

100-50-7535

MOTC-IOT-99-H1DB002

港灣現地碼頭結構與土壤動態 互制監測之研究(2/2)



交通部運輸研究所

中華民國 100 年 4 月

100-50-7535

MOTC-IOT-99-H1DB002

港灣現地碼頭結構與土壤動態 互制監測之研究(2/2)

著者：謝明志、陳志芳、張文忠、林炳森、黃安斌

交通部運輸研究所

中華民國 100 年 4 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

港灣現地碼頭結構與土壤動態互制監測之研究(2/2)

/謝明志等著.--初版.-- 臺北市：交通部運輸研究所，

民 100.04

面 ； 公分

ISBN 978-986-02-7452-3 (平裝)

1. 土壤力學 2. 港埠工程 3. 港埠管理

441.12

100005095

港灣現地碼頭結構與土壤動態互制監測之研究(2/2)

著 者：謝明志、陳志芳、張文忠、林炳森、黃安斌

出版機關：交通部運輸研究所

地 址：10548 臺北市敦化北路 240 號

網 址：www.ihmt.gov.tw (中文版>中心出版品)

電 話：(04) 26587176

出版年月：中華民國 100 年 4 月

印 刷 者：承亞興企業有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 100 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

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

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

GPN：1010000585

ISBN：978-986-02-7452-3（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。

港灣現地碼頭結構與土壤動態互制監測之研究
(2/2)

交通部運輸研究所

GPN: 1010000585

定價 200 元

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：港灣現地碼頭結構與土壤動態互制監測之研究(2/2)			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN 978-986-02-7452-3（平裝）	政府出版品統一編號 1010000585	運輸研究所出版品編號 100-50-7535	計畫編號 99-H1DB002
主辦單位：港研中心 主管：邱永芳 計畫主持人：謝明志 協同主持人：陳志芳 參與人員：陳毓清 聯絡電話：04-26587186 傳真號碼：04-26564418	合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會 計畫主持人：張文忠 協同主持人：林炳森、黃安斌 研究人員：闕慎佑、楊玉章、宋承遠 地址：701 臺南市大學路 1 號 聯絡電話：06-2757575~63128		研究期間 自 99 年 03 月 至 99 年 12 月
關鍵字：動態土壤結構互制、現地碼頭動態監測、錨碇版樁碼頭、動態數值模擬			
摘要： 碼頭受震反應與破壞型態隨土壤狀況、施工方式、基礎類型與結構配置不同而表現不一，而現有港區碼頭設計方法，多以靜力或擬靜態方法設計，由於碼頭結構屬於非剛性結構物，其具有幾何形狀、質量分佈與勁度變化不規則之特性，以靜力分析方法難以反映結構物地震時的動態反應，需以動力分析方法分析設計，本研究規劃為二年期計畫，以現有營運中錨碇版樁碼頭其結構與土壤動態互制動態監測為主軸，選擇一具代表性之碼頭，進行動態監測系統安裝與資料分析，結合二維與三維動態有效應力土壤結構互制分析及微地動試驗得到之港區共振主頻分佈成果，應用在震後土層液化分佈之快速評估與震後速報系統，並作為港區災害應變管理之依據。 成果與效益： 1.分析即時監測結果及港區共振主頻分佈，作為各港區後續災害管理及地震災害速報系統之參據。相關成果可進一步用於後續不同形式碼頭動態功能性設計之基準。 2.研究成果提供各港務局及相關單位，作為港灣碼頭工程規劃設計之參據，以提升碼頭耐震能力，減低震害。			
出版日期	頁數	定價	本 出 版 品 取 得 方 式
100 年 4 月	196	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: In Situ Monitoring of Seismic Soil-Structure Interactions in Active Wharves (2/2)			
ISBN (OR ISSN) ISBN978-986-02-7452-3 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010000585	IOT SERIAL NUMBER 100-50-7535	PROJECT NUMBER 99-H1DB002
DIVISION: Harbor & Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Yung-Fang Chiu PRINCIPAL INVESTIGATOR: M. J. Hsieh PROJECT STAFF: J. F. Chen PHONE: 04-26587172 FAX: 04-26564418			PROJECT PERIOD FROM March 2010 TO December 2010
RESEARCH AGENCY: NCKU Research And Development Foundation PRINCIPAL INVESTIGATOR: W. J. Chang PROJECT STAFF: P. S. Lin, A.B. Huang ADDRESS: No.1, University Road, Tainan 701, Taiwan (R.O.C) PHONE: 886-06-2757575~63128			
KEY WORDS: Seismic soil-structure interactions, In situ monitoring, Anchored sheet pile wall, Dynamic numerical simulation			
ABSTRACT: Seismic responses of waterfront components of ports vary with site soil conditions, construction method, foundation types, and structure layout. Current designs of waterfront components mostly implement static or pseudo-static approaches. Due to the flexibility of retaining structures, irregularity in geometry and mass distribution, and nonlinear soil properties, dynamic analysis is preferred and more appropriate. The proposed 2-year project aims to setup a field dynamic monitoring station on an active anchored sheet pile waterfront system for soil-structure interactions monitoring and develops associate data reduction procedures. Additionally, dynamic soil-structure modeling considering effective stress variations was conducted for both 2D and 3D scopes. Combining the contour of fundamental frequency of stratum and numerical simulation results, the collected data can be the basis for development of a rapid damage evaluation system in the harbor area, which will be beneficial in seismic damage management. ACHIEVEMENT AND BENEFIT : 1.The results of dynamic effective stress analyses on pile-support wharf can be implemented to quick evaluations of spatial liquefaction distribution and development of real-time seismic assessment system. 2.The results of seismic seismic simulations will provide background information on development of disaster management and response systems in the harbor area for associated administrations.			
DATE OF PUBLICATION April 2011	NUMBER OF PAGES 196	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.			

港灣現地碼頭結構與土壤動態互制監測之研究(2/2)

目錄

中文摘要	I
英文摘要	II
目錄	III
圖目錄	VII
表目錄	XIII
第一章 緒論	1-1
1.1 研究計畫之背景、目的及重要性	1-1
1.2 研究範圍與對象	1-5
1.3 研究內容、項目與成果要求	1-5
1.4 研究方法與規劃進度	1-8
1.5 成果、效益及其應用	1-12
第二章 文獻回顧與分析	2-1
2.1 液化土層碼頭破壞機制	2-1
2.2 土壤-錨碇鉚樁互制行為文獻	2-3
2.3 液化土壤—擋土結構系統互制數值分析	2-5
第三章 研究場址與現地調查	3-1
3.1 研究場址	3-1
3.1.1 臺北港東 9 號碼頭(TPE09)	3-1
3.1.2 臺北港北 2 號碼頭(TPN02)	3-5

3.2 監測港區現地調查	3-5
3.3 港區微地動試驗與共振主頻分析	3-17
3.3.1 臺北港區微地動試驗與共振主頻分析	3-18
第四章 碼頭動態監測站	4-1
4.1 錨碇版樁現地監測系統規劃	4-1
4.2 臺北港東九號碼頭監測站配置與施工	4-5
4.3 自動監測程式	4-12
4.3.1 自動監測程式組成	4-12
4.3.2 港區碼頭動態監測程式	4-14
4.4 碼頭動態監測記錄與分析	4-18
4.4.1 TPE09 版樁式碼頭記錄與分析	4-18
4.4.2 KH120 棧橋式碼頭記錄與分析	4-23
第五章 二維錨碇版樁動態數值模擬	5-1
5.1 分析原理	5-1
5.1.1 FLAC Dynamic 介紹	5-2
5.1.2 分析程序	5-7
5.2 TPE09 錨碇版樁碼頭有效應力動態數值分析	5-10
5.2.1 分析原理與程序	5-10
5.2.2 TPE09 數值分析模型	5-12
5.2.3 TPE09 數值分析結果	5-17
5.3 TPN02 錨碇版樁碼頭有效應力動態數值分析	5-25
5.3.1 TPN02 碼頭配置	5-25
5.3.2 TPN02 數值分析模型	5-26

5.3.3 TPN02 二維數值分析結果	5-30
第六章 三維錨碇版樁動態數值模擬	6-1
6.1 分析目的、原理與程序	6-1
6.1.1 分析目的	6-1
6.1.2 分析原理	6-1
6.1.3 分析程序	6-2
6.2 TPN02 三維動態有效應力分析	6-2
6.2.1 TPN02 三維數值分析模型	6-2
6.2.2 單向加速度數值分析成果	6-7
第七章 結論與建議	7-1
7.1 本階段計畫執行結論	7-1
7.2 建議	7-3
參考文獻	參-1
附錄 一 期中審查會議記錄回覆辦理	附錄 1-1
附錄 二 期末審查會議紀錄回覆辦理	附錄 2-1
附錄 三 期末簡報資料	附錄 3-1

圖目錄

圖 1.1 典型錨碇版樁式碼頭斷面圖.....	1-4
圖 1.2 計畫全期研究流程圖.....	1-11
圖 2.1 RC-5 Rokko Island 沈箱式碼頭於 1998 Kobe EQ 震後變形剖面.....	2-2
圖 2.2 臺中港#1~4 沈箱式碼頭於 921 震後碼頭岸肩與後線高成差側視圖.....	2-2
圖 2.3 典型錨定鈹樁式碼頭斷面圖.....	2-3
圖 2.4 日本阪神地震神戶港鈹樁式碼頭岸肩沈陷受損情形.....	2-4
圖 2.5 Ohama NO.2 錨定鈹樁碼頭於 1993Nihonkai-Chubu 震後變形剖面.....	2-4
圖 2.6 Ohama NO.2 錨定鈹樁碼頭於 1993Nihonkai-Chubu 中土壓力與彎距分布	2-5
圖 2.7 動態 Bean on Winkler Footing 模型示意圖.....	2-7
圖 3.1 TPE09 碼頭位置圖	3-2
圖 3.2 TPE09 碼頭剖面圖.....	3-3
圖 3.3 TPE09 碼頭周圍鑽探紀錄... ..	3-3
圖 3.4 TPE09 驗潮站外部周圍現況.....	3-4
圖 3.5 臺北港平面圖與測站位置圖... ..	3-6
圖 3.6 臺北港北 2 碼頭(TPN02)設計斷面圖... ..	3-7
圖 3.7 臺北港北 2 錨碇式版樁碼頭現況.....	3-8
圖 3.8 臺北港北 3 棧橋式碼頭現況.....	3-8
圖 3.9 臺北港北 2 碼頭鑽孔位置圖.....	3-9

圖 3.10 臺北港北 2 碼頭鑽探柱狀圖.....	3-10
圖 3.11 臺北港既有監測站周遭環境現況.....	3-11
圖 3.12 既有監測站與多頻道表面波震測測線配置圖.....	3-12
圖 3.13 筆記型電腦與多頻道可攜帶式數位震測儀.....	3-12
圖 3.14 震測電纜.....	3-13
圖 3.15 高感度電磁式速度受波器(4.5Hz)	3-13
圖 3.16 長柄手持式鐵錘及橡皮軟墊.....	3-14
圖 3.17 Geometrics 公司製造型號為 23464-01 之觸發器	3-14
圖 3.18 施測分法之配置方式.....	3-15
圖 3.19 MASW 之剪力波速剖面	3-15
圖 3.20 臺北港區 300m 地震監測井地質剖面概況	3-16
圖 3.21 微地動儀野外量測示意圖.....	3-18
圖 3.22 臺北港區圖	3-20
圖 3.23 臺北港微地動測站位置圖.....	3-20
圖 3.24 臺北港區各微地動測站分析反應頻譜比【H/V】圖.....	3-21
圖 3.25 臺北港區共振主頻等值分佈圖.....	3-22
圖 4.1 Measurand Shape Array 構造示意圖	4-4
圖 4.2 TPE09 錨定鉚樁碼頭動態監測站配置.....	4-6
圖 4.3 動態剖面位移計水下安裝完成圖.....	4-7
圖 4.4 水下訊號線固定	4-7
圖 4.5 陸上訊號線固定.....	4-8
圖 4.6 陸上地震儀安裝	4-8
圖 4.7 戶外指向型天線安裝.....	4-9

圖 4.8 臺北港北 2 碼頭工寮現況.....	4-10
圖 4.9 TPN02 監測主機機箱	4-10
圖 4.10 TPE02 版樁變位監測配置圖	4-11
圖 4.11 自動監測程式原始碼	4-15
圖 4.12 自動監測主畫面	4-15
圖 4.13 量測參數設定畫面	4-16
圖 4.14 動態剖面儀紀錄畫面	4-16
圖 4.15 動態剖面儀初始值	4-17
圖 4.16 地表地震儀背景訊號值	4-17
圖 4.17 地表地震儀背景訊號頻譜	4-18
圖 4.18 2009/12/19 花蓮地震震度分佈	4-19
圖 4.19 板橋監測站加速度歷時	4-19
圖 4.20 TPE09 陸上地震儀記錄	4-20
圖 4.21 TPE09 SAA1 頂端加速度歷時	4-21
圖 4.22 TPE09 SAA1 頂端相對位移歷時	4-22
圖 4.23 TPE09 SAA1 位移剖面記錄 (t=115 sec)	4-23
圖 4.24 2010/03/04 甲仙地震震度分佈	4-24
圖 4.25 高雄港監測站加速度歷時	4-25
圖 4.26 KH120 水下地震儀記錄	4-26
圖 4.27 KH120 之 SAA 頂端加速度歷時	4-27
圖 4.28 KH120 SAA 頂端位移歷時	4-28
圖 4.29 KH120 SAA 位移剖面記錄 (t=20 sec)	4-29
圖 5.1 考慮動態荷重之自由場物理模型圖	5-4

圖 5.2 TPE09 錨碇式鉸樁數值模型.....	5-15
圖 5.3 TPE09 錨碇式版樁靜力平衡垂直有效應力、結構彎距與錨定力	5-16
圖 5.4 TPE09 2009/12/19 地震模擬網格底部(-29m)輸入地震波形	5-18
圖 5.5 TPE09 2009/12/19 地震模擬比較	5-19
圖 5.6 TPE09 網格底部(-29m)輸入地震原始波形	5-20
圖 5.7 TPE09 監測點位與動態邊界.....	5-22
圖 5.8 加速度歷時變化.....	5-22
圖 5.9 版樁上方土壤位移歷時變化.....	5-23
圖 5.10 土壤位移與結構位移	5-23
圖 5.11 土壤變形與結構彎距分佈	5-24
圖 5.12 結構彎距歷時	5-24
圖 5.13 鋼索拉力歷時.....	5-25
圖 5.14 TPN02 錨碇式版樁數值模型	5-27
圖 5.15 TPN02 監測點位與動態邊界	5-29
圖 5.16 TPN02 加速度歷時變化	5-30
圖 5.17 TPN02 版樁位移歷時變化	5-31
圖 5.18 TPN02 土壤位移與結構位移	5-31
圖 5.19 TPN02 土壤變形與結構彎距分佈	5-32
圖 5.20 TPN02 結構彎距歷時	5-33
圖 5.21 TPN02 錨碇鋼索拉力歷時	5-33
圖 5.22 TPN02 最大位移與 MHA 關係曲線.....	5-34
圖 5.23 TPN02 最大彎距與 MHA 關係曲線.....	5-34

圖 5.24 TPN02 最大鋼索拉力與 MHA 關係曲線.....	5-35
圖 5.25 921 協和電廠地震加速度歷時.....	5-36
圖 5.26 921 地震歷時 TPN02 加速度歷時	5-36
圖 5.27 921 地震歷時 TPN02 版樁位移歷時	5-37
圖 5.28 921TPN02 破壞時版樁位移分佈	5-37
圖 5.29 921TPN02 於 921 地震歷時下版樁彎矩歷時	5-38
圖 5.30 921TPN02 於 921 地震歷時下錨碇樁彎矩歷時	5-38
圖 5.31 921TPN02 破壞時版樁彎矩分佈與變形	5-39
圖 5.32 921TPN02 破壞時鋼索拉力歷時	5-39
圖 6.1 TPN02 碼頭網格	6-4
圖 6.2 TPN02 碼頭元素類型與靜態邊界	6-4
圖 6.3 TPN02 靜態平衡狀態	6-5
圖 6.4 TPN02 動態分析土壤模型及震前狀態	6-5
圖 6.5 TPN02 監測點位置與垂直有效應力分布.....	6-6
圖 6.6 TPN02 加速度歷時變化.....	6-8
圖 6.7 分析結束時 x 向水平變位分佈.....	6-8
圖 6.8 孔隙水壓力分佈歷時.....	6-9
圖 6.9 t=27 秒時土壤結構互制與速度	6-9
圖 6.10 分析結束時(27sec)時版樁變位與彎矩分佈	6-10
圖 6.11 版樁變位歷時.....	6-11
圖 6.12 量測基樁側向彎距歷時.....	6-11

表目錄

表 1-1 預定進度甘特圖(Gantt Chart).....	1-10
表 3-1 臺北港區測站資料	3-19
表 4-1 TPE09 測站監測系統列表	4-3
表 5-1 TPE09 動態分析土層參數表	5-14
表 5-2 TPE09 結構元素參數表	5-15
表 5-3 TPE09 基樁元素中之 Mohr-Coulomb 介面彈簧參數.....	5-15
表 5-4 TPN02 動態分析土層參數表.....	5-27
表 5-5 TPN02 結構元素參數表	5-28
表 5-6 TPN02 基樁元素中之 Mohr-Columb 介面彈簧參數表.....	5-28

第一章 緒論

1.1 研究計畫之背景、目的及重要性

港口為臨海國家之重要物資進出通道，對臺灣這類天然資源有限且以出口導向之經濟體而言，為國家之命脈，而在地震發生後，為大宗救援物資進出之重要口岸，因此港口震災評估與耐震補強對國家抗災體系中不可或缺之一環。港口之設施中，碼頭為船舶繫靠設施中最主要之設備，為提供船舶安全離靠岸、順利裝卸貨物及乘客上下船之設施，其種類繁多，一般將碼頭結構物概分為重力式碼頭、版樁式碼頭、棧橋式碼頭及其他型式碼頭四大類，其受震破壞型態因碼頭類別不同而不同，包括回填土之沉陷、防波堤之沉陷及崩潰、碼頭之側潰、護岸之滑動及崩潰、整個或部份碼頭及倉棚破壞及管線破壞等。

臺灣西部因多屬砂岸地形，各港區地質多屬疏鬆軟弱之沖積土層及海埔新生地，且興建時多以水利抽砂回填施工，由於疏鬆軟弱之沖積土層與水利抽砂回填之海埔新生地為最易發生土壤液化(liquefaction)之土層，建於此類地質之港灣及臨海結構物因液化引發之破壞型態包括承载力破壞(bearing capacity failure)、地表沈陷(subsurface settlement)、側潰(lateral spreading)及沈箱式基礎位移(deformation of caisson quay wall)等災害，相關案例如 1995 Kobe 地震後港區液化(JGS 1996 & 1998)、1999 年土耳其 Kocaeli 地震後臨海區液化(Bray et al. 2004)與 921 地震後臺中港區 1 至 4A 號碼頭液化沈陷(港灣研究中心, 1999)等。

美日等國家對於土壤液化問題研究已發展多年，而國內也有諸多相關研究及試驗，但其主要重點與發展為土壤液化潛能評估方法及現地試驗等方面，對於液化過程與液化後結構物與液化土層間之互制反應研究相對缺乏，針對液化土層上港灣設施之相關研究其基礎學理與整合應用更是欠缺，使得相關設計規範與營運中防救災策略擬定等無法更新或修正，因此對於土壤液化對碼頭設施影響之問題有需要作進一

步深入之研究。

碼頭受震反應與破壞型態隨土壤狀況、施工方式、基礎類型與結構配置不同而表現不一，而現有港區碼頭結構設計方法，多以靜力或擬靜態方法設計，由於棧橋與版樁式碼頭結構屬於非剛性結構物，其具有幾何形狀、質量分佈與勁度變化不規則之特性，且土壤為高度非線性材料，其動態特性受剪應變震幅與有效應力而改變，以靜力分析方法難以反映結構物地震時的動態反應，需以動力分析方法分析設計，且常見碼頭多以沈箱、錨碇版樁或基樁等型式支撐，地震時需考慮土壤-支撐基礎-上部結構之互制行為，其行為複雜且相關研究國內外較為少見。

現有考慮液化土壤-結構互制 (Soil-structure interaction) 分析方法包括擬靜態分析 (pseudo-static analysis)、動力數值模擬 (dynamic numerical analysis) 及模型試驗 (physical modeling) 等，其中擬靜態法其分析時雖相對較為簡單，但其結果常隨所使用參數及假設不同而使結果具相當之不準確性且多僅適用於特定簡化之場址及結構型態。動態數值模擬因可模擬不同邊界條件、地震狀況、土層變異及結構模型等，其可靠度隨著數值分析所採用之網格模型及材料組構參數 (constitutive parameters) 之複雜化而提高，但因其理論繁複、計算量大、所需參數不易由常用之試驗求取及缺乏實驗資料驗證等限制，實用上有其侷限，但其結果對動態反應下土壤-結構互制反應之定性趨勢之瞭解及影響因子之量化分析具有相當助益，若分析時能佐以可靠之動態量測資料，可進一步增進其可靠度。而模型試驗因受限於試體尺寸，使其代表性與實際基礎行為仍有差異，因此多用於動態影響因子之基礎研究及提供動態數值模擬之驗證，雖然近年來已有相關研究者利用離心機 (centrifuge) 與大型振動台 (shaking table) 進行動態土壤-結構系統受震試驗，但受限於試體擾動與儀器限制，與實際工程應用仍有相當差距，解決之道為設立永久之現地監測站或進行現地液化試驗。

為增進對現地不同形式碼頭受震反應之瞭解及提供更可靠之數值

模擬驗證資料，設立現地碼頭土壤與結構互制監測站與進行大尺寸現地動態試驗有其必要性，現地監測站為於現地土層與碼頭結構安裝相關之監測儀器，等待下一次地震時紀錄相關反應之動態歷時；此為瞭解特定場址動態反應最佳之資料，但因地震之不可預測，其長期可靠度有賴於定期檢測與維護，改進方法為利用人造震源進行現地土壤－結構系統之動態試驗，對選定之測站與場址進行可產生大應變震幅之震動，由於現地監測站與現地動態土壤結構互制試驗均為全尺寸紀錄，所得結果將可驗證現有分析方法，並可作為修復與改善之依據，其重要性與價值將遠比現有縮小尺寸之模型試驗為高。

本研究計畫之長期目標為建立營運中不同形式碼頭之動態監測系統，以監測現有碼頭結構與土壤動態互制為主軸，良好的監測系統除可回饋設計與分析方法外，並可提供營運單位快速災損評估之用。碼頭型式種類眾多，前期三年計畫主軸為基樁式棧橋式碼頭數值分析與現地動態監測站設置，對於棧橋式碼頭動態分析與監測系統已有相當基礎，本期碼頭類型為錨碇版樁 (anchored sheet pile quay wall) 碼頭，選擇營運中之碼頭，進行動態監測系統安裝與數值分析，對該碼頭將進行包括場址調查與數值模擬分析、動態量測系統裝置與資料處理與分析，研究過程因碼頭取樣不易，因此利用港研中心現有港灣工程資料庫，搜集設計時與相關研究中之地質資料，並配合重模試體與微地動及表面震測量測結果，建立數值分析之幾何與土壤組構模型，另由場址動態反應分析與現地自由場監測結果，選定輸入地震進行動態土壤-結構互制分析，所得到之土壤動態震動與土中結構反應將用以規劃現地監測系統。

本期計畫焦點集中於現地錨碇版樁碼頭考慮孔隙水壓力激發之動態反應分析程序與動態監測系統安裝，典型錨碇版樁碼頭之配置如圖 1.1 典型錨碇版樁式碼頭斷面圖

(資料來源：「港灣工程專有名詞」)所示，其基本組成包括面海鋼版樁、錨定鋼版樁、回填土壤及表面路面，選擇錨碇版樁式碼頭為分析主軸之原因有三：(1)錨碇版樁式碼頭由於具有施工容易、設備簡單，水中

工事較少、工期短之優點，為碼頭整建常用之碼頭形式，錨碇版樁式地震時需考慮土壤-版樁-錨碇-結構之互制行為，且其行為複雜且相關研究國內較為少見，現有錨碇版樁碼頭抗液化強度分析均有待補正；(2)錨碇版樁式碼頭屬於柔性結構物，其具有幾何形狀、質量分佈與勁度變化不規則之特性，考慮土壤非線性動態性質，以靜力分析方法難以反映結構物地震時的動態反應，需以動力分析方法分析設計；(3)錨碇版樁式碼頭破壞常由碼頭位移控制，以極限平衡法無法計算位移量。而發展考慮土壤-版樁系統-上部結構系統於液化前後之動態互制分析為進行相關結構設計、安全性評估及研擬防制對策之要件。

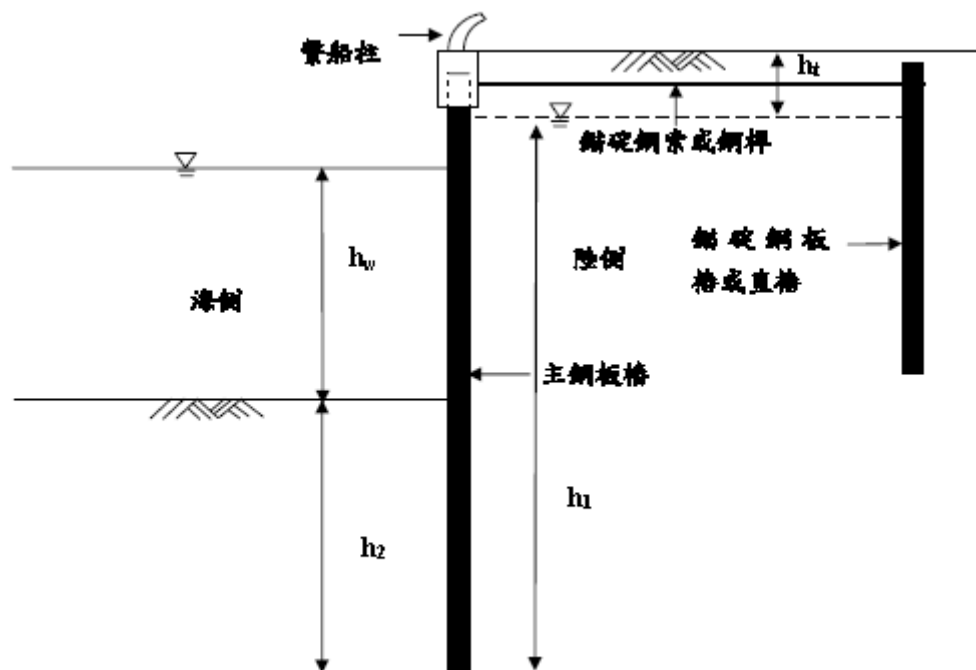


圖 1.1 典型錨碇版樁式碼頭斷面圖

(資料來源：「港灣工程專有名詞」)

由於建置現地碼頭土壤與結構互制監測系統與後續維護之成本昂貴，如何建構一可反應碼頭液化動態反應量測系統，以達成規劃目標需要為現地監測站規劃所需，為達到此一目的，需對其複雜之反應機制進行深入探討以及以現有分析方法對受震反應進行預測與模擬，

前期計畫針對棧橋式碼頭已進行包括試驗場址探勘、現地大型震動試驗、二維數值分析、大型重模試坑配合全尺寸量測基樁進行現地人工震源液化基樁試驗之成果以及三維土壤-基樁動態互制反應分析，本階段將以錨碇版樁碼頭進行包括碼頭場址探勘、動態有效應力數值模擬等，並由相關文獻資料與數值模擬成果規劃並建構現地營運中碼頭土壤-結構互制反應監測系統，並選擇一監測碼頭安裝相關量測設備，以試驗不同量測設備之可靠度與適用性，同時發展相關分析程序與程式，以建構完整動態碼頭土壤-結構互制反應監測站之雛形。

1.2 研究範圍與對象

為延續前期研究成果，本年度計畫之研究範圍以臺灣現有港口中之錨碇版樁式碼頭類型進行研究，由於監測碼頭需與營運管理單位租借且長期監測需由港研中心延續，因此確定地點需由相關港務局、港研中心及本研究團隊商議決定，前一年(98 年)選定臺北港東 9 號碼頭，選定之碼頭將進行考慮孔隙水壓力激發之動態反應分析程序與動態監測系統研發，相關場址探勘、動態有效應力數值分析及營運中碼頭監測站亦以選定之碼頭為對象，配合之微地動試驗共振主頻分析其量測範圍為包含選定碼頭之港區。本年度因配合臺北港區施工，因此將原監測站移至北二碼頭，其與北三碼頭成近乎直角交接，北二碼頭為錨碇版樁碼頭，北三碼頭為鋼管樁支承棧橋式碼頭，相關地質模型、數值分析等需一併更新修改。另為延續前期成果，在經費許可之條件下，維護部分亦包含高雄港之現有棧橋式碼頭監測站。

1.3 研究內容、項目與成果要求

本計畫預計分二年執行，各年度預計完成之工作項目條列如下：

第一年(98 年) 已完成項目：

1. 臺北港東 9 號版樁式碼頭土壤與結構互制二維數值分析。

2. 設置版樁碼頭動態監測系統。
3. 完成港區震測、微地動試驗與共振主頻分析。

第二年(99 年)（本年度預計完成項目）

1. 以三維動態數值分析進行考慮碼頭結構形式之動態有效應力數值分析。
2. 增補設置碼頭現地結構與土壤動態互制監測系統，作為數值驗證與震後災損預測。
3. 發展現地碼頭監測站資料處理與分析程序，應用於港區震後災害速報系統。
4. 為配合上述工作之執行，請指派相關科系之碩士畢業研究助理 1 人，派駐港研中心工作。
5. 請參考國科會「科技計畫績效管考平台 <http://stprogram.stpi.org.tw/index.htm>」之「績效指標(實際成果)資料格式」及「佐證資料格式」，就本研究成果之特性，選填合適績效指標項目，並以量化或質化方式，說明重要之成果及重大之突破。

針對本年度研究之內容與項目說明如下：

1. 以三維動態數值分析進行考慮碼頭結構形式之動態有效應力數值分析：由於臺北港北 2 號錨碇版樁碼頭監測站位於轉角，且地震時震波波傳方向與碼頭方向並不全然平行，現地監測站具有角隅效應而角隅常因應力集中而產生破壞，為符合現地狀況且與現地監測結果比較，需要進行三維分析，本年度將修改前一年完成之臺北港東 9 號錨碇版樁碼頭二維動態有效應力分析成果，進行臺北港北 2 號錨碇版樁碼頭二維與三維動態有效應力分析，相關數值模型與參數將與二維分析相同，以此探討錨碇版樁式碼頭受力狀況，所得結果將與提供現地監測站結果比較，並為後續應用之基礎。
2. 增補設置碼頭現地結構與土壤動態互制監測系統，作為數值驗證與

震後災損預測：本年度將增補前一年所建構之臺北港錨碇版樁碼頭動態監測站之量測元件，並替換高雄港棧橋式碼頭監測站所損壞之監測元件，除維持現有二監測站之正常運作外，並使監測資料更為完善，以作為數值分析驗證與後續震後災損預測模型之依據。

3. 發展現地碼頭監測站資料處理與分析程序，應用於港區震後災害速報系統：以目前臺北港於 2009/12/19 花蓮地震及高雄港於 20100304 甲仙地震所監測之資料為基礎，建立搭配現有監測站之資料處理與分析程序，並發展與港區震後災害速報系統之連結。
4. 指派相關科系之碩士畢業研究助理 1 人，派駐港研中心工作：為配合上述工作之執行，將聘請一具相關背景之專業專任助理，派駐港研中心，進行資料庫建置、技術轉移及協助監測站維護。
5. 並以量化或質化方式，說明重要之成果及重大之突破：參考國科會「科技計畫績效管考平台 <http://stprogram.stpi.org.tw/index.htm>」之「績效指標(實際成果)資料格式」及「佐證資料格式」，就本研究成果之特性，選填合適績效指標項目，以量化或質化方式，說明重要之成果及重大之突破。

依據研究之內容與項目，本年度主要部分包括：

1. 進行考慮碼頭結構與土壤互制之三維動態有效應力數值分析。
2. 於選定港區增補裝設碼頭即時動態反應監測系統。
3. 維護現有之棧橋碼頭及版樁碼頭動態監測系統。
4. 監測系統資料處理分析程序與撰寫相關程式。

依據研究之內容與項目，本年度之成果要求說明如下：

1. 進行考慮碼頭結構與土壤互制之三維動態有效應力數值分析：以 FLAC3D 及搭配之 Dynamic option 進行臺北港北 2 號錨碇版樁碼頭之動態有效應力分析，除與現地監測成果比較外，並發展以地表加速度為指標之震後快速災損評估之用。

2. 於選定港區增補裝設碼頭即時動態反應監測系統:本年度因配合港務管理單位要求，將原裝設於東 9 號碼頭之監測站遷移至北 2 號碼頭，並於原臺北港東 9 號錨碇版樁碼頭之現有系統增補去年因預算限制而無法安裝之量測元件，使系統更為完善，主要為橫向版樁變位與無線網路監測系統。
3. 維護現有之棧橋碼頭及版樁碼頭動態監測系統:維護現有臺北港錨碇版樁碼頭動態監測站，包括系統檢測與維調，及修復現有高雄港棧橋式碼頭因莫拉克淹水故障之陸上地震儀並提高穩定度。
4. 監測系統資料處理分析程序與撰寫相關程式:對現有兩監測站所截取之資料建立資料處理程序並完成相關程式撰寫，以利資料管理。

1.4 研究方法與規劃進度

本研究計畫採用之方法主要包括考慮土壤-結構互制(soil- structure interaction, SSI) 反應之動態有效應力數值模擬(numerical simulation)與現地碼頭動態監測，數值模擬為延續前期之成果，修正土壤與介面之結構模式，以現場配置與邊界條件進行二維動態有效應力分析，其結果除可作為現地碼頭監測站規劃分析並可作為後續應用之基礎。為選取適合之監測站場址，將收集港區興建與後續調查之相關文獻，進行初步篩選，並提供給港研中心作為碼頭選取之建議，以進行後續港研中心向港區營運管理單位商借之程序，由港研中心選取之碼頭再進行場址之地表與水下調查，同時進行場址周圍微地動調查，以求取相關動力分析參數，並將現地調查所得結果提供數值分析用。利用數值分析與現地調查成果，據以規劃碼頭動態監測系統，相關自動監測設備亦將一併規劃，由於目前並無相關於現地營運中碼頭設置監測系統之完整文獻，且長期碼頭監測所需儀器與系統之耐候與穩定性均需特別考量，因此本計畫將採用不同量測技術，並發展可於現有碼頭安裝之程序，檢測這些設備之穩定性，降低後續維護之成本，完整全期研究流程如圖 1.2 所示。

依據研究流程與進行步驟所規劃之執行進度如表 1.1 所示，本計畫執行之目標之一為建構可監測動態土壤-擋土結構互制行為之現地碼頭監測站，98 年度將收集並整理土壤-擋土結構互制行為相關之文獻與分析方法，進行有效應力動態分析之土壤組構模式與模擬土壤結構間之介面元素，整合至可進行二維動態有限差分之 FLAC 程式中，進行考慮土壤非線性與孔隙水壓激發行為且可模擬擋土系統與上部結構之動態有效應力數值分析，相關土壤參數將由相關設計資料或重模試體進行動態性質與液化試驗結果進行參數反算，土壤與結構元素介面參數將收集相關文獻並進行參數靈敏度分析，求得可適切代表介面行為之參數，建構之模式將用以規劃現地監測站配置。

本年度為第二年，重點為監測系統研發增補、數值模擬驗證及成果與應用項目，由模擬結果及與相關文獻比對，可預測碼頭土壤-擋土系統互制行為，以建構碼頭震後速報系統及回饋設計與分析。依據研究流程與進行步驟所規劃之執行進度如表 1-1 所示，本計畫執行之目標之一為建構可監測動態土壤-結構互制行為之現地碼頭監測站，計畫執行初期將優先採購監測站增補所需元件並儘快進行安裝測試。另將以 2009/12/19 花蓮地震之資料為基礎，建立標準資料處理程序並完成程式撰寫，便於後續資料管理與分析。

98 年度已收集並整理土壤-擋土結構互制行為相關之文獻與分析方法，進行有效應力動態分析之土壤組構模式與模擬土壤結構間之介面元素整合至可進行二維動態有限差分之 FLAC 程式中，進行考慮土壤非線性與孔隙水壓激發行為且可模擬擋土系統與上部結構之動態有效應力數值分析，本年度將依現地幾何配置建構三維模型，引入二維分析之土壤與結構參數進行三維初步分析，並以實測資料進行驗證調整，同時探討動水壓之影響，作為後續分析之依據。

計畫後半之重點為監測系統優化與三維分析之成果應用，包括修正三維分析之數值模型，再由二維與三維分析結果比較，量化碼頭三維效應之影響，探討以二維分析之誤差值，最後以不同輸入地震震幅，建立地表加速度與版樁最大永久變位、地表加速度與最大彎距及地表

加速度與可能破壞位置之相關曲線，作為以地表加速度為指標之震後快速災損評估系統之基礎。以數值模擬預測碼頭土壤與擋土系統互制行為，以建構碼頭震後速報系統及回饋設計與分析。

表 1-1 進度甘特圖(Gantt Chart)

工作項目	第 1 月	第 2 月	第 3 月	第 4 月	第 5 月	第 6 月	第 7 月	第 8 月	備 註
監測站增補安裝									
現地碼頭監測資料分析									
TPN02 版樁碼頭監測站設置									
二維土壤-結構互制數值分析									
期中報告									
自動監測系統優化									
三維土壤-結構互制數值分析									
三維效應影響評估									
碼頭震損評估模式建立									
期末報告初稿									
工作進度估計百分比(累積數)	10	20	30	40	50	75	85	100	
預定查核點	第 1 季:現地碼頭監測資料分析								
	第 2 季:期中報告								
	第 3 季:三維效應影響評估								
	第 4 季:期末報告								
說明:(1)工作項目請視計畫性質及需要或依研究計畫綱要說明訂定。進度以粗線表示其起訖日期。 (2)「工作進度百分比」欄係為配合管考作業所需，累積百分比請視工作性質就以下因素擇一估計訂定:①工作天數②經費之分配③工作量之比重④擬達成目標之具體數字。 (3)每季之「預定查核點」，請在條形圖上標明※號，並在「預定查核點」欄具體註明關鍵性工作要項。									

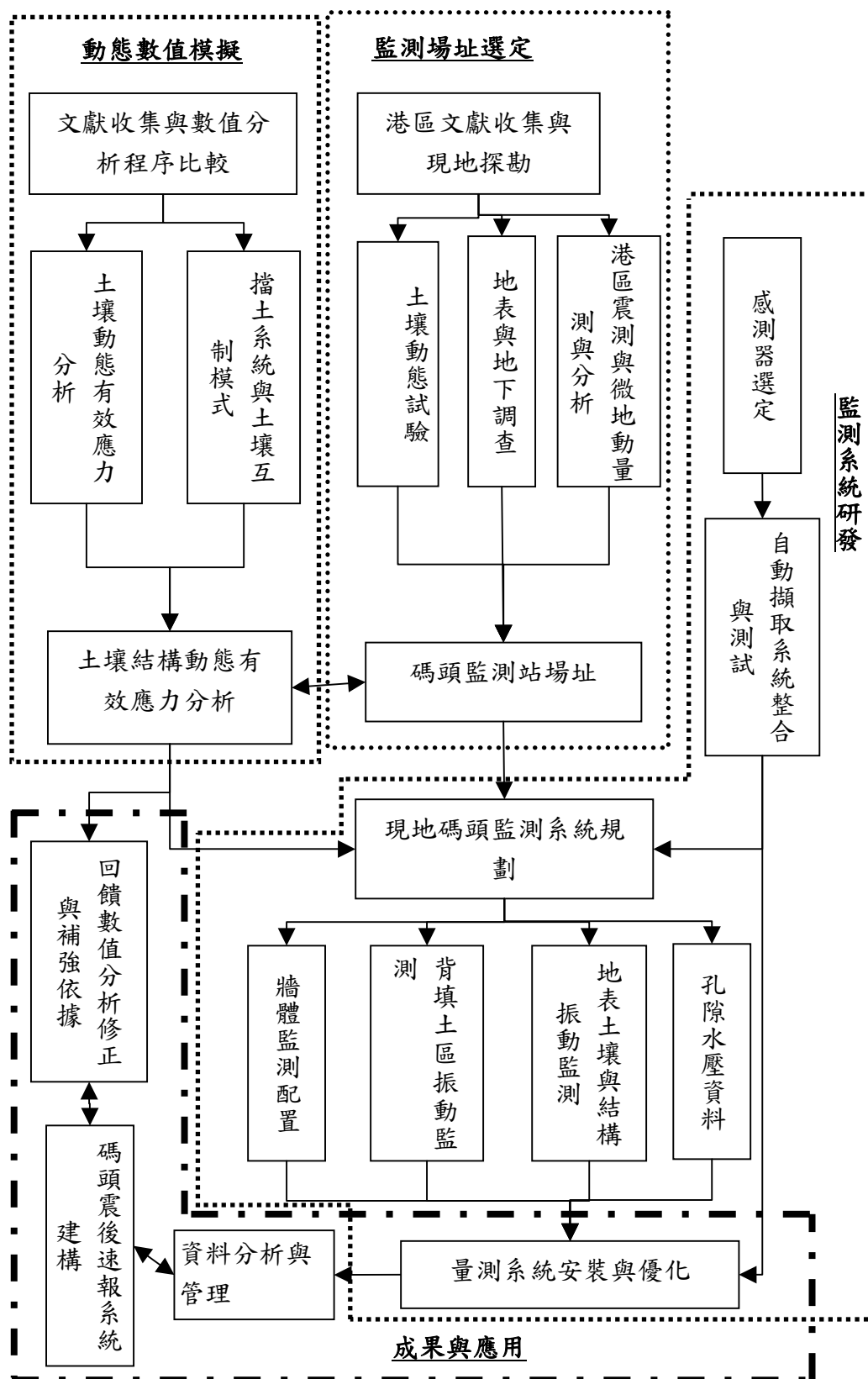


圖 1.2 計畫全期研究流程圖

1.5 成果、效益及其應用

本期計畫之預期成果如下：

1. 完成影響碼頭液化之加速度門檻值。
2. 探討動力狀態下土壤-碼頭結構互制之行為，作為修正相關設計方法之參考。
3. 提供現有動態土壤-結構互制行為分析方法驗證資料。
4. 提供不同形式碼頭受震之動態數值分析程序，作為功能性設計之基礎。

計畫執行效益及其潛在應用包括：

1. 經試驗或現地監測站資料驗證之數值分析程序，依數值模擬之成果，提出港區碼頭結構安全臨界值，包括臨界液化加速度、震後碼頭位移與變形、液化後碼頭穩定性等，作為港區災害應變管理之依據及提供震後修復之參據。
2. 相關成果可進一步用於後續不同形式碼頭動態功能性設計之基準。
3. 分析即時監測結果及港區共振主頻分佈，作為港區後續災害管理及地震災害速報系統之參據。
4. 研究成果提供各港務局及相關單位，作為港灣碼頭工程規劃設計之參據，以提升碼頭耐震能力，減低震害。

第二章 文獻回顧與分析

2.1 液化土層碼頭破壞機制

地震導致碼頭擋土結構破壞之原因包括：(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。關於港區碼頭擋土結構容易引致嚴重的地震災害，文獻上記載的破壞案例很多 (Amano et al., 1955; Hayash et al., 1966 and 1970; Seed and Whitman, 1970; Nazaeian and Hajian, 1979; Noda and Hayasji, 1980; Hung and Werner, 1982; Pitilakis and Moutsakis, 1989; Ishibashi and Madi, 1990; PHRI, 1992; Inagaki and 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，而且通常是沿著碼頭全線同時發生(長達數十或是數百公尺)，因此造成港區功能完全癱瘓，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，從 1923 至 1995 年期間文獻記載至少有 20 個破壞案例，且地震規模皆大於 6；災情比較嚴重者，皆有液化現象之報導。其中 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，震後 RC-5 Rokko Island 沈箱式碼頭變形剖面如圖 2.1 所示。而台中港於 921 後於 #1~4 號碼頭，亦因後方土壤液化導致向海側滑移 0.5~1.7m，並使碼頭岸肩與後線產生高程差(如圖 2.2 所示)。而 Matsuo and 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。

由過去地震災損案例得知，背填土壤發生液化與否對重力式碼頭及版樁式碼頭之穩定性破壞最為嚴重(Werner et al. 1998)，Ishibashi and Madi (1990)對於 1983 年發生於日本之 Nihonkai-Chubu 地震的港區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。所以在分析港灣構造物的穩定性時，背填土壤液化所產生的影響不容忽視。

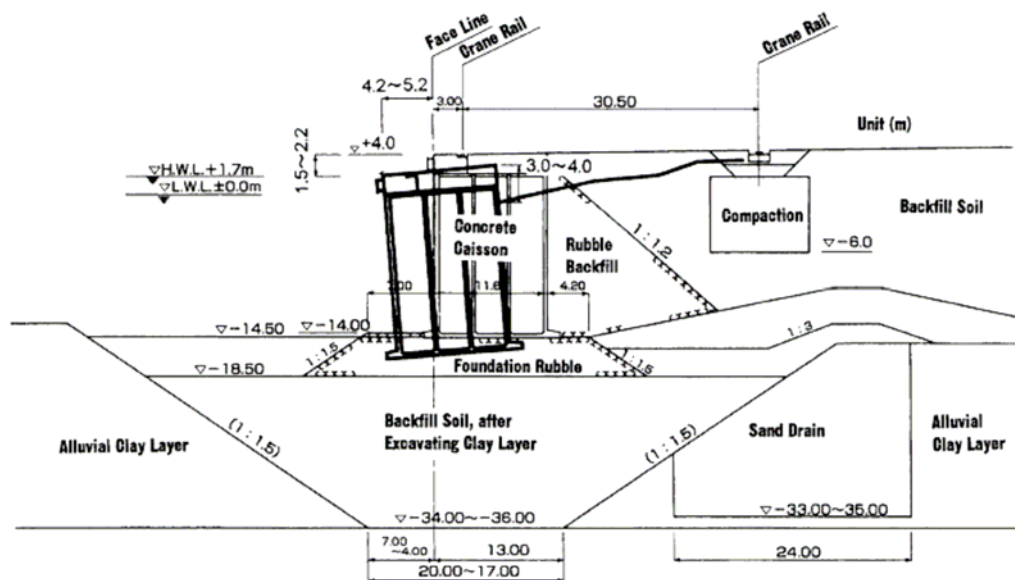


圖 2.1 RC-5 Rokko Island 沈箱式碼頭於 1998 Kobe EQ 震後變形剖面
(Iai et al. 1998)



圖 2.2 臺中港#1~4 沈箱碼頭於 921 震後碼頭岸肩與後線高程差側視圖

2.2 土壤-錨碇版樁互制行為文獻

典型錨碇版樁碼頭之配置如圖 2.3 所示，其基本組成包括面海版樁、錨碇版樁、回填土壤及路面，本期計畫選擇錨碇版樁碼頭為研究碼頭類型之原因有三：(1)錨碇版樁碼頭由於具有施工容易、設備簡單，水中工事較少及工期短之優點，為碼頭整建常用之碼頭形式，進行錨碇版樁碼頭於動態分析時需考慮土壤-版樁-錨碇-結構之互制行為，其行為複雜且相關研究國內較為少見，且現有錨碇版樁碼頭抗液化強度分析均有待補正；(2)錨碇版樁碼頭屬於柔性結構物，其具有幾何形狀、質量分佈與勁度變化不規則之特性，考慮土壤非線性動態性質，以靜力分析方法難以反映結構物地震時的動態反應，需以動力分析方法分析設計；(3)錨碇版樁碼頭破壞常由碼頭位移量控制，以極限平衡法無法計算位移量。而發展考慮土壤-版樁系統-上部結構系統於液化前後之動態互制分析為進行相關結構設計、安全性評估及研擬防制對策之要件。

錨碇版樁碼頭破壞之形式主要可分成版樁降服破壞、錨碇破壞及後方回填土下陷，一般定義版樁破壞多以側向位移為指標，在日本一般以版樁頂端側向位移達 1.2m 為嚴重損害，圖 2.4 為日本阪神地震神戶港版樁式碼頭岸肩沈陷受損情形。

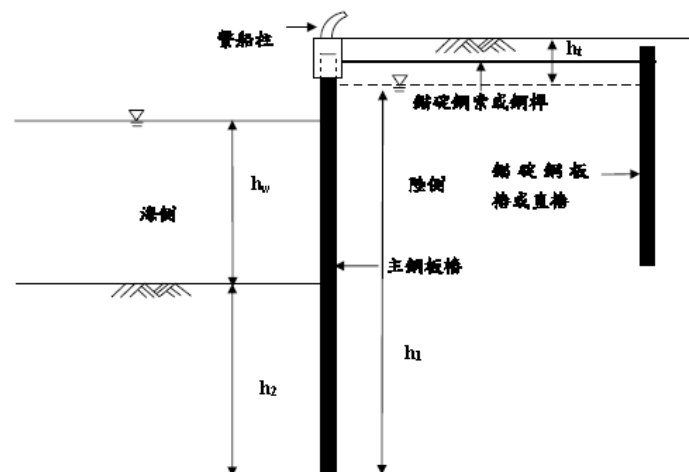


圖 2.3 典型錨碇版樁式碼頭斷面圖(資料來源：「港灣工程專有名詞」)



圖 2.4 日本阪神地震神戶港鉸樁式碼頭岸肩沈陷受損情形

Iai et al. (1993)分析 O'hama No. 2 Wharf 於 1983 Nihonkai-Chubu 地震破壞，其震前與震後碼頭斷面變化如圖 2.5 所示，以有效應力動力分析程式 FLIP 分析所得該錨碇版樁之後方土壓力與彎距分佈如圖 2.6 所示，其中版樁之最大側向變位並非發生於版樁頂端，且其破壞機制主要為後方因土壤強度降低而使土壓力增加，最大變形發生於鄰近版樁兩側，且變形為累積增加而非突然破壞，亦即後側土壤以有限變形之 cyclic mobility 形式變化。

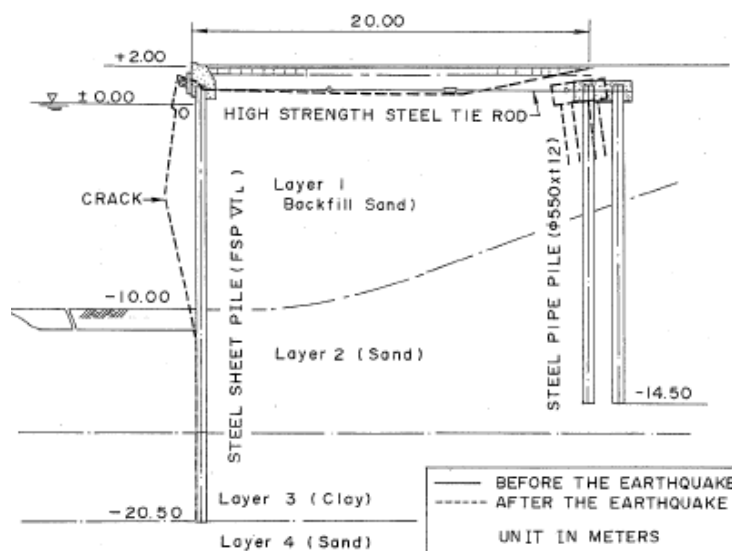
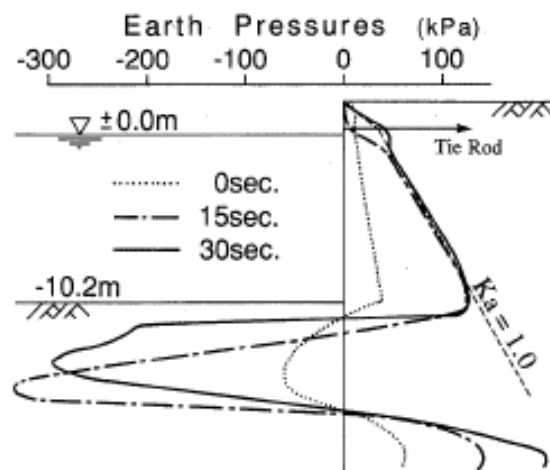


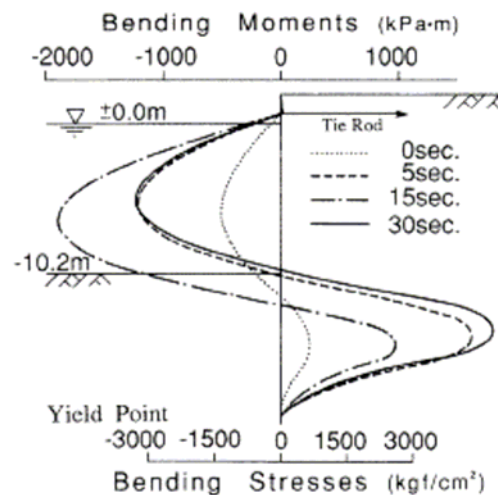
圖 2.5 Ohama No. 2 錨定鉸樁碼頭於 1993 Nihonkai-Chubu 震後變形剖面 (Iai and Kameoka 1993)

2.3 液化土壤—擋土結構系統互制數值分析

針對土壤液化後對港灣擋土結構所造成之影響分析，由於液化前後土壤性質、力學機制與作用時間等明顯不同，一般多將其分成二個階段：(1)自受地震力作用至土壤開始產生液化以及其後過程之歷時互制行為與(2)液化土壤產生側潰後考慮地盤側向位移對擋土結構所造成之影響。



(a) Earth Pressure



(b) Bending Stress

圖 2.6 Ohama No. 2 錨定鉚樁碼頭於 1993 Nihonkai-Chubu 中土壓力與彎矩分佈圖 (Iai and Kameoka 1993)

