

96-31-7250

MOTC-IOT-95-H1DA002

港灣地區大地災害調查與常態 監測之研究(2/4)



交通部運輸研究所

中華民國 96 年 4 月

96-31-7250

MOTC-IOT-95-H1DA002

港灣地區大地災害調查與常態 監測之研究(2/4)

著 者：賴聖耀、李豐博、陳志芳
謝明志、賴瑞應、林雅雯

交通部運輸研究所
中華民國 96 年 4 月

台灣地區大地災害調查與常態監測之研究. (2/4

) / 賴瑞應等著. -- 初版. -- 臺北市 : 交通部運輸研究所, 民96

面 : 公分

參考書目:面

ISBN 978-986-00-9258-5 (平裝)

1. 港埠 - 管理 - 自動化 2. 地震 - 防制 3.
地層下陷 - 防制

443.2029

96006192

台灣地區大地災害調查與常態監測之研究(2/4)

著者: 賴聖耀、李豐博、陳志芳、謝明志、賴瑞應、林雅雯

出版機關: 交通部運輸研究所

地址: 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96年4月

印刷者: 福島實業有限公司

版(刷)次冊數: 初版一刷130冊

本書同時登載於交通部運輸研究所台灣技術研究中心網站

定價: 500 元

展售處:

交通部運輸研究所運輸資訊組・電話: (02) 23496880

國家書坊臺視總店: 臺北市八德路3段10號B1・電話: (02) 25781515

五南文化廣場: 臺中市中山路6號・電話: (04) 22260330

GPN: 1009600788

ISBN: 978-986-00-9258-5 (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份內容者, 須徵求交通部運輸研究所書面授權。

96
港灣地區大地災害調查與常態監測之研究
(2/4)

交通部運輸研究所

GPN: 1009600788

定價 500 元

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：港灣地區大地災害調查與常態監測之研究(2/4) | | | |
| 國際標準書號（或叢刊號） 978-986-00-9258-5 (平裝) | 政府出版品統一編號 1009600788 | 運輸研究所出版品編號 96-31-7250 | 計畫編號 95-H1DA002 |
| 主辦單位：港灣技術研究中心 主管：邱永芳 計劃主持人：賴聖耀 共同主持人：李豐博 協同主持人：陳志芳、謝明志、賴瑞應、林雅雯 聯絡電話：04-26587186 傳真號碼：04-26564418 | | | 研究期間 自 95 年 01 月 至 95 年 12 月 |
| 關鍵詞：地震監測、震波放大效應、液化分析模式、地層下陷 | | | |
| 摘要： <p>港灣地區之地質多屬疏鬆軟弱之沖積土層及海埔新生地，極可能因附近地區地下水抽取、大規模新生地回填等原因造成地層下陷；在平時，亦可能因地層調查不夠詳盡，碼頭航道浚挖超深，豪雨暴漲之地下水位，或回填級配材料之膨脹等因素，而造成港區碼頭側傾及塌陷；在地震來襲時，其震波從震源深處向上經過軟弱的覆土層，其振幅通常有放大作用，在強烈地震作用下，可能發生液化現象，造成港灣碼頭向海側位移、傾斜與沉陷等災害。</p> <p>本研究主要目的在探討港灣碼頭之災害案例，彙整平時及地震時可能之破壞機制，建置碼頭穩定性分析之程序；有關土壤液化之災害案例，亦以極限狀態分析之統計方法，並考慮液化之物理意義，建置本土化之液化分析模式；針對地震來襲時，港區可能發生液化現象，及西南沿海超抽地下水，港區可能發生地層下陷等災害，進行常態監測，並由監測資料，探討各港區震波放大效應，動態孔隙水壓激發機制，及地層下陷之趨勢。</p> | | | |
| 出版日期 | 頁數 | 定價 | 本出版品取得方式 |
| 96 年 4 月 | 332 | 500 | 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: Geotechnic Disaster Investigation and Routine Monitoring at Harbor Areas (2/4) | | | |
| ISBN(OR ISSN) 978-986-00-9258-5 (pbk) | GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1009600788 | IOT SERIAL NUMBER 96-31-7250 | PROJECT NUMBER 95-H1DA002 |
| DIVISION: HARBOR & MARINE TECHNOLOGY CENTER DIVISION DIRECTOR: Yung-Fang Chiu PRINCIPAL INVESTIGATOR: Sheng-Yao Lai PROJECT STAFF: F. B. Lee, K. C. Chen, J. F. Chen, M. J. Hsieh, R. I. Lai, Y.W.Lin PHONE: 04-26587186 FAX: 04-26564418 | | | PROJECT PERIOD FROM January 2006 TO December 2006 |
| KEY WORDS: Seismic monitoring, Site effect, Model of liquefaction, Ground subsidence. | | | |
| <p>ABSTRACT:</p> <p>The soils of alluvium and reclaimed lands in harbor areas of Taiwan are generally loose, soft and under-consolidated. It is concerned that the ground subsidence occurs due to local overdrawing of groundwater and massive land reclamation. Under the circumstances of strong earthquake shaking, the enlargement effect of seismic wave and the liquefaction of sandy soils in harbor areas might occur, which could cause damages to coastal and harbor facilities in coastal areas.</p> <p>In this project, we collected the cases of wharf's disasters of Taiwan, discussed their damage mechanic, and established the analytical procedure of wharf's stability. We also collected 288 SPT data sets of liquefaction and non-liquefaction cases during Chichi earthquake period. Some local models for evaluating liquefaction potentials were established in this study. Surfaced and embedded seismographs and piezometers were installed in Taichung, Taipei, Kaohsiung and Suao Harbor areas. Geophysical methods were conducted to investigate the structure of soil speed. H/V ratios from microtremor measurements were used to study the site effects of harbor areas. Observation wells with 200m depth for monitoring subsidence and groundwater pressure were set up in Taichung Harbor, Pudai Harbor, Anping Harbor, and Tapeng Bay.</p> | | | |
| DATE OF PUBLICATION April 2007 | NUMBER OF PAGES 332 | PRICE 500 | CLASSIFICATION RESTRICTED CONFIDENTIAL SECRET TOP SECRET UNCLASSIFIED |
| The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications. | | | |

港灣地區大地災害調查與常態監測之研究(2/4)

目 錄

| | |
|-----------------------------|------|
| 中文摘要 | I |
| 英文摘要 | II |
| 圖目錄 | VI |
| 表目錄 | XVI |
| 第一章 前 言 | 1-1 |
| 第二章 老舊碼頭遭颱風豪雨之災害案例分析 | 2-1 |
| 2.1 分析程式之簡介 | 2-1 |
| 2.2 19 號老舊碼頭之背景資料 | 2-4 |
| 2.3 碼頭基礎土壤承载力分析 | 2-7 |
| 2.4 碼頭滑動穩定性分析 | 2-7 |
| 2.5 碼頭傾倒穩定性分析 | 2-13 |
| 2.6 碼頭圓弧滑動分析 | 2-17 |
| 2.7 小結 | 2-32 |
| 第三章 港灣碼頭遭地震之災害案例分析 | 3-1 |
| 3.1 港灣碼頭之地震災害案例 | 3-1 |
| 3.2 碼頭背填土壤未液化 | 3-2 |
| 3.3 碼頭背填土壤液化 | 3-14 |
| 3.4 碼頭背填土壤部分深度液化 | 3-17 |
| 3.5 碼頭位移量之分析 | 3-20 |
| 3.6 蘇澳港 3~5 號碼頭之穩定性分析 | 3-20 |

| | |
|--------------------------------------|------------|
| 3.7 921 地震臺中港 1~4A 碼頭之穩定性分析 | 3-29 |
| 3.8 小結 | 3-45 |
| 第四章 板樁式碼頭遭膨脹性回填料之災害案例分析 | 4-1 |
| 4.1 板樁現況與分析條件 | 4-3 |
| 4.2 常態穩定性檢核 | 4-6 |
| 4.3 地震穩定性檢核 | 4-11 |
| 4.4 回填料探討 | 4-16 |
| 4.5 小結 | 4-18 |
| 第五章 非標準型板樁式碼頭之穩定性及變位量分析 | 5-1 |
| 5.1 非標準型板樁碼頭斷面類型 | 5-1 |
| 5.2 非標準型板樁式碼頭受力機制探討 | 5-5 |
| 5.3 非標準型板樁式碼頭耐震能力評估 | 5-9 |
| 5.4 板樁式碼頭變位量分析 | 5-26 |
| 5.6 小結 | 5-32 |
| 第六章 港區地震及土壤液化監測之分析 | 6-1 |
| 6.1 沖積土層對地震之影響 | 6-1 |
| 6.2 港區地震及土壤液化監測規劃 | 6-4 |
| 6.3 臺中港地震監測結果分析 | 6-5 |
| 6.4 臺北港地震監測結果分析 | 6-7 |
| 6.5 高雄港地震監測結果分析 | 6-10 |
| 6.6 蘇澳港地震監測結果分析 | 6-13 |
| 6.7 港區地震 PGA 值分佈之模擬 | 6-13 |
| 6.8 動態孔隙水壓之監測結果分析 | 6-15 |
| 6.9 小結 | 6-16 |

| | |
|-------------------------------|--------|
| 第七章 以地震災害案例建立本土化液化分析模式 | 7-1 |
| 7.1 前言 | 7-1 |
| 7.2 修正之極限狀態分析法 | 7-2 |
| 7.3 SPT 評估液化潛能之極限狀態模式 | 7-7 |
| 7.4 極限狀態模式之驗證與比較 | 7-11 |
| 7.5 液化機率模式 | 7-16 |
| 7.6 液化危害度分析 | 7-18 |
| 7.7 港區液化危害度分析結果 | 7-20 |
| 7.8 小結 | 7-22 |
| 第八章 港區地層下陷之監測結果 | 8-1 |
| 8.1 布袋港之監測結果 | 8-2 |
| 8.2 大鵬灣之監測結果 | 8-13 |
| 8.3 安平港之監測結果 | 8-24 |
| 8.4 臺中港之監測結果 | 8-30 |
| 8.5 小結 | 8-36 |
| 第九章 結論與建議 | 9-1 |
| 參考文獻 | 10-1 |
| 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 STABL 程式之分析流程圖 | 2-2 |
| 圖 2-2 FLAC/SLOPE 程式之分析流程圖 | 2-3 |
| 圖 2-3 碼頭結構斷面圖 | 2-4 |
| 圖 2-4 鑽探孔柱狀土層資料 | 2-5 |
| 圖 2-5 平時正常水位情形主動土壓力及水壓力分佈圖 | 2-8 |
| 圖 2-6 碼頭方塊及其上之土砂編號代碼 | 2-10 |
| 圖 2-7 平時正常水位情形抗滑動安全係數圖 | 2-10 |
| 圖 2-8 暴雨時情形主動土壓力及水壓力分佈圖 | 2-11 |
| 圖 2-9 暴雨時滑動安全係數圖 | 2-12 |
| 圖 2-10 平時正常水位情形傾倒安全係數圖 | 2-15 |
| 圖 2-11 暴雨時抗傾倒安全係數圖 | 2-17 |
| 圖 2-12 水深 A-A 及 B-B 剖面圖 | 2-19 |
| 圖 2-13 沉泥質粘土 $c=0.6\text{t/m}^2$ ，晴天、未浚挖、木樁完整分析結果 | 2-20 |
| 圖 2-14 沉泥質粘土 $c=0.6\text{t/m}^2$ ，晴天、未浚挖、木樁腐朽分析結果 | 2-21 |
| 圖 2-15 沉泥質粘土 $c=2.5\text{t/m}^2$ ，未浚挖分析結果 | 2-21 |
| 圖 2-16 沉泥質粘土 $c=2.5\text{t/m}^2$ ，浚挖 1.5 公尺分析結果 | 2-22 |
| 圖 2-17 沉泥質粘土 $c=2.5\text{t/m}^2$ ，浚挖 3 公尺分析結果 | 2-22 |
| 圖 2-18 沉泥質粘土 $c=2.5\text{t/m}^2$ ，晴天分析結果 | 2-23 |
| 圖 2-19 沉泥質粘土 $c=2.5\text{t/m}^2$ ，暴雨分析結果 | 2-23 |
| 圖 2-20 沉泥質粘土 $c=2.5\text{t/m}^2$ ，木樁腐朽、浚挖 3 公尺並暴雨時分析結果 | 2-24 |
| 圖 2-21 碼頭改建後斷面圖 | 2-24 |

| | |
|--|------|
| 圖 2-22 碼頭改建後分析結果 | 2-25 |
| 圖 2-23 碼頭改建後，錨錠樁失效分析結果 | 2-25 |
| 圖 2-24 沉泥質粘土 $c=0.6\text{t/m}^2$ ，晴天、未浚挖及木樁完整時分析結果.. | 2-26 |
| 圖 2-25 沉泥質粘土 $c=2.5\text{t/m}^2$ ，晴天、未浚挖及木樁完整時分析結果.. | 2-26 |
| 圖 2-26 沉泥質粘土 $c=0.6\text{t/m}^2$ ，晴天、未浚挖、木樁完整時分析結果.. | 2-27 |
| 圖 2-27 沉泥質粘土 $c=0.6\text{t/m}^2$ ，晴天、未浚挖、木樁腐朽時分析結果.. | 2-28 |
| 圖 2-28 沉泥質粘土 $c=2.5\text{t/m}^2$ ，晴天、未浚挖、木樁完整時分析結果.. | 2-28 |
| 圖 2-29 沉泥質粘土 $c=2.5\text{t/m}^2$ ，晴天、未浚挖、木樁腐朽時分析結果.. | 2-29 |
| 圖 2-30 沉泥質粘土 $c=2.5\text{t/m}^2$ ，未浚挖時分析結果 | 2-29 |
| 圖 2-31 沉泥質粘土 $c=2.5\text{t/m}^2$ ，浚挖 1.5 公尺時分析結果 | 2-30 |
| 圖 2-32 沉泥質粘土 $c=2.5\text{t/m}^2$ ，浚挖 3 公尺時分析結果 | 2-30 |
| 圖 2-33 沉泥質粘土 $c=2.5\text{t/m}^2$ ，晴天時分析結果 | 2-31 |
| 圖 2-34 沉泥質粘土 $c=2.5\text{t/m}^2$ ，暴雨時分析結果 | 2-31 |
| 圖 2-35 木樁腐朽、浚挖 3 公尺並暴雨時分析結果 | 2-32 |
| 圖 3-1 民國 75 年地震造成蘇澳港 3-5 號碼頭外傾示意圖 | 3-8 |
| 圖 3-2 民國 88 年 921 地震造成臺中港 1-4A 號碼頭外移示意圖 | 3-9 |
| 圖 3-3a 背填土壤未液化之沉箱式碼頭示意圖 | 3-10 |
| 圖 3-3b 背填土壤未液化之沉箱式碼頭受力示意圖 | 3-11 |
| 圖 3-4 水平地震力係數 K_h 與地表水平最大加速度 $a_{h\max}$ 之關係 | 3-12 |
| 圖 3-5a 背填土壤液化之沉箱式碼頭示意圖 | 3-15 |
| 圖 3-5b 以重流體觀念解釋背填土壤液化之沉箱式碼頭受力示意圖 | 3-15 |
| 圖 3-5c 以超額孔隙水壓解釋背填土壤液化之沉箱式碼頭受力示意圖 | 3-16 |
| 圖 3-6a 背填土壤部份深度液化之沉箱式碼頭示意圖 | 3-18 |

| | |
|--|------|
| 圖 3-6b 背填土壤部份深度液化之沉箱式碼頭受力示意圖 | 3-18 |
| 圖 3-7 蘇澳港 4 號碼頭之碼頭斷面圖..... | 3-22 |
| 圖 3-8 蘇澳港 4 號碼頭之 16 孔鑽探試驗之位置圖 | 3-23 |
| 圖 3-9a 蘇澳港 4 號碼頭 A-A 斷面背填土壤之土層剖面圖 | 3-24 |
| 圖 3-9b 蘇澳港 4 號碼頭 B-B 斷面背填土壤之土層剖面圖 | 3-25 |
| 圖 3-10 蘇澳港 4 號碼頭民國 75 年花蓮地震之碼頭外移量分析結果..... | 3-27 |
| 圖 3-11 蘇澳港 4 號碼頭民國 94 年蘇澳地震之碼頭外移量分析結果..... | 3-28 |
| 圖 3-12 臺中港 1~3 號碼頭斷面圖 | 3-29 |
| 圖 3-13 臺中港 1~3 號碼頭背填土未液化之碼頭外移量分析結果 | 3-35 |
| 圖 3-14 臺中港 1~3 號碼頭背填土液化之碼頭外移量分析結果 | 3-36 |
| 圖 3-15 臺中港 1~3 號碼頭背填土部份液化之碼頭外移量分析結果..... | 3-37 |
| 圖 3-16 臺中港 4 號碼頭背填土未液化之碼頭外移量分析結果 | 3-38 |
| 圖 3-17 臺中港 4 號碼頭背填土部份液化之碼頭外移量分析結果 | 3-39 |
| 圖 3-18 台中港 1-3 號碼頭 STABL 分析結果 FS=1.45..... | 3-41 |
| 圖 3-19 台中港 4 號碼頭 STABL 分析結果 FS=1.51..... | 3-41 |
| 圖 3-20 台中港 4A 號碼頭 STABL 分析結果 FS=1.58..... | 3-42 |
| 圖 3-21 台中港 1-3 號碼頭 FLAC/SLOPE 分析結果 FS=1.16 | 3-42 |
| 圖 3-22 台中港 4 號碼頭 FLAC/SLOPE 分析結果 FS=1.21 | 3-43 |
| 圖 3-23 台中港 4A 號碼頭 FLAC/SLOPE 分析結果 FS=1.38..... | 3-43 |
| 圖 3-24 台中港 1-3 號碼頭背填土壤液化之 FLAC 分析結果..... | 3-44 |
| 圖 3-25 台中港 1-3 號碼頭背填土壤部份深度液化之 FLAC 分析結果..... | 3-44 |
| 圖 4-1 碼頭岸肩損害情況..... | 4-2 |
| 圖 4-2 碼頭法線變位側視圖 | 4-2 |

| | |
|---|------|
| 圖 4-3 碼頭結構安全性評估流程示意圖 | 4-3 |
| 圖 4-4 碼頭設計斷面示意圖 | 4-4 |
| 圖 4-5 碼頭各土層土壤參數示意圖 | 4-5 |
| 圖 4-6 板樁土壓示意圖 | 4-8 |
| 圖 4-7 常態下板樁最大彎矩計算示意圖 | 4-10 |
| 圖 4-8 地震力作用下板樁土壓示意圖 | 4-13 |
| 圖 4-9 地震力作用下板樁最大彎矩計算示意圖 | 4-15 |
| 圖 5-1 舊有結構未拆除之板樁式碼頭斷面 | 5-2 |
| 圖 5-2 舊有結構部份拆除之板樁式碼頭斷面 | 5-3 |
| 圖 5-3 施工因素造成之非標準型板樁式碼頭斷面 | 5-3 |
| 圖 5-4 板樁式碼頭後線打設基樁斷面圖(一) | 5-4 |
| 圖 5-5 板樁式碼頭後線打設基樁斷面圖(二) | 5-4 |
| 圖 5-6 板樁式碼頭 Mononobe-Okabe 之土壓理論示意圖 | 5-7 |
| 圖 5-7 板樁式碼頭後線結構物穿越主動破壞面示意圖 | 5-7 |
| 圖 5-8 改建型板樁式碼頭主動破壞面示意圖 | 5-8 |
| 圖 5-9 施工型板樁式碼頭主動破壞面示意圖 | 5-8 |
| 圖 5-10 板樁式碼頭（後線打設基樁）主動破壞面示意圖 | 5-9 |
| 圖 5-11 基準所規定之板樁式碼頭主動破壞面示意圖 | 5-10 |
| 圖 5-12 既有非標準型板樁式碼頭斷面示意圖 | 5-12 |
| 圖 5-13 碼頭各土層土壤參數示意圖 | 5-13 |
| 圖 5-14 碼頭鑽孔深度之液化機率 | 5-14 |
| 圖 5-15 $k_h=0.12$ 板樁土壓力示意圖 | 5-16 |
| 圖 5-16 地震力作用下板樁最大彎矩與錨碇力計算示意圖 | 5-18 |
| 圖 5-17 $k_h=0.15$ 板樁式碼頭主動破壞面示意圖 | 5-21 |

| | |
|---|------|
| 圖 5-18 $k_h=0.15$ 板樁土壓力示意圖 | 5-23 |
| 圖 5-19 $k_h=0.013g$ 海床以上各土層土壓示意圖 | 5-28 |
| 圖 5-20 $k_h=0.027g$ 海床以上各土層土壓示意圖 | 5-30 |
| 圖 5-21 該碼頭東西向 475 年迴歸期之模擬地震歷時曲線 | 5-31 |
| 圖 5-22 不考慮岸肩樁基礎影響背填主動土體之位移量 | 5-31 |
| 圖 5-23 考慮岸肩樁基礎影響背填主動土體之位移量 | 5-32 |
| 圖 6-1 臺中港地震及動態水壓監測站示意圖 | 6-18 |
| 圖 6-2 臺中港 2002 年 3 月 31 日 14 點 53 分地震波(南北向)..... | 6-18 |
| 圖 6-3 臺中港井下地震儀南北向之最大加速度隨深度變化圖 | 6-19 |
| 圖 6-4 臺中港井下地震儀南北向正規化之最大加速度隨深度變化圖 | 6-19 |
| 圖 6-5 應力折減因數 r_d 隨深度之變化範圍 (Seed & Idriss, 1971) | 6-20 |
| 圖 6-6 臺中港東西向震波放大倍率與最大加速度之關係圖 | 6-20 |
| 圖 6-7 臺灣西海岸港區沉泥質砂性土壤 G/G_{max} 與剪應變之關係 | 6-21 |
| 圖 6-8 臺灣西海岸港區沉泥質砂性土壤阻尼比與剪應變之關係 | 6-21 |
| 圖 6-9 臺中港地震監測站剪力波速隨深度變化關係圖 | 6-22 |
| 圖 6-10 臺中港 2002 年 3 月 31 日-SHAKE 模擬地震(南北向) | 6-23 |
| 圖 6-11 臺北港地震及動態水壓監測站示意圖 | 6-24 |
| 圖 6-12 臺北港 2003 年 6 月 10 日 16 時 41 分地震(南北向)..... | 6-24 |
| 圖 6-13 臺北港井下地震儀南北向之最大加速度隨深度變化圖 | 6-25 |
| 圖 6-14 臺北港井下地震儀南北向正規化之最大加速度隨深度變化圖 | 6-25 |
| 圖 6-15a 臺北港南北向震波放大倍率與最大加速度之關係圖 | 6-26 |
| 圖 6-15b 臺北港東西向震波放大倍率與最大加速度之關係圖 | 6-26 |
| 圖 6-16 臺北港地震監測站剪力波速隨深度變化關係圖 | 6-27 |

| | |
|---|------|
| 圖 6-17 臺北港 2003 年 6 月 10 日-SHAKE 模擬地震(南北向) | 6-28 |
| 圖 6-18a 臺北港 2003 年 6 月 10 日模擬與觀測加速度在 R 方向比較圖 . | 6-29 |
| 圖 6-18b 臺北港 2003 年 6 月 10 日模擬與觀測加速度在 T 方向比較圖 . | 6-30 |
| 圖 6-19 高雄港地震及動態水壓監測站示意圖 | 6-31 |
| 圖 6-20 高雄港 2003 年 12 月 10 日 12 時 39 分地震(南北向)..... | 6-31 |
| 圖 6-21 高雄港井下地震儀南北向之最大加速度隨深度變化圖 | 6-32 |
| 圖 6-22 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 | 6-32 |
| 圖 6-23a 高雄港南北向震波放大倍率與最大加速度之關係圖 | 6-33 |
| 圖 6-23b 高雄港東西向震波放大倍率與最大加速度之關係圖 | 6-33 |
| 圖 6-24 高雄港地震監測站剪力波速隨深度變化關係圖 | 6-34 |
| 圖 6-25a 高雄港 2003 年 12 月 10 日模擬(下)與觀測(上)加速度在 R 方向比較圖 | 6-35 |
| 圖 6-25b 高雄港 2003 年 12 月 10 日模擬(下)與觀測(上)加速度在 T 方向比較 | 6-36 |
| 圖 6-26 蘇澳港地震及動態水壓監測站示意圖 | 6-37 |
| 圖 6-27 蘇澳港 2005 年 3 月 6 日 3 時 6 分地震(南北向)..... | 6-37 |
| 圖 6-28 蘇澳港地震監測井與與微地動試驗分佈圖 | 6-38 |
| 圖 6-29 蘇澳港地表與深度 15 米之頻譜比與微地動分析比較圖 | 6-38 |
| 圖 6-30 蘇澳港地表與深度 35 米之頻譜比與微地動分析比較圖 | 6-39 |
| 圖 6-31 蘇澳港特性週期 3 秒港區放大倍率等值圖 | 6-39 |
| 圖 6-32 蘇澳港特性週期 0.5 秒港區放大倍率等值圖 | 6-40 |
| 圖 6-33 蘇澳港 2005 年 3 月 6 日地震 PGA 模擬之分佈圖(東西向)..... | 6-40 |
| 圖 6-34 台中港 921 地震 PGA 模擬之分佈圖(東西向) | 6-41 |
| 圖 6-35 台中港淺層共振主頻之分佈圖 | 6-41 |

| | |
|--|------|
| 圖 6-36a 蘇澳港 2005 年 3 月 6 日地震之動態水壓變化 | 6-42 |
| 圖 6-36b 蘇澳港 2005 年 3 月 6 日地震之動態水壓變化(大於 0.25Hz) ... | 6-43 |
| 圖 6-36c 蘇澳港 2005 年 3 月 6 日地震之動態水壓變化(小於 0.25Hz) ... | 6-44 |
| 圖 6-37a 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化 | 6-45 |
| 圖 6-37b 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化(大於 0.1Hz). | 6-46 |
| 圖 6-37c 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化(小於 0.1Hz). | 6-47 |
| 圖 6-38a 安平港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化..... | 6-48 |
| 圖 6-38b 安平港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化(大於 0.08Hz) | 6-49 |
| 圖 6-38c 安平港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化(小於 0.08Hz) | 6-50 |
| 圖 7-1 NCEER(1997)建議細粒料含量 $FC \leq 5\%$ 曲線之修正值 | 7-25 |
| 圖 7-2 液化之極限狀態分析示意圖 | 7-25 |
| 圖 7-3 X 與 Y 均為隨機函數之示意圖(楊，1899)..... | 7-26 |
| 圖 7-4 SPT 試驗 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 值繪於常態或然率圖上 | 7-27 |
| 圖 7-5 $CSR_{7.5}$ 值繪於對數常態或然率圖上 | 7-27 |
| 圖 7-6 尋找液化極限狀態值之流程圖 | 7-28 |
| 圖 7-7 液化極限狀態資料點及迴歸曲線..... | 7-28 |
| 圖 7-8 $0\% \leq FC \leq 10\%$ 液化極限狀態曲線圖 | 7-29 |
| 圖 7-9 $10\% \leq FC \leq 20\%$ 液化極限狀態曲線圖 | 7-29 |
| 圖 7-10 $20\% \leq FC \leq 30\%$ 液化極限狀態曲線圖 | 7-30 |
| 圖 7-11 $30\% \leq FC \leq 40\%$ 液化極限狀態曲線圖..... | 7-30 |
| 圖 7-12 經機率檢定之 $FC=5\%$ 、 15% 、 25% 、 35% 等極限狀態曲線之比較 ($(N_1)_{60}$ ， $\ln(CSR_{7.5})$) | 7-31 |
| 圖 7-13 未經機率檢定之 $FC=5\%$ 、 15% 、 25% 、 35% 等極限狀態曲線之比較 ($(N_1)_{60}$ ， $\ln(CSR_{7.5})$) | 7-31 |

| | |
|---|------|
| 圖 7-14 未經機率檢定之 $FC=5\%$ 、 15% 、 25% 、 35% 等極限狀態曲線之比較 $((N_1)_{60}, CSR_{7.5})$ | 7-32 |
| 圖 7-15 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 | 7-32 |
| 圖 7-16 $FC=5\%$ 之極限狀態模式與 Seed(NCEER 1997)、Seed(1985)及 T&Y(1983) $C_s=85$ 比較..... | 7-33 |
| 圖 7-17 $FC=15\%$ 之極限狀態模式與 Seed(NCEER 1997)、Seed(1985)及 T&Y(1983) $C_s=85$ 比較..... | 7-33 |
| 圖 7-18 $FC=25\%$ 之極限狀態模式與 Seed(NCEER 1997)、Seed(1985)及 T&Y(1983) $C_s=85$ 比較..... | 7-34 |
| 圖 7-19 $FC=35\%$ 之極限狀態模式與 Seed(NCEER 1997)、Seed(1985)及 T&Y(1983) $C_s=85$ 比較..... | 7-34 |
| 圖 7-20 本文極限狀態模式繪於水平座標為 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 及垂直座標為 $\ln(CSR_{7.5})$ 或 $\ln(CRR_{7.5})$ 之圖上..... | 7-35 |
| 圖 7-21 細粒料含量 FC 與 $\Delta(N_1)_{60}$ 之關係 | 7-35 |
| 圖 7-22 本文極限狀態模式分析臺中港區 921 地震之液化潛勢圖 | 7-36 |
| 圖 7-23 Seed(NCEER 1997)法分析臺中港區 921 地震之液化潛勢圖 | 7-37 |
| 圖 7-24 T&Y(1983)法分析臺中港區 921 地震之液化潛勢圖..... | 7-38 |
| 圖 7-25 液化案例之 $\sqrt{F_s}$ 值繪於常態或然率圖上..... | 7-39 |
| 圖 7-26 非液化案例之 F_s 值繪於對數常態或然率圖上..... | 7-39 |
| 圖 7-27 極限狀態模式經貝氏定理推求之抗液化安全係數與液化機率之關係 圖 | 7-40 |
| 圖 7-28 台灣地區造成百人以上死亡之重大災害地震震央分佈圖 | 7-40 |
| 圖 7-29 影響台中港之活動斷層分佈與斷層剖面圖 | 7-41 |
| 圖 7-30 台中港區模擬 1935 年新竹—台中地震之液化危害程度分佈圖.. | 7-41 |

| | |
|--|------|
| 圖 7-31 台中港區模擬 1848 年彰化地震之液化程度分佈圖 | 7-42 |
| 圖 7-32 台中港區模擬彰化斷層可能發生之最大地震之液化程度分佈圖 | 7-42 |
| 圖 7-33 臺北港區液化之臨界地表加速度 | 7-43 |
| 圖 7-34 臺中港區液化之臨界地表加速度 | 7-44 |
| 圖 7-35 高雄港區液化之臨界地表加速度 | 7-45 |
| 圖 8-1 布袋港分層沉陷及水壓觀測站土層柱狀圖 | 8-4 |
| 圖 8-2 布袋港淺層水位變化圖(自記式)..... | 8-7 |
| 圖 8-3 布袋港深層水位變化圖(自記式)..... | 8-8 |
| 圖 8-4 布袋港分層水位變化圖(手動量測)..... | 8-9 |
| 圖 8-5 布袋港分層水位變化圖(自記式)..... | 8-10 |
| 圖 8-6 布袋港分層個別下陷量圖 | 8-11 |
| 圖 8-7 布袋港分層累積下陷量圖(200m)..... | 8-13 |
| 圖 8-8 布袋港 400 公尺永久水準累積下陷圖 | 8-14 |
| 圖 8-9 矩形雙曲線壓密曲線圖 | 8-15 |
| 圖 8-10 大鵬灣分層沉陷及水壓觀測站土層柱狀圖 | 8-19 |
| 圖 8-11 大鵬灣分層水位變化圖(手動量測) | 8-20 |
| 圖 8-12 大鵬灣分層個別下陷量圖 | 8-21 |
| 圖 8-13 大鵬灣地層分層下陷觀測圖 | 8-24 |
| 圖 8-14 安平港分層沉陷及水壓觀測站土層柱狀圖 | 8-28 |
| 圖 8-15 安平港分層水位變化圖(手動量測)..... | 8-29 |
| 圖 8-16 安平港分層累積下陷量圖 | 8-30 |
| 圖 8-17 臺中港分層沉陷及水壓觀測站土層柱狀圖 | 8-33 |
| 圖 8-18 臺中港分層水位變化圖(自記式)..... | 8-34 |

| | |
|-------------------------------|------|
| 圖 8-19 臺中港分層水位變化圖(手動量測)..... | 8-35 |
| 圖 8-20 臺中港分層累積下陷量圖(200m)..... | 8-36 |

表 目 錄

| | |
|---|------|
| 表 2-1 19 號碼頭之土層性質 | 2-8 |
| 表 2-2 平時主動土壓力之計算表(地下水位於+0.29m)..... | 2-9 |
| 表 2-3 平時水壓力之計算表(地下水位於+0.29m)..... | 2-9 |
| 表 2-4 暴雨時主動土壓力之計算表(地下水位於+2.6m) | 2-11 |
| 表 2-5 暴雨時水壓力之計算表(地下水位於+2.6m) | 2-12 |
| 表 2-6 平時主動土壓力驅動力矩之計算表(地下水位於+0.29m)..... | 2-13 |
| 表 2-7a 平時混凝土方塊抵抗力矩之計算表($r=2.3$, $r'=1.3$) | 2-13 |
| 表 2-7b 平時土砂抵抗力矩之計算表 | 2-14 |
| 表 2-7c 平時混凝土塊及土砂抵抗力矩之計算表..... | 2-14 |
| 表 2-7d 平時水壓力力矩之計算表 | 2-14 |
| 表 2-8 暴雨時主動土壓力之驅動力矩計算表(地下水位於+2.6m) | 2-15 |
| 表 2-9a 暴雨時混凝土方塊抵抗力矩之計算表($r=2.3$, $r'=1.3$) | 2-16 |
| 表 2-9b 暴雨時土砂抵抗力矩之計算表 | 2-16 |
| 表 2-9c 暴雨時混凝土塊及土砂抵抗力矩之計算表..... | 2-16 |
| 表 2-9d 暴雨時水壓力力矩之計算表 | 2-17 |
| 表 2-10 暴雨時抗傾倒安全係數之計算表 | 2-17 |
| 表 3-1a 地震引致港灣碼頭災害案例..... | 3-3 |
| 表 3-1b 地震引致港灣碼頭災害案例 | 3-4 |
| 表 3-1c 地震引致港灣碼頭災害案例..... | 3-5 |

| | |
|---|------|
| 表 3-1d 地震引致港灣碼頭災害案例 | 3-6 |
| 表 3-2 摩擦係數(港研所，1997)..... | 3-12 |
| 表 3-3 地震引致蘇澳港 4 號碼頭抗滑動之穩定性分析 | 3-26 |
| 表 3-4 921 地震臺中港 1~3 號碼頭抗滑動之穩定性分析 | 3-31 |
| 表 3-5 921 地震臺中港 4 號碼頭抗滑動之穩定性分析結果 | 3-33 |
| 表 3-6 921 地震臺中港 4A 號碼頭抗滑動之穩定性分析結果..... | 3-34 |
| 表 4-1 碼頭法線及錨樁變位監測記錄表 | 4-1 |
| 表 4-2 板樁構材相關資料表 | 4-4 |
| 表 4-3 設計土層參數..... | 4-4 |
| 表 4-4 各土層常態主動土壓力係數 (ka) 及被動土壓力係數 (kp) | 4-6 |
| 表 4-5 各土層土壓力計算表 | 4-7 |
| 表 4-6 各土層對錨碇拉桿力矩計算表 | 4-7 |
| 表 4-7 各土層主動與被動破壞角 | 4-11 |
| 表 4-8 各土層動主動土壓力係數 (ka') 及動被動土壓力係數 (kp') .. | 4-12 |
| 表 4-9 地震力作用下各土層土壓力計算表 | 4-12 |
| 表 4-10 地震力作用下各土層對錨碇拉桿力矩計算表 | 4-13 |
| 表 4-11 地震力作用下各土層主動與被動破壞角 | 4-16 |
| 表 5-1 板樁構材相關資料表 | 5-11 |
| 表 5-2 碼頭陸上區土壤參數 | 5-11 |
| 表 5-3 各土層土壓力計算表 | 5-15 |
| 表 5-4 各土層對錨碇拉桿力矩計算表 | 5-15 |
| 表 5-5 地表加速度 $k_h=0.12$ 各土層主動與被動土壓破壞角 | 5-20 |

| | |
|---|------|
| 表 5-6 各土層土壓力計算表 | 5-22 |
| 表 5-7 折減後各土層對錨碇拉桿力矩計算表 | 5-22 |
| 表 5-8 地表加速度 $k_h=0.15$ 各土層主動與被動土壓破壞角 | 5-26 |
| 表 7-1 經機率檢定之各種極限狀態函數之比較($\sqrt{(N_1)_{60}}$, $\ln(CSR_{7.5})$) | 7-24 |
| 表 7-2a 未經機率檢定之各種極限狀態函數之比較($(N_1)_{60}$, $\ln(CSR_{7.5})$) | 7-24 |
| 表 7-2b 未經機率檢定之各種極限狀態函數之比較($(N_1)_{60}$, $CSR_{7.5}$) | 7-24 |
| 表 8-1 布袋港土層單向度壓密係數一覽表 | 8-15 |

第一章 前 言

港灣地區之地質多屬疏鬆軟弱之沖積土層及海埔新生地，其地質多為砂質土壤所組成，土層之地質年代短、密度不高、壓密固結尚未全部完成，極可能因附近地區地下水抽取、大規模海埔新生地回填等原因造成地層下陷，而影響港區工程及各樣設施之安全。在平時，亦可能因地層調查不夠詳盡，碼頭航道浚挖超深，豪雨暴漲之地下水位，或回填級配材料之膨脹等因素，而造成港區碼頭側傾及塌陷。在地震來襲時，其震波從震源深處向上經過軟弱的覆土層，其振幅通常有放大作用，在強烈地震作用下，可能發生液化現象，造成港灣碼頭向海側位移、傾斜與沉陷等災害。

有關臺灣港灣碼頭設施，無論在平時或地震時，多曾因疏鬆軟弱之地質因素，發生一些工程災害，其中災害規模較大者計有：(1)民國 75 年花蓮地震,蘇澳港 3-5 號碼頭，長度約有 750 公尺，沉箱側移 20~50cm，碼頭後線下陷龜裂。花蓮港東堤 A-7 型萬代福消波室，長度約有 500 公尺，沉陷 25-40cm，新建 25 號碼頭後線背填土沉陷約 20-40cm。(2)民國 80 年安平港 3-4 號碼頭鋼板樁於施工中嚴重側傾 30-40 公分，嚴重影響碼頭安全。(3)民國 83 年凱特琳颱風豪雨後，高雄港 19 號碼頭突然坍塌損壞，長度約 100 公尺，岸壁本體全部沒入水下。(4)民國 88 年集集大地震，臺中港 1-4A 號碼頭，長度約 1,135 公尺，沉箱側移 50-170 公分，碼頭後線背填土壤發生嚴重液化、噴砂、下陷、坑洞、鐵軌彎曲變形，9-11 號及 13 號碼頭後線亦有噴砂、龜裂、下陷。(5)民國 90 年某港貯木池改建為碼頭，於施工後，可能因誤用了具膨脹性轉爐石作為碼頭之背填料，高耐索斷裂鋼板樁嚴重側傾 30-100 公分，長度約 350 公尺，至目前仍未修護。(6)臺北港某新建碼頭，亦曾於施工中碼頭側傾崩塌，廠商將其拆除重建。

又由於近年來地下水大量之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。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，引發海水入侵與地層下陷等災害。

因此，徹底調查及探討各港區之各種大地災害潛能，建置災害潛在地區之常態監測，分析其對既有碼頭構造物穩定性之影響，以維護工程安全是極為重要的。

港灣大地災害可概分為碼頭之災害及土壤之災害兩大類，本文於第二章至第五章，主要是探討各式碼頭遭遇各種外力可能之破壞機制；其中第二章除了以傳統之穩定性分析，探討老舊碼頭遭颱風豪雨之災害外，更進一步以 STABL 程式及 FLAC/SLOPE 程式，數值模擬分析 19 號老舊碼頭災害案例，以了解碼頭損壞之原因及特性；第三章分別以液化側壓力理論、滑動塊分析理論及 FLAC 數值模擬，探討港灣碼頭遭地震之災害分析；第四章探討板樁式碼頭遭膨脹性回填料之災害案例分析；第五章探討老舊碼頭，因改建、施工因素或因後線裝卸設施需打設基樁，造成碼頭的後線背填土斷面與標準型錨碇鋼板樁碼頭斷面不同，故無法依傳統方法來做穩定性檢核，本研究特闢此專章來探討非標準型板樁式碼頭其結構、土壤與水之互制行為。

由於土壤液化之災害，是造成港灣碼頭大規模破壞之重要因素，因此土壤災害對碼頭之安全影響甚大，因而本文於第六章至第八章，分別針對土壤液化及地層下陷之土壤災害探討之，其中第六章說明各港區地震與液化常態監測建置情況，並由目前之監測資料，探討各港區震波放大效應，及動態孔隙水壓激發機制；第七章則以極限狀態分析之統計方法，並考慮液化之物理意義，建置本土化之液化分析模式，並進行港區液化危害度分析；亦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 老舊碼頭遭颱風豪雨之災害案例分析

臺灣港區有部份碼頭建造於日據時期，至今仍繼續使用中，碼頭建造時之船舶海運規模與現今已大不相同，泊船時之衝擊力、牽引力及碼頭水深等之設計條件亦不同，因此老舊碼頭之安全性應重新檢討評估，否則一旦損毀其影響將甚大。探討分析港灣碼頭災害案例，可對現有老舊碼頭之損害原因做一探討，進而可對老舊碼頭安全性做一檢核，以提供老舊碼頭改建或補強之參考。

高雄港 19 號碼頭於民國 83 年 8 月 5 日下午約 16 時凱特琳颱風豪雨後突然坍塌損壞，長度約 100 公尺，岸壁本體全部沒入水下，碼頭面上之油駁船加油設施全毀，有部份油管斷裂及位移變形，部份之混凝土方塊被推擠散佈於離法線約 10 公尺以外之海床，緊急辦理拋石搶修工程以求穩定，之後於 86 年該碼頭辦理改建工程。

本研究除了以傳統之土壤承载力分析、滑動分析、傾倒分析，探討 19 號老舊碼頭損壞之原因；更進一步以基於極限平衡之 STABL 程式及考慮變形性的 FLAC/SLOPE 程式，數值模擬分析 19 號老舊碼頭災害案例，以了解碼頭損壞之特性，並探討老舊碼頭改建後之穩定性。

2.1 分析程式之簡介

2.1.1 STABL 邊坡穩定分析程式

STABL 為解決一般邊坡穩定問題的程式，其使用的方法為改編的 Modified Bishop Method，改編後使其可分析假設的剪力面。藉由限制的平衡程序，可得到邊坡安全係數。破壞面的尋求可產生三種形式，圓形破壞面、滑動區塊破壞面和不規則破壞面。程式能力包含：一般邊坡剖面描述、地表載重、孔隙壓力（與地下水位、一區定義一常數、超載的一定比例、或以上三種的組合有關）、異向性強度定義、擬靜態地震力。

STABL 是由 FORTRAN IV 撰寫的兩向度限制平衡方法的邊坡穩定處理程式，邊坡安全係數的計算採用切片法，本版本採用的是改編的修正 Bishop Method，此改編後使分析不僅只能圓形破壞面。破壞面產生有圓形破壞面、滑動區塊破壞面、不規則破壞面。另亦可分析已定義的指定的試驗破壞面。

STABL 可以分析包括下列情形：不同種類的土壤、異向性土壤強度性質、由於剪力造成的超額孔隙水壓力、靜地下水及地表水、擬靜態地震力及地表載重。STABL 分析流程如圖 2-1 所示：

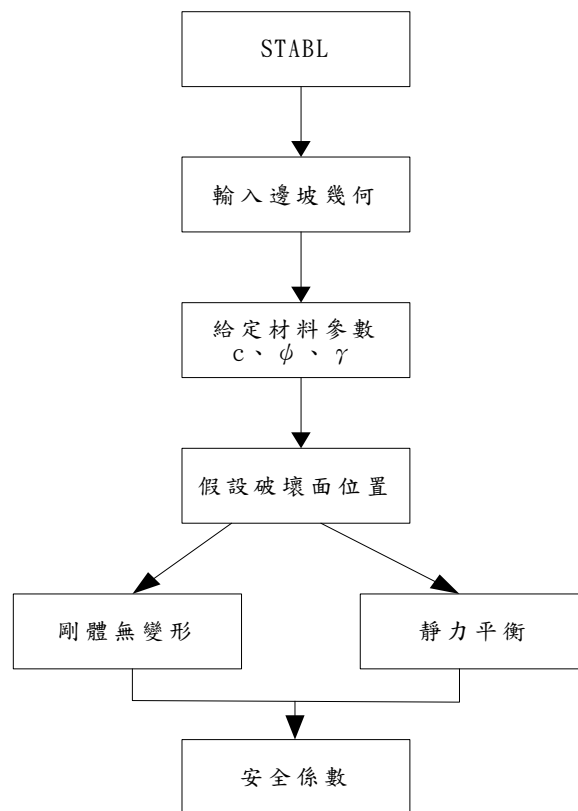


圖 2-1 STABL 程式之分析流程圖

2.1.2 FLAC/SLOPE 分析程式

FLAC/SLOPE 是迷你版的 FLAC 程式，用以計算邊坡穩定分析之安全係數，提供傳統極限平衡法求安全係數的另一種選擇，極限平衡法是基於切片法，假設數個破壞面（如破壞面位置、切片間力的角度）後再找出安全係數值最低的破壞面。另 FLAC/SLOPE 則提供應力一位

移、平衡與組合律的全解，藉由執行一系列的模擬，改變其強度性質（即折減剪力強度），可找到破壞面位置及其安全係數。FLAC/SLOPE 其較優於極限平衡法的項目如下：

- 1.破壞模式自由發展，不須先指定破壞面的範圍。
- 2.不須人工參數（如切片間力的角度）設定。
- 3.可模擬出多個破壞面或內部降伏的真實情況。
- 4.結構物（如岩栓、土釘或地工織物）可模擬為真實結合且一起變形的元件，而不是以等值力模擬。
- 5.其機制於運動學上是合理的，而非如極限平衡法只考慮力而已。

FLAC/SLOPE 分析流程如圖 2-2 所示：

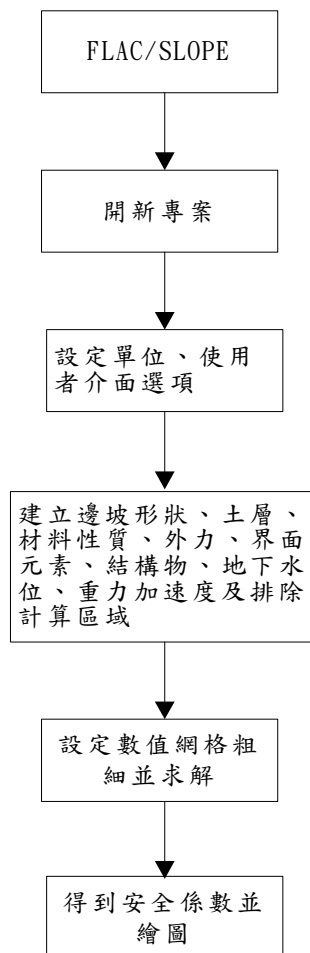


圖 2-2 FLAC/SLOPE 程式之分析流程圖

2.2 19 號老舊碼頭之背景資料

1. 潮汐資料

高雄港潮汐站位置有二處，分別位於第 10 號碼頭及第二港口第 110 號碼頭，根據 10 號碼頭潮位站 83 年 8 月 5 日量測資料，最高潮位發生於 06:00，潮高 1.42m，最低潮位發生於 14:00，潮高 0.55m，經查 19 號碼頭坍塌時間為下午 3 時 55 分，當時潮位為 0.60m 至 0.65m 之間，正好是由低潮位開始漲潮時。

2. 雨量資料

凱特琳颱風其後引進之西南氣流雨急時長，依氣象資料顯示碼頭崩塌前一日（8 月 4 日）降雨量高達 184.5 公釐，崩塌前連續兩日累積降雨量則達 283.5 公釐，致高雄地區嚴重積水，為三十年來罕見。

3. 碼頭結構

高雄港 18、19 及 20 號碼頭皆屬混凝土方塊重力式碼頭，設計水深為 -9 公尺，碼頭長度分別為 150、151.3 及 150.7 公尺，堤基為厚約 1.5 公尺之卵石基礎拋石，靠近基趾部分加打長 7 公尺、間距 1 公尺之木樁四排，其碼頭結構斷面圖詳圖 2-3。

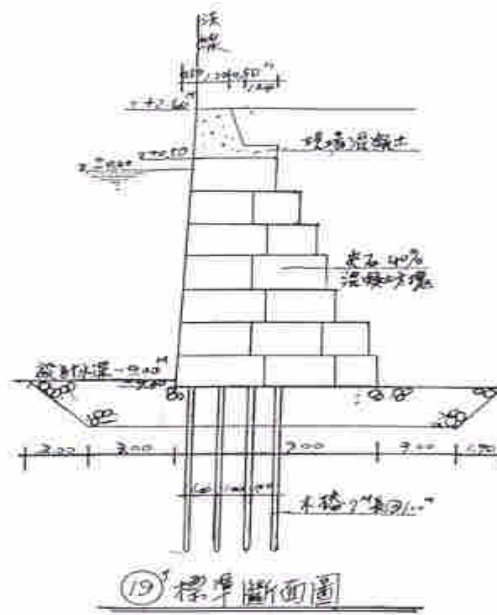


圖 2-3 碼頭結構斷面圖

4.土壤性質

高雄港 19 至 21 號碼頭間在民國 48 年曾進行地質鑽探，鑽探孔柱狀土層資料如圖 2-4，本研究採用第 51 號鑽孔資料，19 號碼頭附近基礎土層由上而下分佈如下：

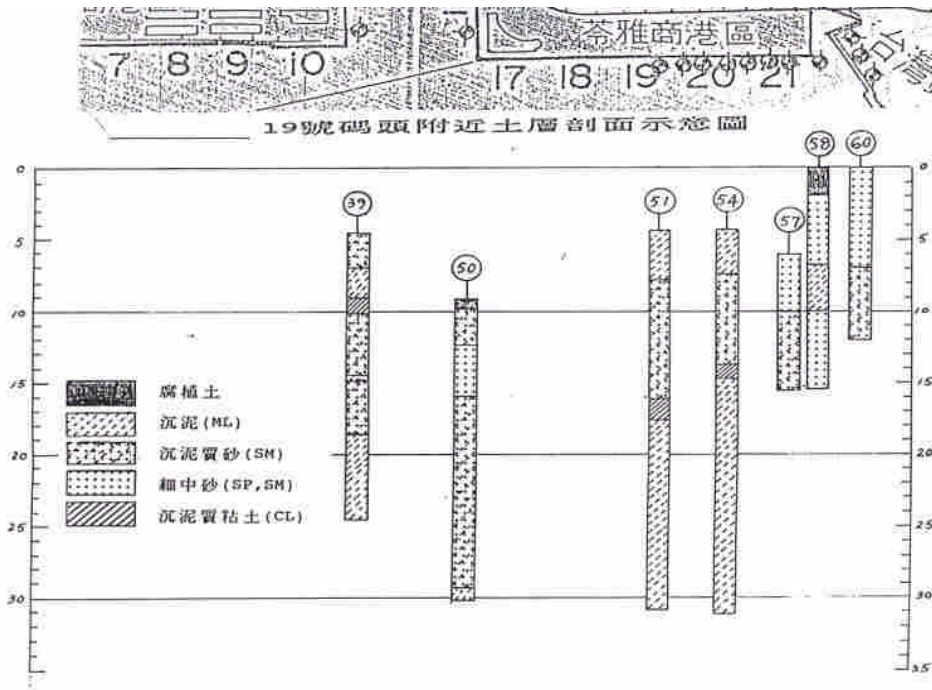


圖 2-4 鑽探孔柱狀土層資料

(1)沉泥層 (ML)

除局部地點發現有機質腐植土外，整個高雄港區於接近海床面，大致為厚約 2 公尺至 5 公尺之砂質或粘土質沉泥所覆蓋，例如 19 號碼頭分佈於-4m 至-7.8m 間。本層次含水量 30%至 50%、土壤單位重 1.9t/m^3 至 2.0t/m^3 間，標準貫入試驗 N 值為 0 或 1、屬極為疏鬆軟弱之土壤，為基礎之不良承載層，考慮碼頭結構基礎安全，本層次應予挖除置換或採用深基礎穿過此層。19 號碼頭結構基礎穿過此層。

(2)沉泥質砂層 (SM)

極疏鬆軟弱沉泥層之下為灰色沉泥質砂層，此層現地標準貫

入試驗 N 值隨地點不同而異，惟大致在 30 以下，屬疏鬆至中等緊密程度，例如 19 號碼頭附近本層次分佈於高程-7.8m 至-16.1m 之間，N 值介於 15 至 22 間。19 號碼頭結構基礎高程為-9m，恰置於此層次。本層次土壤含水量在 20% 至 30% 間，土壤單位重 2.0 至 2.2t/m³ 間，估計土壤有效內摩擦角 ϕ 值約在 28 度至 35 度之間。

(3) 沉泥質粘土層 (CL)

19 號及 20 號碼頭附近鑽探資料均發現有一層厚約 1 公尺至 1.5 公尺之沉泥質粘土層、呈灰色，例如 19 號碼頭附近本層次分佈於高程-16.1m 至-17.6m 之間，由於無現場標準貫入試驗資料，其強度未知，惟根據高雄港區鑽探資料顯示，此層粘性土層標準貫入試驗 N 值變化約在 1 至 5 之間、屬極軟弱至中等堅實粘土，平均含水量為 25%、土壤單位重 1.97t/m³。由於本粘土薄層上下均為透水性較高之砂土層，在經過碼頭結構荷重長期壓密作用下，其剪力強度隨時間應有適度的提高，估計土壤不排水剪力強度 S_u 約在 0.6t/m² 至 3.5t/m² 間。本粘性土層可能造成上部結構沉陷、圓弧滑動抵抗力減弱等不良影響。

(4) 沉泥質砂或砂質沉泥層 (SM、ML)

本層次呈灰色、沉泥含量較高、於 19 號碼頭附近其分佈位置在高程-17.6m 以下、現場標準貫入試驗 N 值 19 號碼頭在 22 至 52 間，屬中等緊密程度至極緊密程度土壤。平均含水量 21.5%、土壤單位重 2.03t/m³。估計土壤有效內摩擦角 ϕ 值在 35 度至 40 度之間。

根據地層資料研判，在圓弧滑動影響範圍內之土層為疏鬆至中等緊密之沉泥質砂層及厚約 1.5 公尺之沉泥質粘土層，疏鬆至中等緊密沉泥質砂層標準貫入試驗 N 值在 5 至 30 間，推測土壤有效內摩擦角約在 28 至 35 度間。粘土層則無任何資料可供研判其強度，惟根據高雄港區地層特性，此層 N 值變化約在 1 至 5 之間，估算其不排水剪力強度約在 0.6t/m² 至 3.5t/m² 間。

2.3 碼頭基礎土壤承载力分析

19 號碼頭設計水深為高程-9m，碼頭基礎恰置於疏鬆至中等緊密沉泥質砂層上，其標準貫入試驗 N 值在 15 至 22 之間，由於無試驗室土壤試驗資料，故其內摩擦角未知，惟根據 N 值及鄰近土層資料研判，內摩擦角合理之範圍約在 28 度至 35 度之間，而碼頭基礎又有厚 1.5 公尺之卵石拋石，故其土壤容許承载力保守估計在 30t/m² 以上。

19 號碼頭上部結構荷重估計約在 20t/m² 以下，故基礎土壤承载力應在容許範圍內，惟若碼頭基趾卵石拋石受到淘刷致偏心荷重加大，則基礎容許承载力可能不足。

2.4 碼頭滑動穩定性分析

重力式碼頭之滑動，應滿足式(2-1):

$$F = \frac{fW}{P} \dots\dots\dots (2-1)$$

式中

W：作用於堤體之垂直合力

P：作用於堤體之水平合力

f：堤體與基礎之摩擦係數，混凝土方塊與方塊間為 0.5，方塊與卵石基礎拋石間為 0.6

F：安全係數

本研究假設二種情況，即平時正常水位及暴雨時地下水位與碼頭面齊平時，分析堤體抗滑動穩定安全係數隨深度變化情形。

1. 平時之抗滑動穩定分析

作用於堤體之水平合力，主要有堤體背後土壤之主動土壓力與水壓力，其中計算主動土壓力之主動土壓力係數如式(2-2)所示：

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \phi)}{\cos^2 \phi \cos(\delta + \phi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta)}{\cos(\delta + \phi) \cos(\phi - \beta)}} \right]^2} \dots\dots\dots(2-2)$$

式中， $\phi=27^\circ$ ， $\delta=15^\circ$ ， $\beta=0^\circ$ ，土層性質如表 2-1。

表 2-1 19 號碼頭之土層性質

| 土層性質 | 背填土壤 (+2.6m~-7.8m) | 背填土壤 (-7.8m~-9.3m) | 基礎土壤 |
|------------------------------|-----------------------|-----------------------|------|
| 溼單位量 (t/m ³) | 1.84 | 1.84 | 2.0 |
| 飽合單位量 (t/m ³) | 2.0 | 2.0 | 2.4 |
| 內摩擦角 ϕ_i (°) | 30 | 32 | 35 |
| K_{ai} | 0.56 | 0.54 | |

平時正常水位：潮位高程於 0m，陸側水位常時為殘留水位+0.29m(即取最高潮差之 1/3，即 $(1.42-0.55)/3=0.29\text{m}$)。

暴雨時水位：潮位高程於+0.65m，陸側水位與碼頭面齊平即+2.6m。

平時正常水位情形主動土壓力及水壓力分佈圖如圖 2-5：

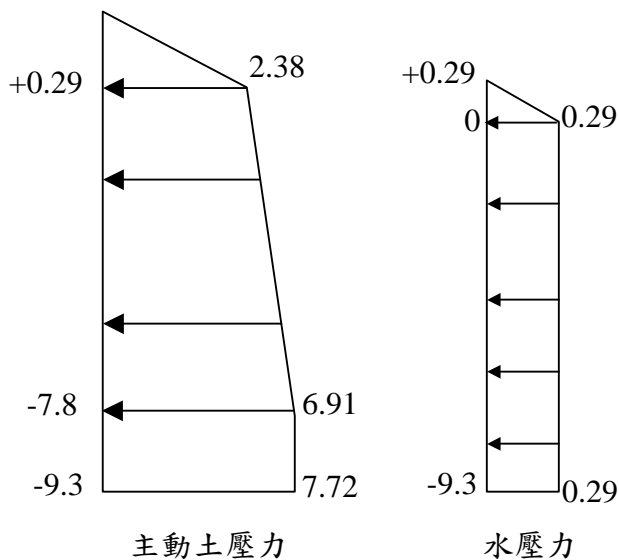


圖 2-5 平時正常水位情形主動土壓力及水壓力分佈圖

(1) 平時主動土壓力：平時主動土壓力之計算如表 2-2。

表 2-2 平時主動土壓力之計算表(地下水位於+0.29m)

| EL (m) | 深度 (m) | 土壓力 (t/m) | 主動土壓力 (t/m) |
|-----------|-----------|--|--|
| 0.5 | 2.1 | $1.84 \times 2.10 \times 0.56 = 2.16$ | $2.16 \times 2.1 / 2 = 2.27$ |
| -1.2 | 3.8 | $1.84 \times 2.31 \times 0.56 + 1 \times (3.80 - 2.31) \times 0.56 = 3.21$ | $2.38 \times 2.31 / 2 + (2.38 + 3.21) \times (3.8 - 2.31) / 2 = 6.91$ |
| -2.4 | 5 | $1.84 \times 2.31 \times 0.56 + 1 \times (5.00 - 2.31) \times 0.56 = 3.89$ | $2.38 \times 2.31 / 2 + (2.38 + 3.89) \times (5.0 - 2.31) / 2 = 11.18$ |
| -3.7 | 6.3 | $1.84 \times 2.31 \times 0.56 + 1 \times (6.30 - 2.31) \times 0.56 = 4.61$ | $2.38 \times 2.31 / 2 + (2.38 + 4.61) \times (6.3 - 2.31) / 2 = 16.69$ |
| -5.2 | 7.8 | $1.84 \times 2.31 \times 0.56 + 1 \times (7.80 - 2.31) \times 0.56 = 5.45$ | $2.38 \times 2.31 / 2 + (2.38 + 5.45) \times (7.8 - 2.31) / 2 = 24.24$ |
| -6.6 | 9.2 | $1.84 \times 2.31 \times 0.56 + 1 \times (9.20 - 2.31) \times 0.56 = 6.24$ | $2.38 \times 2.31 / 2 + (2.38 + 6.24) \times (9.2 - 2.31) / 2 = 32.44$ |
| -8.1 | 10.7 | $1.84 \times 2.31 \times 0.56 + 1 \times (10.4 - 2.31) \times 0.56 + 1 \times (10.70 - 10.4) \times 0.54 = 7.07$ | $2.38 \times 2.31 / 2 + (2.38 + 6.91) \times (10.4 - 2.31) / 2 + (7.07 + 6.91) \times (10.7 - 10.4) / 2 = 42.42$ |
| -9.3 | 11.9 | $1.84 \times 2.31 \times 0.56 + 1 \times (10.4 - 2.31) \times 0.56 + 1 \times (11.90 - 10.4) \times 0.54 = 7.72$ | $2.38 \times 2.31 / 2 + (2.38 + 6.91) \times (10.4 - 2.31) / 2 + (7.72 + 6.91) \times (11.9 - 10.4) / 2 = 51.3$ |

(3) 平時水壓力：平時水壓力之計算如表 2-3。

表 2-3 平時水壓力之計算表(地下水位於+0.29m)

| EL (m) | 深度 (m) | 海測水壓力 (t/m) | 陸測水壓力 (t/m) | 殘留水壓力 (t/m) |
|-----------|-----------|----------------|----------------|----------------|
| 0.5 | 2.1 | 0 | 0.00 | 0.00 |
| -1.2 | 3.8 | 0.72 | 1.11 | 0.39 |
| -2.4 | 5.0 | 2.88 | 3.62 | 0.74 |
| -3.7 | 6.3 | 6.85 | 7.96 | 1.12 |
| -5.2 | 7.8 | 13.52 | 15.07 | 1.55 |
| -6.6 | 9.2 | 21.78 | 23.74 | 1.96 |
| -8.1 | 10.7 | 32.81 | 35.20 | 2.39 |
| -9.3 | 11.9 | 43.25 | 45.98 | 2.74 |

(3) 平時抗滑動之安全係數: 由於 19 號碼頭屬混凝土方塊重力式碼頭，因此需分別計算每一方塊之抗滑動安全係數，碼頭方塊之土砂編號代碼如圖 2-6，每一方塊之抗滑動安全係數如圖 2-7。

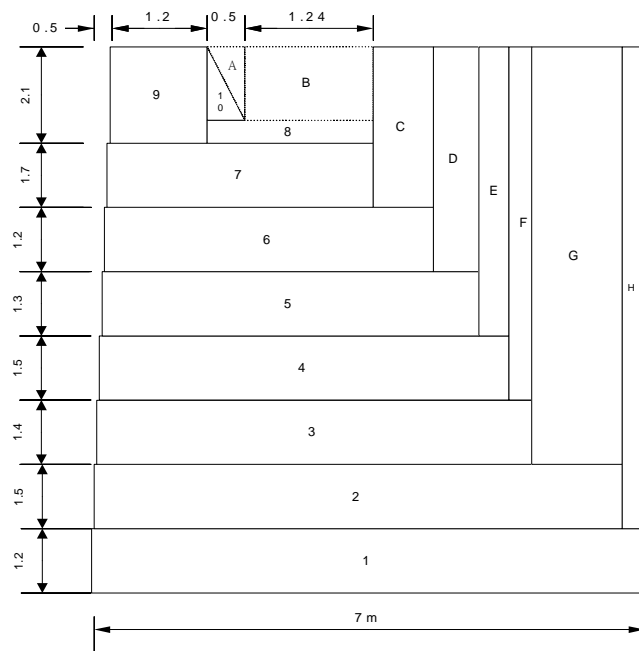


圖 2-6 碼頭方塊及其上之土砂編號代碼

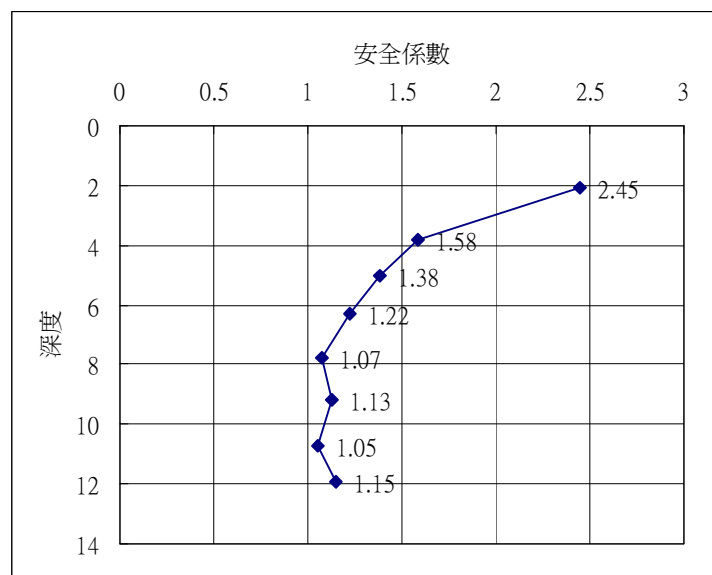


圖 2-7 平時正常水位情形抗滑動安全係數圖

由圖 2-7 顯示：平時正常水位之情況下，19 號碼頭之抗滑動安全係數皆大於 1.0，表示碼頭相當穩定，唯 8m 及 11m 方塊之安全係數接近 1.0，已接近滑動穩定之臨界。

2. 暴雨時之抗滑動穩定分析

暴雨情形之主動土壓力及水壓力分佈圖如圖 2-8 所示：

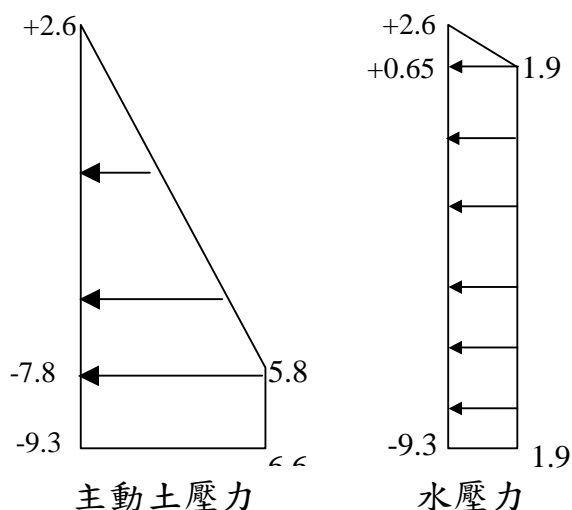


圖 2-8 暴雨時情形主動土壓力及水壓力分佈圖

(1) 暴雨時之主動土壓力：暴雨時主動土壓力之計算如表 2-4。

表 2-4 暴雨時主動土壓力之計算表(地下水位於+2.6m)

| EL (m) | 深度 (m) | 土壓力 (t/m) | 主動土壓力 (t/m) |
|-----------|-----------|---|---|
| 0.5 | 2.1 | $1 \times 2.1 \times 0.56 = 1.18$ | $2.1 \times 1.18 / 2 = 1.24$ |
| -1.2 | 3.8 | $1 \times 3.8 \times 0.56 = 2.13$ | $3.8 \times 2.13 / 2 = 4.05$ |
| -2.4 | 5 | $1 \times 5.0 \times 0.56 = 2.8$ | $5.0 \times 2.80 / 2 = 7$ |
| -3.7 | 6.3 | $1 \times 6.3 \times 0.56 = 3.53$ | $6.3 \times 3.53 / 2 = 11.12$ |
| -5.2 | 7.8 | $1 \times 7.8 \times 0.56 = 4.37$ | $7.8 \times 4.37 / 2 = 17.04$ |
| -6.6 | 9.2 | $1 \times 9.2 \times 0.56 = 5.15$ | $9.2 \times 5.15 / 2 = 23.69$ |
| -8.1 | 10.7 | $1 \times 10.4 \times 0.56 + 1 \times (10.7 - 10.4) \times 0.54 = 5.99$ | $5.82 \times 10.4 / 2 + (5.99 + 5.82) \times (10.7 - 10.4) / 2 = 32.04$ |
| -9.3 | 11.9 | $1 \times 10.4 \times 0.56 + 1 \times (11.9 - 10.4) \times 0.54 = 6.63$ | $5.82 \times 10.4 / 2 + (6.63 + 5.82) \times (11.9 - 10.4) / 2 = 39.6$ |

(2)暴雨時之水壓力：暴雨時水壓力之計算如表 2-5。

表 2-5 暴雨時水壓力之計算表(地下水位於+2.6m)

| EL (m) | 深度 (m) | 海測水壓力 (t/m) | 陸測水壓力 (t/m) | 殘留水壓力 (t/m) |
|-----------|-----------|----------------|----------------|----------------|
| 0.5 | 2.1 | 0 | 2.21 | 2.21 |
| -1.2 | 3.8 | 1.71 | 7.22 | 5.51 |
| -2.4 | 5.0 | 4.65 | 12.5 | 7.85 |
| -3.7 | 6.3 | 9.46 | 19.85 | 10.39 |
| -5.2 | 7.8 | 17.11 | 30.42 | 13.31 |
| -6.6 | 9.2 | 26.28 | 42.32 | 16.04 |
| -8.1 | 10.7 | 38.28 | 57.25 | 18.97 |
| -9.3 | 11.9 | 49.5 | 70.81 | 21.31 |

(3)暴雨時抗滑動之安全係數：每一方塊之抗滑動安全係數如圖 2-9。

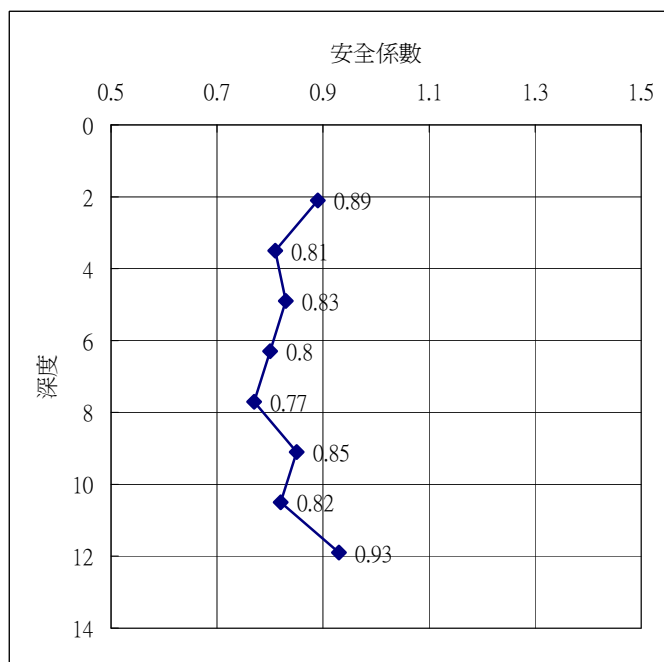


圖 2-9 暴雨時滑動安全係數圖

由圖 2-9 顯示：暴雨時地下水位之情況下，19 號碼頭每一方塊之抗滑動安全係數皆小於 1，表示碼頭每一方塊皆相當不穩定。

2.5 碼頭傾倒穩定性分析

1. 平時正常水位情形：

(1) 主動土壓力之驅動力矩：主動土壓力驅動力矩之計算如表 2-6。

表 2-6 平時主動土壓力驅動力矩之計算表(地下水位於+0.29m)

| EL(m) | 深度(m) | 土壓力(t/m) | 主動土壓力(t/m) | 主動土壓力力矩(t-m/m) |
|-------|-------|----------|------------|----------------|
| 0.5 | 2.1 | 2.16 | 2.27 | 1.59 |
| -1.2 | 3.8 | 3.21 | 6.91 | 9.16 |
| -2.4 | 5.0 | 3.89 | 11.18 | 19.94 |
| -3.7 | 6.3 | 4.61 | 16.69 | 37.95 |
| -5.2 | 7.8 | 5.45 | 24.24 | 68.5 |
| -6.6 | 9.2 | 6.24 | 32.44 | 108.9 |
| -8.1 | 10.7 | 7.07 | 42.42 | 250.87 |
| -9.3 | 11.9 | 7.72 | 51.30 | 307.03 |

(2) 抵抗力矩：平時混凝土方塊抵抗力矩之計算如表 2-7a，土砂抵抗力矩之計算如表 2-7b，混凝土方塊及土砂之抵抗力矩計算如表 2-7c，水壓力之力矩計算如表 2-7d，其中表 2-7a 及表 2-7c 之碼頭方塊及其上之土砂編號代碼如圖 2-6 所示。

表 2-7a 平時混凝土方塊抵抗力矩之計算表($r=2.3$, $r'=1.3$)

| 編號 | 寬度(m) | 高度(m) | 重量(t/m) | 力臂(m) | 彎矩(t-m/m) |
|----|-------|-------|---------|-------|-----------|
| 10 | 0.5 | 1.6 | 0.92 | 1.87 | 1.72 |
| 9 | 1.2 | 2.1 | 5.796 | 0.6 | 3.48 |
| 8 | 1.74 | 0.5 | 2.001 | 2.07 | 4.14 |
| 7 | 2.9 | 1.7 | 7.018 | 1.45 | 10.18 |
| 6 | 3.8 | 1.2 | 5.472 | 1.9 | 10.4 |
| 5 | 4.5 | 1.3 | 7.02 | 2.25 | 15.8 |
| 4 | 4.9 | 1.5 | 8.82 | 2.45 | 21.61 |
| 3 | 5.3 | 1.4 | 8.904 | 2.65 | 23.6 |
| 2 | 6.6 | 1.5 | 11.88 | 3.3 | 39.2 |
| 1 | 7 | 1.2 | 10.08 | 3.5 | 35.28 |

表 2-7b 平時土砂抵抗力矩之計算表

| 編號 | 寬度(m) | 高度(m) | 重量(t/m) | 力臂(m) | 彎矩(t-m/m) |
|----|-------|-------|------------|-------|--------------|
| A | 0.5 | 1.6 | 0.8 | 2.03 | 1.62 |
| B | 1.24 | 1.6 | 1.6 | 2.82 | 4.51 |
| C | 0.8 | 3.8 | 4.888 | 3.84 | 18.77 |
| D | 0.6 | 5 | 4.386 | 4.54 | 19.91 |
| E | 0.4 | 6.3 | 3.444 | 5.04 | 17.36 |
| F | 0.3 | 7.8 | 3.033 | 5.39 | 16.35 |
| G | 1.2 | 9.2 | 13.812 | 6.14 | 84.81 |
| H | 0.3 | 10.7 | 3.903 | 6.89 | 26.89 |

表 2-7c 平時混凝土塊及土砂抵抗力矩之計算表

| EL(m) | 深度(m) | 彎矩(t-m/m) |
|-------|-------|-----------|
| -2.4 | 5.0 | 32.21 |
| -3.7 | 6.3 | 61.93 |
| -5.2 | 7.8 | 104.61 |
| -6.6 | 9.2 | 147.93 |
| -8.1 | 10.7 | 192.86 |
| -9.3 | 11.9 | 315.37 |

表 2-7d 平時水壓力力矩之計算表

| EL (m) | 抵抗力矩 (海側彎矩,t-m/m) | 驅動力矩 (陸側彎矩,t-m/m) |
|-----------|----------------------|----------------------|
| -2.4 | 2.3 | 3.24 |
| -3.7 | 8.44 | 10.59 |
| -5.2 | 23.43 | 27.58 |
| -6.6 | 47.92 | 54.51 |
| -8.1 | 88.57 | 98.43 |
| -9.3 | 134.06 | 147 |

(3)平時抗傾倒之安全係數：由表 2-6 及表 2-7 之抵抗力矩除以驅動力矩，即可得每一深度之抗傾倒安全係數，如圖 2-10 所示。由圖 2-10 顯示：平時正常水位之情況下，19 號碼頭之抗傾倒安全係數大部

份大於 1.0，表示碼頭仍相當穩定，唯 8m 及 11m 方塊之安全係數已小於 1.0，已有傾倒危險。

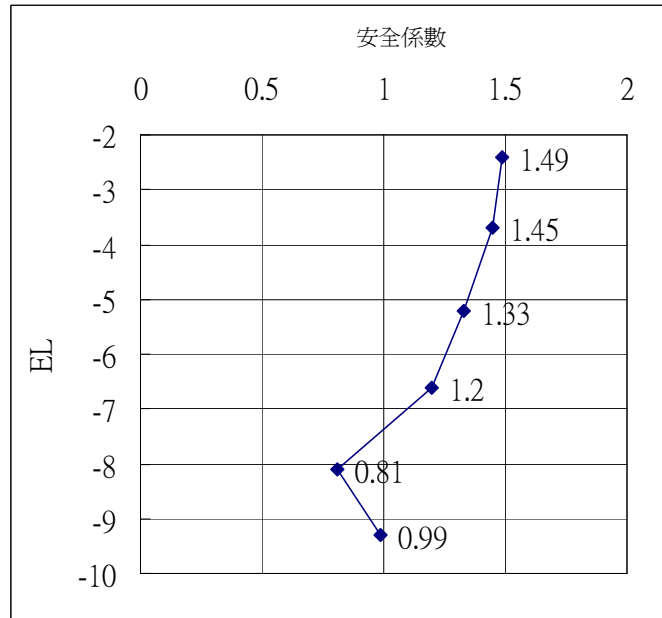


圖 2-10 平時正常水位情形傾倒安全係數圖

2. 暴雨時情形：

(1) 主動土壓力驅動力矩：暴雨時主動土壓力驅動力矩計算如表 2-8。

表 2-8 暴雨時主動土壓力之驅動力矩計算表(地下水位於+2.6m)

| EL (m) | 深度 (m) | 土壓力 (t/m) | 主動土壓力 (t/m) | 主動土壓力力矩 (t-m/m) |
|--------|--------|-----------|-------------|-----------------|
| 0.5 | 2.1 | 1.18 | 1.24 | 0.87 |
| -1.2 | 3.8 | 2.13 | 4.05 | 5.13 |
| -2.4 | 5.0 | 2.80 | 7.0 | 11.67 |
| -3.7 | 6.3 | 3.53 | 11.12 | 23.35 |
| -5.2 | 7.8 | 4.37 | 17.04 | 44.3 |
| -6.6 | 9.2 | 5.15 | 23.69 | 72.65 |
| -8.1 | 10.7 | 5.99 | 32.04 | 114.34 |
| -9.3 | 11.9 | 6.63 | 39.6 | 157.27 |

(2)抵抗力矩：暴雨時混凝土方塊抵抗力矩之計算如表 2-9a，土砂抵抗力矩之計算如表 2-9b，混凝土方塊及土砂之抵抗力矩計算如表 2-9c，水壓力之力矩計算如表 2-9d。

表 2-9a 暴雨時混凝土方塊抵抗力矩之計算表($r=2.3$, $r'=1.3$)

| 編號 | 寬度(m) | 高度(m) | 重量(t/m) | 力臂(m) | 彎矩(t-m/m) |
|----|-------|-------|---------|-------|-----------|
| 10 | 0.5 | 1.6 | 0.52 | 1.87 | 0.97 |
| 9 | 1.2 | 2.1 | 3.276 | 0.6 | 1.97 |
| 8 | 1.74 | 0.5 | 1.131 | 2.07 | 2.34 |
| 7 | 2.9 | 1.7 | 6.409 | 1.45 | 9.29 |
| 6 | 3.8 | 1.2 | 5.928 | 1.90 | 11.26 |
| 5 | 4.5 | 1.3 | 7.605 | 2.25 | 17.11 |
| 4 | 4.9 | 1.5 | 9.555 | 2.45 | 23.41 |
| 3 | 5.3 | 1.4 | 9.646 | 2.65 | 25.56 |
| 2 | 6.6 | 1.5 | 12.87 | 3.30 | 42.47 |
| 1 | 7 | 1.2 | 10.92 | 3.50 | 38.22 |

表 2-9b 暴雨時土砂抵抗力矩之計算表

| 編號 | 寬度(m) | 高度(m) | 重量(t/m) | 力臂(m) | 彎矩(t-m/m) |
|----|-------|-------|------------|-------|--------------|
| A | 0.5 | 1.6 | 0.4 | 2.03 | 0.81 |
| B | 1.24 | 1.6 | 0.8 | 2.82 | 2.26 |
| C | 0.8 | 3.8 | 3.04 | 3.84 | 11.67 |
| D | 0.6 | 5.0 | 3.0 | 4.54 | 13.62 |
| E | 0.4 | 6.3 | 2.52 | 5.04 | 12.70 |
| F | 0.3 | 7.8 | 2.34 | 5.39 | 12.61 |
| G | 1.2 | 9.2 | 11.04 | 6.14 | 67.79 |
| H | 0.3 | 10.7 | 3.21 | 6.89 | 22.12 |

表 2-9c 暴雨時混凝土塊及土砂抵抗力矩之計算表

| EL(m) | 深度(m) | 彎矩(t-m/m) |
|-------|-------|-----------|
| -2.4 | 5.0 | 24.20 |
| -3.7 | 6.3 | 47.68 |
| -5.2 | 7.8 | 85.38 |
| -6.6 | 9.2 | 125.84 |
| -8.1 | 10.7 | 168.99 |
| -9.3 | 11.9 | 277.75 |

表 2-9d 暴雨時水壓力力矩之計算表

| EL (m) | 抵抗力矩 (海側彎矩,t-m/m) | 驅動力矩 (陸側彎矩,t-m/m) |
|-----------|----------------------|----------------------|
| -2.4 | 2.3 | 20.83 |
| -3.7 | 8.44 | 41.67 |
| -5.2 | 23.43 | 79.09 |
| -6.6 | 47.92 | 129.78 |
| -8.1 | 88.57 | 204.17 |
| -9.3 | 134.06 | 280.86 |

(3)暴雨時抗傾倒之安全係數：由表 2-8 及表 2-9 之抵抗力矩除以驅動力矩，即可得每一深度之抗傾倒安全係數，如表 2-10 及圖 2-11 所示。由圖 2-11 顯示：暴雨時之情況下，19 號碼頭之抗傾倒安全係數皆小於 1.0，表示碼頭已相當不相當穩定。

表 2-10 暴雨時抗傾倒安全係數之計算表

| EL(m) | 安全係數 |
|-------|--|
| -2.4 | $(24.20+2.30)/(20.83+11.67)=0.82$ |
| -3.7 | $(47.68+8.44)/(41.67+23.35)=0.86$ |
| -5.2 | $(85.38+23.43)/(79.09+44.30)=0.88$ |
| -6.6 | $(125.84+47.92)/(129.78+72.65)=0.86$ |
| -8.1 | $(168.99+88.57)/(204.17+114.34)=0.81$ |
| -9.3 | $(277.75+134.06)/(280.86+157.27)=0.94$ |

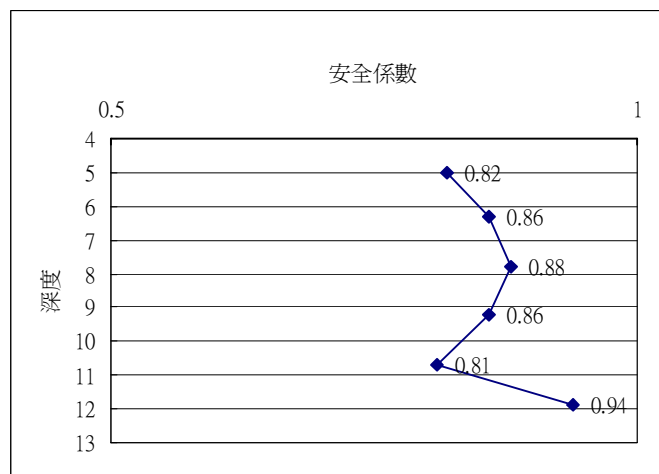


圖 2-11 暴雨時抗傾倒安全係數圖

2.6 碼頭圓弧滑動分析

19 號碼頭坍塌發生後為維護加油作業順暢，碼頭現場已緊急辦理維護搶修，是故現場碼頭破壞模式已很難確認，惟根據高雄港務局對災變發生當時的描述及高雄港第 19 號碼頭災變現場大面積坍塌現象研判，不排除 19 號碼頭坍塌有圓弧滑動破壞的可能。

本研究所採用的滑動破壞分析方法，為 Bishop 修正分析法，該方法為一具多年使用經驗的圓弧滑動面切片分析法，由大多數個案實例得知，本法所得之安全係數，皆位於採用正確方法求取斜坡相同正確答案的範圍內，其誤差約 1% 左右，數值相當穩定，為一邊坡穩定分析上相當良好正確的分析方法。

本研究分析之影響因素有三點：

- (1) 暴雨：是否因案發前的連日大雨而引致坍塌。
- (2) 浚挖：是否因海床浚挖而使圓弧滑動抵抗力矩減弱，進而導致坍塌。
- (3) 木樁腐朽：該碼頭興建迄今已超過 45 年，是否木樁已朽壞及木樁腐朽失去作用後對基礎穩定之影響。

本研究以上述三個影響因子來探討 19 號碼頭穩定性的安全係數，探討之方式如下：

- (1) 暴雨之影響：

對連日暴雨所產生的影響，本研究分下列兩種狀況加以討論：

- a. 天晴：天晴時碼頭後方之回填土層保持正常之殘留水位（即取最潮差之 $1/3$ ）、而潮位高程假設為零。
- b. 暴雨：因暴雨導致回填土層飽和，以當時地面積水情沿估計地下水水位線與碼頭面齊平，而暴雨時之潮位，係以鄰近 10 號碼頭

之潮位計所記錄 83.8.5.16:00 之潮位高程 +0.65m 為計算潮位值。

(2) 浚挖之影響

根據中國石油公司提供之海床浚挖工程施工後之水深測量資料，任取水深剖面 A-A 及 B-B 如圖 2-12 所示，在距離碼頭法線 8m 即碼頭基礎卵石拋石範圍之外，水深約在 10.5m 至 12m 之間，此較原設計碼頭基礎高程約超挖 1.5m 以上。

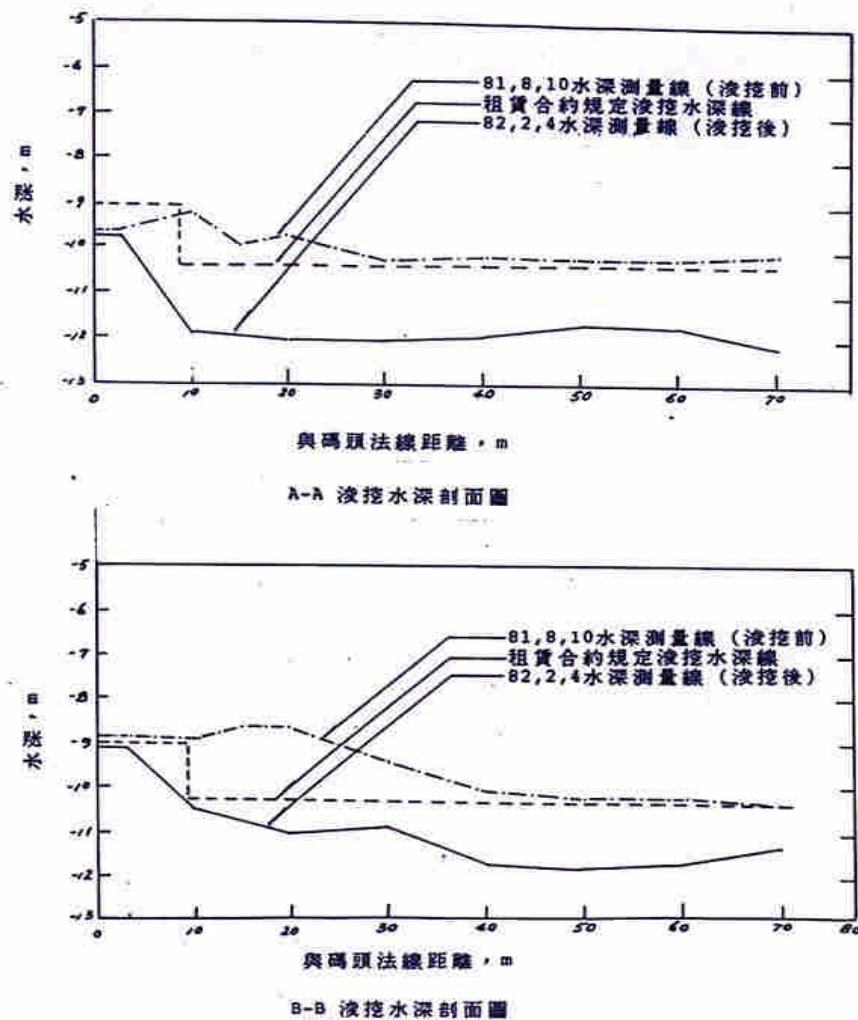


圖 2-12 水深 A-A 及 B-B 剖面圖

對海床浚挖所產生的影響，本研究分下列二種狀況來討論：

a. 未浚挖前：碼頭基礎設計高程為-9m。

b. 海床底面超挖 1.5m 及 3.0m (即水深 10.5m 及 12m)，其範圍至基礎卵石護床處 (亦即浚挖至距碼頭法線外 5 公尺之範圍)。

(3) 木樁的影響：

對木樁是否已老舊朽壞，本研究分下列兩種狀況加以討論：

a. 木樁完整。

b. 木樁腐朽 (即不存在)。

1. 使用 STABL 程式分析：

(1) 有無木樁之比較

當沉泥質粘土 $c=0.6\text{t/m}^2$ ，晴天、未浚挖、木樁完整，分析結果如圖 2-13 所示，其安全係數值為 1.33。當木樁腐朽分析結果如圖 2-14 所示，其安全係數值為 1.34。所以當沉泥質粘土層 c 值小時，破壞即通過此層，因木樁並未貫穿此粘土層，故其效用不大。

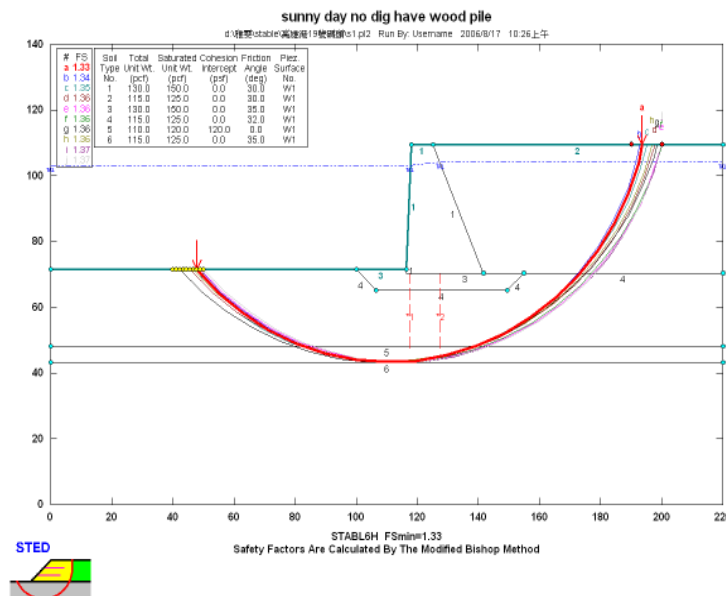


圖 2-13 沉泥質粘土 $c=0.6\text{t/m}^2$ ，晴天、未浚挖、木樁完整分析結果

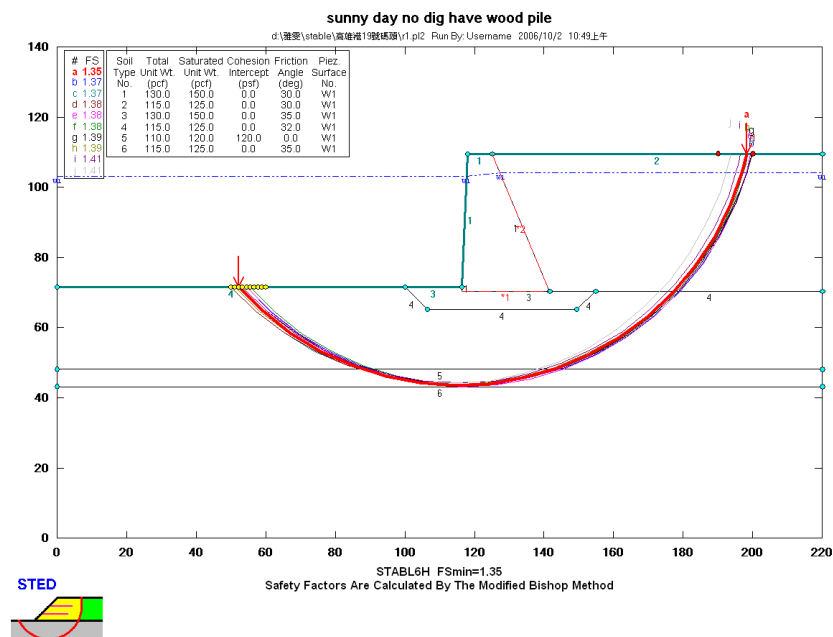


圖 2-14 沉泥質粘土 $c=0.6t/m^2$ ，晴天、未浚挖、木樁腐朽分析結果

(2) 浚挖的影響

當沉泥質粘土 $c=2.5t/m^2$ ，未浚挖時，分析結果如圖 2-15 所示，其安全係數值為 1.58，當浚挖 1.5 公尺時，分析結果如圖 2-16 所示，其安全係數為 1.35（安全係數減少 15%），當浚挖 3 公尺時，分析結果如圖 2-17 所示，其安全係數為 1.16（安全係數減少 27%）。可見浚挖對於穩定性有相當大的影響。

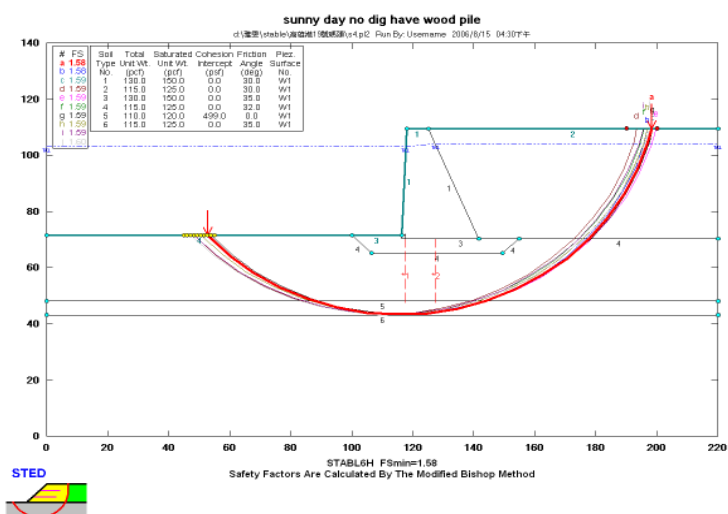


圖 2-15 沉泥質粘土 $c=2.5t/m^2$ ，未浚挖分析結果

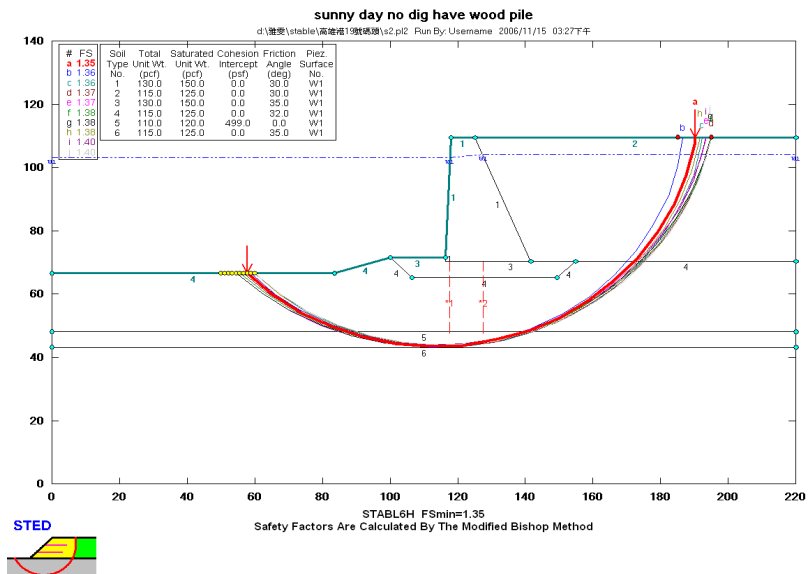


圖 2-16 沉泥質粘土 $c=2.5t/m^2$ ，浚挖 1.5 公尺分析結果

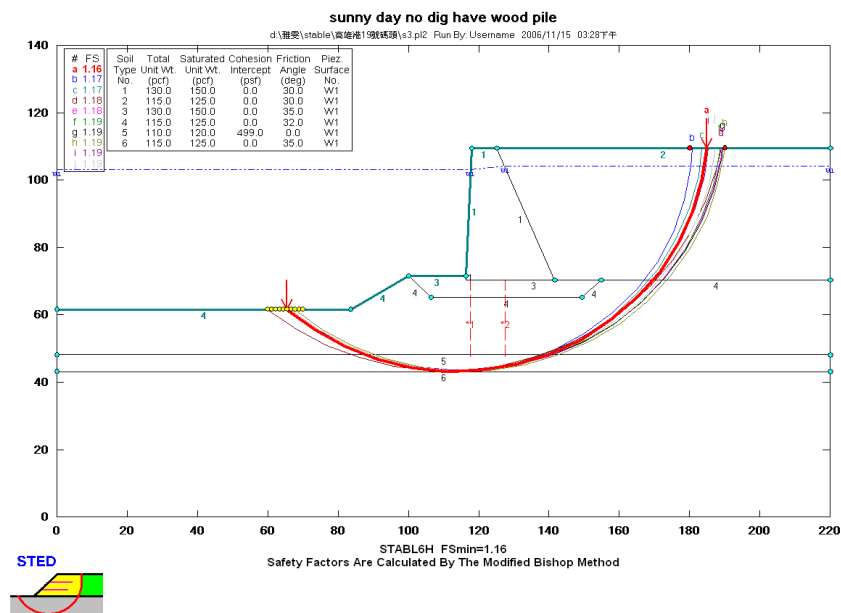


圖 2-17 沉泥質粘土 $c=2.5t/m^2$ ，浚挖 3 公尺分析結果

(3) 暴雨的影響

當沉泥質粘土 $c=2.5t/m^2$ ，晴天時分析結果如圖 2-18 所示，其安全係數值為 1.58，當暴雨時分析結果如圖 2-15 所示，其安全係數值為 1.44（安全係數減少 9%），故暴雨對穩定性之影響較浚挖小。

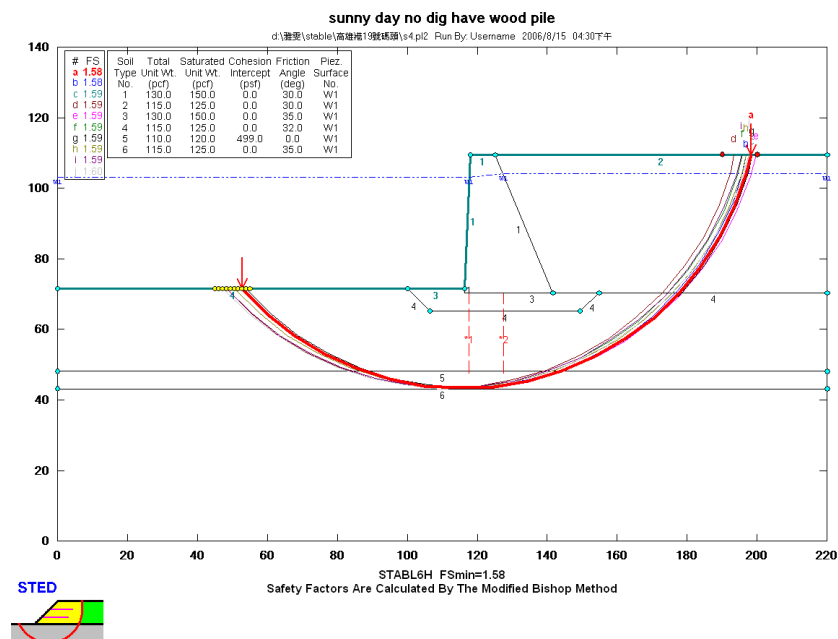


圖 2-18 沉泥質粘土 $c=2.5\text{t/m}^2$ ，晴天分析結果

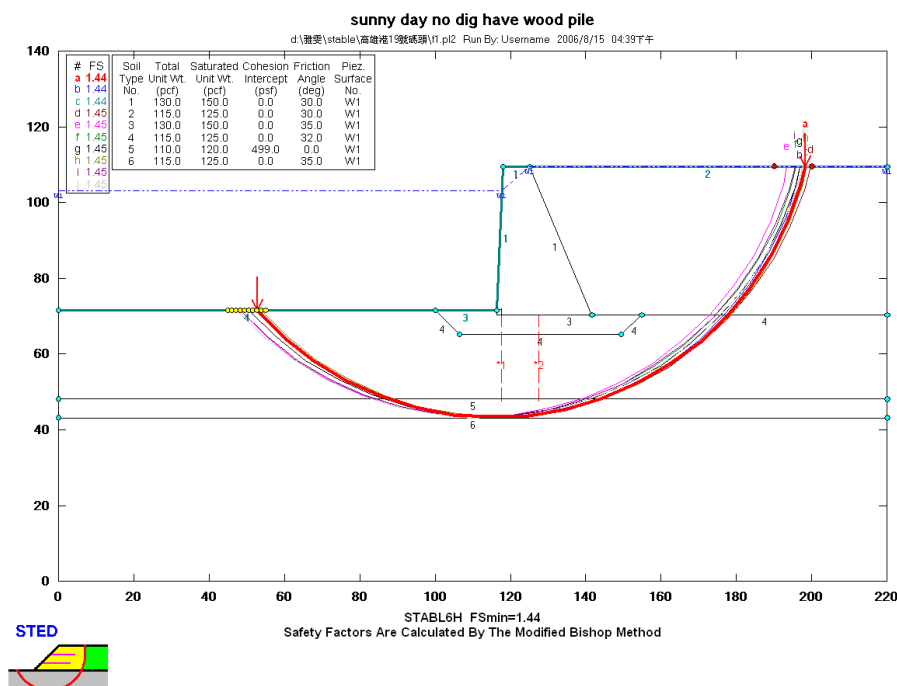


圖 2-19 沉泥質粘土 $c=2.5\text{t/m}^2$ ，暴雨分析結果

(4)當木樁腐朽、浚挖 3 公尺並暴雨時，沉泥質粘土 $c=2.5\text{t/m}^2$ ，分析結果如圖 2-20 所示，其安全係數值為 1.04，安全係數較晴天未浚挖及木樁完好時降低 34%。

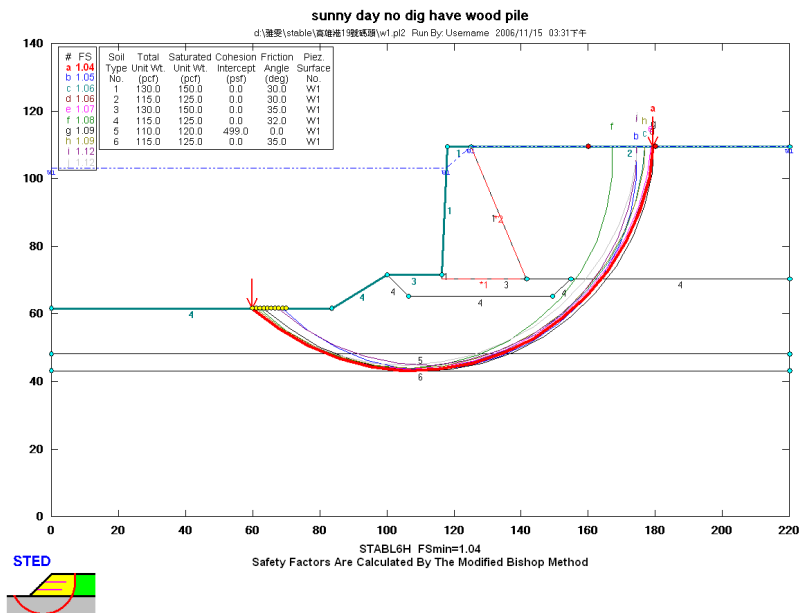


圖 2-20 沉泥質粘土 $c=2.5t/m^2$ ，木樁腐朽、浚挖 3 公尺並暴雨時分析結果

(5)碼頭改建後，其斷面圖如圖 2-21 所示，即於碼頭前方埋設鋼板樁，並於碼頭後方埋設錨錠樁，其穩定性分析結果如圖 2-22 所示，其安全係數值為 2.53。當改建後若錨錠樁失效，分析結果亦如圖 2-23 所示，其安全係數值亦有 2.02，可見改建後安全係數值提高不少。

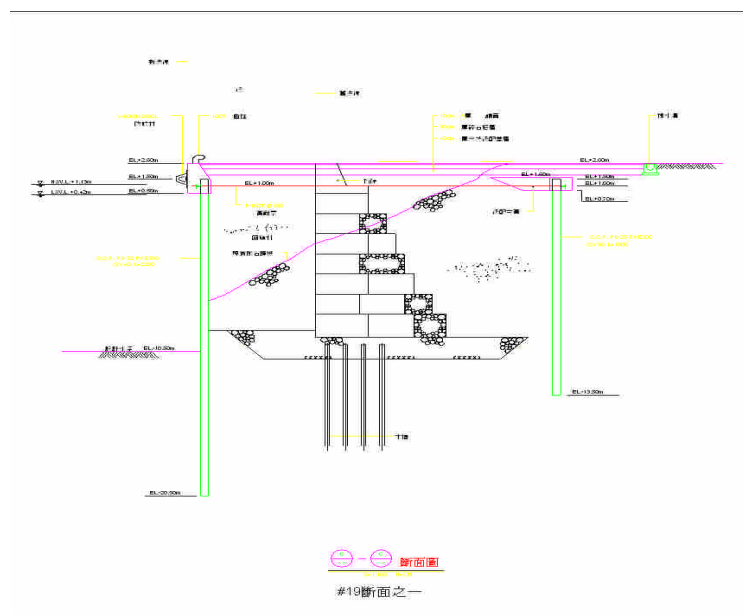


圖 2-21 碼頭改建後斷面圖

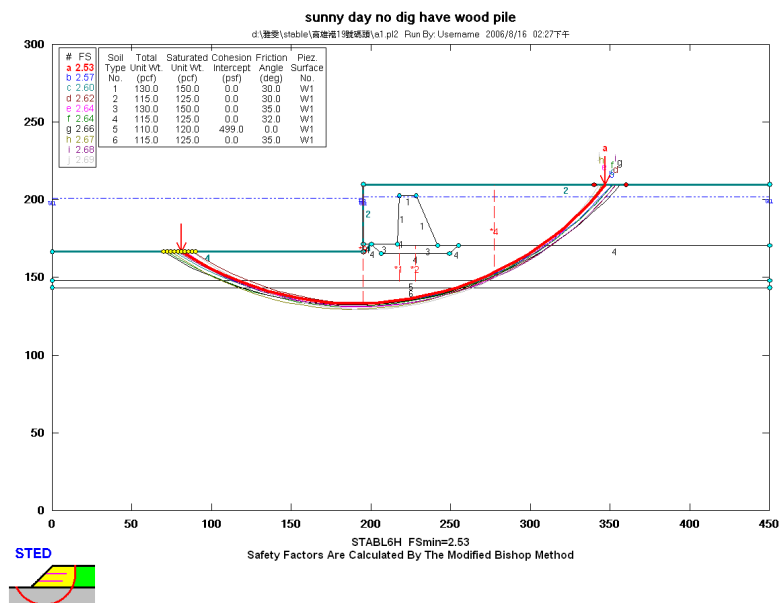


圖 2-22 碼頭改建後分析結果

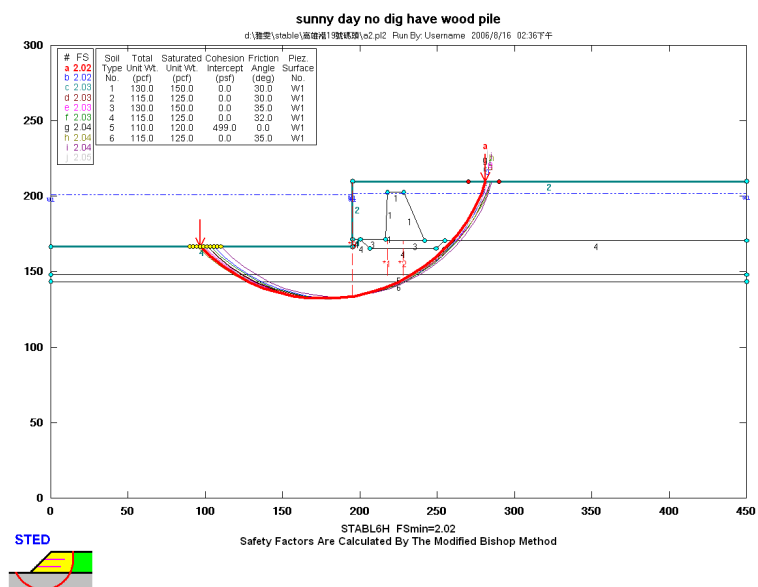


圖 2-23 碼頭改建後，錨錠樁失效分析結果

2.使用 FLAC/SLOPE 程式分析：

(2) Associated plastic flow $\psi = \phi$ 的情形：

為與極限平衡法 STABL 圓弧破壞比較，在 FLAC/SLOPE 程式

分析時，將其擴張角設等於摩擦角 $\psi = \phi$ ，張力強度設很高以避免折減，並假設 associated plastic flow 行為，當沉泥質粘土 $c=0.6\text{t/m}^2$ ，晴天、未浚挖及木樁完整時，分析結果如圖 2-24 所示，其安全係數值為 1.17。當沉泥質粘土 $c=2.5\text{t/m}^2$ ，晴天、未浚挖及木樁完整時，分析結果如圖 2-25 所示，其安全係數值為 1.35。且其破壞面皆通過沉泥質粘土層，其破壞機制大致與 STABL 相同。

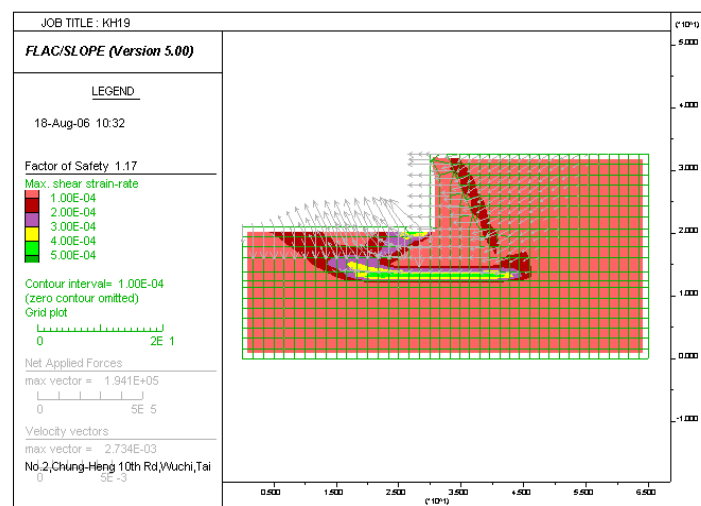


圖 2-24 沉泥質粘土 $c=0.6\text{t/m}^2$ ，晴天、未浚挖及木樁完整時分析結果

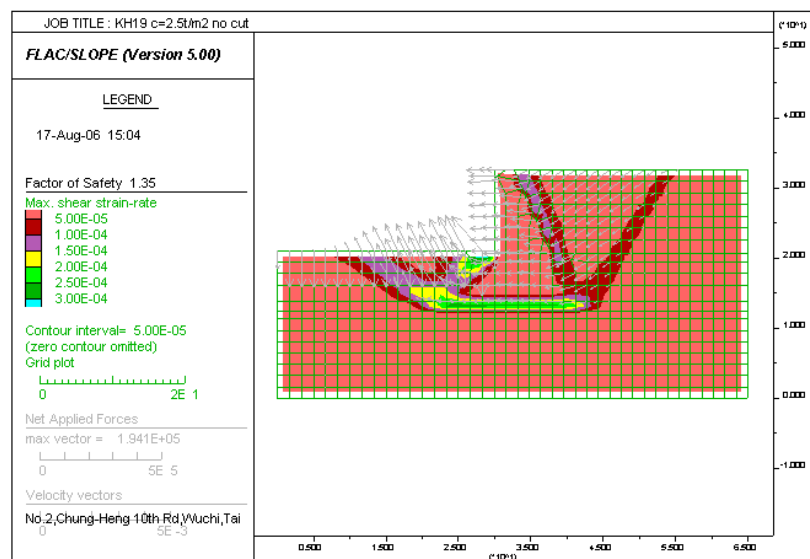


圖 2-25 沉泥質粘土 $c=2.5\text{t/m}^2$ ，晴天、未浚挖及木樁完整時分析結果

(2) Non-associated plastic flow $\bar{\psi} = 0$ 的情形：

(a) 有無木樁之比較

當沉泥質粘土 $c=0.6\text{t/m}^2$ ，晴天、未浚挖、木樁完整，分析結果如圖 2-26 所示，其安全係數值為 0.88。當木樁腐朽，分析結果如圖 2-27 所示，其安全係數值為 0.85（降低 3%）。當沉泥質粘土 $c=2.5\text{t/m}^2$ ，晴天、未浚挖、木樁完整，分析結果如圖 2-28 所示，其安全係數值為 1.07。當木樁腐朽，分析結果如圖 2-29 所示，其安全係數值為 0.88（降低 17%）。

在 STABL 分析時因其考量為圓弧破壞，且土樁並未貫穿軟弱土層，故有無木樁其安全係數值大約相同。在 FLAC/SLOPE 分析時採用有限差分法，網格計算力平衡，而不限於圓弧破壞。沉泥質粘土 $c=0.6\text{t/m}^2$ 時，破壞經由該軟弱沉泥質粘土層，無木樁時其安全係數降低 3%，且破壞面亦由沉泥質粘土層（木樁完整）移至擋土牆底部，故其破壞位置明顯不同。沉泥質粘土 $c=2.5\text{t/m}^2$ 時，無論有無木樁其破壞面皆經由擋土牆底部，而不經由沉泥質粘土層，故有無木樁對其影響較大，無木樁時其安全係數降低 17%。

