

98-47-7404

MOTC-IOT-97-H1DA002-2

港灣及海岸地區地震災況模擬之 研究(2/2)

-港灣地震監測及地震模擬之研究



交通部運輸研究所
中華民國 98 年 4 月

98-47-7404

MOTC-IOT-97-H1DA002-2

港灣及海岸地區地震災況模擬之 研究(2/2)

-港灣地震監測及地震模擬之研究

著者：謝明志、李豐博、賴聖耀、陳志芳、林雅雯

交通部運輸研究所
中華民國 98 年 4 月

國家圖書館出版品預行編目資料

港灣及海岸地區地震災況模擬之研究. (2/2) :
港灣地震監測及地震模擬之研究 / 謝明志等
著. -- 初版. -- 臺北市 : 交通部運研所,
民98.04

面 ; 公分

參考書目:面

ISBN 978-986-01-8254-5(平裝)

1. 港埠工程 2. 港埠管理 3. 防災工程 4.
地震

443.33

98006966

港灣及海岸地區地震災況模擬之研究(2/2)

-港灣地震監測及地震模擬之研究

著 者：謝明志、李豐博、賴聖耀、陳志芳、林雅雯

出版機關：交通部運輸研究所

地 址：10548 臺北市敦化北路 240 號

網 址：www.ihmt.gov.tw (中文版>中心出版品)

電 話：(04) 26587176

出版年月：中華民國 98 年 4 月

印 刷 者：良機事務機器有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 110 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所網站

定 價：200 元

展 售 處：

交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880

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

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

GPN：1009800942

ISBN：978-986-01-8254-5 (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分內容者，須徵求交通部運輸研究所書面授權。

交通部運輸研究所自行研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：港灣及海岸地區地震災況模擬之研究(2/2)-港灣地震監測及地震模擬之研究			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN 978-986-01-8254-5 (平裝)	政府出版品統一編號 1009800942	運輸研究所出版品編號 98-47-7404	計畫編號 97-H1DA002-2
主辦單位：港灣技術研究中心 主管：邱永芳 計劃主持人：謝明志 共同主持人：李豐博 協同主持人：賴聖耀、陳志芳、賴瑞應、林雅雯 參與人員：陳義松、張阿平、李春榮、李昭明、何木火、陳毓清、 魏瓊蓉、林隆貞 聯絡電話：04-26587186 傳真號碼：04-26564418			研究期間 自 97 年 01 月 至 97 年 12 月
關鍵詞：地震監測、地震災況模擬、液化分析模式			
摘要： 臺灣港埠大多座落於沖積土層或海埔新生地，該類土層質地鬆軟，在強烈地震侵襲下，不僅結構設施會因強波震盪而受損，鬆軟土層也可能發生液化現象，導致設置其上的結構物喪失支撐而受損，或側向液化土壓增大而傾移。臺灣雖未曾遭遇如日本阪神地震神戶港一般港域全面性的損壞，但局部性的災害也嘗發生過，相關議題值得探討。 由於國內大多數之港口並非天然良港，而是以抽砂浚填之人工港口，在強烈地震作用下，可能發生土壤液化現象，造成港灣碼頭向海側位移、傾斜與沉陷等災害。本所港灣技術研究中心，於 91-93 年度執行防災國家型科技計畫，分別於臺中港、臺北港、高雄港及蘇澳港，完成井下地震及液化之監測系統，期盼對港灣地區之震波放大效應及液化潛能，能有進一步之瞭解。另本計畫在碼頭結構物之探討上，主要是運用二維數值模式，分別以超額孔隙水壓之激發，及弱化土壤變形模數與強度之方式，針對高雄港、臺中港等港區，進行地震對港灣各碼頭災況之模擬分析，藉此瞭解港區模擬地震之災害期況，以做為港區地震防災之參考。 因此，本計畫依上述災況及可能需求，分別進行(1)港灣井下地震監測及地震力之模擬分析；(2)彙整港灣地區碼頭主要類型及地震災況案例；(3)以判別分析之統計方法，建置本土化之液化分析模式，並對西南沿海重要港區進行災況模擬分析；(4)以數值方法如 STABL、FLAC 程式，探討臺中港重力式碼頭受震行為；(5)以有限差分法之 FLAC 程式，模擬分析高雄港第四貨櫃中心自由場之可能受震災況；(6)以有限差分法之 FLAC 程式，模擬分析高雄港 120 號碼頭之可能受震災況；(7)以二維數值方法如 STABL、FLAC 程式，探討臺北港板樁式碼頭受震行為。這些成果可作為災前預防、災時應變及災後重建計畫之參考。			

研究成果效益：

1. 成果宣導：97 年 8 月交通部例行性記者會，發佈「設置港區地震測站，開發震災速報系統」新聞稿。
2. 學術效益，發表國際、國內研討會論文 3 篇：
 - (1) 2008 臺灣地理資訊系統年會暨空間資訊基礎建設國際研討會，發表論文「GIS 在高雄港區土壤液化分析及震災速報系統之開發應用」。
 - (2) 第 30 屆全國海洋工程研討會，發表論文「GIS 在安平港區土壤液化分析及震災速報系統之開發應用」。
3. 社會環境安全影響效益：港區耐震評估研究，可提昇港灣地區之防災功能，作為港灣地區之地震災前預防應變計畫與決策之參考，有助於環境之安全。

提供應用情形：

1. 本計畫利用統計方法所開發的土壤液化判別分析法及極限分析法，已開發程式模組，納入本所「港區工程基本資料查詢展示系統」中，設計出液化安全性、液化機率等分析模式，可點選展繪出液化註狀圖、港區液化分佈圖等成果，並提供港務局使用。
2. 上述成果配合本研究所安裝之港區井下地震監測系統，開發地震速報系統，可於震後發佈港區可能致災地點之警訊，港區系統，提供港務局防救災及緊急修復使用。

出版日期	頁數	定價	本 出 版 品 取 得 方 式
98 年 4 月	232	200	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。

機密等級：

☐ 密 ☐ 機密 ☐ 極機密 ☐ 絕對機密

(解密條件：☐ 年 ☐ 月 ☐ 日解密，☐ 公布後解密，☐ 附件抽存後解密，
☐ 工作完成或會議終了時解密，☐ 另行檢討後辦理解密)

☒ 普通

備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。

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

TITLE: Scenario Simulations of Earthquake Hazards in Harbors And Coastal Areas (2/2)- Earthquake Monitoring and Simulation in Harbors And Coastal Areas			
ISBN (OR ISSN) ISBN978-986-01-8254-5(pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1009800942	IOT SERIAL NUMBER 98-47-7404	PROJECT NUMBER 97-H1DA002-2
DIVISION: HARBOR & MARINE TECHNOLOGY CENTER DIVISION DIRECTOR: Chiu Yung-fang PRINCIPAL INVESTIGATOR: Hsieh Ming-jyh PROJECT STAFF: F. B. Lee, S. Y. Lai, J. F. Chen, R. Y. Lai, Y. W. Lin PROJECT TECHNICIAN: Y. S. Chen, A. P. Zhang, C. R. Lee, Z. M. Lee, M. H. He, Y. Q. Chen. R. Wei, X. F. Huang, L. Z. Lin.			PROJECT PERIOD FROM January 2008 TO December 2008
PHONE: 04-26587186 FAX: 04-26564418			
KEY WORDS: Seismic monitoring, Scenario simulation, Model of liquefaction			
ABSTRACT: Most harbors in Taiwan are located on alluvium strata and reclaimed lands whose characteristics of soil are generally loose, soft and under-consolidated. Under the influence of strong earthquake, not only will the structure equipment be damaged by the strong shake waves, but also the soft strata will experience liquefaction. Seismic failures are common in harbors around the world. Extensive damage to port areas was reported in the Port of Kobe after the Kobe earthquake 1996. In Taiwan, local failures have occurred in port areas. Those issues are worth to be discussed. Restricted by few experience and less understanding of the failure mechanism, current response plans for disaster earthquakes in port areas focus on after-shock reconnaissance in identifying the sources of failures and restoration of facilities. The passive strategy could not reduce the remediation process and delay is inevitable. Furthermore, after-shock investigations are difficult and less reliable due to a lack of real-time monitoring of earthquakes, resulting in ineffective repairs. Reliable, long-waiting, real-time measurements of earthquakes and liquefaction responses in harbor areas are feasible due to developments of underground instrumentations. Recently, surface vibration sources were implemented to simulate earthquake and liquefaction responses. The data from in situ measurements of small shaking and surface vibration sources could improve the accuracy of local seismic analyses. Implementing the in-situ data in state-of-the-art numerical simulations, reliable scenario simulations of various seismic hazardous in port and coastal areas can be performed in order to understand the seismic damage conditions of harbor facilities. The undergoing project will perform the following tasks in selected harbor areas: (1) dynamic real-time monitoring of earthquakes and artificial vibration sources, (2) classification treatments of main wharf types and seismic disasters at harbor areas (3) liquefaction potential evaluation of western coastal areas and important harbors using the discriminant method, (4) dynamic behaviors and scenario simulations of gravity type wharves at Taichung Harbor area by using numeric software such as STABL, FLAC, (5) seismic behaviors of free field at 4th container center of Kaohsiung Harbor by using FLAC numeric software, (6) scenario simulations of trestle-type wharves at No.120 wharf of Kaohsiung Harbor by using FLAC numeric software, and (7) dynamic behaviors and scenario simulations of sheet pile type wharves at Taipei harbor area by using numeric software such as STABL, FLAC. Those jobs are beneficial in both design of monitoring system for port facilities and development of remediation and response plans for a specific harbor.			
DATE OF PUBLICATION April 2009	NUMBER OF PAGES 232	PRICE 200	CLASSIFICATION ☐ RESTRICTED ☐ CONFIDENTIAL ☐ SECRET ☐ TOP SECRET ☒ UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

港灣及海岸地區地震災況模擬之研究(2/2)

-港灣地震監測及地震模擬之研究

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	III
圖目錄	VII
表目錄	XVII
第一章 前 言	1-1
第二章 港灣地震監測及地震力之模擬分析	2-1
第三章 港灣地區碼頭類型及地震災況案例	3-1
第四章 西南沿海及重要港區之液化災況模擬分析	4-1
第五章 沉箱式碼頭之災況模擬分析	5-1
第六章 棧橋式碼頭之災況模擬分析	6-1
第七章 板樁式碼之災況模擬分析	7-1
第八章 結論	8-1
參考文獻	參-1

圖 目 錄

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

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

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

圖 4.11 以 Youd et al. (2001)方法評估 921 地震臺中港區液化潛能之分析結果.....	4-21
圖 4.12 以 Tokimatsu and Yoshimi (1983)方法評估 921 地震臺中港區液化潛能之分析結果	4-21
圖 4.13 以 $M=7.5$ 、 $PGA = 0.13g$ 地震條件推估臺中港區液化潛能.....	4-22
圖 4.14 以 $M=7.5$ 、 $PGA = 0.16g$ 地震條件推估臺中港區液化潛能.....	4-22
圖 4.15 以 $M=7.5$ 、 $PGA = 0.20g$ 地震條件推估臺中港區液化潛能.....	4-23
圖 4.16 以 $M=7.5$ 、 $PGA = 0.25g$ 地震條件推估臺中港區液化潛能.....	4-23
圖 4.17 以 $M=7.5$ 、 $PGA = 0.33g$ 地震條件推估臺中港區液化潛能.....	4-24
圖 4.18 以 $M=6.4$ 、 $PGA = 96.78gal$ 地震條件推估高雄港區液化潛能	4-24
圖 4.19 以 $M=6.5$ 、 $PGA = 0.08g$ 地震條件推估高雄港區液化潛能.....	4-25
圖 4.20 以 $M=6.5$ 、 $PGA = 0.09g$ 地震條件推估高雄港區液化潛能.....	4-25
圖 4.21 以 $M=6.5$ 、 $PGA = 0.11g$ 地震條件推估高雄港區液化潛能.....	4-26
圖 4.22 以 $M=6.5$ 、 $PGA = 0.12g$ 地震條件推估高雄港區液化潛能.....	4-26
圖 4.23 以 $M=6.5$ 、 $PGA = 0.15g$ 地震條件推估高雄港區液化潛能.....	4-27
圖 4.24 以 $M=6.5$ 、 $PGA = 0.18g$ 地震條件推估高雄港區液化潛能.....	4-27
圖 4.25 以 $M=6.5$ 、 $PGA = 0.23g$ 地震條件推估高雄港區液化潛能.....	4-28
圖 4.26 臺灣西南沿海地區之液化潛能分析結果 ($M_w=7.0, PGA=0.15g$).....	4-29
圖 4.27 臺灣西南沿海地區之液化潛能分析結果 ($M_w=7.5, PGA=0.33g$).....	4-30
圖 5-1 民國 75 年地震造成蘇澳港 5-5 號碼頭外傾示意圖.....	5-8
圖 5-2 民國 88 年 921 地震造成臺中港 1-4A 號碼頭外移示意圖.....	5-9
圖 5-3a 背填土壤未液化之沉箱式碼頭示意圖.....	5-10

圖 5-3b 背填土壤未液化之沉箱式碼頭受力示意圖	5-11
圖 5-4 水平地震力係數 K_h 與地表水平最大加速度 a_{hmax} 之關係	5-12
圖 5-5a 背填土壤液化之沉箱式碼頭示意圖	5-15
圖 5-5b 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	5-15
圖 5-5c 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	5-16
圖 5-6a 背填土壤部份深度液化之沉箱式碼頭示意圖	5-18
圖 5-6b 背填土壤部份深度液化之沉箱式碼頭受力示意圖	5-18
圖 5-7 蘇澳港 4 號碼頭之碼頭斷面圖	5-22
圖 5-8 蘇澳港 4 號碼頭之 16 孔鑽探試驗之位置圖	5-23
圖 5-9a 蘇澳港 4 號碼頭 A-A 斷面背填土壤之土層剖面圖	5-24
圖 5-9b 蘇澳港 4 號碼頭 B-B 斷面背填土壤之土層剖面圖	5-25
圖 5-10 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	5-27
圖 5-11 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	5-28
圖 5-12 臺中港 1~3 號碼頭斷面圖	5-29
圖 5-13 臺中港 1~3 號碼頭背填土未液化之碼頭外移量分析結果	5-35
圖 5-14 臺中港 1~3 號碼頭背填土液化之碼頭外移量分析結果	5-36
圖 5-15 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	5-37
圖 5-16 臺中港 4 號碼頭背填土未液化之碼頭外移量分析結果	5-38
圖 5-17 臺中港 4 號碼頭背填土部份液化之碼頭外移量分析結果	5-39
圖 5-18 臺中港 1-3 號碼頭 STABL 分析結果 $FS=1.45$	5-41
圖 5-19 臺中港 4 號碼頭 STABL 分析結果 $FS=1.51$	5-41
圖 5-20 臺中港 4A 號碼頭 STABL 分析結果 $FS=1.58$	5-42
圖 5-21 臺中港 1-3 號碼頭 FLAC/SLOPE 分析結果 $FS=1.16$	5-42

圖 5-22 臺中港 4 號碼頭 FLAC/SLOPE 分析結果 $FS=1.21$	5-43
圖 5-23 臺中港 4A 號碼頭 FLAC/SLOPE 分析結果 $FS=1.38$	5-43
圖 5-24 臺中港 1-3 號碼頭背填土壤液化之 FLAC 分析結果	5-44
圖 5-25 臺中港 1-3 號碼頭背填土壤部份深度液化之 FLAC 分析結果	5-44
圖 6-1 考慮動態荷重之自由場物理模型圖	6-5
圖 6-2 高雄港#120 碼頭垂直向地質剖面(1)	6-11
圖 6-3 高雄港#120 碼頭垂直向地質剖面(2)	6-12
圖 6-4 高雄港#120 碼頭平行向地質剖面	6-13
圖 6-5 參考應變與對應之阻滯圈(a) $ref=0.06$ (b) $ref=0.08$	6-14
圖 6-6 高雄港#120 碼頭自由場數值模型	6-15
圖 6-7 底部輸入地震 (a)加速度歷時 (b)速度歷時	6-17
圖 6-8 主要震動期間(0-40 sec)之底部與地表加速度歷時	6-18
圖 6-9 可液化土層超額孔隙水壓力歷時圖	6-18
圖 6-10 $T=25$ sec 時垂直有效應力分佈圖	6-19
圖 6-11 最大剪應變分佈圖	6-20
圖 6-12 高雄港 120 號碼頭配置剖面圖	6-23
圖 6-13 棧橋式碼頭斜坡網格土壤分區與靜態邊界	6-25
圖 6-14 棧橋式碼頭橫樑與基樁元素位置與節點編號圖	6-25
圖 6-15 施加地震力前之土壤模式與動態邊界	6-27
圖 6-16 初始靜態平衡狀態與監測位置圖	6-28
圖 6-17 碼頭後方水平地盤加速度歷時變化	6-30
圖 6-18 水下邊坡及基樁通過區域加速度歷時變化	6-31
圖 6-19 前方海床加速度歷時變化	6-32

圖 6-20 邊坡位移歷時(a)水平向(b)垂直向	6-33
圖 6-21 邊坡於 20 秒時水平向位移分佈	6-34
圖 6-22 超額孔隙水壓比歷時變化	6-35
圖 6-23 16.5 秒時垂直有效應力分佈	6-35
圖 6-24 不同區域之土壤阻滯圈(a)ST(depth=17.5 m)(b)BF1 (depth=9.5m) (c)Bslope 土壤(depth=0.5 m) (d)邊坡下 BF1 土壤(depth= 9.5 m)	6-36
圖 6-25 土壤最大反應時(16.5 sec)時土壤最大剪應變與彎距分佈 ..	6-37
圖 6-26 靠海端棧橋版橫樑變位歷時	6-38
圖 6-27 監測基樁水平向變位歷時	6-38
圖 7-1 東 14 號碼頭軌道基座之差異沉陷 (嘉新公司提供).....	7-1
圖 7-2 臺北港 14 號碼頭結構斷面	7-2
圖 7-3 STABL 程式之分析流程圖	7-6
圖 7-4 設計情況分析結果	7-7
圖 7-5 回填層 ϕ 值為 5° 時之分析結果	7-8
圖 7-6 海側開挖至 EL-19.2 時之分析結果	7-9
圖 7-7 完工情況 (陸側載重 0m~35m 為 4t/m ² , 35m~60m 為 10t/m ²) 分析結果	7-9
圖 7-8 完工情況 (陸側載重 0m~35m 為 6t/m ² , 35m~60m 為 10t/m ²) 分析結果	7-10
圖 7-9 FLAC 程式之分析流程圖	7-11
圖 7-10 原地表 EL-7.0 網格圖	7-14
圖 7-11 鋼版樁、錨碇樁及拉桿設置，且陸側填土、海側開挖之網格圖	7-14

圖 7-12 設計情況法線鋼版樁及錨錠樁之樁體變形曲線	7-15
圖 7-13 施工情況網格圖	7-15
圖 7-14 施工情況位移向量圖	7-16
圖 7-15 施工情況鋼版樁及錨錠樁樁體變形曲線	7-16
圖 7-16 施工情況鋼版樁及錨錠樁樁體變形曲線	7-17
圖 7-17 鋼版樁及錨錠樁樁體變形曲線	7-18
圖 7-18 回填土 ϕ 值為 30° ，不同開挖深度鋼版樁及錨錠樁樁體變形 曲線	7-21
圖 7-19 回填土 ϕ 值為 25° ，不同開挖深度鋼版樁及錨錠樁樁體變形 曲線	7-23
圖 7-20 回填土 ϕ 值為 30° ，不同開挖深度鋼版樁及錨錠樁樁體變形 曲線	7-25
圖 7-21 鋼版樁及錨錠樁壁體變形曲線（陸側沒載重）	7-26
圖 7-22 鋼版樁及錨錠樁壁體變形曲線（陸側有載重）	7-27
圖 8.1 臺北港 2008 年 6 月 2 日 00 時 59 分地震(南北向)	8-5
圖 8.2 臺北港 2008 年 6 月 2 日 00 時 59 分地震(東西向)	8-6
圖 8.3 臺北港 2008 年 6 月 2 日 00 時 59 分地震(垂直向)	8-7
圖 8.4 臺北港地震站最大地表加速度傅立葉頻譜圖(2003/08/12)	8-8
圖 8.5 臺北港地震站最大地表加速度傅立葉頻譜圖(2003/12/10)	8-8
圖 8.6 臺中港分層水位變化圖(手動量測)	8-11
圖 8.7 臺中港分層累積下陷量圖(200m)	8-12
圖 8.8 布袋港分層水位變化圖(手動量測)	8-17
圖 8.9 布袋港分層水位變化圖(自記式)	8-18
圖 8.10 布袋港分層累積下陷量圖(200m)	8-19

圖 8.11 安平港分層水位變化圖(手動量測)	8-21
圖 8.12 安平港分層累積下陷量	8-22

表 目 錄

表 3-1 基隆港各碼頭用途型式資料表	3-9
表 3-2 高雄港各碼頭用途型式資料表	3-12
表 3-3 臺中港各碼頭用途型式資料表	3-15
表 3-4 花蓮港各碼頭用途型式資料表	3-16
表 3-5 蘇澳港各碼頭用途型式資料表	3-17
表 3-6a 地震引致港灣碼頭災害案例.....	3-19
表 3-6b 地震引致港灣碼頭災害案例	3-20
表 3-6c 地震引致港灣碼頭災害案例.....	3-20
表 3-6d 地震引致港灣碼頭災害案例	3-21
表 4-1 液化損害程度定義(Iwasaki 等人，1982)	4-8
表 4-2 液化損害程度定義(港研中心，2005).....	4-8
表 5-1a 地震引致港灣碼頭災害案例.....	5-3
表 5-1b 地震引致港灣碼頭災害案例.....	5-4
表 5-1c 地震引致港灣碼頭災害案例	5-5
表 5-1d 地震引致港灣碼頭災害案例.....	5-6
表 5-2 摩擦係數(港研所，1997).....	5-12
表 5-3 地震引致蘇澳港 4 號碼頭抗滑動之穩定性分析	5-26
表 5-4 921 地震臺中港 1~3 號碼頭抗滑動之穩定性分析	5-31
表 5-5 921 地震臺中港 4 號碼頭抗滑動之穩定性分析結果.....	5-33
表 5-6 921 地震臺中港 4A 號碼頭抗滑動之穩定性分析結果.....	5-34
表 6-1 自由場分析土層分佈	6-10

表 6-2 碼頭分析土層參數表	6-15
表 6-4 結構元素參數表	6-24
表 6-5 基樁元素中之 Mohr-Columb 介面彈簧參數表	6-26
表 6-3 棧橋式碼頭分析土層參數表	6-26
表 7-1 土層輸入參數.....	7-6
表 7-2 回填層不同 ϕ 值對安全係數之影響	7-7
表 7-3 海側超挖對安全係數之影響	7-8
表 7-4 土層輸入參數.....	7-12
表 7-5 鋼版樁、錨錠樁及高耐索拉桿輸入參數	7-13
表 7-6 施工情形回填土 ϕ 值改變之分析結果	7-19
表 7-7 回填土 ϕ 值為 30° 時，不同開挖深度之分析結果	7-21
表 7-8 回填土 ϕ 值為 25° 時，不同開挖深度之分析結果	7-23
表 7-9 回填土 ϕ 值為 22° 時，不同開挖深度之分析結果	7-25
表 7-10 完工情況回填層土壤參數	7-26
表 8-1 臺北港 2007~2008 年井下地震觀測資料	8-3
表 8-2 臺北港 2007 年地震站各深度最大加速度表	8-3
表 8-3 臺北港 2008 年地震站各深度最大加速度表	8-4
表 8-4 臺中港 2007 年井下地震監測資料表	8-9
表 8-5 布袋港 2006~2008 年井下地震監測資料表	8-13
表 8-6 布袋港 2006 年井下地震站各深度最大加速度表	8-14
表 8-7 高雄港 2006~2008 年井下地震監測資料表	8-23
表 8-8 蘇澳港 2007 年井下地震監測資料表	8-27
表 8-9 蘇澳港 2008 年井下地震監測資料表	8-28

第一章 前言

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

依據地震震源及板塊構造理論，地球上主要有三大地震帶：1.環太平洋地震帶(Circum-Pacific seismic zone)：位置分佈於太平洋周邊，世界上八成淺層地震、九成中層地震、及幾乎所有深層地震在此發生。2.歐亞地震帶(Alpine-Himalayan seismic zone)：主要為喜馬拉雅山、緬甸、印度一帶。3.中洋脊地震帶(Mid-ocean Ridge seismic zone)：為太平洋、大西洋、印度洋與北極海的中洋脊，不過這個地震帶地震頻率不高。臺灣正位於地震發生最頻繁的環太平洋地震帶西側，每年大小地震不斷，而且臺灣重要的商港大都座落於疏鬆軟弱之沖積土層與回填之新生地上，在強烈地震作用下，極可能發生結構物震盪損傷，或因土壤液化引發港灣碼頭向海側位移、傾斜與沉陷等災害；1995 年日本阪神地震，共造成神戶港、大阪港等 24 個港口發生災損，其中以神戶港災損最為嚴重，多數的港灣設施及碼頭都遭到破壞，不但影響港口正常營運，更嚴重影響災區緊急救災物資與人員旅客之運輸。臺灣港口雖未遭遇如神戶港全面性之災害，但局部性之災害亦曾發生，相關案例包括民國 75 年花蓮地震造成蘇澳港部份碼頭側移，及花蓮港新建碼頭後線背填土沉陷，與民國 88 年 921 地震造成臺中港部份碼頭區之擬似液化。因此，對於港灣地區的地震災害，我們不可不審慎防備。

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

港灣及海岸地區之碼頭結構物或海堤，為得到符合基礎承载力、側向土壓力與動力需求，常採用重力式碼頭、板樁式碼頭及深基礎之棧橋式碼頭，本文不僅探討地震對港區土層的影響，也分段探討這三類碼頭的動態行為，及其支撐土壤可能遭受烈震液化之影響分析，遂於第二章，先行探討港灣井下地震監測及地震力之模擬分析，以瞭解遭受強烈地震時，港區各碼頭可能的地震力大小；再於第三章，彙整港灣地區碼頭主要類型及地震災況案例；在第四章中，則以判別分析之統計方法，併合液化之物理意義，建置本土化之液化分析模式，並對西南沿海重要港區進行災況模擬分析；接著從第五章 到第七章，針對沉箱式碼頭、棧橋式碼頭、板樁式碼頭，試行耐震能力評估及災況模擬分析。

第二章 港灣地震監測及地震力之模擬分析

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

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

2.1 沖積土層對地震之影響

一般於同一地震中各地所感受之震度與災害其隨距震央之距離而

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

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

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

2.2 港區井下地震及土壤液化監測

2.2.1 井下監測規劃

由於地震在鬆軟地層之放大效應，悠關港灣構造物之安全甚巨，為了瞭解地震時，地層中震波之傳遞特性，鑽數口井至各個地層，分別於最深之堅硬地盤及不同深度之軟弱土層，分層安置埋入型地震計分層監測，以瞭解港區地層之地震放大效應。本研究分層設計深度規劃大致為 GL-0m、GL-15m、GL-30m、GL-100m、GL-300m，唯實際埋設深度得依現地土層變化狀況而調整。目前本研究已先後於臺中港、臺北港、高雄港、蘇澳港、安平港與布袋港各完成 1-2 組地震監測系統。

另在強烈地震之反復作用下，土壤之孔隙水壓之逐漸上升，是土壤發生液化之主要因素，因此地震時動態水壓之監測，對港灣構造物之安全極為重要。目前本研究亦已先後在臺中港、臺北港、高雄港、蘇澳港、安平港與布袋港各完成 1-2 組組動態水壓即時監測系統，以監測地震時淺層動態水壓之即時變化，本研究分層設計深度規劃為 GL-3m、GL-6m、GL-10m、GL -15m、GL -30m，唯實際埋設深度得依現地土層變化狀況而調整。此外，在臺中港、布袋港、安平港、大鵬灣等港區亦分別設置 1 組 200M 分層地下水壓監測系統，除了可以監測港區平時之水壓變化外，亦可監測地震前後深層地下水壓之變化。

2.2.2 地震監測結果分析

本文以高雄港地震監測結果作為分析釋例，高雄港井下地震儀監測站於民國 92 年底完成，監測站之地層構造及地震計、水壓計埋設深度示意圖，如圖 2.1 所示。此井下地震儀陣列於地表、15 米、30 米、100 米及 293 米共設置 5 部井下地震儀。

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

為探討高雄港震波放大特性，本文將 28 組地震之各深度之最大加速度正規化，即將各深度之最大加速度除以地表之最大加速度。並加以統計迴歸分析，正規化之最大加速度隨深度變化之迴歸分析結果，如圖 2.4 所示，迴歸函數如下列所示：

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

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

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

臺北港正規化之最大加速度隨深度變化之迴歸分析結果，分別如下：

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

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

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

臺中港正規化之最大加速度隨深度變化之迴歸分析結果，分別如下：

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

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

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

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

2.3 井下地震監測在港區地震防救災之應用

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

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

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

2.4 港區地震 PGA 值分佈之模擬

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

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

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

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

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

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

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

2.5 動態孔隙水壓之監測結果分析

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

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

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

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

2.6 小結

- 1.由地震波放大倍率與最大加速度之研究可發現：臺中港震波放大倍率約於 2-5 倍之間，平均約為 3 倍；臺北港震波放大倍率約於 3-5 倍之間，平均約為 4 倍；高雄港震波放大倍率約於 3-7 倍之間，平均約為 4.5 倍；蘇澳港井下地震儀僅有 35m 深，其震波放大倍率仍不確定，需進一步研究。由此可見高雄港區淺層地層最為疏鬆軟弱，且與深層地層之軟硬比最大，臺北港次之，臺中港最小。
- 2.由港區地震 PGA 值分佈之模擬結果顯示：蘇澳港 4 號碼頭 PGA 較港區其他碼頭地震 PGA 稍大，這或許是民國 75 年花蓮地震造成蘇澳港 4 號碼頭側移及後線龜裂之重要原因之一。臺中港 1-4A 號碼頭

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

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

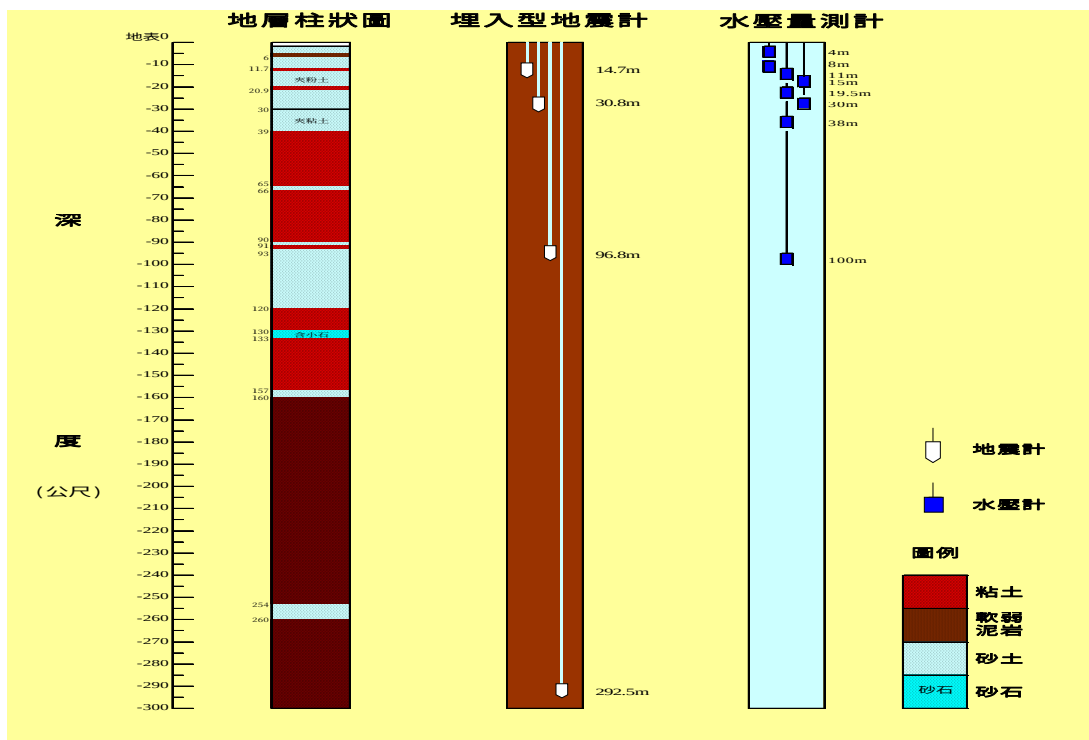


圖 2.1 高雄港井下地震及動態水壓監測站示意圖

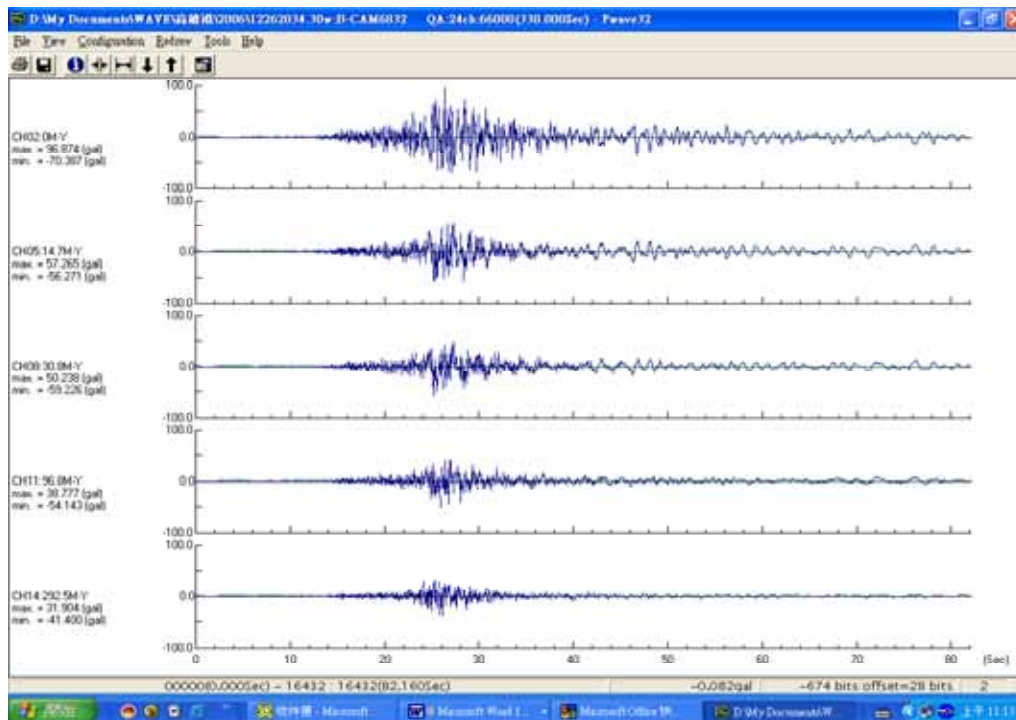


圖 2.2 高雄港 2006 年 12 月 26 日 20 點 34 分地震波

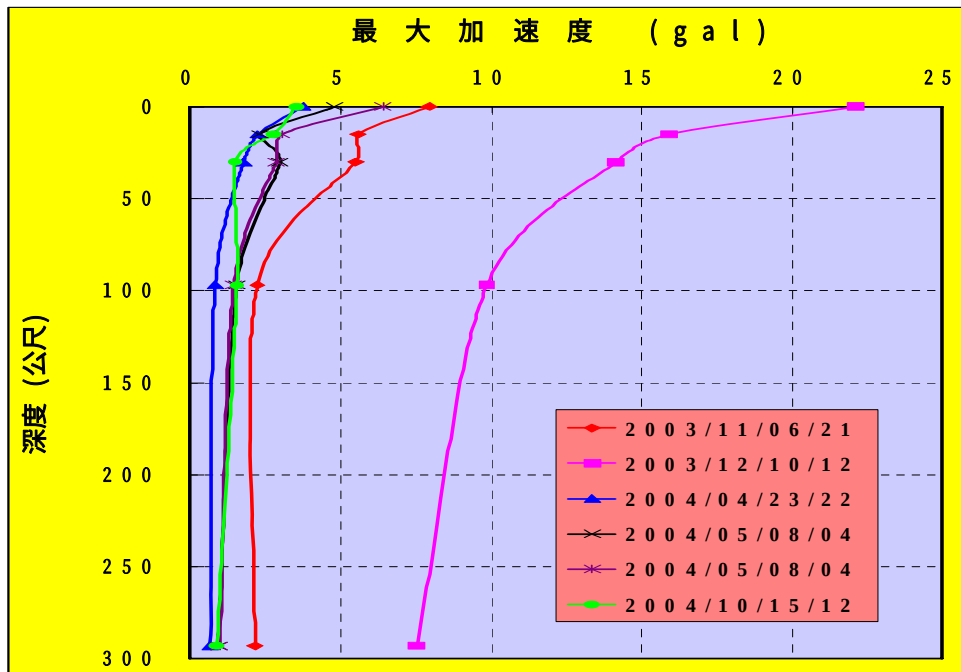


圖 高雄港地震最大加速度隨深度變化圖

圖 2.3 高雄港井下地震儀南北向之最大加速度隨深度變化圖

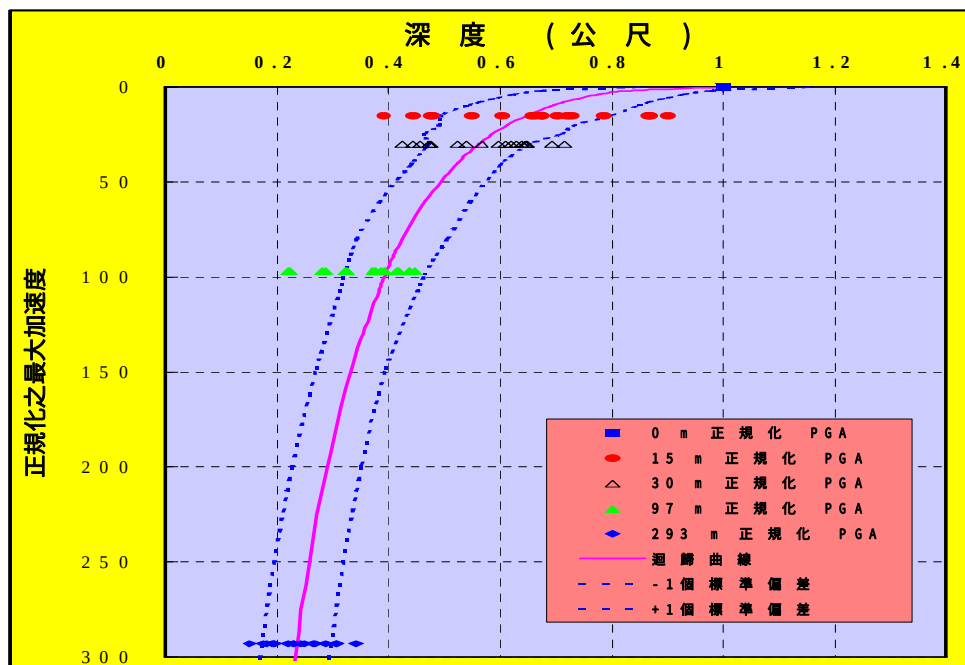


圖 高雄港正規化之最大加速度隨深度變化圖

圖 2.4 高雄港井下地震儀南北向正規化之最大加速度隨深度變化圖



圖 2.7 港灣井下地震即時網頁資訊

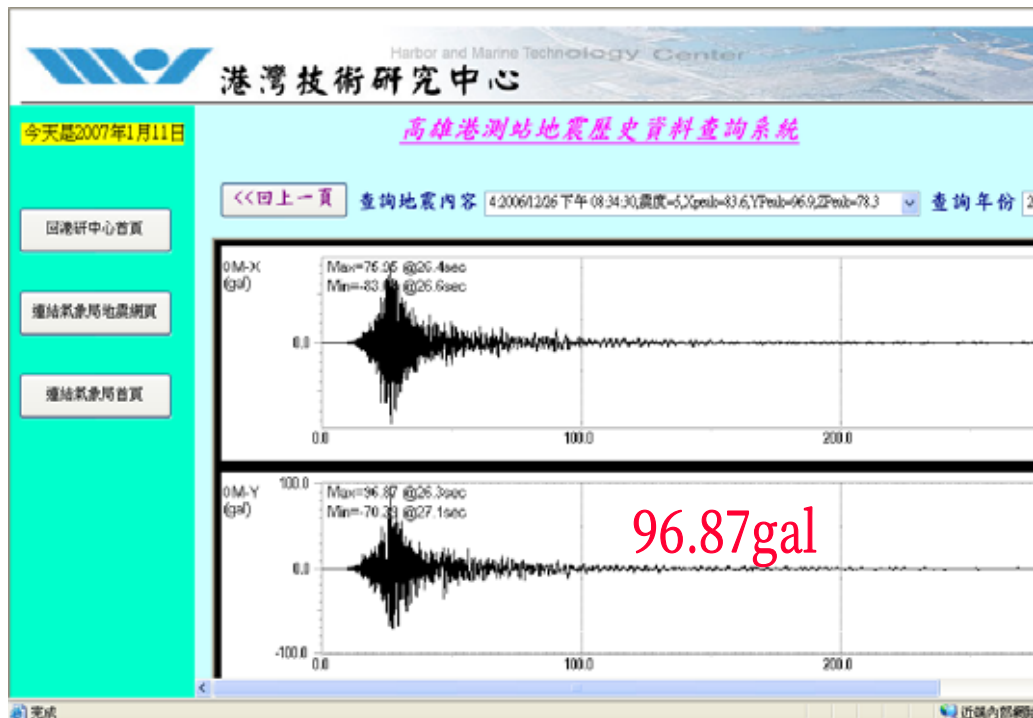


圖 2.8 高雄港井下地震即時網頁資訊查詢(95.12.26)

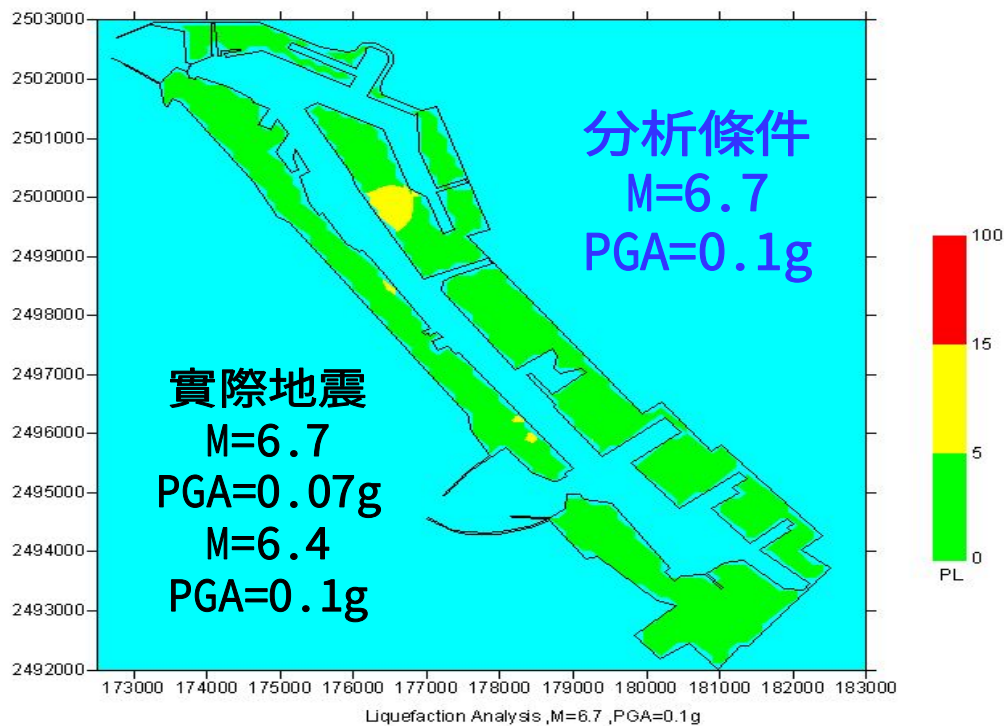


圖 2.9 恆春地震引致高雄港區液化危害程度分析圖

港灣地震即時簡訊

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

圖 2.10 港灣地震即時簡訊示意圖

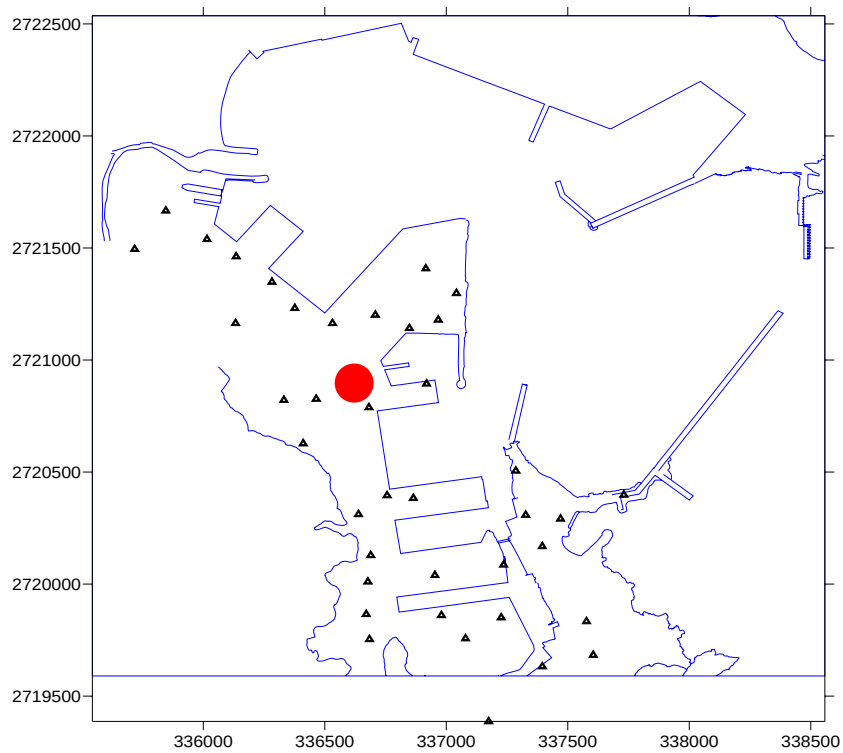


圖 2.11 蘇澳港地震監測井與與微地動試驗分佈圖

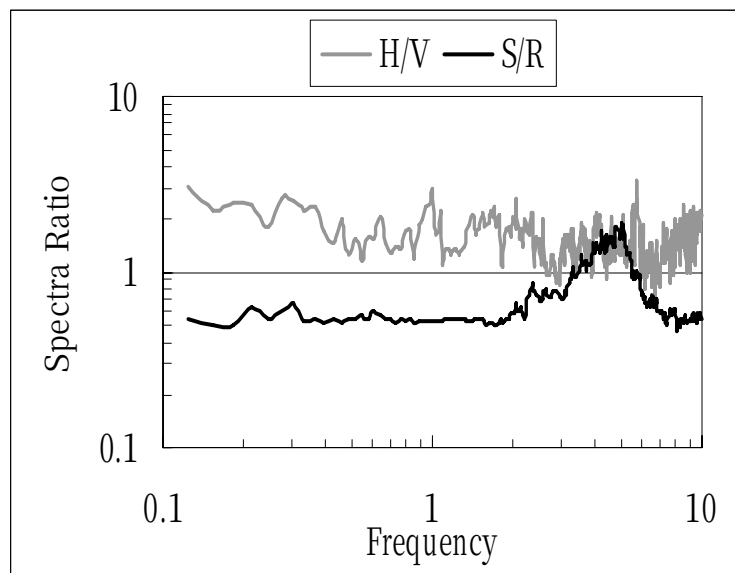


圖 2.12 蘇澳港地表與深度 15 米之頻譜比與微地動分析比較圖

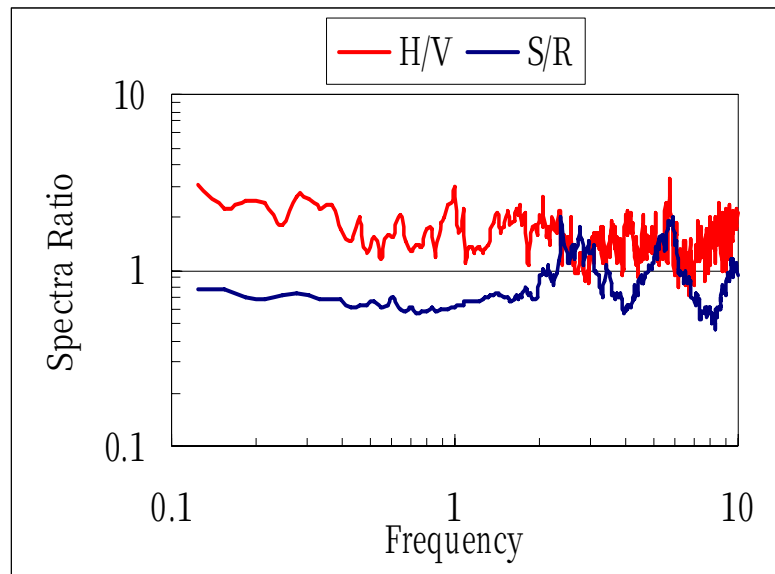


圖 2.13 蘇澳港地表與深度 35 米之頻譜比與微地動分析比較圖

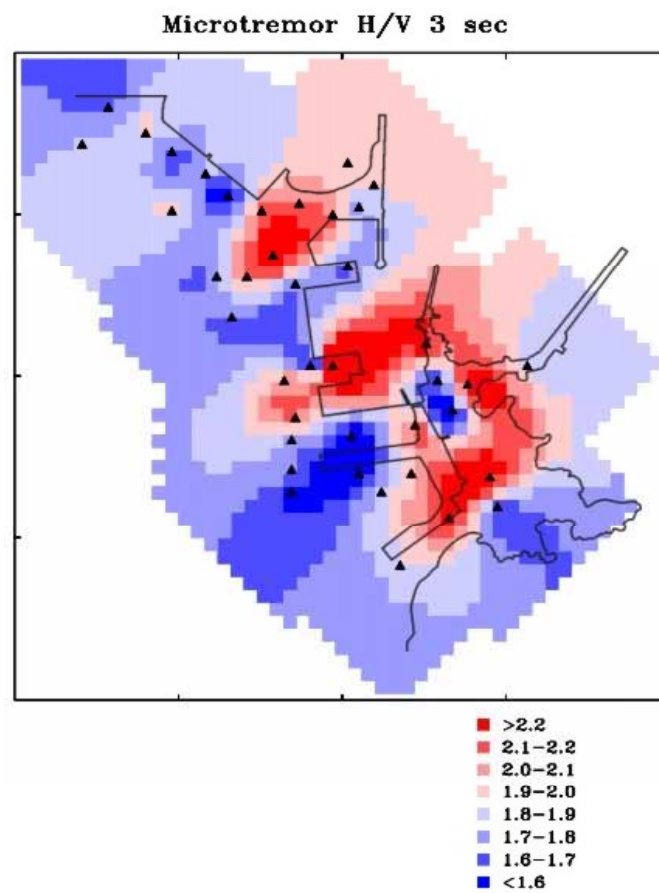


圖 2.14 蘇澳港特性週期 3 秒港區放大倍率等值圖

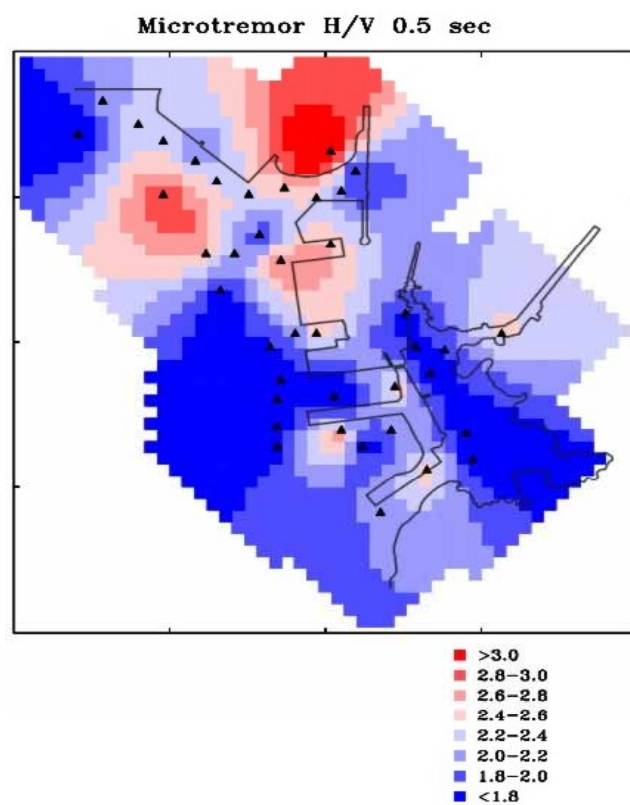


圖 2.15 蘇澳港特性週期 0.5 秒港區放大倍率等值圖

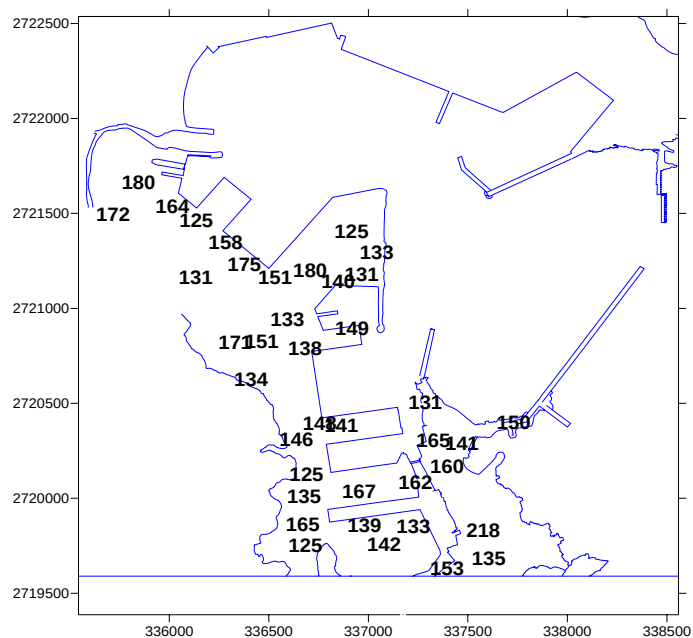


圖 2.16 蘇澳港 2005 年 3 月 6 日地震 PGA 模擬之分佈圖(東西向)

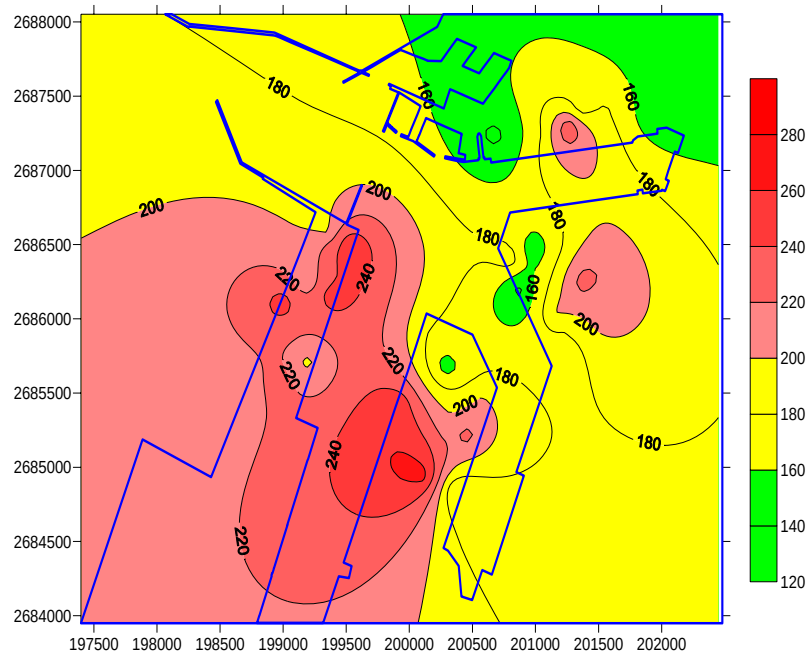


圖 2.17 臺中港 921 地震 PGA 模擬之分佈圖(東西向)