現有考慮液化土壤-擋土結構互制 (Soil- retaining structure interaction) 數值分析方法包括擬靜態分析 (pseudo-static analysis) 及動力數值模擬 (dynamic numerical analysis) 二種。擬靜態分析為另用 Mononobe-Okabe (M-O) 法，將地震力轉換成等值側向土壓力，引用極限平衡法側向土壓力理論進行穩定性分析，Iai et al. (1998) 以數值分析結果與 M-O 法進行比較，結論為土壤液化前所受之土壓力小於 M-O 之等值土壓力。而液化後壓力則將後方土壤以等重流體計算作用於擋土牆之側向壓力。牆體位移則可以降服加速度 (yielding acceleration) 及 Newmark 法加以評估。整體而言，擬靜態分析法其參數決定有賴工程師判斷，且僅能提供牆體極限平衡安全係數，對土壤與牆體之互制反應、液化前後動態反應、土壤勁度影響及孔隙水壓力激發對互制反應之影響等均無法提供相關資訊。

液化土壤－擋土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擋土牆與上部結構震動，且上部結構之震動亦會影響下方土壤之動態行為，分析液化土層之擋土結構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擋土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－擋土結構之互制行為。其物理模型如圖 2.7 所示，Winkler spring 之功用為連結土壤與土中結構元素之介面，其物理意義為使其力學反應可彼此連結，於數值模擬中則為連結土壤固體元素與結構樑元素之介面元素(interface element)，以形成完整勁度矩陣，將牆體視為埋置土中之樑，周圍土壤以 Winkler 彈簧模擬土壤勁度並以並聯或串聯之阻尼模型模擬土壤阻尼(damping)效應，將牆體視為埋置土中之樑，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。

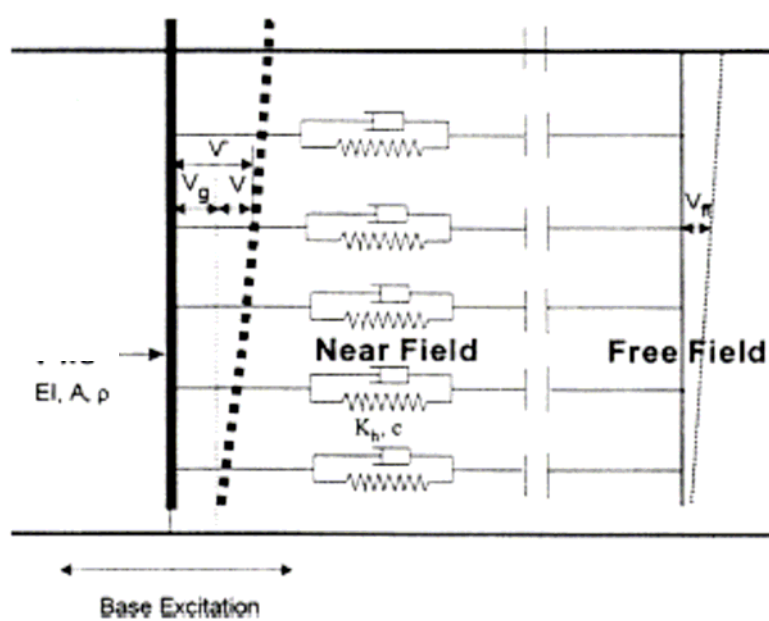


圖 2.7 動態 Beam on Winkler Footing 模型示意圖
(Modified from Finn and Fujita 2002)

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，其反應與土中結構元素互不影響，近場區則考慮土壤－基樁互制效應之土層反應，近場區之土壤元素反應除受地震波影響外，亦受結構反應影響，結構元素亦受地震波與近場土壤元素影響，近場區連結結構與土壤元素之 Winkler 彈簧多採用可模擬非線性彈塑性質之彈簧，考慮背填土液化時尚須將孔隙水壓力激發對土壤勁度與彈簧勁度改變加以考慮。

Klar and Frydman (2002, 2004)以有限差分程式 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，其結果相當接近於考慮耦合反應之有效應力分析，其缺點為土壤勁度與孔隙水壓分別考慮。

本計畫將以 FLAC 程式進行動態有效應力分析，FLAC 為有限差分數值分析程式，其內建之 Finn Model 與 Marin et al. (1975)相同，可進行與 Klar and Frydman (2002, 2004)所建議之程序相同之時間域動態有效應力分析，本計畫前期亦以 FLAC 與 FLAC3D 及其 Dynamic option

進行考慮滲流之自由場與棧橋式碼頭動態有效應力分析，其程序類似於 Klar and Frydman (2002, 2004)之建議，其定性行為與文獻及現地震後觀測結果類似。計畫第一年已完成以 FLAC 所進行之二維錨碇版樁有效應力動態分析，除定性上與 Iai et al. (1993)之結果相近外(圖 2.6)，比較 2009/12/19 花蓮地震於台北港東 9 號碼頭面海版樁位移量實測值與以相同地震輸入之分析結果顯示，其量化誤差在 15 %以內。

第三章 研究場址與現地調查

3.1 研究場址

3.1.1 臺北港東 9 號碼頭(TPE09)

98 年度裝設版樁式碼頭動態監測系統與數值分析之場址為臺北港東 9 號碼頭(TPE09)，其主要考量為該碼頭為典型錨定式版樁碼頭、現地地質狀況單純且有相關資料、鄰近具電力供應設施且有一完善遮蔽物，其於港區之相關位置如圖 3.1 所示，TPE09 號碼頭為工作碼頭，總長度為 200 m，深度為 4.5~6.5 m，其典型剖面如圖 3.2 所示，其擋土結構以錨定式鈹樁組成，內部回填砂土與礫石，地表以混凝土版連結，TPE09 碼頭周圍之鑽探剖面如圖 3.3 所示，其 40m 深度之土層由上而下為平均 N 值為 10 左右之軟弱粉土質砂土(SM)、平均 N 值為 25 左右之堅硬粉土質砂土(SM)、平均 N 值為 7 之軟弱黏土(CL)。

經與管理單位基隆港務局臺北港分局協調，在不破壞版樁結構與不影響碼頭營運之原則下，取得於 TPE09 前端轉角之現有驗潮站附近裝設監測站，其外部周圍環境如圖 3.4 所示，該驗潮站為 RC 結構物，內部有自計式潮位計監測主機，可提供監測主機所需之遮蔽與電源，地版距碼頭棧版有 1m 之高差，可避免淹水，且監測站緊鄰碼頭，可免除管線佈設所需之開挖，為理想之監測場址，但因其位於碼頭轉角，因此其反應需考慮三維效應。

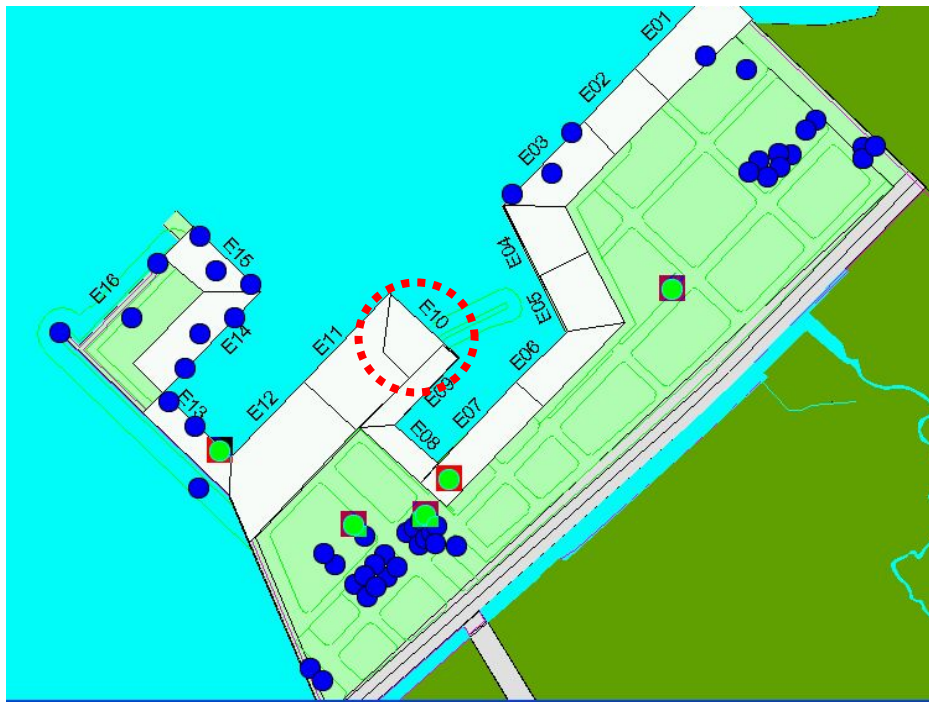


圖 3.1 TPE09 碼頭位置圖(Google earth、IHMT)

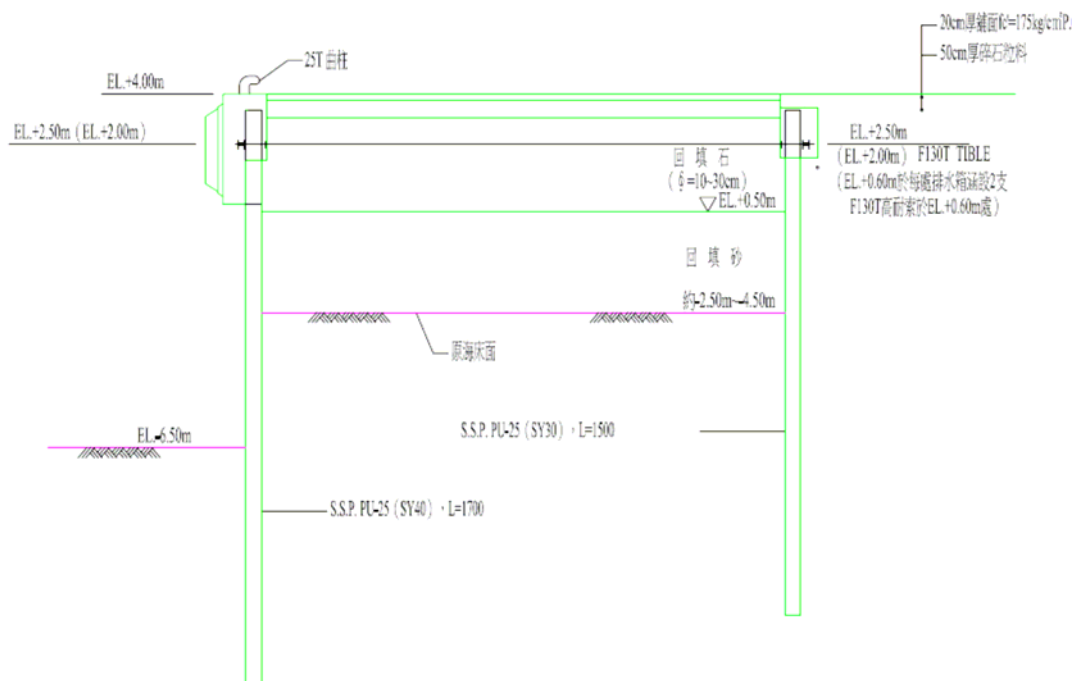


圖 3.2 TPE09 碼頭剖面圖(IHMT)

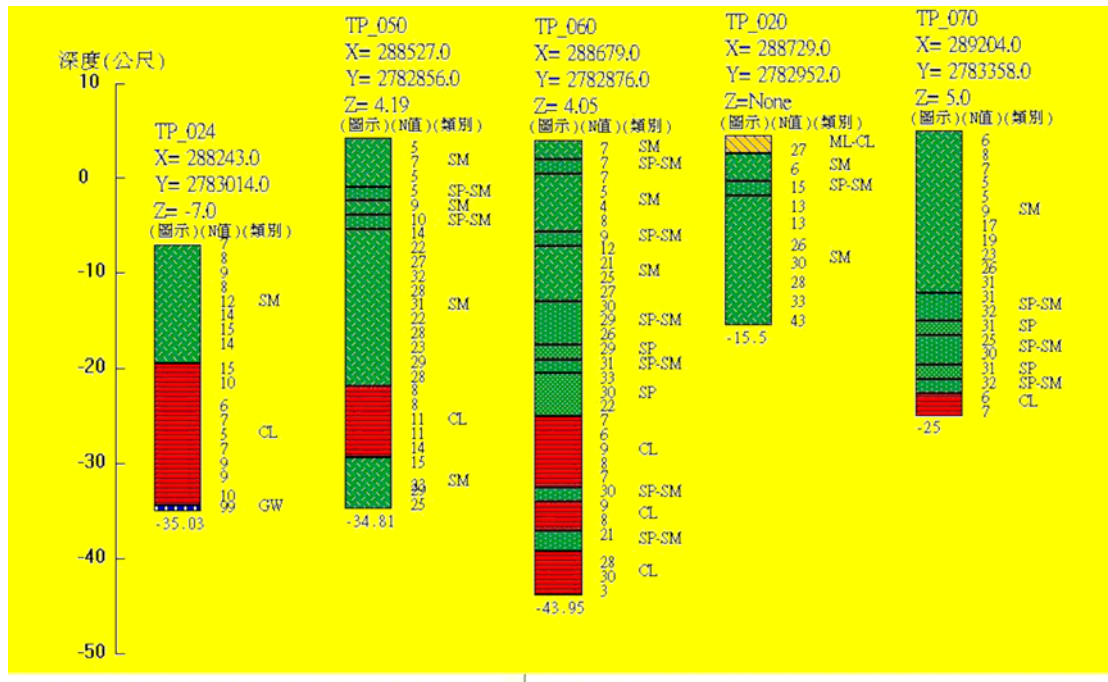


圖 3.3 TPE09 碼頭周圍鑽探紀錄(IHMT)



圖 3.4 TPE09 驗潮站外部周圍現況

3.1.2 臺北港北 2 號碼頭(TPN02)

99 年度計畫於簽約後接到臺北港管理單位通知，原監測站所在之東 9 碼頭(TPE09)與相鄰之東 10 號碼頭因港區工程需要，原有監測站需進行遷移，經考慮碼頭類型、監測主機放置處所、現場管線裝設及通訊網路佈設等因素，選擇靠近臺北港外海貨櫃碼頭交界之北 2 碼頭(TPN02)，其相對平面位置如圖 3.4 所示，TPN02 碼頭斷面如圖 3.5 所示，測站所在位於北 2 碼頭與北 3 碼頭交接處，其交角約為 120 度，北 2 碼頭屬於錨定鋼版樁碼頭，規劃屬散裝碼頭，北 3~6 碼頭為鋼管支撐棧橋式碼頭，規劃為貨櫃碼頭。北 2 版樁式碼頭現況如圖 3.6 所示，北 3 碼頭現況如圖 3.7 所示。

TPN02 碼頭周圍之鑽探位置如圖 3.8 所示，鑽探結果柱狀圖如圖 3.9 所示，高程 0~-10 m 內為平均 N 值為 10 左右之細砂或中砂，-10~-20 m 為 N 值為 30 左右之堅硬粉土質砂土(SM)，-20~-23 m 為 N 值大於 50 之卵歷石夾砂，-23~40 m 為平均 N 值小於 5 之軟弱沉泥質黏土(CL)。

3.2 監測港區現地調查

為瞭解試驗場址之土層分佈，以便於後續計畫分析模型建立與監測配置，本研究利用多頻道表面波譜法(MASW)於選定之試驗場址進行震測試驗。因碼頭區上方為混凝土版且與版樁連結，下方為回填之礫石，混凝土版與礫石並非完全密接，因此無法以表面震測進行探測，且因碼頭所在無法進行鑽探與開挖，僅能參考施工時之相關資料，進行相關參數推估，由施工資料得知現地為一沖積土層，進行地表高程修正後研判於鄰近區域之原有土層分佈差異不大，因此於港研中心於臺北港現有自由場監測站旁進行表面波量測，作為前期資料驗證與求取分析所需彈性參數。

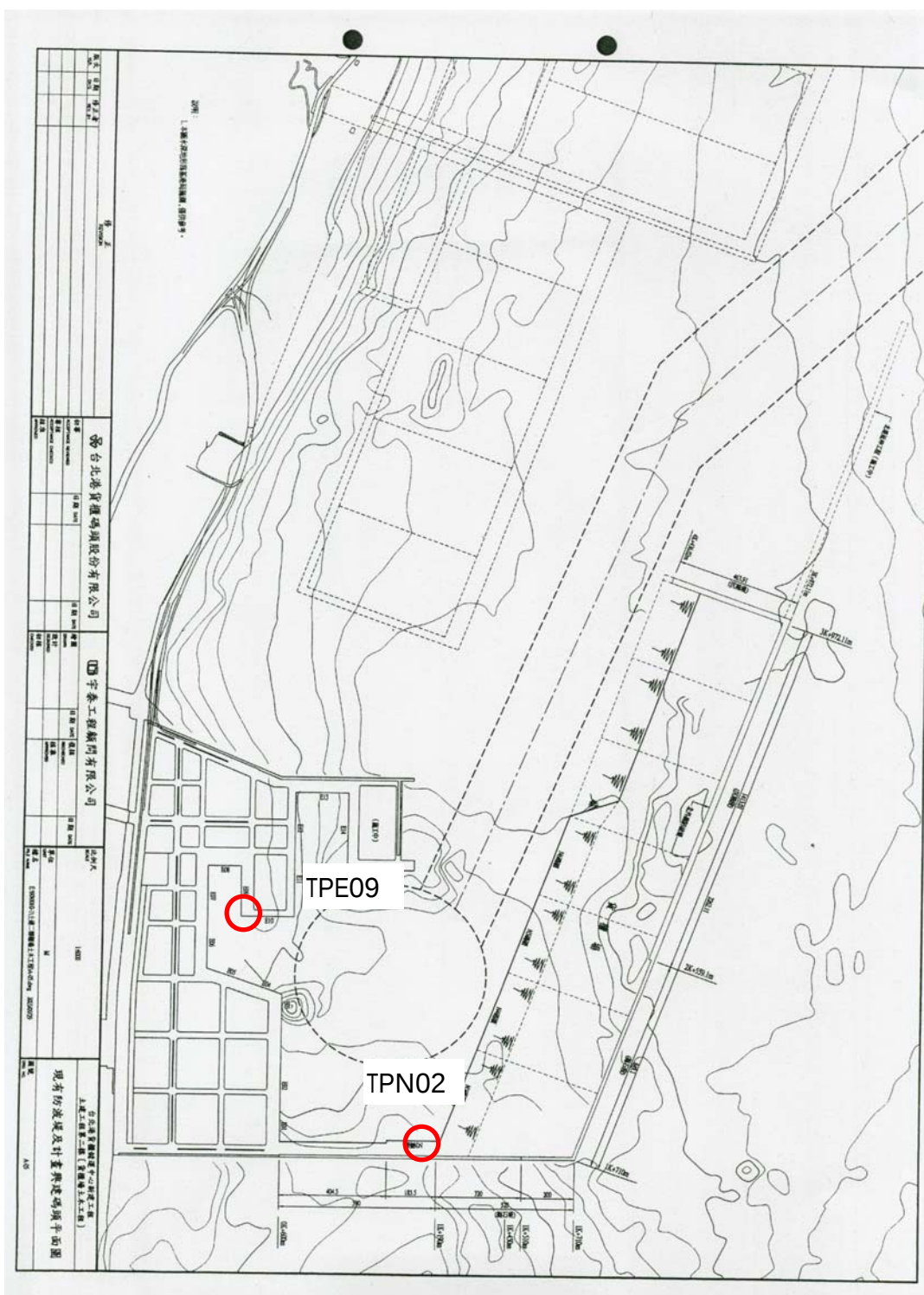


圖 3.5 臺北港平面圖與測站位置圖

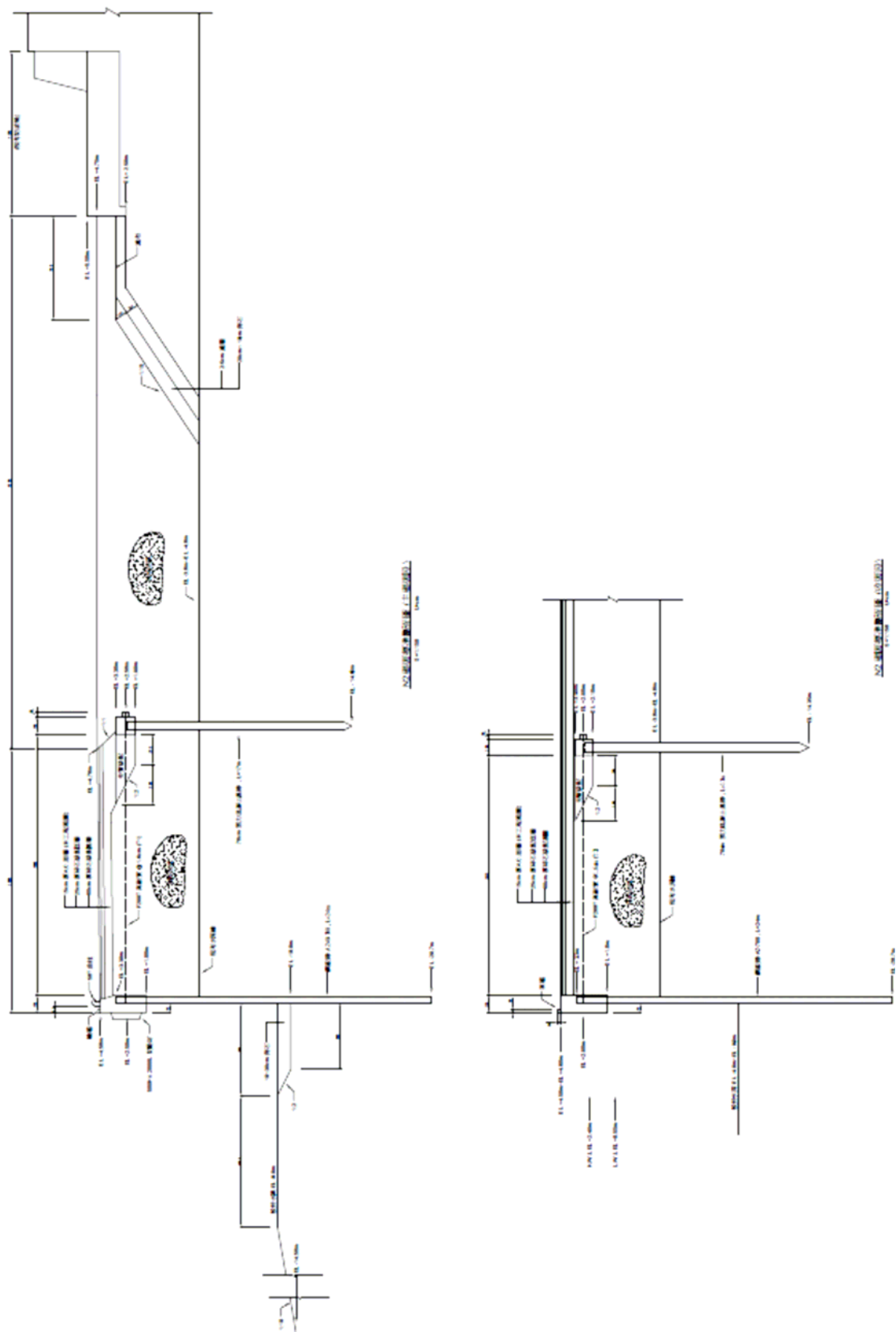


圖 3.6 臺北港北 2 碼頭(TPN02)設計斷面圖



圖 3.7 臺北港北 2 錨碇式版樁碼頭現況



圖 3.8 臺北港北 3 棧橋式碼頭現況

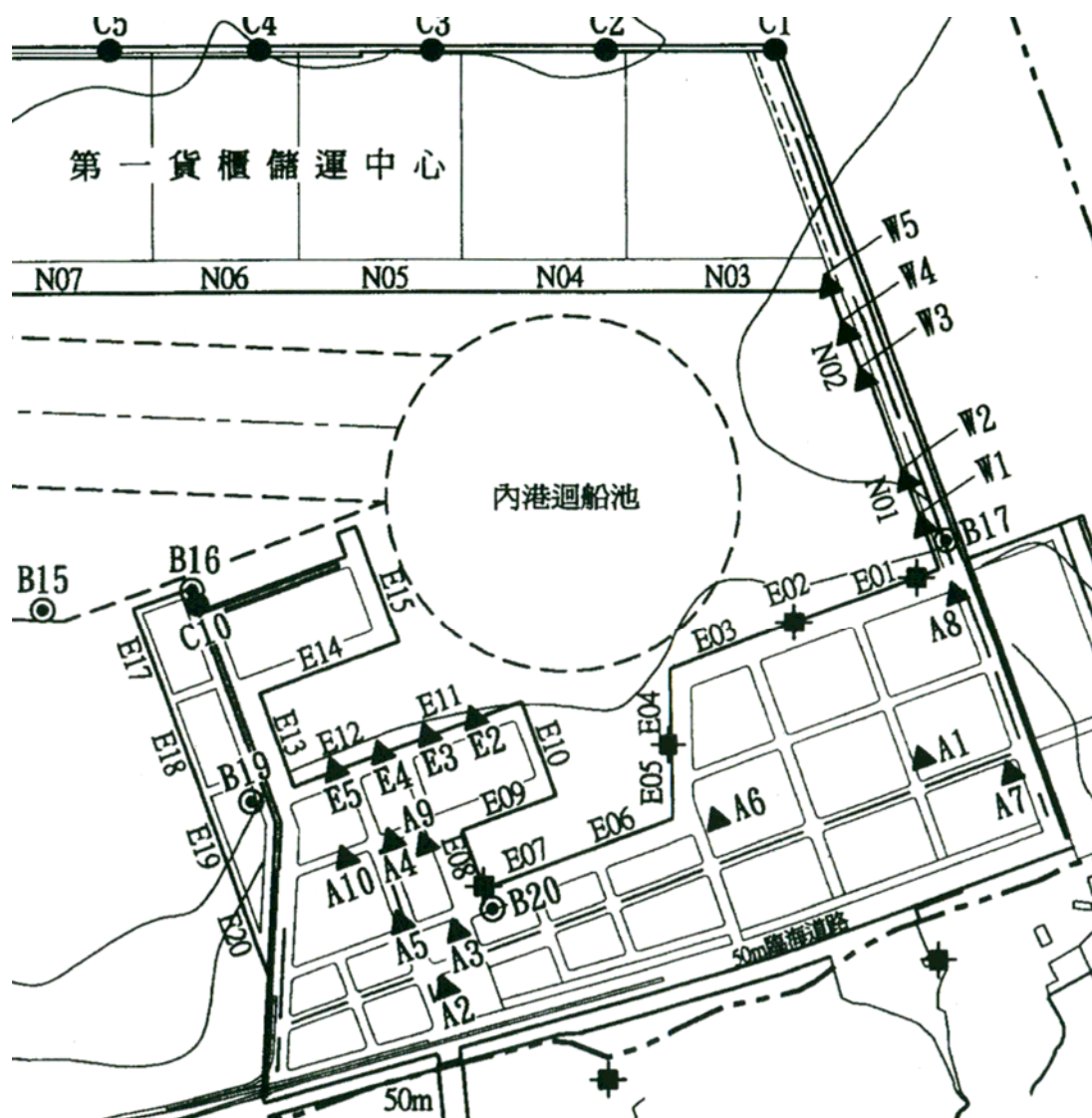


圖 3.9 臺北港北 2 碼頭鑽孔位置圖

(資料來源：基隆港務局)

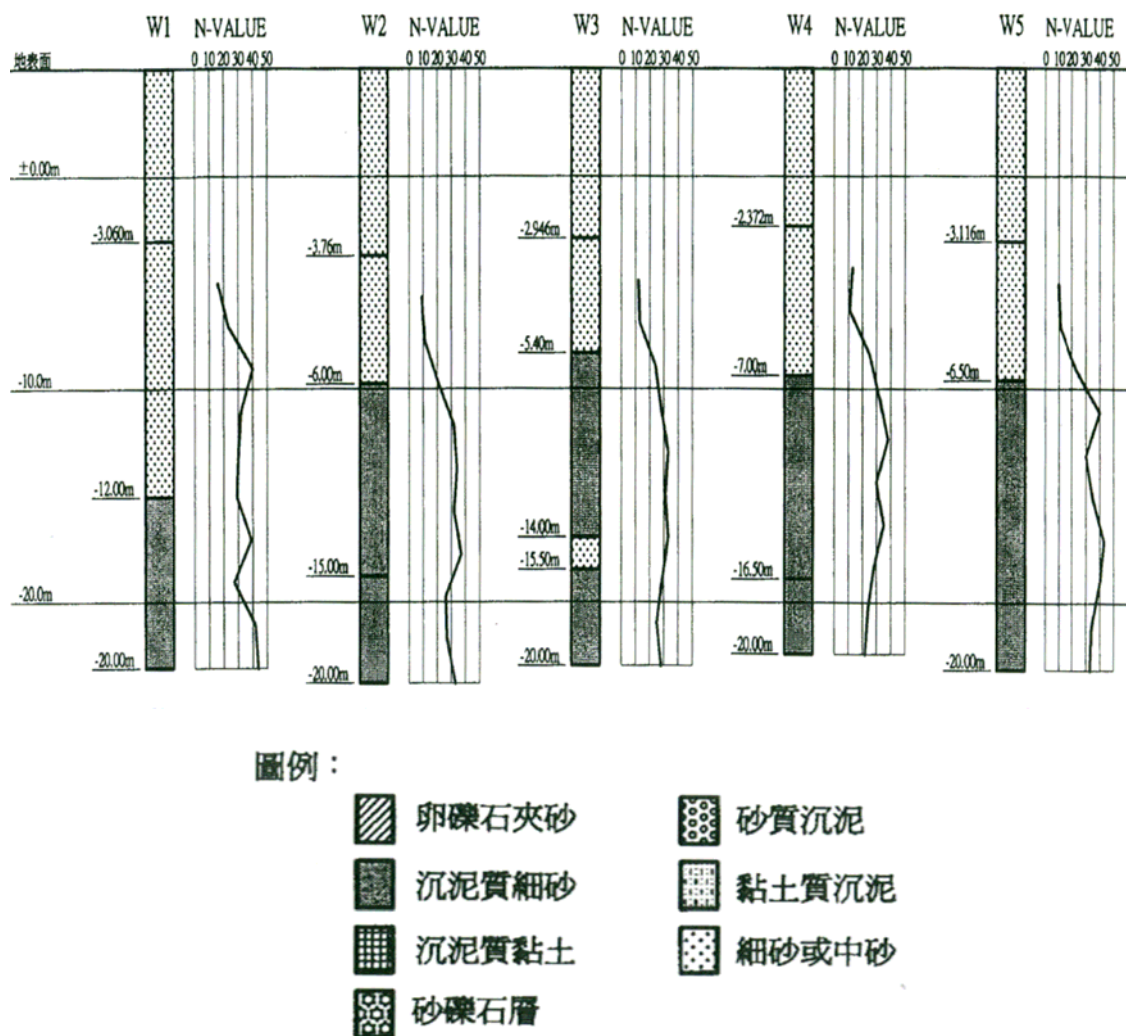


圖 3.10 臺北港北 2 碼頭鑽探柱狀圖(資料來源: 基隆港務局)

施測地點為臺北港現有自由場監測站旁，其周遭環境如圖 3.10 所示。施測之測線長度為 12 公尺，佈設之測線位置如圖 3.11 所示。本計畫使用之多頻道表面波震測試驗(MASW)，所使用之量測儀器，包括：Geometrics Geode 數位震測儀、震測電纜、OYO Geospace 公司製造型號 GS0-11D 4.5HZ 受波器 12 顆、震源為 14 磅長柄鐵槌及 Geometrics 公司製造型號為 23464-01 之觸發器，如圖 3.12~ 3.16 所示。利用 KGS 之 Surfesis 軟體，以泛音分析(overtone)求得現地頻散曲線後反推之剪力波波速剖面。本次施測採用 12 顆受波器，各受波器間距為 1 公尺，近站支距分別為 6 公尺、7 公尺做正向及反向施測如圖 3.17 所示，分

析後剔除不良之資料，最後結果為 MASW_1 與 MASW_2 兩筆資料，其剪力波波速剖面如圖 3.18 所示。在地表 4.5 公尺內土壤之剪力波波速約為 180 m/s 左右，為一相對均勻土層，而 4.5~5.5 公尺其剪力波波速約為 220m/s，推測距地表 4.5 公尺處剪力波波速變化之原因為地下水位造成。經與臺北港 A2 區 300m 地震監測井地直剖面結果比較(如圖 3.19 所示)，距地表 6 公尺內為回填土層，施測與之前鑽探之結果大致吻合。



圖 3.11 臺北港既有監測站周遭環境現況

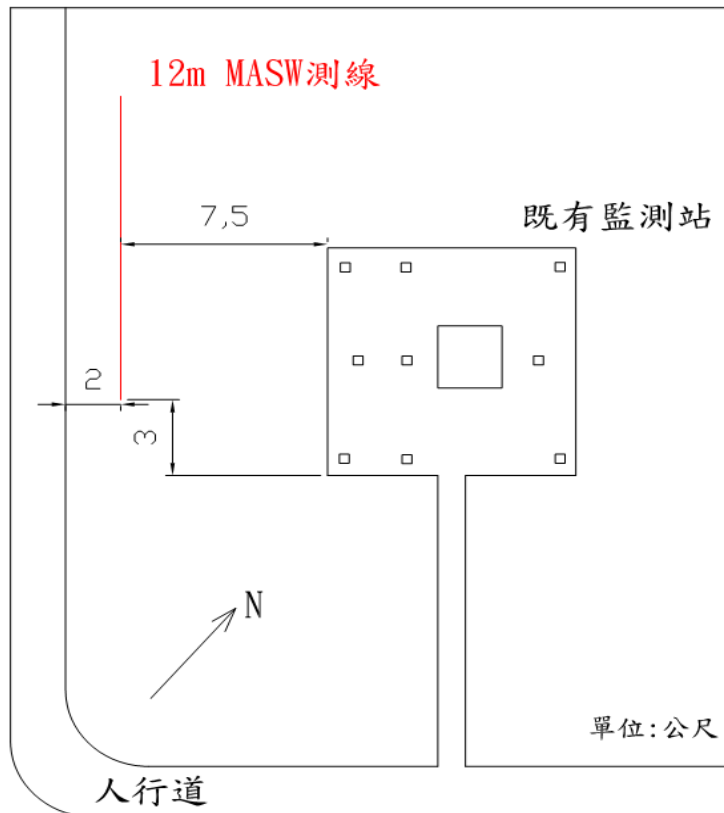


圖 3.12 既有監測站與多頻道表面波震測測線配置圖



圖 3.13 筆記型電腦與多頻道可攜帶式數位震測儀



圖 3.14 震測電纜



圖 3.15 高感度電磁式速度受波器(4.5Hz)



圖 3.16 長柄手持式鐵錘及橡皮軟墊



圖 3.17 Geometrics 公司製造型號為 23464-01 之觸發器

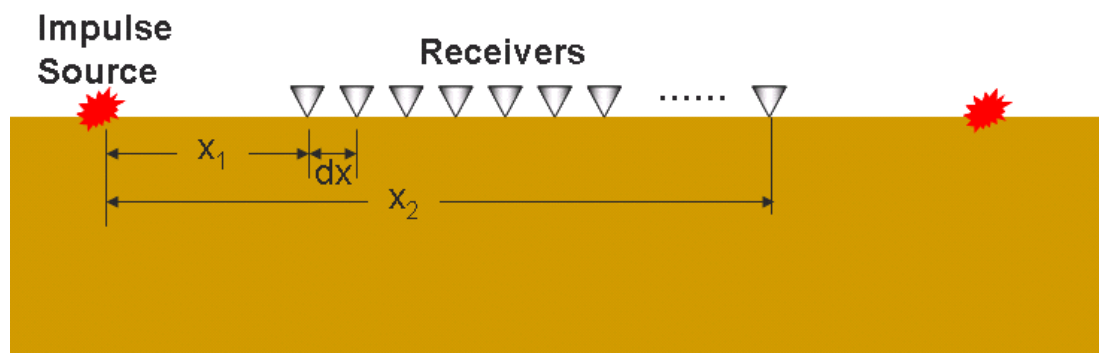


圖 3.18 施測分法之配置方式

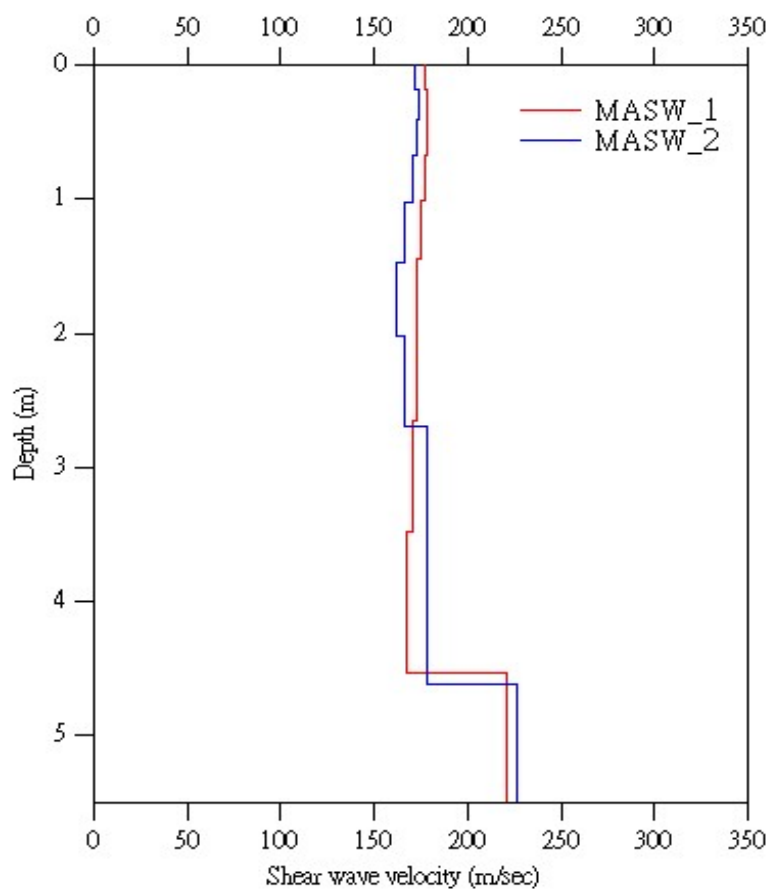


圖 3.19 MASW 之剪力波速剖面

地點：台北港A2區

日期：91/5/30~90/6/17

地下水位：GL-5.00M

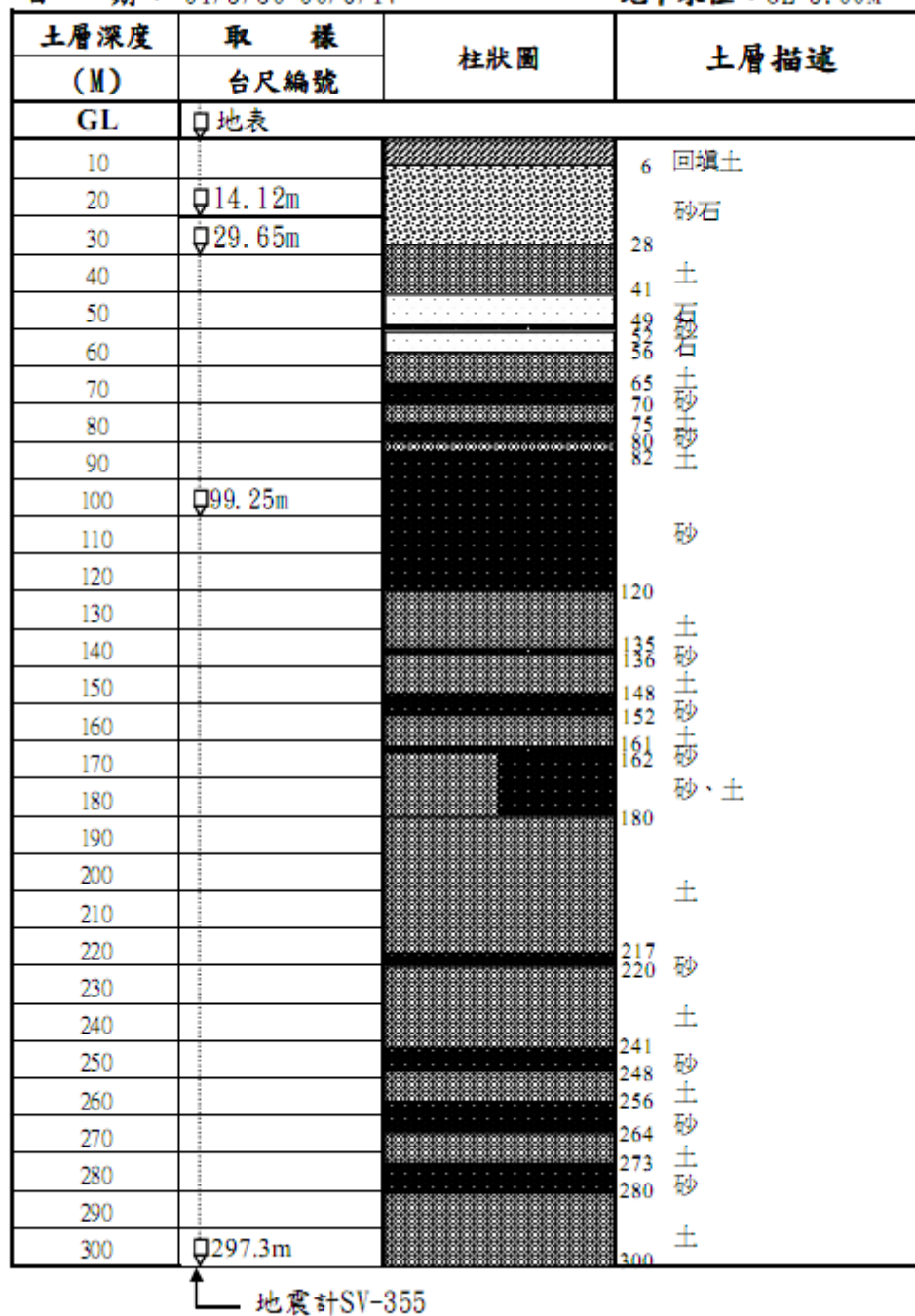


圖 3.20 臺北港區 300m 地震監測井地質剖面概況 (IHMT)

3.3 港區微地動試驗與共振主頻分析

由於營運中碼頭取樣不易，為規劃營運中碼頭動態監測系統裝設與求取數值分析所需參數，本年度於選定場址地質概況調查作業中，除進行表面震測外，並以微地動(micro- tremor)量測，配合 Nakamura (1996, 2000)之單站法，以水平與垂直向震幅放大頻譜比(H/V amplification spectrum ratio)，探討場址之共振主頻與平均波速，本部分試驗由港研中心主導，本研究團隊提供支援之人力，並協助發展訊號處理與分析程序。

本計畫所採用之微地動量測技術為 Nakamura (1996, 2000)之單站頻譜比法，其原理為假設地表下方為均質等向之半無限空間，由岩盤產生之體波(body waves)微震分成垂直向(V_b)與水平向(H_b)分量向地表傳播，地表量測之微地動(tremor)可分成垂直向(V_f)與水平向(H_f)分量，另外岩盤露頭(outcrop)於地表造成之表面波(surface waves)其垂直與水平分量分別為 V_s 與 H_s ，定義向方岩盤體波於上方地層傳播時其垂直與水平向放大因子分別為 A_v 及 A_h ，考慮垂直與水平向之體波震幅相同，或將量測之微地動分別對體波正規化後，因表面波震幅相對於體波之比值遠小於 1，因此可以忽略不計，另垂直向之放大係數(A_v)小於水平向放大係數(A_h)，定義其水平向與垂直向震幅之比值為 Quasi Transfer Spectrum (QTS)，QTS 與水平向放大係數近似，此一方法與基本振態之反應類似，因此可由 QTS 得到水平向放大係數頻譜，由頻譜可得之地層之主頻，水平地盤之主頻(f_0)與厚度(H)與平均剪力波速(V_{sh})關係為：

$$f_0 = \frac{V_{sh}}{4H} \dots\dots\dots(3.1)$$

水平地盤之主頻(f_0)及水平放大頻譜可用於地盤反應與液化分析及與震波衰減 Q 值評估。

訊號處理程序以擷取頻率為 200 Hz，量測一垂直與兩個互為垂直之水平向微地動資料為例，資料處理程序說明如下：

1. 檢視所有量得之原始紀錄，將每筆記錄中受到人為雜訊干擾之區段剔除。將每筆品質良好量測紀錄以約 4096 個資料點(20.48 秒)為一個區段，將時間域之資料做快速傅立葉轉換(Fast Fourier Transform)以獲得頻譜(Amplitude Spectrum)資料，所得之頻寬為 0.05-100 Hz。
2. 以每次將時間軸平移視窗之一半(2048 個資料點)擷取下一個時間軸視窗，進行頻譜分析，如此程序重複直至量測結束，將所有時間軸視窗之頻譜進行統計分析，將偏移超過一個標準差之資料剔除後所得之平均頻譜。

在頻率域取二個水平向頻譜之均方根(Root Mean Square)，將所得之水平向頻譜均方根除以垂直向頻譜則可得到水平向對垂直向震幅比頻譜(HV ratio spectrum)，以此代表 QTS，由 QTS 可求得主頻與放大頻譜。

3.3.1 臺北港區微地動試驗與共振主頻分析

本計畫所用之微地動儀為港研中心現有 Guralp CMG-6TD 數位寬頻地震儀(圖 3.20)，選定實驗區域後，規劃測線使各測點散佈圍繞全區，利用晚間無重型機械運作時施作以避免人為震動之影響，每一測點施測 15 分鐘。測線圍繞臺北港全區周邊，以 200 公尺設一個測站，總計量測 22 站，測站資料如表 3-1 所示，臺北港區如圖 3.21，各站位置如圖 3.22 所示，典型測站分析反應頻譜比圖如圖 3.23。



(a)三軸微地動儀介紹



(b)野外量測情形

圖 3.21 微地動儀野外量測示意圖

表 3-1 臺北港區測站資料

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



圖 3.22 臺北港區圖

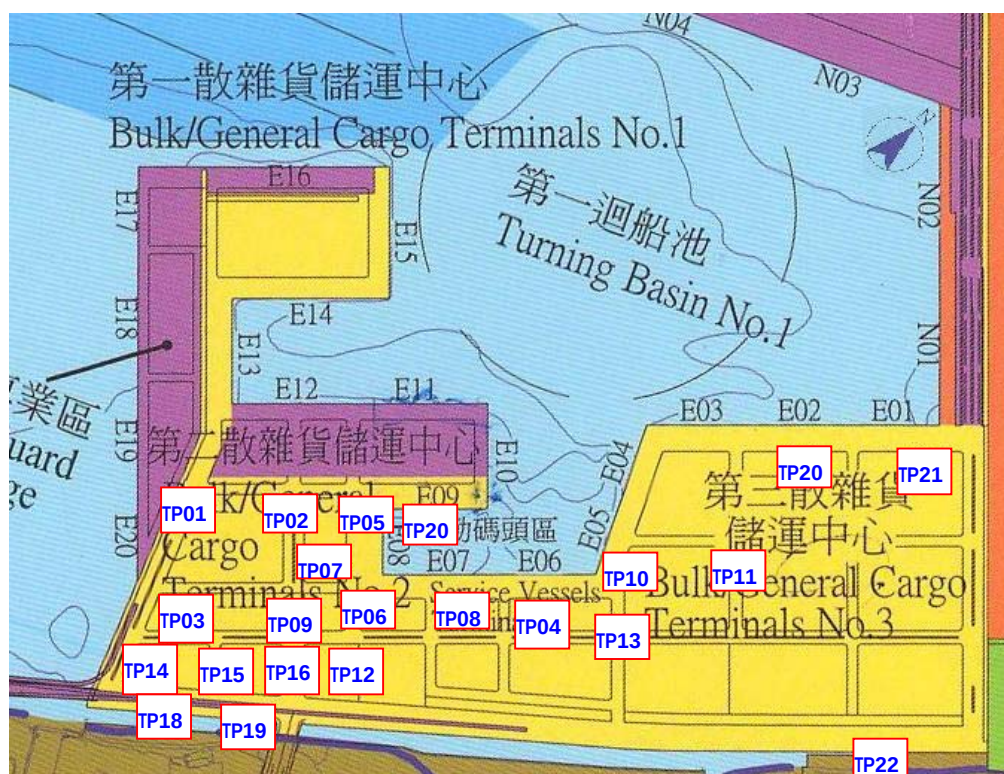


圖 3.23 臺北港微地動測站位置圖

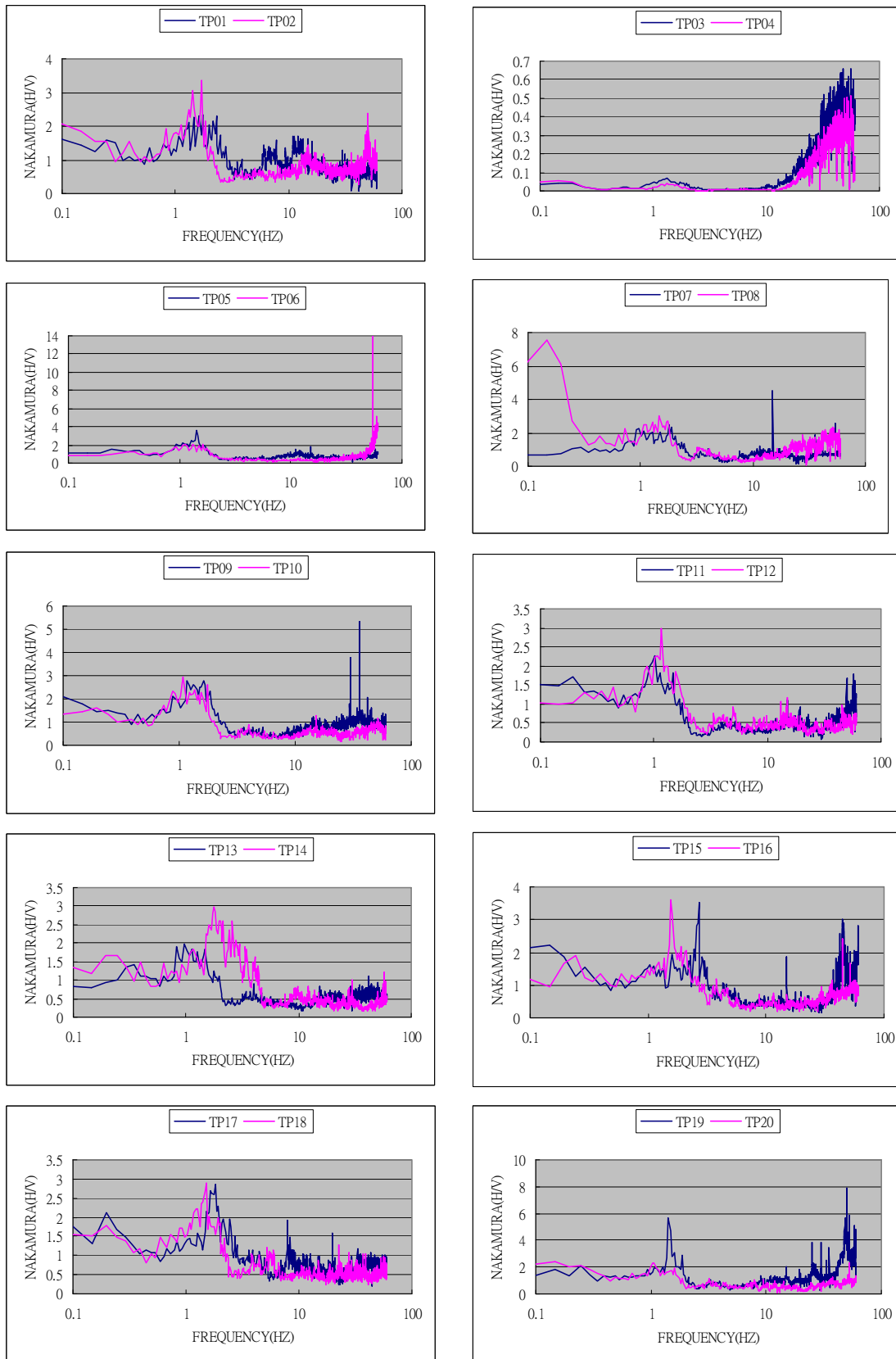


圖 3.24 臺北港區各微地動測站分析反應頻譜比【H/V】圖

量測結果，臺北港區主頻除了一測站為 2.69 外，其於大約介於 0.98~1.81Hz，若平均剪力波速(V_{sh}) 400 m/s，利用經驗公式 $f_0 = V_{sh}/4H$ ，可推得岩盤深度約 102~55 公尺，臺北港區共振主頻等值分佈圖，如圖 3.24。另由陸上與 TPE09 碼頭之反應與分析結果顯示其頻譜結果相當接近，且港區之共振主頻差異不大，配合鑽探紀錄分佈顯示港區內地質分佈具一定之一致性，基於此結果，後續數值分析將利用岸上鑽探資料推估 TPE09 碼頭與 TPN02 碼頭之地質模型。

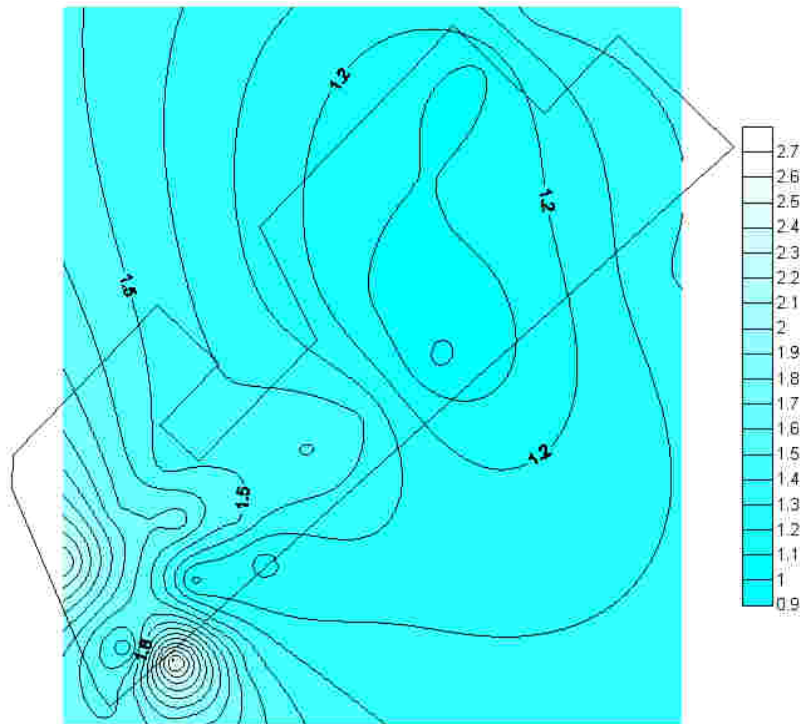


圖 3.25 臺北港區共振主頻等值分佈圖

第四章 碼頭動態監測站

本階段計畫以錨碇版樁碼頭長期動態監測系統建置為主軸，於營運中之版樁碼頭安裝版樁動態變位監測系統，等待下一次地震時紀錄相關動態歷時。版樁式碼頭監測系統之規劃配置，所量測之資料包括版樁變形與地表加速度歷時，所需之儀器包括陸上三向度地震儀、動態位移剖面具自動啟動(triggering)之動態資料擷取系統。目前全世界仍無完整版樁式碼頭監測資料，其相關之成果可用於檢驗與修正數值分析之程序，且增進對液化土層版樁樁動態反應機制之認知，為後續修正與規劃相關設計參數與規範之擬定之樞紐，並可作為後續港區地震災害管理之基礎。另外本計畫前期建置之高雄港棧橋式碼頭監測站現況與監測結果亦於本章說明之。