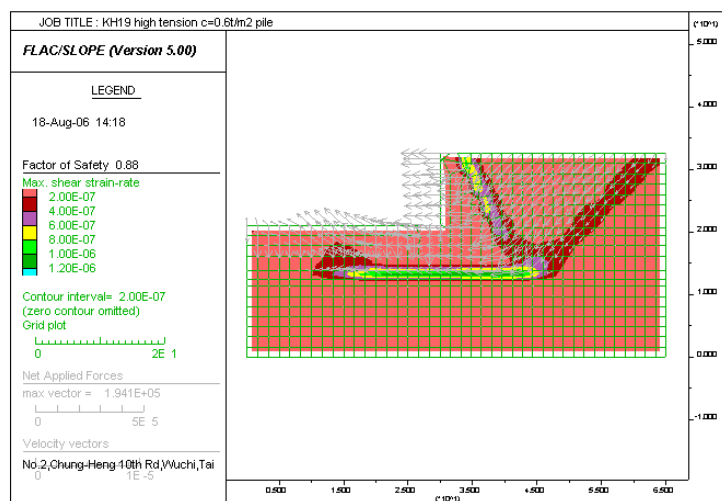


圖 2-26 沉泥質粘土 $c=0.6\text{t/m}^2$ ，晴天、未浚挖、木樁完整時分析結果

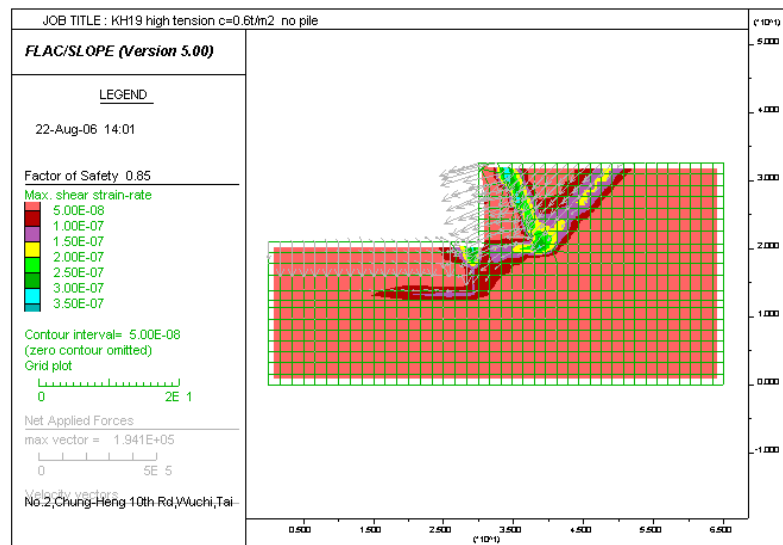


圖 2-27 沉泥質粘土 $c=0.6\text{t/m}^2$ ，晴天、未浚挖、木樁腐朽時分析結果

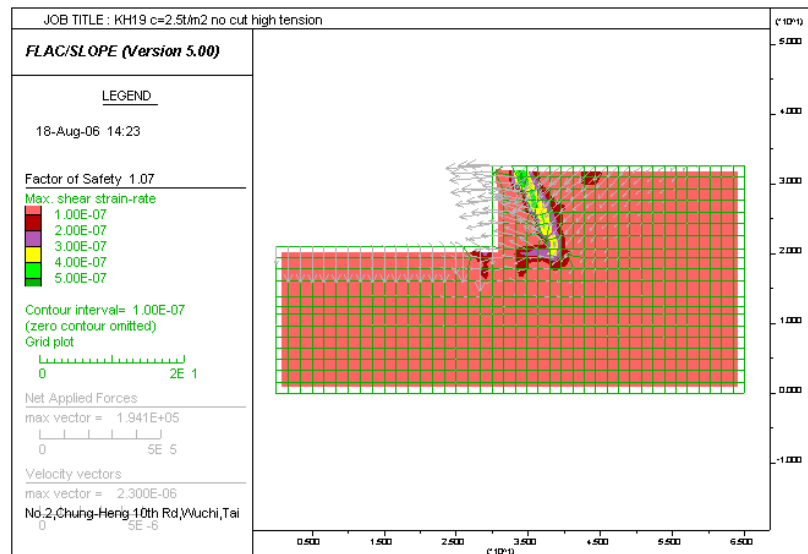


圖 2-28 沉泥質粘土 $c=2.5\text{t/m}^2$ ，晴天、未浚挖、木樁完整時分析結果

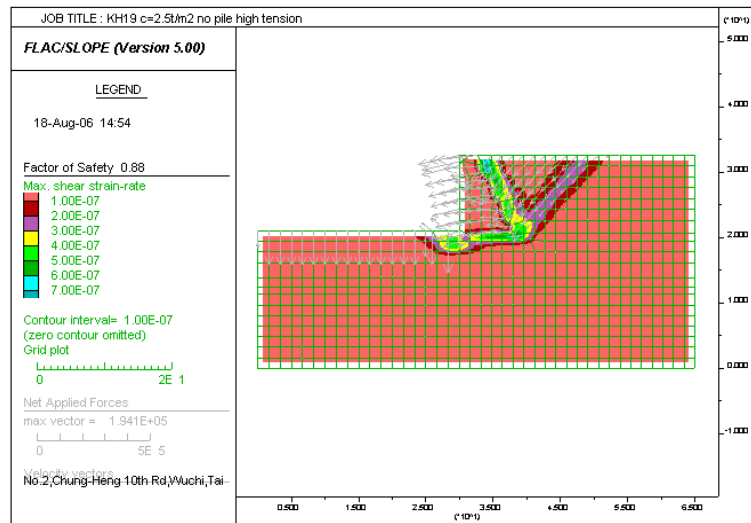


圖 2-29 沉泥質粘土 $c=2.5t/m^2$ ，晴天、未浚挖、木樁腐朽時分析結果

(b)浚挖的影響

當沉泥質粘土 $c=2.5t/m^2$ ，未浚挖時，分析結果如圖 2-30 所示，其安全係數值為 1.07，當浚挖 1.5 公尺時，分析結果如圖 2-31 所示，其安全係數為 0.9（安全係數減少 16%），當浚挖 3 公尺時，分析結果如圖 2-32 所示，其安全係數為 0.76（安全係數減少 29%）。可見浚挖對於穩定性有相當大的影響。

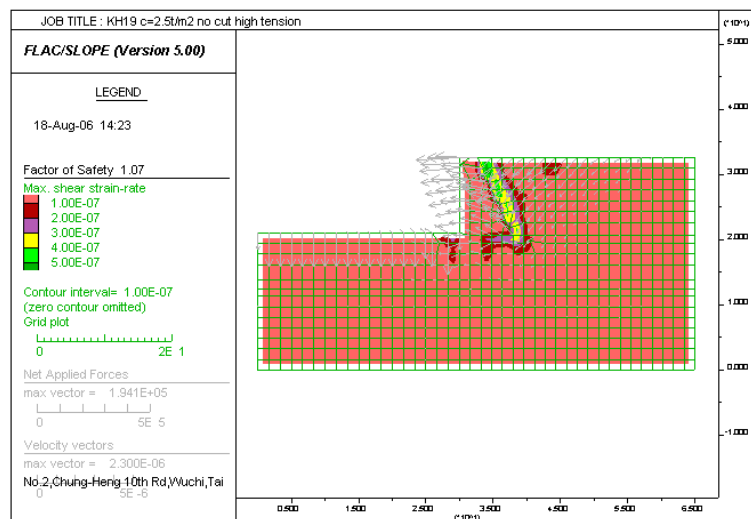


圖 2-30 沉泥質粘土 $c=2.5t/m^2$ ，未浚挖時分析結果

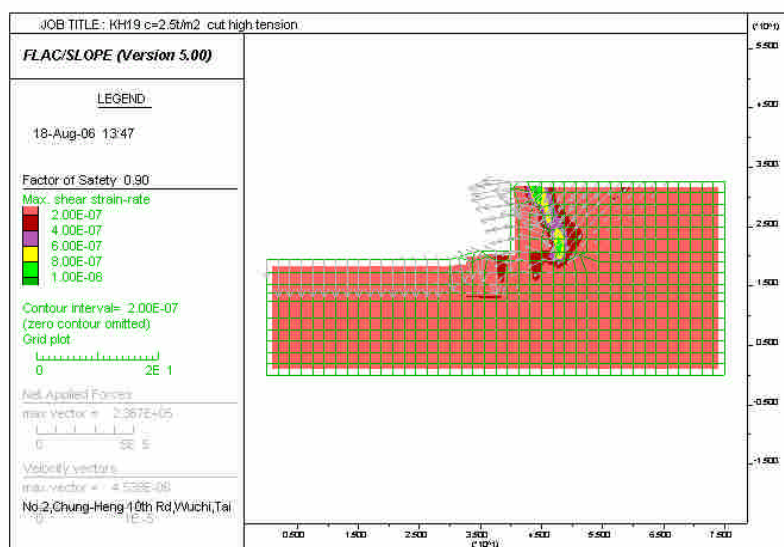


圖 2-31 沉泥質粘土 $c=2.5\text{t/m}^2$ ，浚挖 1.5 公尺時分析結果

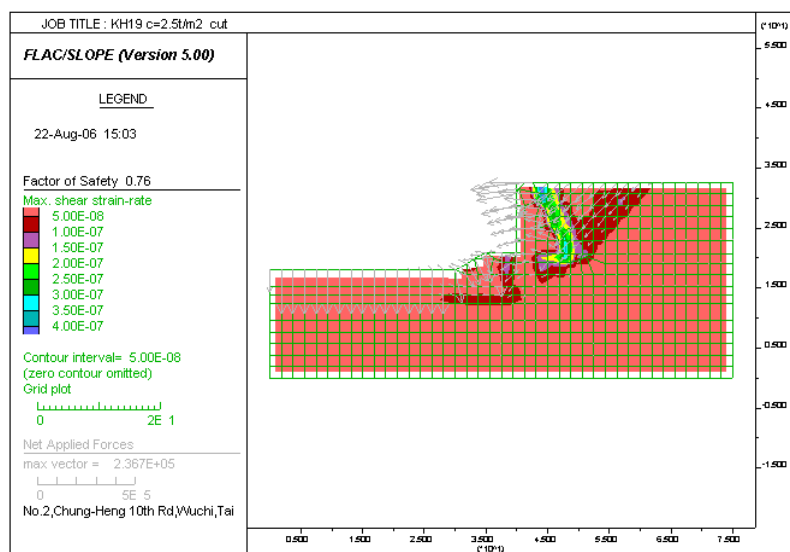


圖 2-32 沉泥質粘土 $c=2.5\text{t/m}^2$ ，浚挖 3 公尺時分析結果

(c) 暴雨的影響

當沉泥質粘土 $c=2.5\text{t/m}^2$ ，晴天時，分析結果如圖 2-33 所示，其安全係數值為 1.07，當暴雨時，分析結果如圖 2-34 所示，其安全係數值為 0.83（安全係數減少 22%），故暴雨對穩定性亦有相當之影響。

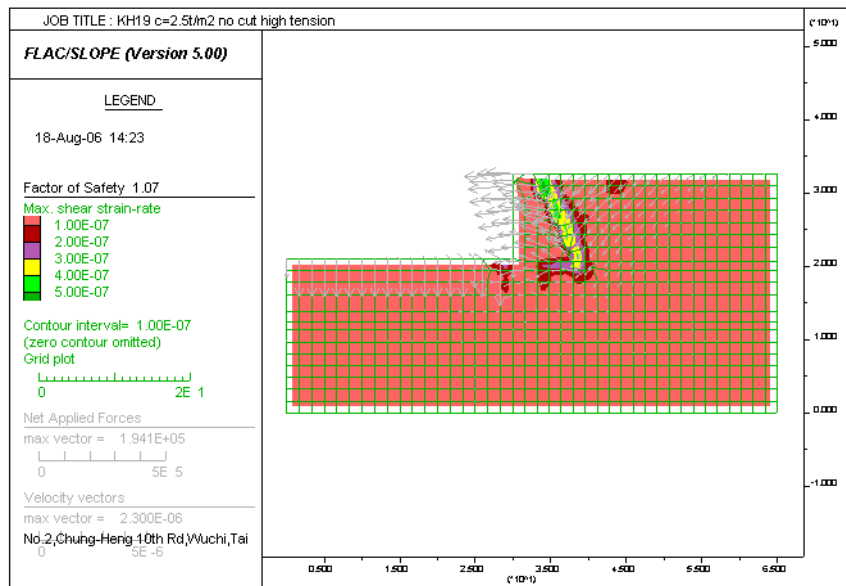


圖 2-33 沉泥質粘土 $c=2.5\text{t/m}^2$ ，晴天時分析結果

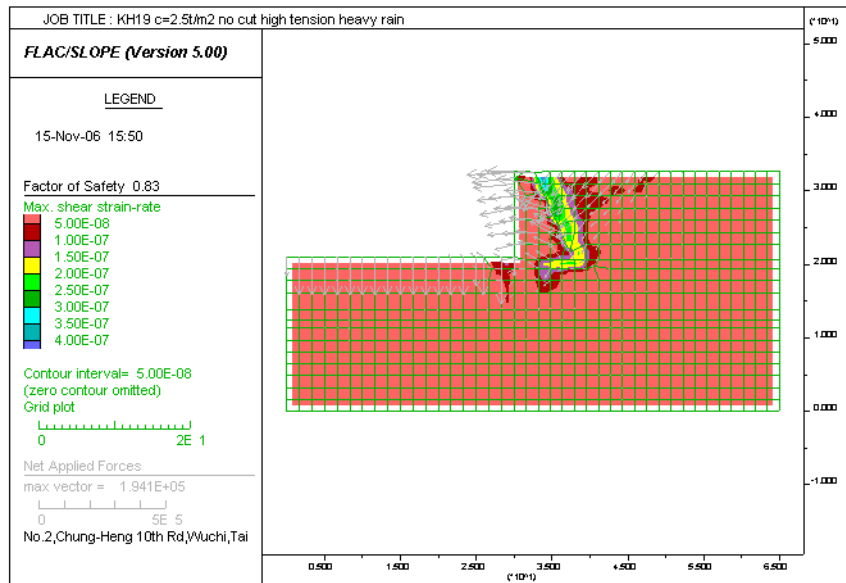


圖 2-34 沉泥質粘土 $c=2.5\text{t/m}^2$ ，暴雨時分析結果

(d)當木樁腐朽、浚挖 3 公尺並暴雨時，沉泥質粘土 $c=2.5\text{t/m}^2$ ，分析結果如圖 2-35 所示，其安全係數值為 0.59，安全係數較晴天未浚挖及木樁完好時（安全係數為 1.07）降低 45%。

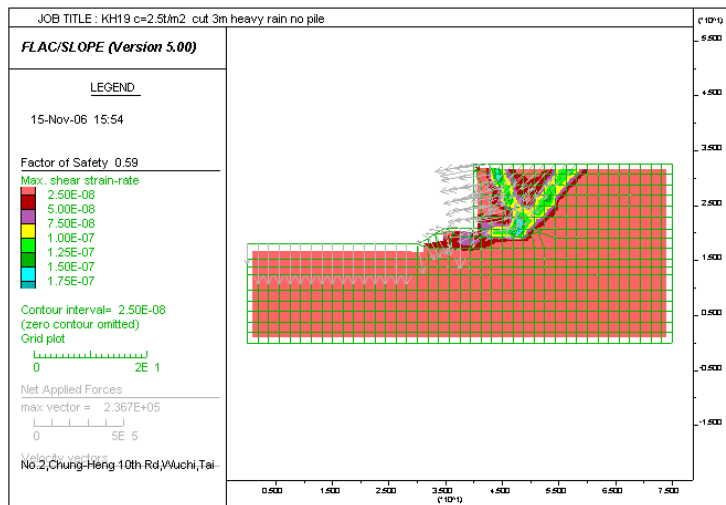


圖 2-35 木樁腐朽、浚挖 3 公尺並暴雨時分析結果

2.7 小結

1. 由碼頭結構穩定性分析結果，暴雨將導致碼頭滑動安全係數及傾倒安全係數皆小於 1，使碼頭處於不安全的狀態。
2. 由碼頭浚挖、暴雨及有無木樁對碼頭穩定性之影響分析結果，其大小分別為浚挖 > 暴雨 > 有無木樁，因木樁長度不足且洽置於軟弱粘土薄層之上，故木樁之存在對圓弧滑動抵抗之幫助甚為有限。
3. 由 STABL 和 FLAC/SLOPE 程式分析結果，其破壞面皆通過高程 -16.1m 至 -17.6m 間厚 1.5 公尺之極軟弱至軟弱沉泥質粘土層，其破壞機制大致相同。
4. 由碼頭改建後之穩定性分析結果，其安全係數值大於 2.0，可見改建後安全係數值提高不少。
5. 分別以考量圓弧破壞之 STABL 分析，及考量不限於圓弧破壞，採用有限差分法，網格計算力平衡之 FLAC/SLOPE 分析，對碼頭進行做穩定分析，可更加了解碼頭破壞機制，進而給予碼頭適當之結構系統補強或地盤改良。

第三章 港灣碼頭遭地震之災害案例分析

3.1 港灣碼頭之地震災害案例

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; Nazaeian & 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 3-1，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，本文針對港灣碼頭受到地震力時，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。

3.2 碼頭背填土壤未液化

沉箱式之碼頭，有港側及陸側，港側有海水，陸側有背填土壤及地下水，且陸側之地下水位通常高於港側之海水位，地下水位高出海水位之部分稱之殘留水位，一般計算殘留水位以朔望平均低潮位 (L.W.L.)

表 3-1a 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 3-1b 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, Talcuahuano | 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 3-1c 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 3-1d 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)

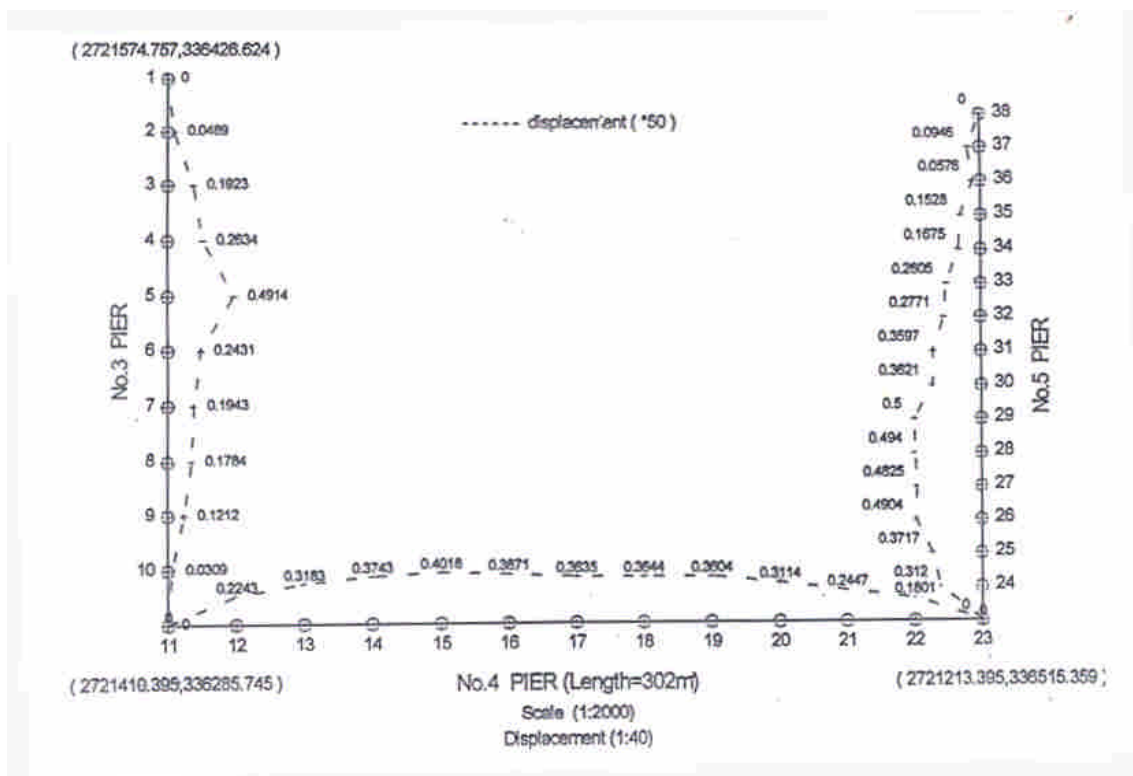


圖 3-1 民國 75 年地震造成蘇澳港 3-5 號碼頭外傾示意圖



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

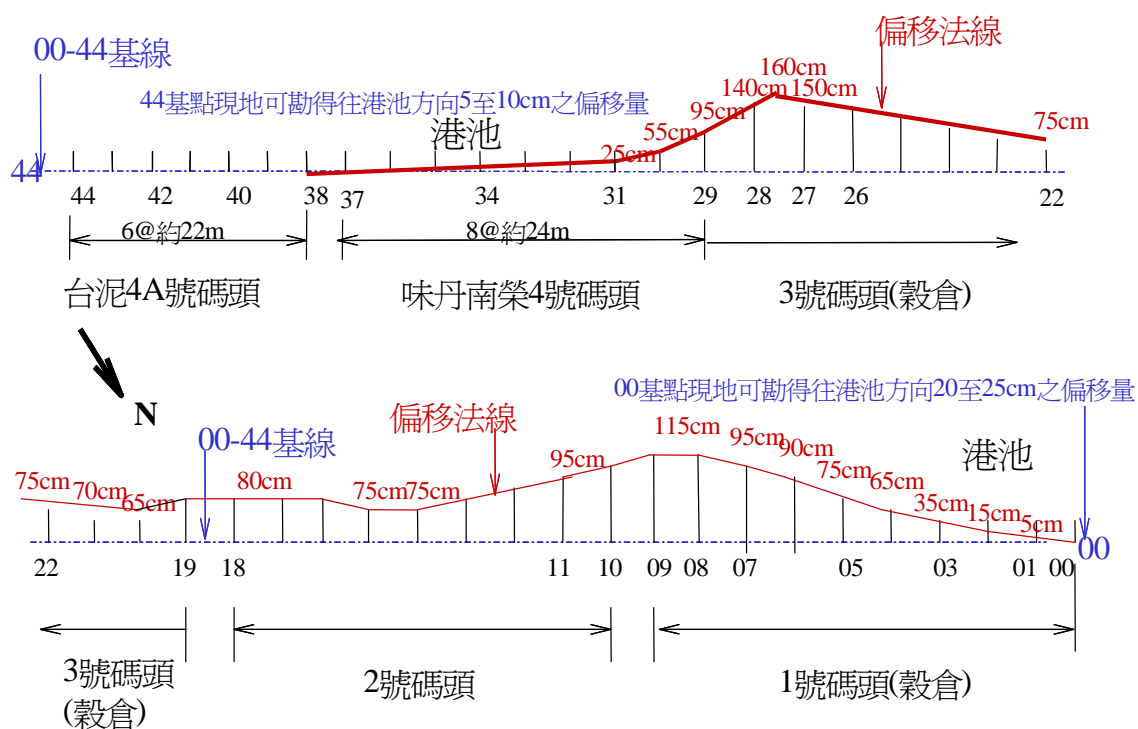


圖 3-2 民國 88 年 921 地震造成臺中港 1-4A 號碼頭外移示意圖

至朔望平均高潮位 (H.W.L.) 潮差之 1/3 為標準(港，1997)。

背填土壤未液化之沉箱式碼頭，其示意圖如 3-3a 所示，當其受地震力時，其受力之示意圖，如圖 3-3b 所示，由圖 3-3b 顯示，碼頭在水平方向之驅動力，不但有沉箱本身之慣性力 $Kh \cdot W$ ，沉箱兩側之靜水壓力 $P_W(\text{陸側})$ 及 $P_W(\text{港側})$ ，陸側地下水位震盪變化及港側潮位震盪變化之動水壓力 $P_{WE}(\text{陸側})$ 及 $P_{WE}(\text{港側})$ ，亦有背填土壤之動主動土壓力 P_{AE} ，而抗滑動力僅有摩擦力 $\mu \cdot (W' - K_v W)$ ，而其中沉箱陸側之靜水壓力高於港側之靜水壓力，高出之靜水壓力稱之殘留水壓力。

因此背填土壤未液化之沉箱受地震力時，其抗滑動之安全係數， F_s ，如下式所示：

$$F_s = \frac{\text{抗滑動之摩擦力}}{\text{沉箱之慣性力} + \text{動主動土壓力} + \text{殘留水壓力} + \text{兩側之動水壓力}}$$

$$= \frac{\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)}{Kh \cdot W + P_{AE} + (P_W(\text{陸側}) - P_W(\text{港側})) + (P_{WE}(\text{陸側}) + P_{WE}(\text{港側}))} \quad (3-1a)$$

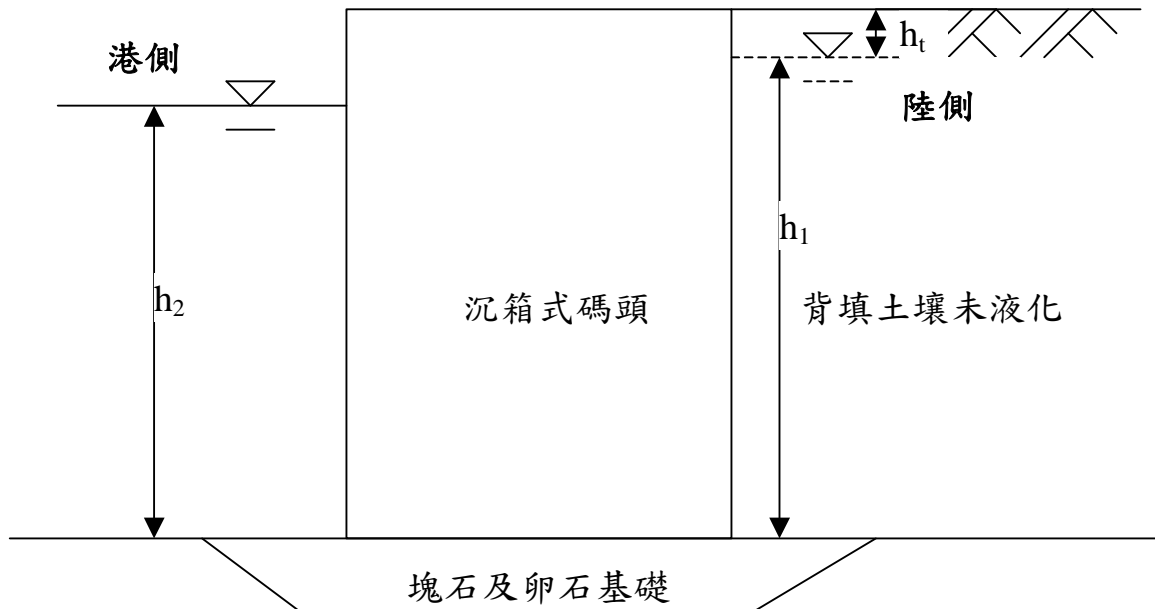


圖 3-3a 背填土壤未液化之沉箱式碼頭示意圖

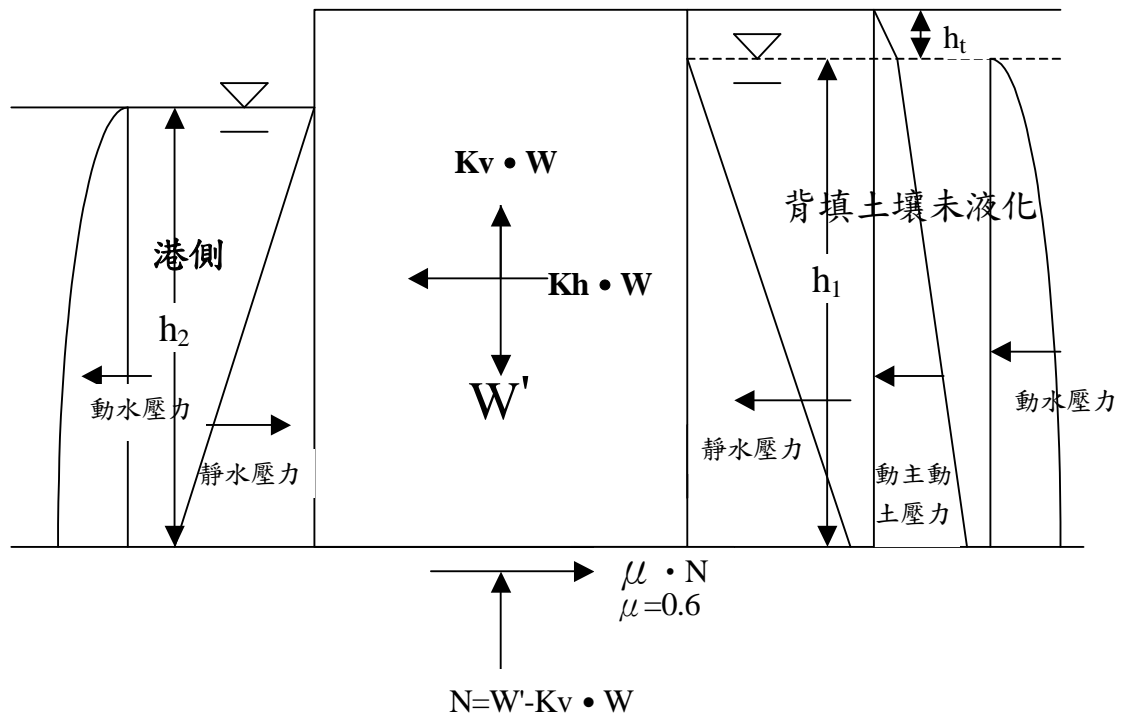


圖 3-3b 背填土壤未液化之沉箱式碼頭受力示意圖

上式中，

μ ：為沉箱底面與基礎之摩擦係數，詳如表 3-2 所示。

W' ：為沉箱總重減去浮力；若沉箱底部之土壤未液化，其浮力為沉箱底部之水壓力；若沉箱底部之土壤已液化，其浮力為沉箱底部之水壓力與液化時超額孔隙水壓力之合。

W ：為沉箱之重量。

K_v ：為垂直地震力係數 a_{vmax}/g ， a_{vmax} 為地表垂直最大加速度。

K_h ：為水平地震力係數，其與地表水平最大加速度 a_{hmax} 之關係，依據 Noda & Uwave (1975) 之研究，如圖 3-4 所示，(1)當 $a_{hmax} \leq 0.2g$ 時， $K_h = a_{hmax}/g$ (2) 當 $a_{hmax} > 0.2g$ 時， $K_h = (1/3) \cdot (a_{hmax}/g)^{1/3}$ 。

表 3-2 摩擦係數(港研所，1997)

| 項 目 | 摩 擦 係 數 |
|----------|---------|
| 混凝土與混凝土 | 0.5 |
| 混凝土與岩層 | 0.5 |
| 水中混凝土與岩層 | 0.7~0.8 |
| 混凝土與拋石 | 0.6 |
| 拋石與拋石 | 0.8 |
| 金屬與石 | 0.3~0.4 |

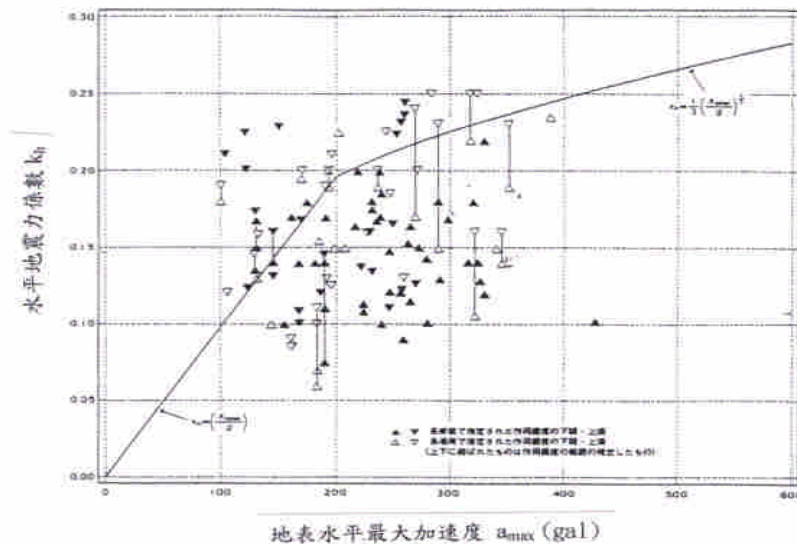


圖 3-4 水平地震力係數 K_h 與地表水平最大加速度 a_{hmax} 之關係
(Noda & Uwave, 1975)

P_w (陸側)：為陸側之靜水壓。 P_w (陸側) = $\frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_1^2$ ， γ_w 為海水的單位重 1.03t/m³， h_1 為陸側水位至沉箱底深度(m)。

P_w (港側)：為港側之靜水壓。 P_w (港側) = $\frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_2^2$ ， h_2 為港側水位至沉箱底之深度(m)。

P_{WE} (陸側)：為陸側地下水位震盪變化之動水壓力，依據 Matsuo &

O'Hara(1960)建議， $P_{WE} = 0.7 \cdot \frac{7}{12} Kh \cdot \gamma_w \cdot h_1^2$ ，唯若以水中震度計算之動態主動土壓力（港，1997；Matsuzawa et al.，1985），已包含背填土壤地下水位震盪引起之動水壓力，因此動水壓力不必另外分析。

P_{WE} （港側）：為港側潮位震盪變化之動水壓力，1997 年以後之新設計基準（港，1997）建議將碼頭前之動水壓力以外力設計計算之，依據 Westergaard（1933）建議，

$$P_{WE} = \frac{7}{12} Kh \cdot \gamma_w \cdot h_2^2。$$

P_{AE} ：為背填土壤之動態主動土壓力，包含殘留水位以上及殘留水位以下至沉箱底之動態主動土壓力，以修正之 Mononobe-Okabe（港，1997；Matsuzawa et al.，1985）公式計算，原 Mononobe-Okabe（Mononobe & Matsuo，1929；Okabe，1926）公式是適用於背填乾砂，經修正之 Mononobe-Okabe 公式是以水中震度計算，因此其計算之動態主動土壓力，已包含背填土壤地下水位震盪引起之動水壓力，其計算公式如式 (3-1b)(3-1c)所示：

$$P_{AE} = K_{AE} \left(\sum \gamma_i' h_i + w \right) \cos \psi \dots\dots\dots (3-1b)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos \psi}} \right]^2} \dots\dots\dots (3-1c)$$

式中，

P_{AE} ：土層之動態主動土壓（ t/m^2 ）。

K_{AE} ：土層動態主動土壓係數。

ϕ ：土層土壤內摩擦角（度）。

γ' ：土層土壤有效單位體積重量（ t/m^3 ），在殘留水位以上為單位

體積重量 γ ，約為 1.8t/m^3 ，在殘留水位以下為 $(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)$ ，約為 1t/m^3 。

h ：土層厚度 (m)。

Ψ ：壁面與垂直面所成之角度 (度)。

δ ：壁面與土壤間之摩擦角 (度)。

w ：上方載重 (t/m^2)。

θ ：地震合成角，殘留水位上， $\theta = \tan^{-1} K$ ；殘留水位下， $\theta = \tan^{-1} K'$ 。

K ：為震度， $K = Kh / (1 - Kv)$ 。

K' ：換算之水中震度 $K' = \frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - 1} K$ ， γ_{sat} 為土壤之飽和單位重。

3.3 碼頭背填土壤液化

背填土壤液化之沉箱式碼頭，其示意圖，如圖 3-5a 所示，當背填土壤液化時，可有兩種觀念解釋沉箱之受力情況，說明如下：

一為以液化時土壤與水成為單位重 γ_{sat} 之重流體觀念解釋，此觀念之提出者有 Ishibashi & Madi(1990)、陳&黃(2000)等，其沉箱之受力示意圖，如圖 3-5b 所示，由圖 3-5b 可知，碼頭在水平方向之驅動力與土壤未液化時之驅動力有所不同，沉箱本身之慣性力不變，因背填土壤液化而不再有動態土壓力及靜水壓力，而以液化時之靜態重流體壓力取代，港側潮位震盪變化之動水壓力不變，但陸側地下水位震盪變化之動水壓力以液化時重流體震盪變化之動流體壓力取代。

另一為本文以液化時超額孔隙水壓力之觀念解釋，當背填土壤液化時，超額孔隙水壓力上升至與土壤之垂直壓力相等，此時土壤之有效應力為零，由於土壤之有效應力為零，因此不再有動態土壓力，而以液化時地下水位異常變化之超額孔隙水壓力取代，由於超額孔隙水

壓力上升至與土壤原來之有效應力相等，因此液化時地下水位異常變化之超額孔隙水壓力等於土壤原來之有效應力，因此本文沉箱之受力示意圖，如圖 3-5c 所示。

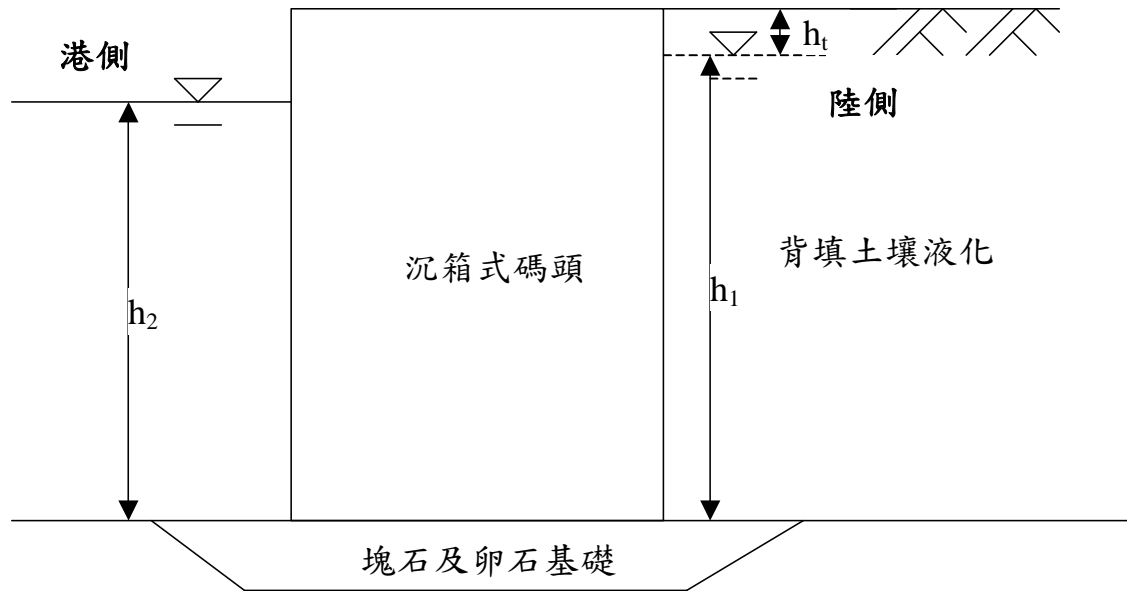


圖 3-5a 背填土壤液化之沉箱式碼頭示意圖

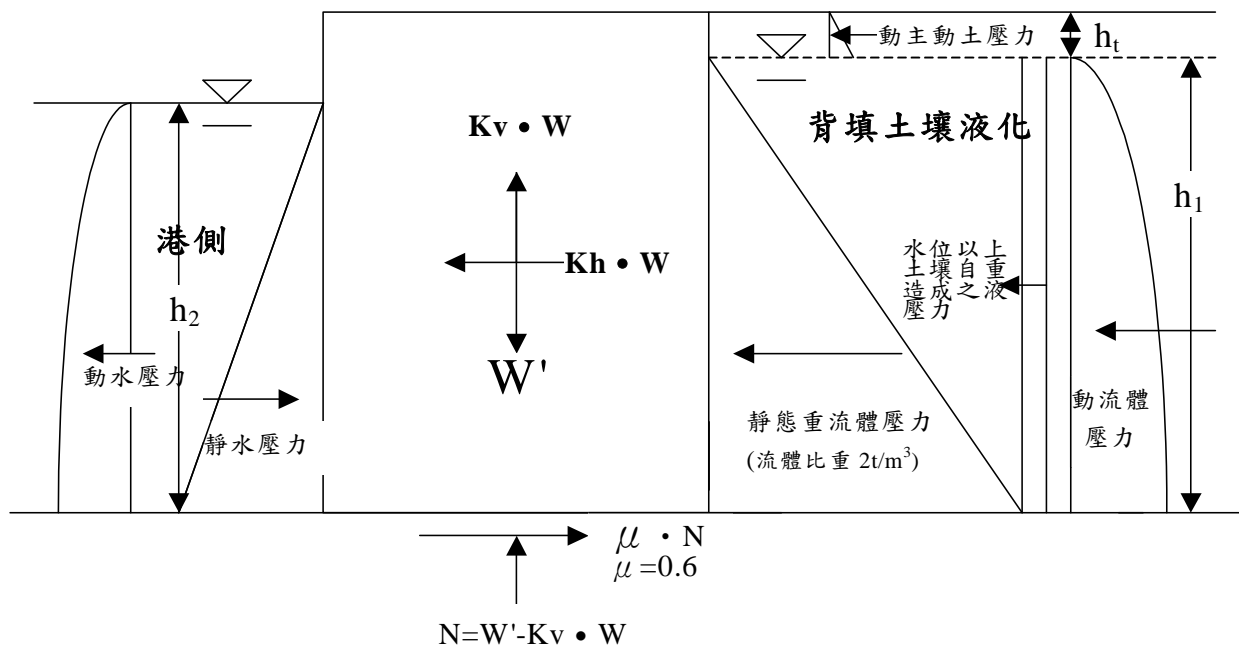


圖 3-5b 以重流體觀念解釋背填土壤液化之沉箱式碼頭受力示意圖

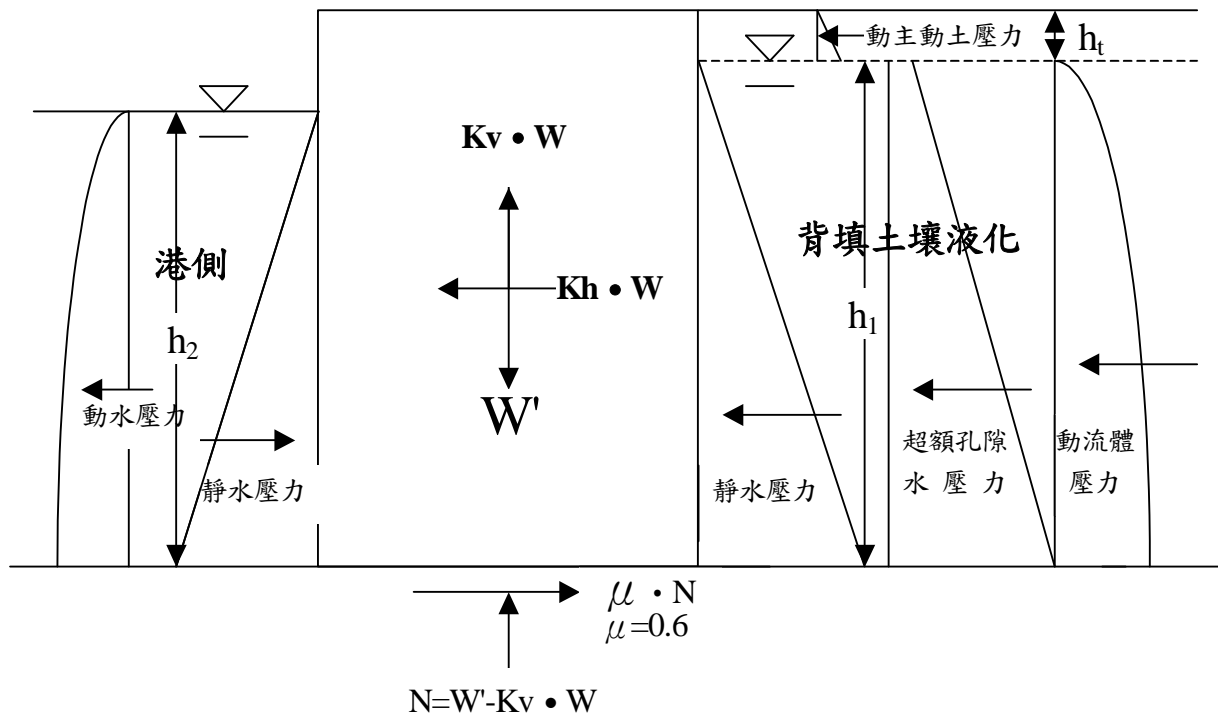


圖 3-5c 以超額孔隙水壓解釋背填土壤液化之沉箱式碼頭受力示意圖

由圖 3-5c 可知，碼頭在水平方向之驅動力與土壤未液化時之驅動力有所不同，沉箱本身之慣性力與兩側之靜水壓力不變，而背填土壤因液化而不再有動態土壓力，而以液化時地下水位異常變化之超額孔隙水壓力取代，港側潮位震盪變化之動水壓力不變，但陸側地下水位震盪變化之動水壓力以液化時重流體震盪變化之動流體壓力取代，而抗滑動力仍然是 $\mu \cdot (W' - K_v W)$ ，因此背填土液化時，其抗滑動之安全係數， F_s ，如下所示：

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{\text{抗滑動之摩擦力}}{\text{沉箱之慣性力} + \text{殘留水位以上之動態土壓力} + \text{殘留水壓力} + \text{港側動水壓力} + \text{液化側壓力}} \\
 &= \frac{\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE1} + (P_W(\text{陸側}) - P_W(\text{港側})) + P_{WE}(\text{港側}) + (P_{LE1} + P_{LE2})} \\
 &\dots\dots\dots (3-2)
 \end{aligned}$$

式中，

$$\begin{aligned} \text{液化之側壓力} &= \text{液化之超額孔隙水壓力} + \text{液化時之動流體壓力} \\ &= P_{LE1} + P_{LE2} \end{aligned}$$

P_{LE1} ：為液化時之超額孔隙水壓，其等於土壤原來之有效應力，

$$P_{LE1} = \gamma_t \cdot h_t \cdot h_1 + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_1^2 \quad \circ$$

P_{LE2} ：為液化時重流體震盪變化之動流體壓力， $P_{LE2} = \frac{7}{12} Kh \cdot \gamma_{sat} \cdot h_1^2$ 。

P_{AE1} ：殘留水位以上之動態主動土壓力， $P_{AE1} = K_{AE1} \cdot \frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_t^2$ ；而式(3-

1a)之動態主動土壓力 P_{AE} 為殘留水位以上及殘留水位以下至沉箱底動態主動土壓力之總合， $P_{AE} = K_{AE1} \cdot \frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_t^2 +$

$$K_{AE2} \cdot \left(\gamma_t \cdot h_t \cdot h_1 + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_1^2 \right), K_{AE1} \text{ 為殘留水位以上之動態主動土壓}$$

係數， K_{AE2} 為殘留水位以下之動態主動土壓係數。

由圖 3-5b 與圖 3-5c 比較可知，兩種觀念解釋液化時沉箱之受力情況雖然不同，但總合力卻相同，但本文以超額孔隙水壓力觀念之解釋較符合大地工程學液化之定義，而且於超額孔隙水壓力上升，但未達液化之情況，本文之觀念亦能解釋，但重流體之觀念，僅適合液化之情況，至於超額孔隙水壓力上升，但未達液化之情況，重流體之觀念則不適合解釋。

3.4 碼頭背填土壤部分深度液化

背填土壤部分深度液化，另部分深度非液化，其示意圖，如圖 3-6a 所示，其沉箱之受力示意圖，如圖 3-4b 所示。

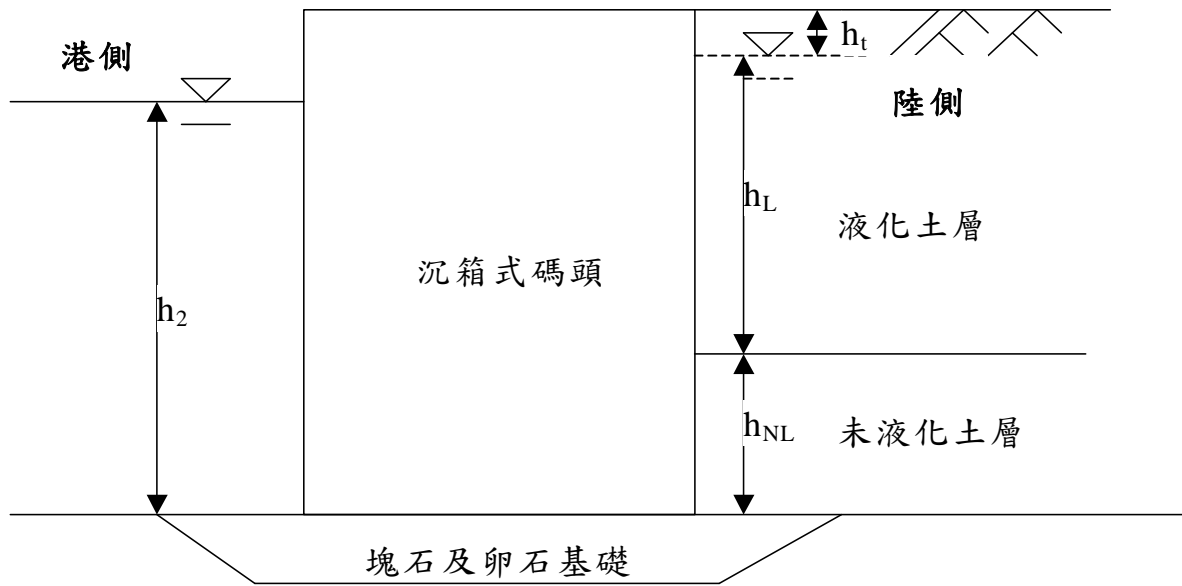


圖 3-6a 背填土壤部份深度液化之沉箱式碼頭示意圖

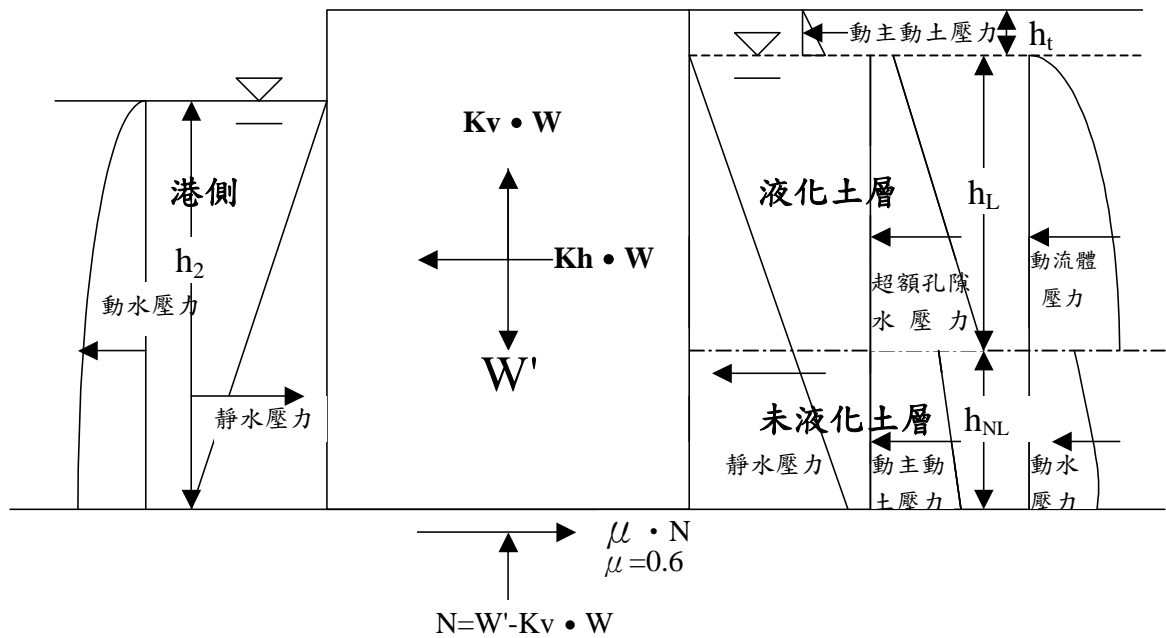


圖 3-6b 背填土壤部份深度液化之沉箱式碼頭受力示意圖

由圖 3-6b 可知碼頭背填土壤部分深度液化在水平方向之驅動力為液化與非液化之綜合，而抗滑動力仍然是 $\mu \cdot (W' - K_v W)$ ，其抗滑動之安全係數， F_s ，如下所示：

$$F_s = \frac{\text{抗滑動之摩擦力}}{\text{沉箱慣性力} + \text{殘留水位以上動土壓} + \text{殘留水壓} + \text{港側動水壓} + \text{液化側壓} + \text{非液化側壓}}$$

$$= \frac{\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)}{Kh \cdot W + P_{AE1} + (P_w(\text{陸側}) - P_w(\text{港側})) + P_{WE}(\text{港側}) + (P_{LE1} + P_{LE2}) + (P_{AENL} + P_{WENL})}$$

..... (3-3)

式中，

液化之側壓力 = 液化部分之超額孔隙水 壓力 + 液化部分之動流體壓力
 $= P_{LE1} + P_{LE2}$

非液化側壓力 = 非液化部分之動態土壓 力 + 非液化部分之動水壓力
 $= P_{AENL} + P_{WENL}$

P_{LE1} ：為圖 3-6 液化土層厚度 h_L 之超額孔隙水壓力，

$$P_{LE1} = \gamma_t \cdot h_t \cdot h_L + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_L^2。$$

P_{LE2} ：為圖 3-6 液化土層厚度 h_L 之動流體壓力，

$$P_{LE2} = \frac{7}{12} Kh \cdot \gamma_{sat} \cdot h_L^2。$$

$PAE1$ ：為圖 6-4 殘留水位以上之動態主動土壓力， $PAE1 = K_{AE1} \cdot \frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_t^2。$

P_{AENL} ：為圖 3-6 非液化土層厚度 h_{NL} 之動態主動土壓力，

$$PAENL = K_{AENL} \cdot (\gamma_t \cdot h_t + \gamma' \cdot h_L + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_{NL}) \cdot h_{NL}，K_{AENL} \text{ 為殘留水位以下非液化土層之動態主動土壓係數。}$$

P_{WENL} ：為圖 3-6 非液化土層厚度 h_{NL} 之動水壓力，

$$P_{WENL} = 0.7 \cdot \frac{7}{12} Kh \cdot \gamma_w [(h_L + h_{NL})^2 - h_L^2]。$$

$$P_{WE}(\text{港側})：\text{港側之動水壓力，} P_{WE}(\text{港側}) = \frac{7}{12} Kh \cdot \gamma_w \cdot h_2^2。$$

唯若以水中震度計算之動態主動土壓力，已包含背填土壤之動水壓力，因此動水壓力不必另外分析。

3.5 碼頭位移量之分析：

本文以 Newmark (1965) 滑動塊分析 (Sliding Block Analysis) 地震時碼頭之位移量，所謂滑動塊分析是將碼頭主體視為可滑動之剛體，地震力由作用於碼頭基礎之地震歷時表示，碼頭滑動之位移由開始滑動後至滑動結束之加速度歷時積分得到。

採用滑動塊模型 (sliding block model) 簡化計算重力式碼頭在地震中的永久位移，首先以側向土壓理論或液化之超額孔隙水壓理論評估碼頭與背填土壤之穩定性，分析得到臨界滑動加速度。當歷時中的加速度超過臨界滑動加速度 a_{cri} ，碼頭與背填土系統開始滑動，將超過 a_{cri} 直到滑動停止之加速度歷時二次積分，得到碼頭相對於滑動面以下堅實基礎之位移。

3.6 蘇澳港 3~5 號碼頭之穩定性分析

民國 75 年 11 月 15 日花蓮地震，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 號碼頭外移 0.3 至 0.5 公尺，碼頭後線並未發現液化之噴砂現象，民國 94 年 3 月 6 日蘇澳地震，地震規模 $M_L=5.9$ 之雙震源強烈地震，蘇澳港之地表水平最大加速度 a_{hmax} 為 $0.154g$ ，並未發現蘇澳港 3~5 號碼頭有外移現象，亦未發現碼頭後線有液化之噴砂現象，因此本文以蘇澳港 4 號碼頭，作為背填土壤未液化之碼頭穩定性分析釋例說明。

蘇澳港 4 號碼頭屬沉箱重力式碼頭，碼頭面高程為 $+3.0m$ ，設計水深為 $-11.65m$ ，由碼頭面至沉箱沉箱高程差為 $14.65m$ ，沉箱寬度為

10m，沉箱碼頭基礎為厚約 0.8 公尺之卵石基礎拋石，碼頭牆背填有拋石，回填拋石成三角形分佈，回填料坡度約 1：1，拋石後則為新生地級配。其碼頭斷面圖，如圖 3-7 所示。根據民國 67 年中華顧問工程司於 4 號碼頭之 16 孔鑽探試驗，其鑽探位置如圖 3-8 所示。由 16 孔鑽探試驗分析顯示，地表下有厚度約 8m 之沉泥質細砂回填土夾黃色風化碎石，其下為原海底之土壤。其土層剖面圖，如圖 3-9 所示。

為了探討 4 號碼頭之穩定性，本文分別以民國 75 年 11 月 15 日花蓮地震，及民國 94 年 3 月 6 日蘇澳之雙震源地震，其地震力係數分別以 $K_h=0.200$ 、 $K_v=0.067$ 及 $K_h=0.154$ 、 $K_v=0.051$ 為分析依據，其他土層分析參數 $\phi_1=35^\circ$ 、 $\phi_2=37^\circ$ 、 $\mu=0.6$ 、 $h_t=1.8\text{m}$ 、 $h_1=12.85\text{m}$ 、 $h_2=11.65\text{m}$ 、 $h_{NL1}=7.2\text{m}$ 、 $h_{NL2}=5.65\text{m}$ 、 $h_L=0\text{m}$ ，其中抗剪角 ϕ_1 考慮背填卵石 ϕ 約 40° 與疏鬆回填土夾黃色風化碎石 ϕ 約 30° 之聯合影響，因此假設 $\phi_1=35^\circ$ ，抗剪角 ϕ_2 考慮背填卵石 ϕ 約 40° 與原海底之土壤 ϕ 約 33° 之聯合影響，因此假設 $\phi_2=37^\circ$ ，分析結果如表 3-3 所示。

為了檢驗抗滑動穩定性分析之正確性，本文進一步以 Newmark (1965) 滑動塊分析 4 號碼頭之位移量，民國 75 年 11 月 15 日花蓮地震之分析結果如圖 3-10 所示，民國 94 年 3 月 6 日蘇澳雙震源地震之分析結果如圖 3-11 所示。

由圖 3-10 民國 75 年地震之碼頭位移量分析結果可知，背填土壤未液化狀態下，抗滑動安全係數 $F_s=0.68$ ，其位移量 34 公分，與實測之位移量 30-50 公分相當；由圖 3-11 民國 94 年地震之碼頭位移量分析結果可知，背填土壤未液化狀態下，雖然抗滑動安全係數 $F_s=0.86<1.0$ ，以顯示碼頭已很不穩定，但位移量分析結果僅 0.6 公分，與實測之位移量 0 公分相當；因此民國 75 年地震及民國 94 年雙震源地震，4 號碼頭背填土壤皆未液化，但民國 75 年地震造成碼頭位移，另以抗滑動安全係數表示碼頭之穩定性不太可靠，應以位移量分析較能表達碼頭之穩定性。

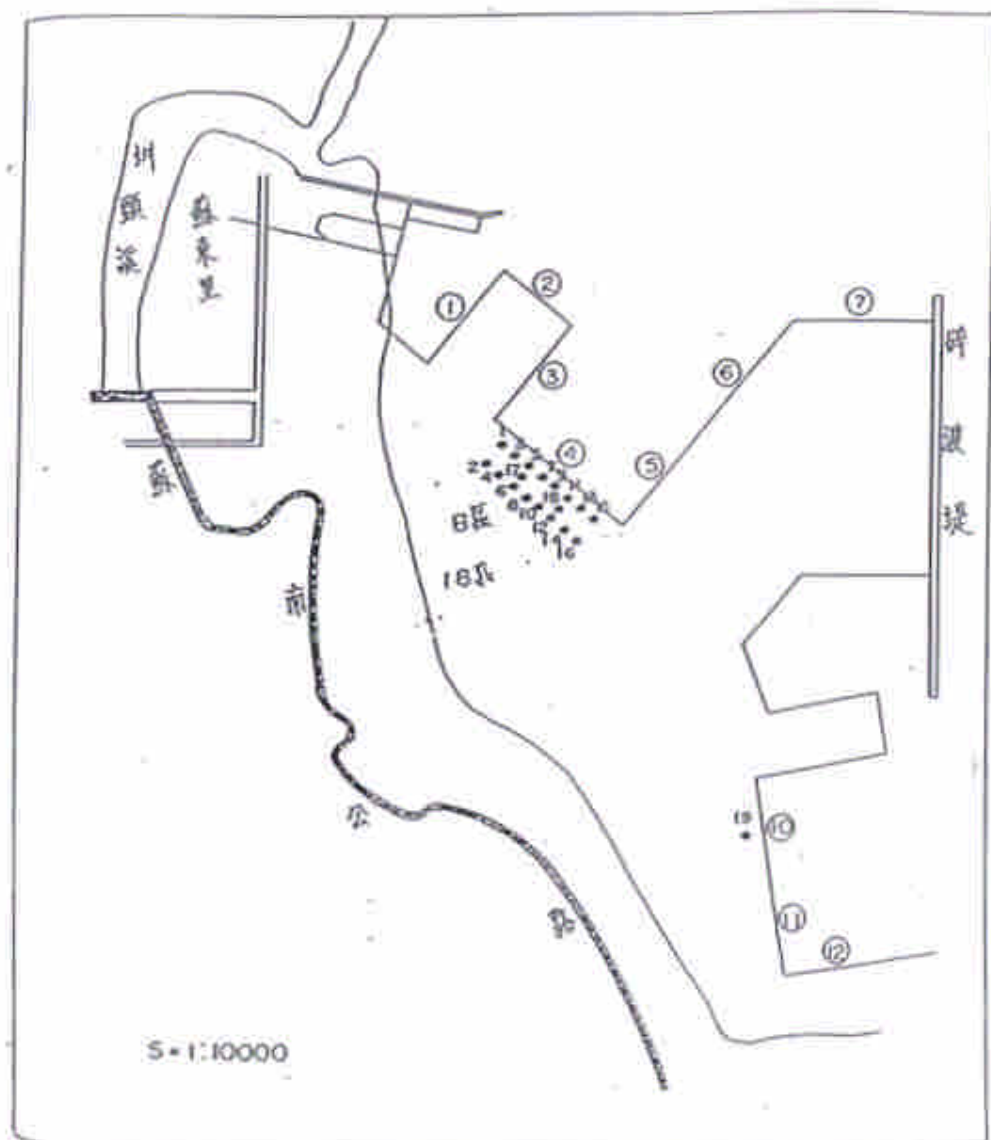


圖 3-8 蘇澳港 4 號碼頭之 16 孔鑽探試驗之位置圖

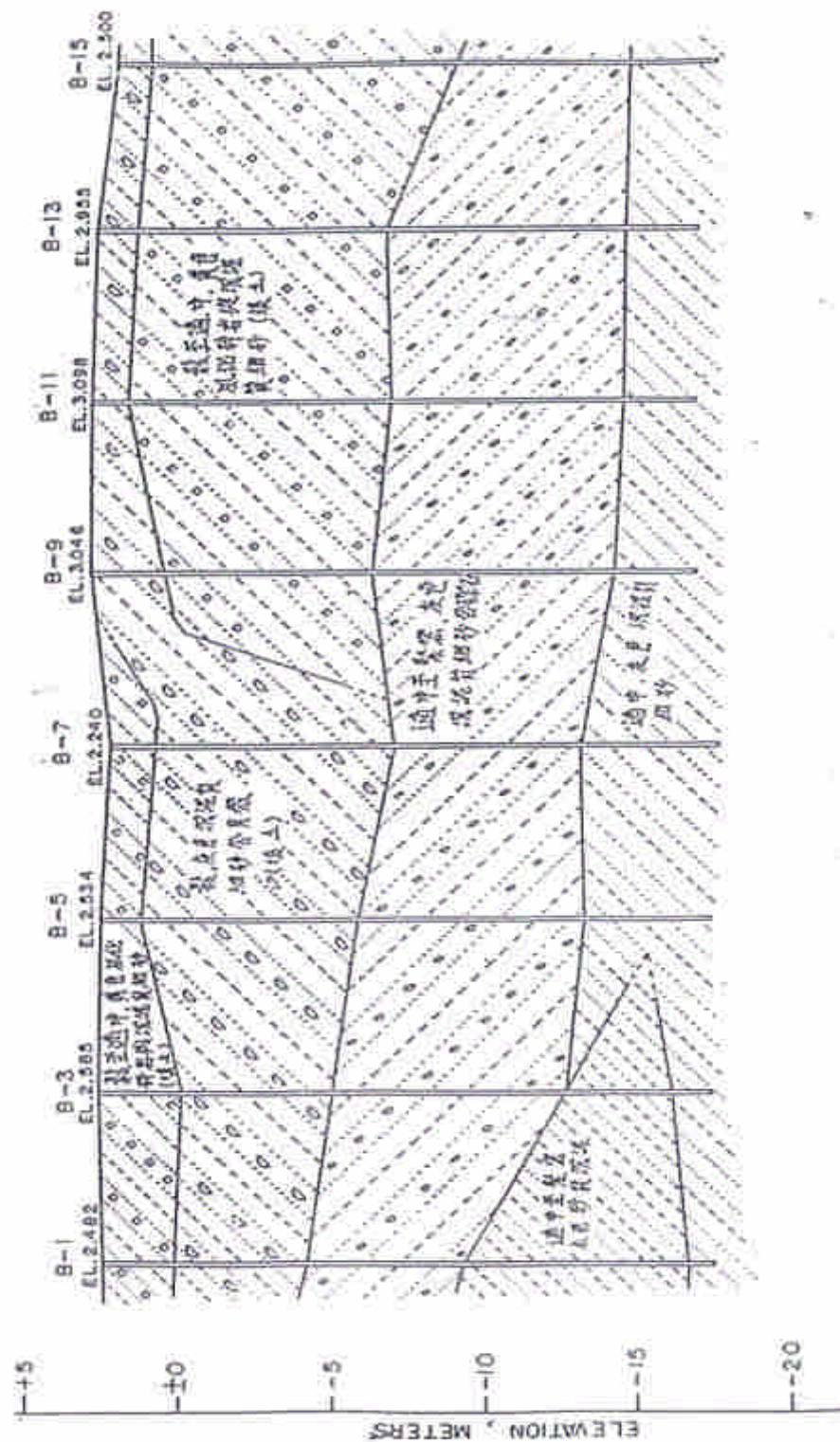


圖 3-9a 蘇澳港 4 號碼頭 A-A 斷面背填土壤之土層剖面圖

表 3-3 地震引致蘇澳港 4 號碼頭抗滑動之穩定性分析

| | 民國 75 年 11 月 15 日 花蓮地震 | 民國 94 年 3 月 6 日 蘇澳地震 |
|--------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|
| 地震力係數 Kh | 0.200 | 0.154 |
| 地震力係數 Kv | 0.067 | 0.051 |
| 抗滑動之摩擦力(t/m) | 112.78 | 115.97 |
| 水平慣性力(t/m) | 66.46 | 51.17 |
| 殘留水壓力(t/m) | 14.7 | 14.7 |
| 動態土壓力(t/m) + 陸側動水壓力(t/m) | 67.70 | 56.21 |
| 港側動水壓力(t/m) | 15.83 | 12.19 |
| 抗滑動之安全係數 | 0.68 (1997 新基準) 0.76 (1976 原基準) | 0.86 (1997 新基準) 0.95 (1976 原基準) |
| 臨界滑動加速度(gal) | 52 | 85 |
| 預測之位移量(cm) | 34 | 0.59 |
| 實測之位移量(cm) | 30-50 | 0 |

*原基準:不計算港側動水壓力，新基準:計算港側動水壓力

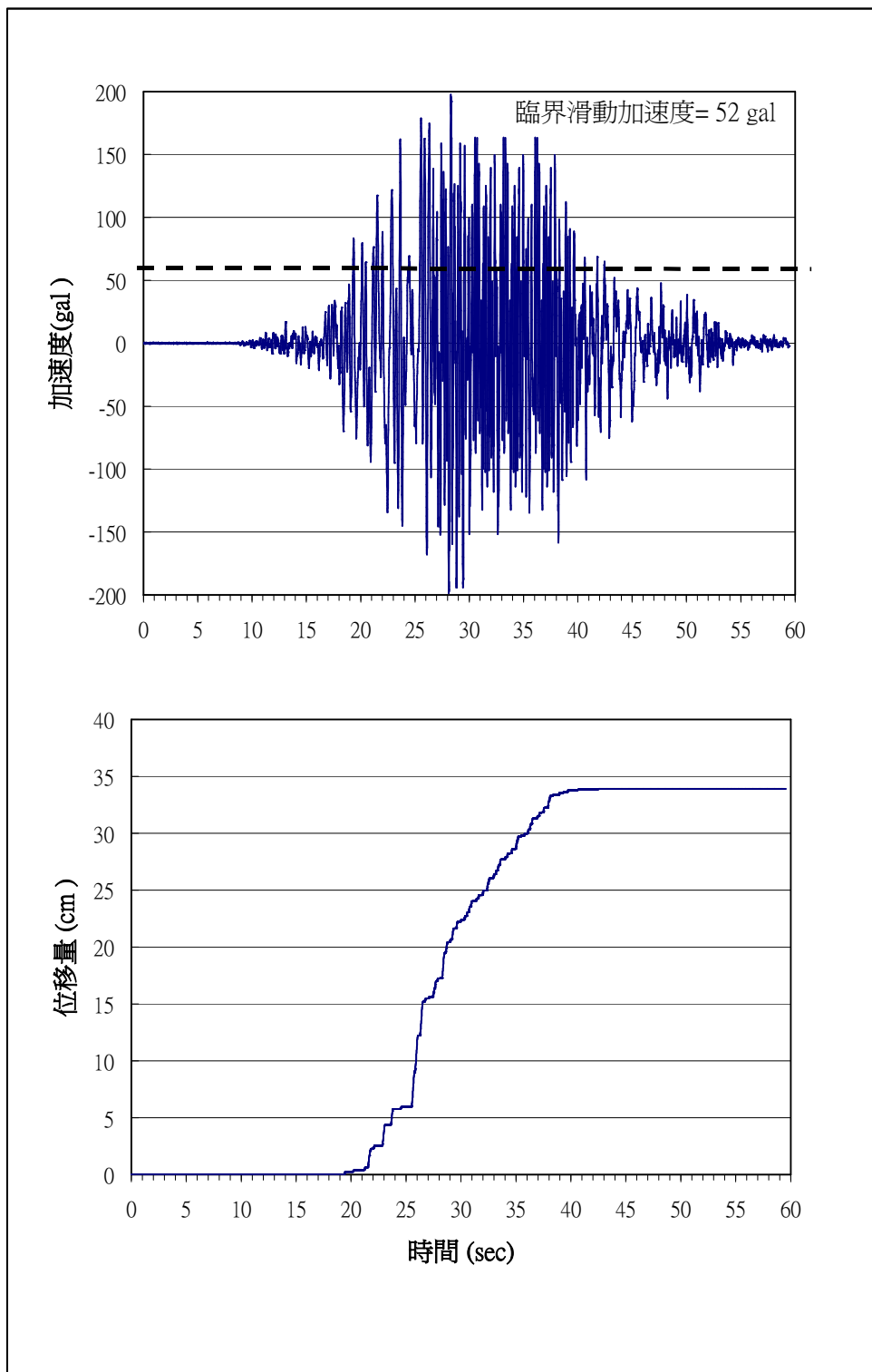


圖 3-10 蘇澳港 4 號碼頭民國 75 年花蓮地震之碼頭外移量分析結果

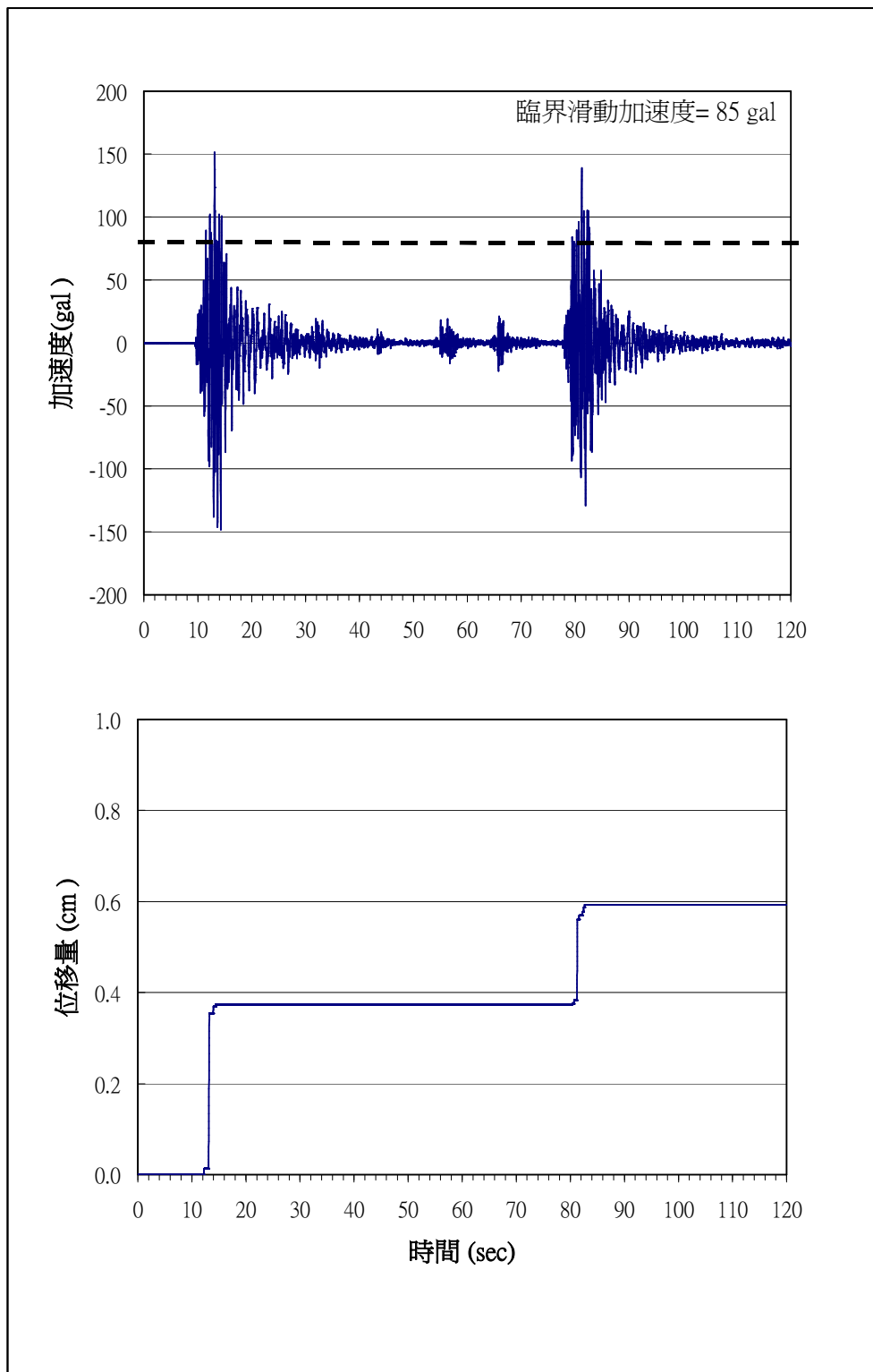


圖 3-11 蘇澳港 4 號碼頭民國 94 年蘇澳地震之碼頭外移量分析結果

3.7 921 地震臺中港 1~4A 號碼頭之穩定性分析

在 921 大地震時，臺中港 1~3 號沉箱碼頭外移 0.5 至 1.7 公尺，4 號沉箱碼頭外移 0 至 0.5 公尺，4A 號沉箱碼頭外移極微，而且碼頭後線發現大量之液化噴砂現象，因此本文以臺中港 1~4A 碼頭，作為背填土壤液化之碼頭穩定性分析釋例說明

臺中港 1 至 4A 號碼頭皆屬沉箱重力式碼頭(中港，1976)，碼頭面高程均為+6.2m，設計水深分別為 1 至 3 號碼頭高程-13m，4 號碼頭-11.0m，4A 號碼頭為-9.0m，沉箱寬度分別為 1 至 3 號碼頭 17.6m，4 號碼頭 16.12m，4A 號碼頭為 14.8m，沉箱碼頭基礎為厚約 1.5 公尺之塊石及 1 公尺厚之卵石基礎拋石。1 至 4A 號碼頭建造於 1976 年，其中 1 至 3 號及 4 號碼頭牆背為粒徑 10cm 以上之卵石，回填料成三角形分佈，回填料坡度約 1：1.5 接近回填料之安息角，其上加鋪 2 公尺厚粒徑 10cm 以下之河床料作為濾層，4A 號碼頭後線因有水泥圓倉，因此無背填卵石，1 至 4A 號碼頭基礎浚挖坡度為 EL.0 以上為 1：8，EL.0 以下為 1：3.5，其上再以水力回填砂回填作為碼頭後線作業場，原設計之地震力係數 $K_h=0.15$ 、背填料之抗剪角 $\phi=35^\circ$ 、沉箱與基礎之摩擦係數 $\mu=0.6$ 。其中 1 至 3 號碼頭斷面圖，如圖 3-12 所示。

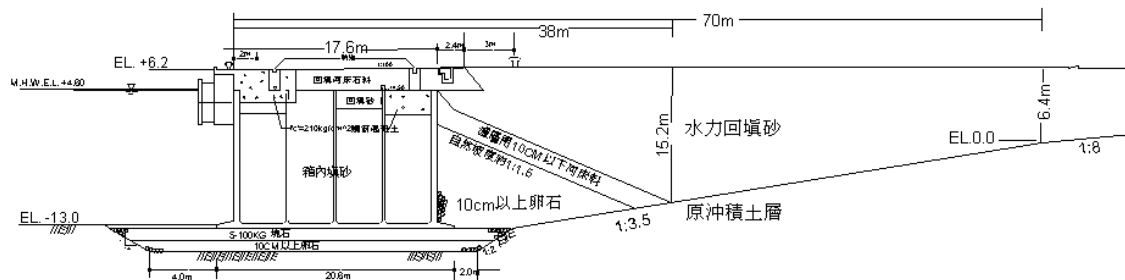


圖 3-12 臺中港 1~3 號碼頭斷面圖

根據港灣技術研究中心於 4 號碼頭之監測，921 地震當時之潮位為 1.9m，陸側水位為 3.4m，921 地震後，港灣技術研究中心針對臺中港 1 至 4 號碼頭液化地區進行 18 孔 CPT 地質調查結果顯示：地表下

約可分為兩種粉土質細砂層，一為疏鬆之水力回填砂，其 q_c 值約為 $25 \sim 50 \text{ kg/cm}^2$ ，另一為較緊密之原沖積土層，其 q_c 值約為 $50 \sim 200 \text{ kg/cm}^2$ 。因此根據碼頭基礎竣工圖及 CPT 地質調查結果研判，與賴聖耀、謝明志(2000)之液化潛能分析得知，自沉箱至現有倉儲區亦即 921 地震發生液化及嚴重破壞範圍內均屬水力回填區。茲分別以穩定性分析、Newmark (1965)滑動塊分析、STABL、FLAC/SLOPE、FLAC 等程式，分別分析碼頭抗滑動安全係數、碼頭滑動位移量、碼頭滑動變形性。

1. 穩定性分析

1~4A 號碼頭，在受到地震力時，不但構造物本身有慣性力，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，造成港灣構造物更加不穩定(陳&，2000；賴，2001；Ishibashi & Madi，1990)，本文分別以 1~3 號碼頭未液化、液化、部份深度液化之抗滑動穩定性加以分析，其抗滑動穩定性分析示意圖，如圖 6-1~圖 6-4 所示，921 地震時，根據距離臺中港最近之清水國小測站，其 $a_{h\max}=0.163\text{g}$ 、 $a_{v\max}=0.06\text{g}$ ，且該測站並無液化現象，因此臺中港地震力以該測站為分析依據，地震力係數 $K_h=0.163$ 、 $K_v=0.06$ ，其他分析參數 $\phi=35^\circ$ 、 $\mu=0.6$ 、 $h_t=2.8\text{m}$ 、 $h_1=16.4\text{m}$ 、 $h_2=14.9\text{m}$ 、 $h_L=11.2\text{m}$ 、 $h_{NL}=5.2\text{m}$ ，其中抗剪角考慮背填卵石 ϕ 約 40° 與疏鬆水力回填砂 ϕ 約 30° 之聯合影響，因此假設 $\phi=35^\circ$ ，分析結果如表 3-4 所示。

由表 3-4 未液化之碼頭抗滑動穩定性分析可知，若以 1~3 號碼頭施工時即 1976 年之原設計基準(中港，1976)分析，即未計算碼頭前之動水壓力，其抗滑動安全係數， $F_s=1.03$ ，碼頭仍屬穩定狀況，若以 1997 年以後之新設計基準(港，1997)將碼頭前之動水壓力以外力設計計算之，其抗滑動安全係數， $F_s=0.95$ ，碼頭屬於稍微不穩定；因此 921 大地震時，1~3 號碼頭之背填土若未液化，碼頭應屬於穩定與不穩定之臨界附近，不致於發生外移 0.5 至 1.7 公尺之現象。

表 3-4 921 地震臺中港 1~3 號碼頭抗滑動之穩定性分析

| | 未液化 | 全部液化 | 部分深度液化（地表下 2.8~14m 液化） |
|--------------------------------|--|--------|------------------------|
| 地震力係數 Kh | 0.163 | 0.163 | 0.163 |
| 地震力係數 Kv | 0.060 | 0.060 | 0.060 |
| 抗滑動之摩擦力(t/m) | 265.79 | 265.79 | 265.79 |
| 水平慣性力(t/m) | 124.58 | 124.58 | 124.58 |
| 殘留水壓力(t/m) | 23.48 | 23.48 | 23.48 |
| 動態土壓力(t/m) + 陸側動水壓力(t/m) | 109.29 | 2.99 | 51.17 |
| 港側動水壓力(t/m) | 21.11 | 21.11 | 21.11 |
| 液化之動流體壓力(t/m) | 0 | 51.14 | 23.42 |
| 液化之超額孔隙水壓力(t/m) | 0 | 217.14 | 119.17 |
| 抗滑動之安全係數 | 0.95 (1997 新基準) 1.03 (1976 原基準) | 0.60 | 0.73 |
| 臨界滑動加速度(gal) | 142 | 0 | 34 |
| 預測之位移量(cm) | 0.21 | 326 | 93 |
| 實測之位移量(cm) | 52~168 | | |

*原基準:不計算港側動水壓力，新基準:計算港側動水壓力

由表 3-4 全部液化之碼頭抗滑動穩定性分析可知，全部液化超額孔隙水壓力及動流體壓力產生之側壓力約為未液化主動土壓力之 2.4 倍；若未考慮背填卵石之影響，全部液化之抗滑動安全係數極低， $F_s=0.60$ ，屬於極不穩定。因此 921 大地震時，1~3 號碼頭之背填土若全部液化，碼頭應屬於極不穩定而向港側大移動。

由賴、謝 (2000) 之液化潛能分析得知，921 臺中港 1~3 號碼頭後線土層，並未全部液化，其液化土層約為地表下 2.8~14m，其抗滑動安全係數，由表 3-4 顯示， $F_s=0.73$ ，其 F_s 雖較全部液化為高，但碼頭仍很不穩定，而向港側移動。

另將 4、4A 碼頭抗滑動之安全係數 F_s 之分析結果亦列於表 3-5、表 3-6，由表 3-4、表 3-5 及表 3-6 之安全係數 F_s 比較可知：1-3 碼頭最小、4 碼頭次之、4A 碼頭較大，因此 921 地震時，1-3 碼頭最不穩定外移最大。而 4A 碼頭後線因有水泥圓倉之載重，其背填土壤之有效應力已大於 2kg/cm^2 ，不太可能發生液化，其抗滑動之安全係數 $F_s=1.00\sim 1.07$ ，因此 921 地震時，4A 號沉箱碼頭幾乎沒有外移。

2. Newmark (1965) 滑動塊分析

為了檢驗抗滑動穩定性分析之正確性，本文進一步以 Newmark (1965) 滑動塊分析 1~4A 號碼頭之位移量，分析結果如圖 3-13 至圖 3-17 所示。

由圖 3-13 至圖 3-15 之 1~3 號碼頭位移量分析結果可知，背填土壤未液化狀態下，雖然抗滑動安全係數 $F_s=0.95<1.0$ ，但位移量僅 0.21 公分，與 921 地震之位移量 52-168 公分相差甚多，但背填土壤全部液化狀態下，其位移量 326 公分，亦與實測之位移量不符，若部分深度液化之位移量 93 公分，與實測之位移量相當，因此 1~3 號碼頭位移量 52-168 公分，應為背填土壤部分深度液化所造成。

由圖 3-16 之 4 號碼頭位移量分析結果可知，背填土壤未液化狀態下，雖然抗滑動安全係數 $F_s=0.97<1.0$ ，但位移量僅 0.09 公分，與 921 地震之位移量 0-52 公分相差甚多。

表 3-5 921 地震臺中港 4 號碼頭抗滑動之穩定性分析結果

| | 未液化 | 全部液化 | 部分深度液化 (地表下 2.8~12m 液化) |
|--------------------------------|--|--------|-------------------------------|
| 地震力係數 Kh | 0.163 | 0.163 | 0.163 |
| 地震力係數 Kv | 0.060 | 0.060 | 0.060 |
| 抗滑動之摩擦力(t/m) | 221.87 | 221.87 | 221.87 |
| 水平慣性力(t/m) | 102.28 | 102.28 | 102.28 |
| 殘留水壓力(t/m) | 20.48 | 20.48 | 20.48 |
| 動態土壓力(t/m) + 陸側動水壓力(t/m) | 89.68 | 2.99 | 46.07 |
| 港側動水壓力(t/m) | 15.82 | 15.82 | 15.82 |
| 液化之動流體壓力(t/m) | 0 | 39.43 | 16.10 |
| 液化之超額孔隙水壓力 (t/m) | 0 | 176.26 | 88.69 |
| 抗滑動之安全係數 | 0.97 (1997 新基準) 1.04 (1976 原基準) | 0.62 | 0.77 |
| 臨界滑動加速度(g) | 149 | 0 | 56 |
| 預測之位移量(cm) | 0.09 | 326 | 33 |
| 實測之位移量(cm) | 0~52 | | |

*原基準:不計算港側動水壓力，新基準:計算港側動水壓力

表 3-6 921 地震臺中港 4A 號碼頭抗滑動之穩定性分析結果

| | 未 液 化 |
|--------------------------------|------------------------------------|
| 地震力係數 Kh | 0.163 |
| 地震力係數 Kv | 0.060 |
| 抗滑動之摩擦力(t/m) | 183.9 |
| 水平慣性力(t/m) | 83.05 |
| 殘留水壓力(t/m) | 17.48 |
| 動態土壓力(t/m) + 陸側動水壓力(t/m) | 71.54 |
| 港側動水壓力(t/m) | 11.30 |
| 抗滑動之安全係數 | 1.00 (1997 新基準) 1.07 (1976 原基準) |
| 臨界滑動加速度(g) | 0.163 |
| 預測之位移量(cm) | 0 |
| 實測之位移量(cm) | 0 |

*原基準:不計算港側動水壓力，新基準:計算港側動水壓力

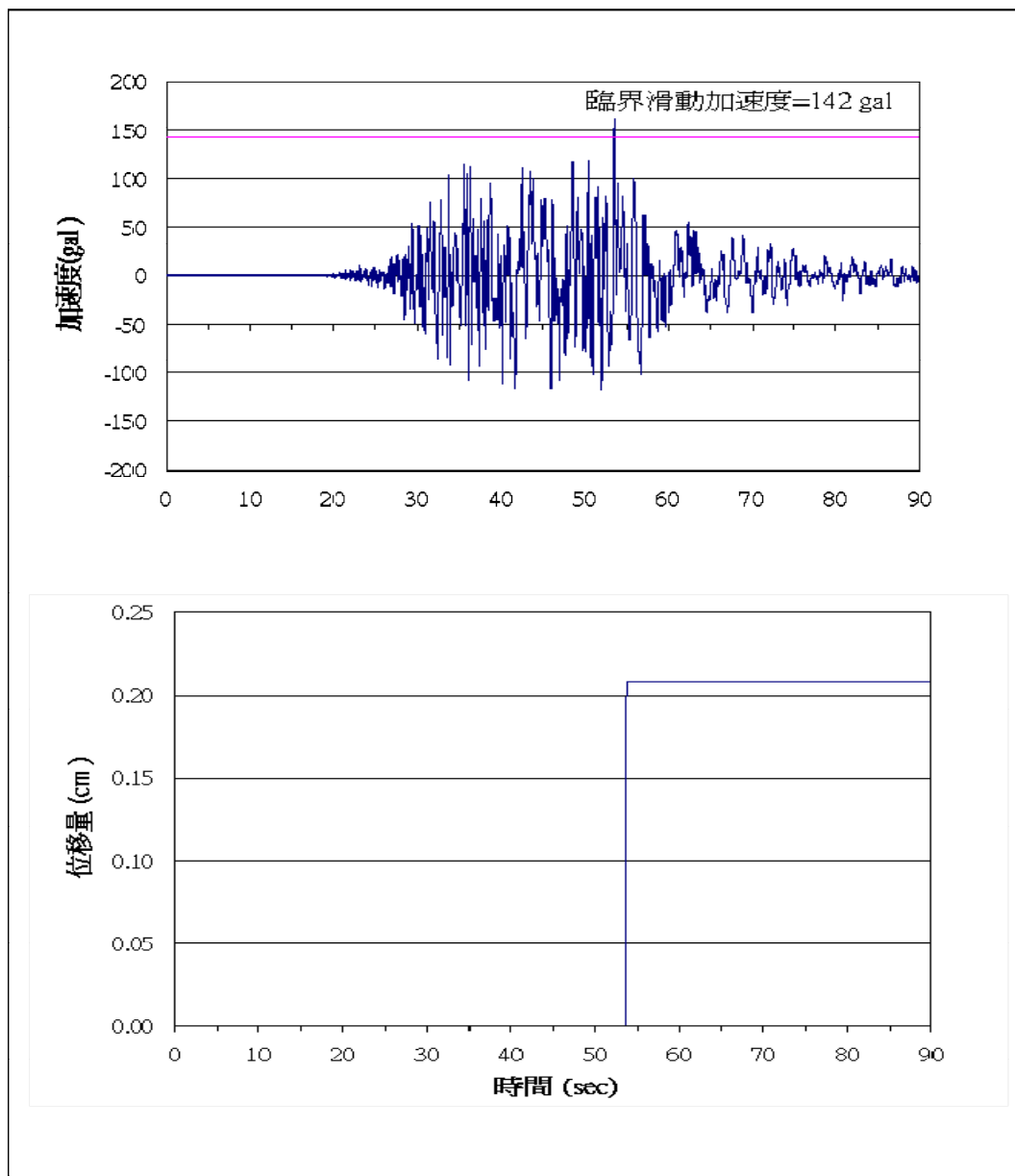


圖 3-13 臺中港 1~3 號碼頭背填土未液化之碼頭外移量分析結果

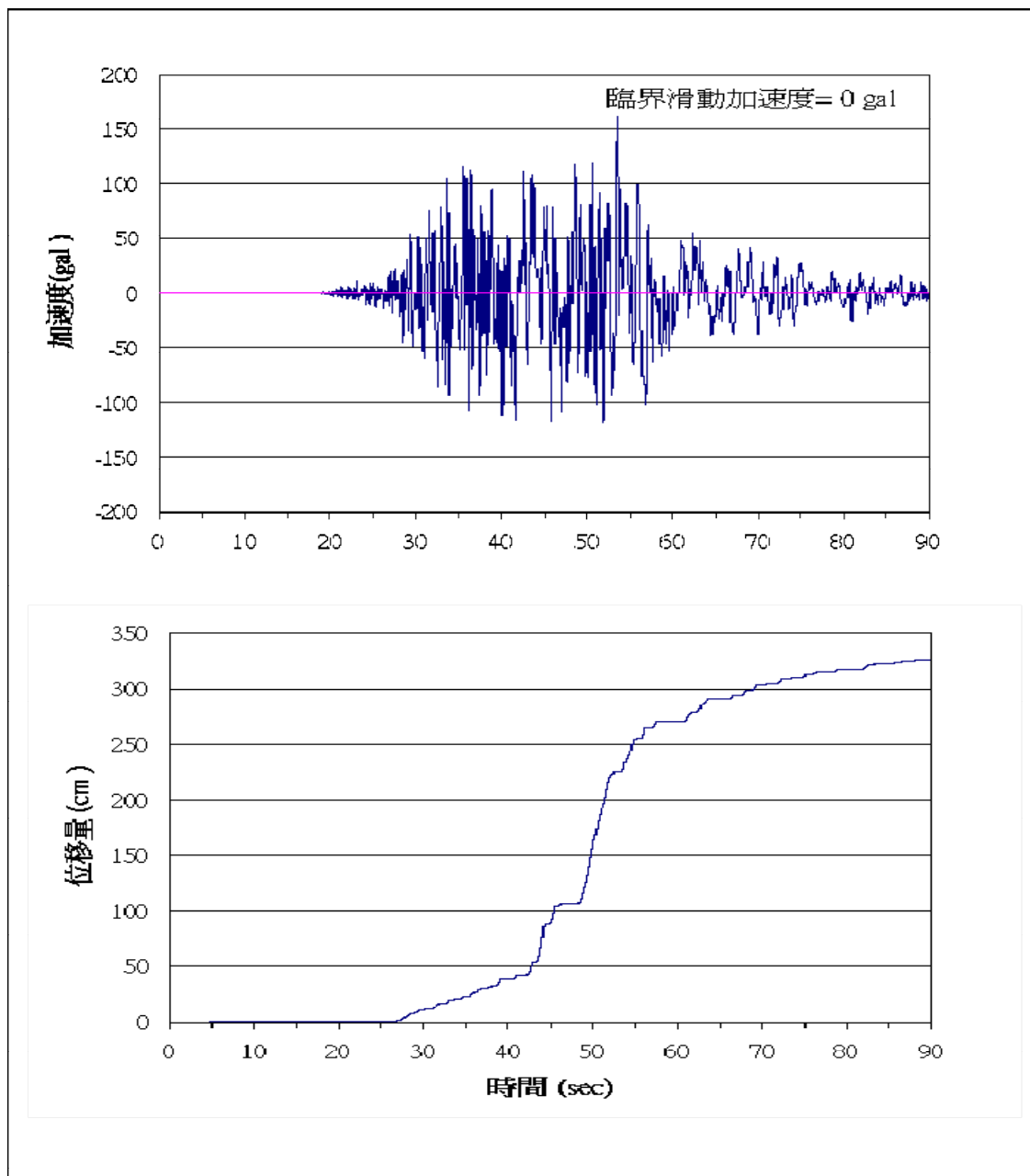


圖 3-14 臺中港 1~3 號碼頭背填土液化之碼頭外移量分析結果

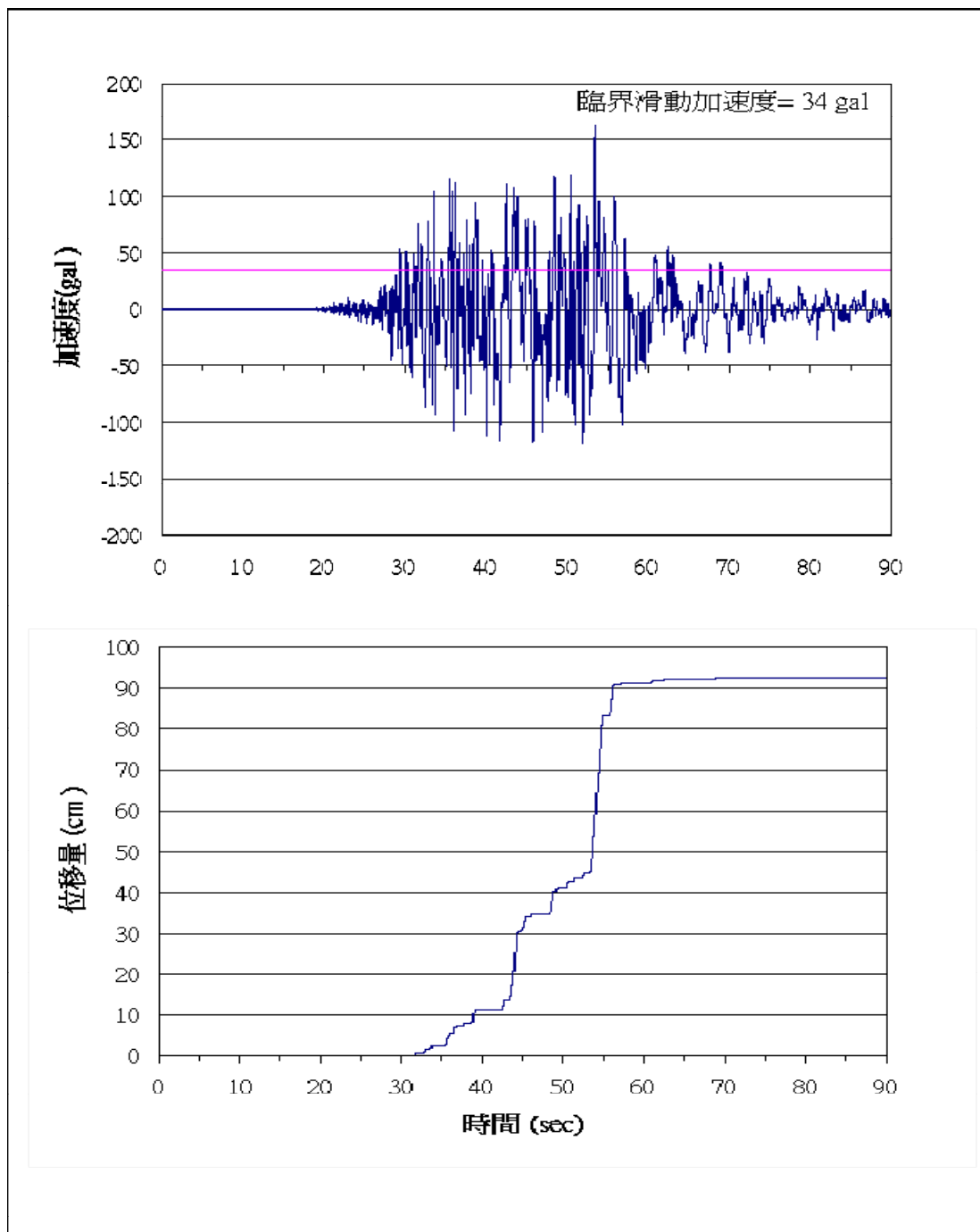


圖 3-15 臺中港 1~3 號碼頭背填土部份液化之碼頭外移量分析結果

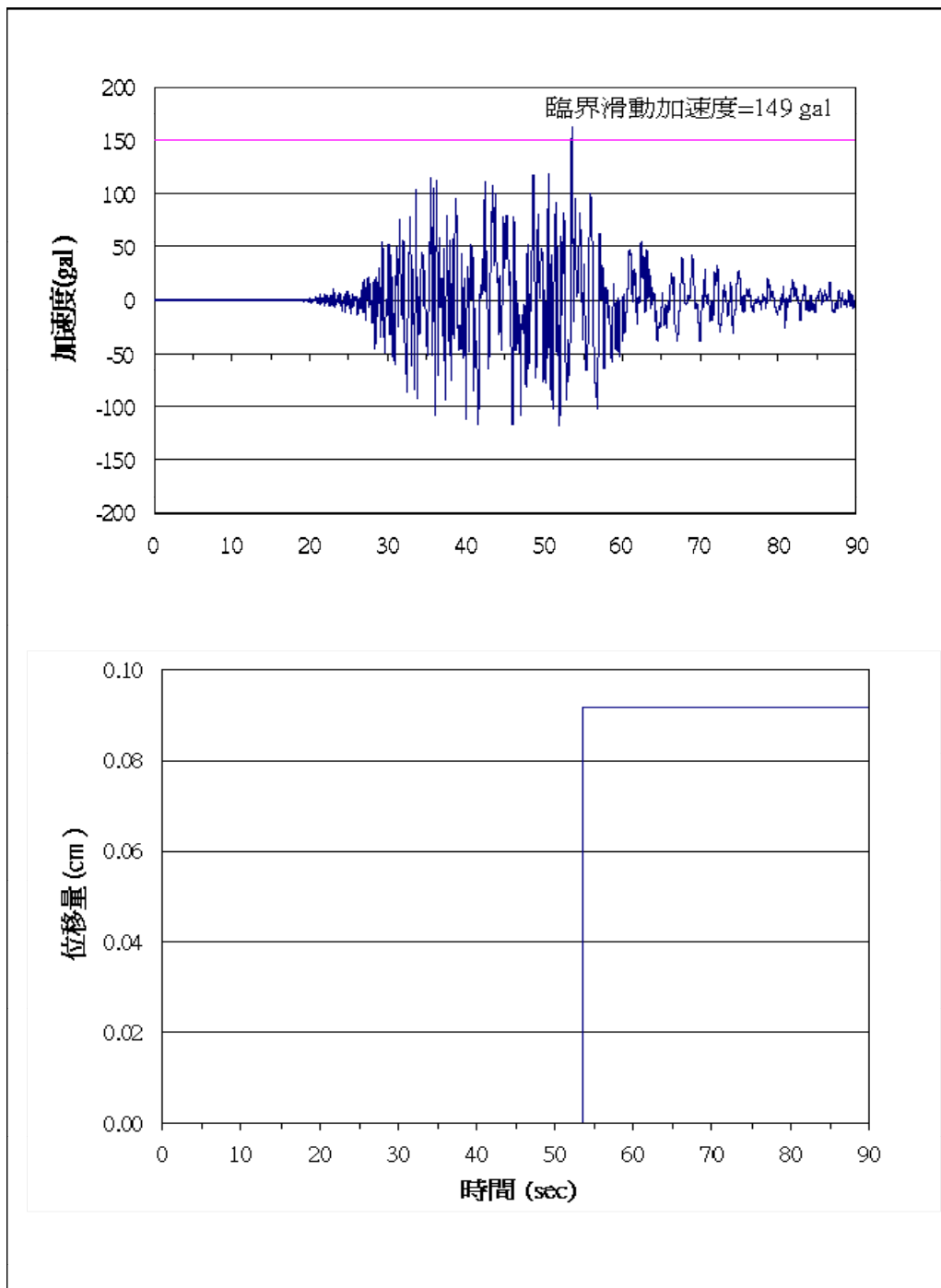


圖 3-16 臺中港 4 號碼頭背填土未液化之碼頭外移量分析結果

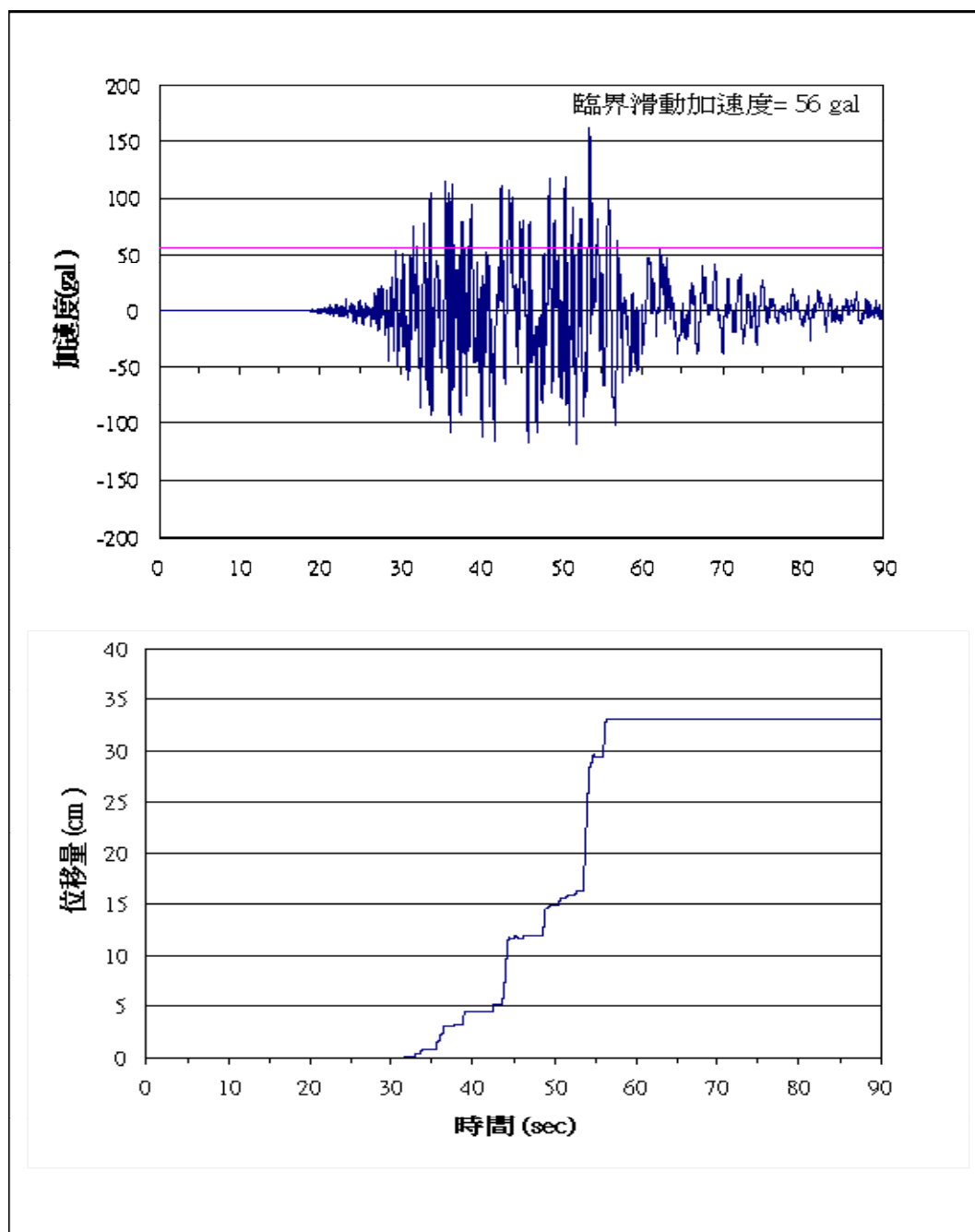


圖 3-17 臺中港 4 號碼頭背填土部份液化之碼頭外移量分析結果

由表 3-5 及圖 3-17 之 4 號碼頭位移量分析結果可知，若背填土壤全部液化狀態下，其位移量 326 公分，亦與實測之位移量不符，若部分深度液化之位移量 33 公分，與實測之位移量相當，因此 4 號碼頭位移量 0-52 公分，亦應為背填土壤部分深度液化所造成。

3. STABL 程式之圓弧滑動分析

為了檢驗 1~4A 號碼頭是否因圓弧滑動而產生位移，本文進一步以 STABL 程式之進行圓弧滑動分析，分析結果如圖 3-18 至圖 3-20 所示。

由圖 3-18 至圖 3-20 之 1~4A 號碼頭圓弧滑動分析結果可知，1~3 號碼頭之抗圓弧滑動安全係數 $F_s=1.45$ ，而 4、4A 號碼頭之抗圓弧滑動安全係數分別為 $F_s=1.51$ 及 $F_s=1.58$ ，由於其安全係數 F_s 皆大於 0，因此 1~4A 號碼頭於 921 地震時皆不致於產生圓弧滑動。

4. FLAC/SLOPE 程式之破壞面滑動分析

本文亦以破壞模式可自由發展，不須先指定破壞面的範圍之 FLAC/SLOPE 程式進行破壞面滑動分析，分析結果如圖 3-21 至圖 3-23 所示。

由圖 3-21 至圖 3-23 分析結果可知，1~4A 號碼頭之抗最弱破壞面滑動安全係數分別為 $F_s=1.16$ 、 $F_s=1.21$ 及 $F_s=1.38$ ，雖然其安全係數 F_s 皆小 STABL 程式圓弧滑動分析之 F_s ，但其安全係數 F_s 皆仍大於 0，因此 1~4A 號碼頭於 921 地震時亦不致於產生最弱破壞面之滑動。

5. FLAC 程式之滑動變形性分析

本文亦進一步以可模擬液化流動力之 FLAC 程式進行滑動變形性分析，分別分析背填土壤液化及部份深度液化之情況，1~3 號碼頭之分析結果如圖 3-24 至圖 3-25 所示。

