

98-36-7393
MOTC-IOT-97-H1DA002

港灣及海岸地區地震災況 模擬之研究(2/2)



交通部運輸研究所
中華民國 98 年 4 月

98-36-7393
MOTC-IOT-97-H1DA002

港灣及海岸地區地震災況 模擬之研究(2/2)

著者：謝明志、李豐博、賴聖耀、陳志芳、賴瑞應、林雅雯

交通部運輸研究所
中華民國 98 年 4 月

國家圖書館出版品預行編目資料

港灣及海岸地區地震災況模擬之研究 . (2/2) /

謝明志等著. -- 初版. -- 臺北市 : 交通部
運研所, 民 98. 04

面 : 公分

參考書目:面

ISBN 978-986-01-8214-9(平裝)

1. 港埠工程 2. 港埠管理 3. 防災工程 4.
地震

443. 33

98006616

港灣及海岸地區地震災況模擬之研究(2/2)

著 者：謝明志、李豐博、賴聖耀、陳志芳、賴瑞應、林雅雯

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) 26587176

出版年月：中華民國 98 年 4 月

印 刷 者：承亞興企業有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 120 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所網站

定 價：200 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：1009800899

ISBN：978-986-01-8214-9(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。

交通部運輸研究所自行研究計畫出版品摘要表

| | | | |
|--|-------------------------|--------------------------|------------------------------------|
| 出版品名稱：港灣及海岸地區地震災況模擬之研究(2/2) | | | |
| 國際標準書號（或叢刊號） ISBN 978-986-01-8214-9 (平裝) | 政府出版品統一編號 1009800899 | 運輸研究所出版品編號 98-36-7393 | 計畫編號 97-HIDA002 |
| 主辦單位：港灣技術研究中心 主管：邱永芳 計劃主持人：謝明志 共同主持人：李豐博 協同主持人：賴聖耀、陳志芳、賴瑞應、林雅雯 參與人員：陳義松、張阿平、李春榮、李昭明、何木火、陳毓清、 魏瓊蓉、林隆貞 聯絡電話：04-26587186 傳真號碼：04-26564418 | | | 研究期間 自 97 年 01 月 至 97 年 12 月 |
| 關鍵詞：地震監測、地震災況模擬、液化分析模式、地層下陷 | | | |
| 摘要： 臺灣港埠大多座落於沖積土層或海埔新生地，該類土層質地鬆軟，在強烈地震侵襲下，不僅結構設施會因強波震盪而受損，鬆軟土層也可能發生液化現象，導致設置其上的結構物喪失支撐而受損，或側向液化土壓增大而傾移。臺灣雖未曾遭遇如日本阪神地震神戶港一般港域全面性的損壞，但局部性的災害也嘗發生過，相關議題值得探討。而過去港灣地震災害之處置，主要係於災情發生後，才進行事後調查、災害原因診斷與災後復建，因而極易延誤處理作業，影響港口正常營運；更由於缺少災害發生時之監測資料，對災害原因之研判較為困難，因此可能造成災後不當之復建方式。近年來由於井下地震儀與通訊技術之發展，可針對地震災害潛能較高之港灣地區，建立地震及液化之即時監測系統，於地震災害發生前，藉著中小型地震之監測資料，經由地震之頻譜分析與液化潛能評估，可增加對港區震波反應特性之瞭解，並且以數值分析進行地震災況模擬，可瞭解港灣設施可能之震害狀況。 因此，本計畫依上述災況及可能需求，分別進行(1)港灣地區地震即時監測及地震模擬之研究。(2) 探討西南沿海重要港區在強烈地震作用下，可能之災況模擬。(3) 探討碼頭在強烈地震作用下，可能之破壞機制，及其可能之災況模擬。(4)建構棧橋式碼頭現地動態監測系統。(5)港區地震及地層下陷監測資料庫建置等研究工作。這些成果可作為災前預防、災時應變及災後重建計畫之參考。 | | | |
| 研究成果效益： 1. 成果宣導：97 年 8 月交通部例行性記者會，發佈「設置港區地震測站，開發震災速報系統」新聞稿。 | | | |

2.學術效益，發表國際、國內研討會論文 3 篇：

- (1) 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，發表論文「GIS 在高雄港區土壤液化分析及震災速報系統之開發應用」。
 - (2) 96 年度「強化災害防救科技研發與落實運作方案」成果研討會，發表論文「臺中港區地震潛勢評估之研究」。
 - (3) 第 30 屆全國海洋工程研討會，發表論文「GIS 在安平港區土壤液化分析及震災速報系統之開發應用」。
3. 科技整合創新效益：建立地震及液化之即時監測系統，開發港區震災速報系統，提供震後及時通報，作為港區防救災之災時應變及緊急搶修之參考，以提升我國之整體防災能力。
4. 社會環境安全影響效益：港區耐震評估研究，可提昇港灣地區之防災功能，作為港灣地區之地震災前預防應變計畫與決策之參考，有助於環境之安全。

提供應用情形：

1. 本計畫利用統計方法所開發的土壤液化判別分析法及極限分析法，已先後發表於國內外學術期刊，提供各界參考使用：
 - (1) "Logistic Regression Model for Evaluating Soil Liquefaction Probability Using CPT Data.", June, 2006. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.132, No.6.
 - (2) "Closure to Discriminant model for evaluating soil liquefaction potential using cone penetration test data.", May, 2006. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.132, No.5.
 - (3) 「以極限狀態分析法建立標準貫入試驗之液化分析模式」，95 年 3 月，以極限狀態分析法建立標準貫入試驗之液化分析模式。
2. 前項成果並已開發程式模組，納入本所「港區工程基本資料查詢展示系統」中，設計出液化安全性、液化機率等分析模式，可點選展繪出液化註狀圖、港區液化分佈圖等成果，並提供港務局使用。
3. 上述成果配合本研究所安裝之港區井下地震監測系統，開發地震速報系統，可於震後發佈港區可能致災地點之警訊，港區系統，提供港務局防救災及緊急修復使用。

| 出版日期 | 頁數 | 定價 | 本出版品取得方式 |
|----------|-----|-----|--|
| 98 年 4 月 | 302 | 200 | 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: Scenario Simulations of Earthquake Hazards in Harbor And Coast Areas (2/2) | | | |
| ISBN (OR ISSN) ISBN978-986-01-8214-9 (pbk) | GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1009800899 | IOT SERIAL NUMBER 98-36-7393 | PROJECT NUMBER 97- H1DA002 |
| DIVISION: HARBOR & MARINE TECHNOLOGY CENTER DIVISION DIRECTOR: Chiu Yung-fang PRINCIPAL INVESTIGATOR: Hsieh Ming-jyh PROJECT STAFF: F. B. Lee, S. Y. Lai, J. F. Chen, R. Y. Lai, Y. W. Lin PROJECT TECHNICIAN: Y. S. Chen, A. P. Zhang, C. R. Lee, Z. M. Lee, M. H. He, Y. Q. Chen Q. R. Wei, L. Z. Lin PHONE: 04-26587186 FAX: 04-26564418 | | | PROJECT PERIOD FROM January 2008 TO December 2008 |
| KEY WORDS: Seismic monitoring, Scenario simulation, Model of liquefaction, Ground subsidence. | | | |
| <p>ABSTRACT:</p> <p>Most harbors in Taiwan are located on alluvium strata and reclaimed lands whose soil characteristics are generally loose, soft and under-consolidated. Under the occurrence of a strong earthquake, not only will the structure equipment be damaged by the strong shake waves, but the soft strata also will encounter liquefaction. Seismic failures are common in harbors around the world. Extensive damage to the port area was reported in Kobe port after the Kobe earthquake 1996. In Taiwan, local failures had occurred in port areas. Those issues are worth discussing. Restricted by little experience and less understanding of the failure mechanism, current response plans for disaster earthquakes in port areas focus on after-shock reconnaissance in identifying the sources of failures and restoration of facilities. The passive strategy could not reduce the remediation process and delay is inevitable. Furthermore, after-shock investigations are difficult and less reliable due to a lack of real-time monitoring of the earthquake, resulting in ineffective repairs. Reliable, long-waiting, real-time measurements of earthquakes and liquefaction responses in harbor areas are feasible due to developments of underground instrumentations. Recently, surface vibration sources are implemented to simulate earthquake and liquefaction responses. The data from in situ measurements of small shaking and surface vibration sources could improve the accuracy of local seismic analyses. Implementing the in situ data with state-of-the-art numerical simulations, reliable scenario simulations of various seismic hazardous in port and coast area can be performed in order to understand the seismic damage to harbor facilities.</p> <p>The undergoing project will perform the following in selected harbor areas, such as: 1) dynamic real-time monitoring of earthquakes and artificial vibration sources, 2) liquefaction potential evaluation of western coastal areas and important harbors using discriminant methods, 3) possible seismic broken mechanisms and scenario simulations of wharf structures subjected to liquefaction, 4) establishment of in-situ trestle wharf dynamic monitoring system and 5) database establishment of earthquake and soil subsidence monitoring in harbor areas. Those are beneficial to both the design of the monitoring system for port facilities and development of remediation and response plans for a specific harbor.</p> | | | |
| DATE OF PUBLICATION April 2009 | NUMBER OF PAGES 302 | PRICE 200 | CLASSIFICATION <input type="checkbox"/> RESTRICTED <input type="checkbox"/> CONFIDENTIAL <input type="checkbox"/> SECRET <input type="checkbox"/> TOP SECRET <input checked="" type="checkbox"/> UNCLASSIFIED |
| The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications. | | | |

港灣及海岸地區地震災況模擬之研究(2/2)

目 錄

| | |
|-----------------------------|--------|
| 中文摘要..... | I |
| 英文摘要..... | III |
| 圖目錄..... | VII |
| 表目錄..... | XV |
| 第一章 前 言..... | 1-1 |
| 第二章 港灣地震監測及地震力之模擬分析..... | 2-1 |
| 第三章 港灣地區碼頭類型及地震災況案例..... | 3-1 |
| 第四章 西南沿海及重要港區之液化災況模擬分析..... | 4-1 |
| 第五章 棧橋式碼頭之耐震能力評估..... | 5-1 |
| 第六章 棧橋式碼頭之災況模擬分析..... | 6-1 |
| 第七章 棧橋式碼頭現地動態監測..... | 7-1 |
| 第八章 港灣地區地震及地層下陷資料庫建置..... | 8-1 |
| 第九章 結 論..... | 9-1 |
| 參考文獻..... | 參-1 |
| 附錄一 審查意見及處理情形..... | 附錄 1-1 |
| 附錄二 簡報資料..... | 附錄 2-1 |

圖目錄

| | |
|---|------|
| 圖 2-1 高雄港井下地震及動態水壓監測站示意圖 | 2-10 |
| 圖 2-2 高雄港 2006 年 12 月 26 日 20 點 34 分地震波 | 2-10 |
| 圖 2-3 高雄港井下地震儀南北向之最大加速度隨深度變化圖 | 2-11 |
| 圖 2-4 高雄港井下地震儀南北向正規化之最大加速度隨深度變化圖 | 2-11 |
| 圖 2-5 港灣井下地震液化監測之站之分佈圖 | 2-12 |
| 圖 2-6 港灣地區地震防救災之作業流程圖 | 2-12 |
| 圖 2-7 港灣井下地震即時網頁資訊 | 2-13 |
| 圖 2-8 高雄港井下地震即時網頁資訊查詢(95.12.26)..... | 2-13 |
| 圖 2-9 恆春地震引致高雄港區液化危害程度分析圖 | 2-14 |
| 圖 2-10 港灣地震即時簡訊示意圖 | 2-14 |
| 圖 2-11 蘇澳港地震監測井與與微地動試驗分佈圖 | 2-15 |
| 圖 2-12 蘇澳港地表與深度 15 米之頻譜比與微地動分析比較圖 | 2-15 |
| 圖 2-13 蘇澳港地表與深度 35 米之頻譜比與微地動分析比較圖 | 2-16 |
| 圖 2-14 蘇澳港特性週期 3 秒港區放大倍率等值圖 | 2-16 |
| 圖 2-15 蘇澳港特性週期 0.5 秒港區放大倍率等值圖 | 2-17 |
| 圖 2-16 蘇澳港 2005 年 3 月 6 日地震 PGA 模擬之分佈圖(東西向).. | 2-17 |
| 圖 2-17 臺中港 921 地震 PGA 模擬之分佈圖(東西向)..... | 2-18 |
| 圖 2-18 臺中港淺層共振主頻之分佈圖 | 2-18 |
| 圖 2-19a 蘇澳港 2005 年 3 月 6 日地震之動態水壓變化 | 2-19 |

| | |
|---|------|
| 圖 2-19b 蘇澳港 2005 年 3 月 6 日地震之動態水壓變化 (大於 0.25Hz)..... | 2-20 |
| 圖 2-19c 蘇澳港 2005 年 3 月 6 日地震之動態水壓變化 (小於 0.25Hz)..... | 2-21 |
| 圖 2.19d 蘇澳港 2007 年 9 月 7 日地震之動態孔隙水壓變化 | 2-22 |
| 圖 2.19e 蘇澳港 2007 年 9 月 7 日地震之動態孔隙水壓變化 (大於 0.25Hz)..... | 2-23 |
| 圖 2.19f 蘇澳港 2007 年 9 月 7 日地震之動態孔隙水壓變化 (小於 0.25Hz)..... | 2-24 |
| 圖 2-20a 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化 | 2-25 |
| 圖 2-20b 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化 (大於 0.1Hz)..... | 2-26 |
| 圖 2-20c 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化 (小於 0.1Hz)..... | 2-27 |
| 圖 2-21a 安平港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化 | 2-28 |
| 圖 2-21b 安平港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化 (大於 0.08Hz)..... | 2-29 |
| 圖 2-21c 安平港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化 (小於 0.08Hz)..... | 2-30 |
| 圖 3.1 沉箱式碼頭..... | 3-2 |
| 圖 3.2 L 型塊式碼頭..... | 3-2 |
| 圖 3.3 方塊式碼頭..... | 3-3 |
| 圖 3.4 混泥土方塊(擁壁)式碼頭 | 3-3 |
| 圖 3.5 消波方塊式碼頭..... | 3-4 |
| 圖 3.6 現場澆置混泥土式碼頭..... | 3-4 |

| | |
|--|------|
| 圖 3.7 自立式板樁碼頭..... | 3-5 |
| 圖 3.8 錨碇式板樁碼頭..... | 3-5 |
| 圖 3.9 (混凝土、R.C、鋼板)板樁錨碇式碼頭..... | 3-6 |
| 圖 3.10 直樁棧橋式碼頭..... | 3-6 |
| 圖 3.11 斜樁(組樁)棧橋式碼頭 | 3-7 |
| 圖 3.12 圓筒棧橋式碼頭..... | 3-7 |
| 圖 3.13 平臺基樁式碼頭..... | 3-8 |
| 圖 3.14 橋臺墩式碼頭..... | 3-8 |
| 圖 3.15 民國 75 年地震造成蘇澳港 3-5 號碼頭外傾示意圖 | 3-23 |
| 圖 3.16 民國 88 年 921 地震造成臺中港 1-4A 號碼頭外移示意圖 .. | 3-24 |
| 圖 4.1 液化判別分析示意圖..... | 4-15 |
| 圖 4.2 $0\% \leq FC \leq 10\%$ 液化判別圖(58 組液化及 70 組非液化案例)4-16 | |
| 圖 4.3 $FC=5\%$ 、 $FC=15\%$ 、 $FC=25\%$ 、 $FC=35\%$ 等液化判別式之比較 | 4-16 |
| 圖 4.4 判別模式之液化分析流程..... | 4-17 |
| 圖 4.5 Youd et al. (2001)建議細粒料含量 $FC \leq 5\%$ 曲線之修正值.... | 4-18 |
| 圖 4.6 T&Y(1983) $C_s=85$ 之 $FC \leq 5\%$ 、 $FC=15\%$ 、 $FC=25\%$ 、 $FC=35\%$ 等 之經驗曲線比較圖 | 4-18 |
| 圖 4.7 $FC=5\%$ 之判別模式與 Youd et al.(2001)及 T&Y(1983)比較 .. | 4-19 |
| 圖 4.8 將本文之判別模式，改繪製於水平座標為 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ ，及垂直座標 為 $\ln(CSR_{7.5})$ 或 $\ln(CRR_{7.5})$ ，以探討判別模式之物理意義 | 4-19 |
| 圖 4.9 臺中港區 135 孔 SPT 試驗分布圖..... | 4-20 |
| 圖 4.10 以 Lai et al.(2005)方法評估 921 地震臺中港區液化潛能之分析 結果 | 4-20 |

| | | |
|--------|---|------|
| 圖 4.11 | 以 Youd et al. (2001)方法評估 921 地震臺中港區液化潛能之分析結果..... | 4-21 |
| 圖 4.12 | 以 Tokimatsu and Yoshimi (1983)方法評估 921 地震臺中港區液化潛能之分析結果..... | 4-21 |
| 圖 4.13 | 以 $M=7.5$ 、 $PGA=0.13g$ 地震條件推估臺中港區液化潛能..... | 4-22 |
| 圖 4.14 | 以 $M=7.5$ 、 $PGA=0.16g$ 地震條件推估臺中港區液化潛能..... | 4-22 |
| 圖 4.15 | 以 $M=7.5$ 、 $PGA=0.20g$ 地震條件推估臺中港區液化潛能..... | 4-23 |
| 圖 4.16 | 以 $M=7.5$ 、 $PGA=0.25g$ 地震條件推估臺中港區液化潛能..... | 4-23 |
| 圖 4.17 | 以 $M=7.5$ 、 $PGA=0.33g$ 地震條件推估臺中港區液化潛能..... | 4-24 |
| 圖 4.18 | 以 $M=6.4$ 、 $PGA=96.78gal$ 地震條件推估高雄港區液化潛能 | 4-24 |
| 圖 4.19 | 以 $M=6.5$ 、 $PGA=0.08g$ 地震條件推估高雄港區液化潛能..... | 4-25 |
| 圖 4.20 | 以 $M=6.5$ 、 $PGA=0.09g$ 地震條件推估高雄港區液化潛能..... | 4-25 |
| 圖 4.21 | 以 $M=6.5$ 、 $PGA=0.11g$ 地震條件推估高雄港區液化潛能..... | 4-26 |
| 圖 4.22 | 以 $M=6.5$ 、 $PGA=0.12g$ 地震條件推估高雄港區液化潛能..... | 4-26 |
| 圖 4.23 | 以 $M=6.5$ 、 $PGA=0.15g$ 地震條件推估高雄港區液化潛能..... | 4-27 |
| 圖 4.24 | 以 $M=6.5$ 、 $PGA=0.18g$ 地震條件推估高雄港區液化潛能..... | 4-27 |
| 圖 4.25 | 以 $M=6.5$ 、 $PGA=0.23g$ 地震條件推估高雄港區液化潛能..... | 4-28 |
| 圖 4.26 | 臺灣西南沿海地區之液化潛能分析結果 ($M_w=7.0,PGA=0.15g$)..... | 4-29 |
| 圖 4.27 | 臺灣西南沿海地區之液化潛能分析結果 ($M_w=7.5,PGA=0.33g$)..... | 4-30 |
| 圖 5-1 | 直樁棧橋式碼頭斷面圖..... | 5-2 |
| 圖 5-2 | 上部結構及樁之配置示意圖..... | 5-2 |
| 圖 5-3 | 樁假想固定點示意圖..... | 5-5 |

| | |
|---|------|
| 圖 5-4 各樁荷重分配區域示意圖 | 5-6 |
| 圖 5-5 地震力產生之樁頭彎矩及軸力示意圖 | 5-8 |
| 圖 5-6 直樁棧橋式碼頭模型及土壤彈簧示意圖 | 5-10 |
| 圖 5-7 直樁棧橋式碼頭變位示意圖 | 5-11 |
| 圖 5-8 斜樁棧橋式碼頭斷面圖 | 5-13 |
| 圖 5-9 假想地表面示意圖 | 5-18 |
| 圖 5-10 斷面各樁長及編號示意圖 | 5-19 |
| 圖 5-11 斜樁棧橋式碼頭分析單元示意圖 | 5-21 |
| 圖 5-12 斜樁之軸力示意圖 | 5-23 |
| 圖 5-13 護岸斷面及相關設計資料 | 5-35 |
| 圖 5-14 斜樁棧橋式碼頭模型示意圖 | 5-37 |
| 圖 5-15 斜樁棧橋式碼頭土壤彈簧模擬示意圖 | 5-38 |
| 圖 5-16 斜樁棧橋式碼頭變位示意圖 | 5-39 |
| 圖 6-1 考慮動態荷重之自由場物理模型圖 | 6-5 |
| 圖 6-2 高雄港#120 碼頭垂直向地質剖面(1)..... | 6-11 |
| 圖 6-3 高雄港#120 碼頭垂直向地質剖面(2)..... | 6-12 |
| 圖 6-4 高雄港#120 碼頭平行向地質剖面 | 6-13 |
| 圖 6-5 參考應變與對應之阻滯圈(a) ref=0.06 (b) ref=0.08..... | 6-14 |
| 圖 6-6 高雄港#120 碼頭自由場數值模型 | 6-15 |
| 圖 6-7 底部輸入地震 (a)加速度歷時 (b)速度歷時 | 6-17 |
| 圖 6-8 主要震動期間(0-40 sec)之底部與地表加速度歷時 | 6-18 |
| 圖 6-9 可液化土層超額孔隙水壓力歷時圖 | 6-18 |
| 圖 6-10 T=25 sec 時垂直有效應力分佈圖..... | 6-19 |

| | |
|---|------|
| 圖 6-11 最大剪應變分佈圖..... | 6-20 |
| 圖 6-12 高雄港 120 號碼頭配置剖面圖 | 6-23 |
| 圖 6-13 棧橋式碼頭斜坡網格土壤分區與靜態邊界 | 6-25 |
| 圖 6-14 棧橋式碼頭橫樑與基樁元素位置與節點編號圖 | 6-25 |
| 圖 6-15 施加地震力前之土壤模式與動態邊界 | 6-27 |
| 圖 6-16 初始靜態平衡狀態與監測位置圖 | 6-28 |
| 圖 6-17 碼頭後方水平地盤加速度歷時變化 | 6-30 |
| 圖 6-18 水下邊坡及基樁通過區域加速度歷時變化 | 6-31 |
| 圖 6-19 前方海床加速度歷時變化 | 6-32 |
| 圖 6-20 邊坡位移歷時(a)水平向(b)垂直向 | 6-33 |
| 圖 6-21 邊坡於 20 秒時水平向位移分佈 | 6-34 |
| 圖 6-22 超額孔隙水壓比歷時變化 | 6-35 |
| 圖 6-23 16.5 秒時垂直有效應力分佈 | 6-35 |
| 圖 6-24 不同區域之土壤阻滯圈(a)ST(depth=17.5 m)(b)BF1 (depth=9.5m) (c)Bslope 土壤(depth=0.5 m) (d)邊坡下 BF1 土壤(depth= 9.5 m) | 6-36 |
| 圖 6-25 土壤最大反應時(16.5 sec)時土壤最大剪應變與彎距分佈 .. | 6-37 |
| 圖 6-26 靠海端棧橋版橫樑變位歷時 | 6-38 |
| 圖 6-27 監測基樁水平向變位歷時 | 6-38 |
| 圖 7.1 二維土壤結構互制反應圖 | 7-3 |
| 圖 7.2 海底地震儀構造示意圖 | 7-5 |
| 圖 7.3 海底地震儀實體 | 7-6 |
| 圖 7.4 彎距應變量測配置 | 7-7 |

| | |
|--|------|
| 圖 7.5 基樁變位固定套環..... | 7-8 |
| 圖 7.6 基樁變位固定套環組裝完成圖..... | 7-9 |
| 圖 7.7 Shape Accelerometer Array 構造示意圖..... | 7-10 |
| 圖 7.8 FBG-SD 彎曲示意圖..... | 7-12 |
| 圖 7.9 光纖光柵訊號擷取系統..... | 7-12 |
| 圖 7.10 FBG-SD 標定之情形..... | 7-13 |
| 圖 7.11 FBG-SD 標定之結果..... | 7-13 |
| 圖 7.12 模擬現地監測流程圖..... | 7-17 |
| 圖 7.13 高雄港 120 號碼頭現況..... | 7-19 |
| 圖 7.14 高雄港 120 號碼頭動態監測站配置..... | 7-20 |
| 圖 7.15 碼頭下方現況..... | 7-21 |
| 圖 7.16 水下地震儀裝設完成圖..... | 7-22 |
| 圖 7.17 基樁連結套環裝置完成圖..... | 7-23 |
| 圖 7.18 陣列式動態剖面儀連結於套環完成圖..... | 7-24 |
| 圖 7.19 光纖基樁變位感測元件連結於套環完成圖..... | 7-25 |
| 圖 7.20 訊號線出水處現況..... | 7-25 |
| 圖 7.21 開挖後裝設陸上地震儀..... | 7-26 |
| 圖 7.22 裝設水表箱外罩與調整水平..... | 7-26 |
| 圖 7.23 陸上地震儀完工圖..... | 7-27 |
| 圖 7.24 陸上管路施工圖..... | 7-28 |
| 圖 7.25 陸上管路施工復原圖..... | 7-28 |
| 圖 7.26 陸上固網施工圖..... | 7-29 |
| 圖 7.27 光學解讀模組與雙核工業級電腦..... | 7-30 |

| | |
|--|------|
| 圖 7.28 無風扇工業級電腦、SCXI-1520 與 UPS..... | 7-30 |
| 圖 8.1 臺北港 2008 年 6 月 2 日 00 時 59 分地震(南北向)..... | 8-5 |
| 圖 8.2 臺北港 2008 年 6 月 2 日 00 時 59 分地震(東西向)..... | 8-6 |
| 圖 8.3 臺北港 2008 年 6 月 2 日 00 時 59 分地震(垂直向)..... | 8-7 |
| 圖 8.4 臺北港地震站最大地表加速度傅立葉頻譜圖(2003/08/12)..... | 8-8 |
| 圖 8.5 臺北港地震站最大地表加速度傅立葉頻譜圖(2003/12/10)..... | 8-8 |
| 圖 8.6 臺中港分層水位變化圖(手動量測)..... | 8-11 |
| 圖 8.7 臺中港分層累積下陷量圖(200m)..... | 8-12 |
| 圖 8.8 布袋港分層水位變化圖(手動量測)..... | 8-17 |
| 圖 8.9 布袋港分層水位變化圖(自記式)..... | 8-18 |
| 圖 8.10 布袋港分層累積下陷量圖(200m)..... | 8-19 |
| 圖 8.11 安平港分層水位變化圖(手動量測)..... | 8-21 |
| 圖 8.12 安平港分層累積下陷量..... | 8-22 |

表 目 錄

| | |
|--|------|
| 表 3-1 基隆港各碼頭用途型式資料表 | 3-9 |
| 表 3-2 高雄港各碼頭用途型式資料表 | 3-12 |
| 表 3-3 臺中港各碼頭用途型式資料表 | 3-15 |
| 表 3-4 花蓮港各碼頭用途型式資料表 | 3-16 |
| 表 3-5 蘇澳港各碼頭用途型式資料表 | 3-17 |
| 表 3-6a 地震引致港灣碼頭災害案例..... | 3-19 |
| 表 3-6b 地震引致港灣碼頭災害案例 | 3-20 |
| 表 3-6c 地震引致港灣碼頭災害案例..... | 3-20 |
| 表 3-6d 地震引致港灣碼頭災害案例 | 3-21 |
| 表 4-1 液化損害程度定義(Iwasaki 等人，1982)..... | 4-8 |
| 表 4-2 液化損害程度定義(港研中心，2005)..... | 4-8 |
| 表 5-1 直樁棧橋式碼頭基準與軟體分析結果比較表 | 5-11 |
| 表 5-2 直樁棧橋式碼頭假設固定點與最小埋入深度比較 | 5-12 |
| 表 5-3 各樁相關位置高程 | 5-20 |
| 表 5-4 斜樁棧橋式碼頭基準與軟體分析結果比較表 | 5-39 |
| 表 5-5 斜樁棧橋式碼頭假設固定點與最小埋入深度比較 | 5-40 |
| 表 6-1 自由場分析土層分佈 | 6-10 |
| 表 6-2 碼頭分析土層參數表 | 6-15 |
| 表 6-4 結構元素參數表 | 6-24 |
| 表 6-5 基樁元素中之 Mohr-Columb 介面彈簧參數表 | 6-26 |
| 表 6-3 棧橋式碼頭分析土層參數表 | 6-26 |

| | |
|--------------------------------------|------|
| 表 7-1 監測系統組成表 | 7-4 |
| 表 7-2 LabVIEW 環境下各種網路技術的特性..... | 7-15 |
| 表 8-1 臺北港 2007~2008 年井下地震觀測資料..... | 8-3 |
| 表 8-2 臺北港 2007 年地震站各深度最大加速度表 | 8-3 |
| 表 8-3 臺北港 2008 年地震站各深度最大加速度表 | 8-4 |
| 表 8-4 臺中港 2007 年井下地震監測資料表 | 8-9 |
| 表 8-5 布袋港 2006~2008 年井下地震監測資料表 | 8-13 |
| 表 8-6 布袋港 2006 年井下地震站各深度最大加速度表 | 8-14 |
| 表 8-7 高雄港 2006~2008 年井下地震監測資料表 | 8-23 |
| 表 8-8 蘇澳港 2007 年井下地震監測資料表 | 8-27 |
| 表 8-9 蘇澳港 2008 年井下地震監測資料表 | 8-28 |

照片目錄

照片 3.1 民國 75 年地震造成蘇澳港 4-5 號碼頭後線下陷龜裂 500 公尺(溫國樑教授提供)

照片 3.2 民國 75 年地震造成蘇澳港 4-5 號碼頭後線下陷龜裂 500 公尺(溫國樑教授提供)

照片 3.3 民國 88 年 921 地震，臺中港 1 號碼頭後線背填土之砂液化流失，造成約 4-5m 深之大坑洞，地表並留下約 10cm 厚之噴砂

照片 3.4 民國 88 年 921 地震造成臺中港 3 號碼頭外移 1.7m

第一章 前言

近年來震驚世人的重大地震災害頻頻發生，如 1995 年 10 月 7 日日本阪神發生規模 7.2 的地震，造成 6434 人死亡；1999 年 9 月 21 日臺灣南投集集發生規模 7.3 的地震，造成 2456 人死亡；2003 年 12 月 26 日伊朗巴姆發生規模 6.7 的地震，造成最少 31884 人死亡；2004 年 12 月 26 日，印尼亞齊省蘇門達臘島西北外海海底發生強震，地震規模 9.0，引發海嘯，重創印度洋沿岸國家，造成 283106 人罹難。2008 年 5 月 12 日，中國四川省汶山縣發生規模 8.0 的地震，造成大約 89000 人死亡或失蹤。短短十五年間，這些地震天災，已對人類的生命安全及社會經濟帶來極其強烈的衝擊。

依據地震震源及板塊構造理論，地球上主要有三大地震帶：1.環太平洋地震帶(Circum-Pacific seismic zone)：位置分佈於太平洋周邊，世界上八成淺層地震、九成中層地震、及幾乎所有深層地震在此發生。2.歐亞地震帶(Alpine-Humalayan seismic zone)：主要為喜馬拉雅山、緬甸、印度一帶。3.中洋脊地震帶(Mid-ocean Ridge seismic zone)：為太平洋、大西洋、印度洋與北極海的中洋脊，不過這個地震帶地震頻率不高。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；1995 年日本阪神地震，共造成神戶港、大阪港等 24 個港口發生災損，其中以神戶港災損最為嚴重，多數的港灣設施及碼頭都遭到破壞，不但影響港口正常營運，更嚴重影響災區緊急救災物資與人員旅客之運輸。臺灣港口雖未遭遇如神戶港全面性之災害，但局部性之災害亦曾發生，相關案例包括民國 75 年花蓮地震造成蘇澳港部份碼頭側移，及花蓮港新建碼頭後線背填土沉陷，與民國 88 年 921 地震造成臺中港部份碼頭區之擬似液化。因此，對於港灣地區的地震災害，我們不可不審慎防備。

因強烈地震所帶來的重大災害，許多學者開始專研於地震相關之研究，以擬定災前整備、災時應變及災後重建之對策，為下一次大地震來臨時，作好準備，以減少地震引致之災害與損失。臺灣各港區既有碼頭構造物大部分均建於二、三十年前，當初的結構設計均沒有將土壤液化的因素考量進來，所以一旦發生港區土壤液化勢必造成港區碼頭的嚴重損壞，921 臺中港#1 至#4A 碼頭之損壞就是最好的例子，所以全面性之探討各港區受地震力作用下，考慮被填土壤發生液化之影響，各港區各種構造物之耐震能力，並且以數值分析進行地震災況模擬，瞭解港灣設施可能之震害狀況，這是防災整備重要工作之一。

港灣及海岸地區之碼頭結構物或海堤，為得到符合基礎承载力、側向土壓力與動力需求，常採用重力式碼頭、板樁式碼頭及深基礎之棧橋式碼頭。在這三種主要的碼頭類型中，本文特別針對棧橋式碼頭進行探討，乃因重力式碼頭及板樁式碼頭，在上一年度已有專章討論，另因近幾年為因應船舶大型化，導致深水碼頭的需求也大增，而深水碼頭大都採用棧橋式設計，故此類碼頭的應用及需求必日溢擴增。棧橋式碼頭主要構造為基樁及碼頭面板，基樁之抗震會隨土壤狀況、施工方式與基樁類型不同而表現不一，而現有港區基樁設計方法，多以靜力或擬靜態方法設計，由於棧橋式碼頭屬於非剛性結構物，其具有幾何形狀、質量分佈與勁度變化不規則之特性，以靜力分析方法難以反映結構物地震時的動態反應，需以動力分析方法分析設計，且其碼頭基樁由土壤支撐，地震時需考慮土壤與結構之互制行為，其行為複雜且相關研究國內外較為少見。

因此，本文將棧橋式碼頭設為優先研究標的，探討棧橋式碼頭之動態行為，及其支撐土壤可能遭受烈震液化之影響分析，遂於第二章，先行探討港灣井下地震監測及地震力之模擬分析，以瞭解遭受強烈地震時，港區各碼頭可能的地震力大小；再於第三章，彙整港灣地區碼頭主要類型及地震災況案例；在第四章中，則以判別分析之統計方法，併合液化之物理意義，建置本土化之液化分析模式，並對西南沿海重要港區進行災況模擬分析；接著從第五章到第六章，針對棧橋

式碼頭，試行耐震能力評估及災況模擬分析；而為了能更正確提供碼頭動態參數，除了對棧橋式碼頭進行數值模擬分析外，也盼望能有現地碼頭實測動態資料，作為佐證及修正模擬所用。遂於棧橋式碼頭現地架設動態監測系統，等待地震來襲時紀錄相關動態反應歷時資料，此為第七章之主要內容；另由於港區已有地層下陷之災害，本文於第八章，探討各港區地下水壓及地層下陷之監測結果。

第二章 港灣地震監測及地震力之模擬分析

港灣地區地層大都為疏鬆軟弱之沖積土層及浚砂回填土所構成，地震來襲時，震波從震源深處向上經過軟弱的覆土層，振幅通常有放大作用。另在強烈地震之反復作用下，土壤之孔隙水壓會逐漸上升，土壤之承载力會逐漸減低，當土壤之超額孔隙水壓之上升累積至與土壤之垂直壓力相等時即所謂之土壤液化，當此種現象發生的時候，土壤的承载力會瞬間驟降甚至到零的地步，築在其上的結構物也因基礎失去支撐而傾斜或倒塌，而側向之構造物如碼頭、護岸、海堤亦會因土壤液化增加之側向力，而產生向海側位移或傾斜等破壞，因此港區地震及土壤液化監測，對港灣構造物之安全極為重要。

在 1985 年墨西哥(Mexico)地震，1988 年亞美尼亞(Armenia)地震以及 1989 年美國洛馬普利塔(Loma Prieta)地震中，均有非常重大之災害發生，綜合各災報告及研究，可發現其主要震災均係震波放大效應所引起，由於軟弱土層對地震波之放大作用造成局部地區非常嚴重之損害，因此震波放大效應的問題普遍引起大家之注意。1995 年日本發生阪神大地震，港區新生地發生嚴重液化造成神戶港之碼頭、岸壁等港灣設施嚴重毀損，港灣機能全面癱瘓。921 大地震除造成車籠埔斷層沿線重大災害外，遠在斷層數十公里外的臺中港區亦發生土壤液化，造成港灣結構物的損毀。分析港區內之地層可初步瞭解，靠近地表之地層屬於震波傳遞較慢的鬆軟沖積層或回填層，這些地層均易造成特定頻率震波之放大。因此徹底瞭解地震在港區沖積土層之放大效應及動態孔隙水壓變化行為，作為各港區後續工程設計時的依據為本研究主要目標。

2.1 沖積土層對地震之影響

一般於同一地震中各地所感受之震度與災害其隨距震央之距離而

減弱，但因各地區地盤之差異效應，使得與震度等距之各區感受震度與災害之程度，往往大不相同，甚至有時距震央較遠者反比較近者感受較大之震度與災害，可從歷史地震觀測記錄得知。此與沖積地層之地震振動特性有關。觀測區域地震記錄，可幫助瞭解區域沖積地層之地震振動特性：

- 1.區域地盤對地震之振動波型與強度之影響。
- 2.區域地盤對結構物之振動阻尼之影響。
- 3.地震振動對地盤強度之影響。
- 4.瞭解地盤差異之影響性。

由於埋入型地震儀之發展，地震已可做地盤之分層觀測，對瞭解不同地層之振動與其相互關係極有幫助。一般地震之相關振動特性值，地面大於地下，但於地震主震動之初期，地下與地面之振動記錄除時間上之差異外確大致相似。

2.2 港區井下地震及土壤液化監測

2.2.1 井下監測規劃

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，唯實際埋設深度得依現地土層變化狀況而調整。目前本研究已先後於臺中港、臺北港、高雄港、蘇澳港、安平港與布袋港各完成 1-2 組地震監測系統。

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。目前本研究亦已先後在臺中港、臺北港、高雄港、蘇澳港、安平港與布袋港各完成 1-2 組組動態水壓即時監測系統，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，唯實際埋設深度得依現地土層變化狀況而調整。此外，在臺中港、布袋港、安平港、大鵬灣等港區亦分別設置 1 組 200M 分層地下水壓監測系統，除了可以監測港區平時之水壓變化外，亦可監測地震前後深層地下水壓之變化。

2.2.2 地震監測結果分析

本文以高雄港地震監測結果作為分析釋例，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 2.1 所示。此井下地震儀陣列於地表、15 米、30 米、100 米及 293 米共設置 5 部井下地震儀。

為瞭解地震波於高雄港區之放大特性，茲以振幅較大之 95 年 12 月 26 日地震歷時為示意圖，如圖 2.2 所示。圖 2.3 為數組南北向(NS)最大加速度隨深度變化圖。由圖 2.2 及圖 2.3 顯示：南北向(NS)之尖峰加速度，由 283m 上傳至地表時，其振幅均有明顯放大。

為探討高雄港震波放大特性，本文將 28 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 2.4 所示，迴歸函數如下列所示：

$$\text{南北向：PGA}=\exp(-0.146*(\text{深度})^{0.404})\dots\dots\dots(2-1a)$$

$$\text{東西向：PGA}=\exp(-0.147*(\text{深度})^{0.401})\dots\dots\dots(2-1b)$$

$$\text{垂直向：PGA}=\exp(-0.230*(\text{深度})^{0.276})\dots\dots\dots(2-1c)$$

臺北港正規化之最大加速度隨深度變化之迴歸分析結果，分別如下：

$$\text{南北向： } PGA = \exp(-0.16 * (\text{深度})^{0.38}) \dots\dots\dots (2-2a)$$

$$\text{東西向： } PGA = \exp(-0.21 * (\text{深度})^{0.32}) \dots\dots\dots (2-2b)$$

$$\text{垂直向： } PGA = \exp(-0.22 * (\text{深度})^{0.28}) \dots\dots\dots (2-2c)$$

臺中港正規化之最大加速度隨深度變化之迴歸分析結果，分別如下：

$$\text{南北向： } PGA = \exp(-0.20 * (\text{深度})^{0.30}) \dots\dots\dots (2-3a)$$

$$\text{東西向： } PGA = \exp(-0.24 * (\text{深度})^{0.25}) \dots\dots\dots (2-3b)$$

$$\text{垂直向： } PGA = \exp(-0.10 * (\text{深度})^{0.45}) \dots\dots\dots (2-3c)$$

由地震波放大倍率與最大加速度之研究可發現：臺中港震波放大倍率約於 2-5 倍之間，平均約為 3 倍；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。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。

2.3 井下地震監測在港區地震防救災之應用

過去港灣地震災害之處置，主要係於災情發生後，才進行事後調查、災害原因診斷與災後復建，因而極易延誤處理作業，影響港口正常營運；更由於缺少災害發生時之監測資料，對災害原因之研判較為困難，因此可能造成災後不當之復建方式。近年來由於井下地震儀與通訊技術之發展，可針對地震災害潛能較高之港灣地區，建立地震及液化之即時監測系統，於地震災害發生前，藉著中小型地震之監測資料，經由地震之頻譜分析與液化潛能評估，可增加對港區震波反應特

性之瞭解，針對可能致災地區，事先預警通告，增進港區工程安全之維護；於地震災害發生後，根據監測所得之地震強度大小及頻譜特性，結合事前建置完成之地質及工程資料庫，可快速分析研判災害原因、快速通報港務單位，進行快速工程補強，以暢通災區緊急救災物資與人員旅客之運輸。目前港灣井下地震及液化監測站之分佈圖，如圖 2.5 所示，港灣地區地震防救災之作業流程，如圖 2.6 所示。

本所港研中心分別於各港井下地震監測系統，設定自動啟動地震防救災作業之門檻，目前設定的門檻值為，當港區監測到 4 級以上的地震時，自動啟動地震防救災之作業。茲以這段期間曾經啟動港區地震防救災作業之案例說明如下：95 年 12 月 26 日屏東恆春地震，震央於恆春外海，芮氏地震規模 $M_L=6.7$ ，高雄港區監測站之 $PGA=67gal$ ，但同一日 20 點 34 分發生最大餘震，震央位於屏東枋寮，芮氏地震規模 $M_L=6.4$ ，高雄港區監測站之 $PGA=97gal$ ，本中心高雄港井下地震監測系統於 20 點 34 分監測到 97gal 之資料，經由電信局之 VPN 網路通訊系統，自動回傳地震監測資料至本中心地震即時網頁，如圖 2.7、2-8 所示；再自動結合事前建置完成之地質及工程資料庫，並經由事前建置完成之液化分析模組，自動分析研判可能致災的碼頭，如圖 2.9 所示；最後再將地震資料及可能致災的碼頭，自動以即時簡訊通報港務單位，如圖 2.10 所示；而港務單位即可進行快速的檢測、搶修等緊急應變。

2.4 港區地震 PGA 值分佈之模擬

國內之港灣，除了高雄港為天然良港之外，其餘大多數之港灣是以抽砂浚填之人工港口，而且每個港灣之幅員皆相當廣大，面積皆有 3 至 4 千公頃以上，且每一港區內其抽砂回填之厚度皆有數公尺之變化，因而港區內鬆軟土層之厚度皆有所變化；雖然本中心已於每一港區設置一組井下地震及液化之監測系統，並不足以瞭解整個港灣地區之震波放大效應。因此本研究計畫之目標，除了以各港區之井下地震

及液化監測系統，深入探討地震監測站之放大效應及動態孔隙水壓變化，並擬以微地動試驗調查整體港區，進行整體港區場址效應之研究，進而建立港區地震之模擬，作為港區各碼頭、防波堤等港灣設施耐震設計之參考。

為了進一步模擬港區地震 PGA 值之分布，本研究於各港區內多處進行微地動量測，其中蘇澳港區總計量測 40 個測點，其測點位置分佈如圖 2.11 所示，然後將每個測點所有制窗之頻譜做單站頻譜比 (Nakamura, 1989)；為了驗證蘇澳港區單站頻譜比可做為場址效應分析之用，將井下地震站微地動量測之單站頻譜比結果與井下地震儀不同深度雙站頻譜比結果比對，比對結果如圖 2.12 至圖 2.13 所示。由圖 2.12 至圖 2.13 發現，地表與不同深度紀錄之頻譜比，隨著深度增加其第一階共振主頻往低頻移動，在地表與 15 米深之頻譜比中，第一階共振主頻約在 5Hz；在地表與 35 米深之頻譜比中，第一階共振主頻約在 2.5Hz。可發現不同深度之頻譜比主頻，均可對應微地動結果中之主頻，顯示不同深度均有地層之速度對比，在速度對比下也均有共振發生，推測即使沖積層下方亦有產生共振與放大之速度構造存在。

特別值得注意的是，微地動之結果不僅反映淺層部分，在速度對比明顯之情形下，微地動可反應深部之地層共振，而由地表/35m 與微地動單站頻譜比之比對來看，地表/35m 之第一階共振主頻位於 2.5Hz，明顯高於微地動單站頻譜比之 1Hz，顯見 35 公尺下方應還存在速度對比交界面。由以上論述可知，蘇澳港區單站頻譜比可做為場址效應分析之用，因此將港區每個測點所有制窗之頻譜做單站頻譜比 (Nakamura, 1989)，獲得港區各地之場址效應，結果圖 2.14 至圖 2.15 所示。由圖 2.14 至圖 2.15 發現，低頻(高週期)時蘇澳港區放大倍率南邊較高，往北、往西則較低；高頻(低週期)時蘇澳港區放大倍率往北、往西以及蘇澳港碼頭區較高，往南邊則明顯降低許多。

由港區各地之場址效應，加上井下地震站之地震資料，即可模擬港區地震 PGA 值之分佈，本文以 94 年 3 月 16 日地震，該地震為双主

震，蘇澳港地震站東西向 PGA 為 133gal，模擬蘇澳港地震 PGA 之分佈，如圖 2.16 所示。由圖 2.16 模擬結果顯示，蘇澳港 4 號碼頭 PGA=175 gal，較蘇澳港區其他碼頭地震 PGA 稍大，這或許是民國 75 年花蓮地震造成蘇澳港 4 號碼頭側移及後線龜裂之重要原因之一。

本文亦以同方法模擬 921 地震臺中港地震 PGA 之分佈，該地震清水地震站東西向 PGA 為 155gal，假設清水站地震歷時與臺中港地震站相當，模擬臺中港地震 PGA 之分佈，如圖 2.17 所示。由圖 2.17 模擬結果顯示，臺中港 1-4A 號碼頭後線、及 9-11 號碼頭後線、及西碼頭區，其 PGA 值皆較其他碼頭區稍大，這與 921 地震造成臺中港 1-4 號碼頭側移及 9-11 號碼頭後線土壤液化等災害亦有些吻合。另由臺中港區淺層共振主頻分析結果如圖 2.18 所示。由圖 2.18 亦顯示，921 地震液化災區之淺層共振主頻小於 3Hz，非液化災區之淺層共振主頻大於 3.9Hz。

2.5 動態孔隙水壓之監測結果分析

由 Ishihara et al. (1981,1987)之研究顯示，地震之最大加速度須大於 65 gal 以上，才會有動態孔隙水壓之激發，監測期間曾發生強震 PGA 值大於 65 gal 以上者有，94 年 3 月 6 日蘇澳雙震源地震，芮氏地震規模 $M_L=5.9$ ，蘇澳港區監測站之 PGA=155gal，如圖 2.19a 所示。95 年 12 月 26 日屏東恆春地震，震央於恆春外海，芮氏地震規模 $M_L=6.7$ ，高雄港區監測站之 PGA=67gal，但同一日之最大餘震，震央位於屏東枋寮，芮氏地震規模 $M_L=6.4$ ，高雄港區監測站之 PGA=97gal，安平港區監測站之 PGA=101gal，分別如圖 2.20a 及圖 2.21a 所示。

由圖 2.19a 顯示，蘇澳港區之 PGA=155gal，土層深度 5m-20m 之超額動態孔隙水壓為 10kpa，即有 1m 高之超額動態水位，其超額動態孔隙水壓比約有 10%，土層深度 30m 之超額動態孔隙水壓為 30kpa，即有 3m 高之超額動態水位，其超額動態孔隙水壓比亦約有 10%；由圖 2.20a 顯示，高雄港區之 PGA=97gal，土層深度 4m 之超額動態孔

隙水壓為 0.04 kg/cm^2 ，即有 40cm 高之超額動態水位，其超額動態孔隙水壓比約有 10%，8-20m 之超額動態孔隙水壓約為 0.1 kg/cm^2 ，即有 1m 高之超額動態水位，其超額動態孔隙水壓比亦約有 10%；由圖 2.21a 顯示，安平港區之 $\text{PGA}=101\text{gal}$ ，土層深度 10m 之超額動態孔隙水壓為 3 kpa，即有 30cm 高之超額動態水位，其超額動態孔隙水壓比僅有 3%，20m 之超額動態孔隙水壓約為 4 kpa，即有 40cm 高之超額動態水位，其超額動態孔隙水壓比約僅有 2%，30m 之超額動態孔隙水壓約為 6 kpa，即有 60cm 高之超額動態水位，其超額動態孔隙水壓比亦僅有 2%。

由圖 2.19a 至圖 2.21a 可發現，超額動態孔隙水壓有超額之孔隙水壓及震盪之動態水壓兩部份，以適當之震盪頻率將其分離，分離結果震盪之動態水壓如圖 2.19b 至圖 2.21b 所示，超額之孔隙水壓如圖 2.19c 至圖 2.21c 所示。由分離結果可發現，超額之孔隙水壓為低頻反應，震盪之動態水壓為高頻反應，唯各港分離之震盪頻率不同，其分別為蘇澳港 0.25Hz、高雄港 0.10Hz、安平港 0.08Hz，以上分離之震盪頻率不同，是地震波動特性不同引致？或土壤特性不同所引致？或兩者特性聯合所引致？俟有更多動態孔隙水壓之監測資料時再進行分析。

2.6 小結

1. 由地震波放大倍率與最大加速度之研究可發現：臺中港震波放大倍率約於 2-5 倍之間，平均約為 3 倍；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；蘇澳港井下地震儀僅有 35m 深，其震波放大倍率仍不確定，需進一步研究。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。
2. 由港區地震 PGA 值分佈之模擬結果顯示：蘇澳港 4 號碼頭 PGA 較港區其他碼頭地震 PGA 稍大，這或許是民國 75 年花蓮地震造成蘇澳港 4 號碼頭側移及後線龜裂之重要原因之一。臺中港 1-4A 號碼頭

後線、及 9-11 號碼頭後線、及西碼頭區，其 PGA 值皆較其他碼頭區稍大，這與 921 地震造成臺中港 1-4 號碼頭側移及 9-11 號碼頭後線土壤液化等災害亦有些吻合。

3. 由臺中港區共振主頻分析結果顯示：921 地震液化災區之淺層共振主頻小於 3Hz，非液化災區之淺層共振主頻大於 3.9Hz。
4. 由 94 年 3 月 6 日蘇澳雙震源地震之超額動態孔隙水壓分析結果顯示：蘇澳港區之 PGA=155gal，土層深度 5m-20m 之超額動態孔隙水壓為 10kpa，即有 1m 高之超額動態水位，其超額動態孔隙水壓比約有 10%，土層深度 30m 之超額動態孔隙水壓為 30kpa，即有 3m 高之超額動態水位，其超額動態孔隙水壓比亦約有 10%；其中超額孔隙水壓為 0.25Hz 以下之低瀕反應，震盪動態水壓為 0.25Hz 以上之高瀕反應。
5. 由 95 年 12 月 26 日屏東枋寮地震引致之超額動態孔隙水壓分析結果顯示：高雄港區之 PGA=97gal，土層深度 8-20m 之超額動態孔隙水壓約為 0.1 kg/cm^2 ，即有 1m 高之超額動態水位，其超額動態孔隙水壓比約有 10%，其中超額孔隙水壓為 0.10Hz 以下之低瀕反應，震盪動態水壓為 0.10Hz 以上之高瀕反應。安平港區之 PGA=101gal，土層深度 10m 之超額動態孔隙水壓為 3 kpa，即有 30cm 高之超額動態水位，其超額動態孔隙水壓比僅有 3%，其中超額孔隙水壓為 0.08Hz 以下之低瀕反應，震盪動態水壓為 0.08Hz 以上之高瀕反應。

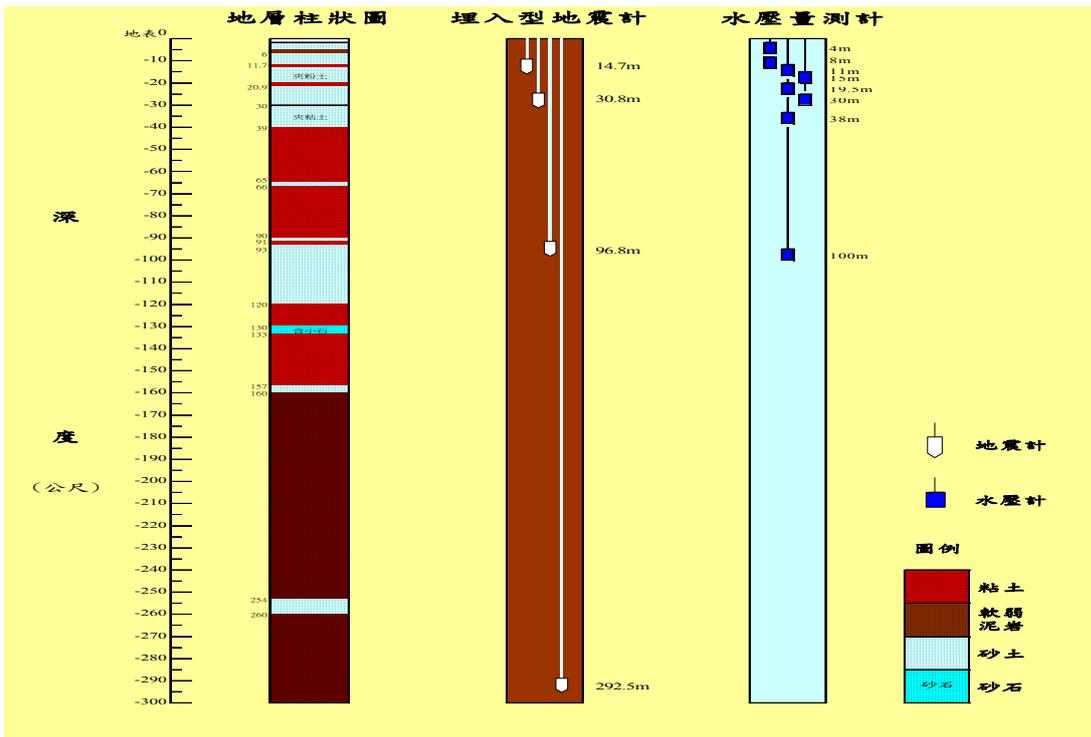


圖 2.1 高雄港井下地震及動態水壓監測站示意圖

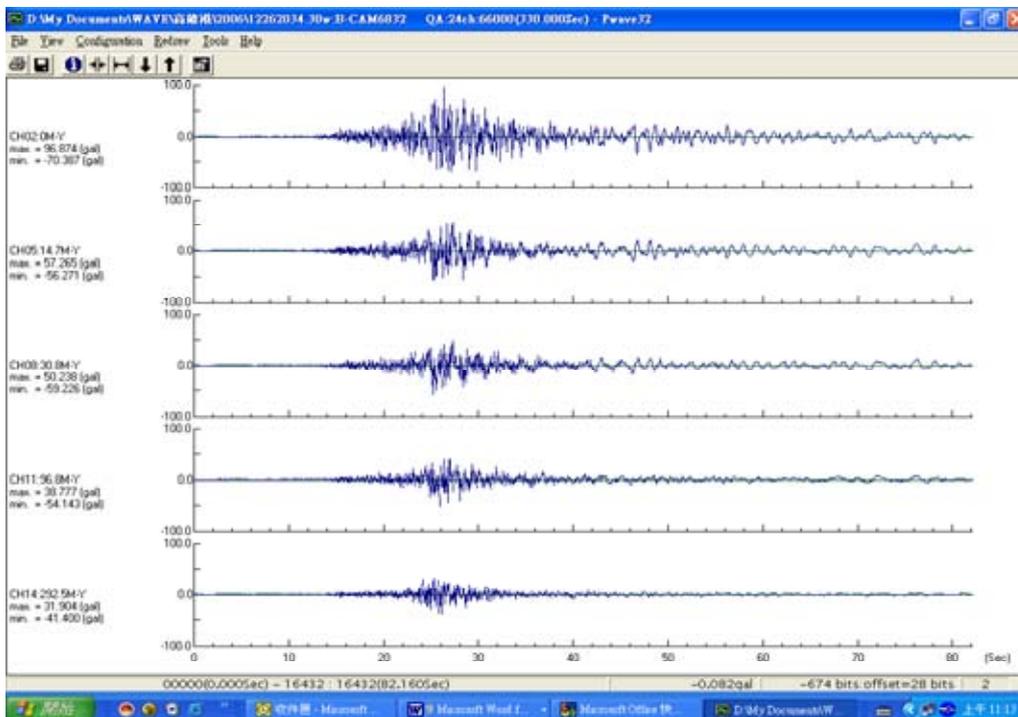


圖 2.2 高雄港 2006 年 12 月 26 日 20 點 34 分地震波

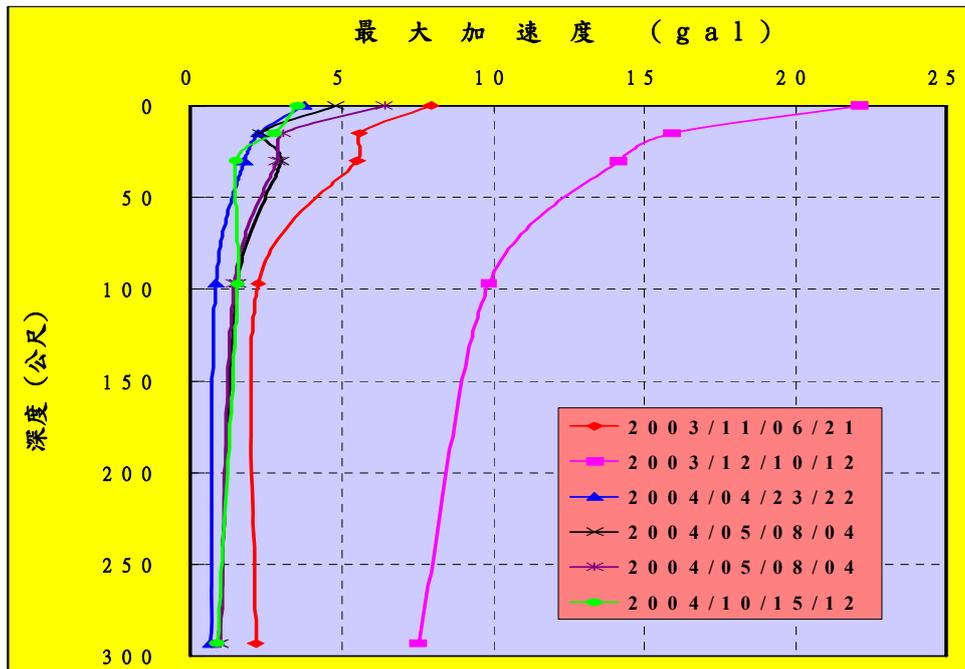


圖 高雄港地震最大加速度隨深度變化圖

圖 2.3 高雄港井下地震儀南北向之最大加速度隨深度變化圖

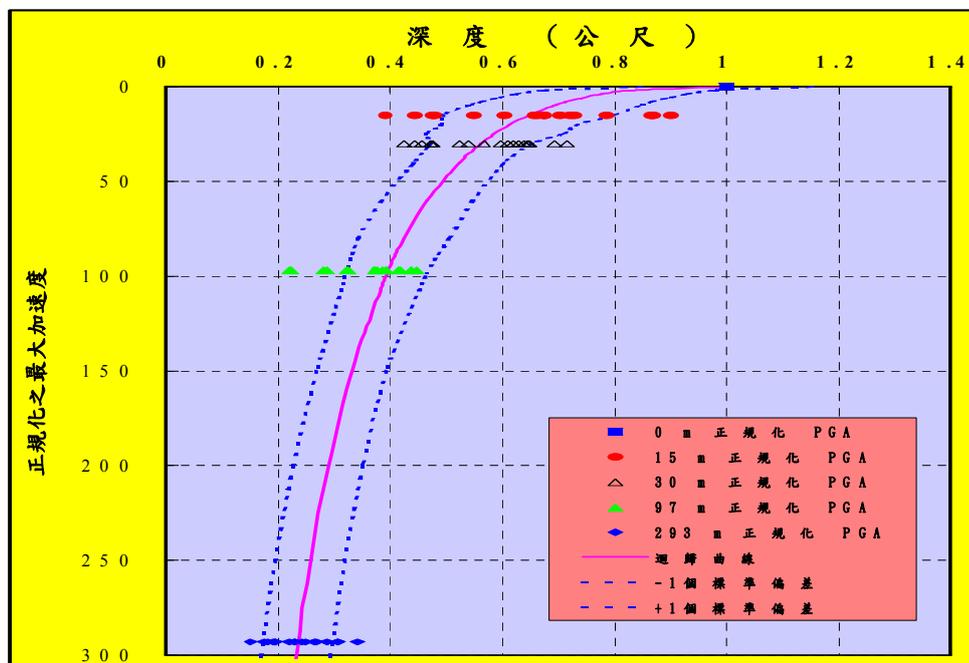


圖 高雄港正規化之最大加速度隨深度變化圖

圖 2.4 高雄港井下地震儀南北向正規化之最大加速度隨深度變化圖



圖 2.5 港灣井下地震及液化監測之站之分佈圖

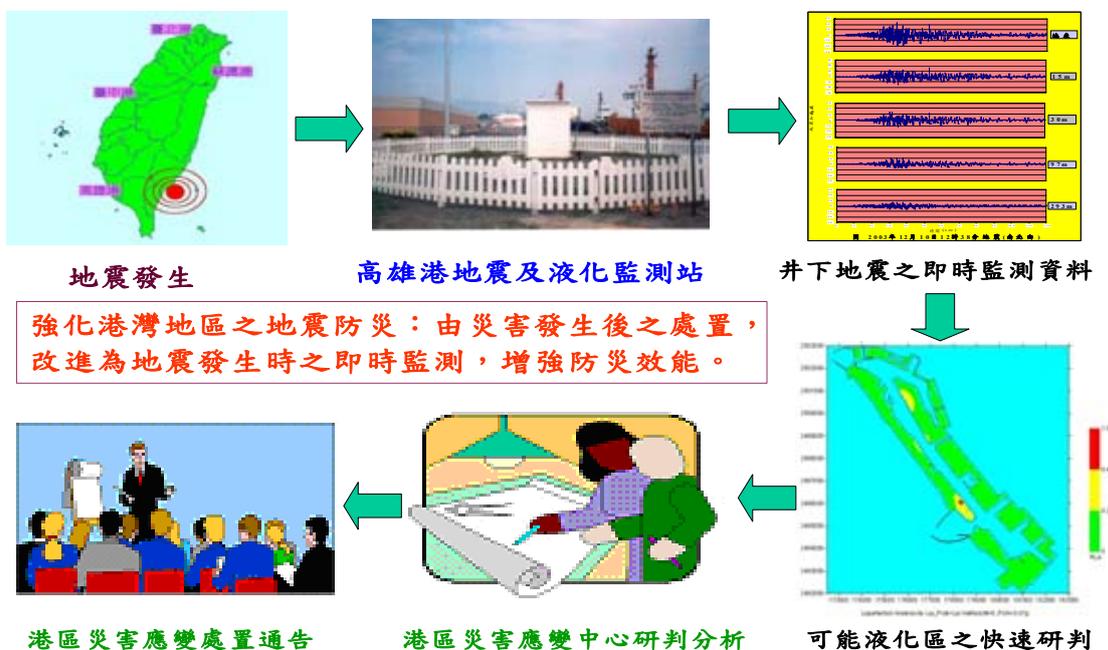


圖 2.6 港灣地區地震防救災之作業流程圖



圖 2.7 港灣井下地震即時網頁資訊

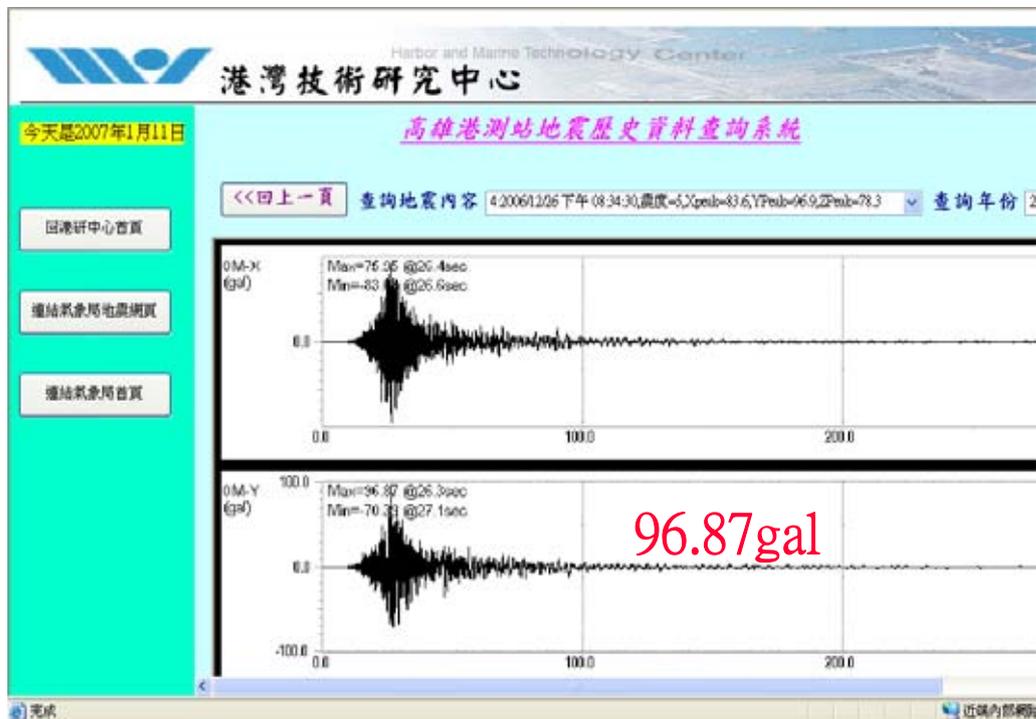


圖 2.8 高雄港井下地震即時網頁資訊查詢(95.12.26)

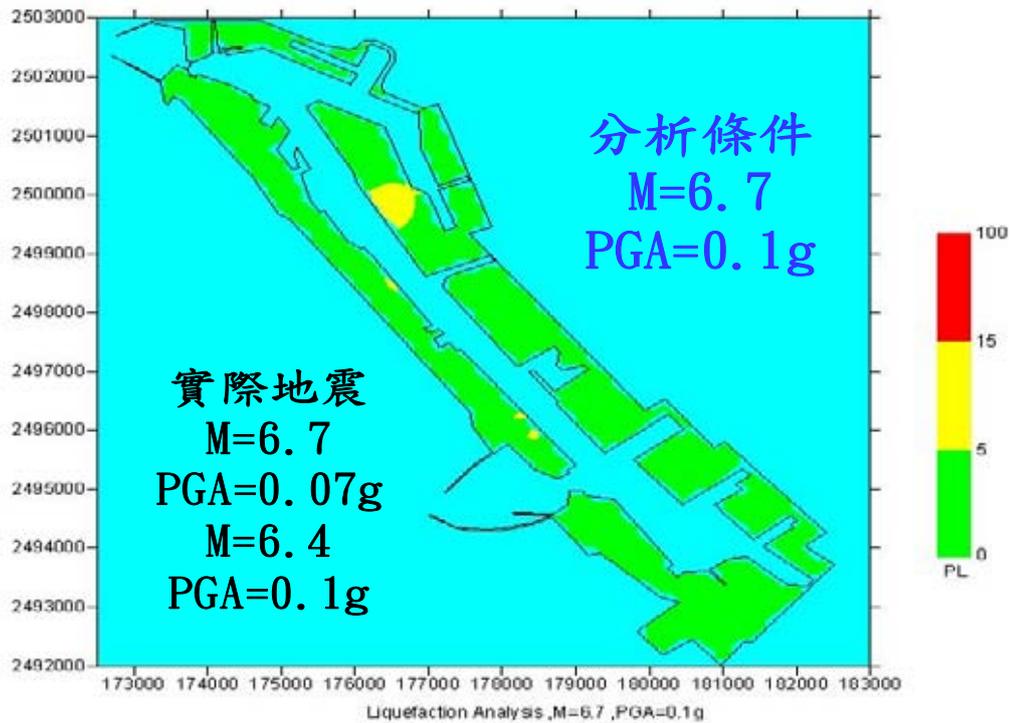


圖 2.9 恆春地震引致高雄港區液化危害程度分析圖

港灣地震即時簡訊

- 高雄港地震 2006/12/26 20:34:30
震度5級 PGA=96.9 gal。
- 49-55、115-117號碼頭後線可能有部份
龜裂，須派人檢測，IHMT 提供。

圖 2.10 港灣地震即時簡訊示意圖

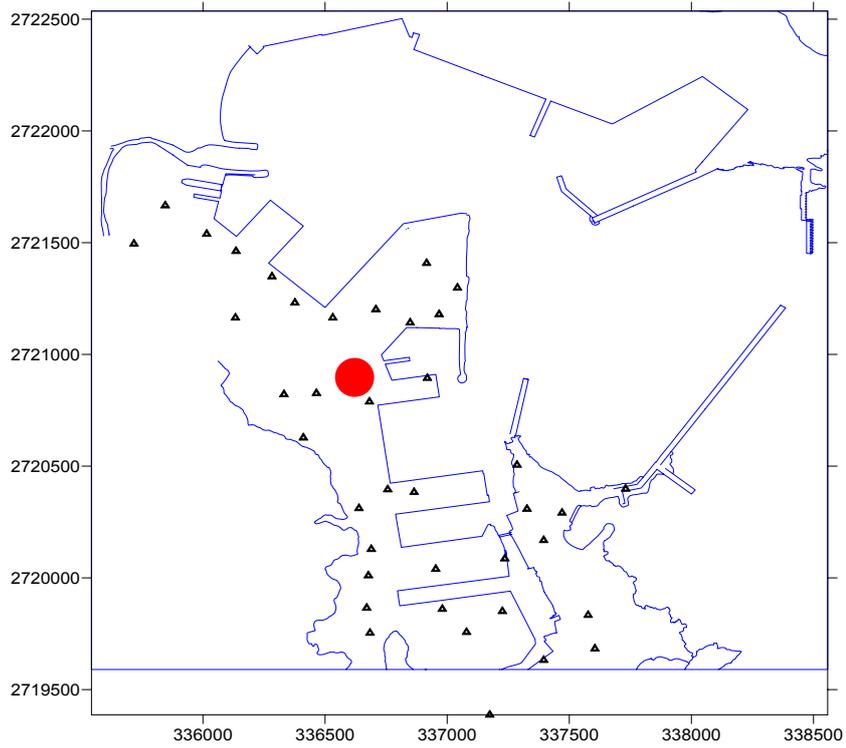


圖 2.11 蘇澳港地震監測井與與微地動試驗分佈圖

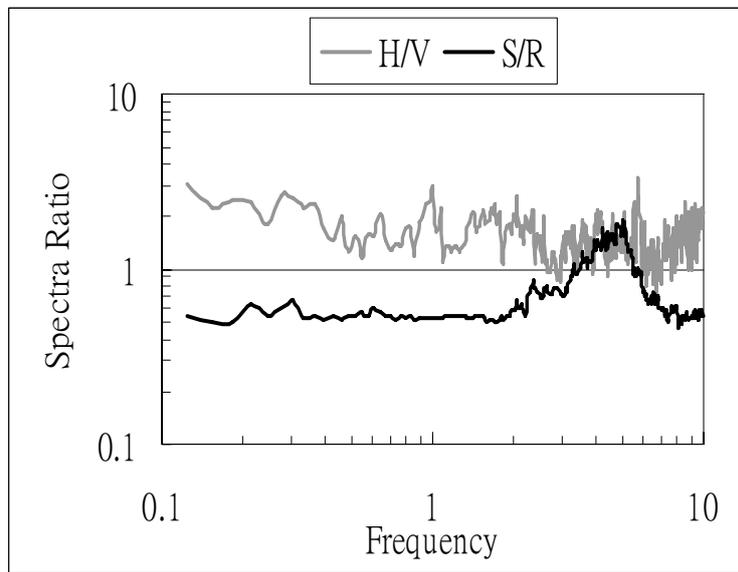


圖 2.12 蘇澳港地表與深度 15 米之頻譜比與微地動分析比較圖

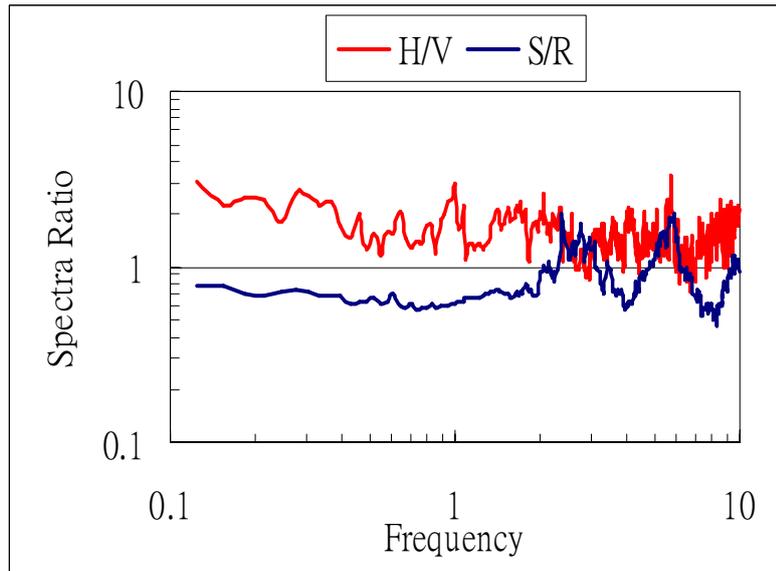


圖 2.13 蘇澳港地表與深度 35 米之頻譜比與微地動分析比較圖

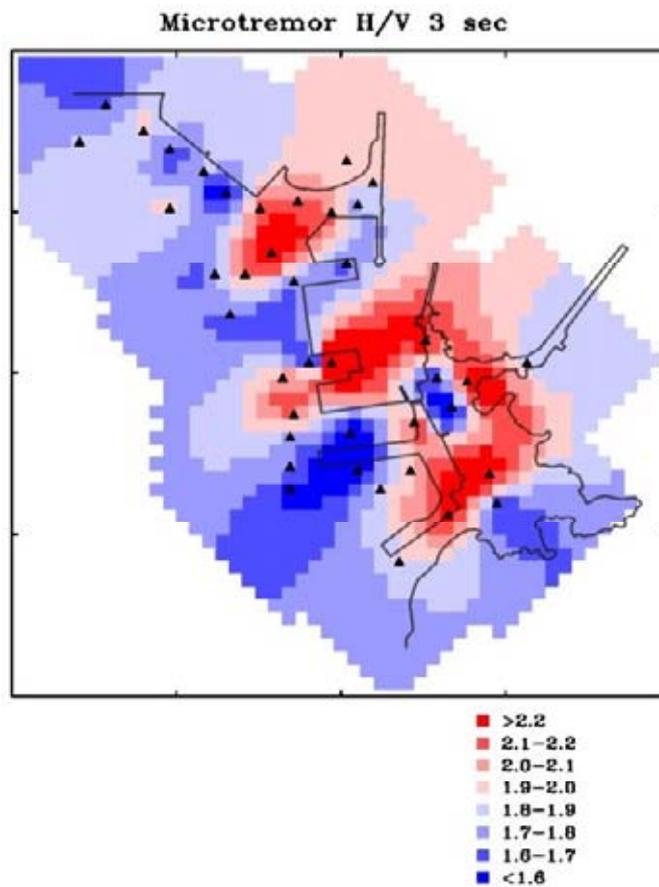


圖 2.14 蘇澳港特性週期 3 秒港區放大倍率等值圖

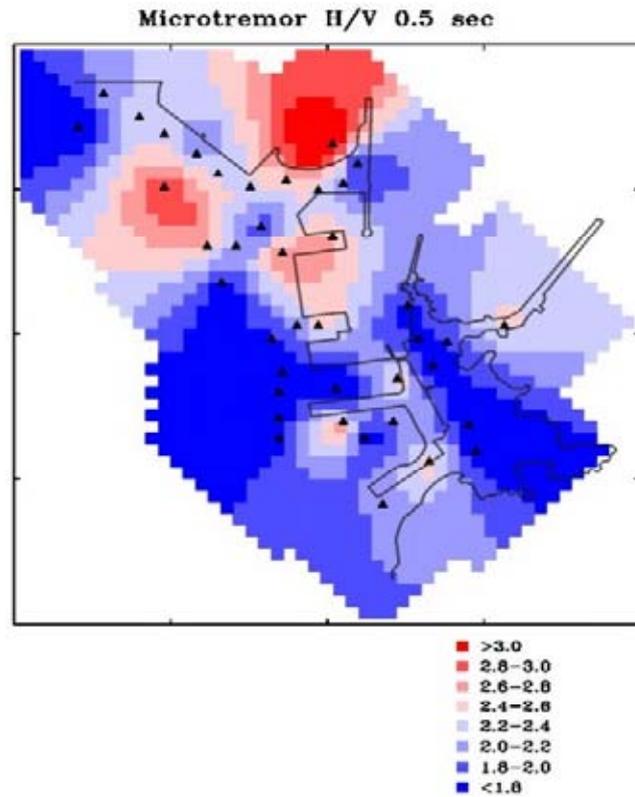


圖 2.15 蘇澳港特性週期 0.5 秒港區放大倍率等值圖

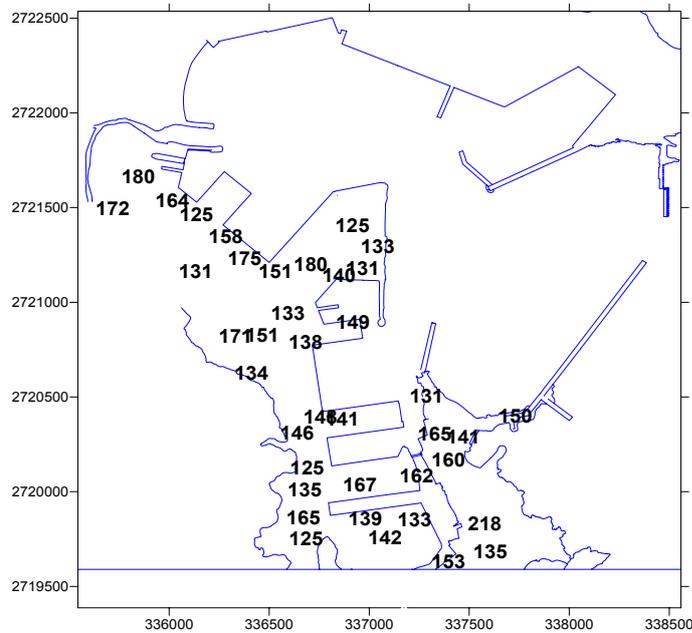


圖 2.16 蘇澳港 2005 年 3 月 6 日地震 PGA 模擬之分佈圖(東西向)

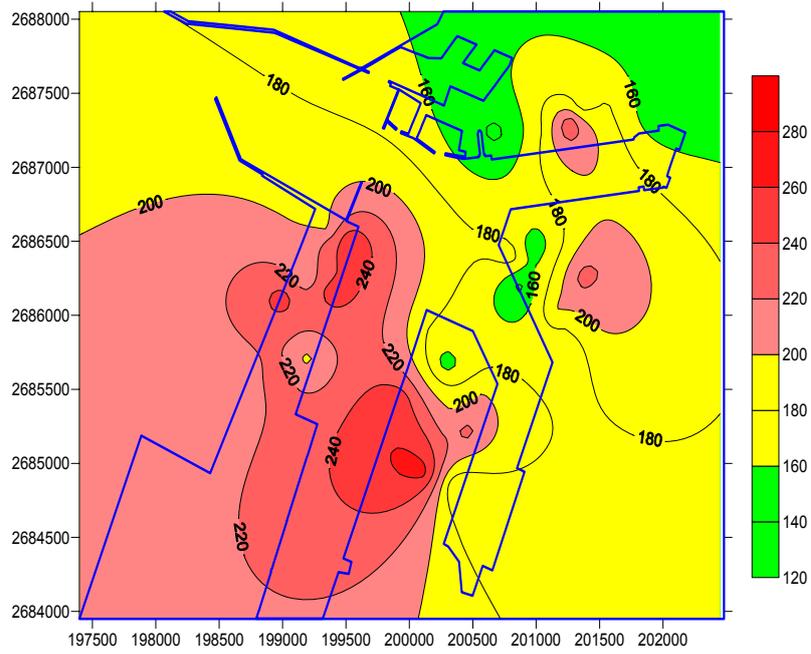


圖 2.17 臺中港 921 地震 PGA 模擬之分佈圖(東西向)

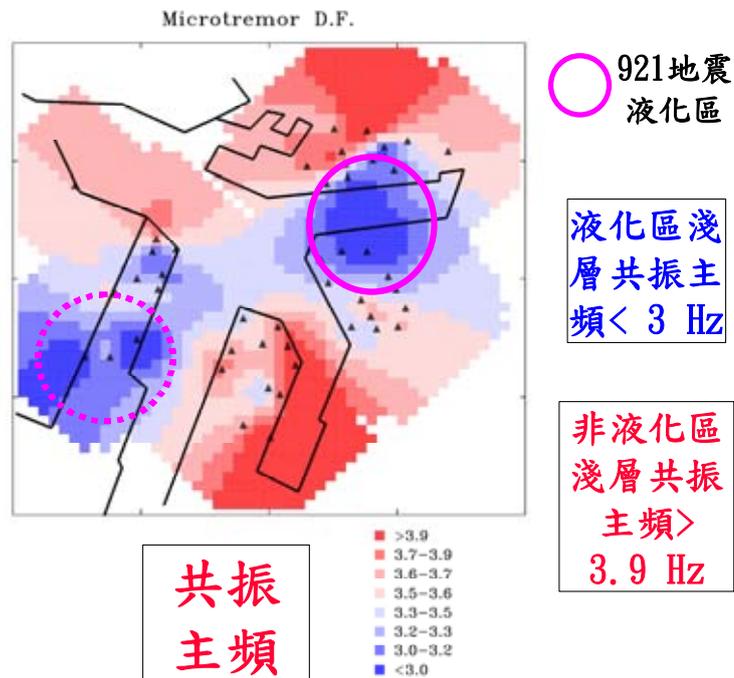


圖 2.18 臺中港淺層共振主頻之分佈圖

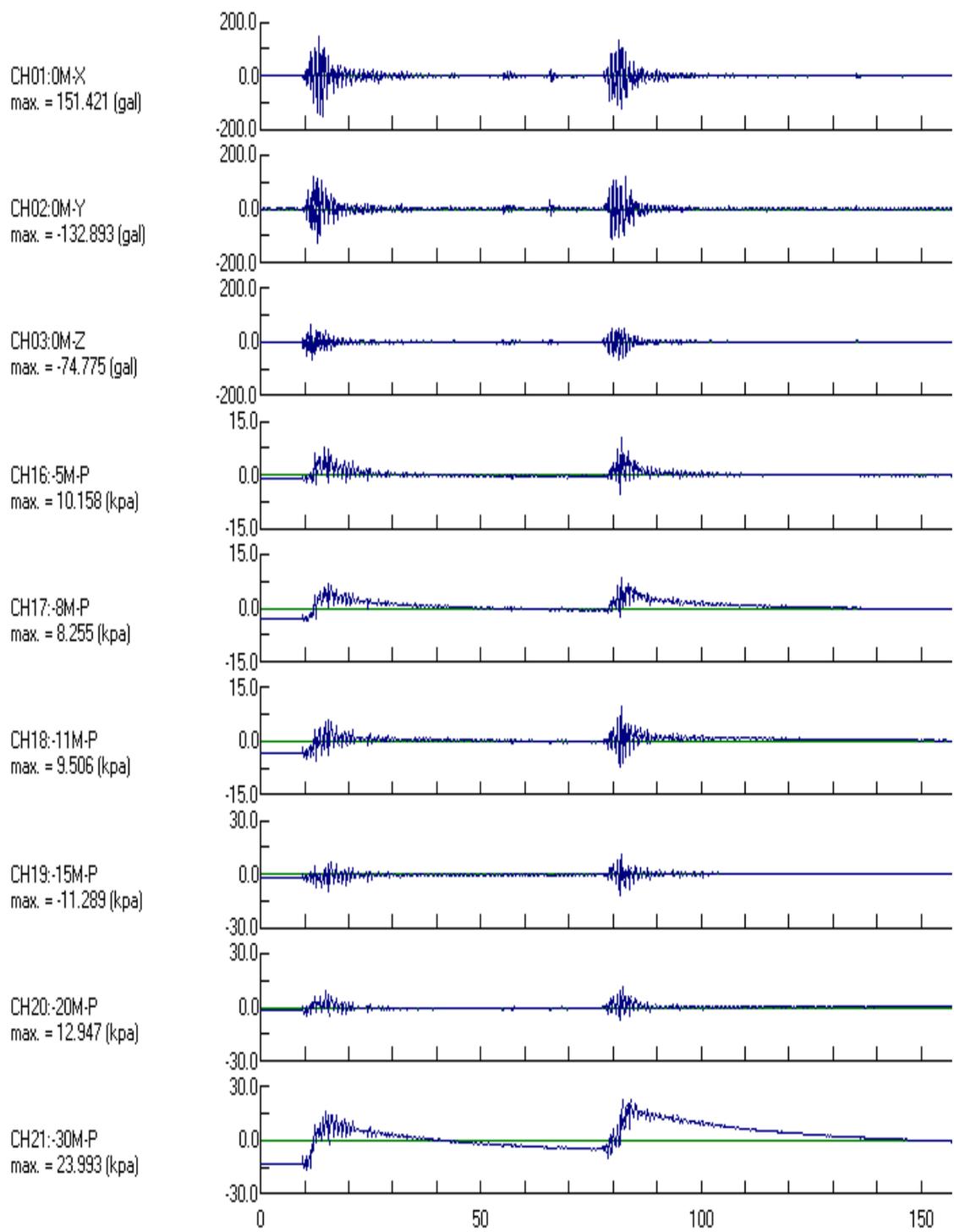


圖 2.19a 蘇澳港 2005 年 3 月 6 日地震之動態水壓變化

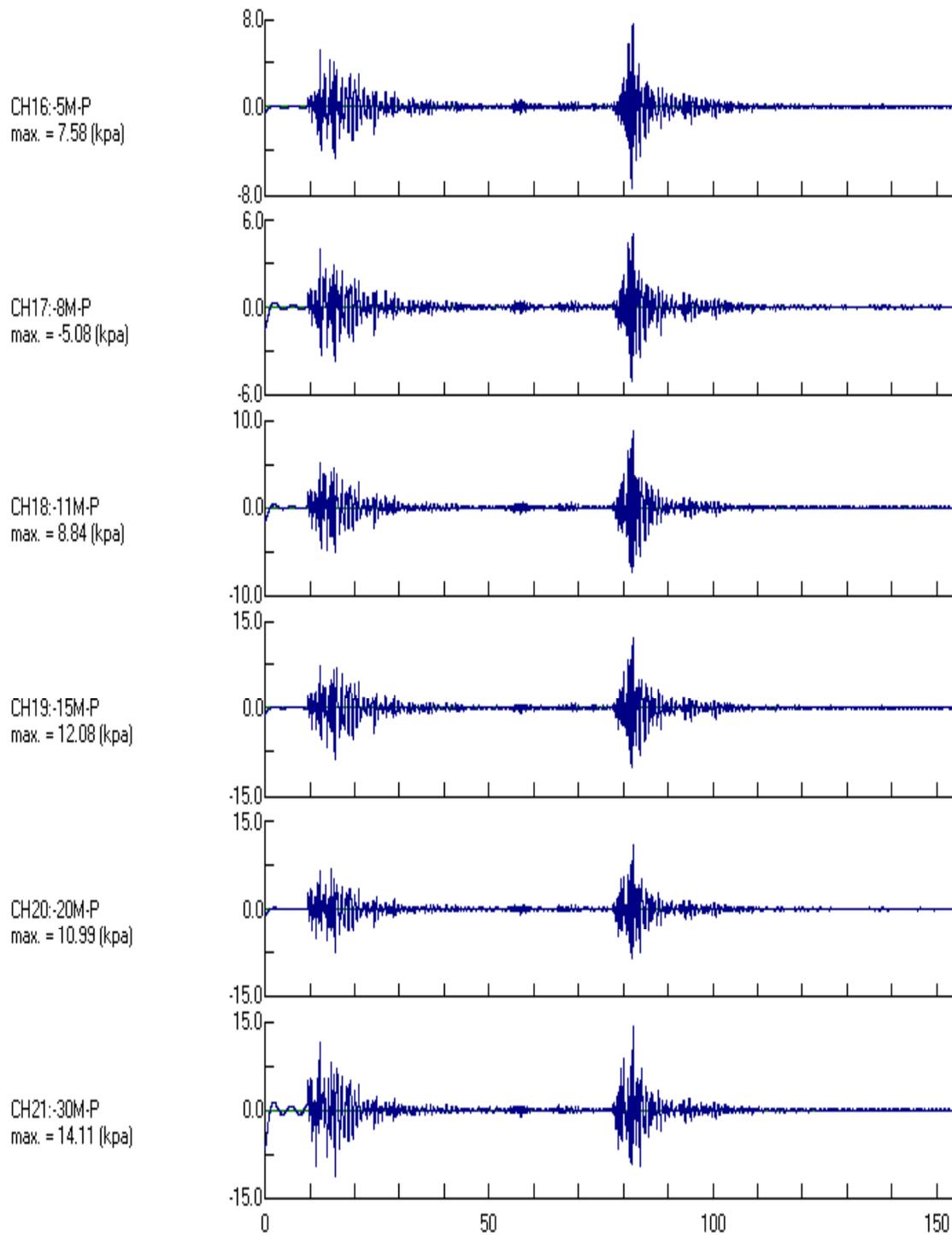


圖 2.19b 蘇澳港 2005 年 3 月 6 日地震之動態水壓變化(大於 0.25Hz)