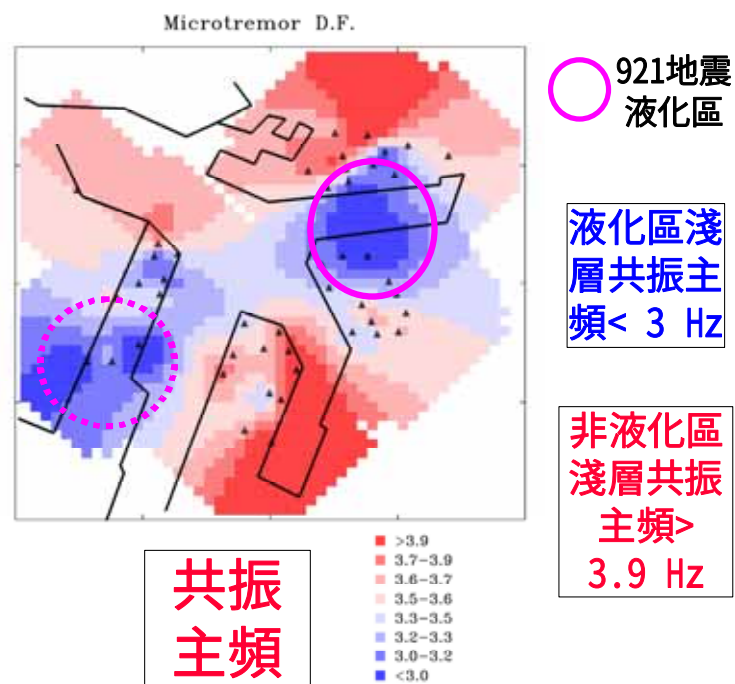


圖 2.18 臺中港淺層共振主頻之分佈圖

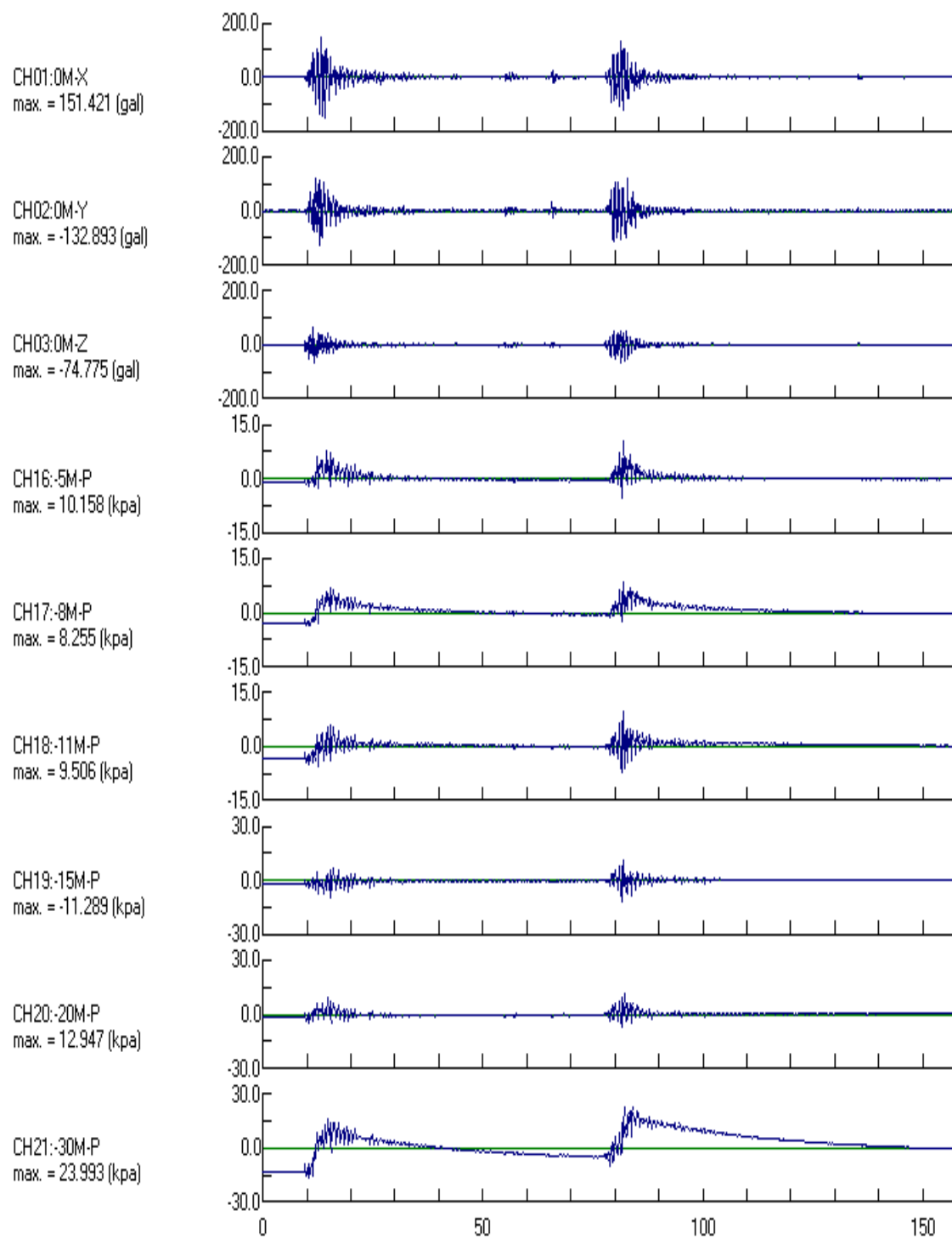


圖 2.19a 蘇澳港 2005 年 3 月 6 日地震之動態水壓變化

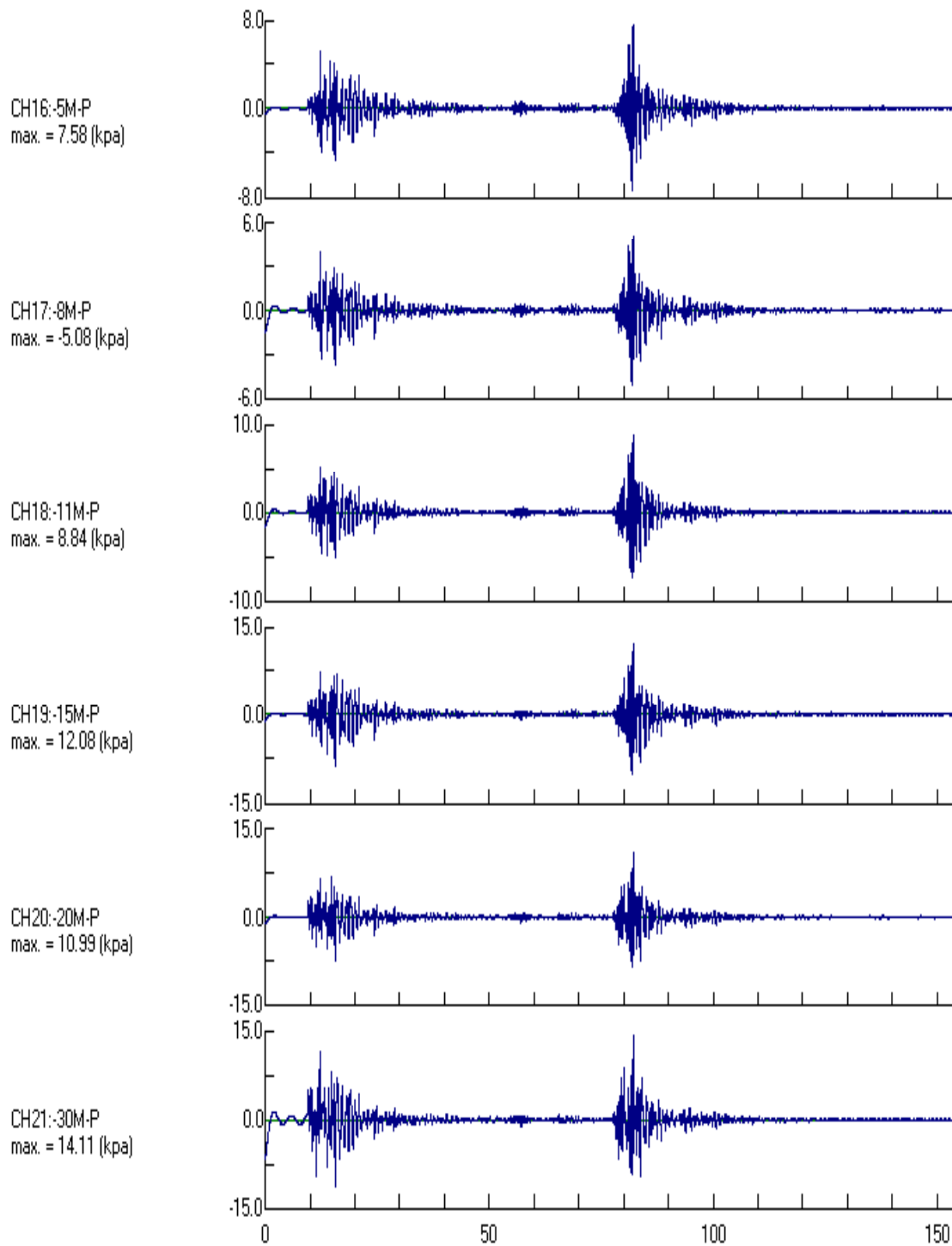


圖 2.19b 蘇澳港 2005 年 3 月 6 日地震之動態水壓變化(大於 0.25Hz)

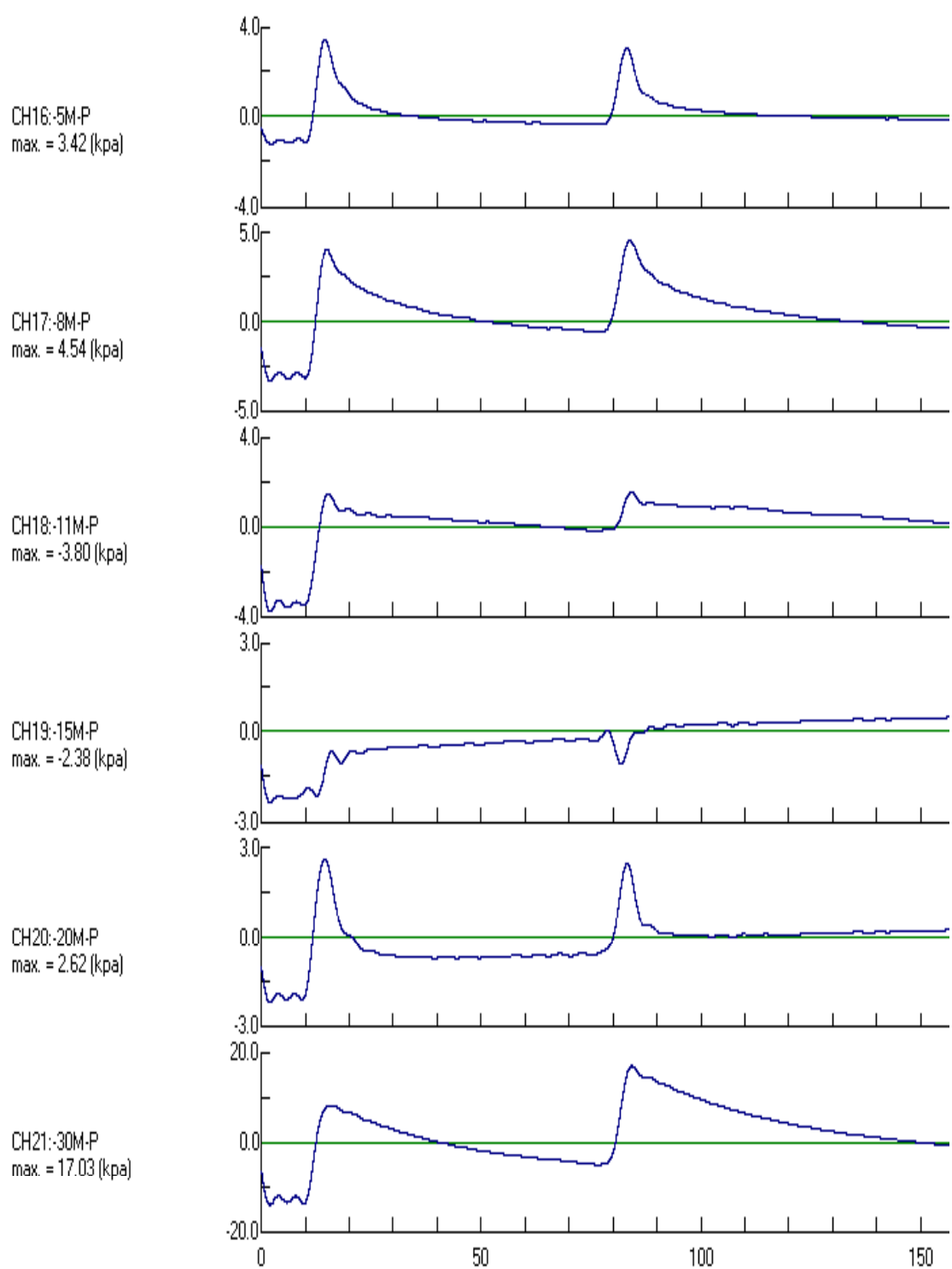


圖 2.19c 蘇澳港 2005 年 3 月 6 日地震之動態水壓變化(小於 0.25Hz)

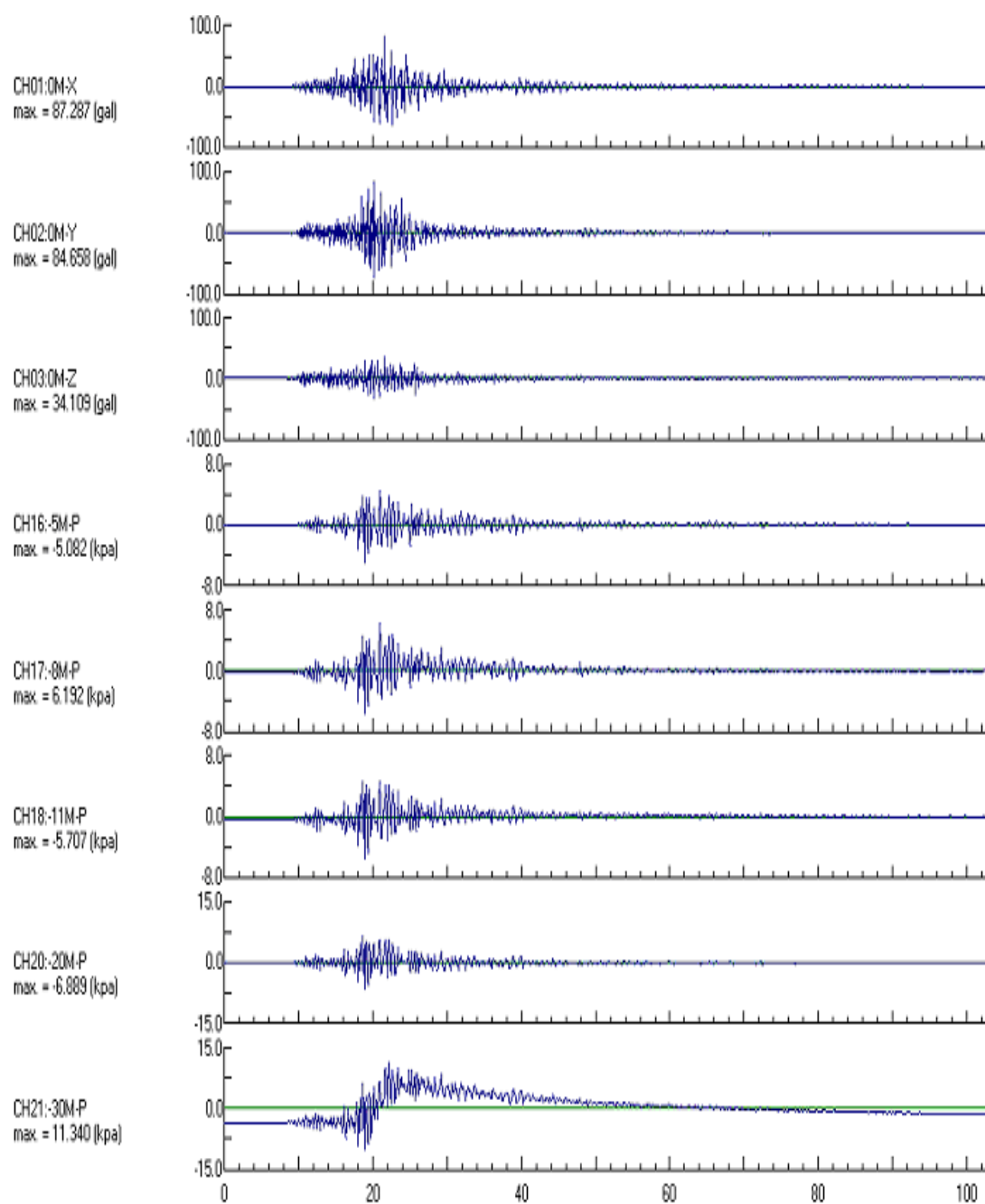


圖 2.19d 蘇澳港 2007 年 9 月 7 日地震之動態孔隙水壓變化

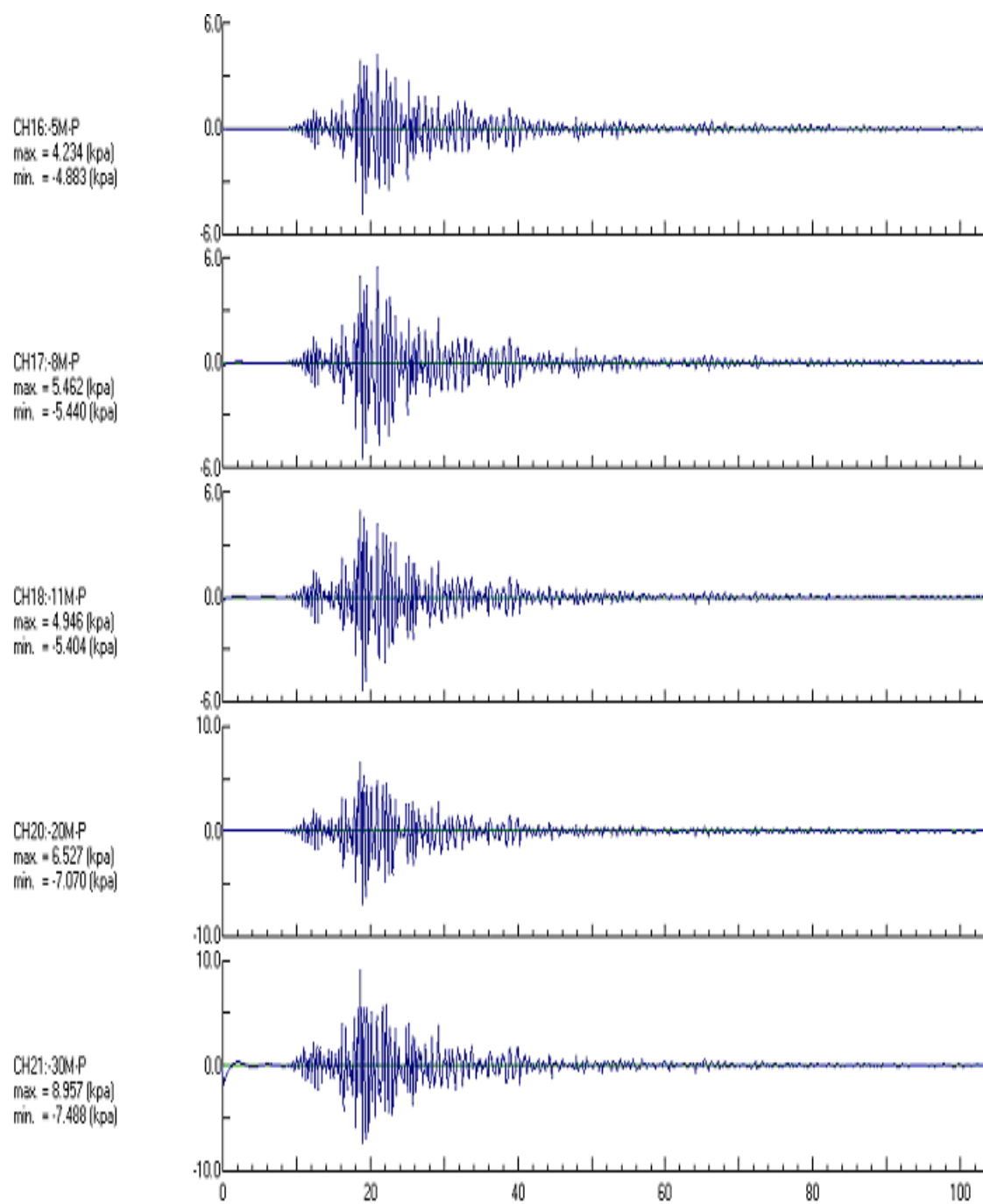


圖 2.19e 蘇澳港 2007 年 9 月 7 日地震之動態孔隙水壓變化
(大於 0.25Hz)

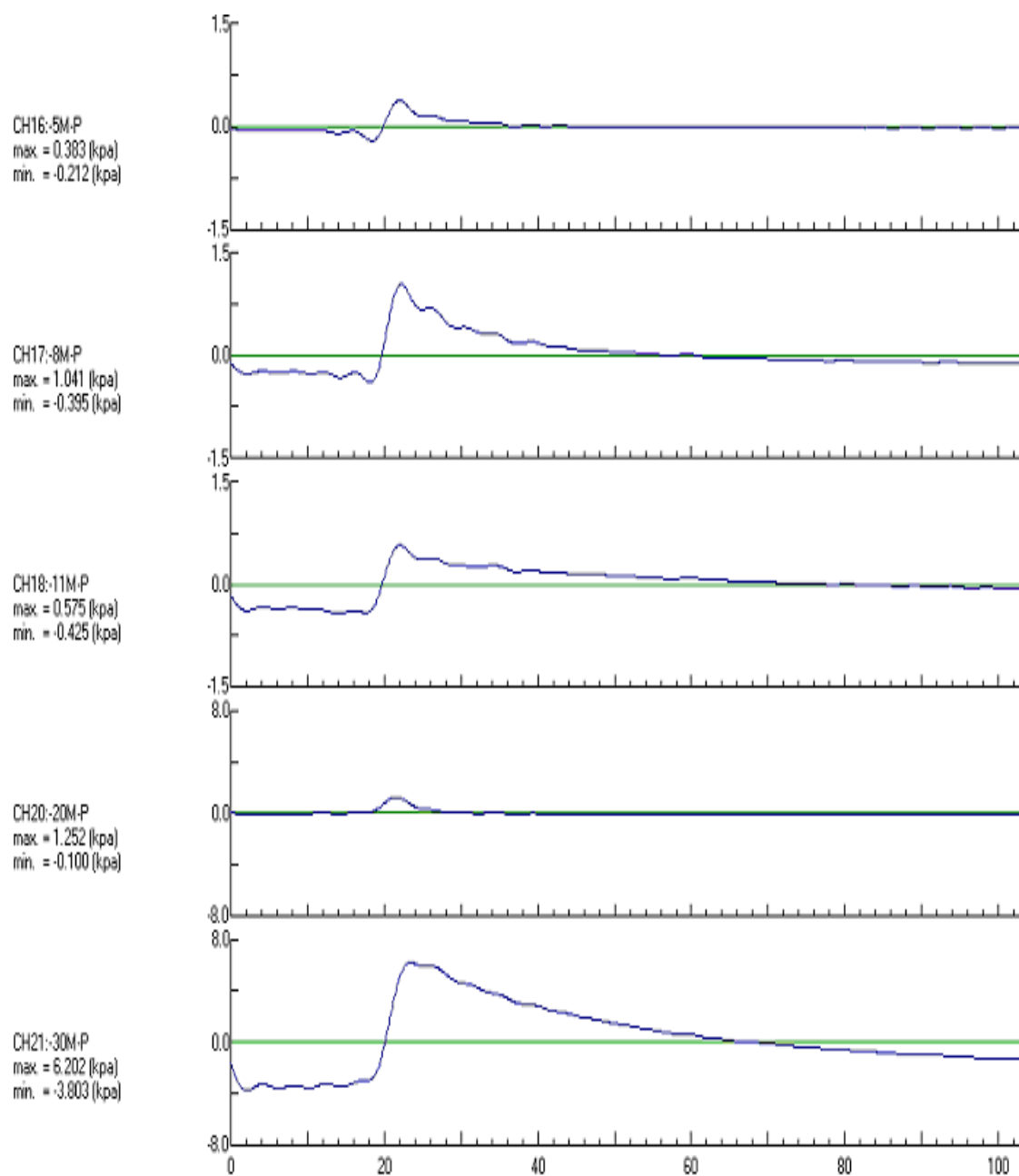


圖 2.19f 蘇澳港 2007 年 9 月 7 日地震之動態孔隙水壓變化(小於 0.25Hz)

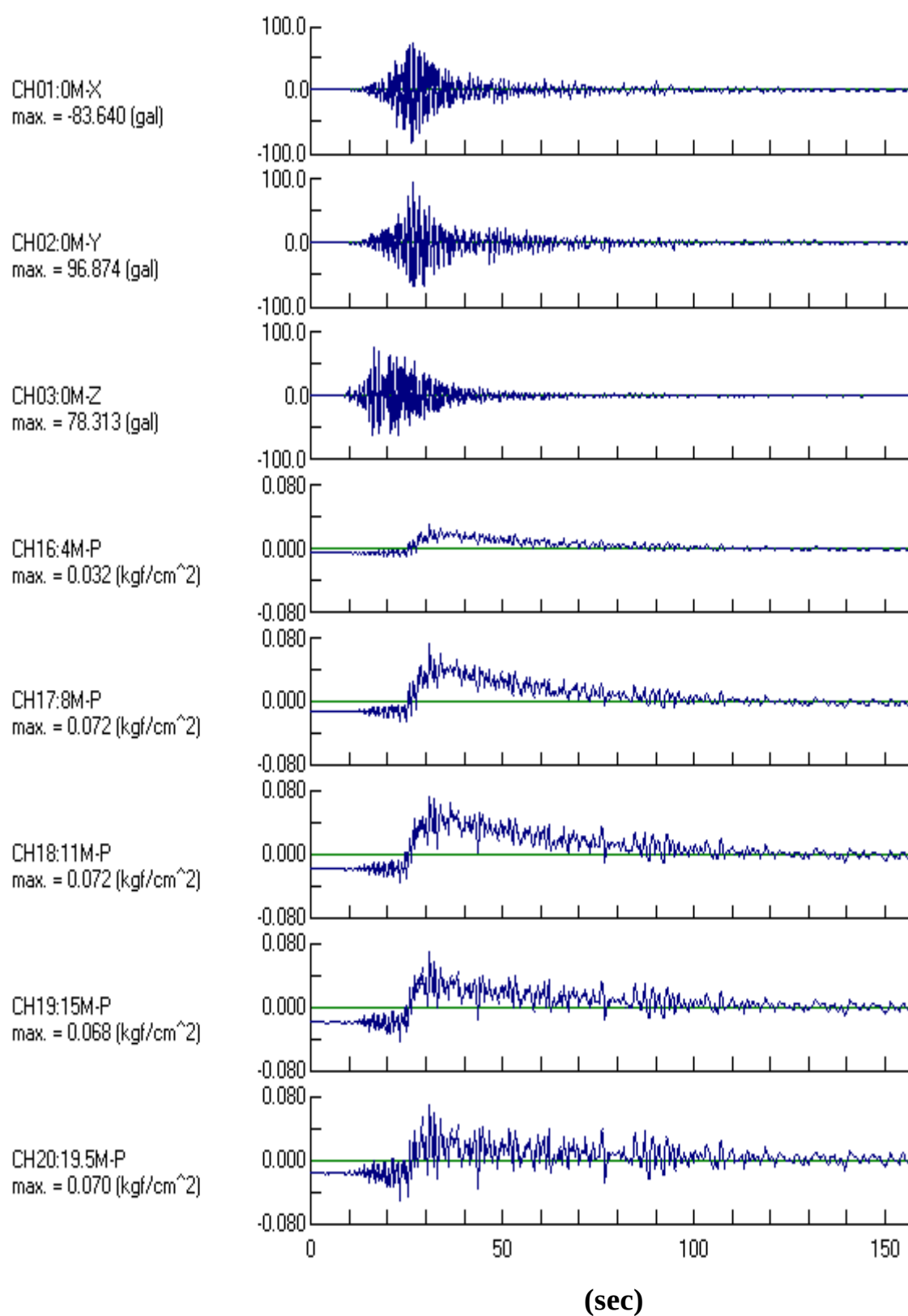


圖 2.20a 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化

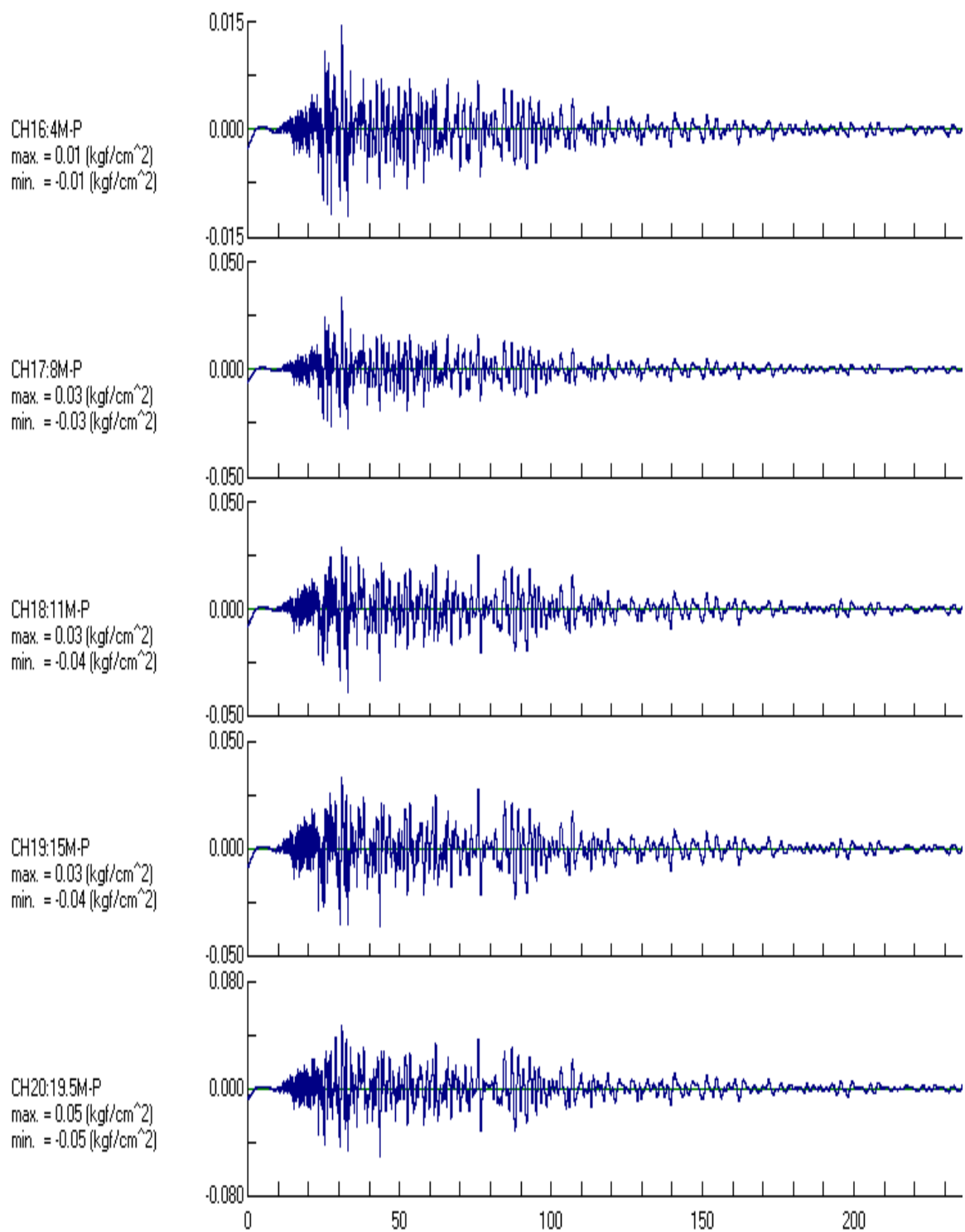


圖 2.20b 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化(大於 0.1Hz)

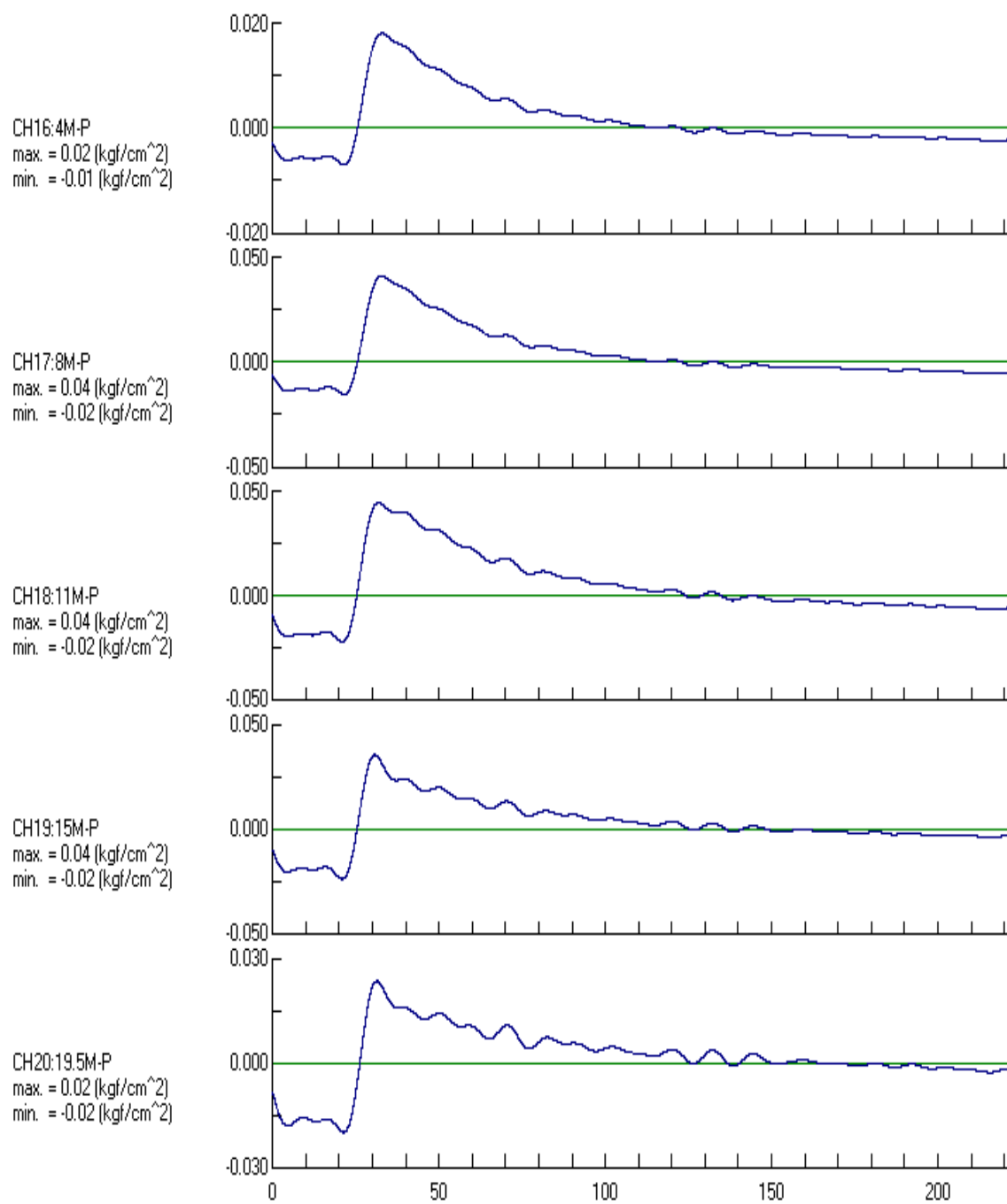


圖 2.20c 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化(小於 0.1Hz)

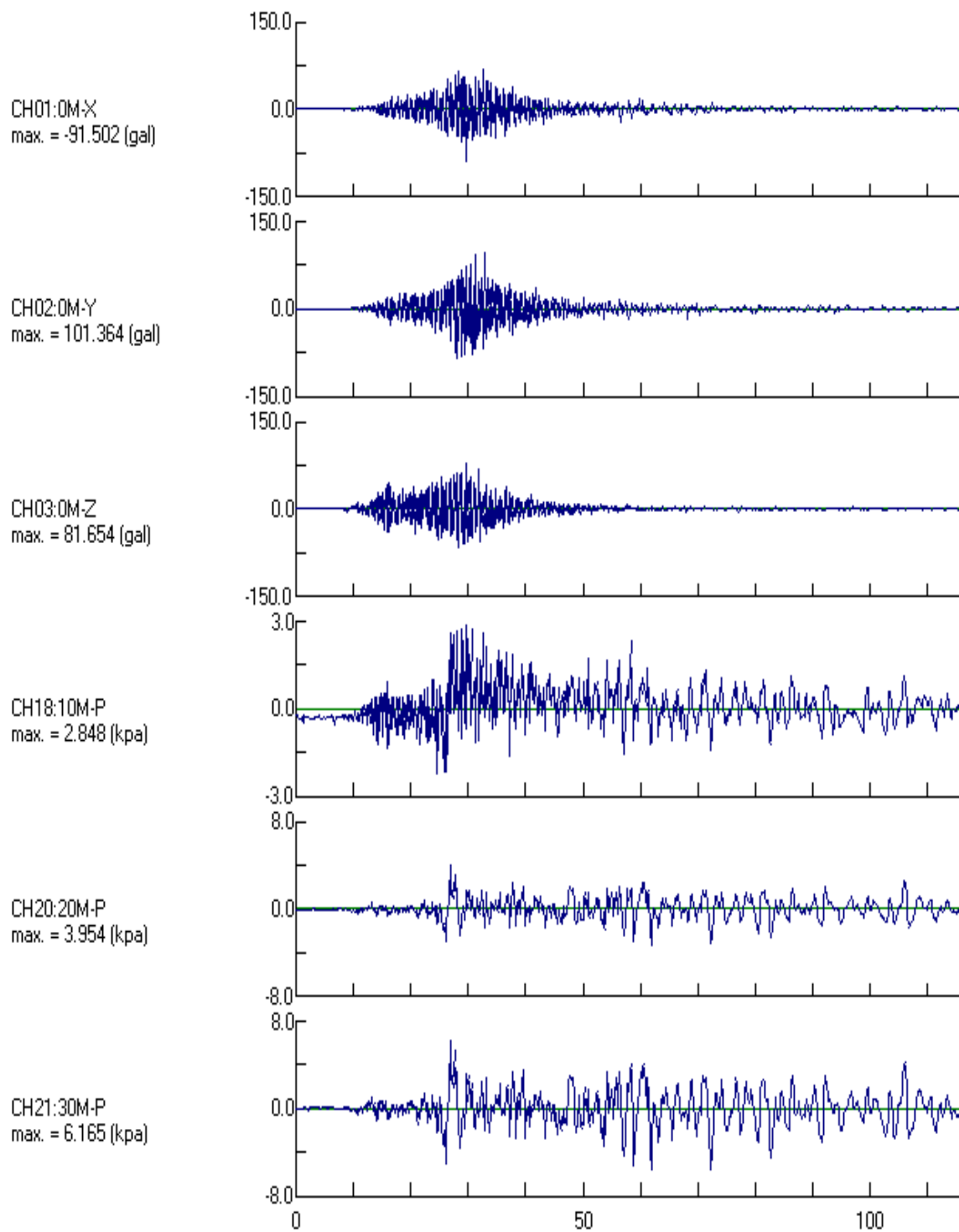


圖 2.21a 安平港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化

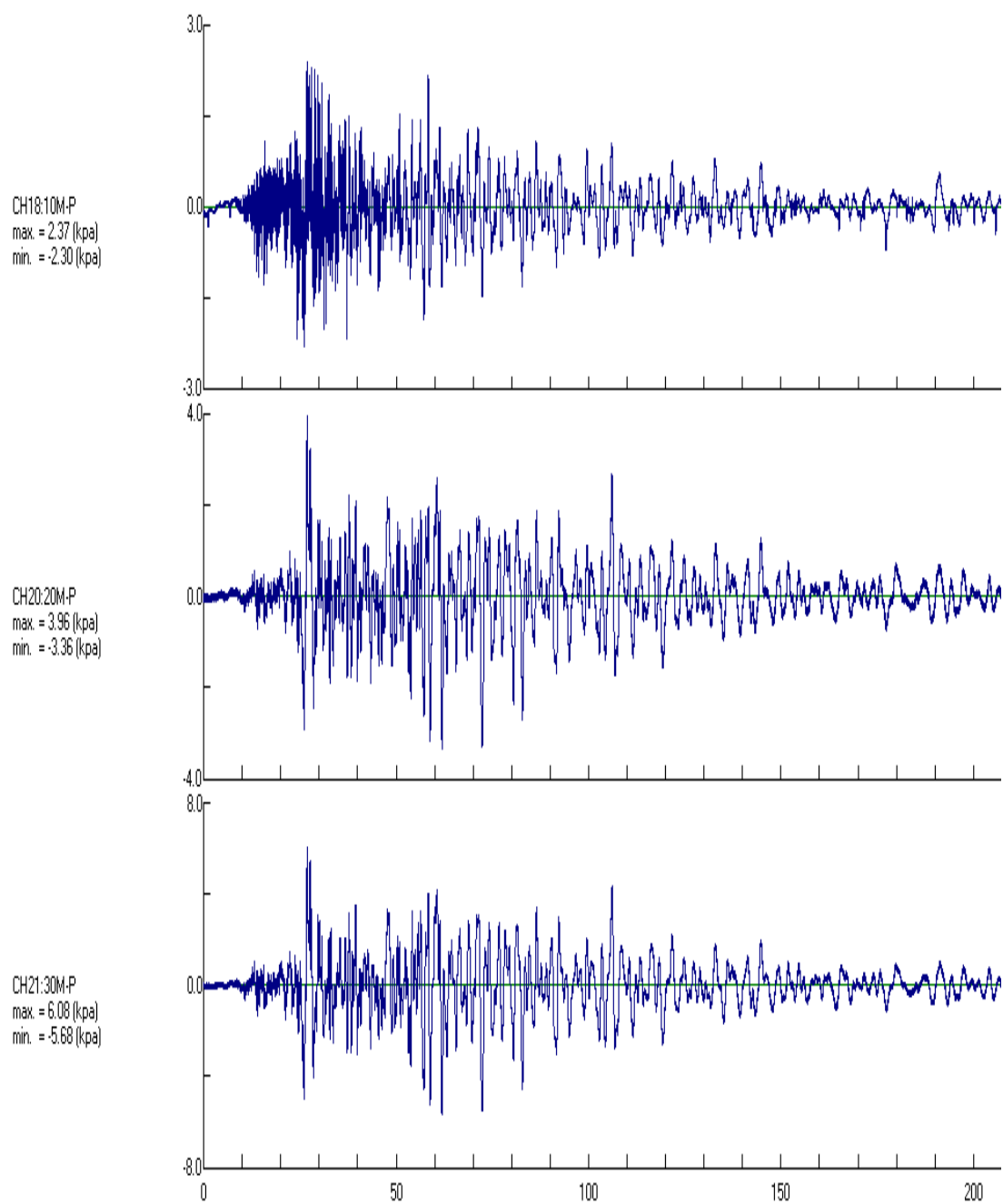


圖 2.21b 安平港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化(大於 0.08Hz)

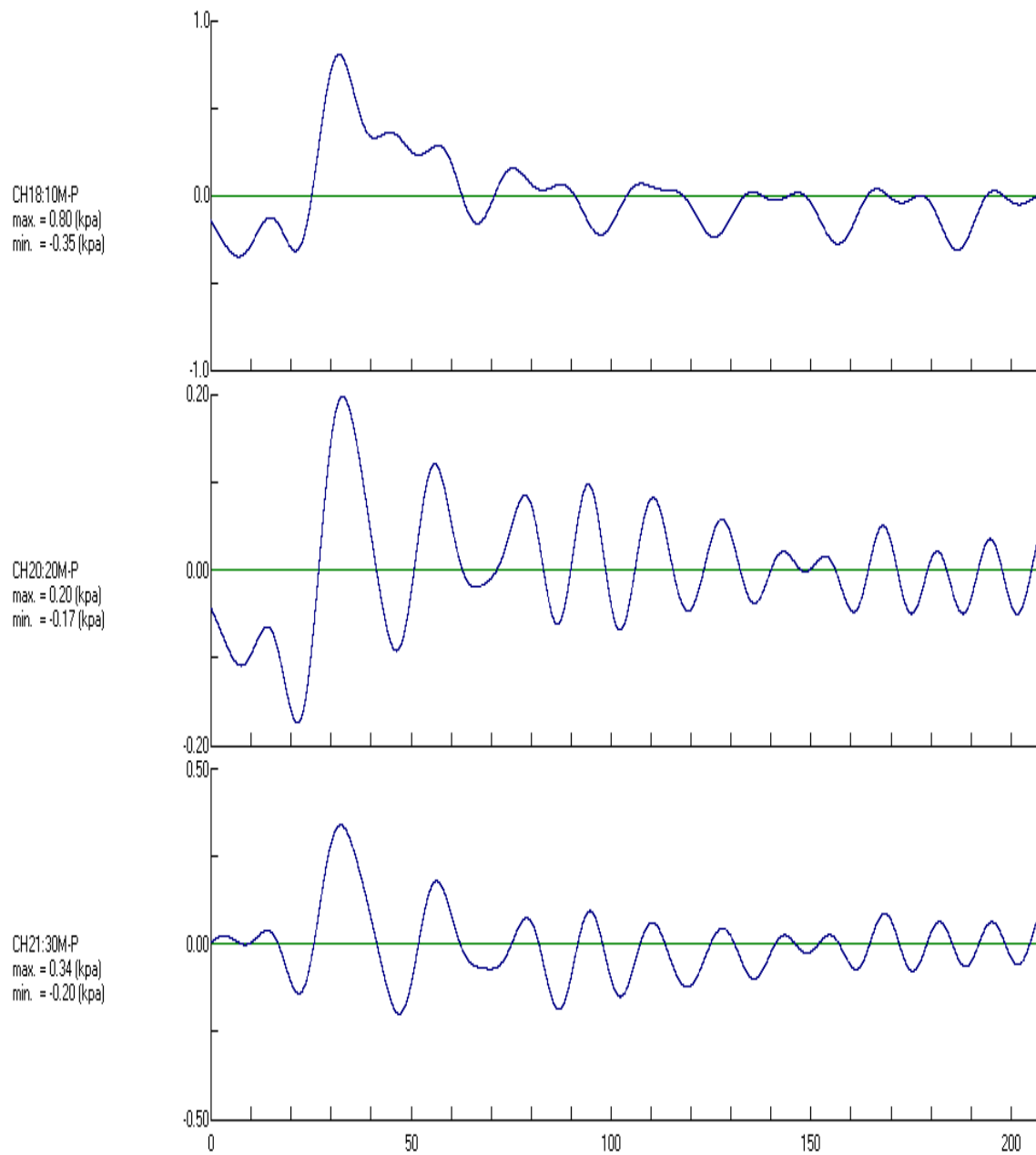


圖 2.21c 安平港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化(小於 0.08Hz)