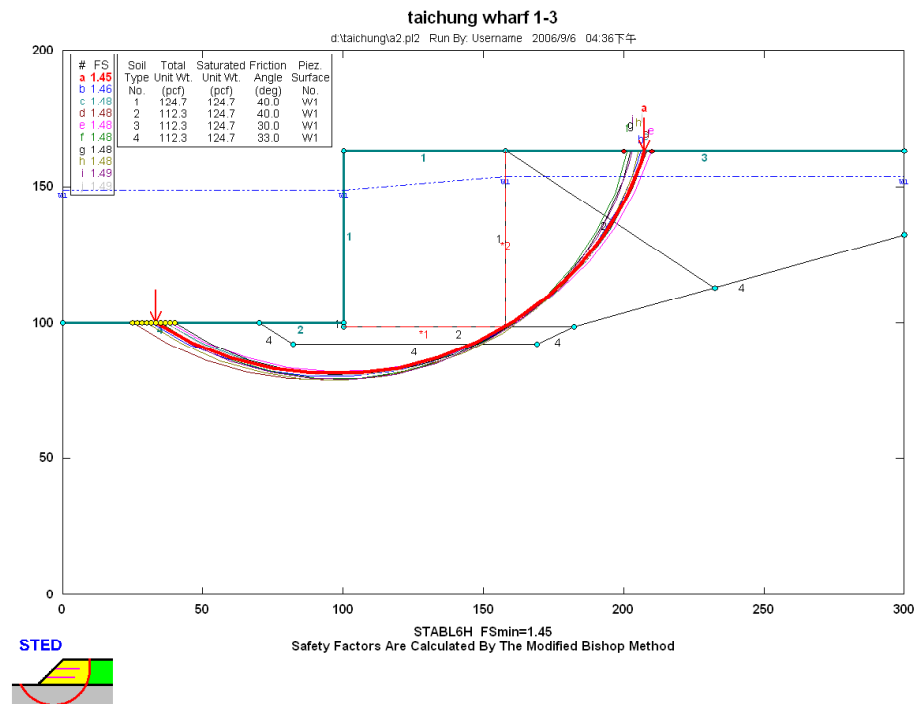


圖 3-18 台中港 1-3 號碼頭 STABL 分析結果 FS=1.45

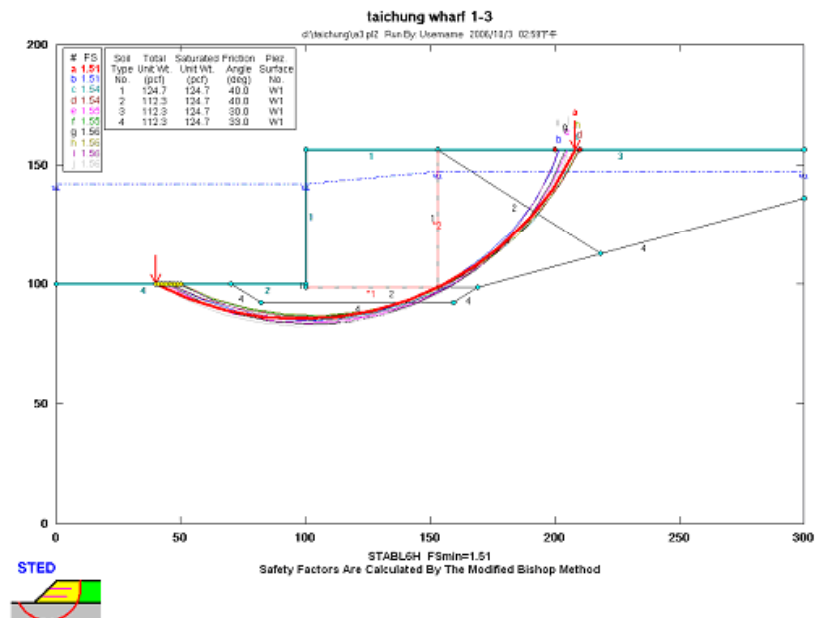


圖 3-19 台中港 4 號碼頭 STABL 分析結果 FS=1.51

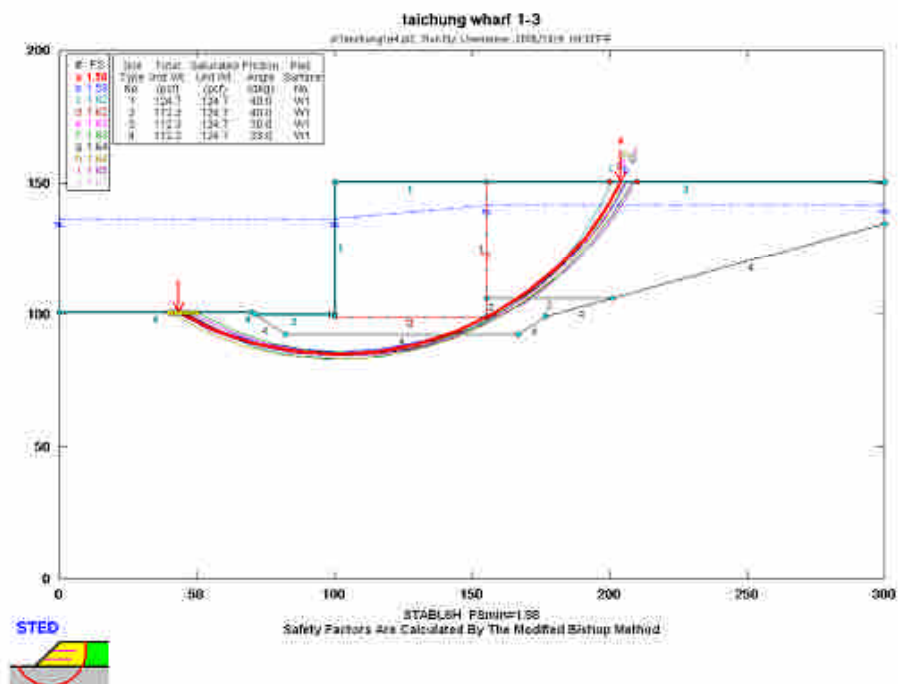


圖 3-20 台中港 4A 號碼頭 STABL 分析結果 FS=1.58

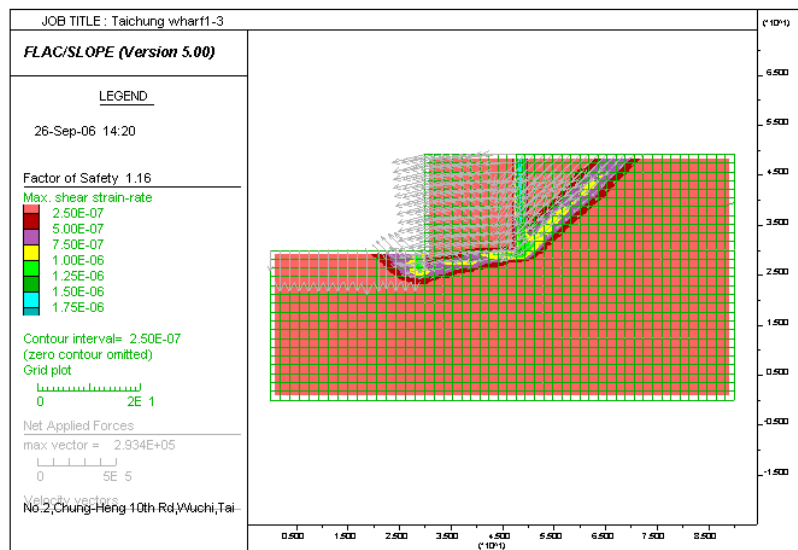


圖 3-21 台中港 1-3 號碼頭 FLAC/SLOPE 分析結果 FS=1.16

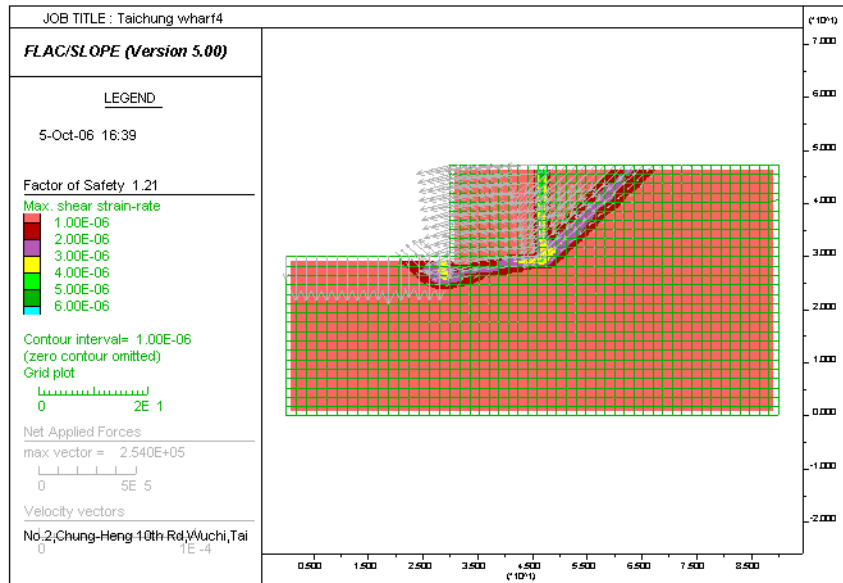


圖 3-22 台中港 4 號碼頭 FLAC/SLOPE 分析結果 FS=1.21

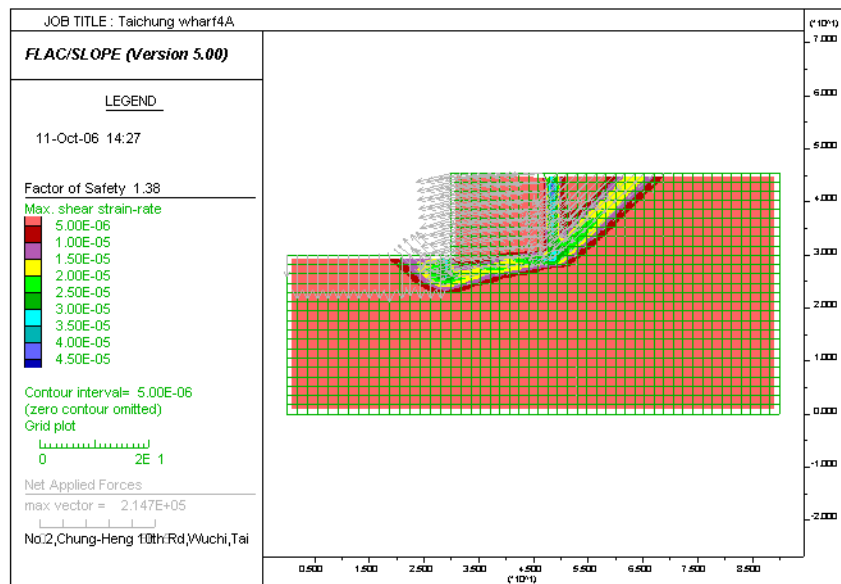


圖 3-23 台中港 4A 號碼頭 FLAC/SLOPE 分析結果 FS=1.38

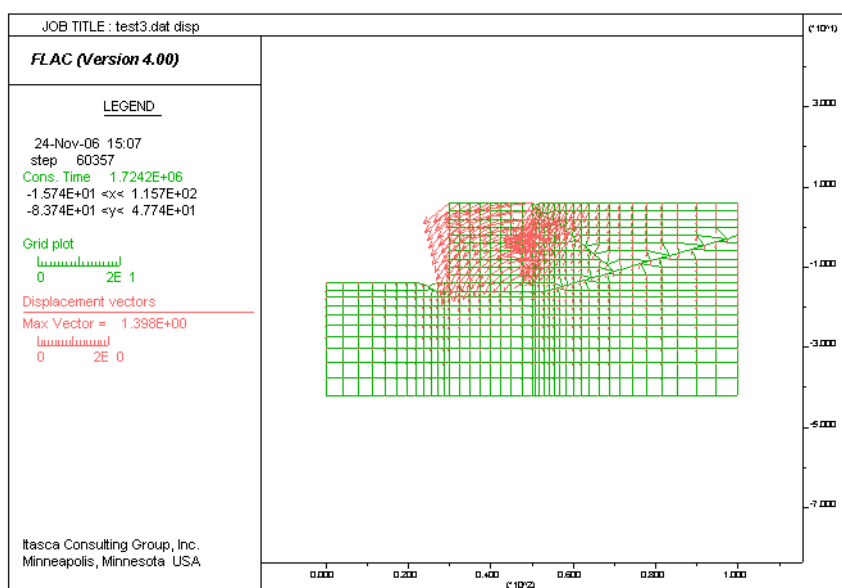


圖 3-24 台中港 1-3 號碼頭背填土壤液化之 FLAC 分析結果

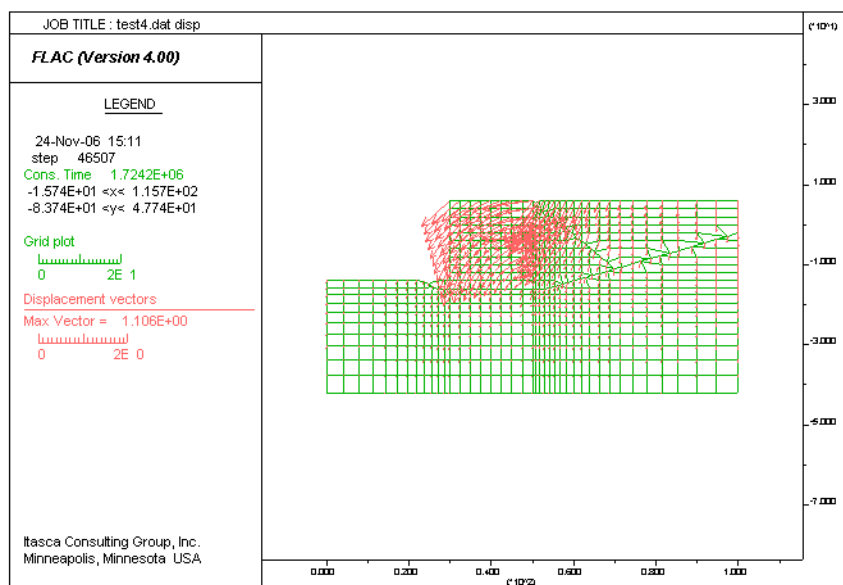


圖 3-25 台中港 1-3 號碼頭背填土壤部份深度液化之 FLAC 分析結果

由圖 3-24 至圖 3-25 之 FLAC 滑動變形性分析結果可知，1~3 號碼頭背填土壤液化之最大變形量為 140 公分，其中水平方向之變形量約為 112 公分，1~3 號碼頭背填土壤部份深度液化之最大變形量為 111 公分，其中水平方向之變形量約為 88 公分，與實測之位移量比較，部份深度液化之變形量與 1~2 號碼頭實測位移量 52-115 公分相當，背填土全液化之變形量與 3 號碼頭實測位移量 70-168 公分相當，因此 921 地震時 1~2 號碼頭背填土壤可能僅部份深度液化，而 3 號碼頭背填土壤可能接近全部液化。

3.8 小結

1. 由民國 75 年地震蘇澳港 4 號碼頭之穩定性之實例分析顯示：背填土壤未液化狀態下，抗滑動安全係數 $F_s=0.68$ ，其位移量 34 公分，與實測之位移量 30-50 公分相當。
2. 由民國 94 年雙震源地震蘇澳港 4 號碼頭之穩定性之實例分析顯示：背填土壤未液化狀態下，雖然抗滑動安全係數 $F_s=0.86<1.0$ ，顯示碼頭已很不穩定，但位移量分析結果僅 0.6 公分，與實測之位移量 0 公分相當，因此以抗滑動安全係數表示碼頭之穩定性不太可靠，應以位移量分析較能表達碼頭之穩定性。
3. 由 921 地震臺中港 1~4A 碼頭之穩定性之實例分析顯示：
 - (1) 碼頭背填土若未液化，921 地震臺中港 1~3 碼頭其抗滑動安全係數， $F_s=0.95\sim1.03$ ，Newmark 碼頭位移量分析結果為 0.21 公分，碼頭應屬於穩定與不穩定之臨界附近，不致於發生外移 52 至 168 公分之現象。
 - (2) 碼頭背填土若全部液化，921 地震臺中港 1~3 碼頭其抗滑動安全係數， $F_s=0.60$ ，Newmark 碼頭位移量分析結果為 326 公分，碼頭應屬於極不穩定而向港側大移動。

- (3) 由賴、謝 (2000)之液化潛能分析得知，921 地震臺中港 1~3 碼頭後線土層，並未全部液化，其液化土層約為地表下 2.8~14m，即水力回填砂之深度(2.8~14m)液化，其抗滑動安全係數， $F_s=0.73$ ，其 F_s 雖較全部液化為高，但碼頭仍很不穩定，Newmark 碼頭位移量分析結果為 93 公分，與實測之位移量相當，因此 1~3 號碼頭位移量 52-168 公分，應為背填土壤部分深度液化所造成。
- (4) 由臺中港 1~3、4、4A 碼頭抗滑動之安全係數 F_s 比較可知：1~3 碼頭最小、4 碼頭次之、4A 碼頭較大，因此 921 地震時，1~3 碼頭最不穩定外移最大。而 4A 碼頭後線因有水泥圓倉之載重，其背填土壤之有效應力已大於 2 kg/cm^2 ，不太可能發生液化，其抗滑動之安全係數 $F_s=1.00\sim 1.07$ ，因此 921 地震時，4A 號沉箱碼頭幾乎沒有外移。
- (5) 由 STABL 圓弧滑動分析結果可知，1~3 號碼頭之抗圓弧滑動安全係數 $F_s=1.45$ ，而 4、4A 號碼頭之抗圓弧滑動安全係數分別為 $F_s=1.51$ 及 $F_s=1.58$ ，由於其安全係數 F_s 皆大於 1，因此 1~4A 號碼頭於 921 地震時皆不致於產生圓弧滑動。
- (6) 由 FLAC/SLOPE 程式破壞面滑動分析結果可知，1~4A 號碼頭之抗最弱破壞面滑動安全係數分別為 $F_s=1.16$ 、 $F_s=1.21$ 及 $F_s=1.38$ ，雖然其安全係數 F_s 皆小 STABL 程式圓弧滑動分析之 F_s ，但其安全係數 F_s 皆仍大於 1，因此 1~4A 號碼頭於 921 地震時亦不致於產生最弱破壞面之滑動。
- (7) 由 FLAC 滑動變形性分析結果可知，碼頭背填土壤部份深度液化之水平方向變形量為 88 公分與 1~2 號碼頭實測位移量 52-115 公分相當，背填土壤全液化之水平方向變形量為 112 公分與 3 號碼頭實測位移量 70-168 公分相當，因此 921 地震時 1~2 號碼頭背填土壤可能僅部份深度液化，而 3 號碼頭背填土壤可能接近全部液化。

第四章 板樁式碼頭遭膨脹性回填料之災害案例分析

本案例為某國際港內之海事工作船停泊碼頭之新建工程，在興建完工後不久，碼頭法線因向海側方向不均勻持續變位而宣告失敗，碼頭法線及錨樁變位監測記錄如表 4-1 所示，損害情況如圖 4-1~4-2 所示，因該案例還在仲裁中，所以本研究以該港所提供之設計基本資料、現況碼頭損害情況及相關工程材料，分別就結構之常態及地震力作用下結構之安全性評估作一初步之分析，評估流程如圖 4-3 所示。另外，由於該碼頭之背填料有部份採用爐石作為背填料，因爐石中的轉爐石具有膨脹性，而本案例的承包廠商極可能誤用了轉爐石來作為碼頭之背填料，所以本研究也針對該碼頭背填料對碼頭之影響作一探討。

表 4-1 碼頭法線及錨樁變位監測記錄表

| 測量日期 | 累計日數 | 20m 監測點 | | 30m 監測點 | | 40m 監測點 | | 130m 監測點 | | 230m 監測點 | |
|--------|------|---------|--------|---------|-------|---------|-------|----------|-------|----------|--------|
| | | 法線 | 錨樁 | 法線 | 錨樁 | 法線 | 錨樁 | 法線 | 錨樁 | 法線 | 錨樁 |
| 890623 | 0 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 890707 | 15 | 0.011 | 0.006 | 0.010 | 0.011 | 0.024 | 0.003 | 0.017 | 0.005 | 0.023 | 0.005 |
| 890804 | 43 | 0.023 | 0.006 | 0.031 | 0.016 | 0.024 | 0.010 | 0.029 | 0.007 | 0.030 | 0.006 |
| 891001 | 99 | 0.048 | | 0.065 | | 0.061 | | 0.033 | | 0.034 | |
| 891005 | 103 | 0.050 | | 0.067 | | | | 0.035 | | 0.042 | |
| 891017 | 116 | 0.083 | 0.013 | 0.098 | 0.022 | 0.076 | 0.017 | 0.063 | 0.020 | 0.073 | 0.009 |
| 900605 | 340 | 0.220 | -0.001 | 0.256 | 0.018 | 0.178 | 0.013 | 0.086 | 0.009 | 0.136 | -0.006 |

資料來源：港務局

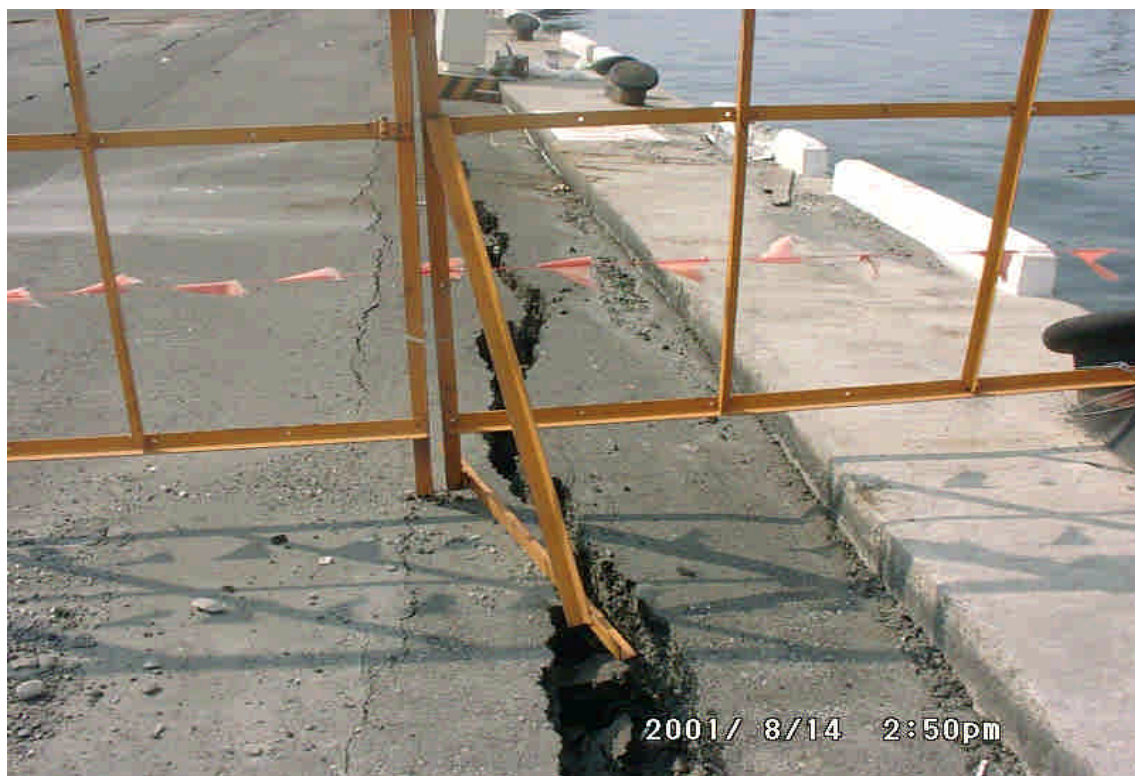


圖 4-1 碼頭岸肩損害情況



圖 4-2 碼頭法線變位側視圖

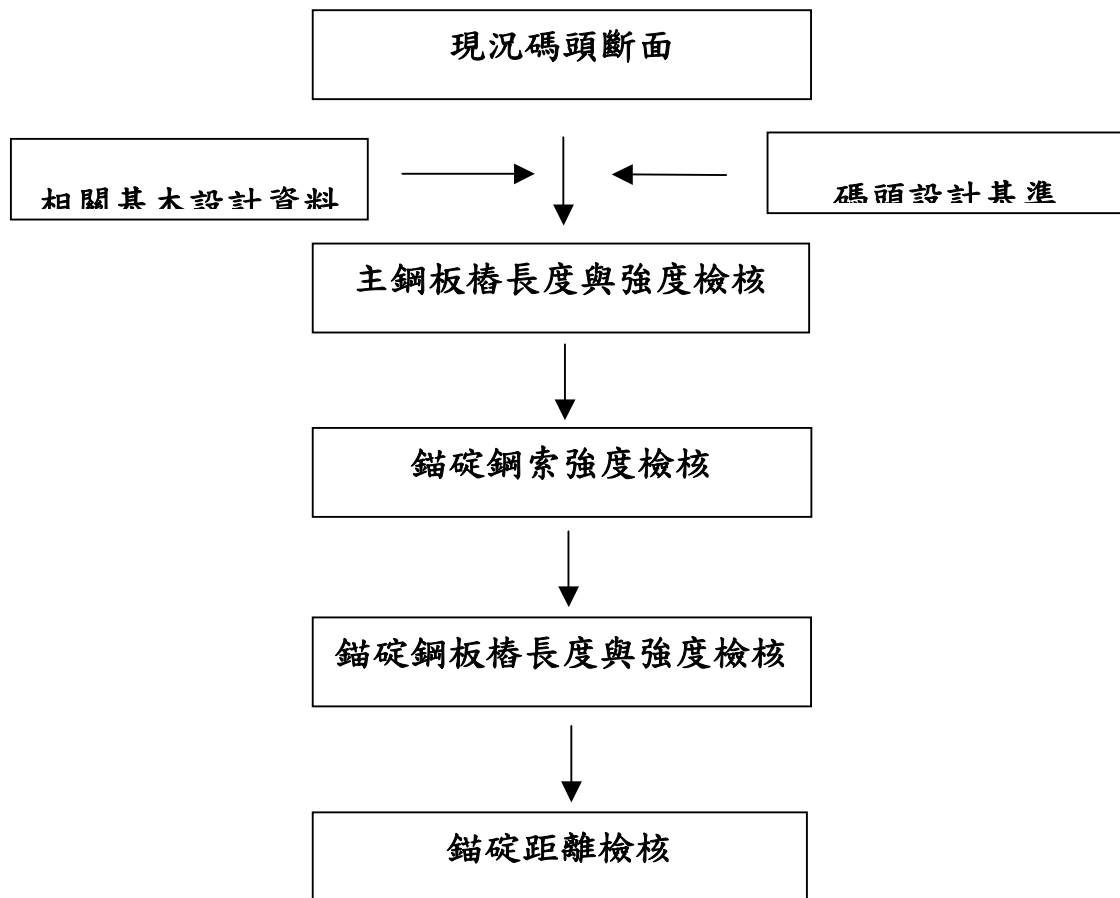


圖 4-3 碼頭結構安全性評估流程示意圖

4.1 板樁現況與分析條件

該碼頭設計之斷面圖(如圖 4-4 所示)、該碼頭之結構構材強度(如表 4-2 所示)及該碼頭設計之土層參數資料(如表 4-3 所示)合併處理成圖 4-5 所示的本研究結構物安全評估的資料。

由於該碼頭完工後隨即因冠牆過大的持續變位而宣告失敗，在這過程中，除 89 年 5 月 8 日有發生 4 級的有感地震(最大地表加速度 45gal)，並未遭受其它外力的影響(颱風、船舶撞擊力、船舶牽引力等)，所以本研究將分平時及地震力作用下，配合我國港灣構造物設計基準之規定來進行碼頭結構物之穩定性檢核。

表 4-2 板樁構材相關資料表

| | 斷面積 A | 斷面模數 Z | 彈性係數 E | 降伏強度 σ_y |
|------------------|--------------------|--------------------------|----------------------------|--------------------------|
| 主樁 A 型鋼板樁(AZ-26) | - | 2,600 cm ³ /m | 2100000 kg/cm ² | 3600 kg/cm ² |
| 錨碇樁 B 型鋼板樁(PU-8) | - | 830 cm ³ /m | 2100000 kg/cm ² | 3200 kg/cm ² |
| 錨碇拉桿 F130T | 691mm ² | - | 1950000 kg/cm ² | 18200 kg/cm ² |

表 4-3 設計土層參數

| 高程 | 厚度(M) | r_t (T/M ³) | C (T/M ²) | ϕ (deg.) |
|------------|-------|---------------------------|-----------------------|---------------|
| 2.3~1.07 | 1.23 | 1.900 | 0. | 30 |
| 1.07~-2 | 3.07 | 2 | 0. | 30 |
| -2~-5 | 3 | 2 | 0. | 27 |
| -5~-6.5 | 1.5 | 1.9 | 1.3 | 0 |
| -6.5~-7.5 | 1 | 2 | 0. | 29 |
| -7.5~-16.7 | 9.2 | 2 | 0. | 30 |

資料來源：港務局

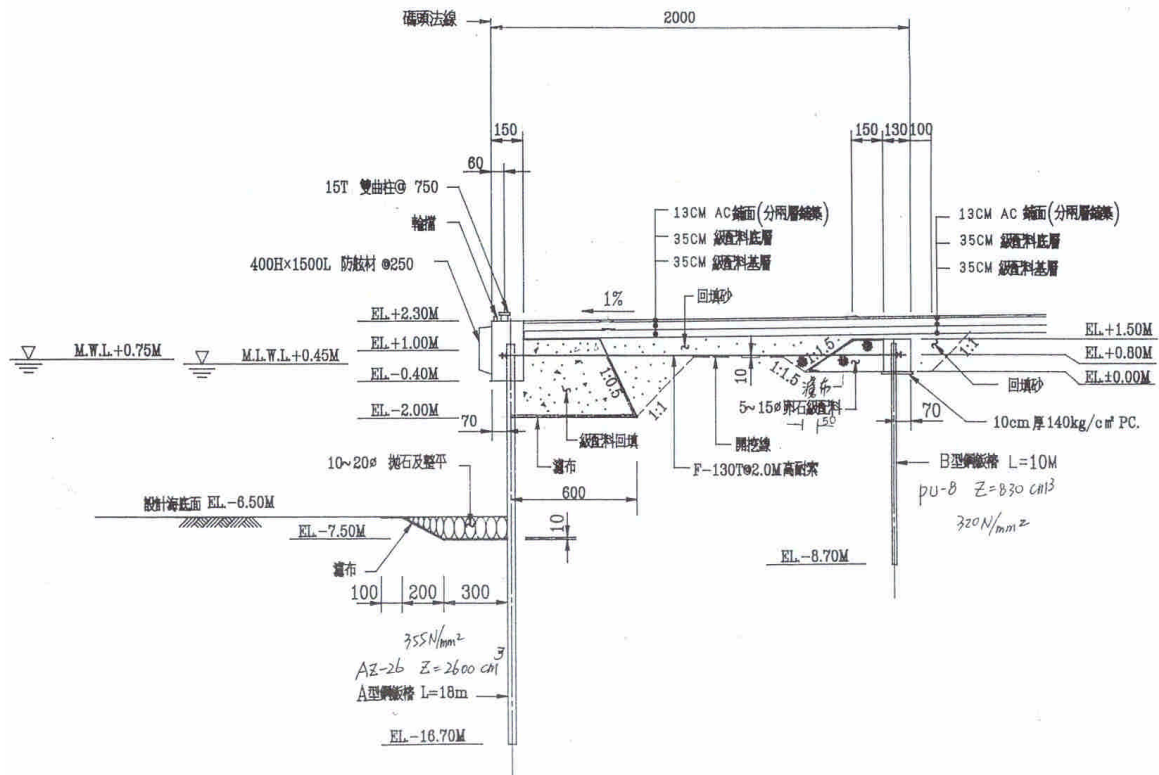


圖 4-4 碼頭設計斷面示意圖

資料來源：港務局

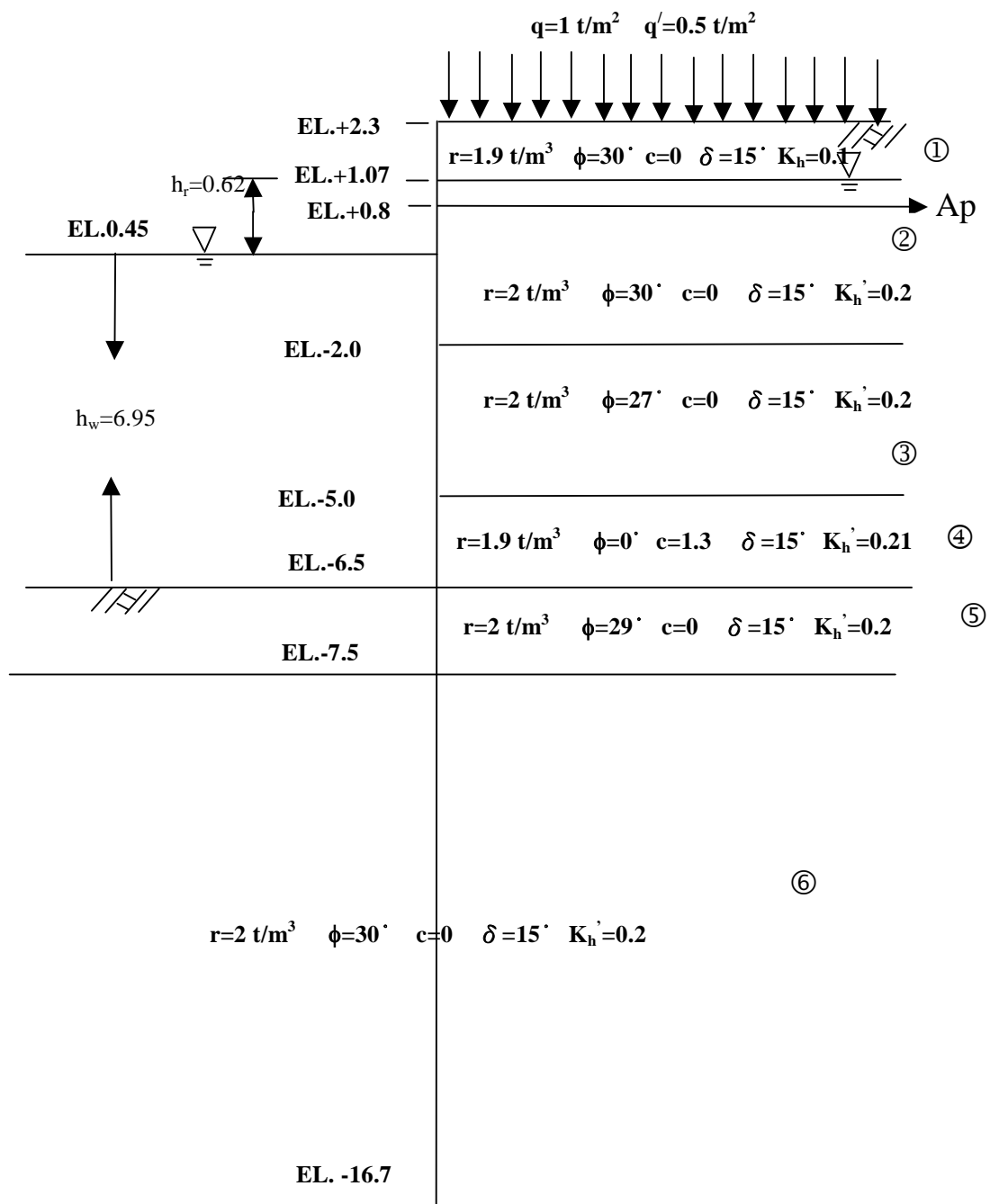


圖 4-5 碼頭各土層土壤參數示意圖

資料來源：本研究整理

4.2 常態穩定性檢核

本小節針對該板樁式碼頭常態作用下之安全性作一檢核，以圖 4-5 所示的各土層參數，配合部頒碼頭設計基準所規定的公式，計算得各土層常態下之主動土壓力係數（ka）及被動土壓力係數（kp），如表 4-4 所示。

表 4-4 各土層常態主動土壓力係數（ka）及被動土壓力係數（kp）

| 土層 | q 上載荷重 | r_i' 土壤有效 單位重 | ϕ_i 土壤內 摩擦角 | c_i 凝聚力 | δ_i 壁面摩 擦角 | H_i 土層厚度 | ka_i 主動土壓 係數 | kp_i 被動土壓 係數 |
|----|-----------|-----------------------|------------------------|--------------|-------------------------|---------------|----------------------|----------------------|
| 1 | 1 | 1.9 | 30° | 0 | 15° | 1.23 | 0.3038 | - |
| 2 | 1 | 1 | 30° | 0 | 15° | 3.07 | 0.3038 | - |
| 3 | 1 | 1 | 27° | 0 | 15° | 3 | 0.3383 | |
| 4 | 1 | 0.9 | 0° | 1.3 | 15° | 1.5 | 0 | |
| 5 | 1 | 1 | 29° | 0 | 15° | 1 | 0.3173 | 4.6364 |
| 6 | 1 | 1 | 30° | 0 | 15° | 9.2 | 0.3038 | 4.9226 |

1. 主鋼板樁檢核

(1) 入土長度檢核

依規範規定，板樁入土長度須滿足下式

$$S.F. \leq \frac{M_p}{M_a} \dots\dots\dots (4-1)$$

式中

S.F.：安全係數（常時 1.5，地震時 1.2）

M_p ：被動土壓力對拉桿裝設點之力矩

M_a ：主動土壓力與殘留水壓力對拉桿裝設點之力矩

本研究以 Excel 試算軟體評估板樁入土長度、錨碇力及板樁最大彎矩，如表 4-5、表 4-6、圖 4-6 及式 4-2 所驗證，板樁入土長度安全係數為 4.2，符合規範要求安全係數要大於 1.5 的要求。

表 4-5 各土層土壓力計算表

| 各層主動土壓值 (t/m) | | 各層被動土壓值 (t/m) | | 土層厚度 H_i (m) | 各層主動土壓力 $= \frac{P_{ai1} + P_{ai2}}{2} \times \text{土層厚度}$ | | 各層被動土壓力 $= \frac{P_{pi1} + P_{pi2}}{2} \times \text{土層厚度}$ | |
|------------------|--------|------------------|---------|-------------------|---|-----------|---|-------------|
| P_{a11} | 0.2934 | | | 1.23 | P_{a1} | 0.783 (t) | | |
| P_{a12} | 0.9792 | | | | | | | |
| P_{a21} | 0.9792 | | | 3.07 | P_{a2} | 4.389 (t) | | |
| P_{a22} | 1.8801 | | | | | | | |
| P_{a31} | 2.0935 | | | 3 | P_{a3} | 7.751 (t) | | |
| P_{a32} | 3.0737 | | | | | | | |
| P_{a41} | 6.807 | | | 1.5 | P_{a4} | 11.22 (t) | | |
| P_{a42} | 8.157 | | | | | | | |
| P_{a51} | 3.2964 | P_{p11} | 0 | 1 | P_{a5} | 3.45 (t) | P_{p1} | 2.2392 (t) |
| P_{a52} | 3.6028 | P_{p12} | 4.4784 | | | | | |
| P_{a61} | 3.45 | P_{p21} | 4.7549 | 9.2 | P_{a6} | 44.16 (t) | P_{p2} | 244.972 (t) |
| P_{a62} | 6.1497 | P_{p22} | 48.4999 | | | | | |

表 4-6 各土層對錨碇拉桿力矩計算表

| P_{ai} (t) ① | 與拉桿距離 (m) ② | $M_{ai} = ① \times ②$ (t-m) | P_{pi} (t) ③ | 與拉桿距離 (m) ④ | $M_{pi} = ③ \times ④$ (t-m) |
|-------------------|----------------|--------------------------------|----------------|----------------|--------------------------------|
| 0.783 | 0.774 | 0.606 | | | |
| 4.389 | 1.426 | 6.26 | | | |
| 7.751 | 4.394 | 34.06 | | | |
| 11.22 | 6.574 | 73.76 | | | |
| 3.45 | 7.806 | 26.93 | 2.24 | 7.964 | 17.84 |
| 44.16 | 13.331 | 588.7 | 244.97 | 14.160 | 3468.68 |

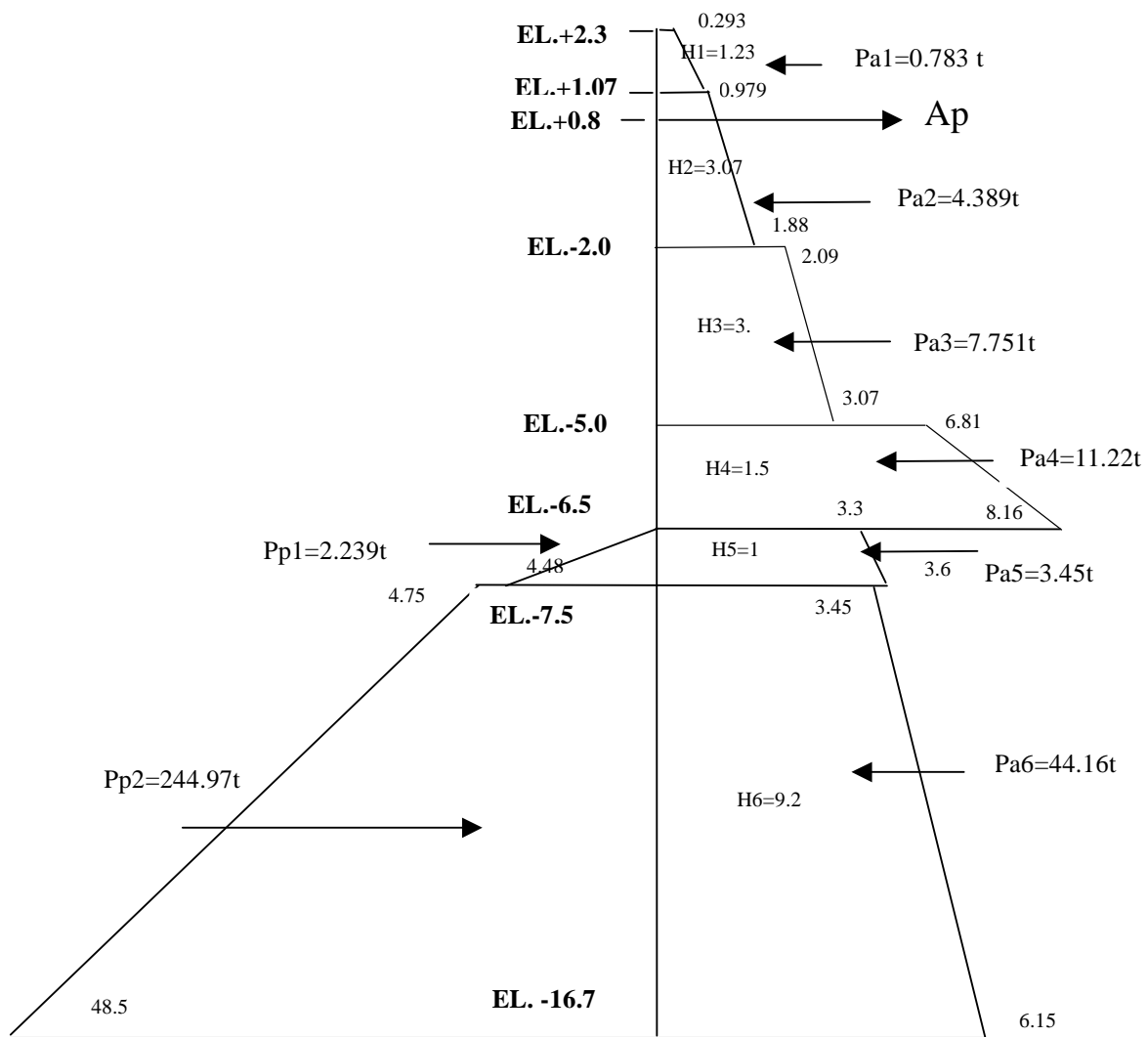


圖 4-6 板樁土壓示意圖

殘留水壓對拉桿之力矩 (Rwm)

$$\begin{aligned}
 Rwm &= 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r * 2/3 - 0.27) + h_r * r_w * (h_w + H5 + H6) \\
 &\quad * ((h_w + H5 + H6) / 2 + 0.35) \\
 &= 94.93 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

$$S.F. = \frac{M_{p1} + M_{p2}}{M_{a2} + M_{a3} + M_{a4} + M_{a5} + M_{a6} + Rwm - M_{a1}} = 4.2 \dots\dots\dots(4-2)$$

(2)主鋼板樁最大彎矩與錨碇力檢核

依規範規定作用於板樁之最大彎矩，係假設板樁以拉桿裝設位置及海底面為支承之簡支樑，而以海底面以上之土壓力及殘留水壓力為載重，如圖 2-7 所示，來計算錨碇力（ A_p ），進而求取主鋼板樁之最大彎矩。經由 Excel 試算軟體計算，板樁錨碇力為 10.84 噸，最大彎矩發生在距板樁頂點 5.65 公尺處的彎矩 21.89 噸-公尺。

主動土壓力對 A 鉸點之力矩(P_{am})

$$\begin{aligned} P_{am} &= P_{a1} * (((2 * P_{a11} + P_{a12}) / (P_{a11} + P_{a12})) * H1 / 3 + H2 + H3 + H4) + \\ &\quad P_{a2} * (((2 * P_{a21} + P_{a22}) / (P_{a21} + P_{a22})) * H2 / 3 + H3 + H4) + \\ &\quad P_{a3} * (((2 * P_{a31} + P_{a32}) / (P_{a31} + P_{a32})) * H3 / 3 + H4) + \\ &\quad P_{a4} * ((2 * P_{a41} + P_{a42}) / (P_{a41} + P_{a42})) * H4 / 3 \\ &= 62.78 \text{ t-m} \end{aligned}$$

殘留水壓對 A 鉸點之力矩（ R_{wm} ）

$$\begin{aligned} R_{wm} &= 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r / 3 + h_w) + 0.5 * r_w * h_r * h_w * h_w \\ &= 16.349 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$A_p = \frac{P_{am} + R_{wm}}{7.3} = 10.84 \quad t$$

$$A_p * \text{鋼索間距} = 10.84 * 2.0$$

$$\begin{aligned} &= 21.68t < 0.4 * f_y * \text{鋼索斷面積} * \cos 1^\circ = 0.4 * 18200 * 6.91 * \cos 1^\circ \\ &= 50297 \text{ kg} = 50.30 \text{ t} \quad (\text{O.K.}) \end{aligned}$$

經由程式運算得最大彎矩發生在距板樁頂點 5.65 公尺處。

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 21.89 \text{ 噸-公尺} < 0.4 * f_y * z = 0.4 * 3600 * 2600 \\ &= 37.44 \text{ 噸-公尺} \quad (\text{O.K.}) \end{aligned}$$



本研究依據張有麟單樁橫向承載力理論來檢核錨碇板樁之最大彎矩與入土長度。

其中

T：作用於樁頭之橫向力

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

k_h ：橫向地盤反力係數， $k_h=0.15N$

B：樁寬

EI：基樁之撓曲剛度

N：標準貫入試験値

4-10

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} = 0.322 \frac{10.84 \times 1000}{0.00463} = 753883 = 7.54 \quad t-m$$

$$0.4 * f_y * Z = 0.4 * 3200 * 830 = 1062400 = 10.62t-m > 7.54t-m \quad (O.K.)$$

入土錨碇鋼板樁長 $L_m = \pi/\beta$ ，由圖 2-4 所示錨碇鋼板樁長 9.7 公尺，依下式檢核結果顯示長度足夠。

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 678.53 = 6.78m < 9.7m \quad (O.K.)$$

(4)錨碇距離（D）檢核

藉由圖 4-4 及圖 4-5 可得各土層之 ϕ 值，由碼頭設計基準¹可查得各土層的主動與被動破壞角如表 4-7 所示。則錨碇最短距離長度如下式計算得 9.78 公尺，現況錨碇距離 20 公尺足夠。

表 4-7 各土層主動與被動破壞角

| 土層 | ϕ | ξ_{ai} | ξ_{pi} |
|----|--------|------------|------------|
| 2 | 30° | 56.9° | 20.7° |
| 3 | 27° | 54.8° | 21.8° |

$$D = H_3 * \cot \zeta_{a3} + H_2 * \cot \zeta_{a2} + (L_m/3) * \cot \zeta_{p2}$$

$$= 9.78 \text{ m} < 20 \text{ m} \quad (O.K.)$$

4.3 地震穩定性檢核

本小節針對該板樁式碼頭地震力作用下之安全性作一檢核，以圖 4-5 所示的各土層參數，配合部頒碼頭設計基準所規定的公式，計算得各土層地震力作用下之動主動土壓力係數（ ka' ）及動被動土壓力係數（ kp' ），如表 4-8 所示。

表 4-8 各土層動主動土壓力係數（ka'）及動被動土壓力係數（kp'）

| 土層 | q 上載 荷重 | r _i 土壤有效 單位重 | φ _i 土壤內 摩擦角 | c _i 凝聚力 | δ _i 壁面摩 擦角 | H _i 土層厚度 | K _i 地震 震度 | ka _i 動主動土壓 係數 | kp _i 動被動土 壓係數 |
|----|---------------|-------------------------------|------------------------------|-----------------------|-----------------------------|------------------------|----------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| 1 | 0.5 | 1.9 | 30° | 0 | 15° | 1.23 | 0.1 | 0.3706 | - |
| 2 | 0.5 | 1 | 30° | 0 | 15° | 3.07 | 0.2 | 0.4553 | - |
| 3 | 0.5 | 1 | 27° | 0 | 15° | 3 | 0.2 | 0.5033 | |
| 4 | 0.5 | 0.9 | 0° | 1.3 | 15° | 1.5 | 0.211 | 0 | |
| 5 | 0.5 | 1 | 29° | 0 | 15° | 1 | 0.2 | 0.4738 | 3.8193 |
| 6 | 0.5 | 1 | 30° | 0 | 15° | 9.2 | 0.2 | 0.4553 | 4.0799 |

1. 主鋼板樁檢核

(1) 入土長度檢核

本研究以 Excel 試算軟體評估板樁入土長度、錨碇力及板樁最大彎矩，如表 4-9、表 4-10、圖 4-8 及式 4-4 所驗證，板樁入土長度安全係數為 2.5，符合規範要求在地震力作用下安全係數要大於 1.2 的要求。

表 4-9 地震力作用下各土層土壓力計算表

| 各層主動土壓值 (t/m) | | 各層被動土壓值 (t/m) | | 土層厚度 H _i (m) | 各層主動土壓力 $= \frac{p_{ai1} + p_{ai2}}{2} \times \text{土層厚度}$ | | 各層被動土壓力 $= \frac{p_{pi1} + p_{pi2}}{2} \times \text{土層厚度}$ | |
|------------------|--------|------------------|--------|----------------------------|---|------------|---|-------------|
| P _{a11} | 0.179 | | | 1.23 | P _{a1} | 0.735 (t) | | |
| P _{a12} | 1.016 | | | | | | | |
| P _{a21} | 1.248 | | | 3.07 | P _{a2} | 5.903 (t) | | |
| P _{a22} | 2.598 | | | | | | | |
| P _{a31} | 2.872 | | | 3 | P _{a3} | 10.802 (t) | | |
| P _{a32} | 4.330 | | | | | | | |
| P _{a41} | 8.721 | | | 1.5 | P _{a4} | 14.637 (t) | | |
| P _{a42} | 10.794 | | | | | | | |
| P _{a51} | 4.695 | P _{p11} | 0 | 1 | P _{a5} | 4.924 (t) | P _{p1} | 1.845 (t) |
| P _{a52} | 5.153 | P _{p12} | 3.689 | | | | | |
| P _{a61} | 4.951 | P _{p21} | 3.941 | 9.2 | P _{a6} | 64.158 (t) | P _{p2} | 203.034 (t) |
| P _{a62} | 8.997 | P _{p22} | 40.197 | | | | | |

表 4-10 地震力作用下各土層對錨碇拉桿力矩計算表

| P_{ai} (t) ① | 與拉桿距離 (m) ② | $M_{ai}=① \times ②$ (t-m) | P_{pi} (t) ③ | 與拉桿距離 (m) ④ | $M_{pi}=③ \times ④$ (t-m) |
|-------------------|----------------|------------------------------|----------------|----------------|------------------------------|
| 0.735 | 0.742 | 0.545 | | | |
| 5.903 | 1.445 | 8.527 | | | |
| 10.802 | 4.401 | 47.542 | | | |
| 14.637 | 6.576 | 96.258 | | | |
| 4.924 | 7.808 | 38.444 | 1.845 | 7.965 | 14.695 |
| 64.158 | 13.345 | 856.171 | 203.034 | 14.160 | 2874.862 |

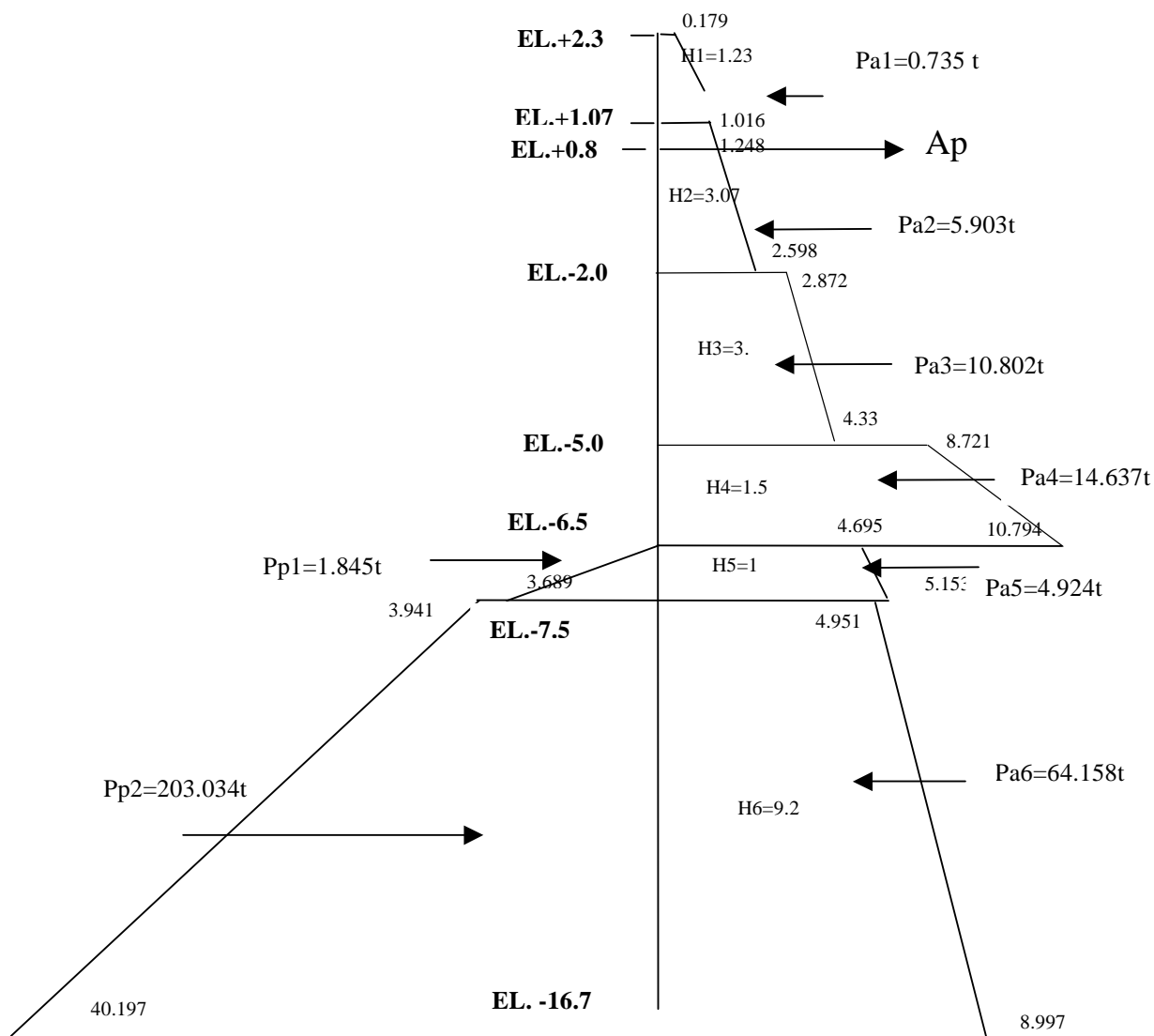


圖 4-8 地震力作用下板樁土壓示意圖

殘留水壓對拉桿之力矩 (Rwm)

$$\begin{aligned} Rwm &= 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r * 2/3 - 0.27) + h_r * r_w * (h_w + H5 + H6) \\ &\quad * ((h_w + H5 + H6) / 2 + 0.35) \\ &= 94.93 \text{ t-m} \end{aligned}$$

地震時之動水壓力計算式為

$$Pdw = 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2$$

動水壓對拉桿之力矩 (Dwm)

$$\begin{aligned} Dwm &= 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2 * (3/5 * h_w + 0.35) \\ &= 7/12 * 0.1 * 1 * 6.95 * 6.95 * (3/5 * 6.95 + 0.35) \\ &= 12.736 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$S.F. = \frac{M_{p1} + M_{p2}}{M_{a2} + M_{a3} + M_{a4} + M_{a5} + M_{a6} + Rwm + Dwm - M_{a1}} = 2.5 \dots\dots\dots(4-4)$$

(2)主鋼板樁最大彎矩與錨碇力檢核

依規範規定作用於板樁之最大彎矩，係假設板樁以拉桿裝設位置及海底面為支承之簡支樑，而以海底面以上之土壓力、殘留水壓力及動水壓力為載重，如圖 4-9 所示，來計算錨碇力 (Ap)，進而求取主鋼板樁之最大彎矩。經由 Excel 試算軟體計算，板樁錨碇力為 10.84 噸，最大彎矩發生在距板樁頂點 5.65 公尺處的彎矩 21.89 噸-公尺。

主動土壓力對 A 鉸點之力矩(Pam)

$$\begin{aligned} Pam &= P_{a1} * (((2 * P_{a11} + P_{a12}) / (P_{a11} + P_{a12})) * H1/3 + H2 + H3 + H4) + \\ &\quad P_{a2} * (((2 * P_{a21} + P_{a22}) / (P_{a21} + P_{a22})) * H2/3 + H3 + H4) + \\ &\quad P_{a3} * (((2 * P_{a31} + P_{a32}) / (P_{a31} + P_{a32})) * H3/3 + H4) + \\ &\quad P_{a4} * ((2 * P_{a41} + P_{a42}) / (P_{a41} + P_{a42})) * H4/3 \\ &= 82.372 \text{ t-m} \end{aligned}$$

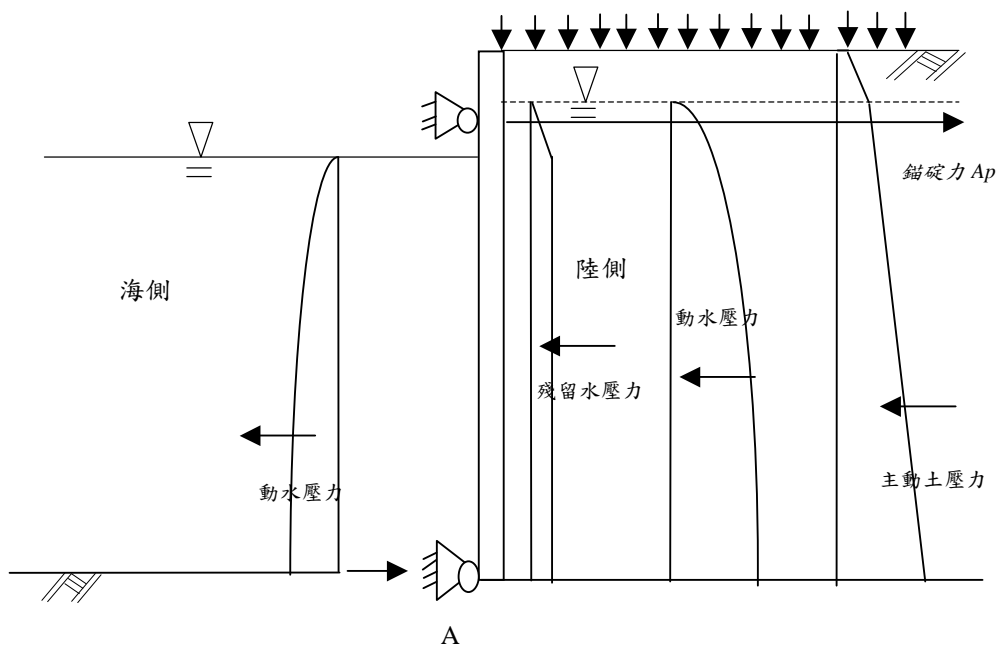


圖 4-9 地震力作用下板樁最大彎矩計算示意圖

殘留水壓對 A 鉸點之力矩 (Rwm)

$$Rwm = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r / 3 + h_w) + 0.5 * r_w * h_r * h_w * h_w$$

$$= 16.349 \text{ t-m}$$

動水壓對 A 鉸點之力矩 (Dwm)

$$Dwm = 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2 * (2/5 * h_w)$$

$$= 7/12 * 0.1 * 1 * 6.95 * 6.95 * (2/5 * 6.95)$$

$$= 7.833 \text{ t-m}$$

$$Ap = \frac{Pam + Rwm + Dwm}{7.3} = 14.597 \quad t$$

$$Ap * \text{鋼索間距} = 14.597 * 2.0$$

$$= 29.194 \text{ t} < 0.6 * fy * \text{鋼索斷面積} * \cos 1^\circ = 0.6 * 18200 * 6.91 * \cos 1^\circ$$

$$= 75446 \text{ kg} = 75.45 \text{ t} \quad (\text{O.K.})$$

經由程式運算得最大彎矩發生在距板樁頂點 5.67 公尺處。

$$M_{\max}=31.67 \text{ 噸-公尺} < 0.6 \cdot f_y \cdot z = 0.6 \cdot 3600 \cdot 2600$$

$$=56.16 \text{ 噸-公尺} \quad (\text{O.K.})$$

(3) 錨碇板樁最大彎矩與入土長度檢核

由於錨碇樁附近土層之平均標準貫入試驗值(N)為 3，所以 $k_h=0.15N=0.45$ ，又 B 以 100 公分代入， $E=2100000$ ， $I=11610$ ，代入計算得 $\beta=0.00463$

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} = 0.322 \frac{14.597 \times 1000}{0.00463} = 1015169 = 10.15 \quad t-m$$

$$0.6 \cdot f_y \cdot Z = 0.6 \cdot 3200 \cdot 830 = 1593600 = 15.94 t-m > 10.15 t-m \quad (\text{O.K.})$$

入土錨碇鋼板樁長 $L_m = \pi/\beta$ ，由圖 4-4 所示錨碇鋼板樁長 9.7 公尺，依下式檢核結果顯示長度足夠。

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 678.53 = 6.79m < 9.7m \quad (\text{O.K.})$$

(4) 錨碇距離 (D) 檢核

藉由圖 4-4 及圖 4-5 可得各土層之 ϕ 值，由碼頭設計基準可查得各土層地震力作用下的主動與被動破壞角如表 2-11 所示。則錨碇最短距離長度如下式計算得 13.1 公尺，現況錨碇距離 20 公尺足夠。

表 4-11 地震力作用下各土層主動與被動破壞角

| 土層 | ϕ | K_h | ξ_{ai} | ξ_{pi} |
|----|--------|-------|------------|------------|
| 2 | 30° | 0.2 | 45.3° | 18.5° |
| 3 | 27° | 0.2 | 42.2° | 19° |

$$D = H_3 \cdot \cot \zeta_{a3} + H_2 \cdot \cot \zeta_{a2} + (L_m/3) \cdot \cot \zeta_{p2}$$

$$=13.1 \text{ m} < 20 \text{ m} \quad (\text{O.K.})$$

4.4 回填料探討

依據該局工程人員指出，在碼頭背填料部分，承包廠商部分背填料採用爐石代替；所謂爐石是煉鋼過程中之副產品，一般稱為爐渣，而爐石又依其生產流程的不同，又分高爐石、轉爐石及電弧爐石等，其中高爐石粒徑大、抗壓性高、透水性大，作為道路鋪面、填方材料十分普遍；但轉爐石因具有膨脹性，一般僅使用於臨時回填設施，而不建議作為混凝土添加物、鋪面及回填材料。而此次災損碼頭之背填爐石是何種爐石，雖無法得知其種類，但由該局委託高雄市土木技師公會進行之鑑定報告指出，在災損發生後曾進行碼頭後線場地高程變化測量，檢測結果發現，碼頭後線場地高程在爐石回填量較厚的部分有較大的隆起量，另外，由於碼頭法線持續向海側移動，按理碼頭後線應下陷而非隆起，因此可證明回填的爐石極可能是具有膨脹性的轉爐石。

本研究另以錨碇鋼索之降伏變位量來探討回填料之容許最大膨脹係數，茲探討如下：

由於該碼頭之損害由前面之小節探討可以確定非地震所引起，所以此部分之錨碇鋼索之降伏變位量以碼頭常態之受力機制來探討，由 4.2 小節之分析得常態下錨碇鋼索受力 $21.68/\cos 1^\circ = 21.68\text{t}$ ，錨碇鋼索降伏拉力為 $18200 \times 6.91 = 125762 = 125.76\text{t}$ ，則錨碇鋼索所能承受的額外力量為 $125.76 - 21.68 = 104.08\text{t}$ ，若以鋼索設計長度 18.6 公尺長計算，換算得錨碇鋼索降伏變位量為 $104080\text{kg} \times 1860\text{cm} / \text{鋼索斷面積} / \text{鋼索彈性係數} = 14.37$ 公分，由表 4-1 之碼頭及錨樁法線變位量監測得知，20、30 及 40 公尺之錨碇鋼索變位量已達降伏。由圖 4-4 碼頭設計斷面圖判斷，若回填爐石回填全線 20 公尺，實際影響錨碇鋼索受力的回填距離為 18.6 公尺，則爐石膨脹係數不得大於 $14.37/1860 = 0.0077 = 0.77\%$ 。若回填爐石回填 6 公尺，則爐石膨脹係數不得大於 $14.37/600 = 0.024 = 2.4\%$ 。由該局民國 94 年委託宇泰工程顧問有限公司之安全檢測

及評估報告得知，報告中指出，該公司於損壞碼頭後線所挖取之 6 組(採樣里程 40m、100m、160m、220m、250m、310m)爐石回填料作殘餘膨脹率試驗，試驗結果顯示，第 6 組試體(採樣里程 310m)膨脹率趨於 0 外(推測該土樣可能不含爐石或含量極少)，其餘 5 組試體試驗結果均有膨脹情形，各試體於 $80\pm 3^{\circ}\text{C}$ 之水中連續浸置 96 小時後之膨脹率為 0.72%~1.65% 不等，且由膨脹曲線分析，各曲線均呈現穩定向上趨勢，並未趨於平緩，顯示試體還未達其最終膨脹率，也就是說實際爐石回填料之殘餘膨脹率極可能大於試驗值。

4.5 小結

經由前面各節的探討結果顯示，碼頭結構本體無論是常態及地震力作用下，結構安全評估均符合基準的要求，顯示設計上並無問題；災損最有可能的原因是承包廠商誤用含有轉爐石成份的爐石，因為由宇泰公司的報告顯示，碼頭後線回填料於災損發生後 6 年所取出之試體，其殘餘膨脹率還高達 0.72%~1.65%，且還未達其最終膨脹率，顯示其回填爐石是具有高膨脹率之轉爐石，而由相關之轉爐石研究報告顯示(王金鐘，李德河)，轉爐石之膨脹率依其成份的不同，其膨脹率介於 4.3%~9.06%，均高於本研究分析之錨碇鋼索所能忍受之最大膨脹率 2.4%，由此判定，本災損案例之破壞原因極可能是承包廠商誤用了轉爐石為回填料所致。

第五章 非標準型板樁式碼頭之穩定性及變位量分析

本章所謂非標準型板樁式碼頭主要是針對碼頭因老舊改建、施工因素或因後線裝卸設施需打設基樁，造成碼頭的後線背填土斷面與基準所示的標準型錨碇鋼板樁碼頭斷面不同，故無法依基準所規定的方法來做穩定性檢核，本研究特闢此專章來探討非標準型板樁式碼頭其結構、土壤與水之互制行為，並進一步以既有之碼頭來做案例探討。

5.1 非標準型板樁式碼頭斷面類型

一般來說，非標準型板樁式碼頭之分類可依其造成之原因來加以歸類，本研究將其概分為三類，包括改建型、施工型及後線裝卸設施型，茲分別說明如下：

1. 改建型

本類型碼頭之造成原因主要是因原來之碼頭建造年代久遠，碼頭功能或結構安全無法符合未來之要求，在考量經濟因素及不損及新建碼頭結構安全之條件下，往往設計上會將原結構留下而未予拆除，或拆除部份結構，新結構則直接平行於該老舊碼頭之法線方向向海側打設鋼板樁，如圖 5-1、5-2 所示。

2. 施工型

本類型碼頭之造成原因主要是因為碼頭興建時，因施工因素，需以輔助設施來增加施工的精確性或方便性，導致碼頭之背填土斷面與基準規範之斷面不同所致，如圖 5-3 所示，由該斷面顯示，施工時為支撐拉桿及固定其水平與垂直位置，故增設數根的桂竹來給予支撐與固定。

3.後線裝卸設施型

本類型碼頭之造成原因主要是因為碼頭後線因裝卸設施之穩定性需要，如貨櫃碼頭因門式起重機的裝設，為使其軌道不會產生不均勻的沉陷而影響裝卸機具的運轉，故需在碼頭面打設基樁來支撐軌道，如圖 5-4、5-5 所示。

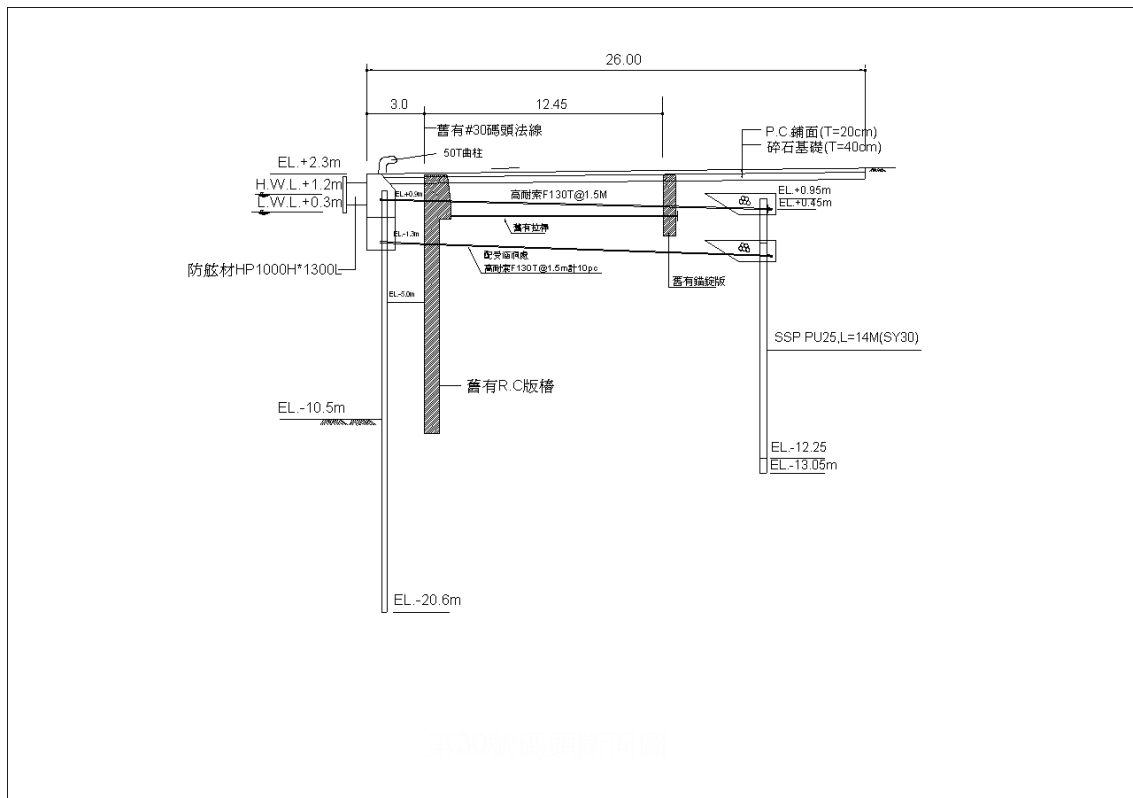


圖 5-1 舊有結構未拆除之板樁式碼頭斷面

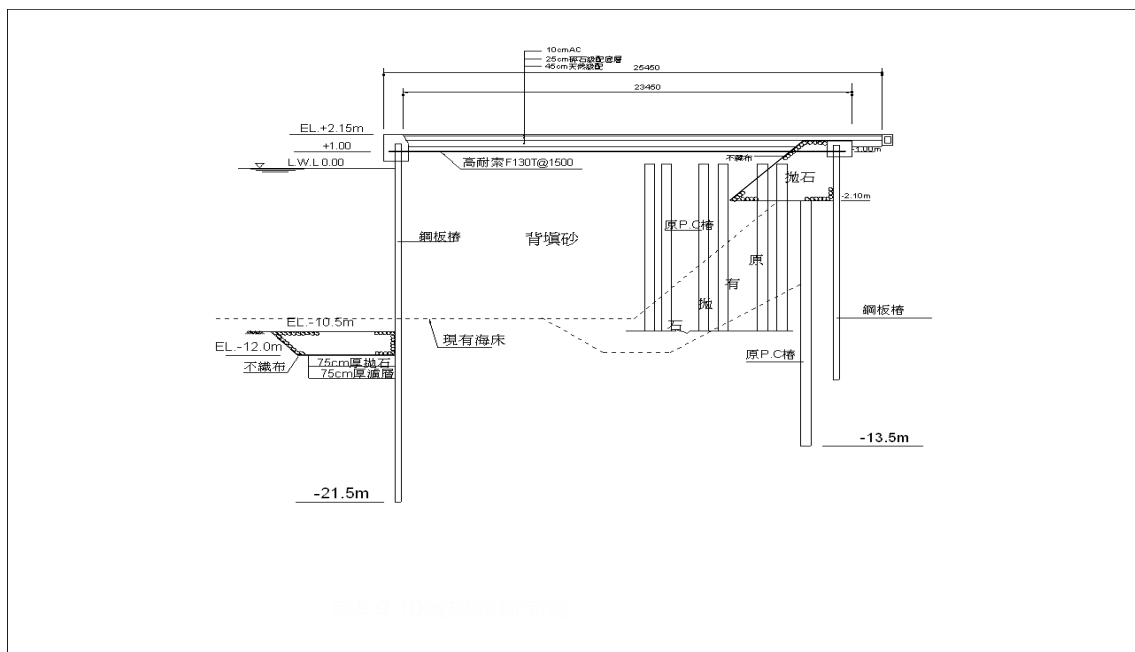


圖 5-2 舊有結構部份拆除之板樁式碼頭斷面

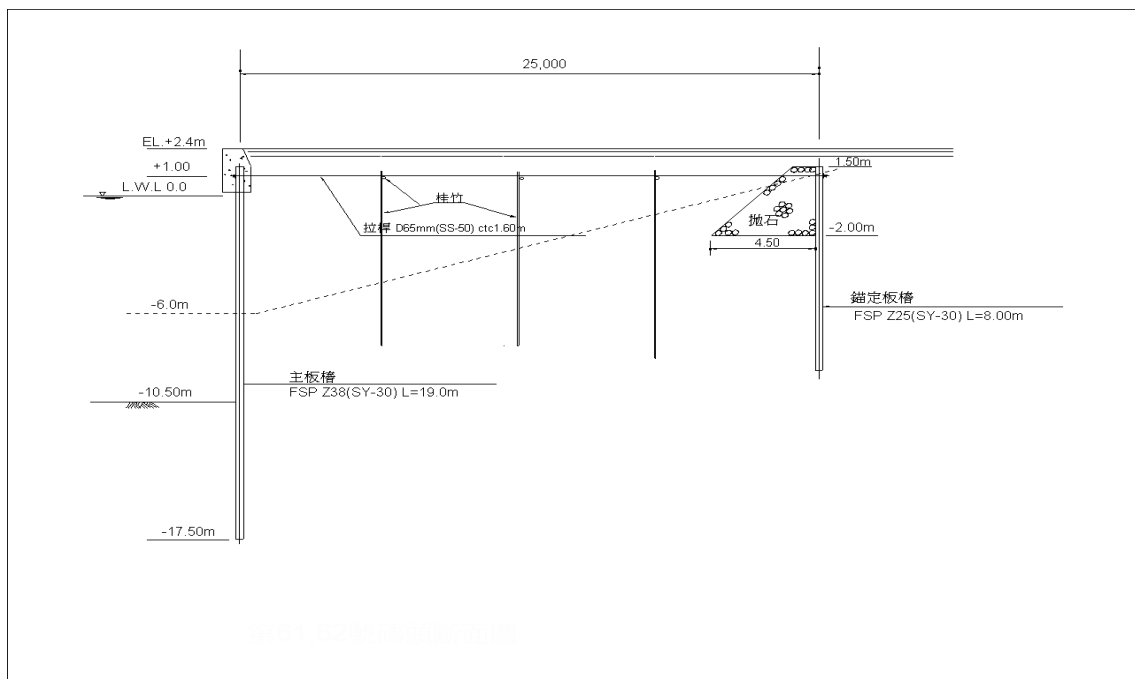
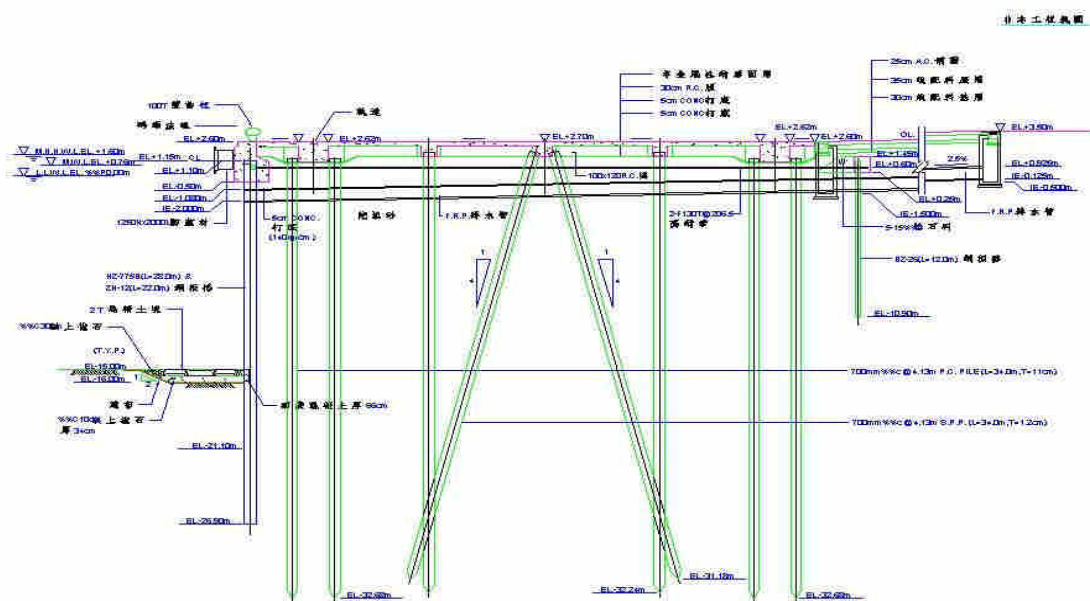
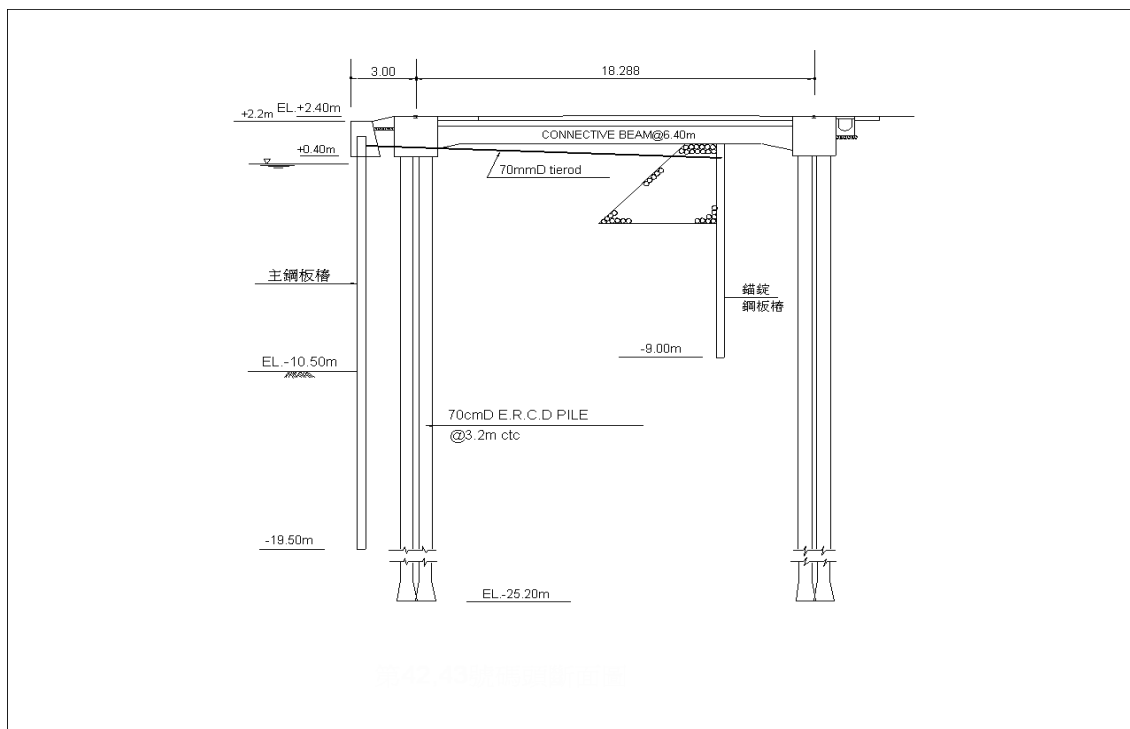


圖 5-3 施工因素造成之非標準型板樁式碼頭斷面



5.2 非標準型板樁式碼頭受力機制探討

由前面小節之說明可以瞭解非標準型板樁式碼頭之造成原因及其碼頭斷面，由於非標準型板樁式碼頭其板樁背填土部份因有殘留之舊有結構或打設之基樁，會影響背填土壓之力學行為，故必需從背填土壓之力學行為給予探討才能進一步檢核該型碼頭之耐震能力。

本研究以修正之 Mononobe-Okabe(Matsuzawa et al., 1985^[8])之土壓理論來做探討，該理論之主動與被動土壓示意圖如圖 5-6 所示，其中 P_{ae} 為背填土之動態主動土壓力， P_{pe} 為海側土壤之動態被動土壓力， α_{ae} 為背填土壤之主動破壞角， α_{pe} 為海側土壤之被動破壞角， δ 為土壤與板樁之摩擦角， P_{dw} 為海側之動水壓力， T 為錨碇拉力， k_h 為水平震度， k_v 為垂直震度， γ_w 為動水壓力， ψ 為地震合成角，相關參數之計算公式請參閱第三章的說明，本小節不再贅述。由圖 5-6 之主動破壞面我們可以瞭解，位於背填土之結構物若穿越主動破壞面，如圖 5-7 所示，且其根入深度 (L) 能達到規範^[2]規定的足夠長度 (以樁而言，有效長度需達 $L_m = \pi/\beta$ ，相關參數計算請參閱前面章節之說明) 才能穩定支撐不為土壓所撼動，則該結構物會阻礙部份主動土壓之滑動，此部份之主動土壓應為該樁之直徑乘上主動破壞面以上之樁長，故在檢核此種板樁式碼頭結構物之穩定性時，可將其抵減主動土壓力的效應考慮進來，至於水壓的部份，因水為流體狀態，較不受樁的阻礙影響，故水壓部份不予折減。

經由上面的說明後，我們可以開始來探討上述三類型非標準型錨碇鋼板樁碼頭之穩定性；首先是改建型的非標準型板樁碼頭，由於碼頭之所以會改建，一般都是因為碼頭老舊或水深無法滿足現況船舶靠泊之需求，才會予以改建，故其結構特性往往規模較小，入土深度比新建結構淺，故舊有之構造物往往通過主動破壞面之根入深度會不足，而不須考慮其對主動土壓力之影響。以圖 5-1 的碼頭斷面為例，其主動破壞面可能如圖 5-8 所示，如果破壞面為 A 剖面，因舊有結構

物並未穿過破壞面，故不會影響主動土壓力，如果破壞面為 B 剖面，因舊有的錨碇板穿越破壞面，須檢討其根入深度是否足夠，若不足則不予考慮其影響，相對的若根入深度足夠，則須考慮該結構所造成的主動土壓折減，不過我們可從圖中 B 剖面瞭解，其影響的主動土壓應非常有限（因剖面以上之樁長非常的短），同理圖 5-2 之舊有構造物有可能未通過主動破壞面或因為通過破壞面的結構斷面不多，而可忽略其影響性。接著我們來探討施工型的非標準型板樁碼頭，其可能之破壞面如圖 5-9 所示，儘管其通過主動破壞面之輔助結構物根入深度足夠，但該輔助結構因材料強度不足（大部分為桂竹）或因斷面小，其所能影響的主動土壓力很小，故可忽略其影響性。最後我們來探討後線因裝卸設施所造成的非標準型板樁式碼頭，其可能之破壞面如圖 5-10 所示，由於該類型的樁基礎其通過破壞面的根入深度很長，應可滿足基準所規定的根入深度（耐震評估時還是須按基準規定給予檢核），且其斷面有一定的尺寸（一般直徑達 70 公分以上），材料強度也足以抵抗側向土壓力，故此類型的非標準型碼頭可考慮後線樁基礎所導致的主動土壓力折減。

綜上所述，本研究所探討之非標準型板樁碼頭，因改建型的舊有結構物往往根入深度不足而施工型之板樁碼頭其後線輔助結構物所影響的主動土壓力很小可忽略，故此二類型之非標準型碼頭一般可以不考慮其對主動土壓力之影響，設計或分析時可以依基準之標準型板樁式碼頭來給予設計或分析。至於，後線因裝卸設施所造成的非標準型板樁式碼頭，因後線打設之基樁一般根入深度都很深且斷面也很大，故會影響主動土壓力的大小，故須依修正之 Mononobe-Okabe 之土壓理論來給予探討分析。

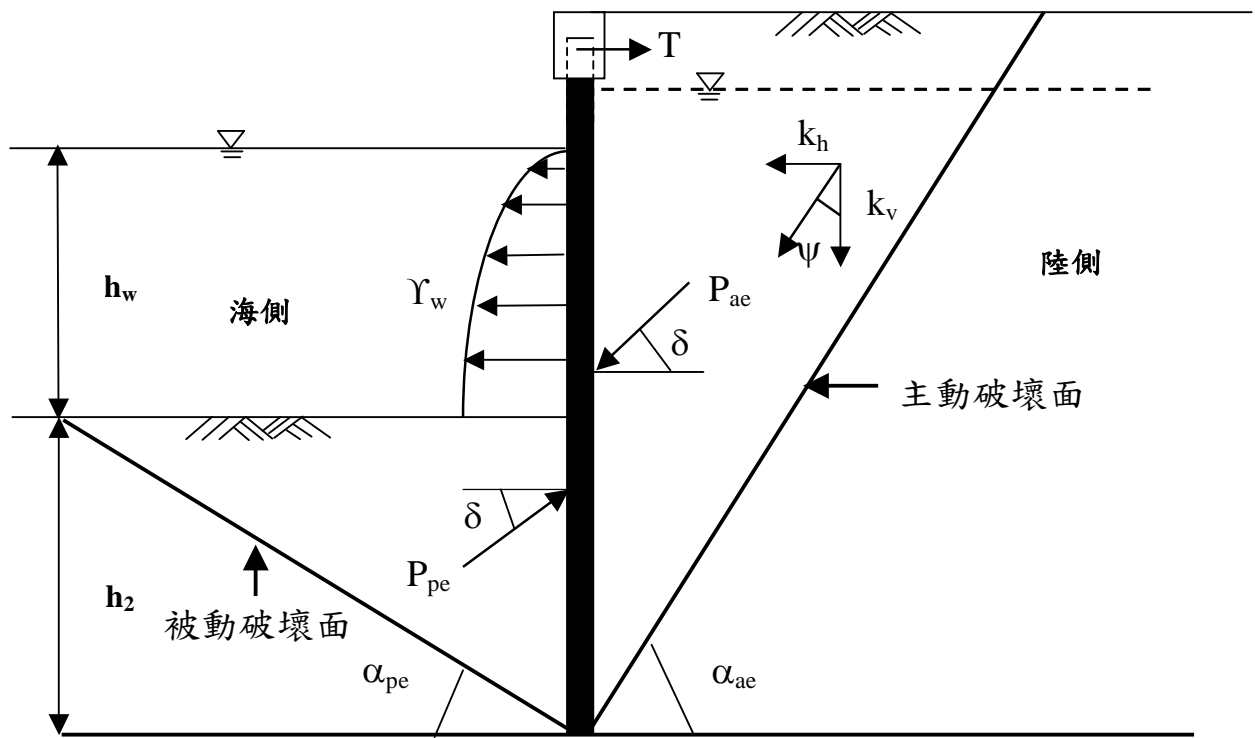


圖 5-6 板樁式碼頭 Mononobe-Okabe 之土壓理論示意圖

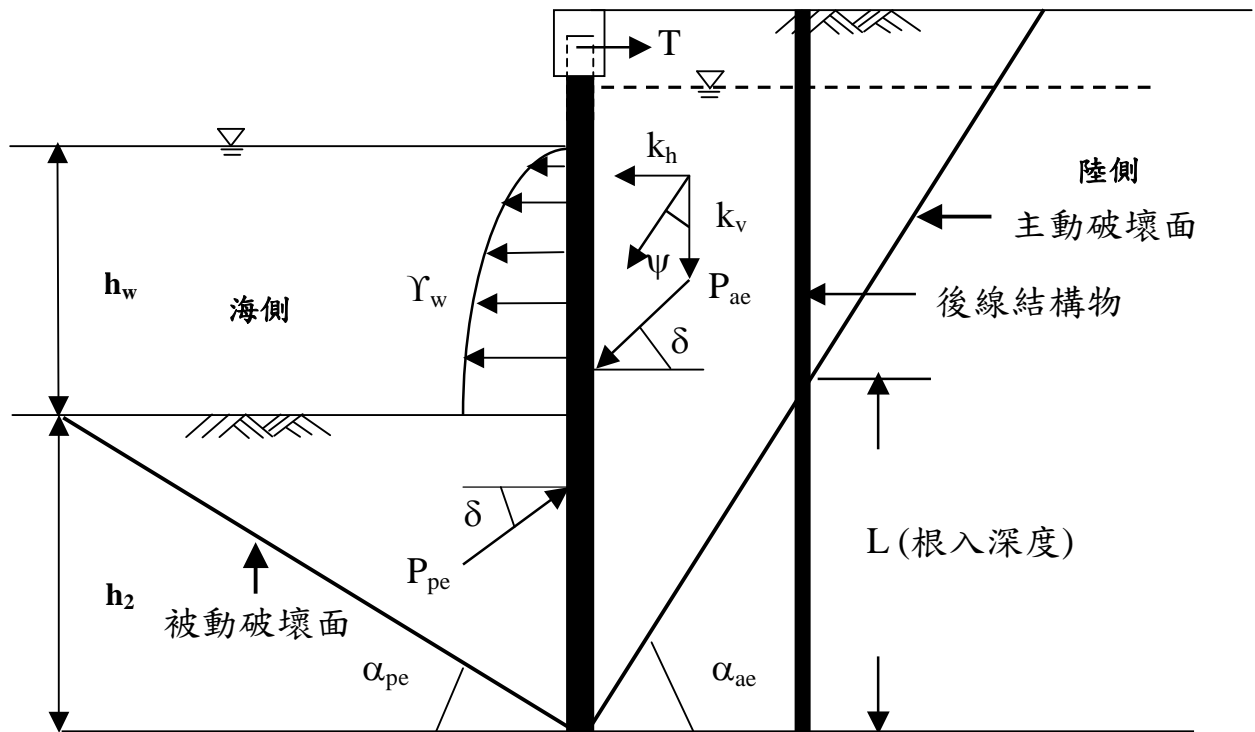


圖 5-7 板樁式碼頭後線結構物穿越主動破壞面示意圖

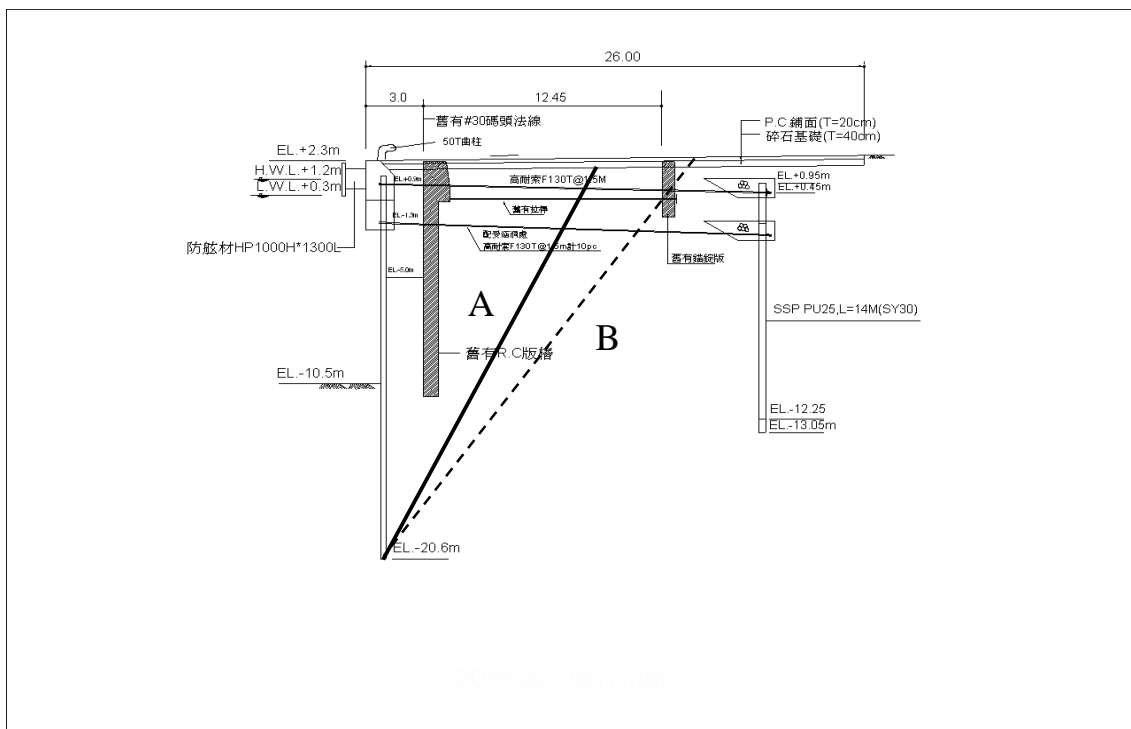


圖 5-8 改建型板樁式碼頭主動破壞面示意圖

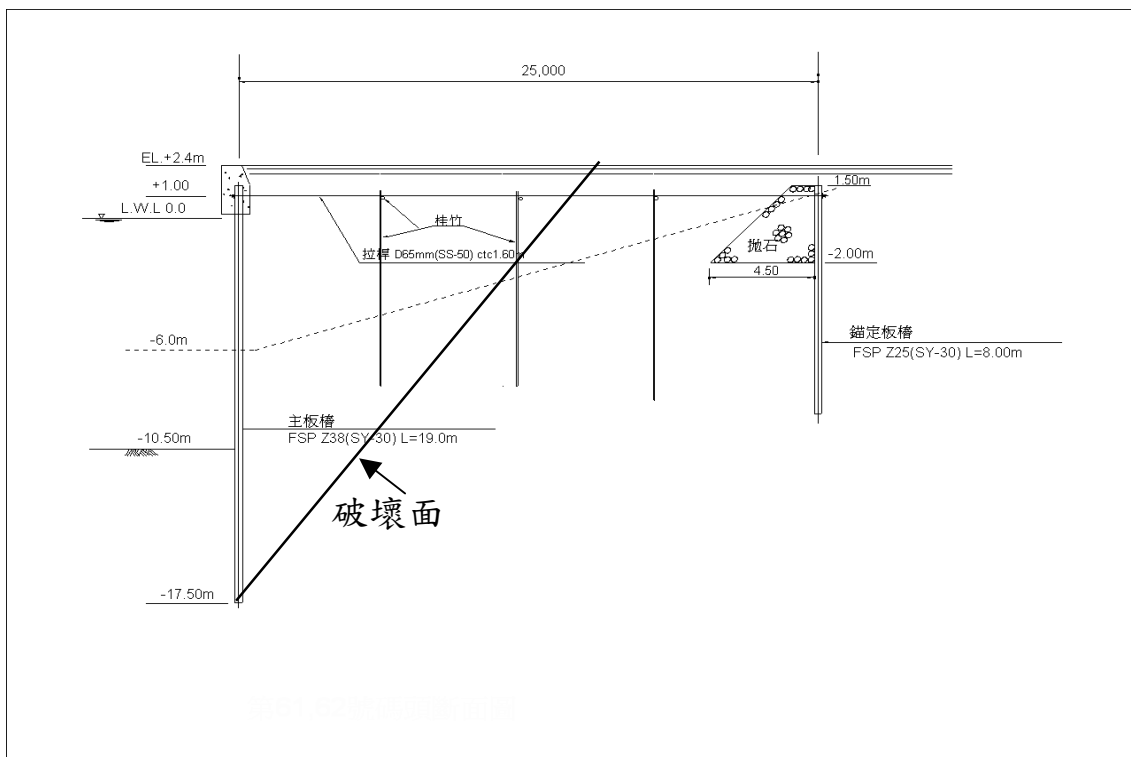


圖 5-9 施工型板樁式碼頭主動破壞面示意圖

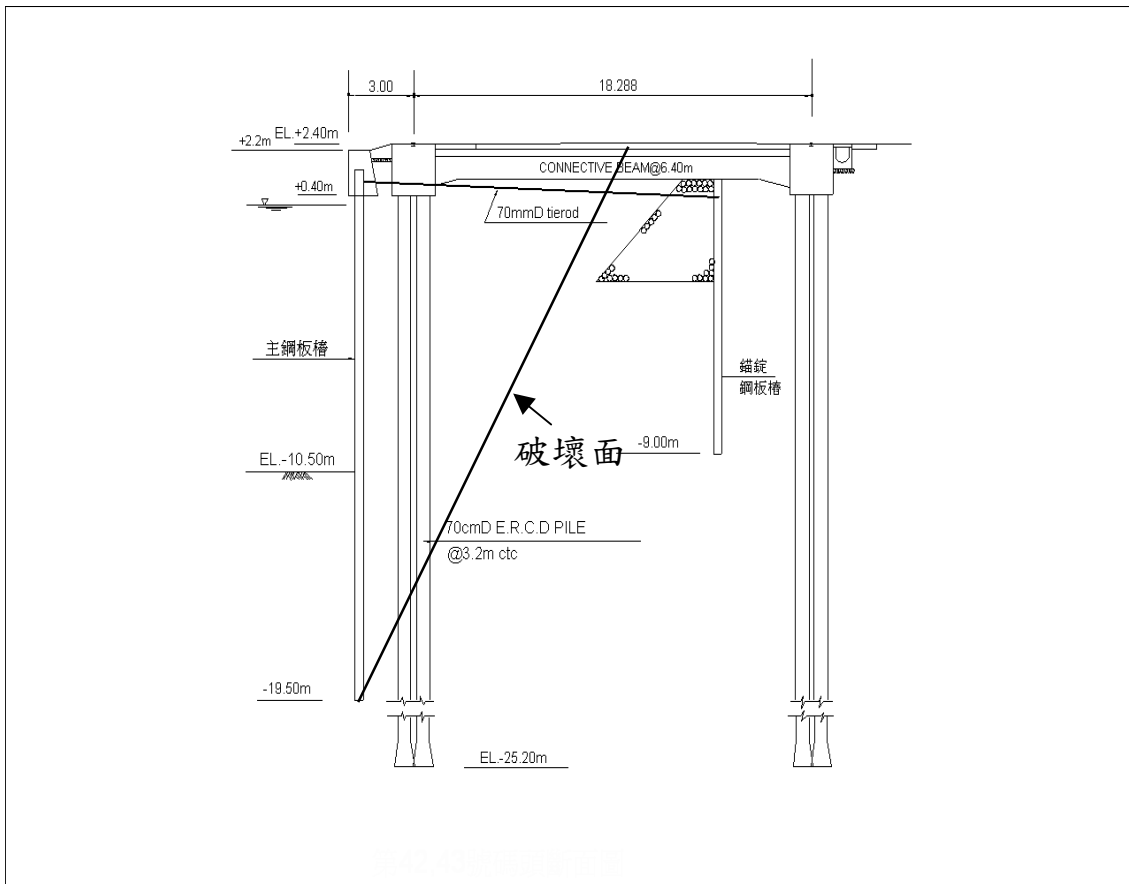


圖 5-10 板樁式碼頭（後線打設基樁）主動破壞面示意圖

5.3 非標準型板樁式碼頭耐震能力評估

由於錨碇鋼板樁之設計可分為自由端法（Free Earth Support）及固定端法（Fixed Earth Support），自由端法所設計之板樁貫入深度較淺，故板樁之破壞模式通常為板樁根部之位移所造成，故背填土壓之主動破壞面如 5-6 圖所示（北美設計基準之破壞面^[15]），而固定端法所設計之板樁貫入深度較深，板樁底部假定固定於土中，此種結構的破壞模式通常為板樁因彎矩過大而彎曲破壞，故此法之背填土壓之主動破壞面原點假設自海床面開始，該背填土之主動破壞面如圖 5-11 所示（日本設計基準之破壞面^[15]），由於我國碼頭結構物設計基準是參考日本基準^[16]修訂而得，故基準所假設之主動土壓破壞面為圖 5-11 之破

壞面，基於此原因，本節所探討之非標準型板樁式碼頭案例將以基準所規定之主動土壓破壞面來探討後緣結構物對主動土壓力之影響，進而探討結構之耐震能力。茲說明如下：

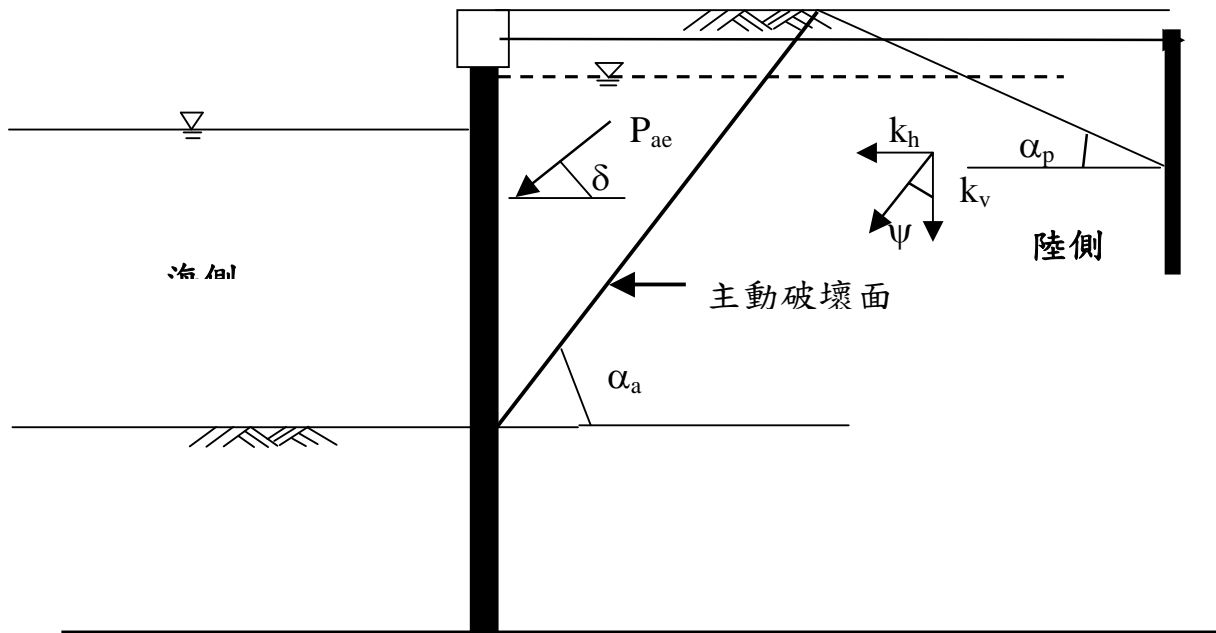


圖 5-11 基準所規定之板樁式碼頭主動破壞面示意圖

5.3.1 板樁現況與分析條件

該碼頭現況之斷面示意圖（如圖 5-12 所示）、該碼頭當初設計時之結構構材強度（如表 5-1 所示）及該碼頭設計所用之簡化土層資料（如表 5.2 所示）合併處理成圖 5-13 所示的本研究結構物穩定性分析的資料。

由於我國港灣構造物設計基準仍採用工作應力設計法設計，也就是材料的容許應力只採用 0.6 倍的降伏強度 (σ_y)，但依據目前之設計地震力考量，已將其對結構物使用年限內之破壞機率，經由可靠度理論考慮進來，所以考慮結構物之耐震能力檢核應採用強度設計法才合理，一般港灣工程實務設計均會將其容許應力乘上 1.3 倍來設計，故

本研究在耐震能力檢核部份，將材料的容許應力均乘上 1.3 倍來檢核其耐震性。

表 5.1 板樁構材相關資料表

| | 斷面模數 Z | 彈性係數 E | 降伏強度 σ_y |
|-----|-----------------------|------------------------------|--------------------------|
| 主樁 | 8,610 cm ³ | 2,100,000 kg/cm ² | 3,600 kg/cm ² |
| 錨碇樁 | 2,600 cm ³ | 2,100,000 kg/cm ² | 3,200 kg/cm ² |

資料來源：港務局

表 5.2 碼頭陸上區土壤參數

| 深度(M) | 厚度(M) | r_t (T/M ³) | C (T/M ²) | ϕ (deg.) |
|-------|-------|---------------------------|-----------------------|---------------|
| 1.53 | 1.53 | 1.9 | 0 | 30 |
| 5.1 | 3.57 | 1.0 | 0 | 30 |
| 7.6 | 2.5 | 1.0 | 0 | 30 |
| 17.6 | 10 | 1.0 | 0.5 | 33 |
| 29.1 | 11.5 | 1.0 | 0.5 | 33 |

資料來源：港務局

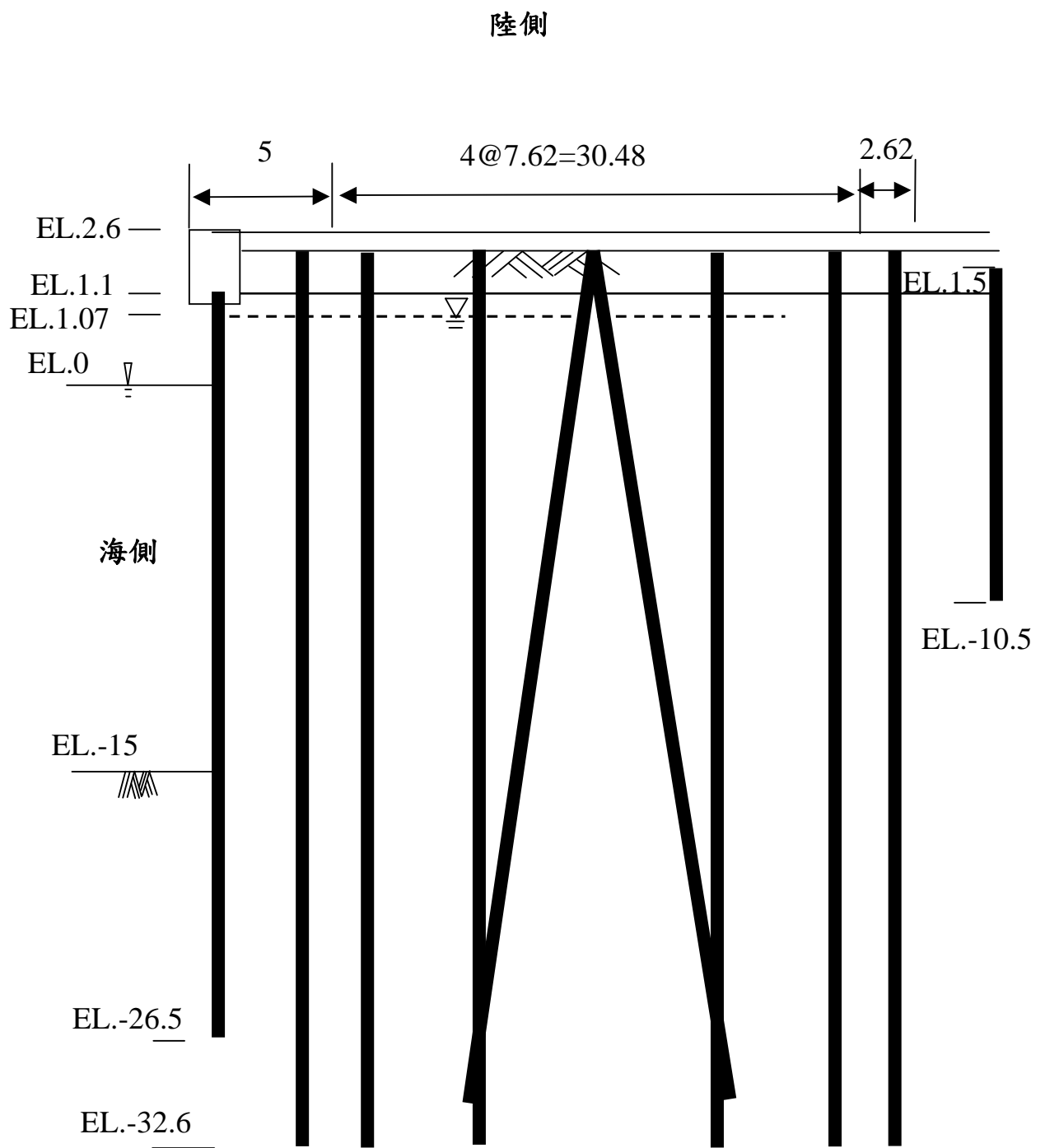


圖 5-12 既有非標準型板樁式碼頭斷面示意圖

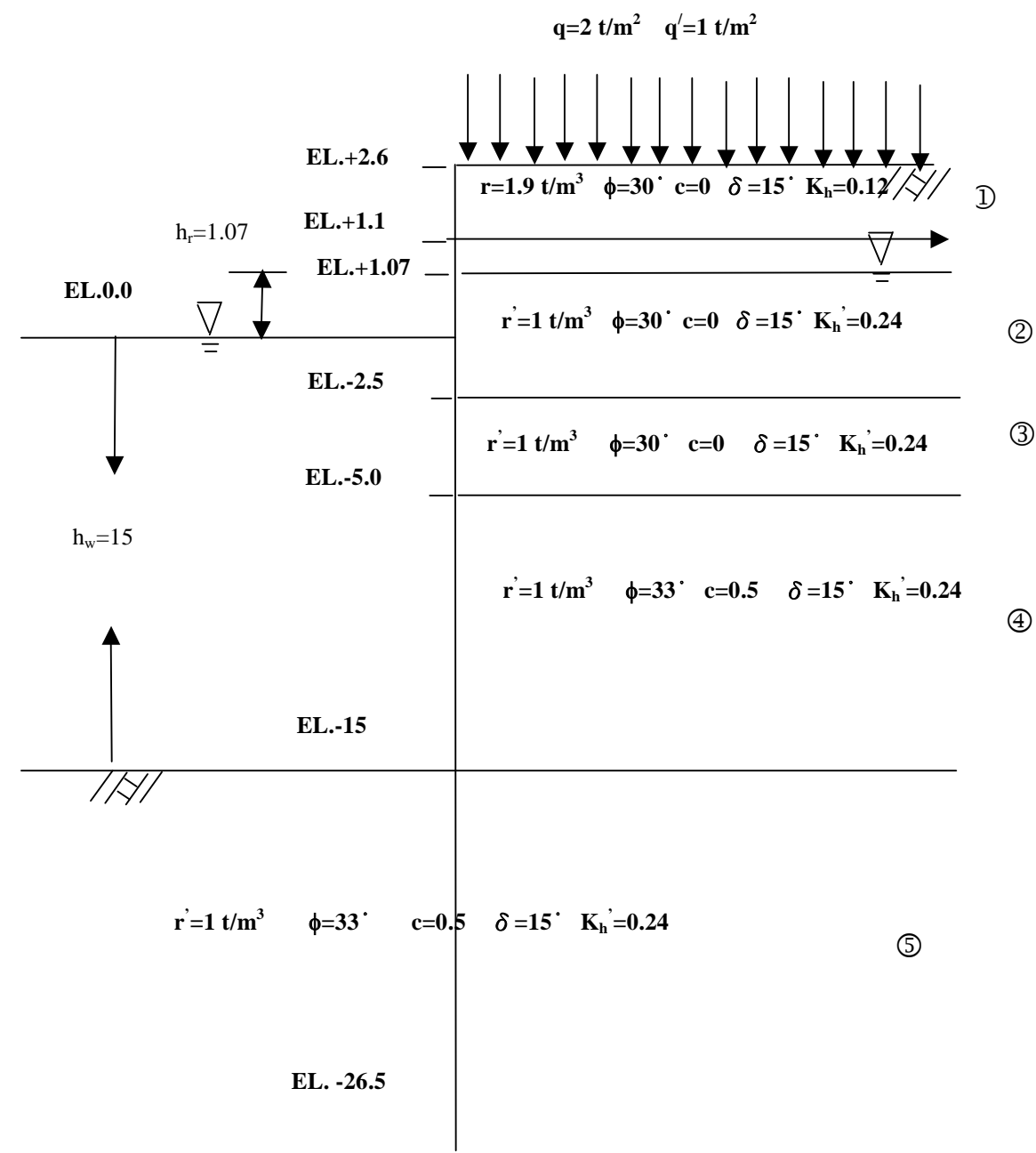


圖 5-13 碼頭各土層土壤參數示意圖

資料來源：本研究整理

5.3.2 不考慮岸肩之樁結構影響

本節將針對錨碇板樁式碼頭，受地震力作用下之耐震能力作檢核，經分析結果，在不考慮岸肩打設之樁基礎有無影響背填主動土壓力之情況下，該碼頭之耐震能力為 0.12g(重力加速度)。詳細分析步驟如下之說明：

依據本所賴聖耀本土化液化潛能評估理論，以 GIS 軟體模擬該碼頭後線鑽孔深度之液化機率顯示，如圖 5-14 所示，在地震規模 $M=6.5$ ，地表加速度 $PGA=0.12g$ 的條件下，高程 -2.5~-5 公尺之土層已發生液化。

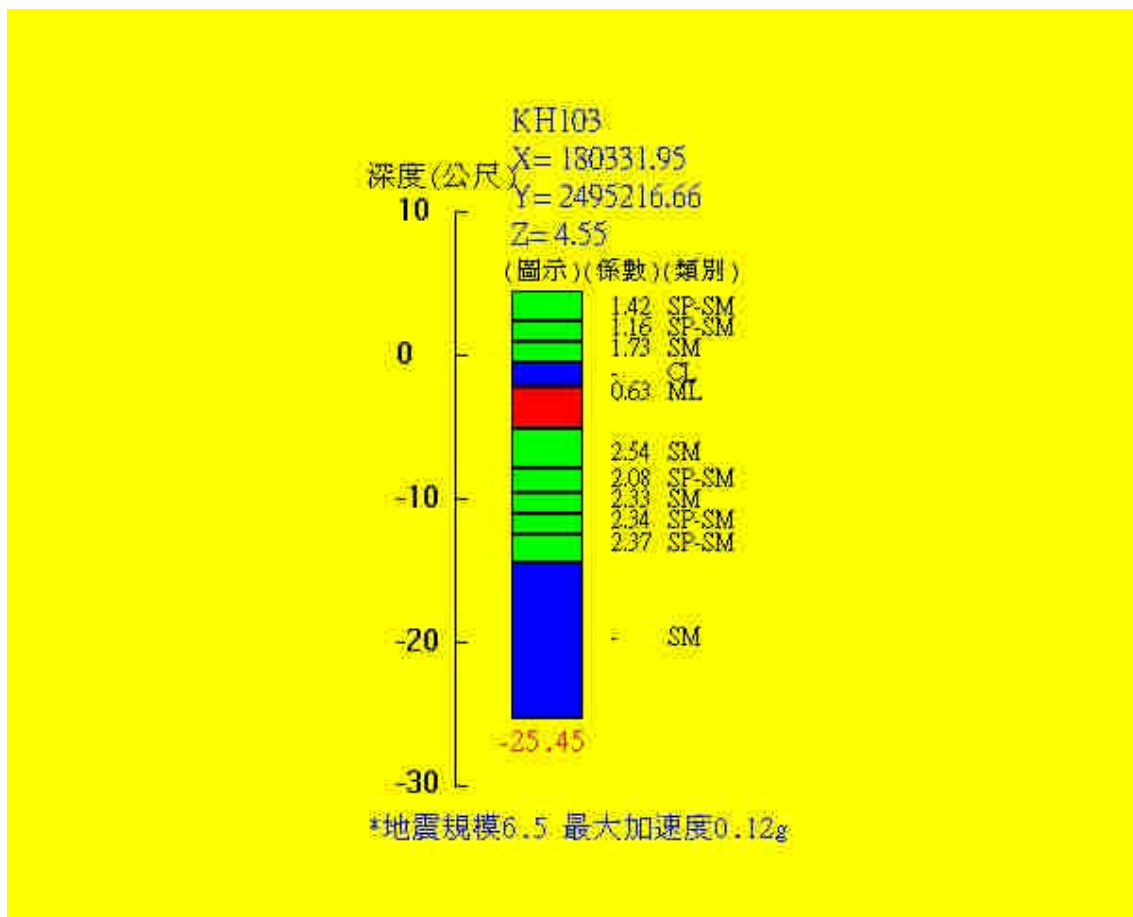


圖 5-14 碼頭鑽孔深度之液化機率

1.主鋼板樁檢核

(1)入土長度檢核

以 Excel 試算軟體檢核，在地表加速度 $k_h=0.12$ 的狀況下，各土層土壓力如表 5.3 所示、各土層對錨碇拉桿之力矩如表 5.4 所示、受力示意圖如圖 5-15 所示，驗證結果安全係數為 1.9，如 5-1 式所示，大於規範要求之 1.2，故板樁入土長度足夠。

表 5.3 各土層土壓力計算表

| 各層主動土壓值 (t/m) | | 各層被動土壓值 (t/m) | | 土層厚度 H_i (m) | 各層主動土壓力 $= \frac{p_{ai1} + p_{ai2}}{2} \times \text{土層厚度}$ | | 各層被動土壓力 $= \frac{p_{pi1} + p_{pi2}}{2} \times \text{土層厚度}$ | |
|------------------|--------|------------------|--------|-------------------|---|------------|---|------------|
| P_{a11} | 0.371 | | | 1.53 | P_{a1} | 1.39 (t) | | |
| P_{a12} | 1.448 | | | | | | | |
| P_{a21} | 1.860 | | | 3.57 | P_{a2} | 9.68 (t) | | |
| P_{a22} | 3.560 | | | | | | | |
| P_{a41} | 3.629 | | | 10 | P_{a4} | 57.70 (t) | | |
| P_{a42} | 7.912 | | | | | | | |
| P_{a51} | 7.912 | P_{p11} | 2.102 | 11.5 | P_{a5} | 119.30 (t) | P_{p1} | 326.56 (t) |
| P_{a52} | 12.836 | P_{p12} | 54.692 | | | | | |

表 5.4 各土層對錨碇拉桿力矩計算表

| P_{ai} (t) ① | 與拉桿距離 (m) ② | $M_{ai} = ① \times ②$ (t-m) | P_{pi} (t) ③ | 與拉桿距離 (m) ④ | $M_{pi} = ③ \times ④$ (t-m) |
|-------------------|----------------|--------------------------------|----------------|----------------|--------------------------------|
| 1.39 | 0.584 | 0.812 | | | |
| 9.68 | 2.002 | 19.367 | | | |
| 57.7 | 11.718 | 676.211 | | | |
| 119.3 | 22.305 | 2660.999 | 326.56 | 23.625 | 7714.97 |