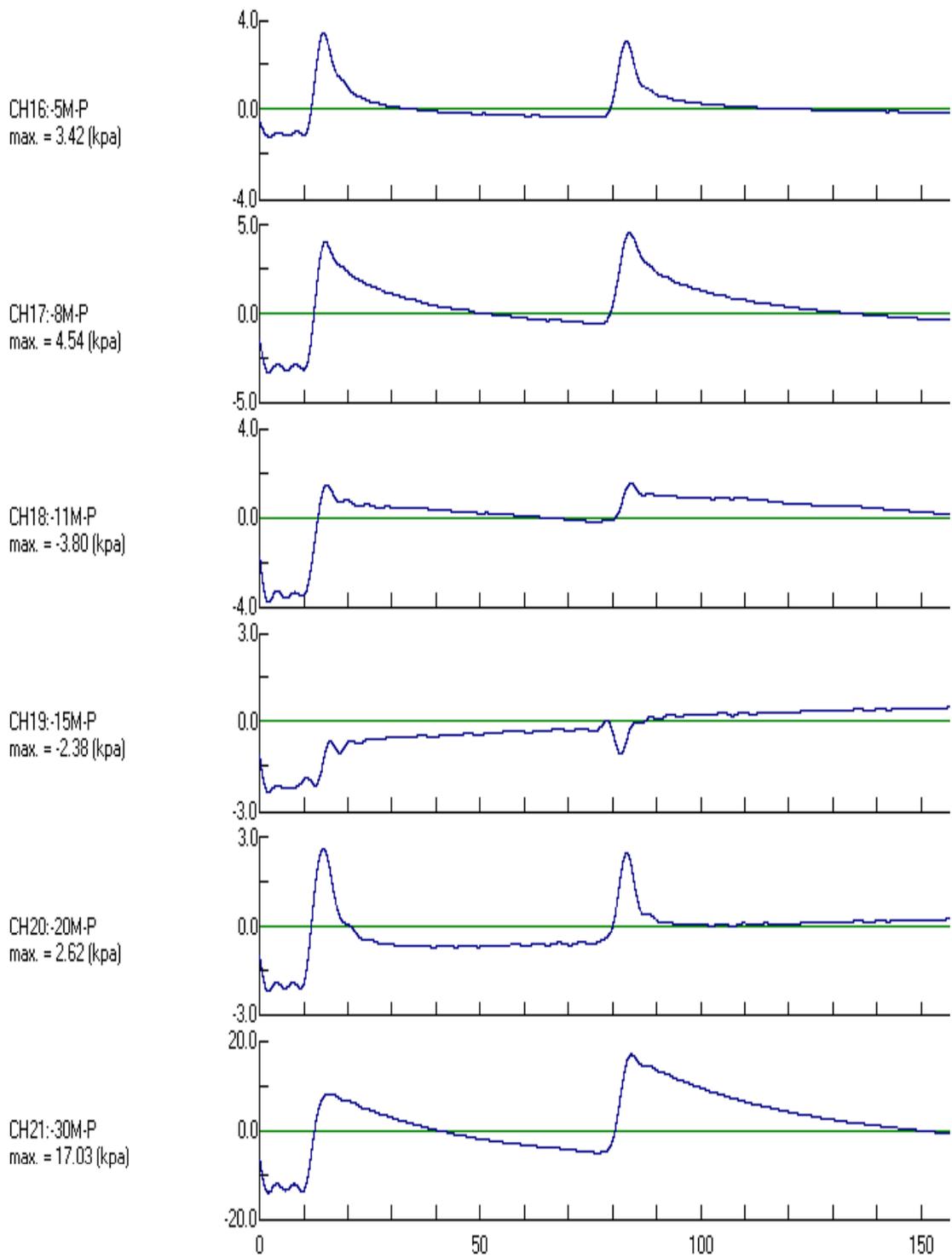


圖 2.19c 蘇澳港 2005 年 3 月 6 日地震之動態水壓變化(小於 0.25Hz)

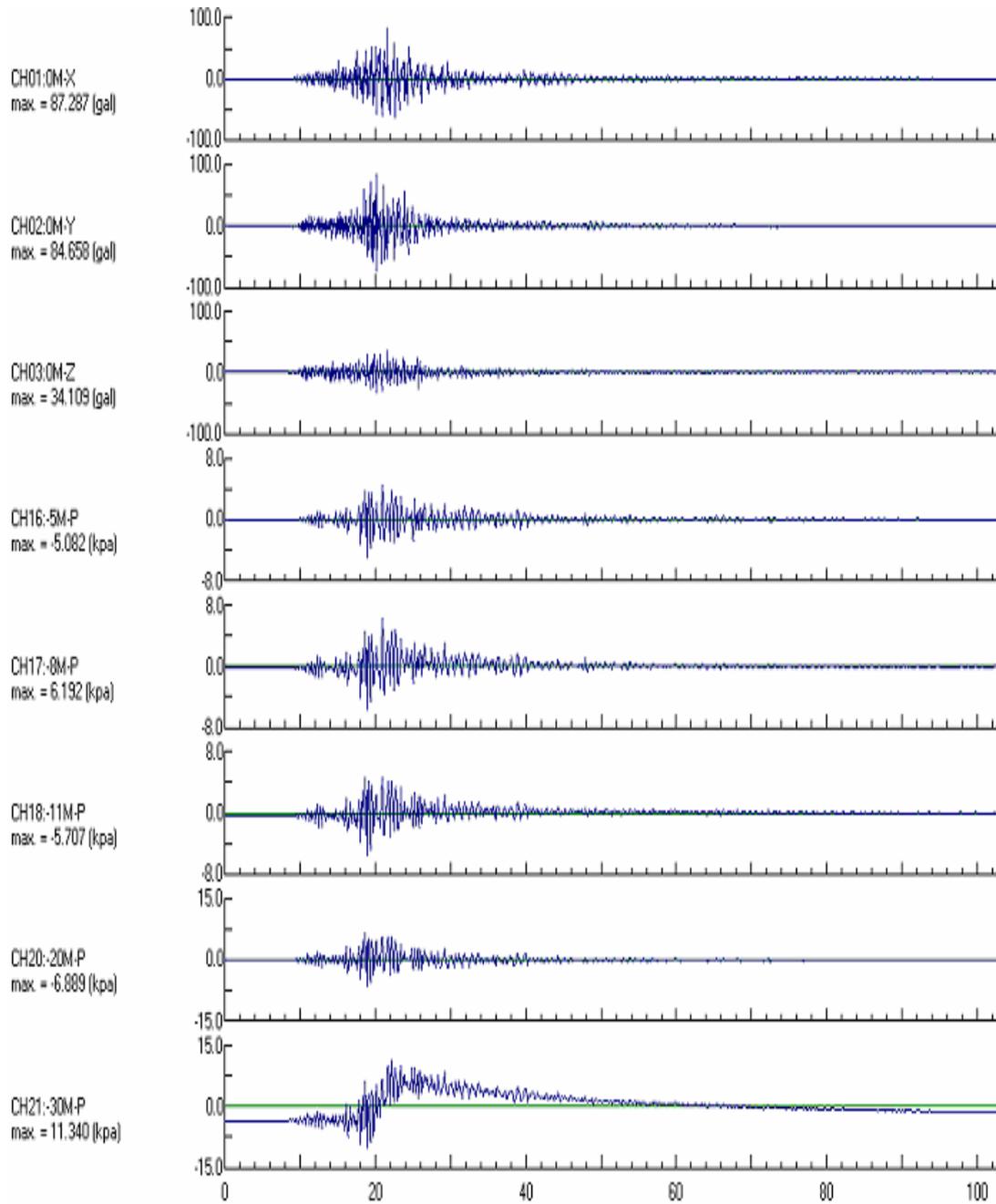


圖 2.19d 蘇澳港 2007 年 9 月 7 日地震之動態孔隙水壓變化

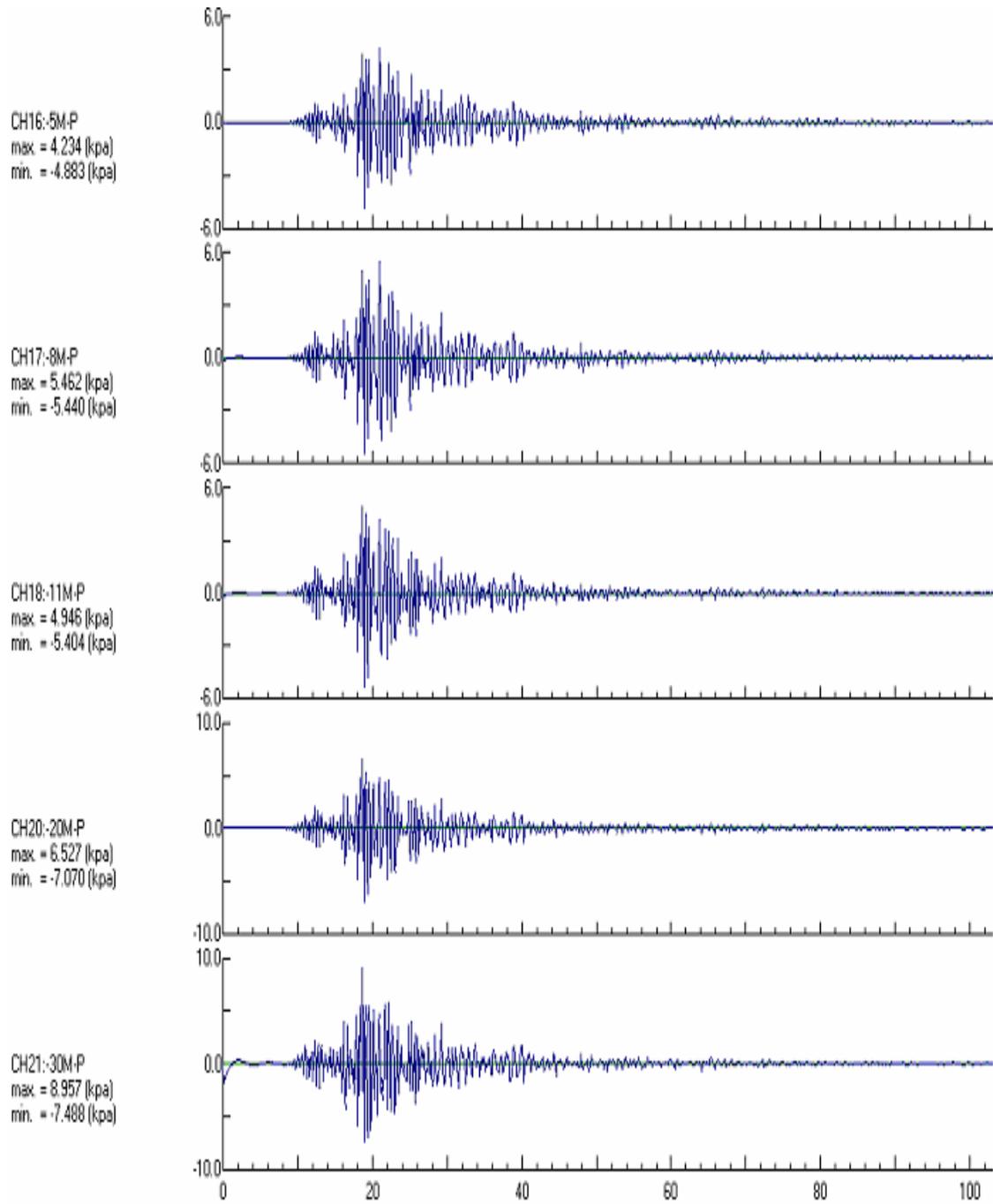


圖 2.19e 蘇澳港 2007 年 9 月 7 日地震之動態孔隙水壓變化
(大於 0.25Hz)

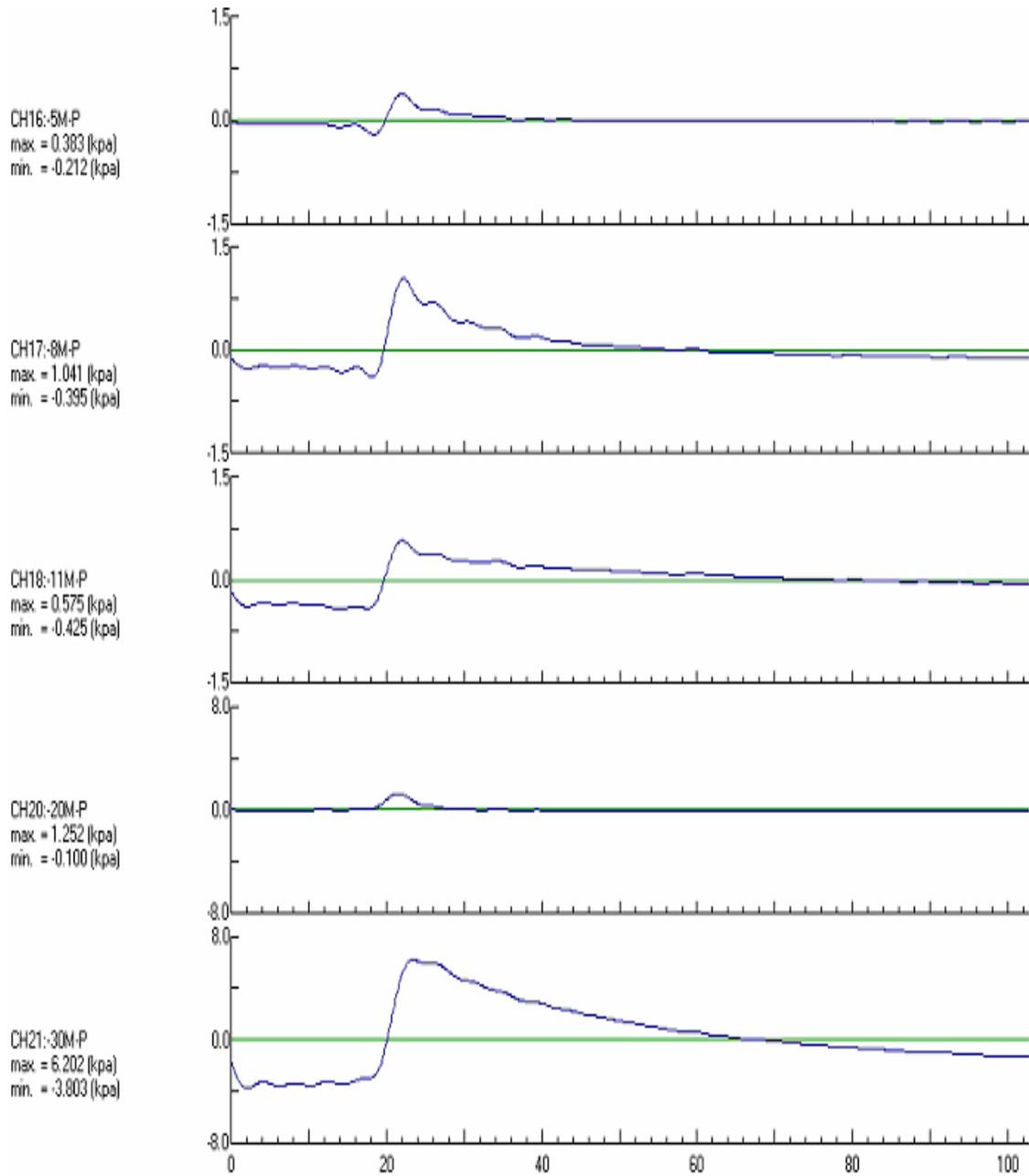


圖 2.19f 蘇澳港 2007 年 9 月 7 日地震之動態孔隙水壓變化(小於 0.25Hz)

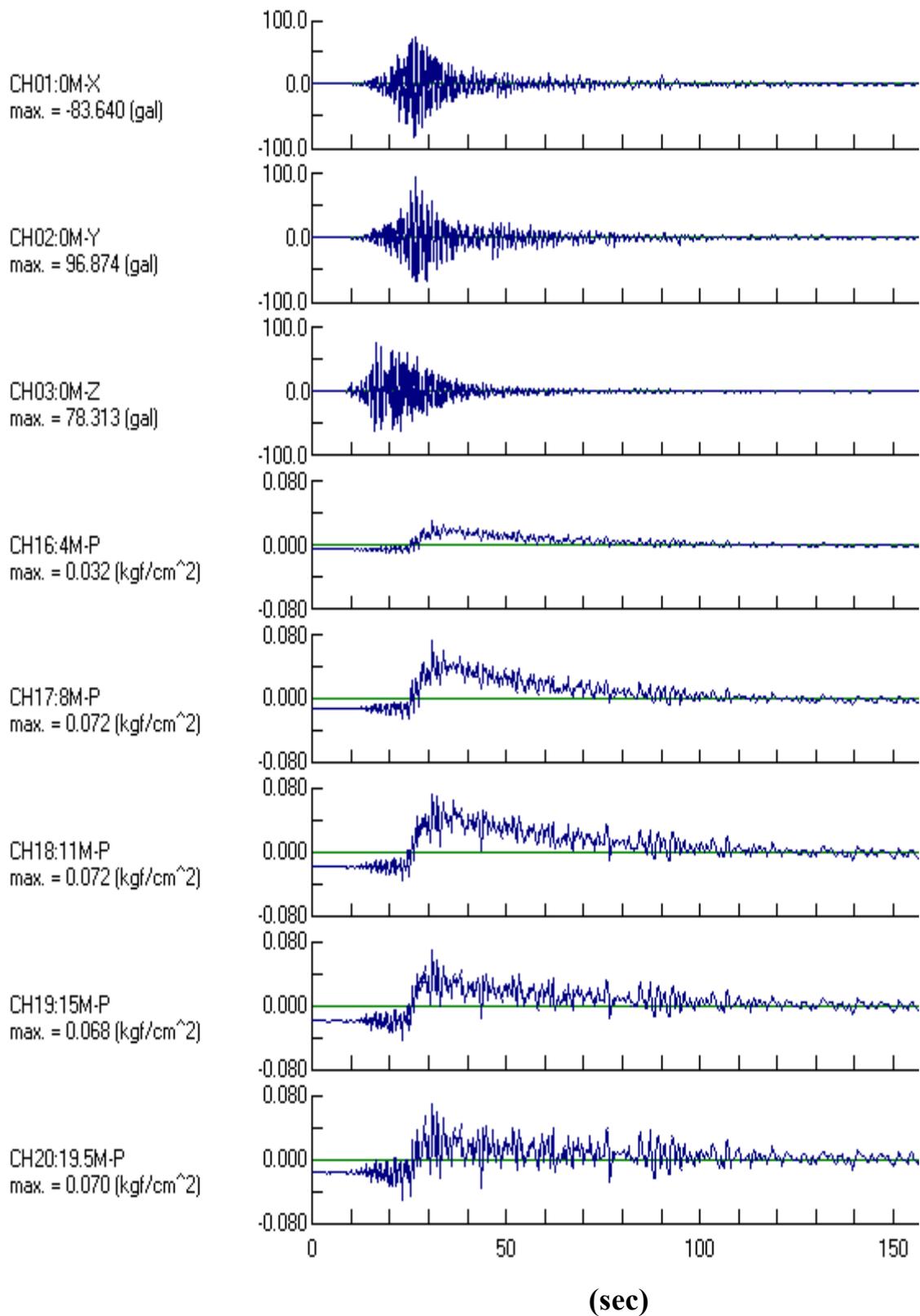


圖 2.20a 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化

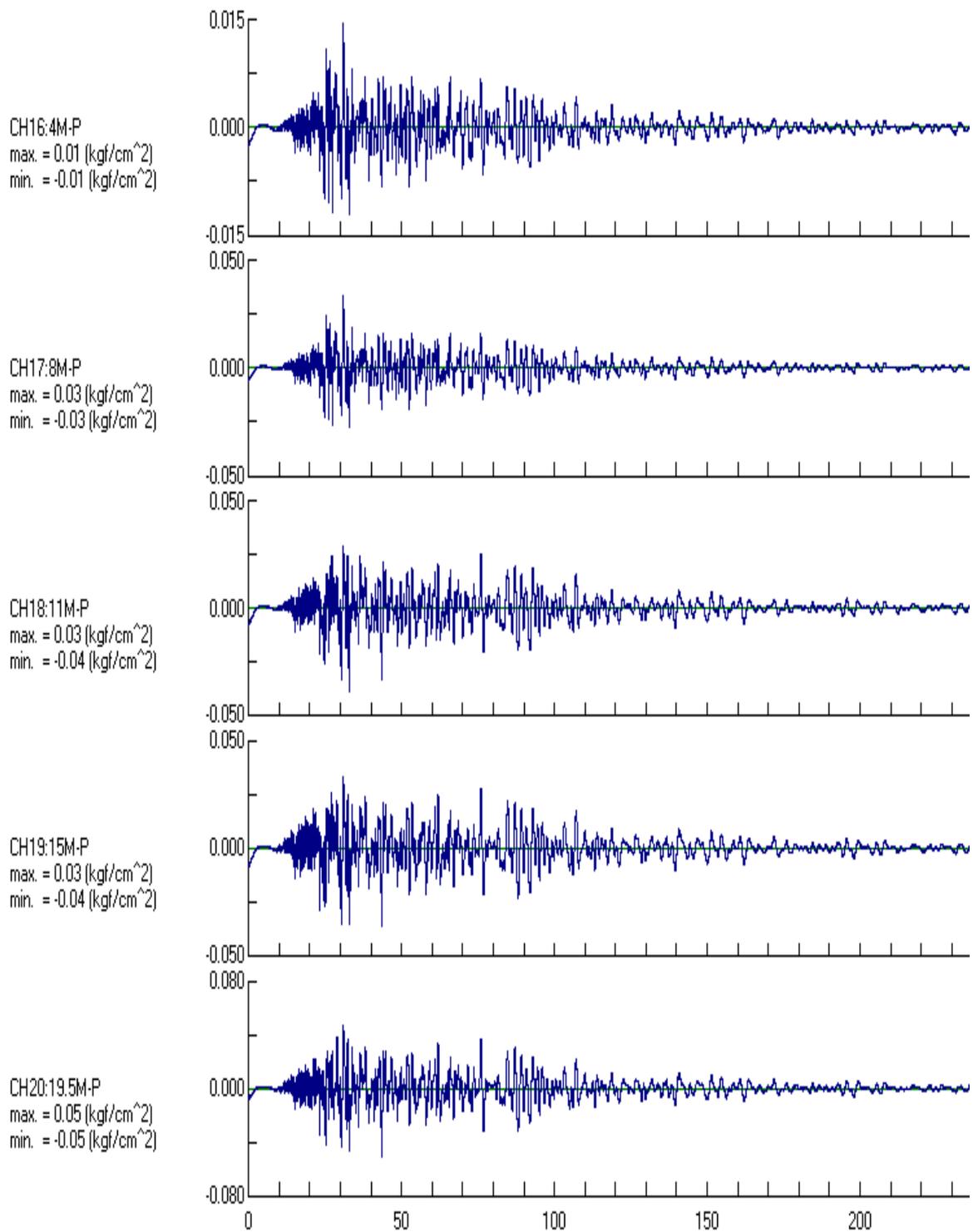


圖 2.20b 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化(大於 0.1Hz)

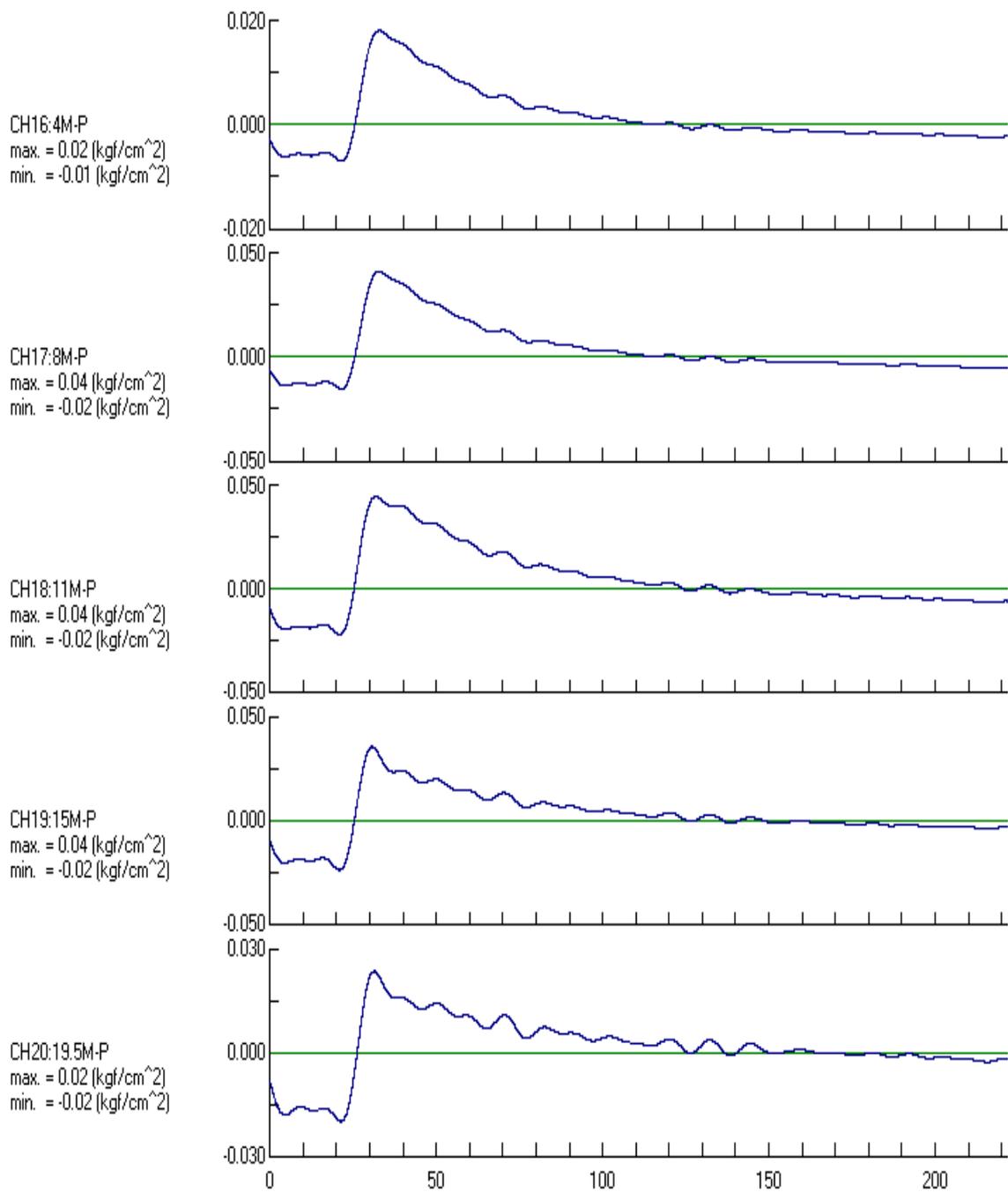


圖 2.20c 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化(小於 0.1Hz)

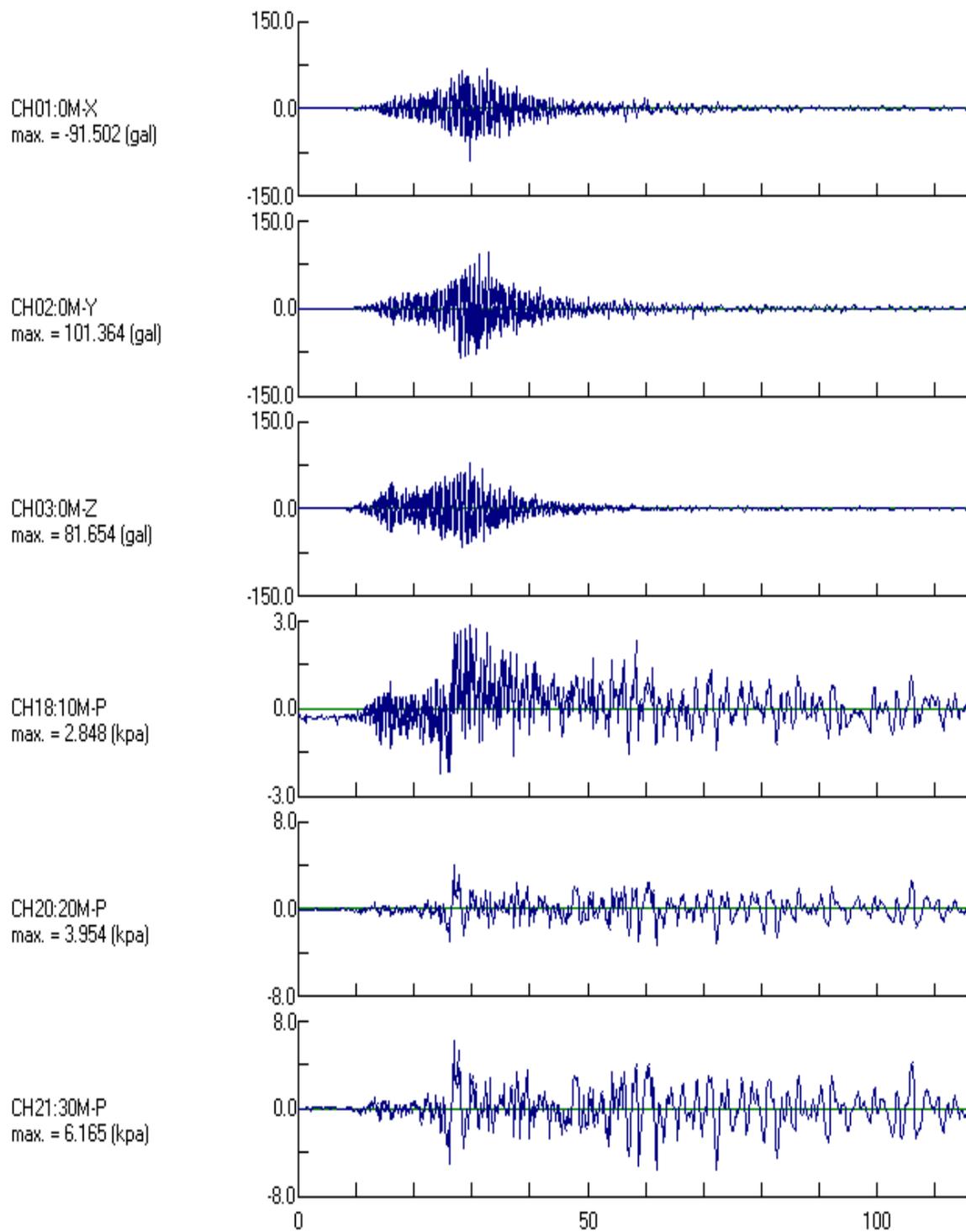


圖 2.21a 安平港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化

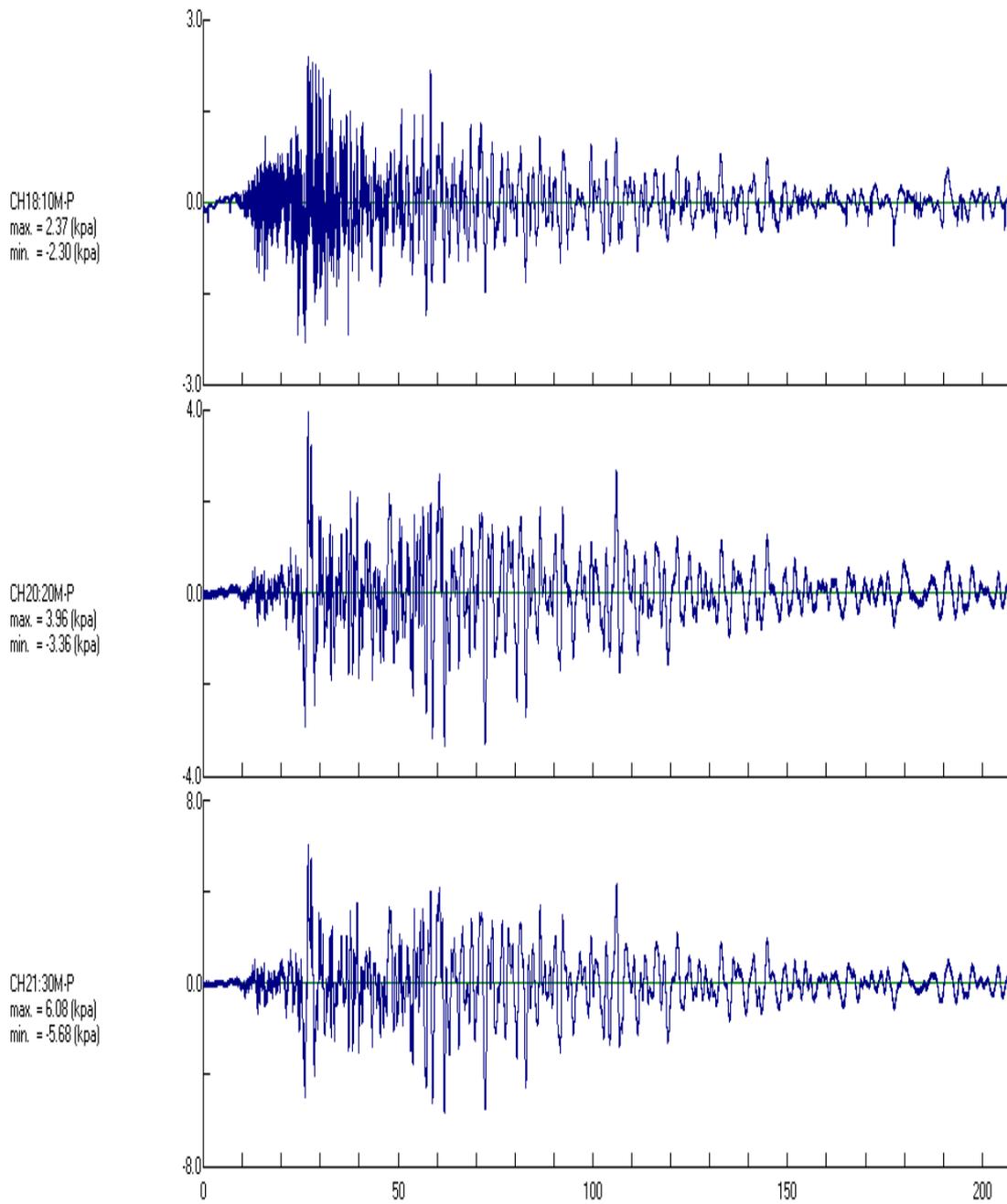


圖 2.21b 安平港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化(大於 0.08Hz)

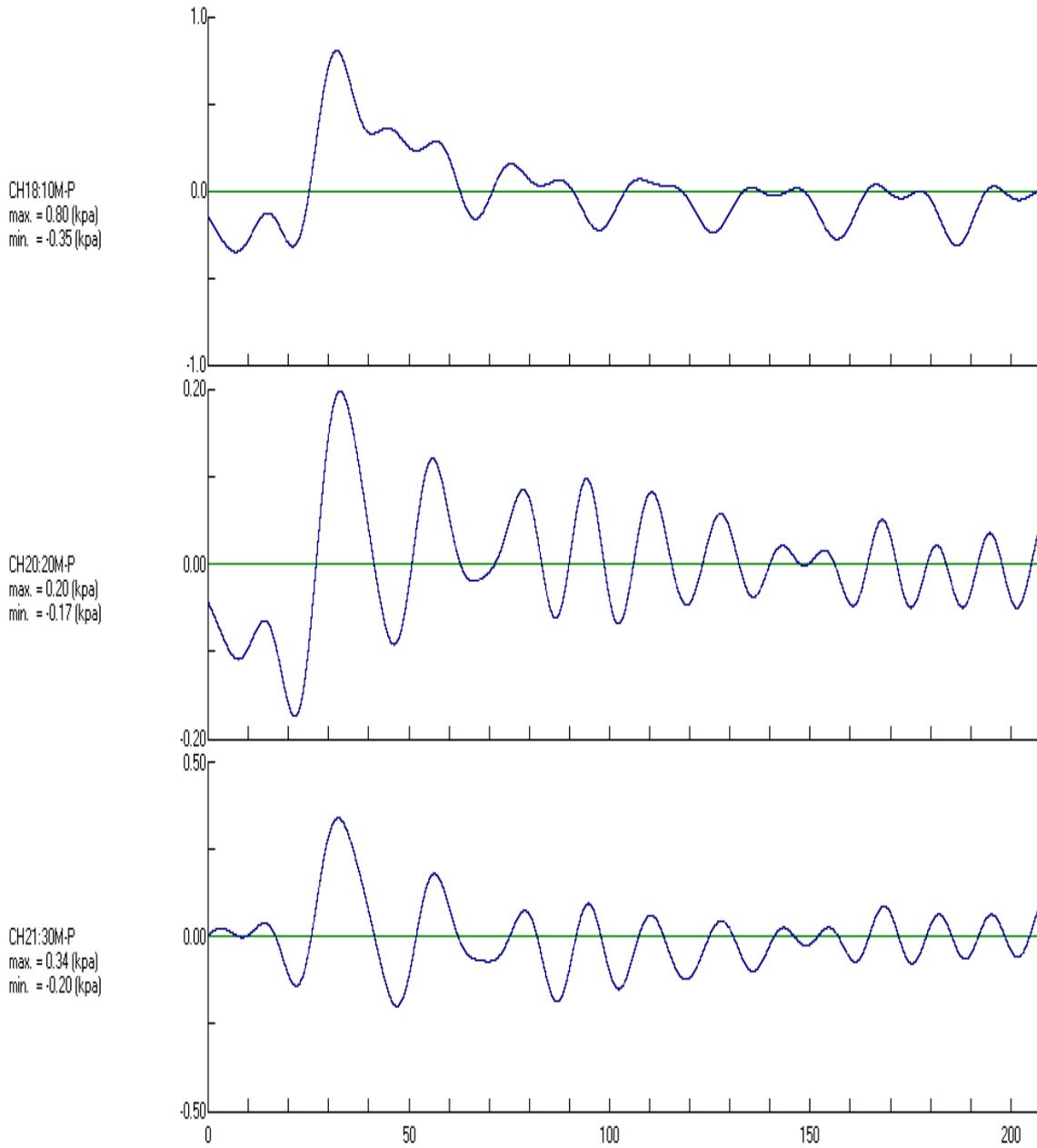


圖 2.21c 安平港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化(小於 0.08Hz)

第三章 港灣地區碼頭類型及地震災況案例

3.1 港灣碼頭結構物類型

碼頭為港灣地區最重要之設施，提供進出港區之船舶繫靠及裝卸貨務須用。碼頭類型繁多，設計建造時，除須考慮船舶大小、載送貨物類別之外，也須依據海陸自然條件、施工條件、工期及建造費用等條件，做最適當之選擇。

國內各商港，其碼頭用途大抵可分為：客運碼頭、雜貨碼頭、散貨碼頭、貨櫃碼頭、重件碼頭、危險品碼頭、客運碼頭、專用碼頭等，另有些港區，也保留軍用碼頭區。而依結構型式，可劃分出：重力式碼頭、板樁式碼頭、棧橋式碼頭及其他如平臺基樁式碼頭等類型。

重力式碼頭可再細分出：沉箱式、L 型塊式、方塊式(含混泥土方塊、砌石方塊、中空型方塊、消波方塊等)、現場澆置混泥土式等碼頭型式，如圖 3.1 到 3.6 所示。

板樁式碼頭可再細分出：自立式板樁、錨碇式板樁、板樁錨碇式(依錨碇板型式又可細分為：一般錨碇板式、板樁錨碇式、直樁錨碇式、組樁或斜樁錨碇式；而其板樁材質又可細分為：混凝土、鋼筋混凝土、鋼板等)、井筒式等碼頭型式，如圖 3.7 到 3.9 所示。

棧橋式碼頭可再細分出：直樁棧橋式、斜樁(組樁)棧橋式、圓筒或角筒棧橋式等碼頭型式，如圖 3.10 到 3.12 所示。

其他碼頭結構型式尚有平臺基樁式、橋臺墩式、離岸式、浮式等碼頭類型，其中平臺基樁式碼頭如圖 3.13 所示，橋臺墩式碼頭如圖 3.14 所示。

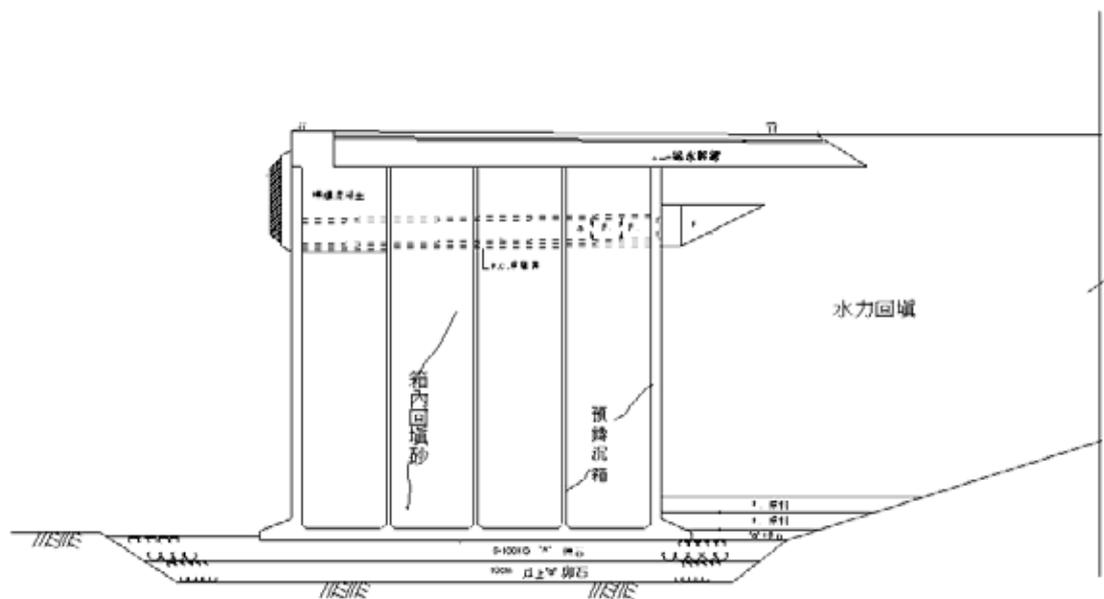


圖 3.1 沉箱式碼頭

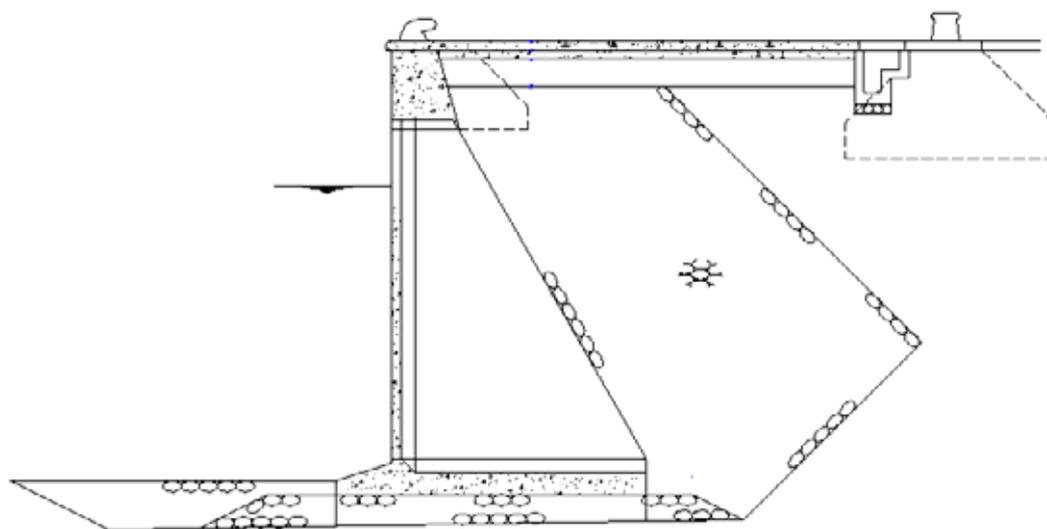


圖 3.2 L型塊式碼頭

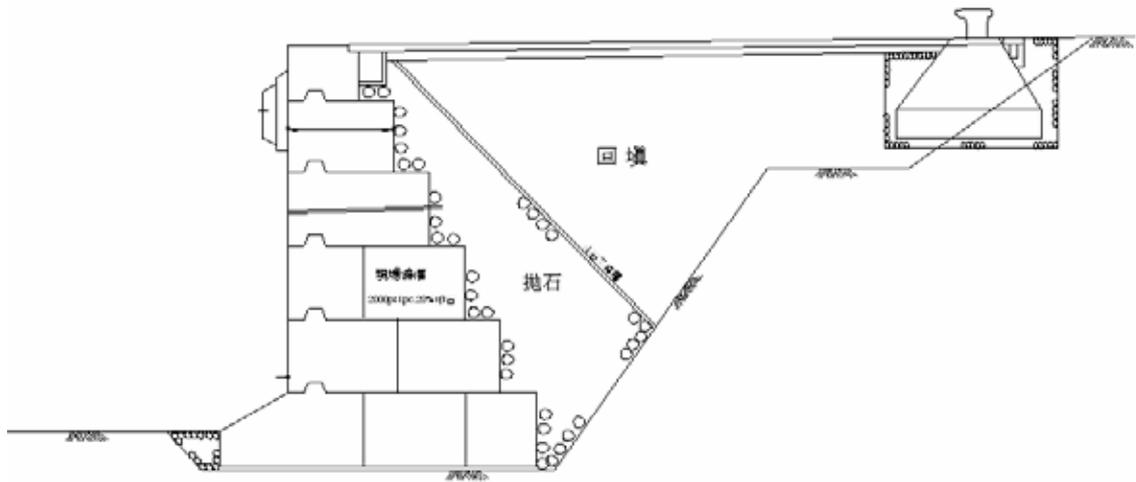


圖 3.3 方塊式碼頭

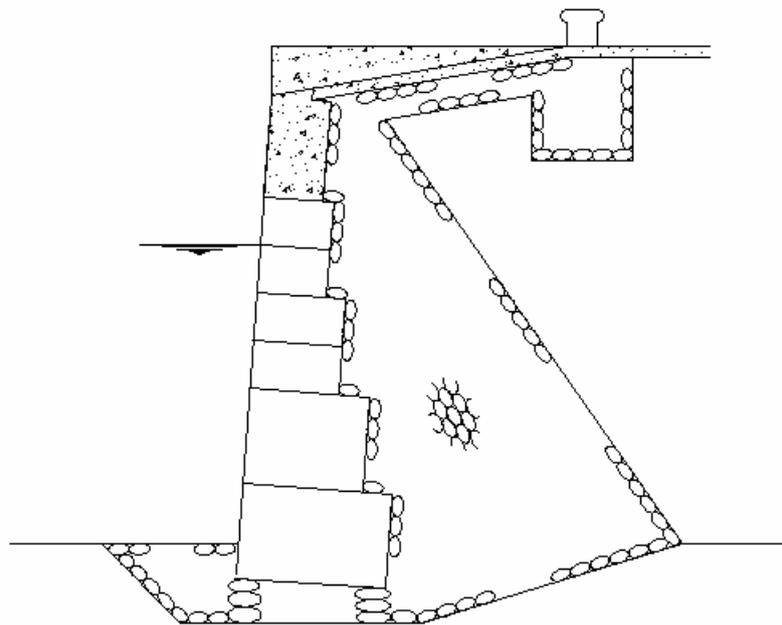


圖 3.4 混泥土方塊(擁壁)式碼頭

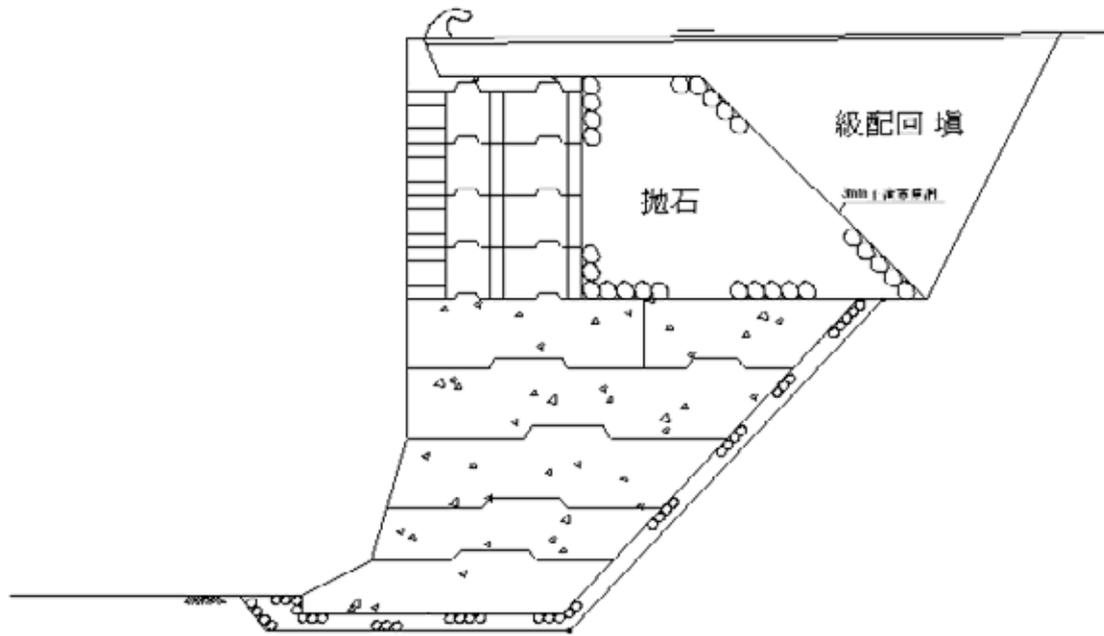


圖 3.5 消波方塊式碼頭

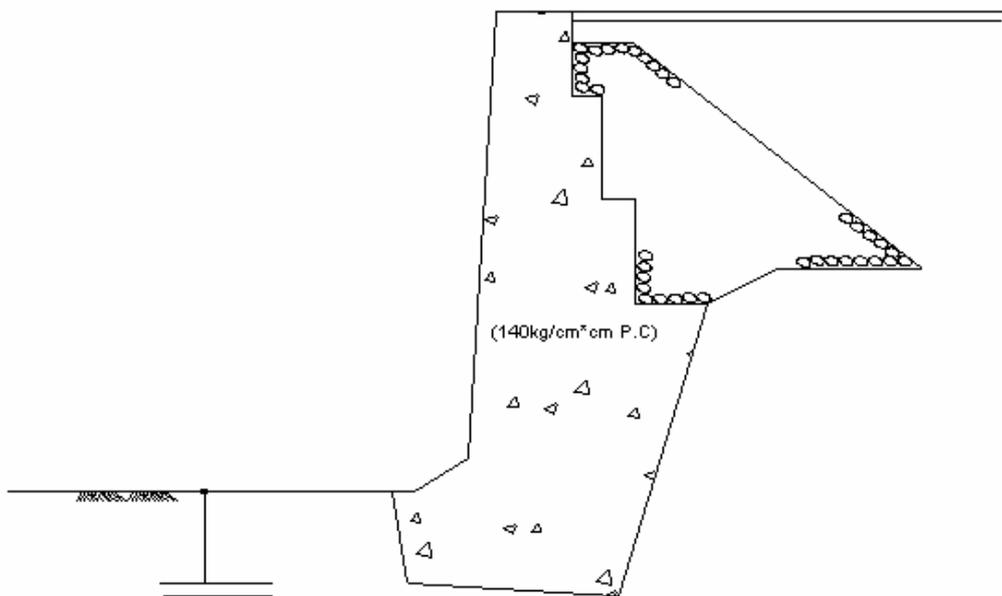


圖 3.6 現場澆置混凝土式碼頭

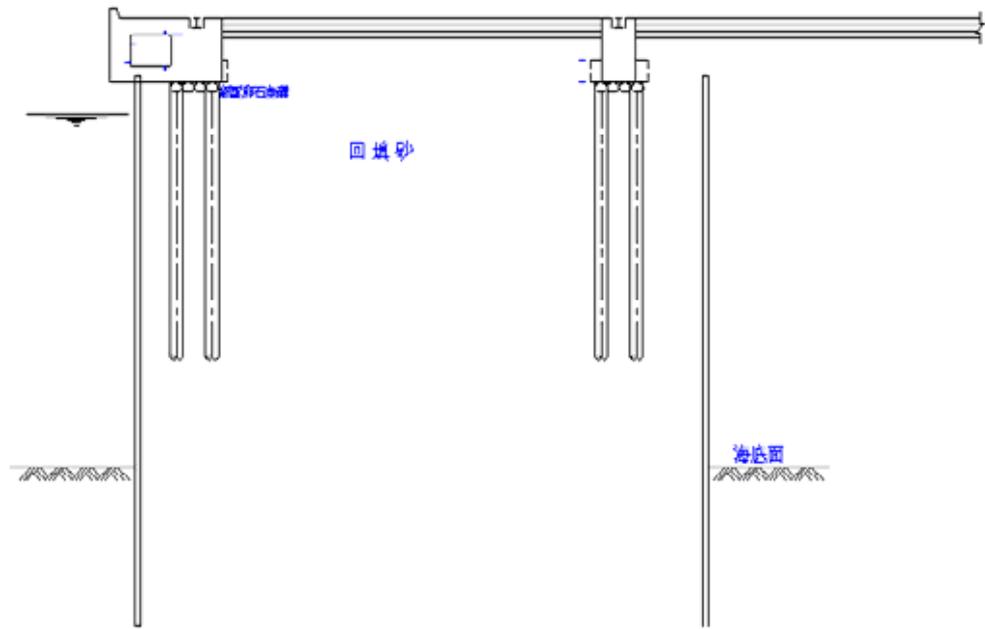


圖 3.7 自立式板樁碼頭

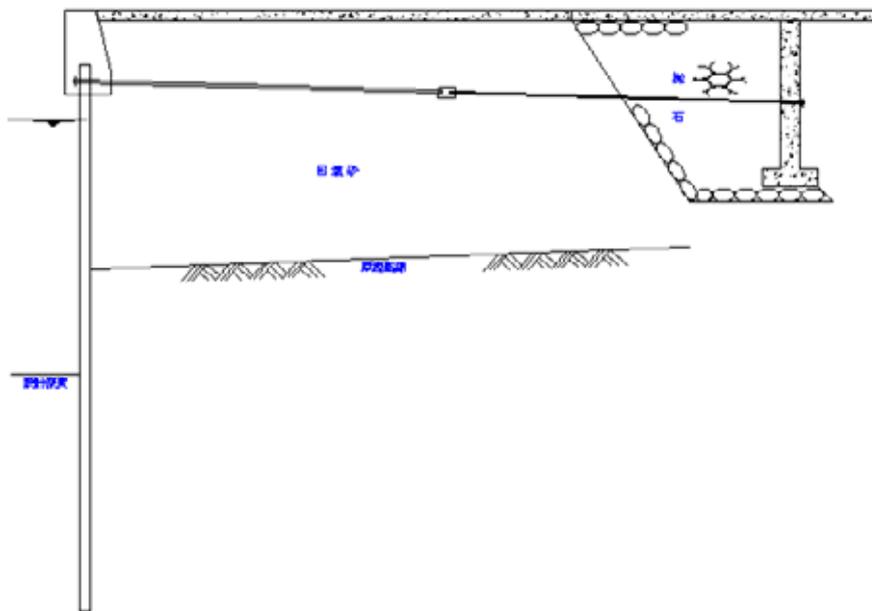


圖 3.8 錨碇式板樁碼頭

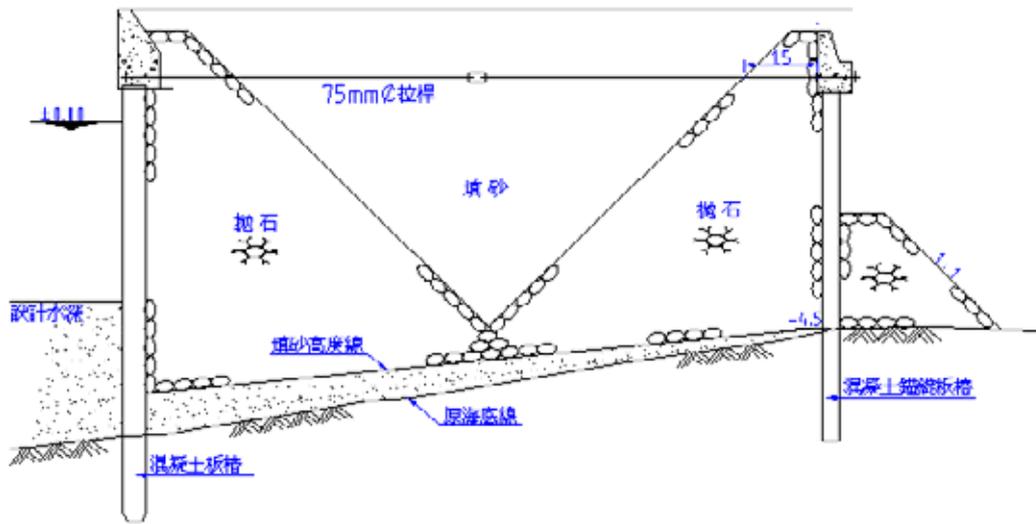


圖 3.9 (混凝土、R.C.、鋼板)板樁錨碇式碼頭

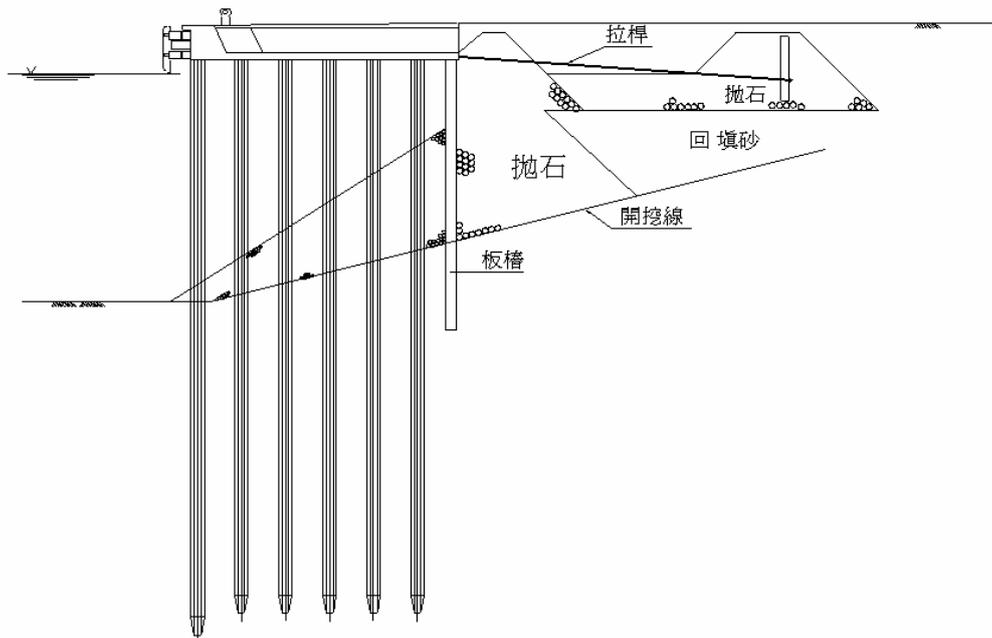


圖 3.10 直樁棧橋式碼頭

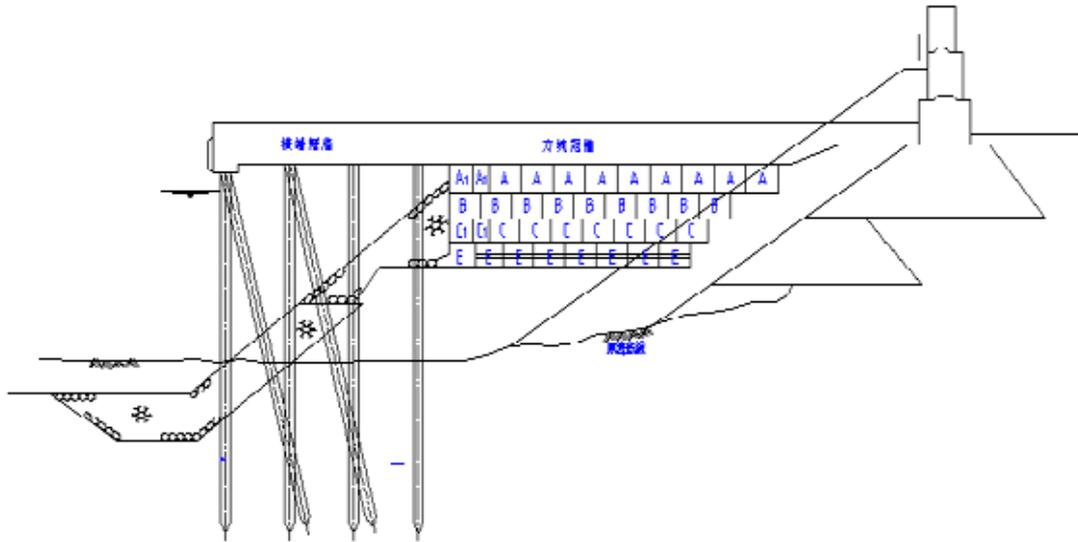


圖 3.11 斜樁(組樁)棧橋式碼頭

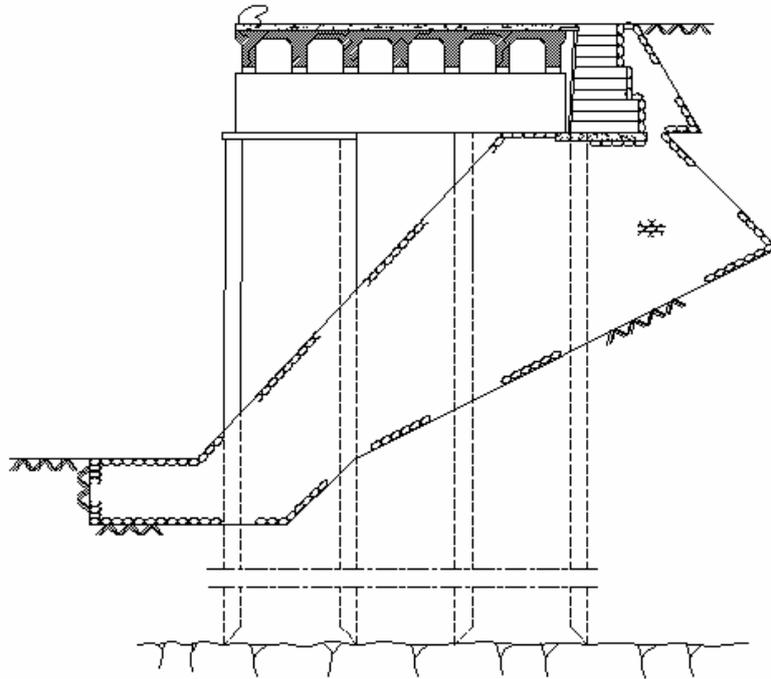


圖 3.12 圓筒棧橋式碼頭

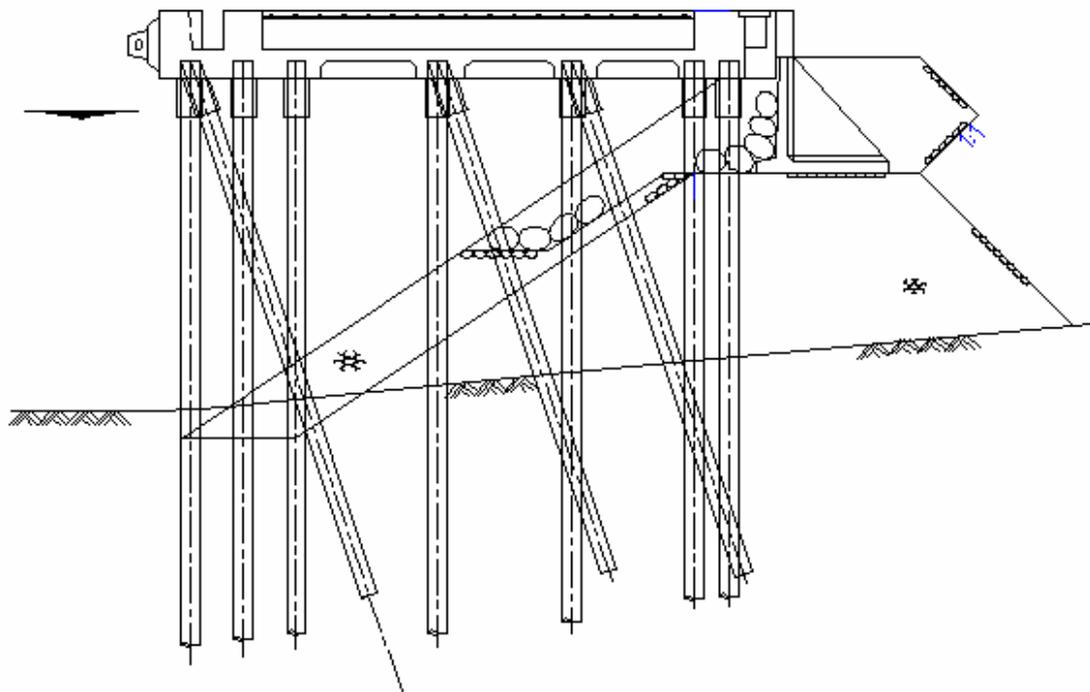


圖 3.13 平臺基樁式碼頭

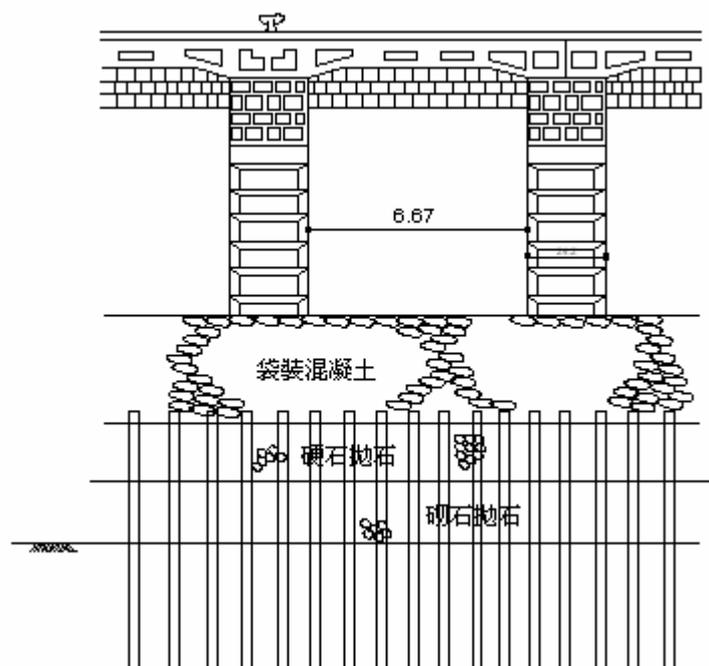


圖 3.14 橋臺墩式碼頭

3.2 臺灣地區國際商港碼頭型式

臺灣地區各國際商港各碼頭區因裝卸貨的不同，碼頭型式也各異，茲依各港順序簡要說明如後。

3.2.1.基隆港

基隆港碼頭用途、長度、碼頭前水深及結構型式如表 3-1 所示。

表 3-1 基隆港各碼頭用途型式資料表

| 碼頭編號 | 用途 | 長度 (公尺) | 寬度 (公尺) | 深度 (公尺) | 碼頭結構 | 啟用年代 |
|-------|----|------------|------------|------------|------|-------|
| 西 1 | 海關 | 149.10 | 11.4 | -8.00 | 其他 | 34.01 |
| 西 1B | 軍 | 90.90 | 10.9 | -9.00 | 其他 | 34.01 |
| 西 2 | 客貨 | 204.50 | 12.4 | -9.00 | 其他 | 34.01 |
| 西 3 | 雜貨 | 183.00 | 12.4 | -9.00 | 其他 | 34.01 |
| 西 4 | 雜貨 | 167.00 | 12.4 | -9.00 | 其他 | 34.01 |
| 西 5 | 軍 | 54.50 | 12.8 | -9.00 | 棧橋式 | 34.01 |
| 西 6 | 軍 | 131.00 | 14.3 | -9.00 | 棧橋式 | 34.01 |
| 西 7 | 雜貨 | 106.00 | 12.9 | -9.00 | 重力式 | 34.01 |
| 西 8 | 雜貨 | 136.42 | 12.9 | -8.00 | 棧橋式 | 34.01 |
| 西 9 | 軍 | 136.42 | 12.9 | -8.00 | 棧橋式 | 34.01 |
| 西 10 | 軍 | 136.42 | 12.9 | -8.00 | 棧橋式 | 34.01 |
| 西 11 | 港勤 | 167.80 | 17.6 | -6.50 | 其他 | 55.10 |
| 西 12 | 港勤 | 170.00 | 17.6 | -6.50 | 其他 | 55.10 |
| 西 12B | 水泥 | 251.00 | 17.6 | -9.00 | 其他 | 34.01 |
| 西 14 | 雜貨 | 172.40 | 14.8 | -9.00 | 其他 | 34.01 |
| 西 15 | 雜貨 | 148.30 | 14.8 | -9.00 | 重力式 | 34.01 |
| 西 16 | 櫃 | 156.50 | 34.0 | -12.00 | 棧橋式 | 78.06 |
| 西 17 | 櫃 | 207.00 | 34.0 | -12.00 | 棧橋式 | 78.03 |

| 碼頭編號 | 用途 | 長度 (公尺) | 寬度 (公尺) | 深度 (公尺) | 碼頭結構 | 啟用年代 |
|--------|----|------------|------------|------------|------|-------|
| 西 18 | 櫃 | 215.40 | 34.0 | -12.00 | 棧橋式 | 77.03 |
| 西 18B | 水泥 | 110.00 | 41.0 | -8.00 | 鋼板樁 | |
| 西 19 | 櫃 | 324.23 | 120.0 | -13.50 | 棧橋式 | 81.08 |
| 西 20 | 櫃 | 325.62 | 120.0 | -10.50 | 棧橋式 | 67.07 |
| 西 21 | 櫃 | 236.60 | 120.0 | -10.00 | 鋼板樁 | 75.09 |
| 西 22 | 櫃 | 190.00 | 120.0 | -11.00 | 鋼板樁 | 63.08 |
| 西 23 | 櫃 | 210.00 | 120.0 | -11.00 | 鋼板樁 | 63.08 |
| 西 24 | 櫃 | 240.00 | 120.0 | -13.00 | 鋼板樁 | 63.08 |
| 西 25 | 櫃 | 300.00 | 120.0 | -13.00 | 鋼板樁 | 63.08 |
| 西 26 | 櫃 | 210.00 | 120.0 | -11.00 | 鋼板樁 | 63.08 |
| 西 27 | 雜貨 | 150.00 | 13.0 | -7.00 | 鋼板樁 | 59.11 |
| 西 28A | 起水 | 69.50 | 15.4 | -3.50 | 重力式 | 65.01 |
| 西 28B | 起水 | 103.50 | 15.4 | -3.50 | 重力式 | 65.01 |
| 西 29 | 雜貨 | 178.00 | 11.0 | -6.50 | 重力式 | 56.03 |
| 西 30 | 穀 | 180.00 | 11.0 | -10.50 | 重力式 | 56.03 |
| 西 31 | 煤 | 165.00 | 15.0 | -10.50 | 重力式 | 55.05 |
| 西 32 | 煤 | 165.00 | 15.0 | -11.00 | 重力式 | 55.05 |
| 西 33 | 油類 | 210.00 | 14.8 | -11.50 | 重力式 | 54.09 |
| 西 33B | 油類 | 95.80 | 11.9 | -6.50 | 重力式 | 54.09 |
| 港濱公園碼頭 | | 297.27 | 3-7.42 | -3.64 | 重力式 | |
| 東 1 | 港勤 | 108.00 | 4.9 | -4.50 | 重力式 | 56.05 |
| 東 2 | 客 | 200.00 | 10.5 | -9.00 | 鋼板樁 | 57.03 |
| 東 3 | 雜貨 | 170.00 | 10.5 | -9.00 | 鋼板樁 | 57.03 |
| 東 4 | 雜貨 | 306.30 | 10.5 | -9.00 | 鋼板樁 | 57.03 |
| 東 5 | 軍 | 169.20 | 10.5 | -9.00 | 鋼板樁 | 58.04 |
| 東 6 | 雜貨 | 180.00 | 15.0 | -9.00 | 鋼板樁 | 59.04 |
| 東 7 | 雜貨 | 178.00 | 27.0 | -9.00 | 鋼板樁 | 59.12 |

| 碼頭編號 | 用途 | 長度 (公尺) | 寬度 (公尺) | 深度 (公尺) | 碼頭結構 | 啟用年代 |
|---------|----|------------|------------|------------|------|-------|
| 東 8 | 櫃 | 240.00 | 76.0 | -12.00 | 棧橋式 | 59.12 |
| 東 9 | 櫃 | 220.00 | 76.0 | -12.00 | 棧橋式 | 79.09 |
| 東 10 | 櫃 | 200.00 | 76.0 | -12.00 | 棧橋式 | 79.09 |
| 東 11 | 櫃 | 200.00 | 76.0 | -12.00 | 棧橋式 | 75.05 |
| 東 12 | 港勤 | 50.00 | 56.0 | -5.00 | 鋼板樁 | 75.05 |
| 東 14 | 港勤 | 113.20 | 20.0 | -5.00 | 鋼板樁 | 75.05 |
| 東 15 | 海關 | 198.00 | 21.0 | -3.00 | 板樁式 | 57.08 |
| 東 16 | 軍警 | 259.00 | 8.0 | -3.00 | 重力式 | 57.08 |
| 東 17 | 非 | 95.00 | 8.0 | -5.00 | 重力式 | 57.08 |
| 東 19 | 散裝 | 220.00 | 30.0 | -9.00 | 棧橋式 | 67.03 |
| 東 20 | 散裝 | 120.00 | 30.0 | -6.00 | 重力式 | 65.12 |
| 東 21 | 散裝 | 113.00 | 20.0 | -9.00 | 重力式 | 67.10 |
| 東 22 | 散裝 | 113.00 | 20.0 | -9.00 | 重力式 | 67.10 |
| 特貨駁運碼頭 | | 283.70 | 20.0 | -3.00 | 重力式 | |
| 小艇碼頭 A | | 45.03 | | -3 ~ -5 | 棧橋式 | |
| 小艇碼頭 B | | 47.04 | 5.0 | | 棧橋式 | |
| 貯木池起水碼頭 | | 60.00 | | -1.0 | 重力式 | |
| 貯木池起水碼頭 | | 90.00 | | -2.0 | 重力式 | |
| 水試所外碼頭 | | 120.00 | 13.0 | -6.5 | 鋼板樁 | |

資料來源：各港務局提供及本研究整理

3.2.2. 高雄港

高雄港碼頭用途、長度、碼頭前水深及結構型式如表 3-2 所示。

表 3-2 高雄港各碼頭用途型式資料表

| 碼頭編號 | 用途 | 長度(公尺) | 設計水深(公尺) | 碼頭結構 | 啟用年代 |
|------|----|--------|-----------|------|-------|
| 1 | 客輪 | 259.27 | -9.0 | 鋼板樁 | 44.07 |
| 2 | 雜貨 | 136.97 | -9.0 | 重力式 | 59.02 |
| 3 | 港勤 | 150.00 | -9.0 | 重力式 | 59.02 |
| 4 | 雜貨 | 150.00 | -9.0 | 重力式 | 59.02 |
| 5 | 雜貨 | 150.00 | -9.0 | 重力式 | 59.02 |
| 6 | 雜貨 | 150.00 | -9.0 | 重力式 | 59.02 |
| 7 | 雜貨 | 150.00 | -9.0 | 重力式 | 59.02 |
| 8 | 雜貨 | 150.00 | -10.5 | 鋼板樁 | 59.02 |
| 9 | 雜貨 | 141.68 | -10.5 | 鋼板樁 | 59.02 |
| 10 | 雜貨 | 150.00 | -10.5 | 鋼板樁 | 59.02 |
| 淺水 1 | 雜貨 | 261.60 | -5.5~-6.5 | 其他 | |
| 淺水 2 | 雜貨 | 291.00 | -6.5 | 其他 | |
| 淺水 3 | 雜貨 | 378.28 | -4.5 | 其他 | |
| 11 | 雜貨 | 160.54 | -9.0 | 鋼板樁 | 59.06 |
| 12 | 雜貨 | 160.54 | -9.0 | 鋼板樁 | 59.06 |
| 登 1 | | 94.65 | -3.0 | 重力式 | |
| 登 2 | | 89.90 | -5.0 | 重力式 | |
| 13 | 軍 | | -9.0 | 棧橋式 | 57.03 |
| 14 | 雜貨 | 150.00 | -9.0 | 棧橋式 | 57.03 |
| 15 | 雜貨 | 150.00 | -9.0 | 棧橋式 | 57.03 |
| 16 | 雜貨 | 180.20 | -9.0 | 棧橋式 | 57.03 |
| 17 | 雜貨 | 150.00 | -9.0 | 重力式 | 92.02 |
| 18 | 中油 | 150.00 | -9.0 | 板樁式 | 92.02 |
| 19 | 中油 | 151.30 | -9.0 | 板樁式 | 92.02 |
| 20 | 中油 | 150.72 | -9.0 | 板樁式 | 92.02 |
| 21 | 水船 | 123.33 | -5.0 | 板樁式 | 92.02 |
| 22 | 其他 | 120 | -10.5 | 板樁式 | 61.09 |
| 25 | 台肥 | 215.00 | -10.5 | 板樁式 | 80.12 |
| 27 | 華夏 | 199.3 | -10.0 | 棧橋式 | 78.11 |
| 28 | 台塑 | 210.0 | -10.5 | 棧橋式 | 76.03 |
| 29 | 台塑 | 220.0 | -10.5 | 棧橋式 | 64.06 |
| 30 | 台塑 | 293.50 | -10.5 | 鋼板樁 | 79.09 |
| 31 | 雜貨 | 195.55 | -10.5 | 棧橋式 | 53.07 |
| 32 | 雜貨 | 200.02 | -10.5 | 棧橋式 | 55.08 |
| 33 | 雜貨 | 200.04 | -10.5 | 棧橋式 | 55.11 |
| 34 | 雜貨 | 200.00 | -10.5 | 鋼板樁 | 57.04 |
| 35 | 雜貨 | 214.97 | -10.5 | 鋼板樁 | 57.04 |

| 碼頭編號 | 用途 | 長度(公尺) | 設計水深(公尺) | 碼頭結構 | 啟用年代 |
|------|----|--------|----------|------|-------|
| 36 | 雜貨 | 199.38 | -10.5 | 鋼板樁 | 58.01 |
| 37 | 雜貨 | 198.68 | -10.5 | 鋼板樁 | 58.01 |
| 38 | 雜貨 | 197.70 | -10.5 | 鋼板樁 | 59.01 |
| 39 | 雜貨 | 199.05 | -10.5 | 鋼板樁 | 59.01 |
| 40 | 貨櫃 | 214.17 | -10.5 | 鋼板樁 | 59.01 |
| 41 | 貨櫃 | 204.54 | -10.5 | 鋼板樁 | 59.01 |
| 42 | 貨櫃 | 242.68 | -10.5 | 鋼板樁 | 59.12 |
| 43 | 貨櫃 | 187.50 | -10.5 | 鋼板樁 | 59.12 |
| 44 | 穀倉 | 199.16 | -10.5 | 鋼板樁 | 59.12 |
| 45 | 大宗 | 200.00 | -11.0 | 鋼板樁 | 62.07 |
| 46 | 台糖 | 200.00 | -11.0 | 鋼板樁 | 63.04 |
| 47 | 台糖 | 200.00 | -10.0 | 鋼板樁 | 63.04 |
| 48 | 大宗 | 260.35 | -10.5 | 棧橋式 | 63.02 |
| 49 | 大宗 | 200.00 | -10.5 | 棧橋式 | 63.02 |
| 50 | 大宗 | 200.00 | -10.5 | 棧橋式 | 63.06 |
| 51 | 大宗 | 200.00 | -10.5 | 棧橋式 | 64.06 |
| 52 | 大宗 | 200.00 | -10.5 | 棧橋式 | 64.06 |
| 53 | 大宗 | 200.00 | -10.5 | 棧橋式 | 65.06 |
| 54 | 大宗 | 200.00 | -10.5 | 鋼板樁 | 64.06 |
| 55 | 大宗 | 200.00 | -10.5 | 鋼板樁 | 64.06 |
| 56 | 危險 | 200.00 | -10.5 | 鋼板樁 | 65.06 |
| 57 | 危險 | 183.60 | -10.5 | 鋼板樁 | 64.06 |
| 58 | 港勤 | 306.00 | -4.5 | 鋼板樁 | 91.02 |
| 59 | 中油 | 164.00 | -6.5 | 鋼板樁 | 68.12 |
| 60 | 化學 | 150.75 | -6.5 | 鋼板樁 | 63.01 |
| 61 | 化學 | 230.00 | -10.5 | 鋼板樁 | 63.01 |
| 62 | 化學 | 230.00 | -10.5 | 鋼板樁 | 63.01 |
| 63 | 貨櫃 | 274.90 | -12.0 | 鋼板樁 | 63.07 |
| 64 | 貨櫃 | 245.46 | -12.0 | 鋼板樁 | 63.07 |
| 65 | 貨櫃 | 244.43 | -12.0 | 鋼板樁 | 63.07 |
| 66 | 貨櫃 | 439.92 | -12.0 | 鋼板樁 | 63.07 |
| 68 | 貨櫃 | 432.16 | -14.0 | 棧橋式 | 68.05 |
| 69 | 貨櫃 | 320.00 | -14.0 | 鋼板樁 | 69.01 |
| 70 | 貨櫃 | 320.57 | -14.0 | 鋼板樁 | 69.01 |
| 71 | 穀類 | 330 | -14.0 | 棧橋式 | 72.04 |
| 72 | 穀類 | 300.13 | -14.0 | 棧橋式 | 74.06 |
| 73 | 士新 | 240.34 | -14.0 | 鋼板樁 | |
| 74 | 貨櫃 | 314.00 | -14.0 | 鋼板樁 | |

| 碼頭編號 | 用途 | 長度(公尺) | 設計水深(公尺) | 碼頭結構 | 啟用年代 |
|------|----|--------|----------|------|-------|
| 75 | 貨櫃 | 320.00 | -14.0 | 鋼板樁 | 85.01 |
| 76 | 貨櫃 | 320.00 | -14.0 | 鋼板樁 | 85.01 |
| 77 | 貨櫃 | 355.00 | -15.0 | 鋼板樁 | 85.01 |
| 78 | 貨櫃 | 320.00 | -15.0 | 鋼板樁 | |
| 79 | 貨櫃 | 355.00 | -15.0 | 鋼板樁 | |
| 80 | 貨櫃 | 340.00 | -14.0 | 鋼板樁 | |
| 81 | 貨櫃 | 120.00 | -14.0 | 鋼板樁 | |
| 85 | 中船 | 225.00 | -9.0 | 鋼板樁 | |
| 86 | 中船 | 225.00 | -9.0 | 鋼板樁 | |
| 87 | 中船 | 502.00 | -10.0 | 鋼板樁 | |
| 88 | | | | | |
| 89 | | | | | |
| 90 | 中船 | 400.00 | -10.0 | 鋼板樁 | |
| 91 | 中船 | 83.00 | -7.0 | 鋼板樁 | |
| 92 | 中船 | 185.00 | -4.0 | 鋼板樁 | |
| 94 | 中鋼 | 170.56 | -10.5 | 棧橋式 | |
| 95 | 中鋼 | 170.56 | -10.5 | 棧橋式 | |
| 96 | 中鋼 | 170.56 | -10.5 | 棧橋式 | |
| 97 | 中鋼 | 380.00 | -16.5 | 鋼板樁 | |
| 98 | 中鋼 | 360.00 | -16.5 | 鋼板樁 | |
| 99 | 中鋼 | 360.00 | -16.5 | 鋼管樁 | |
| 101 | 中鋼 | 380.00 | -16.5 | 鋼管樁 | |
| 102 | 中油 | 177.16 | -11.8 | 鋼板樁 | |
| 103 | 中油 | 272.84 | -11.8 | 棧橋 | 81.04 |
| 104 | 中油 | 251.67 | -16.0 | 其他 | |
| 105 | 中油 | 300.17 | -16.0 | 其他 | |
| 106 | 台電 | | -4.2 | 其他 | |
| 111 | 台電 | 264.20 | -16.5 | 棧橋式 | 72.07 |
| 112 | 台電 | 248.80 | -8.5 | 其他 | 72.07 |
| 115 | 貨櫃 | 276.86 | -14.0 | 棧橋式 | 81.04 |
| 116 | 貨櫃 | 320.02 | -14.0 | 棧橋式 | 74.01 |
| 117 | 貨櫃 | 320.00 | -14.0 | 棧橋式 | 77.11 |
| 118 | 貨櫃 | 320.00 | -14.0 | 棧橋式 | 77.11 |
| 119 | 貨櫃 | 320.00 | -14.0 | 棧橋式 | 77.11 |
| 120 | 貨櫃 | 320.00 | -14.0 | 棧橋式 | 81.11 |
| 121 | 貨櫃 | 320.00 | -14.0 | 棧橋式 | 81.11 |
| 122 | 貨櫃 | 336.26 | -14.0 | 棧橋式 | |

