

97- 18-7305

MOTC-IOT-96-H1DA002

港灣及海岸地區地震災況模擬 之研究(1/2)



交通部運輸研究所

中華民國 97 年 3 月

97- 18-7305

MOTC-IOT-96-H1DA002

港灣及海岸地區地震災況模擬 之研究(1/2)

著 者：賴聖耀、李豐博、謝明志
陳志芳、賴瑞應、林雅雯

交通部運輸研究所

中華民國 97 年 3 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. (1/2) /
賴聖耀等著. -- 初版. -- 臺北市：交通部
運輸研究所, 民97. 03
面；公分
參考書目：面
ISBN 978-986-01-3802-3(平裝)

1. 港埠工程 2. 港埠管理 3. 防災工程 4.
地震

443. 33

97006139

港灣及海岸地區地震災況模擬之研究(1/2)

著者：賴聖耀、李豐博、謝明志、陳志芳、賴瑞應、林雅雯
出版機關：交通部運輸研究所
地址：臺北市敦化北路 240 號
網址：www.ihmt.gov.tw (中文版>中心出版品)
電話：(04) 26587176
出版年月：中華民國 97 年 3 月
印刷者：承亞興企業有限公司
版(刷)次冊數：初版一刷 120 冊
本書同時登載於交通部運輸研究所港灣技術研究中心網站
定價：200 元
展售處：
交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880
五南文化廣場：臺中市中山路 6 號 • 電話：(04)22260330

GPN：1009700764

ISBN：978-986-01-3802-3 (平裝)

著作財產權人：中華民國(代表機關：交通部運輸研究所)

本著作保留所有權利，欲利用本著作全部或部份內容者，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(1/2)			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN 978-986-01-3802-3 (平裝)	政府出版品統一編號 1009700764	運輸研究所出版品編號 97-18-7305	計畫編號 96-H1DA002
主辦單位：港灣技術研究中心 主管：邱永芳 計劃主持人：賴聖耀 共同主持人：李豐博、謝明志 協同主持人：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、黃欣鳳、林隆貞 聯絡電話：04-26587186 傳真號碼：04-26564418			研究期間 自 96 年 01 月 至 96 年 12 月
關鍵詞：地震監測、地震災況模擬、液化分析模式、地層下陷			
摘要： 臺灣港口雖未遭遇如日本阪神地震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土壤液化，所以，港灣地震災害事件極容易發生。 過去港灣地震災害之處置，主要係於災情發生後，才進行事後調查、災害原因診斷與災後復建，因而極易延誤處理作業，影響港口正常營運；更由於缺少災害發生時之監測資料，對災害原因之研判較為困難，因此可能造成災後不當之復建方式。近年來由於井下地震儀與通訊技術之發展，可針對地震災害潛能較高之港灣地區，建立地震及液化之即時監測系統，於地震災害發生前，藉著中小型地震之監測資料，經由地震之頻譜分析與液化潛能評估，可增加對港區震波反應特性之瞭解，並且以數值分析進行地震災況模擬，可瞭解港灣設施可能之震害狀況；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。 因此，本計畫本年度分別進行(1)港灣地區地震即時監測及地震力模擬之研究。(2) 探討各式碼頭在強烈地震作用下，可能之破壞機制，及其可能之災況模擬。(3) 進行西南沿海地區之初步液化評估。			
出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
97 年 3 月	274	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: Earthquake Scenario Simulations in Harbors And Coastal Areas (1/2)			
ISBN (OR ISSN) ISBN978-986-01-3802-3 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1009700764	IOT SERIAL NUMBER 97-18-7305	PROJECT NUMBER 96- H1DA002
DIVISION: HARBOR & MARINE TECHNOLOGY CENTER DIVISION DIRECTOR: Yung-Fang Chiu PRINCIPAL INVESTIGATOR: Sheng-Yao Lai PROJECT STAFF: F. B. Lee, M. J. Hsieh, J. F. Chen, R. Y. Lai, Y. W. Lin PROJECT TECHNICIAN: Y. S. Chen, A. P. Zhang, C. R. Lee, Z. M. Lee, M. H. He, Y. Q. Chen, Q. R. Wei, X. F. Huang, L. Z. Lin PHONE: 04-26587186 FAX: 04-26564418			PROJECT PERIOD FROM January 2007 TO December 2007
KEY WORDS: Seismic monitoring, Scenario simulation, Model of liquefaction, Ground subsidence			
ABSTRACT: Seismic failures are common in harbors around the world. Extensive damage of port area was reported in Kobe Port after the Kobe earthquake in 1996. In Taiwan, local failures have occurred in port area throughout recorded history. Recent reminders include the significantly lateral displacements of wharfs in Suao Harbor induced by the Hualien earthquake in 1986, extensive settlements in the hydraulic-filled area behind the wharf in Hualien Harbor from the same event, and liquefaction of port area in Taichung Harbor triggered by Chichi earthquake in 1999. Restricted by few experiences and less understanding of failure mechanism, current response plans for disaster earthquakes in port areas focus on after-shock reconnaissance work in identification the sources of failures and restoration of facilities. This passive strategy can not reduce the remediation process and create inevitable delay. Furthermore, the after-shock investigations are difficult and less reliable due to lack of real-time monitoring of the earthquake, resulting in ineffective repairing work. Reliable, long-waiting, real-time measurements of earthquake and liquefaction responses in harbor area are feasible due to developments of underground instrumentations. Recently, surface vibration sources have been 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. By implementing the in situ data in state-of-the-art numerical simulations, reliable scenario simulations of various seismic hazardous in port and coast area can be performed and are beneficial in both design of monitoring system for port facilities and development of remediation and response plans for a specific harbor. The undergoing project will perform following work in selected harbor areas: (1) dynamic real-time monitoring from earthquakes and artificial vibration sources, (2) stability analyses and scenario simulations of port structures subjected to liquefaction, and (3) liquefaction potential evaluation of western coastal areas using discriminant method.			
DATE OF PUBLICATION March 2008	NUMBER OF PAGES 274	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(1/2)

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	II
圖目錄	V
表目錄	XI
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
2.1 沖積土層對地震之影響	2-1
2.2 港區井下地震及土壤液化監測	2-2
2.3 井下地震監測在港區地震防救災之應用	2-4
2.4 港區地震 PGA 值分佈之模擬	2-5
2.5 動態孔隙水壓之監測結果分析	2-7
2.6 小結	2-8
第三章 沉箱式碼頭之災況模擬分析	3-1
3.1 港灣碼頭之地震災害案例	3-1
3.2 碼頭背填土壤未液化	3-2
3.3 碼頭背填土壤液化	3-14
3.4 碼頭背填土壤部分深度液化	3-17
3.5 碼頭位移量之分析	3-20
3.6 蘇澳港 3~5 號碼頭之穩定性分析	3-20
3.7 921 地震臺中港 1~4A 碼頭之穩定性分析	3-29

3.8 小結	3-45
第四章 板樁式碼頭之災況模擬分析	4-1
4.1 STABL 邊坡穩定程式分析	4-5
4.2 FLAC 邊坡穩定程式分析	4-10
4.3 小結	4-27
第五章 棧橋式碼頭之災況模擬分析	5-1
5.1 分析原理與程序	5-1
5.2 數值分析案例模型	5-10
5.3 分析結果與討論	5-18
第六章 棧橋式碼頭之耐震能力評估	6-1
6.1 碼頭斷面與分析條件	6-1
6.2 不考慮土壤液化碼頭耐震能力評估	6-5
6.3 考慮土壤液化碼頭耐震能力評估	6-27
6.4 小結	6-46
第七章 西南沿海地區之初步液化評估	7-1
7.1 前言	7-1
7.2 判別分析	7-2
7.3 SPT 評估液化潛能之判別模式	7-3
7.4 判別模式之驗證與比較	7-8
7.5 西南沿海地區之初步液化評估	7-10
第八章 結論	8-1
參考文獻	9-1
附錄一 審查意見及處理情形	附錄 1-1
附錄二 簡報資料	附錄 2-1

圖 目 錄

圖 2-1 高雄港井下地震及動態水壓監測站示意圖	2-10
圖 2-2 高雄港 2006 年 12 月 26 日 20 點 34 分地震波	2-10
圖 2-3 高雄港井下地震儀南北向之最大加速度隨深度變化圖	2-11
圖 2-4 高雄港井下地震儀南北向正規化之最大加速度隨深度變化圖	2-11
圖 2-5 港灣井下地震及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 2-20a 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化.....	2-22
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)....	2-23
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).....	2-24
圖 2-21a 安平港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化.....	2-25
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) ..	2-26
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)...	2-27
圖 3-1 民國 75 年地震造成蘇澳港 3-5 號碼頭外傾示意圖.....	3-8
圖 3-2 民國 88 年 921 地震造成臺中港 1-4A 號碼頭外移示意圖.....	3-9
圖 3-3a 背填土壤未液化之沉箱式碼頭示意圖.....	3-10
圖 3-3b 背填土壤未液化之沉箱式碼頭受力示意圖.....	3-11
圖 3-4 水平地震力係數 K_h 與地表水平最大加速度 a_{hmax} 之關係.....	3-12
圖 3-5a 背填土壤液化之沉箱式碼頭示意圖	3-15
圖 3-5b 以重流體觀念解釋背填土壤液化之沉箱式碼頭受力示意圖	3-15
圖 3-5c 以超額孔隙水壓解釋背填土壤液化之沉箱式碼頭受力示意圖.....	3-16
圖 3-6a 背填土壤部份深度液化之沉箱式碼頭示意圖.....	3-18
圖 3-6b 背填土壤部份深度液化之沉箱式碼頭受力示意圖.....	3-18
圖 3-7 蘇澳港 4 號碼頭之碼頭斷面圖	3-22
圖 3-8 蘇澳港 4 號碼頭之 16 孔鑽探試驗之位置圖	3-23
圖 3-9a 蘇澳港 4 號碼頭 A-A 斷面背填土壤之土層剖面圖.....	3-24
圖 3-9b 蘇澳港 4 號碼頭 B-B 斷面背填土壤之土層剖面圖	3-25
圖 3-10 蘇澳港 4 號碼頭民國 75 年花蓮地震之碼頭外移量分析結果	3-27
圖 3-11 蘇澳港 4 號碼頭民國 94 年蘇澳地震之碼頭外移量分析結果.....	3-28
圖 3-12 臺中港 1~3 號碼頭斷面圖.....	3-29

圖 3-13 臺中港 1~3 號碼頭背填土未液化之碼頭外移量分析結果.....	3-35
圖 3-14 臺中港 1~3 號碼頭背填土液化之碼頭外移量分析結果.....	3-36
圖 3-15 臺中港 1~3 號碼頭背填土部份液化之碼頭外移量分析結果	3-37
圖 3-16 臺中港 4 號碼頭背填土未液化之碼頭外移量分析結果	3-38
圖 3-17 臺中港 4 號碼頭背填土部份液化之碼頭外移量分析結果.....	3-39
圖 3-18 臺中港 1-3 號碼頭 STABL 分析結果 FS=1.45	3-41
圖 3-19 臺中港 4 號碼頭 STABL 分析結果 FS=1.51.....	3-41
圖 3-20 臺中港 4A 號碼頭 STABL 分析結果 FS=1.58	3-42
圖 3-21 臺中港 1-3 號碼頭 FLAC/SLOPE 分析結果 FS=1.16.....	3-42
圖 3-22 臺中港 4 號碼頭 FLAC/SLOPE 分析結果 FS=1.21	3-43
圖 3-23 臺中港 4A 號碼頭 FLAC/SLOPE 分析結果 FS=1.38	3-43
圖 3-24 臺中港 1-3 號碼頭背填土壤液化之 FLAC 分析結果.....	3-44
圖 3-25 臺中港 1-3 號碼頭背填土壤部份深度液化之 FLAC 分析結果...	3-44
圖 4-1 東 14 號碼頭軌道基座之差異沉陷 (嘉新公司提供).....	4-1
圖 4-2 臺北港 14 號碼頭結構斷面	4-2
圖 4-3 STABL 程式之分析流程圖	4-6
圖 4-4 設計情況分析結果	4-7
圖 4-5 回填層 ϕ 值為 5° 時之分析結果	4-8
圖 4-6 海側開挖至 EL-19.2 時之分析結果.....	4-9
圖 4-7 完工情況 (陸側載重 0m~35m 為 4t/m ² , 35m~60m 為 10t/m ²) 分析結果	4-9
圖 4-8 完工情況 (陸側載重 0m~35m 為 6t/m ² , 35m~60m 為 10t/m ²) 分析結果	4-10
圖 4-9 FLAC 程式之分析流程圖	4-11

圖 4-10 原地表 EL-7.0 網格圖	4-14
圖 4-11 鋼版樁、錨碇樁及拉桿設置，且陸側填土、海側開挖之網格圖	4-14
圖 4-12 設計情況法線鋼版樁及錨碇樁之樁體變形曲線	4-15
圖 4-13 施工情況網格圖	4-15
圖 4-14 施工情況位移向量圖	4-16
圖 4-15 施工情況鋼版樁及錨碇樁樁體變形曲線	4-16
圖 4-16 施工情況鋼版樁及錨碇樁樁體變形曲線	4-17
圖 4-17 鋼版樁及錨碇樁樁體變形曲線	4-18
圖 4-18 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	4-21
圖 4-19 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	4-23
圖 4-20 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	4-25
圖 4-21 鋼版樁及錨碇樁壁體變形曲線（陸側沒載重）	4-26
圖 4-22 鋼版樁及錨碇樁壁體變形曲線（陸側有載重）	4-27
圖 5-1 考慮動態荷重之自由場物理模型圖	5-6
圖 5-2 臺中港 9-11 號碼頭配置圖(基樁間距 2.5 m)	5-12
圖 5-3 棧橋式碼頭斜坡網格與土壤分區圖	5-16
圖 5-4 橫樑與基樁元素位置與節點編號圖	5-16
圖 5-5 TCU059 速度與加速度歷時圖	5-17
圖 5-6 不同區域地盤加速度歷時圖	5-18
圖 5-7 最大孔隙水壓比分佈圖	5-19

圖 5-8 邊坡前方坡趾(20,9)與距坡趾 15m 處 Ru 變化圖	5-20
圖 5-9 邊坡後方回填砂區與底部土壤介面(36,11)與地表(36,18) Ru 變化	5-20
圖 5-10 土壤結構互制反應圖	5-21
圖 5-11 碼頭前端位移歷時圖	5-22
圖 6-1 碼頭斷面圖	6-1
圖 6-2 假想地表面示意圖	6-7
圖 6-3 斷面各樁長及編號示意圖	6-8
圖 6-4 棧橋式碼頭分析單元示意圖	6-10
圖 6-5 群斜樁之軸力示意圖	6-12
圖 6-6 護岸斷面及相關設計資料	6-25
圖 6-7 土層液化深度柱狀圖	6-27
圖 6-8 液化後假想地表面示意圖	6-28
圖 7-1 液化判別分析示意圖	7-13
圖 7-2 $0\% \leq FC \leq 10\%$ 液化判別圖(58 組液化及 70 組非液化案例)	7-14
圖 7-3 $FC=5\%$ 、 $FC=15\%$ 、 $FC=25\%$ 、 $FC=35\%$ 等液化判別式之比較	7-14
圖 7-4 判別模式之液化分析流程	7-15
圖 7-5 Youd et al. (2001)建議細粒料含量 $FC \leq 5\%$ 曲線之修正值	7-16
圖 7-6 T&Y(1983) $C_s=85$ 之經驗曲線比較圖	7-16
圖 7-7 $FC=5\%$ 之判別模式與 Youd et al.(2001)及 T&Y(1983)比較	7-17
圖 7-8 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	7-17
圖 7-9 臺中港區 135 孔 SPT 試驗分布圖	7-18
圖 7-10 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	7-18

圖 7-11 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	7-19
圖 7-12 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	7-19
圖 7-13 臺灣西南沿海地區之液化潛能分析結果($M_w=7.0$, $PGA=0.15g$)..	7-20
圖 7-14 臺灣西南沿海地區之液化潛能分析結果($M_w=7.5$, $PGA=0.33g$)..	7-21

表 目 錄

表 3-1a 地震引致港灣碼頭災害案例.....	3-3
表 3-1b 地震引致港灣碼頭災害案例.....	3-4
表 3-1c 地震引致港灣碼頭災害案例.....	3-5
表 3-1d 地震引致港灣碼頭災害案例.....	3-6
表 3-2 摩擦係數(港研所，1997).....	3-12
表 3-3 地震引致蘇澳港 4 號碼頭抗滑動之穩定性分析	3-26
表 3-4 921 地震臺中港 1~3 號碼頭抗滑動之穩定性分析.....	3-31
表 3-5 921 地震臺中港 4 號碼頭抗滑動之穩定性分析結果.....	3-33
表 3-6 921 地震臺中港 4A 號碼頭抗滑動之穩定性分析結果.....	3-34
表 4-1 土層輸入參數.....	4-6
表 4-2 回填層不同 ϕ 值對安全係數之影響	4-7
表 4-3 海側超挖對安全係數之影響	4-8
表 4-4 土層輸入參數.....	4-12
表 4-5 鋼版樁、錨錠樁及高耐索拉桿輸入參數	4-13
表 4-6 施工情形回填土 ϕ 值改變之分析結果	4-19
表 4-7 回填土 ϕ 值為 30° 時，不同開挖深度之分析結果	4-21
表 4-8 回填土 ϕ 值為 25° 時，不同開挖深度之分析結果	4-23
表 4-9 回填土 ϕ 值為 22° 時，不同開挖深度之分析結果	4-25
表 4-10 完工情況回填層土壤參數	4-26
表 5-1 棧橋式碼頭分析土層參數表	5-15
表 5-2 結構元素參數表	5-15

表 5-3 基樁元素中之 Mohr-Columb 介面彈簧參數表	5-17
表 6-1 各樁相關位置高程	6-9
表 6-2 液化後各樁相關位置高程.....	6-28
表 7-1 液化損害程度定義(Iwasaki 等人，1982)	7-7
表 7-2 液化損害程度定義(港研中心，2005).....	7-8

第一章 前言

臺灣恰處於太平洋地震帶西環，地震相當頻繁。而且港灣及海岸地區之地質多屬疏鬆軟弱之沖積土層與回填之新生地，地震來襲時，其震波從震源深處向上經過軟弱的覆土層，其振幅通常有放大作用，在強烈地震作用下，可能發生土壤液化現象，造成港灣碼頭向海側位移、傾斜與沉陷等災害；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土壤液化。所以，港灣地震災害事件極容易發生。

近年來世界各國地震頻傳，記取大地震之教訓，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 沉箱式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，這是災前整備重要之工作。

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。因此分別探討各式碼頭之動態行為，及其受背填土壤液化之影響分析極為重要。因而本文於第二章，先探討港灣井下地震監

測及地震力之模擬分析，以瞭解遭強烈地震時，港區各碼頭可能的地震力大小；於第三章至第六章，陸續探討各式碼頭在強烈地震作用下，可能之破壞機制，及其可能之災況模擬；其中第三章，先分別以液化側壓力理論、滑動塊分析理論等傳統的分析方法，探討沉箱式碼頭遭強烈地震之穩定性，再以 FLAC 數值模擬分析沉箱式碼頭之災況；第四章，分別以 STABL 及 FLAC 程式，探討板樁式碼頭之災況模擬分析；第五章，亦以 FLAC 程式，探討棧橋式碼頭之災況模擬分析；第六章，以耐震設計規範，並考慮土壤液化對樁基礎之影響，探討棧橋式碼頭之耐震能力；第七章，則以判別分析之統計方法，並考慮液化之物理意義，建置本土化之液化分析模式，並進行西南沿海地區之初步液化評估；亦由於港區已有地層下陷之災害，本文於第八章，探討各港區地下水壓及地層下陷之監測結果。

第二章 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 40m 高之超額動態水位，其超額動態孔隙水壓比約僅有 2 %，30m 之超額動態孔隙水壓約為 6 kpa，即有 60m 高之超額動態水位，其超額動態孔隙水壓比亦僅有 2 %。

由圖 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 以下之低頻反應，震盪動態水壓為 0.25Hz 以上之高頻反應。
5. 由 95 年 12 月 26 日屏東枋寮地震引致之超額動態孔隙水壓分析結果顯示：高雄港區之 PGA=97gal，土層深度 8-20m 之超額動態孔隙水壓約為 0.1 kg/cm^2 ，即有 1m 高之超額動態水位，其超額動態孔隙水壓比約有 10%，其中超額孔隙水壓為 0.10Hz 以下之低頻反應，震盪動態水壓為 0.10Hz 以上之高頻反應。安平港區之 PGA=101gal，土層深度 10m 之超額動態孔隙水壓為 3 kpa，即有 30cm 高之超額動態水位，其超額動態孔隙水壓比僅有 3%，其中超額孔隙水壓為 0.08Hz 以下之低頻反應，震盪動態水壓為 0.08Hz 以上之高頻反應。

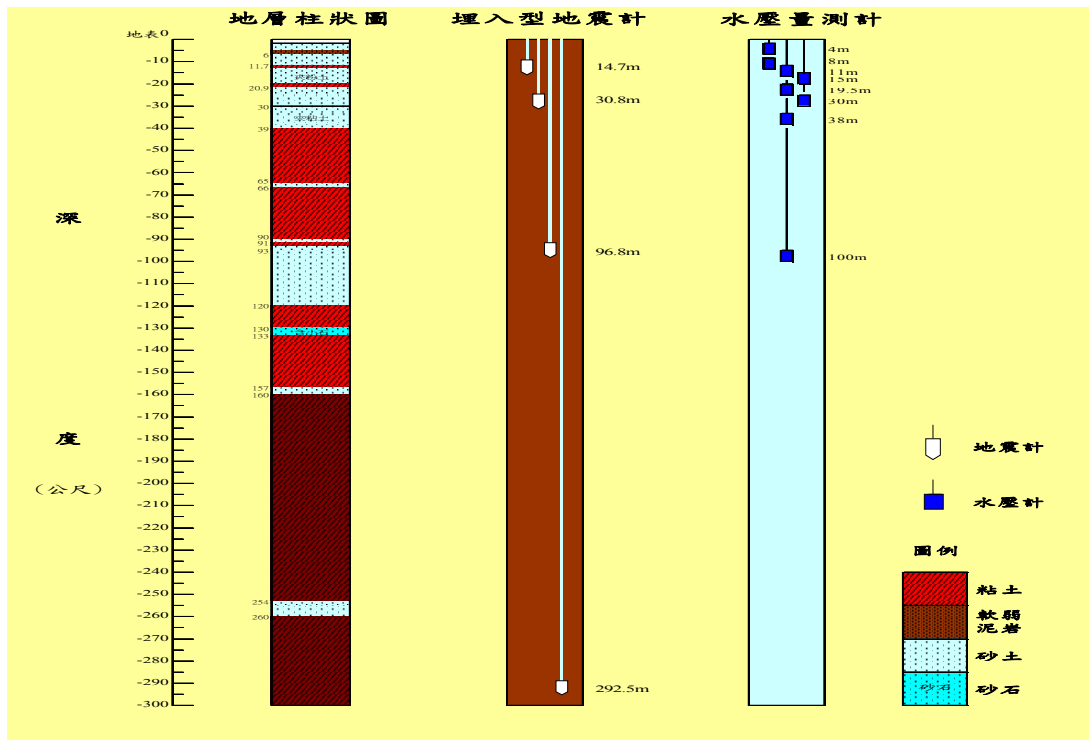


圖 2-1 高雄港井下地震及動態水壓監測站示意圖

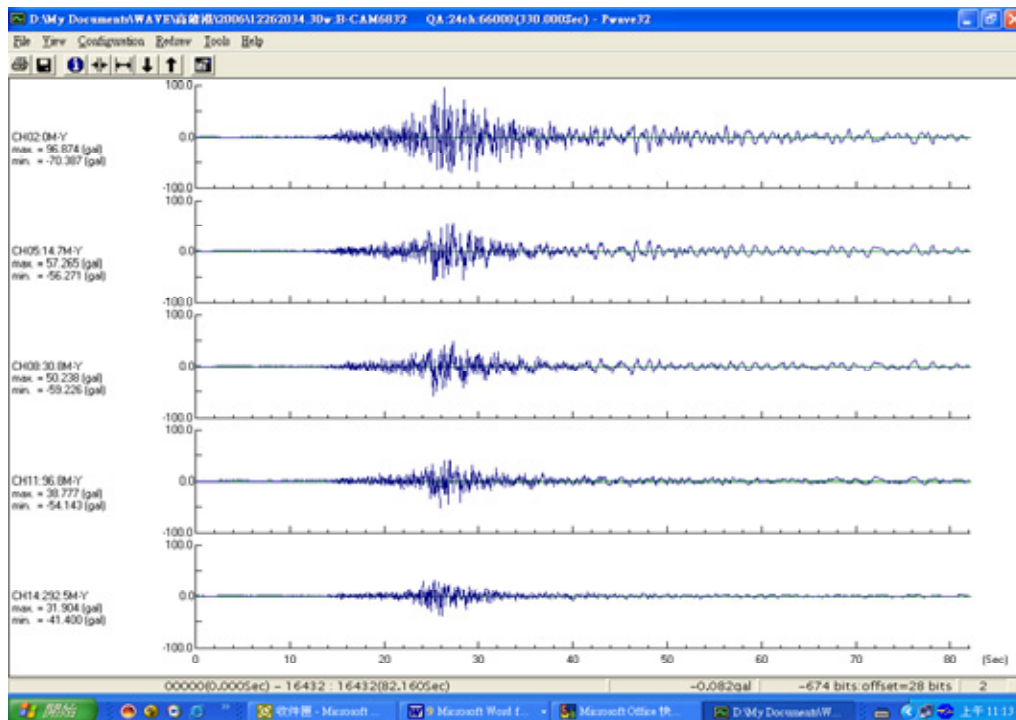


圖 2-2 高雄港 2006 年 12 月 26 日 20 點 34 分地震波

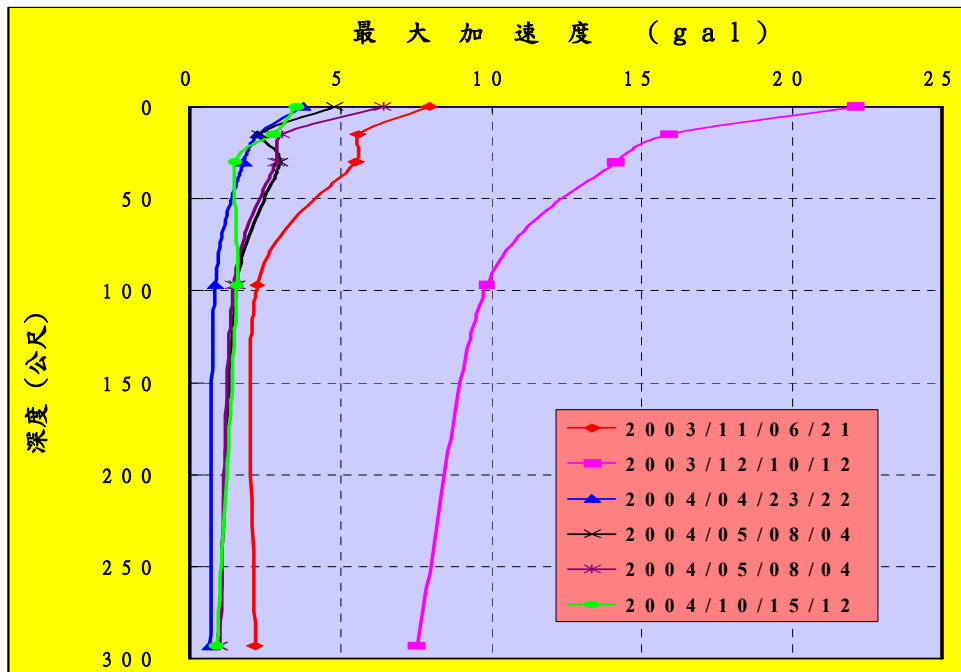


圖 高雄港地震最大加速度隨深度變化圖

圖 2-3 高雄港井下地震儀南北向之最大加速度隨深度變化圖

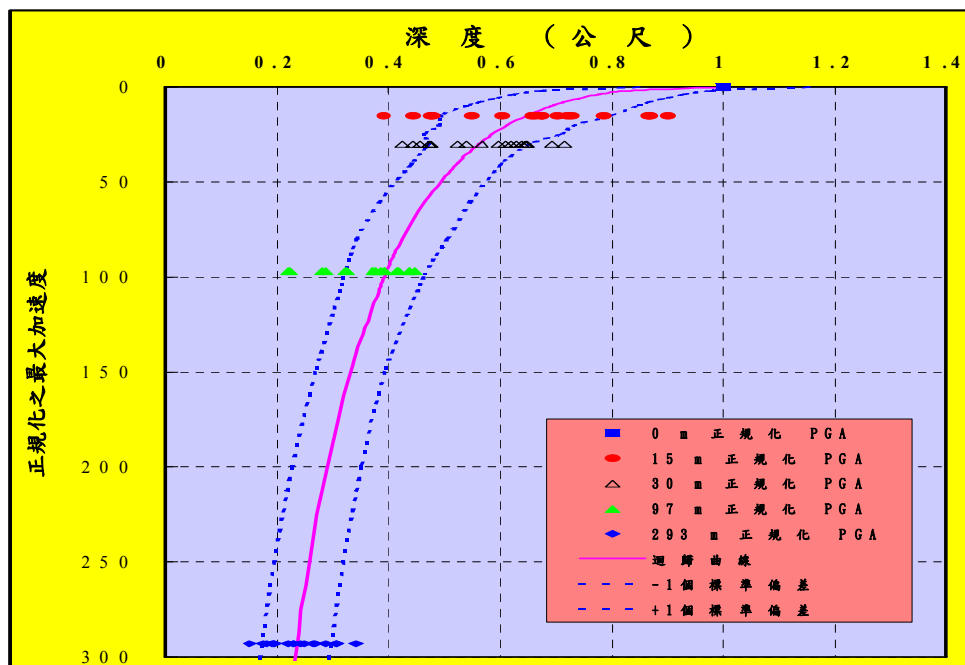


圖 高雄港正規化之最大加速度隨深度變化圖

圖 2-4 高雄港井下地震儀南北向正規化之最大加速度隨深度變化圖

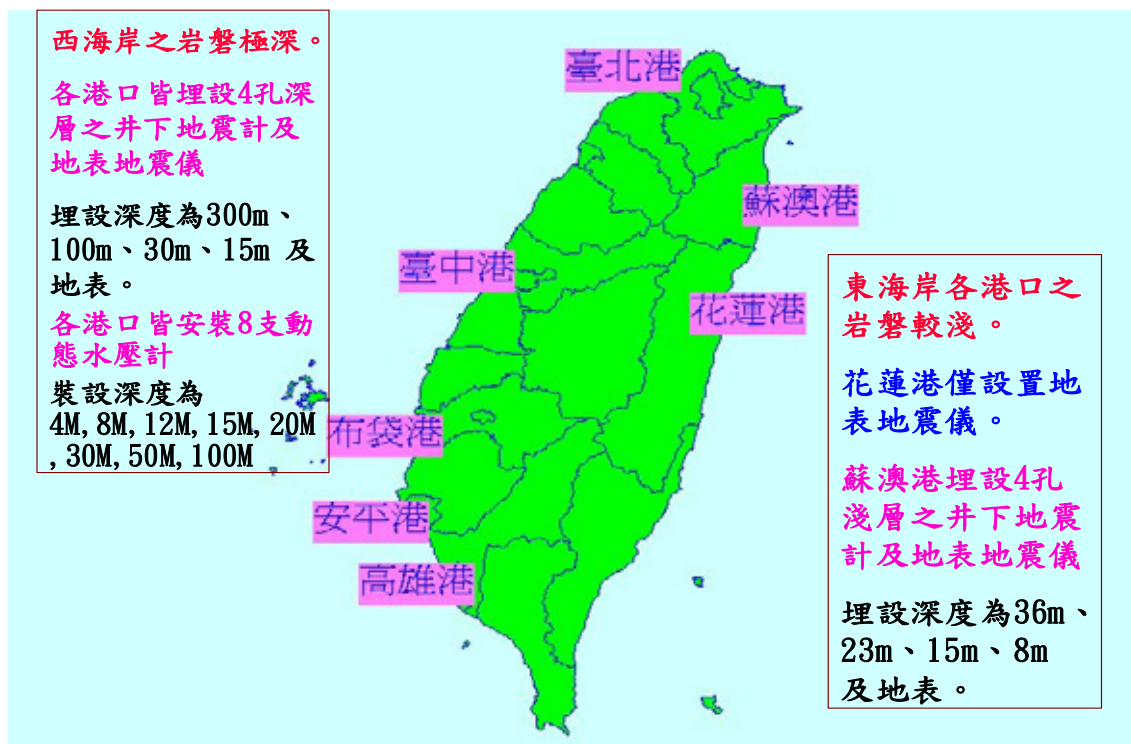


圖 2-5 港灣井下地震及液化監測之站之分佈圖

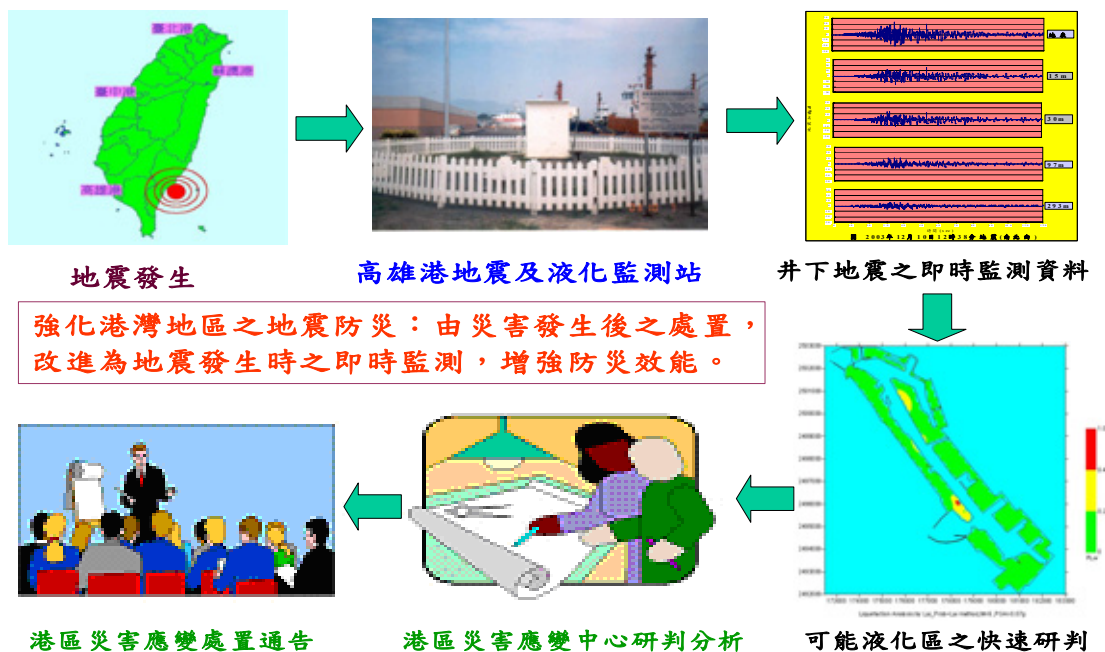


圖 2-6 港灣地區地震防救災之作業流程圖



圖 2-7 港灣井下地震即時網頁資訊

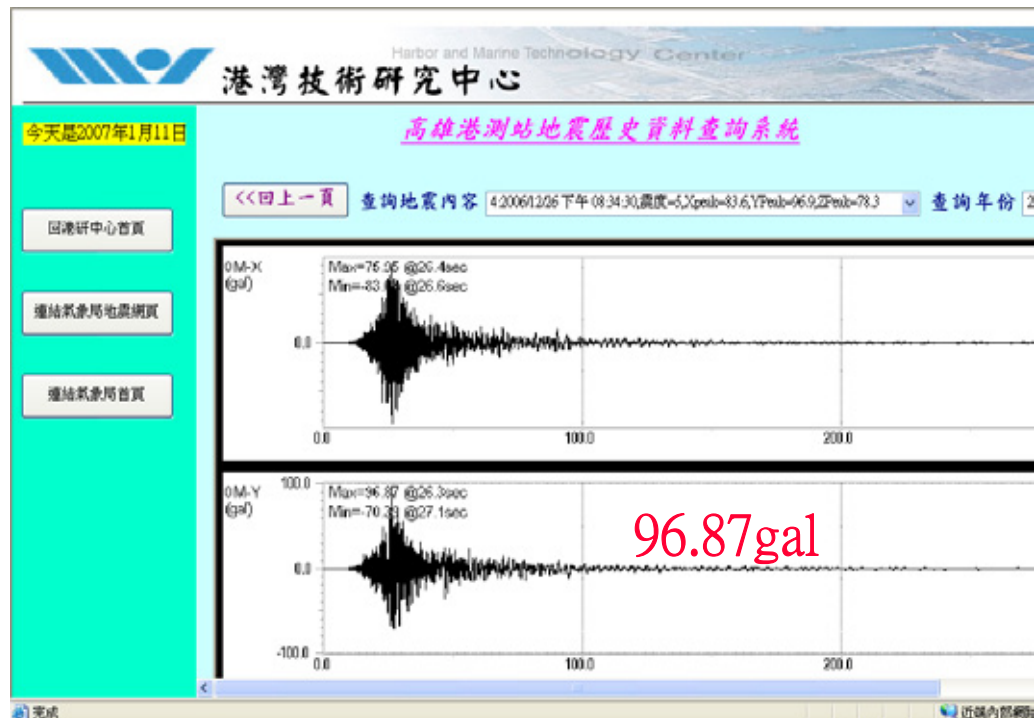


圖 2-8 高雄港井下地震即時網頁資訊查詢(95.12.26)

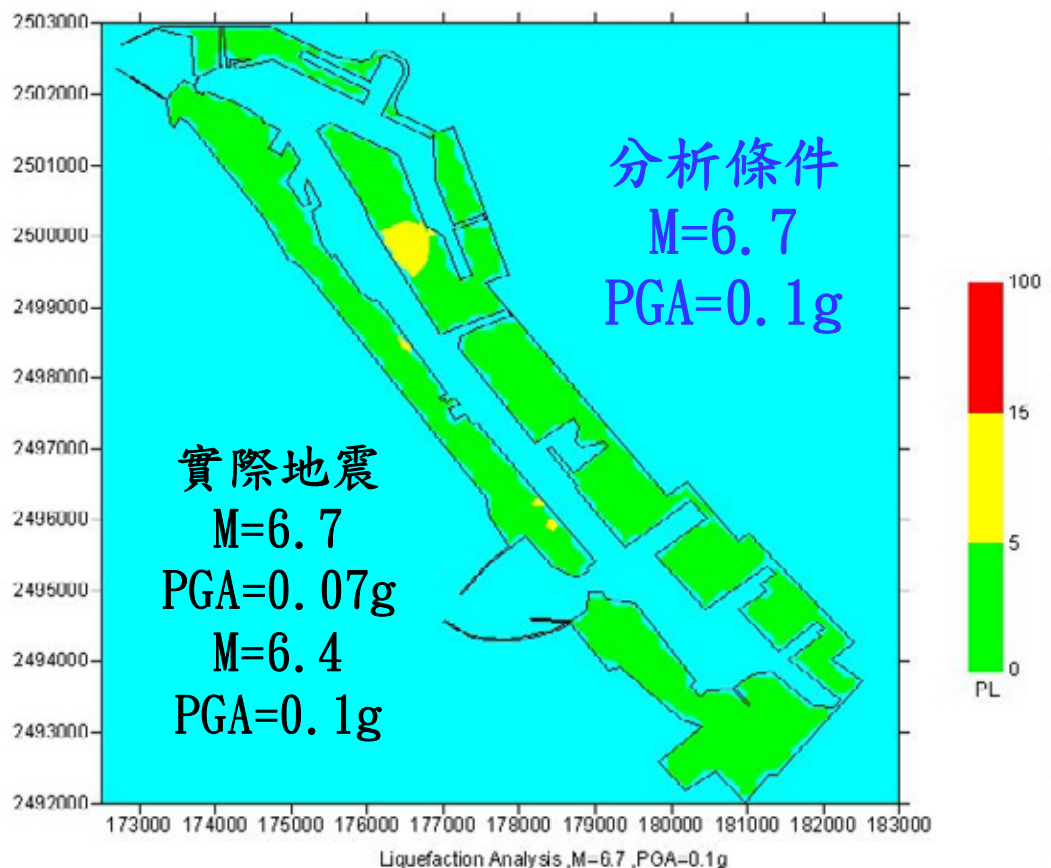


圖 2-9 恆春地震引致高雄港區液化危害程度分析圖

港灣地震即時簡訊

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

圖 2-10 港灣地震即時簡訊示意圖

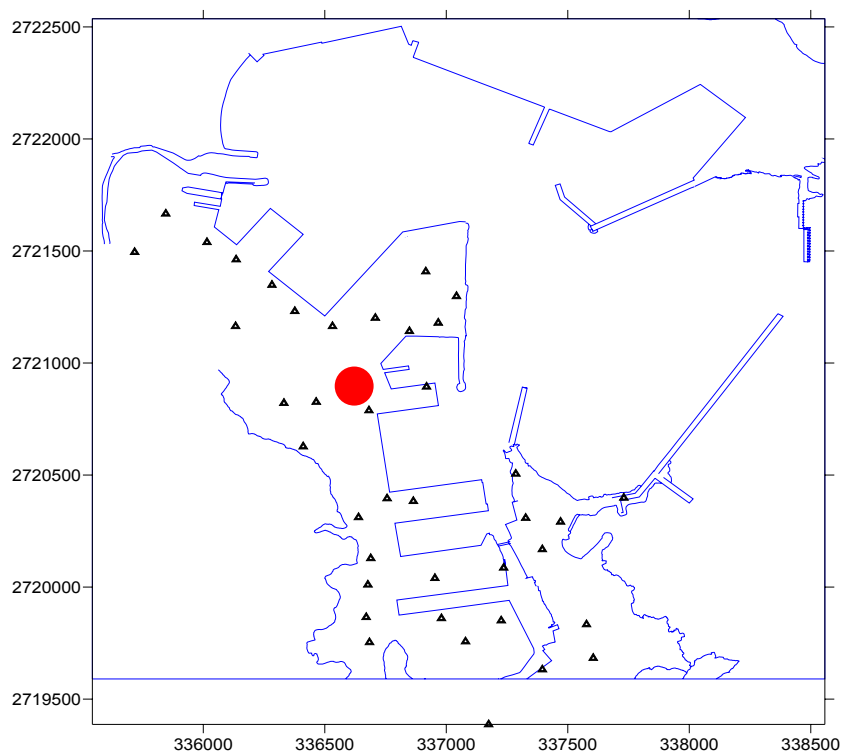


圖 2-11 蘇澳港地震監測井與與微地動試驗分佈圖

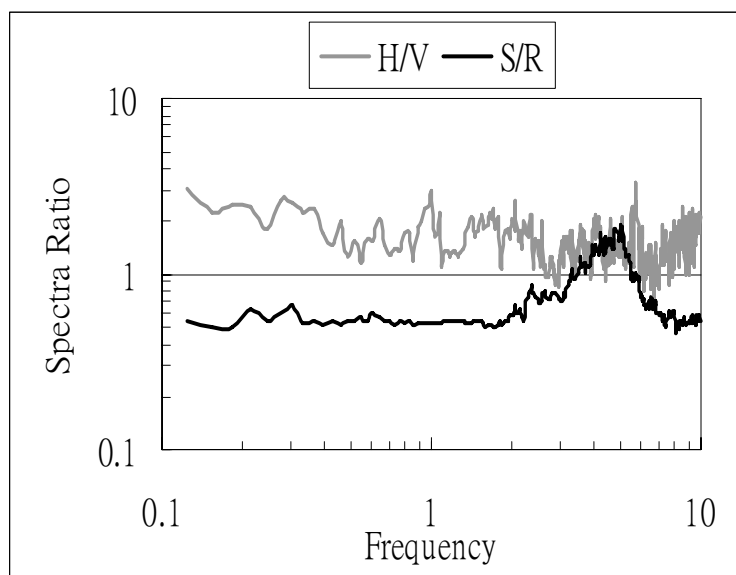


圖 2-12 蘇澳港地表與深度 15 米之頻譜比與微地動分析比較圖

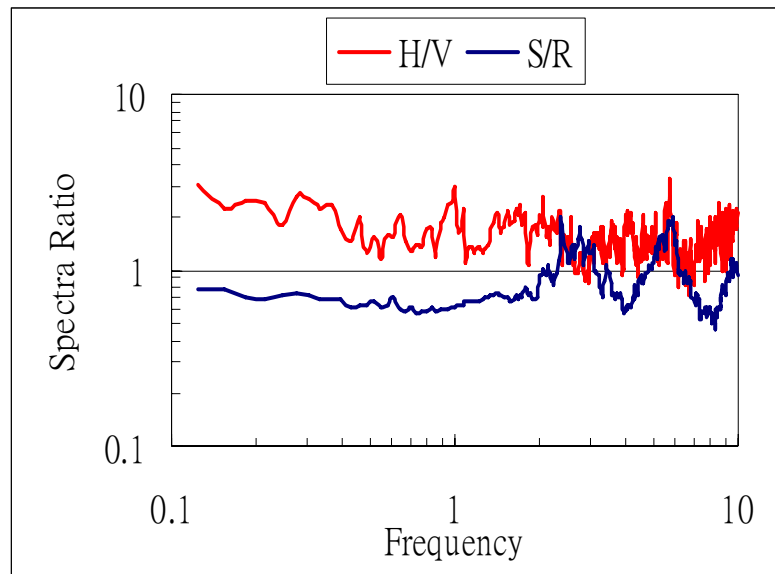


圖 2-13 蘇澳港地表與深度 35 米之頻譜比與微地動分析比較圖

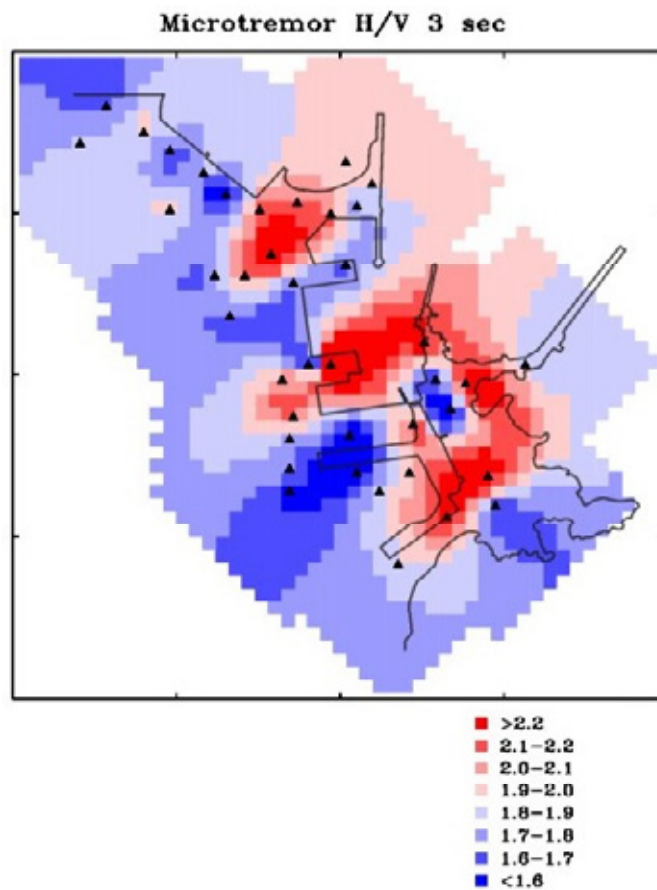


圖 2-14 蘇澳港特性週期 3 秒港區放大倍率等值圖

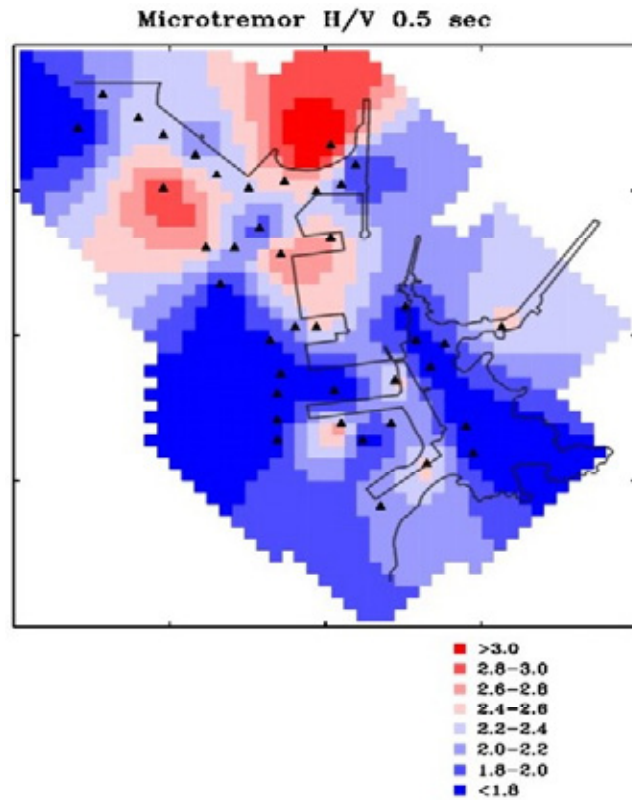


圖 2-15 蘇澳港特性週期 0.5 秒港區放大倍率等值圖

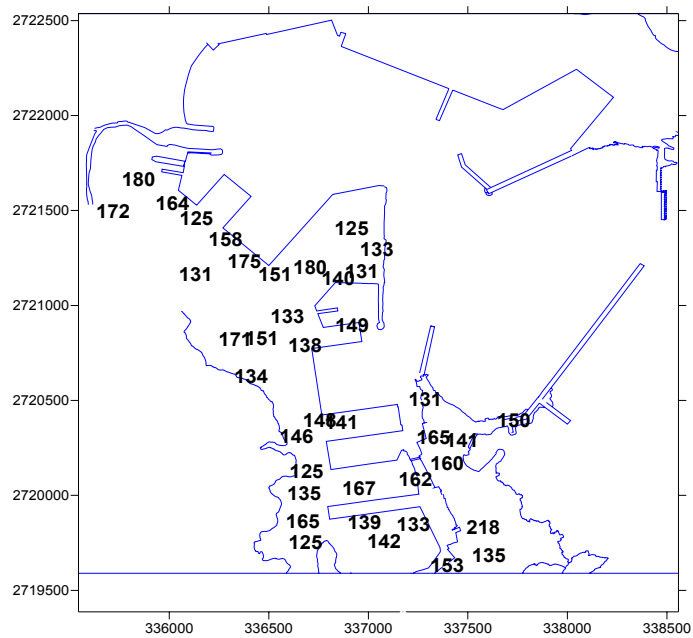


圖 2-16 蘇澳港 2005 年 3 月 6 日地震 PGA 模擬之分佈圖(東西向)

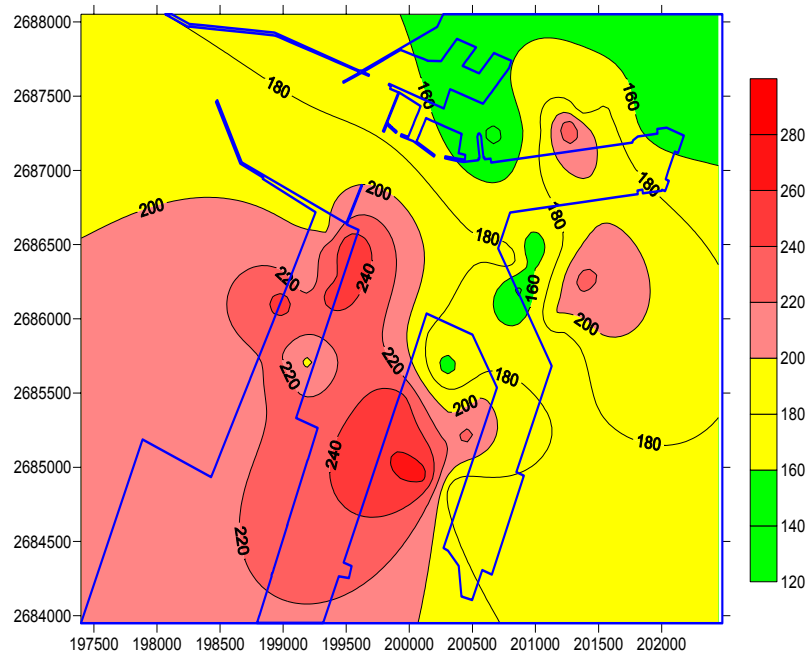


圖 2-17 臺中港 921 地震 PGA 模擬之分佈圖(東西向)

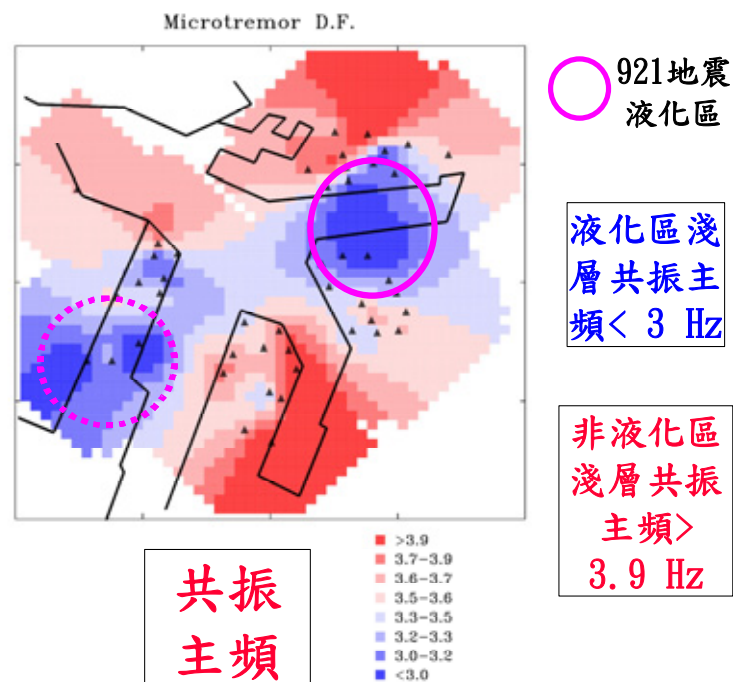


圖 2-18 臺中港淺層共振主頻之分佈圖

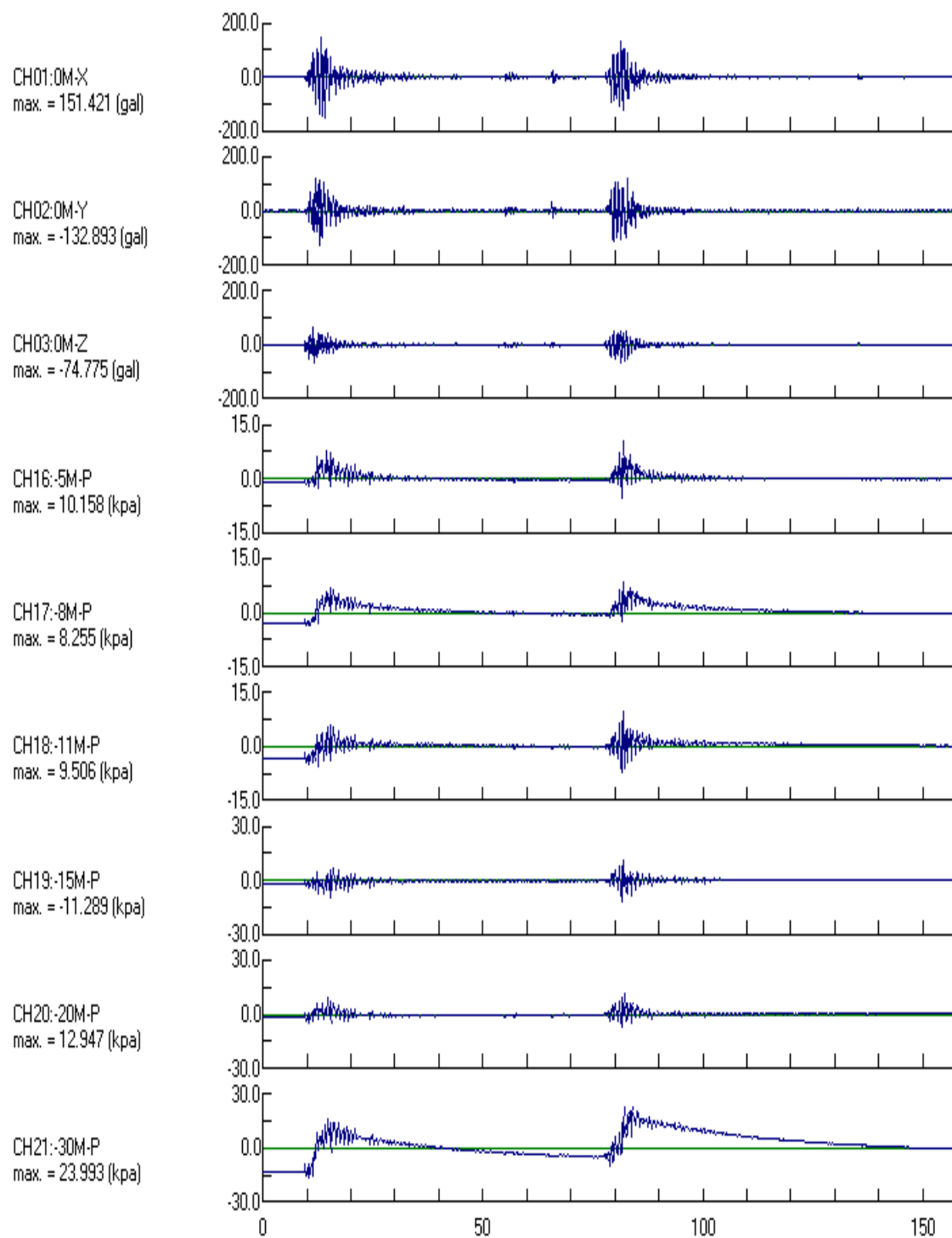


圖 2-19a 蘇澳港 2005 年 3 月 6 日地震之動態水壓變化

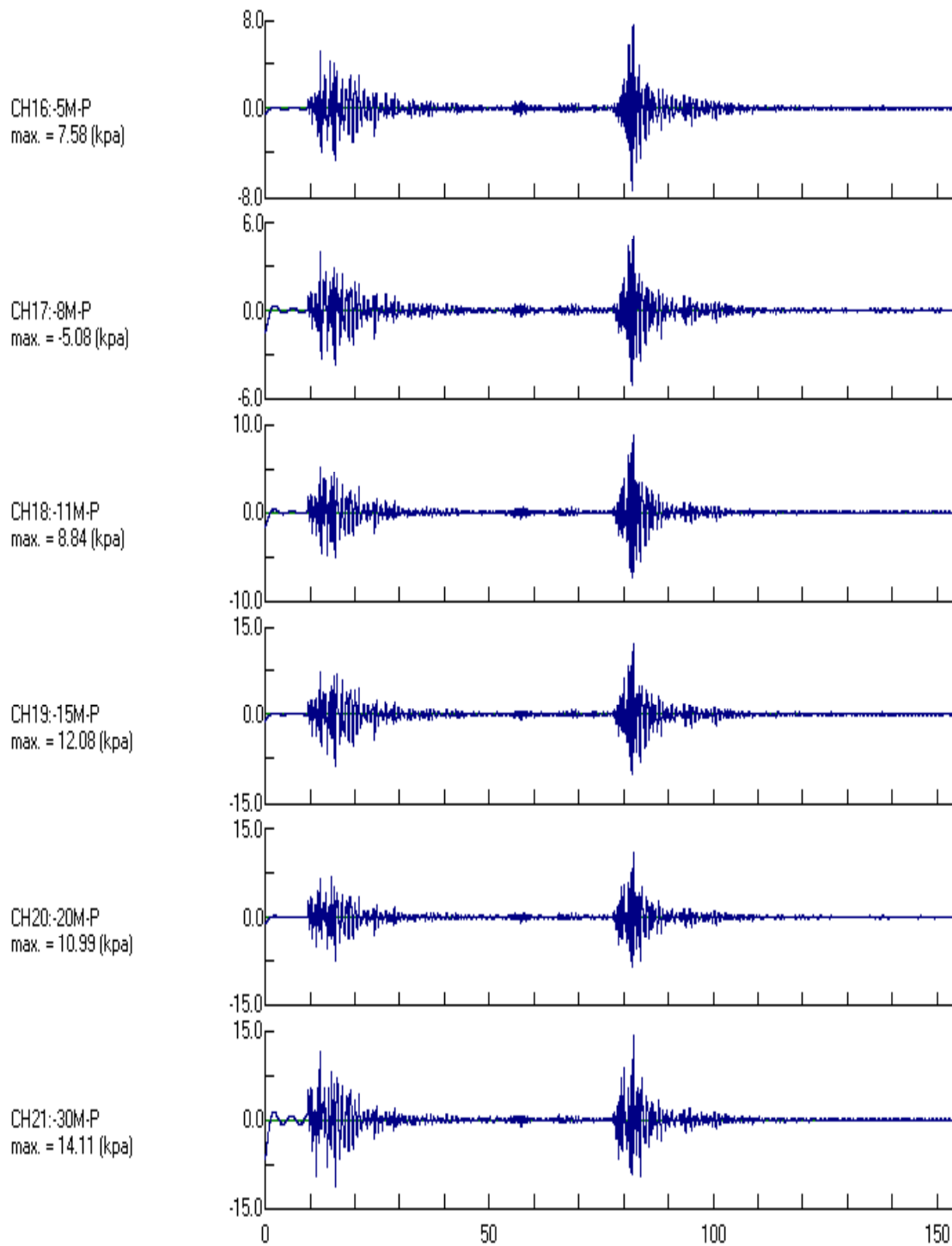


圖 2-19b 蘇澳港 2005 年 3 月 6 日地震之動態水壓變化(大於 0.25Hz)