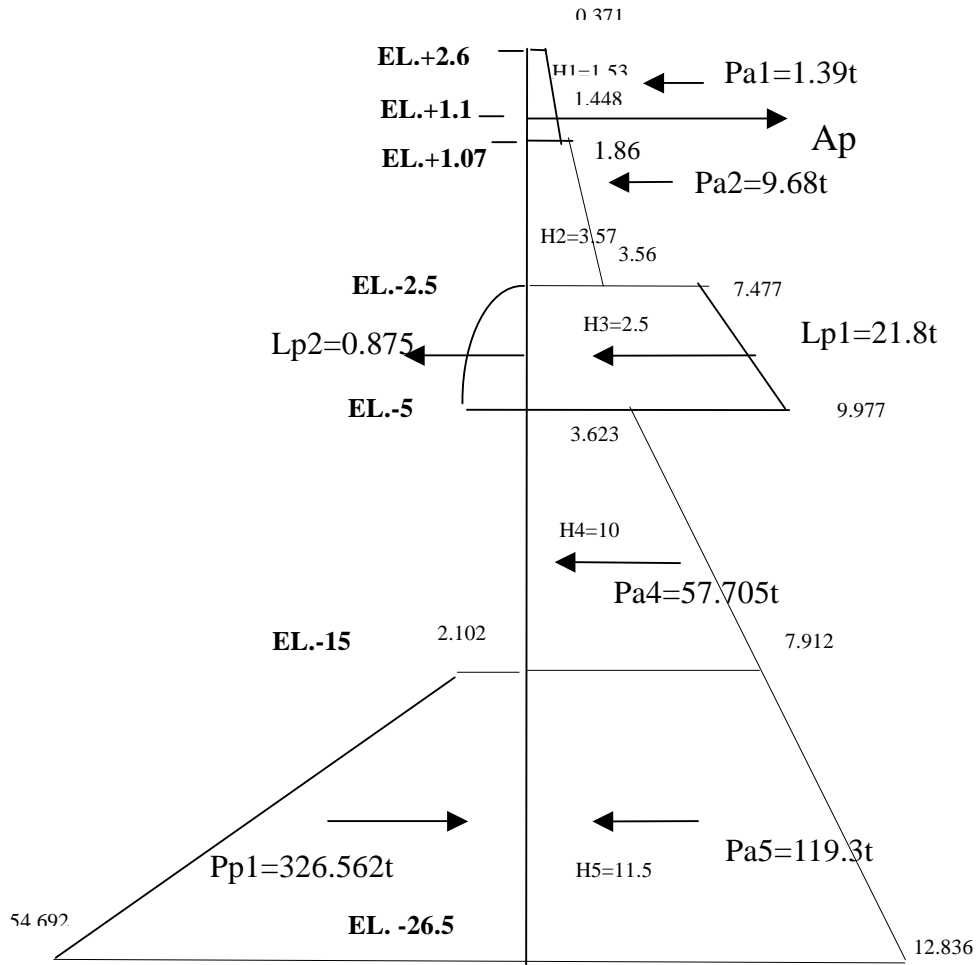


圖 5-15 $k_h=0.12$ 板樁土壓力示意圖

液化土層之側壓力

=液化之超額孔隙水壓力(Lp1)+液化時之動流體壓力(Lp2)

液化時之超額孔隙水壓力 (Lp1=土壤之有效總應力)

$$Lp1_1 = q' + r_1 * H_1 + r_2' * H_2 = 7.477 \text{ t/m}$$

$$Lp1_2 = q' + r_1 * H_1 + r_2' * H_2 + r_3' * H_3 = 9.977 \text{ t/m}$$

$$Lp1 = 0.5 * (Lp1_1 + Lp1_2) * H_3 = 21.8 \text{ t}$$

液化時之動流體壓力(Lp2)

$$Lp2 = 7/12 * k_{h1} * (r_3' + r_w) * H_3 * H_3 = 0.875 \text{ t}$$

液化土層對拉桿之力矩 (Lpm)

$$Lpm = Lp1 * (((Lp1_1 + 2 * Lp1_2) / (Lp1_1 + Lp1_2)) * H_3 / 3 + H_2 + 0.03) \\ + Lp2 * (3/5 * H_3 + H_2 + 0.03) = 111.579 \text{ t-m}$$

殘留水壓對拉桿之力矩 (Rwm)

$$Rwm = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r * 2/3 + 0.03) + r_w * h_r * (h_w + H_5) \\ * ((h_w + H_5) / 2 + 1.1) \\ = 407.320 \text{ t-m}$$

動水壓對拉桿之力矩 (Dwm)

$$Dwm = 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2 * (3/5 * h_w + 1.1) \\ = 7/12 * 0.12 * 1 * 15 * 15 * (3/5 * 15 + 1.1) \\ = 159.075 \text{ t-m}$$

$$S.F. = \frac{M_{p1}}{M_{a2} + Lpm + M_{a4} + M_{a5} + Rwm + Dwm - M_{a1}} = 1.9 \dots\dots\dots(5-1)$$

(2)主鋼板樁最大彎矩與錨碇力檢核

依規範規定作用於板樁之最大彎矩，係假設板樁以拉桿裝設位置及海底面為支承之簡支樑，而以海底面以上之土壓力及殘留水壓力為載重，如圖 5-16 所示，來計算錨碇力 (Ap)，進而求取主鋼板樁之最大彎矩。以 Excel 試算軟體計算得板樁錨碇力為 54.675 噸，最大彎矩發生在距板樁頂點 12.7 公尺處的彎矩 224.2 噸-公尺。

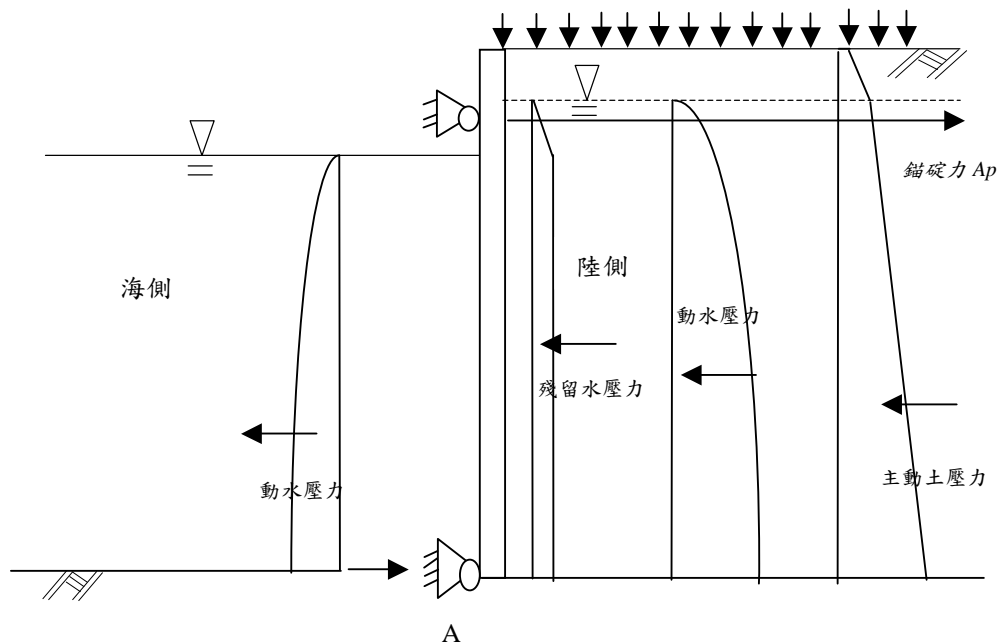


圖 5-16 地震力作用下板樁最大彎矩與錨碇力計算示意圖

背填主動土壓力對 A 鉸點之力矩(Pam)

$$\begin{aligned}
 P_{am} &= P_{a1} * (((2 * P_{a11} + P_{a12}) / (P_{a11} + P_{a12})) * H_1 / 3 + H_2 + H_3 + H_4) + \\
 &P_{a2} * (((2 * P_{a21} + P_{a22}) / (P_{a21} + P_{a22})) * H_2 / 3 + H_3 + H_4) + \\
 &LP1 * (((2 * LP1_1 + LP1_2) / (LP1_1 + LP1_2)) * H_3 / 3 + H_4) + \\
 &LP2 * (2/5 * H_3 + H_4) + P_{a4} * ((2 * P_{a41} + P_{a42}) / (P_{a41} + P_{a42})) * H_4 / 3 \\
 &= 666.23 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

殘留水壓對 A 鉸點之力矩 (Rwm)

$$R_{wm} = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r / 3 + h_w) + 0.5 * r_w * h_r * h_w * h_w = 129.17 \text{ t-m}$$

動水壓對 A 鉸點之力矩 (Dwm)

$$\begin{aligned}
 D_{wm} &= 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2 * (2/5 * h_w) \\
 &= 7/12 * 0.12 * 1 * 15 * 15 * (2/5 * 15) \\
 &= 94.5 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

$$A_p = \frac{P_{am} + R_{wm} + D_{wm}}{16.1} = 55.27t$$

$$A_p * \text{鋼索間距} = 55.27 * 2.065$$

$$= 114.14 t < 1.3 * 44.2 * 2 \text{ (採用 2 支 F130T 之拉桿)} = 114.9 t \quad (\text{O.K.})$$

經由 Excel 軟體運算得最大彎矩發生在距板樁頂點 12.7 公尺處。

$$M_{\max} = 229.4 \text{ 公噸-公尺} < 0.6 * f_y * z * 1.3 = 0.6 * 3600 * 8610 * 1.5$$

$$= 240.933 \text{ 公噸-公尺} \quad (\text{O.K.})$$

2. 錨碇板樁最大彎矩與入土長度檢核

由於錨碇之土層已液化，由公路橋樑耐震設計規範規定，其土壤參數要做適當的折減，依據賴聖耀本土化液化潛能評估理論^[3]分析的結果，液化土層之抗液化安全係數（ F_L ）值為 0.63，如圖 5-14 所示，液化土層距地表面之深度介於 5.1~7.6 公尺間，查得其土壤參數折減係數（ D_E ）為 0.333，所以依其設計資料顯示，該土層之標準貫入試驗值為 5，經折減後為 1.6，所以 $k_h = 0.15N = 0.24$ ，又 B 以 100 公分代入， $E = 2100000$ ， $I = 45320$ ，代入得 $\beta = 0.00285$ 。

$$M_{\max} = 0.322 \frac{54.675 * 1000}{0.00285} = 6186010 = 61.86 \quad t - m$$

$$0.6 * f_y * Z * 1.3 = 0.6 * 3200 * 2600 * 1.3 = 64.90 \text{ t-m} > 61.86 \text{ t-m} \quad (\text{O.K.})$$

入土錨碇鋼板樁長 $L_m = \pi / \beta$ ，由圖 5-12 所示錨碇鋼板樁長 12 公尺，依下式檢核結果顯示長度足夠。

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 11.03m < 12m \quad (\text{O.K.})$$

3. 錨碇距離（D）檢核

藉由圖 5-13 可得各土層之 ϕ 值，由於第三層之土層液化， ϕ 值需折減，故 ϕ 值由 30° 折減為 10° ，經碼頭設計基準^[2]可查得各土層地

震力作用下的主動與被動破壞角如表 5.5 所示（由於基準之土壓係數表 ϕ 值最低為 22° ，故液化層之主動與被動土壓破壞角以 $\phi=22^\circ$ 之值概算）。則錨碇最短距離長度如下式計算得 29.42 公尺，現況錨碇距離（如圖 5-12 所示）大於 38.1 公尺，故足夠。

表 5.5 地表加速度 $k_h=0.12$ 各土層主動與被動土壓破壞角

| 土層 | ϕ | δ | K_h | α_{ai} | α_{pi} |
|----|------------|------------|-------|---------------|---------------|
| 1 | 30° | 15° | 0.12 | 50.2° | 19.4° |
| 2 | 30° | 15° | 0.24 | 42.4° | 18° |
| 3 | 22° | 15° | 0.24 | 31.7° | 17.9° |
| 4 | 33° | 15° | 0.24 | 45.5° | 17.3° |

$$\begin{aligned}
 D &= H_4 * \cot\alpha_{a4} + H_3 * \cot\alpha_{a3} + H_2 * \cot\alpha_{a2} + 0.03 * \cot\alpha_{a1} + (L_m/3) \\
 &\quad * \cot\alpha_{p2} \\
 &= 29.42 \text{ m} < 38.1 \text{ m} \quad (\text{O.K.})
 \end{aligned}$$

5.3.3 考慮岸肩之樁結構影響

本小節考慮岸肩打設之樁基礎對背填主動土壓力之影響，並進一步評估其耐震能力，經評估結果，考量基樁對主動土壓力的減少，該碼頭之耐震能力提昇為 0.15g(重力加速度)，提升幅度約百分之 25，顯示其影響不容忽視。詳細分析步驟如下之說明：

由設計資料可知，後線基樁(直樁)的材料性質為直徑 (ϕ) 70cm，厚度 (t) 11cm，慣性矩 (I) $918,010\text{cm}^4$ ，斷面積 (A) 2039cm^2 ，經計算 $k_h=0.15N=0.15*5=0.75$ ， $\beta = \sqrt[4]{\frac{0.75 * 70}{4 * 2.1 * 10^5 * 918010}} = 0.00287\text{cm}^{-1}$ ， $\frac{\pi}{\beta} = 1093\text{cm} = 10.93\text{m}$ 。也就是說基樁通過主動破壞面的入土深度需超過 10.93 公尺，圖 5-17 為 $k_h=0.15$ 之背填土主動破壞面，第一根直樁

之入土長度 $L=2.8*\tan\alpha_a+(32.6-15)=20.07$ 公尺 > 10.93 公尺，故直樁有阻擋主動土壓力的能力，故須考慮背填主動土壓力折減效應，由於設計資料顯示橫向樁間距為 4.13 公尺，樁直徑為 0.7 公尺，故可折減的土壓力概略估算為 $(0.7/4.13)*100\% = 17\%$ ，故本研究將各土層之主動土壓力予以折減 17%（液化土層不折減）來模擬基樁折減主動土壓力的效應。

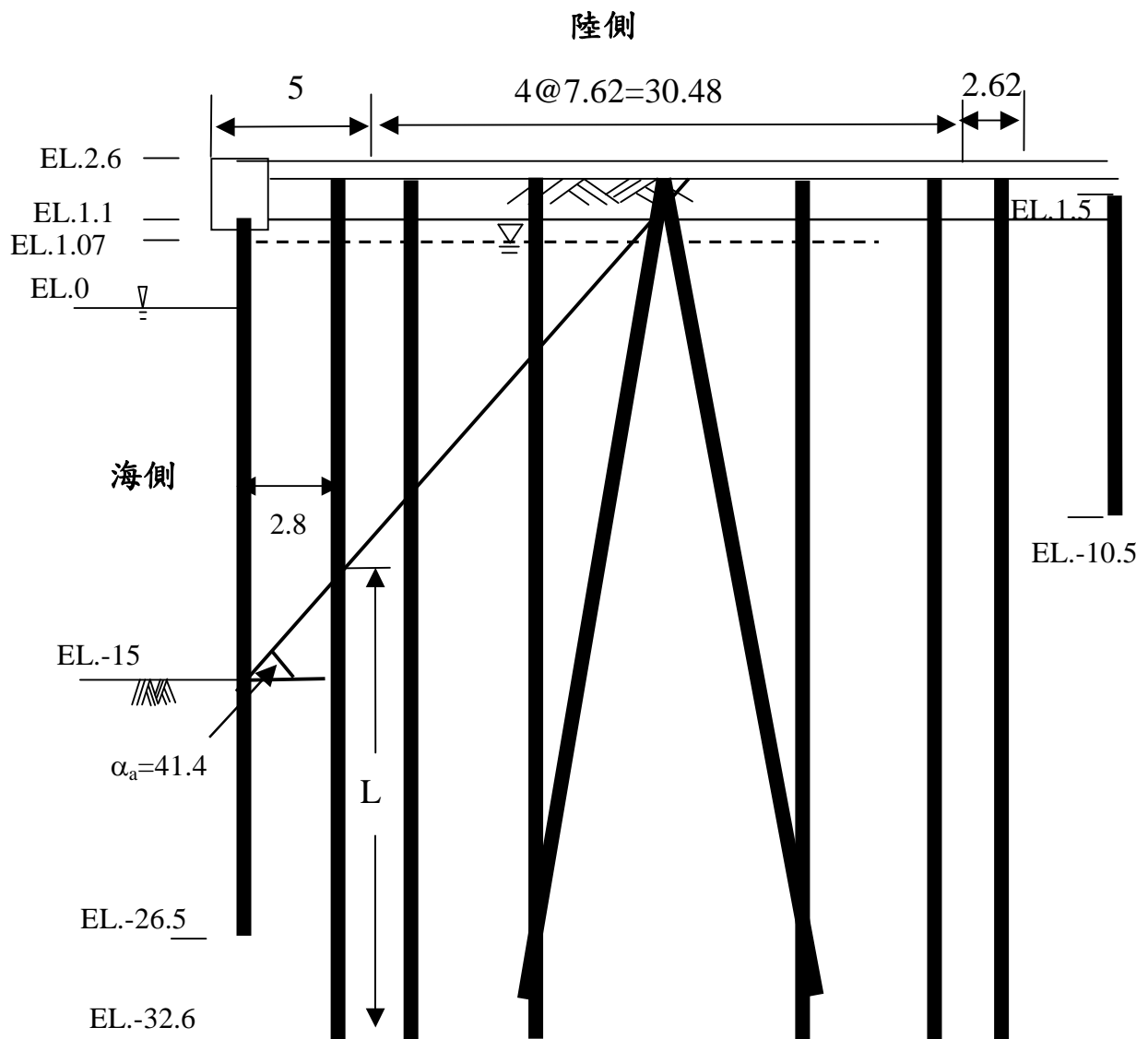


圖 5-17 $k_h=0.15$ 板樁式碼頭主動破壞面示意圖

1.主鋼板樁檢核

(1)入土長度檢核

以 Excel 試算軟體檢核，在地表加速度 $k_h=0.15$ 的狀況下，各土層土壓力如表 5.6 所示、各土層對錨碇拉桿之力矩如表 5.7 所示、受力示意圖如圖 5-18 所示，驗證結果安全係數為 1.85，如 5-2 式所示，大於規範要求之 1.2，故板樁入土長度足夠。

表 5.6 各土層土壓力計算表

| 各層主動土壓值 (t/m) | | 各層被動土壓值 (t/m) | | 土層厚度 H_i (m) | 各層主動土壓力 $= \frac{P_{ai1} + P_{ai2}}{2} \times \text{土層厚度}$ | | 各層被動土壓力 $= \frac{P_{pi1} + P_{pi2}}{2} \times \text{土層厚度}$ | |
|------------------|--------|------------------|--------|-------------------|---|------------|---|------------|
| P_{a11} | 0.394 | | | 1.53 | P_{a1} | 1.48 (t) | | |
| P_{a12} | 1.539 | | | | | | | |
| P_{a21} | 2.126 | | | 3.57 | P_{a2} | 11.06 (t) | | |
| P_{a22} | 4.068 | | | | | | | |
| P_{a41} | 4.186 | | | 10 | P_{a4} | 66.28 (t) | | |
| P_{a42} | 9.070 | | | | | | | |
| P_{a51} | 9.070 | P_{p11} | 2.034 | 11.5 | P_{a5} | 136.60 (t) | P_{p1} | 306.71 (t) |
| P_{a52} | 14.687 | P_{p12} | 51.306 | | | | | |

表 5.7 折減後各土層對錨碇拉桿力矩計算表

| $P_{ai} \times (1-0.17)$ (t) ① | 與拉桿距離 (m) ② | $M_{ai} = ① \times ②$ (t-m) | P_{pi} (t) ③ | 與拉桿距離 (m) ④ | $M_{pi} = ③ \times ④$ (t-m) |
|-----------------------------------|----------------|--------------------------------|-------------------|----------------|--------------------------------|
| 1.23 | 0.584 | 0.717 | | | |
| 9.18 | 2.002 | 18.368 | | | |
| 55.01 | 11.718 | 644.428 | | | |
| 113.38 | 22.305 | 2528.741 | 306.71 | 23.620 | 7244.55 |

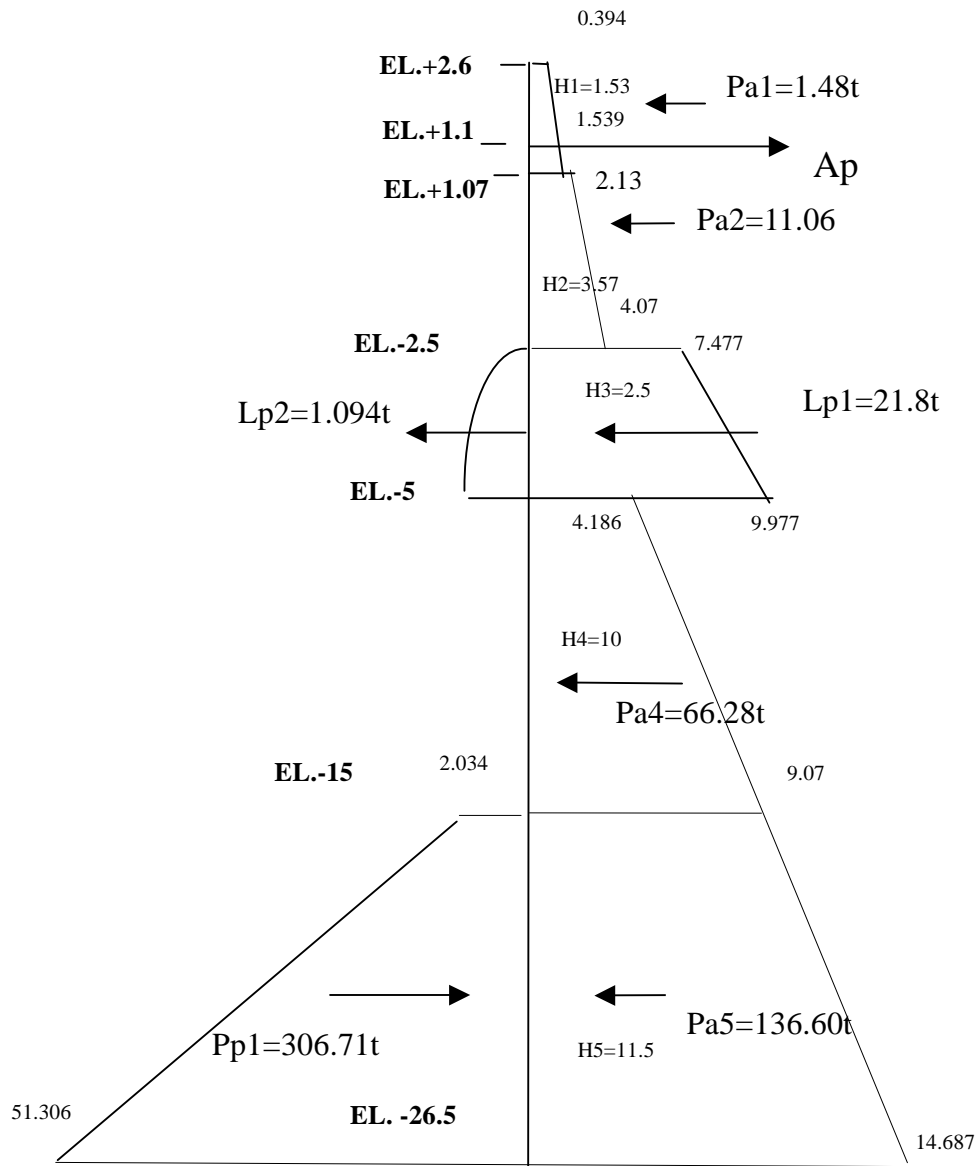


圖 5-18 $k_h=0.15$ 板樁土壓力示意圖

液化土層之側壓力

=液化之超額孔隙水壓力(Lp1)+液化時之動流體壓力(Lp2)

液化時之超額孔隙水壓力 (Lp1=土壤之有效總應力)

$$Lp1_1 = q' + r_1 * H_1 + r_2 * H_2 = 7.477 \text{ t/m}$$

$$Lp1_2 = q' + r_1 * H_1 + r_2 * H_2 + r_3 * H_3 = 9.977 \text{ t/m}$$

$$Lp1 = 0.5 * (Lp1_1 + Lp1_2) * H_3 = 21.8 \text{ t}$$

液化時之動流體壓力(Lp2)

$$Lp2 = 7/12 * k_{hl} * (r_3' + r_w) * H_3 * H_3 = 1.094 \text{ t}$$

液化土層對拉桿之力矩 (Lpm)

$$Lpm = Lp1 * (((Lp1_1 + 2 * Lp1_2) / (Lp1_1 + Lp1_2)) * H_3 / 3 + H_2 + 0.03) \\ + Lp2 * (3/5 * H_3 + H_2 + 0.03) = 112.695 \text{ t-m}$$

殘留水壓對拉桿之力矩 (Rwm)

$$Rwm = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r^2 / 3 + 0.03) + r_w * h_r * (h_w + H_5) \\ * ((h_w + H_5) / 2 + 1.1) \\ = 407.320 \text{ t-m}$$

動水壓對拉桿之力矩 (Dwm)

$$Dwm = 7/12 * k_{hl} * r_w * h_w^2 * (3/5 * h_w + 1.1) \\ = 7/12 * 0.15 * 1 * 15 * 15 * (3/5 * 15 + 1.1) \\ = 198.84 \text{ t-m}$$

$$S.F. = \frac{M_{pl}}{M_{a2} + Lpm + M_{a4} + M_{a5} + Rwm + Dwm - M_{a1}} = 1.85 \dots\dots\dots(5-2)$$

(2)主鋼板樁最大彎矩與錨碇力檢核

以 Excel 試算軟體計算得板樁錨碇力為 54.82 噸，最大彎矩發生在距板樁頂點 12.1 公尺處的彎矩 217.66 噸-公尺。

背填主動土壓力對 A 鉸點之力矩(Pam)

$$Pam = P_{a1} * (((2 * P_{a11} + P_{a12}) / (P_{a11} + P_{a12})) * H_1 / 3 + H_2 + H_3 + H_4) + \\ P_{a2} * (((2 * P_{a21} + P_{a22}) / (P_{a21} + P_{a22})) * H_2 / 3 + H_3 + H_4) + \\ LP1 * (((2 * LP1_1 + LP1_2) / (LP1_1 + LP1_2)) * H_3 / 3 + H_4) + \\ LP2 * (2/5 * H_3 + H_4) + P_{a4} * (((2 * P_{a41} + P_{a42}) / (P_{a41} + P_{a42})) * H_4 / 3 \\ = 647.31 \text{ t-m}$$

殘留水壓對 A 鉸點之力矩 (Rwm)

$$Rwm = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r/3 + h_w) + 0.5 * r_w * h_r * h_w * h_w = 129.17 \text{ t-m}$$

動水壓對 A 鉸點之力矩 (Dwm)

$$\begin{aligned} Dwm &= 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2 * (2/5 * h_w) \\ &= 7/12 * 0.15 * 1 * 15 * 15 * (2/5 * 15) \\ &= 118.13 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$Ap = \frac{Pam + Rwm + Dwm}{16.1} = 55.57 \quad t$$

$$Ap * \text{鋼索間距} = 55.57 * 2.065$$

$$= 114.7 \text{ t} < 1.3 * 44.2 * 2 \text{ (採用 2 支 F130T 之拉桿)} = 114.92 \text{ t} \quad (\text{O.K.})$$

經由 Excel 軟體運算得最大彎矩發生在距板樁頂點 12.2 公尺處。
 $M_{\max} = 223.78 \text{ 公噸-公尺} < 0.6 * f_y * z * 1.3 = 0.6 * 3600 * 8610 * 1.3$
 $= 241.77 \text{ 公噸-公尺} \quad (\text{O.K.})$

2. 錨碇板樁最大彎矩與入土長度檢核

如同 5.3.2 小節之說明，該土層之標準貫入試驗值為 5，經折減後為 1.6，所以 $k_h = 0.15N = 0.24$ ，又 B 以 100 公分代入， $E = 2100000$ ， $I = 45320$ ，代入得 $\beta = 0.00285$ ，計算得 $M_{\max} = 62.02 \text{ (t-m)}$ 。

$$M_{\max} = 0.322 \frac{54.818 * 1000}{0.00285} = 6202189 = 62.02 \quad t-m$$

$$0.6 * f_y * Z * 1.3 = 0.6 * 3200 * 2600 * 1.3 = 64.9 \text{ t-m} > 62.02 \text{ t-m} \quad (\text{O.K.})$$

入土錨碇鋼板樁長 $L_m = \pi/\beta$ ，由圖 5-12 所示錨碇鋼板樁長 12 公尺，依下式檢核結果顯示長度足夠。

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 11.03 \text{ m} < 12 \text{ m} \quad (\text{O.K.})$$

3. 錨碇距離 (D) 檢核

如同 5.3.2 小節之說明，經碼頭設計基準可查得各土層地震力作用下的主動與被動破壞角如表 5.8 所示。則錨碇最短距離長度如下式計算得 33.88 公尺，現況錨碇距離（如圖 5-12 所示）大於 38.1 公尺，故足夠。

表 5.8 地表加速度 $k_h=0.15$ 各土層主動與被動土壓破壞角

| 土層 | ϕ | δ | K_h | ξ_{ai} | ξ_{pi} |
|----|--------|----------|-------|------------|------------|
| 1 | 30° | 15° | 0.15 | 48.6° | 19.1° |
| 2 | 30° | 15° | 0.3 | 37.8° | 16.9° |
| 3 | 22° | 15° | 0.3 | 24.5° | 15.1° |
| 4 | 33° | 15° | 0.3 | 41.4° | 16.6° |

$$D = H_4 * \cot \zeta_{a4} + H_3 * \cot \zeta_{a3} + H_2 * \cot \zeta_{a2} + 0.03 * \cot \zeta_{a1} + (L_m/3) * \cot \zeta_{p2}$$
$$= 33.88 \text{ m} < 38.1 \text{ m} \quad (\text{O.K.})$$

5.4 非標準型板樁式碼頭變位量分析

由於學理上對液化地盤之變位機制還未成熟，過去有多位學者曾蒐集過去之地震災損案例，以特定之參數回歸分析出地震引發之地盤變位量經驗公式，但由於這些經驗公式當初之發展是以特定區域來回歸，故欲沿用到其它區域之變位量其結果往往不甚理想^[17]。所以本研究擬以 Newmark(1965^[18])提出之滑動塊體分析模式來探討板樁式碼頭之變位量，其分析步驟可分為三個步驟，(1)首先是先尋找邊坡之破壞面：以本案例為例，該破壞面為圖 5-17 之主動破壞面。(2)接著以此破壞面進行擬靜態分析，找出臨界降伏加速度：以本案例為例，經由 5.3 節之耐震能力分析結果顯示，錨碇拉桿之耐震能力最弱，故以其破壞之地表加速度為破壞面之臨界滑動加速度。(3)使用地震加速度歷時紀錄，將超過臨界滑動加速度之加速度值對加速度歷時作二次積分，如此可得動態行為下所產生之變位量。分析過程如 5.4.1 及 5.4.2 之說明。

5.4.1. 臨界滑動加速度

本案例以該碼頭所在區域之 475 年模擬地震加速度歷時曲線做分析，由於該區域之 475 年回歸期設計震區係數為 0.23g，經本研究分析結果顯示，地表(EL.+2.6 公尺)至高程(EL.)-5 公尺的土層均已液化，在不考慮岸肩基樁影響主動土壓力的效應下，當地表加速度 K_h 到達 0.013g 時，錨碇拉桿已降伏，主動破壞面以上之土體開始滑動，故其臨界滑動加速度為 $a_t=0.013g$ ；相同的，考慮岸肩基樁影響主動土壓力的效應下，當地表加速度 K_h 到達 0.027g 時，錨碇拉桿已降伏，主動破壞面以上之土體開始滑動，故其臨界滑動加速度為 $a_t=0.027g$ ，相關分析說明如下：

1.不考慮岸肩基樁之影響

經本研究分析結果顯示，當地表加速度 K_h 到達 0.013g 時，錨碇拉桿已降伏，海床以上板樁背填主動土壓示意圖，如圖 5-19 所示，計算得拉桿拉力為 114.98 t 大於拉桿容許拉力 114.9 t，故板樁背填之主動土壓開始滑動，所以臨界滑動加速度(a_t)為 0.013g。

海床以上之背填主動土壓力對 A 鉸點之力矩(Pam)

$$\begin{aligned} Pam &= L_{P1} * (((2 * L_{P11} + L_{P12}) / (L_{P11} + L_{P12})) * H_1 / 3 + H_2 + H_3) + \\ &\quad L_{P3} * (2/5 * H_1 + H_2 + H_3) + \\ &\quad L_{P2} * (((2 * L_{P21} + L_{P22}) / (L_{P21} + L_{P22})) * H_2 / 3 + H_3) + \\ &\quad L_{P4} * (2/5 * H_2 + H_3) + \\ &\quad P_{a3} * ((2 * P_{a31} + P_{a32}) / (P_{a31} + P_{a32})) * H_3 / 3 \\ &= 757.071 \text{ t-m} \end{aligned}$$

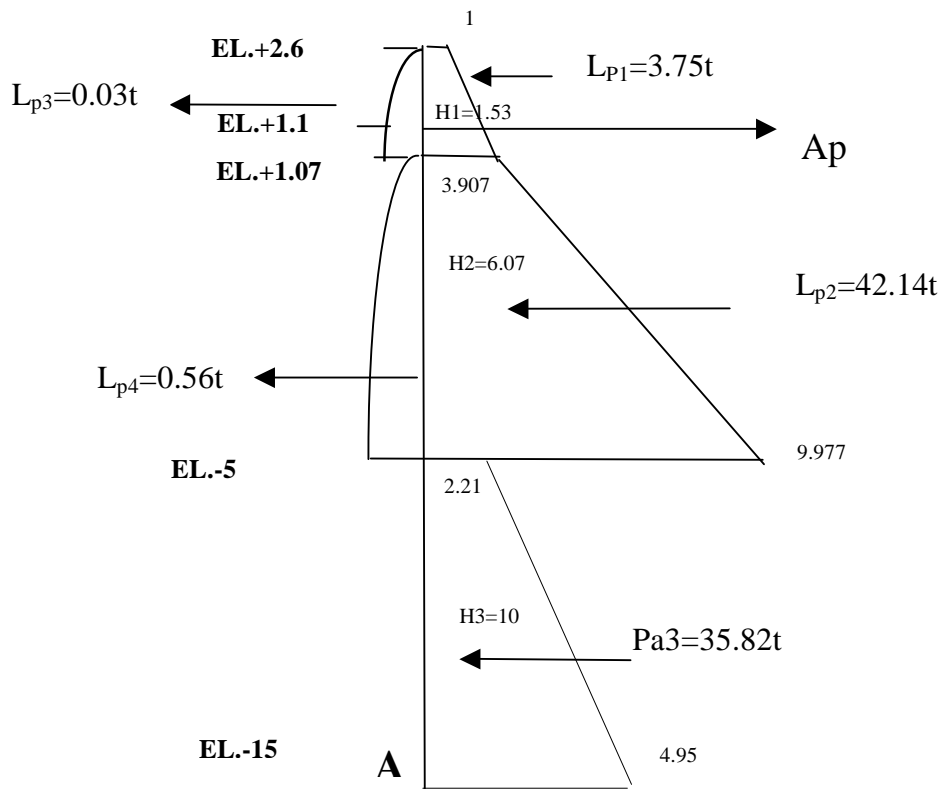


圖 5-19 $k_h=0.013$ 海床以上各土層土壓示意圖

殘留水壓對 A 鉸點之力矩 (Rwm)

$$Rwm = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r/3 + h_w) + 0.5 * r_w * h_r * h_w * h_w = 129.17 \text{ t-m}$$

動水壓對 A 鉸點之力矩 (Dwm)

$$\begin{aligned} Dwm &= 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2 * (2/5 * h_w) \\ &= 7/12 * 0.013 * 1 * 15 * 15 * (2/5 * 15) \\ &= 10.24 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$Ap = \frac{Pam + Rwm + Dwm}{16.1} = 55.68 \text{ t}$$

$$Ap * \text{鋼索間距} = 55.68 * 2.065$$

$$= 114.98 \text{ t} > 1.3 * 44.2 * 2 \text{ (採用 2 支 F130T 之拉桿)} = 114.9 \text{ t} \quad (\text{N.G.})$$

2.考慮岸肩基樁之影響

考慮岸間肩基樁之影響，經本研究分析結果顯示，當地表加速度 K_h 到達 $0.027g$ 時，錨碇拉桿已降伏，海床以上板樁背填主動土壓示意圖，如圖 5-20 所示，計算得拉桿拉力為 115.1 t 大於拉桿容許拉力 114.9 t ，故板樁背填之主動土壓開始滑動，所以臨界滑動加速度(a_t)為 $0.027g$ 。

海床以上之背填主動土壓力對 A 鉸點之力矩(P_{am})

$$\begin{aligned} P_{am} &= L_{P1} * (((2 * L_{P11} + L_{P12}) / (L_{P11} + L_{P12})) * H_1 / 3 + H_2 + H_3) + \\ &\quad L_{P3} * (2/5 * H_1 + H_2 + H_3) + \\ &\quad L_{P2} * (((2 * L_{P21} + L_{P22}) / (L_{P21} + L_{P22})) * H_2 / 3 + H_3) + \\ &\quad L_{P4} * (2/5 * H_2 + H_3) + \\ &\quad P_{a3} * ((2 * P_{a31} + P_{a32}) / (P_{a31} + P_{a32})) * H_3 / 3 \\ &= 746.958\text{ t-m} \end{aligned}$$

殘留水壓對 A 鉸點之力矩 (R_{wm})

$$R_{wm} = 0.5 * r_w * h_r * h_r * (h_r / 3 + h_w) + 0.5 * r_w * h_r * h_w * h_w = 129.17\text{ t-m}$$

動水壓對 A 鉸點之力矩 (D_{wm})

$$\begin{aligned} D_{wm} &= 7/12 * k_{h1} * r_w * h_w^2 * (2/5 * h_w) \\ &= 7/12 * 0.027 * 1 * 15 * 15 * (2/5 * 15) \\ &= 21.26\text{ t-m} \end{aligned}$$

$$A_p = \frac{P_{am} + R_{wm} + D_{wm}}{16.1} = 55.74\text{ t}$$

$$A_p * \text{鋼索間距} = 55.74 * 2.065$$

$$= 115.1\text{ t} > 1.3 * 44.2 * 2 \text{ (採用 2 支 F130T 之拉桿)} = 114.9\text{ t} \quad (\text{N.G.})$$

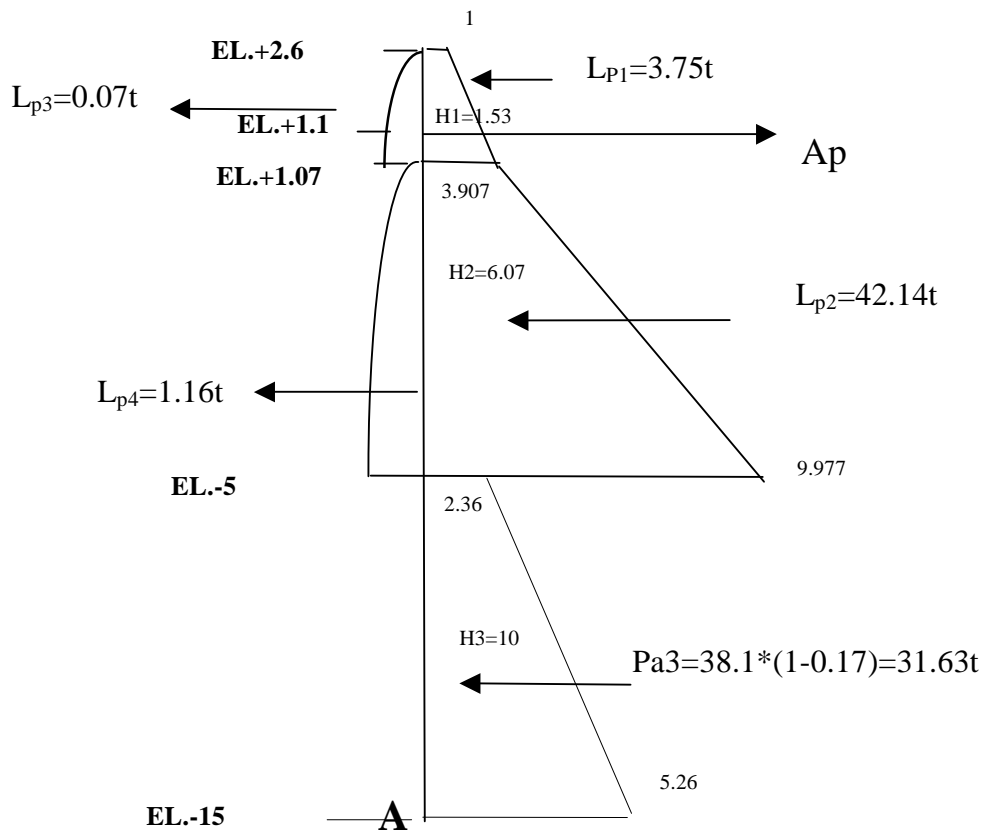


圖 5-20 $k_h=0.027$ 海床以上各土層土壓示意圖

5.4.2 變位量分析

由於本案例之碼頭法線方向為東西向，所以對其變位影響較大的地震為東西向的地震，本文採本中心在該港所設置之地震監測系統，歷年監測之最大地震規模加速度歷時曲線(民國 95 年 12 月 26 日 20 時 26 分)，配合該區之地震分區 $0.23g$ 加以放大得到本文所欲分析的 475 年迴歸期的模擬地震加速度歷時曲線，如圖 5-21 所示，由於本案例在板樁錨碇拉桿降伏後，緊接著主鋼板樁也跟著降伏，造成背填主動破壞面以上之土體會因無束制，而向海側滑動，故本研究在分析該碼頭之變位量時，以加速度歷時中的加速度超過該碼頭之臨界滑動加速度(a_t)對時間作二次積分，得到板樁背填土壓主動破壞面以上之土體之變位量，如圖 5-22、5-23 所示，在不考慮岸肩基樁之影響下，計

算出主動土壓土體變位量達 210 公分，在考慮岸肩基樁之影響下，計算出之主動土壓土體變位量僅 83 公分，兩者變位量相差一倍以上。

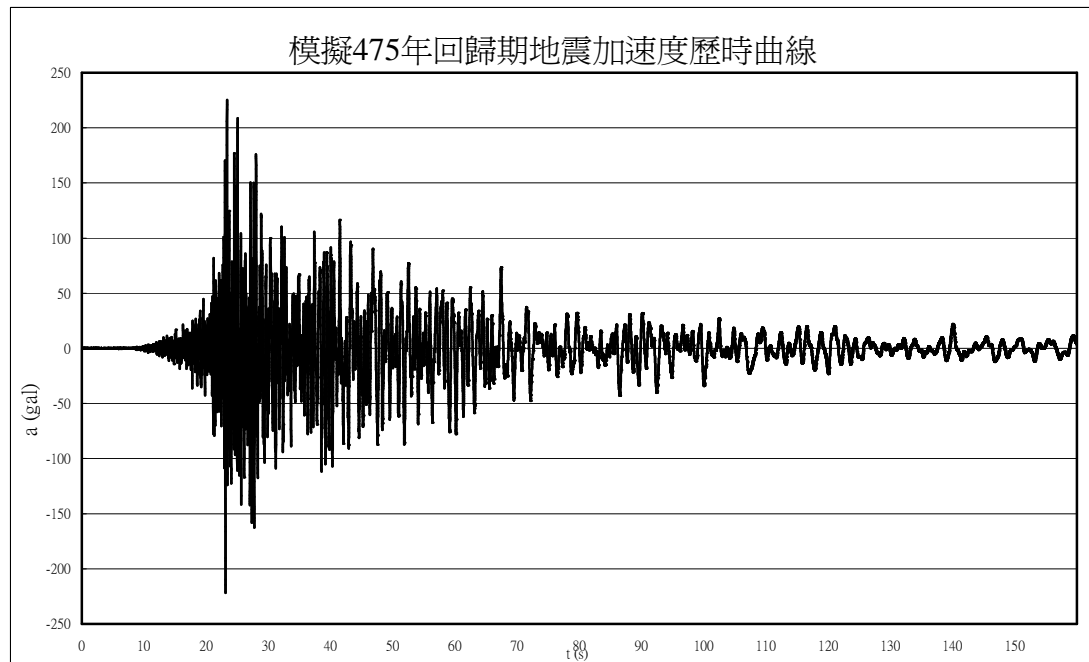


圖 5-21 該碼頭東西向 475 年迴歸期之模擬地震歷時曲線

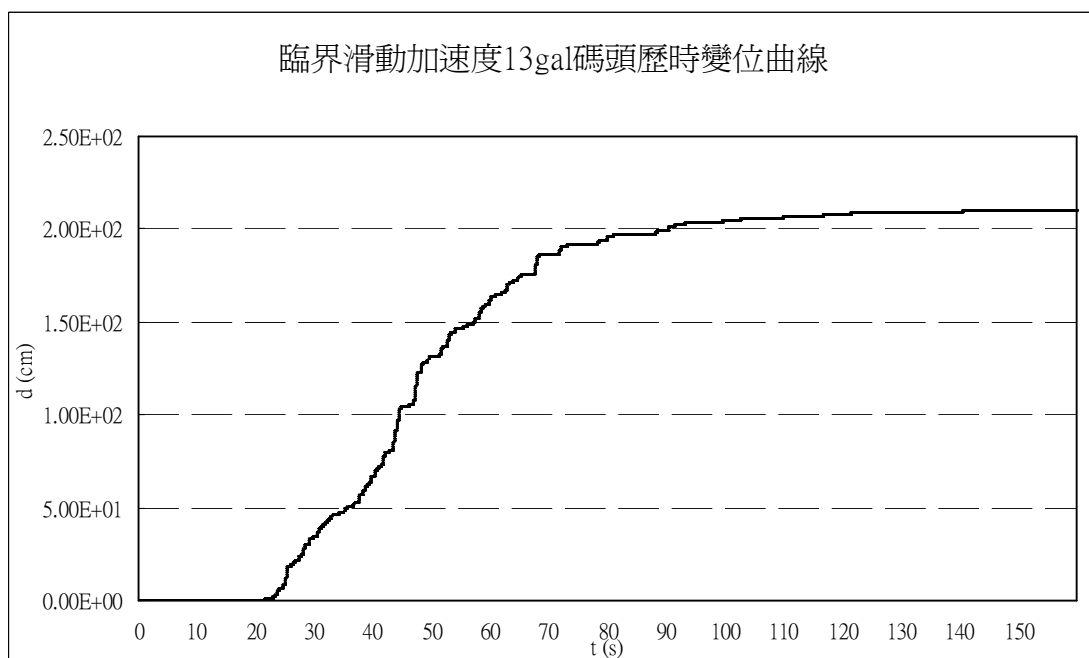


圖 5-22 不考慮岸肩樁基礎影響背填主動土體之位移量

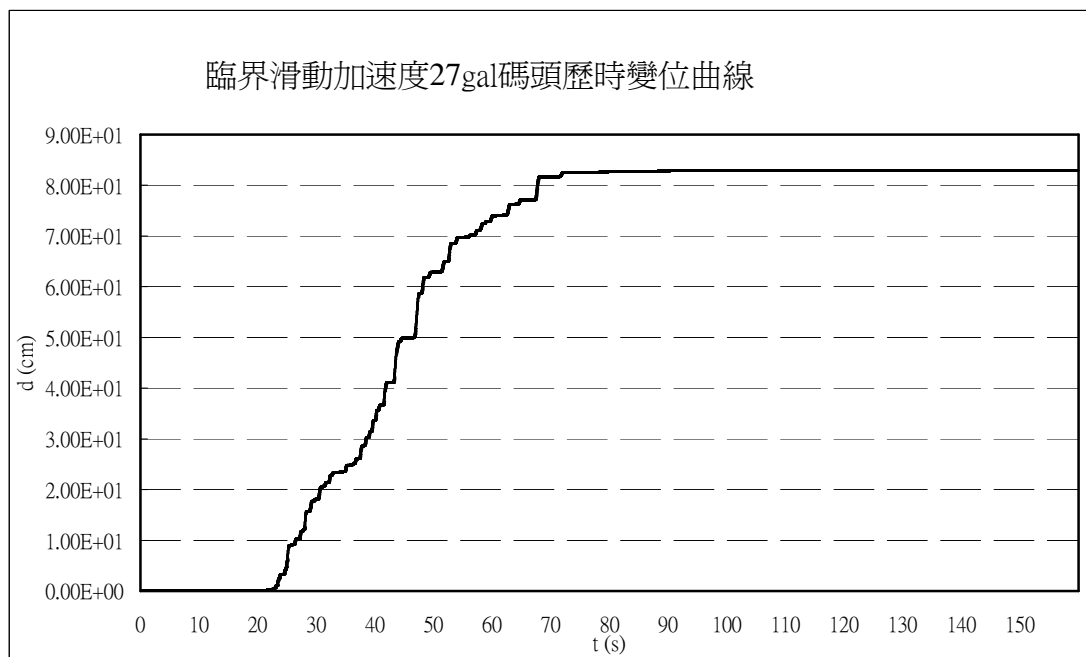


圖 5-23 考慮岸肩樁基礎影響背填主動土體之位移量

5.5 小結

依本研究分析結果，非標準型板樁式碼頭之岸肩結構物（如支撐裝卸設施的樁基礎），在擬靜態的分析方法下，因結構物有抵抗背填主動土壓力的能力，故可增加原結構之耐震能力，依本研究案例分析的結果，原結構之耐震能力原為水平地表加速度（ k_h ）為 0.12g(重力加速度)，經考慮岸肩樁基礎之效應後，耐震能力提升至 0.15g，其耐震能力提升約 25%，且其提升率在相同間距下，隨樁基礎之垂直斷面（樁直徑乘上其影響長度）增加而增加。在變位量分析部份，不考率樁基的影響其變位量為 210 公分，考率樁基影響後減為 83 公分，其減少幅度超過 50%，由此案例可以瞭解，在岸肩有基樁的情況下，基樁有提昇碼頭耐震能力的效應。

另外，變位量的大小與地震的規模有關，規模越大其地震波之加速度歷時曲線延時會越長，相對的對時間做二次積分就會越大，而本案例是依過去本中心在該港量測到的最大地震規模地表加速度歷時曲

線，將最大地表加速度放大到規範規定之 0.23g 的放大比例給予整個地震加速度歷時做放大，來模擬回歸期 475 年之地震波，其缺點為無法反應真正回歸期 475 年之地震規模，也就是說模擬的地震波無法反應真正的地震延時效應，故可能造成所計算出來的變位量會偏小，所以如何準確模擬能反應該區域 475 年回歸期的地震歷時曲線，對分析該碼頭之變位量的準確性有著極重要的影響，值得後續進一步的探討。

由於本案例僅做擬靜態分析，分析結果為岸肩之基樁確實會減少背填主動土壓力，並造成結構物之耐震能力提升；但若以結構物的動態行為來分析則結果可能相反，因岸肩之基樁主要是承受後線裝卸設施的重量，在地震力作用下，會造成基樁之水平震動，而此震動是否會造成後線背填土壤之工程性質變化，進而弱化土壤強度，造成板樁主動土壓力的增加，影響結構物之耐震能力，都有待後續進一步的探討。

第六章 港區地震及土壤液化監測之分析

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。

6.1 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。欲探討沖積土層對地震之影響，主要應可分兩方面探討：

6.1.1 沖積土層對地震振動頻率之影響

1.卓越週期之計算

- (1)於沖積性地盤近表面地盤的卓越週期。其長短因表面層之細部組織而定。依多從反射理論計算法，若表面層為一性質均勻之單層，其卓越週期可由下式計算：

$$T = \frac{4H}{C}$$

，T 為地盤的卓越週期，H 為表面地層的厚度，C 為橫波之速度。依此公式表面層越厚主週期越長。

- (2)若表面層為多層堆積而成，且各層物理性質相差不大時，最長之卓越週期可用一換算波速 C 計算： $T = \frac{4H}{C} = 4 \sum \frac{H_i}{C_i}$ 。H 為表面層總

厚度， H_i 為分層之厚度， C_i 為分層之橫波速。計算值之可靠否依分層波速之正確值而定。

2. 卓越週期之測定

- (1) 地震之卓越週期對建物於地震之震動有極大之影響，其值必須預先測知。一般可透過微震量測及搜集現址觀察地震波動記錄之頻率曲線(頻率與振動週期之關係圖)得之。於現地地震儀之長期觀測記錄中可獲得有價值之地層特性資料。
- (2) Kanai(1962)金井博士之研究結果：1.地震規模大於 6 時，各地之卓越週期因地而異，其值與微震之值相同。2.某一地區震波如有兩個以上之卓越週期，其值常因各地震而異，但其中之一常與微震頻率曲線上所示多數高峰之一重合。
- (3) 由歷史觀測資料顯示，大地震時地盤之卓越週期與計算之第一振動週期近似，但小地震時地盤之卓越週期近於計算之第二或次高之振動週期，而與第一振動週期無關。一般常重視大地震之觀測，實際上中地震與大地震所引起地盤振動之卓越週期可能不同，於結構安全設計必須兼顧兩種地震之卓越週期。

6.1.2 沖積土層對地震強度之影響

沖積土層之震動阻抗較岩盤及洪積地盤為小，同時沖積地盤又有卓越週期，使其在地震時可能因共振而生較強之振動。故必須瞭解每一地震之震波最大加速度、速度與位移等重要特性質，因表面層之沖積地盤而擴大了多少。其值之一般差異性如下：

- (1) 因區域地質之差異，其值有區域性之差異。
- (2) 沖積地層越厚位移越大，加速度亦相對增加。
- (3) 地震振動波之週期長者產生最大位移，週期短者產生最大加速度。

(4)沖積地層因多重反射，使其在地震時可能因共振使表面震動振幅增大而生較強之振動。其增幅之計算依 Kanai(1962)金井博士之研究結果：

$$G(T) = 1 + \frac{1}{\sqrt{\left[\frac{1+\kappa}{1-\kappa} \left\{ 1 - \left(\frac{T}{T_G} \right)^2 \right\} \right]^2 + \left(\frac{0.3}{\sqrt{T_G}} \frac{T}{T_G} \right)^2}}$$

其中 $\kappa = \frac{\rho_1 c_1}{\rho_2 c_2}$ ， $G(T)$ =增幅比率， T =地震波振動成分之週期， T_G =表面層之卓越週期， ρ_1 =表面層之質量， ρ_2 =基盤之質量， c_1 =表面層之地震波速， c_2 =基盤之地震波速。

6.2 港區地震及土壤液化監測規劃

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、高雄港與蘇澳港各完成一組地震監測系統。

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、高雄港與蘇澳港個別完成設置一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。

6.3 臺中港地震監測結果分析

6.3.1 地震監測結果分析

臺中港井下地震儀監測站於民國 90 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 6-1 所示。此井下地震儀陣列於地表、10 米、20 米、100 米及 283 米共設置 5 部地震儀，監測站設置已四年多，監測期間雖未有強震之觀測資料，唯小地震非常頻繁，目前擷取之地震觀測資料已有 36 組，唯其中有多組觀測資料受港區貨櫃車輛經過時之振動干擾，資料分析時予以篩除，本文僅篩選 28 組較完整之監測資料進行分析研究。

為瞭解地震波於臺中港區之放大特性，茲以振幅較大之 91 年 3 月 31 日地震南北向(NS)歷時為示意圖，如圖 6-2 所示。圖 6-3 為數組南北向(NS)最大加速度隨深度變化圖。由圖 6-2 及圖 6-3 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。

為探討臺中港震波放大特性，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 6-4 所示，迴歸函數如下列所示：

$$\text{南北向：PGA}=\exp(-0.20*(\text{深度})^{0.30})\dots\dots\dots(6-1)$$

$$\text{東西向：PGA}=\exp(-0.24*(\text{深度})^{0.25})\dots\dots\dots(6-2)$$

$$\text{垂直向：PGA}=\exp(-0.10*(\text{深度})^{0.45})\dots\dots\dots(6-3)$$

由圖 6-4 迴歸分析結果可發現：南北向之地震波自 283m 至地表，地震震波放大 2.86 倍；其中自 283m 至 20m，其厚度達 263m 之地層，

正規化之最大加速度由 0.351 放大至 0.589，約放大 1.678 倍；但自 20m 至地表，其厚度僅 20m 之地層，正規化之最大加速度由 0.589 放大至 1，放大亦達 1.698 倍；由此可知南北向之地震震波放大，主要來自淺層地層，但深層地層之震波放大效應仍不能忽略。東西向之地震波自 283m 至地表，地震震波放大 2.80 倍；其中自 283m 至 20m，其厚度達 263m 之地層，正規化之最大加速度由 0.356 放大至 0.593，約放大 1.666 倍；但自 20m 至地表，其厚度僅 20m 之地層，正規化之最大加速度由 0.593 放大至 1，放大達 1.686 倍；由此可知東西向之地震震波放大，主要亦來自淺層地層。垂直向之地震波自 283m 至地表，地震震波放大 2.83 倍；其中自 283m 至 20m，其厚度達 263m 之地層，正規化之最大加速度由 0.353 放大至 0.621，約放大 1.75 倍；但自 20m 至地表，其厚度僅 20m 之地層，正規化之最大加速度由 0.621 放大至 1，放大亦達 1.61 倍；由此可知垂直向之地震震波放大，主要亦來自淺層地層。

圖 6-5 為 Seed & Idriss (1971) 有關應力折減因數隨深度變化範圍之研究，由圖 6-4 臺中港震波放大特性初步探討結果亦可發現，臺中港淺層地層之震波放大稍大於 Seed & Idriss (1971) 之平均值。

Idriss(1990) 對軟弱地盤震波放大效應之研究發現，震波放大有非線性效應，即各地震之震波放大效應不同。因此為進一步探討臺中港震波放大效應之非線性，本文亦分析臺中港震波放大倍率與最大加速度之關係，如圖 6-6 所示。由圖 6-6 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，由於皆為小地震，並未發現有非線性效應，俟有一些大地震時再進一步分析。

6.3.2 SHAKE 地震模擬分析

本文進一步以大地工程界常用之 SHAKE 程式，進行地震之模擬分析，SHAKE 程式係以加速度記錄的型態輸入產生地震，並考慮該地土壤與地質情況因素，以進行地盤反應分析。SHAKE 為一總應力地盤反應分析程式，用以估計地震來臨時地盤所承受的反覆應力比及

作用週期數等相關之地盤反應。分析過程所需參數包含現地土層之剪力模數、阻尼比、以及具代表性的地震入射波基盤資料等，分析結果一般可求得地表及各層交接面之最大加速度歷時曲線、土層基本振動週期、任意土層間運動之放大倍率、地表加速度之富氏震幅譜(Fourier Spectrum)及各土層之反應譜等，除了可以作為設計震譜之重要依據外，並藉此計算地震時地盤所承受的應力應變，評估砂性土壤受震時之反覆應力比。

本研究以 SHAKE 程式模擬加速度歷時曲線，並與井下地震記錄比較，以探討臺中港區地震之放大倍率。由於目前無法獲得地震入射波，所以將井下 283 公尺所收到的地震記錄視為入射波，以進行模擬地表、井下 10 公尺、20 公尺、100 公尺之加速度歷時曲線，計算長度擷取剪力波開始後 60 秒之記錄，模擬過程中亦將地表自由端反射波列入計算。本研究相關之動態參數與剪應變之關係，是以臺灣西海岸港區沉泥質砂性土壤之動態試驗結果為程式分析時之輸入曲線，如圖 6-7 及圖 6-8 所示，各層土壤之剪力波速，則以臺中港地震監測站之懸浮式速度井測(P-S Logging)結果為輸入資料，如圖 6-9 所示。

圖 6-10 是利用 SHAKE 程式模擬 91 年 3 月 31 日南北向加速度歷時曲線之模擬結果，與圖 6-2 之實際的觀測值互相比較，比較結果可發現地表、20 公尺及 100 公尺之 PGA 值相當接近，10 公尺之模擬結果與觀測值相差甚多，有待進一步研究。本研究以 283 公尺記錄當作入射波，而實際上這記錄除了包含入射波之外，尚有來自其它地層反射回來的反射波，如果能減低這些反射波後，再作為入射波，則可進一步改善模擬結果。

6.4 臺北港地震監測結果分析

6.4.1 地震監測結果分析

臺北港井下地震儀監測站於民國 91 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 6-11 所示。此井下地震儀陣列於地表、14 米、30 米、99 米及 297 米共設置 5 部地震儀，監測站設置已三年多，監測期間雖未有強震之觀測資料，唯小地震非常頻繁，目前擷取之地震觀測資料已有 19 組，唯其中有多組觀測資料受港區貨櫃車輛經過時之振動干擾，資料分析時予以篩除，本文僅篩選 17 組較完整之監測資料進行分析研究。

為瞭解地震波於臺北港區之放大特性，茲以振幅較大之 92 年 6 月 10 日地震南北向(NS)歷時為示意圖，如圖 6-12 所示。圖 6-13 為數組南北向(NS)最大加速度隨深度變化圖。由圖 6-12 及圖 6-13 顯示:南北向(NS)之尖峰加速度，由 297m 上傳至地表時，其振幅均有明顯放大。

為探討臺北港震波放大特性，本文將 17 組地震之各深度之最大加速度正規化，即將各深度之最大加速度除以地表之最大加速度。並加以統計迴歸分析，正規化之最大加速度隨深度變化之迴歸分析結果，如圖 6-14 所示，迴歸函數如下列所示：

$$\text{南北向： } PGA = \exp(-0.16 * (\text{深度})^{0.38}) \dots\dots\dots (6-4)$$

$$\text{東西向： } PGA = \exp(-0.21 * (\text{深度})^{0.32}) \dots\dots\dots (6-5)$$

$$\text{垂直向： } PGA = \exp(-0.22 * (\text{深度})^{0.28}) \dots\dots\dots (6-6)$$

由圖 6-14 迴歸分析結果可發現:南北向之地震波自 297m 至地表，地震震波放大 3.87 倍；其中自 297m 至 30m,其厚度達 267m 之地層，正規化之最大加速度由 0.258 放大至 0.567，約放大 2.2 倍；但自 30m 至地表，其厚度僅 30m 之地層，正規化之最大加速度由 0.567 放大至 1，放大亦達 1.764 倍；由此可知南北向之地震震波放大，主要來自淺層地層，但深層地層之震波放大效應仍不能忽略。東西向之地震波自 297m 至地表，地震震波放大 3.71 倍；其中自 297m 至 30m，其厚度達 267m 之地層，正規化之最大加速度由 0.269 放大至 0.536，約放大

1.99 倍；但自 30m 至地表，其厚度僅 30m 之地層，正規化之最大加速度由 0.536 放大至 1，放大達 1.86 倍；由此可知東西向之地震震波放大，主要亦來自淺層地層。垂直向之地震波自 297m 至地表，地震震波放大 3.12 倍；其中自 297m 至 30m，其厚度達 267m 之地層，正規化之最大加速度由 0.321 放大至 0.555，約放大 1.73 倍；但自 30m 至地表，其厚度僅 30m 之地層，正規化之最大加速度由 0.555 放大至 1，放大亦達 1.8 倍；由此可知垂直向之地震震波放大，主要亦來自淺層地層。

Seed & Idriss (1971) 有關應力折減因數隨深度變化範圍之研究，如圖 6-5 所示，由圖 6-14 臺北港震波放大特性初步探討結果亦可發現，臺北港淺層地層之震波放大稍大於 Seed & Idriss (1971) 之平均值。為進一步探討臺北港震波放大效應之非線性，本文亦分析臺北港震波放大倍率與最大加速度之關係，如圖 6-15 所示。由圖 6-15 可發現：臺北港震波放大倍率約於 3-5 倍之間，平均約為 4 倍，由於皆為小地震，並未發現有非線性效應，俟有一些大地震時再進一步分析。

6.4.2. SHAKE 地震模擬分析

本研究以 SHAKE 程式模擬加速度歷時曲線，並與井下地震記錄比較，以探討臺北港區地震之放大倍率。由於目前無法獲得地震入射波，所以將井下 297 公尺所收到的地震記錄視為入射波，以進行模擬地表、井下 14 公尺、30 公尺、100 公尺之加速度歷時曲線，計算長度擷取剪力波開始後 40 秒之記錄，模擬過程中亦將地表自由端反射波列入計算。本研究相關之動態參數與剪應變之關係，是以臺灣西海岸港區沉泥質砂性土壤之動態試驗結果為程式分析時之輸入曲線，如圖 6-7 及圖 6-8 所示，各層土壤之剪力波速，則以臺北港地震監測站之懸浮式速度井測(P-S Logging)結果為輸入資料，如圖 6-16 所示。

圖 6-17 是利用 SHAKE 程式模擬 92 年 6 月 10 日南北向加速度歷時曲線之模擬結果，與圖 6-12 之實際的觀測值互相比較，比較結果可

發現地表、10 公尺及 100 公尺之 PGA 值相當接近，30 公尺之模擬結果與觀測值相差甚多，有待進一步研究。本研究以 297 公尺記錄當作入射波，而實際上這記錄除了包含入射波之外，尚有來自其它地層反射回來的反射波，如果能減低這些反射波後，再作為入射波，則可進一步改善模擬結果。

6.4.3 Haskall 地震模擬分析

為了進一步模擬加速度歷時曲線，本研究利用 Haskall (1953, 1960) 數值模擬方式，並以陳圭璋、賴聖耀(2003)所計算之轉換函數及衰減因子 Q 值，進行不同深度時間歷時之模擬，再與井下地震記錄比較，以探討臺北港區地震之放大倍率。用來進行模擬之地震為 92 年 6 月 10 日之地震記錄，模擬之項目包括原始之加速度記錄。Haskall 模擬方式與 SHAKE 模擬方式不同，是以地表記錄當作輸入歷時，以進行地下 14、30、100、297 公尺深之歷時計算，同時計算前先將地表歷時旋轉至徑向 (R) 以及切向 (T)，計算長度擷取剪力波開始後 40 秒之記錄，模擬過程中亦將地表自由端反射波列入計算，圖 6-18 為加速度在 R 與 T 方向之模擬與觀測比較圖。由圖 6-18 可發現，在淺層的 14 以及 30 公尺部份，模擬與觀測結果不論是振幅或波相均相當一致；至於較深層之 100 公尺及 297 公尺之部分，則發現加速度模擬結果之振幅較觀測值稍高，但波相與整體趨勢仍十分接近，推測在深層部分有變化較劇烈之薄層夾雜其中，使得較能反映薄層之高頻加速度訊號產生變化所致，此外震波在深層部分並非完全如計算時所假設是以接近垂直之入射角入射，也造成一定程度之影響，但就整體而言，模擬與觀測仍屬接近。

6.5 高雄港地震監測結果分析

6.5.1 地震監測結果分析

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 6-19 所示。此井下地震儀陣列於地表、15 米、30 米、97 米及 293 米共設置 5 部地震儀，監測站設置已二年多，監測期間雖未有強震之觀測資料，唯小地震非常頻繁，目前擷取之地震觀測資料已有 22 組，唯其中有多組觀測資料受港區貨櫃車輛經過時之振動干擾，資料分析時予以篩除，本文僅篩選 17 組較完整之監測資料進行分析研究。

為瞭解地震波於高雄港區之放大特性，茲以 92 年 12 月 10 日地震南北向(NS)歷時為示意圖，如圖 6-20 所示。圖 6-21 為數組南北向(NS)最大加速度隨深度變化圖。由圖 6-20 及圖 6-21 顯示:南北向(NS)之尖峰加速度，由 297m 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 17 組地震之各深度之最大加速度正規化，即將各深度之最大加速度除以地表之最大加速度。並加以統計迴歸分析，正規化之最大加速度隨深度變化之迴歸分析結果，如圖 6-22 所示，迴歸函數如下列所示：

$$\text{南北向：PGA}=\exp(-0.146*(\text{深度})^{0.404}) \dots\dots\dots (6-7)$$

$$\text{東西向：PGA}=\exp(-0.147*(\text{深度})^{0.401}) \dots\dots\dots (6-8)$$

$$\text{垂直向：PGA}=\exp(-0.230*(\text{深度})^{0.276}) \dots\dots\dots (6-9)$$

由圖 6-22 迴歸分析結果可發現：南北向之地震波自 293m 至地表，地震震波放大 4.26 倍；其中自 293m 至 30m，其厚度達 263m 之地層，正規化之最大加速度由 0.235 放大至 0.562，約放大 2.39 倍；但自 30m 至地表，其厚度僅 30m 之地層，正規化之最大加速度由 0.562 放大至 1，放大亦達 1.78 倍；由此可知南北向之地震震波放大，主要來自淺層地層，但深層地層之震波放大效應仍不能忽略。東西向之地震波自 293m 至地表，地震震波放大 4.20 倍；其中自 293m 至 30m，其厚度達 263m 之地層，正規化之最大加速度由 0.238 放大至 0.563，約放大 2.36 倍；但自 30m 至地表，其厚度僅 30m 之地層，正規化之

最大加速度由 0.563 放大至 1，放大達 1.77 倍；由此可知東西向之地震震波放大，主要亦來自淺層地層。垂直向之地震波自 293m 至地表，地震震波放大 3.01 倍；其中自 293m 至 30m，其厚度達 263m 之地層，正規化之最大加速度由 0.332 放大至 0.555，約放大 1.67 倍；但自 30m 至地表，其厚度僅 30m 之地層，正規化之最大加速度由 0.555 放大至 1，放大亦達 1.8 倍；由此可知垂直向之地震震波放大，主要亦來自淺層地層。

由圖 6-22 高雄港震波放大特性初步探討結果亦可發現，高雄港淺層地層之震波放大稍大於 Seed & Idriss (1971) 之平均值。為進一步探討高雄港震波放大效應之非線性，本文亦分析高雄港震波放大倍率與最大加速度之關係，如圖 6-23 所示。由圖 6-23 可發現：高雄港震波放大倍率約於 3-7 倍之間，平均約為 4.5 倍，由於皆為小地震，並未發現有非線性效應，俟有一些大地震時再進一步分析。

6.5.2 Haskall 地震模擬分析

為了進一步模擬加速度歷時曲線，本研究利用 Haskall (1953, 1960) 數值模擬方式，各層土壤之剪力波速，則以高雄港地震監測站之懸浮式速度井測(P-S Logging)結果為輸入資料，如圖 6-24 所示。並以陳圭璋、賴聖耀(2003)所計算之轉換函數及衰減因子 Q 值，進行不同深度時間歷時之模擬，再與井下地震記錄比較，以探討高雄港區地震之放大倍率。用來進行模擬之地震為 92 年 12 月 10 日之地震記錄，模擬之項目包括原始之加速度記錄。Haskall 模擬方式與 SHAKE 模擬方式不同，是以地表記錄當作輸入歷時，以進行地下 15、30、97、293 公尺深之歷時計算，同時計算前先將地表歷時旋轉至徑向 (R) 以及切向 (T)，計算長度擷取剪力波開始後 40 秒之記錄，模擬過程中亦將地表自由端反射波列入計算，圖 6-25 為加速度在 R 與 T 方向之模擬與觀測比較圖。由圖 6-25 可發現，在淺層的 15 以及 30 公尺部份，模擬與觀測結果不論是振幅或波相均相當一致；至於較深層之 97 公尺及

293 公尺之部分，則發現加速度模擬結果之振幅較觀測值稍高，但波相與整體趨勢仍十分接近，推測在深層部分有變化較劇烈之薄層夾雜其中，使得較能反映薄層之高頻加速度訊號產生變化所致，此外震波在深層部分並非完全如計算時所假設是以接近垂直之入射角入射，也造成一定程度之影響，但就整體而言，模擬與觀測仍屬接近。

6.6 蘇澳港地震監測結果分析

蘇澳港井下地震儀監測站於民國 93 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 6-26 所示。此井下地震儀陣列於地表、8 米、15 米、22 米及 35 米共設置 5 部地震儀，監測站設置已一年多，為瞭解地震波於蘇澳港區之放大特性，茲以 94 年 3 月 6 日地震南北向(NS)歷時為示意圖，如圖 6-27 所示。由圖 6-27 顯示:南北向(NS)之尖峰加速度，由 35m 上傳至地表時，其振幅並未有明顯放大，可見 35m 並非真正之堅硬地盤，35m 至地表可能為同一地層。有關蘇澳港區之震波放大特性及地震模擬分析等，於第 6.7 節將更詳細之探討。

6.7 港區地震 PGA 值分佈之模擬

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 6-28 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 6-29 至圖 6-30 所示。由圖 6-29 至圖 6-30 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 6-31 至圖 6-32 所示。由圖 6-31 至圖 6-32 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，該地震為雙主震，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 6-33 所示。由圖 6-33 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 地震台中港地震 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台中港地震站相當，模擬台中港地震 PGA 之分佈，如圖 6-34 所示。由圖 6-34 模擬結果顯示，台中港 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 地震造成台中港 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。另由台中港區淺層共振主頻分析結果如圖 6-35 所示。由圖 6-35 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。

6.8 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 6-36a 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 6-37a 及圖 6-38a 所示。

由圖 6-36a 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 6-37a 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 6-38a 顯示，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 %，20m 之超額動態孔隙水壓約為 4 kpa，即有 40m 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 60m 高之超額動態水位，其超額動態孔隙水壓比亦僅有 2 %。

由圖 6-36a 至圖 6-38a 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 6-36b 至圖 6-38b 所示，超額之孔隙水壓如圖 6-36c 至圖 6-38c 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。

6.9 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。另由地震波放大倍率隨深度變化之初步探討結果亦可發現：臺中港、臺北港及高雄港淺層地層之震波放大皆稍大於 Seed & Idriss (1971) 之平均值。
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。台中港 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 地震造成台中港 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 以下之低頻反應，震盪動態水壓為 0.25Hz 以上之高頻反應。

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 以下之低頻反應，震盪動態水壓為 0.10Hz 以上之高頻反應。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 以下之低頻反應，震盪動態水壓為 0.08Hz 以上之高頻反應。

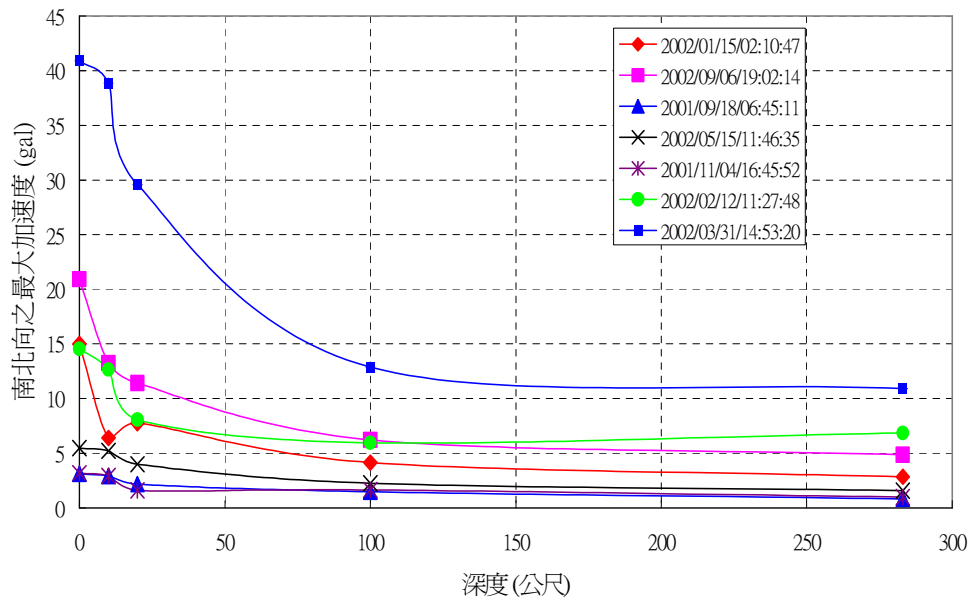


圖 6-3 臺中港井下地震儀南北向之最大加速度隨深度變化圖

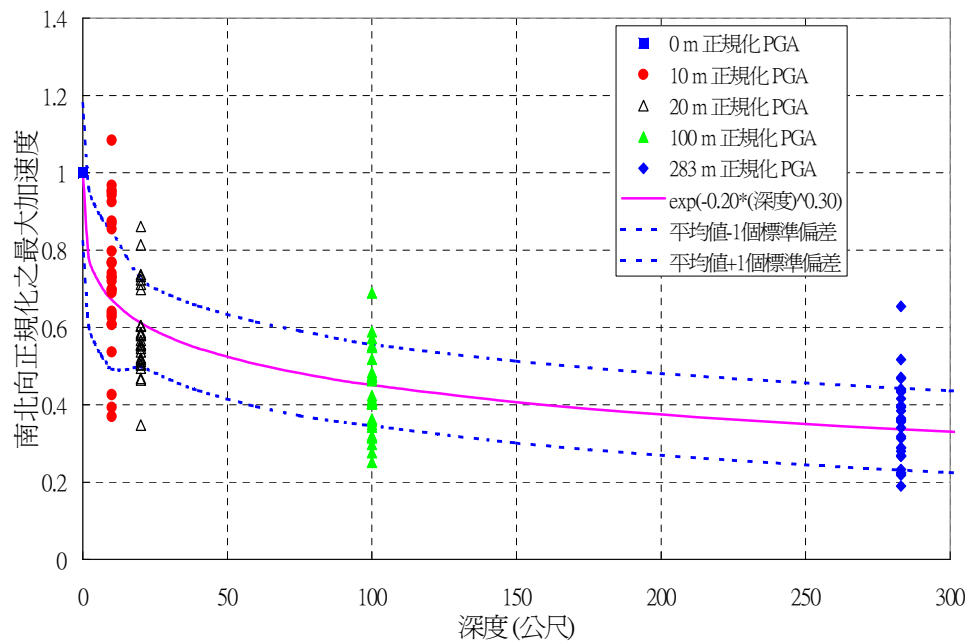


圖 6-4 臺中港井下地震儀南北向正規化之最大加速度隨深度變化圖

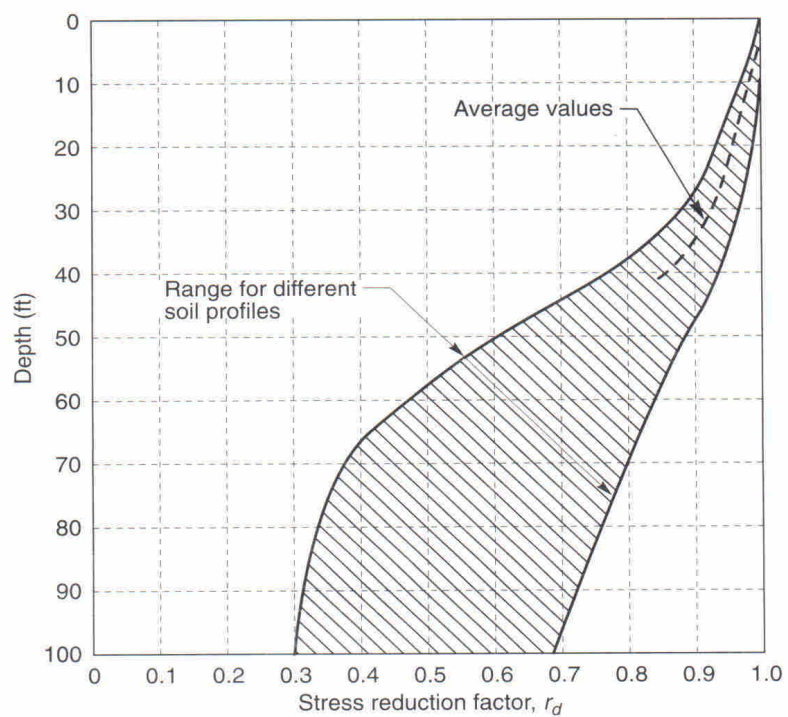


圖 6-5 應力折減因數 r_d 隨深度之變化範圍 (Seed & Idriss, 1971)

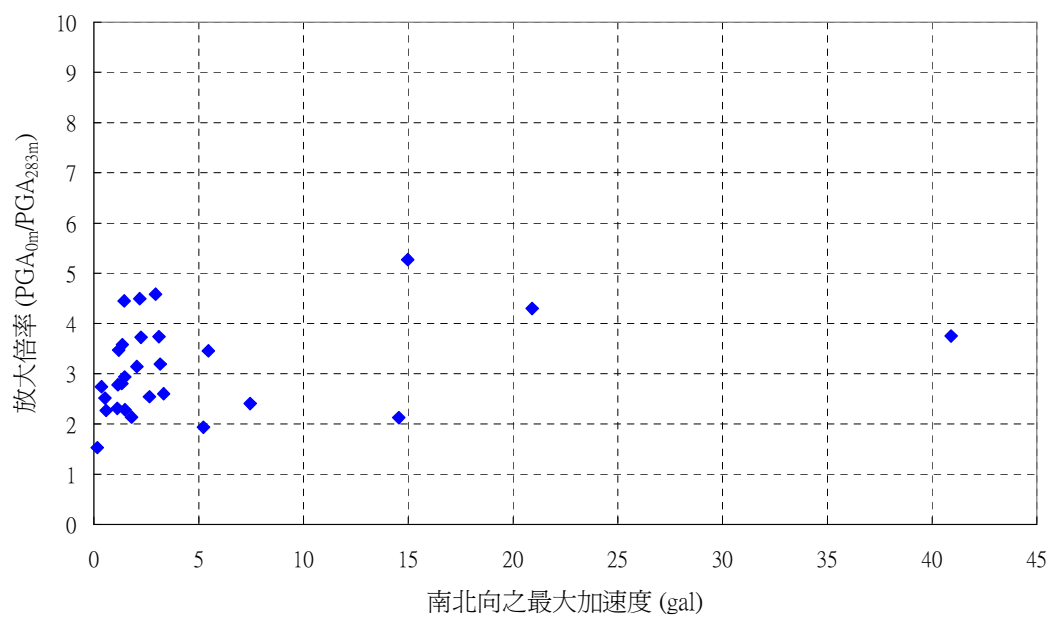


圖 6-6 臺中港東西向震波放大倍率與最大加速度之關係圖

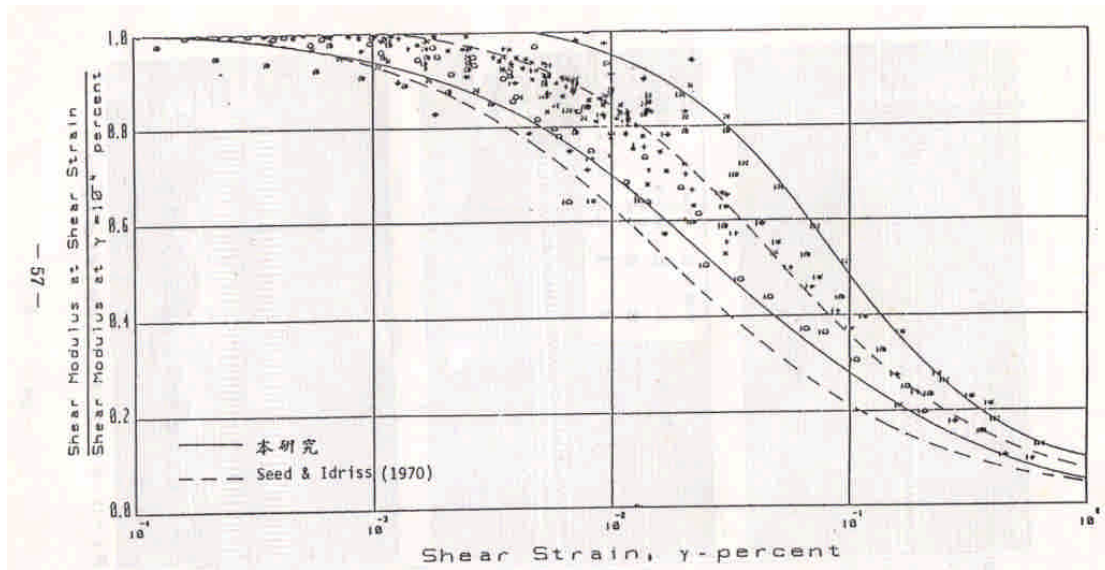


圖 6-7 臺灣西海岸港區沉泥質砂性土壤 G/G_{max} 與剪應變之關係

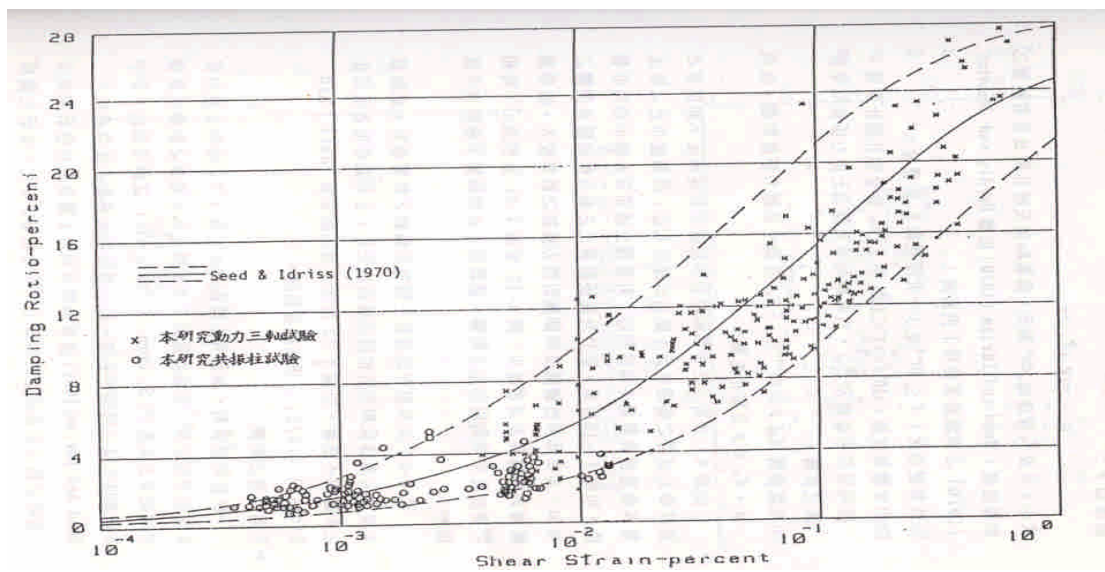


圖 6-8 臺灣西海岸港區沉泥質砂性土壤阻尼比與剪應變之關係

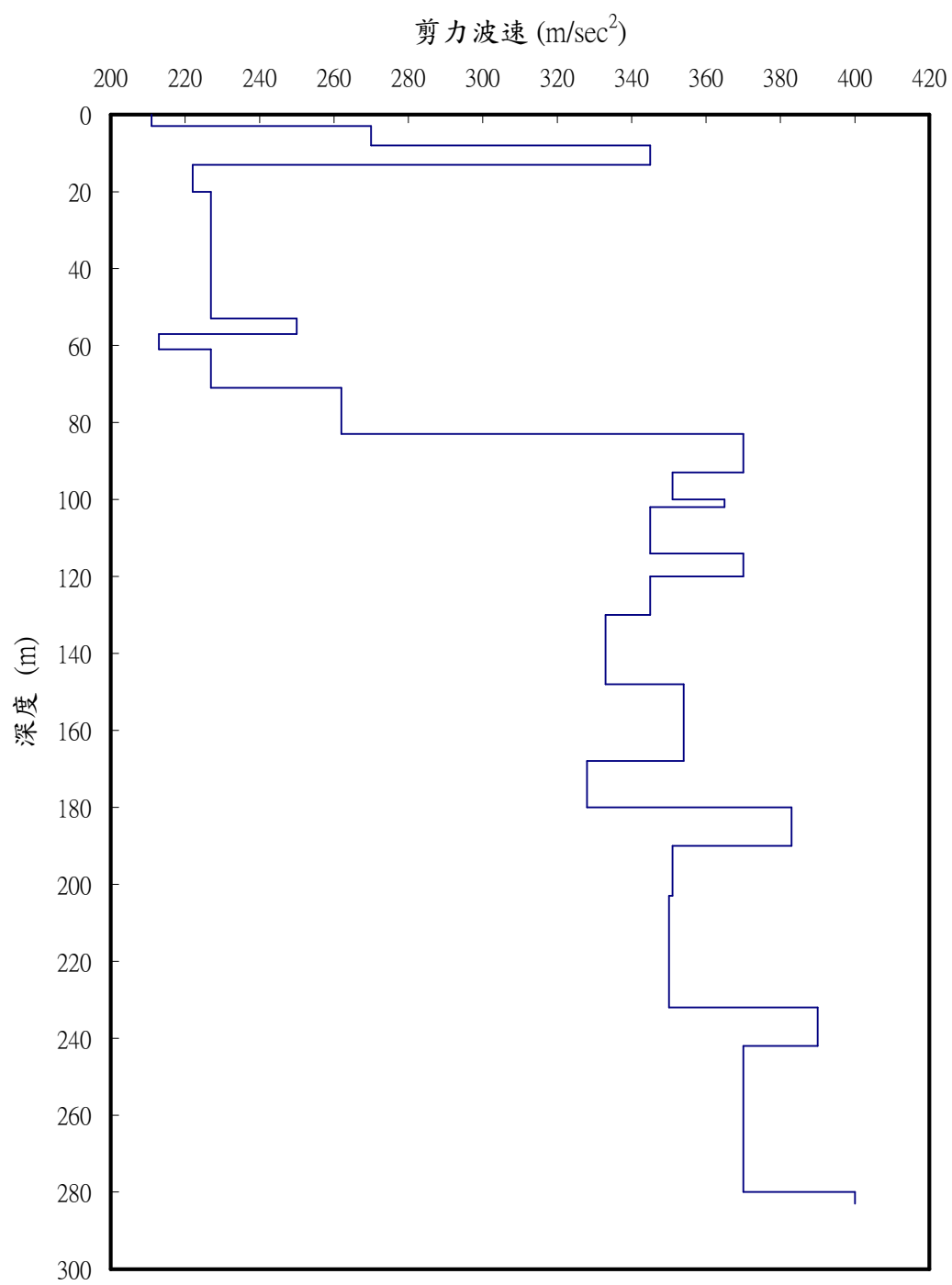


圖 6-9 臺中港地震監測站剪力波速隨深度變化關係圖

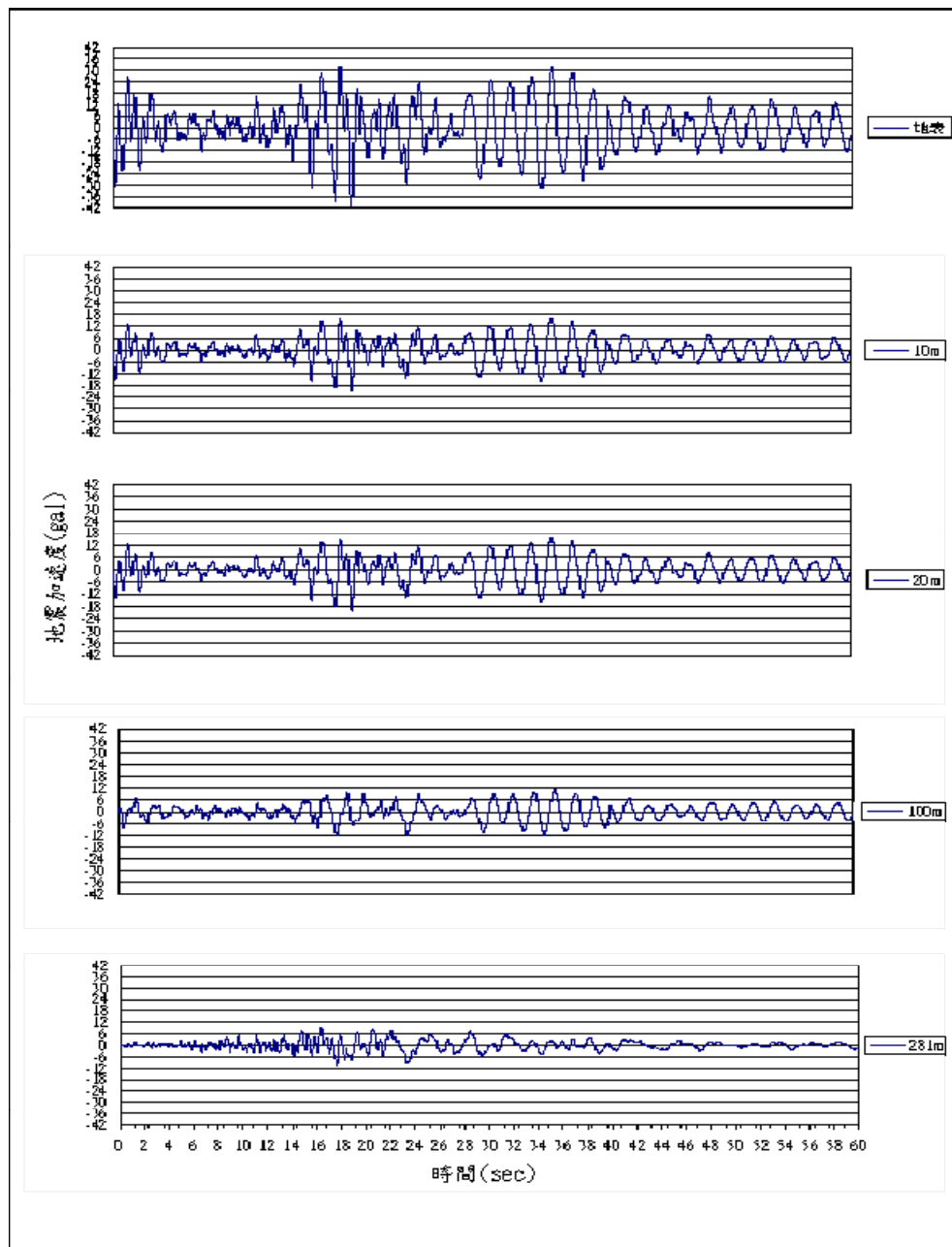


圖 6-10 臺中港 2002 年 3 月 31 日-SHAKE 模擬地震(南北向)

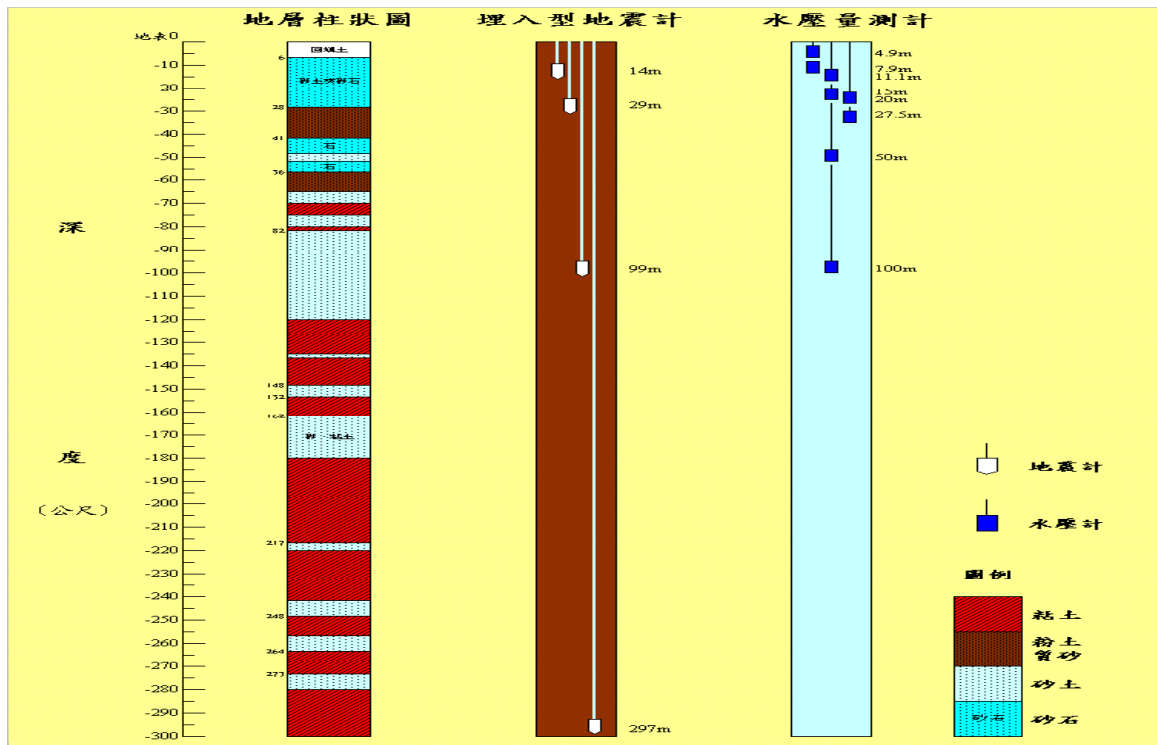


圖 6-11 臺北港地震及動態水壓監測站示意圖

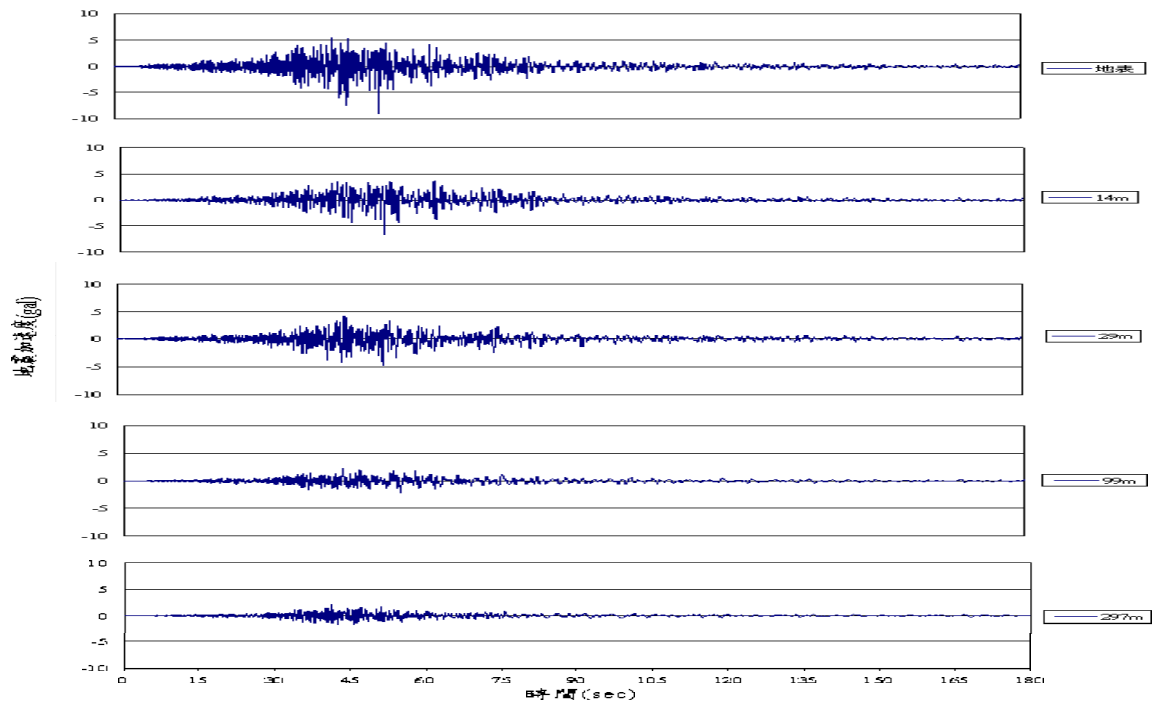


圖 6-12 臺北港 2003 年 6 月 10 日 16 時 41 分地震(南北向)

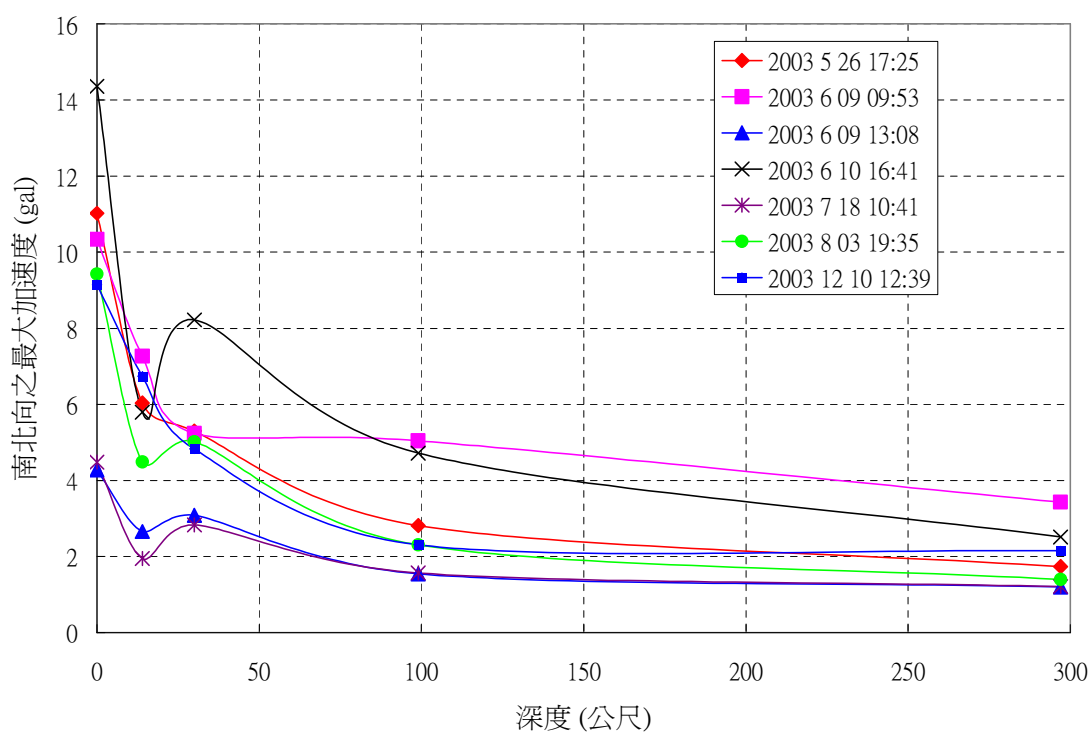


圖 6-13 臺北港井下地震儀南北向之最大加速度隨深度變化圖

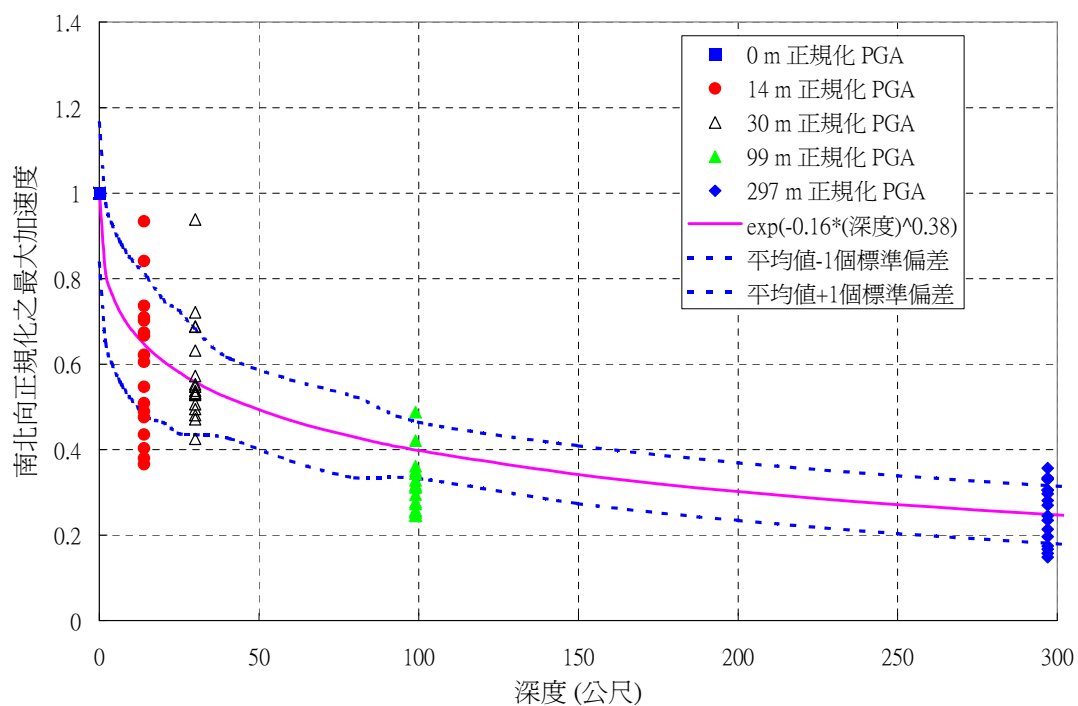


圖 6-14 臺北港井下地震儀南北向正規化之最大加速度隨深度變化圖

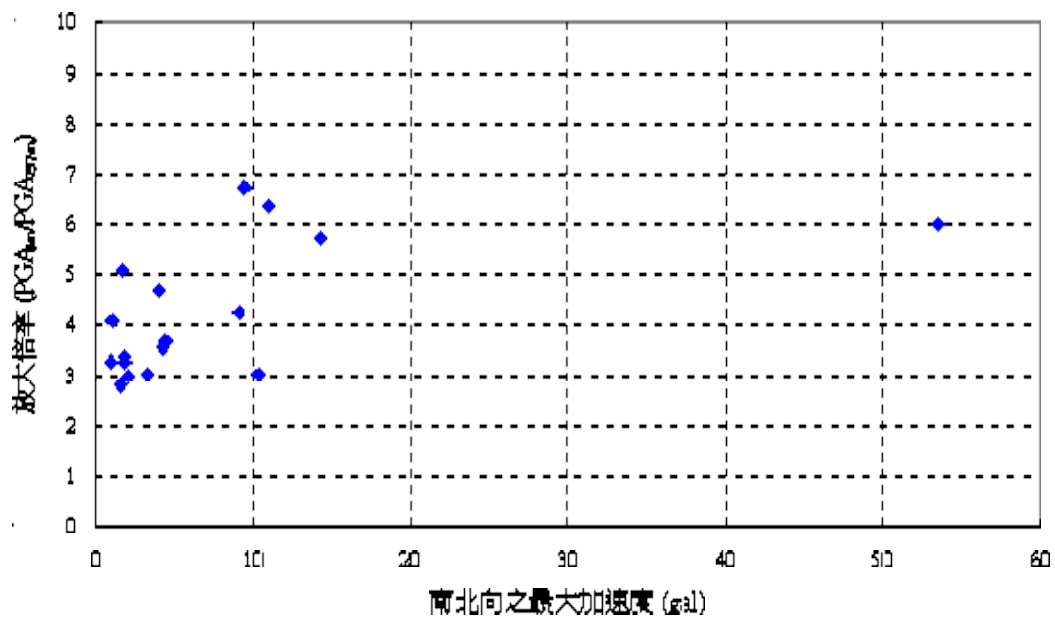


圖 6-15a 臺北港南北向震波放大倍率與最大加速度之關係圖

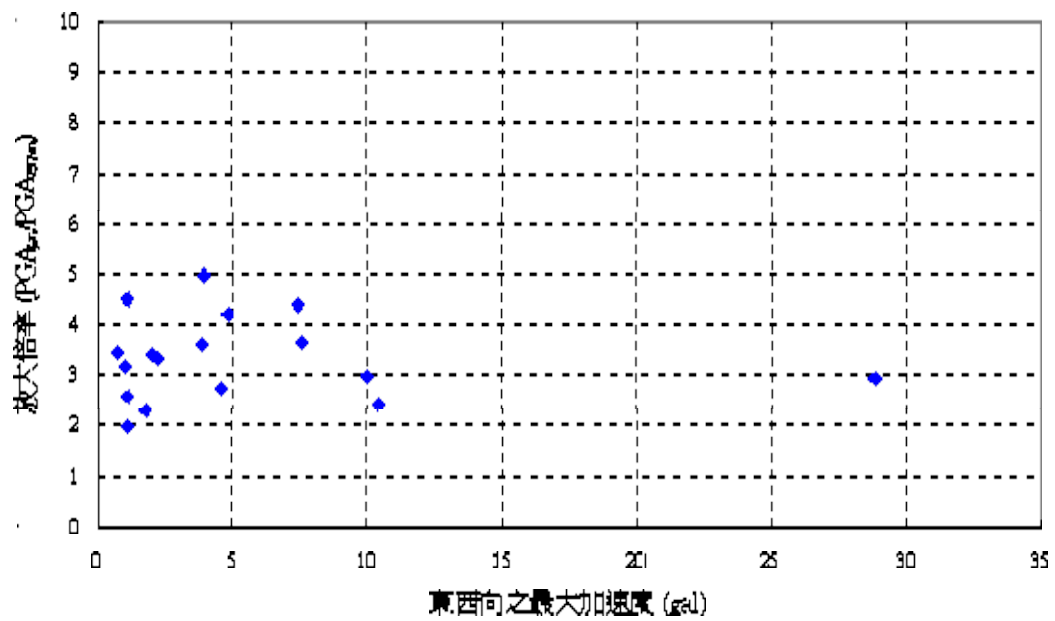


圖 6-15b 臺北港東西向震波放大倍率與最大加速度之關係圖

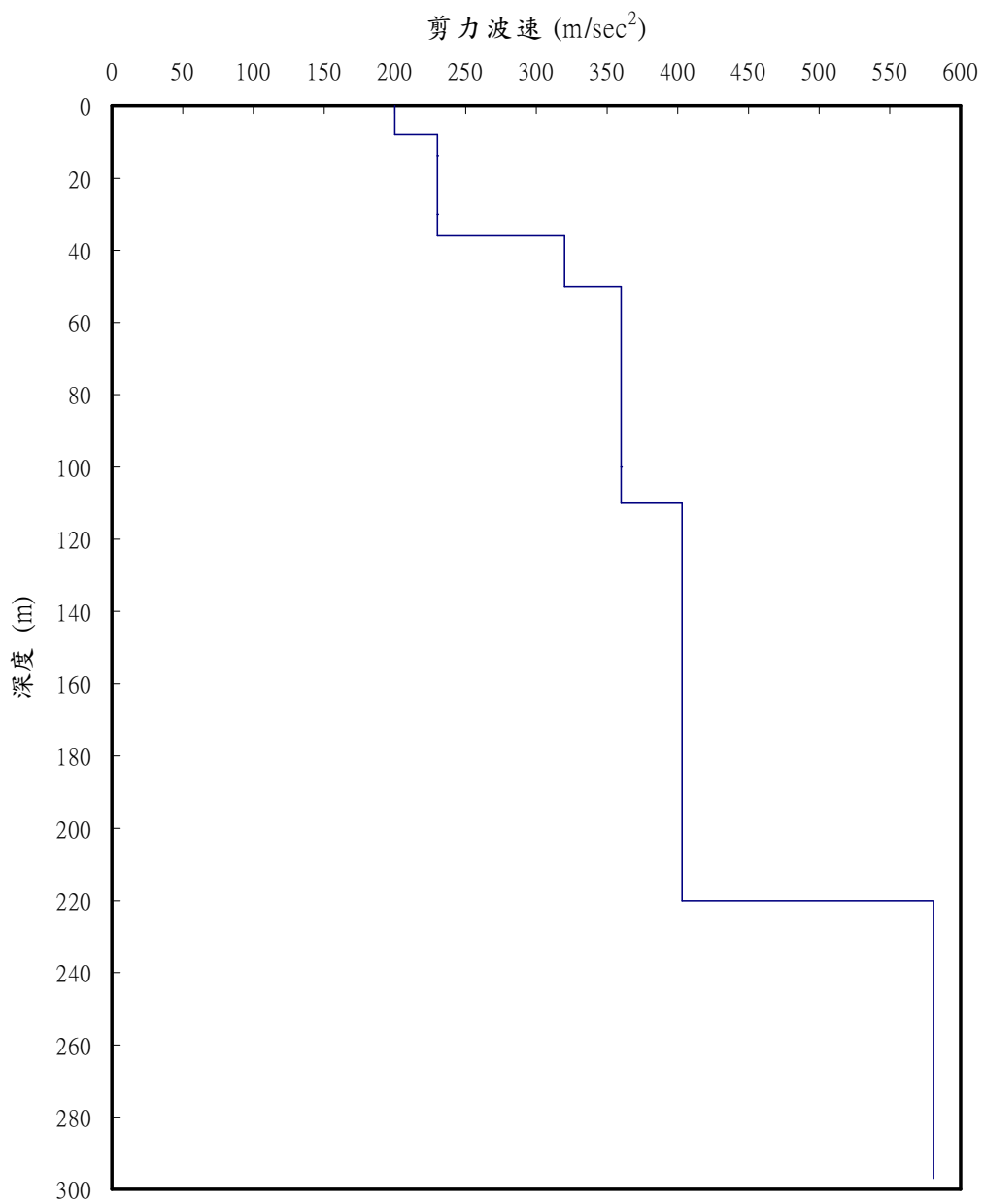


圖 6-16 臺北港地震監測站剪力波速隨深度變化關係圖

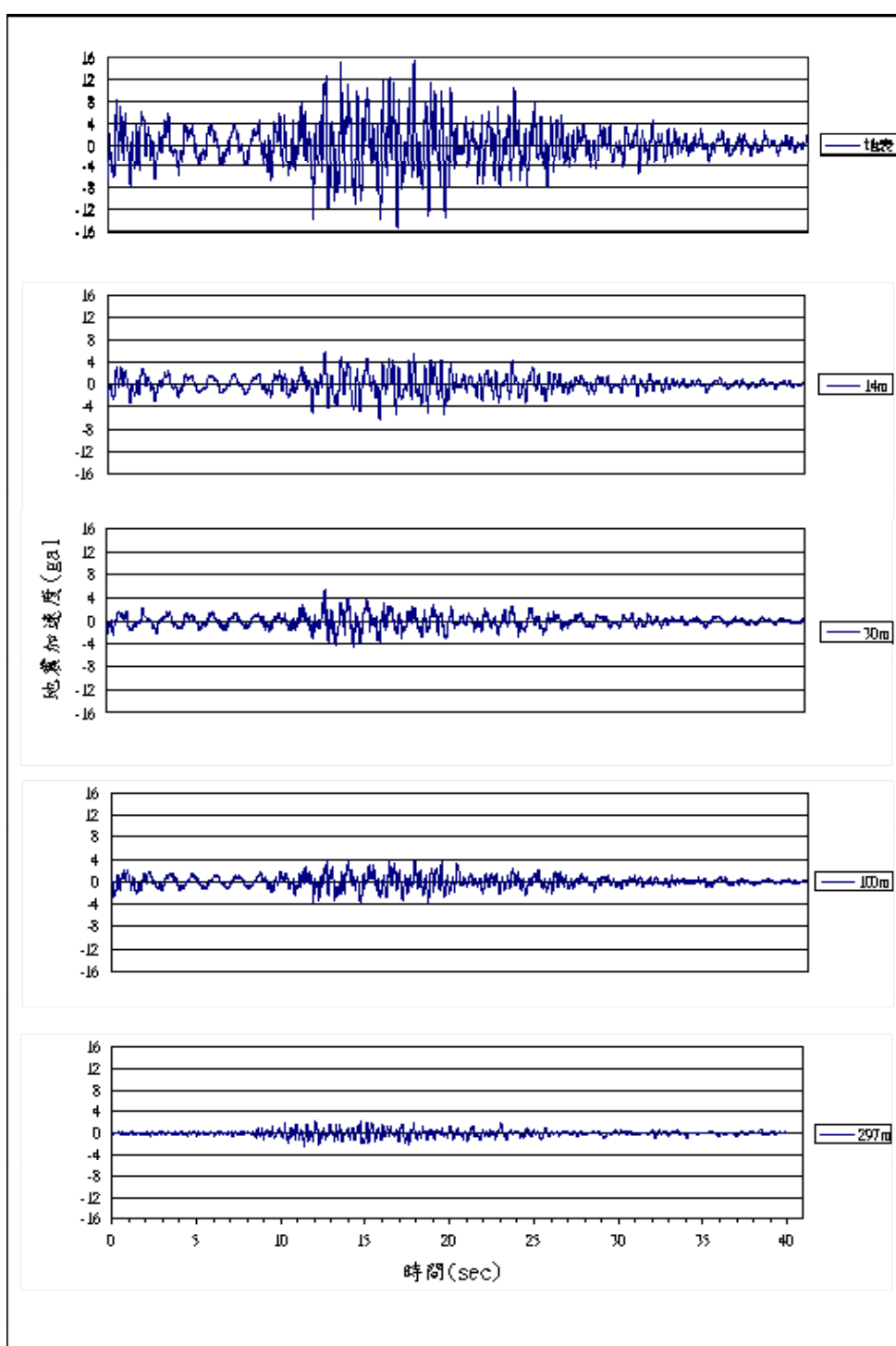


圖 6-17 臺北港 2003 年 6 月 10 日-SHAKE 模擬地震(南北向)