資料來源：各港務局提供及本研究整理

3.2.3 臺中港

臺中港碼頭用途、長度、碼頭前水深及結構型式如表 3-3 所示。

表 3-3 臺中港各碼頭用途型式資料表

| 碼頭編號 | 用途 | 長度 | 寬度 | 設計水深 | 碼頭結構 | 啟用年代 |
|---------|----|--------|-------|-------|------|-------|
| 1 | 穀類 | 250.00 | 20.0 | -13.0 | 重力式 | 66.02 |
| 2 | 油品 | 250.00 | 20.0 | -13.0 | 重力式 | 66.02 |
| 3 | 穀類 | 250.00 | 20.0 | -13.0 | 重力式 | 66.02 |
| 4 | 液體 | 200.00 | 20.0 | -11.0 | 重力式 | 67.04 |
| 4A | 水泥 | 185.00 | 20.0 | -9.0 | 重力式 | 70.07 |
| 5A | 雜貨 | 220.00 | 23.5 | -11.0 | 棧橋式 | 71.10 |
| 5,6,7,8 | 雜貨 | 800.00 | 23.5 | -11.0 | 棧橋式 | 65.10 |
| 8A | 雜貨 | 260.00 | 23.5 | -11.0 | 棧橋式 | 66.09 |
| 9 | 貨櫃 | 260.00 | 27.0 | -14.0 | 棧橋式 | 68.04 |
| 10,11 | 貨櫃 | 640.00 | 27.0 | -13.0 | 棧橋式 | 68.04 |
| 12 | 雜貨 | 200.00 | 24.0 | -11.0 | 棧橋式 | 70.10 |
| 13 | 雜貨 | 200.00 | 24.0 | -11.0 | 棧橋式 | 70.02 |
| 14,15 | 雜貨 | 360.00 | 15.75 | -10.0 | 棧橋式 | 70.04 |
| 16,17 | | | | | 棧橋式 | 70.04 |
| 22 | 雜貨 | 180.00 | 23.5 | -11.0 | 棧橋式 | |
| 23 | 雜貨 | 180.00 | 20.0 | -10.0 | 重力式 | 72.06 |
| 24 | 雜貨 | 180.00 | 20.0 | -10.0 | 重力式 | 69.10 |
| 25 | 雜貨 | 200.00 | 20.0 | -11.0 | 重力式 | 71.10 |
| 26,27 | 水泥 | 400.00 | 24.0 | -11.0 | 棧橋式 | 69.03 |
| 28 | 水泥 | 145.00 | 24.0 | -11.0 | 棧橋式 | 71.06 |
| 29 | 大宗 | 250.00 | 27.0 | -14.0 | 棧橋式 | 72.06 |
| 30 | 大宗 | 320.00 | 32.0 | -14.0 | 棧橋式 | |
| 31,32 | 貨櫃 | 640.00 | 28.0 | -14.0 | 棧橋式 | 71.10 |
| 33,34 | 貨櫃 | 500.00 | 34.5 | -14.0 | 棧橋式 | |
| 35 | 貨櫃 | 250.00 | 34.6 | -14.0 | 棧橋式 | |
| 99 | 廢鐵 | 250.00 | 25.0 | -12.0 | 棧橋式 | |
| 101 | 煤 | 340.00 | | -18.0 | 棧橋式 | |
| 102 | 煤 | 340.00 | | -18.0 | 棧橋式 | |
| 103 | 煤 | 290.00 | | -14.5 | 棧橋式 | |
| 西 1 | 管道 | 250.00 | 25.0 | -13.0 | 重力式 | 72.06 |
| 西 2 | 管道 | 250.00 | 27.0 | -14.0 | 棧橋式 | 77.06 |
| 西 3 | 管道 | 250.20 | 27.0 | -14.0 | 棧橋式 | |
| 西 4 | 管道 | 250.20 | 27.0 | -14.0 | 棧橋式 | |

資料來源：各港務局提供及本研究整理

3.2.4 花蓮港

花蓮港碼頭用途、長度、碼頭前水深及結構型式如表 3-4 所示。

表 3-4 花蓮港各碼頭用途型式資料表

| 碼頭編號 | 用途 | 長度 (公尺) | 設計水深 (公尺) | 碼頭結構 | 啟用年代 |
|-------|------|------------|--------------|------|-------|
| 1,2,3 | 雜貨 | 410.00 | -7.5 | 重力式 | 26.01 |
| 4,5 | 雜貨 | 320.00 | -8.5 | 鋼板樁 | 51.10 |
| 6 | 雜貨 | 150.00 | -8.5 | 鋼板樁 | 63.02 |
| 7 | 雜貨 | 120.00 | -6.5 | 重力式 | 63.02 |
| 8 | 水泥 | 220.00 | -10.5 | 鋼板樁 | 63.02 |
| 9 | 雜貨 | 103.00 | -9.5 | 鋼板樁 | 67.12 |
| 10,11 | 水泥石料 | 368.00 | -9.5 | 重力式 | 67.12 |
| 12 | 雜貨 | 150.00 | -7.5 | 重力式 | 67.12 |
| 13,14 | 雜貨 | 370.00 | -9.5 | 重力式 | 67.12 |
| 15 | 雜貨 | 100.00 | -8.5 | 重力式 | 67.12 |
| 16 | 客運 | 144.00 | -7.5 | 重力式 | 67.12 |
| 17 | 雜貨 | 200.00 | -12.0 | 重力式 | 79.03 |
| 18 | 水泥 | 200.00 | -12.0 | 重力式 | 79.03 |
| 19 | 水泥 | 310.00 | -14.0 | 重力式 | 79.03 |
| 20 | 石料 | 302.00 | -14.0 | 重力式 | 80.03 |
| 21 | 石料 | 200.00 | -14.0 | 重力式 | 80.03 |
| 22 | 石料 | 200.00 | -14.0 | 重力式 | 80.03 |
| 23 | 木片 | 272.00 | -14.0 | 重力式 | 80.03 |
| 24 | 油品 | 271.00 | -14.0 | 重力式 | 80.03 |
| 25 | 煤 | 332.00 | -16.5 | 重力式 | 81.06 |

資料來源：各港務局提供及本研究整理

3.2.5 蘇澳港

蘇澳港碼頭用途、長度、碼頭前水深及結構型式如表 3-5 所示。

表 3-5 蘇澳港各碼頭用途型式資料表

| 碼頭編號 | 用途 | 長度 (公尺) | 設計水深 (公尺) | 碼頭結構 | 啟用年代 |
|------|-----|------------|--------------|------|-------|
| 1 | 港勤 | 210.00 | -7.5 | 重力式 | 70.06 |
| 2 | 化學品 | 175.00 | -11 | 重力式 | 70.06 |
| 3 | 水泥 | 215.00 | -11 | 重力式 | 70.06 |
| 4 | 散雜貨 | 300.00 | -11 | 重力式 | 67.09 |
| 5 | 油品 | 200.00 | -11 | 重力式 | 67.09 |
| 6 | 煤碳 | 290.00 | -15 | 棧橋式 | 72.07 |
| 7 | 多用途 | 240.00 | -13 | 棧橋式 | 72.07 |
| 8 | 散雜貨 | 125.00 | -7.5 | 重力式 | 68.08 |
| 9 | 散雜貨 | 125.00 | -7.5 | 重力式 | 68.08 |
| 10 | 化學品 | 175.00 | -9 | 棧橋式 | 66.12 |
| 11 | 散雜貨 | 175.00 | -9 | 棧橋式 | 66.12 |
| 12 | 散雜貨 | 200.00 | -9 | 棧橋式 | 66.12 |
| 13 | 散雜貨 | 180.00 | -9 | 棧橋式 | 70.10 |

資料來源：各港務局提供及本研究整理

3.3 地震引致碼頭破壞之災害案例

港灣碼頭在受到地震力時，不但碼頭本身有慣性力，背填土會引致動態土壓力及動態水壓力，若背填土壤發生液化，亦會產生液化之側壓力，造成港灣碼頭更加不穩定。

最早引起工程師注意動態土壓力問題的地震，是發生於 1923 年，規模 8.2 的日本關東大地震，而目前工程界仍廣為使用的 Mononobe-Okabe 理論即是源於此地震災害的研究，根據 Matsuo &

O'Hara(1960)對於 23 個重力式港灣碼頭破壞案例之觀察，其中有 16 個是屬於牆底之滑動破壞，而另外 7 個則是兼具滑動與傾斜之破壞，因此建議主要的破壞模式是滑動破壞。

Seed & Whitman(1970)整理擋土結構之破壞案例，認為位於地下水位以上的擋土結構較少有地震災害文獻記載，主要是因為其引致的災害情形遠小於其他，但是如智利地震(1960)及阿拉斯加地震(1964)，亦有橋台(bridge abutment)之歪斜而導致橋樑上部結構崩落的情形。關於港灣擋土結構容易引致嚴重的地震災害，原因可能為：1.側向土壓力的增加 2.水側水壓的減少 3.背填土壤的強度喪失或導致液化。

文獻上記載的破壞案例很多(Amano et al., 1955; Hayash et al., 1966 & 1970; Seed & Whitman, 1970; Nazaean & Hajian, 1979; Noda & Hayasji, 1980; Hung & Werner, 1982; Pitilakis & Moutsakis, 1989; Ishibashi & Madi, 1990; PHRI, 1992; Inagaki & Iai, 1996; 港灣技術研究中心, 1999)，其中位移量有達到 5 公尺，而沉陷量也有高達 2 公尺者，而且，通常是沿著港灣全線同時發生(長達數十或是數百公尺)，因此造成港灣功能完全癱瘓，而其損失與復原工作所需費用與時間則難以估計。根據黃國祥(2002)相關地震災害文獻資料的收集，本文將災害案例列如表 3-6，從 1923 年至 1995 年期間，至於有 20 個破壞案例有文獻記載，其地震規模皆大於 6；災情比較嚴重者，皆有液化現象之報導。以 1995 年的日本阪神地震為例，重力式沉箱碼頭的滑動位移平均達 3 公尺之多，而外傾角約 4 度。

Ishibashi & Madi (1990)對於 1983 年發生於日本之 Nihonkai-Chubu 地震的港灣受損碼頭案例進行探討，其中考慮若是背填砂土已達液化，則港灣擋土結構之安全係數遠低於未液化之狀況，與現地之破壞情形相符。

另外，臺灣地區分別於 1986 年與 1999 年遭受花蓮地震與集集地震之災害，造成蘇澳港與臺中港受損；其中民國 75 年 11 月 15 日，花蓮東方約 25 公里海底發生地震規模 $M_L=6.8$ 之強烈地震，蘇澳港之地表水平

最大加速度 a_{hmax} 為 0.2g，造成蘇澳港 3-5 號碼頭，長度約有 750 公尺，沉箱側移 20~50cm，碼頭後線並未發現液化之噴砂現象，但下陷龜裂非常明顯，其損害情況如照片 3-1~3-2 及圖 3.1 所示。民國 88 年 9 月 21 日，集集發生地震規模 $M_L=7.3$ ($M_w=7.6$) 之強烈地震，臺中港之地表水平最大加速度 a_{hmax} 為 0.163g，造成臺中港 1-4A 號碼頭，長度約 1135 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、坑洞、鐵軌彎曲變形，其損害情況如照片 3-3~3-4 及圖 3.2 所示。

由上述二種地震災害案例比較可發現：雖然蘇澳港之地震力較大，但背填土壤未發生液化，碼頭僅有輕微外移；臺中港之地震力較小，但背填土壤發生液化，碼頭亦發生較大之外移現象。因此，本文針對沉箱式碼頭受到地震力時，土壤液化與未液化，其抗滑動之穩定性加以探討。並以災害案例蘇澳港 3-5 號碼頭及臺中港 1-4A 號碼頭進行探討。

表 3-6a 地震引致港灣碼頭災害案例(黃國祥, 2002)

| | | | | | | |
|-----------------|-------------|---------|---------|--------------------------------|--|---------|
| 發生時間 | 1923 | 1930 | 1935 | 1944 | 1946 | 1952 |
| 發生位置 | 日本 | 日本 | 日本 | 日本 | 日本 | 日本 |
| 地震規模 | 8.2 | 7.0 | 6.3 | 8.3 | 8.1 | 8.1 |
| 震央距離 (km) | | 48 | | 145,129,177 | 201~306 | 145 |
| 港灣名稱 | Yokohama | Shimizu | shimizu | Yokkaichi, Nagoya, Osaka | Nagoya, Yokkaichi, Osaka, Uno | Kushiro |
| 噴砂痕跡 | | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ |
| 最大滑移量 (cm) | | 830 | 550 | 300~400 | 500 | 600 |
| 傾角(deg) | | | | | | |
| 差異沉陷 最大值(cm) | | 160 | 90 | | 30 | 100 |
| 最大加速度 (g) | | | | | 0.15 | |
| 附註 | 方塊重力 式滑落 | | | 鋼板 3~4m 棧橋 4m | 鋼板 3~4m 棧橋 4m | |

表 3-6b 地震引致港灣碼頭災害案例(黃國祥, 2002)

| | | | | | |
|-----------------|-----------------------------|---|---------------|-------------------------------------|------------------------|
| 發生時間 | 1960 | 1964 | 1964 | 1968 | 1973 |
| 發生位置 | 智利 | 美國 | 日本 | 日本 | 日本 |
| 地震規模 | 8.4 | 8.4 | 7.5 | 7.8 | 7.4 |
| 震央距離 (km) | | 113(A),65(V) 161(S) | 52 | 16(P),20(R) | |
| 港灣名稱 | Puerto Montt, Talcahuano | Anchorage, Valdez, Whittier, Seward, Kodiak | Niigata | Hachinohe, Aomori, Hakodate | Hanasaki, Kiritappu |
| 噴砂痕跡 | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ | ✓ |
| 最大滑移量 (cm) | | | 300 | 40(Hak) | 120 |
| 傾角(deg) | | | | 4 | |
| 差異沉陷 最大值(cm) | | 500 | 400 | 60(Hak) | 30 |
| 最大加速度 (g) | | | 0.15 | 0.23 (Hac, Aom) | |
| 附註 | 海嘯侵襲 20世紀最大地震 | 邊坡滑動 | 鋼板 2m 海嘯侵襲 | 鋼板 1m(Hac) 海嘯侵襲 (Hac, Aom) | 鋼板 2m |

表 3-6c 地震引致港灣碼頭災害案例(黃國祥, 2002)

| | | | | | | |
|-----------------|-------------------------------------|---------|---------|----------------------------|-------------------------|-------|
| 發生時間 | 1978 | 1981 | 1983 | 1985 | 1986 | 1986 |
| 發生位置 | 日本 | 希臘 | 日本 | 智利 | 希臘 | 臺灣 |
| 地震規模 | 7.4 | 6.7 | 7.7 | 7.8 | 6.2 | 7.0 |
| 震央距離 (km) | 120(Y) | | 100 | | 12 | |
| 港灣名稱 | Shiogama, Ishinomaki, Yuriage | Corinth | Akita | San Antonio, Valparaiso | Kalmata | Suao |
| 噴砂痕跡 | ✓ | | ✓ | ✓ | | |
| 最大滑移量 (cm) | 120(Y) | | | | 15±5 | 50 |
| 傾角(deg) | | | 1.6 | | 4~5 | |
| 差異沉陷最 大值(cm) | 30~40 | | 100~150 | | 20 (沈陷範圍 30~40cm) | |
| 最大加速度 (g) | | | 0.22 | | | |
| 附註 | 鋼板 1.2m | | 海嘯侵襲 | | 方塊重力式 | 相對滑移量 |

表 3-6d 地震引致港灣碼頭災害案例 (黃國祥, 2002)

| | | | | | |
|-----------------|--|-----------------|---------------------------------------|--------------|--------------|
| 發生時間 | 1989 | 1990 | 1995 | 1995 | 1999 |
| 發生位置 | 美國 | 菲律賓 | 日本 | 埃及 | 臺灣 |
| 地震規模 | 7.1 | 7.7 | 7.2 | 6.2 | 7.3 |
| 震央距離 (km) | | | 16(P),20(R) | 34 | 55 |
| 港灣名稱 | Redwood, Richmond, San Francisco, Oakland | San Fernando | Kobe, Rokko Island, Port Island | Nuweiba | Taichung |
| 噴砂痕跡 | ✓ | ✓ | ✓ | | ✓ |
| 最大滑移量 (cm) | 承承樁斷裂 管線斷裂 差異沉陷 | | 500 | | 170 |
| 傾角(deg) | | | 4 | | 2 |
| 差異沉陷最 大值(cm) | | | 250 | 100 | 100 |
| 最大加速度 (g) | | | 0.54(水平) 0.45(垂直) | | 0.1~0.2 |
| 附註 | 棧橋式 | 棧橋式 | 龜裂範圍 150m | 平均沈陷 20cm | 龜裂範圍 150m |



照片 3.1 民國 75 年地震造成蘇澳港 4-5 號碼頭後線下陷龜裂 500 公尺(溫國樑教授提供)



照片 3.2 民國 75 年地震造成蘇澳港 4-5 號碼頭後線下陷龜裂 500 公尺(溫國樑教授提供)

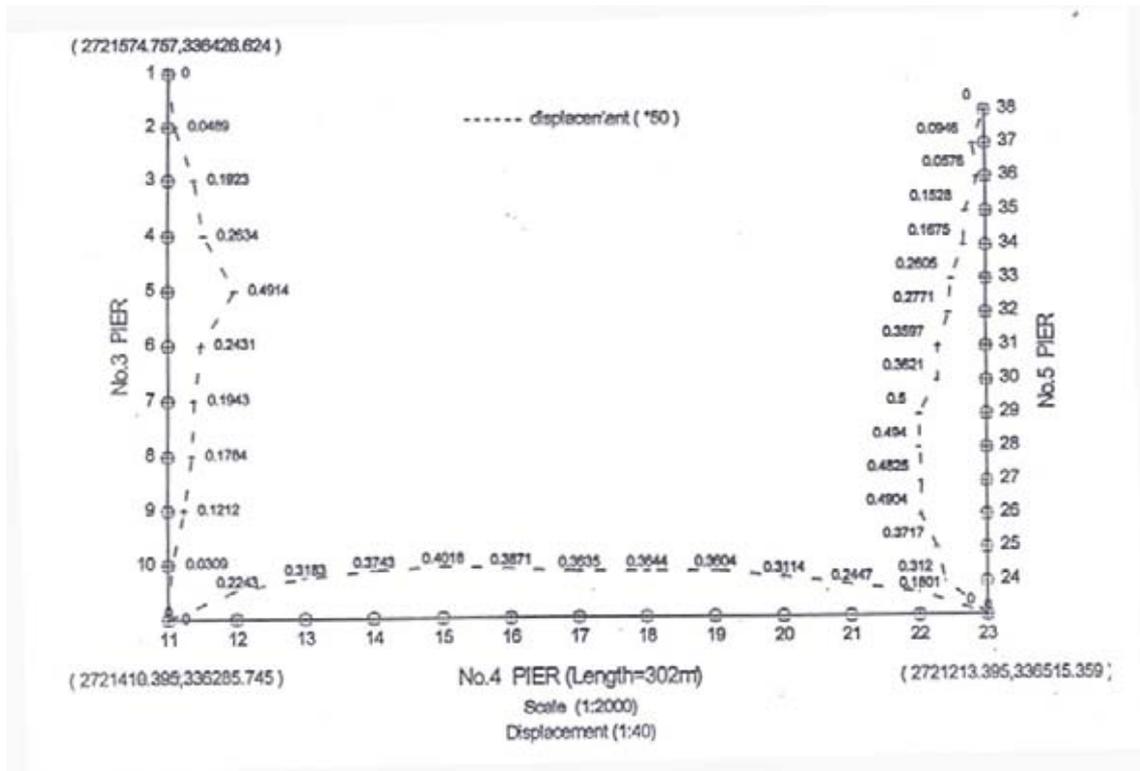


圖 3.15 民國 75 年地震造成蘇澳港 3-5 號碼頭外傾示意圖



照片 3.3 民國 88 年 921 地震，臺中港 1 號碼頭後線背填土之砂液化流失，造成約 4-5m 深之大坑洞，地表並留下約 10cm 厚之噴砂



照片 3.4 民國 88 年 921 地震造成臺中港 3 號碼頭外移 1.7m

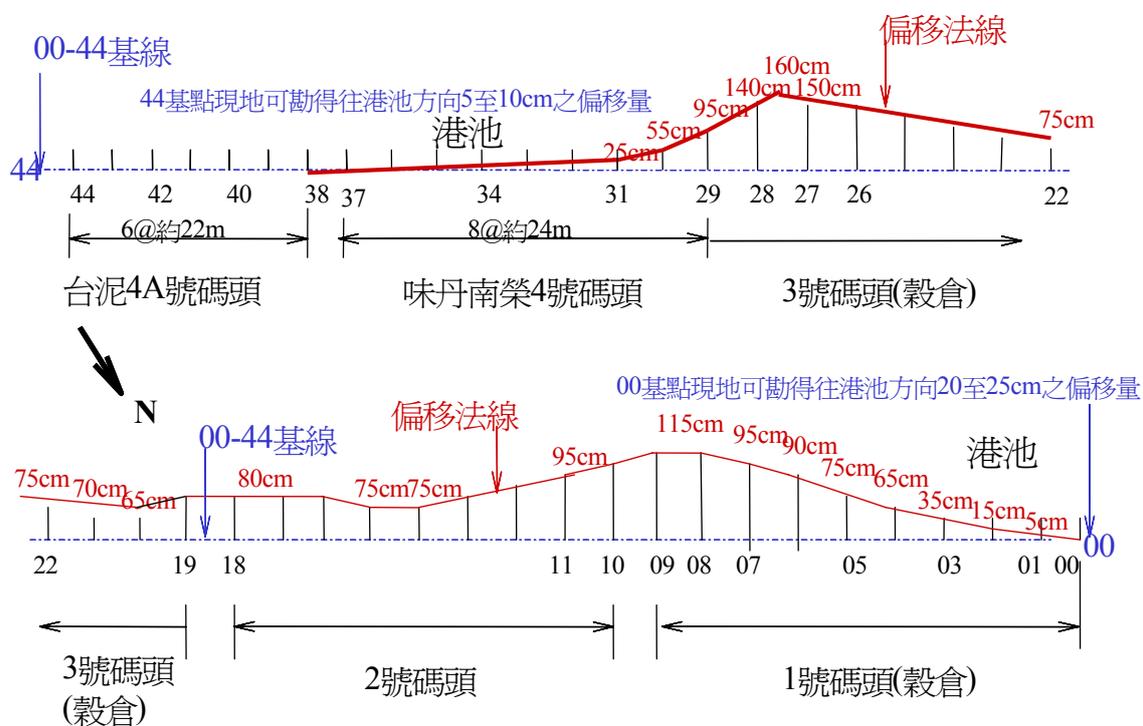


圖 3.16 民國 88 年 921 地震造成臺中港 1-4A 號碼頭外移示意圖

第四章 西南沿海及重要港區之液化災況模擬分析

臺灣西南沿海及港灣地區之地層大都屬現代沖積層，此沖積土層，多為砂性土壤所構成，地質年代較輕，密度不高，在強烈地震作用下，可能發生液化現象，造成港灣設施、河海堤、房屋、地下管線等發生沉陷、側傾與破壞等災害。臺灣過去曾於西南沿海地區發生多次災害性之地震，1906、1941年之嘉義烈震其地震規模7.1，1848彰化烈震、1935年之臺中烈震其地震規模7.1，1927、1930、1946、1964年之臺南烈震其地震規模超過6.3，以上地震皆有造成液化、噴砂、沉陷等災害，1999年9月21日中部發生地震規模7.3之地震，亦造成臺中港1至4A號碼頭後線地區，及彰濱工業區、員林地區、伸港河埔地等西南沿海地區液化災害，1999年10月22日嘉義發生地震規模6.4之地震，亦造成八掌溪河岸土壤液化，沉箱向河中傾斜，因此我們相信臺灣發生大地震之可能性很大，而地震造成液化、沉陷等災害問題我們須加以重視。綜觀臺灣西南沿海及港灣地區之地震災害，幾乎都與區內土壤液化或擬似液化有關，土壤的液化潛能，乃為沿海及港區震災評估裡非常重要的一個環節。

4.1 前言

921 集集地震雖然造成中部多處土壤液化災害，但亦提供許多液化案例，可建立本土化之液化分析模式。當今世界上工程界著名之土壤液化評估方法，大多是累積許多地震液化案例及大量現場或室內試驗研究成果，並針對工程實務應用發展而成。而現場試驗被發展用來評估液化潛能者有：標準貫入試驗(SPT)、荷式錐貫入試驗(CPT)與震測剪力波試驗 V_s 等。其中以標準貫入試驗，為全世界最廣泛使用之現場試驗，歷年地震發生時，所進行的 SPT 試驗和現場觀測數據資料甚豐。目前地震災區發生液化與非液化之現地 SPT 試驗資料，較完備者有 Hwang et al. (2001)所蒐集臺灣集集地震液化與非液化案例 288 組、

Liao et al. (1988)所蒐集世界各國液化與非液化案例 278 組及 Boulanger et al.(1997)所蒐集美國 Loma Prieta 地震液化與非液化案例 26 組。本文乃根據以上共 592 組，以較合理之統計方法，發展出一個以 SPT 評估土壤液化潛能之分析模式。

4.2 判別分析

判別分析(discriminant analysis)是多變數統計分析之一個步驟，即將一群現地調查資料區分為兩個種類；就本研究而言，是將地震區液化與非液化之 SPT 資料，加以統計分析求得適當之判別式或判別曲線，以區分液化與非液化兩個種類，如圖 4.1 所示；其基本統計觀念為：假設液化資料為多隨機之機率分佈，非液化資料亦為多隨機之機率分佈，當液化之錯誤分類機率與非液化之錯誤分類機率相等時，即為液化與非液化兩個種類之合理判別曲線。而所謂液化之錯誤分類機率，係指液化數據被劃分在非液化區之機率；所謂非液化之錯誤分類機率，係指非液化數據被劃分在液化區之機率。

假設全部現地調查資料皆為隨機調查所得，而且液化資料、非液化資料及全部調查資料皆為多隨機之常態分佈，則其液化潛能之判別式，依 Anderson(1958)及 Christian & Swiger(1975)之意見，可表示如下式：

$$V = \left[X - \frac{1}{2}(\bar{X}_\ell + \bar{X}_{n\ell}) \right]^T S^{-1}(\bar{X}_\ell - \bar{X}_{n\ell}) \dots\dots\dots (4.1a)$$

式中

V ：判別參數； $V \geq 0$ 表示非液化， $V < 0$ 表示液化。

X ：液化解釋參數之向量

\bar{X}_ℓ ：現地調查資料中，液化部分解釋參數平均值之向量，其中下標 ℓ 符號表示液化。

$\bar{X}_{n\ell}$ ：現地調查資料中，非液化部分解釋參數平均值之向

量，其中下標 nl 符號表示非液化。

S^{-1} ：全部調查資料變異性矩陣 S 之反矩陣。

由式(4.1a)之判別分析，僅能尋找一條液化與非液化之理論分界曲線，本文以應用更廣泛之新的判別式(Lai et al. 2004; 2005)進行判別分析，新的判別式為式(4.1b)結合錯誤分類機率函數(function of probability of misclassification) $C(P)$ ，如式(4.1b)所示，依此新的判別式可尋找數條液化與非液化之分界曲線，再依工程之重要程度，選擇較合理錯誤分類機率函數之理想分界曲線。

$$V_p = \left[X - \frac{1}{2}(\bar{X}_l + \bar{X}_{nl}) \right]^T S^{-1}(\bar{X}_l - \bar{X}_{nl}) - C(P) \dots\dots\dots(4.1b)$$

式中

V_p ：判別參數； $V_p \geq 0$ 表示非液化， $V_p < 0$ 表示液化，其中下標 P 符號表示誤差機率。

P ：錯誤分類機率(probability of misclassification)

$C(P)$ ：錯誤分類機率函數(function of probability of misclassification)

4.3 SPT 評估液化潛能之判別模式

4.3.1 液化與非液化案例資料之處理

921 集集大地震後，國科會、港灣技術研究中心與地震工程研究中心等單位，進行廣泛之液化調查研究，蒐集許多液化與非液化案例之 SPT 試驗資料，目前將以上資料彙整蒐集較完備者為 Hwang et al.(2001) 之 288 組資料，本文即以 Hwang et al.(2001)所彙整集集地震液化與非液化案例 288 組 SPT 試驗資料，加上 Liao et al.(1988)所蒐集世界各國液化與非液化案例 278 組及 Boulanger et al.(1997) 所蒐集美國 Loma Prieta 地震液化與非液化案例 26 組，以上共 592 組，為統計分析依據。

唯 Hwang et al.(2001)所彙整臺灣集集地震液化與非液化案例 288 組資料，其落錘能量比(Energy Ratio)皆假設為 60%，未經落錘能量之檢測，本文乃參考亞新工程顧問公司(2000)於臺灣集集地震液化區域最大之員林地區施作落錘能量檢測之結果，如下式所示，將 Hwang et al.(2001) 之 SPT 試驗值，修正至落錘能量為 60%之正規化貫入值。

$$ER=30 \times (Z/11) + 50 \quad \text{當土層深度 } Z \leq 11\text{m} \quad \dots\dots\dots(4.2a)$$

$$ER = 80 \quad \text{當土層深度 } Z > 11\text{m} \quad \dots\dots\dots(4.2b)$$

另 Hwang et al.(2001)亦假設臺灣集集地震 $M_L = 7.3$ ， $M_W = 7.6$ 已非常接近 $M_W = 7.5$ ，而未將地震引致土層的作用強度參數反復應力比加以修正，本文亦根據 Idriss (1999)所建議之地震規模影響因素，將 Hwang et al.(2001)之地震引致土層的作用強度參數反復應力比資料，修正至地震規模 $M_W = 7.5$ 。

另 Liao et al.(1988)所蒐集世界各國液化與非液化案例 278 組，其中僅有 159 組有細粒料含量 FC 之資料，另外 119 組雖有土壤分類之描述，但未有詳細之細粒料含量 FC 資料，本文統計分析時將其割捨。

經過上述處理及篩選之液化與非液化案例資料共 473 組，又由於 $FC \geq 40\%$ 之資料僅有 11 組，資料太少不適合進行統計分析，因此本文實際進行統計分析之資料為 462 組。

4.3.2 液化之參數

震災地區之 SPT 現場數據包括土壤抗液化之強度及地震引致土層之作用強度。地震引致土層的作用強度參數，根據 Seed et al. (1985, 1997 NCEER)方法，其計算式如下所示：

$$CSR_{7.5} = 0.65 \cdot \frac{\gamma_d}{MSF} \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_o}{\sigma'_o} \quad \dots\dots\dots(4.3)$$

土壤抗液化之強度參數以 SPT-N 值表示。由於 SPT-N 值，在鑽探時，易受有效應力及落錘能量之影響。因此以現場資料和 SPT-N 值評

估土壤液化潛能之前，需將 N 值加以修正，本文以 Seed et al.(1985)建議使用之標準化參數 $(N_1)_{60}$ 值，其為理論自由落錘能量之 60%所量測的貫入值。根據此提議， $(N_1)_{60}$ 值應為：

$$(N_1)_{60} = N_m \cdot C_n \cdot N \dots\dots\dots (4.4)$$

式(4.3)-(4.4)中相關之參數，參考賴(2006)。

4.3.3 液化解釋參數之機率檢定

欲建立 SPT 評估液化潛能之統計分析模式，首需檢視液化解釋參數是否符合常態分佈。本文以上述 462 組資料進行檢定分析，分別以 $0\% \leq FC \leq 10\%$ 、 $10\% \leq FC \leq 20\%$ 、 $20\% \leq FC \leq 30\%$ 與 $30\% \leq FC \leq 40\%$ 等四組資料進行或然率檢定。由於式(4.4)之土壤抗液化強度參數 $(N_1)_{60}$ 值及式(4.3)之地震強度之參數 $CSR_{7.5}$ 值，經或然率圖檢定皆不符合常態分佈，然而這些資料經適當之函數轉換，即轉換為 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 及 $\ln(CSR_{7.5})$ ，再經或然率圖檢定，其結果符合常態分佈。

本文因而以 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 為土壤抗液化強度之解釋參數，以 $\ln(CSR_{7.5})$ 為地震強度之解釋參數；其物理意義為土壤之抗液化強度與 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 成正比，地震引致土壤液化之作用強度與 $\ln(CSR_{7.5})$ 成正比。

4.3.4 液化之判別模式

為了使工程界瞭解判別模式之應用，將 $0\% \leq FC \leq 10\%$ 液化潛能之判別模式繪於圖 4.2，其他 $10\% \leq FC \leq 20\%$ 、 $20\% \leq FC \leq 30\%$ 與 $30\% \leq FC \leq 40\%$ 等三組判別模式，可以參考 Lai et al (2005)，將以上四組判別模式以錯誤分類機率函數 $C(P)=0$ ，即液化與非液化誤差機率相等之判別式，繪於圖 4.3，並分別以 $FC=5\%$ 、 15% 、 25% 與 35% 代表四組土壤之判別曲線，將圖 4.3 四組判別曲線，再進行統計迴歸，則抗液化強度 $CRR_{7.5}$ 與 $(N_1)_{60}$ 及細粒料含量 FC 之關係如下式：

$$CRR_{7.5} = \exp(A \cdot \sqrt{(N_1)_{60}} - B) \dots\dots\dots (4.5)$$

式中 $A = 0.3865548 + 0.0072398 \cdot FC$,

$$B = 3.3597395 + 0.0186297 \cdot FC - 0.0001093 \cdot FC^2 ,$$

由圖 4.3 之判別式皆可發現 : 在相同之 $(N_1)_{60}$, 抗液化強度反復應力比 $CRR_{7.5}$ 之大小分別為 : $30\% \leq FC \leq 40\%$ 最大 ; $20\% \leq FC \leq 30\%$ 次之 ; $10\% \leq FC \leq 20\%$ 再次之 ; $0\% \leq FC \leq 10\%$ 則最小 ; 與實際之土壤情況極為吻合。但於 $(N_1)_{60} \leq 5$ 其各種土壤之抗液化強度反復應力比 $CRR_{7.5}$ 皆相當接近。

4.3.5 抗液化之安全係數

以上述 $C(P)=0$ 為判別式分析液化潛能 , 其土壤之抗液化強度 , $CRR_{7.5}$, 以式(4.5)計算 , 而地震引致土層之作用強度 , $CSR_{7.5}$, 以式(4.3)計算 , 則抗液化之安全係數 , F_s , 如下所示 :

$$F_s = CRR_{7.5} / CSR_{7.5} \dots\dots\dots(4.6)$$

4.3.6 液化之機率模式

以判別模式分析液化潛能 , 僅能計算土壤抗液化之安全係數 , F_s 。本文進一步以貝氏定理(Juang et al. , 2003) 分析土壤液化機率 , 其分析方法如下式所示 :

$$P_L = \frac{f_L(F_s)}{f_L(F_s) + f_{NL}(F_s)} \dots\dots\dots(4.7)$$

式中 :

P_L : 貝氏定理分析之土壤液化機率。

$f_L(F_s)$: 為液化案例安全係數 F_s 之機率密度函數。

$f_{NL}(F_s)$: 為非液化案例安全係數 F_s 之機率密度函數。

分析液化及非液化案例獲得 (P_L, F_s) , 再以迴歸分析建立抗液化安全係數與液化機率之關係 , 如式(4.8)所示 :

$$P_L = \frac{1}{1 + 0.6(F_s)^3 + 0.4(F_s)^8} \dots\dots\dots(4.8)$$

根據第 4.3.5 節抗液化安全係數及本節液化機率之研究成果，可以將 SPT 試驗評估液化潛能之分析步驟以簡化之數學式表示，其分析之流程圖如圖 4.4 所示。

4.3.7 液化危害度分析

依上述液化評估法分析，進行抗液化安全係數及液化機率評估時，所獲得的結果僅為各鑽孔地表下某一深度之砂土層是否液化，對於整個鑽孔而言，是否為液化區仍無定論。因此，為了涵蓋土層各深度之液化情形及更深入探討整個地區之液化潛能分佈圖，本文再分別以 Iwasaki 等人(1982)安全係數深度加權法，如式(4.9)及表 4-1 所示；及賴聖耀、謝明志(1996)液化機率深度加權法，如式(4.10)及表 4-2 所示，分別分析港區各種模擬地震之液化危害度，其分析流程，如圖 4.4 所示。

$$IL = \int_0^{20} F(Z) \cdot W(z) \cdot dz \dots\dots\dots (4.9)$$

上式中，

IL 為液化潛能指數，介於 0~100 之間

$$F(Z) = 1 - F_s(z) \quad \text{for } F_L(Z) < 1.0$$

$$F(Z) = 0 \quad \text{for } F_L(Z) > 1.0$$

W(z): 為權重函數，z 為深度(公尺)。

$$W(z) = 10 - 0.5z。$$

表 4-1 液化損害程度定義(Iwasaki 等人，1982)

| 液化損害程度分類 | 液化潛能指數，IL | 液化損害程度 |
|----------|---------------|--------|
| I | 0 < IL < 5 | 輕微液化 |
| II | 5 < IL < 15 | 中度液化 |
| III | 15 < IL < 100 | 嚴重液化 |

$$P_{LW} = \frac{\int_0^{20} P_L(z) \cdot W(z) \cdot dz}{\int_0^{20} W(z) \cdot dz} \dots\dots\dots(4.10)$$

上式中，

$P_L(z)$ ：為各孔各個深度之液化機率，介於 0~1 之間

P_{LW} ：為各孔之液化危險度，介於 0~1 之間

$W(z)$ ：為權重函數，z 為深度(公尺)。

$W(z)=1-0.05z$ 或 $W(z)=10-0.5z$ 。

表 4-2 液化損害程度定義(港研中心，2005)

| 液化損害程度分類 | 液化機率指數， P_{LW} | 液化損害程度 |
|----------|----------------------|--------|
| I | 0 < P_{LW} < 0.2 | 輕微液化 |
| II | 0.2 < P_{LW} < 0.4 | 中度液化 |
| III | 0.4 < P_{LW} < 1 | 嚴重液化 |

4.4 判別模式之驗證與比較

為了驗證本文發展之判別模式，本文發展之模式分別與傳統相關經驗法比較，並以物理意義作說明。另為了進一步驗證本文模式之適用性，本文以臺中港區 921 地震液化分析作實際案例說明。

4.4.1 與傳統相關經驗法之比較

SPT 評估液化潛能之方法，傳統上較偏重於經驗判斷所推導出之相關經驗式或相關經驗曲線，其中以 Youd et al. (2001)之相關經驗曲線，如圖 4.5 所示，及 T&Y(1983)之相關經驗曲線，如圖 4.6 所示，較為工程界所接受及使用，因此本文以 Youd et al. (2001) (Modified from Seed et al. 1985)、T&Y(1983) 之相關經驗曲線，與本文建立之判別模式相互比較，比較結果說明如下：

由圖 4.3、圖 4.5 與圖 4.6 相互比較可發現，三種模式之細粒料含量對抗液化強度之影響有顯著的不同：本文判別模式約於 $(N_1)_{60} \leq 5$ ，其各種土壤之抗液化強度反復應力比 $CRR_{7.5}$ 皆相當接近；其餘之 $(N_1)_{60}$ 值，其細粒料含量愈高之土壤，其抗液化強度 $CRR_{7.5}$ 亦愈大。而 Youd et al. (2001)及、T&Y(1983)簡易經驗曲線，無論 $(N_1)_{60}$ 值之大小，其細粒料含量愈高之土壤，其抗液化強度 $CRR_{7.5}$ 亦愈大。

由圖 4.7 在 $FC \leq 5\%$ 低細粒料含量之砂土，相互比較可發現：於 $(N_1)_{60} \leq 20$ 時，Youd et al. (2001)及 T&Y(1983)的抗液化強度皆稍低於本文判別模式，於 $10 < (N_1)_{60} \leq 35$ 時，T&Y(1983)的抗液化強度低於本文判別模式甚多。

整體而言：在 $FC \leq 5\%$ 低細粒料含量之砂土，Youd et al. (2001)及 T&Y(1983)的抗液化強度皆稍低於本文判別模式，但對於高細粒料含量之沉泥質砂，該二法的皆高於本文判別模式的抗液化強度。

4.4.2 本文模式之物理意義

為了探討本文判別模式之物理意義，將本文發展之判別函數，改繪製於水平座標為 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ ，及垂直座標為 $\ln(CSR_{7.5})$ 或 $\ln(CRR_{7.5})$ 之圖 4.8。由圖 4.8 顯示， $FC=5\%$ 、 15% 、 25% 、 35% 等判別曲線皆變為直線，亦即 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 與 $\ln(CRR_{7.5})$ 成線性關係；其物理意義為土壤之抗液化強度 $\ln(CRR_{7.5})$ 與 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 成正比，地震引致土壤液化之作用強度與 $\ln(CSR_{7.5})$ 成

正比。其中地震引致土壤液化之作用強度與 $\ln(CSR_{7.5})$ 成正比，就如同世界各國對震災之認定，大多以 $\ln(a_{\max})$ 為地震震度級數，亦即地震震度級數與 $\ln(a_{\max})$ 成正比，因此土壤之抗液化強度亦以 $\ln(CRR_{7.5})$ 表示。另根據 Meyerhof(1958)之研究結果，土壤之相對密度 $Dr=21\sqrt{N/(\sigma'_{vo}+0.7)}$ ，Yoshimi et al.(1994)之研究結果為 $Dr=16\sqrt{N_1}$ ，由此顯示土壤之相對密度與 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 成正比；因此土壤之抗液化強度 $\ln(CRR_{7.5})$ 與 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 成正比，就表示土壤之抗液化強度 $\ln(CRR_{7.5})$ 與土壤之相對密度 Dr 成正比。

4.4.3 臺中港區液化分析比較說明

為了進一步驗證本文判別模式之適用性，本文以臺中港區 921 地震液化分析作比較說明。臺中港區面積約 4,000 公頃，921 地震時港區除北碼頭抽砂回填區、北突堤沖積土層造成較嚴重液化，及西碼頭之北填方區中度液化外，其餘大部份地區液化程度極為輕微。本文搜集臺中港區現有鑽探資料 135 孔，如圖 4.9 所示。分別以本文判別模式、Youd et al. (2001) (Modified from Seed et al. 1985) and Tokimatsu and Yoshimi (1983)法，以 921 地震時之地震規模 $M_w=7.6$ ，及臺中港區之地表最大加速度 $A_{\max}=0.163g$ ，進行液化分析比較，其分析結果分別如圖 4.10 至圖 4.12 所示。由圖 4.10 之本文判別模式分析結果顯示，北碼頭及北突堤為嚴重液化區，即圖中之黑色區域；西碼頭及南碼頭為中度液化區，即圖中之柵狀區域；其餘大部份地區液化程度極為輕微。此分析結果與 921 地震臺中港區液化災害狀況相當吻合。而由圖 4.11 之 Youd et al. (2001)法分析結果，僅北突堤為嚴重液化區，北碼頭及西碼頭為皆為中度液化區；由圖 4.12 之 Tokimatsu and Yoshimi (1983)法分析結果，北碼頭、北突堤及西碼頭皆為中度液化區。因此 Youd et al. (2001)法及 Tokimatsu and Yoshimi (1983)法之分析結果，與 921 地震臺中港區液化災害狀況有些不符。探討其原因，主要是 921 地震臺中港區嚴重液化區之噴砂，其細粒料含量 FC 高達 30-80%，而 Tokimatsu and Yoshimi (1983)法及 Youd and Idriss (1997)法，雖然在 $FC<5\%$ 低細粒料含量之砂土，該二法的抗液化強度皆稍低於本文判別模式，但對於高

細粒料含量之沉泥質砂，該二法的皆高估了的抗液化強度，致使其分析結果低估了液化災害之程度。而本文之判別模式，除了是以較嚴謹之統計方法建立之模式，亦以包含 921 地震液化案例資料，經回饋分析所建立具有本土特色之液化評估方法，因此其分析結果與 921 地震臺中港區液化災害狀況較為吻合。

4.5 臺中港區土壤液化潛能評估

今利用本文所開發的判別模式，來評估臺灣西海岸臺中港的液化潛能。其方法乃是將本所港灣技術研究中心已搜集的臺中港區鑽探資料 135 孔，配合地震規模 $M=7.5$ ，及地震尖峰地表加速度(Peak Ground Acceleration, PGA)漸增之模擬狀況，由最小 PGA 值逐次推算至新訂耐震設計規範甲區 $PGA=0.33g$ 之強度為止，再套用 Iwasaki 的液化危害度指數分析來評判液化重中輕等危害程度，可以此來察看不同震波強度對臺中港區土層液化危害影響程度。

評估結果，發現在 $PGA<0.13g$ 時(如圖 4.13 所示)，臺中港極大部份地區屬於輕微液化災害風險，液化之可能性很低，僅極小部份地區屬於中度液化，港區碼頭應屬安全。在 $0.13g<PGA<0.16g$ 時(如圖 4.14 所示)，臺中港極大部份地區仍屬於輕微液化災害風險，但中度液化部分面積擴大，北碼頭區 1-2 號，中突堤 7-9 號、11-12 號碼頭轉角，倉儲轉運 I 區，西碼頭區 W9-W11 等處後線，可能會有部份龜裂。以本地震強度分析結果發現南方火力電廠、99 號、101-103 號碼頭後線等區應屬於中度液化，但因該處尚未收集到地質鑽探資料，故暫不予評估。

在 $0.16g<PGA<0.20g$ 時(如圖 4.15 所示)，臺中港大部份地區仍屬於輕微液化災害風險，且中度液化部分區域持續擴大，而北碼頭區 1-4A 號、中突堤 7-9 號、西碼頭區 W9-W11 等處後線小部份地區出現嚴重液化現象，可能有龜裂、擬似液化或差異沉陷，應加提防。另中突堤 11-12 號碼頭轉角、倉儲轉運 I 區等地區可能會有部份龜裂現象等災損。

在 $0.20g < PGA < 0.25g$ 時(如圖 4.16 所示)，臺中港極大部份地區屬於中度液化災害風險，且嚴重液化部分區域擴大，多數碼頭後線可能有擬似液化及差異沉陷現象。若 $PGA > 0.25g$ 時(如圖 4.17 所示)，碼頭後線可能會有全面性液化及差異沉陷現象，災損情況將更為嚴重。

4.6 高雄港區土壤液化潛能評估

再以本文所開發的判別模式，來評估臺灣西海岸高雄港的液化潛能。首先以高雄港區近年曾遭受過的最大地震強度來檢核分析程式的適用性，高雄港區近年曾遭受過的最大地震乃是 95 年 12 月 26 的恆春烈震，該次地震在高雄港區監測到的強度為規模 $M=6.4$ ， $PGA=96.87gal$ 。以該值輸入本文所開發的判別模式，配合已搜集的高雄港區鑽探資料 925 孔進行分析，分析結果如圖 4.18 所示。由圖可看出，旗津島南方會出現小面積的中度液化區域，研判該處碼頭後線可能造成部份龜裂，此與震後調查相符合，因此以本文判別模式來研判高雄港區的液化潛能應可適用。

因高雄劃分於新訂耐震設計規範乙區，烈震發生機會較小，故分析所採用的規模取 $M=6.5$ ，配合地震尖峰地表加速度(Peak Ground Acceleration, PGA)漸增之模擬狀況，由最小 PGA 值逐次推算至新訂耐震設計規範乙區 $PGA = 0.23g$ 之強度為止，再套用 Iwasaki 的液化危害度指數分析來評判液化重中輕等危害程度，可以此來察看不同震波強度對高雄港區土層液化危害影響程度。

評估結果，發現在 $PGA < 0.08g$ 時(如圖 4.19 所示)，高雄港極大部份地區屬於輕微液化災害風險，液化之可能性很低，僅極小部份地區開始有中度液化現象浮現，港區碼頭應屬安全。在 $0.08g < PGA < 0.09g$ 時(如圖 4.20 所示)，高雄港極大部份地區仍屬於輕微液化災害風險，但中度液化部分區域擴大，旗津區 117-119 號碼頭後線，可能會有部份龜裂，整體評估應屬輕度災損。在 $0.09g < PGA < 0.11g$ 時(如圖 4.21 所示)，高雄港極大部份地區仍屬於輕微液化災害風險，但中度液化部分

區域擴大，65-66 號碼頭後面的工業區、68-69 號碼頭後線，以及 116-119 號碼頭後線，可能會有部份龜裂，整體評估仍應屬輕度災損。

在 $0.11g < PGA < 0.12g$ 時(如圖 4.22 所示)，高雄港已逐漸出現災況，但中度液化部分面積持續擴大，中興商港區後線小部份地區出現擬似液化現象，118-119 號碼頭後線可能有龜裂、擬似液化或差異沉陷，59-62 的石化中心、63-67 號碼頭後面的工業區、68-70 號碼頭後線，可能有龜裂或差異沉陷，中島加工出口區的 33、45、48、50、58 以及蓬萊商港區 6、7 號碼頭後線，可能會有部份龜裂，應加提防。在 $0.12g < PGA < 0.15g$ 時(如圖 4.23 所示)，高雄港中度液化部分面積持續擴大，中興商港區後線、小港商港區、前鎮商港區後方的工業區及石化中心，以及蓬萊商港區等部份地區，可能出現龜裂、擬似液化或差異沉陷，應加提防。多數碼頭可能會有部份龜裂現象等災損。

在 $0.15g < PGA < 0.18g$ 時(如圖 4.24 所示)，高雄港災況持續擴大，中島加工出口區以及蓬萊商港區等處也開始出現擬似液化現象，多數碼頭後線可能有龜裂、擬似液化或差異沉陷，應全面提防。若 $PGA > 0.18g$ 時(如圖 4.25 所示)，碼頭後線可能會有全面性液化及差異沉陷現象，災損情況將更加嚴重。

4.7 西南沿海地區之初步液化評估

本所港灣技術研究中心已搜集西南七縣市沿海地區之鑽探資料共 3230 孔，分別以回歸期為 475 年(50 年有 10% 發生機率)之新訂耐震設計規範甲區 $PGA=0.33g$ ，及回歸期約為 75 年(50 年有 50% 發生機率)之 $PGA=0.15g$ 等二種地震條件，(該 PGA 值與回歸期 Tr 之關係為 $PGA_{TR}=(Tr/475)^{0.3-0.45} * PGA_{475}$)，初步評估西南沿海地區沖積土層液化危害度。評估結果分別如圖 4.26 及圖 4.27 所示。由圖 4.26 分析結果顯示： $PGA=0.15g$ 時，西南沿海地區極大部份地區屬於輕微液化災害風險，液化之可能性很低，僅極小部份地區屬於嚴重液化，而雲林及嘉義沿海地區屬於中度液化；由圖 4.27 分析結果顯示： $PGA=0.33g$ 時，西南

沿海地區極大部份地區將發生嚴重液化災害風險，液化之可能性極高，僅極小部份地區屬於中度液化。

4.8 結論

- (1) 本文建立抗液化強度 $CRR_{7.5}$ 與 SPT 試驗值 $(N_1)_{60}$ 及細粒料含量 FC 之關係式，亦以貝氏定理之映射函數，建立抗液化安全係數 F_s 與液化機率 P_L 之關係式。所建立之液化分析模式，不但有傳統上評估土壤是否可能液化之功能，更可進一步評估土壤可能發生液化之機率，提供液化分析上更多之資訊。
- (2) 整體而言：在 $FC \leq 5\%$ 低細粒料含量之砂土，Youd et al. (2001) 及 T&Y(1983) 的抗液化強度皆稍低於本文判別模式，但對於高細粒料含量之沉泥質砂，該二法的皆高估了的抗液化強度。
- (3) 本文所建立之液化分析模式，較傳統相關經驗曲線更具有物理意義，即地震引致土壤液化之作用強度與 $\ln(CSR_{7.5})$ 成正比，土壤之抗液化強度 $\ln(CRR_{7.5})$ 與 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 成正比，亦表示土壤之抗液化強度 $\ln(CRR_{7.5})$ 與土壤之相對密度 D_r 成正比。
- (4) 由西南沿海地區之初步評估可發現：雲林及嘉義沿海地區之液化潛較西南沿海其他縣市還高，因此於 $PGA=0.15g$ 時，西南沿海地區極大部份地區屬於輕微液化災害風險，液化之可能性很低，而雲林及嘉義沿海地區屬於中度液化，即地表發生明顯液化表徵機會低，但深層可能液化，地表沈陷量不明顯。 $PGA=0.33g$ 時，西南沿海地區極大部份地區將發生嚴重液化災害風險，液化之可能性極高，僅極小部份地區屬於中度液化。

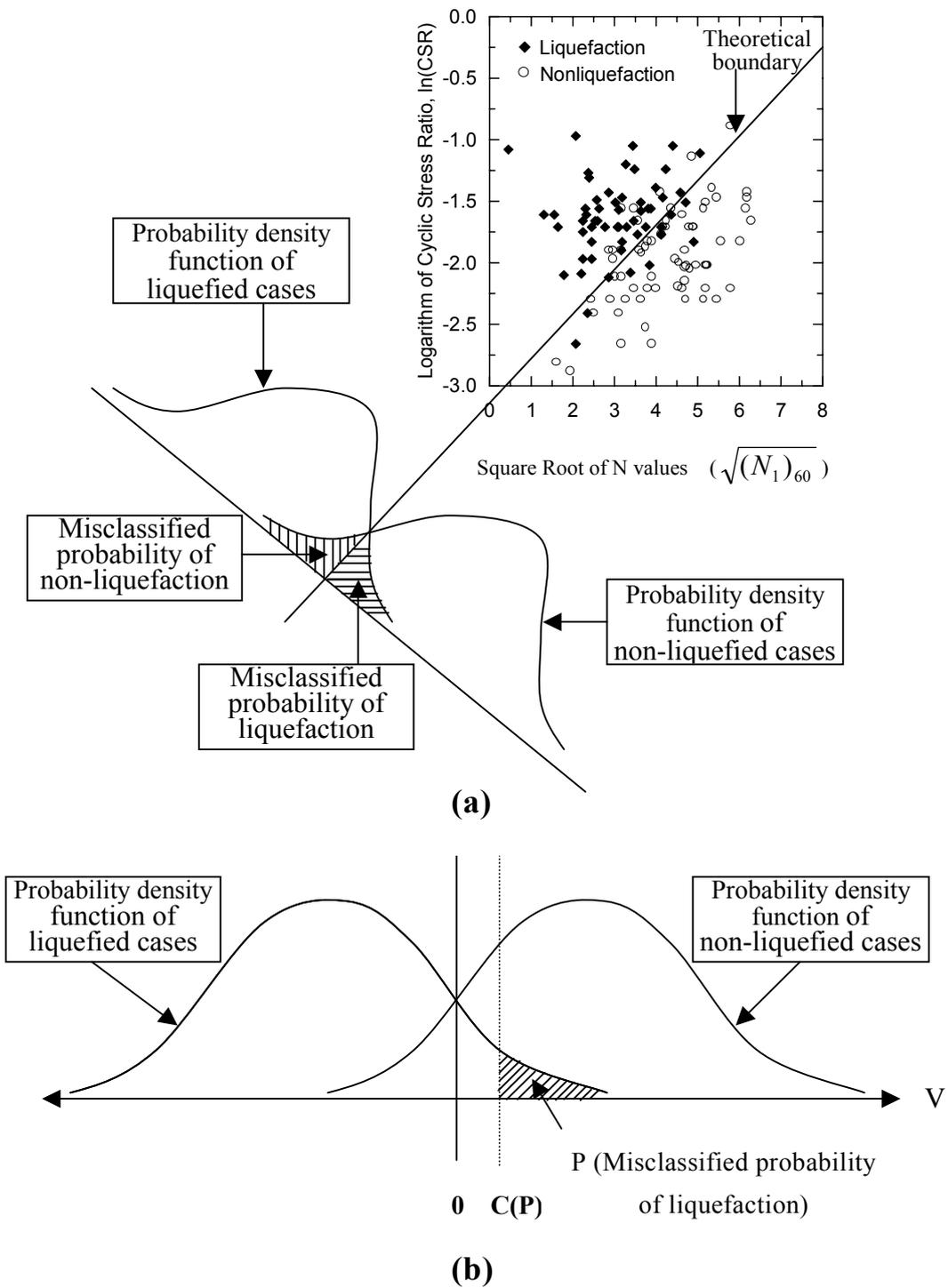


圖 4.1 液化判別分析示意圖

理論上， $V \geq 0$ 表示非液化， $V < 0$ 表示液化；

工程應用上， $V_p = V - C(P)$ ， $V_p \geq 0$ 表示非液化， $V_p < 0$ 表示液化。

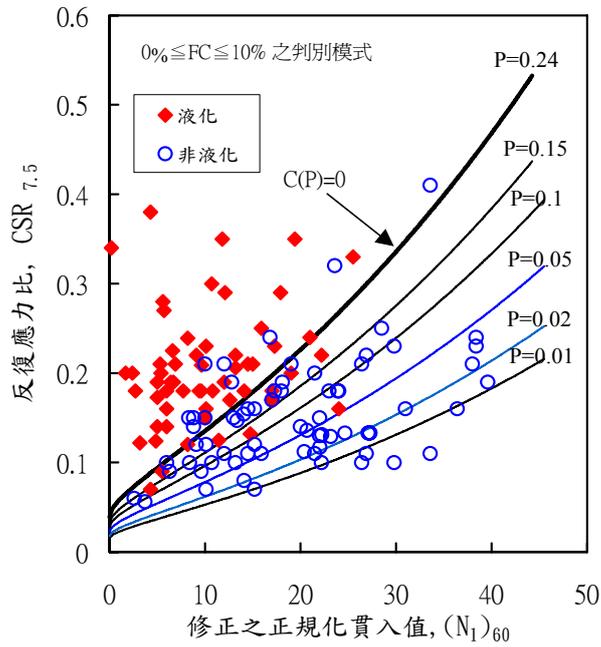


圖 4.2 $0\% \leq FC \leq 10\%$ 液化判別圖(58 組液化及 70 組非液化案例)

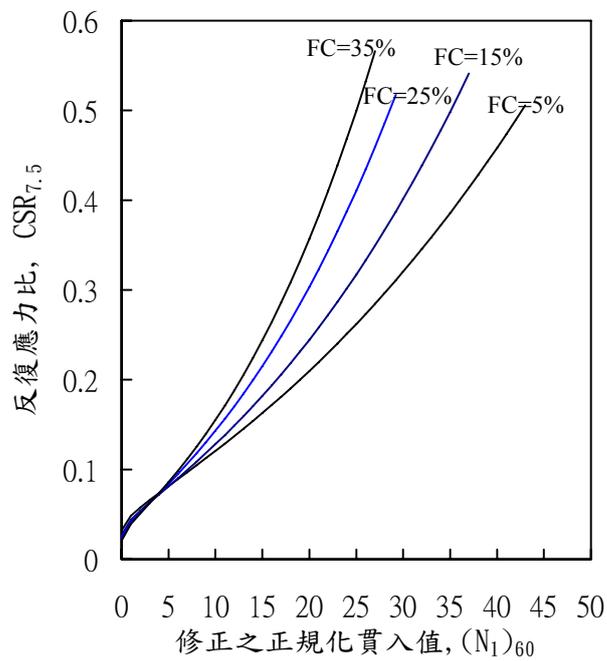


圖 4.3 FC=5%、FC=15%、FC=25%、FC=35%等液化判別式之比較

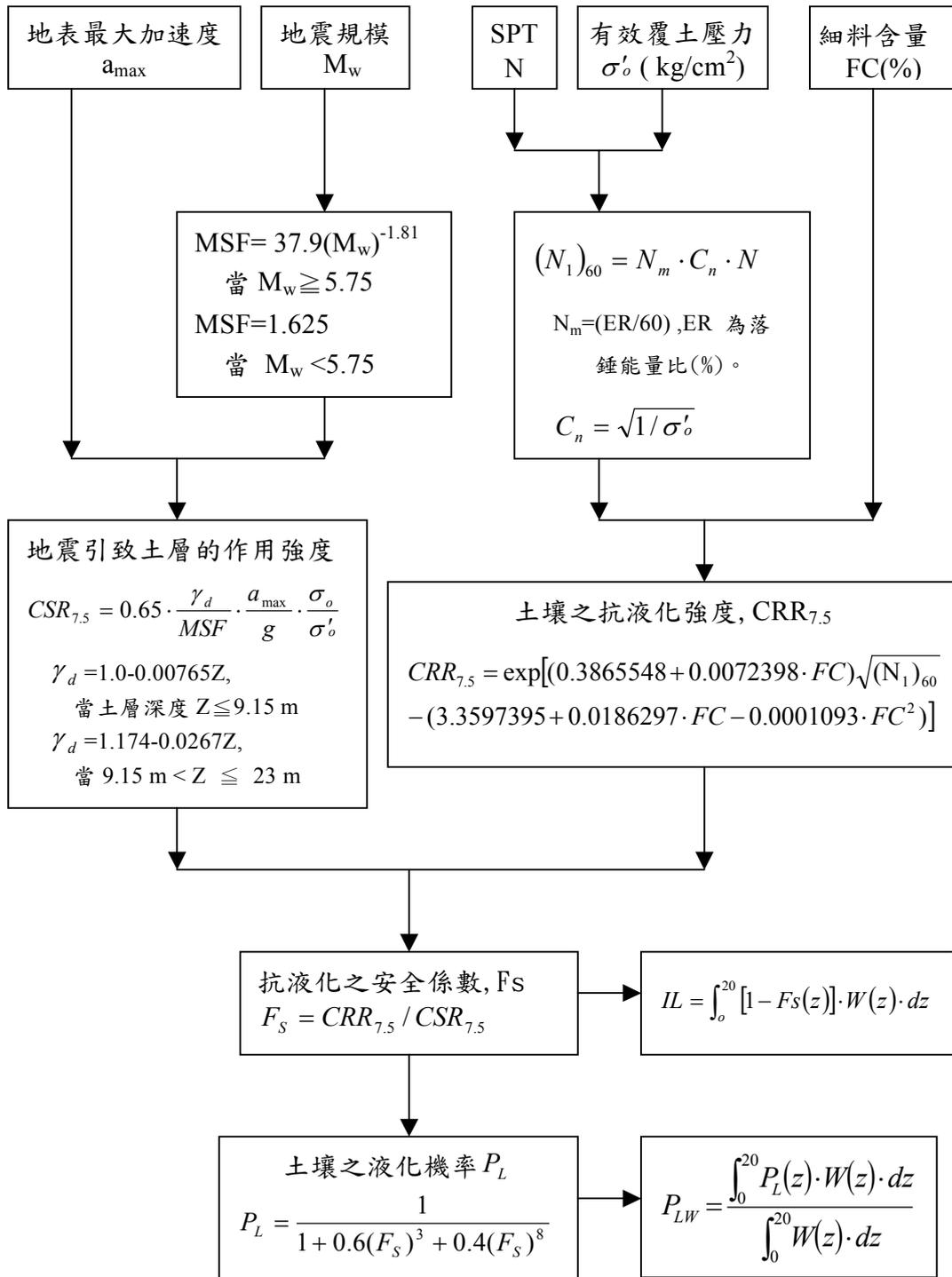


圖 4.4 判別模式之液化分析流程

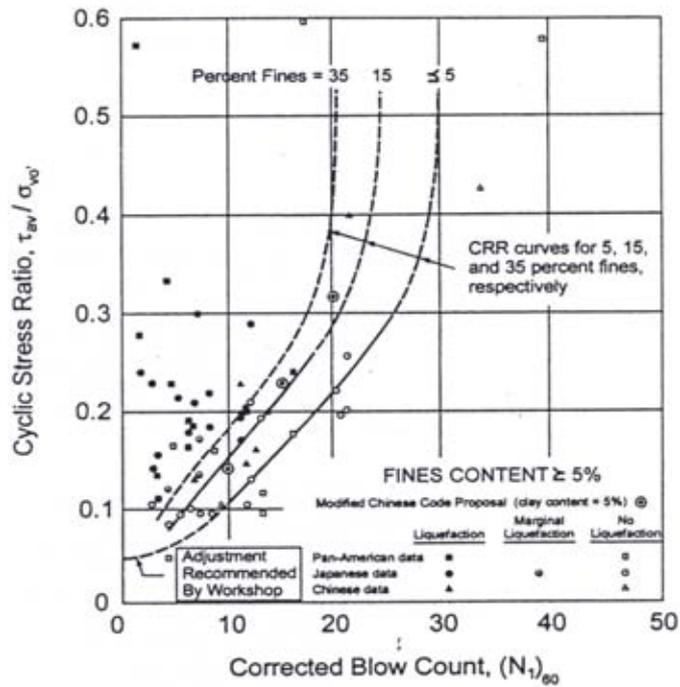


圖 4.5 Youd et al. (2001)建議細粒料含量 $FC \leq 5\%$ 曲線之修正值
(修正自 Seed et al. 1985)

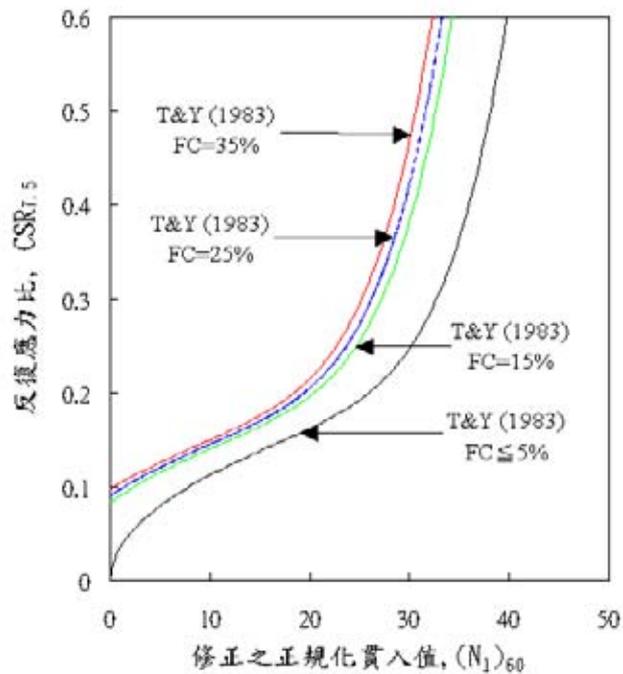


圖 4.6 T&Y(1983) $C_s=85$ 之 $FC \leq 5\%$ 、 $FC=15\%$ 、 $FC=25\%$ 、 $FC=35\%$ 等之經驗曲線比較圖

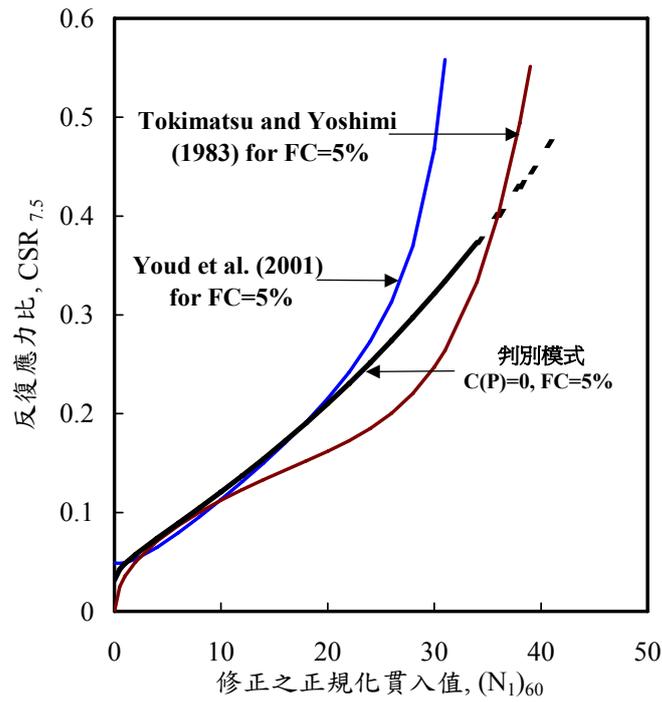


圖 4.7 FC=5%之判別模式與 Youd et al.(2001)及 T&Y(1983)比較

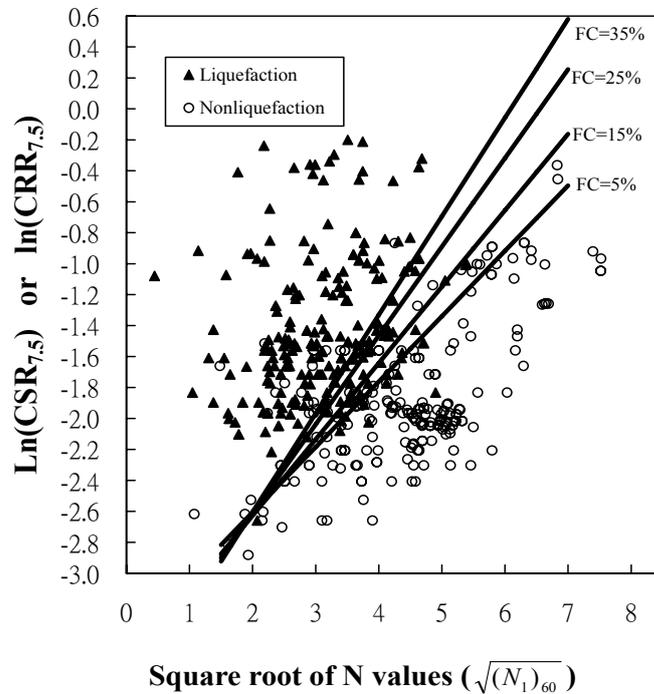


圖 4.8 將本文之判別模式，改繪製於水平座標為 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ ，及垂直座標為 $\ln(CSR_{7.5})$ 或 $\ln(CRR_{7.5})$ ，以探討判別模式之物理意義