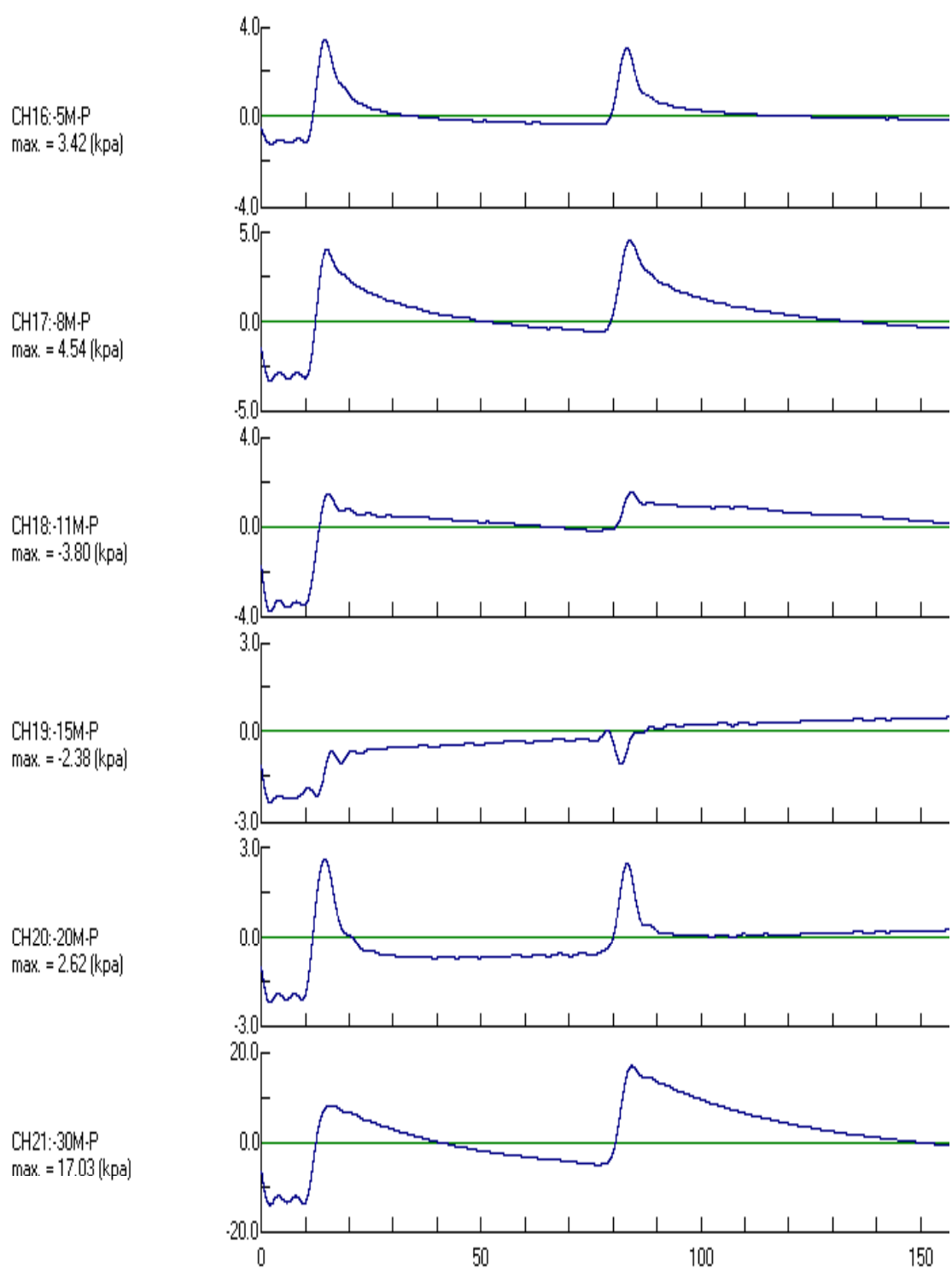


圖 2-19c 蘇澳港 2005 年 3 月 6 日地震之動態水壓變化(小於 0.25Hz)

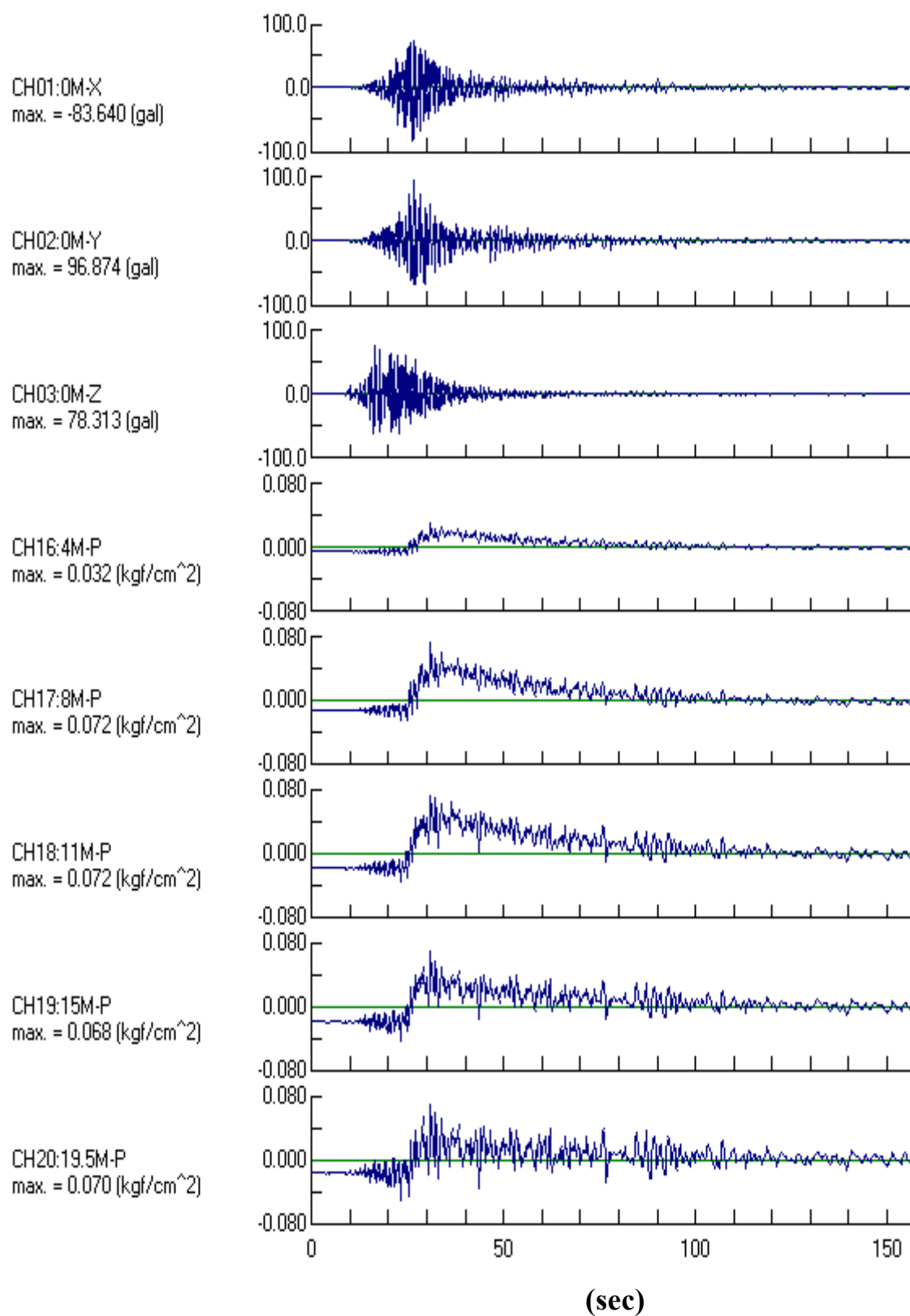


圖 2-20a 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化

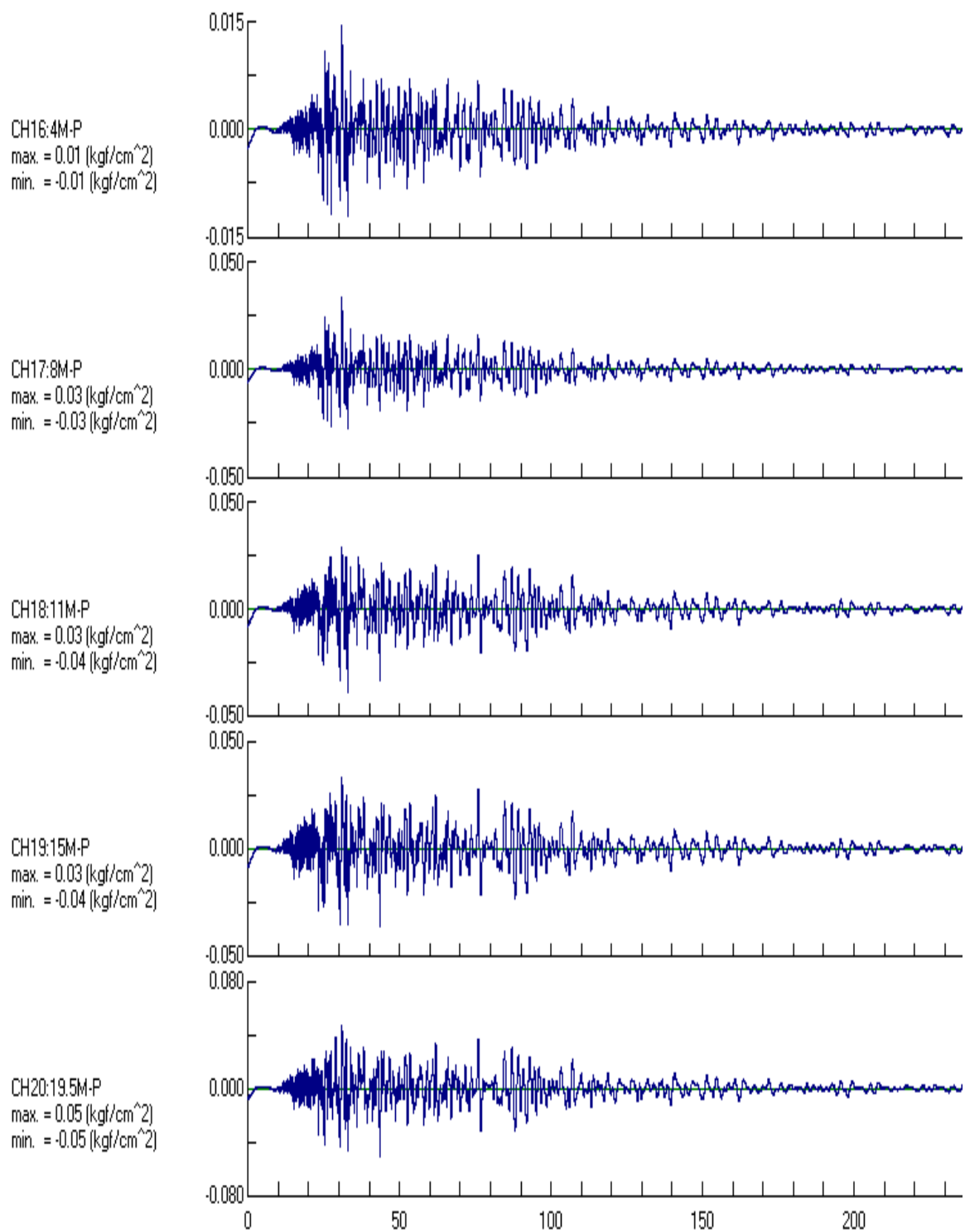


圖 2-20b 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化(大於 0.1Hz)

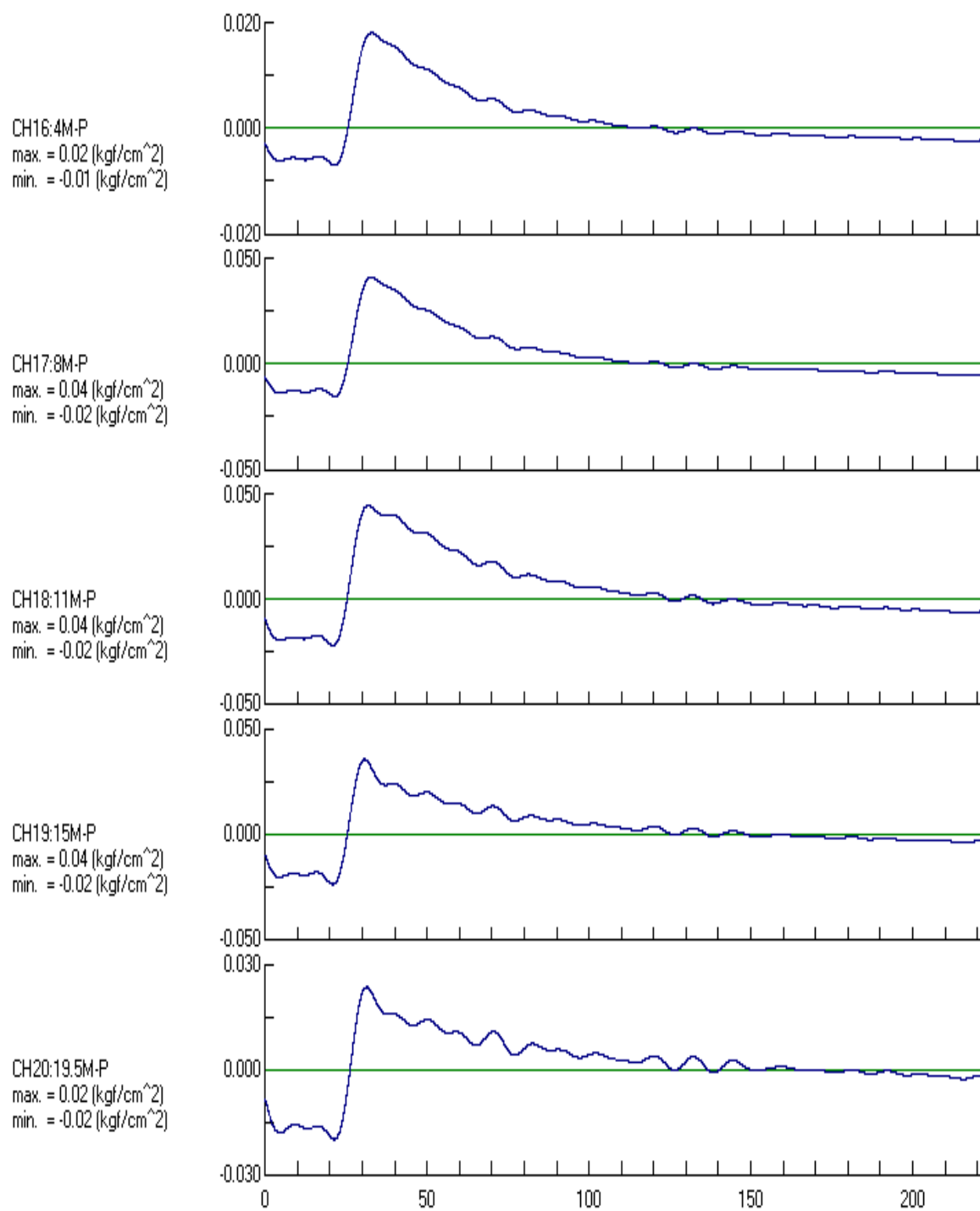


圖 2-20c 高雄港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化(小於 0.1Hz)

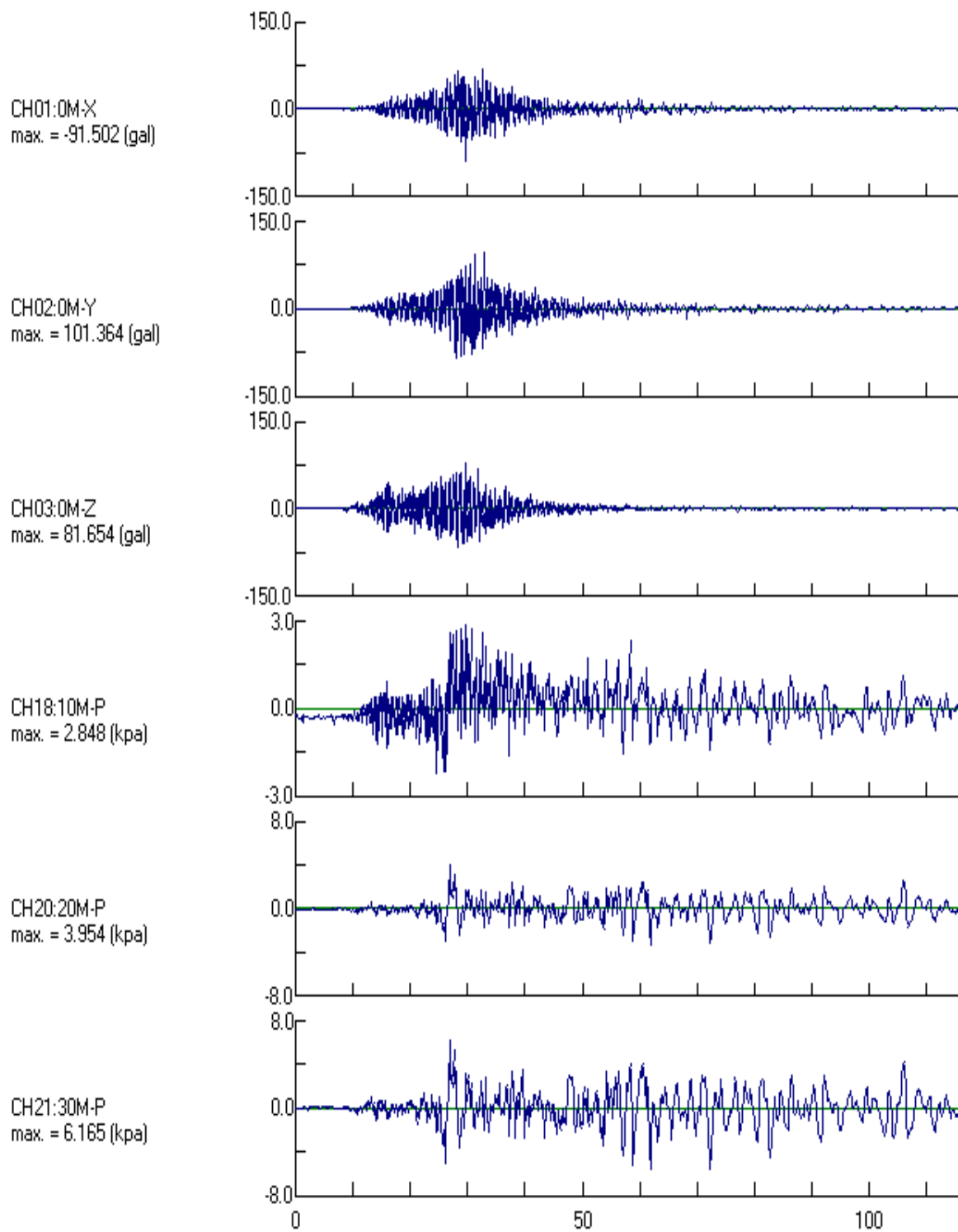


圖 2-21a 安平港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化

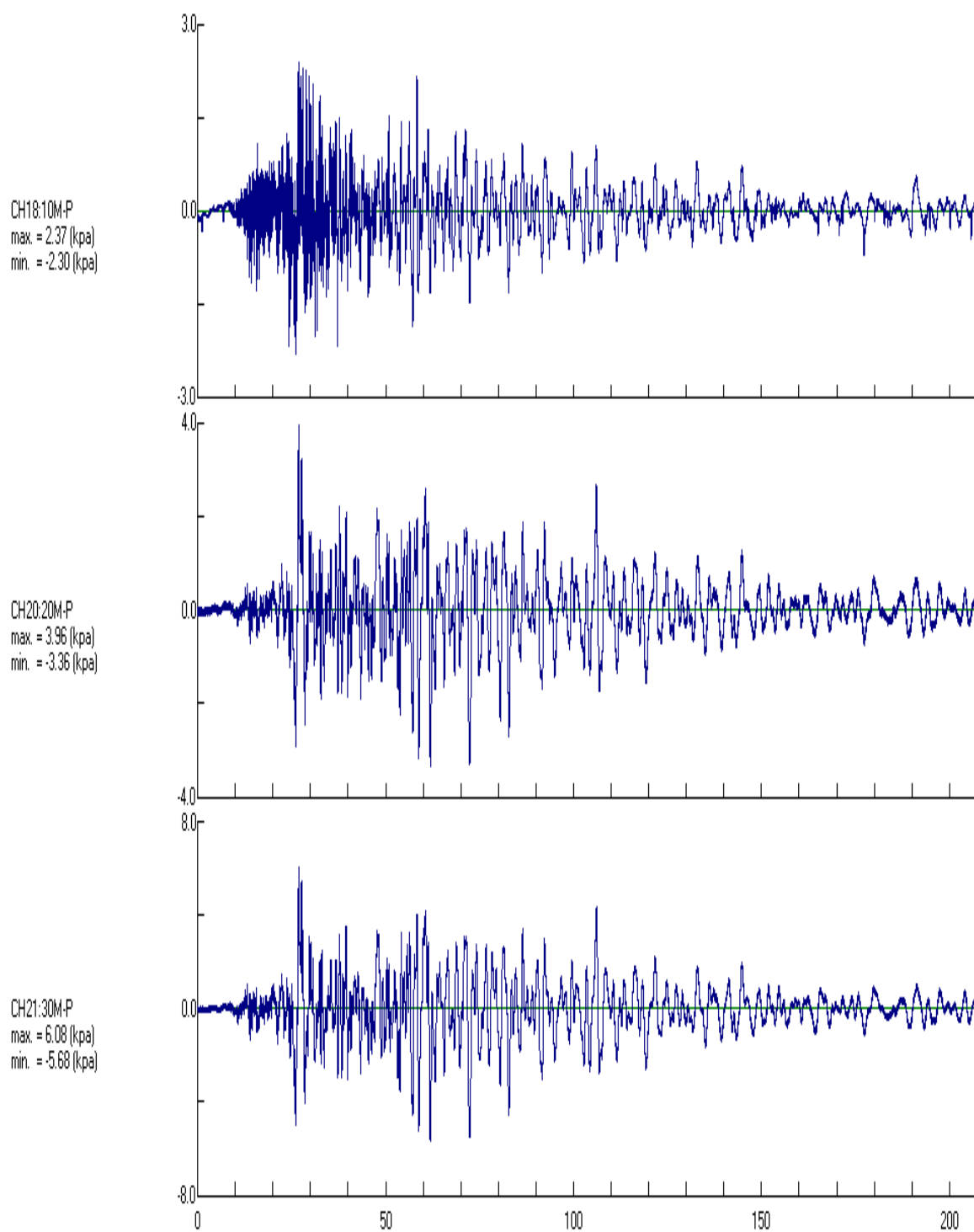


圖 2-21b 安平港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化(大於 0.08Hz)

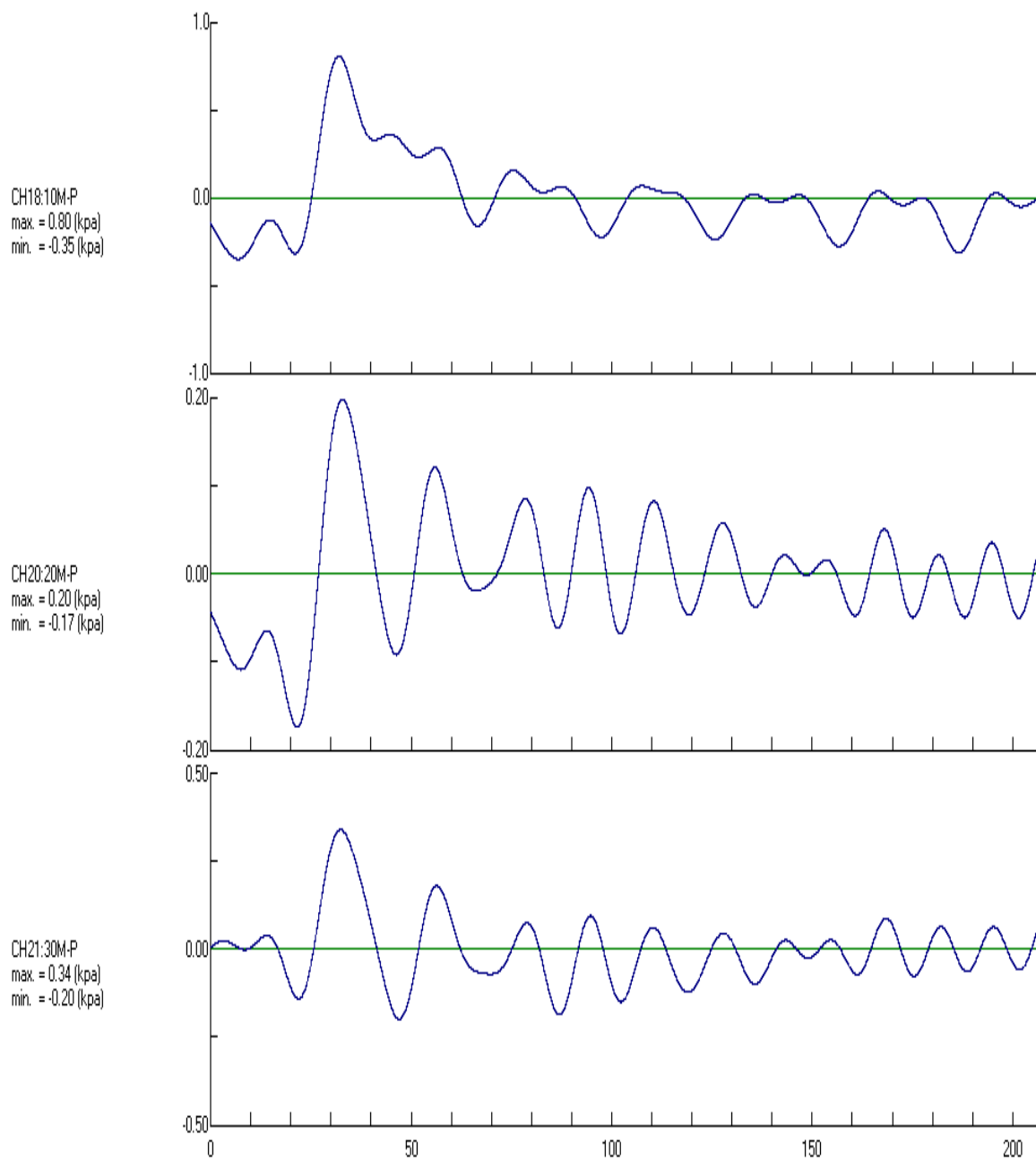


圖 2-21c 安平港 2006 年 12 月 26 日地震之動態水壓變化(小於 0.08Hz)

第三章 沉箱式碼頭之災況模擬分析

3.1 港灣碼頭之地震災害案例

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

最早引起工程師注意動態土壓力問題的地震，是發生於 1923 年，規模 8.2 的日本關東大地震，而目前工程界仍廣為使用的 Mononobe-Okabe 理論即是源於此地震災害的研究，根據 Matsuo & O'Hara(1960)對於 23 個重力式港灣碼頭破壞案例之觀察，其中有 16 個是屬於牆底之滑動破壞，而另外 7 個則是兼具滑動與傾斜之破壞，因此建議主要的破壞模式是滑動破壞。

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

文獻上記載的破壞案例很多(Amano et al., 1955; Hayash et al., 1966 & 1970; Seed & Whitman, 1970; Nazaeian & Hajian, 1979; Noda & Hayasji, 1980; Hung & Werner, 1982; Pitilakis & Moutsakis, 1989; Ishibashi & Madi, 1990; PHRI, 1992; Inagaki & Iai, 1996; 港灣技術研究中心, 1999)，其中位移量有達到 5 公尺，而沉陷量也有高達 2 公尺者，而且，通常是沿著港灣全線同時發生(長達數十或是數百公尺)，因此造成港灣功能完全癱瘓，而其損失與復原工作所需費用與時間則難以估計。根據黃國祥(2002)相關地震災害文獻資料的收集，本文將災害案例列如表 3-1，從 1923 年至 1995 年期間，至於有 20 個破壞案例有文獻記載，其地震規模皆大於 6；災情比較嚴重者，皆有液化現

象之報導。以 1995 年的日本阪神地震為例，重力式沉箱碼頭的滑動位移平均達 3 公尺之多，而外傾角約 4 度。

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

另外，臺灣地區分別於 1986 年與 1999 年遭受花蓮地震與集集地震之災害，造成蘇澳港與臺中港受損；其中民國 75 年 11 月 15 日，花蓮東方約 25 公里海底發生地震規模 $M_L=6.8$ 之強烈地震，蘇澳港之地表水平最大加速度 a_{hmax} 為 0.2g，造成蘇澳港 3-5 號碼頭，長度約有 750 公尺，沉箱側移 20~50cm，碼頭後線並未發現液化之噴砂現象，但下陷龜裂非常明顯，其損害情況如照片 3-1~3-2 及圖 3-1 所示。民國 88 年 9 月 21 日，集集發生地震規模 $M_L=7.3$ ($M_w=7.6$) 之強烈地震，臺中港之地表水平最大加速度 a_{hmax} 為 0.163g，造成臺中港 1-4A 號碼頭，長度約 1135 公尺，沉箱側移 50-170 公分，碼頭後線背填土壤發生嚴重液化、噴砂、下陷、坑洞、鐵軌彎曲變形，其損害情況如照片 3-3~3-4 及圖 3-2 所示。

由上述二種地震災害案例比較可發現：雖然蘇澳港之地震力較大，但背填土壤未發生液化，碼頭僅有輕微外移；臺中港之地震力較小，但背填土壤發生液化，碼頭亦發生較大之外移現象。因此，本文針對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。

3.2 碼頭背填土壤未液化

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

表 3-1a 地震引致港灣碼頭災害案例(黃國祥, 2002)

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

表 3-1b 地震引致港灣碼頭災害案例(黃國祥, 2002)

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

表 3-1c 地震引致港灣碼頭災害案例(黃國祥, 2002)

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

表 3-1d 地震引致港灣碼頭災害案例 (黃國祥, 2002)

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



照片 3-1 民國 75 年地震造成蘇澳港 4-5 號碼頭後線下陷龜裂 500 公尺(溫國樑教授提供)



照片 3-2 民國 75 年地震造成蘇澳港 4-5 號碼頭後線下陷龜裂 500 公尺(溫國樑教授提供)

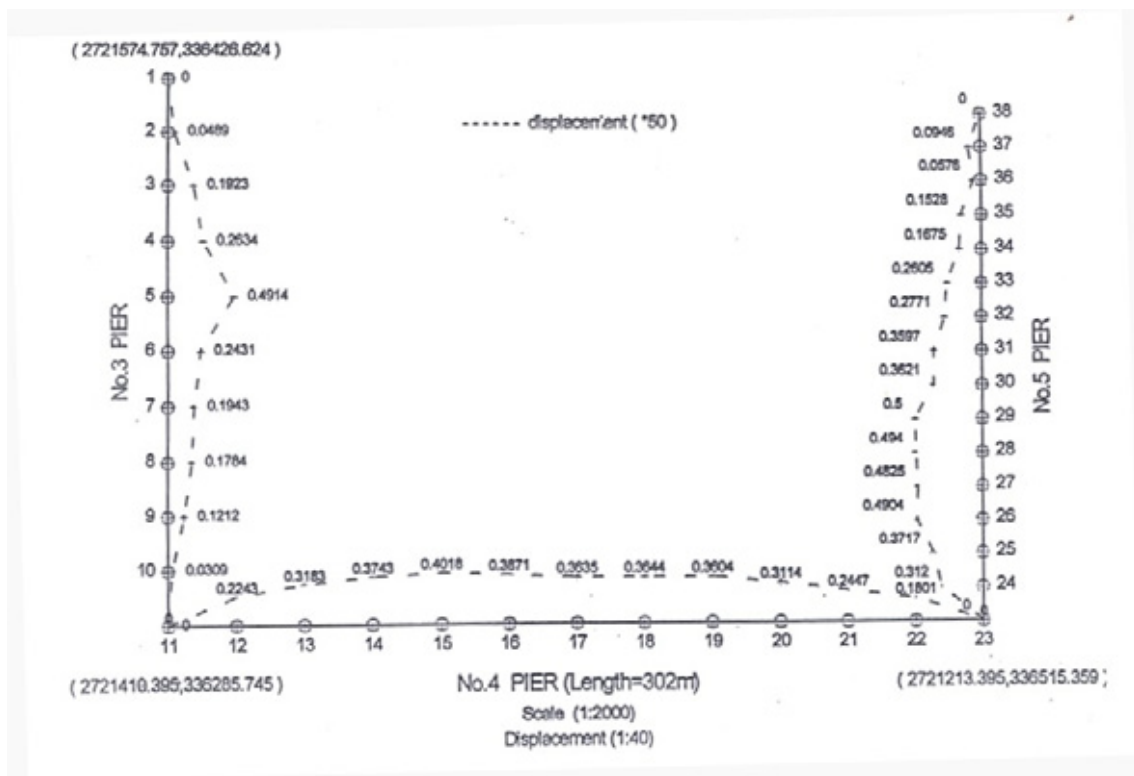


圖 3-1 民國 75 年地震造成蘇澳港 3-5 號碼頭外傾示意圖



照片 3-3 民國 88 年 921 地震，臺中港 1 號碼頭後線背填土之砂液化流失，造成約 4-5m 深之大坑洞，地表並留下約 10cm 厚之噴砂



照片 3-4 民國 88 年 921 地震造成臺中港 3 號碼頭外移 1.7m

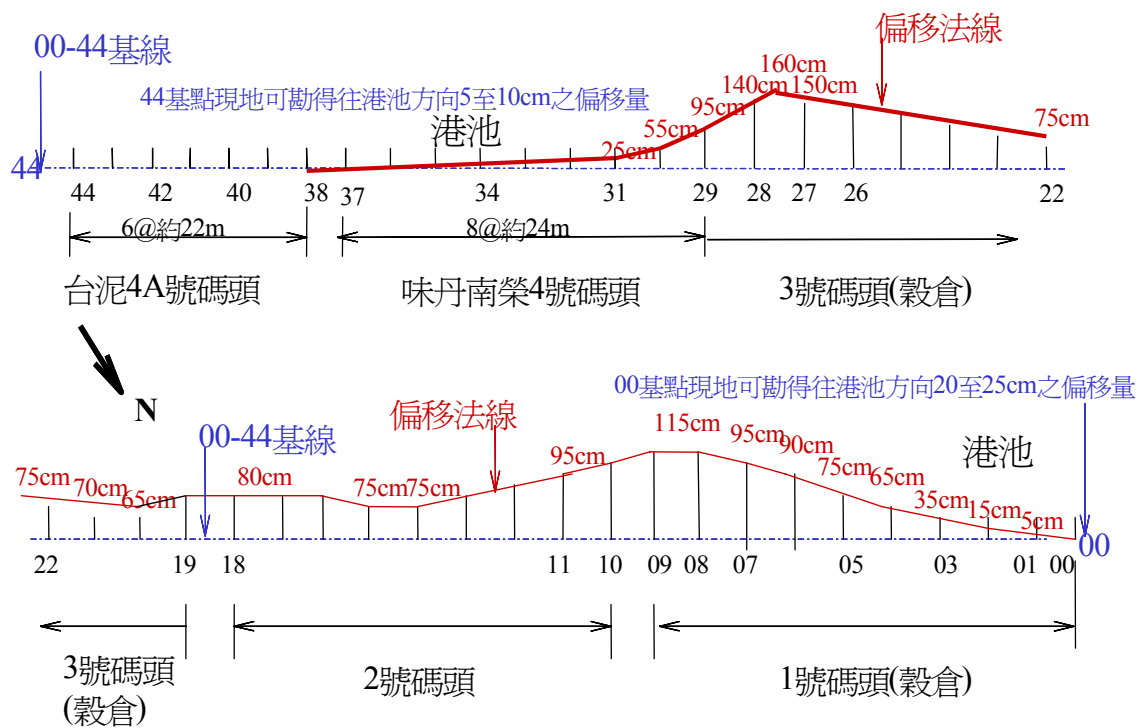


圖 3-2 民國 88 年 921 地震造成臺中港 1-4A 號碼頭外移示意圖

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

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

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

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

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

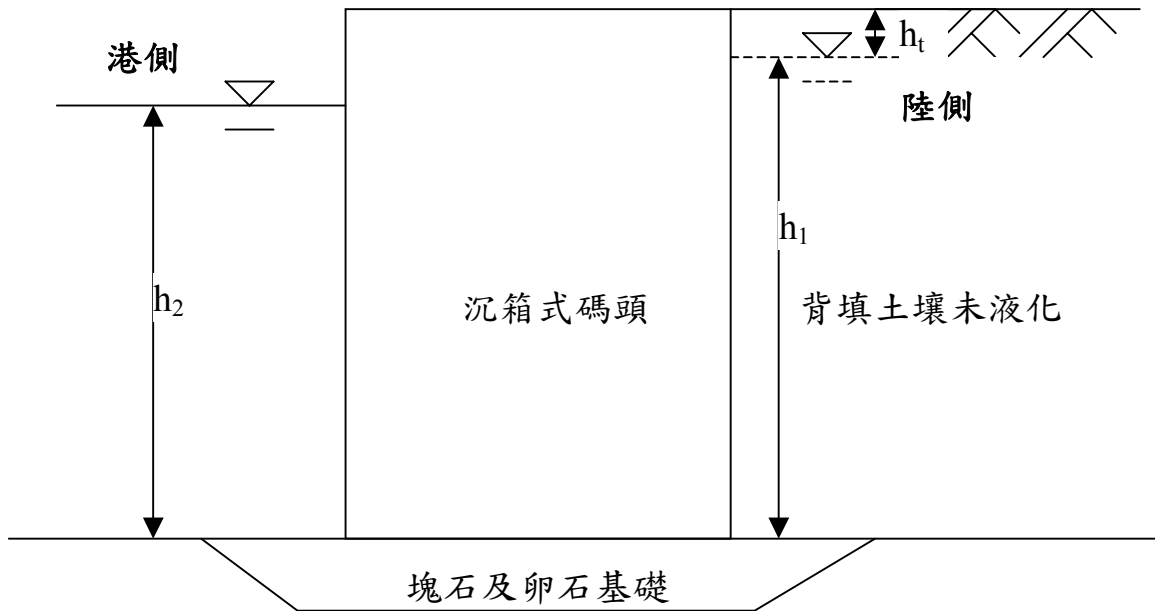


圖 3-3a 背填土壤未液化之沉箱式碼頭示意圖

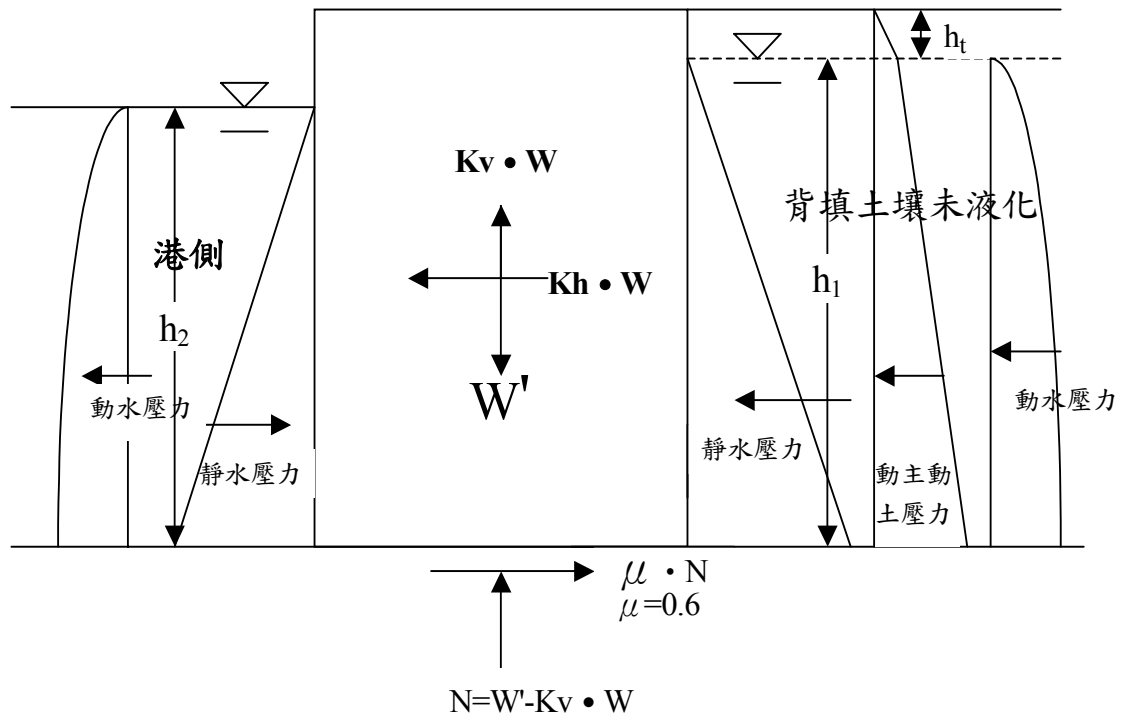


圖 3-3b 背填土壤未液化之沉箱式碼頭受力示意圖

上式中，

μ ：為沉箱底面與基礎之摩擦係數，詳如表 3-2 所示。

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

W ：為沉箱之重量。

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

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

表 3-2 摩擦係數(港研所，1997)

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

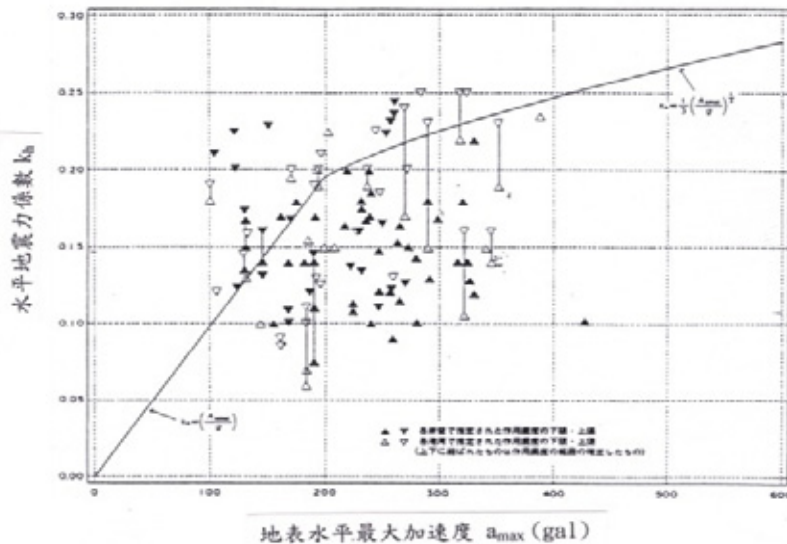


圖 3-4 水平地震力係數 K_h 與地表水平最大加速度 a_{hmax} 之關係
(Noda & Uwave, 1975)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

式中，

P_{AE} ：土層之動態主動土壓 (t/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。

3.3 碼頭背填土壤液化

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

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

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

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

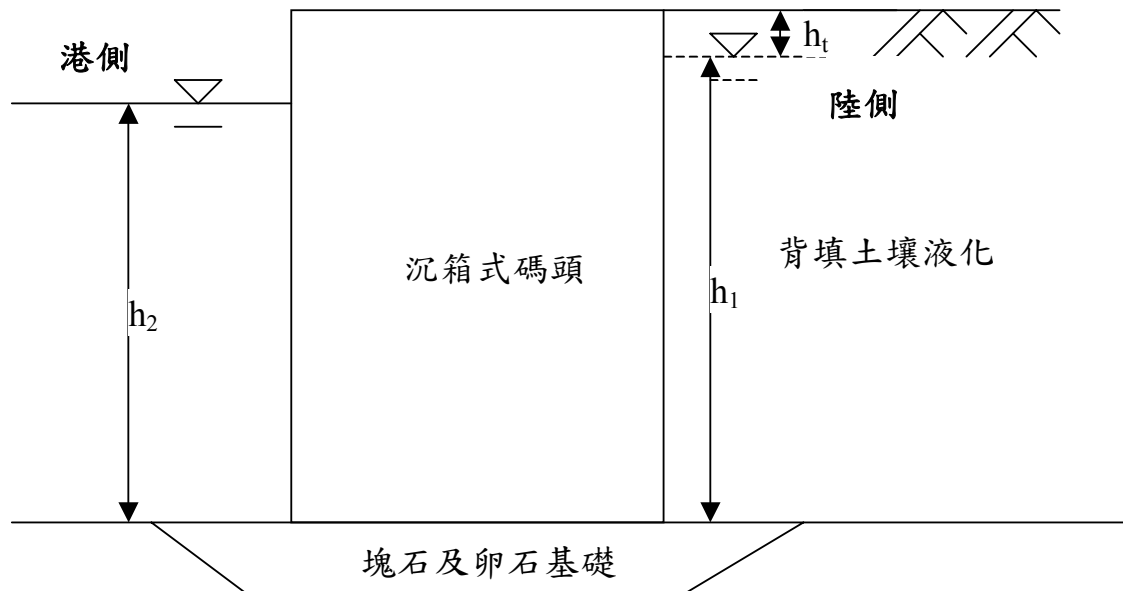


圖 3-5a 背填土壤液化之沉箱式碼頭示意圖

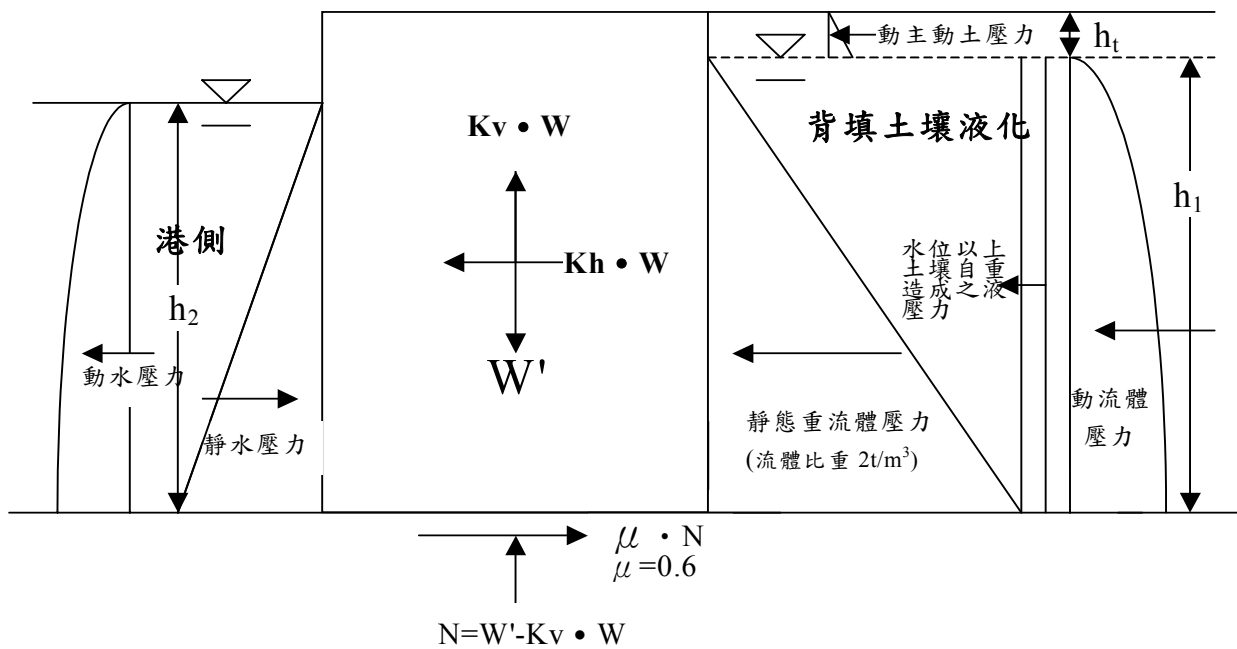


圖 3-5b 以重流體觀念解釋背填土壤液化之沉箱式碼頭受力示意圖

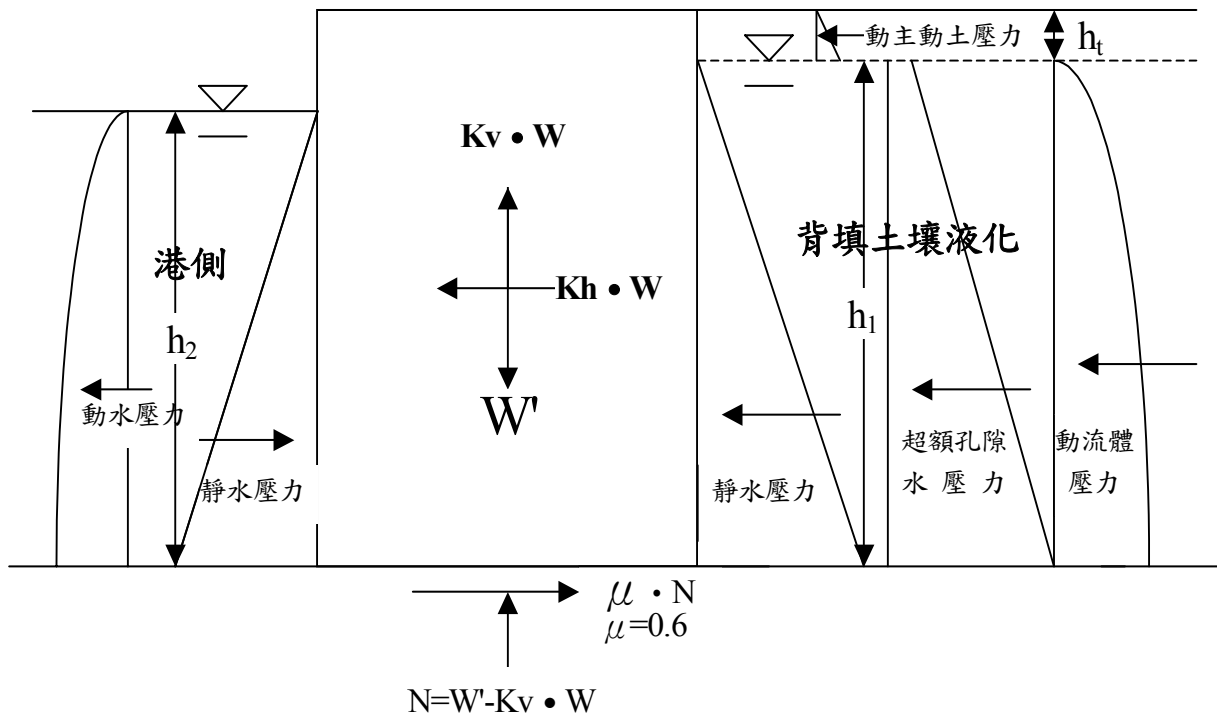


圖 3-5c 以超額孔隙水壓解釋背填土壤液化之沉箱式碼頭受力示意圖

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

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

式中，

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

P_{LE1} ：為液化時之超額孔隙水壓，其等於土壤原來之有效應力，

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

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

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

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

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

係數， K_{AE2} 為殘留水位以下之動態主動土壓係數。

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

3.4 碼頭背填土壤部分深度液化

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

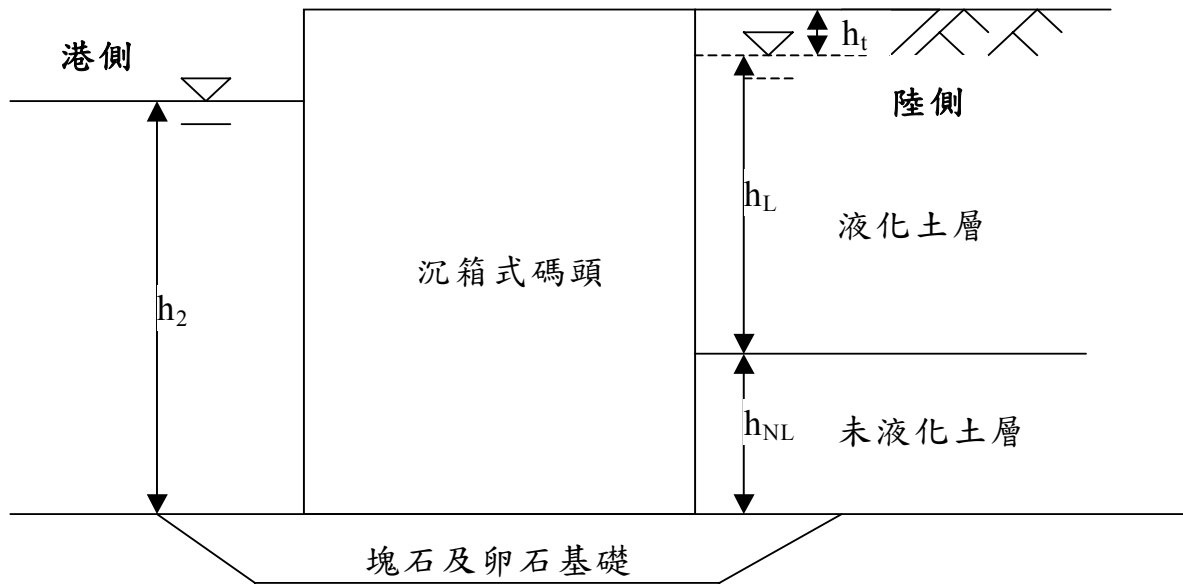


圖 3-6a 背填土壤部份深度液化之沉箱式碼頭示意圖

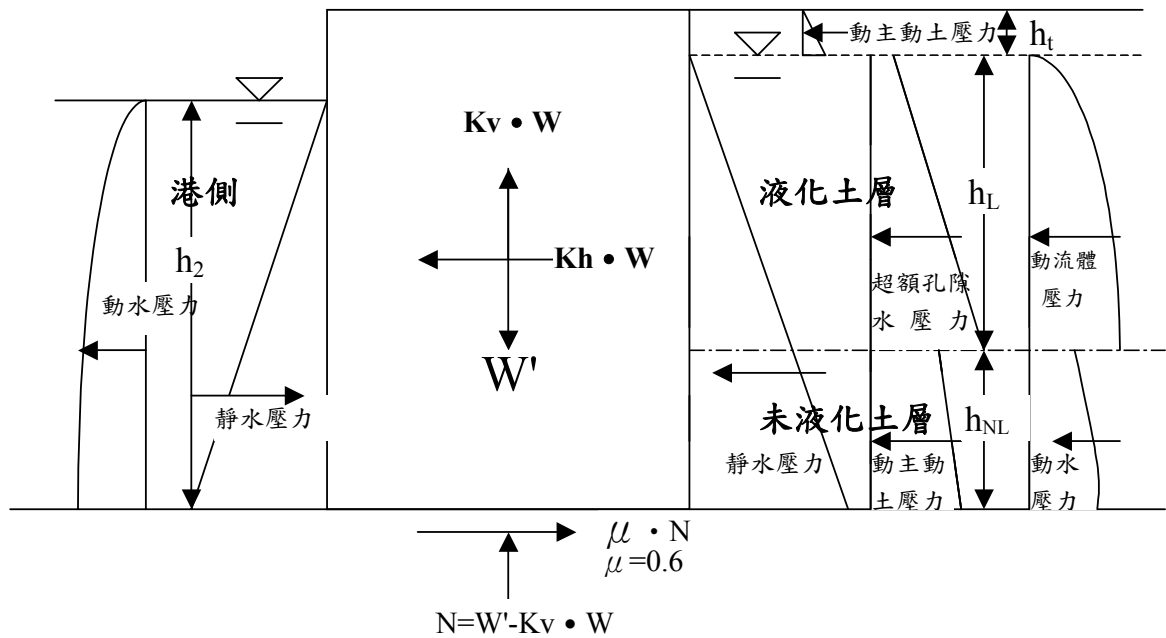


圖 3-6b 背填土壤部份深度液化之沉箱式碼頭受力示意圖

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

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

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

..... (3-3)

式中，

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

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

P_{LE1} ：為圖 3-6 液化土層厚度 h_L 之超額孔隙水壓力，

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

P_{LE2} ：為圖 3-6 液化土層厚度 h_L 之動流體壓力，

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

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

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

$$P_{AENL} = K_{AENL} \cdot (\gamma \cdot h_t + \gamma' \cdot h_L + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_{NL}) \cdot h_{NL} \circ$$

K_{AENL} 為殘留水位以下非液化土層之動態主動土壓係數。

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

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

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

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。

3.5 碼頭位移量之分析：

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

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

3.6 蘇澳港 3~5 號碼頭之穩定性分析

民國 75 年 11 月 15 日花蓮地震，地震規模 $M_L=6.8$ 之強烈地震，蘇澳港之地表水平最大加速度 a_{hmax} 為 $0.2g$ ，造成蘇澳港 3~5 號碼頭外移 0.3 至 0.5 公尺，碼頭後線並未發現液化之噴砂現象，民國 94 年 3 月 6 日蘇澳地震，地震規模 $M_L=5.9$ 之雙震源強烈地震，蘇澳港之地表水平最大加速度 a_{hmax} 為 $0.154g$ ，並未發現蘇澳港 3~5 號碼頭有外移現象，亦未發現碼頭後線有液化之噴砂現象，因此本文以蘇澳港 4 號碼頭，作為背填土壤未液化之碼頭穩定性分析釋例說明。