4.1 錨碇版樁現地監測系統規劃

由文獻對碼頭擋土設施動態研究相關研究得知，碼頭土壤結構互制動態監測需量測物理量包括：(1)鄰近擋土結構近域(near field)與距擋土結構一定距離之遠域(far field)土壤振動與孔隙水壓力變化，(2)牆體本身變形、剪力與彎矩分佈，及(3)周圍自由場土壤震動與孔隙水壓反應。考慮不同形式碼頭之結構特性與地質狀況，碼頭動態反應量測主要為牆體結構動態變位、岸肩結構反應、近岸土壤振動反應及孔隙水壓分變化等，針對不同觀測目的需採用不同感測器與量測技術，此外動態監測站需具備高速擷取、定值觸發(level triggering)、定時啟動(time triggering)、人工啟動、遠端遙控、網路通訊、警報警示、資料顯示等功能，本計畫將以 National Instrument 之軟硬體為架構，延用前期棧橋式碼頭現地監測站之擷取系統架構，發展一穩定、具擴充性且低廉之動態監測系統，同時開發可與觀測系統搭配之資料處理程序與軟體，使量測資料可快速分析。

本年度規劃之監測元件系統如表 4-1 所列，包含監測主機、動態

擷取系統、陣列式位移計量測系統、陸上地震儀、通訊系統及機箱，各元件功用如表 4-1 所列，系統以 Labview 撰寫程式加以整合。

土層監測則主要為後方背填土區距離牆面不同水平距離之地表與不同深度之土壤振動及孔隙水壓力變化，由於現地為營運中碼頭，且表面有厚層 PC 下方有一定厚度之礫石，無法進行儀器安裝，因此目前以結構物表層運動量監測為主，配合數值模擬為輔。

為監測牆體動態反應，本計畫使用以微機電系統(Micro Electronic Mechanical System, MEMS)為加速度計架構之動態剖面位移計(high-bandwidth Shape Accelerometer Array)，製造廠商為 Measurand，其構造如圖 4.1 所示，其原理為利用加速度計量測桿件傾角，經由傾角與桿件長度可計算個別桿件兩端接點位移量，並可由固定點計算各接點之累積位移量，進而求得剖面之側向相對位移變化。因臺北港監測站位於碼頭角隅，期三維效應將較為顯著，為配合後續資料解析與三維模擬，本年度將於角隅轉角兩側裝置橫向動態剖面儀，以觀測其側向垂直變為分佈。另為監測碼頭 RC 版之反應，於地表裝設三向地震儀，此地震儀同時可作為系統啟動並用以推估動態剖面位移計底部之變位。

現有高雄港棧橋式碼頭監測系統因監測站高溫及莫拉克降雨之影響，使得陸上地震儀故障，且部分監測主機元件需要濾定維護，本年度在經費許可下將進行修理檢測。同時本年度將進行系統優化(optimization)，提高其穩定度。

表 4-1 TPE09 測站監測系統列表

設備	規格	用途
工業電腦	耐高溫至 45 °C	監測主機
多頻道動態資料擷取系統	NI PCI-6284 A/D cards	多通道動態資料擷取硬體
陣列式位移計量測系統	Measurand shap array with 16 sensors in 30 cm spacing	版樁動態側向變位量測
陸上地震感應器	三軸向、解析度 0.001 gal, DC~250 Hz	碼頭地表振動監測
網路通信模組	ADSL 寬頻+長距離戶外 Wi-Fi	遠端監控
機箱與不斷電系統	可用高度:1558mm, 深度:900mm, 3000KVA UPS	主機保護與電源供應

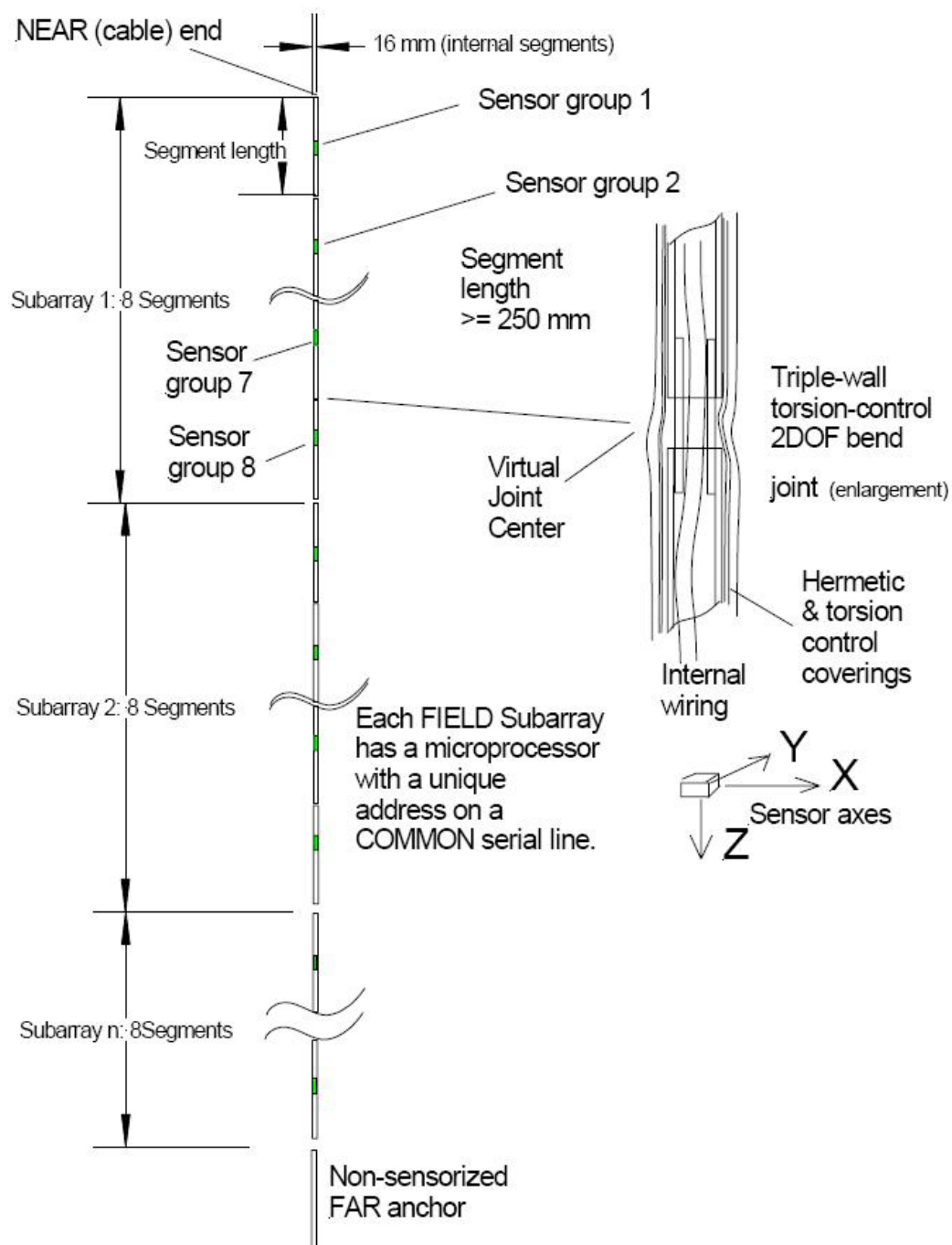


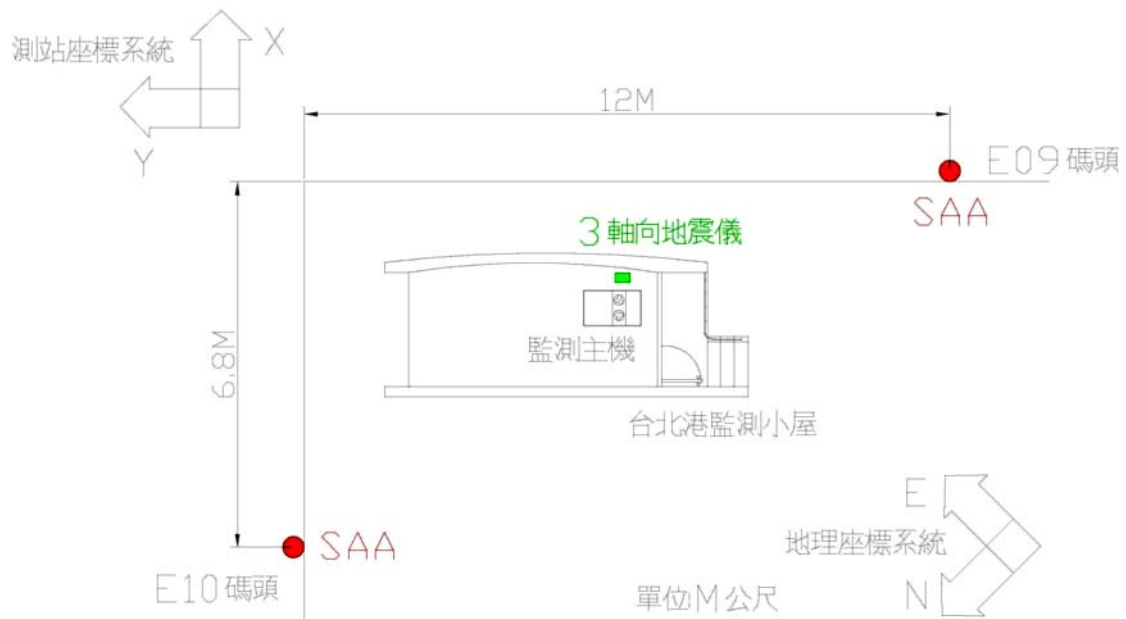
圖 4.1 Measurand Shape Array 構造示意圖

4.2 臺北港東九號碼頭監測站配置與施工

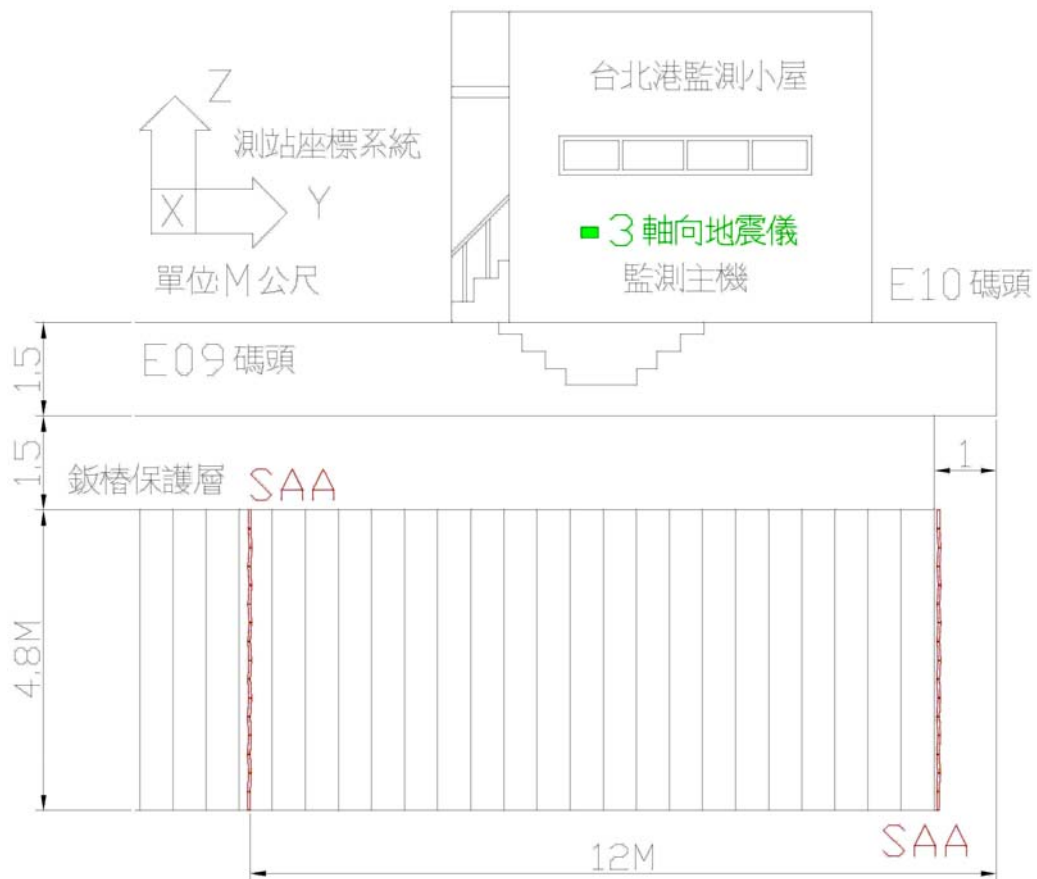
本計畫 98 年度於臺北港東 9 號碼頭設置監測系統，其主要考量為該碼頭為典型錨碇版樁碼頭、現地地質狀況單純且有相關資料、鄰近具電力供應設施且有一完善遮蔽物，本測站規劃之配置如圖 4.2 所示，包括一陸上地震儀、水下動態基樁變位監測系統及動態監測主機，相關監測系統與管線以地下化、隱蔽與不妨礙碼頭動線為原則。

儀器安裝分成水下與陸上兩部分，水下安裝包含動態版樁變位監測系統，施工前進行水下調查與版樁表面清理，動態版樁變位監測系統則裝置於靠近現有潮差監測主機所在之監測小屋周圍 12m 與 6.5 m 距離之面海兩側版樁，其二水平方向與碼頭面平行，施工時先將固定套件以水下電銲貼附於版樁表面，不進行鑽孔與破壞版樁之作為，在將固定好方位之動態剖面儀自下方開始以束帶固定，其完成圖如圖 4.3 所示，訊號線則以 PVC 管保護，固定於 RC 版下方版樁保護層，如圖 4.4 所示，陸上訊號線則以明管方式攀附於現有潮差儀之管線附近，並以現有之 PVC 開孔導入監測小屋，完成圖如圖 4.5 所示。

陸上施工包括陸上地震儀、監測主機與網路裝設，陸上地震儀裝置於監測小屋內，以鋼製之平台固定於地面，其方位為與碼頭平行，調整水平後固定，其完成如圖 4.6 所示；監測主機安裝於監測屋，並以機箱遮蔽保護，所需電源將使用現有監測屋內電源，另因現地無電信管線及 3G 訊號，因此本計畫申請之固定 IP ADSL 裝置於臺北港港務大樓 11 樓，並於港務大樓與監測屋間以戶外指向型天線及 Wi-Fi 中繼連結，指向天線安裝如圖 4.7 所示，其傳輸頻寬幾無損失。



(a) Top View



(b) Side view (x-direction)

圖 4.2 TPE09 錨定鉚樁碼頭動態監測站配置



圖 4.3 動態剖面位移計水下安裝完成圖



圖 4.4 水下訊號線固定



圖 4.5 陸上訊號線固定



圖 4.6 陸上地震儀安裝



圖 4.7 戶外指向型天線安裝

本計畫於簽約後接到臺北港管理單位通知，原監測站所在之東 9 碼頭(TPE09)與相鄰之東 10 號碼頭因港區工程需要，原有監測站需進行遷移，經考慮碼頭類型、監測主機放置處所、現場管線裝設及通訊網路佈設等因素，選擇靠近臺北港外海貨櫃碼頭交界之北 2 碼頭(TPN02)，其相對平面位置如圖 3.4 所示，測站所在位於北 2 碼頭與北 3 碼頭交接處，交角約為 120 度，北 2 碼頭屬於錨定鋼版樁碼頭，規劃屬散裝碼頭，北 3~6 碼頭為鋼管支撐棧橋式碼頭，規劃為貨櫃碼頭，監測主機所在工寮如圖 4.8 所示，監測機箱如圖 4.9 所示。

測站所在距北 3 碼頭最近距離為 3 公尺，水下鋼版樁監測配置如圖 4.10 所示，裝設二組原裝在 TPE09 測站，間距為 0.3 m 總長度為 4.8 m 之垂直向動態剖面儀(SAA-1 與 SAA-2)，本年度並於二垂直剖面儀頂部加裝水平向動態剖面儀(SAA-3)，另於監測主機旁裝設陸上地震儀，相關元件諸元如表 4-1 所列。



圖 4.8 臺北港北 2 碼頭工寮現況



圖 4.9 TPN02 監測主機機箱

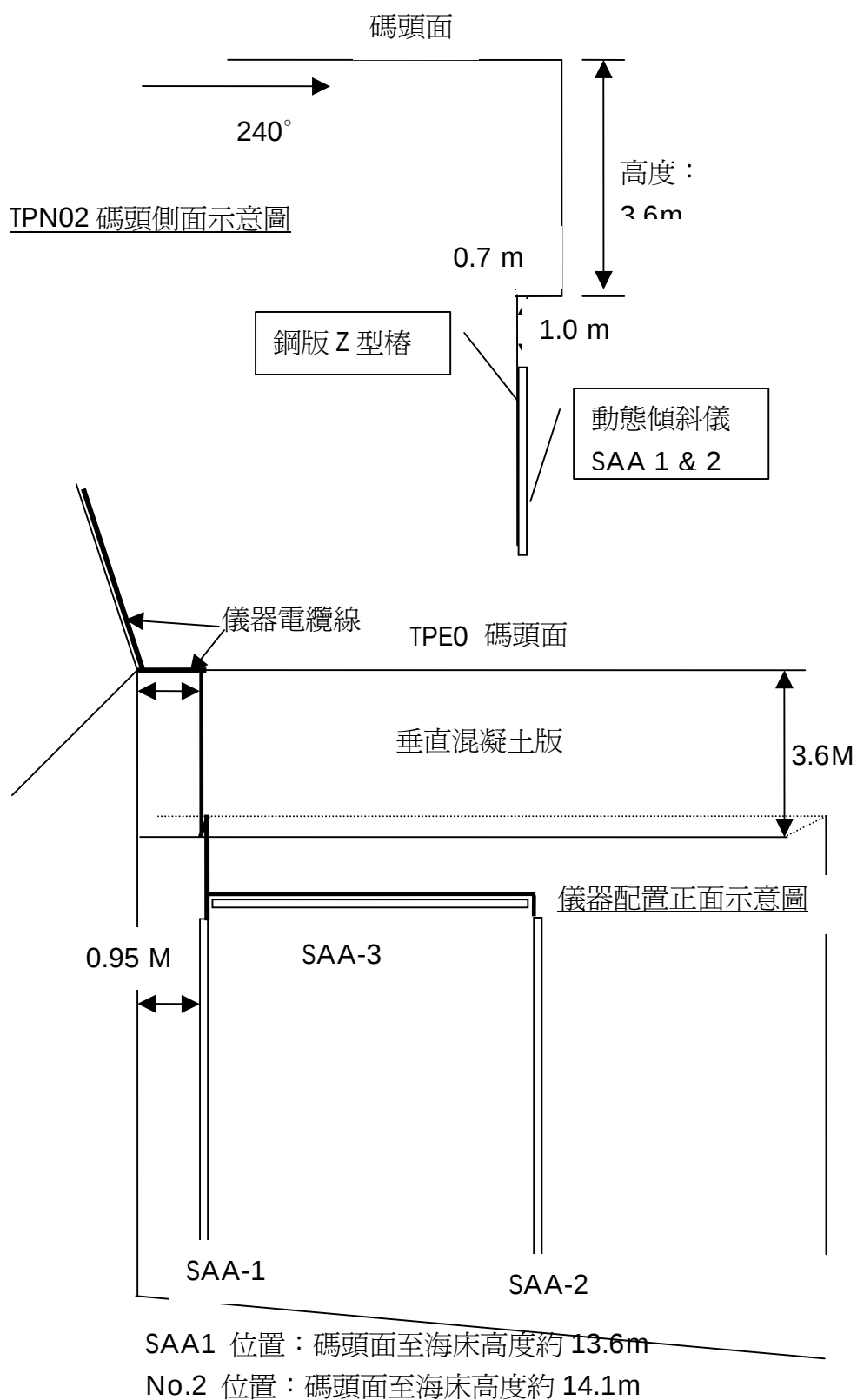


圖 4.10 TPE02 版樁變位監測配置圖

4.3 自動監測程式

4.3.1 自動監測程式組成

由於監測站需具有長期自動監測之功能，且所用系統中包含不同設備與訊號模式，因此本計畫使用 National Instruments 所開發之 PCI 介面，以 Labview 所建構之動態自動資料擷取系統，加上以網路連結之遠端監測系統，所用之系統為參考交通大學光纖感測試驗室所研發之光纖光柵感測系統，做為土木工程系統現地，長期自動化監測。而自動化擷取系統主要分為三大技術，其說明如下。

1. 網路傳輸技術

為達到自動化監測、分析的功能，而感測器所得資訊將透過 LabVIEW 程式語言所撰寫並與網路技術做連結，使得分析運算後的結果可以即時的呈現達到預警的功效，更可以透過網路的傳輸將運算簡化後的資訊傳回使用者端儲存。

目前系統所使用的是 LabVIEW 最新的網路技術 Share Variable，它提供廣域變數的技術，可以在 LabVIEW 環境下，透過此一技術在所有的分布式應用中存取任何類型的資料，使用 Share Variable 可以藉由網路的技術分享資料在單一程式的迴圈之中或是介於不同的程式之間，甚至是在不同網路位置的儀器上。相對於在 LabVIEW 中現存的許多技術例如：TCP (Transmission Communication Protocol)、UDP (Universal Data gram Protocol)、Data Socket 與 VI Server 等技術，Share Variable 是一種典型的簡化技術，而且其底層仍舊是使用 TCP/IP 的架構，不但傳輸速度快，而且訊號最為準確可靠。它可以直接透過屬性的設定，建構出所需要的特定功能，達到分享資料的工作，而略過令人覺得煩雜的 TCP/IP 等低階的網路設定，與基本的程式碼撰寫工作。

使用 Share Variable 有下列三種的基本變數型態(Variable Type)：single-process、network-published、time-triggered。一般較常使用的

部分是 single-process、network-published 這兩種方式，Single-process 大多是使用在單一程式之間的資料分享，例如在許多平行迴圈當中，我們無法直接將某參數拉到另一個迴圈做運算，就可以利用 single-process 的 Share Variable。另一種情況則是在同一個設備儀器中的兩個不同程式，也是需要透過這樣的功能屬性設定，才能將資料做傳遞或是同步運算。這樣的特性相當便利於執行具有決定性影響的即時應用，也可以更進一步藉由 Real-Time FIFO 的技術將這些資料給不同使用者運用，並且確保這些資料不會失真。

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

完成之系統中的使用者端並不一定都安裝有 LabVIEW 程式，但是我們仍然可以透過 LabVIEW 的環境之下，進行網路權限分享設定，利用超文件傳輸協定（Hyper Text Transmission Protocol；HTTP）的網頁瀏覽格式，讓一般使用者使用網際網路瀏覽器（Internet Explorer；IE）就可以觀看系統的監測資訊，完全不需要任何特殊介面，或是安裝任何其他軟體，達到簡易分享資訊的功能。

2. 資料存取模式：

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

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

方便使用者觀看。

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

4.3.2 港區碼頭動態監測程式

本年度將用於 TPE09 碼頭監測系統程式其遷移至 TPN02 測站，並增加一動態剖面儀擷取，監測程式之主要架構為隨時擷取地震儀訊號，當水平向震動大於設定啟動值(約為 7 gal)時開始啟動資料擷取系統，同時啟動動態剖面儀記錄系統，程式中並設計當水平震動大於某一設定值時會傳送簡訊通知相關管理人員，此外相關參數均可遠端設定，並具每日定時啟動與人工啟動功能。所紀錄地震儀頻率為 200 Hz，動態剖面儀之擷取頻率約為 15 Hz，記錄延時為 5 分鐘，程式之原始碼如圖 4.11 所示，操作與設定介面如圖 4.12~4.14 所示。圖 4.15~4.17 為利用監測程式所得之動態剖面儀與地表加速度背景訊號值，其變動很小，顯示整體系統相當穩定。

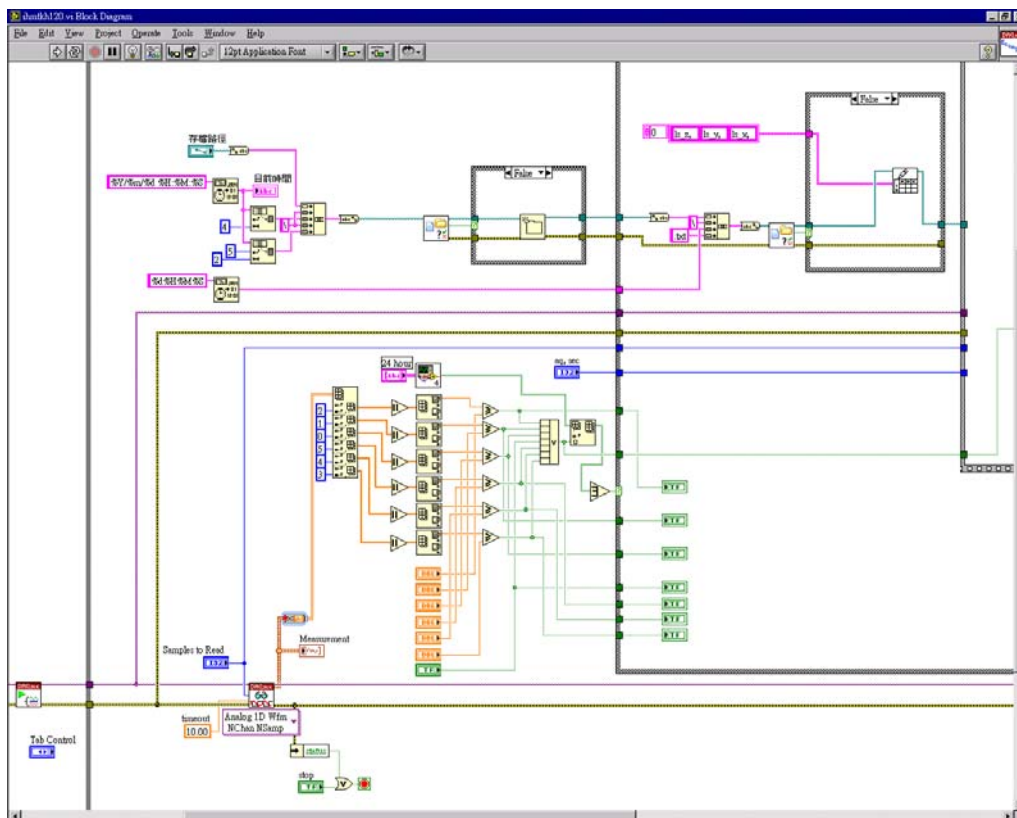


圖 4.11 自動監測程式原始碼

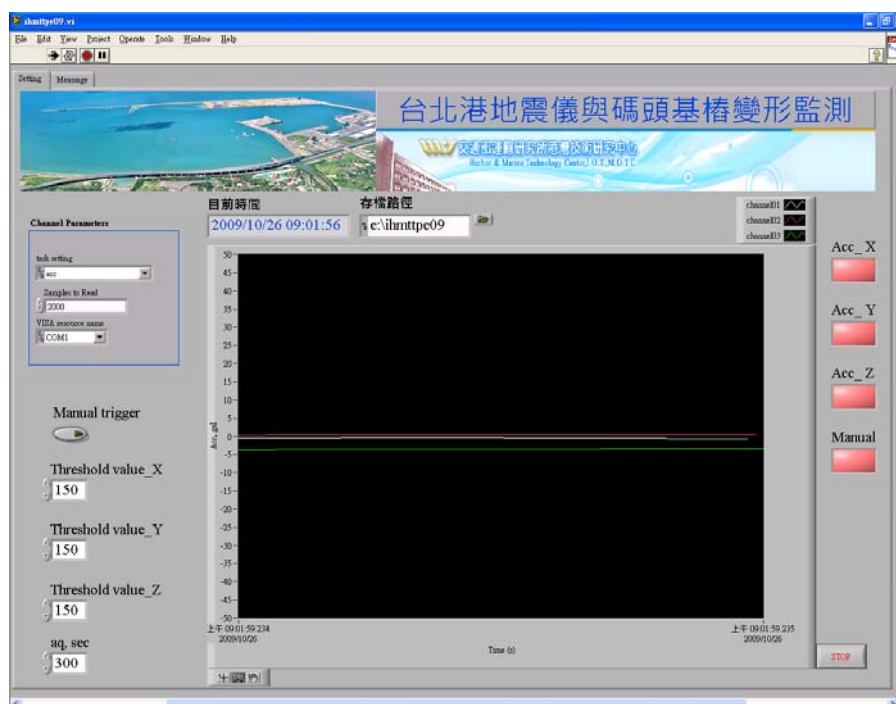


圖 4.12 自動監測主畫面

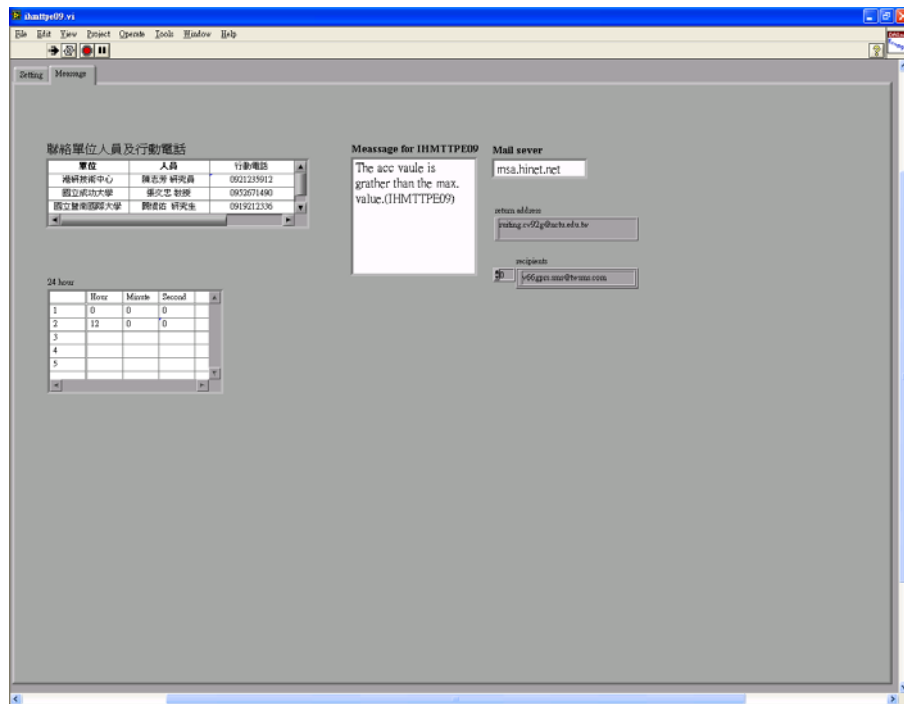


圖 4.13 量測參數設定畫面

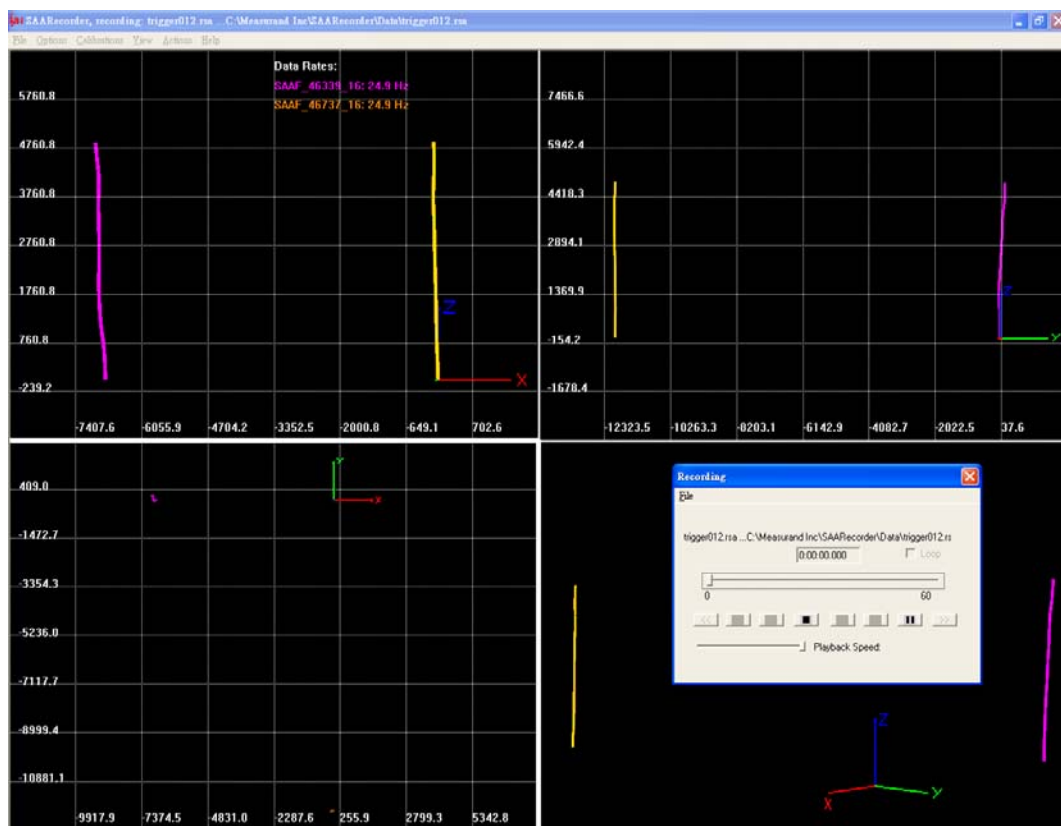
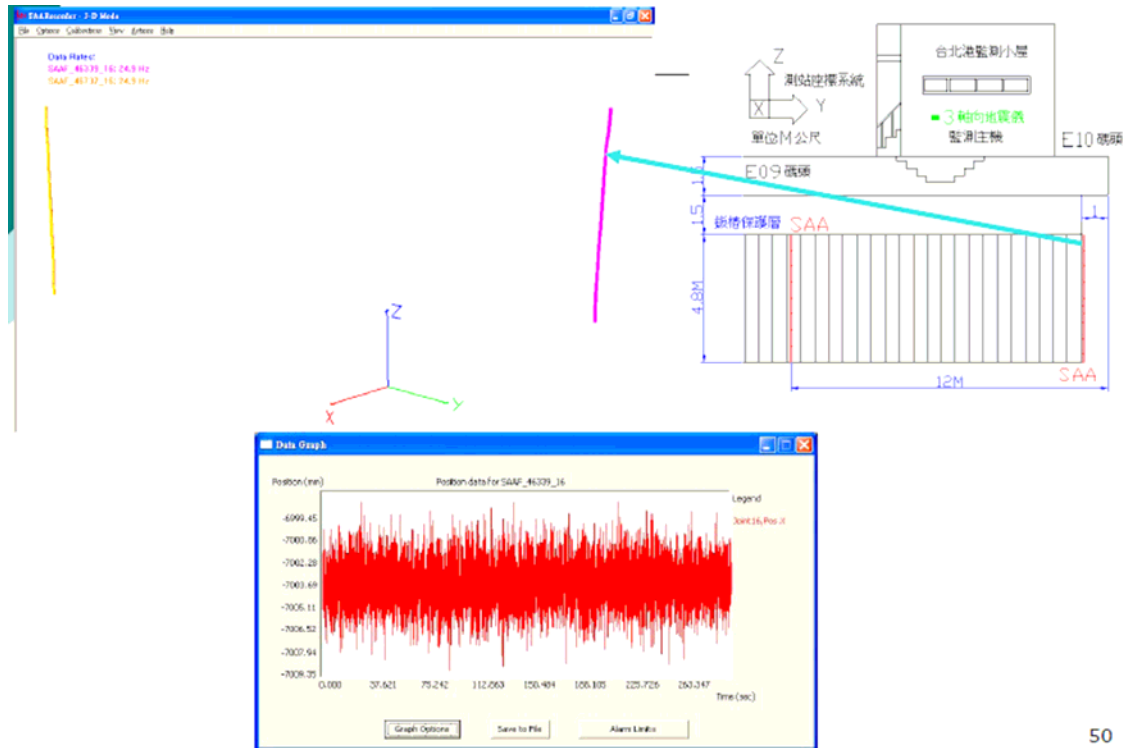


圖 4.14 動態剖面儀紀錄畫面



50

圖 4.15 動態剖面儀初始值

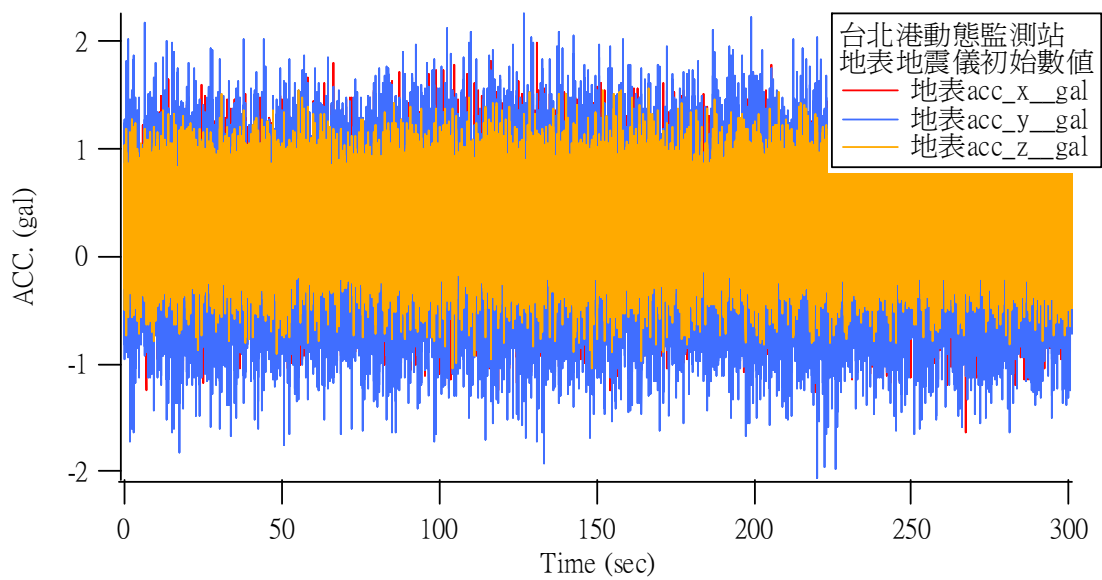


圖 4.16 地表地震儀背景訊號值

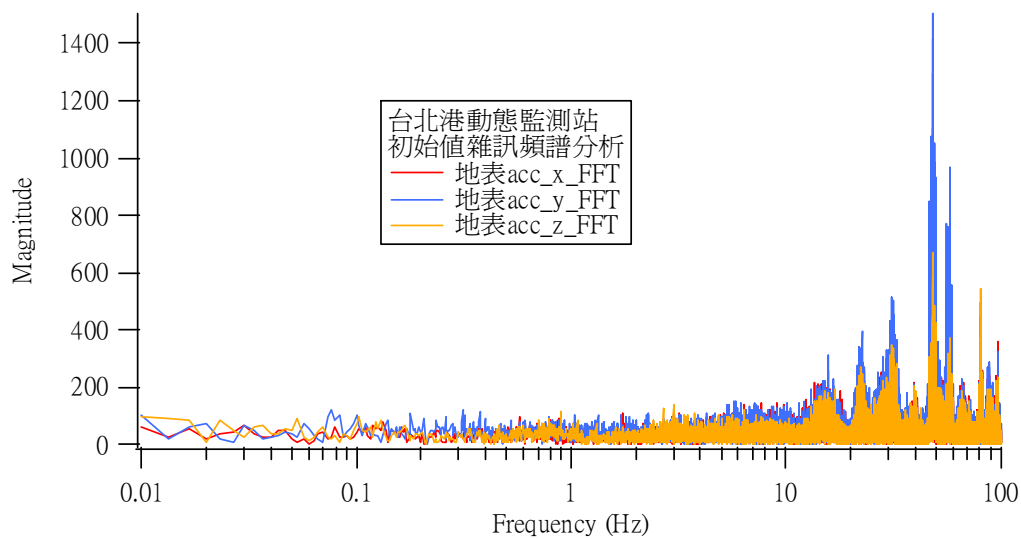


圖 4.17 地表地震儀背景訊號頻譜

4.4 碼頭動態監測紀錄與分析

4.4.1 TPE09 版樁式碼頭紀錄與分析

臺北港東 9 號(TPE09)碼頭監測站於完裝完成後，於 2009/12/19 21:02:15.2 記錄 1219 花蓮地震，其震央位置在北緯 23.78 度東經 121.75 度 (位於花蓮市東南外海)，震源深度為 45.9 公里，芮氏地震規模為 6.8，其震度分部如圖 4.18 所示，與臺北港較接近之版橋監測站其震度為 4 級，版橋監測站距離震源 138.3 km，其加速度歷時如圖 4.19 所示，其水平向最大加速於 EW 向為 44 gal，NS 向為 38.7 gal。

TPE09 陸上地震儀記錄如圖 4.20 所示，其座標系統如圖 4.2 所示，最大水平加速度發生於碼頭平行向，大小為 50.5 gal，而碼頭之法線向其最大水平加速度為 44.2 gal，垂直向最大加速度為 15 gal，與板橋監測站比較其震幅增加約 15%，其原因包括土層分佈、土壤性質及地形差異等，但波型相近，顯示地震儀結果具一定可信度。

動態剖面儀之記錄如圖 4.21~4.23 所示，圖 4.21 為裝置於 TPE09 之動態剖面儀頂端加速度記錄，其深度約距地表 4 公尺，最大加速度震幅發生於 Y 向，其值為 33.5 gal，圖 4.22 為頂端相對與底部之位移

量，最大水平相對位移發生於 Y 向，最大位移為 145 mm (0.145 公尺)，圖 4.23 為動態剖面儀於最大震動(t=155 sec)時之三維變形，雖然資料仍待進一步分析但初步結果顯示監測系統已達到原先設定目標。

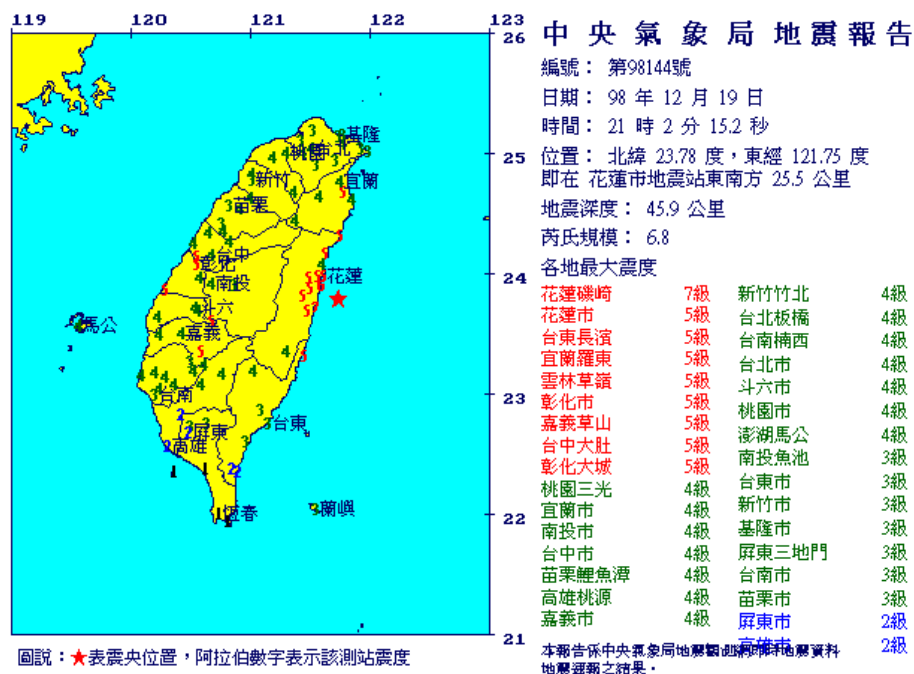


圖 4.18 2009/12/19 花蓮地震震度分佈(氣象局)

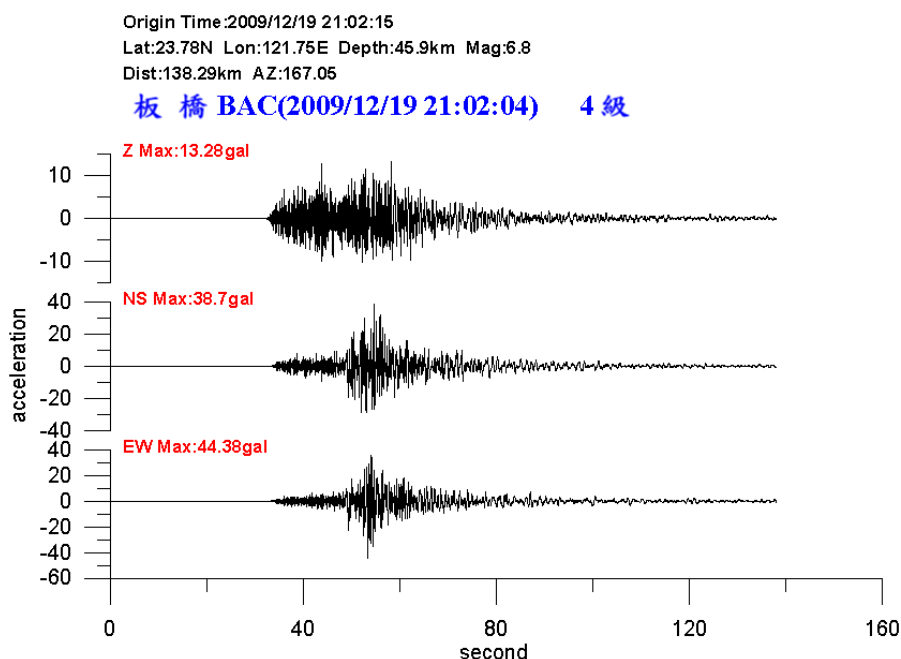


圖 4.19 板橋監測站加速度歷時(氣象局)

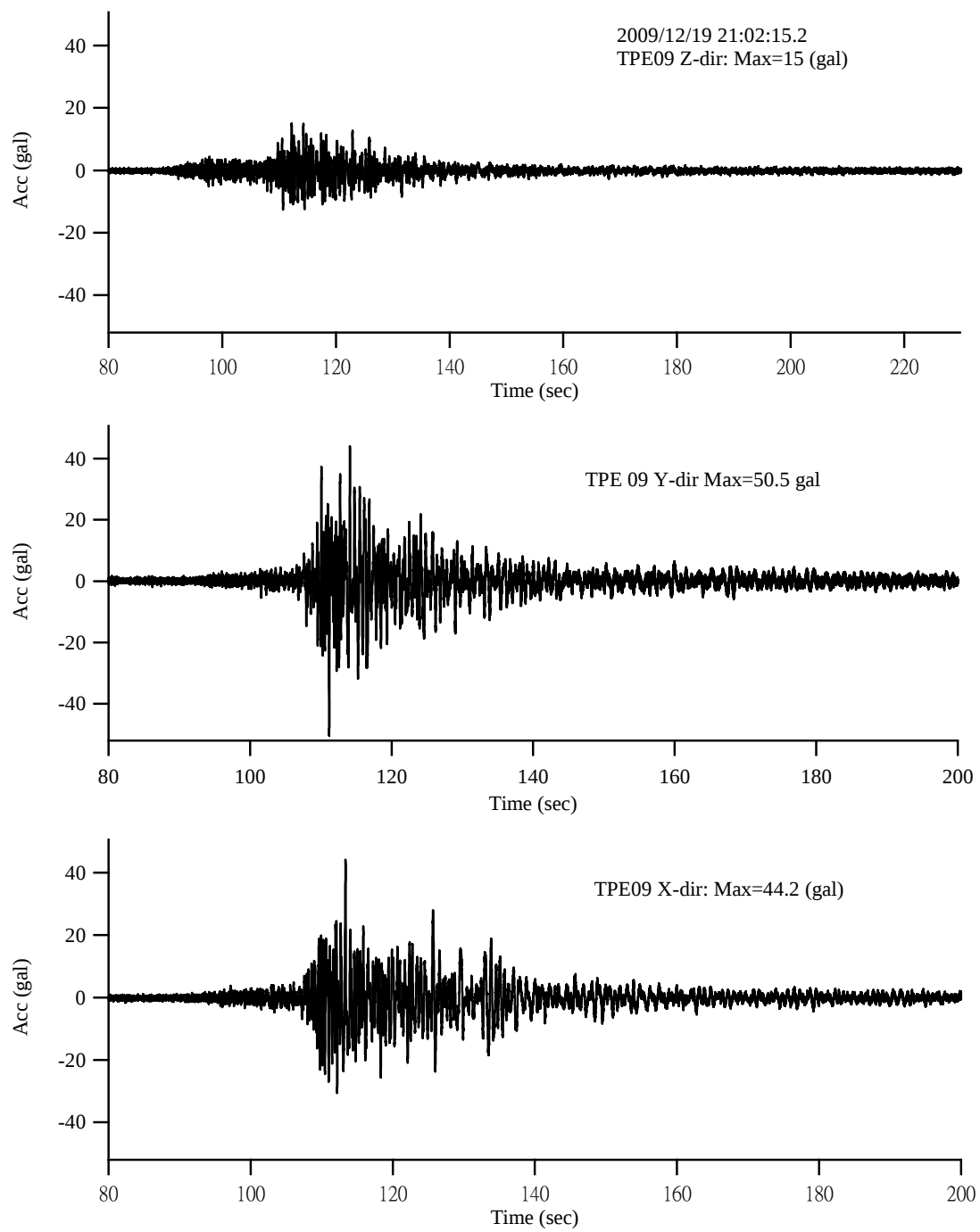


圖 4.20 TPE09 陸上地震儀記錄

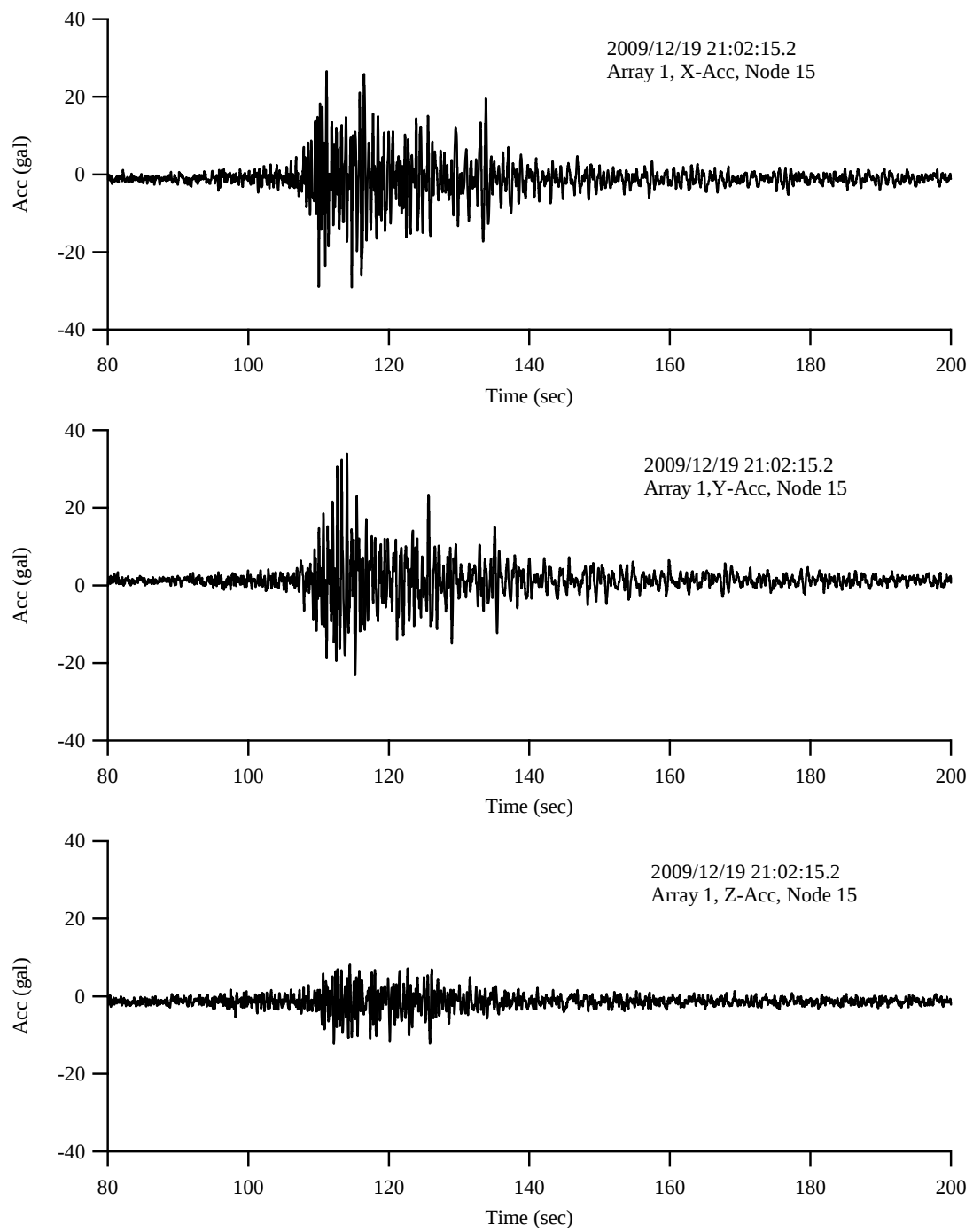


圖 4.21 TPE09 SAA1 頂端加速度歷時

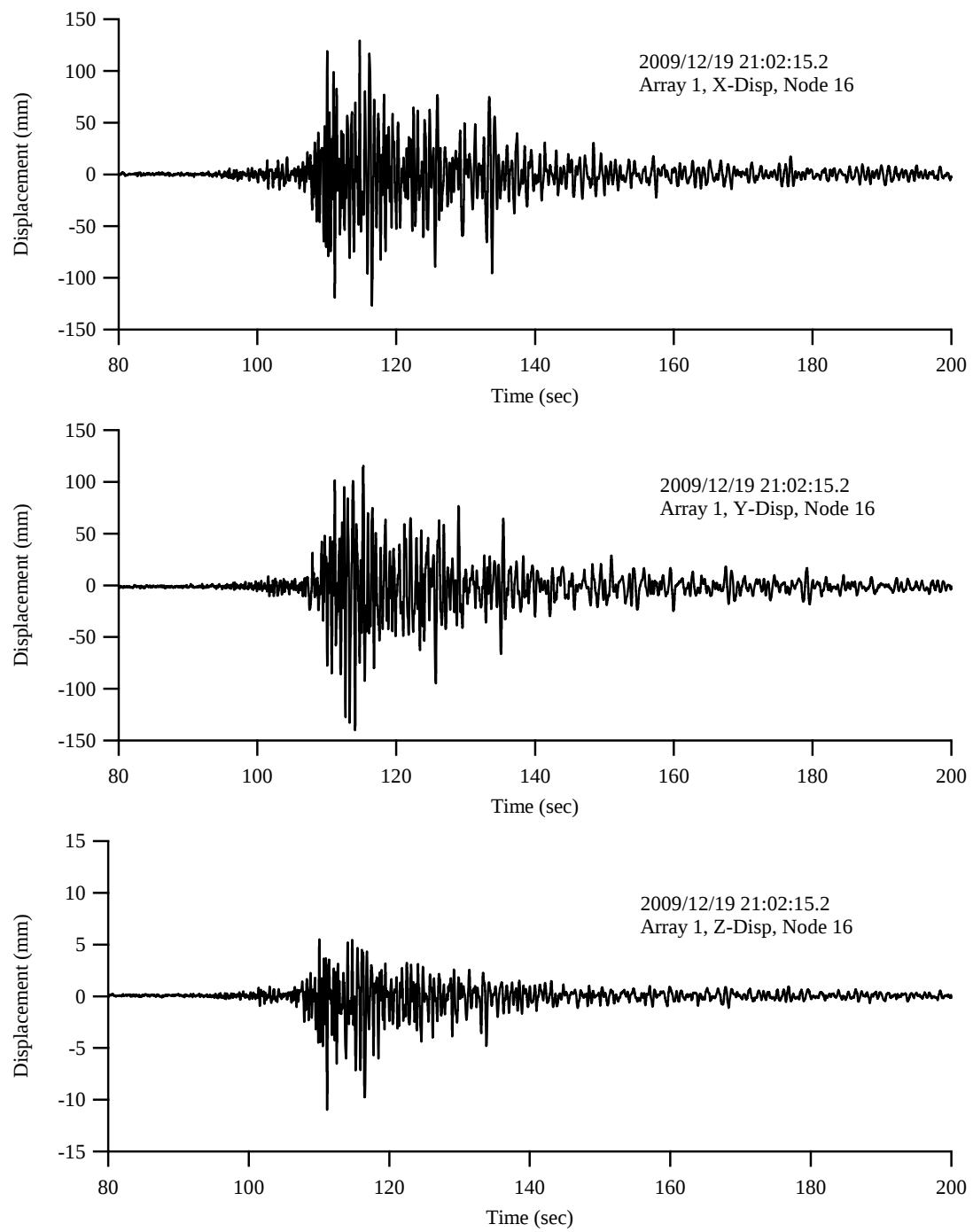


圖 4.22 TPE09 SAA1 頂端相對位移歷時

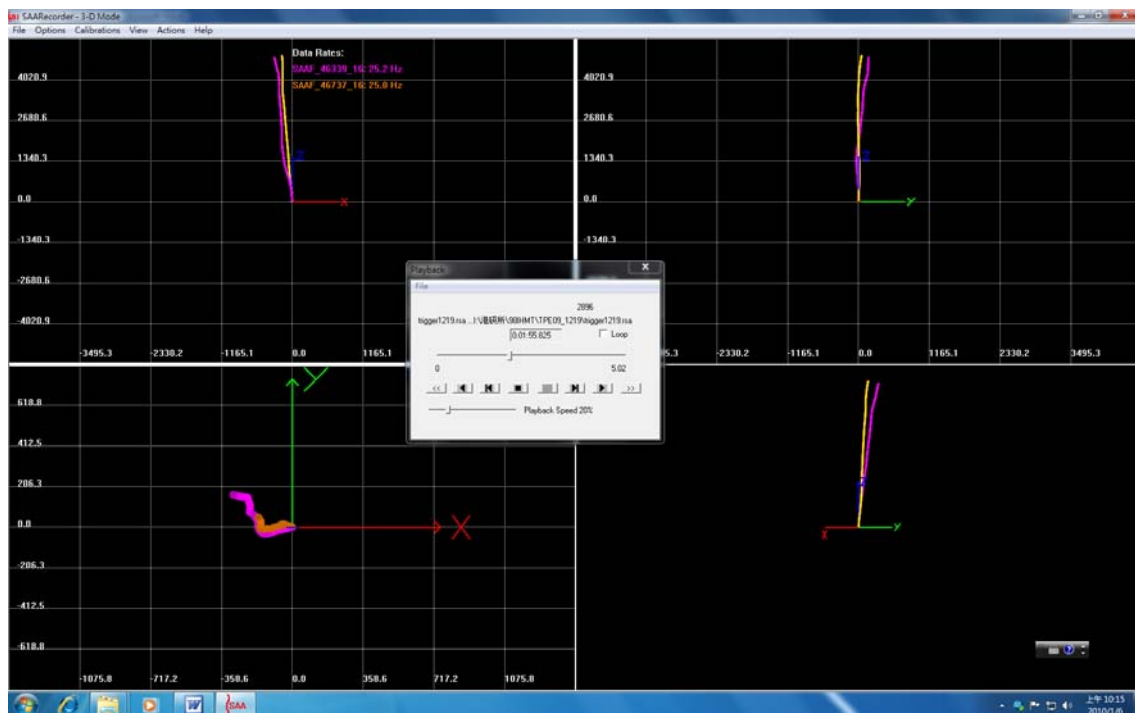


圖 4.23 TPE09 SAA1 位移剖面記錄 (t=115 sec)