2002 6 10 16:41

R component

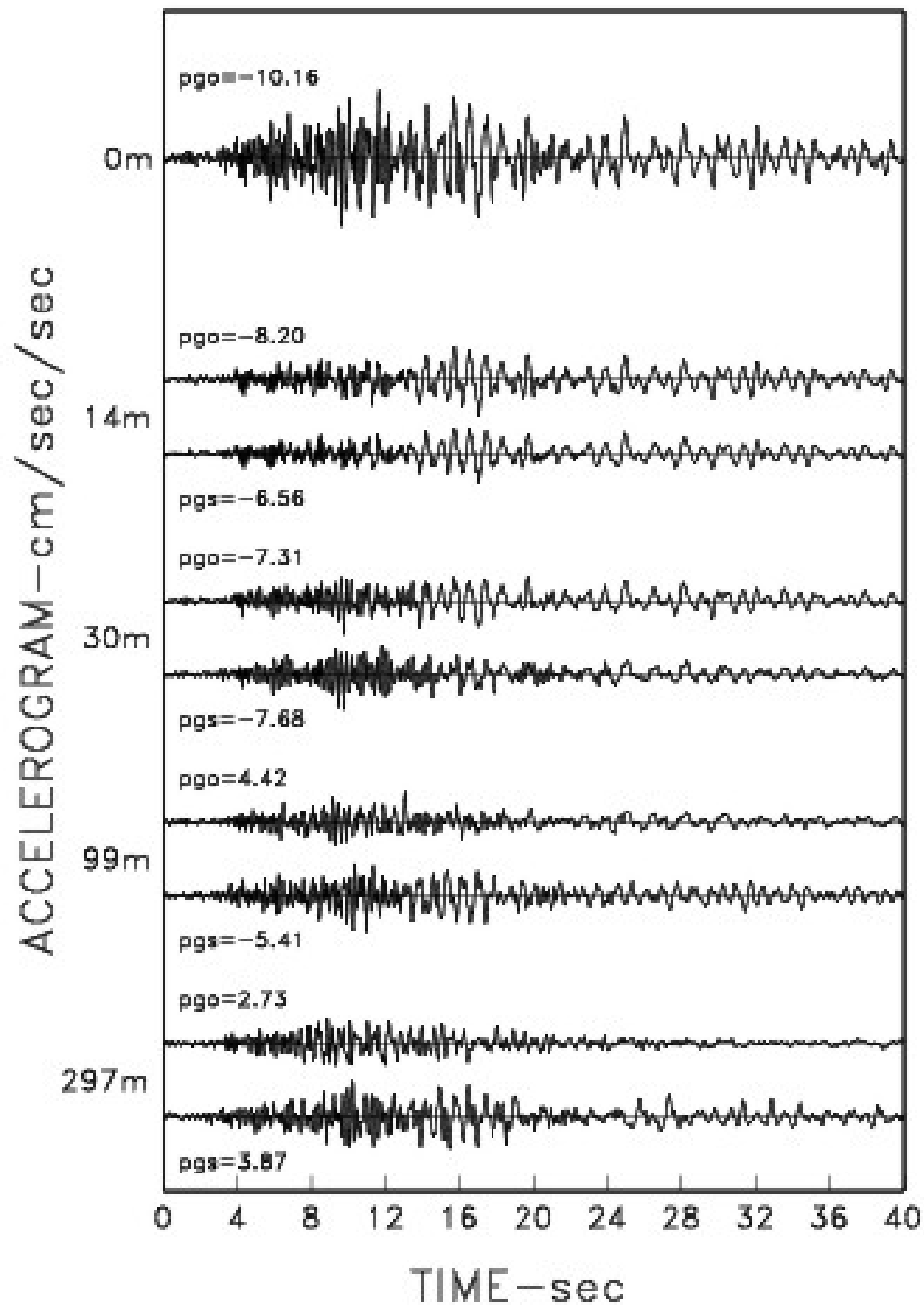


圖 6-18a 臺北港 2003 年 6 月 10 日模擬與觀測加速度在 R 方向比較圖

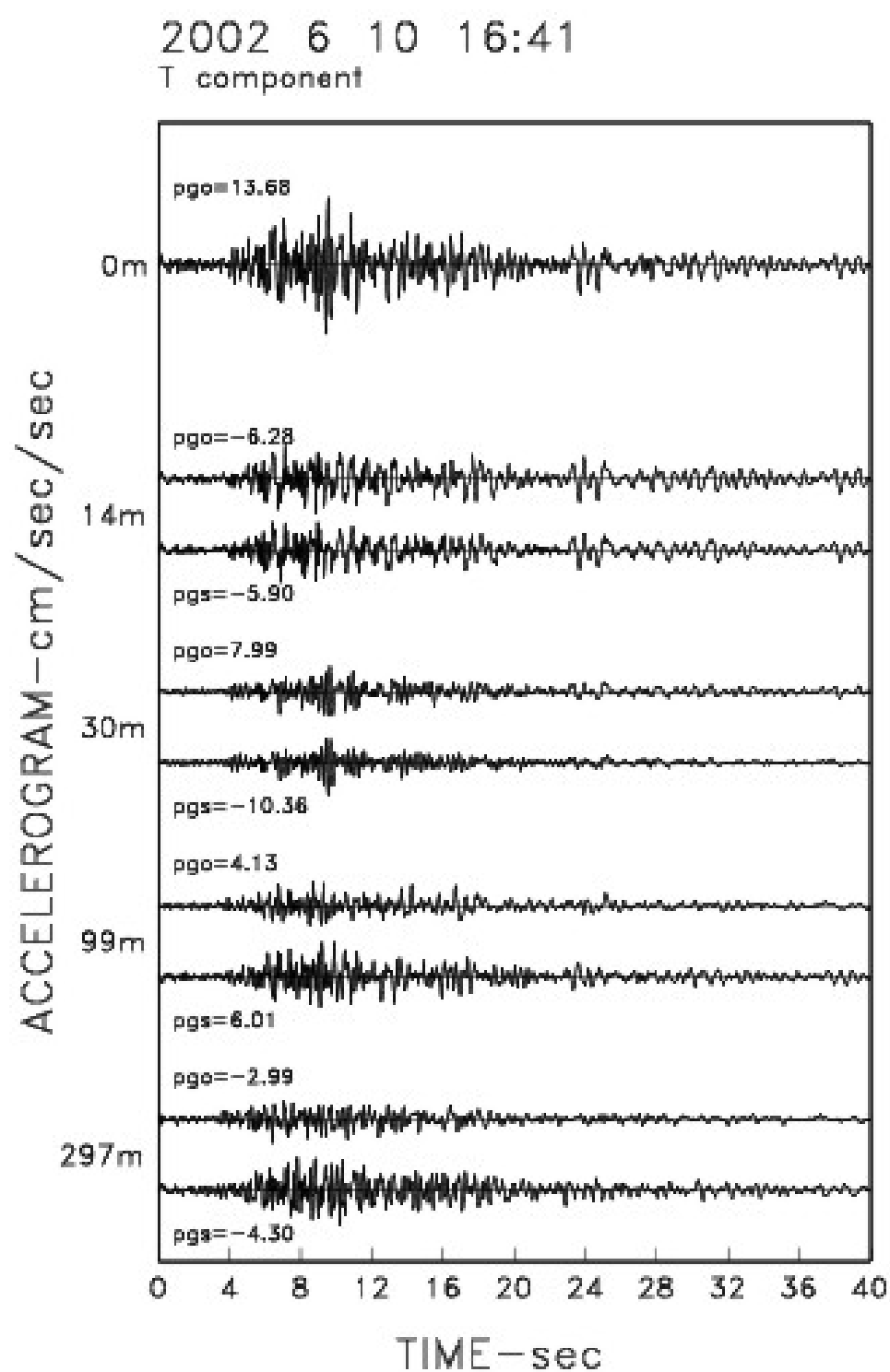


圖 6-18b 臺北港 2003 年 6 月 10 日模擬與觀測加速度在 T 方向比較圖

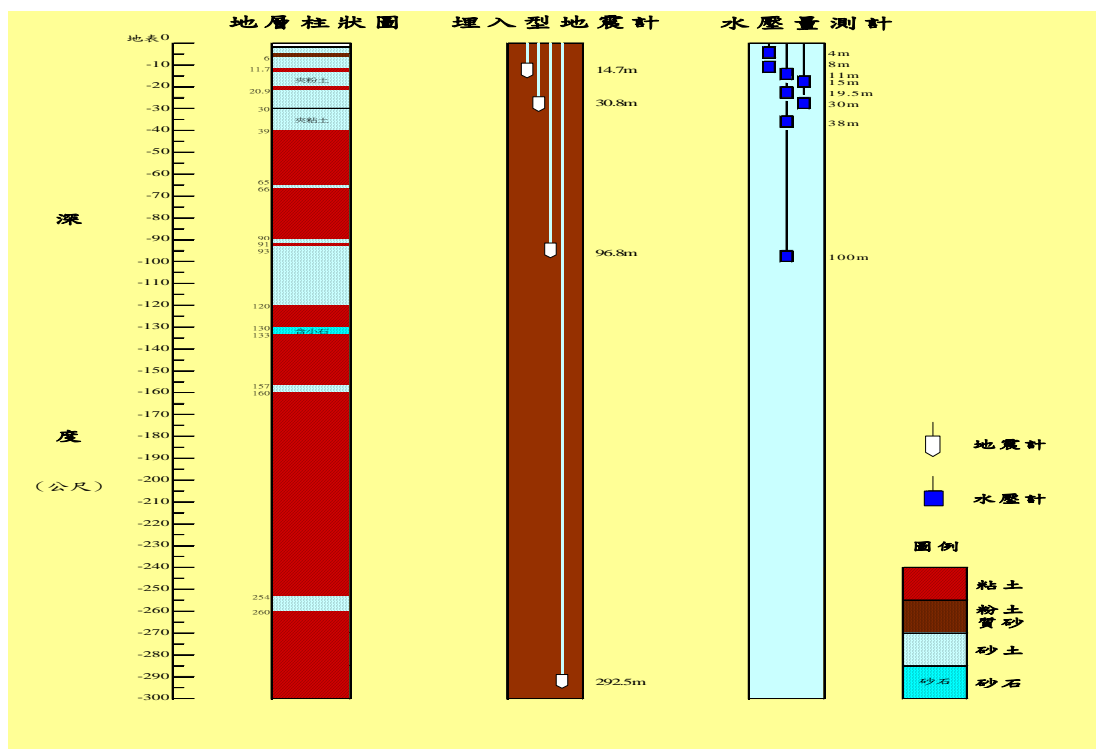


圖 6-19 高雄港地震及動態水壓監測站示意圖

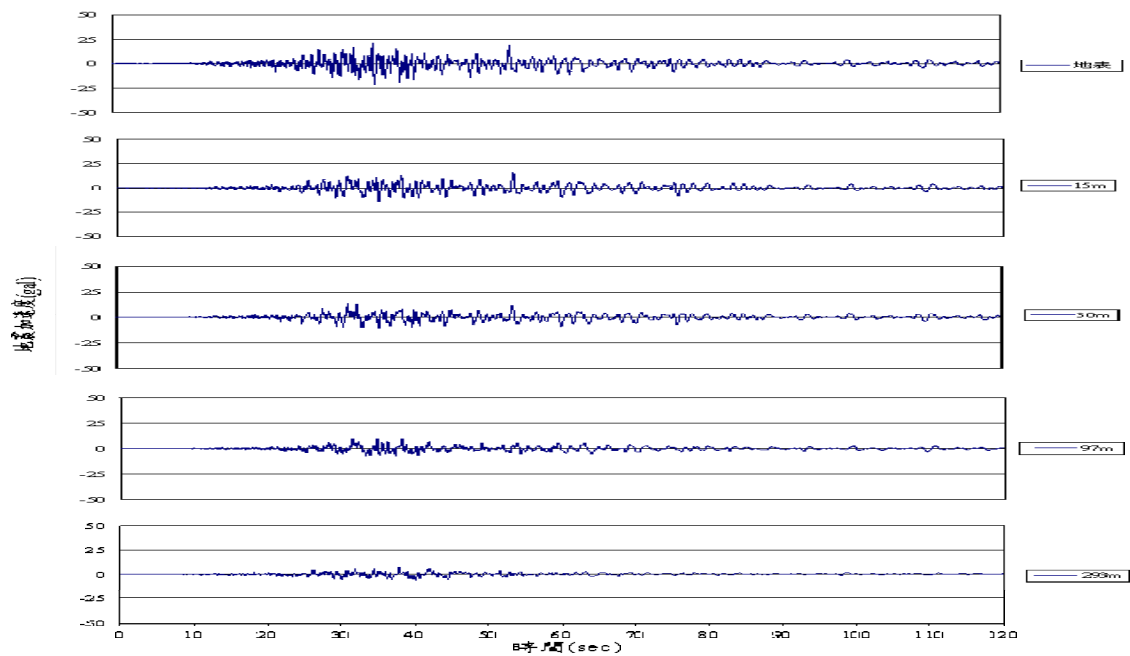


圖 6-20 高雄港 2003 年 12 月 10 日 12 時 39 分地震(南北向)

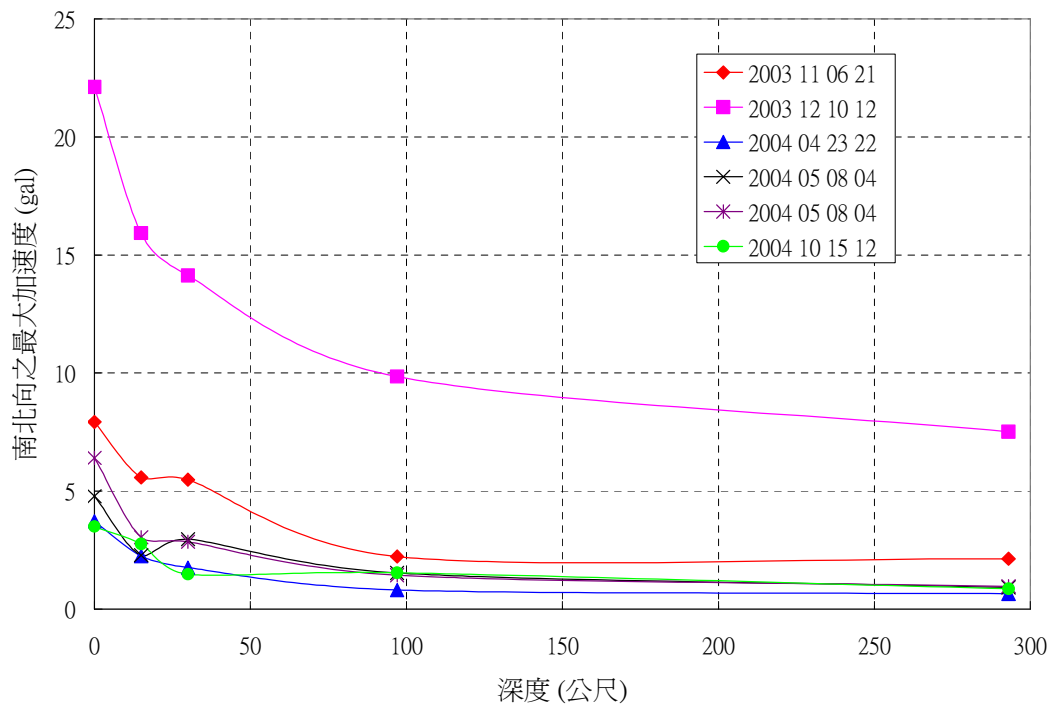


圖 6-21 高雄港井下地震儀南北向之最大加速度隨深度變化圖

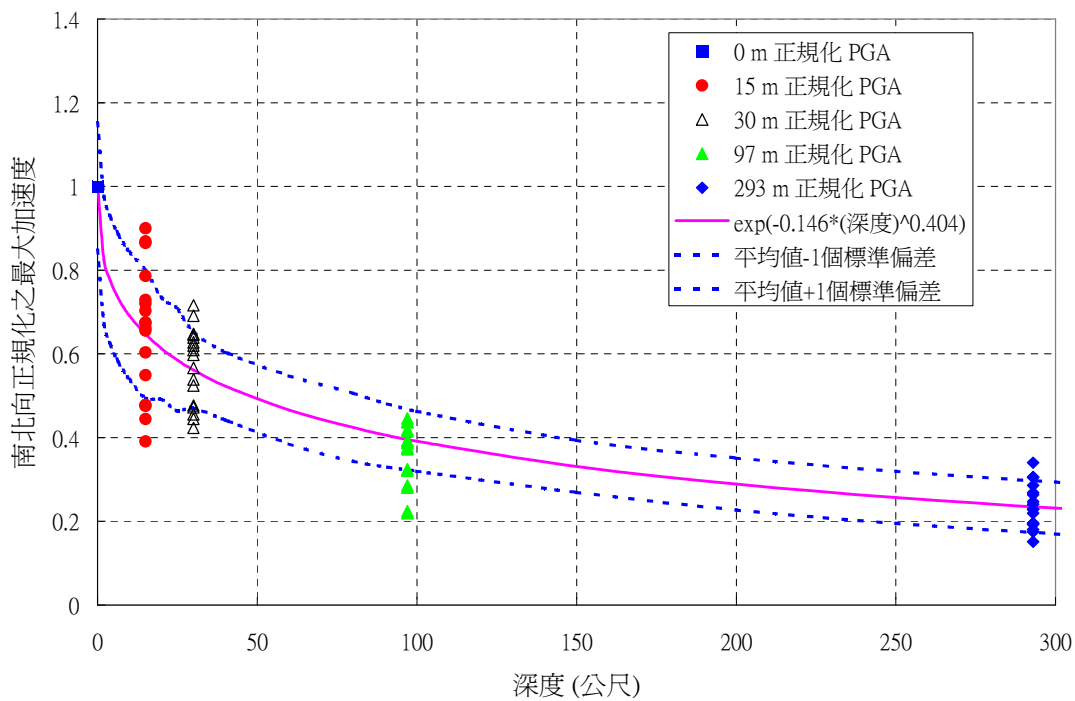


圖 6-22 高雄港井下地震儀南北向正規化之最大加速度隨深度變化圖

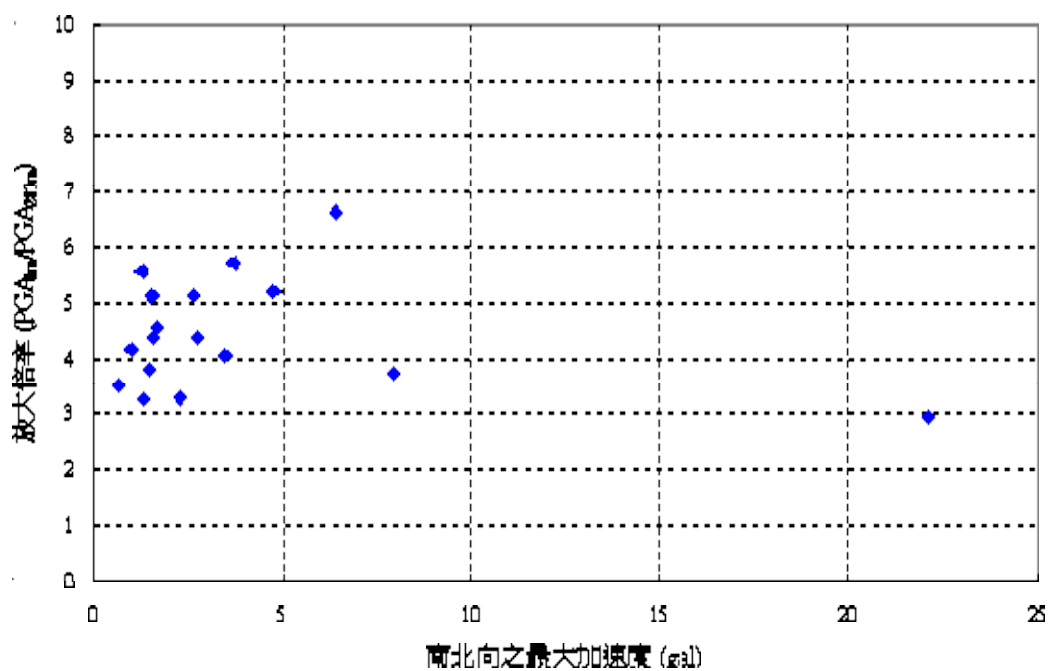


圖 6-23a 高雄港南北向震波放大倍率與最大加速度之關係圖

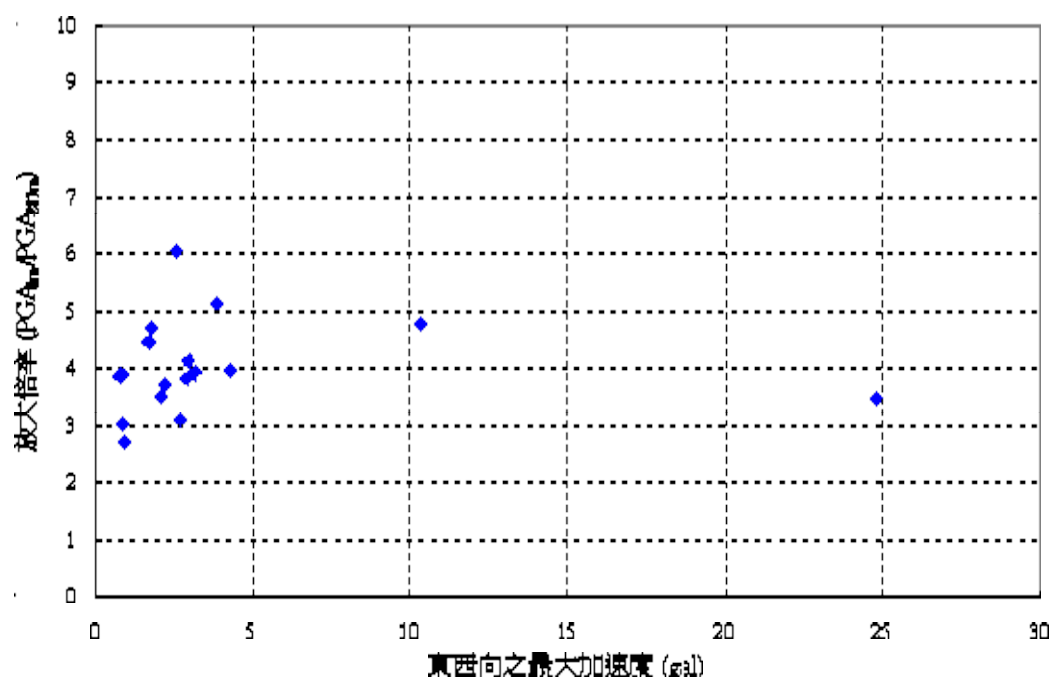


圖 6-23b 高雄港東西向震波放大倍率與最大加速度之關係圖

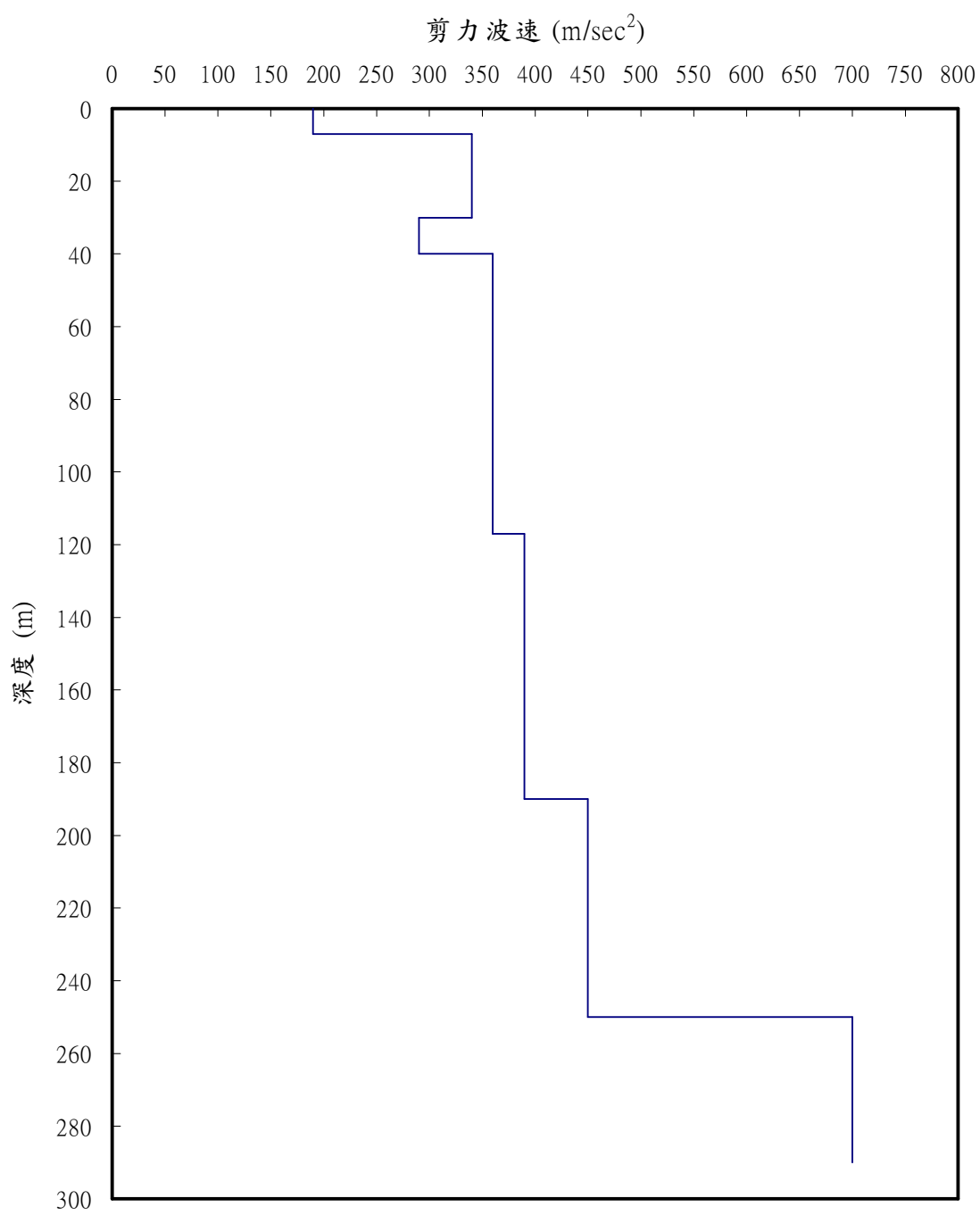


圖 6-24 高雄港地震監測站剪力波速隨深度變化關係圖

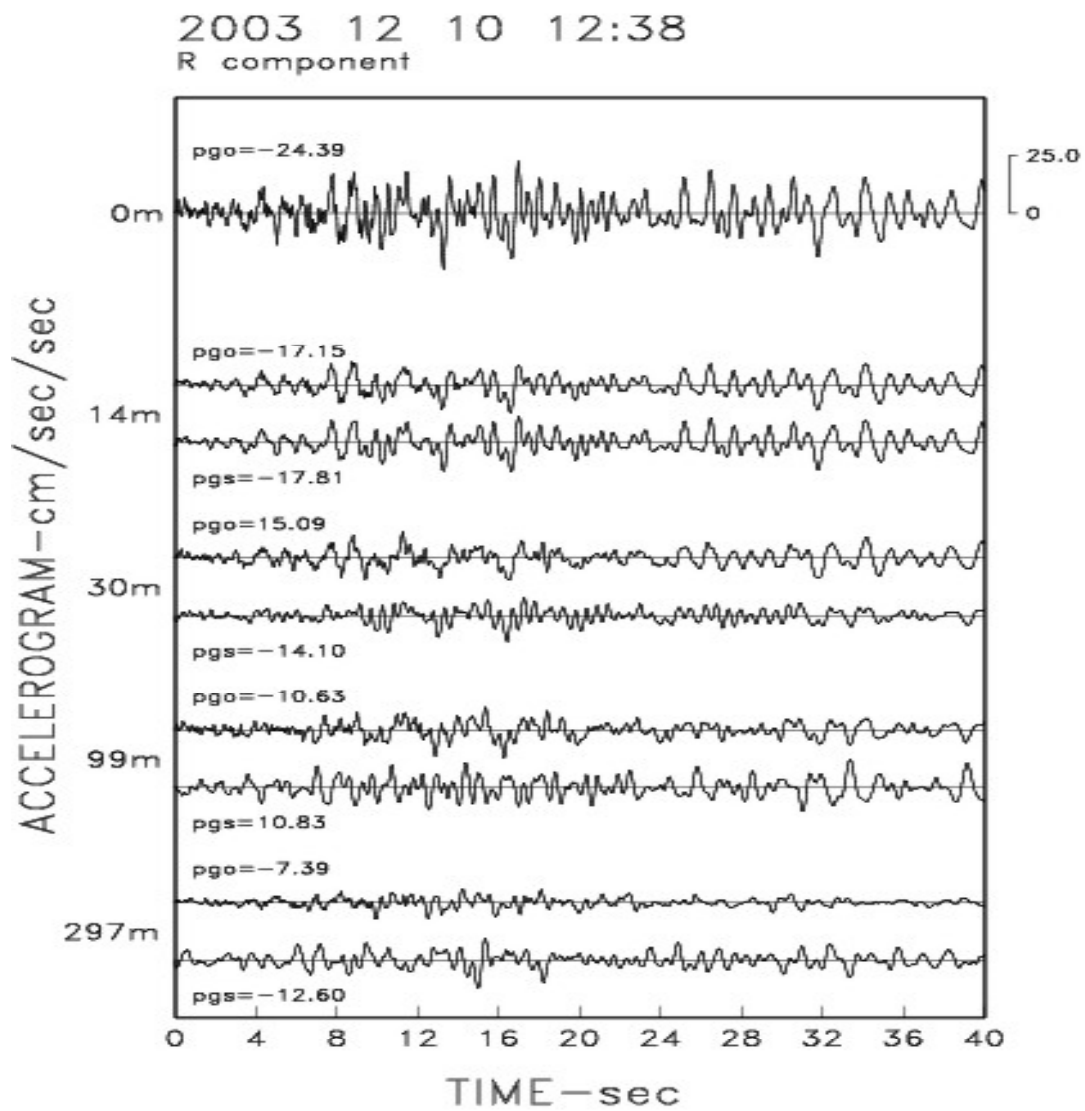


圖 6-25a 高雄港 2003 年 12 月 10 日模擬(下)與觀測(上)加速度在 R 方向比較圖

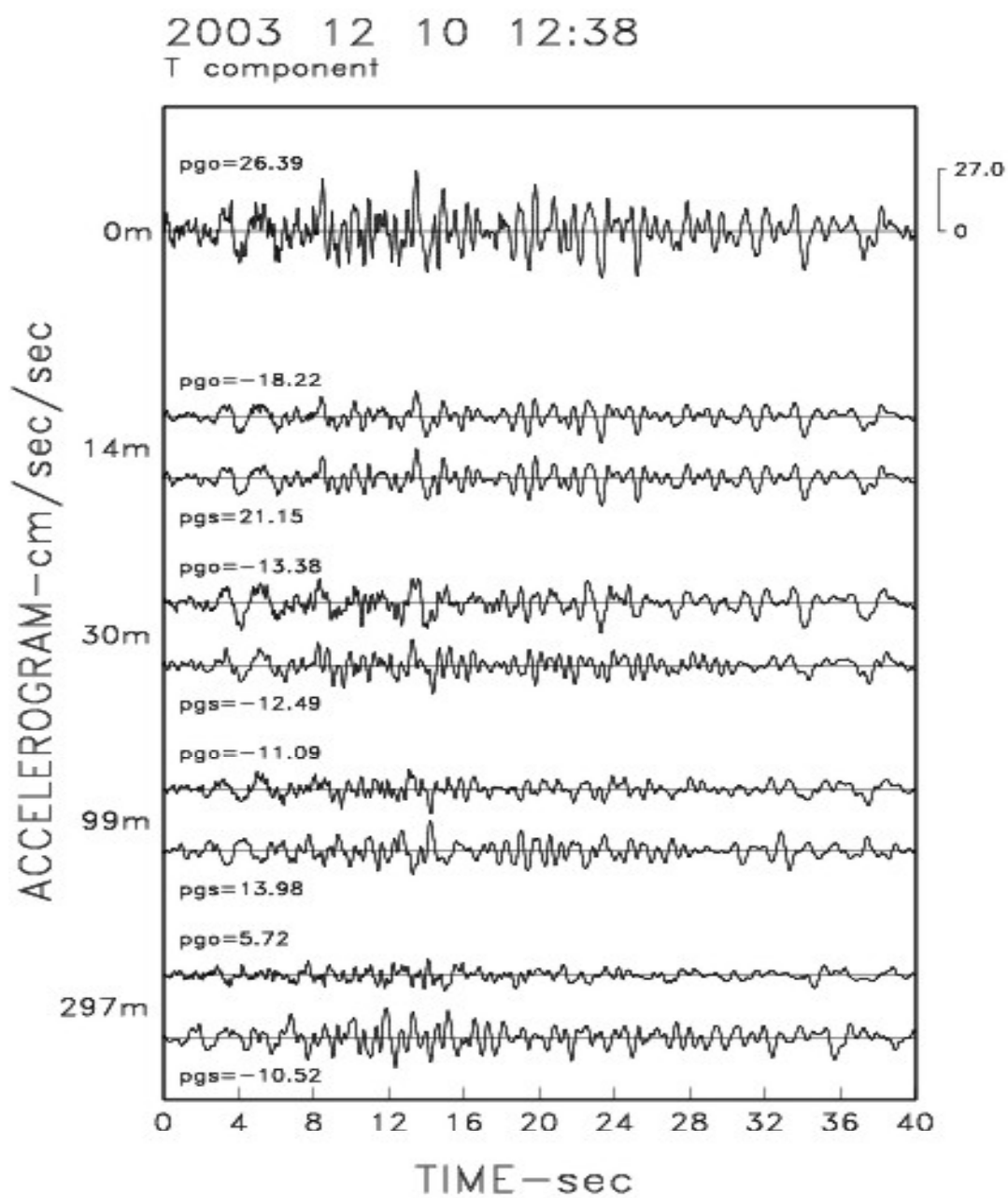


圖 6-25b 高雄港 2003 年 12 月 10 日模擬(下)與觀測(上)
加速度在 T 方向比較

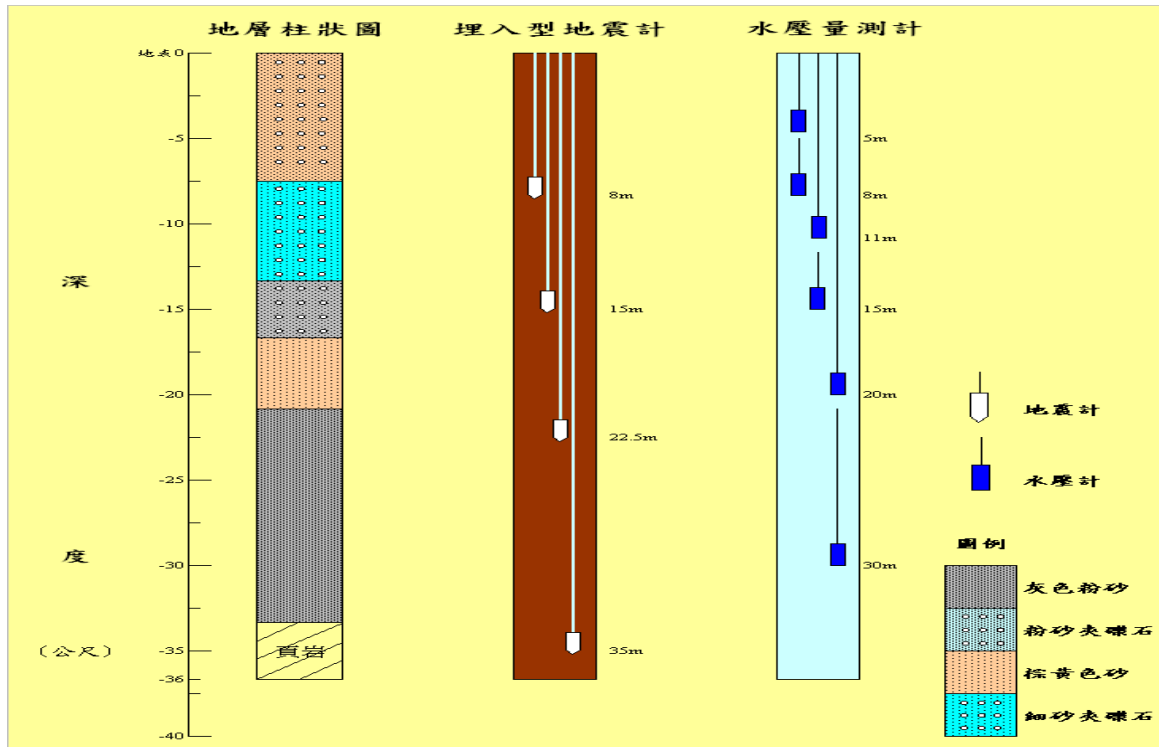


圖 6-26 蘇澳港地震及動態水壓監測站示意圖

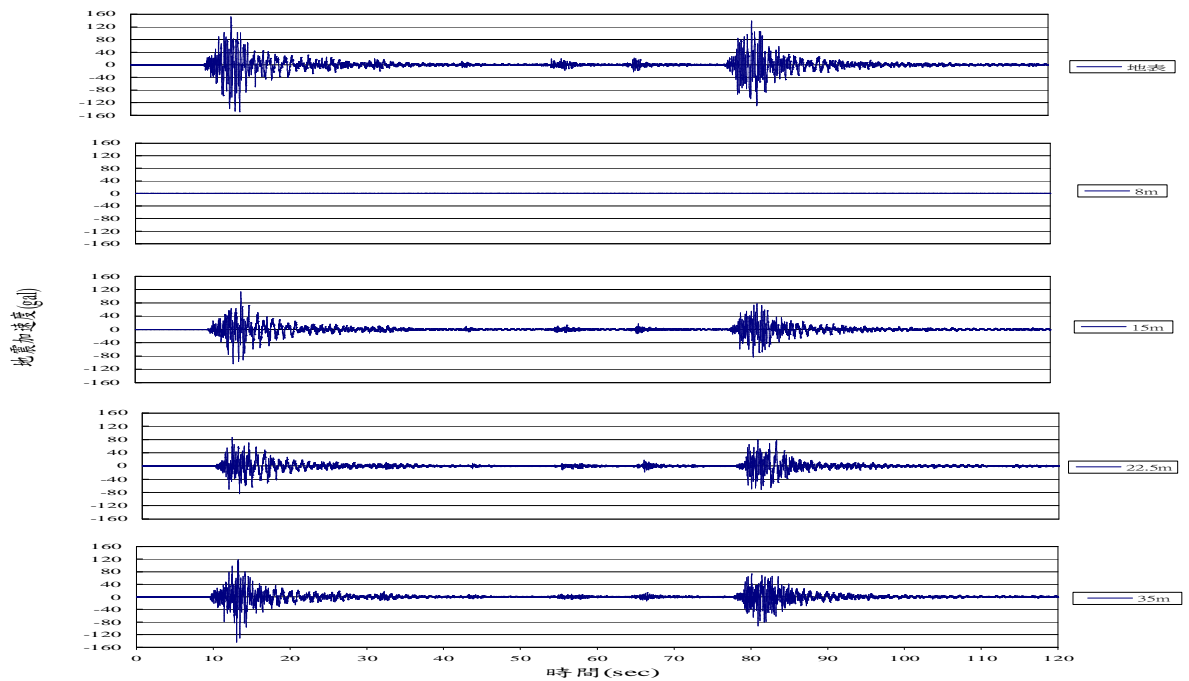


圖 6-27 蘇澳港 2005 年 3 月 6 日 3 時 6 分地震(南北向)

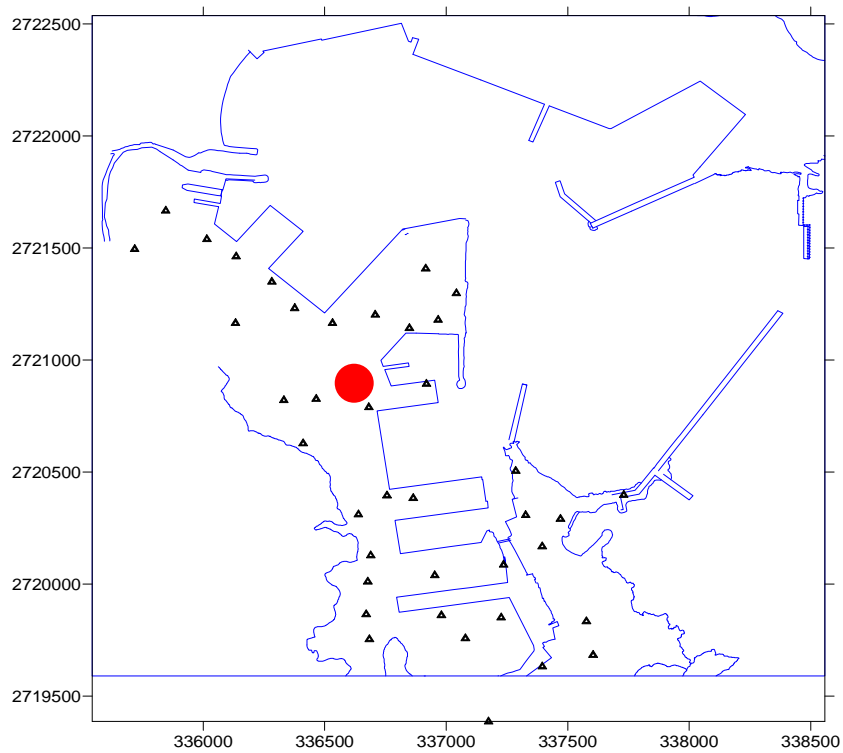


圖 6-28 蘇澳港地震監測井與與微地動試驗分佈圖

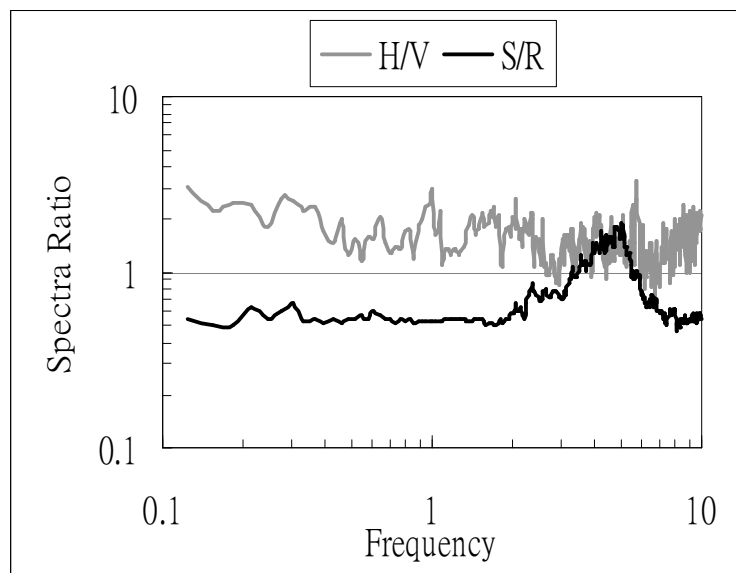


圖 6-29 蘇澳港地表與深度 15 米之頻譜比與微地動分析比較圖

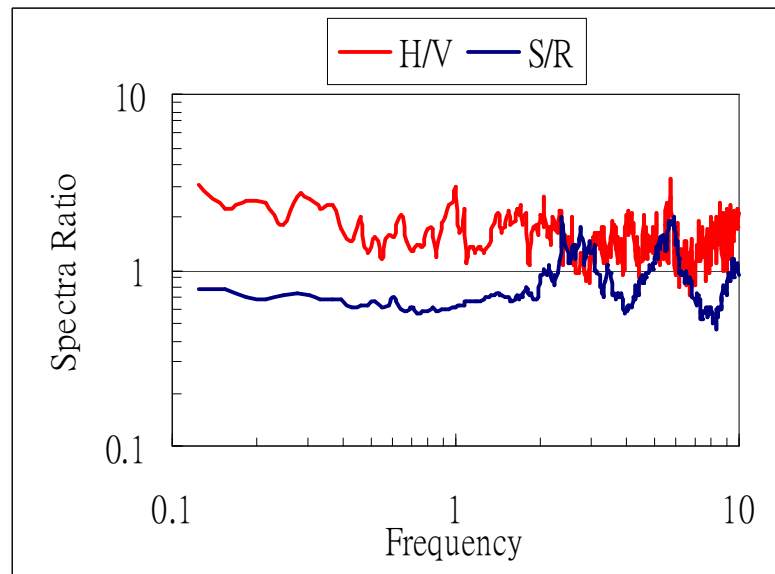


圖 6-30 蘇澳港地表與深度 35 米之頻譜比與微地動分析比較圖

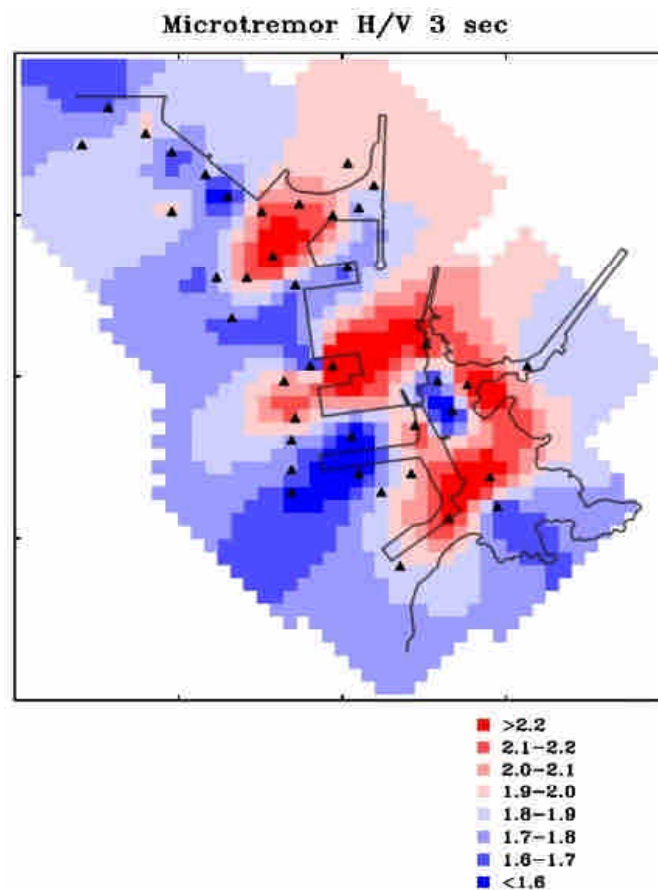


圖 6-31 蘇澳港特性週期 3 秒港區放大倍率等值圖

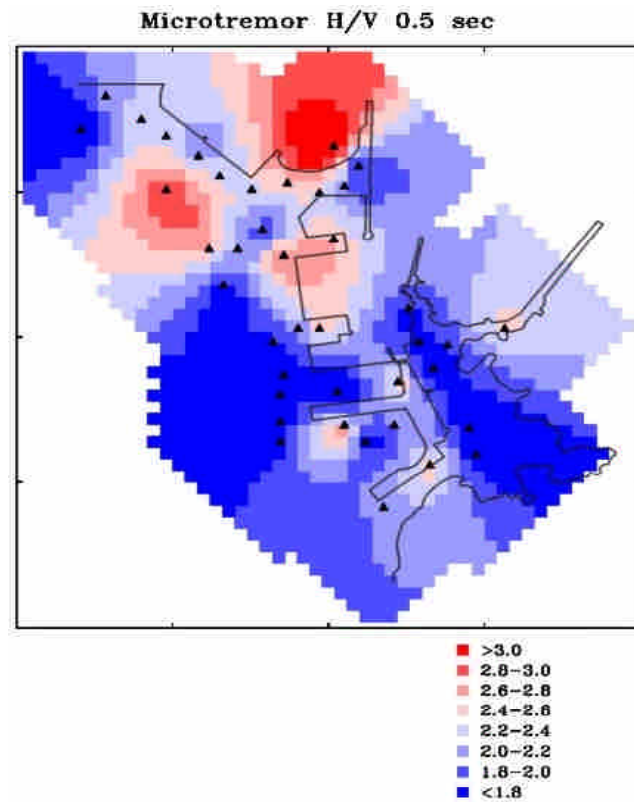


圖 6-32 蘇澳港特性週期 0.5 秒港區放大倍率等值圖

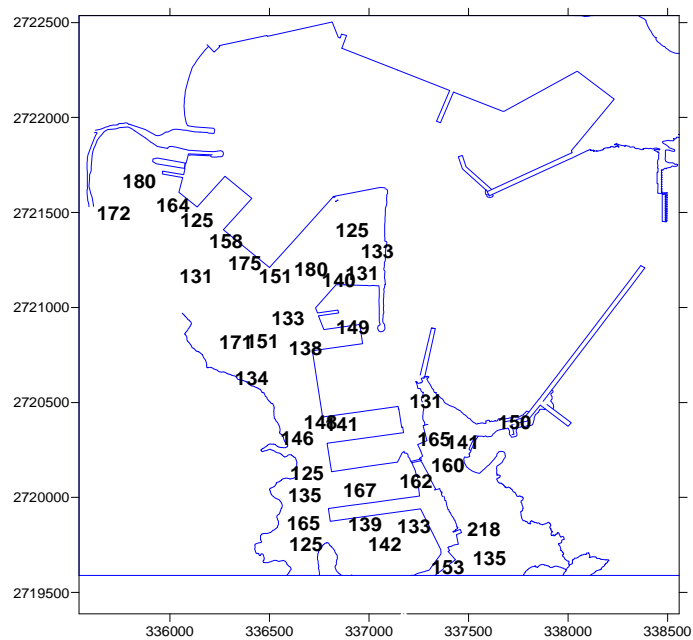


圖 6-33 蘇澳港 2005 年 3 月 6 日地震 PGA 模擬之分佈圖(東西向)

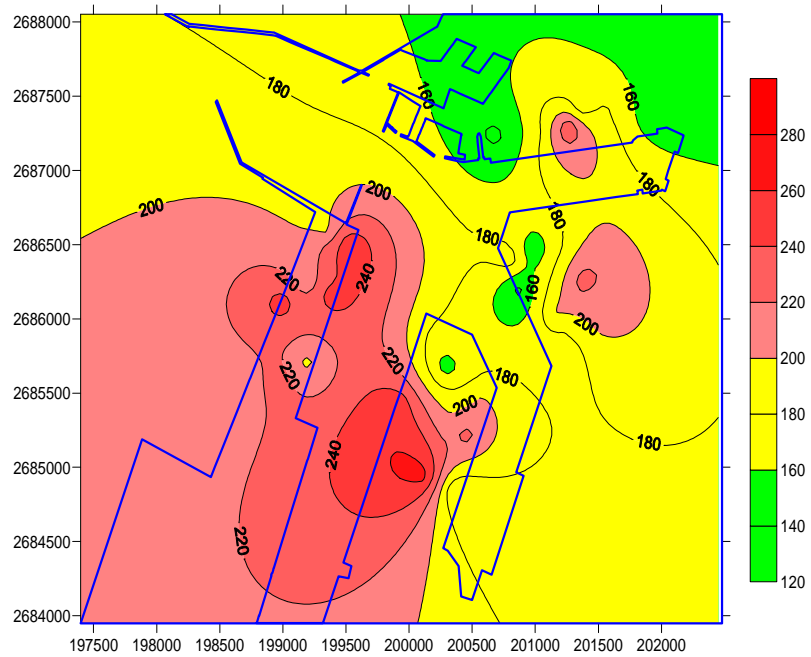


圖 6-34 台中港 921 地震 PGA 模擬之分佈圖(東西向)

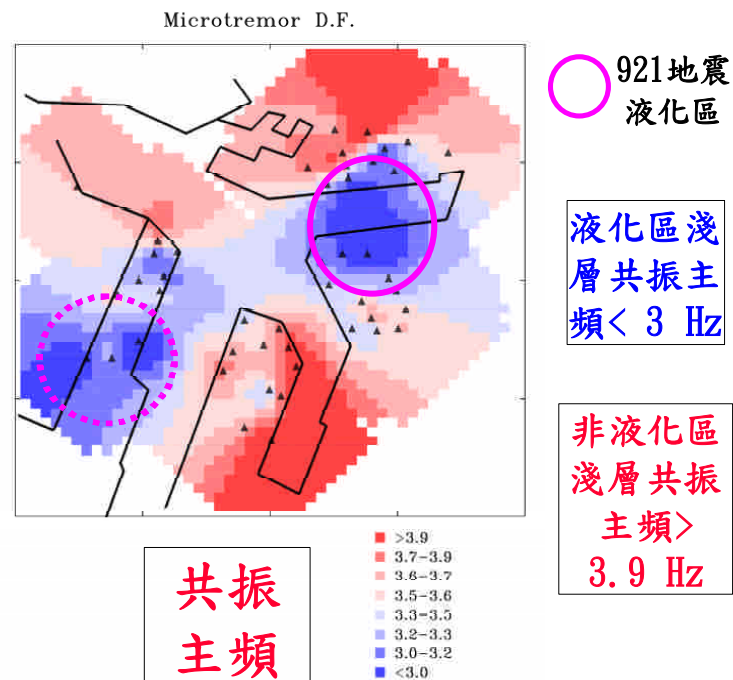


圖 6-35 台中港淺層共振主頻之分佈圖

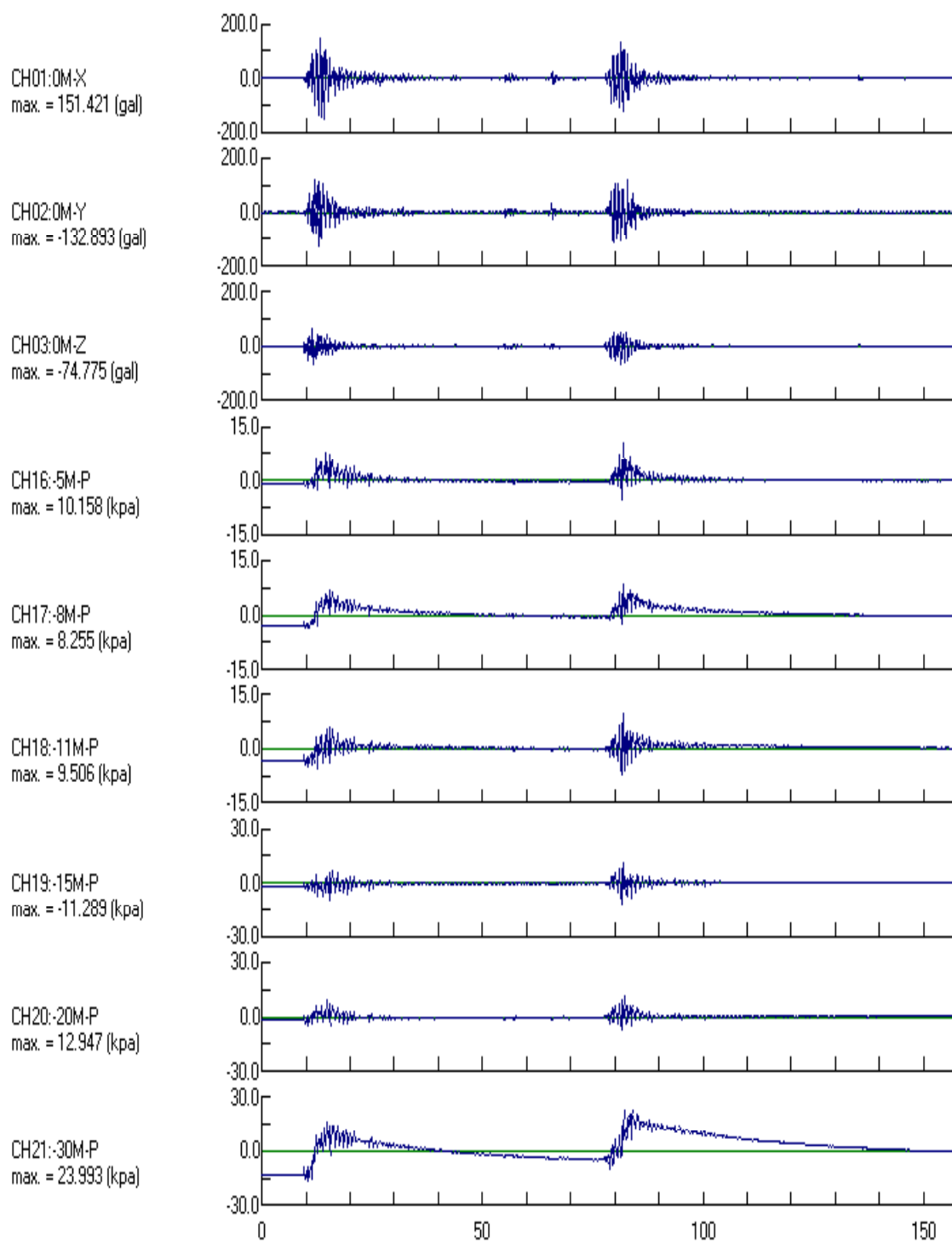


圖 6-36a 蘇澳港 2005 年 3 月 6 日地震之動態水壓變化

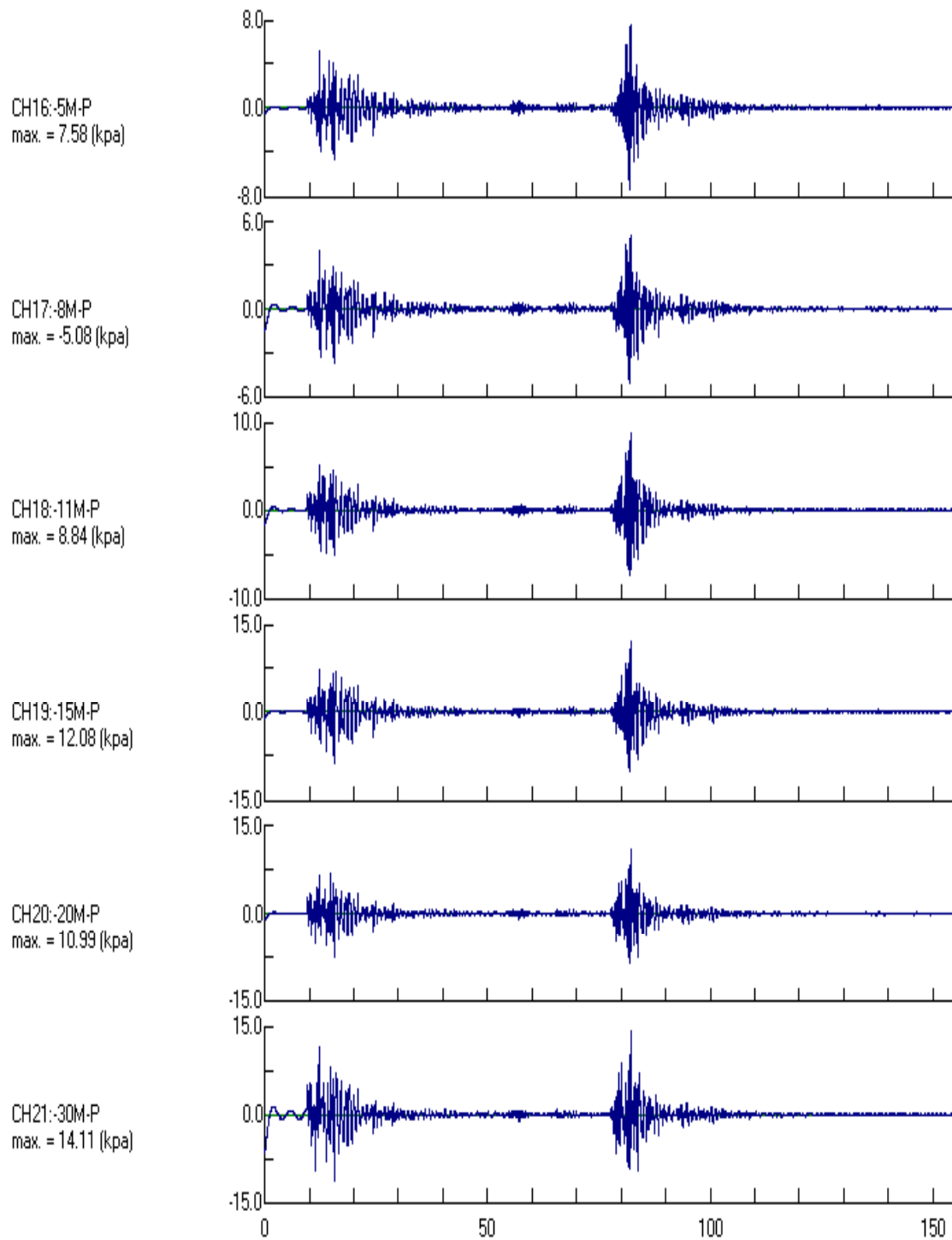


圖 6-36b 蘇澳港 2005 年 3 月 6 日地震之動態水壓變化(大於 0.25Hz)

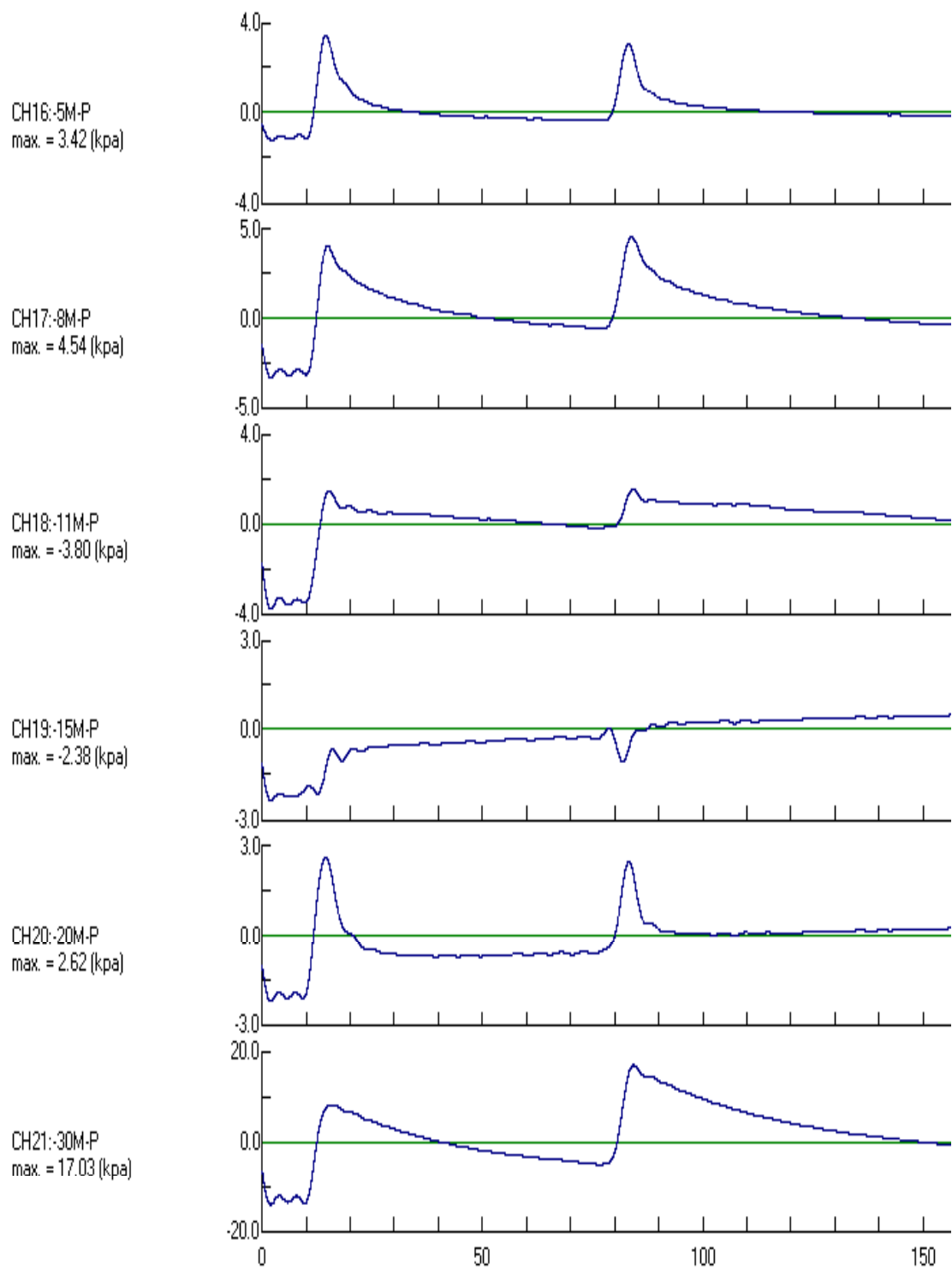


圖 6-36c 蘇澳港 2005 年 3 月 6 日地震之動態水壓變化(小於 0.25Hz)

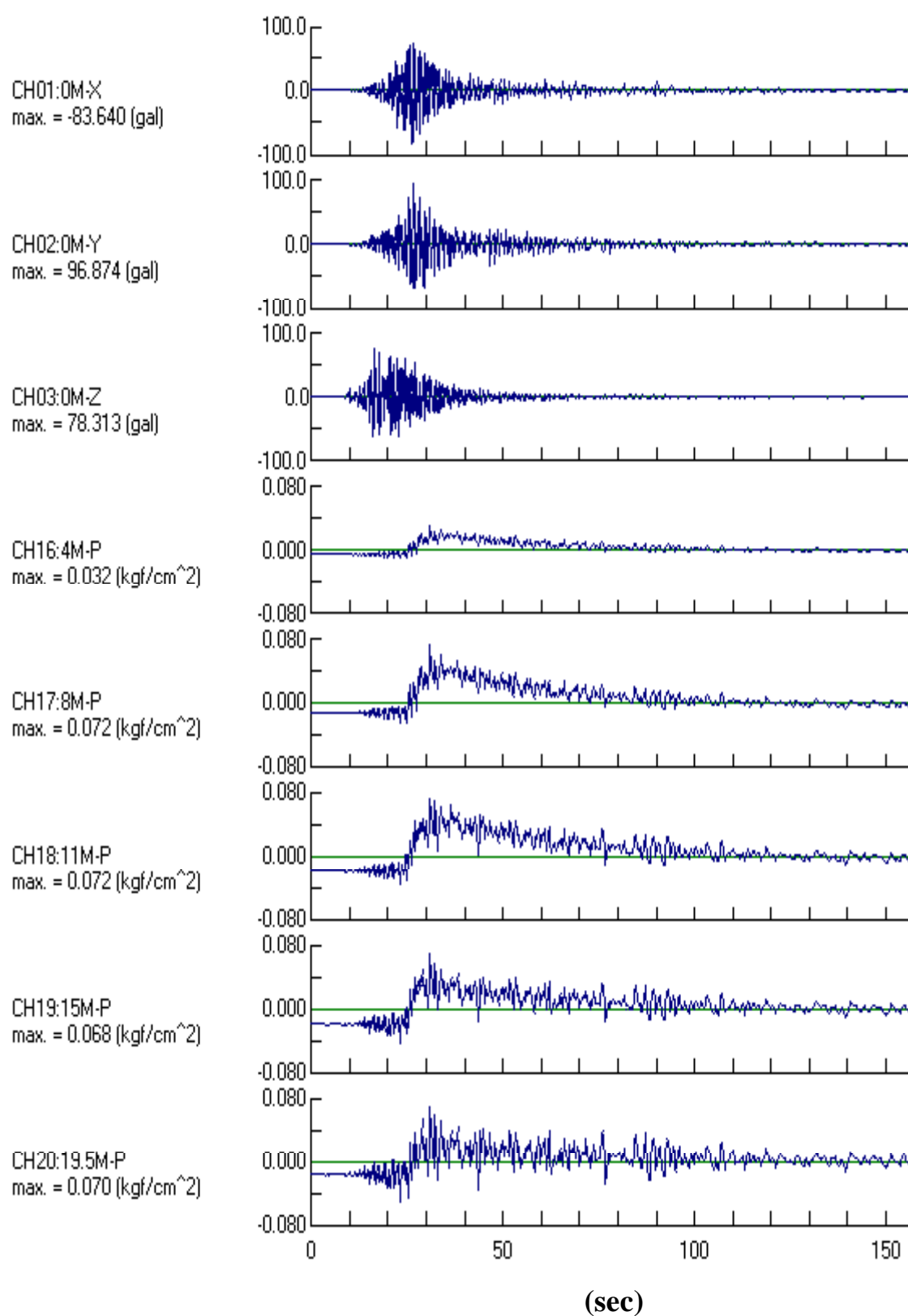


圖 6-37a 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化

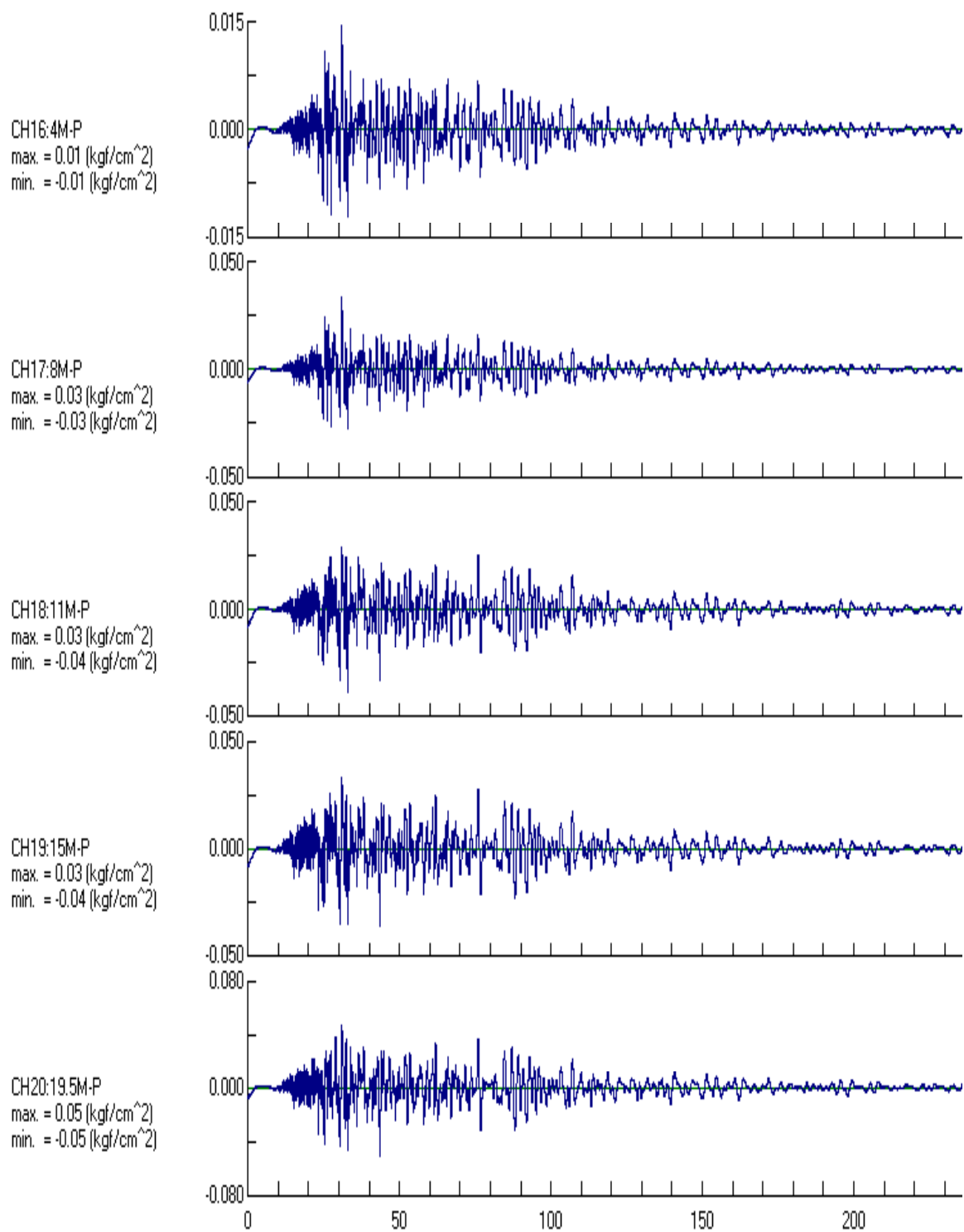


圖 6-37b 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化(大於 0.1Hz)

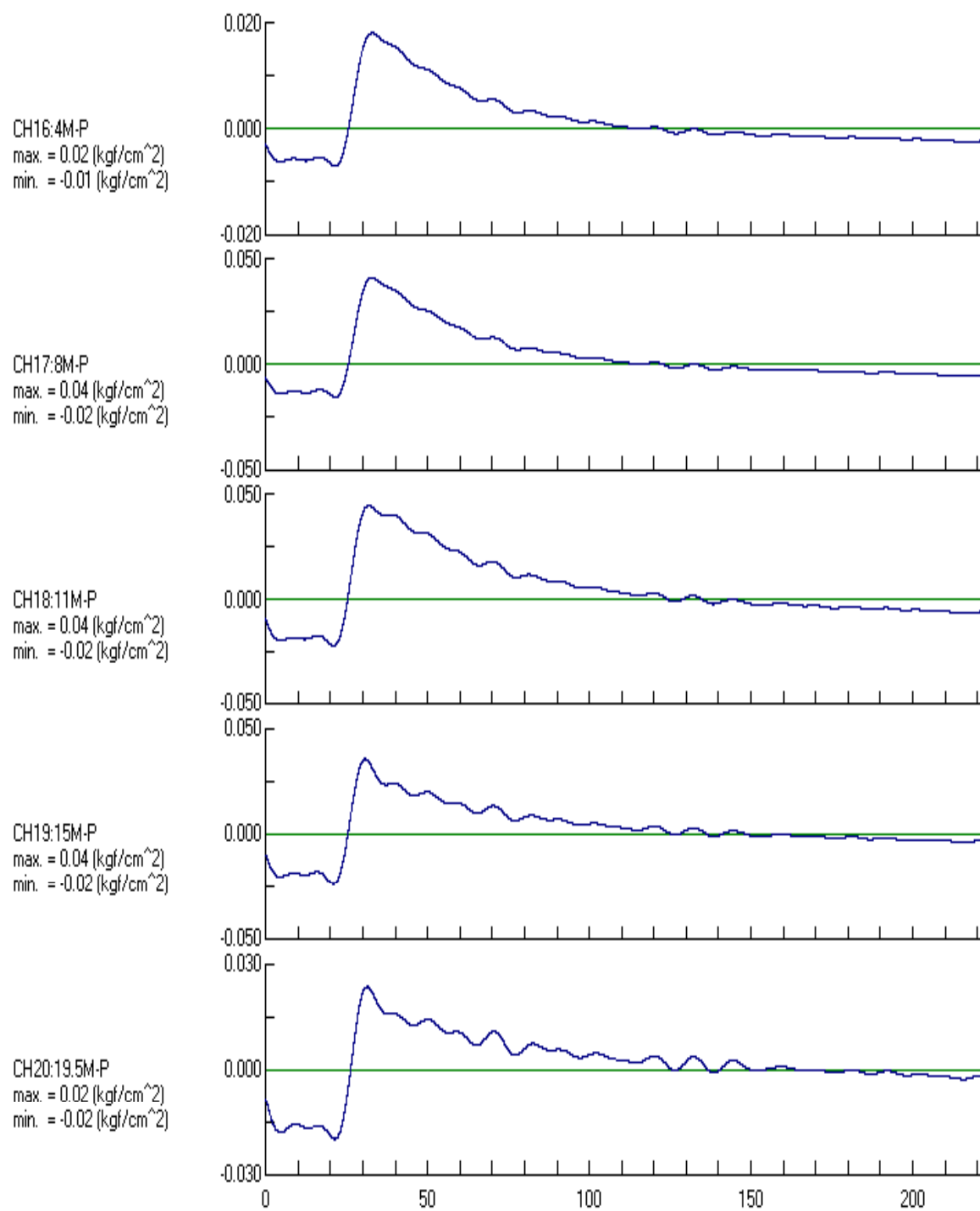


圖 6-37c 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化(小於 0.1Hz)

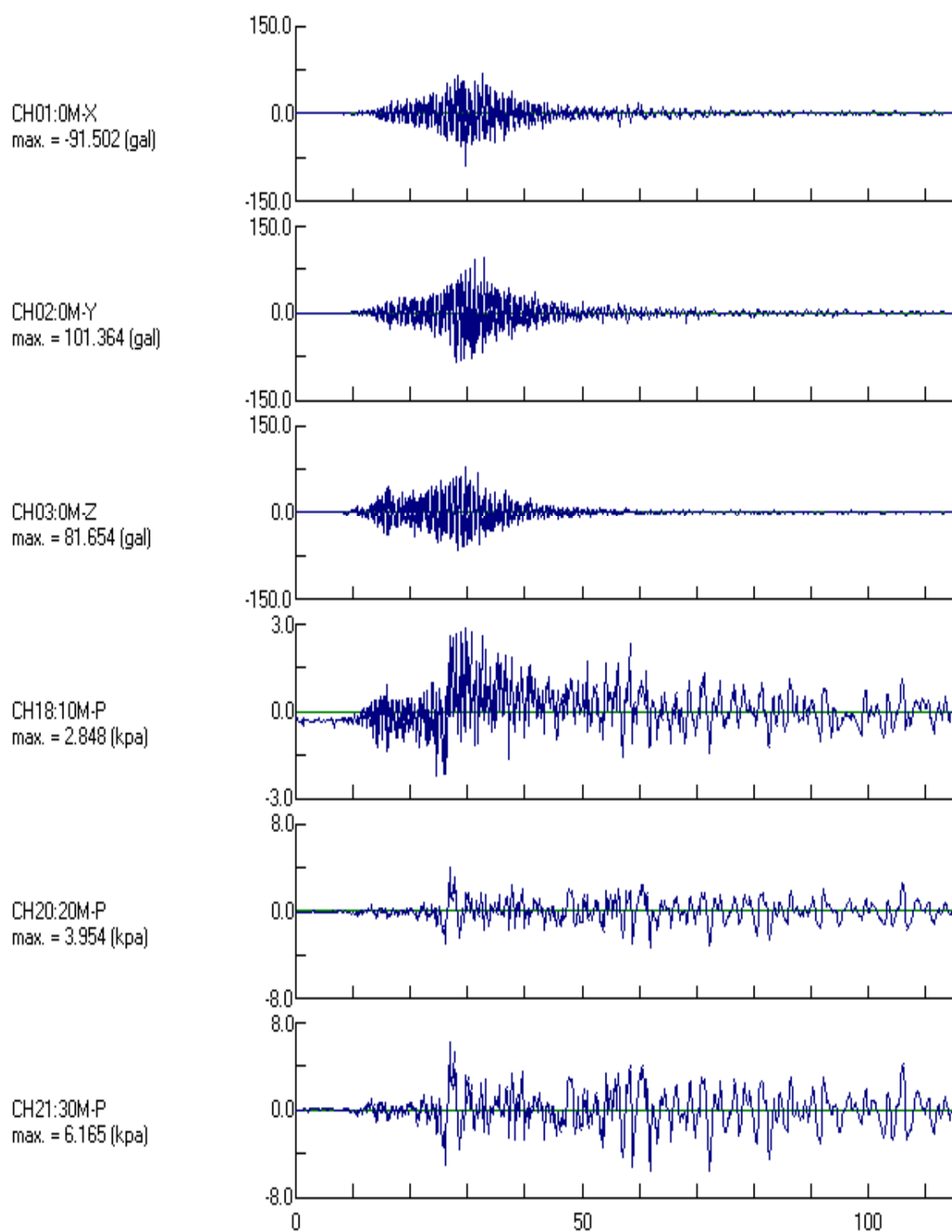


圖 6-38a 安平港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化

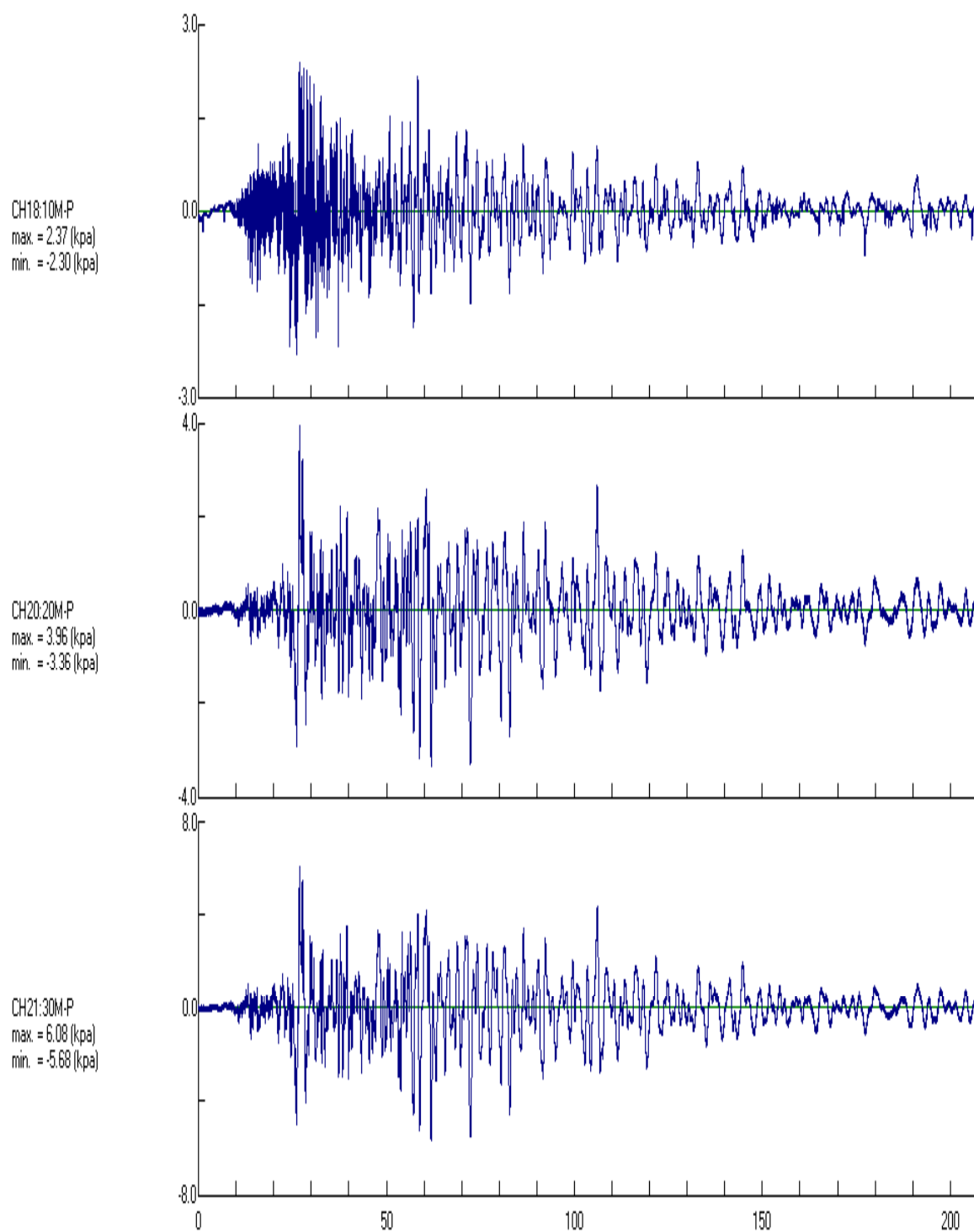


圖 6-38b 安平港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化(大於 0.08Hz)

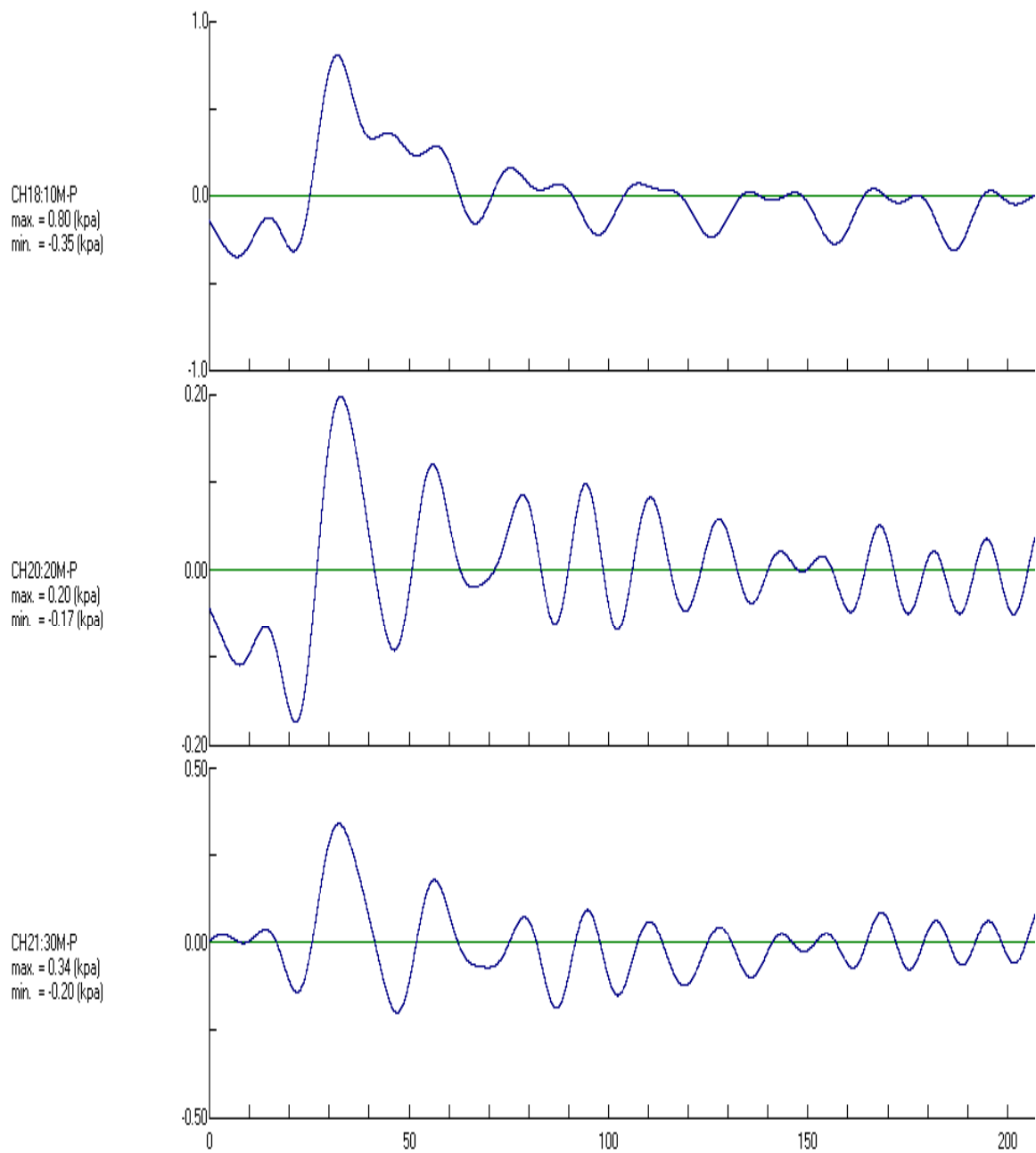


圖 6-38c 安平港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化(小於 0.08Hz)

第七章 以地震災害案例建立本土化液化分析模式

921集集大地震造成臺灣中部地區廣泛之土壤液化，震後許多專家學者進行廣泛之調查研究，其中工程界與學術界相當關切之問題，就是如何由廣泛之調查資料，經由回饋分析建立具有本土特色之液化評估方法。賴聖耀等人 (2004, 2005) 以判別分析，分別建立SPT及CPT之本土化液化分析模式，本章以極限狀態分析法，再建立SPT之本土化液化分析模式，並以新建立之本土化液化分析模式，進行港區液化危害度分析。

7.1 前言

土壤液化潛能之分析方法中，以簡易經驗法最常被工程界使用，這簡易經驗法最早先由 Seed & Idriss (1971)所提出，Seed et al.(1983, 1985) 加以修正及更新，此簡易經驗法雖經嚴謹之經驗判斷分析，但仍缺乏統計上的根據。因此 1997 年時美國國家地震工程研究中心 NCEER (National Center for Earthquake Engineering Research)，針對 Seed 提出之 $(N_1)_{60}$ -CRR 曲線中細料含量 $FC \leq 5\%$ 之曲線，再進行部分的修正。修正之主要依據為，Liao et al. (1988) 之邏輯迴歸分析及 Youd & Noble (1997)之統計分析，與彙整現場之 CPT 資料所得結果，認為此曲線延伸部分應與縱軸交於 0.05 之截距，修正結果如圖 7-1 所示。因此以較合理之統計方法，建立土壤抗液化強度 CRR 與現地試驗值之關係式或關係圖，是非常重要的。

Hwang et al.(2001)採用賴聖耀(1991)所發展之最小錯誤分類法，建立具有本土特色之土壤臨界液化強度曲線；Juang et al.(2000, 2003) 以極限狀態函數，建立土壤抗液化強度 CRR 與現地試驗值之關係。唯他們所建立之臨界強度曲線或極限狀態函數之參數，並未經適當之統計分析及機率檢定，因此其發展之臨界強度曲線或極限狀態函數，並非唯一解，即在相同之統計資料的情況下，會隨著參數函數之設定不同，

而有不同之臨界強度曲線或極限狀態函數，且其臨界強度曲線或極限狀態曲線相差甚多，因此臨界強度曲線或極限狀態函數須輔以更多之統計理論加以修正，使其成為更完善之統計模式。

根據 Anderson(1958)多變數統計分析、Cox(1983)之二元分析(binary analysis)、楊志良(1989)之統計學新論及賴聖耀等人(2004, 2005)之判別分析等統計理論，隨機函數之解釋參數，須為獨立變數，而且須符合常態分佈，方能建立統計分析模式。因此本文以 Juang et al.(2000)之極限狀態函數為基礎，結合液化解釋參數之機率檢定，使其成為更符合多變數統計分析理論之分析模式。根據修正之極限狀態函數，再統計分析目前蒐集較完備之 592 組液化與非液化案例，其中臺灣集集地震液化與非液化案例 288 組，建立具有本土特色之 SPT 試驗值評估土壤液化潛能之分析模式。並分別與 Seed et al.(1985)、Seed et al.(1997 NCEER)及 Tokimatsu & Yoshimi(1983)(簡稱 T&Y 法)等方法所提出之經驗曲線相互比較。亦建立抗液化安全係數 F_s 之公式，再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。

7.2 修正之極限狀態分析法

極限狀態分析(Limit State)是將一群現地調查資料區分為兩個種類之分析；就本研究而言，是將地震區液化與非液化之現場試驗資料，加以統計分析求得適當之極限狀態函數或分析曲線，以區分液化與非液化兩個種類。所謂液化的極限狀態，就是當土壤承受地震載重時，其抗液化強度可以用 CRR (Cyclic Resistance Ratio)來表示，而地震載重可以用 CSR (Cyclic Stress Ratio)來表示；當 $CSR=CRR$ 時即稱其為液化的極限狀態。

Juang et al.(2000)提出之極限狀態概念，就是將地震區液化與非液化之現場試驗資料，繪於圖 7-2 未知的極限狀態平面中，然後其中的液化資料，藉著減少地震載重(路徑 A)或是增加土壤之抗液化強度(路徑

B)，隨著輸入參數的不斷改變，此地層狀況將會由液化轉成非液化，而在轉換的那一瞬間，此狀態稱之為極限狀態，而此時極限反復應力比(Limit CSR)等於反復阻抗比(CRR)。而非液化資料，藉著增加地震載重(路徑 C)或是減少土壤之抗液化強度(路徑 D)，隨著輸入參數的不斷改變，此地層狀況將會由非液化轉成液化，而在轉換的那一瞬間，此狀態稱之為極限狀態，而此時極限反復應力比(Limit CSR)等於反復阻抗比(CRR)。再將圖中每一點資料的極限狀態點相連接起來，即為極限狀態曲線。此極限狀態曲線中的每一點即代表地震時土層所能承受的極限反復應力比(Limit CSR)，此時極限 CSR 恰等於此層土層所能產生的反復阻抗比(CRR)。

為了求解極限狀態曲線，Juang et al.(2000) 發展出一個液化指示函數 LI(Liquefaction indicator function)來分析液化，利用類神經網路來預測液化和非液化的發生，液化指示函數 LI 如下列函數式：

$$LI = f((N_1)_{60}, FCI, \sigma'_{vo}, a_{max}, M_W) \dots\dots\dots (7-1)$$

即由土層之修正至落錘能量為 60%之正規化貫入值 $((N_1)_{60})$ 、細粒料含量指數(FCI)、有效應力 (σ'_{vo}) 和地震載重因子 (a_{max}, M_W) 之函數，來獲得液化指示函數 LI，藉以判斷土壤是否會液化，並可以下式類神經網路式表示之：

$$LI = f_T \left\{ B_0 + \sum_{k=1}^n \left[W_K \cdot f_T \left(B_{HK} + \sum_{i=1}^m W_{iK} P_i \right) \right] \right\} \dots\dots\dots (7-2)$$

其中， $f_T(\theta)$ 為轉換函數 $=1/(1+e^{-\theta})$ ， P_i 為土層及地震之相關參數； B_0 ， B_{HK} ， W_K 及 W_{iK} 由類神經網路訓練求得， $LI=1$ (發生液化)， $LI=0$ (未發生液化)。

上述 Juang et al.(2000)發展之液化指示函數，雖然能涵蓋很多影響液化之相關參數，使其成為多變數函數。唯其液化指示函數之參數，並未經適當之統計分析及機率檢定，因此其發展之液化指示函數，並非唯一解，即在相同之統計資料的情況下，會隨著參數函數之設定不

同，而有不同之液化指示函數，且其極限狀態曲線相差甚多，因此液化指示函數須輔以更多之統計理論加以修正，使其成為更完善之統計模式。

根據 Anderson(1958)多變數統計分析理論、Cox(1983)之二元分析(binary analysis) 理論、楊志良(1989)之統計學新論及賴聖耀等人(2004, 2005)之判別分析等統計理論；隨機函數之解釋參數，須為獨立變數，而且須符合常態分佈，方能建立統計分析模式。如圖 7-3 所示，X 與 Y 兩隨機函數，為獨立變數，而且均符合常態分佈，方能建立統計分析模式；因此本文以 Juang et al.(2000)之極限狀態概念為基礎，結合液化解釋參數之機率檢定，使其成為更符合多變數統計分析理論之分析模式。

就本研究而言，影響液化之相關參數雖然很多，但很多參數並非獨立變數，例如有效覆土壓力(σ'_{vo})，其為土壤抗液化強度參數 SPT-N 值之影響因素之一，亦為地震作用強度參數 CSR 之影響因素之一，即有效覆土壓力與 $(N_1)_{60}$ 及 CSR 為相依之變數，不是互相獨立之變數；而地震規模 Mw，其只是影響地震作用強度參數 CSR 之影響因素之一；因此有效覆土壓力(σ'_{vo})及地震規模 Mw 等參數，並非影響液化之獨立變數；雖然有效覆土壓力與地震規模，分別反應了土層之深度及水位與地震作用強度等具實際物理意義之影響，其為土壤液化之重要影響參數，但於計算 $(N_1)_{60}$ 及 CSR 時，已將其影響考慮進去，於統計模型中不需重覆考慮；因此真正之獨立變數可分為兩大部份，即地震作用強度參數 CSR 及土壤抗液化強度參數 $(N_1)_{60}$ ，因而液化指示函數可簡化為下式表示之：

$$LI = f(CSR, (N_1)_{60}) \dots\dots\dots (7-3)$$

地震引致土層的作用強度參數，以無因次之反復應力比 τ_{av}/σ'_{vo} 表示。根據 Seed et al.(1971, 1985, 1997 NCEER)方法，反復應力比為飽和砂土層因地震作用引起的平均剪應力 τ_{av} ，與砂土之有效覆土壓力 σ'_{vo} 之比值，並修正至地震規模 Mw=7.5 以 $CSR_{7.5}$ 表示，其計算式如下所示：

$$CSR_{7.5} = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0.65 \cdot \frac{\gamma_d}{MSF} \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \dots\dots\dots (7-4)$$

其中，

$CSR_{7.5}$ ：修正至地震規模 $M_w=7.5$ 之反復應力比。

τ_{av} ：地震引致土層之平均剪應力， kg/cm^2 。

a_{max} ：地表最大水平加速度 m/sec^2 。

g ：重力加速度， m/sec^2 。

σ_{vo} ：最初垂直覆土壓力， kg/cm^2 。

σ'_{vo} ：有效覆土壓力， kg/cm^2 。

γ_d ：應力折減因數。

MSF ：地震規模影響因素(Magnitude Scaling Factor)。

根據 Liao et al.(1988)所建議之土層深度 Z 與 γ_d 之關係式如下：

$$\begin{aligned} \gamma_d &= 1.0 - 0.00765Z, & Z \leq 9.15 \text{ m} \\ &= 1.177 - 0.0267Z, & 9.15 \text{ m} < Z \leq 23 \text{ m} \dots\dots\dots (7-5) \end{aligned}$$

而 Idriss (1999)所建議之 MSF 可表示為地震規模 M_w 之函數，其關係式如下：

$$\begin{aligned} MSF &= 37.9(M_w)^{-1.81} & \text{for } M_w \geq 5.75 \\ &= 1.625 & \text{for } M_w < 5.75 \dots\dots\dots (7-6) \end{aligned}$$

有關上述 γ_d 與 Z 之關係式，有許多學者分別提出各種方法修正，唯其中 Liao et al.(1988)所建議 γ_d 之公式，最接近平均值，亦為美國國家地震工程研究中心 (NCEER,1997) 及廣泛之工程界所使用，本文因而引用為分析依據。另有關上述 MSF 之修正方式，亦有許多學者提出

各種方法修正，但目前最常被使用者為 NCEER(1997)及 Idriss (1999) 所建議之 MSF 之公式，唯該兩者之公式皆為 Idriss 所建議，本文因而引用 Idriss (1999) 較新研究之 MSF 修正公式為分析依據。

土壤抗液化之強度參數以 SPT-N 值表示。不過由於 SPT-N 值，在鑽探時，易受有效應力及落錘能量之影響。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) 建議使用一個新的標準化參數 $(N_1)_{60}$ 值其為進行標準貫入試驗時，施加於鑽桿之能量，為理論自由落錘能量之 60% 所量測的貫入值。根據此提議， $(N_1)_{60}$ 值應為：

$$(N_1)_{60} = N_m \cdot C_n \cdot N \dots\dots\dots (7-7)$$

其中，

$(N_1)_{60}$ ：修正至落錘能量為 60% 之正規化貫入值。

N_m ：落錘能量之修正係數， $N_m = (ER/60)$ ，ER 為落錘能量比(%)。

C_n ：有效覆土壓力之修正係數，依 Liao & Whitman(1986)之建議， $C_n = \sqrt{1/\sigma'_{vo}}$ ， σ'_{vo} 為有效覆土壓力， kg/cm^2 。

N：標準貫入試驗值。

由於式(7-7)之 $(N_1)_{60}$ 值及式(7-4)之 $CSR_{7.5}$ 值皆不符合常態分佈，不能成為液化指示函數之解釋參數。然而經下一節之或然率圖檢定分析結果， $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 值及 $\ln(CSR_{7.5})$ 值皆符合常態分佈。因此以 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 值及 $\ln(CSR_{7.5})$ 值作為液化特性之解釋參數。因而液化指示函數可以下式表示之：

$$LI = f_T(\theta) = 1 / \left\{ 1 + \exp(A_j + B_j \cdot (\sqrt{(N_1)_{60}})_{ik} + C_j \cdot (\ln(CSR_{7.5}))_{ik} \right\} \dots (7-8)$$

其中，

$f_T(\theta)$ ：為轉換函數 $= 1/(1 + e^{-\theta})$ ， θ 為符合常態分佈之獨立變數的線性函數， $\theta > 0$ 表示液化， $\theta < 0$ 表示未液化， $\theta = 0$ 表示液化及未液化之

極限狀態。

i ：為現地調查資料編號 ($i=1, m$; m 為現地調查資料數)。

k ：現地調查資料轉變為極限狀態點之第一迴圈程式測試編號 ($k=1, n$; n 為第一迴圈程式測試數)。

A_j, B_j, C_j ：由極限狀態點迴歸分析求得之係數， j 為第二迴圈程式測試編號 ($j=1, l$; l 為第二迴圈程式測試數)。

7.3 SPT 評估液化潛能之極限狀態模式

7.3.1 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。

$$ER=30 \times (Z/11)+50 \quad \text{當土層深度 } Z \leq 11\text{m} \quad \dots\dots\dots (7-9a)$$

$$ER = 80 \quad \text{當土層深度 } Z > 11\text{m} \quad \dots\dots\dots (7-9b)$$

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。

7.3.2 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(7-7)之土壤抗液化強度參數 $(N_1)_{60}$ 值及式(7-4)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，再經或然率圖檢定，其結果如圖 7-4 與圖 7-5 所示。由圖 7-4 顯示，四種土壤之 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 值於常態或然率圖上皆接近直線，因此 SPT 試驗之 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 值符合常態分佈。由圖 7-5 顯示，四種土壤之反復應力比 $CSR_{7.5}$ 值於對數常態或然率圖上亦接近直線，因此反復應力比 $CSR_{7.5}$ 亦符合對數常態分佈。若將反復應力比取對數 $\ln(CSR_{7.5})$ 即符合常態分佈。

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。

7.3.3 尋找極限狀態值

本文以 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 及 $\ln(CSR_{7.5})$ 為液化之解釋參數。亦分別以

0% ≤ FC ≤ 10% 、 10% ≤ FC ≤ 20% 、 20% ≤ FC ≤ 30% 與 30% ≤ FC ≤ 40% 等四組資料，尋找極限狀態之 $\ln(CSR_{7.5})$ 及 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 值。根據第二節修正之極限狀態分析，尋找極限狀態之流程圖，如圖 7-6 所示。由圖 7-6 顯示，液化案例資料之極限狀態，藉著不斷減少地震強度， $\Delta CSR_{7.5}$ ，此地層狀況將會由液化轉成非液化，而在轉換的那一瞬間，此狀態之 $\ln(CSR_{7.5})$ 及 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 即為極限狀態值；而非液化案例資料之極限狀態，藉著不斷增加地震強度， $\Delta CSR_{7.5}$ ，此地層狀況將會由非液化轉成液化，而在轉換的那一瞬間，此狀態之 $\ln(CSR_{7.5})$ 及 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 即為極限狀態值；而此時極限反復應力比 $CSR_{7.5}$ 等於反復阻抗比 $CRR_{7.5}$ 。

7.3.4 建立經機率檢定之極限狀態函數

由修正之極限狀態分析，尋找得極限狀態之 $\ln(CRR_{7.5})$ 及 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ ，經由迴歸分析，如圖 7 所示，可得各種土壤分類之極限狀態函數如下式所示：

$$CRR_{7.5} = f(\sqrt{(N_1)_{60}}) \dots\dots\dots (7-10)$$

因此本文分別建立 0% ≤ FC ≤ 10% 、 10% ≤ FC ≤ 20% 、 20% ≤ FC ≤ 30% 與 30% ≤ FC ≤ 40% 等四種土壤分類之極限狀態函數，其分析結果如下所示：

模式一：0% ≤ FC ≤ 10% 之液化極限狀態函數

世界各震災區共 592 組資料，分析得 0% ≤ FC ≤ 10% 之液化資料 58 組、非液化資料 70 組，由修正之極限狀態分析，得液化極限狀態函數，如下式所示：

$$CRR_{7.5} = \exp(0.4935 \cdot \sqrt{(N_1)_{60}} - 3.6323) \dots\dots\dots (7-11)$$

其極限狀態值迴歸分析之相關係數 $R^2=0.99$ ；且其於液化與非液化案例分析之正確率分別為 47/58(或 81%)及 60/70(或 86%)。

模式二：10% ≤ FC ≤ 20% 之液化極限狀態函數

世界各震災區共 592 組資料，分析得 10% ≤ FC ≤ 20% 之液化資料 77 組、非液化資料 95 組，由修正之極限狀態分析，得液化極限狀態函數，如下式所示：

$$CRR_{7.5} = \exp(0.5296 \cdot \sqrt{(N_1)_{60}} - 3.7098) \dots\dots\dots (7-12)$$

其極限狀態值迴歸分析之相關係數 $R^2=0.99$ ，且其於液化與非液化案例分析之正確率分別為 64/77(或 83%)及 86/95(或 91%)。

模式三：20% ≤ FC ≤ 30% 之液化極限狀態函數

世界各震災區共 592 組資料，分析得 20% ≤ FC ≤ 30% 之液化資料 64 組、非液化資料 32 組，由修正之極限狀態分析，得液化極限狀態函數，如下式所示：

$$CRR_{7.5} = \exp(0.5838 \cdot \sqrt{(N_1)_{60}} - 3.8325) \dots\dots\dots (7-13)$$

其極限狀態值迴歸分析之相關係數 $R^2=0.99$ ，且其於液化與非液化案例分析之正確率分別為 62/64(或 97%)及 26/32(或 81%)。

模式四：30% ≤ FC ≤ 40% 之液化極限狀態函數

世界各震災區共 592 組資料，分析得 30% ≤ FC ≤ 40% 之液化資料 37 組、非液化資料 29 組，由修正之極限狀態分析，得液化極限狀態函數，如下式所示：

$$CRR_{7.5} = \exp(0.6723 \cdot \sqrt{(N_1)_{60}} - 4.0488) \dots\dots\dots (7-14)$$

其極限狀態值迴歸分析之相關係數 $R^2=0.99$ ，且其於液化與非液化案例分析之正確率分別為 35/37(或 95%)及 25/29(或 86%)。

為了使讀者瞭解液化極限狀態函數與液化及非液化案例之關係，將 0% ≤ FC ≤ 10%、10% ≤ FC ≤ 20%、20% ≤ FC ≤ 30% 與 30% ≤ FC ≤ 40% 等四組極限狀態函數，分別繪製於圖 7-8~圖 7-11 液化及非液化案例圖

上，並列於表 7-1。亦分別以 $FC=5\%$ 、 15% 、 25% 與 35% 代表四組土壤之極限狀態曲線繪製於圖 7-12 比較，將圖 7-12 四組極限狀態曲線，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：

$$CRR_{7.5} = \exp[(0.487705 + 0.000666 \cdot FC + 0.000131 \cdot FC^2) \sqrt{(N_1)_{60}} - (3.626835 - 0.000158 \cdot FC + 0.000347 \cdot FC^2)] \quad \dots (7-15)$$

其迴歸係數 $R^2=0.99$ 。

由圖 7-12 極限狀態曲線互相比較可發現，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 $(N_1)_{60} \leq 5$ 時，其各種土壤之抗液化強度反復應力比 $CRR_{7.5}$ 皆相當接近。

以上述極限狀態函數分析液化潛能，其土壤之抗液化強度， $CRR_{7.5}$ ，以式(7-15)計算，而地震引致土層之作用強度， $CSR_{7.5}$ ，以式(7-4)計算，則抗液化之安全係數， F_s ，如下所示：

$$F_s = CRR_{7.5} / CSR_{7.5} \quad \dots (7-16)$$

7.4 極限狀態模式之驗證與比較

為了驗證本文發展之極限狀態模式，本文發展之模式分別與未經機率檢定之極限狀態函數及傳統相關經驗法比較，並以物理意義作說明。為了探討及比較 FC 對抗液化強度之影響，本文以細粒料含量 FC 與 $\Delta(N_1)_{60}$ 之關係來表示。另為了進一步驗證本文極限狀態模式之適用性，本文以臺中港區 921 地震液化分析作實際案例說明。

7.4.1 與未經機率檢定之極限狀態函數比較

為了探討解釋參數之選擇對極限狀態函數之影響，本文選擇兩組

未經機率檢定之參數 $((N_1)_{60}, \ln(CSR_{7.5}))$ 及 $((N_1)_{60}, CSR_{7.5})$ 為解釋參數，此兩組解釋參數皆不符合常態分佈。其中一組解釋參數 $((N_1)_{60}, \ln(CSR_{7.5}))$ 為 Liao et al.(1988)所提出，另一組解釋參數 $((N_1)_{60}, CSR_{7.5})$ 為一般型式之參數。分別以本文相同之資料庫進行極限狀態分析，其液化極限狀態函數如表 7-2a 及表 7-2b 所示：

由表 7-1、表 7-2a 及表 7-2b 之比較可發現：在相同之統計資料的情況下，會隨著選用參數及函數型式之不同，而有不同之極限狀態函數，且其預測之正確率亦有些差異；雖然不同函數預測之正確率會有些差異，但並非其中某函數於各種土壤預測之正確率皆會最高，而且本文三種函數預測之平均正確率皆相當接近，分別為 87.5%、86.9%、86.9%，因此傳統上以預測正確率之高低，為選用參數及函數型式之根據，並非為最適當之方法，因而以適當之機率檢定選用參數及函數型式，應為較合適之方式。

為了進一步比較未經適當之機率檢定與經適當之機率檢定，其所發展之極限狀態曲線之差異性，將表 7-2a 劃於圖 7-13，表 7-2b 劃於圖 7-14；由圖 7-12 至圖 7-14 可發現：不同液化解釋參數之型式，其有不同之液化判別曲線，其中以 $((N_1)_{60}, \ln(CSR_{7.5}))$ 為解釋參數之判別曲線彎曲度最大，以 $((N_1)_{60}, CSR_{7.5})$ 為解釋參數之判別曲線彎曲度最小，而經適當機率檢定選定之 $(\sqrt{(N_1)_{60}}, \ln(CSR_{7.5}))$ ，其判別曲線彎曲度較適中；由三種解釋參數於各種 $(N_1)_{60}$ 值之影響亦可發現，於極大及極小區間之 $(N_1)_{60}$ 值時，三種解釋參數之抗液化強度 $CRR_{7.5}$ 相差甚多，於中間區間之 $(N_1)_{60}$ 值時，三種解釋參數之抗液化強度 $CRR_{7.5}$ 相當接近，由此可知解釋參數之選擇，對各類低強度及高強度土壤之影響較大，對各類中強度土壤之影響較小。

7.4.2 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 Seed et al.(1985)、Seed et al.(1997

NCEER)之相關經驗曲線，如圖 7-1 所示，及 T&Y(1983)之相關經驗曲線，如圖 7-15 所示，較為工程界所接受及使用。由於其相關曲線包括細粒料含量 FC 之影響，本文以 $FC = 5\%$ 、 $FC = 15\%$ 、 $FC = 25\%$ 與 $FC = 35\%$ 等 Seed et al.(1985)、Seed et al.(1997 NCEER)及 T&Y(1983)之相關經驗曲線，分別與本文建立之極限狀態模式相互比較，比較結果如圖 7-16~圖 7-19 所示，其中 T&Y(1983)方法中之剪應變振幅係數 C_s ，其值介於 80~90 之間，本文取 C_s 之中間值 85 與本文模式相互比較。

由圖 7-1、圖 7-12 與圖 7-15 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：本文極限狀態模式約於 $(N_1)_{60} \leq 5$ ，其各種細粒料含量土壤之抗液化強度 $CRR_{7.5}$ 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，且隨著 $(N_1)_{60}$ 值之增大，其細粒料含量之影響亦增大；而 Seed et al.(1985)、Seed et al.(1997 NCEER)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 7-16 $FC = 5\%$ 淨砂模式之比較可發現：於 $(N_1)_{60} \leq 10$ 時，本文之極限狀態模式與 T&Y(1983)及 Seed et al.(1997 NCEER)之曲線相當接近；於 $10 \leq (N_1)_{60} \leq 28$ 時，本文模式稍微大於 Seed et al.(1985, 1997 NCEER)之曲線；於 $28 \leq (N_1)_{60} \leq 40$ 時，本文模式，介於 Seed et al.(1985, 1997 NCEER)曲線與 T&Y(1983)曲線之間；於 $(N_1)_{60} > 40$ 時，本文模式小於 Seed et al.(1985, 1997 NCEER)與 T&Y(1983)曲線甚多。

由圖 7-17 $FC = 15\%$ 粉土質砂模式之比較可發現：於 $(N_1)_{60} \leq 5$ 時，本文模式介於 Seed et al.(1985)曲線及 Seed et al.(1997 NCEER)曲線之間；於 $5 \leq (N_1)_{60} \leq 22$ 時，本文模式與 Seed et al.(1985)及 Seed et al.(1997 NCEER)之曲線接近；於 $22 \leq (N_1)_{60} \leq 32$ 時，本文模式介於 Seed et al.(1985, 1997 NCEER)曲線與 T&Y(1983)曲線之間；於 $(N_1)_{60} > 32$ 時，本文模式小於 Seed et al.(1985, 1997 NCEER)與 T&Y(1983)曲線甚多。

由圖 7-18 $FC = 25\%$ 粉土質砂模式之比較可發現：於 $(N_1)_{60} \leq 11$ 時，本

文模式小於 Seed et al.(1985)、Seed et al.(1997 NCEER)與 T&Y(1983)之曲線；於 $11 \leq (N_1)_{60} \leq 33$ 時，本文模式介於 Seed et al.(1985, 1997 NCEER)曲線與 T&Y(1983)曲線之間；於 $(N_1)_{60} > 33$ 時，本文模式小於 Seed et al.(1985, 1997 NCEER)與 T&Y(1983)曲線甚多。