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

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

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

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

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

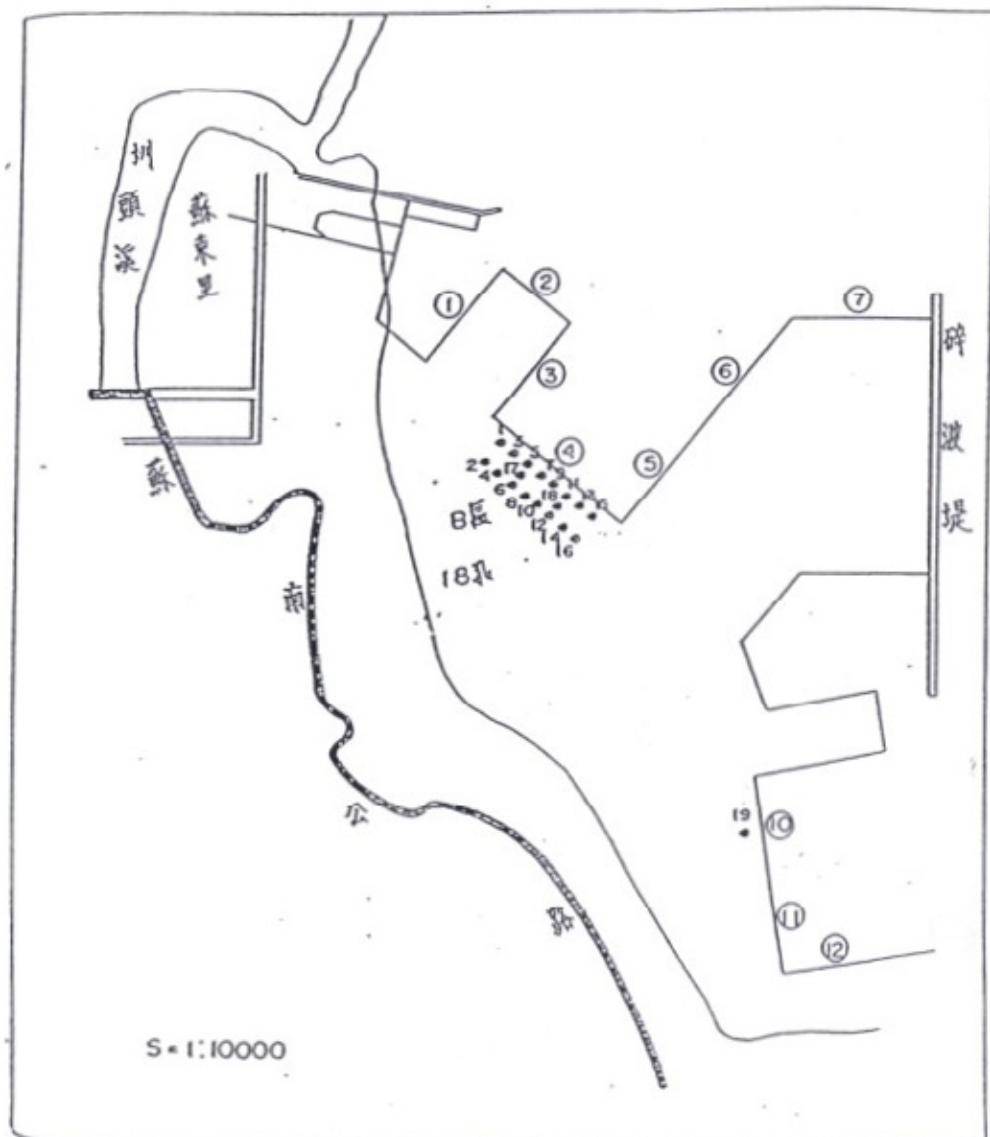


圖 3-8 蘇澳港 4 號碼頭之 16 孔鑽探試驗之位置圖

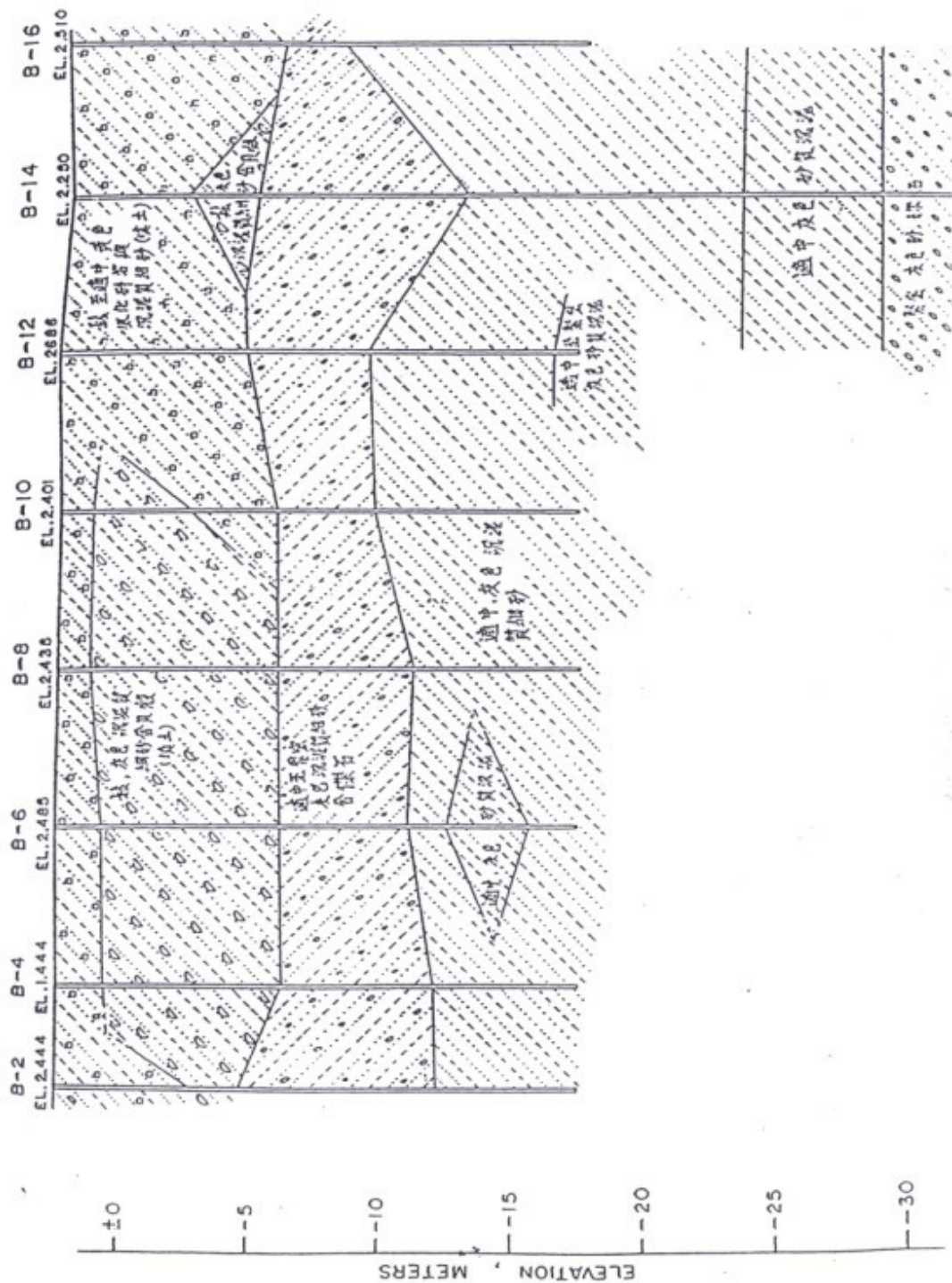


圖 3-9b 蘇澳港 4 號碼頭 B-B 斷面背填土壤之土層剖面圖

表 3-3 地震引致蘇澳港 4 號碼頭抗滑動之穩定性分析

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

*原基準:不計算港側動水壓力，新基準:計算港側動水壓力

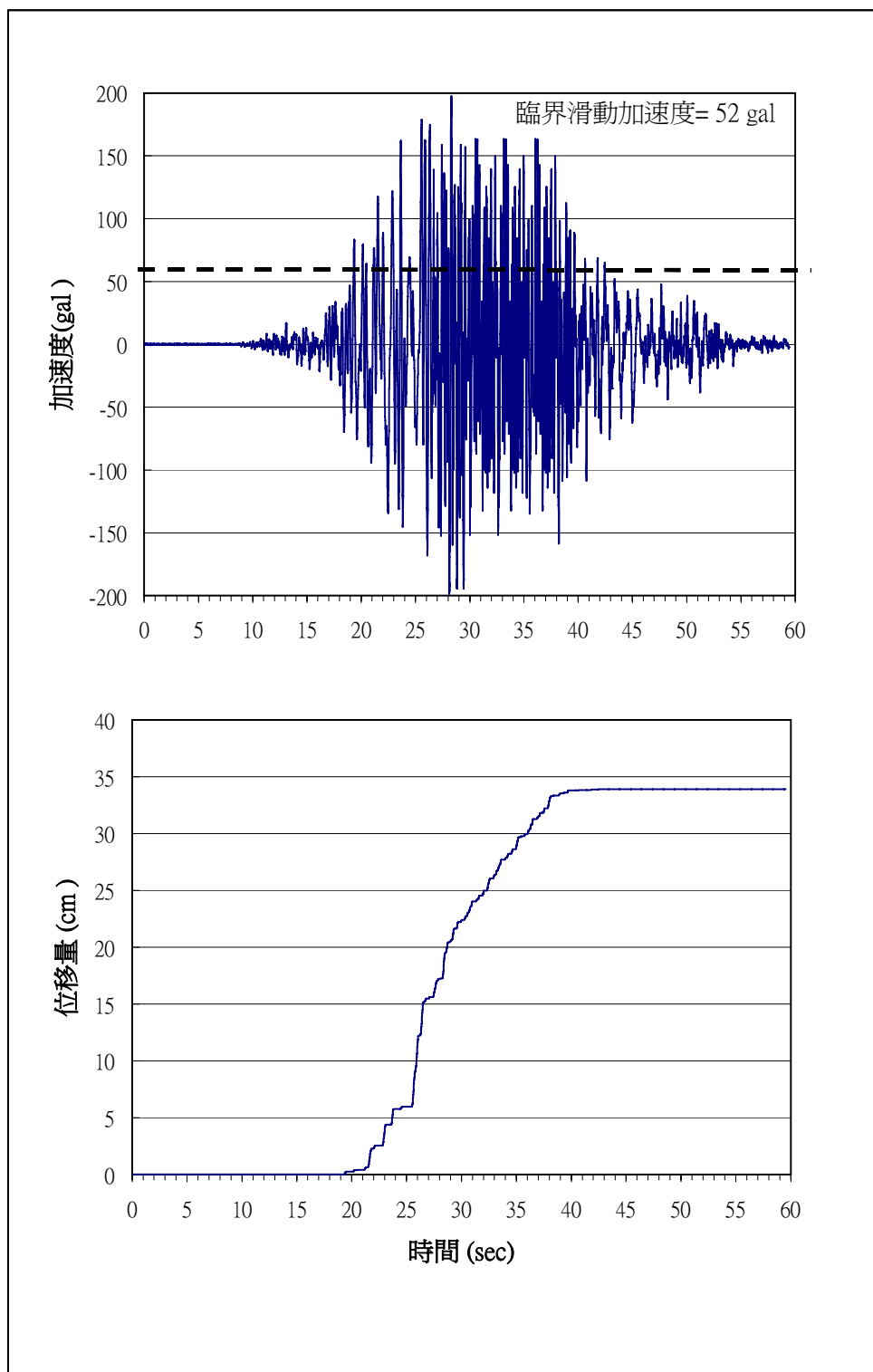


圖 3-10 蘇澳港 4 號碼頭民國 75 年花蓮地震之碼頭外移量分析結果

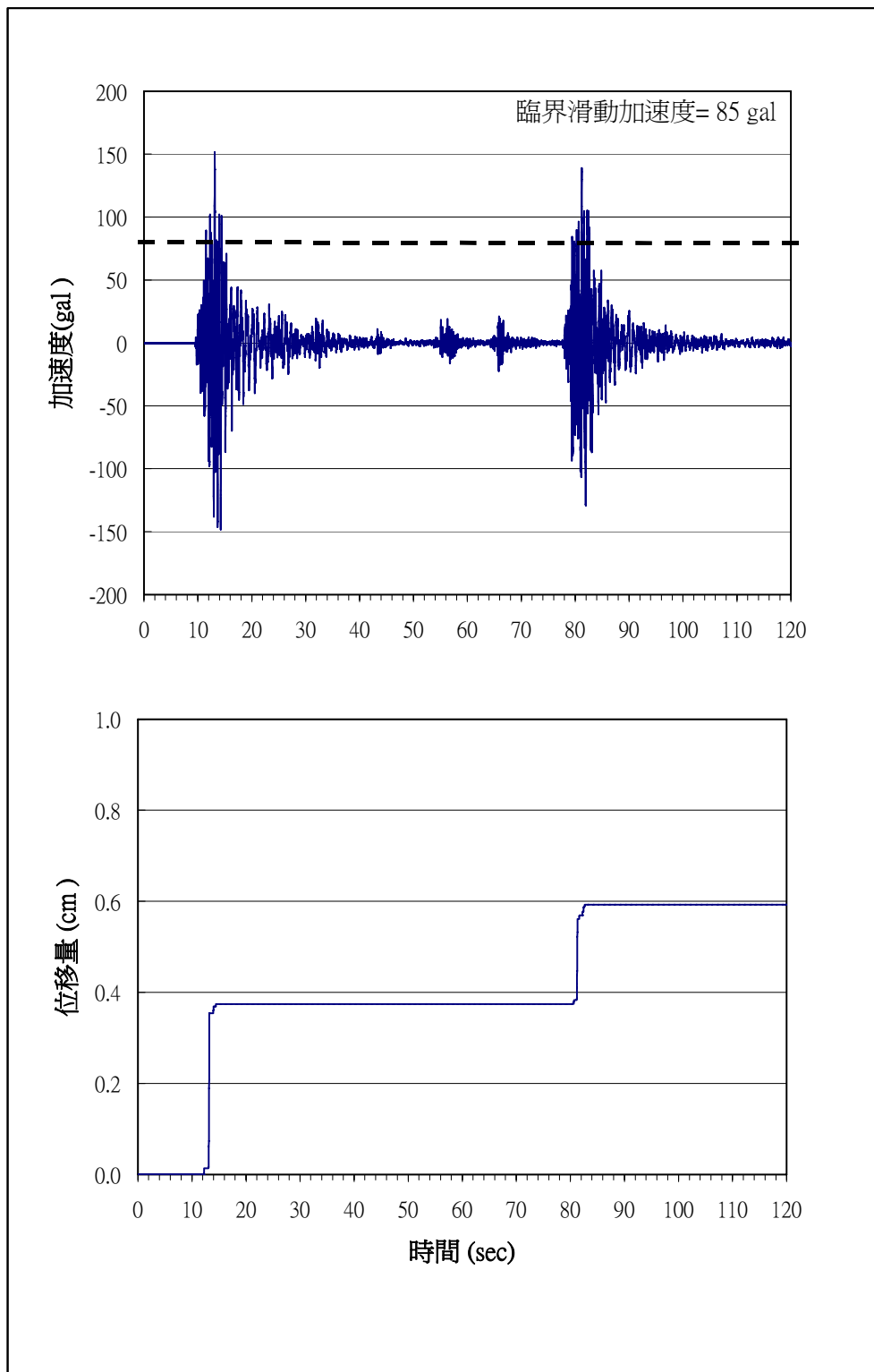


圖 3-11 蘇澳港 4 號碼頭民國 94 年蘇澳地震之碼頭外移量分析結果

3.7 921 地震臺中港 1~4A 號碼頭之穩定性分析

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

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

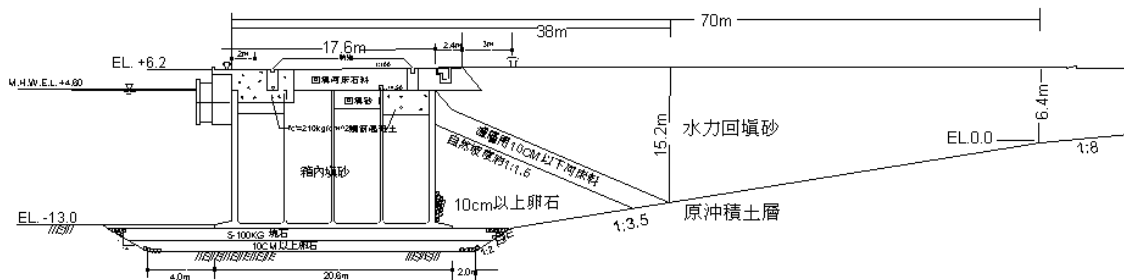


圖 3-12 臺中港 1~3 號碼頭斷面圖

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

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

1. 穩定性分析

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

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

表 3-4 921 地震臺中港 1~3 號碼頭抗滑動之穩定性分析

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

*原基準:不計算港側動水壓力，新基準:計算港側動水壓力

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

由賴、謝(2000)之液化潛能分析得知，921 臺中港 1~3 號碼頭後緣土層，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 3-4 顯示， $F_s=0.73$ ，其 F_s 雖較全部液化為高，但碼頭仍很不穩定，而向港側移動。

另將 4、4A 碼頭抗滑動之安全係數 F_s 之分析結果亦列於表 3-5、表 3-6，由表 3-4、表 3-5 及表 3-6 之安全係數 F_s 比較可知：1-3 碼頭最小、4 碼頭次之、4A 碼頭較大，因此 921 地震時，1-3 碼頭最不穩定外移最大。而 4A 碼頭後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 3-13 至圖 3-17 所示。

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

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

表 3-5 921 地震臺中港 4 號碼頭抗滑動之穩定性分析結果

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

*原基準:不計算港側動水壓力，新基準:計算港側動水壓力

表 3-6 921 地震臺中港 4A 號碼頭抗滑動之穩定性分析結果

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

*原基準:不計算港側動水壓力，新基準:計算港側動水壓力

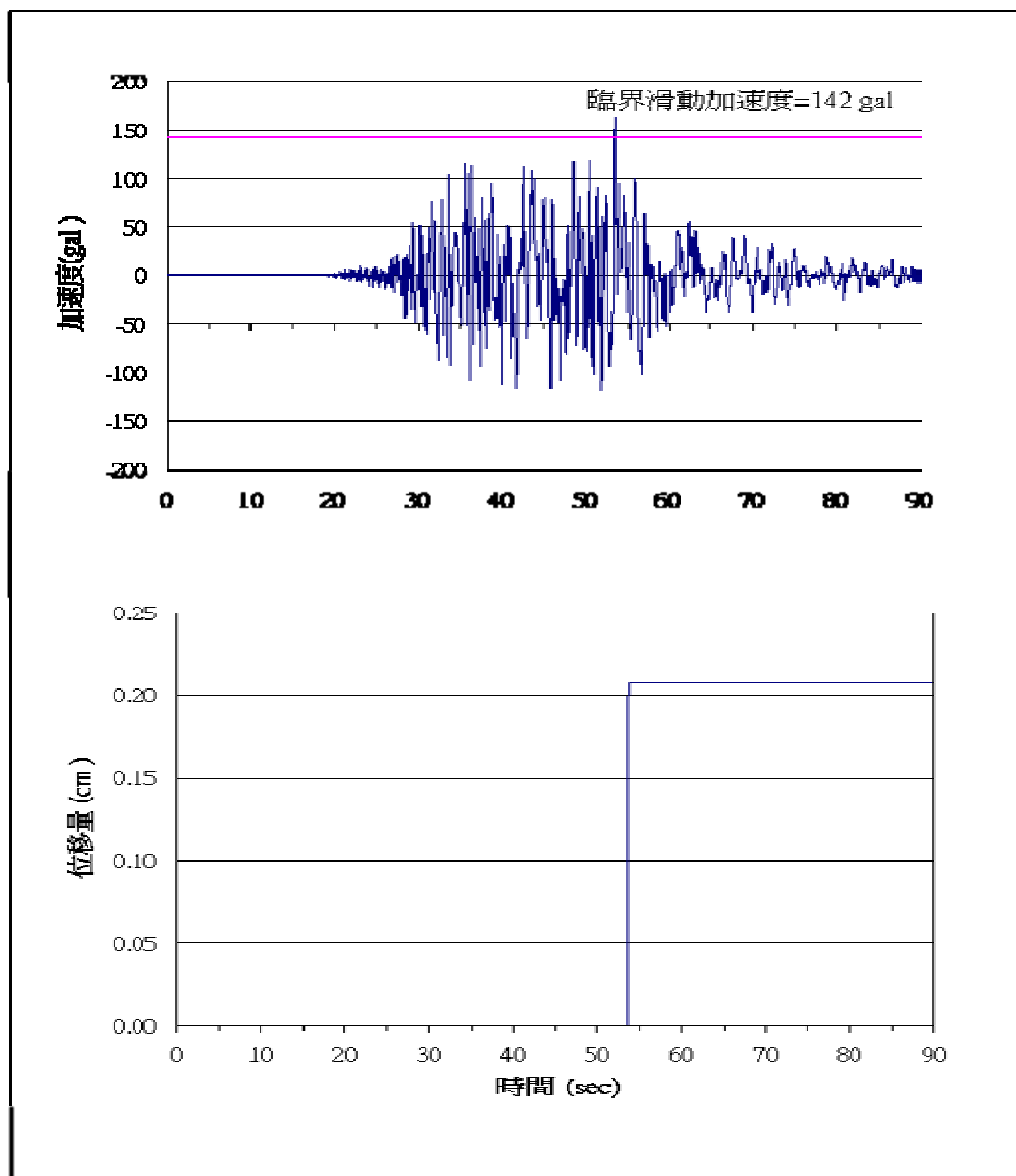


圖 3-13 臺中港 1~3 號碼頭背填土未液化之碼頭外移量分析結果

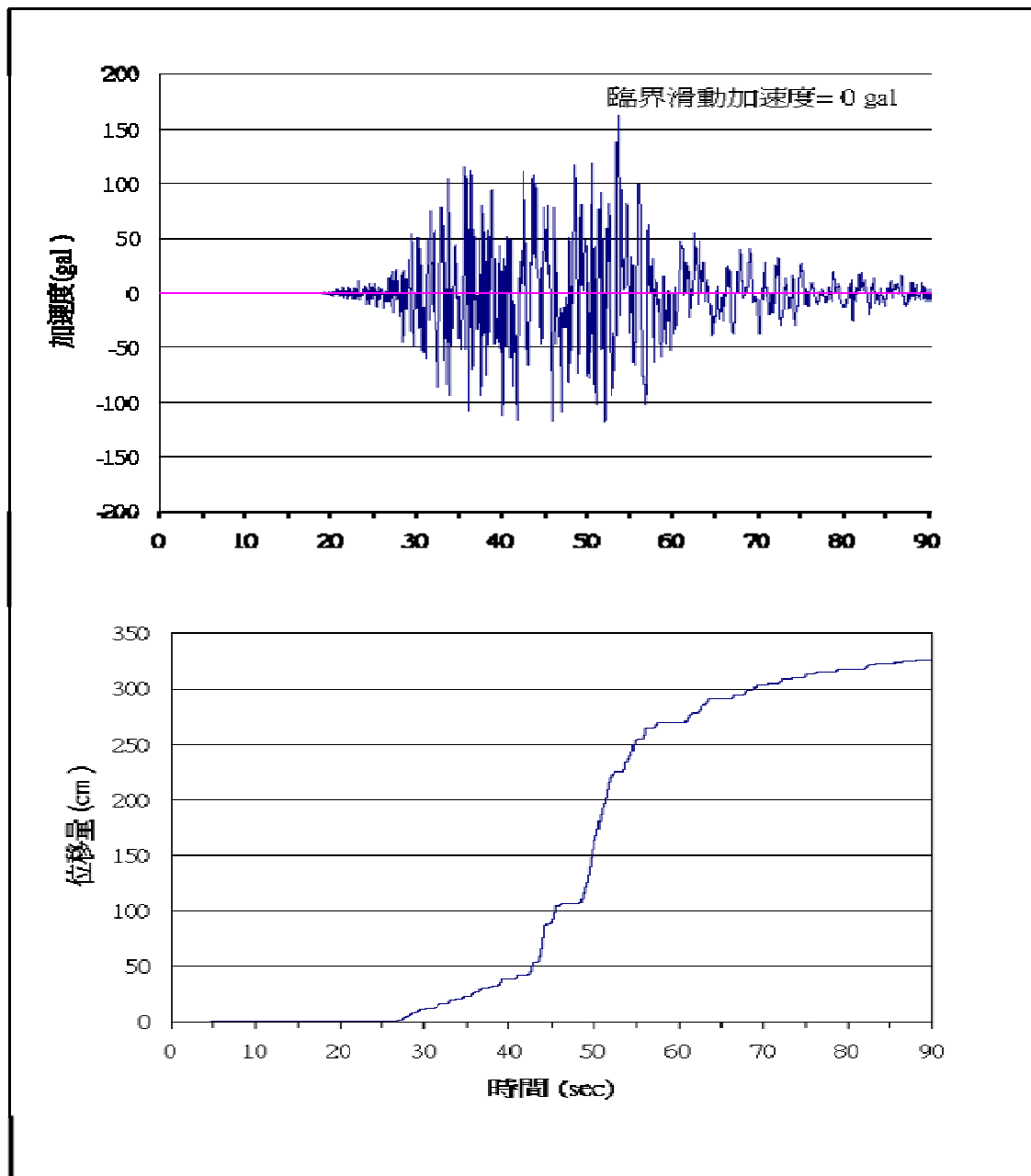


圖 3-14 臺中港 1~3 號碼頭背填土液化之碼頭外移量分析結果

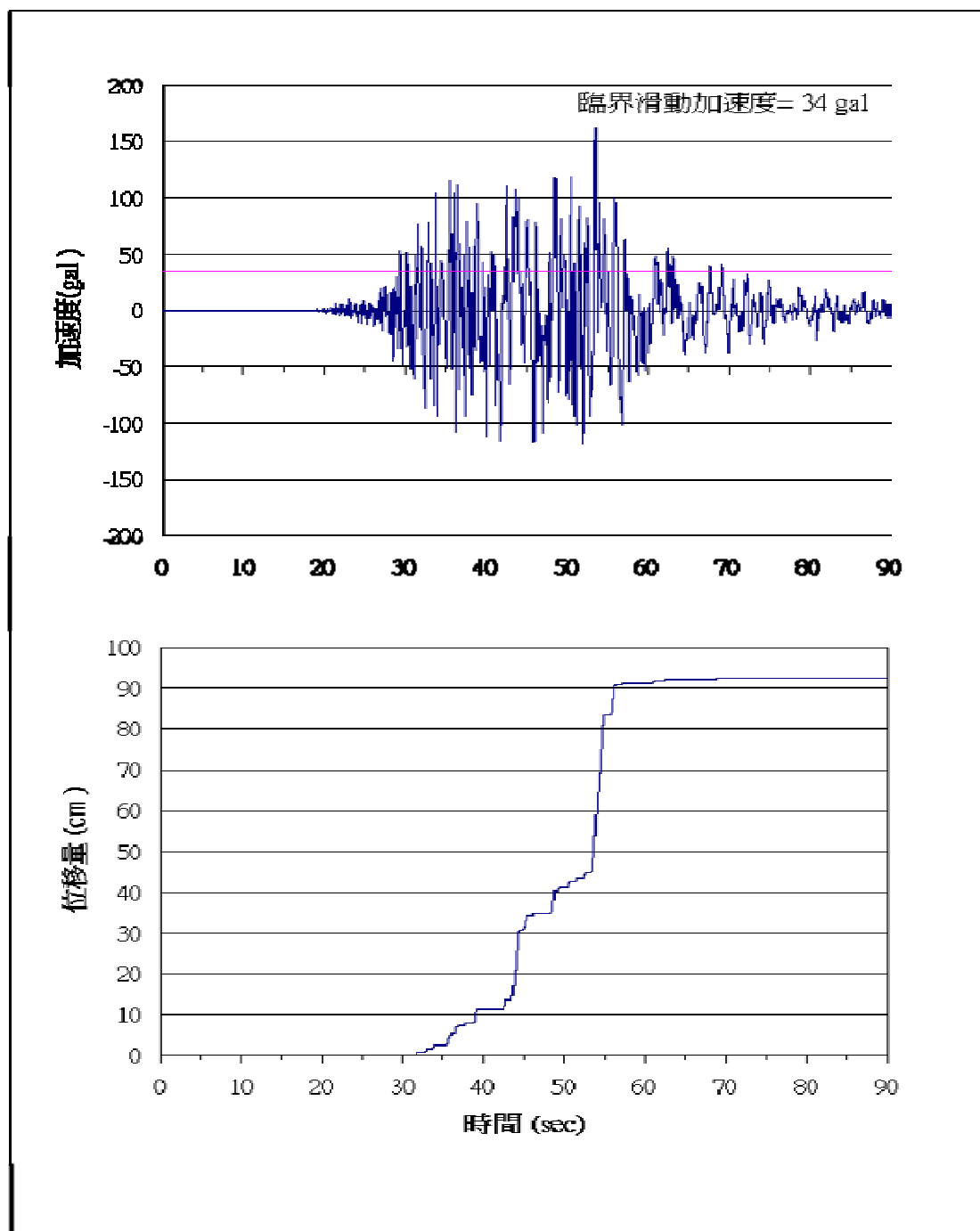


圖 3-15 臺中港 1~3 號碼頭背填土部份液化之碼頭外移量分析結果

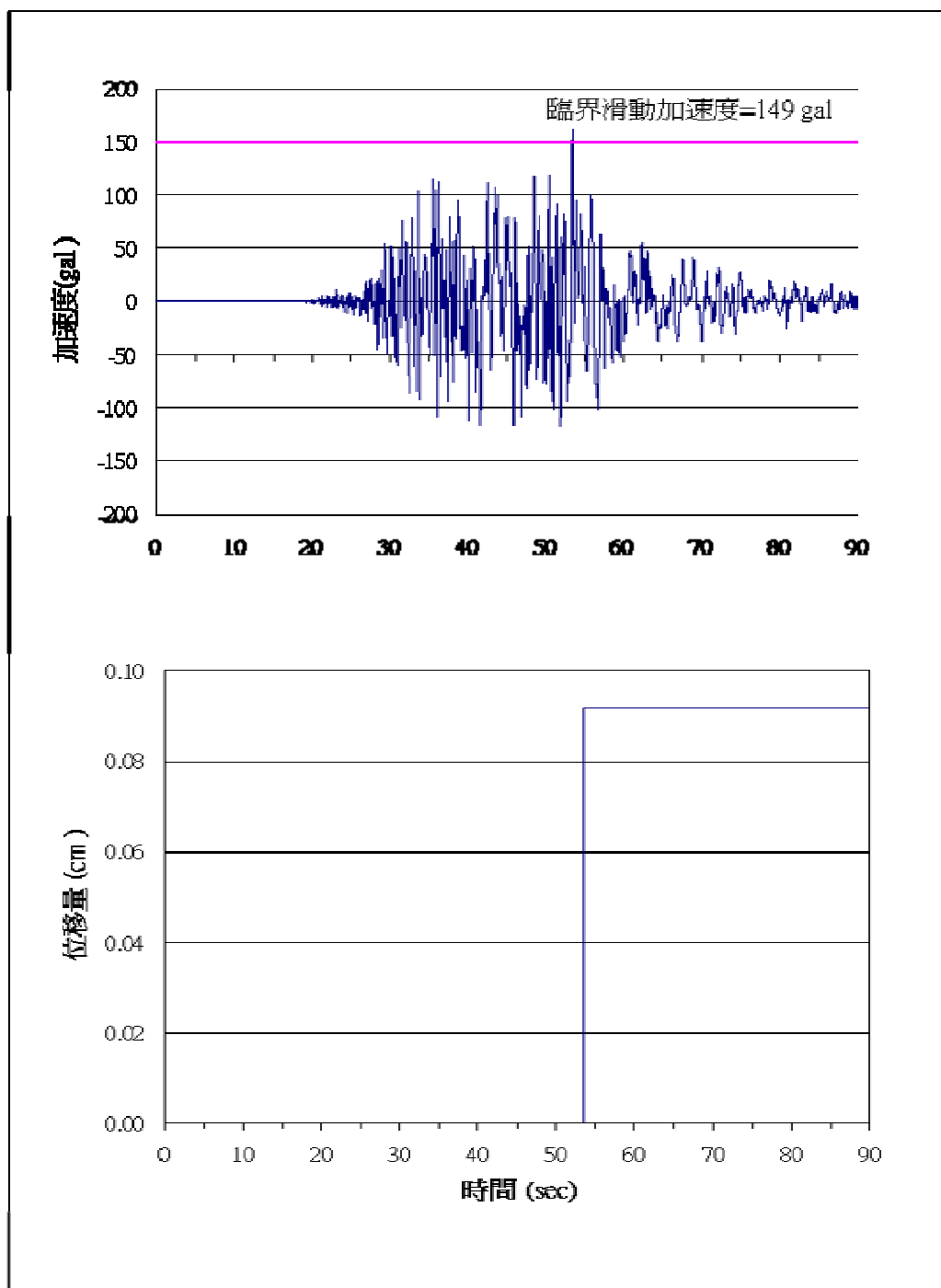


圖 3-16 臺中港 4 號碼頭背填土未液化之碼頭外移量分析結果

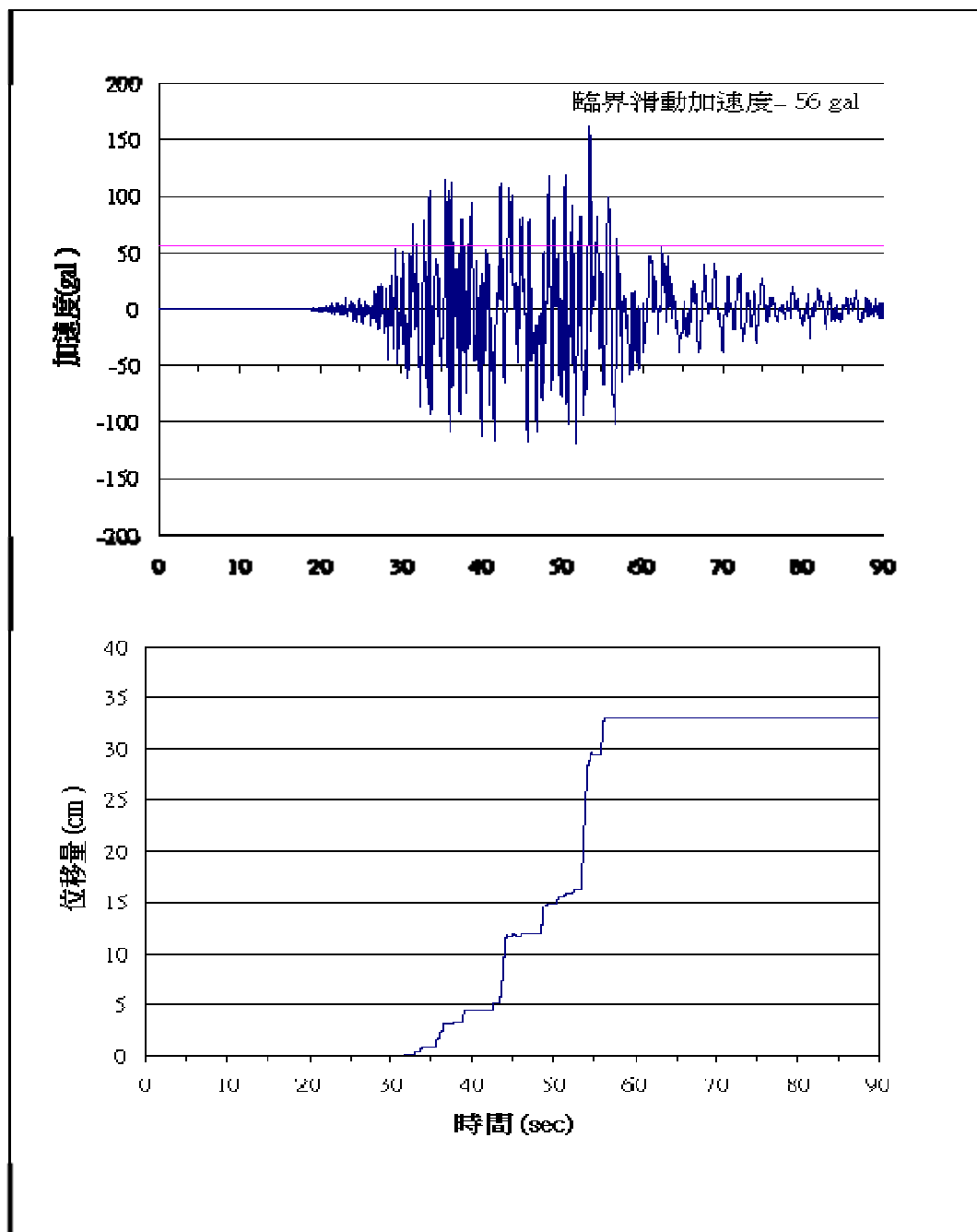


圖 3-17 臺中港 4 號碼頭背填土部份液化之碼頭外移量分析結果

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

3. STABL 程式之圓弧滑動分析

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

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

4. FLAC/SLOPE 程式之破壞面滑動分析

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

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

5. FLAC 程式之滑動變形性分析

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

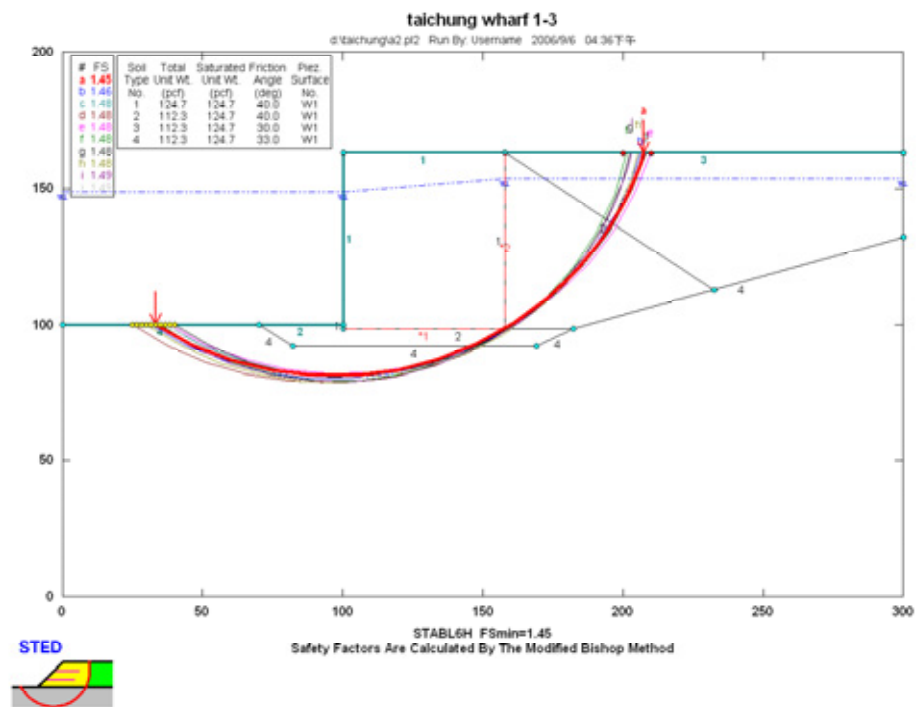


圖 3-18 臺中港 1-3 號碼頭 STABL 分析結果 FS=1.45

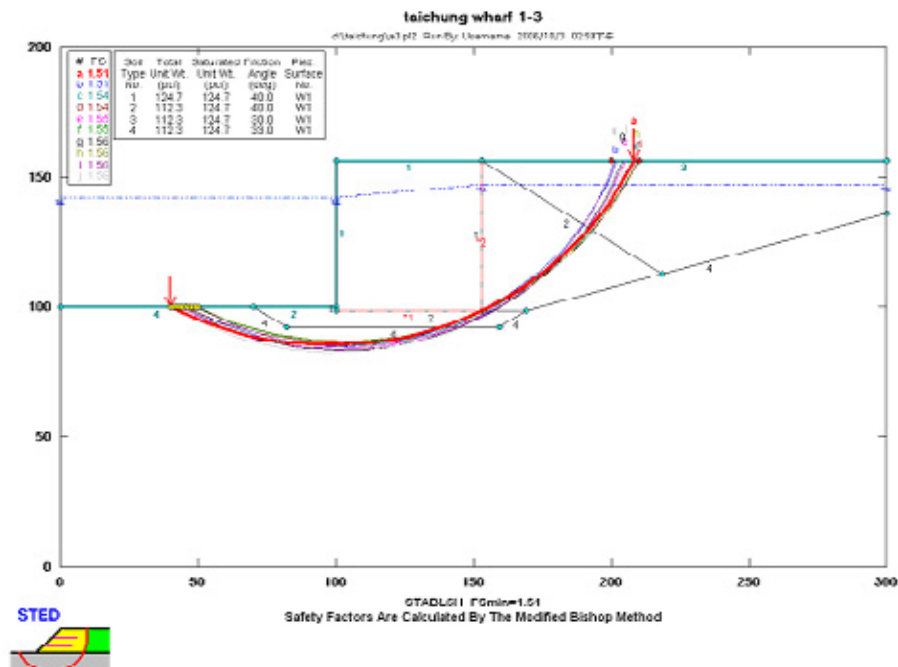


圖 3-19 臺中港 4 號碼頭 STABL 分析結果 FS=1.51

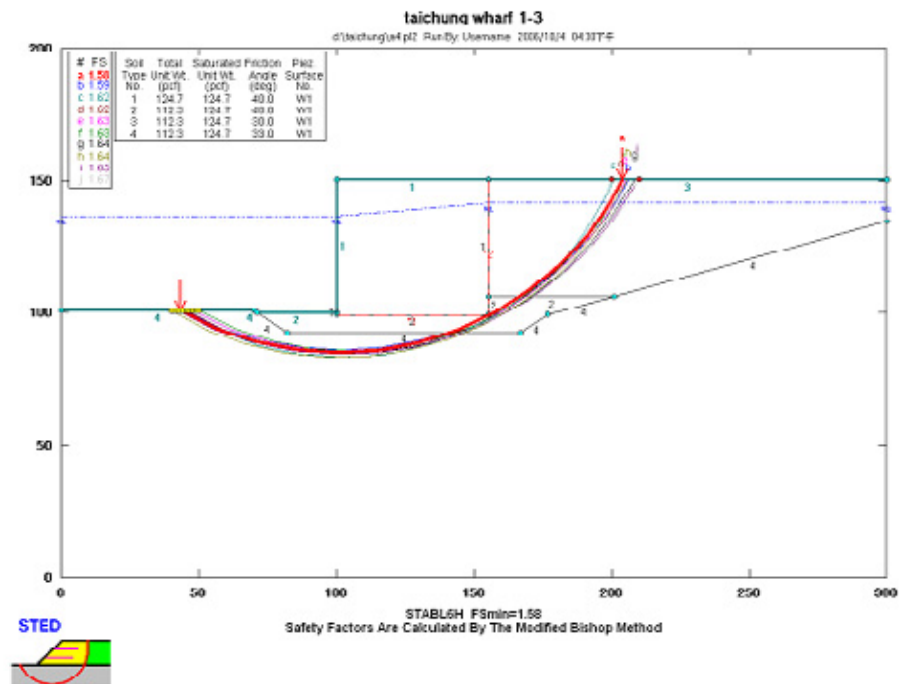


圖 3-20 臺中港 4A 號碼頭 STABL 分析結果 FS=1.58

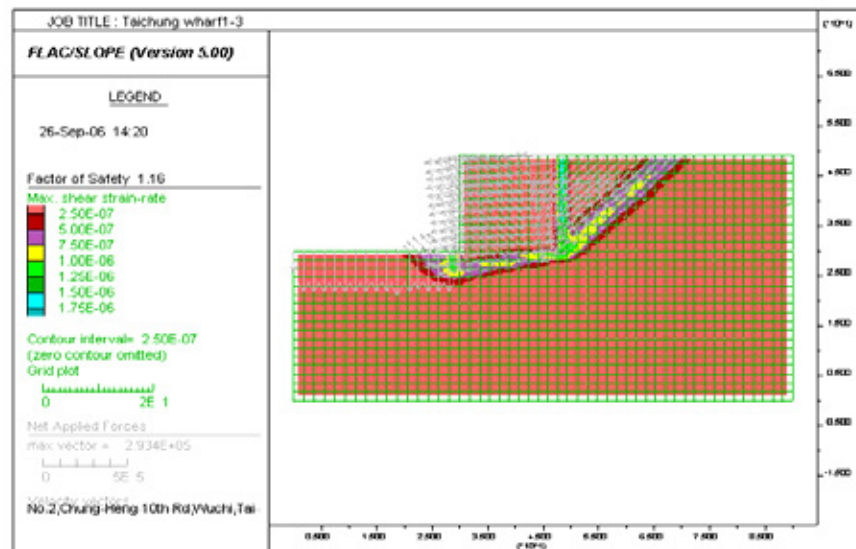


圖 3-21 臺中港 1-3 號碼頭 FLAC/SLOPE 分析結果 FS=1.16

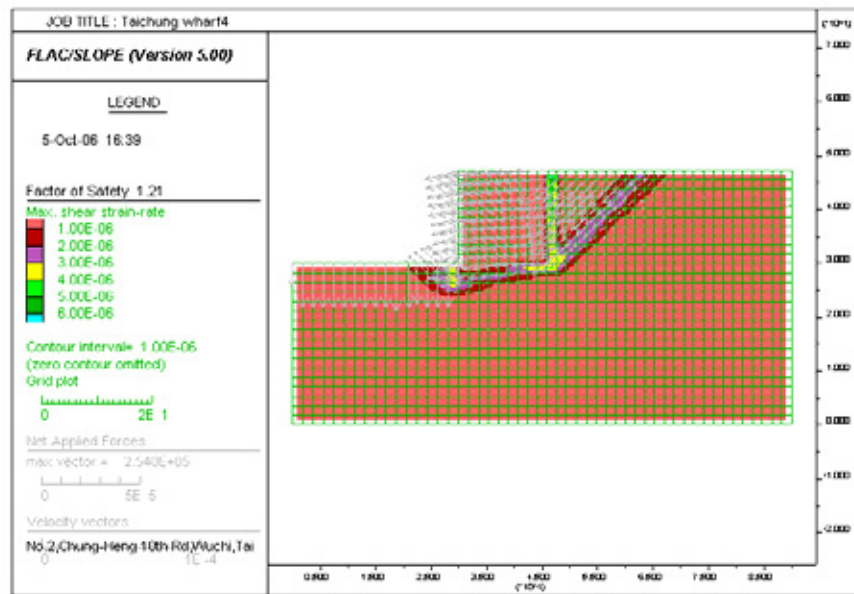


圖 3-22 臺中港 4 號碼頭 FLAC/SLOPE 分析結果 FS=1.21

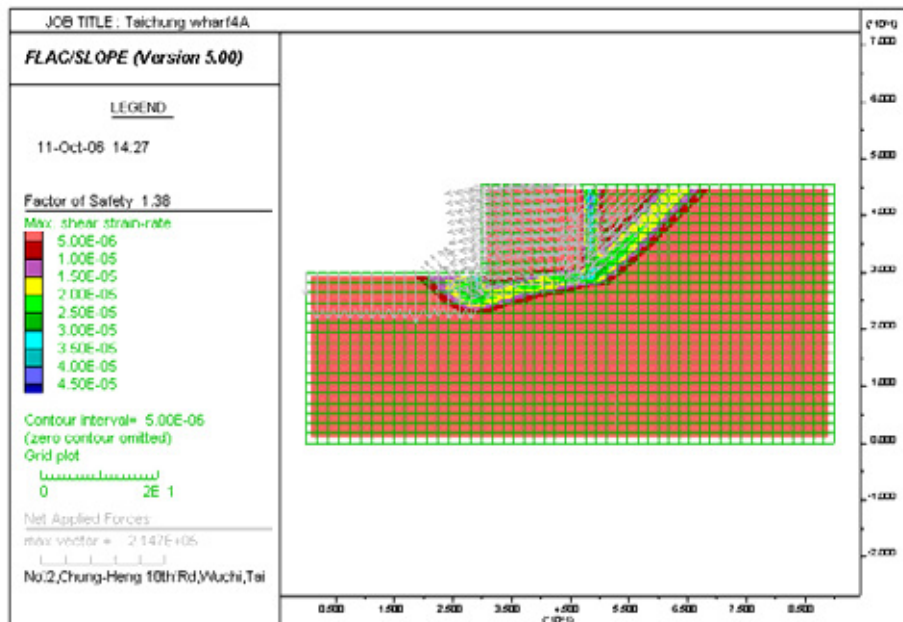


圖 3-23 臺中港 4A 號碼頭 FLAC/SLOPE 分析結果 FS=1.38

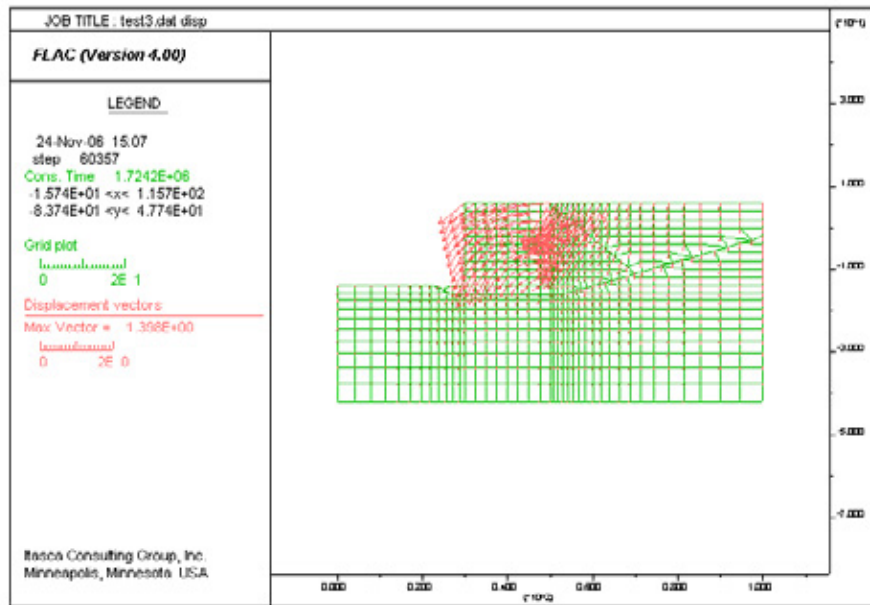


圖 3-24 臺中港 1-3 號碼頭背填土壤液化之 FLAC 分析結果

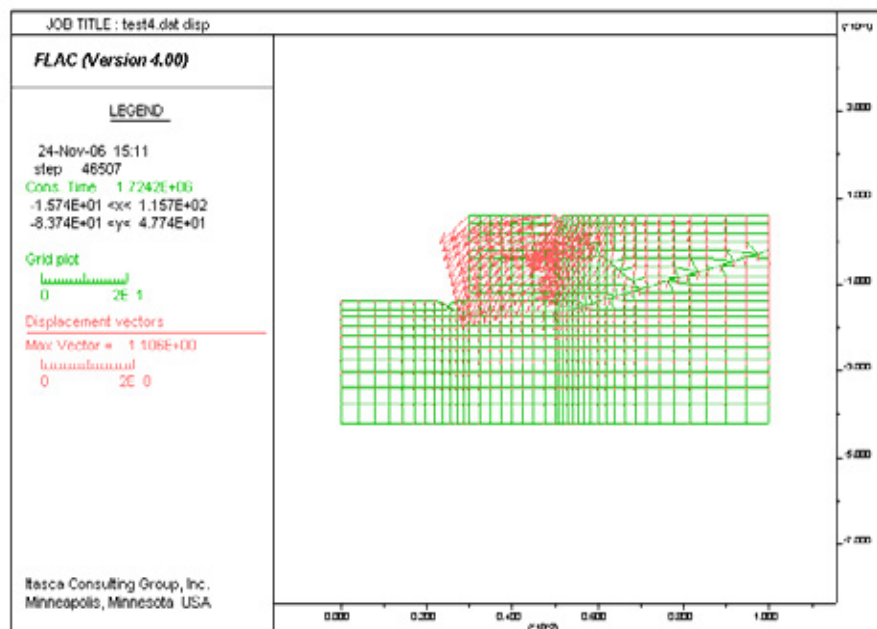


圖 3-25 臺中港 1-3 號碼頭背填土壤部份深度液化之 FLAC 分析結果

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

3.8 小結

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

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

第四章 板樁式碼頭之災況模擬分析

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 4-1 所示，每遇傾盆大雨碼頭基地嚴重積水泥濘不堪，如照片 4-1 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 4-2 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 4-2 至 4-5 所示。

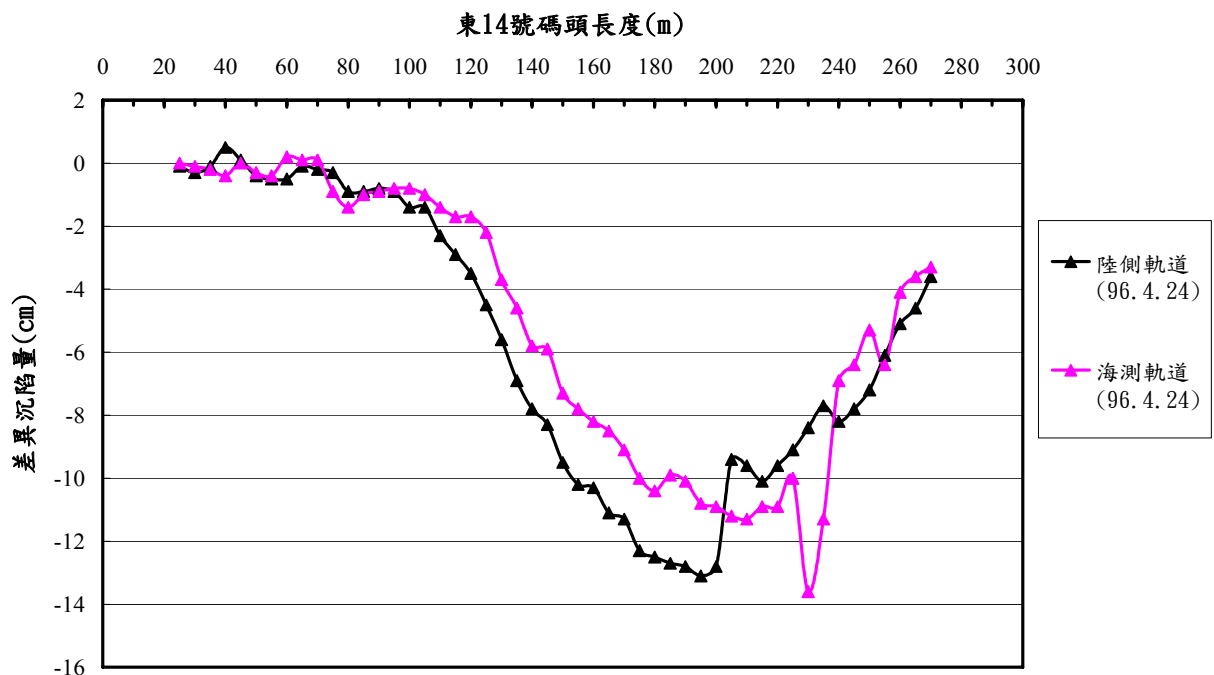


圖 4-1 東 14 號碼頭軌道基座之差異沉陷 (嘉新公司提供)



照片 4-1 東 14 號碼頭基地嚴重積水泥濘不堪
(中華顧問工程司提供)

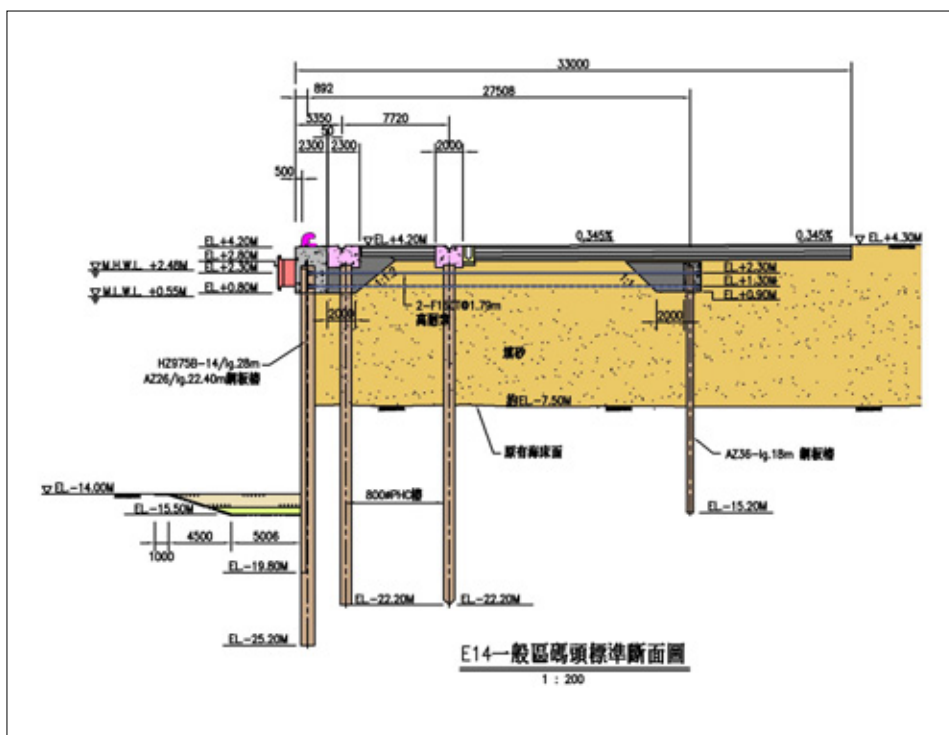


圖 4-2 臺北港 14 號碼頭結構斷面



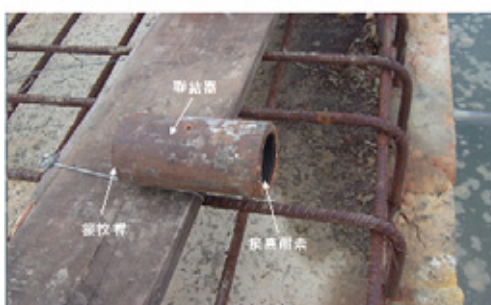
照片 4-2 施工時第 81~88 號下層高耐索斷落，碼頭側移 70 多公分



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 4-3 施工時高耐索之拉桿斷落情形



照片 4-4 E14 碼頭法線冠牆中段凸出(向 E13 縮弧)



