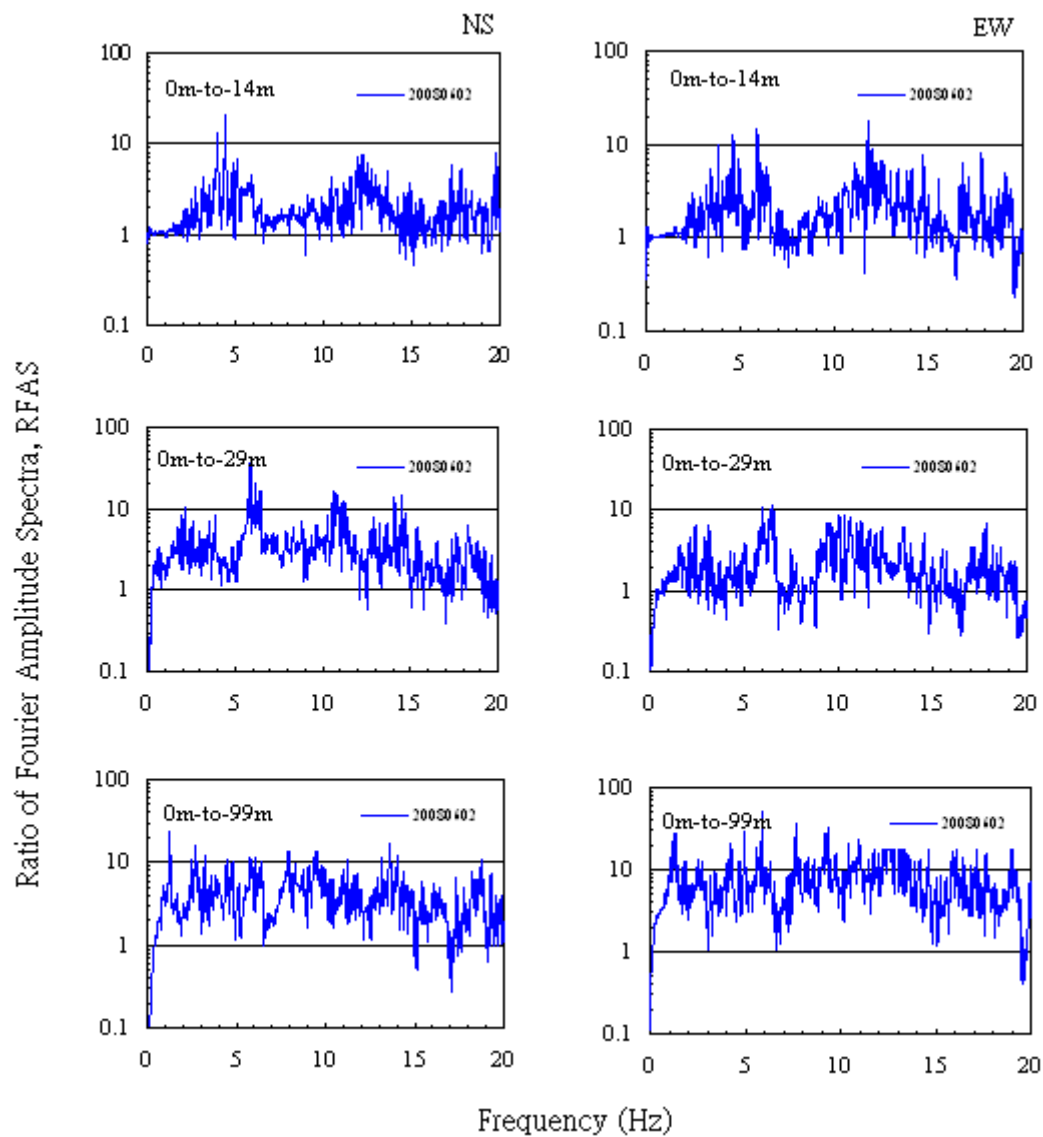


圖 8.19 臺北港地震站 2008 年 6 月 2 日地震地表相對不同深度土層之傅氏頻譜比圖

高雄港2007~2008微震傅立葉頻譜圖(測站1級)

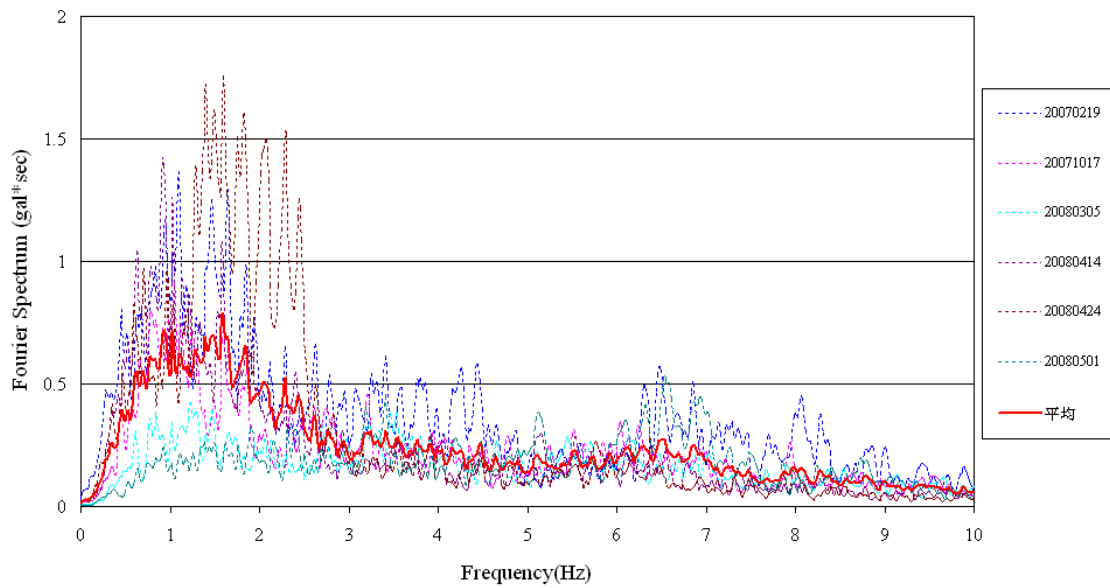


圖 8.20 高雄港地震站 1 級震度傅氏頻譜圖

高雄港2007~2008輕震傅立葉頻譜圖(測站2級)

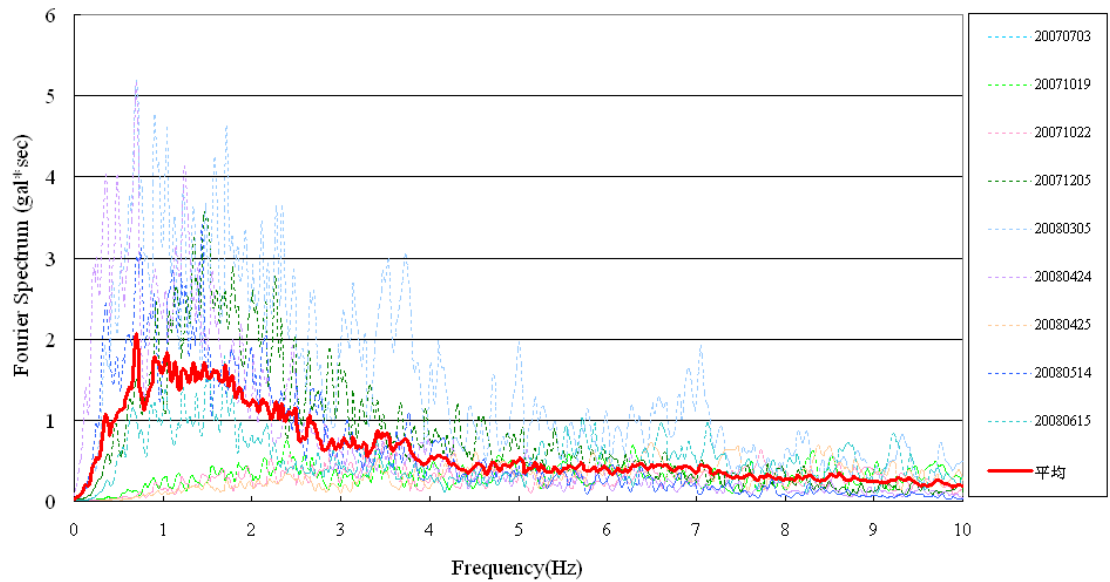


圖 8.21 高雄港地震站 2 級震度傅氏頻譜圖

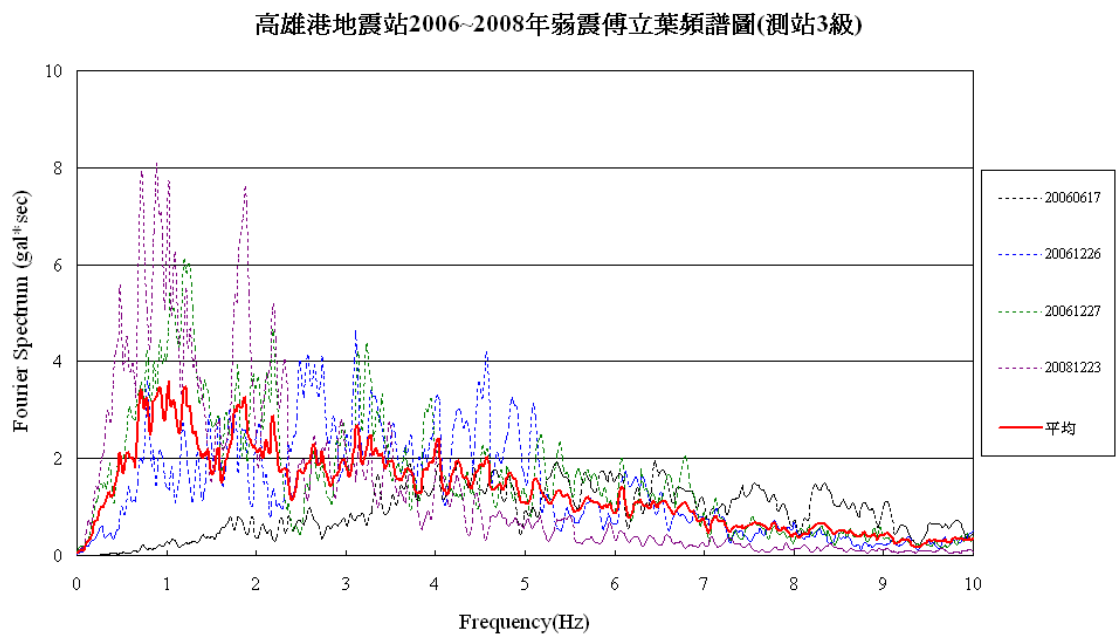


圖 8.22 高雄港地震站 3 級震度傅氏頻譜圖

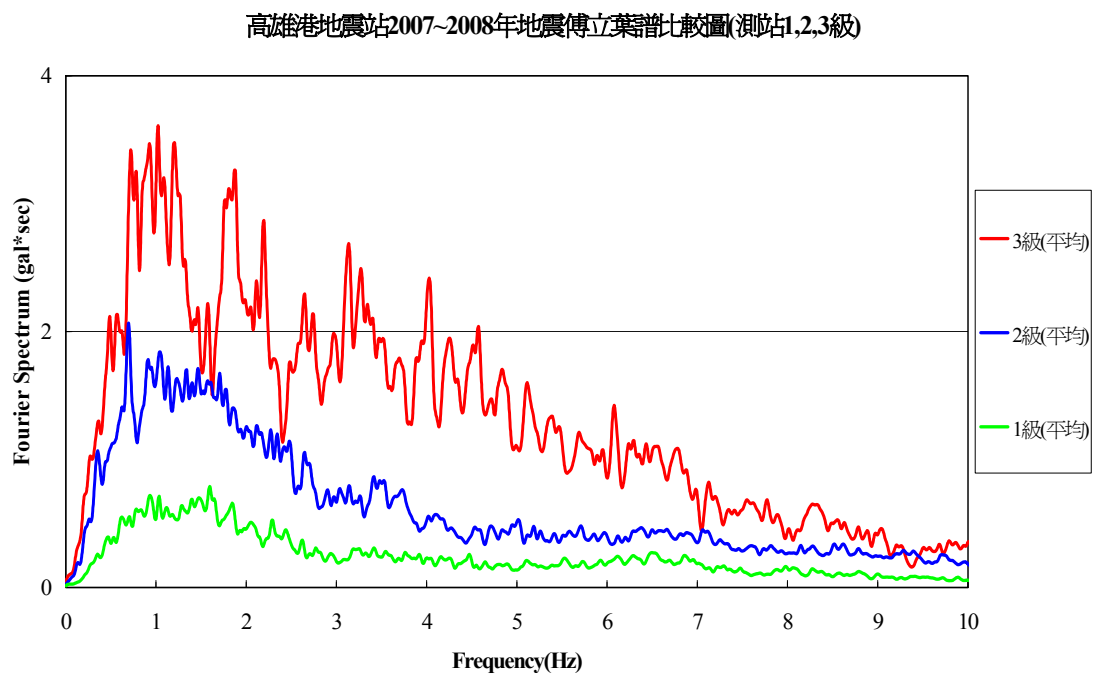


圖 8.23 高雄港地震站各級震度平均傅氏頻譜圖

8.4.3 單站頻譜比

由於港區大多為沖積土層，要選擇一個適當的岩盤參考測站並不容易，或因參考測站選擇不當，也會因為地形效應的影響，使場址效應分析結果有所差異，故雙站法並不適用於港區。於是本節採 Nakamura 在 1989 年提出單站頻譜比法之經驗式(Nakamura, 1989)，利用微地動資料，以水平與垂直向震幅放大頻譜比(H/V amplification spectrum ratio)，分析出淺層沖積土層之共振頻率。而 Lermo and Chavez-Garcia (1993)亦從理論層狀構造來進行研究，認為此法也適用於地震之 S 波分析。茲就 Nakamura (1996, 2000)之單站頻譜比法簡述如下：

若 S_H 代表地表振動水平分量之傅氏振幅譜， B_H 為鬆軟土層底部水平分量之傅氏振幅譜，則水平向頻譜比 S_E 可以表示為

$$S_E = \frac{S_H}{B_H} \dots\dots\dots (8-6)$$

由於受到近地表雷利波(Rayleigh wave)之影響，在地表所紀錄到之水平向振幅 S_H 會大於地下岩盤測站之水平向振幅 B_H 。

利用垂直向頻譜比 A_S ，代表震源放大作用

$$A_S = \frac{S_V}{B_V} \dots\dots\dots (8-7)$$

S_V 代表地表振動垂直分量之傅氏振幅譜， B_V 為鬆軟土層底部垂直分量之傅氏振幅譜。為了除去震源放大效應，將(3-4)式除以(3-5)式，即

$$S_M = \frac{S_E}{A_S} = \left[\frac{\frac{S_H}{B_H}}{\frac{S_V}{B_V}} \right] = \left[\frac{\frac{S_H}{S_V}}{\frac{B_H}{B_V}} \right] \dots\dots\dots (8-8)$$

上式中之分母 $\frac{B_H}{B_V}$ ，Nakamura 曾利用井下微地動觀測資料得到其值約等於 1。但是一般岩盤站 H/V ratio 由於受到其地下土層形貌影響，

此比值不會這麼穩定，但大約會在某個定值附近來回震盪。利用以上關係，即可得到單站頻譜比法此一經驗式：

$$S_M = \frac{S_H}{S_V} \dots\dots\dots (8-9)$$

簡言之，就是利用單一測站之水平向傅氏頻譜除以垂直向傅氏頻譜，即可估計此筆地震對此測站區域所造成的場址效應。

本節彙整 2006 年至 2008 年期間高雄港地震站之 PGA 小於 25gal 的弱地震資料與 2006 年恆春強震資料，分析測站地區強震與弱震之場址效應差異。先利用單站頻譜比法計算測站的弱震平均場址效應，再將強震之單站頻譜比值與測站弱震之平均頻譜進行相互比對，觀測地震期間測站地區之場址效應變化，並進而探討測站在地震時是否有非線性反應發生。

1. 監測站弱震平均頻譜比

利用 Nakamura 單站頻譜比法之經驗式來估計高雄港地震站之場址效應，即採用測站之真實地震歷時紀錄之 S 波資料，將地震資料由時間域轉至頻率域，藉由單站頻譜比法得到的單一水平向(取東西向及南北向頻譜值均方根)與垂直向頻譜的比值，可探討地震作用時，震波在測站區域的放大效應。

高雄港區蒐集 2005 至 2008 年地震監測站地表地震儀所記錄的弱震資料約 30 餘筆中，共選取高雄港測站最大地表加速度小於 25gal(3 級地震) 較完整之 30 筆弱震資料，先將個別的地震進行單站頻譜比法後，再將所得之頻譜比值加以平均，以降低震源效應的影響，最後可得到測站之弱震平均場址效應，如圖 8.24，由圖中可知，放大主頻大約分佈於 0.6~1.3Hz。

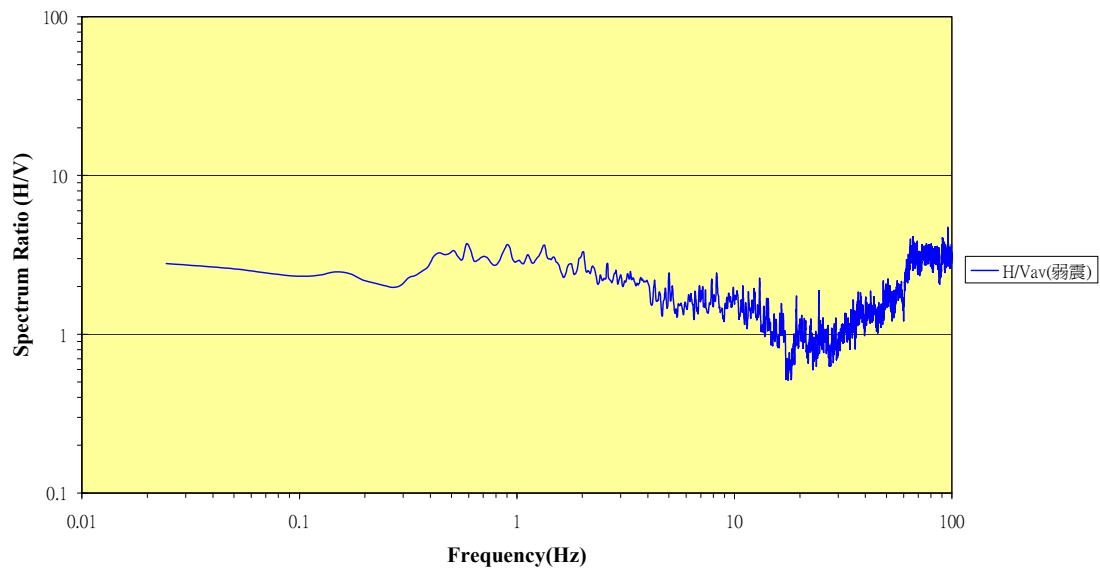


圖 8.24 高雄港地震站弱震單站平均頻譜比

2. 監測站強、弱震頻譜比

2006 年於恆春外海發生規模 7.0 之強烈地震，造成屏東恆春地區一些災情，於恆春南灣地區亦有土壤液化災情，顯示恆春地區可能有土壤非線性反應的災害發生，本文依據設置於高雄港地震站監測所得資料進行單站頻譜比分析，測站於 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分監測之地震，測站震度 5 級，地表最大加速度為 96gal，如圖 8.25，選取水平兩方向頻譜值均方根與垂直向頻譜值比後，如圖 8.26 所示。

將測站強、弱震頻譜比資料比對結果，在低頻帶部份 0.12Hz 以下呈現線性反應並無放大現象，0.3Hz~1.3Hz 出現明顯的線性放大反應，但在 8.3Hz~28Hz 之間強震頻譜比小於弱震平均頻譜比值，土壤出現非線性反應，如圖 8.27，測站土壤雖有非線性放大現象，但是高雄港區並無土壤液化災情發生。

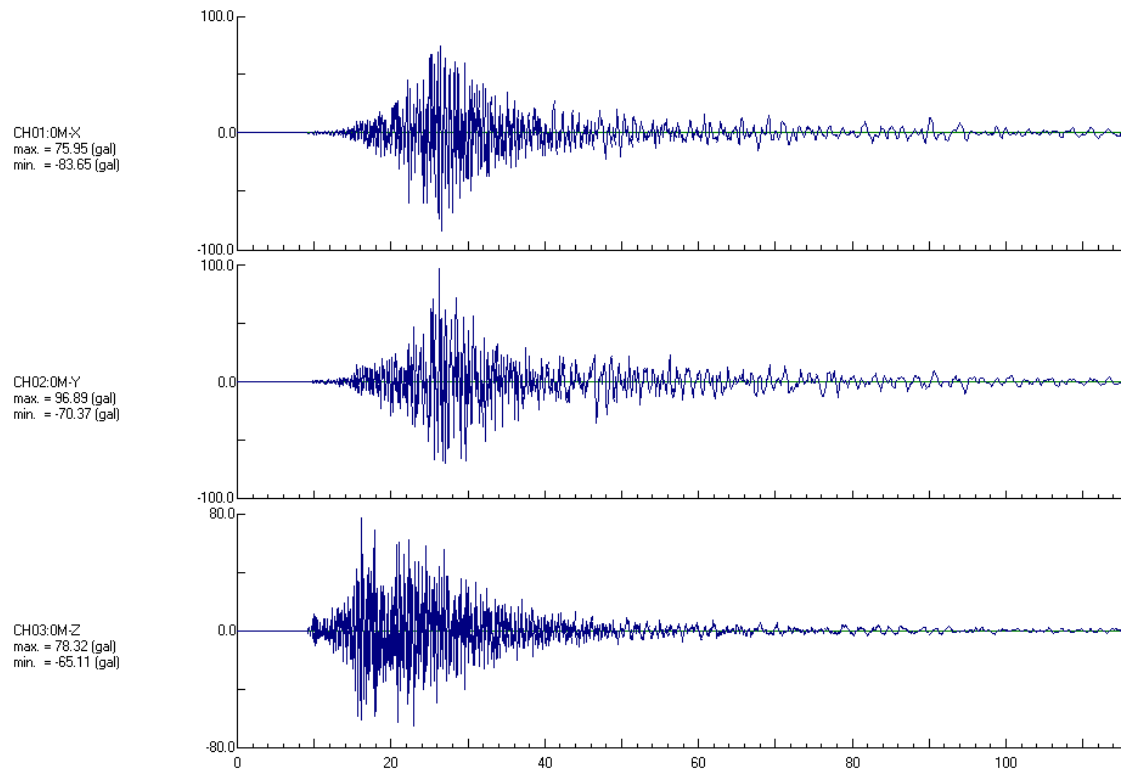


圖 8.25 高雄港測站 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分地震加速度歷時

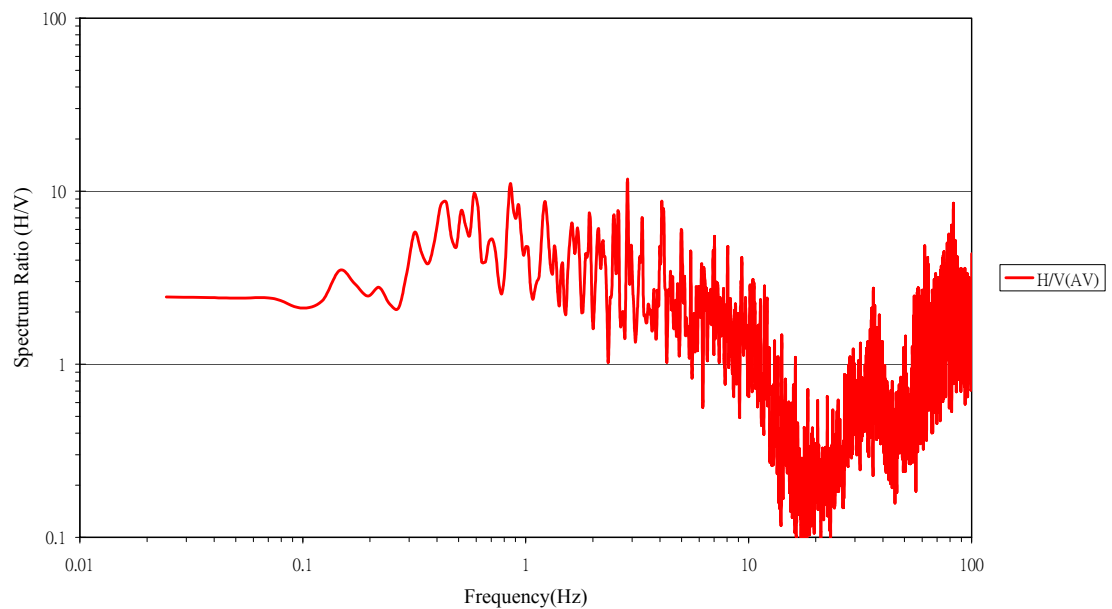


圖 8.26 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分強震頻譜比

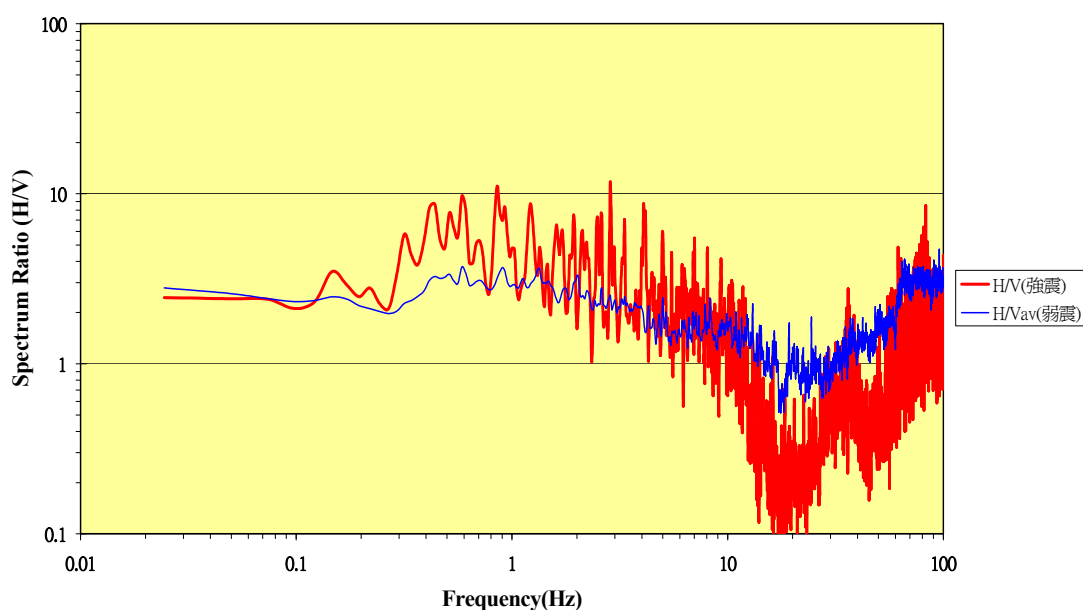


圖 8.27 高雄港地震站強、弱震單站頻譜比

8.4.4 反應頻譜分析

2006 年於恆春外海發生規模 7.0 之強烈地震，分別為 12 月 26 日 20 時 26 分及 20 時 34 分之恆春地震，其震央位置在屏東墾丁與恆春西南方約 30 餘公里，其震度分佈如圖 8.28 及圖 8.29 所示。高雄港及安平港井下地震站分別監測到兩筆震度 4 級以上之地震資料。12 月 26 日 20 時 26 分之地震，規模 7.0，地震深度 44 公里，測站距離震央約 94.9 公里，地表最大加速度為 46gal。12 月 26 日 20 時 34 分之地震，規模 7.0，地震深度 50.2 公里，測站站距離震央約 94.9 公里，地表最大加速度為 96gal。

2010 年於高雄發生規模 6.4 之強烈地震，即 2010 年 03 月 04 日 08 時 18 分之甲仙地震，震央位置在高雄甲仙東南方 17 公里處，地震深度 22.6 公里，震度分布如圖 8.30。測站距離震央約 56.6 公里，地表最大加速度為 75gal。

1. 高雄港地震站反應譜

高雄港地震監測站記錄恆春地震與甲仙地震之 3 筆地表加速度歷時地震資料，如圖 8.31 所示。選擇 12 月 26 日 20 時 34 分恆春地震之東西向地表最大加速度進行反應譜分析後，如圖 8.32~圖 8.34。阻尼比分別為 0%、2%、5%及 10%，繪製成三相圖後(Boulanger et al., 1997)，如圖 8.35，當 $T=\infty$ 時，最大地表位移 $S_D \cong 12cm$ ，當 $T=0$ 時，最大地表加速度 $S_A \cong 96cm/sec^2$ 。

2. 安平港地震站反應譜

安平港地震站自 2006 年至 2011 年共監測 59 組經中央氣象局定位之地震紀錄，如表 8-9、8-10 所示，其中以 2006 年恆春地震監測所得資料為最大，如圖 8.36 所示，選擇 12 月 26 日 20 時 34 分地震之南北向最大地表加速度進行反應譜分析後繪製成三相圖，阻尼比分別為 0%、2%、5%及 10%，如圖 8.37。

表 8-9 安平港 2006~2008 年井下地震監測資料表

編號	監測時間(臺北時間)	震央位置		深度 (km)	規模 (M _L)	測站 震度
		北緯(度)	東經(度)			
1	2006-03-09; 12:07:54.00	23.64	120.56	9.9	5.1	3
2	2006-04-01; 18:02:42.00	22.88	121.08	7.2	6.2	3
3	2006-04-16; 06:41:23.00	22.86	121.30	17.9	6.0	2
4	2006-04-18; 09:26:23.00	23.42	120.34	10.6	4.6	2
5	2006-06-17; 10:04:57.00	23.1	120.19	15.9	4.3	4
6	2006-10-09; 18:02:53.00	20.77	119.93	28.0	6.1	2
7	2006-12-26; 20:26:51.00	21.69	120.56	44.1	7.0	4
8	2006-12-26; 20:34:36.00	21.97	120.42	50.2	7.0	5
9	2006-12-26; 23:42:14.00	22.07	120.30	41.23	5.5	3
10	2006-12-27; 10:30:58.00	22.05	120.39	49.5	5.8	3
11	2007-01-25; 18:59:48.00	22.63	122.03	25.8	6.2	2
12	2007-07-23; 21:40:52.00	23.69	121.70	31	5.9	1
13	2007-08-09; 08:56:20.00	22.65	121.08	5.5	5.7	2
14	2007-09-07; 01:52:13.00	24.28	122.25	54	6.6	2
15	2007-10-17; 22:40:50.00	23.50	121.61	42.1	5.4	1
16	2007-12-05; 09:42:19.00	23.07	121.19	11.3	5.1	2
17	2007-12-23; 19:50:50.00	23.10	120.67	7.6	4.2	1
18	2008-02-18; 04:33:33.00	23.31	121.46	28.3	5.4	2
19	2008-03-05; 01:32:04.00	23.21	120.70	11.3	5.2	3
20	2008-04-24; 02:29:20.00	22.87	121.68	11.1	5.6	2
21	2008-06-15; 07:29:39.00	22.90	120.59	16.9	4.8	2
22	2008-09-24; 02:57:27.70	23.06	120.22	15.4	3.6	3
23	2008-09-25; 15:25:38.00	23.06	120.21	16.0	3.5	2
24	2008-09-25; 23:48:18.00	23.06	120.22	15.8	3.6	3
25	2008-10-31; 06:25:30.00	23.07	120.23	16.0	4.0	4
26	2008-10-31; 07:36:30.00	23.05	120.22	14.7	3.5	2
27	2008-10-31; 16:38:20.00	23.07	120.22	15.4	4.6	4
28	2008-12-02; 11:16:53.30	23.34	121.49	31.7	5.7	1
29	2008-12-08; 05:19:39.00	23.85	122.2	35.1	5.9	1

表 8-10 安平港 2009~2011 年井下地震監測資料表

編號	監測時間(臺北時間)	震央位置		深度 (km)	規模 (ML)	測站 震度
		北緯(度)	東經(度)			
1	2009-05-12; 02:07:38.00	23.01	120.19	14.7	2.8	3
2	2009-06-18; 01:18:12.00	23.44	120.65	12.7	4.4	2
3	2009-07-14; 02:06:10.00	24.02	122.22	18.1	6.0	1
4	2009-07-17; 19:01:23.00	23.04	120.29	16.3	3.7	2
5	2009-07-30; 00:53:36.00	22.05	120.48	41.3	5.8	2
6	2009-08-17; 08:06:42.00	23.37	123.88	43.3	6.8	2
7	2009-08-22; 04:58:09.00	22.27	120.34	50.5	5.6	3
8	2009-10-22; 11:37:11.00	23.36	120.38	10.9	4.6	2
9	2009-11-05; 17:33:17.00	23.79	120.72	24.1	6.2	3
10	2009-11-05; 17:38:42.00	23.79	120.71	24.5	4.6	2
11	2009-12-19; 21:02:45.00	23.79	121.66	43.8	6.9	4
12	2010-01-09; 07:40:24.60	22.61	120.58	34.2	4.4	2
13	2010-02-07; 14:10:00.30	23.33	123.77	88	6.6	2
14	2010-02-12; 10:42:38.00	23.89	121.09	14	5.3	1
15	2010-03-04; 08:18:52.10	22.97	120.71	22.6	6.4	4
16	2010-03-04; 16:16:16.30	22.96	120.63	19	5.7	3
17	2010-03-08; 17:26:22.90	23.4	120.55	15.3	4.9	2
18	2010-07-03; 03:11:32.40	22.86	120.68	17.8	5.1	2
19	2010-07-25; 11:52:10.20	22.84	120.69	19.6	5.7	3
20	2010-09-12; 22:02:51.90	23.00	120.21	14.3	3.2	3
21	2010-09-12; 22:03:12.2	22.99	120.19	12.7	3.1	3
22	2010-11-08; 21:01:21.00	23.22	120.41	19.9	5.2	2
23	2010-11-12; 23:39:00.60	22.19	120.61	38	5.3	2
24	2010-11-21; 20:31:45.60	23.85	121.69	46.9	6.1	2
25	2011-03-16; 21:12:16.60	22.56	120.68	34.9	4.7	2
26	2011-03-20; 16:00:51.20	22.44	121.38	27.5	5.8	2
27	2011-04-29; 21:12:48.30	21.35	122.07	178.1	5.9	2
28	2011-07-12; 19:17:11.00	23.51	121.52	31.2	5.3	1
29	2011-09-09; 11:26:59.10	22.31	120.99	10.4	5.0	1
30	2011-11-06; 17:36:35.40	23.25	120.33	9.9	4.0	2

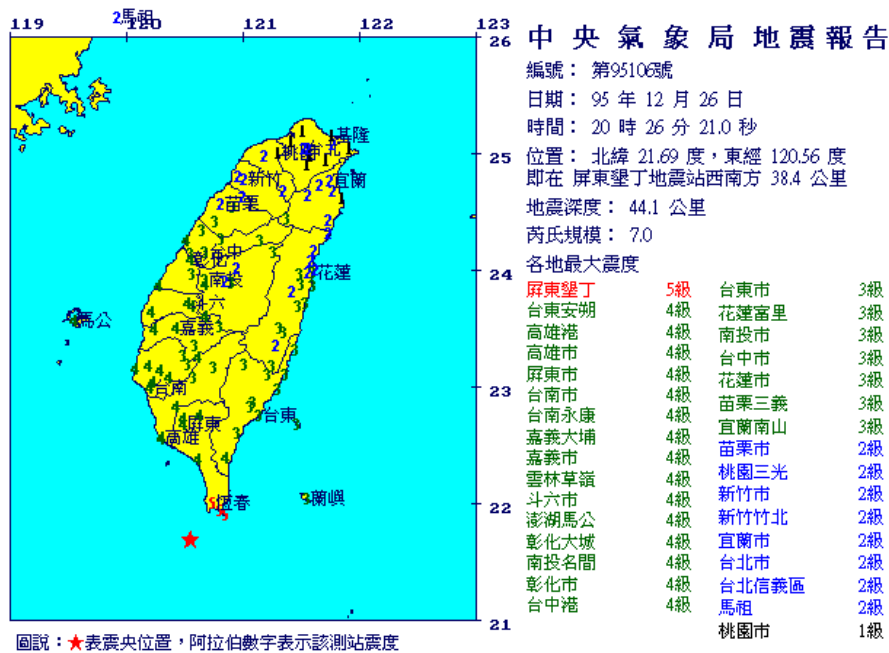


圖 8.28 2006 年 12 月 26 日 20 時 26 分恆春地震震度分布(中央氣象局)

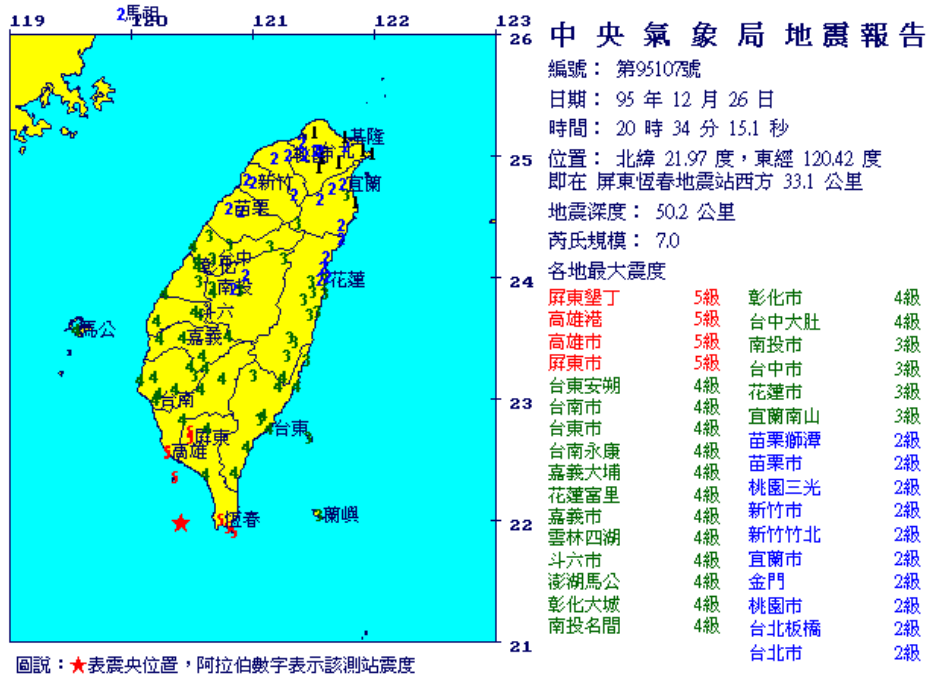


圖 8.29 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分恆春地震震度分布(中央氣象局)

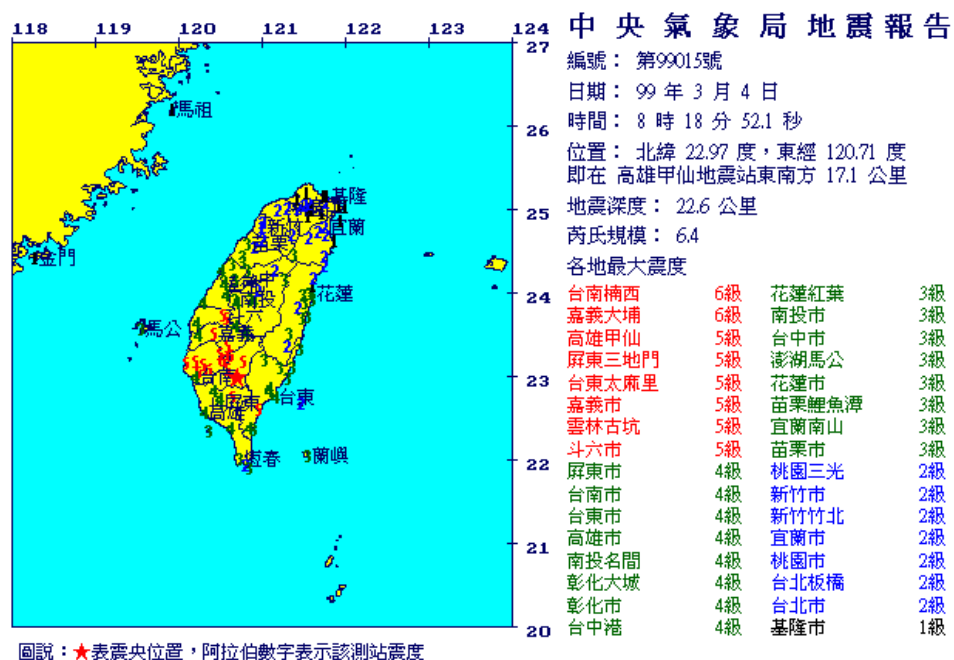


圖 8.30 2010 年 03 月 04 日 08 時 18 分甲仙地震震度分布(中央氣象局)

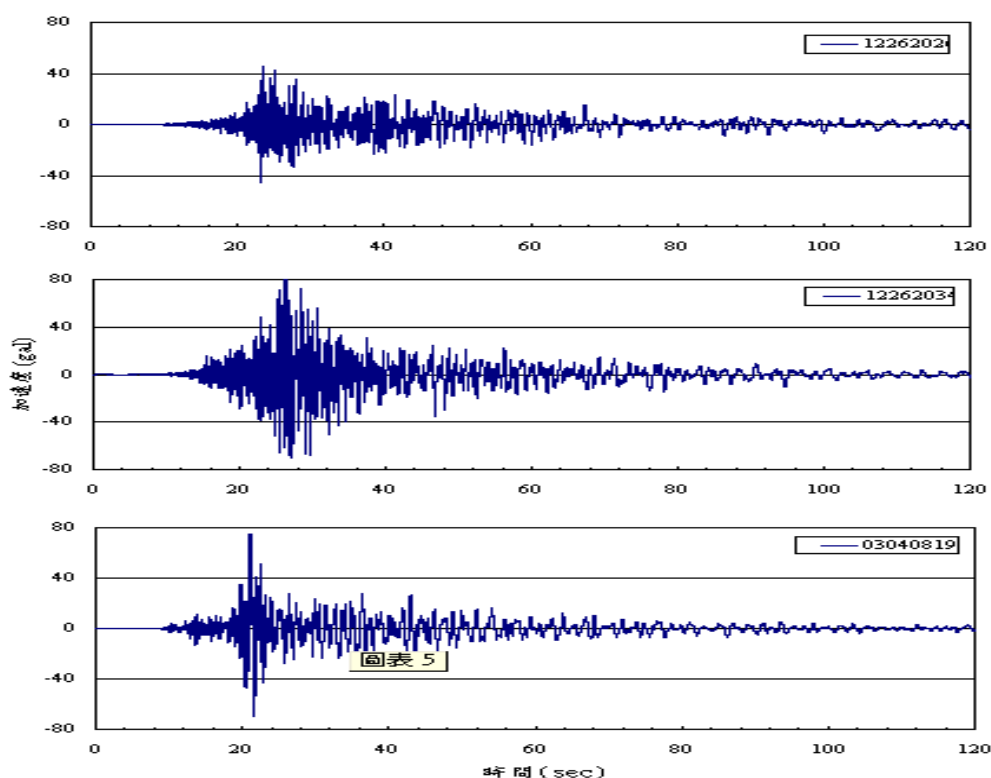


圖 8.31 高雄港 2006 年 12 月 26 日及 2010 年 3 月 4 日地震(東西向)

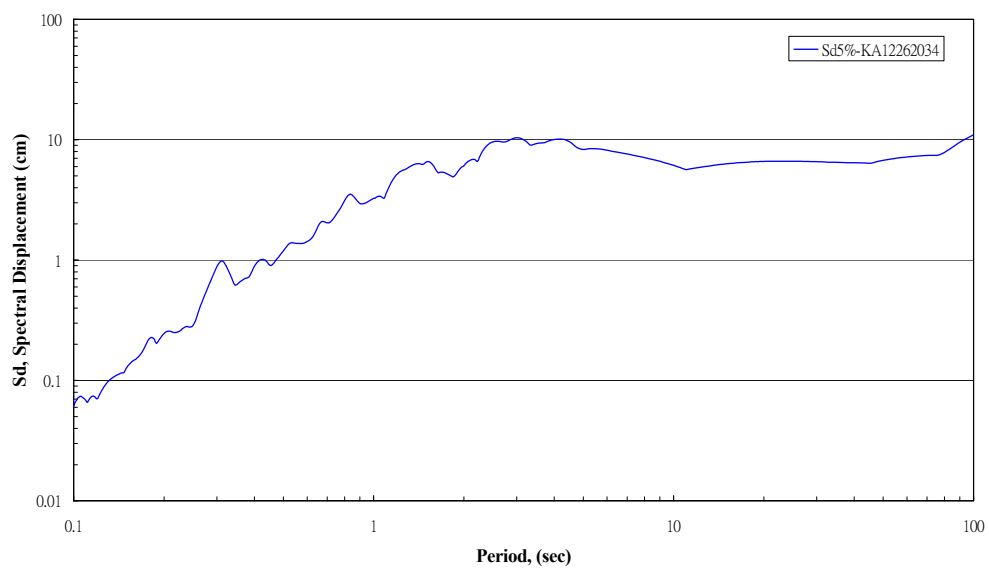


圖 8.32 高雄港監測站 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分地震之位移反應譜($\zeta=5\%$)

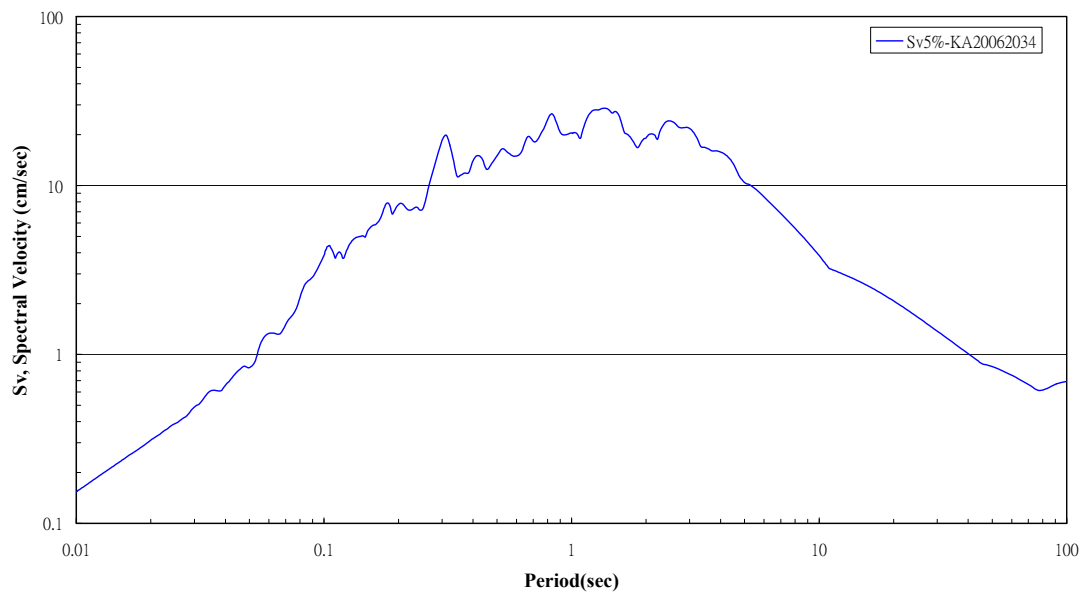


圖 8.33 高雄港監測站 2006 年 12 月 26 日地震之速度反應譜($\zeta=5\%$)

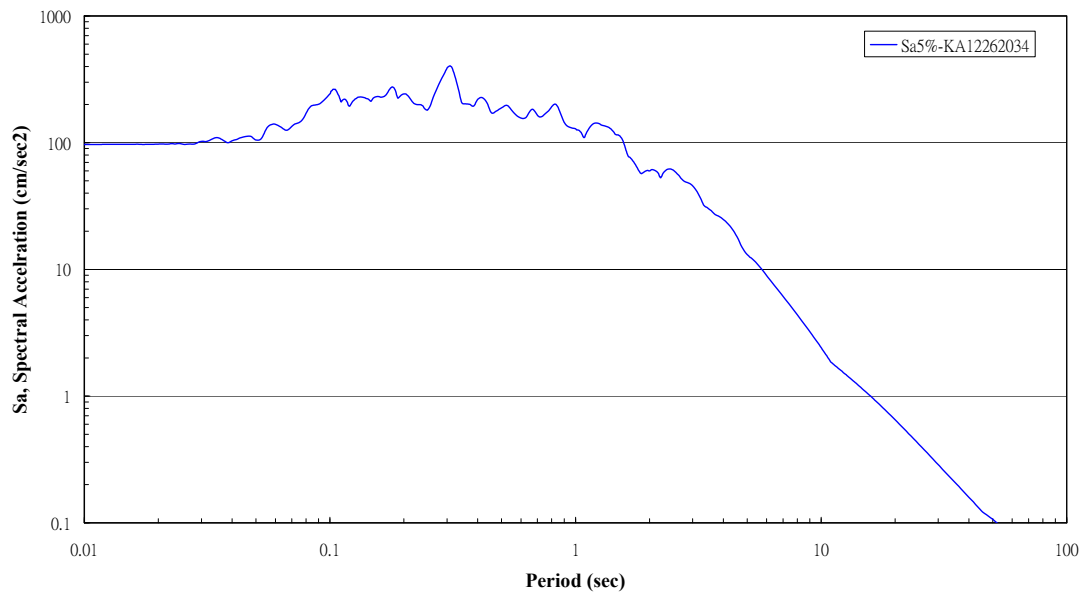


圖 8.34 高雄港監測站 2006 年 12 月 26 日地震之加速度反應譜($\zeta=5\%$)

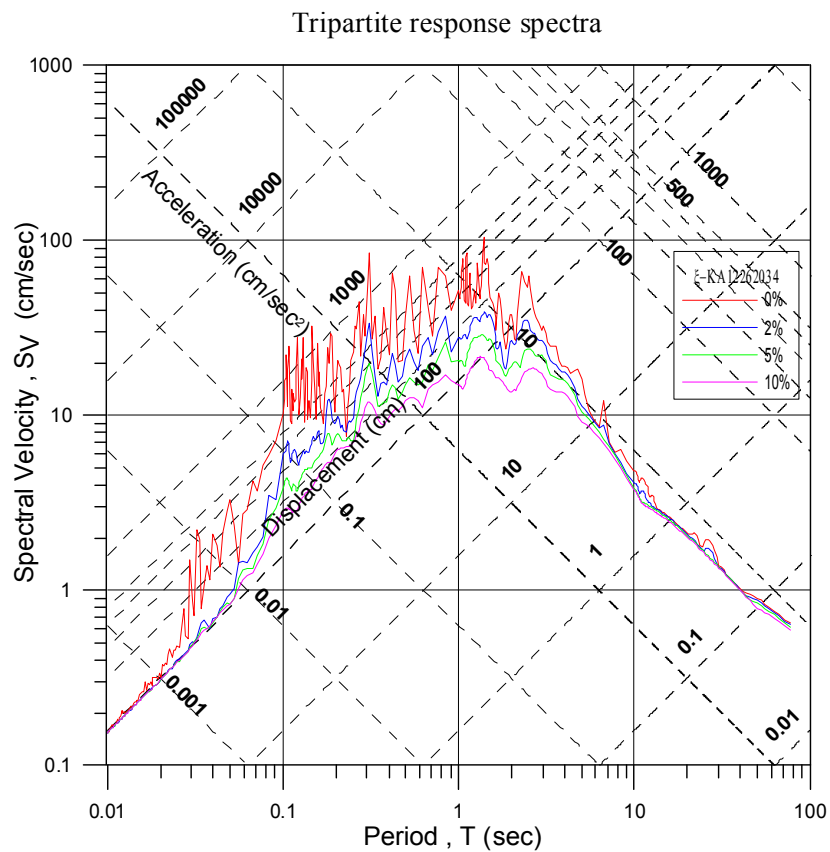


圖 8.35 高雄港地震監測站恆春地震反應譜三相圖(2006/12/26, 20:34)

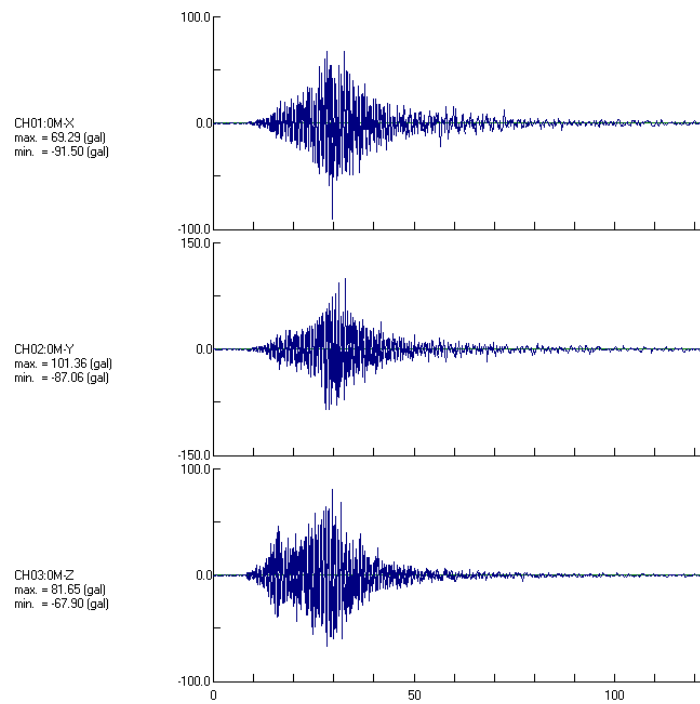


圖 8.36 安平港 2006 年 12 月 26 日 20 時 34 分地震加速度歷時

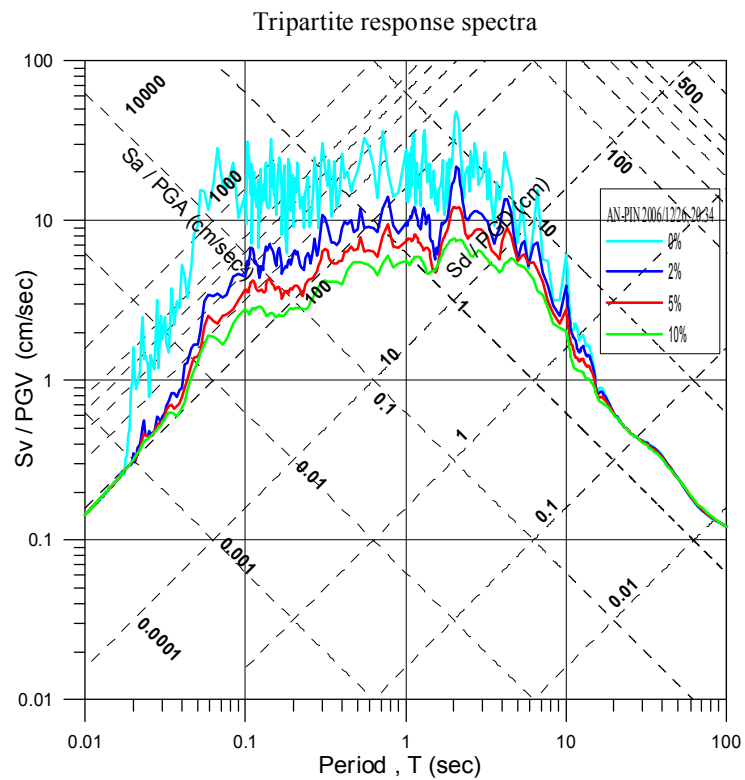


圖 8.37 安平港地震監測站恆春地震反應譜三相圖(2006/12/26, 20:34)

3. 實測地震反應譜分析

本章依內政部 2005 年修訂建築物耐震設計規範之靜力分析法，進行 2006 年恆春地震對數個震度較大測站之實測地震反應譜分析，藉以評估設計規範對該鄉鎮建築結構物是否在安全範圍內。各圖中紅色虛線代表當地 475 年回歸期之設計地震反應譜，依耐震設計規範之規定繪製，各地鄉鎮之工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數皆不同，各站之 S_s^D 、 S_1^D 值、反應譜等加速度段工址放大係數 F_a 與反應譜等速度段工址放大係數 F_v ，如表 8-11 所示(日本港灣協會，1999)。因安平港地震站位於臺南市南區，經以懸浮式速度井測探測結果，地表至地下 30 公尺之平均剪力波速約為 166(m/sec)，依耐震設計規範規定屬第三類地盤(軟弱地盤)。

表 8-11 工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數

鄉鎮市區	S_s^D	S_1^D	F_a 地盤係數	F_v 地盤係數
屏東縣恆春鎮	0.5	0.3	1.0	1.0
屏東縣滿州鄉	0.5	0.3	1.0	1.0
高雄市鼓山區	0.7	0.35	1.0	1.4
高雄市旗津區	0.6	0.35	1.1	1.4
臺南市南區	0.7	0.4	1.1	1.6
臺南市安南區	0.7	0.4	1.0	1.3
臺南市七股鄉	0.7	0.4	1.0	1.3

本節以 2006 年因恆春地震引起各測站之實測水平加速度反應譜與耐震設計規範進行比較，經初步比較結果如圖 8.38~圖 8.45 所示，各測站中以滿州國小、墾丁國小及恆春氣象站等地區將會有建築結構物於此次地震中損壞，而高雄港、安平港區、高雄氣象站與七股氣象站等地結構物則在安全範圍內，高雄港地區如將 PGA 放大到 0.15g 時介於設計規範內。

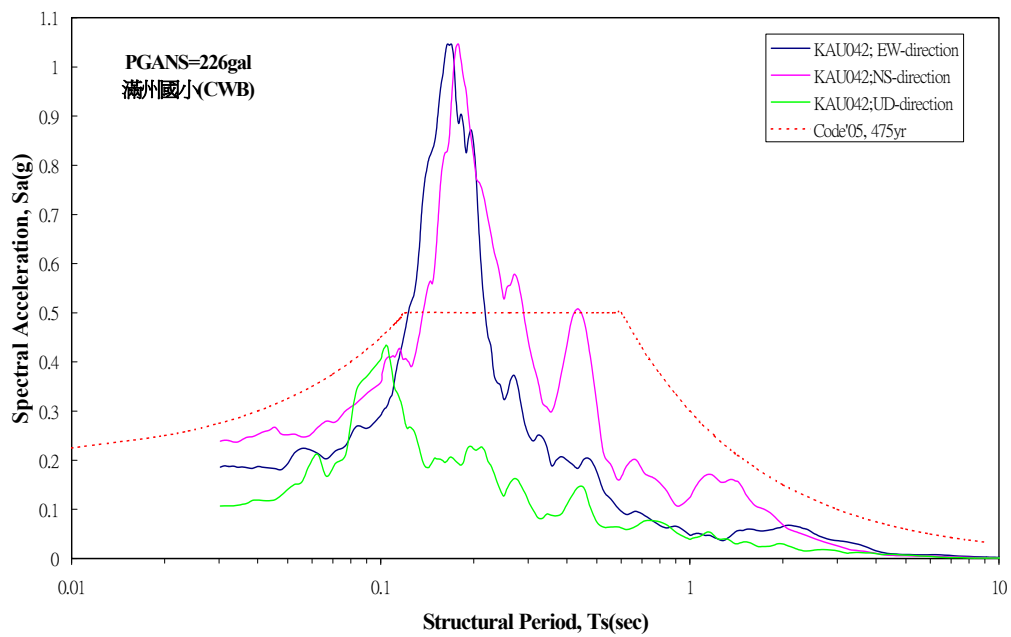


圖 8.38 滿州國小(KAU042)地震站實測反應譜圖(中央氣象局)

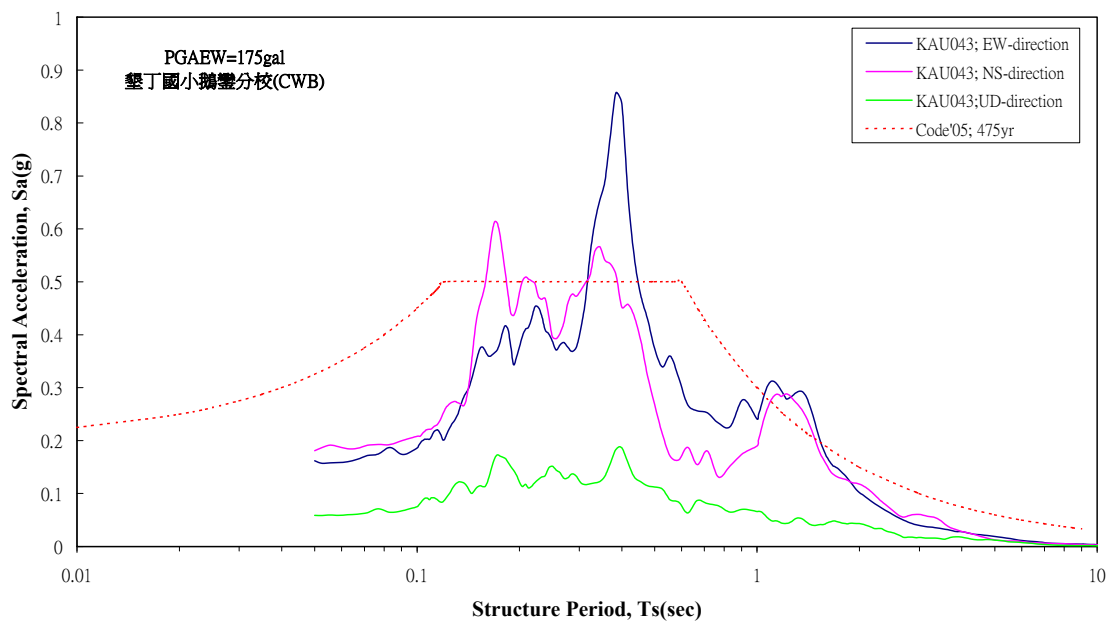


圖 8.39 墾丁國小(KAU043)地震站實測反應譜圖(中央氣象局)

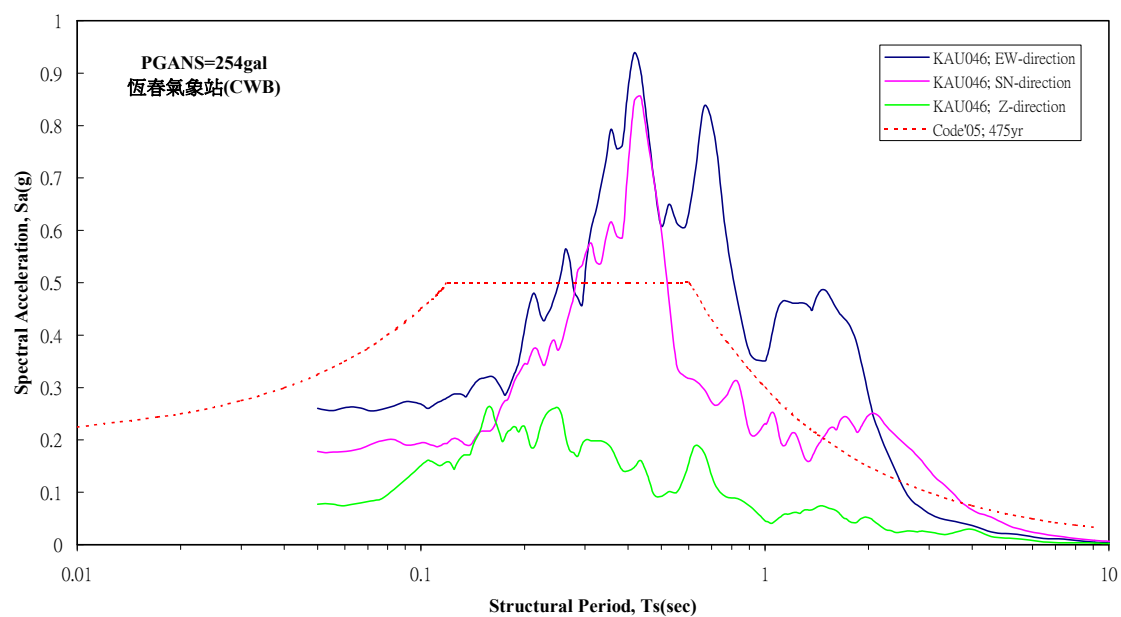


圖 8.40 恆春氣象地震站實測反應譜圖(中央氣象局)

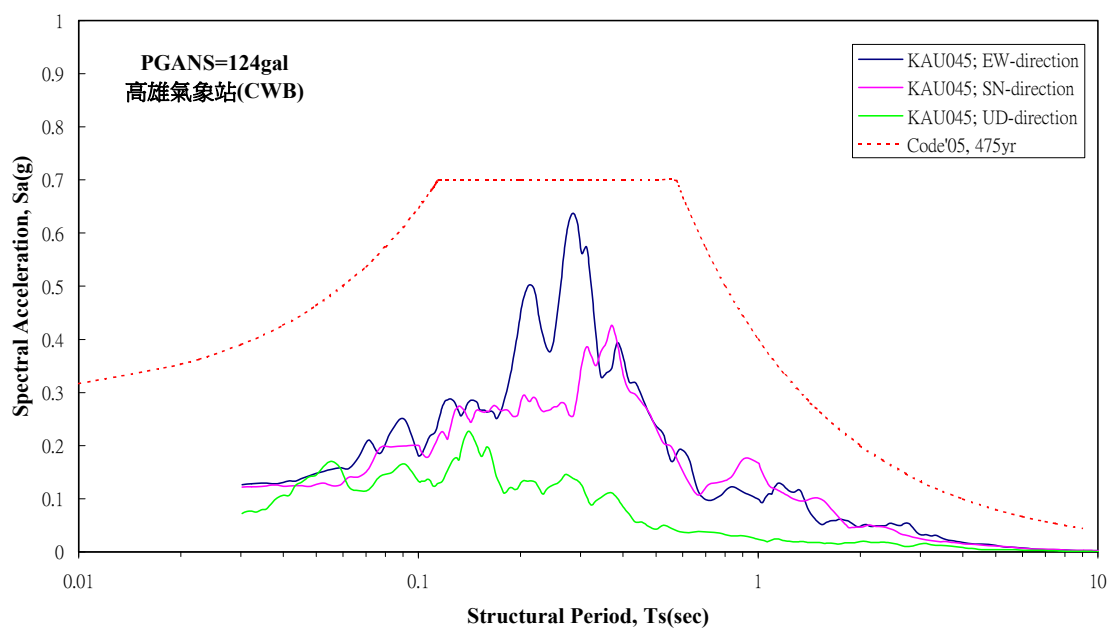


圖 8.41 高雄氣象地震站實測反應譜圖(中央氣象局)

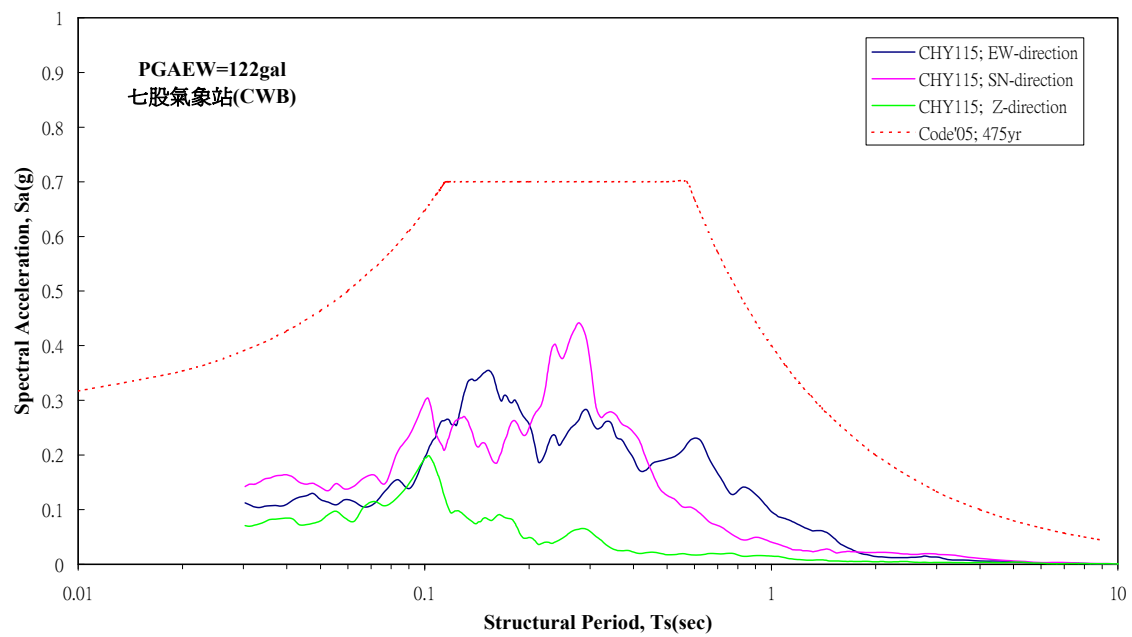


圖 8.42 七股氣象地震站實測反應譜圖(中央氣象局)