由圖 7-19 $FC = 35\%$ 粉土質砂模式之比較可發現：除了於 $14 \leq (N_1)_{60} \leq 20$ 時，本文模式與 Seed et al.(1985, 1997 NCEER)曲線相當接近外；其餘 $(N_1)_{60}$ 時，本文之模式與 Seed et al.(1985, 1997 NCEER)與 T&Y(1983)曲線相差甚多。

整體而言：於 $(N_1)_{60} \leq 10$ 時，除了於 $FC = 5\%$ 淨砂模式外，本文 $FC = 15\%$ 、 25% 、 35% 等模式之抗液化強度皆小於 Seed et al.(1997 NCEER)與 T&Y(1983)曲線；於 $10 \leq (N_1)_{60} \leq 30$ 時，本文模式與 Seed et al.(1985, 1997 NCEER)之曲線接近；於 $(N_1)_{60} > 30$ 時，由於本文模式之曲線較平直，本文模式小於 Seed et al.(1985, 1997 NCEER)與 T&Y(1983)曲線甚多。

於高 $(N_1)_{60}$ 值時，傳統相關經驗曲線之上升速率大於本文建議之曲線，其主要原因為大部份經驗方法皆沿續 Seed(1983, 1985)之觀念，假設 $(N_1)_{60} > 30$ 時土壤不易液化，因此以經驗判斷之抗液化強度曲線，於高 $(N_1)_{60}$ 值時上升速率加大。但經 921 地震於近斷層之霧峰、南投等地區(Lin et al.2002)與 1988 年亞美尼亞地震案例中(Yegian et al.2000)，發現高 $(N_1)_{60}$ 值土壤或礫石土層於極大之地表加速度時，亦有液化現象，因此假設 $(N_1)_{60} > 30$ 時土壤不易液化之觀念，可能會漸漸被修正或需進一步研究。另由 Juang et al.(2000)之危險度分析法，及 Liao et al.(1988)之邏輯分析法，皆可發現統計分析結果，高 $(N_1)_{60}$ 值之曲線僅緩和上升。由於曲線在某 $(N_1)_{60}$ 值以後，立即急速上升，是人為經驗判斷使然，並不符合統計原理，因而本文建議之抗液化強度曲線，是經較嚴謹之統計分析結果，並不刻意加以修正，因此於高 $(N_1)_{60}$ 值時，抗液化強度曲線上升速率並未特意加大。

7.4.3 本文模式之物理意義

為了探討本文極限狀態模式之物理意義，將本文發展之極限狀態函數，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 7-20。由圖 7-20 顯示，FC=5%、15%、25%、35%等極限狀態曲線皆變為直線，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。

7.4.4 細粒料含量 FC 與 $\Delta(N_1)_{60}$ 之關係

為了探討及比較 FC 對抗液化強度之影響，本文以細粒料含量 FC 與 $\Delta(N_1)_{60}$ 之關係來表示。由於本文之極限狀態模式，其 FC 對抗液化強度曲線之影響為非線性，如式(7-15)所示，因此本文僅分別以 $(N_1)_{60}$ 為 10 及 20 時之 $\Delta(N_1)_{60}$ 變化與其他方法比較，其細粒料含量 FC 與 $\Delta(N_1)_{60}$ 之關係，如圖 7-21 所示。由圖 7-21 顯示，各方法中，以 T&Y(1983)法之 FC 對抗液化強度之影響最大，Seed et al.(1985，NCEER 1997)法次之，本文之極限狀態模式最小。

7.4.5 臺中港區液化分析比較說明

為了進一步驗證本文極限狀態模式之適用性，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 4000 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，分別以本文極限狀態模式、Seed et al.(NCEER 1997)法及 T&Y(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 7-22 至圖 7-24 所示。由圖 7-22 之本文極限狀態模式分析結果顯示，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 7-23 之 Seed et al.(NCEER 1997)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 7-24 之 T&Y(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 Seed et al.(NCEER 1997)法及 T&Y(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 T&Y(1983)法及 Seed et al.(NCEER 1997)法，皆高估了高細粒料含量之沉泥質砂的抗液化強度，致使其分析結果低估了液化災害之程度。而本文之極限狀態模式，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。

7.5 液化機率模式

以極限狀態模式分析液化潛能，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之映射函數 (Juang et al., 2003) 分析土壤液化機率，其分析方法如下式所示：

$$P_{LB} = \frac{f_L(F_s)}{f_L(F_s) + f_{NL}(F_s)} \dots\dots\dots (7-17)$$

式中：

P_{LB} : 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。

本文以式(7-15)之極限狀態模式，計算液化及非液化案例之 F_S ，這些資料經或然率圖檢定，其結果如圖 7-25 與圖 7-26 所示。由圖 7-25 液化案例安全係數 F_S 之或然率圖檢定顯示，液化案例之 $\sqrt{F_S}$ 值於常態或然率圖上接近直線，因此液化案例之 $\sqrt{F_S}$ 值符合常態分佈，其安全係數之機率密度函數， $f_L(F_S)$ ，可表示如下式：

$$f_L(F_S) = \frac{1}{0.201 * \sqrt{8\pi * F_S}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\sqrt{F_S} - 0.765}{0.201} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (7-18)$$

另由圖 7-26 非液化案例安全係數 F_S 之或然率圖檢定顯示，非液化案例之 F_S 值於對數常態或然率圖上亦接近直線，因此非液化案例之 F_S 值亦符合對數常態分佈，其安全係數之機率密度函數， $f_{NL}(F_S)$ ，則可表示如下式：

$$f_{NL}(F_S) = \frac{1}{0.537 * F_S * \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(F_S) - 0.549}{0.537} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (7-19)$$

將式(7-18)與式(7-19)代入式(7-17) 貝氏定理之映射函數，分析液化及非液化案例，獲得 (F_S, P_{LB}) ，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(20) ($R^2=0.99$)及圖 7-27 所示：

$$P_{LB} = \frac{1}{1 + 0.6(F_S)^3 + 0.4(F_S)^7} \dots\dots\dots (7-20)$$

由圖 7-27 顯示，以極限狀態模式，建立之抗液化安全係數與液化機率關係，當安全係數 $F_S=1$ 時，液化機率 $P_{LB}=0.5$ ；當安全係數 $F_S>1$

時，液化機率 $P_{LB} < 0.5$ ；當安全係數 $F_S < 1$ 時，液化機率 $P_{LB} > 0.5$ ；而且安全係數 F_S 與液化機率 P_{LB} 之關係，並非線性之關係，而是 S 型式之關係；即當 F_S 於較大(約 $F_S > 1.5$)及較小(約 $F_S < 0.5$)時，液化機率 P_{LB} 變化速度較慢；當 F_S 於 1 附近時(約 $0.5 < F_S < 1.5$)時，液化機率 P_{LB} 變化速度較快。

7.6 液化危害度分析

依上述液化評估法分析，進行液化潛能評估時，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(7-21)及表 7-1 所示；及賴聖耀、謝明志(1996)液化機率深度加權法，如式(7-22)及表 7-2 所示，分別分析港區各種模擬地震之液化危害度。

$$IL = \int_0^{20} [F(Z)] \cdot W(z) \cdot dz \dots\dots\dots(7-21)$$

上式中，

IL 為液化潛能指數，介於 0~100 之間

$F(Z) = 1 - F_L(Z)$ for $F_L(Z) < 1.0$

$F(Z) = 0$ 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 7-3 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 |

$$P_{LW} = \frac{\int_0^{20} P_L(z) \cdot W(z) \cdot dz}{\int_0^{20} W(z) \cdot dz} \dots\dots\dots (7-22)$$

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)。 $W(z)=1-0.05z$

表 7-4 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 |

7.7 港區液化危害度分析結果

7.7.1 臺中港區附近之斷層與歷史災害地震

台灣位處於環太平洋地震帶西側，受到歐亞大陸與菲律賓海板塊間的碰撞與擠壓作用，導致台灣地區地震頻繁，自古以來常發生大地震，災情慘重者不少。根據鄭世楠和葉永田(2002)的統計結果顯示，造成百人以上死亡的重大災害地震有 14 次，其分佈圖如圖 7-28 所示，其中超過千人死亡的有 4 次：分別是 1848 年彰化地震(1,030 人死亡)、1906 年梅山地震(1,258 人死亡)、1935 年新竹—台中地震(3,276 人死亡)與 1999 年集集地震(2,444 人死亡)。而超過千人死亡的 4 次地震中，有 3 次地震發生於中部地區，分別由彰化斷層、屯子腳斷層、車籠埔斷層所引發而成，而此三個斷層亦為影響台中港之重要活動斷層，其分佈圖如圖 7-29 所示。

7.7.2 臺中港液化危害度分析結果

本文搜集臺中港區現有鑽探資料 135 孔，共約 1800 筆 N 值資料，分別以①1935 年新竹、臺中裂震，地震規模 $M_L=7.1$ ，臺中港區之 $PGA=0.15g$ ；②1999 年集集大地震，地震規模 $M_L=7.3$ 、 $M_w=7.6$ ，臺中港區之 $PGA=0.16g$ ；③1848 年彰化地震，地震規模 $M_L=7.0$ 、 $M_w=7.2$ ，臺中港區之 $PGA=0.23g$ ；相當於新訂耐震設計規範乙區地震強度 $PGA=0.23g$ ；④新訂耐震設計規範甲區地震強度 $A_{max}=0.33g$ ，相當於彰化斷層發生地震規模 $M_L=7.5$ 時臺中港區之地表最大加速度；等三種地震條件，並利用標準貫入試驗(SPT)之土層調查資料來評估臺中港區沖積土層液化危害度。

由圖 7-22 及圖 7-30 至圖 7-32 之整體分析結果顯示：臺中港受 1935 年地震地表最大加速度 $0.15g$ 作用，港區除 3 號碼頭抽砂回填區造成嚴重液化現象外，其餘大部份地區液化程度極為輕微；臺中港受

921 地震地表最大加速度 $0.16g$ 作用，港區除 1 至 4A 碼頭抽砂回填區及 9 至 11 號碼頭沖積土層造成較嚴重液化現象外，其餘大部份地區液化程度極為輕微；此評估結果與 921 地震臺中港液化災損相當符合。如果臺中港遭受 1848 年彰化地震，臺中港區之 PGA 相當於新訂耐震設計規範乙區 $PGA=0.23g$ ，港區約有一半會發生嚴重液化災害。如果臺中港不幸遭受耐震設計規範甲區最大加速度 $0.33g$ ，即相當於彰化斷層發生地震規模 $M_w>7.6$ 時臺中港區之震度，如此強烈之地震侵襲時，則大部份港區均會發生嚴重液化災害。

7.7.3 各港區液化之臨界地表加速度

本文搜集現有鑽探資料，台北港區 74 孔，臺中港區 135 孔，高雄港區 129 孔，共約 5000 筆 N 值資料，以本土化液化機率法與賴、謝(1996)深度加權法分析，即分別以各種模擬地震反覆試算，推求各港區液化之臨界地表加速度，分析結果，如圖 7-33 至圖 7-35 所示。

由圖 7-33 台北港區分析結果顯示：地震規模 $M_w=7.5$ ，臺北港區之地表最大加速度 $A_{max}=0.15g$ 時，臺北港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中度液化，因此 $A_{max}=0.15g$ 可視為臺北港區液化之臨界地表加速度。由圖 7-34 臺中港分析結果顯示：地震規模 $M_w=7.0$ ，臺中港區之地表最大加速度 $A_{max}=0.13g$ 時，臺中港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中度液化，因此 $A_{max}=0.13g$ 可視為臺中港區液化之臨界地表加速度。由圖 7-32 高雄港區分析結果顯示：地震規模 $M_w=6.7$ ，高雄港區之地表最大加速度 $A_{max}=0.10g$ 時，高雄港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中度液化，因此 $A_{max}=0.10g$ 可視為高雄港區液化之臨界地表加速度。

7.8 小結

1. 本文提出液化解釋參數之機率檢定，使液化分析參數之選擇有所依循，亦使極限狀態分析法，成為更符合多變數統計分析理論之分析模式。
2. 本文以修正之極限狀態分析法，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。
3. 由細粒料含量與抗液化強度之比較可發現：本文極限狀態模式於 $(N_1)_{60} \leq 5$ 時，其各種細粒料含量土壤之抗液化強度 $CRR_{7.5}$ 皆相當接近， $(N_1)_{60} > 5$ 時，其細粒料含量愈高之土壤，其抗液化強度 $CRR_{7.5}$ 亦愈大；而 Seed et al.(1985)、Seed et al.(1997 NCEER)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。
4. 由本文所建立之極限狀態模式，與 Seed et al.(1985)、Seed et al.(1997 NCEER)及 T&Y(1983)經驗曲線比較可發現：本文模式之曲線較平直，Seed et al.(1985)、Seed et al.(1997 NCEER)與 T&Y(1983)曲線較彎曲。於 $(N_1)_{60} \leq 10$ 時，除了於 $FC = 5\%$ 淨砂模式外，本文 $FC = 15\%$ 、 25% 、 35% 等模式之抗液化強度皆小於 Seed et al.(1997 NCEER)曲線與 T&Y(1983)曲線；於 $10 < (N_1)_{60} < 30$ 時，本文模式與 Seed et al.(1985, 1997 NCEER)之曲線接近；於 $(N_1)_{60} > 30$ 時，由於本文模式之曲線較平直，本文模式小於 Seed et al.(1985, 1997 NCEER)曲線與 T&Y(1983)曲線甚多。
5. 本文所建立之極限狀態模式，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。

6. 由本土化液化模式評估各港區液化之臨界地表加速度顯示：台北港之液化之臨界地表加速度為 0.15g，台中港之液化之臨界地表加速度為 0.13g，高雄港之液化之臨界地表加速度為 0.10g。

表 7-1 經機率檢定之各種極限狀態函數之比較($\sqrt{(N_1)_{60}}$, $\ln(CSR_{7.5})$)

| 土壤分類 | 資料 數目 | 液化之極限狀態函數 | 液化 正確率 | 非液化 正確率 |
|--------------------------|----------|---|-----------|------------|
| $0\% \leq FC \leq 10\%$ | 128 | $CRR_{7.5} = \exp(0.4935 \cdot \sqrt{(N_1)_{60}} - 3.6323)$ | 81% | 86% |
| $10\% \leq FC \leq 20\%$ | 172 | $CRR_{7.5} = \exp(0.5296 \cdot \sqrt{(N_1)_{60}} - 3.7098)$ | 83% | 91% |
| $20\% \leq FC \leq 30\%$ | 96 | $CRR_{7.5} = \exp(0.5838 \cdot \sqrt{(N_1)_{60}} - 3.8325)$ | 97% | 81% |
| $30\% \leq FC \leq 40\%$ | 66 | $CRR_{7.5} = \exp(0.6723 \cdot \sqrt{(N_1)_{60}} - 4.0488)$ | 95% | 86% |

表 7-2a 未經機率檢定之各種極限狀態函數之比較($(N_1)_{60}$, $\ln(CSR_{7.5})$)

| 土壤分類 | 資料 數目 | 液化之極限狀態函數 | 液化 正確率 | 非液化 正確率 |
|--------------------------|----------|---|-----------|------------|
| $0\% \leq FC \leq 10\%$ | 128 | $CRR_{7.5} = \exp(0.06686 \cdot (N_1)_{60} - 2.8396)$ | 84% | 76% |
| $10\% \leq FC \leq 20\%$ | 172 | $CRR_{7.5} = \exp(0.08020 \cdot (N_1)_{60} - 2.9875)$ | 96% | 87% |
| $20\% \leq FC \leq 30\%$ | 96 | $CRR_{7.5} = \exp(0.09177 \cdot (N_1)_{60} - 3.0515)$ | 98% | 81% |
| $30\% \leq FC \leq 40\%$ | 66 | $CRR_{7.5} = \exp(0.11230 \cdot (N_1)_{60} - 3.2703)$ | 94% | 79% |

表 7-2b 未經機率檢定之各種極限狀態函數之比較($(N_1)_{60}$, $CSR_{7.5}$)

| 土壤分類 | 資料 數目 | 液化之極限狀態函數 | 液化 正確率 | 非液化 正確率 |
|--------------------------|----------|--|-----------|------------|
| $0\% \leq FC \leq 10\%$ | 128 | $CRR_{7.5} = 0.01031 \cdot (N_1)_{60} + 0.01505$ | 86% | 77% |
| $10\% \leq FC \leq 20\%$ | 172 | $CRR_{7.5} = 0.01270 \cdot (N_1)_{60} + 0.00815$ | 83% | 89% |
| $20\% \leq FC \leq 30\%$ | 96 | $CRR_{7.5} = 0.01398 \cdot (N_1)_{60} + 0.00435$ | 97% | 81% |
| $30\% \leq FC \leq 40\%$ | 66 | $CRR_{7.5} = 0.01525 \cdot (N_1)_{60} + 0.00504$ | 92% | 90% |

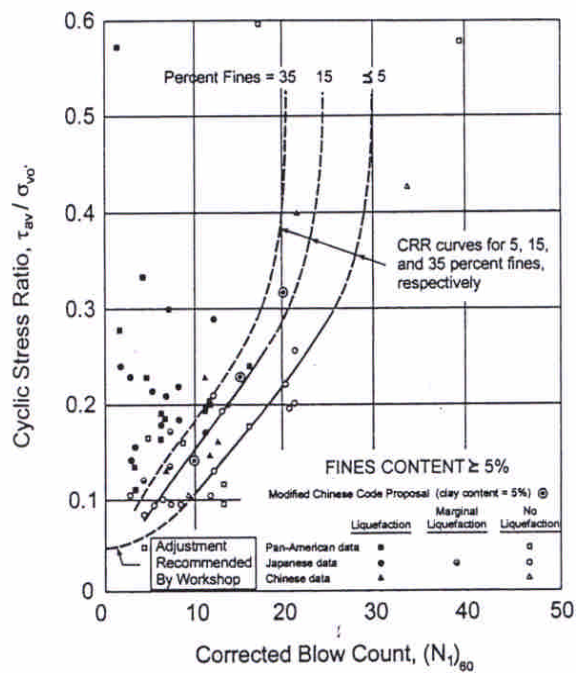


圖 7-1 NCEER(1997)建議細粒料含量 $FC \leq 5\%$ 曲線之修正值
(修正 Seed et al.1985)

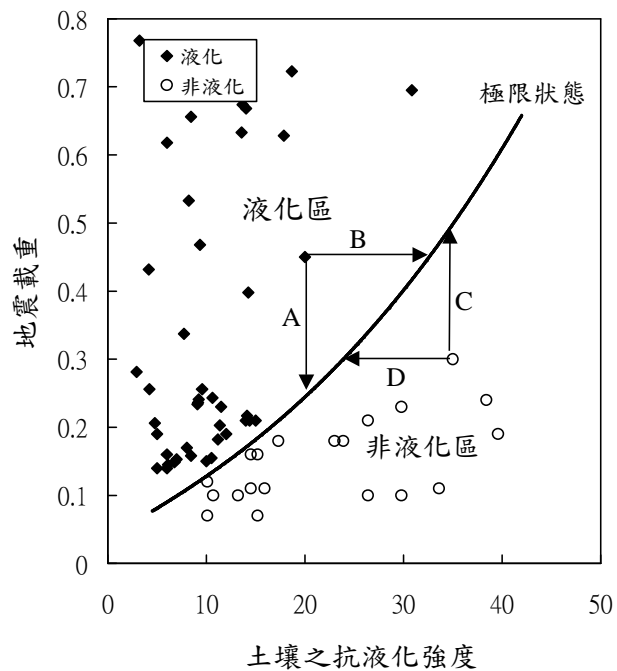


圖 7-2 液化之極限狀態分析示意圖

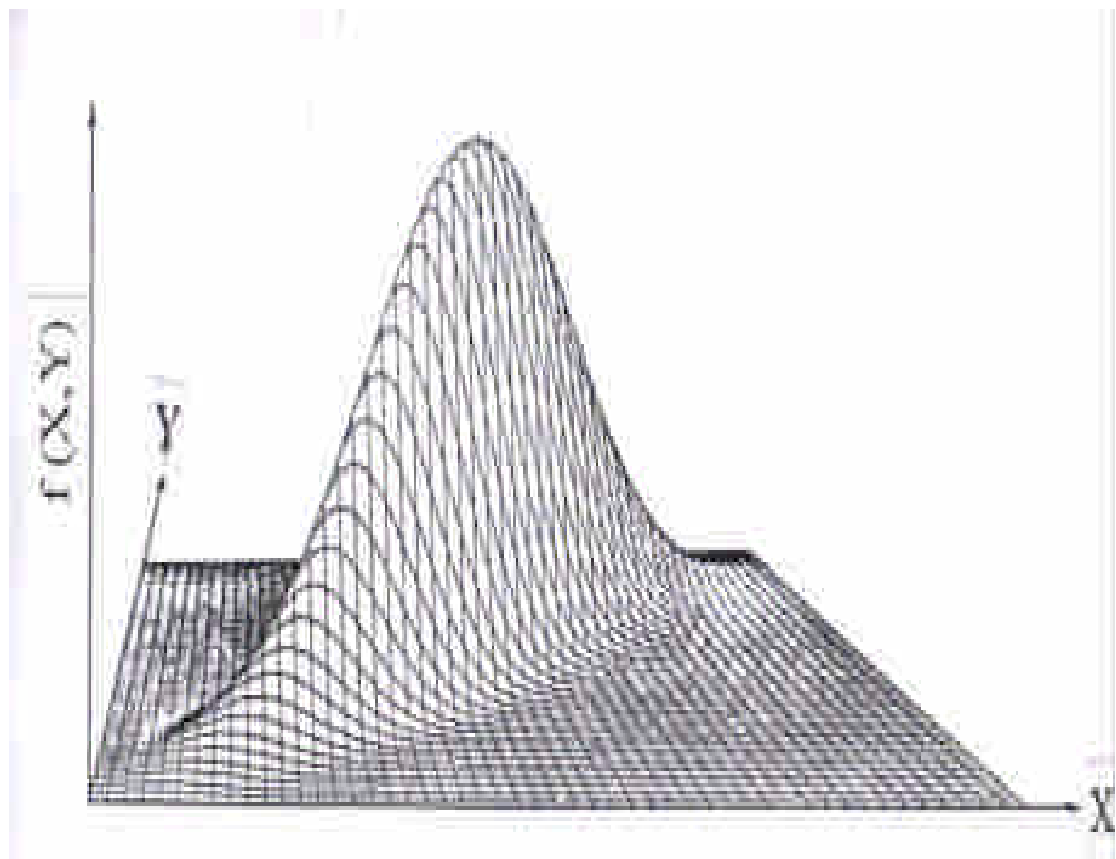


圖 7-3 X 與 Y 均為隨機函數之示意圖(楊，1899)

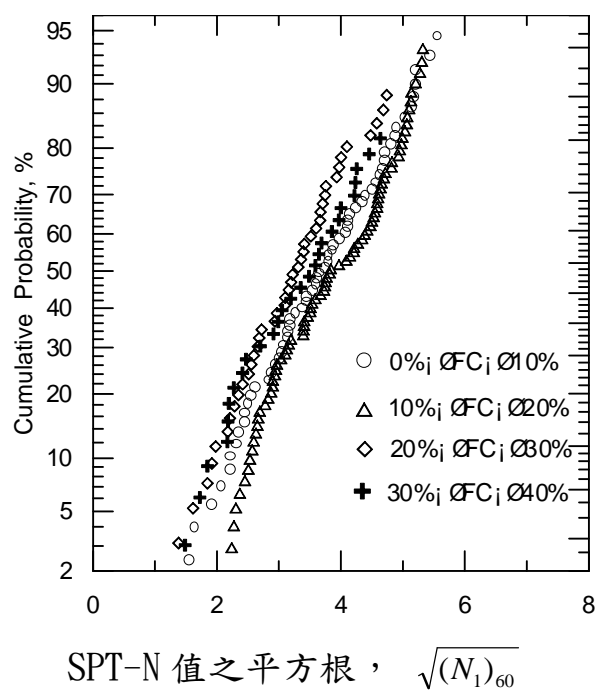


圖 7-4 SPT 試驗 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 值繪於常態或然率圖上

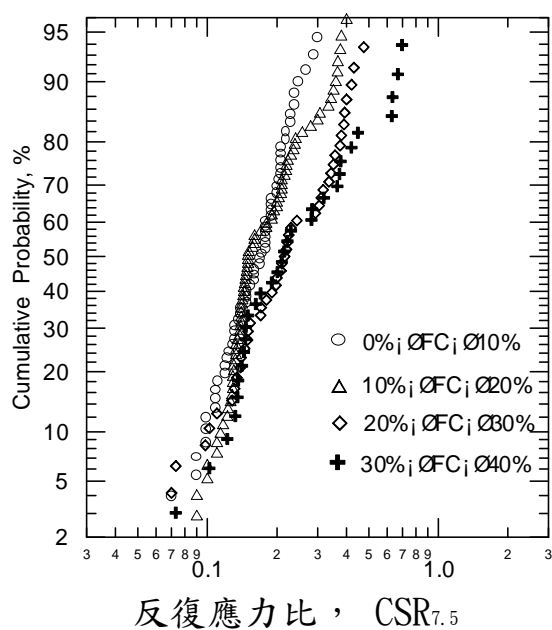


圖 7-5 $CSR_{7.5}$ 值繪於對數常態或然率圖上

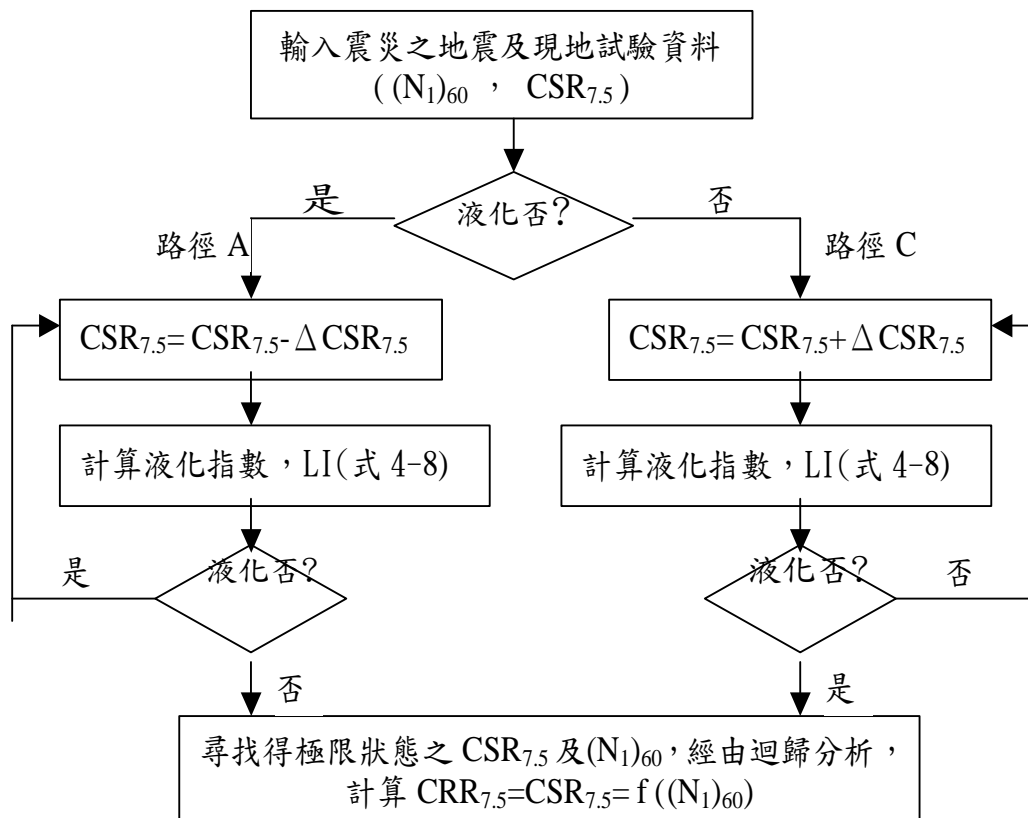


圖 7-6 尋找液化極限狀態值之流程圖

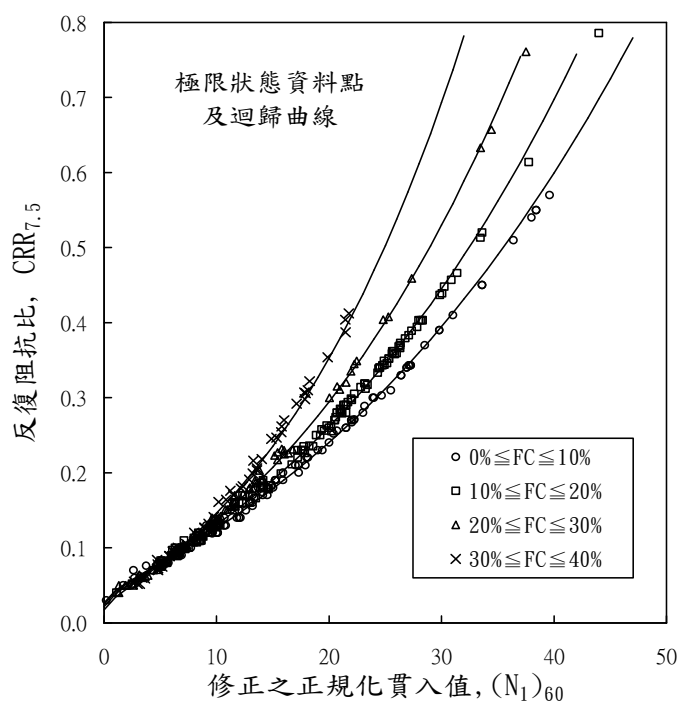


圖 7-7 液化極限狀態資料點及迴歸曲線

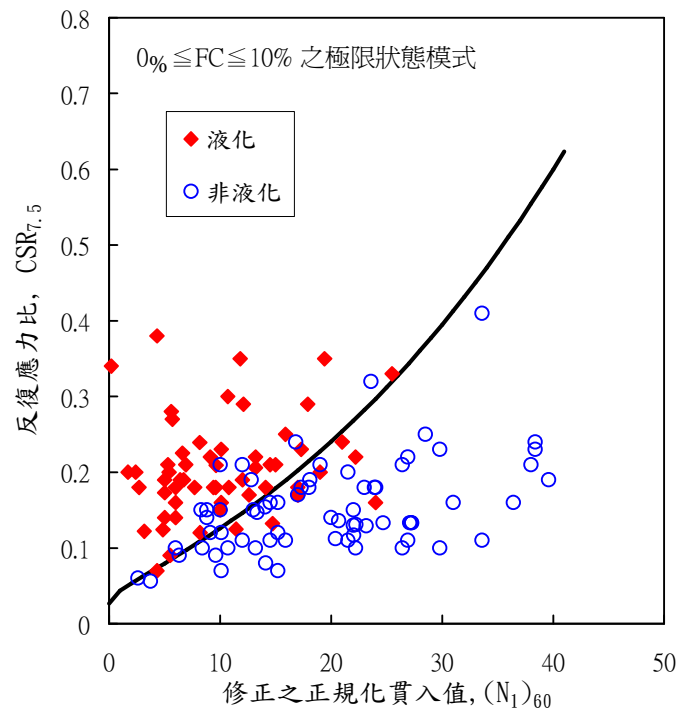


圖 7-8 $0\% \leq FC \leq 10\%$ 液化極限狀態曲線圖

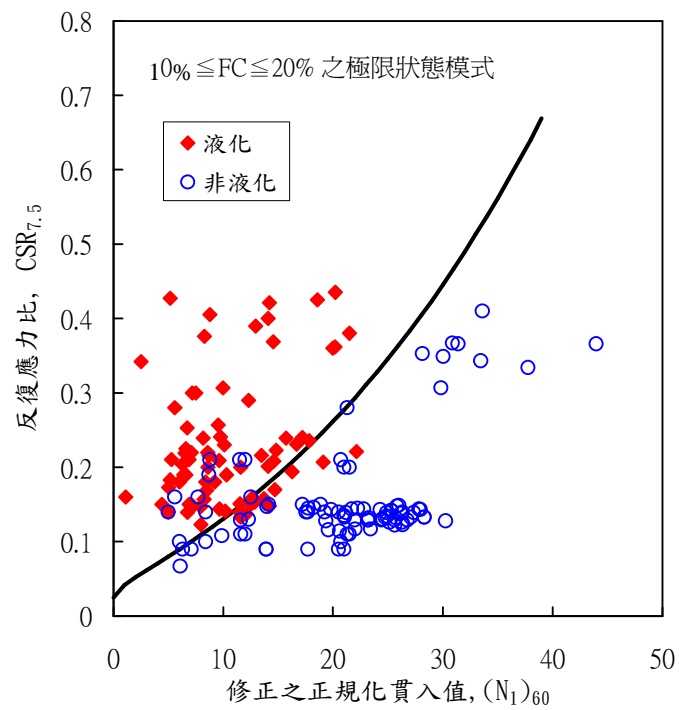


圖 7-9 $10\% \leq FC \leq 20\%$ 液化極限狀態曲線圖

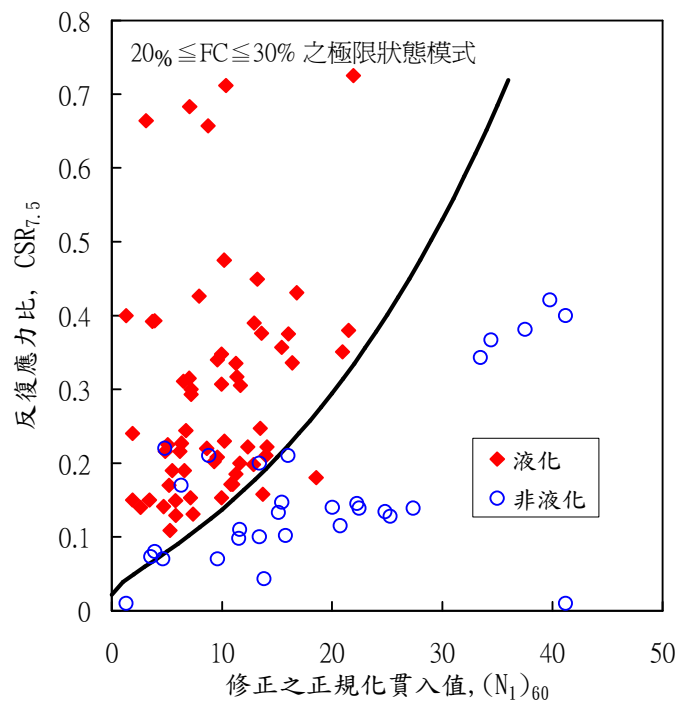


圖 7-10 20% ≤ FC ≤ 30% 液化極限狀態曲線圖

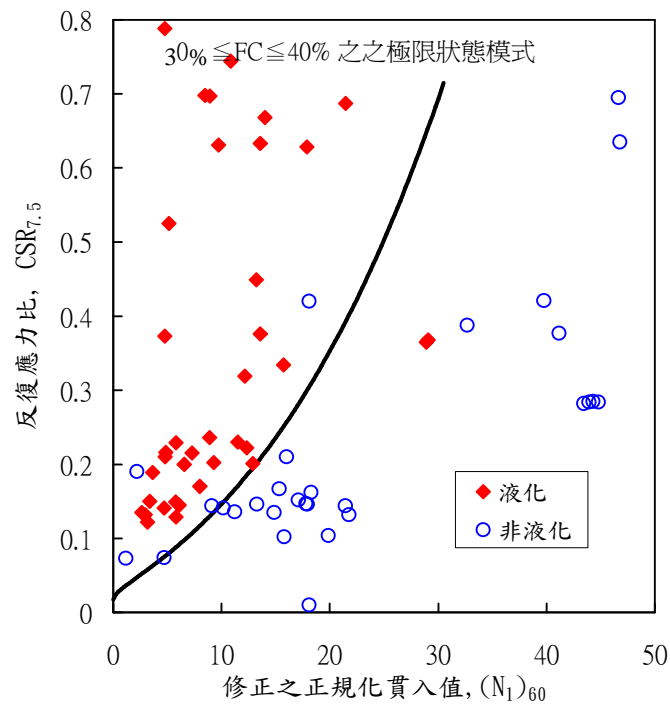


圖 7-11 30% ≤ FC ≤ 40% 液化極限狀態曲線圖

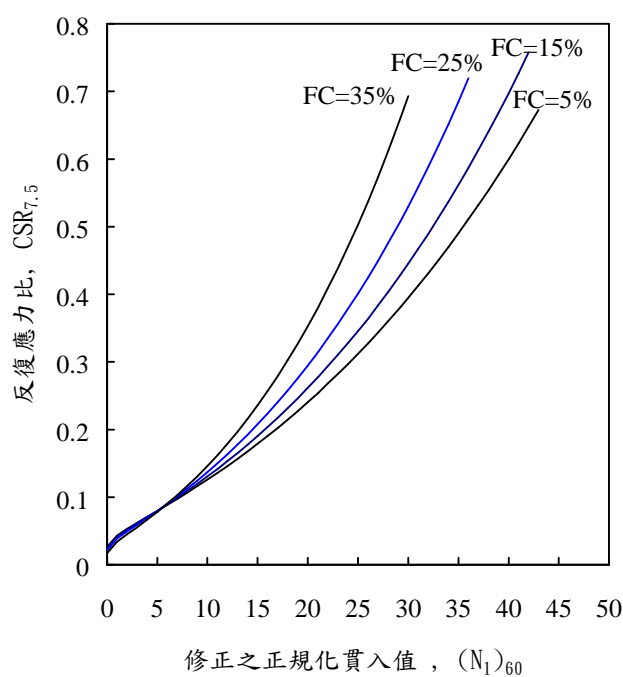


圖 7-12 經機率檢定之 FC=5%、15%、25%、35%等
極限狀態曲線之比較($\sqrt{(N_1)_{60}}$ ， $\ln(CSR_{7.5})$)

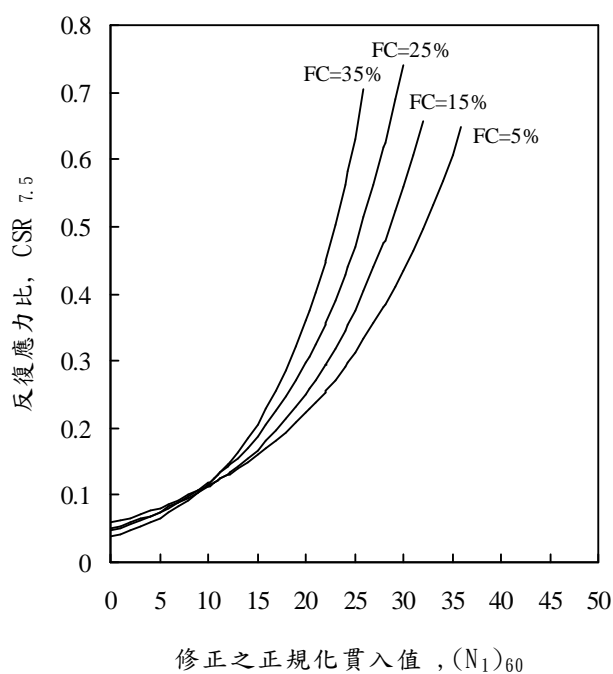


圖 7-13 未經機率檢定之 FC=5%、15%、25%、35%等
極限狀態曲線之比較($(N_1)_{60}$ ， $\ln(CSR_{7.5})$)

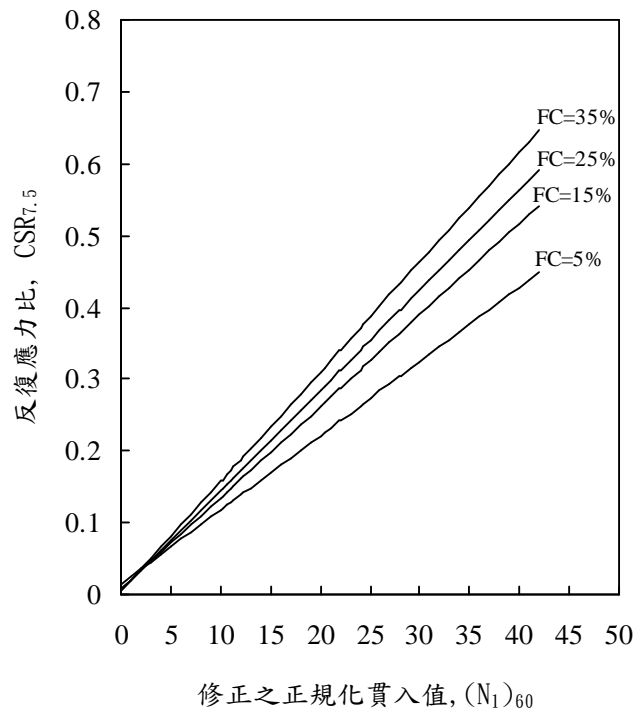


圖 7-14 未經機率檢定之 $FC=5\%$ 、 15% 、 25% 、 35% 等極限狀態曲線之比較($(N_1)_{60}$ ， $CSR_{7.5}$)

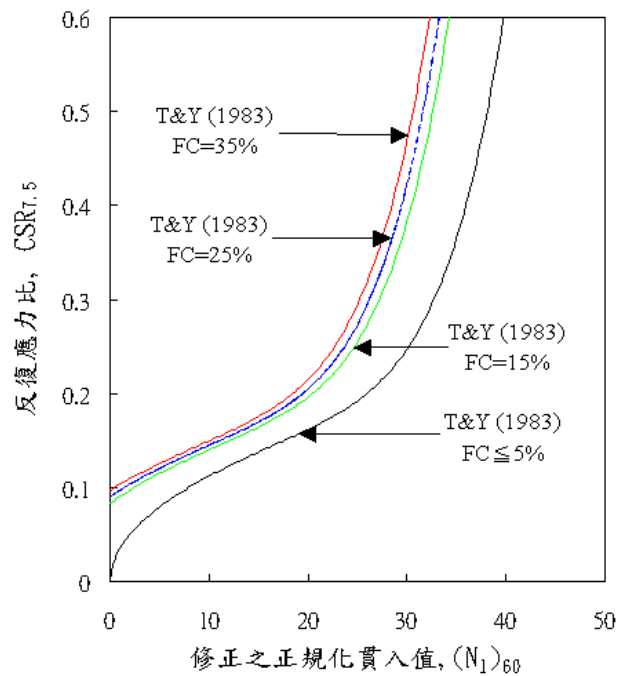


圖 7-15 T&Y(1983) $C_s=85$ 之 $FC \leq 5\%$ 、 $FC=15\%$ 、 $FC=25\%$ 、 $FC=35\%$ 等之經驗曲線比較圖

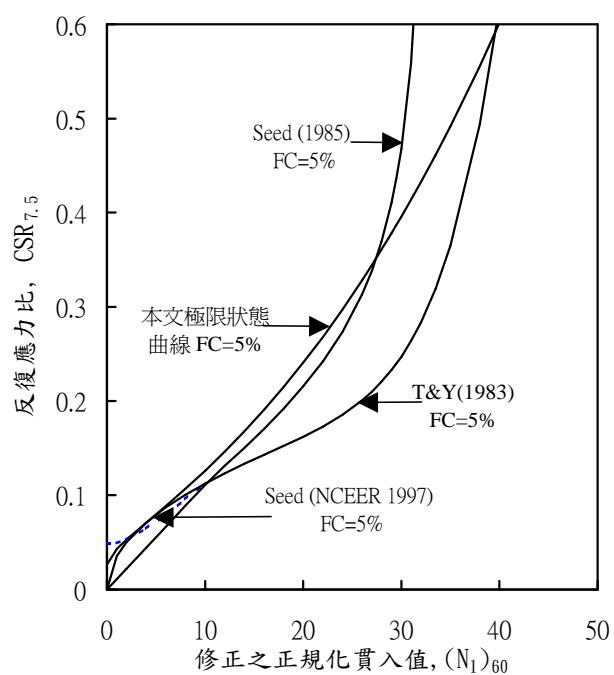


圖 7-16 FC=5%之極限狀態模式與 Seed(NCEER 1997)、Seed(1985)及 T&Y(1983)Cs=85 比較

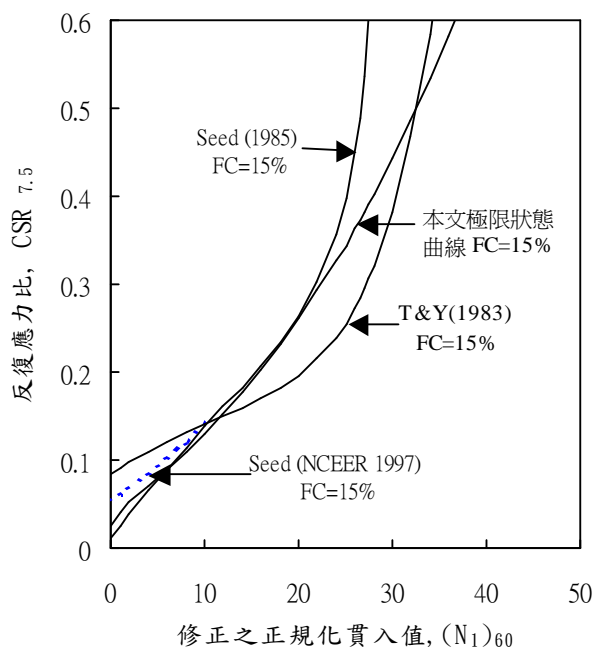


圖 7-17 FC=15%之極限狀態模式與 Seed(NCEER 1997)、Seed(1985)及 T&Y(1983)Cs=85 比較

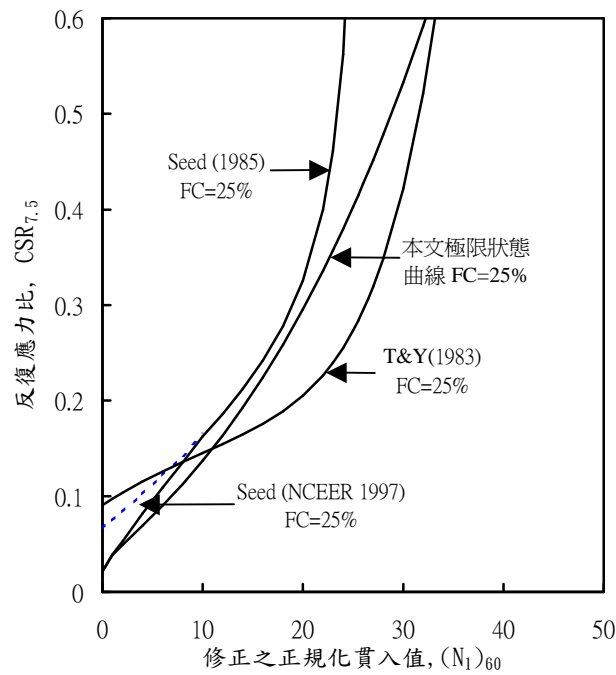


圖 7-18 $FC=25\%$ 之極限狀態模式與 Seed(NCEER 1997)、Seed(1985)及 T&Y(1983) $C_s=85$ 比較

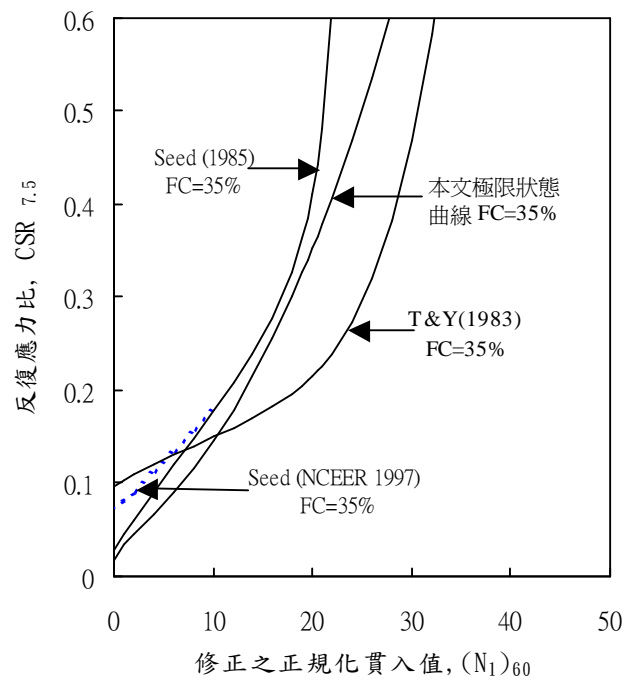


圖 7-19 $FC=35\%$ 之極限狀態模式與 Seed(NCEER 1997)、Seed(1985)及 T&Y(1983) $C_s=85$ 比較

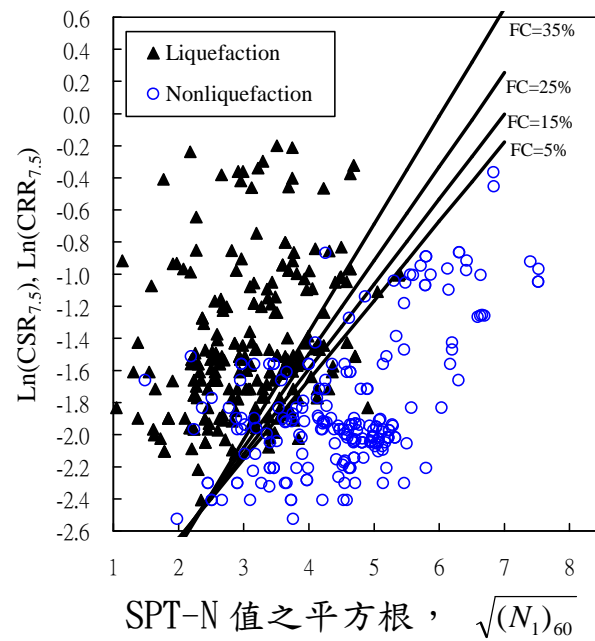


圖 7-20 本文極限狀態模式繪於水平座標為 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ 及垂直座標為 $\ln(CSR_{7.5})$ 或 $\ln(CRR_{7.5})$ 之圖上

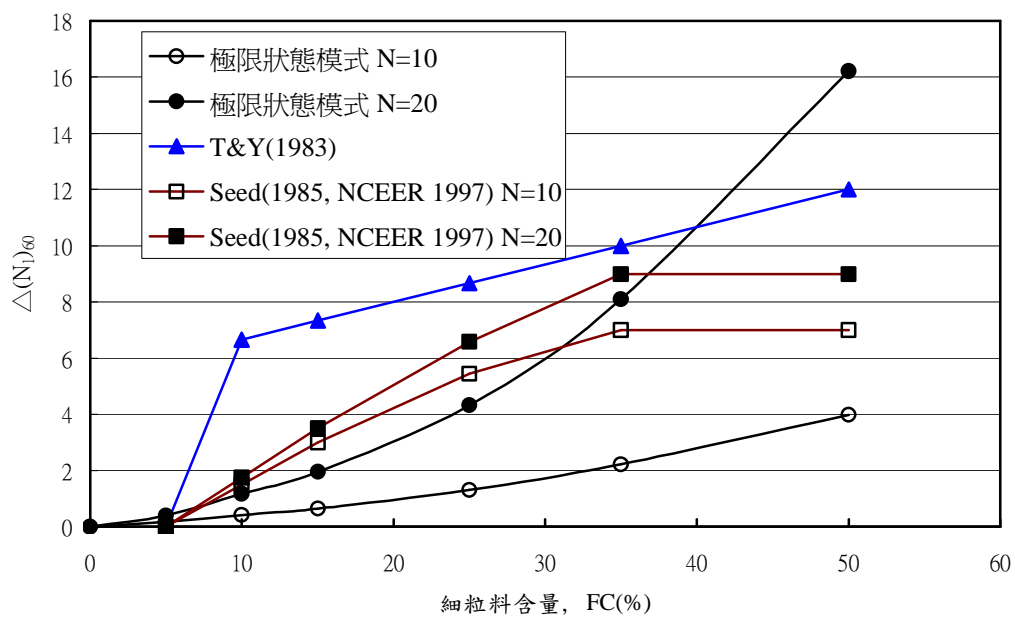


圖 7-21 細粒料含量 FC 與 $\Delta(N_1)_{60}$ 之關係

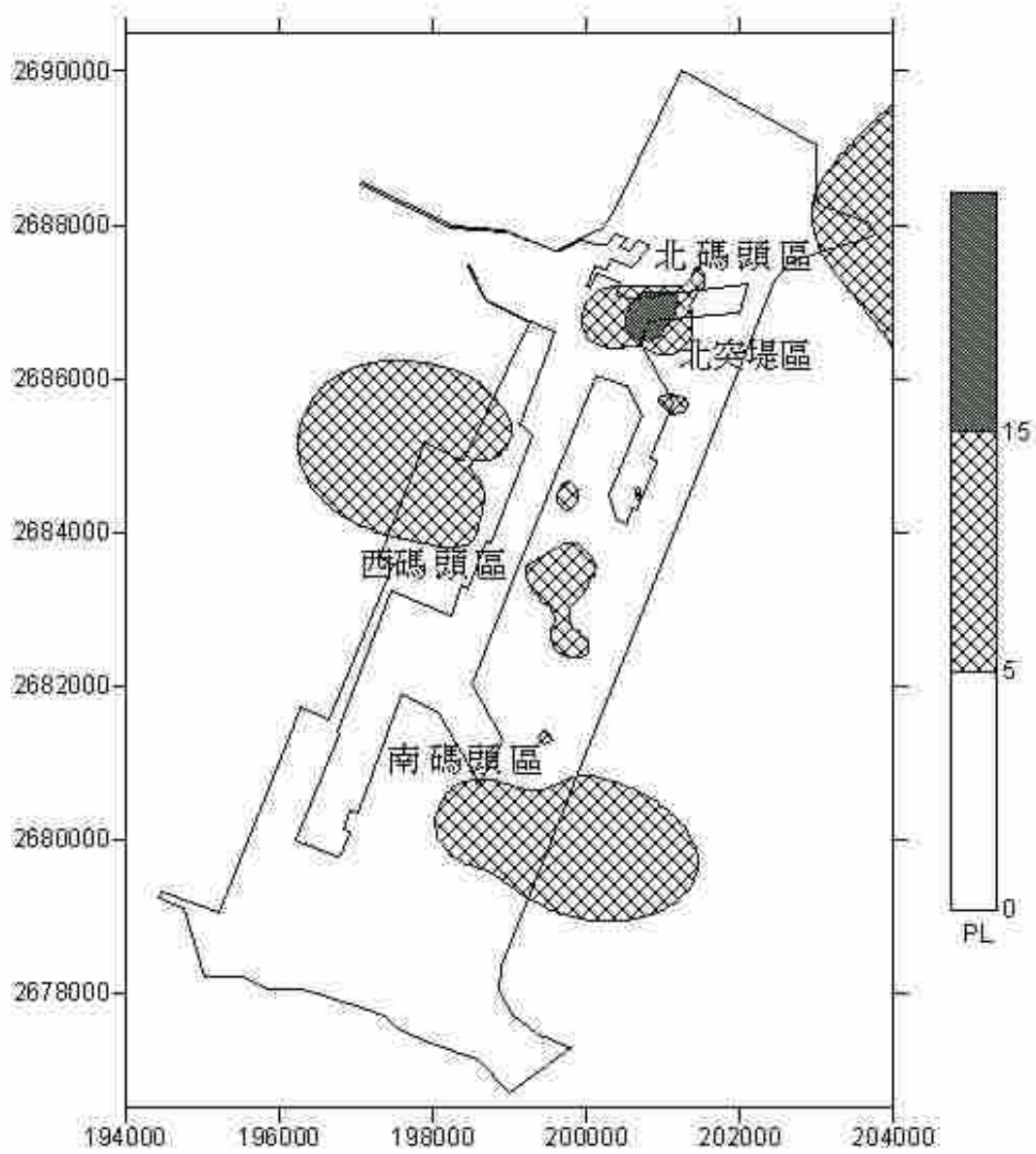


圖 7-22 本文極限狀態模式分析臺中港區 921 地震之液化潛勢圖

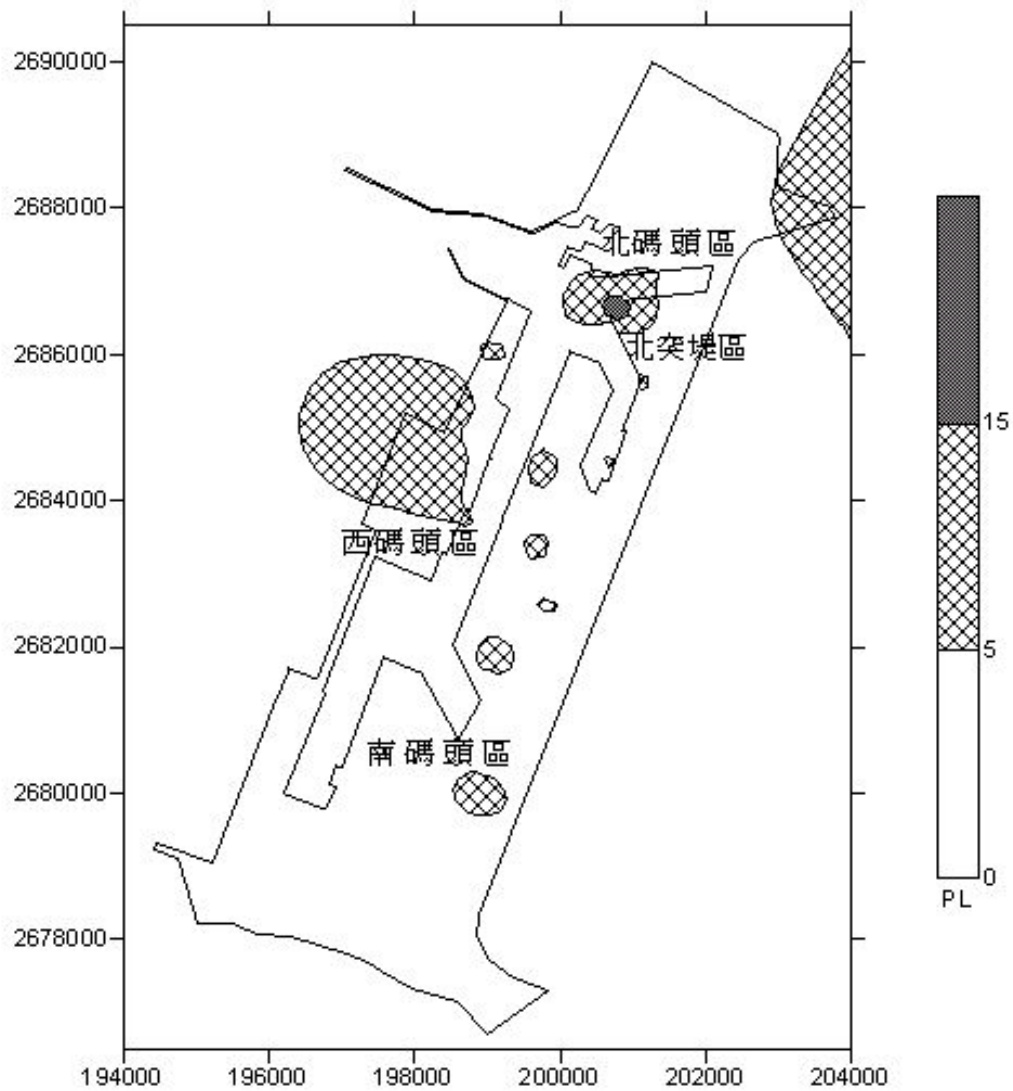


圖 7-23 Seed(NCEER 1997)法分析臺中港區 921 地震之液化潛勢圖

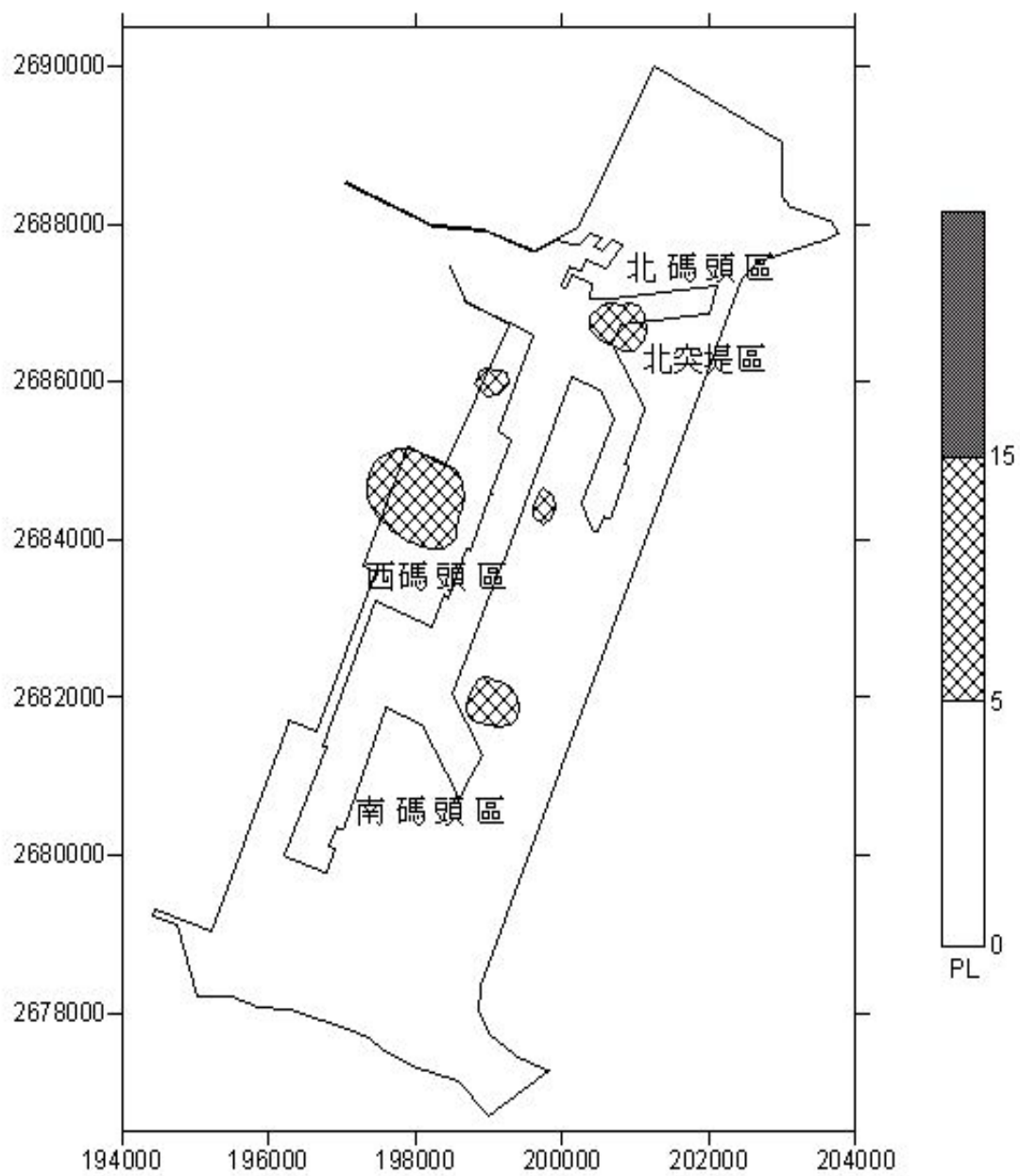
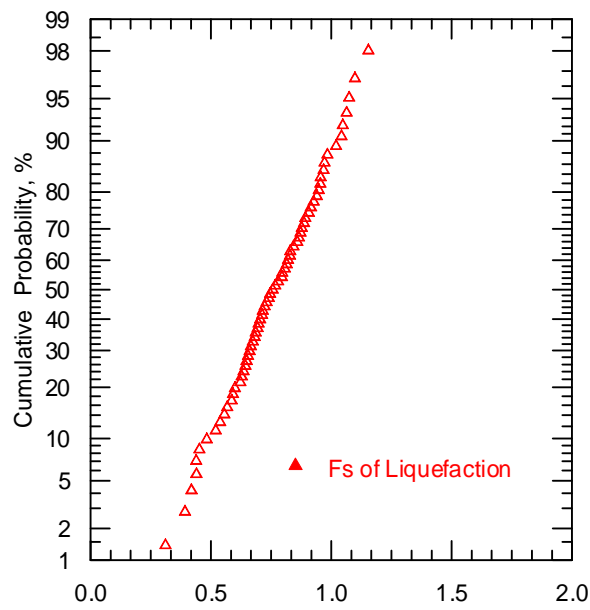
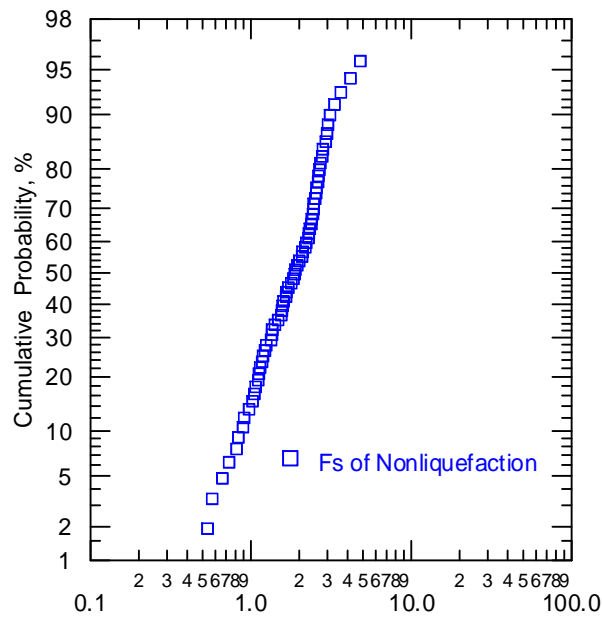


圖 7-24 T&Y(1983)法分析臺中港區 921 地震之液化潛勢圖



液化案例之 $\sqrt{F_s}$

圖 7-25 液化案例之 $\sqrt{F_s}$ 值繪於常態或然率圖上



非液化案例之 F_s

圖 7-26 非液化案例之 F_s 值繪於對數常態或然率圖上

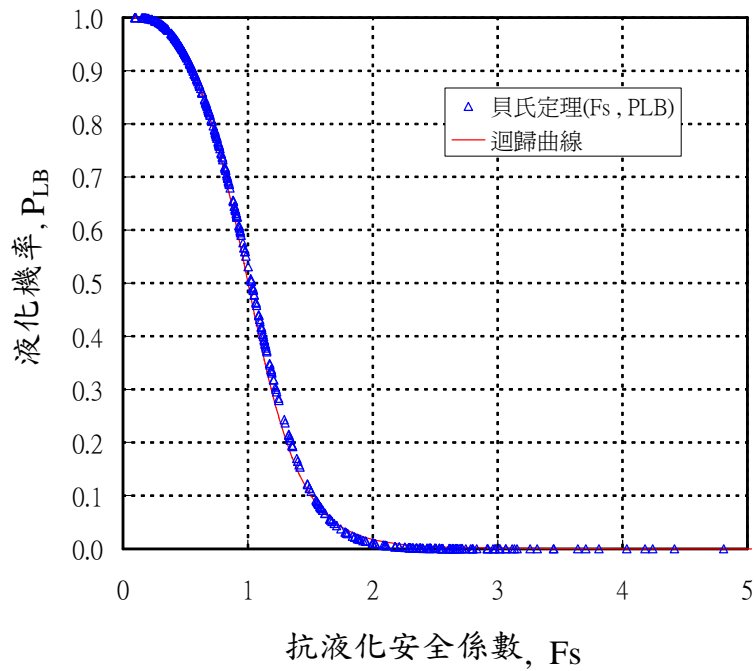


圖 7-27 極限狀態模式經貝氏定理推求之抗液化安全係數與液化機率之關係圖

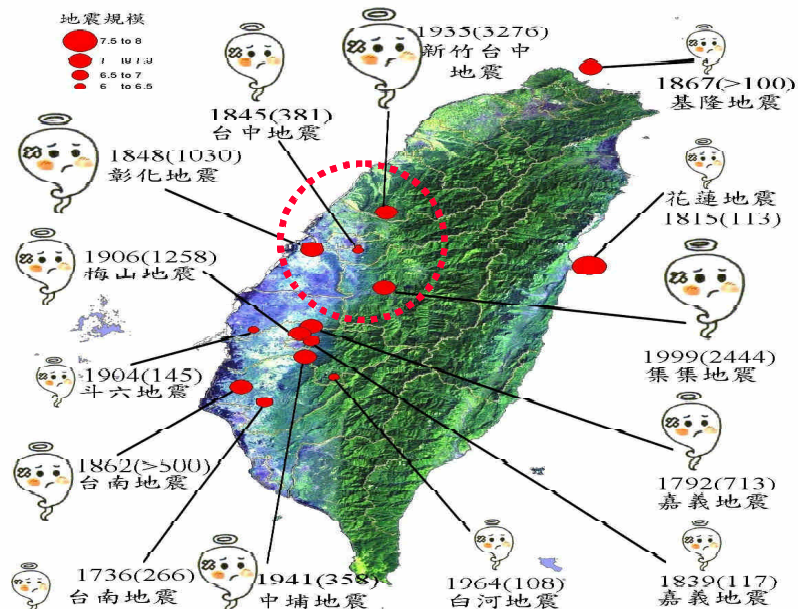


圖 7-28 台灣地區造成百人以上死亡之重大災害地震震央分佈圖
(鄭世楠、葉永田, 2001)

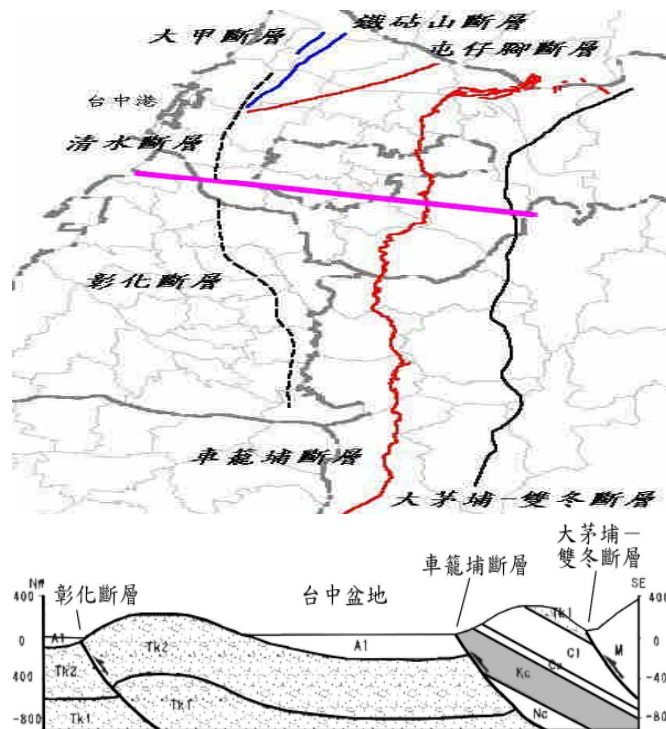


圖 7-29 影響台中港之活動斷層分佈與斷層剖面圖

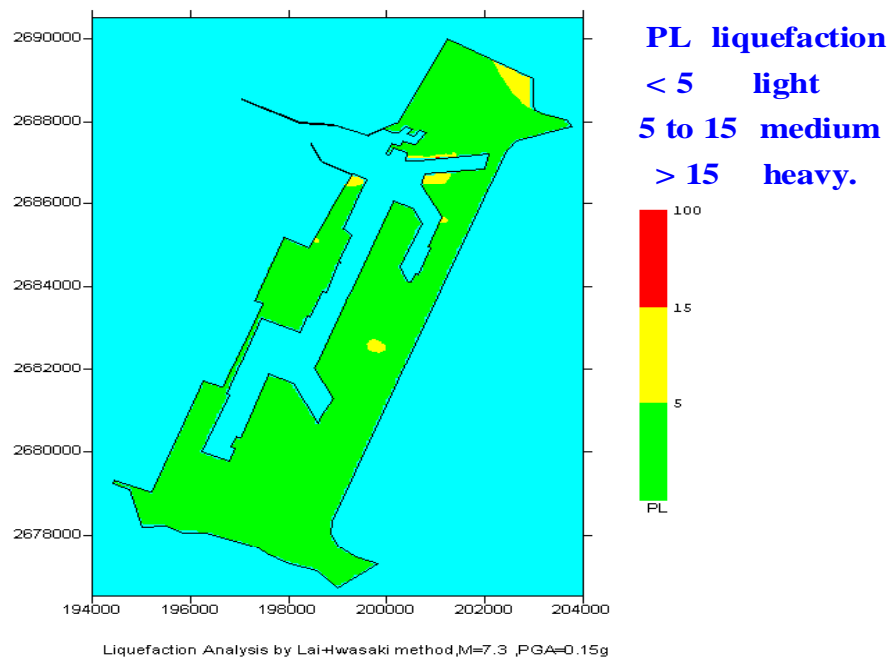


圖 7-30 台中港區模擬 1935 年新竹—台中地震之液化危害程度分佈圖
($M_L=7.1$, M_w 約為 7.3, $PGA=0.15g$)

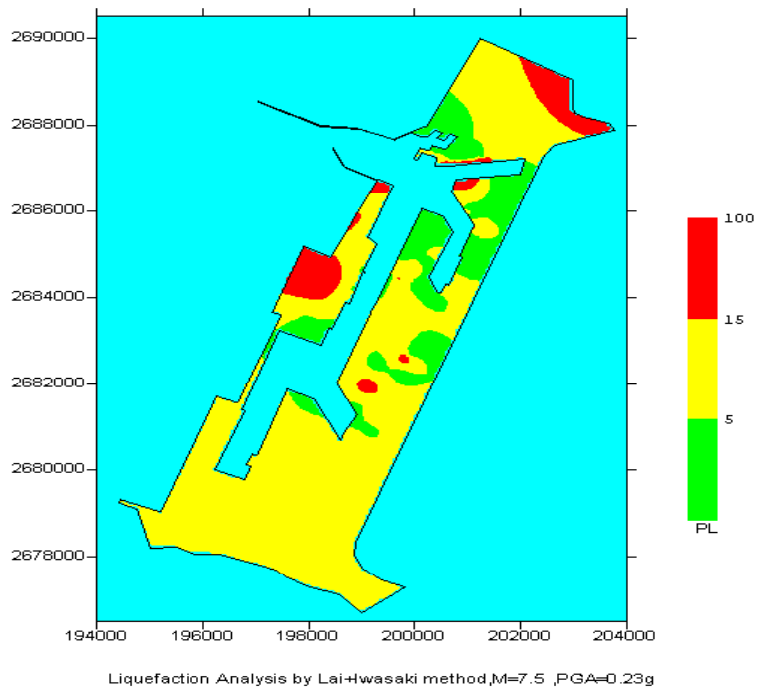


圖 7-31 台中港區模擬 1848 年彰化地震之液化程度分佈圖
(Mw=7.2, PGA=0.23g ; 新訂耐震設計規範乙區)

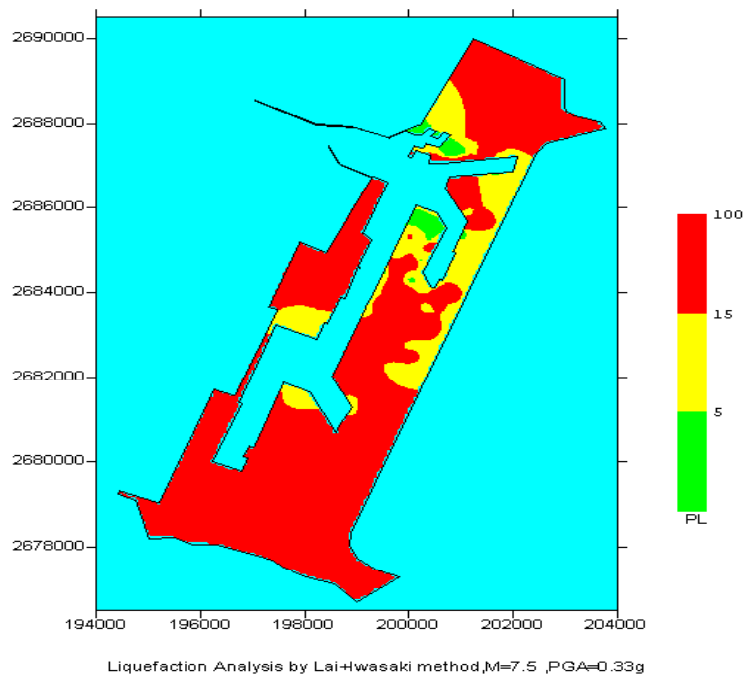


圖 7-32 台中港區模擬彰化斷層可能發生之最大地震之液化程度
分佈圖(Mw=7.6, PGA=0.33g; 新訂耐震設計規範甲區)

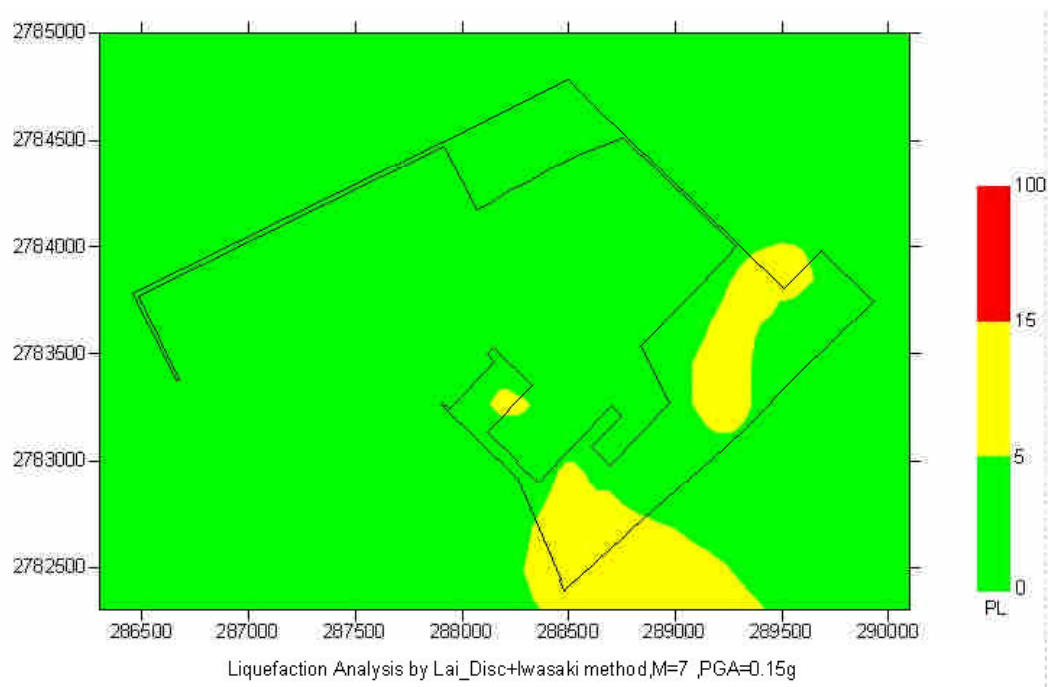


圖 7-33 臺北港區液化之臨界地表加速度 ($M_w=7.0, PGA=0.15g$)

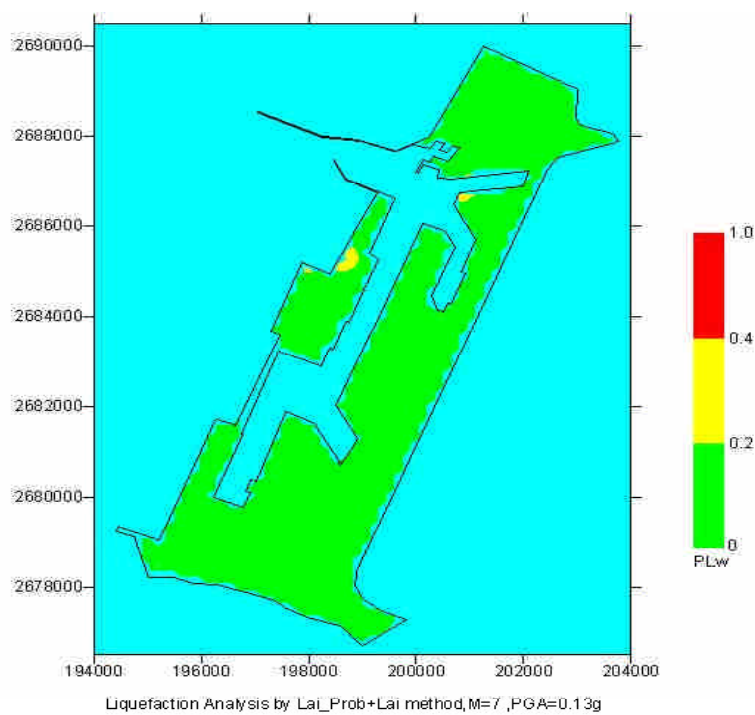


圖 7-34 臺中港區液化之臨界地表加速度 ($M_w=7.0, PGA=0.13g$)

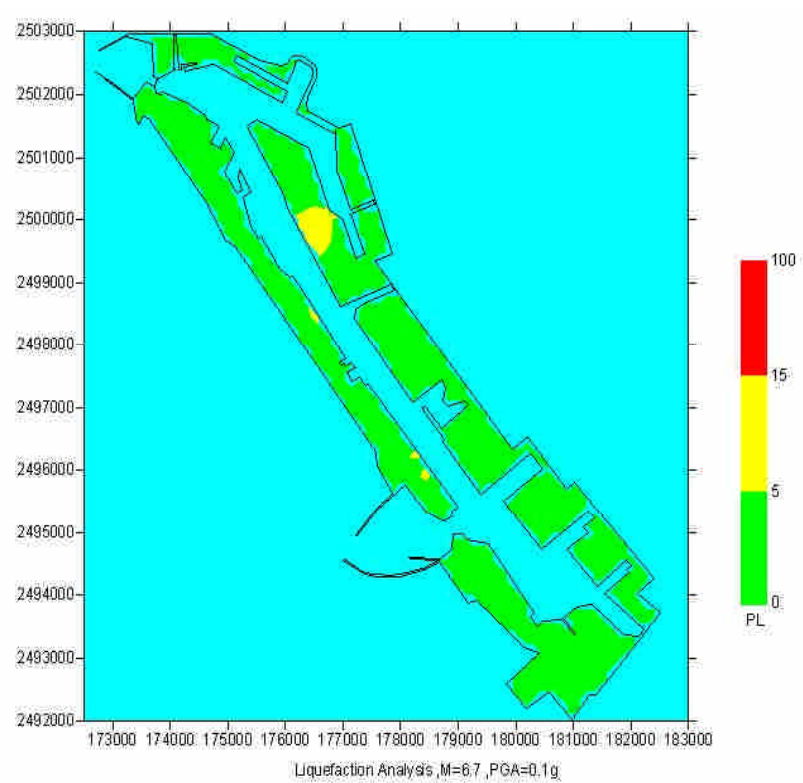


圖 7-35 高雄港區液化之臨界地表加速度 ($M_w=6.7$, $PGA=0.10g$)

第八章 港灣地區地層下陷之常態監測結果

臺灣西南沿海之台中港、布袋港、安平港、大鵬灣等港灣地區，其地層大都屬現代沖積層，土層疏鬆軟弱壓密固結尚未全部完成，極可能因附近地區地下水抽取、大規模海埔新生地回填、地震等原因造成地層下陷，而影響港區工程及各樣設施之安全。

近年來由於地下水大量之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 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 公尺次之，而彰化濱海地區亦有 1.2 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。加上港區之地質多屬疏鬆軟弱之沖積土層、港灣碼頭設施大都由抽砂填土而成，在強震作用下，極易造成基礎土壤液化或沉陷，尤其貨櫃碼頭之貨櫃裝卸及堆置漸朝自動化設計，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，有必要對各港灣地區之地下水壓及地層下陷進行長期之監測。

本所港研中心已於臺中港、布袋港、安平港、大鵬灣等港區，各設置 1 至 2 組 200 m、300 m 深沉陷井，以無線電波感應式層別沉陷儀進行港區地層分層沉陷之長期監測，並埋設水壓計，水位觀測井，以瞭解地下水位及水壓變化對港區地層下陷之影響，不但可成為維護港區現有工程及各樣設施安全監測之一環，並可做為港區碼頭、堤防等擴建工程規劃設計之參考。

本研究計畫之目標，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，以探討地下水位及水壓變化對各港區地層下陷之影響。地震後，以無線電波層別沉陷儀量測分層地層下陷，分析各土層地震時之沉陷量。

地下水位變化會引起地層之變化，而雨量及地下水抽取量會引起地下水位及地下水壓之變化，因此雨量、地下水位、地層下陷三者存在著某種相關性，茲就各港分別說明其量測結果及其相關性。

由於開發中之港灣地區，有關土層沉陷問題往往因相關資料不足，而無法估算港區土層之沉陷速率及沉陷量，本計畫於布袋港採取港區 30~150 公尺深之粘性土樣進行室內單向度壓密試驗，並以不同方法計算壓密係數，探討其差異並得到較準確數據，以供相關單位參考。

8.1 布袋港

8.1.1 監測井地質分析

布袋港監測站在深度 200 公尺之土層，根據現場鑽探資料所示(如圖 8-1)，約可分為 24 個次層，分別簡述如下：

1. 棕黃色細砂(SP)：地表下 0~9.5 m 且含有貝屑，SPT-N 值為 8~17 間，表土層有 0.45 m 之回填礫石夾棕黃色細砂。
2. 灰色砂質沉泥(ML)：分佈於地表下 9.5~11.6 m 深，N 值為 3。
3. 灰色細砂(SP)：於地表下 11.6~14.1 m，N 值為 13 屬中等緊密土層。
4. 灰色細砂夾薄粘土層(SM+ML)：約分佈於地表下深度 14.1~32.8 m，其 N 值自 7~24 之間，屬軟弱粘土及中等緊密砂土層。
5. 灰色細砂(SM)：分佈於地表下 32.8~36.5 m，N 值平均為 25。
6. 灰色粘土或砂質沉泥層(CL~ML)：地表下 36.5~41.1 m，N 值 12~16。
7. 灰色沉泥質細砂(SM)：於地表下 41.1~48.7 m，N 值為 41。
8. 灰色泥質粘土至砂質沉泥(CL~ML)：分佈於地表下 48.7~75.3 m，N

值為 15~34，其中於深度 52~52.5 m，58~60 m，64~66 m 為沉泥質細砂(SM)土層，N 值為 34~40。

9. 灰色泥質細砂含泥質粘土(SM+CL)：分佈於地表下 75.3~82.4 m，N 值於 28~74 之間。
10. 灰色沉泥質粘土(CL)：分佈於地表下 82.4~84.75 m，N 值約為 40。
11. 灰色砂質沉泥(ML)：分佈於地表下 84.75~87.2 m，N 值約為 41。
12. 灰色沉泥質細砂(SM)：於地表下 87.2~91.15m，SPT-N 值為 45。
13. 青灰色沉泥質粘土(CL)：分佈於地表下 91.15m~95.8 m，N 值介於 28~36 之間。
14. 青灰色沉泥質細砂(SM)：分佈於地表下 95.8~108.2 m，SPT-N 值在 50~77 時貫入土層為 4~9 cm。
15. 灰色泥質細砂含砂質粘土(CL+SM)：分佈於地表下 108.2~115.2 m，N 值為 31 及 50 時貫入土層約 4 cm。
16. 灰色沉泥質細砂(SM)：分佈於地表下 115.2~132.2 m，其 SPT-N 值為 60 時貫入土層約 7cm。
17. 灰色粘土含泥質細砂(CL+SM)：分佈於地表下 132.2~139.3 m，N 值為 100 時貫入土層約 13 cm。
18. 褐色或灰色粘土含沉泥質細砂(CL+SM)：分佈於地表下 139.3~147.35 m，N 值為 30 時貫入土層約 3 cm。
19. 灰色粘土(CL)：地表下 147.35~157 m，N 值為 50~60 時貫入約 39 cm。
20. 灰色沉泥(ML)：於地表下 157~164.35 m，N 值 60 時貫入約 4 cm。
21. 灰色細砂含灰色粘土(SM+CL)：於地表下 164.35~170.15 m，N 值在 60 時貫入土層約 4 cm。
22. 灰色粘土(CL)：地表下 170.15~172.5 m，N 值在 100 時貫入約 7 cm。
23. 灰色細砂(SM)：地表下 172.5~175.8 m，N 值在 100 時貫入約 7 cm。

24. 灰色粘土(CL):地表下 175.8~200 m,N 值在 100 時貫入約 5~13 cm。

8.1.2 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 日開始以自動量測系統量測，量測中因水壓自動量測儀曾故障，而缺乏資料，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，分別如圖 8-2 至圖 8-3 所示。由於其中 34 m、105 m、143 m、178 m 之水壓計為開放式，亦可以手動定期量測，手動量測自 86 年 4 月開始量測，每月量測一次，其量測結果如圖 8-4 所示。

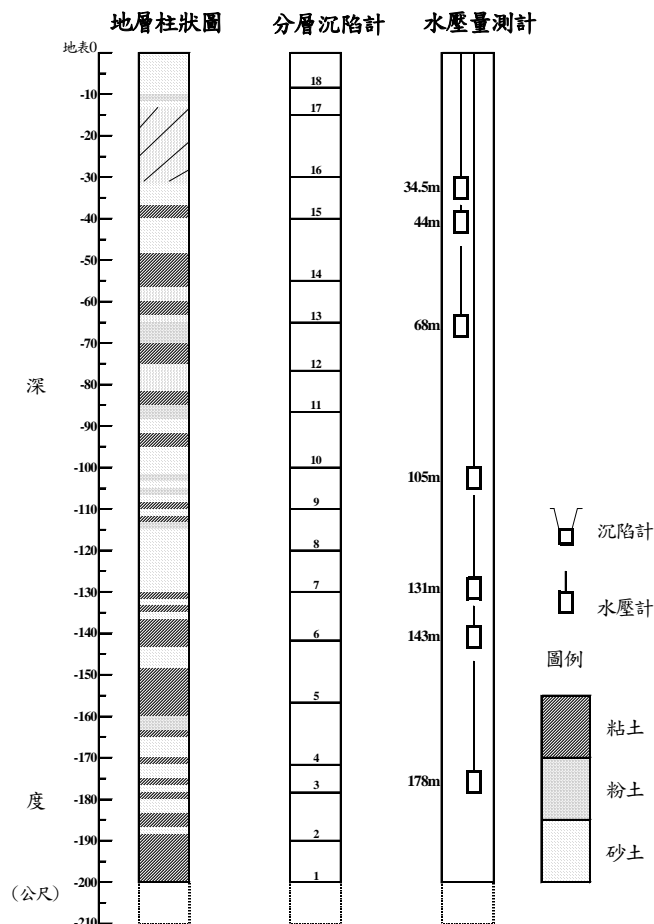


圖 8-1 布袋港分層沉陷及水壓觀測站土層柱狀圖

由圖 8-2 及 8-3 顯示：34 m 處之水位變化介於-3.1~-3.9 m 之間反復性之震盪，並無多大變化。44 m 處之水位，除了 86 年 10 月旱季時，水位較低為-7.4 m 外，其餘時期水位皆在-6~-7 m 之間反復震盪，至 90 年 9 月水位上升到-5 m。68 m 之水位介於-6.4~-10.9 m 之間，91 年 6 月之水位降到-10.9 m。

由圖 8-4 及圖 8-5 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，但自 87 年 4 月以後因水壓計損壞而缺少資料。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 8-5 所示，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。

8.1.3 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，資料值由鈰鋼尺上之刻度讀取，其最小刻度為公厘。

圖 8-6 為至民國 95 年 12 月，不同深度地層之壓縮量，以柱狀圖形表示，負值表壓縮，正值表回脹，因為感應磁環之最大深度為 200 公

尺，所以圖中的量測數值均以此為參考點所計算之相對壓縮量，由圖 8-6 可發現較淺之地層壓縮量較小，壓縮量較大之地層為 140~157 m 及 170~181 m 之深度，而此地層屬粘土層，且深層超抽地下水較嚴重，因此壓縮量較大。

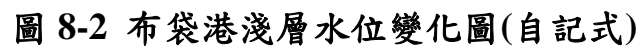
圖 8-7 為不同時期不同深度之感應磁環相對於深度 200 公尺感應磁環之累積曲線比較圖，由圖顯示，從 86 年 2 月至 95 年 12 月之 9 年 9 個月期間，布袋港地表下 8 m 至 200 m 間之沉陷總量為 453 公厘，而其中 140~200 m 之沉陷量 243 公厘，佔總沉陷量之 53% 以上，由此資料顯示，布袋港之沉陷屬於深層沉陷，且較 200 m 更深之處仍可能有沉陷發生，因此布袋港之總沉陷量應比監測所量測之壓縮總量還大。

圖 8.8 為布袋港於港區西北角隅設置之 400 公尺永久水準站，自 92 年 9 月至 95 年 9 月止共 3 年期間，地表至 400 m 間所監測之沉陷總量為 120 公厘，平均每年下陷量約 4 公分。

8.1.4 相關性分析

綜合上述地質、雨量、分層地下水位及分層地層下陷之分析，本節簡要之探討其間之相關性。布袋港位於嘉義沿海地區，其雨量分析乃依據中央氣象局記錄，86~95 年之降雨量大多集中在 6、7、8 月，其餘月份雨量較少，唯 87 年降雨量從 2 月份開始便增多，但 89 年之年降雨量僅有 1350 毫米，而 90 年 9 月份之降雨量則高達 1,320 毫米。

淺層地下水位屬於局部性，其受港區抽水之影響，若是鄰近區域之抽水，則較不影響，而深層之地下水位屬於區域性，港區及附近區域之抽水皆會對其影響，由於港區並無抽水現象發生，淺層水位應無多大變化，但淺層水位除了受漲退潮之潮位影響外，受到雨量之影響最大，7、8 月雨季時，水位上升，11、12 月旱季時，水位下降，因此淺層土層若無抽水引致壓密水位下降之影響，僅受季節性雨量之影響，則淺層土層僅會因水位上升受解壓而微小之膨脹，水位下降時受再壓而微小之壓縮，整體而言不太會有沉陷發生。



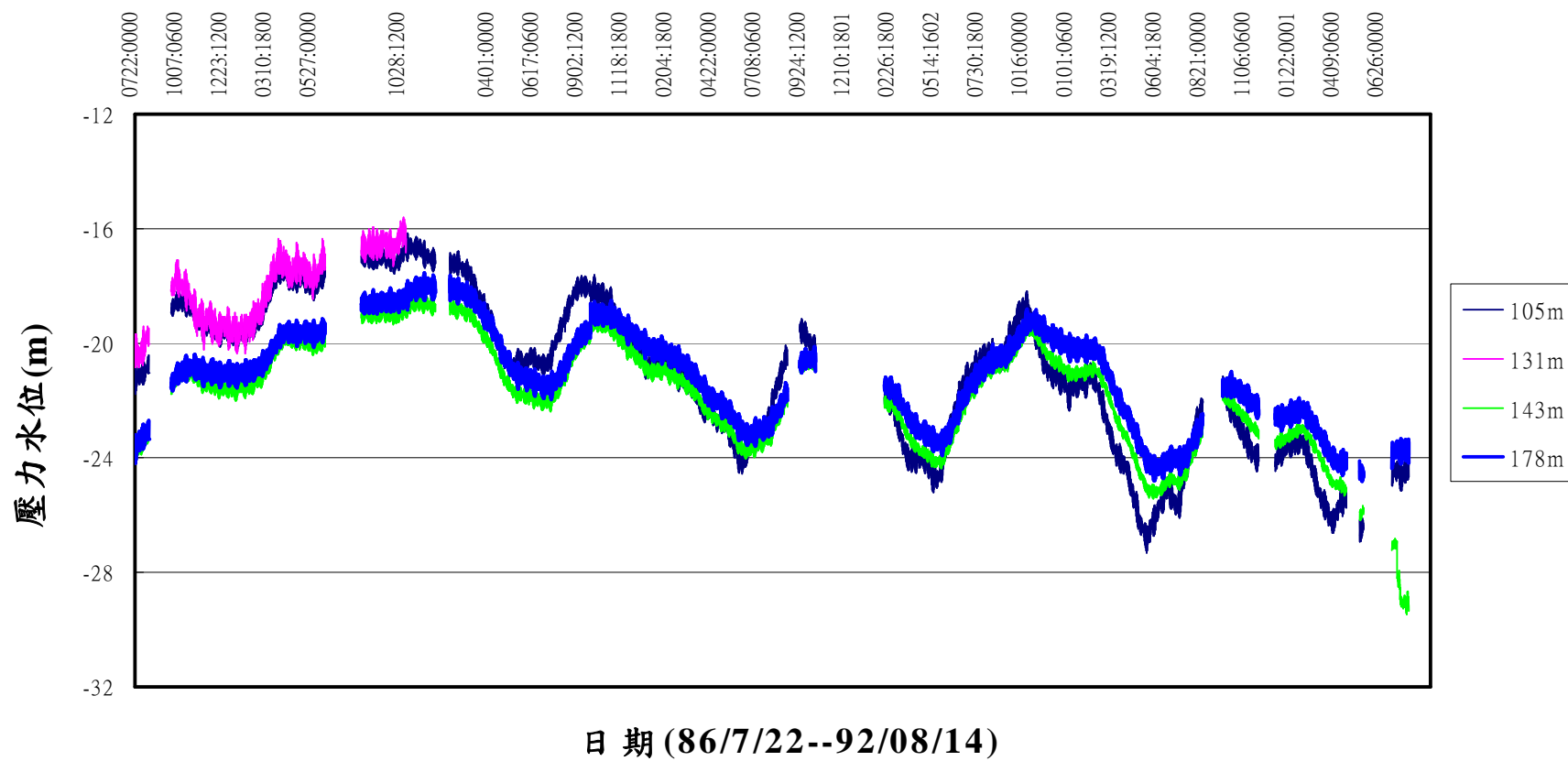


圖 8-3 布袋港深層水位變化圖(自記式)

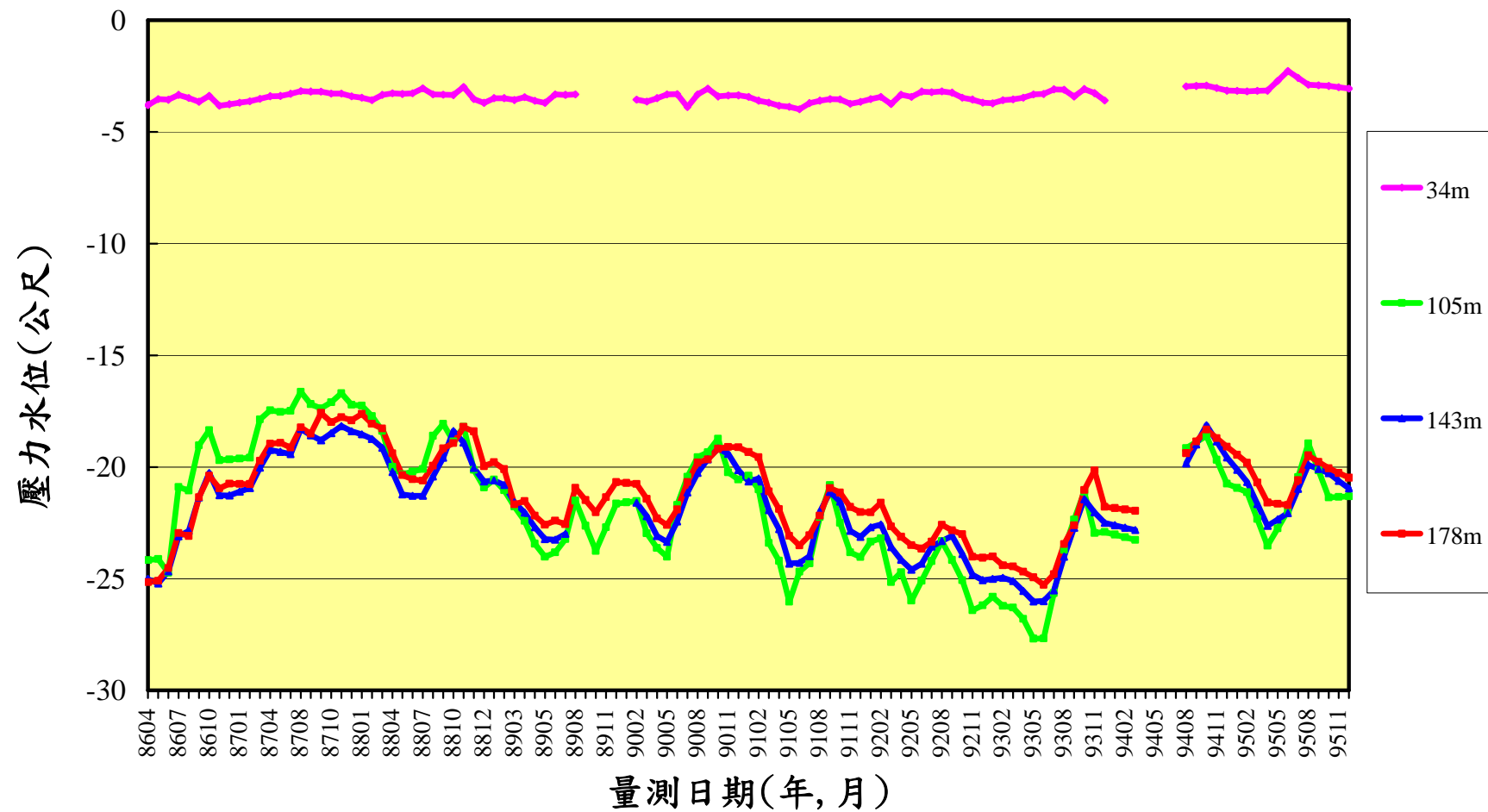


圖 8-4 布袋港分層水位變化圖(手動量測)

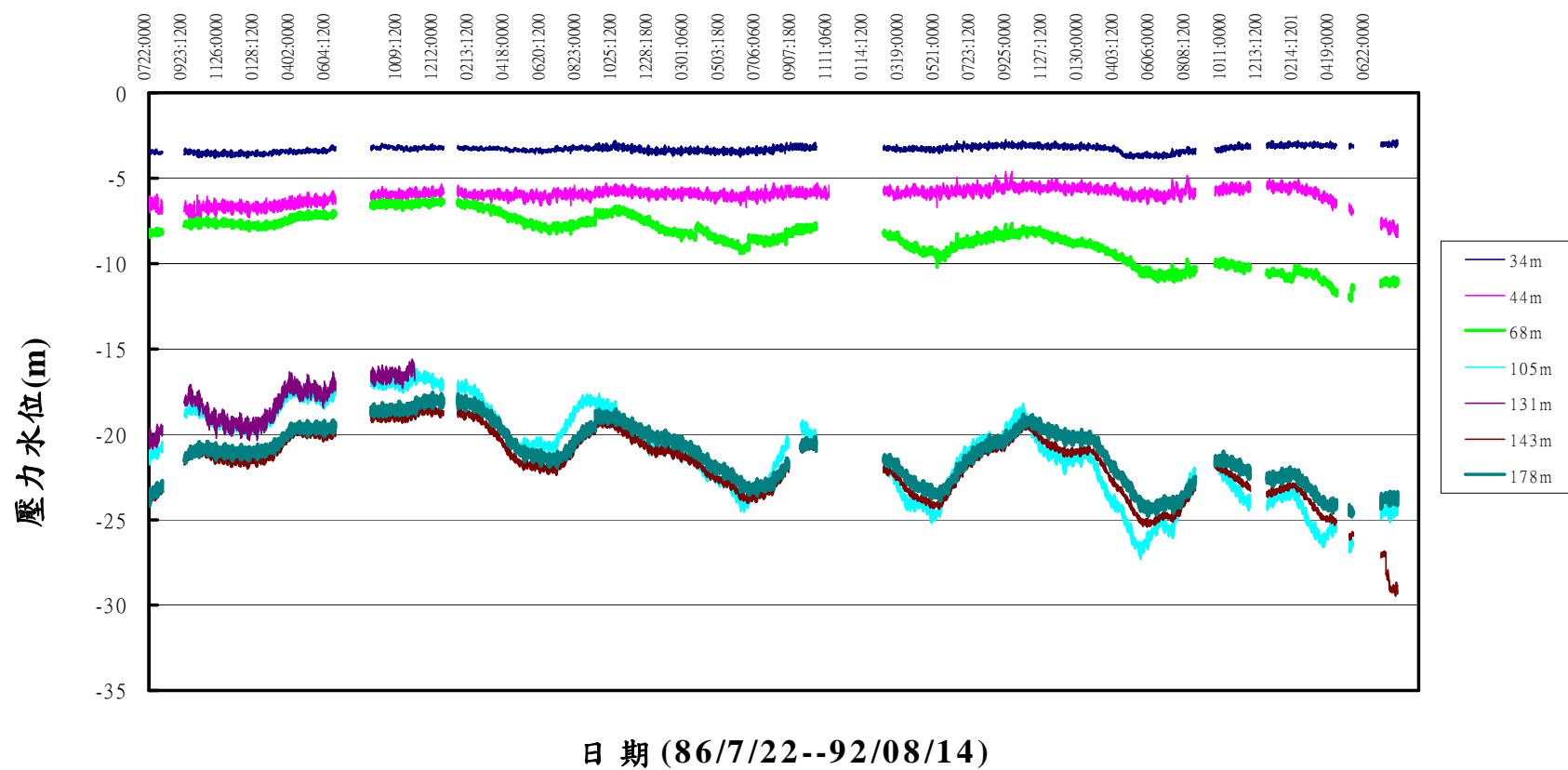


圖 8-5 布袋港分層水位變化圖(自記式)

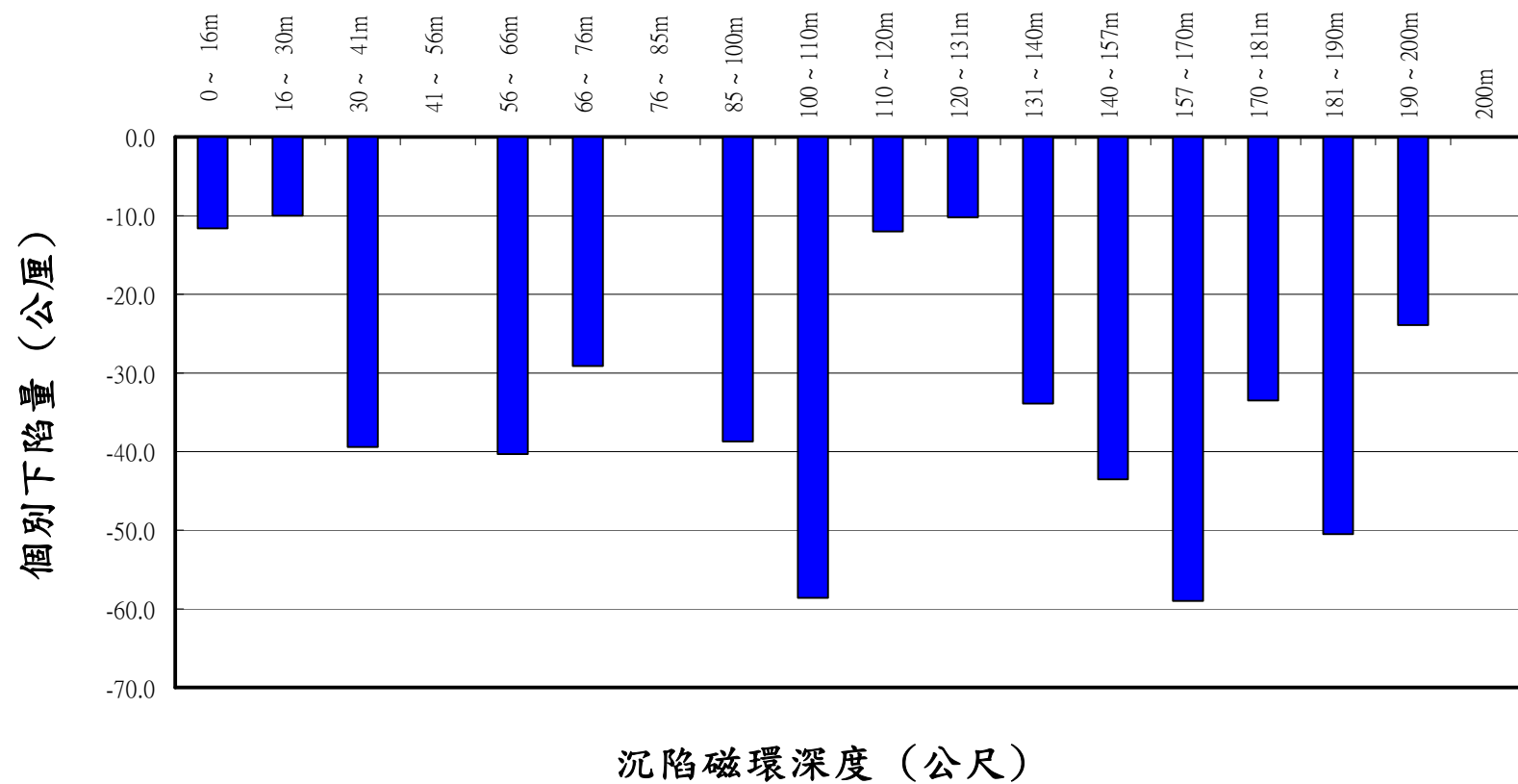


圖 8-6 布袋港分層個別下陷量圖

而 34 m 之地下水位，雖屬淺層水位，但由於 9.5~11.6 m 有沉泥層，14.1~32.8 m 有細砂夾多層之薄粘土，因此 34 m 之水位已非純自由水位而是半受壓水位，因此附近區域之抽水亦會影響其水位變化，由水井之調查，布袋鎮 10~30 m 之水井有 909 口，是淺層抽水之主要深度，故 34 m 之水位於 11、12 月旱季時因抽水較多，而水位較低，致使淺層土壤 16~41 m 亦有些壓縮量。而深層之地下水位理應較不受到雨量變化之影響，而受到深層抽水之影響較大，其中 44 m 之水位無多大變化，雖然 41~66 m 土層大多為粘土層或沉泥層，其土層壓縮量亦極小。而 68 m 之水位變化較 44 m 水位為大，又 66~85 m 之土層大多為粘土層或沉泥層其土層之壓縮量較大；105 m、131 m、143 m、178 m 處之水位變化極為明顯，因此 85~200 m 之土層沉陷亦很明顯，100~200 m 之水位屬於較深層之水位，理應不太受雨量分佈之影響，若有受雨量補注之影響亦應有一段延遲現象，但此處深層水位，卻於 7、8 月雨季時水位逐漸上升，11、12 月旱季時水位逐漸下降，其原因何在？依本研究之見解，乃因雨季時地面水源充足，附近工業區或漁塭區減少使用地下水，而較少抽水，故深層水位上升，而旱季時，地面水源缺乏，引起附近工業區或漁塭區，大量抽取地下水，致使深層水位急速下降，亦引發深層之地層下陷。而由圖 8-7 分層沉陷顯示：壓縮量較大之位置，大多發生在抽水層鄰近深度之粘土層，即發生在砂土層厚度較大之鄰近的粘土層，如 131~157 m，170~181 m 即是抽水層鄰近之粘土層，其壓縮量最大。另由水井之調查，可發現 150 m 深以上之水井有 319 口，佔抽水井之比例極高，因此 143 m、178 m 之水位最低且變化大，因此沉陷量亦大，由分層沉陷資料圖 8-7 顯示，140~200 m 之沉陷量約佔總沉陷量 53%。

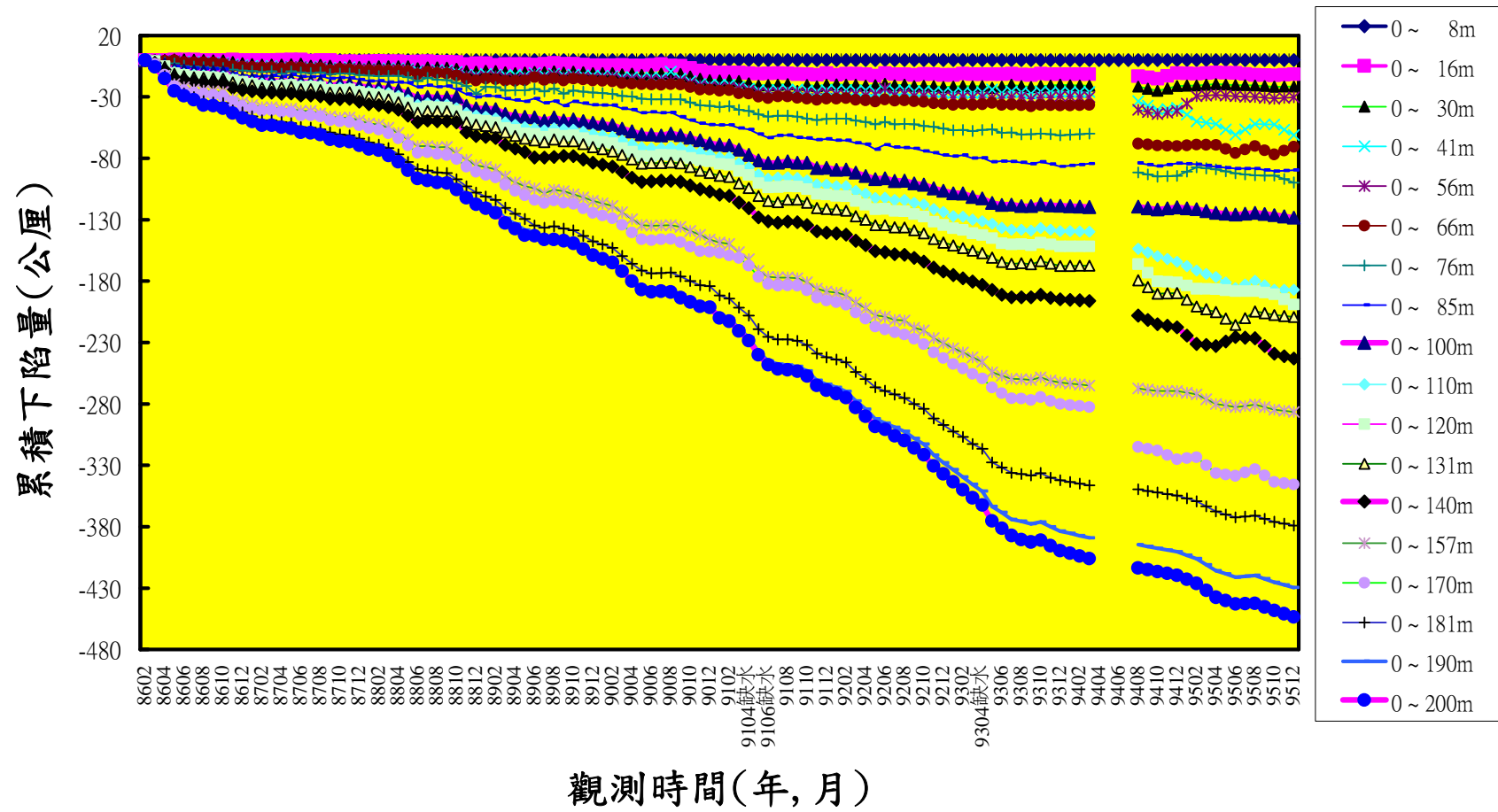


圖 8-7 布袋港分層累積下陷量圖(200m)