照片 4-5 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。

4.1 STABL 邊坡穩定程式分析

4.1.1 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 4-3 所示：

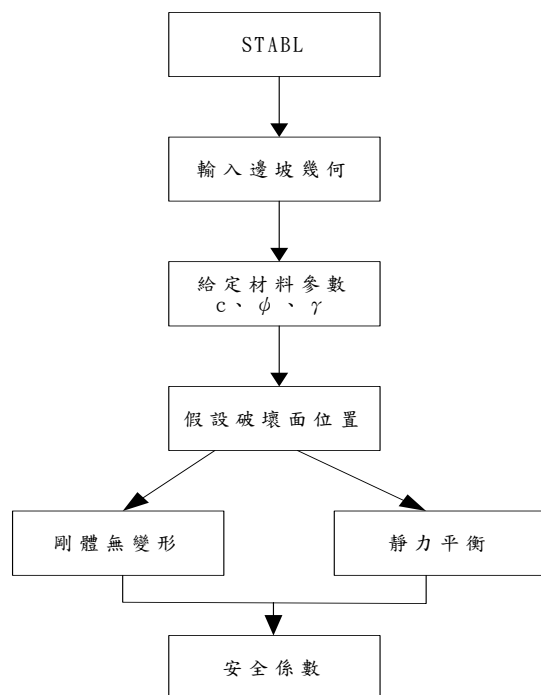


圖 4-3 STABL 程式之分析流程圖

本報告分析採用 STEDwin2.70 程式版本分析。

4.1.2 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 4-1 所示：

表 4-1 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

4.1.3 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 4-4 所示。

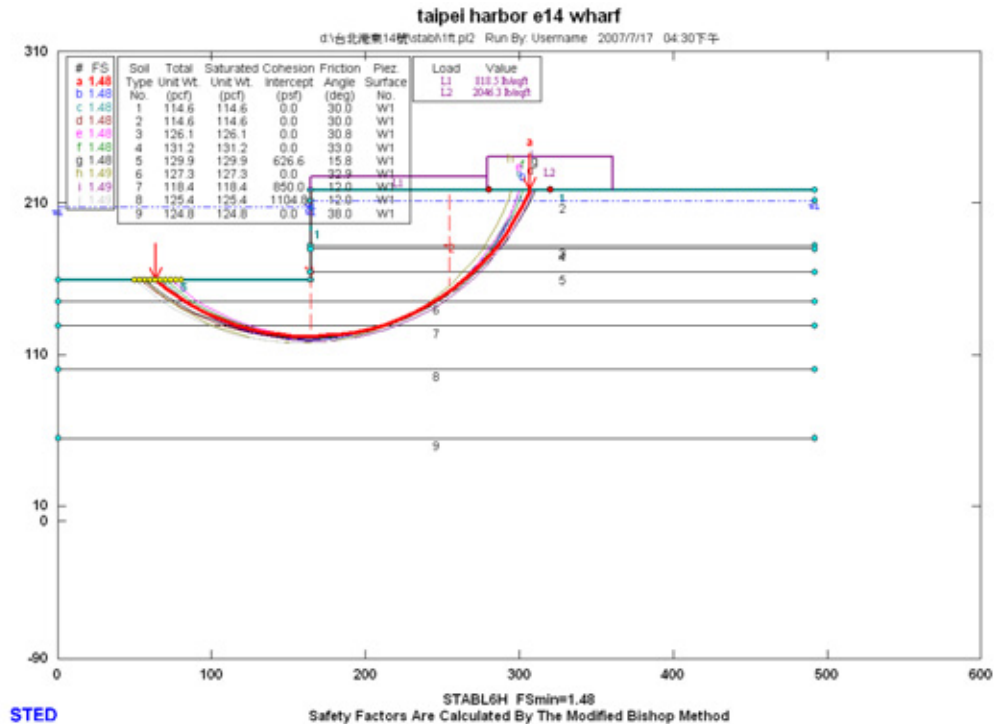


圖 4-4 設計情況分析結果

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 4-2 所示：

表 4-2 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 4-5 所示：

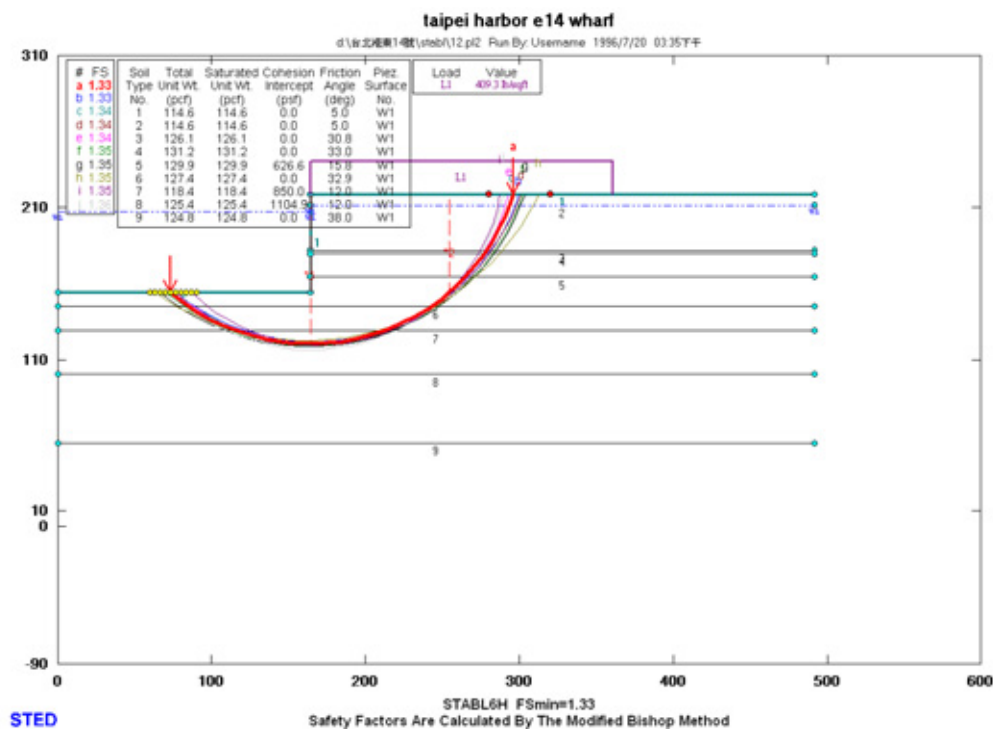


圖 4-5 回填層 ϕ 值為 5° 時之分析結果

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 4-3 所示：

表 4-3 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 4-6 所示：

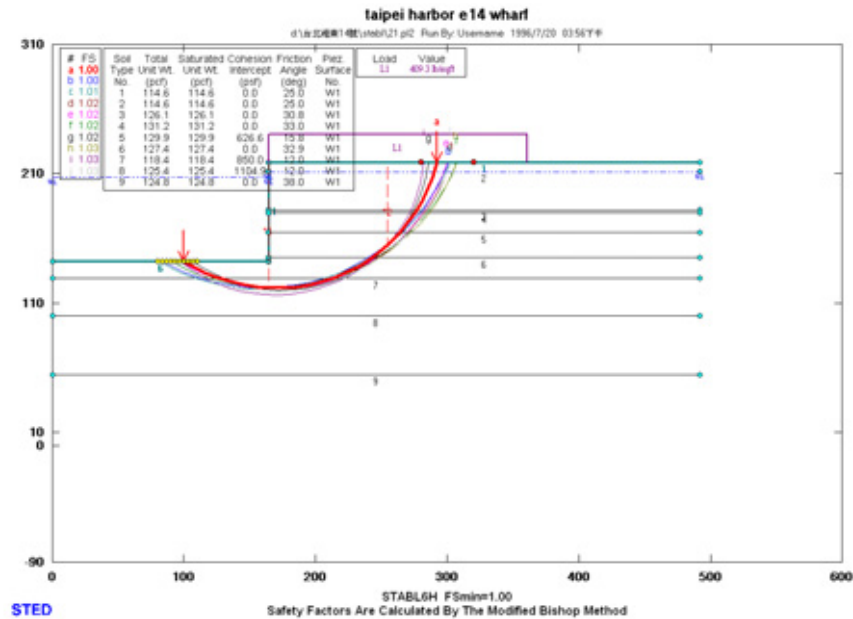


圖 4-6 海側開挖至 EL-19.2 時之分析結果

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 4-7 所示。

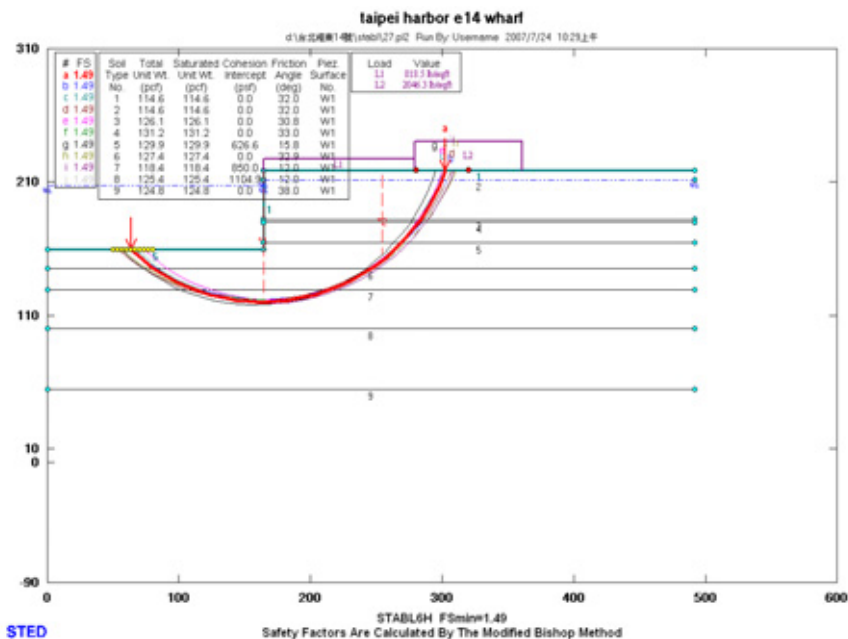


圖 4-7 完工情況（陸側載重 0m~35m 為 $4t/m^2$ ，35m~60m 為 $10t/m^2$ ）分析結果

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4-8所示。

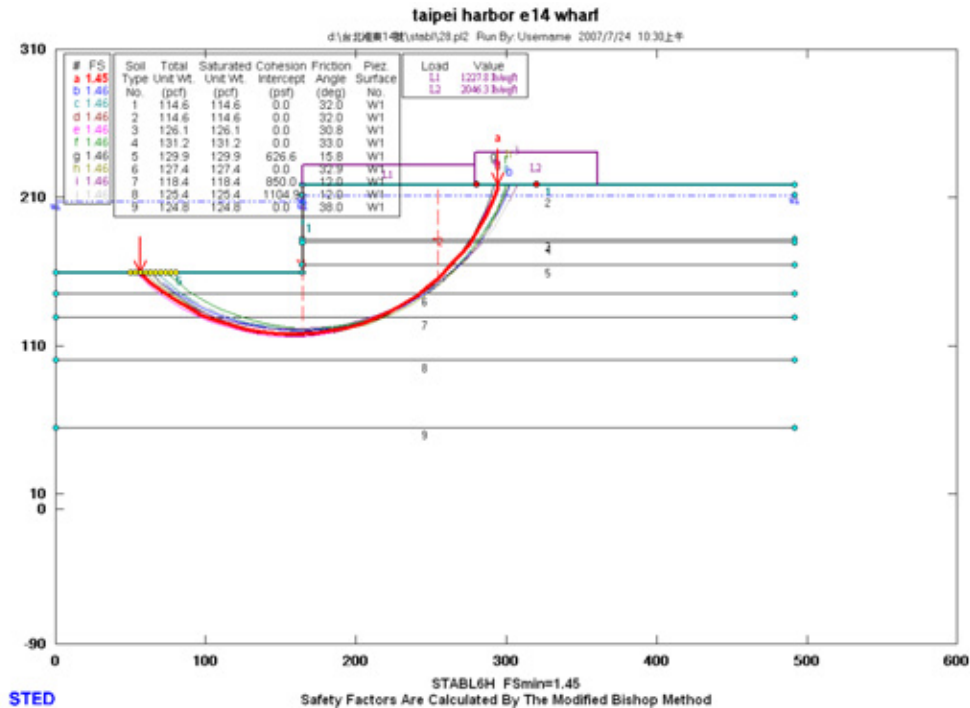


圖 4-8 完工情況 (陸側載重0m~35m 為 6t/m^2 ，35m~60m 為 10t/m^2)分析結果

4.2 FLAC 邊坡穩定程式分析

4.2.1 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 4-9 所示：

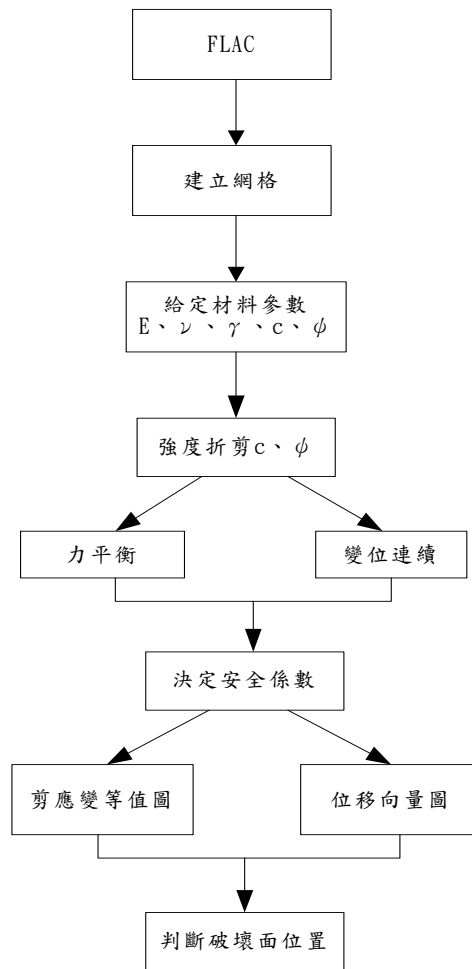


圖 4-9 FLAC 程式之分析流程圖

本報告分析採用 FLAC 5.0 版本程式分析。

4.2.2 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 4-4 所示：

表 4-4 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：

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

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

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

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 4-5 所示：

表 4-5 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	

4.2.3 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 4-10 所示：

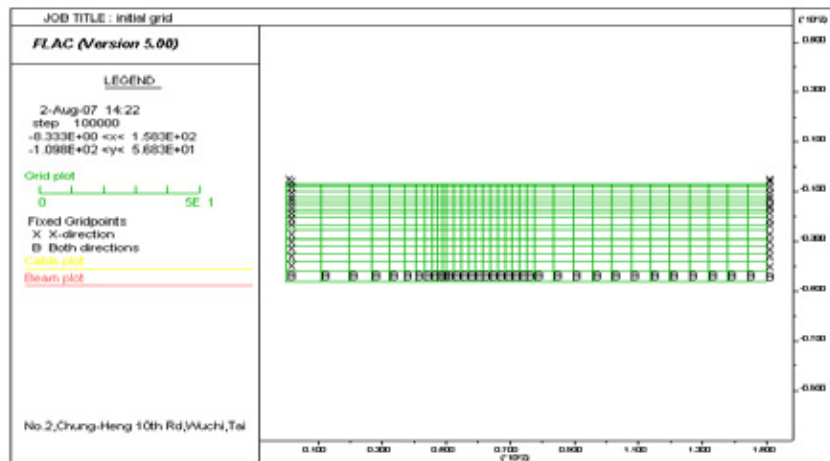


圖 4-10 原地表 EL-7.0 網格圖

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 4-11 所示：

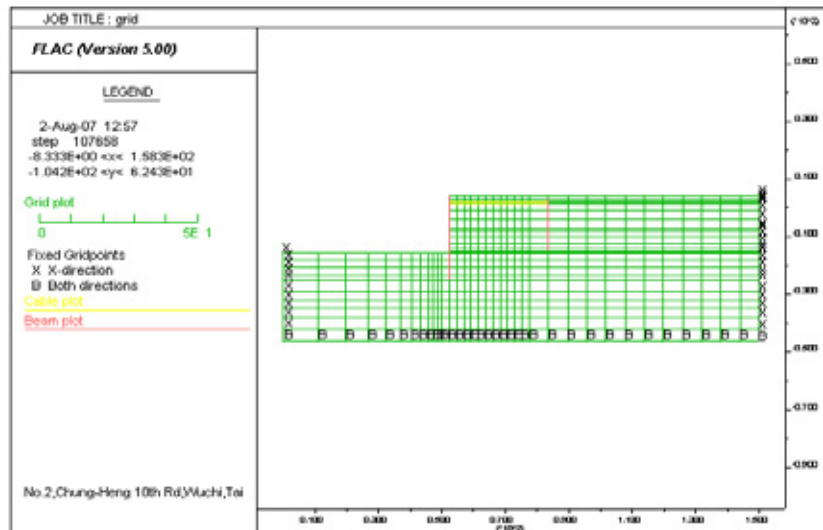


圖 4-11 鋼版樁、錨碇樁及拉桿設置，且陸側填土、海側開挖之網格圖

法線鋼版樁及錨碇樁之變形曲線如圖 4-12 所示：

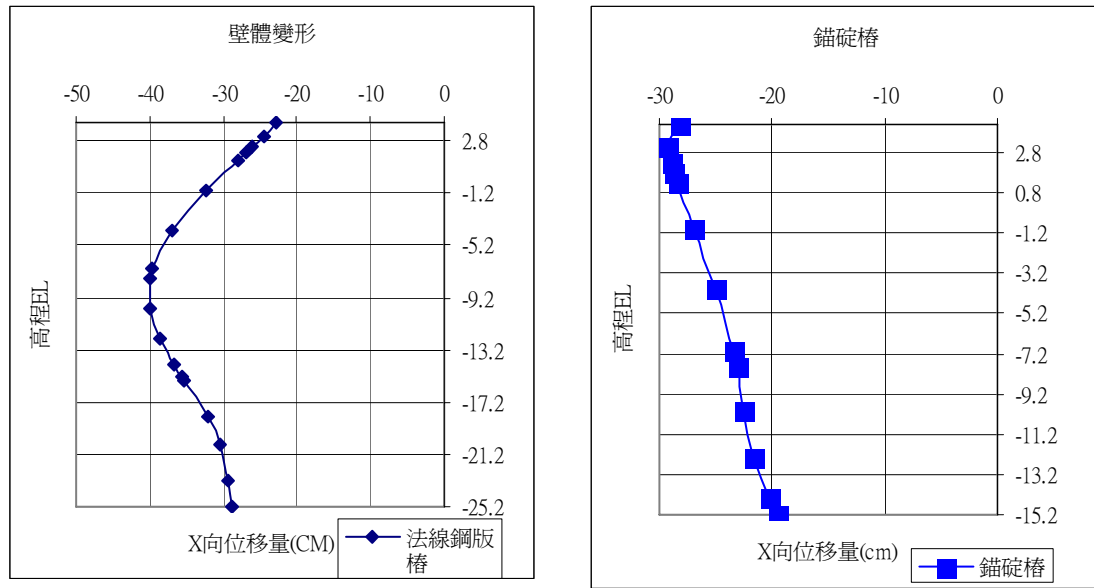


圖 4-12 設計情況法線鋼版樁及錨碇樁之樁體變形曲線

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 4-13 所示：

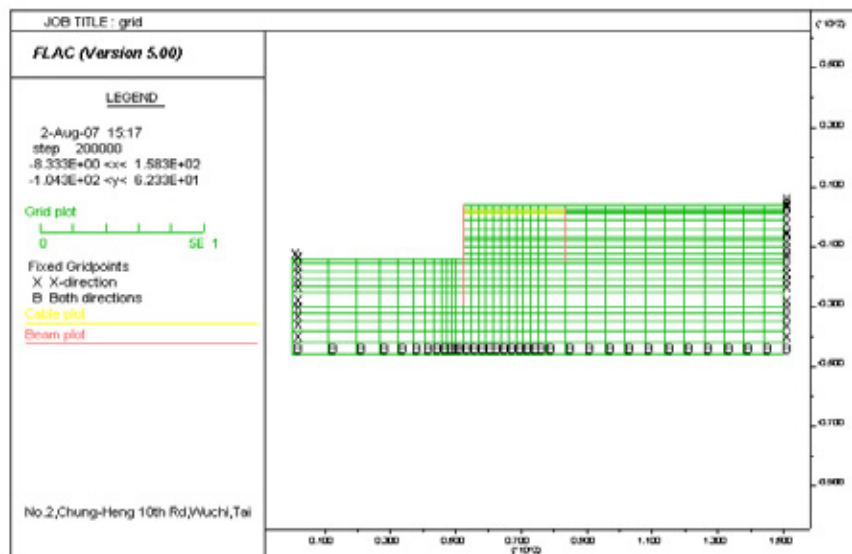


圖 4-13 施工情況網格圖

位移向量圖如圖 4-14 所示：

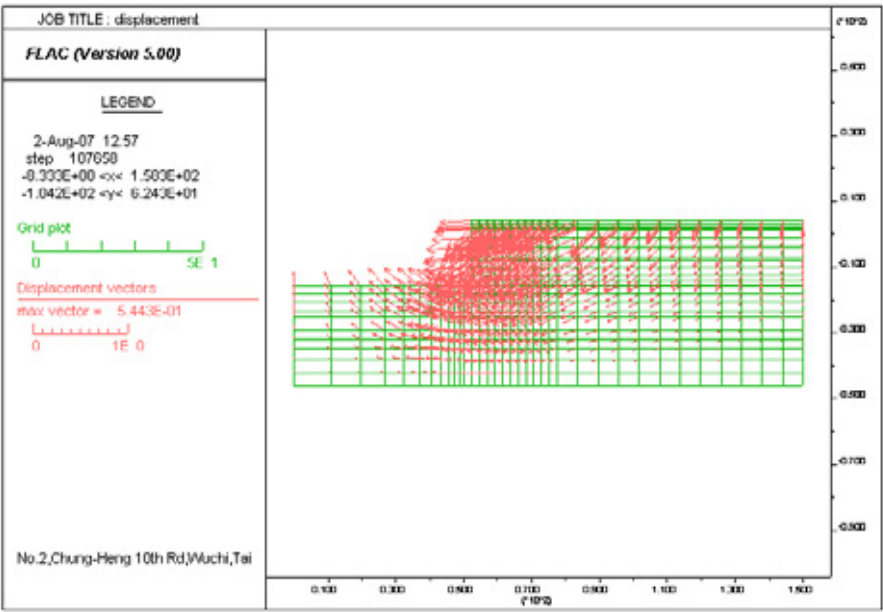


圖 4-14 施工情況位移向量圖

鋼版樁及錨錠樁樁體變形曲線如圖 4-15 所示：

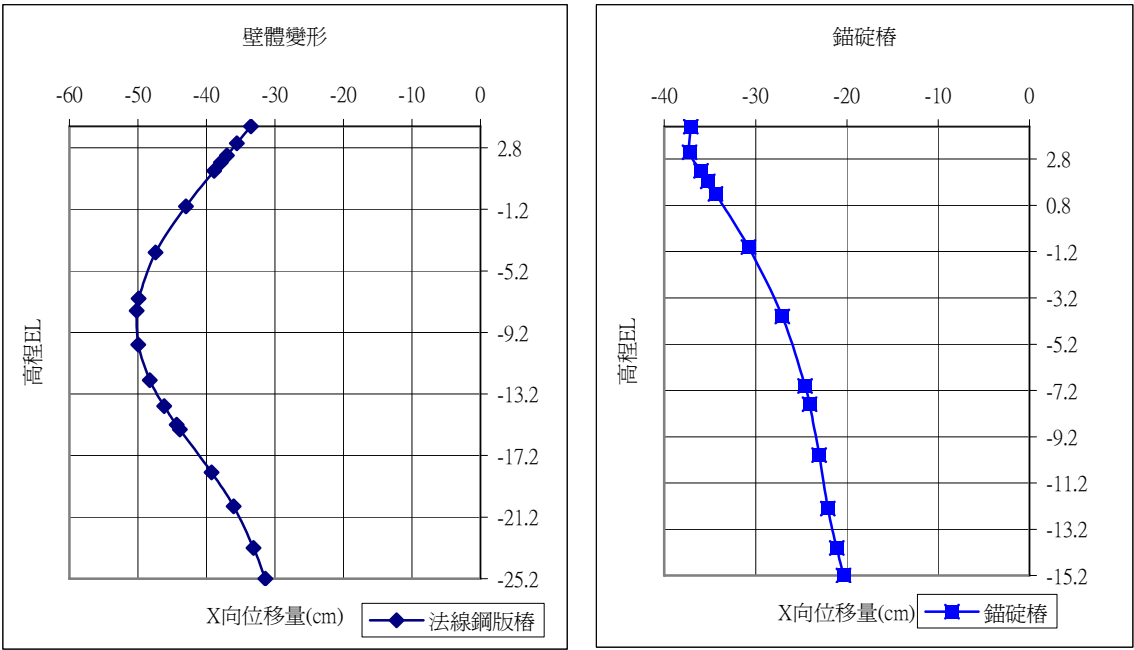


圖 4-15 施工情況鋼版樁及錨錠樁樁體變形曲線

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 4-16 所示：

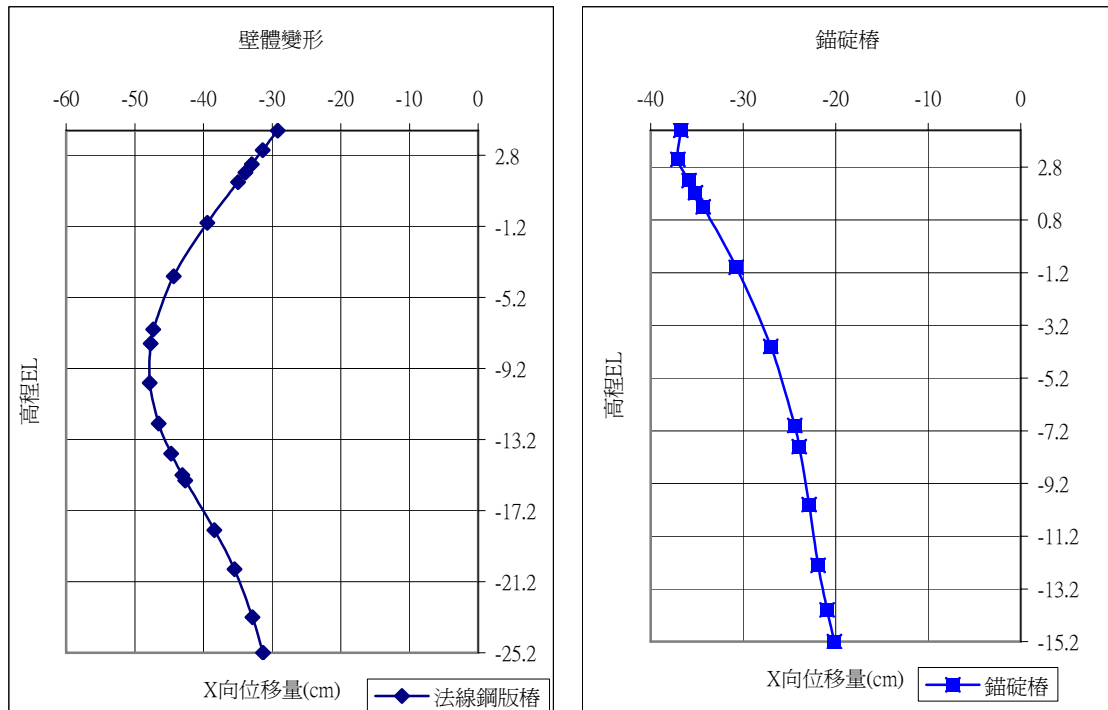


圖 4-16 施工情況鋼版樁及錨碇樁樁體變形曲線

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 4-17 所示：

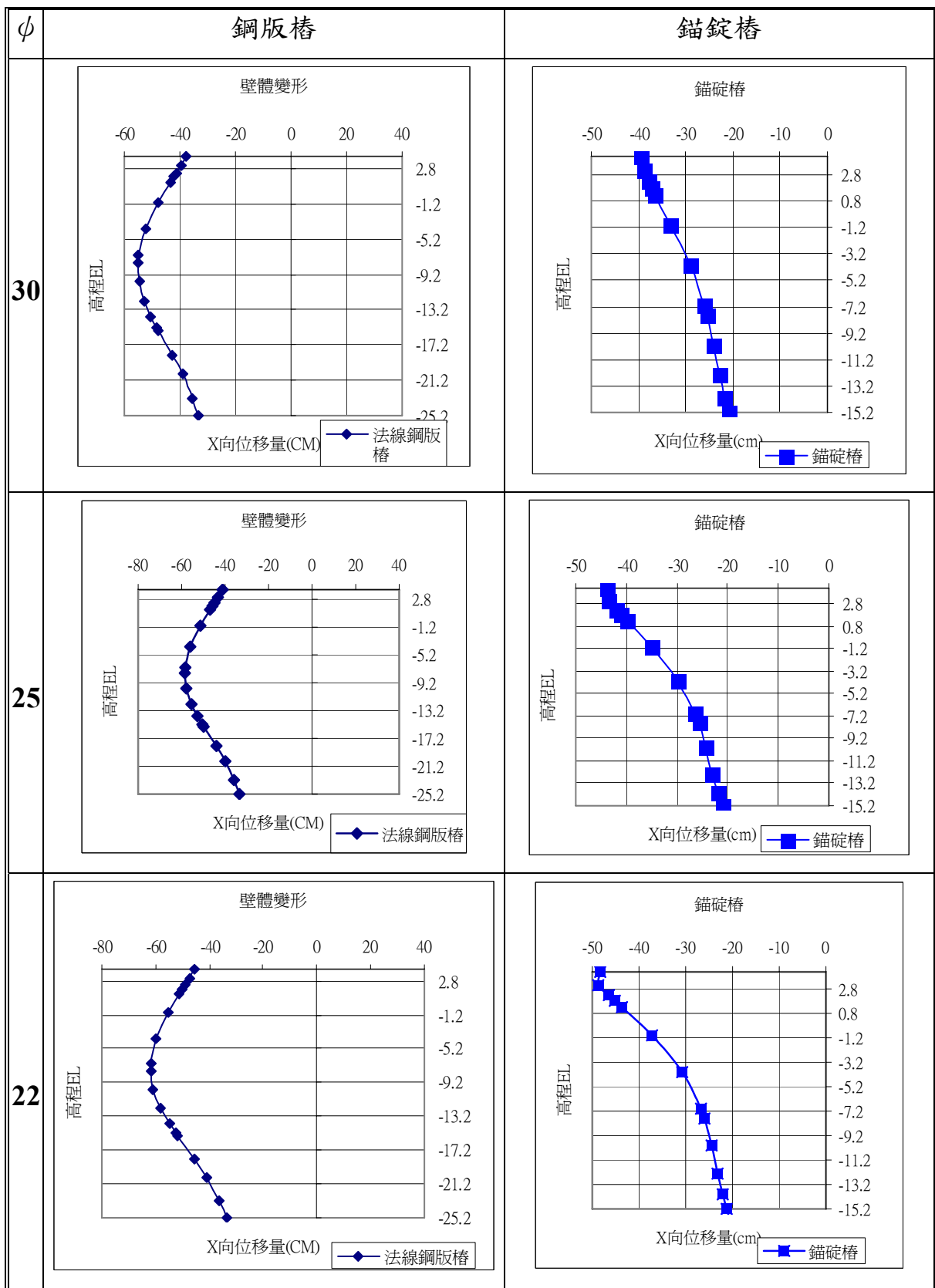


圖 4-17 鋼版樁及錨碇樁樁體變形曲線

分析結果如表 4-6 所示：

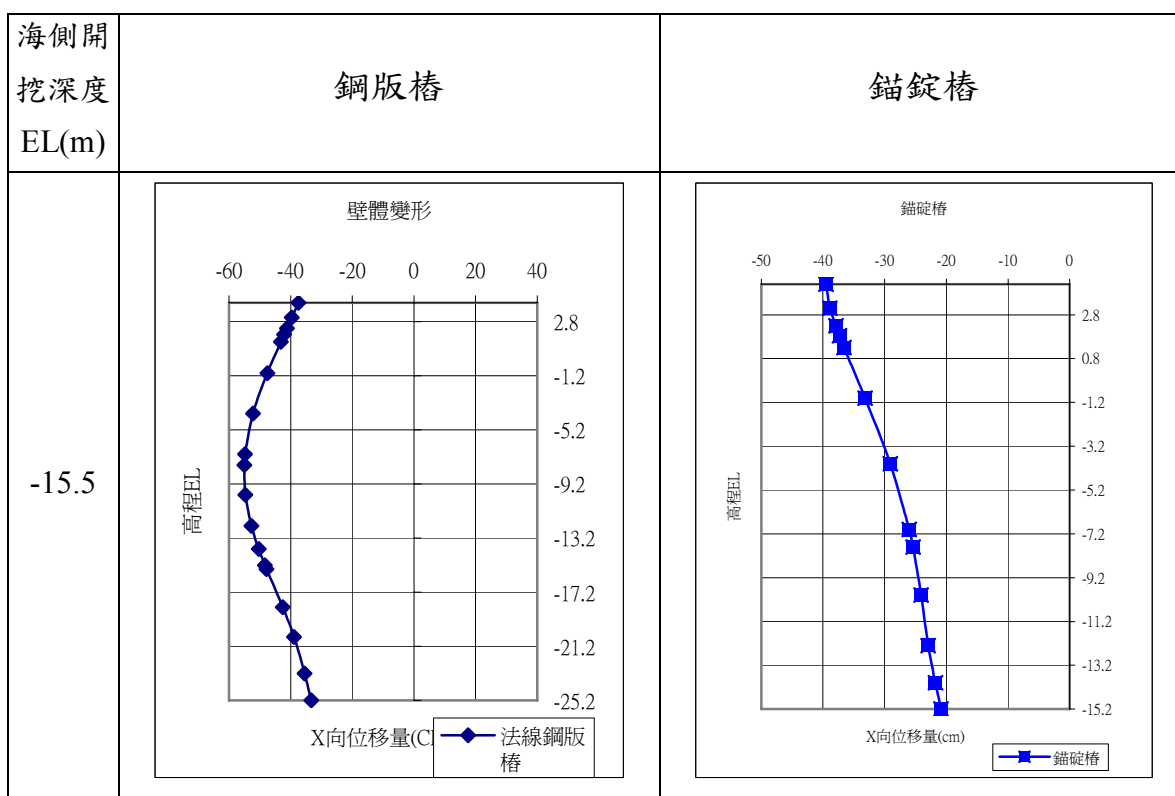
表 4-6 施工情形回填土 ϕ 值改變之分析結果

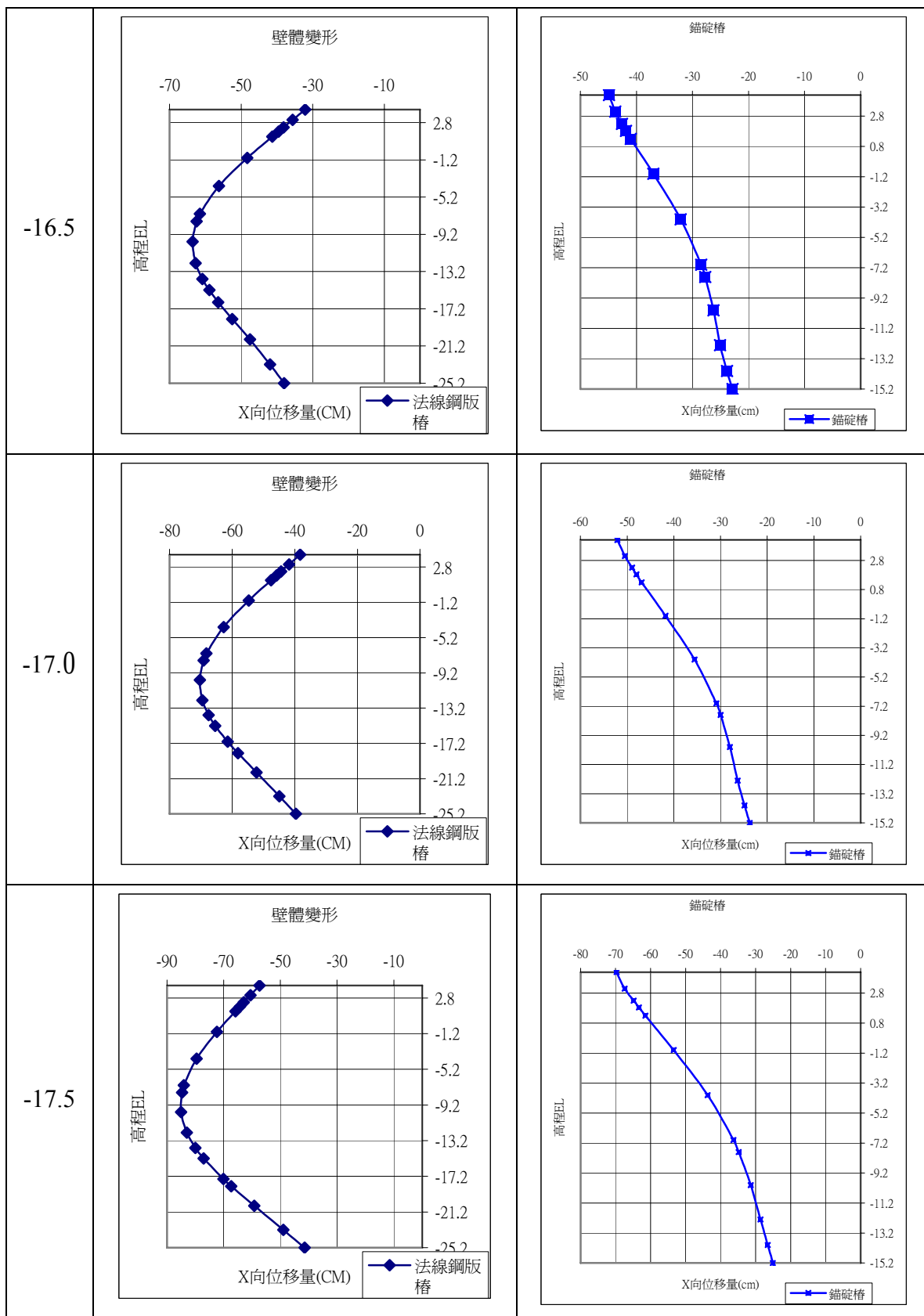
ϕ 值	拉桿力量	鋼版樁頂位移	錨碇樁頂位移
30°	上層 61.4t 下層 77.61t	向海側 37.53cm	向海側 39.5cm
25°	上層 60.8t 下層 79.12t	向海側 41.11cm	向海側 43.78cm
22°	上層 60.02t 下層 82.5t	向海側 45.37cm	向海側 48.32cm

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 4-18 所示：





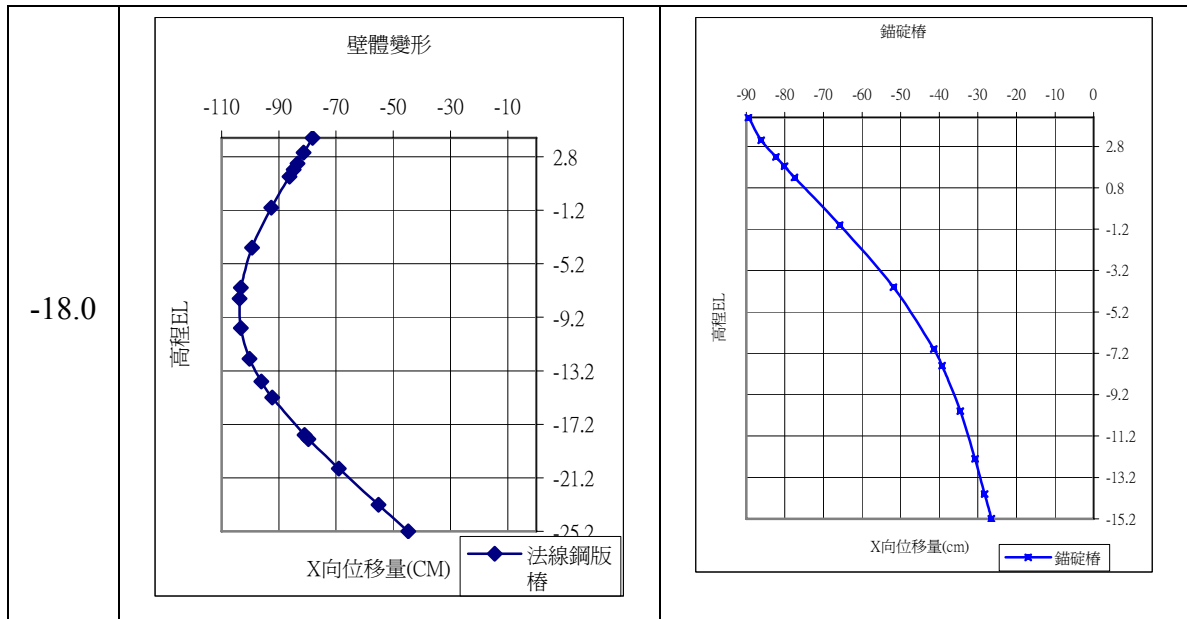


圖 4-18 回填土 ϕ 值為 30° ，不同開挖深度鋼版樁及錨碇樁樁體變形曲線

回填土 ϕ 值為 30° 時，分析結果如表 4-7 所示：

表 4-7 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 4-19 所示：

海側開挖 深度 EL(m)	鋼版樁	錨碇樁
-15.5	壁體變形 法線鋼版樁	錨碇樁 錨碇樁
-16.5	壁體變形 法線鋼版樁	錨碇樁 錨碇樁
-17.0	壁體變形 法線鋼版樁	錨碇樁 錨碇樁

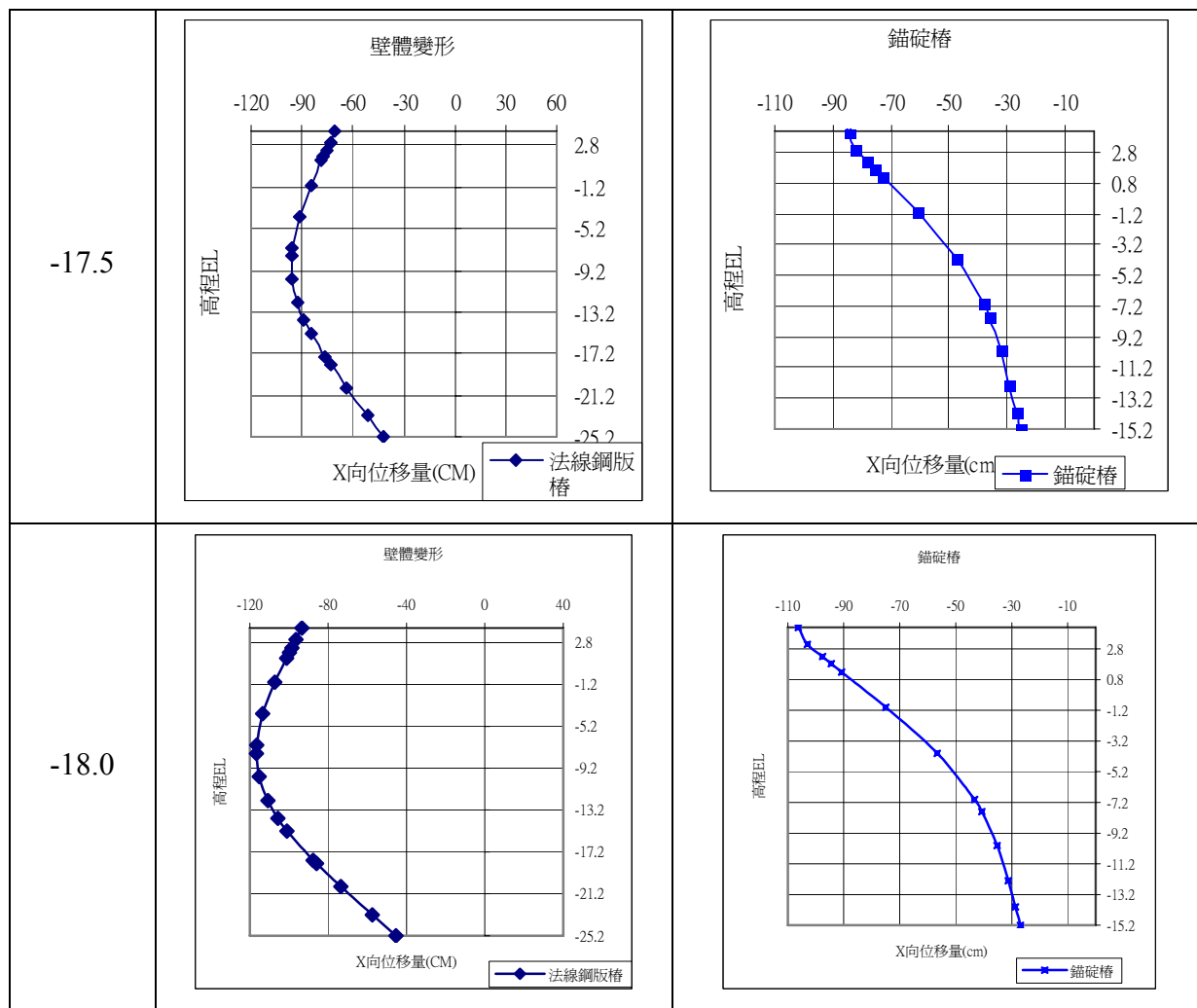


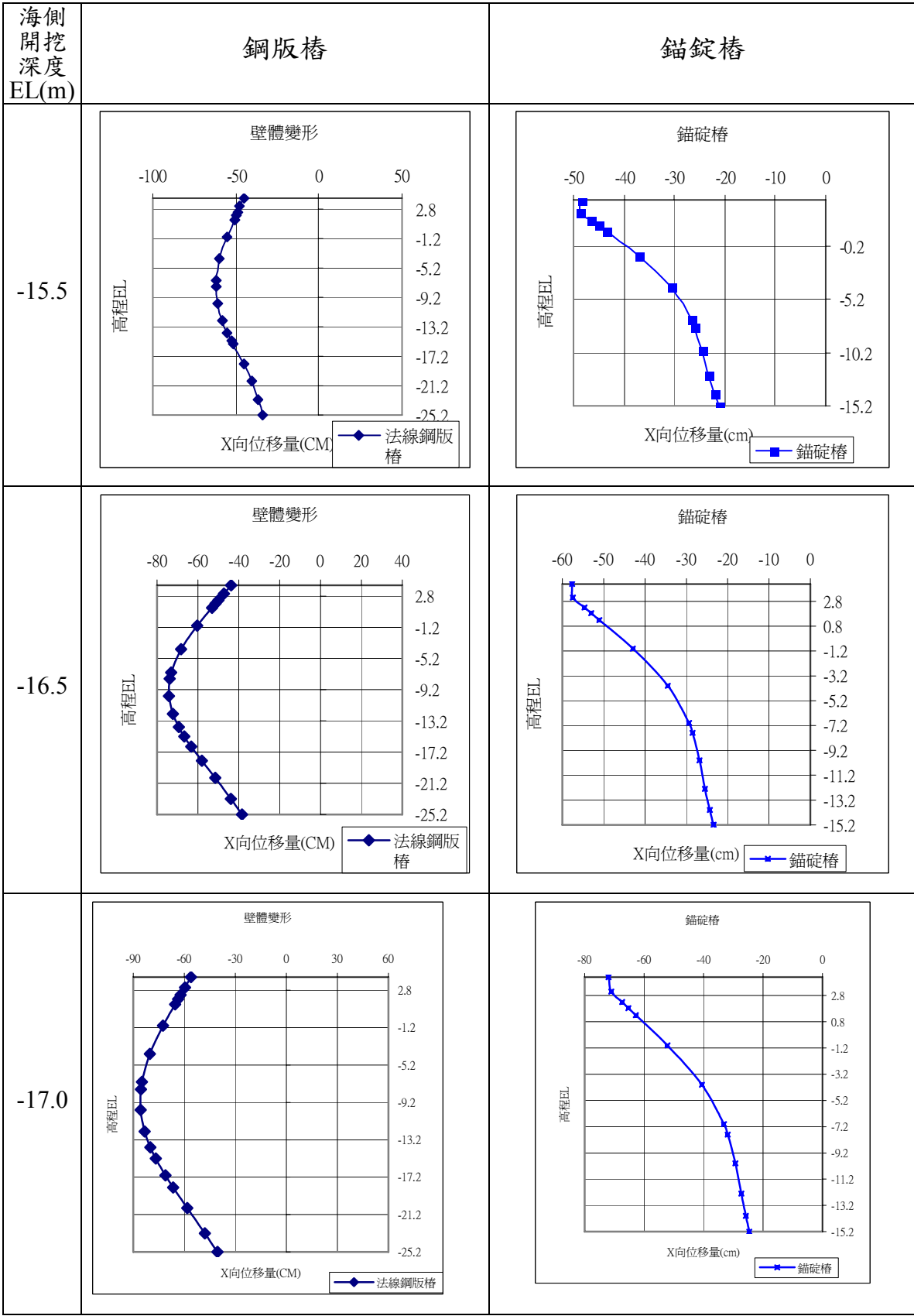
圖 4-19 回填土 ϕ 值為 25° ，不同開挖深度鋼版樁及錨碇樁樁體變形曲線

回填土 ϕ 值為 25° 時，分析結果如表 4-8 所示：

表 4-8 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 4-20 所示：



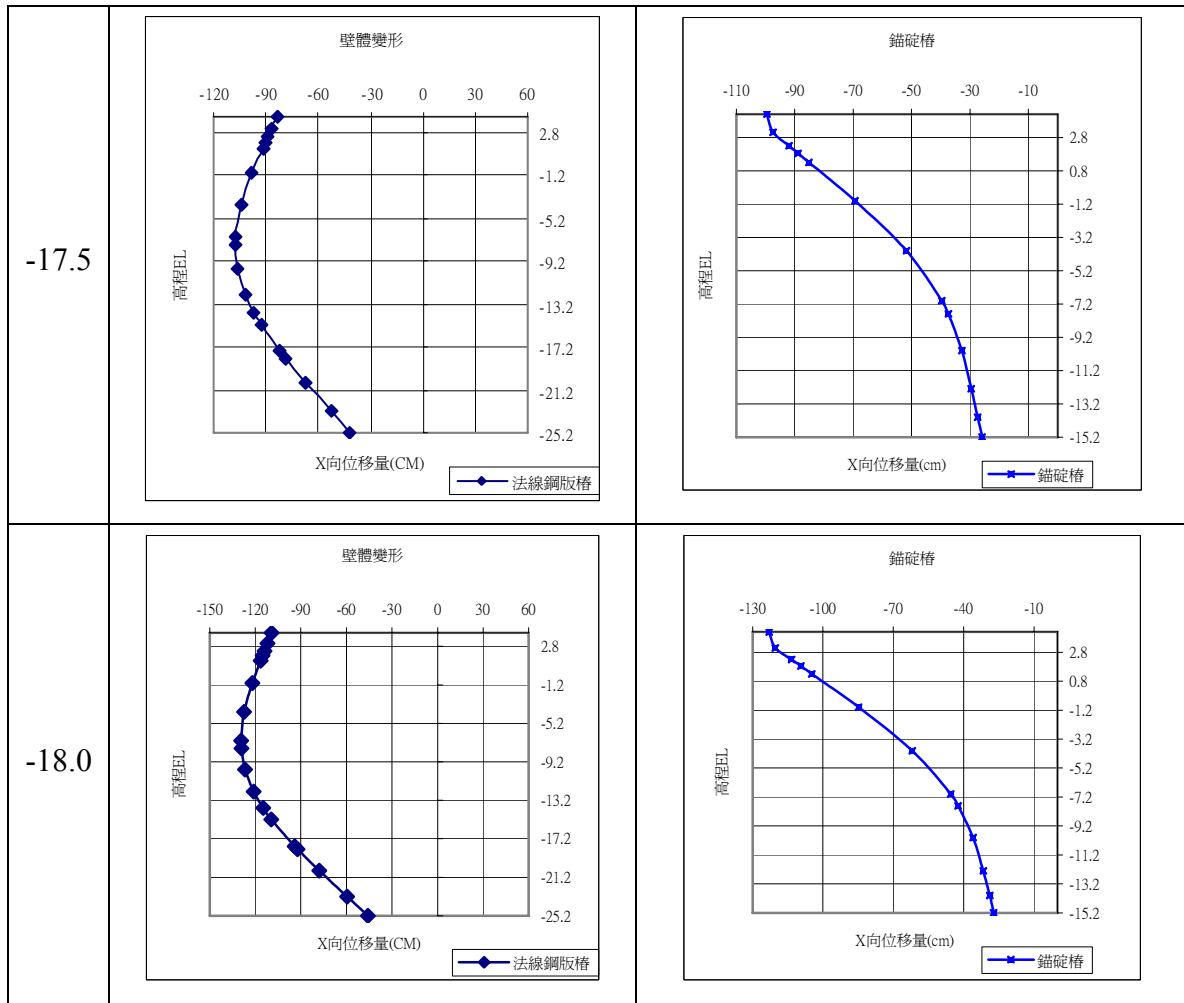


圖 4-20 回填土 ϕ 值為 22° ，不同開挖深度鋼版樁及錨碇樁樁體變形曲線

回填土 ϕ 值為 22° 時，分析結果如表 4-9 所示：

表 4-9 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 4-10 所示：

表 4-10 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 4-21 所示：

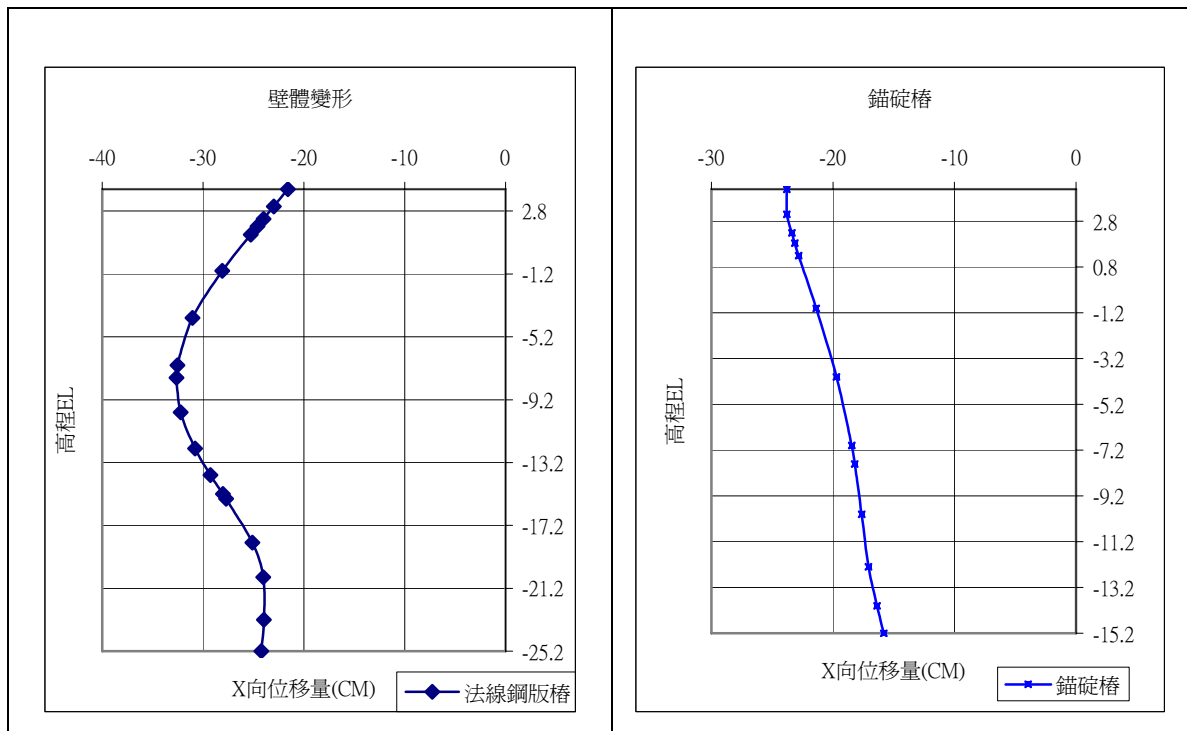


圖 4-21 鋼版樁及錨碇樁壁體變形曲線

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 4-22 所示：

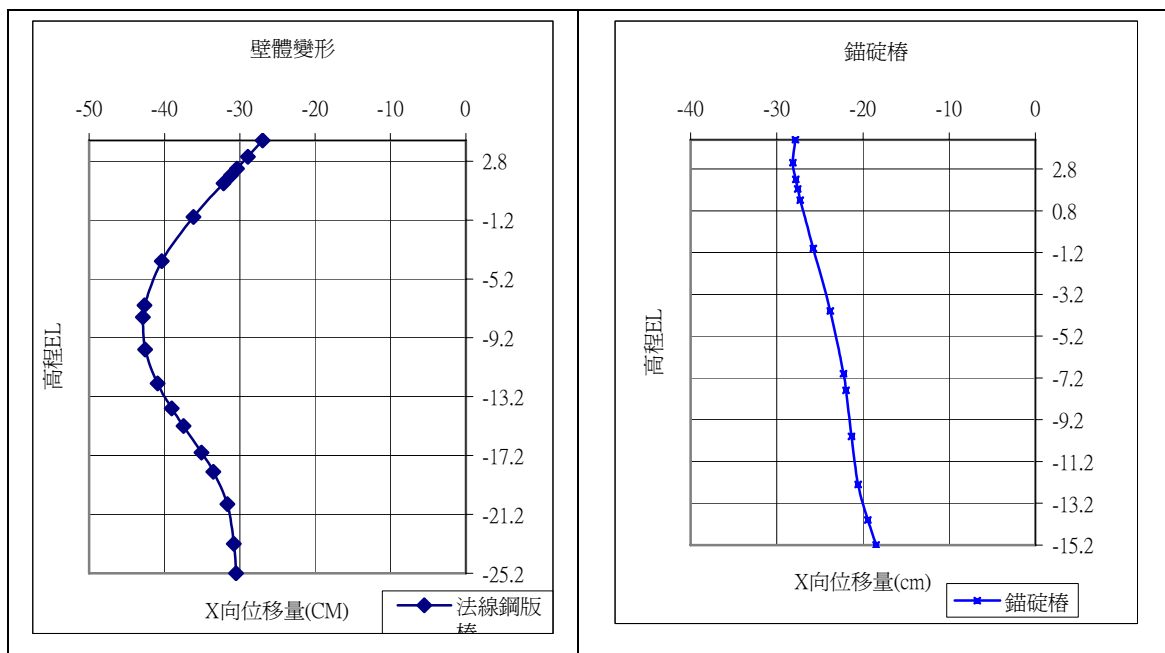


圖 4-22 鋼版樁及錨碇樁壁體變形曲線

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。

4.3 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。

第五章 棧橋式碼頭之災況模擬分析

5.1 分析原理與程序

5.1.1 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)，現地棧橋式碼頭液化試驗為大尺寸實體模型模擬，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。

因缺乏實際取樣與試驗結果，因此所用參數依本所港研中心與臺中港相關文獻選用，碼頭剖面則以臺中港 9-11 號碼頭為案例，結果將可作為碼頭監測系統規劃之參考。

5.1.2 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。

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如圖 1-6 所示，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。

本研究以前期自由場分析成果，加入 FLAC 中之基樁元素(pile

element)，並以樑元素(beam element)與基樁結合，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，模擬棧橋式碼頭之動態反應。

5.1.3 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，以試誤法求取最符合室內試驗結果之參考應變(reference shear strain)，如表 5-1 所列及圖 5-5、5-7 及 5-9 所示。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)。

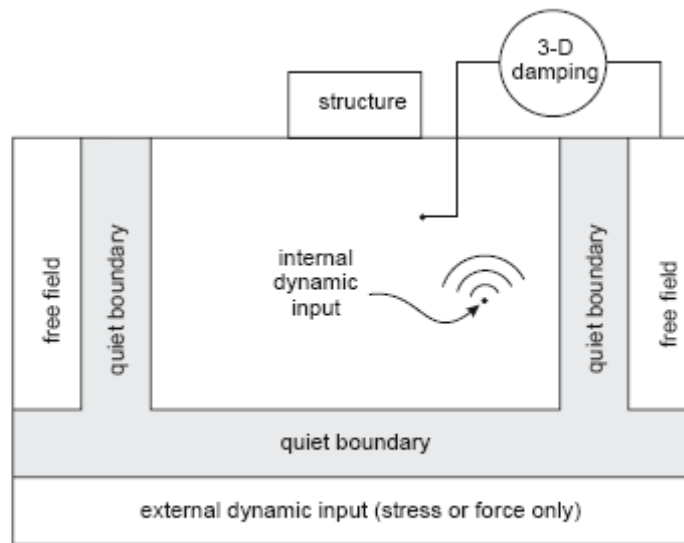
整合動態荷重與無限空間波傳邊界，可進行自由場動態分析，其數值模型如圖 5-1 所示，側向以黏滯邊界模擬模擬，底部依其與網格土壤之相對勁度差異分為柔性基底(flexible base)或剛性基底(rigid base)，當網格底部之材料與下方勁度差異不大時，需以柔性基底模擬，亦即需允許應力波傳遞至下方而非反射回網格，因此需於底部增加黏滯邊界，而剛性基底則以固定邊界模擬即可，FLAC Dynamic 中另提供可模擬垂直側向邊界之邊界條件稱為自由場邊界(free-field boundaries)，其主要為自動施加黏滯邊界於兩側邊界節點。

3.動態邊界條件

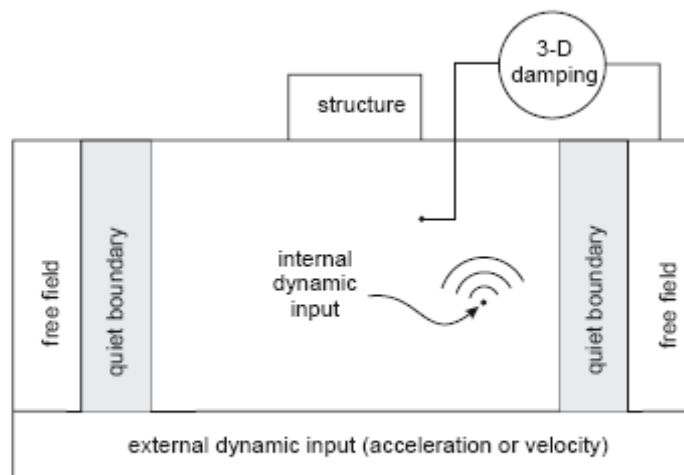
進行動態分析時需輸入適當之動態邊界條件，可以隨時間改變之荷重或格點運動量施加，FLAC Dynamic 所提供之動態輸入邊界包括作用於網格表面之應力或壓力歷時及作用於節點之荷重、速度或加速度歷時等，速度或加速度歷時一般多用於模擬自底部岩盤向上傳遞之地震波，對於底部為黏滯邊界之柔性基底，因速度或加速度邊界會使黏滯邊界無法運算，因此需轉換為應力邊界，其轉換公式為：

$$\sigma = 2(\rho V)\dot{u} \dots\dots\dots(5.1)$$

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 5-1 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：

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp(-C_2 (\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma})) \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

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：

$$C_1 = 8.7(N_1)_{60}^{-1.25} \quad \dots\dots\dots (5.3)$$

而 C_2 則可以下式計算：

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1} \quad \dots\dots\dots (5.4)$$

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。

5.結構元素

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 3 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

擬彎距破壞，其與周圍土壤之互動以介面元素傳遞，介面元素本身具備正向與剪向彈簧，並可指定其彈簧行為，此介面特性可用以模擬圖 1-6 之近場區(near field)行為，而周圍土壤則以自由場中之土壤元素模擬。

5.1.4 分析程序

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

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

1.地層幾何模型建立

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

$$f_u = \frac{V}{10 \times L} \dots\dots\dots (5.5)$$

式中 V =應力波波速， L =平行波傳方向之最大網格長度。

進行動態分析前之數值模型需符合靜態穩定條件，靜態穩定包含

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

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

2.分層土壤力學組構行為模擬

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

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

為考慮動態分析時之幾何阻尼效應與數值穩定，需以人為方式施加阻尼，常以雷利阻尼形式施加。然而，在以彈-塑性行為做為組

成率的分析模式中，例如莫耳-庫倫塑性模式(Mohr-Coulomb Plasticity Model)，多數之能量消散會在呈現塑性流(Plastic Flow) 期間發生，並且會隨著剪應力或剪應變震幅的增加而增加，因此本計畫以考慮非線性應力應變關係中之切線勁度(tangent stiffness)，以 Masing 模擬應力大小改變之阻滯阻尼(Hysteretic damping)，並以單剪試驗求得之 Hardin 公式中之 reference strain，模擬阻尼效應，另結構物其阻尼則以 5% 之勁度阻尼模擬。

3.動態荷重與邊界條件

為模擬半無限空間波傳行為，分析時側向需施加自由場邊界，底部則以可消除垂直與水平向震動之消能邊界模擬。動態荷重包括地震波與地表載重，地表荷重可以荷重形式施加於節點或以應力形式施加於邊界元素表面，但動態運動邊界(如位移、速度或加速度)之施加需將其轉換為作用於格點之邊界條件，本研究中因網格底部為柔性底層，為配合底部消能邊界使用，將加速度歷時積分後成為速度歷時，再以 $\tau_{xy} = 2(\rho V_s) \dot{u}$ ，(ρ =底部土壤總體密度， V_s 為土壤剪力波速， $\dot{u}$ 為底部土壤質點水平速度)，將加速度歷時轉換為剪應力歷時施加於網格底部元素，進行自由場地震模擬；對地表動態載重則另外增加埋置於地表之剛性基礎並將荷重施加於剛性基礎元素之節點。

5.2 數值分析案例模型

5.2.1 臺中港區地質概況

臺中港區原為大甲溪與大肚溪沖積形成之西部海岸平原，主要為沉泥質砂、砂質沉泥、黏土質沉泥及沉泥質黏土等互相交雜而成，沈積土層之厚度，臺中港務局之鑽探資料顯示，鑽探深度至 60m 時仍為沈積砂土，依賴聖耀等(2003)於港區鑽探資料，港區土壤厚度大於 300 公尺以上，歷年來各單位在臺中港區進行之地質鑽探資料顯示臺中港區自地表至高程-10m 之間以灰色細中砂為主，尤其靠近地表處大多屬不良級配中細砂，疏鬆至中等緊密程度。高程-10m 以下土層以沉泥質

細砂層為主，但細砂層間夾黏土質沉泥或沉泥質黏土薄層或厚層，且常不延續而間斷出現，黏土質沉泥或沉泥質黏土薄層厚度不等，在幾公分至 2m 以上，且隨深度及地點不同變化極大，導致 SPT-N 值在同一深度中分佈甚為散亂，地層頗為複雜，而在高程-25m 以下 N 值大都高於 30，屬中等緊密以上程度，而高程-80m 以下土層 N 值大都高於 100，屬極緊密堅硬之層次，可提供比較可靠的承載力(簡連貴等 2000)。

考慮液化土壤多發生於地表以下 20 公尺內顆粒性土壤，參考簡連貴等(2000)之結論，在高程-25m 以下 N 值大都高於 30，而本計畫之鑽探與震測深度小於 30 公尺，綜合上述考量，分析將僅考慮地表下 30m 深度之土層。依據本計畫 95 年度現地鑽探結果，在 16 m 內之土壤其差異性頗大，以 BH-1、BH-2 與 BH-3 三孔進行比較，在地表至 6 m 間土壤差異性頗大，而表面波震測與跨孔亦有相當差異。

5.2.2 臺中港 9-11 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。

臺中港 9-11 號碼頭其配置剖面如圖 5-2 所示，基樁為外徑 0.6 m 內徑 0.3 m 之預力混凝土空心樁，長度為 30 m，基樁間距為 2.5 m，拋石區其內摩擦角為 40 度以上。

5.2.3 臺中港棧橋式碼頭液化災害

921 地震後臺中港區 4000 多公頃內有多處地區發現液化現象，包括 1 至 4A 號碼頭後線作業區、9 至 11 號碼頭貨櫃堆置場、12 號碼頭倉庫後線之陸側場地等，其中 1 至 4A 號碼頭為沈箱式碼頭，19 至 11 號碼頭屬棧橋式碼頭，震後調查發現 9 至 11 號碼頭後線作業區及道路發生噴砂、崩裂，後線作業區平均差異沉陷約 10~15cm，棧橋式碼頭在面海向有 10~20cm 之垂直與水平向位移，但造成之災害及損失均不大。

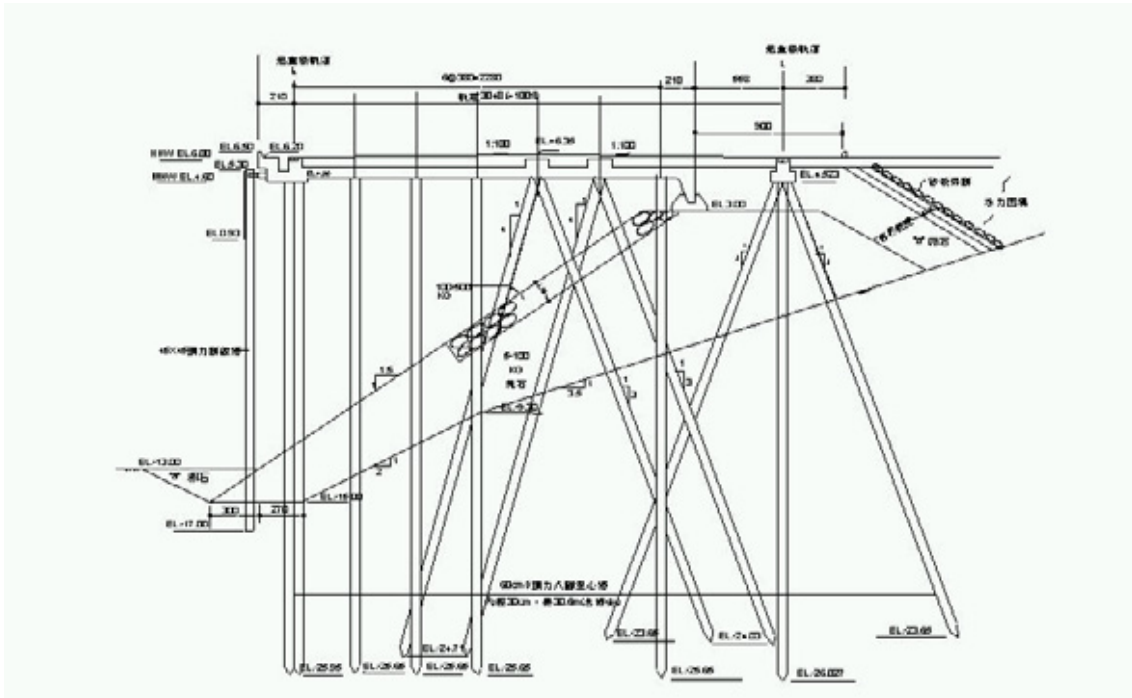


圖 5-2 臺中港 9-11 號碼頭配置圖(基樁間距 2.5 m)

5.2.4 數值分析模型

本案例分析主要包括三個階段，分別為回填與構築斜坡之穩定分析、棧橋結構施工後穩定性分析及動態有效應力分析，依此三階段規劃之之數值模擬共分七個步驟：1) 斜坡網格建立；2) 材料強度參數指定並重力平衡；3) 設定靜態運動與海水邊界條件；4) 加入橫樑與基樁元素完成力學平衡；5) 使用 Finn 模式於可能液化土壤；6) 給定阻尼參數和動態邊界條件；7) 規劃監測點並施加地震力。分別敘述如下：

1. 斜坡網格建立

本案例所建立之網格乃依照臺中港 9 至 11 號棧橋式碼頭的設計斷面圖 (圖 5-2)，建立一 45×19 之網格數，模擬長 131 公尺高 48 公尺之範圍，礫石回填區後之回填砂涵蓋 30m，以 gen line 指令將網格分為四區，海床土壤假設不可液化土層。

2.材料強度參數指定並重力平衡

材料強度參數則參考賴聖耀及謝明志(2000)、蘇吉立及李延恭(2000) 和黃俊鴻等 (2000) 等人之現地試驗和室內試驗結果，以及自由場分析之成果做適度折減，海床土壤假設其 $(N_1)_{60}=22$ ，回填砂其 $(N_1)_{60}=10$ ，各分區土壤資料如表 5-1 所列，建立之網格如圖 5-3 所示，以此網格執行重力平衡。

3.設定靜態運動與水位邊界條件

靜態邊界條件為左右兩邊土層固定 x 軸，只允許縱向變位；底部 x 與 y 方向均固定，水位設於碼頭下方 2m，左右邊界水位均相同，並在左側水下邊坡施加水壓力。

4.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，每 6m 一個樑元素，並將樑之二端點與土壤連結，30m 基樁分成 10 個元素，各結構元素之參數如表 5-2 所列，基樁元素中與土壤連結之介面元素以符合 Mohr-Columb 行為之介面彈簧參數模擬，介面彈簧參數如表 5-3 所列，結構元素建立後之網格如圖 5-4 所示，以此網格進行力學平衡。

5.使用 Finn 模式土壤

由於臺中港底部為原沖積土層，具有凝聚力 0.03~0.05MPa，假設其不會發生土壤液化現象，因此本案例只於背填砂區域使用 Finn 模式將 soil 2 改為 Finn 土壤，參數如表 5.1 所示，假設土壤之 $(N_1)_{60}=10$ 、土壤滲透係數為 10^{-7} m/s，土壤參數均為假設，其影響將於下一年度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。

6. 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 2%，土壤則以 Hardin 型態之阻滯阻尼，所需之參數如表 5-1 所列，與自由場分析類似，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 x 與 y 均啟動之安定邊界 (Quiet Boundary) 設定。

7. 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臺中港東南方 4.7km 處之清水國小測站 (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 35 秒作為動態輸入，其速度(單位 m/s) 與加速度(單位(g))歷時如圖 5-5 所示。

表 5-1 棧橋式碼頭分析土層參數表

	底部土壤 Soil 1	回填砂層 Soil 2	礫石回填區 Gravel
density(kg/m ³)	1800	1800	1900
Shear Modulus (MPa)	80	30	140
Bulk Modulus (MPa)	133	68	310
Cohesion(Pa)	50000	0	0
Friction angle(degrees)	33	30	40
Dilation angle(degrees)	0	0	0
Dilation angle(degrees)	0	0	0
Hardin r_{ef}	0.01	0.08	--
Finn Parameter C1	--	0.49	--
Finn Parameter C2	--	0.82	--

表 5-2 結構元素參數表

	Elastic Modulus (Gpa)	Moment of Inertia (m ⁴)	Cross Sect. Area (m ²)	Mass Density (kg/ m ²)	Pile Perimeter (m)
Beams	2.0	2.364×10^{-3}	0.305	2000	—
Piles	2.0	6×10^{-3}	0.212	2000	1.88