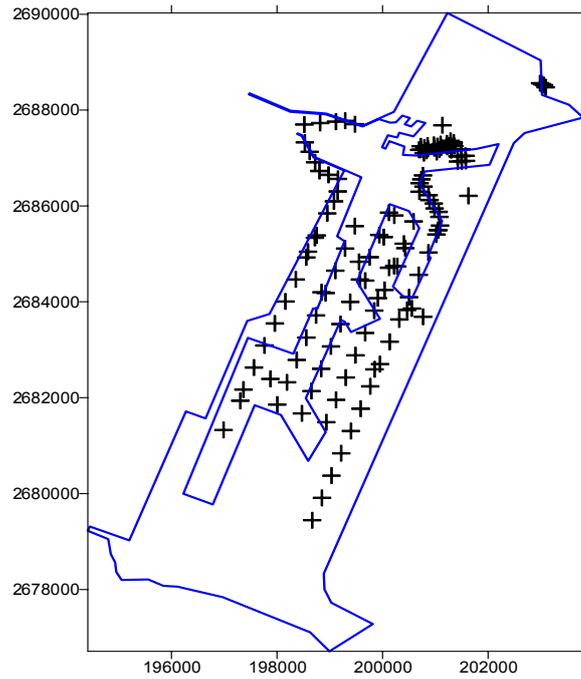


圖 4.9 臺中港區 135 孔 SPT 試驗分布圖

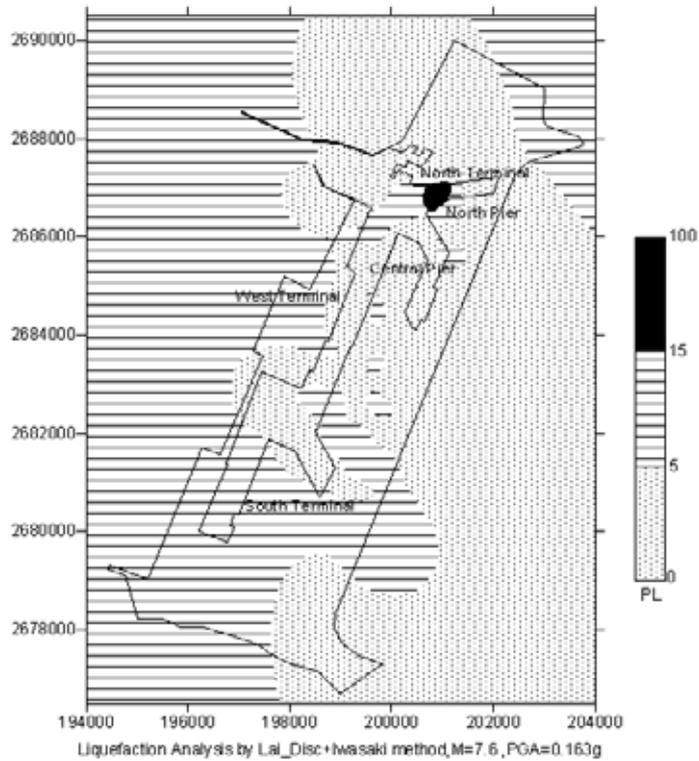


圖 4.10 以 Lai et al.(2005)方法評估 921 地震臺中港區
液化潛能之分析結果

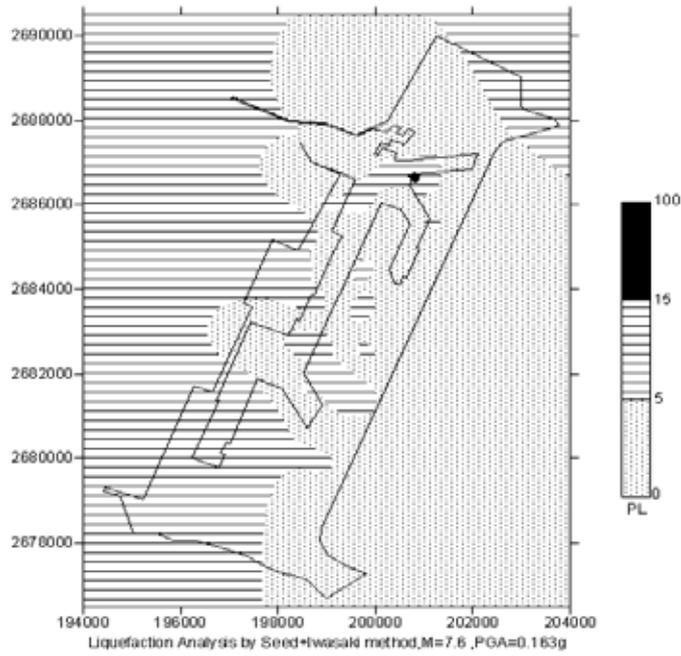


圖 4.11 以 Youd et al. (2001)方法評估 921 地震臺中港區
液化潛能之分析結果

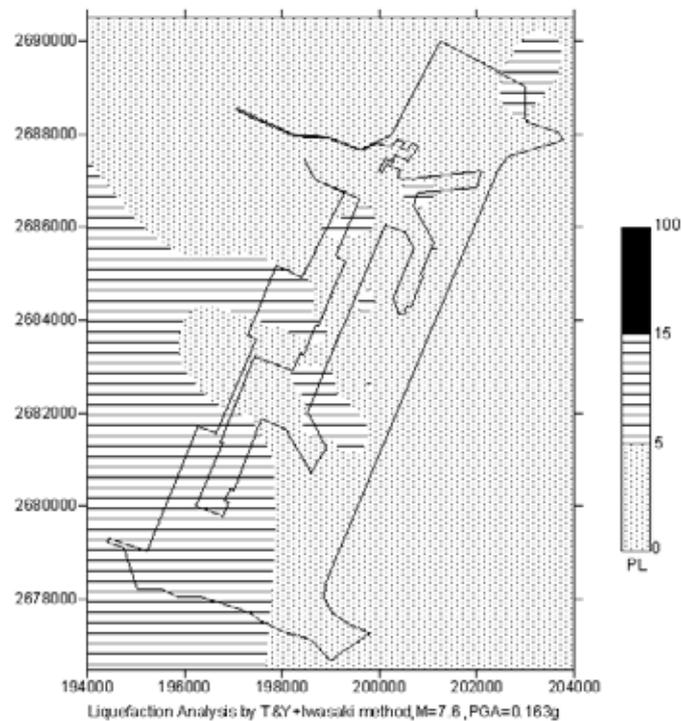


圖 4.12 以 Tokimatsu and Yoshimi (1983)方法評估 921 地震臺中港
區液化潛能之分析結果

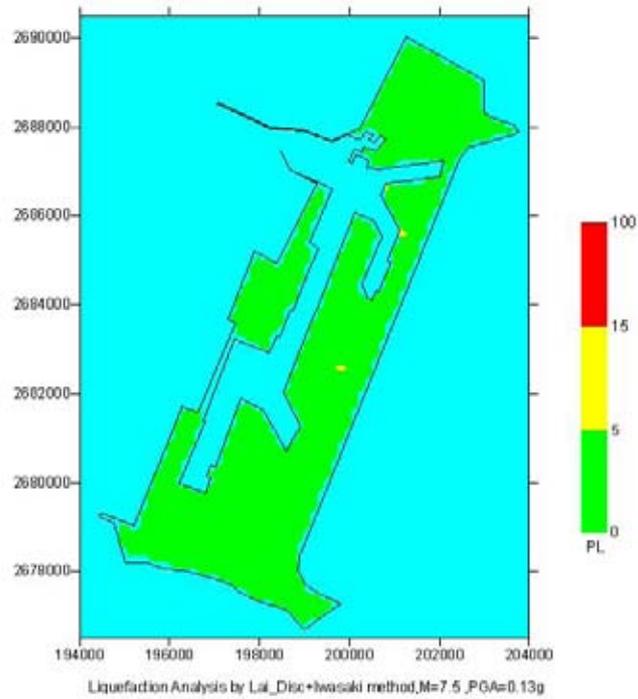


圖 4.13 以 $M=7.5$ 、 $PGA = 0.13g$ 地震條件推估臺中港區液化潛能

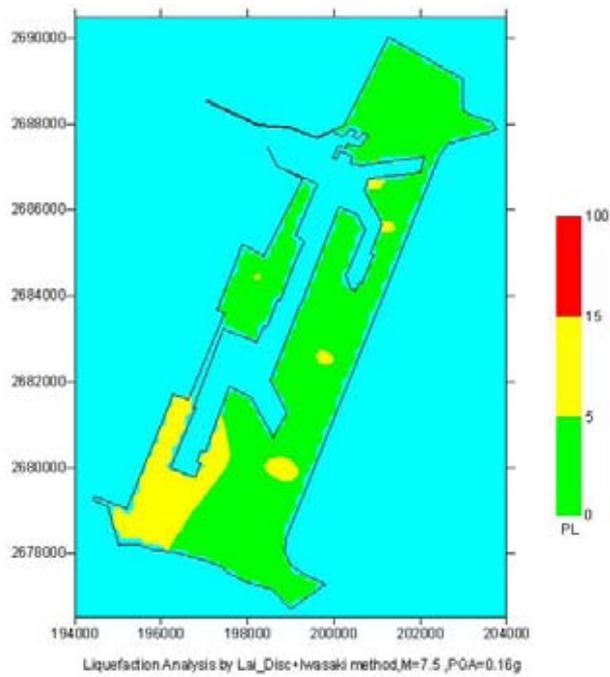


圖 4.14 以 $M=7.5$ 、 $PGA = 0.16g$ 地震條件推估臺中港區液化潛能

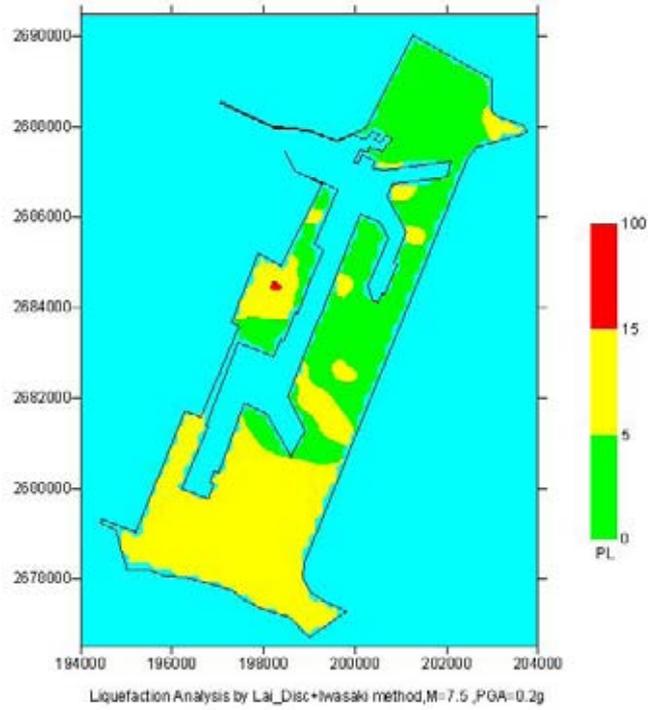


圖 4.15 以 M=7.5、PGA = 0.20g 地震條件推估臺中港區液化潛能

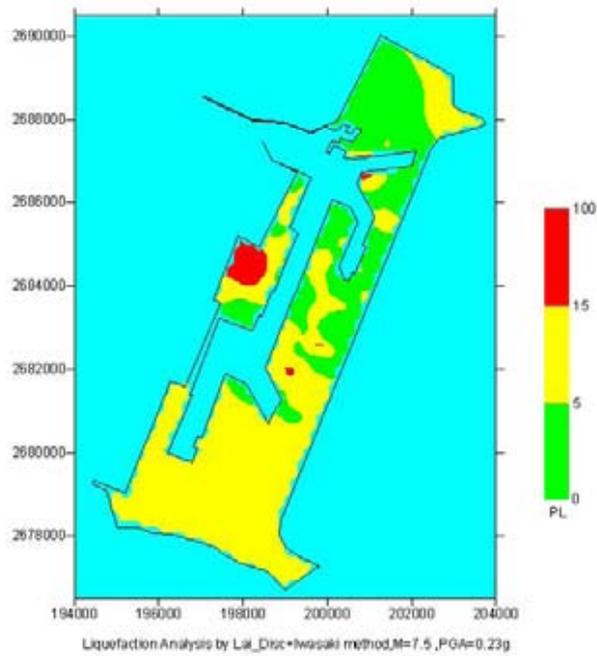


圖 4.16 以 M=7.5、PGA = 0.25g 地震條件推估臺中港區液化潛能

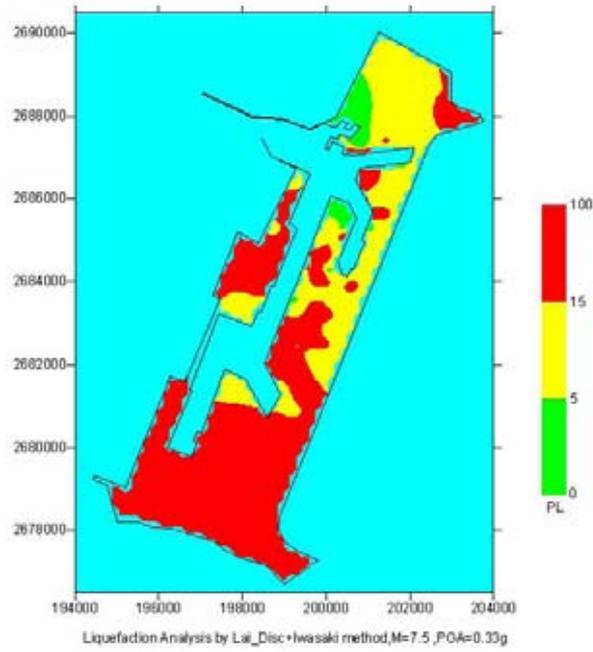


圖 4.17 以 M=7.5、PGA = 0.33g 地震條件推估臺中港區液化潛能

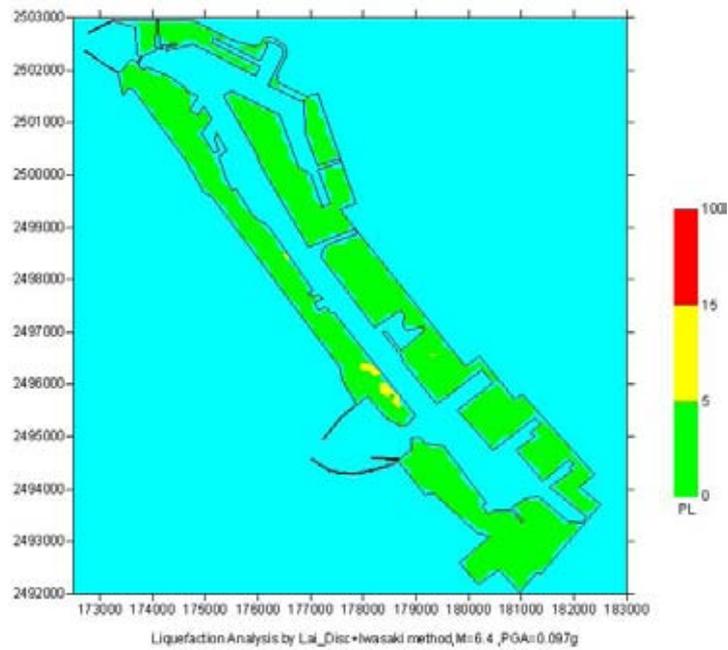


圖 4.18 以 M=6.4、PGA = 96.78gal 地震條件推估高雄港區液化潛能

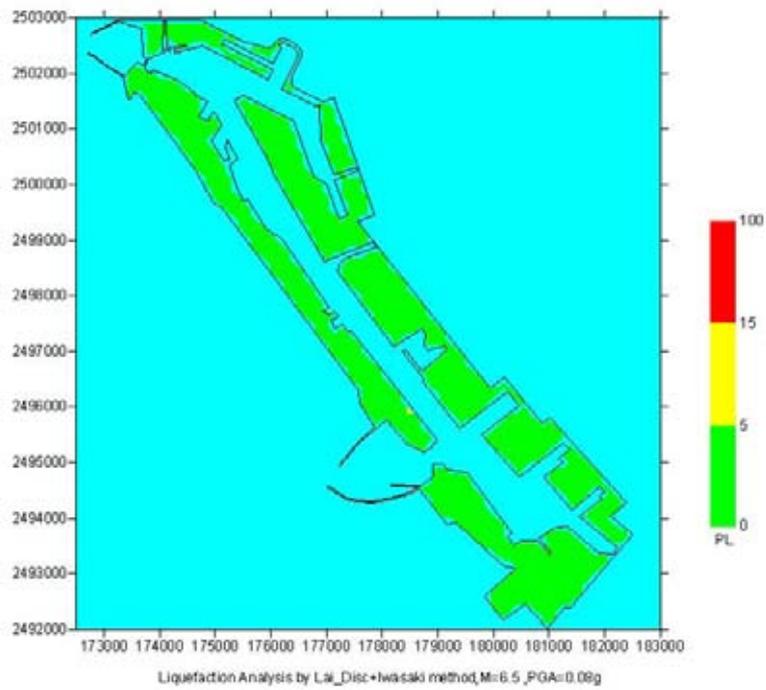


圖 4.19 以 $M=6.5$ 、 $PGA = 0.08g$ 地震條件推估高雄港區液化潛能

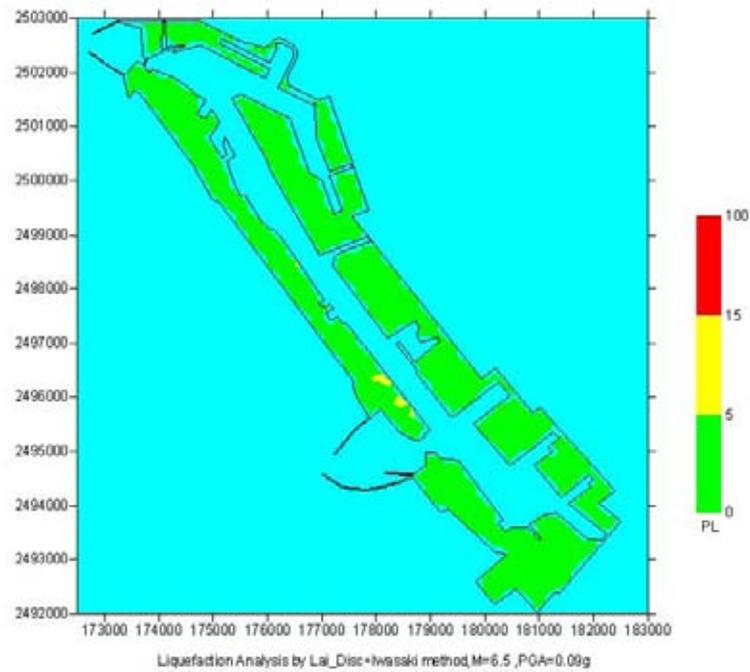


圖 4.20 以 $M=6.5$ 、 $PGA = 0.09g$ 地震條件推估高雄港區液化潛能

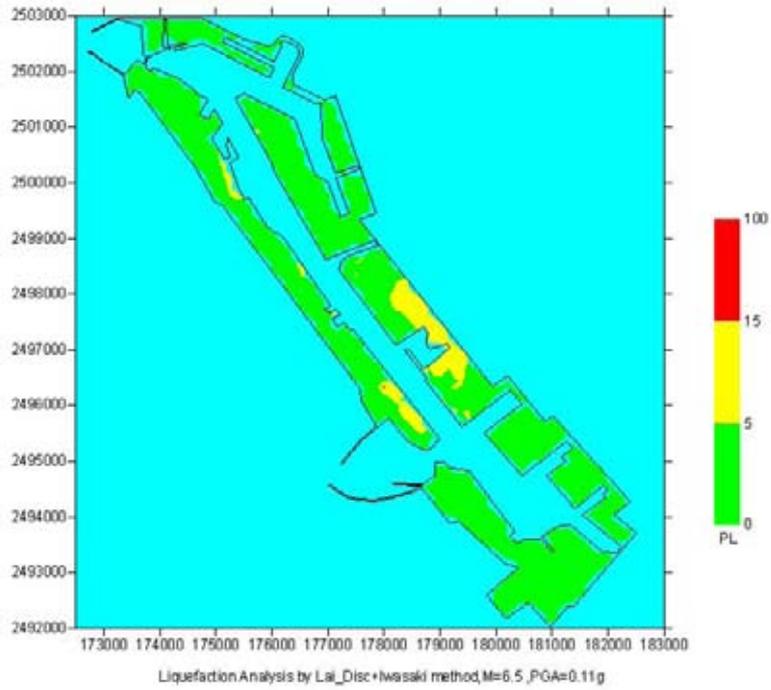


圖 4.21 以 $M=6.5$ 、 $PGA = 0.11g$ 地震條件推估高雄港區液化潛能

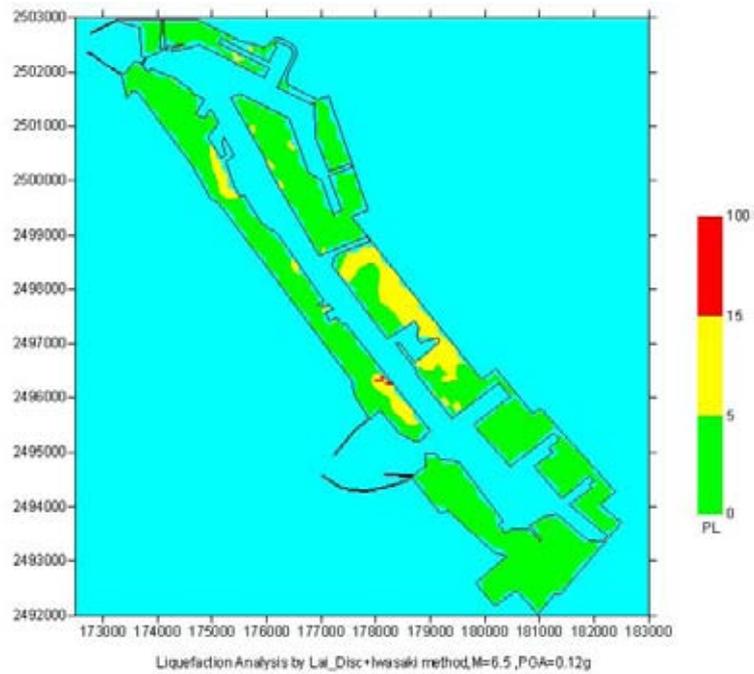


圖 4.22 以 $M=6.5$ 、 $PGA = 0.12g$ 地震條件推估高雄港區液化潛能

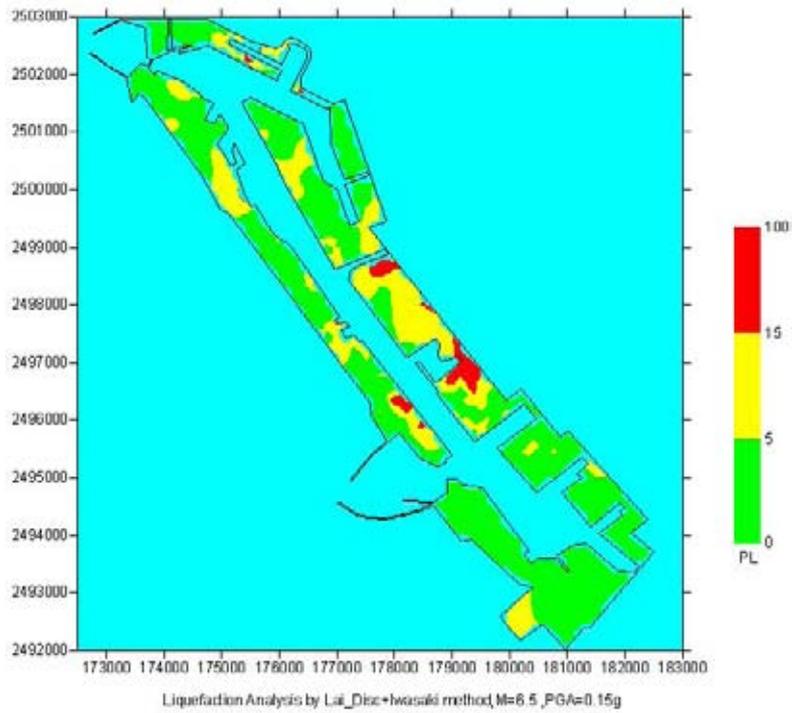


圖 4.23 以 $M=6.5$ 、 $PGA = 0.15g$ 地震條件推估高雄港區液化潛能

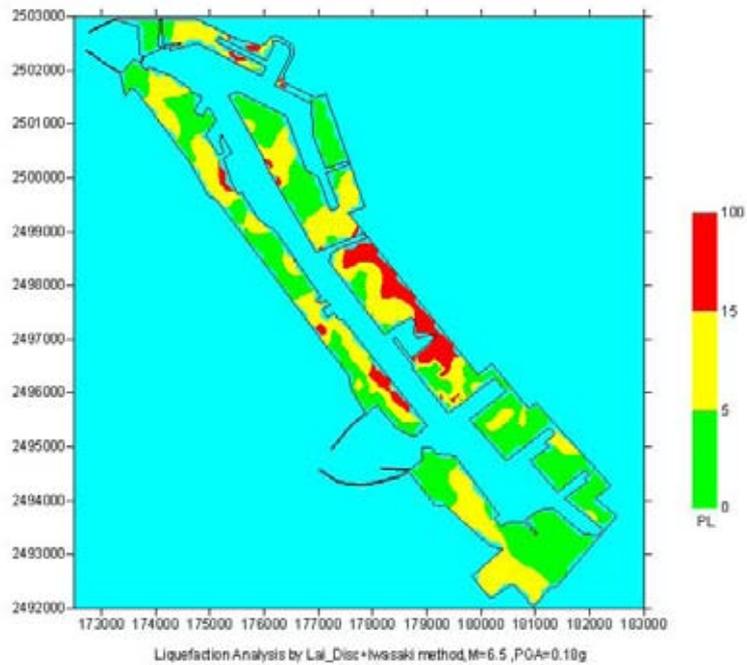


圖 4.24 以 $M=6.5$ 、 $PGA = 0.18g$ 地震條件推估高雄港區液化潛能

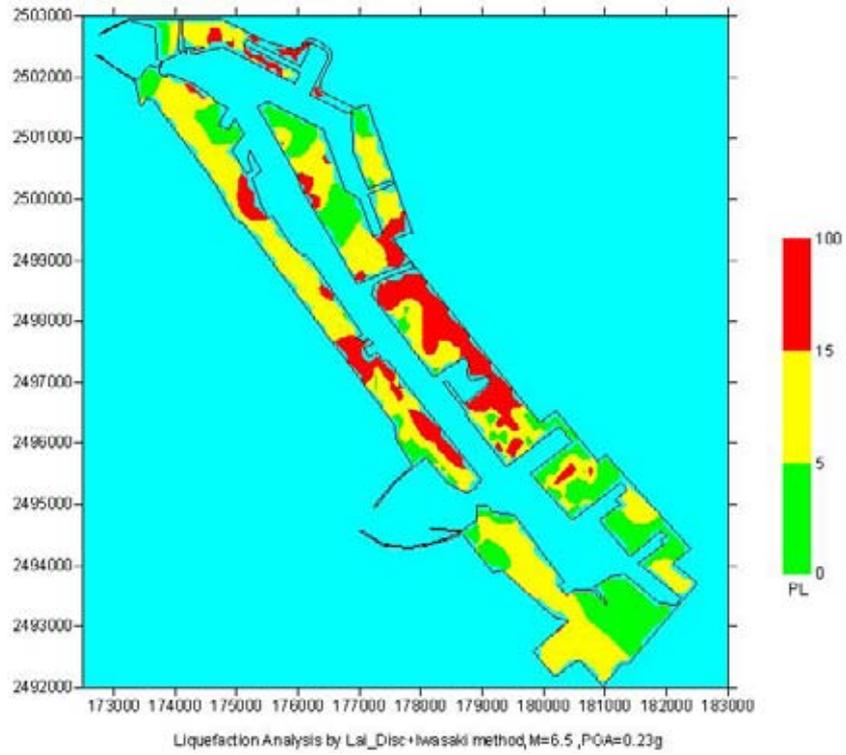


圖 4.25 以 $M=6.5$ 、 $PGA = 0.23g$ 地震條件推估高雄港區液化潛能

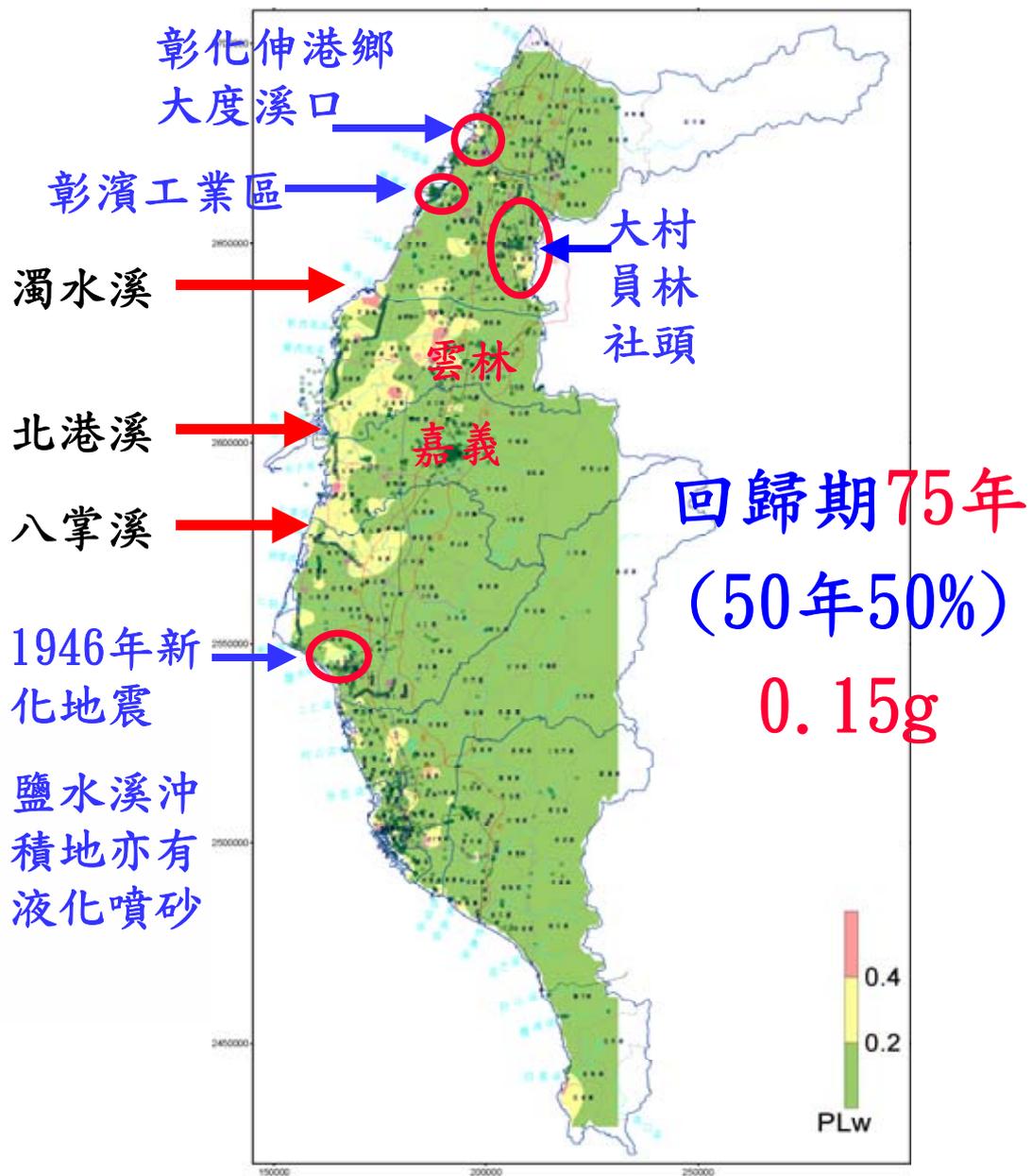


圖 4.26 臺灣西南沿海地區之液化潛能分析結果(Mw=7.0,PGA=0.15g)

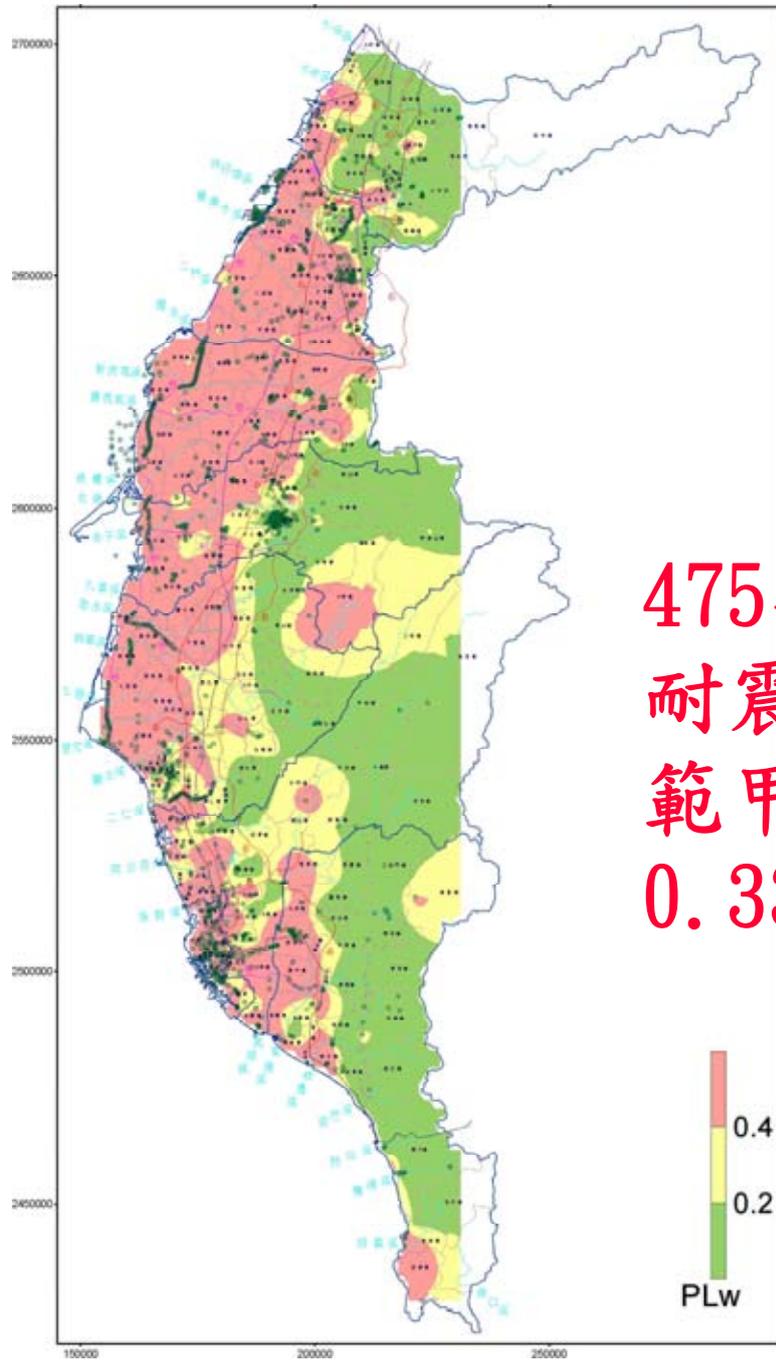


圖 4.27 臺灣西南沿海地區之液化潛能分析結果(Mw=7.5,PGA=0.33g)

第五章 棧橋式碼頭耐震能力評估

本章將以直樁棧橋式碼頭及某港既有斜樁棧橋式碼頭為實例，參考港灣構造物設計基準，分別探討棧橋式碼頭之耐震能力及變位量。另外，本章也同時以結構分析軟體建構分析模型，並將其分析結果一併納入探討。

5.1 直樁棧橋式碼頭耐震能力評估

本小節將以直樁棧橋式碼頭為例，依據基準之相關規定檢核該碼頭之埋入深度、變位量、樁之應力及支承力，並與結構分析軟體建構之結構模型分析結果作比較探討。

5.1.1 碼頭基本資料

本研究參考蘇棋福先生編著之「港灣設計準則及實例」中之直樁棧橋式碼頭設計範例做說明。該範例之基本設計條件如下：

1. 碼頭基本斷面

棧橋之基本斷面如圖 5.1 所示，又一單位區域之大小及樁之配置如圖 5.2 所示，上部結構之一單位區域大小為長 12 公尺，寬 4.8 公尺，與現有碼頭之間設置簡支版 1.2 公尺之連接版，樁之配置與間隔在棧橋法線方向為 4 公尺，垂直法線方向為 3 公尺。

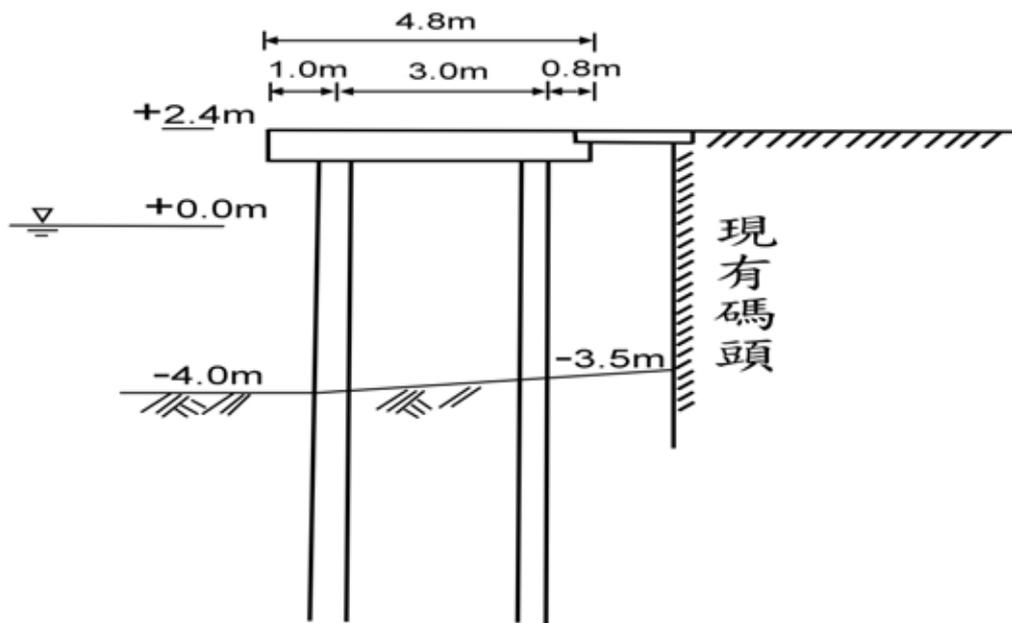


圖 5.1 直樁棧橋式碼頭斷面圖

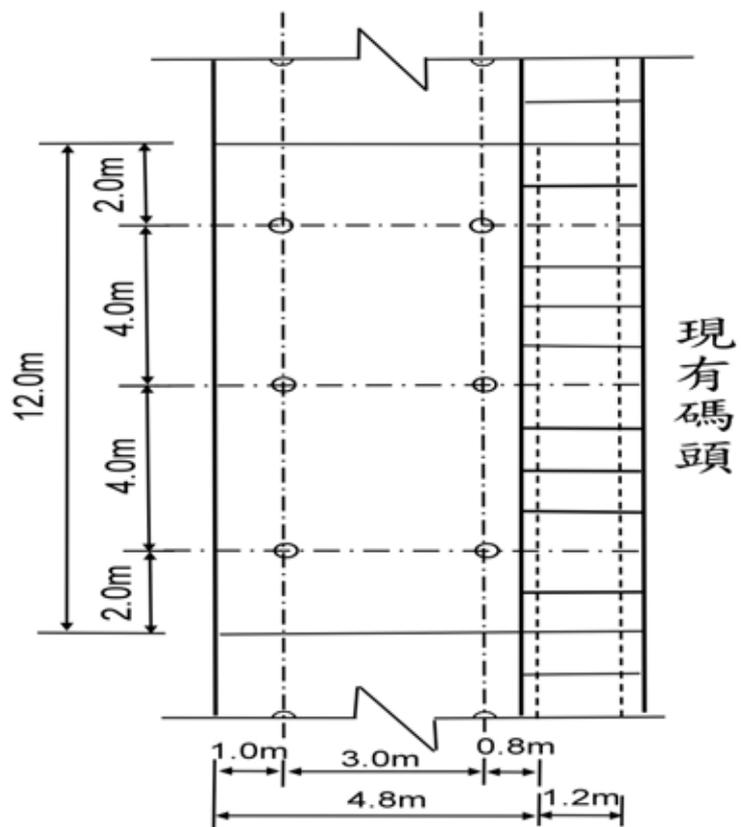


圖 5.2 上部結構及樁之配置示意圖

2. 設計條件

上載荷重; 平時 1.0 t/m^2 , 地震時 0.5 t/m^2

設計震度; $K_h = 0.1$ $K_v = 0$

基礎地基之土質條件

黏性土地盤, 表層附近之 N 值; 4.0 左右

黏著力; $C = 5 + 0.125Z$ t/m^2 (Z : 由-3.5m 以下深度)

材料條件

鋼: 7.85 t/m^2

鋼筋混凝土: 2.45 t/m^3

海水: 1.03 t/m^3

容許應力強度

鋼管: 軸方向拉張應力強度 $\sigma_{sa}^t = 1,400 \text{ kg/cm}^2$

軸方向壓縮應力強度 $\sigma_{sa}^c = 1,300 - 0.06 \left(\frac{\ell}{\gamma} \right)^2$; $0 < \frac{\ell}{\gamma} \leq 110$

$= 7,200,000 / \left(\frac{\ell}{\gamma} \right)^2$; $\frac{\ell}{\gamma} > 110$

彎曲應力強度 $\sigma_{sa}^b = 1,300 \text{ kg/cm}^2$

3. 樁斷面

使用鋼管樁(STK41)其斷面如下

外徑 $D = 558.8 \text{ mm}$

厚度 $t = 16 \text{ mm}$

重量 $W = 0.214 \text{ t/m}$

鋼管腐蝕後之斷面尺寸

鋼管腐蝕速度以 0.1mm/年(單面)，同時鋼管內部當做不腐蝕，腐蝕量之計算年數為 30 年，故腐蝕後之斷面尺寸如下：

$$\text{腐蝕厚； } t_1 = 0.1 \times 30 = 3.0 \text{ mm}$$

$$\text{外 徑； } D = 558.8 - 3.0 \times 2 = 552.8 \text{ mm}$$

$$\text{厚 度； } t = 16 - 3 = 13 \text{ mm}$$

$$\text{內 徑； } D' = 552.8 - 13 \times 2 = 526.8 \text{ mm}$$

$$\text{純斷面積； } A = \frac{\pi}{4}(D^2 - D'^2) = 220.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{斷面慣性矩； } I = \frac{\pi}{4} \left[\left(\frac{D}{2} \right)^4 - \left(\frac{D'}{2} \right)^4 \right] = 80,344 \text{ cm}^4$$

$$\text{斷面係數； } Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 2,907 \text{ cm}^3$$

$$\text{回轉半徑； } \gamma = \sqrt{\frac{I}{A}} = 19.1 \text{ cm}$$

$$\text{周 長； } U = \pi D = 173.7 \text{ cm}$$

5.1.2 耐震能力評估

本範例棧橋主體結構部份，由於海床斜面坡度很小故不必檢討坡面穩定度。

1. 假想地表面

打入斜面之直樁其假想地表面係將斜面坡度均分為二等分做為其假想地表面，由於本範例斜面坡度很小，故前後樁之地表面採用-4 公尺為地表面來進行評估。

2. 樁之假想固定點

因海底附近 N 值為 4，故橫向地基反力係數

$$k_h = 0.15N = 0.6 \text{ kg/cm}^3$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{0.6 \times 55.28}{4 \times 2.1 \times 10^6 \times 8.034 \times 10^4}} = 0.2648 \times 10^{-2} \text{ cm}^{-1}$$

因此假想固定點依基準規定由假想地表面起算至 $1/\beta=378$ 公分，故樁之假想固定點高程為 $-4-3.78=-7.78$ 公尺，如圖 5.3 所示。樁的自由長(ℓ)為假想固定點至上部結構扣除板厚及梁高，假定板厚及梁高之合計為 0.8 公尺，則樁的自由長(ℓ)= $2.4-0.8+4+3.78=9.38$ 公尺。

3. 樁之最小埋入深度

依基準最小埋入深度需達假想地表面以下 $3/\beta=11.34$ 公尺，故最小埋入深度高程需達 $-4-11.34=-15.34$ 公尺。由圖 5.3 知樁之埋入深度達高程 -25 公尺，故埋入深度足夠。

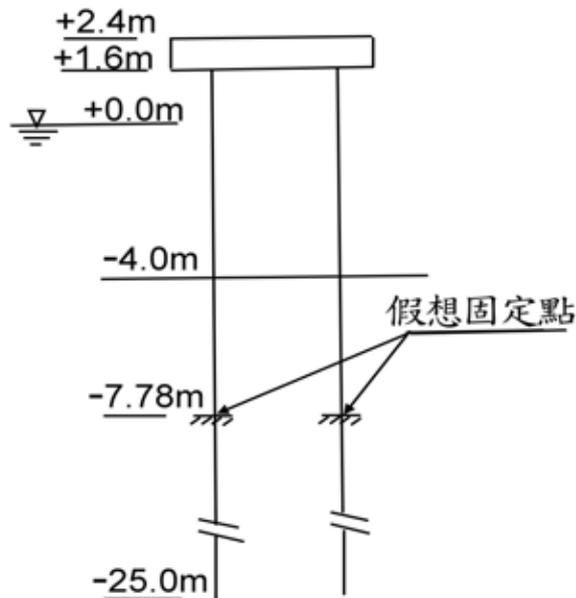


圖 5.3 樁假想固定點示意圖

4. 垂直力計算

上部結構之單位面積靜荷重依設計條件為 1.5t/m^2

樁之靜荷重

$$W_p = (25+1.6) \times 0.02205 \times 7.85 = 4.6 \text{ t/根}$$

地震力計算所用之樁重量，採用至假想固定點重量

$$W_p' = (1.6+7.78) \times 0.02205 \times 7.85 = 1.62 \text{ t/根}$$

上載荷重：平時 1t/m^2 ，地震時 0.5t/m^2

作用於每根樁之垂直力，依各樁承擔各樁間中心線區分之上部結構面積的荷重，如圖 5.4 所示。

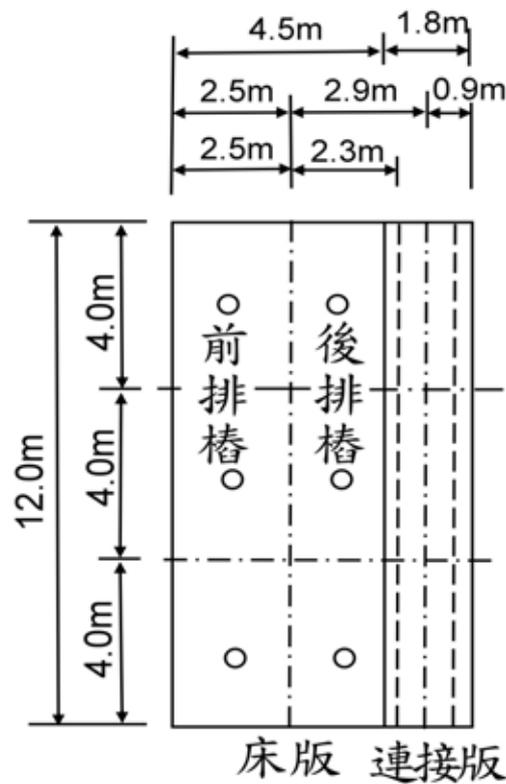


圖 5.4 各樁荷重分配區域示意圖

前排樁

$$\text{地震時：} W_f = 2.5 \times 4 \times (1.5 + 0.5) + 4.6 = 24.6 \text{ t/根}$$

後排樁

$$\begin{aligned} \text{地震時：} W_b &= 2.3 \times 4 \times 1.5 + 2.9 \times 4 \times 0.5 + 0.9 \times 4 \times 0.735 + 4.6 \\ &= 26.85 \text{ t/根} \end{aligned}$$

垂直力以後排樁最大，故後續應力檢核將檢核後排樁應力。

5. 地震水平力計算

樁自重產生之地震水平力作用於構架腳高之 1/2，因此換算為作用於樁頭每一構架作用之地震水平力

$$\begin{aligned} H &= (4 \times 4.8 \times 1.5 + 4 \times 5.4 \times 0.5 + 4 \times 0.9 \times 0.735 + 1.62 \times 2 \times 1/2) \times 0.1 \\ &= 4.39 \text{ t} \end{aligned}$$

6. 地震力產生之樁頭彎矩及軸力計算

地震力產生之樁頭彎矩及軸力如圖 5.5 所示，每根樁之水平力

$$H_i = \frac{4.39}{2} = 2.2 \text{ t}$$

樁頭彎矩

$$M = \frac{1}{2} \times 9.38 \times 2.2 = 10.32 \text{ t-m}$$

軸力

$$P = \frac{10.32 \times 2}{3} = 6.88 \text{ t}$$

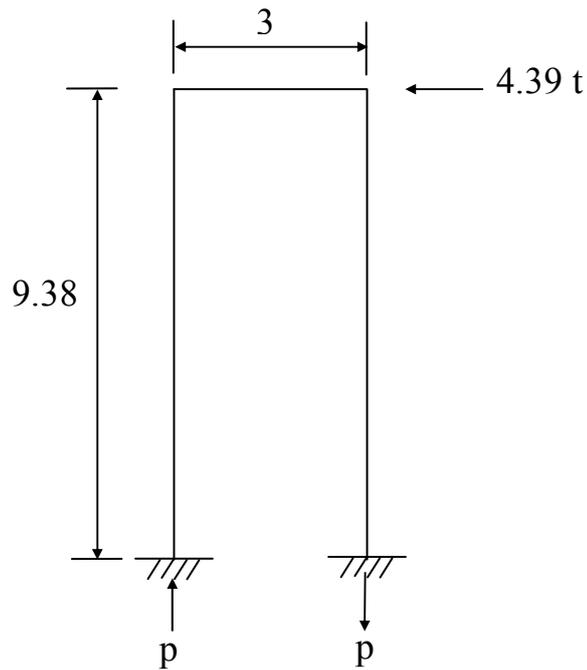


圖 5.5 地震力產生之樁頭彎矩及軸力示意圖

7. 樁之變位計算

$$\Delta = \frac{H}{K} = \frac{2.2}{\frac{12 \times 2.1 \times 10^7 \times 8.03 \times 10^{-4}}{9.38^3}} = 0.009 \text{ m} = 0.9 \text{ cm}$$

8. 樁之斷面應力檢核

a. 容許應力

軸向壓縮應力強度

樁之突出長 $\ell = 4 + 1.6 = 5.6 \text{ m}$

$$\frac{\ell}{\gamma} = \frac{560}{19.1} = 29.3 < 110$$

$$\text{所以 } \sigma_{sa}^c = 1,300 - 0.06 \left(\frac{\ell}{\gamma} \right)^2 = 1,300 - 0.06 \times (29.3)^2 = 1,248 \text{ kg/cm}^2$$

彎曲應力強度

$$\sigma_{sa}^b = 1,300 \text{ kg}$$

b. 樁之應力

$$\text{彎矩 } M = 10.32 \text{ t-m}$$

$$\text{軸力 } P = 26.85 + 6.88 = 33.73 \text{ t}$$

彎矩與軸力同時作用時之應力為

$$\frac{P}{A} + \frac{M}{Z} \times \frac{\sigma_{sa}^c}{\sigma_{sa}^b} = \frac{33,730}{220.5} + \frac{1,032,000}{2,907} \times \frac{1,248}{1,300} = 493.78 \text{ kg/cm}^2 < 1,248 \text{ kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

9. 樁之支承力檢核

$$R_u = 8C_p A_p + \bar{C}_a A_s$$

$$\text{其中 } C_p(\text{樁前端之粘著力}) = 5 + 0.125 \times (25 - 3.5) = 7.69 \text{ t/m}^2 ;$$

$$A_p(\text{樁前端之面積}) = \frac{3.14 \times 0.5528^2}{4} = 0.24 \text{ m}^2$$

$$\bar{C}_a (\text{作用於樁周邊平均握裹力}) = 3.5 \text{ t/m}^2$$

$$A_s(\text{樁之周邊面積}) = (25 - 4) \times 3.14 \times 0.5528 = 36.5 \text{ m}^2$$

$$R_u = 8 \times 7.69 \times 0.24 + 3.5 \times 36.5 = 142.5 \text{ t}$$

$$\text{安全係數 } F.S. = \frac{R_u}{P} = \frac{142.5}{48.28} = 2.95 > 2.5 \text{ O.K.}$$

5.1.3 結構軟體分析

1. 模型建構

依據本範例之斷面、設計條件及相關基本資料建構本案例之分析模型如圖 5.6 所示。其中，樁入土部份，本研究以土壤彈簧模擬土壤與結構之互制行為，每一節點均設定三向的土壤彈簧，水平向

彈簧及垂直向彈簧，其中水平向包括 x(Hsx)及 y(Hsy)向，垂直向為 z 向，而 z 向彈簧又分樁周摩擦彈簧(Vs)及樁底彈簧(Vp)，相關彈簧係數值計算如下。

$$H_s = H_{sx} = H_{sy} = 0.15ND$$

$$= 0.15 \times 4 \times 0.001 \times 100^3 \times 0.5528 = 331.68 \text{ t/m}$$

$$V_s = \bar{C}_a \pi D = 3.5 \times 3.14 \times 0.5528 = 6.07 \text{ t/m}$$

$$V_p = 8 C_p A_p = 14.76 \text{ t}$$

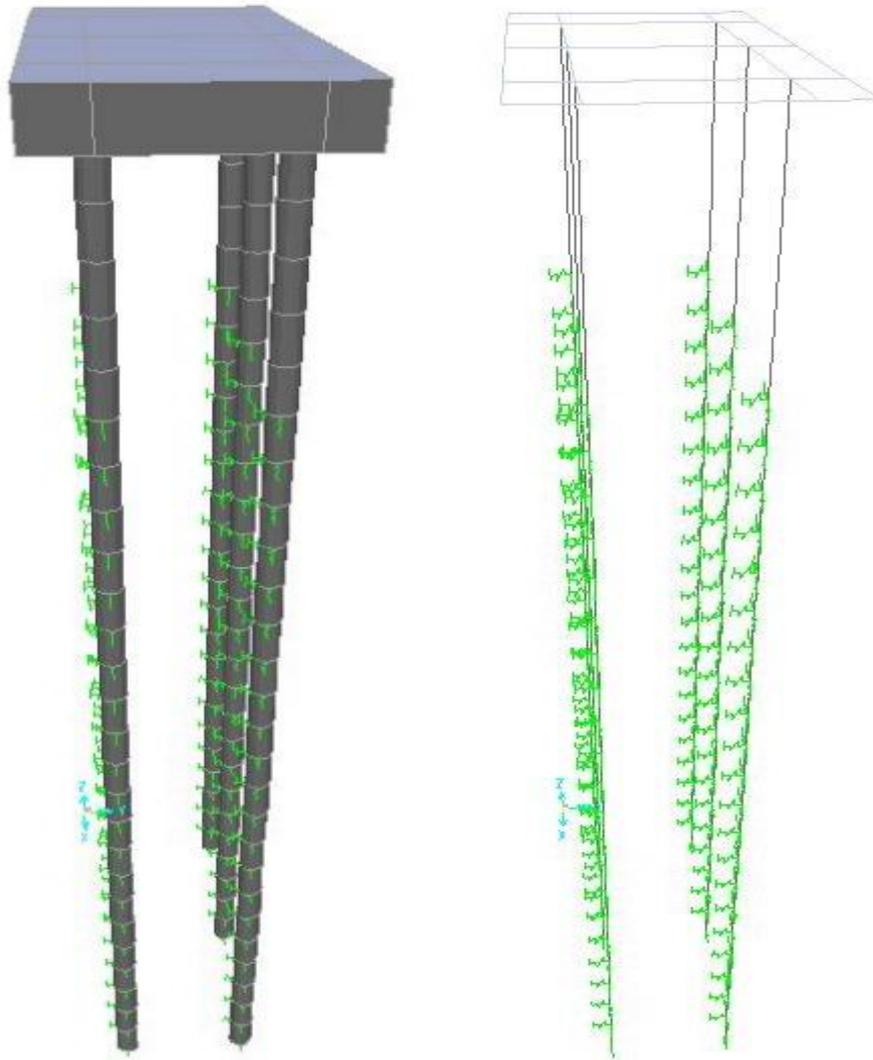


圖 5.6 直樁棧橋式碼頭模型及土壤彈簧示意圖

2. 分析結果

以水平震度 $k_h=0.1$ 輸入外力後，分析結果之棧橋碼頭變位如圖 5.7 所示。由圖 5.7 可知，最大變位發生在上部結構碼頭面，變位(u2) 為 0.96 公分，較依據基準計算之變位量(0.9 公分)大。基準與軟體相關分析結果比較，如表 5-1 所示。

表 5-1 直樁棧橋式碼頭基準與軟體分析結果比較表

| | 最大變位(cm) | 最大軸力(t) | 樁頭彎矩(t-m) |
|------|----------|---------|-----------|
| 基準計算 | 0.9 | 33.73 | 10.32 |
| 軟體分析 | 0.96 | 29.06 | 9.52 |

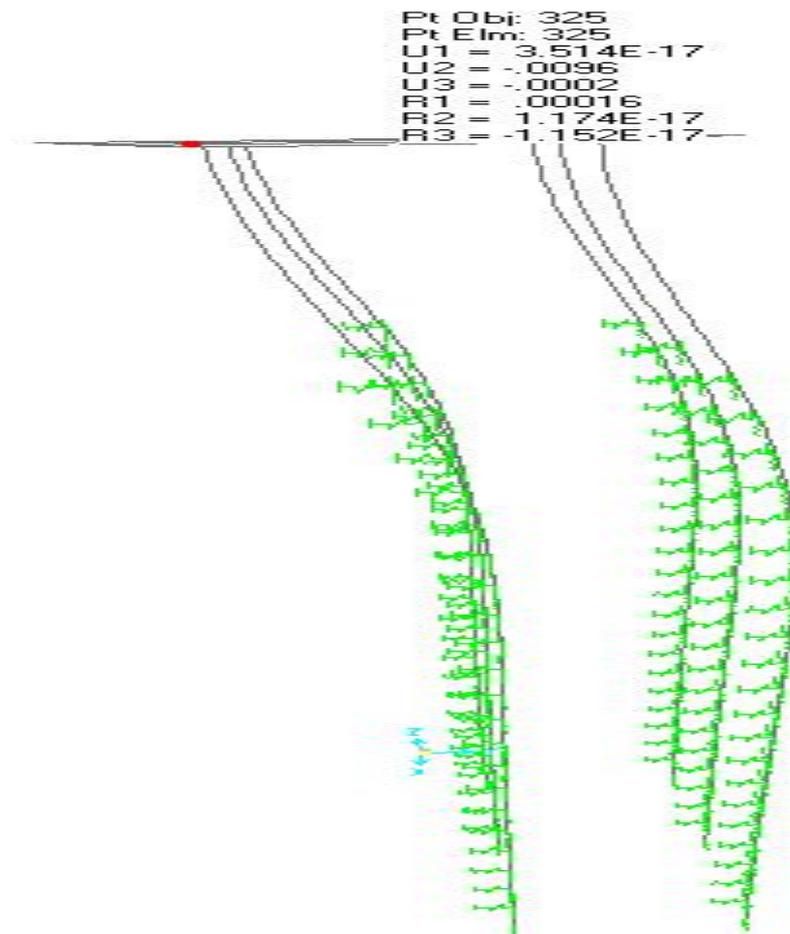


圖 5.7 直樁棧橋式碼頭變位示意圖

比較基準假設之樁固定點(模型之樁第一個變位趨近於零處)及最小埋入深度位置(模型之樁應力趨近於零處)，如表 5-2 所示。

表 5-2 直樁棧橋式碼頭假設固定點與最小埋入深度比較

| | 樁固定點高程 | 樁最小埋入深度 |
|------|--------|---------|
| 基準計算 | -7.78m | -15.33m |
| 軟體分析 | -9m | -14.8m |

由表 5-2 之樁固定點高程位置可知，基準之自由樁長較短，故其勁度較軟體分析之模型大，導致其計算之變位較小；軸力部份，因基準計算軸力部份涵蓋至固定點以上的樁自重，而軟體分析時，部份軸力會被固定點以上之樁與土壤之摩擦力抵消(此與實際情況較接近)，故軟體分析之軸力會較小。最小埋入深度部份，基準要求深度較軟體分析之深度較深，顯示基準較為保守。

5.2 斜樁棧橋式碼頭耐震能力評估

本小節將以既有斜樁棧橋式碼頭，依據基準之相關規定檢核碼頭之埋入深度、變位量、樁之應力及支承力等評估其耐震能力，並與結構分析軟體建構之結構模型分析結果作比較與探討。

5.2.1 碼頭斷面與分析條件

本案例碼頭標準斷面圖詳如圖 5.8 所示，碼頭上部結構為鋼筋混凝土梁版系統，下部結構為鋼管樁組成，基樁尺寸分別為直徑 80 公分，厚 1.2 公分。碼頭之一般條件、自然條件、材料強度、載重等基本設計資料如下說明。

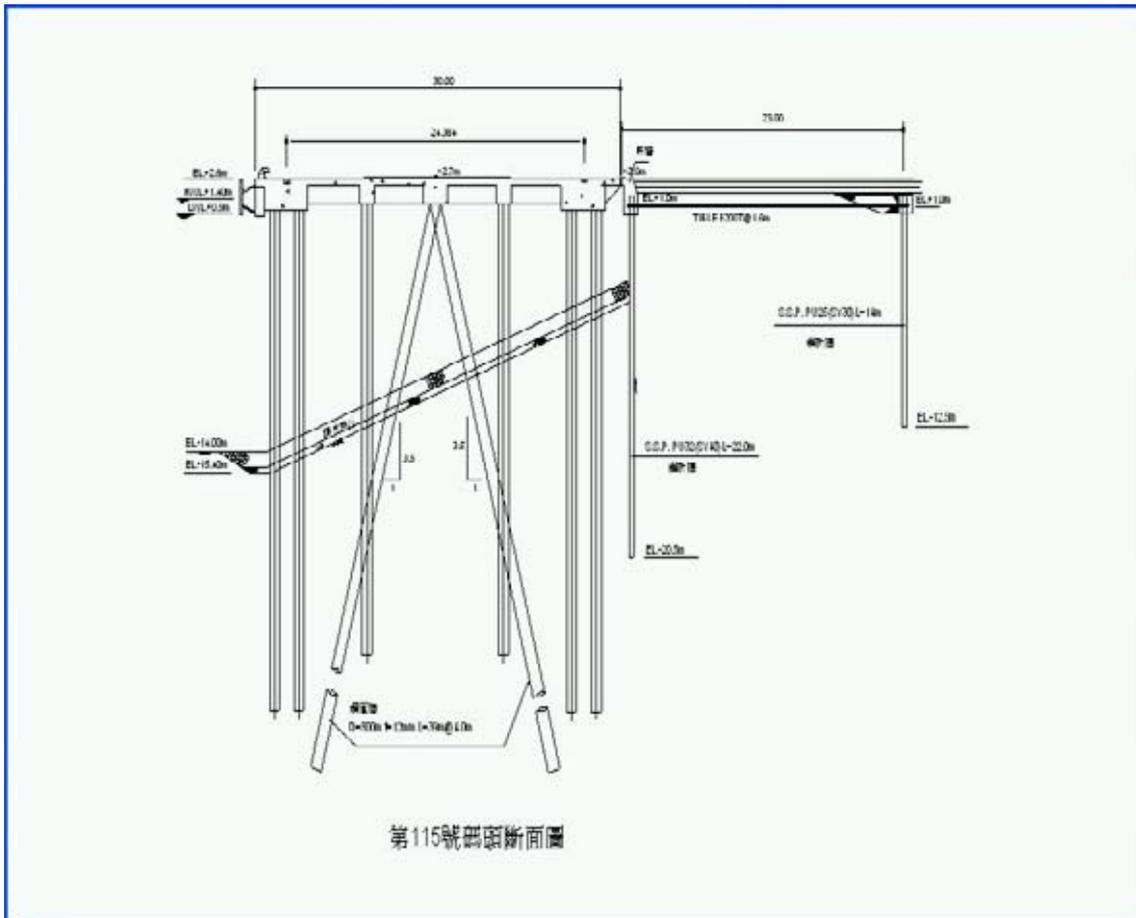


圖 5.8 斜樁棧橋式碼頭斷面圖

1. 一般條件

碼頭泊船噸位：55,000GT

設計水深：EL.-14.0M

碼頭面高程：EL.+2.6M

碼頭長度：277 M

2. 自然條件

潮位：H.H.W.L. EL.+2.6M

H.W.L. EL.+1.2M

M.W.L. EL.+0.6M

L.W.L. E.L.+0.3M

L.L.W.L. E.L.+0.0M

3. 超載

平時：3 (t/m²)

地震時：1 (t/m²)

4. 地震係數

水面上：K_h=0.1

水面下：K_h=0.2

5. 單位重

鋼材 7.85t/m²

鋼筋混凝土 2.45 t/m²

6. 容許應力

混凝土

鋼筋混凝土 $fc' = 210 \text{ kg/cm}^2$

純混凝土 $fc' = 175 \text{ kg/cm}^2$

容許應力根據 ACI 鋼筋混凝土設計相關規範地震、颱風、船舶靠岸時容許值增加 1/3。

鋼筋 $fa = 1,400 \text{ kg/cm}^2$ ($fy=2,810 \text{ kg/cm}^2$)

$fa = 1,600 \text{ kg/cm}^2$ ($fy=4,200 \text{ kg/cm}^2$)

地震、颱風、船舶靠岸時上述容許值增加 1/3。

構造用鋼材、鋼管樁(SS41、STK41 或同級品)

$$\text{軸向拉應力 } \sigma_a = 1,400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{軸向壓應力 } 0 < l/r < 110 \quad \sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(l/r)^2 \text{ kg/cm}^2$$

$$l/r > 110 \quad \sigma_{ca} = 7,200,000/(l/r)^2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{彎曲應力 } \sigma_{ba} = 1,300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{剪應力 } \sigma_a = 800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{彈性模數 } E_s = 2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2 = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

地震、颱風、船舶靠岸時，上項容許值增加 1/2。

鋼板樁

SY40 或同級品

$$\text{斷面積 } A = 242 \text{ cm}^2$$

$$\text{斷面模數 } Z = 3200 \text{ cm}^3$$

$$\text{慣性矩 } I = 72320 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_a = 2,400 \text{ kg/cm}^2$$

SY30 或同級品

$$\text{斷面積 } A = 188 \text{ cm}^2$$

$$\text{斷面模數 } Z = 2500 \text{ cm}^3$$

$$\text{慣性矩 } I = 5650 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_a = 1,800 \text{ kg/cm}^2$$

地震、颱風、船舶靠岸時，上項容許值增加 1/2。

錨碇鋼索

F200T 地震容許拉力 100 公噸

5.2.2 耐震能力評估

本案例評估步驟包括邊坡穩定、樁之耐震能力及護岸之耐震能力評估三部份。邊坡穩定部份，主要考慮塊石之穩定性；樁的部份，將碼頭簡化為一平面結構，地震力均勻作用於碼頭上部結構，其地震力作用之水平力皆由斜群樁負擔，計算各樁之應力，並檢核其根入深度、應力及樁之承載力是否符合基準之規定；護岸的部份，因其結構型式為板樁式護岸，其評估步驟將依據基準板樁式碼頭之規定進行耐震能力評估。

1. 邊坡之穩定性評估

本案例為砂性土壤，因塊石層與基礎土壤成平行，如圖 5.8 所示，故其破壞模式可依土壤力學無限邊坡破壞模式來分析，說明如下：

邊坡安全係數

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{rH \cos^2 \beta \tan(\phi - \theta)}{rH \sin \beta \cos \beta} = \frac{\tan(\phi - \theta)}{\tan \beta} \dots\dots\dots (5-1)$$

其中

τ_f = 滑動面抵抗力

τ = 滑動土層驅動力

r = 土壤單位重

H = 滑動土層高度

β = 坡面與水平面之夾角

ϕ = 土壤內摩擦角

θ = 地震合成角

因塊石內摩擦角為 40° ，而坡面土壤內摩擦角為 31° ，取小者故 ϕ 為 31° ， $\tan\beta = \frac{1}{4} = 0.25$ ， $\theta = \tan^{-1}\left(\frac{r}{r-1}K\right) = 11.3^{\circ}$ ，代入 5-1 式得安全係數為 1.43，故邊坡之穩定性通過檢核。

2. 樁之耐震能力評估

(1) 樁根入深度檢核

本案例依張有齡氏之假想固定法，利用 5-2 式求取 β 值，其假想固定點距假想地表面為 $1/\beta$ ，如圖 5-9 所示，其中橫向地層反力係數之 SPT N 平均值由設計資料得知為 10。說明如下：

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} \dots\dots\dots (5-2)$$

E_s = 地層土壤之彈性模數 (kg/m^2) = $K_h \times D$

K_h = 橫向地層反力係數 (kg/m^3)

由設計基準可知不論砂或黏土皆可以

$K_h = 0.15N$ 計算 (N 為 SPT 貫入試驗 N 值)

D = 基樁直徑 = 80 cm

t = 基樁厚度 = 1.2 cm

假想地表面計算：

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{1}{4} = 14.04^{\circ} \quad \rightarrow \quad \text{假想地表面} \quad \frac{\alpha}{2} = 7.02^{\circ}$$

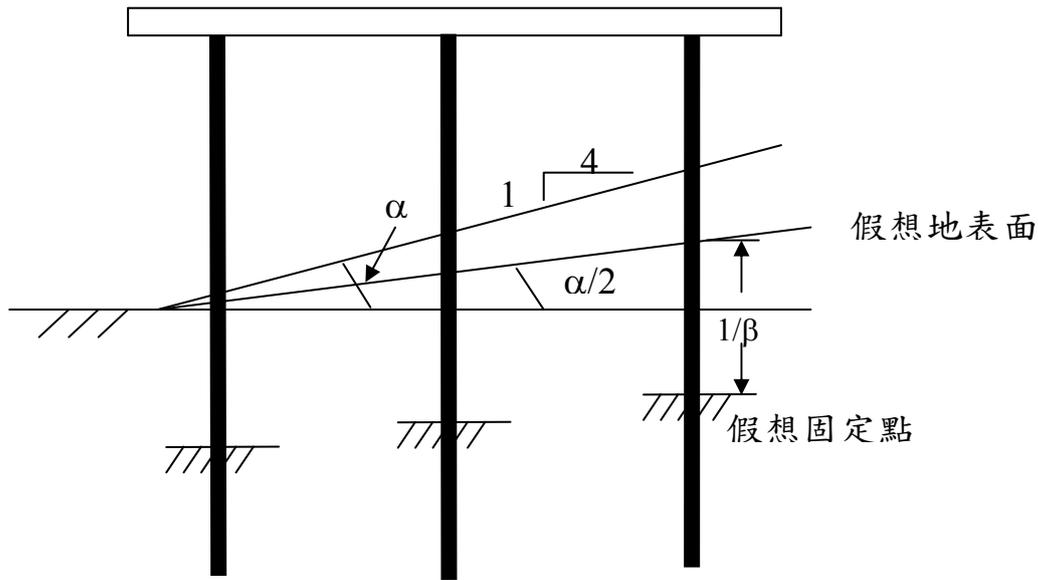


圖 5.9 假想地表面示意圖

設計年限採 50 年鏽蝕量，則海底鏽蝕率=0.02 mm/year

故 50 年海水鏽蝕量=0.02×50=1 mm

由以上計算可知鋼管樁外徑尚須扣除鏽蝕厚度，計算如下：

外徑 $D_{out} = 80 - 2 \times 0.1 = 79.8 \text{ cm}$

內徑 $D_{in} = 80 - 2 \times 1.2 = 77.6 \text{ cm}$

斷面慣性矩 $I = \frac{\pi}{64}(D_{out}^4 - D_{in}^4) = 210500 \text{ cm}^4$

$K_h = 0.15 N = 0.15 \times 10 = 1.5$ (N 由設計資料得)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4EI}} = 0.00287 \quad \text{則} \quad \frac{1}{\beta} = 349 \text{ cm}$$

假想固頂點距假想地表面之距離 $1/\beta=349$ 公分，樁之入土深度須超過假想地表面下 $3/\beta=1,046$ 公分，而各樁長及樁號如圖 5.10 所示，計算得各樁之假想地表面高程、假想固定點高程、最小根入深

度高程及有效樁長，如表 5-3 所示，由圖 5.10 可得知各樁之根入深度達到 EL-32.4 公尺，均超過表 5-3 所示之最小根入深度高程，故樁之根入深度符合基準要求之根入深度。

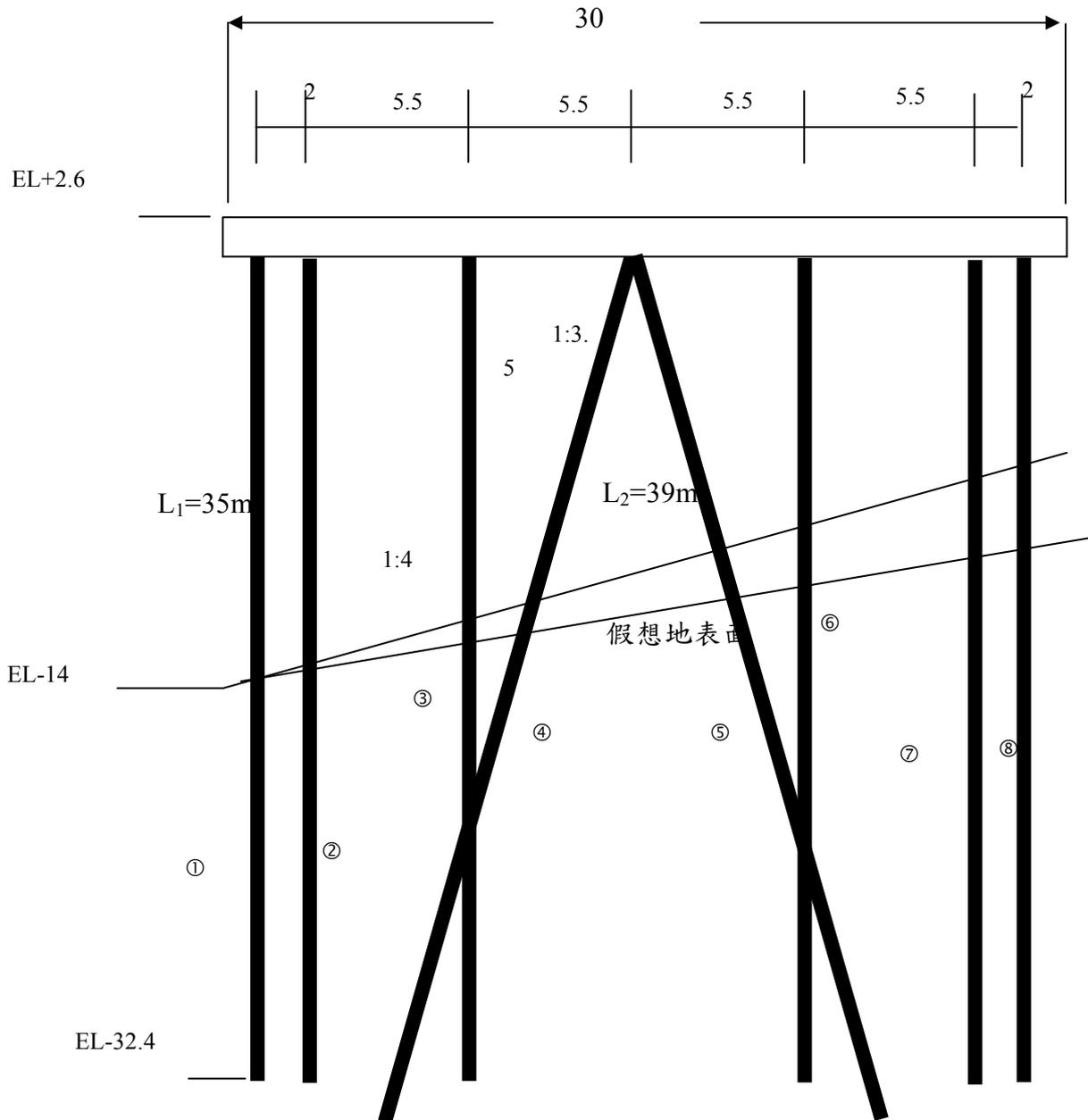


圖 5.10 斷面各樁長及編號示意圖

表 5-3 各樁相關位置高程

| 樁號 | 假想地表面 | 假想固定點 | 最小根入深度 | 自由樁長 |
|----|--------|--------|--------|-------|
| 1 | -13.78 | -17.26 | -24.24 | 19.86 |
| 2 | -13.53 | -17.02 | -23.99 | 19.62 |
| 3 | -12.84 | -16.33 | -23.30 | 18.93 |
| 4 | -12.69 | -16.18 | -23.15 | 19.53 |
| 5 | -11.65 | -15.14 | -22.11 | 18.45 |
| 6 | -11.47 | -14.95 | -21.92 | 17.55 |
| 7 | -10.78 | -14.26 | -21.24 | 16.86 |
| 8 | -10.53 | -14.02 | -20.99 | 16.62 |

(2)垂直力

本研究取法線方向(Y 向)32 公尺及垂直法線方向(X 向)30 公尺為單元來分析，如圖 5.11 所示，各樁之垂直力為各樁之上載荷重、上部結構之重量及樁之自重和，說明如下：

a. 上載荷重(W_L)

依設計資料得知地震時上載荷重以 $1t/m^2$ 估算，故上載荷重為

$$W_L=32 \times 30 \times 1=960t$$

b. 上部結構重(W_D)

依設計資料得知上部結構之自重約為 $2.3t/m^2$ ，故上部結構重為

$$W_D=32 \times 30 \times 2.3=2208t$$

c. 裝卸機具重(W_C)

依設計資料得知裝卸機具以 900 噸估算。

d. 樁之自重(W_p)

地震力計算之樁自重採用至假想固定點之自由樁長計算自重，故樁自重為

$$A = \frac{\pi}{4}(D_{out}^2 - D_{in}^2) = 271.8 \text{ cm}^2 = 0.0272 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{樁總長} &= 19.86 + 19.62 + 18.93 + 19.53 + 18.45 + 17.55 + 16.86 + 16.62 \\ &= 147.4 \text{ m} \end{aligned}$$

$$W_p = (0.0272 \times 147.4 \times 7.85) \times 8 (\text{組}) = 252 \text{ t}$$

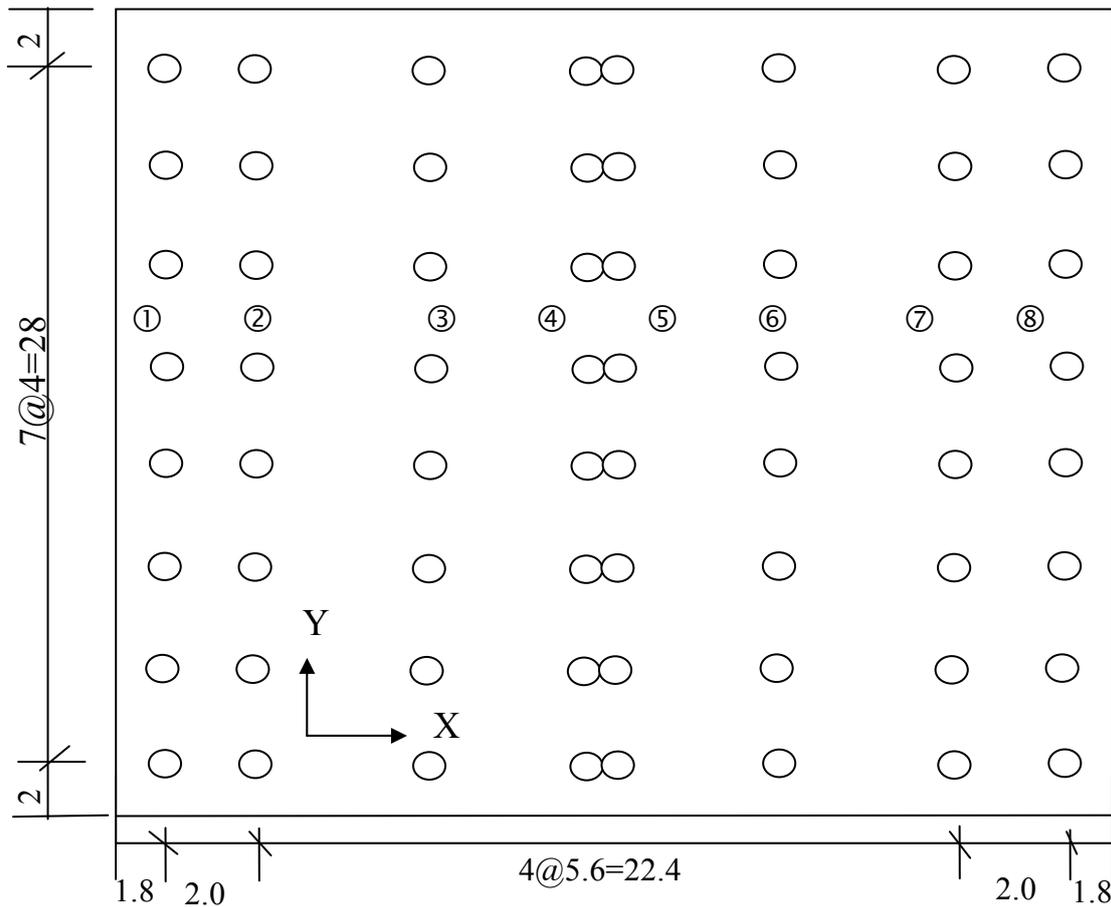


圖 5.11 斜樁棧橋式碼頭分析單元示意圖

(3)地震水平力

由於棧橋式碼頭法線方向(Y 向)之勁度遠大於垂直法線方向(X 向)之勁度，故一般設計或分析均以垂直法線方向之勁度做控制，故本研究僅針對 X 向之地震力做耐震能力評估。由於設計資料得知，碼頭以水平震度(k_h)0.1 做設計，故本研究先以水平震度(k_h)0.1 來做碼頭耐震能力評估，計算如下

$$H=(W_L+W_D+W_C+W_P \times 0.5) \times 0.1=419t$$

依據港灣構造物碼頭設計基準之簡化分析理念，地震水平力可假設皆由斜群樁承擔，分配給各斜群樁頭之水平力可由下式(5-3)及(5-4)計算，

$$H_i = \frac{C_i}{\sum C_i} H \dots\dots\dots(5-3)$$

$$C_i = \frac{\sin^2(\theta_{i1} + \theta_{i2})}{\frac{l_{i1}}{A_{i1}E_{i1}} \cos^2 \theta_{i2} + \frac{l_{i2}}{A_{i2}E_{i2}} \cos^2 \theta_{i1}} \dots\dots\dots(5-4)$$

式中： l_i = 鋼管樁長(m)

A = 鋼管樁之斷面積

E = 鋼管樁之彈性模數

θ_{i1} ， θ_{i2} = 各樁與垂直方向之夾角

由於 8 組之斜組樁尺寸相同，故各組斜樁之水平力為

$$H_{45} = \frac{1}{8} \times H = \frac{419}{8} = 52.4 t$$

(4)斜樁之軸力

本案例因當初並未考慮垂直震度，故地震造成之垂直力 V_{45} 以零代入。

將 H_{45} 及 V_{45} 代入 5-5 式計算得各斜樁所分配之軸力，如圖 5.12 所示

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= \frac{V_i \sin \theta_2 + H_i \cos \theta_2}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \\ P_2 &= \frac{V_i \sin \theta_1 - H_i \cos \theta_1}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5-5)$$

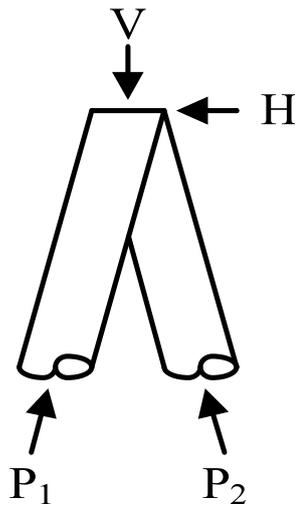


圖 5.12 斜樁之軸力示意圖

$$P_4 = \frac{52.4 \times \cos 16^\circ}{\sin 32^\circ} = 95.4 \text{ t (壓力)}$$

$$P_5 = \frac{-52.4 \times \cos 16^\circ}{\sin 32^\circ} = -95.4 \text{ t (拉力)}$$

(5) 碼頭水平位移

$$\frac{P_4 l_4}{AE} = \frac{95.4 \times 15.9}{0.0272 \times 2.1 \times 10^7} = 2.66 \times 10^{-3} \text{ m} = 0.266 \text{ cm}$$

$$\frac{P_5 l_5}{AE} = \frac{-95.4 \times 14.25}{0.0272 \times 2.1 \times 10^7} = -2.38 \times 10^{-3} \text{ m} = -0.238 \text{ cm}$$

水平位移 $\Delta = 0.92 \text{ cm}$ (向海測移動)

(6)直樁水平抵抗力及樁頭彎矩

在斜群樁棧橋式碼頭之直樁假定不承受水平力，因斜群樁可用非常小的變位抵抗水平力，所以直樁所產生彎曲應力在分析中不考慮，以斜群樁抵抗水平力時，所產生之水平位移，作為直樁之水平位移，依此位移由式(5-6)計算直樁相對應之水平抵抗力，再由式(5-7)計算直樁之樁頭彎矩。

$$H_i = \frac{12EI\beta^3}{(1+\beta h)^3} \Delta \dots\dots\dots (5-6)$$

$$M_i = \frac{1+\beta h}{2\beta h} Hh \dots\dots\dots (5-7)$$

h = 直樁假想地面以上之長度

水平位移 $\Delta = 0.92$ cm

a. 一號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_1 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1638)^3} \times 0.92 = 0.62 \text{ t}$$

$$M_1 = \frac{1 + 0.00287 \times 1638}{2 \times 0.00287 \times 1638} \times 0.62 \times 1638 = 616.3 \text{ t-cm} = 6.16 \text{ t-m}$$

b. 二號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_2 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1613)^3} \times 0.92 = 0.64 \text{ t}$$

$$M_2 = \frac{1 + 0.00287 \times 1613}{2 \times 0.00287 \times 1613} \times 0.64 \times 1613 = 631.8 \text{ t-cm} = 6.32 \text{ t-m}$$

c. 三號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_3 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1544)^3} \times 0.92 = 0.72 \text{ t}$$

$$M_3 = \frac{1 + 0.00287 \times 1544}{2 \times 0.00287 \times 1544} \times 0.72 \times 1544 = 678.6 \text{ t-cm} = 6.79 \text{ t-m}$$

d. 六號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_6 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1407)^3} \times 0.92 = 0.9 \text{ t}$$

$$M_6 = \frac{1 + 0.00287 \times 1407}{2 \times 0.00287 \times 1407} \times 0.9 \times 1407 = 789.3 \text{ t-cm} = 7.89 \text{ t-m}$$

e. 七號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_7 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1338)^3} \times 0.92 = 1.01 \text{ t}$$

$$M_7 = \frac{1 + 0.00287 \times 1338}{2 \times 0.00287 \times 1338} \times 1.01 \times 1338 = 855.1 \text{ t-cm} = 8.55 \text{ t-m}$$

f. 八號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_8 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1313)^3} \times 0.92 = 1.06 \text{ t}$$

$$M_8 = \frac{1 + 0.00287 \times 1313}{2 \times 0.00287 \times 1313} \times 1.06 \times 1313 = 880.6 \text{ t-cm} = 8.81 \text{ t-m}$$

(7)各樁應力檢核

各樁之斷面應力，承受軸力之樁或承受軸力及彎矩之樁由式(5-8)計算之，且斷面應力要小於容許軸向壓應力(σ_{ca})。

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{Z} \times \frac{\sigma_{ca}}{\sigma_{ba}} < \sigma_{ca} \dots\dots\dots (5-8)$$

式中

P=樁之軸力

A=樁之斷面積

Z=樁之斷面係數

M=樁之彎矩

σ_{ca} =樁之軸向容許壓縮應力強度

σ_{ba} =樁之容許彎曲應力強度

a. 一號樁之應力

$$M_1 = 6.16t - m = 616000\text{kg} - \text{cm}$$

軸力包括上載荷重、上部結構重、裝卸機具重及樁之自重，計算如下：

$$P_1 = (1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}) \times 4 \times 2.8 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 54.93 \text{ t}$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 1638 \text{ cm}$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 27.82\text{cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = 58.88 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(1/r)^2 = 1092 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1638 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 5276 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_1 = \frac{54930}{272} + \frac{616000}{5276} \times \frac{1092}{1300} = 300\text{kg/cm}^2 < 1638\text{kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

b. 二號樁之應力

$$M_2 = 6.32t - m = 632000\text{kg} - \text{cm}$$

$$P_2 = (1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}) \times 4 \times 3.8 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 71.88 \text{ t}$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 1613 \text{ cm}$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 27.82 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = 57.99 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(1/r)^2 = 1098 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1647 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 5276 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_2 = \frac{71880}{272} + \frac{632000}{5276} \times \frac{1098}{1300} = 303 \text{ kg/cm}^2 < 1647 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

c. 三號樁之應力

$$M_3 = 6.79 \text{ t} - \text{m} = 679000 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$P_3 = (1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}) \times 4 \times 5.6 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 102.39 \text{ t}$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 1544 \text{ cm}$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 27.82 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = 55.51 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(1/r)^2 = 1115 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1672 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 5276 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_3 = \frac{102390}{272} + \frac{679000}{5276} \times \frac{1115}{1300} = 487 \text{ kg/cm}^2 < 1672 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

d. 四號樁之應力

$$P_4 = 95.4 \text{ t} = 95400 \text{ kg}$$

$$\text{自重產生的軸力 } P = 0.0272 \times 39 \times 7.85 \times \cos(16^\circ) = 8 \text{ t} = 8000 \text{ kg}$$

$$\sigma_4 = \frac{95400 + 8000}{272} = 380 \text{ kg/cm}^2 < 1300 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

e. 五號樁之應力

$$P_5 = -95.4 \text{ t} = -95400 \text{ kg}$$

$$\text{自重產生的軸力 } P = 0.0272 \times 39 \times 7.85 \times \cos(16^\circ) = 8 \text{ t} = 8000 \text{ kg}$$

$$\sigma_5 = \frac{-95400 + 8000}{272} = -321 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{拉力 } 321 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

f. 六號樁之應力

$$M_6 = 7.89 \text{ t} - \text{m} = 789000 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$P_6 = (1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}) \times 4 \times 5.6 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 102.39 \text{ t}$$

$$\text{樁突出假想地表面之長度 } \ell = 1406 \text{ cm}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 27.82 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = 50.56 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(1/r)^2 = 1147 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1720 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 5276 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_6 = \frac{102390}{272} + \frac{789000}{5276} \times \frac{1147}{1300} = 508 \text{ kg/cm}^2 < 1720 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

g. 七號樁之應力

$$M_7 = 8.55 \text{ t} - \text{m} = 855000 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$P_7 = (1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}) \times 4 \times 3.8 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 71.88 \text{ t}$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 13.38 \text{ cm}$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 27.82 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{r} = 48.09 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(1/r)^2 = 1161 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1742 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 5276 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_7 = \frac{71880}{272} + \frac{855000}{5276} \times \frac{1161}{1300} = 409 \text{ kg/cm}^2 < 1741 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

h. 八號樁之應力

$$M_8 = 8.81 \text{ t} - \text{m} = 881000 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$P_8 = (1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}) \times 4 \times 2.8 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 54.93 \text{ t}$$

樁突出假想地表面之長度 $l = 13.13 \text{ cm}$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 27.82 \text{ cm}$$

$$\frac{l}{r} = 47.2 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(l/r)^2 = 1166 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1749 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{I}{\frac{D}{2}} = 5276 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_8 = \frac{54930}{272} + \frac{881000}{5276} \times \frac{1166}{1300} = 352 \text{ kg/cm}^2 < 1749 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(8) 各樁承載力檢核

本研究分析各樁之承載力，採用 Meyerhof^[20]於 1976 年所歸納出之承載力與 N 值之關係式，如 5-9、5-10、5-11 式所示，安全檢核容許承載力(Q_u)於地震力作用下須大於樁之軸力 2 倍，容許拉拔力須大於樁之拉力 2.5 倍。

$$\text{錘擊式樁(砂土層)} \quad Q_u = 40 \times N \times A_p + \frac{N_s}{5} \times A_s \quad \dots\dots\dots (5-9)$$

$$\text{錘擊式樁(沉泥質)} \quad Q_u = 30 \times N \times A_p + \frac{N_s}{5} \times A_s \quad \dots\dots\dots (5-10)$$

$$\text{鑽掘式樁} \quad Q_u = 12 \times N \times A_p + \frac{N_s}{10} \times A_s \quad \dots\dots\dots (5-11)$$

上式中

N=樁端之標準貫入實驗打擊數

A_p =樁端之斷面積

N_s =樁身之平均標準貫入實驗打擊數

A_s =樁身之表面積

由於本研究之土質為沉泥質，故採用 5-10 式來計算承載力，而 N 及 N_s 依設計資料得知分別為 20 及 19.9，各樁安全檢核如下：

a. 一號樁之承載力

$$P_1=54.93t$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{out}^2 = 0.5m^2$$

樁之有效承載力長度為假想地表面以下之長度
 $l_1 = -13.78 - (-32.4) = 18.62$ 公尺。 $As = \pi \times D_{out} \times l_1 = 46.66$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 46.66 = 485.64 t$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{485.64}{54.93} = 8.84 > 2 \dots\dots\dots OK$$

b. 二號樁之承載力

$$P_2=71.88t$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{out}^2 = 0.5m^2$$

樁之有效承載力長度為假想地表面以下之長度
 $l_2 = -13.53 - (-32.4) = 18.87$ 公尺。 $As = \pi \times D_{out} \times l_2 = 47.28$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 47.28 = 488.1 t$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{488.1}{71.88} = 6.8 > 2 \dots\dots\dots OK$$

c. 三號樁之承載力

$$P_3=102.39t$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{out}^2 = 0.5m^2$$

樁之有效承載力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_3 = -12.84 - (-32.4) = 19.56$ 公尺。 $As = \pi \times D_{out} \times \ell_3 = 49$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 49 = 494.97 t$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{494.97}{102.39} = 4.8 > 2 \dots\dots\dots OK$$

d. 四號樁之承載力

$$P_4=95.4+8=103.4 t$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{out}^2 = 0.5m^2$$

樁之有效承載力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_4 = 39 - \left(\frac{2.6+12.69}{\cos 16^\circ}\right) = 23.1$ 公尺。 $As = \pi \times D_{out} \times \ell_4 = 57.87$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 57.87 = 530.26 t$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{530.26}{103.4} = 5.13 > 2 \dots\dots\dots OK$$

e. 五號樁之拉力

$$P_5=-95.4+8=-87.4 t \text{ (拉力)}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{out}^2 = 0.5m^2$$

樁之有效拉拔力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_5 = 39 - \left(\frac{2.6+11.65}{\cos 16^\circ}\right) = 24.74$ 公尺。 $As = \pi \times D_{out} \times \ell_5 = 62$ 平方公尺。

$$Q_{ut} = \frac{N_s \times A_s}{5} = \frac{19.9 \times 62}{5} = 246.79 \text{ t}$$

$$\frac{Q_{ut}}{P} = \frac{246.79}{87.4} = 2.82 > 2.5 \dots\dots\dots \text{OK}$$

f. 六號樁之承載力

$$P_6 = 102.39 \text{ t}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{out}^2 = 0.5 \text{ m}^2$$

樁之有效承載力長度為假想地表面以下之長度
 $l_6 = -11.47 - (-32.4) = 20.93$ 公尺。 $A_s = \pi \times D_{out} \times l_6 = 52.45$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 52.45 = 508.7 \text{ t}$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{508.7}{102.39} = 4.97 > 2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

g. 七號樁之承載力

$$P_7 = 71.88 \text{ t}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{out}^2 = 0.5 \text{ m}^2$$

樁之有效承載力長度為假想地表面以下之長度
 $l_7 = -10.78 - (-32.4) = 21.62$ 公尺。 $A_s = \pi \times D_{out} \times l_7 = 54.18$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 54.18 = 515.57 \text{ t}$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{515.57}{71.88} = 7.17 > 2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

h. 八號樁之承載力

$$P_8 = 54.93 \text{ t}$$

$$A_p = \frac{\pi}{4} \times D_{out}^2 = 0.5m^2$$

樁之有效承载力長度為假想地表面以下之長度
 $l_g = -10.53 - (-32.4) = 21.87$ 公尺。 $A_s = \pi \times D_{out} \times l_g = 54.8$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 54.8 = 518.03 t$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{518.03}{54.93} = 9.43 > 2 \dots\dots\dots OK$$

依上述樁根入深度檢核、應力檢核及承载力檢核結果，都能滿足水平震度 0.1 狀況下之耐震能力，其中樁應力部份，樁編號 6 之應力最大，承载力檢核部份，以 5 號樁受拉拔力作用安全係數最小。

3. 護岸之耐震能力評估

護岸分析斷面及相關設計資料如圖 5.13 所示，相關評估步驟請參閱子計畫「液化對港灣構造物穩定性之影響研究(2/2)」之板樁耐震能力評估方式及步驟，唯一不同的是本案例之被動土壓力之計算，因海測之海床為斜坡，與前面章節之平坦海床所造成之被動土壓力會不同，本研究參考 Coulomb 推導之被動土壓力公式得知，兩者差異在相同的被動破壞角的狀況下，主要影響被動土壓力大小的因素為被動破壞面之楔形土體之重量，且被動土壓力大小會隨楔形土體之重量增加而成等比例之增加，相反的，也會隨楔形土體之重量減少而成等比例之減小，本案例正是減少的例子，故本研究依此原理估算本案例之被動土壓力，相關評估過程不再詳細說明，僅摘要評估結果。

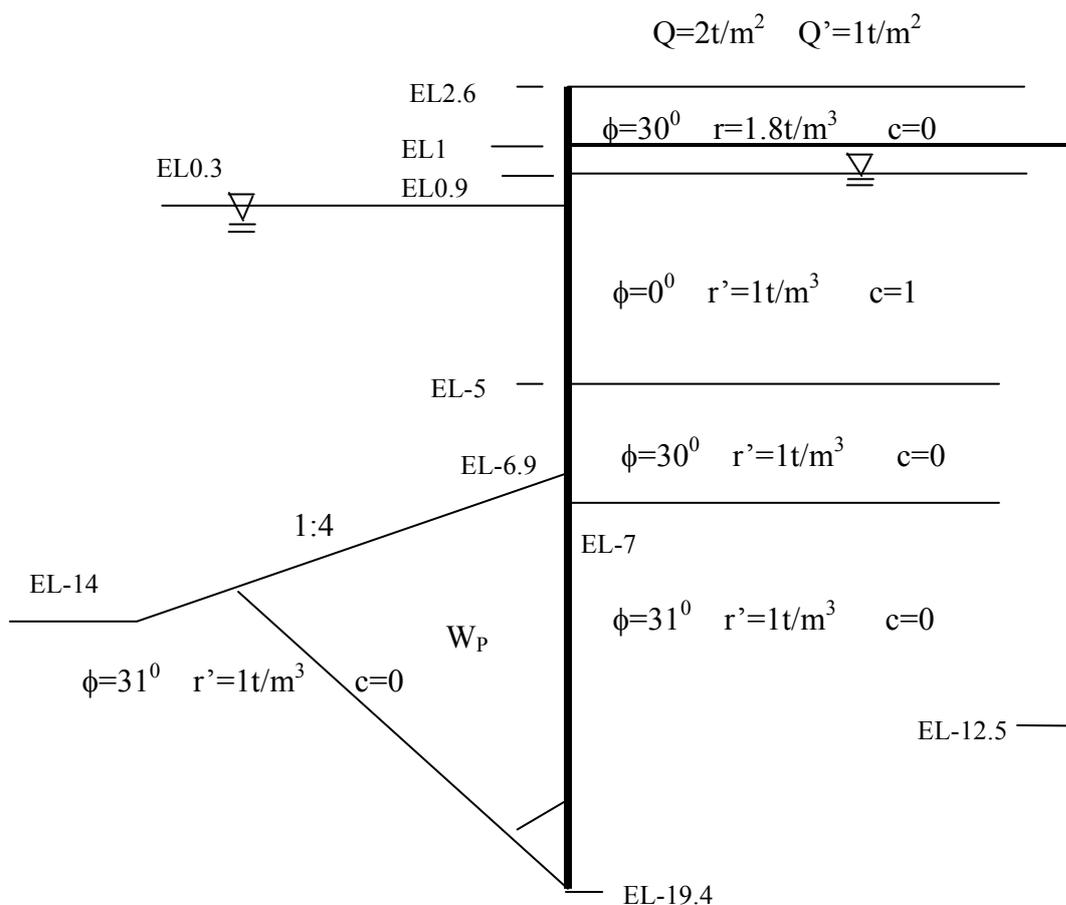


圖 5.13 護岸斷面及相關設計資料

(1) 主鋼板樁檢核

$$\frac{M_p}{M_a} = 1.8 > 1.2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(2) 主鋼板樁最大彎矩與錨碇力檢核

$$A_p = \frac{P_{am} + R_{wm} + D_{wm}}{8} = 23.5 \text{ t}$$

$$A_p \times 1.6 = 37.6 \text{ t} < 100 \text{ t} \dots\dots\dots \text{OK}$$

最大彎矩

$$M = 54.89 \text{ t-m} < 0.6 \times 2400 \times 1.5 \times 3200 / 100000 = 69.12 \text{ t-m} \dots\dots\dots \text{OK}$$

(3) 錨碇板樁最大彎矩與入土長度檢核

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} = 24.25 \text{ t-m} < 0.6 \times 1800 \times 1.5 \times 2500 / 100000 = 40.5 \text{ t-m} \quad \text{OK}$$

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 10.06 \text{ m} < 13.5 \text{ m} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

(4) 錨碇距離檢核

$$D = 2 \times \cot(45.3^\circ) + 6 \times \cot(32.8^\circ) + 10.06/3 \times \cot(31.8^\circ) = 16.71 \text{ m} < 23 \text{ m} \quad \text{OK}$$

由上述之評估結果，護岸能通過水平震度 $K_h=0.1$ 之耐震能力考驗。

本案例碼頭能通過水平震度 $K_h=0.1$ 之耐震能力檢核。

5.2.3 結構軟體分析

1. 模型建構

依據本範例之斷面、設計條件及相關基本資料建構本案例之分析模型如圖 5.14 所示。其中，樁入土部份，本研究以土壤彈簧模擬土壤與結構之互制行為，每一節點均設定三向的土壤彈簧，水平向彈簧及垂直向彈簧，如圖 5.15 所示，其中水平向包括 x(Hsx)及 y(Hsy)向，垂直向為 z 向，而 z 向彈簧又分樁周摩擦彈簧(Vs)及樁底彈簧(Vp)，相關彈簧係數值計算如下。

直樁水平向彈簧(N 為 10，D 為 0.798m)

$$\begin{aligned} H_s &= H_{sx} = H_{sy} = 0.15ND \\ &= 0.15 \times 10 \times 0.001 \times 100^3 \times 0.798 = 1197 \text{ t/m} \end{aligned}$$