第三章 港灣地區碼頭類型及地震災況案例

3.1 港灣碼頭結構物類型

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

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

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

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

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

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

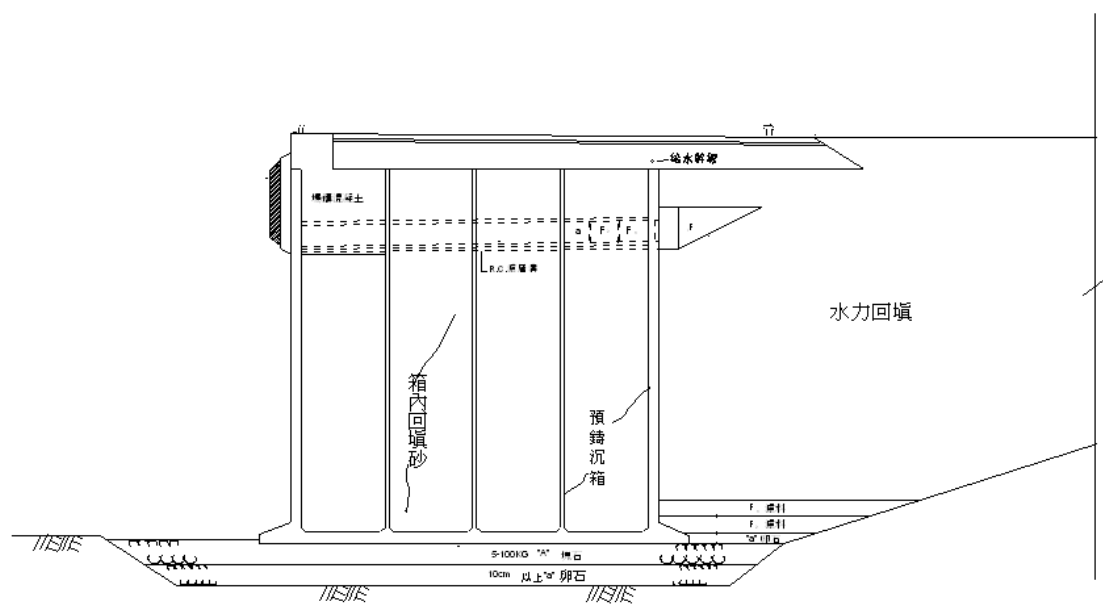


圖 3.1 沉箱式碼頭

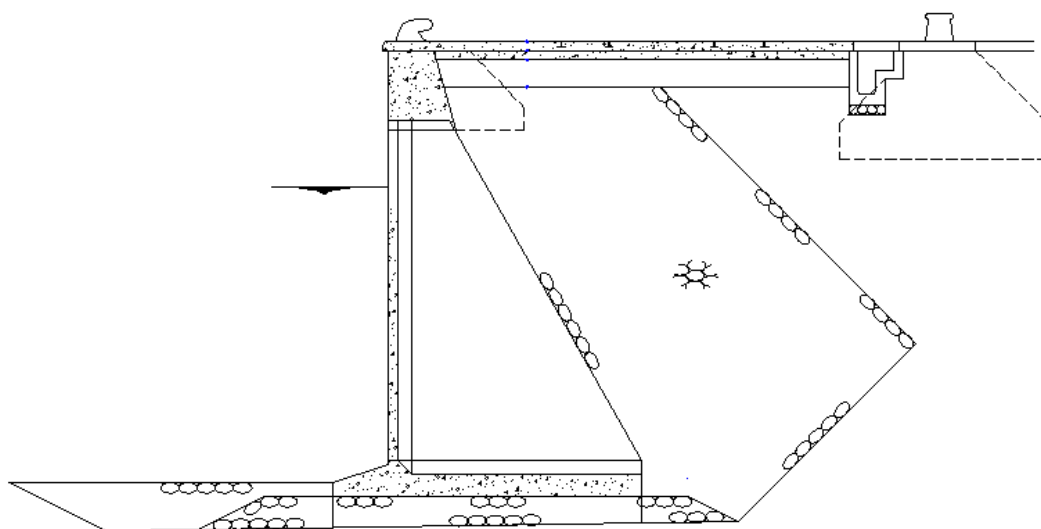


圖 3.2 L 型塊式碼頭

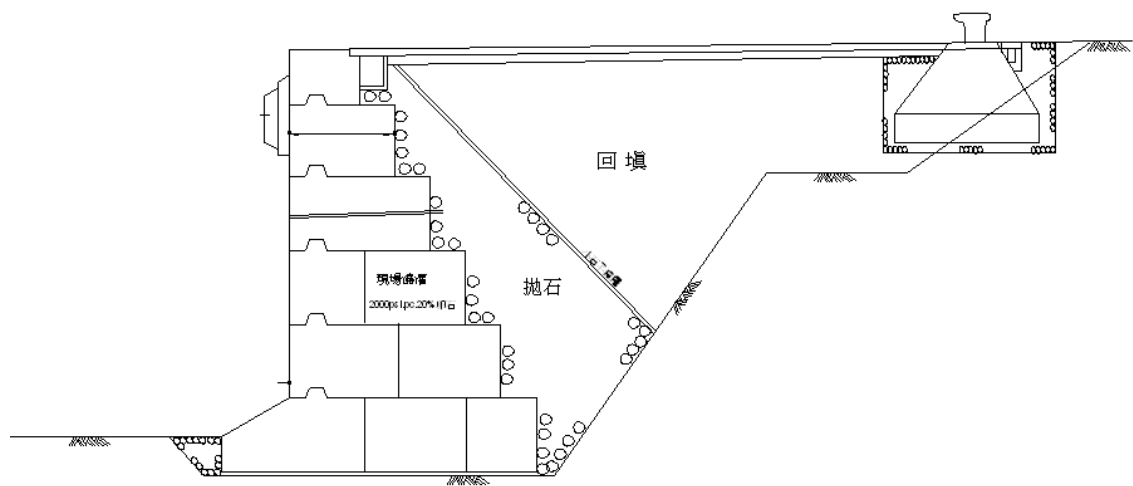


圖 3.3 方塊式碼頭

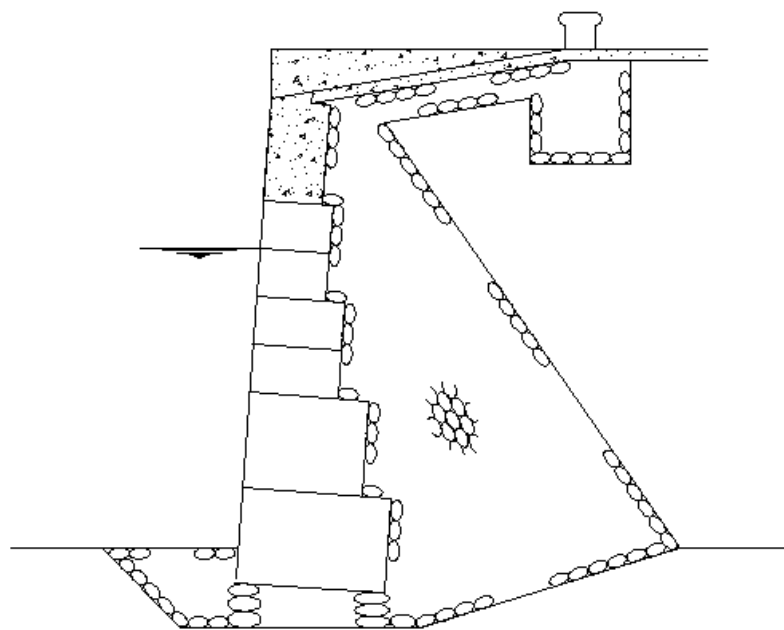


圖 3.4 混凝土方塊(擁壁)式碼頭

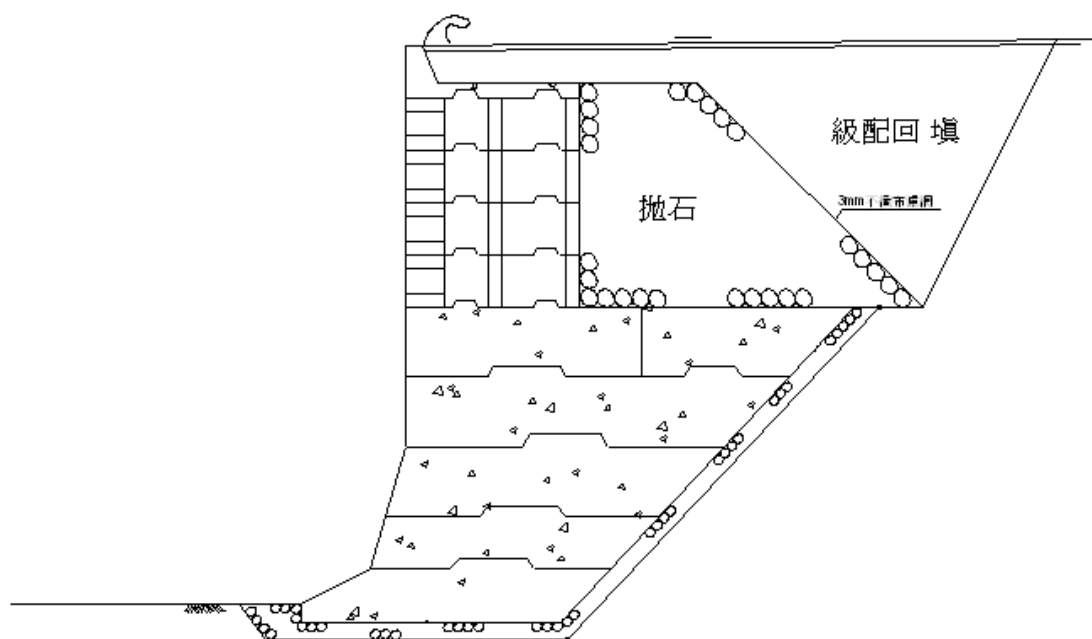


圖 3.5 消波方塊式碼頭

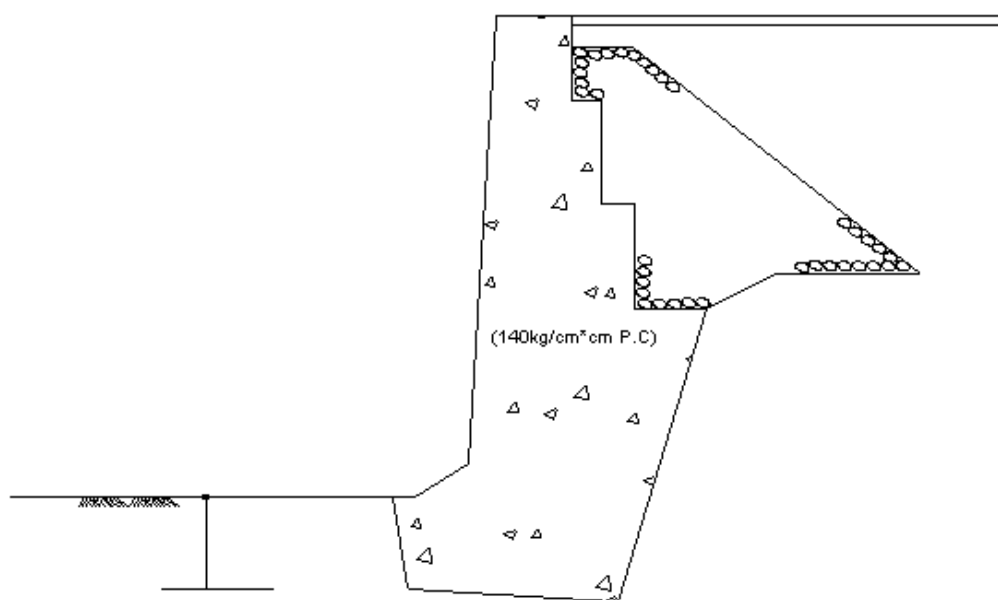


圖 3.6 現場澆置混凝土式碼頭

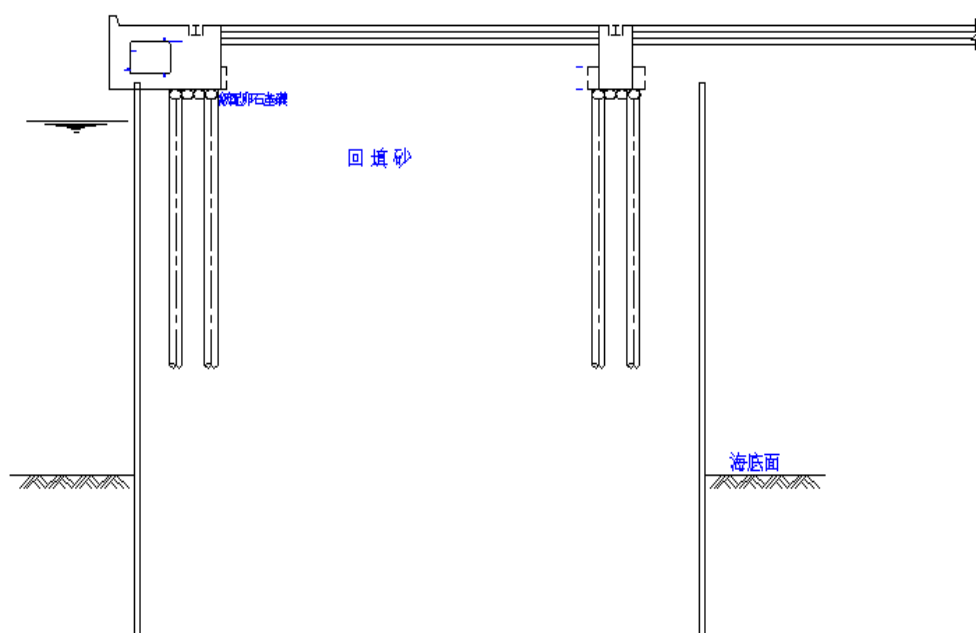


圖 3.7 自立式板樁碼頭

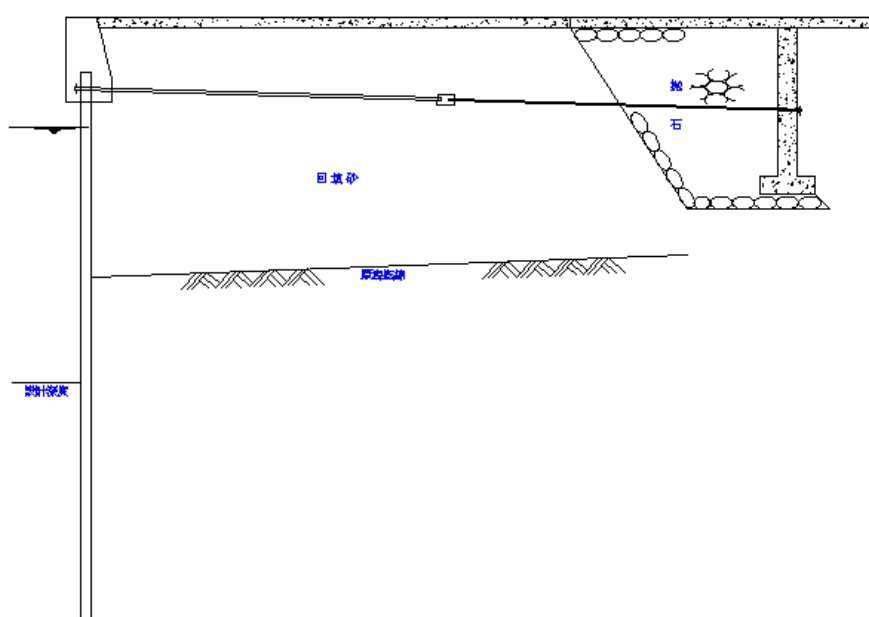


圖 3.8 錨碇式板樁碼頭

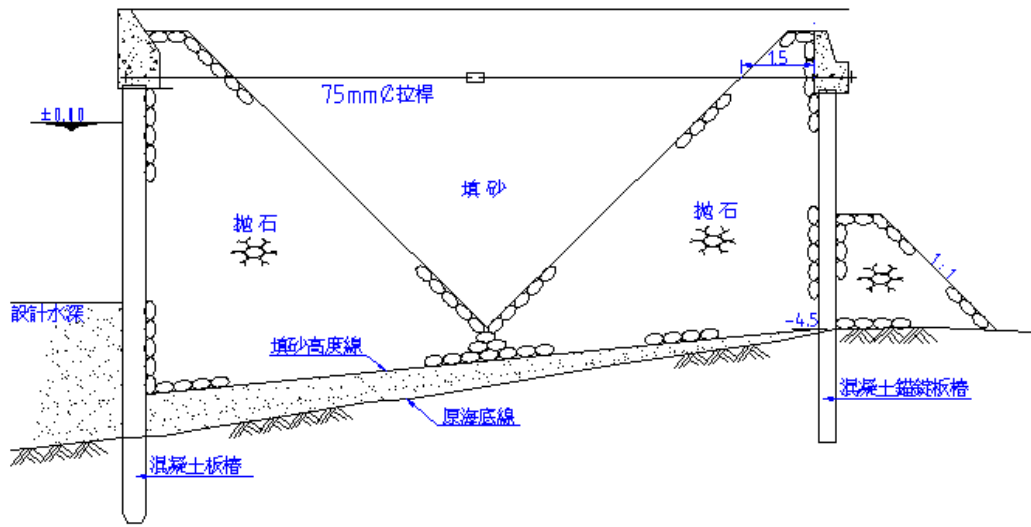


圖 3.9 (混凝土、R.C.、鋼板)板樁錨碇式碼頭

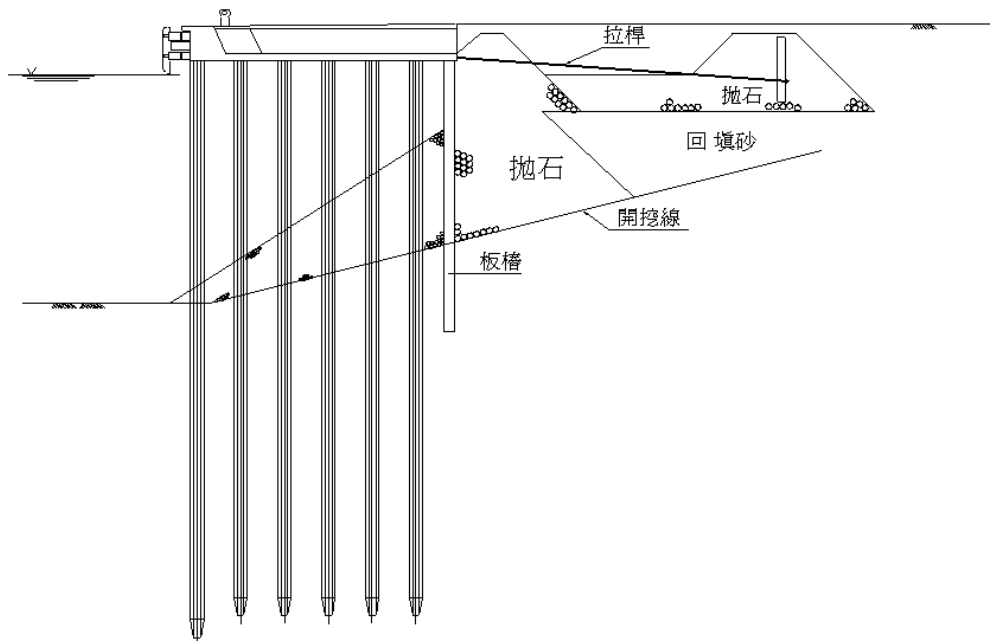


圖 3.10 直樁棧橋式碼頭

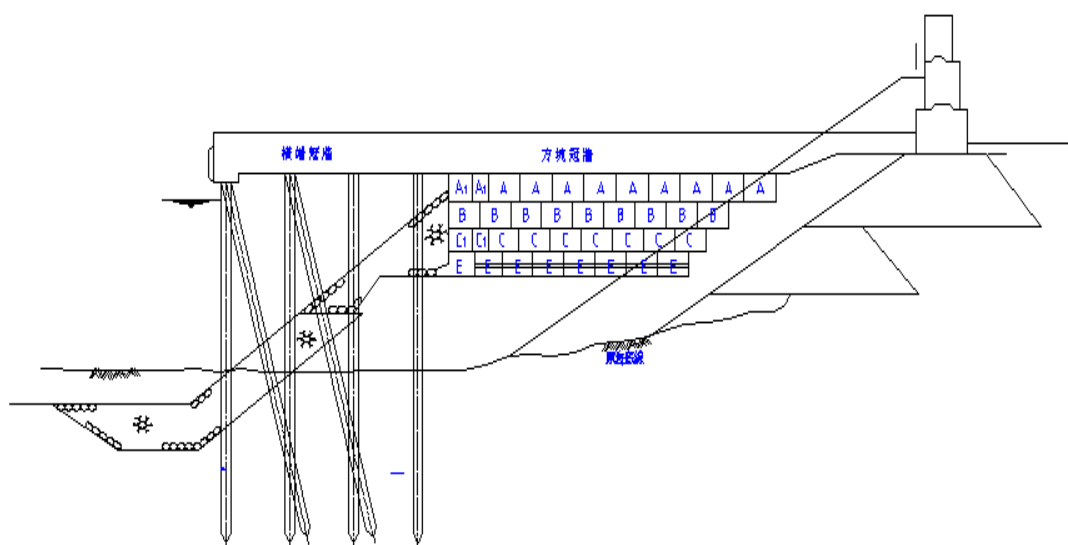


圖 3.11 斜樁(組樁)棧橋式碼頭

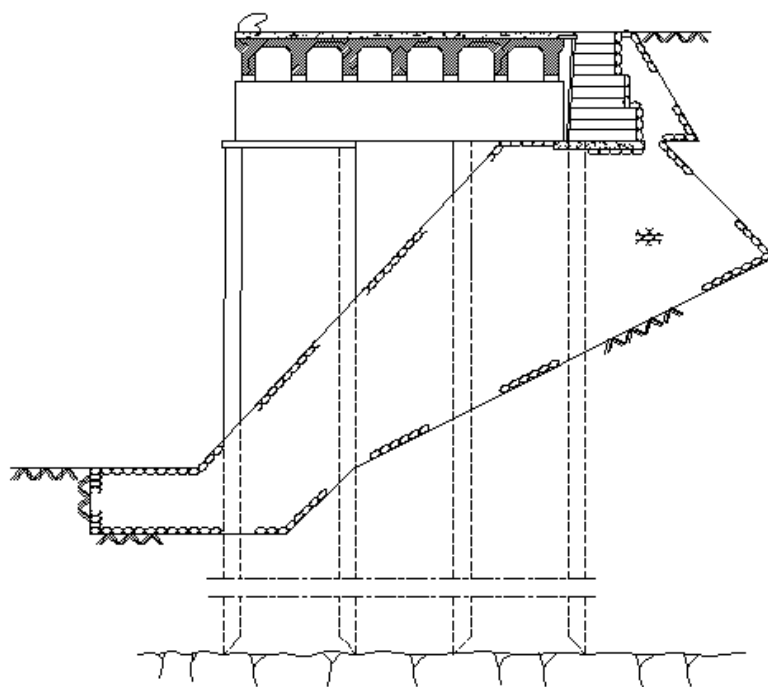


圖 3.12 圓筒棧橋式碼頭

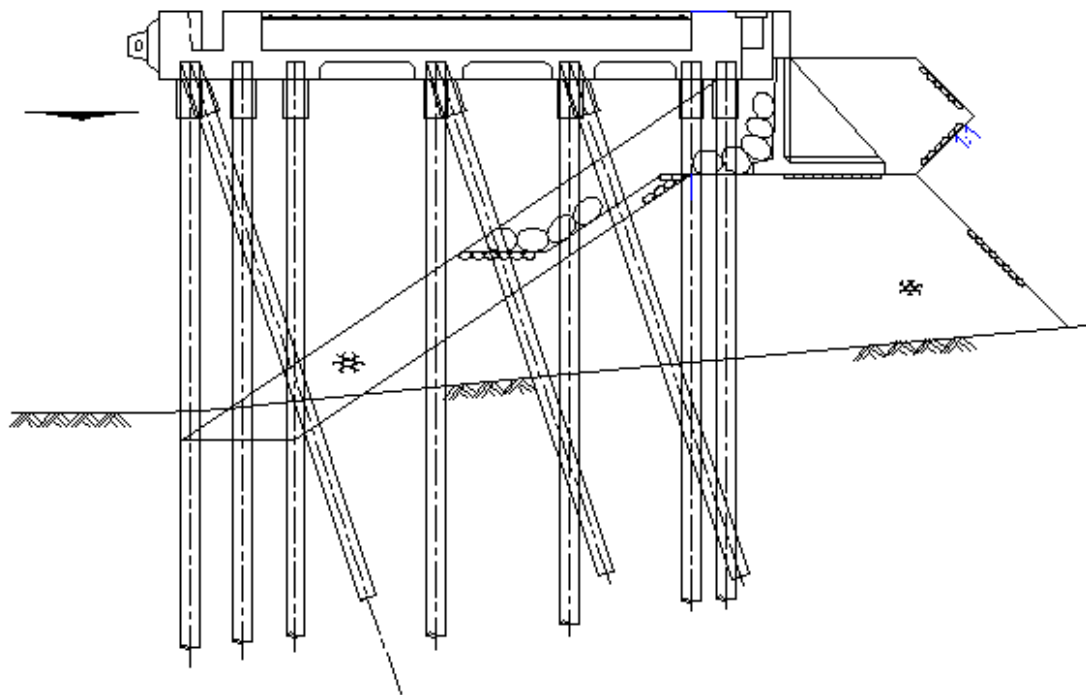


圖 3.13 平臺基樁式碼頭

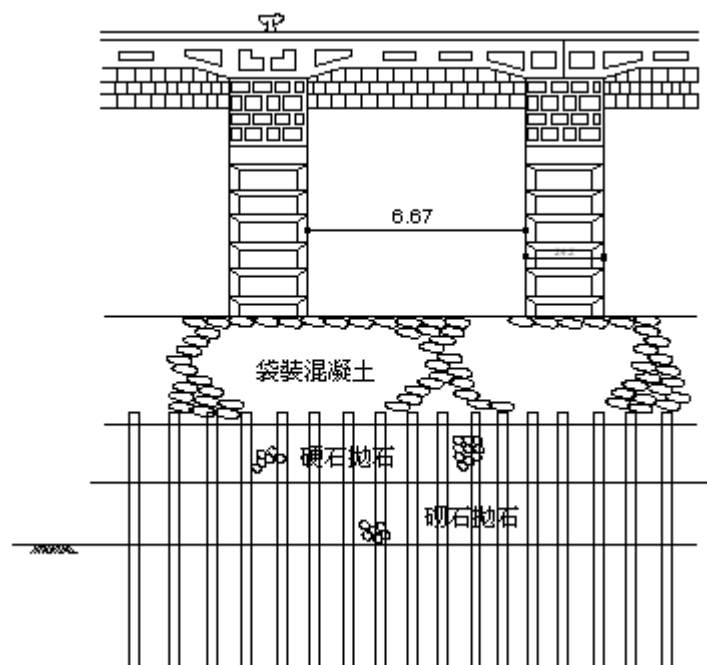


圖 3.14 橋臺墩式碼頭

3.2 臺灣地區國際商港碼頭型式

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

3.2.1.基隆港

基隆港碼頭用途、長度、碼頭前水深及結構型式如表 3-1 所示。

表 3-1 基隆港各碼頭用途型式資料表

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

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

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

資料來源：各港務局提供及本研究整理

3.2.2. 高雄港

高雄港碼頭用途、長度、碼頭前水深及結構型式如表 3-2 所示。

表 3-2 高雄港各碼頭用途型式資料表

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

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

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

資料來源：各港務局提供及本研究整理

3.2.3 臺中港

臺中港碼頭用途、長度、碼頭前水深及結構型式如表 3-3 所示。

表 3-3 臺中港各碼頭用途型式資料表

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

資料來源：各港務局提供及本研究整理

3.2.4 花蓮港

花蓮港碼頭用途、長度、碼頭前水深及結構型式如表 3-4 所示。

表 3-4 花蓮港各碼頭用途型式資料表

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

資料來源：各港務局提供及本研究整理

3.2.5 蘇澳港

蘇澳港碼頭用途、長度、碼頭前水深及結構型式如表 3-5 所示。

表 3-5 蘇澳港各碼頭用途型式資料表

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

資料來源：各港務局提供及本研究整理

3.3 地震引致碼頭破壞之災害案例

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

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

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

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

文獻上記載的破壞案例很多(Amano et al., 1955; Hayash et al., 1966 & 1970; Seed & Whitman, 1970; 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 3-6，從 1923 年至 1995 年期間，至於有 20 個破壞案例有文獻記載，其地震規模皆大於 6；災情比較嚴重者，皆有液化現象之報導。以 1995 年的日本阪神地震為例，重力式沉箱碼頭的滑動位移平均達 3 公尺之多，而外傾角約 4 度。

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

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

最大加速度 a_{hmax} 為 0.2g，造成蘇澳港 3-5 號碼頭，長度約有 750 公尺，沉箱側移 20~50cm，碼頭後線並未發現液化之噴砂現象，但下陷龜裂非常明顯，其損害情況如照片 3-1~3-2 及圖 3.1 所示。民國 88 年 9 月 21 日，集集發生地震規模 $M_L=7.3$ ($M_w=7.6$) 之強烈地震，臺中港之地表水平最大加速度 a_{hmax} 為 0.163g，造成臺中港 1-4A 號碼頭，長度約 1135 公尺，沉箱側移 50-170 公分，碼頭後線背填土壤發生嚴重液化、噴砂、下陷、坑洞、鐵軌彎曲變形，其損害情況如照片 3-3~3-4 及圖 3.2 所示。

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

表 3-6a 地震引致港灣碼頭災害案例(黃國祥, 2002)

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

表 3-6b 地震引致港灣碼頭災害案例(黃國祥, 2002)

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

表 3-6c 地震引致港灣碼頭災害案例(黃國祥, 2002)

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

表 3-6d 地震引致港灣碼頭災害案例 (黃國祥, 2002)

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



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



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

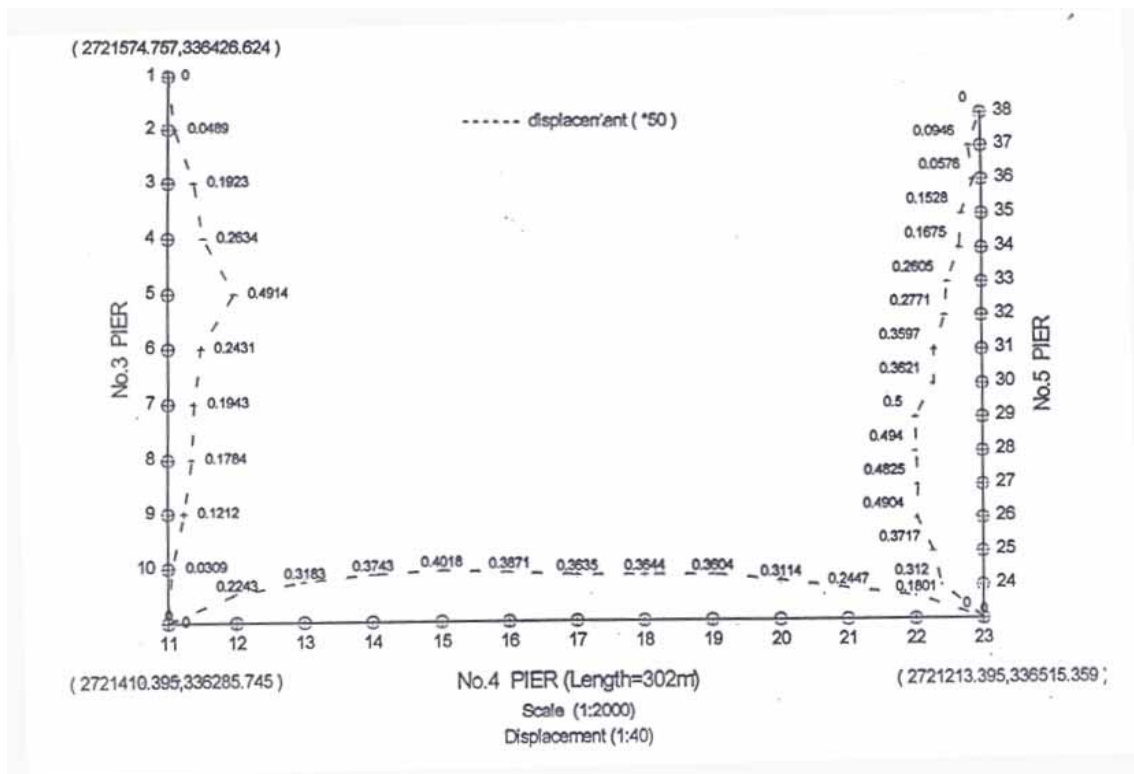


圖 3.15 民國 75 年地震造成蘇澳港 3-5 號碼頭外傾示意圖



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



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

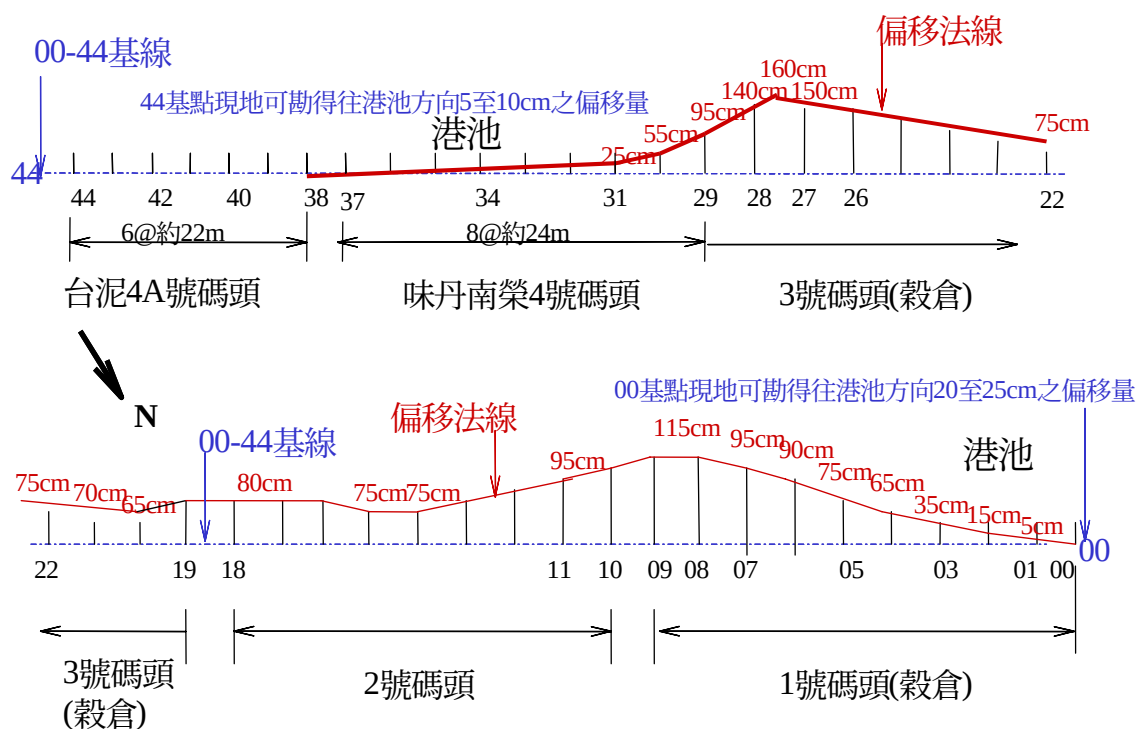


圖 3.16 民國 88 年 921 地震造成臺中港 1-4A 號碼頭外移示意圖

第四章 西南沿海及重要港區之液化災況模擬分析

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

4.1 前言

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

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

4.2 判別分析

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

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

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

式中

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

X ：液化解釋參數之向量

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

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

量，其中下標 nl 符號表示非液化。

S^{-1} ：全部調查資料變異性矩陣 S 之反矩陣。

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

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

式中

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

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

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

4.3 SPT 評估液化潛能之判別模式

4.3.1 液化與非液化案例資料之處理

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

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

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

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

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

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

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

4.3.2 液化之參數

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

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

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

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

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

式(4.3)-(4.4)中相關之參數，參考賴(2006)。

4.3.3 液化解釋參數之機率檢定

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

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

4.3.4 液化之判別模式

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

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

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

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

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

4.3.5 抗液化之安全係數

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

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

4.3.6 液化之機率模式

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

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

式中:

P_L : 貝氏定理分析之土壤液化機率。

$f_L(F_s)$: 為液化案例安全係數 F_s 之機率密度函數。

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

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

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

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

4.3.7 液化危害度分析

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

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

上式中，

IL 為液化潛能指數，介於 0~100 之間

$F(Z) = 1 - F_s(z)$ 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 4-1 液化損害程度定義(Iwasaki 等人, 1982)

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

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

上式中,

$P_L(z)$: 為各孔各個深度之液化機率, 介於 0~1 之間

P_{LW} : 為各孔之液化危險度, 介於 0~1 之間

$W(z)$: 為權重函數, z 為深度(公尺)。

$W(z)=1-0.05z$ 或 $W(z)=10-0.5z$ 。

表 4-2 液化損害程度定義(港研中心, 2005)

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

4.4 判別模式之驗證與比較

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

4.4.1 與傳統相關經驗法之比較

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

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

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

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

4.4.2 本文模式之物理意義

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

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

4.4.3 臺中港區液化分析比較說明

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

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

4.5 臺中港區土壤液化潛能評估

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

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

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

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

4.6 高雄港區土壤液化潛能評估

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

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

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

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

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

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

4.7 西南沿海地區之初步液化評估

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

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

4.8 結論

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

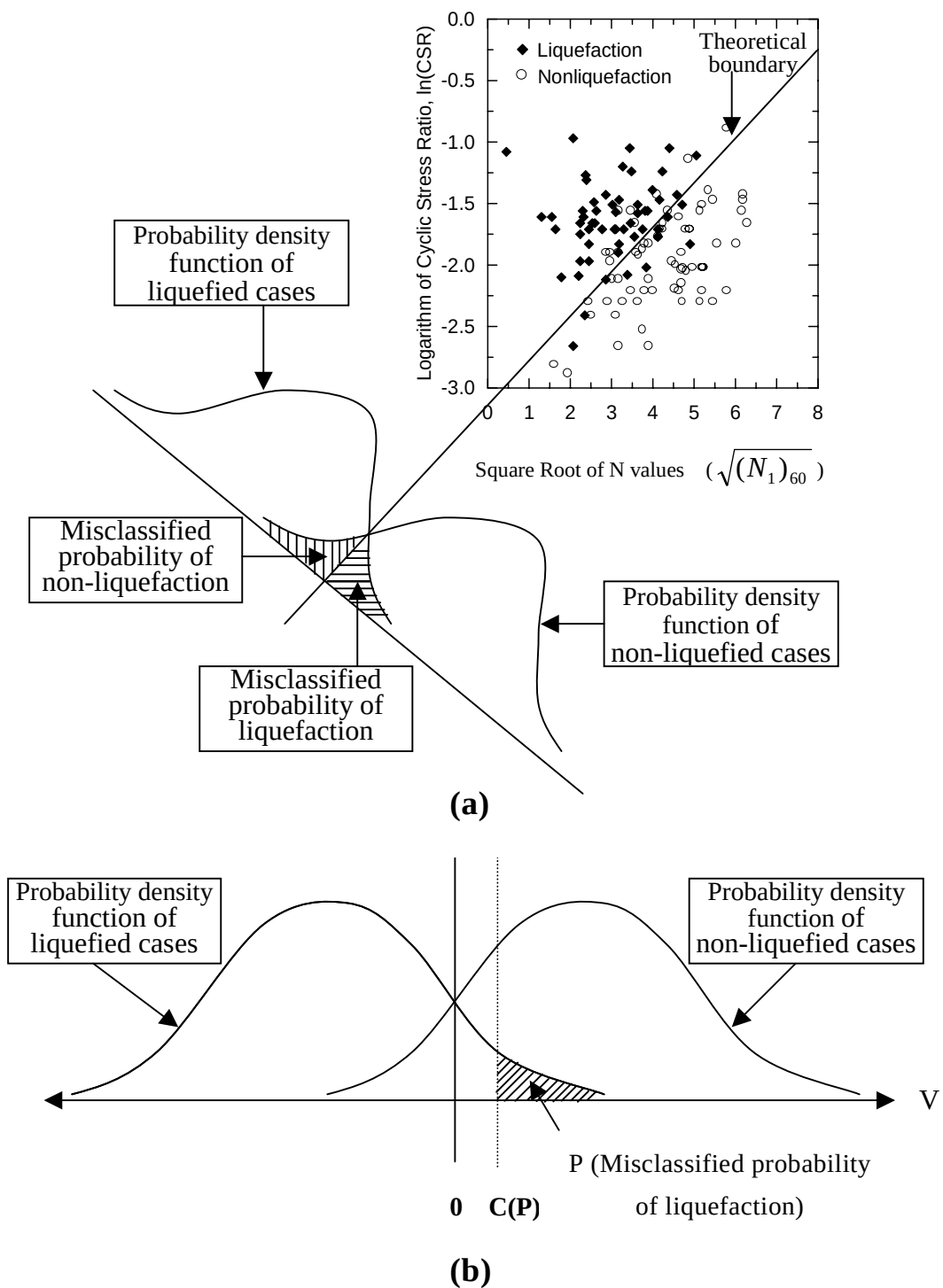


圖 4.1 液化判別分析示意圖

理論上， $V \geq 0$ 表示非液化， $V < 0$ 表示液化；

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

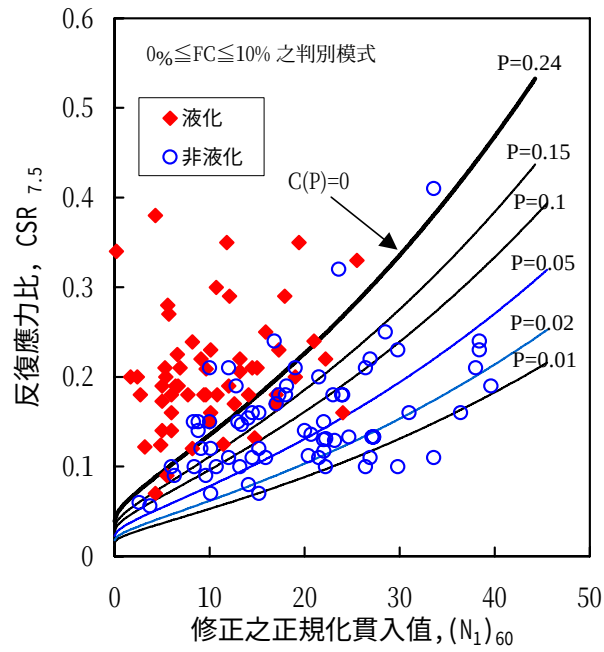


圖 4.2 $0\% \leq FC \leq 10\%$ 液化判別圖(58 組液化及 70 組非液化案例)

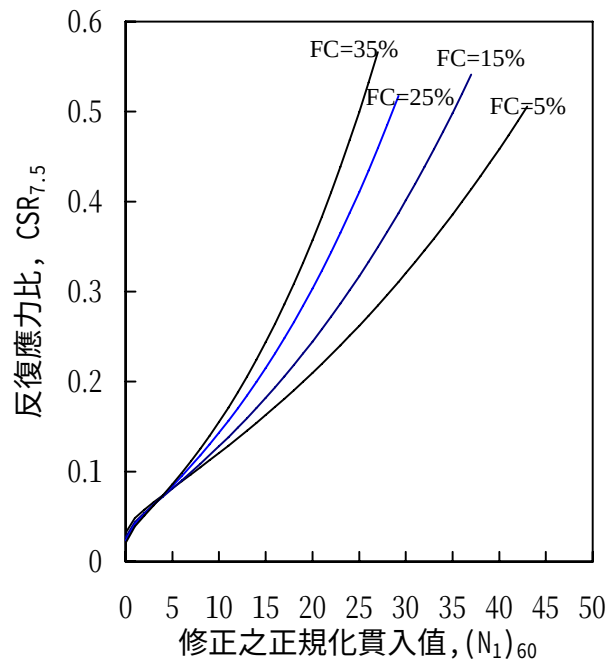


圖 4.3 FC=5%、FC=15%、FC=25%、FC=35%等液化判別式之比較

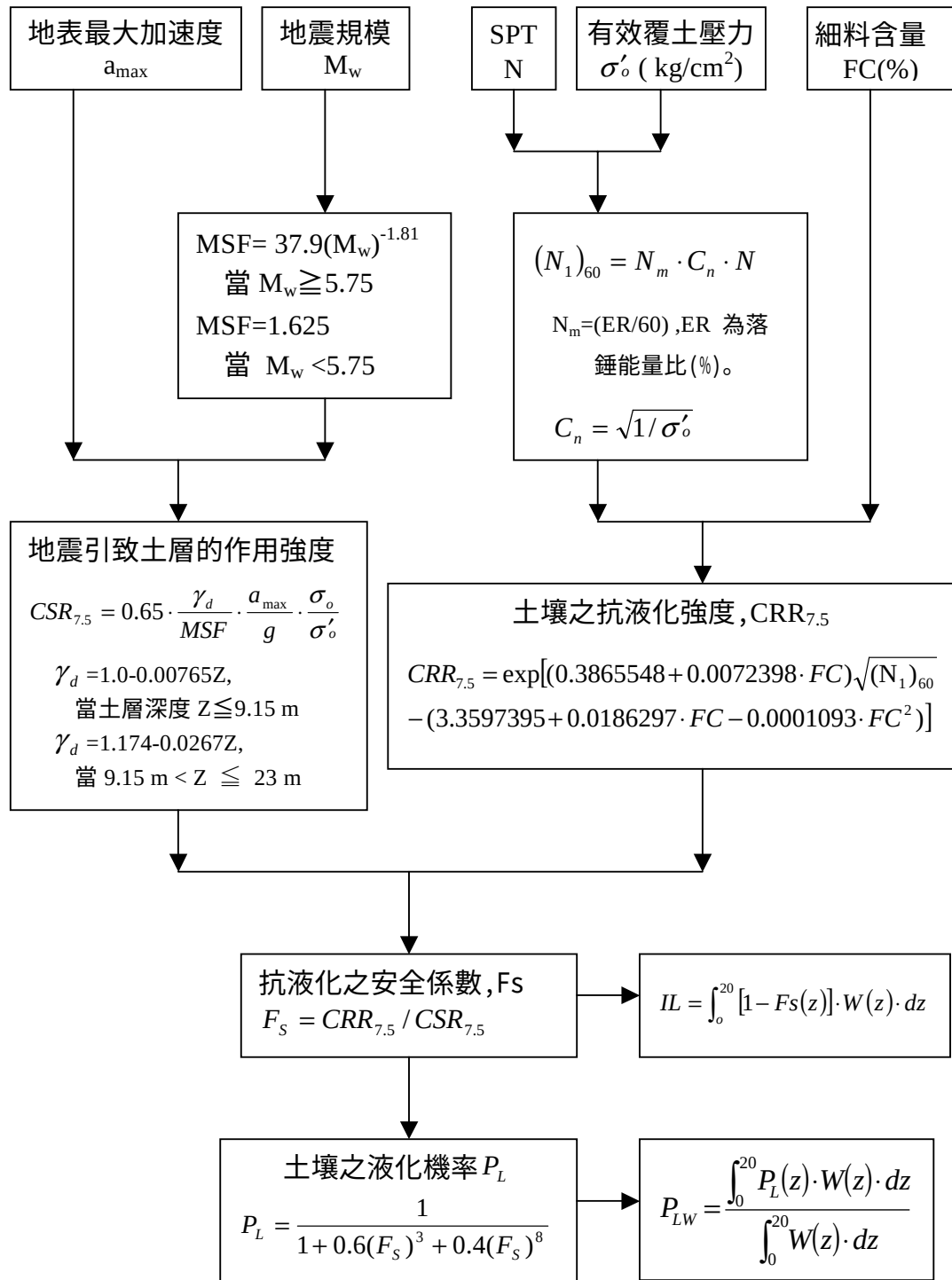


圖 4.4 判別模式之液化分析流程

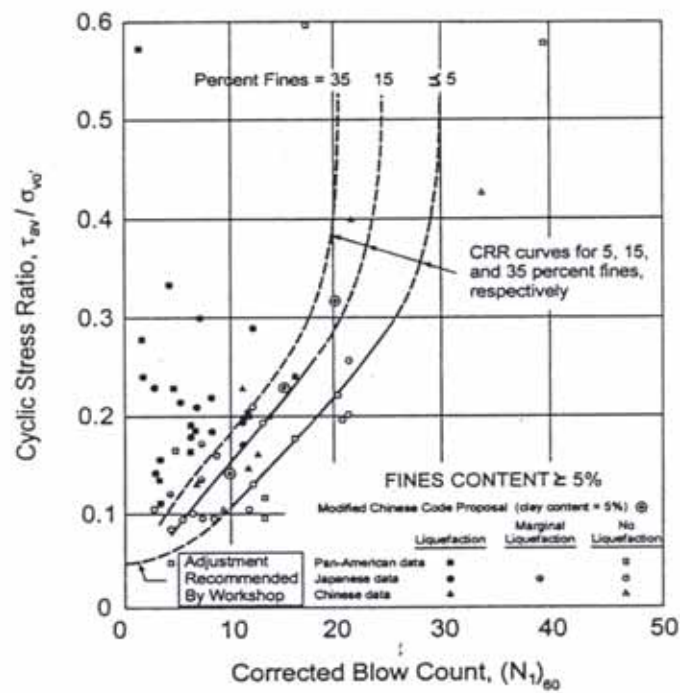


圖 4.5 Youd et al. (2001)建議細粒料含量 $FC \leq 5\%$ 曲線之修正值
(修正自 Seed et al. 1985)

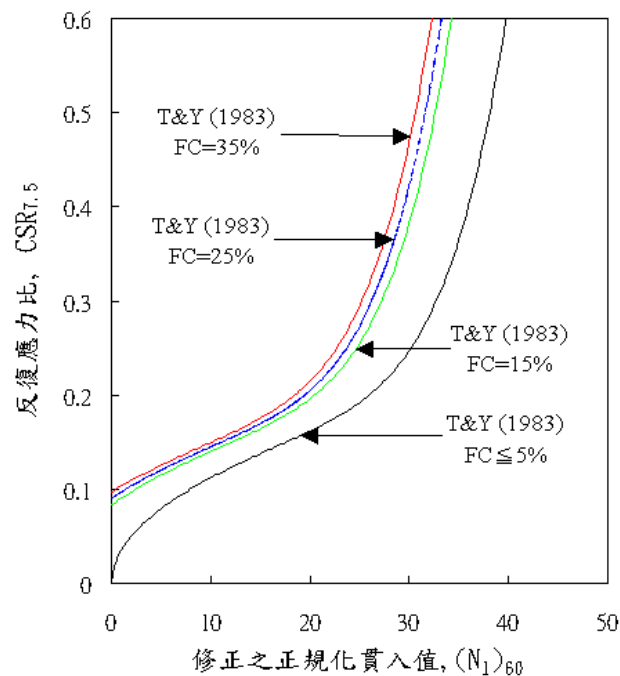


圖 4.6 T&Y(1983) $C_s=85$ 之 $FC \leq 5\%$ 、 $FC=15\%$ 、 $FC=25\%$ 、 $FC=35\%$ 等之經驗曲線比較圖

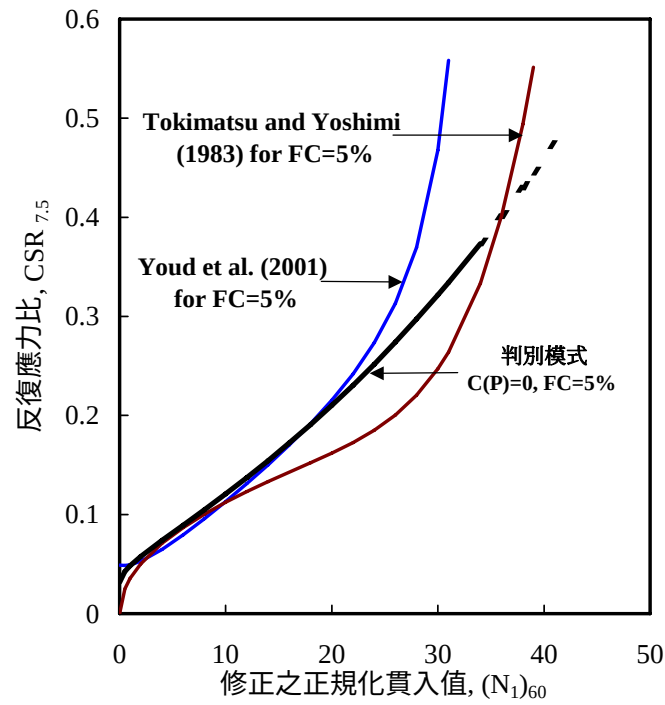


圖 4.7 FC=5%之判別模式與 Youd et al.(2001)及 T&Y(1983)比較

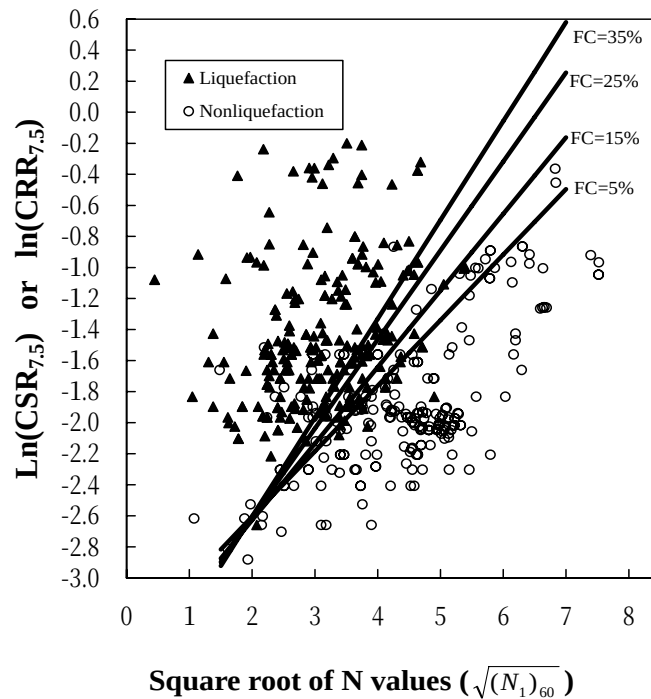


圖 4.8 將本文之判別模式，改繪製於水平座標為 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ ，及垂直座標為 $\ln(CSR_{7.5})$ 或 $\ln(CRR_{7.5})$ ，以探討判別模式之物理意義