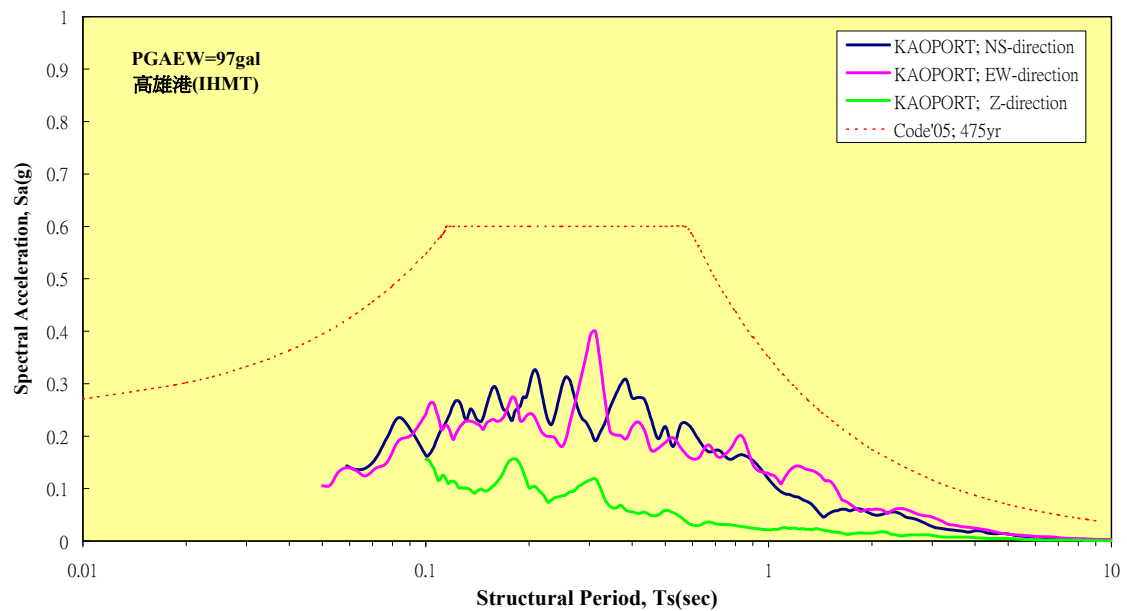


圖 8.43 高雄港地震站實測加速度反應譜圖($\zeta=5\%$) (港研中心)

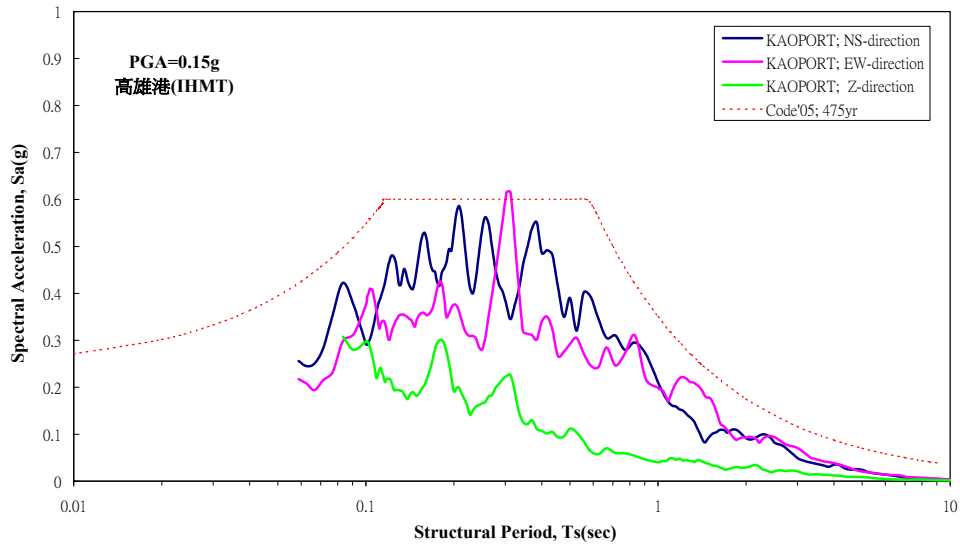


圖 8.44 高雄港地震站加速度反應譜圖(0.15g)

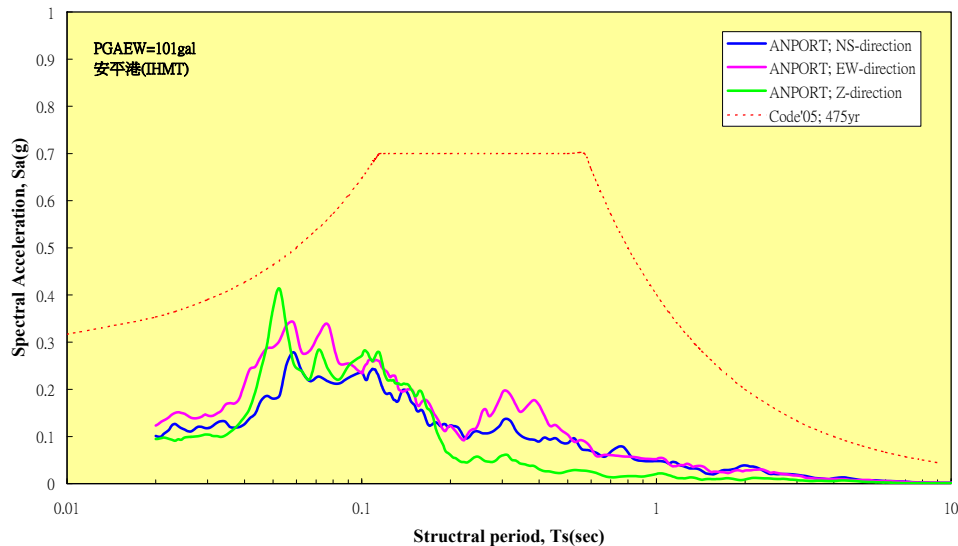


圖 8.45 安平港地震站實測加速度反應譜圖(港研中心) ($\zeta=5\%$)

8.5 時頻分析

時頻分析(Time-Frequency Analysis)是逸奇科技公司研發的 Visual Signal 訊號分析軟體工具(逸奇科技, 2011), TFA 模組群它提供了 Short-Term Fourier Transform(短時傅立葉轉換)、Morlet Transform(小波轉換)及 Hilbert Spectrum(計算每個時間點的瞬時頻率)等時頻分析的計算, 本節嘗試以該公司提供的試用版軟體, 進行分析 2006 年恆春地震於高雄港地震站監測的資料, 如圖 8.46 所示, 即應用 Visual Signal 軟體,

以 EMD (Empirical Mode Decomposition _ Huang et al., 1998)模組先行作經驗模態分解，從而可得其隱模態函數組(IMFs_Intrinsic Mode Functions)，再透過 HHT (Hilbert-Huang Transform _ Huang et al., 1998)模組作時頻分析並計算邊際頻譜(marginal spectrum)，進而可得相關之時頻圖及能譜圖，如圖 8.47 至圖 8.48 所示，由圖 8.49 可知地震波振盪主頻為 0.4Hz 之低頻。

一般在研究土壤場址效應時，是將地表與井下測站之地震紀錄波訊號，進行傅立葉轉換自時間訊號轉換至頻率域，再利用雙站頻譜比法，將地表與井下水平向的頻譜相除，其比值即代表各個頻率的土壤放大因子，而其頻譜比之第一峰值所在的頻率，即為兩測站間土層之共振主頻。

由於土壤受到較大之地震作用將會改變其共振主頻，如果採用一般之傅氏頻譜分析僅能得知地震共振主頻的不同，卻無法得知主頻發生變化與時間的關係。因此本節亦利用 Visual Signal 軟體之短時傅氏轉換法(Short-Term Fourier Transform)分析高雄港測站之 2006 年恆春地震訊號，再加上利用雙站頻譜比法，將地表與井下-14.7m 之頻譜比相除，其比值最大值所在之頻率，即是共振主頻。利用上述方法進行 2006 年 10 月 9 日微震及 2006 年 12 月 26 日強震 2 筆地震資料後，如圖 8.50~圖 8.51，強震時其主頻約為 2.4Hz，弱震時之主頻約為 4.4Hz，由圖可知共振主頻隨 PGA 值增大而往低頻移動，圖中橫軸為訊號的時間軸，縱軸為頻率，圖的顏色代表強度。高雄港及布袋港地震站 2010 年 3 月 4 日地震 STFT 法頻譜比圖如圖 8.52 及 8.53 所示。

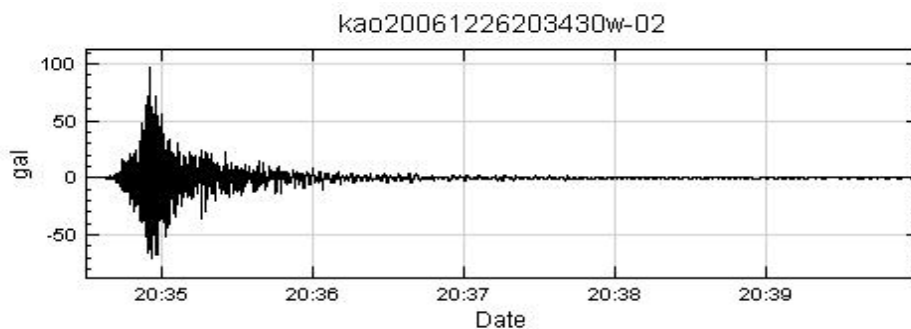


圖 8.46 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日恆春地震 PGA 圖

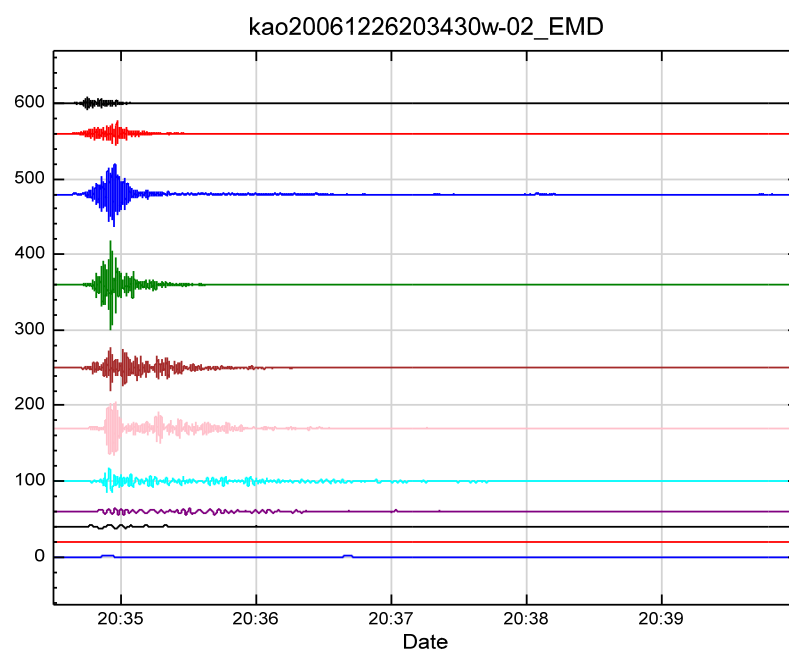


圖 8.47 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日恆春地震隱模態函數組圖 (IMFs_Intrinsic Mode Functions)

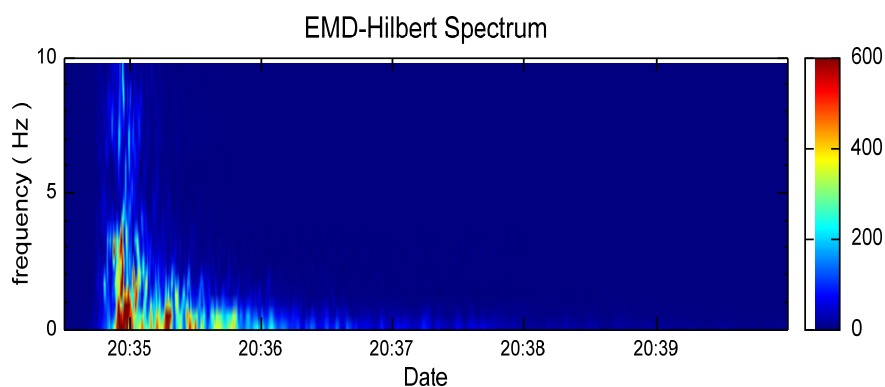


圖 8.48 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日恆春地震(HHT)時頻分析圖

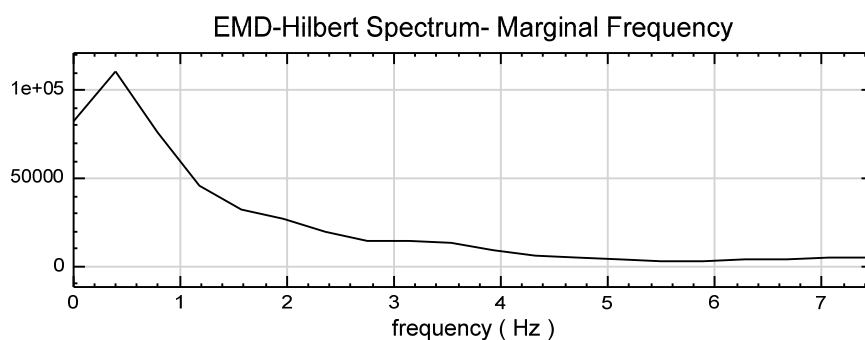


圖 8.49 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日恆春地震能譜圖

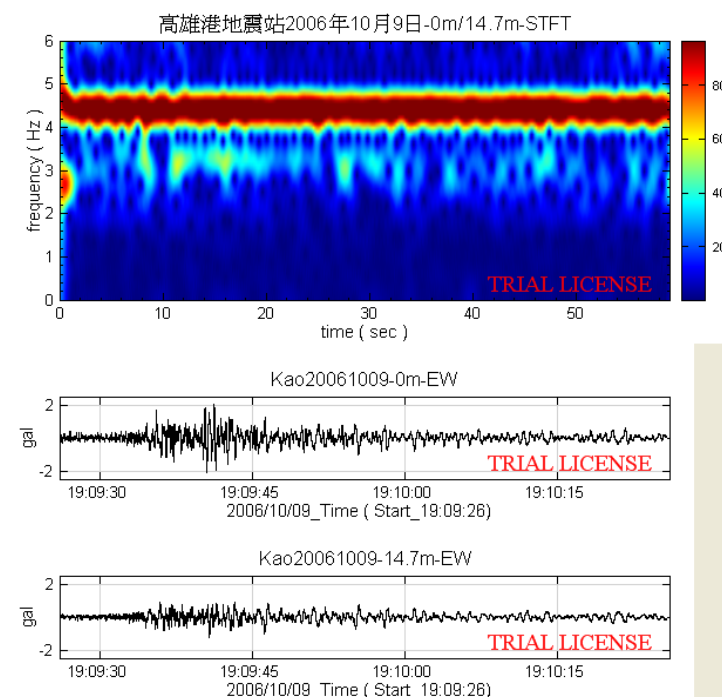


圖 8.50 高雄港地震站 2006 年 10 月 9 日地震 STFT 法頻譜比圖

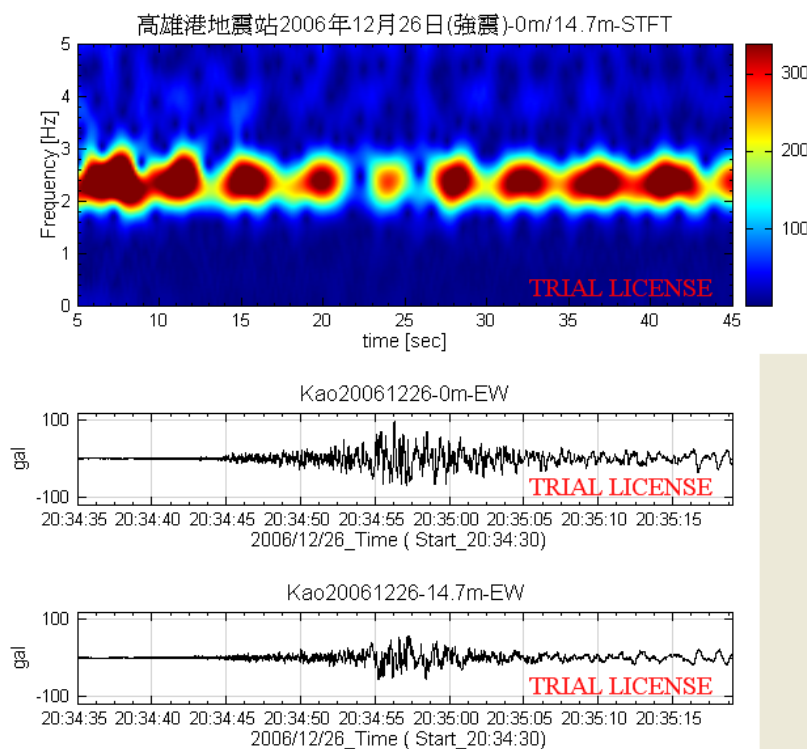


圖 8.51 高雄港地震站 2006 年 12 月 26 日地震 STFT 法頻譜比圖

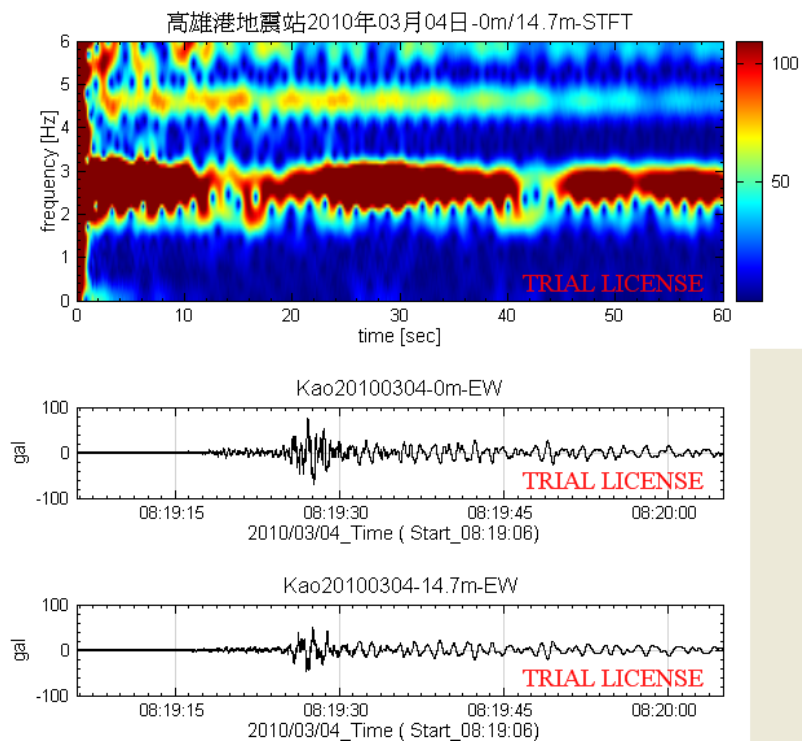


圖 8.52 高雄港地震站 2010 年 3 月 4 日地震 STFT 法頻譜比圖

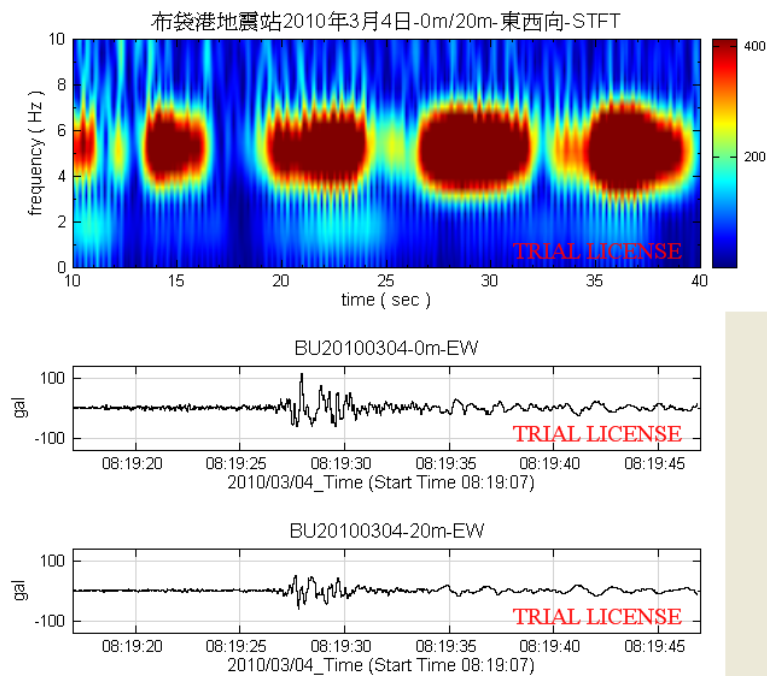


圖 8.53 布袋港地震站 2010 年 3 月 4 日地震 STFT 法頻譜比圖

8.6 港灣現地碼頭監測站

現地碼頭監測站選擇高雄港 120 號碼頭為典型鋼管樁支撐之棧橋式碼頭(謝明志等, 2013), 現地地質狀況單純且有相關資料, 鄰近具電力供應設施且有一簡易遮蔽物, 監測站原有配置如圖 8.54 及 8.55 所示, 包括一海床地震儀、一陸上地震儀, 水下動態基樁變位監測系統及一動態監測主機, 相關監測系統與管線將以地下化、隱蔽與不妨礙碼頭動線為原則。

動態基樁變位監測系統則裝置於由岸邊向內陸之第二根直樁上, 將於基樁每隔 50cm 間距, 以鋼製套環鎖於基樁表面, 其結合完成如圖 4.16 所示, 水下設備之管線將以浮管方式固定於棧橋版下方, 並由近岸起重機軌道後方之排水通氣孔穿出至地表, 並開挖淺溝埋於地下, 施工完並回復原狀。陸上施工包括陸上地震儀與監測主機, 陸上地震儀裝置於地表, 並以堅固保護箱固定, 以避免影響動線與人為碰撞, 相關管線以淺溝埋設於淺層地表下。監測主機安裝於起重機軌道後方之貨櫃屋中, 借用約 1m*2.5m 之面積放置監測系統主機櫃, 並將裝置一空調與警報系統, 所需電源向港物單位借用, 另向中華電信申請固定 IP 之 ADSL 與電話。

高雄港 120 號碼頭監測站於 98 年設置完成後, 雖曾監測到 2010 年 3 月 4 日的甲仙地震資料, 但因測站原裝設之水下動態基樁變位監測系統因年久腐蝕, 導致失去功能, 且原有監測主機亦因近海之故, 主機板腐蝕嚴重, 本年度更換主機板後於 2012 年 4 月中旬重新恢復水下及陸上地震儀監測, 2012 年 10 月 25 日成功紀錄一筆 5 級有感地震, 震源深度為 33 公里, 芮氏地震規模為 5.5, 與高雄港較接近之高雄港監測站其震度為 5 級, 氣象局測站之加速度歷時如圖 8.56 所示, 其水平向最大加速於 EW 向為 74.29 gal, NS 向為 81.47 gal。

高雄港 120 測站之陸上地震儀與井下地震站之地表地震儀所量得之資料如圖 8.57 及 8.58 所示, 陸上地震儀資料與氣象局監測記錄波形相同, 但加速度震幅較小。圖 8.59 為高雄港 KH120 測站陸上地震儀與

井下地震儀之 2012 年 10 月 25 日地震傅氏頻譜比較圖，KH120 測站主頻約為 1.2Hz，井下地震站主頻約為 2.2Hz。

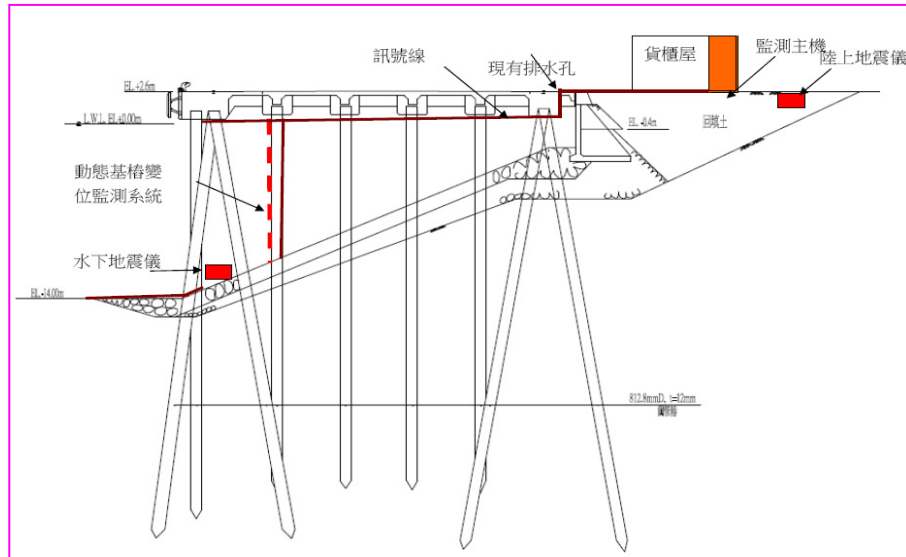


圖 8.54 高雄港 120 號碼頭動態監測站斷面配置圖

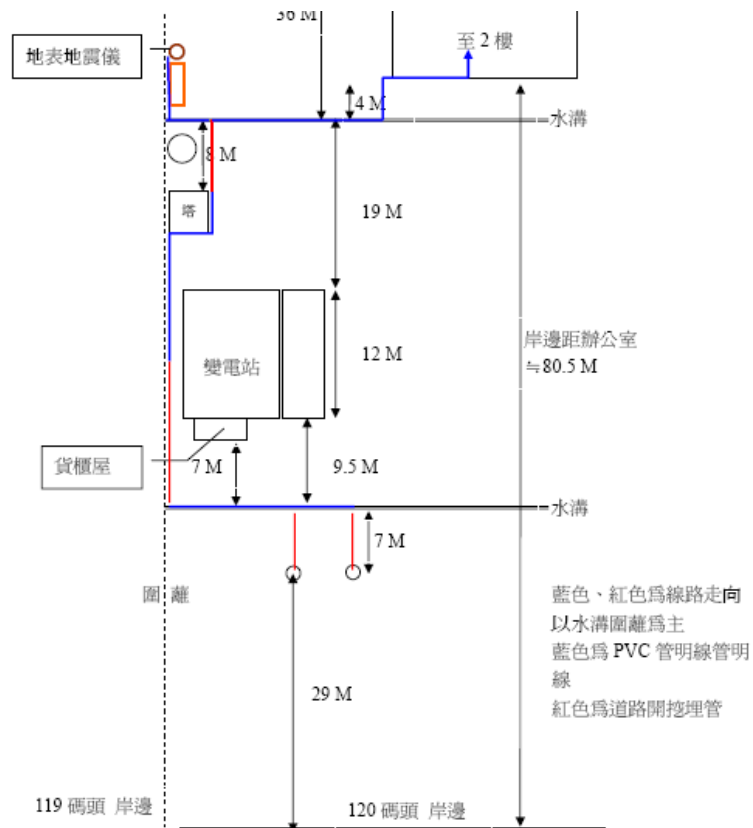


圖 8.55 高雄港 120 號碼頭動態監測站平面配置圖

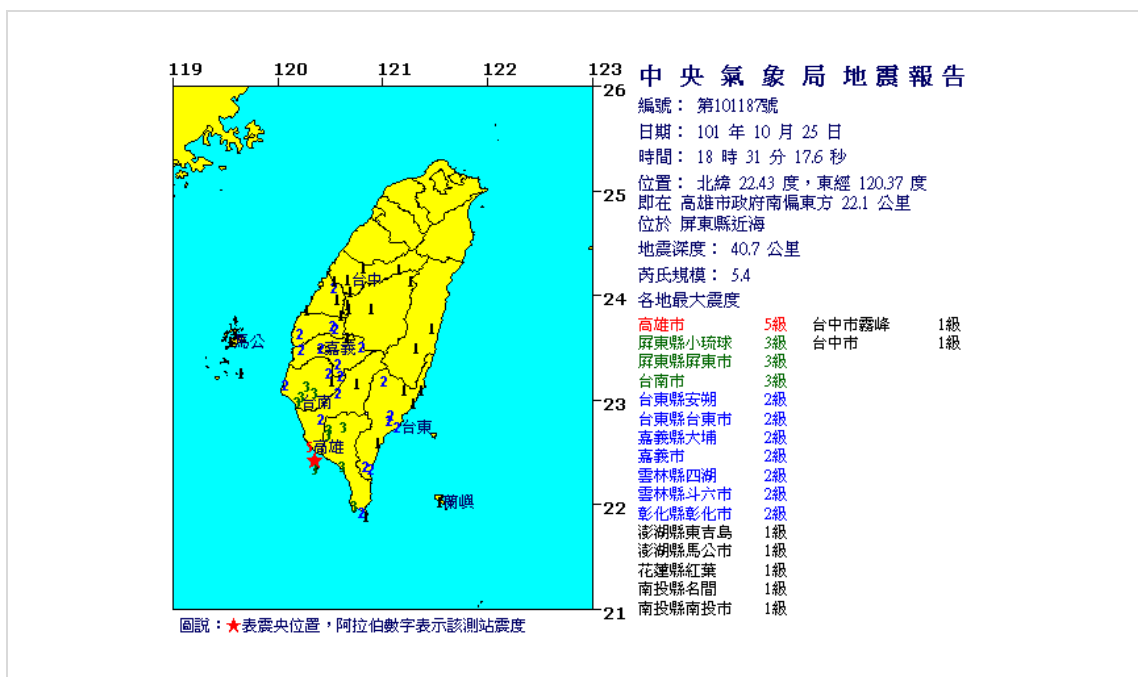


圖 8.56 2012 年 10 月 25 日 18 時 31 分地震震度分布(中央氣象局)

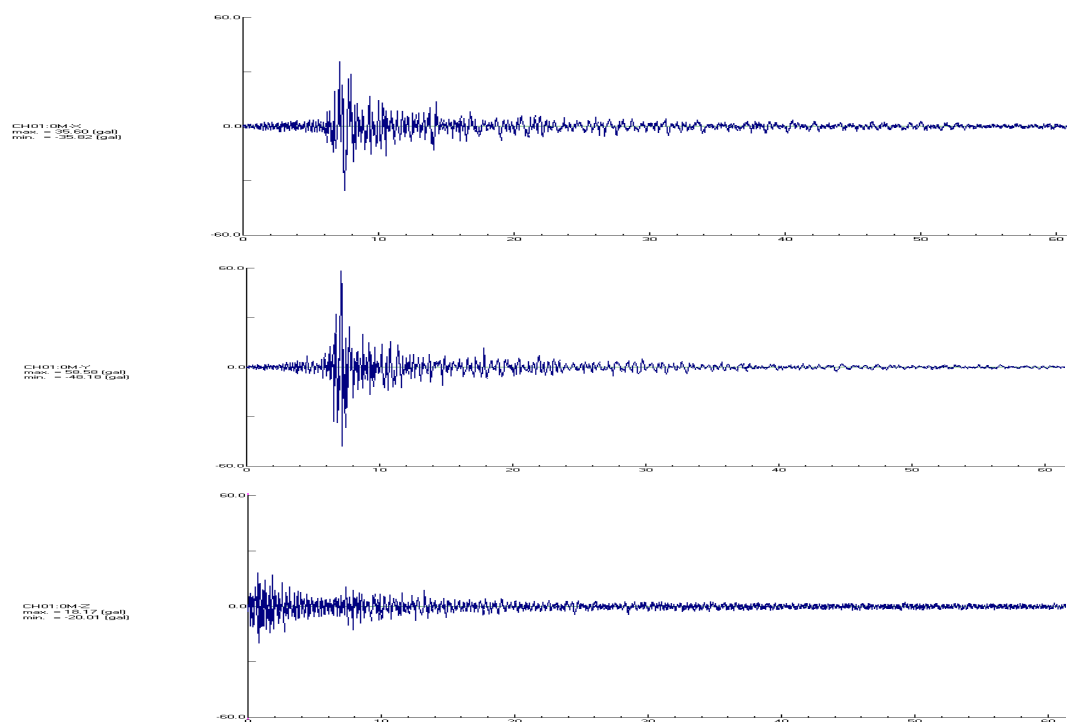


圖 8.57 高雄港 120 碼頭地表地震儀地表加速度歷時(2012/10/25)

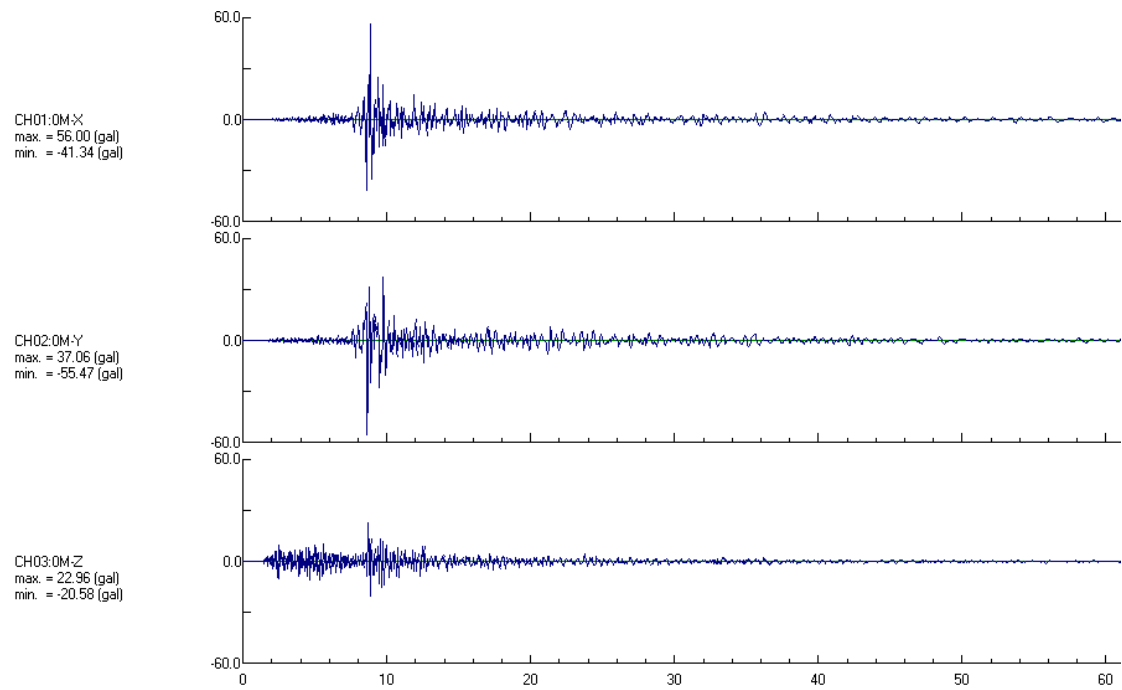


圖 8.58 高雄港井下地震站地表加速度歷時(2012/10/25)

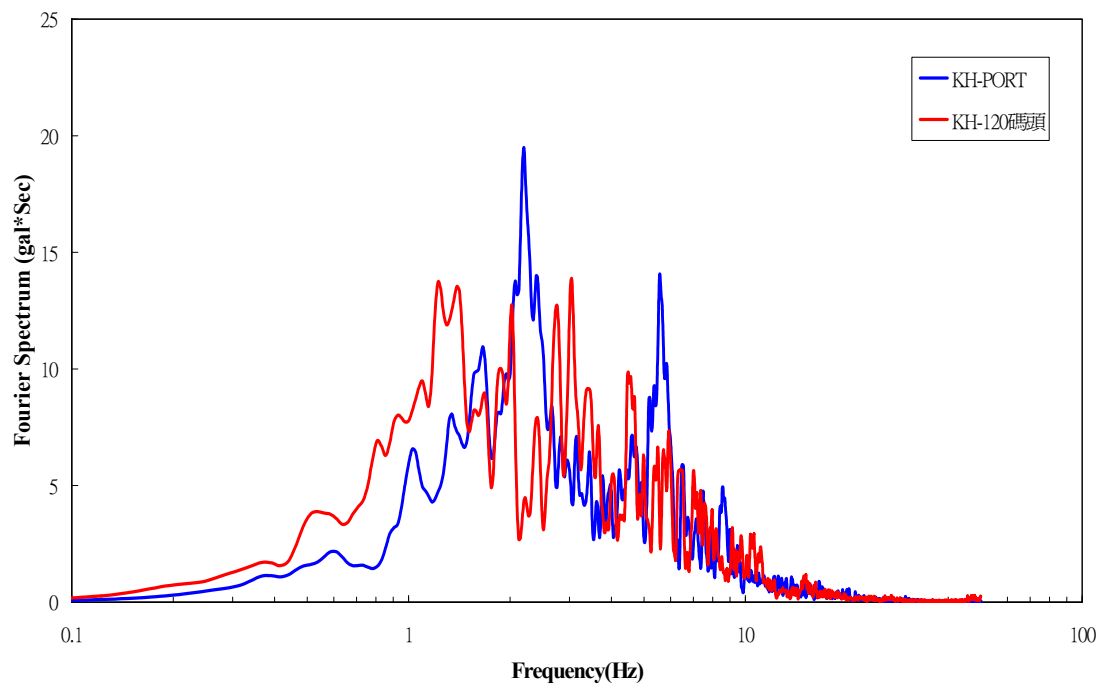


圖 8.59 高雄港地震站地震資料傅氏頻譜比較圖(2012/10/25)

8.7 港灣地區地震資訊網

8.7.1 港區地震資訊網

本網站利用各港設置之井下地震及動態孔隙水壓監測系統，將監測所得地震資料結合港研中心建立之港灣環境資訊網站，建置於港區地震資訊中，以利於查詢，港區地震資訊網及查詢圖如圖 8.60 至圖 8.64 所示。

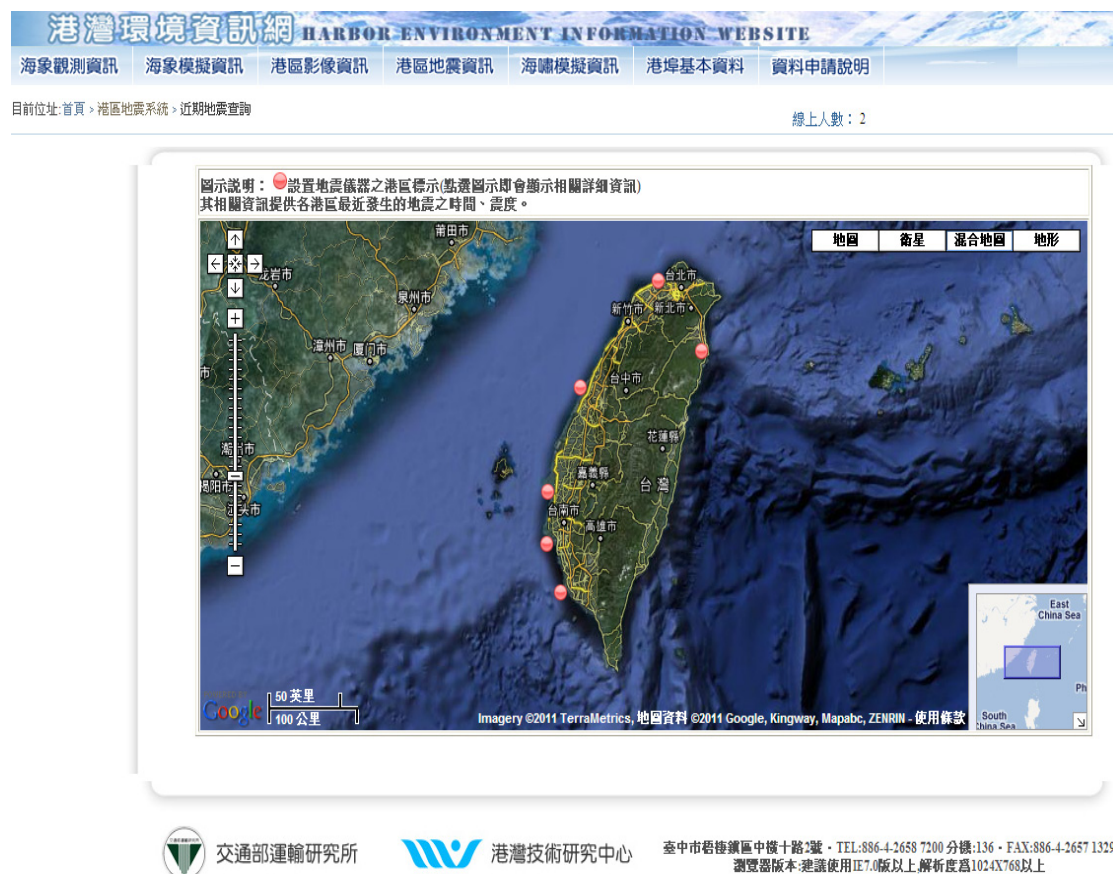
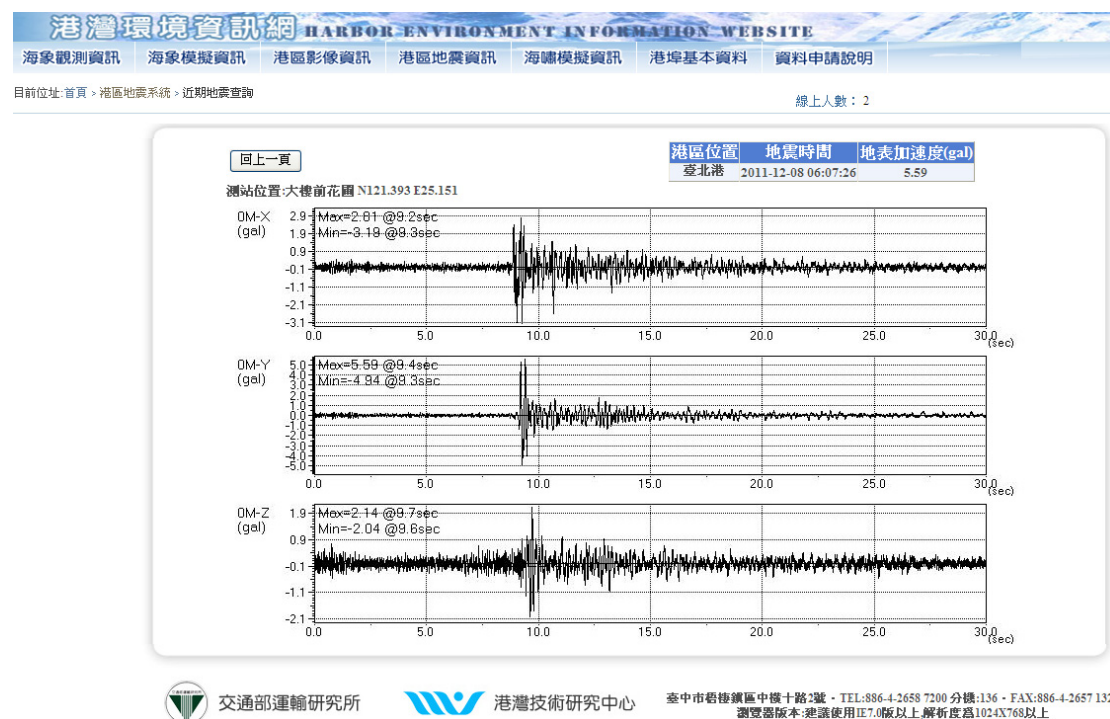
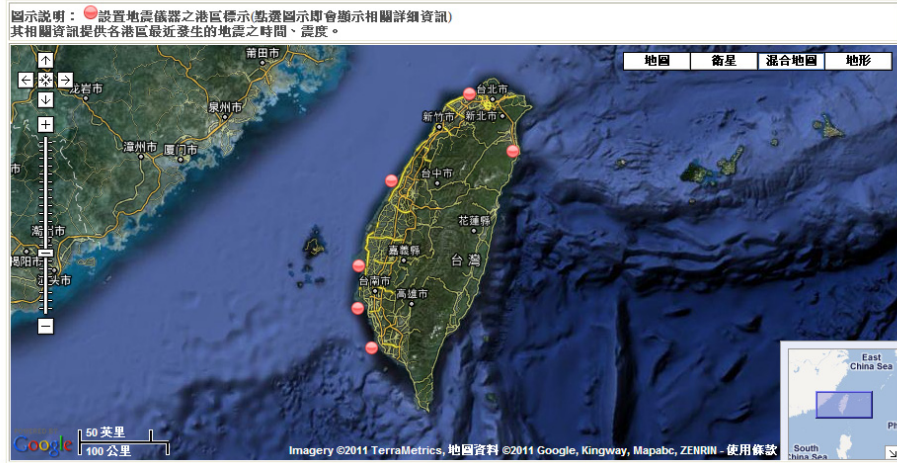


圖 8.60 港區地震資訊網示意圖





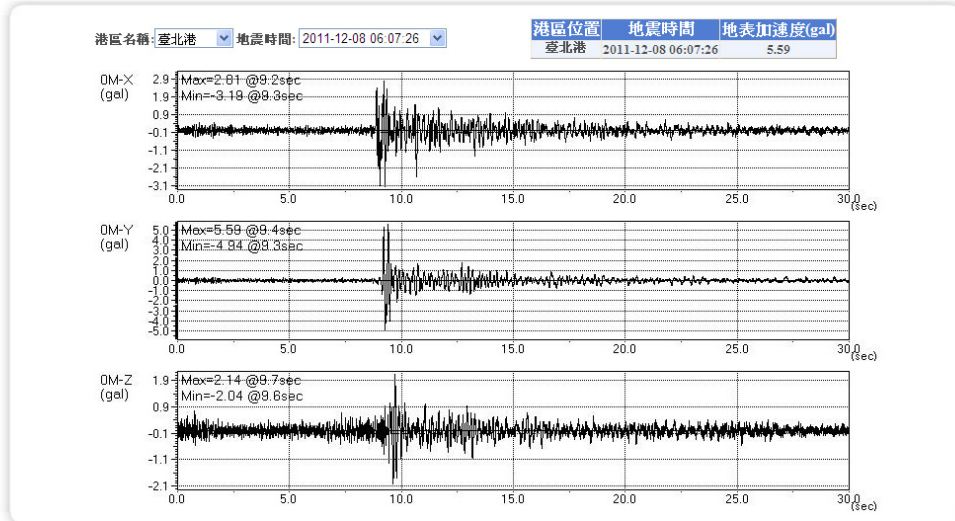
交通部運輸研究所



港灣技術研究中心

臺中市梧棲鎮區中橫十路2號 · TEL:886-4-2658 7200 分機:136 · FAX:886-4-2657 1329
瀏覽器版本:建議使用IE7.0版以上 解析度為1024X768以上

圖 8.63 港區歷史地震資訊查詢圖



交通部運輸研究所



港灣技術研究中心

臺中市梧棲鎮區中橫十路2號 · TEL:886-4-2658 7200 分機:136 · FAX:886-4-2657 1329
瀏覽器版本:建議使用IE7.0版以上 解析度為1024X768以上

圖 8.64 港區歷史地震查詢圖-臺北港

8.7.2 港區震災速報系統

本年度分別於臺中港及安平港井下地震監測站之儀器機房內安裝三向度網路型地表地震監測速報系統，當地表感震器接收到地震訊號後，先傳至儀器主機經運算後，再同時儲存到工地工業級無風扇小型電腦，可藉著中華電信 ADSL 網路將港區災況以簡訊方式依不同震度需求發送至各手機持用人，本系統可提供本中心或港區各港務管理單位及碼頭設施維修等相關人員作為災後檢修之參考，縮短救災時間並減少災損。監測儀器配置如圖 8.65，即時畫面顯示如圖 8.66 及 8.67 所示。地震即時監測系統採用日製儀器，為三軸向網路型小型加速度計 (CV-374 型)，地震訊號取樣頻率 100 Hz~1KHz，量測範圍自 0gal~±2000gal。

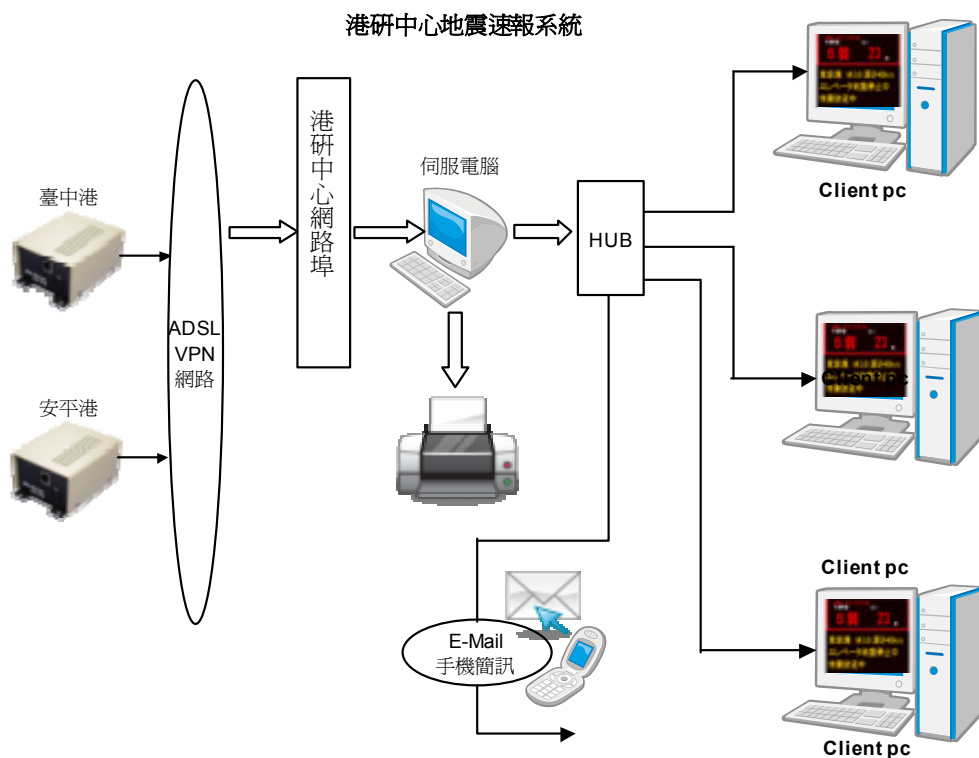


圖 8.65 港區地震災況速報系統儀器配置示意圖

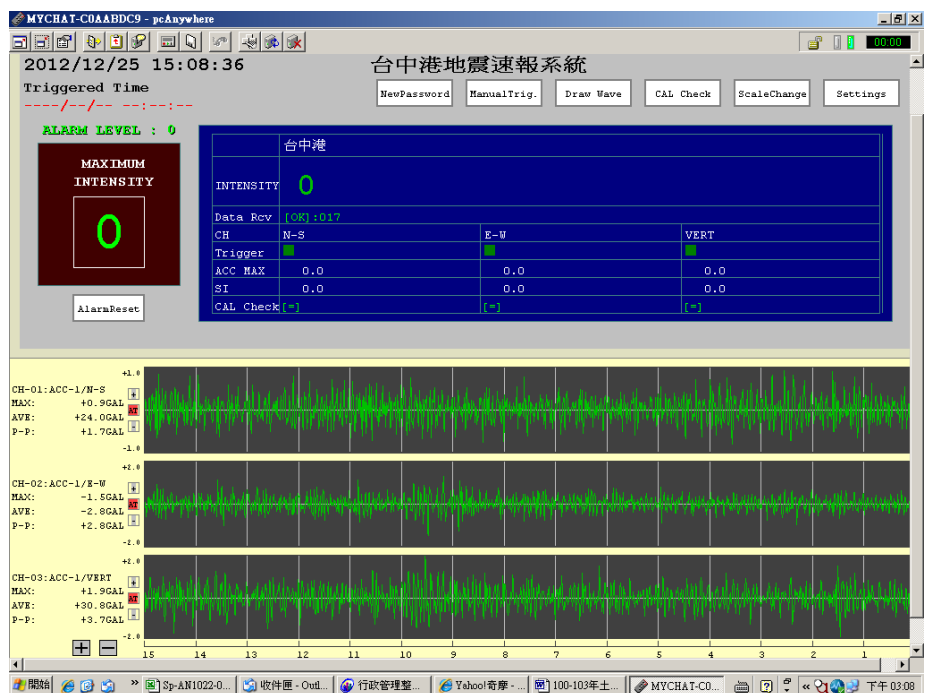


圖 8.66 臺中港區地震即時監測畫面示意圖

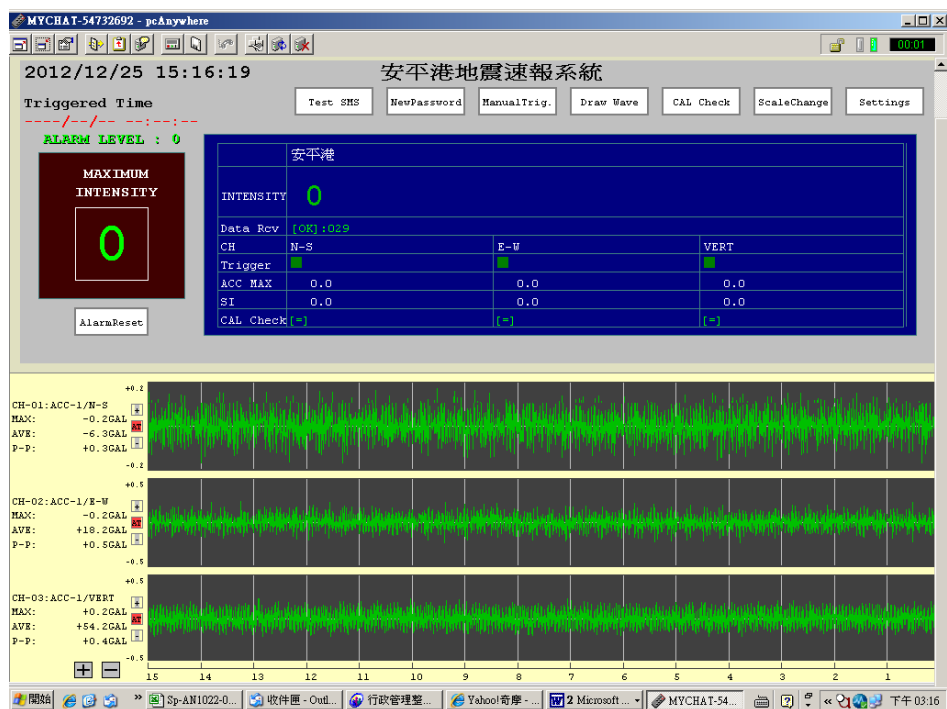


圖 8.67 安平港區地震即時監測畫面示意圖

8.8 港區微地動試驗

本節採 Nakamura 在 1989 年提出單站頻譜比法之經驗式，分別於臺北港及高雄港區進行微地動試驗，利用試驗所得資料，即以水平向與垂直向之震幅放大頻譜比(H/V amplification spectrum ratio)，分析出淺層沖積土層之共振頻率(彭瀚毅，1998)。

8.8.1 臺北港區微地動試驗與共振主頻

於臺北港區以 (Guralp CMG-6TD 型數位寬頻地震儀，如圖 8.68) 進行微地動試驗，利用晚間無重型機械運作時施作以避免人為震動之影響，每一測點施測 15 分鐘。測線圍繞臺北港全區周邊，以 200 公尺設一個測站，總計量測 22 站，測站資料如表 8-12 所示，各站位置如圖 8.69 所示。

經量測結果，臺北港區主頻除了一個測站為 2.69Hz 外，其餘大約介於 0.98~1.81Hz，港區共振主頻等值分佈圖如圖 8.70。



圖 8.68 微地動儀現地試驗圖

表 8-12 臺北港區測站資料

點號	經度	緯度	高程	誤差	第一主頻	放大倍率	第二主頻	放大倍率
TP01	289184	2782666	5	9	2.42	1.66		
TP02	289283	2782772	4	10	1.71	3.37	15.04	1.42
TP03	289305	2782501	4	8	1.42	0.05		
TP04	289747	2782942	6	7	1.42	0.04		
TP05	289382	2782855	5	8	1.46	3.1	11.13	1.46
TP06	289516	2782746	5	7	1.51	1.91		
TP07	289406	2782747	7	9	1.76	2.71		
TP08	289653	2782882	5	8	1.51	2.77		
TP09	289433	2782632	5	9	1.17	2.79		
TP10	289796	2783185	6	7	1.07	2.93		
TP11	289964	2783314	7	8	1.12	1.82		
TP12	289565	2782675	7	8	1.17	3	3.42	0.71
TP13	289901	2783058	7	9	0.98	1.97		
TP14	289313	2782388	6	7	1.73	2.99		
TP15	289397	2782476	5	8	2.69	3.51		
TP16	289470	2782546	5	8	1.56	3.58		
TP17	289433	2782354	4	10	1.81	2.85		
TP18	289532	2782456	6	8	1.61	3.03		
TP19	289477	2782938	4	8	1.42	5.71		
TP20	289974	2783606	7	8	1.07	2.28		
TP21	290092	2783735	7	8	1.46	2.72		
TP22	290369	2783227	3	10	1.42	2.42		

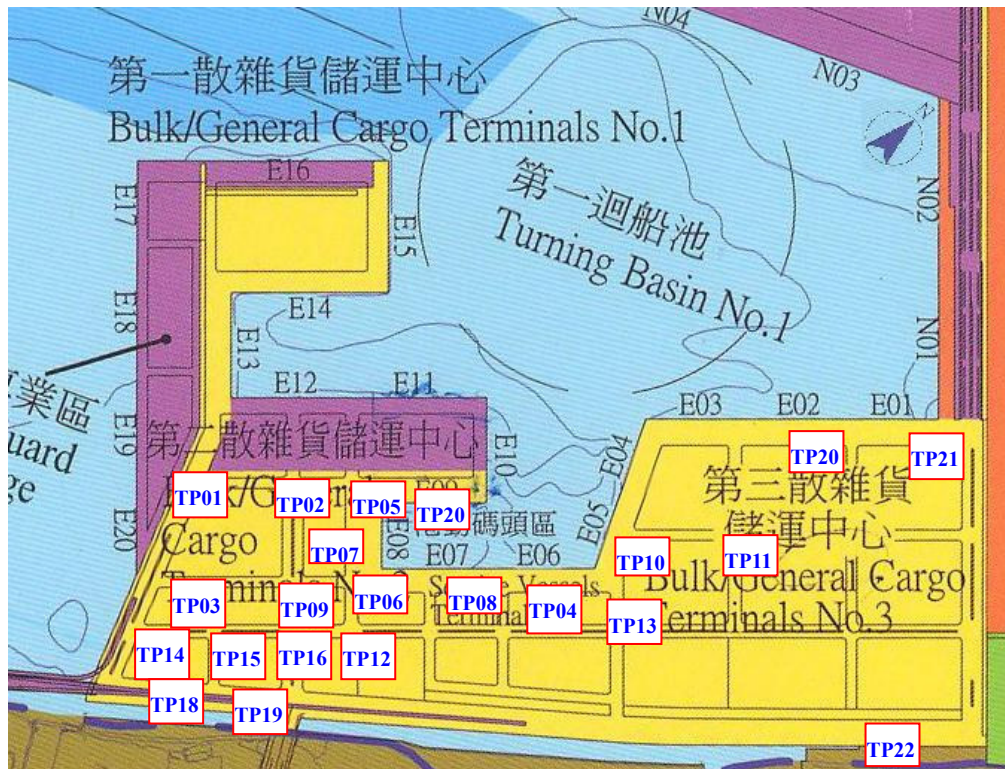


圖 8.69 臺北港微地動測站位置圖

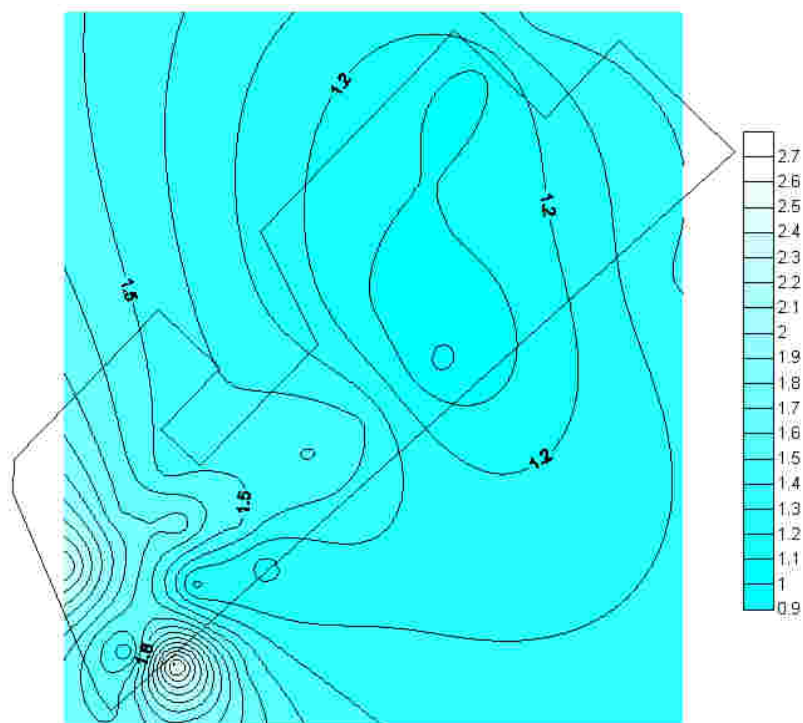


圖 8.70 臺北港區共振主頻等值分佈圖

8.8.2 高雄港區微地動試驗與共振主頻

高雄港區微地動試驗亦應用 Nakamura (1996, 2000)之單站頻譜比法原理，選擇第四貨櫃中心(115~121 號碼頭)進行試驗，以每 200~500 公尺設一個測站，總計量測 9 個站，每一測點施測 15 分鐘。測站資料如表 8-13 所示，各站位置如圖 8.71 所示。

量測結果，高雄港區主頻約介於 0.2~1.2Hz，顯示此區域沖積層較厚，高雄港區第四貨櫃中心共振主頻等值分佈圖，如圖 8.72。

表 8-13 高雄港區測站資料

測站編號	GPS 座標 (TWD97)		第一主頻	放大倍率	第二主頻	放大倍率
	N	E				
B01	178105	2496698	0.85	2.12		B01
B02	178339	2496392	1.19	1.62	4.37	B02
B03	178486	2496285	0.31	3.37	0.41	B03
B04	178536	2496211	0.29	3.89		B04
B05	178643	2496632	0.31	3.16	0.43	B05
B06	178733	2496446	0.22	3.32	0.31	B06
B07	178693	2496003	0.26	3.56	4.37	B07
B08	178999	2495525	0.31	2.95		B08
B09	179207	2495265	0.83	1.79		B09



圖 8.71 高雄港第四貨櫃中心各測站分佈位置圖

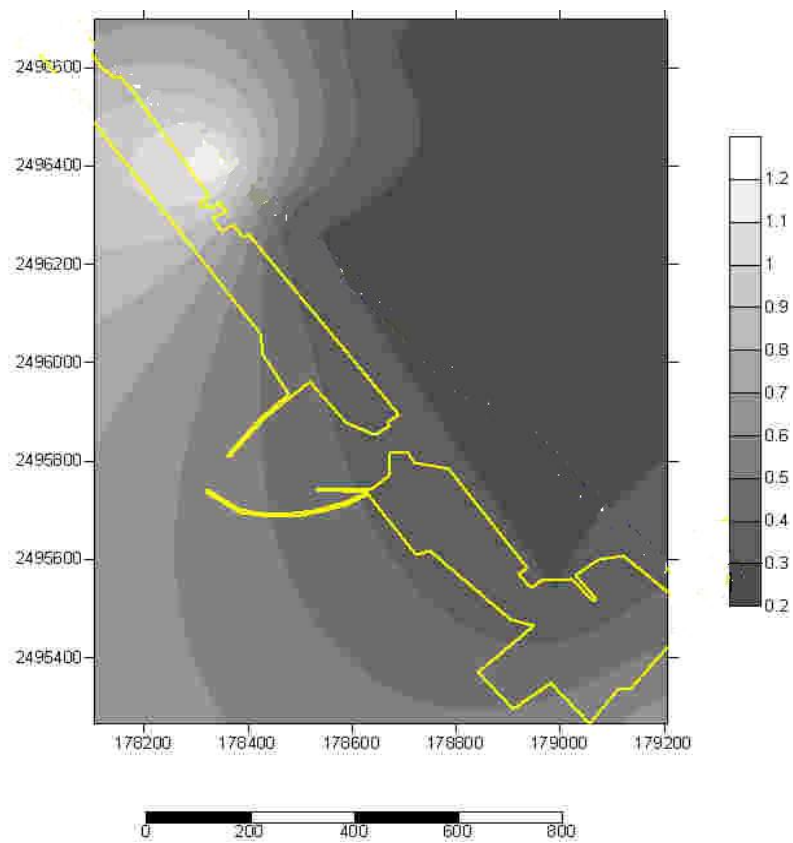


圖 8.72 高雄港區第四貨櫃中心共振主頻等值分佈圖

第九章 港灣地區地層下陷監測分析

臺灣地區由於地下水大量開發引致之地層下陷問題，已是一種普遍現象，而在沿海地區，亦由於大量開發抽取超額之地下水，導致愈演愈烈之地層下陷，依據水利署地層下陷資料截至民國 99 年止，臺灣西南沿海以屏東地區最大累積下陷量達 3.28 公尺為最嚴重，彰化濱海地區最大累積下陷量 2.5 公尺，雲林地區最大累積下陷量 2.4 公尺，而嘉義地區累積最大下陷量亦有 1.5 公尺，且下陷中心主要是分布於鰲鼓、東石及布袋一帶，整個西南沿海地區幾乎均有地層下陷現象。由於超抽地下水易造成區域性之地下水位下降，港灣地區雖無超抽地下水，但受到附近沿海地區超抽地下水之影響，其地下水位大多已降到海平面以下，有引發海水入侵之疑，若水位繼續下降，恐會導致土壤鹽化、地層下陷及淹水等問題。尤其貨櫃碼頭之貨櫃裝卸及堆置漸朝自動化設計，碼頭地面少許之差異沉陷，皆易使碼頭自動化之機械設備損壞或喪失使用功能。因此，為維護港區工程及各樣設施之安全，設置地層下陷及地下水壓監測站，進行長期之下陷監測。

本計畫連續於布袋港、大鵬灣、臺中港、安平港等港區，各設置 1 組 200 m 及 300m 深地層下陷及靜態水壓監測站，採手動方式以無線電波感應式層別沉陷儀，定期進行港區地層分層沉陷之長期監測，主要是維護各港區沉陷及水位觀測井之正常監測，平時定期量測各港區之沉陷及水位變化，以探討地下水壓變化對各港區地層下陷之影響。地震後，亦可量測分層地層下陷，分析各土層地震時之沉陷量。

本章就港灣地區之地層下陷行為、量測方法與各港區地層下陷監測站經過長期量測地盤下陷及地下水位結果分節敘述於後。

9.1 港灣地區地層下陷行為

港灣地區地層下陷之原因，非常複雜，如大地應力作用所引致地殼之升降，地震作用引致港灣地區沖積砂土層與海埔新生地發生液化而產生嚴重之下陷，防波堤為港灣之重要構造物，大都由大型沉箱連接而成，有極大的荷重，亦會產生嚴重之下陷；另港灣碼頭設施大都由抽砂填土而成，大規模之填土易造成區域性之不均勻沉陷，及港灣附近地區超抽地下水易造成區域性之地下水位下降，導致港區地層下陷等，依據世界各地研究觀察結果，大部分之地層下陷，皆因過量開發地下水資源而產生，臺灣西南海岸港灣地區之地層下陷亦然。