4.4.2 KH120 棧橋式碼頭紀錄與分析

高雄港 120 號(KH120)碼頭監測站於完裝完成後，於 2010/03/04 16:16:16.3 記錄 99022 甲仙地震，其震央位置在北緯 22.96 度東經 120.63 度 (位於高雄甲仙地震站南偏東方 14.3 公里)，震源深度為 19 公里，芮氏地震規模為 5.7，其震度分部如圖 4.24 所示，與高雄港較接近之高雄港監測站其震度為 2 級，高雄港監測站距離震源 55.45 km，其加速度歷時如圖 4.25 所示，其水平向最大加速於 EW 向為 7.12 gal，NS 向為 7.48 gal。

KH120 水下地震儀記錄如圖 4.26 所示，最大水平加速度發生於碼頭法線向，大小為 9 gal，而碼頭之水平向其最大水平加速度為 7.4 gal，垂直向最大加速度為 3.5 gal，與氣象局高雄港監測站比較，除了碼頭法線向水平最大加速度稍大 30%外，其餘皆相當吻合，其原因包括土層分佈、土壤性質及地形差異等，但波型相近，顯示地震儀結果具一定可信度。

動態剖面儀之記錄如圖 4.27~4.29 所示，圖 4.27 為裝置於 KH120 之動態剖面儀頂端加速度記錄，其深度約距地表 4 公尺，最大加速度震幅發生於 X 向，其值為 9 gal，圖 4.28 為頂端相對與底部之位移量，最大水平相對位移發生於 Y 向，最大位移為 145 mm (0.145 公尺)，圖 4.29 為動態剖面儀於最大震動(t=20 sec)時之三維變形，初步結果顯示監測系統已達到原先設定目標。

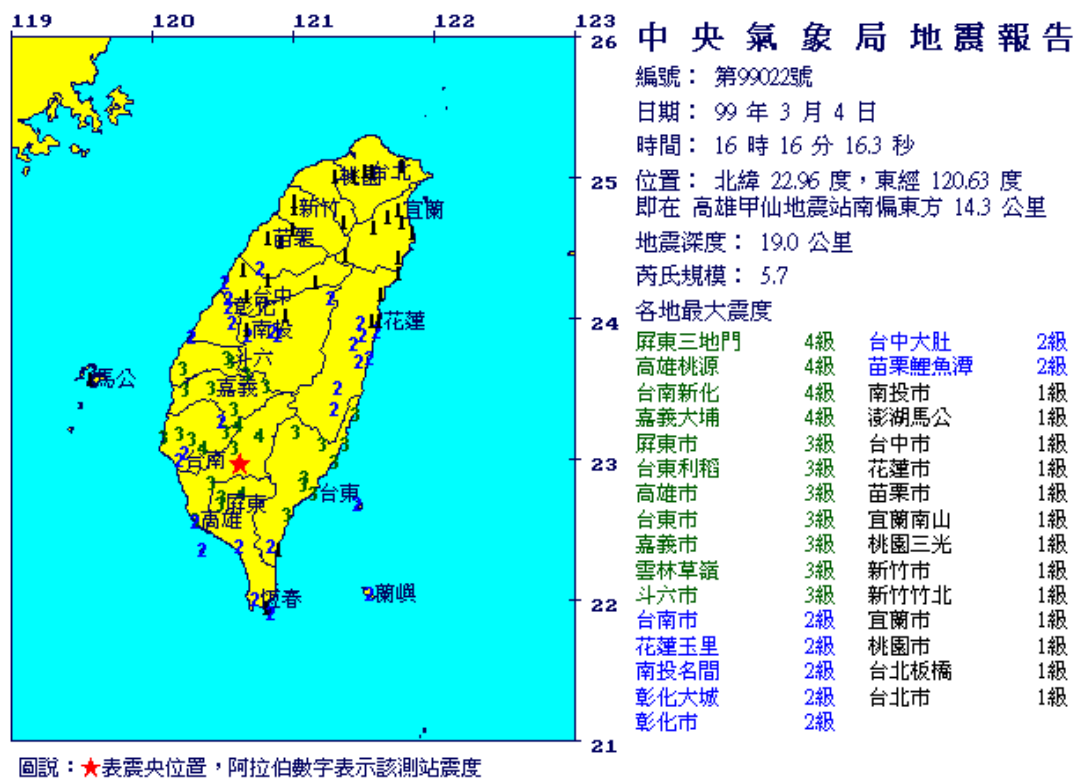


圖 4.24 2010/03/04 甲仙地震震度分佈(氣象局)

Origin Time:2010/03/04 16:16:16
Lat:22.96N Lon:120.63E Depth:19.0km Mag:5.7
Dist:55.45km AZ:36.27

高雄港KAUP(2010/03/04 16:15:57) 2 級

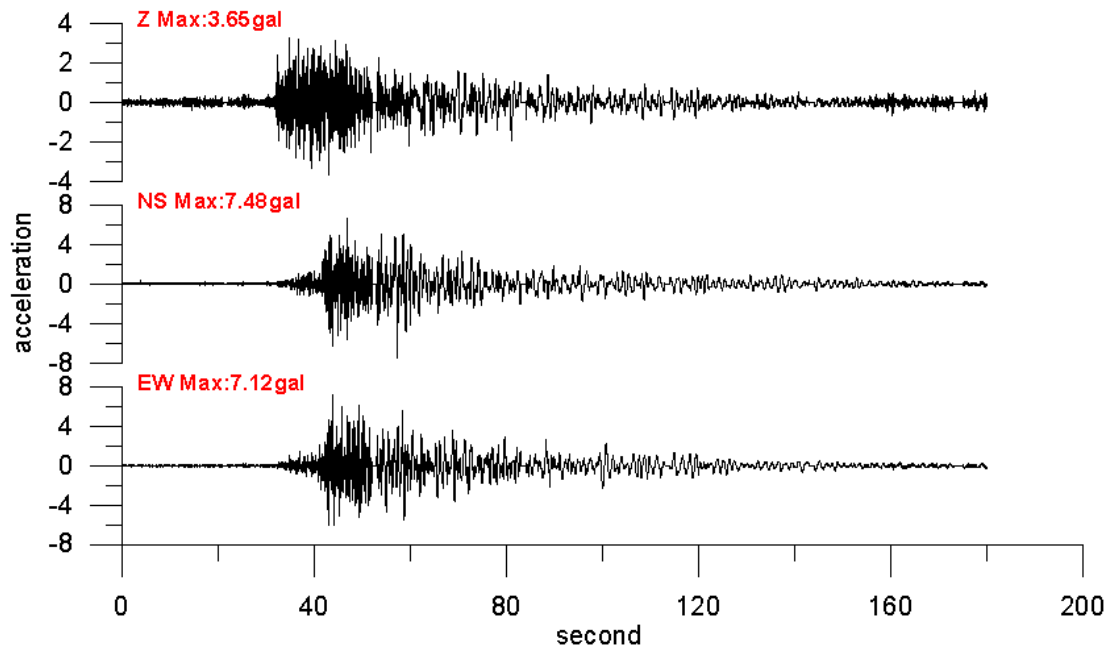


圖 4.25 高雄港監測站加速度歷時(氣象局)

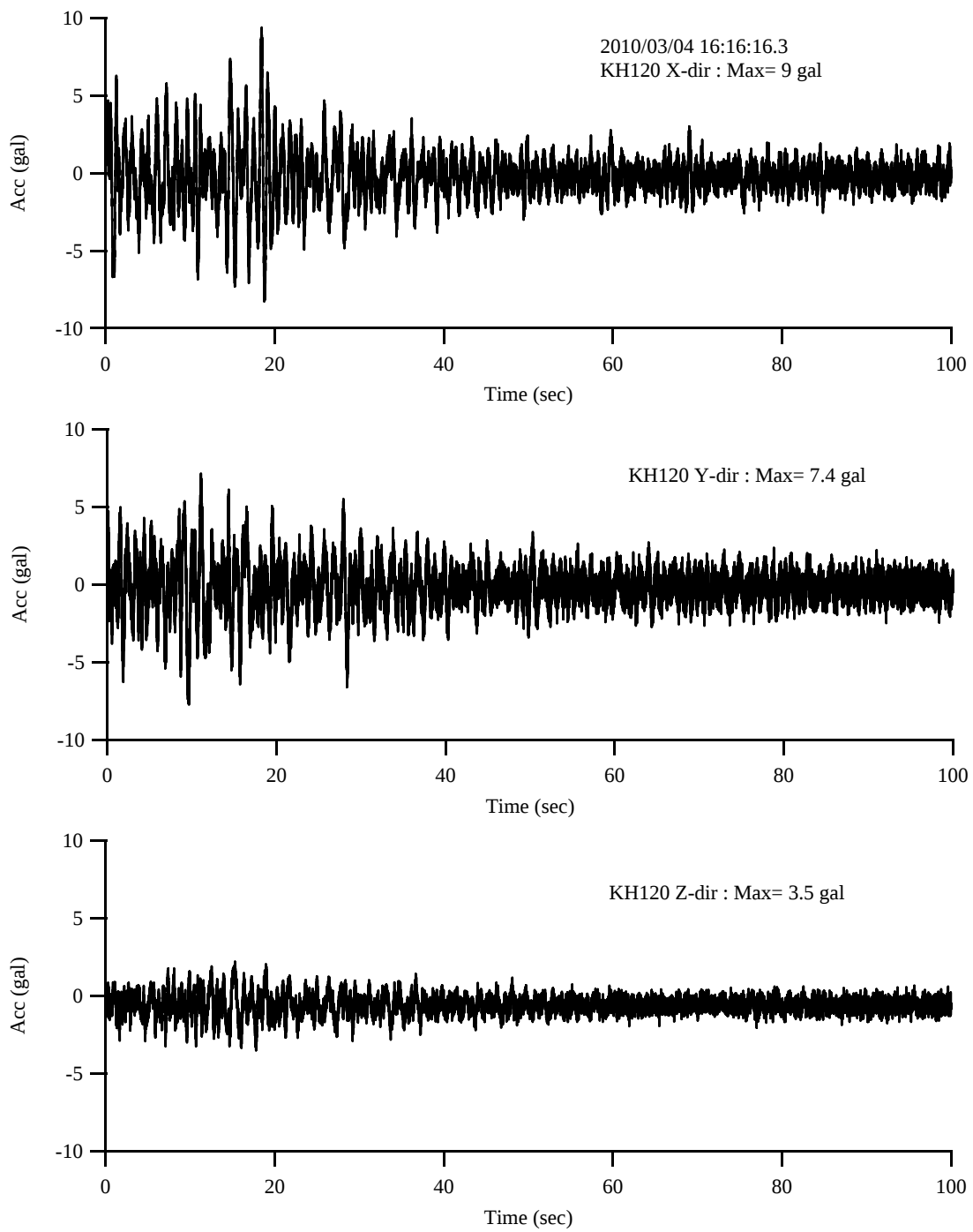


圖 4.26 KH120 水下地震儀記錄

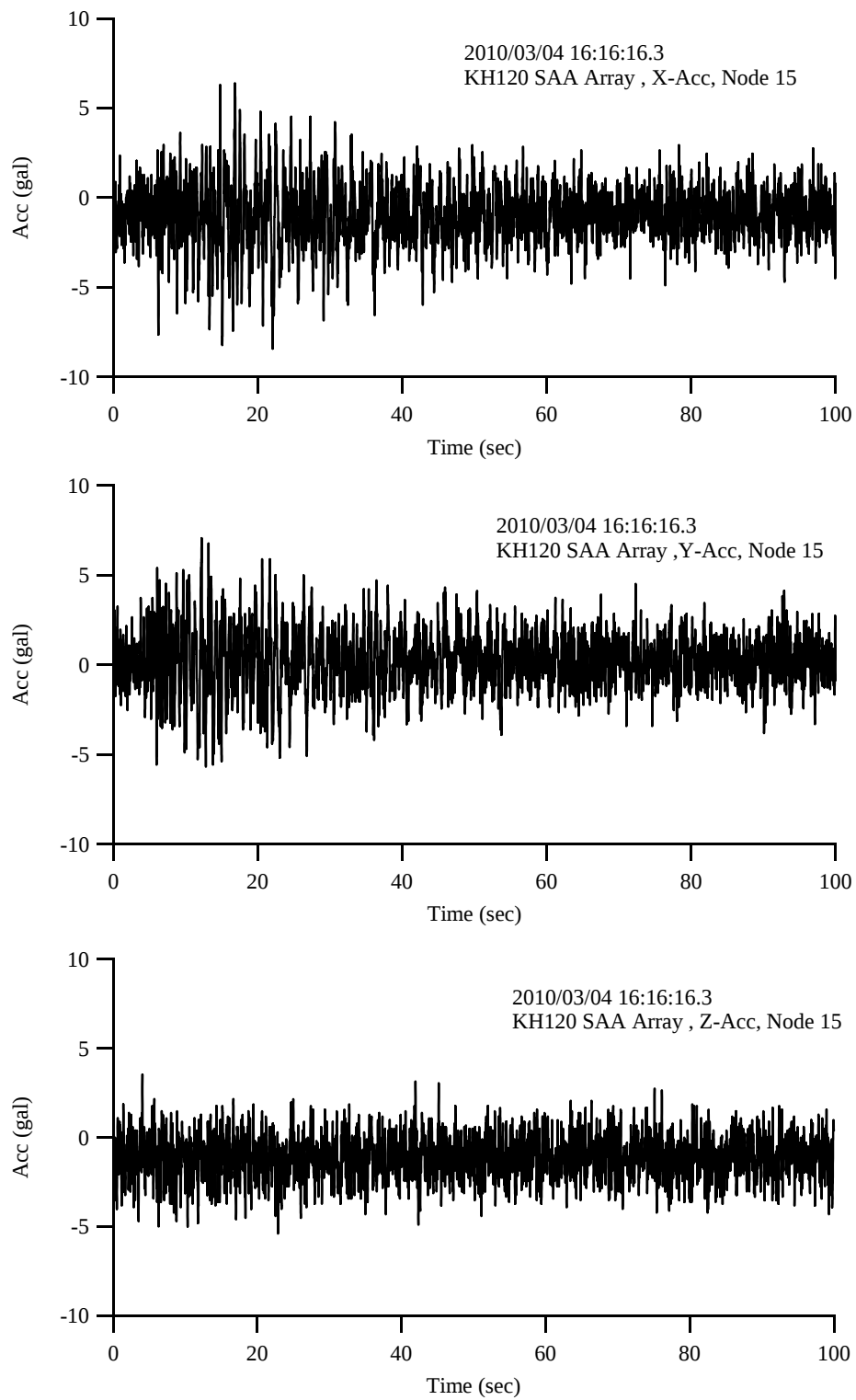


圖 4.27 KH120 之 SAA 頂端加速度歷時

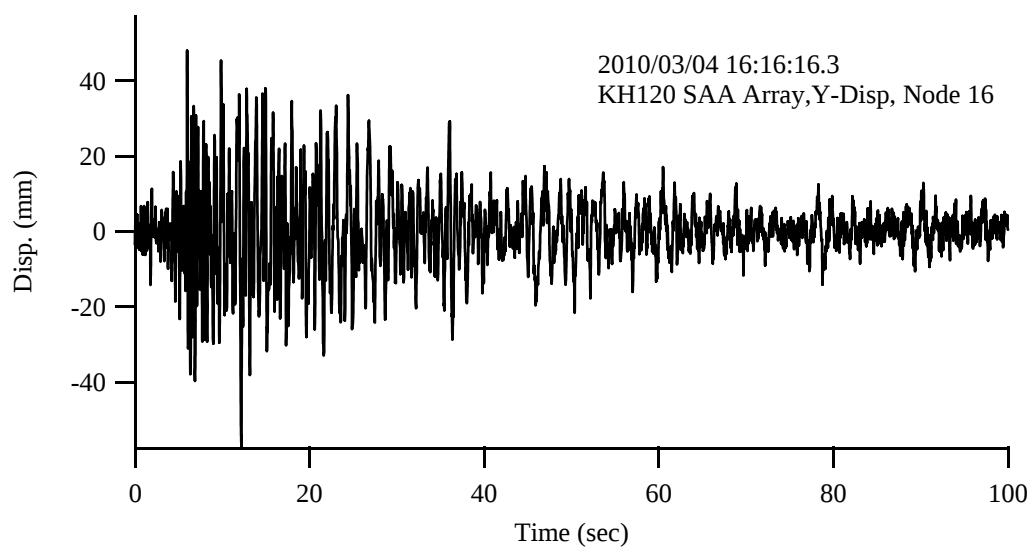
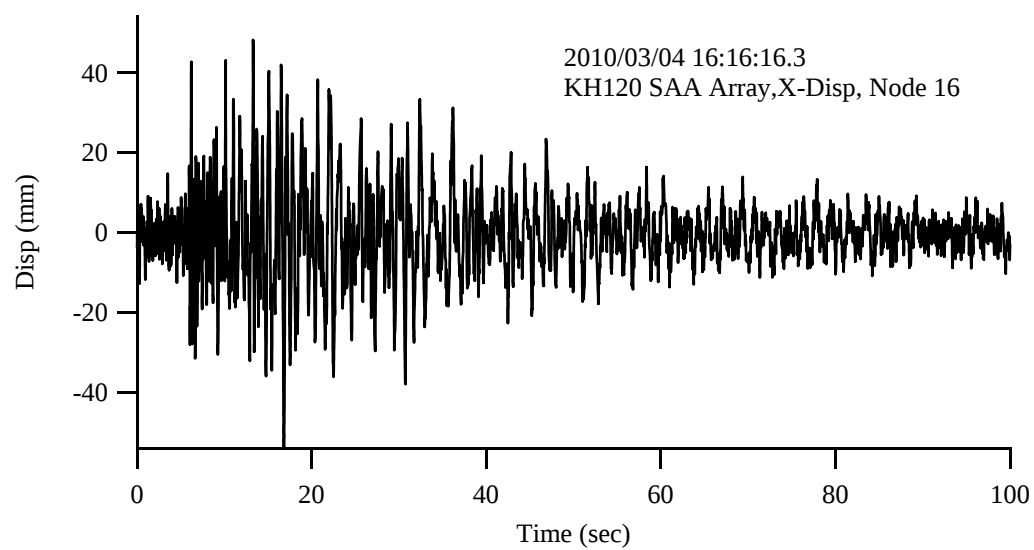


圖 4.28 KH120 SAA 頂端位移歷時

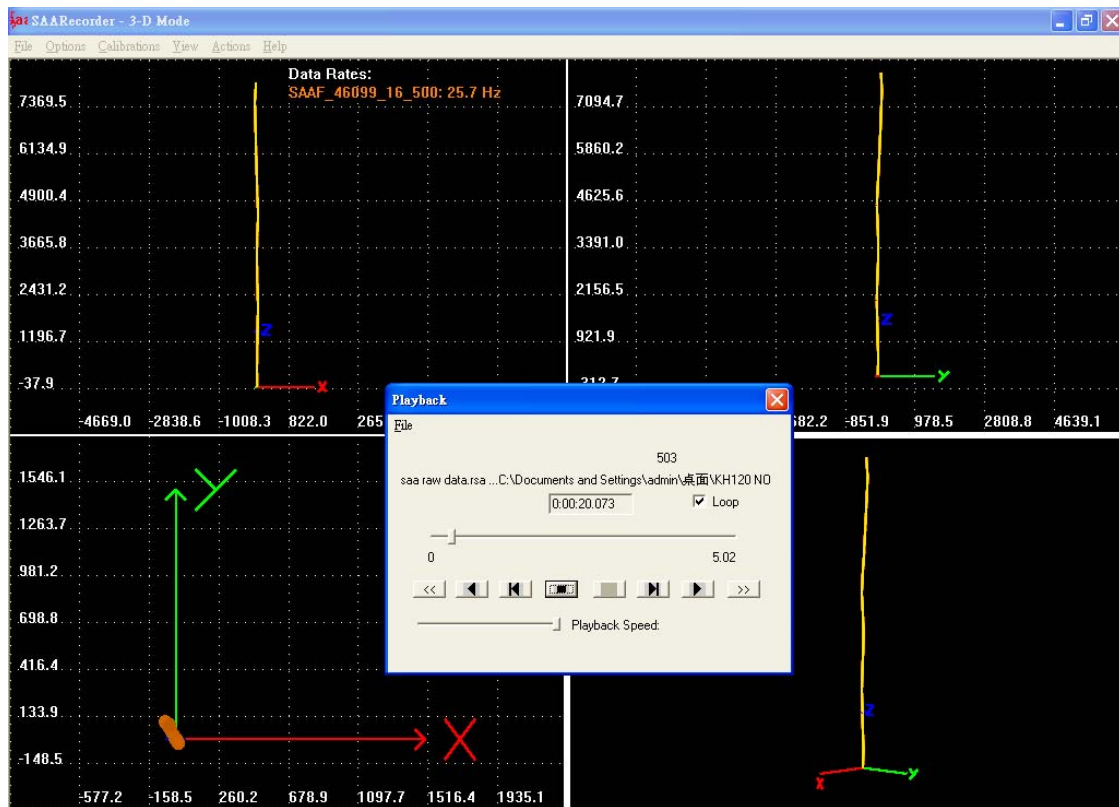


圖 4.29 KH120 SAA 位移剖面記錄 (t=20 sec)

第五章 二維錨碇版樁動態數值模擬

本年度進行之數值分析主要為配合現地監測站配置與評估引致破壞之門檻加速度，以數值方法進行選定場址之動態有效應力分析。承續前期以 FLAC 所完成 2 維棧橋式碼頭分析程序，先進行 TPE09 錨碇式版樁碼頭之動態分析，並與前章所述之實測地震紀錄比對驗證，同時引用此分析程序於 TPN02 碼頭，以作為後續三維效應評估與門檻加速度推估之依據，二維錨碇版樁動態有效應力數值分析所用之分析原理、程序、相關參數及成果說明如下。

5.1 分析原理

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

由於 FLAC 均採取時階運算，雖然在解一些穩態問題時因採小時階而需較長運算，但有限元素在求解非線性材料與大應變模擬時，常需進行疊代且需採用特殊解法，外顯有限差分運算因不需求解聯立方程組，所以相較而言較為簡單，另外由於外顯有限差分運算不需建立完

整勁度矩陣，因此對於加入介面元素(interface element)與不同偏微分控制方程式相對簡單，因此近年已陸續加入邊界元素、結構元素及地下水滲流求解等，且其本身解的是完整的運動方程式，因此適於求解動力問題。由於進行土壤有效應力動態分析時，常需面對非線性與大應變行為，因此近年廣為應用於模擬地工材料之動態非線性行為，若結合介面元素與結構元素，可進一步模擬土壤結構互制，而導入孔隙水壓力激發模式於土壤之組構模式，可進一步進行土壤有效應力動力數值分析。

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

5.1.1 FLAC Dynamic 介紹

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

1. 力學阻尼

應力波於固體材料傳遞時，其震幅會隨傳遞路徑長度增加而逐漸降低，亦即其單位體積攜帶之能量會隨傳遞距離增加而減少，一般稱材料之吸能效應為阻尼(damping)，阻尼之來源包括應力波傳遞時因應力波擾動範圍增加而使單位體積之能量降低之幾何阻尼(geometric damping)與材料受擾動時應變吸收之能量，稱為材料阻尼

(Material damping)。幾何阻尼一般較小且於一般動態模擬可自然滿足，材料阻尼(Material damping)傳統多以不具物理意義之數值阻尼模擬，彈性系統間常見以和質量或勁度相關之 Rayleigh damping 模擬，其缺點為物理意義不明顯且當材料進入非線性應力應變行為時，不易模擬。

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

2. 吸能邊界

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

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

整合動態荷重與無限空間波傳邊界，可進行自由場動態分析，其數值模型如圖 5.1 所示，側向以黏滯邊界模擬，底部依其與網格土壤之相對勁度差異分為柔性基底(flexible base)或剛性基底(rigid base)，當網格底部之材料與下方勁度差異不大時，需以柔性基底模擬，亦即需允許應力波傳遞至下方而非反射回網格，因此需於底部增加黏滯邊界，而剛性基底則以固定邊界模擬即可，FLAC Dynamic 中另提供可模擬垂直側向邊界之邊界條件稱為自由場邊界(free-field boundaries)，其主要為自動施加黏滯邊界於兩側邊界節點。

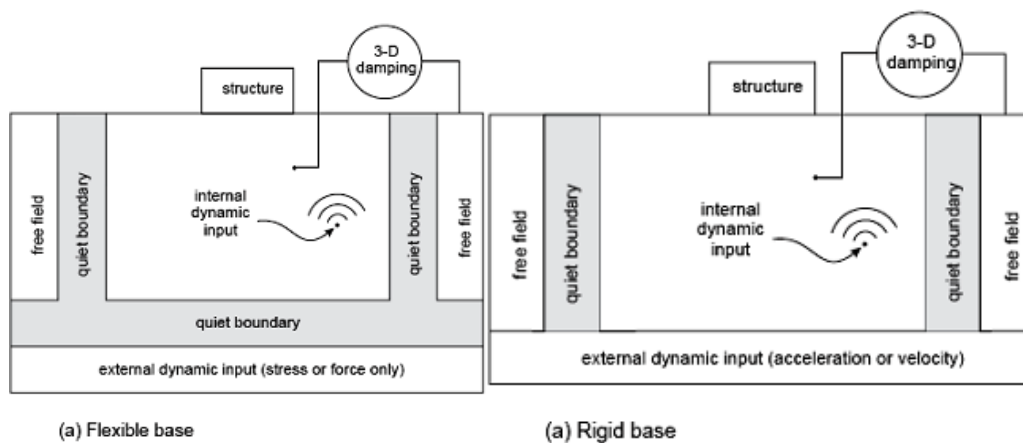


圖 5.1 考慮動態荷重之自由場物理模型圖

3. 動態邊界條件

進行動態分析時需輸入適當之動態邊界條件，主要為施加可隨

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

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

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

$$\tau = G\gamma = (\rho V_s^2)\left(\frac{\dot{u}}{V_s}\right) = (\rho V_s)\dot{u} \quad \dots\dots\dots (5.2)$$

式中 V_s 為底部土壤之剪力波速，但底部黏滯邊界之原理為施加一與入射波反向之剪力以抵銷入射波之效應，其大小以為以質點速度與式(5.2)計算，為使應力波可向上傳遞，因此需將黏滯邊界應力加在原有動態應力，因此向上傳遞之剪力波可以下式施加：

$$\tau = 2(\rho V_s)\dot{u} \quad \dots\dots\dots (5.3)$$

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

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

and Rosenblueth (1971))。但其準確度受結構物勁度與幾何形狀影響，且需將增加之 virtual mass 動態效應於時間域計算中施加於受影響元素範圍並不確定。此一方式於類似基樁之四面為海水所包覆之結構較為適合，因其不同方向震動之效應相同，但以版樁此類結構兩面介質不同之系統，其包圍介質之土壓力與水壓力效應並不相同，以相同之 added mass 概念並不適合。

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

$$\Delta U_i = \frac{7}{12} h^2 \gamma_w k_h \dots\dots\dots (5.4)$$

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

$$\Delta U_i = \frac{7}{40} h^2 \gamma_w k_h \dots\dots\dots (5.5)$$

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

4. 孔隙水壓力激發模式

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

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

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp(-C_2 (\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma})) \dots\dots\dots (5.6)$$

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

$$C_1 = 8.7(N_1)_{60}^{-1.25} \dots\dots\dots (5.7)$$

而 C_2 則可以下式計算：

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1} \dots\dots\dots (5.8)$$

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

5.1.2 分析程序

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

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

1. 地層幾何模型建立

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

$$f_u = \frac{V}{10 \times L} \dots\dots\dots (5.9)$$

式中 V = 應力波波速， L = 平行波傳方向之最大網格長度。

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

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

2. 分層土壤力學組構行為模擬

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

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

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

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

3. 動態荷重與邊界條件

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

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

5.2 TPE09 錨碇版樁碼頭有效應力動態數值分析

TPE09 錨碇版樁碼頭為 98 年裝設之錨碇版樁碼頭監測站，且有一筆較顯著之震動紀錄，因此用來做為分析程序驗證之用。為進行臺北港東 9 號錨碇版樁碼頭有效應力動態數值分析，在原有土層網格中加入樑與基樁二種結構元素，模擬考慮液化之錨碇版樁式碼頭動態有效應力分析，因缺乏實際取樣與試驗結果，因此所用參數依港研中心之臺北港施工資料並佐以表面震測與鄰近監測站資料推估。分析包括以 2009/12/19 地震紀錄進行模式驗證，另以 2003/06/10 IHMT 自由場液化監測站於-29 m 深度之地震紀錄，將以放大後使地表最大水平加速度約為 0.23 g，進行動態有效應力分析。

5.2.1 分析原理與程序

1. 分析原理

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

非耦合分析物理模型為將版樁視為埋置土中之樑，周圍土壤以

Winkler 彈簧模擬土壤勁度並以並聯或串聯之 dashpot 模型模擬土壤阻尼(damping)效應，本研究以 FLAC 中之基樁元素(pile element) 模擬土中版樁，加上以鋼索元素(cable element) 模擬錨碇鋼纜，結合成錨碇式版樁碼頭系統，結合 Martin et al. (1975)之孔隙水壓力激發模式並考慮水壓消散行為進行時間域三向度錨碇式版樁動態分析，模擬臺北港東 9 號碼頭之動態反應。

2. 結構元素

本研究之版樁碼頭主要由基樁元素及鋼索元素組成，基樁元素為 2 維元素，可傳遞正向力、剪力及彎矩至接觸之土壤，基樁本身限制其軸向降服行為，但可指定其節點形成塑性鉸，模擬彎矩破壞，其與周圍土壤之互動以介面元素傳遞，介面元素本身具備正向與剪向彈簧，並可指定其彈簧行為，此介面特性可用以模擬土壤結構互制行為，而周圍土壤則以自由場中之土壤元素模擬。

鋼索元素為單一自由度元素，僅可承受軸向應力，與周圍土壤不產生互制反應，但可與結構元素於節點連結。

3. 土壤-結構介面

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

4. 邊界條件

進行動態分析時需輸入適當之動態邊界條件，可以隨時間改變之

荷重或格點運動量施加，FLAC Dynamic 所提供之動態輸入邊界包括作用於網格表面之應力或壓力歷時及作用於節點之荷重、速度或加速度歷時等，速度或加速度歷時一般多用於模擬自底部岩盤向上傳遞之地震波，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：

$$\sigma = 2(\rho V)\dot{u} \dots\dots\dots (2.1)$$

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。

5.2.2 TPE09 數值分析模型

1. TPE09 碼頭配置

臺北港東 9 號碼頭為典型錨碇版樁碼頭，其斷面如圖 3.2 所示，碼頭面海側為型號 PU-25 之鋼版樁，長度為 17 m，陸側之錨碇版樁為相同型號版樁但長度為 15 m，錨碇鋼纜最大張力為 130 ton，裝設於地表下方 1 m 深度之版樁且間距為 1.6m，碼頭上方為厚度 20 cm 之 RC 版，為簡化分析以等值 2 ton/m² 之載重施加於地表。

土壤分層由施工階段之鑽探資料配合港研中心之自由場地震測站資料佐證，模擬由高程 1m 至 -29m 之土層，海水假設位於高程 0 m 處，底部有一 9m 厚之堅硬粉土細砂(SM)，其上覆蓋一 5m 厚之黏土(CL)，此兩層與回填礫石不考慮孔隙水壓力激發，黏土層上方覆蓋一 6m 厚之粉土質砂，其平均 N 值為 12，N=12 之粉土質砂上方為 N=7 之疏鬆粉土質砂，其厚度為 4m，此土層以下屬現地土層，其上為回填砂，假設土層 N 值為 5，另在錨碇鋼索區間有一 3m 厚之回填礫石，依據原始設計，假設地表荷重為 2000 kg/m²。側向則以面海版樁為中心，向海側延伸 30 m，向陸側延伸 36 m，為便於底部施加剪應力歷時，於網格底部下方額外增加一厚度為 5 m 之線彈性土層，其剪力模數與 29m 深度土壤之小應變模數相同，每一網格大小為 0.5m×0.5m。

2. 數值分析模型

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

本案例所建立之網格乃依照 TPE09 碼頭的設計斷面圖，建立一寬度 66 公尺，高 35 公尺之範圍，海水位於高程為零，且不考慮潮差影響，將海床可分成四層，底部海床(OB)為高程-29 公尺至-20 公尺，為 SM 土壤，其 $(N_1)_{60}$ 約為 25，因其細粒料含量高於 50%，且深度較深，因此不考慮液化；中間海床(OM)為高程-20 公尺至-15 公尺，其 $(N_1)_{60}$ 約為 10，屬於 CL 土壤，因此不考慮液化；頂部海床(OT1)為高程-15 公尺至-9 公尺，其主要分類為 SM，其 $(N_1)_{60}$ 約為 12，考慮其可能液化，碼頭開挖面位於高程-9 公尺深度，高程-9 公尺至-5 公尺為原有海床(OT2)，屬 SM 類土壤，其 $(N_1)_{60}$ 約為 7 並可能液化；版樁內高程-5 公尺至-2 公尺為回填砂層(BFS)，屬 SM 類土壤，其 $(N_1)_{60}$ 約為 5 並可能液化；自高程-2 公尺至+1 公尺為回填礫石(BFG)，屬 GP 類土壤不考慮液化，各土層材料參數如表 5-1 所列。

以指定上下結構元素節點方式並配合自動分割方式產生版樁元素，版樁以基樁元素模擬，並將間距設為零，以模擬連續之版樁，鋼索元素則將其兩端點固定於相同高程(ELE=0 m)之面海側版樁與錨碇版樁之節點，所有結構元素之長度均為 0.5m 以與土壤元素節點連結，版樁上下兩端點均與土壤連結，使基樁位移與周圍土壤相同，且自動形成鉸接(hinge)端點。各結構元素之參數如表 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 5.2 所示。

為進行考慮水壓之靜力平衡，所設之邊界條件為左右兩側為水平向固定之 roller，底部為垂直向固定之 roller，靜態時考慮靜水壓力分佈，土中孔隙水壓力以線性分佈隨深度增加而線性增加，面海側另考慮相對於碼頭深度之水壓施加於碼頭底部，版樁上則施加線性增加之水壓，另為考慮碼頭常時荷重，以 20 kN/m^2 之壓力施加於 RC 版與陸上土壤，另用所建網格及邊界條件得到之靜力平衡下垂直有效應力分佈與結構元素彎距分佈如圖 5.3 所示，最大彎距於面海版樁發生於水面下 6m 深度，大小為 $3.26 \times 10^4 \text{ N-m}$ ，錨碇版樁最大彎距為 $3.52 \times 10^4 \text{ N-m}$ ，位置為錨碇位置下方 3 m，錨碇鋼索受力為 $1.5 \times 10^3 \text{ Newton}$ 。

表 5-1 TPE09 動態分析土層參數表

土層	OB	OM	OT1	OT2	BFS	BFG
Depth from SL(m)	-29~-20	-20~-15	-15~-9	-9~-5	-5~-2	-2~+1
USCS	SM	CL	SM	SM	SM	GP
$N_{1,60}$	25	10	12	7	5	>50
Density (kg/m^3)	1850	1850	1800	1800	1750	2100
Shear Modulus (MPa)	98	72	74	40	27	189
Bulk Modulus (MPa)	163	96	123	54	36	207
Cohesion (Pa)	2000	4000	2000	0	0	0
Friction angle (deg)	30	25	28	28	35	48
Dilation angle (deg)	0	0	0	0	0	0
Hardin ref	0.06	0.023	0.08	0.09	0.10	0.01
Finn Parameter C1	--	--	0.39	0.764	0.927	--
Finn Parameter C2	--	--	1.03	0.524	0.432	--

OB:底部海床

OM:中間海床

OT1:頂部海床

OT2:原有海床

BFS:回填砂層

BFG:礫石回填區

表 5-2 TPE09 結構元素參數表

	Elastic Modulus (GPa)	Moment of Inertia (m ⁴)	Cross Sect. Area (m ²)	Mass Density (kg/ m ³)	Pile Perimeter (m)
Sheet Pile	21	5.65×10 ⁻⁴	0.02	7850	0.54
Cable	21	--	1.27×10 ⁻²	7850	--

表 5-3 TPE09 基樁元素中之 Mohr-Coulomb 介面彈簧參數表

	Normal Stiffness (MN/m)	Shear Stiffness (MN/m)	Normal Coh. (N/m)	Shear Coh. (N/m)	Normal Friction (deg)	Shear Friction (deg)
ST Backfill	10	5	1000	1000	30	30

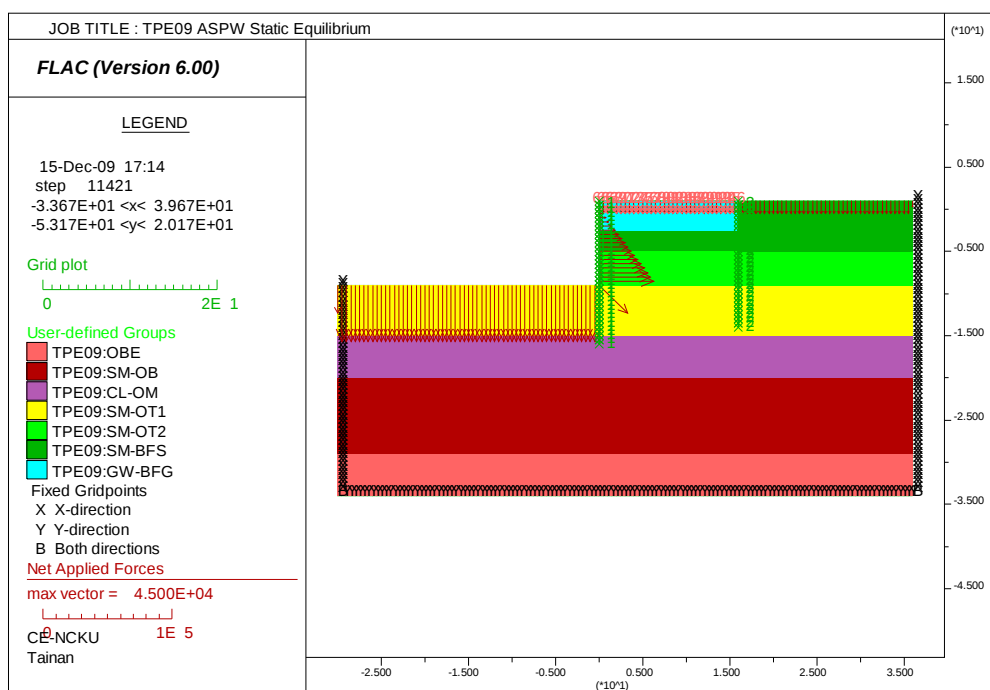


圖 5.2 TPE09 錨碇式版樁數值模型

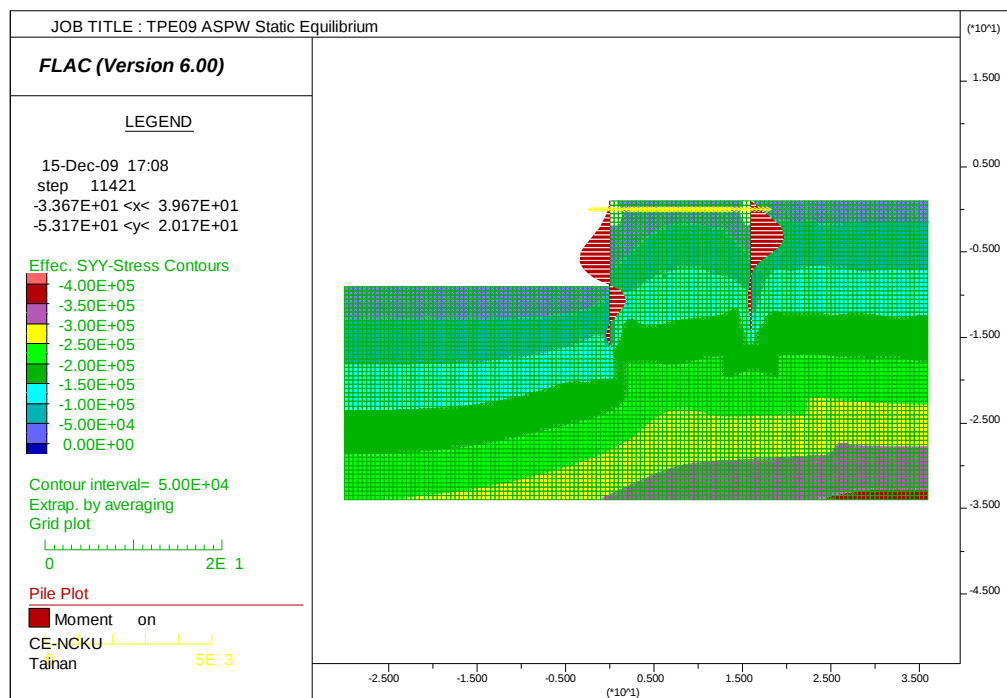


圖 5.3 TPE09 錨碇式版樁靜力平衡垂直有效應力、結構彎距與錨碇力

進行動態分析時，可液化土層其 Finn 模式之參數如表 5-1 所列，結構元素以 Rayleigh 阻尼設為質量之 2%，土壤則以 Hardin 型態之遲滯阻尼，參數如表 5-1 所列，以 free field 邊界指定作用於左右兩側，底部由於為非岩盤，為消除自自由面反射波之於底部造成反射現象，底部以雙均啟動之安定邊界(Quiet Boundary) 設定。另地震力以式(5.1)施加於底部。

3. 2009/12/19 地震紀錄比較

將達到靜態平衡之模型，輸入 2009/12/19 於 TPE09 地表監測之加速度紀錄，取與碼頭法線平行方向之水平地震紀錄作為輸入地震，將其視為露頭之地震紀錄，將其濾除頻率 5 Hz 以上之震動，同時折減約 50%後施加於模型底部，進行動態分析，其輸入地震加速度與速度歷時如圖 5.4 所示。

進行動態分析時，可液化土層其 Finn 模式之參數如表 5-1 所列，結構元素以 Rayleigh 阻尼設為質量之 2%，土壤則以 Hardin 型態之

遲滯阻尼，參數如表 5-1 所列，以 free field 邊界指定作用於左右兩側，底部由於為非岩盤，為消除自自由面反射波之於底部造成反射現象，底部以雙均啟動之安定邊界(Quiet Boundary) 設定。另地震力以式(5.1)施加於底部。

模擬結果與實測地表水平加速度與動態剖面儀頂端(SAA Top) 位移之比較如圖 5.5 所示，由於 FLAC 計算時有較高頻紀錄且記錄頻率較高，因此有一些高頻訊號，但由震幅、主要頻率與波形比較，其結果具有一定吻合，因此將以此程序進行後續分析。

5.2.3 TPE09 數值分析結果

1. TPE09 代表地震分析

本分析輸入地震以附近 IHMT 自由場液化監測站於 2003/06/10 在深度 29m 量到之南北向水平地震紀錄為波形，原始紀錄如圖 5.6 所示，其於地表之最大水平加速度為 15 gal，利用不同設計最大地表加速度，將高程-29m 之波形等比例放大，並將 3 Hz 以上震波濾除，加於網格底部，進行時間域動態分析，此外，動態水壓力則以海床加速度及式 5.5 施加於版樁表面。

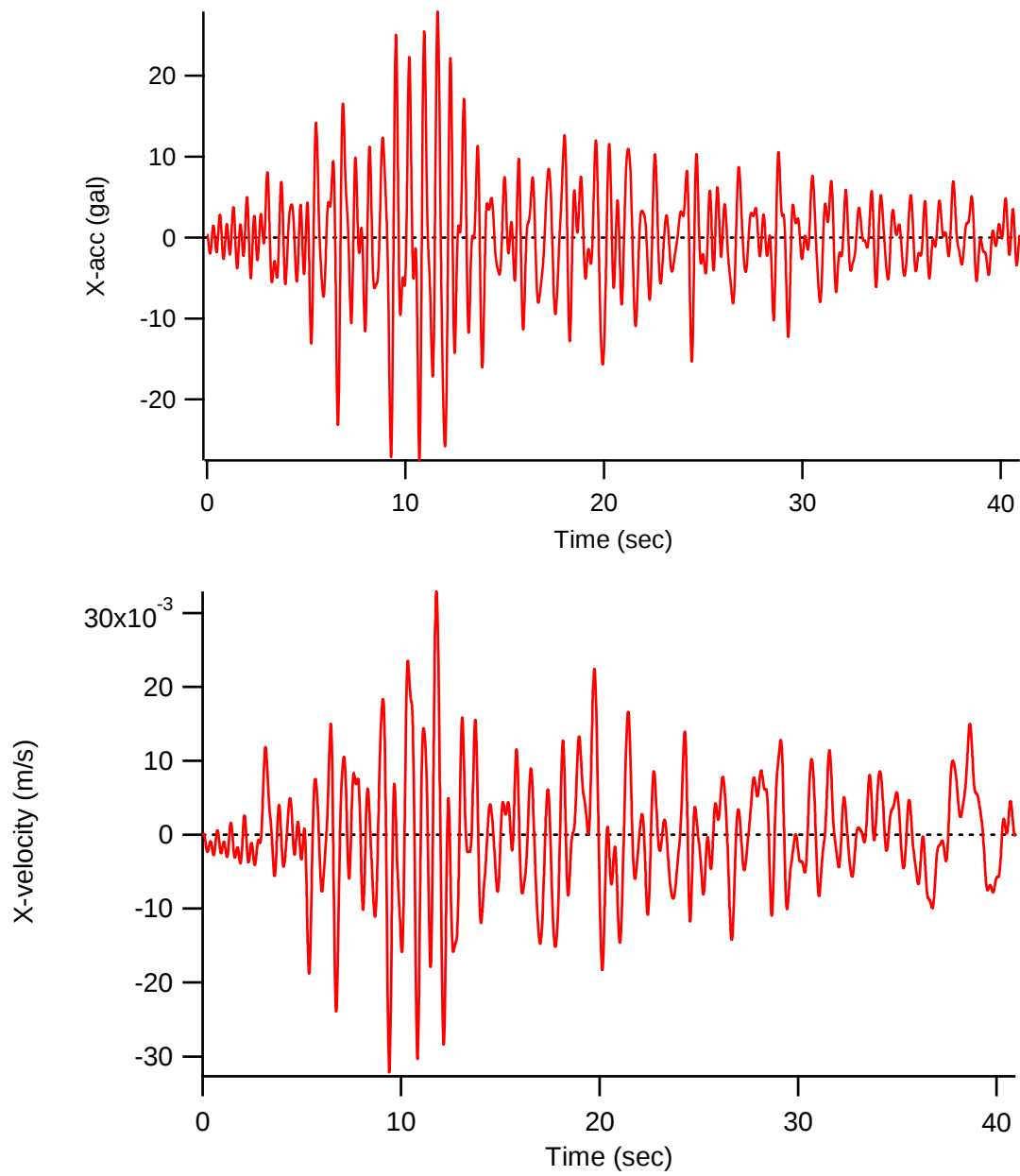
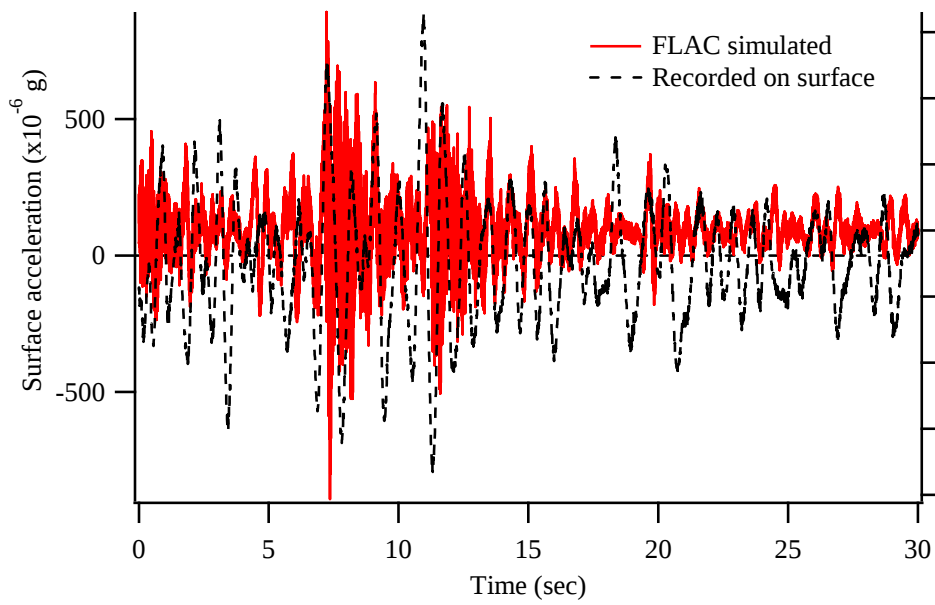
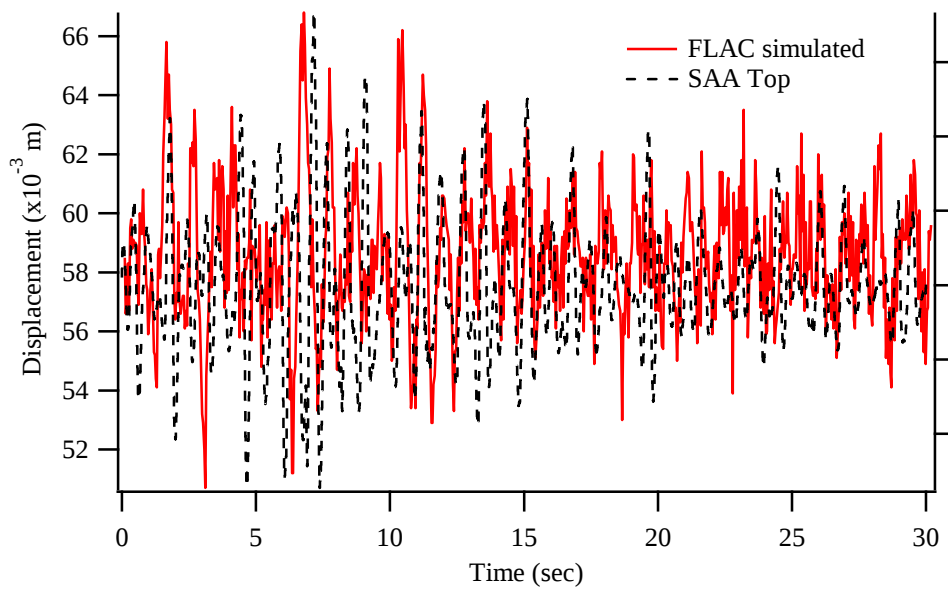