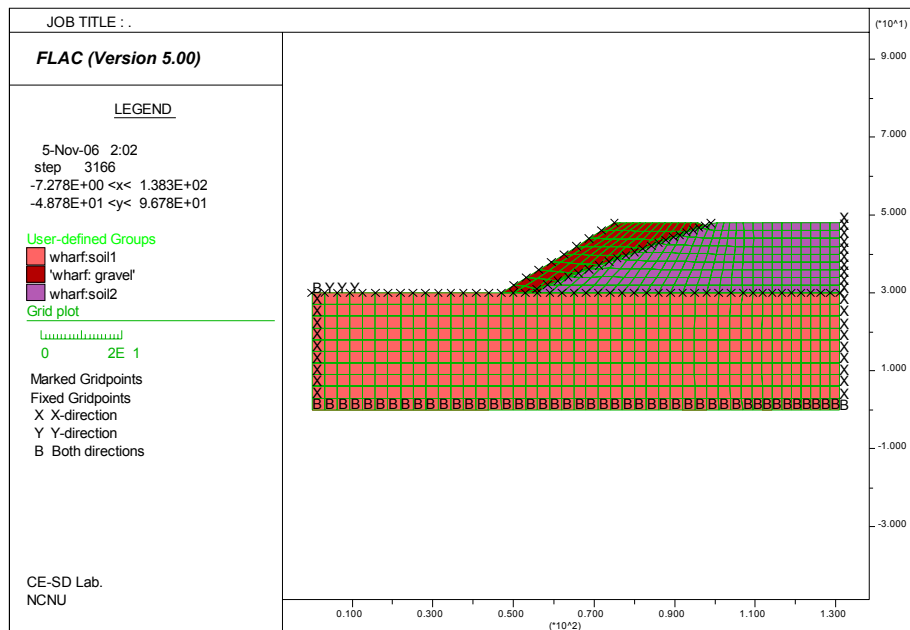


圖 5-3 棧橋式碼頭斜坡網格與土壤分區圖

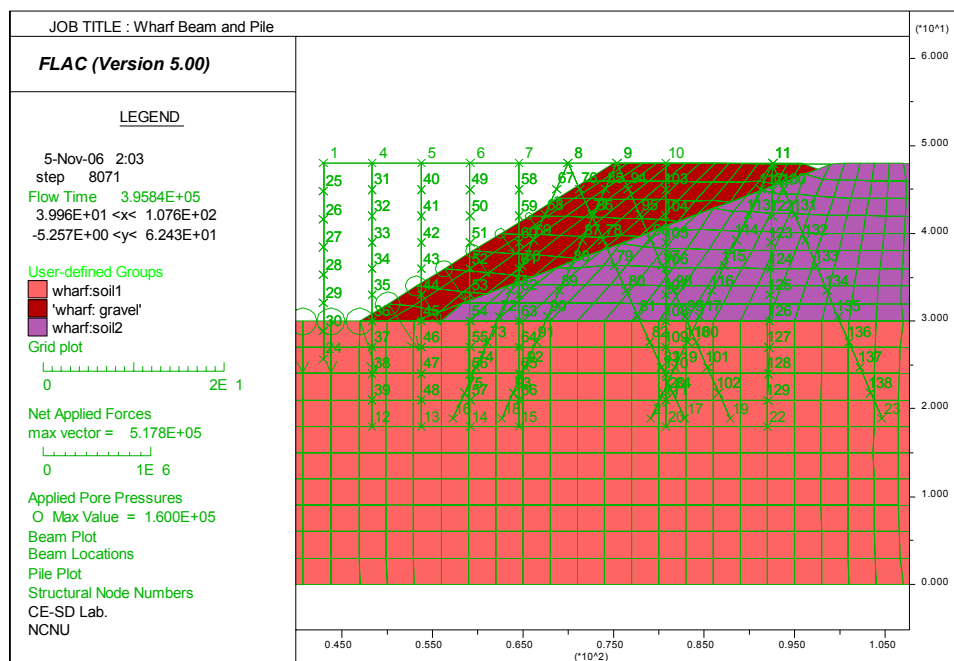


圖 5-4 橫樑與基樁元素位置與節點編號圖

表 5-3 基樁元素中之 Mohr-Columb 介面彈簧參數表

	Normal Stiffness (GN/m/ m)	Shear Stiffness (GN/m/ m)	Normal Cohesio n (N/m)	Shear Cohesio n (N/m)	Normal Friction (degrees)	Shear Friction (degrees)
Soil 1 & Grav	1.0	1.0	1000	1000	30	30
Soil 2	1.0	1.0	1000	1000	30	30

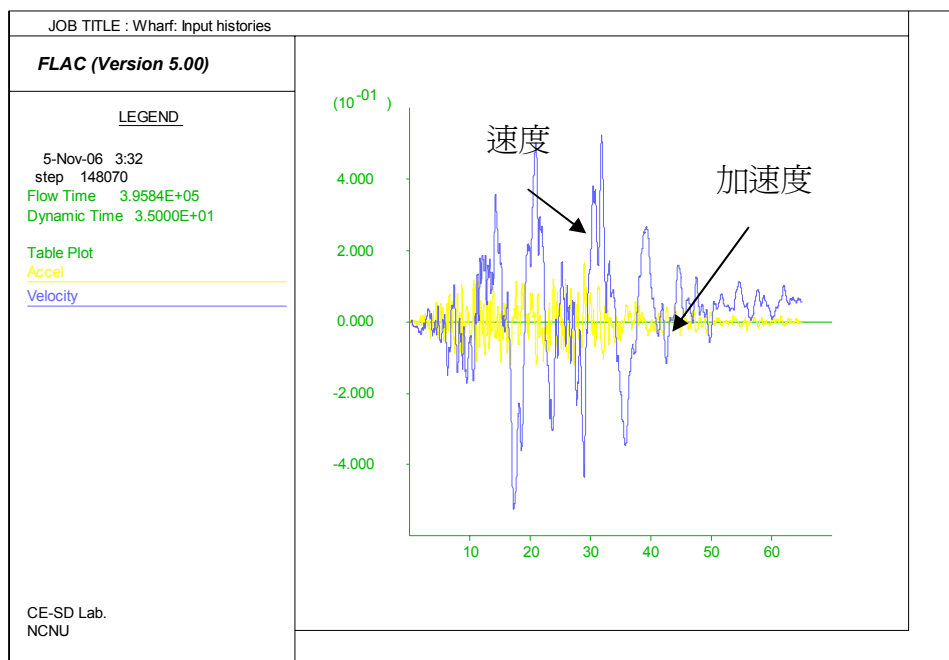


圖 5-5 TCU059 速度與加速度歷時圖

5.3 分析結果與討論

依據前述數值模型與分析程序，結果說明與討論如下：

5.3.1 地盤震動反應

網格底部格點、坡面下方基樁施做區與碼頭右側與土壤相交處之水平加速度歷時如圖 5-6 所示，結果顯示頂部土壤加速度因受樑影響使得其震幅較底部為低，而邊坡內土壤因受力石與基樁束制其震動亦較小，初期最大加速度發生於回填砂層後方頂部，但當填砂層液化後其震幅減小且僅餘低頻震動。

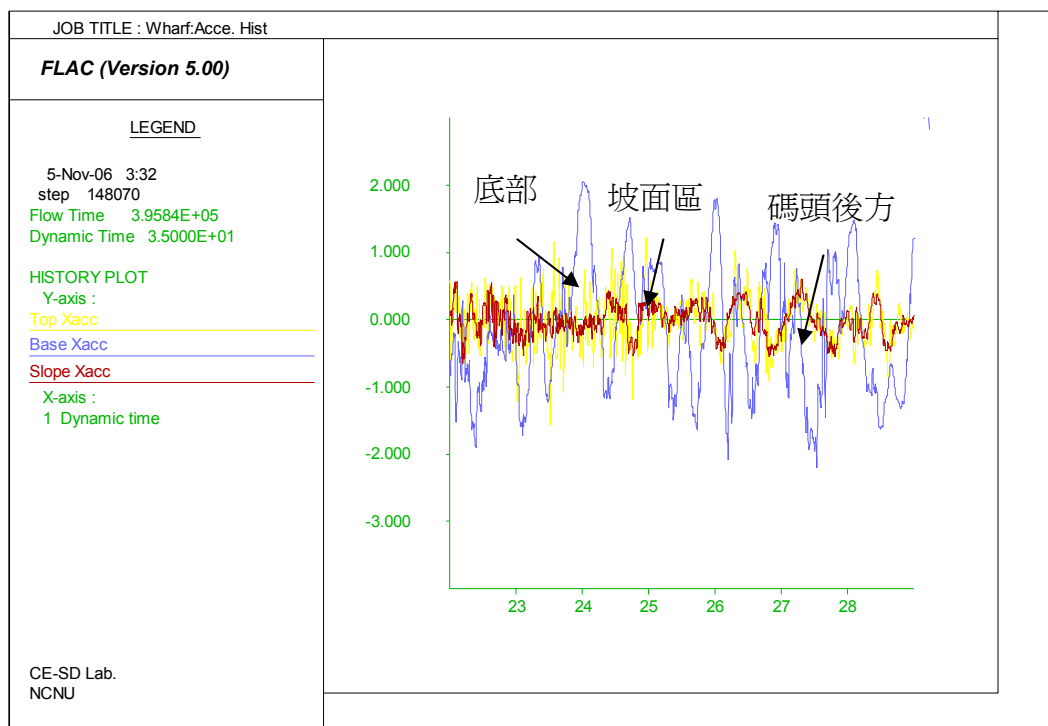


圖 5-6 不同區域地盤加速度歷時圖

5.3.2 超額孔隙水壓變化

網格中各元素之最大超額孔隙水壓比分佈如圖 5-7 所示，液化區發生在邊坡前方與背後回填土區，基樁打設區域與坡面前方土層雖並未設定孔隙水壓力激發，但有液化發生，且其原因推估應為滲流所造成，由前方距坡趾不同距離之超額孔隙水壓比歷時(圖 5-8)，距坡趾越遠處其除了 ru 較小外並有波形延遲現象。背後回填土區之液化則與孔隙水壓力激發有關，圖 5-9 為回填土區在與底部土壤交界及近地表處之 ru 變化，海床與回填區交界面並無液化發生，但其波型類似且無延遲，比較速度歷時發現其與孔隙水壓激發幾乎同步，因此其應由反覆剪動產生。

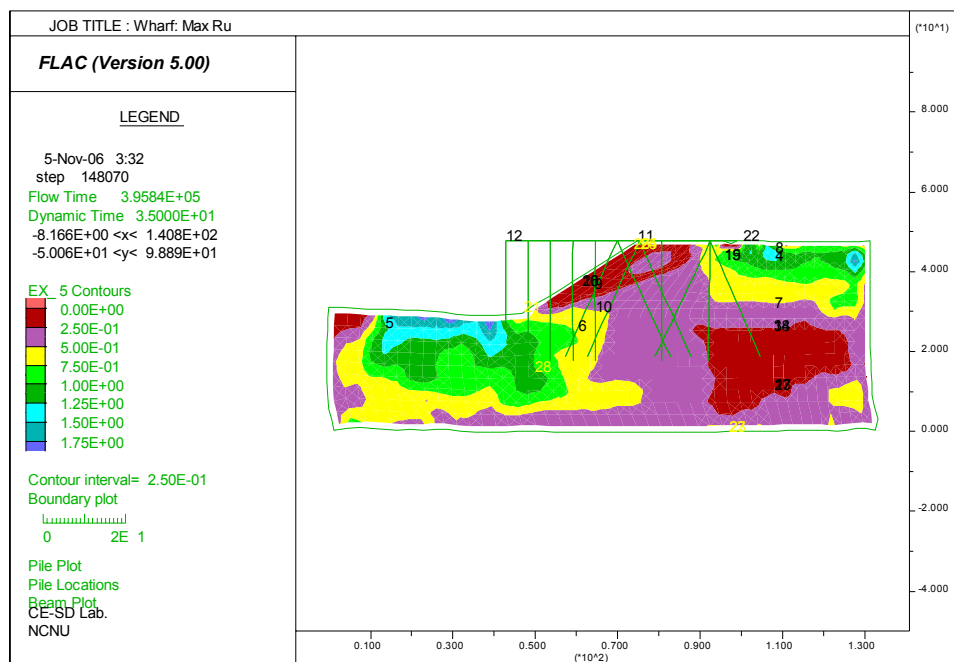


圖 5-7 最大孔隙水壓比分佈圖

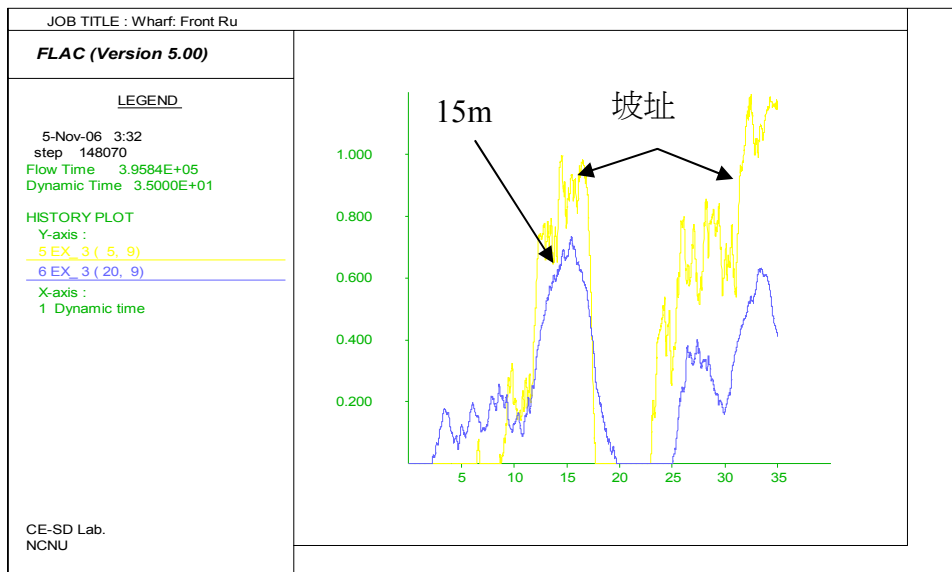


圖 5-8 邊坡前方坡趾(20,9)與距坡趾 15m 處 ru 變化圖

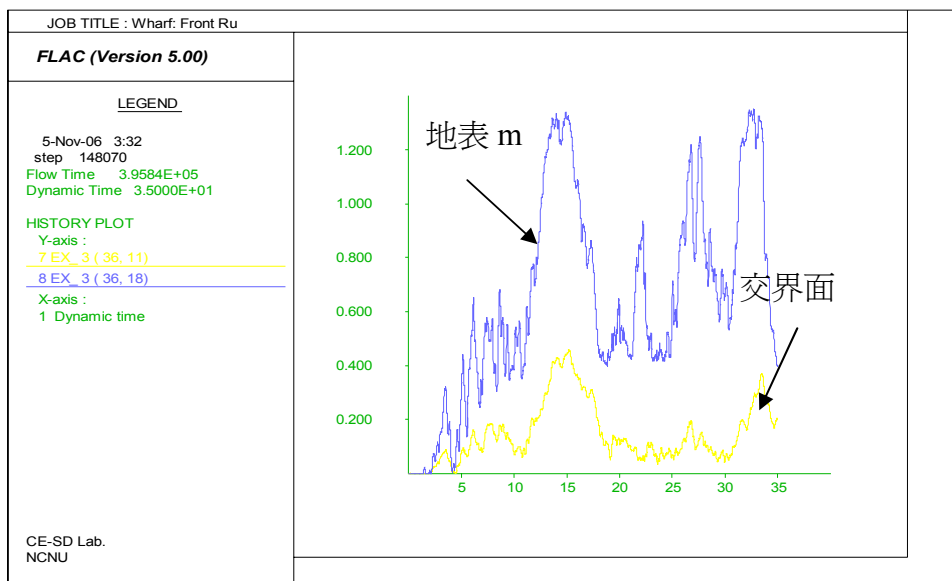


圖 5-9 邊坡後方回填砂區與底部土壤介面(36,11)與地表(36,18)ru 變化

5.3.3 土壤結構互制反應

土壤結構互制反應可由土壤液化範圍(以最大孔隙水壓比做指標)、土壤位移向量、及基樁與樑彎距分佈說明，在液化區其土壤位移量最大，但在基樁周圍其位移量很小，表示基樁對周圍土壤具束制作用，且因其彼此影響，在此區之基樁其彎矩相對較小，而液化區之土壤其彎矩有增加之情形，樑元素最大之彎距發生在與液化回填砂土接觸之部分，另外斜樁之彎矩並不比直樁大，其有效性仍待探討。碼頭前端位移歷時如圖 5-11 所示，其最大水平位移震幅雖有 0.7 m，但最終永久位移量僅有 0.1m，但垂直位移量有 0.3m，其原因可能與前端直樁位移量較大有關。

基樁之彎距隨基樁所在位置不同而有所差異，但以垂直基樁而言，最大之彎距發生於樁頂與橫樑交界處及液化與非液化邊界，此與數值模擬文獻之結果吻合。另外橫樑之最大彎距發生於兩支撐基樁中點，且間距越大，彎距越大。

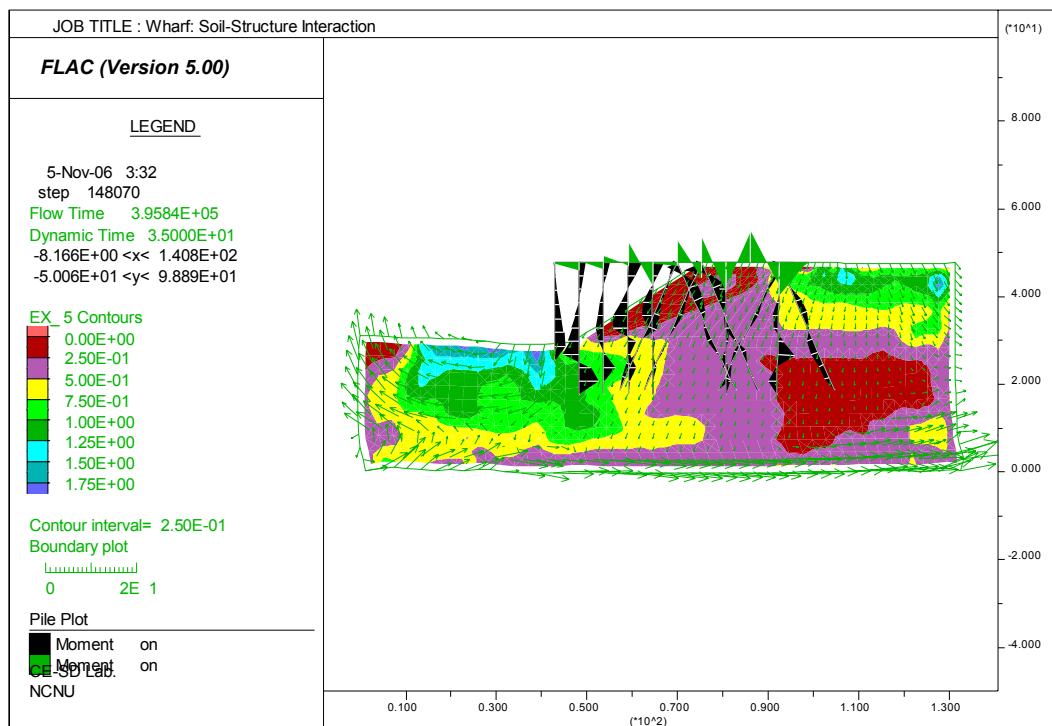


圖 5-10 土壤結構互制反應圖

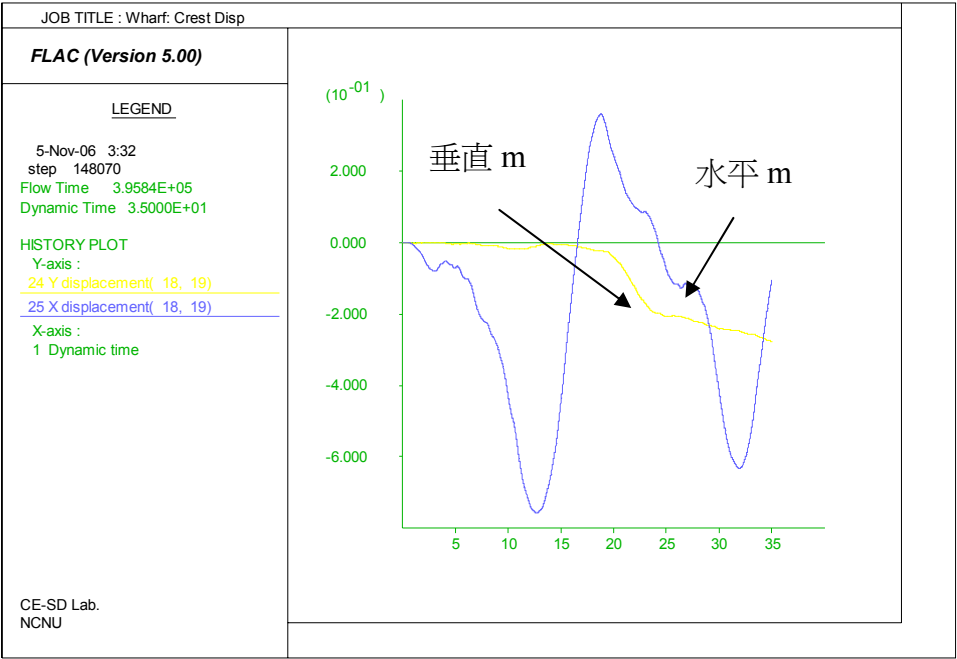


圖 5-11 碼頭前端位移歷時圖

第六章 棧橋式碼頭之耐震能力評估

本章以某港既有棧橋式碼頭為實例，參考港灣構造物設計基準並考量土壤液化因素，分別探討既有棧橋式碼頭之耐震能力及變位量。

6.1 碼頭斷面與分析條件

本案例為斜樁棧橋式碼頭，碼頭標準斷面圖詳如圖 6-1 所示，碼頭上部結構為鋼筋混凝土梁版系統，下部結構為鋼管樁組成，基樁尺寸分別為直徑 80 公分，厚 1.2 公分。碼頭之一般條件、自然條件、材料強度、載重等基本設計資料如下說明。

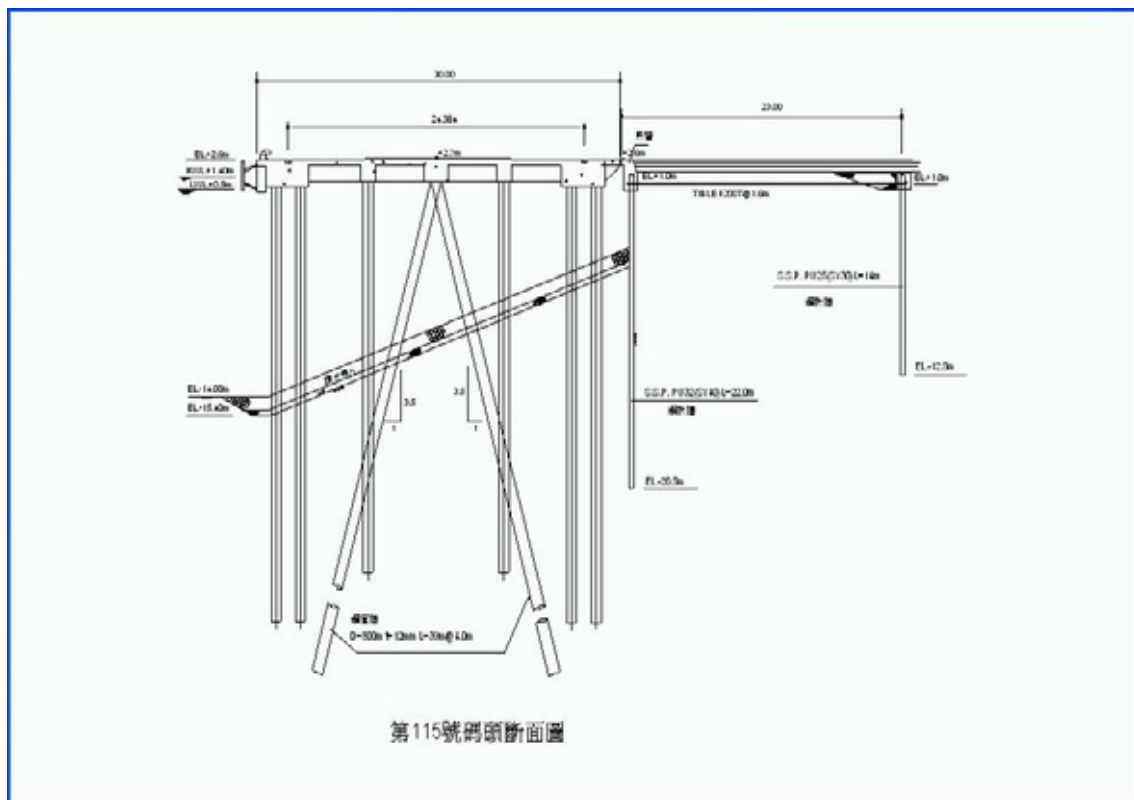


圖 6-1 碼頭斷面圖

(1)一般條件

碼頭泊船噸位：55,000GT

設計水深：EL.-14.0M

碼頭面高程：EL.+2.6M

碼頭長度：277 M

(2)自然條件

潮位：H.H.W.L. EL.+2.6M

H.W.L. EL.+1.2M

M.W.L. EL.+0.6M

L.W.L. EL.+0.3M

L.L.W.L. EL.+0.0M

(3)超載

平時：3 (t/m²)

地震時：1 (t/m²)

(4)地震係數

水面上：K_h=0.1

水面下：K_h=0.2

(5)單位重

鋼材 7.85t/m²

鋼筋混凝土 2.45 t/m²

(6)容許應力

混凝土

鋼筋混凝土 $f_c' = 210 \text{ kg/cm}^2$

純混凝土 $f_c' = 175 \text{ kg/cm}^2$

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

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

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

地震、颱風、船舶靠岸時上述容許值增加 1/3。

構造用鋼材、鋼管樁(SS41、STK41 或同級品)

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

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

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

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

剪應力 $\sigma_a = 800 \text{ kg/cm}^2$

彈性模數 $E_s = 2.1 \times 10^6$

地震、颱風、船舶靠岸時，上項容許值增加 1/2。

鋼板樁

SY40 或同級品

斷面積 $A = 242 \text{ cm}^2$

斷面模數 $Z = 3200 \text{ cm}^3$

慣性矩 $I = 72320 \text{ cm}^4$

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

SY30 或同級品

斷面積 $A=188 \text{ cm}^2$

斷面模數 $Z=2500 \text{ cm}^3$

慣性矩 $I=5650 \text{ cm}^4$

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

地震、颱風、船舶靠岸時，上項容許值增加 1/2。

錨碇鋼索

F200T 地震容許拉力 100 公噸

6.2 不考慮土壤液化碼頭耐震能力評估

本節參考港灣構造物設計基準針對棧橋式碼頭進行耐震能力評估，評估步驟包括邊坡穩定、樁之耐震能力及護岸之耐震能力評估三部分。邊坡穩定部份，主要考慮塊石之穩定性；樁的部份，將碼頭簡化為一平面結構，地震力均勻作用於碼頭上部結構，其地震力作用之水平力皆由斜群樁負擔，計算各樁之應力，並檢核其根入深度、應力及樁之承載力是否符合基準之規定；護岸的部份，因其結構型式為板樁式護岸，其評估步驟如前面章節板樁之耐震能力評估步驟。

6.2.1 邊坡之穩定性評估

本案例為砂性土壤，因塊石層與基礎土壤成平行，如圖 6-1 所示，故其破壞模式可依土壤力學無限邊坡破壞模式來分析，說明如下：

邊坡安全係數

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{rH \cos^2 \beta \tan(\phi - \theta)}{rH \sin \beta \cos \beta} = \frac{\tan(\phi - \theta)}{\tan \beta} \dots\dots\dots (6-1)$$

其中

τ_f =滑動面抵抗力

τ =滑動土層驅動力

r =土壤單位重

H =滑動土層高度

β =坡面與水平面之夾角

ϕ =土壤內摩擦角

θ =地震合成角

因塊石內摩擦角為 40^0 ，而坡面土壤內摩擦角為 31^0 ，取小者故 ϕ 為 31^0 ， $\tan \beta = \frac{1}{4} = 0.25$ ， $\theta = \tan^{-1}(\frac{r}{r-1}K) = 11.3^0$ ，代入 6-1 式得安全係數為 1.43，故邊坡之穩定性通過檢核。

6.2.2 樁之耐震能力評估

1. 樁根入深度檢核

本案例依張有齡氏之假想固定法，利用 6-2 式求取 β 值，其假想固定點距假想地表面為 $1/\beta$ ，如圖 6-2 所示，其中橫向地層反力係數之 SPT N 平均值由設計資料得知為 10。說明如下：

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} \dots\dots\dots (6-2)$$

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

K_h = 橫向地層反力係數 (kg/m^3)

由設計基準可知不論砂或黏土皆可以

$K_h = 0.15N$ 計算 (N 為 SPT 貫入試驗 N 值)

D = 基樁直徑 = 80 cm

t = 基樁厚度 = 1.2 cm

假想地表面計算：

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

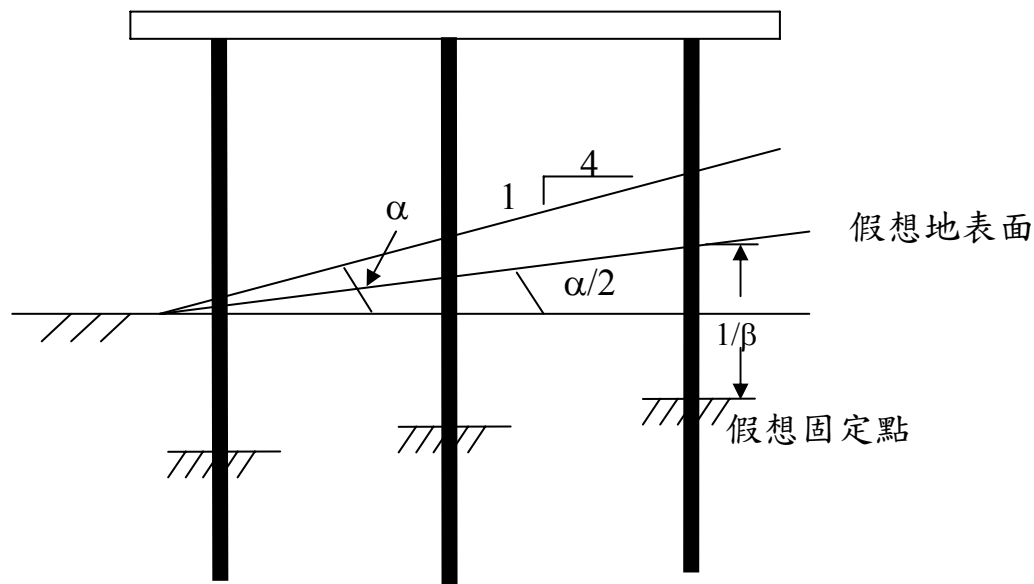


圖 6-2 假想地表面示意圖

設計年限採 50 年鏽蝕量，則海底鏽蝕率=0.02 mm/year

故 50 年海水鏽蝕量=0.02×50=1 mm

由以上計算可知鋼管樁外徑尚須扣除鏽蝕厚度，計算如下：

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

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

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

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

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

假想固頂點距假想地表面之距離 $1/\beta=349$ 公分，樁之入土深度須超過假想地表面下 $3/\beta=1,046$ 公分，而各樁長及樁號如圖 6-3 所示，計算得各樁之假想地表面高程、假想固定點高程、最小根入深

度高程及有效樁長，如表 6-1 所示，由圖 6-3 可得知各樁之根入深度達到 EL-32.4 公尺，均超過表 6-1 所示之最小根入深度高程，故樁之根入深度符合基準要求之根入深度。

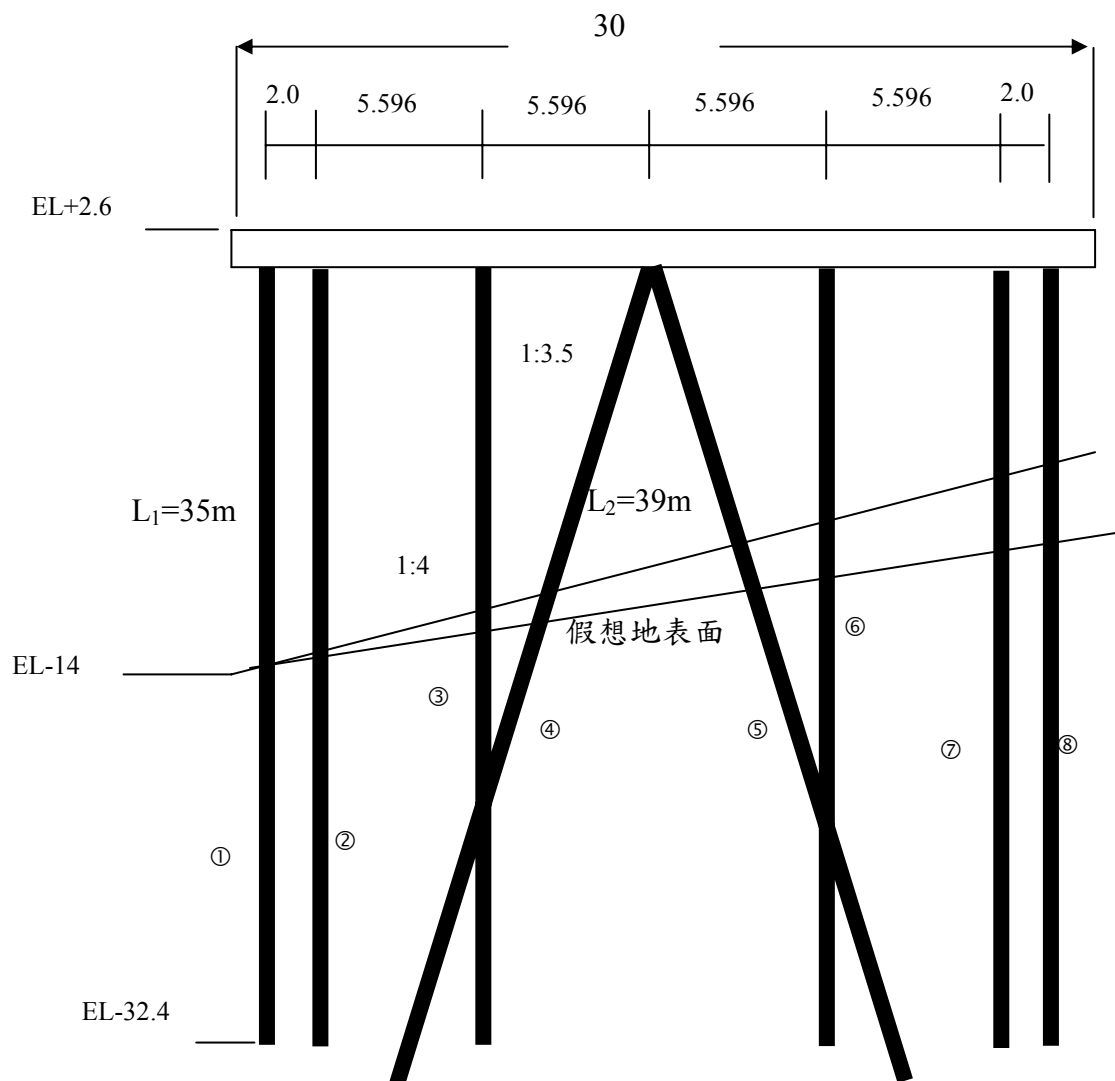


圖 6-3 斷面各樁長及編號示意圖

表 6-1 各樁相關位置高程

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

2.垂直力計算

本研究取法線方向(Y 向)32 公尺及垂直法線方向(X 向)30 公尺為單元來分析，如圖 6-4 所示，各樁之垂直力為各樁之上載荷重、上部結構之重量及樁之自重和，說明如下：

(1)上載荷重(W_L)

依設計資料得知地震時上載荷重以 1t/m^2 估算，故上載荷重為

$$W_L = 32 \times 30 \times 1 = 960\text{t}$$

(2)上部結構重(W_D)

依設計資料得知上部結構之自重約為 2.3t/m^2 ，故上部結構重為

$$W_D = 32 \times 30 \times 2.3 = 2208\text{t}$$

(3)裝卸機具重(W_c)

依設計資料得知裝卸機具以 900 噸估算。

(4)樁之自重(W_p)

地震力計算之樁自重採用至假想固定點之自由樁長計算自重，故樁自重為

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

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

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

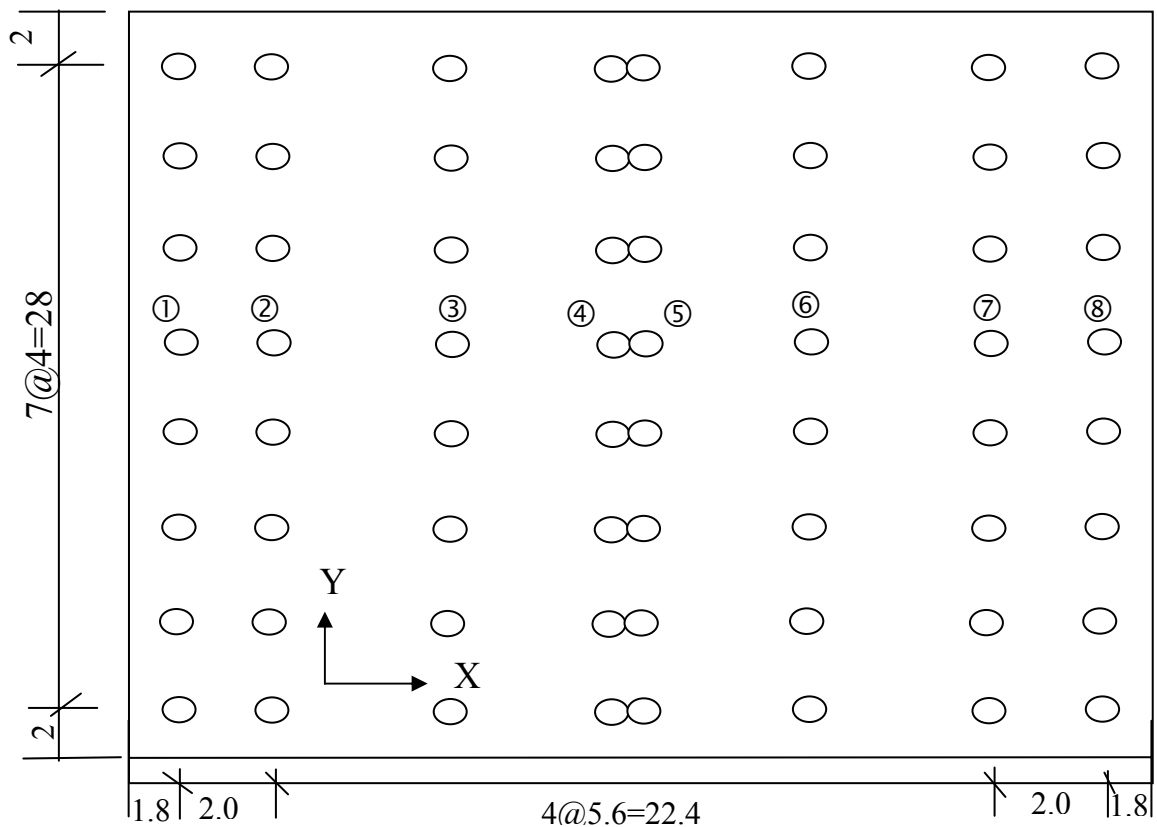


圖 6-4 棧橋式碼頭分析單元示意圖

3.水平力計算

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

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

4.斜樁水平力計算

由港灣設計基準可知地震力之水平力皆由斜群樁承擔，分配給各斜群樁頭之水平力可由下式(6-3)及(6-4)計算，

$$H_i = \frac{C_i}{\sum C_i} H \dots\dots\dots (6-3)$$

$$C_i = \frac{\sin^2(\theta_{i1} + \theta_{i2})}{\frac{l_{i1}}{A_{i1}E_{i1}} \cos^2 \theta_{i2} + \frac{l_{i2}}{A_{i2}E_{i2}} \cos^2 \theta_{i1}} \dots\dots\dots (6-4)$$

式中： l_i = 鋼管樁長(m)

A = 鋼管樁之斷面積

E = 鋼管樁之彈性模數

θ_{i1} ， θ_{i2} = 各樁與垂直方向之夾角

由於 8 組之斜組樁尺寸相同，故各組斜樁之水平力為

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

5.斜樁之軸力計算

水平力 H_{45} 已求出，垂直力包括上載荷重、上部結構重及裝卸機具重，計算如下：

$$V_{45} = (1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}) \times 4 \times 5.6 = 94.92 \text{ t}$$

由 6-5 式計算得知各斜樁所分配之軸力，如圖 6-5 所示

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= \frac{V_i \sin \theta_2 + H_i \cos \theta_2}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \\ P_2 &= \frac{V_i \sin \theta_1 - H_i \cos \theta_1}{\sin(\theta_1 + \theta_2)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6-5)$$

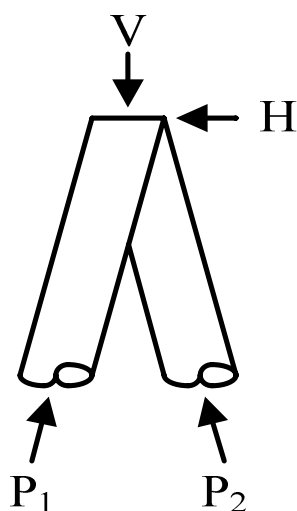


圖 6-5 群斜樁之軸力示意圖

將 $V_{45}=94.92$ 噸及 $H_{45}=52.4$ 噸代入 6-5 式得

$$P_4 = \frac{94.92 \times \sin 16^\circ + 52.4 \times \cos 16^\circ}{\sin 32^\circ} = 144.76 \text{ t (壓力)}$$

$$P_5 = \frac{94.92 \times \sin 16^\circ - 52.4 \times \cos 16^\circ}{\sin 32^\circ} = -46 \text{ t (拉力)}$$

6.碼頭水平位移計算

$$\frac{P_4 l_4}{AE} = \frac{144.76 \times 15.9}{0.0272 \times 2.1 \times 10^6} = 4.03 \times 10^{-2} \text{ m} = 4.03 \text{ cm}$$

$$\frac{P_5 l_5}{AE} = \frac{-46 \times 14.25}{0.0272 \times 2.1 \times 10^6} = -1.1 \times 10^{-2} \text{ m} = -1.1 \text{ cm}$$

水平位移 $\Delta = 9.43 \text{ cm}$

7.直樁水平抵抗力及樁頭彎矩計算

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

$$H_i = \frac{12EI\beta^3}{(1 + \beta h)^3 + 2} \Delta \dots\dots\dots (6-6)$$

$$M_i = \frac{1 + \beta h}{2\beta h} H_i h \dots\dots\dots (6-7)$$

h = 直樁假想地面以上之長度

水平位移 $\Delta = 9.43 \text{ cm}$

(1)一號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_1 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1638)^3 + 2} \times 9.43 = 6.3 \text{ t}$$

$$M_1 = \frac{1 + 0.00287 \times 1638}{2 \times 0.00287 \times 1638} \times 6.3 \times 1638 = 6268 \text{ t-cm} = 62.68 \text{ t-m}$$

(2)二號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_2 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1613)^3 + 2} \times 9.43 = 6.5 \text{ t}$$

$$M_2 = \frac{1 + 0.00287 \times 1613}{2 \times 0.00287 \times 1613} \times 6.5 \times 1613 = 6424 \text{ t-cm} = 64.24 \text{ t-m}$$

(3)三號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_3 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1544)^3 + 2} \times 9.43 = 7.3 \text{ t}$$

$$M_3 = \frac{1 + 0.00287 \times 1544}{2 \times 0.00287 \times 1544} \times 7.3 \times 1544 = 6891 \text{ t-cm} = 68.91 \text{ t-m}$$

(4)六號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_6 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1407)^3 + 2} \times 9.43 = 9.1 \text{ t}$$

$$M_6 = \frac{1 + 0.00287 \times 1407}{2 \times 0.00287 \times 1407} \times 9.1 \times 1407 = 7990 \text{ t-cm} = 79.9 \text{ t-m}$$

(5)七號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_7 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1338)^3 + 2} \times 9.43 = 10.25 \text{ t}$$

$$M_7 = \frac{1 + 0.00287 \times 1338}{2 \times 0.00287 \times 1338} \times 10.25 \times 1338 = 8639 \text{ t-cm} = 86.39 \text{ t-m}$$

(6)八號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_8 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1313)^3 + 2} \times 9.43 = 10.70 \text{ t}$$

$$M_8 = \frac{1 + 0.00287 \times 1313}{2 \times 0.00287 \times 1313} \times 10.70 \times 1313 = 8890 \text{ t} - \text{cm} = 88.9 \text{ t} - \text{m}$$

8.各樁應力檢核

各樁之斷面應力，承受軸力之樁或承受軸力及彎矩之樁由式(6-8)計算之，且斷面應力要小於容許軸向壓應力(σ_{ca})。

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{Z} \times \frac{\sigma_{ca}}{\sigma_{ba}} < \sigma_{ca} \dots\dots\dots (6-8)$$

式中

P=樁之軸力

A=樁之斷面積

Z=樁之斷面係數

M=樁之彎矩

σ_{ca} =樁之軸向容許壓縮應力強度

σ_{ba} =樁之容許彎曲應力強度

(1)一號樁之應力

$$M_1 = 62.68 \text{ t} - \text{m} = 6268000 \text{ kg} - \text{cm}$$

軸力包括上載荷重、上部結構重、裝卸機具重及樁之自重，計算如下：

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

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 1638 \text{ cm}$

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

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

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

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

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

$$\sigma_1 = \frac{54930}{272} + \frac{6268000}{5276} \times \frac{1092}{1300} = 1200 \text{ kg/cm}^2 < 1638 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

(2) 二號樁之應力

$$M_2 = 64.24 \text{ t-m} = 6424000 \text{ kg-cm}$$

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

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 1613 \text{ cm}$

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

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

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

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

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

$$\sigma_2 = \frac{71880}{272} + \frac{6424000}{5276} \times \frac{1098}{1300} = 1231 \text{ kg/cm}^2 < 1647 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

(3) 三號樁之應力

$$M_3 = 68.91 \text{ t-m} = 6891000 \text{ kg-cm}$$

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

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 1544 \text{ cm}$

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

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

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

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

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

$$\sigma_3 = \frac{102390}{272} + \frac{6891000}{5276} \times \frac{1115}{1300} = 1497 \text{ kg/cm}^2 < 1672 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

(4) 四號樁之應力

$$P_4 = 144.76 \text{ t} = 144760 \text{ kg}$$

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

$$\sigma_4 = \frac{144760 + 8000}{272} = 562 \text{ kg/cm}^2 < 1300 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

(5) 五號樁之應力

$$P_5 = -46 \text{ t} = -46000 \text{ kg}$$

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

$$\sigma_5 = \frac{-46000 + 8000}{272} = -139 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{拉力 } 139 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

(6) 六號樁之應力

$$M_6 = 79.9 \text{ t-m} = 7990000 \text{ kg-cm}$$

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

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

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

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

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

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

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

$$\sigma_6 = \frac{102390}{272} + \frac{7990000}{5276} \times \frac{1147}{1300} = 1712 \text{ kg/cm}^2 < 1720 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

(7)七號樁之應力

$$M_7 = 86.39 \text{ t-m} = 8639000 \text{ kg-cm}$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 13.38 \text{ cm}$

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

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

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

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

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

$$\sigma_6 = \frac{71880}{272} + \frac{8639000}{5276} \times \frac{1161}{1300} = 1726 \text{ kg/cm}^2 < 1741 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

(8)八號樁之應力

$$M_8 = 88.9 \text{ t-m} = 8890000 \text{ kg-cm}$$

$$P_7 = (1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}) \times 4 \times 2.8 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 54.93 \text{ t}$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 13.13 \text{ cm}$

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

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

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

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

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

$$\sigma_6 = \frac{54930}{272} + \frac{8890000}{5276} \times \frac{1166}{1300} = 1714 \text{ kg/cm}^2 < 1749 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

8.各樁承载力檢核

本研究分析各樁之承载力，採用 Meyerhof 於 1976 年所歸納出之承载力與 N 值之關係式，如 6-9、6-10、6-11 式所示，安全檢核容許承载力(Q_u)於地震力作用下須大於樁之軸力 2 倍，容許拉拔力須大於樁之拉力 2.5 倍。

$$\text{錘擊式樁(砂土層)} \quad Q_u = 40 \times N \times A_p + \frac{N_s}{5} \times A_s \quad \dots\dots\dots (6-9)$$

$$\text{錘擊式樁(沉泥質)} \quad Q_u = 30 \times N \times A_p + \frac{N_s}{5} \times A_s \quad \dots\dots\dots (6-10)$$

$$\text{鑽掘式樁} \quad Q_u = 12 \times N \times A_p + \frac{N_s}{10} \times A_s \quad \dots\dots\dots (6-11)$$

上式中

N =樁端之標準貫入實驗打擊數

A_p =樁端之斷面積

N_s =樁身之平均標準貫入實驗打擊數

A_s =樁身之表面積

由於本研究之土質為沉泥質，故採用 6-10 式來計算承載力，而 N 及 N_s 依設計資料得知分別為 20 及 19.9，各樁安全檢核如下：

(1)一號樁之承載力

$$P_1=54.93t$$

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

樁之有效承載力長度為假想地表面以下之長度 $\ell_1 = -13.78 - (-32.4) = 18.62$ 公尺。 $As = \pi \times D_{out} \times \ell_1 = 46.66$ 平方公尺。

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

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

(2)二號樁之承載力

$$P_2=71.88t$$

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

樁之有效承載力長度為假想地表面以下之長度 $\ell_2 = -13.53 - (-32.4) = 18.87$ 公尺。 $As = \pi \times D_{out} \times \ell_2 = 47.28$ 平方公尺。

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

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

(3)三號樁之承載力

$$P_3=102.39t$$

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

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

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

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

(4)四號樁之承载力

$$P_4 = 144.76 + 8 = 152.76t$$

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

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

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

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{530.26}{152.76} = 3.47 > 2 \quad \text{OK}$$

(5)五號樁之拉力

$$P_5 = -46.5 + 8 = -38.5t \text{ (拉力)}$$

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

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

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

$$\frac{Q_{ut}}{P} = \frac{246.79}{38.5} = 6.4 > 2.5 \quad \text{OK}$$

(6) 六號樁之承载力

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

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

樁之有效承载力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_6 = -11.47 - (-32.4) = 20.93$ 公尺。 $AS = \pi \times D_{out} \times \ell_6 = 52.45$ 平方公尺。

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

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

(7) 七號樁之承载力

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

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

樁之有效承载力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_7 = -10.78 - (-32.4) = 21.62$ 公尺。 $AS = \pi \times D_{out} \times \ell_7 = 54.18$ 平方公尺。

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

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

(8)八號樁之承载力

$$P_8=54.93t$$

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

樁之有效承载力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_8 = -10.53 - (-32.4) = 21.87$ 公尺。 $A_s = \pi \times D_{out} \times \ell_8 = 54.8$ 平方公尺。

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

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{518.03}{54.93} = 9.43 > 2 \quad (\text{OK})$$

依上述樁根入深度檢核、應力檢核及承载力檢核結果，都能滿足水平震度 0.1 狀況下之耐震能力，其中樁應力部份，樁編號 6、7 之應力與容許應力差不到 1%，顯示樁之耐震能力評估結果剛好滿足水平震度 0.1 之耐震能力。

6.2.3 護岸之耐震能力評估

護岸分析斷面及相關設計資料如圖 6-6 所示，相關評估步驟大致如前面章節之板樁耐震能力評估方式及步驟，唯一不同的是本案例之被動土壓力之計算，因海測之海床為斜坡，與前面章節之平坦海床所造成之被動土壓力會不同，本研究參考 Coulomb 推導之被動土壓力公式得知，兩者差異在相同的被動破壞角的狀況下，主要影響被動土壓力大小的因素為被動破壞面之楔形土體之重量，且被動土壓力大小會隨楔形土體之重量增加而成等比例之增加，相反的，也會隨楔形土體之重量減少而成等比例之減小，本案例正是減少的例子，故本研究依此原理估算本案例之被動土壓力，相關評估過程不再詳細說明，僅摘要評估結果。

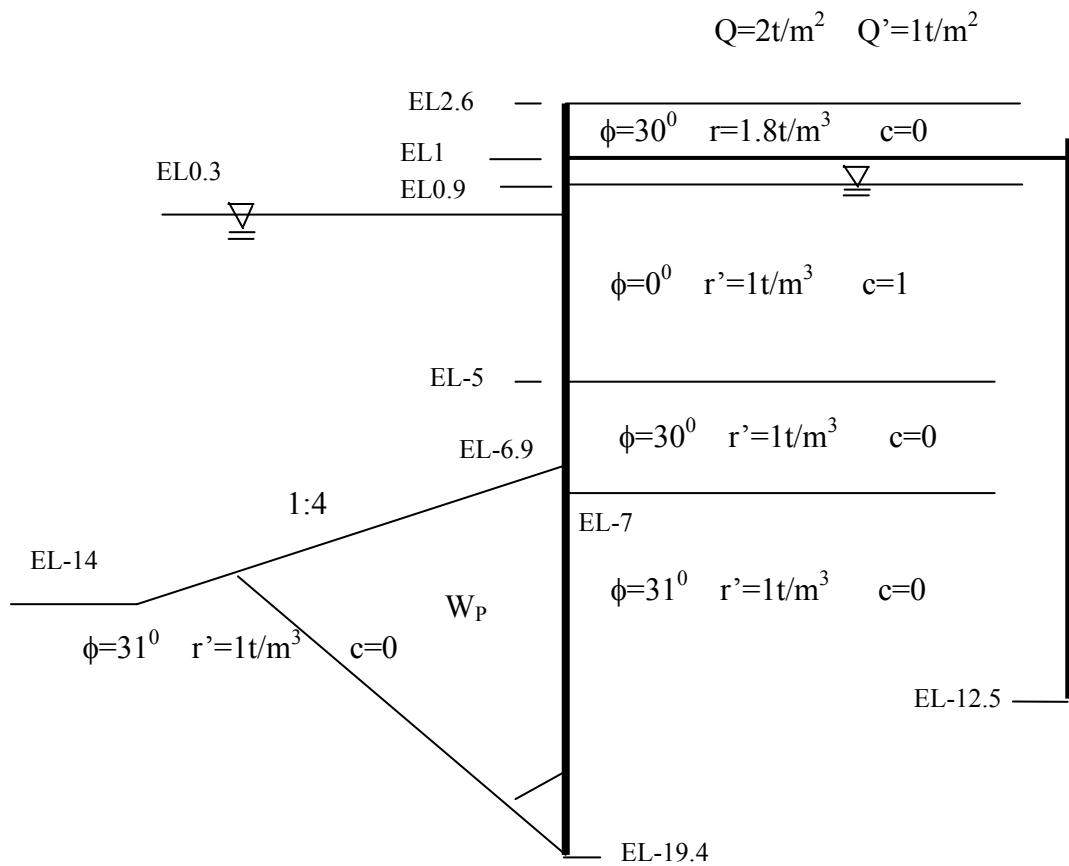


圖 6-6 護岸斷面及相關設計資料

1. 主鋼板樁檢核

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

2. 主鋼板樁最大彎矩與錨碇力檢核

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

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

最大彎矩

$$M = 54.89 \text{ t-m} < 0.6 \times 2400 \times 1.5 \times 3200 / 1000000 = 69.12 \text{ t-m} \quad \text{OK}$$

3. 錨碇板樁最大彎矩與入土長度檢核

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

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

4. 錨碇距離檢核

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

由上述之評估結果，護岸能通過水平震度 0.1 之耐震能力考驗。

在不考慮土壤可能發生液化之情況下，本案例碼頭能通過水平震度 0.1 之耐震能力檢核。

6.3 考慮土壤液化碼頭耐震能力評估

依據本所賴聖耀本土化液化潛能評估理論，以 GIS 軟體模擬該港區的液化風險度，在地震規模 $M=6.5$ ，地表加速度 $PGA=0.1g$ 的條件下，研判碼頭邊坡及護岸後線表層(高程 2.6~0.9 公尺)之土層已發生液化，如圖 6-7 所示，故本研究依此結果檢核碼頭之耐震能力。

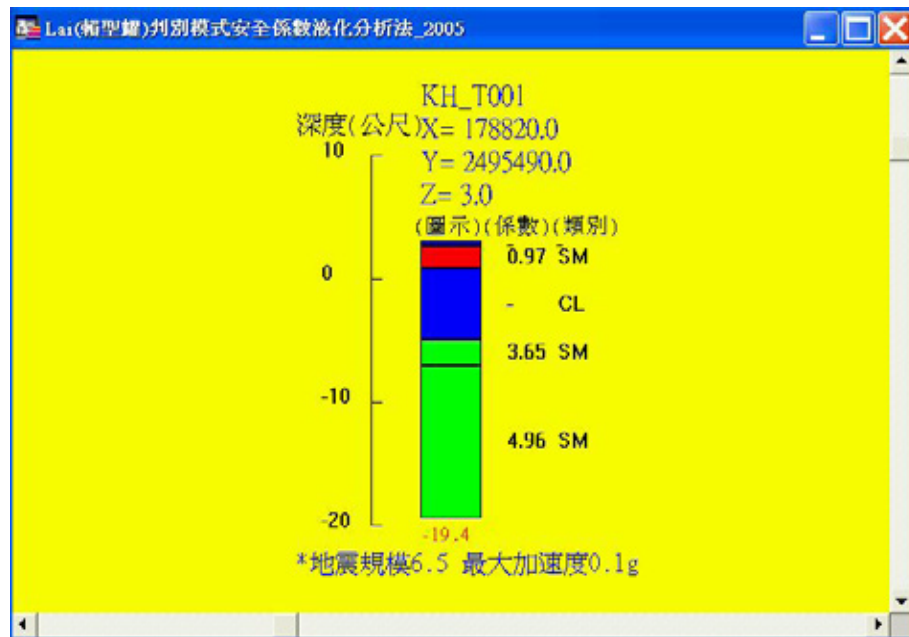


圖 6-7 土層液化深度柱狀圖

6.3.1 邊坡之穩定性評估

由於表土層已發生液化，故邊坡表層 1.7 公尺範圍內之土層已發生流動，故邊坡已發生破壞。邊坡滑動對樁造成之衝擊力將納入樁之耐震能力評估。

6.3.2 樁之耐震能力評估

1. 樁根入深度檢核

本案例因表土 1.7 公尺範圍之土層發生液化，由圖 6-6 可得知海

側土層與碼頭後線土層性質相似，故依此推論，海側土層表土 1.7 公尺範圍之土層也發生液化，故相關假想地表面及假想固定點也依此向下延伸 1.7 公尺，如圖 6-8 所示，計算得各樁之假想地表面高程、假想固定點高程、最小根入深度高程及有效樁長，如表 6-2 所示，由圖 6-3 可得知各樁之根入深度達到 EL-32.4 公尺，均超過表 6-2 所示之最小根入深度高程，故樁之根入深度符合基準要求之根入深度。

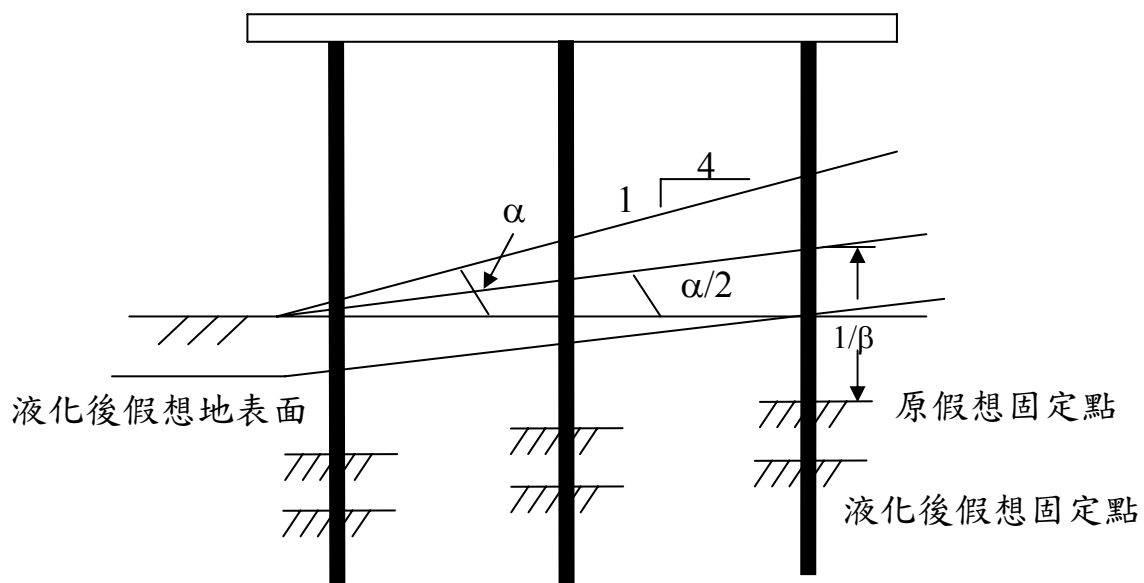


圖 6-8 液化後假想地表面示意圖

表 6-2 液化後各樁相關位置高程

樁號	假想地表面	假想固定點	最小根入深度	自由樁長
1	-15.48	-18.96	-25.94	21.56
2	-15.23	-18.72	-25.69	21.32
3	-14.54	-18.03	-25.00	20.63
4	-14.39	-17.88	-24.85	21.30
5	-13.35	-16.84	-23.81	20.22
6	-13.17	-16.65	-23.62	19.25
7	-12.48	-15.96	-22.94	18.56
8	-12.23	-15.72	-22.69	18.32

2.垂直力計算

上載荷重(W_L)、上部結構重(W_D)及裝卸機具重(W_C)與 6.2 節計算的相同，只有樁之自重(W_p)因液化導致自由樁長增加，故垂直力也相對增加，計算如下

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

$$\begin{aligned} \text{樁總長} &= 21.56 + 21.32 + 20.63 + 21.30 + 20.22 + 19.25 + 18.56 + 18.32 \\ &= 161.2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$W_p = (0.0272 \times 161.2 \times 7.85) \times 8 (\text{組}) = 275 \text{ t}$$

3.水平力計算

$$H = (W_L + W_D + W_C + W_p \times 0.5) \times 0.1 = 421 \text{ t}$$

4.斜樁水平力計算

$$H_{45} = \frac{1}{8} \times H = \frac{421}{8} = 52.6 \text{ t}$$

5.斜樁之軸力計算

水平力 H_{45} 已求出，垂直力包括上載荷重、上部結構重及裝卸機具重，計算如下：

$$V_{45} = (1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}) \times 4 \times 5.6 = 94.92 \text{ t}$$

由 6-5 式計算得知各斜樁所分配之軸力，

將 $V_{45}=94.92$ 噸及 $H_{45}=52.6$ 噸代入 6-5 式得

$$P_4 = \frac{94.92 \times \sin 16^\circ + 52.6 \times \cos 16^\circ}{\sin 32^\circ} = 145.04 \text{ t (壓力)}$$

$$P_5 = \frac{94.92 \times \sin 16^\circ - 52.6 \times \cos 16^\circ}{\sin 32^\circ} = -46 \text{ t (拉力)}$$

6. 碼頭水平位移計算

$$\frac{P_4 l_4}{AE} = \frac{145.04 \times 17.67}{0.0272 \times 2.1 \times 10^6} = 4.49 \times 10^{-2} \text{ m} = 4.49 \text{ cm}$$

$$\frac{P_5 l_5}{AE} = \frac{-46 \times 16.59}{0.0272 \times 2.1 \times 10^6} = -1.34 \times 10^{-2} \text{ m} = -1.34 \text{ cm}$$

水平位移 $\Delta = 10.6 \text{ cm}$

7. 直樁水平抵抗力及樁頭彎矩計算

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

(1) 一號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_1 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1808)^3 + 2} \times 10.6 = 5.6 \text{ t}$$

$$M_1 = \frac{1 + 0.00287 \times 1808}{2 \times 0.00287 \times 1808} \times 5.6 \times 1808 = 5995 \text{ t-cm} = 59.95 \text{ t-m}$$

(2) 二號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_2 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1783)^3 + 2} \times 10.6 = 5.8 \text{ t}$$

$$M_2 = \frac{1 + 0.00287 \times 1783}{2 \times 0.00287 \times 1783} \times 5.8 \times 1783 = 6132 \text{ t-cm} = 61.32 \text{ t-m}$$