一般而言，無論是港灣構造物荷重或超抽地下水造成之地層下陷，大都因土層受到外力而產生壓縮所致，所以欲對地層下陷進行分析之前，首需對整體土層所受有效應力增量之分佈情形，及整體土層之下陷行為與各分層土壤壓縮特性進行瞭解，然後再應用壓密理論進行沉陷分析，如圖 9.1 所示。

從土壤力學中壓密理論的觀點來看，地層下陷的主要原因是土壤受到壓力，使土壤內之孔隙水逐漸排出，體積發生變化導致土壤壓密現象，由於壓密作用，地層表面將有沉陷變形產生。所謂之土壤受到壓力，是指土壤在土層中受到比原來存在土層中有效應力更大之應力，即有效應力增量，亦即有效應力增量存在之土層才有土壤壓密或壓縮現象，而有效應力所指為地層中土壤顆粒之間（即架構）所承受的應力，與孔隙水壓力共同組成地層中的總應力，一般認為只有有效應力的部份才會影響地層的架構，其改變為造成地層下陷的主因，因此對土層內有效應力增量分佈之研判極為重要。

茲就超抽地下水，所引致有效應力增量之分佈情形、下陷行為、分析方法等，分述如下：

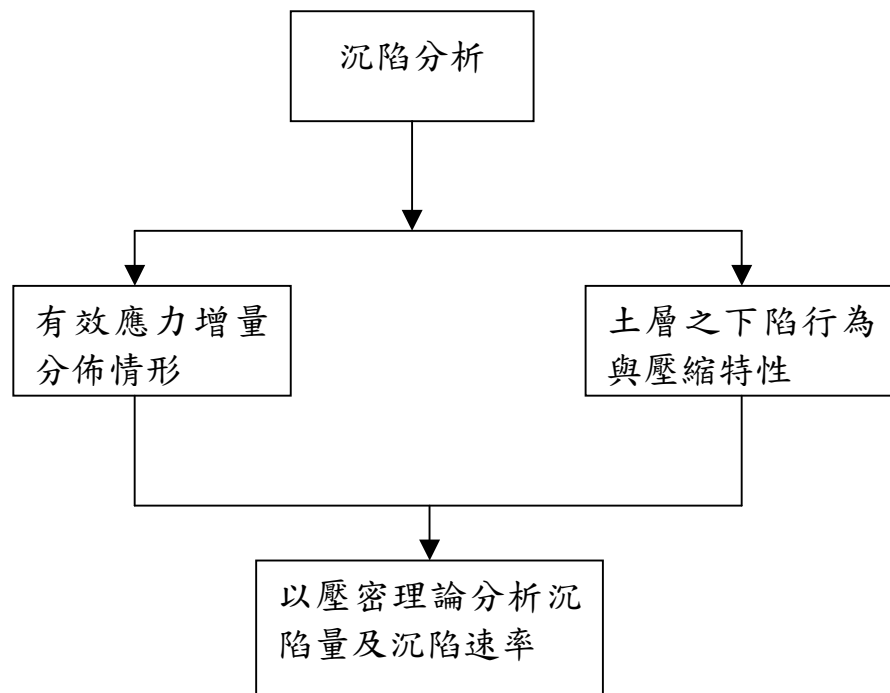


圖 9.1 沉陷分析之流程圖

9.1.1 有效應力增量分布

超抽地下水引致地層下陷，一般可分為二類(7)，一為自由水位下降引致之淺層沉陷，另一為受壓水位下降引致之深層沉陷。若由於自由水層受到過量抽水，引致自由水位下降，其有效應力增量僅分布於最淺層自由水層及其下之難透水層(Aquitard)或粘土層，而其他之受壓水層(Aquifer)及粘土層則無有效應力增量產生，其分佈情形如圖 9.2 所示，由於在有效應力增量存在之土層，才有土壤之壓密或壓縮現象，因此超抽自由水層產生之沉陷屬於淺層沉陷。若由於受壓水層受到過量抽水，而致受壓水位下降，其有效應力增量如圖 9.3 所示，除分佈於該超抽受壓水層外，並分佈於其上下之難透水層或粘土層，而最淺層之自由水層及其他之受壓水層與粘土層則無有效應力增量產生，由於超抽受壓水層引致之有效應力增量產生於土層深處，土壤之壓密或壓縮亦發生於深處，因此此種沉陷屬於深層沉陷。

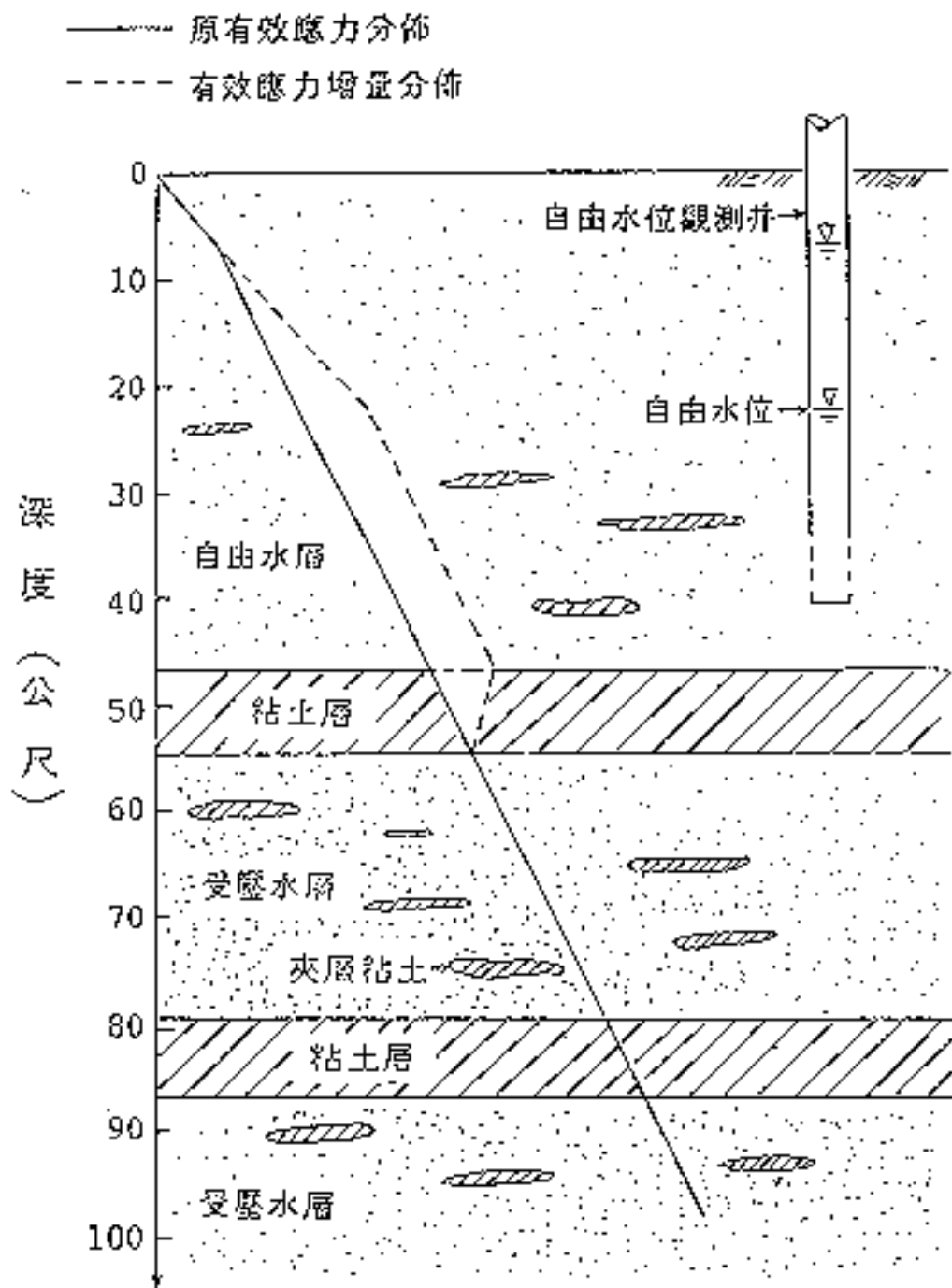


圖 9.2 自由水位下降引致之有效應力增量分佈

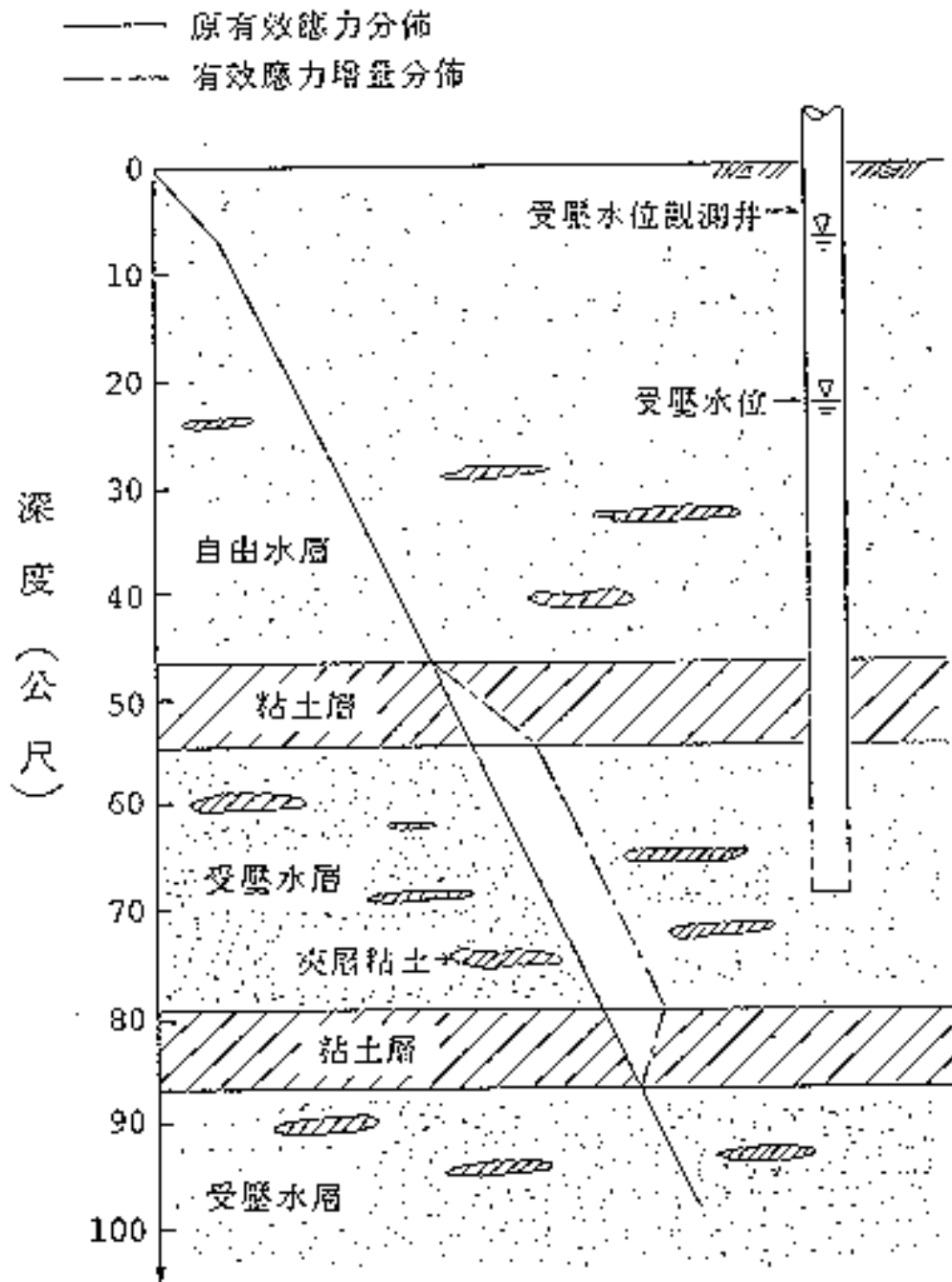


圖 9.3 受壓水位下降引致之有效應力增量分佈

9.1.2 超抽地下水之下陷行為

超抽地下水引致之沉陷，不論是超抽自由水層或受壓水層，由於其影響之區域範圍均很廣大，因此其沉陷特性屬於區域沉陷，亦由於屬於均勻沉陷，且是無聲無息的情況下進行著沉陷，一般均不易察覺，往往等到發生海水倒灌、排水情況惡化等災害時，才察覺到地層下陷。

大部分海岸地層下陷皆因過量抽取受壓含水層中地下水而產生之沉陷，此種沉陷不但其影響達於土層深處，更由於其沉陷主因，是土層深處之受壓含水層及其上下之難透水層或粘土層，受壓縮而產生地層下陷，故稱為深層沉陷(Deep subsidence)，此種沉陷行為，相當於一水力起重機(Hydraulic jack)將荷重舉高後突然水壓力減少時之情形，此時荷重即漸漸下降。在發生區域沉陷時，主要因受壓含水層中水壓因過度抽取地下水而下降，受壓含水層及其上下之粘土層受到壓縮，此稱為受壓縮土層，而此受壓土層至地表面間之土層並未受到壓縮，只是整體隨受壓縮土層之壓縮而向下移動產生地層下陷，故地面之沉陷與受壓含水層中水壓之減少量成正比。當地下水繼續超抽時所發生之沉陷，在地下水文學裡稱為活性沉陷(Active subsidence)。當過量抽水已遏止，地下水壓已趨穩定後，地面之沉陷並不立即停止，而仍將持續一段時間，惟其沉陷速率隨時間而漸趨緩和，最後始停止，此期間所發生之沉陷，在地下水文學裡稱為「稽延沉陷」(Lag subsidence)或「殘餘沉陷」(Residual subsidence)(2)，通常在活性沉陷後，殘餘沉陷仍將繼續數十年，而後沉陷方可認為全部停止。

在整個壓縮之土層中，受壓含水層中之砂土層為立即壓縮，即在超抽受壓含水層之地下水位下降時，立即壓縮，此為活性沉陷之主要部分。受壓含水層中亦含有大部分之夾層粘土(Interbeds)，由於含水層之水流是互通的，因此夾層粘土產生全面排水之壓密沉陷，其壓密速率較快，夾層粘土之厚度，雖然很薄，但受壓含水層中有多層夾層粘土，累積之總壓密沉陷量亦很可觀，此夾層粘土之沉陷影響部分之活性沉陷量及大部分初期之稽延沉陷。

受壓含水層上下之難透水粘土層，雖為高壓縮性之土壤，但在受壓含水層過量超抽地下水時，產生單向受壓之壓密沉陷，其總沉陷量為雙向受壓沉陷之一半而已，且其土層較厚，壓密速率極慢，對活性沉陷影響極微，為稽延沉陷之主要來源。

若地層下陷是由於自由水層超抽地下水而引起者，則其沉陷主要來源，為自由水層中砂土之立即壓縮，及自由水層中夾層粘土全面排水之壓密，與自由水層下一層難透水粘土層之單向、受壓之壓密現象。

9.2 分層沉陷觀測井設置與量測

埋設土層分層沉陷計之深度需依各監測站地質狀況而定，先於主要土層層次變化之位置安裝沉陷磁環，設置完成後，定期再以無線電波層別沉陷儀測量沉陷環之深度變化，此量測結果可以顯示個別層次之土層沉陷變化量，進而求得各深度土層沉陷之變化情形。

分層沉陷觀測井採用日本 DOBOKU 生產之磁感式沉陷環，磁環及安卡皆為防腐蝕不銹鋼材質，井管為南亞 2.5 英吋井管，為耐腐蝕及酸鹼材質，安裝步驟敘述如下：

1. 鑿井到達預定深度時，儘量清除孔內沉泥，靜置 1 小時後檢查孔深以作為安裝深度及沉砂管長度之依據。
2. 依據土層資料決定沉下磁環安裝位置，並將量測管安裝摩擦切管排列於地面，並依序編號及記錄長度再固定沉陷磁環於預定安裝深度，並連接燃燒樹脂導線。
3. 於量測井管底部安裝沉砂管及止水活閥以便量測導管順利及垂直下井，並於止水活閥處以鋼纜牽引避免導管下放時因過重產生失敗。
4. 待量測井依秩序完成後，再利用燃燒樹脂機打開磁環，使安卡可順利固定於土壤上，便可進行回填工作，回填原料以河砂，慢慢

回填以防崩孔造成量測管損害，所有作業完成後便可進行孔口保護台及洗孔作業，並待測孔穩定後可做初值設定。

5. 安裝示意圖如圖 9.4、圖 9.5 所示。

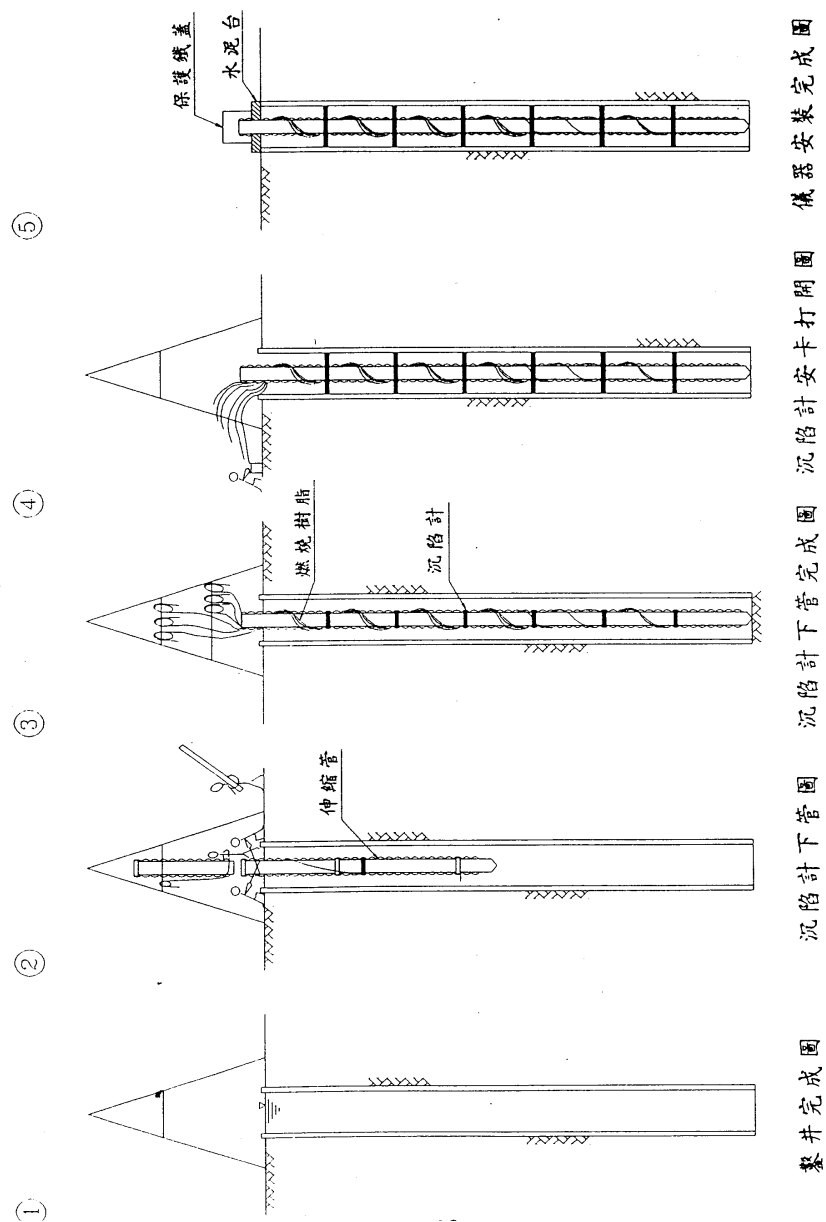


圖 9.4 沉陷計安裝示意圖

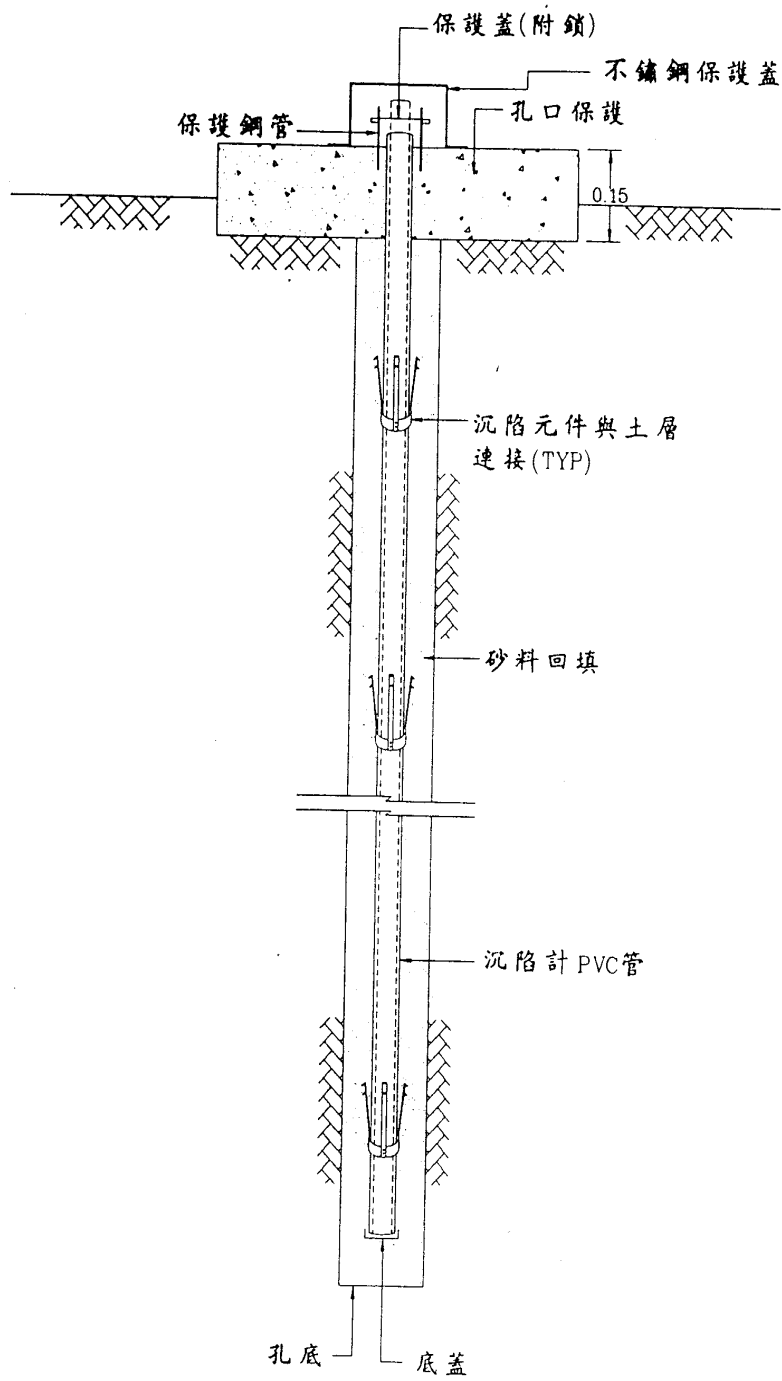


圖 9.5 磁感式層別沉陷計安裝示意圖

9.3 布袋港監測站

9.3.1 布袋港地下水位分析

本中心於布袋港區第二期海埔地之西北角隅設置一組 200m 深之下陷與水壓監測井(陳志芳等, 2002), 另選擇於布袋商港近南堤之砂石碼頭區, 亦設置一組 300m 深之下陷與水壓監測井, 其位置如圖 9.6 所示。

1. 200m

200 公尺監測井共埋設 7 支水壓計, 其深度分別為 34 m、44 m、68 m、105 m、131 m、143 m、178 m, 自 86 年 7 月 22 日起至 100 年 10 月為自動量測系統資料, 量測期間曾因儀器故障而資料中斷, 茲將分層地下水壓 (t/m^2) 正規化為分層地下水位 (m), 以利比較, 如圖 9.7a 及 9.7b 所示, 發生於民國 99 年 3 月 4 日 8 時 18 分的甲仙強烈地震, 布袋港 200m 水壓自動監測站於 3 月 4 日中午 12 時亦成功的記錄到超額之孔隙水壓資料如圖 9.7b。由於其中 34 m、105 m、143 m、178 m 之水壓計為開放式, 故採手動量測, 手動量測自 86 年 4 月至 100 年 10 月止, 每月定期量測一次, 自 94 年 1 月起因人力有限, 故每 2 個月量測一次, 99 年 1 月起, 每 3 個月量測一次, 資料不足的部份以內插法補充, 量測結果如圖 9.8 所示。

由圖 9.8 顯示, 105 m 處之水位變化極大, 最高水位-16.6 m, 最低水位-27.6m, 91 年及 93 年降雨量較少時, 水位明顯降低。131 m 處之水位變化亦很大, 最高水位-17 m, 最低水位可能為-24 m, 其水壓大小及變化與 105 m 處屬同一含水層, 143 m 及 178 m 水位大小及變化亦很相當, 亦屬同一含水層, 其最高水位為-17.8 m, 最低水位為-26 m, 其變化與 105m、131 m 處相似。

綜合各地層之地下水位資料, 如圖 9.7 及圖 9.8 示, 布袋港水層約可分為 4 個層次, 34 m 水位為第 1 含水層之水位, 44 m、68 m 水位為第 2 含水位, 105 m 及 131 m 水位為第 3 含水位, 143 m、178 m 水位為第 4 含水位。由水位變化現象顯示, 第 1、2 層水位變化較小, 較無超抽地下水現象, 第 3、4 層地下水位低且變化極大, 超抽地下

水現象明顯，而且以旱季時，水位相對較低，表降雨量減少時，超抽地下水更為嚴重。

2. 300m

於 90 年度選擇位於沉陷監測井旁之適當位置安裝兩孔深層水壓監測井，分別為 100 公尺及 300 公尺，每孔埋設四支水壓計，其深度為 35m、50m、85m、103m、150m、200m、250m、303m 共八支，並自 90 年 9 月起進行定期量測，如圖 9.9 顯示，35 及 50m 之水位介於-2.4~-3.5m 之間，屬淺層水位，85 及 103m 為較深層之水位介於-15~-24m 之間且屬同一含水層，其中以 91 年 5 月及 93 年 6 月之水位分別降至-22m 及-24m 較明顯變化，150m 及 200m 之水位介於-19.2~-23.3m 之間亦屬同一含水層，250m 深層之水位介於-21~27m 之間，而 303m 之水位又屬另一含水層，其水位介於-22~-25m 之間變化。

9.3.2 布袋港分層地層下陷分析

1. 200m

於布袋港區第二期海埔地西北角隅之位置，設立 200 m 深之分層地層下陷監測井，分別在深度 8、16、30、41、56、66、76、85、100、110、120、131、140、157、170、181、190、200 m 之位置安裝一個沉陷磁環，共 18 個磁環，每個月之中旬定期以無線電波監測儀量測各沉陷磁環之相對移動變化量，資料值由銹鋼尺上之刻度讀取，其最小刻度為公厘。

圖 9.10 為不同時期不同深度之感應磁環相對於深度 200 公尺感應磁環之累積曲線比較圖，由圖顯示，從 86 年 2 月至 101 年 7 月之 15 年 5 個月期間，布袋港地表下 8 m 至 200 m 間之沉陷總量為 60.4 公分，而其中 140~200 m 之沉陷量 29.7 公分，佔總沉陷量之 50.8% 以上，由此資料顯示，布袋港之沉陷屬於深層沉陷，且較 200 m 更深之處仍可能有沉陷發生，因此布袋港之總沉陷量應比監測所量測之壓縮總量還大。

2. 300m

另於商港近南堤之砂石碼頭區，亦完成設置 300 公尺深之地層下陷監測井，分別於深度 3、7、11、21、31、35、51、66、83、94、102、109、112、123、134、142、156、163、178、190、202、212、218、231、241、261、278、285、294、300m 之位置各安裝一個沉陷磁環，共計 30 個(如圖 9.11)。圖 9.6 為至民國 100 年 10 月止，不同深度地層之個別壓縮量，可發現較深之地層壓縮量較小，壓縮量較大之地層為 66~83m 及 94~102m 之深度，而此地層屬粘土層，因此壓縮量較大。

由圖 9.12a 分層觀測圖顯示，自 89 年 10 月~101 年 7 月止，11 年 9 個月之累積總沉陷量約 71.5 公分，分別為 90 年沉陷約 7.4 公分、91 年沉陷 7.1 公分、92 年沉陷量 11.6 公分、93 年沉陷量 13.6 公分，近 7 年(94 至 101)總沉陷量約 28.6 公分。監測期間 90 年 8 月時該區進行鑿井，導致 90 年比 91 年沉陷量較大，92 年 2 月時該區再進行新填土約 2m，導致 92 年及 93 年沉陷增大許多。各分層沉陷量大約可區分為 7~66m、66~102m、102~190m、190~300m 等 4 個層次來分析，66~102m 之累積沉陷量 24.4 公分，約佔總沉陷量之 35%，其中以 102~190m 之沉陷量為 31.7 公分所佔比例最大，約佔總沉陷量之 45%，190~300m 之沉陷量較少為 1.2 公分，約佔總沉陷量之 2%，綜合以上得知，66~190m 深度之累積沉陷量為 56 公分約佔總沉陷量之 81%，與 200m 監測井監測結果比較，總沉陷量較大一些，而且主要沉陷之深度不同，因此需要進行長期之監測，再進一步探討原因。

3. 400m

布袋港 400m 深之水準基站，自民國 92 年設置於商港區的西北角隅，為一個長期之地層下陷自動監測站，設定時間為每 6 小時自動記錄一筆，經監測結果，自 92 年 9 月至 101 年 11 月為止共 9 年之總累積下陷量約為 27.4 公分，如圖 9.12b 及 9.12c 所示，其中 92

年9月至97年4月累積下陷量約16.5公分，98年7月至101年11月之累積下陷量約10.9公分，97年5月至98年7月因儀器故障缺少資料。

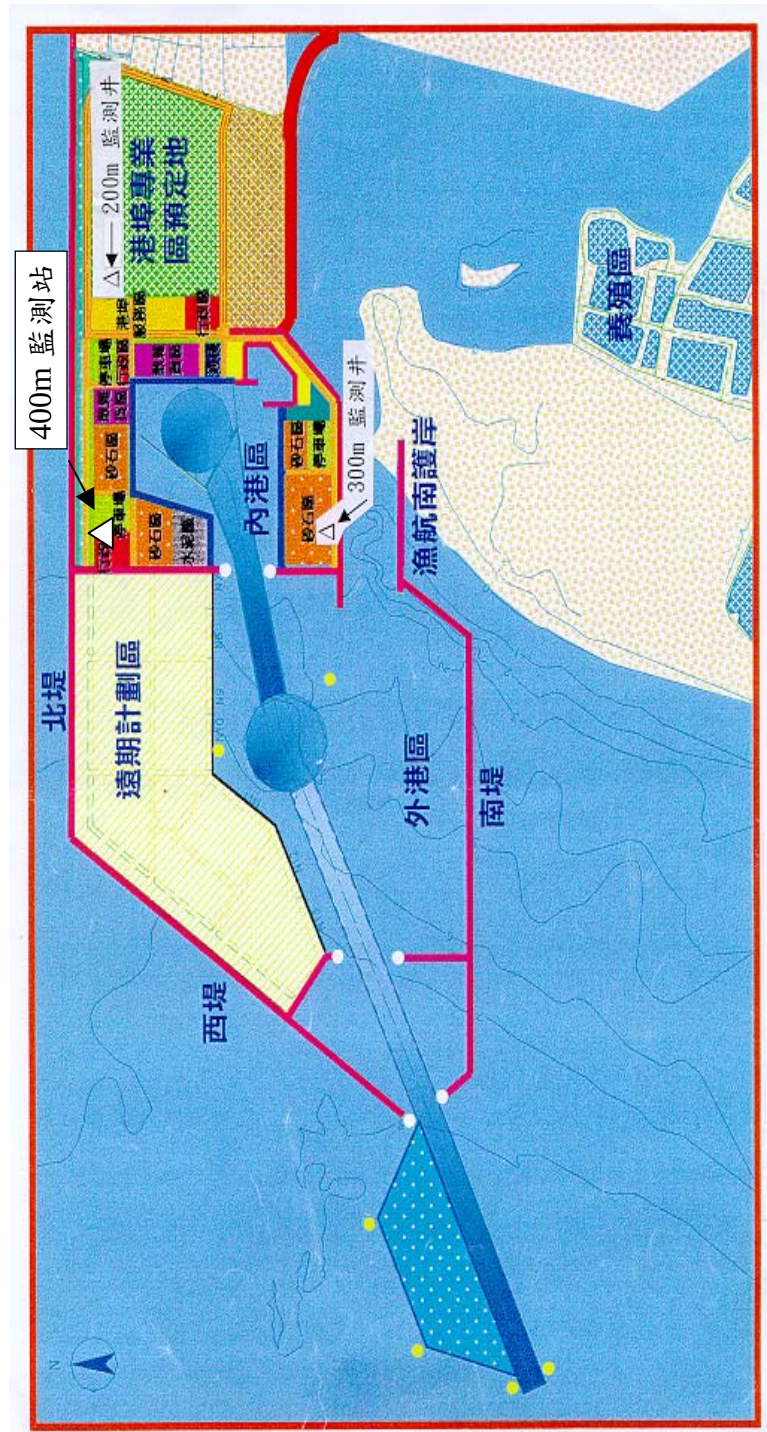


圖 9.6 布袋港地層下陷監測井位置圖

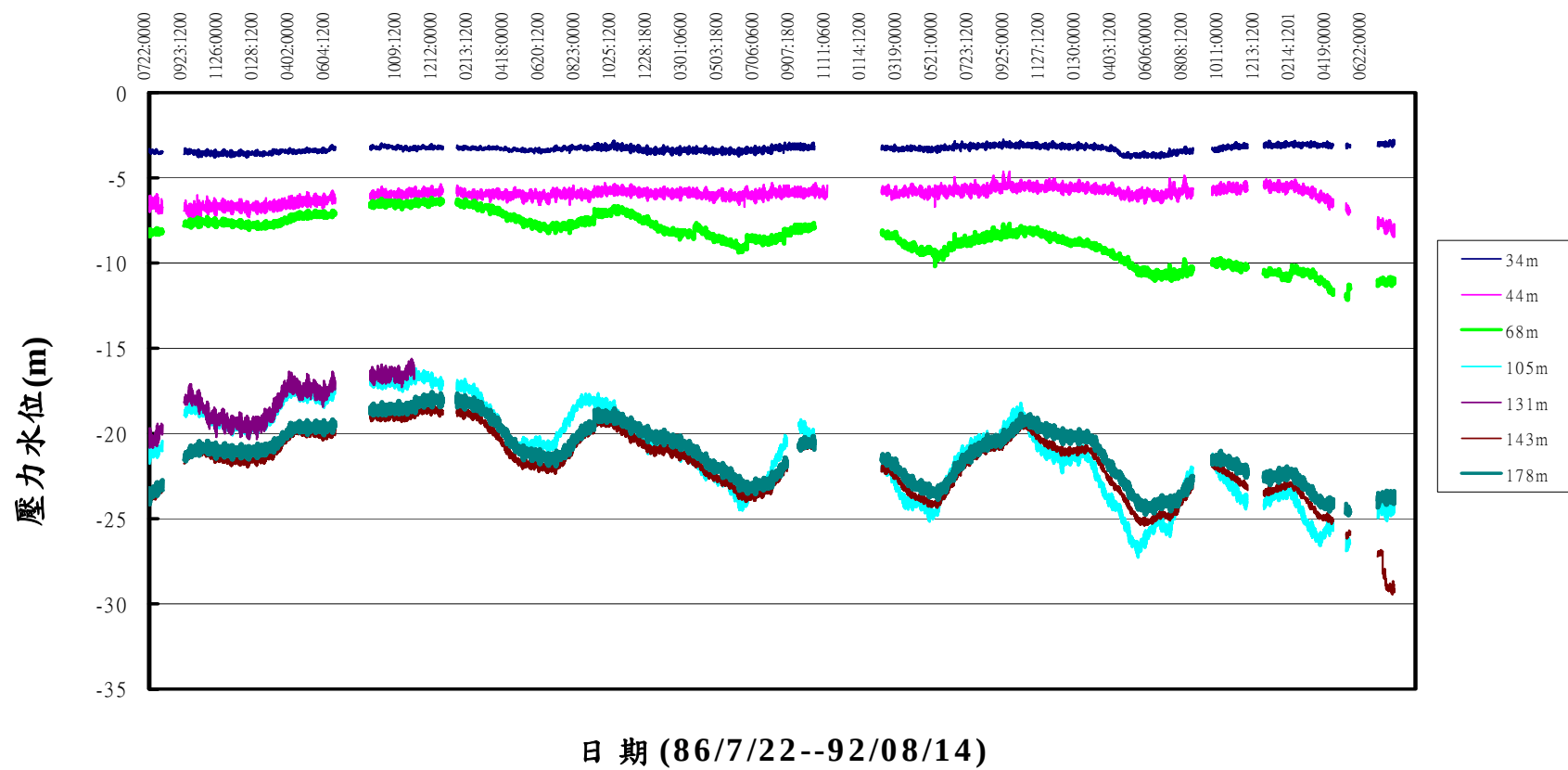


圖 9.7a 布袋港分層水位變化圖(自記式)

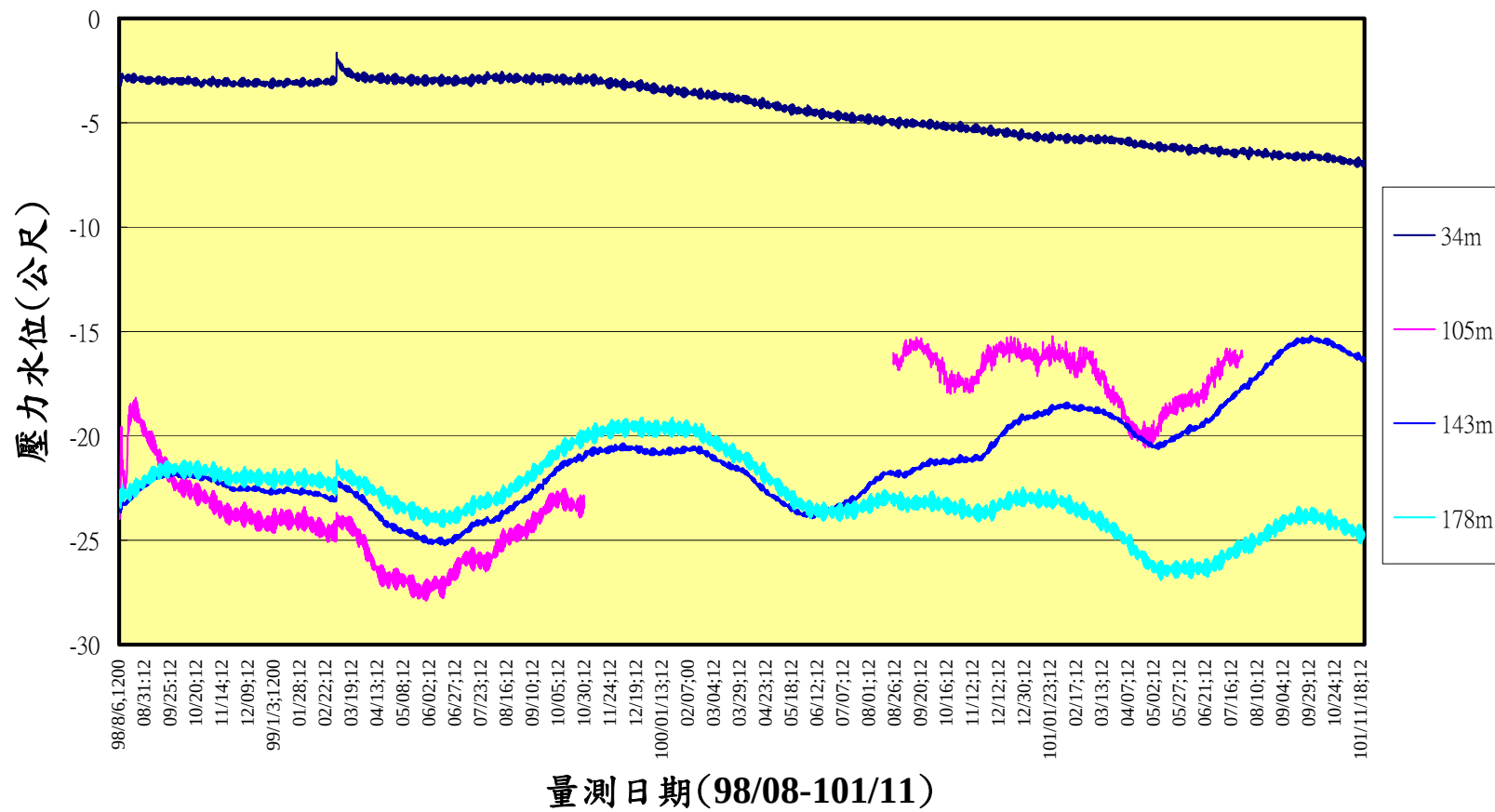


圖 9.7b 布袋港分層水位變化圖(自記式)

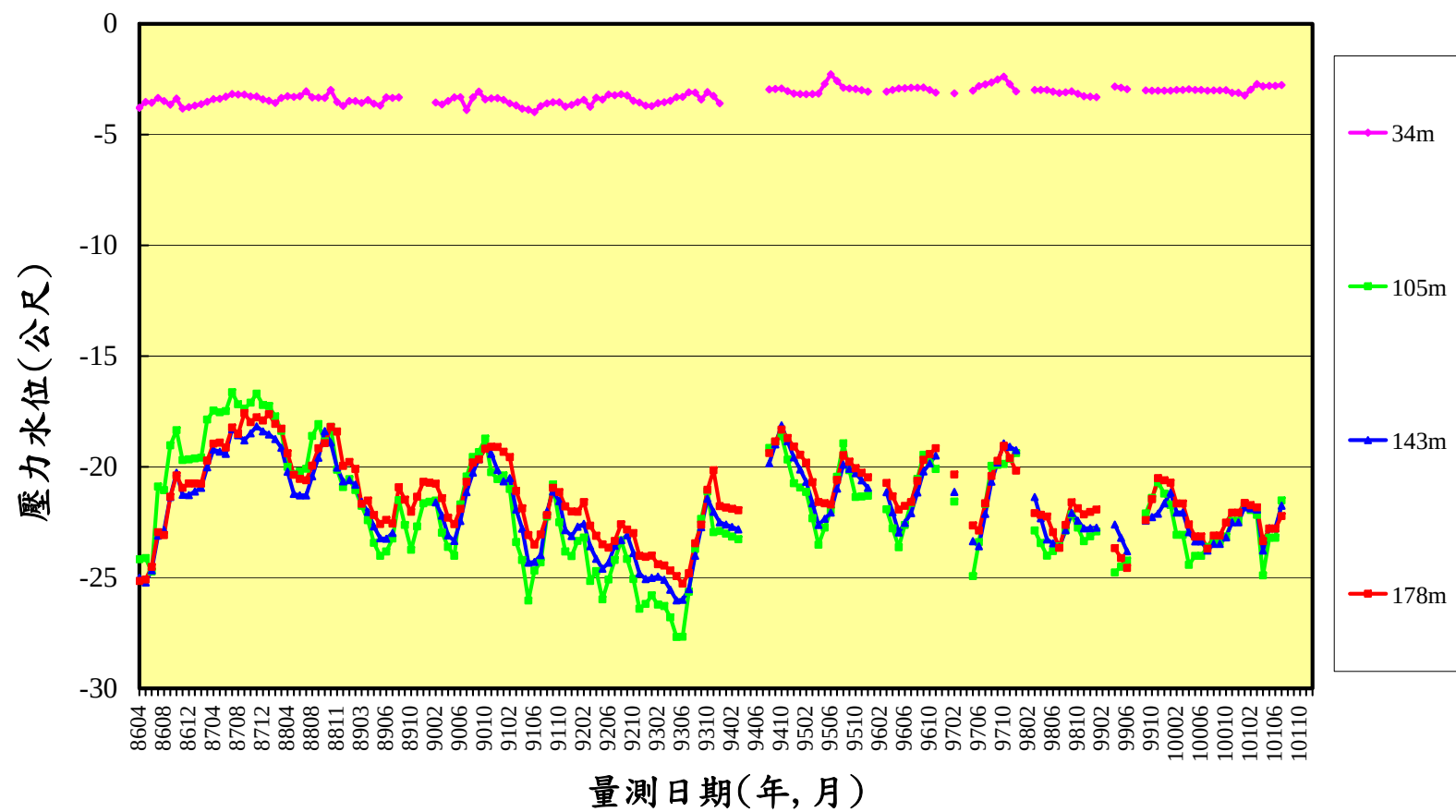


圖 9.8 布袋港(200m)分層水位變化圖(手動量測)

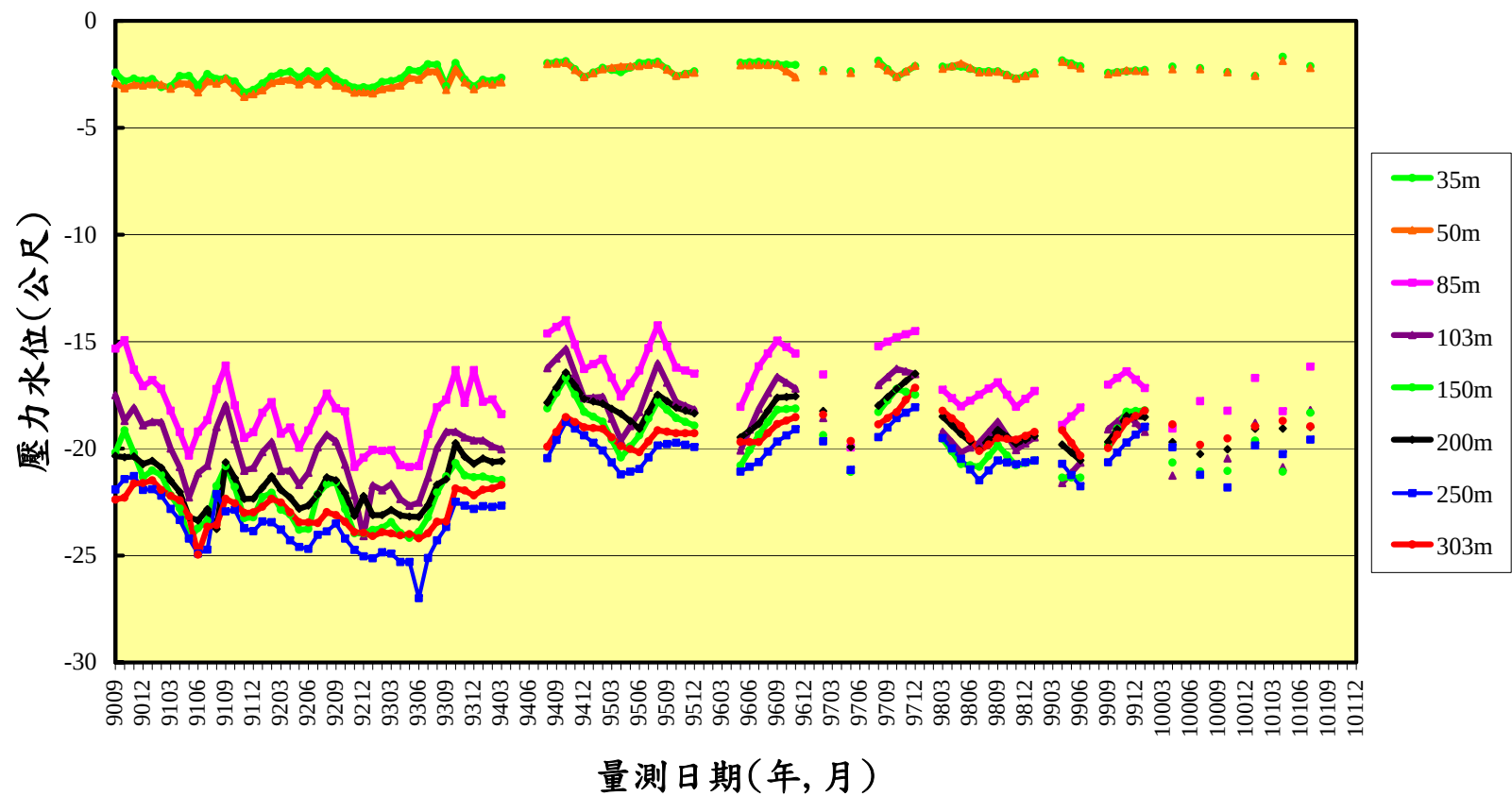


圖 9.9 布袋港(300m)分層水位變化(手動量測)

布袋港(200m)地層分層下陷觀測圖

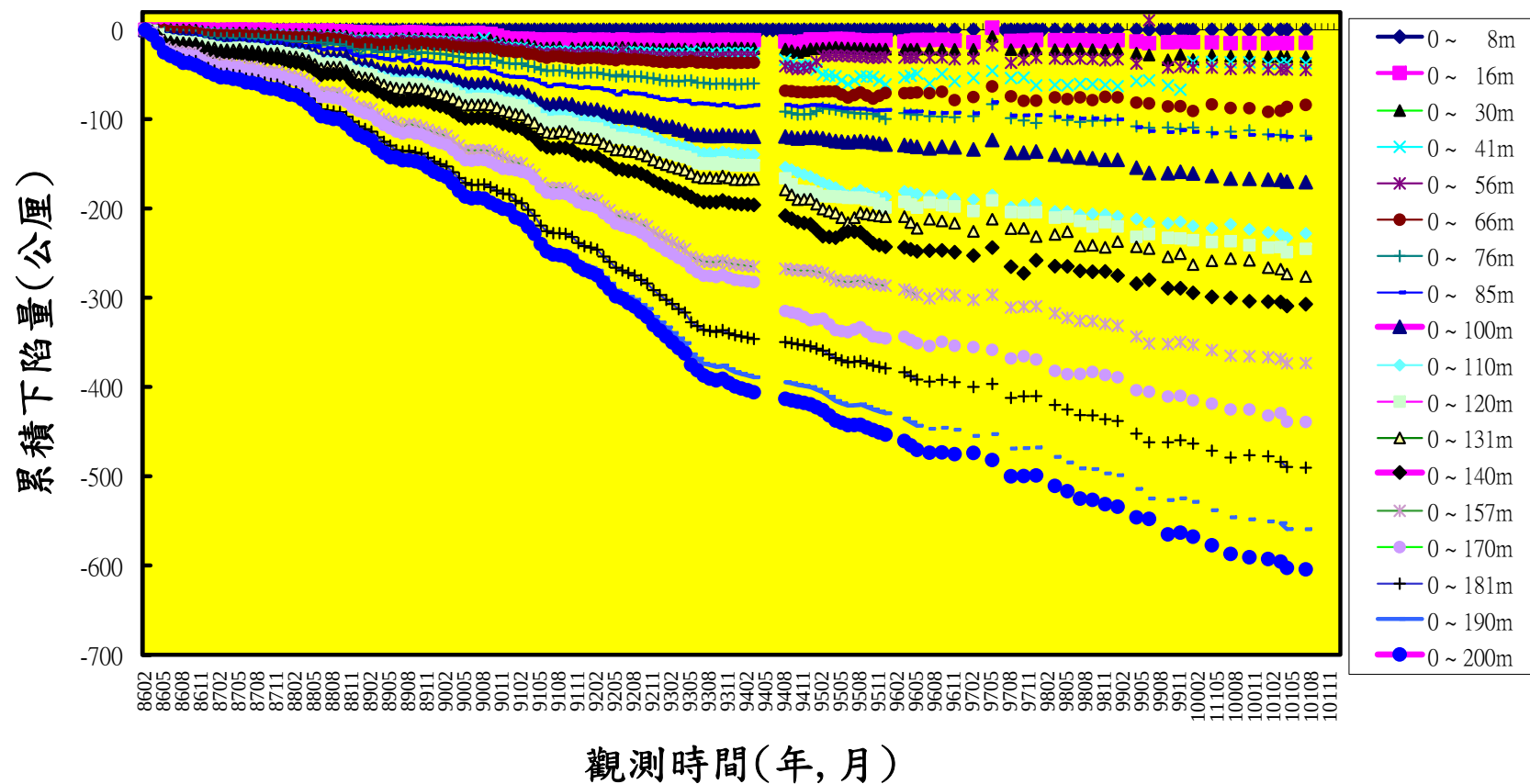


圖 9.10 布袋港(200m)分層累積下陷圖(手動量測)

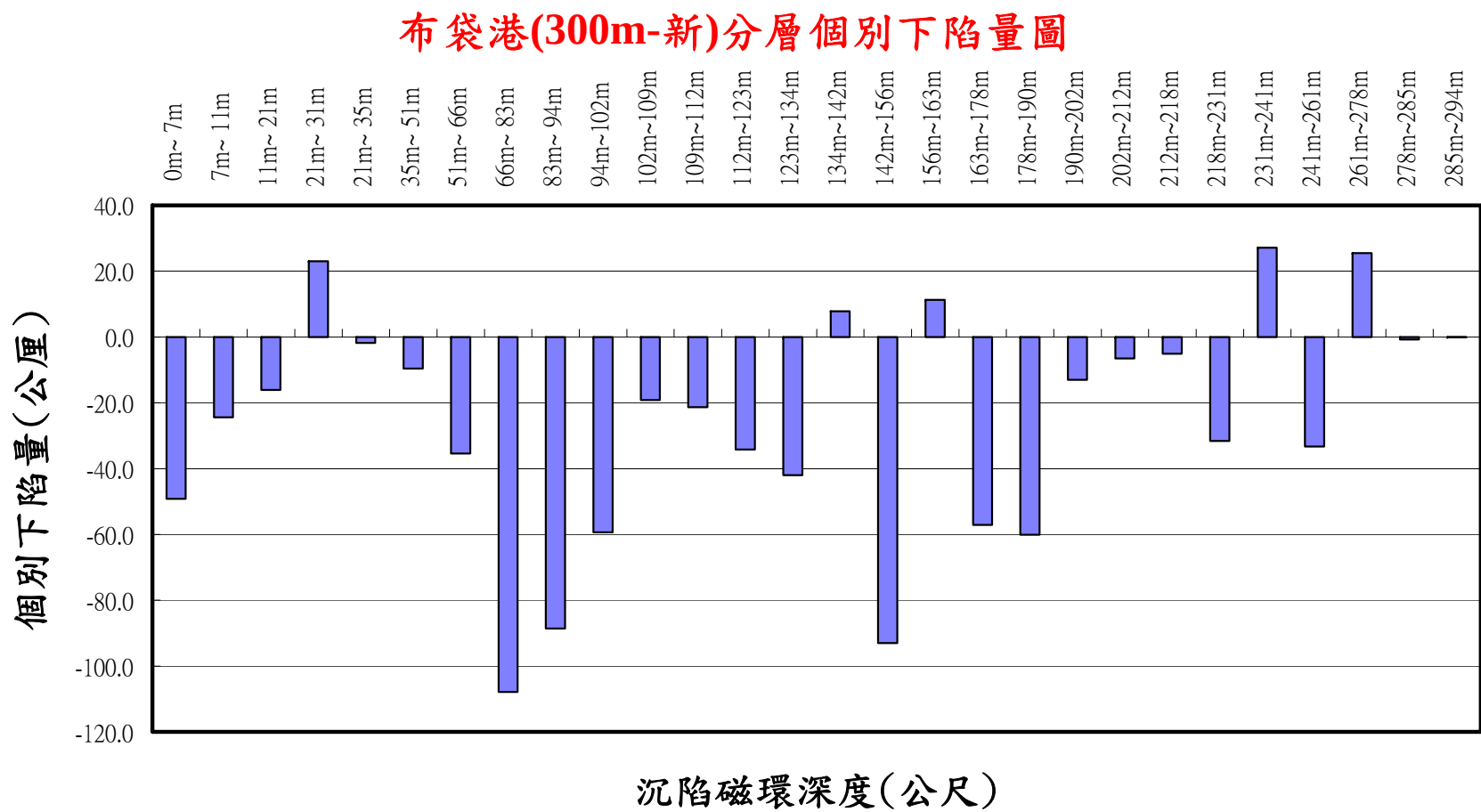
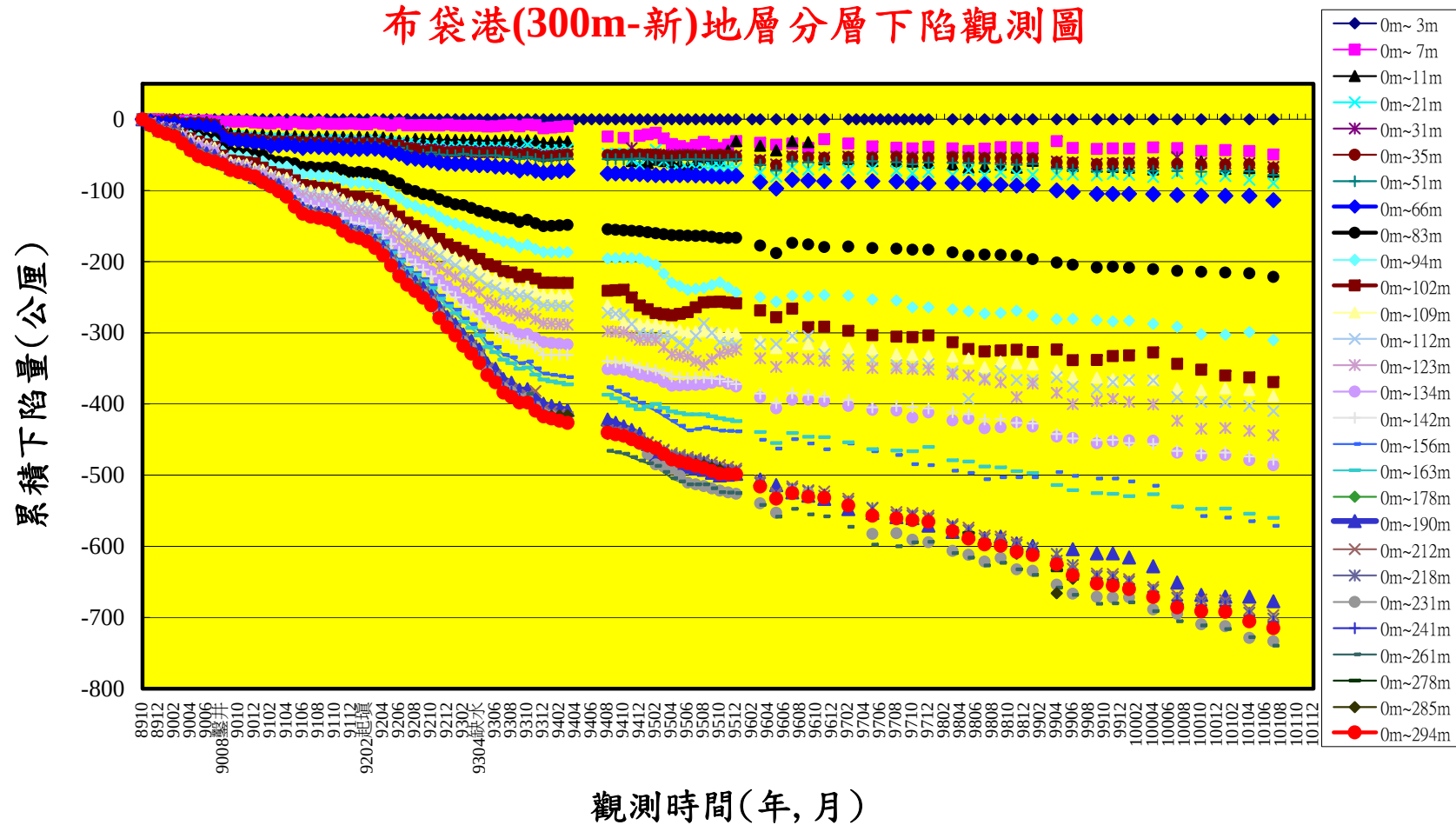


圖 9.11 布袋港(300m)分層個別下陷量圖

布袋港(300m-新)地層分層下陷觀測圖



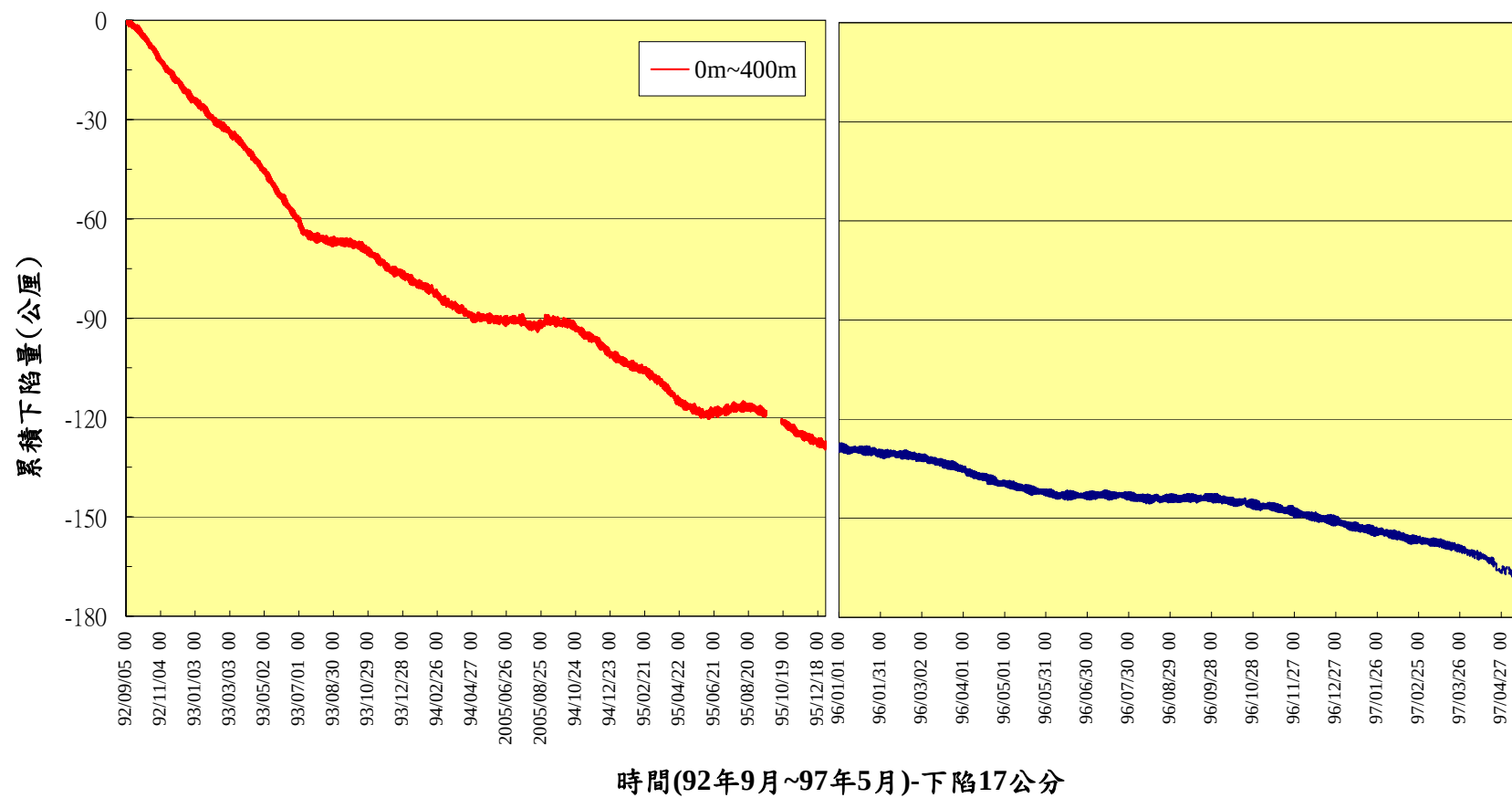


圖 9.12b 布袋港(400m)水準基站累積下陷量圖(92/09/04~97/05/30)

9-22

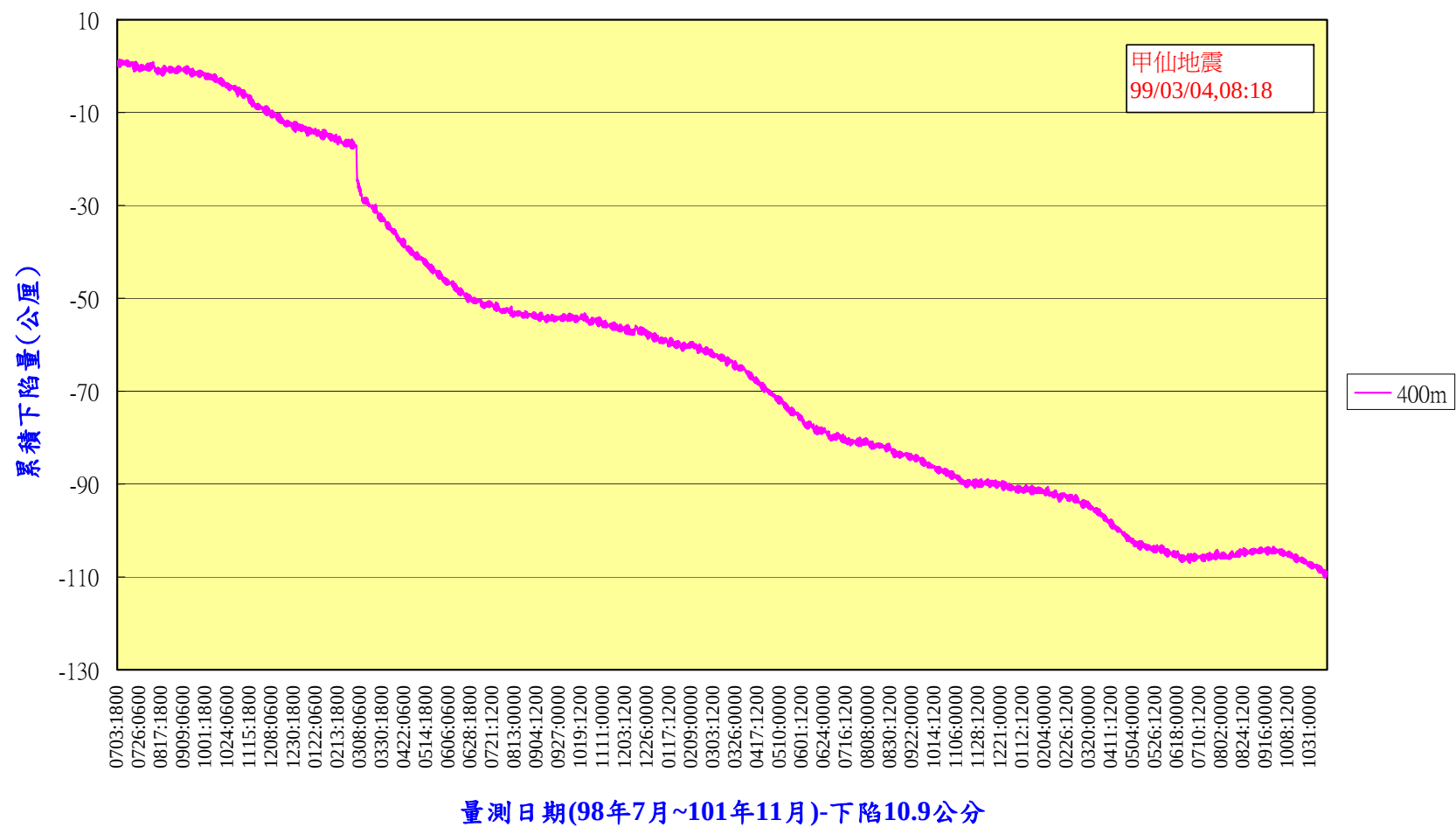


圖 9.12c 布袋港(400m)水準基準累積下陷量圖(98/07/03~101/11/21)

9.3.3 布袋港區平面水準測量

布袋港自 89 年至 92 年實施水準測量後即無檢測資料，本年度為檢測布袋港區地層下陷及檢核 400m 水準基站之下陷量，故實施港區的平面一等水準測量。一來可了解港區自 93 年至本(101)年地層下陷情形，二來可藉著 400m 水準基站微小的下陷量作為港區水準基點，作為後續引測港區地盤下陷水準檢測之基準點。