圖 5.4 TPE09 2009/12/19 地震模擬網格底部(-29m)輸入地震波形



(a)地表加速度比較



(b)動態剖面儀頂端位移

圖 5.5 TPE09 2009/12/19 地震模擬比較

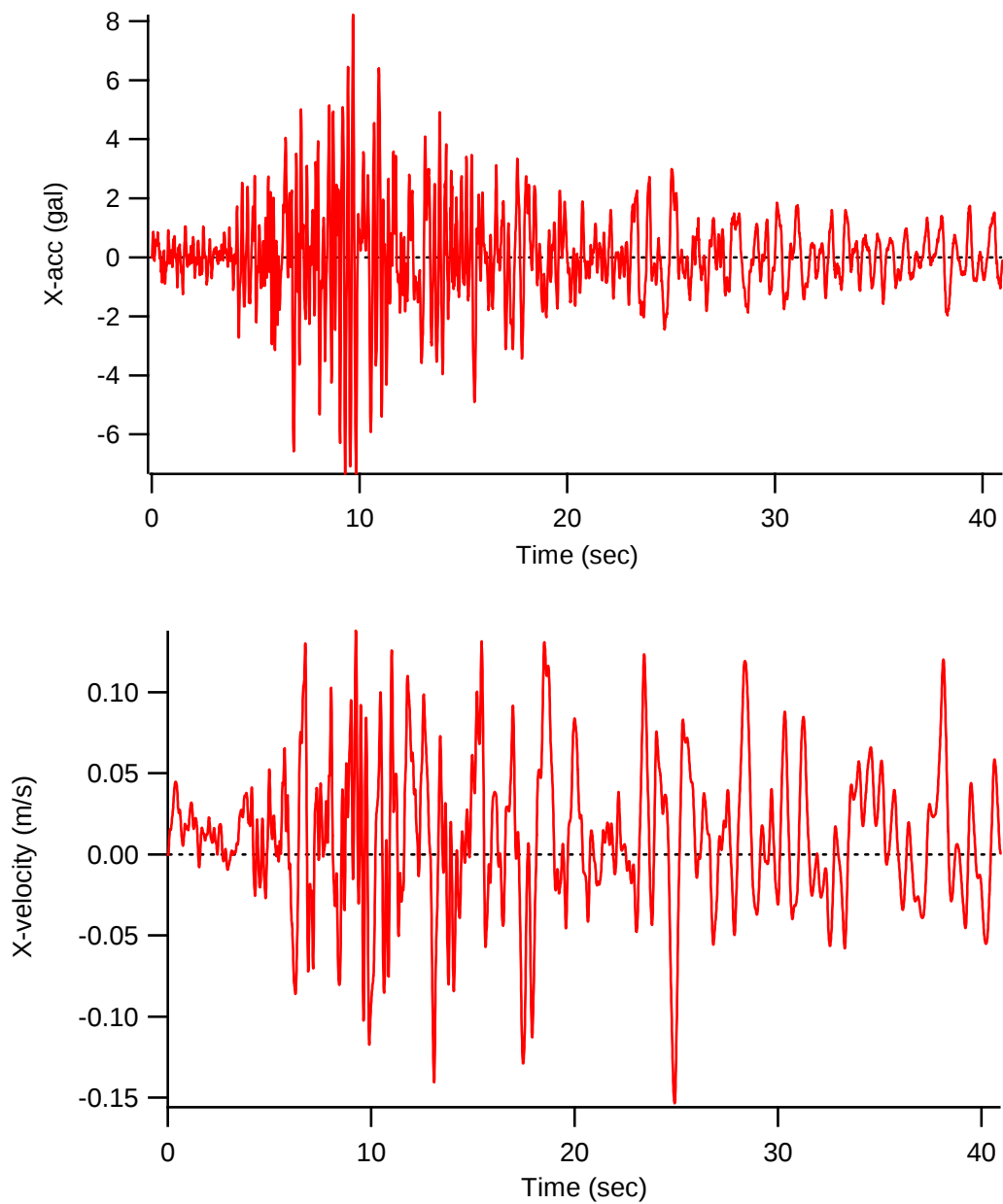


圖 5.6 TPE09 網格底部(-29m)輸入地震原始波形

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，監測點位與進行動態分析前之網格與邊界如圖 5.7 所示。

2. 加速度與位移歷時變化

考慮在版樁後方自由場高程 29 m 與地表高程 1m 之加速度變化如圖 5.8 所示，除少數突出點外，地表最大水平加速度約為 0.23 g，且底部之加速度較地表為大，顯示其地表加速度因中間土層勁度減小而產生較大阻抗，使地震波無法有效傳播至地表；由於版樁其破壞常由碼頭位移量控制，考慮面海版樁頂部(nd1)之水平與垂直向位移、海床(nd21)與樁底(nd35)之水平位移，及錨碇基樁樁頂(nd36)與樁底(nd66)之水平位移歷時如圖 5.9 所示，水平向位移較垂直向為大，雖然水平向位移最大值約為向海側 2.0 m，垂直向位移最大值為向下約為 0.45 m，但此數值包含土層之總變位，考慮基樁頂底部之相對位移僅有 0.24 m。

3. 土壤結構互制

土壤結構互制反應可由其有效應力變化與結構反應觀察，圖 5.10 為在 25 sec 時土壤位移量分佈與結構元素之水平位移量分佈，面海版樁最大位移發生於樁底，錨碇基樁則發生於樁頂，不考慮底部彈性層，較大之位移發生於兩版樁間之土壤，最大土壤垂直位移發生於錨碇版樁與表層土壤交界處，顯示版樁變位之主因為受周圍土壤變位影響。

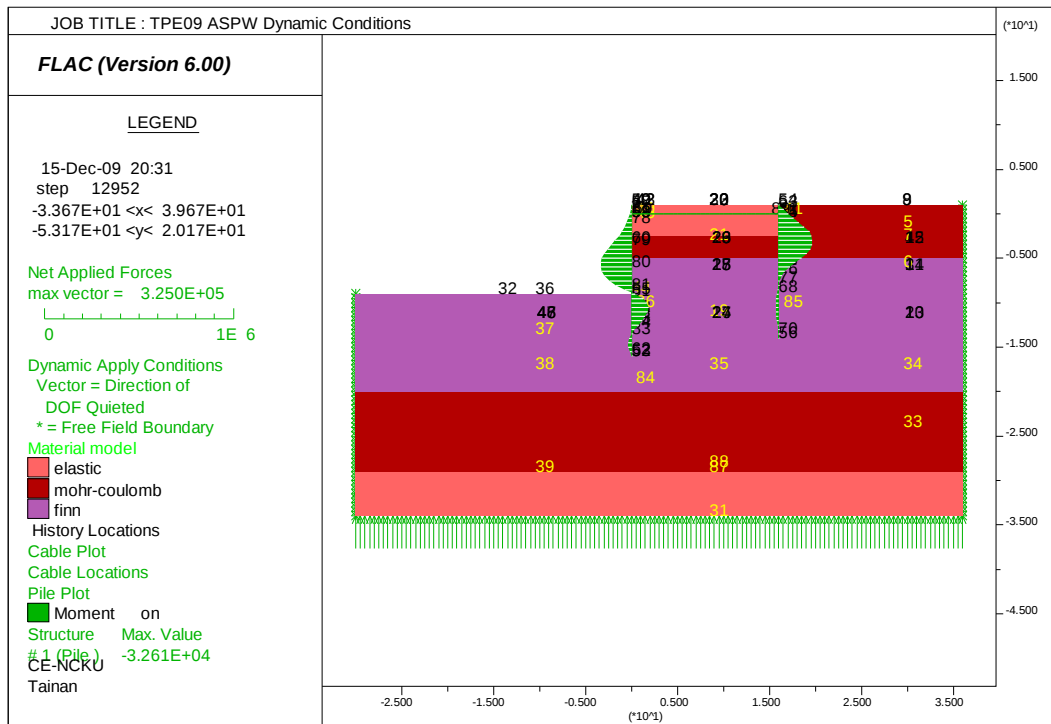


圖 5.7 TPE09 監測點位與動態邊界

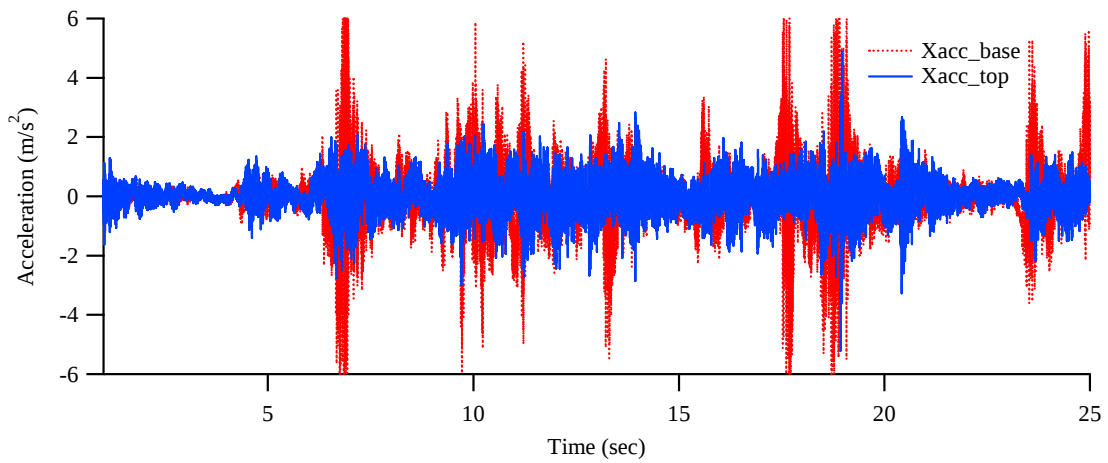


圖 5.8 加速度歷時變化

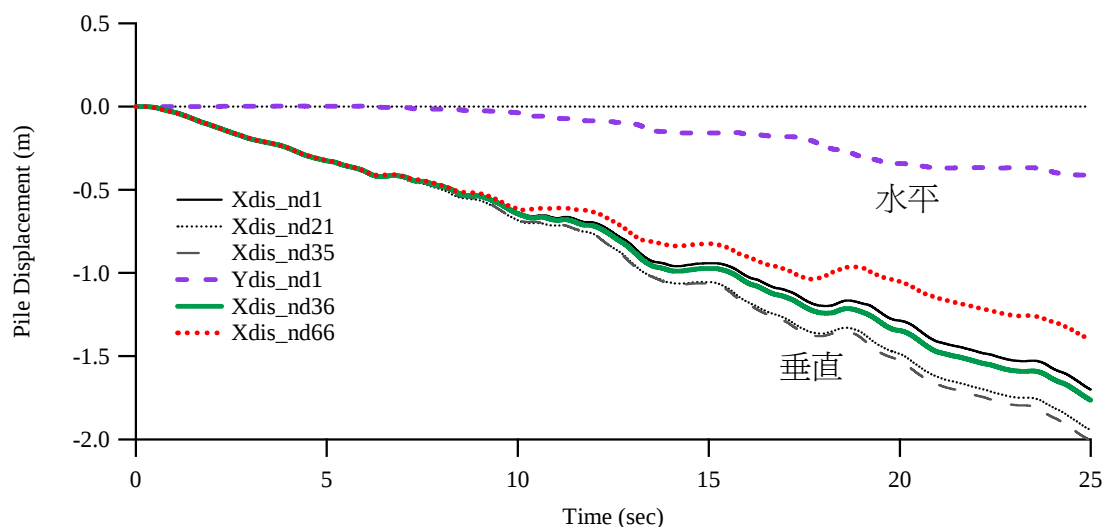


圖 5.9 版樁上方土壤位移歷時變化

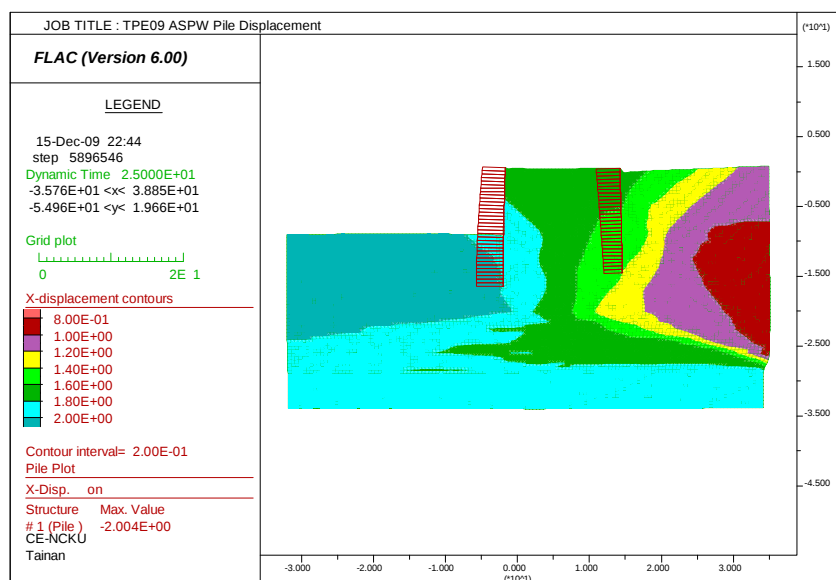


圖 5.10 土壤位移與結構位移

圖 5.11 顯示於 25 sec 時結構元素之彎矩分佈與垂直有效應力分佈，在經過主要震動後(10 sec)，表層回填砂之垂直有效應力大幅減少，其原因為孔隙水壓力激發之故，面海版樁最大彎矩發生於海床深度，錨碇基樁其彎矩均遠小於面海版樁之彎矩值，圖 5.12 為面海版樁在不同高程之彎矩歷時，最大彎矩產生於海床深度，至 25 sec 時其最大彎

距為 2.5×10^5 N-m，除顯示其相對關係外，圖中亦顯示版樁頂彎距較靜態時(3.52×10^4 N-m) 增加超過 70 %。圖 5.13 為鋼索拉力歷時，其亦增加超過 50 倍，其最大拉力為 115 kN (11.7 tons)，初步分析顯示考慮孔隙水壓力激發與動力反應下，其結構荷重將大幅增加，但仍小於其極限拉力。

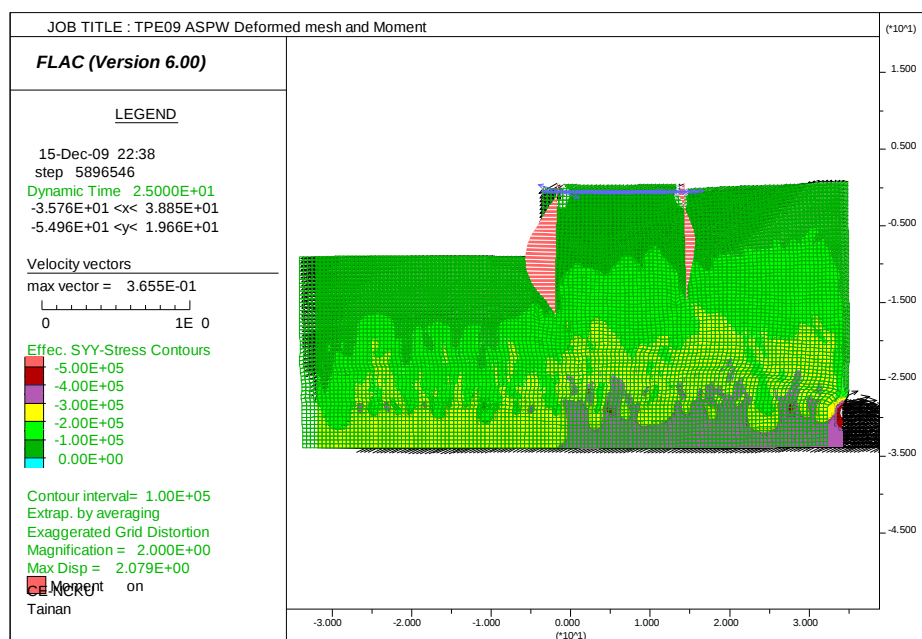


圖 5.11 土壤變形與結構彎距分佈

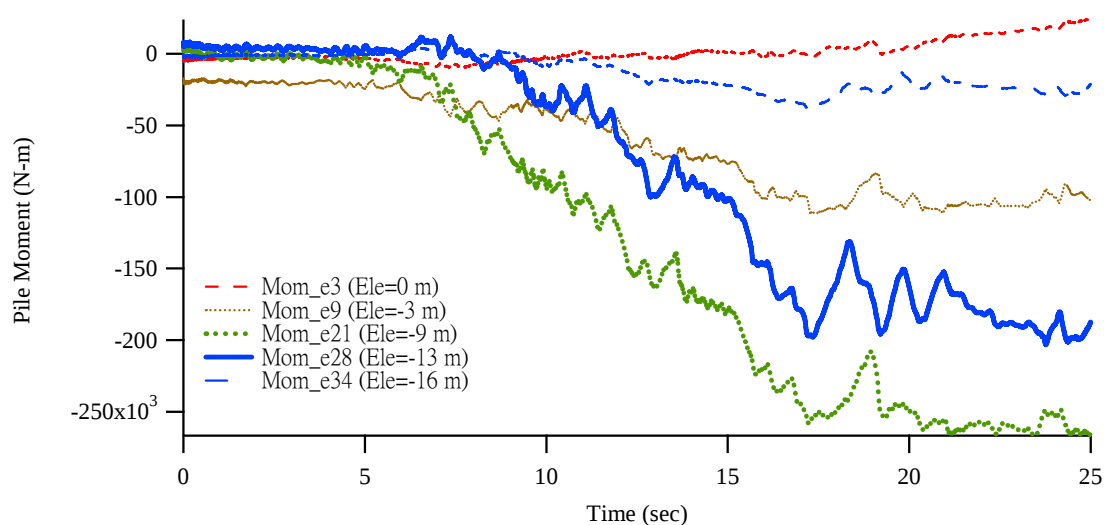


圖 5.12 結構彎距歷時

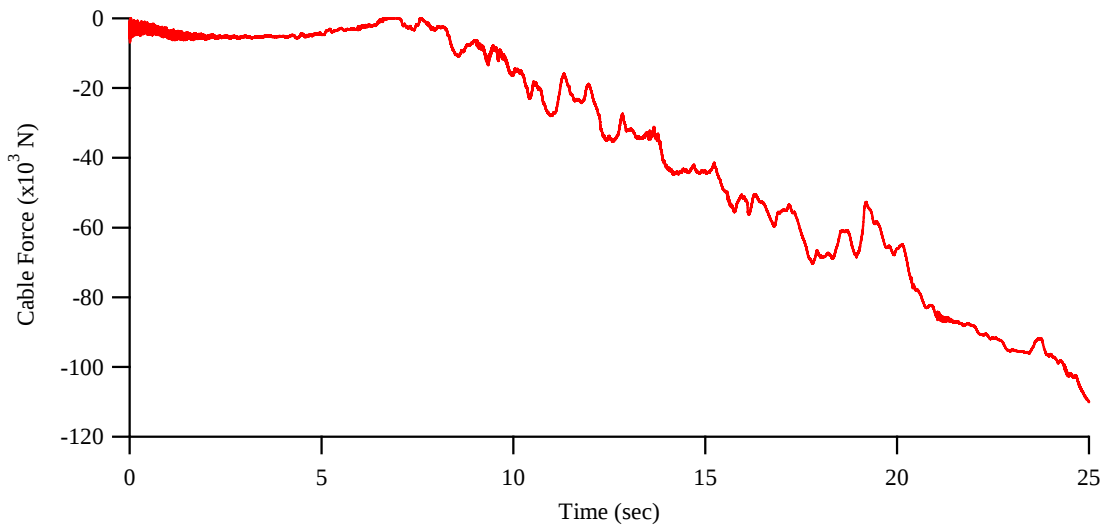


圖 5.13 鋼索拉力歷時

5.3 TPN02 錨碇版樁碼頭有效應力動態數值分析

5.3.1 TPN02 碼頭配置

臺北港北二碼頭為典型錨碇版樁碼頭，其斷面如圖 3.5 所示，碼頭面海側版樁為型號 AZ40-700 鋼版樁，長度為 25 m，陸側之錨碇版樁為預鑄 PC 樁，其長度為 17 m，間距為 1.6m，錨碇鋼纜最大張力為 200 ton，裝設於地表下方 1 m 深度之版樁且間距為 1.6m，碼頭上方為厚度 20 cm 之 RC 版，為簡化分析以等值 2 ton/m^2 之載重施加於地表。

土壤分層由施工階段之鑽探資料配合港研中心之自由場地震測站資料佐證，模擬由高程 1m 至 -30m 之土層，海水假設位於高程 0 m 處，底部有一 10m 厚之堅硬粉土細砂(ML)，其上覆蓋一 5m 厚之堅硬粉土質砂 (SM)，此兩層與回填礫石不考慮孔隙水壓力激發，堅硬細砂層上方覆蓋一 5m 厚之粉土質砂，其平均 N 值為 12，N=12 之粉土質砂上方為 N=10 之疏鬆粉土質砂，其厚度為 6m，此土層以下屬現地土層，其上為回填砂，假設土層 N 值為 7，另在錨碇鋼索區間有一 3m 厚之回填礫石，依據原始設計，假設地表荷重為 20 kN/m^2 。側向則以面海版樁為中心，向海側延伸 35 m，向陸側延伸 60 m，每一網格大小為 $0.5\text{m} \times 0.5\text{m}$ 。

5.3.2 TPE02 數值分析模型

本案例所建立之網格乃依照 TPN02 碼頭的設計斷面圖，建立一寬度 95 公尺，高 35 公尺之範圍，海水位於高程為零，且不考慮潮差影響，將海床可分成四層，底部海床(OB)為高程-30 公尺至-20 公尺，為 ML 土壤，其 $(N_1)_{60}$ 約為 30，因其細粒料含量高於 50%，且深度較深，因此不考慮液化；中間海床(OM)為高程-20 公尺至-15 公尺，其 $(N_1)_{60}$ 約為 15，屬於 SM 土壤，因其細粒料含量高於 35 %因此不考慮液化；頂部海床(OT1)為高程-15 公尺至-10 公尺，其主要分類為 SM，其 $(N_1)_{60}$ 約為 12，考慮其可能液化，碼頭開挖面位於高程-10 公尺深度，高程-10 公尺至-3 公尺為原有海床(OT2)，屬 SM 類土壤，其 $(N_1)_{60}$ 約為 7 並可能液化；版樁內高程-5 公尺至 4 公尺為回填砂層(BFS)，屬 SM 類土壤，其 $(N_1)_{60}$ 約為 7 並可能液化；自高程 4 公尺至 5 公尺為回填礫石(BFG)，屬 GP 類土壤不考慮液化，另於面海側版樁之海床前配置一礫石堆積區，各土層參數如表 5-4 所示。

以指定上下結構元素節點方式並配合自動分割方式產生版樁元素，版樁以基樁元素模擬，並將間距設為零，以模擬連續之版樁，鋼索元素則將其兩端點固定於相同高程(ELE=3 m)之面海側版樁與錨碇版樁之節點，所有結構元素之長度均為 0.5m 以與土壤元素節點連結，版樁上下兩端點均與土壤連結，使基樁位移與周圍土壤相同，且自動形成鉸接(hinge)端點。各結構元素之參數如表 5-5 所列，基樁元素中與土壤連結之介面元素以符合 Mohr-Coulomb 行為之介面彈簧參數模擬，介面彈簧參數如表 5-6 所列，結構元素建立後之網格如圖 5.14 所示。

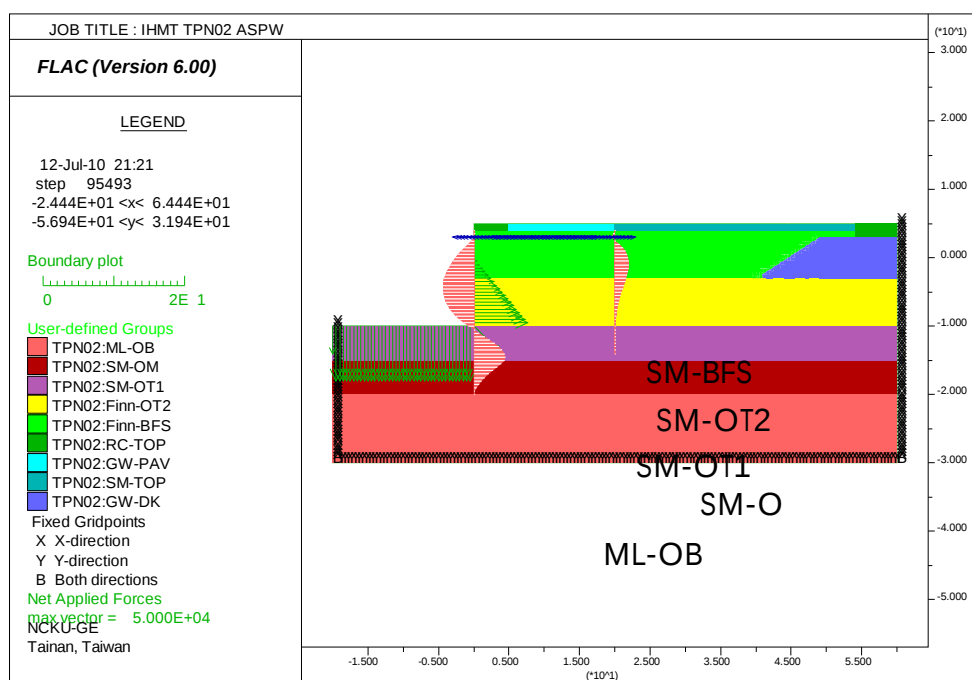


圖 5.14 TPN02 錨錠式版樁數值模型

表 5-4 TPN02 動態分析土層參數表

土層	底部海床 OB(ML)	中間海床 OM(SM)	頂部海床 OT1 (SM)	原有海床 OT2 (SM)	回填砂層 BFS	礫石 回填區 GW
Depth from SL(m)	-30~-20	-20~-15	-15~-10	-10~-3	-3~4	4~5
USCS	ML	SM	SM	SM	SM	GP
$N_{1,60}$	30	15	12	10	7	>50
Density (kg/m ³)	1850	1800	1850	1800	1750	2100
Shear Modulus (MPa)	72	72	74	40	27	189
Bulk Modulus(MPa)	96	96	123	54	36	207
Cohesion (Pa)	6000	3000	2000	2000	1000	0
Friction angle (deg)	30	28	28	28	35	45
Dilation angle (deg)	0	0	0	0	0	0
Hardin r_{ef}	0.06	0.023	0.08	0.09	0.10	0.01
Finn Parameter C1	--	--	--	0.764	0.927	--
Finn Parameter C2	--	--	--	0.524	0.432	--

OB:底部海床

OM:中間海床

OT1:頂部海床

OT2:原有海床

BFS:回填砂層

BFG:礫石回填區

表 5-5 TPN02 結構元素參數表

	Elastic Modulus (Gpa)	Moment of Inertia (m ⁴)	Cross Sect. Area (m ²)	Mass Density (kg/ m ³)	Pile Perimeter (m)	Spacing (m)
Sheet Pile (Z40-700)	21	1×10 ⁻³	0.243	7850	2.92	0
PC Pile (D=0.7 m)	3.1	1.2×10 ⁻²	0.385	2400	2.2	1.6
Tie Rod (200T)	21	--	5.1×10 ⁻⁴	7850	--	1.6

表 5-6 TPN02 基樁元素中之 Mohr-Coulomb 介面彈簧參數表

	Normal Stiffness (MN/m)	Shear Stiffness (MN/m)	Normal Coh. (N/m)	Shear Coh. (N/m)	Normal Friction (deg)	Shear Friction (deg)
ST Backfill	10	5	1000	1000	30	30

為進行考慮水壓之靜力平衡，所設之邊界條件為左右兩側為水平向固定之滾輪支稱，底部為垂直向固定之滾輪支稱，靜態時考慮靜水壓力分佈，土中孔隙水壓力以高程 0 m 為水面並以線性分佈隨深度增加而增加，面海側另考慮相對於碼頭深度之水壓施加於碼頭底部，版樁上則施加線性增加之水壓。版樁與錨碇基樁兩側端點無束制，鋼索元素與周圍土壤無互制，且與版樁及錨碇基樁相連。為考慮碼頭常時荷重，以 20 kN/m² 之壓力施加於 RC 版與陸上土壤，另用所建網格及邊界條件得到之靜力平衡下垂直有效應力分佈與結構元素彎距分佈如圖 5.14 所示，最大彎距於面海版樁發生於水面下 6m 深度，大小為 6.7×10⁵ N-m，錨碇版樁最大彎距為 2.0×10⁵ N-m，位置為錨碇位置下方 3 m，錨碇鋼索受力為 16 tons。

進行動態分析時，可液化土層其 Finn 模式之參數如表 5-4 所列，結構元素以 Rayleigh 阻尼設為質量之 2%，土壤則以 Hardin 型態之遲滯阻尼，參數如表 5-4 所列，以 free field 邊界指定作用於左右兩側，底部由於為非岩盤，為消除自自由面反射波之於底部造成反射現象，底部以雙均啟動之安定邊界(Quiet Boundary) 設定。

本分析輸入地震以附近 IHMT 自由場液化監測站於 2003/06/10 在深度 29m 量到之南北向水平地震紀錄為波形，原始紀錄如圖 5.6 所示，其於地表之最大水平加速度為 15 gal，利用不同設計最大地表加速度，將高程-29m 之波形等比例放大，並將 3 Hz 以上震波濾除，加於網格底部，進行時間域動態分析，此外，動態水壓力則以海床加速度及式 5.5 施加於版樁表面。

本研究以超額孔隙水壓力、超額孔隙水壓比、基樁彎矩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，監測點位與進行動態分析前之網格與邊界如圖 5.15 所示。

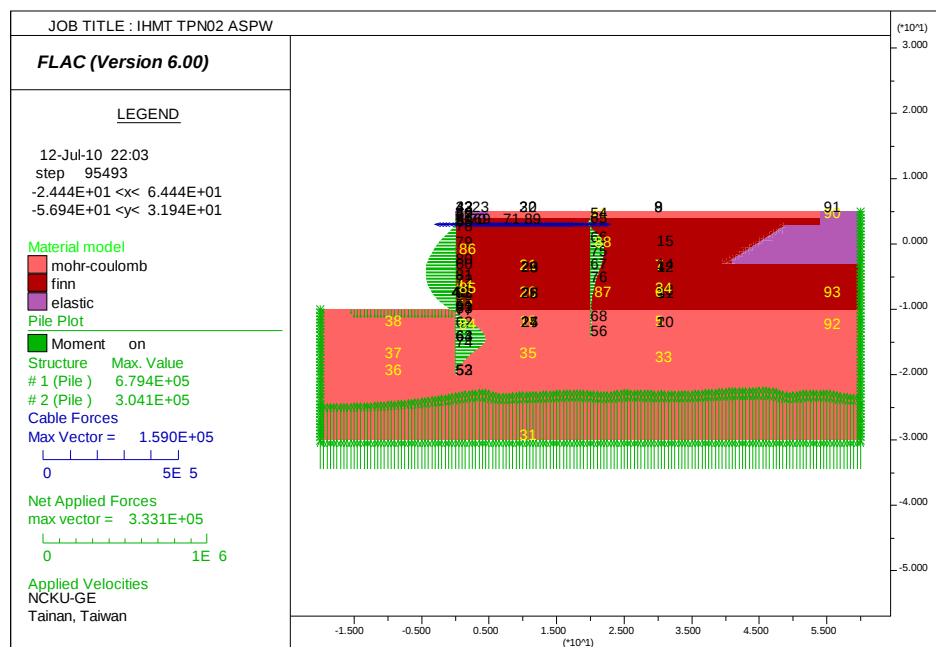


圖 5.15 TPN02 監測點位與動態邊界

5.3.3 TPN02 二維數值分析結果

1. 加速度與位移歷時變化

考慮在版樁後方自由場高程-30 m 與地表高程 5m 之加速度變化如圖 5.16 所示，除少數突出點外，地表最大水平加速度約為 0.23 g，且底部之加速度較地表為大，顯示其地表加速度因中間土層勁度減小而產生較大阻抗，使地震波無法有效傳播至地表；由於版樁其破壞常由碼頭位移量控制，考慮面海版樁頂部(nd1)之水平與垂直向位移、海床(nd30)與版樁樁底(nd51)之水平位移，及錨碇基樁樁頂(nd52)與樁底(nd88)之水平位移歷時如圖 5.17 所示，水平向位移較垂直向為大，面海版樁頂與樁底之相對位移為 0.26 m。

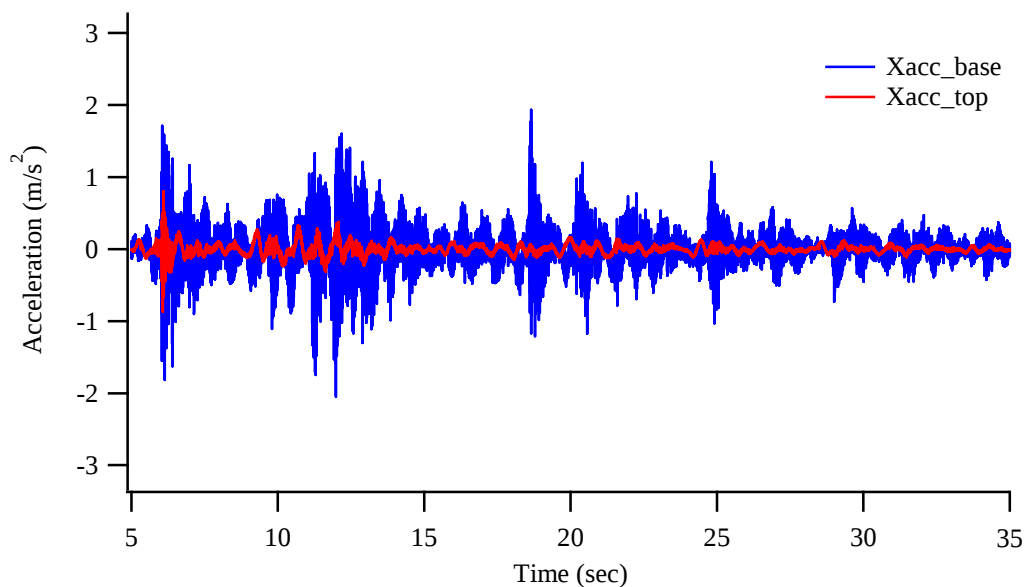


圖 5.16 TPN02 加速度歷時變化

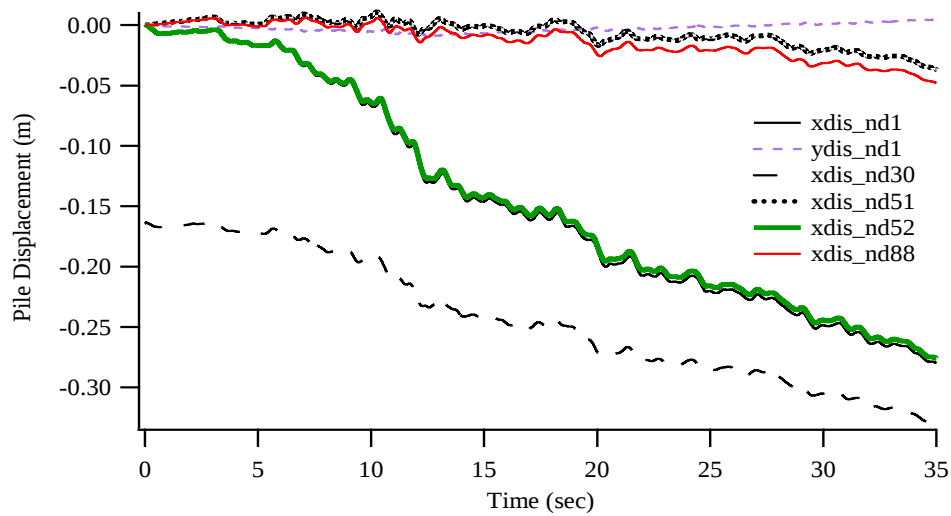


圖 5.17 TPN02 版樁位移歷時變化

2. 土壤結構互制

土壤結構互制反應可由其有效應力變化與結構反應觀察，圖 5.18 為在 25 sec 時土壤位移量分佈與結構元素之水平位移量分佈，面海版樁之最大位移發生於樁頂，錨碇基樁亦發生於樁頂，顯示版樁變位之主因為受周圍土壤變位影響。

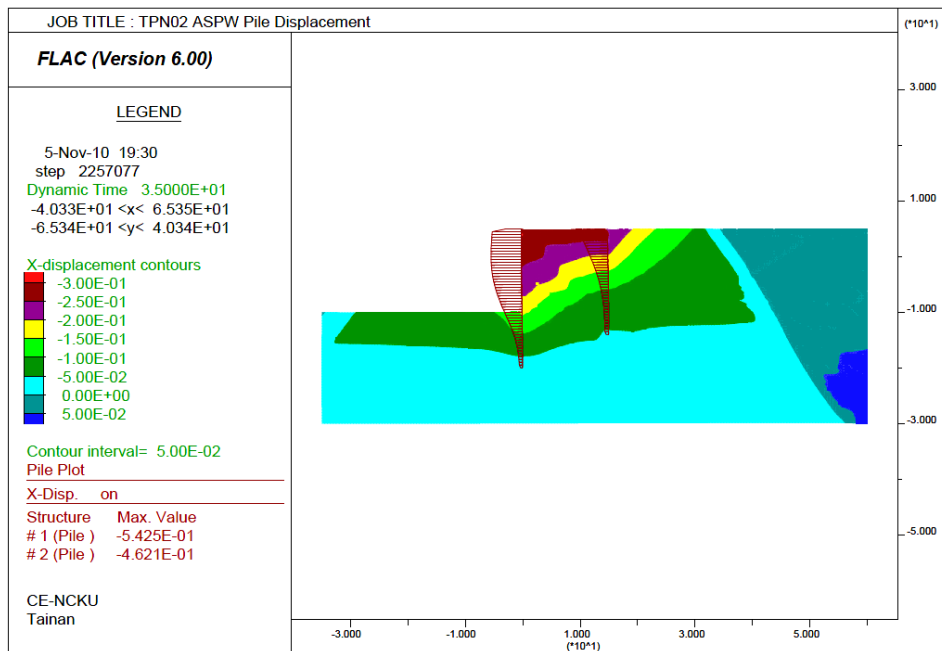


圖 5.18 TPN02 土壤位移與結構位移

圖 5.19 顯示於 25 sec 時結構元素之彎距分佈與垂直有效應力分佈，在經過主要震動後(10 sec)，表層回填砂之垂直有效應力大幅減少，其原因為孔隙水壓力激發之故，面海版樁最大彎距發生於海床下方，錨碇基樁其彎距小於面海版樁之彎距值，圖 5.20 為面海版樁在不同高程之彎距歷時，最大彎距產生於海床下方，至 35 sec 時其最大彎距為 1.2×10^6 N-m，面海側最大彎距在回填砂與原海床界面，其值為 1.0×10^6 N-m，除顯示其相對關係外，圖中亦顯示版樁頂彎距較靜態時($t=0$ 時) 增加約 30%。圖 5.21 為鋼索拉力歷時，其增加 26 %，其最大拉力為 340 kN (34 tons)，初步分析顯示考慮孔隙水壓力激發與動力反應下，其結構荷重將顯著增加，但仍小於其極限拉力。

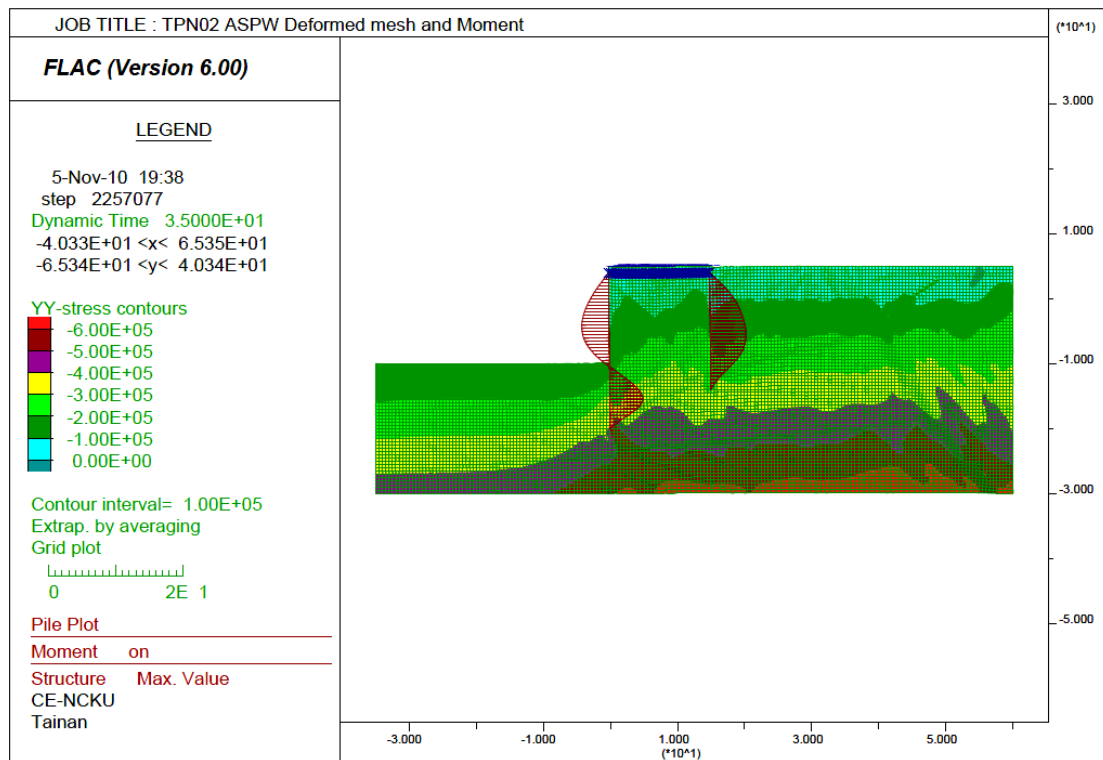


圖 5.19 TPN02 土壤變形與結構彎距分佈

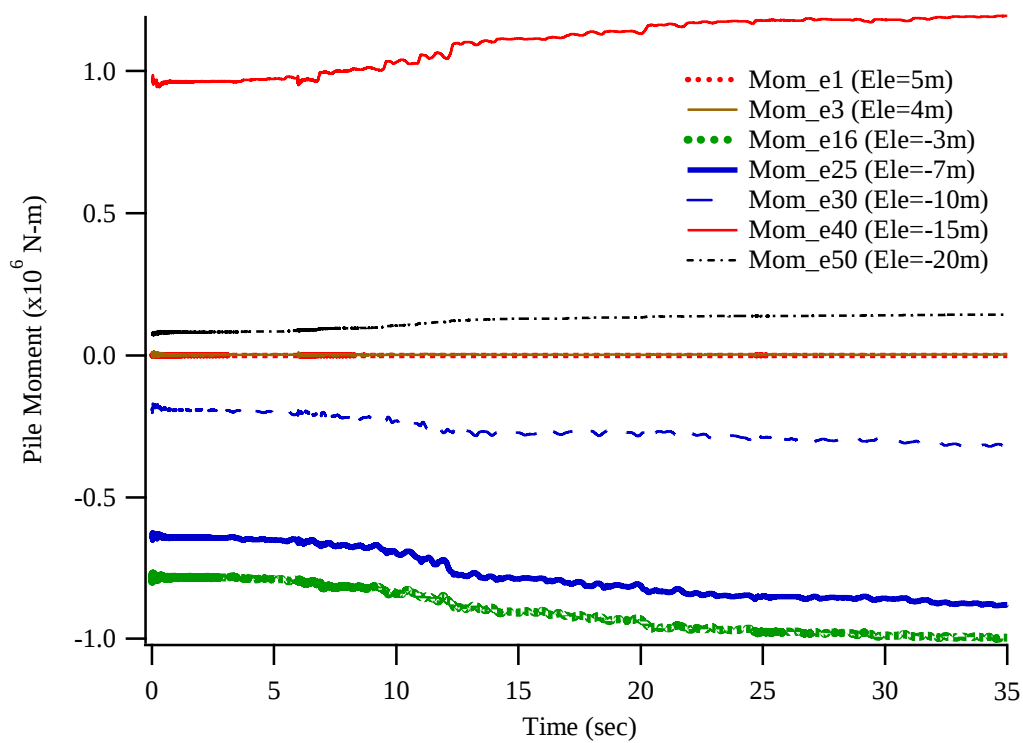


圖 5.20 TPN02 結構彎矩歷時

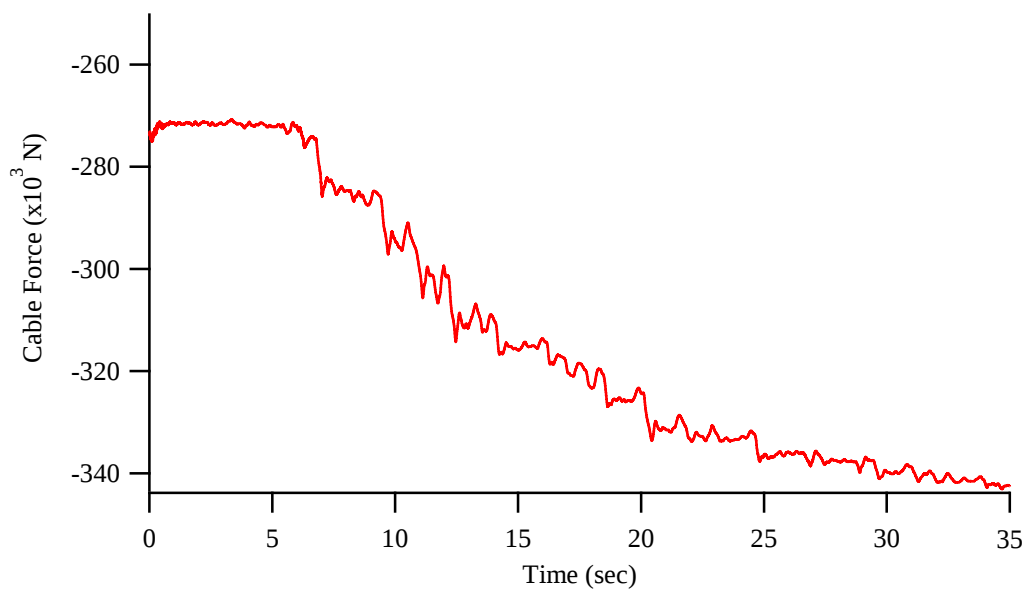


圖 5.21 TPN02 錨碇鋼索拉力歷時

3. 地表加速度與版樁反應曲線

利用不同放大比例之 2003/06/10 於 29m 深度之南北向地震紀錄，輸入於 TPN02 模型可求得在不同最大地表加速度(MHA)下版樁碼頭系統反應之關係曲線，TPN02 碼頭最大位移、版樁最大彎距、錨碇樁最大彎距及錨碇鋼索最大張力對應之曲線如圖 5.22~5.24 所示，此可作為後續以地表加速度為指標之震後災損速報模式。

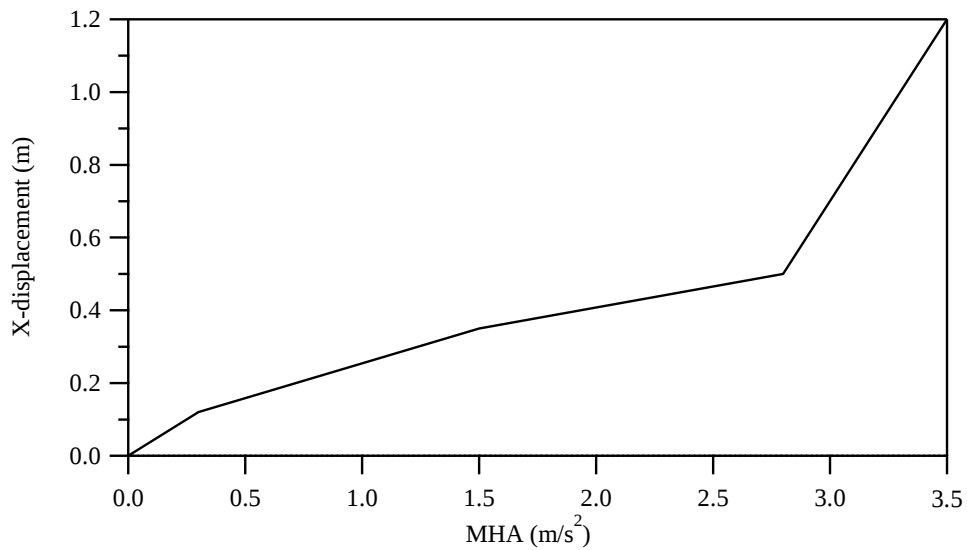


圖 5.22 TPN02 最大位移與 MHA 關係曲線

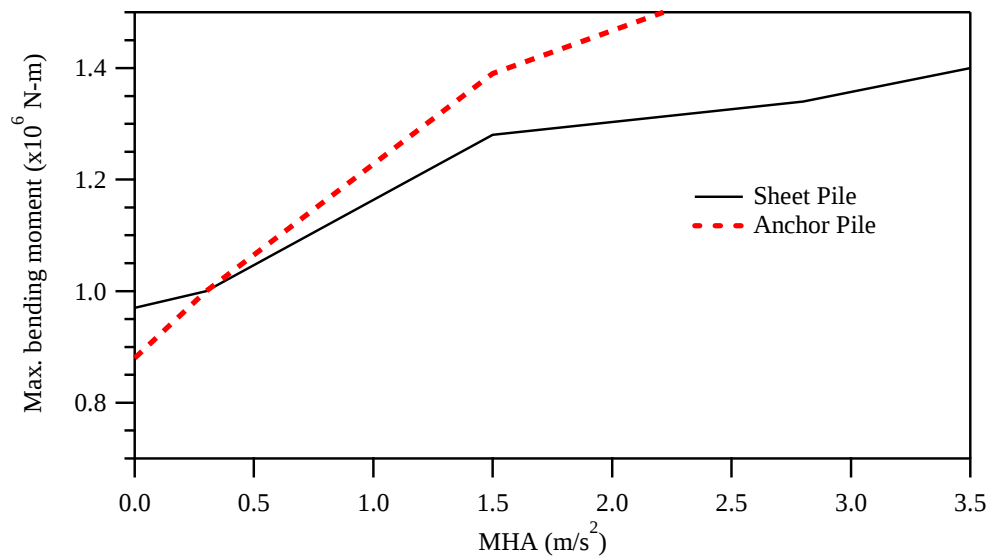


圖 5.23 TPN02 最大彎距與 MHA 關係曲線

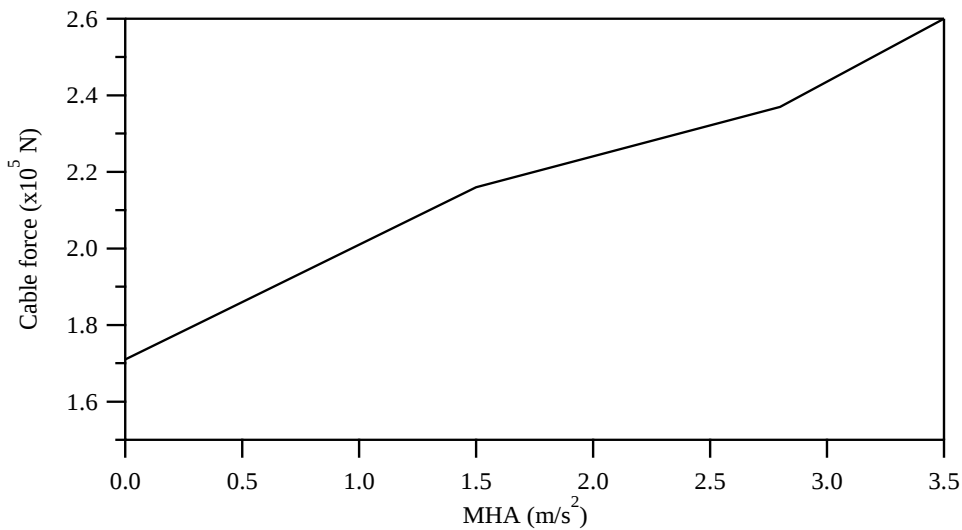


圖 5.24 TPN02 最大鋼索拉力與 MHA 關係曲線

4. 極端狀況下錨碇版樁系統行為

由於現有數值模型以放大之井內地震紀錄至設計最大水平加速度 0.23 g 之情況下，並不會產生大變形破壞，且原有地震紀錄包含較多高頻振動，此與常見強地動特徵有所差異，為了解極端情況下錨碇版樁產生大變形破壞其行為，本計畫以 921 地震時於基隆協和電廠測得之地震波形，放大至不同倍率，以產生大變形，輸入地震波形如圖 5.25 所示，TPN02 模型其底部與頂部加速度歷時如圖 5.26 所示，在此輸入地震下土層有顯著放大效應，地表最大加速度超過 1 g。