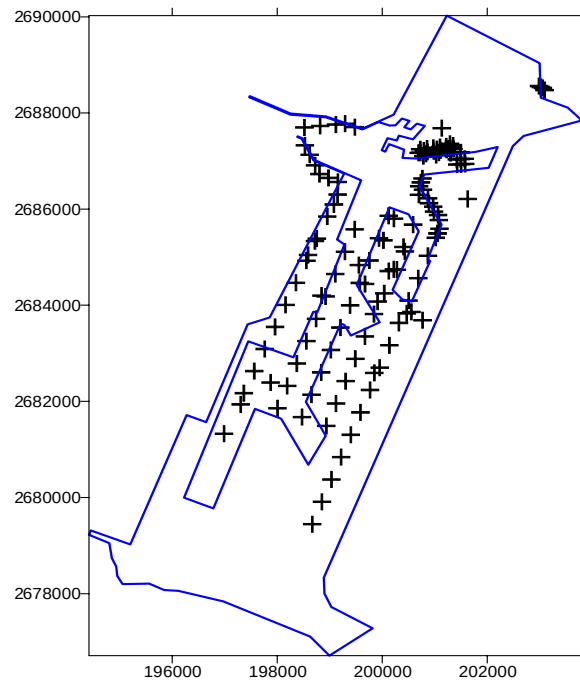


圖 4.9 臺中港區 135 孔 SPT 試驗分布圖

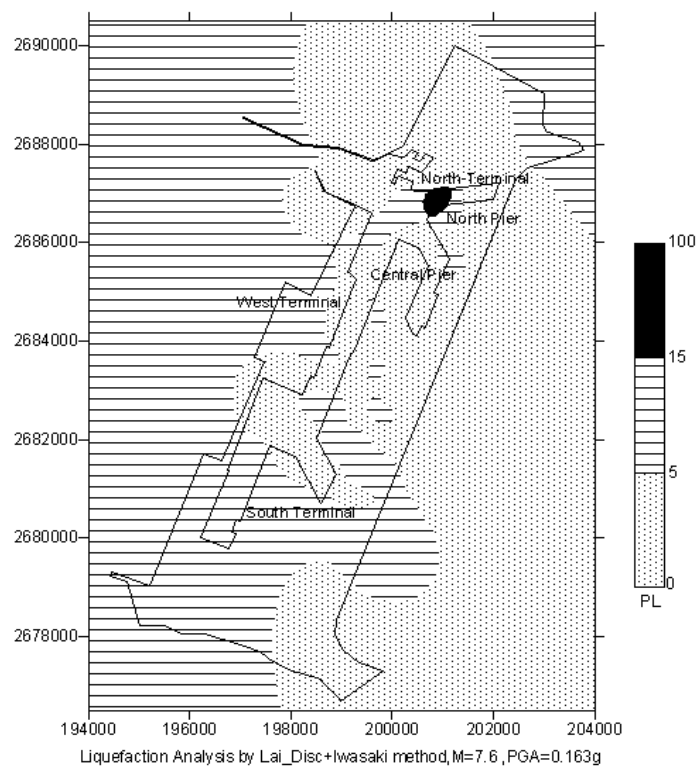


圖 4.10 以 Lai et al.(2005)方法評估 921 地震臺中港區
液化潛能之分析結果

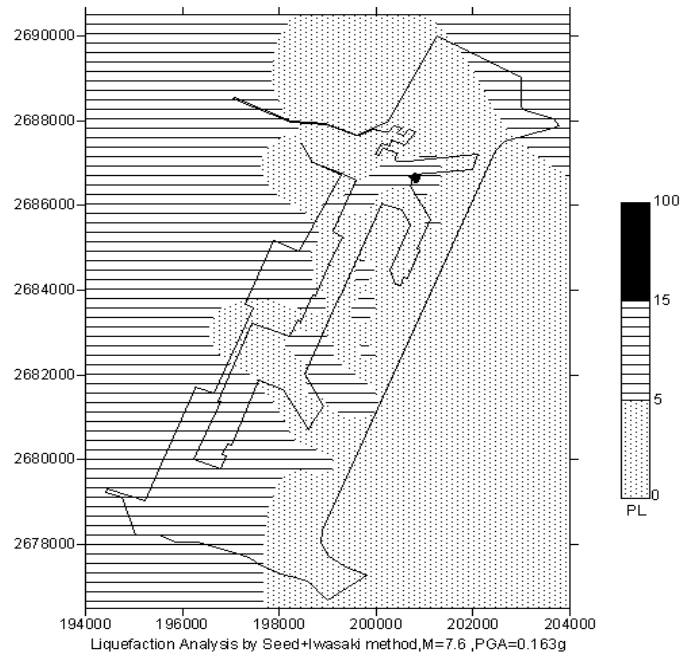


圖 4.11 以 Youd et al. (2001)方法評估 921 地震臺中港區
液化潛能之分析結果

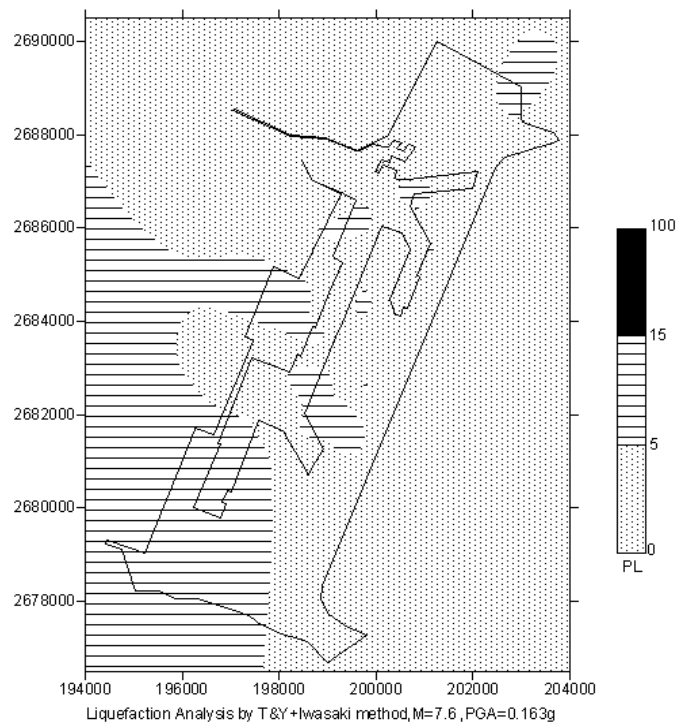


圖 4.12 以 Tokimatsu and Yoshimi (1983)方法評估 921 地震臺中港
區液化潛能之分析結果

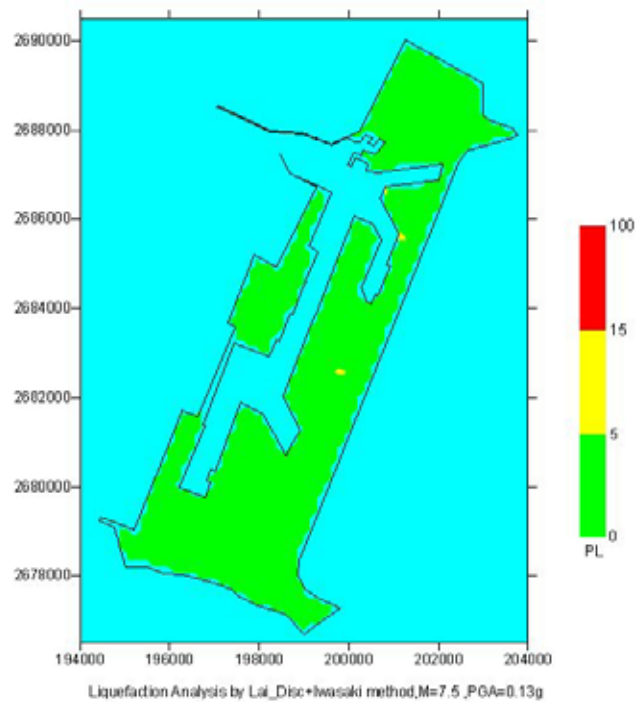


圖 4.13 以 M=7.5、PGA = 0.13g 地震條件推估臺中港區液化潛能

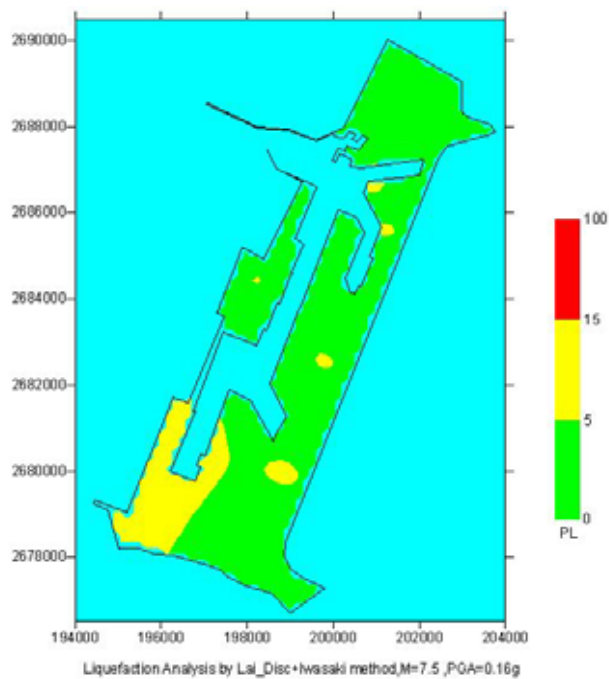


圖 4.14 以 M=7.5、PGA = 0.16g 地震條件推估臺中港區液化潛能

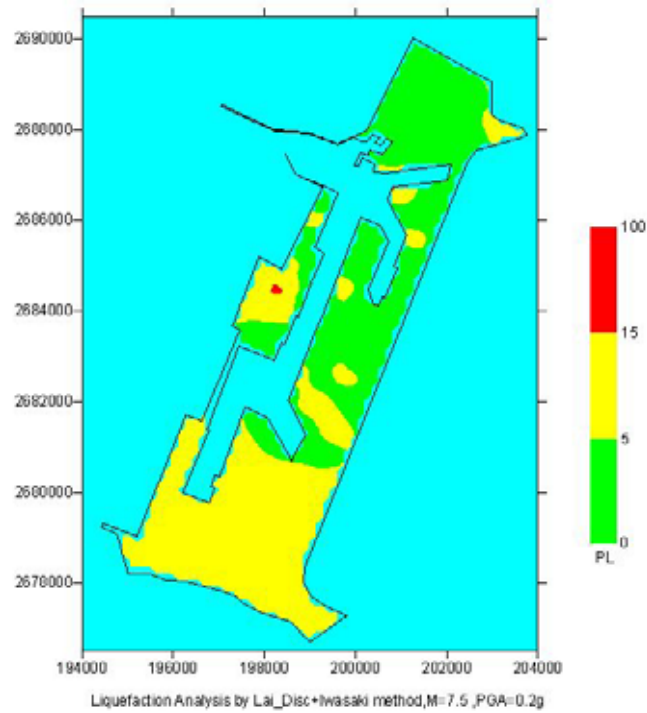


圖 4.15 以 M=7.5、PGA = 0.20g 地震條件推估臺中港區液化潛能

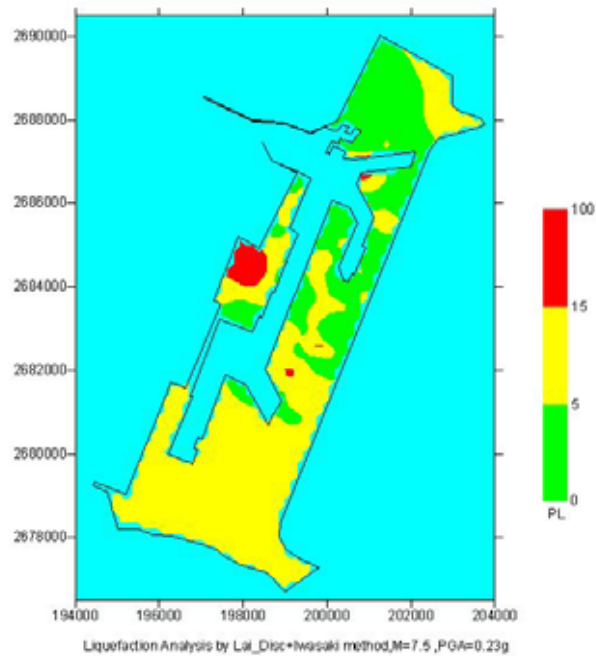


圖 4.16 以 M=7.5、PGA = 0.25g 地震條件推估臺中港區液化潛能

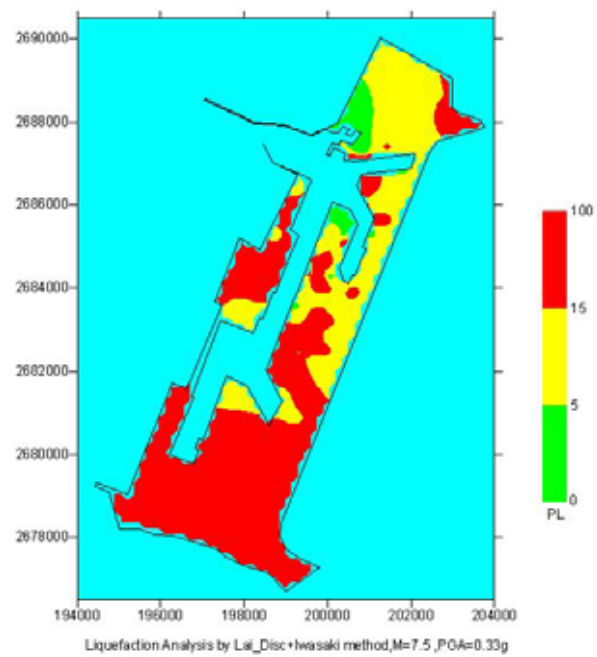


圖 4.17 以 $M=7.5$ 、 $PGA = 0.33g$ 地震條件推估臺中港區液化潛能

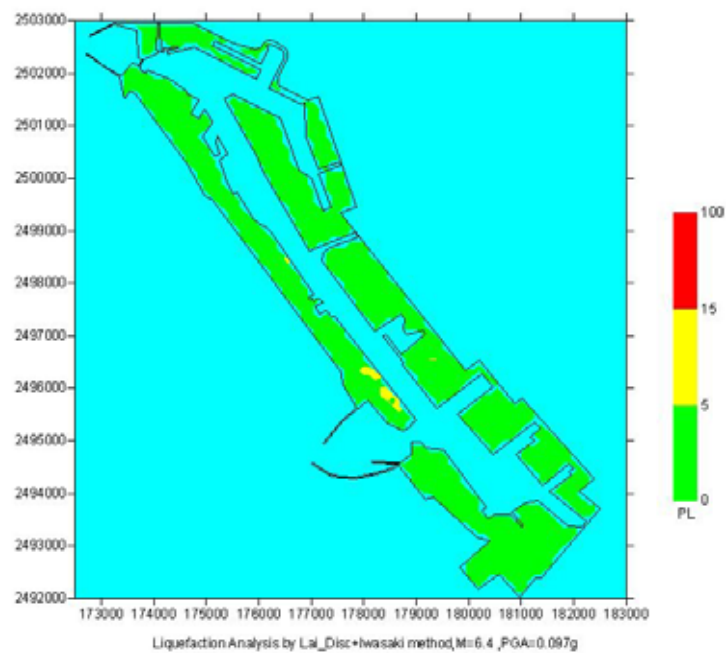


圖 4.18 以 $M=6.4$ 、 $PGA = 96.78gal$ 地震條件推估高雄港區液化潛能

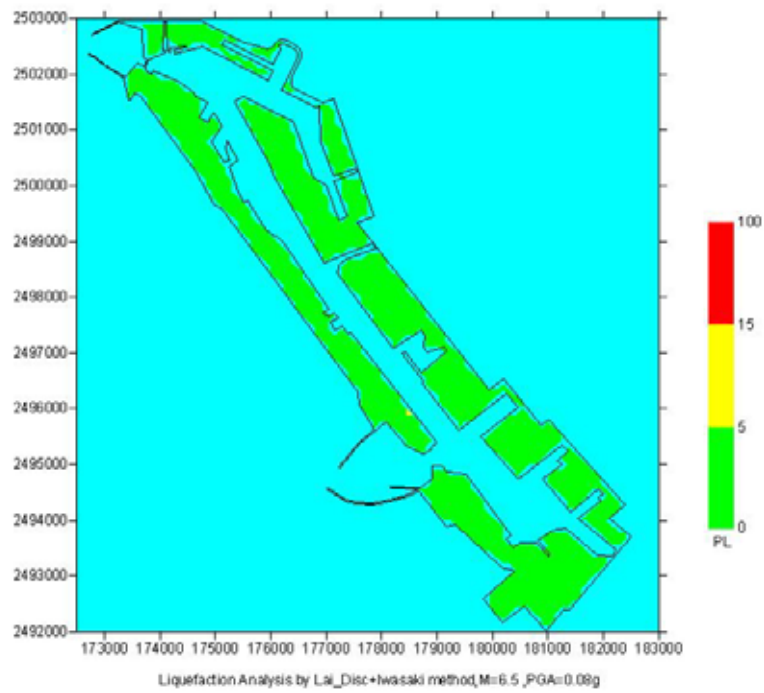


圖 4.19 以 M=6.5、PGA = 0.08g 地震條件推估高雄港區液化潛能

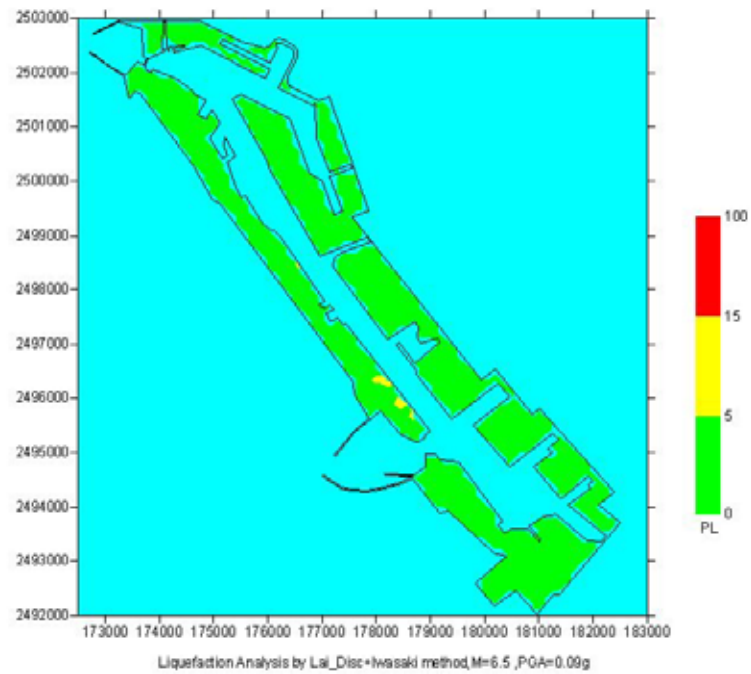


圖 4.20 以 M=6.5、PGA = 0.09g 地震條件推估高雄港區液化潛能

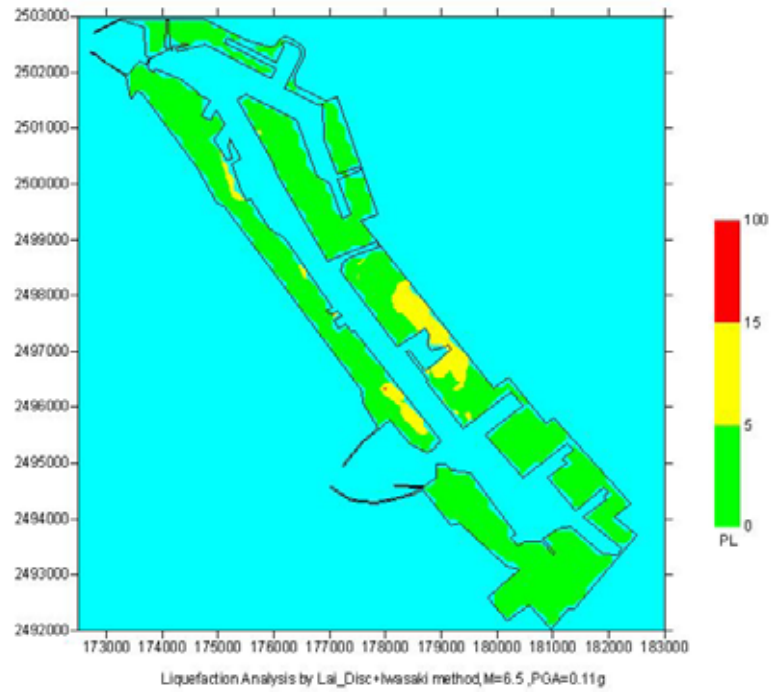


圖 4.21 以 $M=6.5$ 、 $PGA = 0.11g$ 地震條件推估高雄港區液化潛能

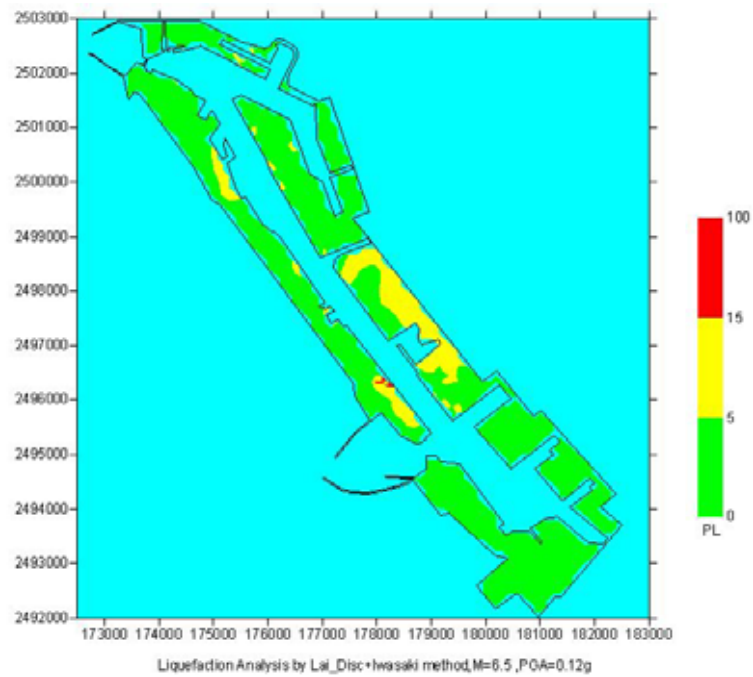


圖 4.22 以 $M=6.5$ 、 $PGA = 0.12g$ 地震條件推估高雄港區液化潛能

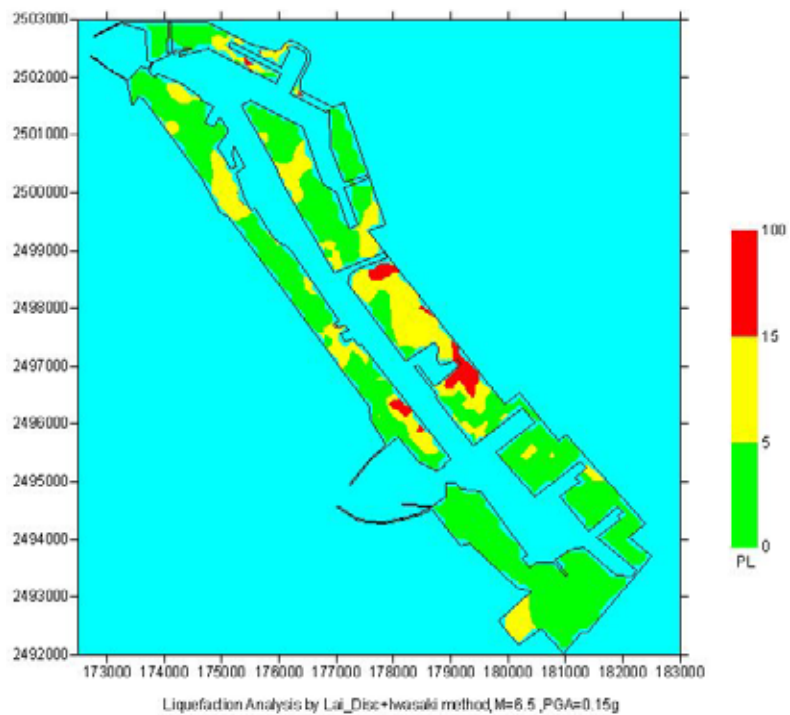


圖 4.23 以 $M=6.5$ 、 $PGA = 0.15g$ 地震條件推估高雄港區液化潛能

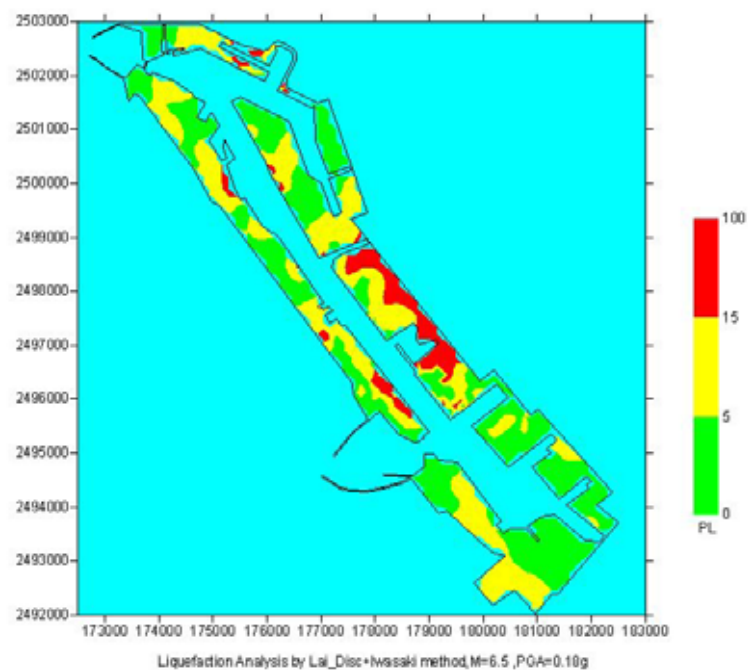


圖 4.24 以 $M=6.5$ 、 $PGA = 0.18g$ 地震條件推估高雄港區液化潛能

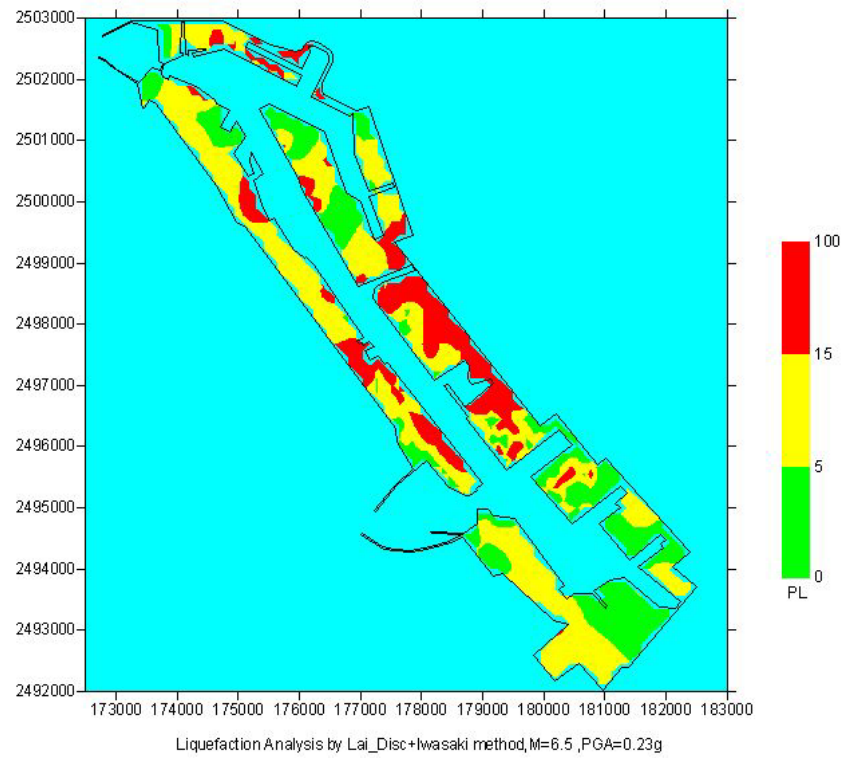


圖 4.25 以 $M=6.5$ 、 $PGA = 0.23g$ 地震條件推估高雄港區液化潛能

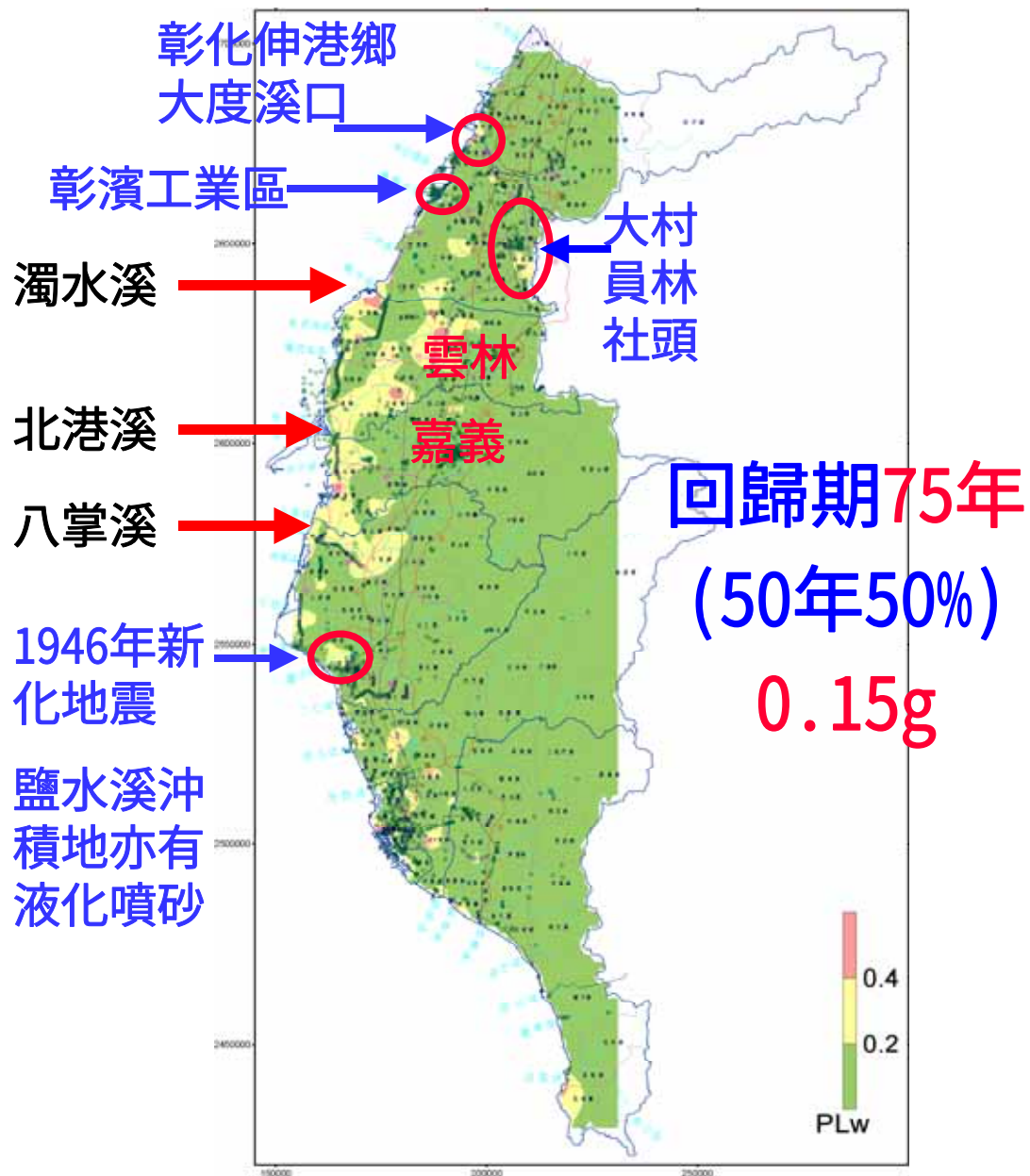


圖 4.26 臺灣西南沿海地區之液化潛能分析結果($M_w=7.0$, $PGA=0.15g$)

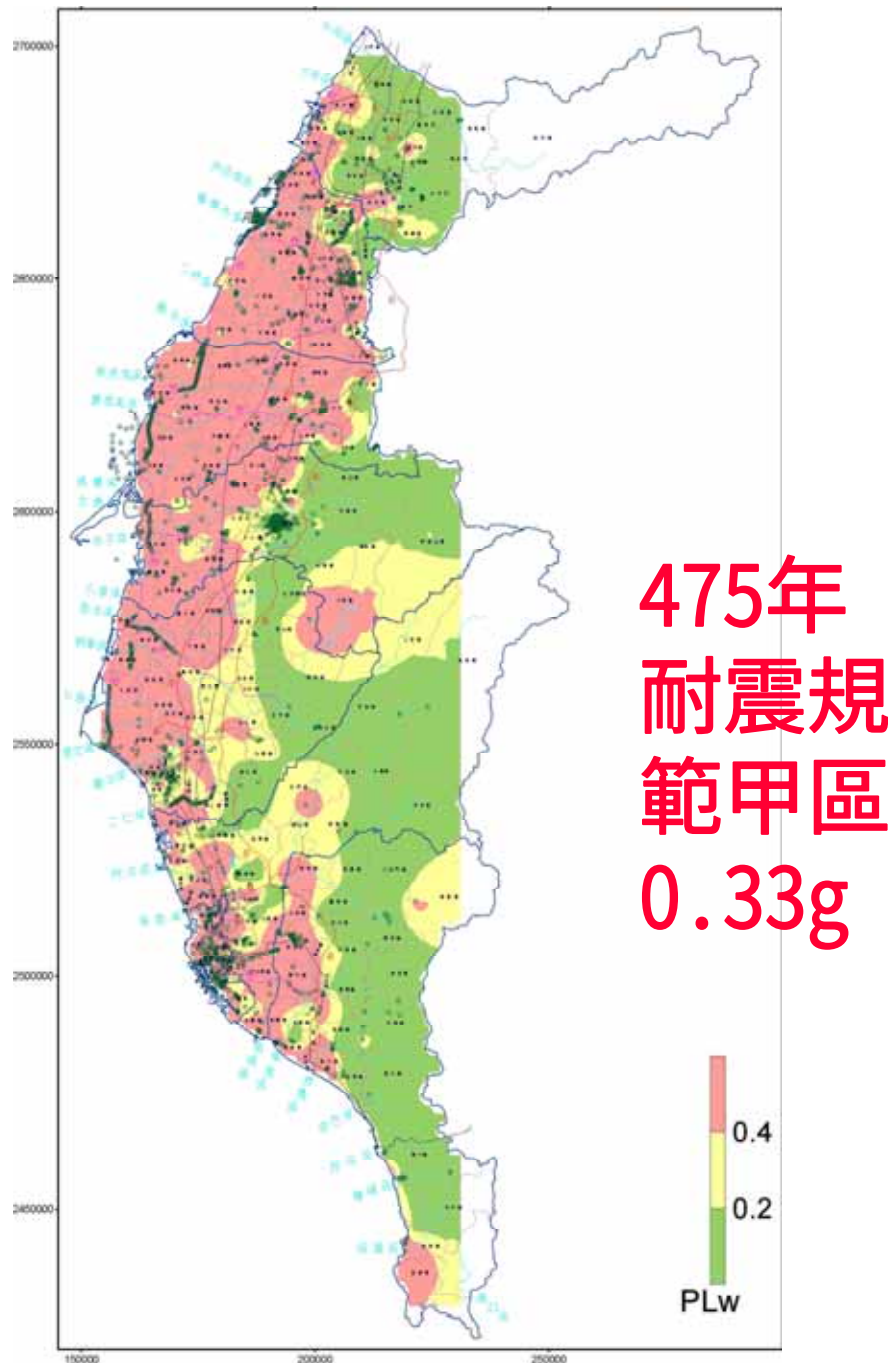


圖 4.27 臺灣西南沿海地區之液化潛能分析結果($M_w=7.5$, $PGA=0.33g$)

第五章 沉箱式碼頭之災況模擬分析

5.1 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 5-1，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 5-1 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 5-2 所示。

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

5.2 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 5-1a 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 5-1b 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, Talcahuano	Anchorage, Valdez, Whittier, Seward, Kodiak	Niigata	Hachinohe, Aomori, Hakodate	Hanasaki, Kiritappu
噴砂痕跡	✓	✓	✓	✓	✓
最大滑移量 (cm)			300	40(Hak)	120
傾角(deg)				4	
差異沉陷 最大值(cm)		500	400	60(Hak)	30
最大加速度 (g)			0.15	0.23 (Hac, Aom)	
附註	海嘯侵襲 20 世紀最大 地震	邊坡滑動	鋼板 2m 海嘯侵襲	鋼板 1m(Hac) 海嘯侵襲 (Hac, Aom)	鋼板 2m

表 5-1c 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 5-1d 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)

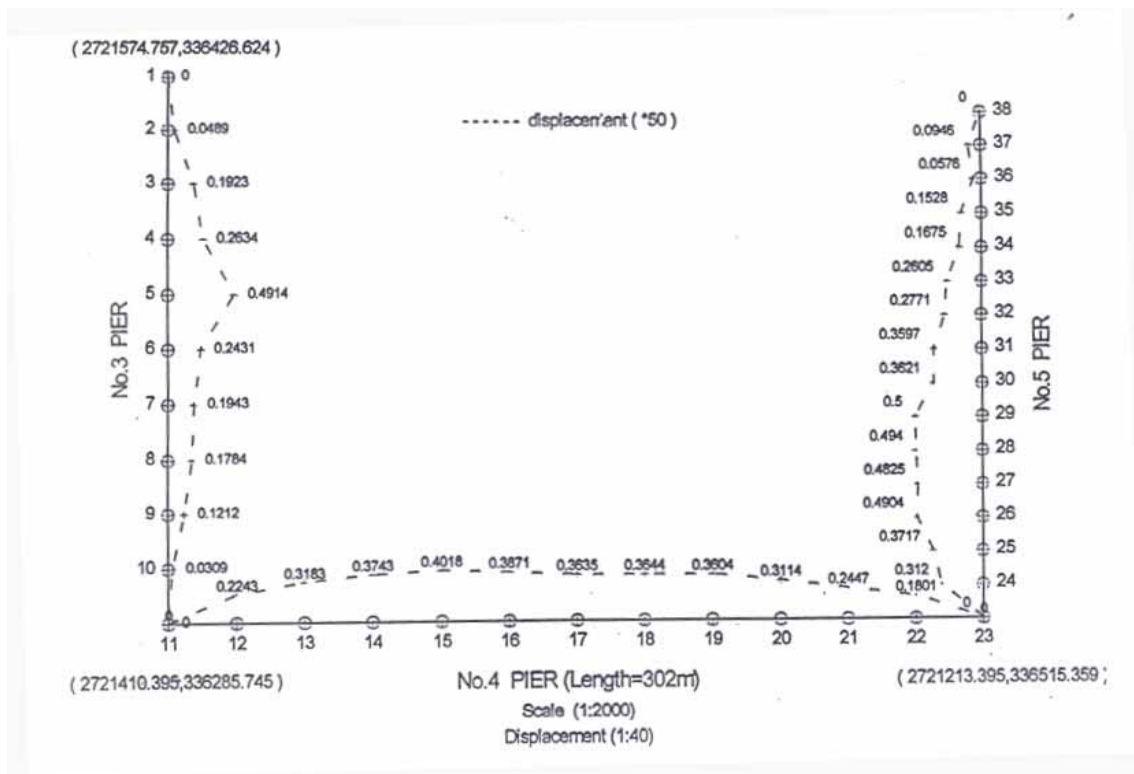


圖 5-1 民國 75 年地震造成蘇澳港 3-5 號碼頭外傾示意圖



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

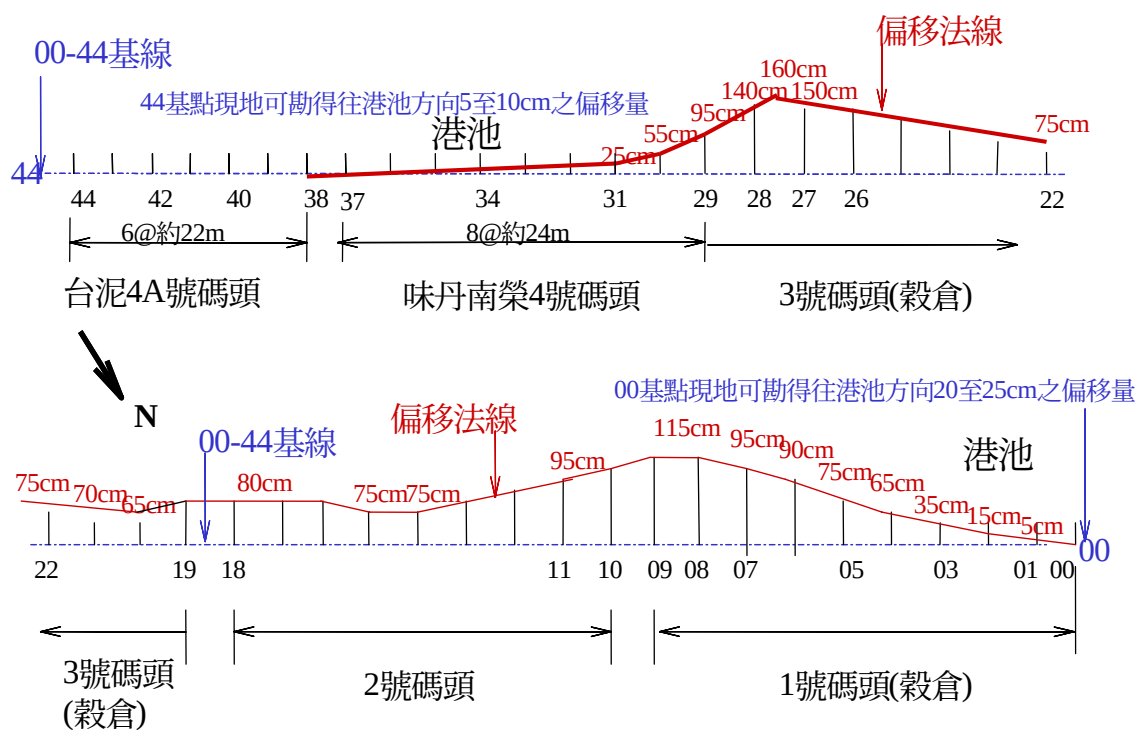


圖 5-2 民國 88 年 921 地震造成臺中港 1-4A 號碼頭外移示意圖

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 5-3b 所示，由圖 5-3b 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：

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

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

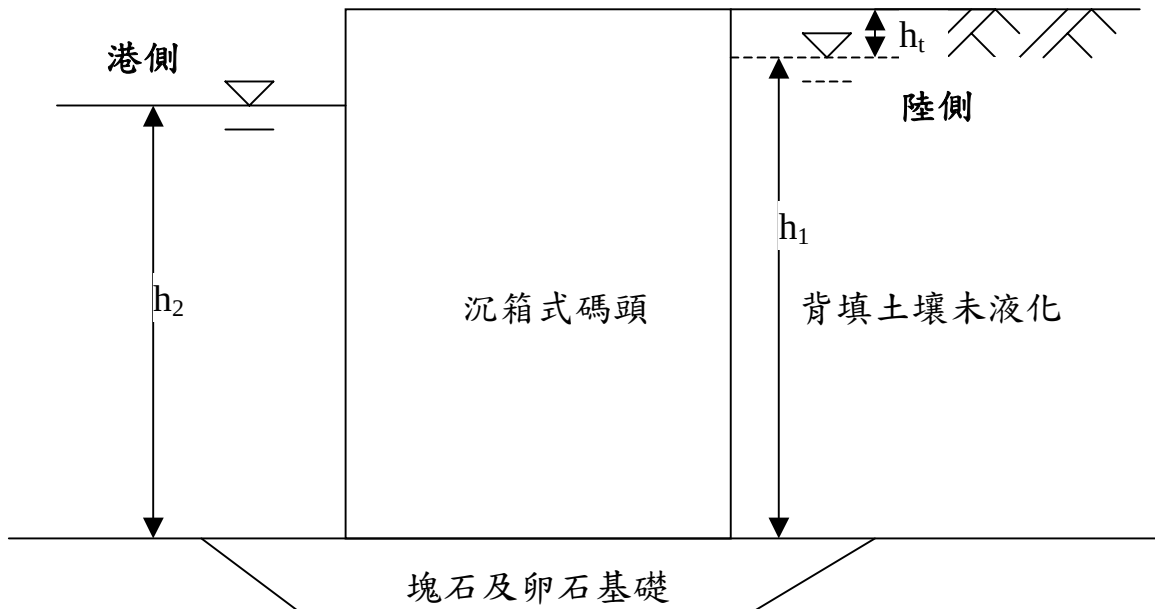


圖 5-3a 背填土壤未液化之沉箱式碼頭示意圖

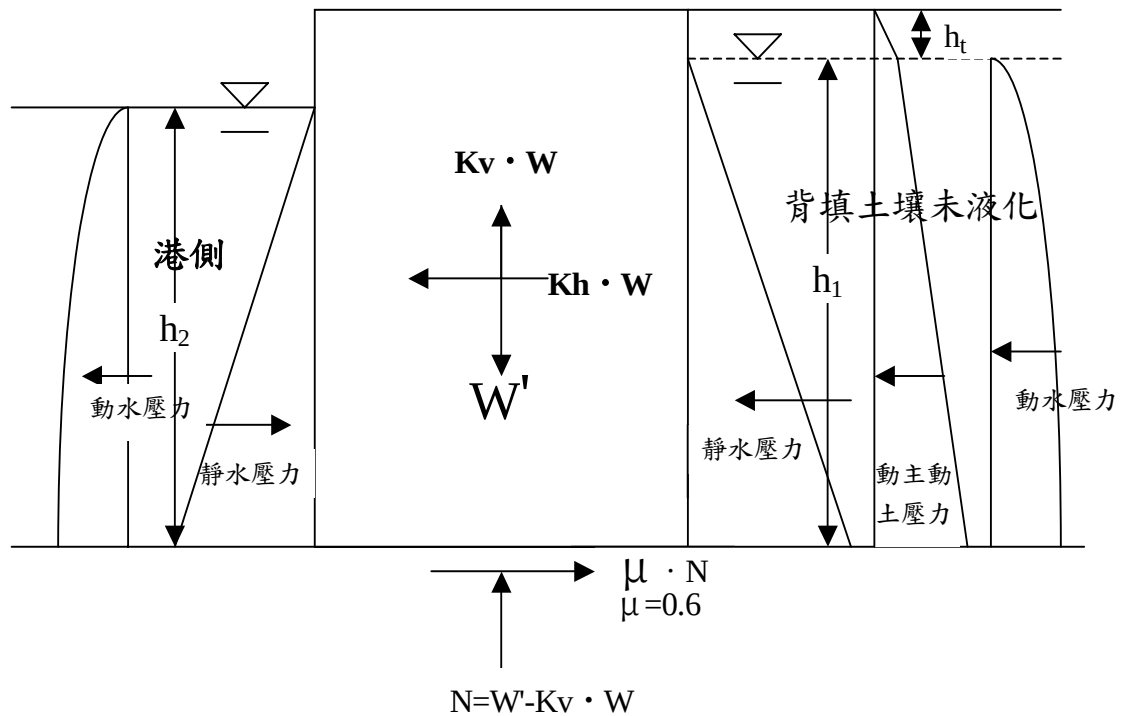


圖 5-3b 背填土壤未液化之沉箱式碼頭受力示意圖

上式中，

μ ：為沉箱底面與基礎之摩擦係數，詳如表 5-2 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 5-4 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 5-2 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

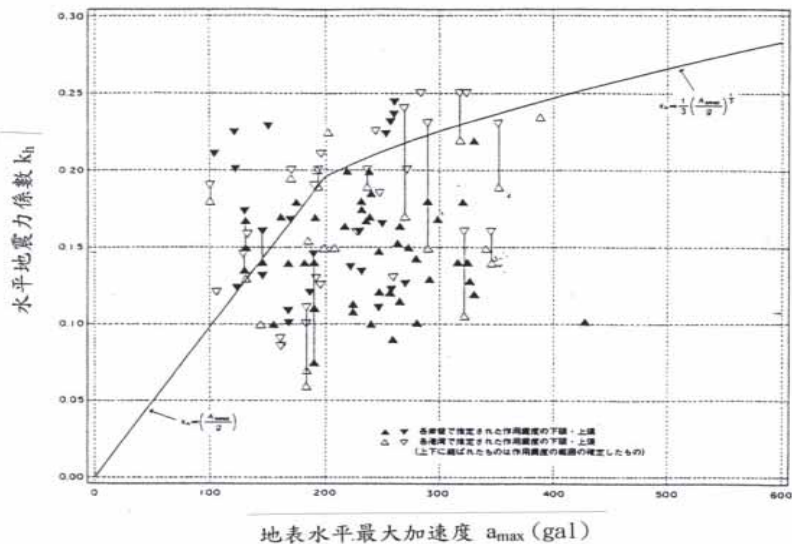


圖 5-4 水平地震力係數 K_h 與地表水平最大加速度 a_{hmax} 之關係
(Noda & Uwabe, 1975)

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/m²)。

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/m³)，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。

5.3 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 5-5a 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 5-5b 所示，由圖 5-5b 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 5-5c 所示。

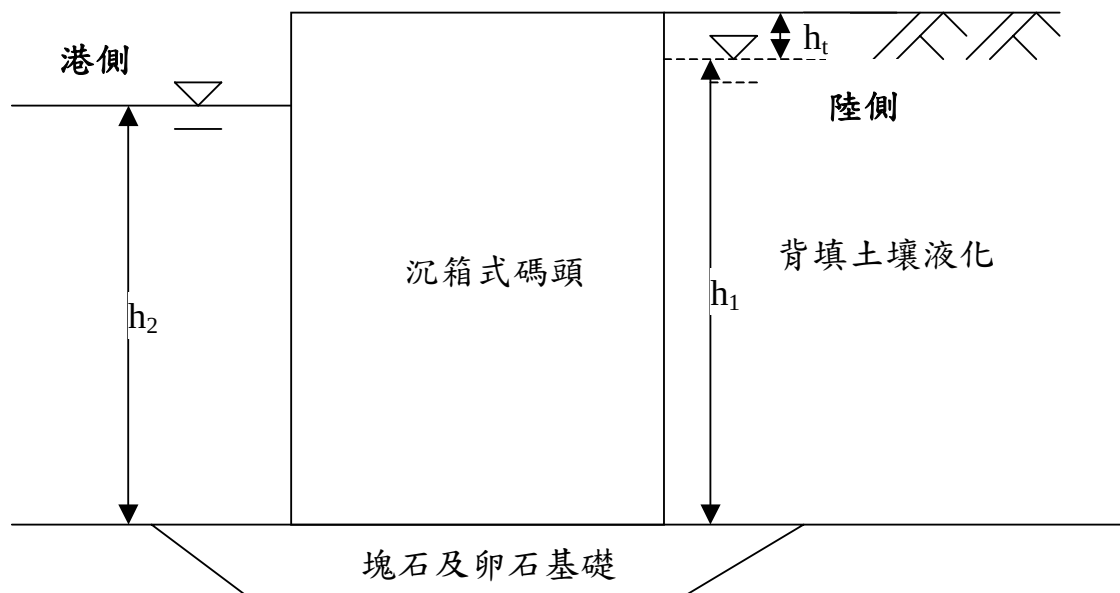


圖 5-5a 背填土壤液化之沉箱式碼頭示意圖

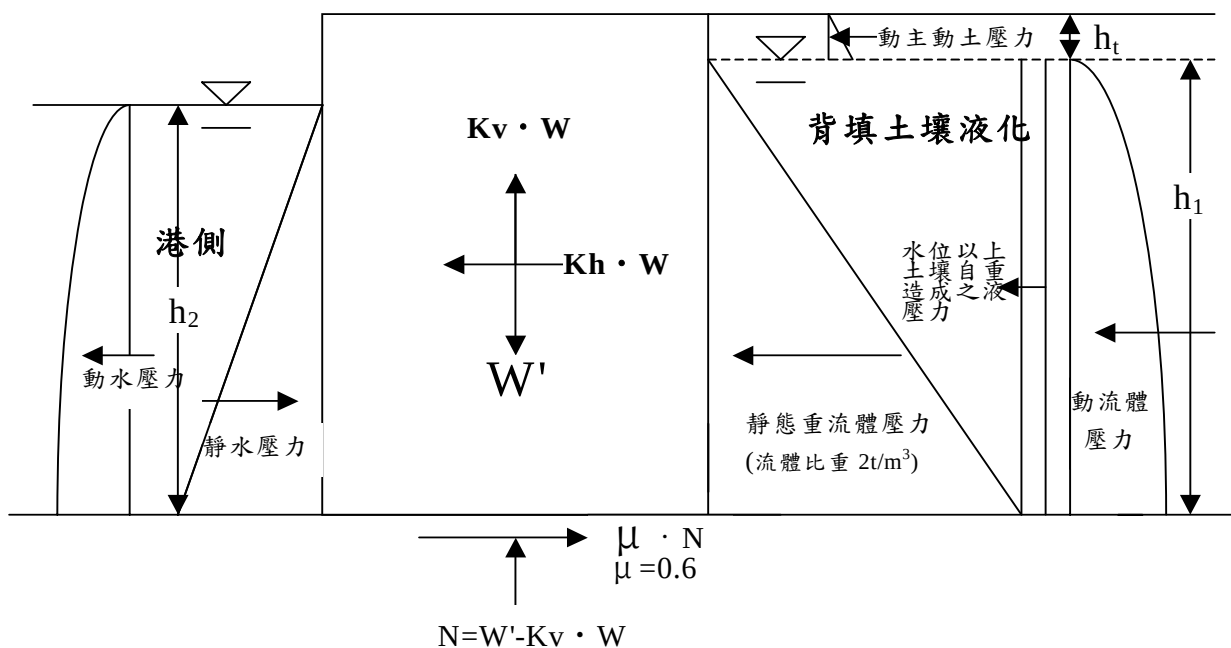


圖 5-5b 以重流體觀念解釋背填土壤液化之沉箱式碼頭受力示意圖

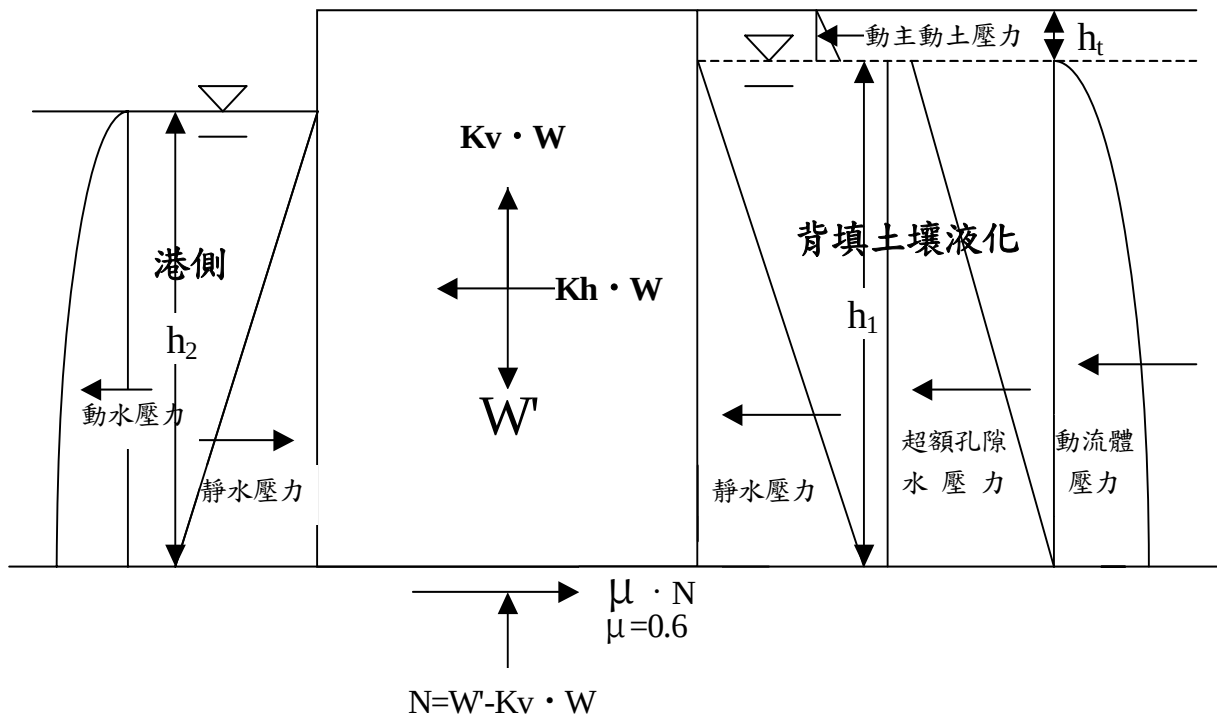


圖 5-5c 以超額孔隙水壓解釋背填土壤液化之沉箱式碼頭受力示意圖

由圖 5-5c 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 5-5b 與圖 5-5c 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。

5.4 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 5-6a 所示，其沉箱之受力示意圖，如圖 5-4b 所示。

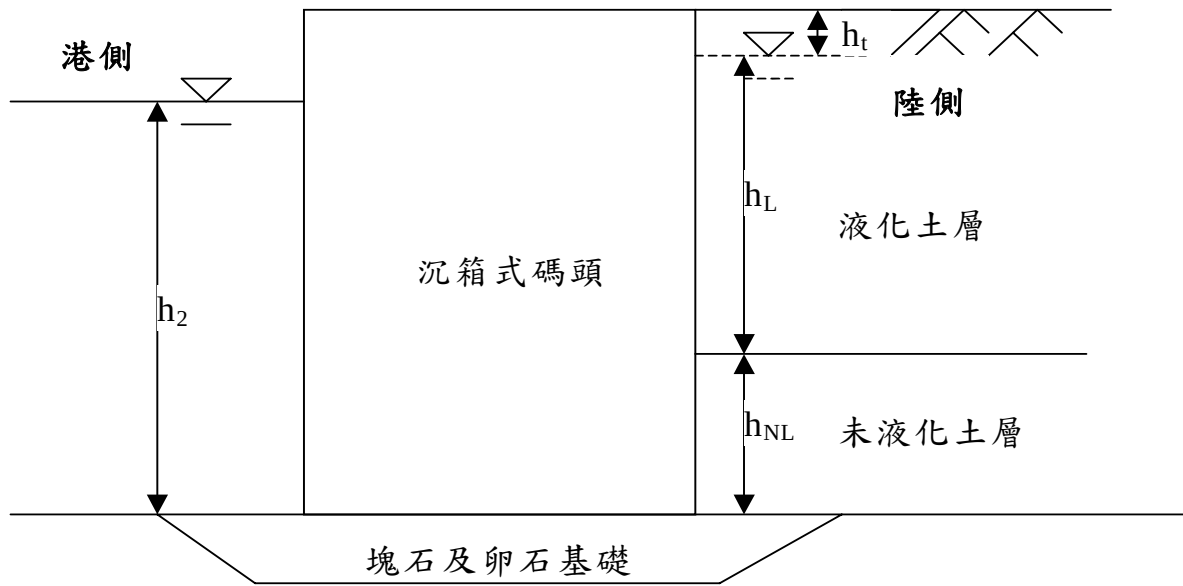


圖 5-6a 背填土壤部份深度液化之沉箱式碼頭示意圖

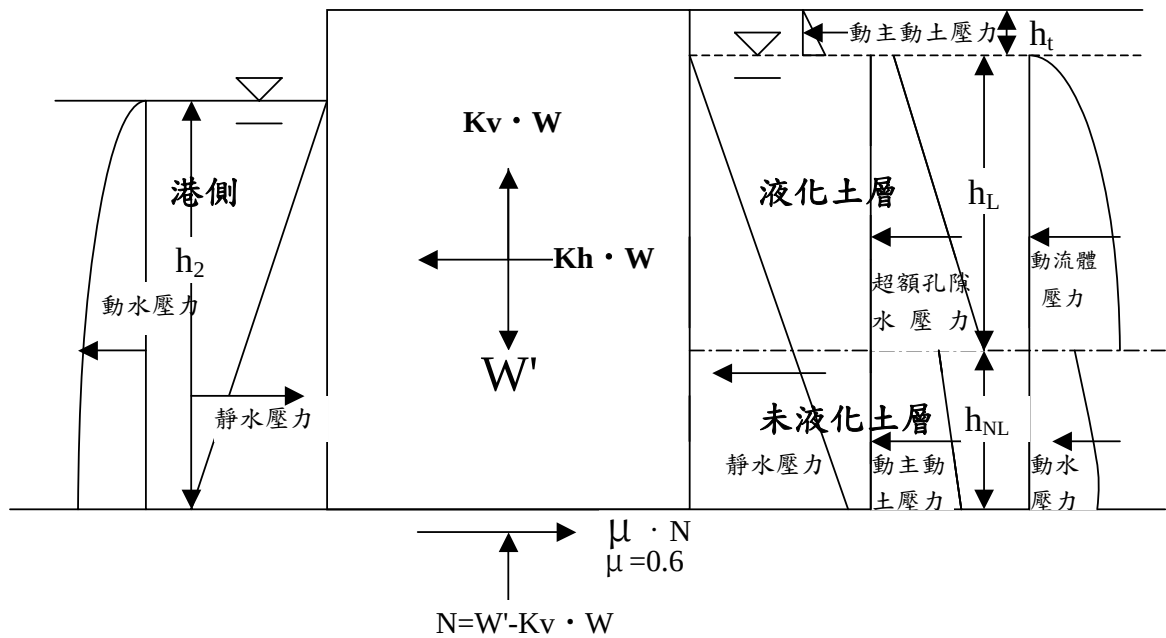


圖 5-6b 背填土壤部份深度液化之沉箱式碼頭受力示意圖

由圖 5-6b 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 5-6 液化土層厚度 h_L 之超額孔隙水壓力，

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

P_{LE2} ：為圖 5-6 液化土層厚度 h_L 之動流體壓力，

$$P_{LE2} = \frac{7}{12} Kh \cdot \gamma_{sat} \cdot h_L^2 \circ \text{PAE1：為圖 6-4 殘留水位以上之動態}$$

$$\text{主動土壓力，} P_{AE1} = K_{AE1} \cdot \frac{1}{2} \gamma \cdot h_t^2 \circ$$

P_{AENL} ：為圖 5-6 非液化土層厚度 h_{NL} 之動態主動土壓力，

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

P_{WENL} ：為圖 5-6 非液化土層厚度 h_{NL} 之動水壓力，

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

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

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。

5.5 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。

5.6 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 5-7 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 5-8 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 5-9 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 5-3 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 5-10 所示，民國 94 年 3 月 6 日蘇澳雙震源地震之分析結果如圖 5-11 所示。

由圖 5-10 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 5-11 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。