1. 水準測量檢測範圍

水準測量檢測範圍，本年度檢測布袋港地層下陷平面水準測量區域如圖 9.13 所示，首先檢測布袋港區內深層水準樁「井 BM3」，校對高程無誤後，作為監測點水準測量之依據，並引測至布袋鎮及布袋港區內。

2. 水準測量網形規劃

水準網形規劃主要任務是擬定水準網的施測方案，包括測量路線的進行方式與水準測網的構成。水準路線的行進方式及水準網形的設計，是為能考慮提高觀測值的精度與可靠度，藉由施測前的規劃與網形設計，可探討出觀測值對於沉陷資訊的檢測能力。水準網形說明如下：

本次布袋港地層下陷平面水準測量，進行布袋鎮及布袋港區監測點水準測量，佈置四個環線閉合網，各測線及環線佈置如圖 9.14。

3. 水準測量作業方法與規範

水準測量作業的重點是藉由測量程序與步驟的安排來消弱誤差的影響。野外作業相關之方法與規範依本所港研中心委辦測量規範、內政部規範及聯勤總部測量隊之作業手冊而釐定作業準則手冊，有關於規範部分簡述重點如下：

(1)水準點之間每一測段至少應作往返觀測各一測回，且按先往測再返測順序進行。

- (2)控制系統檢測，各測段的往測與返測的差值，其允許誤差為 $3\text{mm}\sqrt{k}$ (k 為公里數)。
- (3)主水準路線，各測段的往測與返測的差值以及環線的閉合差，其允許誤差為 $3\text{mm}\sqrt{k}$ (k 為公里數)。
- (4)兩水準點高程觀測應由同一台儀器自一水準點出發，閉合於另一水準點，不可用不同水準儀施測於臨時節點的高程值相加組合。
- (5)水準測量使用的儀器是 Zeiss Dini-12 一等精密電子自動水準儀，配合精密鈾鋼尺作業，精密鈾鋼尺皆附有圓形水準器及扶尺，減少標尺的晃動。
- (6)觀測時標尺與儀器距離約五十公尺，前後視距約相等，以減除視準軸誤差及折光誤差。作業時觀測手配備雷射槍，達到快速量距及精準調整前後視距相等；最大前後視距差：每一測站前後視距差為 0.5 公尺至 1 公尺。
- (7)各測段以直接水準測量進行往返觀測，各節點為同一標尺放置(即測站的次數為偶數)。
- (8)往返兩次觀測整置儀器及標尺位置不得為同一地點。亦不可用反號之結果作為返測或往測。
- (9)高程所有計算及提送成果均至公尺後小數點第五位。

水準測量內業成果計算的檢核分為三個階段，首先檢討每一測段往返高程差的差值是否小於規範允許誤差的限定值，如超過則必須重測。第二階段依幾何條件檢核閉合誤差，判定環線閉合網的閉合差是否小於規範允許誤差的限定值。第三階段依據最小二乘法理論整體平差，以高程差為觀測量，距離的倒數為權，組成間接觀測方程式，整體平差並加入觀測值的可靠度分析。

4. 水準環線分析

嘉義縣布袋鎮及布袋港區監測點水準網各閉合環線及觀測高差

明細列印於附錄三，環線內各測線觀測高程差明細列印於附錄四。閉合環線的觀測精度分析如表 9-1，每個閉合環線的閉合差觀測精度皆在允許誤差內。

5. 平面水準測量結果

布袋港區於本(101)年 7 月中旬進行港區平面水準測量，經檢測量結果，自 93 年至 101 年止布袋港區之累積下陷量如圖 9.15 所示，累積最大下陷樁位是#BM2(300m 沉陷井)，下陷量為 34.23 公分。#BM1(200m 沉陷井)下陷量為 26.28 公分。最小下陷樁位為 IHMT01 的 4.95 公分。本年度檢測，年平均最大下陷速率是#BM2 樁位的 4.2 公分，最小下陷樁位為 IHMT01，年平均下陷速率為 0.6 公分。

由水準測量下陷量及地層下陷觀測井之記錄比較分析顯示：
 (1)300m 沉陷井：水準測量為 34.23cm、觀測井之記錄為 33.09 cm。
 (2)200m 沉陷井：水準測量為 26.28 cm、觀測井之記錄為 21.63 cm。
 且水準測量之沉陷量比觀測井之記錄為大。

表 9-1 環線閉合差分析表

水準閉合 環線編號	測線關係	閉合環線 總長度(km)	環線閉合差 (mm)	允許誤差 (mm)
環線四	-L12 -L14 -L16 -L15	4.887	1.134	6.63
環線五	-L14 -L21 -L22 -L13	5.075	1.564	6.76
環線六	L18 + L19	2.517	0.702	4.76
環線七	L09-1 -L09 +L11 -L12	3.224	1.053	5.39

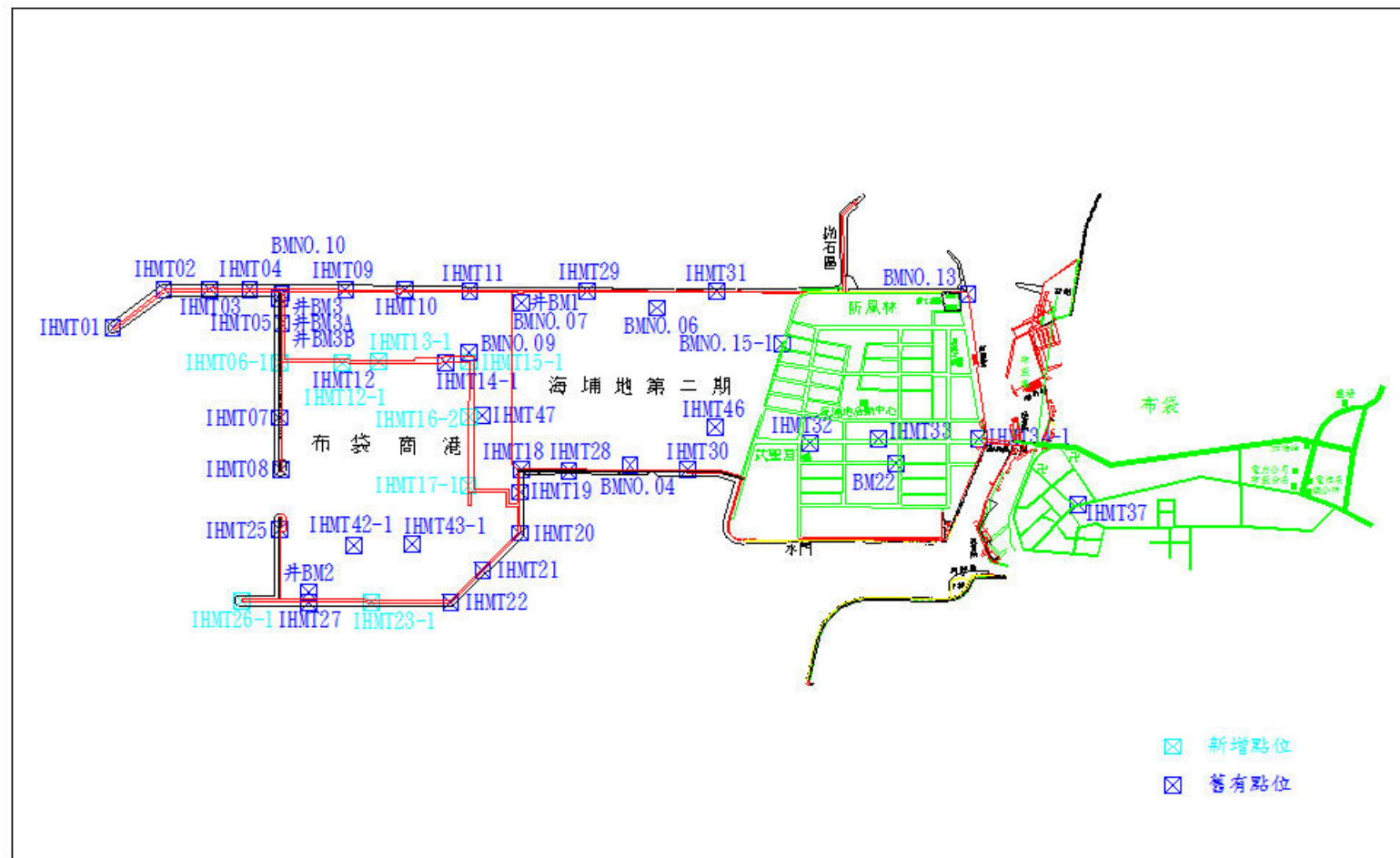


圖 9.13 101 年嘉義縣布袋鎮及布袋港區監測點水準測量工作範圍圖

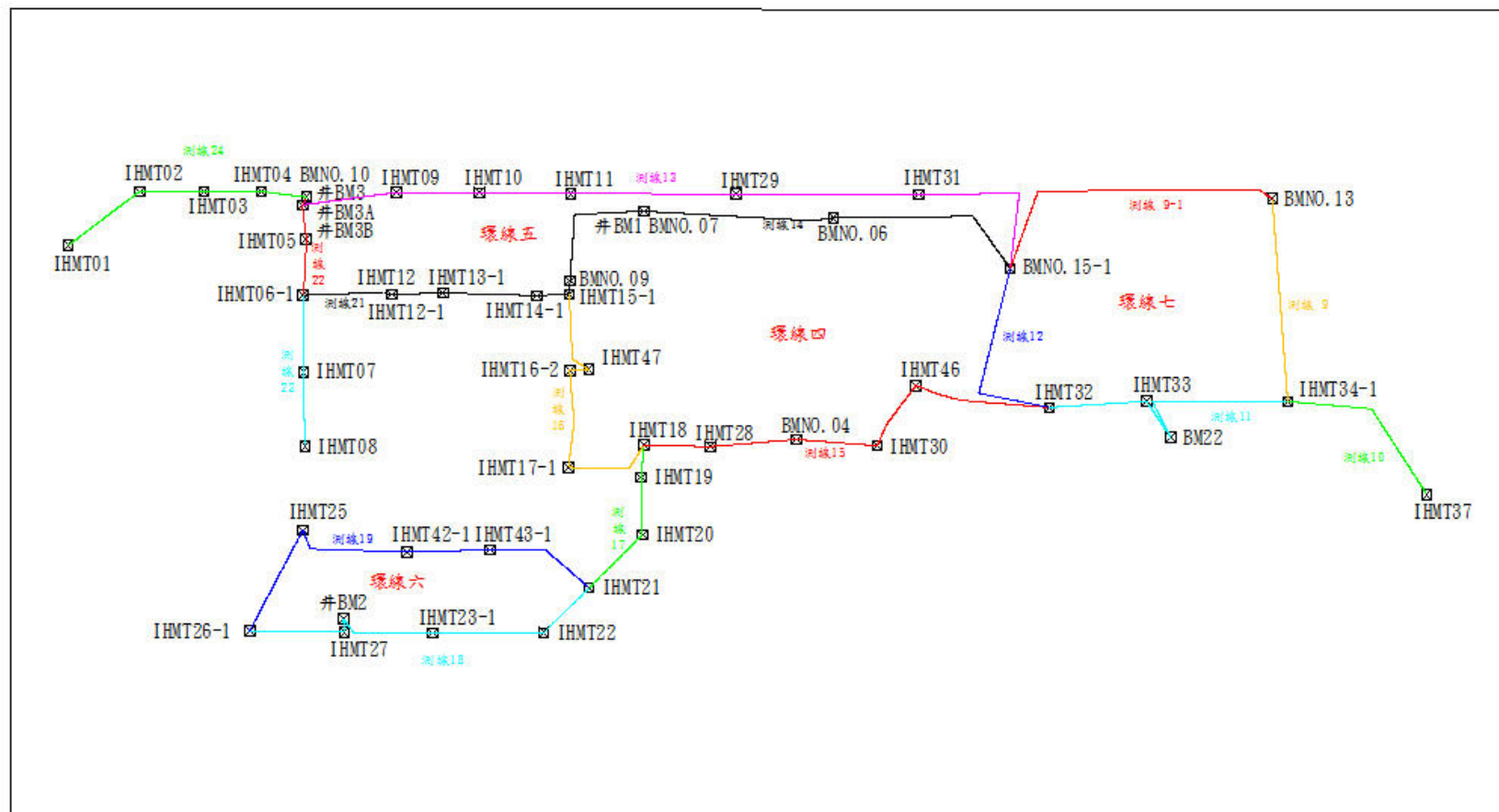


圖 9.14 101 年嘉義縣布袋鎮及布袋港區監測點水準測量水準測線、環線佈置圖

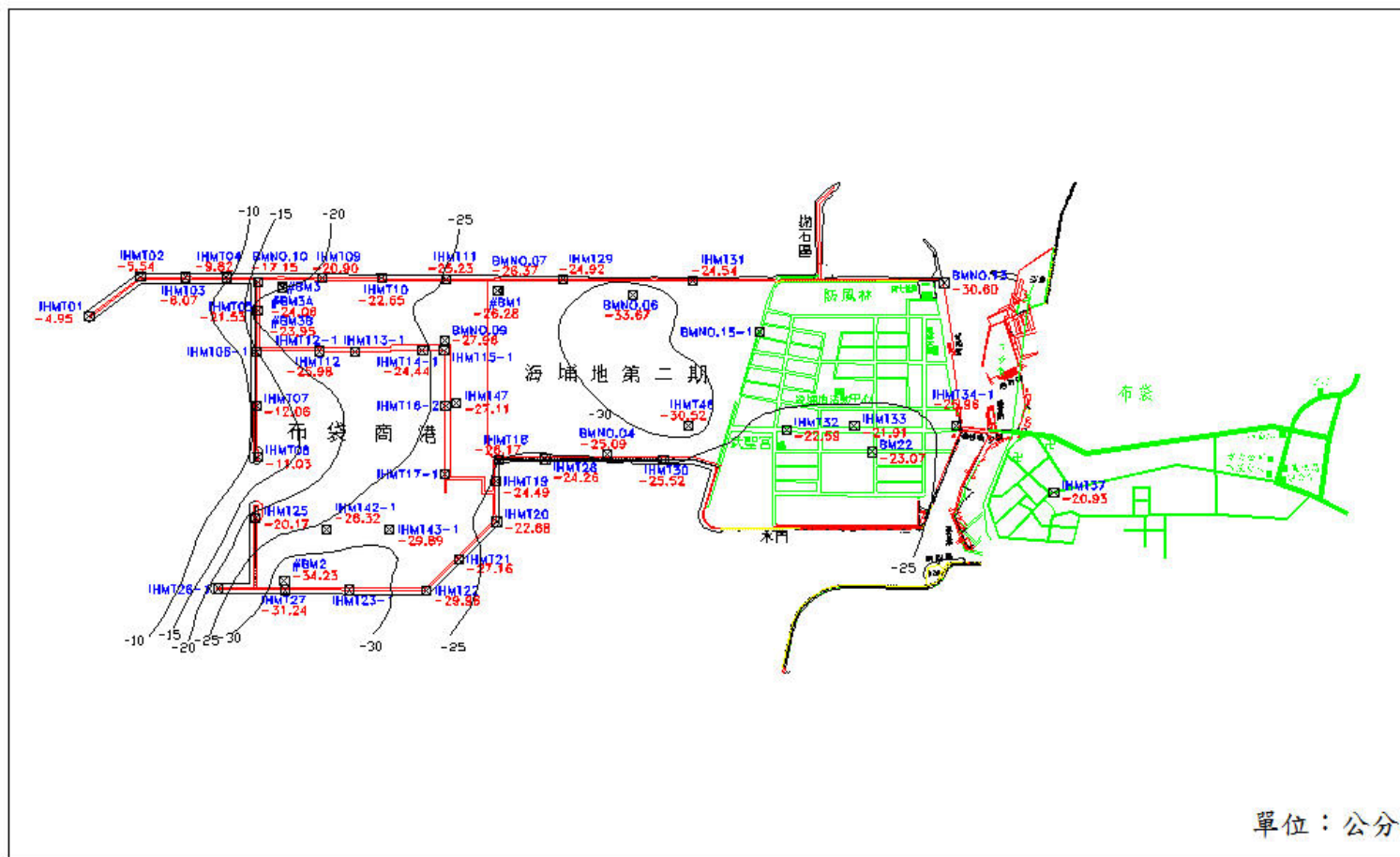


圖 9.15 嘉義縣布袋鎮及布袋港區下陷圖(93~101 年)

9.4 大鵬灣監測站

9.4.1 地下水位分析

於大鵬灣風景區西南角隅，埋設 202 公尺深之分層水壓觀測站，共埋設 5 支水壓計，其深度分別為 35 m、58 m、105 m、142 m、202 m，以手動及自動兩種方式進行量測，時間自 87 年 3 月 15 日起至 101 年 7 月 31 日止。其中 87 年 9 月 14 日至 10 月 30 日、88 年 7 月 13 日至 9 月 14 日及 89 年 10 月 17 日至 12 月 30 日止，因自動量測儀故障，而缺乏資料。由於水位井為開放式，亦可以手動量測水位，手動量測自 87 年 3 月開始，每月量測一次，99 年 1 月開始，每 3 個月量測一次，其結果如圖 9.16 所示：

9.4.2 分層地層下陷分析

為了探討大鵬灣不同深度之壓縮行為，於水壓觀測站旁之位置，設立 200 m 深之分層地層下陷監測井，分別在深度 4、26、31、51、55、62、90、101、103、108、115、119、124、129、138、146、155、161、173、177、188、189 m 之位置安裝一個沉陷磁環，共 22 個磁環，每個月之中旬定期以無線電波監測儀量測各沉陷磁環之相對移動變化量，以分析不同深度地層之壓縮量，資料值由鈰鋼尺上之刻度讀取，其最小刻度為公厘。

圖 9.17 為不同時期不同深度之感應磁環相對於深度 200 公尺感應磁環之累積曲線比較圖，由圖 9.17 顯示，從 87 年 3 月至 101 年 7 月止，共 14 年 4 個月期間，大鵬灣地表下 4 m 至 189 m 間之沉陷總量為 12.3 公分，而其中地表～51.3 m 之沉陷量為 9.5 公分，佔總沉陷量之 80%以上，由此資料顯示，大鵬灣之沉陷屬於淺層沉陷。

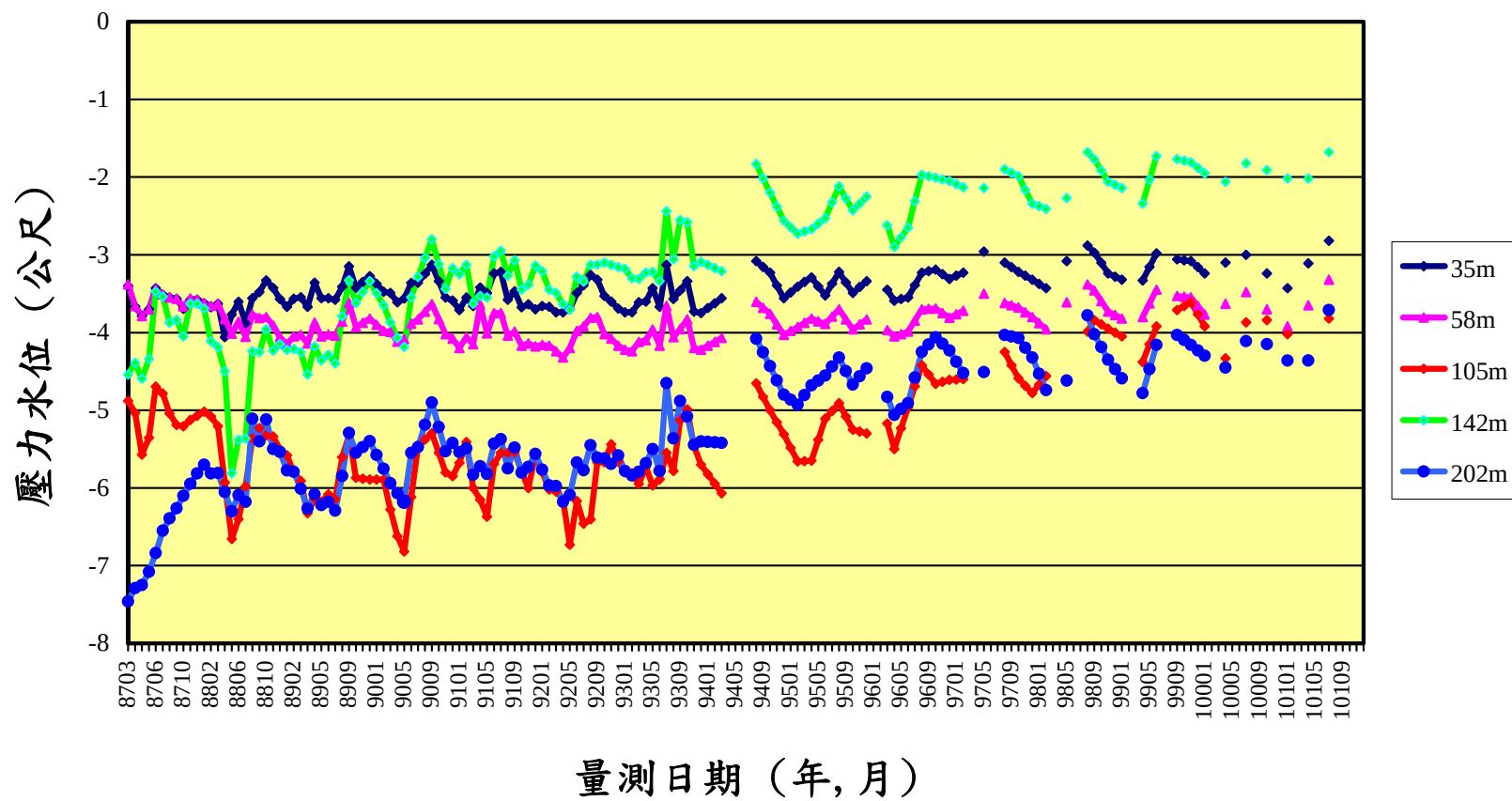


圖 9.16 大鵬灣分層水位變化圖(手動量測)

大鵬灣地層分層下陷觀測圖

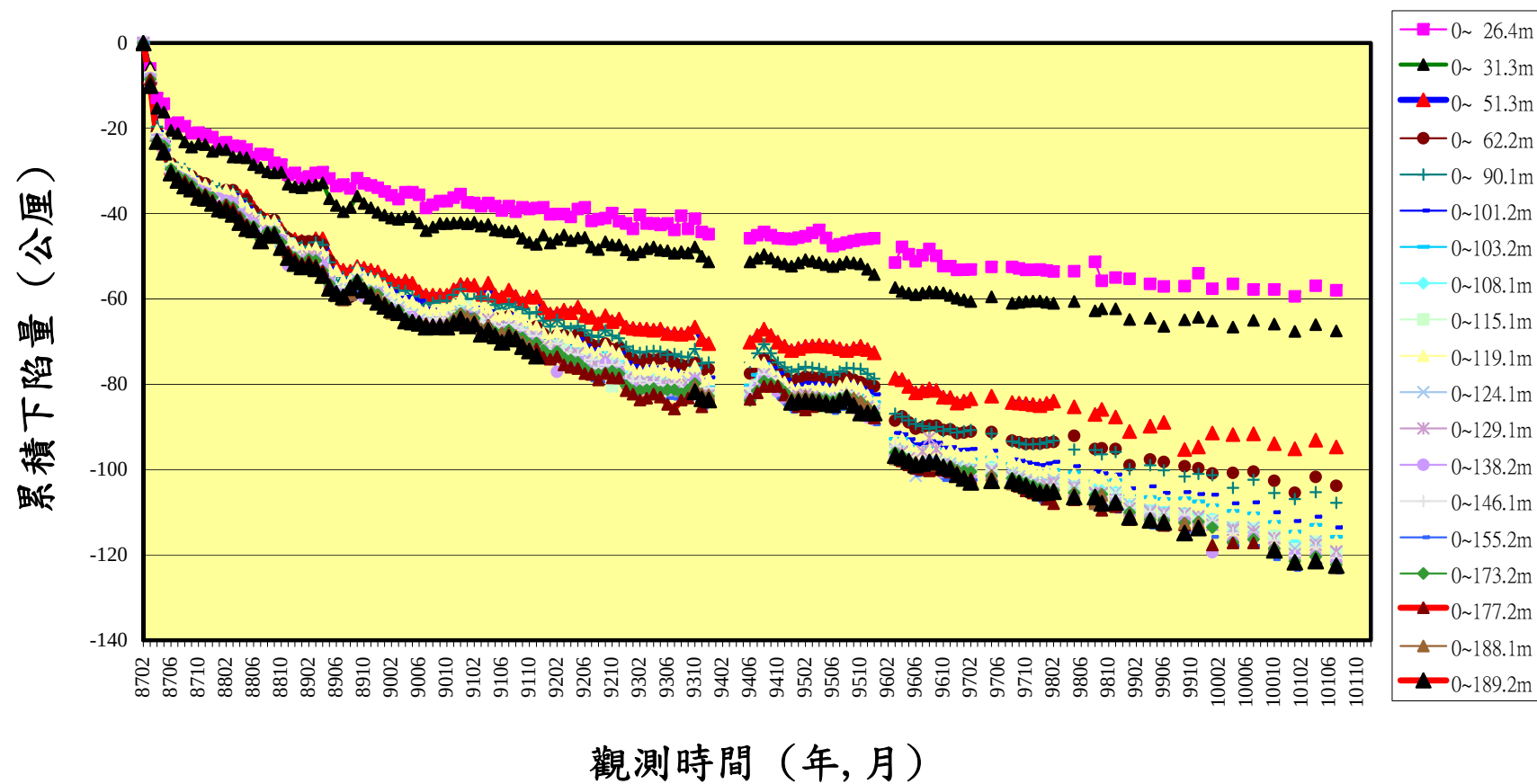


圖 9.17 大鵬灣地層分層下陷觀測圖

9.5 臺中港監測站

9.5.1 地下水位分析

於臺中港之 26 號碼頭綠地區，設置 200 公尺深之分層水壓觀測站，共埋設 5 支開放式水壓計，其深度分別為 29 m、63 m、100 m、145 m、173 m，自動量測資料自 88 年 6 月 29 日起至 91 年 6 月 7 日止，因儀器故障而改以手動量測。手動量測自 88 年 7 月開始，每月量測一次。94 年起，改以每兩個月量測一次，97 年 8 月至 98 年 8 月因水位井卡管而缺記錄，資料記錄截至 101 年 7 月止，其結果如圖 9.18 所示。

因臺中港受到 921 大地震影響，導致部份碼頭有液化現象，本地下水壓監測站亦取得記錄，如 88 年 9 月 21 日 00 時 00 分之各分層水位原約於-3~-5 m，地震後 9 月 21 日 06 時 00 分之各分層水位約為-0.2 m，因地震時間為 9 月 21 日 01 時 47 分，故印證各層水位是因地震後才上升。

9.5.2 分層沉陷分析

於臺中港區第 26 號碼頭綠地之位置，設立 199 m 深之分層地層下陷監測井，分別在深度 0、3、10、18、27、31、54、73、90、110、138、157、164、179、181、189、199 m 之位置安裝一個沉陷磁環，共 17 個磁環。自 88 年 6 月開始量測，而 94 年 8 月起因儀器卡管，故累積沉陷量僅能自地表量測至 181m 深，累積總沉陷量至 101 年 7 月止約為 52 公厘，其中自 0m~90 m 深之沉陷量約 41 公厘，佔總沉陷量 80%以上，其間以 88 年 9 月至 10 月，因地震產生之總沉陷量 32 公厘最多，而 88 年 10 月至 98 年 11 月止，總沉陷量為 20 公厘，如圖 9.19 所示。

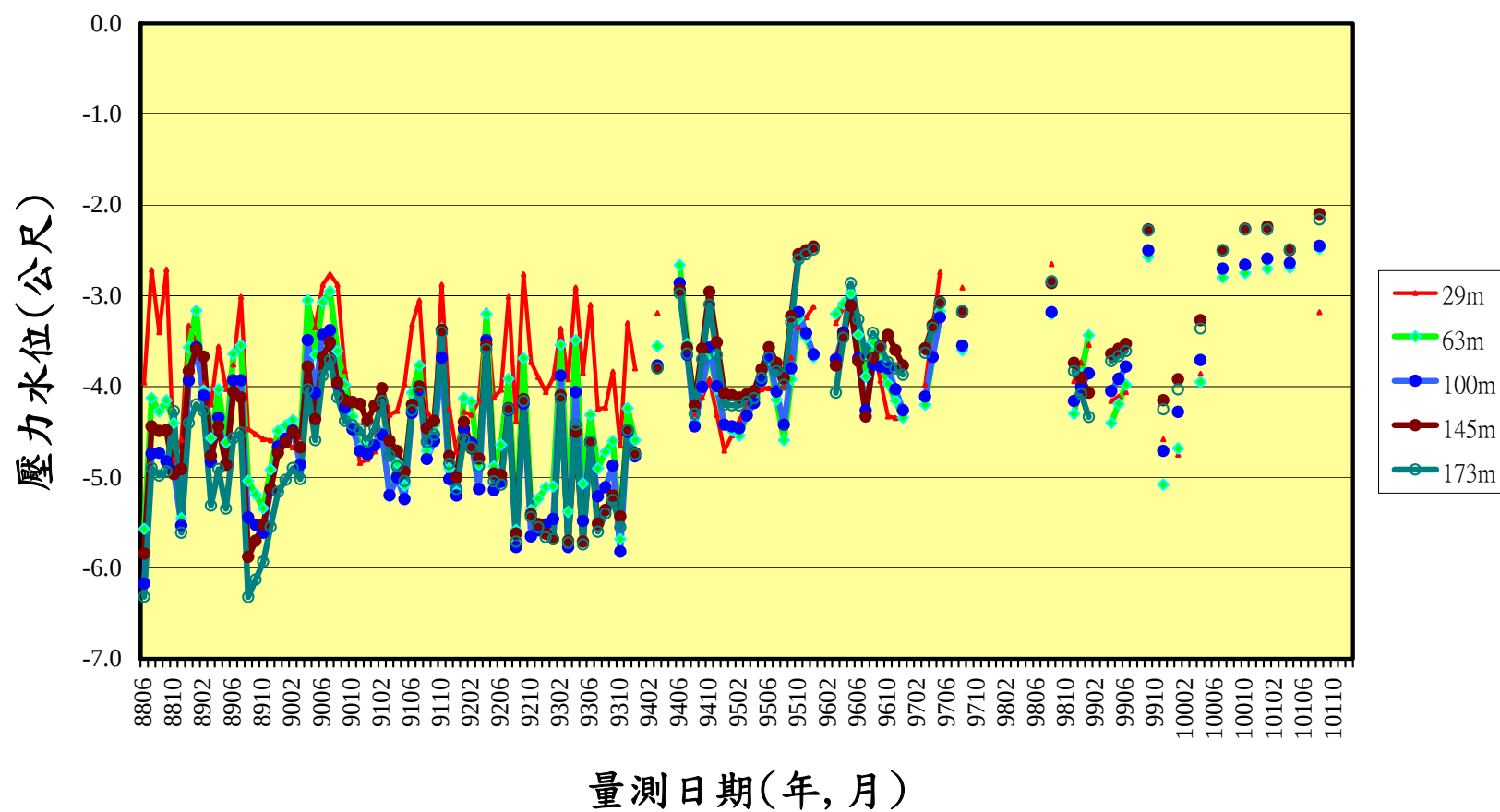


圖 9.18 臺中港分層水位變化圖(手動量測)

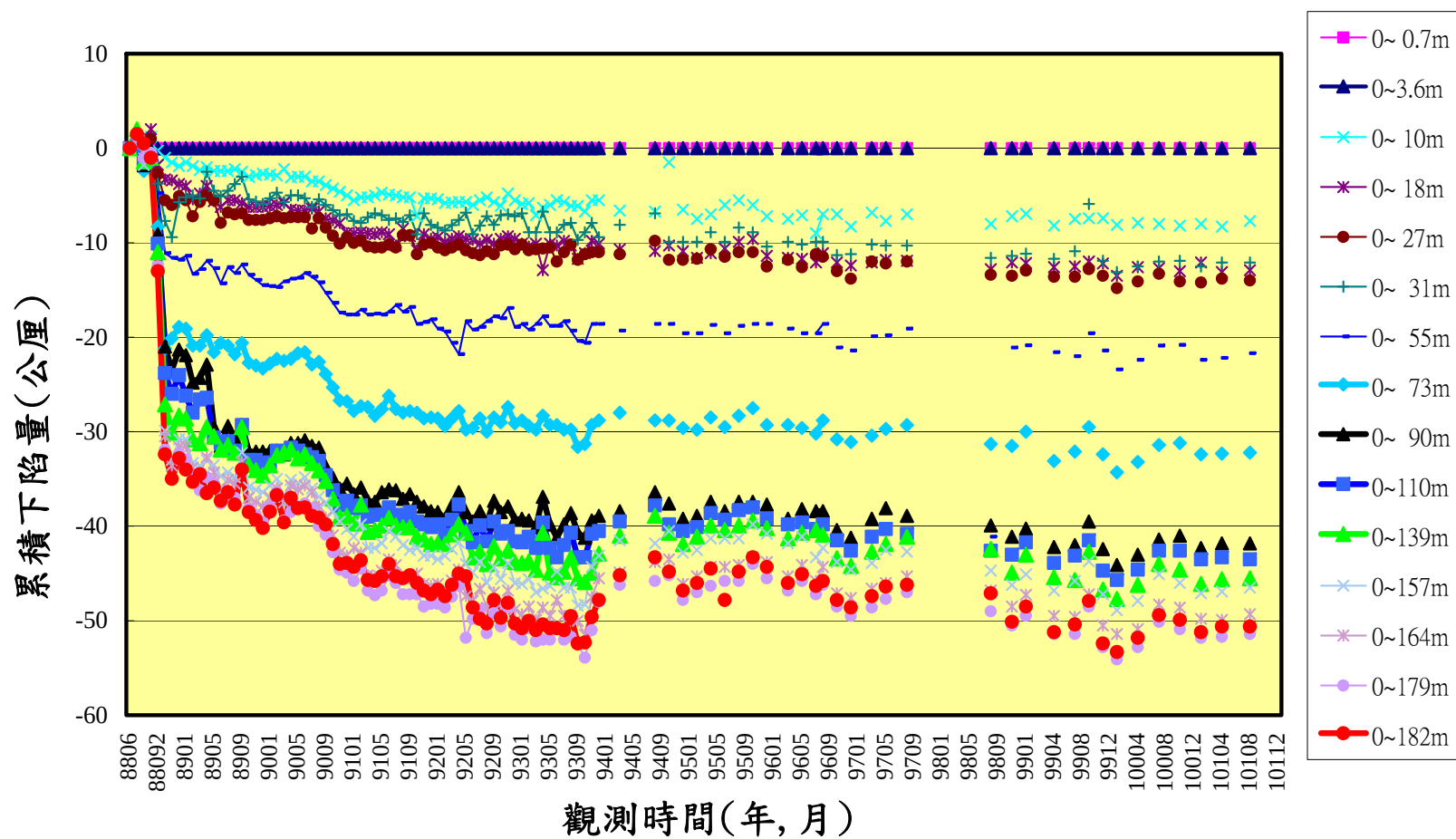


圖 9.19 臺中港分層累積下陷量圖(200m)

9.6 安平港監測站

9.6.1 地下水位分析

於安平港之 18-19 號碼頭綠地區，埋設 200 公尺深之分層水壓觀測站，共埋設 5 支開放式水壓計，其深度分別為 40 m、75 m、105 m、145m、182 m，自 88 年 7 月開始量測，每月量測一次，99 年 1 月起，每 3 個月量測一次，其結果如圖 9.20 所示。

由圖 9.20 顯示，各地層之地下水位，40 m 及 75 m 為第 1 含水層之水位，105 m 為第 2 含水層，145m 為第 3 含水層，182 m 為第 4 含水層，由水位變化顯示，第 1 含水層之 40 m 及 75 m 粉土層之水位變化較大，超抽地下水現象明顯，第 2 及 3 含水層 105 m、145m 土層之水位變化較小，第 4 層之 182 m 之水位變化亦很大，唯水位不降反升，顯示此層水位有回補現象。整體來說，安平港附近地區近 4 年來 (96 至 100 年) 應沒有受到超抽地下水影響，故地下水位呈現上升現象。

9.6.2 分層地層沉陷分析

於安平港之 18-19 號碼頭綠帶地區，設立 250 m 深之分層地層下陷監測井，分別在深度 0.6、4、10、20、30、40、52、55、79、94、110、133、149、174、180、200、210、220、230、239、248、249 m 之位置安裝一個沉陷磁環，共 22 個磁環，每個月中旬定期以無線電波儀量測各沉陷磁環之相對移動變化量，求得不同深度土層之壓縮量，銕鋼尺讀數之最小刻度為公厘。

圖 9.21 為不同時期不同深度之感應磁環相對於深度 200 公尺感應磁環之累積曲線比較圖，由圖顯示，從 88 年 7 月至 94 年 3 月之 5 年 8 個月期間，安平 18-19 號碼頭區地表下 0 m~200 m 間之沉陷總量為 73 公厘，而其中 0~56 m 之沉陷量為 67 公厘，佔總沉陷量之 88%以上，由資料顯示，安平港 18-19 號碼頭區之沉陷屬於淺層沉陷，自 94 年 3 月起因儀器故障故量測資料中斷。

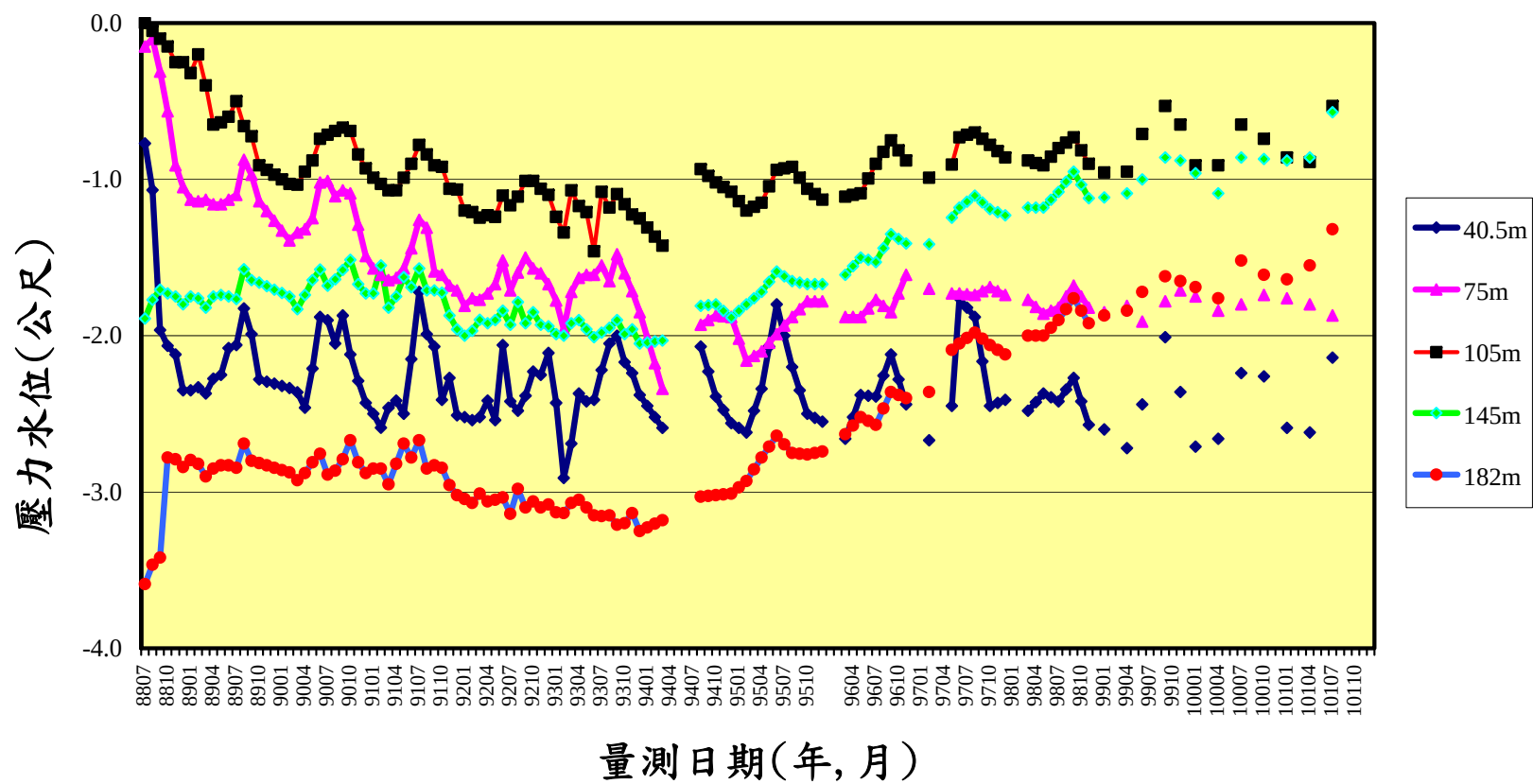


圖 9.20 安平港分層水位變化圖(手動量測)

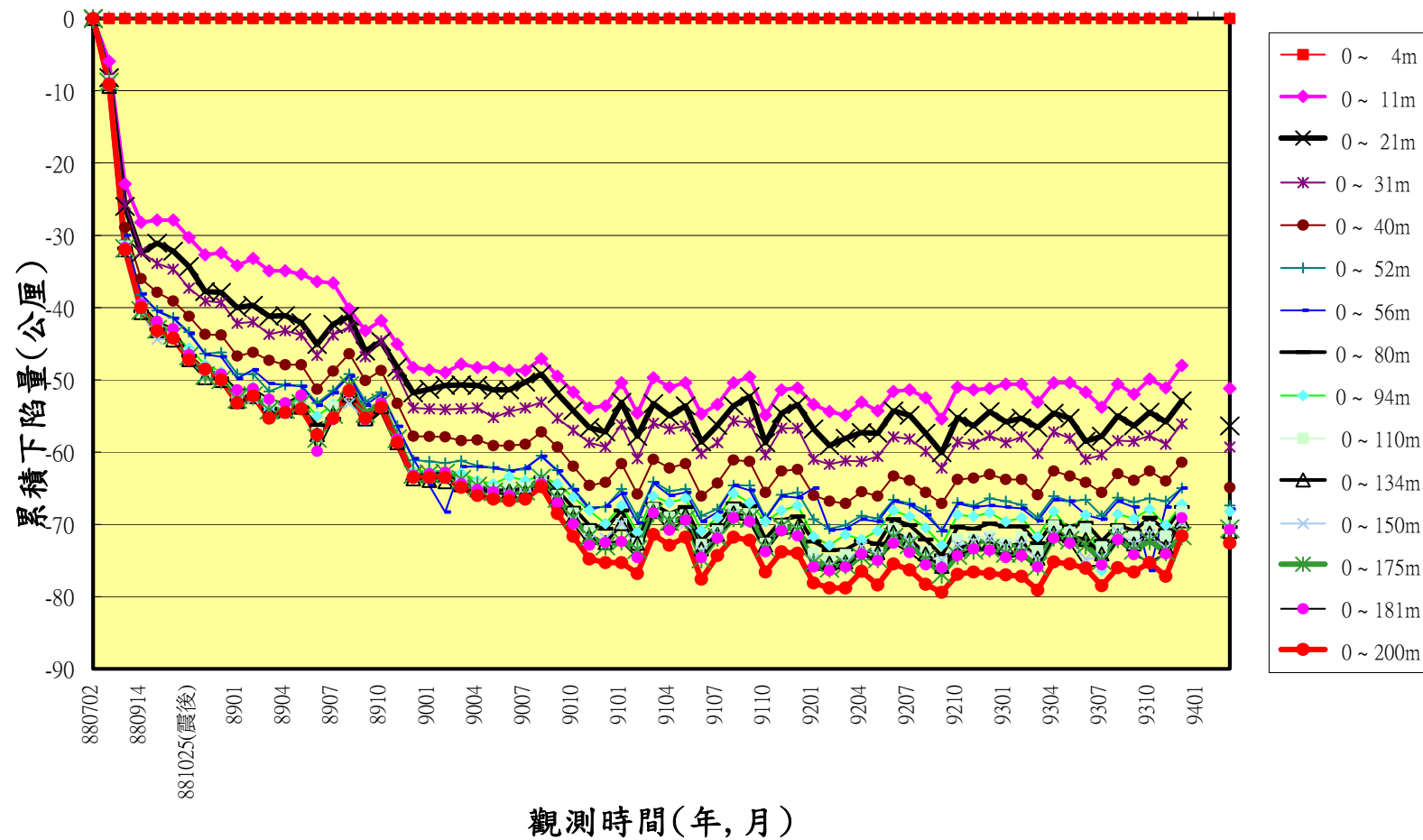


圖 9.21 安平港分層累積下陷量

第十章 港埠規劃資料更新建置及查詢操作

本研究已建置的各港區港埠規劃資料及查詢展示模組，係架構在本所港研中心所開發的「港區工程基本資料查詢系統」之下，該系統的查詢界面設計成下拉式選單方式。主選單共有六大項，分別為(1)港埠規劃(2)鑽探資料(3)碼頭設計及調查資料(4)堤防設計資料(5)地震監測(6)海氣象現地調查等。由 MapInfo 進入此查詢系統，點選進入所欲查詢的港區，該港區地圖即展示在螢幕上，且原有的 MapInfo 內定選單也同時全部更換成新設計的查詢選單。本研究年度內更新國內四大國際商港規劃資料，相關系統操作及資料查詢說明如下：

10.1 系統操作程序

本系統之查詢設計，係以下拉式功能表配合物件選項的操作方式為主。使用者可在螢幕上選取所欲查詢的物件，再利用下拉式功能表來展示各項文件資料或繪製相關成果。系統內可查詢到基隆、臺北、臺中、高雄、花蓮、蘇澳等港區之碼頭、堤防、地質及相關文件資料，操作程序如下所示：

1. 在視窗作業環境下，執行 MapInfo 系統，進入該系統內。
2. 點選功能表 File\Run MapBasic Program，選擇 d:\harbor-1 內的執行檔 harbor.mbx，按 OK 選鈕，即進入港區工程基本資料查詢系統。
3. 此時螢幕會展繪出臺灣全島地圖，並標示基隆、臺北、臺中、布袋、高雄、花蓮、蘇澳等港區的分佈位置。
4. 利用滑鼠，點選其中任一港區，則螢幕展繪出該港區的向量地圖，地圖以綠色標示陸面區域位置，以水藍色標示海面區域位置。此時可點選「港埠規劃」主選單下之第一選項「港埠設施現況圖」，系統則載入該港區之港埠設施現況分佈圖。或是點選「碼頭設計及調

查資料」主選單下之第一選單「顯示碼頭位置圖」，系統則載入該港區之碼頭位置分佈圖。

5. 利用工具箱內的放大、縮小、平移等工具，可作地圖縮放，以更精細地查詢目標鑽孔位置及鄰近地形。
6. 選單利用不可點取之設定，避免錯誤點選。
7. 本系統提供不可點取之設定，將暫時不需運作的功能與予停用，待關聯圖層開啟後，再將需用功能啟動。例如「港埠規劃」主選單，其下之第一選項「港埠設施現況圖」或第三選項「未來規劃配置圖」等開啟圖層之功能，都預設為可啟動；而第二選項「關閉港埠設施現況圖」或第四選項「關閉未來規劃配置圖」等關閉圖層之功能，預設為不可啟動(選項顏色為灰白)。系統待第一選項被點取後，第二選項即被更換為可啟動(選項顏色由灰白轉為正常)，第三及第四選項也是如此配搭，系統乃以此種設計來避免錯誤點選。
8. 若要查詢另一港區的相關資料，可點選第一主選單「港埠規劃」下的倒數第二選項「選擇港區」，則系統會跳回主畫面顯示港區位置分佈圖。再依循步驟 4 至 8，可繼續查詢所需港區之相關資料。
9. 結束查詢，可在功能表的第一個主選單「港埠規劃」下，拉出最後一個選項「離開系統」，點選後則可停止本程式的執行。

10.2 港埠規劃資料查詢說明

10.2.1 進入查詢系統

1. 按照上一節程式操作程序 1 至 3，使用者可進入查詢系統的主畫面，此時螢幕視窗會展繪出臺灣全島地圖與主要港區的標示位置，如圖 10.1 所示。
2. 將滑鼠遊標移至全島地圖上某一港區之文字標示區內，按滑鼠左鍵，可叫出該港區基本地形圖層，如圖 10.2 所示為蘇澳港區基本圖

層。而原有的 MapInfo 內定選單也同時全部更換成新設計的選單。圖 10.2 也同時展示新設計的主選單「港埠規劃」功能項下拉查詢模式。

10.2.2 港埠規劃資料查詢

下拉查詢系統的第一主選單「港埠規劃」項，可查詢該港區的港埠現況配置資料及相關該港港埠規劃資料，此選單下相關重要選項之內容及查詢方式如下：

1. 展示港埠設施現況圖：下拉第一主選單「港埠規劃」，其下之第一選項為「港埠設施現況圖」，以滑鼠點選該選項後，螢幕主畫面隨即切換為目前該港區的港埠設施現況配置圖。使用者可查看了解該港區的配置現況，圖 10.3 即為蘇澳港的港埠設施現況圖。
2. 關閉港埠設施現況圖：港埠設施現況圖顯示後，第二選項「關閉港埠設施現況圖」會立刻由不可點選的無效狀態(文字成灰白色)轉變成可點選的有效狀態(文字成黑色)，此時下拉查詢系統的第一主選單「港埠規劃」，點選此第二選項「關閉港埠設施現況圖」，則可關閉此現況圖而回復到港區基本圖層視窗。
3. 展示未來規劃配置圖：下拉第一主選單「港埠規劃」，其下之第三選項為「未來規劃配置圖」，以滑鼠點選該選項後，螢幕主畫面隨即切換為未來該港區的港埠設施配置圖。使用者可查看了解該港區的未來發展規劃，圖 10.4 即為蘇澳港的港埠未來規劃配置圖。
4. 關閉未來規劃配置圖：港埠設施現況圖顯示後，第四選項「關閉港埠設施現況圖」會立刻由不可點選的無效狀態(文字成灰白色)轉變成可點選的有效狀態(文字成黑色)，此時下拉查詢系統的第一主選單「港埠規劃」，點選此第四選項「關閉未來規劃配置圖」，則可關閉此現況圖而回復到港區基本圖層視窗。
5. 展示規劃配置對照圖：下拉第一主選單「港埠規劃」，其下之第五選項為「規劃配置對照圖」，以滑鼠點選該選項後，螢幕主畫面隨

即切換為該港區的港埠設施現況及未來規劃配置對照圖。使用者可查看了解該港區的港埠設施現況及未來發展規劃，圖 10.5 即為蘇澳港的港埠規劃配置對照圖。

6. 關閉規劃配置對照圖：港埠設施現況圖顯示後，第六選項「關閉規劃配置對照圖」會立刻由不可點選的無效狀態(文字成灰白色)轉變成可點選的有效狀態(文字成黑色)，此時下拉查詢系統的第一主選單「港埠規劃」，點選此第六選項「關閉規劃配置對照圖」，則可關閉此現況圖而回復到港區基本圖層視窗。
7. 展示港區遙測影像圖：下拉第一主選單「港埠規劃」，其下之第七選項為「港區遙測影像圖」，以滑鼠點選該選項後，螢幕主畫面隨即顯示出該港區的港區遙測影像圖。使用者可藉此查看整個港區的現況影像，圖 10.6 即為蘇澳港的港區遙測影像圖。
8. 關閉港區遙測影像圖：港埠設施現況圖顯示後，第八選項「關閉港埠設施現況圖」會立刻由不可點選的無效狀態(文字成灰白色)轉變成可點選的有效狀態(文字成黑色)，此時下拉查詢系統的第一主選單「港埠規劃」，點選此第八選項「關閉港區遙測影像圖」，則可關閉此現況圖而回復到港區基本圖層視窗。
9. 若要查詢另一港區的港埠規劃資料，可點選第一主選單「港埠規劃」下的倒數第二選項「選擇港區」，則系統會跳回主畫面顯示港區位置分佈圖。以滑鼠點選全島港區位置分佈圖上某一港區之文字標示，進入該港地形圖畫面後，再依循步驟 1 至 10 之操作，即可繼續查詢所需資料。

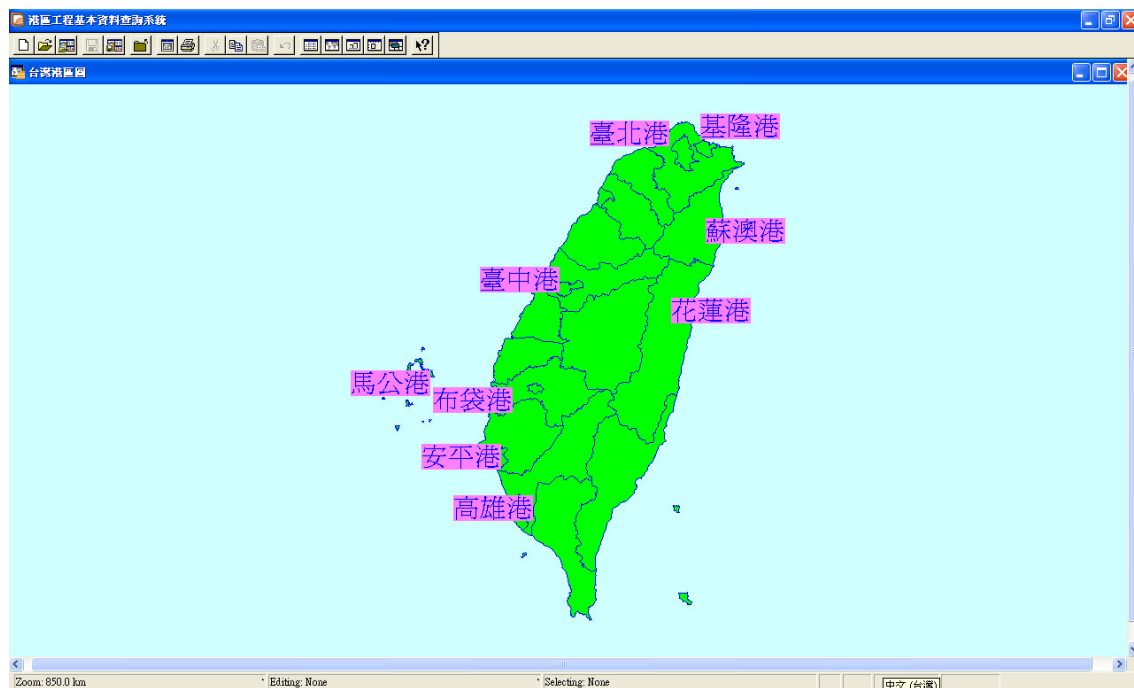


圖 10.1 查詢系統主畫面

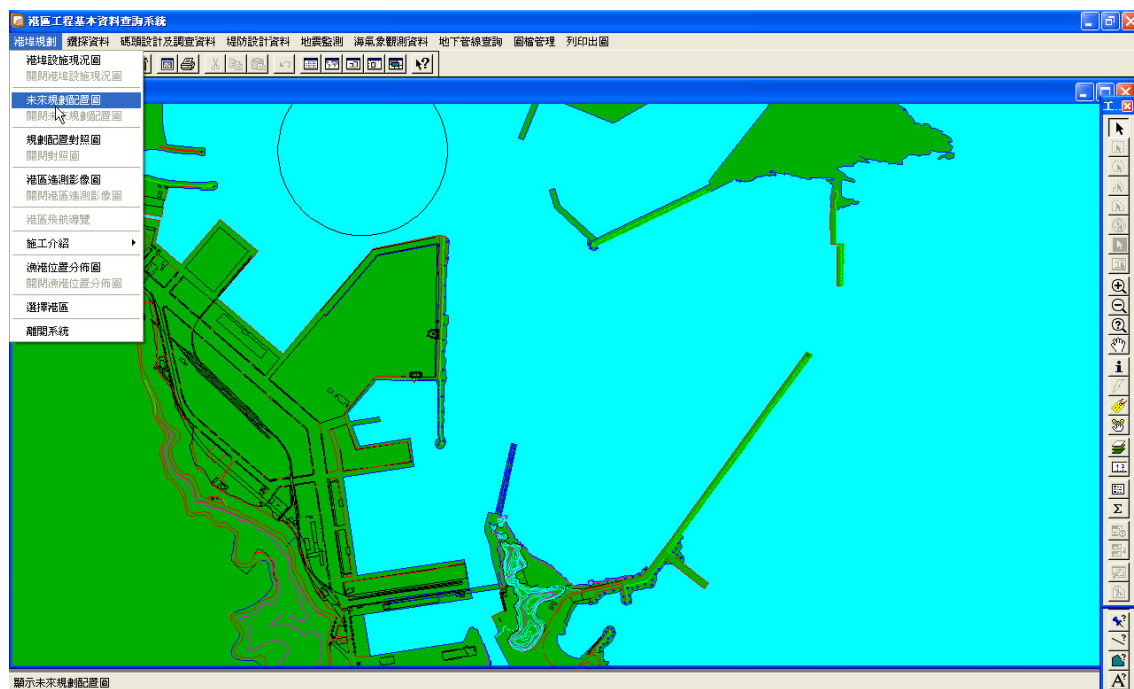


圖 10.2 蘇澳港區地圖圖層及選單下拉模式

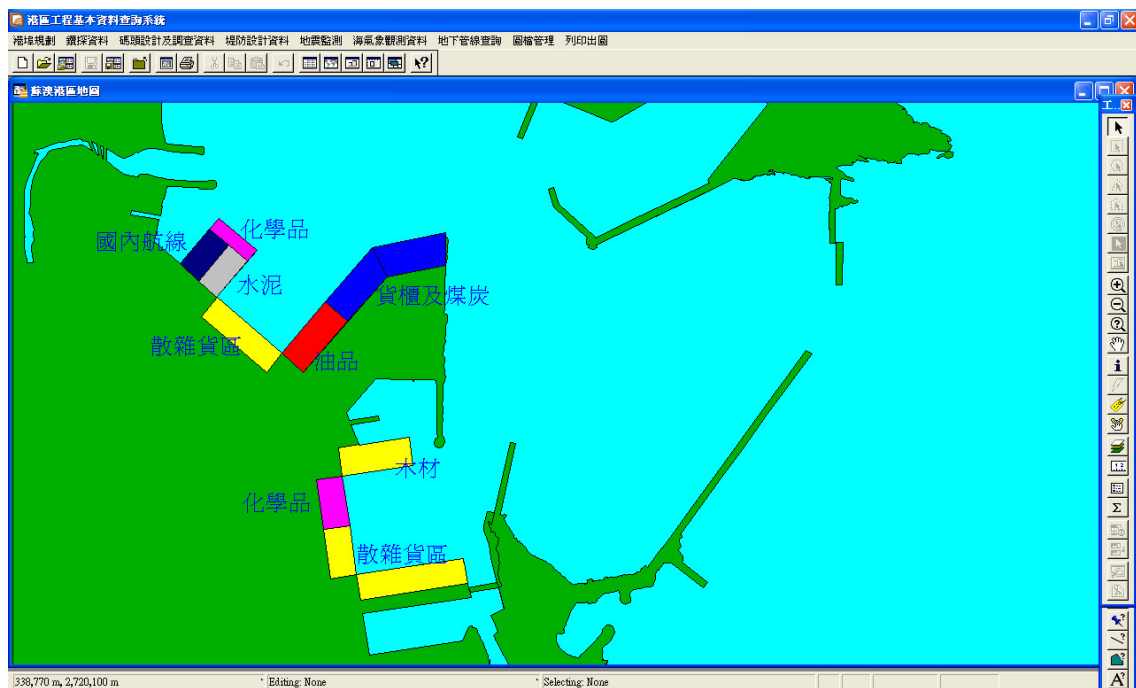


圖 10.3 蘇澳港區港埠設施現況圖

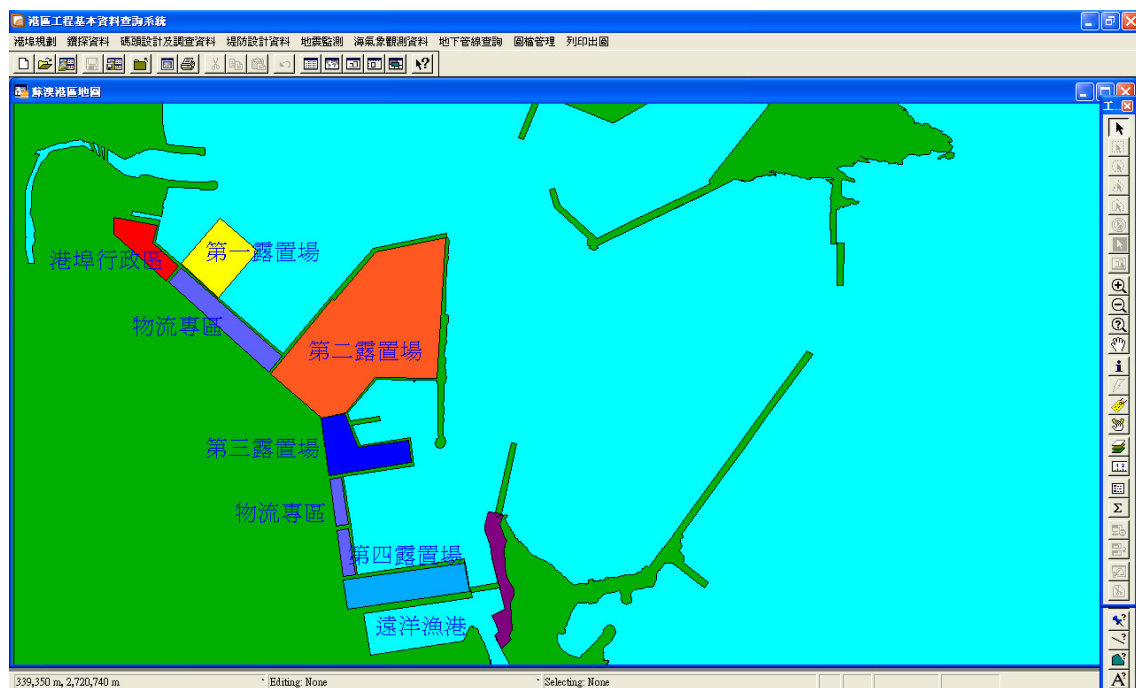


圖 10.4 蘇澳區港埠未來規劃配置圖

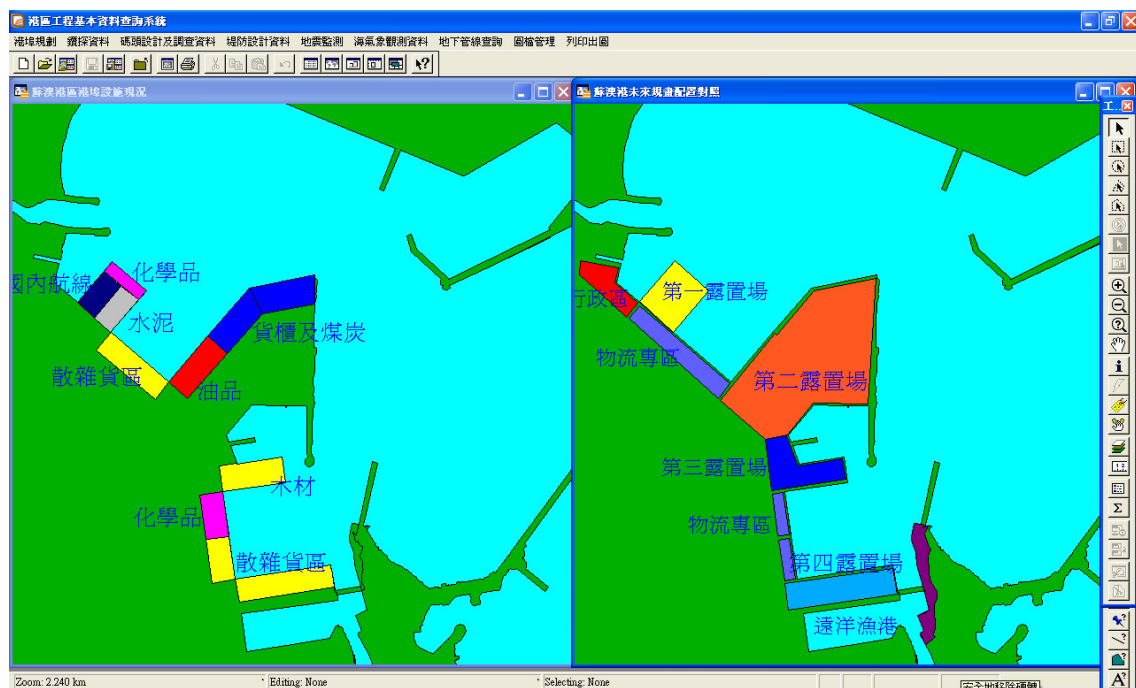


圖 10.5 蘇澳港區港埠規劃配置對照圖



圖 10.6 蘇澳港區港區遙測影像圖

第十一章 港區地質資料分析建置

本研究已建置的港區地質資料及開發的各項液化分析查詢模組，係架構在本所港研中心所開發的「港區工程基本資料查詢系統」之下，該系統的查詢界面設計成下拉式選單方式。主選單共有六大項，分別為(1)港埠規劃(2)鑽探資料(3)碼頭設計及調查資料(4)堤防設計資料(5)地震監測(6)海氣象現地調查等。由 MapInfo 進入此查詢系統，點選進入所欲查詢的港區，該港區地圖即展示在螢幕上，且原有的 MapInfo 內定選單也同時全部更換成新設計的選單。系統操作及查詢說明如下：

11.1 系統操作程序

本系統之查詢設計，係以下拉式功能表配合物件選項的操作方式為主。使用者可在螢幕上選取所欲查詢的物件，再利用下拉式功能表來展示各項文件資料或繪製相關成果。系統內可查詢到基隆、臺北、臺中、高雄、花蓮、蘇澳等港區之碼頭、堤防、地質及相關文件資料，操作程序如下所示：

1. 在視窗作業環境下，執行 MapInfo 系統，進入該系統內。
2. 點選功能表 File\Run MapBasic Program，選擇 d:\harbor-1 內的執行檔 harbor.mbx，按 OK 選鈕，即進入港區工程基本資料查詢系統。
3. 此時螢幕會展繪出臺灣全島地圖，並標示基隆、臺北、臺中、布袋、高雄、花蓮、蘇澳等港區的分佈位置。
4. 利用滑鼠，點選其中任一港區，則螢幕展繪出該港區的向量地圖，地圖以綠色標示陸面區域位置，以水藍色標示海面區域位置。此時可點選「鑽探資料」主選單下之第一選項「顯示鑽孔位置圖」，系統則載入該港區之鑽孔位置分佈圖。或是點選「碼頭設計及調查資料」主選單下之第一選單「顯示碼頭位置圖」，系統則載入該港區

之碼頭位置分佈圖。

5. 利用工具箱內的放大、縮小、平移等工具，可作地圖縮放，以更精細地查詢目標鑽孔位置及鄰近地形。
6. 選單利用不可點取之設定，避免錯誤點選。

本系統提供不可點取之設定，將暫時不需運作的功能與予停用，待關聯圖層開啟後，再將需用功能啟動。例如「港埠規劃」主選單，其下之第一選項「港埠設施現況圖」或第三選項「未來規劃配置圖」等開啟圖層之功能，都預設為可啟動；而第二選項「關閉港埠設施現況圖」或第四選項「關閉未來規劃配置圖」等關閉圖層之功能，預設為不可啟動(選項顏色為灰白)。系統待第一選項被點取後，第二選項即被更換為可啟動(選項顏色由灰白轉為正常)，第三及第四選項也是如此配搭，系統乃以此種設計來避免錯誤點選。