斜樁水平向彈簧(N 為 10，D 為 0.798m)

$$\begin{aligned} H_{sx} &= 0.15ND = 1197 \text{ t/m} \\ H_{sy} &= 0.15ND / \cos 16^\circ = 1245 \text{ t/m} \end{aligned}$$

直樁垂直向彈簧(N 為 20 , D 為 0.798m)

$$V_s = 0.2N\pi D = 0.2 \times 20 \times 3.14 \times 0.798 = 10 \text{ t/m}$$

斜樁垂直向彈簧(N 為 20 , D 為 0.798m)

$$V_s = 0.2N\pi D = 0.2 \times 20 \times 3.14 \times 0.798 = 10 \text{ t/m}$$

樁底彈簧(N 為 20 , D 為 0.798m)

$$V_p = 30N\pi D^2/4 = 300 \text{ t}$$

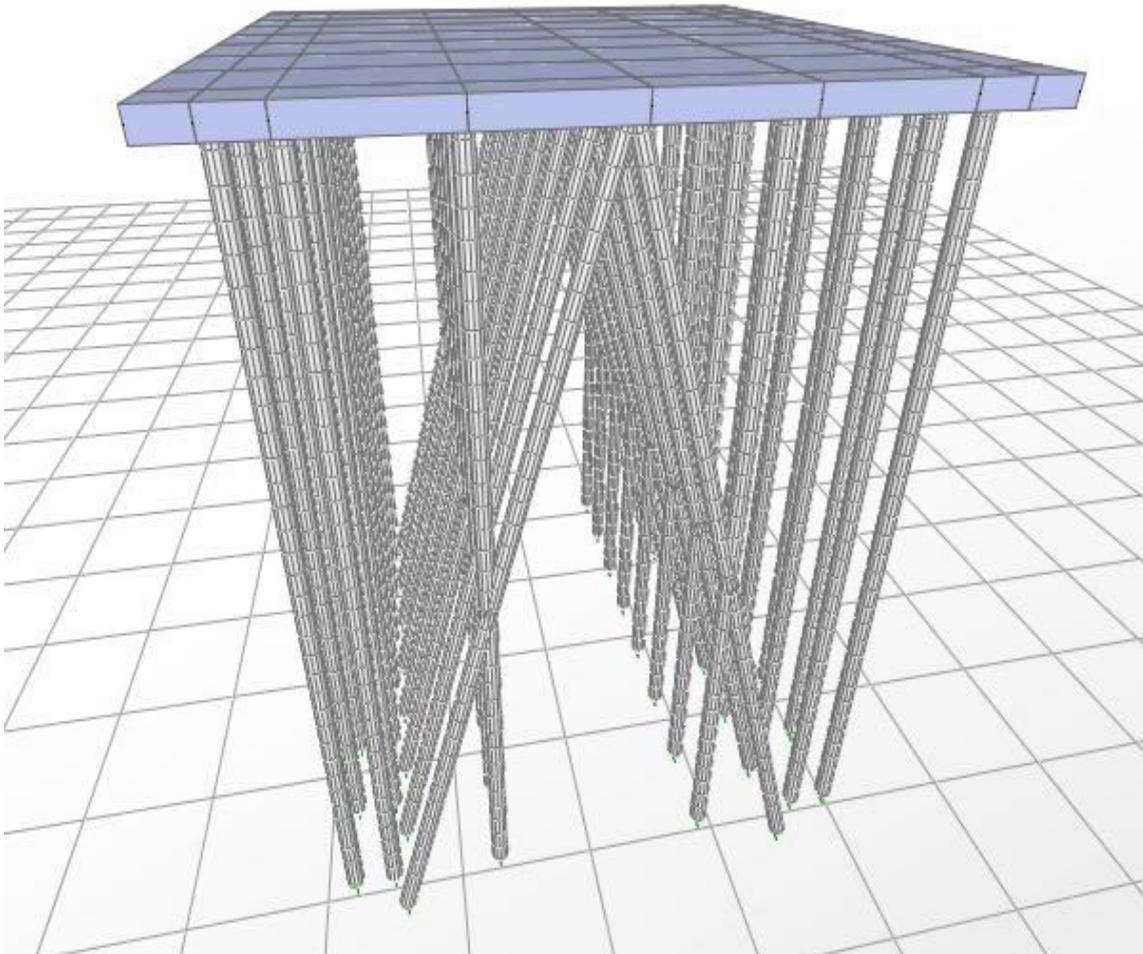


圖 5.14 斜樁棧橋式碼頭模型示意圖

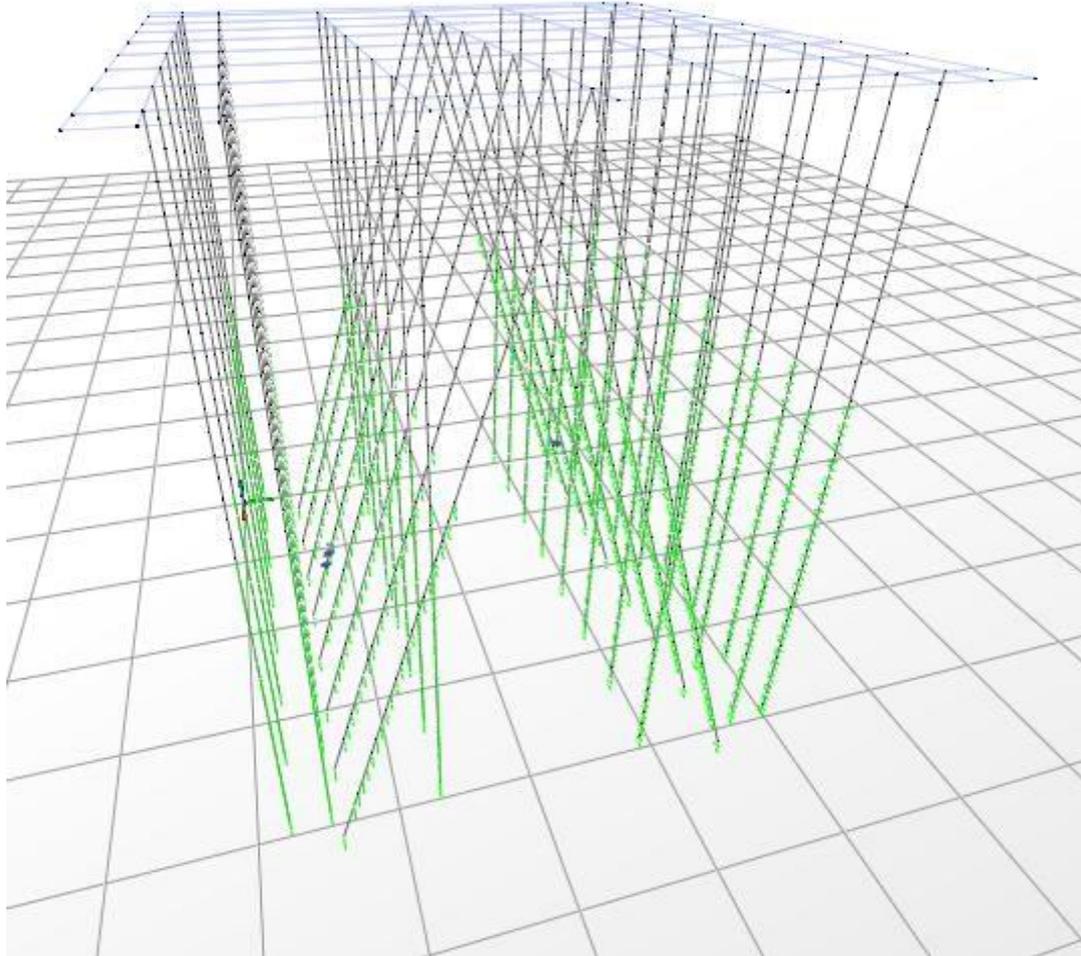


圖 5.15 斜樁棧橋式碼頭土壤彈簧模擬示意圖

2. 分析結果

以水平震度 $k_h=0.1$ 輸入外力後，分析結果之棧橋碼頭變位如圖 5.16 所示。由圖 5.16 可知，最大變位發生在上部結構碼頭面，變位(u2)為 1.08 公分，較依據基準計算之變位量(0.92 公分)大。基準與軟體相關分析結果比較，如表 5-4 所示，由表可知無論變位與應力，軟體分析之結果均較大於基準分析之結果。

比較基準假設之樁固定點(模型之樁第一個變位趨近於零處)及最小埋入深度位置(模型之樁應力趨近於零處)，如表 5-5 所示，由表中顯示，埋入深度基準之要求深度較深。

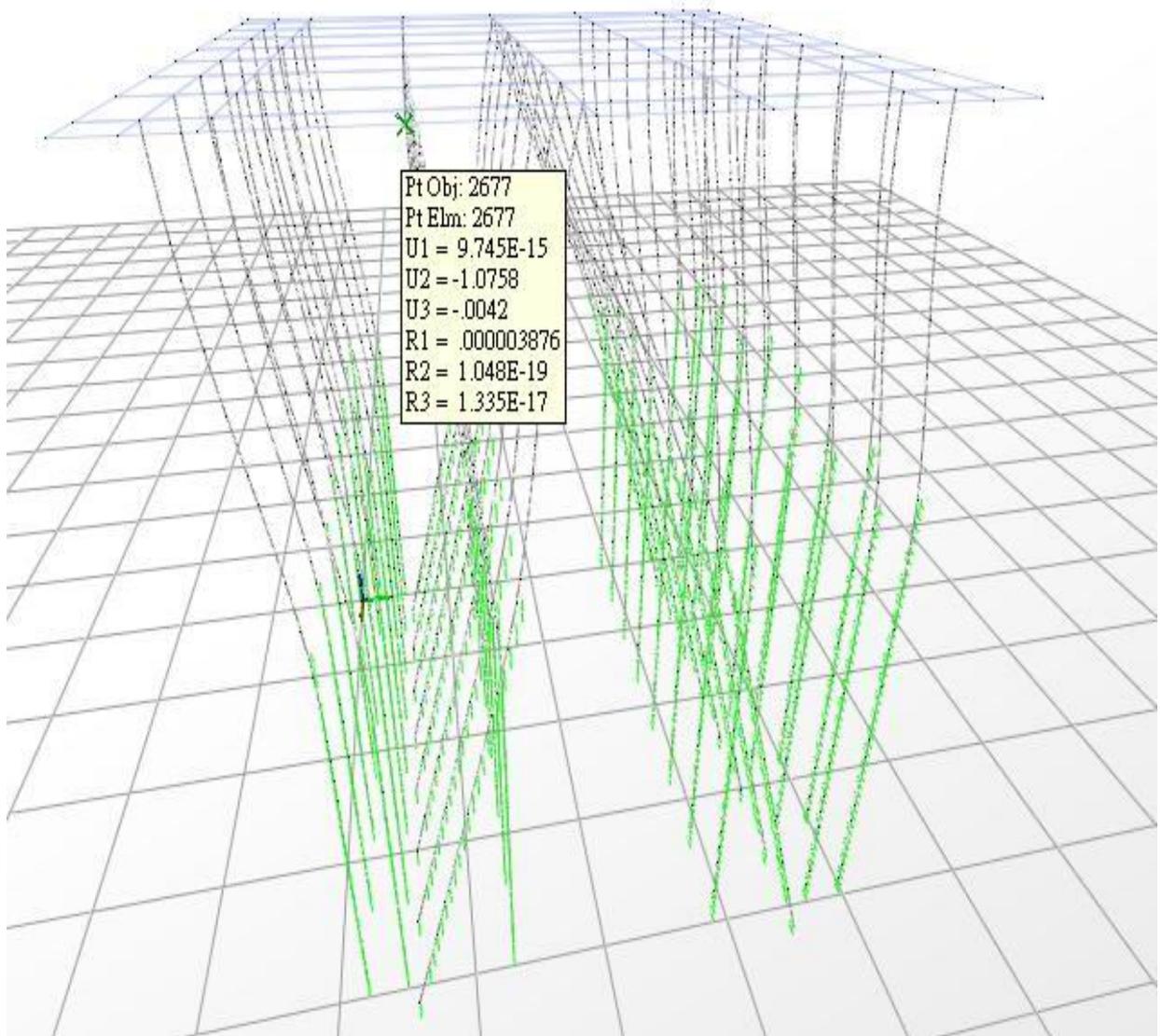


圖 5.16 斜樁棧橋式碼頭變位示意圖

表 5-4 斜樁棧橋式碼頭基準與軟體分析結果比較表

| | 最大變位 | 最大樁頭彎矩(8 號樁) | 最大水平抗力(8 號樁) |
|------|---------|--------------|--------------|
| 基準計算 | 0.92 cm | 8.81 t-m | 1.06 t |
| 軟體分析 | 1.08 cm | 9.67 t-m | 1.13 t |

表 5-5 斜樁棧橋式碼頭假設固定點與最小埋入深度比較

單位：公尺

| 樁號 | 1 | 2 | 3 | 6 | 7 | 8 |
|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 基準固定點高程 | -17.3 | -17.0 | -16.3 | -14.9 | -14.3 | -14.0 |
| 軟體固定點高程 | -17.4 | -17.4 | -16.4 | -14.4 | -13.4 | -13.4 |
| 基準埋入深度高程 | -24.2 | -24.0 | -23.3 | -21.9 | -21.2 | -21.0 |
| 軟體埋入深度高程 | -23.1 | -23.1 | -22.2 | -21.2 | -20.3 | -20.3 |

5.3 小結

經上述之直樁棧橋式碼頭與斜樁棧橋式碼頭耐震能力評估結果，兩案例均能滿足原設計之耐震能力($k_h=0.1$)要求，且相關應力檢核值均較容許安全值小很多，顯示碼頭耐震能力超出原設計之耐震能力很多。

由直樁棧橋式碼頭與斜樁棧橋式碼頭之變位量分析結果顯示，依基準計算方式所得的變位量較結構分析軟體分析的結果小，表示基準假設的結構勁度較強。經本研究探討可能原因為，基準假設樁固定點以下之樁為完全束制無法移動，而軟體建構之模型以土壤彈簧模擬土壤與結構之互制，並無強制樁於何位置點為完全不動點，故整體結構勁度較基準之結構勁度柔軟，導致變位量較大，如此結果應屬合理。

由直樁棧橋式碼頭與斜樁棧橋式碼頭之樁埋入深度比較結果顯示，基準要求之樁埋入深度較結構軟體分析出之樁所需埋入深度要深，表示基準要求偏安全，符合設計上的要求。

由直樁棧橋式碼頭與斜樁棧橋式碼頭之相關分析結果(包括變位、應力)雖不儘相同，但其值差異概估約在 1 成左右，此結果應該與兩者分析的基本假設不同所致，但整體分析結果應可接受。

第六章 棧橋式碼頭災況模擬分析

6.1 分析原理與程序

6.1.1 分析目的

本研究計畫採用之方法主要包括實體模型模擬(physical modeling)與數值模擬(numerical simulation)，現地土壤液化試驗為全尺寸實體模型模擬，數值模擬包括自由場與考慮土壤－結構互制(soil-structure interaction, SSI)反應之動態有效應力分析，實體模型模擬與數值模擬二種方法彼此間可作為規劃與驗證之用，其初步應用則包括棧橋式碼頭液化分析、現地全尺寸基樁動態試驗規劃與建立現有監測站定期檢測程序。

6.1.2 分析原理

本計畫應用 FLAC 程式及其動態模組進行自由場分析及後續基樁與棧橋式碼頭液化分析，FLAC 為外顯(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，以求得該時接下各節點的速度，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 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。

6.1.3 FLAC Dynamic 介紹

進行動態分析時需考慮波傳行為在有限網格之影響，因此對應力波於邊界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，但其結果相當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增加而逐漸降低，亦即其攜帶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，以參考應變(reference shear strain)為參數描述土壤非線性應力應變取線。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，理論上較為廣大的邊界距離，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)。

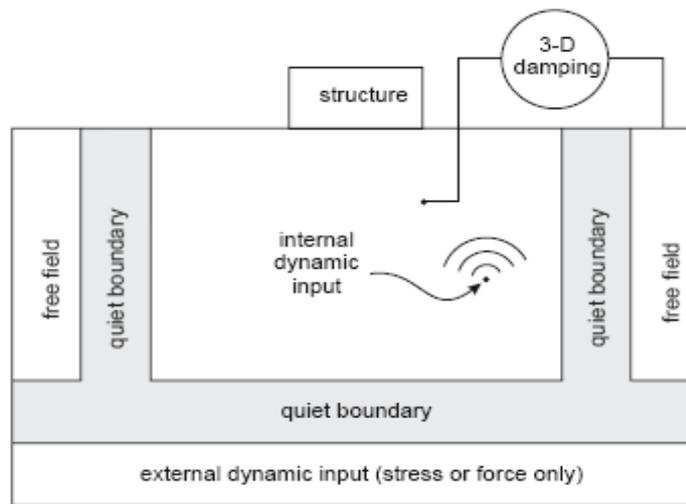
整合動態荷重與無限空間波傳邊界，可進行自由場動態分析，其數值模型如圖 6.1 所示，側向以黏滯邊界模擬，底部依其與網格土壤之相對勁度差異分為柔性基底(flexible base)或剛性基底(rigid base)，當網格底部之材料與下方勁度差異不大時，需以柔性基底模擬，亦即需允許應力波傳遞至下方而非反射回網格，因此需於底部增加黏滯邊界，而剛性基底則以固定邊界模擬即可，FLAC Dynamic 中另提供可模擬垂直側向邊界之邊界條件稱為自由場邊界(free-field boundaries)，其主要為自動施加黏滯邊界於兩側邊界節點。

3. 動態邊界條件

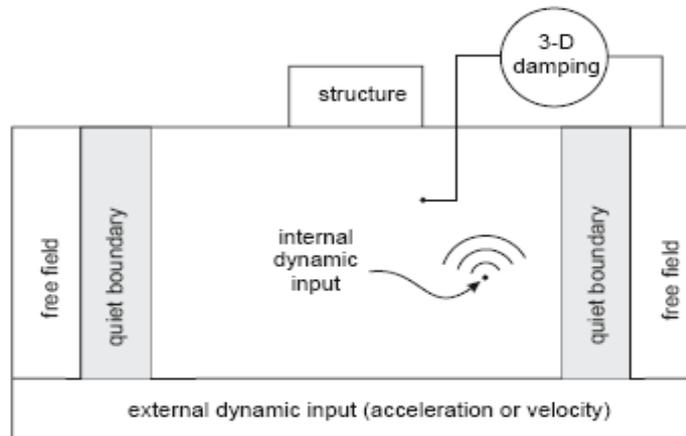
進行動態分析時需輸入適當之動態邊界條件，可以隨時間改變之荷重或格點運動量施加，FLAC Dynamic 所提供之動態輸入邊界包括作用於網格表面之應力或壓力歷時及作用於節點之荷重、速度或加速度歷時等，速度或加速度歷時一般多用於模擬自底部岩盤向上傳遞之地震波，對於底部為黏滯邊界之柔性基底，因速度或加速度邊界會使黏滯邊界無法運算，因此需轉換為應力邊界，其轉換公式為：

$$\sigma = 2(\rho V)\dot{u} \dots\dots\dots (6.1)$$

式中： σ =作用於底部之應力， ρ =底部材料總體密度， V =底部材料之體波波速， \dot{u} =垂直或平行於波傳方向之質點速度。



(a) Flexible base



(a) Rigid base

圖 6.1 考慮動態荷重之自由場物理模型圖

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：

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp(-C_2(\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma})) \dots\dots\dots (6.2)$$

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：

$$C_1 = 8.7(N_1)_{60}^{-1.25} \dots\dots\dots (6.3)$$

而 C_2 則可以下式計算：

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1} \dots\dots\dots (6.4)$$

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。

6.1.4 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：

$$f_u = \frac{V}{10 \times L} \dots\dots\dots(6.5)$$

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，進行動態自由場分析時，假設底部邊界節點於水平與垂直向固定，二邊側向則假設側向邊界節點水平向固定，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，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，為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，常以雷利阻尼形式施加。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)，以 Masing 模擬應力大小改變之阻滯阻尼(Hysteretic damping)，並以單剪試驗求得之 Hardin 公式中之 reference strain，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，分析時側向需施加自由場邊界，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。

6.2 自由場有效應力動態數值分析

利用現有鑽探建立試驗場址之幾何與材料條件，建立數值模型並以 FLAC Dynamic 進行自由場有效應力動態分析，模擬包括實際地震時由底部向上傳播之剪力波之效應及由地表簡諧震源產生動態荷重對下方土層所造成地盤反應及孔隙水壓力激發等，分析所得之土層反應及孔隙水壓力激發分佈可作為後續現地棧橋式碼頭反應之比較依據。

6.2.1 自由場地質模型

建立自由場分析數值模型所需相關條件與參數說明如下：

1. 地質模型

由於現地動態監測系統安裝於高雄港#120 碼頭，因此以此區域進行分析，碼頭興建時之鑽探剖面資料如圖 6.2~6-4 所示，現地土層由上而下可分成六層，將海床可分成三層，以水面為高程原點，下海床(SB)為水下 50 公尺至 36 公尺，為 ML 土壤，其 $(N_1)_{60}$ 約為 25，因其細粒料含量高於 50%，且深度較深，因此不考慮液化，中海床(SM)為水下 36 公尺至 22 公尺，其 $(N_1)_{60}$ 約為 20，因其細粒料含量高於 50%，且深度較深，因此不考慮液化，上海床(ST)為水下 22 公尺至 14 公尺，其主要分類為 SM，其 $(N_1)_{60}$ 約為 16，考慮其可能液化，水下 14m 至 6m 為下層回填層(BF1)其分類為 SM，BF1 之 $(N_1)_{60}$ 約為 13，水下 6m 至水面為上層回填層(BF2)其分類為 SM，BF2 之 $(N_1)_{60}$ 約為 10，考慮其可能液化，水面至 2m 高程為非飽和層(TOP)，

TOP 之 $(N_1)_{60}$ 約為 10，考慮其不液化，自由場土層分佈如表 6-1 所列。

表 6-1 自由場分析土層分佈

| 土層編號 | 深度(m) | 土壤分類 | 液化條件 | 描述 |
|------|---------|------|------|-------|
| TOP | 2 - 0 | SM | 無 | 非飽和層 |
| BF2 | 2 - 6 | SM | 可 | 上層回填層 |
| BF1 | 6 - 14 | SM | 可 | 下層回填層 |
| ST | 14 - 22 | SM | 可 | 上海床 |
| SM | 22 - 36 | SM | 無 | 中海床 |
| SB | 36 - 50 | SM | 無 | 下海床 |

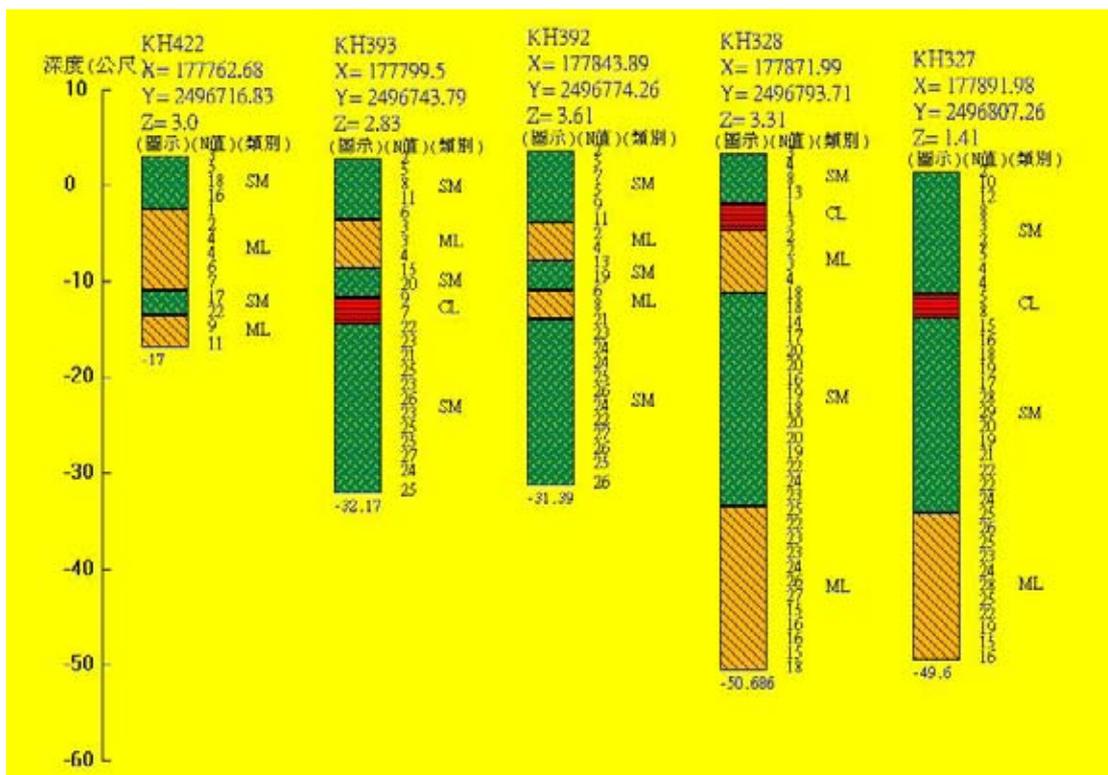
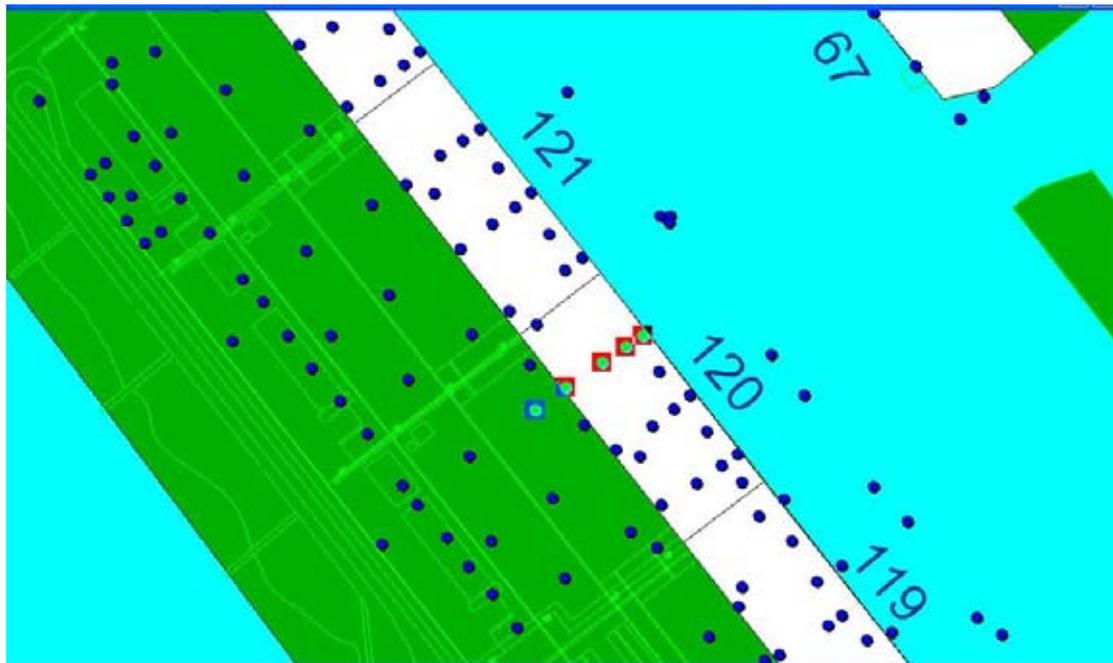


圖 6.2 高雄港#120 碼頭垂直向地質剖面(1)

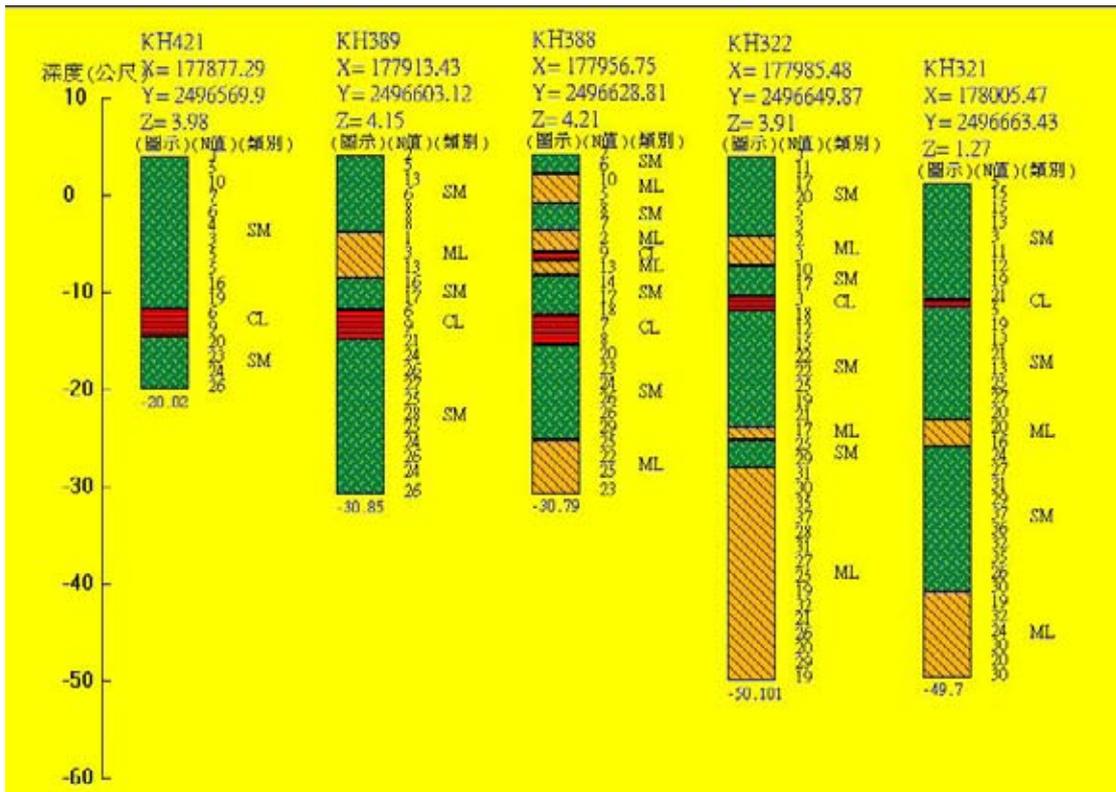
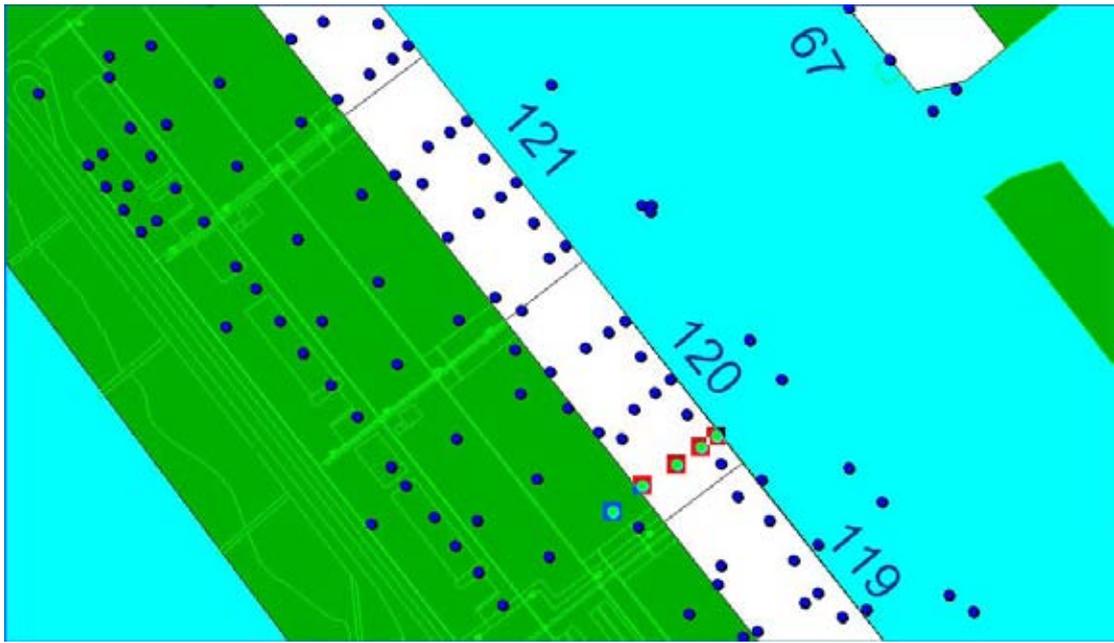


圖 6.3 高雄港#120 碼頭垂直向地質剖面(2)

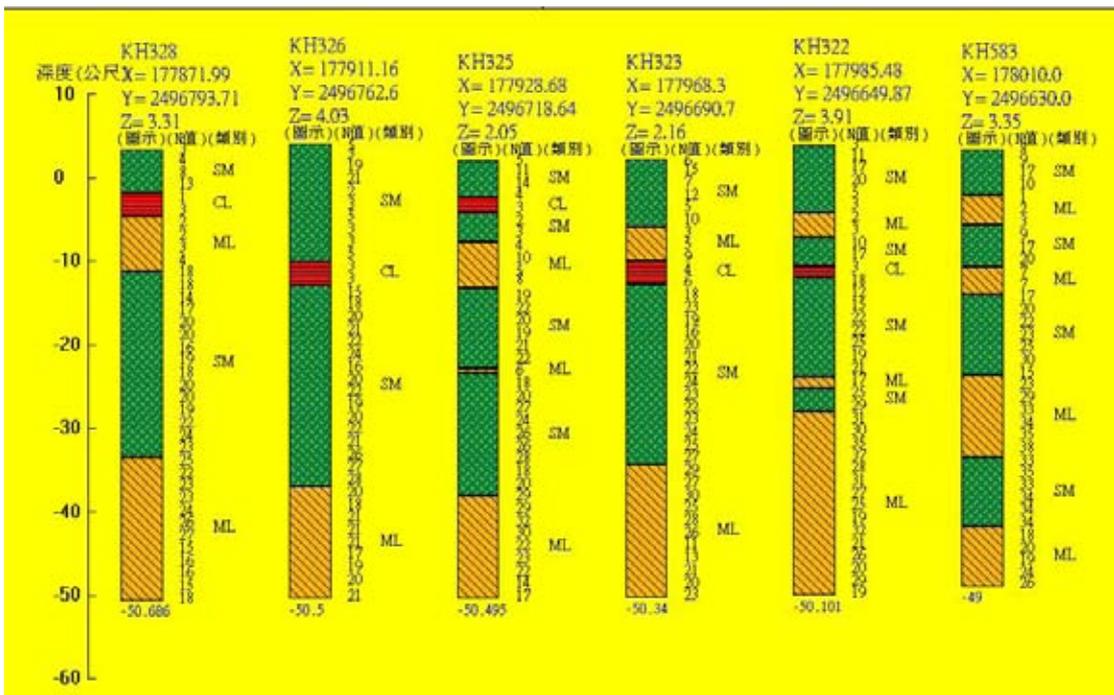


圖 6.4 高雄港#120 碼頭平行向地質剖面

網格側向延伸範圍考慮後續棧橋式碼頭分析比較，之配置與現有現地監測站之配置，將現地監測站置於網格中間，且考慮網格之長寬比，使模擬區域為一寬度 110m 高度 52 m 之 55x36 之網格，每一網格長度均為 2m，各材料之相關參數整理如表 5.2 所示，土層彈性參數依 SPT-N 值推估，並以微地動之結果做初步檢核，假設 Poisson's ratio 為 0.3，土層模型中剪力波速為 170 m/s，網格長高度 0.5 m，可解析之最高頻率為 3.4 Hz，分析時將輸入震波高於 3 Hz 之部分濾除。

各土層之阻滯阻尼參數，採用 Hardin 形式之阻滯圈，其參考應變值如表 6-2 所示，參考應變值為 0.06 及 0.08 之阻滯圈如圖 6.5 所示。因缺乏滲透係數資料，因此均設為 $1 \times 10^{-7} \text{m/s}$ 。有關於滲透係數之影響與實際之數值將於後續計畫中進行檢討。其他邊界條件包括左右兩側格點於水平向固定，下方格點垂直與水平向均固定，地下水位設於海平面(高程 0 m)，且兩側均加上與地下水位同高之水壓力，所建立之自由場土層數值模型如圖 6.6 所示。

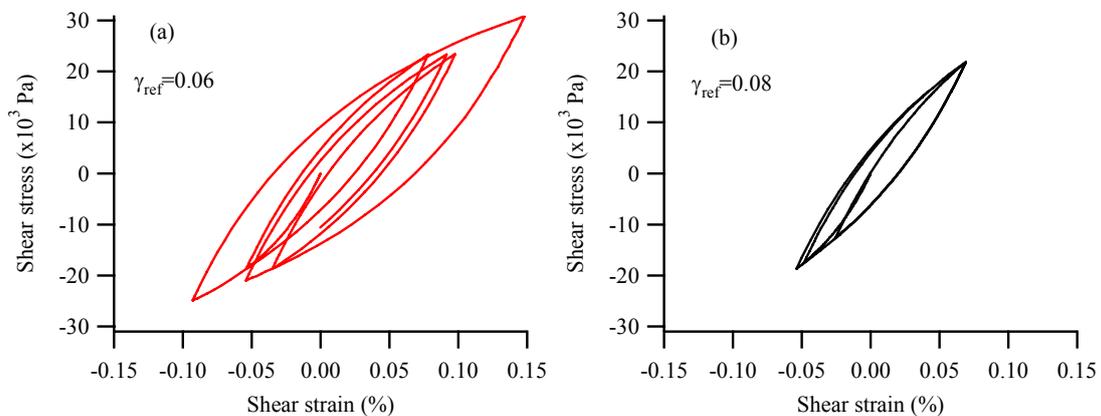


圖 6.5 參考應變與對應之阻滯圈(a) $\gamma_{ref}=0.06$ (b) $\gamma_{ref}=0.08$

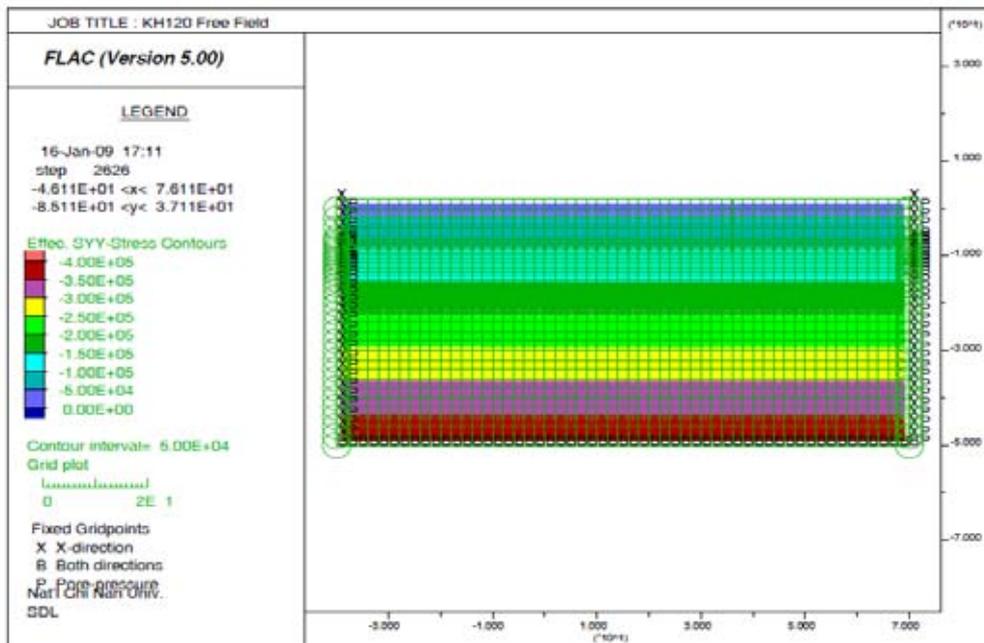


圖 6.6 高雄港#120 碼頭自由場數值模型

表 6-2 碼頭分析土層參數表

| 土層 | 底海床 | 中海床 | 上海床 | 下層回 填層 | 上層回 填層 | 非飽和 層 |
|------------------------------|------|------|------|-----------|-----------|----------|
| 代號 | SB | SM | ST | BF1 | BF2 | TOP |
| USCS | ML | ML | SM | SM | SM | SM |
| $(N_1)_{60}$ | 25 | 20 | 16 | 13 | 10 | 10 |
| Density (kg/m ³) | 1750 | 1750 | 1750 | 1750 | 1750 | 1750 |
| Shear Modulus (MPa) | 130 | 124 | 59.9 | 53.6 | 39.4 | 39.4 |
| Vs (m/s) | 272 | 266 | 185 | 170 | 150 | 150 |
| Bulk Modulus (MPa) | 287 | 213 | 129 | 116 | 85.3 | 85.3 |
| Cohesion (Pa) | 5000 | 1000 | 1000 | 3000 | 1000 | 1000 |
| Friction angle(degrees) | 32 | 32 | 35 | 35 | 30 | 30 |
| Dilation angle(degrees) | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Hardin r_{ef} | 0.08 | 0.08 | 0.08 | 0.06 | 0.06 | 0.06 |
| Finn Parameter C1 | -- | -- | 0.18 | 0.29 | 0.49 | -- |
| Finn Parameter C2 | -- | -- | 2.19 | 1.36 | 0.82 | -- |

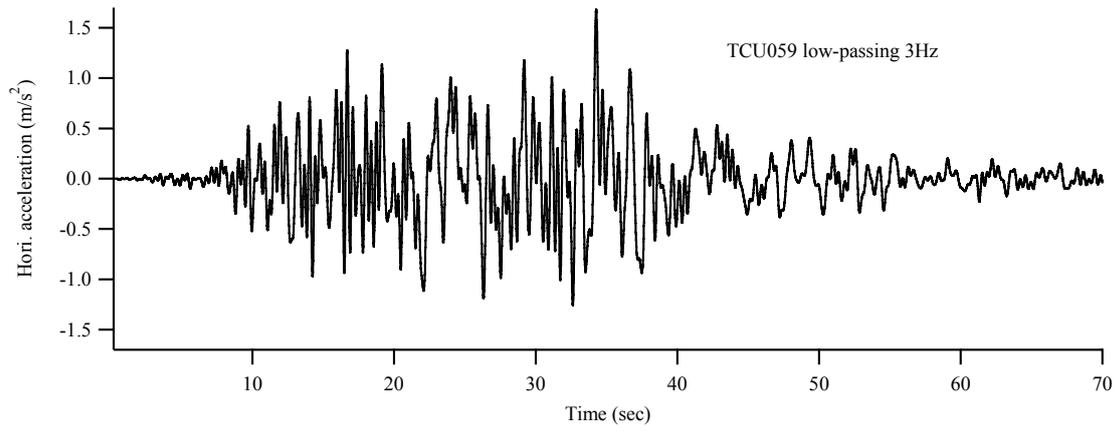
2. 動態荷重與邊界

進行動態分析時，將兩側邊界設為自由場邊界，底部設為水平與垂直雙向黏滯邊界，以使自地表反射之地震波於底部邊界不會造成反射。由於此自由場網格尚須用於模擬地表震動基礎震動產生由上向下傳遞之應力波，因此動態荷重施加形式包括於震動基礎所在網格分別施加水平與垂直向之簡諧荷重，以模擬現地震動試驗，另外為模擬由下往上传播之剪力波，因此將地震加速度紀錄積分為速度紀錄，並經濾除 3 Hz 以上部分後，在底部以剪應力歷時施加。

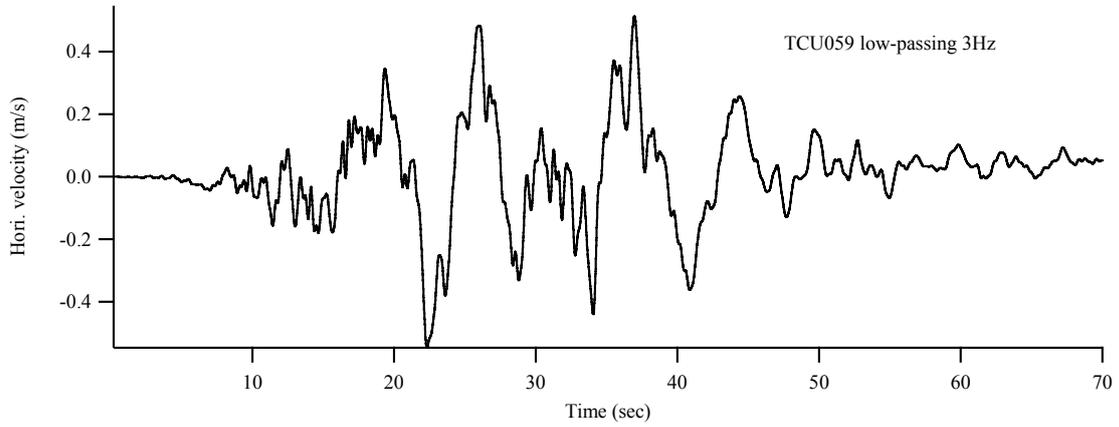
為觀測模擬結果，將設定需紀錄之網格位置與現地配置相同，此外紀錄反應之底部加速度以與輸入值比較，另亦撰寫相關 Fish 以紀錄超額孔隙水壓力、剪應變歷時、超額孔隙水壓比、各元素最大超額孔隙水壓比及最大剪應變等小程式。

6.2.2 自由場分析結果與討論

本案例以圖 6.6 與表 6-2 所建構之地質模型，以集集地震中清水國小之紀錄 TCU050 加速度紀錄，移除高於 3Hz 之頻率，其地震紀錄與速度歷時，如圖 6.7 所示。由於造成底部節點 1 m/s 速度所需之剪應力為 476000 Pa，由式(6.1)，將速度歷時乘上 952000 轉換成施加於模型底部元素之剪應力歷時，模擬地震波自下往上传遞之行為，考慮液化發生於表 6-1 之飽和土層，其底部與地表加速度歷時如圖 6.8 所示，在不同深度之超額孔隙水壓力歷時如圖 6.9 所示，定義超額孔隙水壓比(r_u)為超額孔隙水壓力(Δu)與初始垂直有效應力(σ'_{vo})之比值，並定義初始液化為 $r_u=1.0$ ，初始液化發生於 BF1 與 BF2 土層，且先由 BF1 發生並向上發展，且土層液化前比較底部與表面加速度，得之現地土層具放大效應，但土層液化後則其放大比例降低，可知其可模擬液化後振動改變(alternation of ground motion)之效應。



(a)



(b)

圖 6.7 底部輸入地震 (a)加速度歷時 (b)速度歷時

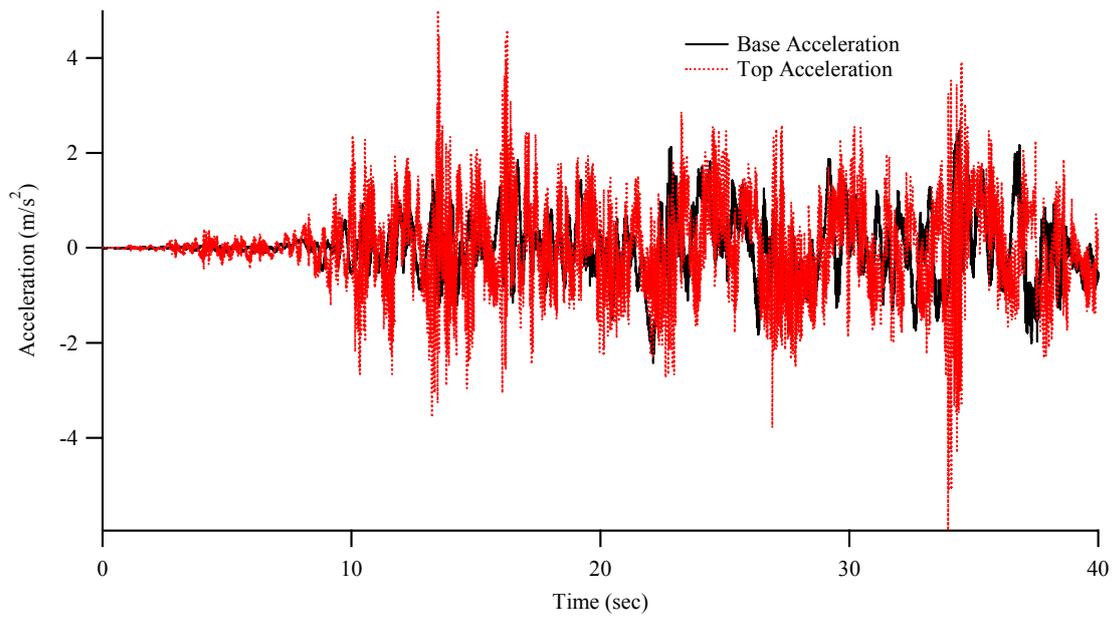


圖 6.8 主要震動期間(0-40 sec)之底部與地表加速度歷時

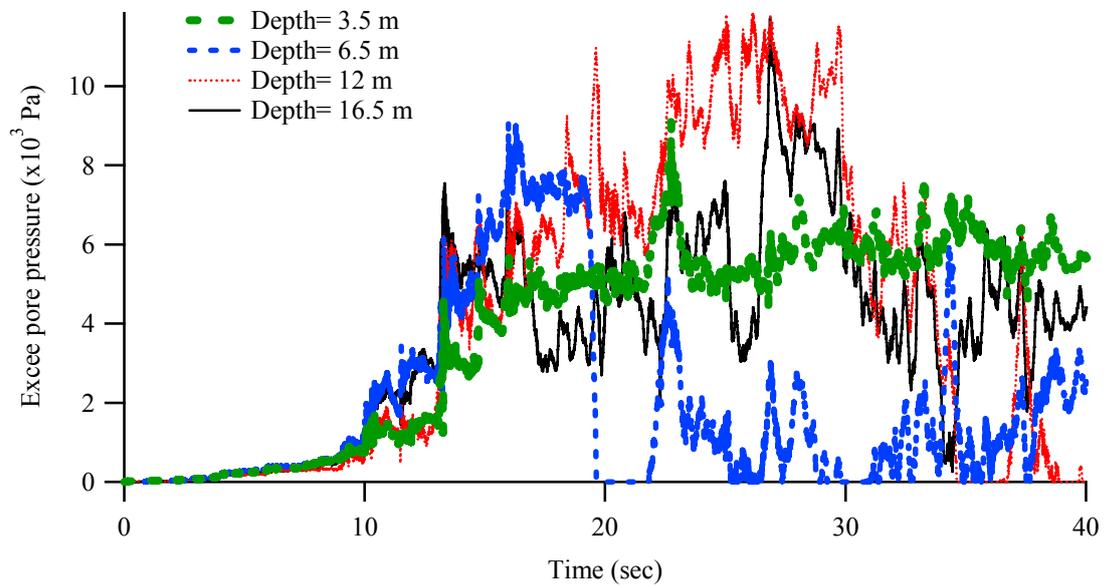


圖 6.9 可液化土層超額孔隙水壓力歷時圖

考慮超額孔隙水壓比於空間中之分佈，垂直向有效應力於最大超額孔隙水壓力激發時(25 sec)之分佈如圖 6.10 所示，有效應力趨近於 0 時可視為液化，結果得知液化主要發生於 BF1 及 BF2，且產生垂直向滲流，使上方 2m 未飽和區域液化，模擬結果基本上吻合原先設定之液化條件，另由模擬過程(t=0~50 s)中最大剪應變分佈(圖 6.11)所示，最大剪應變發生於 ST 與 BF1 交界，除此一區域外，於 SB 與 ST 之最大剪應變約為 20%，由有效應力分佈與剪應變分佈顯示所建立之模型可模擬現地之液化現象。

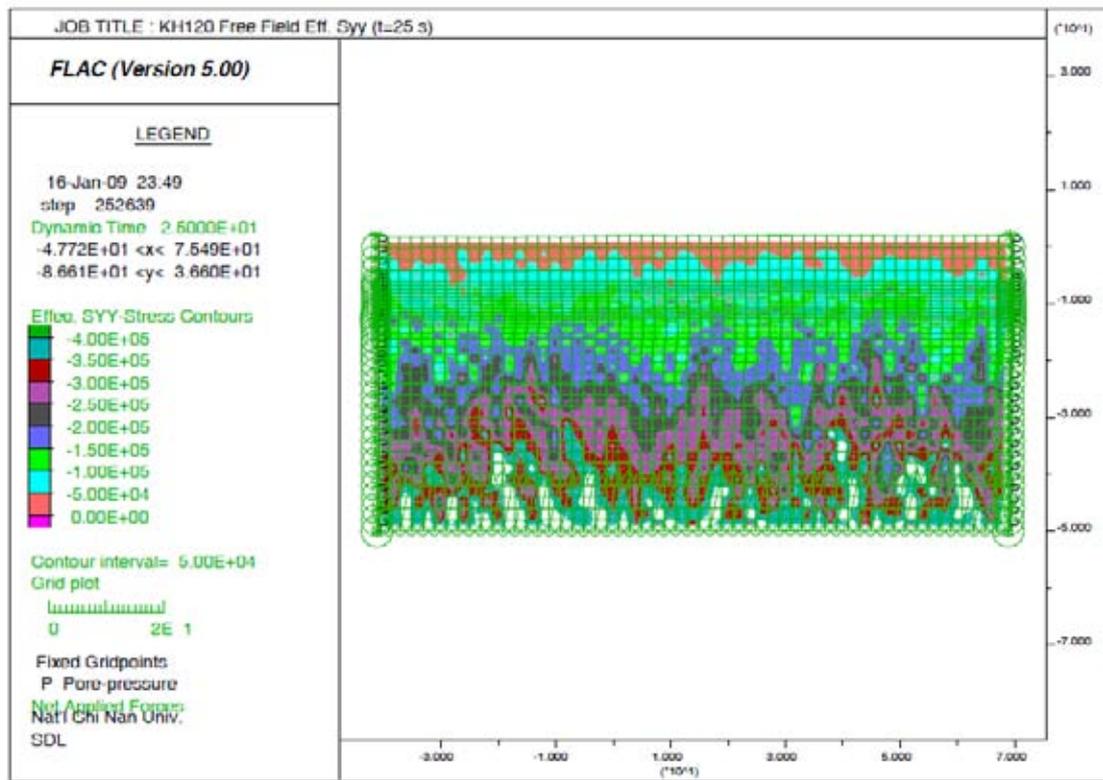


圖 6.10 T=25 sec 時垂直有效應力分佈圖

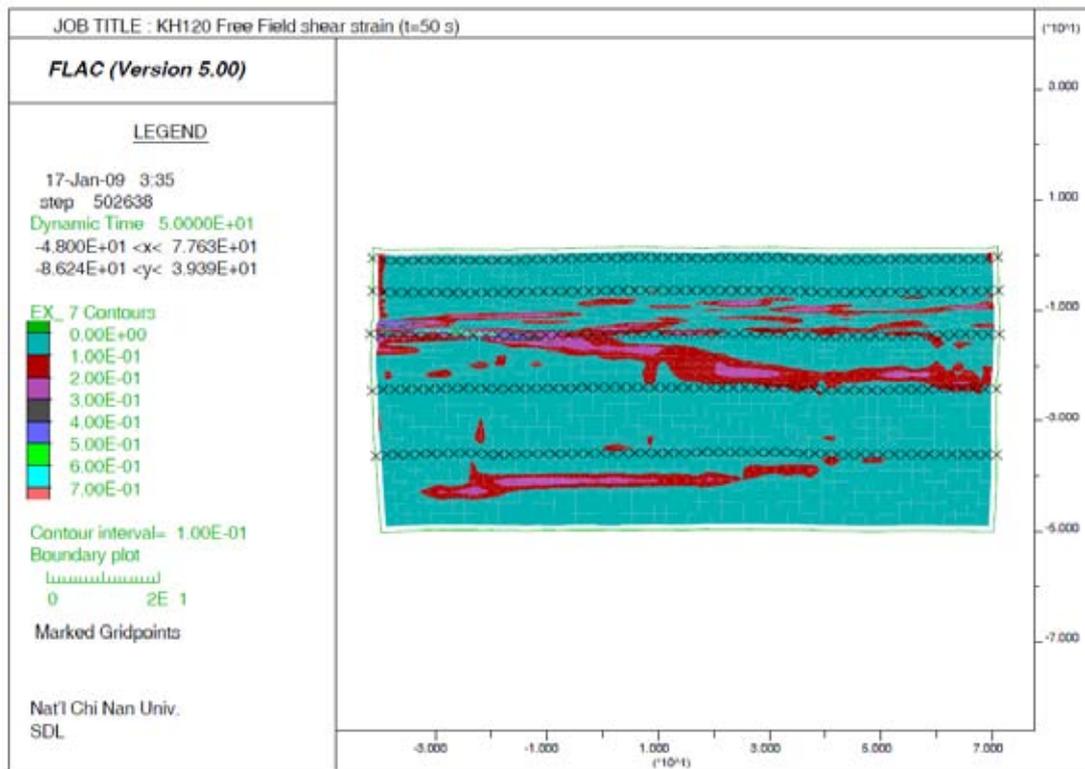


圖 6.11 最大剪應變分佈圖

6.3 棧橋式碼頭有效應力動態數值分析

在土層中加入樑與基樁二種結構元素，模擬考慮液化之棧橋式碼頭動態有效應力分析，因缺乏實際取樣與試驗結果，因此所用參數依港研中心之高雄港相關文獻及自由場反應分析成果，碼頭剖面則以高雄港 120 號碼頭為案例，結果可作為碼頭監測系統規劃之參考。

6.3.1 分析原理與程序

1. 分析原理

液化土壤－基樁－上部結構系統之動態行為實際上應為耦合反應(coupled response)，即經由土壤傳播之地震波會造成基樁與上部結構震動，且上部結構之震動亦會影響下方土壤之動態行為，分析液化土層之基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。

非耦合分析物理模型為將基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，其中土壤動態反應分成二區：近場區(near field)及自由場(free field)，自由場為單純考慮向上傳播之剪力波造成之地盤反應，近場區則考慮土壤—基樁互制效應之土層反應，近場區之 Winkler 彈簧多採用可模擬非線性彈塑性質之彈簧。

本研究以 FLAC 中之基樁元素(pile element)，並以樑元素(beam element)與基樁結合模擬棧橋式碼頭，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二向度液化土層—基樁動態分析，模擬棧橋式碼頭之動態反應。

2. 樑元素與基樁元素

本研究之棧橋式碼頭主要由樑元素與基樁元素組成，棧橋之樓版以樑元素模擬，樑元素為 2 維 4 自由度元素，可傳遞軸向力與彎距，在 FLAC 中其幾何特性以節點(node)描述，其與接觸之土壤可以連結接觸之土壤格點或以介面元素連結。

基樁元素為 2 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。

6.3.2 數值分析案例模型

1. 高雄港#120 棧橋式碼頭配置

棧橋式碼頭之結構為基樁上連接橫樑再鋪以床版組成，使在穩定之斜坡維持穩定，基樁包含直立基樁與斜樁，直立基樁用以支撐結構自重與工作載重，斜樁可支撐海浪與地震時之橫向水平力。

由港研中心現有資料庫，高雄港 120 號碼頭其配置剖面如圖 6.12 所示，基樁為外徑 0.8 m 厚度為 12mm 之鋼管樁，長度為 30 ~ 36 m，基樁前後間距為 5.0 m，沿碼頭側之間距為 4.0 m。現地鑽探剖面資料如圖 6.2~6.4 所示，現地土層除自由場之土層外，尚包含水下邊坡拋石區(Gravel)，其傾角約 21 度，厚度約 4 公尺，其內摩擦角為 40 度以上，另於 L 型塊後方有一回填土區。

2. 數值分析模型

本案例分析主要包括三個階段，分別為回填與構築斜坡之穩定分析、棧橋結構施工後穩定性分析及動態有效應力分析，依此三階段規劃之之數值模擬共分七個步驟：1) 斜坡網格建立；2) 材料強度參數指定並重力平衡；3) 設定靜態運動與海水邊界條件；4) 加入橫樑與基樁元素完成力學平衡；5) 使用 Finn 模式於可能液化土壤；6) 給定阻尼參數。

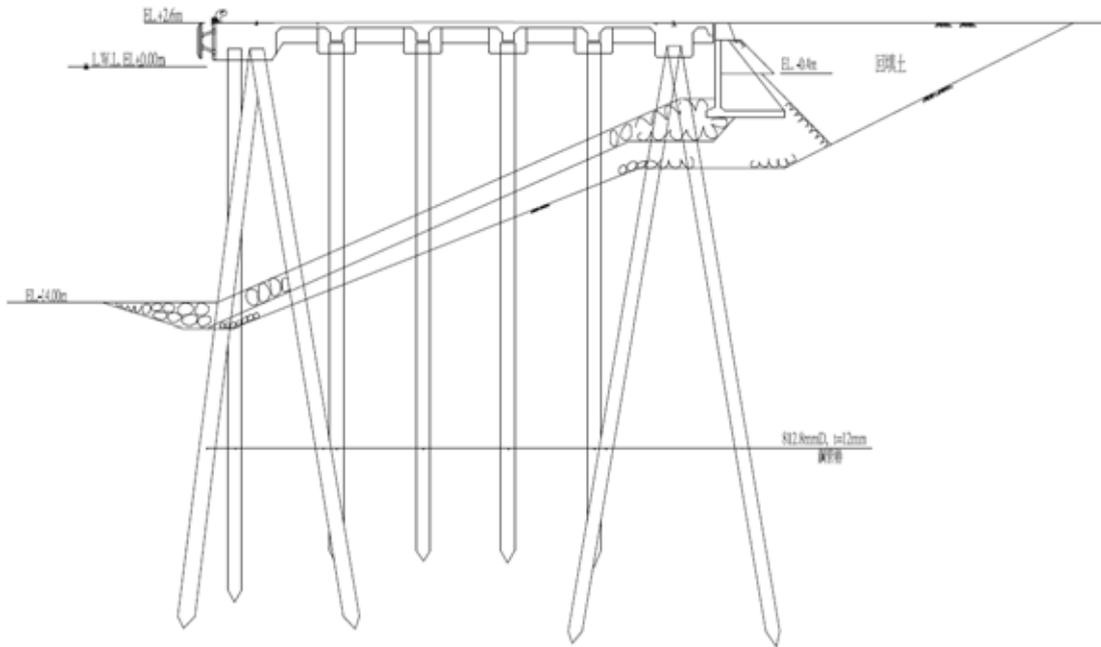


圖 6.12 高雄港 120 號碼頭配置剖面圖

3. 斜坡網格建立

本案例所建立之網格乃依照高雄港 120 號棧橋式碼頭的設計斷面圖 (圖 6.12)，建立一長 110 公尺，高 52 公尺之範圍，現地土壤與自由場模型相同，另外考慮礫石回填區為非液化土壤，而與棧橋版碼頭與背填區下方有一以礫石模擬之擋土牆，其性質與拋石斜坡相同。擋土牆後方之坡型擋土背填區 slope，其 $(N_1)_{60}$ 約為 13，考慮其可能液化，另高程 2~0m 為非飽和區。各分區土壤資料如表 6-3 所列，建立之網格如圖 6.13 所示，座標軸為垂直碼頭方向為 x 軸方向，y 軸以向上為正，以此網格執行重力平衡。

4. 設定靜態運動與水位邊界條件

靜態邊界條件為兩側其平面向量平行 x 軸向量層固定 x 軸，網格底部於 x,y 方向固定，水位設於碼頭下方 2m (高程為 0)，左右邊界水位均相同，並在左側水下邊坡施加水壓力，靜態邊界條件如圖 6.13 所示。

5. 加入橫樑與基樁元素並完成力學平衡

以指定左右端點方式並配和自動分割方式產生樑與基樁，利用基樁與量接點為端點，每一個樑元素小於 2.5，並將樑之二端點與土壤連結，基樁則以每以土壤元素至少有一基樁節點為原則，每一基樁元素小於 1m，各結構元素之參數如表 6-4 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 6-5 所列，結構元素建立後之網格如圖 6.14 所示，以此網格進行力學平衡。碼頭結構之邊界條件則設定橫樑於 x-軸端點於 x-向固定，基樁與橫樑為剛接，入土基樁部份則與土壤以正向與剪向彈簧相連，棧橋版與後方 L 型擋土塊則以垂直向滾軸 (roller) 連接。

表 6-3 棧橋式碼頭分析土層參數表

| 土層 | 底海床 | 中海床 | 上海床 | 下層回填層 | 上層回填層 | 擋土背填區 | 礫石回填區 |
|------------------------------|------|------|------|-------|-------|--------|--------|
| 代號 | SB | SM | ST | BF1 | BF2 | Bslope | gravel |
| USCS | ML | ML | SM | SM | SM | SM | GP |
| $(N_1)_{60}$ | 25 | 20 | 16 | 13 | 10 | 13 | >50 |
| Density (kg/m ³) | 1750 | 1750 | 1750 | 1750 | 1750 | 1750 | 1850 |
| Shear Modulus (MPa) | 130 | 124 | 59.9 | 53.6 | 39.4 | 53.6 | 235 |
| Vs (m/s) | 272 | 266 | 185 | 170 | 150 | 170 | |
| Bulk Modulus (MPa) | 287 | 213 | 129 | 116 | 85.3 | 116 | 820 |
| Cohesion (Pa) | 5000 | 1000 | 1000 | 3000 | 1000 | 3000 | 1000 |
| Friction angle(degrees) | 32 | 32 | 35 | 35 | 30 | 35 | 45 |
| Dilation angle(degrees) | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Hardin r_{ef} | 0.08 | 0.08 | 0.08 | 0.06 | 0.06 | 0.06 | 0.01 |
| Finn Parameter C1 | -- | -- | 0.18 | 0.29 | 0.49 | 0.29 | -- |
| Finn Parameter C2 | -- | -- | 2.19 | 1.36 | 0.82 | 1.36 | -- |

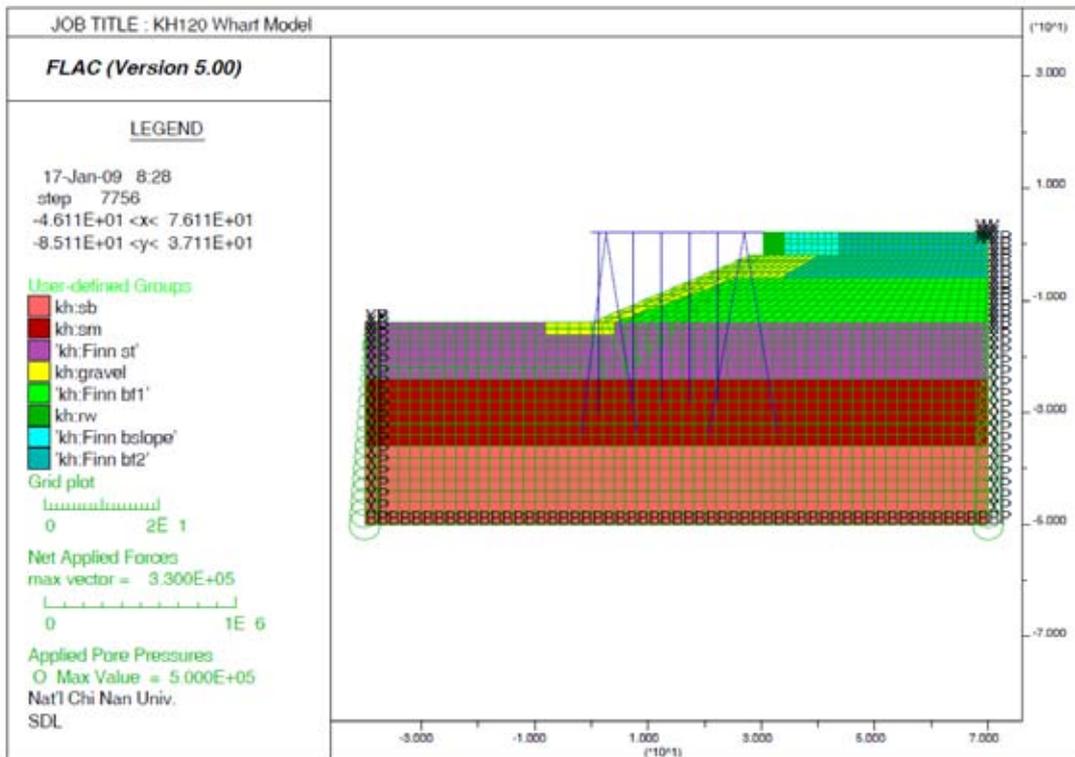


圖 6.13 棧橋式碼頭斜坡網格土壤分區與靜態邊界

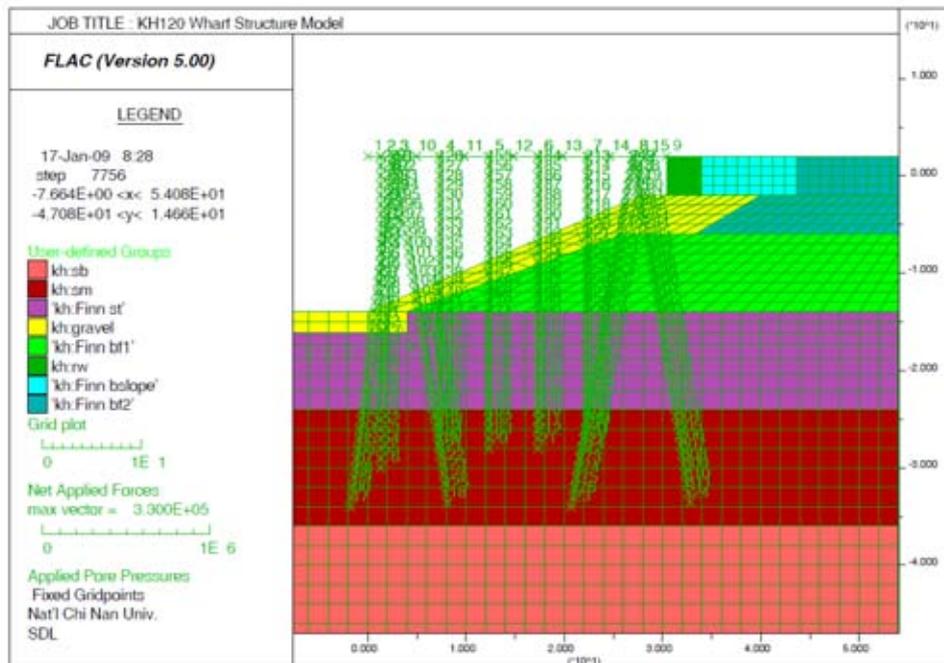


圖 6.14 棧橋式碼頭橫樑與基樁元素位置與節點編號圖

表 6-4 結構元素參數表

| | Elastic Modulus (Gpa) | Moment of Inertia (m ⁴) | Cross Sect. Area (m ²) | Mass Density (kg/ m ²) | Pile Perimeter (m) |
|-------|-----------------------|-------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|--------------------|
| Beams | 31 | 8.3×10 ⁻² | 1 | 2400 | — |
| Piles | 200 | 1.6×10 ⁻² | 0.015 | 7850 | 2.55 |

表 6-5 基樁元素中之 Mohr-Columb 介面彈簧參數表

| | Normal Stiffness (MN/m/m) | Shear Stiffness (MN/m/m) | Normal Coh. (N/m) | Shear Coh. (N/m) | Normal Friction (deg) | Shear Friction (deg) |
|---------------|---------------------------|--------------------------|-------------------|------------------|-----------------------|----------------------|
| ST & Backfill | 10 | 5 | 1000 | 1000 | 30 | 30 |
| SB & Gravel | 13 | 6 | 1000 | 1000 | 30 | 30 |

6. 使用 Finn 模式土壤

由於高雄港底部原沖積土層其細粒料含量高於 50%，假設其不會發生土壤液化現象，因此本案例於背填砂區及上層海床使用 Finn 模式將 ST、bf1、bf2 及 bslope 土層改為 Finn 土壤，參數如表 6-3 所示，假設土壤滲透係數為 10⁻⁷ m/s，土壤參數均為假設，其影響仍待以參數分析進行探討並考慮進行原樣或重模試體進行試驗。

7. 給予阻尼參數和動態邊界條件

結構元素以 Rayleigh 阻尼設為勁度之 5%，土壤則以 Hardin 型態之遲滯阻尼，參數如表 6-3 所列，以 free field 邊界指定作用於左右兩側，底部由於為非岩盤，為消除自自由面反射波之於底部造成反射現象，底部以三向均啟動之安定邊界(Quiet Boundary) 設定。另地震力以式(6.1)施加於底部，並將底部之束制改為垂直向固定，水平向可自由變位，施加地震力前之土壤模式與動態邊界如圖 6.15 所示。

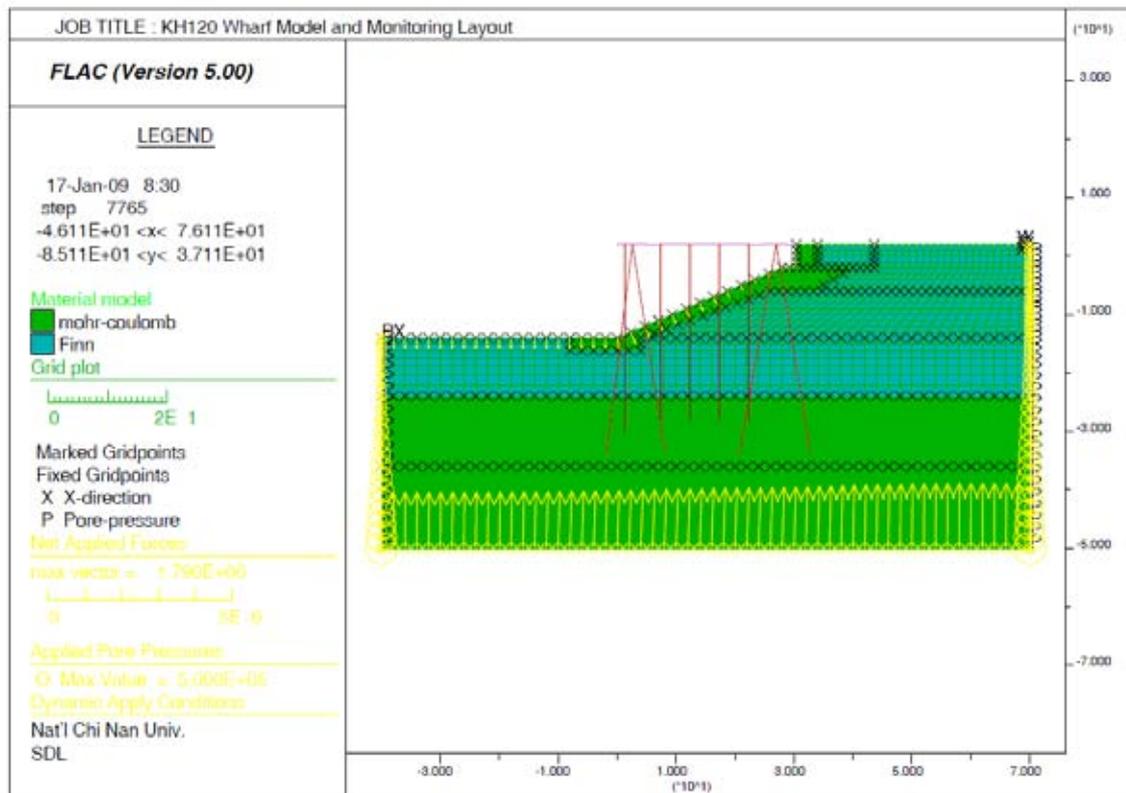


圖 6.15 施加地震力前之土壤模式與動態邊界

8. 規劃監測點並施加地震力

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，將地震紀錄轉換為速度歷時，以剪應力歷時作用於底部安定邊界之格點，依分析目的規劃監測點位，紀錄其時間變化量，本案例所使用之地震記錄為位於清水國小測站 (TCU059) 於 921 地震之地震記錄，取最大震動方向 (NS) 的主要作用時間 40 秒作為動態輸入，並將頻率高於 3Hz 之波形移除，輸入地震波形如圖 6.7 所示，計算時所採用之時間間隔為 $3.1E-5$ 秒，監測時間歷時編號如圖 6.15 所示。進行動態分析前需進行靜態平衡分析，靜態平衡分析結果如圖 6.16 所示。

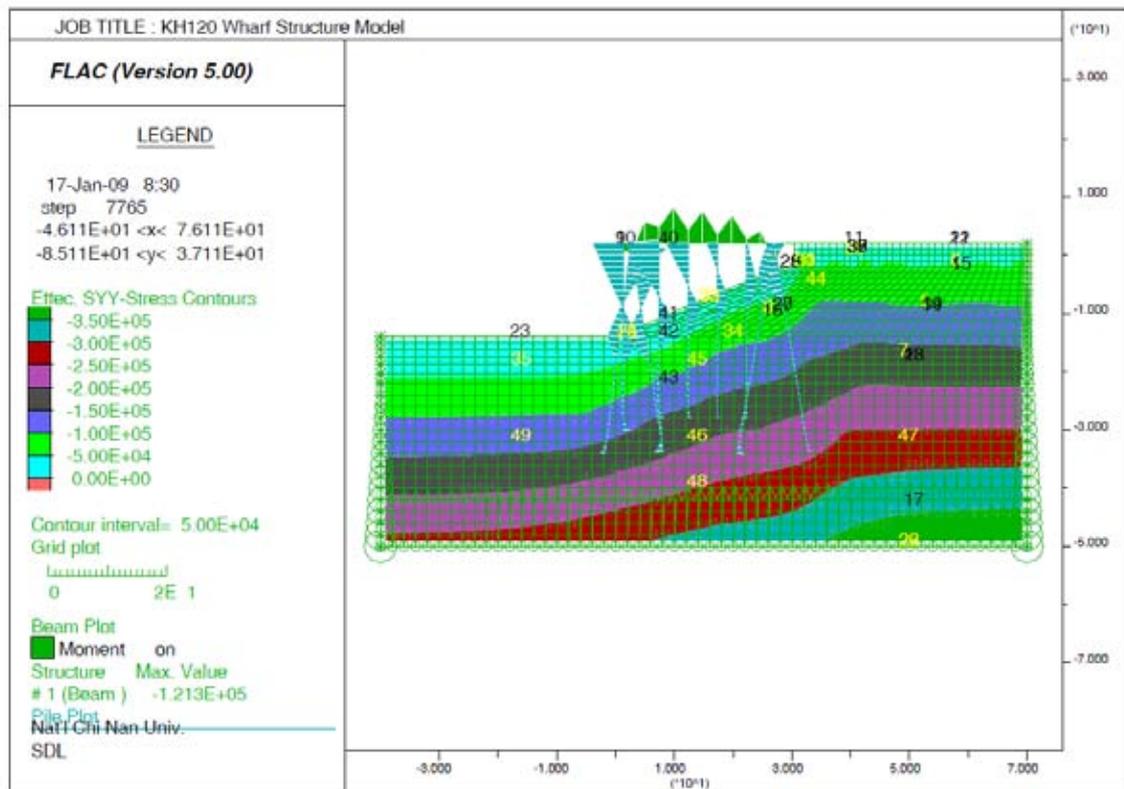


圖 6.16 初始靜態平衡狀態與監測位置圖

6.3.3 棧橋式碼頭數值分析成果

依據前述高雄港 #120 碼頭數值模型與 TCU059 地震紀錄，可得監測點之土壤運動歷時、應力應變歷時及碼頭結構物歷時，相關結果整理如下：

1. 加速度與位移歷時變化

由於網格在土壤勁度折減後會產生大變型，導致邊界之網格扭曲而使計算停止，此一情形約在輸入地震約 20 秒時，因此討論將限於前 20 秒，加速度變化分成碼頭後方水平地盤分佈、水下邊坡及基樁通過區域以及前方海床之分佈討論。碼頭後方水平地盤分佈在不同深度之加速度歷時如圖 6.17 所示，與自由場分析結果類似，土層

具放大效應；水下邊坡及基樁通過區域之加速度歷時如圖 6.18 所示，比較近似深度之加速度變化(depth=18 m ~slope surface)，邊坡下方之加速度變化較水平地盤不顯著，亦即基樁之存在會使基樁通過之土層其運動較有一致性；前方海床之加速度變化如圖 6.19 所示，其放大效應與同深度之後方水平地盤分佈比較其放大效應較不顯著。

由空間中之加速度變化得知，考慮棧橋式碼頭之地盤反應受土層幾何形狀、基樁通過及土層厚度影響，且基樁之存在會使基樁通過之土層其運動較有一致性。

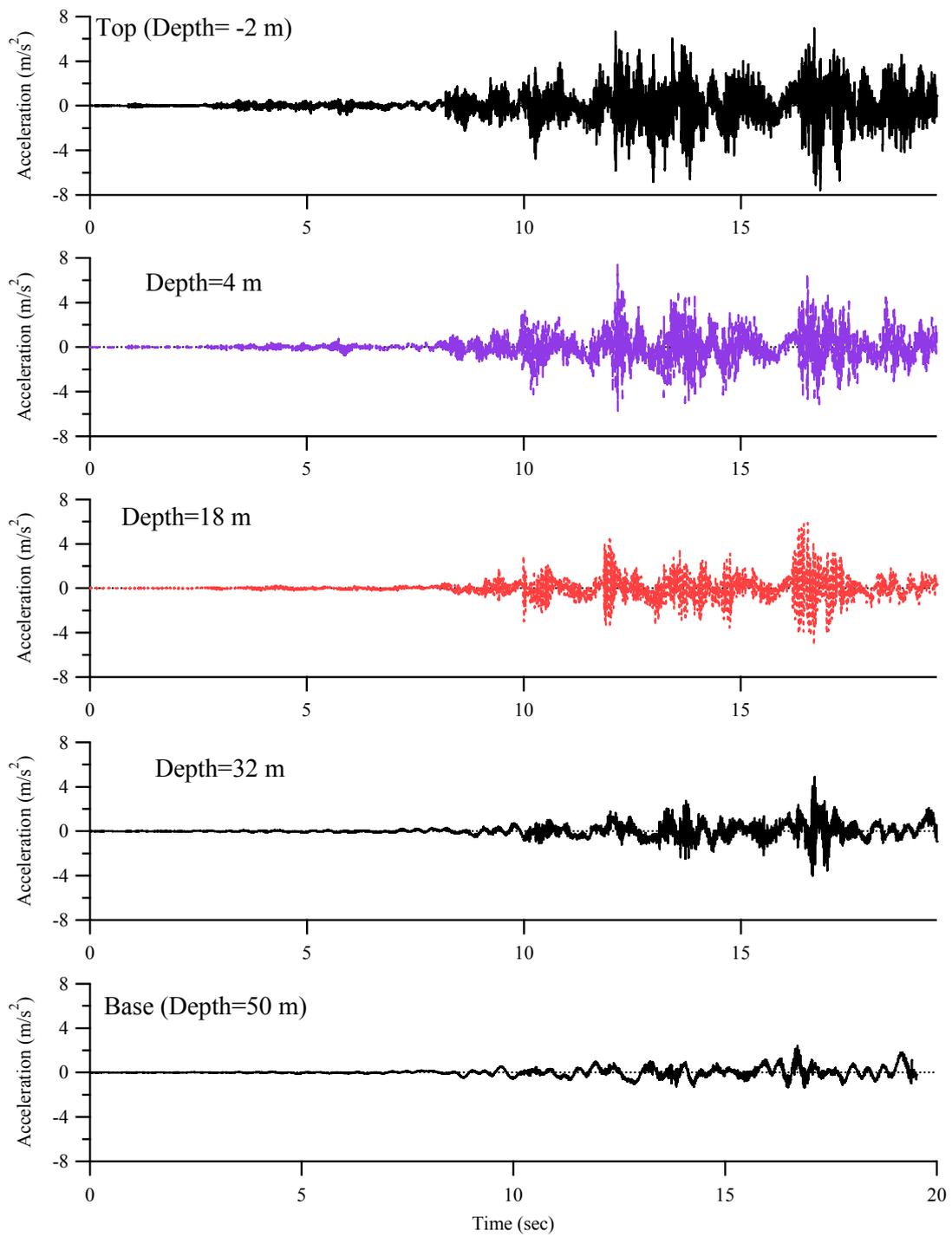


圖 6.17 碼頭後方水平地盤加速度歷時變化

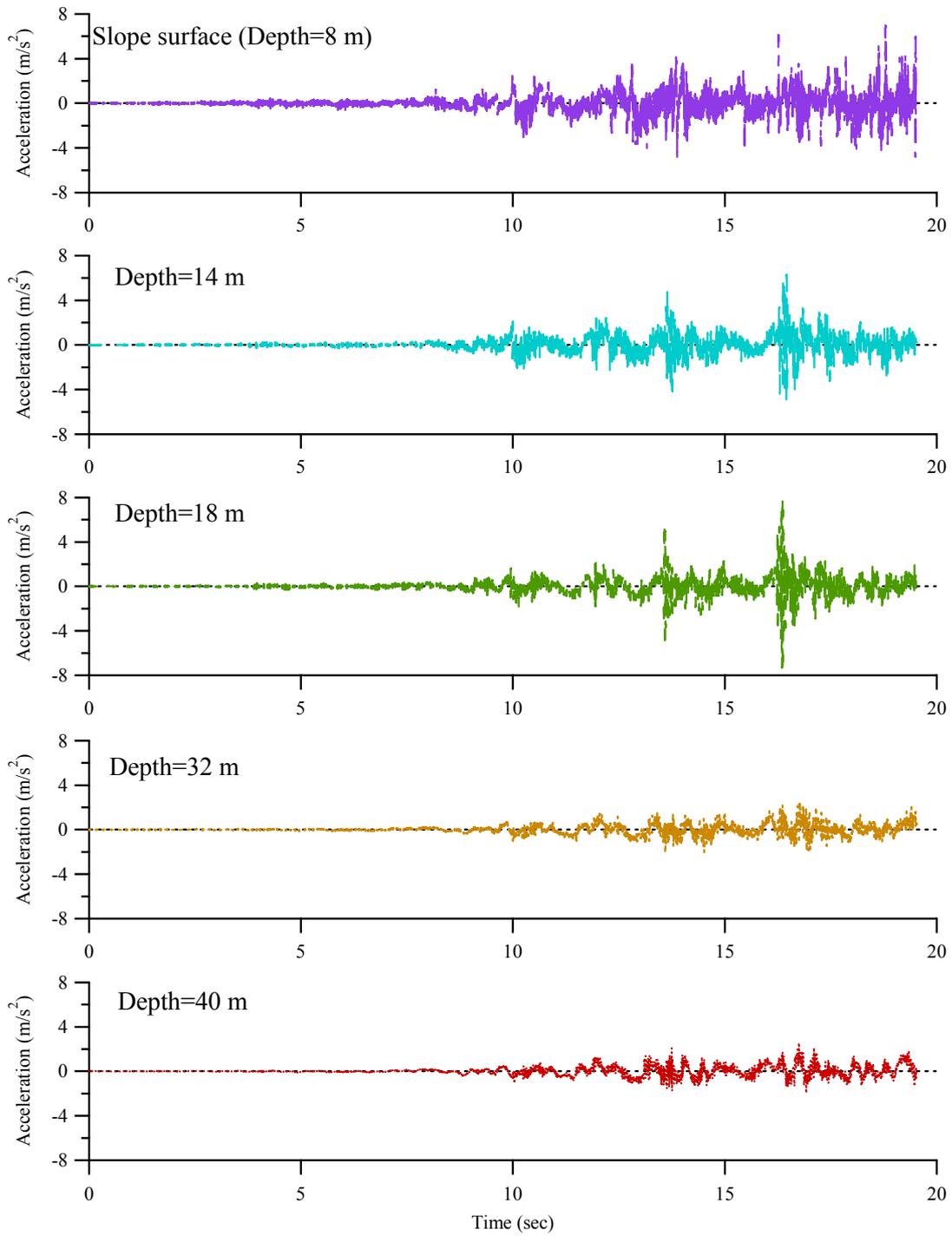


圖 6.18 水下邊坡及基樁通過區域加速度歷時變化

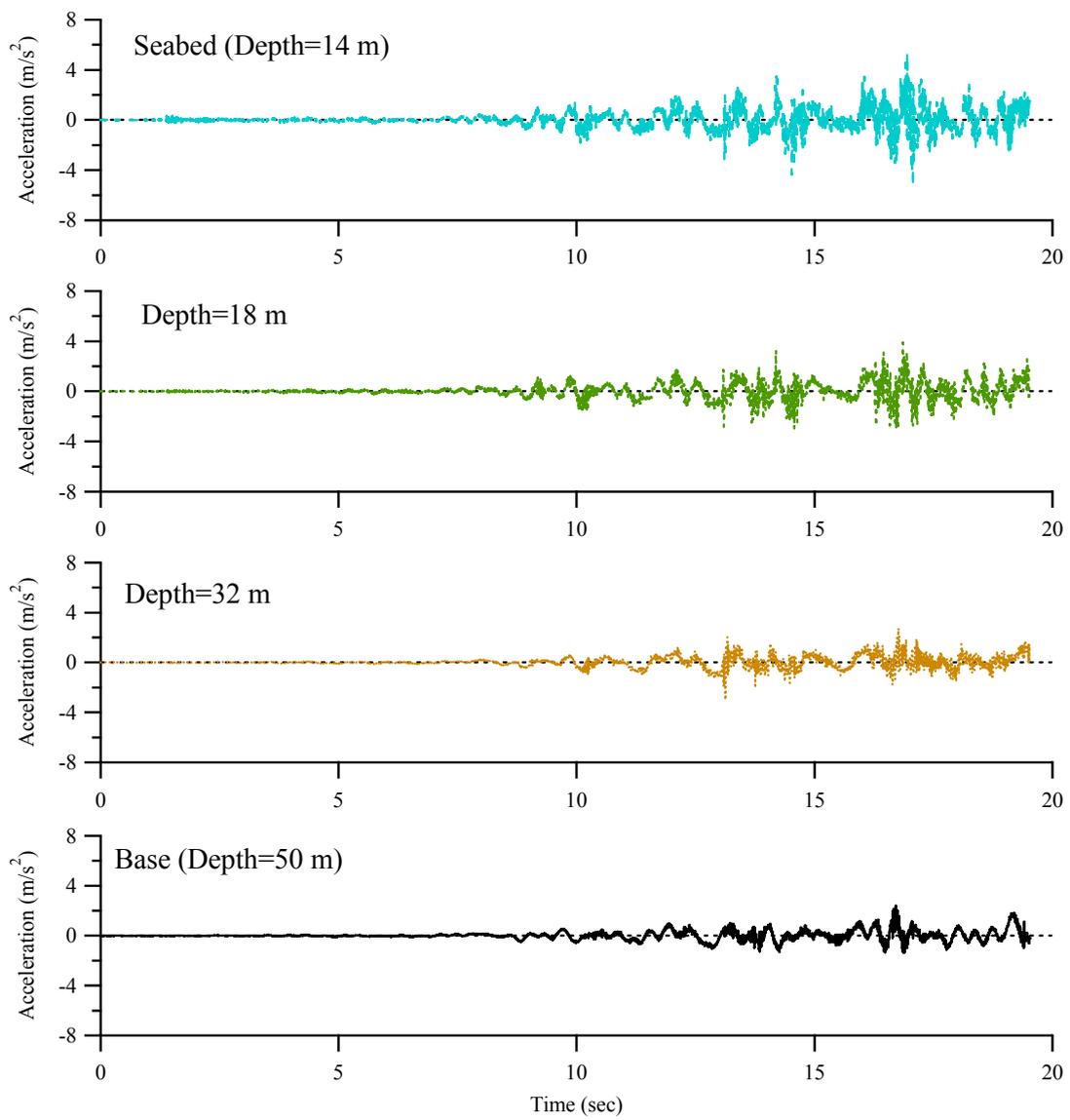


圖 6.19 前方海床加速度歷時變化

為瞭解邊坡與 L 型塊之穩定，以拋石邊坡之坡趾、坡頂及 L-型塊牆趾之位移變化，其水平與垂直向位移如圖 6.20(a)及(b)所示，水平向變位遠大於垂直向變位且最大水平變位發生於拋石邊坡坡頂，其數值大於 1.5m，而 L-型塊牆趾之水平位移亦接近 1.5m，拋石邊坡之坡趾其變位遠較坡頂為小，且其隆起量亦小，此應與坡趾拋石增加之穩定性有關，在時間 20 秒時其水平位移分佈如圖 6.21 所示，此結果顯示最大位移發生於拋石邊坡，此部分結果可提供位移監測與後續棧橋式碼頭水下邊坡穩定分析之參考。