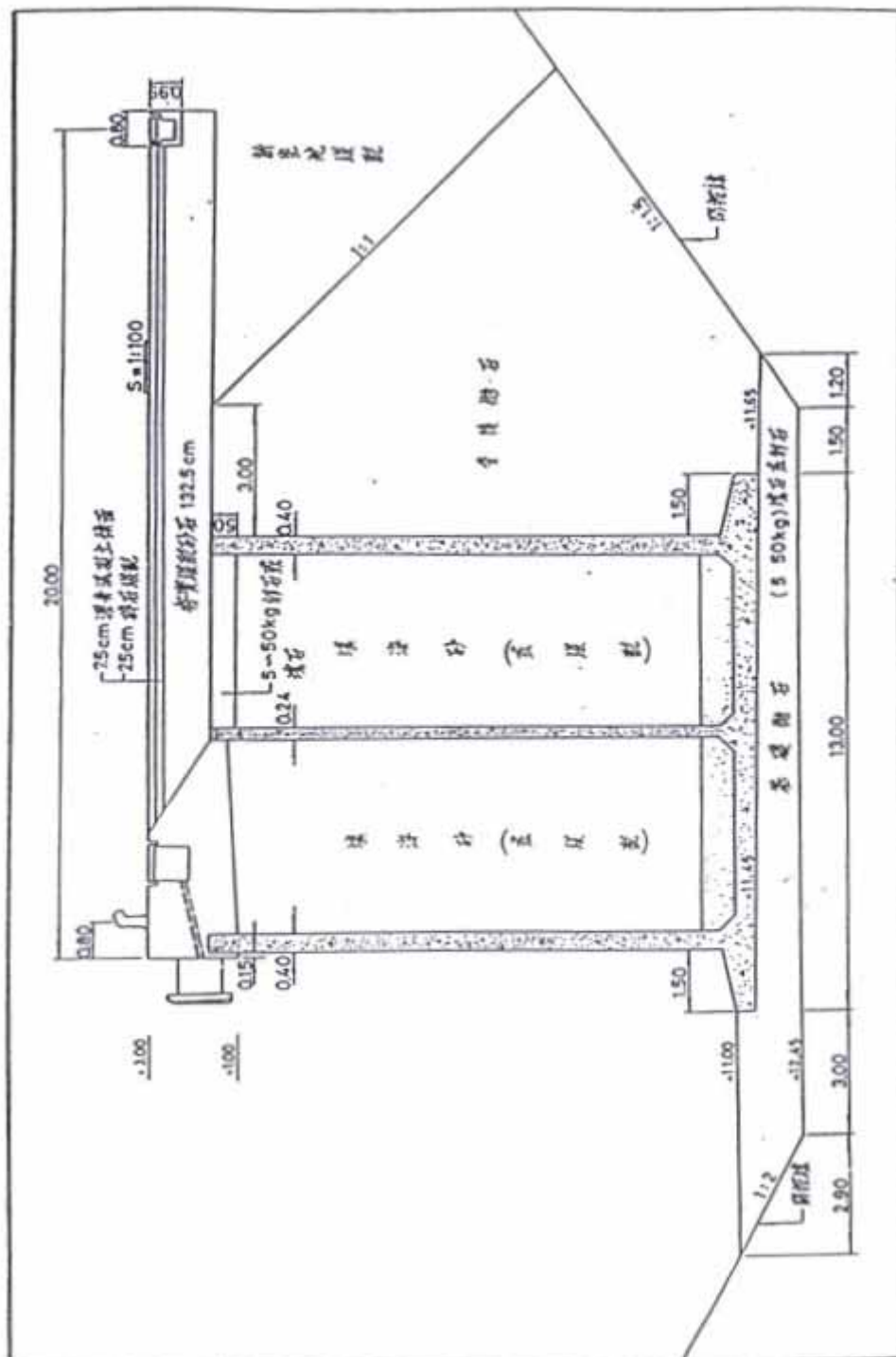


圖 5-7 蘇澳港 4 號碼頭之碼頭斷面圖

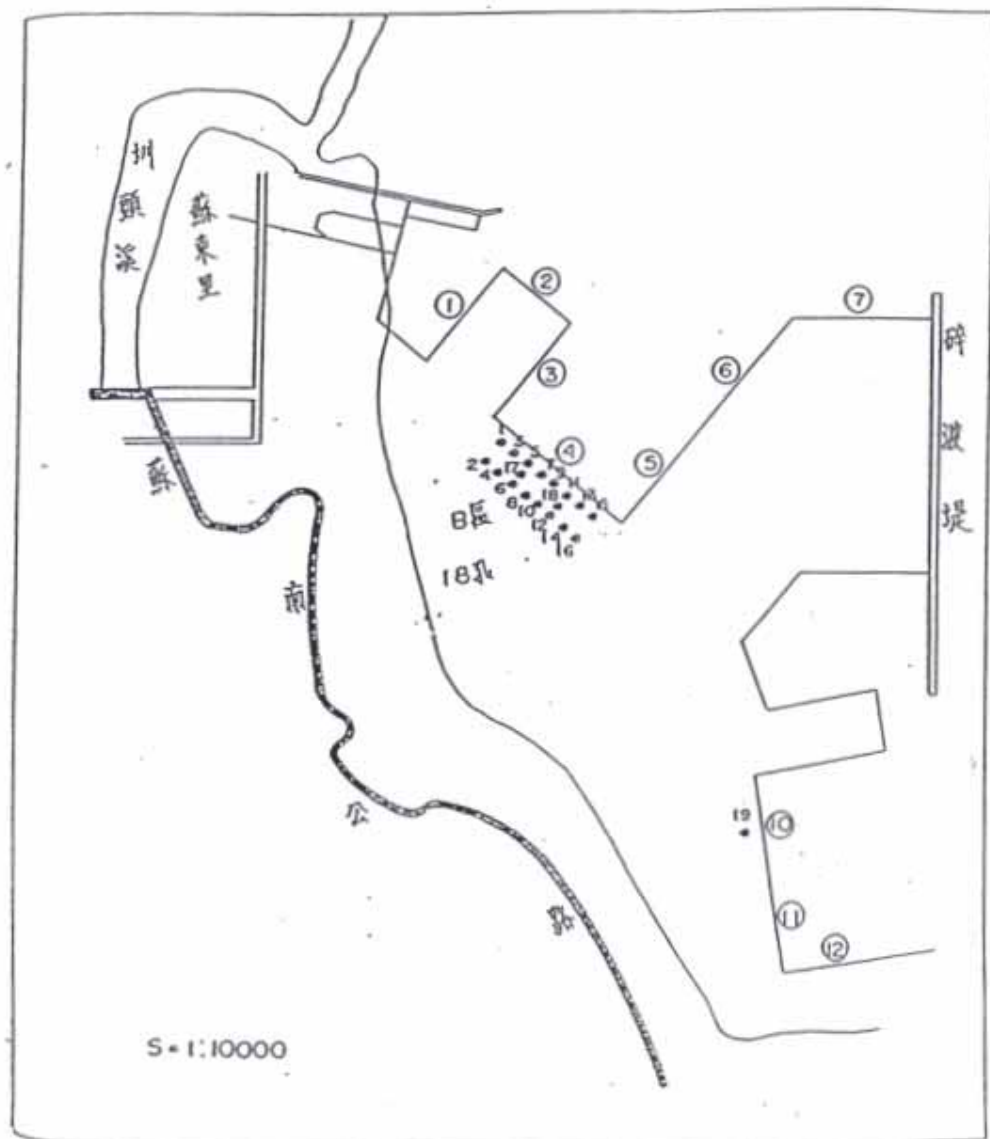


圖 5-8 蘇澳港 4 號碼頭之 16 孔鑽探試驗之位置圖

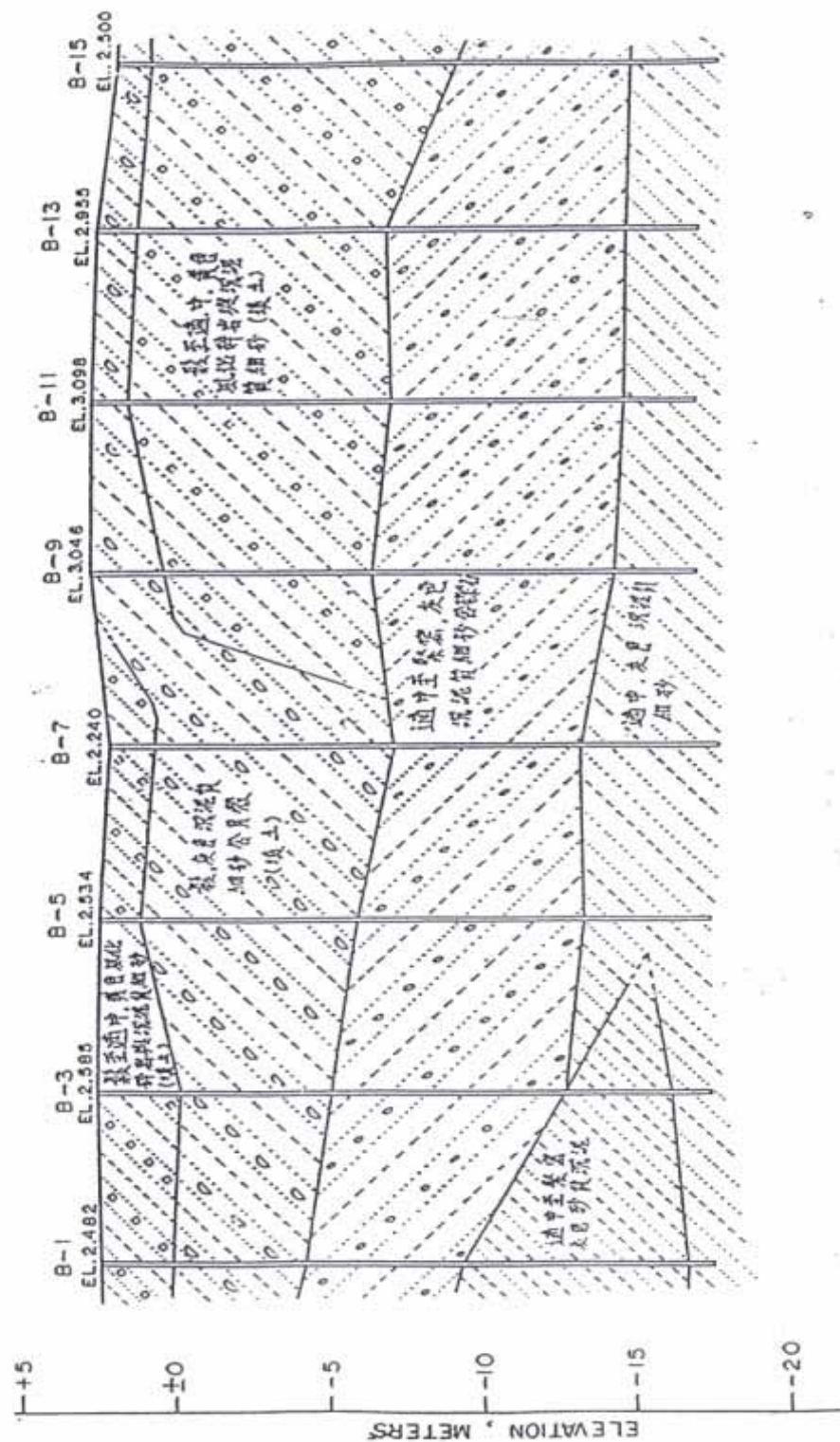


圖 5-9a 蘇澳港 4 號碼頭 A-A 斷面背填土壤之土層剖面圖

表 5-3 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

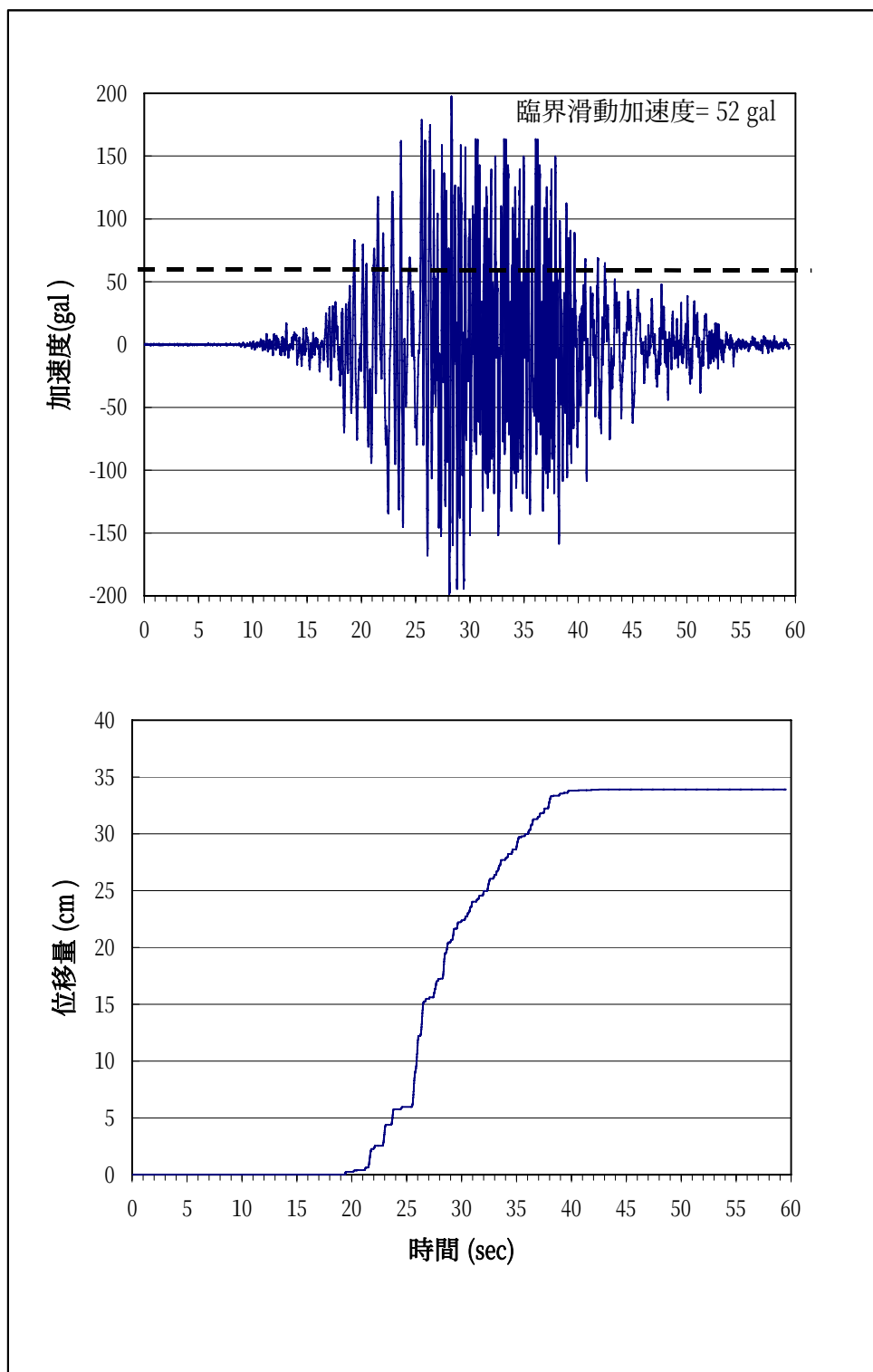


圖 5-10 蘇澳港 4 號碼頭民國 75 年花蓮地震之碼頭外移量分析結果

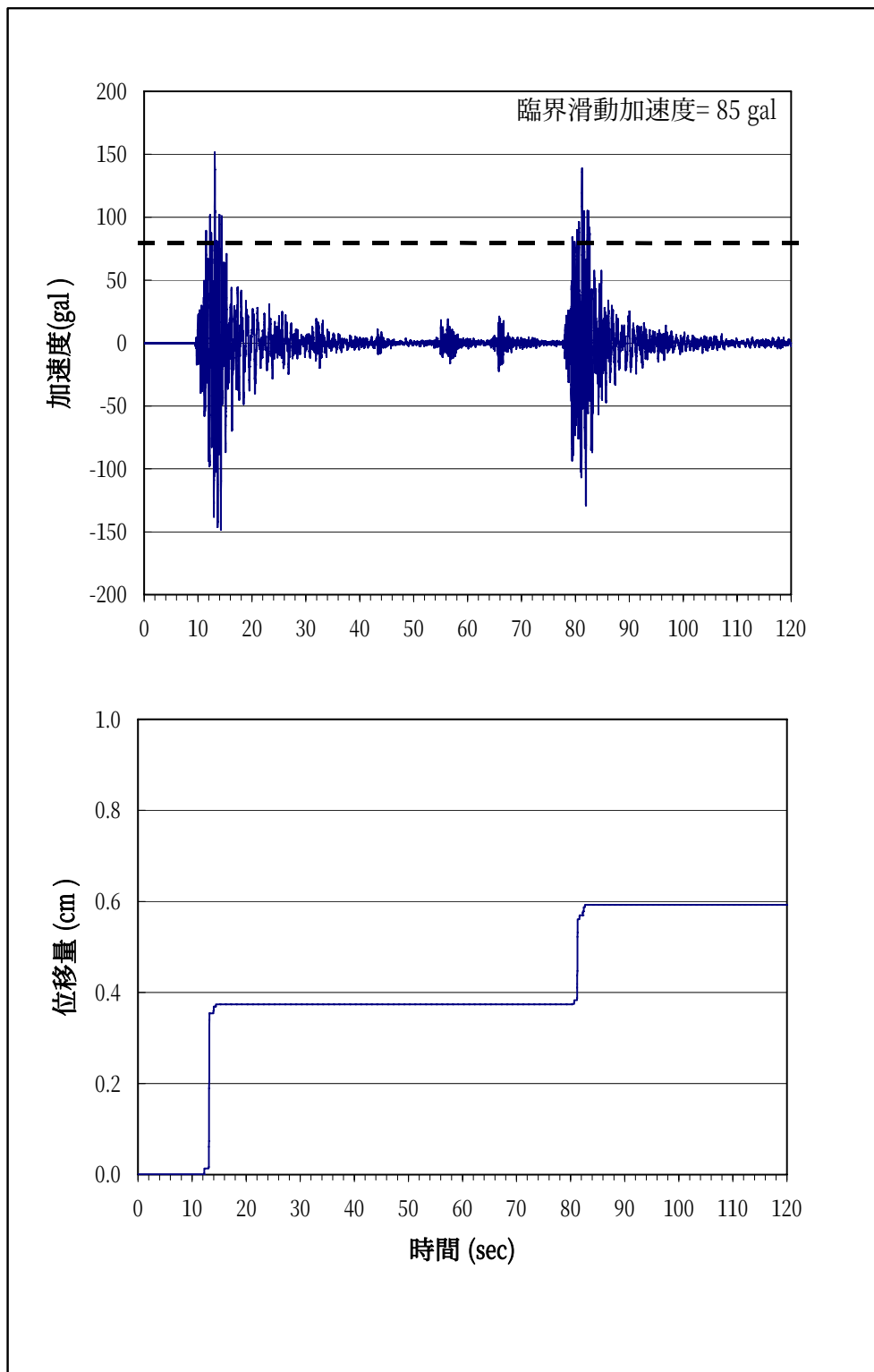


圖 5-11 蘇澳港 4 號碼頭民國 94 年蘇澳地震之碼頭外移量分析結果

5.7 921 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 5-12 所示。

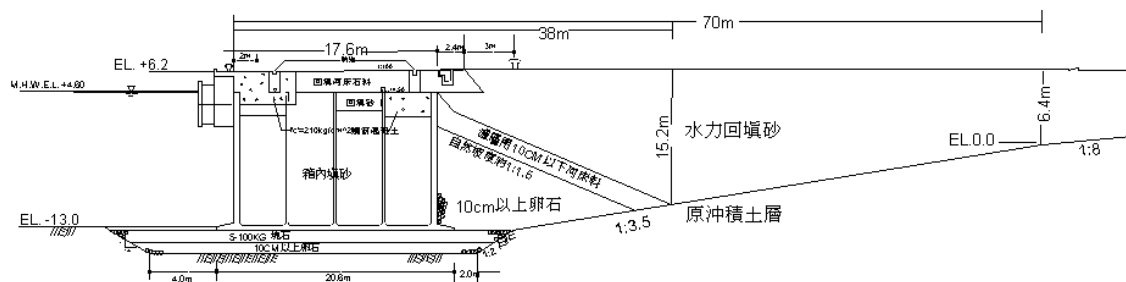


圖 5-12 臺中港 1~3 號碼頭斷面圖

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 $a_{h\max}=0.163g$ 、 $a_{v\max}=0.06g$ ，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 5-4 所示。

由表 5-4 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 5-4 921 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 5-4 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 號碼頭後緣土層，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 5-4 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 5-5、表 5-6，由表 5-4、表 5-5 及表 5-6 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 碼頭後緣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 5-13 至圖 5-17 所示。

由圖 5-13 至圖 5-15 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 5-16 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 5-5 921 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 5-6 921 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

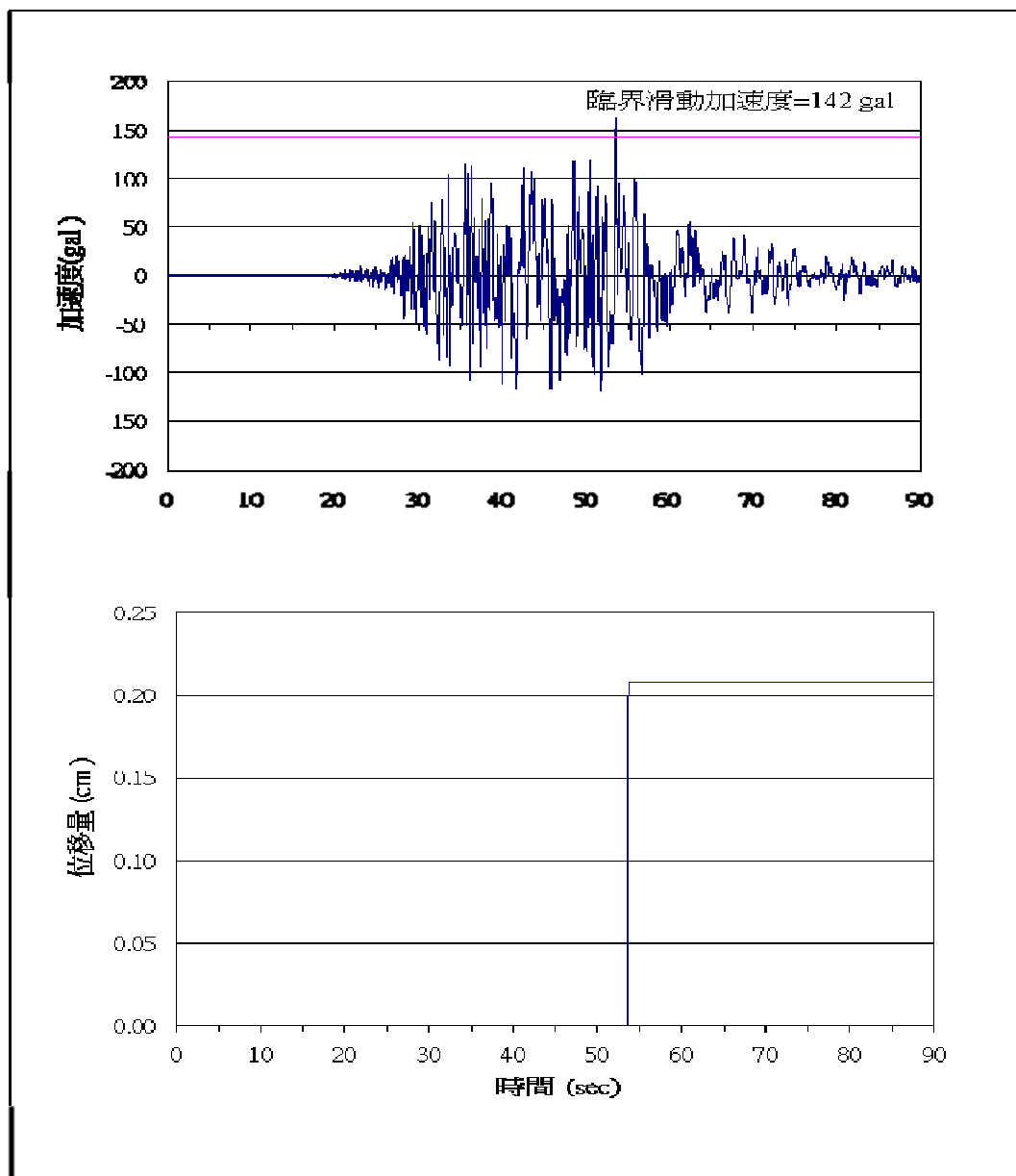


圖 5-13 臺中港 1~3 號碼頭背填土未液化之碼頭外移量分析結果

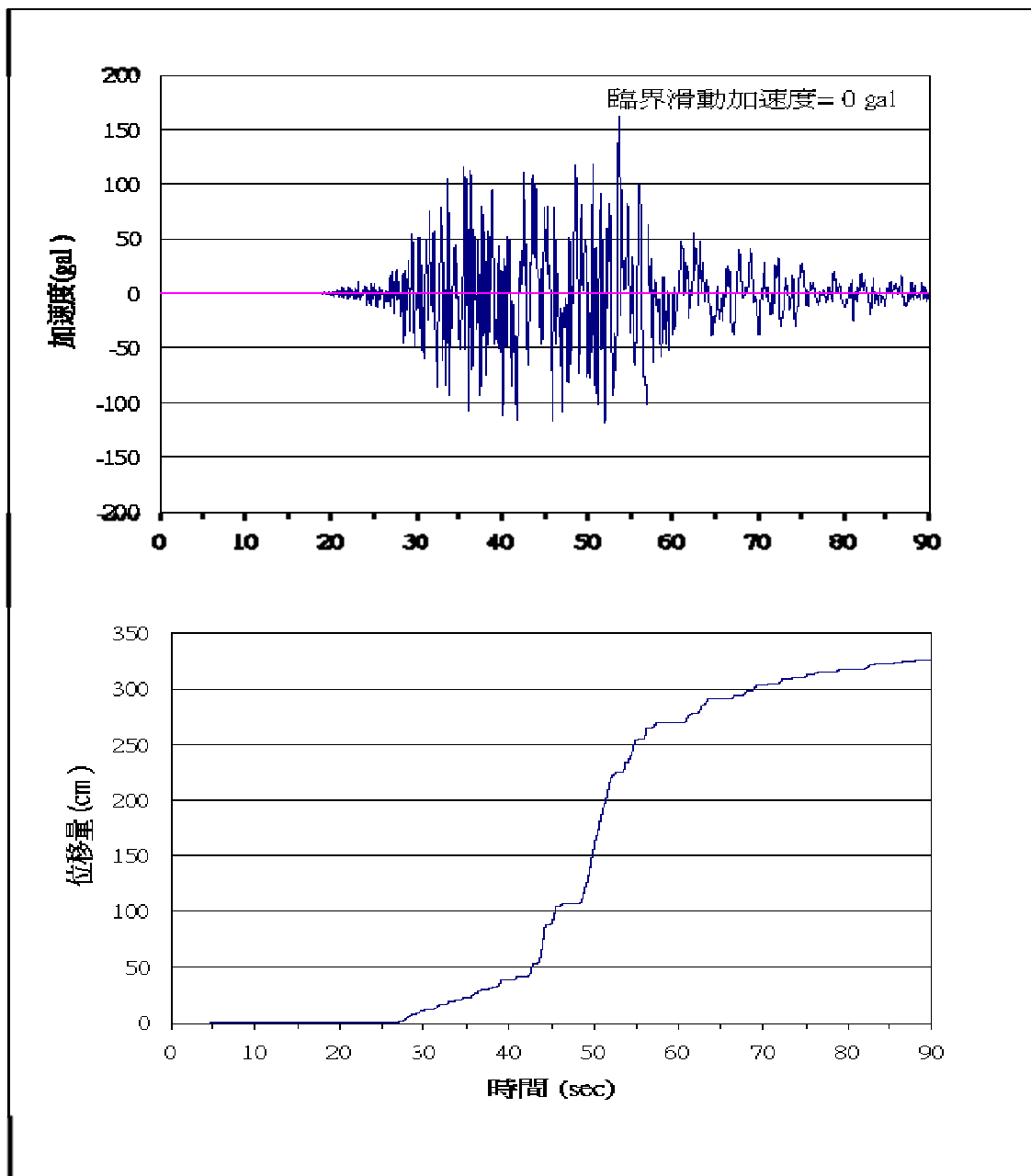


圖 5-14 臺中港 1~3 號碼頭背填土液化之碼頭外移量分析結果

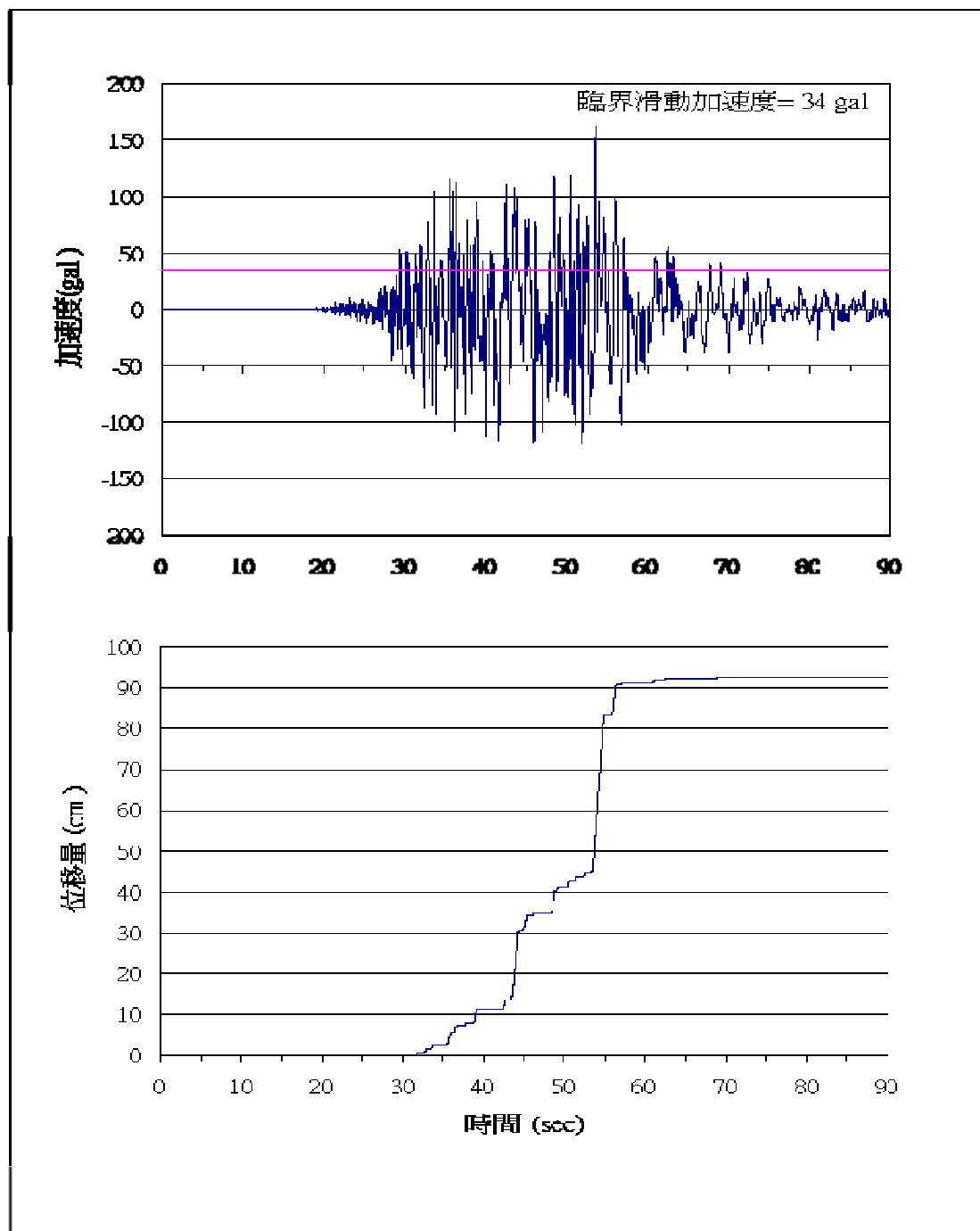


圖 5-15 臺中港 1~3 號碼頭背填土部份液化之碼頭外移量分析結果

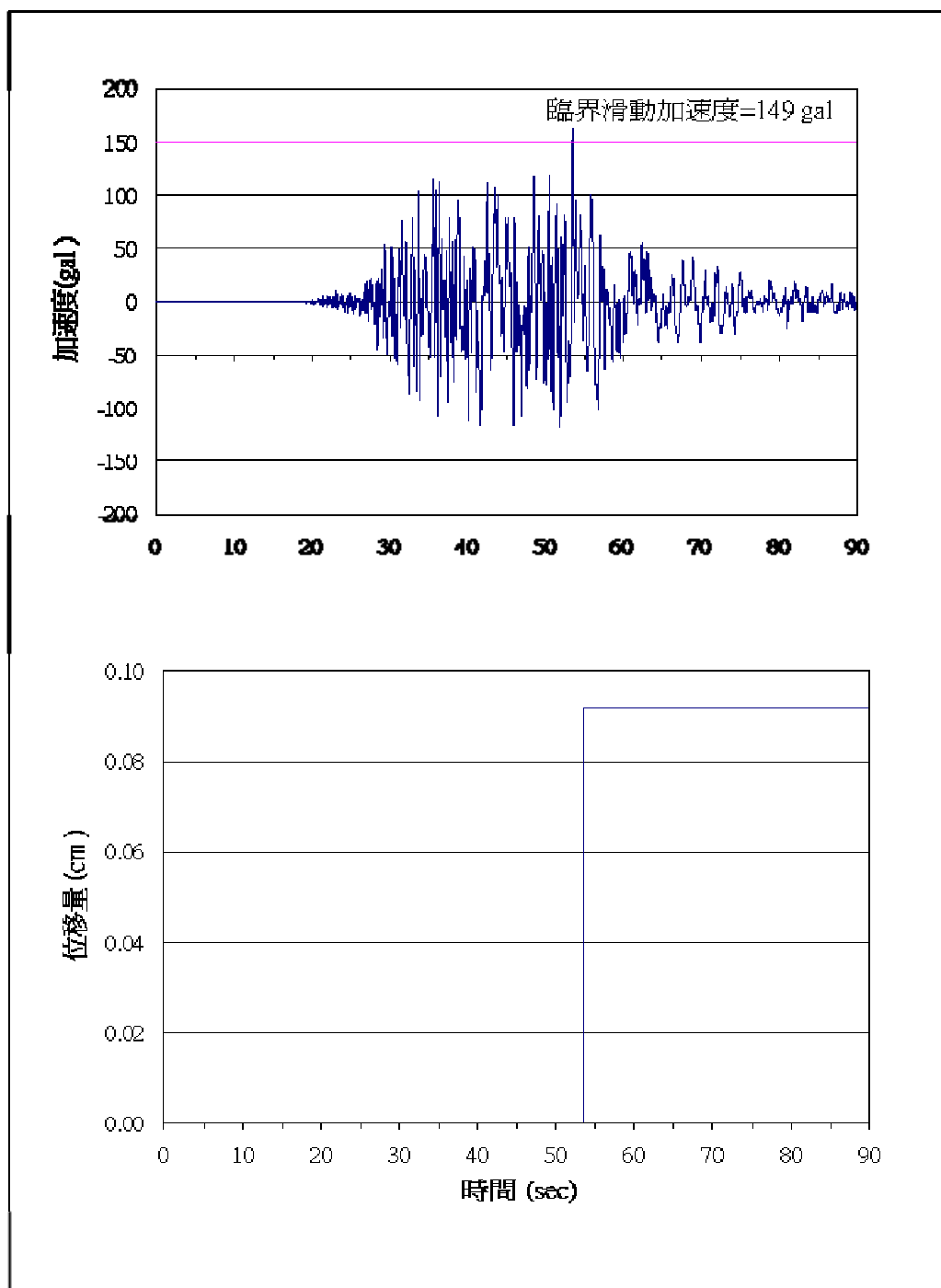


圖 5-16 臺中港 4 號碼頭背填土未液化之碼頭外移量分析結果

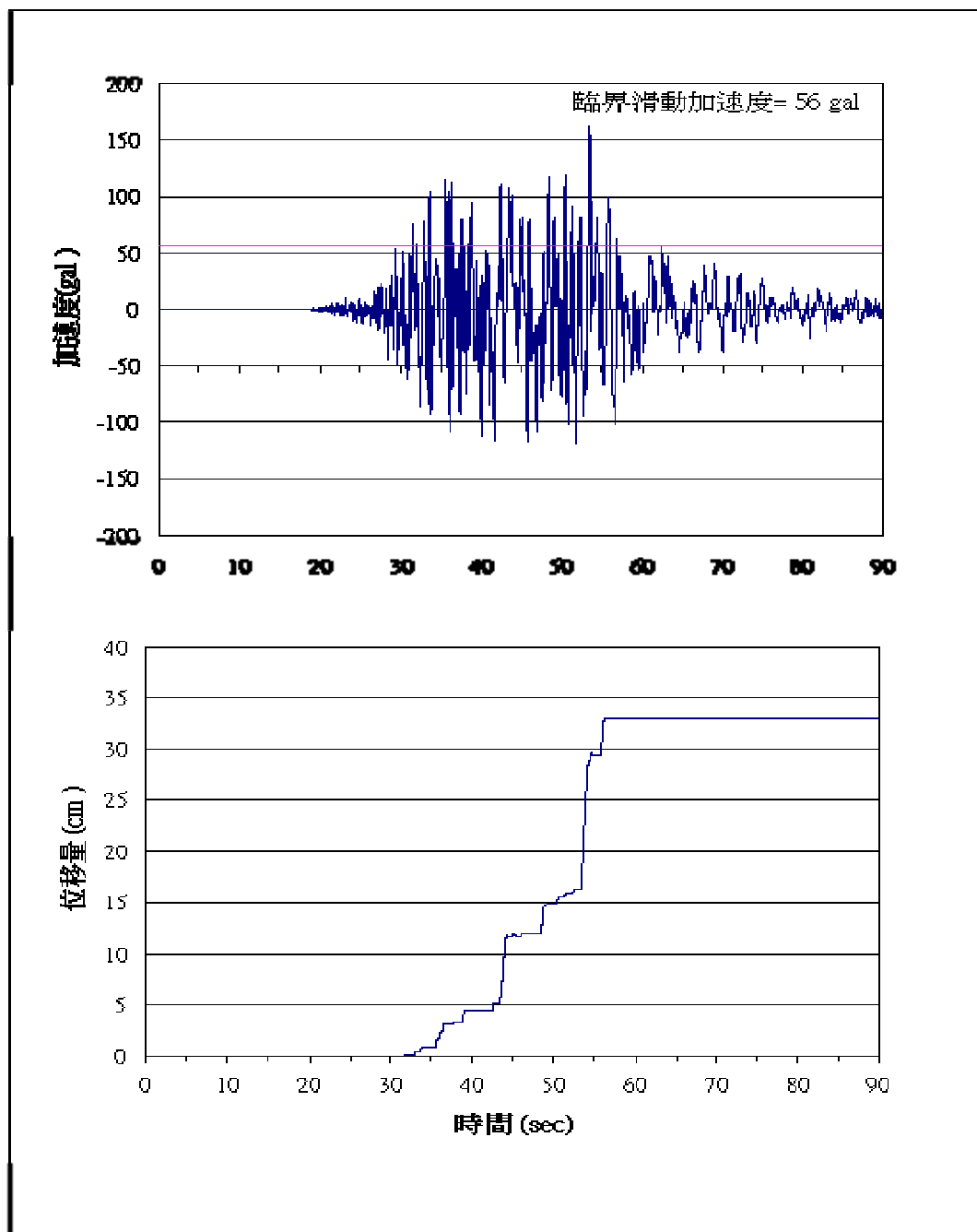


圖 5-17 臺中港 4 號碼頭背填土部份液化之碼頭外移量分析結果

由表 5-5 及圖 5-17 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 5-18 至圖 5-20 所示。

由圖 5-18 至圖 5-20 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 5-21 至圖 5-23 所示。

由圖 5-21 至圖 5-23 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 5-24 至圖 5-25 所示。

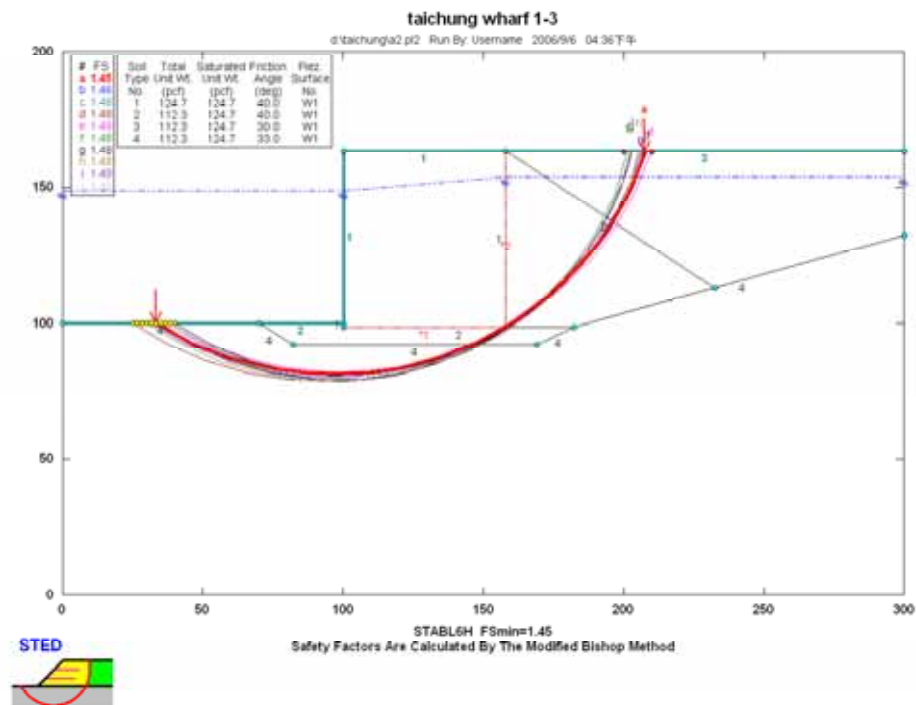


圖 5-18 臺中港 1-3 號碼頭 STABL 分析結果 FS=1.45

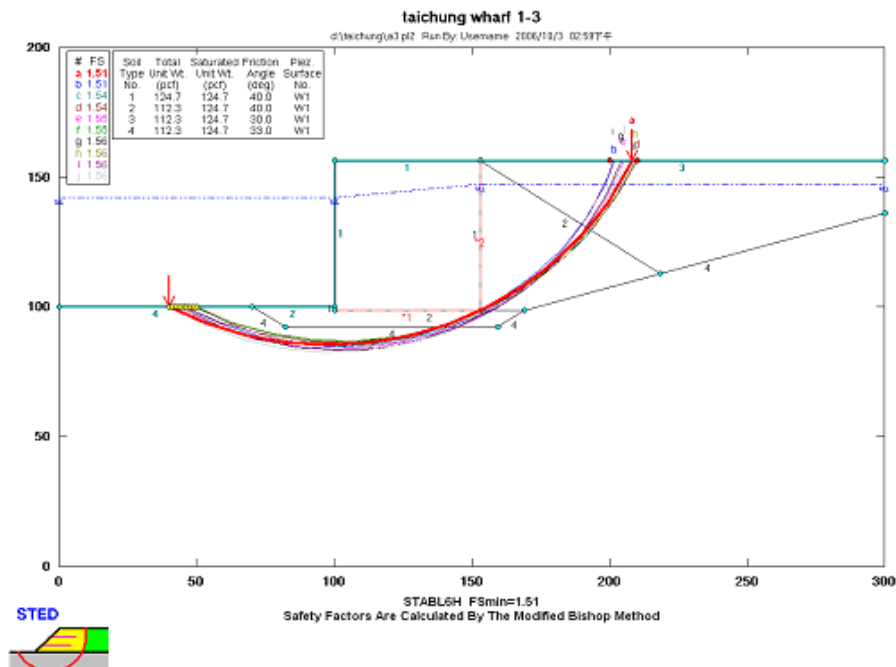


圖 5-19 臺中港 4 號碼頭 STABL 分析結果 FS=1.51

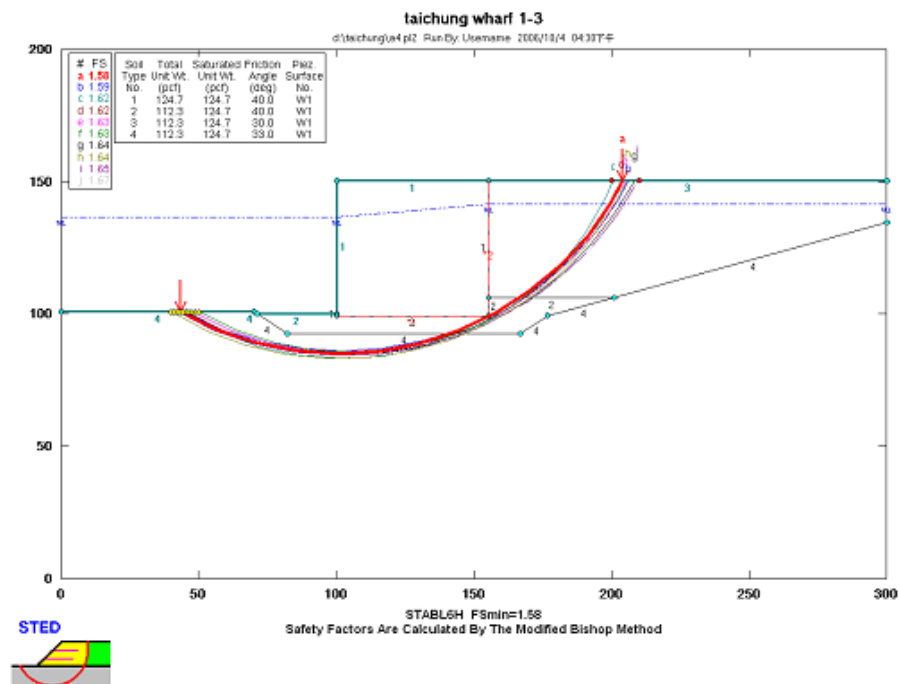


圖 5-20 臺中港 4A 號碼頭 STABL 分析結果 FS=1.58

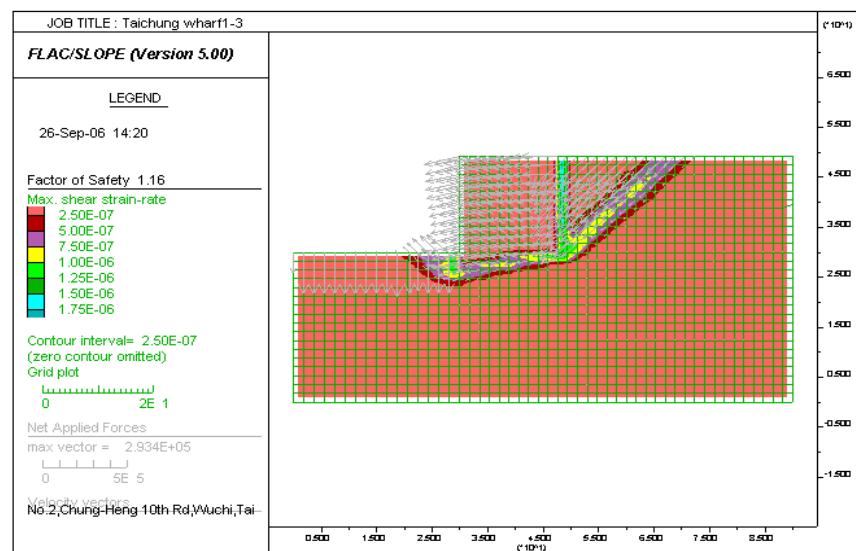


圖 5-21 臺中港 1-3 號碼頭 FLAC/SLOPE 分析結果 FS=1.16

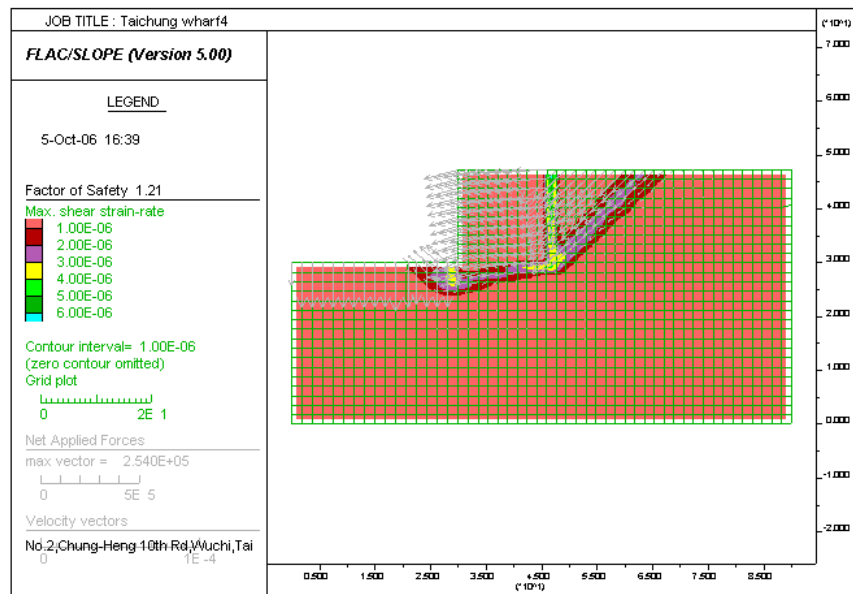


圖 5-22 臺中港 4 號碼頭 FLAC/SLOPE 分析結果 FS=1.21

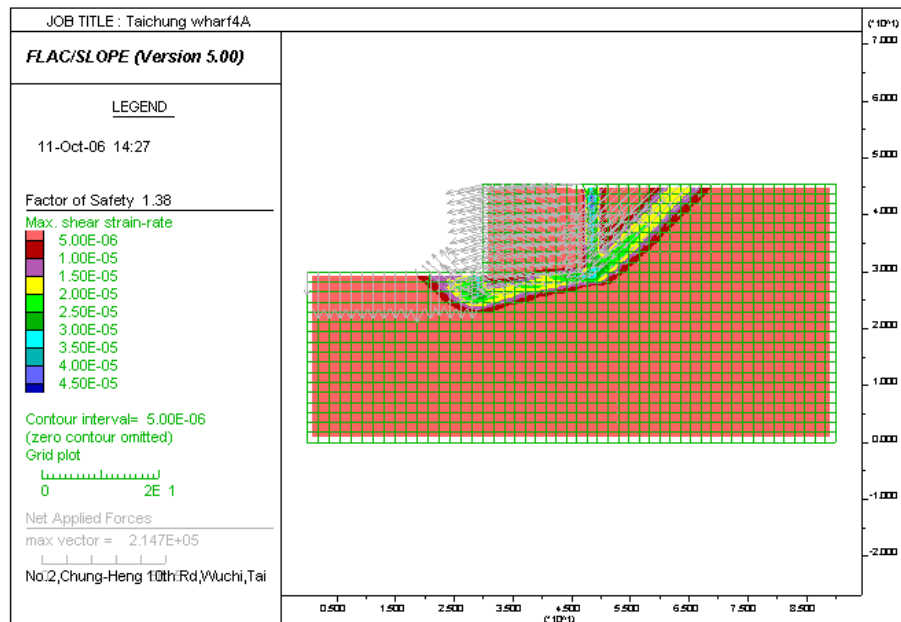


圖 5-23 臺中港 4A 號碼頭 FLAC/SLOPE 分析結果 FS=1.38

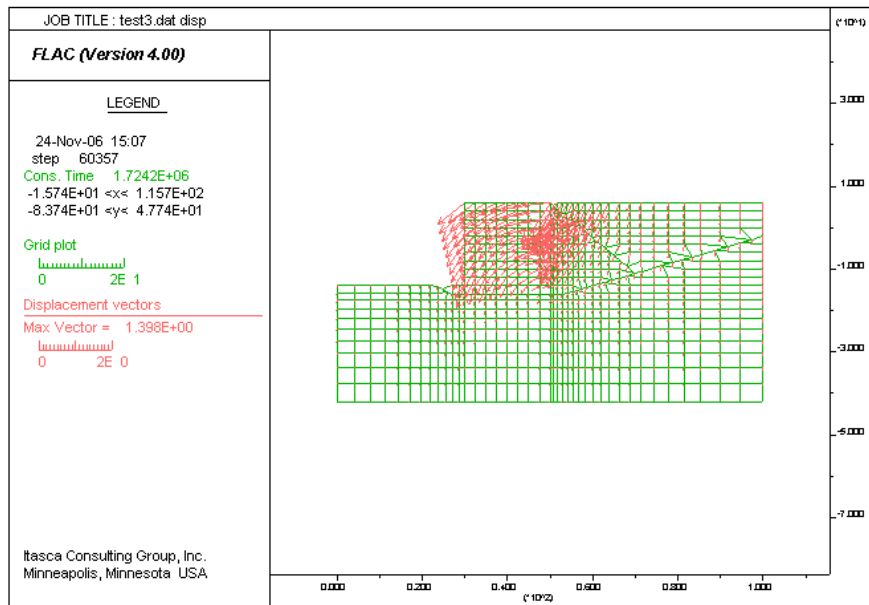


圖 5-24 臺中港 1-3 號碼頭背填土壤液化之 FLAC 分析結果

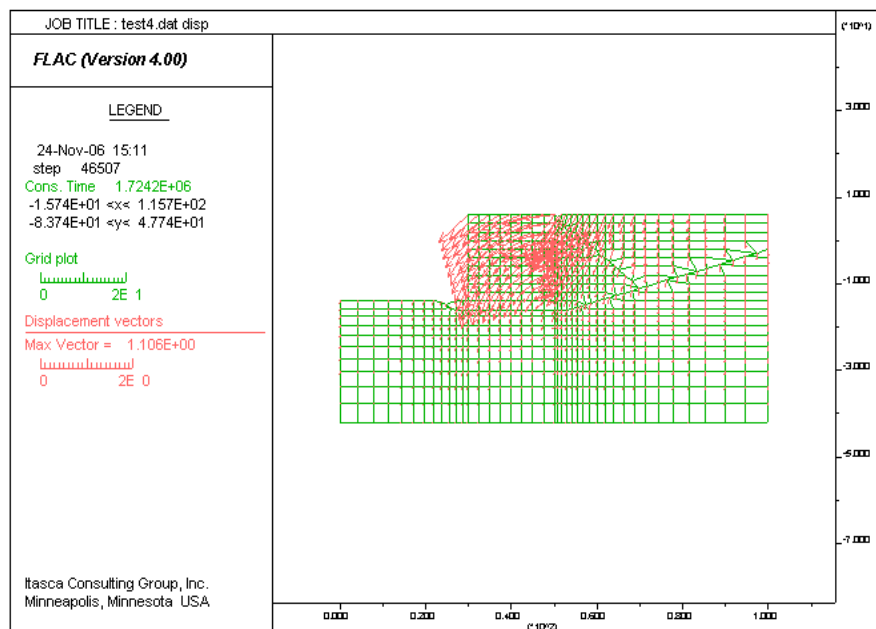


圖 5-25 臺中港 1-3 號碼頭背填土壤部份深度液化之 FLAC 分析結果

由圖 5-24 至圖 5-25 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。

5.8 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， $F_s=0.95\sim 1.03$ ，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。

第六章 棧橋式碼頭災況模擬分析

6.1 分析原理與程序

6.1.1 分析目的

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

6.1.2 分析原理

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

由於 FLAC 採取時階運算，雖然在解一些穩態問題時因採小時階

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

6.1.3 FLAC Dynamic 介紹

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

1. 力學阻尼

應力波於固體材料傳遞時，其震幅會隨傳遞路徑增加而逐漸降低，亦即其攜帶能量會隨傳遞距離增加而減少，一般稱材料之吸能效應為阻尼(damping)，阻尼之來源包括應力波傳遞時因應力波擾動範圍增加而使單位體積之能量降低之幾何阻尼(geometric damping)與材料受擾動時應變吸收之能量，稱為材料阻尼(Material damping)。幾何阻尼一般較小且於一般動態模擬可自然滿足，材料

阻尼(Material damping)傳統多以不具物理意義之數值阻尼模擬，彈性系統間常見以和質量或勁度相關之 Rayleigh damping 模擬，其缺點為物理意義不明顯且當材料進入非線性應力應變行為時，不易模擬。

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

2. 吸能邊界

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

為使數值模型可符合動力行為，需於人為之數值邊界施加可消

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

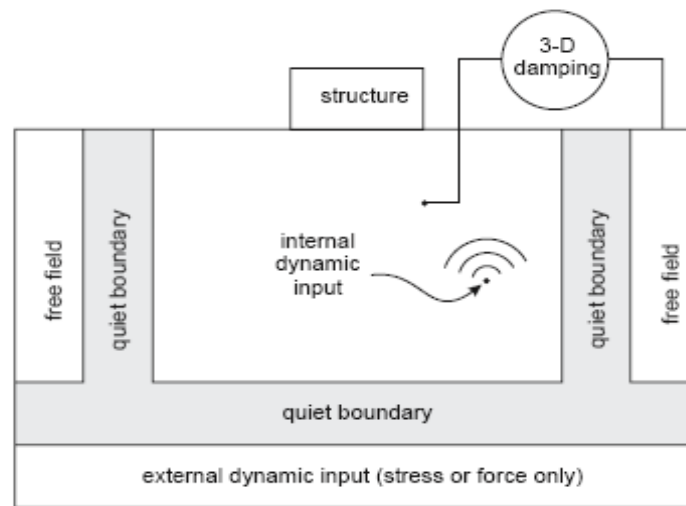
整合動態荷重與無限空間波傳邊界，可進行自由場動態分析，其數值模型如圖 6.1 所示，側向以黏滯邊界模擬模擬，底部依其與網格土壤之相對勁度差異分為柔性基底(flexible base)或剛性基底(rigid base)，當網格底部之材料與下方勁度差異不大時，需以柔性基底模擬，亦即需允許應力波傳遞至下方而非反射回網格，因此需於底部增加黏滯邊界，而剛性基底則以固定邊界模擬即可，FLAC Dynamic 中另提供可模擬垂直側向邊界之邊界條件稱為自由場邊界(free-field boundaries)，其主要為自動施加黏滯邊界於兩側邊界節點。

3. 動態邊界條件

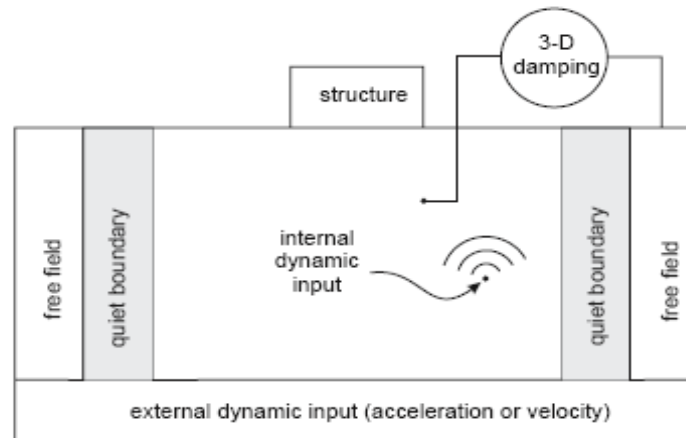
進行動態分析時需輸入適當之動態邊界條件，可以隨時間改變之荷重或格點運動量施加，FLAC Dynamic 所提供之動態輸入邊界包括作用於網格表面之應力或壓力歷時及作用於節點之荷重、速度或加速度歷時等，速度或加速度歷時一般多用於模擬自底部岩盤向上傳遞之地震波，對於底部為黏滯邊界之柔性基底，因速度或加速度邊界會使黏滯邊界無法運算，因此需轉換為應力邊界，其轉換公式為：

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

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



(a) Flexible base



(a) Rigid base

圖 6.1 考慮動態荷重之自由場物理模型圖

4. 孔隙水壓力激發模式

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

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

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

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

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

而 C_2 則可以下式計算：

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

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

6.1.4 分析程序

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

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

1. 地層幾何模型建立

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

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

式中 V = 應力波波速， L = 平行波傳方向之最大網格長度。

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

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

2. 分層土壤力學組構行為模擬

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

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

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

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

3. 動態荷重與邊界條件

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

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

6.2 自由場有效應力動態數值分析

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

6.2.1 自由場地質模型

建立自由場分析數值模型所需相關條件與參數說明如下：

1. 地質模型

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

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

表 6-1 自由場分析土層分佈

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

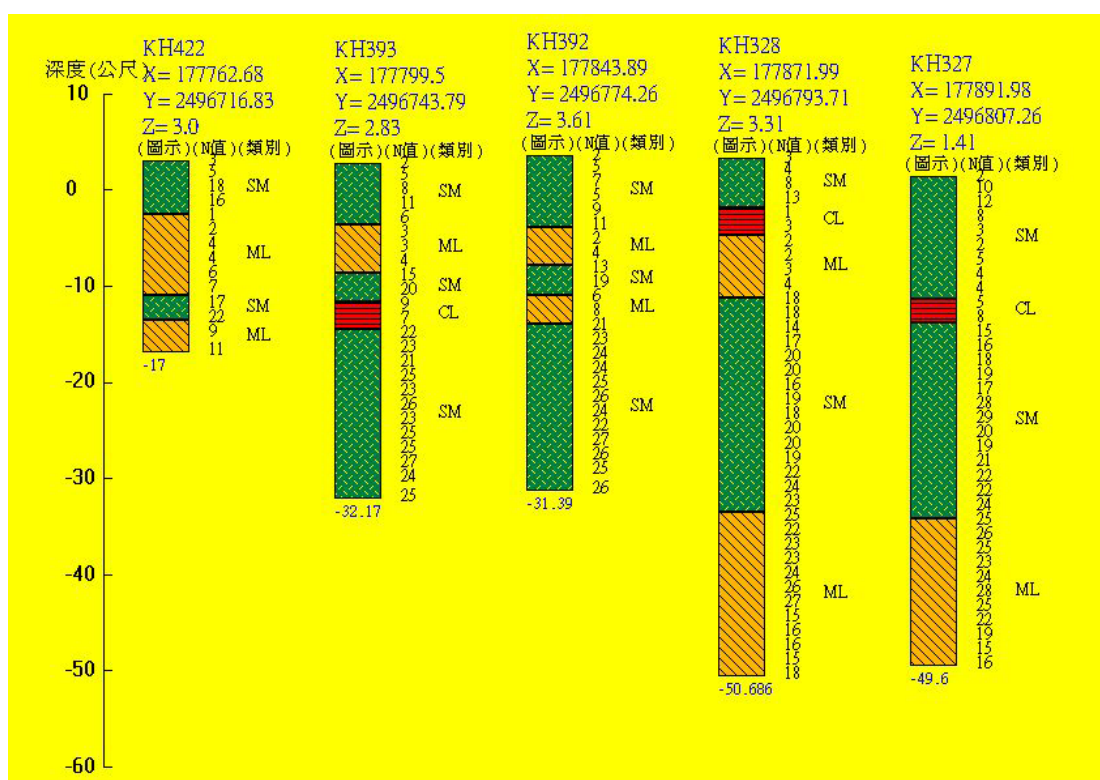
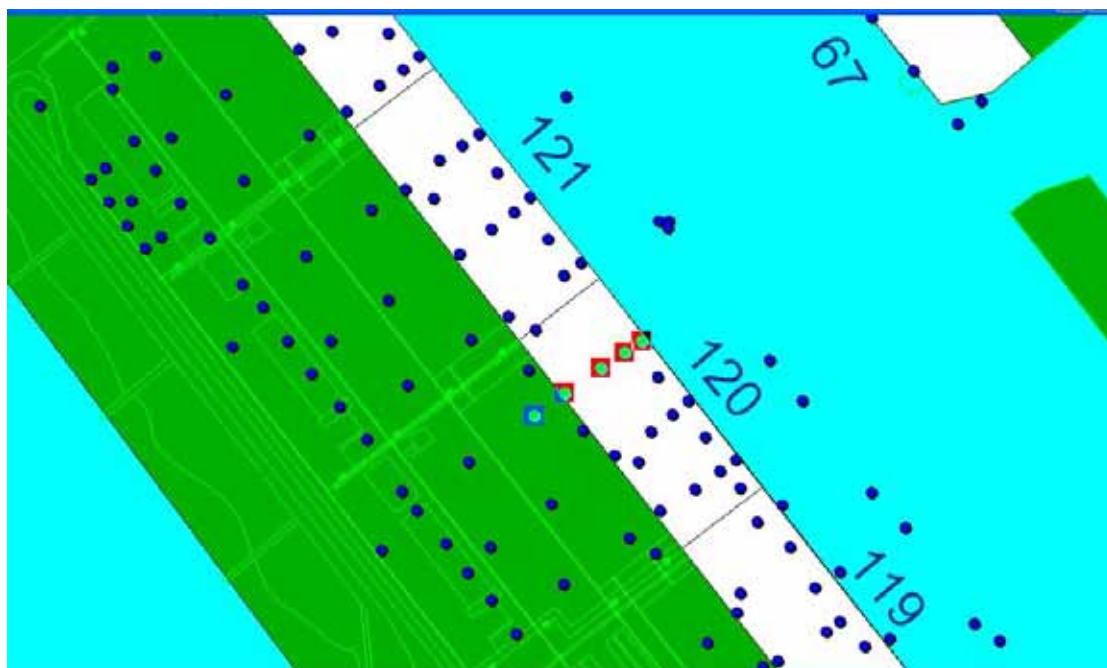