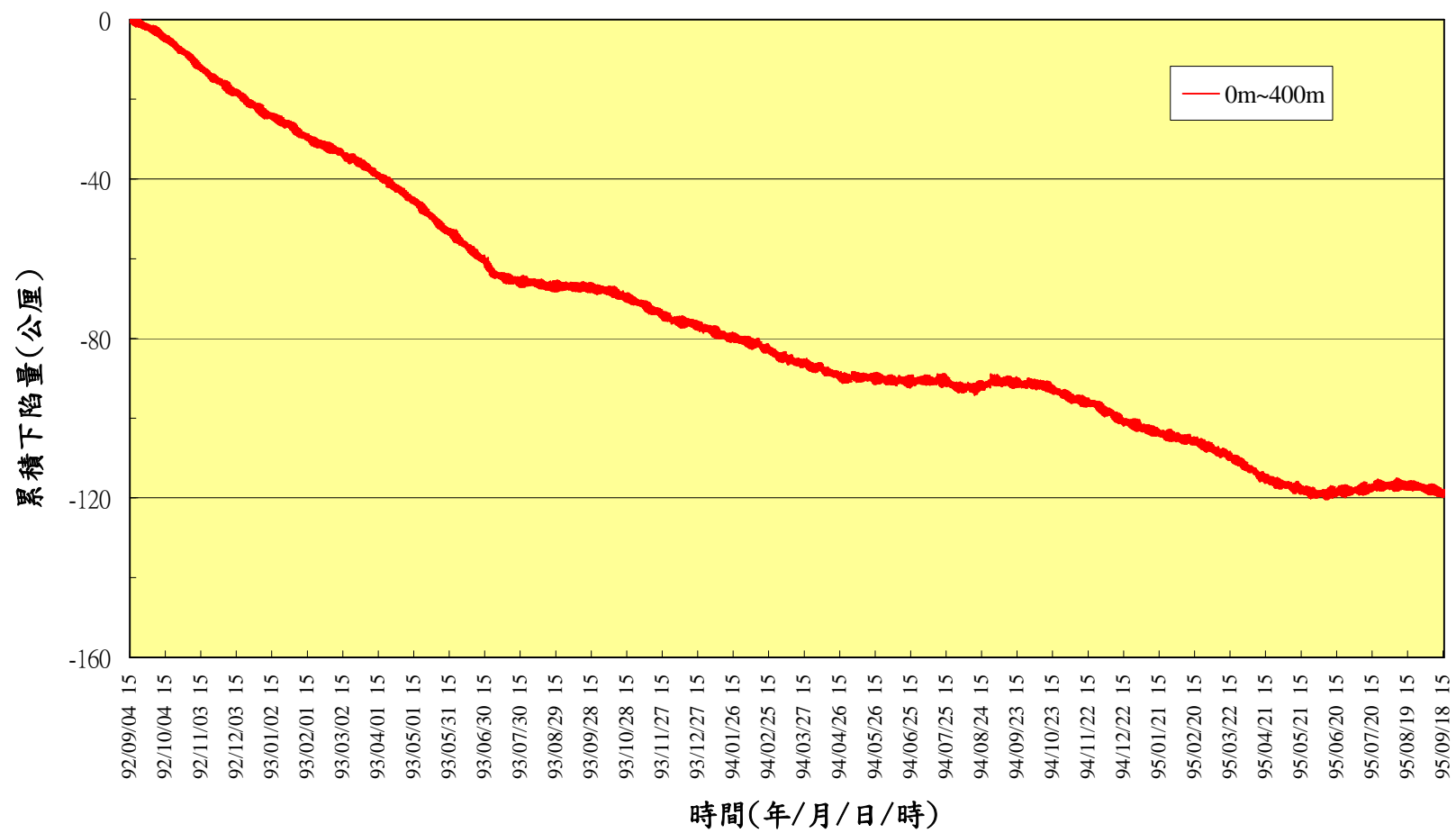


圖 8-8 布袋港 400 公尺永久水準累積下陷圖(92/9~95/09)

8.1.5 布袋港之壓密係數

經採取布袋港區粘性土樣進行室內單向度壓密試驗結果，本節以壓密試驗試體編號 T-6，深度 112.26m 之土樣為例(如表 8-1)，並依 Sridharan 矩形雙曲線方法來計算壓密係數 C_v 值(如圖 8-9 示)。

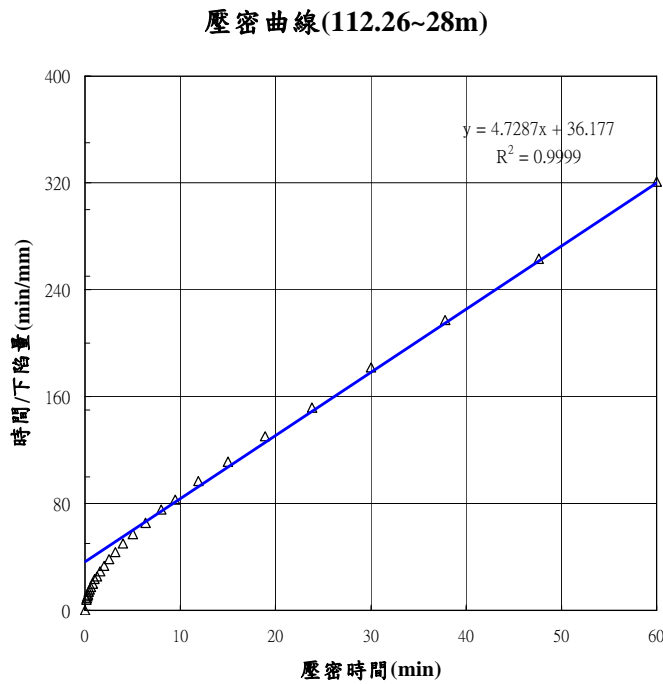


圖 8-9 矩形雙曲線壓密曲線圖

由 Sridharan 之雙曲線求得斜率 $m=4.7287$ ，截距 $c=36.17$ ，代入前述之計算式， $C_v = \frac{0.24mH^2}{C} = 3.137 \frac{mm^2}{min} = 1.649 \frac{m^2}{yr}$ ，得到 $C_v = 1.649 \frac{m^2}{yr}$ 。

布袋港採取土層進行壓密試驗所得結果如表 8-1 所示，使用不同方法計算之壓密係數亦有所差別， $C_{V,C}$ 值是以 Casagrande 法求得， $C_{V,T}$ 值是以 Taylor 法求得，由表 8-1 顯示，採用 Sridharan 法求得之 C_V 值介於 Casagrande 法及 Taylor 法之間，且以 Taylor 法之 C_V 值最大。

表 8-1 布袋港土層單向度壓密係數一覽表 單位： m^2/yr

| 樣號 | 荷重 | $C_{V,C}$ | $C_{V,T}$ | $C_{V,R}$ | 樣號 | 荷重 | $C_{V,C}$ | $C_{V,T}$ | $C_{V,R}$ |
|---------------|-----|-----------|-----------|-----------|----------------|-----|-----------|-----------|-----------|
| T-1 33.03 | 0.5 | 6.09 | 11.14 | 7.15 | T-5 112.02m | 0.5 | 4.3 | 4.95 | 4.44 |
| | 1 | 6.47 | 13.75 | 6.6 | | 1 | 6.02 | 12.34 | 9.04 |
| | 2 | - | 12.09 | 7.93 | | 2 | 6.1 | 11.14 | 9.77 |
| | 4 | - | 10.61 | 7.6 | | 4 | 6.27 | - | 5.56 |
| | 8 | 5.18 | 10.1 | 8.8 | | 8 | 7.67 | - | 9.14 |
| | 16 | 7.14 | 11.14 | 8.62 | | 16 | 7.4 | 7.74 | 7.29 |
| | 32 | 6.9 | 12.35 | 11.12 | | 32 | 8.02 | 9.2 | 8.46 |
| | 48 | - | - | - | | 48 | - | 10.1 | 6.45 |
| T-2 57.03m | 0.5 | 7.96 | | 13.33 | T-6 112.26m | 0.5 | 1.04 | 1.78 | 1.61 |
| | 0.5 | 6.47 | | 7.64 | | 1 | 1.06 | 1.86 | 1.54 |
| | 1 | 6.9 | 11.72 | 8.84 | | 2 | 1.52 | 1.78 | 1.65 |
| | 2 | 6.68 | 11.14 | 9.15 | | 4 | 2.07 | 3.17 | 3.13 |
| | 4 | 7.67 | 11.72 | 9.36 | | 8 | 3.23 | 3.85 | 3.65 |
| | 8 | 7.96 | 13.75 | 13.07 | | 16 | 4.14 | 4.22 | 4.18 |
| | 16 | 8.15 | 14.55 | 11.07 | | 32 | 3.98 | 4.14 | 4.09 |
| | 32 | 7.66 | 11.7 | 10.6 | | 48 | 3.57 | 4.09 | 3.73 |
| T-3 57.55m | 0.5 | 9.4 | 13.75 | 11.23 | T-7 148.0m | 0.5 | - | - | - |
| | 0.5 | 6.47 | 7.13 | 6.97 | | 1 | 6.09 | 11.14 | 6.03 |
| | 1 | 7.4 | 11.14 | 9.46 | | 2 | 5.75 | 10.11 | 7.56 |
| | 2 | 7.97 | 9.21 | 8.72 | | 4 | 5.45 | 11.72 | 6.53 |
| | 4 | 9.8 | 13.75 | 12.58 | | 8 | 4.14 | 12.35 | 7.3 |
| | 8 | 10.9 | 19.81 | 16.23 | | 16 | 5.54 | 15.4 | 7.24 |
| | 16 | 8.63 | 18.55 | 13.04 | | 32 | 7.96 | 13.78 | 8.21 |
| | 32 | 9.4 | 19.8 | 13.45 | | 48 | - | - | 8.91 |
| T-4 72m | 0.5 | - | - | - | | | | | |
| | 1 | 4.31 | - | 5.56 | | | | | |
| | 2 | 4.14 | 3.64 | 4.24 | | | | | |
| | 4 | 3.83 | 4.95 | 4.75 | | | | | |
| | 8 | 4.93 | 7.13 | 5.2 | | | | | |
| | 16 | 5.05 | 7.74 | 6.46 | | | | | |
| | 32 | 6.68 | 10.1 | 8.22 | | | | | |
| | 48 | 6.9 | 11.72 | 7.15 | | | | | |

8.2 大鵬灣

8.2.1 監測井地質分析

大鵬灣監測站在深度 207 公尺之土層，根據現場鑿井取樣如圖 8-10，約可概分為 12 個次層，分別簡述如下：

1. 砂土層(SW~SM)：分佈在地表下 0~-60 m，皆大部分為灰色砂土層，其中-24 m~-29 m，及-49 m~-53 m 深處含有一層厚達約 5 公尺之灰色粘土層(CL)。
2. 粘土層(CL)：分佈於地表下-60 m~-101 m 處，而-88 m~-90 m 深度位置夾有一層約 2 公尺厚之砂土層(SW~SM)。
3. 砂土層(SW~SM)：分佈於地表下-101 m~-106 m 處。
4. 粘土層(CL)：分佈於地表下-106 m~-113 m 深度。
5. 砂土層(SW~SP)：分佈於地表下-113 m~-117 m 深。
6. 粘土層(CL)：分佈於地表下-117 m~-128 m 深處，為一層低塑性灰色粘土層，其中-122 m~-125 m 深處夾有一層沉泥質砂土層(SM)。
7. 砂土層(SW~SP)：分佈於地表下-128 m~-144 m 深為一層灰色砂土層，其中-134 m~-136 m 深夾有厚約 2 公尺之低塑性粘土層(CL)。
8. 粘土層(CL)：分佈於地表下-144 m~-153 m 深處，比重為 2.72，厚約 9 公尺之灰色低塑性粘土。
9. 砂土層(SW~SP)：分佈於地表下-153 m~-159 m 深。
10. 粘土層(CL)：分佈於地表下-159 m~-171 m 深。
11. 砂土層(SW~SP)：分佈於地表下-171 m~-188 m 深，而自-175 m 深以下之砂土層，其顆粒分佈隨著深度之增加有較粗之趨勢。
12. 卵礫石層(GP)：於地表下-188 m 至-207 m 深度止，皆是卵礫石層。

8.2.2 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 95 年 12 月 17 日止。由於水位井為開放式，手動量測自 87 年 3 月開始，每月量測一次，其結果如圖 8-11 所示：

由圖 8-11 顯示：35 m 及 58 m 處之水位變化介於-3~-4 m 之間反覆震盪，並無太大變化，僅在 91 年 1~3 月、91 年 10 月~92 年 5 月及 92 年 11 月~93 年 4 月旱季時水位下降至-4 m 以下。

105 m 及 142 m 之水位雖同屬深層水位，但含水量豐富，且此兩水位雖來自不同受壓水層，但是其水位變化趨勢亦非常類似，表示皆受到超抽地下水影響，依圖 8-11 所示，自 87 年 3 月至 94 年 12 月止，105 m 之水位介於-4.7 m~-6.8 m，其中 88 年 5 月及 90 年 5 月之水位-6.6 m、-6.8 m 最低，142 m 之水位介於-2.5 m 到-5.8 m，其中以 88 年 5 月之-5.8 m 最低。

202 m 處之水位，變化情形則與 105 m、142 m 之水位不同，自 87 年 3 月之-7.4 m 水位逐漸往上升，直到 88 年 2 月旱季時才往下降，本水位約介於-4.9m~-6.1m 之間，其中以 90 年 9 月及 93 年 7 月之-4.9 m 及-4.7 m 最高，顯示此深層水位超抽地下水尚未普遍。

綜合各地層之地下水位資料，如圖 8-11 所示，大鵬灣水層約可分為 4 個層次，35 m、58 m 水位為第 1 含水層之水位，105 m 水位為第 2 含水層之水位，142 m 水位為第 3 含水層之水位，202 m 水位為第 4 含水層之水位。由水位變化現象顯示：第 1 層水位變化較小，較無超抽地下水現象，第 2、3、4 層地下水位較低且變化較大，超抽地下水現象明顯，尤其 88 年 3~5 月、90 年 5 月、91 年 5 月及 92 年 5 月時，水位忽然下降，表示旱季時，超抽地下水更為嚴重。94 年因屏東地區全年雨量高達 4008 毫米，故地下水因少抽而明顯上昇。

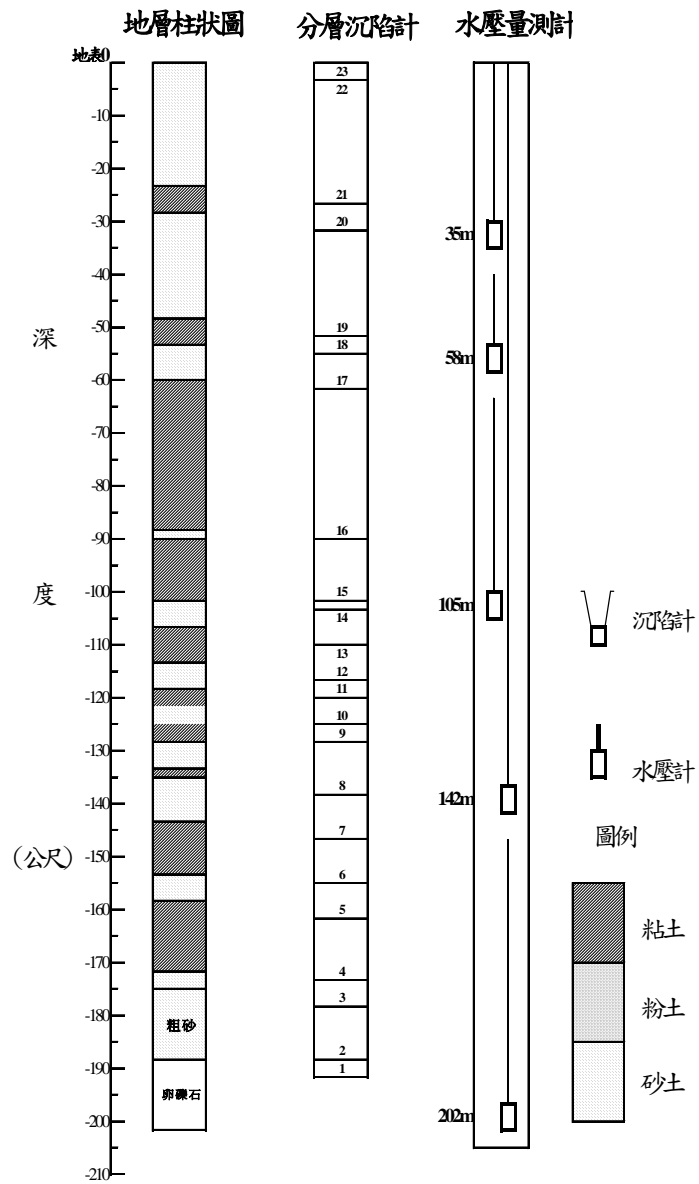


圖 8-10 大鵬灣分層沉陷及水壓觀測站土層柱狀圖

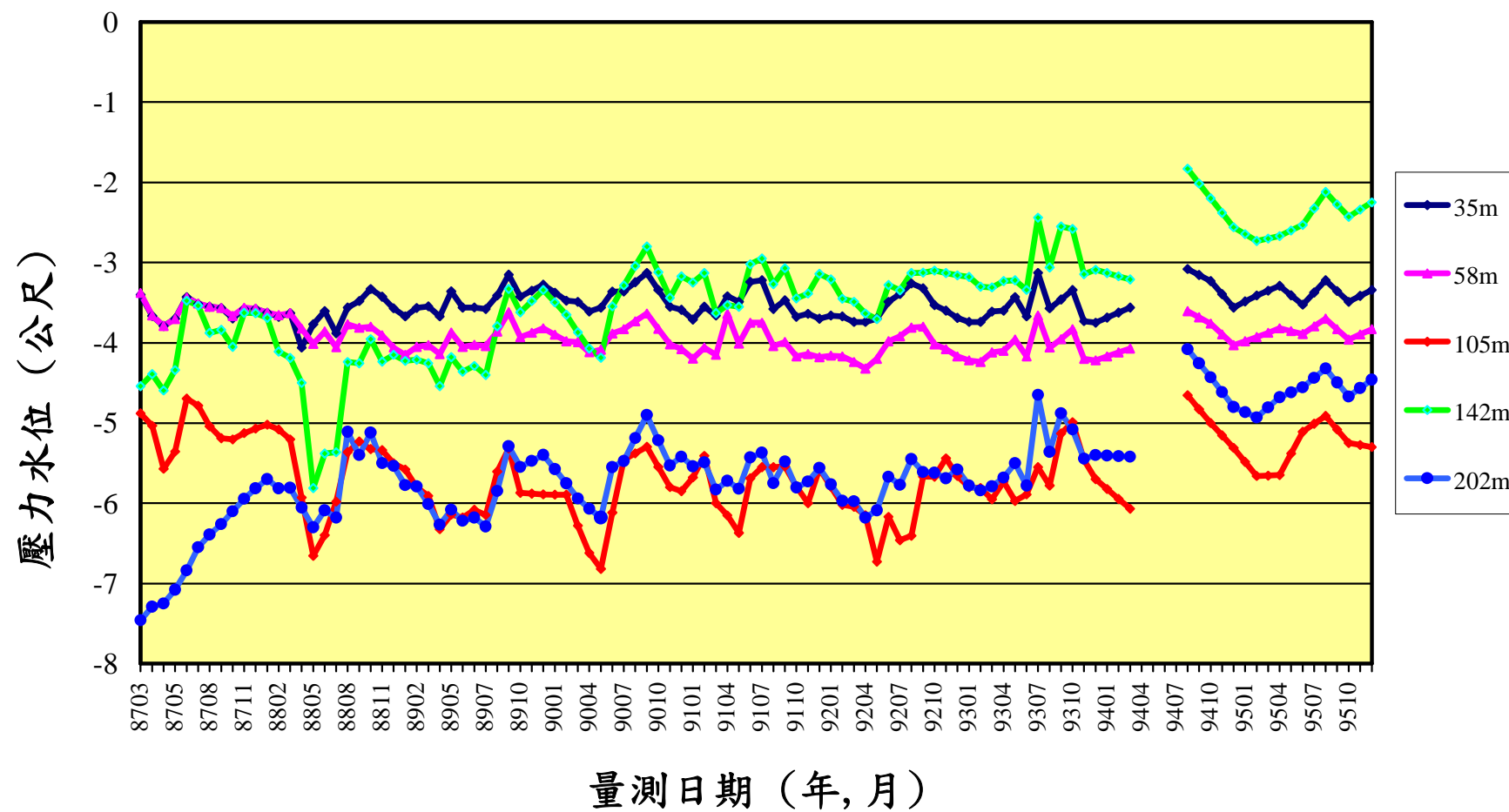


圖 8-11 大鵬灣分層水位變化圖(手動量測)

8.2.3 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 8-12 為至民國 95 年 12 月止，不同深度地層之壓縮量，以柱狀圖形表示，負值表壓縮，正值表回脹，因為感應磁環之最大深度為 189 公尺，所以圖中所有的量測數值均以此為參考點所計算之相對壓縮量，由圖 8-12 可發現較深之地層壓縮量較小，壓縮量較大之地層為 26m、31 m 及 51 m 之深度。

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 8-13 顯示，從 87 年 3 月至 95 年 12 月止，共 9 年 8 個月期間，大鵬灣地表下 4 m 至 189 m 間之沉陷總量約為 87 公厘，而其中地表~51.3 m 之沉陷量為 72 mm，佔總沉陷量之 82%，由此資料顯示，大鵬灣之沉陷屬於淺層沉陷。

8.2.4 相關性分析

綜合上述地質、雨量、分層地下水位及地層下陷之分析，本節簡要敘述其間之相關性。大鵬灣地區之沉陷由分層地層監測得知，78% 以上沉陷發生於地表至 51.3 m 深位置，而壓縮量較大之位置，大多發生在砂土層厚度較大之鄰近粘土層，又由 202 公尺之土層柱狀圖得知，淺層土層 0 m~-60 m 之間，皆大部分為含水量豐富之砂土層，僅於-24 m~-29 m 及-49 m~-53 m 深夾有厚約 4~5 公尺之粘土層，而此土層壓縮量較大，亦是本地區地層下陷主要之土層。

而-60 m~-128 m 深之土層，大都是不透水之粘土或透水性較低之沉泥土層，僅於-101 m~-106 m，-113 m~-117 m 及-122 m~-125 m 深夾有 2 公尺~4 公尺厚之砂土或沉泥質砂土層，因砂土層厚度小，壓縮量亦小，且此土層水位也較易受到超抽地下水之影響。而自-171 m 以下為顆粒愈來愈粗之砂土及卵礫石層，此深層土層含水量高，壓縮量小，故沉陷量亦很少。

由地層分層下陷監測圖及雨量來看可知，於 2、3、4、5 月旱季雨量少時，地面水缺乏，附近之農漁養殖業大量抽取地下水，致水位下降，故地層下陷速率較大，而 7、8、9 月雨量多時，地面水源充足，減少使用地下水，故水位上升，而下陷速率較緩。

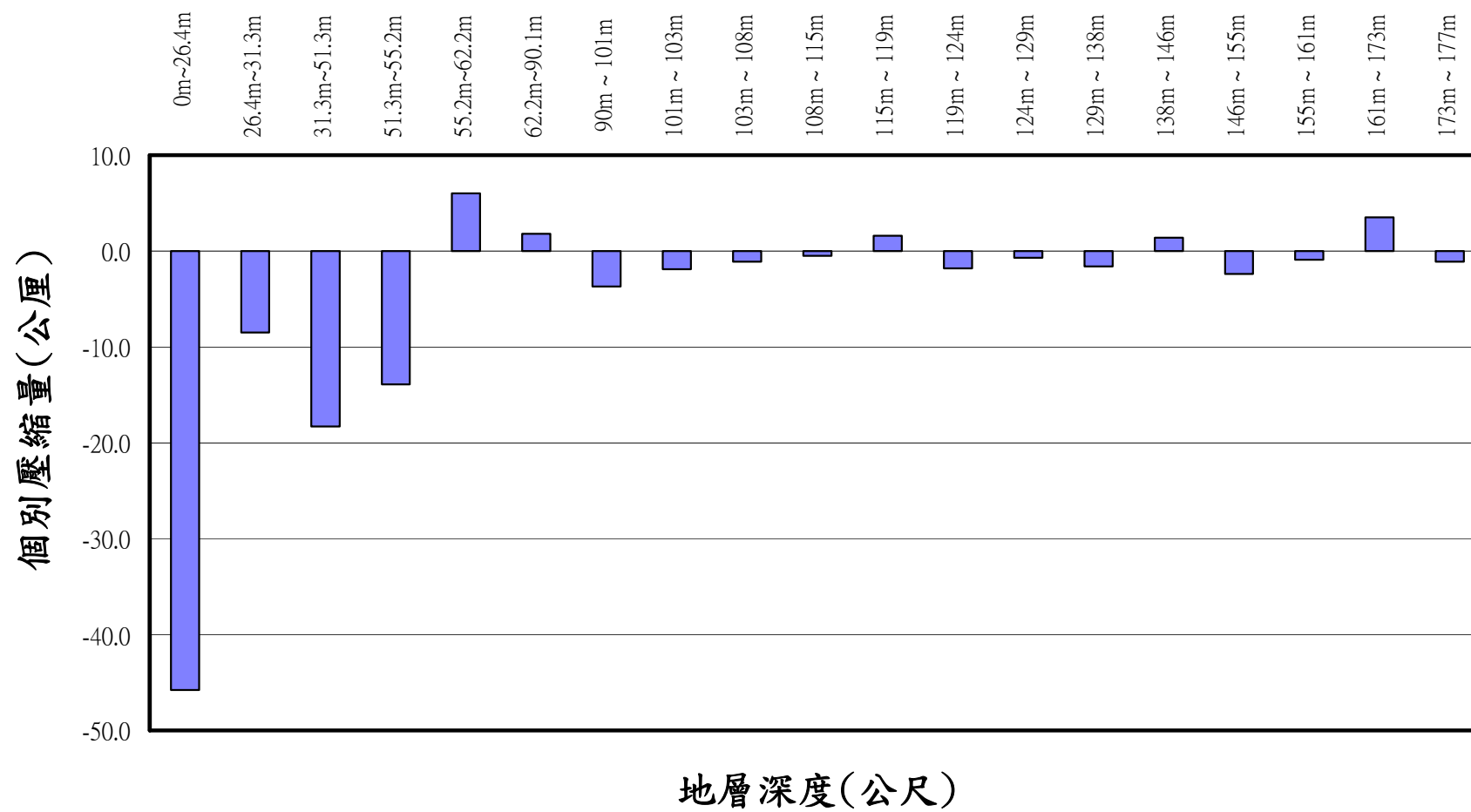


圖 8-12 大鵬灣分層個別下陷量圖

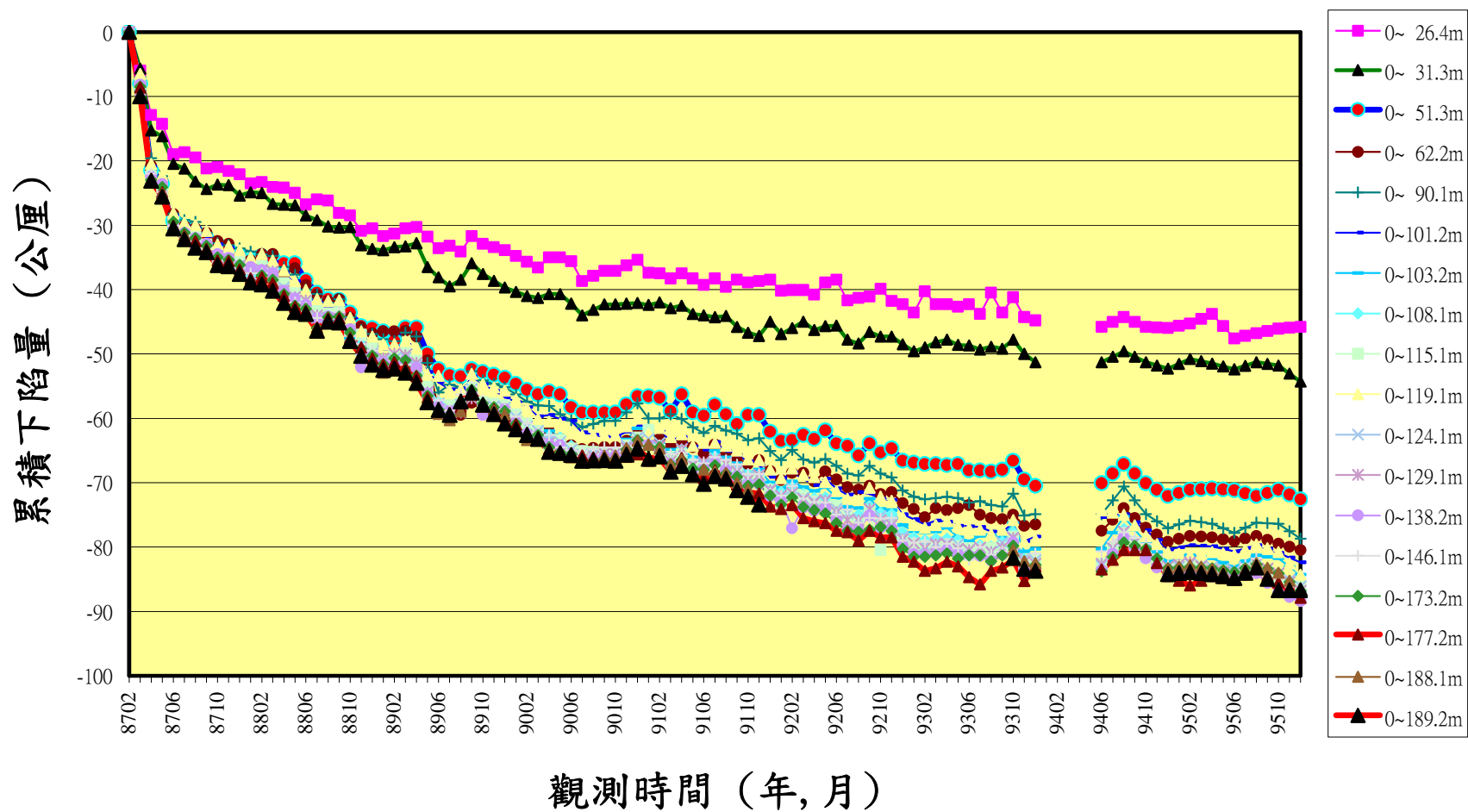


圖 8-13 大鵬灣地層分層下陷觀測圖

8.3 安平港

8.3.1 監測井地質

根據安平港監測站(18-19 號碼頭)200 m 鑽探資料及 258 m 鑽井資料如圖 8-14 所示，在深度 258 公尺之土層狀況約可分為 27 個次層，分別簡述如下：

1. 灰色粉土質細砂 (SM)：約分佈於地表下深度 0~20.3 m。
2. 黏土薄層 (CL)：分佈於地表下深度 20.3 m~22.2 m。
3. 灰色粉土質細砂 (SM)：分佈於地表下 22.2~30.4 m。
4. 黏土與粉土質細砂互層 (CL+SM)：分佈於地表下 30.4 m~34.3 m。
5. 灰色粉土質細砂 (SM)：分佈於地表下 34.3 m~37.4 m。
6. 黏土薄層 (CL)：分佈於地表下 37.4 m~39.5 m。
7. 灰色粉土質細砂 (SM)：分佈於地表下 39.5 m~50.4 m。
8. 灰色粉土質黏土夾薄層粉土質細砂 (CL+SM)：分佈於地表下 50.4 m~55.6 m。
9. 灰色細砂質粉土夾黏土薄層 (ML+CL)：分佈於地表下 55.63 m~88.4m。
10. 黏土偶夾薄層細砂 (CL、SM)：分佈於地表下 88.4 m~93.7 m。
11. 灰色粉土質黏土夾細砂或粉土薄層 (ML-CL、SM)：分佈於地表下 93.7 m~134.3 m。
12. 灰色粉土質細砂 (SM)：分佈於地表下 133.4 m~137.3 m。
13. 灰色粉土質黏土層 (CL)：分佈於地表下 137.3 m~141.2 m。
14. 灰色粉土質砂夾細砂質粉土薄層 (SM、ML)：分佈於地表下 141.2m~155 m。

15. 灰色粉土質砂夾黏土薄層 (SM、CL)：分佈於地表下 155 m～174.6m。
16. 灰色粉土質黏土 (CL)：分佈於地表下 174.6 m～180.4 m。
17. 灰色粉土質細砂 (SM)：分佈於地表下 180.4 m～184.2 m。
18. 灰色粉土質黏土夾薄層細砂 (CL、SM)：分佈於地表下 184.2 m～194.4 m。
19. 灰色粉土質細砂 (SM)：分佈於地表下 194.4 m～196.3 m。
20. 灰色粉土質黏土夾薄層細砂 (CL、SM)：分佈於地表下 196.3 m～210.7 m。
21. 灰色粉土質砂夾黏土薄層 (SM、CL)：分佈於地表下 210.7 m～220.7m。
22. 灰色粉土質黏土層 (CL)：分佈於地表下 220.7 m～223.1 m。
23. 灰色粉土質細砂 (SM)：分佈於地表下 223.1 m～229.7 m。
24. 灰色粉土質黏土層 (CL)：分佈於地表下 229.7 m～235.36 m。
25. 灰色粉土質細砂 (SM)：分佈於地表下 235.36 m～244.45 m。
26. 灰色粉土質黏土層 (CL)：分佈於地表下 244.45 m～255 m。
27. 灰色粉土質細砂 (SM)：分佈於地表下 255 m～258.3 m。

8.3.2 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 8-14 所示。

由圖 8-15 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，其中 75 m、105 m 為粉土層及粘土層之水位。由水位變化顯示，

第 1 含水層之 40 m 及 75 m 粉土層之水位下降較大，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，但亦有逐漸下降趨勢，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 88 年 7 月~11 月有減抽現象。由上可知，安平港附近地區 88 年 7 月至 95 年 12 月有超抽第 1 含水層之地下水，而第 4 含水層則有減抽現象。

8.3.3 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，資料值由鋼鋼尺上之刻度讀取，其最小刻度為公厘。

圖 8-16 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(3 月以後因儀器故障)，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，由此資料顯示，安平港 18-19 號碼頭區之沉陷屬於淺層沉陷。由圖 8-16 可發現較深之地層壓縮量較小，壓縮量較大地層為 4~11 m、11~21m、31~52 m、56~80 m 及 181~200 m 之深度，而此地層為地下水位變化較大之處，即超抽地下水較嚴重，因此壓縮量較大。

8.3.4 相關性分析

綜合上述地質、分層地下水位及分層地層下陷之分析，因淺層之 40m 水位下降 1.6 m 最大，故淺層之 0~52 m 沉陷亦最多，累計沉陷量約 67 mm。而 75 m 粉土層之水位下降 1.5 m 次之，故 52~80 m 土層之沉

陷亦較大。另 105 m 及 145 m 處之水位變化不大，故 94~110 m 及 134~150 m 沉陷量亦少。深層 182 m 之水位變化較大，唯水位急上升 0.8 m 後，再緩和下降，故 181~200 m 沉陷量 3 mm，顯示此層亦是超抽之地下水層，只是有減抽現象，因此亦有些深層沉陷。唯安平 18-19 號碼頭區之沉陷雖有超抽地下水引致之沉陷，但由水位變化可知超抽並不嚴重，因此超抽地下水引致之沉陷量，應不會如上述沉陷監測結果那樣大，故上述監測之總沉陷量，亦有可能大半為填土所引致之沉陷。

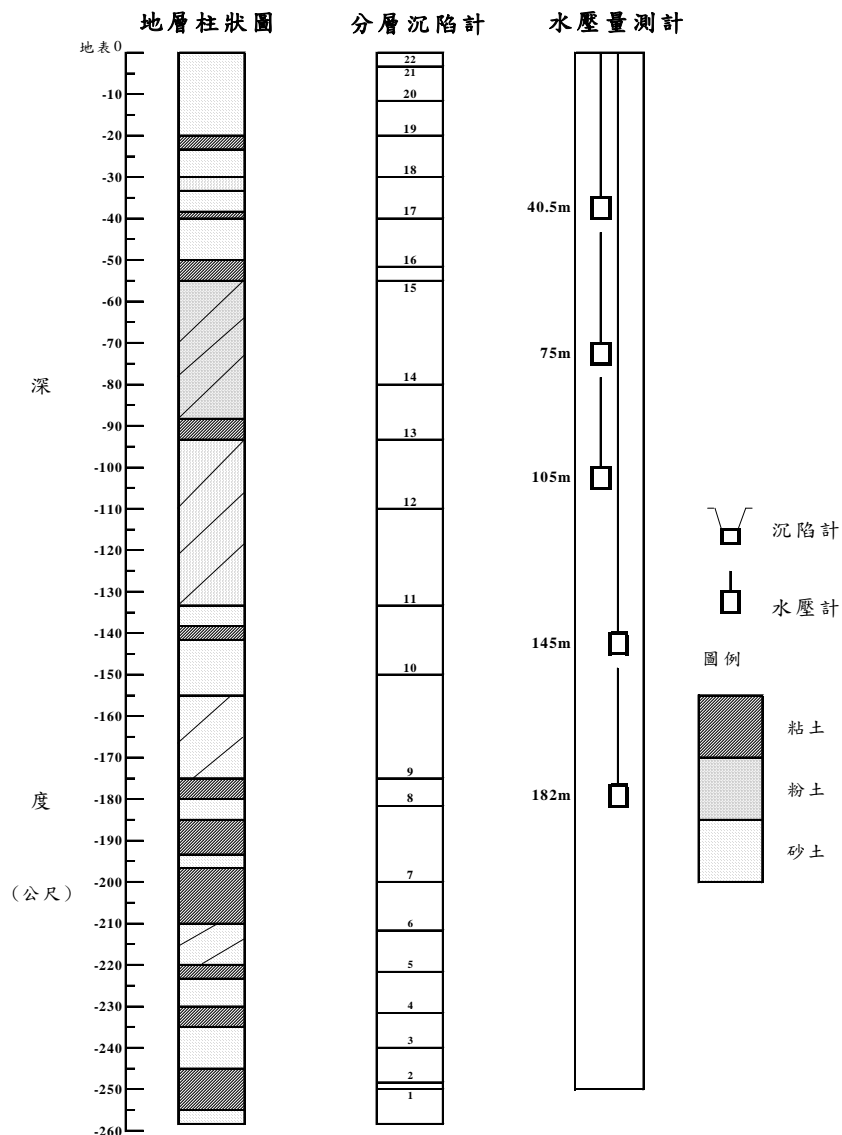


圖 8-14 安平港分層沉陷及水壓觀測站土層柱狀圖

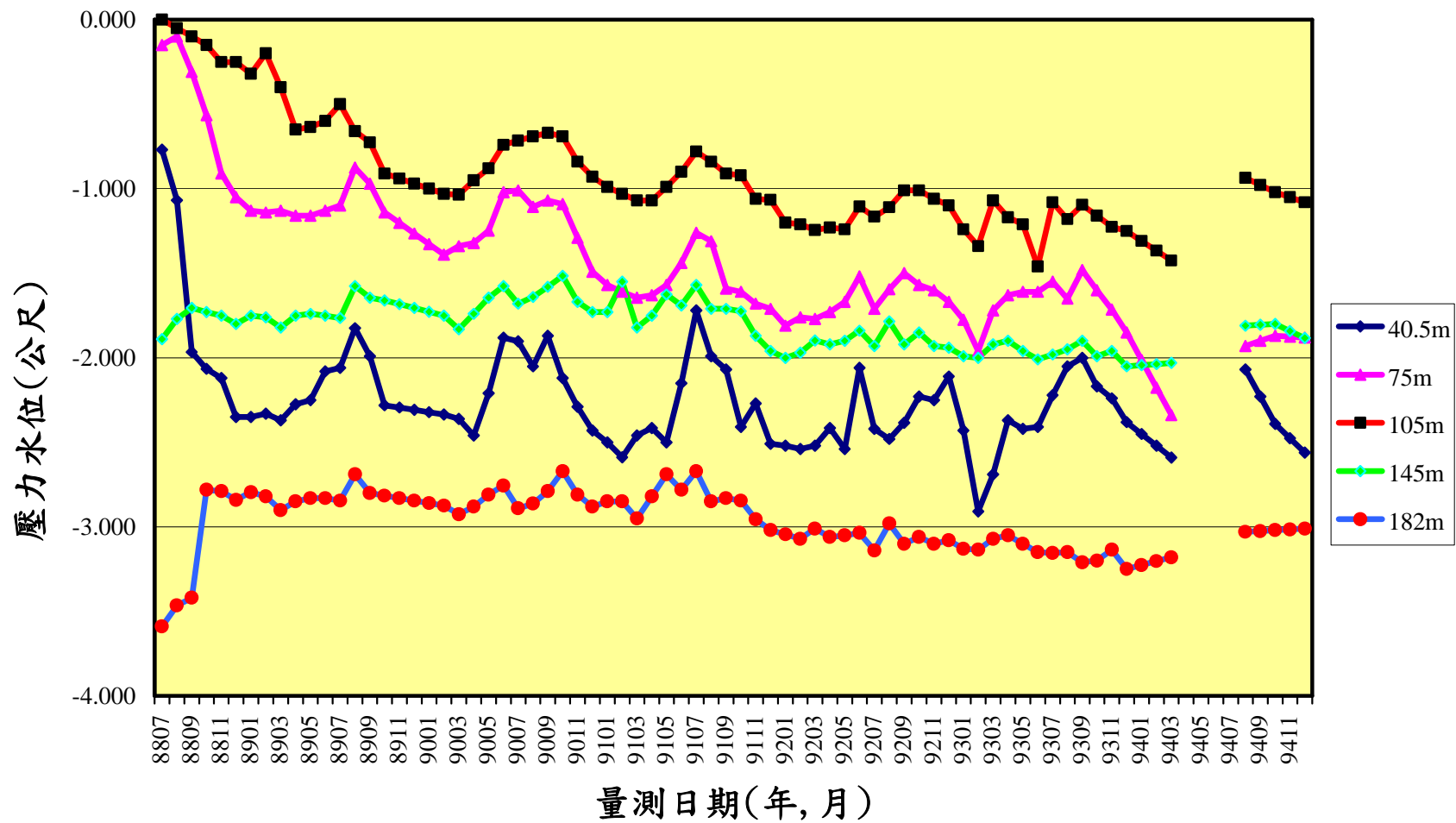


圖 8-15 安平港分層水位變化圖(手動量測)

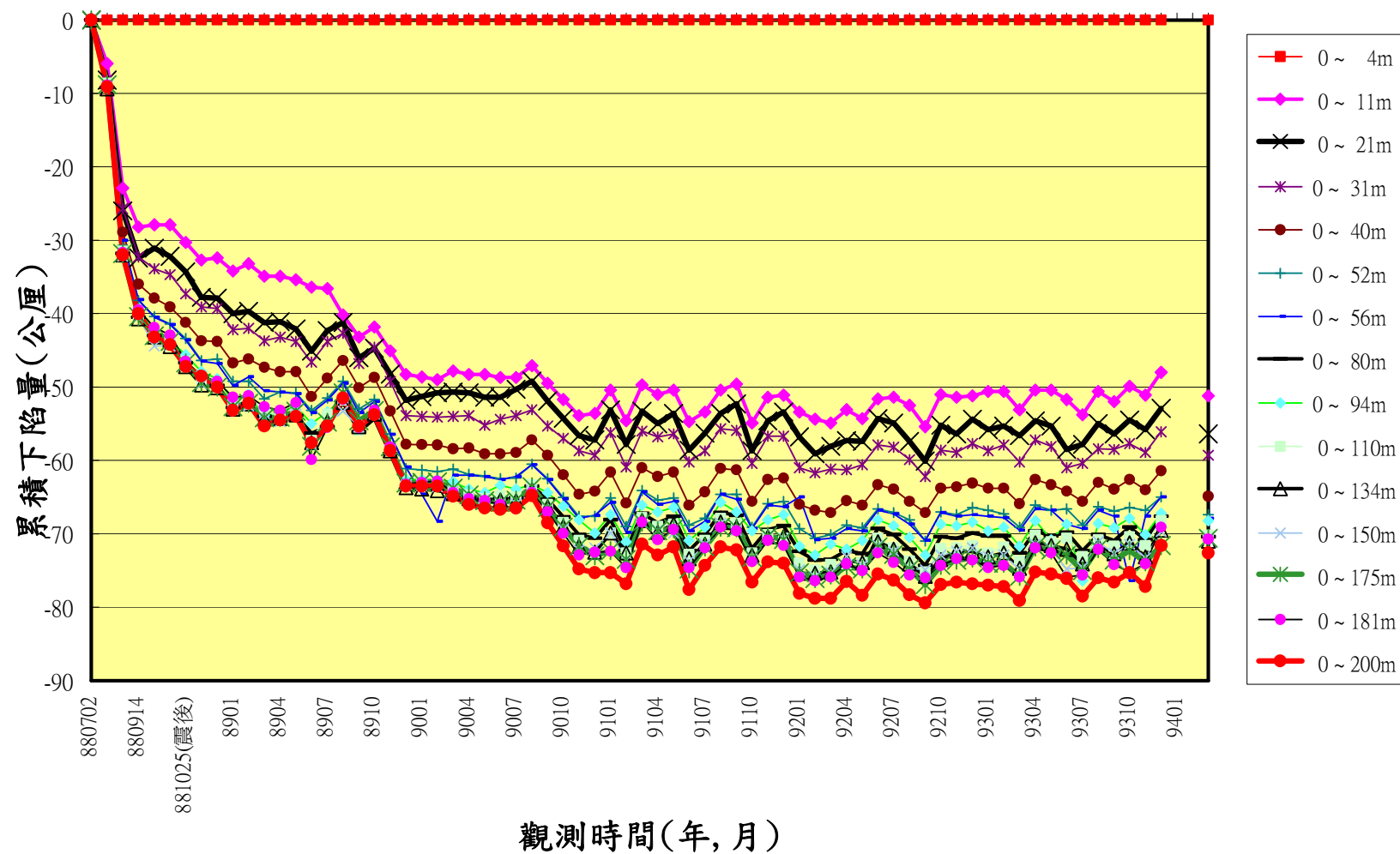


圖 8-16 安平港分層累積下陷量圖

8.4 臺中港

8.4.1 監測井地質分析

臺中港監測站在深度 199 公尺之土層，根據現場鑿井取樣如圖 8-17，約可概分為 14 個次層，分別簡述如下：

1. 砂土層(SW~SM)：分佈在地表下 0~-18.18 m，皆大部分為灰色砂土層。
2. 粘土層(CL)：分佈於地表下-18.18 m~-27.27 m 處，厚約 9 公尺之灰色砂土層。
3. 砂土層(SM)：分佈於地表下-27.27 m~-30.91 m 處，厚約 3.6 公尺之灰色砂土層。
4. 粘土層(CL)：分佈於地表下-30.91 m~-54.55 m 深度，厚達 14 公尺之灰色粘土層。
5. 砂含石子層(SW~SP)：分佈於地表下-54.55 m~-72.73 m 深，為含砂石之灰色砂土層。
6. 粘土層(CL)：分佈於地表下-72.73 m~-90.3 m 深處，為一層厚約 17 公尺之灰色粘土層。
7. 砂含石子層(SW~SP)：分佈於地表下-90.3 m~-110 m 深處，為含砂石之灰色砂土層。
8. 粘土層(CL)：分佈於地表下-110 m~-138.48 m 深處，厚約 28 公尺之灰色粘土層。
9. 砂土層(SM)：分佈於地表下-138.48 m~-156.67 m 深，厚為 18.2 公尺之灰色砂土層。
10. 粘土層(CL)：分佈於地表下-156.67 m~-163.64 m 深，為一層厚 7 公尺之灰色粘土層。
11. 砂土層(SM)：分佈於地表下-163.64 m~-179.4 m 深，厚約 16 公尺

之砂土層。

12. 粘土層(CL)：分佈於地表下-179.4 m 至-181.8 m 深，為一層厚 2 公尺之粘土層。

13. 砂石層(SW~SP)：分佈於地表下-181.8 m~-189.4 m 深處，為灰色之砂石土層。

14. 粘土層(CL)：分佈於地表下-189.4 m 至-199 m 深，為一層厚 10 公尺之粘土層。

8.4.2 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 88 年 6 月 29 日開始以自動量測系統量測(如圖 8-18)，目前因量測系統故障，資料記錄至 91 年 6 月 7 日止。手動量測自 88 年 7 月開始，每月量測一次，資料記錄至 94 年 12 月止，其結果如圖 8-19 所示。

由圖 8-19 顯示，地下水位可分為 5 個層次，由水位變化得知，第 1 層含水層 29 m 之水位介於-3~-4.8 m，第 2 層含水層之 63 m 之水位介於-3~-5.6 m，其中以 93 年 10 月之水位(-5.6 m)最低，第 3 層含水層之 100 m 水位為-3.4~-5.8 m，第 4 層含水層之 145 m 水位為-3.6~-5.8 m，第 5 層含水層之 173 m 水位於-3.7~-6.3 m 之間，故變化較大。圖 8-18 為自記式分層水位變化圖，資料擷取為設定每 6 小時記錄一次，由於台中港受到 921 大地震影響，導致部份碼頭有液化現象，而本水壓監測站之水位亦取得記錄，88 年 9 月 21 日 00 時 00 分之各分層水位約-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，由此印證各層水位是於地震後才上升。

8.4.3 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 月起開始量測，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 95 年 12 月止約為 44mm，其中 0~90 m 沉陷量約 37 mm，佔總沉陷量 85% 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，而地震後，自 88 年 10 月至 93 年 11 月止，總沉陷量約為 24 mm，如圖 8-20。

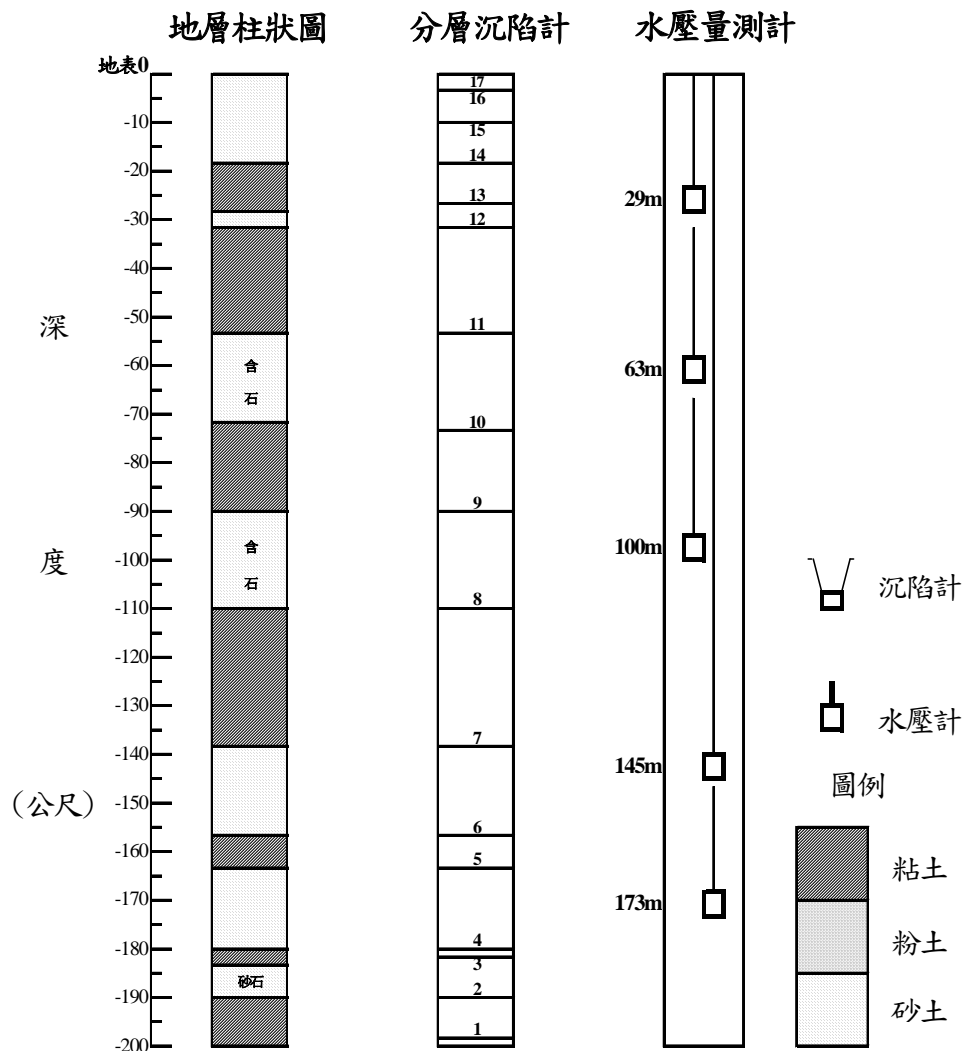


圖 8-17 臺中港分層沉陷及水壓觀測站土層柱狀圖

台中港分層水位變化(自記式)

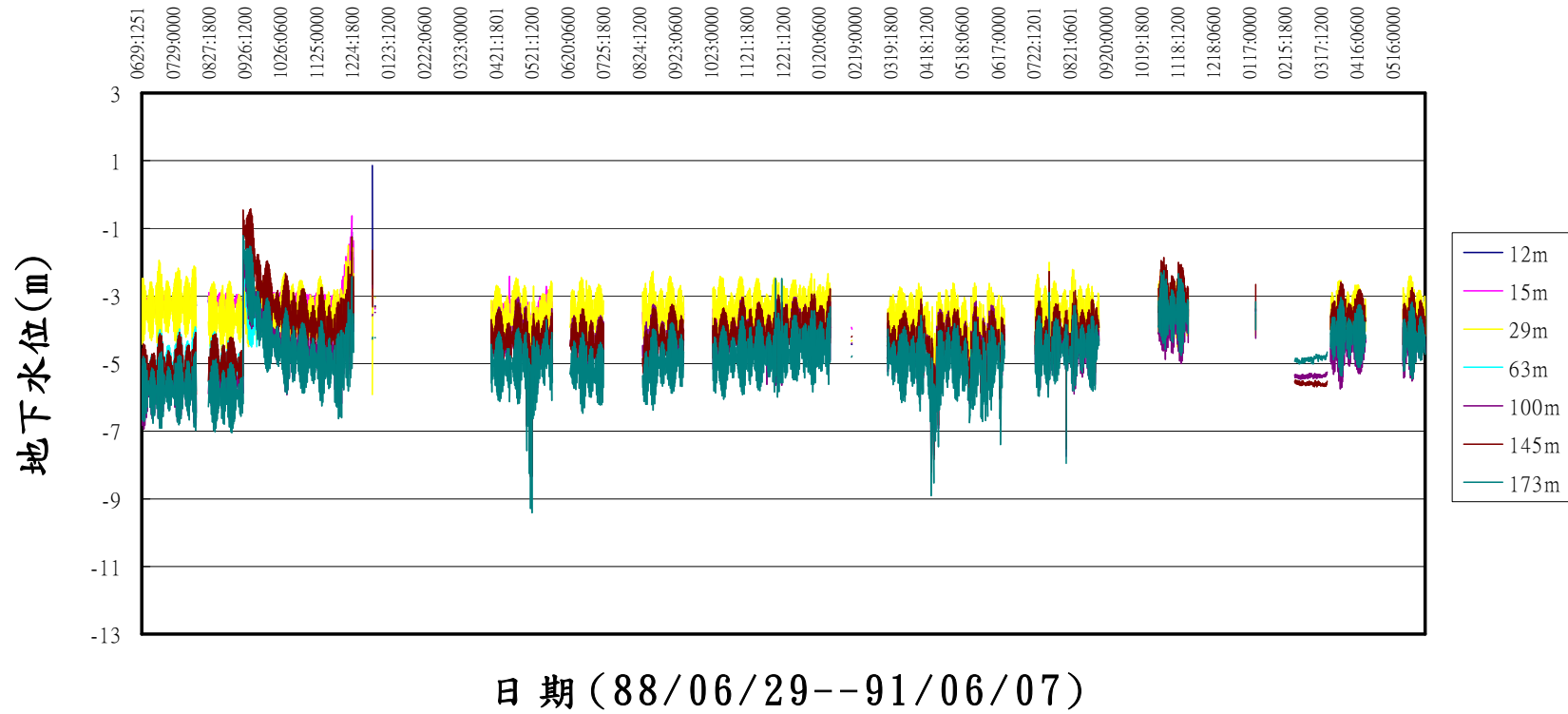


圖 8-18 臺中港分層水位變化圖(自記式)

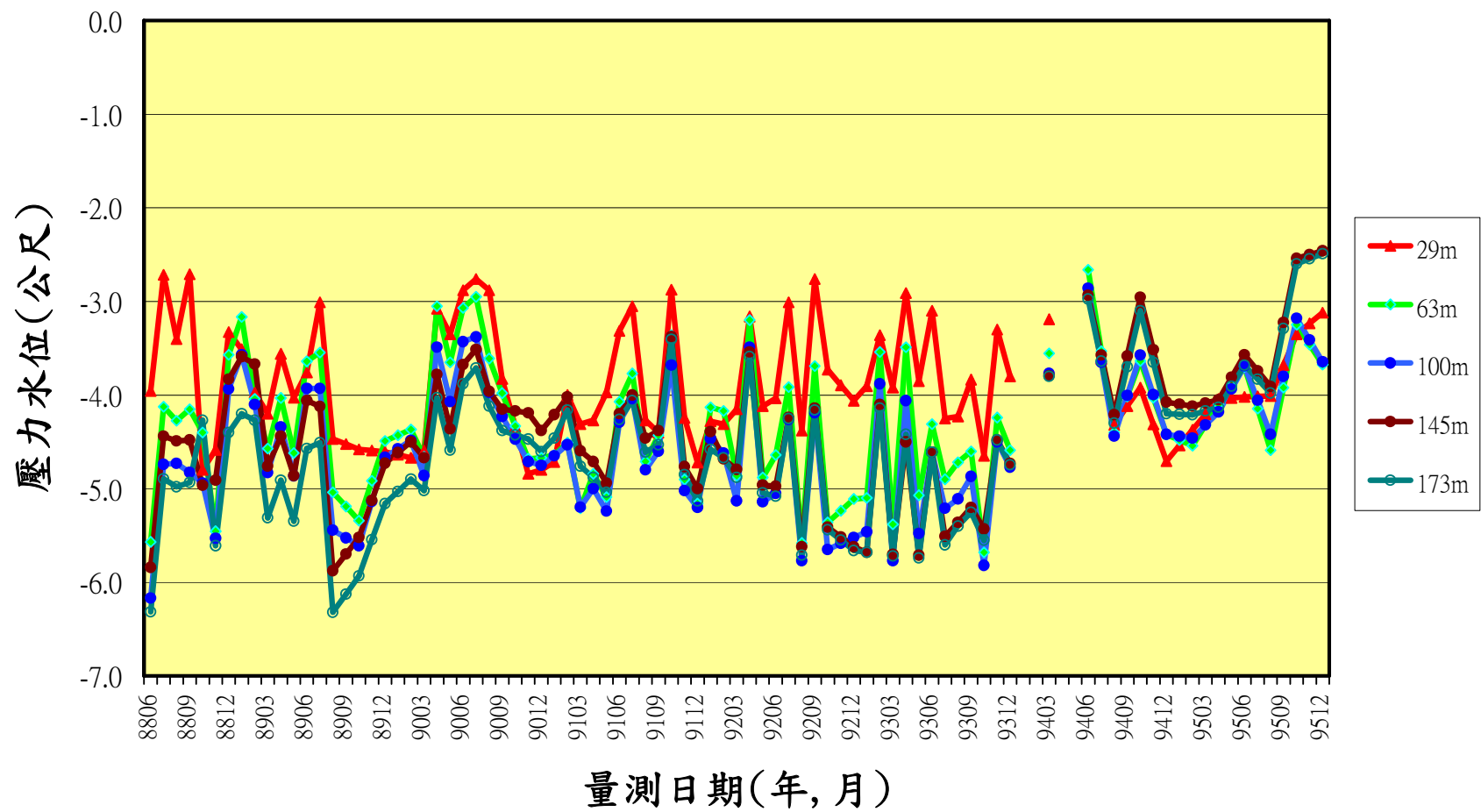


圖 8-19 臺中港分層水位變化圖(手動量測)

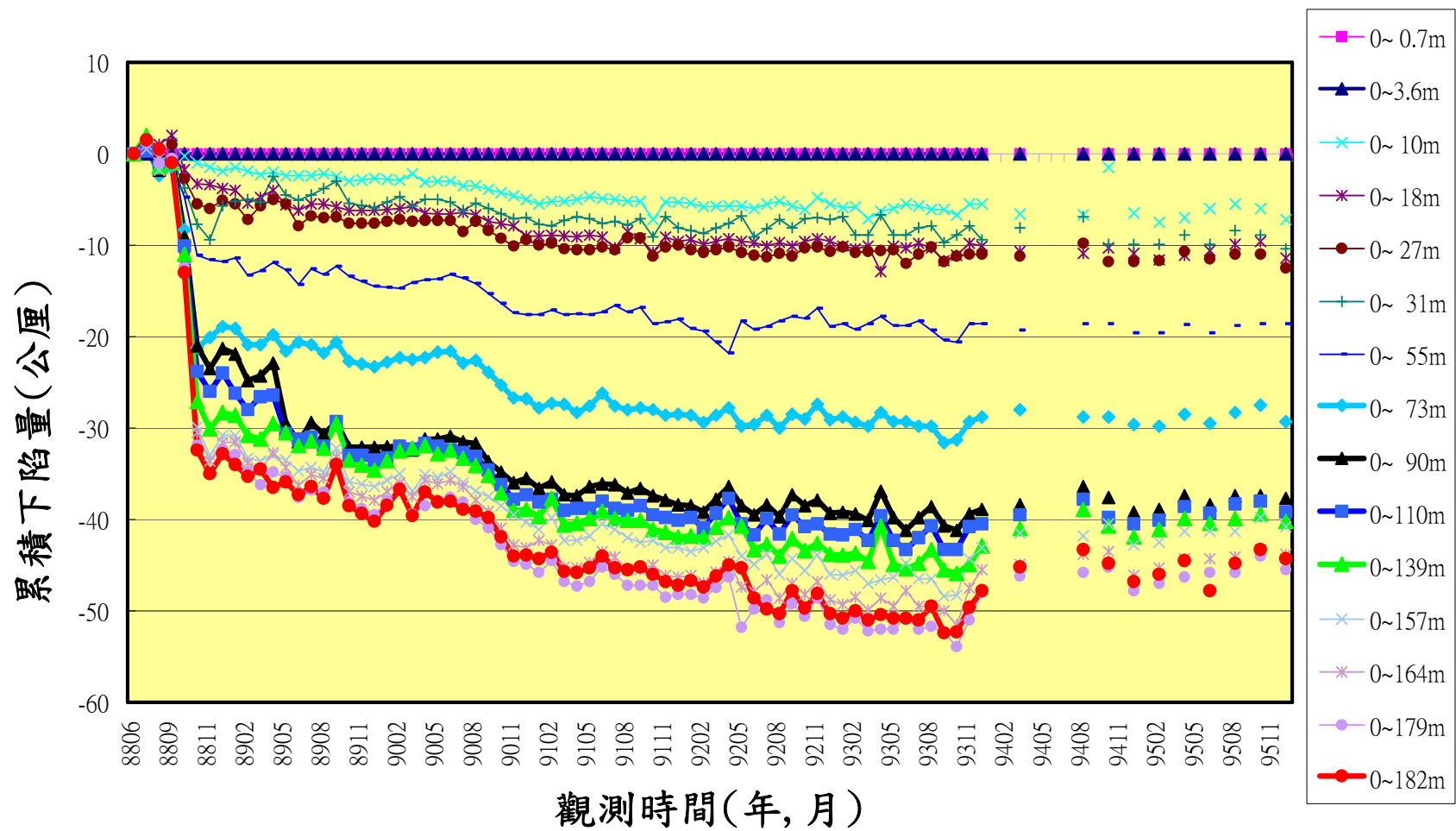


圖 8-20 臺中港分層累積下陷量圖(200m)

小 結

本研究計畫進行港灣地區地下水壓及地層下陷之常態監測，綜合結果如下：

1.布袋港 34 m 深度之地下水位約在-3.1 m~-3.9 m 間反復振盪，68 m 之水位約在-6 m~-8 m 間振盪，而 105 m、143 m 及 178 m 深度之地下水位分別約為-21 m 及-20 m，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受影響而下降。布袋港 200m 地層下陷站經監測結果，自 86 年 2 月至 95 年 12 月止，共 9 年 9 個月總累積沉陷量為 45 公分，分別為 86 年沉陷量約 5 公分、87 年聖嬰年沉陷量約 3 公分、88 年沉陷量約 4 公分、89 年沉陷量約 5 公分，90 年沉陷量約 5 公分，91 年沉陷量約 5.5 公分，92 年沉陷量約 6.5 公分，93 年沉陷量約 6.2 公分，94 年沉陷量約 2.5 公分，95 年沉陷量約 3.4 公分。平均一年之沉陷量約 5 公分，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。

布袋港經採取港區 30~150 公尺深之粘性土樣進行室內單向度壓密試驗，並以不同方法計算壓密係數，由試驗結果，布袋港粘土層之壓密係數 C_v 值約為 $1\sim 20\text{m}^2/\text{yr}$ 。

2.大鵬灣 35 m 及 58 m 深度之水位介於-3 m~-4 m 之間，105 m 及 142 m 深度之水位變化較大，105 m 之水位於-4.7 m~-6.8 m 之間上下震盪；142 m 深度之水位自-4.2m 緩和上升約至-2.5 m；202 m 深度之水位由-7.4 m 上升至-5.7 m 後再於-5 m~-6 m 之間震盪，由此可知，大鵬灣附近地區應有超抽地下水情形。大鵬灣地層下陷量測自 87 年 3 月至 95 年 12 月止，累積總沉陷量約為 9 公分，平均一年之沉陷量為 1.5 公分，而其中地表至 51.3 m 之沉陷量為 7.2 公分，佔總沉陷量之 82%，故大鵬灣屬於淺層沉陷。

3.安平港 16~20 號碼頭區 40.5 m、75 m 及 105 m 深度之地下水位變化較大，其中 40 m 之水位於-1.8 m~-2.9 m 上下震盪；75 m 及 105 m 之水位已自地表逐漸下降至-2 m 及-1.2 m，145 m 深度之地下水約於-2.0m，182m 之深層水位約於-3 m 上下變化。故安平港附近地區有超抽 40 m、75 m 及 105 m

深度之地下水。安平港 16~20 號碼頭區地層下陷自 88 年 7 月至 94 年 3 月之沉陷量約為 7.3 公分，其中地表至 56 m 之沉陷量 6.7 公分，佔總沉陷量之 88%，故亦屬淺層沉陷。唯 18-19 號碼頭區之沉陷雖有超抽地下水引致之沉陷，但並不嚴重，有一部分為填土荷重所引致之沉陷。

4. 臺中港各層深度之地下水位約於-3 m~-6 m 之間，而深度 63、100、145、173 m 之水位於 89 年因雨量減少有明顯下降，但又漸回升。台中港之地層下陷監測自 88 年 6 月開始至 95 年 12 月止共 7 年 5 個月期間，累積總沉陷量約 5 公分，其中 3.2 公分為 88 年 9 月至 10 月，因 921 地震所產生之沉陷量。

第九章 結論與建議

1. 由老舊碼頭遭颱風豪雨之災害案例分析顯示，暴雨、碼頭浚挖及有無木樁對碼頭穩定性皆有影響，其大小分別為浚挖>暴雨>有無木樁，其中暴雨或碼頭浚挖將導致碼頭滑動安全係數及傾倒安全係數皆小於1，使碼頭處於不安全的狀態，而木樁長度洽置於軟弱粘土薄層之上，故木樁之存在對圓弧滑動抵抗之幫助甚為有限。
2. 由板樁式碼頭遭膨脹性回填料之災害案例分析顯示：碼頭後線回填料之特性亦為影響碼頭穩定性之重要因素，施工中若誤用具有高膨脹率之回填料將使碼頭招致災損；由相關之轉爐石研究報告顯示，轉爐石之膨脹率依其成份的不同，其膨脹率介於4.3%~9.06%，均高於本研究分析之錨碇鋼索所能忍受之最大膨脹率2.4%，由此判定，本災損案例之破壞原因，極可能是承包廠商誤用了轉爐石為回填料所致。
3. 由民國75年地震蘇澳港4號碼頭之穩定性之實例分析顯示：背填土壤未液化狀態下，抗滑動安全係數 $F_s=0.68$ ，其位移量34公分，與實測之位移量30-50公分相當。
4. 由民國94年雙震源地震，蘇澳港4號碼頭之穩定性之實例分析顯示：背填土壤未液化狀態下，雖然抗滑動安全係數 $F_s=0.86<1.0$ ，顯示碼頭已很不穩定，但位移量分析結果僅0.6公分，與實測之位移量0公分相當，因此以抗滑動安全係數表示碼頭之穩定性不太可靠，應以位移量分析較能表達碼頭之穩定性。
5. 由臺中港1~3、4、4A碼頭抗滑動之安全係數 F_s 比較可知：1~3碼頭最小、4碼頭次之、4A碼頭較大，因此921地震時，1~3碼頭最不穩定外移最大。而4A碼頭後線因有水泥圓倉之載重，其背填土壤之有效應力已大於 2 kg/cm^2 ，不太可能發生液化，其抗滑動之安全係數 $F_s=1.00\sim1.07$ ，因此921地震時，4A號沉箱碼頭幾乎沒有外移。

6. 由FLAC/SLOPE程式破壞面滑動分析結果可知，1~4A號碼頭之抗最弱破壞面滑動安全係數分別為 $F_s=1.16$ 、 $F_s=1.21$ 及 $F_s=1.38$ ，雖然其安全係數 F_s 皆小於STABL程式圓弧滑動分析之 F_s ，但其安全係數 F_s 皆仍大於1，因此1~4A號碼頭於921地震時亦不致於產生最弱破壞面之滑動。
7. 由FLAC滑動變形性分析結果可知，碼頭背填土壤部份深度液化之水平方向變形量為88公分與1~2號碼頭實測位移量52-115公分相當，背填土壤全液化之水平方向變形量為112公分與3號碼頭實測位移量70-168公分相當，因此921地震時1~2號碼頭背填土壤可能僅部份深度液化，而3號碼頭背填土壤可能接近全部液化。
8. 本文對於以現地貫入試驗評估液化潛能之研究，提供了進一步之分析方法，本文所建立之極限狀態模式，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。
9. 由本土化液化模式評估各港區液化之臨界地表加速度顯示：台北港之液化之臨界地表加速度為 $0.15g$ ，台中港之液化之臨界地表加速度為 $0.13g$ ，高雄港之液化之臨界地表加速度為 $0.10g$ 。
10. 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。
11. 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。台中港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地震造成台中港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。

12. 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以下之低頻反應，震盪動態水壓為0.25Hz以上之高頻反應。
13. 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以下之低頻反應，震盪動態水壓為0.10Hz以上之高頻反應。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以下之低頻反應，震盪動態水壓為0.08Hz以上之高頻反應。
14. 由港灣地區地層下陷監測結果顯示：大鵬灣目前每年沉陷約1.2公分，屬超抽淺層地下水引起之淺層沉陷；安平港目前每年沉陷約0.8公分，大半為填土所引起之淺層沉陷；布袋港目前每年沉陷約5公分，屬超抽深層地下水引起之深層沉陷；臺中港主要為921地震所產生之沉陷，其餘因素之沉陷極小。
15. 本計畫雖已完成各港區之地震及液化監測系統，並建立了各港區小地震時震波放大效應之初步研究，唯影響港灣碼頭構造物較大之中大型地震，其監測資料極少。因此後續計畫中，除了維護及擴充既有地震及液化監測系統外，亦應針對強烈地震作用下之現地土壤液化與碼頭動態行為加以研究，擬以大型震盪震源車於地表產生固定頻率、固定震幅之振動，模擬強烈之地震作用，進行現地土壤液化與碼頭動態反應之量測，歸納出現地土壤液化機制及碼頭動態受損型式，進而研訂出港灣及海岸地區液化防治及樁基礎相關設計手冊。

參考文獻

- 1.臺中港務局，「臺中港第一期工程完工報告」，1976。
- 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.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。
- 6.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)。
- 7.陳正興、黃國祥，「集集地震臺中港沉箱滑移之初步分析」，港灣工程耐震安全評估與災害防治研討會，pp.3-1~3-18，2000。
- 8.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。
- 9.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。
- 10.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）。
- 11.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。

- 12.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。
- 13.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。
- 14.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）。
- 15.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)。
- 16.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。
- 17.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。
- 18.張惠文、廖新興、鄭清江(1992)，「砂質地盤液化之防治方法探討」，地工技術，第 38 期，PP.17~29。
- 19.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。
- 20.彭瀚毅，1998。臺北盆地場址效應之研究，中央大學博士論文。
- 21.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。
- 22.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).

- 23.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).
- 24.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).
- 25.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).
- 26.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.
- 27.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.
- 28.Ishihara, K., Yasuda, S., and Nagase,H., (1996), Soil characteristics and ground damage, *Special Issue of Soils and Foundations*, pp.109-118
- 29.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.
- 30.Juang, C. H., Rosowsky, D.V., and Tang, W.H., "A reliability-based method for assessing liquefaction potential of sandy soils." *Journal Geotech. and Geoenvir. Engineering*, ASCE, 125(8), 684~689(1999).
- 31.Lai, S. Y., Hsu, S. C., and Hsieh, M. J. (2004). "Discriminant model for evaluating soil liquefaction potential using CPT data." *J. Geotech. and Geoenvir. Eng.*, ASCE, 130(12), 1271-1282.
- 32.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.
- 33.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.
 - 34.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.
 - 35.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).
 - 36.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).
 - 37.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).
 - 38.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.
 - 39.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.
 - 40.Mononobe, N., and Matsuo, H., "On the Determination of Earth Pressures during Earthquakes", Proceedings, World Engineering Conference 9, pp.176-182, 1929.
 - 41.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).
- 42.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.
 - 43.Newmark, N. M. (1965), "Effects of earthquakes on dams and embankments.", *Geotechnique*, 15(2), pp.139-159.
 - 44.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.
 - 45.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).
 - 46.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).
 - 47.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).
 - 48.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).
 - 49.Westergaard, H.M., "Water Pressure on Dams during Earthquakes", *Transactions, ASCE*, Vol.98, pp.418-433, 1933.
 - 50.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 審查意見及處理情形

期末報告審查意見及處理情形

| 審查委員 | 審查意見 | 處理情形 |
|-------|--|--|
| 林炳森教授 | <ol style="list-style-type: none"> 1. 港灣井下監測資料，發揮即時預警效用，具工程實用價值；本土液化分析模式具創新性。 2. 應持續監測並探討不同港區地形與地盤特性之影響。 | <ol style="list-style-type: none"> 1. 謝謝林教授對本計畫之肯定。 2. 港灣井下監測是屬於常態性監測，本研究團隊會持續監測，並深入探討不同港區地形與地盤特性之影響。 |
| 簡連貫教授 | <ol style="list-style-type: none"> 1. 港灣地區大地災害調查與常態監測之研究(2/4)對港區災害及液化防治，及相關碼頭構造物穩定之評估，極為重要。主要包括探討港灣碼頭之災害案例（如颱風豪雨、地震、膨脹性回填料等），建置碼頭穩定性分析之程序，建置本土化之液化模式，及港區可能發生土壤液化、地層下陷等災害，進行常態監測及分析，研究成果非常豐碩、尤其井下監測系統結合地質資料庫與本土化液化分析系統，對災害防治與緊急應變有貢獻，研究團隊之努力，應序高度肯定。 2. PP2-6，“疏鬆沉泥質砂土層標準貫入試驗 N 值在 5 至 30 間”，與一般疏鬆沉泥質砂土層屬軟弱土層，SPT-N 值大都小於 10，若 SPT-N 值在 5 至 30 間應為疏鬆至中等緊密，請確認修正。 3. 本文應由相關研究彙整，文中符號及單位標示，請統一或修正。 4. 土壤發生液化及地下水位是否會產生變化，建議後續可利用監測資料進行分析評估，以作為碼頭背填土 | <ol style="list-style-type: none"> 1. 謝謝簡教授對本研究團隊之支持及肯定。 2. PP2-6 已依審查意見修正為疏鬆至中等緊密沉泥質砂土層。 3. 依審查意見參考辦理。 4. 土壤發生液化時超額孔隙水壓急速上升，因此地下水位亦會短暫上升，唯進行液化分析時仍應以原來地下水位分析，但分析碼頭所受之側向力時，宜將超額之 |

| | | |
|-------|--|--|
| | <p>壤液化分析之參考依據。</p> <p>5. 各港區之震波放大效應已有初步成果可供參考，為其放大效應與地質構造及土層特性有密切關聯性，尤其如台北港及台中港大都屬於人工回填地盤，應再深入評估其影響。</p> <p>6. PP. 8-38 第八章中有關震陷資料，請補充或說明於何章節已論述，以利參考。</p> <p>7. 第九章 結論與建議，應依探討主題重點分別說明或再精簡表示，以突顯本研究之貢獻，同時將建議與結論分開，並提出後續建議研究方向，尤其常態監測與大地災害產生機制結合，及不同大地災害類型處理對策與防治方法，以利讀者參考應用。</p> <p>8. 建議除幾個主要國際商港外，可將國內商港及工業港或漁港或海岸地區災害案例納入後續研究範疇。</p> | <p>孔隙水壓計算進去。</p> <p>5. 有關放大效與地質構造之關聯性，後續研究中將深入研究。</p> <p>6. 依審查意見參考辦理。</p> <p>7. 依審查意見參考辦理。</p> <p>8. 有關國內商港及工業港或漁港或海岸地區災害案例，後續研究中將納入研究。</p> |
| 李釗教授 | <p>目前模擬分析的成果已具相當的可靠性，建議將來嘗試以各種不同的假設條件對不同地震發生源、強度，結合各港區地質特性，預測在港區中可能發生災害的位置，建議港務單位對重要結構物進行適度補強或擬定防救災計畫。</p> | <p>謝謝李教授對本計畫之支持及肯定。有關地震災況之模擬部分，96年度研究計畫已納入研究。</p> |
| 張建智教授 | <p>1. 本研究內容豐富，極具參考性。</p> <p>2. 結論與建議可再精簡些。</p> <p>3. 本土化液化分析模式投稿於各國際期刊上，對提昇港研中心的學術地位有正面的幫助。</p> | <p>1. 謝謝張教授對本研究團隊之肯定。</p> <p>2. 依審查意見參考辦理。</p> <p>3. 將研究成果投稿於各國際期刊，是本研究團隊自我挑戰的工作項目之一。</p> |

附錄二 簡報資料

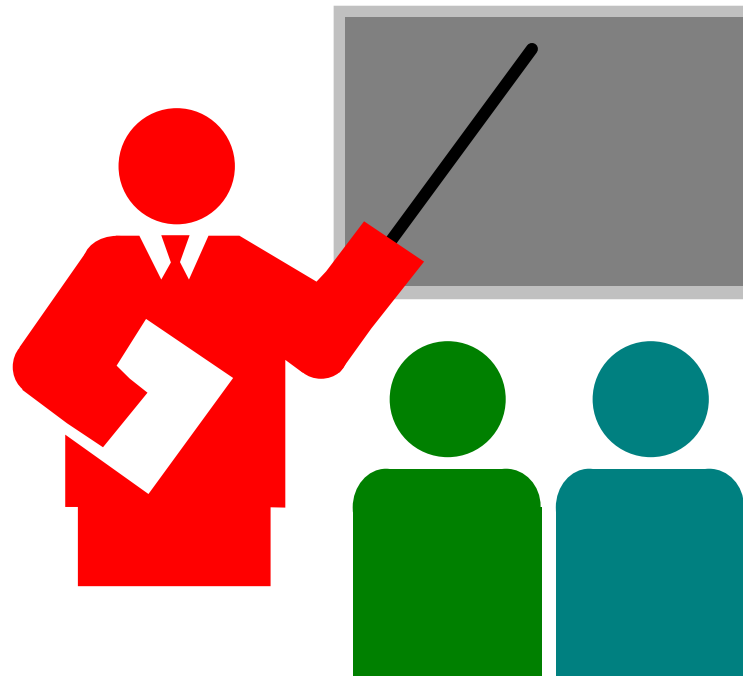
港灣地區人地災害調查與 常態監測之研究

■ 報告人：賴聖耀

■ 研究人員：

李豐博、陳志芳
謝明志、蘇吉立
賴瑞應、林雅雯

■ 交通部運輸研究所
港灣技術研究中心



港灣地區大地災害調查與 常態監測之研究

■ 港灣大地災害可概分為碼頭災害及土壤災害兩大類，本文於第二章至第五章，主要是探討碼頭之災害；第六章至第八章探討土壤液化及地層下陷之土壤災害。

目前之監測系統僅針對土壤災害

■ 其中

1. 第二章 探討老舊碼頭遭颱風豪雨之災害分析，
2. 第三章 探討港灣碼頭遭地震之災害分析；
3. 第四章 探討新建板樁式碼頭遭膨脹性回填料之災害分析；
4. 第五章 探討老舊碼頭，因改建、或施工因素，造成非標準型板樁式碼頭，其結構、土壤與水之互制行為。

■ 由於本研究報告內容相當多，而簡報時間僅有 20分鐘，因此本簡報僅以

第六章井下地震監測 及第七章港區液化分析為簡報重點。

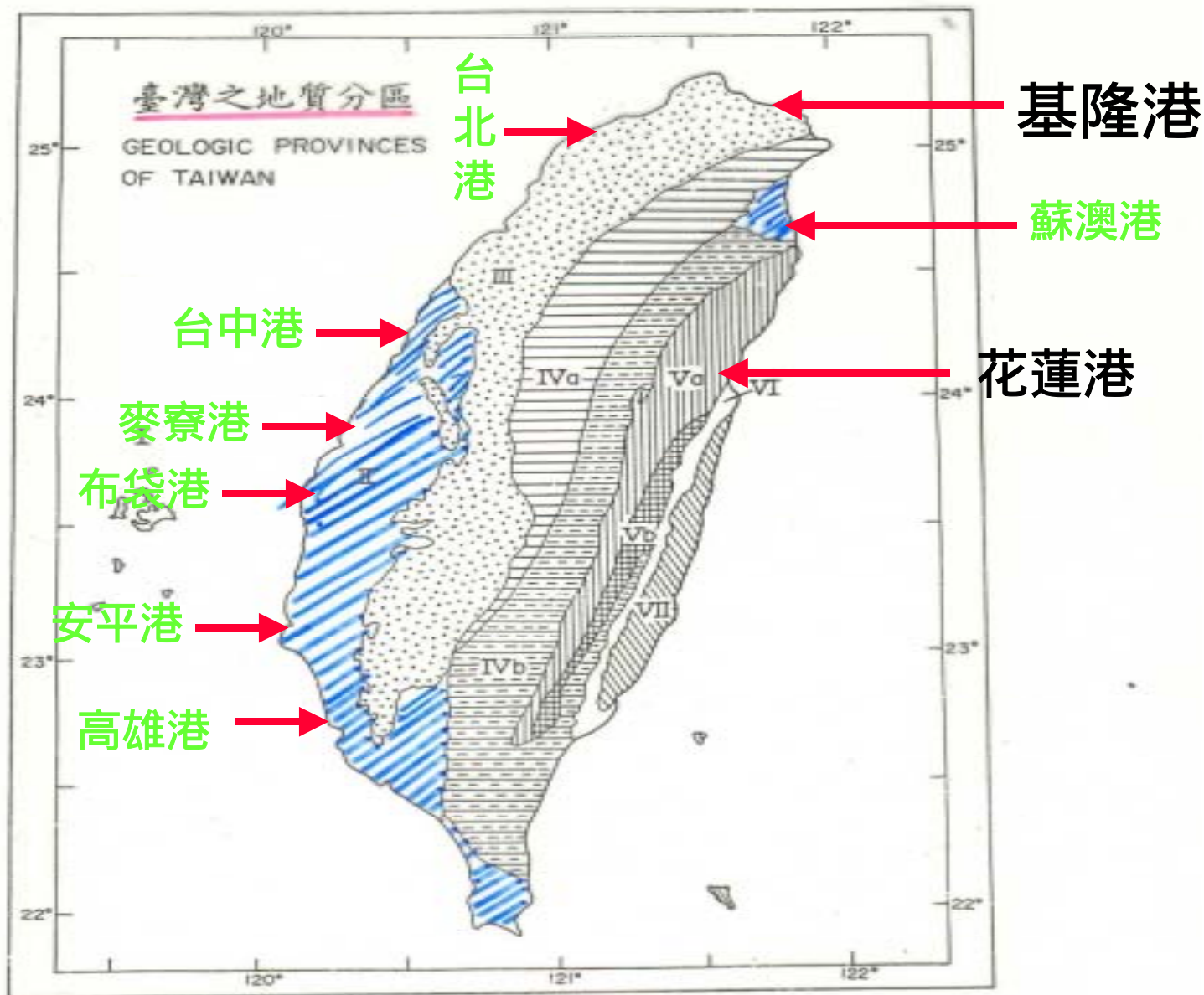
而第二至五章之碼頭災害 及第八章地層下陷等則明年度再簡報

一、簡報內容

- 一、前 言
- 二、井下地震監測在港灣防救災之應用
- 三、井下地震監測在港灣震波放大效應之研究
- 四、井下地震監測在港灣土壤液化之研究。
- 五、本土化液化分析模式之建立與驗證
- 六、港區液化危害度分析結果
- 七、結 論

一、前言

- 台灣西海岸各港區之地質多屬疏鬆軟弱之沖積土層與水力回填砂之海埔地。
- 地震時，其震波通常有放大作用。
- 在強烈地震作用下，可能發生液化現象，造成港灣設施損害。
- 因此本所港研中心近年來分別於台中港、高雄港、安平港、布袋港、台北港及蘇澳港設置地震及液化監測站等工作。



I 澎湖群島 (洪流式玄武岩)

II 濱海平原 (沖積層)

III 西部麓山地區 (以新第三地碎屑岩為主)

民國95年恆春地震 $ML=6.7$
0.1g 碼頭幸無災害



高雄港區鳥瞰圖

民國88年921地震 $ML=7.3$
0.16g 碼頭災害位置



照片 台中港鳥瞰圖(4000公頃)



蘇澳港衛星影像圖及地震監測站位置圖



高雄港

花蓮港

埋設深度為36m、
23m、15m、8m
及地表。

港灣井下地震及液化監測站分佈圖

監測井位置



台北港地震及液化監測站位置圖





照片 台北港地震、液化監測站



照片台中火力電廠地震、液化監測站



高雄港地震及液化監測站

Kaohsiung Monitoring Station of Earthquake and Liquefaction at Kaohsiung Harbor

設置方式：埋設於海底泥層，埋設深度 200m、100m、50m、30m 之四層深度，以監測海底之震動，並監測海底泥層之液化現象。埋設深度 200m、100m、50m、30m 之四層深度，以監測海底泥層之震動及液化現象。

設置單位：交通部運輸研究所
CPEI: Institute of Transportation

聯絡電話：(07)3388711、(07)3388712、(07)3388713、(07)3388714
FAX: (07)3388712、(07)3388713 或 (07)3388714

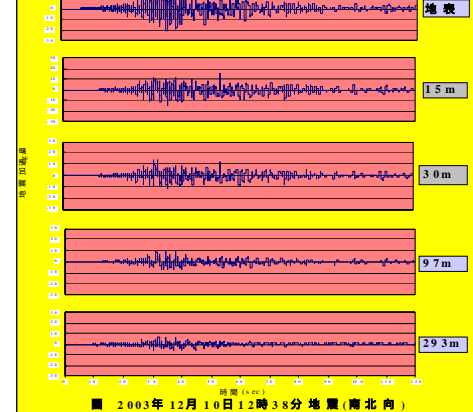
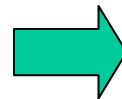
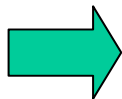
照片 高雄港地震、液化監測站



照片 蘇澳港地震、液化監測站

二、井下地震監測在港灣防救災之應用

- 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，因而極易延誤處理作業，影響港口正常營運，更由於缺少監測資料，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。
- 本所港灣研究中心，建立了各港區井下地震及液化之即時監測系統，增強了港灣之地震防救災效能。
- 於地震災害發生前，藉著中小型地震之監測資料分析，可增加對港區震波反應特性之瞭解。
- 於地震災害發生後，根據監測所得之資料，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，進行快速檢測，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。

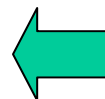
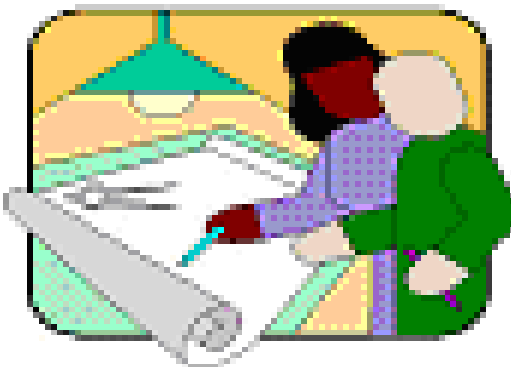
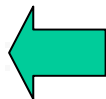
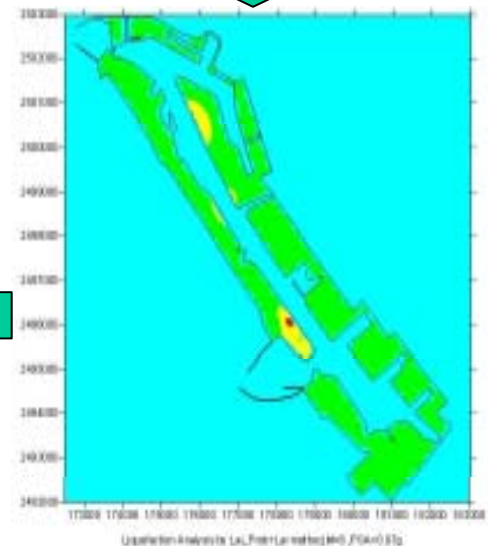


地震發生

高雄港地震及液化監測站

井下地震之即時監測資料

強化港灣地區之地震防災：由災害發生後之處置，改進為地震發生時之即時監測，增強防災效能。



港區災害應變處置通告

港區災害應變中心研判分析

可能液化區之快速研判

圖 港灣井下地震及液化即時監測系統之功能說明



香港技術研究中心

[回港研中心首頁](#)

[連結氣象局地震網頁](#)

[連結氣象局首頁](#)



圖 港灣井下地震即時網頁資訊



今天是2007年1月11日

高雄港測站地震歷史資料查詢系統

<<回上一頁

查詢地震內容

4:2006/12/26 下午 08:34:30,震度=5,Xpeak=83.6,YPeak=96.9,ZPeak=78.3

查詢年份

回港研中心首頁

連結氣象局地震網頁

連結氣象局首頁

OM-X
(gal)

Max=75.95 @26.4sec
Min=-83.6 @26.6sec

0.0

0.0

100.0

200.0

OM-Y
(gal)

Max=96.87 @26.3sec
Min=-70.39 @27.1sec

0.0

-100.0

0.0

100.0

200.0

96.87gal

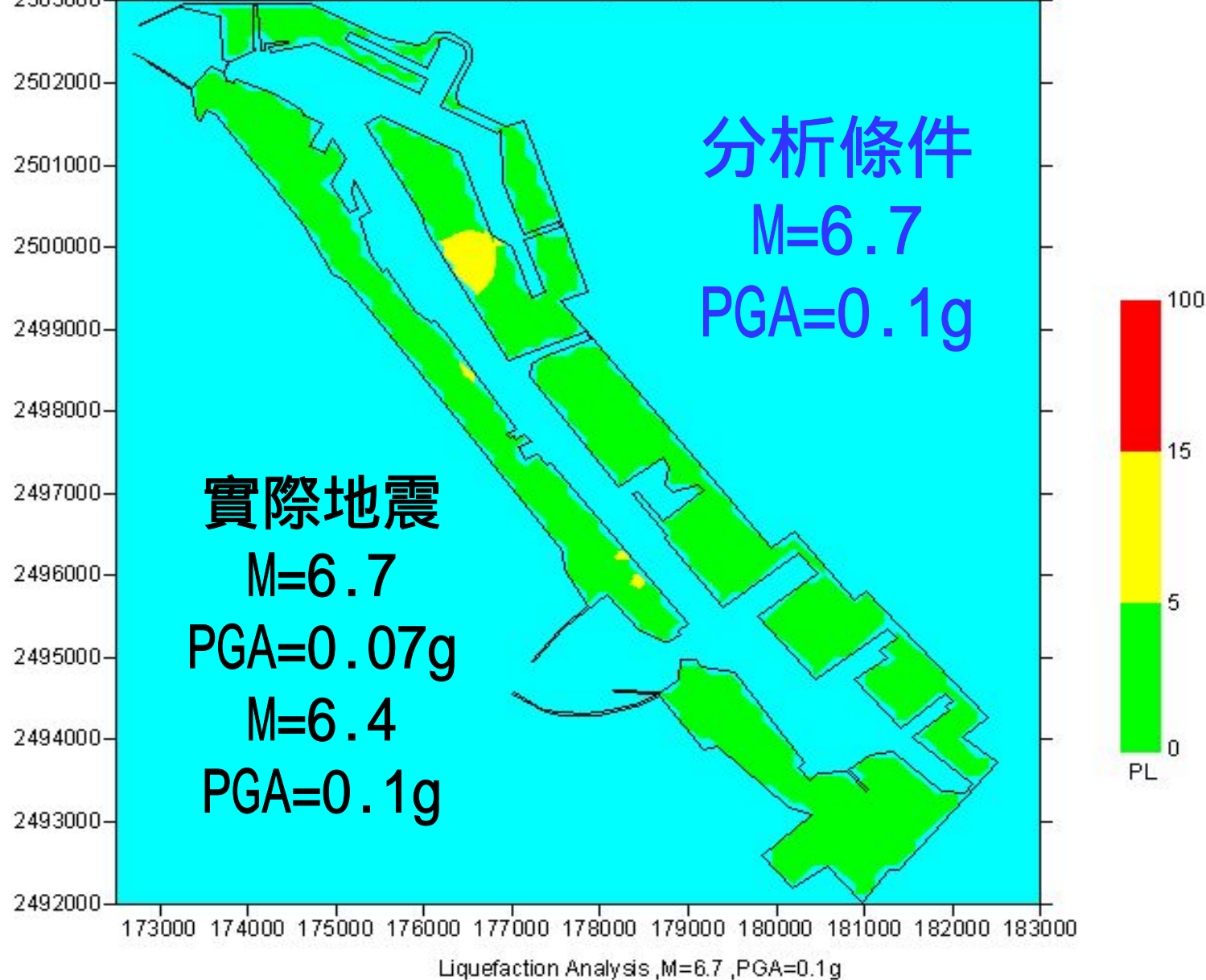


圖 恆春地震引致高雄港區液化危害程度分析圖

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。

如何強化港灣之地震防救災效能，

因此由

- 港灣井下地震及液化之即時監測
- 港灣地震之即時網頁資訊
- 港灣震度之即時簡訊及警示

可強化港灣地區之地震防救災效能。

三、井下地震監測在港灣 震波放大效應之研究

影響震波放大效應之重要因素：

- 鬆軟土層之鬆軟程度及厚度
- 地震之頻譜特性

Origin Time:2005/03/06 03:06:51

Lat:24.65N Lon:121.84E Depth:6.39km Mag:5.9

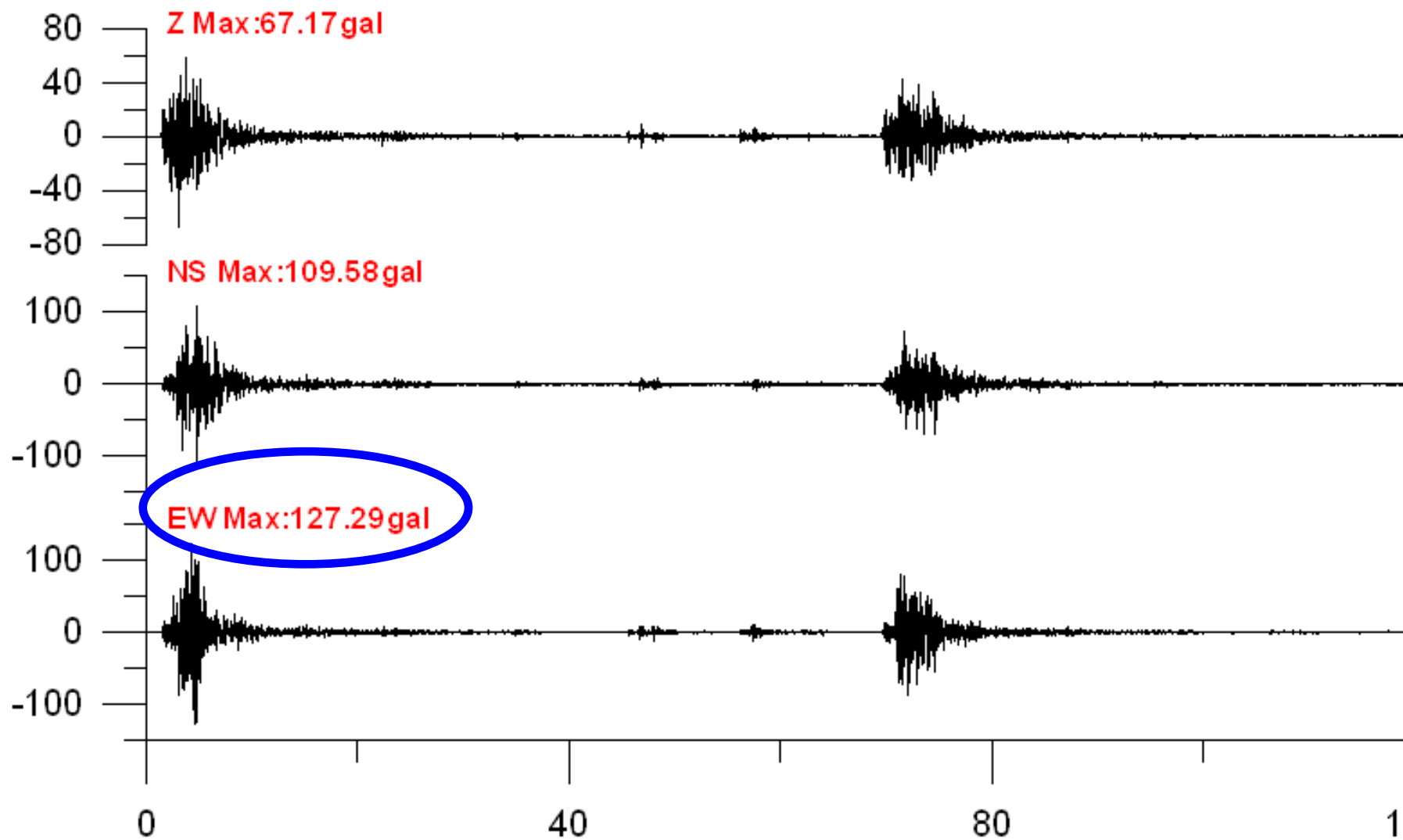
Dist:5.13km AZ:350.72

蘇 澳 TWC(2005/03/06 03:06:52) 5 級

Z Max:67.17gal

NS Max:109.58gal

EW Max:127.29gal

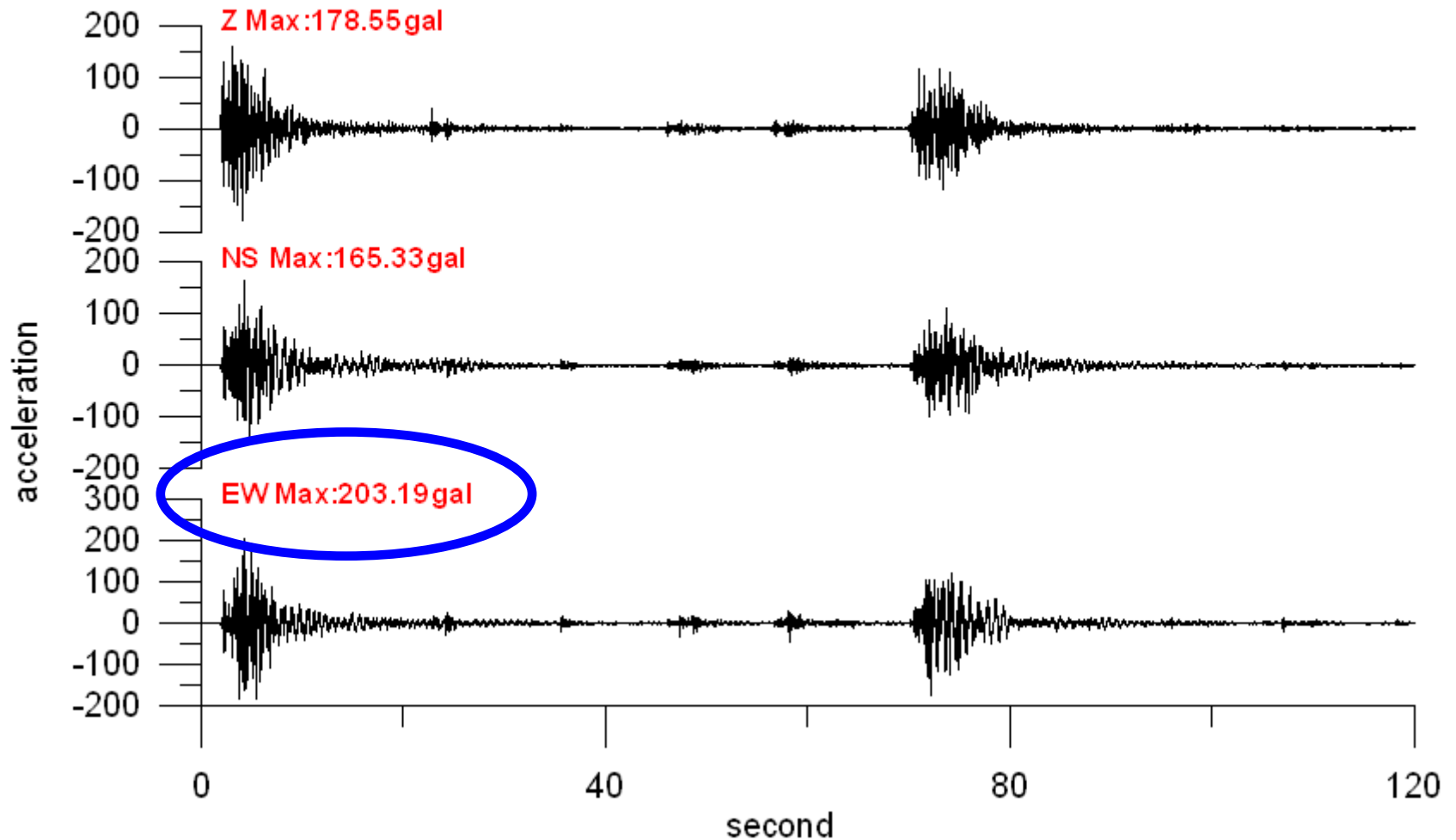


Origin Time:2005/03/06 03:06:51

Lat:24.65N Lon:121.84E Depth:6.39km Mag:5.9

Dist:6.24km AZ:351.44

蘇澳港TWCP(2005/03/06 03:06:52) 5 級



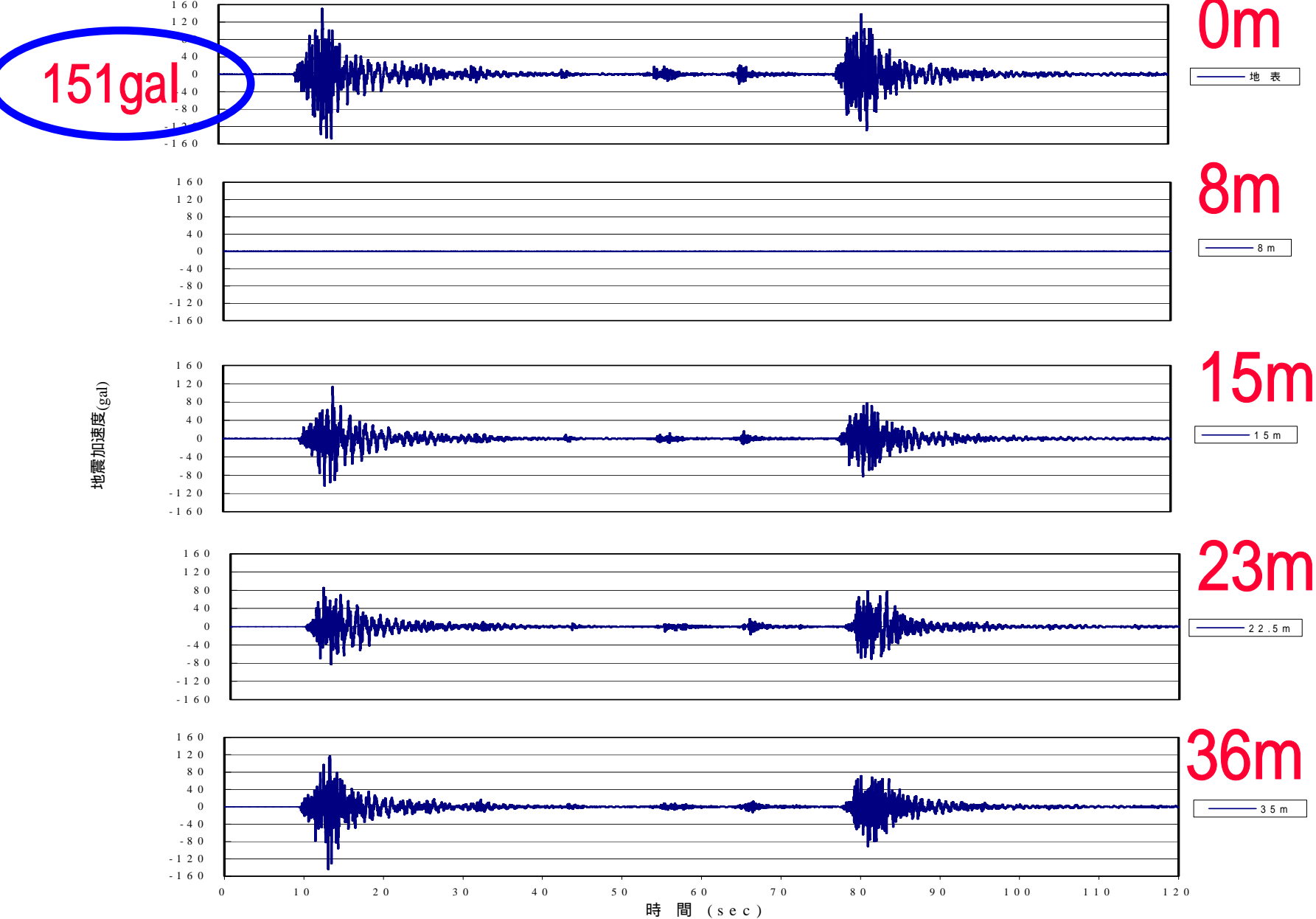
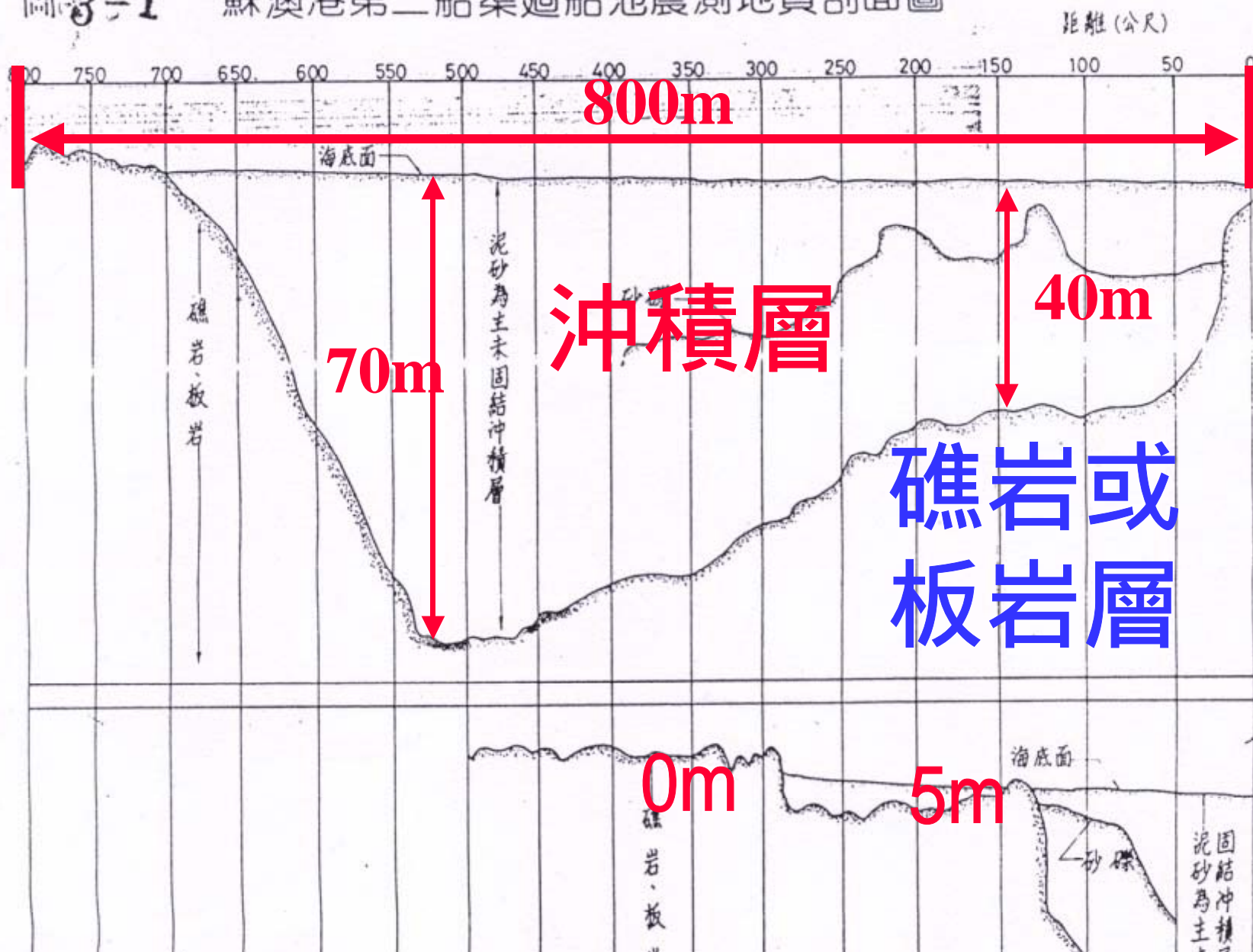


圖 蘇澳港 年 月 日地震 南北向

蘇澳港之地震大小到底為何？

- 2005年3月6日蘇澳地震，蘇澳之地震記錄
 - 127gal
 - 151gal
 - 203gal

圖 3-1 蘇澳港第二船渠迴船池震測地質剖面圖



中港26號碼頭20020331145320號觀測地震波

地表-GL

01:CV111-X
x = -40.908 (gal)

0m

GL-10m

04:10M-X
x = -38.850 (gal)

10m

GL-20m

07:20M-X
x = -29.579 (gal)

20m

GL-100m

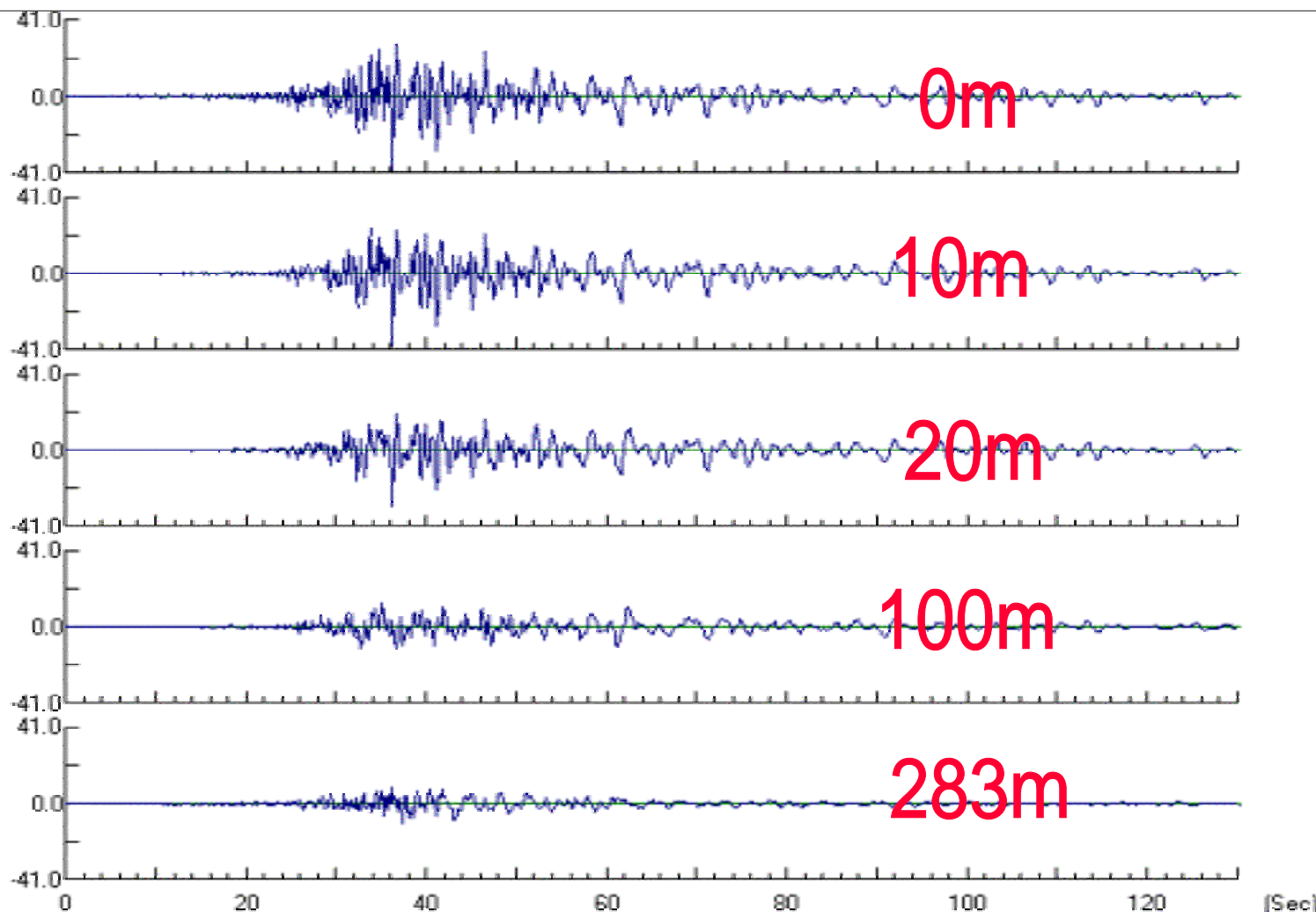
10:100M-X
x = 12.894 (gal)