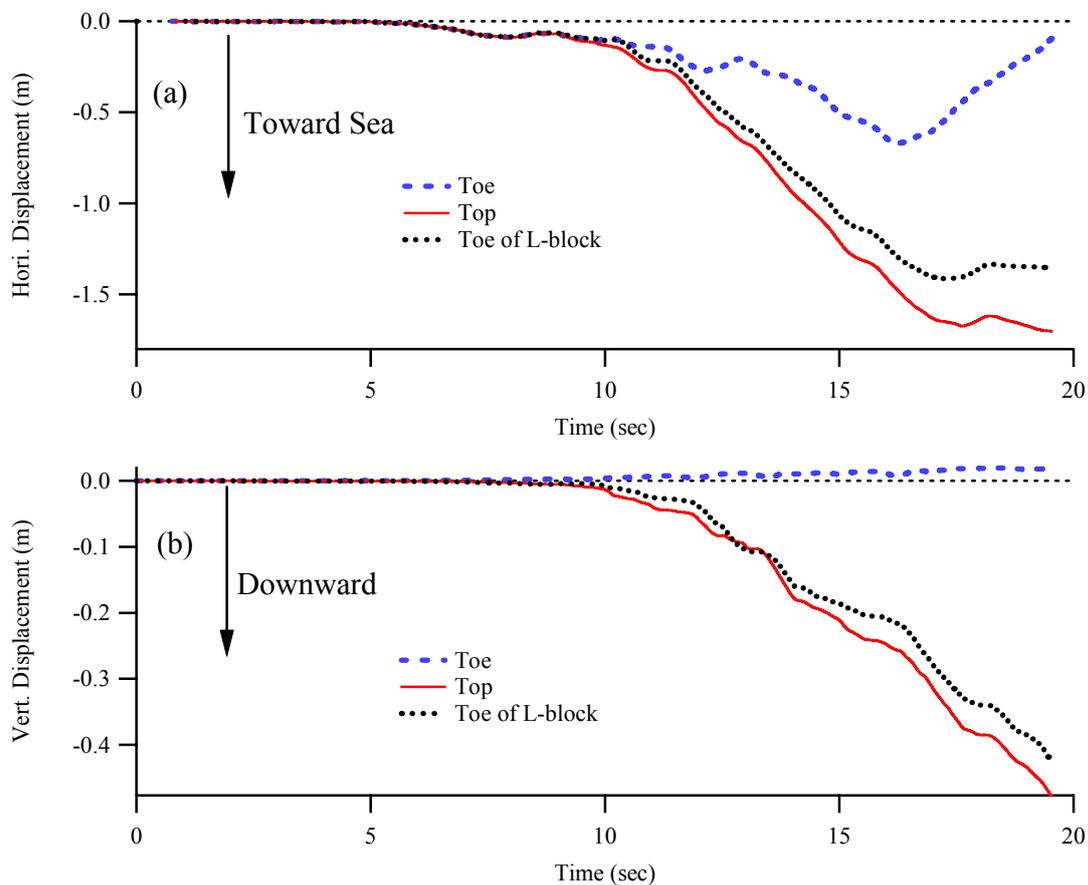


圖 6.20 邊坡位移歷時(a)水平向(b)垂直向

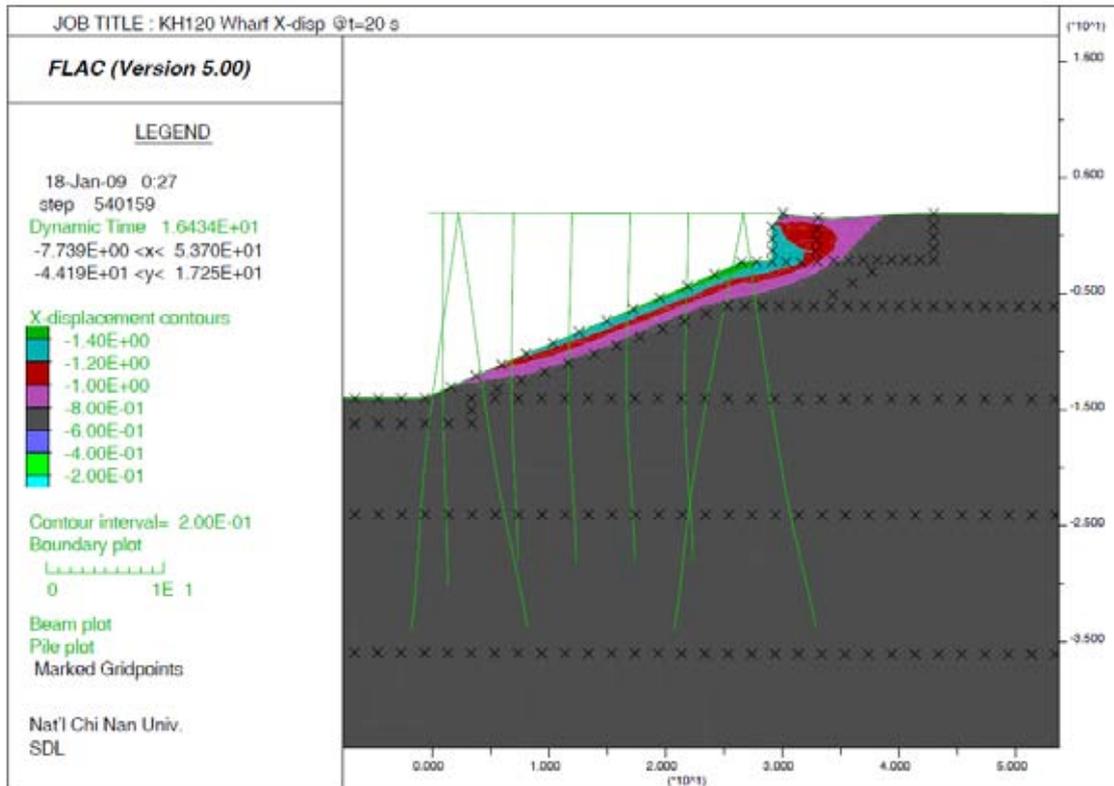


圖 6.21 邊坡於 20 秒時水平向位移分佈

2. 超額孔隙水壓力

超額孔隙水壓力分佈以碼頭後方水平地盤於不同深度、不同土層及變形較大 L-型塊後方回填土區之時間歷時說明，其結果如圖 6.22 所示，最大孔隙水壓力發生於 16.5 秒，考慮所激發之超額孔隙水壓比，在此一輸入地震作用至 20 秒時，淺層土壤 BF2 及 Bslope 均已發生液化，且液化區域為由上向下延伸，液化區域可由垂直向有效應力分佈於 16.5 秒時之分佈顯示(圖 6.23)，結果顯示基樁通過之邊坡中段區域其孔隙水壓力激發較均勻，但在靠近碼頭區兩側則有較大超額孔隙水壓力激發，此與基樁通過導致土壤運動較均勻導致剪應變降低有關，此結果也顯示棧橋式碼頭液化機制之複雜程度較水平地盤為高，進行相關分析時需將碼頭基礎導致之土壤結構互制行為列入考慮。

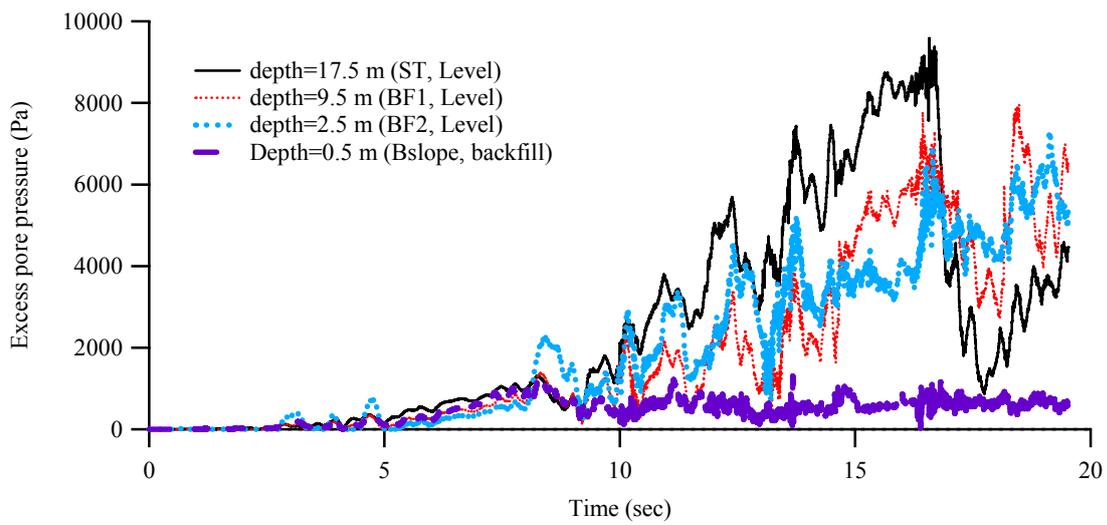


圖 6.22 超額孔隙水壓比歷時變化

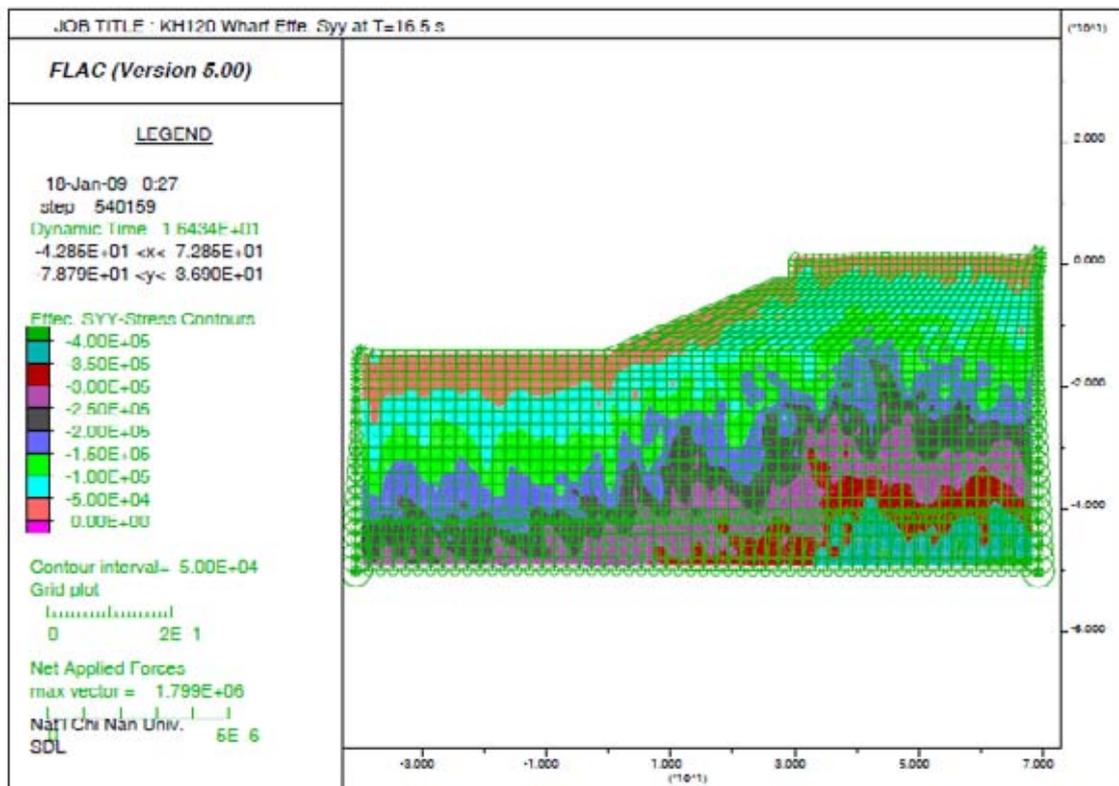


圖 6.23 16.5 秒時垂直有效應力分佈

3. 土壤阻滯圈

為瞭解土壤其因非線性產生之阻滯行為，利用元素之累積剪應變，配合元素之剪應力可得到土壤元素之阻滯圈，以水平地盤深度 17.5m 間位於 ST 之土壤元素與深度 9.5 之 BF1 土壤為例，其阻滯圈如圖 6.24(a)與(b)所示，顯示土壤可模擬因反覆荷重產生之阻滯行為與模擬永久變位導致之永久變形；圖 6.24(c)與(d)為位於 L 型塊後方之 Bslope 土壤及位於水下邊坡中間屬於 BF1 土壤之阻滯圈，結果顯示因為結構物之存在引起之土壤-結構互制效應使得其應力應變行為與相同深度之自由場土壤不同，由基樁行為顯示有基樁通過之土壤其行為與基樁行為有關。

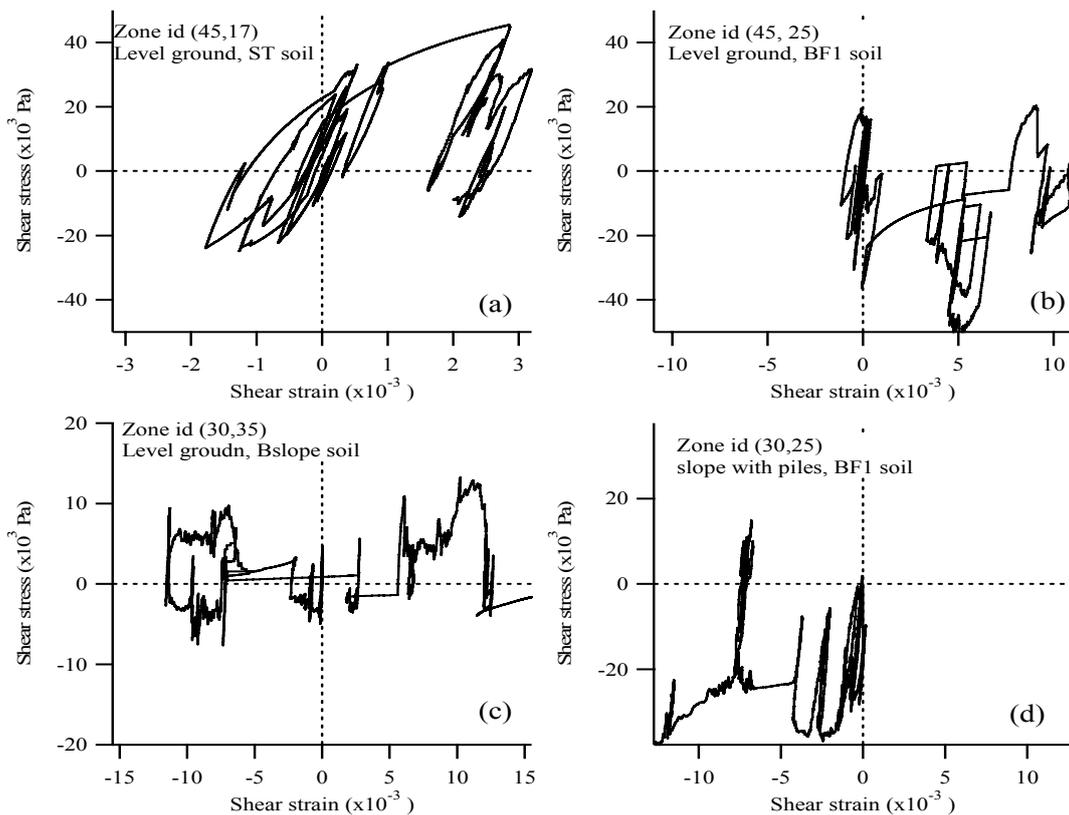


圖 6.24 不同區域之土壤阻滯圈(a)ST (depth=17.5 m) (b) BF1 (depth=9.5 m) (c) Bslope 土壤(depth=0.5 m) (d) 邊坡下 BF1 土壤(depth=9.5 m)

4. 土壤結構互制

由加速度與位移歷時及孔隙水壓比可知在模擬時間 16.5 秒其反應最大，以模擬至此時最大之剪應變分佈與棧橋版彎距及基樁彎距分佈如圖 2.15 所示。棧橋版橫樑最大彎距發生於二斜樁與橫樑相接處，單一基樁最大側向彎距發生於基樁底部，此與基樁底部與土壤為相連之設定有關，此外其彎距分佈與最大剪應變分佈平行，另由 L 型塊後側土壤變形，可知棧橋版向後支撐 L 型塊使其頂部之位移較牆底變位為小。

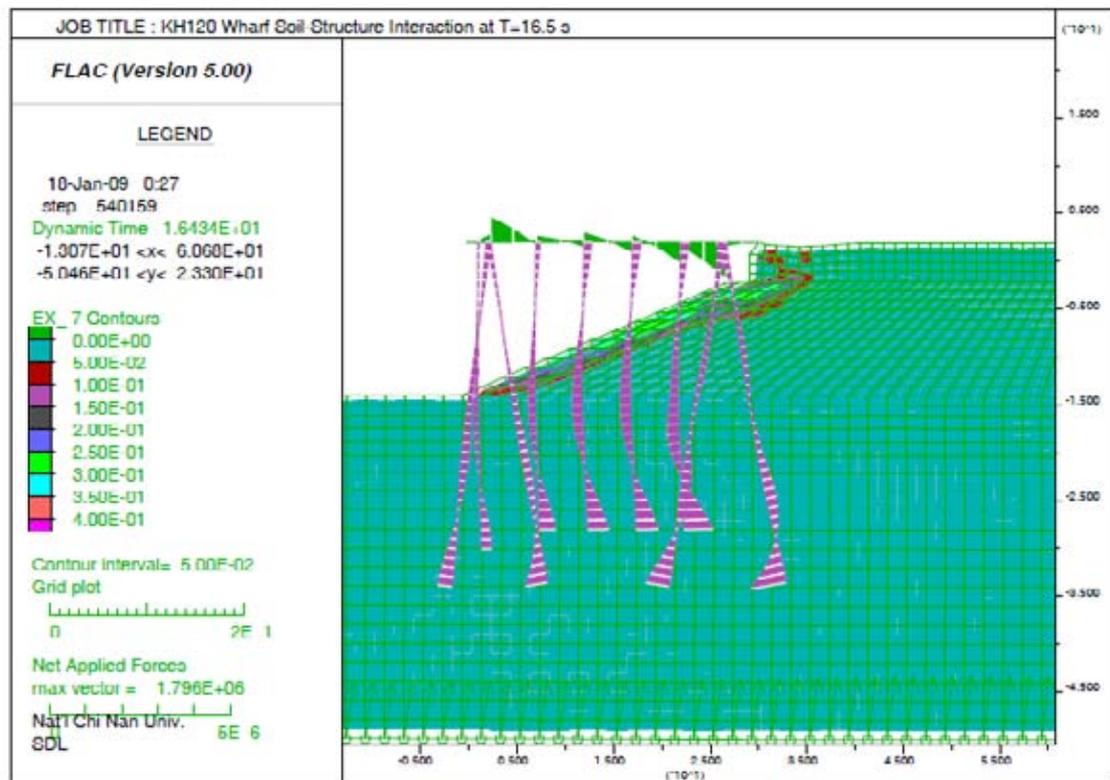


圖 6.25 土壤最大反應時(16.5 sec)時土壤最大剪應變與彎距分佈

監測棧橋版之變位歷時以碼頭最前端與安置監測系統之第二根直樁為例，碼頭最前端橫樑變位如圖 6.26 所示，最大水平變位為向海側 40 cm，垂直向幾無變位，監測裝設於第二根直樁，其在棧橋版(深度 -2m)、邊坡入土處、與海床表面平行(深度 14m)與深度 15.5m 處之變位

歷時如圖 6.27 所示，比較不同位置之變位得知，棧橋版在不同位置量測之變位一致，此與棧橋版勁度甚大，因此產生近乎剛體運動符合，而基樁之位移分佈則與土壤變位趨勢相同，在邊坡上由於土壤變位較大所以基樁之變位也較大。

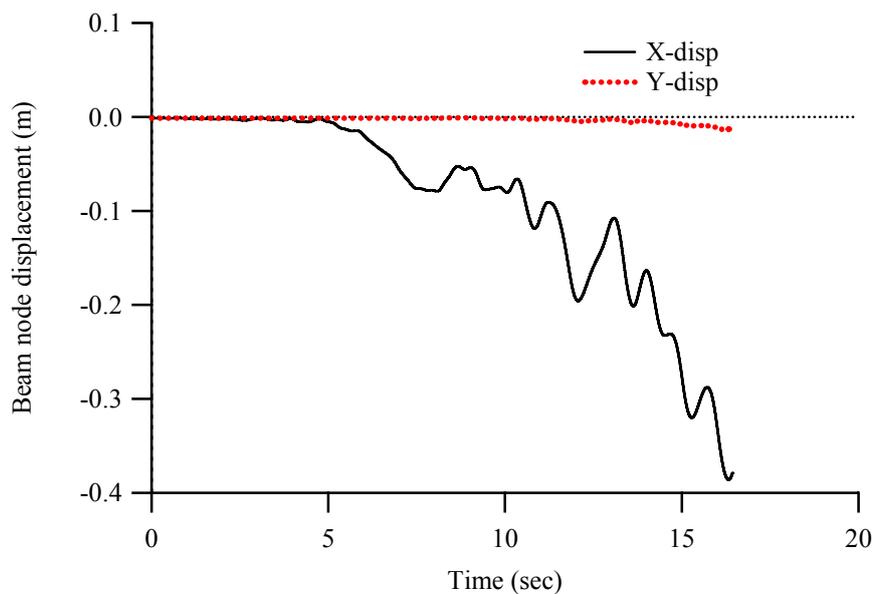


圖 6.26 靠海端棧橋版橫樑變位歷時

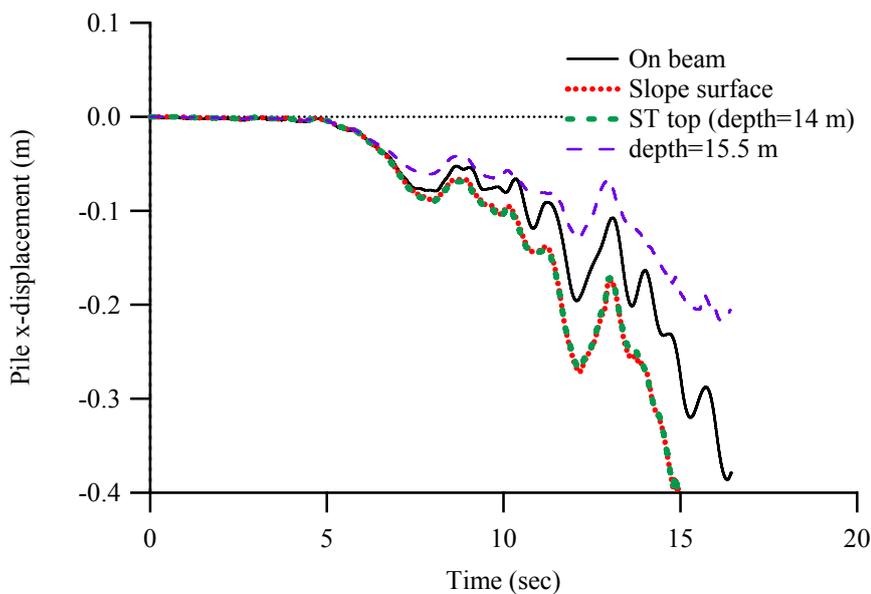


圖 6.27 監測基樁水平向變位歷時

5. 數值分析小結

由數值分析之加速度與位移歷時得知，碼頭後方水平地盤之土層放大效應與自由場分析結果類似，但邊坡下方之加速度變化較水平地盤不顯著，推論基樁之存在會使基樁通過之土層其運動較有一致性；前方海床其放大效應與同深度之後方水平地盤分佈比較其放大效應較不顯著。由空間中之加速度變化得知，考慮棧橋式碼頭之地盤反應受土層幾何形狀、基樁通過及土層厚度影響，且基樁之存在會使基樁通過之土層其運動較有一致性。

L 型塊之水平向變位遠大於垂直向變位且最大水平變位發生於拋石邊坡坡頂，其數值大於 1.5m，而 L-型塊牆趾之水平位移亦接近 1.5m，拋石邊坡之坡趾其變位遠較坡頂為小，且其隆起量亦小，此應與坡趾拋石增加之穩定性有關，數值分析結果顯示最大位移發生於拋石邊坡。

最大超額孔隙水壓力發生時間與最大土層運動時間相同，液化由淺層土壤 BF2 及 Bslope 開始，且液化區域為由上向下延伸，另數值分析結果顯示基樁通過之邊坡中段區域其孔隙水壓力激發較均勻，但在靠近碼頭區兩側則有較大超額孔隙水壓力激發，此與基樁通過導致土壤運動較均勻導致剪應變降低有關，而由計算之土壤阻滯圈顯示因為結構物之存在引起之土壤-結構互制效應使得其應力應變行為與相同深度之自由場土壤不同，有基樁通過之土壤其行為與基樁行為有關。此結果驗證進行相關分析時需將碼頭基礎導致之土壤結構互制行為列入考慮。

針對棧橋式碼頭結構反應部分，棧橋版橫樑最大彎距發生於二斜樁與橫樑相接處，單一基樁由於設定基樁底部與土壤為相連，因此最大側向彎距發生於基樁底部，且基樁之彎距分佈與最大剪應變分佈平行，另由 L 型塊後側土壤變形，可知棧橋版向後支撐 L 型塊使其頂部之位移較牆底變位為小。棧橋版由於勁度甚大，因此以剛體運動形式向海側運動，最大水平位移約 40cm，垂直向之位移可忽

略不計，基樁之位移分佈則與土壤變位趨勢相同，在邊坡上由於土壤變位較大所以基樁之變位也較大。

由於缺乏現地試體實驗數據，目前分析結果為依據估算之參數所得之結果，其量化準確度有待進一步由現地監測資料與室內土壤動態試驗驗證，但定性結果符合預期。

第七章 棧橋式碼頭現地動態監測

本計畫針對地震所引致濱海地區的可能破壞進行研究，除了探討土層的液化影響外，也嘗試對港區的重要結構物-諸如碼頭-在震波影響下可能引致的損壞災況，進行模擬分析。近幾年因船舶大型化，導致深水碼頭的需求也大增，而深水碼頭大都採用棧橋式設計，但因基樁之抗震隨土壤狀況、施工方式與基樁類型不同而表現不一，而現有港區基樁設計方法，多以靜力或擬靜態方法設計，由於棧橋式碼頭屬於非剛性結構物，其具有幾何形狀、質量分佈與勁度變化不規則之特性，以靜力分析方法難以反映結構物地震時的動態反應，需以動力分析方法分析設計，且其碼頭基樁由土壤支撐，地震時需考慮土壤與結構之互制行為，其行為複雜且相關研究國內外較為少見。因此，本計畫將棧橋式碼頭設為研究標的。除了對棧橋式碼頭進行數值模擬分析外，也盼望能有現地碼頭實測動態資料，作為佐證及修正模擬所用。

故本計畫規劃於港池現地設置棧橋式碼頭動態監測系統，此乃是在棧橋式碼頭之基樁部位安裝監測儀器，等待地震來襲時紀錄相關動態反應歷時資料。棧橋式碼頭監測系統所需量測之資料，包括基樁變形歷時、基樁與土壤接觸應力歷時、地盤反應歷時、孔隙水壓力激發歷時與地層永久變形等；而所需之儀器包括三向度加速度計、速度計、動態孔隙水壓計、壓力計、傾斜儀與具自動啟動(triggering)之動態資料擷取系統。

目前全世界僅在 1995 Kobe 地震時神戶港有部分棧橋式碼頭監測資料，現地棧橋式碼頭動態監測系統其困難點為儀器安裝與監測站維護不易，其優點為全尺寸現地試驗，無尺寸效應，其相關之成果可用於檢驗與修正數值分析之程序，且增進對液化土層基樁動態反應機制之認知，為後續修正與規劃相關設計參數與規範之擬定之樞紐，並可作為後續港區地震災害管理之基礎。

本計畫初期目標為設立營運中碼頭之動態監測站，作為基礎研究

與未來地震即時告知系統之雛形，由於全尺寸棧橋式碼頭之動態監測並不常見，包含結構與土層反應量測，且需符合動態與長期運作之要件，所需之量測元件及系統整合需要進行整合測試，而由於位於營運中碼頭，其安裝需有特殊考量，本年度選擇高雄港 120 號碼頭進行初期測試(pilot installation)，相關細節說明如下：

7.1 監測站場址考量

由文獻對液化樁基礎相關研究得知，液化土層基樁試驗需量測物理量包括：(1)鄰近基樁與遠離基樁之土壤剪應變與孔隙水壓力耦合反應，(2)基樁本身變形、剪力與彎矩分佈，及(3)鄰近自由場土壤震動反應。考慮棧橋式碼頭之結構特性，棧橋式碼頭動態反應量測主要為基樁動態變位、棧橋版反應、近岸土壤振動反應及孔隙水壓分變化等。基樁受震反應會受其兩端束制條件與周圍土壤影響，對基樁本身而言其主要需考量之物理量為基樁變形、剪力與彎矩分佈，前人研究發現最大水平變位與剪力發生於基樁頂部，最大彎矩發生於液化與非液化土層交界及頂部剛性接點。

前期二維土壤棧橋式碼頭配置動態分析所得結果如圖 7.1 所示，在液化區其土壤位移量最大，但在基樁周圍其位移量很小，表示基樁對周圍土壤具束制作用，且因其彼此影響，在此區之基樁其彎矩相對較小，而液化區之土壤其彎矩有增加之情形，樑元素最大之彎矩發生在與液化回填砂土接觸之部分，另外斜樁之彎矩並不比直樁大，其有效性仍待探討。基樁之彎矩隨基樁所在位置不同而有所差異，但以垂直基樁而言，最大之彎矩發生於樁頂與橫樑交界處及液化與非液化邊界，此與數值模擬文獻之結果吻合，另外橫樑之最大彎矩發生於兩支撐基樁中點，且間距越大，彎矩越大。

利用 FLAC 程式以高雄港#120 碼頭進行動態有效應力分析，基樁彎矩、側向變位及土壤位移於最大反應(35 sec)時，最大反應發生於斜樁與前後直樁，土中彎矩與土壤位移大小與方向有關，但考量安裝對

營運機具與船舶之影響，選擇海側後之第二根直樁，另外因坡面之故，其坡趾海床與地表運動有所差異，因此在坡趾海床與後方回填區地表各裝置三向地震儀。

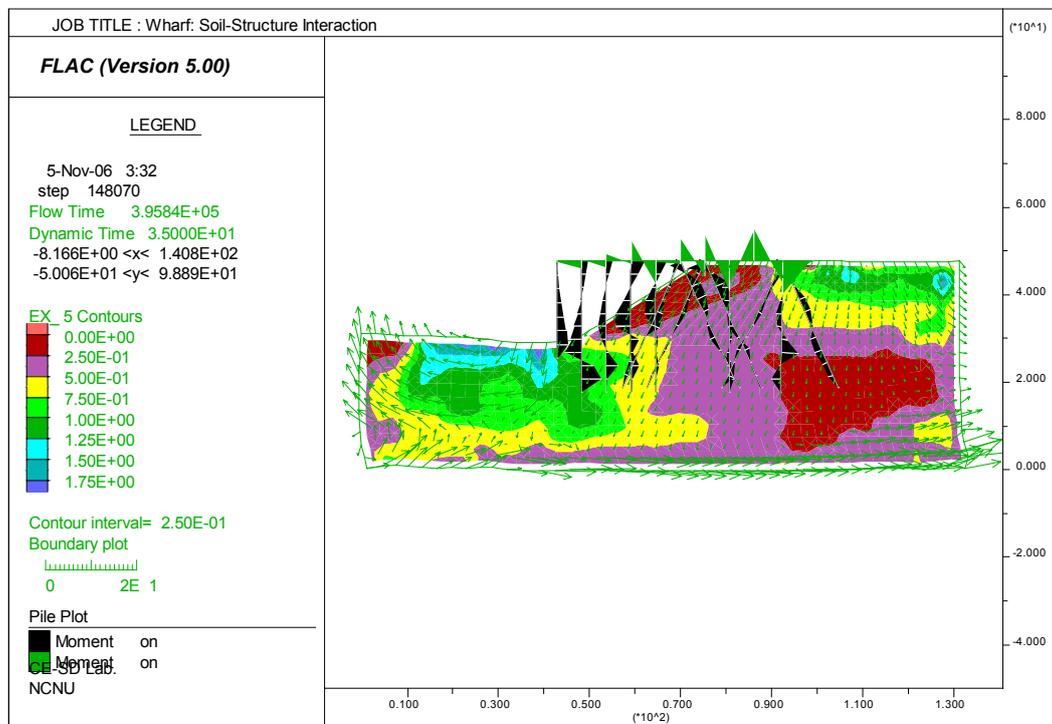


圖 7.1 二維土壤結構互制反應圖

整合文獻資料與數值分析成果，棧橋式碼頭之監測系統需包含基樁變位量測系統、孔內地震儀、海床及地表地震儀、孔隙水壓力計及棧橋版變位計等，針對不同觀測目的需採用不同感測器與量測技術，受限於經費編列，本年度將先行裝設動態基樁變位量測系統及海床及地表地震儀，其中動態基樁變位量測系統採用三種系統裝設於同一基樁，以測試其準確度及耐久性，海床及地表地震儀則作為系統觸發及即時報知系統之用。

此外動態監測站需具備高速擷取、定值觸發(level triggering)、定時啟動(time triggering)、人工啟動、遠端遙控、網路通訊、警報警示、資料顯示等功能，本計畫將以 National Instrument 之軟硬體為架構，延續

前期現地試驗之擷取系統架構，加入現地監測站相關功能，發展一穩定、具擴充性且低廉之現地動態監測系統，同時開發可與觀測系統搭配之資料處理程序與軟體，使量測資料可立即分析。

由於本計畫為安裝於營運中碼頭，因此需考量安裝施工條件，由於港口進出繁忙，無法進行鑽孔與大規模開挖工作，且除地表監測設備外，多數設備均位於水下，因此需由潛水員進行水下安裝，所以相關感測元件需儘量模組化，以利於水下安裝，由於上述原因，本年度之監測目標為建立監測系統之雛形、測試可用之水下基樁變位量測系統，及測試現地安裝之可行性。

7.2 量測系統組成

本年度安裝之量測系統元件包括海床與陸上地震儀、動態基樁變位量測系統、監測主機與機房，表列如表 7-1，相關說明如下：

表 7-1 監測系統組成表

| 項目 | 規格 | 用途 |
|-----------------|--|----------------|
| 1. 監測主機系統 | 工業電腦、NI Labview、NI PCI hardware、固網通信 | 監測主機、資料儲存、網路連結 |
| 2. 陣列式動態剖面儀 | 32 * 50 cm spacing, 40 Hz sampling rate | 基樁動態側向變位量測 |
| 3. 光纖基樁變位感測元件 | 4 sensors, 8m long, 含獨立解讀設備 | 基樁動態側向變位量測 |
| 4. 應變片環 | 20*50 cm | 基樁動態側向變位量測 |
| 5. 海底地震感應器(OBS) | EENTEC EA-120-OBS, 三軸向、解析度 0.8 mg, 含安裝基座 | 海床振動量測, 系統觸發 |
| 6. 陸上地震感應器 | EENTEC EA-120, 三軸向、解析度 0.8 mg | 地表振動量測 |

7.2.1 海床與陸上地震儀

海床地震儀(Ocean Bed Seismeter, OBS)將安裝於水下拋石斜坡坡趾，用以量測海床之震動，本計畫所用之海底地震儀其組成如圖 7.2 所示，包括三向地震儀、防水外罩、安裝底座及防水加重訊號線，其外觀如圖 7.3 所示，三向地震儀可監測二水平向與一垂直向加速度，量測最大可到 2g，解析度為 $0.8\mu\text{g}$ ，可承受 10g 之震動，防水外罩可承受 500 kPa 以上水壓，安裝底座為直徑 50cm 之壓克力圓盤，可置於海床上並增加水平穩定度，安裝時以空壓機將海床開挖並整平後，裝置安裝底座，並以鉛塊增加重量，均勻配重下其可趨於水平並維持水平狀態，所用之訊號線除本身可防水外，並於外層以軟性 PVC 管外覆防水，外側並以同長度之鐵鍊連結，避免訊號線拉伸且可斜躺於海底。

所用之陸上地震儀其電子元件與 OBS 相同，但以金屬外罩保護，並以防水膠將整個地震儀包覆，以增加防水，安裝時於地表開挖、整平、水平固定、回填覆蓋之步驟進行，陸上地震儀將裝置於棧橋版後方之回填土區。

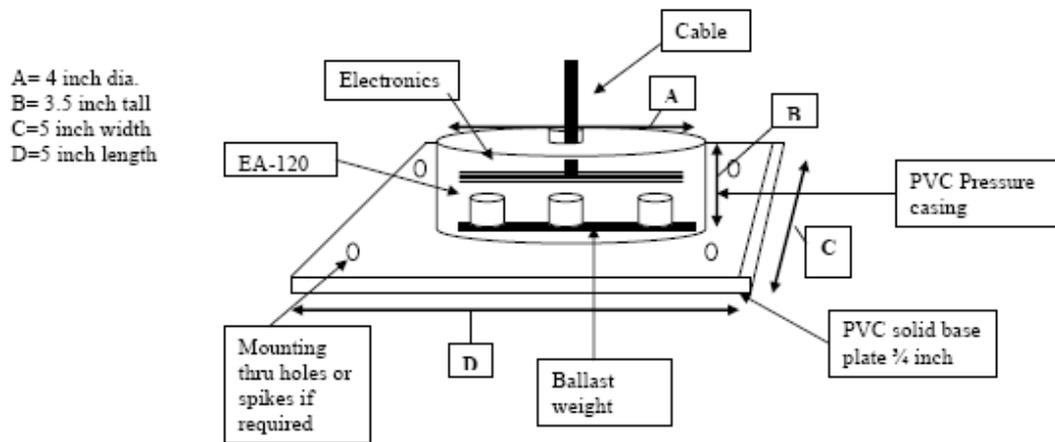


圖 7.2 海底地震儀構造示意圖

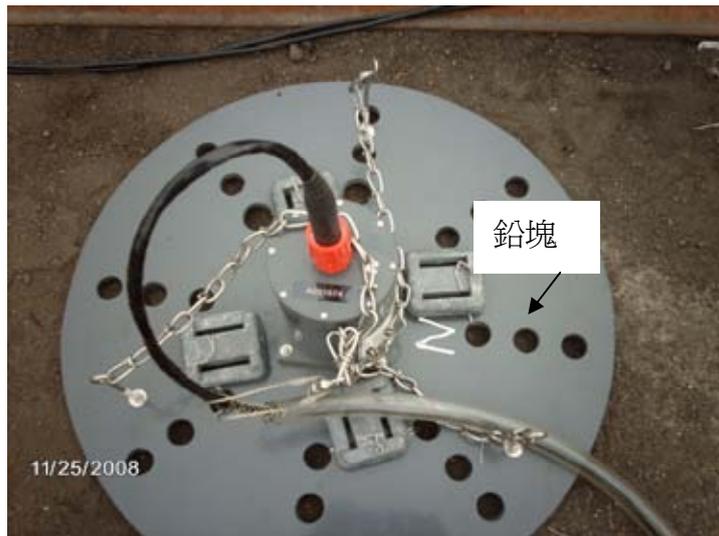


圖 7.3 海底地震儀實體

7.2.2 動態基樁變位量測系統

由於用於水下之基樁動態變位系統並不常見，且於營運中之碼頭安裝需與新建基樁監測之安裝不同，且長期監測系統需考慮長期穩定性與準確度，本年度嘗試利用三種系統進行測試，並以套環連結於現地之基樁，所用之三種系統為等間距安置之應變片環、陣列式動態剖面儀及光纖基樁變位感測系統，各系統說明如下：

1. 應變片環

本系統與前期應用於現地棧橋式碼頭液化試驗中之基樁量測系統相同，基樁變形與剪應力及彎距由佈設於基樁前後之軸向防水應變片量測，利用對稱之應變片，該點位之曲率(curvature, k)可以下式計算：

$$k = \frac{(\varepsilon_n - \varepsilon_s)}{D} \dots\dots\dots(7.1)$$

式中 ε_n 及 ε_s 為基樁前後兩側由應變片量測之軸向應變量， D 為兩應變片之水平間距；其彎距 M 可由：

$$M = EIk \dots\dots\dots(7.2)$$

式中 E 與 I 分別為基樁之楊氏彈性模數(Young's Modulus)及慣性矩(moment inertia)；基樁水平變位 y 計算可由：

$$y = \int (\int k dz) dz \dots\dots\dots(7.3)$$

式中 z 向為垂直方向深度。量測點位由樁頂板底部下方 50 公分處貼設第一組軸向防水應變片，依序往下每間隔 50 公分裝置一組軸向防水應變片。

為量測其彎距應變，採用之二個對稱應變片配置，其配置與線路如圖 7.6 所示，採用此配置之優點為自動溫度補償，消除軸向應變之影響與加倍輸出訊號，其應變為：

$$\varepsilon_n = -\varepsilon_s = \frac{2V_{out}}{Ek_s} \dots\dots\dots(7.4)$$

式中 V_{out} 為輸出電壓，E 為量測材料之彈性模數(Young's Modulus)， k_s 為應變片係數(strain gage factor)。

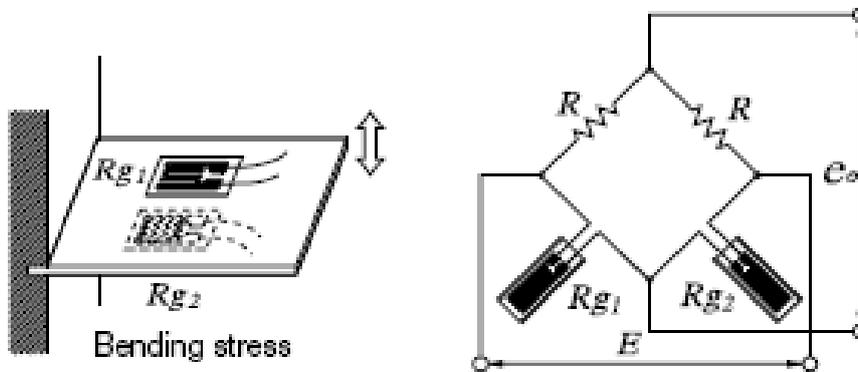


圖 7.4 彎距應變量測配置

利用(7.3)式以曲率進行基樁側向位移剖面計算時需進行有限積分且需有適當邊界條件，因量測點位有限所以需進行離散積分，且為滿足曲率微分要件，量測點位需滿足連續之要件，因此目前多建議先將曲率量測值以連續函數迴歸再進行積分與微分計算，常用之迴歸函數為高次方多項式(Abdou et al. 2003)，但其物理意義不明確且端點邊界不

一定滿足，本計畫利用數位濾波後之訊號配合 cubic spline 函數，並以固定端點與外插端點曲率方式分析前期模型試驗資料，得到不錯之成果，且其可滿足量測點連續之條件。

為將應變片裝置於現地基樁，本計畫設計一基樁固定套環，其設計如圖 7.5 所示，包含二可於水下連結固定之套環，利用此一套環以特定方向可鎖於現地基樁表面，每個套環上將貼上對稱之應變片，以間隔 50 cm 之垂直間距鎖於基樁上，另外預留兩個可固定陣列式動態剖面儀及光纖基樁變位系統之套管，組裝完成之基樁固定套環如圖 7.6 所示。

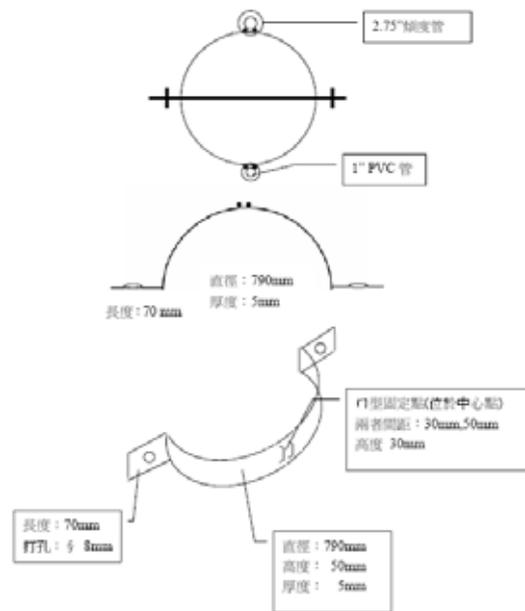


圖 7.5 基樁變位固定套環



圖 7.6 基樁變位固定套環組裝完成圖

2. 陣列式動態剖面儀

為驗證應變計量測結果，本計畫另外將適用二種新型量測技術，一種為以微機電系統(Micro Electronic Mechanical System, MEMS)為加速度計架構之陣列式動態剖面儀(high-bandwidth Shape Accelerometer Array)，製造廠商為 Measurand，其構造如圖 7.7 所示原理為利用加速度計量測桿件傾角，經由傾角與桿件長度可計算各別桿件位移量，並可由固定點計算各接點之累積位移量，進而求得剖面之側向位移變化。

動態剖面儀可量測三向度變位，所訂購之動態剖面位移計每一節為 50cm，計有 32 節總長 16m，利其每一節之解析度為 0.029 度，依據原廠提供之數據，對 16m 長之元件，經 2 年之準確度為 0.75 mm，最大可彎曲角度為 60 度，用廠商所提供之擷取程式可以擷取頻率 40Hz 擷取訊號，並可以 RS232 數位訊號啟動與停止擷取，本計畫以海底地震儀作為激發訊號，每筆紀錄延時為 5 min.。

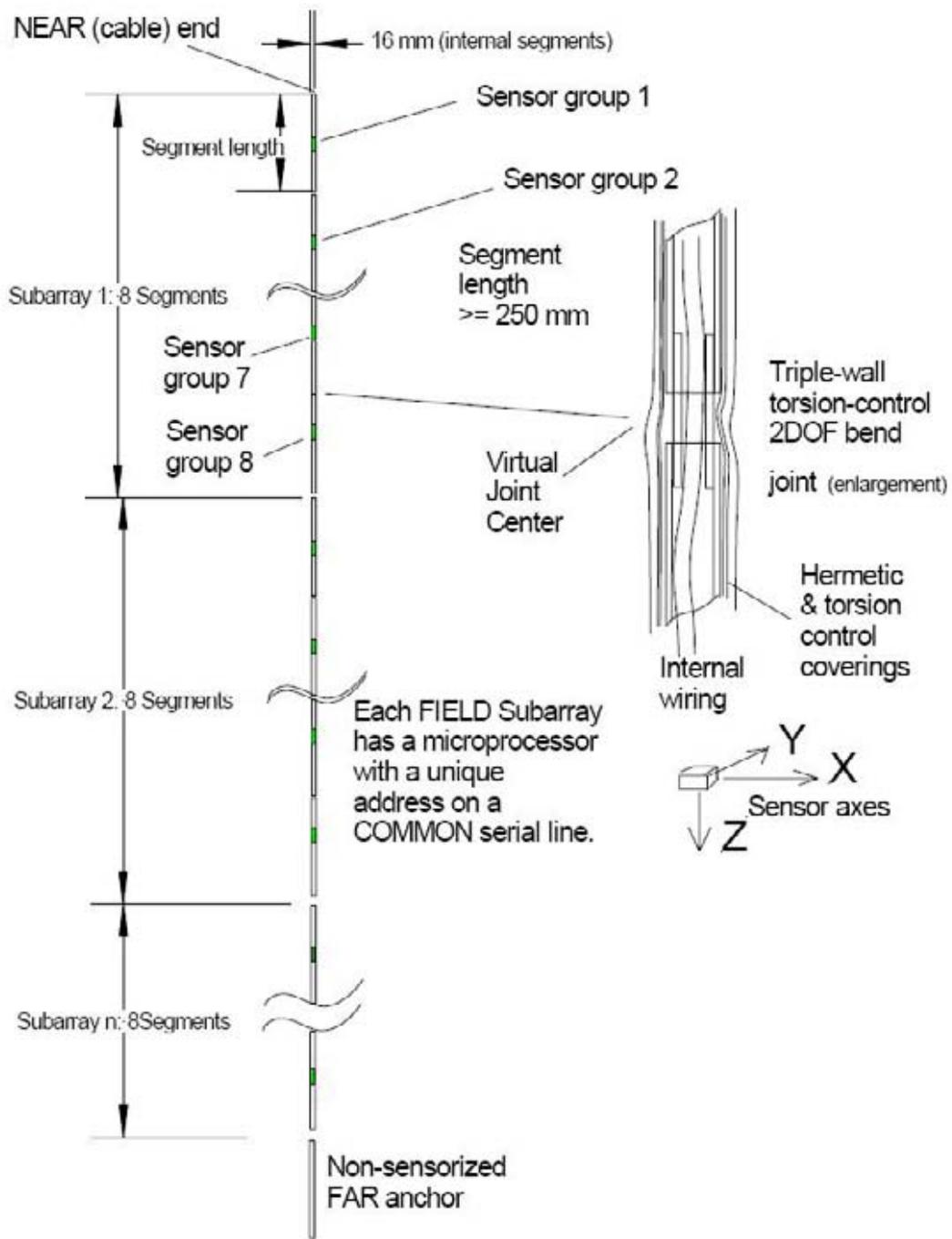


圖 7.7 Shape Accelerometer Array 構造示意圖

3. 光纖基樁變位感測元件

本研究使用改良後之光纖光柵(Optic Fiber Bragg Grating, FBG)地層扭曲感應系統。其示意圖如圖 7.8 所示，其優點為可連接多節感測器至同一量測之測傾管內，而 FBG 之優點除了因為使用光傳遞訊號而不受電磁干擾之外，在同一光纖上可以同時安裝最多 100 點之應變量測點，因此可同時記錄同一測線上之所有變形。所使用之 FBG 訊號擷取系統可以每秒讀 100 次之速度同時監測 4 條光纖，因此可以滿足試驗之需求。圖 7.9 為本實驗所採用之訊號擷取系統。

本計畫中所採用的 FBG-SD 量測結果解釋方法，為利用角度的變化來計算位移量，因此在標定本系統時，主要目標為獲得角度與光纖光柵波長改變的關係。標定時主要的架構如圖 7.10 所示，首先將螺旋測微計固定於光學平臺上，之後將德爾林桿件尾端固定於螺旋測微計上，使其成為一簡單之懸臂樑，之後利用架設於 FBG-SD 前端的螺旋測微計，控制懸臂樑自由端的撓曲量，此螺旋測微計精度為 0.001mm。

之後將自由端的撓曲量控制在 1 至 3mm 之間，進行標定試驗，之後將量測到的結果換算成變位後和自由端的撓曲量做比較之後，可以得到光纖光柵中心的波長改變量和 FBG-SD 旋轉量之間的關係，圖 7.11 為標定的結果，由圖 7.11 可看出，本實驗所採用系統的重複性相當高，其 R-square 值可達 0.999 以上。

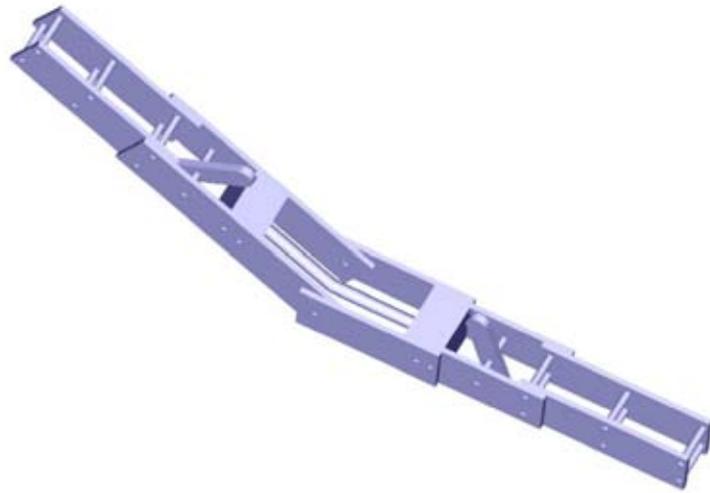


圖 7.8 FBG-SD 彎曲示意圖



圖 7.9 光纖光柵訊號擷取系統

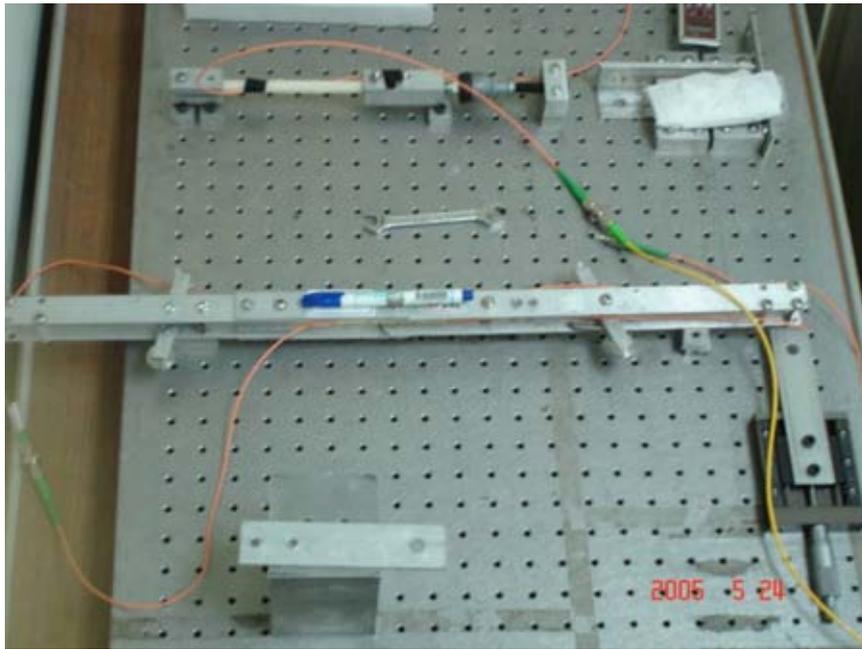


圖 7.10 FBG-SD 標定之情形

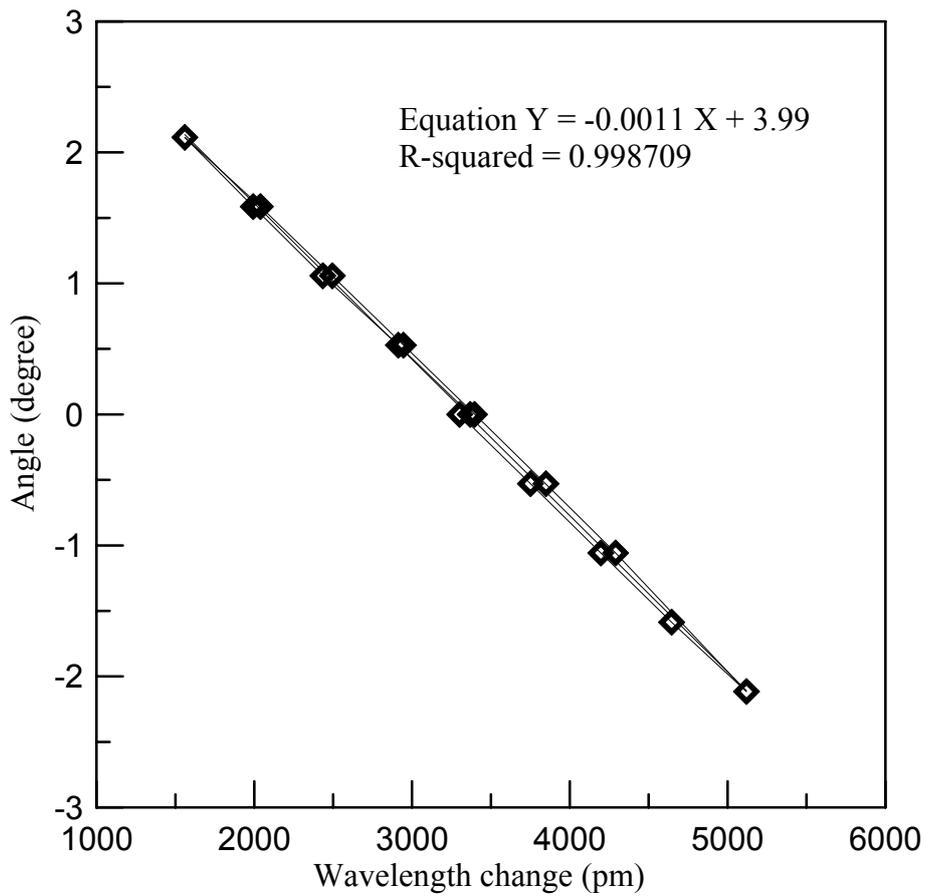


圖 7.11 FBG-SD 標定之結果

7.2.3 監測主機與通訊

土木工程系統監測，例如橋樑、水庫壩體結構、隧道與天然邊坡等，常需在偏遠，不易到達而潮濕惡劣環境下進行。感測系統之電源需求與耐久性為重要考量因素。本計畫修改交通大學光纖感測試驗室所研發之光纖光柵感測系統結合電子類比訊號資料擷取系統(DAQ)，做港灣動態監測系統現地，長期自動化監測之用。所使用之軟硬體為美商國家儀器(National Instruments)之 Labview 程式與 NI-SCXI 應變式感測器，撰寫 PC-Based 自動化擷取系統，擷取系統主要分為三大技術，其說明如下。

1. 網路傳輸技術

由於現地的環境惡劣與不安全，傳統使用的電子式設備大多需要人工現場計讀，一方面監測頻率低，另一方面在現地環境惡劣時也不適合人工現場作業。監測系統使用美商國家儀器(National Instruments)所發展出之 Real-Time 架構達到自動化監測、分析的功能，而這些監測資訊也可以透過 LabVIEW 程式語言所撰寫並與網路技術做連結，使得分析運算後的結果可以即時的呈現達到預警的功效，更可以透過網路的傳輸將運算簡化後的資訊傳回使用者端儲存。

目前監測系統所使用的是 LabVIEW 最新的網路技術 Share Variable，它提供廣域變數的技術，可以在 LabVIEW 環境下，透過此一技術在所有的分布式應用中存取任何類型的資料，使用 Share Variable 可以藉由網路的技術分享資料在單一程式的迴圈之中或是介於不同的程式之間，甚至是在不同網路位置的儀器上。相對於在 LabVIEW 中現存的許多技術例如：TCP (Transmission Communication Protocol)、UDP(Universal Data gram Protocol)、Data Socket 與 VI Server 等技術，Share Variable 是一種典型的簡化技術，而且其底層仍舊是使用 TCP/IP 的架構，不但傳輸速度快，而且訊號最為準確可靠，參考表 7-2。它可以直接透過屬性的設定，建構

出所需要的特定功能，達到分享資料的工作，而略過令人覺得煩雜的 TCP/IP 等低階的網路設定，與基本的程式碼撰寫工作。

表 7-2 LabVIEW 環境下各種網路技術的特性

| Protocol | Speed | Reliability |
|------------|-----------|-------------|
| TCP | Fast | Lossless |
| UDP | Very Fast | Lossy |
| DataSocket | Fast | Lossy |
| VI Server | Slow | Lossless |

使用 Share Variable 有下列三種的基本變數型態 (Variable Type)：single-process、network-published、time-triggered。一般較常用的部分是 single-process、network-published 這兩種方式：

Single-process 大多是使用在單一程式之間的資料分享，例如在許多平行迴圈當中，我們無法直接將某參數拉到另一個迴圈做運算，就可以利用 single-process 的 Share Variable。另一種情況則是在同一個設備儀器中的兩個不同程式，也是需要透過這樣的功能屬性設定，才能將資料做傳遞或是同步運算。這樣的特性相當便利於執行具有決定性影響的即時應用，也可以更進一步藉由 Real-Time FIFO 的技術將這些資料給不同使用者運用，並且確保這些資料不會失真。

Network-published 則是使用在不同儀器設備之間的不同程式之間，也可以簡易的透過網際網路將資料作傳遞或是分享的動作。而在使用 Share Variable 除了上述的類型是需要被適當的選擇：資料型態 (Data Type) 也是需要事先被定義，否則可能因為在不同儀器中的程式所產出的資料型態差異，將導致在不同程式之間資料的傳輸發生錯誤。

使用者端並不一定都需安裝 LabVIEW 程式，但是仍然可以透過 LabVIEW 的環境之下，進行網路權限分享設定，利用超文件傳

輸協定 (Hyper Text Transmission Protocol; HTTP) 的網頁瀏覽格式，讓一般使用者使用網際網路瀏覽器 (Internet Explorer; IE) 就可以觀看系統的監測資訊，完全不需要任何特殊介面，或是安裝任何其他軟體，達到簡易分享資訊的功能。

2. 資料存取模式：

即時的監測資訊除了可以馬上讓使用者了解現地的情形外，如果可以將監測資訊儲存至遠端使用者的電腦中，這是利用網路技術將資料儲存在使用者的電腦，避免一般長期監測在現地的儀器可能發生的記憶空間不足的缺點。

在 LabVIEW 的環境下可以將資料儲存成文件檔的格式或是動態資料檔的型態。文件檔的優點是檔案位元小不佔記憶體空間，而動態檔案的優點則是可以立即將現地的動態資料馬上還原成波形，方便使用者觀看。

3. 即時預警功能

監測系統除了可以在使用者介面即時觀察現地情況，並將資訊透過網路儲存外，當使用者無法長時間觀看監測畫面時，仍然有辦法可以獲得重大變化的訊息，因此預警功能就是在這樣的環境下所產生的需求，可以透過撰寫程式完成警戒功能，在現地的量測物理量超過安全範圍，並透過 E-Mail 通知寄送到指定的信箱，將系統所設定的訊息傳達給使用者端，而使用者並不限定為一位，甚至可以一次傳送給多人，但是必須配合各家網路公司郵件伺服器是否允許未經驗證的使用者進行轉信，當系統如果轉信失敗會顯示出哪些收件者被拒絕，可以此檢視哪些使用者並沒有收到警訊的電子郵件，整體的運作流程如圖 7.12 所示。

所設定之警戒值、擷取頻率與頻道數目都是使用輸入參數寫在程式中，使用者都可以直接由控制者介面進行調整，針對不同的監測深度與感測器量測範圍都是在程式使用者介面可以變更參數，減少更改程式的不便。

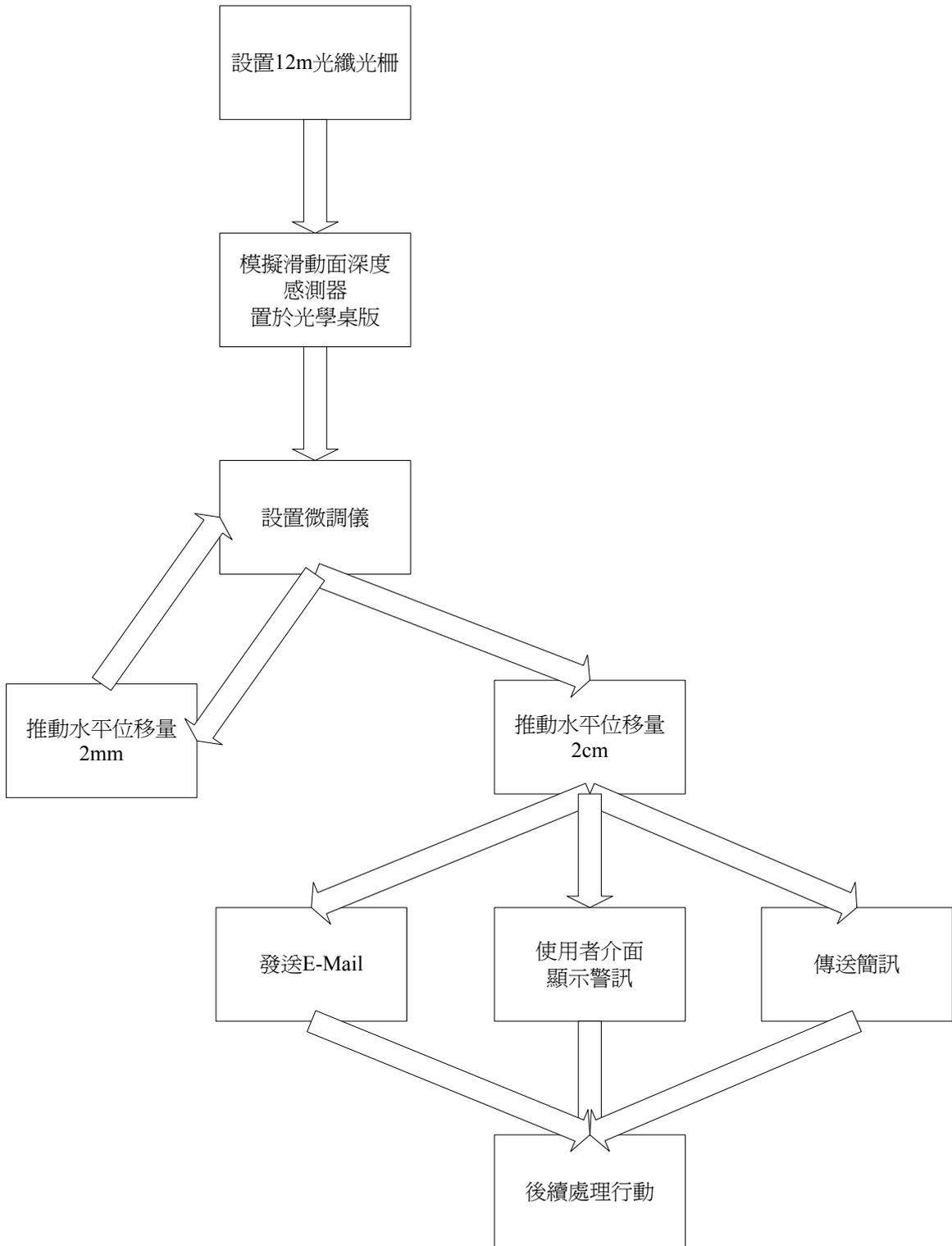


圖 7.12 模擬現地監測流程圖

7.3 高雄港棧橋碼頭監測系統

7.3.1 現地配置

本年度於高雄港 120 號碼頭設置監測系統，其主要考量為該碼頭為典型鋼管樁支撐之碼頭、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，現地概況如圖 7.13 所示。本年度裝設之配置如圖 7.14 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，後續將依計畫經費核定額度分年裝設孔隙水壓計、棧橋傾斜儀及動態攝影機等，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。

由於國內外並無類似於營運中碼頭裝設動態監測之案例，且由於部分儀器需裝設於水下，因此相關儀器安裝需進行特別規劃，基樁監測部分將以套環方式將相關感測器於陸上先行組裝，再由潛水員於水下進行固定組裝，線路部分將選用防水佳之訊號線，並避免於陸上露出。

7.3.2 現地安裝

儀器安裝分成水下與陸上兩部分，水下安裝包含海床地震儀與動態基樁變位監測系統，施工前進行水下調查與基樁清理，現地調查基樁表面照片與棧橋版下方之現況如圖 7.15 所示，水下儀器安裝需與承租單位協調，配合船期於碼頭無船舶停靠之空檔進行，並採分段方式進行。



圖 7.13 高雄港 120 號碼頭現況

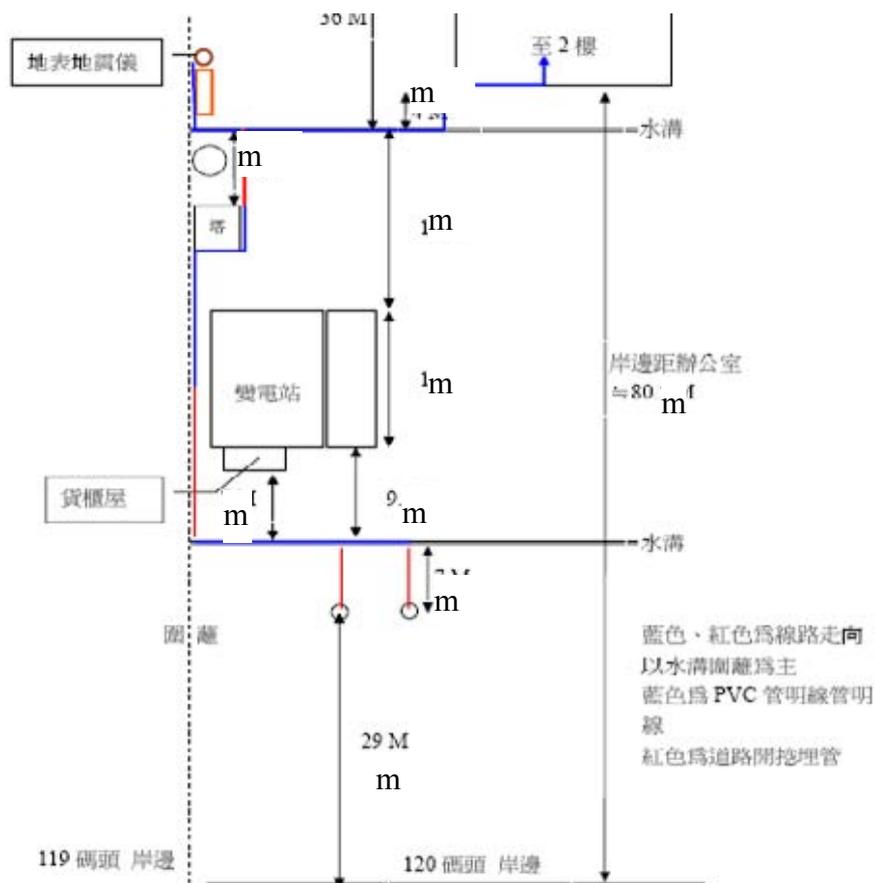
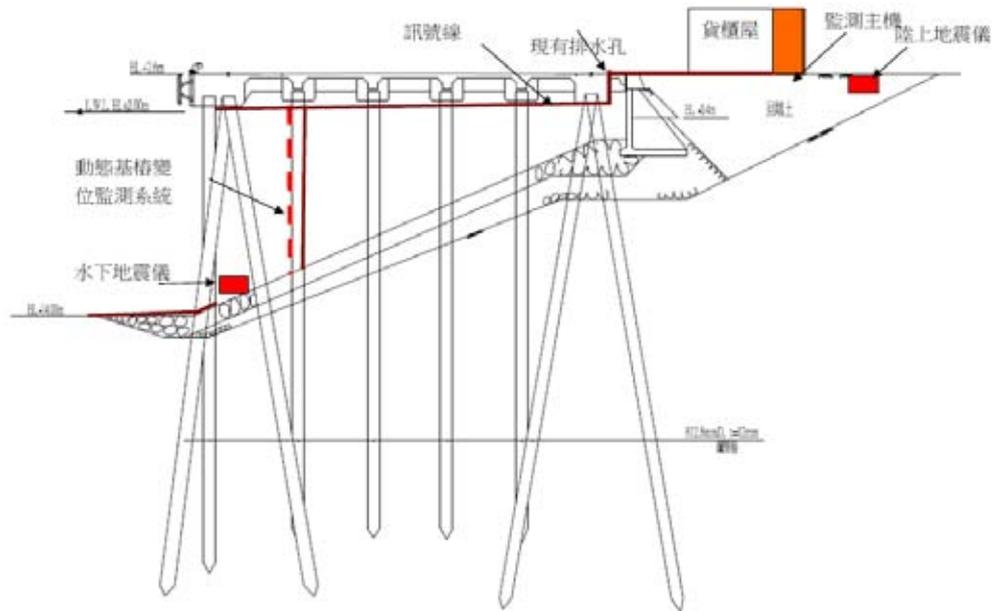


圖 7.14 高雄港 120 號碼頭動態監測站配置



(a) 清潔前基樁表面



(b)

圖 7.15 碼頭下方現況

水下地震儀安裝於碼頭海側內縮 3m 之拋石坡趾，安裝方法為在水下地震儀底座之插孔等角放置三根鋼管，利用此鋼管位置調整方位，使水平兩向分別平行碼頭與垂直碼頭，鋼管同時連接氣瓶，利用氣瓶之壓力吹除拋石上方之淤泥，同時利用鉛塊與地震儀底座之重量使地震儀下沉，當深度達到 30cm 後，即停止充氣，此時由於底座之自重可使地震儀近乎水平，若底部接觸拋石時，因氣瓶壓力有限因此無法繼續降低，利用此一方法可避免移動拋石，目前埋置深度並無接觸拋石，且由於位於碼頭內側，因此較不易因碼頭疏浚而產生破壞，裝設後之，訊號線則與平貼於海床之鋼索連結，沿坡面上升至後方排水孔再出水面，另為考慮水下地震移沈陷或位移，已於地震儀側預留 1m 之訊號線長，完工現況如圖 7.16 所示。



圖 7.16 水下地震儀裝設完成圖

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

7.17~7.19 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，完成現況如圖 7.20 所示。



圖 7.17 基樁連結套環裝置完成圖



圖 7.18 陣列式動態剖面儀連結於套環完成圖



圖 7.19 光纖基樁變位感測元件連結於套環完成圖

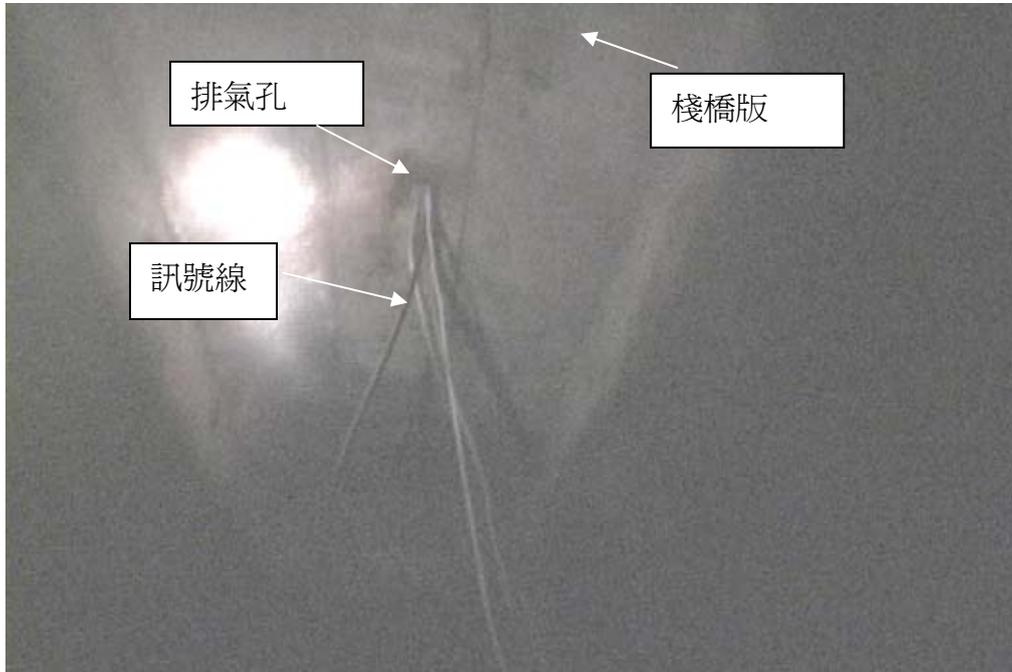


圖 7.20 訊號線出水處現況

陸上施工包括陸上地震儀安裝、管線開挖與監測主機連結，陸上地震儀裝置於地表，裝置於現有圍籬邊界之地表下，以避免影響動線與人為碰撞，為保護地震儀，以水表箱保護，其方位與水下地震儀相同，水平向分別平行碼頭與垂直碼頭，安裝時並保持水平，施工過程如圖 7.21、7.22 所示，完工現狀如圖 7.23 所示。



圖 7.21 開挖後裝設陸上地震儀



圖 7.22 裝設水表箱外罩與調整水平



圖 7.23 陸上地震儀完工圖

陸上管線為避免影響港區作業與人為損壞，所有管線以鋼管保護並將鋼管以淺溝方式埋設於地表下，水下設備由貨櫃起重機軌道後側之排氣孔出水後，即以管溝方式連結至監控主機，其施工過程如圖 7.24 所示，待牽線完畢後，以混凝土修復，完工圖如圖 7.25 所示。

監測主機安裝於起重機軌道後方之貨櫃屋中，該貨櫃屋原僅堆置雜物，且上方有港區監視系統，向現有碼頭承租商陽明海運公司商借一約 1.5m*2.5m 之面積放置監測系統主機櫃，以木板隔開，並將裝置一空調系統，所需電源向現有租用單位借用並裝設分電表以利後續電費攤付，另向中華電信申請固定 3 個固定 IP 之 ADSL 與電話，電信網路施工如圖 7.26 所示。



圖 7.24 陸上管路施工圖



圖 7.25 陸上管路施工復原圖



圖 7.26 陸上固網施工圖

監測主機包含一臺無風扇工業級電腦用於陣列式動態剖面儀資料，其他地震儀、應變計與光纖訊號則由另一臺雙核工業級電腦擷取，另外有一直流電源供應器用於供給地震儀電源，一光纖訊號解讀模組用於光纖變位元件，應變計由 NI 之 SCXI-1520 模組供電與訊號放大，地震儀與應變計經 SCXI 放大後之類比訊號由裝設於雙核工業級電腦之 A/D 卡數位化後儲存於內建之 500GB 硬碟中，監測機櫃如圖 7.27~7.29 所示。

本計畫利用 NI 之 LabView 撰寫資料擷取系統，功能包括利用陸上地震儀設定超過 15gal 之水平振動時觸發系統開始紀錄 5 min，平時每日一次定時測試系統擷取 10 sec，另外動態剖面儀則由雙核工業級電腦於系統啟動時一併啟動。

系統通信則由固定 IP 之 ADSL 與遠端連結，當系統因地表振動超過設定之門檻值觸發時，會自動送一 email 於特定帳號，並可設定簡訊傳送功能，監控中心則可利用 ftp 進行定時或手動資料傳輸，同時可以遠端遙控軟體進行設定修改。

為考慮地震時通信與電力中斷之影響，本系統含一 30KV 之線上不斷電系統，可提供系統運作超過 40 min，並可於電力恢復後自動恢復擷取狀態，由於資料主要儲存與主機之硬碟，因此不致產生因通信或電力中斷導致監測資料遺失之缺失。



圖 7.27 光學解讀模組與雙核工業級電腦



圖 7.28 無風扇工業級電腦、SCXI-1520 與 UPS

第八章 港灣地區地震及地層下陷資料庫之建置研究

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，並造成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，因此設置地震之動態水壓監測站對港灣構造物之安全極為重要。

此外，由於地下水大量開發引致之地層下陷問題，在臺灣各地區，已是一種普遍現象。而在沿海地區，亦由於養殖業大量開發抽取超額之地下水，導致愈演愈烈之地層下陷，其中以屏東地區累積最大下陷量達 3.00 公尺為最嚴重，雲林、嘉義地區累積最大下陷量約 1.5~2.0 公尺，而彰化濱海地區亦有 2.3 公尺之下陷量，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，恐會導致地層下陷，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。

本計畫陸續於臺北港、臺中港、布袋港、安平港、高雄港及蘇澳港等分別設置完成一組 300 m 深之地震及動態孔隙水壓監測站，監測資料以自動記錄及傳輸方式至本所港研中心儲存。並於布袋港、臺中港、安平港、大鵬灣等港區，各設置 1 組 200 m 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。

由於各港之自動化地震監測系統，係採自動記錄不同土層深度之地震反應波，監測資料龐大，故將測得之資料彙整建置成資料庫，以利碼頭資料之查詢，如港灣地區地震分層監測之設置資訊、港區歷史地震資訊與統計資訊等，並為港區地層震動特性、地層放大效應、動態孔隙水壓變化、地震時各港區之場址效應及地層下陷等之研究資料，進而瞭解港區沖積地層之地震振動特性，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 臺北港

8.1.1 臺北港地震站

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，監測期間雖未有強震之觀測資料，但是小規模地震非常頻繁，2007 至 2008 年擷取之地震觀測資料，篩選規模 4.5 以上較完整之地震資料共 11 組，如表 8-1，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 8-2 至 8-3 所示。地震歷時圖資料庫之建置以臺北港 2008 年間監測振幅較大資料為例，如圖 8.1 至圖 8.3 所示，分別為 2008 年 6 月 2 日地震歷時圖之東西向(EW)、南北向(SN) 及垂直向(V)之尖峰加速度，由 297m 上傳至地表時，其振幅有明顯放大。

監測站擷取地震資料之最大地表加速度，並進行頻譜分析後建檔如圖 8.4 及 8.5 所示。

表 8-1 臺北港 2007~2008 年井下地震觀測資料

| No | 監測時間(臺北時間) | 震央位置 | | 深度 km | 規模 |
|----|-------------------------|---------|----------|-------|-----|
| | | 北緯(度) | 東經(度) | | |
| 1 | 2007-10-11; 11:05 19.00 | 24° 78' | 121° 81' | 78.9 | 5.5 |
| 2 | 2007-10-17; 22:40 51.00 | 24° 47' | 121° 71' | 42.2 | 5.7 |
| 3 | 2007-11-08; 06:54 45.00 | 24° 91' | 122° 17' | 4.0 | 5.0 |
| 4 | 2007-11-12; 18:25 12.00 | 24° 46' | 121° 84' | 18.4 | 4.5 |
| 5 | 2007-11-15; 09:51 09.00 | 24° 08' | 121° 51' | 18.0 | 4.8 |
| 6 | 2007-11-29; 05:05 41.00 | 24° 82' | 121° 01' | 65.0 | 5.5 |
| 7 | 2008-06-02; 00:59:40.00 | 24.86° | 121.79° | 92.3 | 5.8 |
| 8 | 2008-09-09; 15:43:53.00 | 24.61° | 122.63° | 103.8 | 5.9 |
| 9 | 2008-09-10; 19:56:03.00 | 25.13° | 122.25° | 16.8 | 4.6 |
| 10 | 2008-12-02; 11:17:31.00 | 23.28° | 121.60° | 29.8 | 6.0 |
| 11 | 2008-12-08; 05:19:03.00 | 23.84° | 122.17° | 12.5 | 6.0 |