圖 6.2 高雄港#120 碼頭垂直向地質剖面(1)

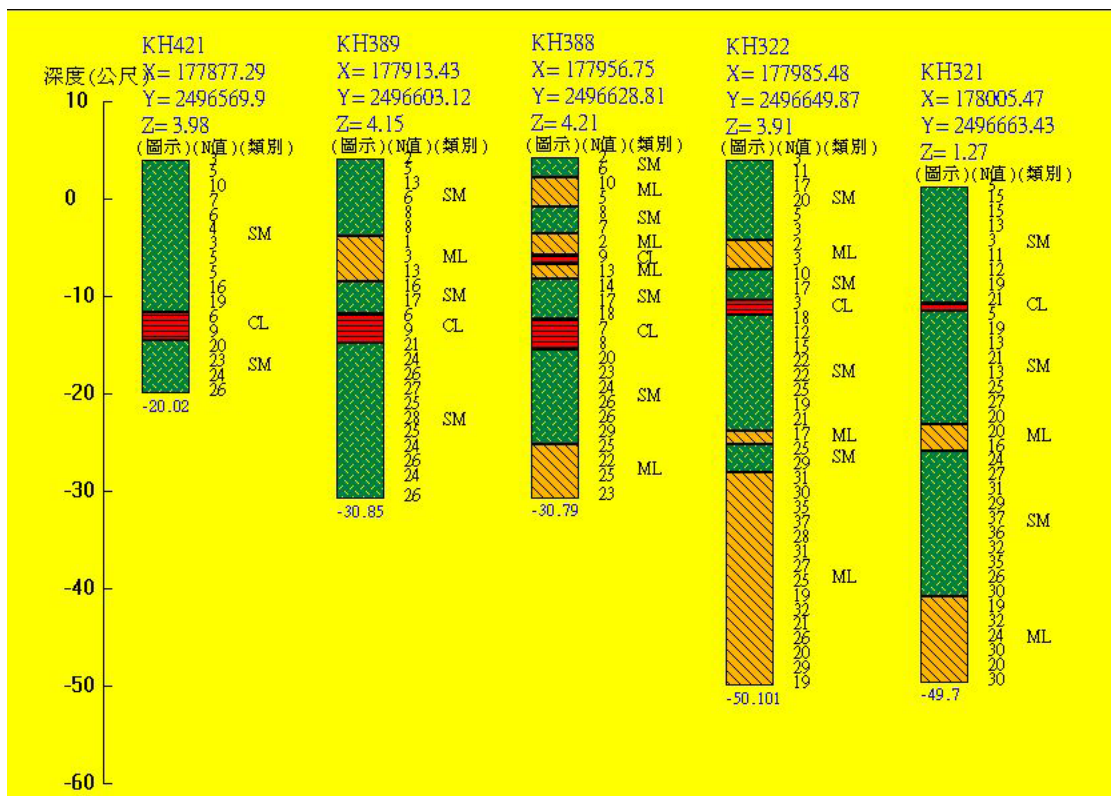


圖 6.3 高雄港#120 碼頭垂直向地質剖面(2)

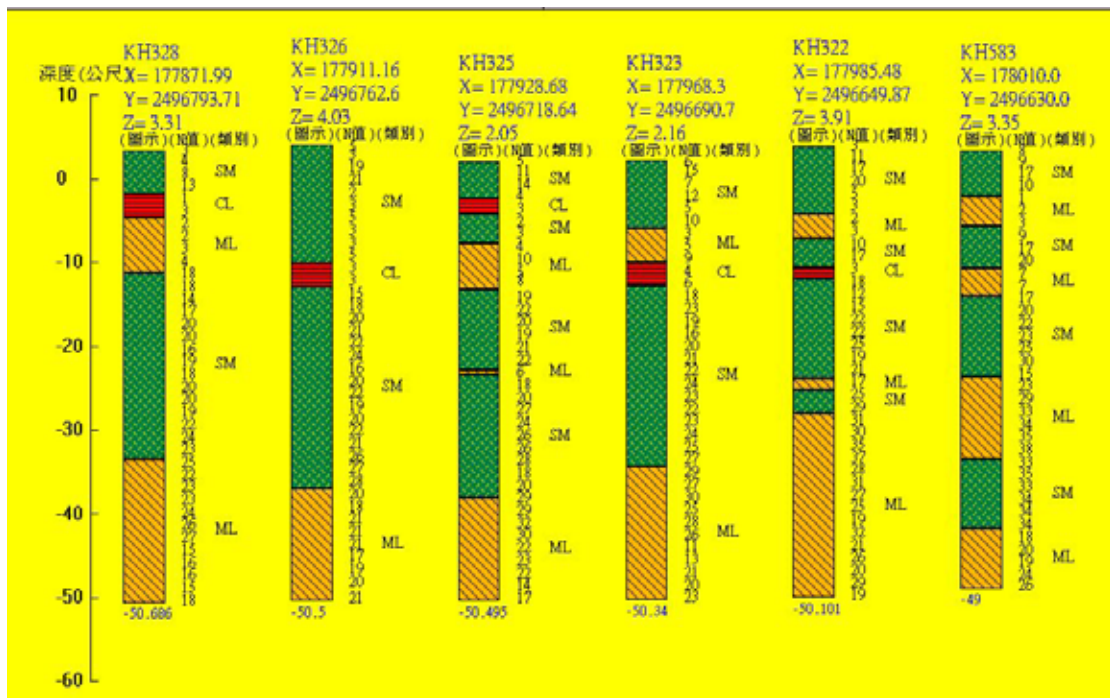


圖 6.4 高雄港#120 碼頭平行向地質剖面

網格側向延伸範圍考慮後續棧橋式碼頭分析比較，之配置與現有現地監測站之配置，將現地監測站置於網格中間，且考慮網格之長寬比，使模擬區域為一寬度 110m 高度 52 m 之 55×36 之網格，每一網格長度均為 2m，各材料之相關參數整理如表 5.2 所示，土層彈性參數依 SPT-N 值推估，並以微地動之結果做初步檢核，假設 Poisson's ratio 為 0.3，土層模型中剪力波速為 170 m/s，網格長高度 0.5 m，可解析之最高頻率為 3.4 Hz，分析時將輸入震波高於 3 Hz 之部分濾除。

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

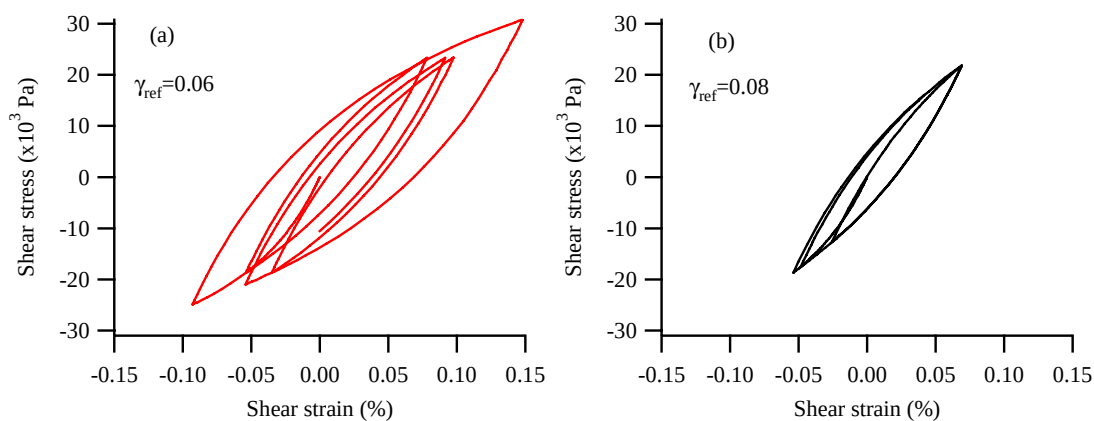


圖 6.5 參考應變與對應之阻滯圈(a) $\gamma_{ref}=0.06$ (b) $\gamma_{ref}=0.08$

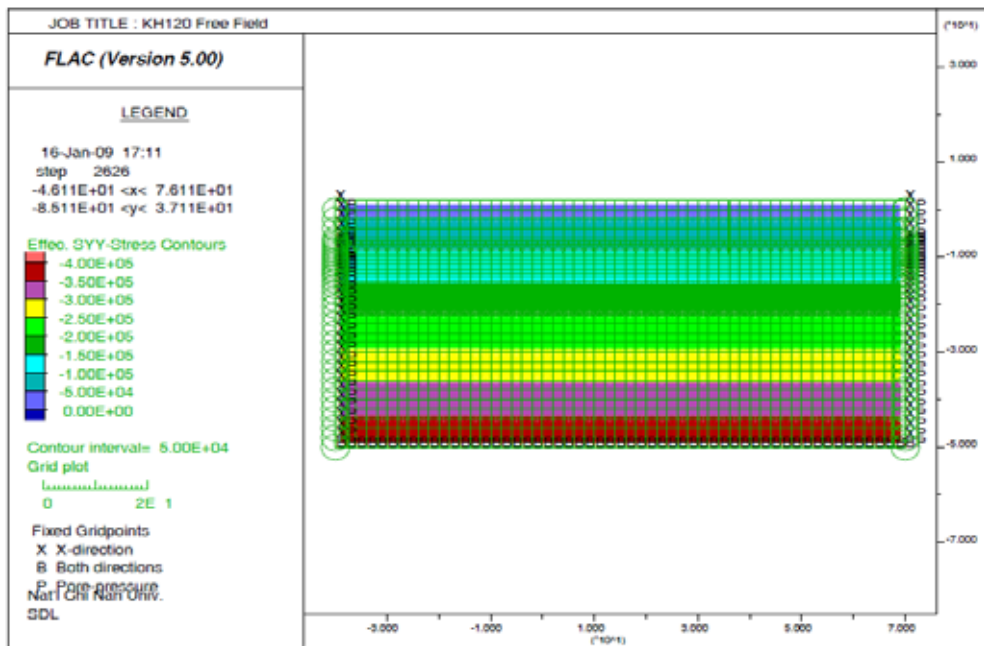


圖 6.6 高雄港#120 碼頭自由場數值模型

表 6-2 碼頭分析土層參數表

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

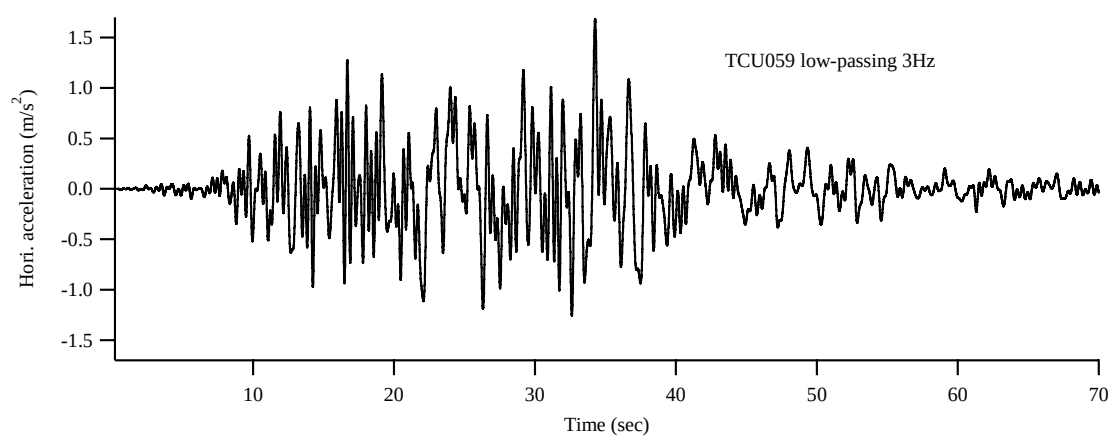
2. 動態荷重與邊界

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

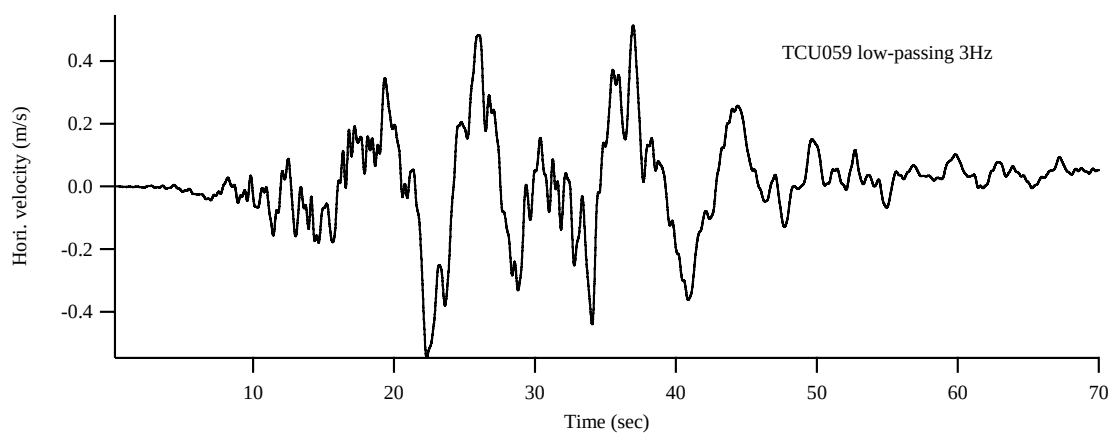
為觀測模擬結果，將設定需紀錄之網格位置與現地配置相同，此外紀錄反應之底部加速度以與輸入值比較，另亦撰寫相關 Fish 以紀錄超額孔隙水壓力、剪應變歷時、超額孔隙水壓比、各元素最大超額孔隙水壓比及最大剪應變等小程式。

6.2.2 自由場分析結果與討論

本案例以圖 6.6 與表 6-2 所建構之地質模型，以集集地震中清水國小之紀錄 TCU050 加速度紀錄，移除高於 3Hz 之頻率，其地震紀錄與速度歷時，如圖 6.7 所示。由於造成底部節點 1 m/s 速度所需之剪應力為 476000 Pa，由式(6.1)，將速度歷時乘上 952000 轉換成施加於模型底部元素之剪應力歷時，模擬地震波自下往上传遞之行為，考慮液化發生於表 6-1 之飽和土層，其底部與地表加速度歷時如圖 6.8 所示，在不同深度之超額孔隙水壓力歷時如圖 6.9 所示，定義超額孔隙水壓比(r_u)為超額孔隙水壓力(Δu)與初始垂直有效應力(σ'_{v0})之比值，並定義初始液化為 $r_u=1.0$ ，初始液化發生於 BF1 與 BF2 土層，且先由 BF1 發生並向上發展，且土層液化前比較底部與表面加速度，得之現地土層具放大效應，但土層液化後則其放大比例降低，可知其可模擬液化後振動改變(alternation of ground motion)之效應。



(a)



(b)

圖 6.7 底部輸入地震 (a)加速度歷時 (b)速度歷時

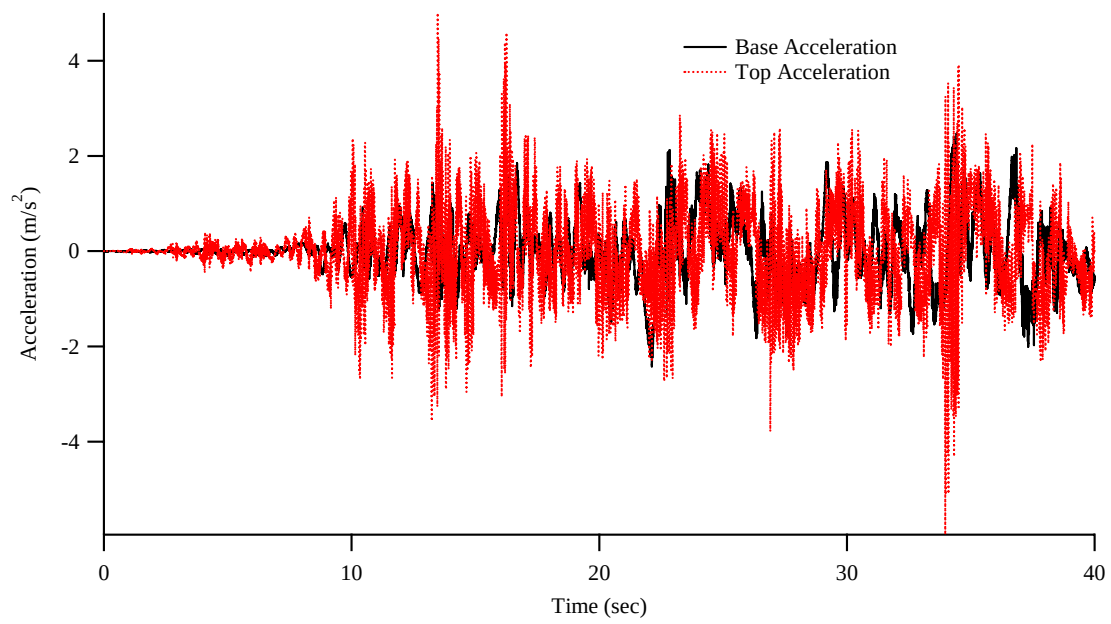


圖 6.8 主要震動期間(0-40 sec)之底部與地表加速度歷時

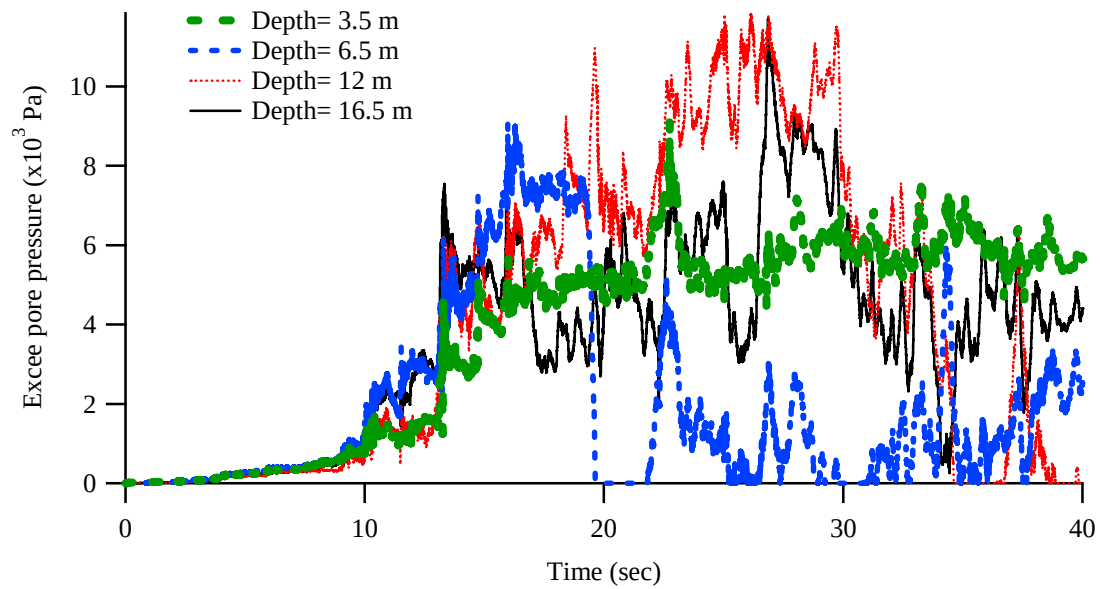


圖 6.9 可液化土層超額孔隙水壓力歷時圖

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

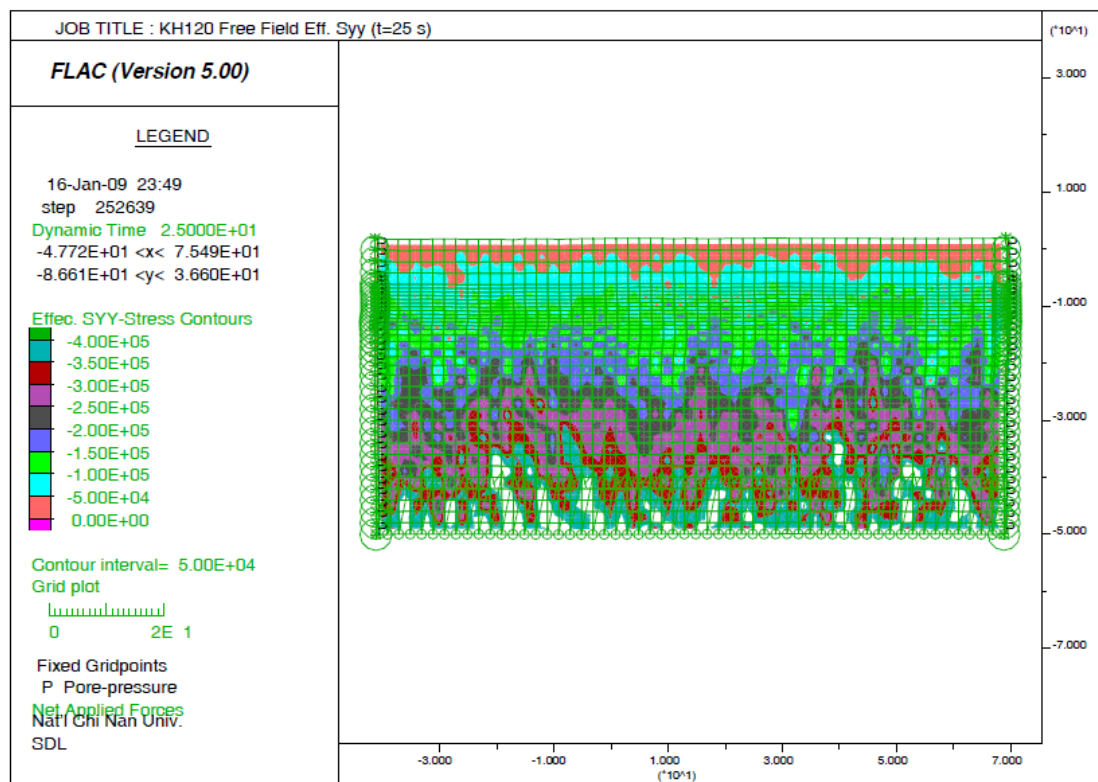


圖 6.10 T=25 sec 時垂直有效應力分佈圖

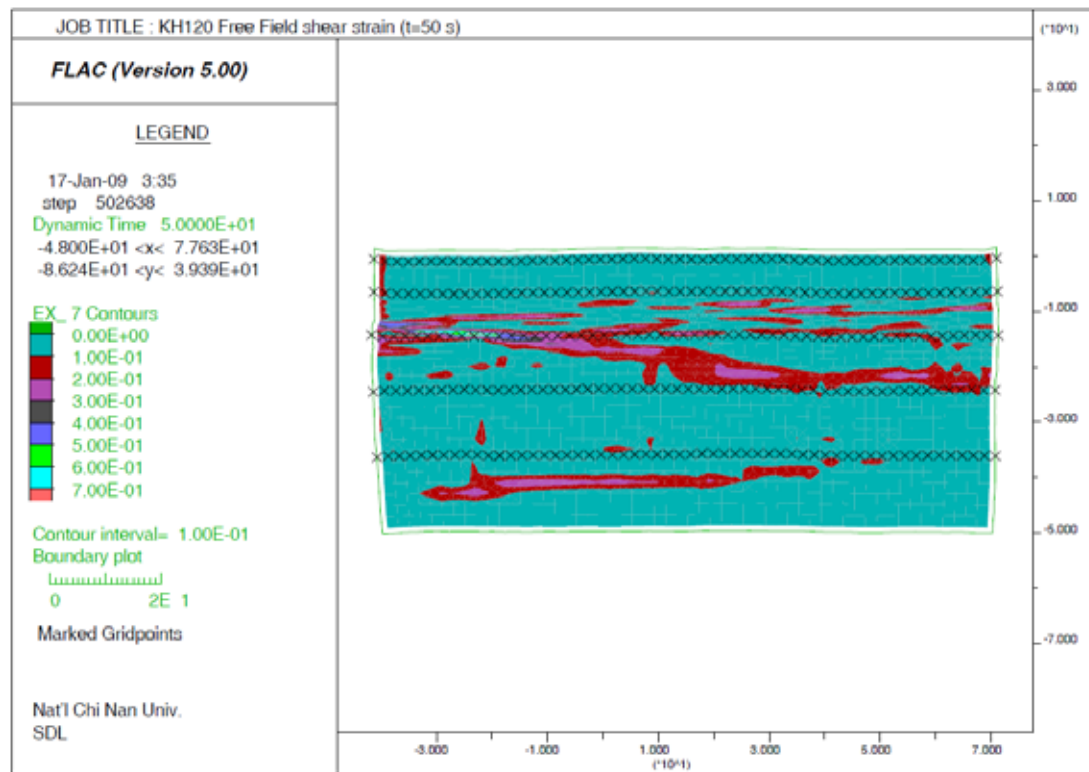


圖 6.11 最大剪應變分佈圖

6.3 棧橋式碼頭有效應力動態數值分析

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

6.3.1 分析原理與程序

1. 分析原理

液化土壤－基樁－上部結構系統之動態行為實際上應為耦合反應(coupled response)，即經由土壤傳播之地震波會造成基樁與上部結構震動，且上部結構之震動亦會影響下方土壤之動態行為，分析液化土層之基樁系統時更需將因孔隙水壓激發造成之地震波傳遞影

響及液化土層側向位移一併考量，但其物理模式複雜，為簡化分析，實務上多採將土壤動態反應與基樁—上部結構個別分析之非耦合分析(decoupled analysis)，並以動態 Winkler 系統模擬土壤—基樁之互制行為。

非耦合分析物理模型為將基樁視為埋置土中之樑，周圍土壤以 Winkler 彈簧模擬土壤勁度並以並聯或串聯之 dashpot 模型模擬土壤阻尼(damping)效應，其中土壤動態反應分成二區：近場區(near field)及自由場(free field)，自由場為單純考慮向上傳播之剪力波造成之地盤反應，近場區則考慮土壤—基樁互制效應之土層反應，近場區之 Winkler 彈簧多採用可模擬非線性彈塑性質之彈簧。

本研究以 FLAC 中之基樁元素(pile element)，並以樑元素(beam element)與基樁結合模擬棧橋式碼頭，結合 Martin et al. (1975)之孔隙水壓力激發模式並考慮水壓消散行為進行時間域二向度液化土層—基樁動態分析，模擬棧橋式碼頭之動態反應。

2. 樑元素與基樁元素

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

基樁元素為 2 維元素，可傳遞正向力、剪力及彎矩至接觸之土壤，基樁本身限制其軸向降服行為，但可指定其節點形成塑性鉸，模擬彎矩破壞，其與周圍土壤之互動以介面元素傳遞，介面元素本身具備正向與剪向彈簧，並可指定其彈簧行為，此介面特性可用以模擬土壤結構互制中近場區(near field)行為，而周圍土壤則以自由場中之土壤元素模擬。