7. 選用工具箱內的點選工具，再點選所欲查詢之物件。

- (1)若所點選的物件為鑽孔位置圖之鑽孔時，主功能表的第二選單(即「鑽探資料」選單)底下所附屬的次選項(即「鑽孔報表資料」選項)，以及「柱狀圖」功能項和四個鑽孔液化分析選項底下所附屬的同名稱次選項(即「單孔或多孔非排序展示」選項、「多孔展示__由西向東排序」選項、「多孔展示__由北向南排序」選項等)，會由啟始的無效狀態轉變為可點取的有效狀態。
- (2)若所點選的物件為碼頭分佈位置圖之任一碼頭時，主功能表的第三選單(即「碼頭設計及調查資料」選單)底下所附屬的幾個次選項(如「碼頭設計斷面圖」、「碼頭斷面文字資料」、「碼頭安全檢測影像資料」、「碼頭安全檢測調查記錄」等選項等)，會由啟始的無效狀態轉變為可點取的有效狀態。
- (3)若所點選的物件為堤防分佈位置圖之堤防時，主功能表的第四選單(即「堤防資料」選單)底下所附屬的次選項(如「堤防設計斷面

圖」選項)，會由啟始的無效狀態轉變為可點取的有效狀態。

8. 「鑽探資料」已設計成一系列的查詢步驟，包括資料本身的展示及液化分析的序列查詢：
 - (1)當點選到標準貫入試驗鑽孔時，會有一深紅色正方形外框套住被點選的鑽孔位置實心圓標誌，此時可在第二主選單下點選「鑽孔報表資料」選項，系統會開出一新視窗，抬頭名稱為”鑽探資料報表”，視窗內會展示出該鑽探試驗各項數據文字資料。
 - (2)若點選“柱狀圖” 選項底下的次功能項如「多孔展示__由西向東排序」，則系統會開出另一視窗，抬頭名稱為“柱狀圖”，視窗內會展繪出該鑽探結果之土層剖面柱狀圖，且會將兩個以上的柱狀圖由西向東排序展繪出來。
 - (3)若點選任一種液化分析之選項底下的任一次功能項，會出現一對話框，要求選擇地表規模及地表最大加速度，選用某一數值後系統即繪出鑽孔液化分析成果。
 - (4)若欲查詢整個港區之液化分析成果，可點選其中一個液化分析方法底下的「全區液化危險性指數分佈分析」功能項，系統會依據選用的方法及地震強度，分析港區內每一鑽孔的液化推算結果，再與 Surfer 軟體結合，展繪出危害程度的等值分析結果。
9. 當點選到碼頭物件時，該碼頭區會被紅色斜紋所遮罩，此時可點選第六選項「碼頭設計斷面圖」，系統會自動開啟一新的視窗，展繪出該碼頭之斷面圖。又可點選第七選項「碼頭斷面文字資料」，系統會另以一新視窗列出該碼頭之概略描述。也可由「碼頭安全檢測影像資料」選項查詢該碼頭之影像資料，或利用「碼頭安全檢測調查記錄」、「碼頭重大維修記錄」查詢調查結果。
- 10.若要查詢另一港區的碼頭資料，可點選第一主選單「港埠規劃」下的倒數第二選項「選擇港區」，則系統會跳回主畫面顯示港區位置

分佈圖。再依循步驟 4 至 8，可繼續查詢所需港區之相關資料。

- 11.結束查詢，可在功能表的第一個主選單「港埠規劃」下，拉出最後一個選項「離開系統」，點選後則可停止本程式的執行。

11.2 蘇澳港地質鑽探資料及液化分析查詢說明

11.2.1 進入查詢系統

1. 按照上一節程式操作程序 1 至 3，使用者可進入查詢系統的主畫面，此時螢幕視窗會展繪出臺灣全島地圖與主要港區的標示位置，如圖 9.1 所示。
2. 將滑鼠遊標移至蘇澳港標示區內，按滑鼠左鍵，可叫出蘇澳港區基本地圖圖層，如圖 11.1 所示。而原有的 MapInfo 內定選單也同時全部更換成新設計的選單。圖 11.1 也展示新設計的主選單「鑽探資料」功能項下拉查詢模式。

11.2.2 地質鑽探資料查詢

下拉查詢系統的第二主選單「鑽探資料」項，可查詢港區附近的鑽孔地質資料及強震下之土壤液化分析，此選單之下計有九個選項，其重要內容及查詢方式如下：

1. 此選單之第一選項為「顯示鑽孔位置圖」，點選後螢幕主畫面港區地圖上隨即出現各個鑽孔位置之標示符號，該符號為藍色實心圓點。使用者可用滑鼠點選所欲查詢的鑽孔，來查看該鑽孔的報表資料及展繪該鑽孔的柱狀圖。蘇澳港的鑽探孔位分佈如圖 11.2 所示。
2. 每一鑽孔之鑽探資料，可用文字或圖形方式來展示。文字資料之資料之展示，係設計成一般鑽探資料之報表格式，使用者在鑽孔位置分佈圖上，先利用滑鼠選取所欲查詢的鑽孔，再下拉「鑽探資料」選單，點選第三選項「鑽孔報表資料」，系統會從資料庫內抓取該

鑽孔資料，依循鑽探報表格式在一新開視窗上填註各項資料，使用者可由此查獲該鑽孔之各項試驗數據。

3. 鑽探結果之圖形展示，係循鑽探深度將各土層按其類別用不同顏色及圖樣繪製成柱狀圖形式，並標示各深度之錘擊強度值 (即 SPT-N 值)。查詢方式仍須先用滑鼠在鑽孔位置分佈圖上選取所欲查詢的鑽孔，可選單孔作單孔柱狀圖的展繪，也可一次選取多孔作多孔柱狀圖展繪，(使用者只需在選取第一孔後，按住鍵盤<shift>鍵，則可繼續選取其它鑽孔來作多孔展繪)。鑽孔選取完畢，下拉「鑽探資料」選單，點選第四選項「柱狀圖」，再點選柱狀圖展繪排序方式，系統會從資料庫內抓取各鑽孔資料來繪圖，圖 11.3 所示為五個鑽孔由北向南排序之柱狀圖繪製結果。

11.2.3 Liao 液化機率分析成果展示

1. 柱狀圖繪製完畢後，所選取之鑽孔，也可接續來作液化機率分析，以了解在不同強度之地震侵襲下，各個土層發生液化的機率大小。使用者可在「鑽探資料」選單下，點選第五選項「Liao_液化機率分析」，再點選其排序方向，螢幕隨即出現一對話框，內含不同地震規模及最大加速度之選鈕，如圖 11.4 所示。在對話框內選取某一地震強度，按確定鈕之後，系統即開啟一新視窗，並在此視窗內繪製所選鑽孔在該地震強度下之液化機率分析圖，如圖 11.5 所示。該分析法係採用 Liao et al.(1988)之邏輯迴歸分析模式，而分析成果圖上採用不同顏色來代表不同分析之結果，藍色代表不會液化之土層，而白色到正紅色之顏色漸層變化代表液化機率由 0 到 1 之漸增變化程度，顏色愈紅代表機率值愈高，該土層愈容易發生液化。
2. 除了每個鑽孔的液化分析外，本研究也對整個港區作全面性的液化危險度分析，使用者可由「鑽探資料」選單下的第五選項「Liao_液化機率分析」，拉出「Lai 全區液化危險性指數分佈分析」次選項，程式會呼叫機率危害度分析模組，將全港區所有鑽孔之危害度求算

出來，再呼叫 Surfer 軟體，依據賴聖耀的危險度分類等級，繪製分析成果，如圖 11.6 所示。其中液化危險性指數大於 0.4 者，以紅色展繪；界於 0.2 到 0.4 者，以黃色展繪；而小於 0.2 者，以綠色展繪。使用者可清楚分辨出液化程度高中低等區域分佈情況。

11.2.4 Seed 液化分析成果展示

1. 柱狀圖繪製完畢後，所選取之鑽孔，可接續來作液化分析，以了解在不同強度之地震侵襲下，各個土層發生液化的可能。使用者可在「鑽探資料」選單下，點選第七選項「Seed_液化分析」，再點選其排序方向，螢幕隨即出現一對話框，內含不同地震規模及最大加速度之選鈕。在對話框內選取某一地震強度，按確定鈕之後，系統即開啟一新視窗，並在此視窗內繪製所選鑽孔在該地震強度下之抗液化安全係數柱狀圖，如圖 11.7 所示。該分析法係採用 NCCER 修正之 Seed 簡易經驗法 (1997)，在分析成果圖上本系統採用不同顏色來代表不同分析之結果，藍色代表不會液化之土層，紅色代表安全係數小於 1，即會發生液化之土層。綠色代表安全係數大於 1，即不會發生液化之土層。
2. 除了每個鑽孔的液化分析外，本研究也對整個港區作全面性的液化危險度分析，使用者可由「鑽探資料」選單下的第七選項「Seed_液化分析」，拉出「Iwasaki 全區液化危險性指數分佈分析」次選項，程式會呼叫安全係數危害度分析模組，將全港區所有鑽孔之危害度求算出來，再呼叫 Surfer 軟體，依據 Iwasaki 的危險度分類等級，繪製分析成果，如圖 11.8 所示。其中液化潛能指數大於 15 者，以紅色展繪；界於 5 到 15 者，以黃色展繪；而小於 5 者，以綠色展繪。使用者可清楚分辨出液化程度高中低等區域分佈情況。
3. 其它分析方法之推估結果，也可依據上述方法查詢而得。

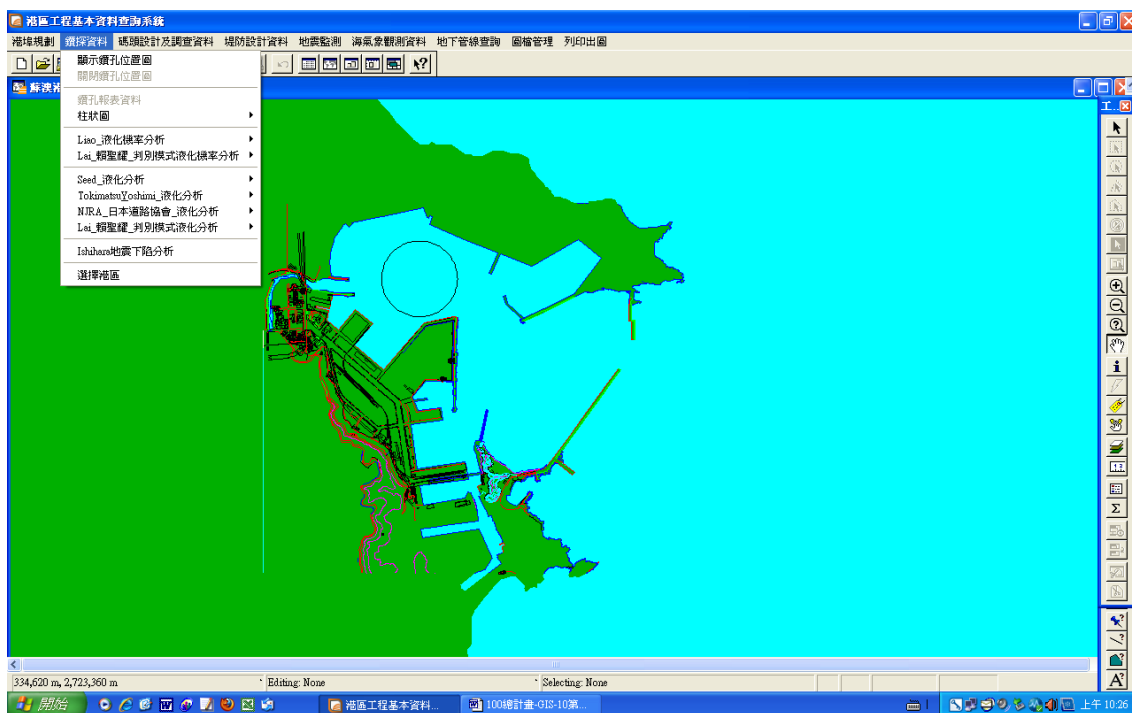


圖 11.1 蘇澳港區地圖圖層及選單下拉模式

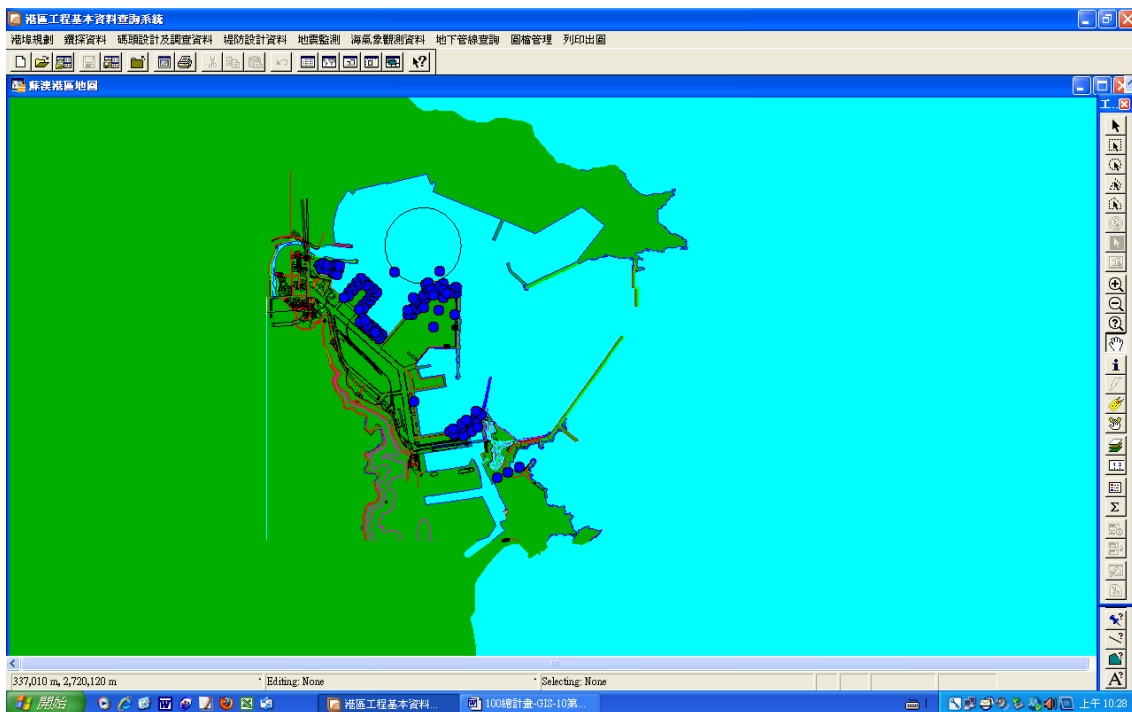


圖 11.2 蘇澳港區鑽探孔位分佈圖

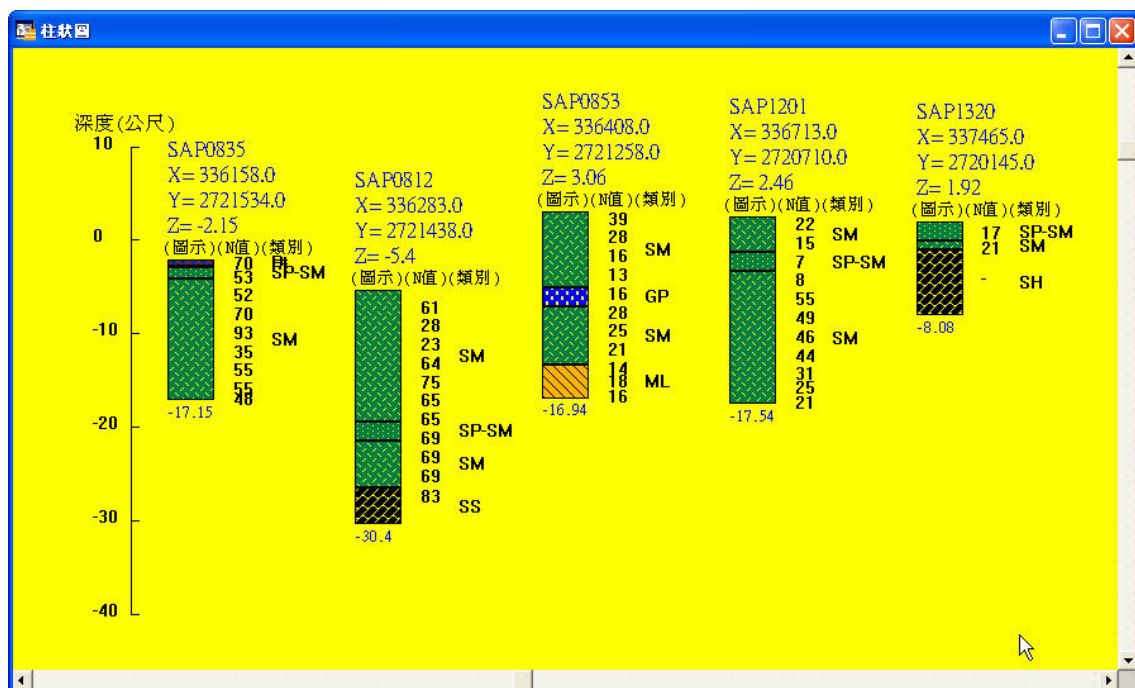


圖 11.3 蘇澳港區鑽孔柱狀圖

Figure 11.4 shows the Earthquake Intensity Selection Dialog Box. The dialog box is titled "請選擇地震強度".

The dialog box contains a list of earthquake magnitude (M) and maximum acceleration (g) options:

- ☐ 5.0 0.03
- ☐ 5.5 0.05
- ☐ 6.0 0.075
- ☐ 6.5 0.10
- ☐ 7.0 0.15
- ☐ 7.5 0.25
- ☐ 1935年新竹台中烈震台中港區: 7.1M, 0.15g
- ☐ 1999年集集烈震台中港區: 7.3M, 0.163g
- ☐ 1995年阪神烈震神戶港區: 7.2M, 0.55g
- ☒ 台灣地震甲區: 7.5M, 0.33g
- ☐ 台灣地震乙區: 7.5M, 0.23g

Below the list, there are input fields for "地震規模M=" and "最大加速度g=".

The dialog box includes "OK" and "Cancel" buttons.

圖 11.4 地震強度選取對話框

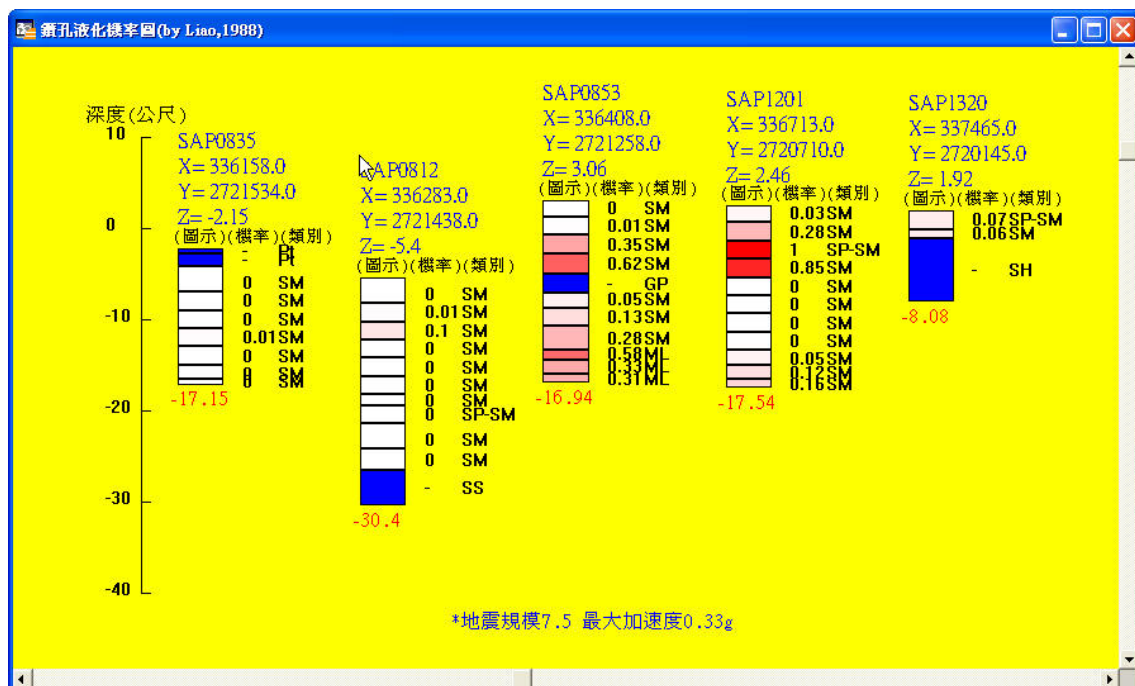


圖 11.5 蘇澳港區鑽孔 Liao 液化機率分析結果柱狀圖

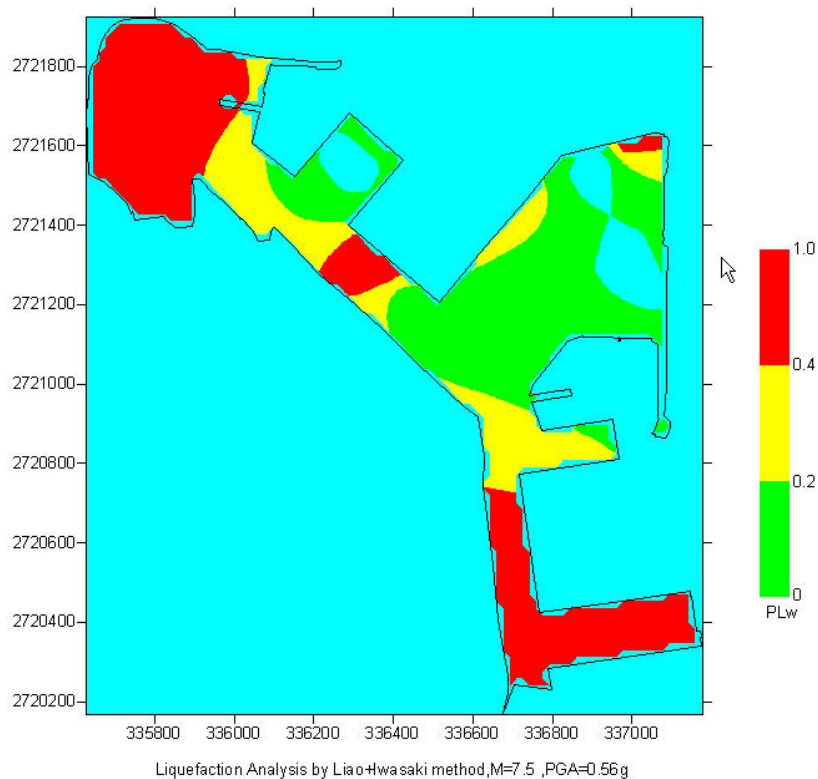


圖 11.6 蘇澳港區 Liao+Lai 法全區液化危險性指數分佈圖

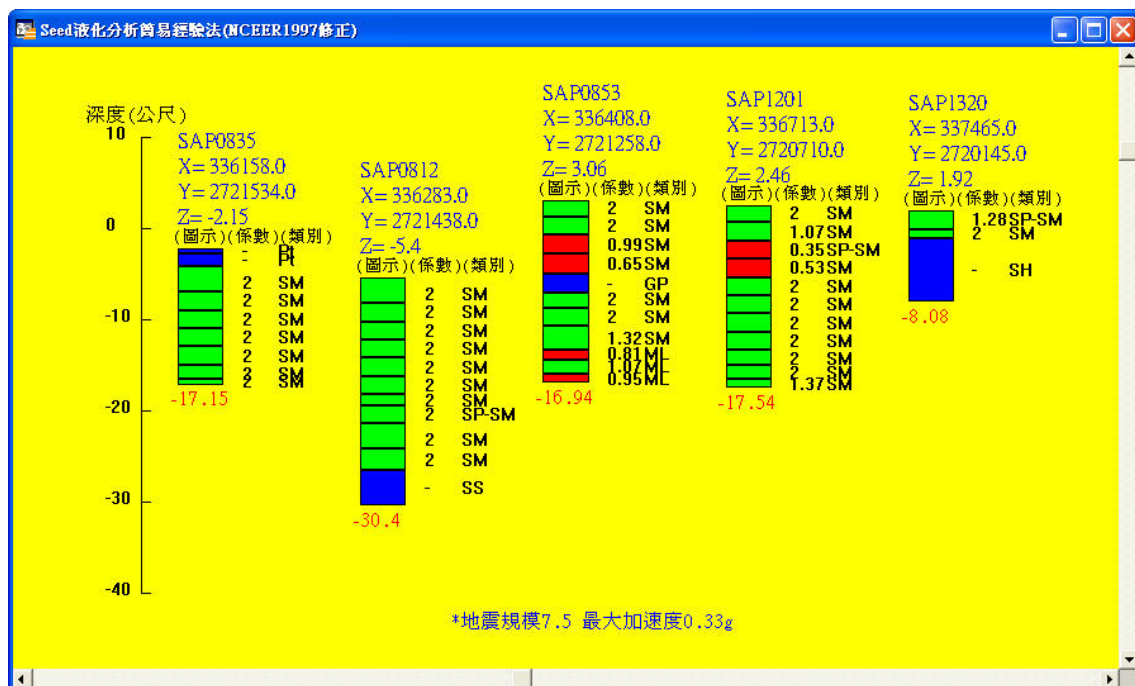


圖 11.7 蘇澳港區 Seed 抗液化安全係數柱狀圖

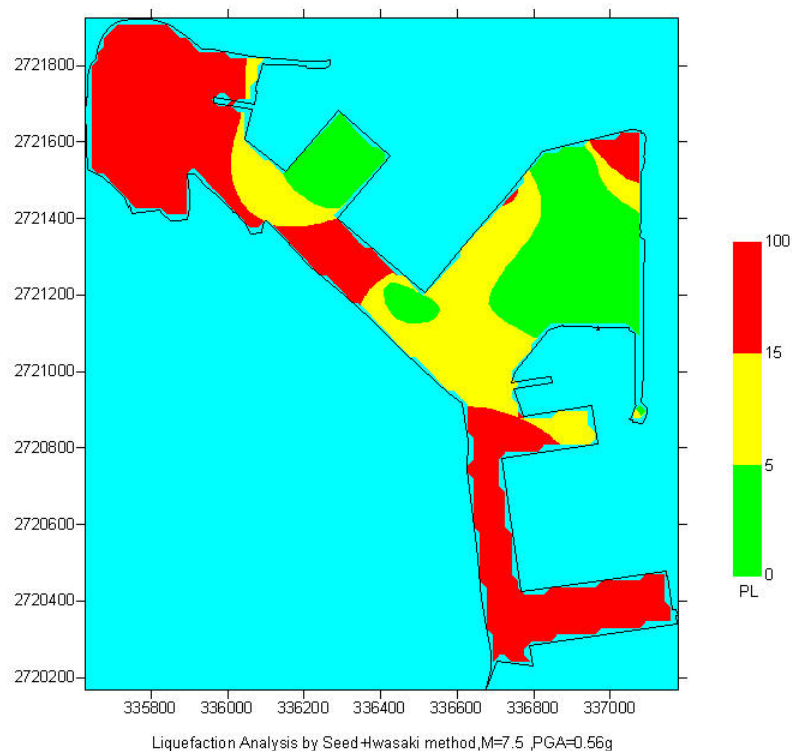


圖 11.8 蘇澳港區 Seed+Iwasaki 法全區液化危險性指數分佈圖

11.2.5 Lai (賴聖耀, 2003) 本土化液化機率分析成果展示

1. 賴聖耀(2003)所收 921 集集地震及國外液化與非液化案例，利用判別分析(discriminant analysis)方法，發展出以標準貫入試驗(SPT) 評估土壤液化潛能之本土化安全係數及液化機率分析方法。利用 Lai 的方法，在查詢系統上可點取鑽孔來作液化分析，以了解在不同強度之地震侵襲下，各個土層發生液化的機率大小。Lai 液化機率分析方法查詢選單下拉模式如圖 11.9 所示，使用者可在「鑽探資料」選單下，點選第六選項「Lai_賴聖耀_本土化液化機率分析」，再點選其排序方向，螢幕隨即出現一對話框，內含不同地震規模及最大加速度之選鈕，如圖 11.5 所示。在對話框內選取某一地震強度，按確定鈕之後，系統即開啟一新視窗，並在此視窗內繪製所選鑽孔在該地震強度下之液化機率分析圖，如圖 11.10 所示。分析成果圖上採用不同顏色來代表不同分析之結果，藍色代表未做液化分析之土層，而白色到正紅色之顏色漸層變化代表液化機率由 0 到 1 之漸增變化程度，顏色愈紅代表機率值愈高，該土層愈容易發生液化。
2. 除了每個鑽孔的液化分析外，本研究也對整個港區作全面性的液化危險度分析，使用者可由「鑽探資料」選單下，點選第六選項「Lai_賴聖耀_判別模式液化機率分析」，拉出「Lai 全區液化危險性指數分佈分析」次選項，程式會呼叫機率危害度分析模組，將全港區所有鑽孔之危害度求算出來，再呼叫 Surfer 軟體，依據賴聖耀的危險度分類等級，繪製分析成果，如圖 11.11 所示。其中液化危險性指數大於 0.4 者，以紅色展繪；界於 0.2 到 0.4 者，以黃色展繪；而小於 0.2 者，以綠色展繪。使用者可清楚分辨出液化程度高中低等區域分佈情況。

11.2.6 Lai (賴聖耀, 2003) 本土化安全係數液化分析成果展示

1. 利用賴聖耀(2003)所發展的本土化安全係數分析方法，在查詢系統上可點取鑽孔來作液化分析，以了解在不同強度之地震侵襲下，各

個土層發生液化的可能。使用者可在「鑽探資料」選單下，點選第十選項「Lai_賴聖耀_判別模式液化分析」，再點選其排序方向，螢幕隨即出現一對話框，內含不同地震規模及最大加速度之選鈕，如圖 11.5 所示。在對話框內選取某一地震強度，按確定鈕之後，系統即開啟一新視窗，並在此視窗內繪製所選鑽孔在該地震強度下之抗液化安全係數柱狀圖，如圖 11.12 所示。在分析成果圖上本系統採用不同顏色來代表不同分析之結果，藍色代表未做分析（不會液化）之土層，紅色代表安全係數小於 1，即會發生液化之土層。綠色代表安全係數大於 1，即不會發生液化之土層。

2. 除了每個鑽孔的液化分析外，本研究也對整個港區作全面性的液化危險度分析，使用者可由「鑽探資料」選單下的第十選項「Lai_賴聖耀_本土化液化分析」，拉出「Iwasaki 全區液化危險性指數分佈分析」次選項，程式會呼叫安全係數危害度分析模組，將全港區所有鑽孔之危害度求算出來，再呼叫 Surfer 軟體，依據 Iwasaki 的危險度分類等級，繪製分析成果，如圖 11.13 所示。其中液化潛能指數大於 15 者，以紅色展繪；界於 5 到 15 者，以黃色展繪；而小於 5 者，以綠色展繪。使用者可清楚分辨出液化程度高中低等區域分佈情況。
3. 其它分析方法之推估結果，也可依據上述方法查詢而得。

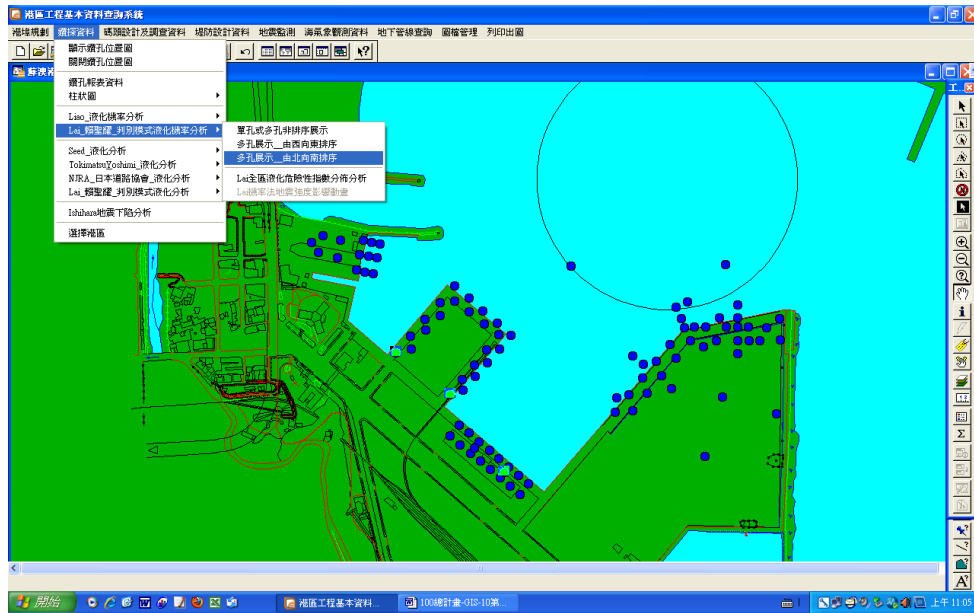


圖 11.9 Lai 液化機率分析方法查詢選單下拉模式

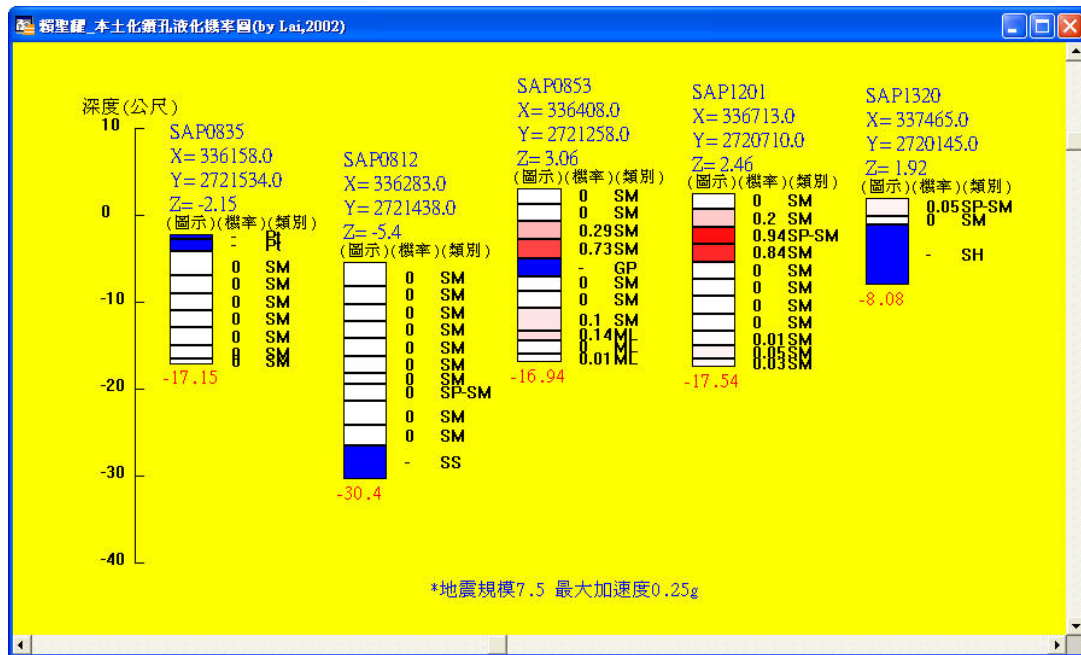


圖 11.10 蘇澳港區鑽孔 Lai 液化機率分析結果柱狀圖

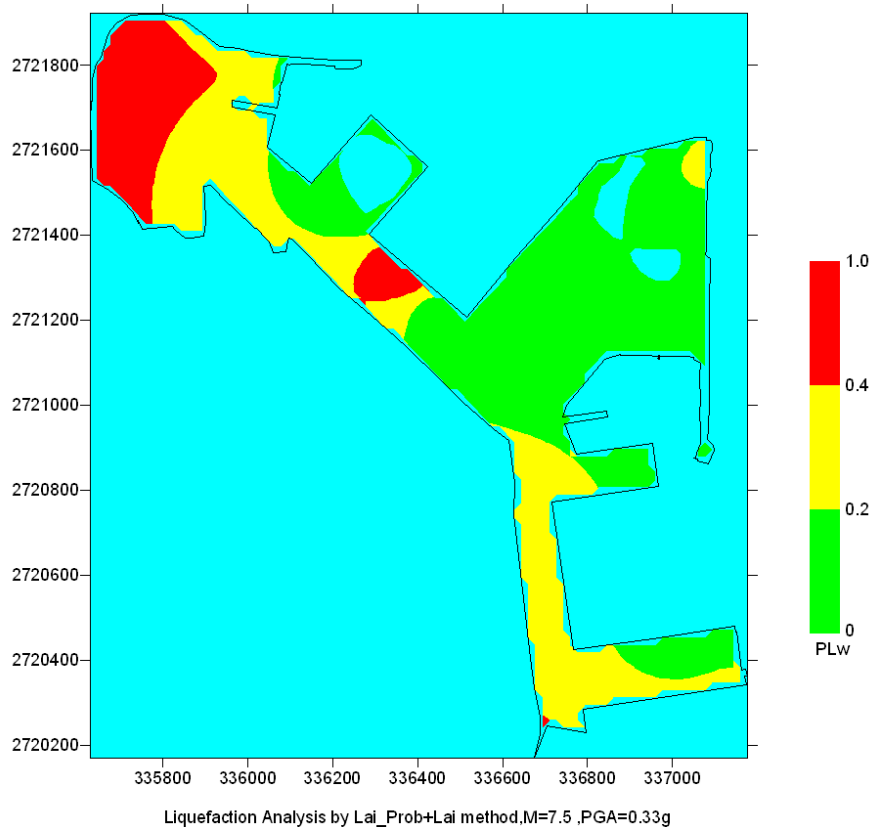


圖 11.11 蘇澳港區 Lai_Prob+Lai 法全區液化危險性指數分佈圖

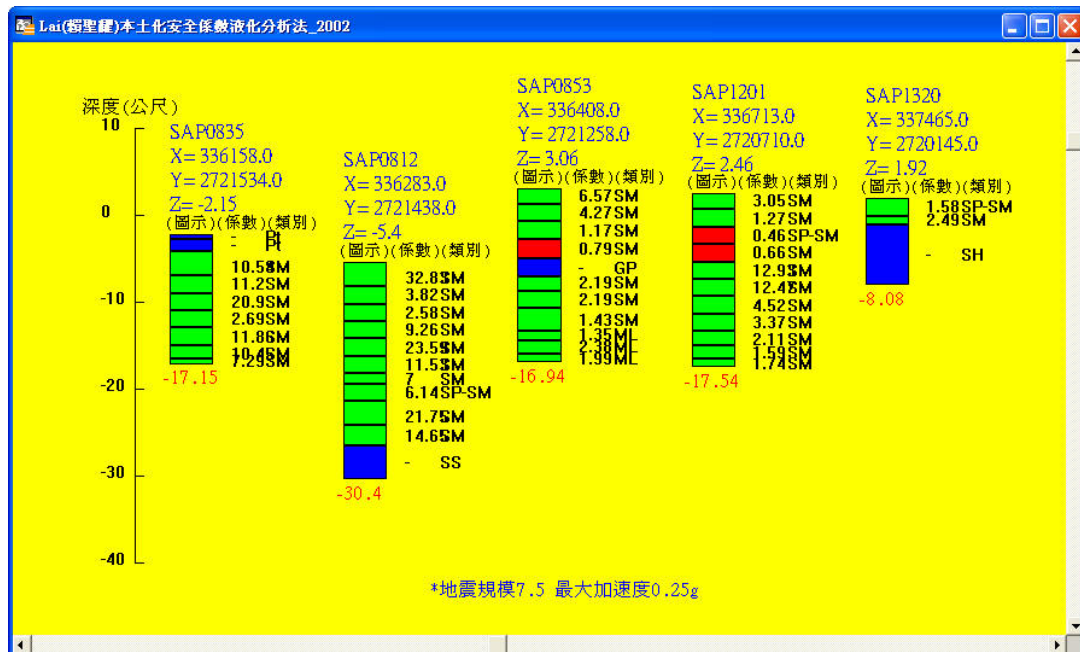


圖 11.12 蘇澳港區 Lai 抗液化安全係數柱狀圖

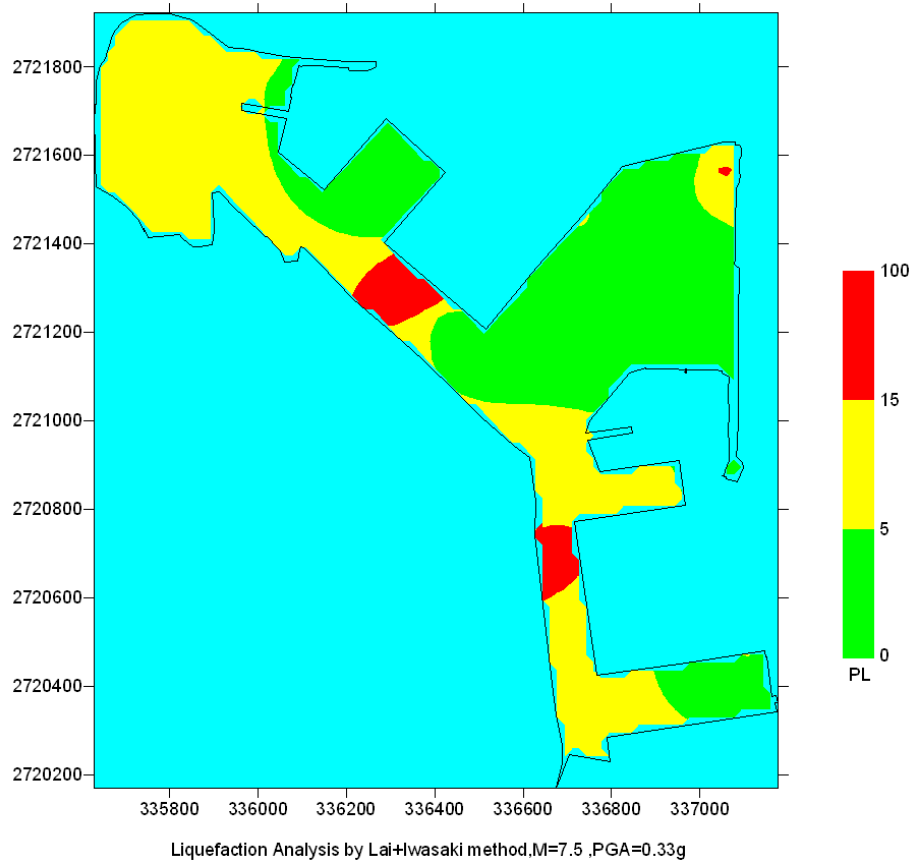


圖 11.13 蘇澳港區 Lai-Iwasaki 法全區液化危險性指數分佈圖

11.2.7 Ishihara 地震下陷分析成果展示

本研究利用紀雲曜(1997)以回歸分析所求得的 Ishihara & Yashimine 安全係數與最大減應變關係曲線之函數，配合賴聖耀(2002)本土化液化分析所求得的安全係數，來撰寫地震下陷分析程式及下陷潛能繪圖模組，用以展繪不同強度之地震侵襲下，蘇澳港區因地震發生下陷的可能。使用者可在「鑽探資料」選單下，點選第十一選項「Ishihara 地震下陷分析」，螢幕隨即出現一對話框，內含不同地震規模及最大加速度之選鈕，如圖 11.4 所示。在對話框內選取某一地震強度，按確定鈕之後，系統即呼叫地震下陷分析模組，將全港區所有鑽孔之可能下陷量求算出來，再呼叫 Surfer 軟體，繪製分析成果，如圖 11.14 所示。使用者可清楚分辨出液化程度高中低等區域分佈情況。

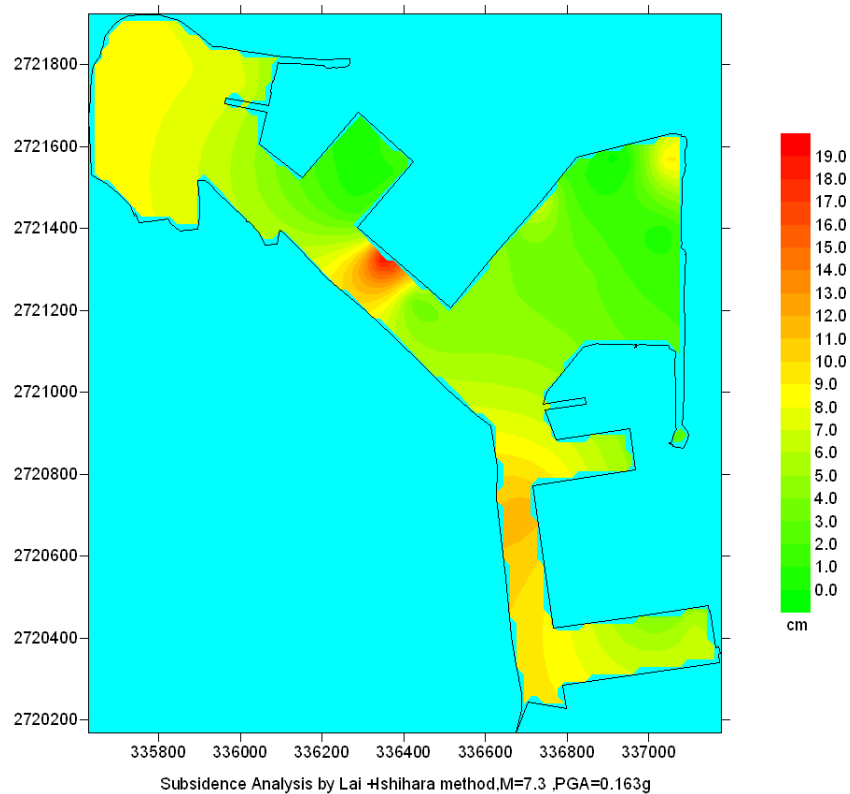


圖 11.14 地震下陷分析成果圖

11.3 震度漸增液化影響模組設計及動畫製作

11.3.1 震度漸增液化影響動態展示構思

液化災害的評估，不論在單一鑽孔各個土層的危害程度的推算，或擴展到區域性大面積的災害潛勢分析，為讓調閱資料者能快速獲取分析成果，利用軟體工具開發分析展示功能，已是一個可行的方式，本所港灣技術研究中心利用所建港區地質資料庫，已在地理資訊系統上建構相關分析展示模組。但針對大面積的港埠轄區，同一個地震強度下，可能某一區域地質情況已達嚴重損壞，而另一地區可能尚屬安全。為進一步評估隨地震強度的漸增，可能在那幾個強度條件下，地質災害會有比較強烈的變化，或災害面積會有更廣泛的擴展，以供警訊發佈或災害防治，開發震度漸增液化影響動畫的構想於焉成型。

11.3.2 震度漸增液化影響模組設計規劃

本研究所開發的震度漸增液化影響執行程式，其地質資料來源乃取自本所港研中心所開發的「港區工程基本資料庫」之下的地質資料檔案，故仍需在 MapInfo 地理資訊系統上執行，所以也利用 MapBasic 程式語言來開發，程式主模組下劃分十三個副程式，其功能依序說明如下：

1. Port_name_Selection 副程式：提供使用者選擇目標港區。
2. Analysis_Method_Selection 副程式：提供使用者選擇分析方法。
3. Seed_Method 副程式：提供 Seed 液化分析方法。
4. Toki_Method 副程式：提供 Tokimatsu & Yoshimi 的液化分析方法。
5. NJRA_Method 副程式：提供新日本道路協會液化分析方法。
6. Lai_Method 副程式：提供賴聖耀等人所開發的判別分析液化分析方法。
7. LaiLimite_Method 副程式：提供賴聖耀等人所開發的極限狀態液化分析方法。
8. Calculate_PL 副程式：計算 Iwasaki 的液化危害度指數。
9. Seed_Iwasaki_Analysis 副程式：利用 Iwasaki 的液化危害度指數繪製 Seed 方法的液化分析成果圖。
10. Toki_Iwasaki_Analysis 副程式：利用 Iwasaki 的液化危害度指數繪製 Tokimatsu & Yoshimi 方法的液化分析成果圖。
11. NJRA_Iwasaki_Analysis 副程式：利用 Iwasaki 的液化危害度指數繪製新日本道路協會法的液化分析成果圖。
12. Lai_Iwasaki_Analysis 副程式：利用 Iwasaki 的液化危害度指數繪製

賴聖耀等人所開發的判別分析法成果圖。

13.LaiLimite_Iwasaki_Analysis 副程式：利用 Iwasaki 的液化危害度指數繪製賴聖耀等人所開發的極限狀態法分析成果圖。

液化分析所需的地震規模以定值 7.6 輸入，而地震尖峰加速度值係利用程式迴圈設計，由 0g 漸增輸入到 0.33g 為止。每一尖峰加速度值彙產出一幅分析成果圖，再利用影像處理軟體疊合所有成果圖，匯出成動畫檔案，即可製作出震度漸增液化影響動畫。

11.3.3 震度漸增液化影響動畫展示

試以賴聖耀等人所開發的判別分析法所得蘇澳港區震度漸增液化影響動畫，擷取其中 10 幅來做成果展示，圖 11.15 至 11.24 為震度漸增下災害幅員逐漸擴大的序列展現：

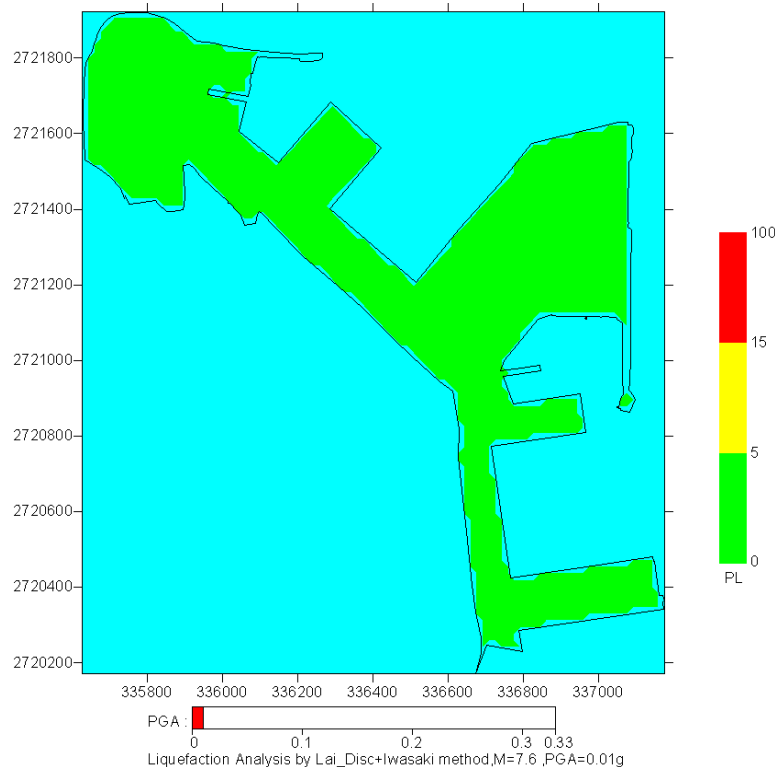


圖 11.15 震度漸增液化影響動畫成果圖之一

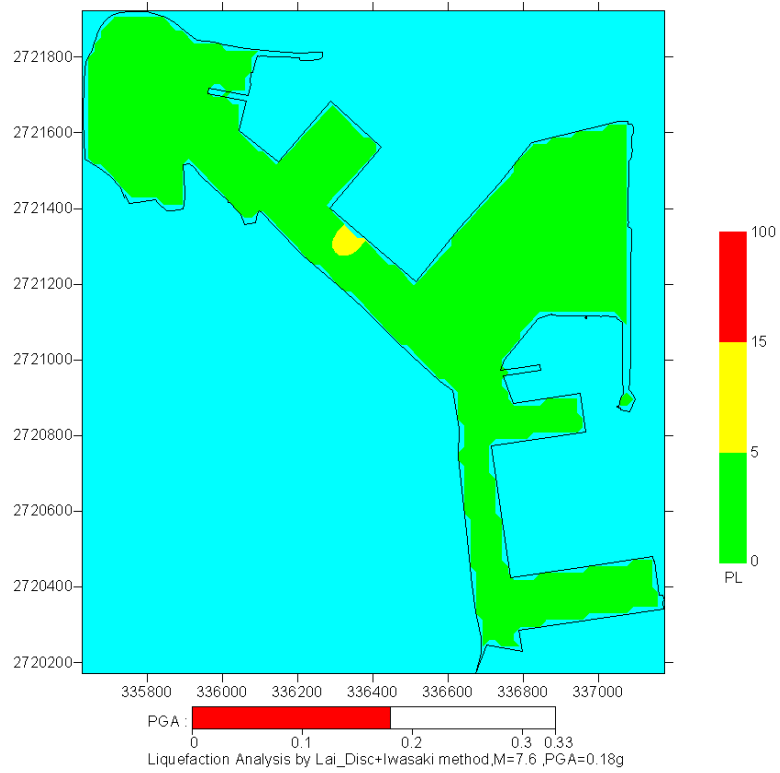


圖 11.16 震度漸增液化影響動畫成果圖之二

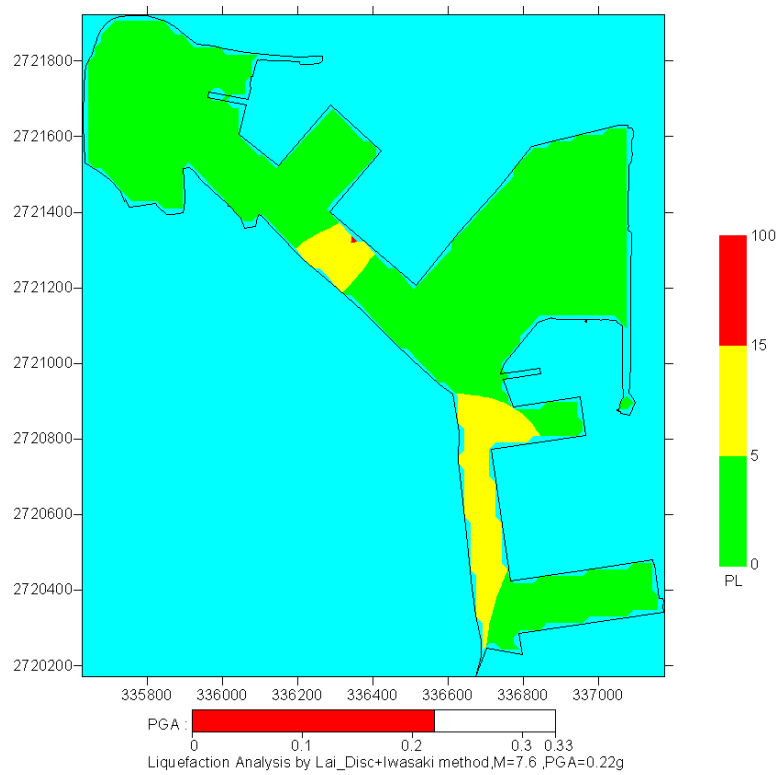


圖 11.17 震度漸增液化影響動畫成果圖之三

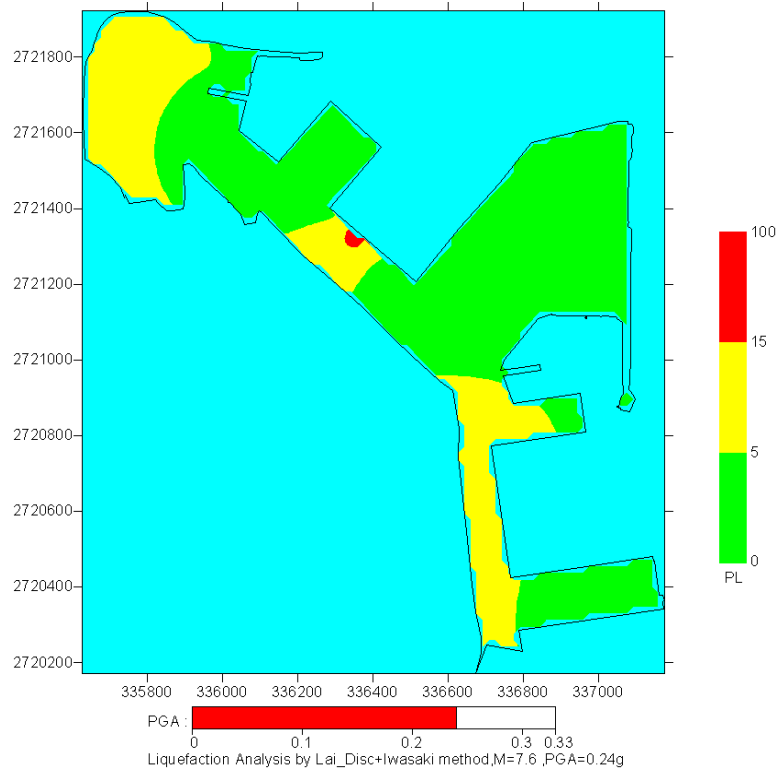


圖 11.18 震度漸增液化影響動畫成果圖之四

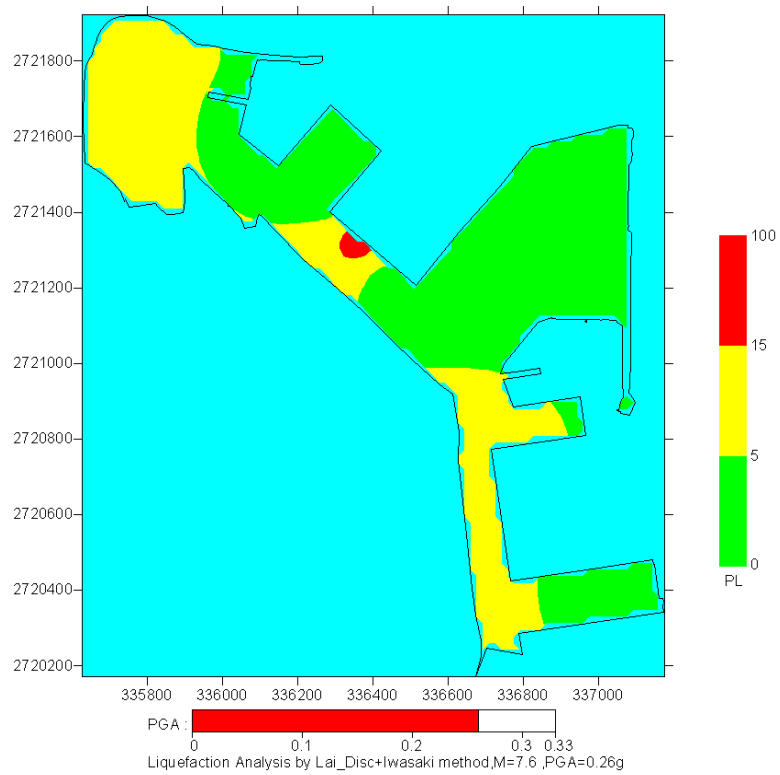


圖 11.19 震度漸增液化影響動畫成果圖之五

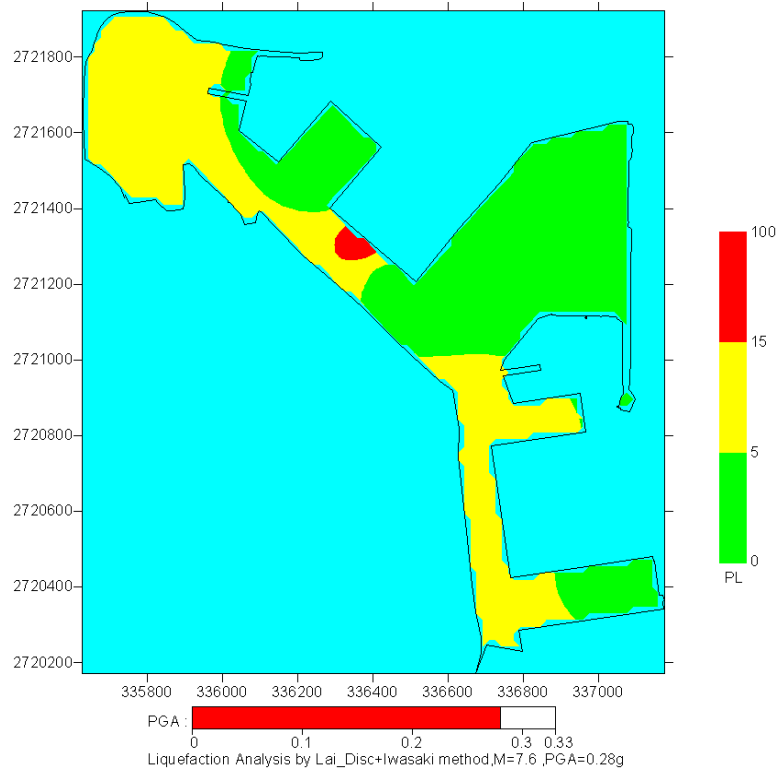


圖 11.20 震度漸增液化影響動畫成果圖之六

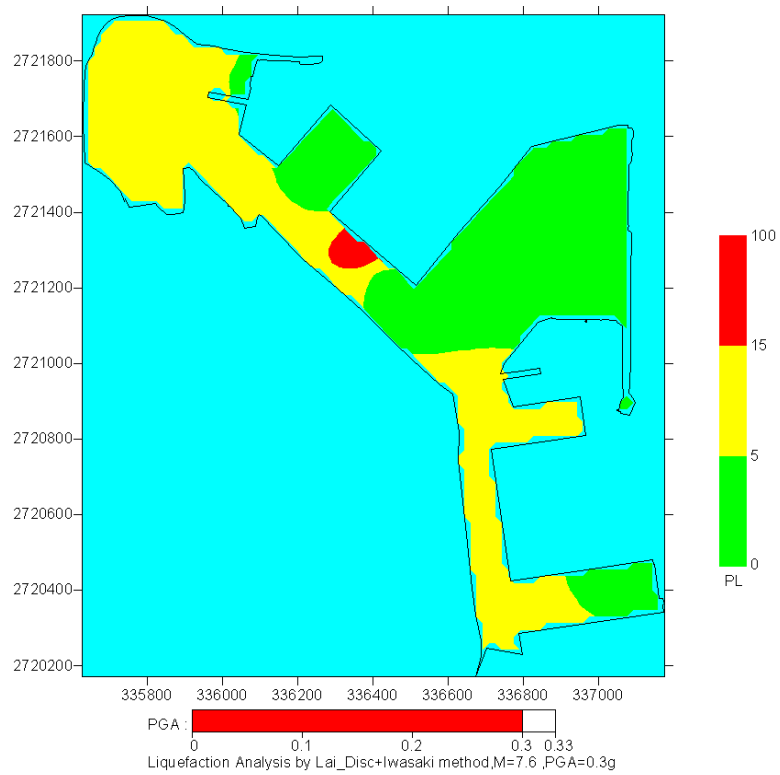


圖 11.21 震度漸增液化影響動畫成果圖之七

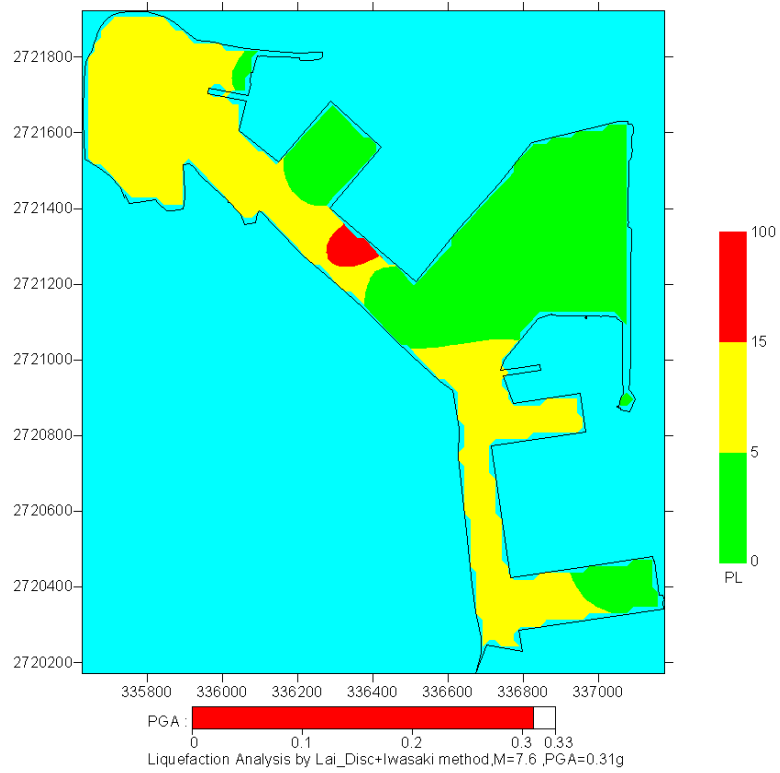


圖 11.22 震度漸增液化影響動畫成果圖之八

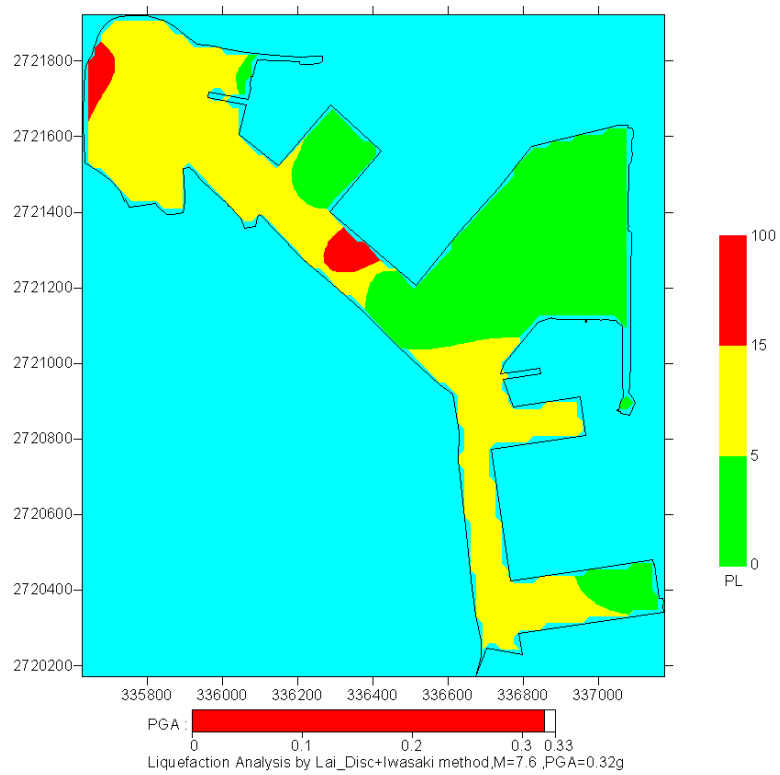


圖 11.23 震度漸增液化影響動畫成果圖之九

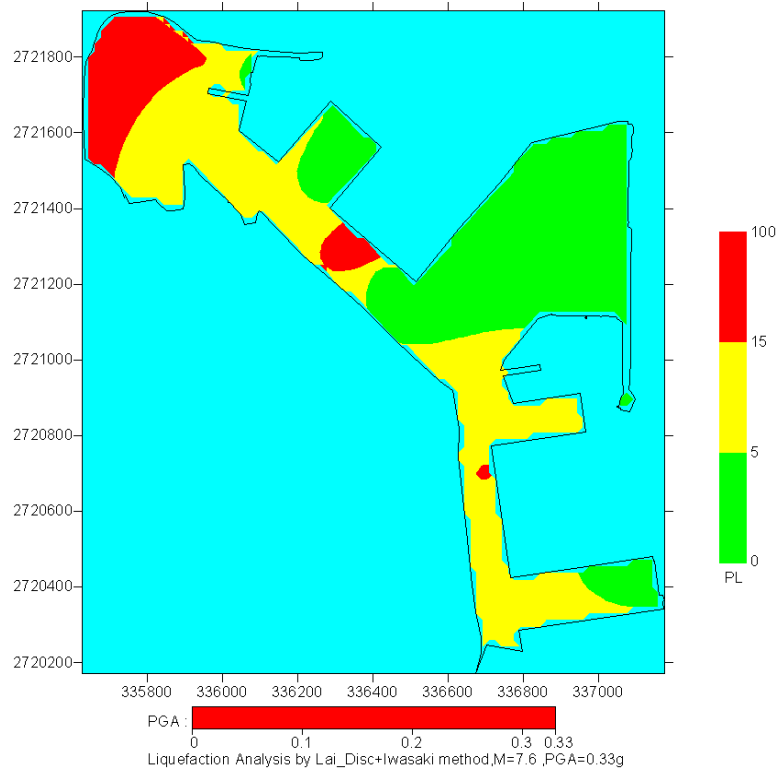


圖 11.24 震度漸增液化影響動畫成果圖之十

第十二章 貨櫃碼頭營運資料查詢展示

12.1 貨櫃碼頭營運資料更新建置概況

臺灣主要經營櫃進出口的商业港埠，計有高雄、臺中及基隆等三個國際大港，這三個港都建有貨櫃碼頭及貨櫃裝卸設施，諸如卸載貨櫃的貨櫃起重機、搬運貨櫃的門式機及暫時放置貨櫃的貨櫃堆置場，且每年都有大量的貨櫃進出。通常貨櫃運量的使用需求上，大都以整個港的進出口量或承租航商的年營運量來做統計，以供公部門經營籌畫及專家學者分析研究需用；但為了解各個貨櫃碼頭年度荷載量及使用頻率的高低，以供碼頭工程維護及預算編列的考量，需要較詳細的來統計各個碼頭的年營運量。故本所港灣研究中心的港灣工程基本資料庫中，也在碼頭資料庫中增添貨櫃碼頭營運資料項，該項資料已登錄 1998 年至 2010 年的資料，本研究在年度內增列 2011 年資料量。