表 8-2 臺北港 2007 年地震站各深度最大加速度表

台北港地震監測站各頻道最大加速度值(2007年10月份-共2筆)

| 編號：1/2 規模：5.5 深度：78.9 km | | | 編號：2/2 規模：5.7 深度：42.2km | | |
|-------------------------------|------|----------|---------------------------|------|----------|
| 地震時間：07/10/11/11:05'2.5" | | | 地震時間：07/10/17/22:40'51" | | |
| 記錄時間：07/10/11/11:05'19" | | | 記錄時間：07/10/17/22:39'59.5" | | |
| 震央位置：北緯：24°19.2' 東經：121°54.0' | | | 震央位置：北緯：24.47° 東經：121.71° | | |
| 頻道(方向) | 儀器深度 | PGA(gal) | 頻道(方向) | 儀器深度 | PGA(gal) |
| 1(南北) | 地表 | 4.60 | 1(南北) | 地表 | 2.00 |
| 2(東西) | 地表 | 3.43 | 2(東西) | 地表 | 1.70 |
| 3(垂直) | 地表 | 4.75 | 3(垂直) | 地表 | 1.06 |
| 4(南北) | 14m | 2.16 | 4(南北) | 14m | 1.30 |
| 5(東西) | 14m | 2.33 | 5(東西) | 14m | 1.19 |
| 6(垂直) | 14m | 2.35 | 6(垂直) | 14m | 0.74 |
| 7(南北) | 29m | 1.99 | 7(南北) | 29m | 1.28 |
| 8(東西) | 29m | 1.85 | 8(東西) | 29m | 1.08 |
| 9(垂直) | 29m | 1.90 | 9(垂直) | 29m | 0.63 |
| 10(南北) | 99m | 1.73 | 10(南北) | 99m | 0.74 |
| 11(東西) | 99m | 1.36 | 11(東西) | 99m | 0.63 |
| 12(垂直) | 99m | 1.49 | 12(垂直) | 99m | 0.29 |
| 13(南北) | 297m | 0.94 | 13(南北) | 297m | 1.01 |
| 14(東西) | 297m | 1.17 | 14(東西) | 297m | 1.78 |
| 15(垂直) | 297m | 2.24 | 15(垂直) | 297m | 1.84 |

表 8-3 臺北港 2008 年地震站各深度最大加速度表

台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：1/1 規模：5.8 深度：92.3 km | | | 編號：1/1 規模：5.9 深度：103.8 km | | |
|-------------------------------|------|----------|-------------------------------|------|----------|
| 地震時間：08/06/02;00:59'23.7" | | | 地震時間：08/09/09;15:43'13.3" | | |
| 記錄時間：08/06/02;00:59'40" | | | 記錄時間：08/09/09;15:43'53" | | |
| 震央位置：北緯(度)：24.86 東經(度)：121.79 | | | 震央位置：北緯(度)：24.61 北緯(度)：122.63 | | |
| 頻道(方向) | 儀器深度 | PGA(gal) | 頻道(方向) | 儀器深度 | PGA(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 | -1.86 |
| 14(東西) | 297m | 1.67 | 14(東西) | 297m | -0.52 |
| 15(垂直) | 297m | 1.84 | 15(垂直) | 297m | -0.64 |

台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：1/2 規模：6.0 深度：29.8 km | | | 編號：2/2 規模：6.0 深度：12.5km | | |
|---------------------------|------|----------|---------------------------|------|----------|
| 地震時間：08/12/02;11:16'53.3" | | | 地震時間：08/12/08;05:18'36.7" | | |
| 記錄時間：08/12/02;11:17'31" | | | 記錄時間：08/12/08;05:19'03" | | |
| 震央位置：北緯：23.28° 東經：121.6° | | | 震央位置：北緯：23.84° 東經：122.17° | | |
| 頻道(方向) | 儀器深度 | PGA(gal) | 頻道(方向) | 儀器深度 | PGA(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 | -2.63 |
| 9(垂直) | 30m | -0.105 | 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 | 1.64 | 13(南北) | 297m | -1.01 |
| 14(東西) | 297m | 0.74 | 14(東西) | 297m | 0.56 |
| 15(垂直) | 297m | 0.67 | 15(垂直) | 297m | -0.54 |

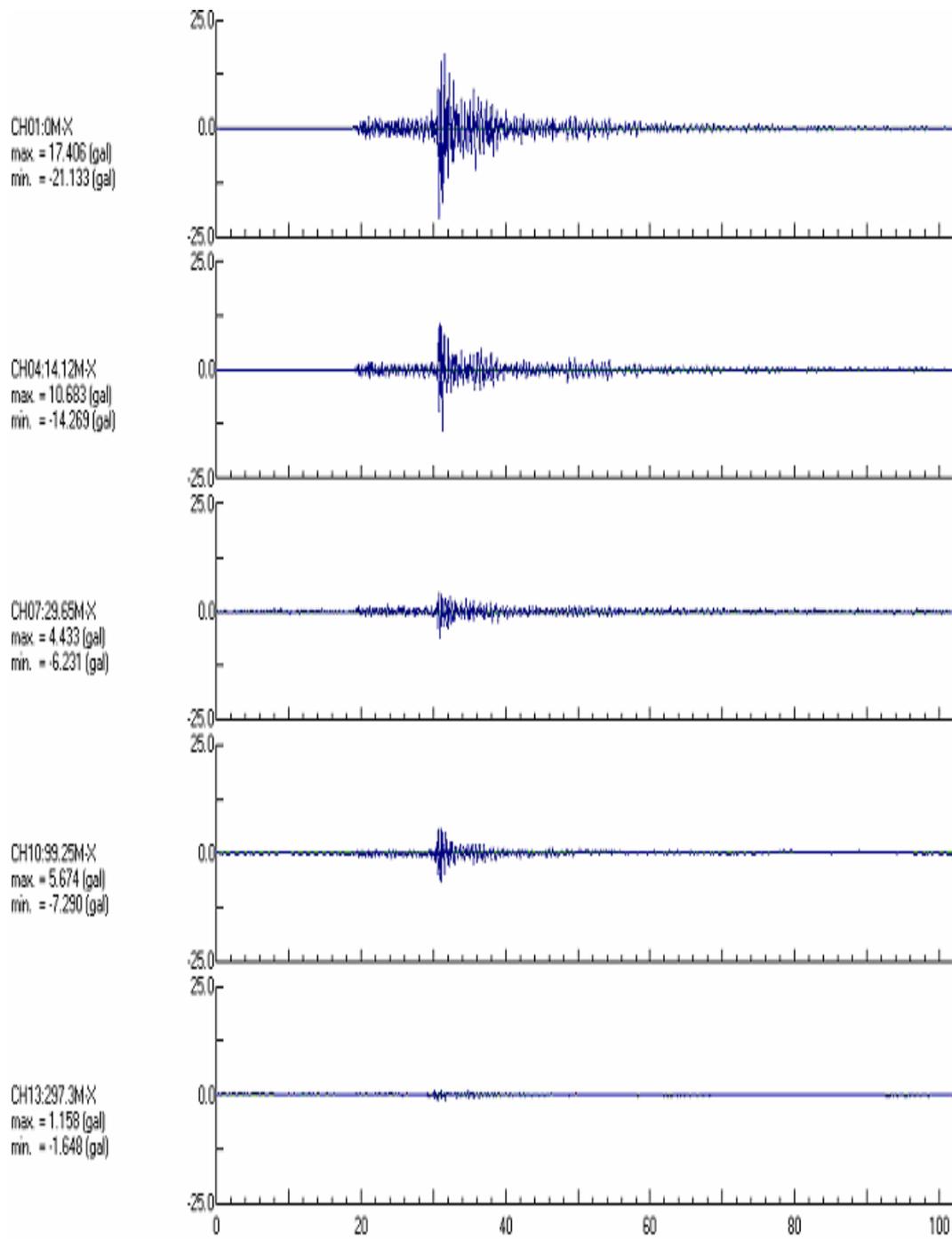


圖 8.1 臺北港 2008 年 6 月 2 日 00 時 59 分地震(南北向)

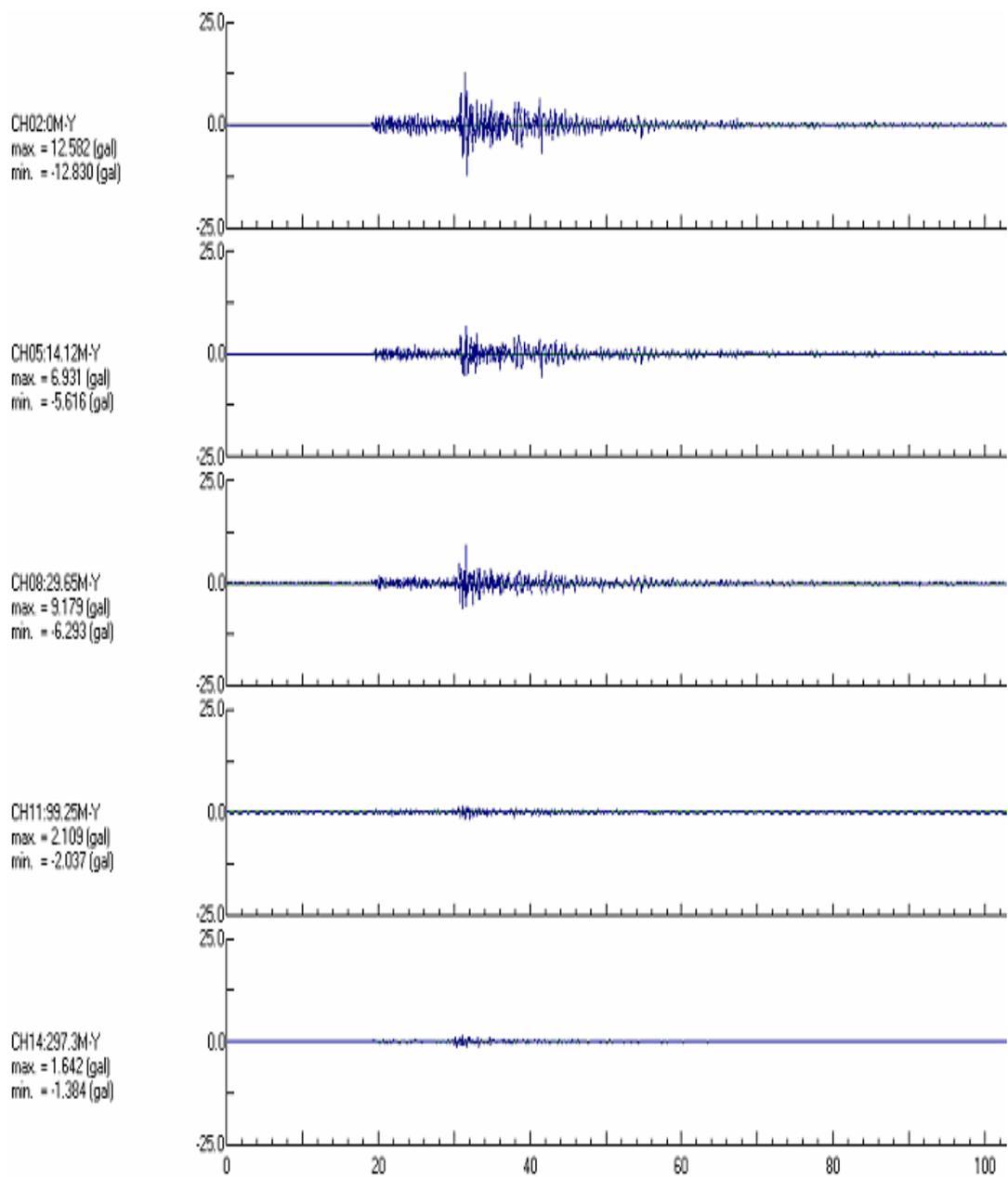


圖 8.2 臺北港 2008 年 6 月 2 日 00 時 59 分地震(東西向)

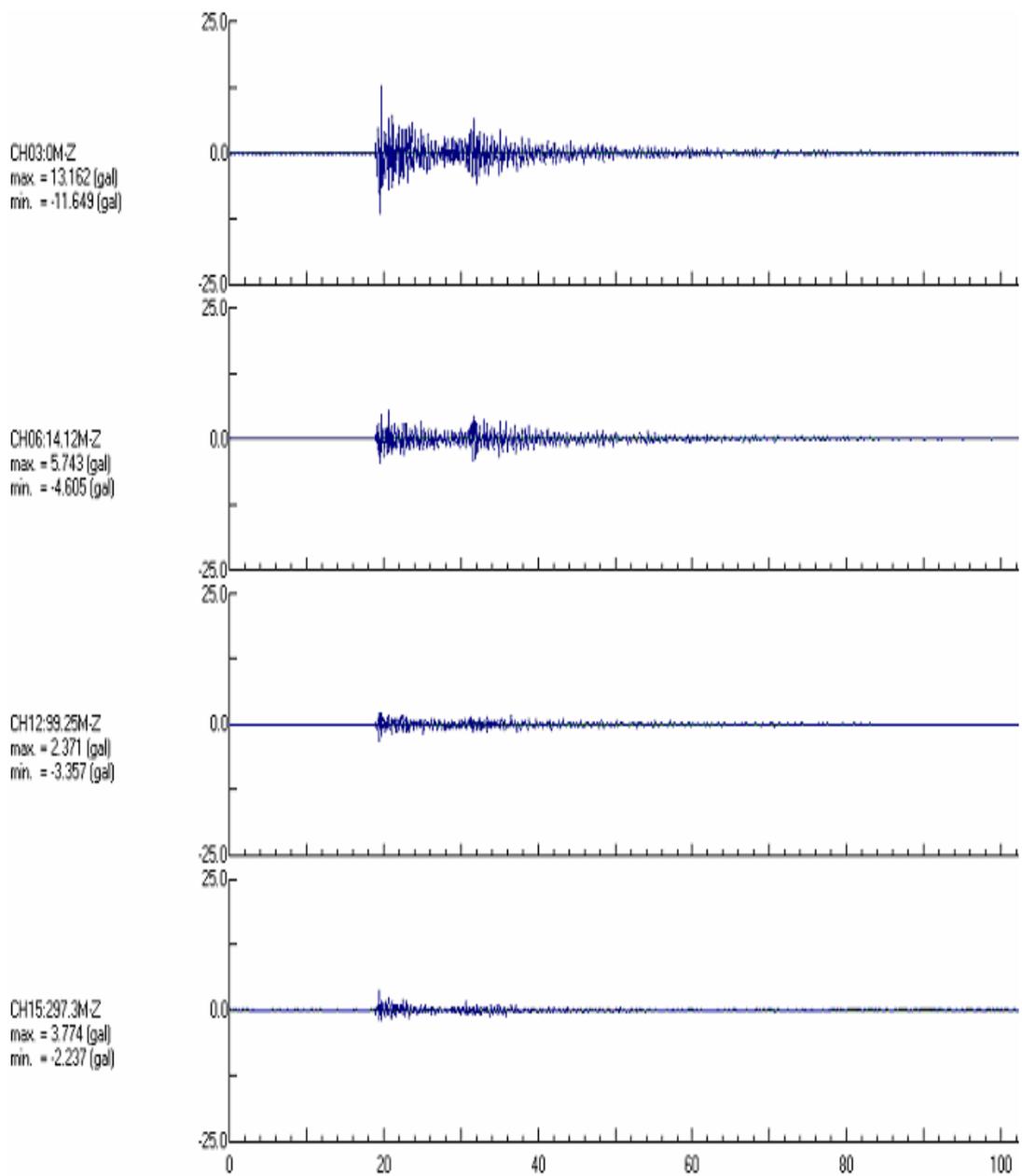


圖 8.3 臺北港 2008 年 6 月 2 日 00 時 59 分地震(垂直向)

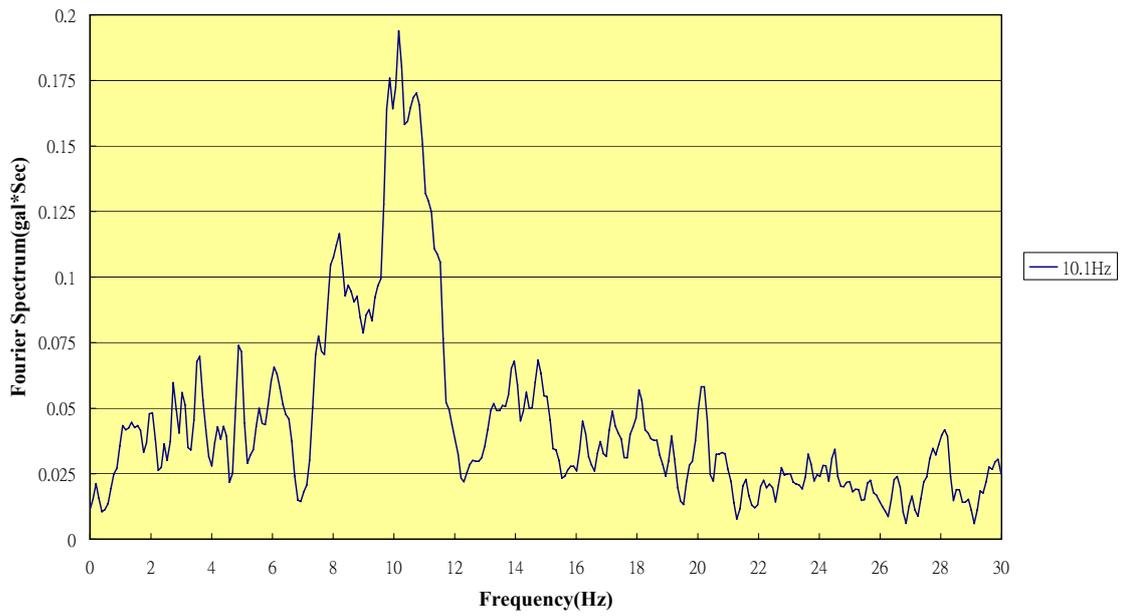


圖 8.4 臺北港地震站最大地表加速度傅立葉頻譜圖(2003/08/12)

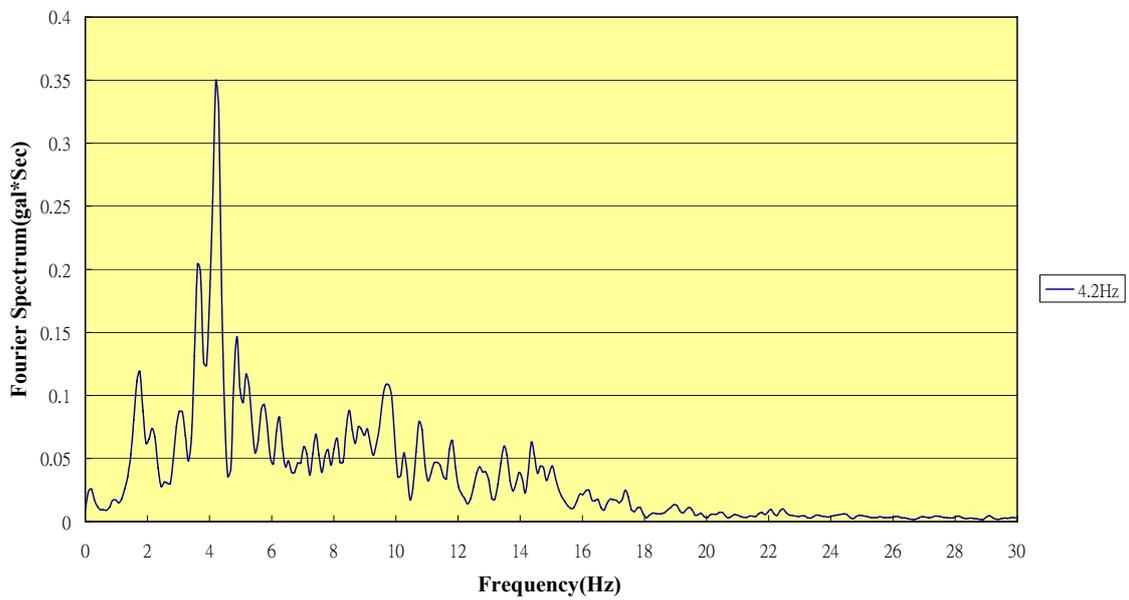


圖 8.5 臺北港地震站最大地表加速度傅立葉頻譜圖(2003/12/10)

8.2 臺中港

8.2.1 臺中港地震站

臺中港井下地震儀監測站於民國 90 年底完成，井下地震儀陣列設置於地表、-10m、-20m、-100m 及-283m 共設置 5 部地震儀，2007 年至 2008 年間擷取之地震觀測資料，彙整規模 4.4 以上較完整之資料共 13 組，如表 8-4，監測期間並未有較強地震之觀測資料，其中以 2007 年 12 月 25 日地震規模 5.1 之地表加速度 10.7gal 為最大。

表 8-4 臺中港 2007 年井下地震監測資料表

| No | 監測時間(臺北時間) | 震央位置 | | 深度 km | 規模 |
|----|--------------------------|--------|---------|-------|-----|
| | | 北緯(度) | 東經(度) | | |
| 1 | 2007-09-15; 12:42 13.00 | 23.87° | 120.74° | 22.4 | 4.4 |
| 2 | 2007-10-11; 11:05 46.00 | 24.78° | 121.81° | 78.9 | 5.5 |
| 3 | 2007-10-17; 22:40 43.00 | 23.47° | 121.71° | 42.2 | 5.7 |
| 4 | 2007-12-05; 09:42 30.00 | 23.06° | 121.17° | 8.3 | 5.3 |
| 5 | 2007-12-06; 22:15 57.00 | 24.09° | 121.35° | 72.5 | 5.1 |
| 6 | 2007-12-25; 02:48 50.00 | 24.02° | 120.72° | 22.9 | 5.1 |
| 7 | 2008-02-18; 04:33:47.00 | 23.31° | 121.46° | 28.3 | 5.4 |
| 8 | 2008-03-05; 01:32: 26.00 | 23.21° | 120.70° | 11.3 | 5.2 |
| 9 | 2008-04-24; 02:29:39.00 | 22.87° | 121.68° | 11.1 | 5.6 |
| 10 | 2008-04-28; 07:31:59.00 | 23.94° | 121.43° | 17.9 | 4.6 |
| 11 | 2008-05-11; 03:43:02.00 | 23.95° | 122.53° | 25.0 | 5.6 |
| 12 | 2008-10-31; 16:38:52.00 | 23.07° | 120.22° | 15.4 | 4.6 |
| 13 | 2008-12-08; 05:19:26.00 | 23.84° | 122.17° | 12.5 | 6.0 |

8.2.2 臺中港地層下陷站

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。現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，每兩個月量測一次，資料記錄至 97 年 8 月止，其結果如圖 8.6 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。

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 97 年 8 月止約為 49mm，其中自 0m~90 m 深之沉陷量約 40 mm，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 32.9 mm 最多，而 88 年 10 月至 93 年 10 月止，總沉陷量為 20mm，如圖 8.7。

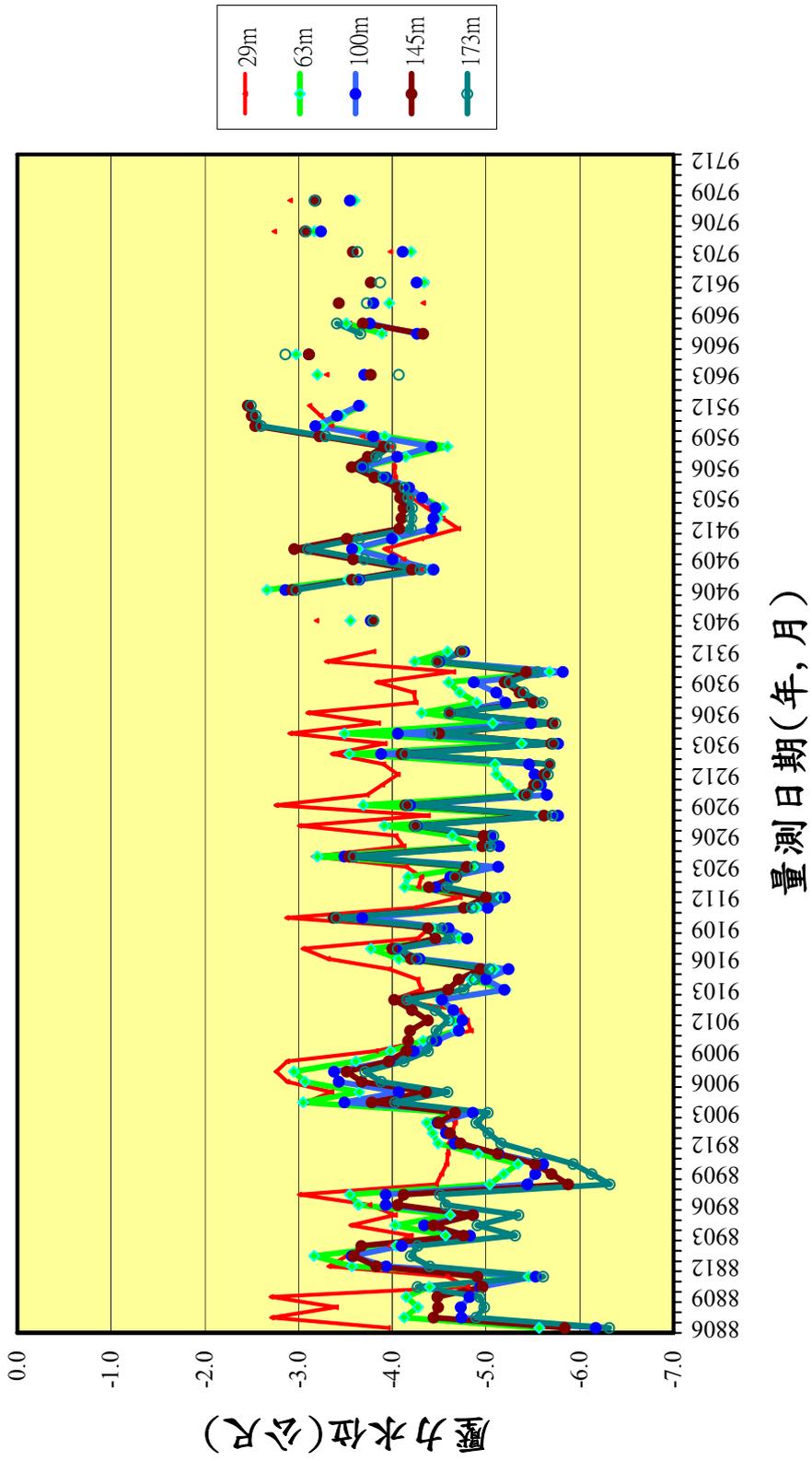


圖 8.6 臺中港分層水位變化圖(手動量測)

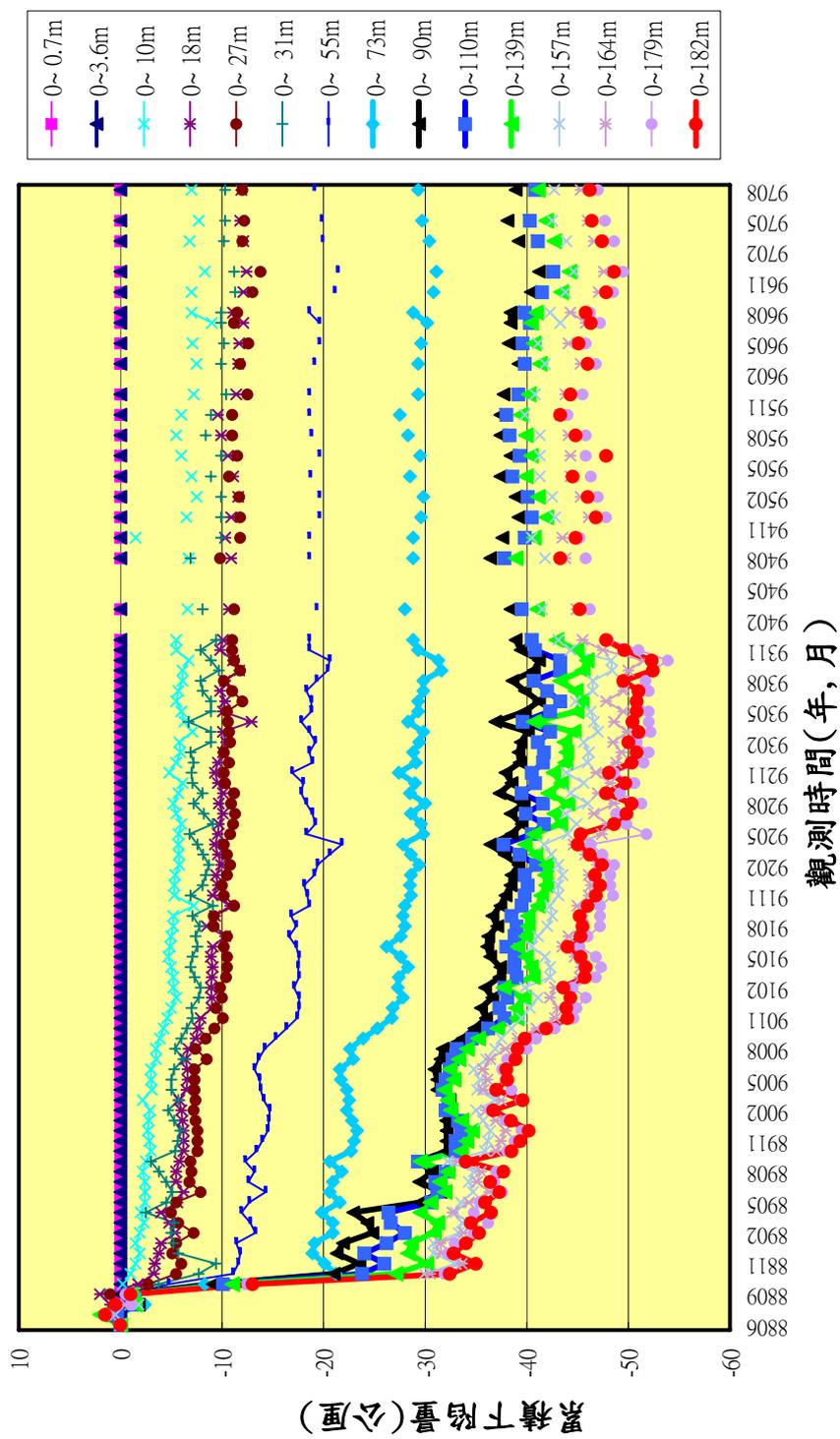


圖 8.7 臺中港分層累積下陷量圖(200m)

8.3 布袋港

8.3.1 布袋港地震站

布袋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、-10m、-20m、-100m 及 -300m 共設置 5 部地震儀，2006 年至 2008 年間擷取之地震觀測資料，彙整規模 4.6 以上較完整之資料共計 12 組，如表 8-5 監測期間並未有較強地震之觀測資料，其中以 2006 年 3 月 9 日地震規模 5.1 之地表加速度 70.9gal 為最大，其各深度之最大加速度如表 8-6。

表 8-5 布袋港 2006~2008 年井下地震監測資料表

| No | 監測時間(臺北時間) | 震央位置 | | 深度 km | 規模 |
|----|-------------------------|--------|---------|-------|-----|
| | | 北緯(度) | 東經(度) | | |
| 1 | 2006-03-09; 12:07:47.00 | 23.64° | 120.56° | 9.9 | 5.1 |
| 2 | 2006-04-01; 18:02:45.00 | 22.88° | 121.08° | 7.2 | 6.2 |
| 3 | 2006-04-18; 09:26:11.00 | 23.42° | 120.34° | 10.6 | 4.6 |
| 4 | 2006-12-26; 20:26:58.00 | 21.69° | 120.56° | 44.1 | 7.0 |
| 5 | 2007-09-07; 01:52:29.00 | 24.20° | 121.43° | 27.0 | 6.6 |
| 6 | 2007-12-05; 09:41:19.00 | 23.06° | 121.17° | 8.3 | 5.3 |
| 7 | 2008-02-18; 04:33:45.00 | 23.31° | 121.46° | 28.3 | 5.4 |
| 8 | 2008-03-05; 01:32:01.00 | 23.21° | 120.70° | 11.3 | 5.2 |
| 9 | 2008-10-31; 16:38:31.00 | 23.07° | 120.22° | 15.4 | 4.6 |
| 10 | 2008-12-02; 11:17:45.00 | 23.28° | 121.60° | 29.8 | 6.0 |
| 11 | 2008-12-08; 05:19:35.00 | 23.85° | 122.20° | 35.1 | 5.9 |
| 12 | 2008-12-23; 08:05:06.00 | 22.95° | 120.55° | 17.1 | 5.3 |

表 8-6 布袋港 2006 年井下地震站各深度最大加速度表

布袋港地震監測站各頻道最大加速度值(2006年3月份-共4筆)

| 編號：1/4 規模：5.1 深度：9.9 km | | | 編號：2/4 規模：6.2 深度：7.2km | | |
|---------------------------|------|----------|---------------------------|------|----------|
| 地震時間：06/03/09/12:07'28.8" | | | 地震時間：06/04/01/18:02'19.5" | | |
| 記錄時間：06/03/09/12:07'47" | | | 記錄時間：06/04/01/18:02'45" | | |
| 震央位置：北緯：23.64° 東經：120.56° | | | 震央位置：北緯：24.47° 東經：121.71° | | |
| 頻道(方向) | 儀器深度 | PGA(gal) | 頻道(方向) | 儀器深度 | PGA(gal) |
| 1(南北) | 地表 | 70.98 | 1(南北) | 地表 | 28.50 |
| 2(東西) | 地表 | 70.18 | 2(東西) | 地表 | 20.27 |
| 3(垂直) | 地表 | 38.52 | 3(垂直) | 地表 | 3.77 |
| 4(南北) | 10m | 6.70 | 4(南北) | 10m | 19.74 |
| 5(東西) | 10m | 8.80 | 5(東西) | 10m | 16.40 |
| 6(垂直) | 10m | 2.80 | 6(垂直) | 10m | 3.50 |
| 7(南北) | 20m | 7.60 | 7(南北) | 20m | 14.15 |
| 8(東西) | 20m | 6.80 | 8(東西) | 20m | 9.96 |
| 9(垂直) | 20m | 2.40 | 9(垂直) | 20m | 2.99 |
| 10(南北) | 100m | 5.60 | 10(南北) | 100m | 6.13 |
| 11(東西) | 100m | 4.50 | 11(東西) | 100m | 8.83 |
| 12(垂直) | 100m | 2.18 | 12(垂直) | 100m | 2.16 |
| 13(南北) | 300m | 3.68 | 13(南北) | 300m | 6.16 |
| 14(東西) | 300m | 2.02 | 14(東西) | 300m | 1.22 |
| 15(垂直) | 300m | 1.86 | 15(垂直) | 300m | 1.74 |

布袋港地震監測站各頻道最大加速度值(2006年3月份-共4筆)

| 編號：3/4 規模：4.6 深度：10.6km | | | 編號：4/4 規模：7.0 深度：44.1km | | |
|---------------------------|------|----------|---------------------------|------|----------|
| 地震時間：06/04/18/09:26'1.1" | | | 地震時間：06/12/26/20:26'21" | | |
| 記錄時間：06/04/18/09:26'11" | | | 記錄時間：06/12/26/20:26'58" | | |
| 震央位置：北緯：23.42° 東經：120.34° | | | 震央位置：北緯：21.69° 東經：120.56° | | |
| 頻道(方向) | 儀器深度 | PGA(gal) | 頻道(方向) | 儀器深度 | PGA(gal) |
| 1(南北) | 地表 | 25.57 | 1(南北) | 地表 | 37.94 |
| 2(東西) | 地表 | 24.25 | 2(東西) | 地表 | 39.03 |
| 3(垂直) | 地表 | 13.65 | 3(垂直) | 地表 | 13.28 |
| 4(南北) | 10m | 12.48 | 4(南北) | 10m | 18.52 |
| 5(東西) | 10m | 16.98 | 5(東西) | 10m | 14.77 |
| 6(垂直) | 10m | 4.36 | 6(垂直) | 10m | 8.24 |
| 7(南北) | 20m | 8.56 | 7(南北) | 20m | 15.50 |
| 8(東西) | 20m | 10.74 | 8(東西) | 20m | 17.99 |
| 9(垂直) | 20m | 5.63 | 9(垂直) | 20m | 7.20 |
| 10(南北) | 100m | 8.29 | 10(南北) | 100m | 15.69 |
| 11(東西) | 100m | 7.66 | 11(東西) | 100m | 13.36 |
| 12(垂直) | 100m | 3.27 | 12(垂直) | 100m | 5.62 |
| 13(南北) | 300m | 7.27 | 13(南北) | 300m | 9.80 |
| 14(東西) | 300m | 1.46 | 14(東西) | 300m | 0.56 |
| 15(垂直) | 300m | 3.11 | 15(垂直) | 300m | 4.94 |

8.3.2 布袋港地層下陷站

1. 地下水位分析

於布袋港區第二期海埔地西北角隅，埋設 200 公尺深之分層水壓觀測站，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 92 年 8 月為自動量測系統資料，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 8.9 所示。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 94 年 1 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，資料不足的部份以內插法補充，量測結果如圖 8.8 所示。

由圖 8.9 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。

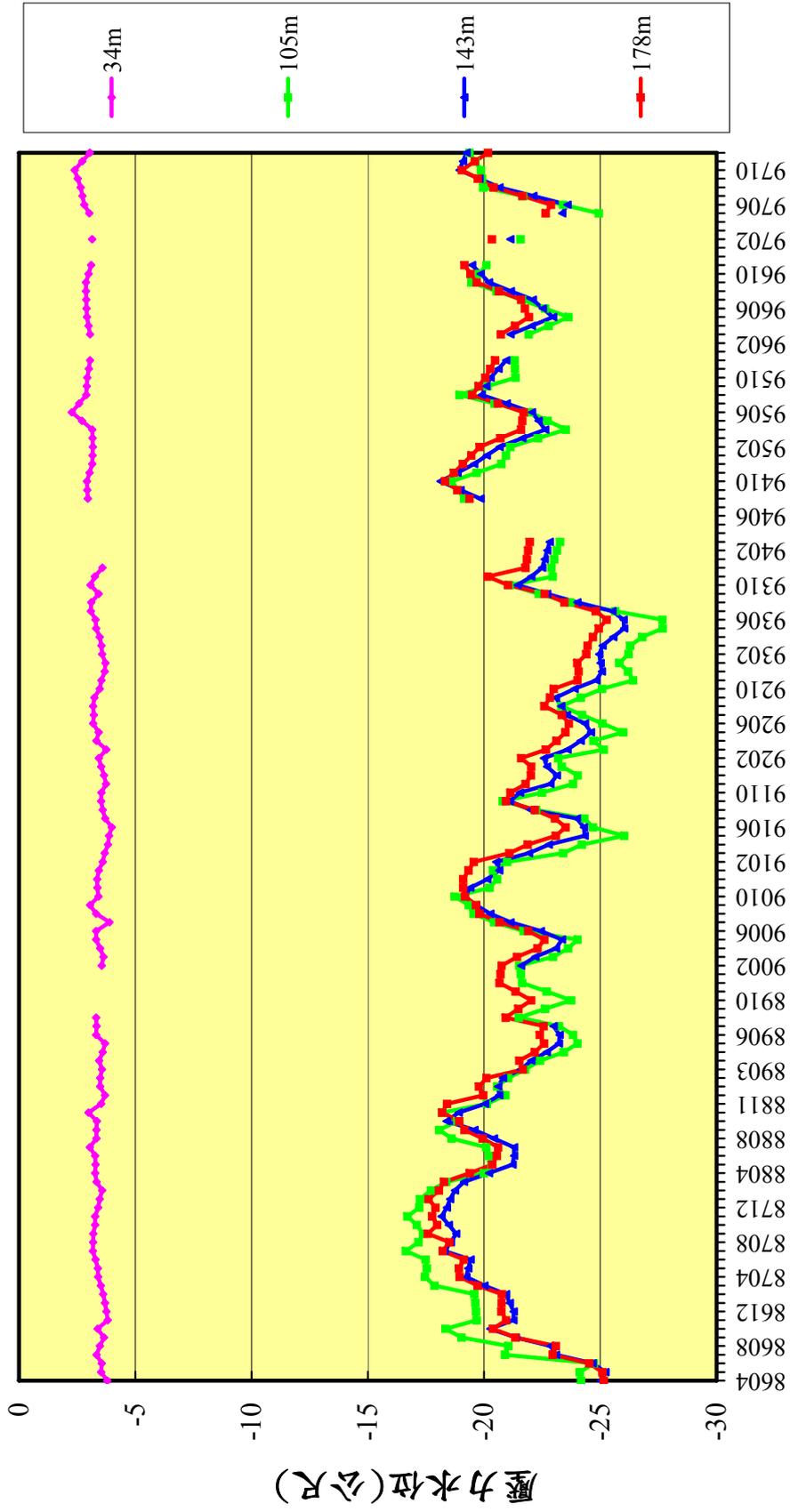
綜合各地層之地下水位資料，如圖 8.10 示，布袋港水層可分為 4 個層次，34 m 水位為第 1 含水層之水位，44 m、68 m 水位為第 2 含水位，105 m 及 131 m 水位為第 3 含水位，143 m、178 m 水位為第 4 含水位。由水位變化現象顯示，第 1、2 層水位變化較小，較無超抽地下水現象，第 3、4 層地下水位低且變化極大，超抽地下水現象明顯，而且以旱季時，水位相對較低，表降雨量減少時，超抽地下水更為嚴重。

2. 分層地層下陷分析

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

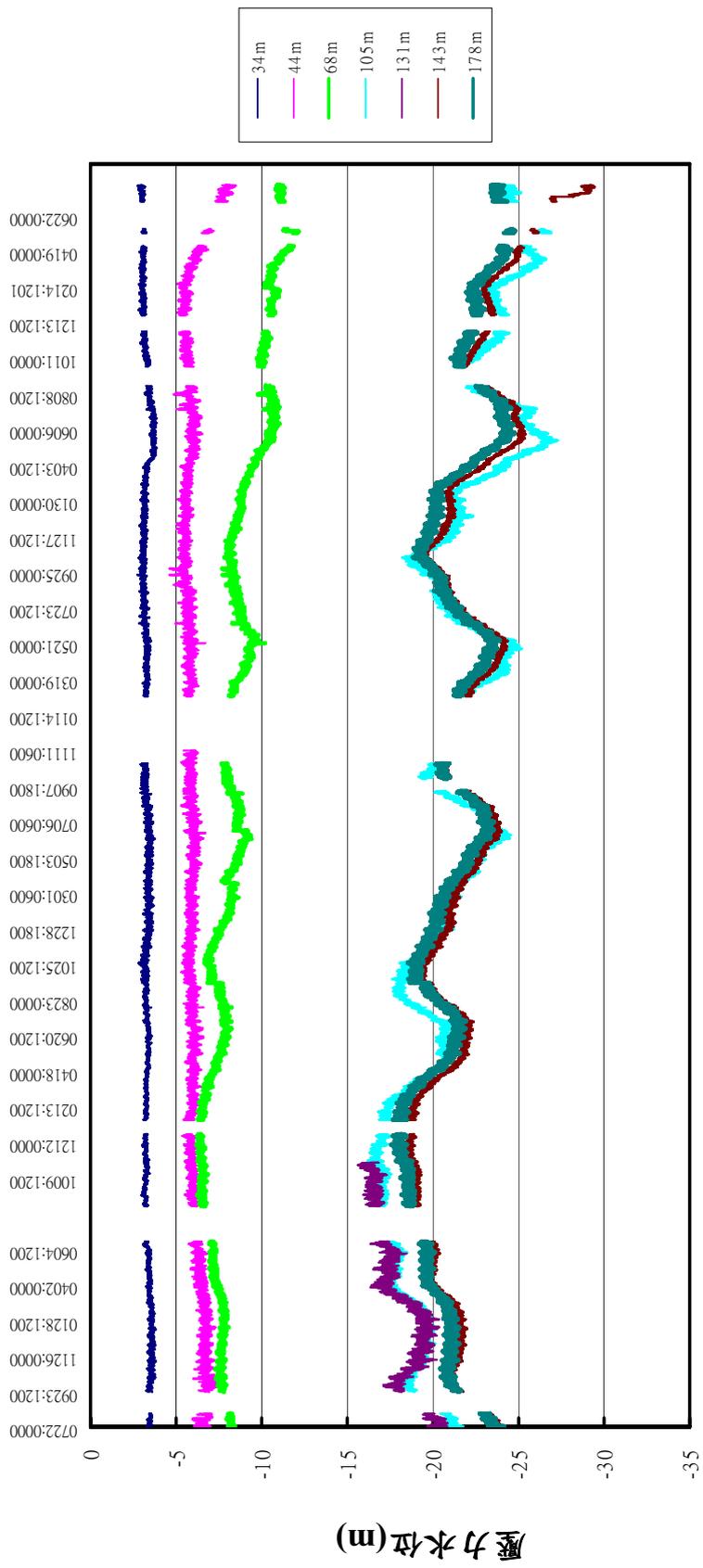
裝一個沉陷磁環，共 18 個磁環，每個月之中旬定期以無線電波監測儀量測各沉陷磁環之相對移動變化量，資料值由鈟鋼尺上之刻度讀取，其最小刻度為公厘。

圖 8.13 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 97 年 12 月之 11 年 9 個月期間，布袋港地表下 8 m 至 200 m 間之沉陷總量為 499 公厘，而其中 140~200 m 之沉陷量 260 公厘，佔總沉陷量之 52% 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。



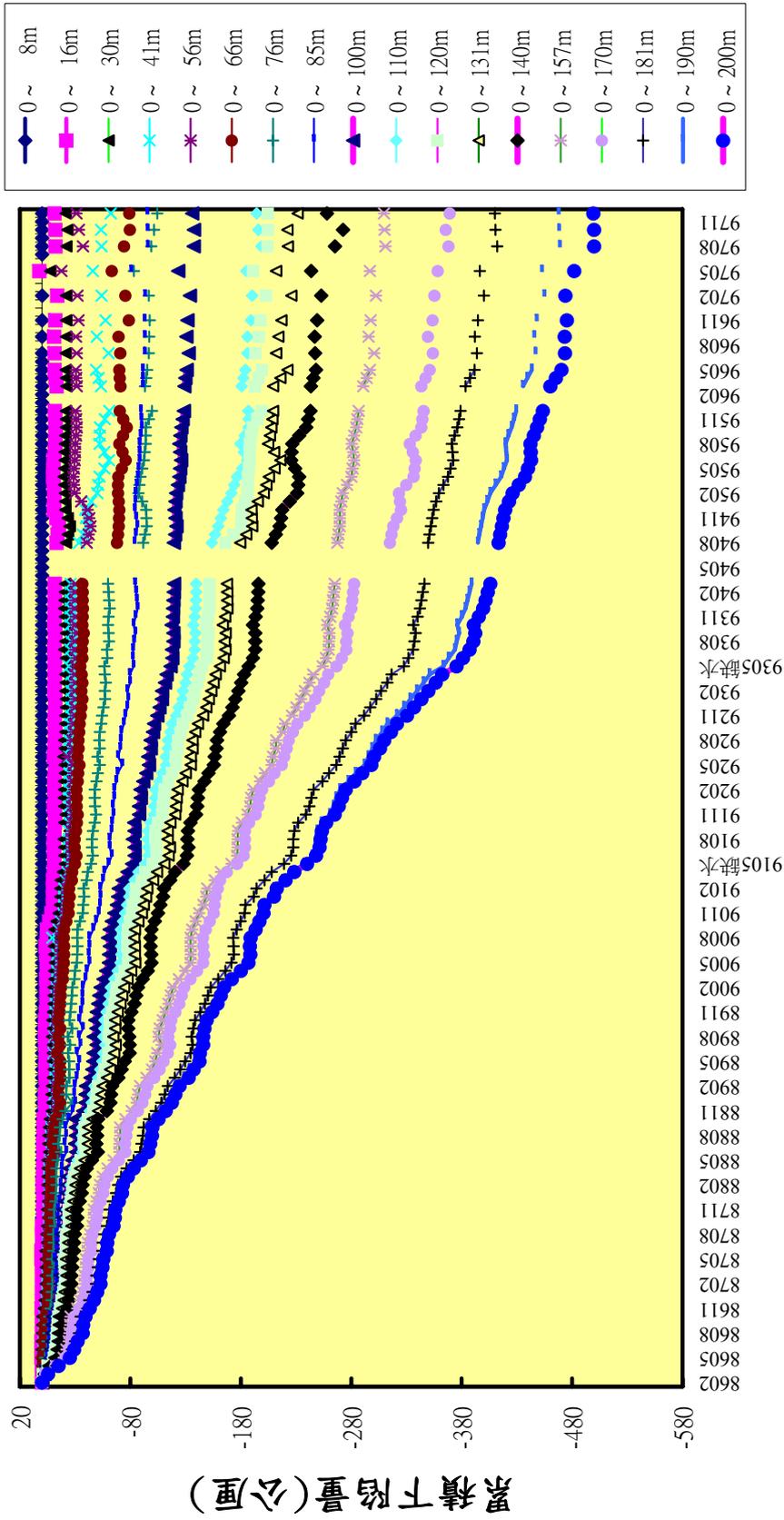
量測日期(年, 月)

圖 8.8 布袋港分層水位變化圖(手動量測)



日期 (86/7/22--92/08/14)

圖 8.9 布袋港分層水位變化圖(自記式)



觀測時間(年, 月)

圖 8.10 布袋港分層累積下陷量圖(200m)

8.3 安平港

8.3.1 安平港地層下陷站

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，其結果如圖 8.11 所示。

由圖 8.11 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 3 年來(95 至 97 年)應沒有受到超抽地下水影響，故地下水位呈現上升現象。

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，銜鋼尺讀數之最小刻度為公厘。

圖 8.12 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 73mm，而其中 0~56 m 之沉陷量為 67mm，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呈現不穩定現象。

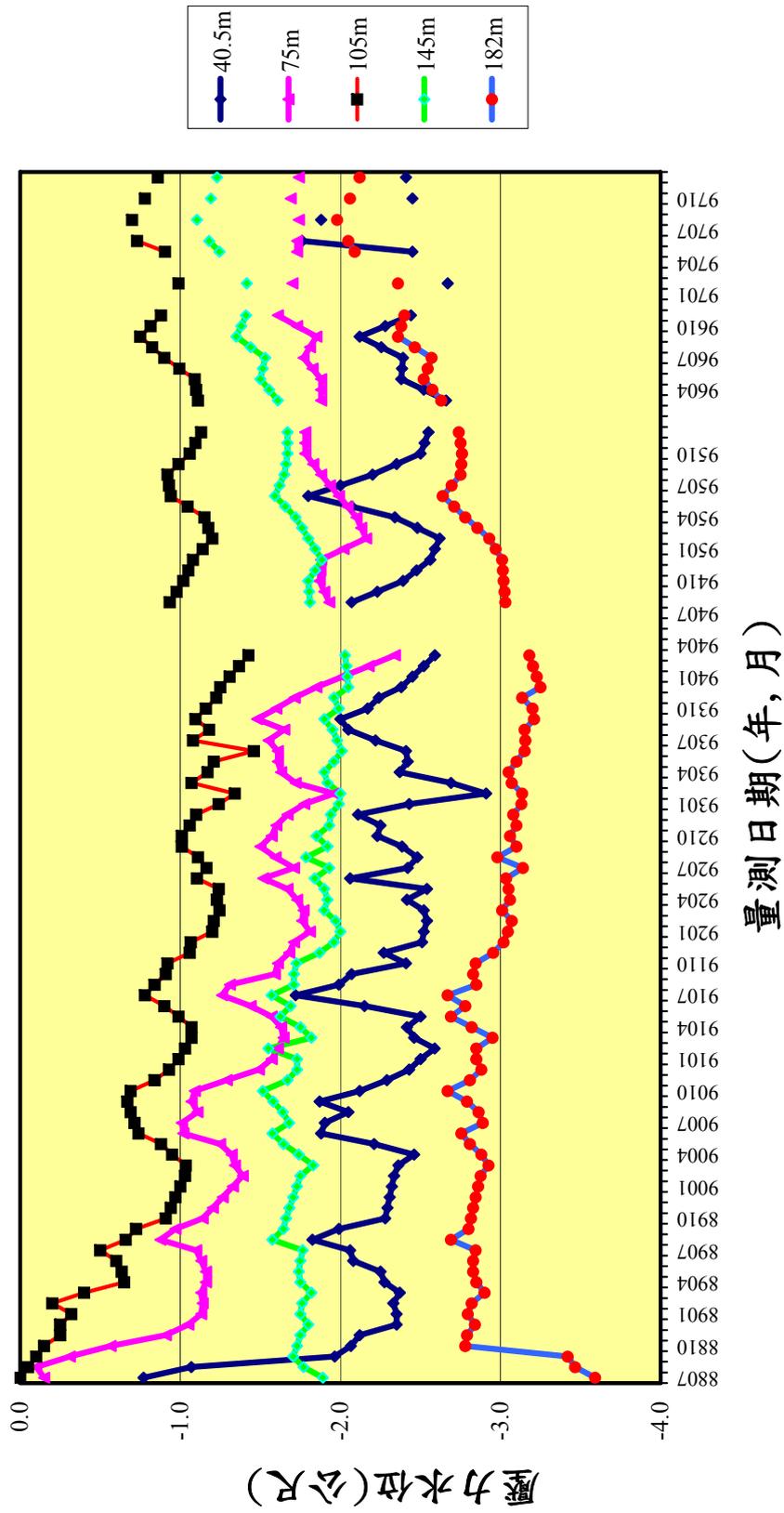
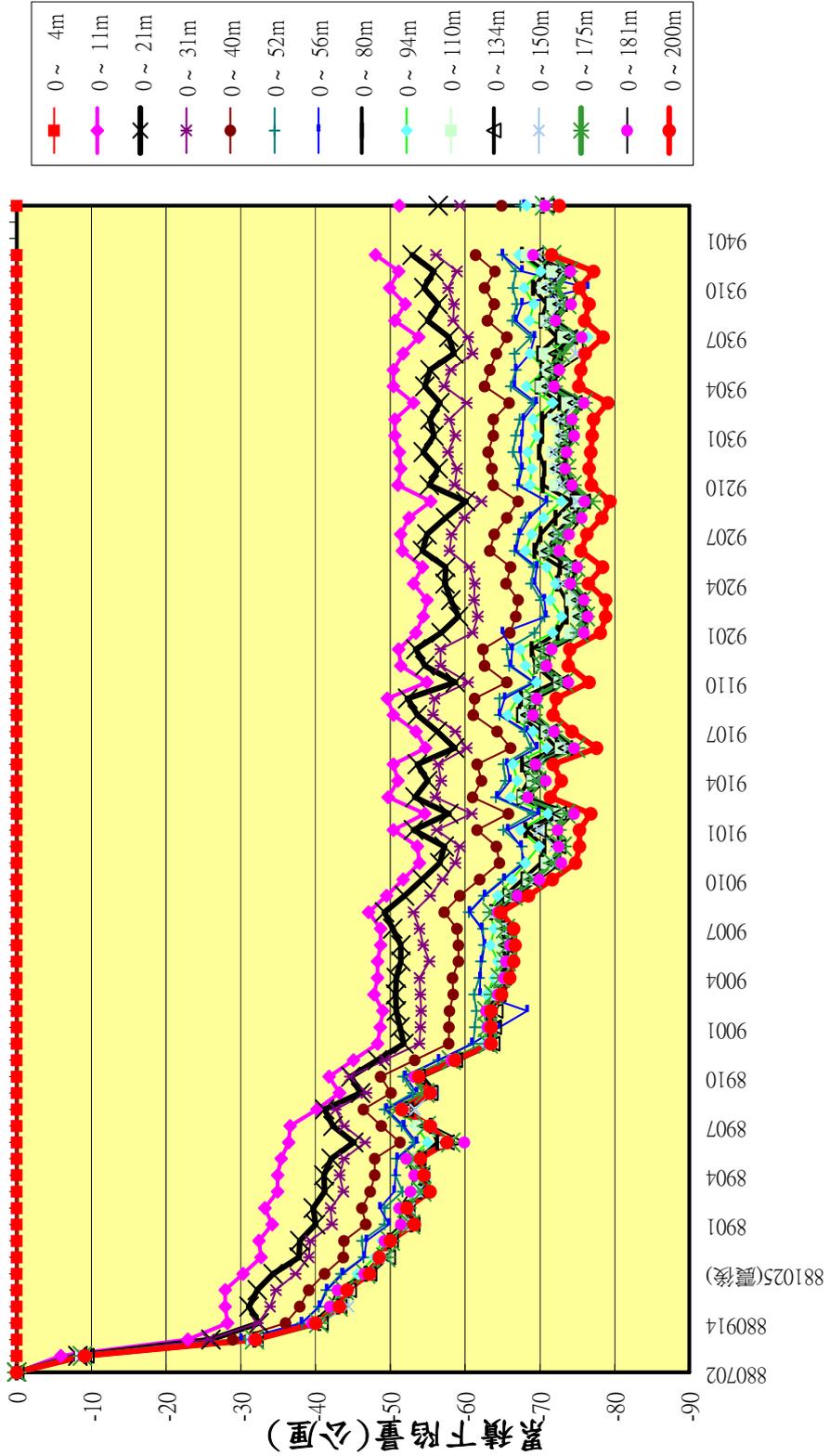


圖 8.11 安平港分層水位變化圖(手動量測)



觀測時間(年, 月)

圖 8.12 安平港分層累積下陷量

8.4 高雄港

高雄港井下地震儀監測站於民國 92 年底完成，井下地震儀陣列設置於地表、-15m、-30m、-100m 及-292m 共 5 部地震儀，2006 年至 2008 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 16 組，如表 8-7 監測期間以 2006 年 12 月 26 日地震規模 7.0 之地表加速度 96.8gal 的 5 級地震最大。

表 8-7 高雄港 2006~2008 年井下地震監測資料表

| No | 監測時間(臺北時間) | 震央位置 | | 深度 km | 規模 |
|----|-------------------------|--------|---------|-------|-----|
| | | 北緯(度) | 東經(度) | | |
| 1 | 2006-12-26; 20:26:42.00 | 21.69° | 120.56° | 44.1 | 7.0 |
| 2 | 2006-12-26; 20:34:30.00 | 21.97° | 120.42° | 50.2 | 7.0 |
| 3 | 2007-01-25; 18:59:47.00 | 22.63° | 122.03° | 25.8 | 6.2 |
| 4 | 2007-02-19; 05:05:33.00 | 21.79° | 120.40° | 44.3 | 5.1 |
| 5 | 2007-08-09; 08:56:19.00 | 22.66° | 121.05° | 4.0 | 5.9 |
| 6 | 2007-10-19; 22:25:39.00 | 22.96° | 120.63° | 18.7 | 4.3 |
| 7 | 2007-12-05; 09:42:08.00 | 23.07° | 121.19° | 11.3 | 5.1 |
| 8 | 2008-02-18; 04:33:36.00 | 23.31° | 121.46° | 28.3 | 5.4 |
| 9 | 2008-03-05; 01:32:09.00 | 23.21° | 120.70° | 11.3 | 5.2 |
| 10 | 2008-04-24; 02:29:19.00 | 22.87° | 121.68° | 11.1 | 5.6 |
| 11 | 2008-05-14; 02:28:20.00 | 22.77° | 121.04° | 7.0 | 5.0 |
| 12 | 2008-06-15; 07:29:41.00 | 22.90° | 120.59° | 16.9 | 4.8 |
| 13 | 2008-10-31; 16:38:37.00 | 23.07° | 120.22° | 15.4 | 4.6 |
| 14 | 2008-12-02; 11:17:36.00 | 23.28° | 121.60° | 29.8 | 6.0 |
| 15 | 2008-12-08; 05:19:42.00 | 23.80° | 122.20° | 35.1 | 5.9 |
| 16 | 2008-12-23; 08:04:55.00 | 22.95° | 120.57° | 17.1 | 5.3 |

8.5 大鵬灣

8.5.1 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 94 年 12 月 17 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，其結果如圖 8.13 所示：

8.5.2 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 8.14 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 8.12 顯示，從 87 年 3 月至 94 年 12 月止，共 7 年 8 個月期間，大鵬灣地表下 4 m 至 189 m 間之沉陷總量為 90.2 公厘，而其中地表~51.3 m 之沉陷量為 72 mm，佔總沉陷量之 79%，由此資料顯示，大鵬灣之沉陷屬於淺層沉陷。

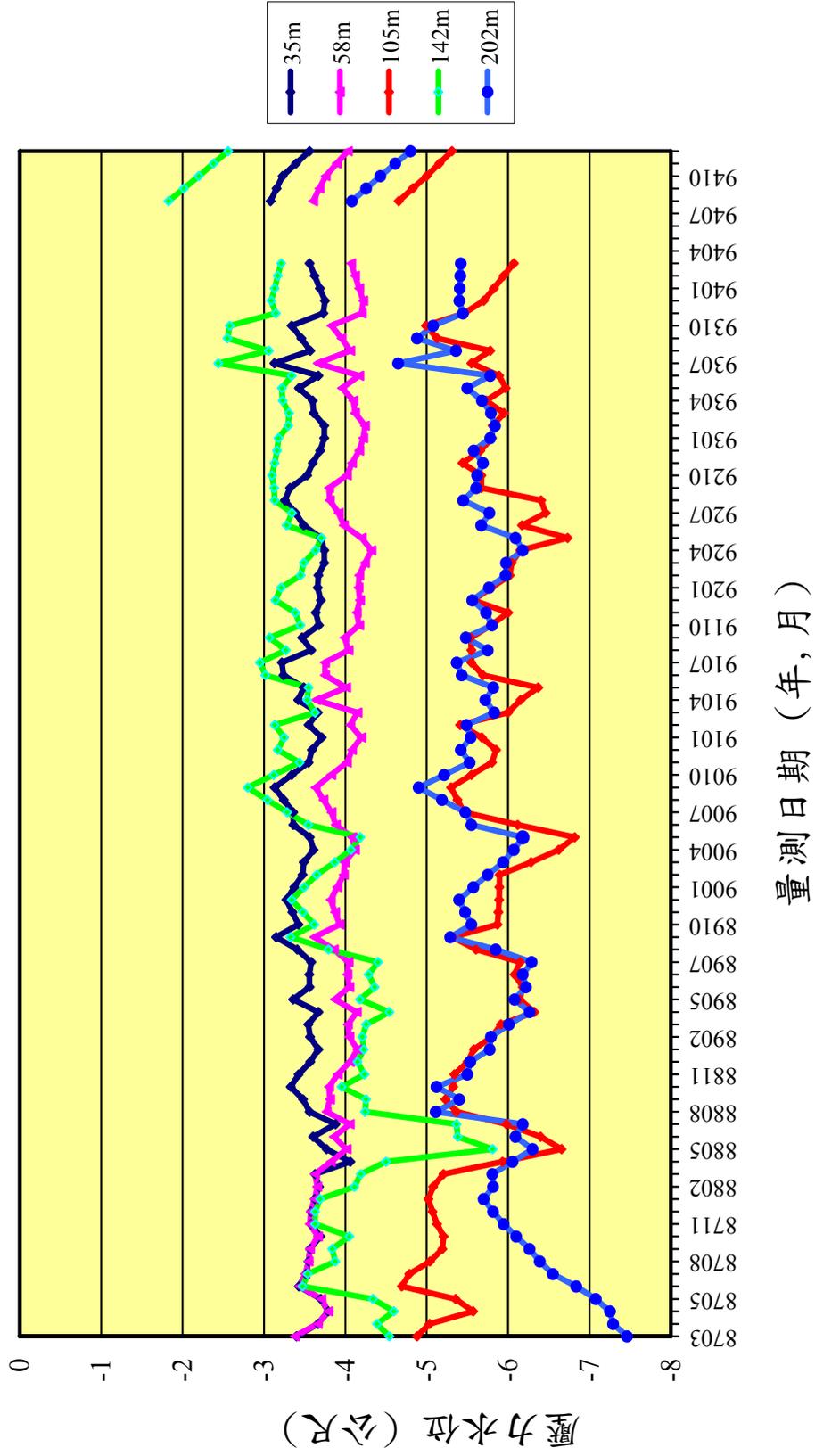
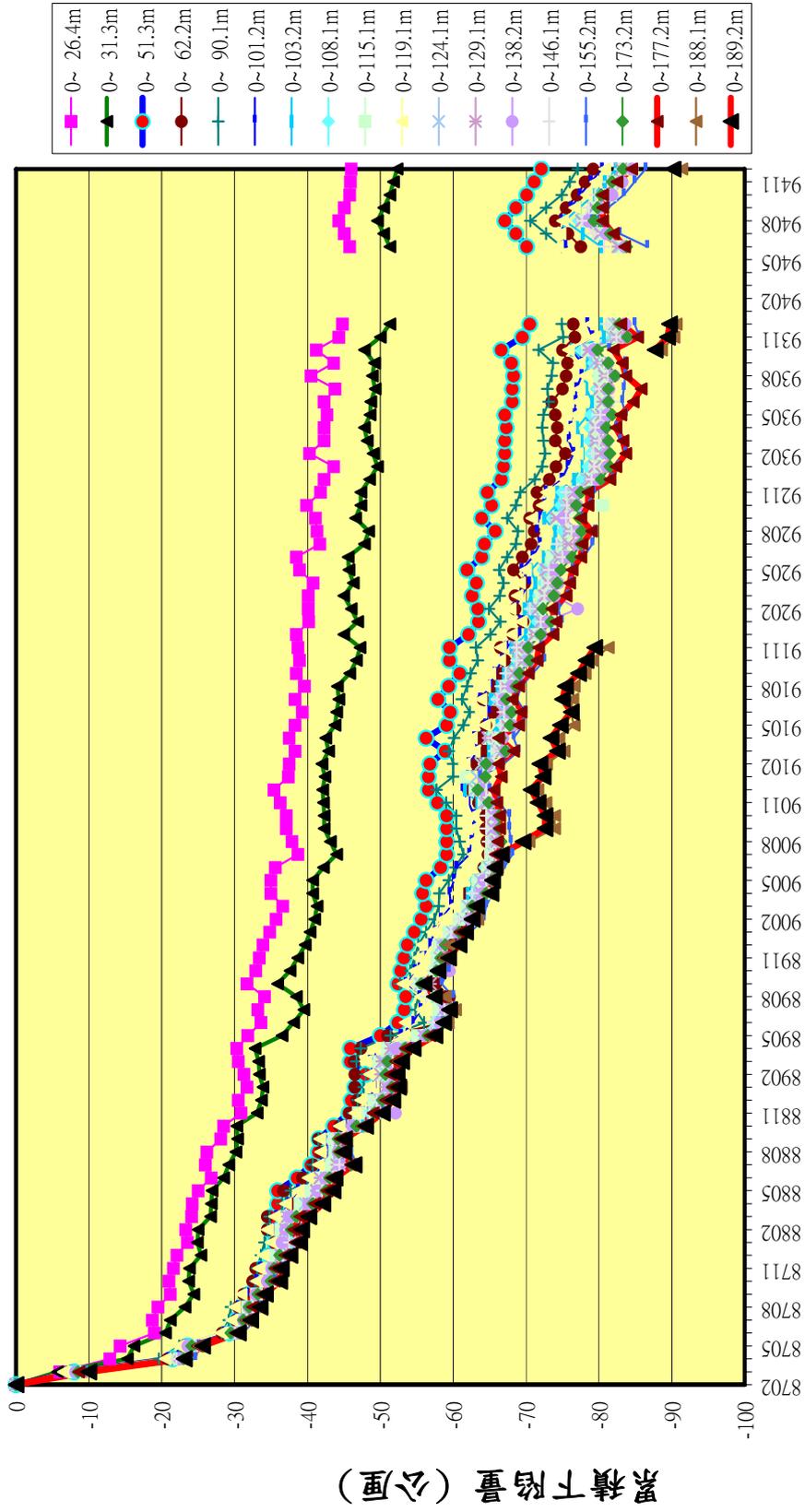


圖 8.13 大鵬灣分層水位變化圖(手動量測)



觀測時間 (年, 月)

圖 8.14 大鵬灣地層分層下陷觀測圖

8.6 蘇澳港

蘇澳港井下地震儀監測站於民國 93 年底完成，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 2008 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 33 組，如表 8-8、表 8-9，監測期間地震活動非常頻繁，其中以 2007 年 9 月 22 日地震規模 4.8 之地表加速度 126.53gal 最大，但僅有 2007 年 9 月 7 日規模 6.6 之地震有動態孔隙水壓資料，如圖 8.15。

表 8-8 蘇澳港 2007 年井下地震監測資料表

| No | 監測時間(臺北時間) | 震央位置 | | 深度 km | 規模 |
|----|-------------------------|--------|---------|-------|-----|
| | | 緯度(度) | 經度(度) | | |
| 1 | 2007-01-25; 18:59'16.6" | 22.86° | 121.86° | 5.0 | 6.2 |
| 2 | 2007-02-12; 13:40'25.3" | 24.40° | 121.81° | 13.1 | 4.4 |
| 3 | 2007-02-18; 23:46'8.3" | 24.42° | 122.05° | 14.9 | 4.4 |
| 4 | 2007-04-28; 18:39'48.4" | 24.83° | 121.97° | 12.7 | 4.4 |
| 5 | 2007-06-17; 12:26'22.3" | 24.39° | 121.88° | 23.7 | 4.2 |
| 6 | 2007-06-20; 22:21'43.5" | 24.4° | 121.8° | 13.3 | 4.3 |
| 7 | 2007-07-13; 04:54'13.2" | 24.73° | 121.79° | 7.0 | 4.4 |
| 8 | 2007-07-22; 06:55'23.2" | 24.38° | 121.83° | 14.4 | 4.2 |
| 9 | 2007-07-23; 21:40'2.1" | 23.69° | 121.70° | 31.0 | 5.9 |
| 10 | 2007-09-07; 01:51'25.3" | 24.2° | 122.43° | 54.0 | 6.6 |
| 11 | 2007-09-07; 01:55'21.6" | 24.19° | 122.51° | 36.8 | 5.7 |
| 12 | 2007-09-15; 10:05'20.4" | 24.33° | 121.63° | 21.7 | 4.3 |
| 13 | 2007-09-22; 14:27'4.9" | 24.46° | 121.87° | 22.5 | 4.8 |
| 14 | 2007-10-11; 11:05'2.5" | 24.78° | 121.81° | 78.9 | 5.5 |
| 15 | 2007-10-19; 02:24'28.8" | 24.47° | 121.84° | 16.7 | 4.4 |
| 16 | 2007-11-08; 06:54'15.9" | 24.91° | 122.17° | 4.0 | 5.0 |
| 17 | 2007-11-12; 18:24'42.5" | 24.46° | 121.84° | 18.4 | 4.5 |
| 18 | 2007-11-29; 05:05'14.3" | 24.82° | 122.01° | 65.0 | 5.5 |
| 19 | 2007-12-15; 18:46'53.0" | 24.07° | 122.45° | 61.0 | 4.8 |

表 8-9 蘇澳港 2008 年井下地震監測資料表

| No | 監測時間(臺北時間) | 震央位置 | | 深度 km | 規模 |
|----|-------------------------|--------|---------|-------|-----|
| | | 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 |

8.7 小 結

港灣地震及地層下陷資料庫建置之研究(2/2)計畫為期二年，本年度為第二年，因長期監測資料非常龐大，故全部資料以本所港研中心自行開發的「港區工程基本資料庫」建置，綜合各港區近年來監測所得之結果如下：

1. 臺北港井下地震監測資料自 2003 年至 2008 共收集 28 筆地震資料，其中以 2003 年 8 月 12 日規模 5.6 之地震為最大，最大地表加速度為

53.5gal 之 4 級地震。2008 年共收集 5 筆，以 6 月 2 日規模 5.8 之地震其最大地表加速度為 21gal 的 3 級地震最大。

2. 臺中港井下地震監測資料 2007 年共收集 6 筆，其中以 12 月 25 日規模 5.1 之地震最大，最大地表加速度為 10.7gal。

臺中港 200m 地層下陷站經監測結果，自 88 年 6 月開始至 97 年 8 月止，累積總沉陷量約 5cm，量測期間包括 88 年 9 月至 10 月，因 921 地震所產生之總沉陷量為 3.2 cm。

3. 布袋港井下地震監測資料 2006 及 2007 年共收集 6 筆，其中以 2006 年 3 月 9 日地震規模 5.1 之地表加速度 70.9gal 的 4 級地震為最大。

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。經量測 200m 地層下陷站之結果，自 86 年 2 月至 97 年 11 月止，共 11 年 9 個月總累積沉陷量約為 50cm，近三年來年平均沉陷量約為 2.7cm，因布袋港區配合政府地層下陷防治政策，故地層下陷有趨緩現象。港港自監測以來，平均一年之沉陷量約 5cm，其中百分之 50 以上之沉陷在深度 140~200 m 地層發生，屬深層沉陷。

4. 安平港 16~20 號碼頭區因地下水位偏高，約於地表下 -2~-3m，港區因超抽地下水引致之沉陷並不嚴重，有一部分為填土荷重所引致之沉陷。港區地層下陷自 88 年 7 月至 94 年 3 月之累積沉陷量約為 7.3cm，其中地表至 56 m 之沉陷量 6.7cm，佔總沉陷量之 88%，故屬淺層沉陷。

5. 高雄港井下地震監測資料 2006 年至 2008 年為止，就地震規模 4.3 以上較完整之資料共 16 筆，監測期間以 2006 年 12 月 26 日地震規模 7.0 之地表加速度 96.8gal 的 5 級地震最大。

6. 大鵬灣因 -105 m 深度以下之深層水位介於 -4.2 m~-6.8 m 之間上下變化，故大鵬灣附近地區應有因超抽地下水引起之地層下陷。地層下

陷量測自 87 年 3 月至 97 年 12 月止，累積總沉陷量為 10.5cm，平均一年之沉陷量約為 1.5cm，而其中地表至 51.3 m 之沉陷量為 8.5cm，佔總沉陷量之 80%，故大鵬灣屬於淺層沉陷。

7. 蘇澳港井下地震監測資料 2007 年至 2008 年共收集 33 筆，其中以 2007 年 9 月 22 日地震規模 4.8 之地表加速度 126.5 gal 的 5 級地震為最大。2007 年 9 月 7 日之地震，其超額動態孔隙水壓經過分離結果，其超額孔隙水壓為 0.25Hz 以下之低頻反應，震盪動態水壓為 0.25Hz 以上之高頻。

第九章 結論與建議

9.1 研究目的與問題

由於國內大多數之港口並非天然良港，而是以抽砂浚填之人工港口，在強烈地震作用下，可能發生土壤液化現象，造成港灣碼頭向海側位移、傾斜與沉陷等災害，因此本所之港灣技術研究中心，多年來進行土壤液化之研究，不但已在國內大地工程界建立良好口碑，以機率論評估土壤液化之方法，已不亞於國外先進國家，並有多篇論文發表於美國土木工程學會(ASCE)大地及環境工程學刊(JGGE)，及加拿大國家研究委員會(NRC)大地工程學刊(Can. Geotech. J.)等國際頂級期刊，獲得國際肯定；惟在港區地震防災系統之研究，如現地模擬地震之液化試驗，港灣碼頭動態監測技術，碼頭地震災況模擬，及海嘯預警技術等方面尚有差距。

港灣及海岸地區之結構物為得到符合基礎承载力與動力需求，多採用深基礎設計，其中樁基礎為最常見之選項之一，由於港區多以水力抽砂回填施工，於地震時易產生土壤液化行為，相關案例包括 1995 年日本阪神地震後港區液化與 921 地震後臺中港區液化，現有考慮液化土壤-樁基礎-結構互制分析方法包括擬靜態簡化法、動力數值模擬、模型試驗等，其中擬靜態簡化法與動力數值模擬因缺乏實際之驗證資料而具有一定程度之不準確性，而模型試驗因受限於試體尺寸，使其代表性與實際基礎行為仍有差異，因此多用於動態影響因子之基礎研究。為瞭解現地基樁受震反應，解決之道為設立永久之現地監測站與進行全尺寸現地基樁動態試驗，現地監測站為利用現有設施，安裝相關之監測儀器，等待下一次地震時紀錄相關動態歷時，而現地基樁態動試驗為利用人造震源，對選定之測站與場址進行大應變震動，但因其可能對現有結構物造成損壞，並不適合現正營運中之港區，其現地監測站與現地基樁態動試驗均為全尺寸現地紀錄，所得結果將可驗證現有分析方法，並可作為修復與改善之依據，其重要性與價值將遠比現有模型試驗為高。

本所港灣技術研究中心，於 91-93 年度執行防災國家型科技計畫，分別於臺中港、臺北港、高雄港及蘇澳港，完成井下地震及液化之監測系統，對港灣地區之震波放大效應及液化潛能，已有進一步之瞭解。但由於強烈地震發生之週期較長，目前港灣之監測結果大部份皆為中小地震資料，未有土壤液化之監測資料；另由於經費及人力之限制，並未對港灣最重要之設施碼頭構造物設置監測系統；因此本研究計畫中，除了以既有之地震及液化監測系統，更深入探討港區震波反應及土壤液化行為外；亦擬以大型震盪震源車於現地產生固定頻率、固定震幅之振動，模擬強烈之地震作用，進行現地液化試驗，並於港灣最重要之設施(碼頭構造物)設置監測系統，監測液化對港灣碼頭構造物之影響，以維護港區工程安全。

因此，本計畫著手於港灣地區進行(1)港灣地區現地模擬地震之液化試驗與碼頭動態監測研究。(2)液化對港灣構造物穩定性之影響研究。(3)港灣碼頭受震災況之數值模擬。(4)港灣地區地震及地層下陷資料庫之建置研究。

9.2 結論

1. 由港區地震力PGA值分佈之模擬結果顯示：蘇澳港4號碼頭PGA較港區其他碼頭地震PGA稍大，這或許是民國75年花蓮地震造成蘇澳港4號碼頭側移及後線龜裂之重要原因之一。臺中港1-4A號碼頭後線、及9-11號碼頭後線，其PGA值皆較其他碼頭區稍大，這與921地震造成臺中港1-4號碼頭側移及9-11號碼頭後線土壤液化等災害現象頗相吻合。
2. 由臺中港區共振主頻分析結果顯示：921地震液化災區之淺層共振主頻小於3Hz，非液化災區之淺層共振主頻大於3.9Hz。
3. 由94年3月6日蘇澳雙震源地震之超額動態孔隙水壓分析結果顯示：蘇澳港區之PGA=155gal，土層深度5m-20m之超額動態孔隙水壓為10kpa，即有1m高之超額動態水位，其超額動態孔隙水壓比約有10%，

土層深度30m之超額動態孔隙水壓為30kpa，即有3m高之超額動態水位，其超額動態孔隙水壓比亦約有10%；其中超額孔隙水壓為0.25Hz以下之低瀕反應，震盪動態水壓為0.25Hz以上之高瀕反應。

4. 由95年12月26日屏東枋寮地震引致之超額動態孔隙水壓分析結果顯示：高雄港區之PGA=97gal，土層深度8-20m之超額動態孔隙水壓約為0.1 kg/cm²，即有1m高之超額動態水位，其超額動態孔隙水壓比約有10%，其中超額孔隙水壓為0.10Hz以下之低瀕反應，震盪動態水壓為0.10Hz以上之高瀕反應。安平港區之PGA=101gal，土層深度10m之超額動態孔隙水壓為3 kpa，即有30cm高之超額動態水位，其超額動態孔隙水壓比僅有3 %，其中超額孔隙水壓為0.08Hz以下之低瀕反應，震盪動態水壓為0.08Hz以上之高瀕反應。
5. 以高雄港區近年曾遭受過的最大地震-95年12月26的恆春烈震傳達到港區的強度，來檢核本文所開發的判別模式的適用性，該次地震在高雄港區監測到的強度為規模M=6.4，PGA=96.87gal。以該值輸入判別模式，分析結果可看出，僅在旗津島南方會出現小面積的中度液化區域，研判該處碼頭後線可能造成部份龜裂，此與震後調查相符合，因此以本文判別模式來研判高雄港區的液化潛能應可適用。
6. 本文將所搜集的臺中港區鑽探資料，配合地震規模M=7.5，及地震尖峰地表加速度 (Peak Ground Acceleration, PGA) 漸增之模擬狀況，來評估不同震波強度對臺中港區土層液化危害影響程度。發現在PGA<0.13g時，港區應屬安全。在0.13g<PGA<0.16g時，北碼頭區1-2號，中突堤7-9號、11-12號碼頭轉角，倉儲轉運I區，西碼頭區W9-W11等處後線，可能會有部份龜裂。在0.16g<PGA<0.20g時，北碼頭區1-4A號、中突堤7-9號、西碼頭區W9-W11等處後線小部份地區出現嚴重液化現象，可能有龜裂、擬似液化或差異沉陷，應加提防。在0.20g<PGA<0.25g時，臺中港多數碼頭後線可能會有擬似液化及差異沉陷現象。若PGA>0.25g時，碼頭後線可能會有全面性液化及差異沉陷現象，災損情況將趨於嚴重。

7. 本文將所搜集的高雄港區鑽探資料，配合地震規模 $M=6.5$ ，及地震尖峰地表加速度 (Peak Ground Acceleration, PGA) 漸增之模擬狀況，來評估不同震波強度對高雄港區土層液化危害影響程度。發現在 $PGA < 0.08g$ 時，港區應屬安全。在 $0.08g < PGA < 0.09g$ 時，旗津區117-119號碼頭後線，可能會有部份龜裂，整體評估應屬輕度災損。在 $0.09g < PGA < 0.11g$ 時，65-66號碼頭後面的工業區、68-69號碼頭後線，以及116-119號碼頭後線，可能會有部份龜裂，整體評估仍應屬輕度災損。在 $0.11g < PGA < 0.12g$ 時，中興商港區後線小部份地區出現擬似液化現象，118-119號碼頭後線可能有龜裂、擬似液化或差異沉陷，59-62的石化中心、63-67號碼頭後面的工業區、68-70號碼頭後線，可能有龜裂或差異沉陷，中島加工出口區的33、45、48、50、58以及蓬萊商港區6、7號碼頭後線，可能會有部份龜裂，應加提防。在 $0.12g < PGA < 0.15g$ 時，中興商港區後線、小港商港區、前鎮商港區後方的工業區及石化中心，以及蓬萊商港區等部份地區，可能出現龜裂、擬似液化或差異沉陷，應加提防。多數碼頭可能會有部份龜裂現象等災損。在 $0.15g < PGA < 0.18g$ 時，中島加工出口區以及蓬萊商港區等處也開始出現擬似液化現象，多數碼頭後線可能有龜裂、擬似液化或差異沉陷，應全面提防。若 $PGA > 0.18g$ 時，碼頭後線可能會有全面性液化及差異沉陷現象，災損情況將更加嚴重。
8. 由西南沿海地區之初步評估可發現：雲林及嘉義沿海地區之液化潛能都比西南沿海其他縣市還高，因此於 $PGA=0.15g$ 時，西南沿海地區極大部份地區屬於輕微液化災害風險，液化之可能性很低，而雲林及嘉義沿海地區屬於中度液化，即地表發生明顯液化表徵機會低，但深層可能液化，地表沈陷量不明顯。 $PGA=0.33g$ 時，西南沿海地區極大部份地區將發生嚴重液化災害風險，液化之可能性極高，僅極小部份地區屬於中度液化。
9. 由直樁棧橋式碼頭與斜樁棧橋式碼頭之變位量分析結果顯示，依基準計算方式所得的變位量較結構分析軟體分析的結果小，表示基準假設

的結構勁度較強。經本研究探討可能原因為，基準假設樁固定點以下之樁為完全束制無法移動，而軟體建構之模型以土壤彈簧模擬土壤與結構之互制，並無強制樁於何位置點為完全不動點，故整體結構勁度較基準之結構勁度柔軟，導致變位量較大，如此結果應屬合理。

10. 由棧橋式碼頭之災況模擬分析之加速度與位移歷時得知，碼頭後方水平地盤之土層放大效應與自由場分析結果類似，但邊坡下方之加速度變化較水平地盤不顯著，推論基樁之存在會使基樁通過之土層其運動較有一致性；前方海床其放大效應與同深度之後方水平地盤分佈比較其放大效應較不顯著。由空間中之加速度變化得知，考慮棧橋式碼頭之地盤反應受土層幾何形狀、基樁通過及土層厚度影響，且基樁之存在會使基樁通過之土層其運動較有一致性。
11. 由棧橋式碼頭之災況模擬分析顯示：碼頭面板後方之L型塊，其水平向變位遠大於垂直向變位，且最大水平變位發生於拋石邊坡坡頂，其數值大於1.5m，而L-型塊牆趾之水平位移亦接近1.5m，拋石邊坡之坡趾其變位遠較坡頂為小，且其隆起量亦小，此應與坡趾拋石增加之穩定性有關，數值分析結果顯示最大位移發生於拋石邊坡。
12. 港區井下地震監測站已分年架設於各港，架設後迄今之資料成果概述如下：(1)臺北港自2003年至2008共收集28筆地震資料，其中以2003年8月12日規模5.6之地震為最大，最大地表加速度為53.5gal之4級地震。2008年共收集5筆，以6月2日規模5.8之地震其最大地表加速度為21gal的3級地震最大。(2) 臺中港2007年共收集6筆，其中以12月25日規模5.1之地震最大，最大地表加速度為10.7gal。(3) 布袋港2006及2007年共收集6筆，其中以2006年3月9日地震規模5.1之地表加速度70.9gal的4級地震為最大。(4)高雄港2006年至2008年為止，就地震規模4.3以上較完整之資料共16筆，監測期間以2006年12月26日地震規模7.0之地表加速度96.8gal的5級地震最大。(5)蘇澳港2007年至2008年共收集33筆，其中以2007年9月22日地震規模4.8之地表加速度126.5 gal的5級地震為最大。2007年9月7日之地震，其超額動態孔隙水壓經過

分離結果，其超額孔隙水壓為0.25Hz以下之低頻反應，震盪動態水壓為0.25Hz以上之高頻。

13. 西南沿海港灣地區所安裝之地層下陷監測站，歷年累計資料成果概述如下：(1)臺中港200m地層下陷監測站經監測結果，自88年6月開始至97年8月止，累積總沉陷量約5cm，量測期間包括88年9月至10月，因921地震所產生之總沉陷量為3.2 cm。(2)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。經量測200m地層下陷站之結果，自86年2月至97年11月止，共11年9個月總累積沉陷量約為50cm，近三年來年平均沉陷量約為2.7cm，因布袋港區配合政府地層下陷防治政策，故地層下陷有趨緩現象。港港自監測以來，平均一年之沉陷量約5cm，其中百分之50以上之沉陷在深度140~200 m地層發生，屬深層沉陷。(3)安平港16~20號碼頭區因地下水位偏高，約於地表下-2 ~ -3m，港區因超抽地下水引致之沉陷並不嚴重，有一部分為填土荷重所引致之沉陷。港區地層下陷自88年7月至94年3月之累積沉陷量約為7.3cm，其中地表至56 m之沉陷量6.7cm，佔總沉陷量之88%，故屬淺層沉陷。(4)大鵬灣因 -105 m深度以下之深層水位介於 -4.2 m~-6.8 m之間上下變化，故大鵬灣附近地區應有因超抽地下水引起之地層下陷。地層下陷量測自87年3月至97年12月止，累積總沉陷量為10.5cm，平均一年之沉陷量約為1.5cm，而其中地表至51.3 m之沉陷量為8.5cm，佔總沉陷量之80%，故大鵬灣屬於淺層沉陷。

9.3 建議

1. 由直樁棧橋式碼頭與斜樁棧橋式碼頭耐震能力評估結果，發現此兩案例均能滿足原設計之耐震能力($k_h=0.1$)要求，且相關應力檢核值均較容許安全值小，顯示碼頭耐震能力超出原設計之耐震能力，後續研究

可依安全需求及經濟考量來探求較佳之設計條件。

2. 地震力作用下棧橋式碼頭之邊坡可能因土層發生液化而發生滑動破壞，進而沖擊基樁導致基樁破壞，故在設計棧橋式碼頭或評估現有橋式碼頭之耐震性時，邊坡土層是否會液化，應納入考量。一般棧橋式碼頭之護岸大部份為重力式或板樁式，若液化土層厚度較大，將影響護岸之穩定性。
3. 本計畫規劃於港池現地設置棧橋式碼頭動態監測系統，此乃是在棧橋式碼頭之基樁部位安裝監測儀器，等待地震來襲時紀錄相關動態反應歷時資料。系統目前已完成初步測試，資料擷取及網路通訊已可運作，但如何維持資料之正確及傳輸正常，仍需定期測試校正與微調，以使系統符合設定目標。另水下材料之使用年限較難掌握，設備之耐久性需要較長時間的測試，皆需於後續計畫中審慎觀察與維護。

9.4 研究成果效益：

1. 成果宣導：97年8月交通部例行性記者會，發佈「設置港區地震測站，開發震災速報系統」新聞稿。
2. 學術效益，發表國際、國內研討會論文3篇：
 - (1) 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，發表論文「GIS在高雄港區土壤液化分析及震災速報系統之開發應用」。
 - (2) 96年度「強化災害防救科技研發與落實運作方案」成果研討會，發表論文「臺中港區地震潛勢評估之研究」。
 - (3) 第30屆全國海洋工程研討會，發表論文「GIS在安平港區土壤液化分析及震災速報系統之開發應用」。
3. 科技整合創新效益：建立地震及液化之即時監測系統，開發港區震

災速報系統，提供震後及時通報，作為港區防救災之災時應變及緊急搶修之參考，以提升我國之整體防災能力。

4. 社會環境安全影響效益：港區耐震評估研究，可提昇港灣地區之防災功能，作為港灣地區之地震災前預防應變計畫與決策之參考，有助於環境之安全。

9.5 提供應用情形：

1. 本計畫利用統計方法所開發的土壤液化判別分析法及極限分析法，已先後發表於國內外學術期刊，提供各界參考使用：
 - (1) "Logistic Regression Model for Evaluating Soil Liquefaction Probability Using CPT Data." June, 2006. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE ,Vol.132, No.6.
 - (2) "Closure to Discriminant model for evaluating soil liquefaction potential using cone penetration test data." May, 2006. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE , Vol.132, No.5.
 - (3) 「以極限狀態分析法建立標準貫入試驗之液化分析模式」，95年3月，以極限狀態分析法建立標準貫入試驗之液化分析模式。
2. 前項成果並已開發程式模組，納入本所「港區工程基本資料查詢展示系統」中，設計出液化安全性、液化機率等分析模式，可點選展繪出液化註狀圖、港區液化分佈圖等成果，並提供港務局使用。
3. 上述成果配合本研究所安裝之港區井下地震監測系統，開發地震速報系統，可於震後發佈港區可能致災地點之警訊，港區系統，提供港務局防救災及緊急修復使用。

參考文獻

1. 王金鐘、李德河，「轉爐石作為道路基底層及工程土方材料再生利用之力學特性研究」，中國土木水利工程學刊，第十七卷，第二期，pp.245-256，2005。
2. 交通部，「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」，民國 86 年 7 月。
3. 宇泰工程顧問有限公司，「高雄港海事工作船渠安全檢測及評估」，民國 94 年 7 月。
4. 王金鐘、李德河，「轉爐石作為道路基底層及工程土方材料再生利用之力學特性研究」，中國土木水利工程學刊，第十七卷，第二期，pp.245-256，2005。
5. 長榮海運股份有限公司，「高雄港 116 號碼頭延伸工程結構計算書」，宇泰工程顧問有限公司，民國 78 年 3 月。
6. 姚義久，「實用土壤力學」，文笙書局，民國 66 年。
7. 陳正興、黃國祥，「集集地震臺中港沉箱滑移之初步分析」，臺灣工程耐震安全評估與災害防治研討會，pp.3-1~3-18，2000。
8. 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，PP.430-432。
9. 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，PP.196-204。

- 10.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，PP.664-670。
- 11.港灣技術研究所，「港灣及海岸結構物設計基準」，港灣研究所專刊123號，1997。
- 12.港灣研究中心，「臺中港1~4A碼頭921地震液化災損初步調查研究」港灣研究中心專刊172號(1999)。
- 13.張惠文、廖新興、鄭清江(1992)，「砂質地盤液化之防治方法探討」，土工技術，第38期，PP.17~29。
- 14.彭瀚毅，1998。臺北盆地場址效應之研究，中央大學博士論文。
- 15.臺中港務局，「臺中港第一期工程完工報告」，1976。
- 16.鄭世楠和葉永田，(2002)「1848年彰化地震與彰化斷層關係的初步研究」港灣報導季刊,61期。
- 17.賴聖耀，「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，pp.321-333，2005。
- 18.賴聖耀，「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，2006。
- 19.賴聖耀，「以標準貫入試驗值建立土壤液化潛能判別模式」，中國土木水利工程學刊，第二卷，第四期，PP.301-311（1990）。
- 20.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 PP.7-1~7-18。
- 21.賴聖耀、謝明志（2000）「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。
- 22.賴聖耀，「港灣地區地震監測與土壤液化潛能評估之研究」，交通

- 部運輸研究所報告，MOTC-IOT-IHMT-GA9013，2001。
- 23.賴聖耀，「以 921 地震液化案例之 SPT—N 值建立土壤液化潛能判別模式」，液化潛能評估方法及潛能圖之製作研討會（2002）。
 - 24.賴聖耀、謝明志，「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，PP.653-657，(2002)。
 - 25.蘇棋福，「港灣設計準則及實例」，文笙書局，民國 69 年 12 月。
 - 26.Boulanger, R.W., Mejia, L H., Idriss,I.M. "Liquefaction at Moss Landing during Loma Prieta earthquake " J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, Vol.123, No.5, pp.453-467 (1997).
 - 27.Christian, J. T. and Swiger, W. F., "Statistics of liquefaction and SPT results," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, NO. GT11, pp.1135-1150 (1975).
 - 28.Hwang, J.H., Yang, C.W., "Verification of critical cyclic strength curve by Taiwan Chi-Chi earthquake data " Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.21, pp.237-257(2001).
 - 29.Idriss, I. M., "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(1999).
 - 30.Ishibashi, I. and Madi, L., "Case Studies of Quaywalls Stability with Liquefied Backfills", Proc.4th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Vol.3, pp. 725-735,1990.
 - 31.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.
 - 32.Ishihara, K., Yasuda, S., and Nagase,H., (1996), Soil characteristics and

ground damage, Special Issue of Soils and Foundations, pp.109-118

33. 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.
34. Juang, C. H., Rosowsky, D.V., and Tang, W.H., “A reliability-based method for assessing liquefaction potential of sandy soils.” Journal Geotech. and Geoenviron. Engineering, ASCE, 125(8), 684~689(1999).
35. 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.
36. 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.
37. 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.
38. 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.
39. Liao, S. S., and Whitman, R.V., " Overburden correction factors for SPT in sand." J. of Geot. Engr. ASCE, Vol.112, No.3, pp.373-377(1986).
40. Liao, S.S.C., D.Veneziano, and R.V. Whitman ”Regression Models for Evaluating Liquefaction Probability”, J. of Geot. Engr., ASCE, Vol.114, No.4, pp.389~411 (1988).