板樁位移歷時如圖 5.27 所示，最大位移發生於樁頂，將近 3.0 m，破壞時版樁與錨碇樁位移分佈如圖 5.28 所示，顯示碼頭區整體往面海側變形，比較輸入加速度與版樁變位歷時發現，顯著位移發生於最大輸入加速度起(t=15 sec)，此現象顯示破壞主要為慣性力引起。不同高程之版樁彎距歷時如圖 5.29 所示，最大彎距發生於面海側靠近海床深度，最大值達到 2×10^6 N-m，錨碇樁最大彎距發生於基樁中間，最大值為 1.7×10^6 N-m，在分析結束前土壤變形與彎距分佈如圖 5.29 所示，且顯著彎距同樣自 t=15 sec 時開始，由版樁彎距空間分佈與時間歷時顯示結構反應由慣性力產生，且與土壤變形相

關。錨碇鋼索拉力時間歷時如圖 5.30 所示，最大彎距為 600 kN。

比較破壞與未破壞分析結果顯示 TPN02 模型破壞時為版樁與錨碇系統整體變形，且此變形模式引起結構反應顯著不同，若以開始產生顯著破壞之時間對應之加速度顯示，當地表加速度達到 0.5 g 時系統即會產生破壞，這些現象顯示現有擬靜態極限分析需要重新考慮。

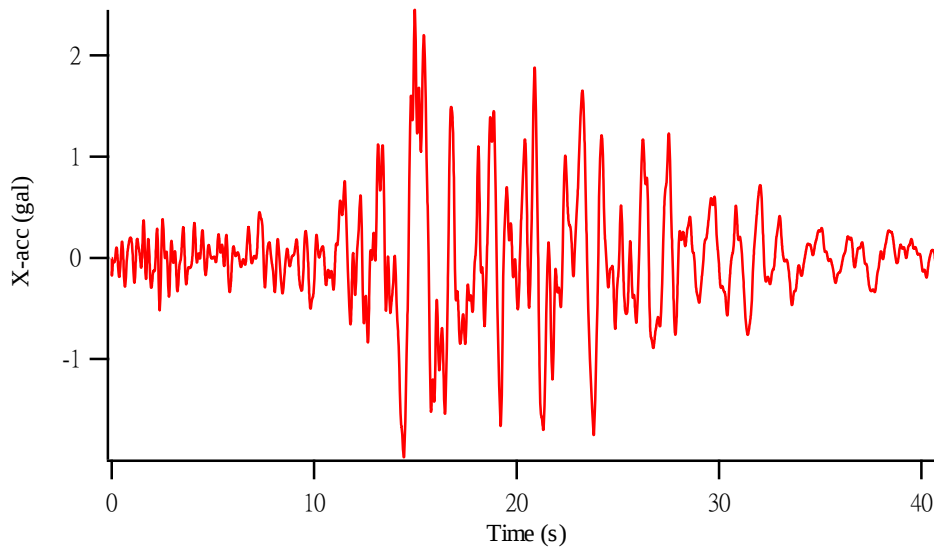


圖 5.25 921 協和電廠地震加速度歷時

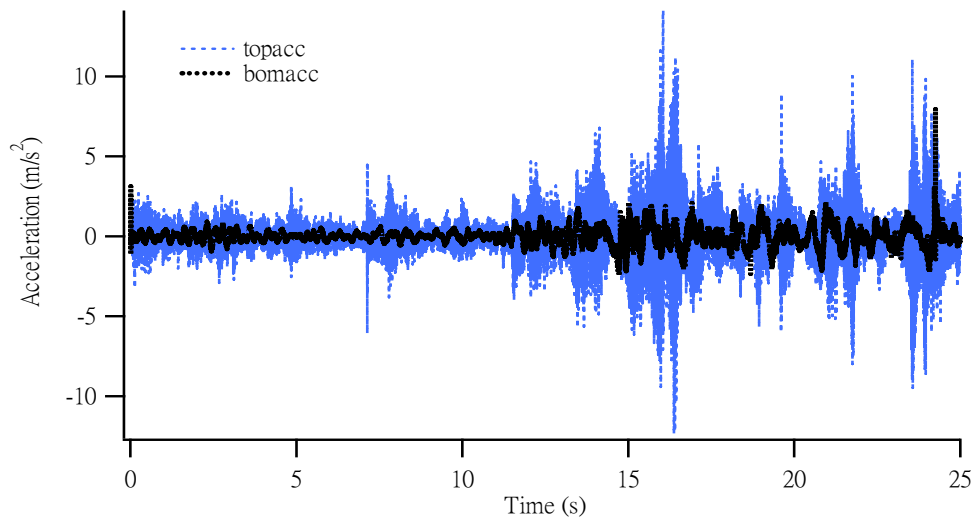


圖 5.26 921 地震歷時 TPN02 加速度歷時

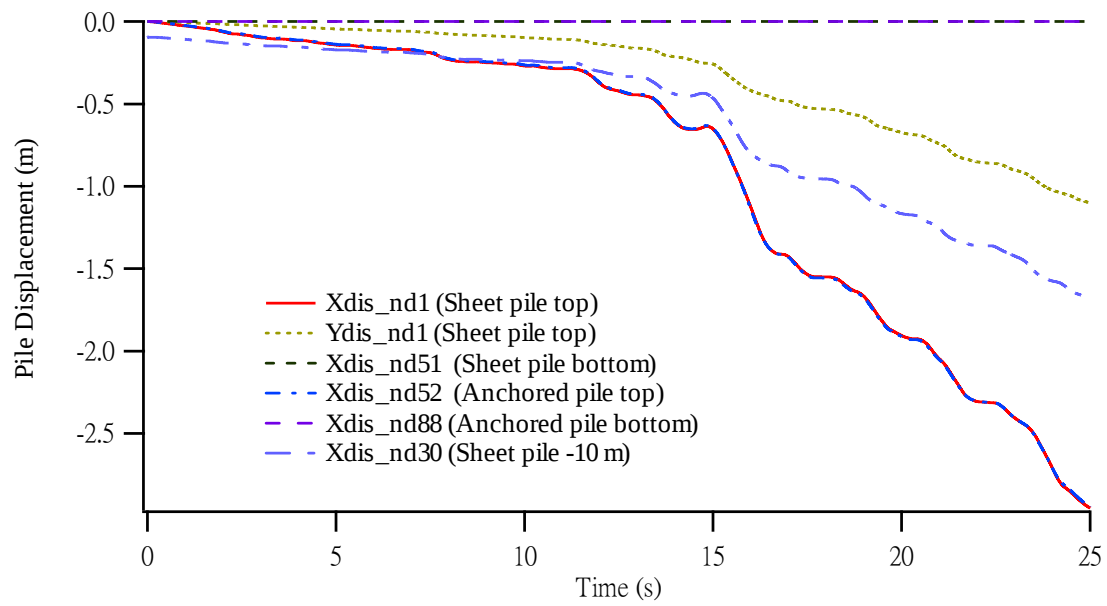


圖 5.27 921 地震歷時 TPN02 版樁位移歷時

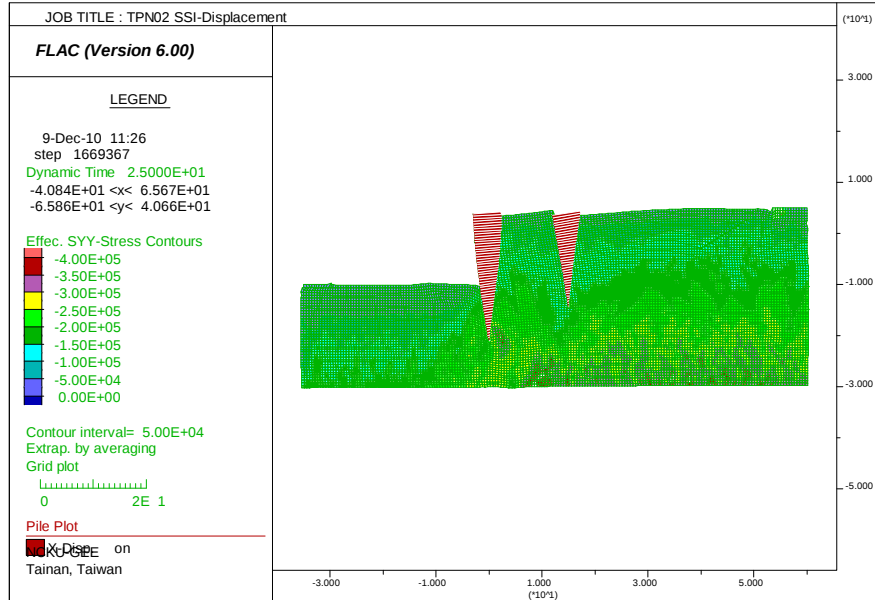


圖 5.28 TPN02 破壞時版樁位移分佈

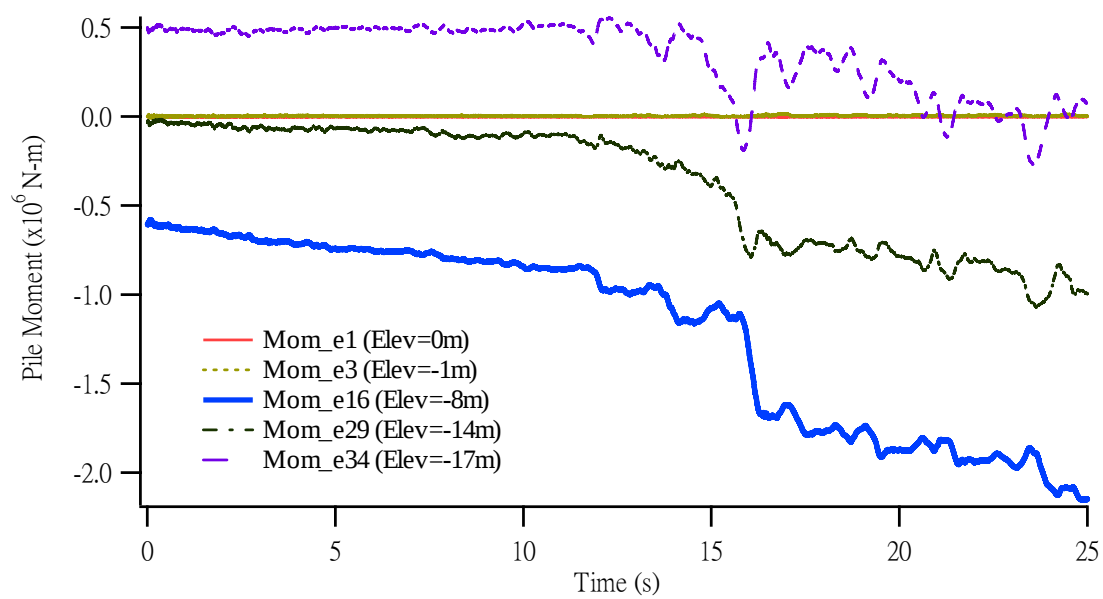


圖 5.29 TPN02 於 921 地震歷時下版樁彎距歷時

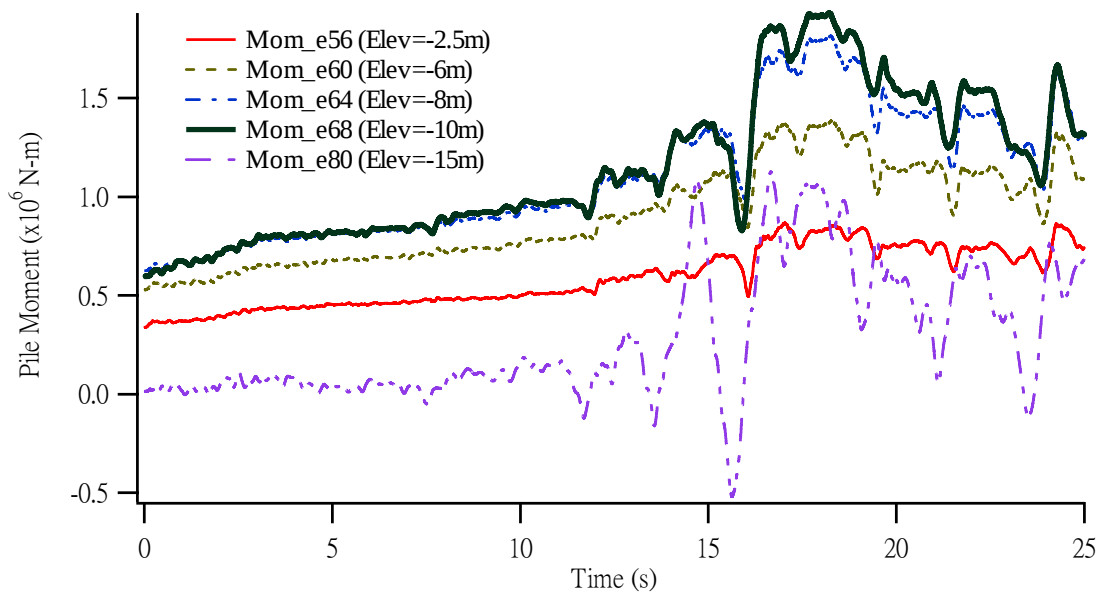


圖 5.30 TPN02 於 921 地震歷時下錨碇樁彎距歷時

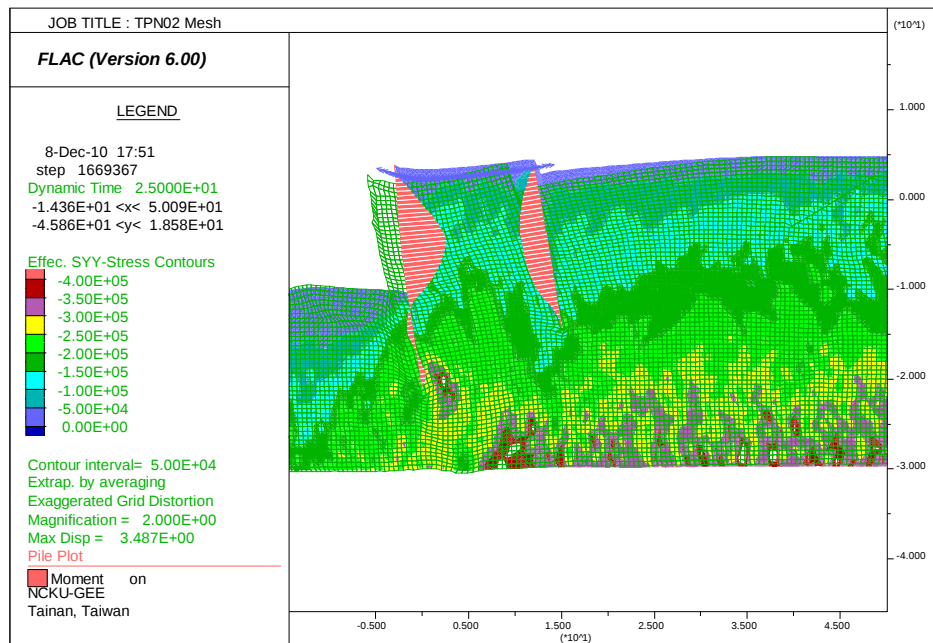


圖 5.31 TPN02 破壞時版樁彎矩分佈與變形

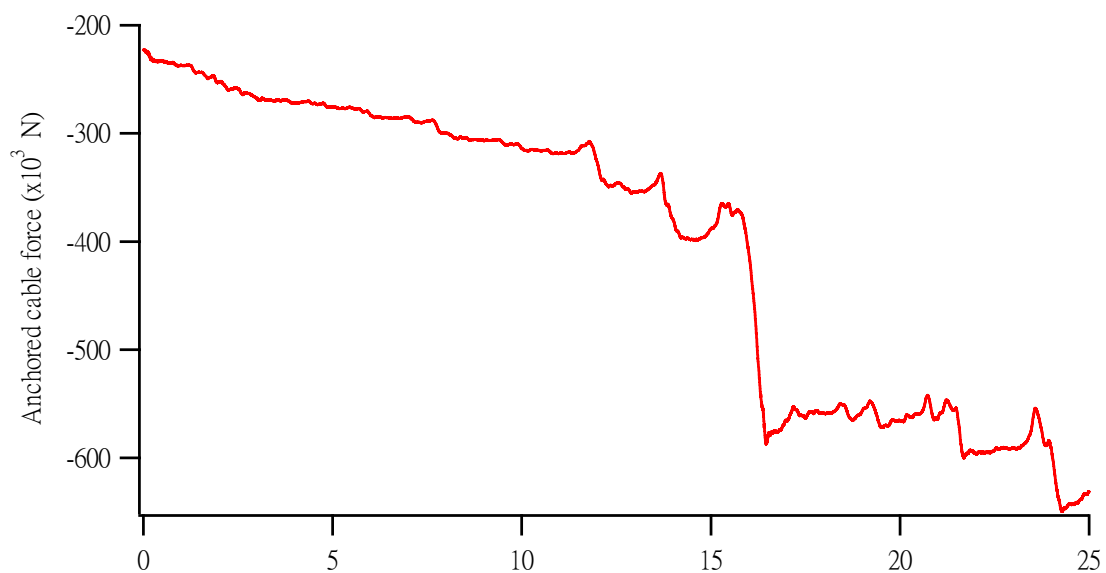


圖 5.32 TPN02 破壞時鋼索拉力歷時

第六章 三維錨碇版樁動態數值模擬

6.1 分析目的、原理與程序

6.1.1 分析目的

由於臺北港北二碼頭為利用回填提升高程之結構，其南北向面海，因此其多向水平震動與兩端面海之三維效應有待評估，本計畫利用二維分析之基礎，以 FLAC3D 進行三維動態有效應力分析，結果可與二維結果比較，以評估其三維效應，結果可作為碼頭監測系統規劃與耐震穩定評估之參考。

6.1.2 分析原理

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

本分析之錨碇版樁碼頭由樑元素與鋼索元素組成，基樁元素為三維元素，可傳遞正向力、剪力及彎矩至接觸之土壤，基樁本身限制其軸向降服行為，但可指定其節點形成塑性鉸，模擬彎矩破壞，其與周圍土壤之互動以介面元素傳遞，介面元素本身具備正向與剪向彈簧，並可指定其彈簧行為，此介面特性可用以模擬土壤結構互制中近場區(near field)行為，而周圍土壤則以自由場中之土壤元素模擬。鋼索元素多用於模擬錨定灌漿之地錨，為 4 自由度元素，僅可承受軸向應力，本分析假設其與土壤介面無互制作用，但可與結構元素於節點連結。

另為進行動態分析，本計畫利用 FLAC3D 中之 Dynamic Option，以施加波傳邊界、動態荷重、材料阻尼效應與孔隙水壓力激發等，相關原理如 5.1 節所述。

6.1.3 分析程序

進行動態有效應力數值模擬程序包括：1) 建立網格；2) 設定材料彈性與塑性強度參數；3) 設定靜態邊界條件並進行重力力學平衡計算；4) 施加靜水壓力或滲流應力於網格內部與邊界；5) 靜態系統力學平衡；6) 將液化土層以 Finn 模式模擬；7) 給予阻尼參數和吸能邊界條件；8) 施加動態邊界條件，其程序與二維分析相同，相關說明詳見 5.1.2 節。

6.2 TPN02 三維動態有效應力分析

6.2.1 TPN02 三維數值分析模型

本案例分析主要包括二個階段，分別為靜態穩定性分析及動態有效應力分析，依此三階段規劃之數值模擬共分七個步驟：1) 三維網格建立；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) 加入基樁元素與鋼索元素完成力學平衡；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) 規劃監測點並由底部施加動態水平地震力。

1. 三維網格建立與靜力平衡

臺北港北二碼頭三維分析之幾何剖面與二維分析相近，但為減少元素個數，將原 0.5 m × 0.5 m 之均勻土層網格，放大為長寬高為 1 m × 2 m × 1 m 之立體土壤元素，結構元素(基樁與鋼索)亦調整為高度 1 m，相關參數列表詳見表 5-4。所建構模型為長 120 m、高 35 m、厚度為 60 m 之模型，以版樁在水位線交點為座標原點座標軸為垂直碼頭方向為 x 軸方向，平行碼頭方向為 y 軸方向，z 軸以向上為正，結構元素以指定端點方式並配和自動分割方式產生版

樁、錨定樁與鋼索，基樁以每以土壤元素至少有一基樁節點為原則，每一基樁元素小於 1m，各結構元素之參數如表 5.5 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 5-6 所列，結構元素建立後之網格如圖 6.1 所示，以此網格進行力學平衡。

靜態邊界條件為兩側最外側平面若平面向量平行 x 軸方向固定 x 軸，平面向量向量平行 y 軸固定 y 軸只允許 x-向變位；網格底部於 x,y, z 方向固定，水位設於碼頭下方 5 m (高程為 0)，左右邊界水位均相同，並在左側與右側水下版樁面與堤防與海床底部施加水壓力，靜態邊界條件如圖 6.2 所示。碼頭結構之邊界條件則設定基樁兩端點可自由轉動，入土基樁部份則與土壤以正向與剪向彈簧相連。靜力平衡時垂直有效應力分布、基樁彎距、鋼索拉力及位移向量如圖 6.3 所示，版樁最大彎距為 2.66×10^5 N-m，錨碇 PC 樁最大彎距為 0.42×10^5 N-m，鋼索拉力為 273 kN。

2. 動態分析模型

進行動態分析時，可液化土層其 Finn 模式之參數如表 5.4 所列，結構元素以 Rayleigh 阻尼設為質量之 5%，土壤則以 Hardin 型態之遲滯阻尼，參數如表 5.4 所列，以 free field 邊界指定作用於左右兩側，底部由於為非岩盤，為消除自自由面反射波之於底部造成反射現象，底部以三向均啟動之安定邊界(Quiet Boundary) 設定，並將底部之束制改為垂直向固定，兩水平向可自由變位。進行動態反應分析前模型如圖 6.4 所示，模型外緣為消能邊界元素，Finn 元素為可激發孔隙水壓力土層，碼頭後方堤防由礫石堆積及彈性混凝土組成，本分析假設堤防部產生破壞。進行動態分析前將所有節點之位移與速度歸零，但保留靜態平衡時之應力分布，以模擬現有狀態。

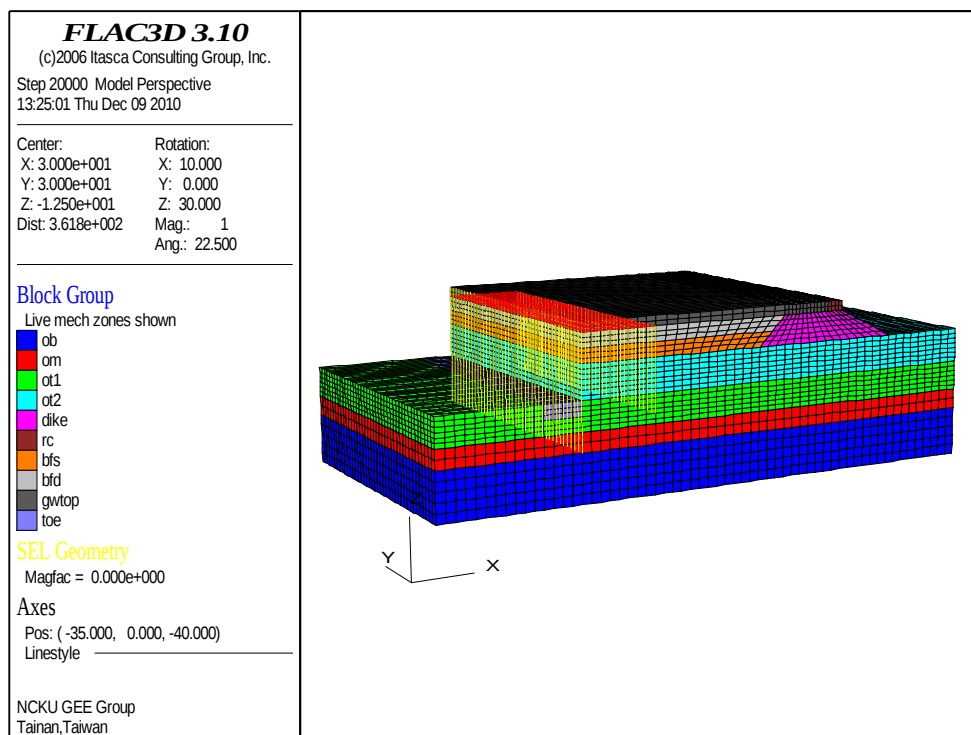


圖 6.1 TPN02 碼頭網格

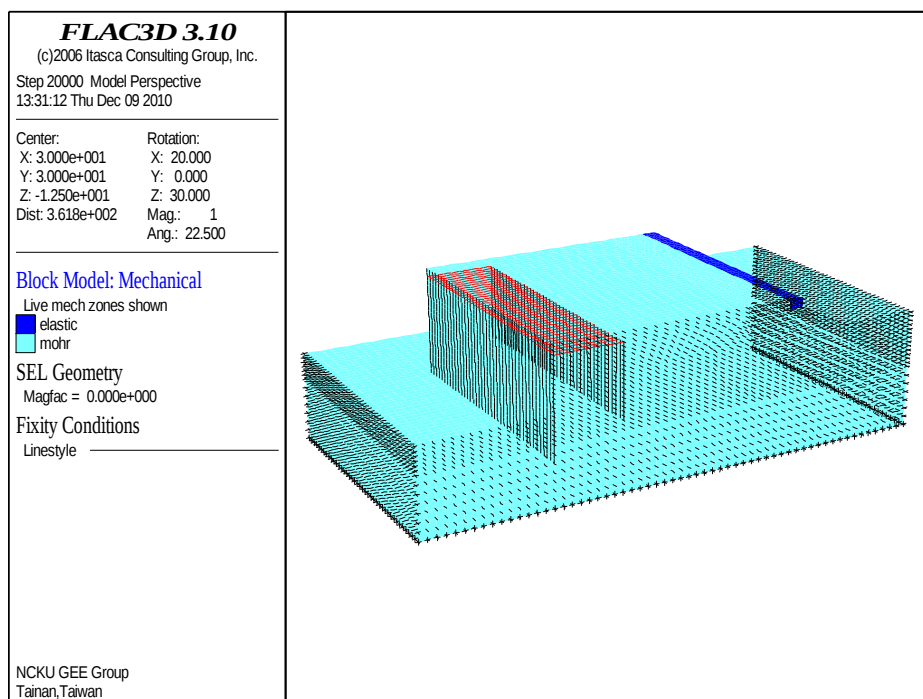


圖 6.2 TPN02 碼頭元素類型與靜態邊界

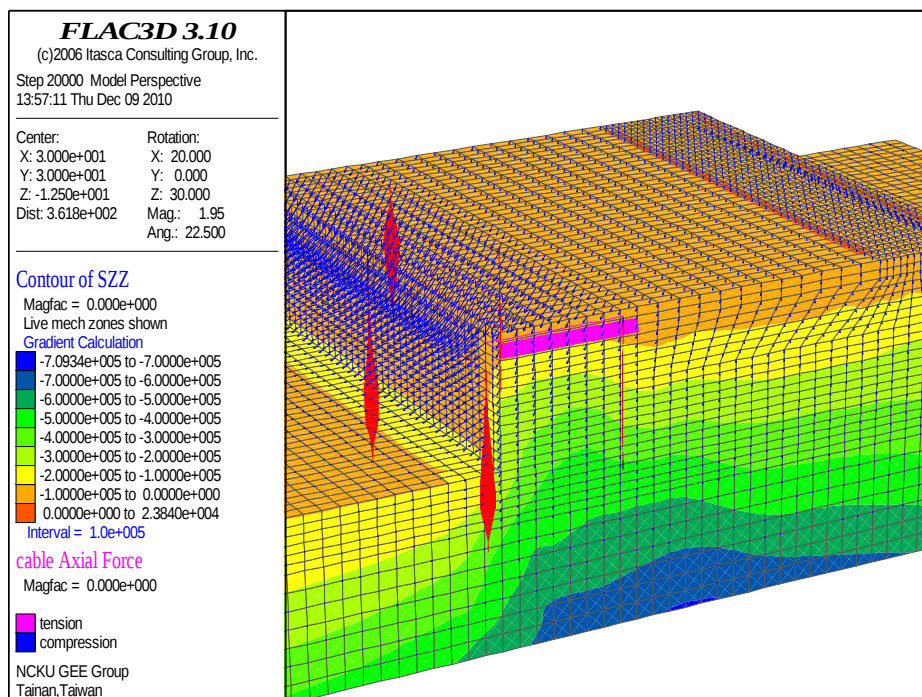


圖 6.3 TPN02 靜態平衡狀態

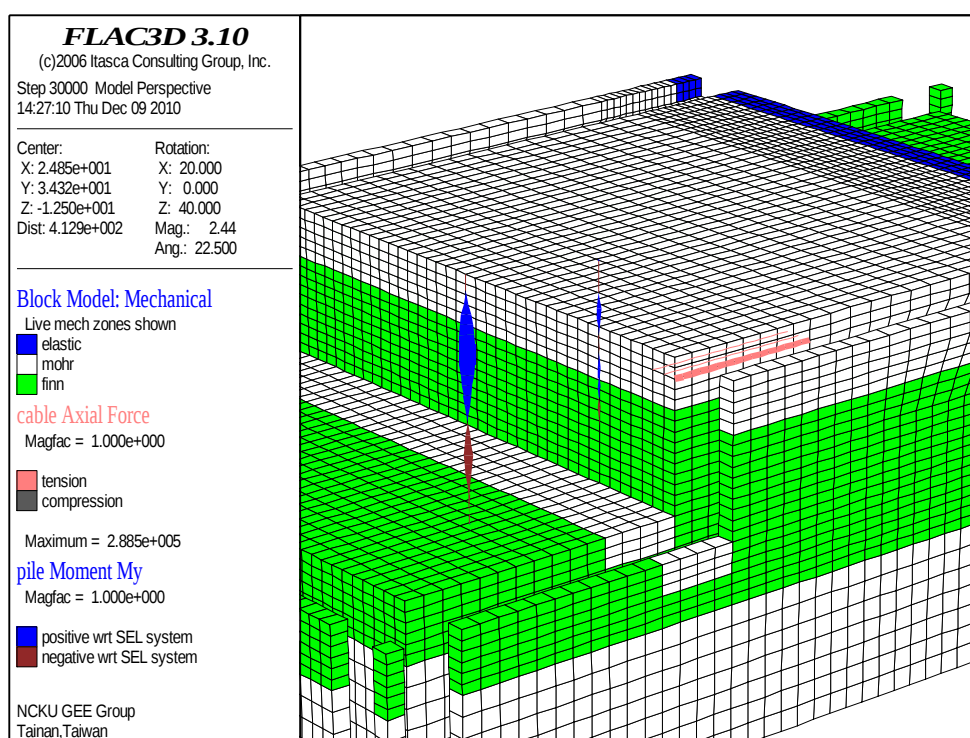


圖 6.4 TPN02 動態分析土壤模型及震前狀態

本分析輸入地震以附近 IHMT 自由場液化監測站於 2003/06/10 在深度 29 m 量到之南北向水平地震紀錄為波形，原始紀錄如圖 5.6 所示，利用不同設計最大地表加速度，將高程-29m 之波形等比例放大，並將 3 Hz 以上震波濾除，以式(5.3)轉換為作用於網格底部方向與 x 軸平行之水平力，進行時間域動態分析，此外動態水壓力則以海床加速度及式(5.5)施加於版樁表面。

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，監測點位與進行動態分析前之網格與邊界如圖 6.5 所示，計算時所採用之時間間隔為 2.5E-6 秒。

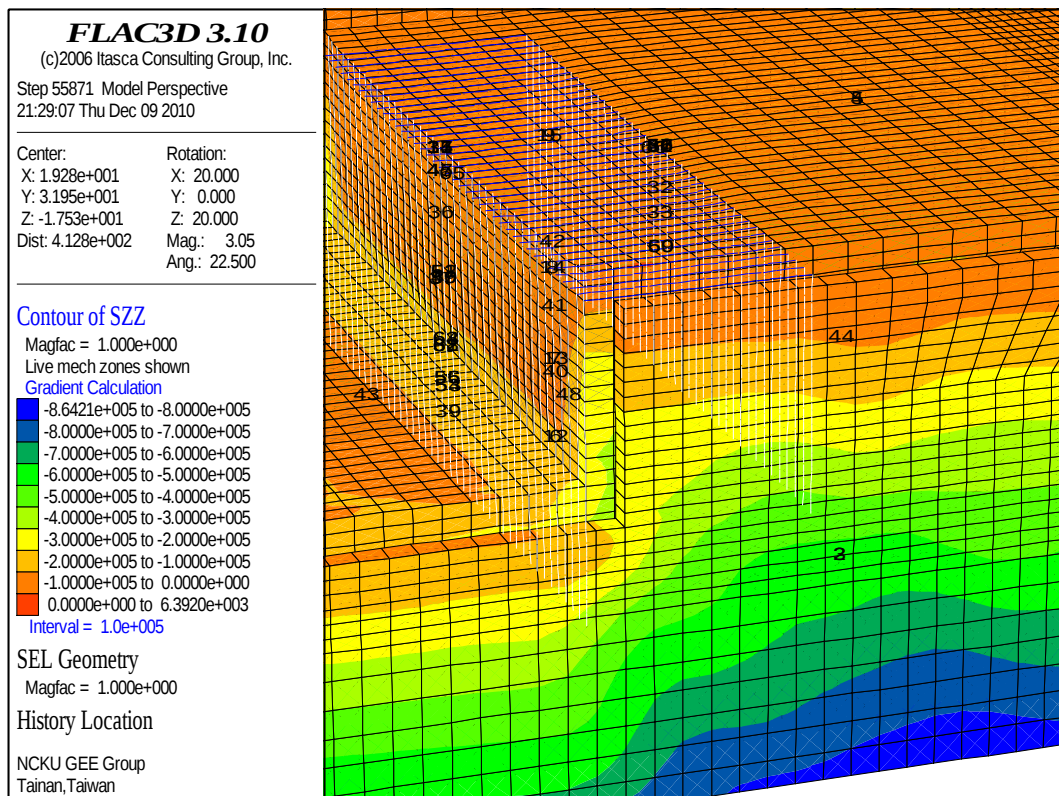


圖 6.5 TPN02 監測點位置與垂直有效應力分布

6.2.2 單向加速度數值分析成果

依據前述 TPN02 碼頭數值模型與 IHMT 2003/06/10 地震紀錄，可得監測點之土壤運動歷時、應力應變歷時及碼頭結構物歷時，相關結果整理如下：

1. 土層反應

加速度變化分成後方水平背填土區在不同高程之加速度歷時變化如圖 6.6 所示，最大 x 向加速度發生於版樁頂部，比較不同高程自由場水平向加速度顯示三維模型土層放大效應不顯著。

分析結束($t=27$ sec) 時 x 方向位移分佈如圖 6.7 所示，最大水平變位發生於版樁附近地表，約為 3.8 m，且沿 Y 向有所不同，顯示其具有三維效應，即相同高程但不同水平位置之版樁其變位不同，主要位移發生於版樁與錨碇樁間之碼頭區，由於本分析土壤採彈塑性組構模式，因此土層會產生永久變形，考慮土層自由場變位約為 0.5 m，得知模型最大相對位移約為 3.3 m，且於碼頭區下方土壤與版樁前緣海床均有近似極限平衡分析之主動與被動破壞區，其定性趨勢應屬合理，但其定量分析與二維有顯著差異。不同深度之孔隙水壓力變化如圖 6.8 所示，結果顯示可液化土層並無顯著超額孔隙水壓力激發，且碼頭區土層因受版樁與錨碇基樁系統限制，其孔隙水壓力激發量較自由場區為小。

2. 土壤結構互制

由加速度與位移歷時可知在地震發生後約 5 秒後開始顯著反應，本分析歷時至 27 sec 時因周圍邊界元素產生嚴重變形而停止，分析結束前之垂直有效應力分佈、錨碇版樁系統彎距與鋼索拉力、速度向量分布如圖 6.9 所示。不考慮邊界效應時，版樁最大彎距發生於海床附近，且彎距之反曲點隨地震延時增加而下移，最大速度發生於版樁頂端。

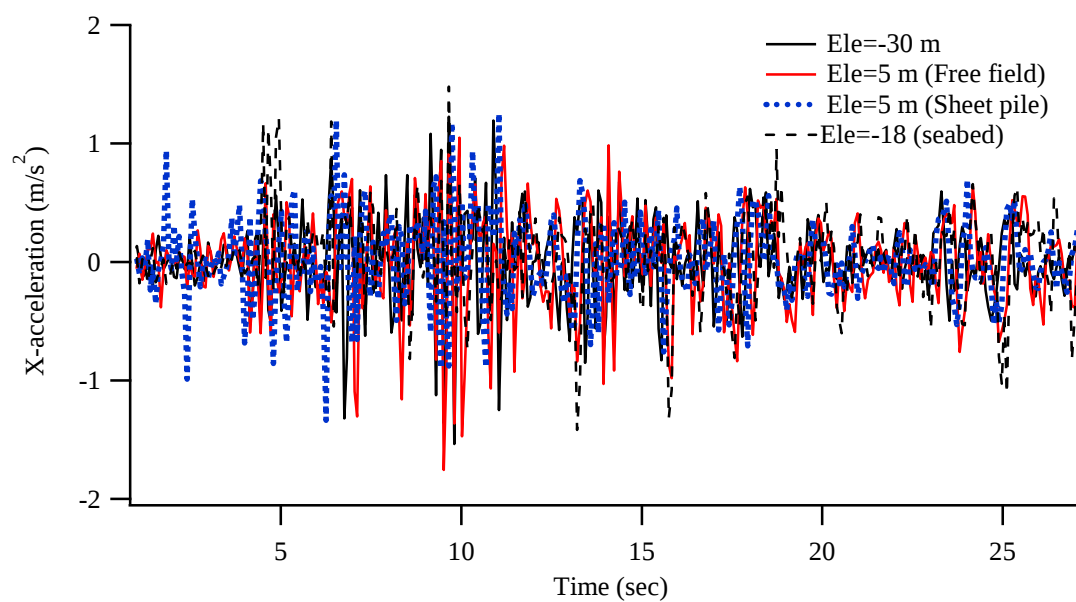


圖 6.6 加速度歷時變化

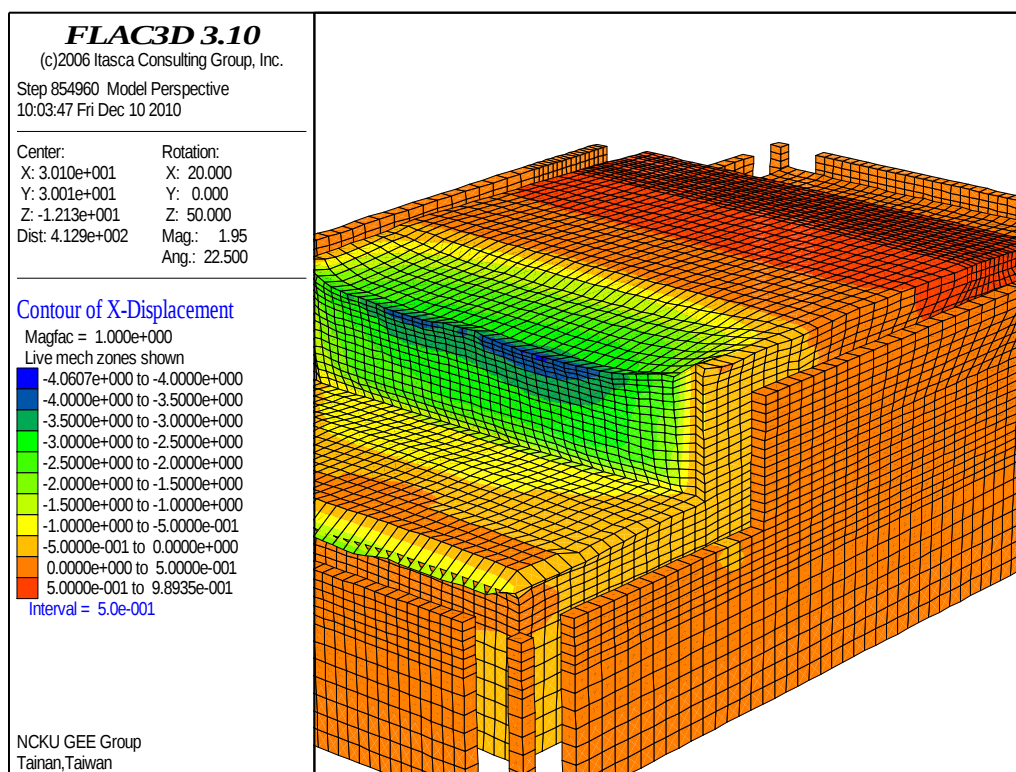


圖 6.7 分析結束時 x 向水平變位分佈

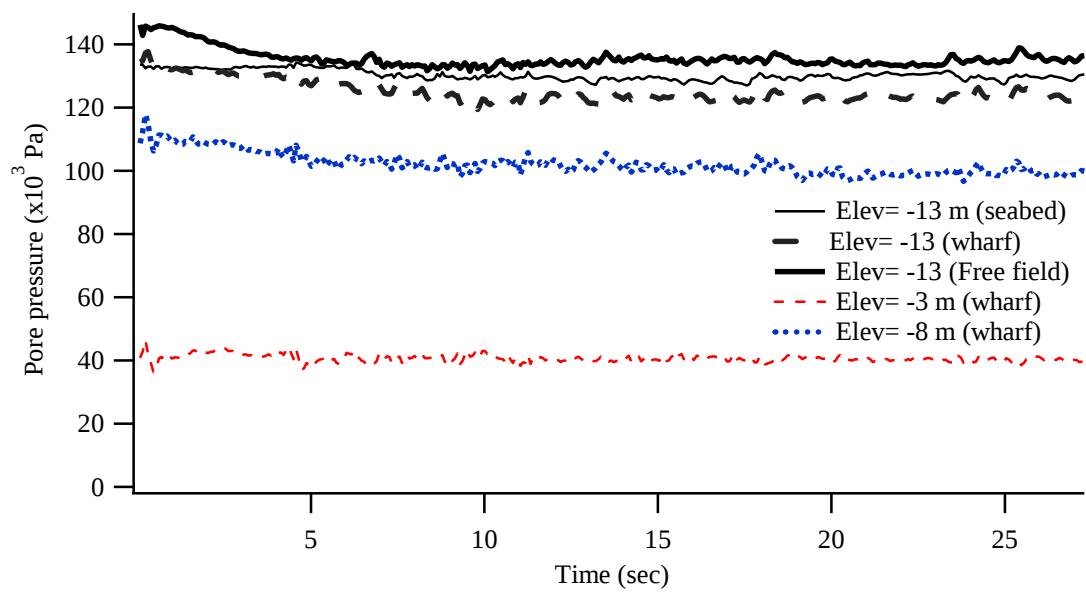


圖 6.8 孔隙水壓力分佈歷時

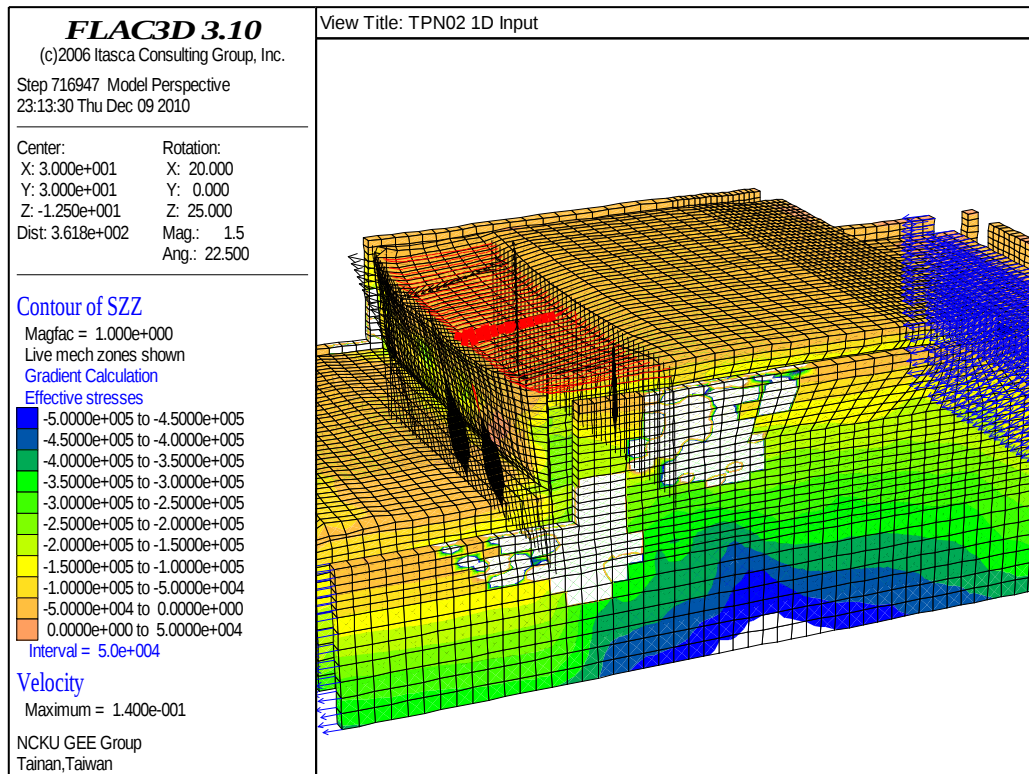


圖 6.9 t=27 秒時土壤結構互制與速度

圖 6.10 為分析結束時碼頭附近土壤垂直有效應力、版樁變形與彎距分佈，其顯示近版樁處土壤其垂直有效應力與相同深度碼頭區外土壤不同，而版樁向海側傾斜，導致土壤產生較大水平與垂直向位移，錨碇版樁其彎距較小，且變形方向與版樁相同，最大彎距發生於模型中間剖面近海床處。

不同深度之版樁水平變位歷時如圖 6.11 所示，樁頂有最大變位，其值與後方土壤相同約為 3.8 m。版樁彎距分布歷時如圖 6.12 所示，最大彎距發生於靠近海床，版樁最大彎距為 2.01×10^6 N-m，且位於高程 0~5 m 之版樁產生方向變化。錨定鋼索兩端張力顯示，最大張力約為 500 kN。

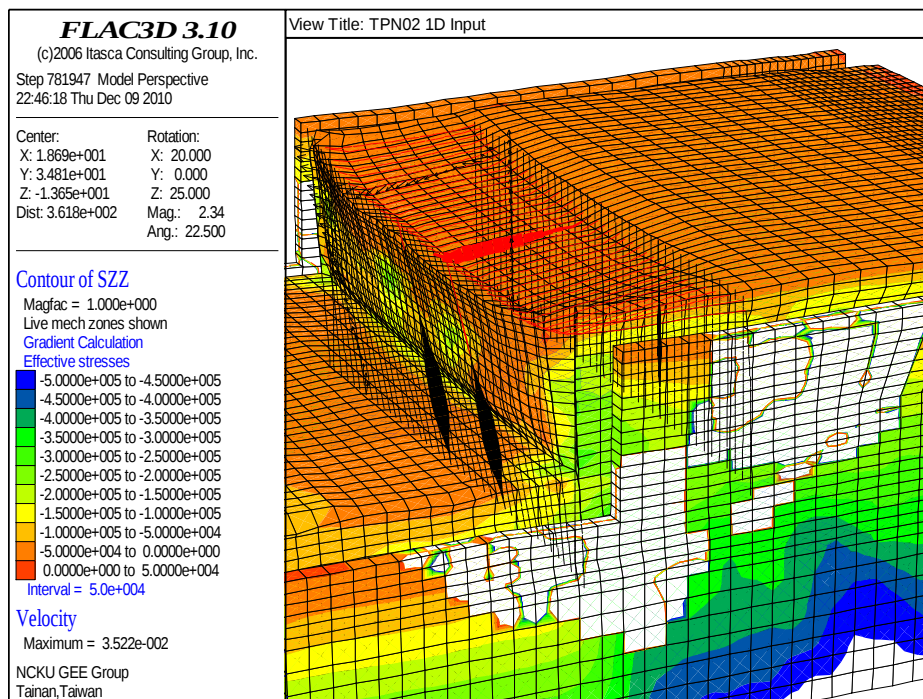


圖 6.10 分析結束時(27sec)時版樁變位與彎距分佈

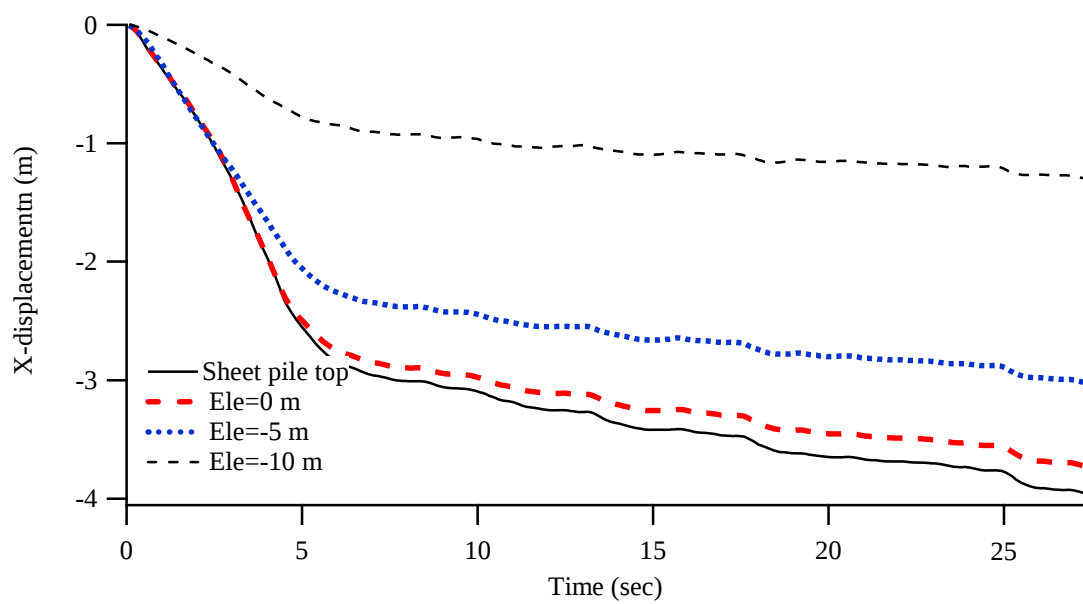


圖 6.11 版樁變位歷時

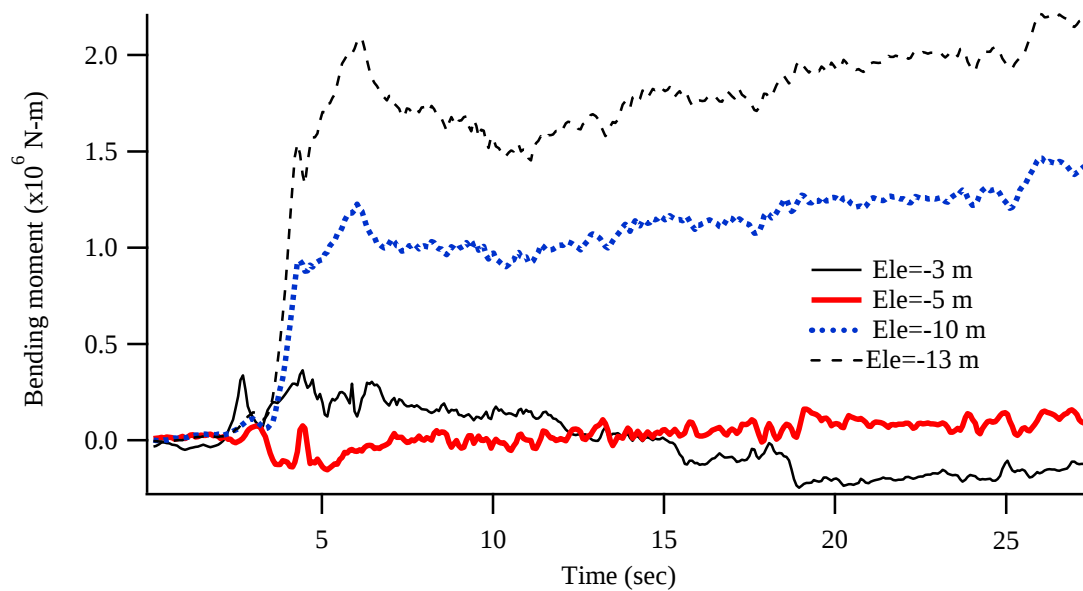


圖 6.12 量測基樁側向彎距歷時

3. 三維數值分析總結

由三維數值分析結果得知在此一地質模型與輸入地震下，顯示三維模型下土層無顯著放大效應，雖然現有模型不致產生液化現象，但可產成顯著水平與垂直向變位，且碼頭區土層因受版樁與錨碇基樁系統限制，其孔隙水壓力激發量較自由場區為小。

錨碇版樁系統因慣性力作用會產生顯著位移，分析結果顯示其向海側之相對位移約為 3.3 m，最大位移發生於樁頂，且具有三維效應。版樁最大彎距發生於海床附近，樁最大彎距為 2.01×10^6 N-m，且彎距之反曲點隨時間增加而下移。面海側版樁其彎距會產生方向變化，錨碇基樁彎距較版樁為小，錨定鋼索兩端張力歷時顯示最大張力約為 550 kN。

比較此三維分析結果與二維破壞案例，發現其版樁位移、彎距分佈及鋼索拉力之反應相近，且土壤變形模式亦為版樁與錨碇樁間土壤整體破壞，可知三維分析代表碼頭破壞之狀態，但比較其產生顯著變形之時間所對應之地表加速度，顯示地表加速度達到 0.14 g 時系統即開始破壞，此與二維分析之 0.5 g 有顯著差異。本計畫另進行以相同模型但考慮兩向震動之分析，由於模型幾何及邊界條件近似於平面應變，因此其差異約僅 10%，且趨勢相同，因此不再說明。

比較二維與三維分析結果，發現三維分析其數值較二維平面應變下有較大變位、彎距與錨定張力，其定性行為與極限狀態穩定分析接近，但其變位數值偏大，由於在如此大水平變位下版樁將產生破壞，且以基樁模擬三維版樁元素，需於基樁側向設定連結條件，此部分仍有待驗證，考慮定量結果差異、模型條件、程式分析能力等因素，建議目前仍以二維分析較為可靠。

第七章 結論與建議

7.1 本階段計畫執行結論

本階段計畫以版樁式碼頭長期動態監測系統建置為主軸，於營運中之版樁碼頭安裝版樁動態變位監測系統，等待下一次地震時紀錄相關動態歷時。本計畫分二年執行，完成之主要工作項目總結如下：

1. 選定適當之港區碼頭形式與場址進行相關文獻收集與現地調查：第一年選定於臺北港東 9 號碼頭設置監測系統，同時收集碼頭與港區之土層與結構配置資料，並進行淺層表面震測與微地動量測，此外並收集國內外錨碇版樁動態反應文獻，錨碇版樁式碼頭破壞常由碼頭位移量控制，因此進行震災管理時需能推估碼頭永久變位。
2. 進行考慮錨碇版樁碼頭之動態有效應力數值分析：已初步完成二維錨碇版樁碼頭之動態有效應力數值分析，並與現地監測結果作初步比對，現有監測站所在之臺北港北二碼頭(TPN02)數值分析結果顯示其震波放大效應不顯著，以假定設計地震輸入，結果顯示地表加速度為 0.23g 下，面海版樁頂與樁底之相對位移為 0.10 m；樁頂彎距較靜態時($t=0$ 時) 增加約 30%鋼索拉力增加 26%倍，其最大拉力為 340 kN (34 tons)，初步分析顯示考慮孔隙水壓力激發與動力反應下，其結構荷重將顯著增加，但仍小於其極限拉力。有關海水動壓力對版樁之影響，目前已可進行 Westgaard 分析，其誤差與文獻建議之 10%相近。
3. 比較二維分析破壞與未破壞結果顯示，破壞主要為慣性力引起，TPN02 模型破壞時為版樁與錨碇系統整體變形，且此變形模式引起結構反應顯著不同，若以開始產生顯著破壞之時間對應之加速度顯示，當地表加速度達到 0.5 g 時系統即會產生破壞，這些現象顯示現有擬靜態極限分析需要重新考慮。

4. 規畫與分年設置營運中碼頭現地結構與土壤動態互制監測系統：本年度已完成裝設包括陸上三向度地震儀、動態版樁位移剖面儀及具自動啟動之動態資料擷取系統，且系統具備遠端控制之功能，目前測試相關功能運作正常，且以裝設之二監測站已有紀錄，相關資料處理與分析程序已初步完成。
5. 選擇適當港區進行微地動量測與共振主頻分析：本階段完成以港研中心所有 Guralp CMG-6TD 數位寬頻地震儀於臺北港區進行微地動儀量測，量測結果顯示臺北港區主頻除了一個測站為 2.69 外，其餘大約介於 0.98~1.81Hz 間，另由陸上與 TPE09 碼頭之反應與分析結果顯示其頻譜結果相當接近，顯示港區之共振主頻差異不大。
6. 由三維數值分析結果得知在此一地質模型與輸入地震下，顯示三維模型下土層放大效應不顯著，雖然現有模型不致產生液化現象，但卻可因慣性力產生顯著位移，錨碇版樁系統因慣性力作用會產生顯著位移，分析結果顯示其向海側之相對位移約為 3.3 m，最大位移發生於樁頂，且具有三維效應。版樁最大彎距發生於海床附近，樁最大彎距為 2.01×10^6 N-m，且彎距之反曲點隨時間增加而下移。面海側版樁其彎距會產生方向變化，錨碇基樁彎距較版樁為小，錨定鋼索兩端張力歷時顯示最大張力約為 550 kN。比較三維分析結果與二維破壞案例，發現其版樁位移、彎距分佈及鋼索拉力之反應相近，且土壤變形模式亦為版樁與錨碇樁間土壤整體破壞，可知三維分析代表碼頭破壞之狀態，且地表加速度達到 0.14 g 時即產生破壞。但考慮定量結果差異、模型條件、程式分析能力等因素，建議目前仍以二維分析較為可靠。
7. 利用二維數值分析成果，目前完成 TPN02 版樁碼頭系統不同地表加速度下之錨碇版樁系統反應曲線，此可作為以地表加速度為指標之災損速報模式，但由於相關參數仍有不確定性存在，結果仍需以現地監測紀錄加以驗證。

7.2 建議

針對本年度計畫執行提出下列建議：

1. 本年度數值分析時之土壤參數均以文獻建議數值，建議往後增加現地取樣試體之室內動態試驗。
2. 由於 Finn model 將塑性應變與孔隙水壓分開考慮，無法與室內液化試驗結果結合，將於後續可發展參數決定程序並在 FLAC 架構下撰寫適合之組構模式及 BNWF 程序，並進行參數驗證程序，以便更適切模擬監測站行為。
3. 由於現地營運中碼頭之監測設備安裝受限於場地與水下作業之故，且國內外並無相關文獻，所用設備須經耐久與適用性測試，本年度僅完成初期裝設與整合，後續成果檢核、校正與微調仍需進一步測試，希望後續計畫可編列相關經費擴增與維護。
4. 由於現地監測站資料有限，為驗正與改善數值模型，建議後續可進行大型振動台試驗，以利後續反應曲線修正及與現有極限平衡分析結果比較。

參考文獻

1. Ashford, S.A., Weaver, T.J., and Rollins, K.M. (2002) "Pore Pressure Response of Liquefied Sand in Full-Scale Lateral Pile Load Tests." Transportation Research Record 1808, Transportation Research Board, p. 21-29.
2. Brandenberg, S.J., Boulanger, R.W., Kutter, B.L., Chang, D. (2005), "Behavior of Pile Foundations in Laterally Spreading Ground during Centrifuge Tests", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 131, No. 11. pp.1378-1391.
3. Boulanger, R.W., Curras, C. J., Kutter, B.L., Wilson, D.W., and Abghari, A. (1999), "Seismic Soil-Pile-Structure Interaction Experiments and Analyses, "Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 125, No. 9. pp.750-759.
4. Chang, W.-J. (2002) Development of an In Situ Dynamic Liquefaction Test, Ph.D. Dissertation, University of Texas, Austin, TX, USA.
5. Chang, W. J., Rathje, E. M., Stokoe, K. H. II, Cox, B. R. (2004), "Direct Evaluation of Effectiveness of Prefabricated Vertical Drains in Liquefiable Sand," Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Vol. 24/9-10, pp 723-731.
6. Dafalias, Y.F. and Manzari, M.T.M. (2004), "Simple Plasticity Sand Model Accounting for Fabric Change Effects", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 130, No. 6. pp.622-634.
7. Finn. W.D.L. and Fujita, N. (2002), "Piles in liquefiable soils: seismic analysis and design issues," Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Vol. 22/9, pp 731-742.
8. Klar, A. and Frydmn, S. (2002), "Three-Dimensional Analysis of Lateral Pile Response using Two-Dimensional Explicit Numerical Scheme," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.