12.2 貨櫃碼頭營運資料配置圖層及屬性資料錄說明

本研究將高雄港、臺中港及基隆港港區內貨櫃碼頭之分佈位置繪製於 Container_TEU.tab 圖層檔內，而圖上每一貨櫃碼頭物件之屬性資料也對照登錄到資料庫表格檔內。以高雄港為例，貨櫃碼頭屬性資料共設計成 13 個欄位，依序為：碼頭、1998 年、1999 年、2000 年、2001 年、2002 年、2003 年、2004 年、2005 年、2006 年、2007 年、2008 年、2009 年、2010 年、2011 年、租賃公司等，其欄位名稱，中文說明，資料型態及長度如表 12-1 所示。

表 12-1 貨櫃碼頭營運設計使用資料檔案及資料錄說明

系統名稱：港區基本工程資料查詢系統			日期： / /	
檔案名稱：Container_TEU			檔案格式：表格(.DBF)	
檔案說明：碼頭貨櫃裝卸量及登錄年度資料				
編號	欄位名稱	欄位中文說明	資料型態及長度	備 註
1	碼頭	碼頭編號	Char (15)	
2	1998 年	貨櫃裝卸量	Integer	單位：TEU
3	1999 年	貨櫃裝卸量	Integer	單位：TEU
4	2000 年	貨櫃裝卸量	Integer	單位：TEU
5	2001 年	貨櫃裝卸量	Integer	單位：TEU
6	2002 年	貨櫃裝卸量	Integer	單位：TEU
7	2003 年	貨櫃裝卸量	Integer	單位：TEU
8	2004 年	貨櫃裝卸量	Integer	單位：TEU
9	2005 年	貨櫃裝卸量	Integer	單位：TEU
10	2006 年	貨櫃裝卸量	Integer	單位：TEU
11	2007 年	貨櫃裝卸量	Integer	單位：TEU
12	2008 年	貨櫃裝卸量	Integer	單位：TEU
13	2009 年	貨櫃裝卸量	Integer	單位：TEU
14	2010 年	貨櫃裝卸量	Integer	單位：TEU
15	2011 年	貨櫃裝卸量	Integer	單位：TEU
16	租賃公司	租賃公司	Char (30)	

12.3 貨櫃碼頭營運資料查詢展示模組設計

12.3.1 查詢選單設計規劃

貨櫃碼頭營運資料經數化建檔後，貯放在「港區基本工程資料查詢展示系統」資料庫內。而相關資料之查詢，係設計成下拉式選單方

式，配合對話框輸入查詢資料。查詢選單劃設為三項，分別為：

1. 顯示貨櫃碼頭位置分佈
2. 關閉貨櫃碼頭位置分佈
3. 貨櫃裝卸量統計圖表

該三項選單架構在查詢系統的第三主選單「碼頭設計及調查資料」項下，而「貨櫃裝卸量統計圖表」選單又可下拉出六個次選單：

1. 單一碼頭_貨櫃裝卸量統計圖展繪
2. 單一碼頭_貨櫃裝卸量統計表展示
3. 多選碼頭_貨櫃裝卸量統計圖展繪
4. 多選碼頭_貨櫃裝卸量統計表展示
5. 全港區_貨櫃碼頭裝卸量統計圖展繪
6. 全港區_貨櫃碼頭裝卸量統計表展示

12.3.2 查詢模組設計規劃

貨櫃碼頭營運資料數化建檔後，貯放在資料庫高雄港、臺中港及基隆港港區資料夾底下。接著利用 MapBasic 程式語言，撰寫查詢及展繪模組，該模組命名為 Container_quantity，模組下分六個副程式，其功能依序說明如下：

- (1)Show_Container_Whrf 副程式：顯示貨櫃碼頭的位置。
- (2)Close_Container_Whrf 副程式：隱藏貨櫃碼頭的位置。
- (3)Whrf_TEU_graph 副程式：顯示所點選之貨櫃碼頭分年裝卸量三維柱狀展示圖。
- (4)Port_TEU_graph 副程式：顯示全港區貨櫃碼頭分年裝卸量三維柱狀展示圖。

(5)Whrf_TEU_Table 副程式：顯示所點選之貨櫃碼頭分年裝卸量統計表。

(6)Port_TEU_Table 副程式：顯示全港區貨櫃碼頭分年裝卸量統計表。

12.4 貨櫃碼頭營運資料查詢展示操作程序

本研究所建置的貨櫃碼頭營運資料及新開發的查詢模組，係架構在本中心所開發的「港區基本工程資料查詢展示系統」之下，該系統的查詢界面設計成下拉式選單方式。主選單共有六大項，分別為(1)港埠規劃(2)鑽探資料(3)碼頭設計及調查資料(4)堤防設計資料(5)海氣象現地調查等。由 MapInfo 進入此查詢系統，點選進入所欲查詢的港區，該港區地圖即展示在螢幕上，且原有的 MapInfo 內定選單也同時全部更換成新設計的選單，供使用者點取需用功能。

系統之查詢設計，係以下拉式選單配合物件選項的操作方式為主。使用者可在螢幕上選取所欲查詢的物件，再利用下拉式選單來展示各項文件資料或繪製相關成果。港區貨櫃碼頭營運資料查詢展示之操作程序如下：

1. 在視窗作業環境下，執行 MapInfo 系統，進入該系統內。
2. 點取選單 File\Run MapBasic Program，選擇 d:\harbor-1 內的執行檔 HARBOR_2011_none.MBX，按 OK 選鈕，即進入港區工程基本資料查詢展示系統。
3. 此時螢幕會展繪出臺灣全島地圖，並標示基隆、臺北、臺中、高雄、花蓮、蘇澳等港區的分佈位置。
4. 利用滑鼠，點選欲查詢之港區，則螢幕展繪出該港區的向量地圖，地圖以綠色標示陸面區域位置，以水藍色標示海面區域位置。此時可點選「碼頭設計及調查資料」主選單下之第十九選項「顯示貨櫃碼頭分佈位置圖」，系統則載入該港區之貨櫃碼頭位置分佈圖，貨櫃碼頭以黃色展繪。

5. 利用工具箱內的放大、縮小、平移等工具，可作地圖縮放，以更精細地查詢目標位置及鄰近地形。
6. 選用工具箱內的點選工具，再點選所欲查詢之碼頭。若只點選一個碼頭，此時「貨櫃裝卸量統計圖表」功能項底下所附屬的次選項「單一碼頭_貨櫃裝卸量統計圖展繪」，會由啟始的無效狀態轉變為有效狀態。若點選兩個以上碼頭，此時「貨櫃裝卸量統計圖表」功能項底下所附屬的次選項「多選碼頭_貨櫃裝卸量統計圖展繪」，會由啟始的無效狀態轉變為有效狀態。
7. 點選選單：「碼頭設計及調查資料」\「貨櫃裝卸量統計圖表」\「單一碼頭_貨櫃裝卸量統計圖展繪」，可查得該碼頭歷年貨櫃裝卸量統計成果圖。或點選：「碼頭設計及調查資料」\「貨櫃裝卸量統計圖表」\「多選碼頭_貨櫃裝卸量統計圖展繪」，可查得所選取碼頭歷年貨櫃裝卸量統計成果圖。若點選：「碼頭設計及調查資料」\「貨櫃裝卸量統計圖表」\「全港區_貨櫃碼頭裝卸量統計圖展繪」，系統則展繪全港區碼頭歷年貨櫃裝卸量統計成果圖。統計圖展繪後，接著可以展示統計表。使用者可依自己的需求來查詢資料。
8. 若要查詢另一港區的相關資料，可點選第一主功能項下的“選擇港區”功能，則系統會跳回主畫面。可依循步驟 4 至 7，繼續查詢其他港區的資料。
9. 結束查詢，可由功能表的最後一個功能項“視窗控制”下拉出“離開系統”次功能項，點選後則可停止本程式的執行。

12.5 高雄港貨櫃碼頭營運資料查詢展示

高雄港貨櫃碼頭營運資料查詢展示之操作程序如下：

1. 按照 12.4 節程式操作程序 1 至 3，使用者可進入查詢系統的主畫面，此時螢幕會展繪出臺灣全島地圖，並標示基隆、臺中、高雄、花蓮、蘇澳等港區的分佈位置，如圖 9.1 所示。

2. 利用滑鼠，點選高雄港，則螢幕展繪出高雄港區的向量地圖，地圖以綠色標示陸面區域位置，以水藍色標示海面區域位置。此時可點選「碼頭設計及調查資料」主選單下之第十九選項「顯示貨櫃碼頭分佈位置圖」，系統則載入該港區之貨櫃碼頭位置分佈圖，貨櫃碼頭以黃色展繪，如圖 12.1 所示。
3. 選用工具箱內的點選工具，再點選所欲查詢之碼頭。若只點選一個碼頭，此時「貨櫃裝卸量統計圖表」功能項底下所附屬的次選項「單一碼頭_貨櫃裝卸量統計圖展繪」，會由啟始的無效狀態轉變為有效狀態。若點選兩個以上碼頭，此時「貨櫃裝卸量統計圖表」功能項底下所附屬的次選項「多選碼頭_貨櫃裝卸量統計圖展繪」，會由啟始的無效狀態轉變為有效狀態。選單呈列狀況如圖 12.2 所示。
4. 點選選單：「碼頭設計及調查資料」\「貨櫃裝卸量統計圖表」\「單一碼頭_貨櫃裝卸量統計圖展繪」，可查得該碼頭歷年貨櫃裝卸量統計成果圖，高雄港單一碼頭貨櫃裝卸量統計圖展繪如圖 12.3 所示。
5. 或點選選單：「碼頭設計及調查資料」\「貨櫃裝卸量統計圖表」\「多選碼頭_貨櫃裝卸量統計圖展繪」，可查得所選取碼頭歷年貨櫃裝卸量統計成果圖，高雄港多選碼頭貨櫃裝卸量統計圖展繪如圖 12.4 所示。
6. 若點選選單：「碼頭設計及調查資料」\「貨櫃裝卸量統計圖表」\「全港區_貨櫃碼頭裝卸量統計圖展繪」，系統則展繪全港區碼頭歷年貨櫃裝卸量統計成果圖。高雄港全港區貨櫃碼頭裝卸量統計圖展繪如圖 12.5 所示。
7. 統計圖展繪後，接著可以展示統計表。使用者可依自己的需求來查詢資料。

12.6 臺中港貨櫃碼頭營運資料查詢展示

臺中港貨櫃碼頭營運資料查詢展示之操作程序如下：

1. 按照 12.4 節程式操作程序 1 至 3，使用者可進入查詢系統的主畫面，此時螢幕會展繪出臺灣全島地圖，並標示基隆、臺中、高雄、花蓮、

蘇澳等港區的分佈位置，如圖 9.1 所示。

2. 利用滑鼠，點選臺中港，則螢幕展繪出臺中港區的向量地圖，地圖以綠色標示陸面區域位置，以水藍色標示海面區域位置。此時可點選「碼頭設計及調查資料」主選單下之第十九選項「顯示貨櫃碼頭分佈位置圖」，系統則載入該港區之貨櫃碼頭位置分佈圖，貨櫃碼頭以黃色展繪，如圖 12.6 所示。
3. 選用工具箱內的點選工具，再點選所欲查詢之碼頭。若只點選一個碼頭，此時「貨櫃裝卸量統計圖表」功能項底下所附屬的次選項「單一碼頭_貨櫃裝卸量統計圖展繪」，會由啟始的無效狀態轉變為有效狀態。若點選兩個以上碼頭，此時「貨櫃裝卸量統計圖表」功能項底下所附屬的次選項「多選碼頭_貨櫃裝卸量統計圖展繪」，會由啟始的無效狀態轉變為有效狀態。
4. 點選選單：「碼頭設計及調查資料」\「貨櫃裝卸量統計圖表」\「單一碼頭_貨櫃裝卸量統計圖展繪」，可查得該碼頭歷年貨櫃裝卸量統計成果圖，臺中港單一碼頭貨櫃區裝卸量統計圖展繪如圖 12.7 所示。
5. 或點選選單：「碼頭設計及調查資料」\「貨櫃裝卸量統計圖表」\「多選碼頭_貨櫃裝卸量統計圖展繪」，可查得所選取碼頭歷年貨櫃裝卸量統計成果圖，臺中港多選碼頭貨櫃區裝卸量統計圖展繪如圖 12.8 所示。
6. 若點選選單：「碼頭設計及調查資料」\「貨櫃裝卸量統計圖表」\「全港區_貨櫃碼頭裝卸量統計圖展繪」，系統則展繪全港區碼頭歷年貨櫃裝卸量統計成果圖。臺中港全港碼頭貨櫃區裝卸量統計圖展繪如圖 12.9 所示。
7. 統計圖展繪後，接著可以展示統計表。使用者可依自己的需求來查詢資料。

12.7 基隆港貨櫃碼頭營運資料查詢展示

基隆港貨櫃碼頭營運資料查詢展示之操作程序如下：

1. 按照 12.4 節程式操作程序 1 至 3，使用者可進入查詢系統的主畫面，此時螢幕會展繪出臺灣全島地圖，並標示基隆、臺中、高雄、花蓮、蘇澳等港區的分佈位置，如圖 9.1 所示。
2. 利用滑鼠，點選基隆港，則螢幕展繪出基隆港區的向量地圖，地圖以綠色標示陸面區域位置，以水藍色標示海面區域位置。此時可點選「碼頭設計及調查資料」主選單下之第十九選項「顯示貨櫃碼頭分佈位置圖」，系統則載入該港區之貨櫃碼頭位置分佈圖，貨櫃碼頭以黃色展繪，如圖 12.10 所示。
3. 選用工具箱內的點選工具，再點選所欲查詢之碼頭。若只點選一個碼頭，此時「貨櫃裝卸量統計圖表」功能項底下所附屬的次選項「單一碼頭_貨櫃裝卸量統計圖展繪」，會由啟始的無效狀態轉變為有效狀態。若點選兩個以上碼頭，此時「貨櫃裝卸量統計圖表」功能項底下所附屬的次選項「多選碼頭_貨櫃裝卸量統計圖展繪」，會由啟始的無效狀態轉變為有效狀態。
4. 點選選單：「碼頭設計及調查資料」\「貨櫃裝卸量統計圖表」\「單一碼頭_貨櫃裝卸量統計圖展繪」，可查得該碼頭歷年貨櫃裝卸量統計成果圖，基隆港單一碼頭貨櫃裝卸量統計圖展繪如圖 12.11 所示。
5. 或點選選單：「碼頭設計及調查資料」\「貨櫃裝卸量統計圖表」\「多選碼頭_貨櫃裝卸量統計圖展繪」，可查得所選取碼頭歷年貨櫃裝卸量統計成果圖，基隆港多選碼頭貨櫃裝卸量統計圖展繪如圖 12.12 所示。
6. 若點選選單：「碼頭設計及調查資料」\「貨櫃裝卸量統計圖表」\「全港區_貨櫃碼頭裝卸量統計圖展繪」，系統則展繪全港區碼頭歷年貨櫃裝卸量統計成果圖。基隆港全港區貨櫃碼頭裝卸量統計圖展繪如圖 12.13 所示。

7. 統計圖展繪後，接著可以展示統計表。使用者可依自己的需求來查詢資料。

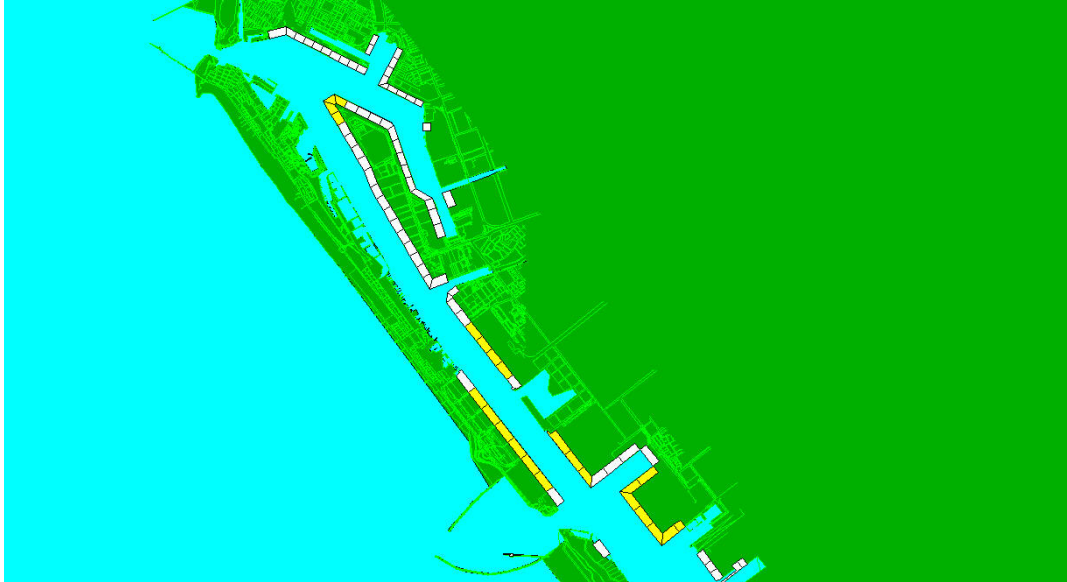


圖 12.1 高雄港貨櫃碼頭分佈位置圖

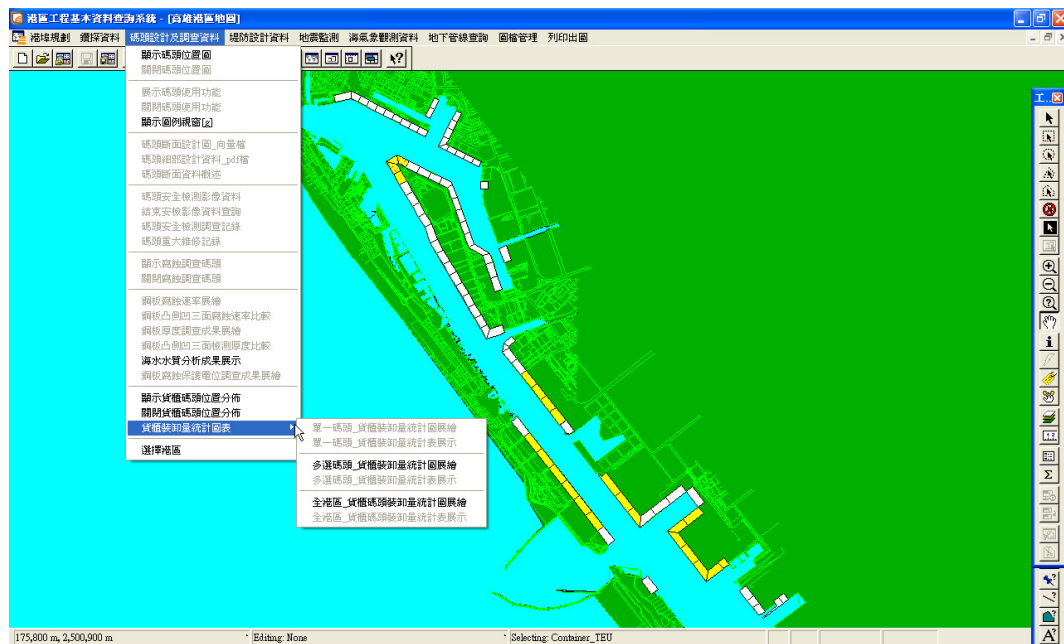


圖 12.2 高雄港貨櫃裝卸量選單呈列狀況圖

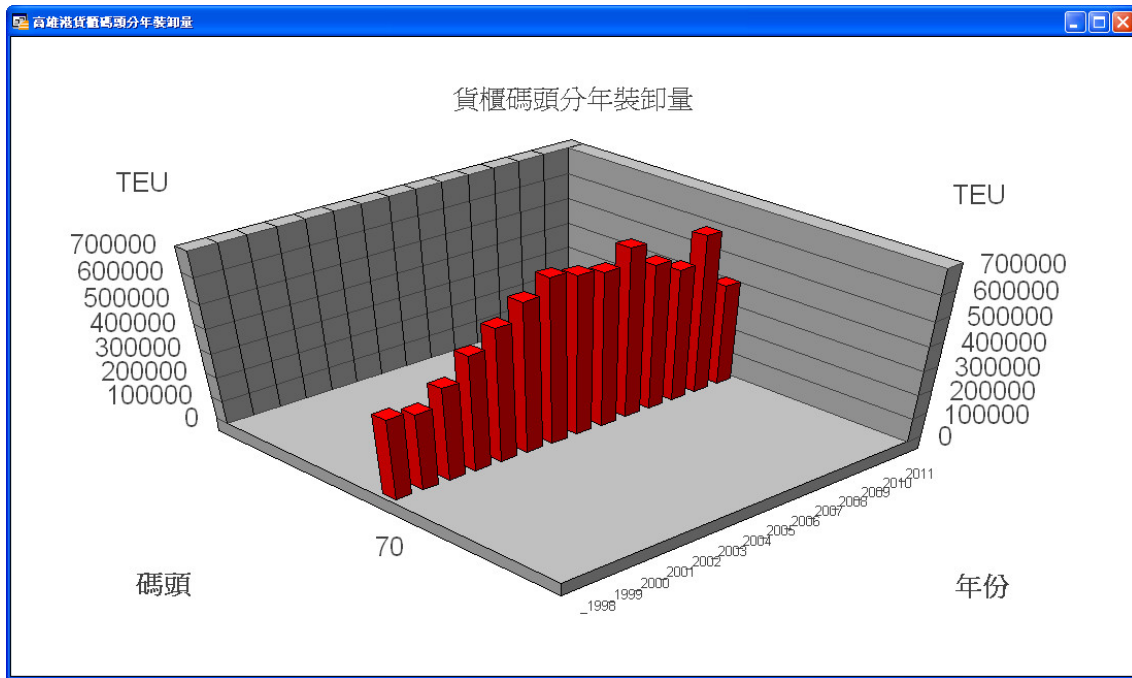


圖 12.3 高雄港單一碼頭貨櫃裝卸量統計圖展繪

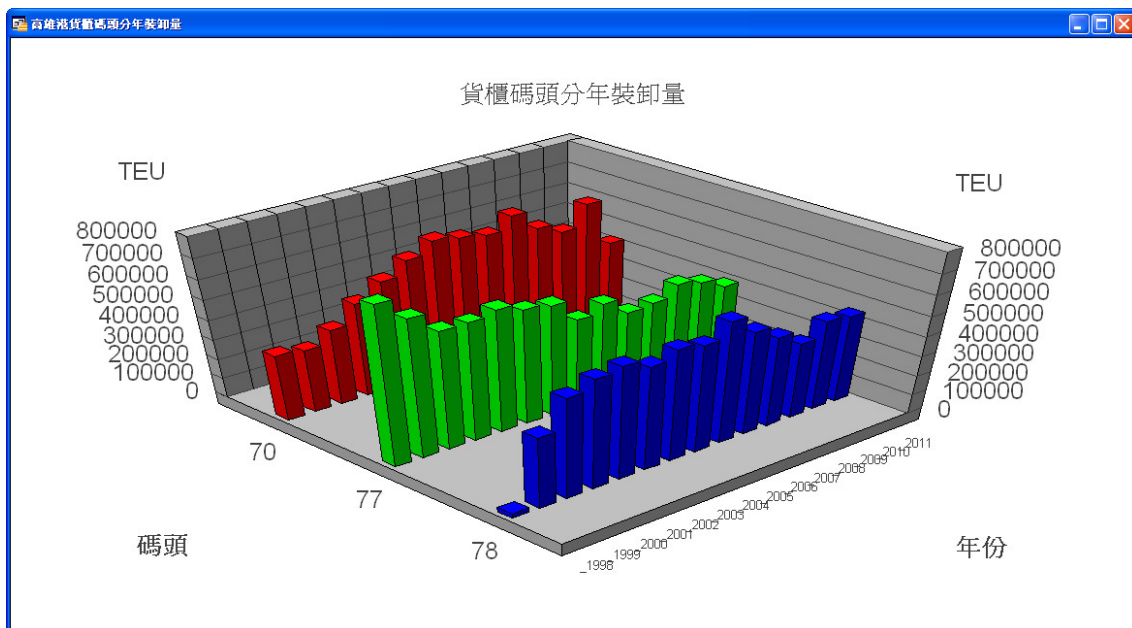


圖 12.4 高雄港多選碼頭貨櫃裝卸量統計圖展繪

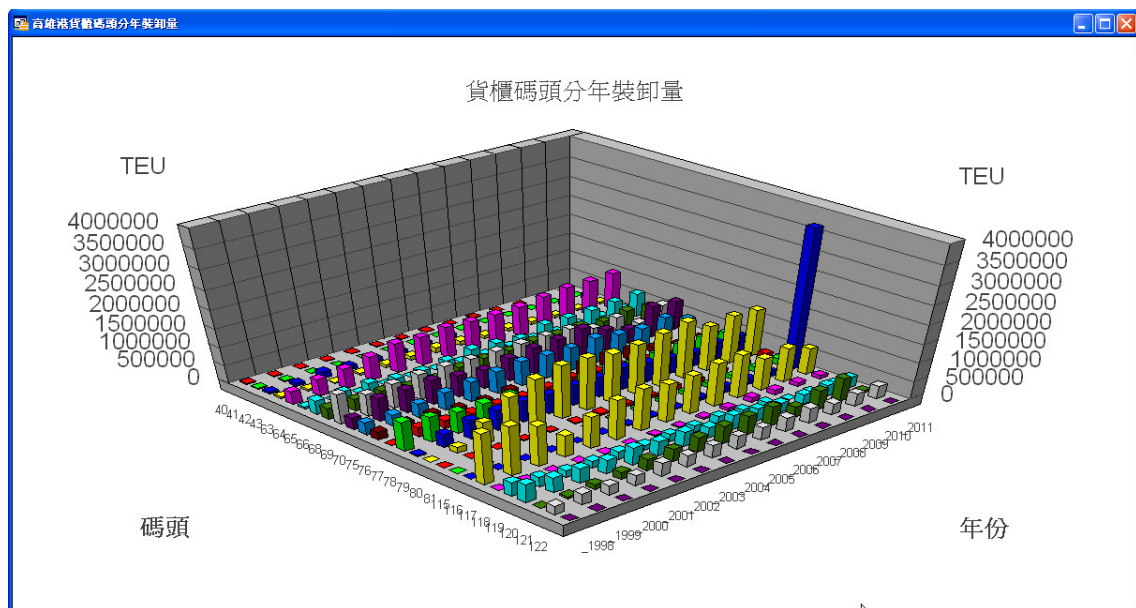


圖 12.5 高雄港全港區貨櫃碼頭裝卸量統計圖展繪



圖 12.6 臺中港貨櫃碼頭分佈位置圖

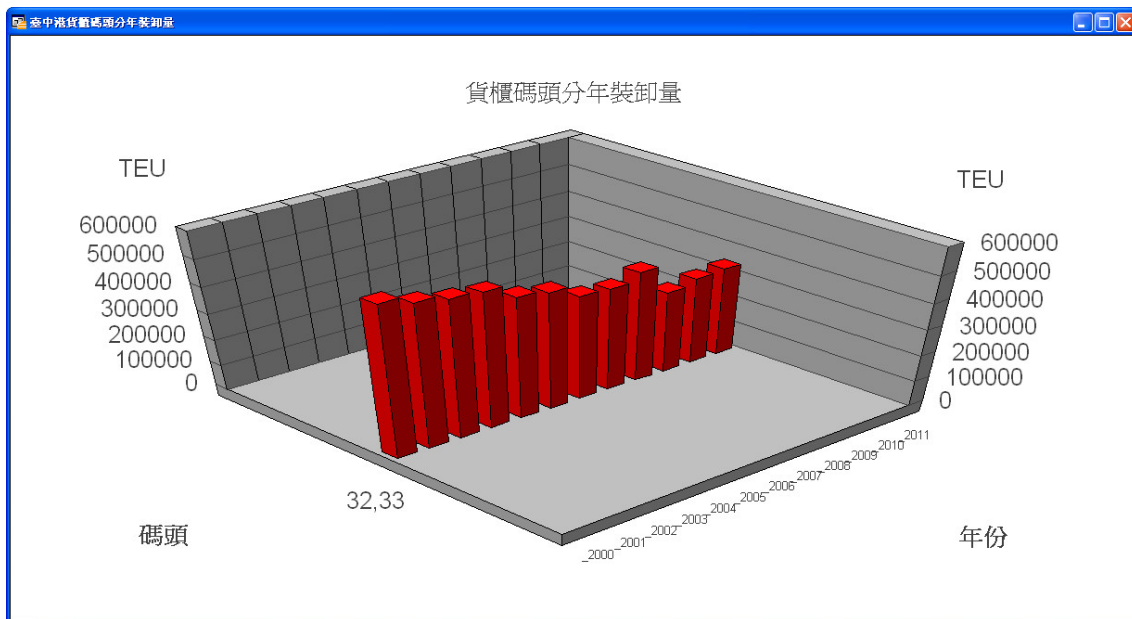


圖 12.7 臺中港單一碼頭貨櫃區裝卸量統計圖展繪

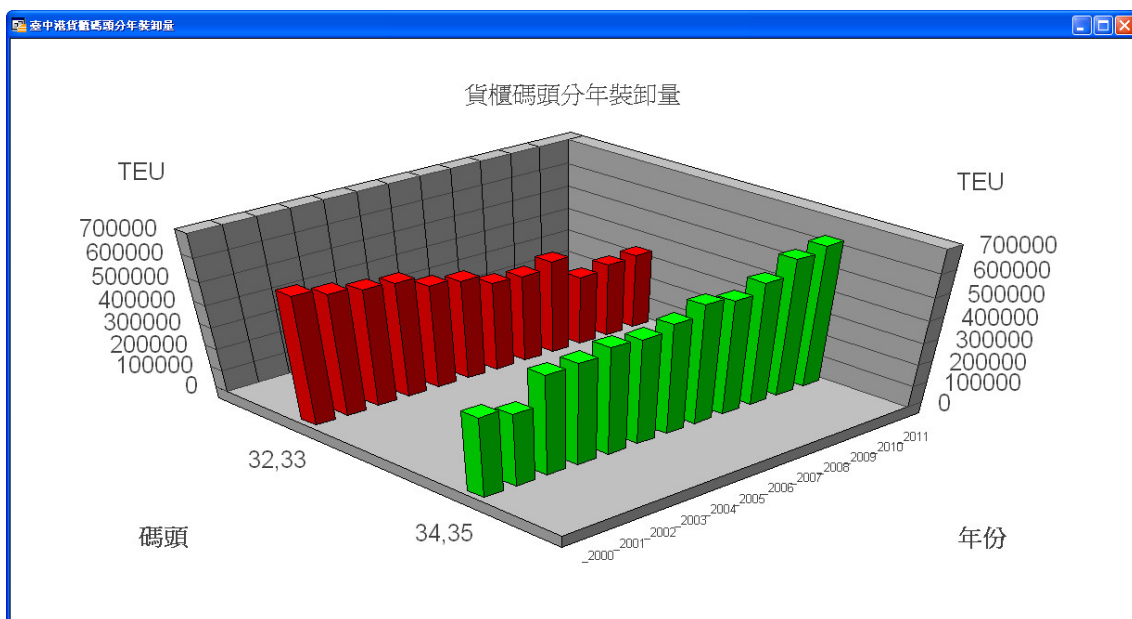


圖 12.8 臺中港多選碼頭貨櫃區裝卸量統計圖展繪

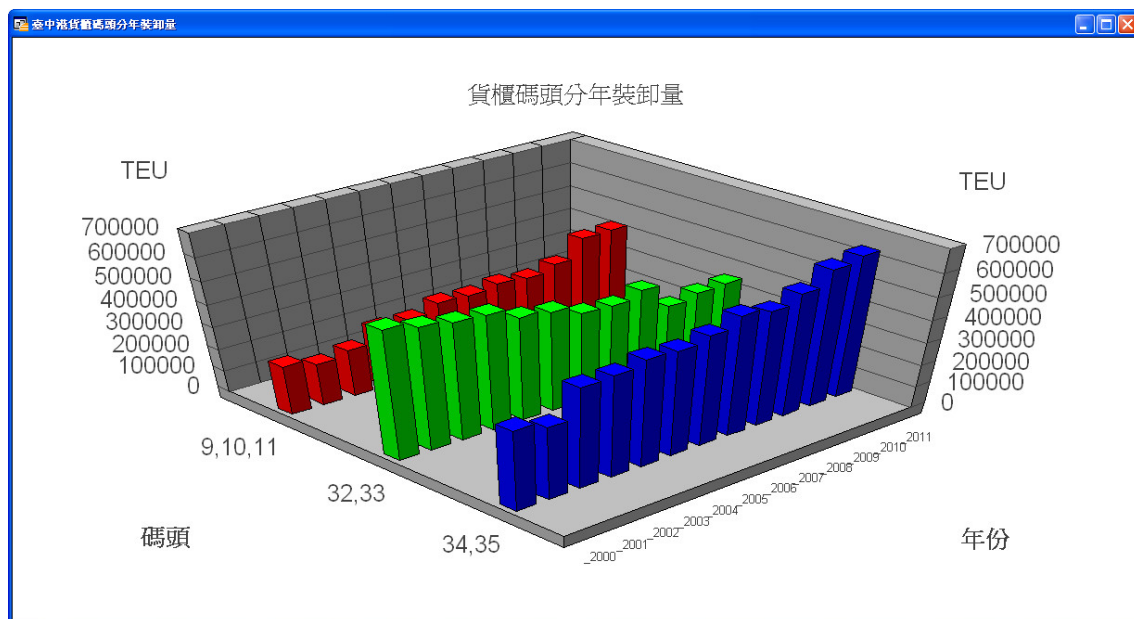


圖 12.9 臺中港全港碼頭貨櫃區裝卸量統計圖展繪

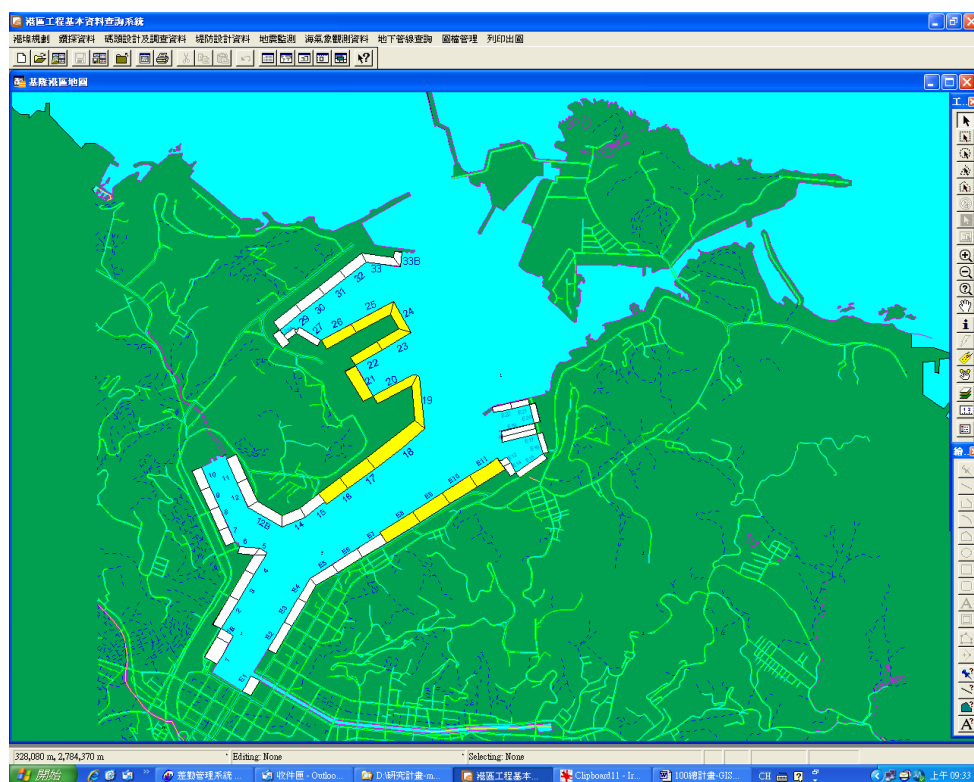


圖 12.10 基隆港貨櫃碼頭分佈位置圖

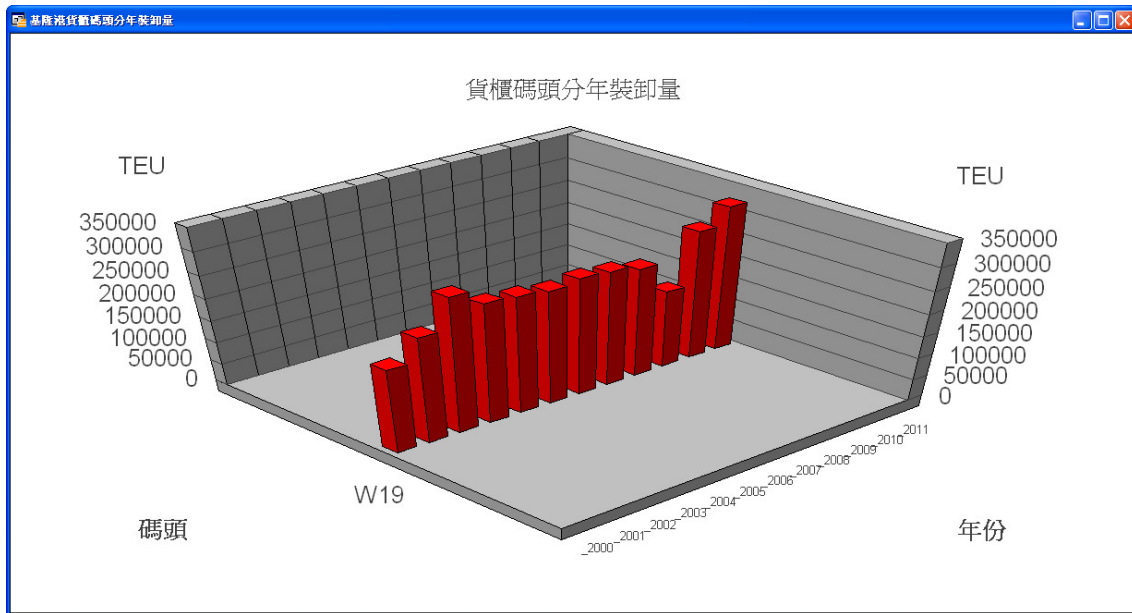


圖 12.11 基隆港單一碼頭貨櫃裝卸量統計圖展繪

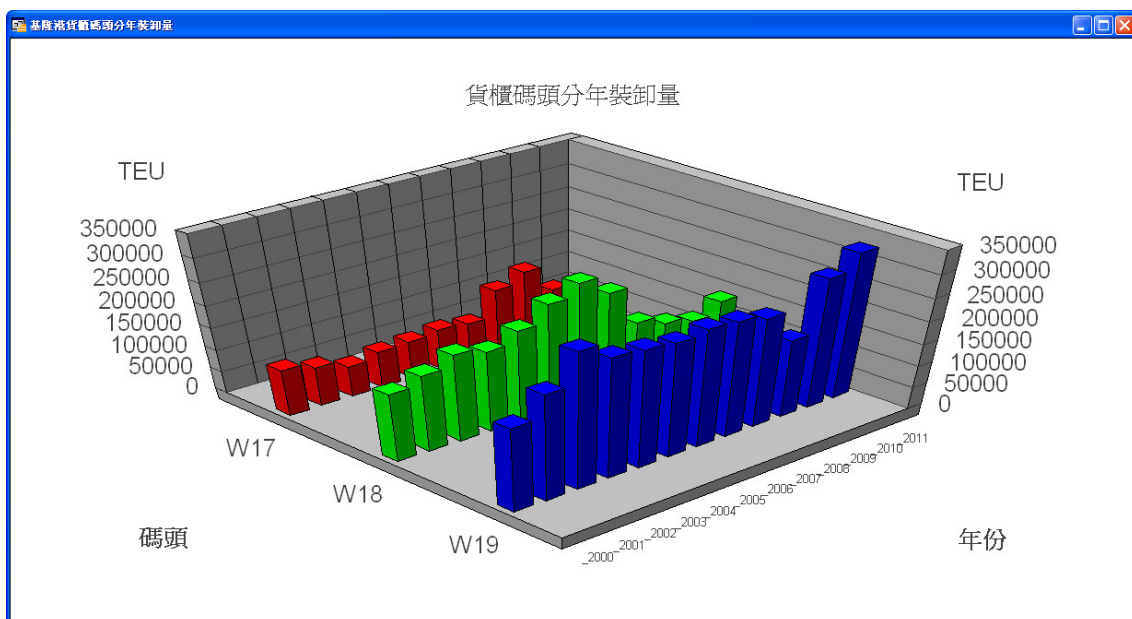


圖 12.12 基隆港多選碼頭貨櫃裝卸量統計圖展繪

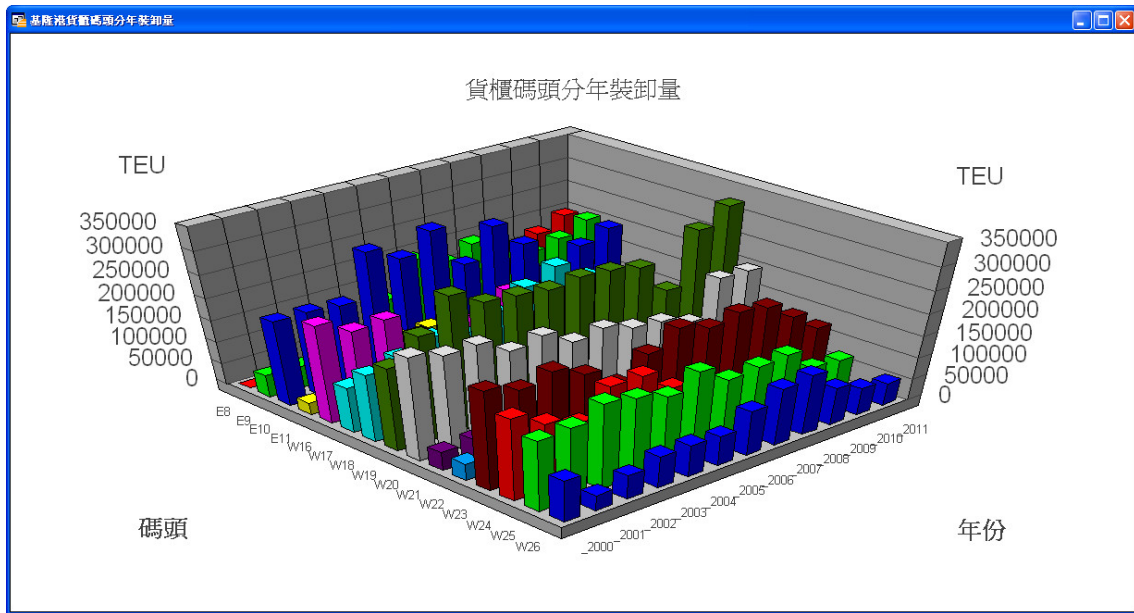


圖 12.13 基隆港全港區貨櫃碼頭裝卸量統計圖展繪

第十三章 海氣象調查資料查詢展示

13.1 海氣象調查資料查詢設計

海氣象調查資料經分析後將產生資料檔、資料圖、報表、統計表及統計圖等有用的資料或資訊，本研究運用 MapInfo 地理資訊系統，將各種檔案鍵入資料庫系統，並撰寫查詢展示程式，提供查詢及引用。為方便系統程式之撰寫及設計，本系統以資料庫表單作為查詢之依據，表單之格式及部分登錄內容如表 13-1 所示，其中較特殊的欄位，如表單第 7 欄「點區」係為區分觀測範圍為單點或平面，第 8 欄「碼 1」代表測站編號，第 9 欄「碼 2」代表不同圖表。

表 13-1 資料庫表單之格式及登錄內容

序號	方法	港區	類別	年份	月季	點區	碼 1	碼 2	X 座標	Y 座標	檔圖表說明	目錄	全檔名	副檔名	內 容
1	現場	臺北港	波浪	2000	6 月	點	1	1	287,042	2,786,156	表	GisFI\TP\VI\	V006TP11.pdf	pdf	波高與週期月報表
2	現場	臺北港	波浪	2000	6 月	點	1	7	287,042	2,786,156	表	GisFI\TP\VI\	V006TP17.pdf	pdf	波高與波向月報表
3	現場	臺北港	波浪	2000	7 月	點	1	1	287,042	2,786,156	表	GisFI\TP\VI\	V008TP11.pdf	pdf	波高與週期月報表
4	現場	臺北港	波浪	2000	7 月	點	1	7	287,042	2,786,156	表	GisFI\TP\VI\	V008TP17.pdf	pdf	波高與波向月報表
5	現場	臺北港	波浪	2000	8 月	點	1	1	287,042	2,786,156	表	GisFI\TP\VI\	V00BTP11.pdf	pdf	波高與週期月報表
6	現場	臺北港	波浪	2000	8 月	點	1	7	287,042	2,786,156	表	GisFI\TP\VI\	V00BTP17.pdf	pdf	波高與波向月報表
7	現場	臺北港	波浪	2000	9 月	點	1	1	287,042	2,786,156	表	GisFI\TP\VI\	V00CTP11.pdf	pdf	波高與週期月報表
8	現場	臺北港	波浪	2000	9 月	點	1	7	287,042	2,786,156	表	GisFI\TP\VI\	V00CTP17.pdf	pdf	波高與波向月報表
9	現場	臺北港	波浪	2000	10 月	點	1	1	287,042	2,786,156	表	GisFI\TP\VI\	V011TP11.pdf	pdf	波高與週期月報表

現場觀測海氣象資料圖表查詢系統流程如圖 13.1 所示，查詢項目包括有風力、波浪、潮汐及海流等 4 項。進入系統，主畫面即顯示臺灣地圖及標示所有港區位置，以滑鼠選一港區，則背景顯示港區詳細地圖及標示所有測點位置，以滑鼠選一測點，則列出下拉式標題：(1)潮汐、(2)海流、(3)風力、(4)波浪，以滑鼠點選任一主項目，接著再進入下一層點選子項目。查詢內容除重要的統計圖或統計表，各觀測站或觀測區，皆有測站(區)位置、儀器安置、記錄期間等說明。

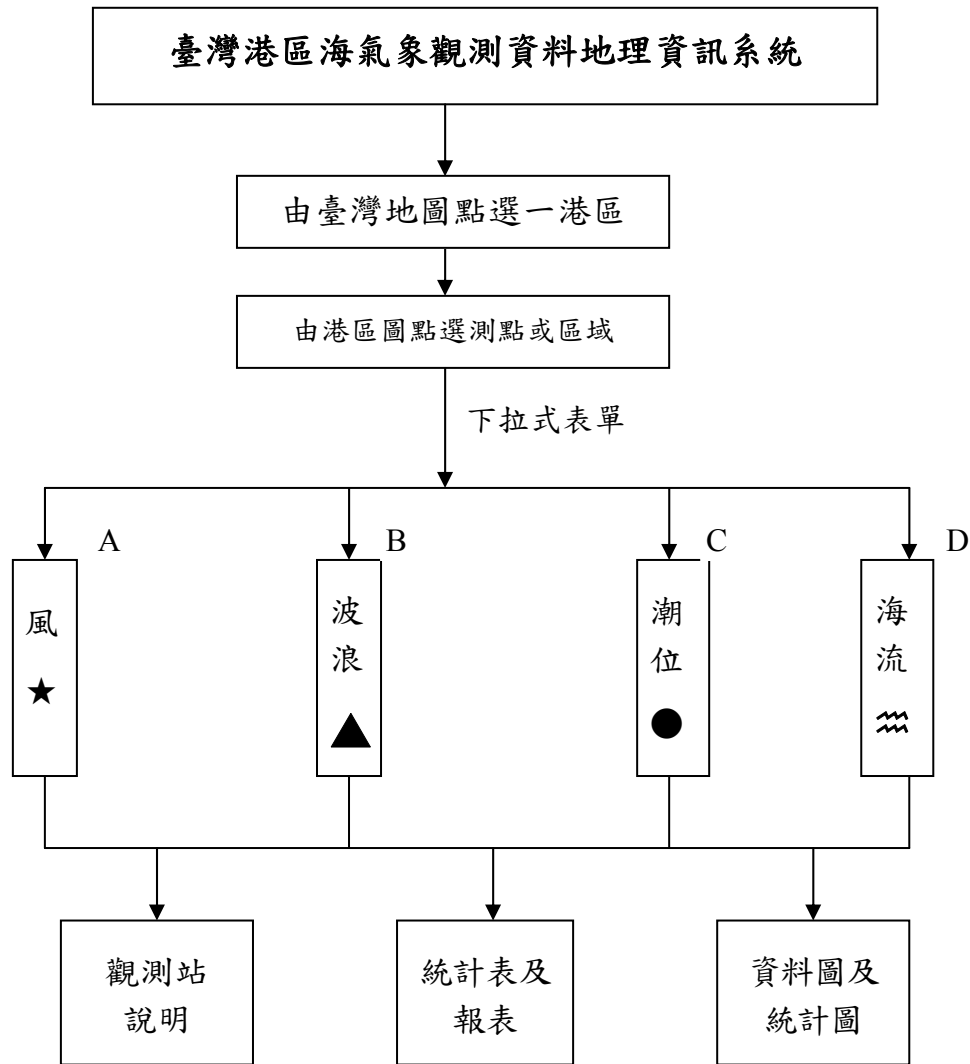


圖 13.1 臺灣港區海氣象觀測資料地理資訊系統流程圖

13.2 查詢選單與檔案關聯說明

查詢選單與目的檔案之關聯，係依據檔案類型由系統呼叫不同的執行程式來開啟。檔案之類型都紀錄在資料庫表單內。海氣象查詢選單依調查資料目前分為四大類，即：1)潮汐、2)海流、3)風力、4)波浪。每一類之內容都涵蓋數種統計圖表及說明文件，各類資料內容、檔案類型與其查詢過程之關聯如下所示：

1)潮汐資料:內容 → 查詢過程 → 檔案類型:

潮位測站說明:	→ PS 檔(例 TIM1TC40.PS)
潮位觀測記錄表	→ PS 檔(例 T971TC40.PS)
潮汐統計表	→ PS 檔(例 T970TC42.PS)
潮汐調和常數表	→ PS 檔(例 T970TC43.PS)
潮汐分潮振幅值圖	→ PS 檔(例 T970TC4K.PS)
潮汐資料	→選年→選月→ASC 檔(例 T971TC40.1HE)
潮汐月報表	→選年→選月→PS 檔(例 T971TC41.PS)
潮汐月歷線圖	→選年→選月→PS 檔(例 T971TC4I.PS)
潮汐能譜圖	→選年→選月→PS 檔(例 T971TC4J.PS)

2)海流資料:內容 → 查詢過程 → 檔案類型:

海流測站說明:	→ PS 檔(例 CIM1TC40.PS)
海流觀測記錄表	→ PS 檔(例 C971TC40.PS)
海流統計表	→ PS 檔(例 C970TC45.PS)
潮流調和常數表	→ PS 檔(例 C970TC46.PS)
分潮流長短軸值圖	→ PS 檔(例 C970TC4N.PS)
海流資料	→選年→選月→ASC 檔(例 C971TC40.1HE)
海流月報表	→選年→選月→PS 檔(例 C971TC41.PS)
流速及流向聯合分佈	→選年→選月→PS 檔(例 C971TC42.PS)
海流月資料圖	→選年→選月→PS 檔(例 C971TC4I.PS)
海流玫瑰圖	→選年→選月→PS 檔(例 C971TC4J.PS)
潮流橢圓圖	→選年→選月→PS 檔(例 C971TC4K.PS)
海流能譜圖	→選年→選月→PS 檔(例 C971TC4L.PS)
海流 PVD 圖	→選年→選月→PS 檔(例 C971TC4M.PS)

3)風力資料:內容 → 查詢過程 → 檔案類型:

風測站說明:	→ PS 檔(例 WIM1TC40.PS)
風觀測記錄表	→ PS 檔(例 W971TC40.PS)
風統計表	→ PS 檔(例 W970TC45.PS)
風資料	→選年→選月→ASC 檔(例 W971TC40.1HE)
風月報表	→選年→選月→PS 檔(例 W971TC41.PS)
風速及風向聯合分佈	→選年→選月→PS 檔(例 W971TC42.PS)
風月資料圖	→選年→選月→PS 檔(例 W971TC4I.PS)
風玫瑰圖	→選年→選月→PS 檔(例 W971TC4J.PS)

4)波浪資料：內容 → 查詢過程 → 檔案類型：

波浪測站說明：	→ PS 檔(例 VIM1TC40.PS)
波浪觀測記錄表	→ PS 檔(例 V971TC40.PS)
波浪統計表	→ PS 檔(例 V970TC45.PS)
波浪資料	→選年→選月→ASC 檔(例 V971TC40.1HE)
波浪月報表	→選年→選月→ PS 檔(例 V971TC41.PS)
波高及週期聯合分佈	→選年→選月→ PS 檔(例 V971TC42.PS)
波浪資料圖	→選年→選月→ PS 檔(例 V971TC4I.PS)
波浪方塊圖	→選年→選月→ PS 檔(例 V971TC4J.PS)
波浪玫瑰圖	→選年→選月→ PS 檔(例 V971TC4K.PS)

13.3 系統操作程序

本中心所開發的「港區工程基本資料查詢系統」內第六個主選單即為「海氣象現地調查」選單，使用者可在此選單下查詢各類海氣象現地調查資料，系統操作程序如下所示：

1. 在視窗作業環境下，執行MapInfo系統，進入該系統內。
2. 點選功能表File\Run MapBasic Program，選擇d:\harbor-1內的執行檔harbor.mbx，按OK選鈕，即進入港區工程基本資料查詢系統。
3. 此時螢幕會展繪出臺灣全島地圖，並標示基隆、臺北、臺中、高雄、花蓮、蘇澳等港區的分佈位置。
4. 利用滑鼠，點選其中任一港區，則螢幕展繪出該港區的向量地圖，地圖以綠色標示陸面區域位置，以水藍色標示海面區域位置。此時可點選「海氣象現地調查」主選單下之第一選項「潮位測站顯示」，系統則載入該港區之潮位測站位置分佈圖。或是點選第七選項「流測站顯示」，系統則載入該港區之流測站位置分佈圖。其他測站也可依此方式顯示。當所叫用的測站位置圖顯示在螢幕上時，該功能表底下所附屬的測站關閉功能項，會由啟始的無效狀態轉變為有效狀態。
5. 利用工具箱內的放大、縮小、平移等工具，可作地圖縮放，以更精

細地查詢目標位置及鄰近地形。

6. 選用工具箱內的點選工具，再點選所欲查詢之物件。當所點選的物件為測站位置時，系統即進入資料庫表單搜尋該測站之內容項目，隨後在螢幕上顯示「資料內容選取對話框」，對話框內展列該測站所登錄的所有內容項目，使用者可選取需用項目。
7. 選取完需用項目後，系統即進入資料庫表單搜尋該項目之登錄年份，隨後在螢幕上顯示「年份選取對話框」，對話框內展列該測站所登錄的所有年份，使用者可依需用選取。
8. 選取完目標年份後，系統即進入資料庫表單搜尋該年份之登錄月季，隨後在螢幕上顯示「月季選取對話框」，對話框內展列該測站所登錄的所有月季，使用者可依需用選取。
9. 選取完目標月季後，系統即進入資料庫表單搜尋該月季之資料檔案，隨後在螢幕上顯示查詢結果。
10. 使用者可依循步驟6至9，繼續查詢其他資料內容。
11. 若要查詢另一港區的碼頭資料，可點選第一主選單「港埠規劃」下的倒數第二選項「選擇港區」，則系統會跳回主畫面顯示港區位置分佈圖。再依循步驟4至11，可繼續查詢所需港區之相關資料。
12. 結束查詢，可在功能表的第一個主選單「港埠規劃」下，拉出最後一個選項「離開系統」，點選後則可停止本程式的執行。

13.4 蘇澳港海氣象調查資料查詢展示

蘇澳港海氣象調查資料查詢展示系統操作程序如下所示：

1. 按照8.3節程式操作程序1至3，使用者可進入查詢系統的主畫面，此時螢幕視窗會展繪出臺灣全島地圖與主要港區（如基隆、臺北、臺中、高雄、花蓮、蘇澳等港區）的分佈位置，如圖9.1所示。
2. 將滑鼠遊標移至蘇澳港標示文字區內，按滑鼠左鍵，可叫出蘇澳港區基本地圖圖層，地圖以綠色標示陸面區域位置，以水藍色標示海

面區域位置。此時可點選「海氣象現地調查」主功能項下之第一選單「潮位測站顯示」，系統則載入該港區之潮位測站位置分佈圖。或是點選第七選單「流測站顯示」，系統則載入該港區之流測站位置分佈圖。其他測站也可依此方式顯示。當所叫用的測站位置圖顯示在螢幕上時，該功能表底下所附屬的測站關閉功能項，會由啟始的無效狀態轉變為有效狀態。蘇澳港區海氣象查詢表單下拉及潮位測站位置展示如圖13.2所示。

3. 選用工具箱內的點選工具，再點選所欲查詢之物件。當所點選的物件為測站位置時，系統即進入資料庫表單搜尋該測站之內容項目，隨後在螢幕上顯示「資料內容選取對話框」如圖13.3，對話框內展列該測站所登錄的所有內容項目，使用者可選取需用項目。
4. 選取完需用項目後，系統即進入資料庫表單搜尋該項目之登錄年份，隨後在螢幕上顯示「年份選取對話框」如圖13.4，對話框內展列該測站所登錄的所有年份，使用者可依需用選取。
5. 選取完目標年份後，系統即進入資料庫表單搜尋該年份之登錄月季，隨後在螢幕上顯示「月季選取對話框」如圖13.5，對話框內展列該測站所登錄的所有月季，使用者可依需用選取。
6. 選取完目標月季後，系統即進入資料庫表單搜尋該月季之資料檔案，隨後在螢幕上顯示查詢結果，圖13.6為蘇澳港潮位資料圖查詢結果之一。
7. 使用者可依循步驟3至6，繼續查詢其他資料內容。如圖13.7為蘇澳港海流資料圖查詢結果之一。
8. 若要查詢另一港區的碼頭資料，可點選第一主選單「港埠規劃」下的倒數第二選項「選擇港區」，則系統會跳回主畫面顯示港區位置分佈圖。再依循步驟4至11，可繼續查詢所需港區之相關資料。
9. 結束查詢，可在功能表的第一個主選單「港埠規劃」下，拉出最後一個選項「離開系統」，點選後則可停止本程式的執行。

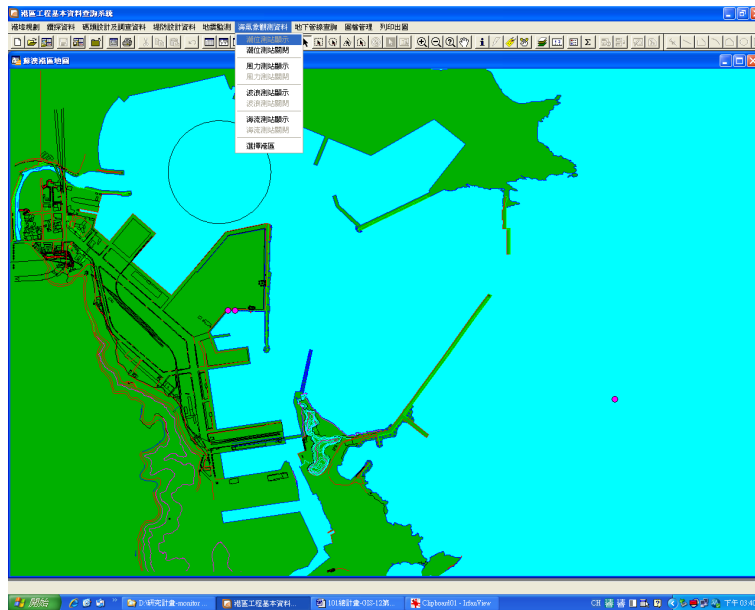


圖 13.2 蘇澳港區海氣象查詢表單及潮位測站位置展示圖

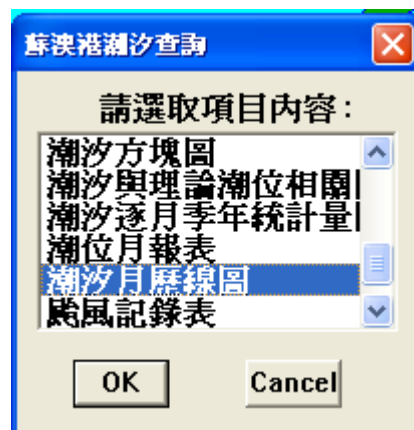


圖 13.3 蘇澳港潮位資料內容選取對話框



圖 13.4 蘇澳港潮位資料年份選取對話框

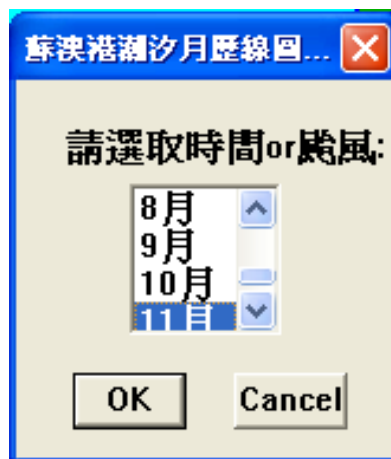


圖 13.5 蘇澳港潮位資料月季選取對話框

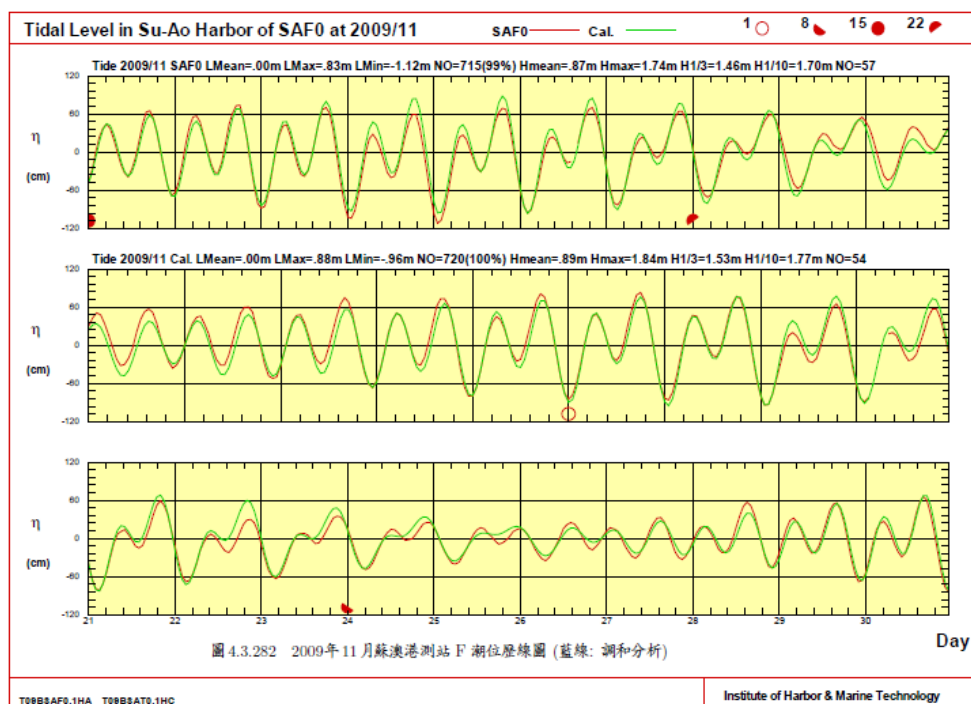


圖 13.6 蘇澳港潮位資料圖查詢結果之一

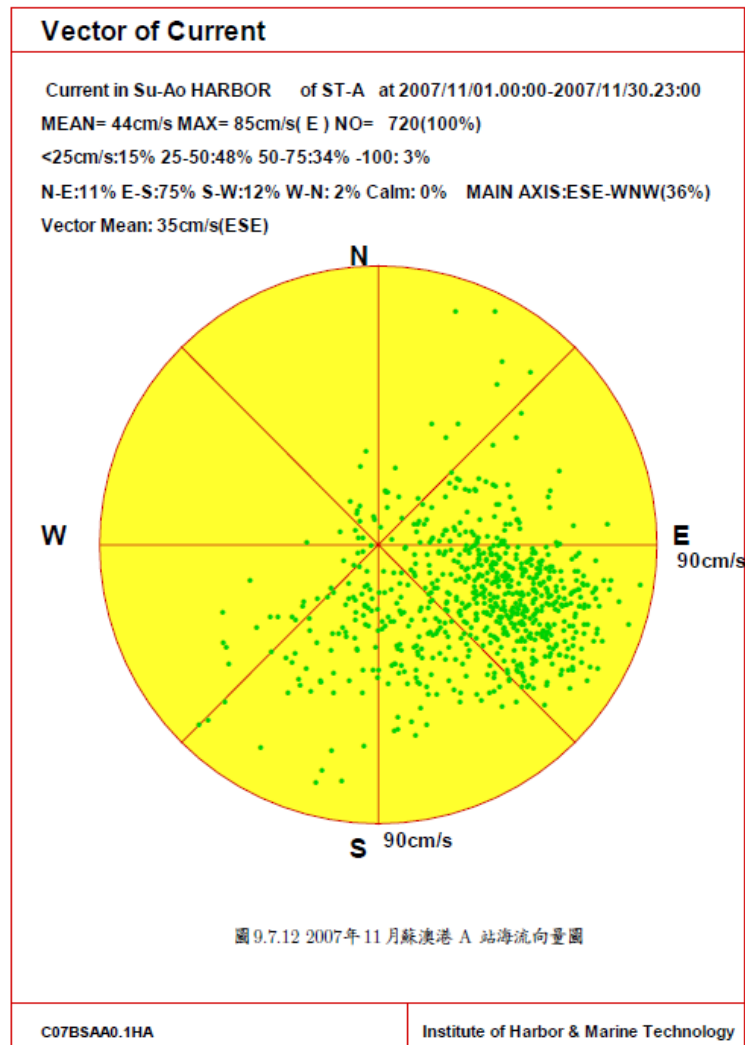


圖 13.7 蘇澳港海流資料圖查詢結果之一

第十四章 港區防救災資源建置與補充調查

14.1 建置與補充調查方法

防救災資源補充調查與建置，其內容包括各港區之空間資訊、防救災資源資料、防救災體系資料與災害歷史資料等。本研究年度內除更新前期計畫已建置的基隆港、臺北港、蘇澳港、臺中港、高雄港、安平港之防救災相關資料外，同時亦新建花蓮港之基本空間資訊圖資與防救災資源，花蓮港與各港的防救災資料建置分述如後。

14.1.1 空間資訊

1. 補充調查

於 2010 年 12 月 25 日生效的五都改制，將臺北縣升格為新北市，臺中縣市合併改制為臺中市，臺南縣市合併改制為臺南市，高雄縣市合併改制為高雄市。受改制影響，部分鄉鎮視為區、村改為里，部分道路由縣、鄉道改為市、區道，車站名稱、重要地標、門牌地址等也依改制的名稱進行變更。