6.3.2 數值分析案例模型

1. 高雄港#120 棧橋式碼頭配置

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

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

2. 數值分析模型

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

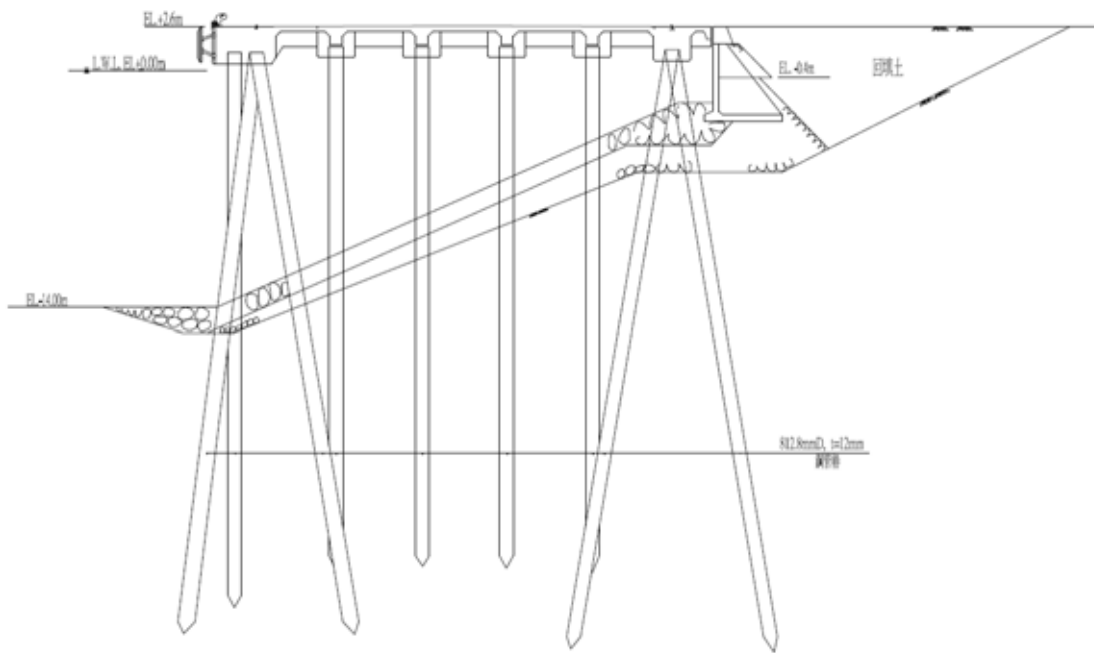


圖 6.12 高雄港 120 號碼頭配置剖面圖

3. 斜坡網格建立

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

4. 設定靜態運動與水位邊界條件

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

5. 加入橫樑與基樁元素並完成力學平衡

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

表 6-3 棧橋式碼頭分析土層參數表

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

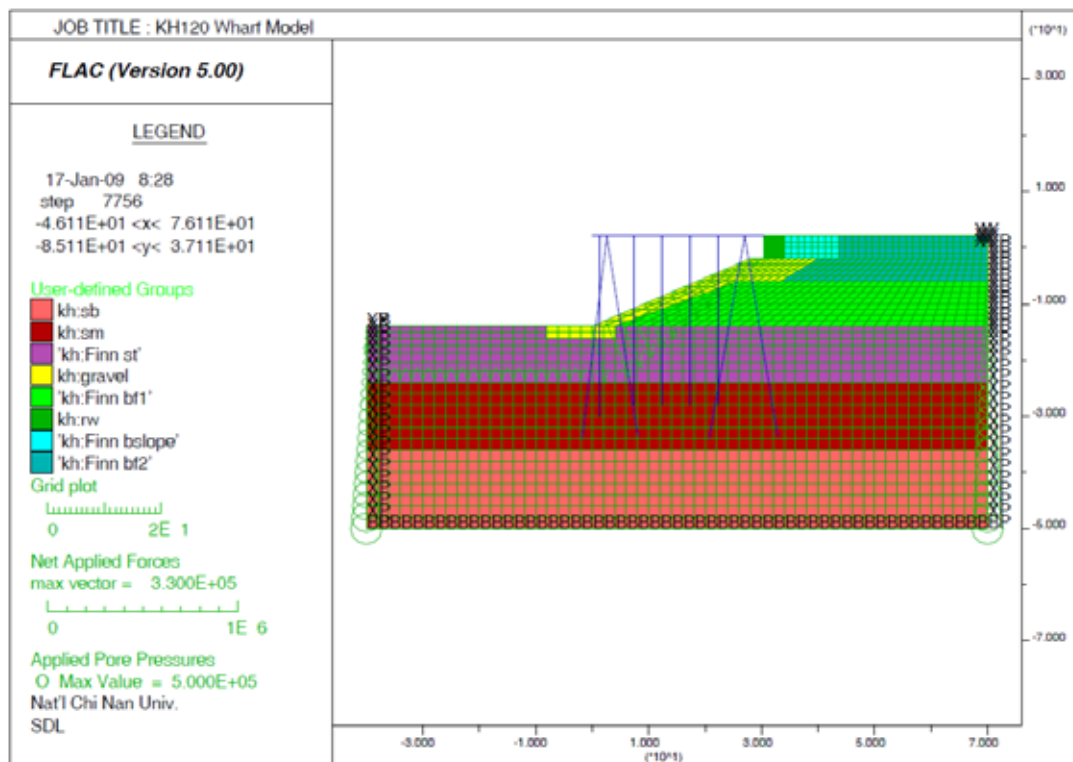


圖 6.13 棧橋式碼頭斜坡網格土壤分區與靜態邊界

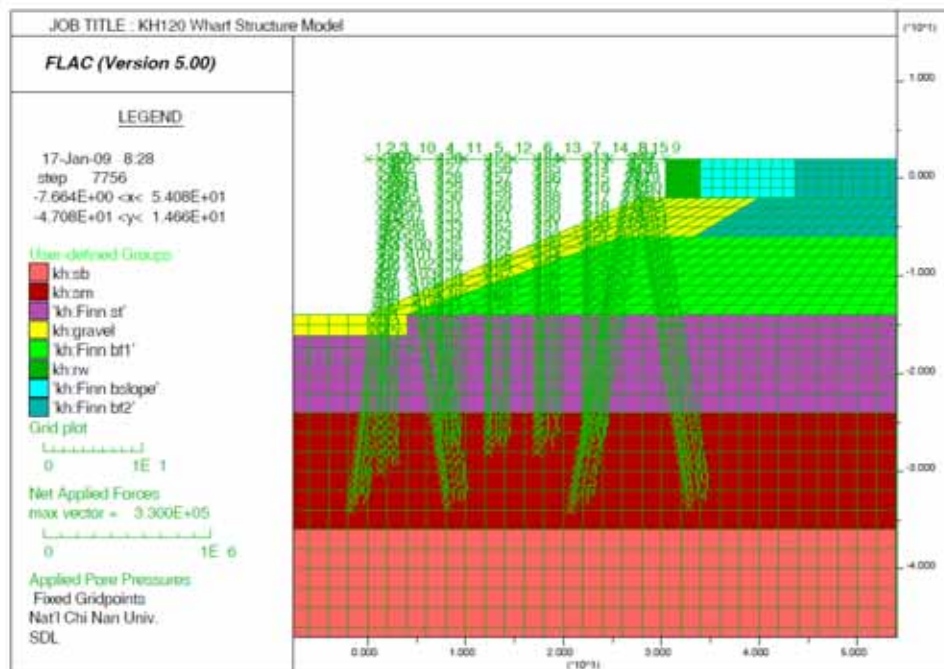


圖 6.14 棧橋式碼頭橫樑與基樁元素位置與節點編號圖

表 6-4 結構元素參數表

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

表 6-5 基樁元素中之 Mohr-Columb 介面彈簧參數表

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

6. 使用 Finn 模式土壤

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

7. 給予阻尼參數和動態邊界條件

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

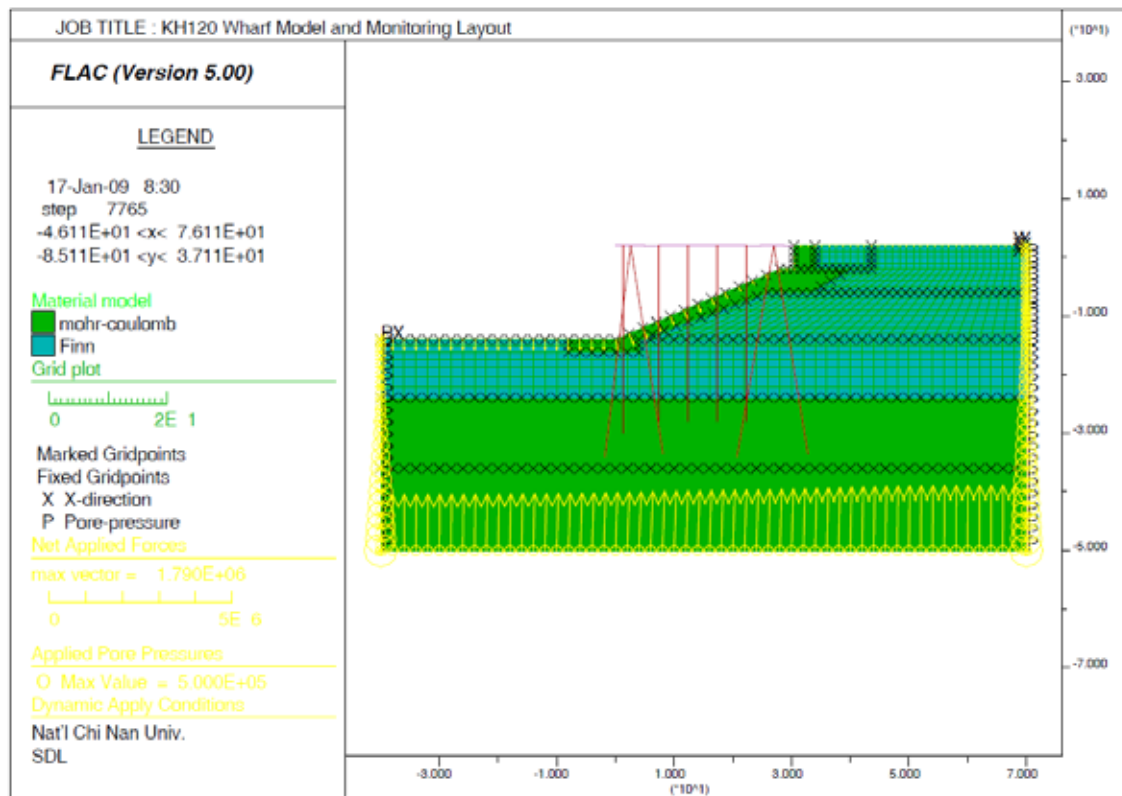


圖 6.15 施加地震力前之土壤模式與動態邊界

8. 規劃監測點並施加地震力

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

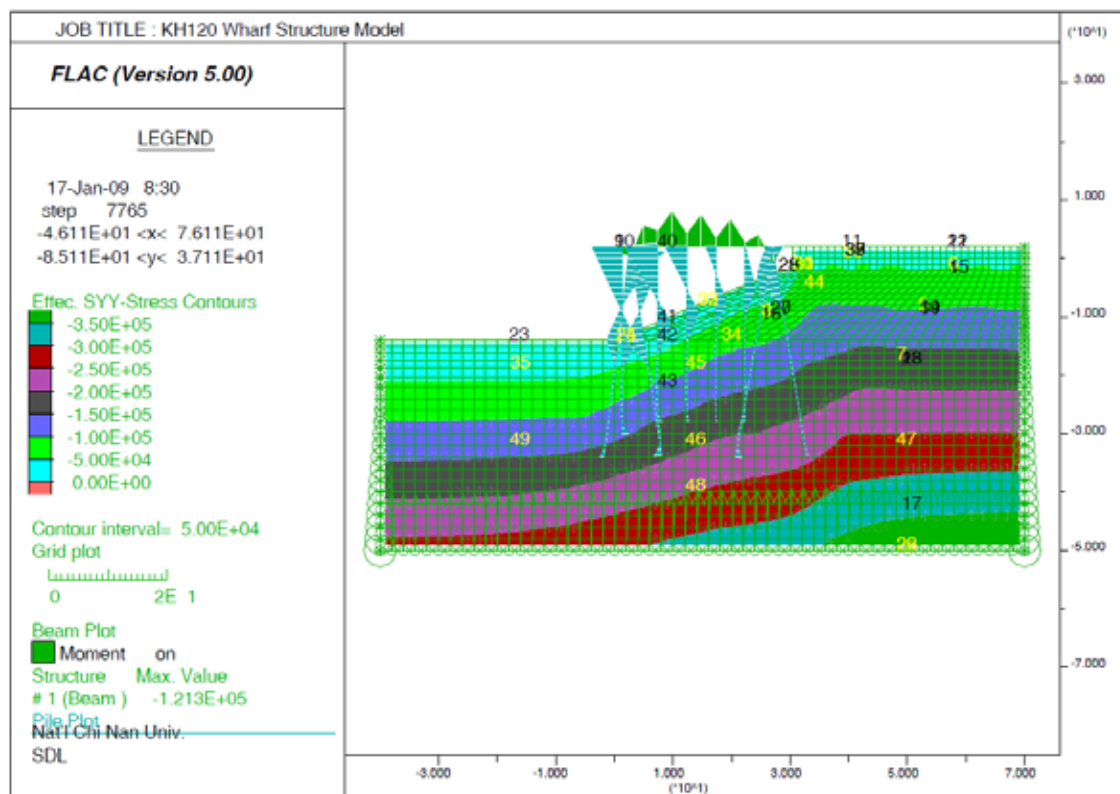


圖 6.16 初始靜態平衡狀態與監測位置圖

6.3.3 棧橋式碼頭數值分析成果

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

1. 加速度與位移歷時變化

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

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

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

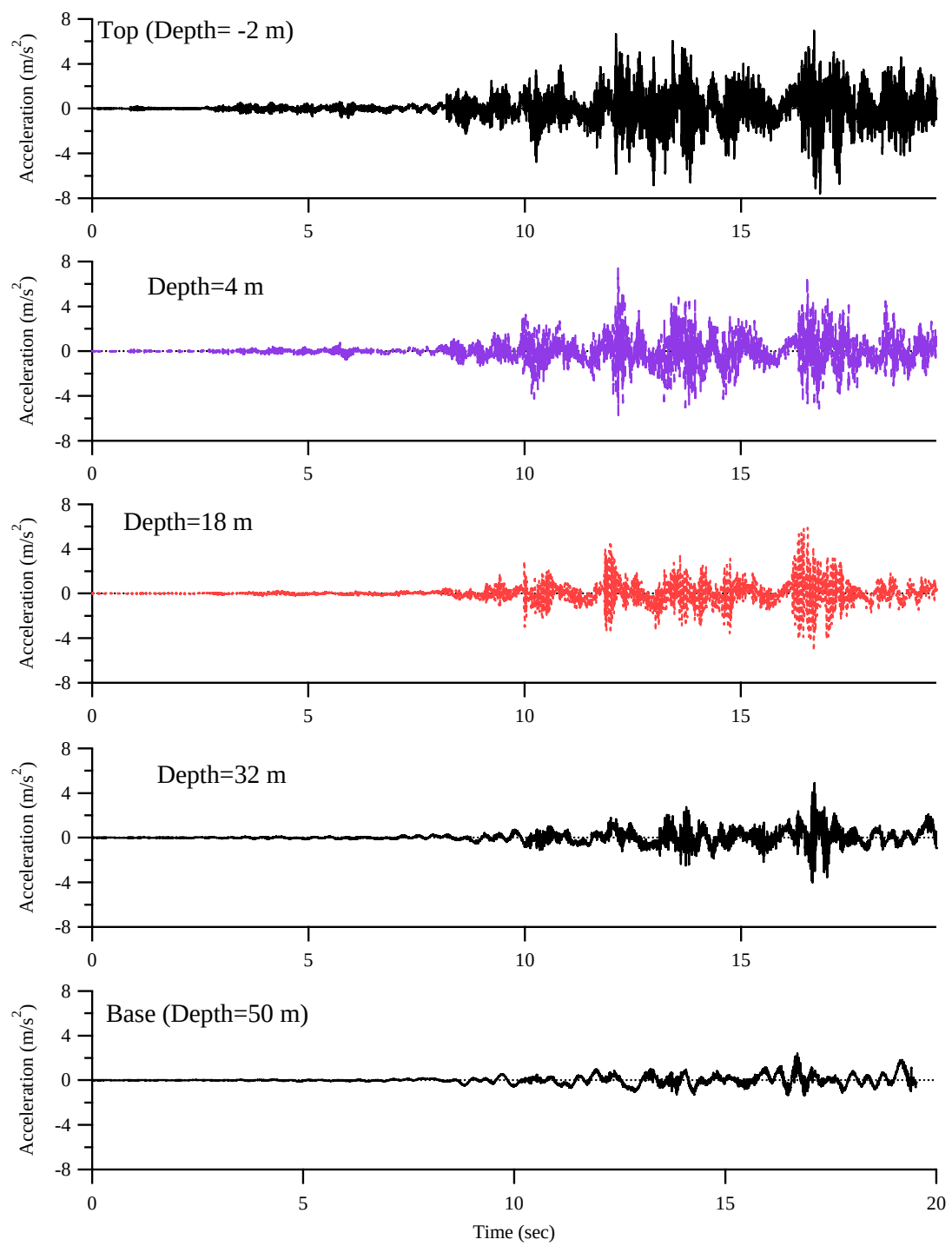


圖 6.17 碼頭後方水平地盤加速度歷時變化

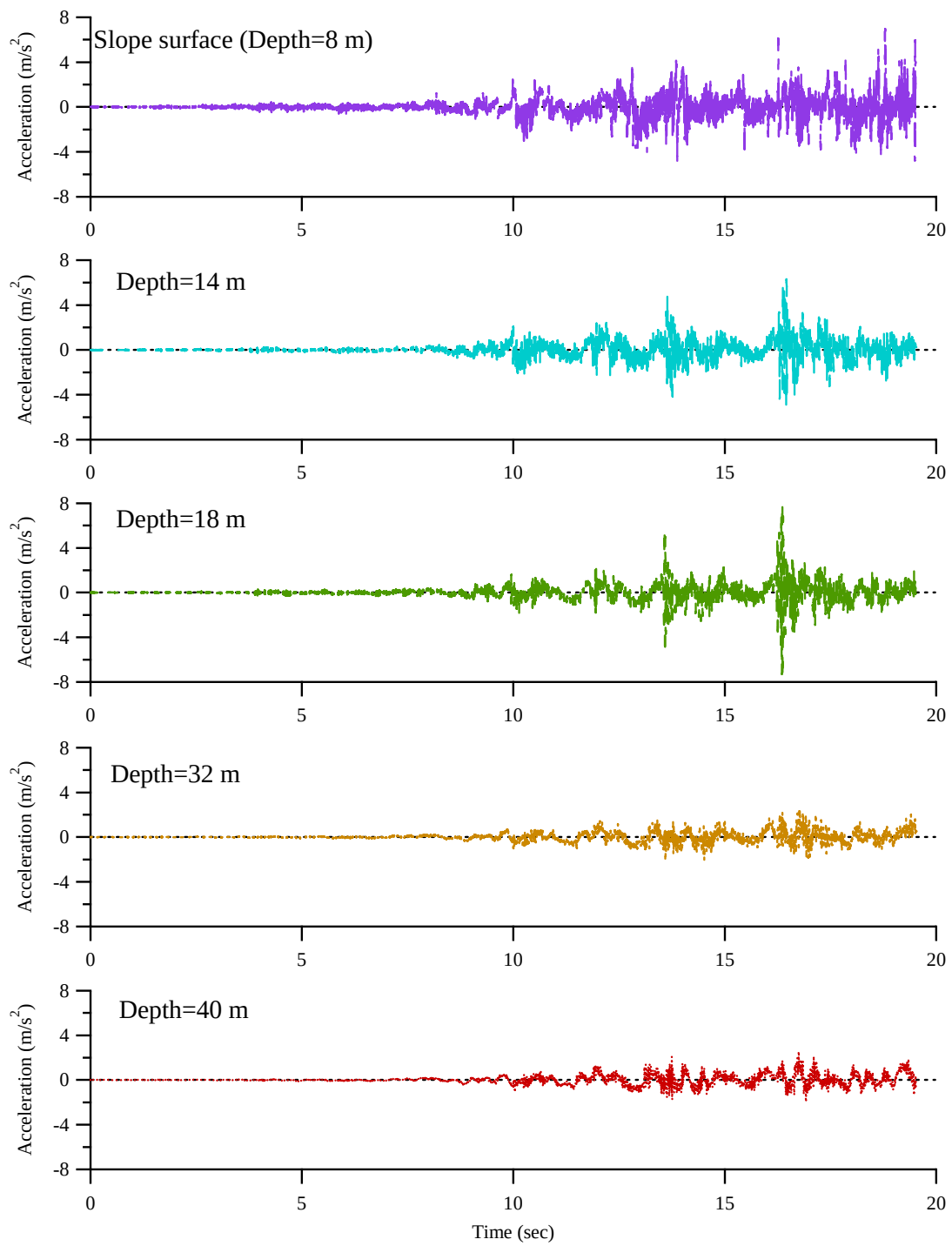


圖 6.18 水下邊坡及基樁通過區域加速度歷時變化

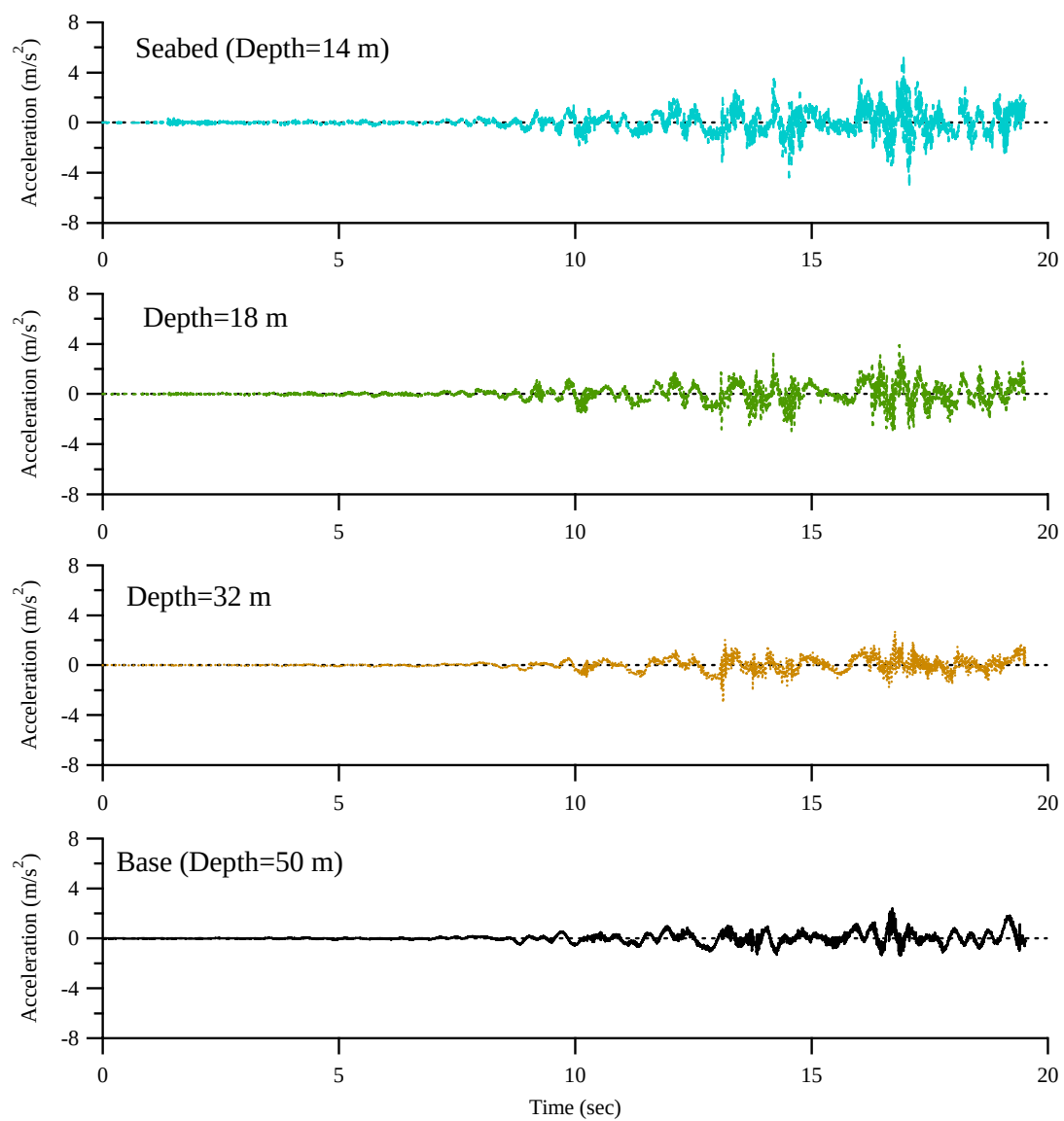


圖 6.19 前方海床加速度歷時變化

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

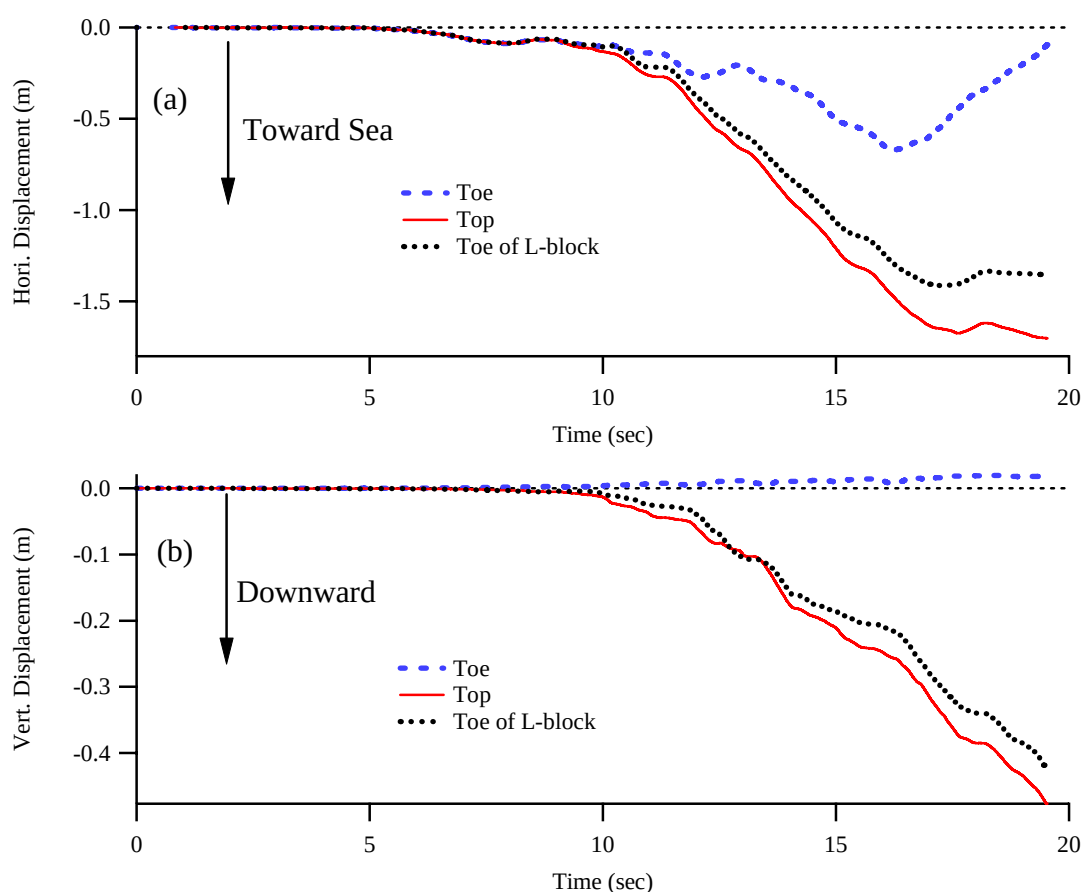


圖 6.20 邊坡位移歷時(a)水平向(b)垂直向

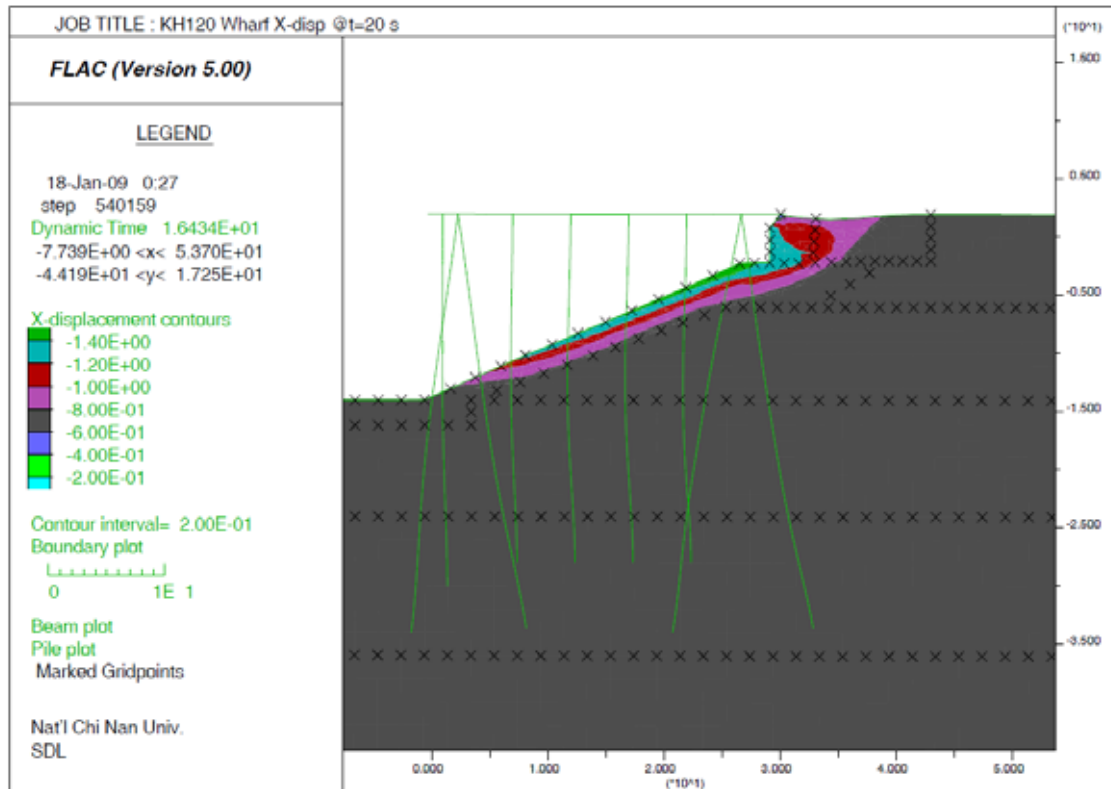


圖 6.21 邊坡於 20 秒時水平向位移分佈

2. 超額孔隙水壓力

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

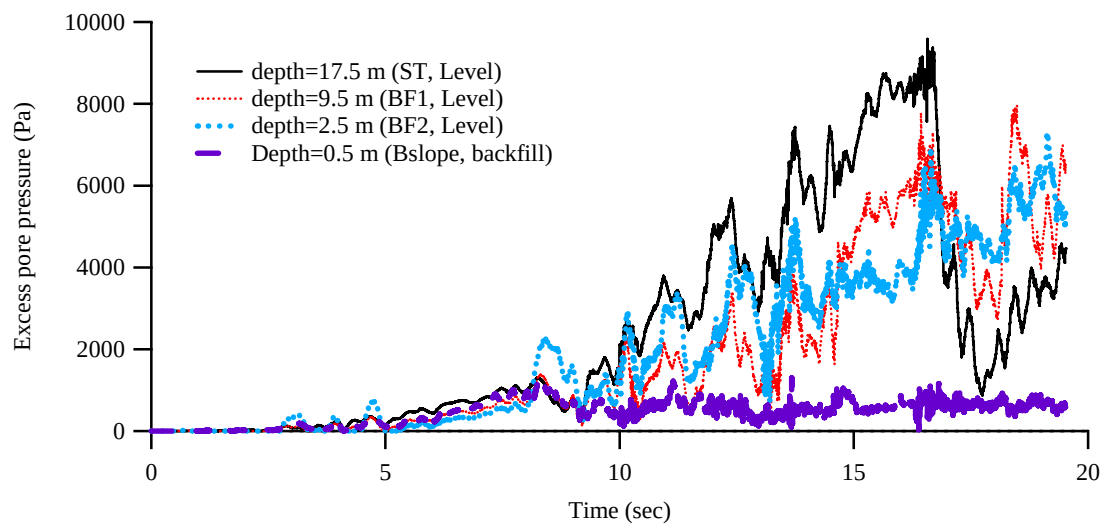


圖 6.22 超額孔隙水壓比歷時變化

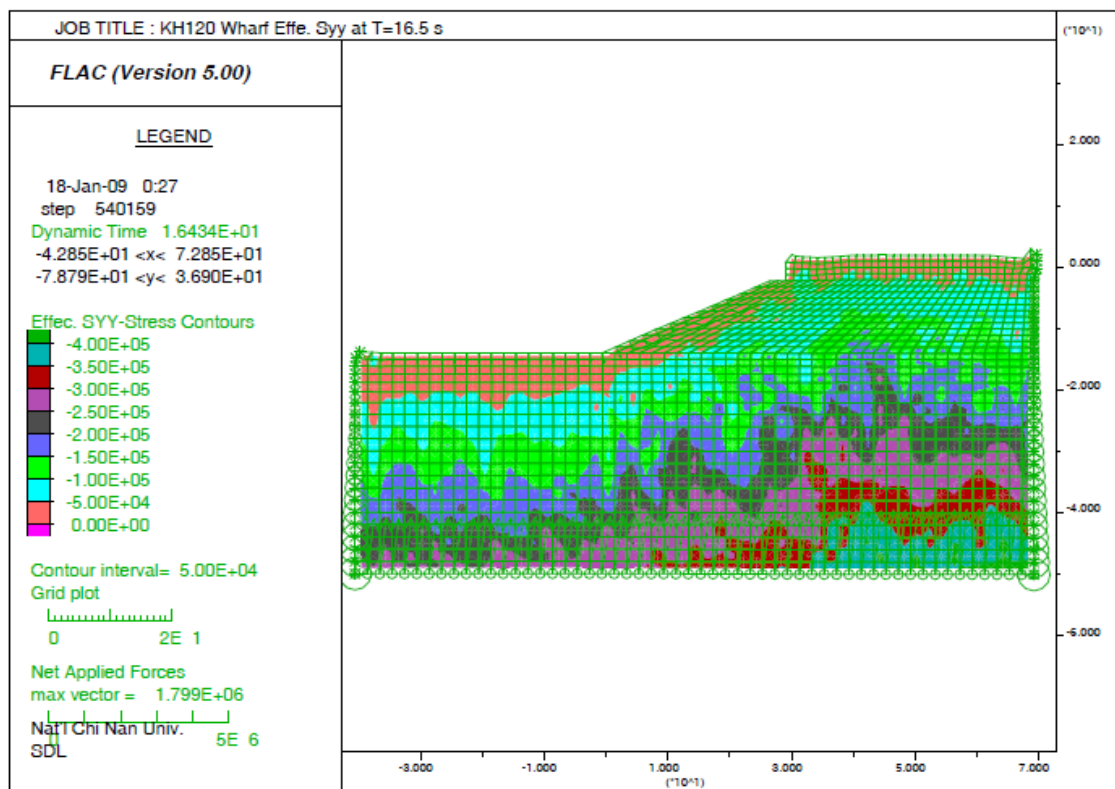


圖 6.23 16.5 秒時垂直有效應力分佈

3. 土壤阻滯圈

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

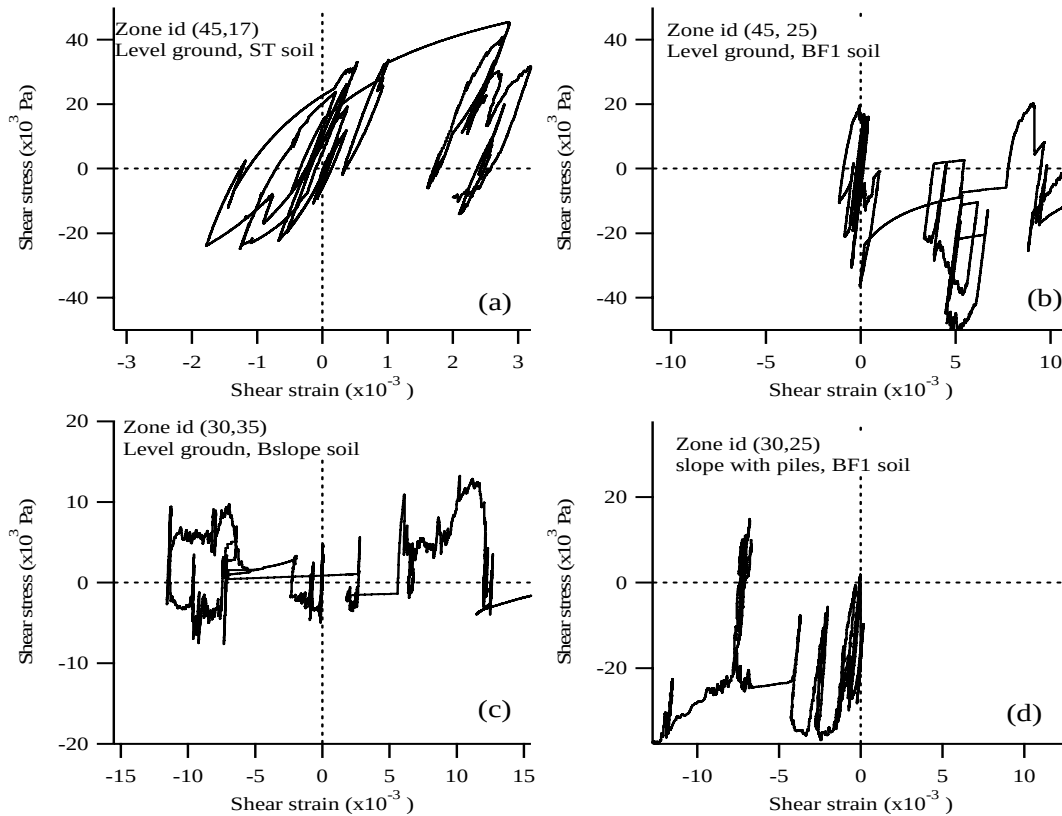


圖 6.24 不同區域之土壤阻滯圈(a)ST (depth=17.5 m) (b) BF1 (depth=9.5 m) (c) Bslope 土壤(depth=0.5 m) (d) 邊坡下 BF1 土壤(depth=9.5 m)

4. 土壤結構互制

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

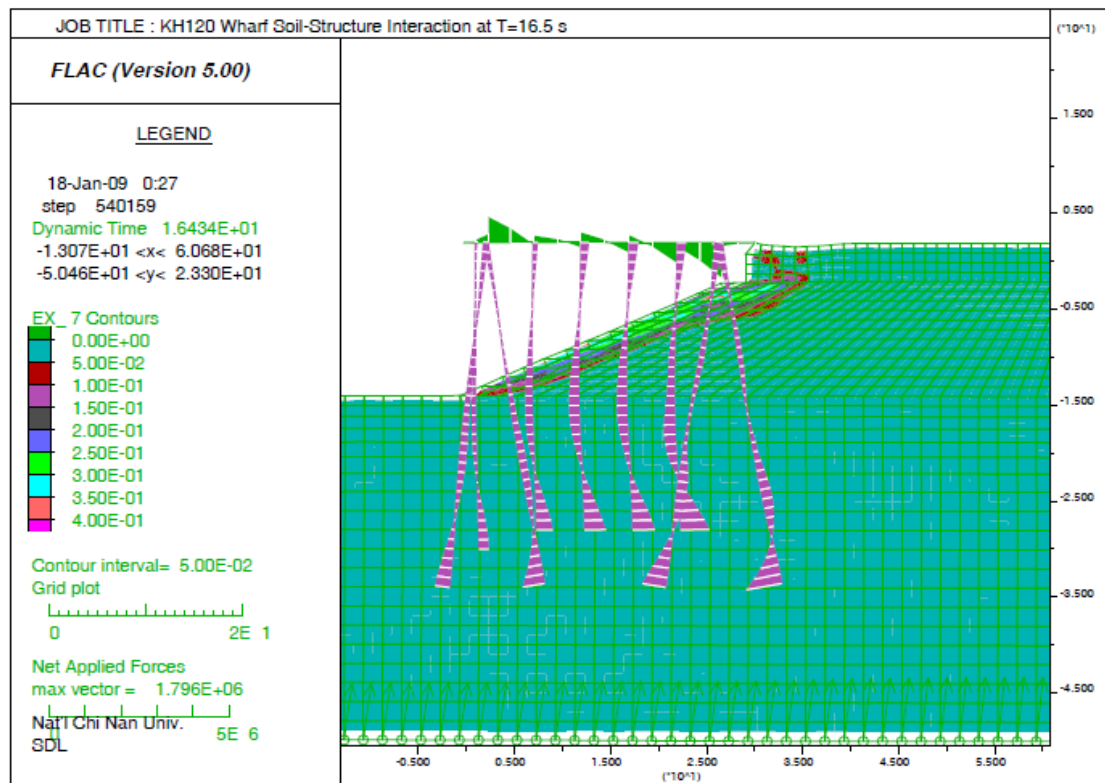


圖 6.25 土壤最大反應時(16.5 sec)時土壤最大剪應變與彎距分佈

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

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

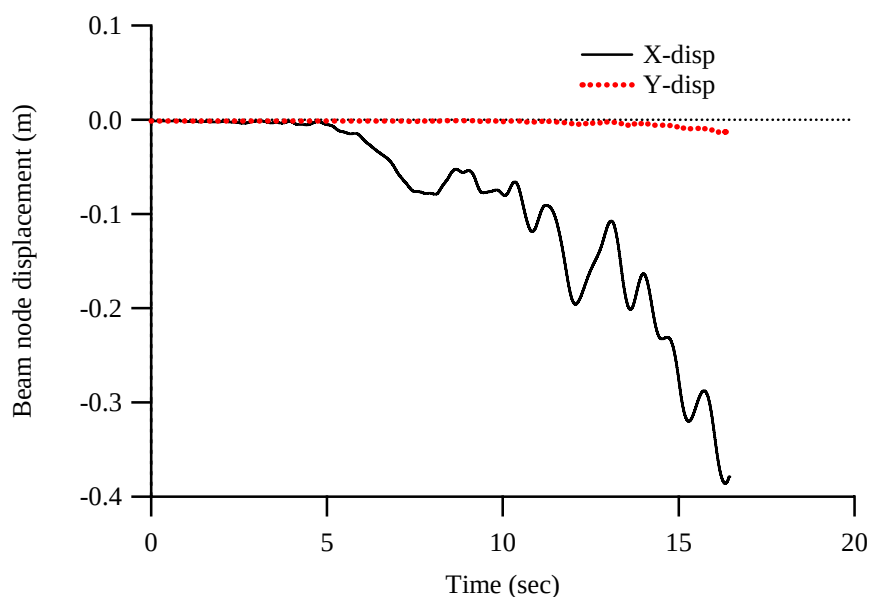


圖 6.26 靠海端棧橋版橫樑變位歷時

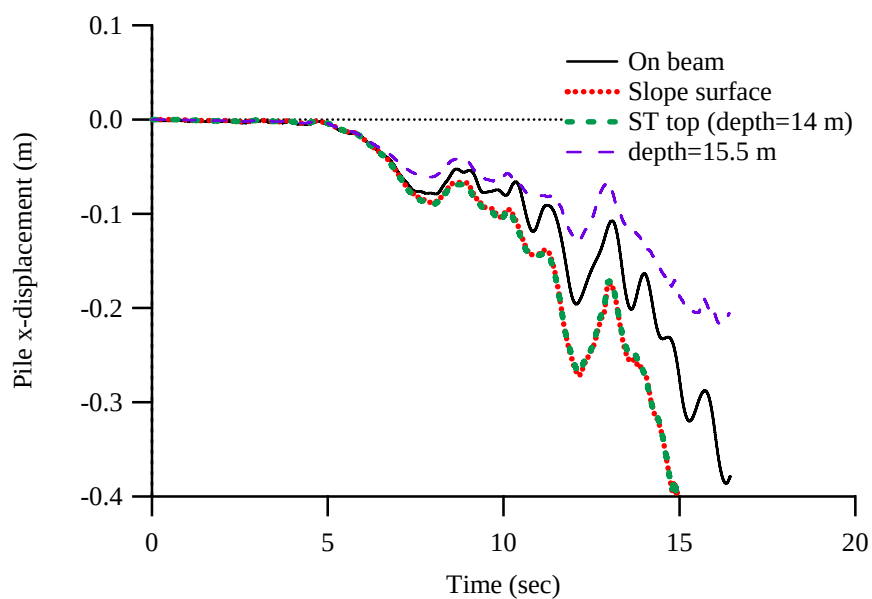


圖 6.27 監測基樁水平向變位歷時

5. 數值分析小結

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

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

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

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

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

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

第七章 板樁式碼頭之災況模擬分析

基隆港務局「臺北港第一散雜貨中心（東 13、14、15 號）碼頭及後線出租暨約定興建東 16 號碼頭」案，經公開招商由嘉新水泥股份有限公司（以下簡稱嘉新公司）得標並訂約在案。今嘉新公司進行設計時，認為基隆港務局所提供之東 14 號碼頭岸肩及軌道基座沉陷達 15 公分，如圖 7-1 所示，每遇傾盆大雨碼頭基地嚴重積水泥濘不堪，如照片 7-1 所示，後續該公司如再裝設卸煤機，將加劇沉陷，恐影響未來卸煤機裝置及碼頭結構安全。

東 14 號碼頭為板樁式結構，其斷面如圖 7-2 所示，另東 14 號碼頭於施工中，亦曾發生高耐索斷落，碼頭側移 70 多公分，其災況如照片 7-2 至 4-5 所示。

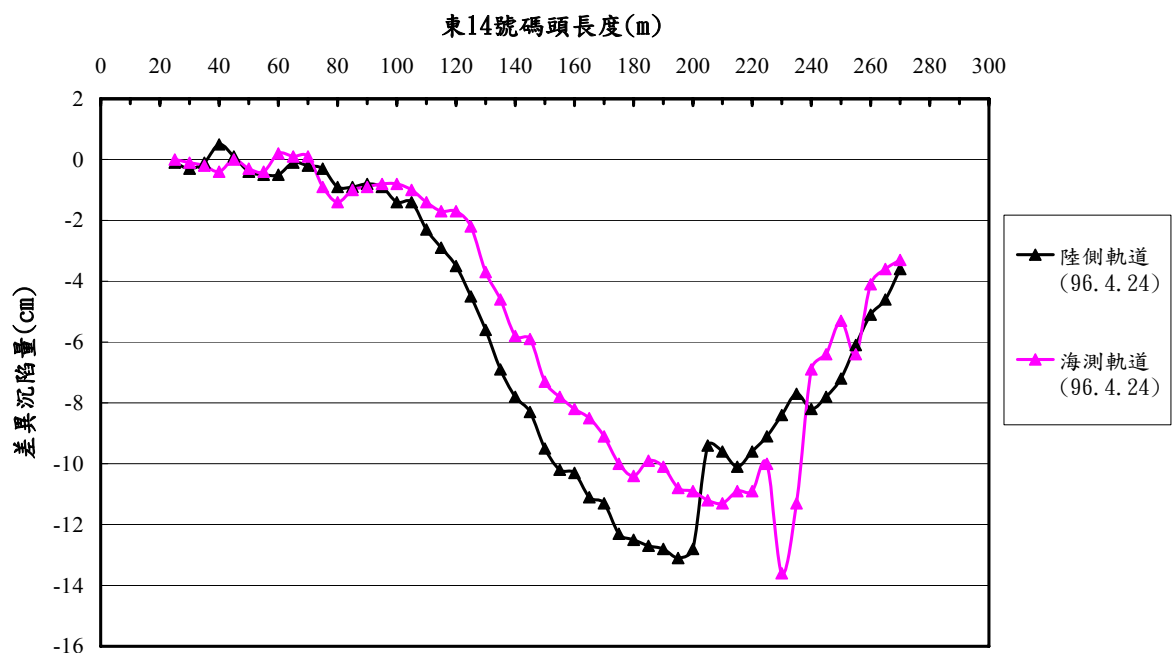


圖 7-1 東 14 號碼頭軌道基座之差異沉陷 (嘉新公司提供)



照片 7-1 東 14 號碼頭基地嚴重積水泥濘不堪
(中華顧問工程司提供)

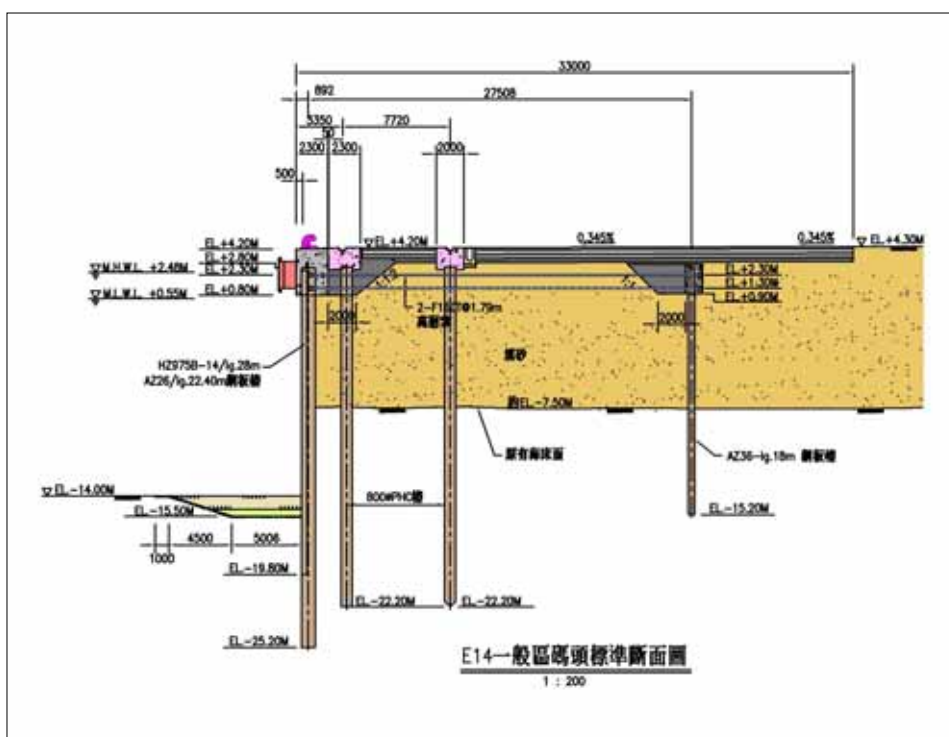


圖 7-2 臺北港 14 號碼頭結構斷面



照片 7-2 施工時第 81~88 號下層高耐索斷落，碼頭側移 70 多公分



照片 3-2 第 82 號上層拉桿斷脫照片(一)



照片 3-3 第 88 號下層拉桿斷脫照片(二)



照片 3-4 聯結器拆卸照片(一)



照片 3-5 聯結器拆卸照片(二)

照片 7-3 施工時高耐索之拉桿斷落情形



照片 7-4 E14 碼頭法線冠牆中段凸出(向 E13 縮弧)



照片 7-5 錨碇冠牆向海側傾斜位移

本章為了探討施工中災況之原因及目前使用之安全性，分別以 STABL 及 FLAC 程式，數值模擬分析東 14 號碼頭之災況，以了解碼頭於設計、施工以及使用等階段之穩定性及可能之變位量。

7.1 STABL 邊坡穩定程式分析

7.1.1 STABL 分析程式介紹

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 7-3 所示：

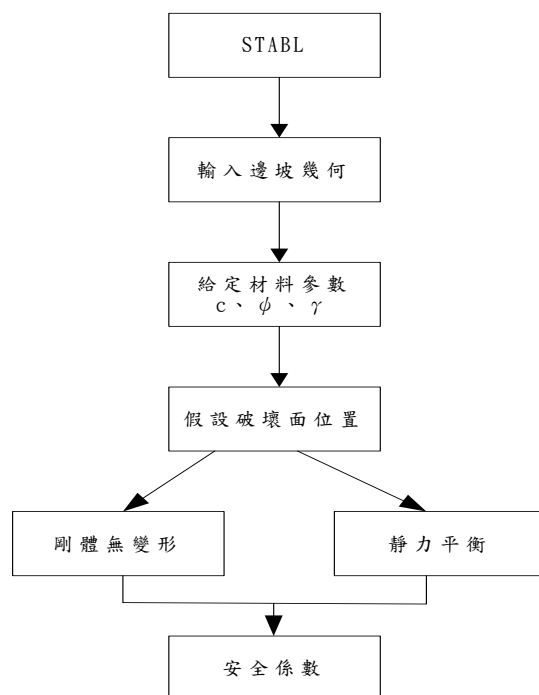


圖 7-3 STABL 程式之分析流程圖

本報告分析採用 STEDwin2.70 程式版本分析。

7.1.2 分析之輸入參數

水位：海側採 EL+0.55，陸側為 EL+1.84。土層輸入參數如表 7-1 所示：

表 7-1 土層輸入參數

高程	地層	單位重 (T/M ³)	C (T/M ²)	φ (°)
EL+4.2~+1.84	水上回填粉土層中細砂	1.8	0	30
EL+1.84~-7.0	水下回填粉土質中細砂	1.8	0	30
EL-7.0~-7.8	疏鬆粉土質中細砂	1.98	0	30.8
EL-7.8~-12.3	中等緊密至緊密粉土質砂	2.06	0	33
EL-12.3~-18.3	軟弱至中等堅實粉土質粘土	2.04	3	15.8
EL-18.3~-23.2	中等緊密至緊密粉土質砂	2	0	32.9
EL-23.2~-32.0	軟弱粉土質粘土	1.86	4.07	12
EL-32.0~-46.0	軟弱至中等堅實粉土質粘土	1.97	5.29	12
EL-46.0~-49.0	極堅硬粗砂或砂礫石層	1.96	0	38

7.1.3 分析結果

1. 設計情況

海側開挖至 EL-14m，陸側載重於法線 0m~35m 為 4t/m^2 ，35m~60m 為 10t/m^2 ，分析得到的安全係數為 1.48，如圖 7-4 所示。

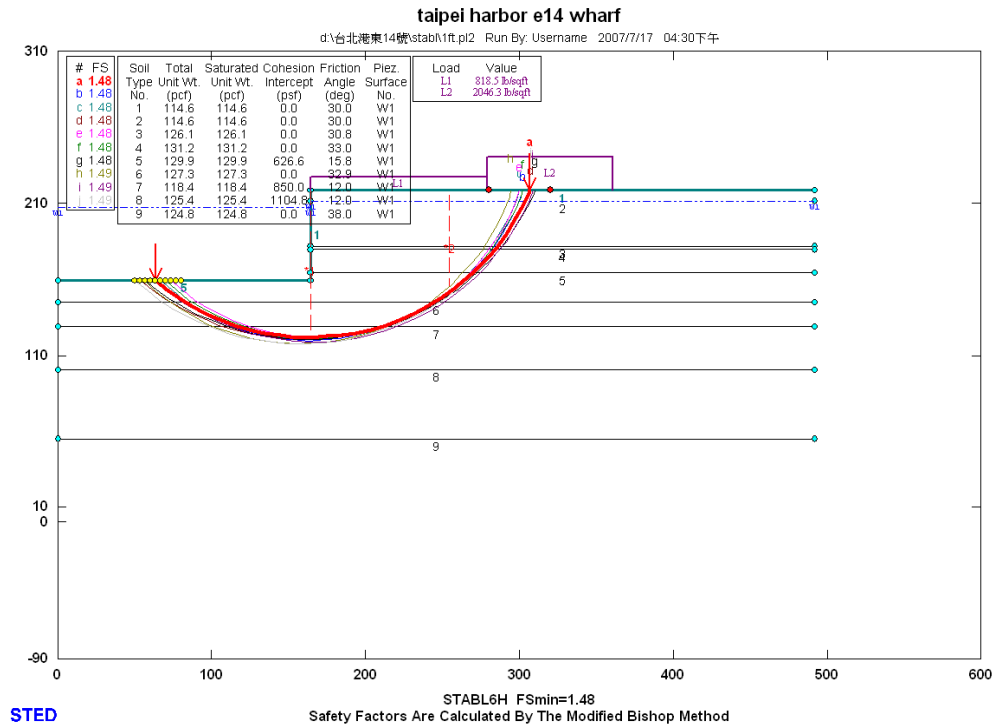


圖 7-4 設計情況分析結果

2. 施工情況

首先探討回填層 ϕ 值的影響，施工時海側開挖至 -15.5m，所以模擬時亦開挖至此，陸側載重於法線 0m~60m 為 2t/m^2 ，回填層 (EL+4~-7) 的 ϕ 值由 30° 、 25° 、 22° ...變化至 5° 。安全係數分析結果如下表 7-2 所示：

表 7-2 回填層不同 ϕ 值對安全係數之影響

ϕ (degree)	30	25	22	20	15	10	5
安全係數	1.39	1.38	1.37	1.37	1.36	1.34	1.33

回填層 ϕ 值為 5° 時的分析結果如圖 7-5 所示：

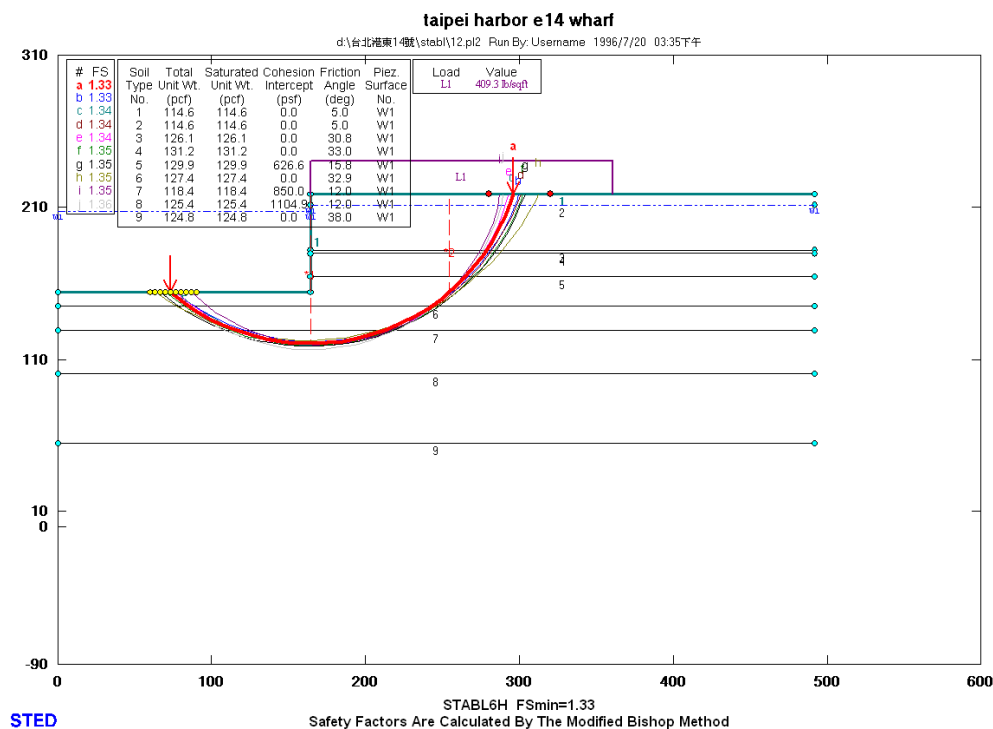


圖 7-5 回填層 ϕ 值為 5° 時之分析結果

由分析結果可知，由於 STABL 探討的是圓弧滑動的可能性，即計算其安全係數，回填層的滑動阻抗佔圓弧滑動阻抗的一部份，但其 ϕ 值的降低對整體圓弧滑動阻抗影響有限。

接下來探討海側超挖的影響，分別探討海側開挖至 EL-15.5、-16.5、-17.5…變化至-20 的各種情況，回填層（EL+4~-7）的 ϕ 值採 25° ，安全係數分析結果如表 7-3 所示：

表 7-3 海側超挖對安全係數之影響

海側開挖 EL	-15.5	-16.5	-17.5	-18.5	-19	-19.2	-19.5	-20
安全係數	1.38	1.28	1.16	1.08	1.02	1	0.98	0.96

由分析結果可知，超挖對於圓弧滑動安全係數的降低是影響非常大的，當開挖至 EL-19.2 時，安全係數為 1.0，是處於臨界的狀態。

開挖至 EL-19.2 時的分析結果如圖 7-6 所示：

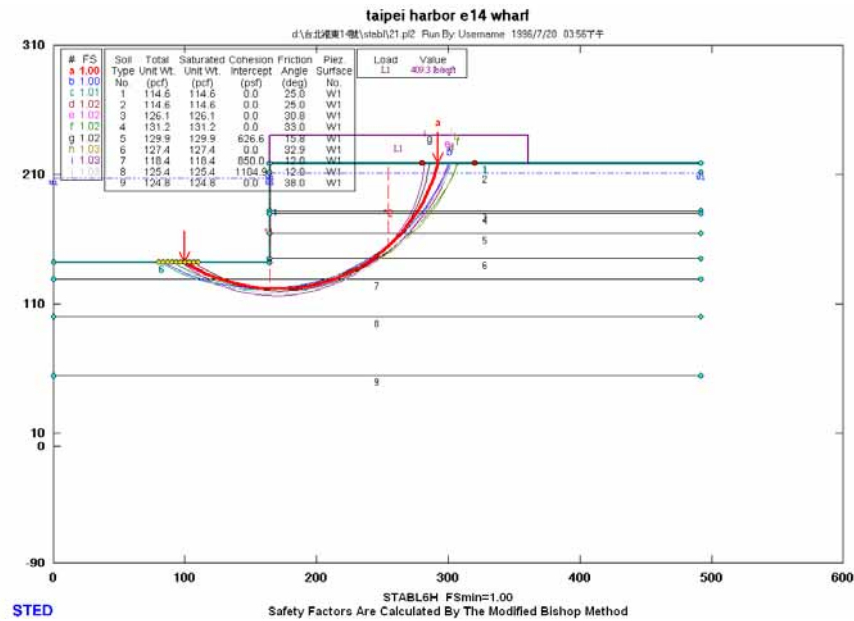


圖 7-6 海側開挖至 EL-19.2 時之分析結果

3. 完工情況

回填層（EL+4~-7）的 ϕ 值因已地盤改良採 32° ，海側開挖至 EL-14m，陸側載重於法線 0m~35m 為 $4t/m^2$ ，35m~60m 為 $10t/m^2$ 。分析得到的安全係數為 1.49，如圖 7-7 所示。

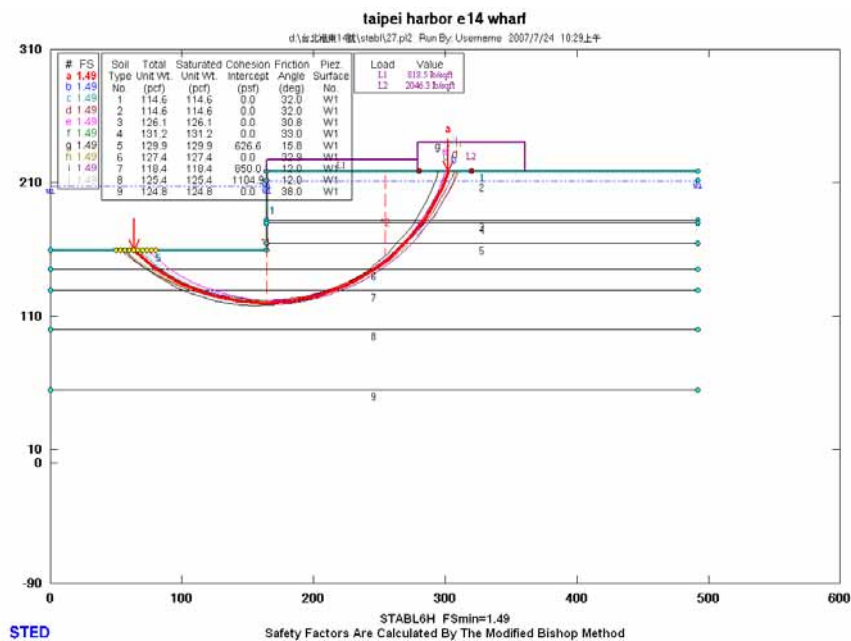


圖 7-7 完工情況（陸側載重 0m~35m 為 $4t/m^2$ ，35m~60m 為 $10t/m^2$ ）分析結果

回填層（EL+4~7）的 ϕ 值因已地盤改良採 32° ，海側開挖至EL-14m，陸側載重於法線0m~35m為 6t/m^2 ，35m~60m為 10t/m^2 ，分析得到的安全係數為1.45，如圖7-8所示。

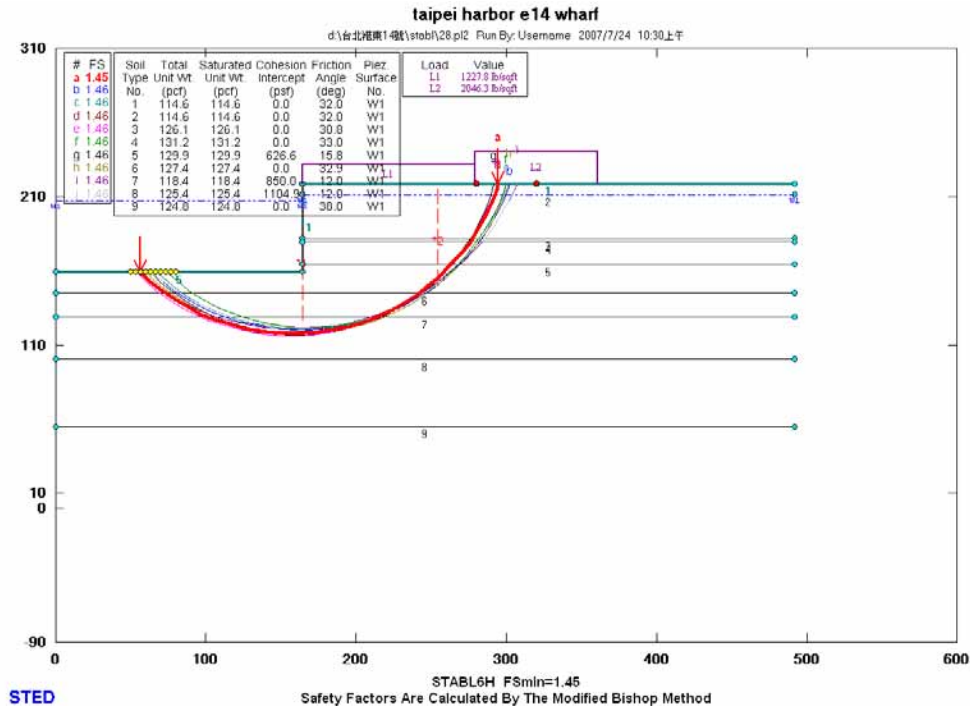


圖 7-8 完工情況 (陸側載重 0m~35m 為 6t/m^2 ，35m~60m 為 10t/m^2) 分析結果

7.2 FLAC 邊坡穩定程式分析

7.2.1 FLAC 程式之簡介

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) 為應用於大地工程的數值分析程式，其程式係利用外顯差分法 (explicit finite difference method) 模擬土壤、岩石彈塑性或其他達降伏限度後成塑性流動的材料所構成之構造物的行為。FLAC 程式在運算過程中是以「時階的形態」 (time-stepping fashion) 來求解每一個節點的運動方程式，如此可看到整個系統的行為隨時間發展變化的過程，此時階並非代表實際時間，而是指程式反覆運算的次數，其運算過程如圖所示。在每一個時階中，利用系統原本的不平衡狀態決定每一節點的不平衡力，然後求解其運

動方程式，以決定節點的速度分量。節點速度決定後，可將速度積分求得節點的位移及應變增量。應變增量決定後再利用材料的組合律求得應力增量，將應力增量加上原來的應力狀態，即成為新得的應力狀態，並可得另一不平衡力，再進行下一時階的運算。如此反覆運算直至不平衡力趨近於零，達靜力平衡為止。FLAC 分析流程如圖 7-9 所示：

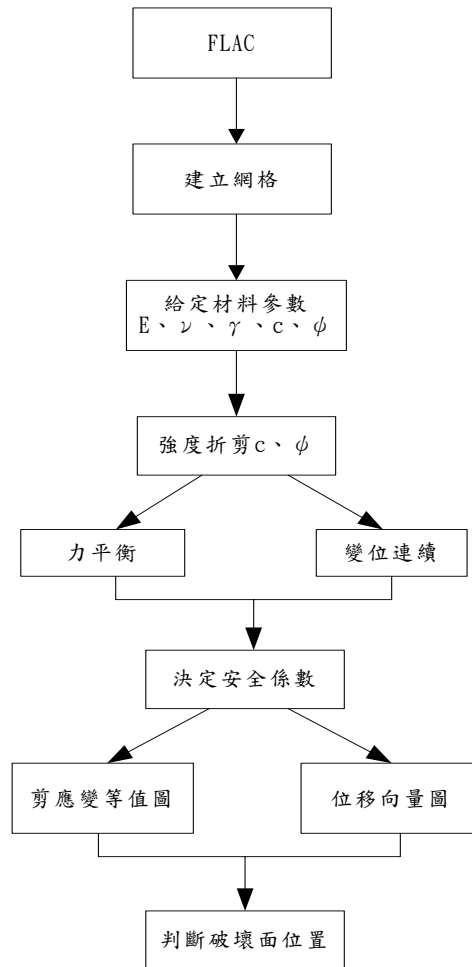


圖 7-9 FLAC 程式之分析流程圖

本報告分析採用 FLAC 5.0 版本程式分析。

7.2.2 分析之輸入參數

水位：海側採 EL+0.55，陸側為 EL+1.84。土層輸入參數如表 7-4 所示：

表 7-4 土層輸入參數

高程	地層	單位重 (t/m ³)	N	C (N/m ²)	ψ (°)	E (N/m ²)	G (N/m ²)	B (N/m ²)
EL+4.2~ +1.84	水上回填粉土 層中細砂	1.8	5	0	30	1.01e8	3.9e7	8.44e7
EL+1.84 ~-7.0	水下回填粉土 質中細砂	1.8	5	0	30	1.01e8	3.9e7	8.44e7
EL-7.0~ -7.8	疏鬆粉土質中 細砂	1.98	4	0	30.8	8.91e7	3.43e7	7.42e7
EL-7.8~- 12.3	中等緊密至緊 密粉土質砂	2.06	18	0	33	4.19e8	1.61e8	3.5e8
EL-12.3~ -18.3	軟弱至中等堅 實粉土質粘土	2.04	14	3e4	15.8	9e6	3.02e6	1.5e8
EL-18.3~ -23.2	中等緊密至緊 密粉土質砂	2	33	0	32.9	7.48e8	2.88e8	6.24e8
EL-23.2~ -32.0	軟弱粉土質粘 土	1.86	6.5	4.07e4	12	1.22e7	4.1e6	2.04e8
EL-32.0~ -46.0	軟弱至中等堅 實粉土質粘土	1.97	12.5	5.29e4	12	1.59e7	5.33e6	2.65e8

土壤的彈性係數：

砂性土壤的彈性係數由現場剪力波速推求，鄧建剛（1985）曾依據臺北市三十五處砂層土壤量測之剪力波速與 N 值關係，迴歸後得以下經驗公式：

$$V_s = 65.58N^{0.502}$$

由現場剪力波速推求 Es 之方式如下所示：

$$V_s = \sqrt{G_s / \rho_s}$$

$$G_s = \frac{E_s}{2(1+\nu)}$$

$$B_s = \frac{E_s}{3(1-2\nu)}$$

Gs：土壤剪力模數

ρ ：土壤單位質量密度； $\rho = \gamma_t / g$ ， γ_t 為土壤單位重（ kg/m^3 ）， g 為重力加速度（ 9.81m/sec^2 ）

V_s ：剪力波速（ m/sec ）

ν ：包松比，依 Bowles（1982）的建議採用 0.3。

粘土採用 Bowles（1982）提出粘性土壤彈性係數 E_s 可依以下之關係式來估計：

正常壓密靈敏性粘土

$$E_s = (200 \sim 500) S_u$$

式中 S_u 為粘土之不排水剪力強度

Bjerrum（1964）研究正常壓密挪威粘土之結果，亦建議土壤彈性模數可依下式推求：

$$E_s = (250 \sim 500) S_u$$

本區之粘土屬於正常壓密或輕微過壓密之土壤，因此本報告分析上擬考慮正規化彈性模數（ E_s/S_u ）之比值為 300，用以推求土壤彈性模數。

至於粘性土壤之包松比，因在不排水之條件下，土壤體積不改變，所以採用 0.49 進行分析。

鋼版樁、錨錠樁及高耐索拉桿輸入參數如表 7-5 所示：

表 7-5 鋼版樁、錨錠樁及高耐索拉桿輸入參數

項目	a (m^2)	E (N/m^2)	I (m^4/m)
鋼版樁 EL+4.2~-25.2	3.608e-2	2.04e11	4.38680e-3
錨錠樁 EL+3.1~-15.2	2.47 e-2	2.04e11	8.2800 e-4
高耐索拉桿	9.71 e-4	2.04e11	

7.2.3 分析結果

1.設計情況

原地表 EL-7.0，陸側填土至 EL+4，海側開挖至 EL-14.3m，鋼版樁由 EL+4.0~-30.0，陸側載重於法線 0m~35m 為 4t/m^2 ，35m~60m 為 10t/m^2 。

原地表 EL-7.0 網格圖如下圖 7-10 所示：

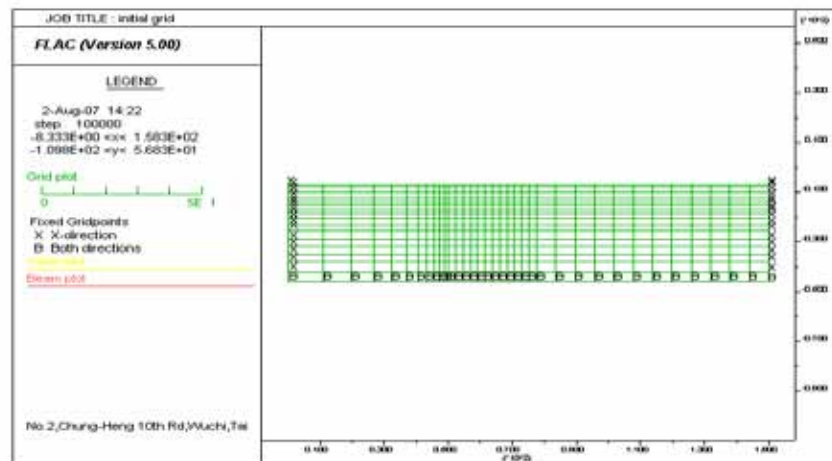


圖 7-10 原地表 EL-7.0 網格圖

鋼版樁、錨碇樁及拉桿設置，且陸側填土、海側開挖之網格圖如圖 7-11 所示：

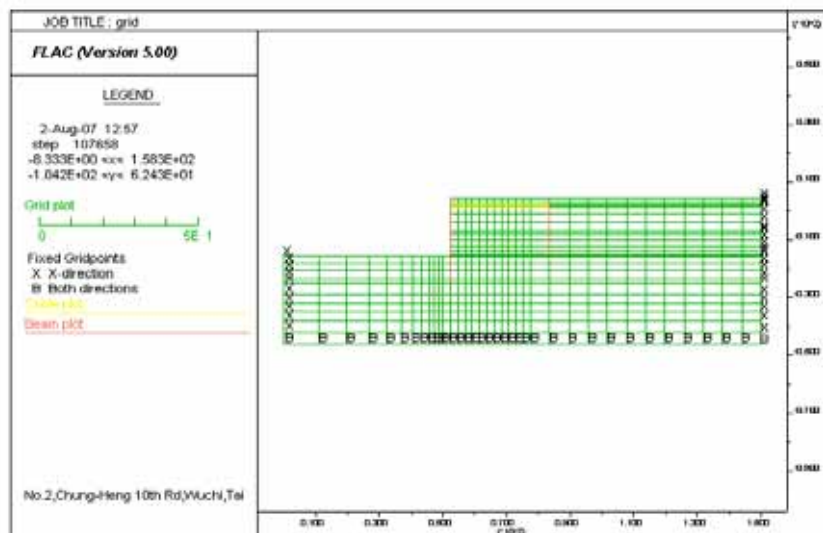


圖 7-11 鋼版樁、錨碇樁及拉桿設置，且陸側填土、海側開挖之網格圖

法線鋼版樁及錨碇樁之變形曲線如圖 7-12 所示：

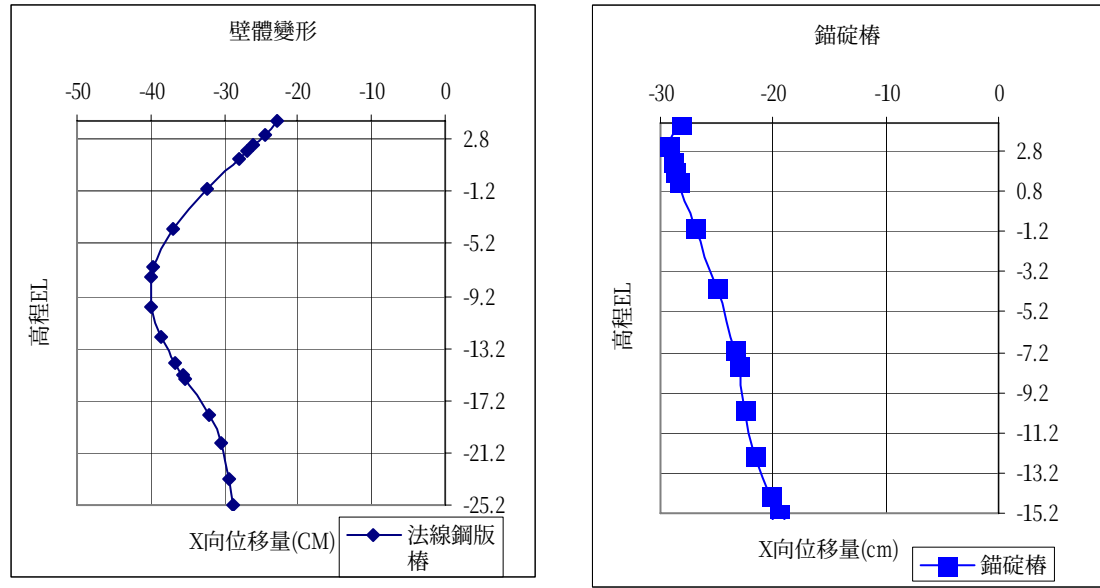


圖 7-12 設計情況法線鋼版樁及錨碇樁之樁體變形曲線

分析結果為上層拉桿力量為 46.14t，下層拉桿力量為 61.36t，法線鋼版樁頂的位移為向海側 22.78cm，錨碇樁頂的位移為向海側 28.18cm。

2. 施工情形（拉桿預拉 20ton）

原地表 EL-7.0，陸側填土至 EL+4.2，海側開挖至 EL-15.5m，陸側沒載重，各拉桿預力 20ton。網格圖如圖 7-13 所示：

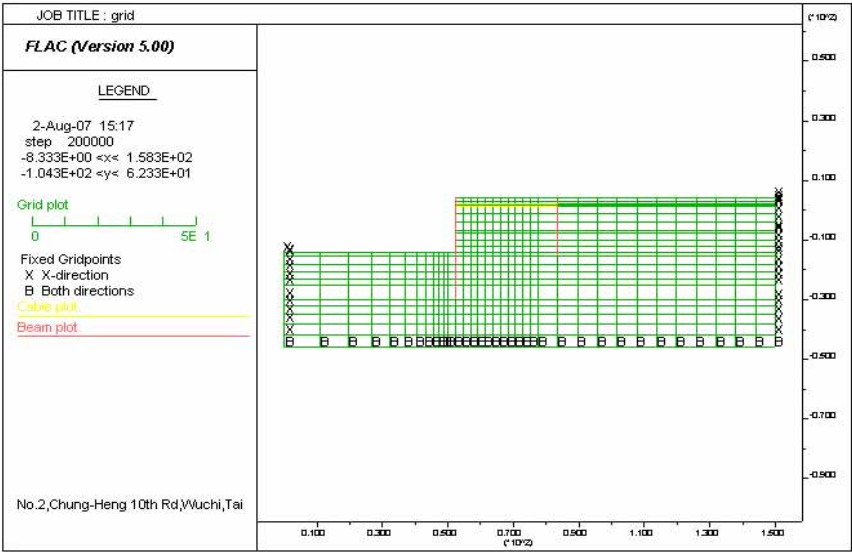


圖 7-13 施工情況網格圖

位移向量圖如圖 7-14 所示：

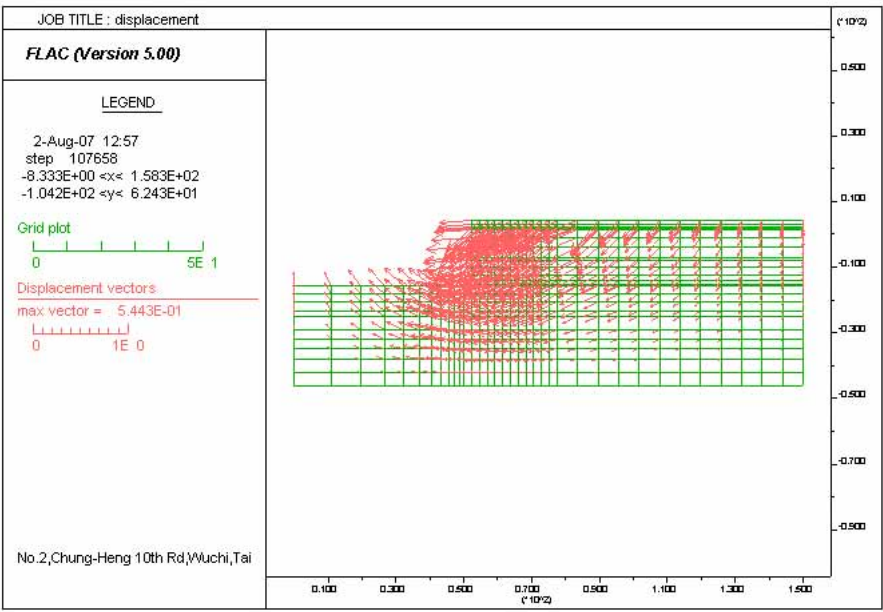


圖 7-14 施工情況位移向量圖

鋼版樁及錨錠樁樁體變形曲線如圖 7-15 所示：

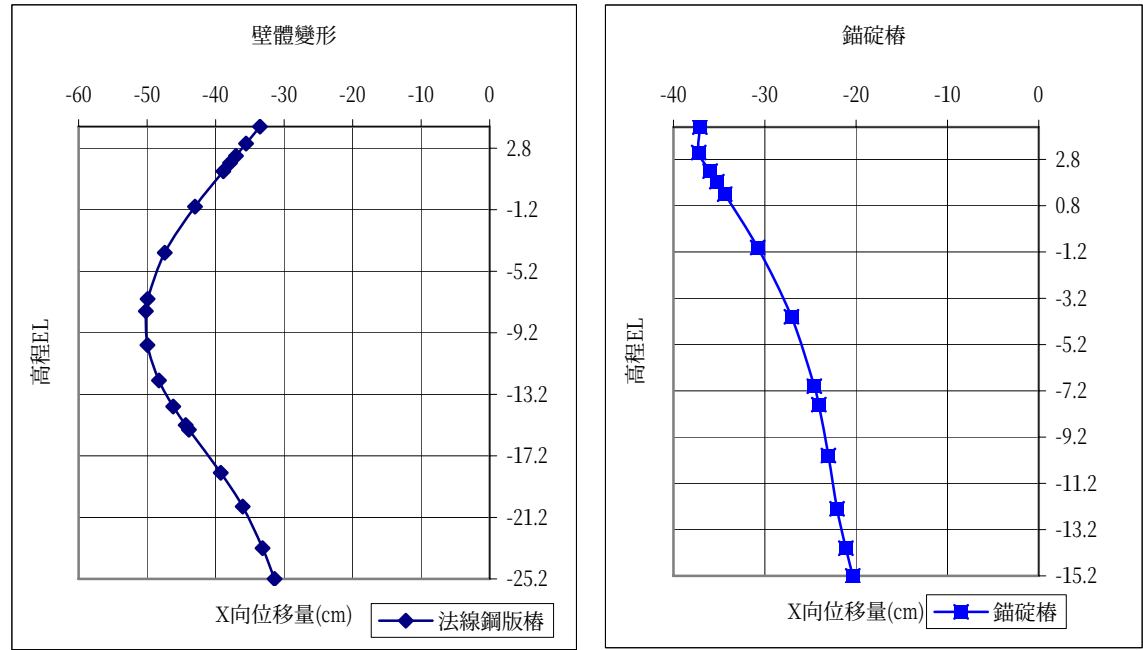


圖 7-15 施工情況鋼版樁及錨錠樁樁體變形曲線

分析結果為上層拉桿力量為 56.74t，下層拉桿力量為 64.32t，法線鋼版樁頂的位移為向海側 33.53cm，錨碇樁頂的位移為向海側 37.11cm。

3.施工情形（拉桿預拉 36ton）

原地表 EL-7.0，陸側填土至 EL+4.2，海側開挖至 EL-15.5m，陸側沒載重，各拉桿預力 36ton。鋼版樁及錨碇樁壁體變形曲線如圖 7-16 所示：