128, No. 9. pp.775-784.

9. Lin, S.-S. and Liao, J.-C. (2006) “Lateral Response Evaluation of Single Piles Using Inclinator Data”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 132, No. 12. pp.1566-1573.
10. Liyanapathirana, D.S. and Poulos, H. G. (2005), “Pseudostatic Approach for Seismic Analysis of Piles in Liquefying Soil,” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 131, No. 12. pp.1480-1487.
11. Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R. L. (1969), “Finite dynamic model for infinite media,” *J. Eng. Mech. Div.*, 95(EM4), pp. 859–877.
12. Rathje, E. M., Chang, W. J. and Stokoe, K. H. II (2005), “Development of an In Situ Dynamic Liquefaction,” *ASTM Geotechnical Testing Journal*, Vol. 28, No. 1, pp.65-76.
13. Rollins, K. M., Gerber, T. M., Lane, J. D., and Asford, S.A. (2005). “Lateral Resistance of a Full-Scale Pile Group in Liquefied Sand,” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 131, No. 1. pp.115-125.
14. Tokimatsu, K. (2003), “Behavior and Design of Pile Foundations Subjected to Earthquakes” Tokyo Institute of Technology.(in Japanese).
15. Tokimatsu K. (1999) “Performance of pile foundations in laterally spreading soils,” In: *Proceedings of the Second International Conference Earthquake Geotechnical Engineering*, vol. 3. p. 957–64.
16. Tokimatsu K, Asaka Y. (1998), “Effects of liquefaction-induced ground displacements on pile performance in the 1995. Hyogoken–Nambu earthquake,” *Special issue of Soils and Foundations*. pp.163–77.
17. Tokimatsu, K., Suzuki, H., and Suzuki, Y. (2001). “Back-calculated p-y relation of liquefied soils from large shaking table tests.” *Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, S. Prakash, ed, University of Missouri – Rolla, paper 6.24.

18. Wilson, D. W., Boulanger, R. W., and Kutter, B. L. (2000). "Seismic lateral resistance of liquefying sand." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 126, No.10, pp. 898-906.
19. Yang, Z., Elgamal, A., and Parra, E., (2003). "A Computational Model for Liquefaction and Associated Shear Deformation," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 129, No. 12.
20. Zienkiewicz, O. C., Chan, A. H. C., Pastor M., Paul, D. K., and Shiomi T. (1990), "Static and dynamic behaviour of geomaterials – a rational approach to quantitative solutions, part-1 fully saturated problems," *Proc. Royal Society of London*, A429, pp. 285-309.
21. 賴聖耀、李豐博、蘇吉立、陳志芳(2002)，"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，中華民國 91 年 2 月。
22. 港灣技術研究中心(1999)，"臺中港 1 至 4A 碼頭 921 地震液化災損出步調查研究"，專刊 172。
23. 張文忠、許晉銘 (2005) "現地土壤液化試驗之發展與應用" 第 11 屆大地工程研討會。
24. 黃俊鴻、楊志文、譚志豪、陳正興 (1990) "集集地震土壤液化之調查與分析" 地工技術 NO.77 p.51-64
25. 褚炳麟、張益銘、陳冠閔、徐松析、張錦銘 (1990) "921 地震霧峰、太平地區液化及下陷調查分析" 地工技術 NO.77 p.19-28
26. 翁作新、褚炳麟、林炳森 (1990) "員林、霧峰及南投地區土壤液化特性" 地工技術 NO.81 p.17-23
27. 黃俊鴻、陳正興 (1998) "土壤液化評估規範之回顧與前瞻" 地工技術 NO.70 p.23-44
28. 陳正興等 (2004) "土壤液化對交通結構物之影響及液化潛能評估方法與災害分析模式之研究 (1/2)"，交通部運輸研究所，中華民國 93

年 12 月。

- 29.簡連貴、林敏清，1998，回填造地土壤剪力波速之評估-雲林麥寮案例之探討，地工技術(Sino-Geotechnics)，(67): 69-82.
- 30.簡連貴、賴聖耀、林敏清，1999，921 集集大地震對臺中港區港灣設施災損調查與評估，土木水利會刊(Civil and Hydraulic Engineering)，26(3): 82-95。
- 31.陳景文、林宏翰（2000）高雄都會區土壤液化潛能微分區。地工技術，第 82 期，第 35-42 頁。
- 32.許崑山(2007)，FPGA/Real-Time 架構下現地光纖光柵解讀儀系統之研發，碩士論文，國立交通大學土木工程研究所。
- 33.陳道生(2005)，軟弱岩石內模型基樁之物理與數值模擬試驗，碩士論文，國立交通大學土木工程研究所。

附錄一

期中審查會議紀錄回覆辦理

交通部運輸研究所合作研究計畫第 2 類

期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：港灣現地碼頭結構與土壤動態互制監測之研究(2/2)

執行單位：財團法人成大文教發展基金會

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
國立交通大學土木系 劉教授 俊秀		
1. 分析儘量用實際之數據。	本年度計畫因配合監測場址遷移因此先進行新場址分析，於東九號碼頭監測之資料模擬驗證將於期中報告後進行。	同意
2. 進度落後，應改進。	本年度計畫監測場址遷移因此部分時程進行調整，原規劃項目將於期末報告前完成。	同意
3. 根據目前的監測儀器佈置要達到本計畫之目標有點困難。	因現地監測站設置有其侷限因此量測資料將用以修正數值分析程序，並作為震後速報之雛型。	同意
高苑大學建築系 劉教授 白梅		
1. 今年度的預期工作項目之一為監測系統的合理化運作與資料的收集比對分析。因此確保監測系統穩定且持續的可用，應為首要的目標。應將定期維修保養每年編列預算支付。	將於現有計畫經費下進行系統優化與定期維護，後續維護將建議委託單位編列。	同意
2. 臺北港歷史震害資料是否已收集，可與分析模型做驗證。	目前港區較完整資料為 2009 年花蓮地震中東九號碼頭資料，將作為數值分析修正之一據，相關成果將於期末呈現。	同意

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
3. 理論分析方法應與港研中心其他研究計畫成果互相比對驗證。	版樁分析將與港研中心前期擬靜態分析結果比對驗證。	同意
4. 牆體動態剖面位移計因無法安裝於牆體下側，因此與土壤的關係無法得知。未來可利用之資料可能不足，是否能有其他的選擇標的物？否則此測計所測得之資料已偏向於建築物牆體的變形關係，與該牆體的材料，剛度及該建物整體結構系統配置有關，不易釐清測計資料內涵。	由於監測僅可裝設於表面，無法進行開挖與內部儀器埋設，因此牆體監測將配合地表加速度紀錄，作為修正數值分析程序，並作為震後速報之雛型。	同意
高雄港務局工務組 鍾組長 英鳳		
1.有關板樁之分析，應先了解板樁設計之理論及鋼板樁碼頭之特性，才能確實反應土壤變位之問題。	相關理論與施工後應力與邊界條件將收集相關文獻與規範，以修正數值模型。	同意
2.鋼板樁施工時，無論先填土或後填土，其鋼板樁變位及 M(彎距)行為皆不同，應先了解施工程序。	施工程序將向設計單位諮詢，由於現場為營運中碼頭，數值分析可能無法模擬施工過程應力變化，且目前標地為動態分析，因此後續將比對靜態與動態荷重下應力變化，以避免混淆。	同意
3.碼頭變形分析時，上載荷重是否應考慮？	數值模型已考慮地表荷重為 2 t/m。	同意
前港研中心研究員 賴聖耀 先生		
1.本研究執行機艱難的碼頭監測工作，又以嚴謹的數值模擬，深入分析臺北港板樁碼頭之受震行為，研究團隊的用心值得肯定。	謝謝委員肯定。	同意

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
2.本監測研究已有一些監測資料，例如 2009 年 12 月 19 日花蓮地震，臺北港 9 號板樁式碼頭最大位移為 14.5 公分(p.47)，以及 2010 年 3 月 4 日的甲仙地震，高雄港 120 號棧橋式碼頭最大位移應為 6 公分(非 p.53 的 14.5 公分)，是否應與 FLAC 數值模擬分析進行比較？	以現有監測站監測資料用於數值分析比較已進行中，可於期末報告前完成初步成果。	同意
3.高雄港的監測站，由於機房溫度太高而電腦當機，導致 2010 年 3 月 4 日的甲仙地震時，無法量測到主震資料，而喪失監測的時機，研究團隊是否考慮加裝空調？以確保監測系統的穩定，以發揮監測效益。	相關設備增設將與港研中心研究，目前先以增加監測站維護頻率因應。	同意
本所港研中心 賴研究員 瑞應		
1.報告中第 18 頁之二維錨碇板樁式碼頭之動態有效應力數值分析案例，建議增加分析案例之外力說明，如地震力及相關岸肩超載荷重的說明。另外，依分析結果位移 0.24 公尺，因此判定屬輕微破壞等級之論述，請補充判定依據之說明。	相關說明將於期末報告說明補充。	同意
2.報告中，由該案例分析之結果顯示，最大彎矩發生於海床深度處，似乎與一般的分析結果及基準的經驗公式假設不同，請再檢核分析之相關參數設定與模型之建立是否有錯誤之處。另外，依歷時分析之結果，其鋼索拉力增加超過靜態時 50 倍之論述也似乎有誤，依歷時分析結果最大拉力為 11.7 公噸，若除 50 則得靜態拉力僅約 234	正進行結果驗證，期末前將進行與擬靜態分析結果比對。	同意

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
公斤之拉力，似乎太小，本案例個人依基準以擬靜力方式分析，常態狀況下，鋼索拉力為 15.18 公噸，地震作用下，水平震度以 $K_h=0.12$ 分析，鋼索拉力為 17.82 公噸。顯示研究單位分析之結果與基準之分析結果差異極大，僅管基準之擬靜力分析與研究團隊之動態分析會有差異，但不應該差異如此大，請研究團隊再慎重檢討分析模式之相關假設及輸入條件是否適宜。		
3.建議可針對實際量測之地震與碼頭變位相關資料來檢核分析模式之可靠度。	以現有監測站監測資料用於數值分析比較已進行中，可於期末報告前完成初步成果。	同意
本所港研中心 謝科長 明志		
1. 因數值分析上，多數條件是用假設值，如土壤只有 N 值及類別去作條件推估，此與現況未必吻合，可嘗試採用已量測到的地震資料，配合碼頭現地監測所得之數據，加以模擬，以修正相關之假設條件。	目前已進行中，可於期末報告前完成相關成果。	同意
2. 長期計畫考量下，可編列經費，租用國震中心大型振動台，做碼頭模型震動模擬試驗，佈設監測儀器擷取關建性資料，修正數值模擬條件。	將洽詢相關單位進行大尺寸實體模型試驗計畫可行性研究，並作為後續計畫之主軸。	同意

附錄二

期末審查會議紀錄回覆辦理

交通部運輸研究所合作研究計畫第 2 類

期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：港灣現地碼頭結構與土壤動態互制監測之研究(2/2)

執行單位：財團法人成大文教發展基金會

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
國立交通大學土木系 劉教授 俊秀		
1. FLAC-3D 的分析不可靠(可考慮不列入報告)。	三維分析結果已依委員建議對相關參數與邊界條件進行修正，由於在大水平變位下版樁將產生破壞，且以基樁模擬三維版樁元素，需於基樁側向設定連結條件，此部分仍有待驗證，考慮定量結果差異、模型條件、程式分析能力等因素，建議目前仍以二維分析較為可靠。	同意
2. FLAC 分析軟體程式的了解必需加強。	已加強修正。	同意
高苑大學建築系 劉教授 白梅		
1. 監測數據與 FLAC-2D 分析模型呈現數據，應屬合理，是否能有今年較大地震數據的驗證(如 11/21/2010 宜蘭外海 75km, M5.3, D=19km 的地震)。	本計畫已將 2009/12/19 地震對東九號碼頭進行驗證分析，2010/11/21 地震於臺北港僅有輕微反應(2 級)，測站已成功監測相關紀錄，數值驗證可於下一年度進行。	同意
2. 土壤的邊界如何選定，邊界條件請於文內再詳盡說明(p5-9 至 p5-11)。	原文字為通例說明，因此無法詳細說明，臺北港邊界條件(包含束制條件、應力邊界等)已加強說明於 5.2.2 節	同意
3. FLAC-3D 模擬的邊界是否應重新檢視，目前 model 分析結果似有疑慮。	相關說明如前所述。	同意

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
4. 文字疏漏如 p2.7 之“圖 1.7”及“阻泥”。並請儘量以中文表達文字、圖、表	已改正統一。	
5. 請參考港研中心相關研究計畫在分析板樁的 model 及結果與貴團隊的差異。	由於目前研究多以擬靜態極限平衡分析進行，靜態分析結果與數值成果接近，但考慮液化或大變形下行為，其結果與破壞形式有關，目前尚無可量化之比較成果，但相關差異比較為本計畫執行之目標之一，將以後續實體模型試驗與模擬成果進行驗證與定量比較。	同意
高雄港務局工務組 鍾組長 英鳳		
1. 圖 4.25 及圖 4.26 的比例尺建議用相同。	由於圖 4.25 為中央氣象局圖形資料，因此無法進行如圖 4.26 之處理。	同意
2. 監測位移值是否正確？其是否可靠？請加強說明。	前期研究已對動態剖面儀進行相關率定，且頂端監測加速度與地表加速度量測值相當接近，因此其位移量測值應可接受。	同意
3. 5.1 參數請再檢討，如 CL 摩擦角 $=33^{\circ}$ 不太可能。另 N 值不同摩擦角均相同？不太可能。	由於相關參數為推測值，因此有所誤差，相關土壤強度參數已修正。	同意
4. 表 5.2 Sheet Pile 和 Cable 之 E 值，請再查核	所用數值為設計手冊及生產廠商所提供，應可採信。	同意
5. p.5-18 常時荷重一般用每平方公尺，而非每公尺	已修正	同意
前港研中心研究員 賴聖耀 先生		
1. 今年的現地碼頭結構監測之工作較為辛苦，從臺北港東 9 號碼頭，將監測儀器遷移至北 2 號碼頭，並	目前已成功量得數筆資料，只要臺北港震度 2 級以上均有紀錄，如 2010/10/29、	同意

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
增加監測設備。不知安裝完成後，監測系統是否穩定？有否監測到地震資料？	2010/11/21 等。且系統已連續正常運作 3 個月。	
2. 今年的數值分析，已分別用 FLAC-2D 及 FLAC-3D 分析 TPN02 碼頭，根據 p.7-2 及 p.7-2 之結論，二維分析其震波放大效應不顯著，而且有折減(p.5-34)；但三維分析則有顯著的放大效應，為何有如此大的不一樣？照常理判斷，無論二維或三維分析，應該皆有震波放大效應，只是放大比例不一樣而已。另外，版樁的最大位移量，亦相差甚多，二維的分析結果僅有 0.25m(0.1m)，但三維的分析結果卻高達 1.6m(0.7m)	依修正之三維分析顯示，其放大效應不顯著，二維與三維分析結果差異說明如前所述，考慮定量結果差異、模型條件、程式分析能力等因素，建議目前仍以二維分析較為可靠。	同意
3. 由以上兩種數值分析結果比較，竟然有如此大的差異。建議研究團隊需更謹慎的處理數值分析的模型及輸入的土壤參數之外，監測結果之驗證亦相當重要，然而較大地震之監測資料之獲得，是可遇而不可求；另外，研究團隊所建議的，於室內進行大型振動台試驗，或許是可考慮的研究方向。	將建議後續規劃進行大型振動台試驗。	同意
本所港研中心 賴研究員 瑞應		
1. P1-2 頁第八行提到“由於碼頭結構屬於非剛性結構物”，但就沉箱式碼頭或橋梁之沉箱基礎之分析似乎均是以剛性結構物來分析，故此段文字是否需修飾。	已修正。	同意
2. 報告中所提到的“錨定版樁”碼頭與「港灣構造物設計基準－碼頭設	已修正為錨碇版樁，因“版樁”亦為常見專業用語，且前期報	同意

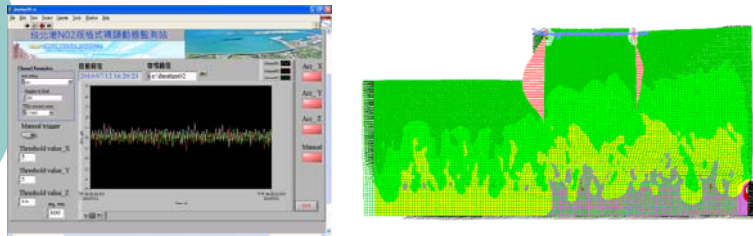
參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
計基準及說明」中的”錨碇板樁”碼頭用字不同，建議依據基準用字修正報告相關名詞較為適宜。	告有委員建議，因此採用折衷。	
3. P5-19 頁圖 5.3 中之主鋼板樁及錨碇樁之彎矩圖顯示，錨碇樁之彎矩分析結果似乎過大，P5-24 頁圖 5.7 也有此現象，似乎不合理，請再確認。個人認為以 P5-30 頁圖 5.14 之現象較為合理。	修正分析結果顯示二維與三維分析之彎距分佈趨勢相近，差異可能原因為假設破壞面不同，目前規範多以擬靜態極限平衡分析進行，因此結果與靜態分析相近，但動態作用下其破壞模式可能不同，相關差異比較為本計畫執行之目標之一，將以後續實體模型試驗與模擬成果進行驗證與定量比較。	同意
4. P5-39 頁第二行，應為輸入 TPN02 模型，非 TPN09 模型，圖 5.22 命名為臺北港最大位移易損曲線是否合適，一般易損曲線指各地表加速度下發生各級破壞的或然率，縱軸為或然率，曲線也由三條曲線區分四種破壞等級，請再確認。圖 5.23、5.24 亦同。	已修正，易損曲線已刪除，改為 MHA 與錨碇版樁系統反應關係曲線。	同意

附錄三

期末報告簡報資料

港灣現地碼頭結構與土壤動態互制 監測之研究(2/2)

期末簡報



委託單位：交通部運輸研究所

執行單位：財團法人成大研究發展基金會

研究團隊：張文忠、林炳森、黃安斌

簡報大綱

- 計畫目的與流程
- 98年度工作成果報告
 - 1. 監測碼頭選定、文獻收集及現地調查
 - 2. 營運中碼頭動態監測系統
 - 3. TPE09版樁碼頭動態有效應力數值分析
- 99年度工作成果報告
 - 監測站遷移與二維動態有效應力數值分析
 - 三維版樁碼頭動態有效應力數值分析。
 - 碼頭結構與土壤動態互制監測系統及監測資料分析。
 - 碼頭結構受震災損速報系統。
- 結論與建議

計畫背景與目的

○ 背景

- 港區碼頭結構常因受震與液化引起破壞
- 現有安全分析程序與防治對策需修正更新
- 碼頭受震時需考慮土壤-支撐基礎-上部結構之互制行為→ 機制複雜
- 設立永久之現地碼頭結構與土壤動態互制監測站有其必要性

3

○ 目的

- 進行土壤－支撐系統－上部結構之動態有效應力分析作為進行現地監測站配置、碼頭安全性評估及防治對策之依據
- 發展現地碼頭土壤與結構動態量測技術
- 設立永久現地碼頭監測站之雛形及相關資料處理程序
- 以現地監測成果回饋數值分析結果並發展港區受震快速評估與災害速報系統。

4

整體計畫 - 第一年(98年)

1. 選定適當之港區碼頭形式與場址進行相關文獻收集與現地調查。
2. 以二維動態數值分析進行考慮碼頭結構形式之動態有效應力數值分析。
3. 規劃與分年設置營運中碼頭現地結構與土壤動態互制監測系統，作為數值驗證與震後災損預測。
4. 配合港研中心進行港區碼頭微地動試驗與共振主頻分析

5

整體計畫 - 第二年(99年)

1. 以三維動態數值分析進行碼頭結構形式之動態有效應力數值分析。
2. 增補碼頭結構與土壤動態互制監測系統，作為數值驗證與震後災損預測。
3. 建立監測資料分析架構與碼頭結構受震災損速報系統。

6

99年研究內容與項目

1. 進行考慮碼頭結構與土壤互制之三維動態有效應力數值分析。
2. 於選定港區增補裝設碼頭即時動態反應監測系統。
3. 維護現有之棧橋碼頭及版樁碼頭動態監測系統。
4. 監測系統資料處理分析程序與撰寫相關程式及教育訓練。

7

全期計畫預期成果、效益及其應用

- 碼頭結構與土壤互制動態有效應力數值分析
 - 現地碼頭動態監測站規劃依據。
 - 影響碼頭位移之動態水壓激發或液化之加速度門檻值。
 - 提供現有動態土壤-結構互制行為分析方法驗證資料，建立完整碼頭動態數值分析程序。
 - 提供不同形式碼頭受震之動態數值分析程序，作為功能性設計之基礎。

8

○ 動態碼頭結構與土壤互制監測系統

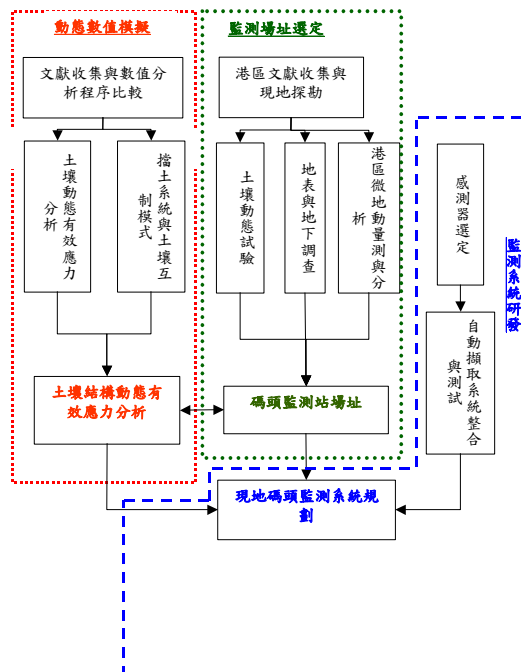
- 量測碼頭結構動態反應、土壤振動反應及孔隙水壓分佈變化
- 瞭解地震作用下土壤-基礎-結構互制行為，驗證數值分析程序。
- 檢核現有土壤-基礎-結構互制行為分析方法
- 後續建立震後災損速報系統與災害管理之應用

○ 微地動試驗與共振主頻分析

- 港區地表振動與液化危害度微分區，發展震後災損速報系統
- 監測場址地質探測及數值分析參數

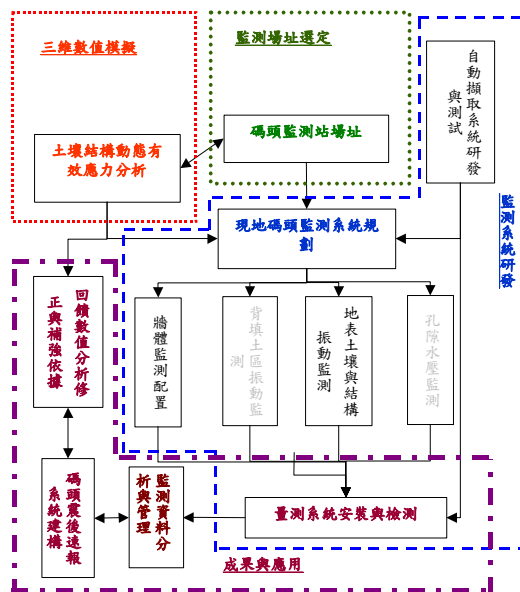
9

工作構想與對策—研究流程(98年已完成)



10

工作構想與對策—研究流程（99年）



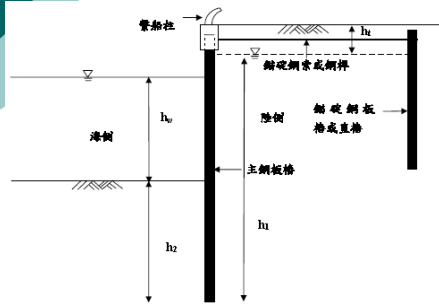
11

規劃執行進度（修正）

工作項目	第1月	第2月	第3月	第4月	第5月	第6月	第7月	第8月	第9月	
監測站增補安裝										
現地碼頭監測資料分析			※							
TPN02版樁碼頭監測站設置										
二維土壤-結構互制數值分析										
期中報告			※							
自動監測系統優化										
三維土壤-結構互制數值分析										
三維效應影響評估							※			
碼頭震損評估模式建立										
期末報告初稿									※	
工作進度估計百分比(累積數)	10	20	30	40	50	70	80	90	100	
預定查核點	第1季: 現地碼頭監測資料分析 第2季: 期中報告 第3季: 三維效應影響評估 第4季: 期末報告									

12

98年成果:文獻回顧-錨定鈹樁



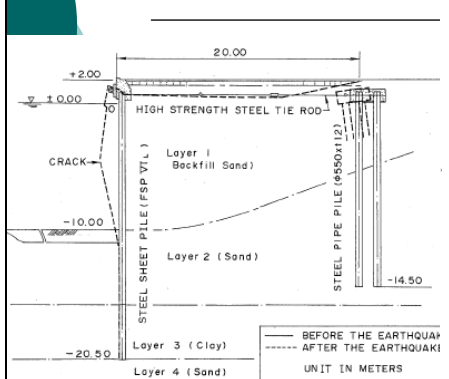
錨定版樁式碼頭斷面



阪神地震神戶港版樁式碼頭岸肩沈陷受損

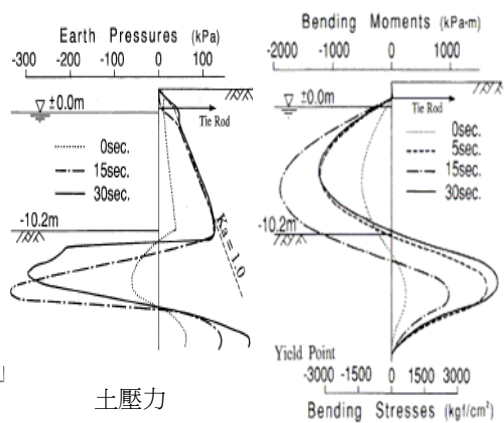
13

土壤-錨定鈹樁互制行為



O'hama No. 2 錨定版樁碼頭變形剖面
(1993 Nihonkai-Chubu EQ)

(Iai and Kameoka 1993)



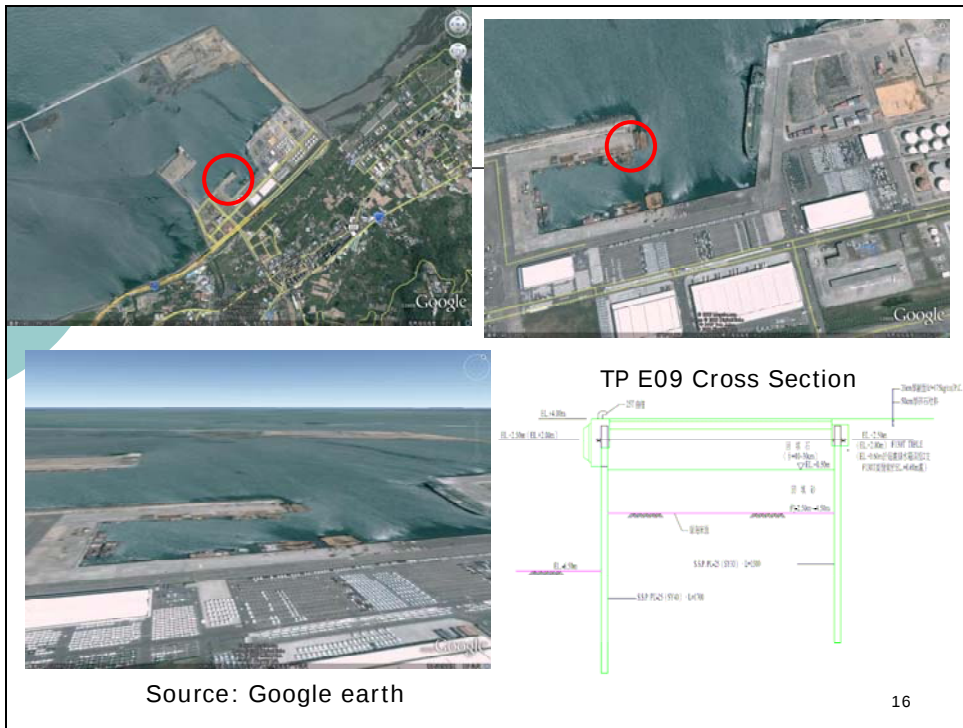
土壓力

14

98監測場址-台北港E09工作船碼頭

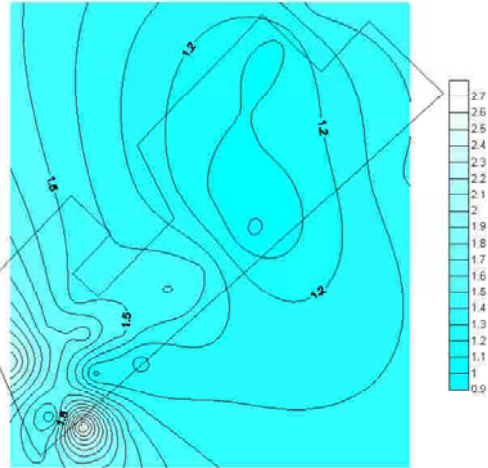
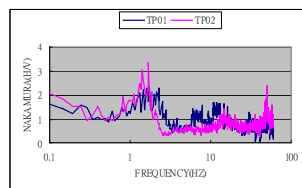
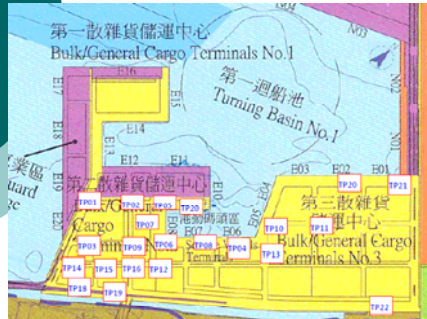
- 為典型錨定式版樁碼頭
- 主要供管理單位使用
- 現地地質狀況單純且有相關資料
- 具電力供應設施、通訊網路且有一完善遮蔽物（驗潮站）
- 可與原有自由場地震監測站資料整合

15



16

港區微地動調查



台北港區共振主頻等值分佈圖

17



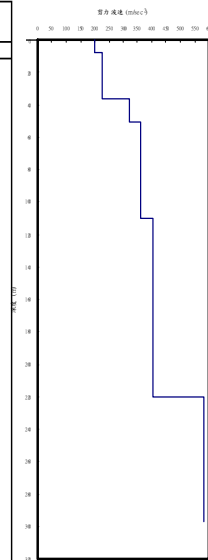
IIMT
監測站

地點：台北港A2區
日期：91/5/30-90/6/17

地下水位：GL-5.00M

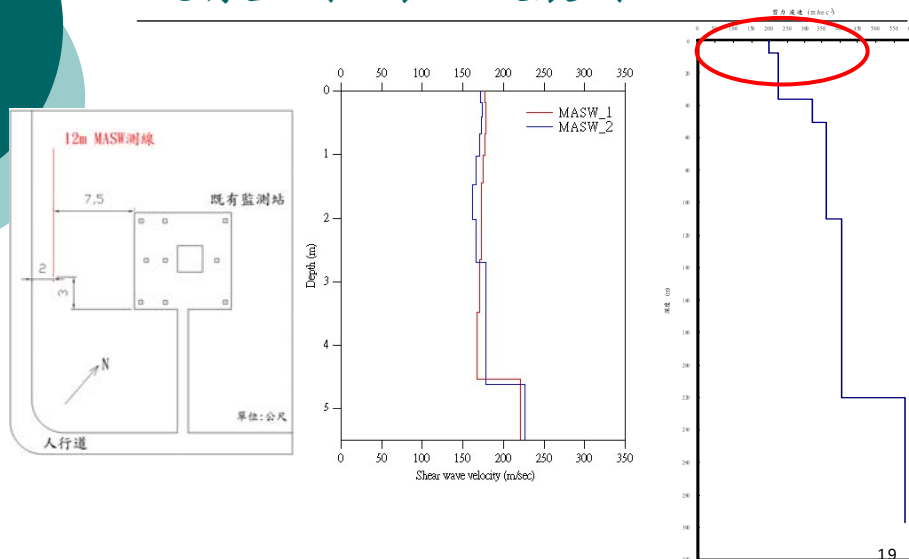
土層深度 (M)	取樣 台尺編號	柱狀圖	土層描述
GL	Q地表		
10			6 回填土
20	Q14.12m		砂石
30	Q29.65m		28 土
40			41 土
50			375 砂
60			375 砂
70			375 砂
80			375 砂
90			375 砂
100	Q00.25m		砂
110			120 土
120			135 土
130			135 土
140			135 土
150			135 土
160			135 土
170			135 土
180			135 土
190			135 土
200			135 土
210			217 砂
220			135 土
230			135 土
240			241 土
250			241 土
260			241 土
270			241 土
280			241 土
290			241 土
300	Q297.3m		土

地震計SV-355



18

現有監測站表面波震測



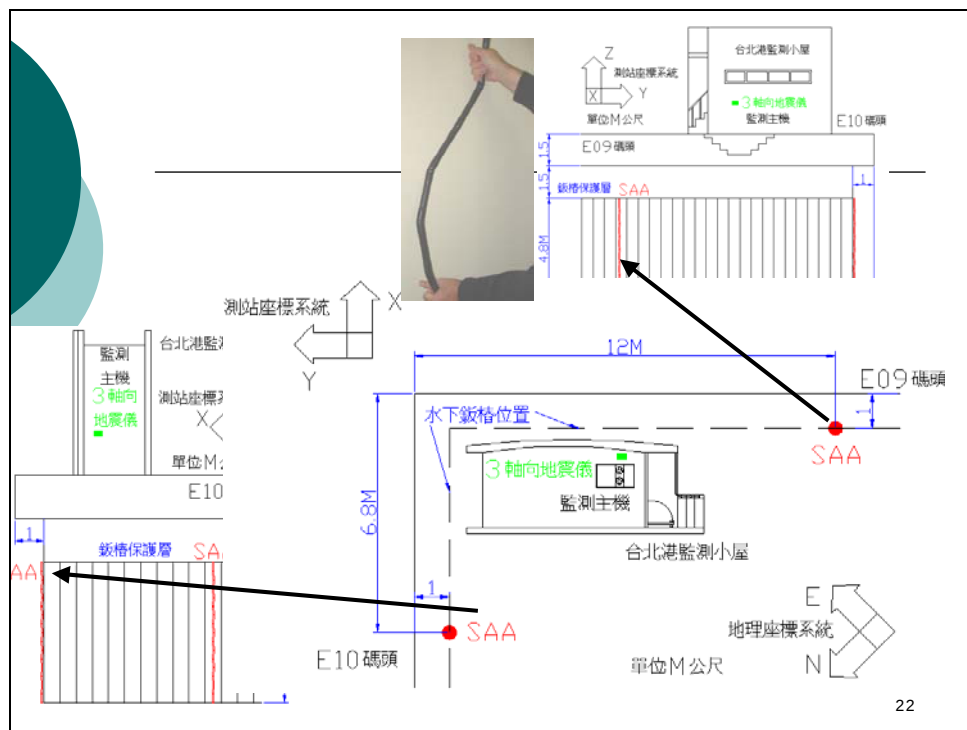
錨定版樁碼頭動態監測站規劃

- 分年建構，初期以表面監測為主
- 監測系統組成：
 - 感測器：陸上地震儀、動態版樁變位監測系統
 - 動態監測主機與通訊系統。
- 監測系統裝設原則：
 - 除監測主機外無設施置於地表。
 - 隱密不顯著，不妨礙交通動線。
 - 遠端遙控與無線通訊。

監測系統列表

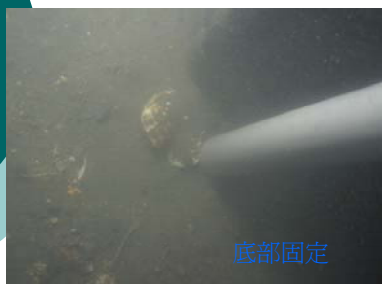
設備	規格	用途
工業電腦	耐高溫至45 °C	監測主機
多頻道動態資料擷取系統	NI PCI-6284 A/D cards	多通道動態資料擷取硬體
陣列式位移計量測系統	Measurand shape array with 16 sensors in 30 cm spacing	版樁動態側向變位量測
陸上地震感應器	三軸向、解析度0.001 gal, DC~250 Hz, Max. acc=2 g	碼頭地表振動監測
網路通信模組	ADSL寬頻+長距離戶外 Wi-Fi	遠端監控
機箱與不斷電系統	可用高? :1558mm, 深? :900mm, U ? :35mm, 19"儀器組合架, 前35U壓克? 門組,	主機保護與電源供應

21



22

動態剖面位移計安裝



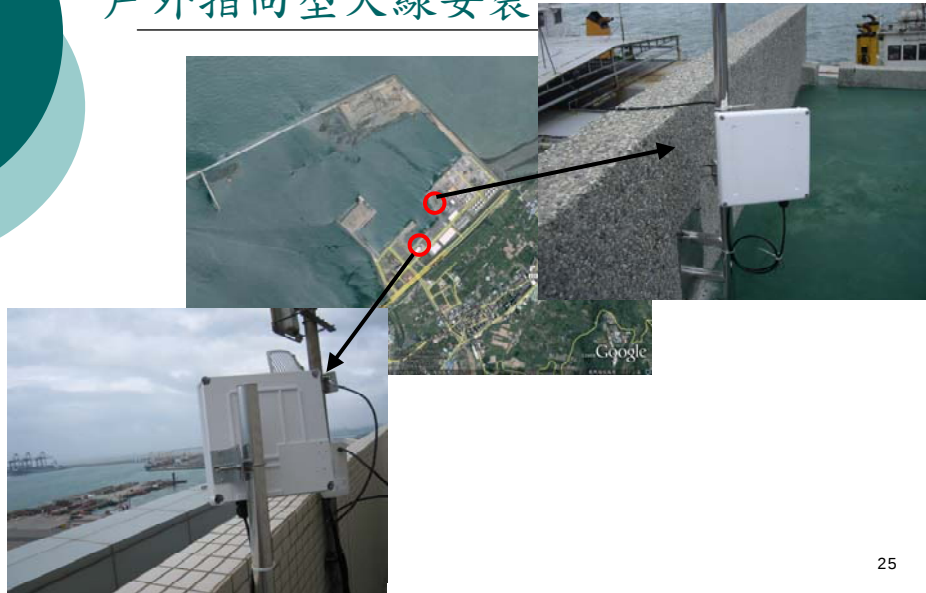
23

監測主機



24

戶外指向型天線安裝



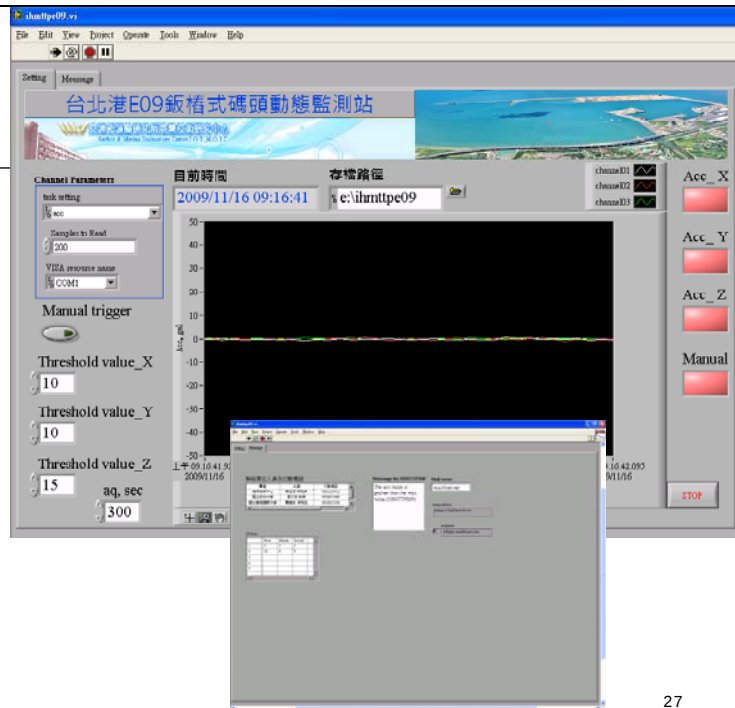
25

TPE09碼頭動態監測程式

- Trigger 設定：水平向地表震動大於5 gal, 每日定時啟動與人工啟動功能
- 通知功能：傳送簡訊通知相關管理人員
- 遠端設定功能，網路傳輸資料(ADSL)
- 量測參數：地震儀頻率為200 Hz，shape array 之頻率約為15 Hz，記錄延時為5 分鐘

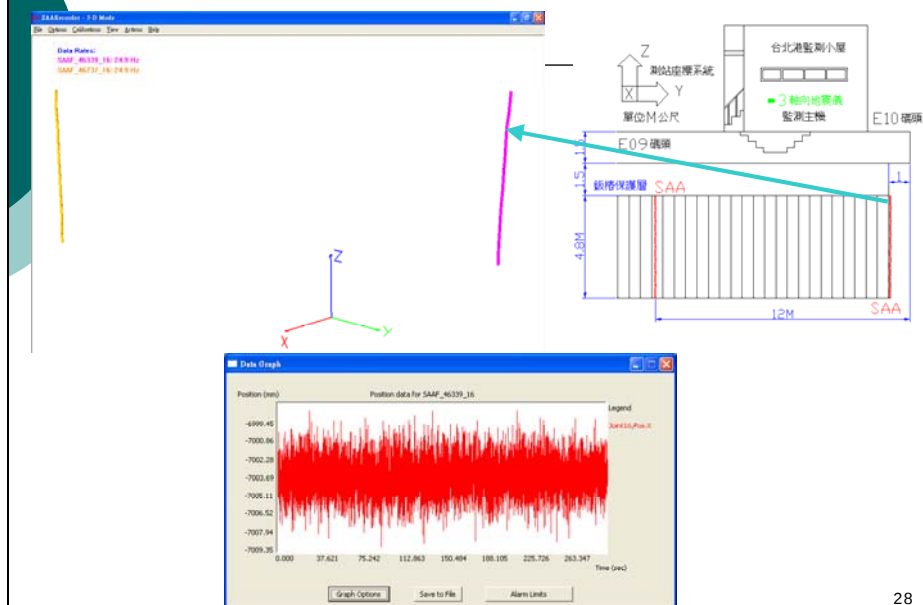
26

操作介面



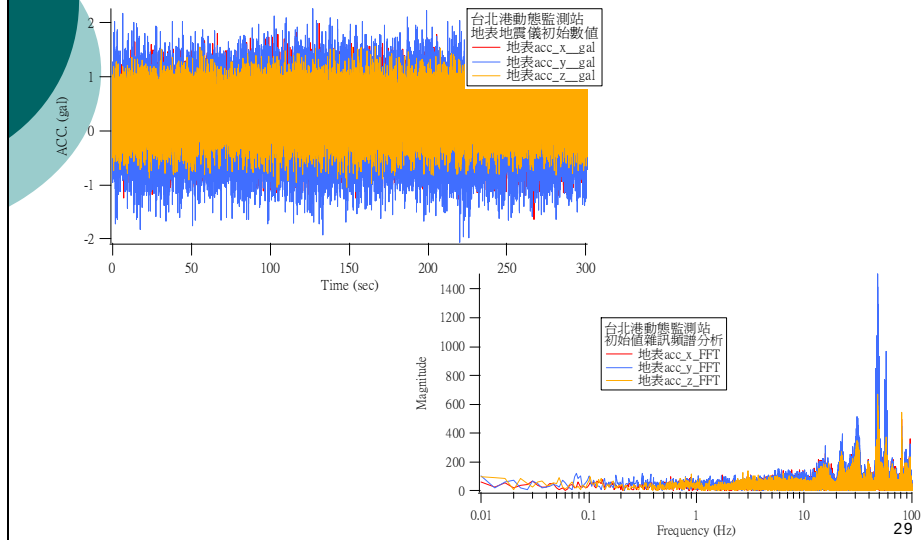
27

TPE09 動態剖面儀初始值

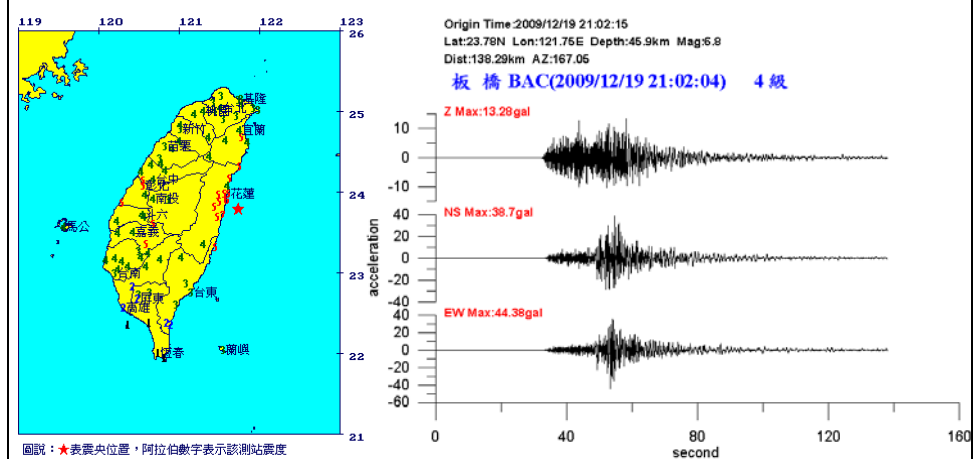


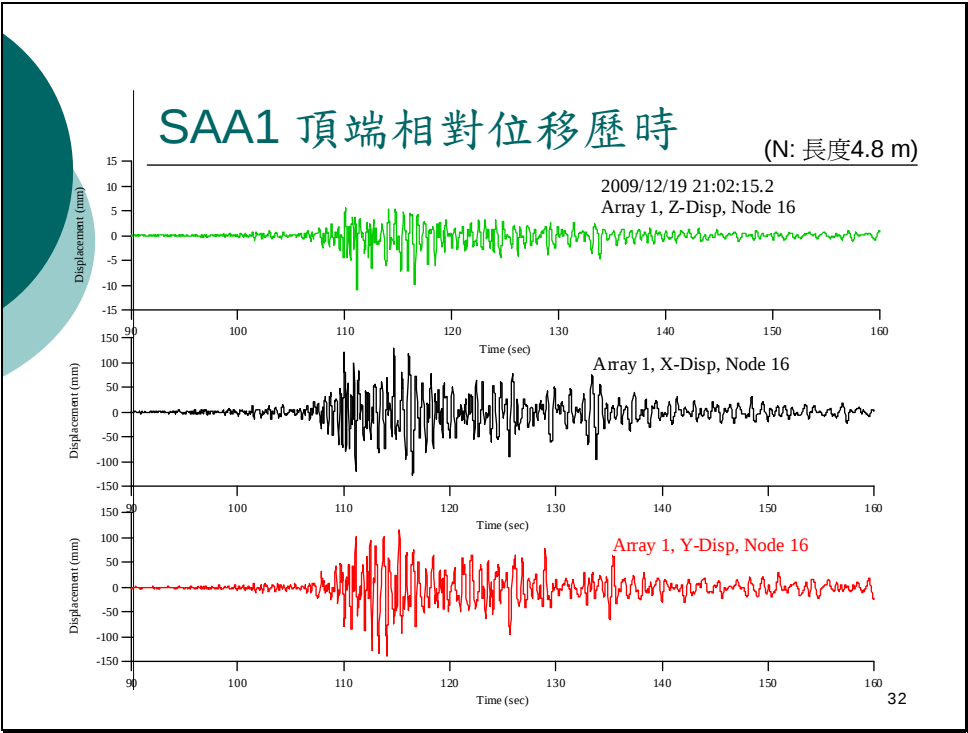
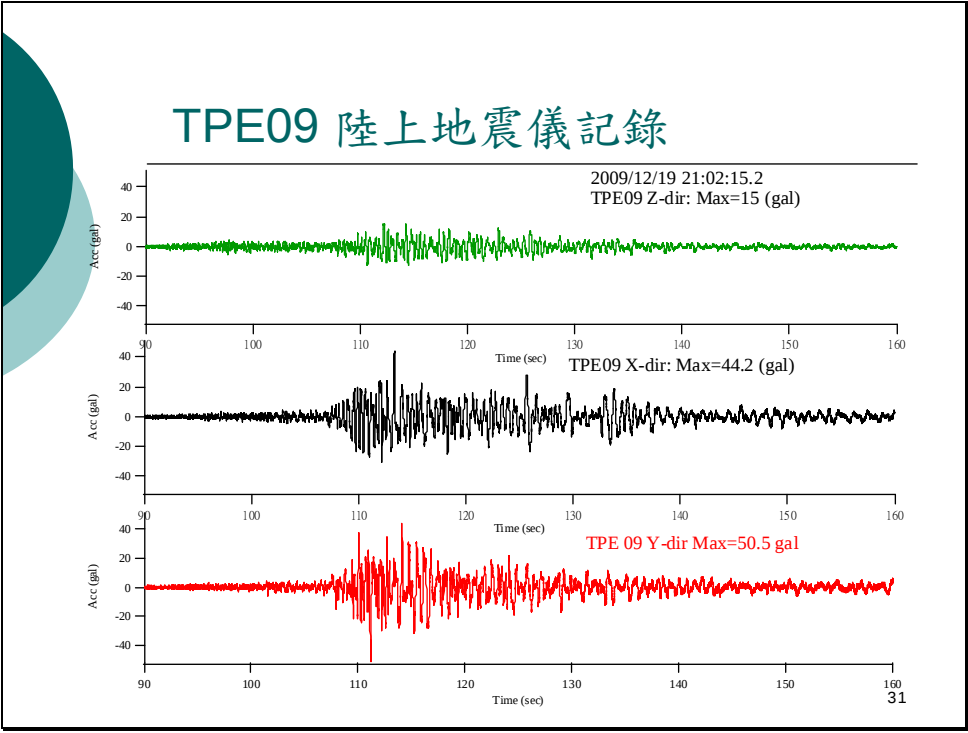
28