100m

GL-283m

13:283M-X
x = -10.906 (gal)

283m



PGA=40.908gal(SN向)

南北向(X) - 實測波

圖 台中港中突堤2002年3月31日地震(南北向)

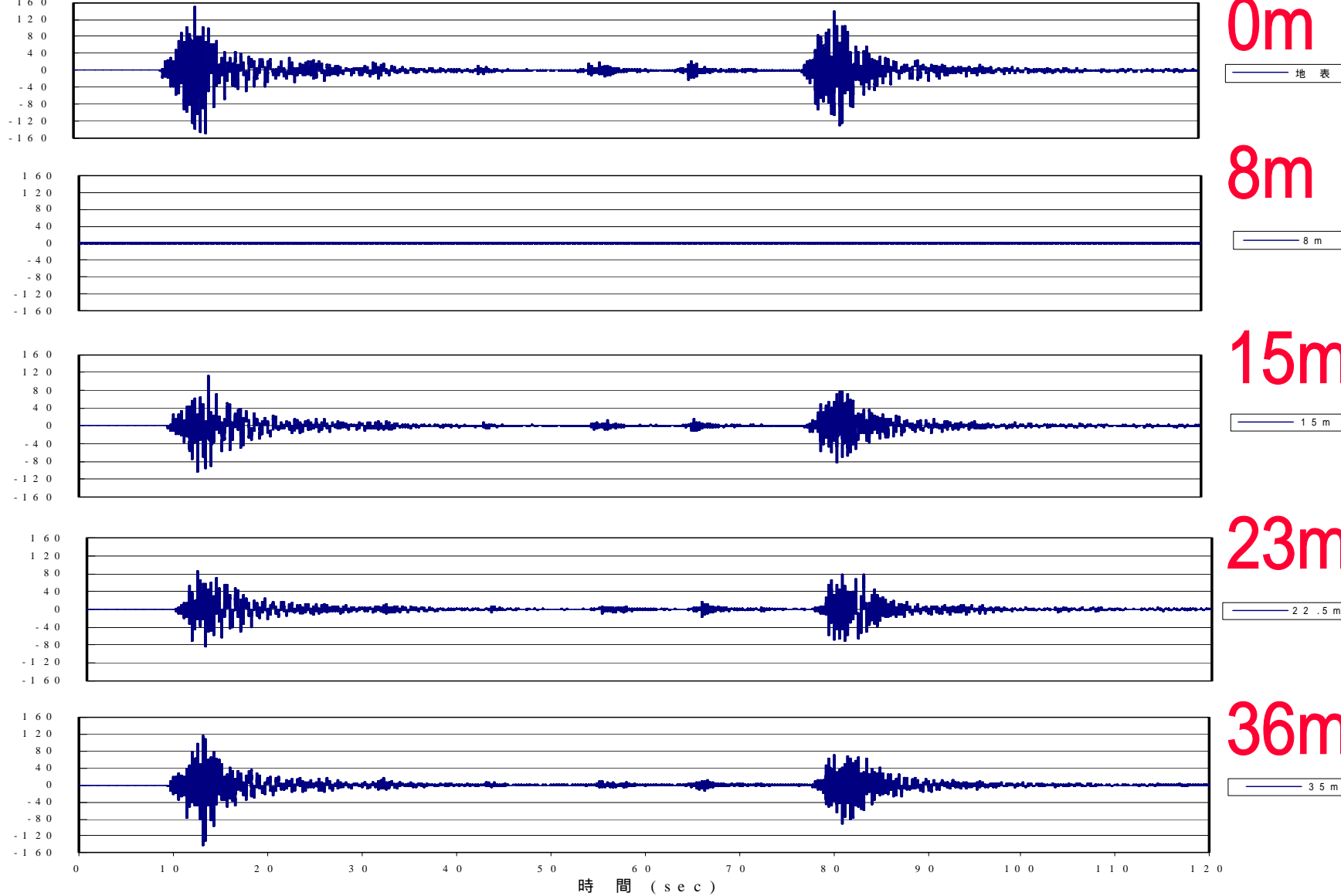
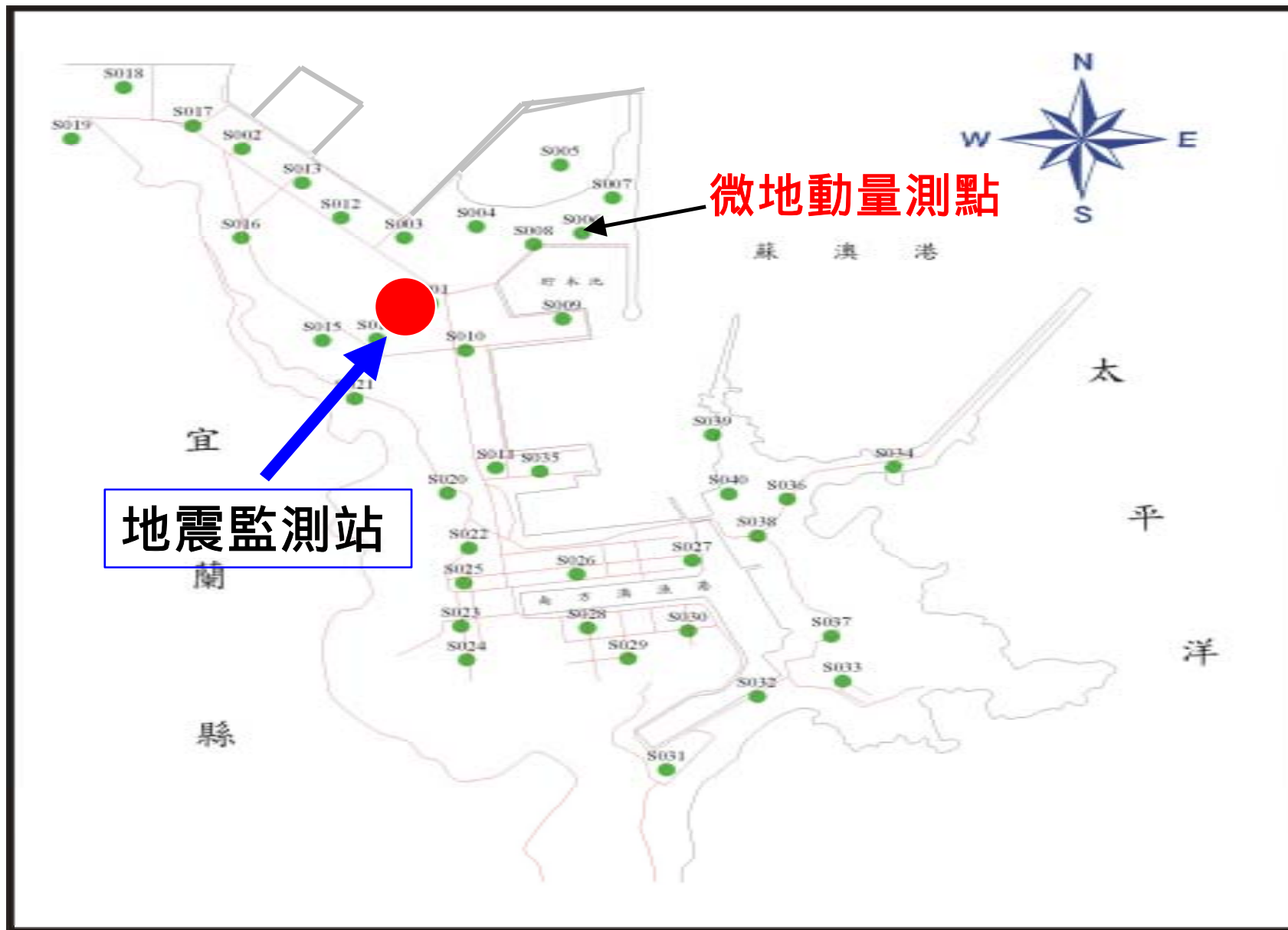


圖 蘇澳港2005年3月6日地震(南北向)



蘇澳港地震及液化監測站位置圖

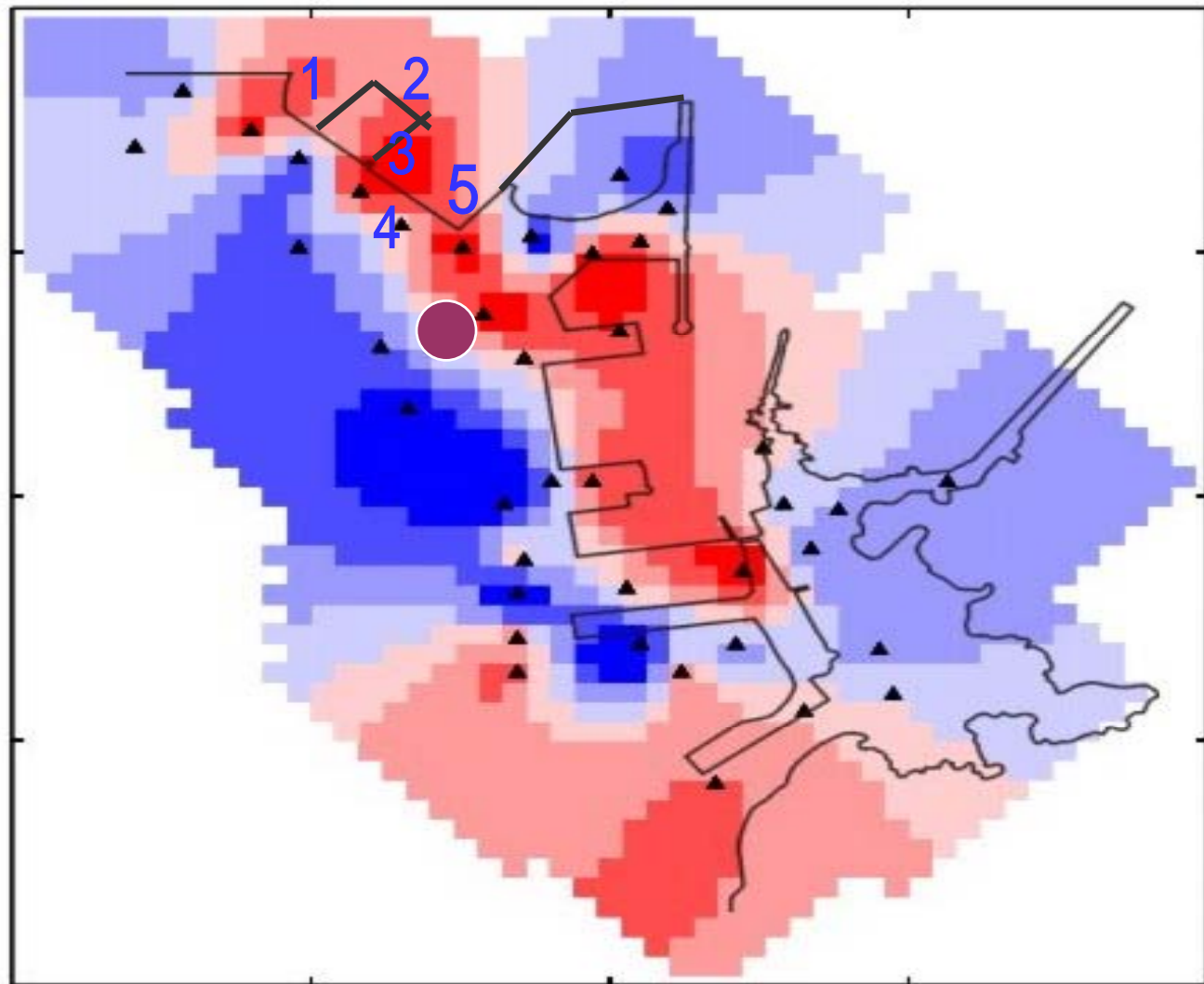


蘇澳港由微地動量測與地震監測建立震波放大分析模式

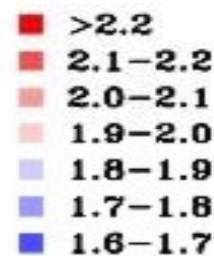
低頻

碼頭區(紅色)
放大2.2倍

非碼頭區(藍色)
放大1.6倍



蘇澳港特性週期4秒(0.25Hz)
港區放大倍率等值圖



中頻

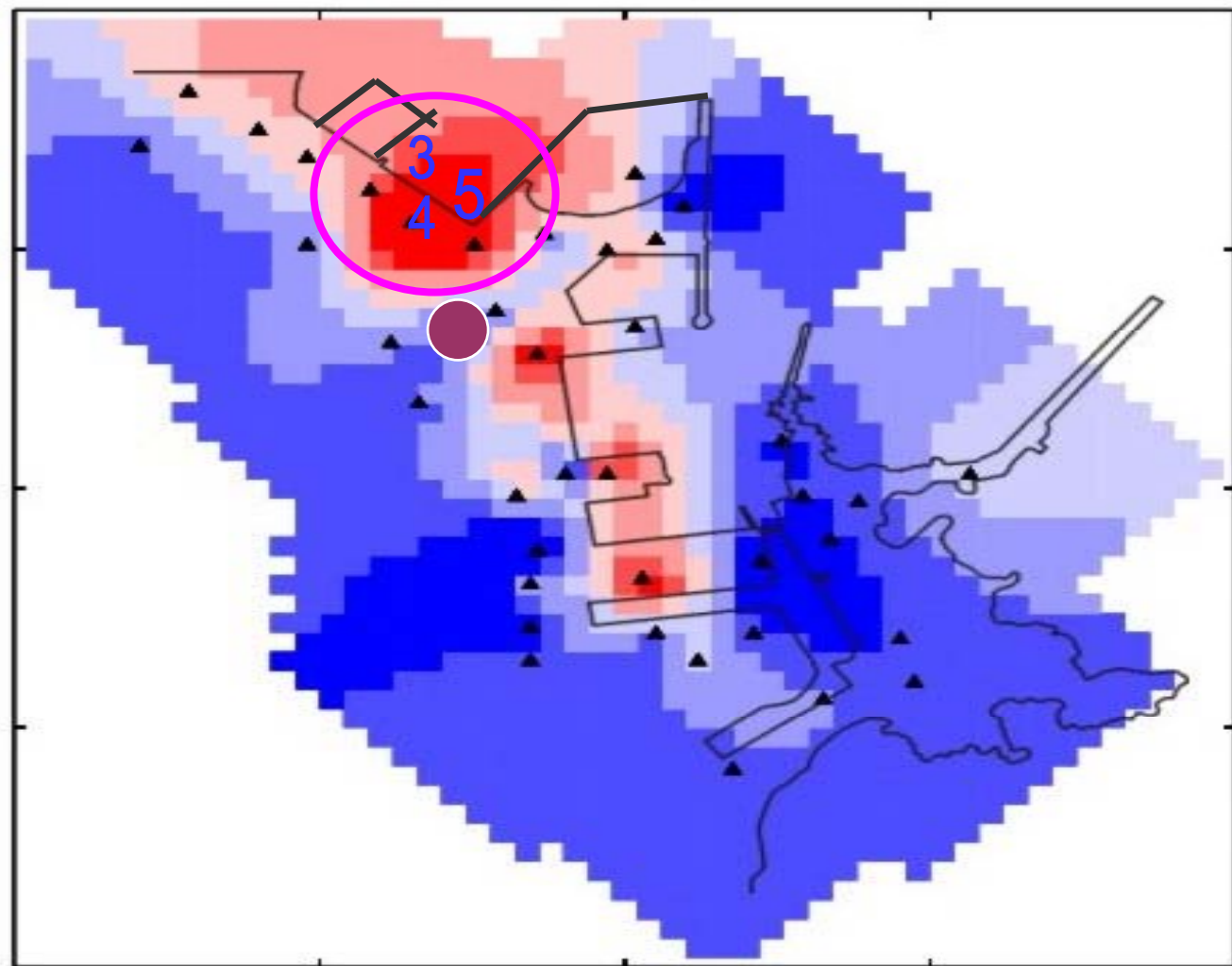
碼頭區(紅色)

放大2.2倍

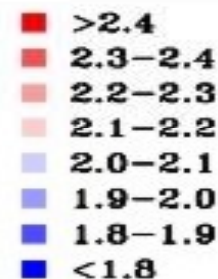
#4 放大>2.4倍

非碼頭區(藍色)

放大1.8倍



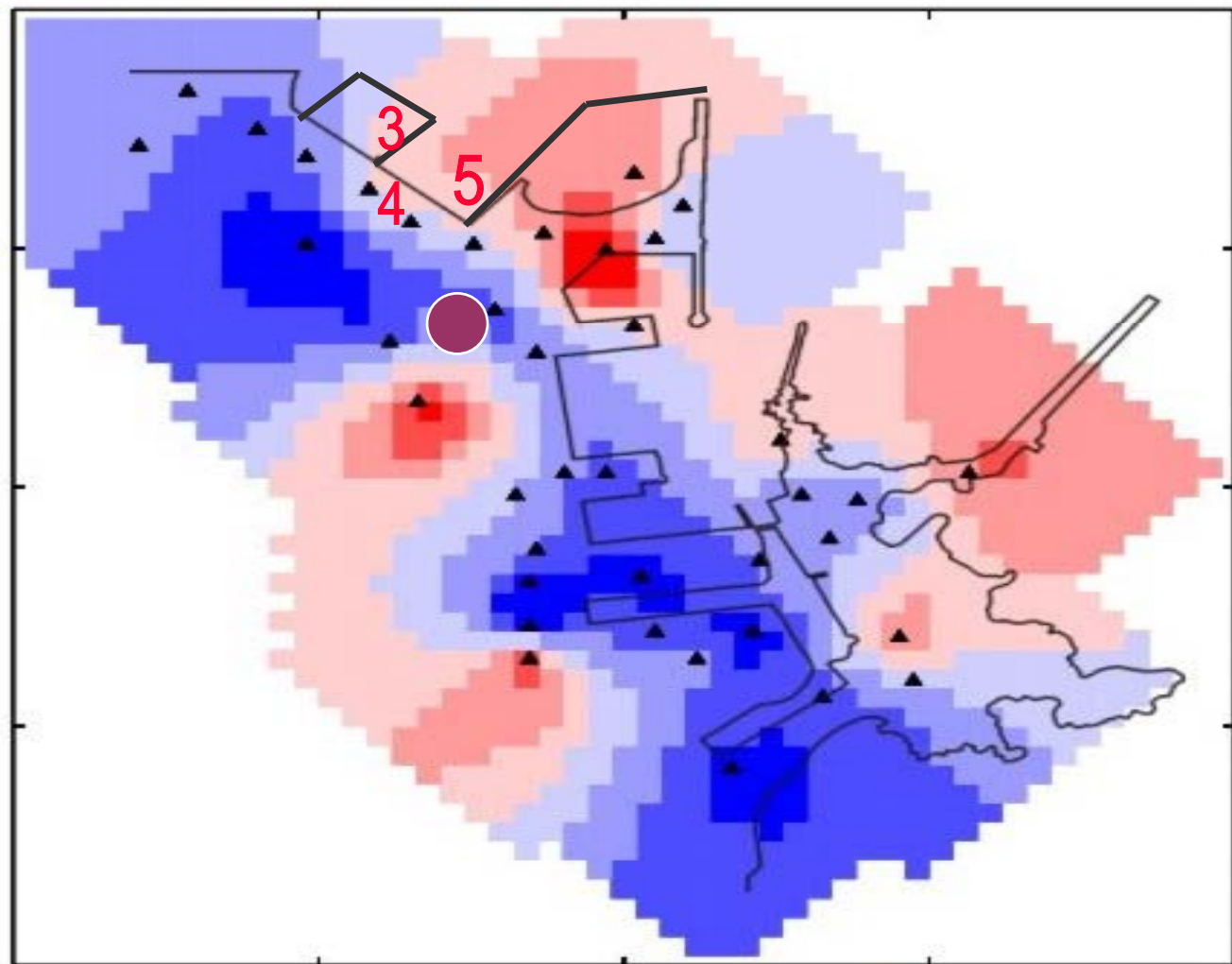
蘇澳港特性週期1秒(1Hz)
港區放大倍率等值圖



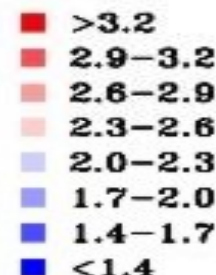
高頻

碼頭區(藍色)
放大1.4倍

非碼頭區(紅色)
放大3.2倍



蘇澳港特性週期0.2秒(5Hz)
港區放大倍率等值圖



地震監測站

PGA=133gal

4,5碼頭區

75, 180gal

其他碼頭區

45gal

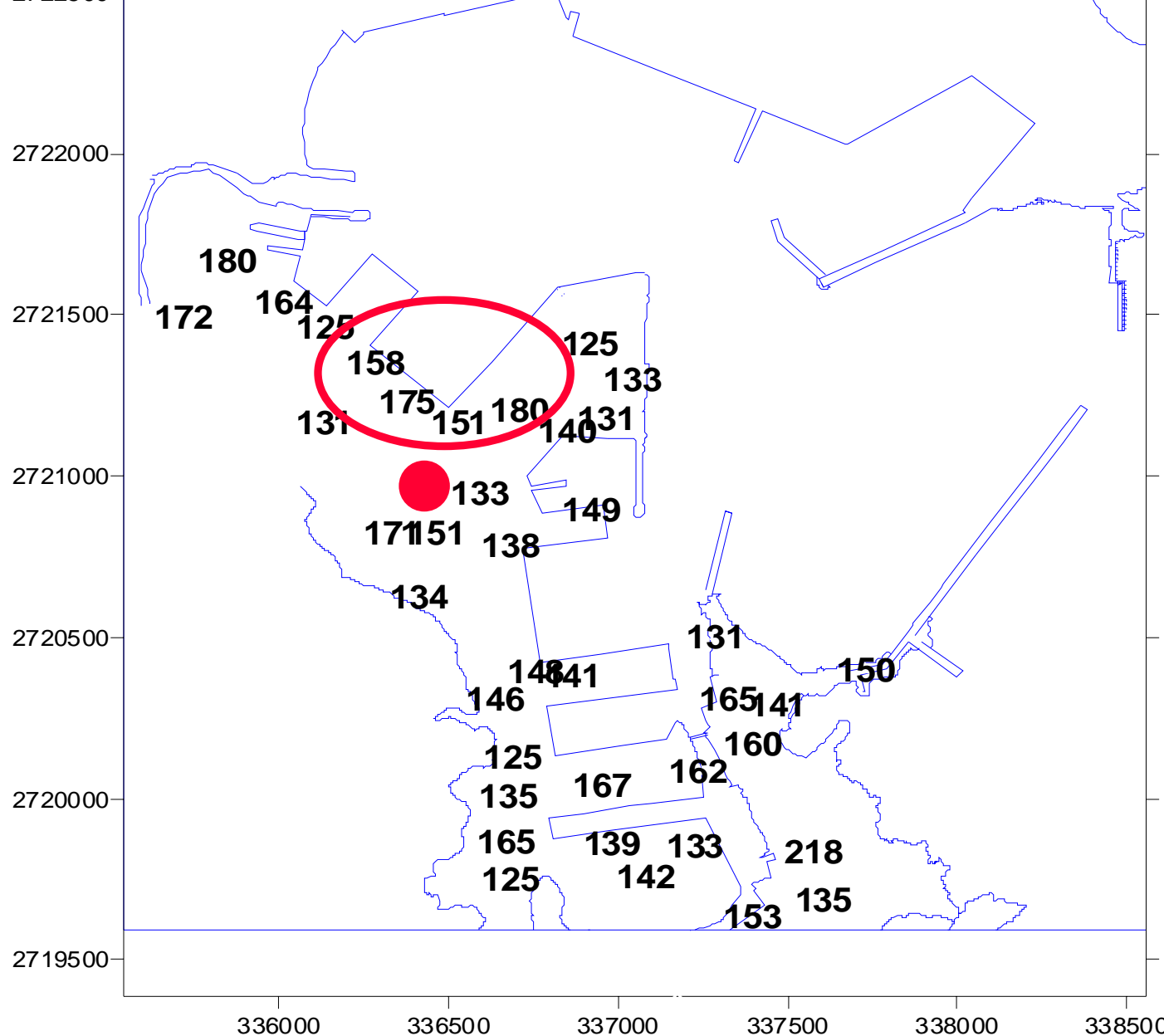


圖 蘇澳港2005年雙震源地震PGA之模擬(東西向)

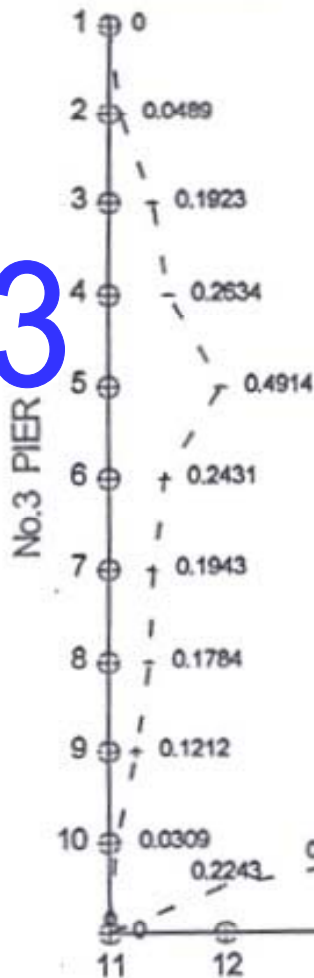


照片 民國75年地震造成蘇澳港3-5號碼頭後線下陷龜裂500公尺

(2721574.757,336426.624)

----- displacement (*50)

#3



#4

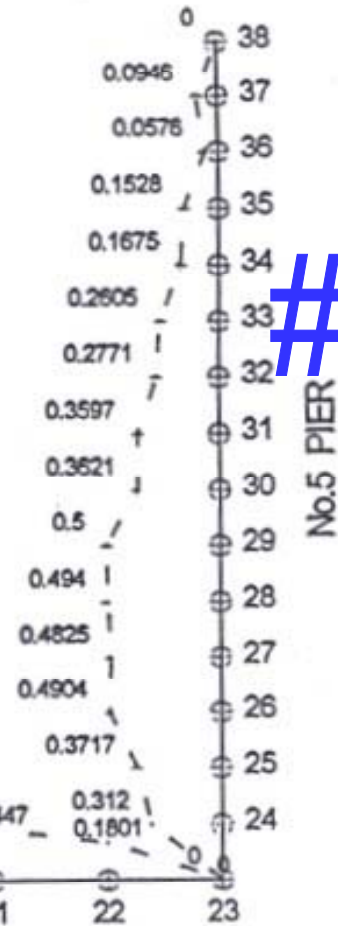
(2721410.395,336285.745)

No.4 PIER (Length=302m)

Scale (1:2000)

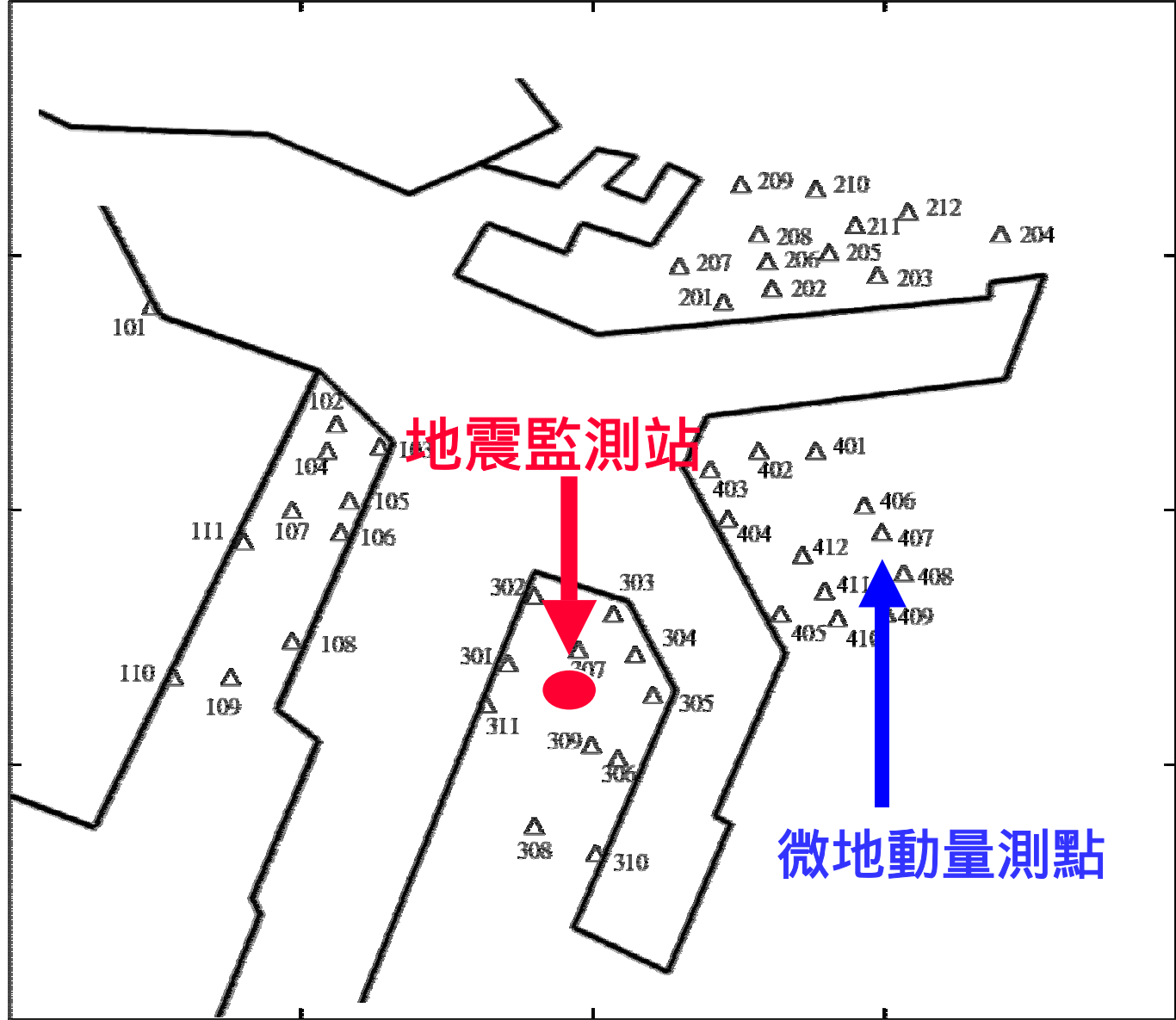
Displacement (1:40)

#5



(2721213.395,336515.359)

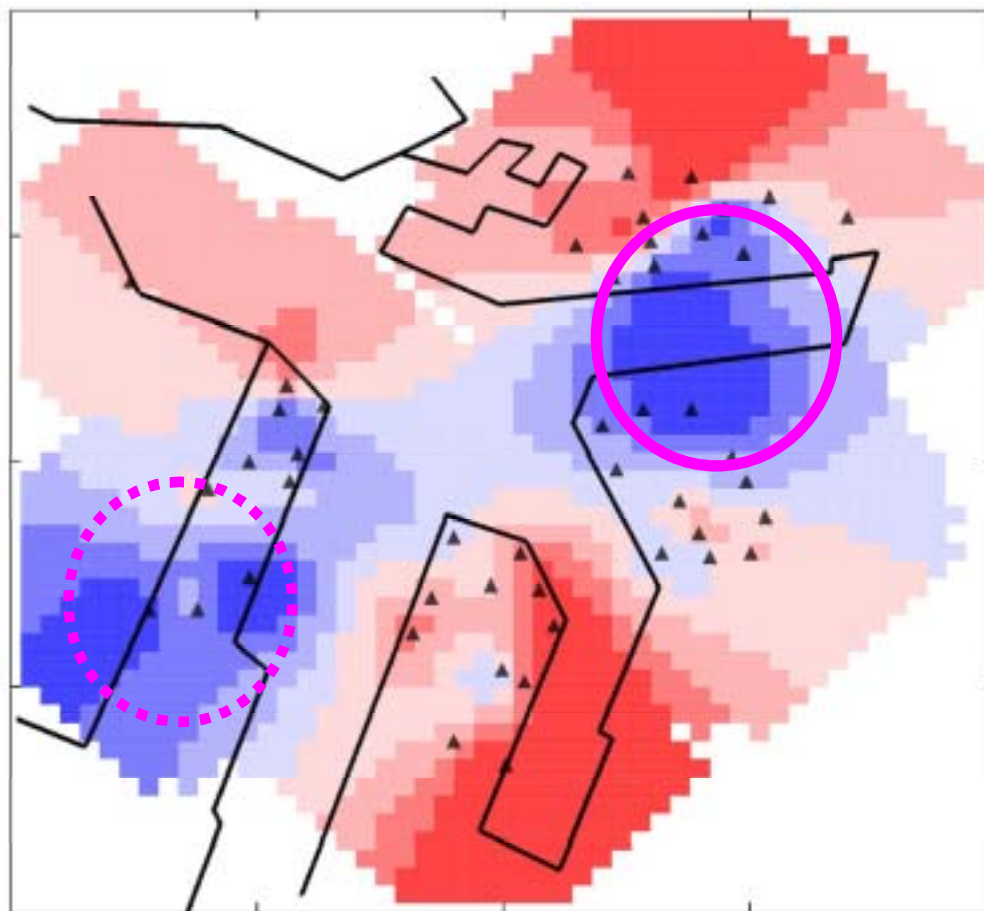
民國75年地震造成蘇澳港3-5號碼頭外傾示意圖



台中港微地動量測測點分布圖

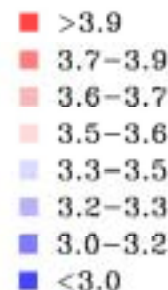
共振 主頻

非液化區
淺層共振
主頻
> 3.9Hz



921地震
液化區

液化區
淺層共
振主頻
< 3Hz



台中港區共振主頻等值均佈圖



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

港區震波放大效應之分析結果

1. 由港區地震PGA值之模擬結果顯示：蘇澳港3-5號碼頭PGA較港區其他碼頭地震PGA稍大，1Hz頻率之震波放大倍率亦較港區其他碼頭為大，這或許是民國75年花蓮地震造成蘇澳港3-5號碼頭側移及後線龜裂之重要原因之一。
2. 台中港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地震造成台中港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。

四、井下地震監測在港灣土壤 液化之研究。

1. 港灣土壤液化之監測:

- 除了於井下埋設4支地震計之外
亦於 4-30M深度裝設6支孔隙水壓計。

2. 95年12月26日屏東恆春地震

- 主震地震規模 $M_L=6.7$ ，但因震央於恆春外海，高雄港監測站之 $PGA=67\text{gal}$ ，未有超額動態孔隙水壓反應。
- 最大餘震 $M_L=6.4$ ，高雄港之 $PGA=97\text{gal}$ ，土層深度8-20m約為 0.1 kg/cm^2 之超額動態孔隙水壓，即有1m高之超額動態水位，其超額動態孔隙水壓比約有10%，未達液化狀態。

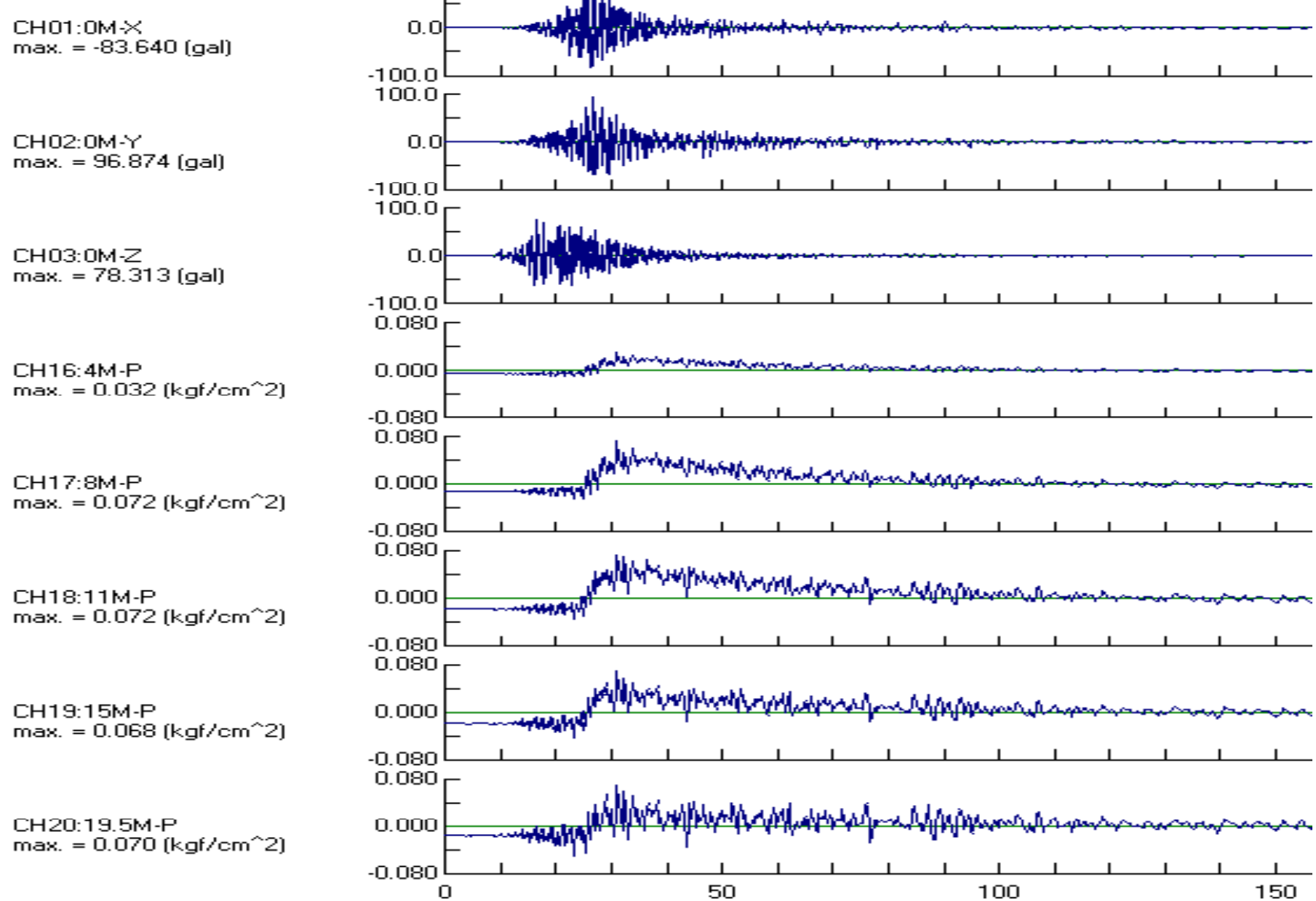
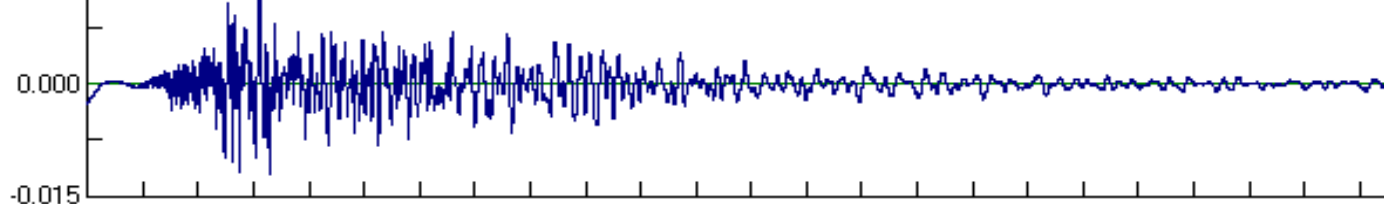
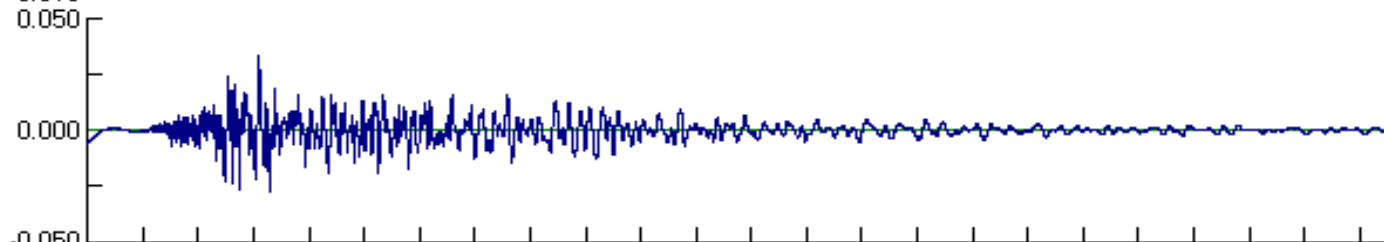


圖 高雄港2006年12月26日地震之超額動態水壓變化

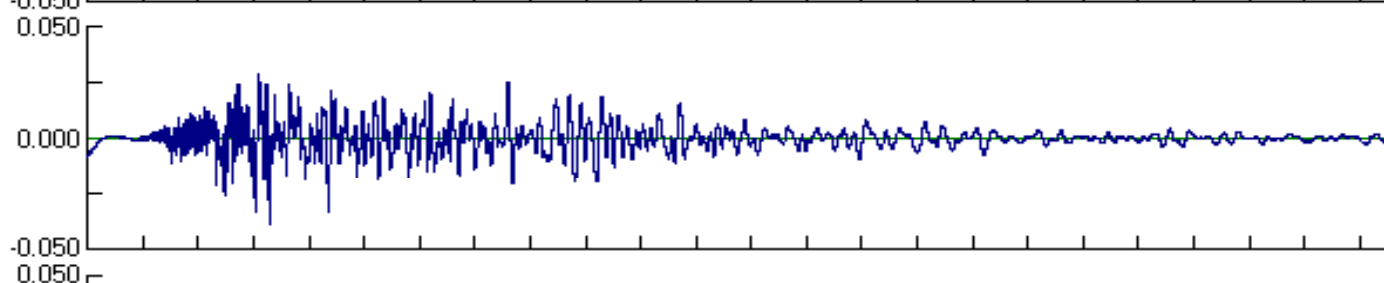
CH16:4M-P
max. = 0.01 (kgf/cm²)
min. = -0.01 (kgf/cm²)



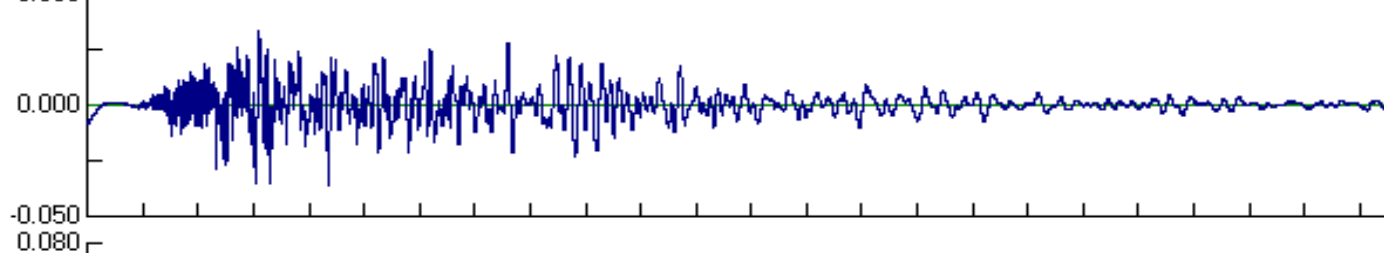
CH17:8M-P
max. = 0.03 (kgf/cm²)
min. = -0.03 (kgf/cm²)



CH18:11M-P
max. = 0.03 (kgf/cm²)
min. = -0.04 (kgf/cm²)



CH19:15M-P
max. = 0.03 (kgf/cm²)
min. = -0.04 (kgf/cm²)



CH20:19.5M-P
max. = 0.05 (kgf/cm²)
min. = -0.05 (kgf/cm²)

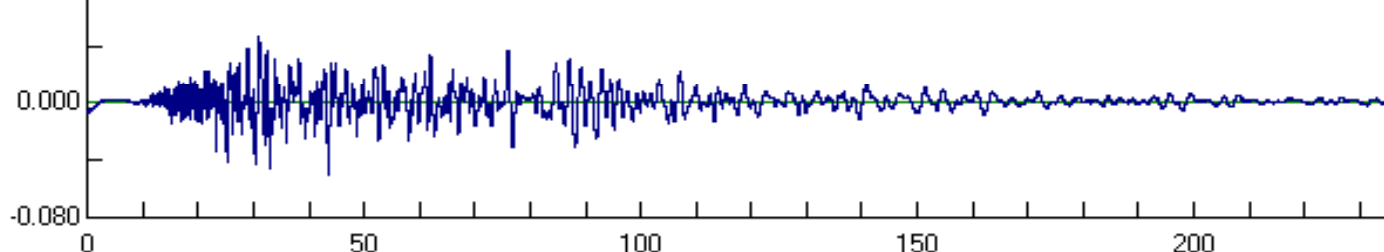
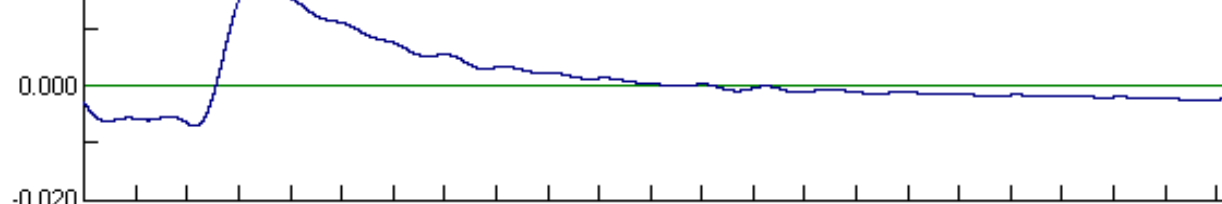
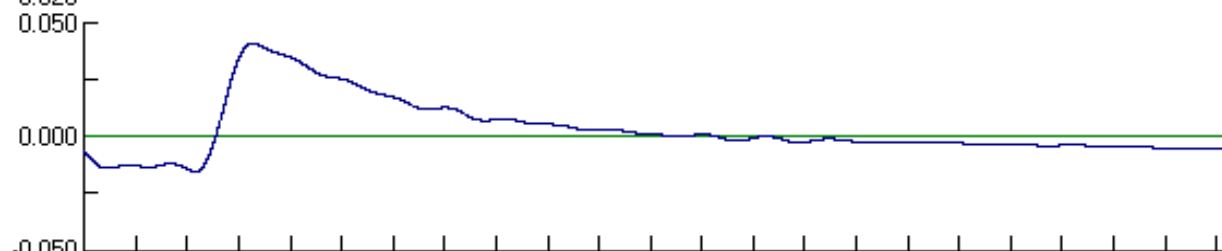


圖 高雄港2006年12月26日地震之震湯動態水壓(大於0.1Hz)

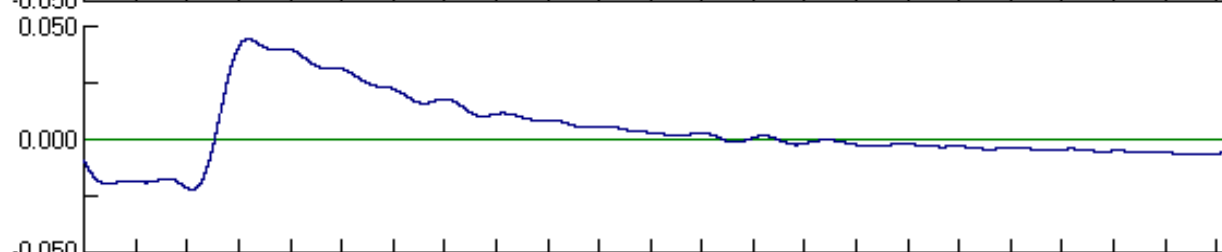
CH16:4M-P
max. = 0.02 (kgf/cm²)
min. = -0.01 (kgf/cm²)



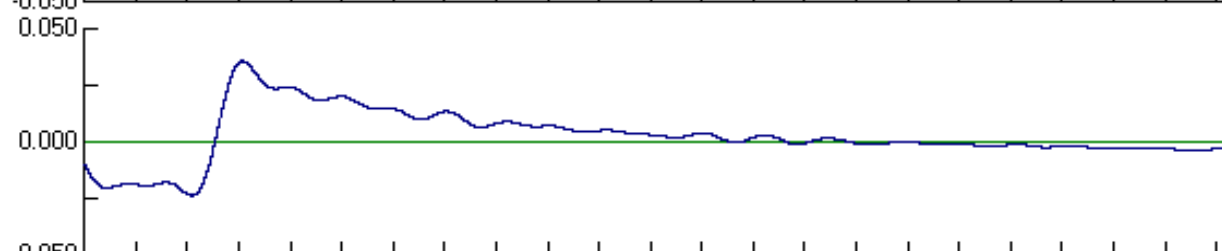
CH17:8M-P
max. = 0.04 (kgf/cm²)
min. = -0.02 (kgf/cm²)



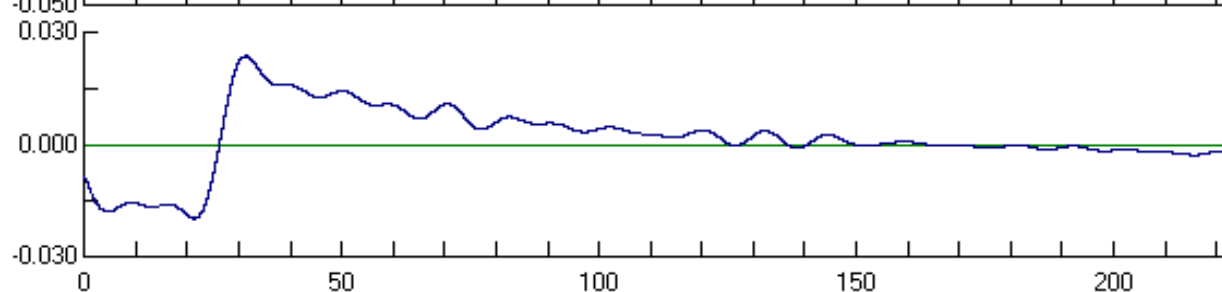
CH18:11M-P
max. = 0.04 (kgf/cm²)
min. = -0.02 (kgf/cm²)



CH19:15M-P
max. = 0.04 (kgf/cm²)
min. = -0.02 (kgf/cm²)



CH20:19.5M-P
max. = 0.02 (kgf/cm²)
min. = -0.02 (kgf/cm²)



港灣土壤液化監測之分析結果

- 由95年12月26日屏東枋寮地震之分析結果顯示
- 1. 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%。
- 2. 其中超額孔隙水壓為0.1Hz以下之低頻反應，震盪動態水壓為0.1Hz以上之高頻反應。
- 3. 到底是什麼方向(垂直或水平)、什麼波(速度或加速度)、什麼頻率(高頻、低頻或某頻率)之地震波產生之超額孔隙水壓?需進一步研究。

五、本土化液化分析模式之建立與驗證

- 921大地震雖然造成中部11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。
- SPT 288組液化案例
- CPT 174組液化案例

液化之統計分類法

(1) 最小錯誤分類法

(2) 判別分析法

(3) 極限狀態法

(4) 邏輯迴歸法

以上各方法建立本土化液化分析模式,分別於美國 ASCE (2004, 2006)、加拿大 Canadian Geotechnical Journal (2005) 及 土木水利學刊 (2006) 等國內外頂級期刊 (SCI, EI) 發表。

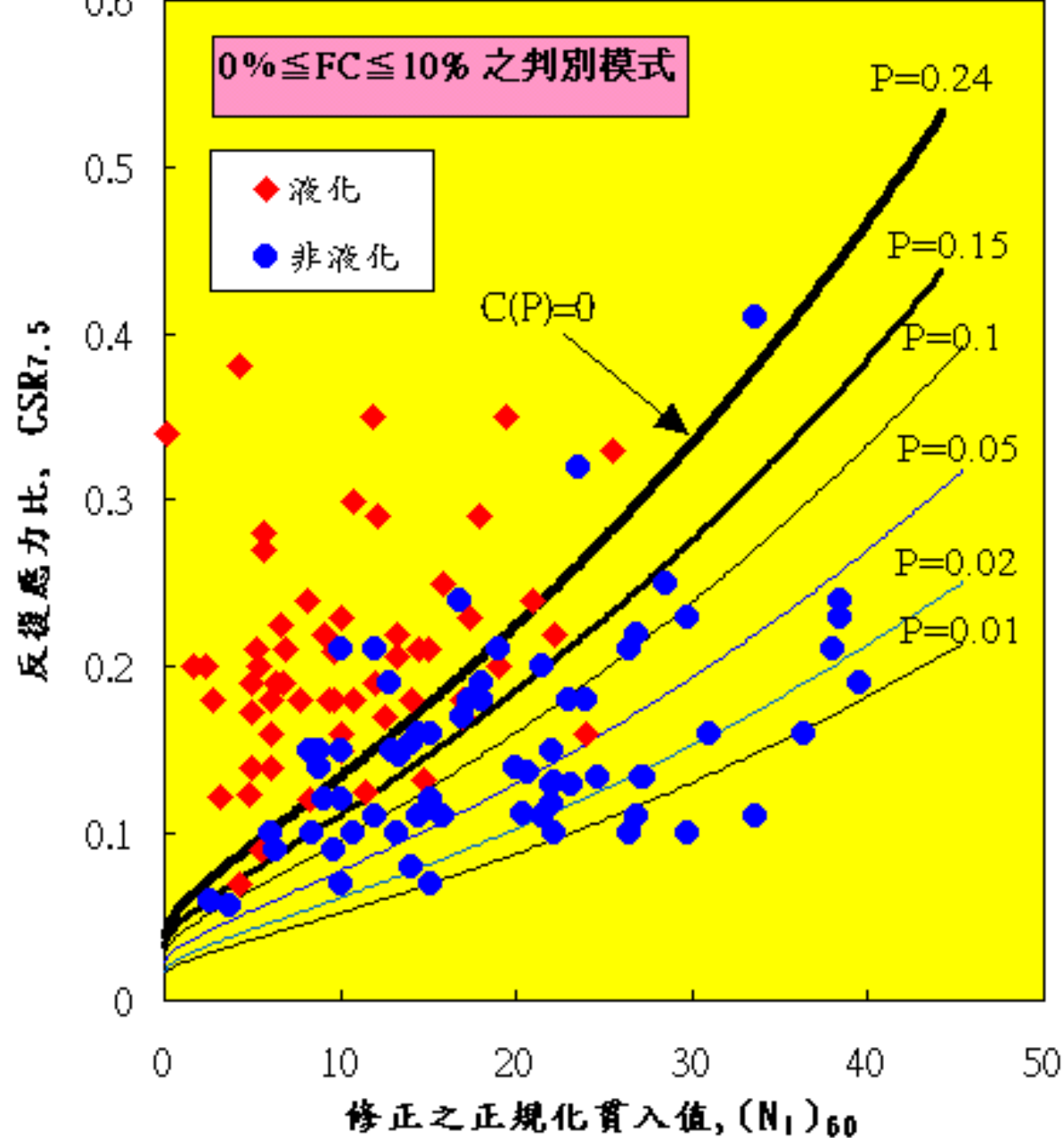
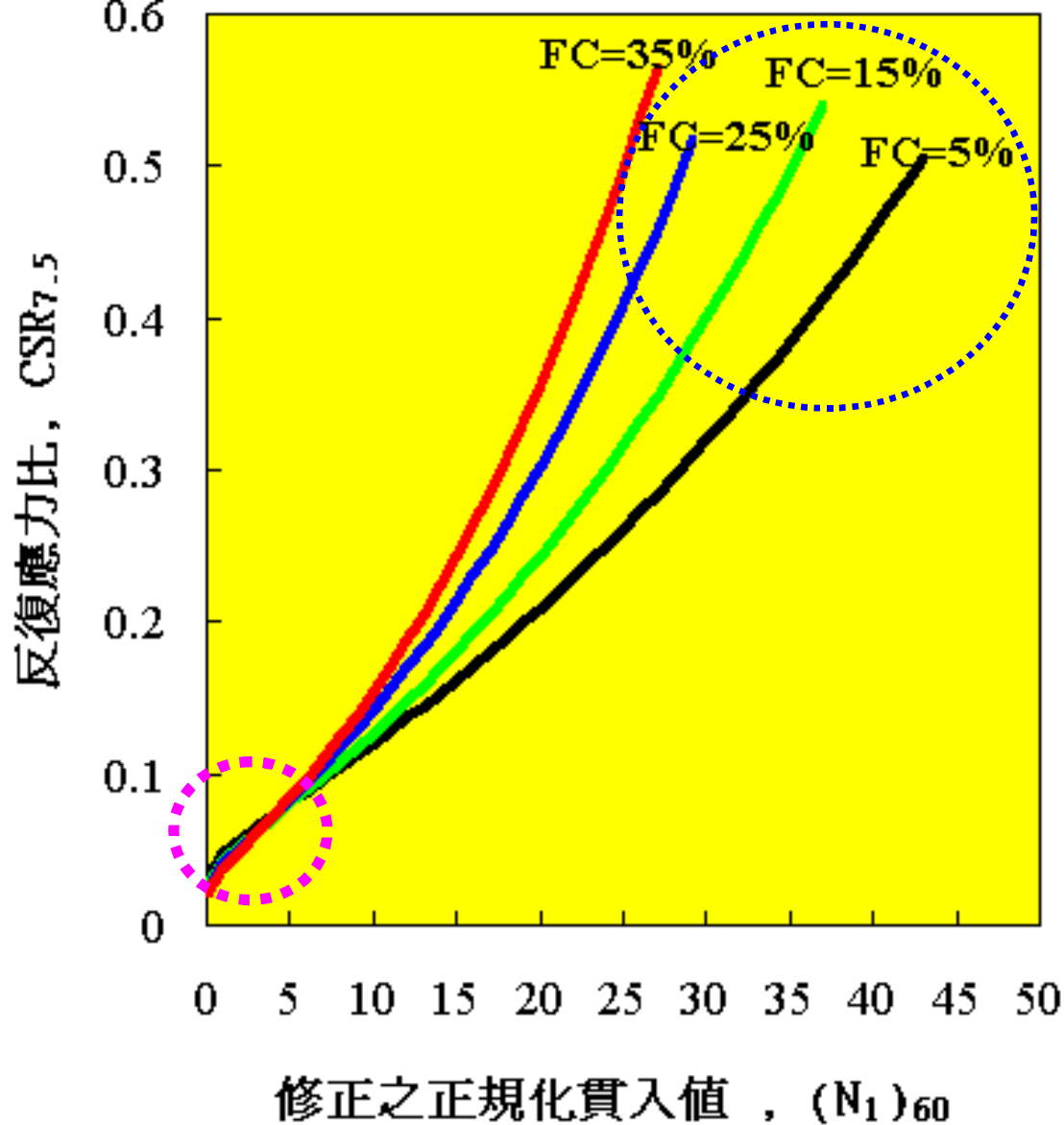
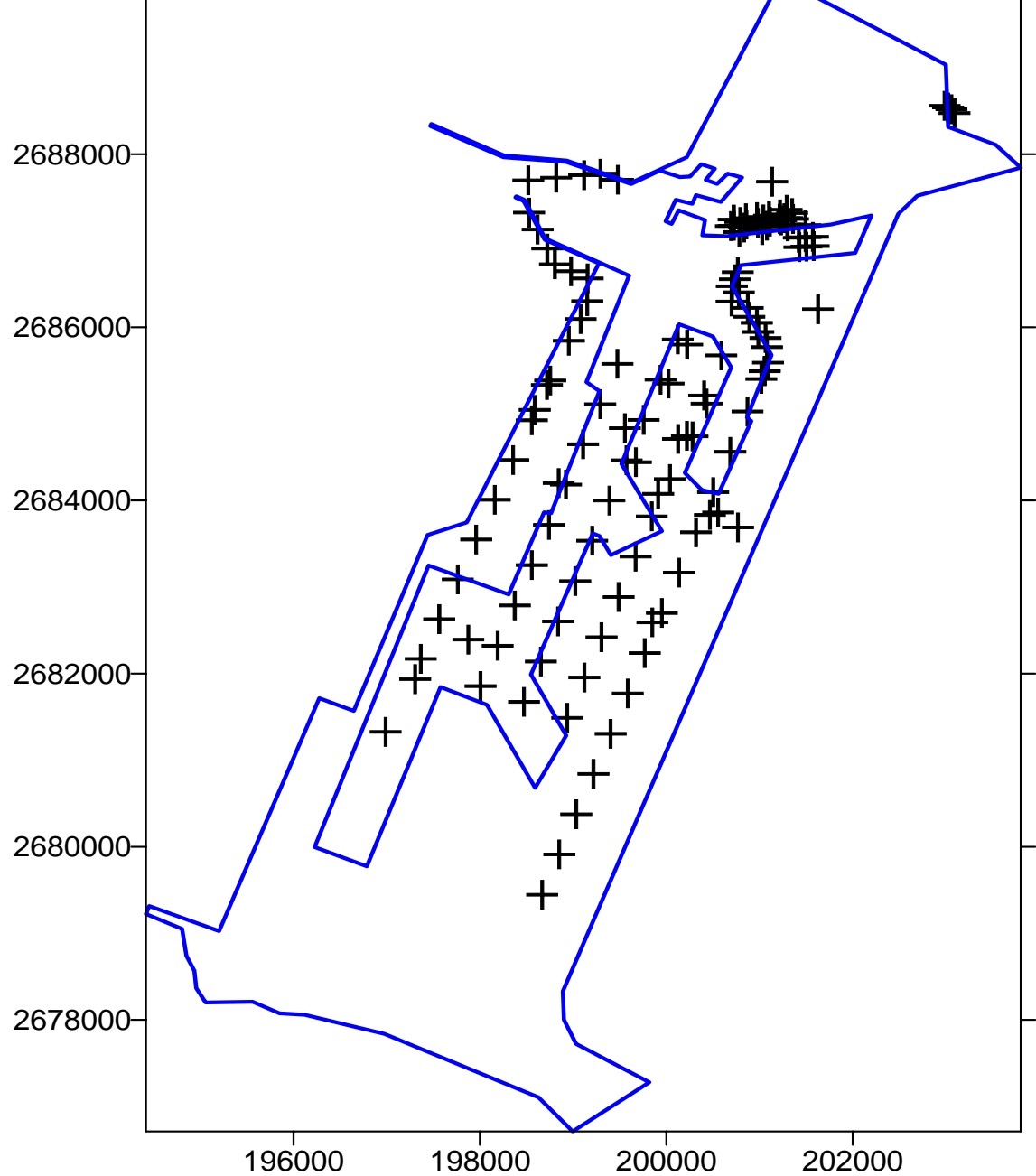


圖 本十化之液化判別圖 (0% ≤ FC ≤ 10%)(淨砂)

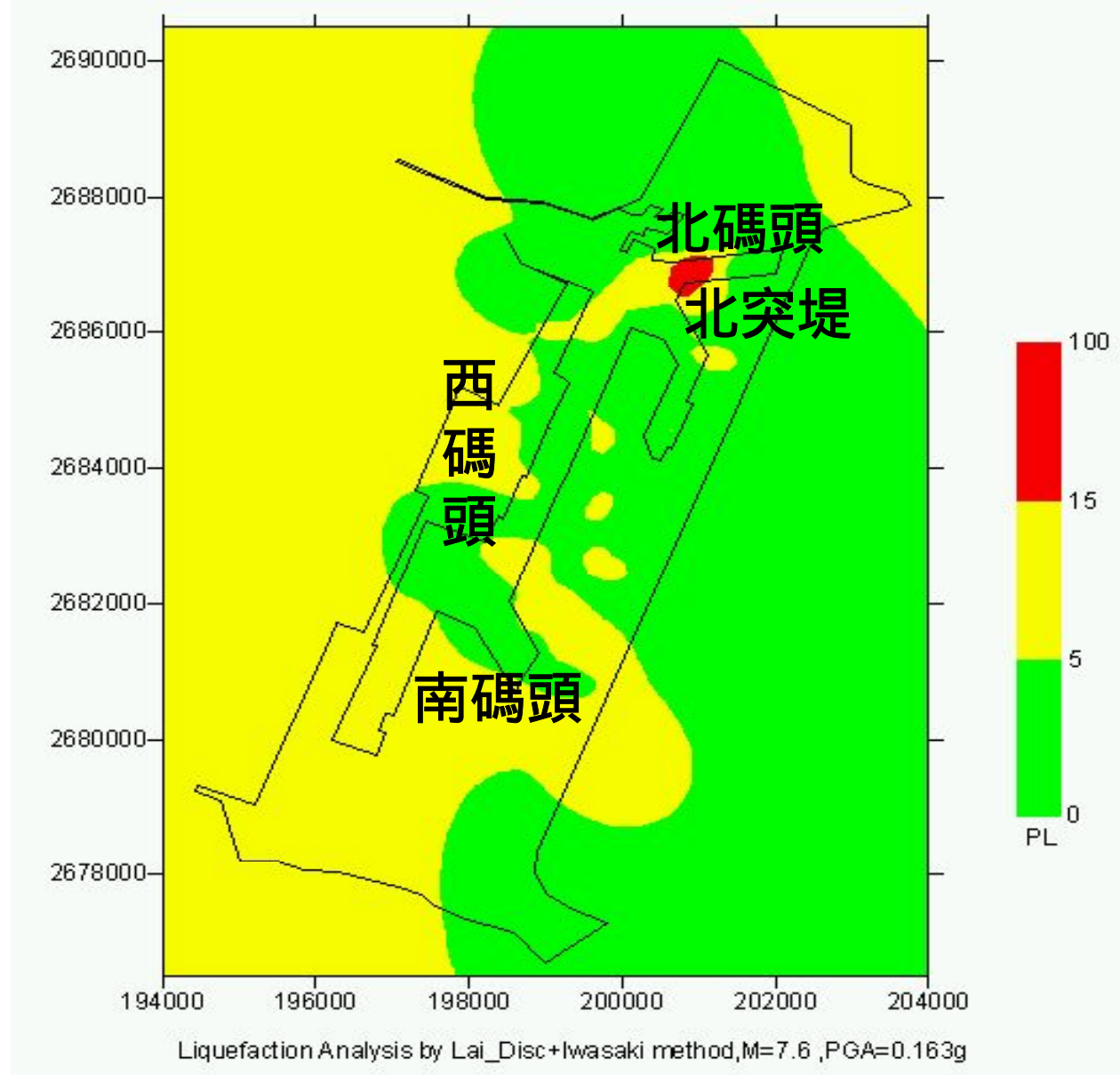


1. $N < 5$ 時CRR皆相近
2. 大 N 值時CRR未急速上升
3. N 值愈大時FC對CRR之影響愈大

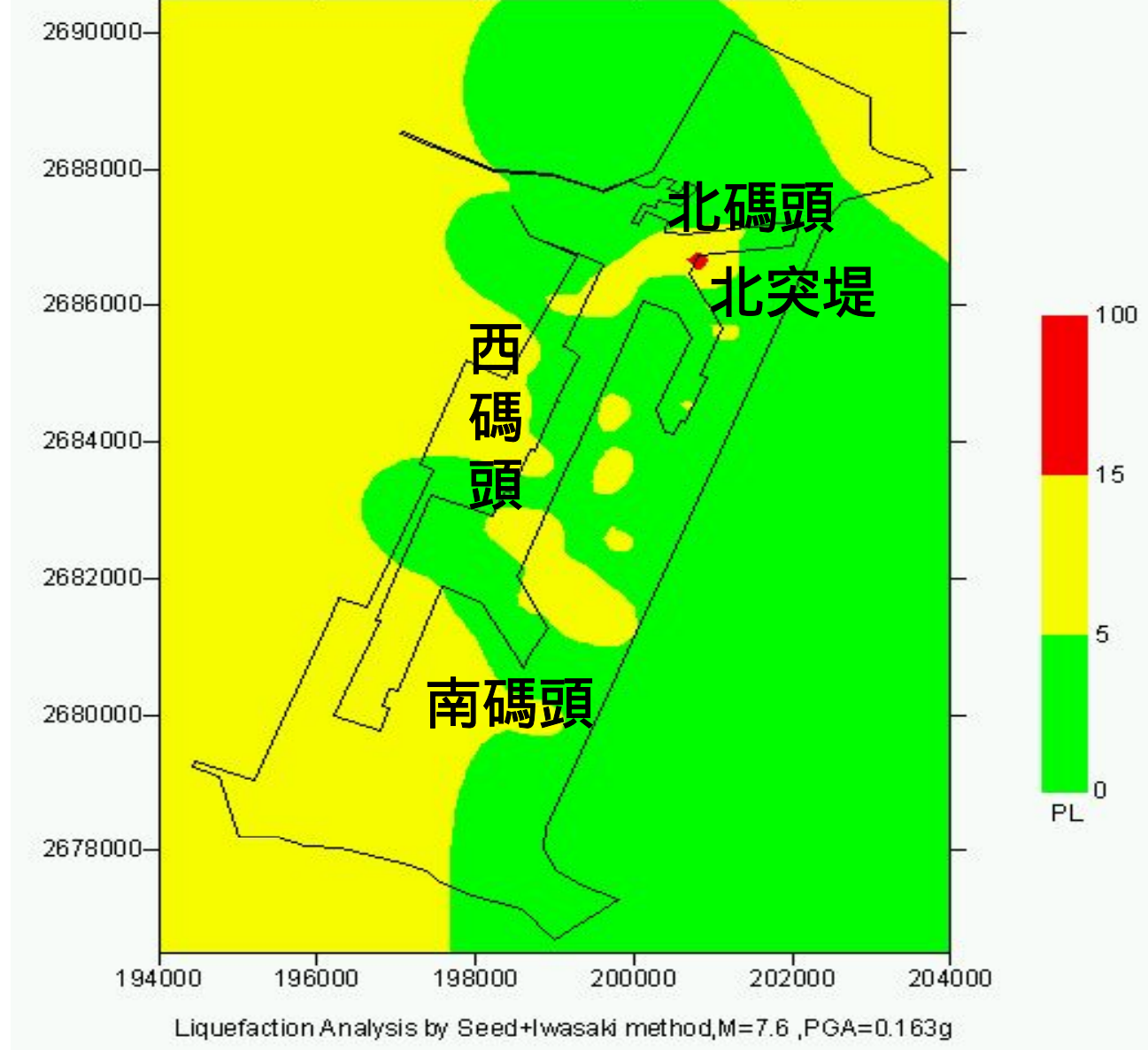
圖 FC=5%、FC=15%、FC=25%、FC=35%
等液化判別式- $C(P)=0$ 之比較 (泥砂)



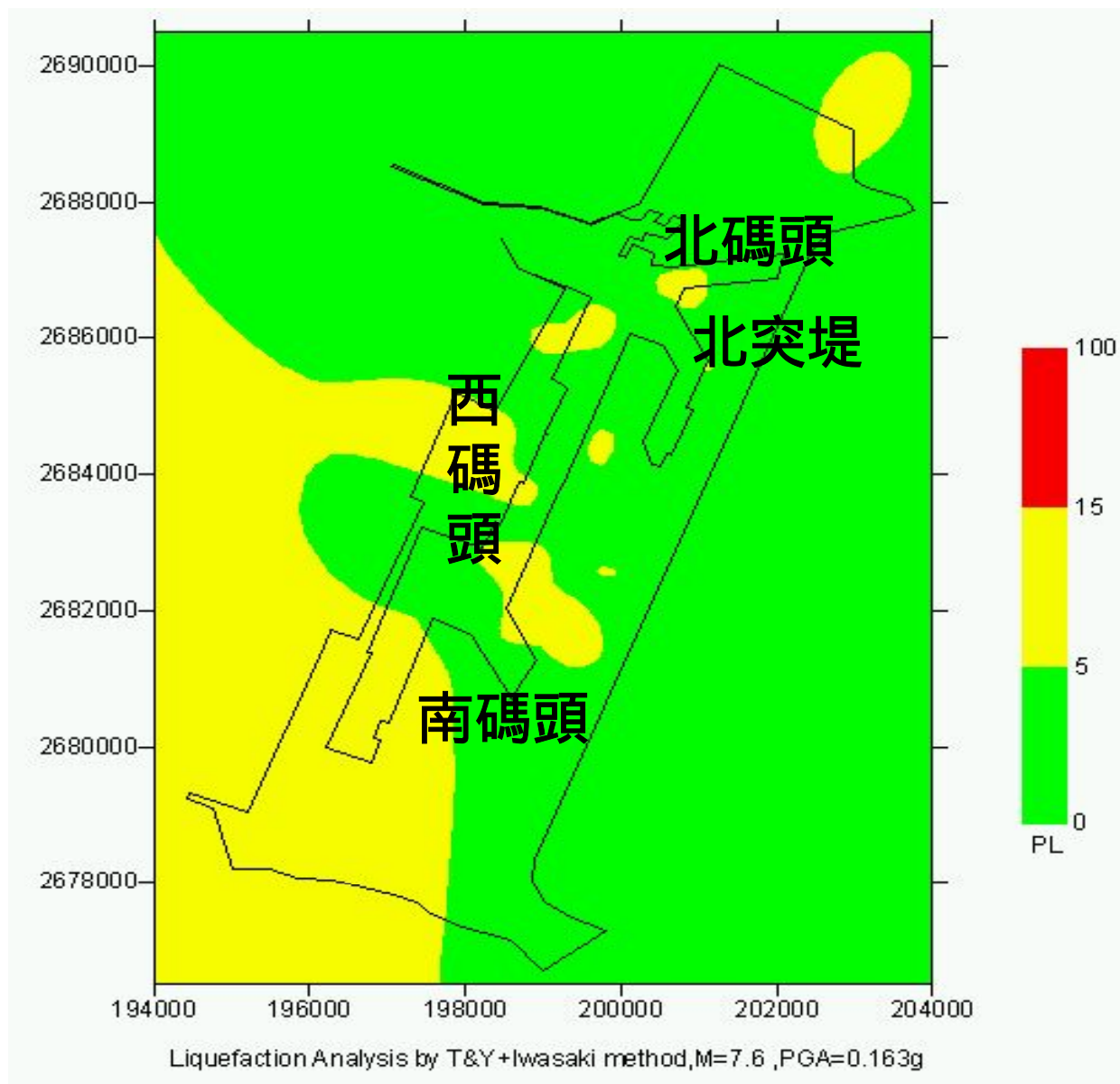
台中港區135孔鑽探資料位置圖



以本土化分析模式分析921地震台中港區液化之危害度



以美國NCEER (1997年修正自Seed,1985)方法
分析921地震台中港區液化之危害度



圖以日本T&Y(1983)分析921地震台中港區液化之危害度

本文之液化分析模式之特色

- 它包括了台灣本土之液化案例。
- 它用更嚴謹之統計分析。
- 它較其他分析模式更具有物理意義。
- 它於台中港區4000公頃驗證。
- 它被國際期刊肯定：有多篇論文發表於美國ASCE及加拿大Canadian Geotechnical Journal等國際頂級期刊。

六、本土化液化分析模式之應用 (港區液化危害度分析)

- 臺中港區之液化危害度分析
- 各港區液化之臨界地表加速度

6.1 影響台中港之活動斷層與歷史災害地震之液化模擬分析

■ 彰化斷層：

1848年彰化地震，台灣百年前最大災害地震， $ML=7.0$ ，死亡1030人。彰化斷層花壇區段到底是否已逆衝至地表，之前仍有爭論，地調所去年地質探勘2口150米，確認彰化-花壇區段已逆衝至地表...

■ 屯子腳斷層：

1935年新竹台中地震，台灣百年來最大災害地震， $ML=7.1$ ，死亡3276人。

■ 車籠埔斷層：

1999年921集集地震，百年來第二大災害地震， $ML=7.3$ ，死亡2444人。

屯子腳斷層

台中港

彰化斷層

車籠埔斷層

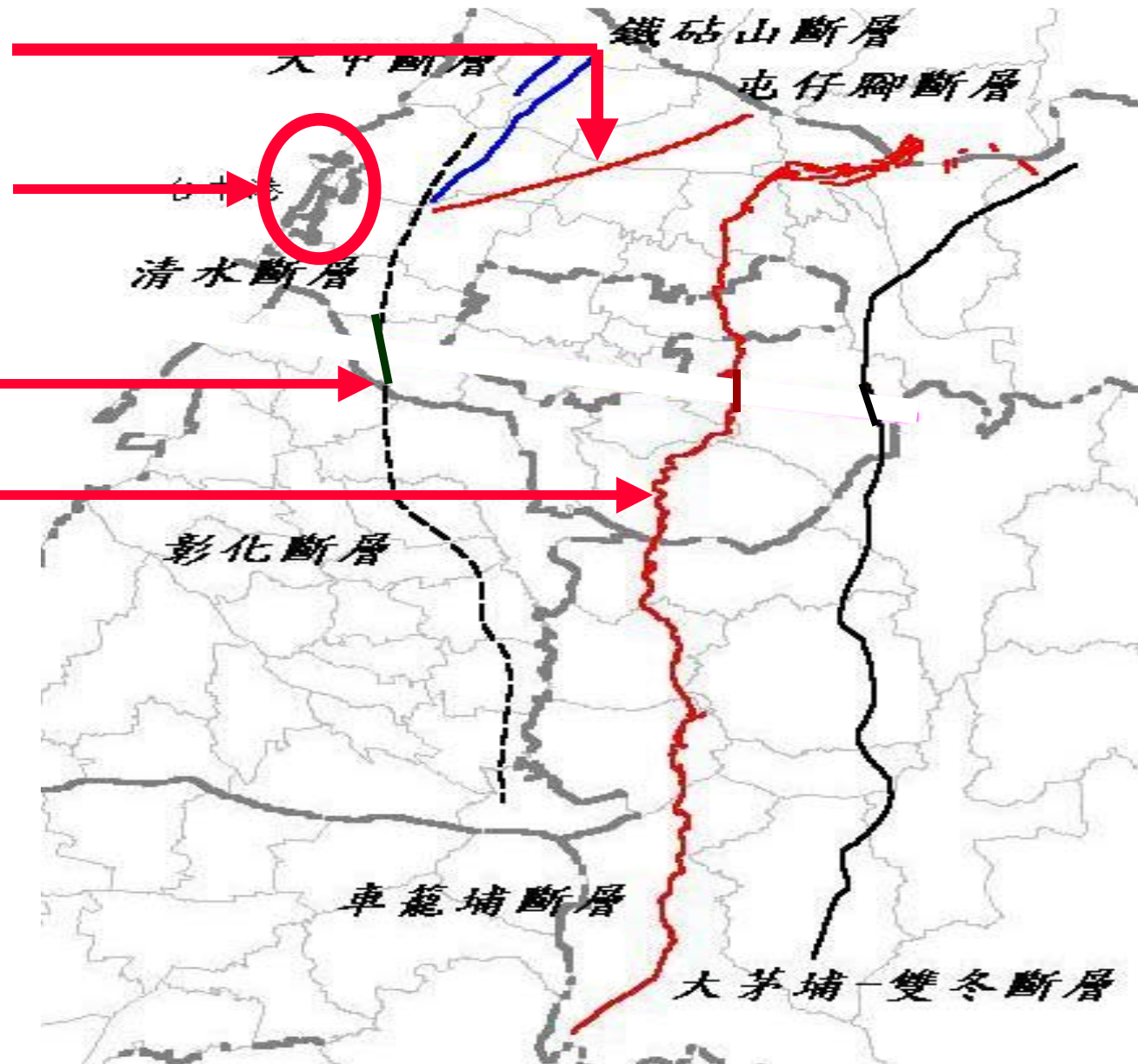


圖 影響台中港之活動斷層分佈圖

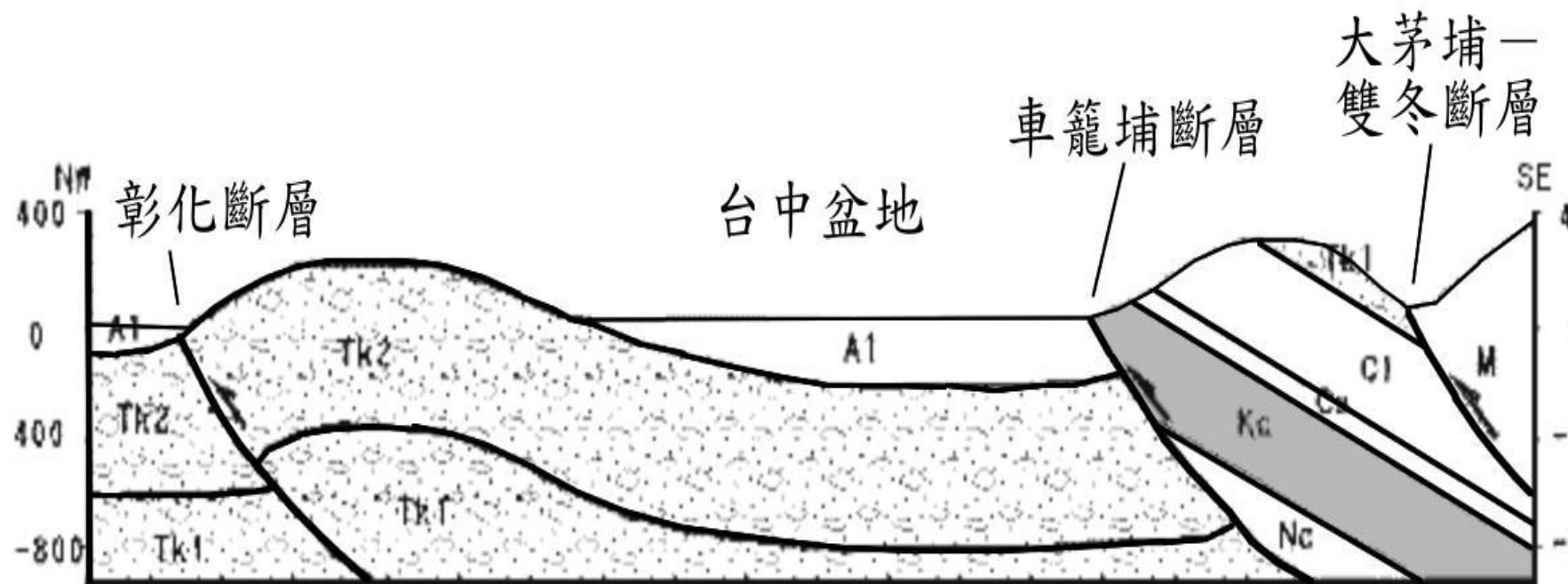


圖 影響台中港之活動斷層剖面圖

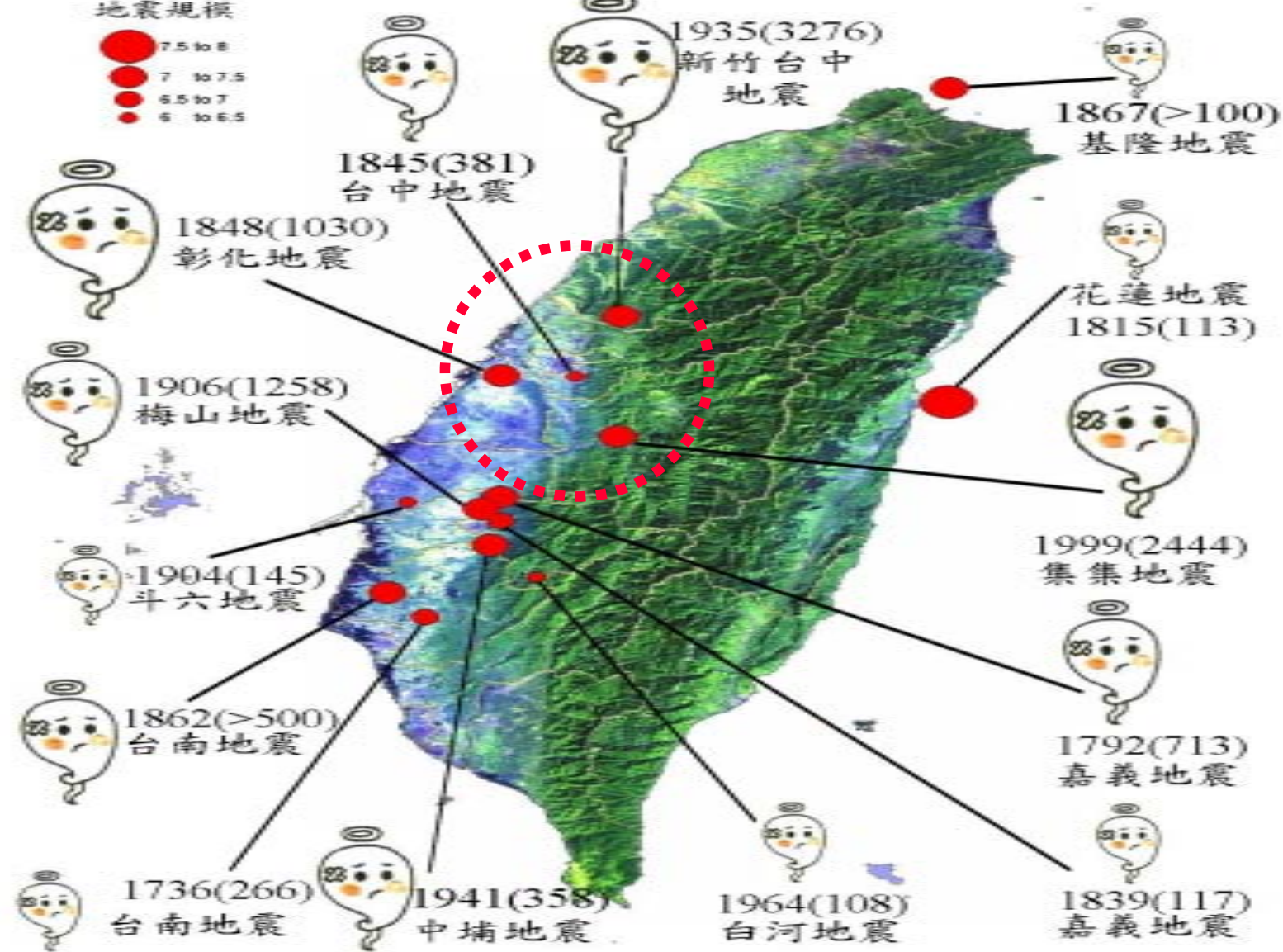
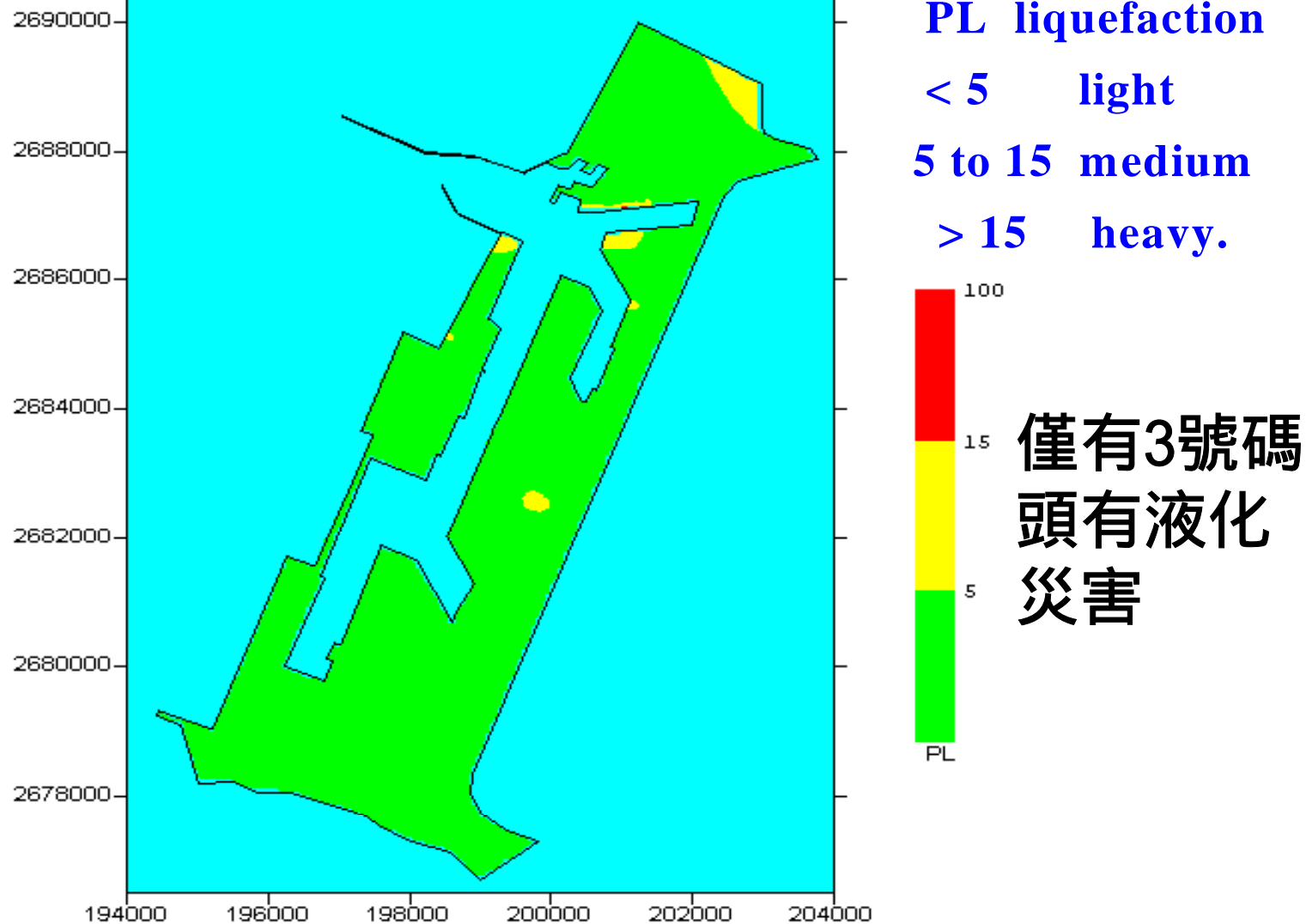


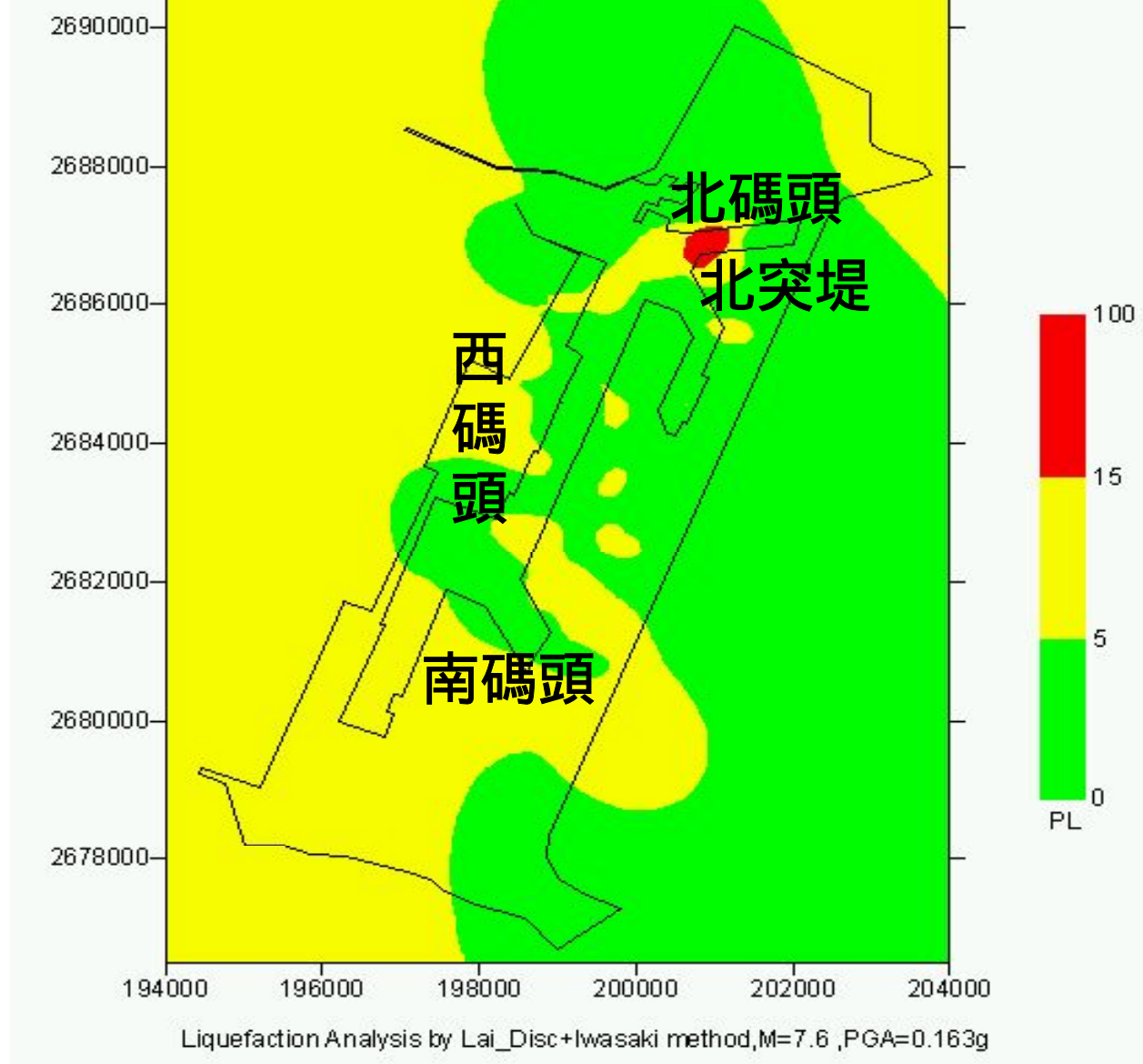
圖 台灣地區造成百人以上死亡之地震震央分佈圖

(鄭世楠 葉永田 2001)

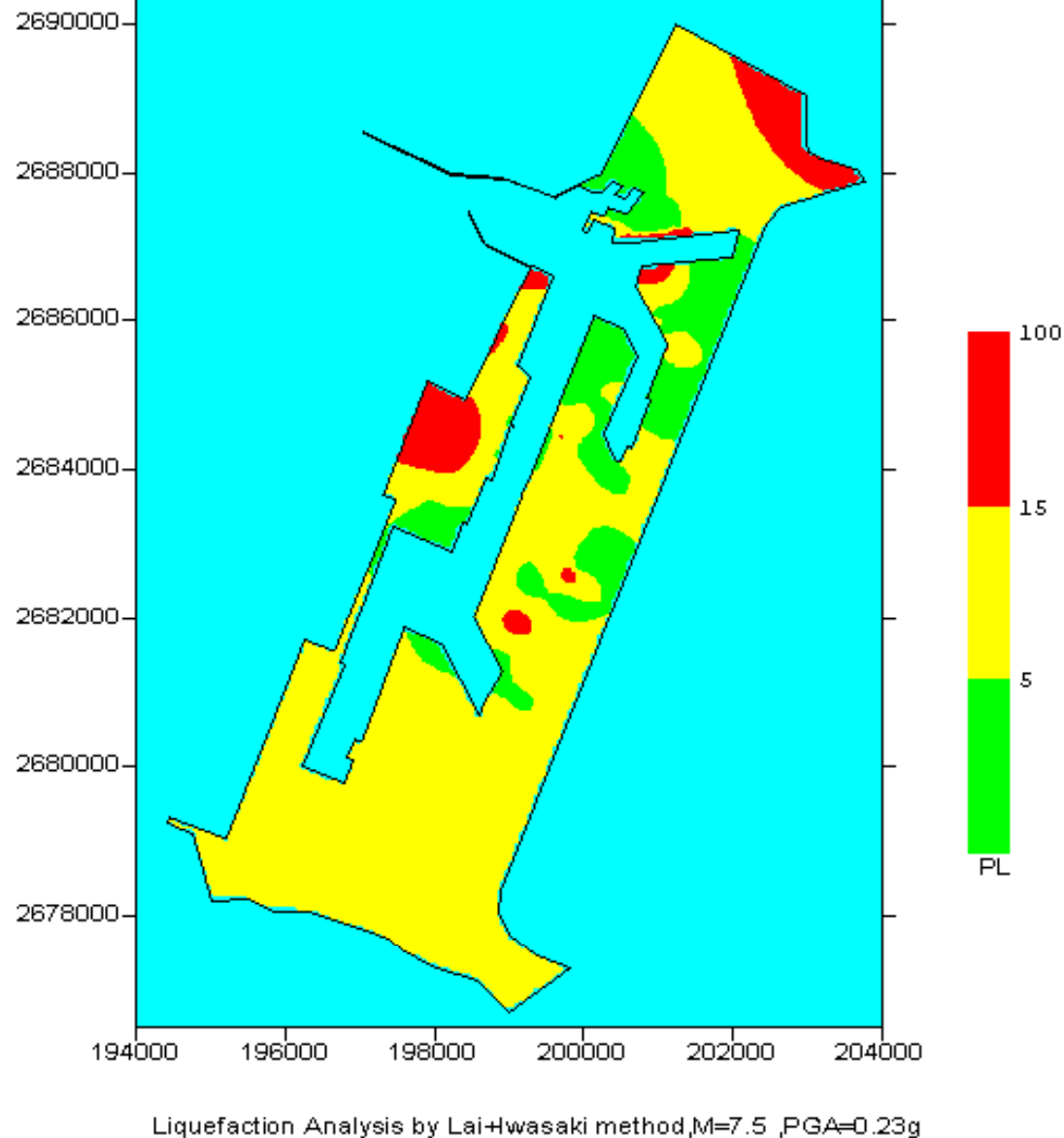


Liquefaction Analysis by Lai-Hwasaki method, $M=7.3$, $PGA=0.15g$

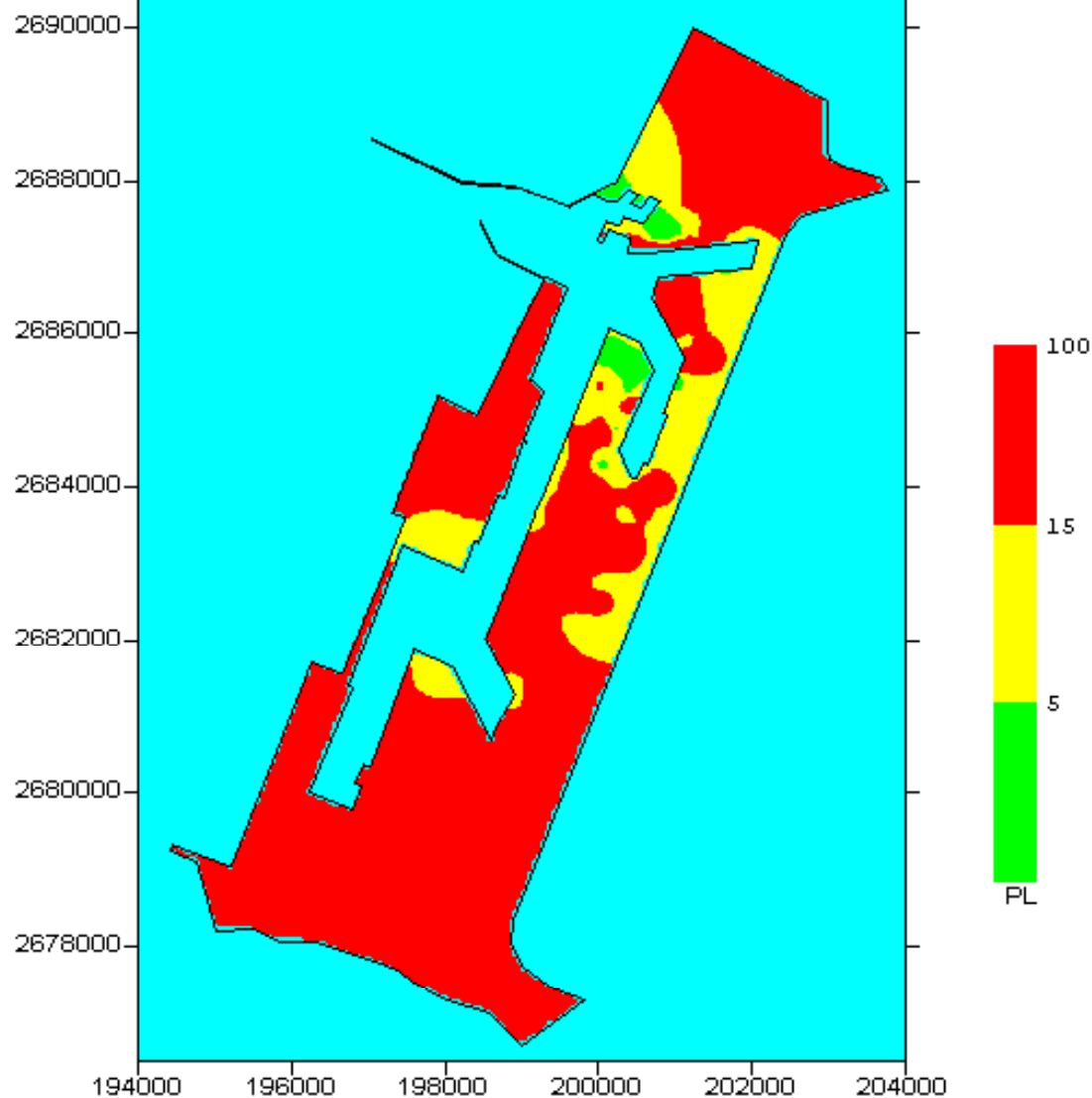
台中港區模擬1935年屯子腳地震之液化程度分佈圖 ($M_w=7.3$, $A_{max}=0.15g$)



台中港區模擬(車籠埔斷層)921地震之液化程度
分佈圖 ($M_w=7.6$, $A_{max}=0.163g$)



台中港區模擬1848年彰化斷層地震之液化程度分佈圖
($M_w=7.2$, $A_{max}=0.23g$; 新訂耐震設計規範乙區)



Liquefaction Analysis by Lai-Hwasaki method, $M=7.5$, $PGA=0.33g$

模擬彰化斷層可能發生之最大地震之液化程度分佈圖

($M_w=7.5$ $A_{max}=0.33g$: 新訂耐震設計規範用區)

6.2 各港區液化之臨界地表加速度

- 台北港區液化之臨界地表加速度
- 台中港區液化之臨界地表加速度
- 高雄港區液化之臨界地表加速度

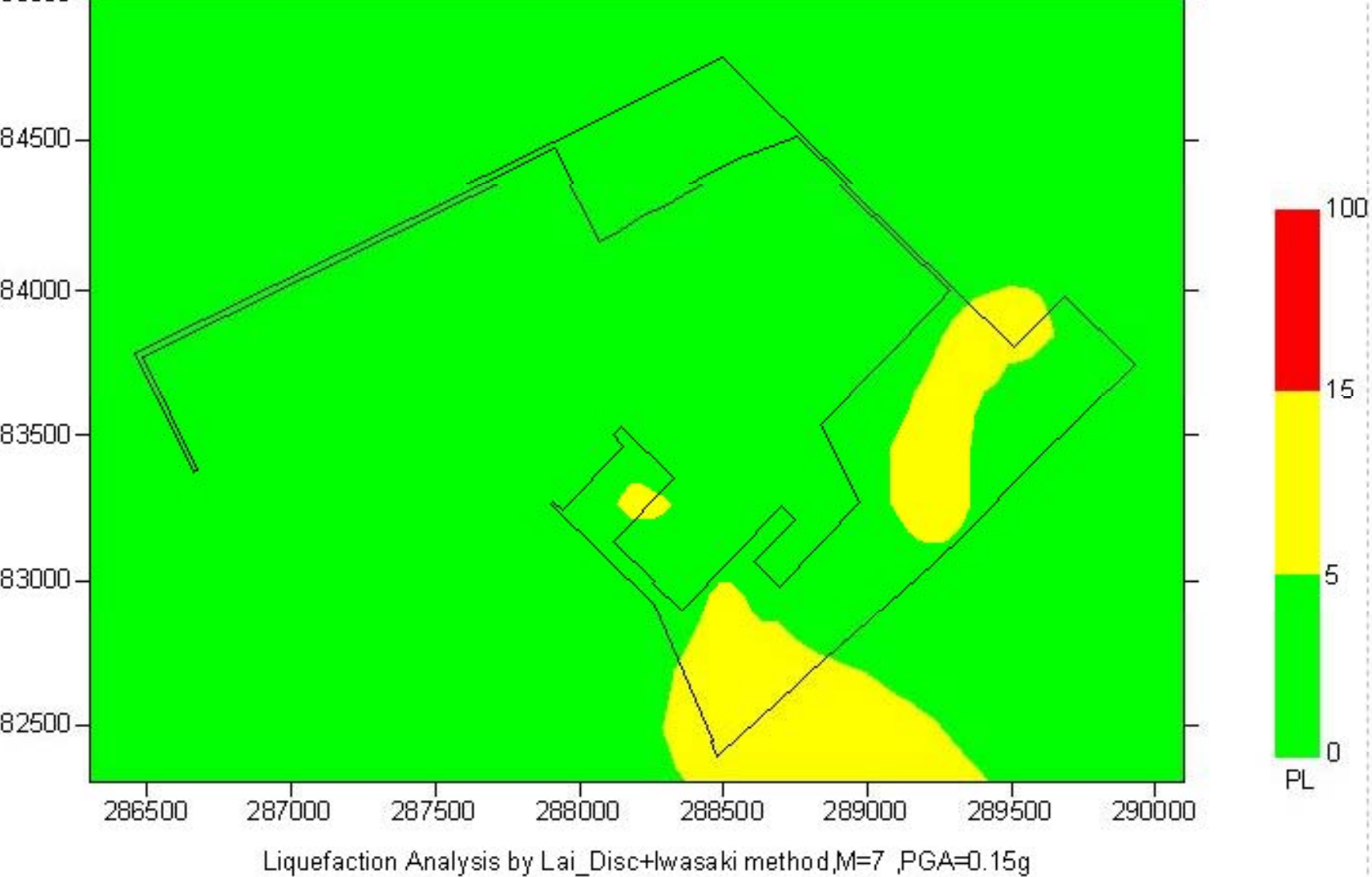


圖 臺北港區液化之臨界地表加速度 ($M_w=7.0$, $PGA=0.15g$)

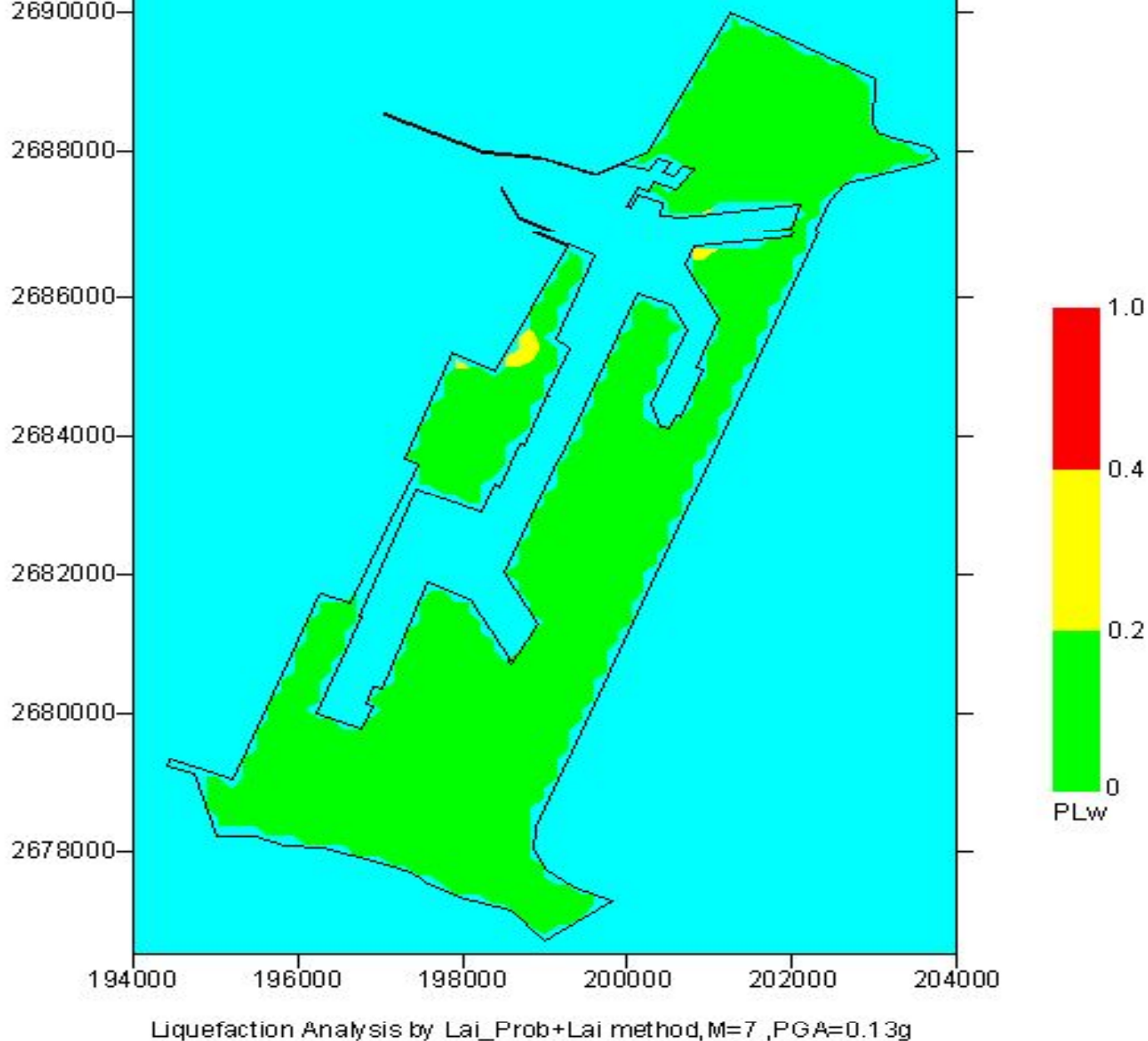


圖 臺中港區液化之臨界地表加速度 ($M_w=7.0$, $PGA=0.13g$)

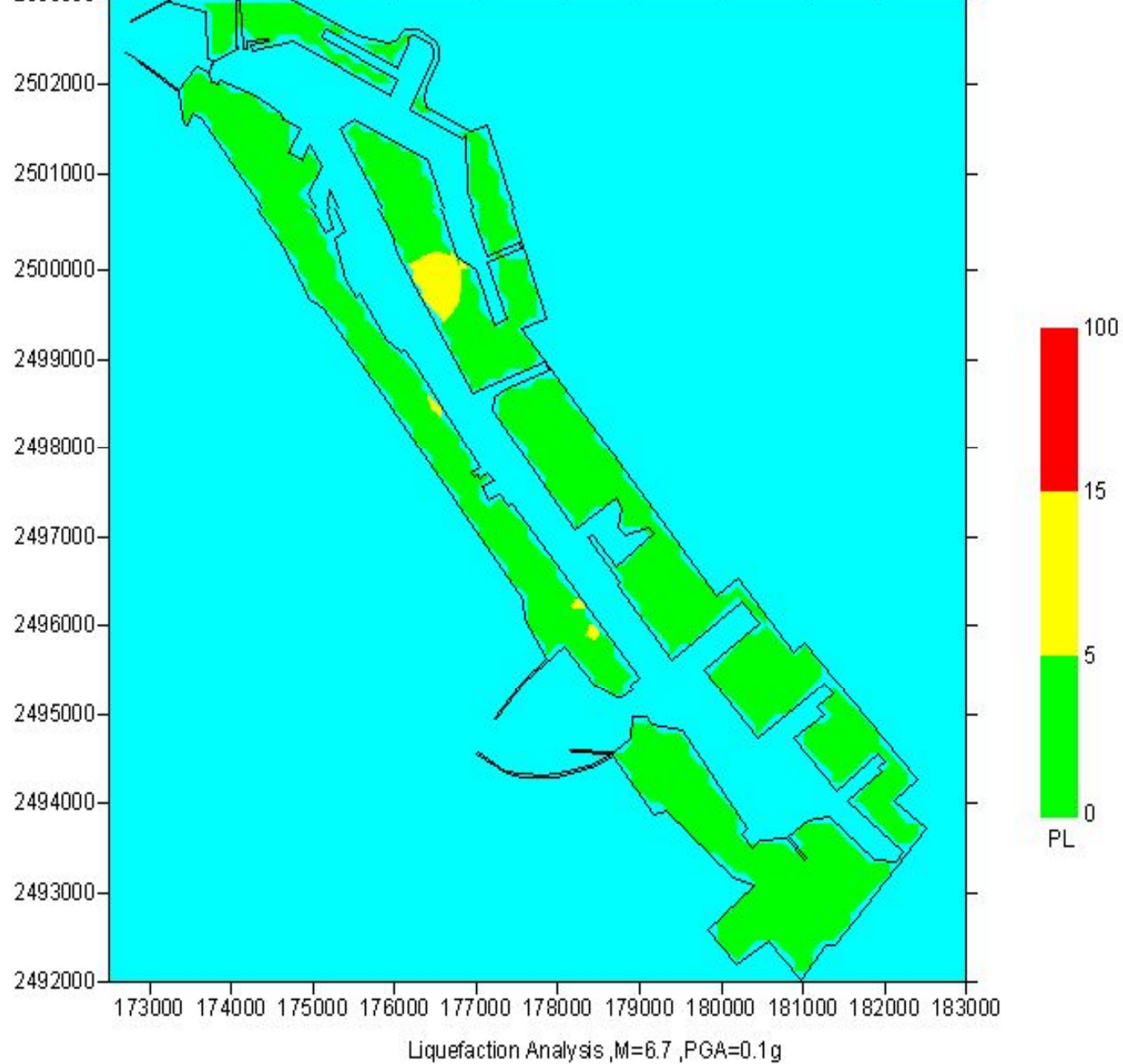


圖 高雄港區液化之臨界地表加速度 ($M_w=6.7$, $PGA=0.10g$)

七、結 論

- **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。
- **井下地震監測**可探討震波放大之效應，透過地震PGA之模擬顯示，港灣災害之碼頭區，蘇澳港3-5碼頭、台中港1-4A、9-11碼頭，皆有明顯之震波放大效應。
- **井下動水壓監測**可深入瞭解土壤液化之機制。
- 本文之液化分析模式較國外方法更適用於本土。
- 如果彰化斷層再發生如1848年之強烈地震時，則臺中港大部份港區均會發生嚴重液化災害，如阪神地震之神戶港災害。
- 由各港區液化臨界之評估顯示：
 1. 台北港之液化臨界為0.15g。
 2. 台中港之液化臨界為0.13g。
 3. 高雄港之液化臨界為0.10g。



簡報完畢

恭請指正