(3)三號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_3 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1714)^3 + 2} \times 10.6 = 6.3 \text{ t}$$

$$M_3 = \frac{1 + 0.00287 \times 1714}{2 \times 0.00287 \times 1714} \times 6.3 \times 1714 = 6543 \text{ t-cm} = 65.43 \text{ t-m}$$

(4)六號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_6 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1577)^3 + 2} \times 10.6 = 7.8 \text{ t}$$

$$M_6 = \frac{1 + 0.00287 \times 1577}{2 \times 0.00287 \times 1577} \times 7.8 \times 1577 = 7496 \text{ t-cm} = 75 \text{ t-m}$$

(5)七號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_7 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1508)^3 + 2} \times 10.6 = 8.67 \text{ t}$$

$$M_7 = \frac{1 + 0.00287 \times 1508}{2 \times 0.00287 \times 1508} \times 8.67 \times 1508 = 8051 \text{ t-cm} = 80.51 \text{ t-m}$$

(6)八號樁水平抵抗力及樁頭彎矩

$$H_8 = \frac{12 \times 2100000 \times 210500 \times (0.00287)^3}{(1 + 0.00287 \times 1483)^3 + 2} \times 10.6 = 9 \text{ t}$$

$$M_8 = \frac{1 + 0.00287 \times 1483}{2 \times 0.00287 \times 1483} \times 9 \times 1483 = 8265 \text{ t-cm} = 82.65 \text{ t-m}$$

8.各樁應力檢核

各樁之斷面應力，承受軸力之樁或承受軸力及彎矩之樁由式(6-8)計算之，且斷面應力要小於容許軸向壓應力(σ_{ca})。

(1)一號樁之應力

$$M_1 = 59.95t - m = 5995000kg - cm$$

邊坡液化滑動造成之軸力(S_p) 及彎矩(S_M)計算如下

液化土層作用於樁之側推力(H)

$$=(\text{液化之超額孔隙水壓力}(Lp1)+\text{液化時之動流體壓力}(Lp2))\times$$

$$\text{樁直徑}\times\sin\beta$$

液化時之超額孔隙水壓力 ($Lp1$ =土壤之有效總應力)

$$Lp1=r'*H*L_1$$

其中

r' =土壤有效單位重

H =液化土層厚度

L_1 =一號樁與二號樁之間距

$$\text{計算得 } Lp1 = 1 \times 1.7 \times 2 = 3.4 \text{ t/m}$$

液化時之動流體壓力($Lp2$)

$$Lp2=k_h'*(r'+r_w)*H*L_1$$

其中

k_h' =水中水平震度

r_w =海水單位重

$$\text{計算得 } Lp2 = 0.2 \times (1+1) \times 1.7 \times 2 = 1.36 \text{ t/m}$$

$$\text{側推力 } H = (3.4 + 1.36) \times 0.798 \times \sin 14^\circ = 0.92t$$

側推力造成之彎矩(S_M)

$$S_M = \frac{1}{2} \times H \times \cos 14^\circ \times h = 2.04 \text{ t-m}$$

其中 h 為作用力至樁假想固定點之距離

軸力包括上載荷重、上部結構重、裝卸機具重及樁之自重，
計算如下：

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

側推力造成之軸力(S_p)

$$S_p = 0.92 \times \sin 14^\circ = 0.22t$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 1808 \text{ cm}$

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

$$\frac{\ell}{r} = 64.99 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(l/r)^2 = 1047 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1570 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\sigma_1 = \frac{54930 + 220}{272} + \frac{5995000 + 204000}{5276} \times \frac{1047}{1300} = 1149 \text{ kg/cm}^2 < 1570 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

(2) 二號樁之應力

$$M_2 = 61.32 \text{ t-m} = 6132000 \text{ kg-cm}$$

邊坡液化滑動造成之軸力(S_p) 及彎矩(S_M)計算如下

液化土層作用於樁之側推力(H)

$$H = (L_{p1} + L_{p2}) \times \text{樁直徑} \times \sin \beta$$

$$= (1 \times 1.7 \times 5.596 + 0.2 \times (1+1) \times 1.7 \times 5.596) \times 0.798 \times \sin 14^\circ = 2.58 \text{ t}$$

側推力造成之彎矩(S_M)

$$S_M = \frac{1}{2} \times H \times \cos 14^\circ \times h = 4.91 \text{ t-m}$$

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

側推力造成之軸力(S_p)

$$S_p = 2.58 \times \sin 14^\circ = 0.625 \text{ t}$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 1783 \text{ cm}$

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

$$\frac{\ell}{r} = 64.1 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(l/r)^2 = 1053 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1580 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\sigma_2 = \frac{71880 + 625}{272} + \frac{6132000 + 491000}{5276} \times \frac{1053}{1300} = 1284 \text{ kg/cm}^2 < 1580 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

(3)三號樁之應力

$$M_3 = 65.43 \text{ t-m} = 6543000 \text{ kg-cm}$$

邊坡液化滑動造成之軸力(S_p) 及彎矩(S_M)計算如下

液化土層作用於樁之側推力(H)

$$H = (L_{p1} + L_{p2}) \times \text{樁直徑} \times \sin \beta$$

$$= 2.58 \text{ t}$$

側推力造成之彎矩(S_M)

$$S_M = \frac{1}{2} \times H \times \cos 14^\circ \times h = 6.91 \text{ t-m}$$

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

側推力造成之軸力(S_p)

$$S_p = 2.58 \times \sin 14^\circ = 0.625 \text{ t}$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 1714 \text{ cm}$

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

$$\frac{\ell}{r} = 61.63 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(1/r)^2 = 1072 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1608 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\sigma_3 = \frac{102390 + 625}{272} + \frac{6543000 + 691000}{5276} \times \frac{1072}{1300} = 1510 \text{ kg/cm}^2 < 1608 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

(4) 四號樁之應力

$$P_4 = 145.04\text{t} = 145040\text{kg}$$

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

側推力造成之軸力(Sp)

$$Sp = 2.58 \times \cos 60^\circ = 1.29\text{t}$$

$$\sigma_4 = \frac{145040 + 8000 + 1290}{272} = 567 \text{ kg/cm}^2 < 1300 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

(5) 五號樁之應力

$$P_5 = -46\text{t} = -46000\text{kg}$$

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

$$Sp = -2.58 \times \cos 88^\circ = -0.09\text{t}$$

$$\sigma_5 = \frac{-46000 + 8000 - 90}{272} = -140 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{拉力 } 140 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

(6)六號樁之應力

$$M_6 = 75 \text{ t-m} = 7500000 \text{ kg-cm}$$

邊坡液化滑動造成之軸力(S_p) 及彎矩(S_M)計算如下

液化土層作用於樁之側推力(H)

$$H = (L_{p1} + L_{p2}) \times \text{樁直徑} \times \sin \beta$$

$$= 2.58 \text{ t}$$

側推力造成之彎矩(S_M)

$$S_M = \frac{1}{2} \times H \times \cos 14^\circ \times h = 10.44 \text{ t-m}$$

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

側推力造成之軸力(S_p)

$$S_p = 2.58 \times \sin 14^\circ = 0.625 \text{ t}$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 1577 \text{ cm}$

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

$$\frac{\ell}{r} = 56.67 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(1/r)^2 = 1107 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1661 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\sigma_6 = \frac{102390 + 625}{272} + \frac{7500000 + 1044000}{5276} \times \frac{1107}{1300} = 1757 \text{ kg/cm}^2 > 1661 \text{ kg/cm}^2 . \text{NG}$$

(7)七號樁之應力

$$M_7 = 80.51 \text{ t-m} = 8051000 \text{ kg-cm}$$

邊坡液化滑動造成之軸力(S_p) 及彎矩(S_M)計算如下

液化土層作用於樁之側推力(H)

$$H = (L_{p1} + L_{p2}) \times \text{樁直徑} \times \sin \beta$$

$$= 0.92 \text{ t}$$

側推力造成之彎矩(S_M)

$$S_M = \frac{1}{2} \times H \times \cos 14^\circ \times h = 3.65 \text{ t-m}$$

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

側推力造成之軸力(S_p)

$$S_p = 0.92 \times \sin 14^\circ = 0.22 \text{ t}$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 15.08 \text{ cm}$

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

$$\frac{\ell}{r} = 54.2 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(1/r)^2 = 1124 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1686 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\sigma_7 = \frac{71880 + 220}{272} + \frac{8051000 + 365000}{5276} \times \frac{1124}{1300} = 1644 \text{ kg/cm}^2 < 1686 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

(8)八號樁之應力

$$M_8 = 82.65 \text{ t-m} = 8265000 \text{ kg-cm}$$

邊坡液化滑動造成之軸力(S_p) 及彎矩(S_M)計算如下

液化土層作用於樁之側推力(H)

$$H = (L_{p1} + L_{p2}) \times \text{樁直徑} \times \sin \beta$$

$$= 0.83 \text{ t}$$

側推力造成之彎矩(S_M)

$$S_M = \frac{1}{2} \times H \times \cos 14^\circ \times h = 3.36 \text{ t-m}$$

$$P_7 = \left(1 + 2.3 + \frac{900}{32 \times 30}\right) \times 4 \times 2.8 + 0.0272 \times 35 \times 7.85 = 54.93 \text{ t}$$

側推力造成之軸力(Sp)

$$Sp=0.83 \times \sin 14^\circ = 0.2t$$

樁突出假想地表面之長度 $\ell = 14.83 \text{ cm}$

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

$$\frac{\ell}{r} = 53.3 < 110$$

$$\sigma_{ca} = 1,300 - 0.06(l/r)^2 = 1129 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ca}' = \sigma_{ca} \times 1.5 = 1694 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\sigma_8 = \frac{54930 + 200}{272} + \frac{8265000 + 336000}{5276} \times \frac{1129}{1300} = 1619 \text{ kg/cm}^2 < 1694 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

9. 各樁承載力檢核

(1) 一號樁之承載力

$$P_1 = 54.93t$$

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

樁之有效承載力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_1 = -15.48 - (-32.4) = 16.92 \text{ 公尺}$ 。 $AS = \pi \times D_{\text{out}} \times \ell_1 = 42.4 \text{ 平方公尺}$ 。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 42.4 = 468.69 \text{ t}$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{468.69}{54.93} = 8.53 > 2 \quad \text{OK}$$

(2) 二號樁之承载力

$$P_2 = 71.88 \text{ t}$$

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

樁之有效承载力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_2 = -15.23 - (-32.4) = 17.17$ 公尺。 $As = \pi \times D_{\text{out}} \times \ell_2 = 43.02$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 43.02 = 471.1 \text{ t}$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{471.1}{71.88} = 6.6 > 2 \quad \text{OK}$$

(3) 三號樁之承载力

$$P_3 = 102.39 \text{ t}$$

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

樁之有效承载力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_3 = -14.54 - (-32.4) = 17.86$ 公尺。 $As = \pi \times D_{\text{out}} \times \ell_3 = 44.7$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 44.7 = 478 \text{ t}$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{478}{102.39} = 4.7 > 2 \quad \text{OK}$$

(4)四號樁之承载力

$$P_4=144.76+8=152.76t$$

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

樁之有效承载力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_4 = 39 - \left(\frac{2.6 + 14.39}{\cos 16^\circ} \right) = 21.33$ 公尺。 $A_s = \pi \times D_{out} \times \ell_4 = 53.44$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 53.44 = 512.63 t$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{512.63}{152.76} = 3.35 > 2 \quad \text{OK}$$

(5)五號樁之拉力

$$P_5 = -46.5 + 8 = -38.5t \text{ (拉力)}$$

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

樁之有效拉拔力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_5 = 39 - \left(\frac{2.6 + 13.35}{\cos 16^\circ} \right) = 23.05$ 公尺。 $A_s = \pi \times D_{out} \times \ell_5 = 57.75$ 平方公尺。

$$Q_{ut} = \frac{N_s \times A_s}{5} = \frac{19.9 \times 57.75}{5} = 229.84 t$$

$$\frac{Q_{ut}}{P} = \frac{229.84}{38.5} = 6.1 > 2.5 \quad \text{OK}$$

(6)六號樁之承载力

$$P_6=102.39t$$

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

樁之有效承载力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_6 = -13.17 - (-32.4) = 19.23$ 公尺。 $As = \pi \times D_{out} \times \ell_6 = 48.19$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 48.19 = 491.9 t$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{491.9}{102.39} = 4.8 > 2 \quad OK$$

(7)七號樁之承载力

$$P_7=71.88t$$

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

樁之有效承载力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_7 = -12.48 - (-32.4) = 19.92$ 公尺。 $As = \pi \times D_{out} \times \ell_7 = 49.92$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 49.92 = 498.62 t$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{498.62}{71.88} = 6.9 > 2 \quad OK$$

(8)八號樁之承载力

$$P_8=54.93t$$

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

樁之有效承載力長度為假想地表面以下之長度
 $\ell_g = -12.23 - (-32.4) = 20.17$ 公尺。 $A_s = \pi \times D_{out} \times \ell_g = 50.5$ 平方公尺。

$$Q_u = 30 \times 20 \times 0.5 + \frac{19.9}{5} \times 50.5 = 501.07 \text{ t}$$

$$\frac{Q_u}{P} = \frac{501.07}{54.93} = 9.1 > 2 \quad \text{OK}$$

依上述樁根入深度檢核、應力檢核及承載力檢核結果，6 號樁之應力檢核無法滿足水平震度 0.1 表層土壤液化狀況下之耐震能力。

6.3.3 護岸之耐震能力評估

護岸分析斷面及相關設計資料如圖 6-6 所示，依分析結果表土層(高程+2.6~+0.9 公尺)已發生液化，相關評估步驟大致如前面章節之板樁耐震能力評估方式及步驟，相關評估過程不再詳細說明，僅摘要評估結果。

1.主鋼板樁檢核

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

2.主鋼板樁最大彎矩與錨碇力檢核

$$A_p = \frac{P_{am} + R_{wm} + D_{wm}}{8} = 26.8 \text{ t}$$

$$A_p \times 1.6 = 42.9 \text{ t} < 100 \text{ t} \quad \text{OK}$$

最大彎矩

$$M = 54.07 \text{ t-m} < 0.6 \times 2400 \times 1.5 \times 3200 / 100000 = 69.12 \text{ t-m} \quad \text{OK}$$

3.錨碇板樁最大彎矩與入土長度檢核

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} = 30.6 \text{ t-m} < 0.6 \times 1800 \times 1.5 \times 2500 / 100000 = 40.5 \text{ t-m} \quad \text{OK}$$

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 11.14 \text{ m} < 13.5 \text{ m} \quad \text{OK}$$

4. 錨碇距離檢核

$$D = 2 \times \cot(45.3^\circ) + 6 \times \cot(32.8^\circ) + 11.14/3 \times \cot(31.8^\circ) = 17.28 \text{ m} < 23 \text{ m} \quad \text{OK}$$

由上述之評估結果，護岸能通過水平震度 0.1 之耐震能力考驗。

本案例考慮土壤液化的情況下，因邊坡表層發生土壤液化，導致邊坡產生滑動，進而沖擊到基樁，增加額外之應力，導致超過樁之容許應力，而無法通過水平震度 0.1 之耐震能力檢核。

6.4 小結

依本案例分析結果，碼頭在不考慮土壤可能發生液化的情況下，碼頭剛好符合設計之耐震能力(水平震度 0.1)，其中樁之應力設計部份，安全係數最低，導致邊坡一旦發生土壤液化，樁之應力即無法承受額外之邊坡衝擊力而破壞。

依本案例分析結果，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，進而衝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。

在護岸部份，因本案例護岸之設計安全係數較高，且本案例之液化土層厚度不大，故產生之側推力不大，故不影響護岸之穩定性；然而由過去之探討得知，重力式碼頭及板樁式碼頭之耐震穩定性受背填土壤是否發生液化影響很大，而一般棧橋式碼頭之護岸大部份為重力式或板樁式（本案例為板樁式），故背填土壤是否會液化，在設計及評估既有碼頭時應納入考量。

第七章 西南沿海地區之初步液化評估

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。

7.1 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。

7.2 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 7-1 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：

$$V = \left[X - \frac{1}{2}(\bar{X}_\ell + \bar{X}_{nl}) \right]^T S^{-1} (\bar{X}_\ell - \bar{X}_{nl}) \dots\dots\dots (7-1a)$$

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。

$\bar{X}_{nl}$ ：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(7-1a)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(7-1b)結合錯誤分類機率函數(function of probability of misclassification) $C(P)$ ，如式(7-1b)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。

$$V_p = \left[X - \frac{1}{2}(\bar{X}_\ell + \bar{X}_{n\ell}) \right]^T S^{-1}(\bar{X}_\ell - \bar{X}_{n\ell}) - C(P) \dots\dots\dots (7-1b)$$

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)

7.3 SPT 評估液化潛能之判別模式

7.3.1 液化與非液化案例資料之處理

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

唯 Hwang et al.(2001)所彙整臺灣集集地震液化與非液化案例 288 組資料，其落錘能量比(Energy Ratio)皆假設為 60%，未經落錘能量之檢測，本文乃參考亞新工程顧問公司(2000)於臺灣集集地震液化區域最

大之員林地區施作落錘能量檢測之結果，如下式所示，將 Hwang et al.(2001) 之 SPT 試驗值，修正至落錘能量為 60%之正規化貫入值。

$$ER=30 \times (Z/11) + 50 \quad \text{當土層深度 } Z \leq 11\text{m} \quad \dots\dots\dots(7-2a)$$

$$ER = 80 \quad \text{當土層深度 } Z > 11\text{m} \quad \dots\dots\dots(7-2b)$$

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。

7.3.2 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：

$$CSR_{7.5} = 0.65 \cdot \frac{\gamma_d}{MSF} \cdot \frac{a_{\max}}{g} \cdot \frac{\sigma_o}{\sigma'_o} \quad \dots\dots\dots(7-3)$$

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：

$$(N_1)_{60} = N_m \cdot C_n \cdot N \dots\dots\dots (7-4)$$

式(7-3)-(7-4)中相關之參數，參考賴(2006)。

7.3.3 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(7-4)之土壤抗液化強度參數 $(N_1)_{60}$ 值及式(7-3)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。

7.3.4 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 7-2，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 7-3，並分別以 $FC=5\%$ 、 15% 、 25% 與 35% 代表四組土壤之判別曲線，將圖 7-3 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：

$$CRR_{7.5} = \exp(A \cdot \sqrt{(N_1)_{60}} - B) \dots\dots\dots (7-5)$$

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

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

由圖 7-3 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。

7.3.5 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(7-5)計算，而地震引致土層之作用強度， $CSR_{7.5}$ ，以式(7-3)計算，則抗液化之安全係數， F_s ，如下所示：

$$F_s = CRR_{7.5} / CSR_{7.5} \dots\dots\dots (7-6)$$

7.3.6 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：

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

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(7-8)所示：

$$P_L = \frac{1}{1 + 0.6(F_s)^3 + 0.4(F_s)^8} \dots\dots\dots (7-8)$$

根據第 7.3.5 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 7-4 所示。

7.3.7 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(7-9)及表 7-1 所示；及賴聖耀、謝明志(1996)液化機率深度加權法，如式(7-10)及表 7-2 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 7-4 所示。

$$IL = \int_0^{20} F(Z) \cdot W(z) \cdot dz \dots\dots\dots (7-9)$$

上式中，

IL 為液化潛能指數，介於 0~100 之間

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

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

W(z):為權重函數，z 為深度(公尺)。

$$W(z) = 10 - 0.5z。$$

表 7-1 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

$$P_{LW} = \frac{\int_0^{20} P_L(z) \cdot W(z) \cdot dz}{\int_0^{20} W(z) \cdot dz} \dots\dots\dots (7-10)$$

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 7-2 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

7.4 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。

7.4.1 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 7-5 所示，及 T&Y(1983)之相關經驗曲線，如圖 7-6 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 7-3、圖 7-5 與圖 7-6 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 7-7 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。

7.4.2 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 7-8。由圖 7-8 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。

7.4.3 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 7-9 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 7-10 至圖 7-12 所示。由圖 7-10 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 7-11 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 7-12 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。

7.5 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 Tr 之關係為 $PGA_{TR}=(Tr/475)^{0.3-0.45}*PGA_{475}$)，初步評估西南沿海地區沖積土層液化危害度。評估結果分別如圖 7-13 及圖 7-14 所示。由圖 13 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 7-14 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。

7.6 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 Dr 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。

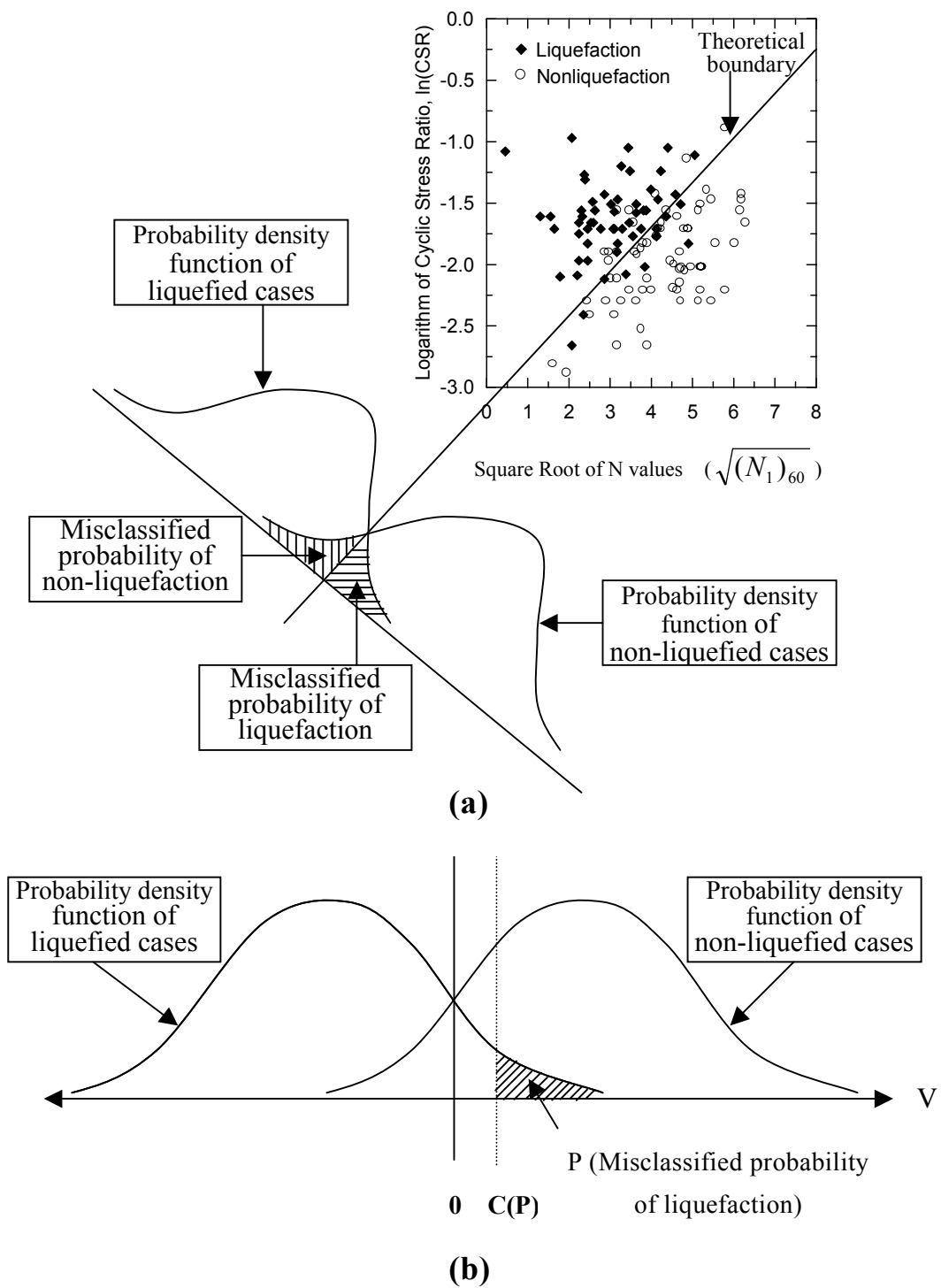


圖 7-1 液化判別分析示意圖

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。

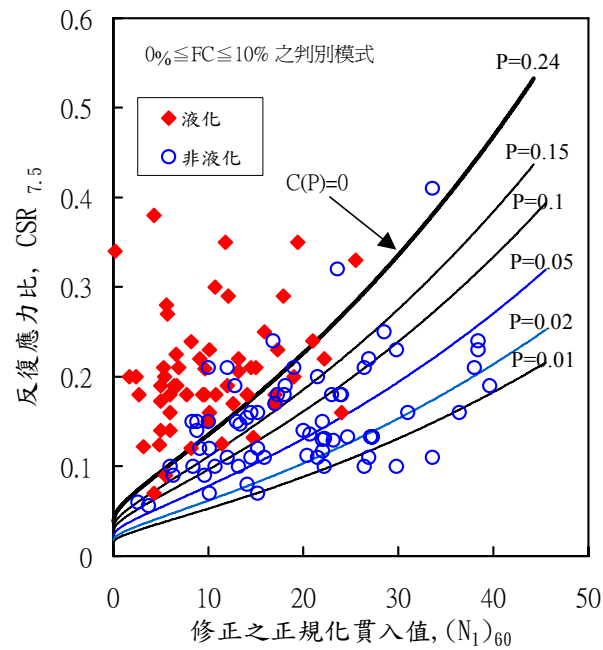


圖 7-2 0% ≤ FC ≤ 10% 液化判別圖(58 組液化及 70 組非液化案例)

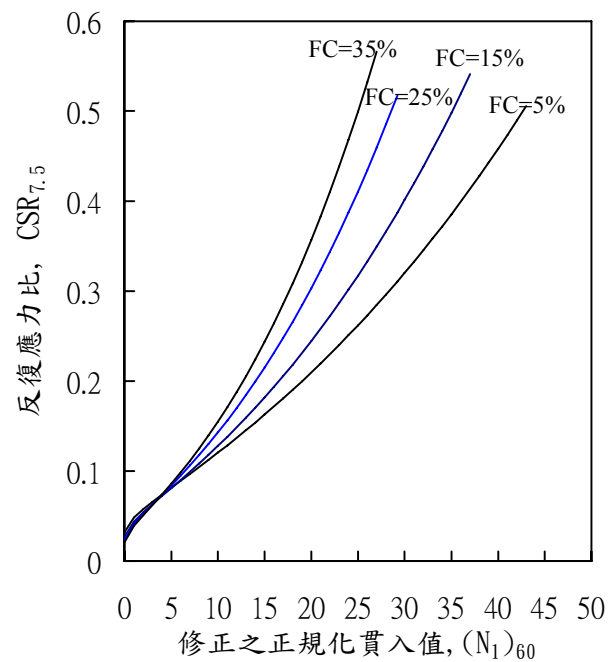


圖 7-3 FC=5%、FC=15%、FC=25%、FC=35%等液化判別式之比較

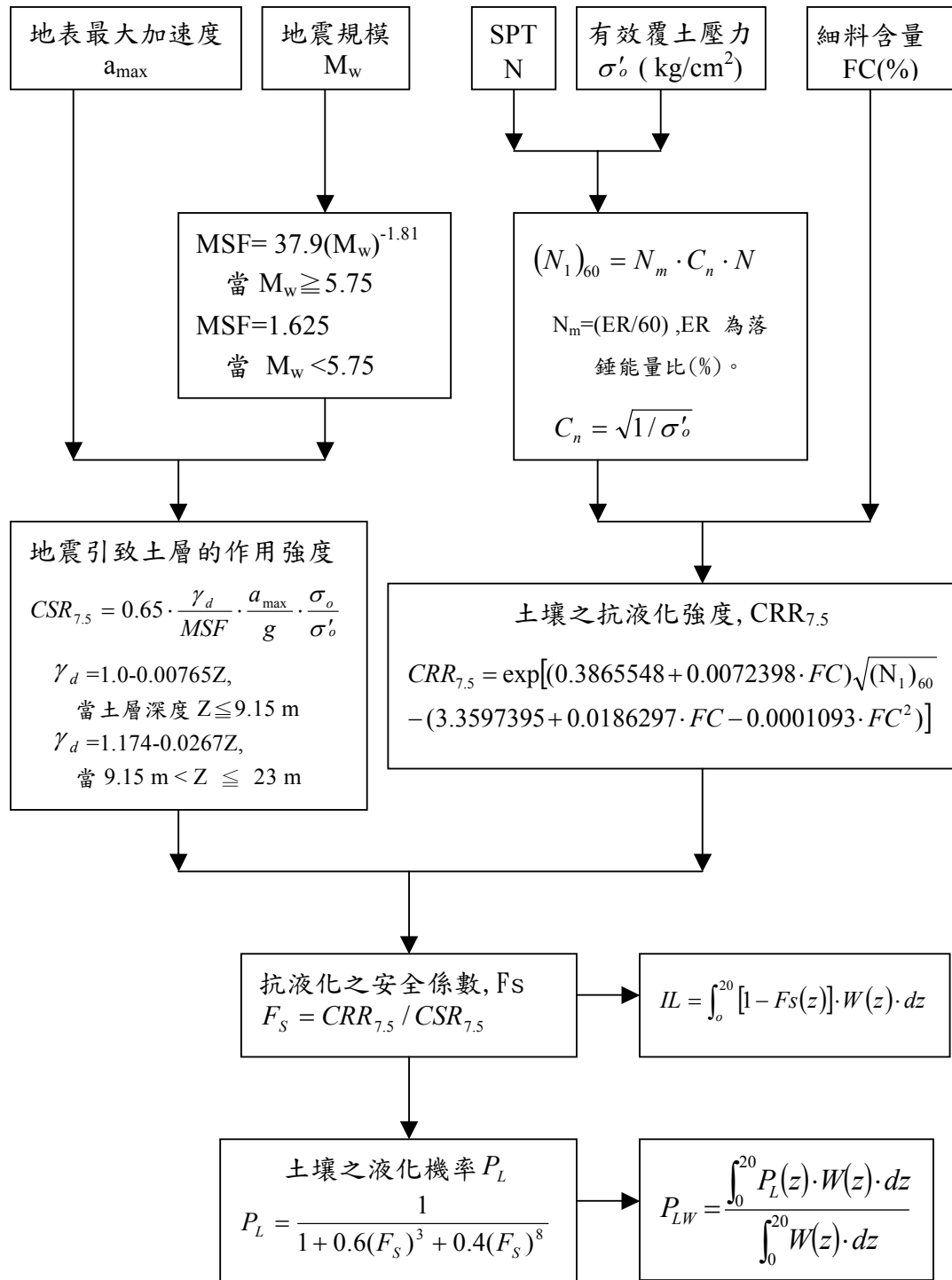


圖 7-4 判别模式之液化分析流程

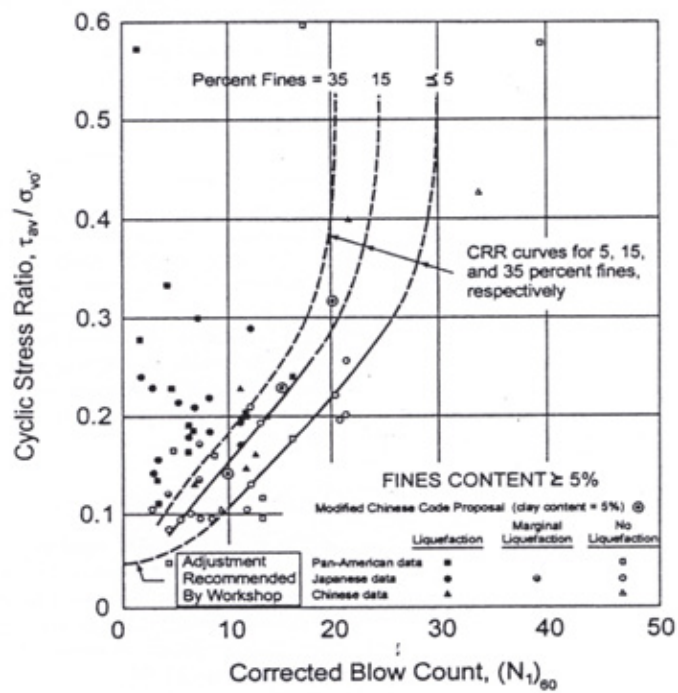


圖 7-5 Youd et al. (2001)建議細粒料含量 $FC \leq 5\%$ 曲線之修正值
(修正自 Seed et al. 1985)

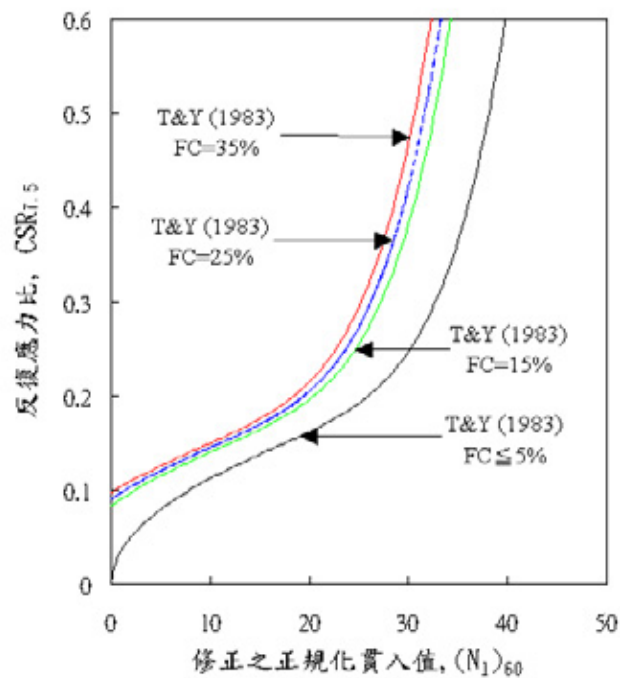


圖 7-6 T&Y(1983) $C_s=85$ 之 $FC \leq 5\%$ 、 $FC=15\%$ 、 $FC=25\%$ 、 $FC=35\%$ 等之經驗曲線比較圖

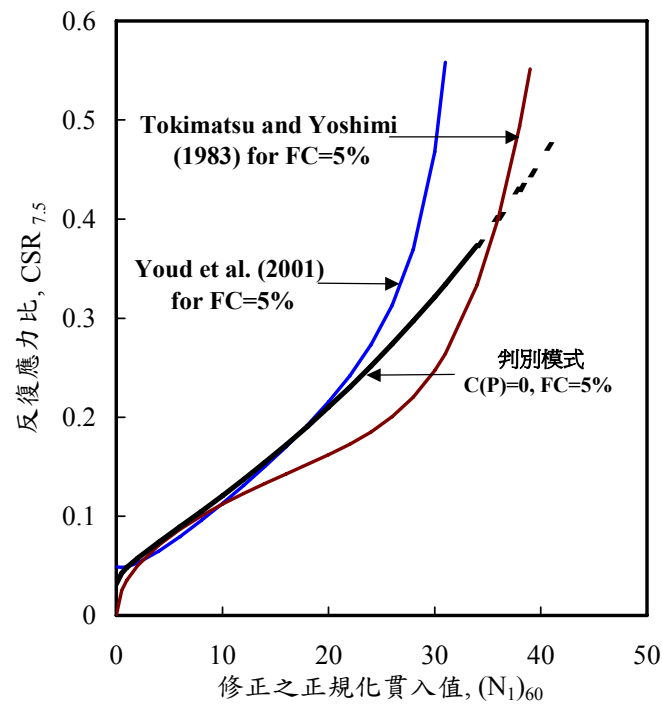


圖 7-7 FC=5%之判別模式與 Youd et al.(2001)及 T&Y(1983)比較

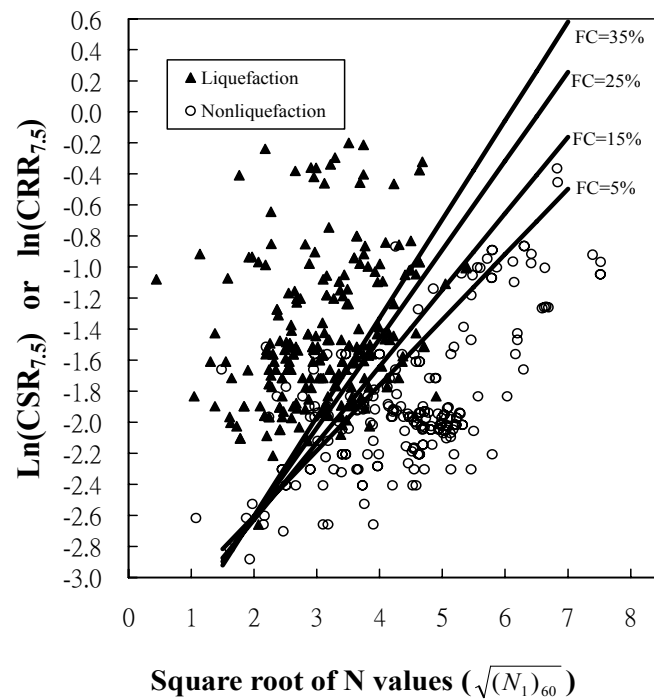


圖 7-8 將本文之判別模式，改繪製於水平座標為 $\sqrt{(N_1)_{60}}$ ，及垂直座標為 $\ln(CSR_{7.5})$ 或 $\ln(CRR_{7.5})$ ，以探討判別模式之物理意義

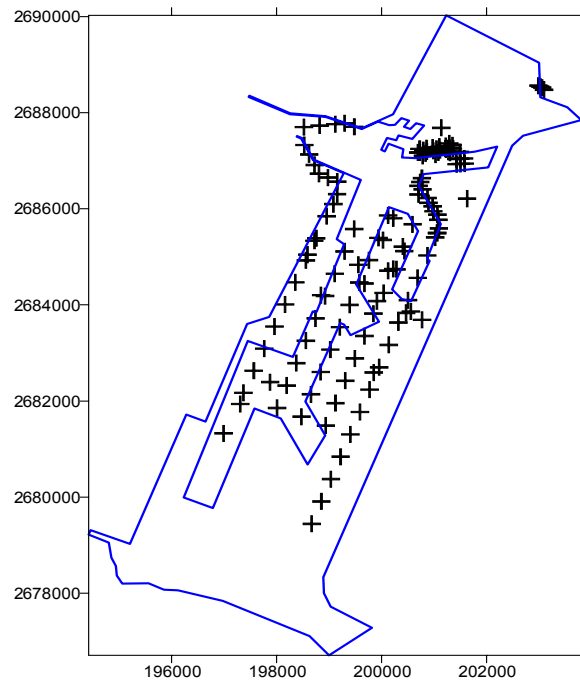


圖 7-9 臺中港區 135 孔 SPT 試驗分布圖

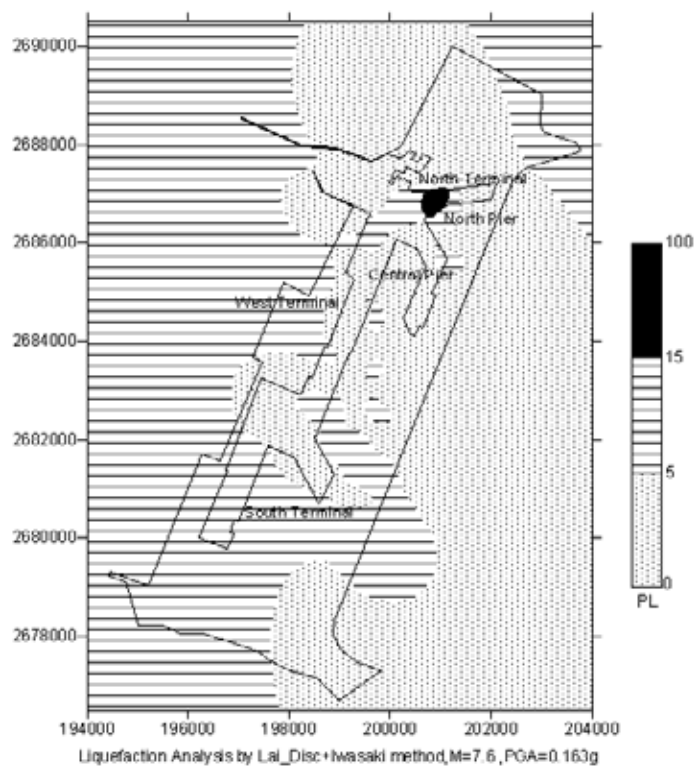


圖 7-10 以 Lai et al.(2005)方法評估 921 地震臺中港區
液化潛能之分析結果

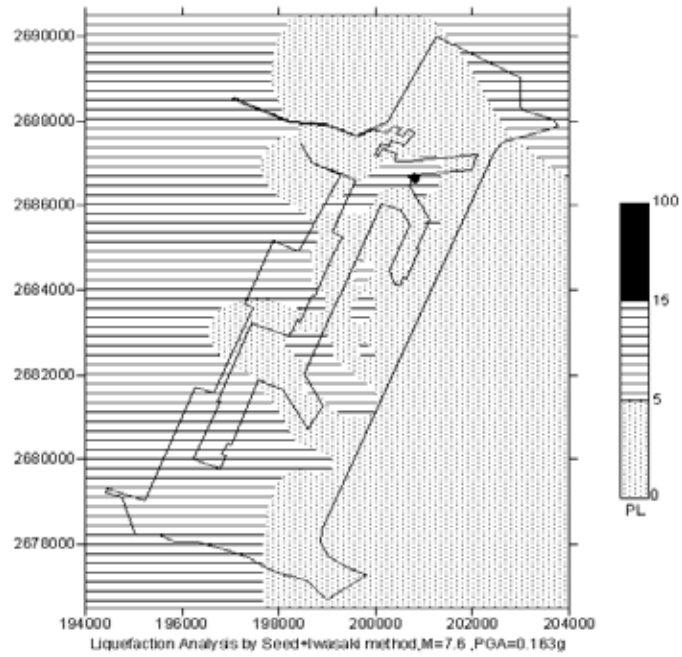


圖 7-11 以 Youd et al. (2001)方法評估 921 地震臺中港區
液化潛能之分析結果

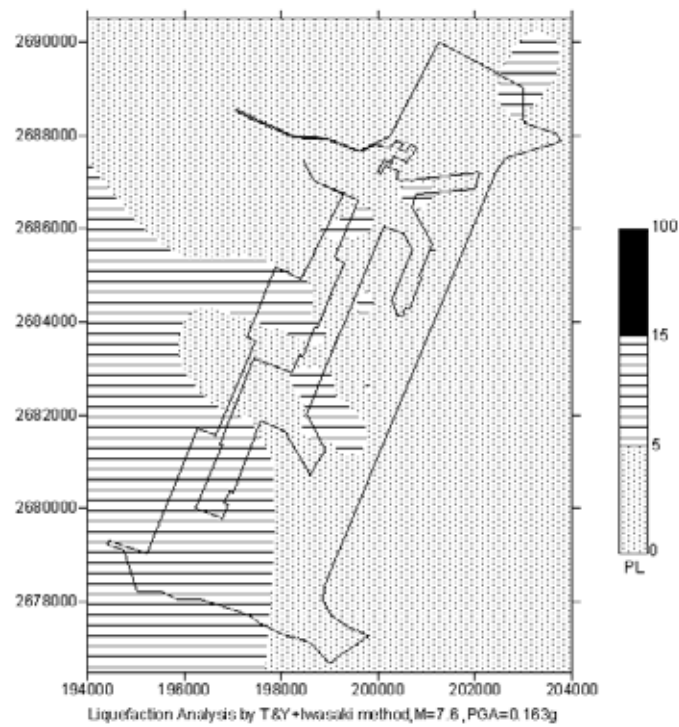


圖 7-12 以 Tokimatsu and Yoshimi (1983)方法評估 921 地震臺中港
區液化潛能之分析結果

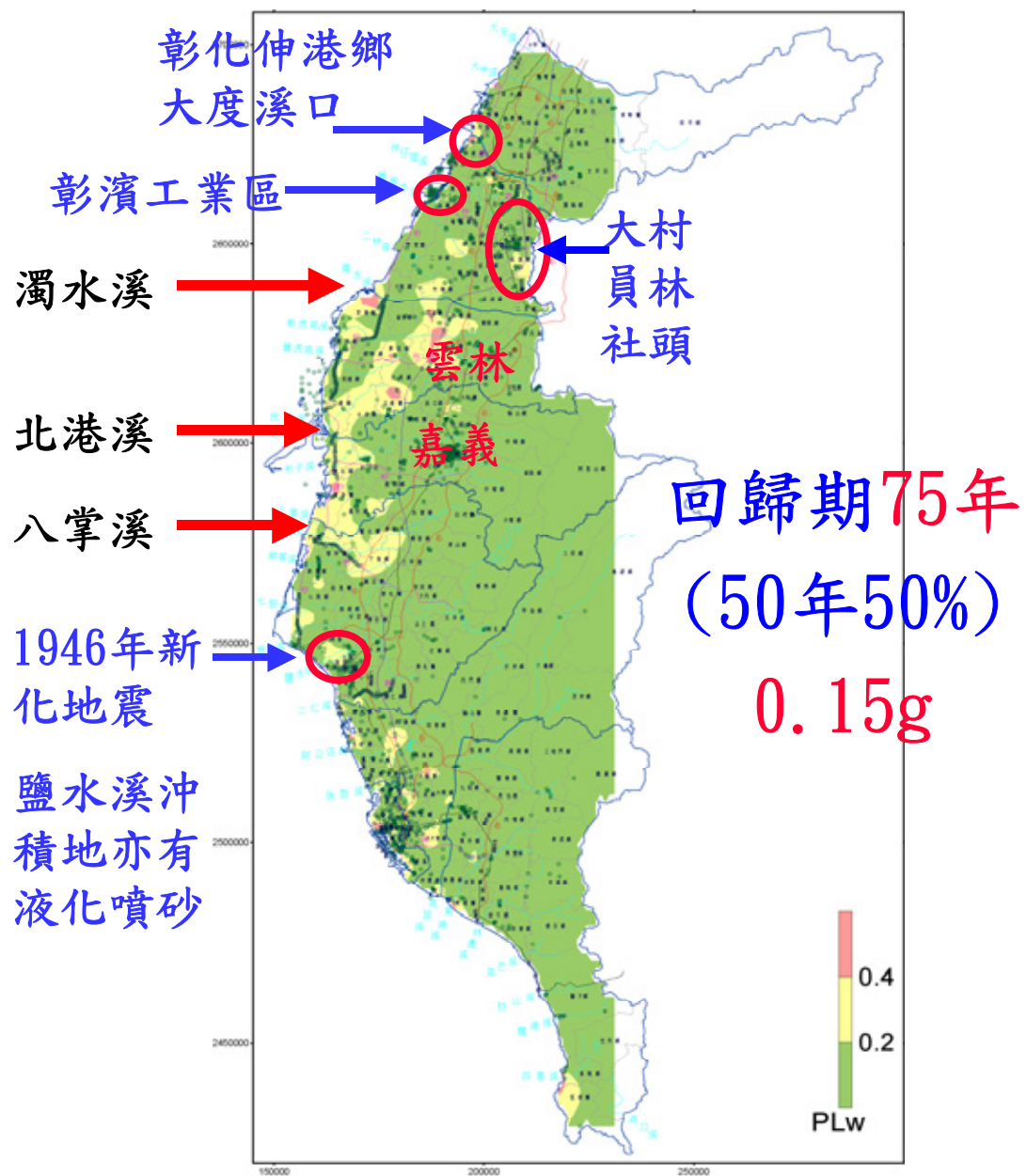
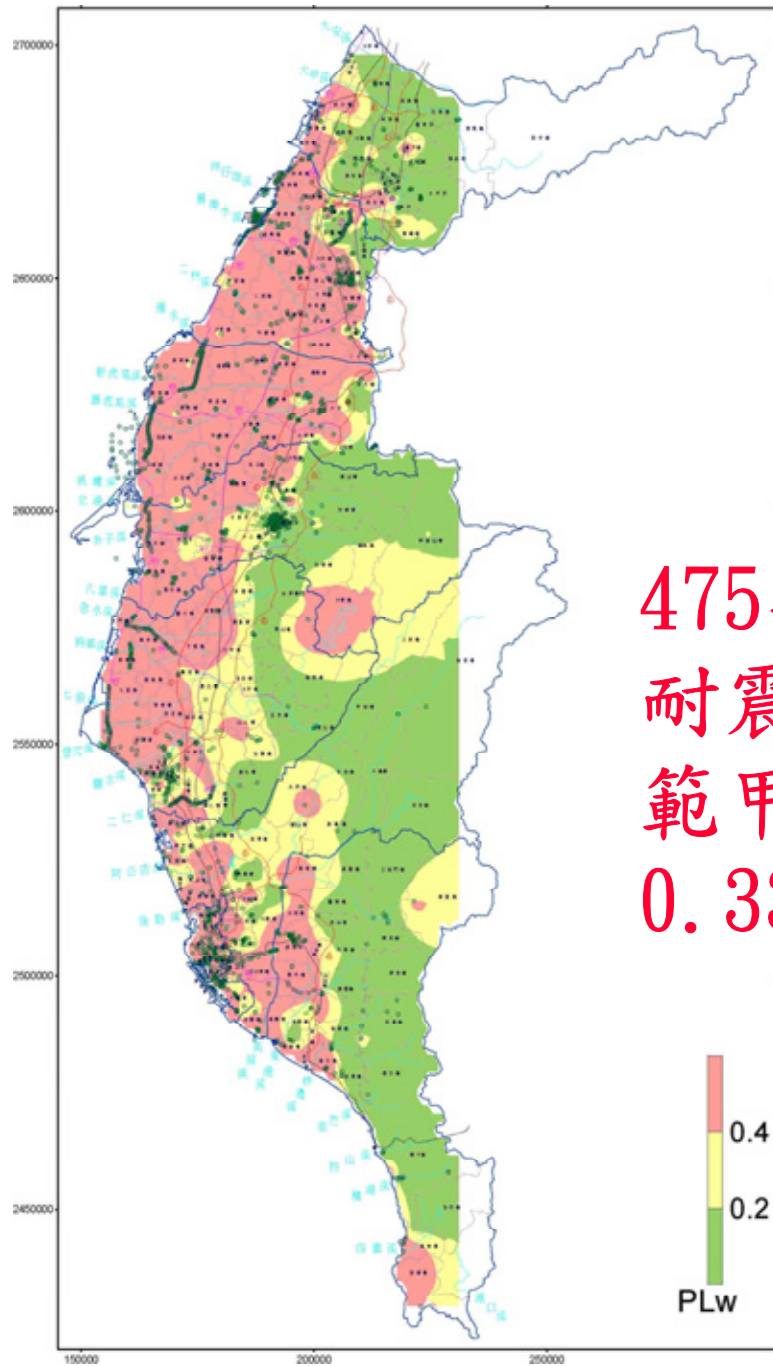


圖 7-13 臺灣西南沿海地區之液化潛能分析結果(Mw=7.0,PGA=0.15g)



475年
耐震規
範甲區
0.33g

圖 7-14 臺灣西南沿海地區之液化潛能分析結果($M_w=7.5$, $PGA=0.33g$)

第八章 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亦有些吻合。
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. 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Fs=0.68，其位移量34公分，與實測之位移量30-50公分相當。

6. 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。
7. 由FLAC/SLOPE程式破壞面滑動分析結果可知，臺中港1~4A號碼頭之抗最弱破壞面滑動安全係數分別為 $F_s=1.16$ 、 $F_s=1.21$ 及 $F_s=1.38$ ，雖然其安全係數 F_s 皆小於STABL程式圓弧滑動分析之 F_s ，但其安全係數 F_s 皆仍大於1，因此1~4A號碼頭於921地震時亦不致於產生最弱破壞面之滑動。
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。
10. 由棧橋式碼頭之災況模擬分析顯示：液化區發生在邊坡前方與背後回填土區，基樁打設區域與坡面前方土層亦有液化發生，且其原因推估應為滲流所造成，距坡趾越遠處其 r_u 越小並有波形延遲現象。背後

回填土區之液化則與孔隙水壓力激發有關，海床與回填區交界面並無液化發生，但其波型類似且無延遲，比較速度歷時發現其與孔隙水壓激發幾乎同步，因此其應由反覆剪動產生。

11. 由棧橋式碼頭之耐震能力評估結果顯示：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。
12. 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。

參考文獻

- 1.臺中港務局，「臺中港第一期工程完工報告」，1976。
- 2.交通部，「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」，民國 86 年 7 月。
- 3.宇泰工程顧問有限公司，「高雄港海事工作船渠安全檢測及評估」，民國 94 年 7 月。
- 4.王金鐘、李德河，「轉爐石作為道路基底層及工程土方材料再生利用之力學特性研究」，中國土木水利工程學刊，第十七卷，第二期，pp.245-256，2005。
- 5.港灣技術研究所，「港灣及海岸結構物設計基準」，港灣研究所專刊 123 號，1997。
- 6.港灣研究中心，「臺中港 1~4A 碼頭 921 地震液化災損初步調查研究」港灣研究中心專刊 172 號(1999)。
- 7.陳正興、黃國祥，「集集地震臺中港沉箱滑移之初步分析」，港灣工程耐震安全評估與災害防治研討會，pp.3-1~3-18，2000。
- 8.賴聖耀，「以邏輯迴歸法建立 CPT 數據之土壤分類及液化評估模式」中國土木水利工程學刊，第十七卷，第二期，pp.321-333，2005。
- 9.賴聖耀，「以極限狀態分析法建立標準貫入試驗之液化分析模式」中國土木水利工程學刊，第十八卷，第一期，2006。
- 10.賴聖耀，「以標準貫入試驗值建立土壤液化潛能判別模式」，中國土木水利工程學刊，第二卷，第四期，PP.301-311（1990）。
- 11.賴聖耀、謝明志（1996），「臺中港區土壤液化危險度分析與應用」

- 八十五年度港灣大地工程研討會 PP.7-1~7-18。
- 12.賴聖耀、謝明志 (2000)「港灣地區土壤液化與震陷潛能評估」，港灣工程耐震安全評估與災害防治研討會。
 - 13.賴聖耀，「港灣地區地震監測與土壤液化潛能評估之研究」，交通部運輸研究所報告，MOTC-IOT-IHMT-GA9013，2001。
 - 14.賴聖耀，「以 921 地震液化案例之 SPT-N 值建立土壤液化潛能判別模式」，液化潛能評估方法及潛能圖之製作研討會（2002）。
 - 15.賴聖耀、謝明志，「以邏輯迴歸法建立 CPT 試驗評估液化機率之本土化模式」，24 屆海洋工程研討會，PP.653-657，(2002)。
 - 16.陳圭璋、賴聖耀、李俊延、李昇彥、張漢忠(2002)，「臺中港區速度構造調查與場址效應研究(I)」，第九屆臺灣地區地球物理研討會暨 2002 年中國地球物理學會年會，PP.430-432。
 - 17.陳圭璋、賴聖耀、彭瀚毅、李俊延、張漢忠(2005)，「蘇澳港區場址效應研究與土壤液化潛能分析」，九十四年度地球物理學會年會暨蔡義本教授榮退專題研討會，PP.196-204。
 - 18.張惠文、廖新興、鄭清江(1992)，「砂質地盤液化之防治方法探討」，地工技術，第 38 期，PP.17~29。
 - 19.陳志芳、賴聖耀（2002），「布袋港地下水位及地層下陷監測研究」，24 屆海洋工程研討會， PP.664-670。
 - 20.彭瀚毅，1998。臺北盆地場址效應之研究，中央大學博士論文。
 - 21.鄭世楠和葉永田，(2002)「1848 年彰化地震與彰化斷層關係的初步研究」港灣報導季刊, 61 期。
 - 22.Boulanger, R.W., Mejia, L H., Idriss,I.M. "Liquefaction at Moss Landing during Loma Prieta earthquake " J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, Vol.123, No.5, pp.453-467 (1997).

- 23.Christian, J. T. and Swiger, W. F., "Statistics of liquefaction and SPT results," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, NO. GT11, pp.1135-1150 (1975).
- 24.Hwang, J.H., Yang, C.W., "Verification of critical cyclic strength curve by Taiwan Chi-Chi earthquake data " Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.21, pp.237-257(2001).
- 25.Idriss, I. M., "An update of the Seed-Idress simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential " *Proceedings, TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction Analysis*, FHWA-RD-99-165. Washington, DC:Federal Highway Administration(1999).
- 26.Ishibashi, I. and Madi, L., "Case Studies of Quaywalls Stability with Liquefied Backfills", Proc.4th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Vol.3, pp. 725-735,1990.
- 27.Ishihara, K., and Yoshimine, M., (1991), Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and foundations, Vol.32, No.1, pp.173-188.
- 28.Ishihara, K., Yasuda, S., and Nagase,H., (1996), Soil characteristics and ground damage, Special Issue of Soils and Foundations, pp.109-118
- 29.Iwasaki, T., Arakawa, T. and Tokida, K. (1982) , "Simplified Procedures for Assessing Soil Liquefaction During Earthquakes", Soil Dynamics and Earthquake Engineering Conference Southampton, pp.925-939.
- 30.Juang, C. H., Rosowsky, D.V., and Tang, W.H., "A reliability-based method for assessing liquefaction potential of sandy soils." *Journal Geotech. and Geoenvir. Engineering*, ASCE, 125(8), 684~689(1999).
- 31.Lai, S. Y., Hsu, S. C., and Hsieh, M. J. (2004). "Discriminant model for evaluating soil liquefaction potential using CPT data." *J. Geotech. and Geoenvir. Eng.*, ASCE, 130(12), 1271-1282.
- 32.Lai, S. Y., Lin, P. S., Hsieh, M. J., and Jim, H. F. (2005), " Regression Model for Evaluating Liquefaction Potential by Discriminant Analysis of

- the SPT N value." Canadian Geotechnical Journal. Vol.42, No. 3, pp.856-875.
- 33.Lai, S. Y., Chang, W. J., and Lin, P. S (2006)," "Logistic Regression Model for Evaluating Soil Liquefaction Probability Using CPT Data." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.132, No.6, pp.694-704.
 - 34.Lai, S. Y., Hsu, S. C., and Hsieh, M. J. (2006)," Closure to ' Discriminant model for evaluating soil liquefaction potential using cone penetration test data.' " Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 132, No.5.
 - 35.Liao, S. S.,and Whitman, R.V., " Overburden correction factors for SPT in sand." J. of Geot. Engr. ASCE, Vol.112, No.3, pp.373-377(1986).
 - 36.Liao, S.S.C., D.Veneziano, and R.V. Whitman "Regression Models for Evaluating Liquefaction Probability", J. of Geot. Engr., ASCE, Vol.114, No.4, pp.389~411 (1988).
 - 37.Lin, P. S., Lai, S. Y., Lin, S. Y., and Hsieh, C. C., "Liquefaction potential assessment on Chi-Chi earthquake in Nantou, Taiwan." *Proceedings of International Workshop on Annual Commemoration of Chi-Chi Earthquake September 18-20, Taipei*. Vol.III, 83-94 (2000).
 - 38.Matsuzawa, H., Ishibashi, I. and Kawamura, M., "Dynamic Soil and Water Pressure of Submerge Soils", J. of Geot. Engr., ASCE, Vol.111, No.10, pp.1161~1176, 1985.
 - 39.Matsuo, H.,and O'hara, S., "Lateral Earth Pressures and Stability of Quay Walls during Earthquakes", Proc. 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Japan, Vol.1,1960.
 - 40.Mononobe, N., and Matsuo, H., "On the Determination of Earth Pressures during Earthquakes", Proceedings, World Engineering Conference 9, pp.176-182, 1929.
 - 41.Nagase,H., (1984), "Strength and deformation characteristics of sand subjected to irregular loading in multiple directions, " PhD dissertation

- to the University of Tokyo, (in Japanese).
- 42.Nagase, H., and Ishihara, K., (1988), "Liquefaction-induced compaction and settlement of sand during earthquakes, "Soils and Foundations, Vol.28, No.1, pp.66-76.
 - 43.Newmark, N. M. (1965), "Effects of earthquakes on dams and embankments.", *Geotechnique*, 15(2), pp.139-159.
 - 44.Noda, S., and Uwabe, T., "Relation between Seismic Coefficient and Ground Acceleration for Gravity Quay Wall", *Proc. the 10th Earthquake Engineering Symposium*, pp.575-582, 1975.
 - 45.Seed, H.B., and Idriss, I. M., " Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential,"*Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol.97, No.SM9, pp.1249-1273 (1971).
 - 46.Seed, H.B., Idriss, I. M., and Arango, I., " Evaluation of liquefaction potential using field performance data." *J. Geotech. Eng.*, ASCE, 109 (3), 458-482 (1983).
 - 47.Seed, H.B., Yokimatsu, K., Harder, L.F., and Chung, R.M., "Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluation,"*J. of Geot. Engr.*, ASCE, Vol.111, No.12, pp.1425-1445 (1985).
 - 48.Tokimatsu. K. and Yoshimi. Y., "Empirical correlation of soil Liquefaction Based on SPT-N Value and Fines Content "Soils and Foundations. Vol.23, No.4, pp. 56-74(1983).
 - 49.Westergaard, H.M., "Water Pressure on Dams during Earthquakes", *Transactions, ASCE*, Vol.98, pp.418-433, 1933.
 - 50.Youd, T. L. and Idriss, I. M., "Proceeding of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils." State University of New York at Buffalo (1997).