本研究涵蓋範圍包括改制後的基隆市、新北市、臺北市、臺中市、臺南市、高雄市、宜蘭縣及花蓮市，各港區鄰近之地標地物、道路、捷運、行政界等除了受五都改制影響，近年皆有所增修，擬使用交通部運輸研究所路網數值圖 100 年版，更新各港區之空間資訊。

路網數值圖包括道路、道路節點、臺鐵、高鐵、捷運、縣市界、市鄉鎮區界、河流、湖泊、地標地物、橋梁隧道中心點等 11 項，港區防救災資料庫系統之基本圖層使用一般道路、鐵路、捷運、縣市界、市鄉鎮區界、地標地物等圖層。

2. 資料建置

聯繫港區災防業務負責人(通常為港灣科業務範圍)，於計畫初期即拜訪花蓮港務分公司，建立計畫期間之聯絡窗口。透過負責人之協助，掌握港區經常性維護資料之範疇，取得平面配置圖、地籍圖、防救災資源統計資料、災害防救業務計畫等基礎資料。

依據平面配置圖，協同災防負責人踏查港區，進一步瞭解各區域實際狀況與現場，蒐集現地影像、記錄儲槽位置、出水口(消防栓)、廠房、碼頭等資訊，後續若有資料不足的部分，視情況透過電話聯繫、現地調查等方式取得。

完成初步資料蒐集與調查後，進行空間資料處理，包括檔案格式轉換、地圖數化、坐標系統轉換、空間資料庫建置等作業。

(1) 檔案格式轉換

地籍圖通常由港區工務單位委託廠商進行測量與製作，依港區特性及需求不定期更新，本計畫使用花蓮港測量之地籍圖資料。檔案資料格式為 AutoCAD DWG，分別轉換成 Point、Polygon、Polyline 等 ESRI Shapefile 格式之檔案。

(2) 地圖數化

歸納整理各圖層的屬性資料，並參考港區平面配置圖、衛星影像、Google Map 等，以本計畫規劃之資料結構為主體，進行地圖數化作業。

(3) 坐標系統轉換

圖資完成數化後，坐標系統分別轉換成 TWD97 與 WGS84，TWD97 坐標系統用於後續防救災分析處理，WGS84 坐標系統用於空間資料庫之建置。

(4) 空間資料庫建置

符合計畫需求圖資，運用地理資訊系統伺服器（GIS Server）及網頁伺服器（Web Server）發佈於網際網路，並配合地理資訊系統管理軟體（MapGuide Maestro），設定圖層順序、圖徵、色彩、字型等樣式。

14.1.2 衛星影像

1. 簡介

福爾摩沙衛星二號是由國家太空中心主導，結合國內外衛星技術領先機構專長所獲得的產品，為我國第一個自主性遙測與科學衛星。就目的而言，是一枚兼具地表遙測實用任務及高空大氣閃電觀測科學用途之衛星；與其他商業遙測衛星相比，福爾摩沙衛星二號所具備的每日再訪與高空間解析度等獨特設計，是其優勢的特點。

於我國步入已開發國家之列後，社會各界對於各種經濟發展、環保問題、自然災害等議題的關注程度日益增加，前述福爾摩沙衛星二號的每日再訪與高空間解析度特性，正可應用於土地利用與變遷、農林規劃、環境監控、災害評估以及科學研究與教育等領域，帶動國內遙測技術之開發及提昇遙測應用之層級。福爾摩沙衛星二號已於 2003 年 12 月初運往美國范登堡發射場，進行必要的測試後與準備工作後，於臺北時間 2004 年 5 月 21 日發射升空。

福爾摩沙衛星二號重量 742 公斤左右（含酬載及燃料），如圖 14.1 本衛星外觀為六角柱形，高 2.4 米，外徑約 1.6 米（太陽電能板未展開時），依據其設計垂直地面取像時，全色態（黑白）影像具有 2 公尺之空間解析度，多頻譜（彩色）影像具有 8 公尺之空間解析度。福爾摩沙衛星二號軌道高 891 公里，屬於太陽同步衛星，每日繞行地球 14 圈（如圖 14.2），通過臺灣本島與澎湖間兩次，可進行八分鐘的影像拍攝作業。第一次通過的時間為上午九點四十分，可進行拍攝與下傳影像資料。第二次通過的時間則為晚上九點四十分，此時不進行拍攝任務，但可以下傳拍攝其他地區之資料。

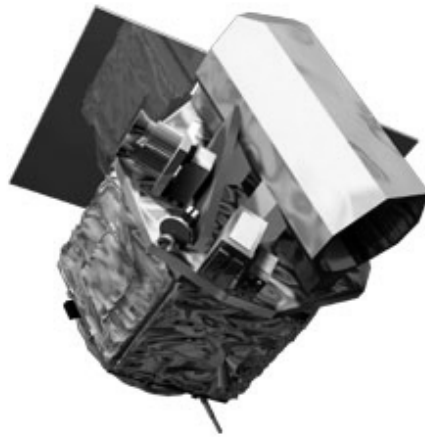


圖 14.1 福爾摩沙衛星二號外觀

資料來源：國家太空中心

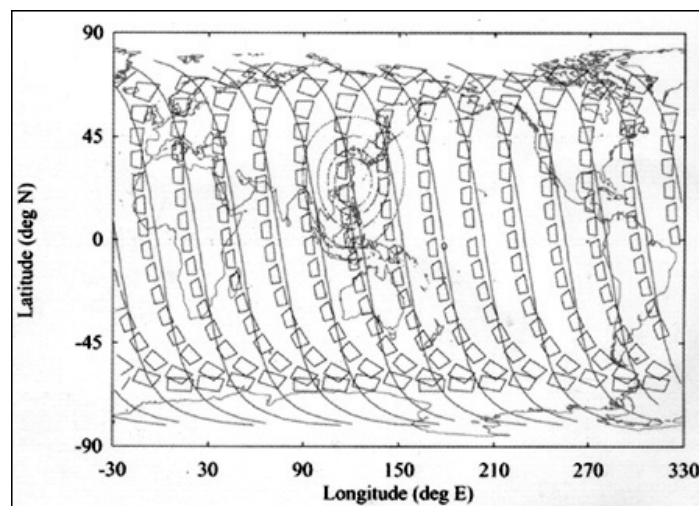


圖 14.2 福爾摩沙衛星二號繞行軌道示意圖

資料來源：國家太空中心

2. 拍攝狀況

衛星通過時一次拍攝多個緊鄰的影像段 (segment)，以涵蓋大部分之臺灣全島區域，於天候許可的情況下，福爾摩沙衛星二號具備達成上述目標之能力，但為實現此一目標勢必以較大角度來進行取像，對於後續應用以及處理會增加相當程度的影響與困難度。因

目前國家太空中心在取像作業上，是以條帶做為取像基準，提供近垂直地表之小角度影像，臺灣及離島地區取像之刈幅寬為 24 公里，條帶間重疊區域約為 2 公里，取像代碼如圖 14.3 所示，臺灣地區最左邊開始為 1，最東邊為 7。

11

12

14-5

14.2 空間資訊建置與補充

本年度空間資訊補充使用路網數值圖，包括重要道路、鐵路、捷運、行政區及重要地標等圖層，並針對重要地標內包括避難處所、消防單位、醫療機關、警察單位等屬性資訊加以分類，以符合港區防救災資料庫之需求。資料建置以花蓮港港區為主，彙整路網數值圖、地籍圖、平面配置圖與現地調查等資料。

14.2.1 各港空間資訊現況

本研究圖資彙整工作項目，已針對各港區圖層進行一致性資料率定，圖層類別包含基本圖、災害潛勢圖、防救災資源等三大類，更新後港區各類圖資建置狀況如表 14-1。

表 14-1 各港空間資訊建置統計表

類別	資料項	資料數量 (\：資料不完整)					
		基隆港	臺北港	臺中港	高雄港	蘇澳港	安平港
基本圖	港區範圍	1	1	1	1	1	1
	港區配置	2	24	41	19	2898	2538
	辦公室區塊	15					
	廠房建物	2173	167	139	34		
	倉庫區塊	190	16	62	10	509	2576
	重要道路	2479	40150	57838	25363	1575	24589
	鐵路	13		22	7	10	3
	鄉鎮行政區界	13	85	34	15	12	8
	附近公司位置	10	8	95		115	
	衛星影像	4	4	4	4	3	3
災害潛勢圖	碼頭	58	18	90	111	13	31
	航道	2	1	1	43		1
	迴船池	1	3	2	4	1	1
	油槽	13	47	190	519	0	24
	災害潛勢範圍	15	5	23	8	10	12

類別	資料項	資料數量 (\: 資料不完整)					
		基隆港	臺北港	臺中港	高雄港	蘇澳港	安平港
防救災資源	避難路線	167	9	9	34	61	10
	避難處所	90	65	550	180	14	136
	消防救援路線	111	4	9	10	26	11
	醫療運送路線	137	7	39	41	26	14
	醫療單位	10	530	71	62	2	18
	警察機關	30	171	135	69	6	44
	警政責任劃分	7	2	6	12		
	消防單位	10	53	49	28	4	17
	消防責任區	3	2	3	3		
	消防栓		61	234			9
	水池		61	532			
	CCTV	16	9			20	
	合計	5567	41500	60176	26574	5304	30044

資料統計時間：101 年 10 月

各港及各類圖層資料數量皆所有不同，說明如後。

1. 基隆港

基隆港圖資變異不大，重要道路、鄉鎮行政區界、避難處所、警察機關、消防單位、醫療單位等項目，為基隆市全區之資料數量。

2. 臺北港

建置圖資之範圍涵蓋改制後的新北市，包括重要道路、鄉鎮行政區界、避難處所、警察機關、消防單位、醫療單位等項目，為新北市全區之資料數量。其中，鄉鎮行政區界在製圖上並非一區計一筆資料，而是一個多邊形計一筆資料，一個區域是由數個多邊形所構成（例:石門區），因此在資料數量數較實際行政區多。

3. 蘇澳港

考量東部陸路交通不易，建置蘇澳港圖資之範圍僅涵蓋宜蘭縣蘇澳鎮，故相對於其他港，醫療單位、警察機關、消防單位、重要道路等項目資料數較少

4. 臺中港

建置臺中港圖資之範圍涵蓋改制後的臺中市，包括重要道路、避難處所、警察機關、醫療單位等項目為臺中市全區之資料數量。其中，油槽在製圖上並非一個單位一筆資料，而是一個多邊形一筆資料，一個油槽是由數個多邊形構成，因此為資料數量較多。

5. 高雄港

建置高雄港圖資之範圍涵蓋改制後的高雄市，包括重要道路、避難處所、警察機關、醫療單位等項目為高雄市全區之資料數量。其中，港區配置、倉庫區塊、油槽、航道為多邊形所組成，一個多邊形計一筆資料，一個項目由數個多邊形構成，因此資料數量較多。

6. 安平港

建置安平港圖資之範圍涵蓋改制後的臺南市，包括重要道路、避難處所、警察機關、醫療單位等項目為臺南市全區之資料數量。

14.2.2 各港空間資訊成果

使用路網數值圖 100 年版圖層資料，依據本研究所規範之格式與項目，完成圖資建置包括重要道路、鐵路、捷運（臺北市、高雄市）、鄉鎮行政區界、消防單位、警察機關、避難據點、醫療單位等，資料更新成果如圖 14.4 至圖 14.9。

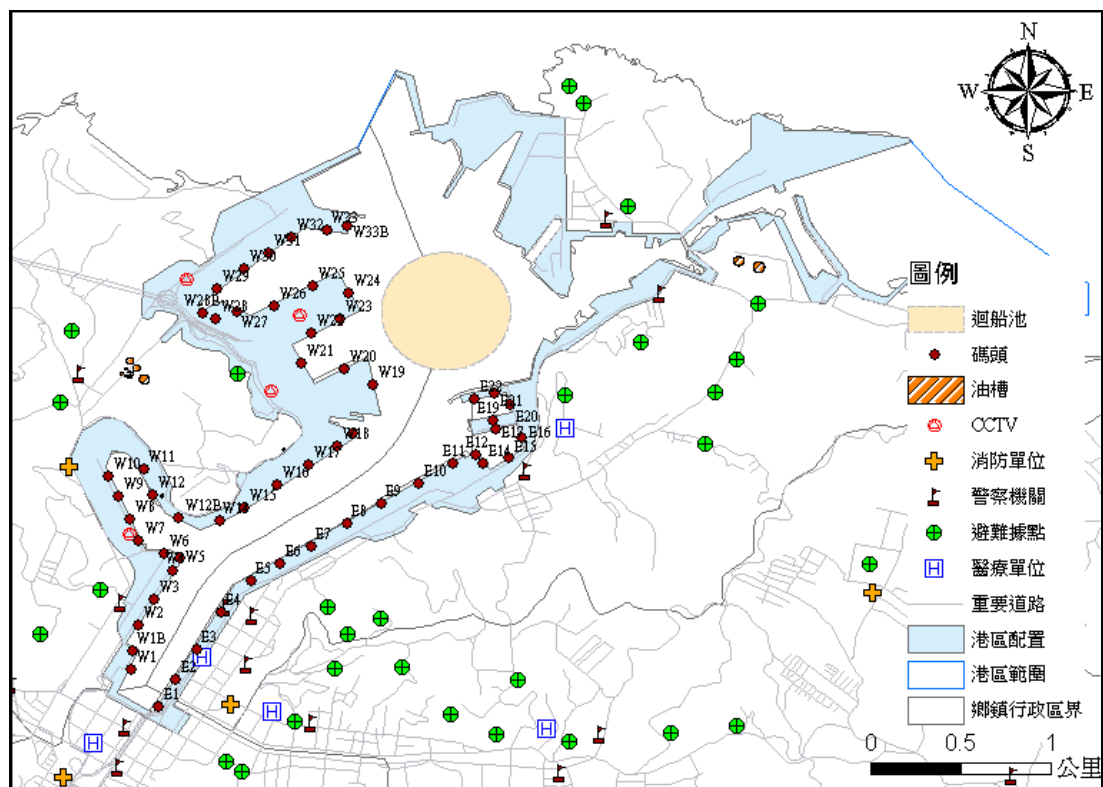


圖 14.4 基隆港圖資補充成果示意圖

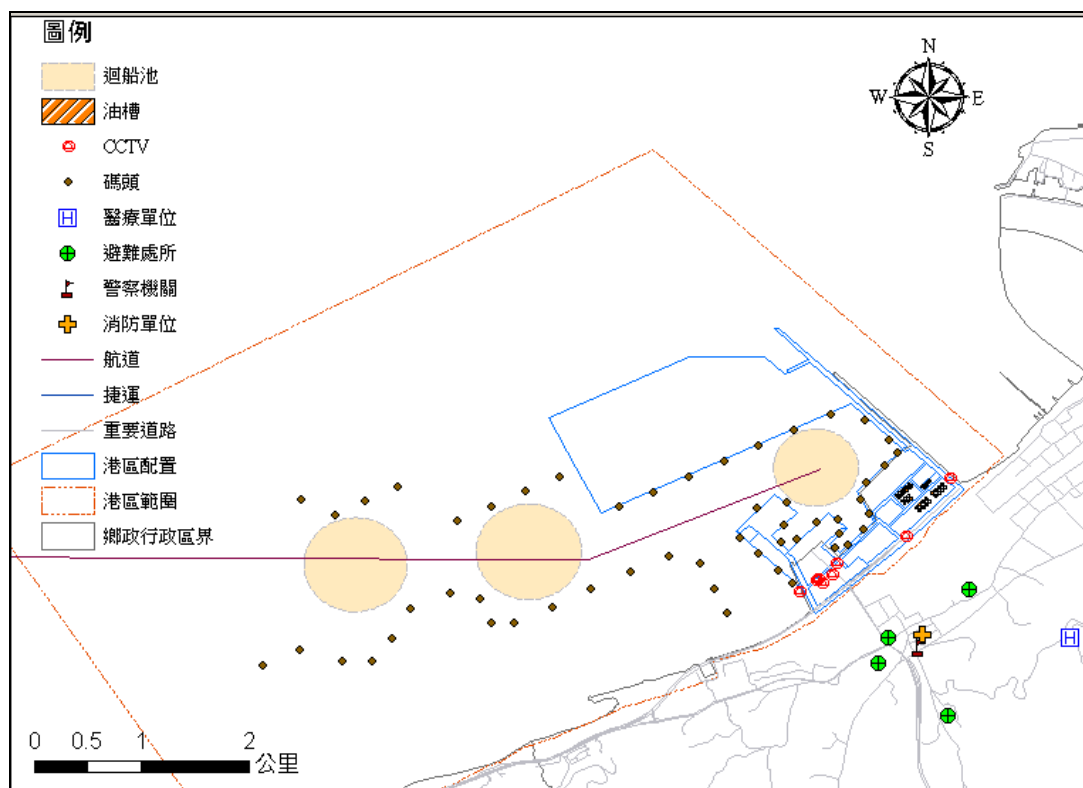


圖 14.5 臺北港圖資補充成果示意圖

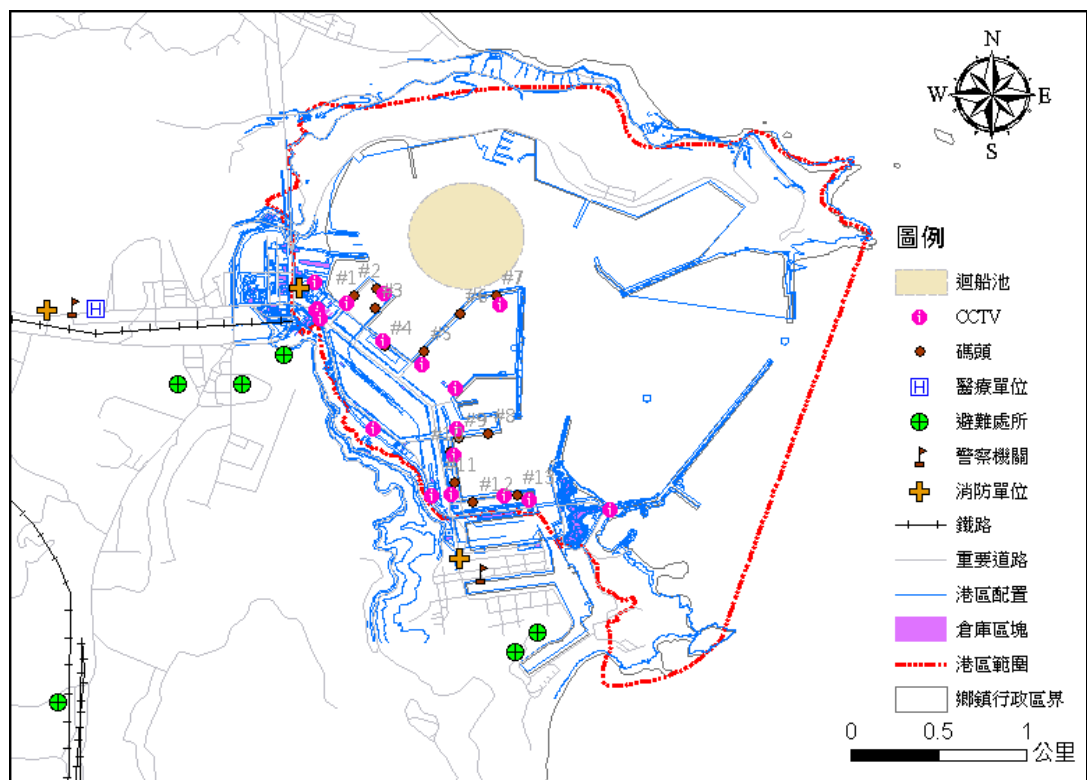


圖 14.6 蘇澳港圖資補充成果示意圖

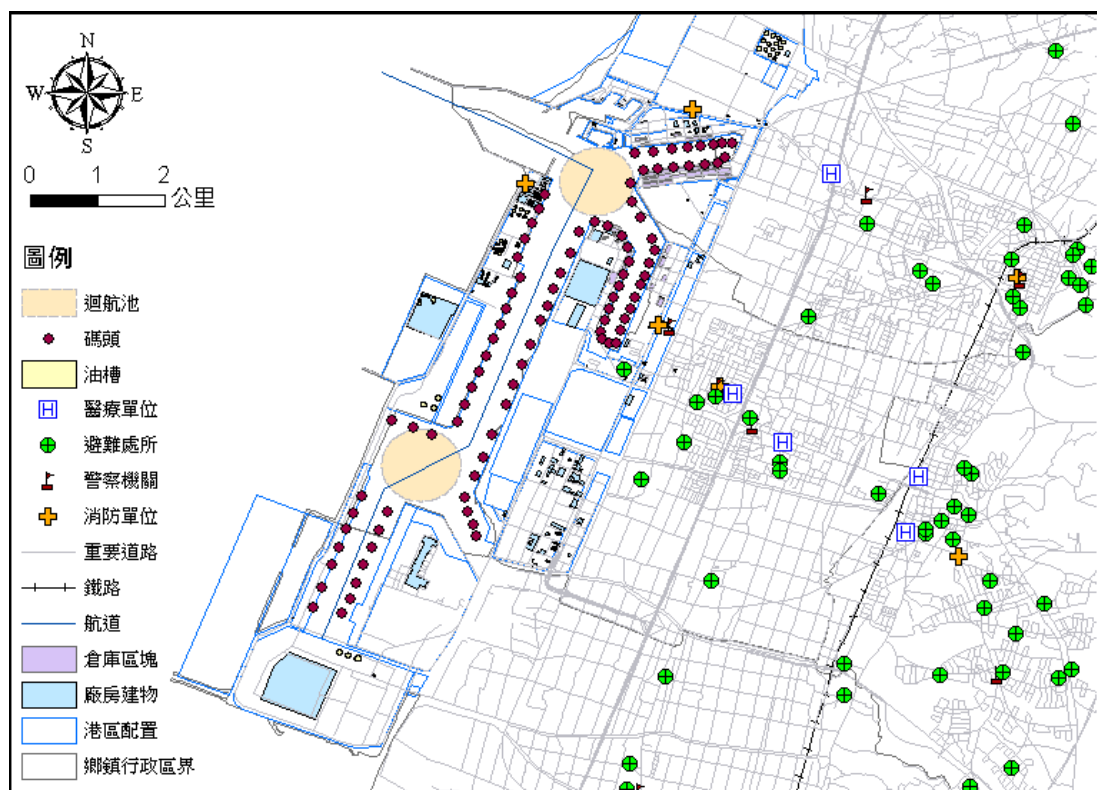


圖 14.7 臺中港圖資補充成果示意圖

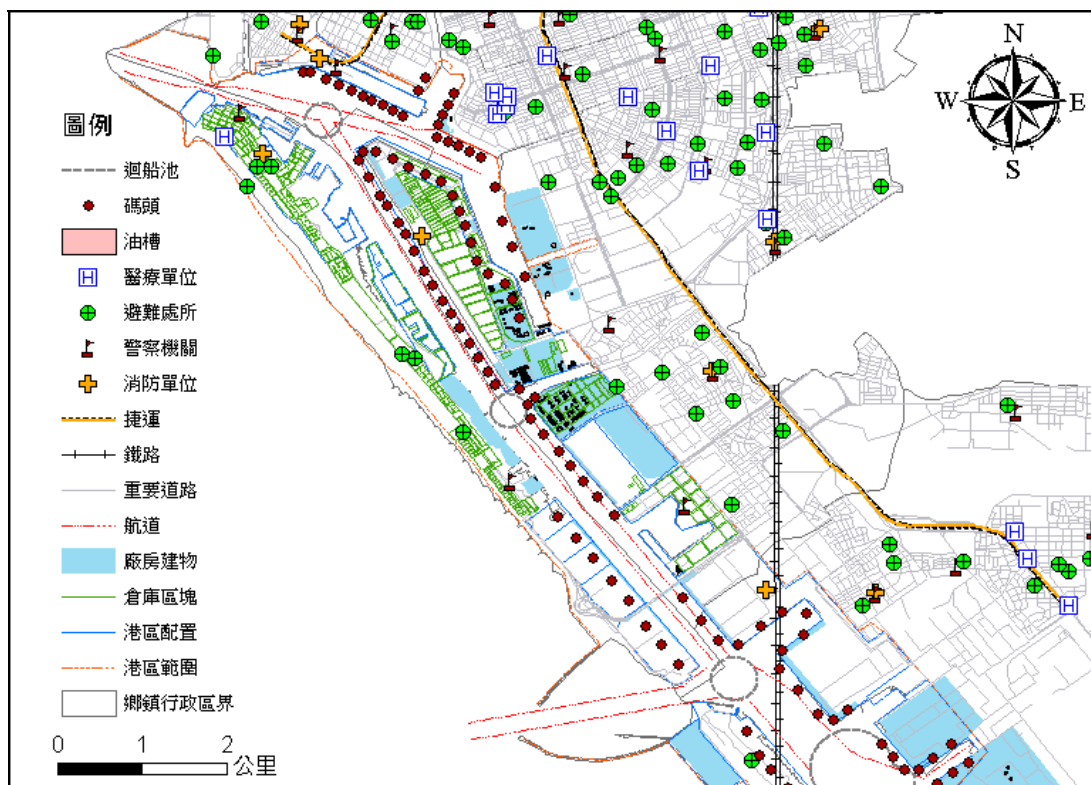


圖 14.8 高雄港圖資補充成果示意圖

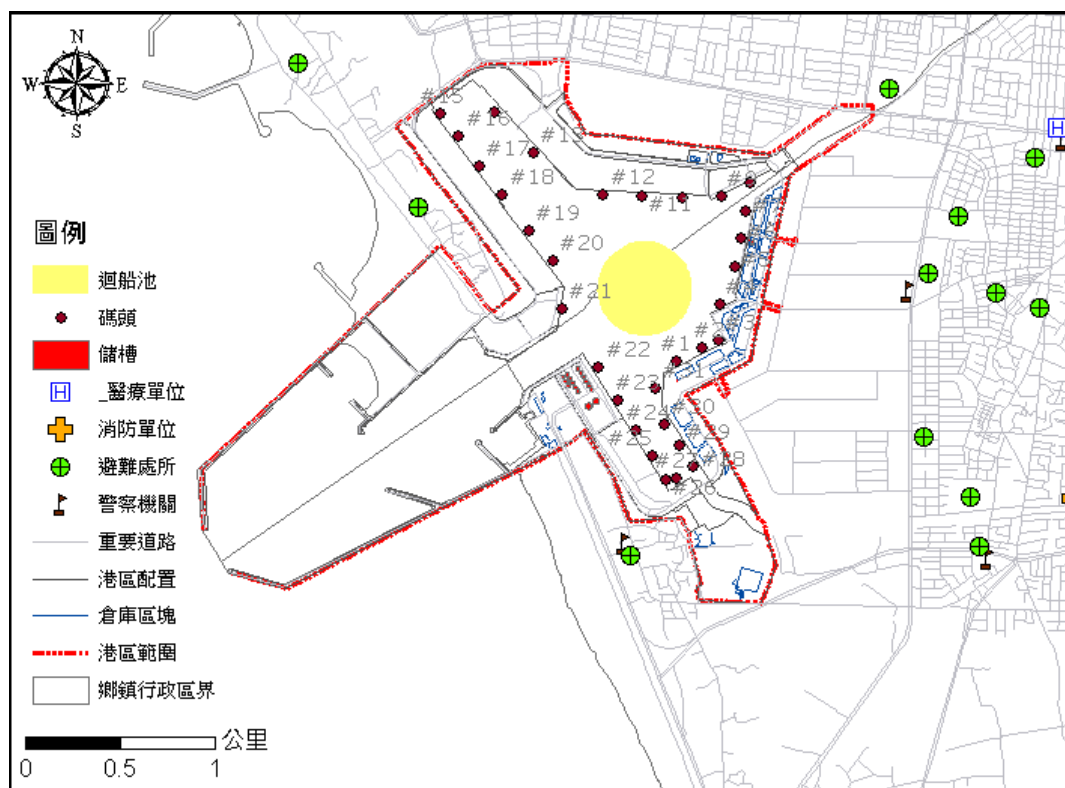


圖 14.9 安平港圖資補充成果示意圖

14.2.3 花蓮港空間資訊成果

整理路網數值圖、地籍圖、平面配置圖及現場調查資料，以符合本研究所規範之格式與項目，包括重要道路、鐵路、鄉鎮行政區界、消防單位、警察機關、避難據點、醫療單位等，資料建置成果如圖 14.10，相關空間資訊統計資料如表 14-2。

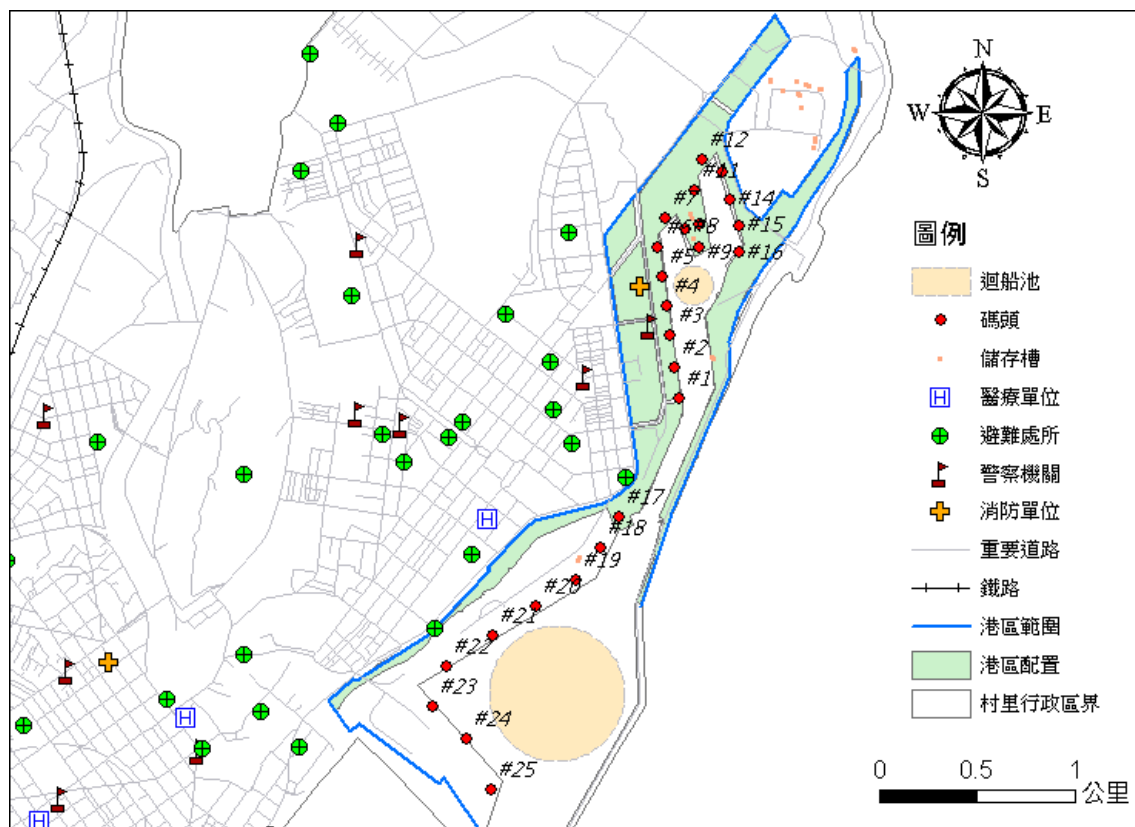


圖 14.10 花蓮港圖資建置成果示意圖

表 14-2 花蓮港空間資訊圖資統計表

類別	資料項	資料格式	資料數 (單位：筆)
基本圖	港區範圍	向量(面)	1
	港區配置	向量(面)	7
	重要道路	向量(線)	3,381
	鐵路	向量(線)	2
	鄉鎮行政區界	向量(面)	45
	衛星影像	影像	3

類別	資料項	資料格式	資料數 (單位：筆)
災害 潛勢圖	碼頭	向量(點)	25
	迴船池	向量(面)	2
	儲槽	向量(面)	52
防救災 資源圖	消防栓	向量(點)	59
	避難處所	向量(點)	45
	消防機關	向量(點)	5
	警察機關	向量(點)	17
	醫療單位	向量(點)	5
合計			3,646

1. 基本圖

提供港區配置與行政區域之基本圖層，屬於港區配置的部分由地籍圖提供，關於整體區域的部分來自路網數值圖，包括港區範圍、港區配置、重要道路等。

2. 災害潛勢圖

以地籍圖為基礎，參考花蓮港提供之文件，不足的部分透過現場調查、港務消防隊拜訪等方式補充。

3. 防救災資源圖

以港區防救災為考量，彙整現場調查、路網數值圖與花蓮港提供之資料，包括消防栓、避難處所、警察單位等，空間分布有效輔助防救災資源之掌握，其屬性資料更是重要的資源（如表 14-3）。

表 14-3 消防單位、避難處所、醫療單位資源表

圖層	名稱	地址	電話
消防單位	花蓮縣消防局美崙消防分隊	花蓮縣花蓮市精美路 16 號之 2	03-8242119
	花蓮縣消防局花蓮消防分隊	花蓮縣花蓮市三民街 53 號	03-8322849
	花蓮縣消防局救災救護第一大隊	花蓮縣花蓮市三民街 53 號	03-8322849
	花蓮港務消防隊	花蓮縣花蓮市港口路 25 號	03-8235119
	花蓮縣消防局	花蓮縣花蓮市三民街 53 號	03-8322849
醫療單位	佛教慈濟綜合醫院花蓮院區	花蓮縣花蓮市中央路三段 707 號	03-8561825
	國軍花蓮總醫院	花蓮市進豐街 100 號	03-8335730
	衛生署花蓮醫院	花蓮縣花蓮市中正路 600 號	03-8358141
	財團法人臺灣基督教門諾會醫院	花蓮縣花蓮市民權路 44 號	03-8241234
避難據點	縣立北濱國小	花蓮縣花蓮市北濱街 113 號	03-8324093
	縣立明義國小	花蓮縣花蓮市明義街 107 號	03-8324270
	縣立信義國小	花蓮縣花蓮市主計里信義街 1 號	03-8331163
	國立花蓮高中	花蓮縣花蓮市民權路 42 號	03-8228715
	國立花蓮女中	花蓮縣花蓮市菁華街 2 號	03-8321202
	國立花蓮高商	花蓮縣花蓮市中山路 418 號	03-8322532
	國立花蓮高工	花蓮縣花蓮市府前路 27 號	03-8226108
	國立花蓮高農	花蓮縣花蓮市建國路 161 號	03-8322076
	縣立體育實驗高中	花蓮縣花蓮市達固湖灣大路 21 號	03-8462610
	縣立花崗國中	花蓮縣花蓮市公園路 40 號	03-8324561
	縣立美崙國中	花蓮縣花蓮市化道路 40 巷 1 號	03-8223537
	縣立國風國中	花蓮縣花蓮市國風里林政街 7 號	03-8324599
	縣立自強國中	花蓮縣花蓮市裕祥路 89 號	03-8567320
	縣立復興國小	花蓮縣花蓮市府前路 682 號	03-8223208
	縣立明廉國小	花蓮縣花蓮市中山路 903 號	03-8322613
	縣立中正國小	花蓮縣花蓮市中正路 210 號	03-8322819
	縣立忠孝國小	花蓮縣花蓮市中華路 298 號	03-8351218
	縣立明恥國小	花蓮縣花蓮市中興路 41 號	03-8222231
	私立海星國小	花蓮縣花蓮市永興路 21 號	03-8225407
	縣立明禮國小	花蓮縣花蓮市明禮路 6 號	03-8322353
	縣立中華國小	花蓮縣花蓮市國防里國盛二街 22 號	03-8324308
	縣立鑄強國小	花蓮縣花蓮市永興路 20 號	03-8223787

14.3 衛星影像建置與補充

本系統大量運用 Google Map 線上圖資，包括衛星影像及街道圖，充分掌握港區及其鄰近地區之地形與資源，提供有限制但免付費之地圖服務。

應用防救災，首重現場狀況與既有資源之掌握，資訊誤差愈少愈能擴大防救災綜效；考慮 Google Map 更新頻率不定，無法配合港區重大工程或其他因素導致地形地貌之變遷，使用福爾摩沙衛星二號影像補充其不足。

尤其在對外網路中斷的情況，依然能提供衛星影像作為港區及鄰近地區影像之參考。

14.3.1 各港衛星影像現況

本研究共計建置各港各期衛星影像資料如表 14-4。

表 14-4 各年度衛星影像數量統計表

年度	高雄港	臺中港	基隆港	臺北港	蘇澳港	安平港	花蓮港	合計
94	1	-	-	-	-	-	-	1
95	-	1	-	-	-	-	-	1
96	-	-	1	-	-	-	-	1
97	-	-	-	1	-	-	-	1
98	系統整合				-	-	-	0
99	1	1	1	1	1	1	1	7
100	1	1	1	1	1	1	1	7
101	1	1	1	1	1	1	1	7
總計								25

註：— 表示該年度無資料

1. 94 至 97 年執行「港灣地區防救災體系之研究(4)」計畫，依據每年建置之港埠，提供該地區當年度之衛星影像，共計 4 幅。
2. 98 至 99 年執行「港區防救災體系建置之研究(2)」計畫，第一年整合前期計畫之成果，第二年建置包括安平港、花蓮港與過往建置港口之衛星影像，共計 5 幅。

3. 100 至 101 年執行「港區防救災網路地理資訊系統擴建及整合研究(2)」計畫，每年度各建置七個港區之衛星影像，共計 16 幅。

14.3.2 各港衛星影像成果

本年度建置影像之資料如表 14-5，更新成果如圖 14.11 至圖 14.19。

表 14-5 港區選用衛星影像資料表

範圍	日期	條帶	影像 ID	雲覆率	影像類型
基隆港	20120712	S2	A2AC50	4%	MS
蘇澳港	20120323	S7	9C9A1D	20%	MS
臺北港	20120328	S4、S5	7B4C34	42%	MS
臺中港	20120205	S2	9A086A	35%	MS
高雄港	20120201	S2、S3	99D062	25%	MS
安平港	20120205	S1、S2	9A086A	35%	MS

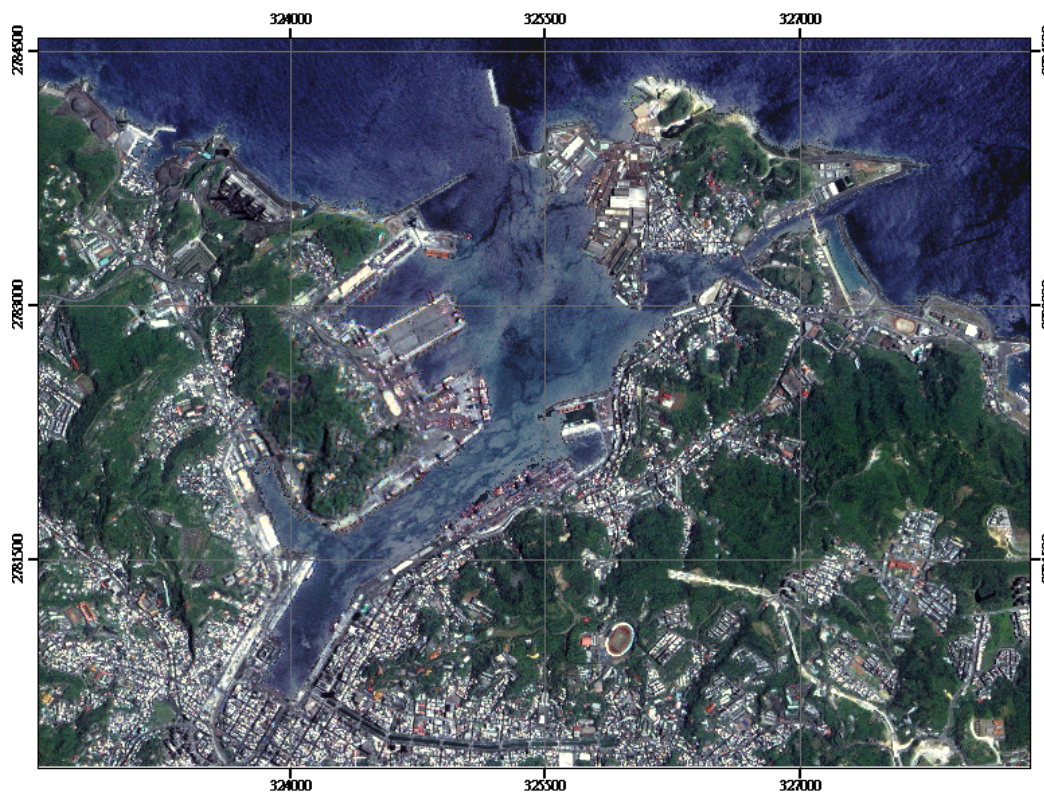


圖 14.11 基隆港衛星影像

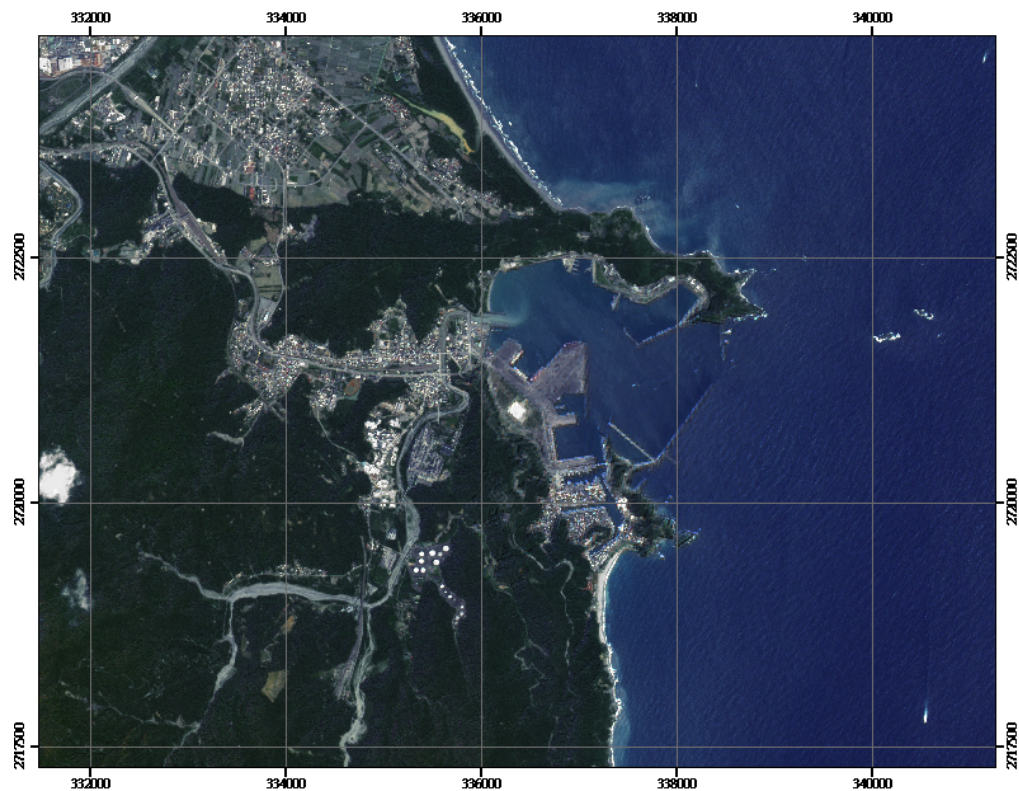


圖 14.12 蘇澳港衛星影像

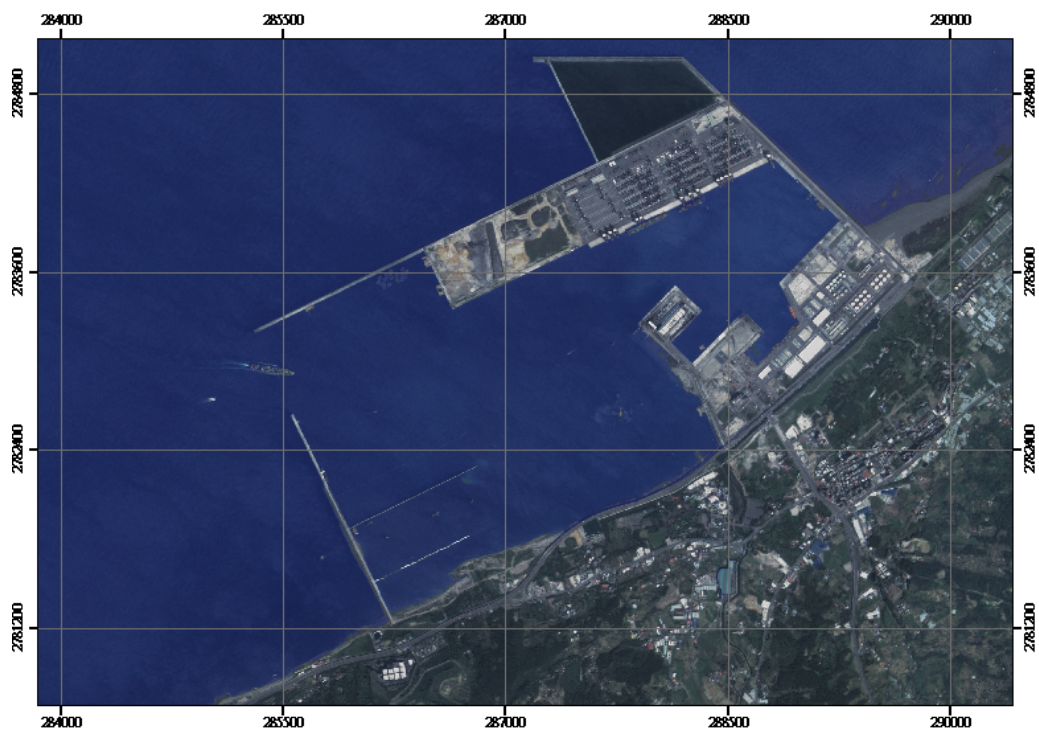


圖 14.13 臺北港衛星影像

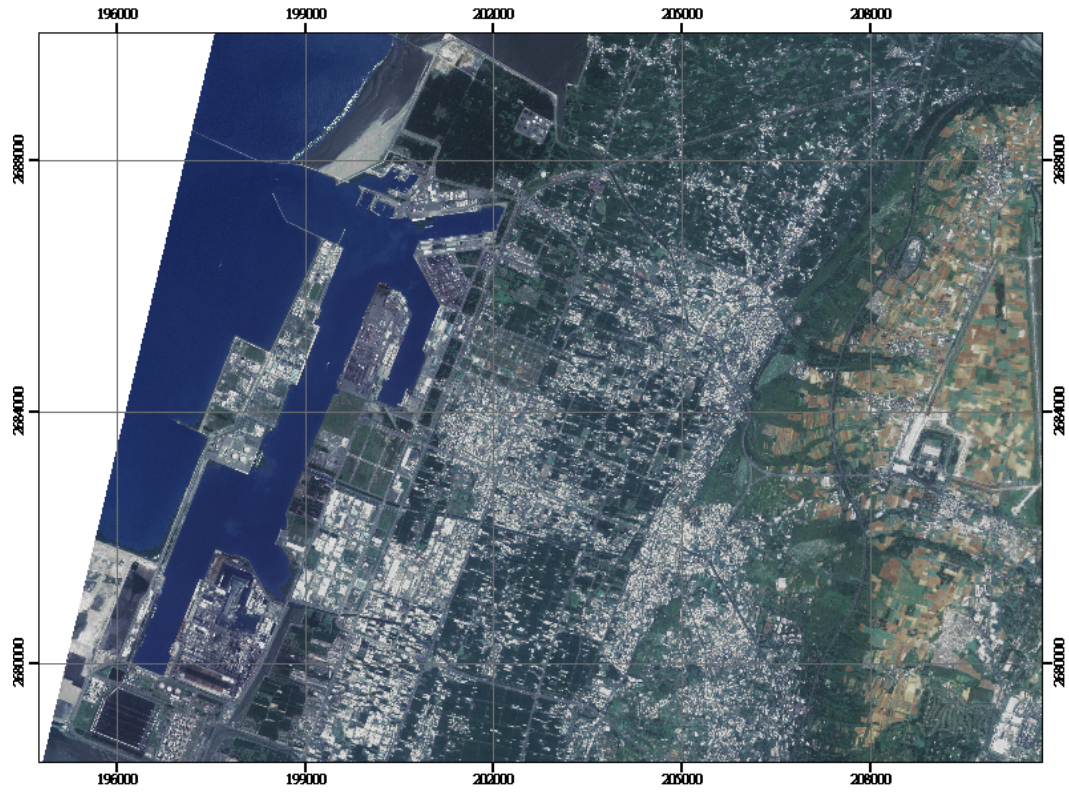


圖 14.14 臺中港衛星影像

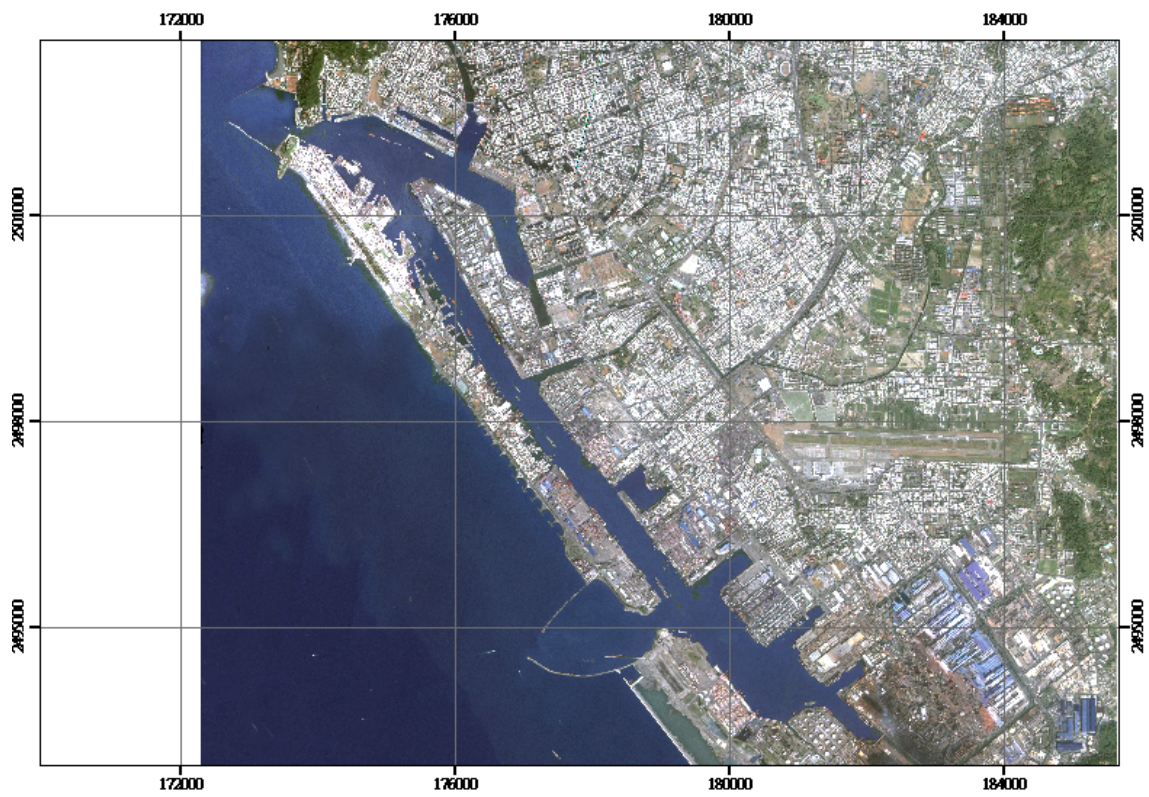


圖 14.15 高雄港衛星影像

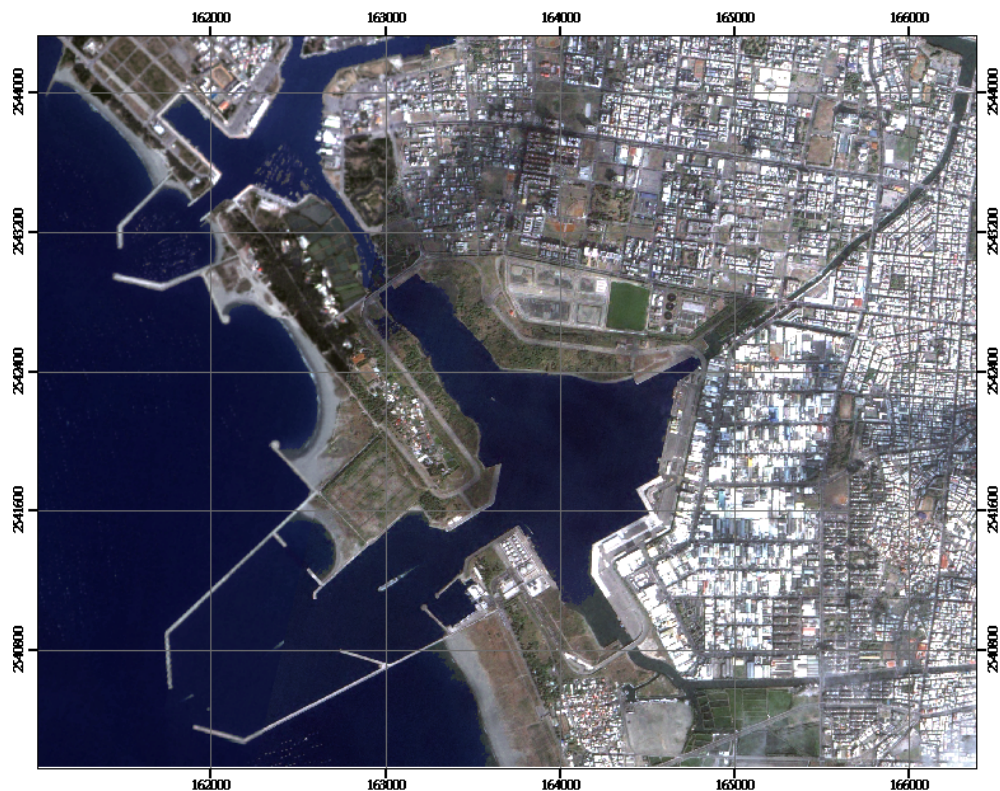


圖 14.16 安平港衛星影像

14.3.3 花蓮港衛星影像成果

本年度建置花蓮港衛星影像資料如表 14-6，更新成果如圖 14.17 至圖 14.19。

表 14-6 花蓮港選用衛星影像資料表

範圍	日期	條帶	影像 ID	雲覆率	影像類型
花蓮港	20100906	S7	69CC1A	3%	MS
花蓮港	20111103	S7	6A1224	50%	MS
花蓮港	20120323	S7	9C9A1D	20%	MS

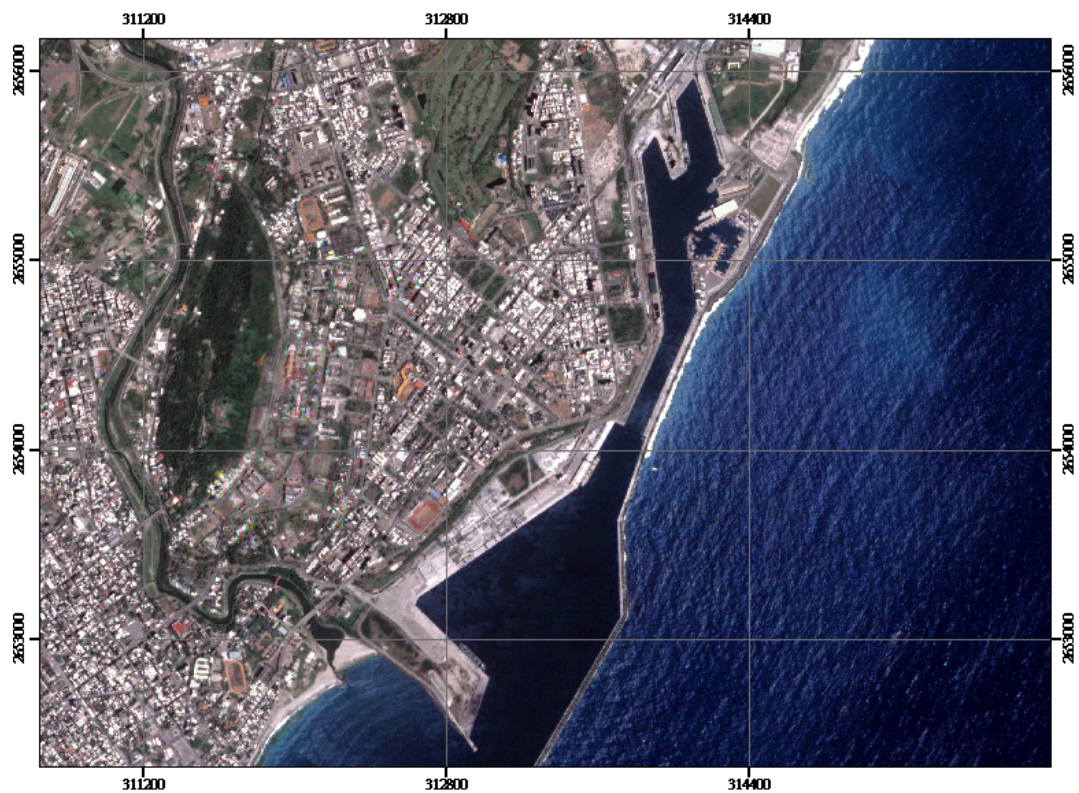


圖 14.17 花蓮港衛星影像（2010）

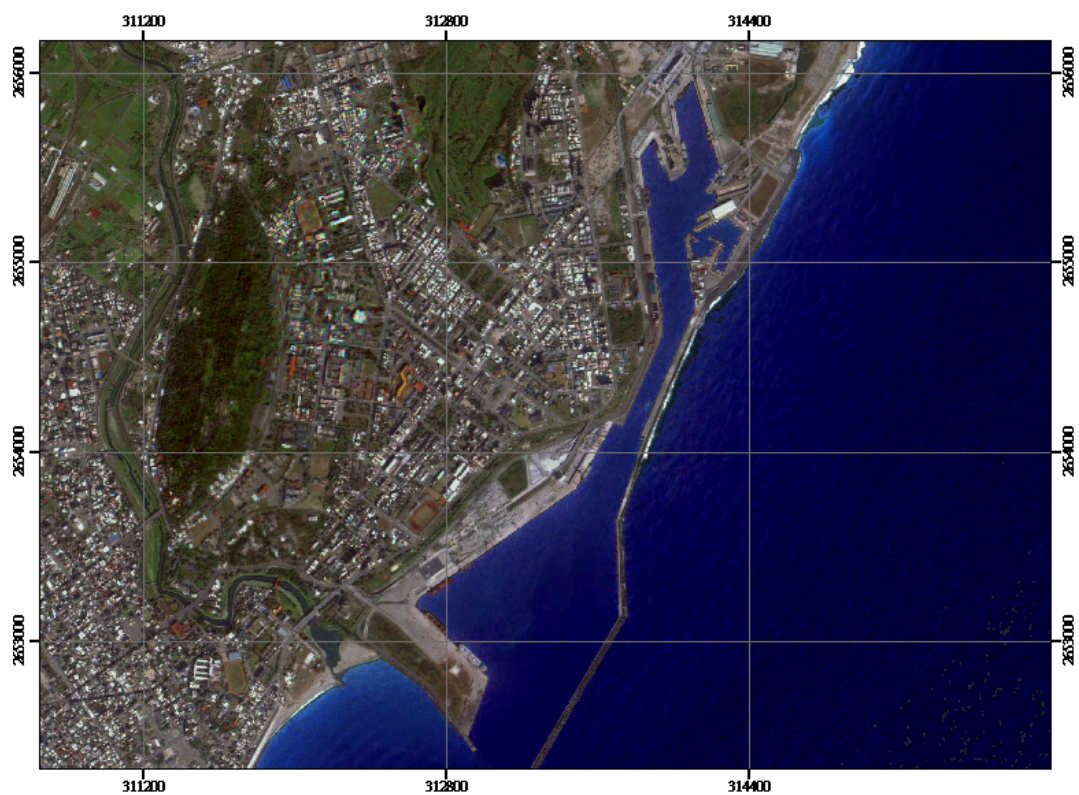


圖 14.18 花蓮港衛星影像（2011）

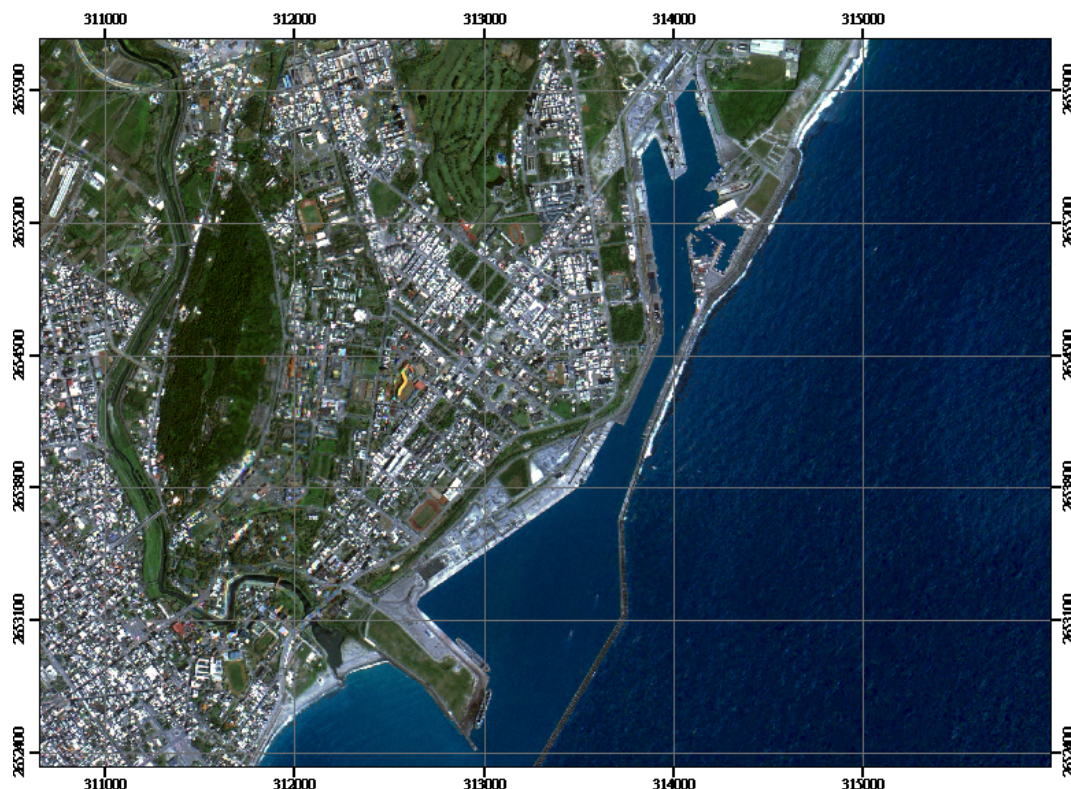


圖 14.19 花蓮港衛星影像（2012）

花蓮港近年地形地貌的改變，包括幾項重大工程的興建，如：北濱地區外環道路興建工程、旅客通關服務站、瀝青除油槽拆除等，說明如下。

1. 北濱地區外環道路（砂石車專用道）興建工程

原花蓮港務局為提升花蓮港南向對外運輸效率，以及解決砂石貨車行經北濱地區產生之噪音、空氣污染與行車安全等問題，委託公路總局第四區養護工程處代辦之「北濱地區外環道路新建工程」，於 98 年 9 月 16 日開工後，至 100 年 12 月 31 日止如期完工。

本工程起於美崙溪中山橋南端，以地下化道路之方式，穿越北濱公園，經北濱海堤外側後，於自由街排水溝之南濱橋北岸銜接回縣 193 道路，全長 1,060 公尺，並配合周圍景觀，規劃綠樹植栽、景觀照明、觀景平台以及遊憩步道，除紓解砂石貨車產生之交通問題外，並營造北濱地區更良好之生活品質，預計完成後對於花蓮北

濱以及周圍六期重劃區之發展、觀光遊憩活動均有實質助益。

2. 旅客通關服務站

原花蓮港務局為配合地方政府發展觀光業務，及提供郵輪旅客便捷之通關環境，於 99 年間，依據「花蓮港整體規劃及未來發展計畫（96—100 年）」，規劃新建「旅客通關服務站」，作為內政部移民署入出境管理局及財政部關稅總局等機關辦理旅客通關查驗之處所。

旅客通關服務站完成後，除提供疾病管制局、關稅總局、動植物防疫檢疫局、內政部入出國及移民署等相關機關進駐，辦理郵輪旅客之入出境、通關、檢疫、檢查、退稅與其他相關服務外，並作為國際郵輪旅客到港與離港轉乘之等候空間，將可有效提升服務品質與效率。

3. 瀝青儲油槽拆除（1 號碼頭）

花蓮港親水遊憩區內的瀝青油槽，100 年 4 月底前完成拆除作業，原有腹地將成為文建會補助的「驛站·藝讚—花蓮港藝術介入空間」系列活動全新場域，提供花蓮民眾藝文新據點。這座高 15 公尺、直徑 22 公尺的圓柱形瀝青油槽，是 15 年前原花蓮港務局授權彥寶公司建造，外表以銀色的不鏽鋼皮包覆，十多年來佇立在花蓮港區，經過風吹日曬，鏽蝕痕跡印證花蓮港的流金歲月。最近花蓮港務分公司正進行拆除作業，未來透過文建會補助的「驛站·藝讚—花蓮港藝術介入空間計畫」，將由「天玄地黃—夢想的坐標」碎形拼貼公共藝術作品取而代之，使花蓮港親水遊憩區蛻變為嶄新的藝文空間。「花蓮港藝術介入空間計畫」由縣文化局結合市立圖書館、花蓮郵局、縣珍玩文化藝術創意產業協進會和七腳川畫會等多單位，為花蓮港親水遊憩區注入藝術活力。

1 第十五章 港區防救災資料庫系統更新建置

前期研究「港區防救災體系建置之研究」已整合完成五個港之防救災資料庫系統，本計畫借助過往經驗與技術，於年度內新建花蓮港區防救災資訊系統。

15.1 港區防救災資料庫應用

隨著電腦軟、硬體技術的發展，通訊網路的普及，GIS 技術及相關應用已深入日常生活及社會活動層面，無論是導航、旅遊、街景、照相、交通運輸等，且需求猶在蓬勃發展中，於防救災之應用亦然。

2D GIS 應用較早也最為頻繁，提供平面的空間分佈資訊，包括各式圖層、多樣的屬性，可用於防災地圖、資源分佈、潛勢區域劃定，或利用屬性資料進行統計分析運算。結合地形資料後，讓平面的地圖有高程的資訊，先期以屬性資料的方式結合 GIS，可進行複雜的數值模式運算，或搭配傾斜式航照資料，此時為 2.5D GIS。

3D GIS 結合平面與高程資訊，進行立體空間展示，透過擬真的方式，讓操作者了解港區的災害與資源之空間分布、通視與遮蔽狀況、潛在災害諸如毒化物可能的擴散程度與影響範圍等，在港灣地區防救災應用上有關鍵性的發展，

4D GIS (T-GIS) 基於視覺化的 3D GIS 顯示效果，加上時間軸的概念，顯示過去、現在和未來等時空狀態資訊，可清楚了解災害隨時空的空間變化。以 Google Earth 為例，其使用 4D GIS，可讓使用者了解資訊隨時空演變的情形。

本計畫採用 4D GIS 的概念進行防救災資料庫系統建置，將災害隨時空變化的歷程與資訊（空間、文字、影音）詳實紀錄，而在通報方面則以電話語音、多媒體簡訊、Google Earth KML 檔案等方式進行 4D 多面向之災情呈現。

15.2 系統需求

本研究針對防救災資料庫系統功能之需求，依據前期計畫執行結果，得到以下功能需求目標：

1. 採多方位災情通報流程

由訪談結果分析顯示，主要通報方式為室內電話及行動電話為主，但往往人、事、時、地、物等資訊無法在室內電話及行動電話中完全展現出來，因此採用多方位災情通報方式（圖 15.1），如多媒體簡訊、自動語音電話、網路自動傳真，配合手持裝置的使用，可有效提升災情通報的精度、時效與品質。