41. Lin, P. S., Lai, S. Y., Lin, S. Y., and Hsieh, C. C., "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 (2000).
42. Matsuzawa, H., Ishibashi, I. and Kawamura, M., "Dynamic Soil and Water Pressure of Submerge Soils", J. of Geot. Engr., ASCE, Vol.111, No.10, pp.1161~1176, 1985.
43. Matsuo, H., and O'hara, S., "Lateral Earth Pressures and Stability of Quay Walls during Earthquakes", Proc. 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Japan, Vol.1, 1960.
44. Mononobe, N., and Matsuo, H., "On the Determination of Earth Pressures during Earthquakes", Proceedings, World Engineering Conference 9, pp.176-182, 1929.
45. 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).
46. Nagase, H., and Ishihara, K., (1988), "Liquefaction-induced compaction and settlement of sand during earthquakes, "Soils and Foundations, Vol.28, No.1, pp.66-76.
47. Newmark, N. M. (1965), "Effects of earthquakes on dams and embankments.", Geotechnique, 15(2), pp.139-159.
48. Noda, S., and Uwabe, T., "Relation between Seismic Coefficient and Ground Acceleration for Gravity Quay Wall", Proc. the 10th Earthquake Engineering Symposium, pp.575-582, 1975.
49. Seed, H.B., and Idriss, I. M., " Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential,"Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.97, No.SM9, pp.1249-1273 (1971).

50. Seed, H.B., Idriss, I. M., and Arango, I., “ Evaluation of liquefaction potential using field performance data.” J. Geotech. Eng., ASCE, 109 (3), 458-482 (1983).
51. Seed, H.B., Yokimatsu, K., Harder, L.F., and Chung, R.M., "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluation," J. of Geot. Engr., ASCE, Vol.111, No.12, pp.1425-1445 (1985).
52. Tokimatsu. K. and Yoshimi. Y., "Empirical correlation of soil Liquefaction Based on SPT-N Value and Fines Content "Soils and Foundations. Vol.23, No.4, pp. 56-74(1983).
53. Westergaard, H.M., “Water Pressure on Dams during Earthquakes”, Transactions, ASCE, Vol.98, pp.418-433, 1933.
54. Youd, T. L. and Idriss, I. M., “Proceeding of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils.” State University of New York at Buffalo (1997).

附錄一

期末報告審查意見處理情形

期末報告審查意見處理情形

| 審查委員 | 審查意見 | 處理情形 |
|-----------------------------|--|---|
| <p>1. 成功大學土木系 陳東陽教授</p> | <p>1. 港灣及海岸地區地震災況模擬，為一兼具分析與動態監測計畫，是一個有意義及工程價值的計畫。</p> <p>2. 分析模式可以更為細緻，如考慮 3D 模式、大變形模式。</p> <p>3. 可與國震中心對分析或實驗合作。</p> <p>4. 防救災即時通訊系統宜特別小心，特別是如果預測準確度低，將造成後續困擾。</p> <p>5. 未來可考慮災害後，如何修復。</p> | <p>1. 感謝評審委員的肯定。</p> <p>2. FLAC 已發行 3D 模組，雖然執行需要花費更多時間，但我們會購置並加以使用。</p> <p>3. 為要更精確取用分析參數，有需要與國震中心合作。</p> <p>4. 本研究將朝更精細的分析努力，以提升預測準確率。</p> <p>5. 希望能邀集港務工程人員參與計畫，使本研究能更具實用性。</p> |
| <p>2. 中山大學海洋環境系李賢華教授</p> | <p>1. 本計畫為相當有野心的計畫，工作量非常多，目前分析的對象僅限於棧橋式碼頭之分析。</p> <p>2. 有關基樁式棧橋式碼頭尤其斜樁式樁分佈相當密，是否考慮群樁效應。</p> | <p>1. 本計畫希望能探討各類港灣結構物耐震反應，受限於時間目前先針對棧橋式碼頭進行分析。</p> <p>2. 本處土層主要為砂土，基樁為錘擊式打入，具夯實作用，承载力影響係數應大於 1，具群樁效應，但目</p> |

| 審查委員 | 審查意見 | 處理情形 |
|--|---|--|
| <p>3. 臺灣大學土木系 陳正興教授</p> <p>4. 高苑科技大學 劉白梅助理教授</p> | <p>3. 有關土壤與結構互制效應是否考慮，在報告分析中雖有提到，但並不清楚。</p> <p>1. 本計畫延續港研中心多年來在大地地震工程方面的研究，整合研究成果，發展出災況模擬分析，用作緊急救災之用，甚具應用價值，計畫值得肯定。</p> <p>2. 建立速報系統可聯結中央氣象局之資料作整體性之分析。</p> <p>3. FLAC 分析棧橋式碼頭之模型可更加細緻化。</p> <p>1. 潛勢分析在土壤液化這一塊所做研究是相當完</p> | <p>前在分析上並未考慮這些影響而調整參數，為較保守之分析。</p> <p>3. 在報告中雖只有一小段(兩頁)圖文討論土壤與結構互制效應，但在此之前所論超額孔細水壓及土壤阻滯圈，在有打樁位置及沒打樁位置有明顯差異，都可看到土壤與結構互制影響。</p> <p>1. 感謝評審委員的肯定。</p> <p>2. 將在後續計畫試行與中央氣象局合作。</p> <p>3. 模型在時間許可下將考慮更細緻的切割。</p> <p>1. 感謝評審委員的肯定。</p> |

| 審查委員 | 審查意見 | 處理情形 |
|------|--|--|
| | <p>整的，顯示貴單位對大地的了解相當紮實。</p> <p>2. 第六章災況模擬是現況的，包含棧橋、材料、土壤特性是採用真實的，所以推估上對土壤的假設是合理的，但樁的設置與假定可能可以有修正的空間。</p> <p>3. 第六章與第七章可否在後續研究中作實際資料的比對？</p> | <p>2. 由於預測棧橋式基樁結構十分堅固，動態破壞應先發生在土壤部分，故會在土壤上做較精細的參數設定。</p> <p>3. 利用現地資料來修正數值模型也是本計畫的目標之一，後續研究將等待較大之震動資料以做比對。</p> |

附錄二

期末簡報資料

港灣及海岸地區地震災況模擬之研究(2/2)



- 報告人：謝明志
- 研究人員：李豐博、賴聖耀、賴瑞應、陳志芳、林雅雯

- 執行單位：交通部運輸研究所
港灣技術研究中心

簡報內容

- 一、前言
- 二、港灣地震監測及地震力之模擬分析
- 三、港灣地區碼頭類型概述
- 四、棧橋式碼頭之耐震能力評估
- 五、棧橋式碼頭之災況模擬分析
- 六、棧橋式碼頭現地頭動態監測
- 七、港灣地區地震及地層下陷資料建置
- 八、結論

一、前言

- 1995年日本阪神地震，共造成神戶港、大阪港等24個港口發生災損，其中以神戶港災損最為嚴重。
- 台灣港口雖未遭遇如神戶港全面性之災害，但局部性之災害亦曾發生，民國75年花蓮地震造成蘇澳港部份碼頭側移，與民國88年921地震造成臺中港部份碼頭區之土壤液化。
- 所以，港灣地震災害事件極容易發生。



照片 台中港1號碼頭後線背填土之砂液化流失，造成約4-5m深之大坑洞，地表並留下約10cm厚之噴砂

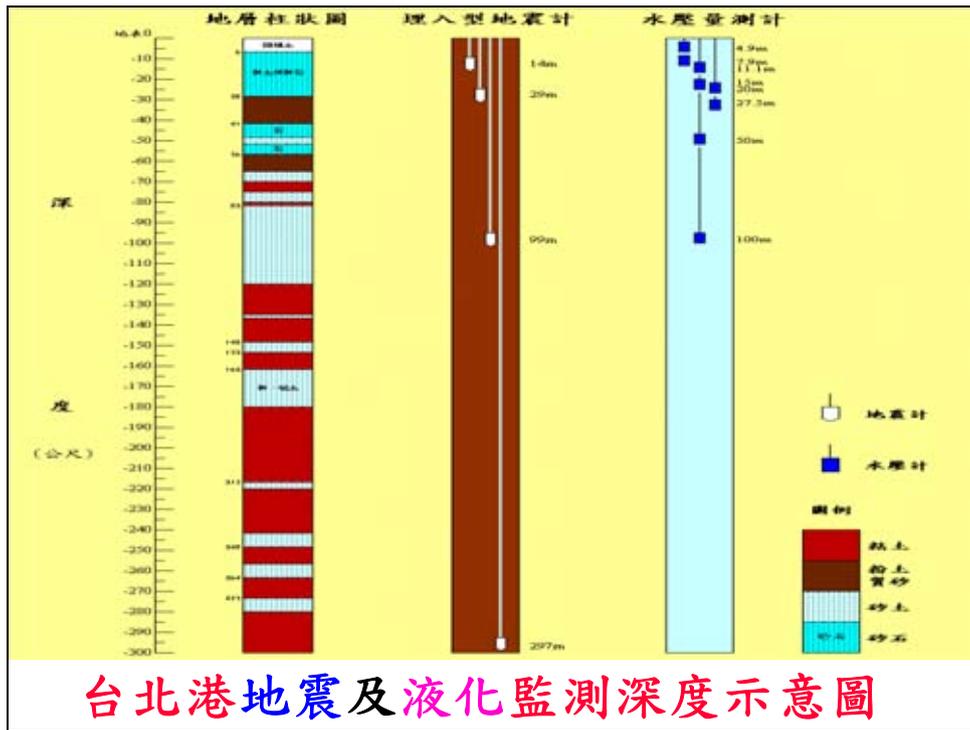


照片 臺中港2號碼頭後線之大坑洞

二、港灣地震監測及地震力之模擬分析

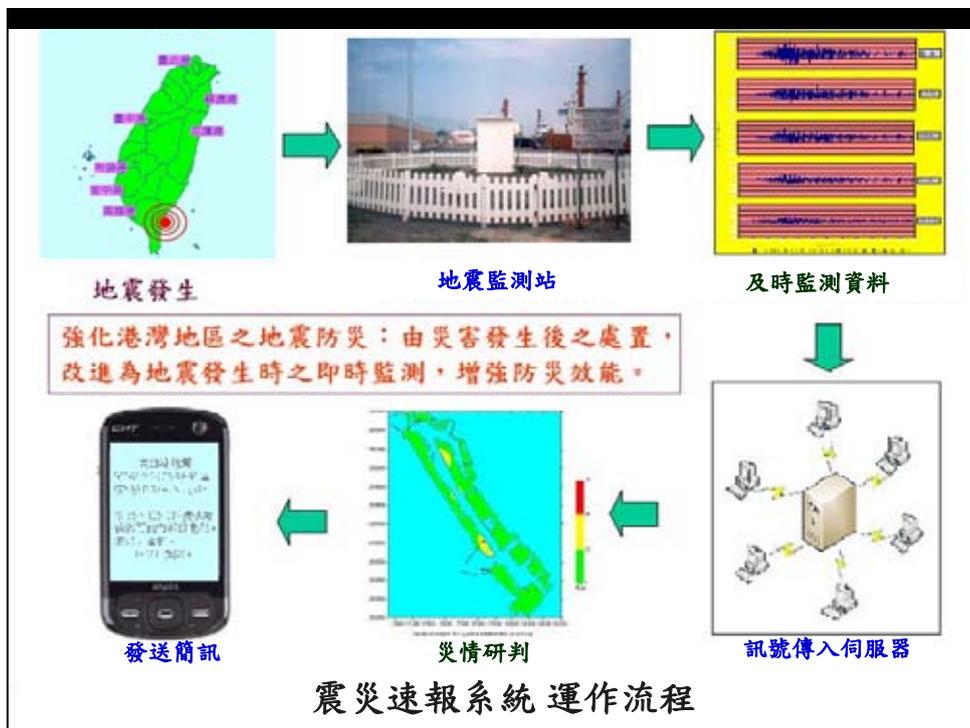
- 港灣地震及液化之監測
- 地震災況之模擬
 1. 港灣地震力分佈之模擬
 2. 港灣土壤液化危害度之模擬
 3. 港灣碼頭受震災況之模擬
- 港灣地震防災系統之建構
 - 地震防災-災前整備之重要工作

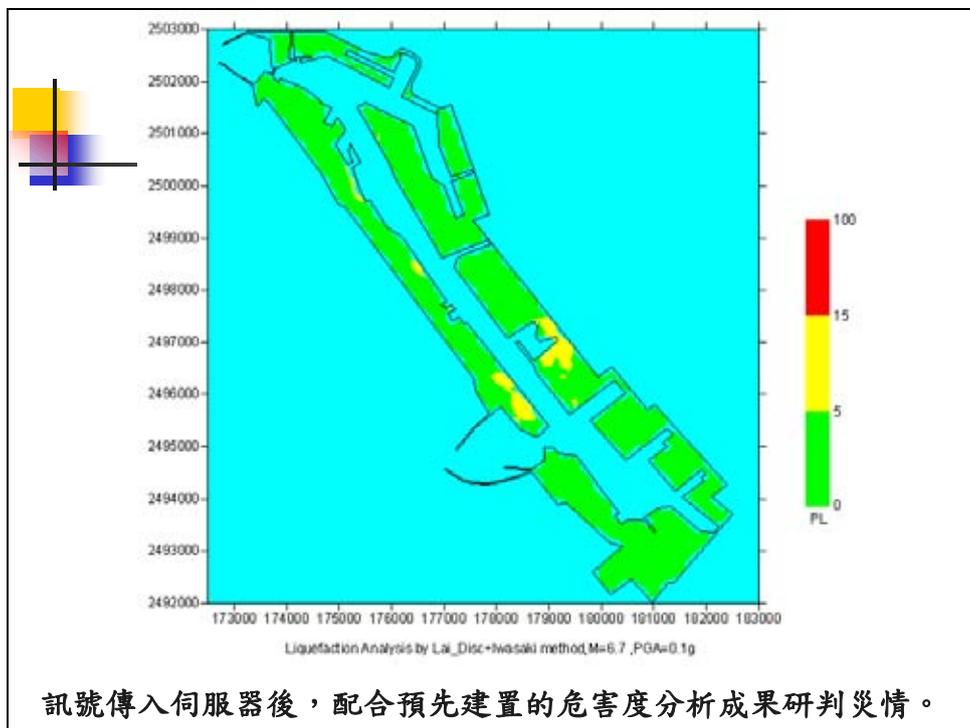
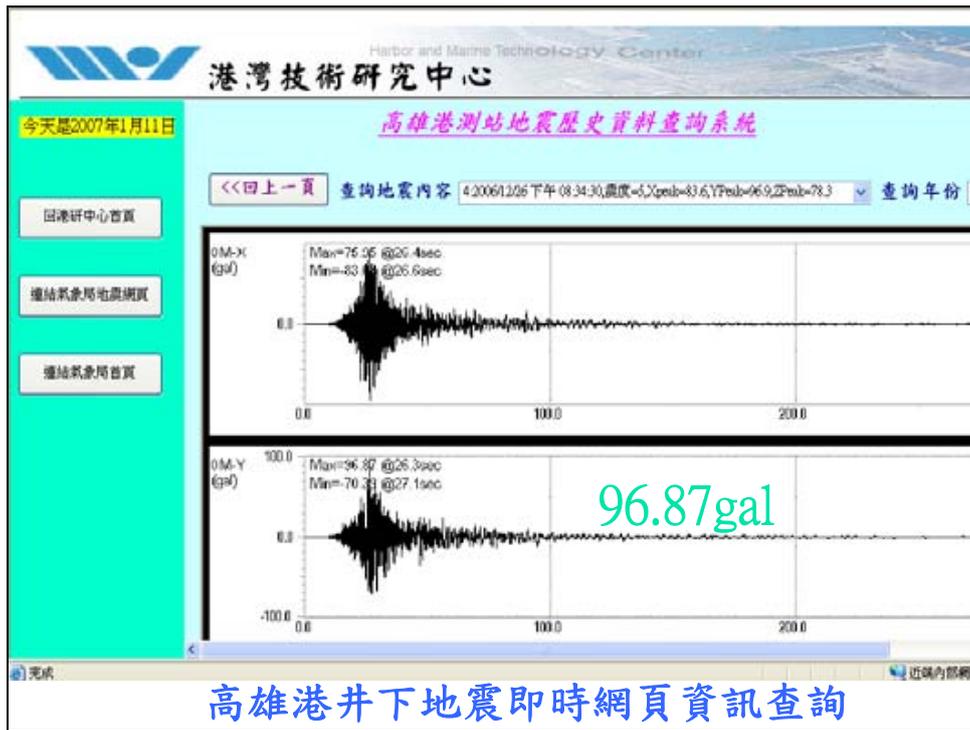




2.1 井下地震監測之應用

- 港灣防救災之應用
- 港灣地震力之模擬分析





港灣地震即時簡訊

高雄港地震

2006/12/26
20:34:30震度5級
PGA=96.9 gal。

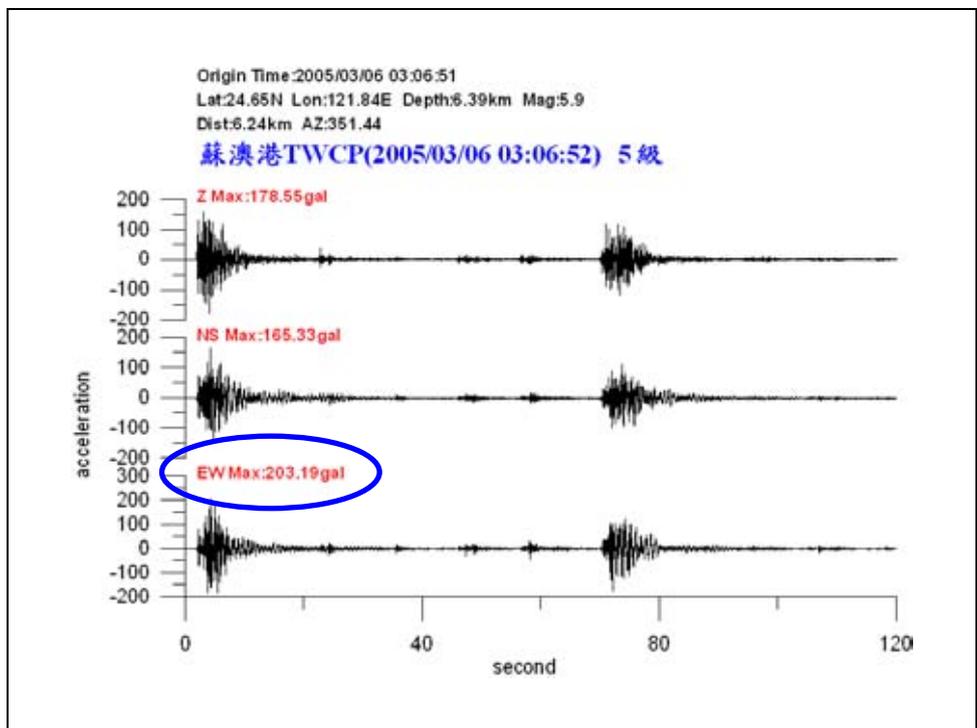
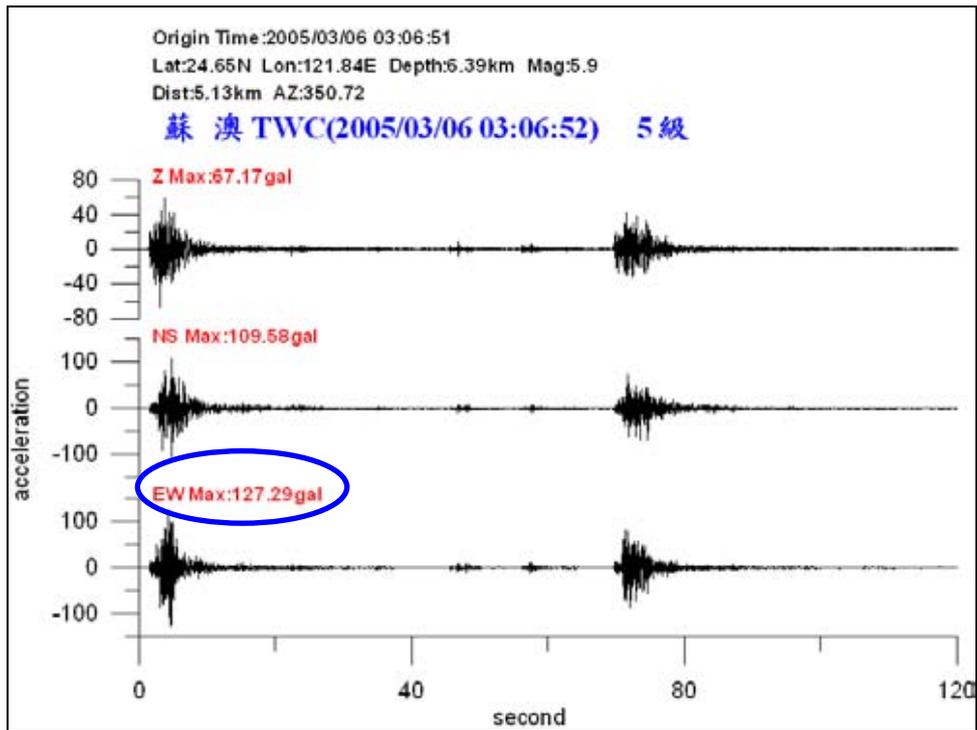
49-55、115-117號碼
頭後線可能有部份龜裂，
須派人檢測，**IHMT**提供。

伺服器即以簡訊通知港務局，港務局
即可派員赴災害現場進行勘察搶修。



2.2 港灣地震力之模擬分析

- 國內之港灣，面積皆有3至4千公頃以上，且每一港區內其抽砂回填之厚度皆有數公尺之變化，因而港區內鬆軟土層之厚度皆有所變化；雖然本中心已於每一港區設置一組井下地震及液化之監測系統，並不足以瞭解整個港灣地區之震波放大效應。



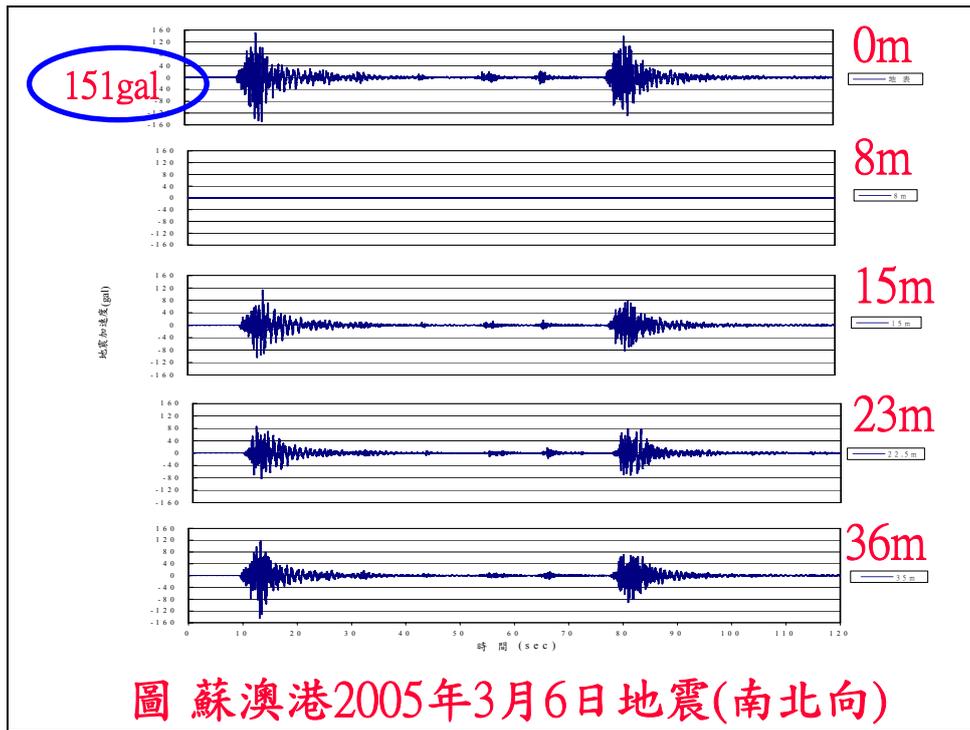
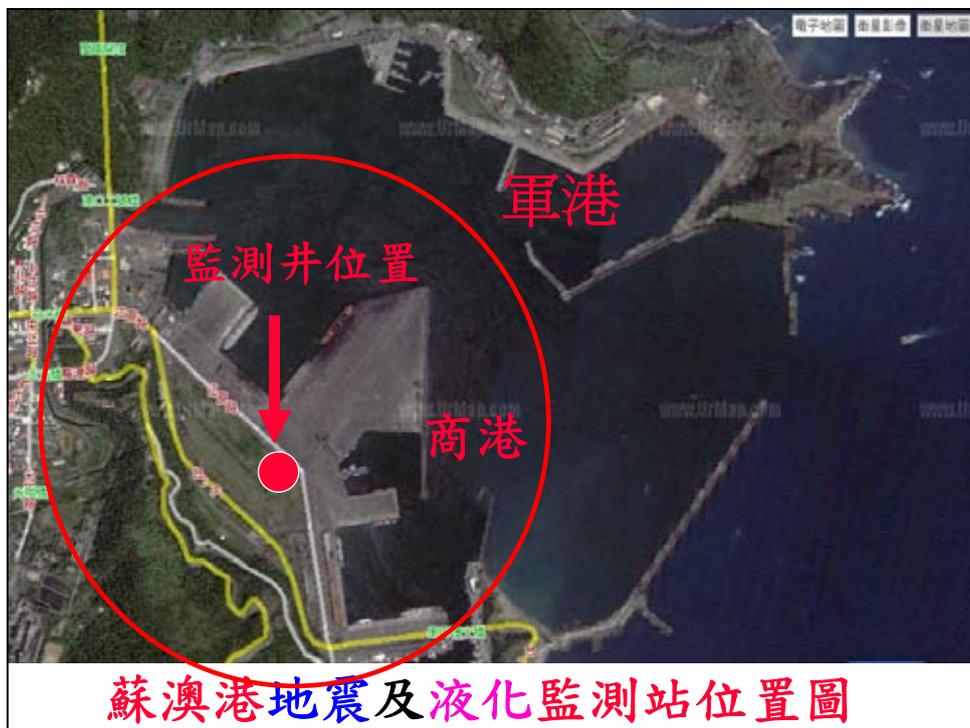
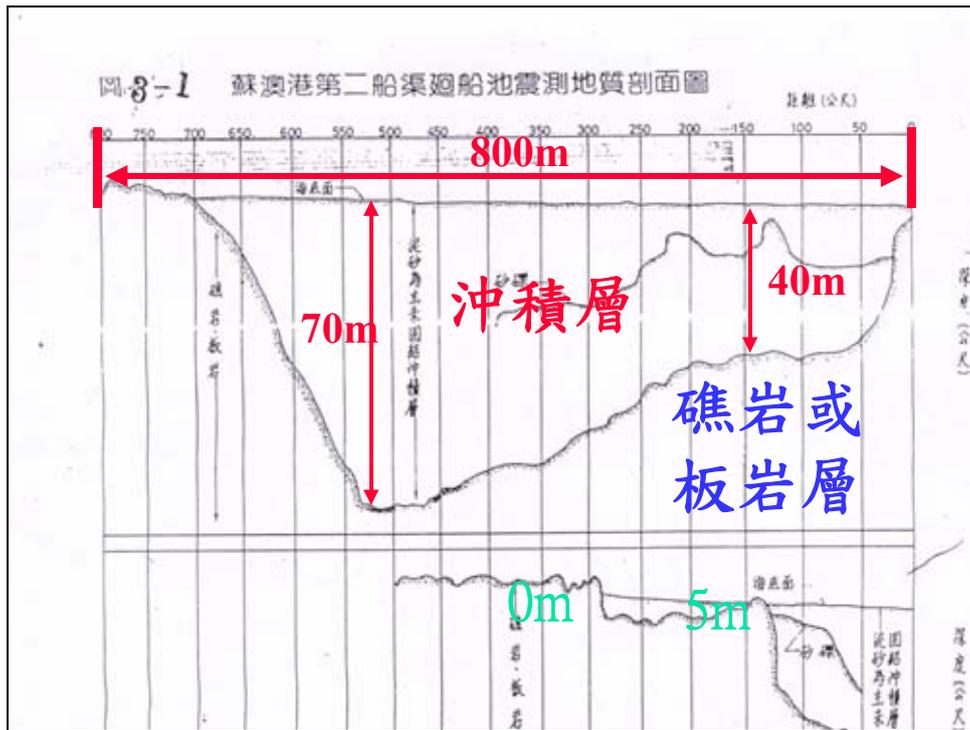
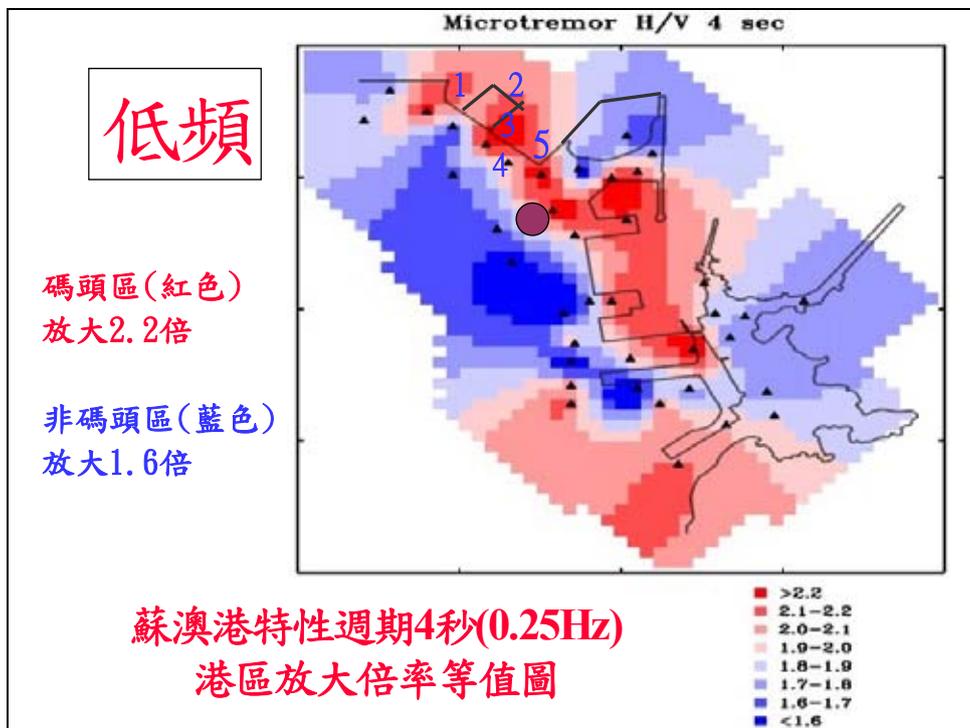
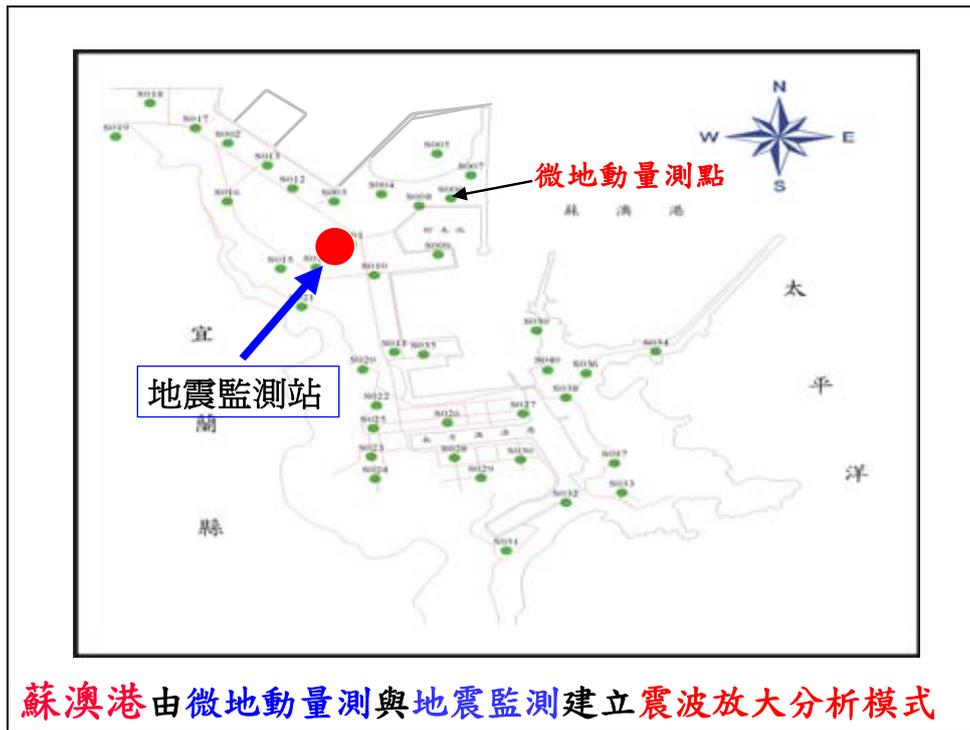


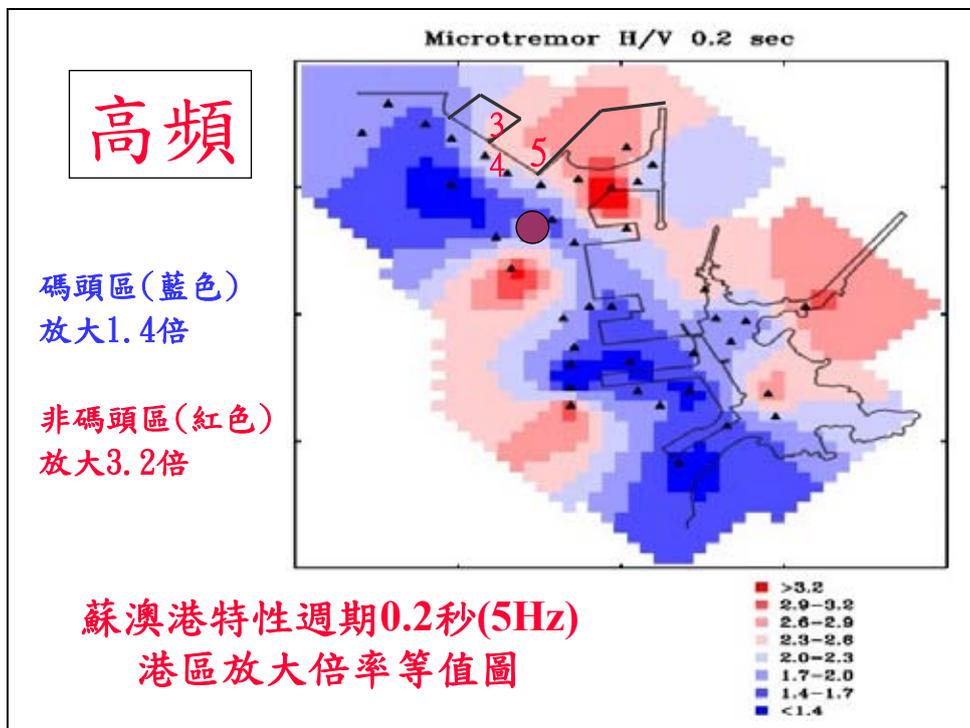
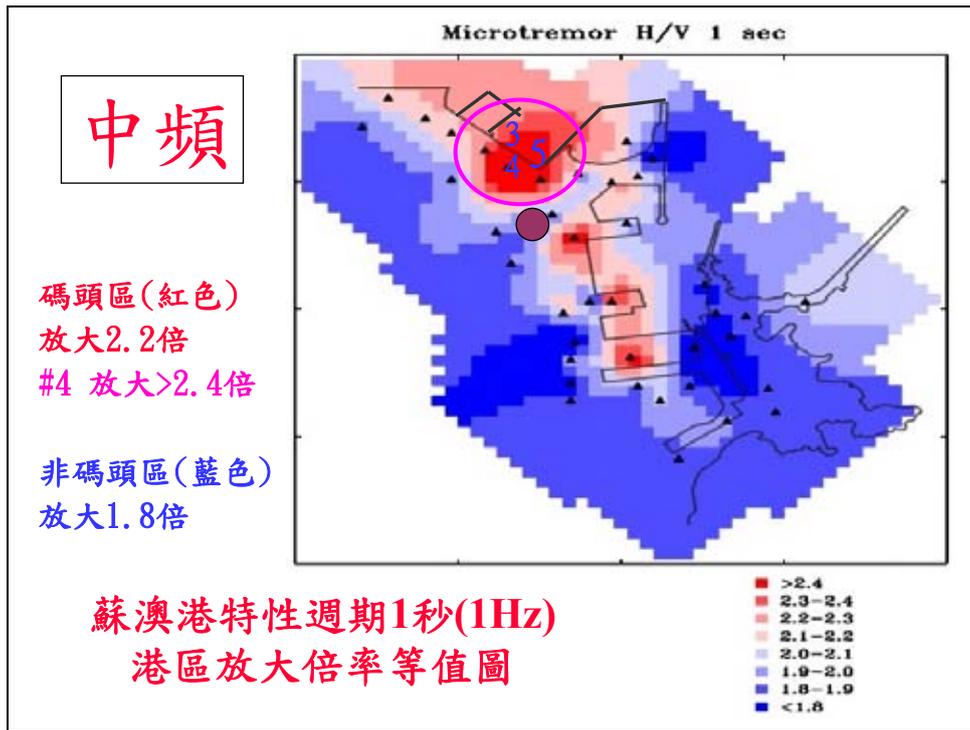
圖 蘇澳港2005年3月6日地震(南北向)

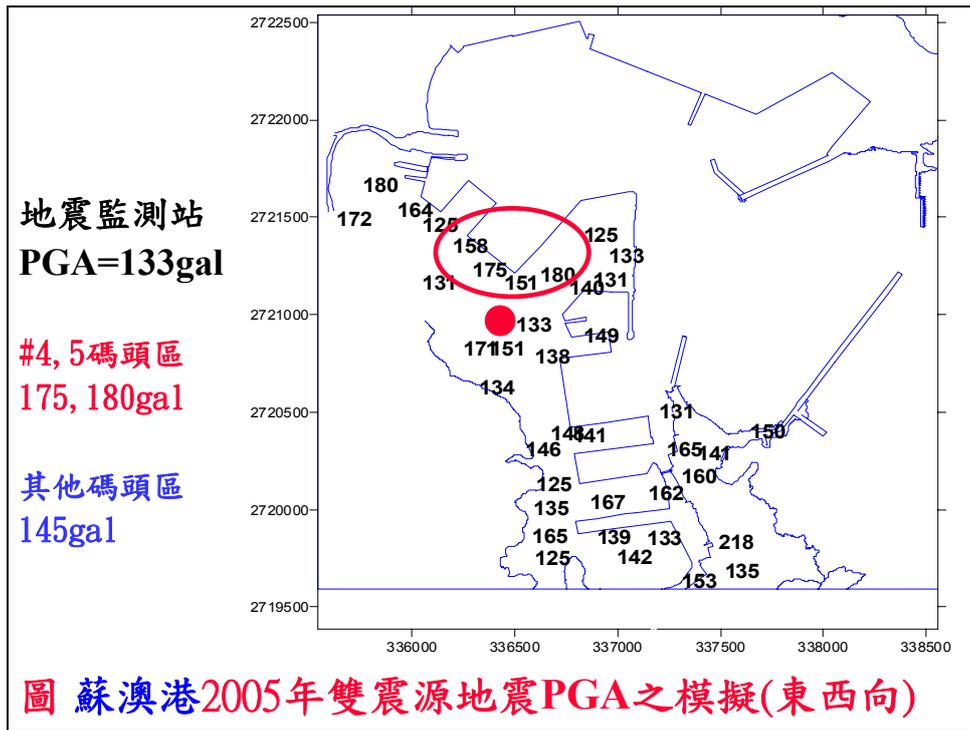
蘇澳港之地震大小到底為何?

- 2005年3月6日蘇澳地震，蘇澳港之地震記錄：
- **127gal**
- **151gal**
- **203gal**









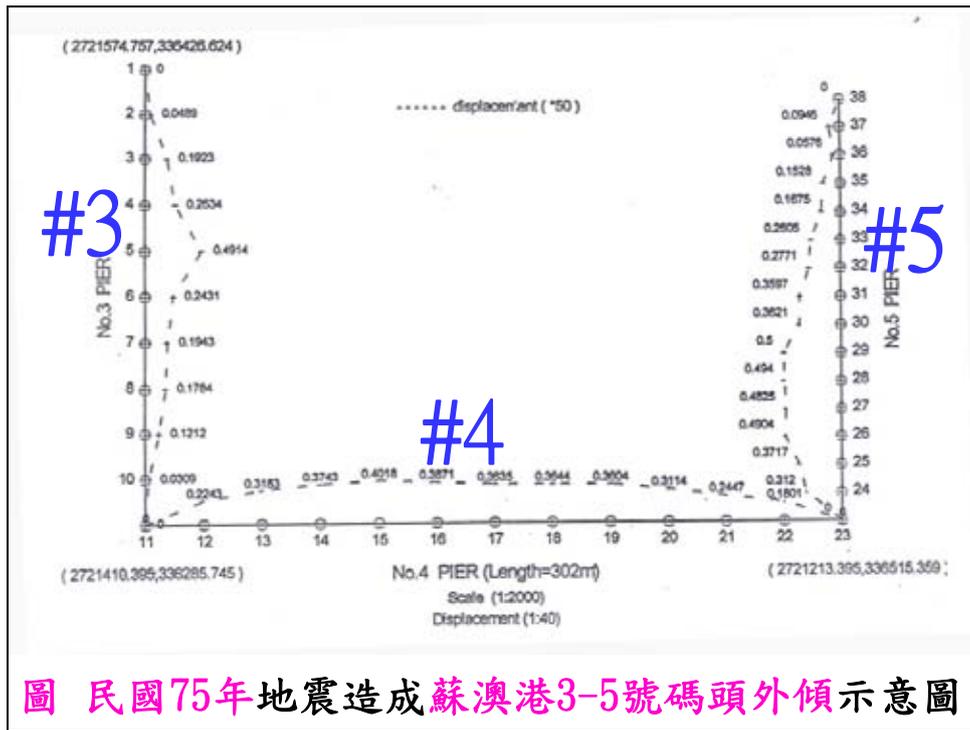
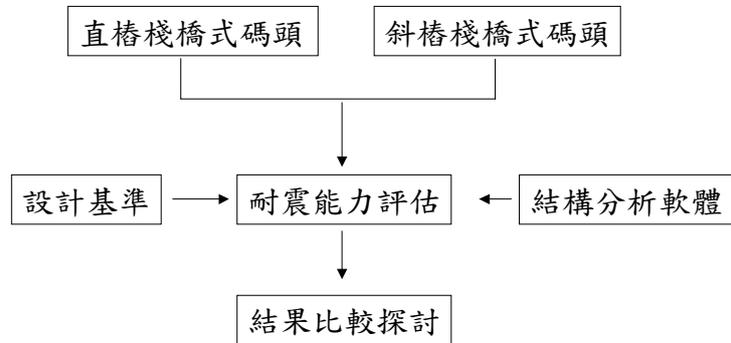


圖 民國75年地震造成蘇澳港3-5號碼頭外傾示意圖

三、港灣地區碼頭類型概述

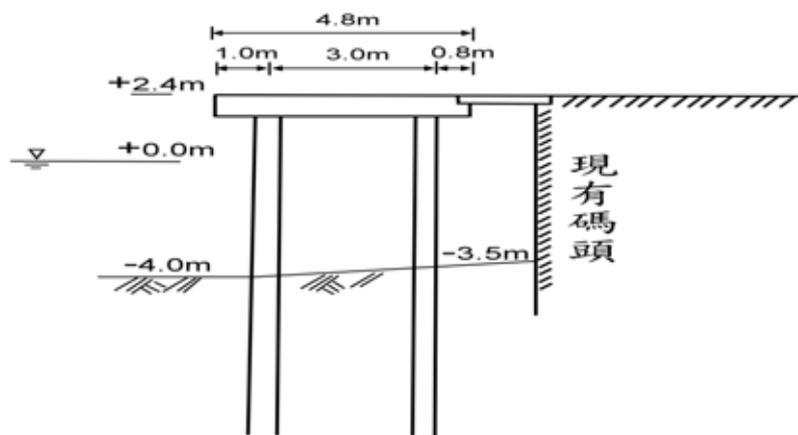
- 延伸探討焦點：土層受震 → 結構物受震。
- 港區最重要之結構物：碼頭。
- 依用途分類：
 - 客運碼頭、雜貨碼頭、散貨碼頭、貨櫃碼頭、重件碼頭、危險品碼頭、客運碼頭、專用碼頭、軍用碼頭等。
- 依結構型式：
 - 重力式碼頭、板樁式碼頭、棧橋式碼頭及其它。
- 逐年探討不同結構型式碼頭之受震反應。
 - 本計畫針對棧橋式碼頭進行模擬分析。

四、棧橋式碼頭之耐震能力評估



直樁棧橋式碼頭(既有碼頭改建案例)

上載荷重 常時 1.0 t/m^2 ，地震時 0.5 t/m^2
設計震度 $K_h = 0.1$ $K_v = 0$



依據設計基準評估結果

| | 樁變位 | 樁最大彎矩 | 最大軸力 |
|------|--------|-----------|---------|
| 分析結果 | 0.9 cm | 10.32 t-m | 33.73 t |

樁應力檢核

$$\frac{P}{A} + \frac{M}{Z} \times \frac{\sigma_{sa}^c}{\sigma_{sa}^b} = \frac{33,730}{220.5} + \frac{1,032,000}{2,907} \times \frac{1,248}{1,300} = 493.78 < 1248 \text{ kg/cm}^2$$

樁支承力檢核

土壤支承力 $R_u = 8 C_p A_p + C_a A_s = 142.5$ 公噸

樁最大軸力 $P = 33.73$ 公噸

安全係數 $F.S. = R_u/P$
 $= 142.5/33.73$
 $= 4.2 > 2$ O.K.

sap2000結構分析軟體評估

•直樁棧橋式碼頭基準與軟體分析結果比較

| | 最大變位 (cm) | 最大軸力(t) | 樁頭彎矩(t- m) |
|------|--------------|---------|---------------|
| 基準計算 | 0.9 | 33.73 | 10.32 |
| 軟體分析 | 0.96 | 29.06 | 9.52 |

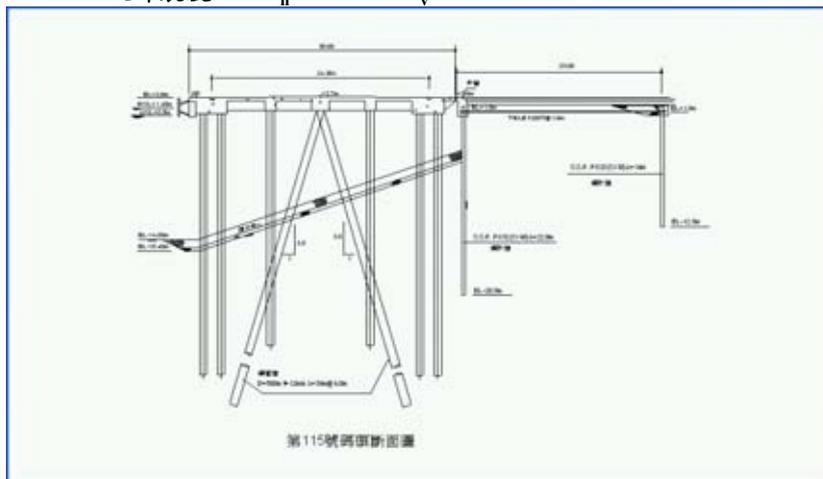
•直樁棧橋式碼頭假設固定點與最小埋入深度比較

| | 樁固定點高程 | 樁最小埋入深度 |
|------|--------|---------|
| 基準計算 | -7.78m | -15.33m |
| 軟體分析 | -9m | -14.8m |

由樁固定點高程位置可知，基準之自由樁長較短，故其勁度較軟體分析之模型大，導致其計算之變位較小。

既有斜樁棧橋式碼頭耐震能力評估

上載荷重 常時 3.0 t/m^2 ，地震時 1 t/m^2
 設計震度 $K_h = 0.1$ $K_v = 0$



依據設計基準評估結果

護坡穩定性評估 → O.K.

| | 樁變位 | 樁最大彎矩 | 最大軸力 |
|------|---------|----------|----------|
| 分析結果 | 0.92 cm | 7.89 t-m | 102.39 t |

樁應力檢核

$$\frac{P}{A} + \frac{M}{Z} \times \frac{\sigma_{sa}^c}{\sigma_{sa}^b} = \frac{102,390}{272} + \frac{789,000}{5,276} \times \frac{1,147}{1,300} = 508 < 1720 \text{ kg/cm}^2$$

樁支承力檢核

$$\text{土壤支承力 } R_u = 30 * N * A_p + 0.2 * N * A_s$$

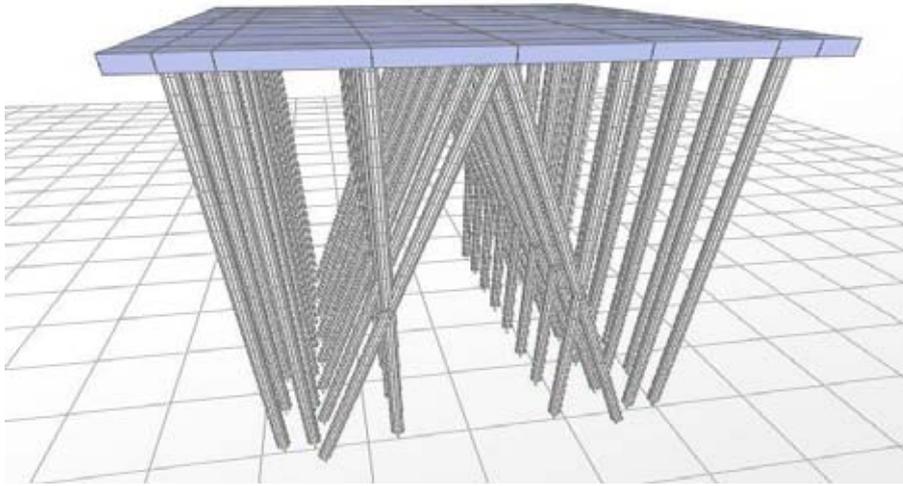
$$\text{安全係數 } F.S. = R_u / P > 2$$

| 樁號 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| F.S. | 8.8 | 6.8 | 4.8 | 5.1 | 2.8 | 5.0 | 7.2 | 9.4 |

護岸耐震能力評估 → O.K.

sap2000結構分析軟體評估

結構模型



斜樁棧橋式碼頭基準與軟體分析結果比較

| | 最大變位 | 8號樁最大樁頭彎矩 | 8號樁最大水平抗力 |
|------|---------|-----------|-----------|
| 基準計算 | 0.92 cm | 8.81 t-m | 1.06 t |
| 軟體分析 | 1.08 cm | 9.67 t-m | 1.13 t |

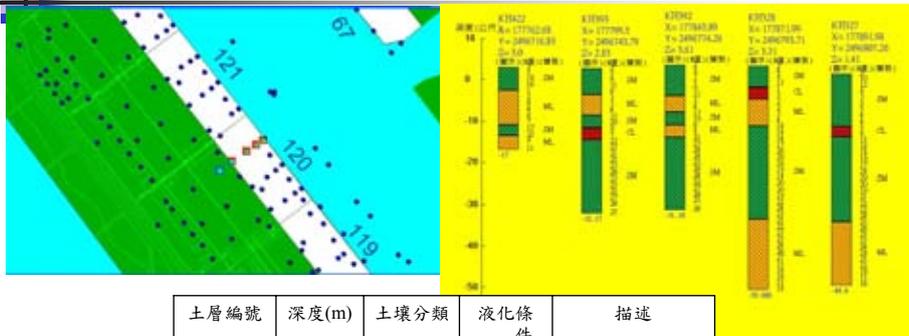
- 無論變位與受力，軟體分析之結果均較基準分析之結果大。
- 經上述之直樁棧橋式碼頭與斜樁棧橋式碼頭耐震能力評估結果，兩案例均能滿足原設計之耐震能力(kh=0.1)要求，且相關應力檢核值均較容許安全值小很多，顯示碼頭之耐震能力超出原設計之耐震能力很多。
- 由直樁棧橋式碼頭與斜樁棧橋式碼頭之變位量分析結果顯示，依基準計算方式所得的變位量較結構分析軟體分析的結果小，表示基準假設之結構勁度較強。

五、棧橋式碼頭之災況模擬分析

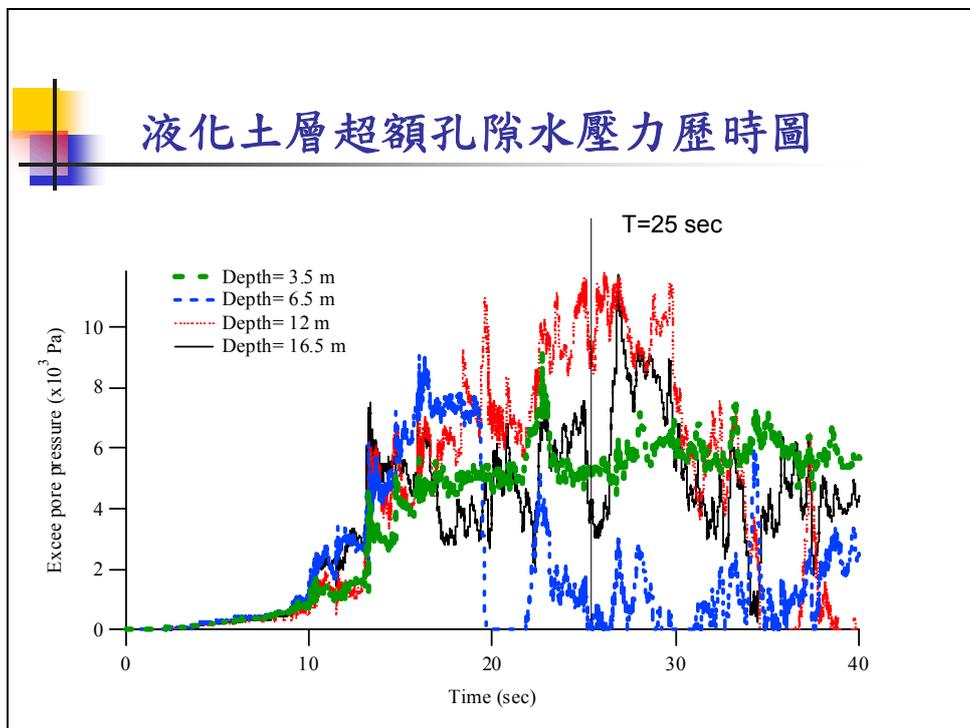
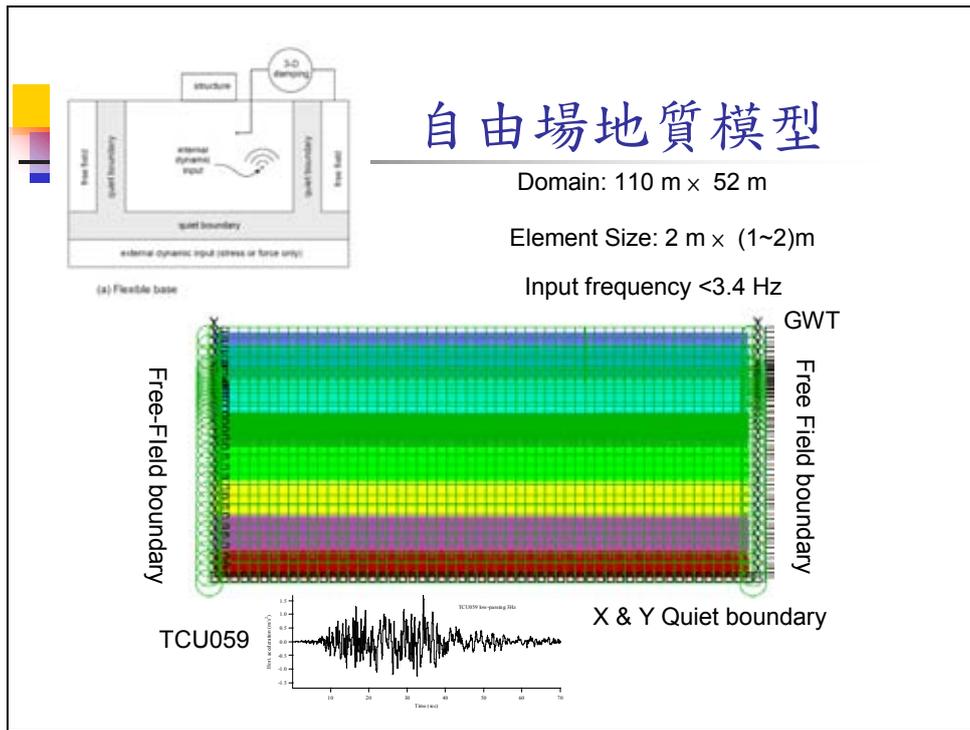
5-1.自由場有效應力動態數值分析：

- 目的：
 - 模擬實際地震時由底部向上傳播之剪力波之效應
 - 後續現地棧橋式碼頭反應之比較依據
- 分析程序
 - 建立網格、邊界條件及完成總應力靜力平衡
 - 施加水壓力完成有效應力靜力平衡
 - 將液化土層以可模擬孔隙水壓激發之土壤模式取代
 - 加入阻尼參數和吸能邊界條件
 - 施加動態邊界條件

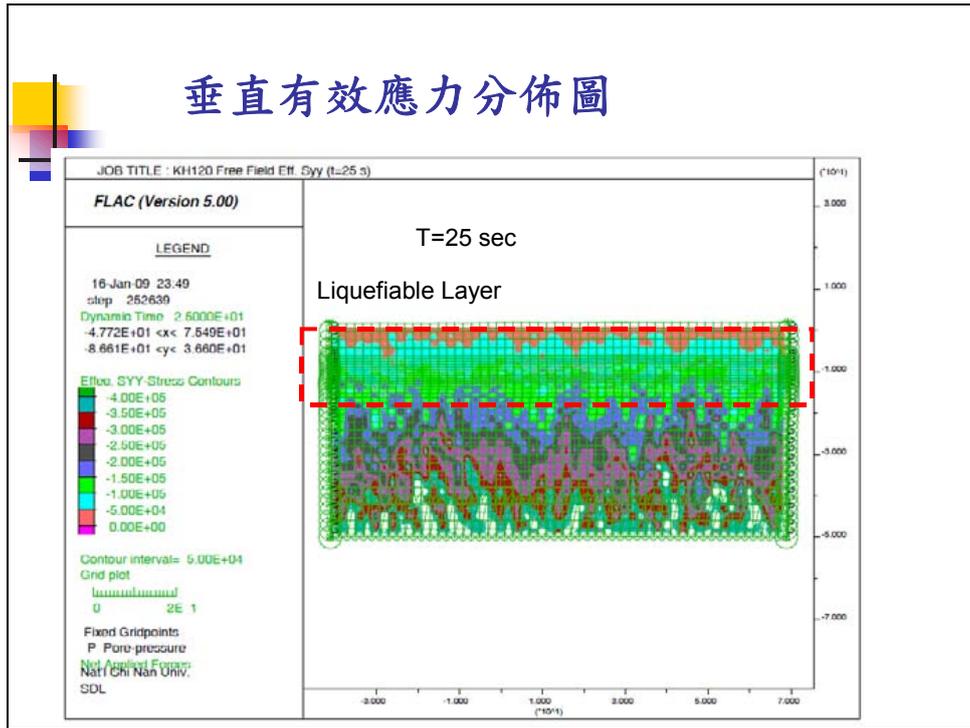
KH120 碼頭現地地質資料



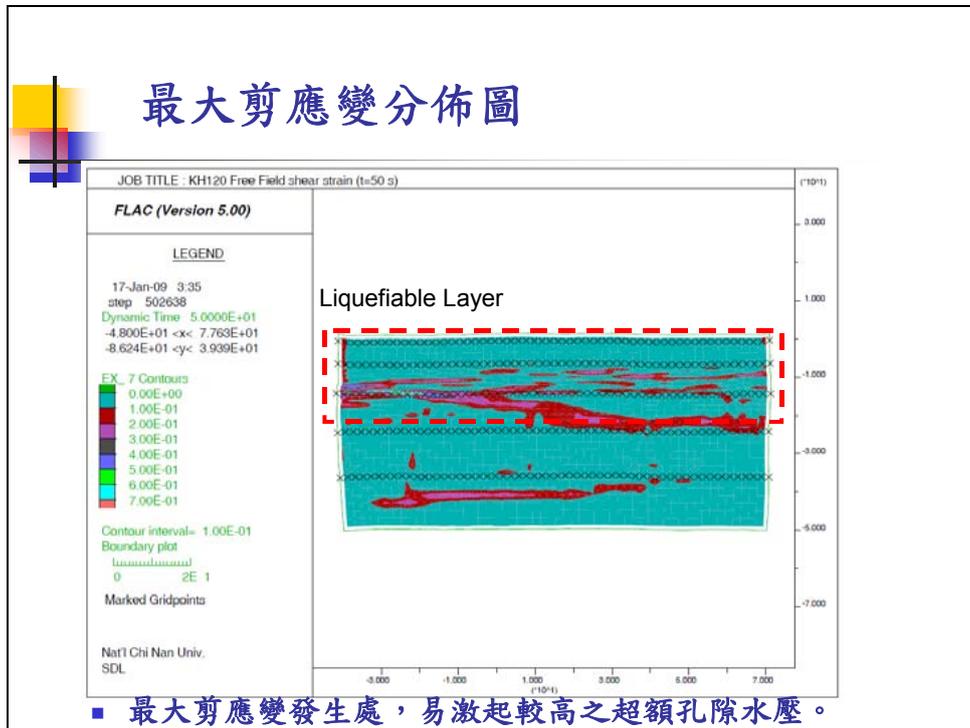
| 土層編號 | 深度(m) | 土壤分類 | 液化條件 | 描述 |
|------|---------|------|------|-------|
| TOP | 2 - 0 | SM | 無 | 非飽和層 |
| BF2 | 2 - 6 | SM | 可 | 上層回填層 |
| BF1 | 6 - 14 | SM | 可 | 下層回填層 |
| ST | 14 - 22 | SM | 可 | 上海床 |
| SM | 22 - 36 | SM | 無 | 中海床 |
| SB | 36 - 50 | SM | 無 | 下海床 |



垂直有效應力分佈圖



最大剪應變分佈圖

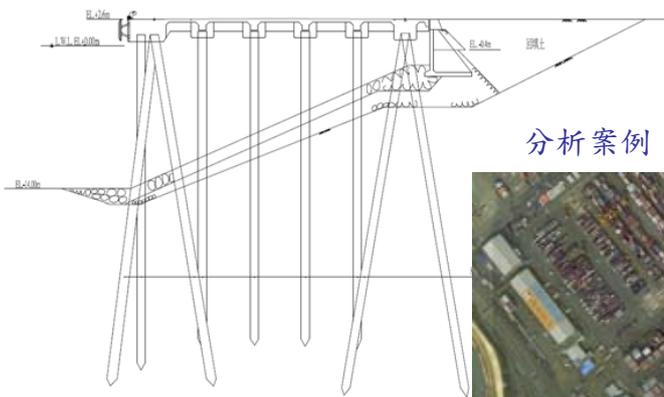


5-2棧橋式碼頭有效應力動態數值分析

分析程序：

1. 建立網格與設定材料彈性與塑性強度參數
2. 設定靜態邊界條件並進行重力力學平衡計算
3. 施加靜水壓力或滲流應力於於網格內部與邊界
4. 加入結構元素並進行靜態力學平衡
5. 將液化土層以Finn 模式模擬
6. 給予阻尼參數和吸能邊界條件
7. 施加動態邊界條件

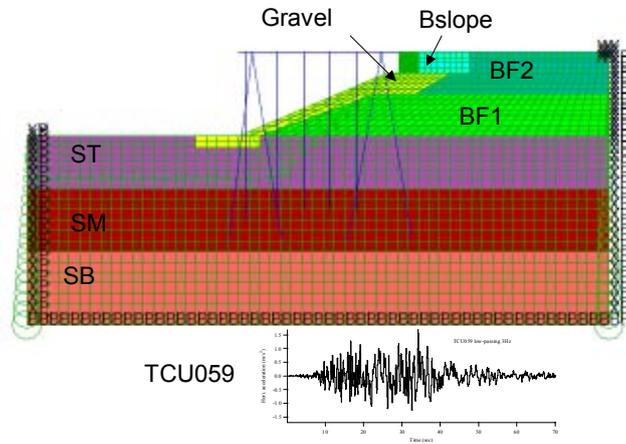
5-2棧橋式碼頭有效應力動態數值分析



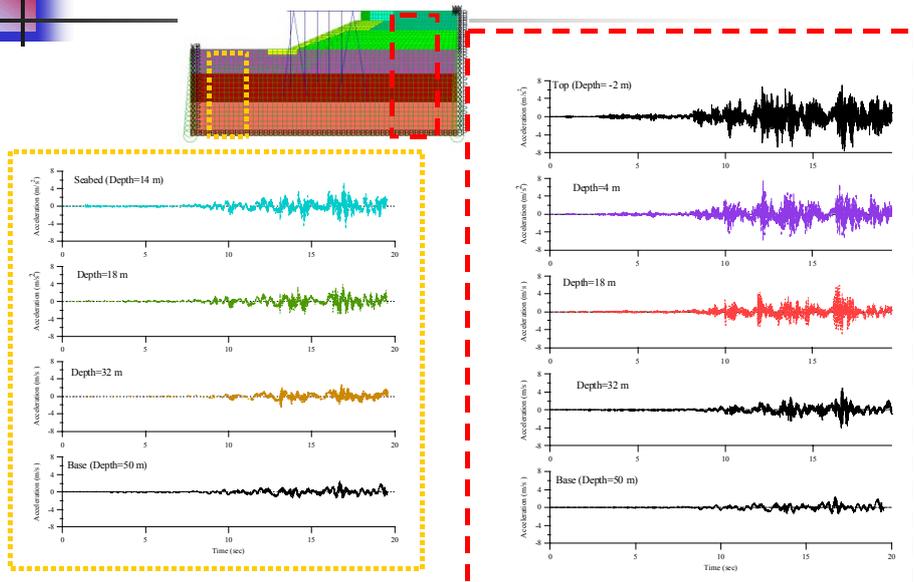
分析案例：高雄港#120碼頭



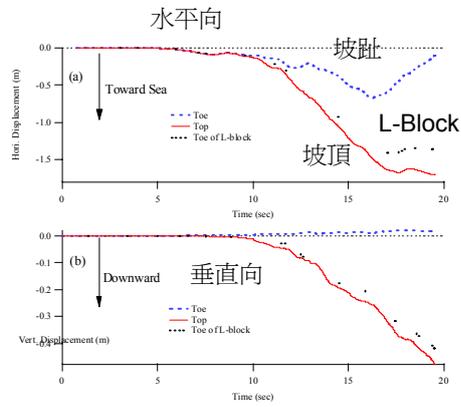
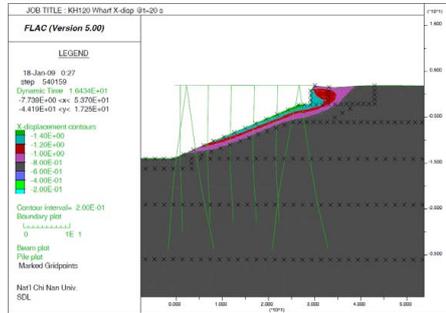
FLAC 地質模型



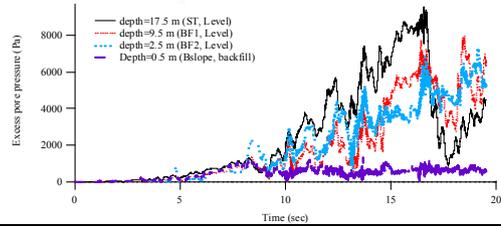
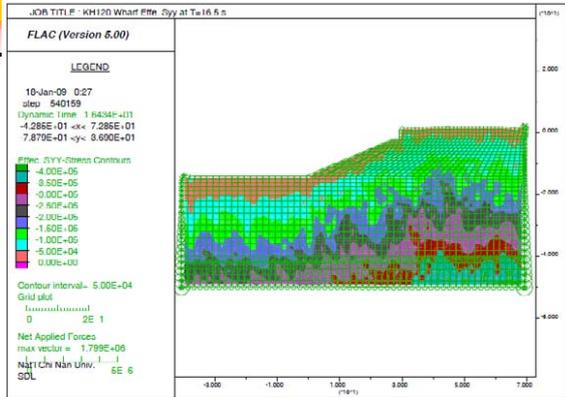
地盤加速度變化：放大效應



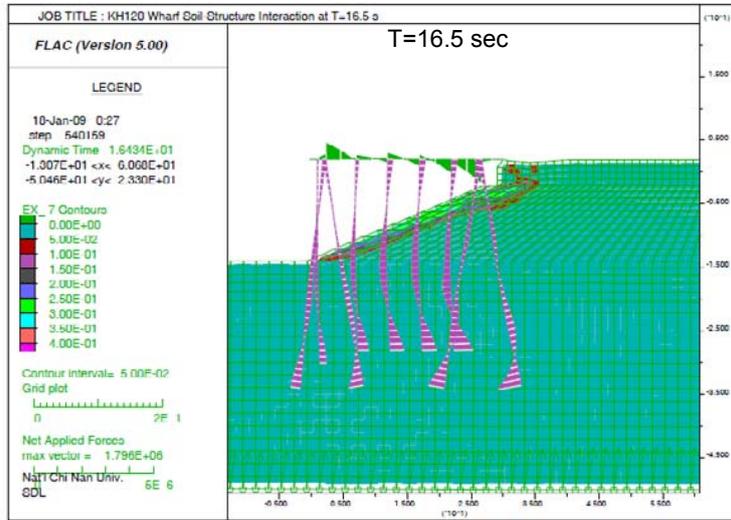
水下邊坡變位



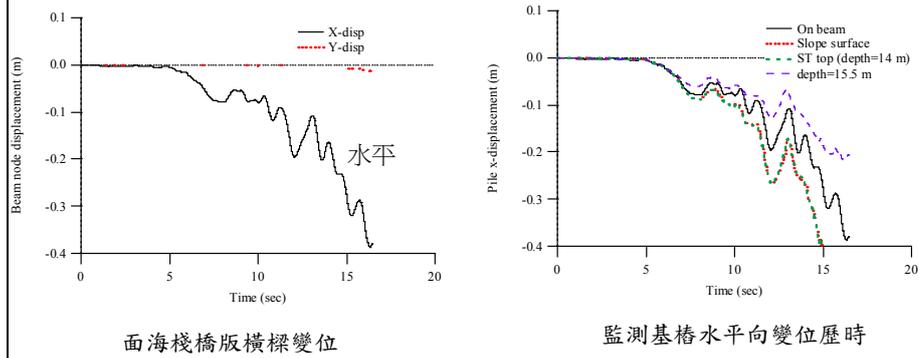
超額孔隙水壓激發



土壤剪應變與結構彎距



結構反應



棧橋式碼頭有效應力動態數值分析結論

- 由空間中之加速度變化得知，考慮棧橋式碼頭之地盤反應受土層幾何形狀、基樁通過及土層厚度影響，且基樁之存在會使基樁通過之土層其運動較有一致性。
- 基樁通過之邊坡中段區域其孔隙水壓力激發較均勻，但在靠近碼頭區兩側則有較大超額孔隙水壓力激發，此與基樁通過導致土壤運動較均勻導致剪應變降低有關。

六、棧橋式碼頭現地頭動態監測

- 目的：
 - 於營運中碼頭安裝量測碼頭構件動態反應系統
 - 回饋設計與作為未來災害管理系統之一環
- 量測物理量：
 - 土層反應：地盤反應、孔隙水壓力、永久變形
 - 基樁反應：土樁互制、側向位移
 - 棧橋版反應：棧橋版反應
- 初期雛形目標：
 - 測試感測系統適用與耐久性
 - 系統整合測試

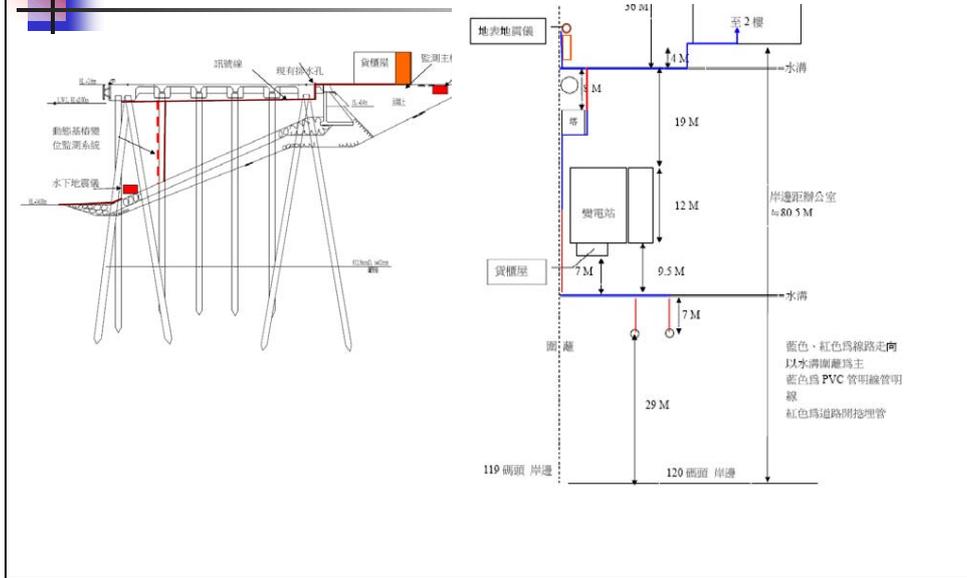
監測系統元件

| 項目 | 規格 | 用途 |
|---------------|---|----------------|
| 監測主機系統 | 工業電腦、NI Labview、NI PCI hardware、固網通信 | 監測主機、資料儲存、網路連結 |
| 陣列式動態剖面儀 | 32 * 50 cm spacing 40 Hz sampling rate | 基樁動態側向變位置量測 |
| 光纖基樁變位感測元件 | 4 sensors, 8m long, 含獨立解讀設備 | 基樁動態側向變位置量測 |
| 應變片環 | 20*50 cm | 基樁動態側向變位置量測 |
| 海底地震感應器 (OBS) | EENTEC EA-120-OBS, 三軸向、解析度0.8 mg, 含安裝基座 | 海床振動量測、系統觸發 |
| 陸上地震感應器 | EENTEC EA-120, 三軸向、解析度0.8 mg | 地表振動量測、系統觸發 |

監測場址：高雄港120號碼頭



棧橋式碼頭動態監測站配置



動態基樁側向變位量測系統

- 三種不同量測設備
 - 量測不同位置彎距應變(bending strain)之對稱防水應變片
 - 量測基樁變位之陣列式位移計量測系統
 - 光纖樁身變位系統



37

水下儀器安裝

■ 海床地震儀

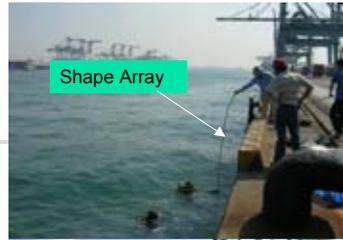
- 裝置於碼頭前方海床
- 以氣動工具開挖→整平→澆灌混凝土→安裝底座→安裝地震儀→回填
- 以不高於原有海床高程為原則

■ 動態基樁監測系統

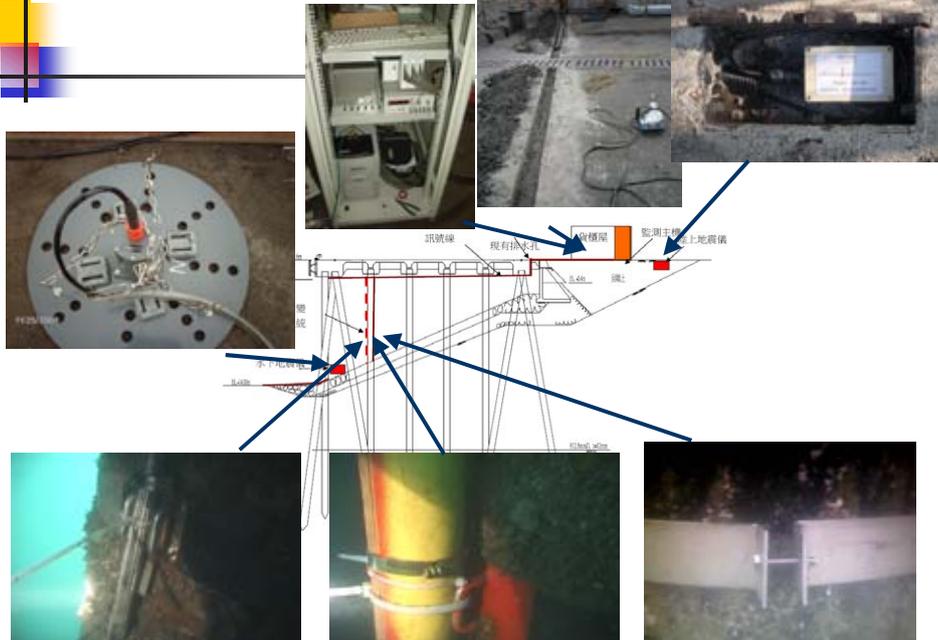
- 裝於面海第二排基樁
- 間隔50cm，以鋼環掛附於基樁。

■ 管線

- 以浮筒附掛於碼頭下方，浮筒以鋼鍊固定於基樁。



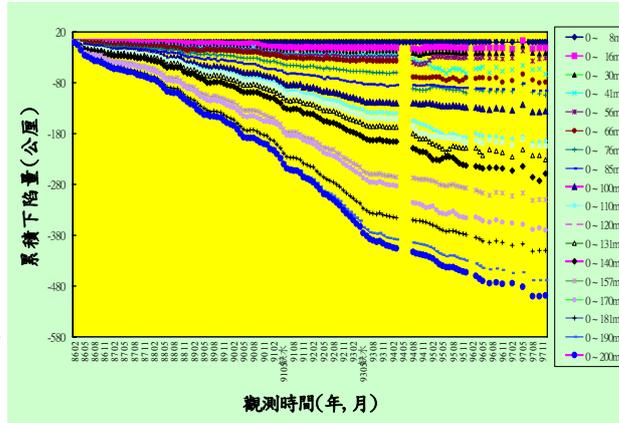
棧橋式碼頭動態監測站



七、港灣地區地震及地層下陷資料建置

布袋港(200m)地層分層下陷圖

- 不同時期不同深度感應磁環之累積曲線圖：
- 86年2月~97年12月止，總累積沉陷量50公分，平均每年約4~5公分，近2年累積下陷約5公分。
- 深度-140m~-200m之沉陷量24公分，佔48%，屬深層沉陷。



八、結論

- 港灣地震監測及地震力之模擬分析
 - 井下地震監測透過即時網頁及簡訊之警示可強化港灣地區之地震防救災效能。
 - 棧橋式碼頭之耐震能力評估
 - 由直樁棧橋式碼頭與斜樁棧橋式碼頭之相關分析結果(包括變位、應力)雖不儘相同，但其值差異概估約在1成左右，此結果應該與兩者分析的基本假設不同所致，但整體分析結果應可接受。
- 自由場有效應力分析結論
 - 最大剪應變發生處，易激起較高之超額孔隙水壓。
- 棧橋式碼頭之災況模擬分析
 - 水平向變位遠大於垂直向變位且最大水平變位發生於拋石邊坡坡頂，拋石邊坡之坡趾其變位遠較坡頂為小，此與坡趾拋石增加之穩定性有關。