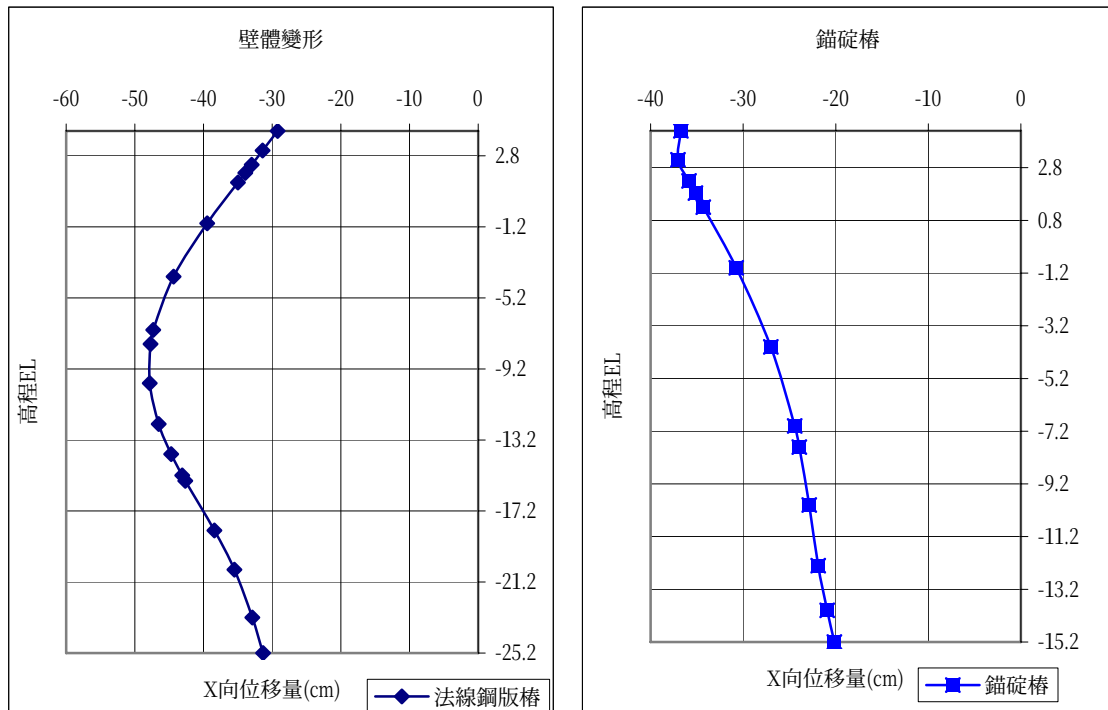


圖 7-16 施工情況鋼版樁及錨碇樁樁體變形曲線

分析結果為上層拉桿力量為 51.07t，下層拉桿力量為 68.76t，法線鋼版樁頂的位移為向海側 29.2cm，錨碇樁頂的位移為向海側 36.73cm。

4.施工情形（回填土 ϕ 值改變）

原地表 EL-7.0，陸側填土至 EL+4.2，海側開挖至 EL-15.5m，陸側載重 0m~60m 為 $2t/m^2$ ，各拉桿預力 20ton，回填土 ϕ 值為 30° 、 25° 及 22° 之鋼版樁及錨碇樁樁體變形曲線如圖 7-17 所示：

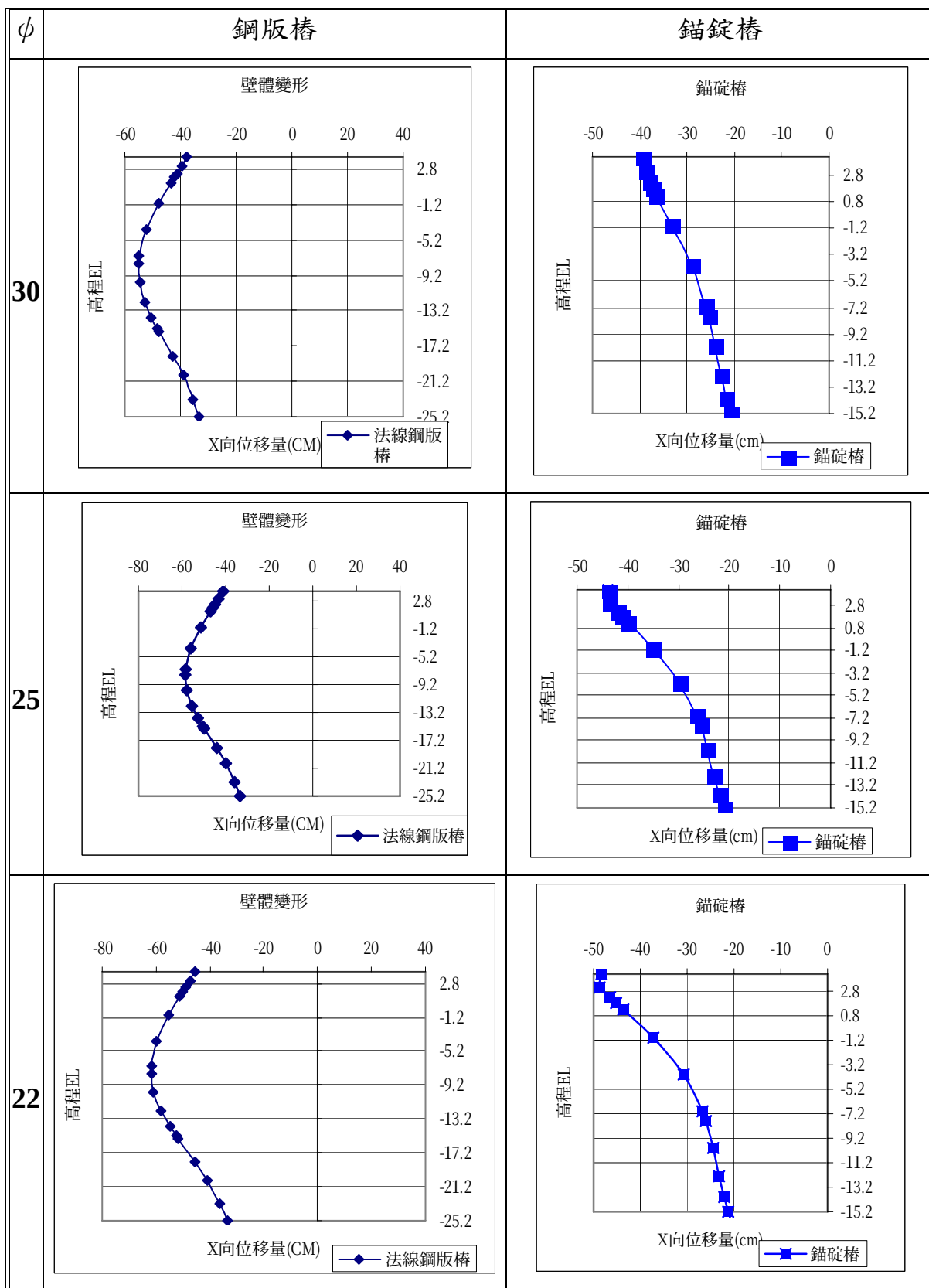


圖 7-17 鋼版樁及錨碇樁樁體變形曲線

分析結果如表 7-6 所示：

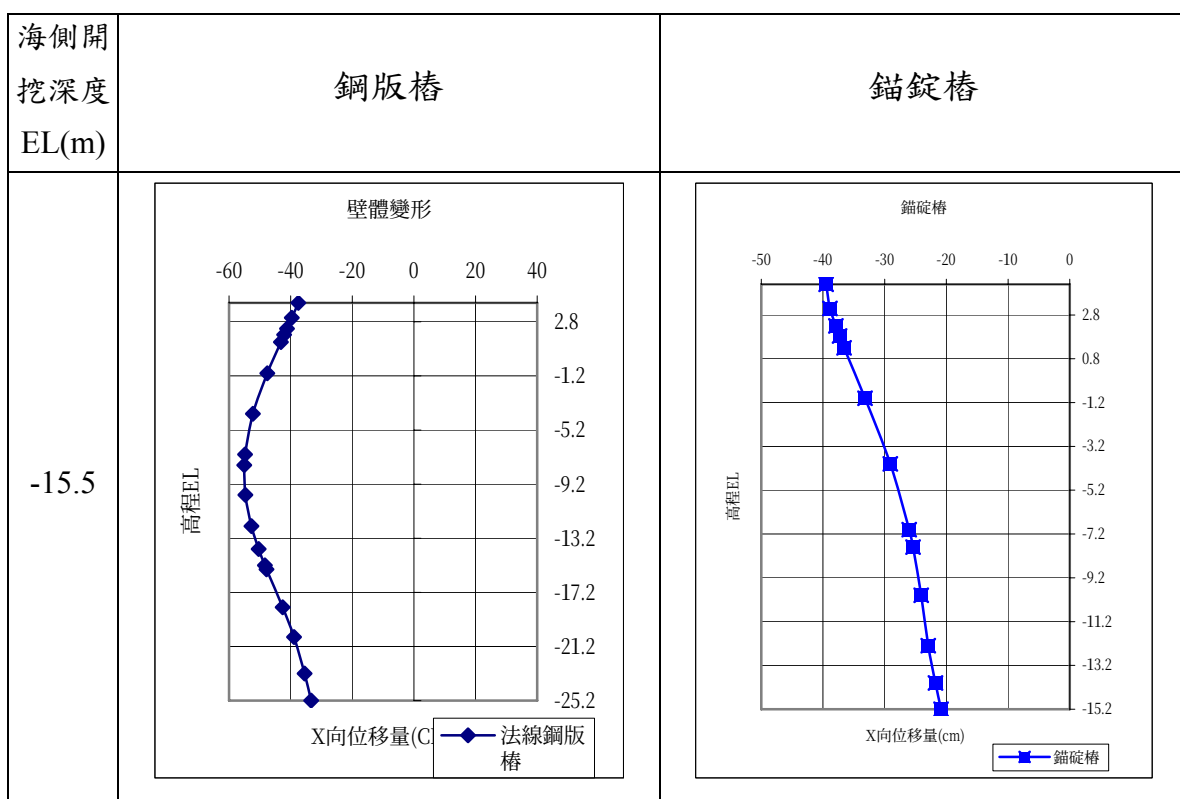
表 7-6 施工情形回填土 ϕ 值改變之分析結果

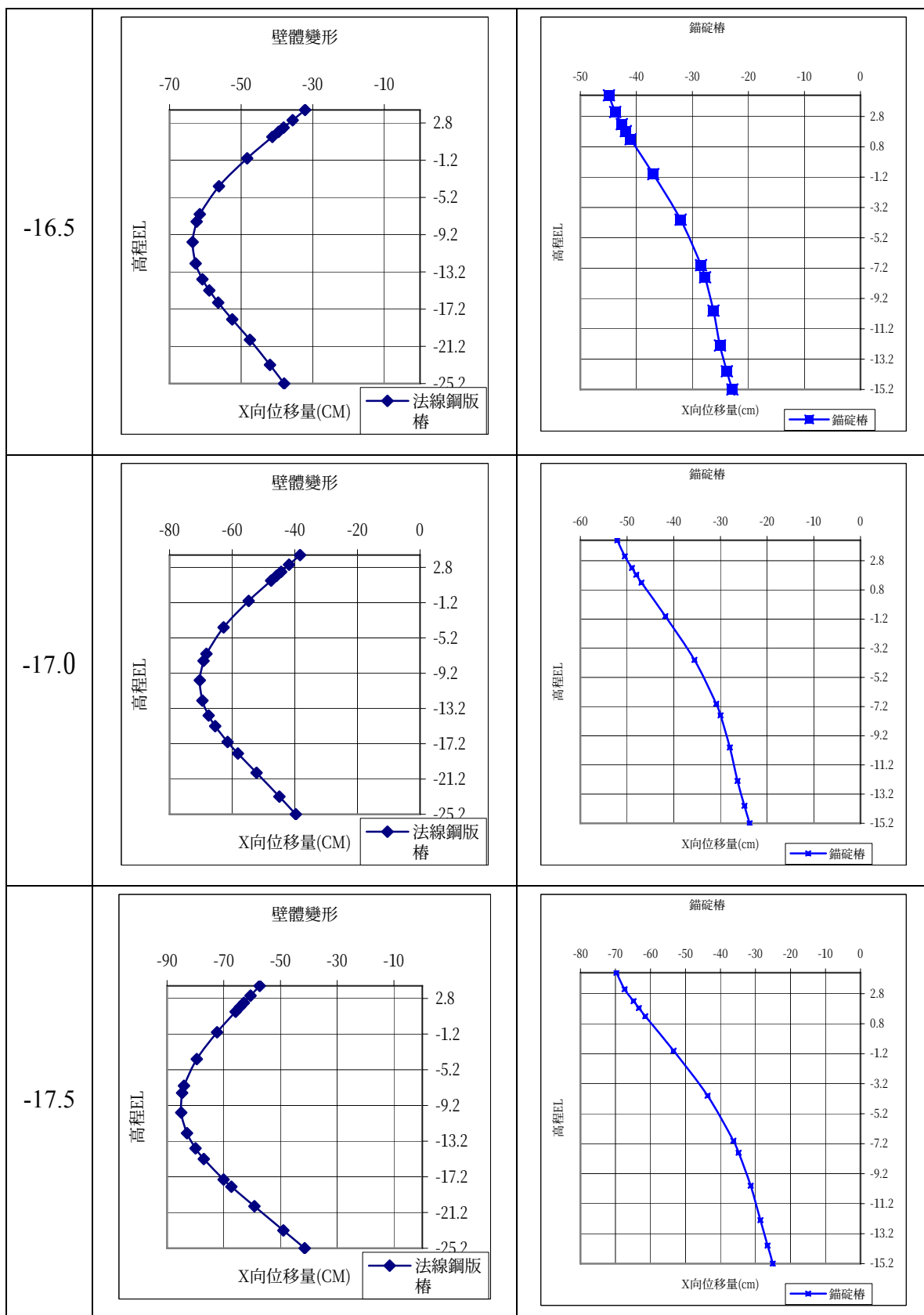
ϕ 值	拉桿力量	鋼版樁頂位移	錨碇樁頂位移
30°	上層 61.4t 下層 77.61t	向海側 37.53cm	向海側 39.5cm
25°	上層 60.8t 下層 79.12t	向海側 41.11cm	向海側 43.78cm
22°	上層 60.02t 下層 82.5t	向海側 45.37cm	向海側 48.32cm

5. 施工情形（超挖影響）

原地表 EL-7.0，陸側填土至 EL+4.2，海側開挖至 EL-15.5m，陸側載重 0m~60m 為 $2t/m^2$ ，各拉桿預力 20ton，分析海側不同開挖深度 EL-15.5、-16.5、-17.0、-17.5、-18m 之影響。

回填土 ϕ 值為 30°時，鋼版樁及錨碇樁樁體變形曲線如圖 7-18 所示：





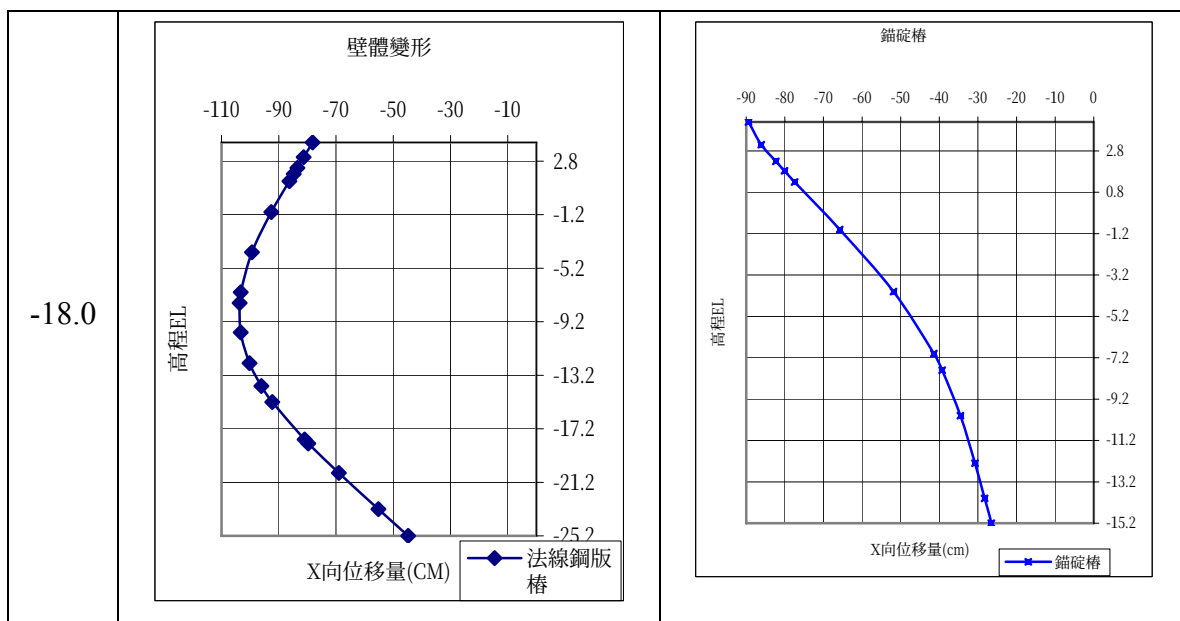


圖 7-18 回填土 ϕ 值為 30° ，不同開挖深度鋼版樁及錨碇樁樁體變形曲線

回填土 ϕ 值為 30° 時，分析結果如表 7-7 所示：

表 7-7 回填土 ϕ 值為 30° 時，不同開挖深度之分析結果

海側開挖深度 EL(m)	拉桿力量	鋼版樁頂位移	錨碇樁頂位移
-15.5	上層 61.4 t 下層 77.61t	向海側 37.53cm	向海側 39.5cm
-16.5	上層 63.7t 下層 62.26t	向海側 32.14cm	向海側 44.89cm
-17.0	上層 59.84t 下層 62.2t	向海側 38.31cm	向海側 52.08cm
-17.5	上層 56.92t 下層 71.7t	向海側 57.35cm	向海側 69.74cm
-18.0	上層 45.46t 下層 92.12t	向海側 78.2cm	向海側 89.44cm

回填土 ϕ 值為 25° 時，鋼版樁及錨碇樁樁體變形曲線如圖 7-19 所示：

海側開挖 深度 EL(m)	鋼版樁	錨碇樁
-15.5	壁體變形 高程EL X向位移量(CM) 法線鋼版樁	錨碇樁 高程EL X向位移量(cm) 錨碇樁
-16.5	壁體變形 高程EL X向位移量(CM) 法線鋼版樁	錨碇樁 高程EL X向位移量(cm) 錨碇樁
-17.0	壁體變形 高程EL X向位移量(CM) 法線鋼版樁	錨碇樁 高程EL X向位移量(cm) 錨碇樁

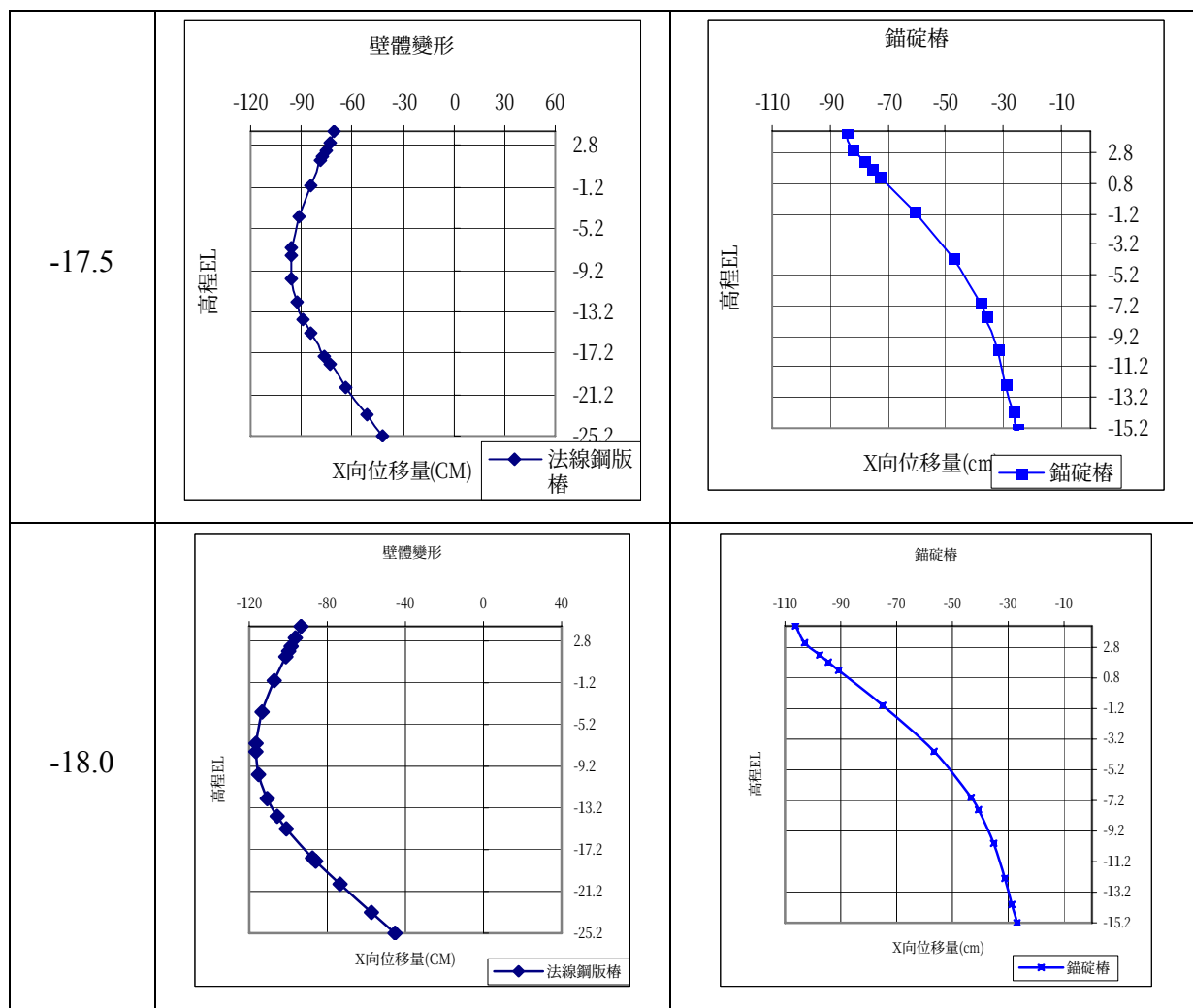


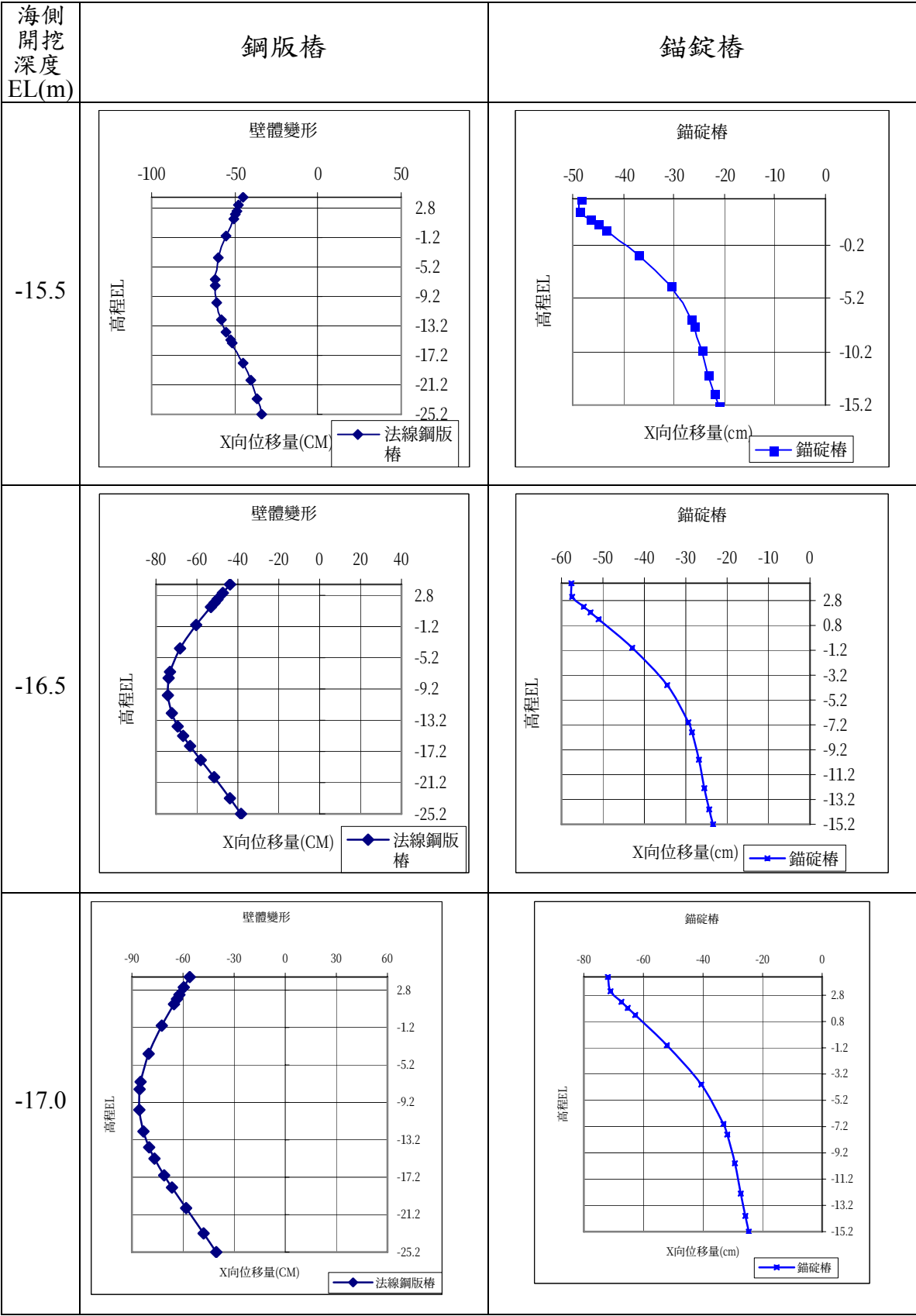
圖 7-19 回填土 ϕ 值為 25° ，不同開挖深度鋼版樁及錨碇樁樁體變形曲線

回填土 ϕ 值為 25° 時，分析結果如表 7-8 所示：

表 7-8 回填土 ϕ 值為 25° 時，不同開挖深度之分析結果

海側開挖深度 EL(m)	拉桿力量	鋼版樁頂位移	錨碇樁頂位移
-15.5	上層 60.8t 下層 79.12t	向海側 41.11cm	向海側 43.78cm
-16.5	上層 65.02t 下層 68.3t	向海側 37.73cm	向海側 51.29cm
-17.0	上層 60.78t 下層 70.32t	向海側 47.45cm	向海側 62.38cm
-17.5	上層 56.43t 下層 80.71t	向海側 70.23cm	向海側 84.64cm
-18.0	上層 44.09t 下層 101.5t	向海側 93.4cm	向海側 106.2cm

回填土 ϕ 值為 22° 時，鋼版樁及錨碇樁樁體變形曲線如圖 7-20 所示：



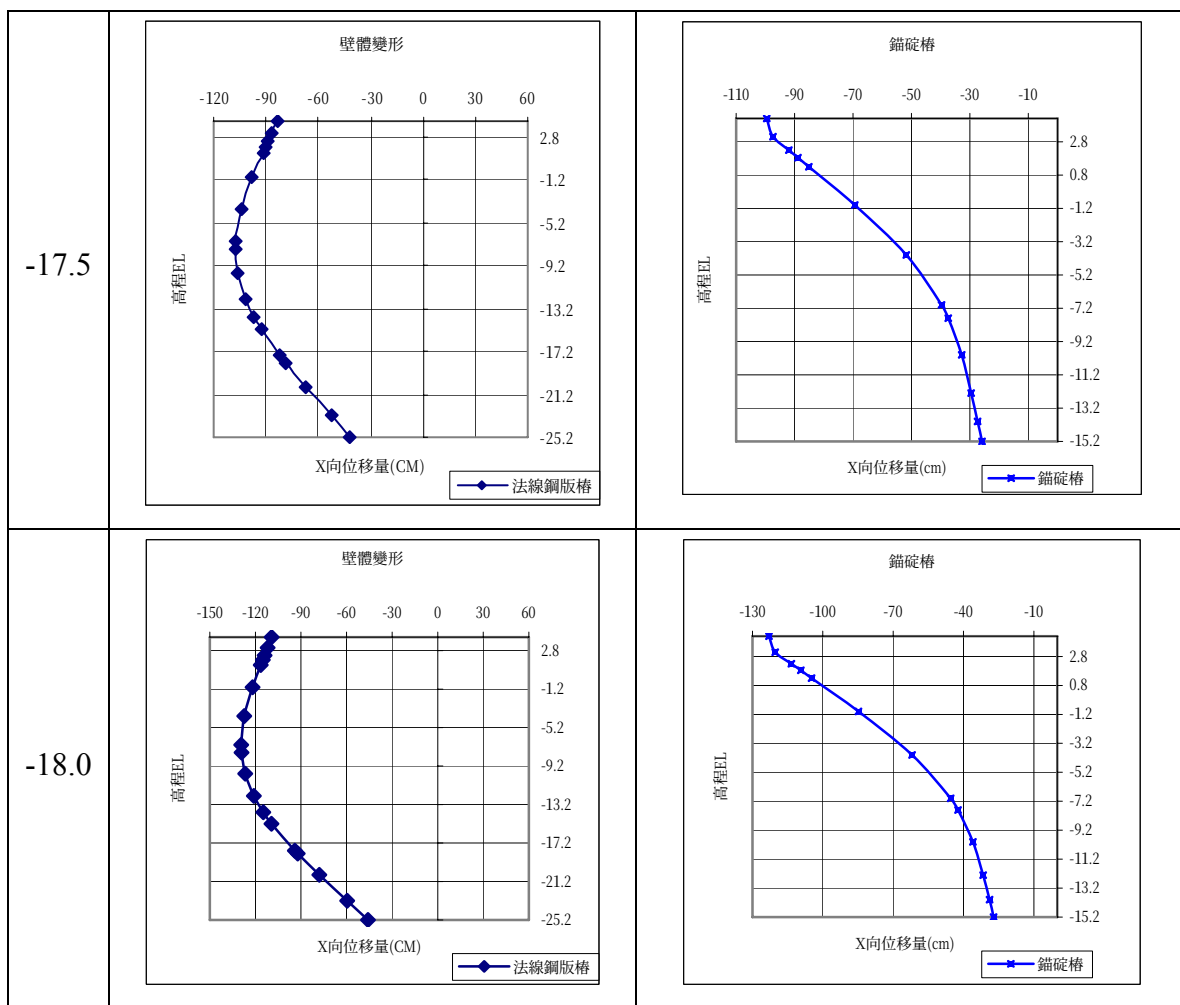


圖 7-20 回填土 ϕ 值為 22° ，不同開挖深度鋼版樁及錨碇樁樁體變形曲線

回填土 ϕ 值為 22° 時，分析結果如表 7-9 所示：

表 7-9 回填土 ϕ 值為 22° 時，不同開挖深度之分析結果

海側開挖深度 EL(m)	拉桿力量	鋼版樁頂位移	錨碇樁頂位移
-15.5	上層 60.02t 下層 82.5t	向海側 45.37cm	向海側 48.32cm
-16.5	上層 65.27t 下層 73.7t	向海側 43.78cm	向海側 57.61cm
-17.0	上層 60.26t 下層 76.28t	向海側 56.06cm	向海側 71.94cm
-17.5	上層 54.91t 下層 88.4t	向海側 83.7cm	向海側 99.52cm
-18.0	上層 42.03t 下層 109.9t	向海側 109.3cm	向海側 123cm

6.完工情況（陸側沒載重）

原地表 EL-7.0，陸側填土至 EL+4.2，回填層土壤 $\phi=32^\circ$ ，海側開挖至 EL-14m，陸側沒載重，各拉桿預力 20ton。

回填層土壤參數如表 7-10 所示：

表 7-10 完工情況回填層土壤參數

項目	ϕ (°)	N 值	E(N/M ²)	G(N/M ²)	B(N/M ²)
回填層土壤	32	7	1.42e8	5.46e7	1.18e8

鋼版樁及錨碇樁壁體變形曲線如圖 7-21 所示：

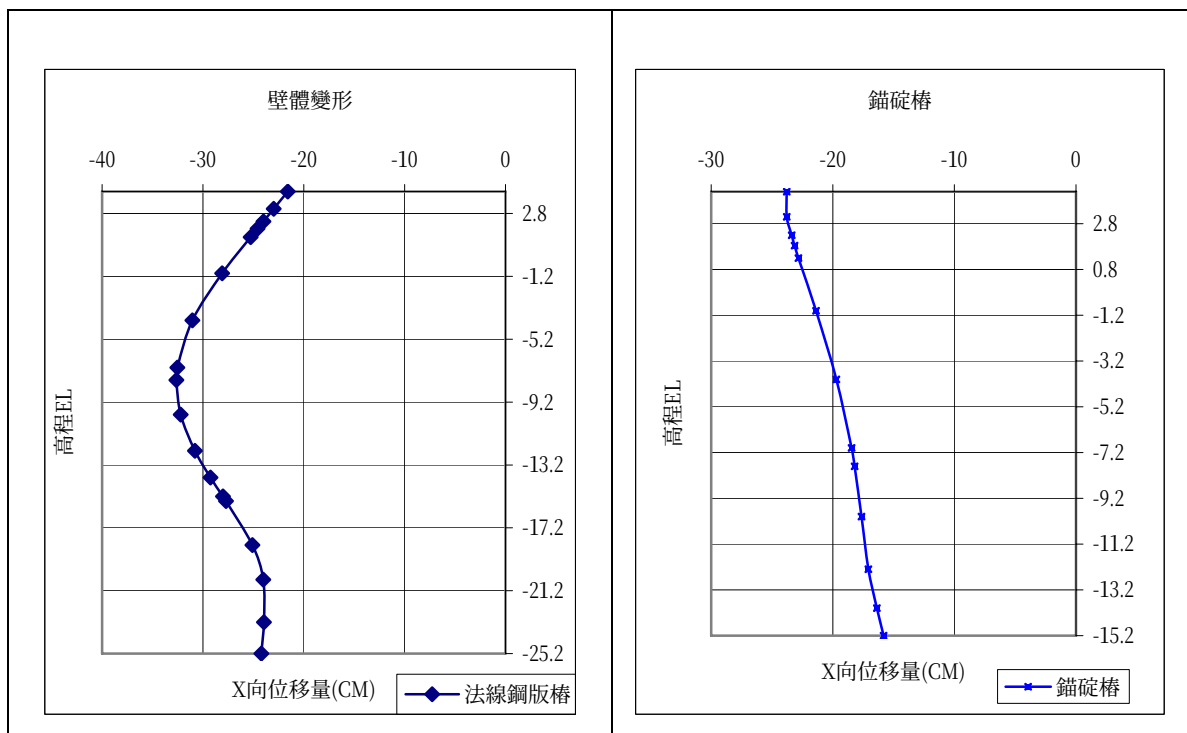


圖 7-21 鋼版樁及錨碇樁壁體變形曲線

分析結果為上層拉桿力量為 40.19t，下層拉桿力量為 51.26t，法線鋼版樁頂的位移為向海側 21.59cm，錨碇樁頂的位移為向海側 23.79cm。

7.完工後情形（陸側載重 0m~35m 為 6t/m²，35m~60m 為 10t/m²）

原地表 EL-7.0，陸側填土至 EL+4.2，回填層土壤 $\phi=32^\circ$ ，海側

開挖至 EL-14m，陸側載重於法線 0m~35m 為 6t/m^2 ，35m~60m 為 10t/m^2 ，各拉桿預力 20ton。

鋼版樁及錨碇樁壁體變形曲線如圖 7-22 所示：

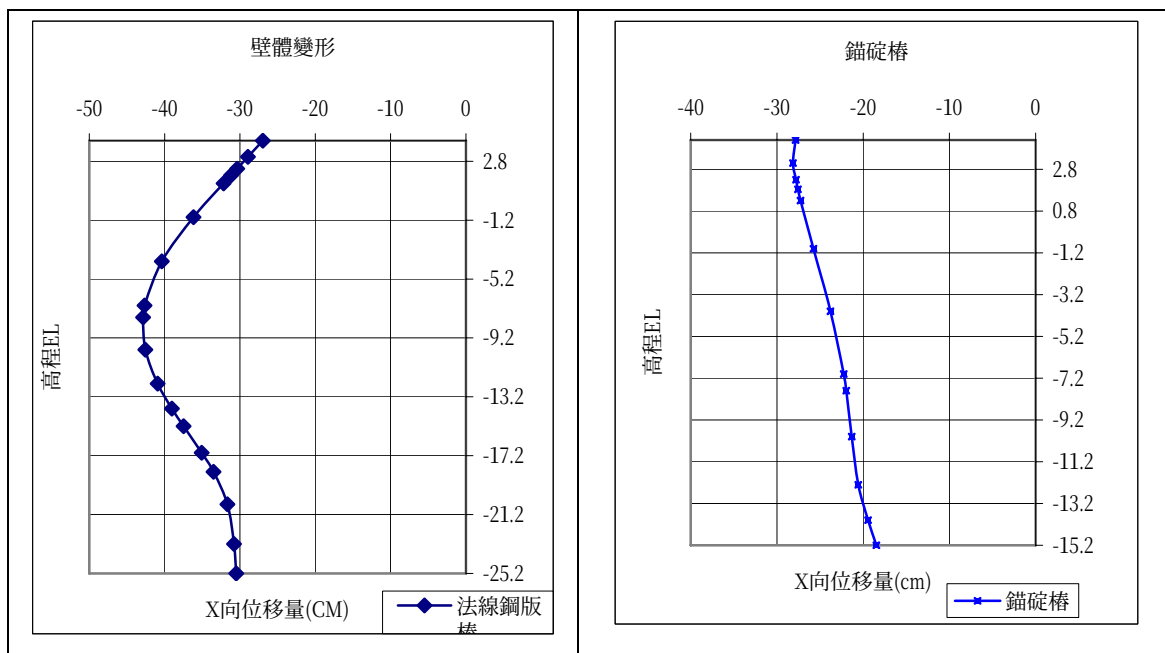


圖 7-22 鋼版樁及錨碇樁壁體變形曲線

分析結果為上層拉桿力量為 60.32t，下層拉桿力量為 66.88t，法線鋼版樁頂的位移為向海側 26.97cm，錨碇樁頂的位移為向海側 27.84cm。

7.3 小結

1. 依 STABL 程式分析圓弧滑動安全係數，設計情況碼頭圓弧滑動安全係數為 1.48，施工情形時回填層 ϕ 值降低對整體圓弧滑動阻抗影響不大，超挖對於圓弧滑動安全係數的降低影響是非常大的，當開挖至 EL.-19.2 時，安全係數為 1.0，是處於臨界的狀態，完工情況陸側載重 (0m~35m 為 4t/m^2 ，35m~60m 為 10t/m^2) 之安全係數 1.49，陸側載重 (0m~35m 為 6t/m^2 ，35m~60m 為 10t/m^2) 之安全係數 1.45。
2. 由 FLAC 程式數值模擬分析顯示，無論是設計、施工或使用階段，

下層高耐索承受拉力皆大於上層高耐索承受拉力，其下層承受拉力，各階段分別約為 65T、80T、60T，皆大於高耐索容許拉力 41.6T 及拉桿容許拉力 44.5T，且在施工階段於回填土 ϕ 值小於 25° 或某些超挖情況時，法線鋼版樁及錨碇樁之變位量皆極大，可能達 60-80cm，惟大部份該承受拉力，皆仍小於拉桿極限拉力 111.2T 及高耐索極限拉力 155.6T，但碼頭使用階段時，因回填土已改良且已無超挖情形，高耐索承受拉力亦降低至約 60T，且法線鋼版樁及錨碇樁之變位量亦變小，約為 25cm，碼頭之安全性較施工階段安全許多。

第八章 結論與建議

8.1 研究目的與問題

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

本子計畫之目標，主要是以二維之數值方法，如有限差分法之 FLAC 程式，分別以超額孔隙水壓之激發，及弱化土壤變形模數與強度之方式，針對高雄港、臺中港等港區，進行地震對港灣各碼頭災況之模擬分析，藉此瞭解港區模擬地震之災害期況，以做為港區地震防災之參考，其研究內容如下所示：

- (1)以二維數值方法如 STABL、FLAC 程式，探討臺中港重力式碼頭受震行為。
- (2)以有限差分法之 FLAC 程式，模擬分析高雄港第四貨櫃中心自由場之可能受震災況。
- (3)以有限差分法之 FLAC 程式，模擬分析高雄港 120 號碼頭之可能受震災況。

(4)以二維數值方法如 STABL、FLAC 程式，探討臺北港板樁式碼頭受震行為。

8.2 結論

1. 由港區地震力PGA值分佈之模擬結果顯示：蘇澳港4號碼頭PGA較港區其他碼頭地震PGA稍大，這或許是民國75年花蓮地震造成蘇澳港4號碼頭側移及後線龜裂之重要原因之一。臺中港1-4A號碼頭後線、及9-11號碼頭後線，其PGA值皆較其他碼頭區稍大，這與921地震造成臺中港1-4號碼頭側移及9-11號碼頭後線土壤液化等災害現象頗相吻合。
2. 由臺中港區共振主頻分析結果顯示：921地震液化災區之淺層共振主頻小於3Hz，非液化災區之淺層共振主頻大於3.9Hz。
3. 由94年3月6日蘇澳雙震源地震之超額動態孔隙水壓分析結果顯示：蘇澳港區之PGA=155gal，土層深度5m-20m之超額動態孔隙水壓為10kpa，即有1m高之超額動態水位，其超額動態孔隙水壓比約有10%，土層深度30m之超額動態孔隙水壓為30kpa，即有3m高之超額動態水位，其超額動態孔隙水壓比亦約有10%；其中超額孔隙水壓為0.25Hz以下之低頻反應，震盪動態水壓為0.25Hz以上之高頻反應。
4. 由95年12月26日屏東枋寮地震引致之超額動態孔隙水壓分析結果顯示：高雄港區之PGA=97gal，土層深度8-20m之超額動態孔隙水壓約為0.1 kg/cm²，即有1m高之超額動態水位，其超額動態孔隙水壓比約有10%，其中超額孔隙水壓為0.10Hz以下之低頻反應，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。
5. 以高雄港區近年曾遭受過的最大地震-95年12月26的恆春烈震傳達到港區的強度，來檢核本文所開發的判別模式的適用性，該次地震在高

雄港區監測到的強度為規模 $M=6.4$ ， $PGA=96.87\text{gal}$ 。以該值輸入判別模式，分析結果可看出，僅在旗津島南方會出現小面積的中度液化區域，研判該處碼頭後線可能造成部份龜裂，此與震後調查相符合，因此以本文判別模式來研判高雄港區的液化潛能應可適用。

6. 本文將所搜集的臺中港區鑽探資料，配合地震規模 $M=7.5$ ，及地震尖峰地表加速度 (Peak Ground Acceleration, PGA) 漸增之模擬狀況，來評估不同震波強度對臺中港區土層液化危害影響程度。發現在 $PGA<0.13\text{g}$ 時，港區應屬安全。在 $0.13\text{g}<PGA<0.16\text{g}$ 時，北碼頭區1-2號，中突堤7-9號、11-12號碼頭轉角，倉儲轉運I區，西碼頭區W9-W11等處後線，可能會有部份龜裂。在 $0.16\text{g}<PGA<0.20\text{g}$ 時，北碼頭區1-4A號、中突堤7-9號、西碼頭區W9-W11等處後線小部份地區出現嚴重液化現象，可能有龜裂、擬似液化或差異沉陷，應加提防。在 $0.20\text{g}<PGA<0.25\text{g}$ 時，臺中港多數碼頭後線可能會有擬似液化及差異沉陷現象。若 $PGA>0.25\text{g}$ 時，碼頭後線可能會有全面性液化及差異沉陷現象，災損情況將趨於嚴重。
7. 本文將所搜集的高雄港區鑽探資料，配合地震規模 $M=6.5$ ，及地震尖峰地表加速度 (Peak Ground Acceleration, PGA) 漸增之模擬狀況，來評估不同震波強度對高雄港區土層液化危害影響程度。發現在 $PGA<0.08\text{g}$ 時，港區應屬安全。在 $0.08\text{g}<PGA<0.09\text{g}$ 時，旗津區117-119號碼頭後線，可能會有部份龜裂，整體評估應屬輕度災損。在 $0.09\text{g}<PGA<0.11\text{g}$ 時，65-66號碼頭後面的工業區、68-69號碼頭後線，以及116-119號碼頭後線，可能會有部份龜裂，整體評估仍應屬輕度災損。在 $0.11\text{g}<PGA<0.12\text{g}$ 時，中興商港區後線小部份地區出現擬似液化現象，118-119號碼頭後線可能有龜裂、擬似液化或差異沉陷，59-62的石化中心、63-67號碼頭後面的工業區、68-70號碼頭後線，可能有龜裂或差異沉陷，中島加工出口區的33、45、48、50、58以及蓬萊商港區6、7號碼頭後線，可能會有部份龜裂，應加提防。在 $0.12\text{g}<PGA<0.15\text{g}$ 時，中興商港區後線、小港商港區、前鎮商港區後

方的工業區及石化中心，以及蓬萊商港區等部份地區，可能出現龜裂、擬似液化或差異沉陷，應加提防。多數碼頭可能會有部份龜裂現象等災損。在 $0.15g < PGA < 0.18g$ 時，中島加工出口區以及蓬萊商港區等處也開始出現擬似液化現象，多數碼頭後線可能有龜裂、擬似液化或差異沉陷，應全面提防。若 $PGA > 0.18g$ 時，碼頭後線可能會有全面性液化及差異沉陷現象，災損情況將更加嚴重。

8. 由FLAC滑動變形性分析結果可知，臺中港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。
9. 由直樁棧橋式碼頭與斜樁棧橋式碼頭之變位量分析結果顯示，依基準計算方式所得的變位量較結構分析軟體分析的結果小，表示基準假設的結構勁度較強。經本研究探討可能原因為，基準假設樁固定點以下之樁為完全束制無法移動，而軟體建構之模型以土壤彈簧模擬土壤與結構之互制，並無強制樁於何位置點為完全不動點，故整體結構勁度較基準之結構勁度柔軟，導致變位量較大，如此結果應屬合理。
10. 由棧橋式碼頭之災況模擬分析之加速度與位移歷時得知，碼頭後方水平地盤之土層放大效應與自由場分析結果類似，但邊坡下方之加速度變化較水平地盤不顯著，推論基樁之存在會使基樁通過之土層其運動較有一致性；前方海床其放大效應與同深度之後方水平地盤分佈比較其放大效應較不顯著。由空間中之加速度變化得知，考慮棧橋式碼頭之地盤反應受土層幾何形狀、基樁通過及土層厚度影響，且基樁之存在會使基樁通過之土層其運動較有一致性。
11. 由棧橋式碼頭之災況模擬分析顯示：碼頭面板後方之L型塊，其水平向變位遠大於垂直向變位，且最大水平變位發生於拋石邊坡坡頂，其數值大於1.5m，而L-型塊牆趾之水平位移亦接近1.5m，拋石邊坡之坡

趾其變位遠較坡頂為小，且其隆起量亦小，此應與坡趾拋石增加之穩定性有關，數值分析結果顯示最大位移發生於拋石邊坡。

12. 由臺北港東14 板樁式碼頭之災況模擬分析顯示，無論是設計、施工或使用階段，下層高耐索承受拉力皆大於上層高耐索承受拉力，其下層承受拉力，各階段分別約為65T、80T、60T，皆大於高耐索容許拉力41.6T及拉桿容許拉力44.5T，且在施工階段於回填土 ϕ 值小於25°或某些超挖情況時，法線鋼版樁及錨碇樁之變位量皆極大，可能達60-80cm，惟大部份該承受拉力，皆仍小於拉桿極限拉力111.2T及高耐索極限拉力155.6T，但碼頭使用階段時，因回填土已改良且已無超挖情形，高耐索承受拉力亦降低至約60T，且法線鋼版樁及錨碇樁之變位量亦變小，約為25cm，碼頭之安全性較施工階段安全許多。

8.3 建議

1. 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。
2. 地震力作用下棧橋式碼頭之邊坡可能因土層發生液化而發生滑動破壞，進而沖擊基樁導致基樁破壞，故在設計棧橋式碼頭或評估現有橋式碼頭之耐震性時，邊坡土層是否會液化，應納入考量。一般棧橋式碼頭之護岸大部份為重力式或板樁式，若液化土層厚度較大，將影響護岸之穩定性。
3. 本計畫規劃於港池現地設置棧橋式碼頭動態監測系統，此乃是在棧橋式碼頭之基樁部位安裝監測儀器，等待地震來襲時紀錄相關動態反應歷時資料。系統目前已完成初步測試，資料擷取及網路通訊已可運作，但如何維持資料之正確及傳輸正常，仍需定期測試校正與微調，

以使系統符合設定目標。另水下材料之使用年限較難掌握，設備之耐久性需要較長時間的測試，皆需於後續計畫中審慎觀察與維護。

8.4 研究成果效益：

1. 成果宣導：97年8月交通部例行性記者會，發佈「設置港區地震測站，開發震災速報系統」新聞稿。
2. 學術效益，發表國際、國內研討會論文2篇：
 - (1)2008臺灣地理資訊系統年會暨空間資訊基礎建設國際研討會，發表論文「GIS在高雄港區土壤液化分析及震災速報系統之開發應用」。
 - (2)第30屆全國海洋工程研討會，發表論文「GIS在安平港區土壤液化分析及震災速報系統之開發應用」。
- 3.社會環境安全影響效益：港區耐震評估研究，可提昇港灣地區之防災功能，作為港灣地區之地震災前預防應變計畫與決策之參考，有助於環境之安全。

8.5 提供應用情形：

1. 本計畫利用統計方法所開發的土壤液化判別分析法及極限分析法，已開發為程式模組，納入本所「港區工程基本資料查詢展示系統」中，設計出液化安全性、液化機率等分析模式，可點選展繪出液化註狀圖、港區液化分佈圖等成果，並提供港務局使用。
2. 上述成果配合本研究所安裝之港區井下地震監測系統，開發地震速報系統，可於震後發佈港區可能致災地點之警訊，港區系統，提供港務局防救災及緊急修復使用。

參考文獻

1. 王金鐘、李德河，「轉爐石作為道路基底層及工程土方材料再生利用之力學特性研究」，中國土木水利工程學刊，第十七卷，第二期，pp.245-256，2005。
2. 交通部，「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」，民國 86 年 7 月。
3. 宇泰工程顧問有限公司，「高雄港海事工作船渠安全檢測及評估」，民國 94 年 7 月。
4. 王金鐘、李德河，「轉爐石作為道路基底層及工程土方材料再生利用之力學特性研究」，中國土木水利工程學刊，第十七卷，第二期，pp.245-256，2005。
5. 長榮海運股份有限公司，「高雄港 116 號碼頭延伸工程結構計算書」，宇泰工程顧問有限公司，民國 78 年 3 月。
6. 姚義久，「實用土壤力學」，文笙書局，民國 66 年。
7. 陳正興、黃國祥，「集集地震臺中港沉箱滑移之初步分析」，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. 陳圭璋、賴聖耀、李俊延、李昇彥、張漢忠(2002)，「臺中港區速度構造調查與場址效應研究(I)」，第九屆臺灣地區地球物理研討會暨 2002 年中國地球物理學會年會，PP.430-432。
9. 陳圭璋、賴聖耀、彭瀚毅、李俊延、張漢忠(2005)，「蘇澳港區場址效應研究與土壤液化潛能分析」，九十四年度地球物理學會年會暨蔡義本教授榮退專題研討會，PP.196-204。

- 10.陳志芳、賴聖耀 (2002) ,「布袋港地下水位及地層下陷監測研究」, 24 屆海洋工程研討會, PP.664-670。
- 11.港灣技術研究所,「港灣及海岸結構物設計基準」, 港灣研究所專刊 123 號, 1997。
- 12.港灣研究中心,「臺中港 1 4A 碼頭 921 地震液化災損初步調查研究」港灣研究中心專刊 172 號(1999)。
- 13.張惠文、廖新興、鄭清江(1992),「砂質地盤液化之防治方法探討」, 地工技術, 第 38 期, PP.17~29。
- 14.彭瀚毅, 1998。臺北盆地場址效應之研究, 中央大學博士論文。
- 15.臺中港務局,「臺中港第一期工程完工報告」, 1976。
- 16.鄭世楠和葉永田, (2002)「1848 年彰化地震與彰化斷層關係的初步研究」港灣報導季刊, 61 期。
- 17.賴聖耀,「以邏輯迴歸法建立 CPT 數據之土壤分類及液化評估模式」中國土木水利工程學刊, 第十七卷, 第二期, pp.321-333, 2005。
- 18.賴聖耀,「以極限狀態分析法建立標準貫入試驗之液化分析模式」中國土木水利工程學刊, 第十八卷, 第一期, 2006。
- 19.賴聖耀,「以標準貫入試驗值建立土壤液化潛能判別模式」, 中國土木水利工程學刊, 第二卷, 第四期, PP.301-311 (1990) 。
- 20.賴聖耀、謝明志 (1996) ,「臺中港區土壤液化危險度分析與應用」八十五年度港灣大地工程研討會 PP.7-1 7-18。
- 21.賴聖耀、謝明志 (2000)「港灣地區土壤液化與震陷潛能評估」, 港灣工程耐震安全評估與災害防治研討會。
- 22.賴聖耀,「港灣地區地震監測與土壤液化潛能評估之研究」, 交通

- 部運輸研究所報告，MOTC-IOT-IHMT-GA9013，2001。
- 23.賴聖耀，「以 921 地震液化案例之 SPT-N 值建立土壤液化潛能判別模式」，液化潛能評估方法及潛能圖之製作研討會（2002）。
- 24.賴聖耀、謝明志，「以邏輯迴歸法建立 CPT 試驗評估液化機率之本土化模式」，24 屆海洋工程研討會，PP.653-657，(2002)。
- 25.蘇棋福，「港灣設計準則及實例」，文笙書局，民國 69 年 12 月。
- 26.Boulanger, R.W., Mejia, L H., Idriss,I.M. "Liquefaction at Moss Landing during Loma Prieta earthquake " J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, Vol.123, No.5, pp.453-467 (1997).
- 27.Christian, J. T. and Swiger, W. F., "Statistics of liquefaction and SPT results," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, NO. GT11, pp.1135-1150 (1975).
- 28.Hwang, J.H., Yang, C.W., "Verification of critical cyclic strength curve by Taiwan Chi-Chi earthquake data " Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.21, pp.237-257(2001).
- 29.Idriss, I. M., "An update of the Seed-Idress simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential "Proceedings, TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction Analysis, FHWA-RD-99-165. Washington, DC:Federal Highway Administration(1999).
- 30.Ishibashi, I. and Madi, L., "Case Studies of Quaywalls Stability with Liquefied Backfills", Proc.4th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Vol.3, pp. 725-735,1990.
- 31.Ishihara, K., and Yoshimine, M., (1991), Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and foundations, Vol.32, No.1, pp.173-188.
- 32.Ishihara, K., Yasuda, S., and Nagase,H., (1996), Soil characteristics and

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

33. Iwasaki, T., Arakawa, T. and Tokida, K. (1982) , “Simplified Procedures for Assessing Soil Liquefaction During Earthquakes”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering Conference Southampton, pp.925-939.
34. Juang, C. H., Rosowsky, D.V., and Tang, W.H., “A reliability-based method for assessing liquefaction potential of sandy soils.” Journal Geotech. and Geoenviron. Engineering, ASCE, 125(8), 684~689(1999).
35. Lai, S. Y., Hsu, S. C., and Hsieh, M. J. (2004). “Discriminant model for evaluating soil liquefaction potential using CPT data.” J. Geotech. and Geoenviron. Eng., ASCE, 130(12), 1271-1282.
36. Lai, S. Y., Lin, P. S., Hsieh, M. J., and Jim, H. F. (2005), " Regression Model for Evaluating Liquefaction Potential by Discriminant Analysis of the SPT N value." Canadian Geotechnical Journal. Vol.42, No. 3, pp.856-875.
37. Lai, S. Y., Chang, W. J., and Lin, P. S (2006)," "Logistic Regression Model for Evaluating Soil Liquefaction Probability Using CPT Data." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.132, No.6, pp.694-704.
38. Lai, S. Y., Hsu, S. C., and Hsieh, M. J. (2006)," Closure to ' Discriminant model for evaluating soil liquefaction potential using cone penetration test data.' " Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 132, No.5.
39. Liao, S. S., and Whitman, R.V., " Overburden correction factors for SPT in sand." J. of Geot. Engr. ASCE, Vol.112, No.3, pp.373-377(1986).
40. Liao, S.S.C., D.Veneziano, and R.V. Whitman ”Regression Models for Evaluating Liquefaction Probability”, J. of Geot. Engr., ASCE, Vol.114, No.4, pp.389~411 (1988).

41. Lin, P. S., Lai, S. Y., Lin, S. Y., and Hseih, C. C., "Liquefaction potential assessment on Chi-Chi earthquake in Nantou, Taiwan." Proceedings of International Workshop on Annual Commemoration of Chi-Chi Earthquake September 18-20, Taipei. Vol.III, 83-94 (2000).
42. Matsuzawa, H., Ishibashi, I. and Kawamura, M., "Dynamic Soil and Water Pressure of Submerge Soils", J. of Geot. Engr., ASCE, Vol.111, No.10, pp.1161~1176, 1985.
43. Matsuo, H., and O'hara, S., "Lateral Earth Pressures and Stability of Quay Walls during Earthquakes", Proc. 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Japan, Vol.1, 1960.
44. Mononobe, N., and Matsuo, H., "On the Determination of Earth Pressures during Earthquakes", Proceedings, World Engineering Conference 9, pp.176-182, 1929.
45. Nagase, H., (1984), "Strength and deformation characteristics of sand subjected to irregular loading in multiple directions, " PhD dissertation to the University of Tokyo, (in Japanese).
46. Nagase, H., and Ishihara, K., (1988), "Liquefaction-induced compaction and settlement of sand during earthquakes, "Soils and Foundations, Vol.28, No.1, pp.66-76.
47. Newmark, N. M. (1965), "Effects of earthquakes on dams and embankments.", Geotechnique, 15(2), pp.139-159.
48. Noda, S., and Uwabe, T., "Relation between Seismic Coefficient and Ground Acceleration for Gravity Quay Wall", Proc. the 10th Earthquake Engineering Symposium, pp.575-582, 1975.
49. Seed, H.B., and Idriss, I. M., " Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential,"Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.97, No.SM9, pp.1249-1273 (1971).

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