附錄一 期末報告審查意見 處理情形

期末報告審查處理情形

審查委員	審查意見	處理情形
1. 臺灣大學土木系 陳正興教授	1. 研究團隊在全省主要港口均設有地震監測站，且深度達 300m，可蒐集寶貴的港灣地區的地震資料，屬重要的研究。 2. 監測系統應有定期的維護，以維系統之正常運作與有效性。 3. 地震災害之預估可包含多方面的調查資料與分析，而不僅限於微震之共振主頻方面。 4. 本研究為兩年期計畫之第一年計畫，建議應事先列出第二年計畫的工作項目與目標。	1. 感謝審查委員的肯定。 2. 本所每年皆有編列預算進行監測系統的維護。 3. 本中心除了在港區施作微震調查之外，所開發的列震液化評估方法已包含標準貫入試驗及荷氏錐貫入試驗等現地調查資料之應用。 4. 參照辦理。
2. 海洋大學河海工程系 張建智系主任	1. 計畫內容豐富，研究方法合理，嚴謹度佳，極具參考價值。 2. 本計畫之整體目標、範疇及研究項目，建議能於第一章說明清楚，以瞭解後續之研究工作為何。 3. 結論與建議中，僅有結論而無建議，是否將該章修正為“結論”。	1. 感謝審查委員的肯定。 2. 參照辦理。 3. 參照辦理。

審查委員	審查意見	處理情形
3. 成功大學水利暨海洋工程學系 蔡長泰教授	4. 文中有些繕打錯誤請加以更正。	4. 遵照辦理。
	1. 本研究成果頗佳。 2. 本研究已對曾沉陷液化地區之復建成果，應用模式分析，提出復建之改良成效，頗具價值。 3. 本研究已分析蘇澳3, 4, 5 號碼頭有長波放大明顯的局部現象，建請檢討會發生此一局部現象的原因。 4. 建請依據地震力之模擬分析應用於研究減災措施，並再模擬減災措施之效果。 5. 發展三維模式之應用技術其為必要。	1. 感謝審查委員的嘉許。 2. 感謝審查委員的嘉許。 3. 主要為此處軟弱土層較為深厚引起的放大效應。 4. 相關研究將會進行各港區地震潛勢分析、重要結構物之耐震能力及災損評估，接續再考慮檢災之相關研究。 5. 將運用具有三維分析功能之數值模式接續進行分析評估。
4. 成功大學土木系 陳東陽教授	1. 港灣及海岸地區地震模擬研究為一相當獨特且有意義的研究課題。 2. 此研究研究成果極優，本人高度肯定。 3. 建議相關研究可將港灣與海岸地區區隔，深化研究深度。	1. 感謝審查委員的肯定。 2. 感謝審查委員的肯定。 3. 將列入後續研究規劃。

審查委員	審查意見	處理情形
5. 臺灣科技大學營建系 鄭明淵教授	4. 建議利用 3D 模式模擬實際物理行為。 1. 研究結合理論與實務之應用，為一相當優良之研究成果。 2. 模擬成果可持續實際結果驗證。 3. 報告中建議標出引用文獻出處。 4. 文中所引用之方程式標出出處。 5. 分析結果建議以表格方式整理出如此更具引用價值。 6. 所搜集到之資料非常寶貴。	4. 後續研究將運用具有三維分析功能之數值模式接續進行分析。 1. 感謝審查委員的肯定。 2. 等待真實烈震來臨及對照實際結果也是本研究重要修正方案之一。 3. 參酌辦理。 4. 參酌辦理。 5. 參酌辦理。 6. 感謝審查委員的認可。

附錄二 簡報資料

港灣及海岸地區

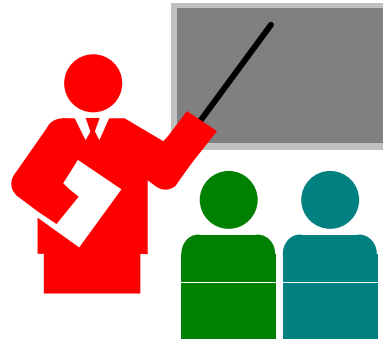
地震災況模擬之研究(1/2)

■ 報告人: 賴聖耀

■ 研究人員:

李豐博、謝明志
陳志芳、蘇吉立
賴瑞應、林雅雯

■ 交通部運輸研究所
港灣技術研究中心



一、簡報內容

■ 一、前言

■ 二、港灣地震監測及地震力之模擬分析

■ 三、港灣碼頭之災況模擬分析

1. 沉箱式碼頭之災況模擬分析
2. 板樁式碼頭之災況模擬分析
3. 棧橋式碼頭之災況模擬分析

■ 四、西南沿海地區之初步液化評估

■ 五、結論

一、前言

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



照片 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



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



照片 台中港2號碼頭後線之大坑洞

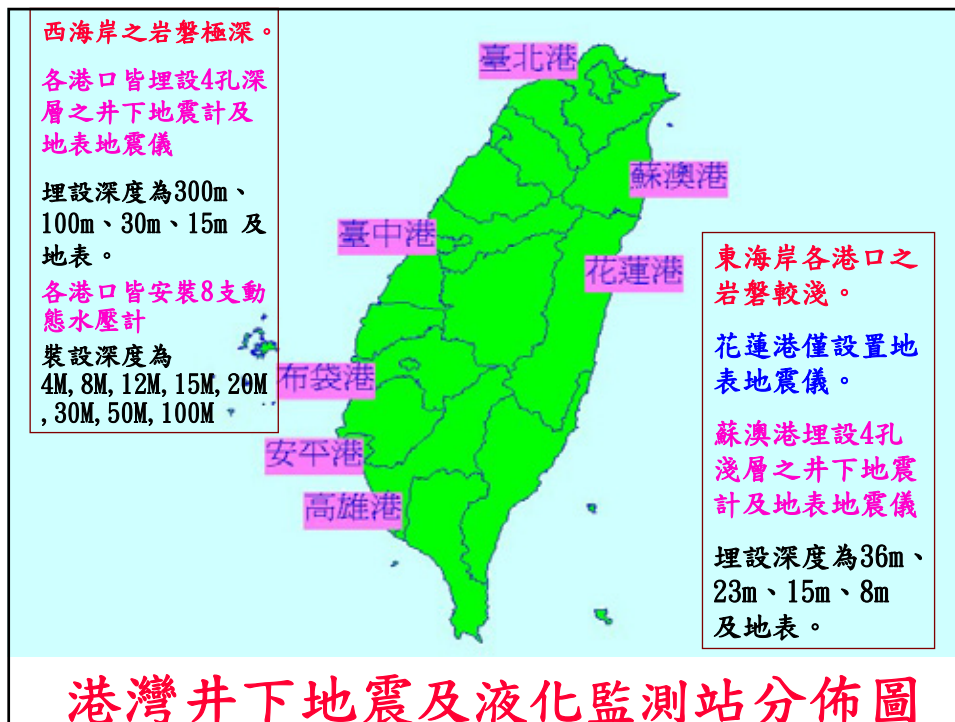


照片 3號碼頭外移1.7m

港灣地震防災----災前整備 重要之工作

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

*模擬--包括試驗模擬與數值模擬





照片 布袋港地震、液化監測站



照片 高雄港地震、液化監測站

2.1 井下地震監測之應用

- 在港灣防救災之應用
- 港灣地震力之模擬分析
- 港灣土壤液化之模擬分析

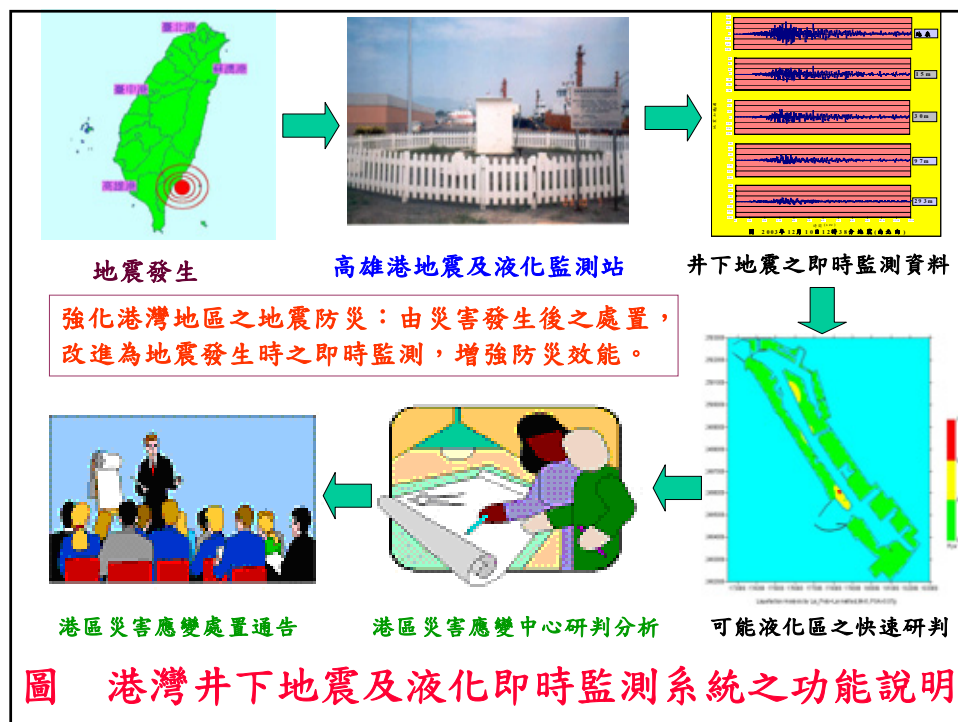




圖 臺灣井下地震即時網頁資訊

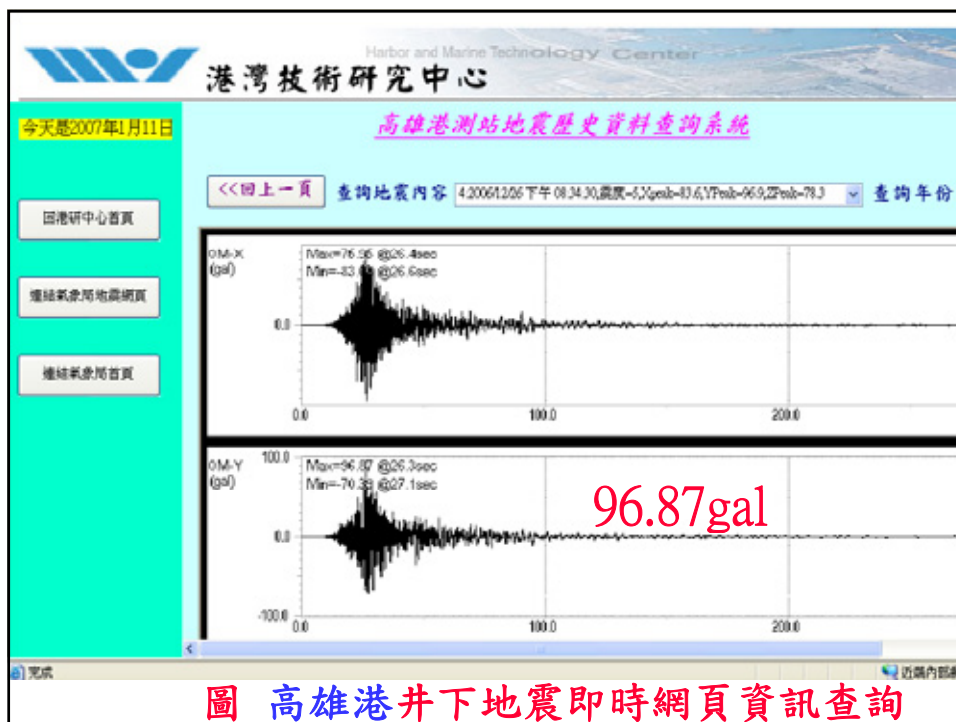


圖 高雄港井下地震即時網頁資訊查詢

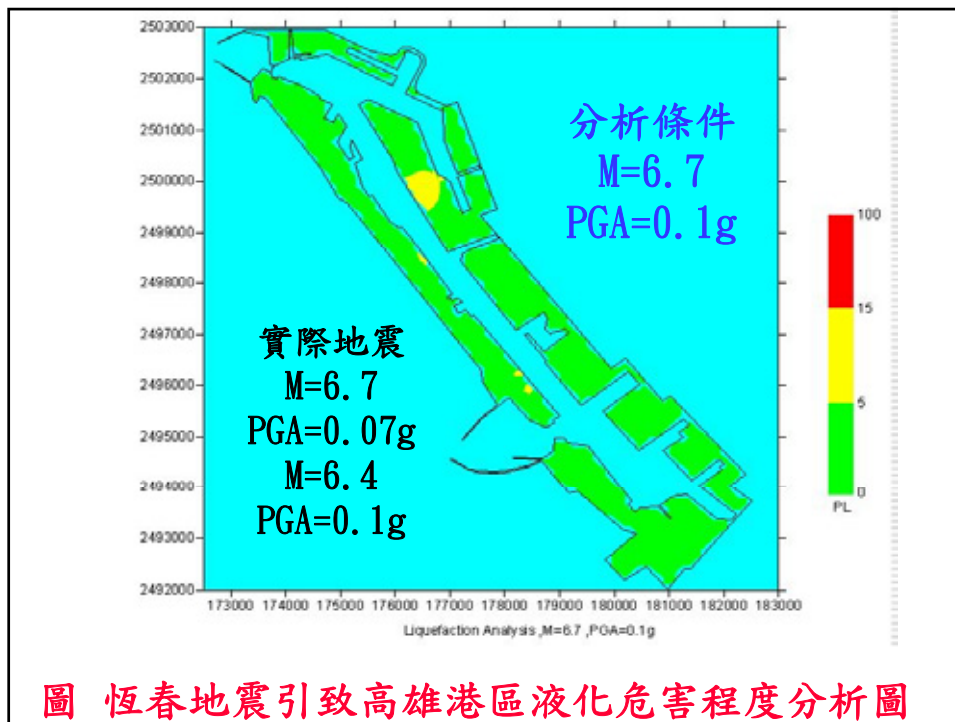
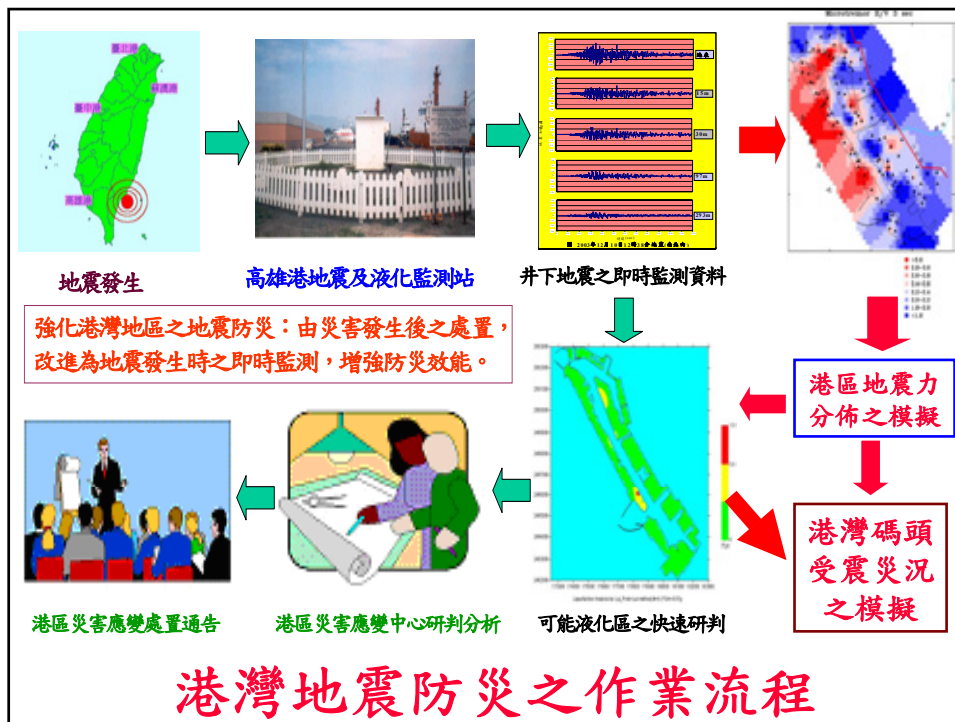


圖 恆春地震引致高雄港區液化危害程度分析圖

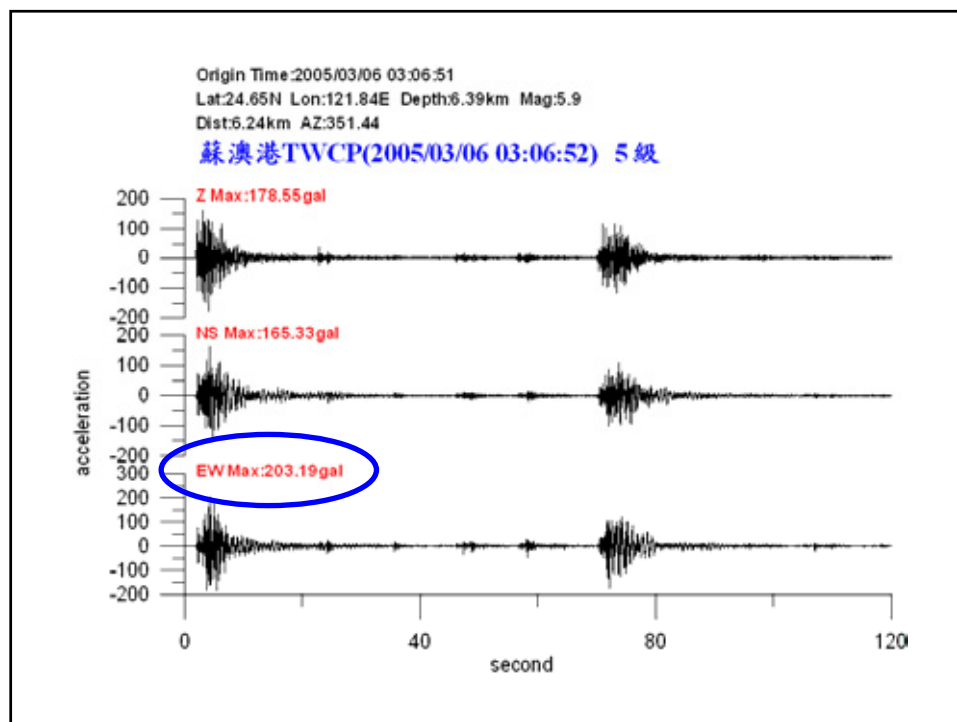
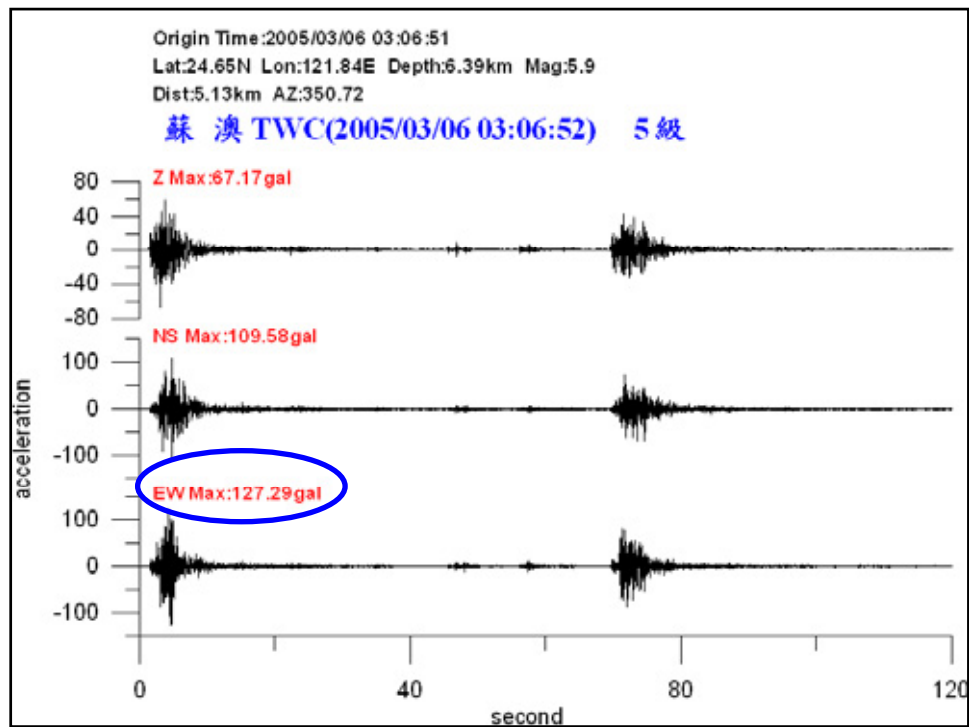
港灣地震即時簡訊

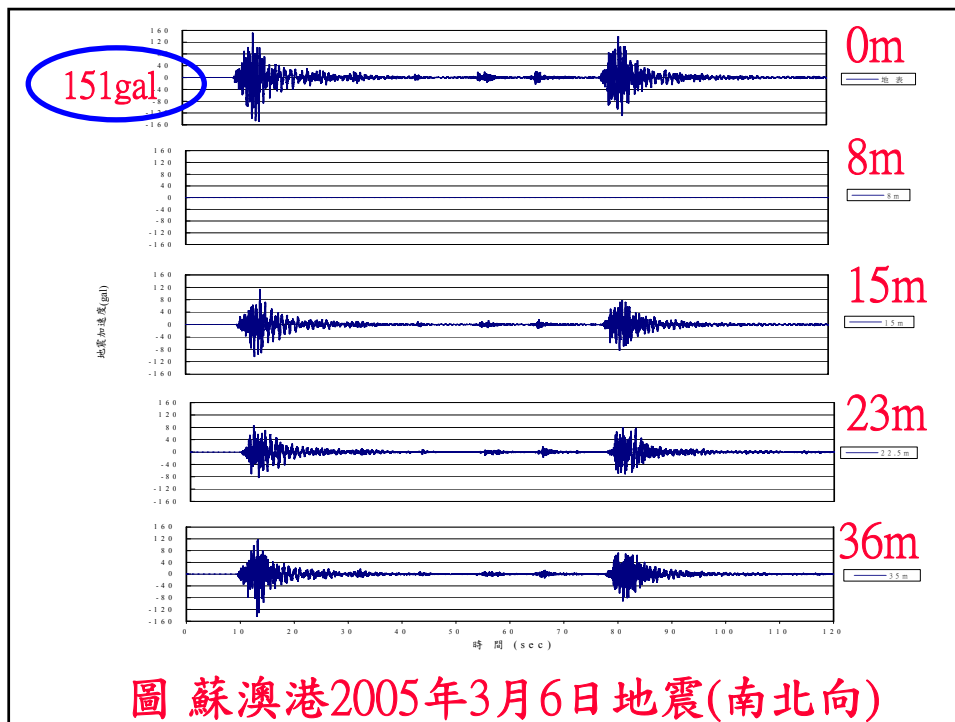
- 高雄港地震 2006/12/26 20:34:30
震度5級 PGA=96.9 gal。
- 49-55、115-117號碼頭後線可能有部份龜裂，須派人檢測，IHMT 提供。



2.2 港灣地震力之模擬分析

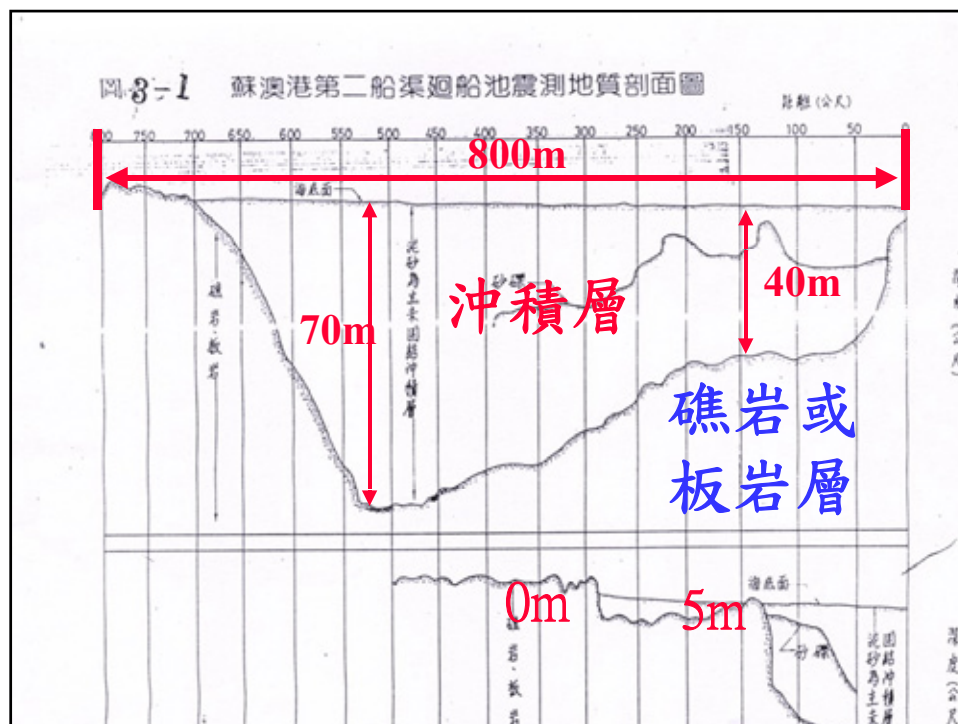
- 國內之港灣，面積皆有3至4千公頃以上，且每一港區內其抽砂回填之厚度皆有數公尺之變化，因而港區內鬆軟土層之厚度皆有所變化；雖然本中心已於每一港區設置一組井下地震及液化之監測系統，並不足以瞭解整個港灣地區之震波放大效應。

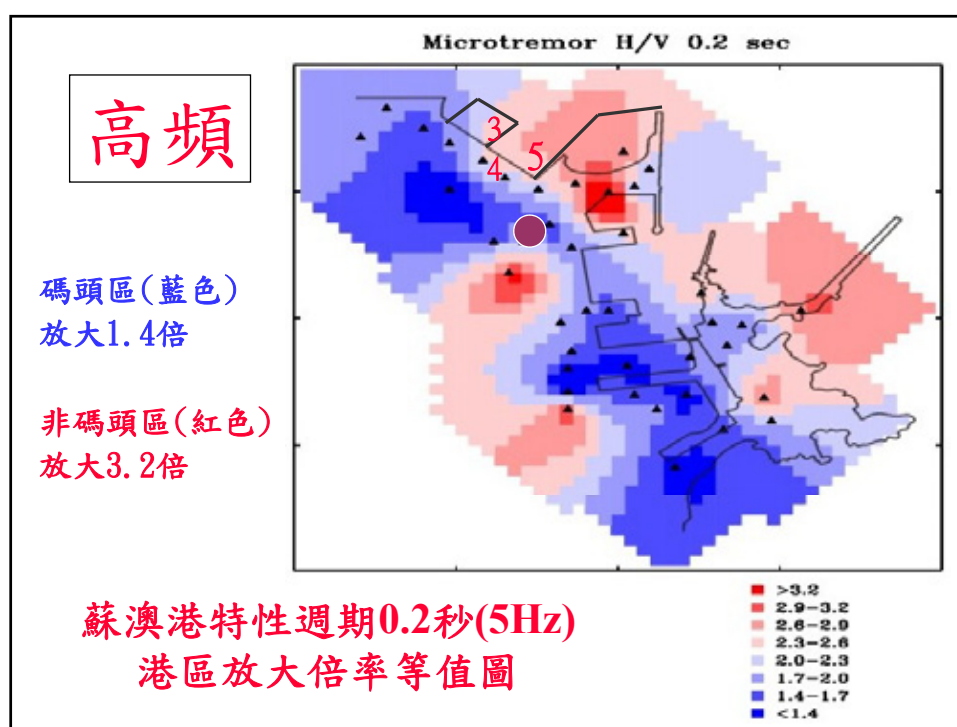
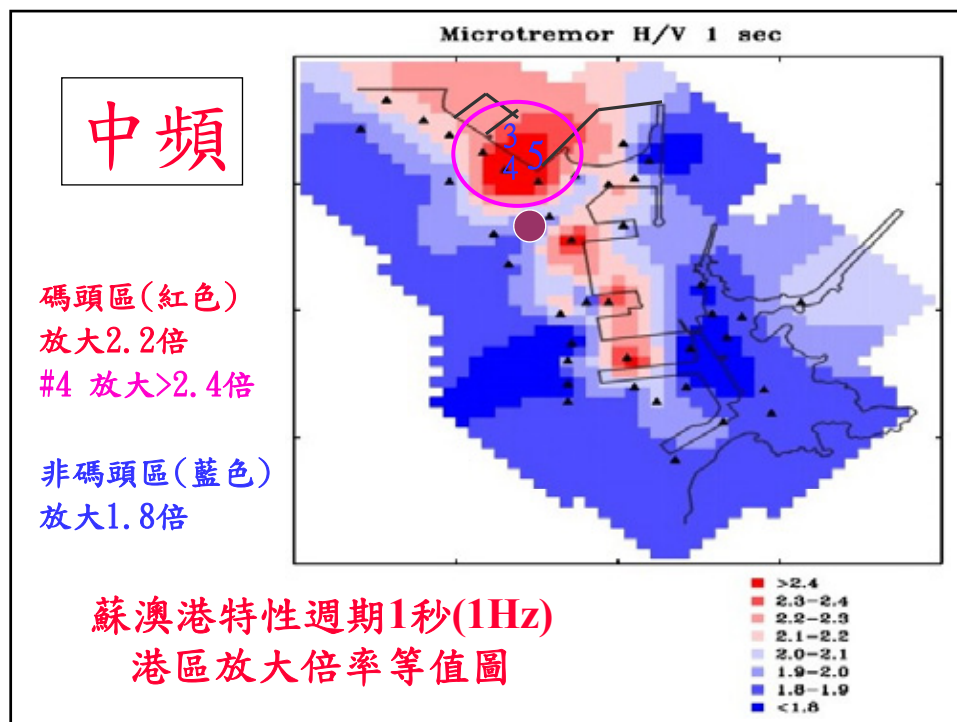


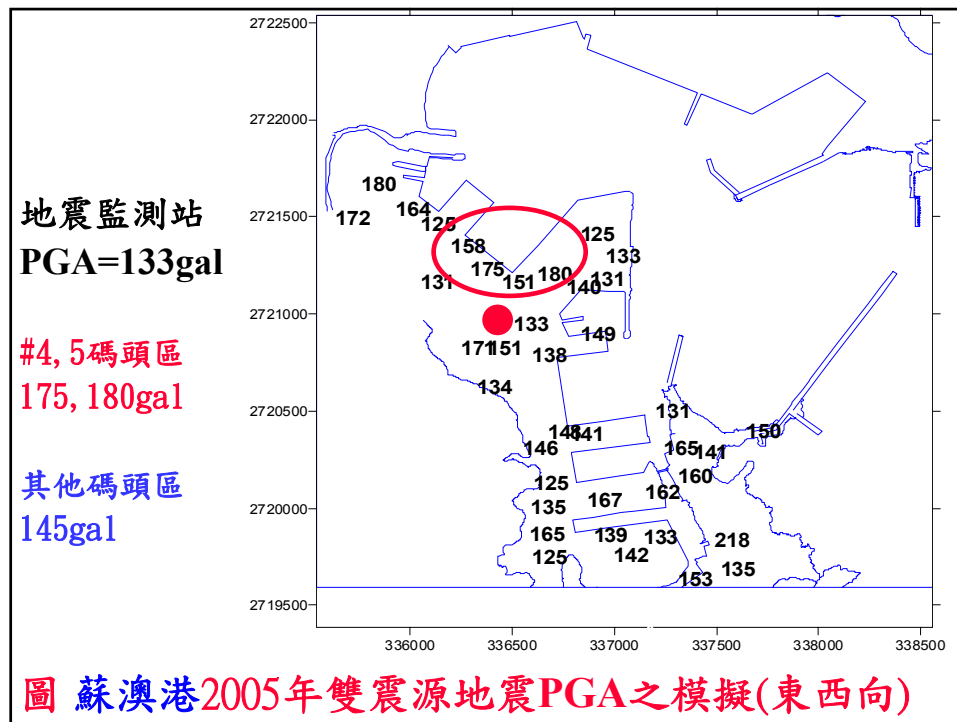


蘇澳港之地震大小到底為何？

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







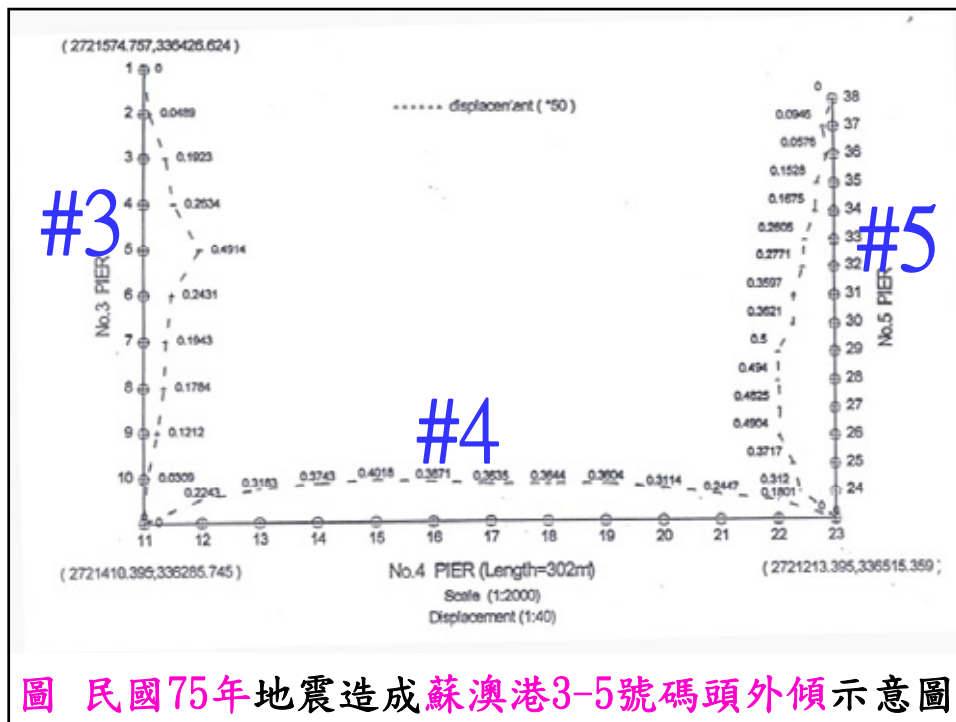
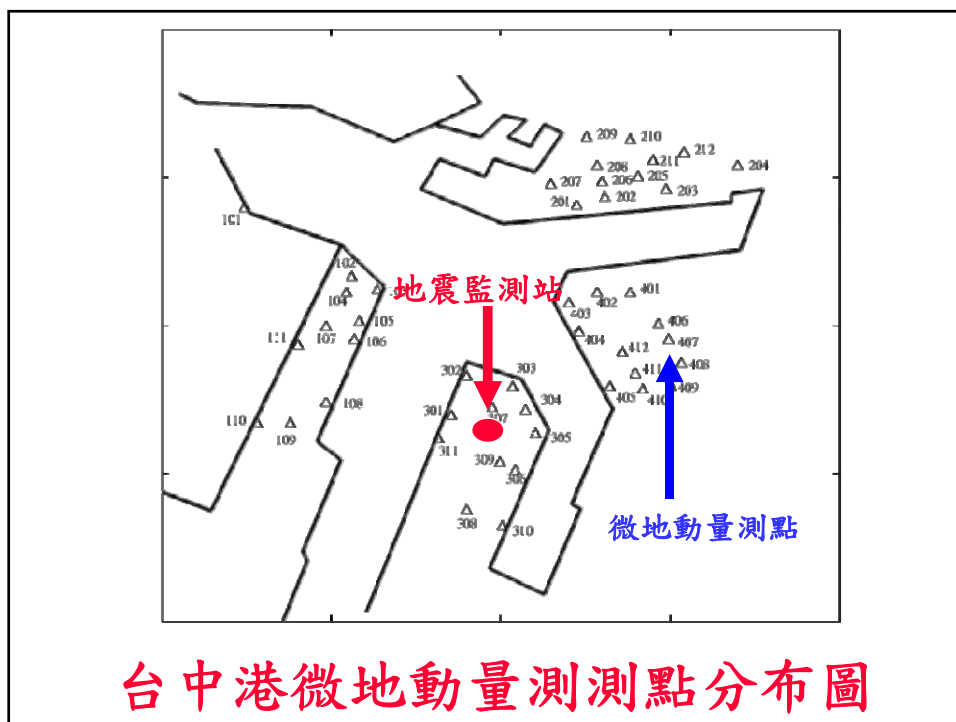
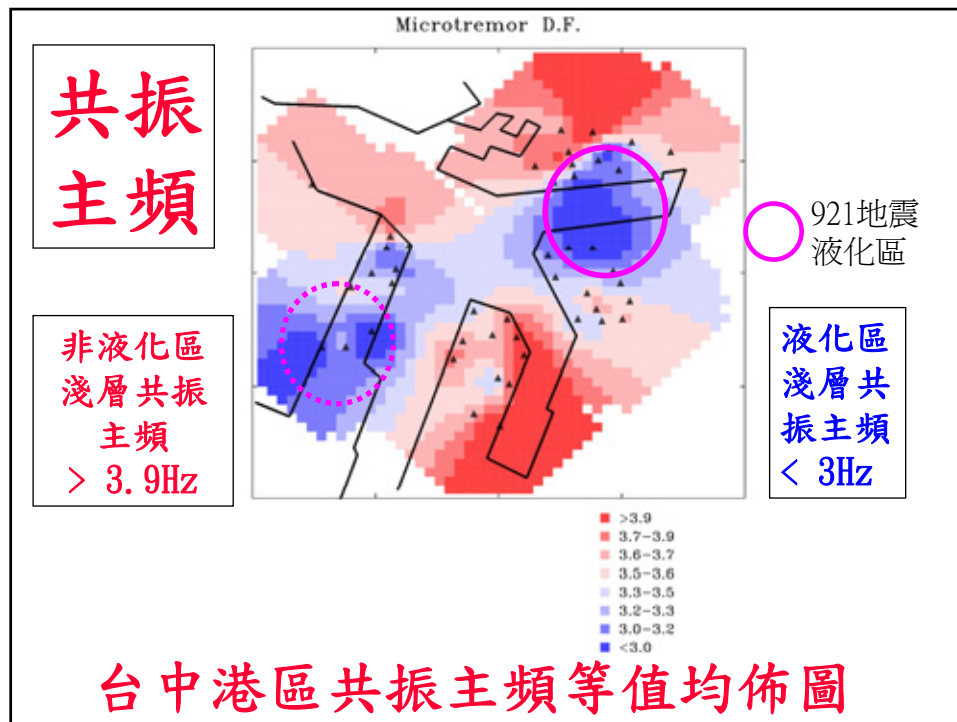


圖 民國75年地震造成蘇澳港3-5號碼頭外傾示意圖



台中港微地動量測測點分布圖



三、碼頭之災況模擬分析

- 沉箱式碼頭之災況模擬分析
- 板樁式碼頭之災況模擬分析
- 棧橋式碼頭之災況模擬分析

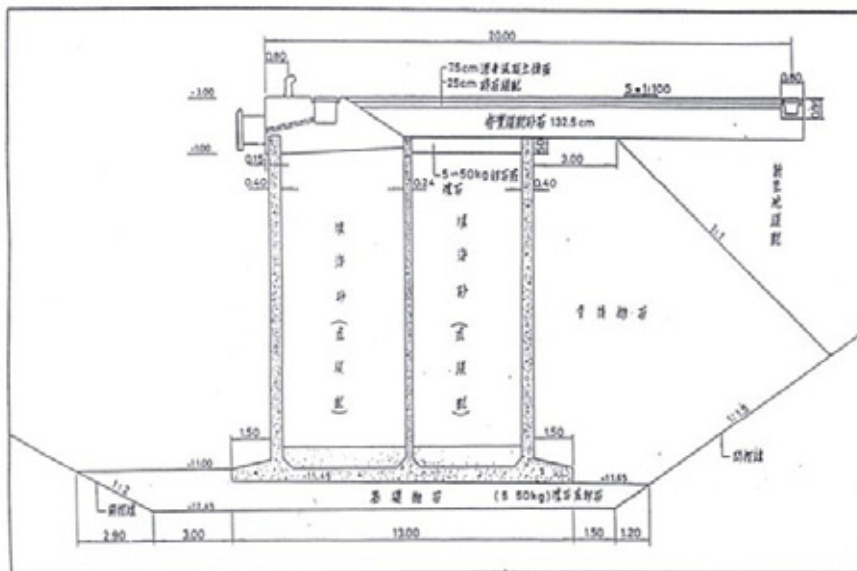


圖 蘇澳港4號碼頭設計斷面圖

表 蘇澳港4號碼頭抗滑動之穩定性分析結果

	75 年花蓮地震	94 年蘇澳地震
地震力係數 K_h	0.200	0.154
地震力係數 K_v	0.067	0.051
抗滑動之安全係數	0.68	0.86
臨界滑動加速度	52 gal	85 gal
預測之位移量	34 cm	0.59 cm
實測之位移量	30-50 cm	0 cm

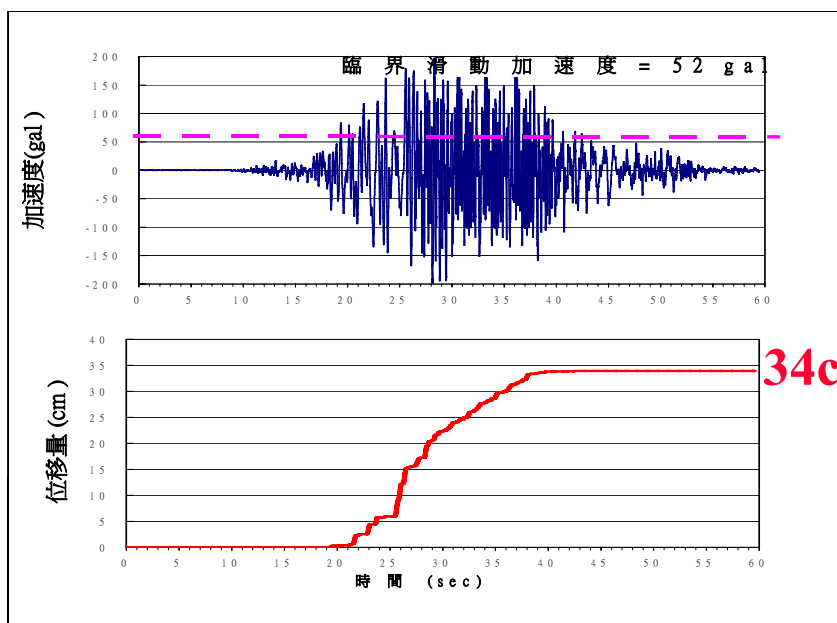


圖 蘇澳港4號碼頭75年花蓮地震之碼頭外移量分析結果

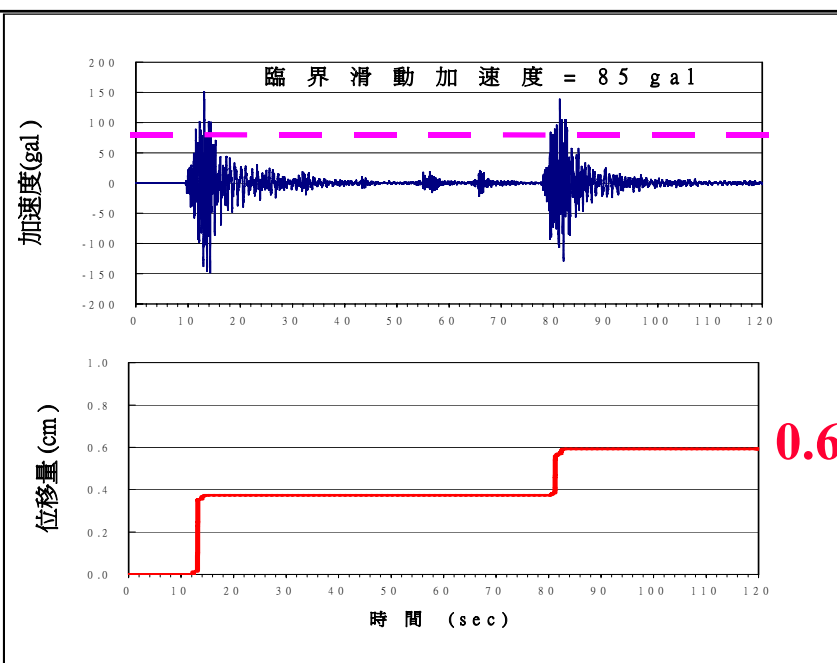
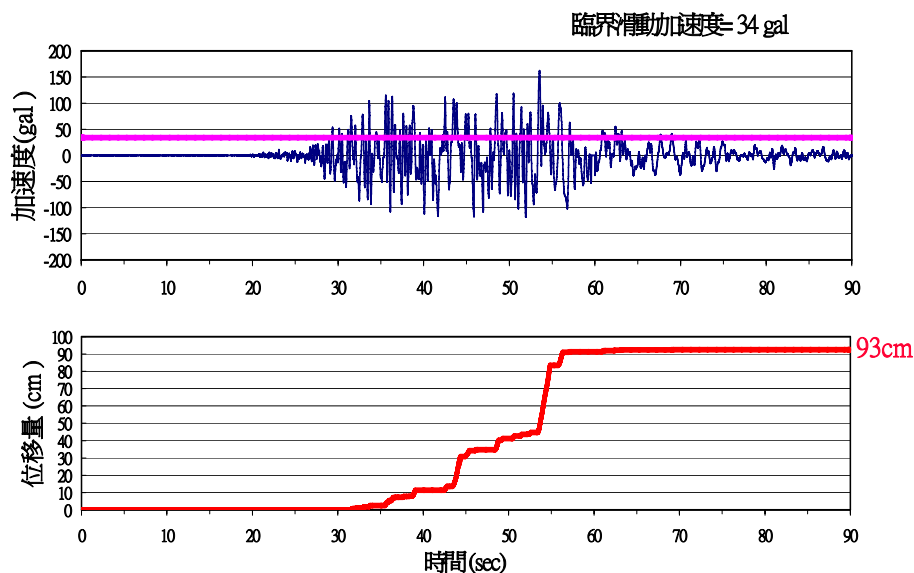


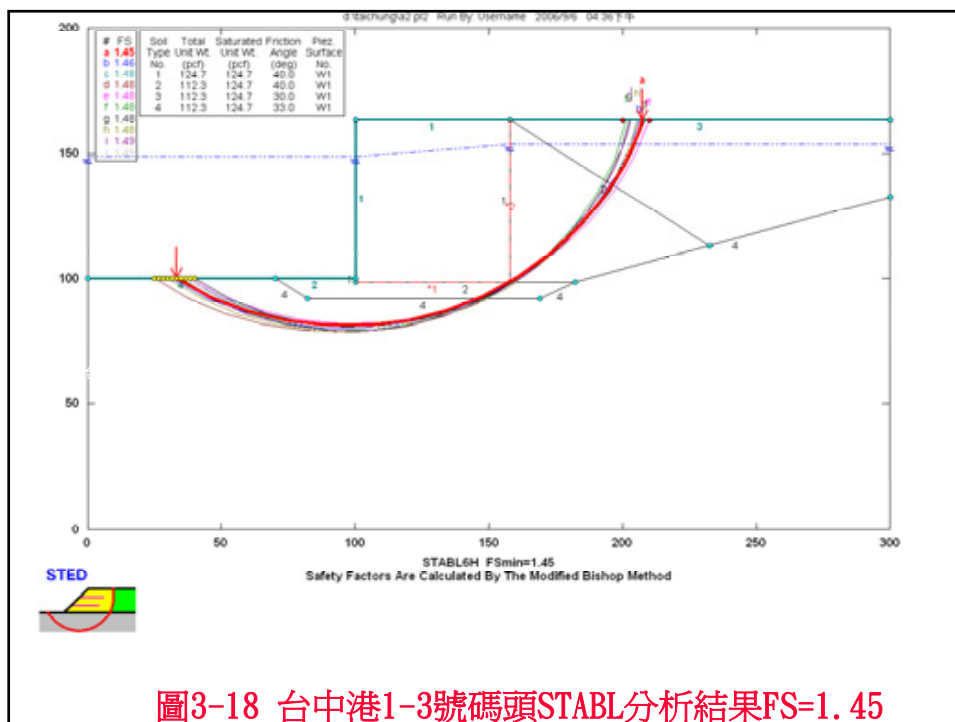
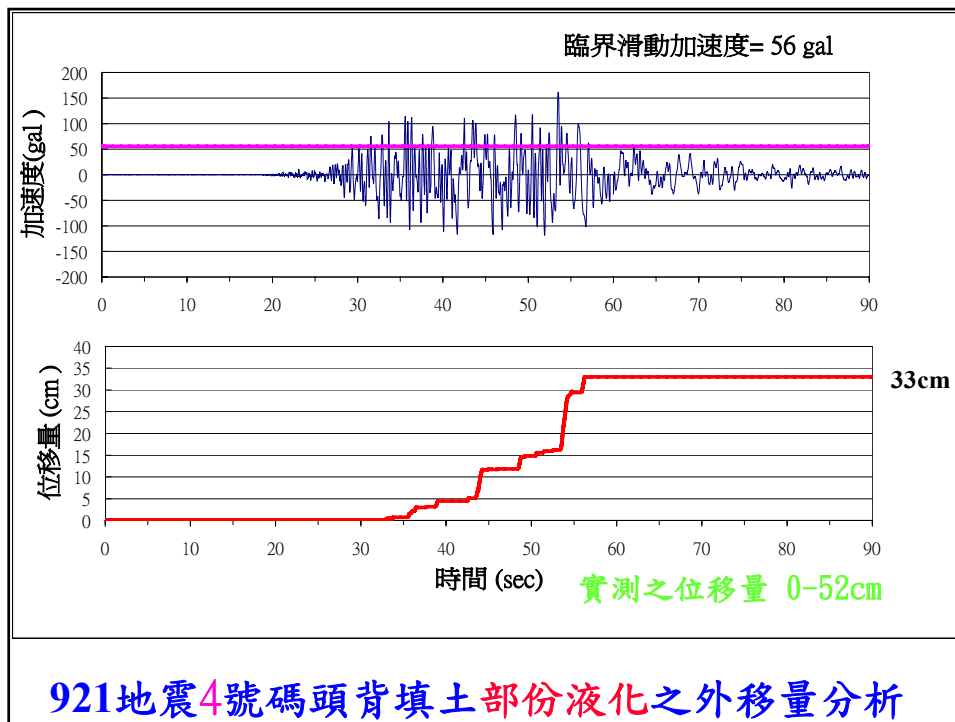
圖 蘇澳港4號碼頭94年雙震源地震之碼頭外移量分析結果

表 921 台中港 1~4A 號碼頭抗滑動之穩定性分析

	1~3 碼頭	4 碼頭	4A 碼頭
地震力係數 K_h	0.163	0.163	0.163
地震力係數 K_v	0.060	0.060	0.060
抗滑動之摩擦力(t/m)	265.79	221.87	183.9
水平慣性力(t/m)	124.58	102.28	83.05
殘留水壓力(t/m)	23.48	20.48	17.48
動態土壓力(t/m) + 陸側動水壓力(t/m)	51.17	46.07	71.54
港側動水壓力(t/m)	21.11	15.82	11.30
液化之動流體壓力(t/m)	23.42	16.10	0
液化之超額孔隙水壓(t/m)	119.17	88.69	0
抗滑動之安全係數 FS	0.73	0.77	1.00
臨界滑動加速度	34 gal	56 gal	163 gal
預測之位移量	93 cm	33 cm	0 cm
實測之位移量	52-168 cm	0-52 cm	0 cm



921地震1~3號碼頭背填土部份液化之外移量分析



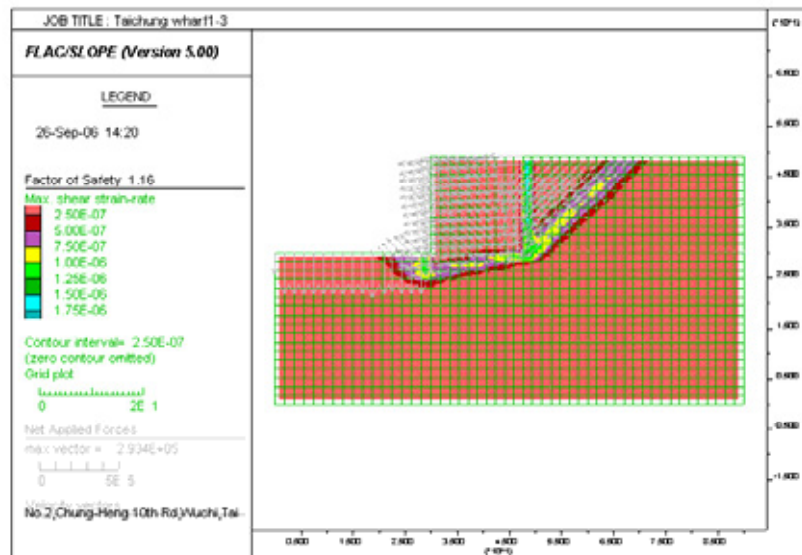


圖3-21 台中港1-3號碼頭FLAC/SLOPE分析結果FS=1.16

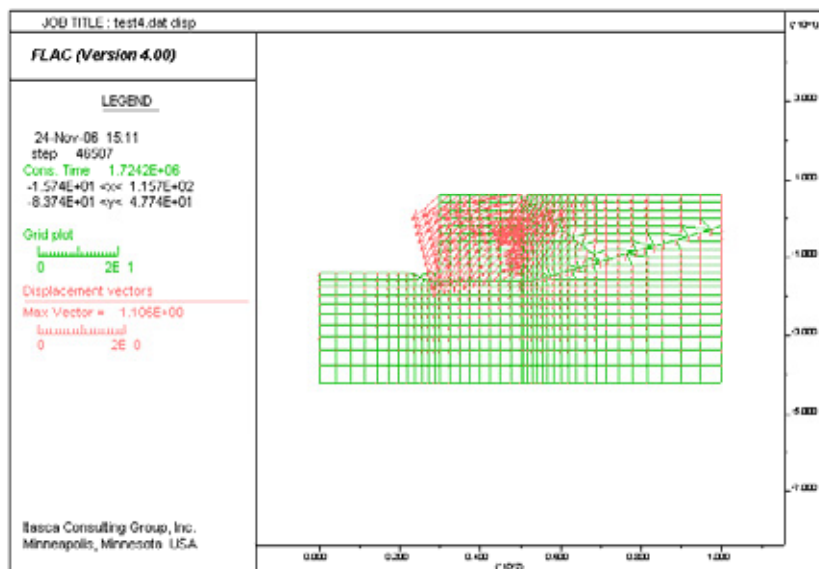


圖3-25 台中港1-3號碼頭背填土壤部份深度液化之FLAC分析結果

板樁式碼頭之災況模擬分析

- 台北港東14號碼頭施工時第81~88號下層高耐索斷落，碼頭側移70多公分。
- 完工後軌道基座差異沉陷達15公分，恐影響未來卸煤機裝置及碼頭結構安全。
- 基隆港務局乃決議委託本所港灣技術研究中心調查評估，碼頭結構是否安全？

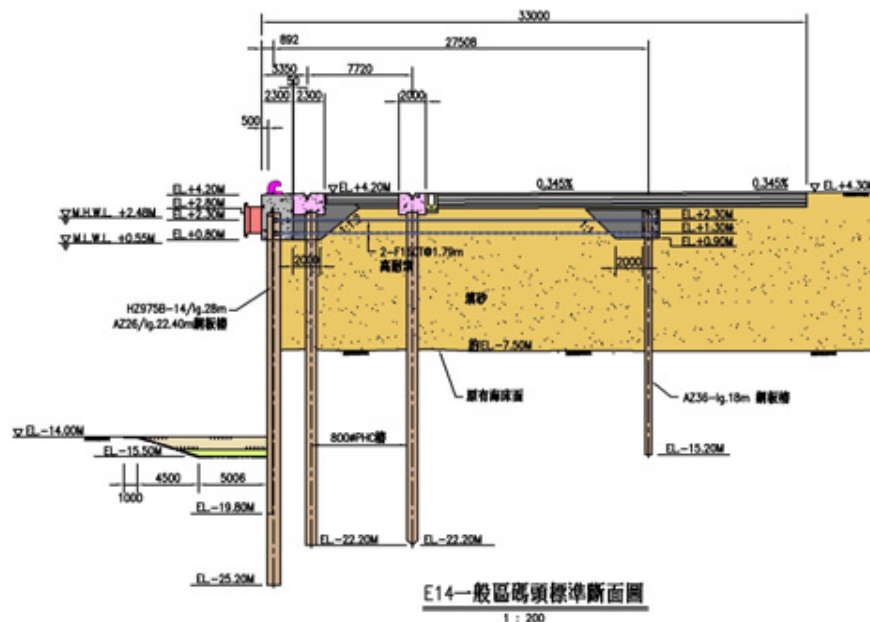




圖 施工時第81~88號下層高耐索斷落，碼頭側移70多公分



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)

圖 施工時高耐索之拉桿斷落情形



圖 E14碼頭法線冠牆中段凸出(向E13縮弧)



照片 錨碇冠牆向海側傾斜位移



圖 東14號碼頭基地嚴重積水泥濘不堪

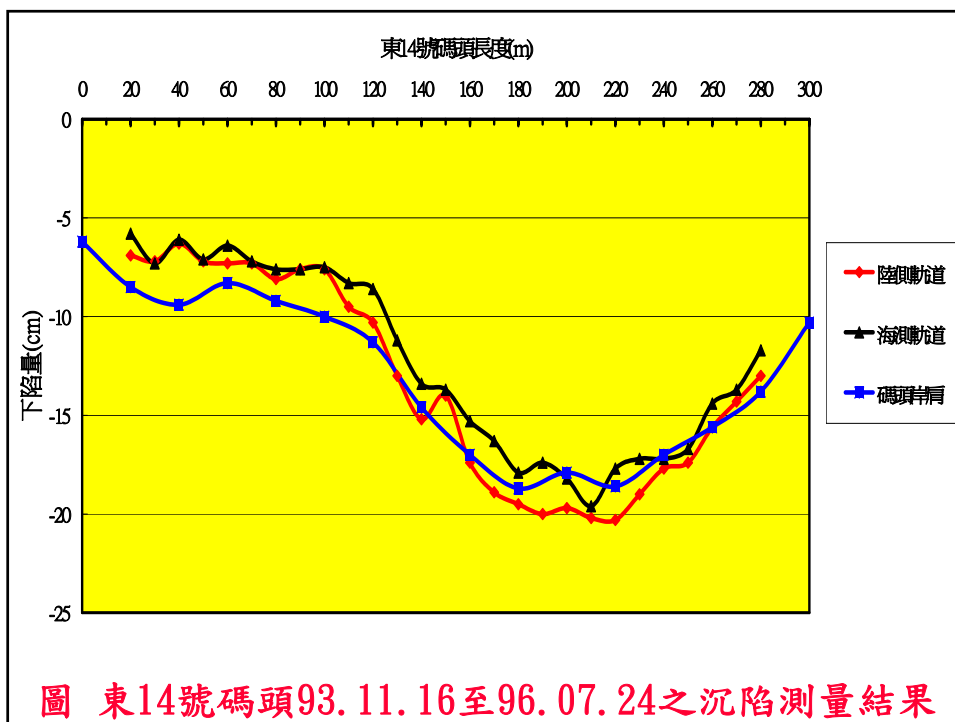


圖 東14號碼頭93.11.16至96.07.24之沉陷測量結果

填土11m之沉陷分析

1. 地層分析

(含壓縮係數Cc值、壓密係數Cv值之判斷)

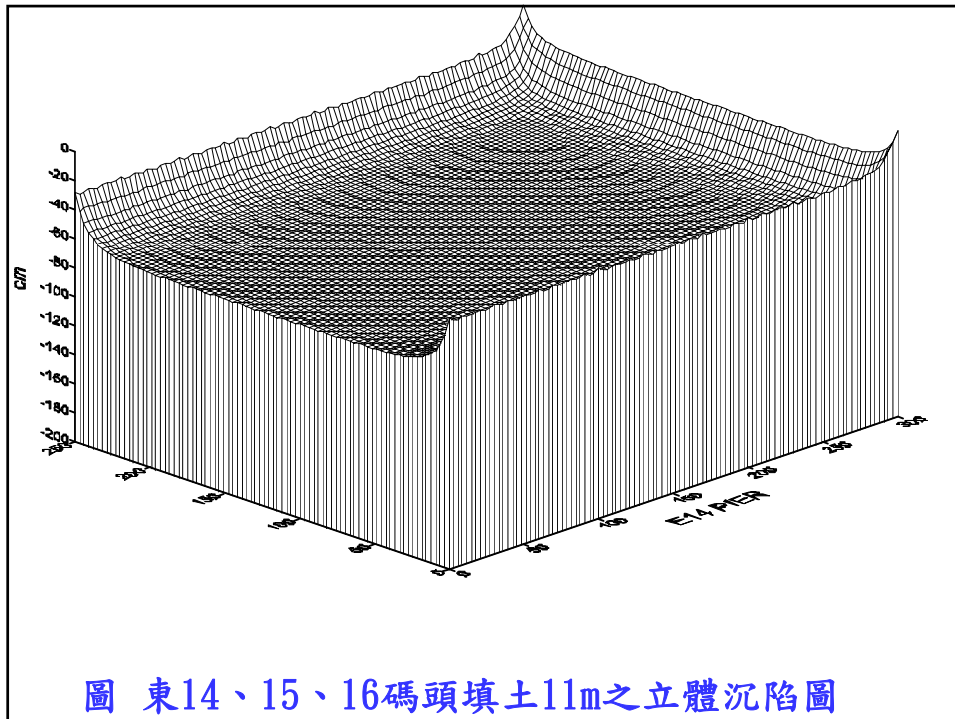
2. 應力分析

3. 沉陷量分析

4. 沉陷速率分析

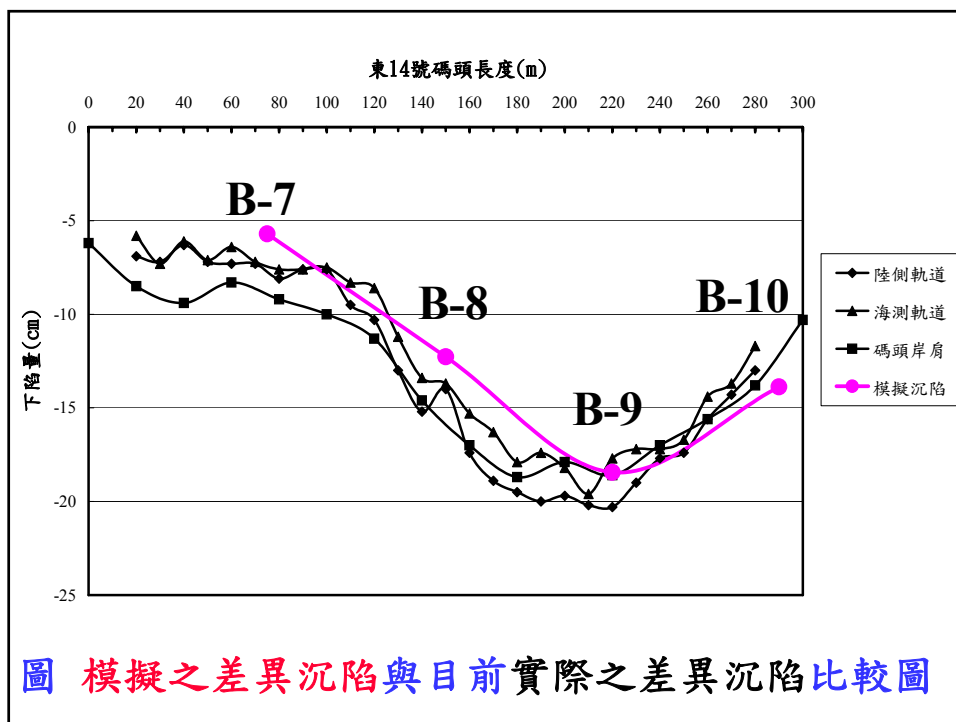
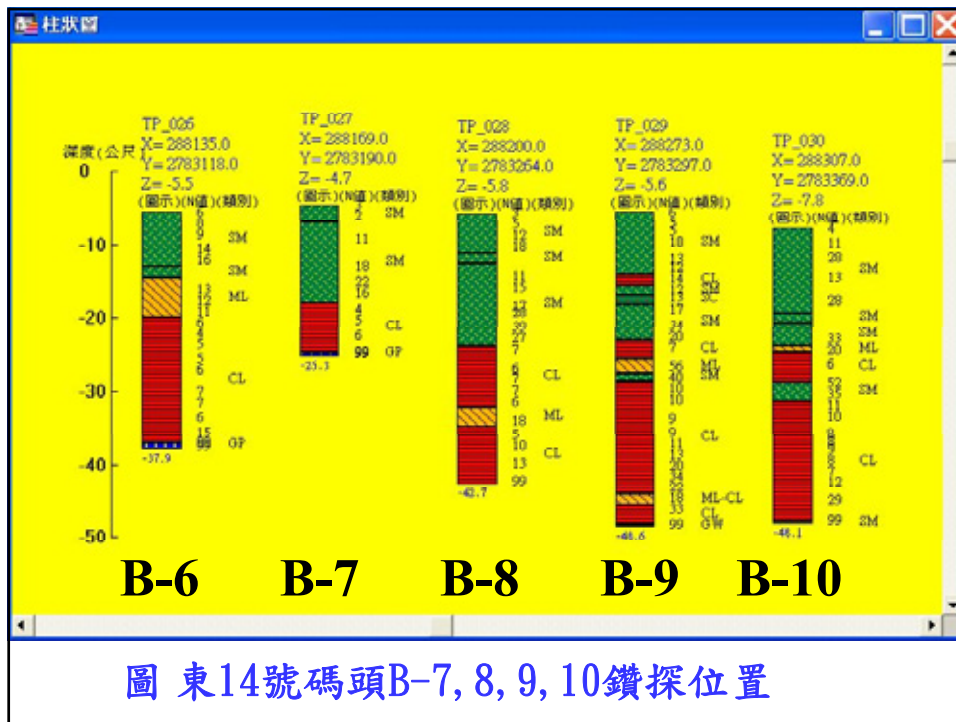