圖 15.1 本研究建議之多方位災情通報架構圖

2. 需具有時、空資訊整合展示能力

系統整合港務分公司既有 CCTV、船舶動態等即時資訊，同時以地理資訊平台展現空間資訊、即時資訊、防救災資訊、災害潛勢資訊，在災情輸入方面可用空間點選進行輸入，亦可納入災害防救相關鏈結。

3. 防救災資源資料維護簡單化

具有整批防救災資源資料維護能力，讓港務分公司人員以檔案抽換方式簡易維護港區內之防救災資源資料。

4. 定位為各港既有系統之輔助系統

目前各港皆有自己的作業流程配合相關系統執行防救災業務，但往往面臨空間展示能力不足、彼此系統未整合等問題。因此本整合系統應定位為各港之輔助系統，藉此可補足各港既有系統之不足處，達到相輔相成的效果，提升使用意願。

15.3 系統架構

防救災資料庫系統架構之內容依軟硬體架構規劃、使用者規劃、雲端主機系統架構規劃等三部份進行說明。

15.3.1 軟硬體架構

根據以上需求，防救災資料庫系統之軟、硬體架構（如圖 15.2）共包含包括系統端、資料庫端、使用者端三部份：

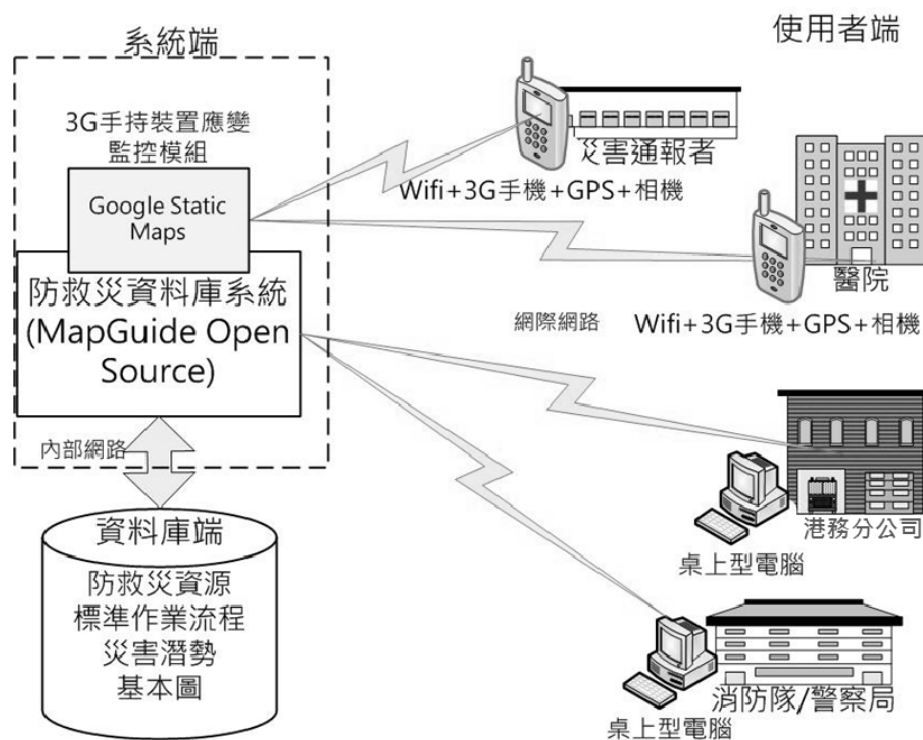


圖 15.2 防救災資料庫系統軟硬體架構圖

1. 系統端

系統端是輔助決策支援系統的核心，透過 MapGuide Open Source 網際網路地理資訊系統，提供使用者查詢資料庫之空間資訊，並於 3G 手持裝置應變模組中藉由 Google Static Maps 自動提供使用者於所需的圖資。

2. 資料庫端

資料庫為本系統之所有查詢與分析所需資訊之主要來源，而資料庫內容包括防救災資源、標準作業流程、災害潛勢圖、基本圖等。

3. 使用者端

使用者透過網際網路進入本系統取得輔助決策之資源，而本系統規劃包括港務分公司、港務消防隊、港務警察局、港區廠商、與醫院等使用者可利用 3G 手持裝置或電腦上網進入本系統進行各項防救災業務操作。

系統規劃以一台伺服器主機，提供網路伺服服務（Web Server）、地理資訊系統伺服服務（GIS Server）及資料庫伺服服務（Database Server），建立內部應用程式及地理資訊系統之連結。此伺服器目前放置於 Hinet HiCloud 雲端主機，未來建議放置於港務分公司資訊室，結合內部權限控管達到資訊安全管制，提升系統連線速度。

資料庫與地理資訊系統考量經費與軟體版權，使用 Google Map 及開放源碼軟體（Open Source Software）進行系統開發，包括 MapGuide Open Source 及 MySQL。

15.3.2 使用者

系統之使用者規劃包含三個部份，一般使用者、應變人員及系統管理員，依權限不同，有限制的進行各項功能操作。

1. 一般使用者

使用 guest 權限之使用者，允許操作系統基本功能，包括地理資訊系統圖層控制及防救災資源查詢。目前暫不開放一般使用者登入，為預留之權限設定，後續依港務分公司之需求調整。

2. 應變人員

完成註冊並使用電子郵件認證成功之使用者，為本系統最主要之使用者，通常為應變小組的成員或值班人員，負責登錄災害位置、災情資訊、災情通報及發佈。

3. 系統管理員

具系統管理者身分之權限，可針對帳號管理、通報群組管理、災害管理等項目進行新增、刪除、修改等作業。

15.3.3 雲端主機建置

港區防救災資訊系統開發至今已趨穩定，目前系統所需要的是快速穩定的網路環境，硬體需求為一般伺服器規格即可，目前 Hinet 所提供「HiCloud 雲端主機」服務可滿足此需求，評估後，已將系統移植至 HiCloud 雲端主機。

以下就系統效能改善策略、雲端主機風險評估、防救災資料庫系統架構等各項內容進行說明。

1. 以雲端主機改善系統效能

以往於資訊系統開發前，必須先建置滿足基本需求之硬體環境，包括伺服器機房、網路頻寬、電源供應、空調設備等，系統環境也因開發系統需求的不同而有所差異。

現今電腦硬體價格普遍低廉，一組標準伺服器所能提供之效能均高於系統需求水準，一組伺服器僅配置一套系統不符合經濟效益，加上網路環境健全與資源相對充足，雲端主機的概念應運而生。

所謂的雲端主機是一虛擬主機的概念結合雲端的環境而成，虛擬主機是一種軟體技術，此技術是以軟體模擬硬體環境，使用者可根據需求調整環境的資源並安裝作業系統。目前硬體設備價格不高，在一般的主機上切割出數個虛擬空間同時進行操作，效能表現優異，硬體使用效率也可達最大化，雲端主機具備了下列幾項優點：

(1) 成本低廉

不須自行建置伺服器，無硬體故障、保固過期、線路損壞、系統版權等問題，隨選隨用，以量計價，便於成本控制，有效降低營運及管理維護費用。

(2) 管理方便

廠商負責雲端主機系統與環境之維護，使用者僅須透過網路連線進行操作與管理。

(3) 環境具彈性

利用運算能力區分不同等級的雲端單位，依據所需要的運算內容購買符合的等級；系統發展期間，若有運算能量擴充之需求，僅需升級該單位之運算能力，可快速完成系統效能擴展，不受限於傳統硬體升級規則，亦不需搬移系統。

(4) 系統重建快速

提供系統備份與回復機制，如機房發生硬體故障，透過回復機制可快速還原系統。

2. 使用雲端主機之效益與風險

在相對於依賴網路的環境下，必須同時考量資訊系統使用的便利性與資訊安全，就系統的效益與風險說明如下。

(1) 使用雲端主機之效益

a. 穩定的網路環境

國內有眾多網路服務供應商（Internet Service Provider；ISP），其考量建置成本，多選擇租用中華電線的線路，而中華電信又為臺灣最大的網路供應商，期望透過中華電信能夠提供相對穩定的網路環境。

b. 降低管理成本

不須購置資訊設備，管理資訊設備之硬體環境也由雲端主機商提供，有專業團隊確認機房網路、主機、空調等設備是否運作正常。管理者能在任何有網路服務的場所連上 HiCloud 主機，進行系統調整或修改，有效避免其它因素造成無法連線至主機的情況。

c. 快速部屬及擴充系統

目前各港系統均放置於相同主機，未來可依據需求進行切割與重建。雲端主機可快速建立特定港區之系統，且雲端主機為租賃服務，無財產歸屬問題，可直接進行系統移交。

(2) 使用雲端主機可能面對之風險

a. 網路頻寬

雲端主機為多人共用頻寬的網路環境，相對於 ADSL 或光纖上網，必須注意每單位能夠分配到的頻寬大小，若有使用較大頻寬的需求，就得衡量是否要切換線路。

b. 存取效率

雲端主機利用軟體控制將資料分散於不同位置，並建立資料快取以達最佳效率，硬碟仍是儲存空間的基本單位，存取效率取決於硬碟讀取速度。當大多數雲端主機之使用者同時進行資料存取，或少數雲端主機進行大量的資料存取時，可能拖慢所有系統之執行效率。

c. 資訊安全

資料放置於雲端主機，除了雲端主機商提供的資訊安全設備，尚能透過軟體防火牆、加密軟體等工具提高資料安全性，但硬體設備管理權在雲端主機商，依然有資訊安全風險存在。

無論是否使用雲端主機，都面臨資訊安全風險，在可行的成本範圍內，盡量提高資訊安全程度，具敏感性或高安全性資料，建議設置於內部網路。

3. 以雲端系統建構之防救災資料庫系統架構

為實現雲端系統架構來解決系統效用問題，必須將原本系統進行拆解，以服務的方式進行系統配置與重組（如圖 15.3），包含多媒體簡訊服務（MMS Server）、語音服務（VOIP Server）、地圖服務（Map Server）、空間資訊服務（MapGuide Open Source）與防救災資料庫系統（Web Server）。

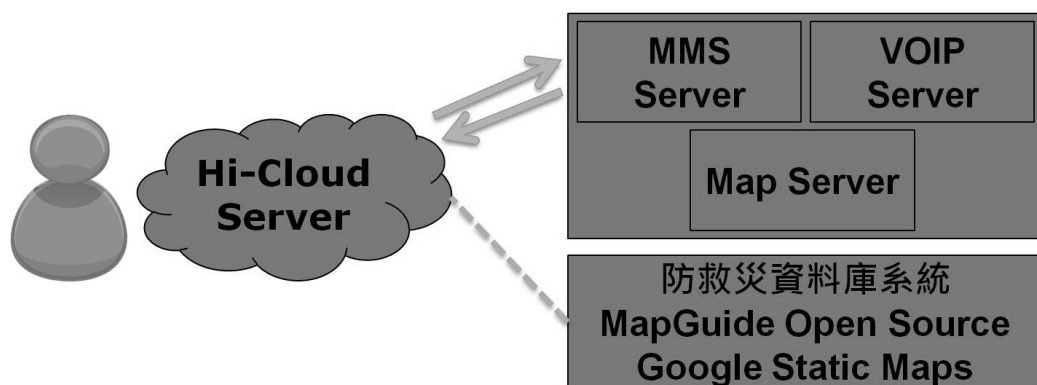


圖 15.3 系統服務配置圖

上述服務，分別規劃 Hinet 雲端機房主機與防救災功能服務主機進行系統重整（如圖 15.4），雲端機房內之主機建置網頁伺服器與空間資訊服務，使用其優勢的網路環境加速使用者對於空間資訊的存取，與穩定的設備管理環境維持系統運作正常。防救災功能服務主機則包含簡訊服務、地圖服務和語音服務，以實體伺服器的方式進行各項服務供應。

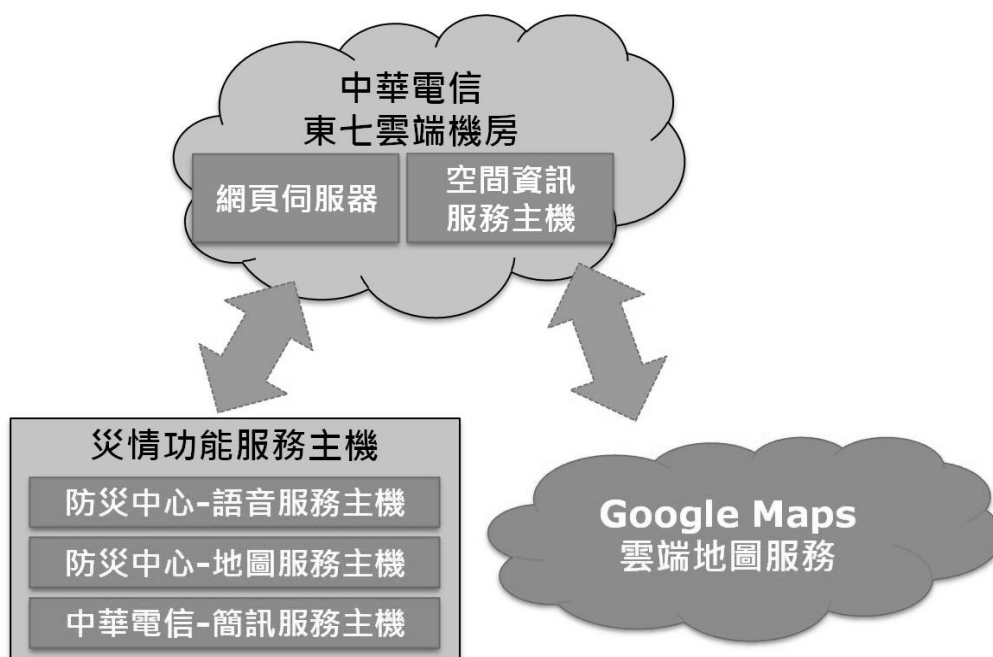


圖 15.4 雲端主機建置架構圖

15.4 系統功能

根據上述概念，本系統之功能規劃共為二個部份（如圖 15.5），分別為「災中應變流程」和「輔助功能」。災中應變流程為執行災害應變之功能流程，完成建置災害管理模組、災情通報模組，依據功能之重要性進行配置，包括「新增災害」、「災情更新」、「語音通報」、「簡訊通報」、「影音即時災況」等功能。

輔助功能為應變作業中可供資料查詢參考之功能，完成建置防救災資源查詢模組、紀錄模組，包括「防救災資源查詢」、「紀錄查詢」等功能。

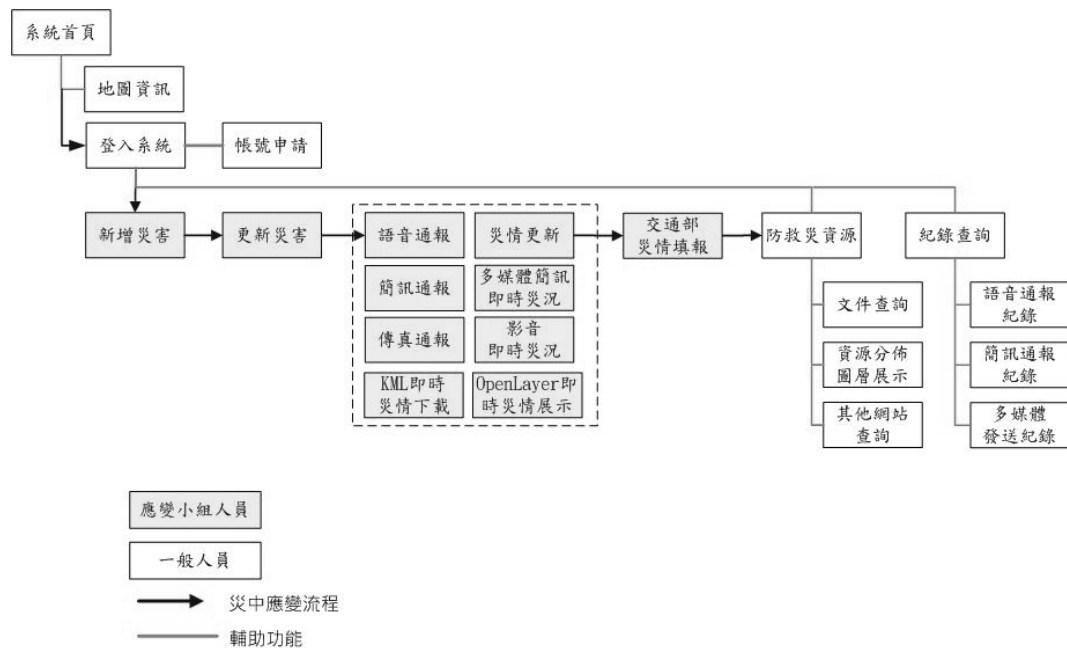


圖 15.5 防救災資料庫系統功能架構圖

15.4.1 系統首頁

系統使用者無須登錄系統即可於首頁（如圖 15.6）中了解最新災情資訊，而所規劃之功能項目描述如下。



圖 15.6 系統首頁畫面

1. 災害狀況圖示

以地圖方式顯示港埤地區之災害狀況，包括災害類型、最新處置現況、時間等資訊，無需下載任何元件即可瀏覽地圖資訊，可支援桌上型電腦及手持裝置大部分之瀏覽器，具備跨平台之特性。

2. 登入系統

輸入帳號密碼，依據該帳號具備的權限，登入相對應之系統主畫面進行各項功能操作。

3. 申請帳號

欲申請系統使用者帳號，新使用者按系統提示填寫申請表單，管理者會接獲系統郵件通知，待管理者設定帳號使用權限後，系統會自動通知使用者。

4. 使用者手冊下載

提供系統最新版本之使用者操作手冊下載。

5. 系統執行建議

建議瀏覽環境為 Google Chrome、Firefox、Windows Internet Explorer (IE) 8 或更新版本之瀏覽器，螢幕解析度至少為 1024 x 768，會有最佳的系統體驗，另可向下支援 Windows IE 6 與 IE 7。

15.4.2 系統主畫面

當使用者通過檢核後，會開啟系統主畫面，下列範例以「應變人員」完整權限作說明。主畫面配置如圖 15.7，包括主功能選單、事件災害選單、地圖控制工具列、地圖顯示區與地圖狀態列。



圖 15.7 系統主畫面

1. 主功能選單

系統最上方之功能選單列，功能規劃由防救災處理流程依序擺置；包括「新增災害」、「災情通報及管理」、「交通部災情填報」、「防救災資源查詢」、「紀錄查詢」、「登出系統」等功能。

2. 事件災害選單

針對港區發生之事件，進行相對應之「災情通報」、「災害處置作為」、「災害標準作業程序」、「災害防救災資源」。

3. 地圖控制工具列

位於系統畫面之中間偏上方的位置，主要提供地圖區的控制工具，而這些工具包括「檢視單位」、「平移」、「指定縮放」、「拉近」、「拉遠」、「最初視景」、「量測」、「使用地圖」等功能。

4. 地圖顯示區

位於系統畫面之中間的位置，主要提供空間資料之顯示位置，可利用於「圖面控制工具列」的各項工具進行地圖的操作，包含選取以及屬性查詢的功能。

5. 地圖狀態列

提供使用者於地圖顯示區上之相關資訊，包含「經緯度」、「比例尺」等地圖狀態資訊。

15.4.3 災害管理模組

災害管理模組為災中應變流程，包括「新增災害」、「災害更新」、「災情處置作為」等功能，各功能詳細內容如下說明：

1. 新增災害

當災害發生時災害發現者或聯絡中心人員可點選此功能進行災害之新增(如圖 15.8)，於地圖上點選災害發生位置，選取致災事件、災害類型，輸入災害描述、災前整備，若有精確位置也可手動輸入災害位置之坐標(經、緯度)後即可完成。

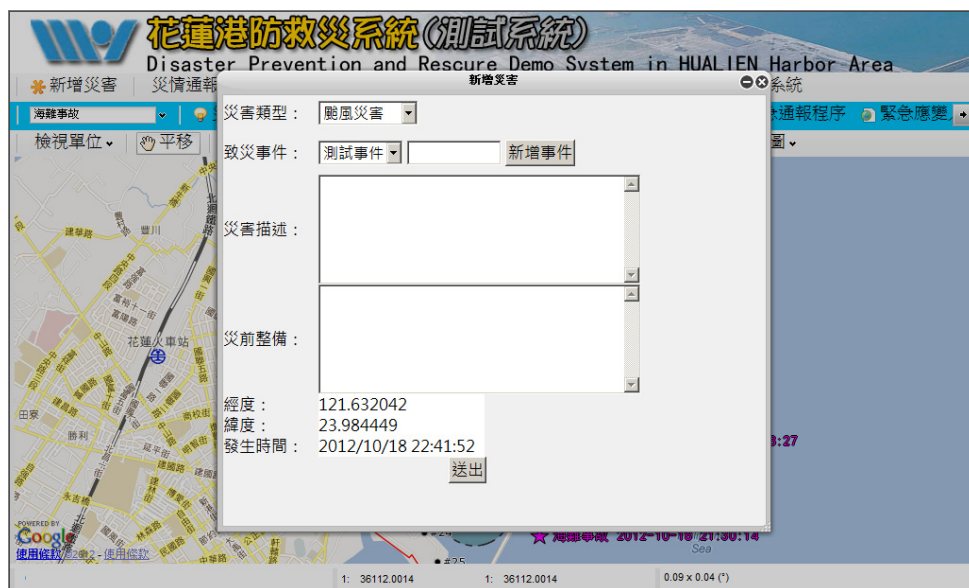


圖 15.8 新增災害功能畫面圖

2. 災害更新

災中搶救時，災害可能隨時間而擴大災害範圍，或因為救災而導致災害位置遷移，可透過此功能進行災害更新(如圖 15.9)。於地圖上點選災害現在位置，系統會自動帶入已發生之災事件，輸入災

害描述、災前整備資訊，若有精確位置也可手動輸入災害位置之坐標（經、緯度）後即可完成。

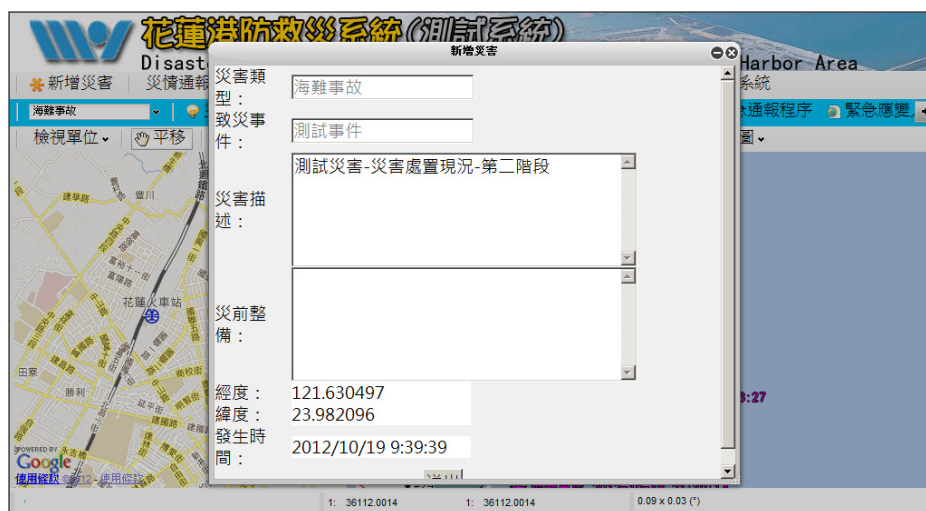


圖 15.9 災害更新功能畫面

3. 災情處置作為

針對港區發生之災害，提供災害管理功能，透過地圖畫面了解災害分布狀況（如圖 15.10），點選災情處置作為功能，以區塊的方式顯示災害事件、災害類別及災害歷程，每一筆災害記錄可進行災害處置狀況之管理，包括通報、新增、編輯、刪除等功能(如圖 15.11)。



圖 15.10 港區災害分布畫面

事件名稱：測試事件

2012/10/18 下午 09:28:27發生災害

災害結束 ☐

災情描述	災害類別	最新狀況	發生時間	災情影音	通報	狀況	修改	刪除
測試事件災害描述	海難事故	狀況研判作業	2012/10/18 21:39:32	選取	通報	新增	編輯	刪除
測試災害-災害處置現況-第一階段	海難事故	緊急疏散作業	2012/10/18 21:39:42	選取	通報	新增	編輯	刪除
測試災害-災害處置現況-第二階段	海難事故	船舶打撈作業	2012/10/18 21:39:45	選取	通報	新增	編輯	刪除

關閉視窗

圖 15.11 災情處置作為功能畫面

15.4.4 災情通報模組

災情通報模組為災中應變流程，包括「災情通報」、「即時災情」、「整合式災情服務（KML 即時災情下載）」等功能，各功能詳細內容如下說明：

1. 災情通報

提供「語音通報」、「傳真通報」、「簡訊通報」等多元通報方式，點選災情通報功能（如圖 15.12），於通報內容輸入欲發送之通報資訊，選擇通報方式為簡訊通報或語音通報，指定接收訊息之群組聯絡人，確認後點選送出，即可完成災情通報。

花蓮港防災應變小組通報

通報內容：
(測試)花蓮港防災應變小組災害通報發佈

通報方式：
☒ 簡訊通報 ☐ 語音通報

致災事件：

群組聯絡人：
☐ 港研中心 ☐ 成大防災中心 ☐ 聚禾顧問
☐ 花蓮港務分公司 ☐ 花蓮港務消防隊 ☐ 花蓮港務警察局
☐ 臺灣港務總公司 ☐ 花蓮縣政府 ☐ 海巡署
☐ 手動輸入電話群組

收訊人員：

圖 15.12 災情通報功能畫面

2. 即時災情

提供「多媒體簡訊即時災況」、「影音即時災況」與「影音即時災況上傳」等即時災情資訊接收與傳送之方法。

(1) 多媒體簡訊即時災況

使用中華電信簡訊特碼服務，可接收手機發送至指定門號的多媒體簡訊，包括文字、圖片等資訊。災害現場人員使用手持式裝置拍攝照片，以多媒體簡訊的方式發送至「09115-10310」。開啟多媒體簡訊即時災況功能（如圖 15.13），系統會自動擷取多媒體簡訊內容，並於畫面上顯示影像及文字內容；更進一步，將選定的影像以多媒體簡訊的方式轉發送至指定的群組聯絡人。



圖 15.13 多媒體簡訊即時災況功能畫面

(2) 影音即時災況

提供災害現場的動態影像資訊（如圖 15.14），可結合圖 15.11「災情處置作為」功能，透過災情影音欄位與災害事件進行連結。



圖 15.14 影音即時災況功能畫面

(3) 影音即時災況上傳

使用智慧型手機或手持式行動裝置，錄製災害現場影片，上傳至系統本系統（如圖 15.15）。



圖 15.15 影音即時災況上傳

3. 整合式災情服務（KML 即時災情下載）

提供 KML 檔案格式之即時災情下載，使用者僅需下載一次 KML 檔案，檔案會主動與系統進行災情同步與更新，只要有連結網路，即可得知目前港區內災情狀況。透過 Google KML 格式呈現災害位置、災況描述、災情影音資訊隨時間變化歷程之 4D 空間（災害三度空間＋時間）之資訊展示（如圖 15.16），災害以樹狀結構進行分類，目錄內依災害歷程分為災害發生、災害階段與災害結束，

點選各項災害則開啟說明視窗，提供資訊包括災害類別、災害描述、發生時間與影音影片資訊（如圖 15.17）。

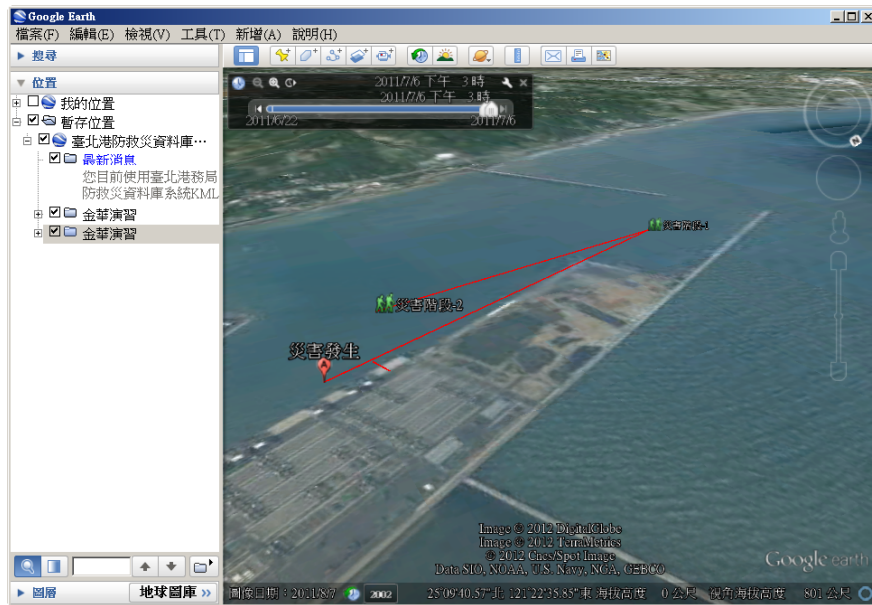


圖 15.16 整合式災情服務 Google Earth 畫面



圖 15.17 KML 災情描述視窗畫面

15.4.5 防救災資源查詢模組

防救災資源查詢功能分為「文件查詢」、「資源分布圖層展示」與「其他網路資源」。

1. 文件查詢

「文件查詢」功能以 PDF 文件提供港區內防救災資源文件，包含 SOP 文件查詢、救災機具文件查詢、緊急應變人員通聯表（如圖 15.18），並於後台管理介面提供上傳檔案模組，方便管理者進行更新。



圖 15.18 文件查詢功能選單畫面

2. 資源分布圖層展示

「資源分布圖層展示」功能將系統地圖區之圖層列表以樹狀結構顯示（如圖 15.19），以進行顯示、不顯示之控制。而圖層主要包括「基本圖」、「防救災地圖」與各類「災害潛勢區」，開啟圖層後（如圖 15.20），直接套疊於既有的 Google Map 上。



圖 15.19 資源分布圖層展示功能選單畫面



圖 15.20 資源分布圖層展示範例畫面

3. 其他網路資源

「其他網路資源」功能整理港務人員常用之網路連結資訊，直接點選連結開啟即可。

15.4.6 紀錄模組

「紀錄查詢」功能可查詢使用者相關之操作紀錄與災害處理歷程（如圖 15.21），功能包括「語音通報記錄查詢」、「簡訊通報記錄查詢」、「多媒體發送記錄查詢」與「災害事件記錄查詢」。

以簡訊通報紀錄查詢為例（如圖 15.22），系統紀錄依照時間作降冪排序，顯示簡訊的內容與發送對象，可進一步依據災害事件期間的通報紀錄進行篩選。



圖 15.21 紀錄查詢功能選單畫面

選擇事件 請選擇事件	
時間	記錄
2012/10/11 上午 11:13:09	內容為:港區防救災資訊系統連線位址http://ihmt.dprc.ncku.edu.tw/,測試帳號:hualien,密碼:1234發送到:0911996656, 0963123690, 0921525832, 0975911901, 0911108820
2012/10/11 上午 10:36:48	內容為:<應變簡訊測試>101年10月11日花蓮港務分公司成果宣導現場測試發送到:0911996656, 0963123690, 0921525832, 0975911901, 0911108820
2012/10/11 上午 10:05:04	內容為:2012年10月11日成果宣導現場測試發送到:
2012/10/11 上午 08:38:30	內容為:(測試)花蓮港防災應變小組災害通報發佈發送到; 0911108820
2012/10/11 上午 08:38:21	內容為:(測試)花蓮港防災應變小組災害通報發佈發送到:
2012/10/11 上午 08:30:54	內容為:(測試)花蓮港防災應變小組 發佈發送到:
2012/10/11 上午 08:29:58	內容為:(測試)花蓮港防災應變小組 發佈發送到:
2012/10/10 下午 04:38:44	內容為:101年10月10日, 於自強號上進行系統測試發送到; 0911108820
2012/10/10 上午 03:10:20	內容為:(測試)花蓮港防災應變小組災害通報發佈發送到; 0911108820
2012/10/8 上	內容為:(測試)花蓮港防災應變小組災害通報發佈發送到; 0911108820

圖 15.22 簡訊通報紀錄查詢功能畫面

15.4.7 系統管理模組

系統管理模組為系統管理使用，功能包括「使用者管理」、「群組管理」、「電話輸入群組管理」、「災害類別管理」、「災害狀況管理」、「防救災資源更新」。

1. 使用者帳號管理

提供系統使用者進行修改與刪除（如圖 15.23），可編輯的使用者資訊包括密碼、權限、姓名、職稱、電子信箱、行動電話、市內電話、群組等資訊。

[功能選單]		使用者帳號列表					
>> 使用者帳號管理		使用者ID	姓名	權限	新增日期	修改	刪除
>> 災情傳遞群組管理		test004	004	尚未啟用	2012/10/11 上午 10:25:27	編輯	刪除
>> 電話輸入通報管理		test003	003	尚未啟用	2012/10/11 上午 10:19:52	編輯	刪除
>> 災害類別管理		test002	002	尚未啟用	2012/10/11 上午 10:19:31	編輯	刪除
>> 災害狀況管理		hua001	001	尚未啟用	2012/10/11 上午 10:18:51	編輯	刪除
>> 防救災資源更新		hualien	測試帳號	港務人員	2012/10/10 下午 04:45:42	編輯	刪除
>> 事件監控		victor	蔡在宗	尚未啟用	2012/10/9 下午 05:24:24	編輯	刪除
[回到首頁]		johnny	林文釅	港務人員	2010/10/13 上午 07:54:36	編輯	刪除
		hmg	謝明志	港務人員	2010/10/13 上午 07:48:05	編輯	刪除
		kgiking	陳谷君	港務人員	2010/7/1 下午 02:22:26	編輯	刪除
		user	曾文傑	港務人員	2007/6/21 上午 10:02:20	編輯	刪除
		b	b	決策者	2006/11/15 下午 01:56:13	編輯	刪除
		t	t	港務人員	2006/11/14 下午 09:45:00	編輯	刪除
		boss	黃敏郎	決策者	2006/11/14 下午 06:37:00	編輯	刪除

圖 15.23 使用者管理功能畫面

2. 群組管理

提供通報對象的群組管理（如圖 15.24），可依據標準作業程序訂定之通報單位訂定相對應之群組聯絡人，群組管理功能用於維護災情通報之聯絡人資訊（如圖 15.12）。

[功能選單] >> 使用者帳號管理 >> 災情傳遞群組管理 >> 電話輸入通報管理 >> 災害類別管理 >> 災害狀況管理 >> 防救災資源更新 >> 事件監控 [回到首頁]	災害傳遞群組列表 新增災情傳遞群組 編號： 10 群組名稱： 送出 <table border="1"> <thead> <tr> <th>編號</th> <th>群組名稱</th> <th>修改</th> <th>刪除</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>9</td> <td>海巡署</td> <td> 編輯 </td> <td> 刪除 </td> </tr> <tr> <td>8</td> <td>花蓮縣政府</td> <td> 編輯 </td> <td> 刪除 </td> </tr> <tr> <td>7</td> <td>臺灣港務總公司</td> <td> 編輯 </td> <td> 刪除 </td> </tr> <tr> <td>6</td> <td>花蓮港務警察局</td> <td> 編輯 </td> <td> 刪除 </td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>花蓮港務消防隊</td> <td> 編輯 </td> <td> 刪除 </td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>花蓮港務分公司</td> <td> 編輯 </td> <td> 刪除 </td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>聚禾顧問</td> <td> 編輯 </td> <td> 刪除 </td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>成大防災中心</td> <td> 編輯 </td> <td> 刪除 </td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>港研中心</td> <td> 編輯 </td> <td> 刪除 </td> </tr> </tbody> </table>	編號	群組名稱	修改	刪除	9	海巡署	編輯	刪除	8	花蓮縣政府	編輯	刪除	7	臺灣港務總公司	編輯	刪除	6	花蓮港務警察局	編輯	刪除	5	花蓮港務消防隊	編輯	刪除	4	花蓮港務分公司	編輯	刪除	3	聚禾顧問	編輯	刪除	2	成大防災中心	編輯	刪除	1	港研中心	編輯	刪除
編號	群組名稱	修改	刪除																																						
9	海巡署	編輯	刪除																																						
8	花蓮縣政府	編輯	刪除																																						
7	臺灣港務總公司	編輯	刪除																																						
6	花蓮港務警察局	編輯	刪除																																						
5	花蓮港務消防隊	編輯	刪除																																						
4	花蓮港務分公司	編輯	刪除																																						
3	聚禾顧問	編輯	刪除																																						
2	成大防災中心	編輯	刪除																																						
1	港研中心	編輯	刪除																																						

圖 15.24 群組管理功能畫面

3. 電話輸入通報管理

針對臨時性的通報需求，系統提供手動輸入電話之功能，並獨立為一群組（如圖 15.25）。不需建立使用者帳號，僅輸入聯絡電話，用於緊急應變時的臨時連絡人。

[功能選單] >> 使用者帳號管理 >> 災情傳遞群組管理 >> 電話輸入通報管理 >> 災害類別管理 >> 災害狀況管理 >> 防救災資源更新 >> 事件監控 [回到首頁]	手動輸入通報列表 新增電話通報 編號： 2 電話號碼： 送出 <table border="1"> <thead> <tr> <th>編號</th> <th>電話號碼</th> <th>刪除</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>0911108820</td> <td> 刪除 </td> </tr> </tbody> </table>	編號	電話號碼	刪除	1	0911108820	刪除
編號	電話號碼	刪除					
1	0911108820	刪除					

圖 15.25 電話輸入通報管理功能畫面

4. 災害類別管理

依據港務公司災害防救業務計畫內容的各項災害類別，提供別新增、刪除、修改功能（如圖 15.26），用於維護災害管理之災害類型（如圖 15.8）。

[功能選單]
>>使用者帳號管理
>>災情傳遞群組管理
>>電話輸入通報管理
>>災害類別管理
>>災害狀況管理
>>防救災資源更新
>>事件監控
[回到首頁]

災害類別列表

新增災情類別 編號：14 災情類別名稱：

編號	類別名稱	修改	刪除
13	金華演習	編輯	刪除
12	緊急疏散	編輯	刪除
11	設施破壞	編輯	刪除
10	海難事故	編輯	刪除
9	海嘯	編輯	刪除
8	重大災害	編輯	刪除
7	毒化災害	編輯	刪除
6	非毒化災害	編輯	刪除
5	人員傷亡	編輯	刪除
4	油污染	編輯	刪除
3	火災爆炸	編輯	刪除
2	地震災害	編輯	刪除

圖 15.26 災害類別管理功能畫面

5. 災害狀況管理

依據港務公司災害防救業務計畫之內容各項災害類別所規定之災害狀況，提供新增、刪除、修改功能（如圖 15.27），用於維護災害處置作為各類災害的最新狀況（如圖 15.11）。

[功能選單]
>>使用者帳號管理
>>災情傳遞群組管理
>>電話輸入通報管理
>>災害類別管理
>>災害狀況管理
>>防救災資源更新
>>事件監控
[回到首頁]

災害狀況列表

新增狀況類別 災害類別選擇： 颱風災害

狀況編號：9 狀況名稱：

編號	名稱	修改	刪除
8	善後工作	編輯	刪除
7	後續災情研判	編輯	刪除
6	災情分析處置作業	編輯	刪除
5	防颱準備作業	編輯	刪除
4	發生災情	編輯	刪除
3	成立應變小組	編輯	刪除
2	颱風監控作業	編輯	刪除
1	到達成立防颱緊急應變小組條件	編輯	刪除

圖 15.27 災害狀況管理功能畫面

6. 防救災資源更新

防救災資源文件為港區例行性更新之資料，系統管理者可將檔案整批上傳（如圖 15.28），完成一次性更新。

防救災資源更新	
[功能選單] >> 使用者帳號管理 >> 災情傳遞群組管理 >> 電話輸入通報管理 >> 災害類別管理 >> 災害狀況管理 >> <u>防救災資源更新</u> >> 事件監控 [回到首頁]	防救災資源檔： 瀏覽...
	檔名請命名為：防救災資源表.pdf
	聯絡人資訊： 瀏覽...
	檔名請命名為：通報聯絡資訊.pdf
	標準作業流程： 瀏覽...
	檔名請命名為：標準作業流程.pdf
	上傳檔案 取消

圖 15.28 防救災資源更新功能畫面

第十六章 結論與建議

臺灣正位於地震發生最頻繁的環太平洋地震帶西側，每年大小地震不斷，而且臺灣重要的商港大都座落於疏鬆軟弱之沖積土層與回填之新生地上，在強烈地震作用下，極可能發生結構物震盪損傷，或因土壤液化引發港灣碼頭向海側位移、傾斜與沉陷等災害；另西南沿海部分地區，因地下水抽取補注失衡，仍有持續下陷現象，此亦影響港區的現有設施及未來發展。故此，對於港灣地區的地震下陷等地質災害，我們不可不審慎防備。

本計畫預期目標如下：1.建立港區碼頭液化土壤-結構互制行為分析方法與驗證資料。2.持續維護重要港區井下地震監測系統。3.持續監測及分析各港區井下地震監測系統及西南重要港灣地區分層下陷資料。4.整合現地監測資料、模型試驗及數值模擬，提升現有港區受震評估技術，減低災害損失。5.補充更新暨有港灣環境基本工程資料庫，增建各輔助港基本資料，提供各港務局查詢使用。6.運用開放式網路地理資訊系統技術更新港灣地區防救災系統之研究，提供港局防救災應用。

在此目標下，本計畫遂於港灣地區進行(1)港區碼頭動態模型試驗及數值模擬研究，(2)港區各類碼頭結構物耐震能力分析，(3)港區地震及地層下陷分層監測研究，(4)港區工程基本資料庫更新建置，(5)港區防救災網路地理資訊系統擴建及整合等研究工作，以提升現有港區受震評估技術，減少地震或下陷災害可能帶來的衝擊，提供港務單位做為規劃設計及防救災決策支援使用。

16.1 結 論

1. 以動態板樁式碼頭液化土層模型試驗：以國家地震工程研究中心租用震動台與層狀剪力盒做為試驗平台，並以自行設計之板樁模型與回填飽和乾淨砂進行單向水平震動，進行土壤液化動態板樁式碼頭模型試驗，完成單向度震動試驗，並成功達到土壤液化且板樁碼頭產生 27.1

cm 水平位移，初步結果顯示實驗程序、試體準備方式、板樁模型及監測系統配置達到原規劃目標。

2. 板樁式碼頭模型試驗資料分析與整理：模型試驗監測資料包括自由場土壤振動與孔隙水壓力反應、鄰近板樁碼頭附近土壤振動與孔隙水壓力反應、板樁變形分佈、板樁受力與彎矩分佈等，相關資料處理程序已建立且完成資料分析，結果顯示極限平衡分析法與試驗資料分析數值有極大差異，且其破壞模式及板樁系統行為與極限平衡分析有顯著不同，且現有擬靜態極限平衡分析之假設均偏保守。
3. 板樁式碼頭若背填土壤可能發生土壤液化而評估時未考慮，可能會嚴重低估結構損壞程度，故未來板樁式碼頭之功能性設計或評估應將土壤液化因素納入考量。
4. 由本研究案例評估結果顯示，板樁式碼頭的法線變位量對評估碼頭之修復性及破壞狀態，有很直接的影響，故未來在訂定板樁式碼頭的功能性評估標準時，宜將碼頭的法線殘餘變位量的限定值納入。
5. 臺北港震波放大倍率約於 3-5 倍之間，平均約為 4 倍。高雄港震波放大倍率約於 3-7 倍之間，平均約為 4.5 倍。臺中港平均約為 3 倍，故高雄港區淺層地層最為疏鬆軟弱，且與深層地層之軟硬比最大，臺北港次之，臺中港最小。
6. 臺北港地震站分析各震度之最大水平地表加速度轉換成傅氏譜後，初步分析結果，震度 1 至 3 級之第一主頻約介於 0.71~0.86Hz。高雄港地震站震度 1 至 3 級之主頻約介於 0.69~1.02Hz。
7. 高雄港地震站以單站頻譜比法分析 2006 年恆春強震頻譜比與 2005 至 2008 年之弱震平均頻譜比資料，經比對結果，在低頻帶部份 0.12Hz 以下呈現線性反應並無放大現象，0.3Hz~1.3Hz 出現明顯的線性放大反應，但在 8.3Hz~28Hz 之間強震頻譜比小於弱震平均頻譜比值，土壤出現非線性反應，測站土壤雖有非線性放大現象，但高雄港區並無土壤液化災情發生。

8. 安平港地震站於 2006 年恆春地震中監測到 5 級地震，最大地表加速度為 101gal，經以實測水平加速度反應譜與耐震設計規範進行比較分析，初步分析結果，安平港地區結構物尚在安全範圍內。
9. 在港灣地層下陷監測研究中，布袋港因水位監測站之-105 m、-143 m 及-178 m 深度地下水位已降到地表下約 20 餘公尺，故布袋港附近地區有超抽深層之地下水，致使港區之深層水位下降而引起地層下陷的情形。200m 地層下陷站經量測結果，自 86 年 2 月至 101 年 7 月止，總累積沉陷量約為 60.5cm，其中百分之 48 以上之沉陷在深度-140~-200m 地層發生，屬深層沉陷，近 3 年來年平均沉陷量約為 2.7cm。300m 地層下陷站經量測結果，自 89 年 10 月至 101 年 7 月止，共 12 年總累積沉陷量約為 71.5cm，整體而言，布袋港區近 3 年來地層下陷有趨緩現象。
10. 本計畫在港灣工程基本資料庫的建置上，於年度內更新增補的資料及系統功能，主要為蘇澳港規劃資料，蘇澳港全港區液化分析圖自動出圖展繪功能及液化動畫製作；在各個貨櫃碼頭的年營運量資料上，新增高雄、臺中及基隆等三個國際大港 2011 年的運量統計。
11. 地理資訊系統，除了整理典藏珍貴資料，及快速便捷的查詢展示外，也應對所典藏的資料提供分析應用的功能。本研究利用軟體工具來設計分析模組，由資料庫內擷取地質資料，展繪各鑽孔及全區域的可能液化程度，可提供工程人員設計參考，預做災害防治處理。
12. 本計畫在港區防救災相關資料建置上，本計畫已完成更新各港空間資訊、救災機具、衛星影像等防救災相關資料。空間資料採用本所路網數值圖 100 年版，救災機具由各港務分公司聯絡人提供最新之資料並加以更新，衛星影像使用團隊產出之福爾摩沙衛星二號影像，以補足 Google Map 影像更新頻率不定之問題。
13. 在花蓮港區防救災相關資料建置上，年度內完成地理資訊基本圖資共計 3,646 筆空間資料之建置，圖層包括碼頭、迴船池、儲槽、港

區範圍、港區配置、倉庫區塊、消防栓、避難處所等圖層與 8 公尺解析度之福衛二號影像（2010、2011、2012 年）。

14. 花蓮港防救災資料庫系統主要供港務分公司人員於災害防救業務上之災情登錄、查詢、傳遞與通報使用，系統功能規劃二個部份，分別為「災中應變流程」和「輔助功能」。災中應變流程為執行災害應變之功能流程，依據功能之重要性進行配置，包括「新增災害」、「災情通報」、「災情更新」與「新聞稿列印」。輔助功能為應變作業中可供資料查詢參考之功能，包括「防救災資源查詢」、「紀錄查詢」與「地圖顯示」。
15. 在港區防救災既有系統整合應用與演練測試上，本計畫已於 101 年 7 月 12 日完成臺中液化天然氣廠演練，經演練測試結果驗證本系統可滿足災中應變之災情傳遞作業，使用位災情通報與即時災情影像資訊，結合災害位置與各類災情資訊隨時間變化的狀況，以 Google Earth KML 格式進行紀錄，並提供使用者下載與展現 4 度空間災情演變情形。
16. 在港灣地區防救災體系建置研究方面，本研究主要目的為透過港灣地區防救災資料庫之建置，結合地理資訊系統(GIS)開發，與標準作業程序之擬定等相關作業事項，提供各港務局防救災工作相關業務單位人員，執行港區災害防救規劃與管理之輔助系統使用。

16.2 建議

1. 本計畫板樁式碼頭實體模型之動態數值模擬分析上，由於現地模擬之參數均為推估值，無法進行相關參數率定與驗證，建議後續計畫編列相關室內動態試驗，以求取現地土壤數值分析相關參數。
2. 本計畫以 FLAC 軟體來進行碼頭之動力分析，但分析時輸入的相關參數（包括土壤、結構、阻尼、頻率、外力及邊界條件等）是否精確，影響分析結果甚大，這些參數若無經費可進行相關動態試驗來

求取，未來實有必要針對相關參數研訂具體的參考建議值或經驗法則供工程師參考，才有利未來推動耐震功能性設計與評估。

3. 本計畫板樁式碼頭實體模型之動態數值模擬，其數值分析所用之 Finn model，係將塑性應變與孔隙水壓分開考慮，無法完全與液化模型試驗結果整合，建議後續研究應以將塑性應變與孔隙水壓合併考慮之土壤模型(如 UBCSAND model)來進行，並執行參數驗證程序，以便更適切模擬實體模型之行為。
4. 港灣地層下陷監測及港區井下地震監測等研究，為長期性的監測工作，其設施特點為在地表及不同土層中置放監測儀器，如此不只可長期觀察其總量變化，更可獲知不同土層的反應數據，在港區規劃、防災處置及學術研究上，可提供長期的環境數據，值得持續研究。
5. 本研究承繼本所港研中心地理資訊系統的建置業務，繼續擴建臺灣各國際商港及其輔助港、國內商港等港區之工程基本資料庫。這些擴建工作乃是由不同研究群組彙整資料，而以資料預備較完整的港口開始建置。目前地質調查資料已完成基隆、臺北、臺中、高雄、安平、花蓮、蘇澳、布袋、馬公等港之建置，海氣象調查資料已完成基隆、臺北、臺中、高雄、安平、花蓮、蘇澳、布袋等港之建置，腐蝕調查資料已完成基隆、臺北、臺中、高雄、安平、花蓮、蘇澳、馬公等港之建置，貨櫃運量資料已新增上年度基隆、臺中、高雄三港之數據，而查詢系統的規劃及程式模組的設計乃是依據這些資料來撰寫及除錯。目前資料項的查詢架構已完成設計，其餘各港之相關資料將分年繼續彙整建置。
6. 港區資料涵蓋項目廣泛，不僅碼頭、地質、風潮波流等特性資料值得加以建置典藏，其他有關港區的土地利用、人文景觀、社經條件資料之建置分析，都具有參考利用的價值，這些尚待後續計畫繼續努力。
7. 本研究在查詢分析系統上所撰寫的土壤液化分析模組，計有美國、日本及本國等方法，其中本國賴聖耀之方法為目前各項液化潛能評

估法中最具有嚴謹統計推算之模式，值得推薦引用。

8. 施做全區域的液化危險度分析時，在安全係數的評估方法上，Iwasaki 等人所採用的方法，只對深度做累加計算，若遇到深度不足 20m 的鑽孔，求算出來的該孔液化潛能指數會偏小，即會使液化的可能性偏低。而在機率分析的評估方法上，賴聖耀所提的方法，有考慮深度的影響而除上深度的累加值，這會減少鑽孔深度不足導致液化潛能指數偏小的影響，此結果也較符合現狀。然而，對於欲作分析的鑽孔，仍建議在規劃及執行現地試驗時，鑽探深度以超過地下 20m 為宜。
9. 在港區防救災系統推廣方面，本計畫已完成高雄港、臺中港、基隆港、花蓮港、臺北港、安平港與蘇澳港等 7 大港之救災資料庫系統。此一整合性系統已經臺北港金華演習、臺中港海嘯應變演練暨港口保全演習與臺中港中油廠區演練之測試與驗證，因此可滿足災中之多面向災情資訊（文字、照片、影音、時空災情變化）之多元傳遞（手機簡訊、多媒體簡訊、網頁）工作。同時本系統採用中華電信之雲端主機，可提升連線速率，並可降低系統之維護成本，因此建議後續計畫可加強本計畫之成果宣導與配合演練工作，以提升各港埠之使用意願，以擴大計畫之成果效益。
10. 查詢系統及資料庫之建檔工作為一永久性的計畫，須不斷的補充更新，使各港區資料庫更趨完備。

16.3 研究成果之效益

1. 學術效益，發表國際、國內研討會論文 5 篇：

(1)2012 年 The 5th Taiwan-Japan Joint Workshop on Geotechnical Hazards from Large Earthquakes and Heavy Rainfall, 發表論文「The study of anchored sheet pile responses in liquefied soil by dynamic model test」。

- (2)2012 年臺灣地理資訊學會年會暨學術研討會，發表論文「地理資訊系統在馬公港區工程基本資料查詢展示之應用」。
 - (3)2012 年臺灣地理資訊學會年會暨學術研討會，發表論文「應用空間資訊整合即時災情資訊與災害模擬研究－以臺北港為例」。
 - (4)2012 臺灣災害管理研討會，發表論文「港灣地區防救災體系建置之研究」。
 - (5)2012 年第 34 屆海洋工程研討會暨國科會成果發表會，發表論文「以動態模型試驗探討液化土層中錨碇板樁之反應」。
- 2. 社會環境安全影響：本計畫建立港灣地區防救災體系地理資訊系統，目前已建置四大港區資料系統，最終之研究成果應可提供作為港區防救災之災前預防、災時應變及災後重建計畫之參考，以提升我國之整體防災能力，有助於環境之安全與資源之永續利用。
 - 3. 資料庫建置效益：建置港灣工程基本資料庫及建立港區防救災體系之相關資料庫，可作為港灣地區之地震災前預防、災時應變計畫與決策之參考依據。

16.4 提供政府單位應用情形

- 1. 本計畫利用地理資訊系統所開發之「港灣工程基本資料查詢展示系統」，已推廣至高雄、基隆等港務分公司使用。
- 2. 所建置資料庫含各港圖文屬性資料，隨時可提供本所及港務單位研究分析、開發規劃之需用。

參考文獻

1. Boulanger, R.W., Curras, C. J., Kutter, B.L., Wilson, D.W., and Abghari, A. (1999), "Seismic Soil-Pile-Structure Interaction Experiments and Analyses, "Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 125, No. 9. pp.750-759.
2. Chang, W. J., Chen, J.F., Ho, H.C., and Chiu, Y. F. (2010), "In Situ Dynamic Model Test for Pile-supported Wharf in Liquefied Sand ", ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol. 33/3. (DOI: 10.1520/GTJ102425)
3. Chang, W. J., Chen, J. F., Wu, P. R., and Hsieh, M. J. (2012), " The Study of Anchored Sheet Pile Responses in Liquefied Soil by Dynamic Model Test", the 5th Taiwan-Japan Joint Workshop on Geotechnical Hazards from Large Earthquakes and Heavy Rainfall.
4. Cornell, C. A. (1968), "Engineering Seismic Analysis", Bull. Seism., Soc. Am., Vol.58, P1583-1606.
5. Finn. W.D.L. and Fujita, N. (2002), "Piles in liquefiable soils: seismic analysis and design issues," Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Vol. 22/9, pp 731-742.
6. Hwang, J.H., Yang, C.W. (2001), "Verification of critical cyclic strength curve by Taiwan Chi-Chi earthquake data", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.21, pp.237-257.
7. Iai, S., Ichii, K., Sato, Y. and Liu, H. (1999), " Residual Displacement of Gravity Quaywalls – parameter study through effective stress analysis, Proc. 7th U.S.-Japan workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Soil Liquefaction", Seattle, MCEER-99-0019, pp.549-563.
8. Idriss, I. M. (1999), "An update of the Seed-Idress simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential "Proceedings, TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction Analysis, FHWA-RD-99-165.

Washington, DC:Federal Highway Administration.

9. Ishihara, K., and Yoshimine, M., (1991), "Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes", *Soils and foundations*, Vol.32, No.1, pp.173-188.
10. Iwasaki, T., Arakawa, T. and Tokida, K. (1982) , "Simplified Procedures for Assessing Soil Liquefaction During Earthquakes", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering Conference Southampton*, pp.925-939.
11. Juang, C. H., Rosowsky, D.V., and Tang, W.H. (1999), "A reliability-based method for assessing liquefaction potential of sandy soils." *Journal Geotech. and Geoenviron. Engineering*, ASCE, 125(8), 684~689.
12. Klar, A. and Frydmn, S. (2002), "Three-Dimensional Analysis of Lateral Pile Response using Two-Dimensional Explicit Numerical Scheme," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 128, No. 9. pp.775-784.
13. Lai, S. Y., Hsu, S. C., and Hsieh, M. J. (2004), "Discriminant model for evaluating soil liquefaction potential using CPT data." *J. Geotech. and Geoenviron. Eng.*, ASCE, 130(12), 1271-1282.
14. Lai, S. Y., Lin, P. S., Hsieh, M. J., and Jim, H. F. (2005), " Regression Model for Evaluating Liquefaction Potential by Discriminant Analysis of the SPT N value." *Canadian Geotechnical Journal*. Vol.42, No. 3, pp.856-875.
15. Lai, S. Y., Chang, W. J., and Lin, P. S. (2006), "Logistic Regression Model for Evaluating Soil Liquefaction Probability Using CPT Data." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.132, No.6, pp.694-704.
16. Lai, S. Y., Hsu, S. C., and Hsieh, M. J. (2006)," Closure to ' Discriminant model for evaluating soil liquefaction potential using cone penetration test data.' " *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 132, No.5.

17. Lermo, J. and F. J. Chavez-Garcia (1993), " Site effect evaluation using spectral ratio with only one station", Bull. Seism. Soc. Am. 83, 1574-1594.
18. Liao, S. S., and Whitman, R.V. (1986), " Overburden correction factors for SPT in sand." J. of Geot. Engr. ASCE, Vol.112, No.3, pp.373-377.
19. Liao, S.S.C., D.Veneziano, and R.V. Whitman (1988), "Regression Models for Evaluating Liquefaction Probability", J. of Geot. Engr., ASCE, Vol.114, No.4, pp.389~411.
20. Lin, P. S., Lai, S. Y., Lin, S. Y., and Hseih, C. C. (2000), "Liquefaction potential assessment on Chi-Chi earthquake in Nantou, Taiwan." Proceedings of International Workshop on Annual Commemoration of Chi-Chi Earthquake September 18-20, Taipei. Vol. III, 83-94.
21. Matsuzawa, H., Ishibashi, I. and Kawamura, M. (1985), "Dynamic Soil and Water Pressure of Submerge Soils", J. of Geot. Engr., ASCE, Vol.111, No.10, pp.1161~1176.
22. Mononobe, N., and Matsuo, H. (1929), "On the Determination of Earth Pressures during Earthquakes", Proceedings, World Engineering Conference 9, pp.176-182.
23. Nagase, H. (1984), "Strength and deformation characteristics of sand subjected to irregular loading in multiple directions, " PhD dissertation to the University of Tokyo, (in Japanese).
24. Nakamura, Y. (1989), " A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface", *QR of RTRI* 30, no.1, February, 25-33.
25. Newmark, N. M. (1965), "Effects of earthquakes on dams and embankments.", Geotechnique, 15(2), pp.139-159.
26. PIANC/International Navigation Association (2001), "Seismic Design Guidelines for Port Structures", A.A Balkema Publishers.
27. SEAOC, Vision 2000 (1995), " Performance Based Seismic Engineering

- of Buildings”, Structural Engineers Association of California -Seismology Committee, USA.
- 28.Seed, H.B., and Idriss, I. M. (1971), " Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential,"Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.97, No.SM9, pp.1249-1273.
- 29.Seed, H.B., Idriss, I. M., and Arango, I. (1971), “ Evaluation of liquefaction potential using field performance data.” J. Geotech. Eng., ASCE, 109 (3),pp. 458-482.
- 30.Seed, H.B., Yokimatsu, K., Harder, L.F., and Chung, R.M. (1985), "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluation", J. of Geot. Engr., ASCE, Vol.111, No.12, pp.1425-1445.
- 31.Tokimatsu. K. and Yoshimi. Y. (1983), "Empirical correlation of soil Liquefaction Based on SPT-N Value and Fines Content "Soils and Foundations. Vol.23, No.4, pp. 56-74.
- 32.Westergaard, H.M. (1933), “Water Pressure on Dams during Earthquakes”, Transactions, ASCE, Vol.98, pp.418-433.
- 33.Youd, T. L. and Idriss, I. M. (1997), “Proceeding of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils.” State University of New York at Buffalo.
- 34.日本港灣協會 (1999), 「港灣の施設の技術上の基準・同解説」, 運輸省港灣局監修。
- 35.交通部 (2000), 「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」。
- 36.交通部運輸研究所 (2005), 「港灣構造物設計基準修訂」。
- 37.何幸娟、張文忠、陳志芳、林炳森 (2009), 「現地棧橋式碼頭動態液化模型試驗之發展」, 第 13 屆大地工程研討會。
- 38.林文鈺、曾文傑、黃敏郎、謝明志 (2012), 「應用空間資訊整合即時災情資訊與災害模擬研究—以臺北港為例」, 2012 年臺灣地理資訊學會年會暨學術研討會。

- 39.財團法人中華顧問工程司 (1992)，「第五貨櫃中心工程第二期工程 #78~#81 碼頭新建工程」結構計算書。
- 40.陳圭璋、賴聖耀、李俊延、李昇彥、張漢忠 (2002)，「臺中港區速度構造調查與場址效應研究(I)」，第九屆臺灣地區地球物理研討會暨 2002 年中國地球物理學會年會。
- 41.陳圭璋、賴聖耀、彭瀚毅、李俊延、張漢忠 (2005)，「蘇澳港區場址效應研究與土壤液化潛能分析」，九十四年度地球物理學會年會暨蔡義本教授榮退專題研討會。
- 42.陳志芳、賴聖耀 (2002)，「布袋港地下水位及地層下陷監測研究」，24 屆海洋工程研討會。
- 43.紀雲曜、謝明志、曾文傑、黃敏郎、葉永信、李明浩 (2008)，「運用地理資訊系統技術建立港灣地區防救災體系之研究」，2008 臺灣地理資訊系統年會暨空間資訊基礎建設國際研討會。
- 44.黃敏郎、葉永信、謝明志、曾文傑、林文釵、紀雲曜 (2009)，「運用多媒體簡訊服務與地理資訊系統技術提升港灣地區災情通報之精度研究」，2009 臺灣地理資訊系統年會暨學術研討會。
- 45.黃敏郎、葉永信、謝明志、曾文傑、林文釵、紀雲曜 (2010)，「開放式地理資訊系統於港灣地區多方位災情通報之研發」，2010 地理資訊系統國際研討會暨台灣地理資訊學會年會、兩岸四地 GIS 與應用遙感研討會。
- 46.黃敏郎、曾文傑、林文釵、謝明志、紀雲曜(2010)，「港灣地區災情通報之精度研究」，港灣報導 87 期。
- 47.葉永信、黃敏郎、謝明志、曾文傑、林文釵、紀雲曜 (2009)，「使用開放源碼地理資訊系統取代商業軟體之研究以港灣地區防救災系統為例」，2009 臺灣地理資訊系統年會暨學術研討會。
- 48.曾文傑、邱永芳、謝明志 (2012)，「港灣地區防救災體系建置之研究」，2012 臺灣災害管理研討會。

- 49.張文忠、陳志芳、吳珮如、謝明志 (2012)，「以動態模型試驗探討液化土層中錨碇板樁之反應」，第 34 屆海洋工程研討會暨國科會成果發表會。
- 50.翁作新、陳家漢、程漢璋、吳繼偉 (2006)，「大型震動台剪力盒土壤液化試驗(III)-飽和越南砂試體受振沉陷之探討」，國家地震工程研究中心，NCREE-06-019。
- 51.彭瀚毅 (1998)，「臺北盆地場址效應之研究」，中央大學博士論文。
- 52.賴瑞應、賴聖耀 (2004)，「地震引致板樁式碼頭之穩定性分析」，交通部運輸研究所。
- 53.賴瑞應、曾文傑、張道光、薛強、張景鐘、許文豪 (2005)，「港灣構造物功能性設計法之研究(3/3)」，交通部運輸研究所。
- 54.賴瑞應、張權、薛強 (2012)，「港灣構造物耐震性能設計架構之研究(1/4)」，交通部運輸研究所。
- 55.賴聖耀 (2005)，「以邏輯迴歸法建立 CPT 數據之土壤分類及液化評估模式」，中國土木水利工程學刊，第十七卷，第二期。
- 56.賴聖耀 (2006)，「以極限狀態分析法建立標準貫入試驗之液化分析模式」，中國土木水利工程學刊，第十八卷，第一期。
- 57.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。
- 58.賴聖耀、謝明志 (1996)，「臺中港區土壤液化危險度分析與應用」，八十五年度港灣大地工程研討會。
- 59.賴聖耀、謝明志 (2002)，「港灣地區土壤液化與震陷潛能評估」，港灣工程耐震安全評估與災害防治研討會。
- 60.賴聖耀 (2001)，「港灣地區地震監測與土壤液化潛能評估之研究」，交通部運輸研究所。

- 61.賴聖耀 (2002)，「以 921 地震液化案例之 SPT—N 值建立土壤液化潛能判別模式」，國家地震中心，液化潛能評估方法及潛能圖製作研討會。
- 62.賴聖耀、謝明志 (2002)，「以邏輯迴歸法建立 CPT 試驗評估液化機率之本土化模式」，24 屆海洋工程研討會。
- 63.賴聖耀(2007)，「港灣地區大地災害調查與常態監測之研究(2/4)」，交通部運輸研究所報告。
- 64.賴聖耀，謝明志，林雅雯，曾文傑，陳正興，黃富國，邱俊翔 (2008)，「港灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(1/4)」，交通部運輸研究所。
- 65.賴聖耀，謝明志，林雅雯，曾文傑，陳正興，黃富國，邱俊翔 (2009)，「港灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(2/4)」，交通部運輸研究所。
- 66.賴聖耀，謝明志，林雅雯，曾文傑，陳正興，黃富國，邱俊翔 (2010)，「港灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(3/4)」，交通部運輸研究所。
- 67.賴聖耀，謝明志，林雅雯，曾文傑，陳正興，黃富國，邱俊翔 (2011)，「港灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(4/4)」，交通部運輸研究所。
- 68.薛 強、陳正忠、陳國慶 (2005)，「碼頭結構物耐震性能設計目標與分析方法」，結構工程，第二十卷，第一期：95-110。
- 69.謝明志、單誠基、賴瑞應、陳志芳、林雅雯、曾文傑 (2008)，「GIS 在安平港區土壤液化分析及震災速報系統之開發應用」，第 30 屆海洋工程研討會，769 頁-773 頁。
- 70.謝明志、單誠基、賴瑞應、陳志芳、林雅雯、曾文傑 (2008)，「港區工程基本資料查詢展示系統」，第 30 屆海洋工程研討會專題討論及海洋科技展示論文專刊。

- 71.謝明志、曾文傑、黃敏郎、葉永信 (2008)，「運用地理資訊系統技術建立港灣地區防救災體系之研究」，第 30 屆海洋工程研討會專題討論及海洋科技展示論文專刊。
- 72.謝明志、陳志芳、單誠基、賴瑞應、林雅雯、曾文傑 (2008)，「GIS 在高雄港區土壤液化分析及震災速報系統之開發應用」，2008 臺灣地理資訊系統年會暨空間資訊基礎建設國際研討會。
- 73.謝明志、陳志芳、單誠基、賴瑞應、林雅雯、曾文傑 (2009)，「GIS 在臺北港區土壤液化分析及震災速報系統之開發應用」，2009 臺灣地理資訊學會年會暨學術研討會。
- 74.謝明志、單誠基、陳志芳、曾文傑、張道光、謝幼屏(2012)，「地理資訊系統在馬公港區工程基本資料查詢展示之應用」，2012 年臺灣地理資訊學會年會暨學術研討會。
- 75.謝明志、陳志芳、張文忠、林炳森 (2013)，「港區碼頭構造物模型試驗與數值模擬之研究(2/4) 」，交通部運輸研究所。
- 76.顧承宇 (2012)，「動力分析於重力式碼頭耐震性能設計研究」，34 屆海洋工程研討會。