圖 台北港東14、15、16碼頭填土區之平面圖



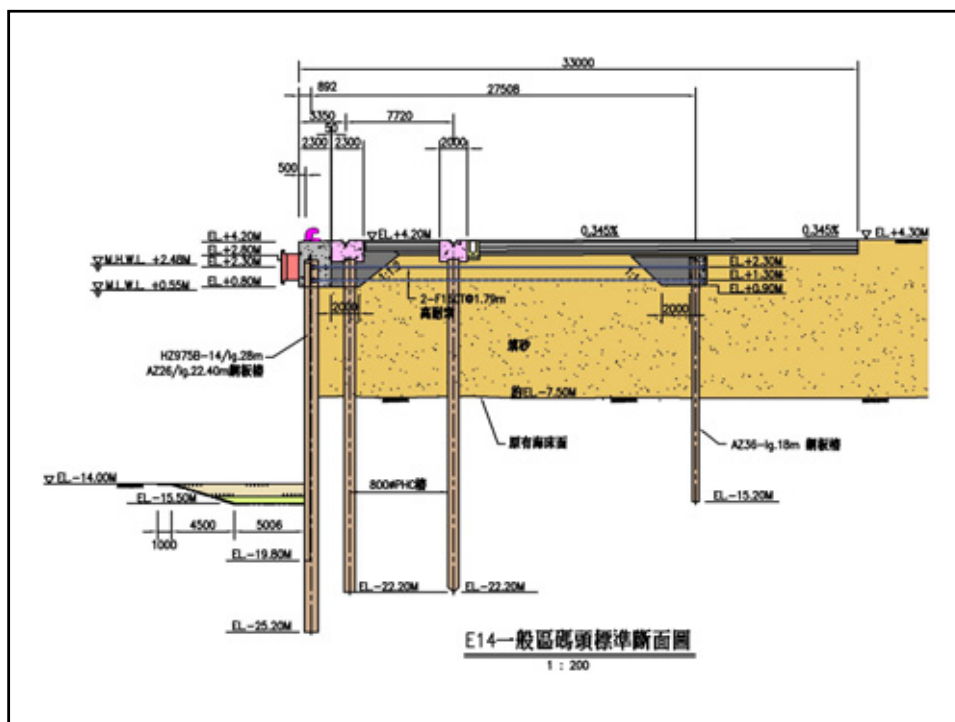
地質差異之差異沉陷分析

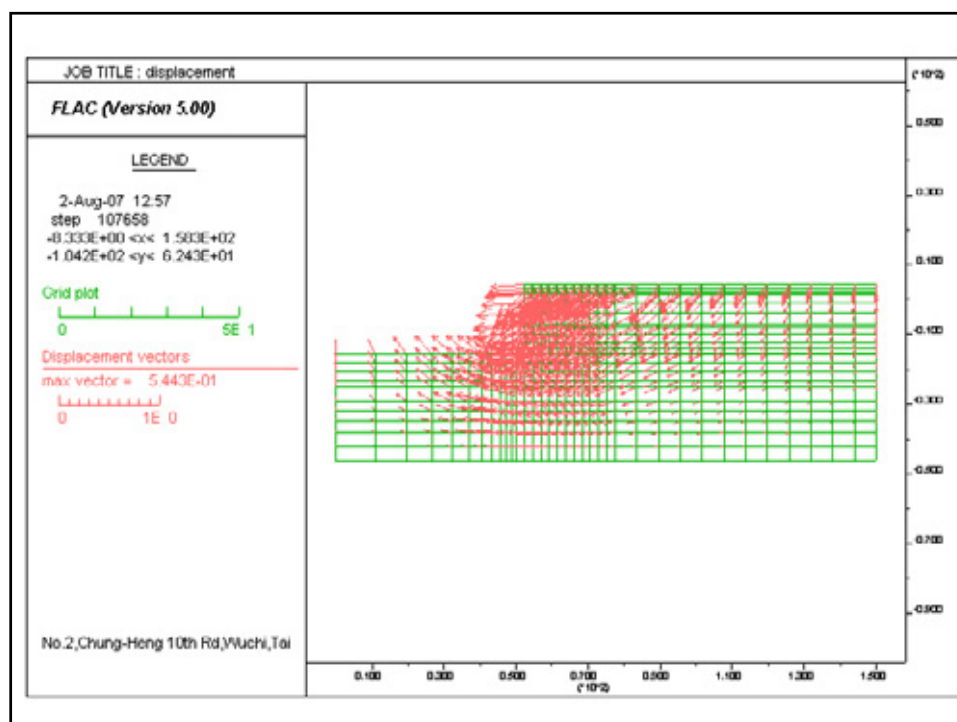
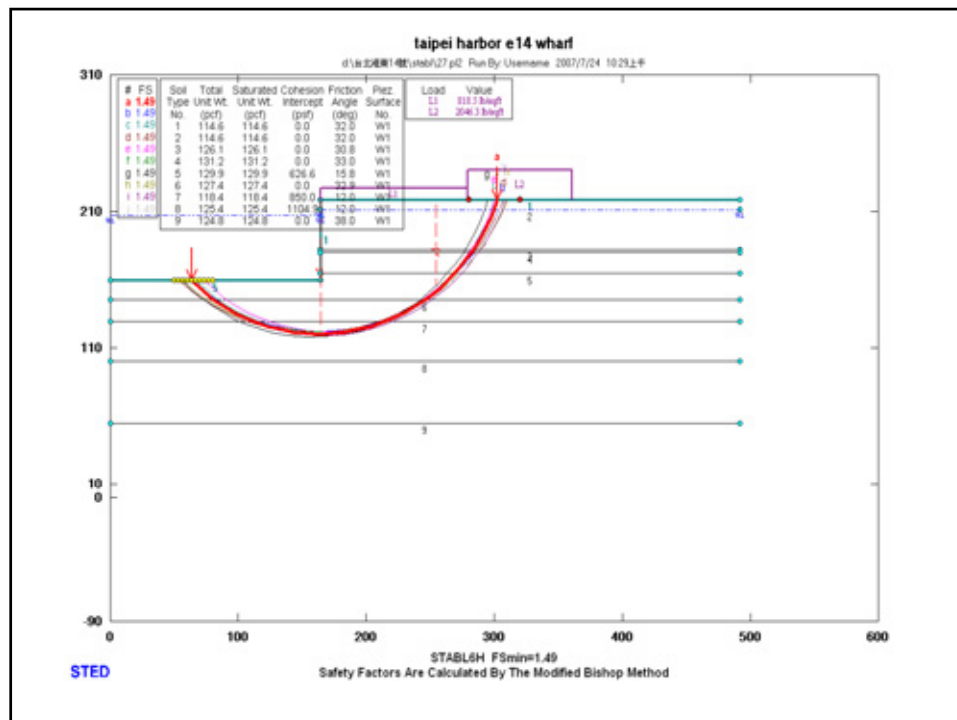
- 由於砂石卡車荷重造成之差異沉陷大約僅為2.6cm，與東14碼頭目前實際差異沉陷達15公分，相差甚多。
- 因此東14碼頭差異沉陷15公分，除了受砂石卡車荷重影響外，亦受其它因素影響。



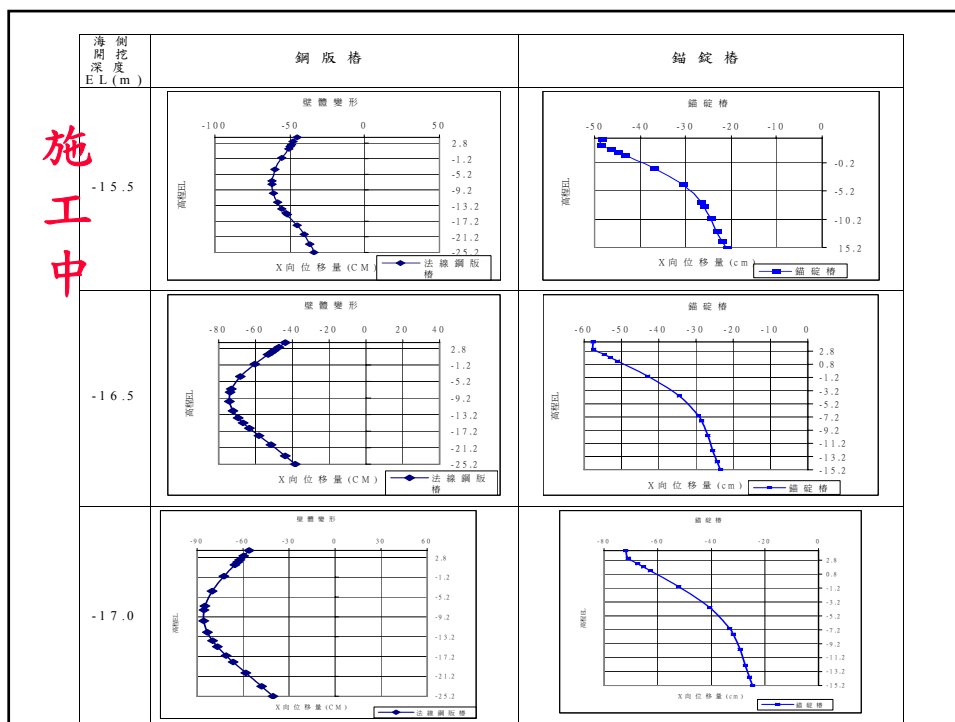
碼頭變位模擬分析

- 本章以STABL及FLAC程式，數值模擬分析東14號碼頭之穩定性，以了解碼頭於設計、**施工**以及**使用**等階段可能之變位量。





施工中

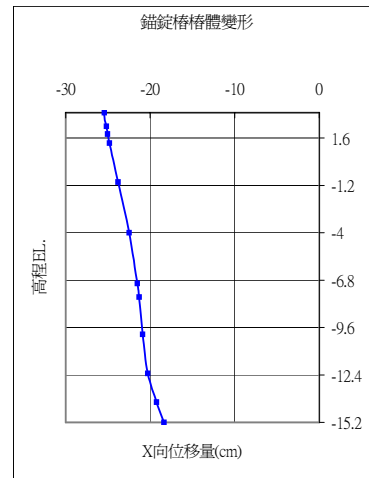
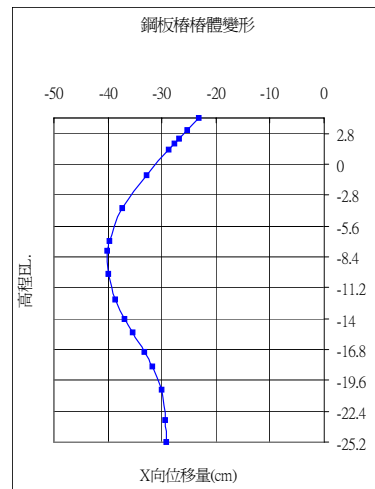


施工中

表49 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

使用中



上層拉桿力量為55.74t，下層拉桿力量為58.51t，
法線鋼版樁頂的位移為向海側23.23cm，
錨碇樁頂的位移為向海側25.42cm。

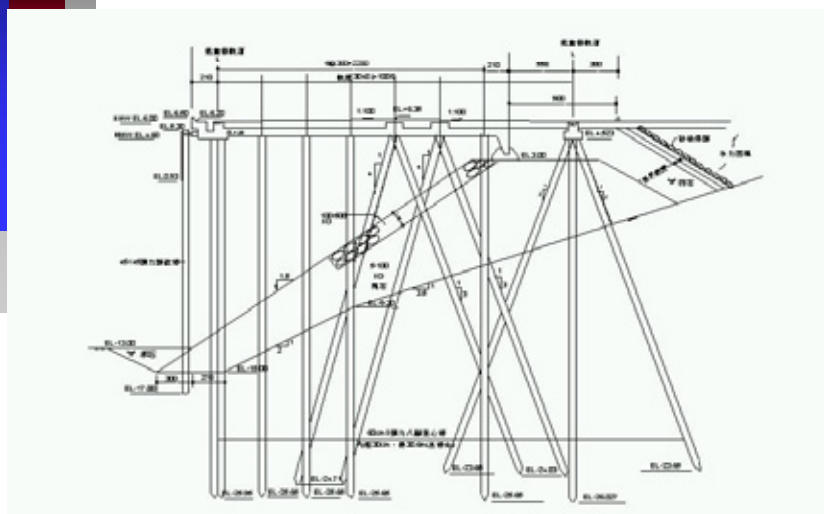
東14板樁式碼頭之災況 模擬分析結果

- 差異沉陷15公分之原因，主要是地質條件不相同及局部區域受砂石卡車荷重所產生。
- 依STABL程式分析碼頭之穩定性顯示，無論是設計、施工或使用階段，碼頭皆不致於產生圓弧滑動破壞。
- 由FLAC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。
- 在施工階段，法線鋼版樁及錨碇樁之變位量皆極大，可能達60-80cm。
- 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26cm，碼頭之安全性較施工階段安全許多。

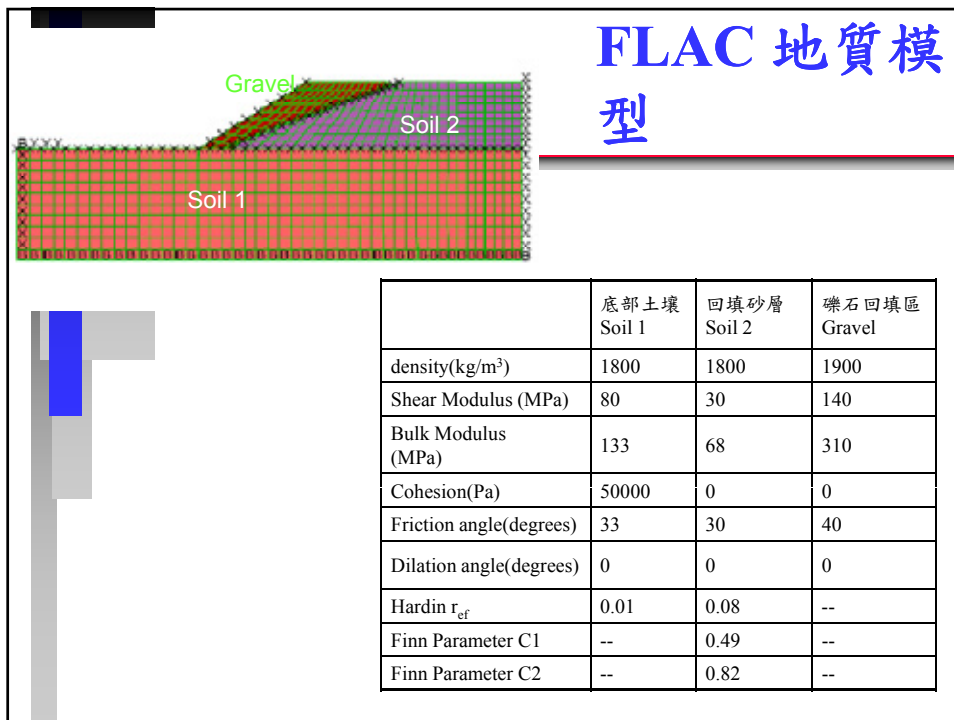
棧橋式碼頭之災況模擬分析

- FLAC數值模擬分析
- 現地模擬地震分析

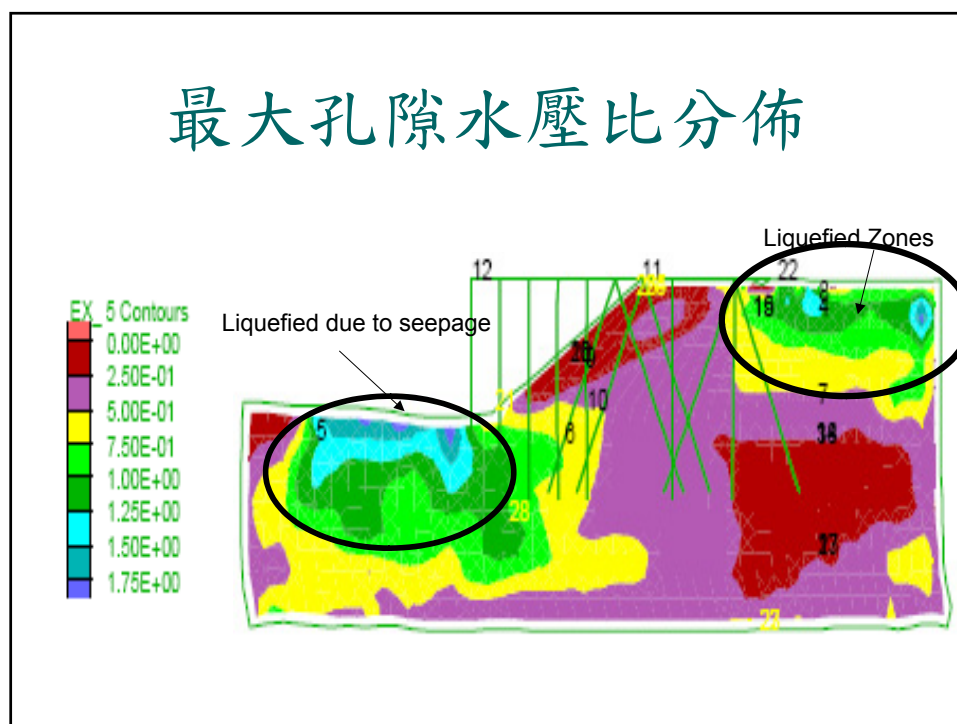
分析案例：台中港# 9-11碼頭



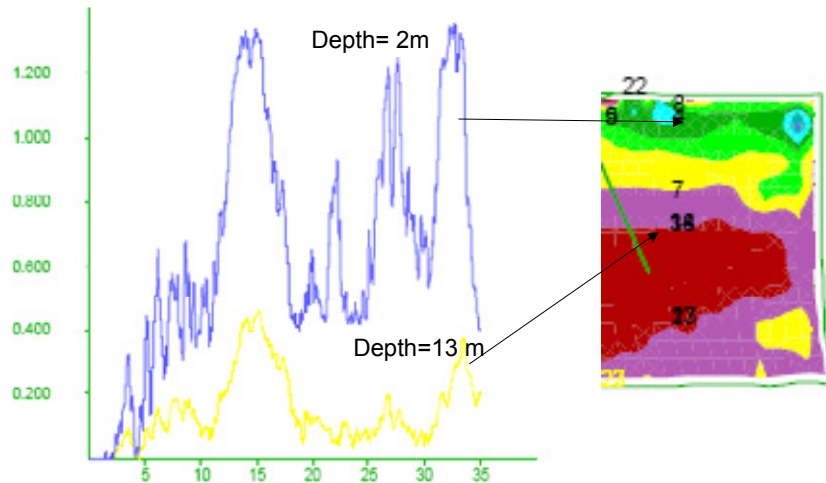
FLAC 地質模型



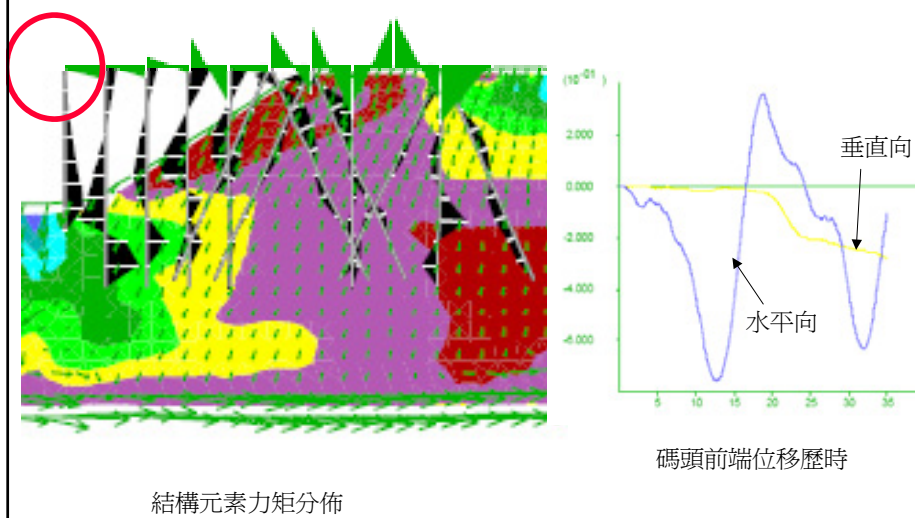
最大孔隙水壓比分佈



回填砂區超額孔隙水壓比變化

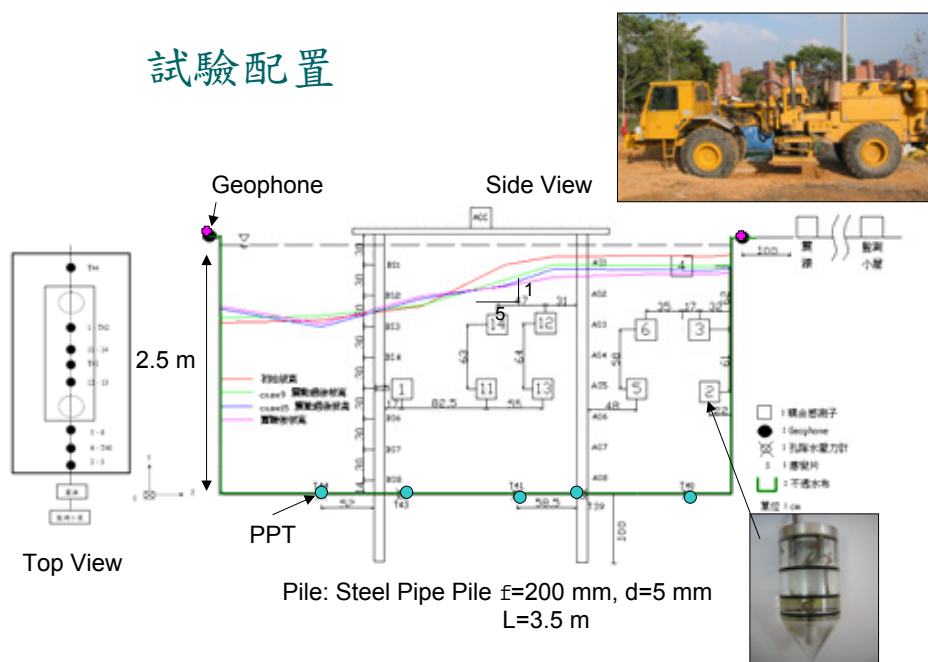


土壤結構互制反應





試驗配置



四、西南沿海地區之初步液化評估

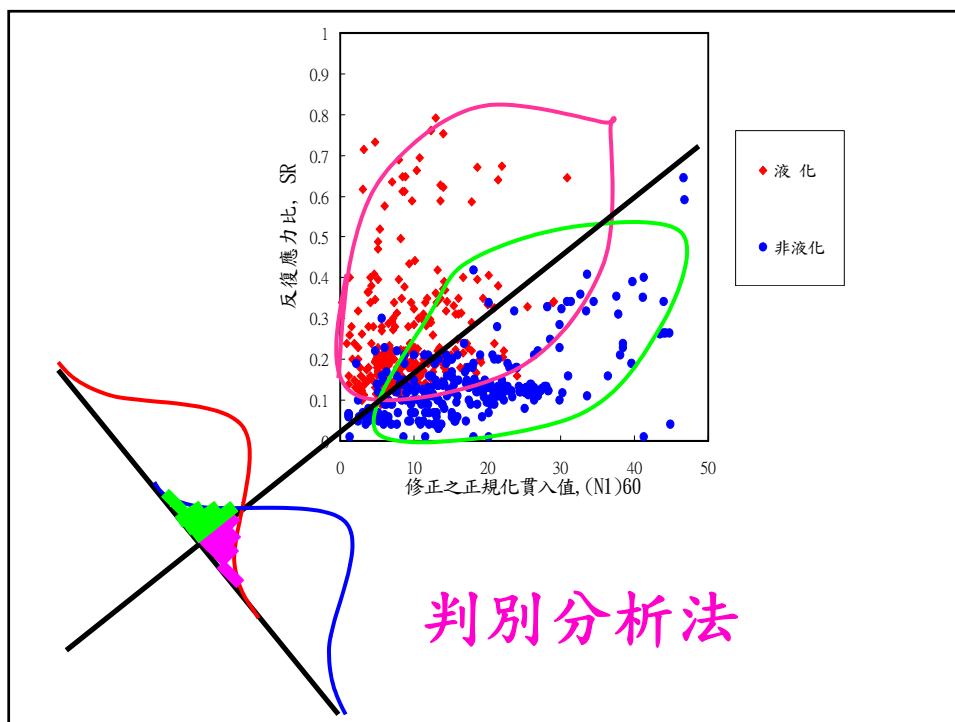
■ 搜集西南七縣市沿海地區之鑽探資料共3230孔。

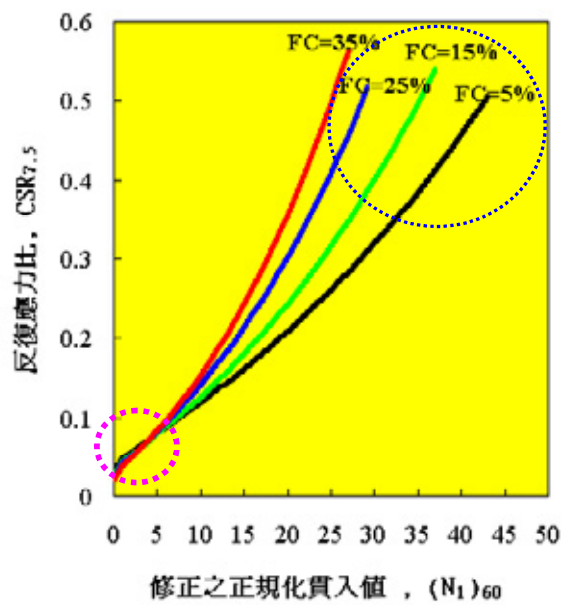
分別以：

1. 回歸期為475年之新訂耐震設計規範甲區PGA=0.33g。(50年10%)

2. 回歸期約為75年之PGA=0.15g。(50年50%) $PGA_{TR} = (T_R/475)^{0.3-0.45} * PGA_{475}$

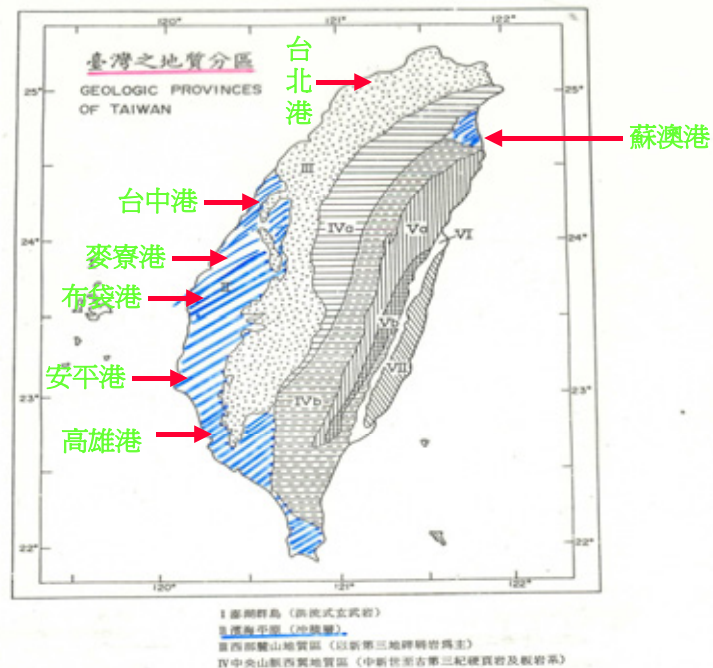
■ 以二種地震條件初步評估西南沿海地區沖積土層液化危害度。

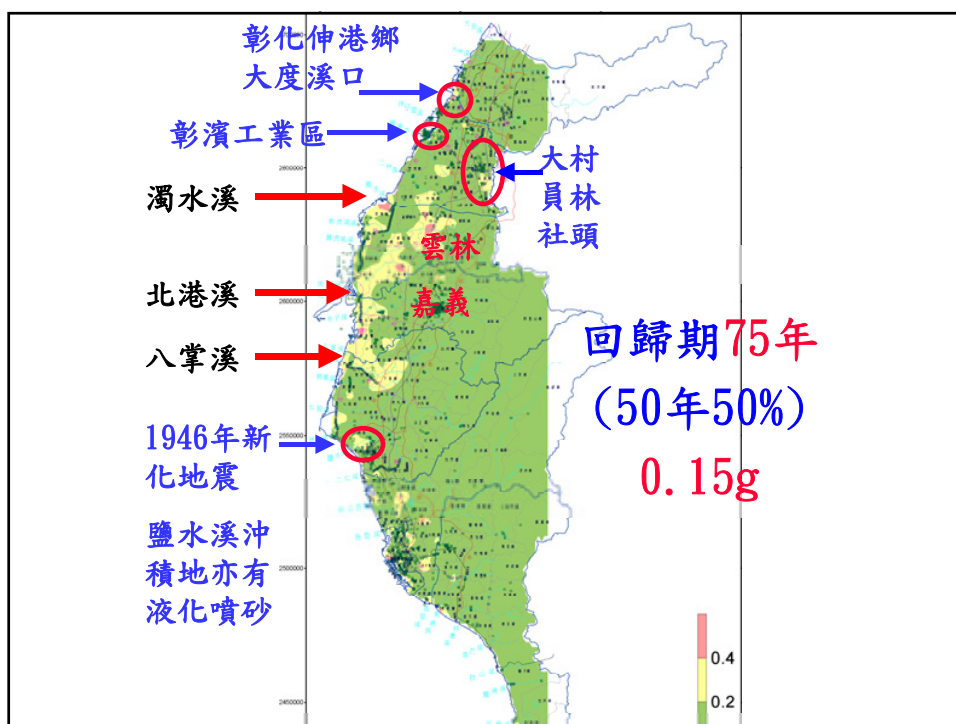
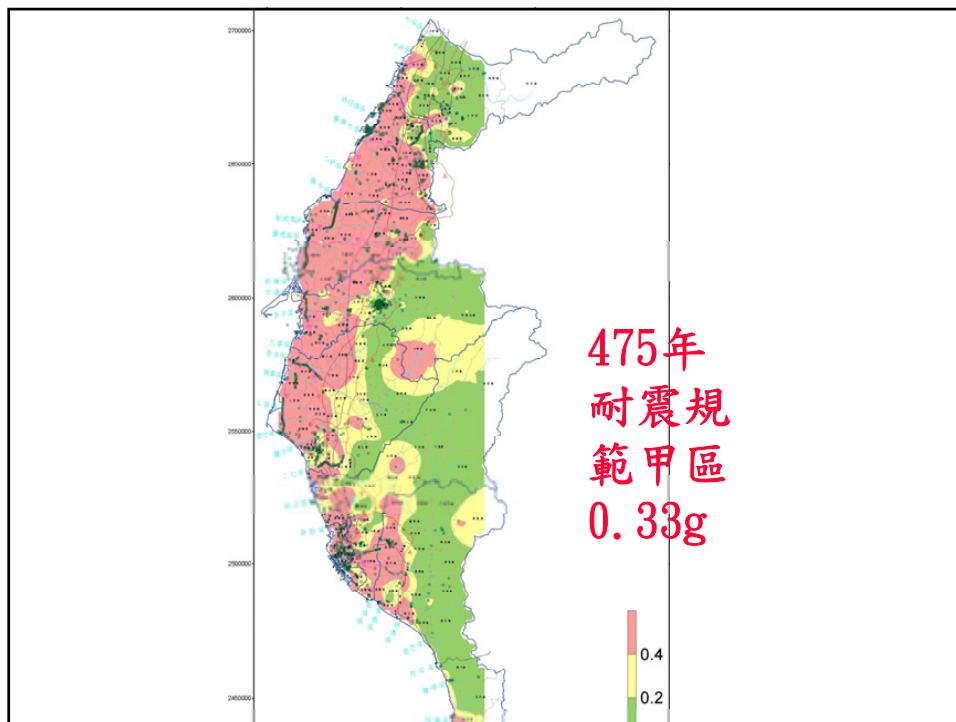




1. $N < 5$ 時CRR皆相近
2. 大 N 值時CRR未急速上升
3. N 值愈大時 FC 對CRR之影響愈大

圖 本文之判別模式





五、結論-1

- 井下地震監測透過即時網頁及簡訊之警示可強化港灣地區之地震防救災效能。
- 透過地震PGA之模擬顯示，港灣災害之碼頭區，蘇澳港3-5碼頭、台中港1-4A、9-11碼頭，皆有明顯之震波放大效應，其地震PGA值較大，淺層之共振主頻較低。
- 由沉箱式碼頭之災況模擬分析顯示：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安全性。
- 由板樁式碼頭之災況模擬分析顯示：FLAC可分析出上下層高耐索各別承受之拉力，及法線鋼版樁及錨碇樁之變位量，對板樁式碼頭之穩定性分析提供更多的資訊。

五、結論-2

- 由棧橋式碼頭之災況模擬分析顯示：
 1. 液化區：發生在邊坡前方與背後回填土區，
 2. 最大彎矩：垂直基樁發生於樁頂與橫樑交界處及液化與非液化邊界。而樑元素發生在與液化回填砂土接觸之部分，另外斜樁之彎矩並不比直樁大，其有效性仍待探討。
 3. 位移其最大水平位移震幅雖有0.7 m，但最終永久位移量僅有0.1m，但垂直位移量有0.3m
- 西南沿海地區之液化評估結果：
 1. 回歸期約為75年之PGA=0.15g。
雲林及嘉義沿海地區屬於中度液化，極大部份地區屬於輕微液化。
 2. 回歸期為475年之新訂耐震設計規範甲區PGA=0.33g。
西南沿海地區極大部份地區將發生嚴重液化



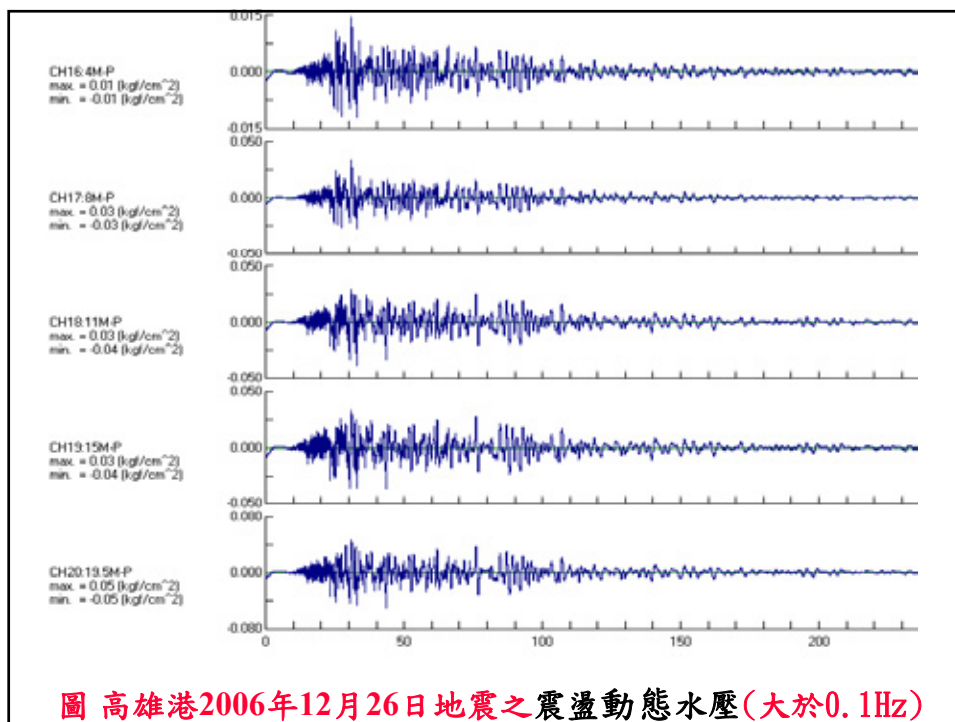
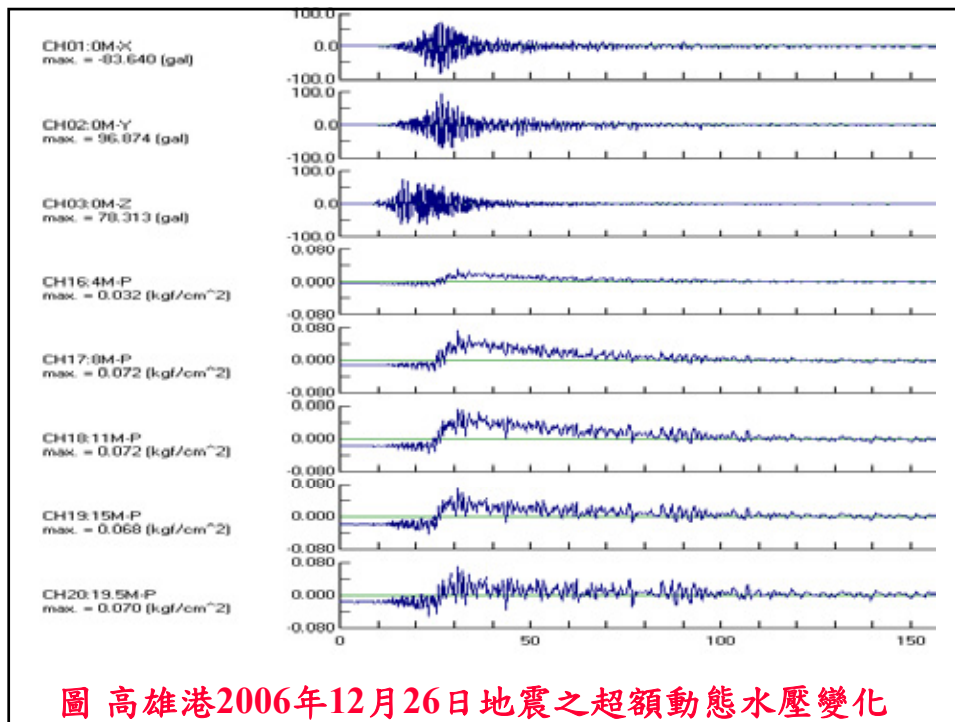
井下地震監測在港灣土壤液化之研究

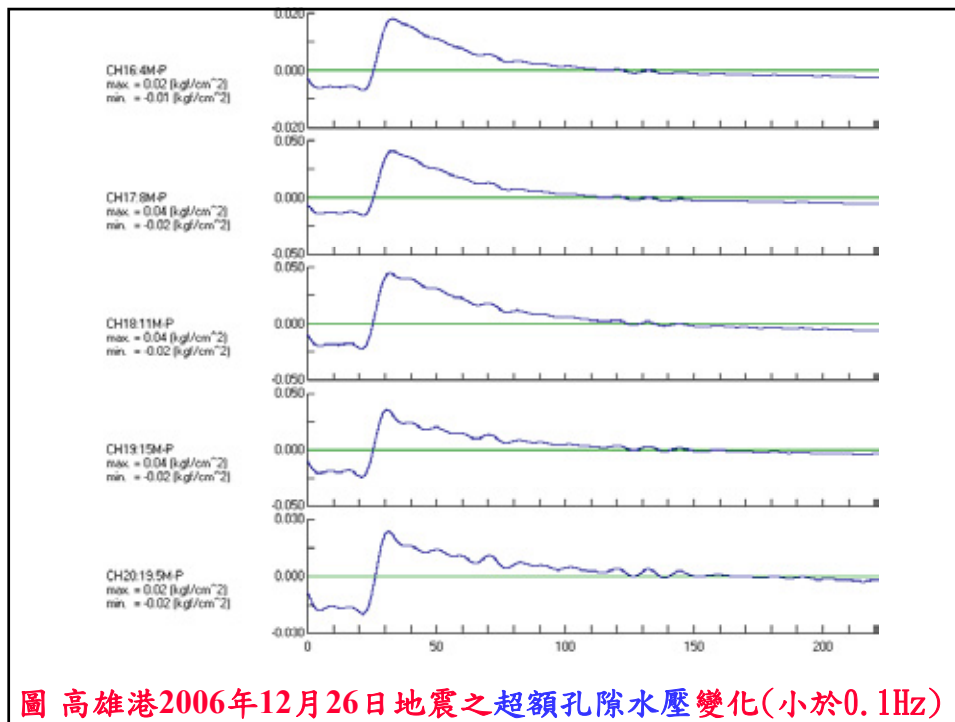
1. 港灣土壤液化之監測:

- 除了於井下埋設4支地震計之外
亦於 4-30M深度裝設6支孔隙水壓計。

2. 95年12月26日屏東恆春地震

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





港灣土壤液化監測之分析結果

- 由95年12月26日屏東枋寮地震之分析結果顯示：
- 1. 高雄港區之PGA=97gal，其超額動態孔隙水壓比約有10%。
- 2. 其中超額孔隙水壓為0.1Hz以下之低頻反應，震盪動態水壓為0.1Hz以上之高頻反應。
- 3. 到底是什麼方向(垂直或水平)、什麼波(速度或加速度)、什麼頻率(高頻、低頻或某頻率)之地震波產生之超額孔隙水壓?需進一步研究。

液化之統計分類法

(1) 最小錯誤分類法

(2) 判別分析法

(3) 極限狀態法

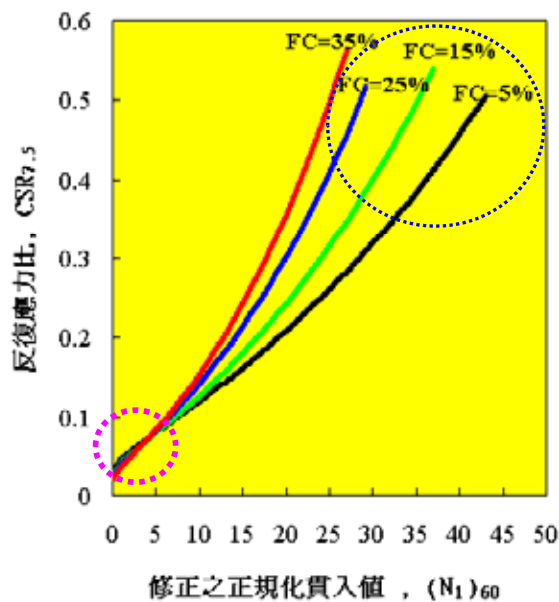
(4) 邏輯迴歸法

以上各種方法建立各種試驗(SPT, CPT, Vs)之液化分析模式, 分別於國內外頂級期刊(SCI, EI)接受發表:

美國之ASCE(2004, 2006)

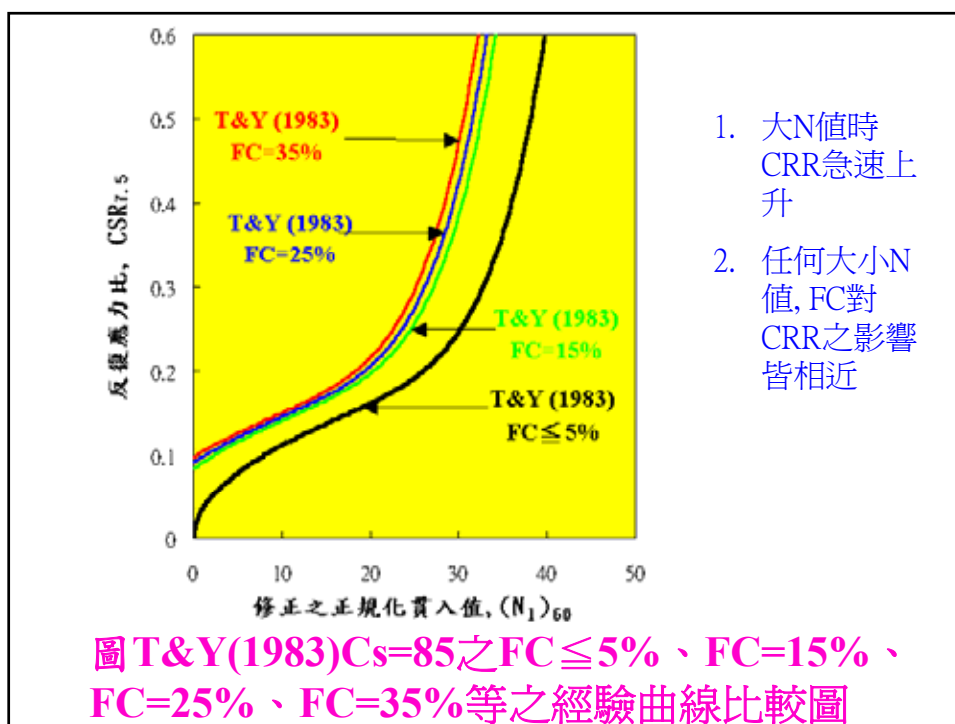
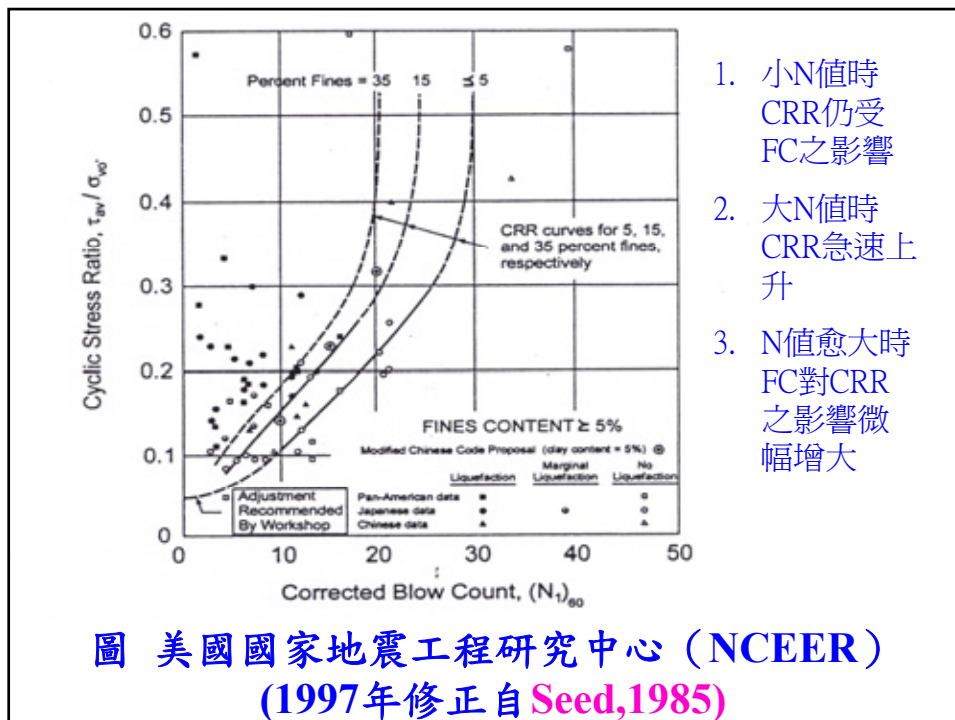
加拿大之Canadian Geotechnical Journal(2005)

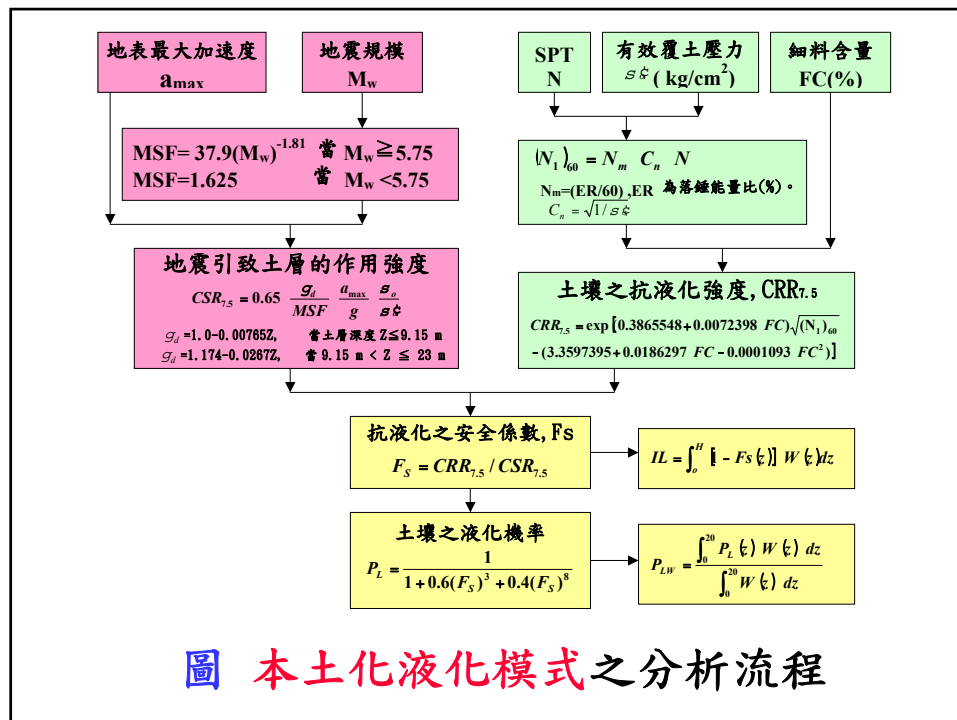
土木水利學刊(2005, 2006)



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

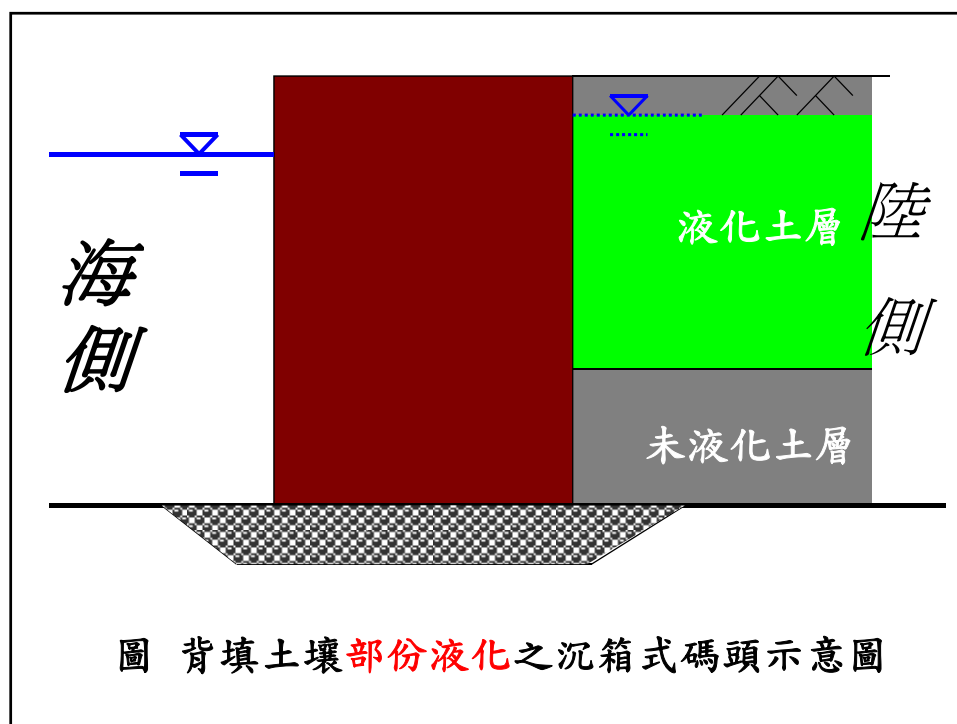
圖 本文之判別模式

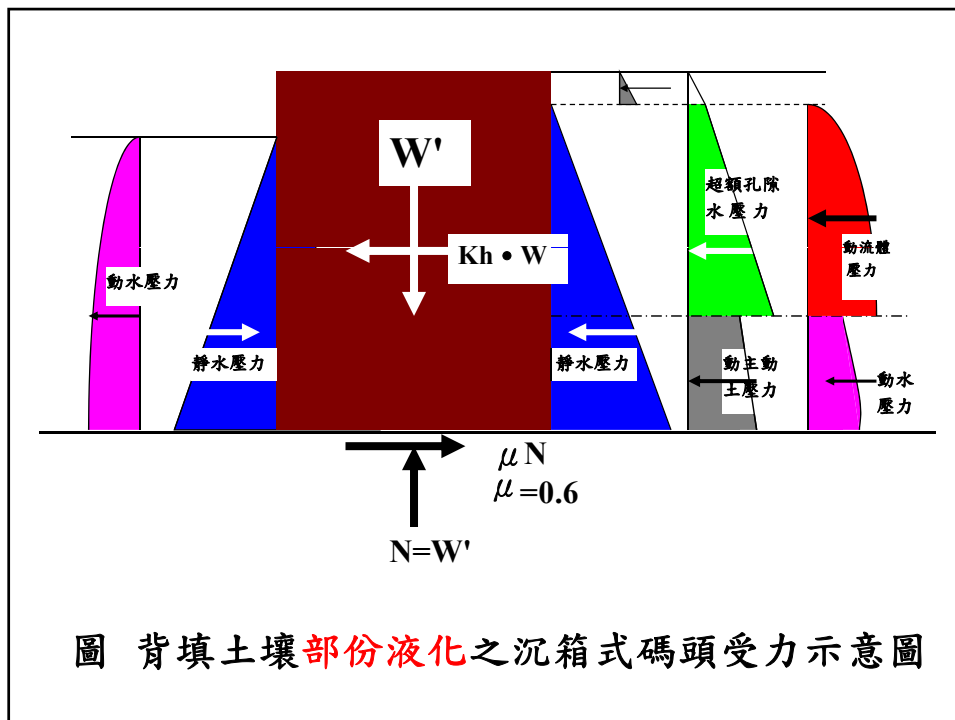




九、液化對碼頭穩定性及位移量之影響

- 921地震台中港沉箱式碼頭滑動量
 - (1) 1-3號碼頭: 52-168公分。
 - (2) 4號碼頭: 0-50公分。
 - (3) 4A號碼頭: 0公分。
- 修正之Newmark(1965)滑動塊體分析法(即考慮液化對碼頭之影響)模擬結果:
 - 1-3號: 93cm, 4號: 33cm, 4A號: 0cm。
- 液化對板樁式碼頭?
- 液化對棧橋式碼頭?

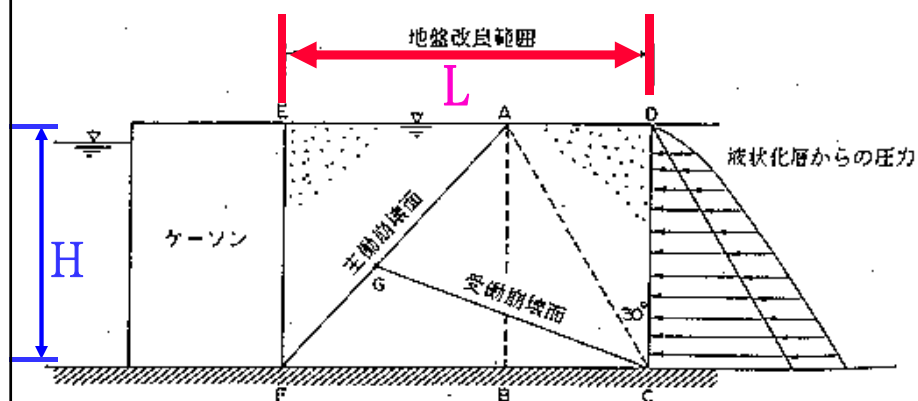




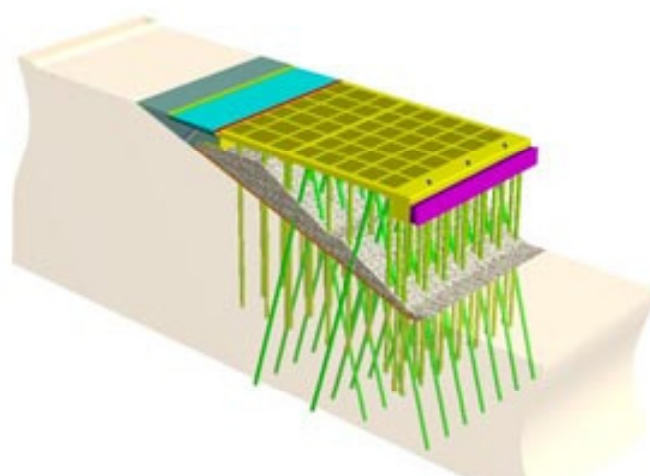
十、港灣之液化防治

1. 地震為天然災害，身處地震帶的台灣不能幸免，但如果能事前預防則能使災害損失減到最低程度。
2. 防治液化：
 - (1) 地質改良：港區地質改良可採用動力夯實工法，壓實砂樁或礫石柱等。
 - (2) 強化基礎設計：利用穿透液化土層的樁基礎碼頭替代沉箱式碼頭，或採用斜底面及擴大基礎之沉箱式碼頭。

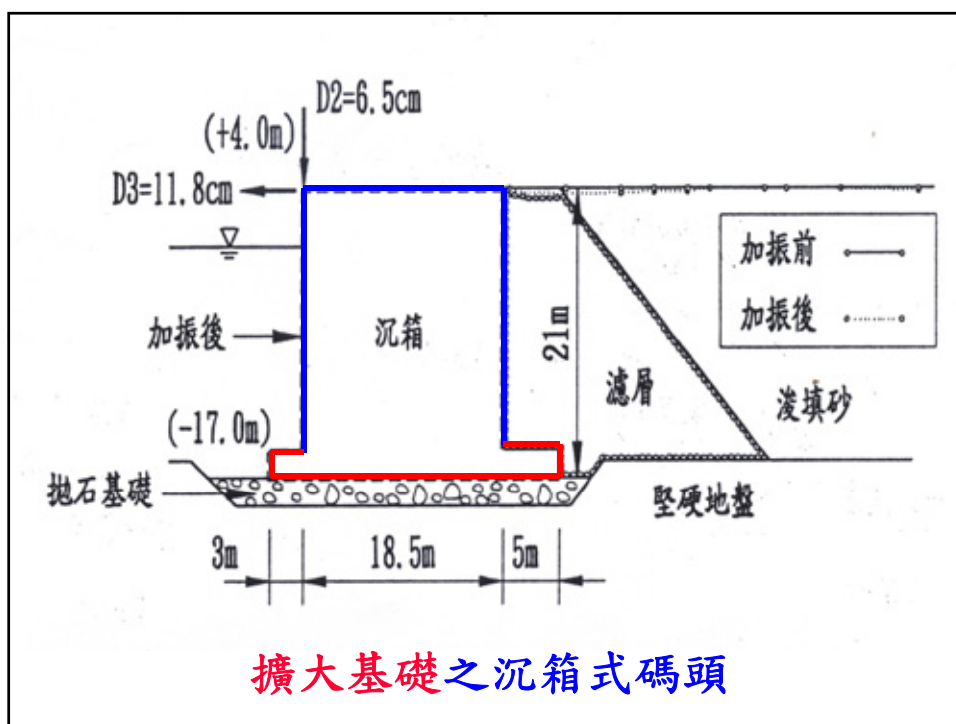
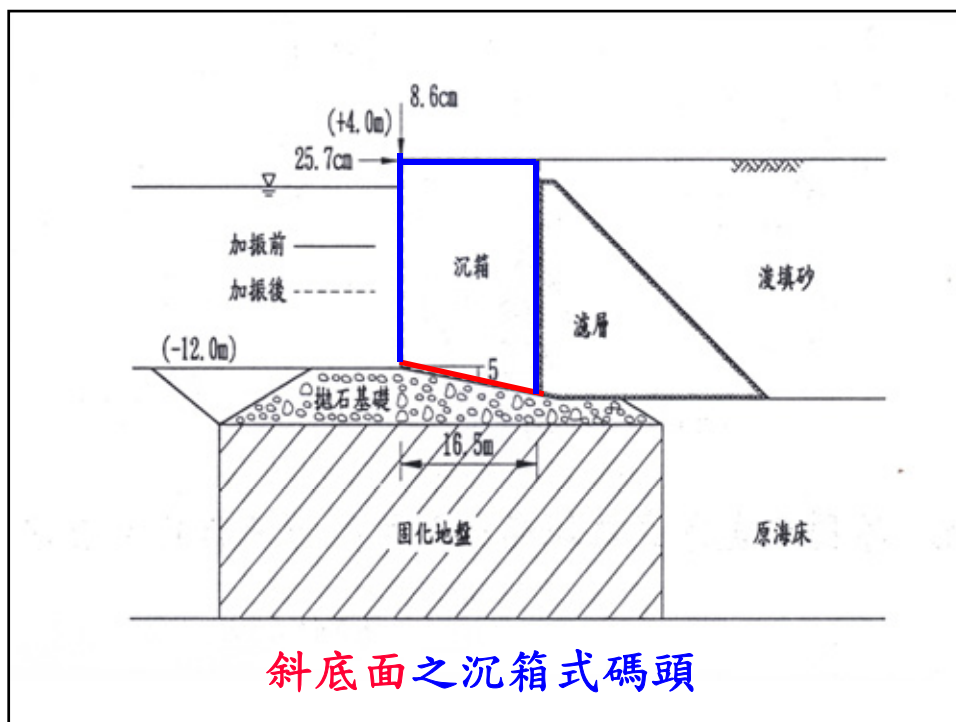
液化防治之地盤改良範圍

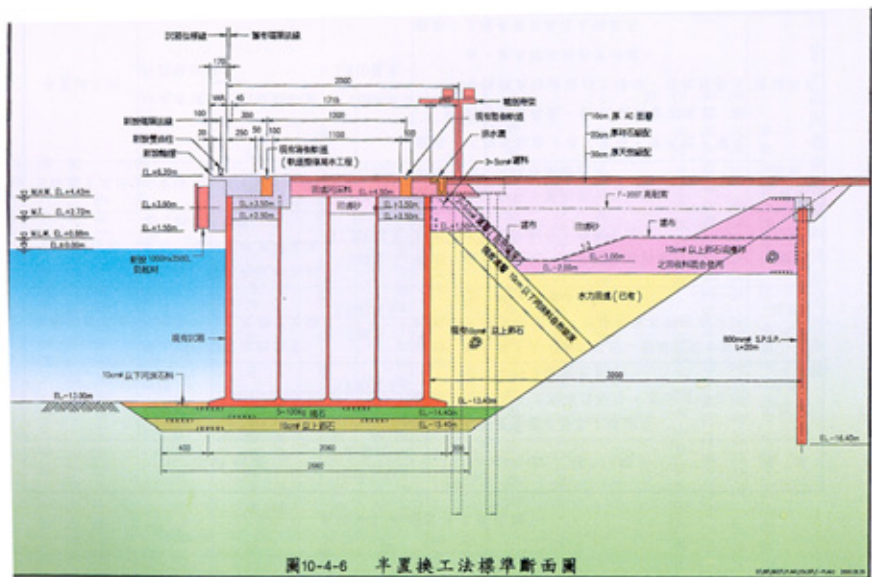


改良範圍約 $L=1.6H$



棧橋式碼頭(樁基礎碼頭)
台中港棧橋式碼頭樁深度約35m
可消波亦可防治液化





921地震後台中港沉箱式碼頭之復建方式