TPE09 陸上地震儀背景震動

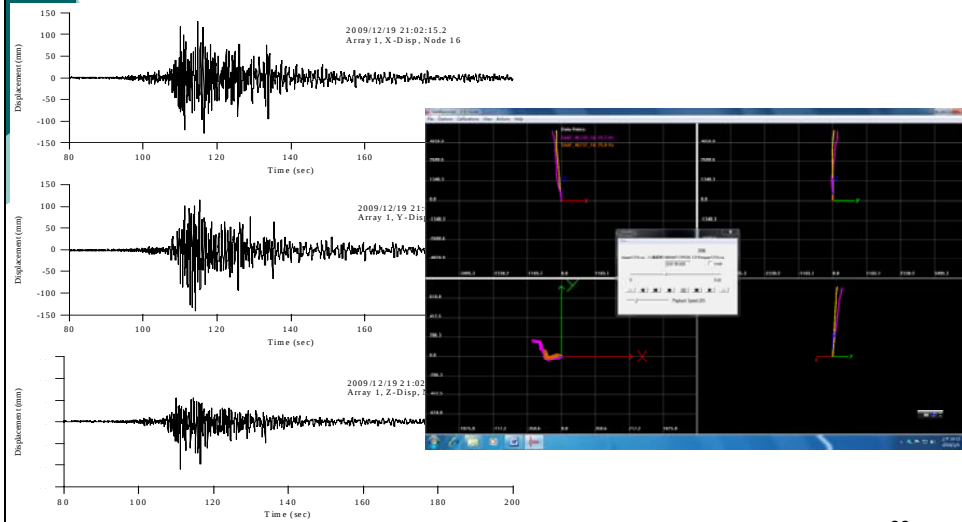


版樁碼頭資料分析：1219花蓮地震紀錄





TPE09 SAA1 頂端相對位移歷時



33

98錨定版樁動態數值模擬

- 動態有效應力分析目的：
 - 現地監測站配置參考
 - 評估引致破壞之門檻加速度
- 程式架構：
 - FLAC6.0+Dynamic option
 - Soil: Mohr-Coulomb/Finn
 - Sheet pile: Beam element+ interface element
 - Anchor: Cable element

34

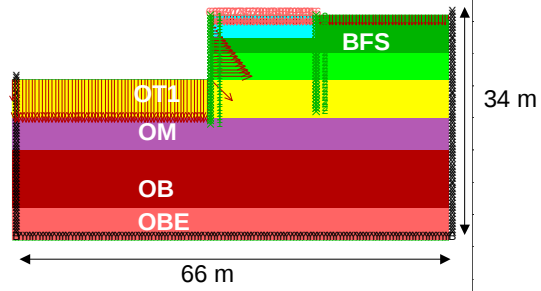
地質模型

FLAC (Version 6.00)

LEGEND

15-Dec-09 17:14
step 11421

Mesh: 0.5*0.5 m



35

模型參數: 土壤元素

土層	底部海床 OB	中間海床 OM	頂部海床 OT1	原有海床 OT2	回填砂層 BFS	回填礫石 BFG
Depth from SL(m)	-29~-20	-20~-15	-15~-9	-9~-5	-5~-2	-2~+1
USCS	SM	CL	SM	SM	SM	GP
N _{1,60}	25	10	12	7	5	>50
Density (kg/m ³)	1850	1850	1800	1800	1750	2100
Shear Modulus (MPa)	98	72	74	40	27	189
Bulk Modulus (MPa)	163	96	123	54	36	207
Cohesion (Pa)	2000	2000	2000	0	0	0
Friction angle (deg)	33	33	33	33	33	45
Dilation angle (deg)	0	0	0	0	0	0
Hardin Γ_{ef}	0.06	0.023	0.08	0.09	0.10	0.01
Finn Parameter C1	--	--	0.39	0.764	0.927	--
Finn Parameter C2	--	--	1.03	0.524	0.432	--

36

模型參數：結構與介面元素

	Elastic Modulus (Gpa)	Moment of Inertia (m ⁴)	Cross Sect. Area (m ²)	Mass Density (kg/ m ³)	Pile Perimeter (m)
Sheet Pile Beams	21	5.65×10 ⁻⁴	0.02	7850	—
Sheet Pile	21	5.65×10 ⁻⁴	0.02	7850	0.54
RC Slab Beam	19.4	6.67×10 ⁻⁴	0.2	2300	--

	Normal Stiffness (MN/m/ m)	Shear Stiffness (MN/m/ m)	Normal Coh. (N/m)	Shear Coh. (N/m)	Normal Friction (deg)	Shear Friction (deg)
ST Backfill	10	5	1000	1000	30	30

37

靜力平衡:平衡垂直有效應力、結構彎距與錨定力

FLAC (Version 6.00)

LEGEND

15-Dec-09 17:08
step 11421



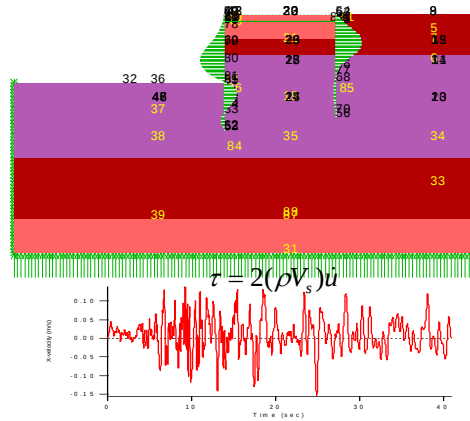
38

監測點位與動態邊界

FLAC (Version 6.00)

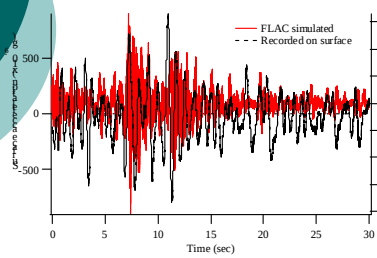
LEGEND

15-Dec-09 20:31
step 12952

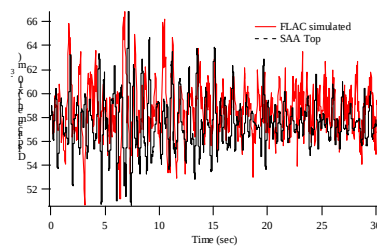


39

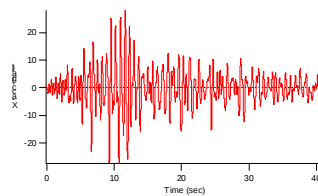
2009/12/19地震紀錄比較



地表加速度比較



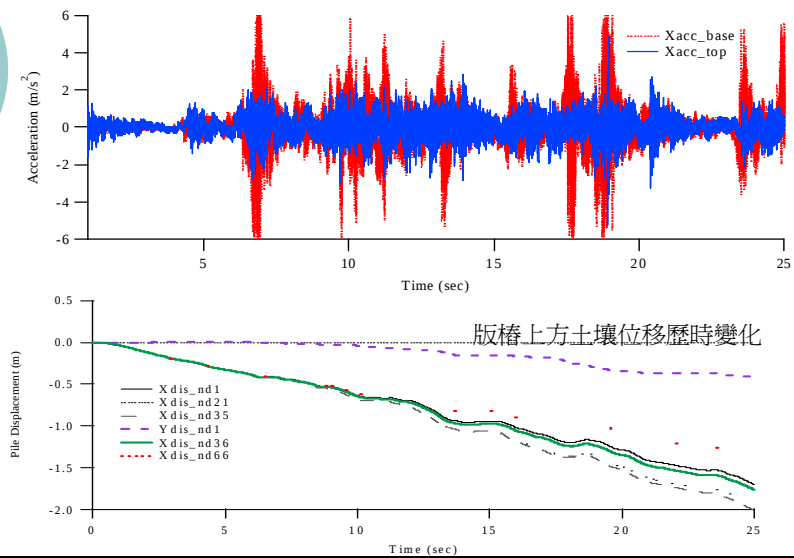
動態剖面儀頂端位移



底部(-29m)輸入地震波形

40

加速度與位移歷時變化



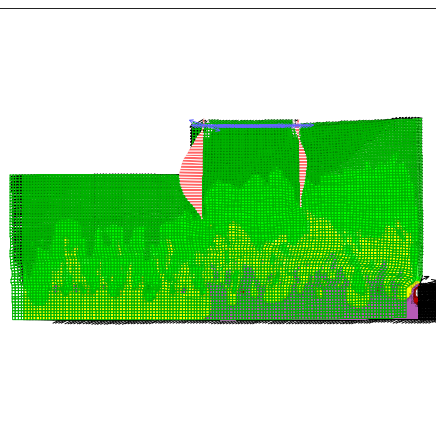
41

土壤結構互制：土壤變形與結構彎距分佈

FLAC (Version 6.00)

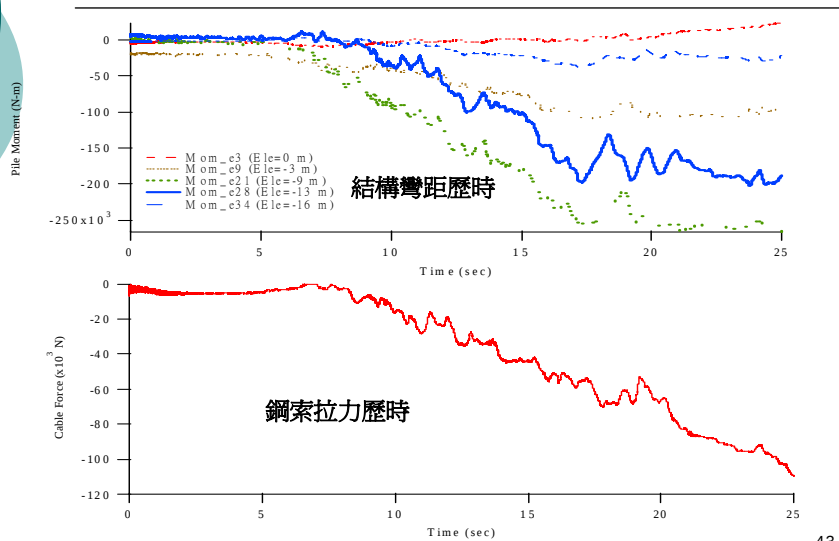
LEGEND

15-Dec-09 22:38
step 5896546



42

結構元素反應



43

99年版樁碼頭監測-TPN02散裝碼頭

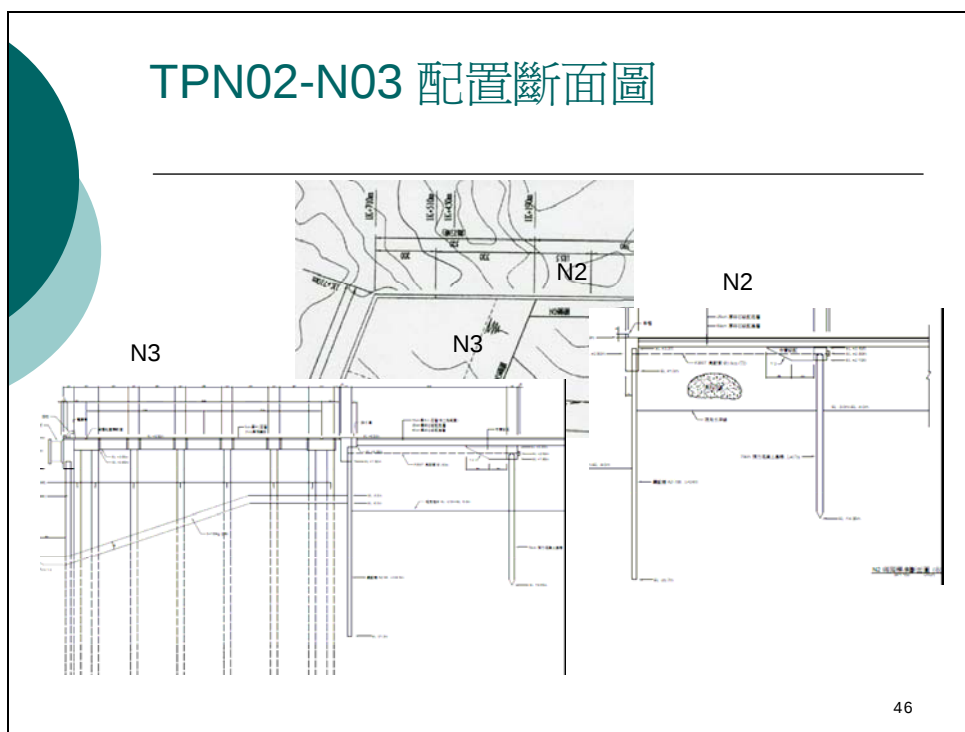
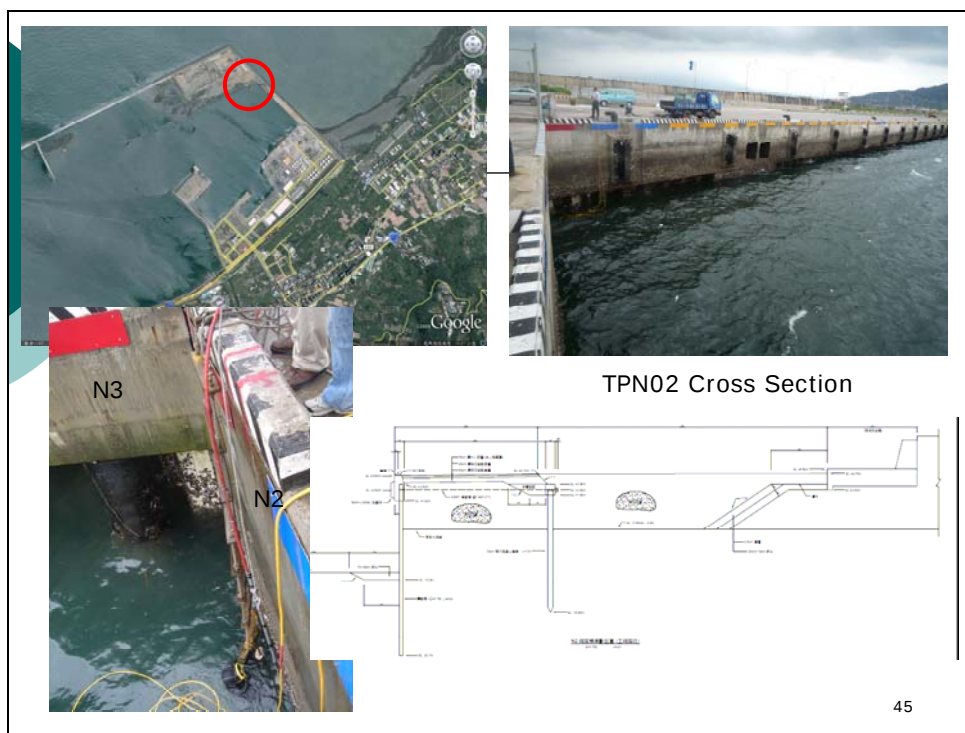
優點：

- 為典型錨定式版樁碼頭
- 地質狀況單純且有相關資料，並有微地動施測資料
- 具電力供應設施且有一完善遮蔽物（工寮）
- 不易遭船隻撞損

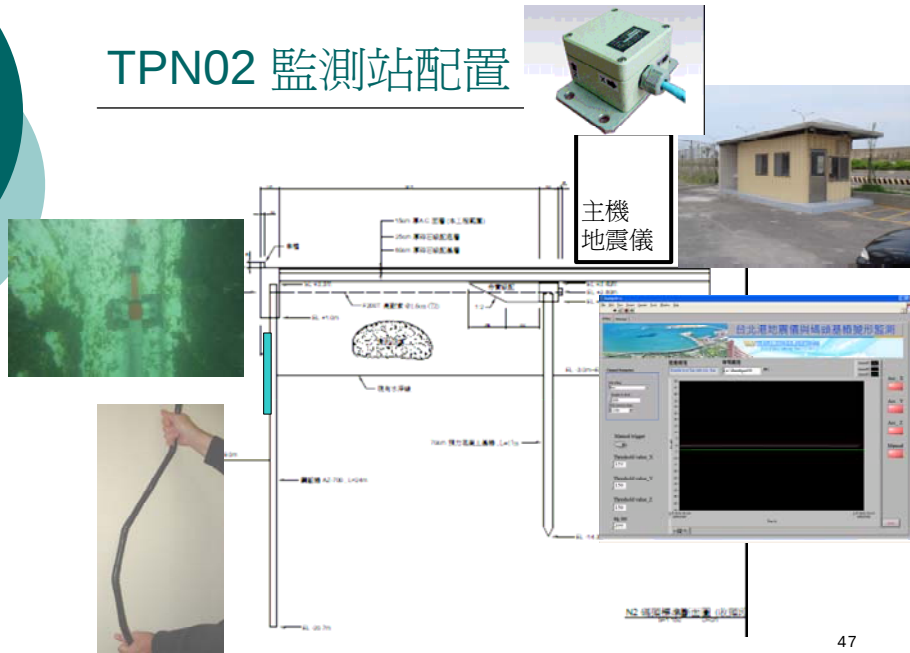
潛在缺點：

- 通訊網路不穩定
- 二種碼頭型式轉角，斷面複雜且3D效應較大。

44

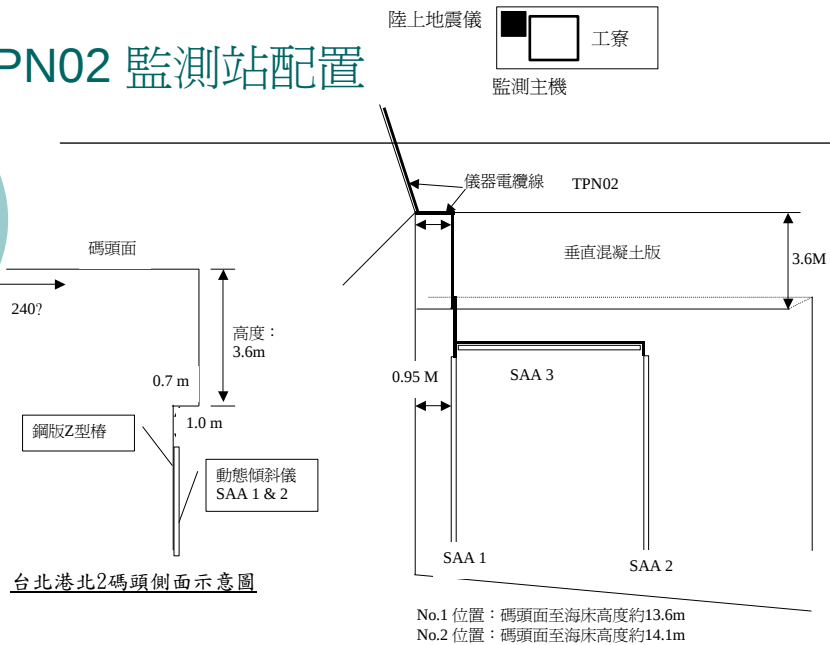


TPN02 監測站配置



47

TPN02 監測站配置



No.1 位置：碼頭面至海床高度約13.6m
No.2 位置：碼頭面至海床高度約14.1m

台北港北2碼頭儀器配置正面示意圖

48

監測系統列表

設備	規格	用途
工業電腦	耐高溫至45 °C	監測主機
多頻道動態資料擷取系統	NI PCI-6284 A/D cards	多通道動態資料擷取硬體
陣列式位移計量測系統	Measurand shape array with 16 sensors in 30 cm spacing	版樁動態變位量測
陸上地震感應器	三軸向、解析度0.001 gal, DC~250 Hz, Max. acc=2 g	碼頭地表振動監測
網路通信模組	ADSL寬頻+長距離戶外Wi-Fi	遠端監控
機箱與不斷電系統	高? :1558mm,深? :900mm, 19"儀器組合架,前壓克門 UPS: 3000KW	主機保護與電源供應

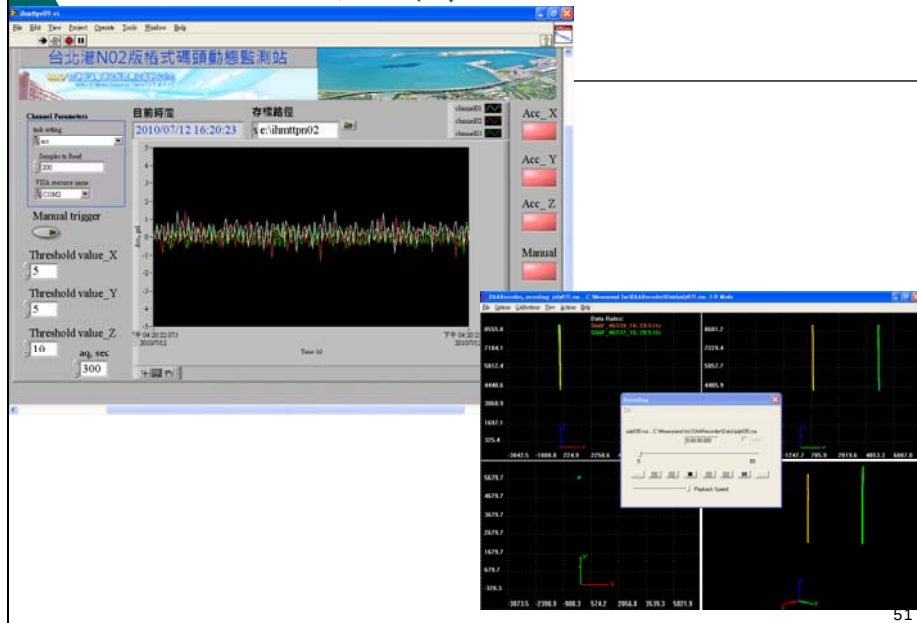
49

TPN02 完工現況



50

TPN02 監測系統現況



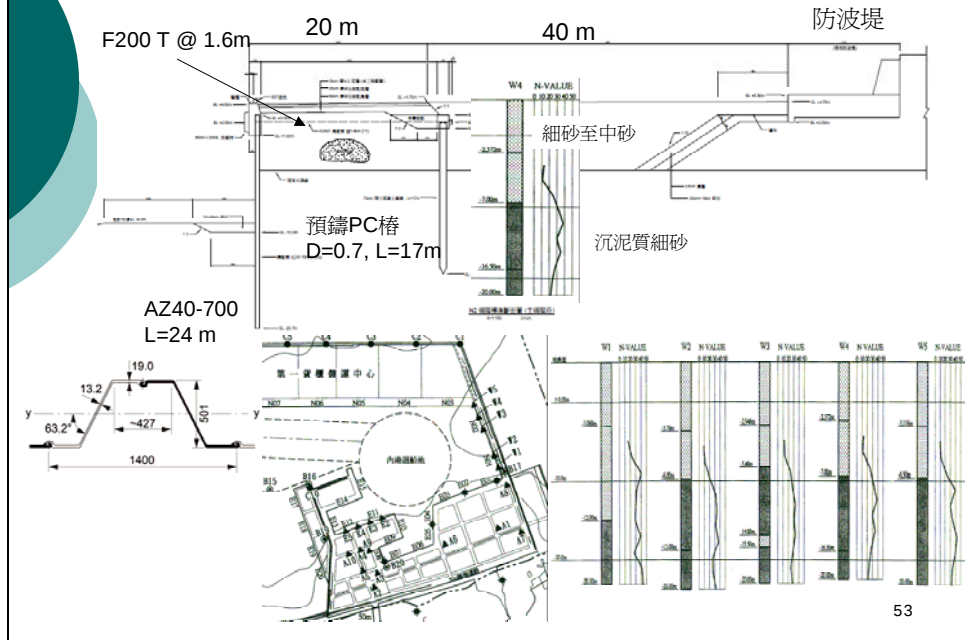
51

TPN02 二維數值分析

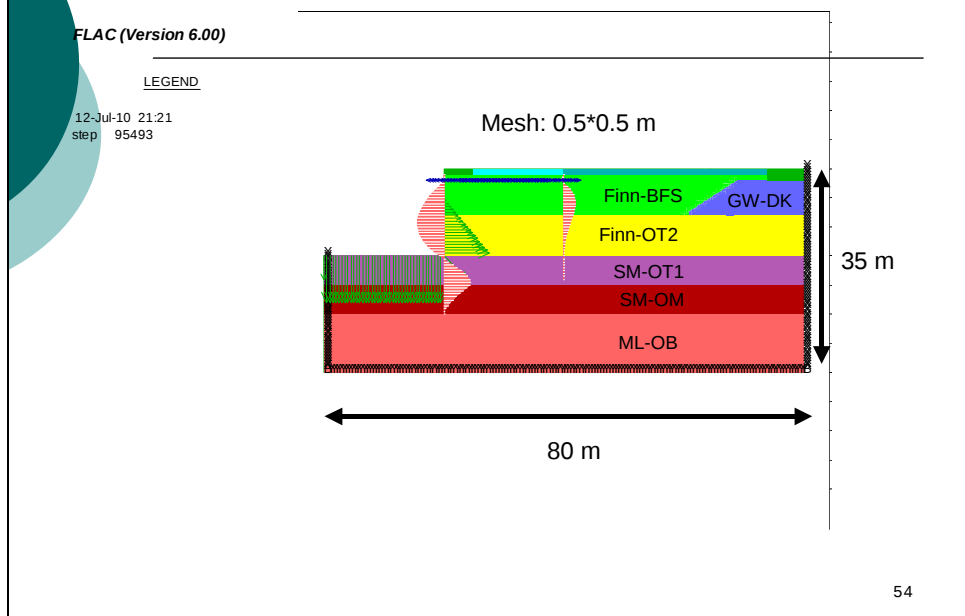
- 動態有效應力分析目的：
 - 現地監測站配置參考
 - 評估引致破壞之門檻加速度
 - 震後速報系統推估模式
- 程式架構：
 - FLAC + Dynamic option
 - Soil: Mohr-Coulomb/Finn
 - Sheet pile: Beam element+ interface element
 - Anchor: Cable element

52

TPN02結構幾何與地質剖面



TPN02 數值模型



模型參數

土層	底部海床 OB(ML)	中間海床 OM(SM)	頂部海床 OT1 (SM)	原有海床 OT2 (SM)	回填砂層 BFS	礫石回填區 GW
Depth from SL(m)	-30~-20	-20~-15	-15~-10	-10~-3	-3~4	4~5
USCS	ML	SM	SM	SM	SM	GP
$N_{1,60}$	30	15	12	10	7	>50
Density (kg/m ³)	1850	1800	1850	1800	1750	2100
Shear Modulus (MPa)	72	72	74	40	27	189
Bulk Modulus (MPa)	96	96	123	54	36	207
Cohesion (Pa)	6000	3000	2000	2000	1000	0
Friction angle (deg)	30	28	28	28	28	45
Dilation angle (deg)	0	0	0	0	0	0
Hardin r_{ef}	0.06	0.023	0.08	0.09	0.10	0.01
Finn Parameter C1	--	--	--	0.764	0.927	--
Finn Parameter C2	--	--	--	0.524	0.432	--

55

模型參數：結構與介面元素

	Elastic Modulus (Gpa)	Moment of Inertia (m ⁴)	Cross Sect. Area (m ²)	Mass Density (kg/ m ³)	Pile Perimeter (m)	Spacing (m)
Sheet Pile (Z40-700)	21	1×10^{-3}	0.243	7850	2.92	0
PC Pile (D=0.7 m)	3.1	1.2×10^{-2}	0.385	2400	2.2	1.6
Tie Rod (200T)	21	--	5.1×10^{-4}	7850	--	1.6

	Normal Stiffness (MN/m/m)	Shear Stiffness (MN/m/m)	Normal Coh. (N/m)	Shear Coh. (N/m)	Normal Friction (deg)	Shear Friction (deg)
ST Backfill	10	5	1000	1000	30	30

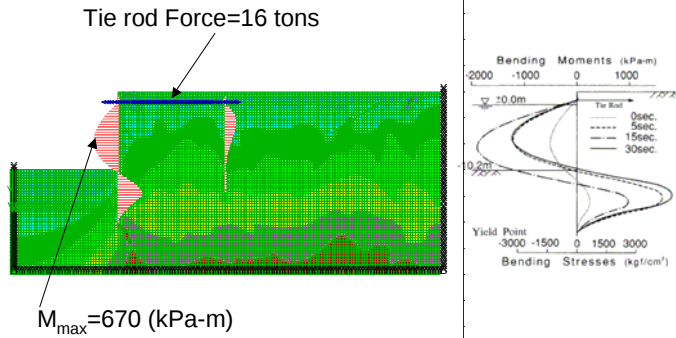
56

靜力平衡:平衡垂直有效應力、結構彎距與錨定力

FLAC (Version 6.00)

LEGEND

12-Jul-10 21:52
step 95493



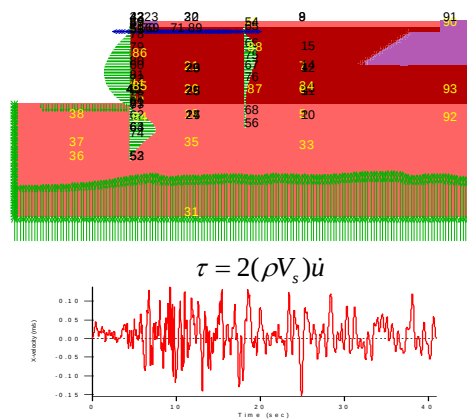
57

監測點位與動態邊界

FLAC (Version 6.00)

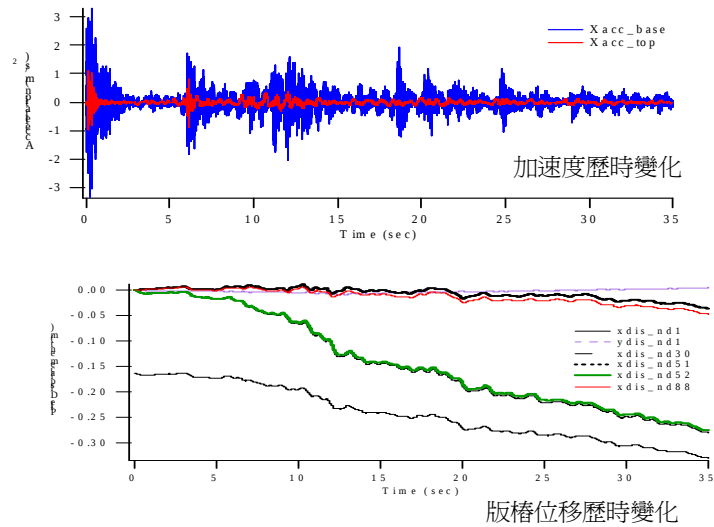
LEGEND

12-Jul-10 22:03
step 95493



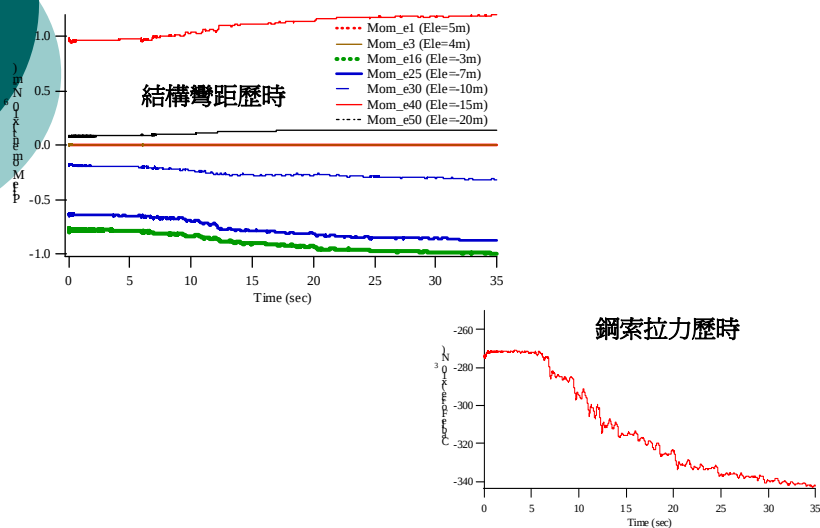
58

加速度與位移歷時變化



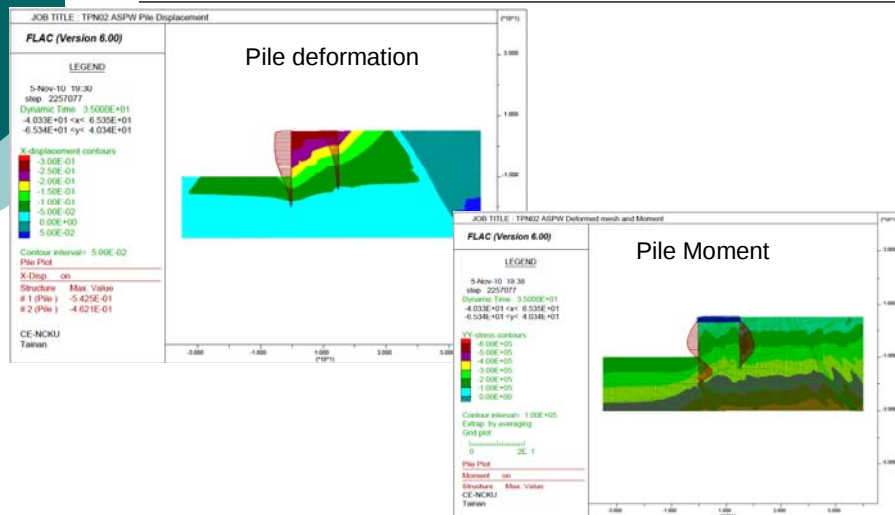
59

結構元素反應



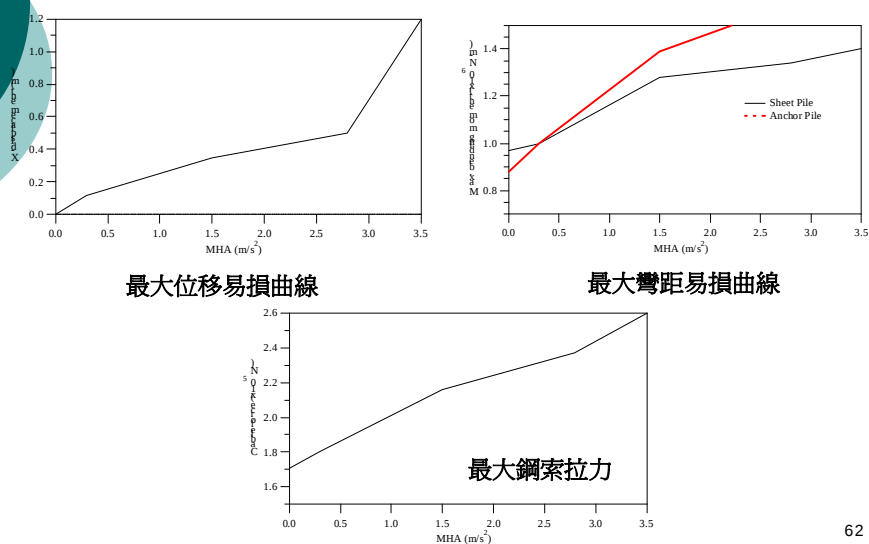
60

TPN02 SSI :土壤變形與結構彎距分佈



61

TPN02版樁易損曲線



62

二維動態有效應力數值初步結果

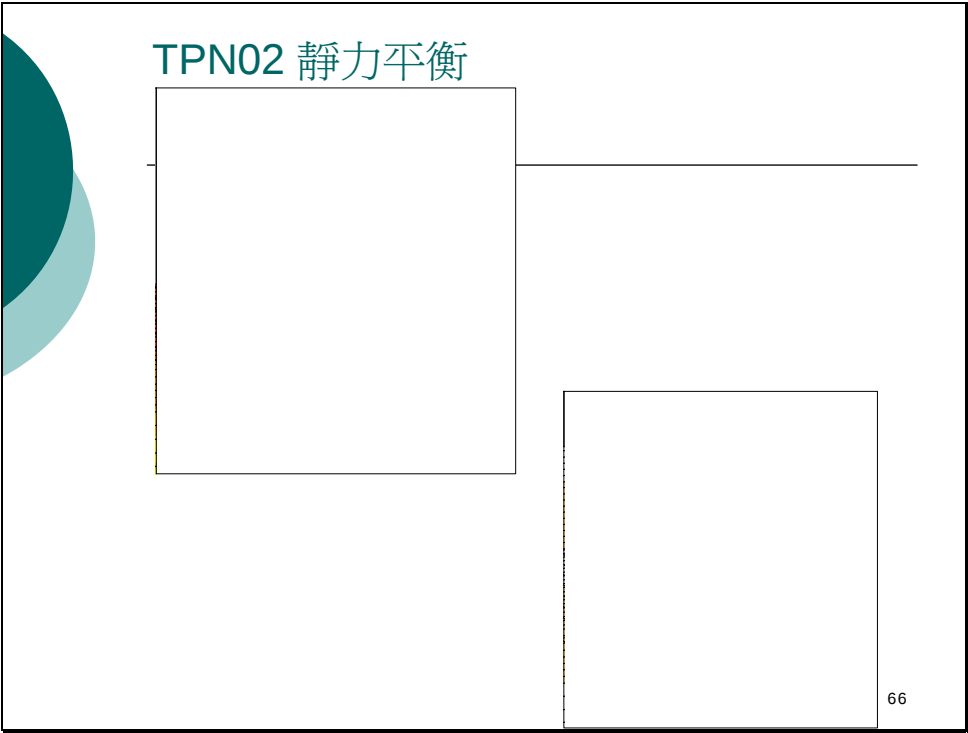
- 現地震波放大效應不顯著。
- 面海版樁之最大位移發生於樁頂，錨定基樁亦發生於樁頂，水平向位移較垂直向為大，面海版樁頂與樁底之相對位移為0.10 m。
- 面海版樁受震後最大彎距發生於海床深度，版樁頂彎距較靜態時($t=0$ 時)增加約30%。
- 鋼索拉力歷時，其較靜態時增加26%，其最大拉力為340 kN (34 tons)。
- 初步分析顯示考慮孔隙水壓力激發與動力反應下，其結構荷重將大幅增加。

63

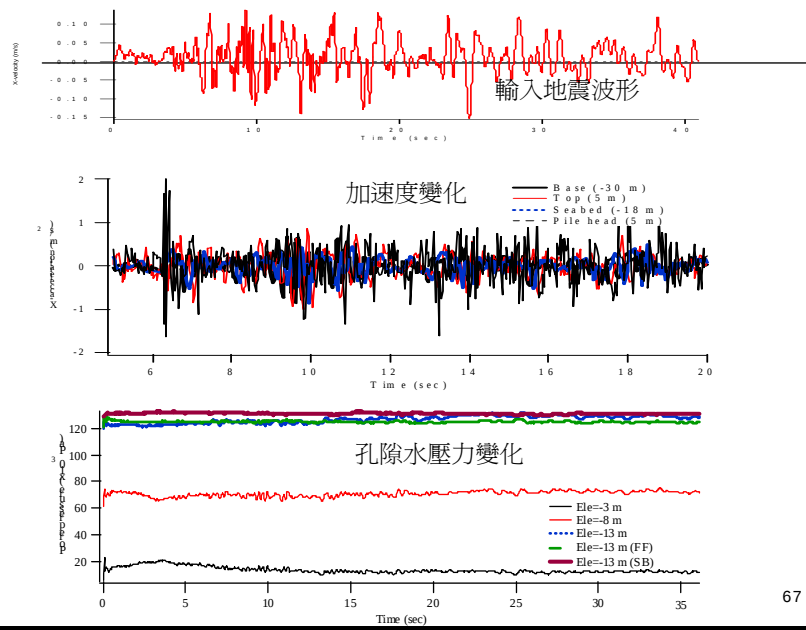
三維錨定版樁動態數值模擬

- 數值模擬分四個步驟：
 1. 三維網格建立與靜力平衡
 2. 使用Finn 模式於可能液化土壤
 3. 給定阻尼參數和動態邊界條件
 4. 規劃監測點並由底部施加動態水平地震力

64

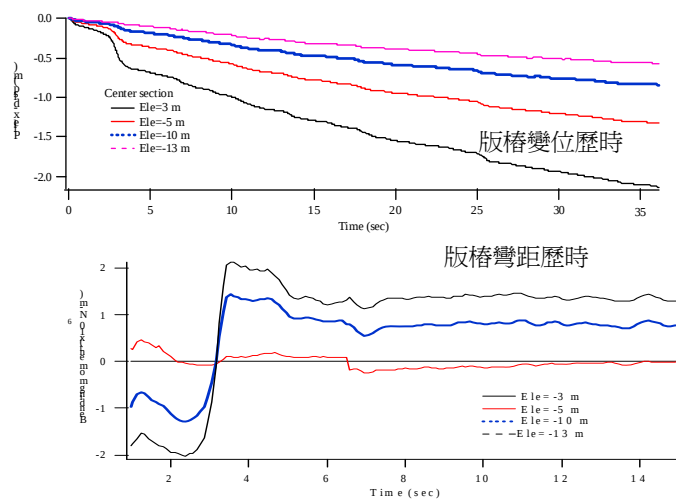


土層反應



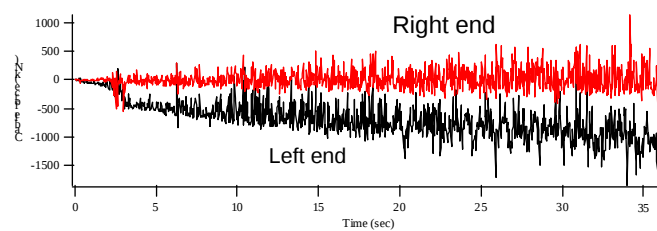
67

TPN02 版樁反應



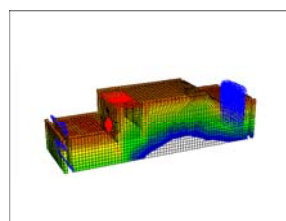
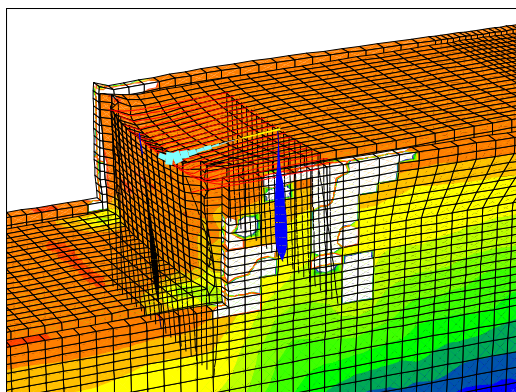
68

錨定鋼索張力變化



69

版樁整體變位



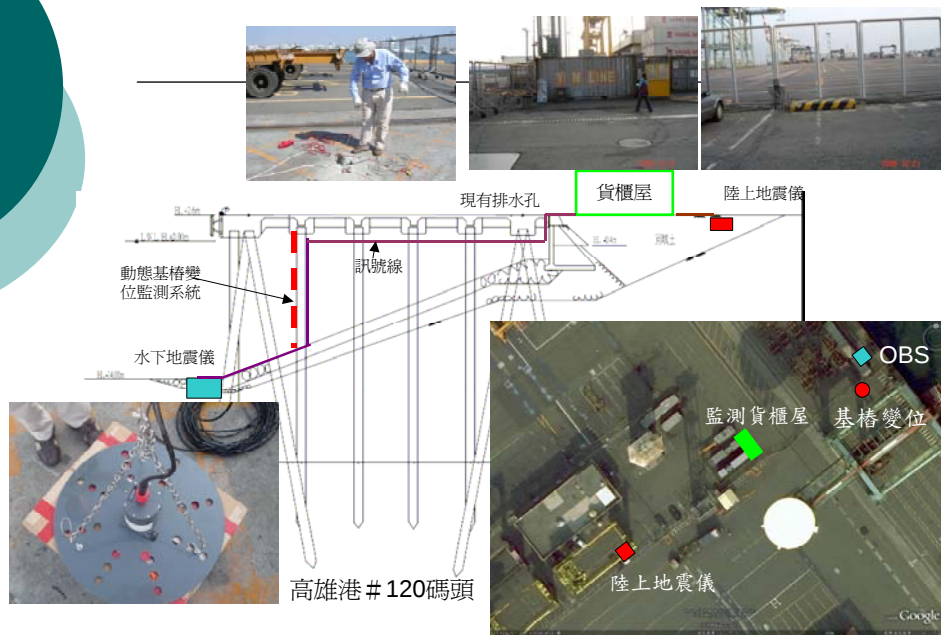
70

三維分析結果整理

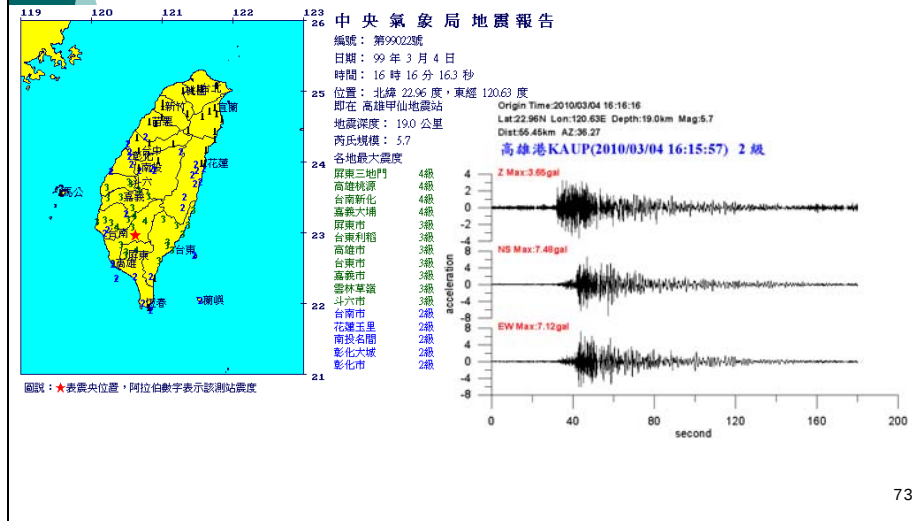
- 三維數值分析結果顯示三維模型下土層有放大之現象
- 現有模型不致產生液化現象，但卻可因慣性力產生顯著位移。
- 版樁可能產生大於2.1m 向海側之位移，版樁頂底相對位移為1.6 m，最大位移發生於樁頂，且具有三維效應。
- 版樁最大彎距發生於海床以下，且彎距之反曲點隨時間增加而下移。最大彎距發生於靠近樁底，版樁最大彎距為 2.01×10^6 N-m。
- 錨定鋼索兩端張力歷時顯示最大張力約為300 kN。

71

KH120監測場址與配置

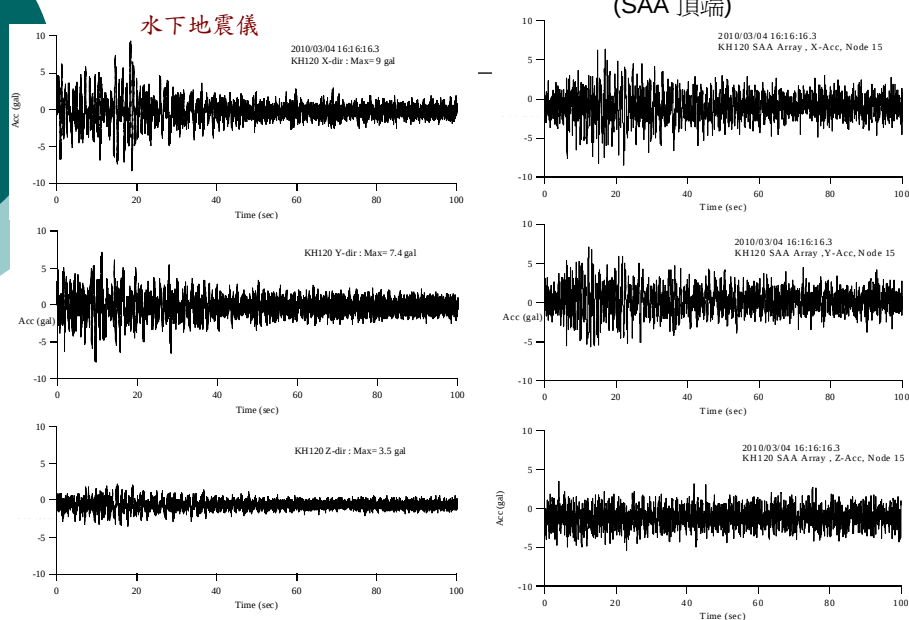


棧橋式碼頭監測紀錄:0304甲仙地震

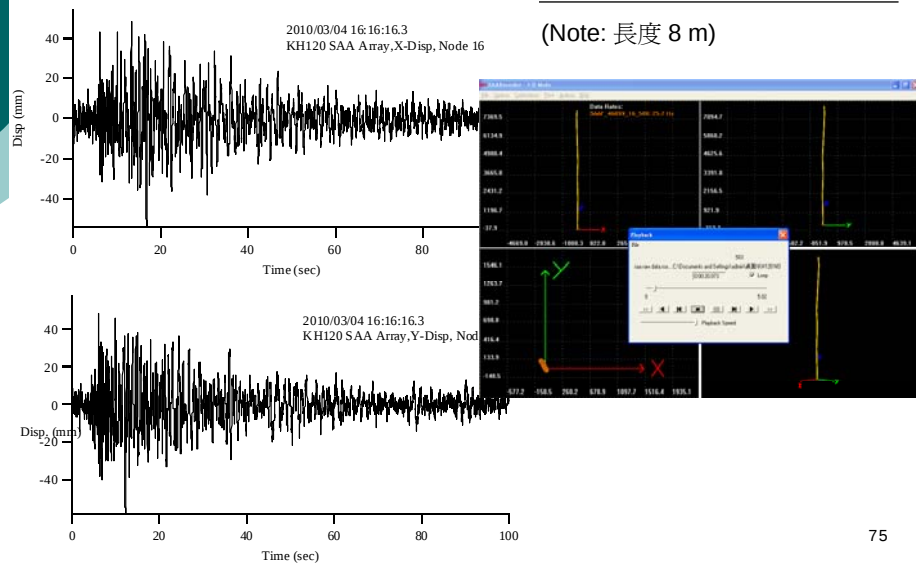


73

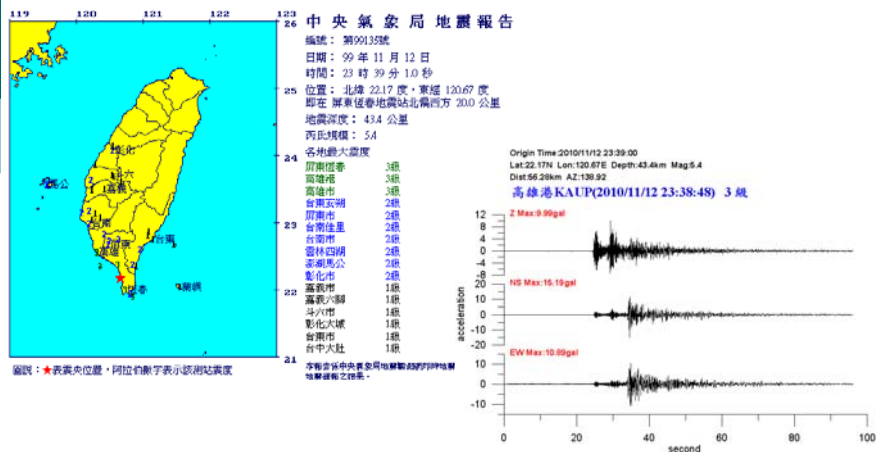
KH120 加速度記錄



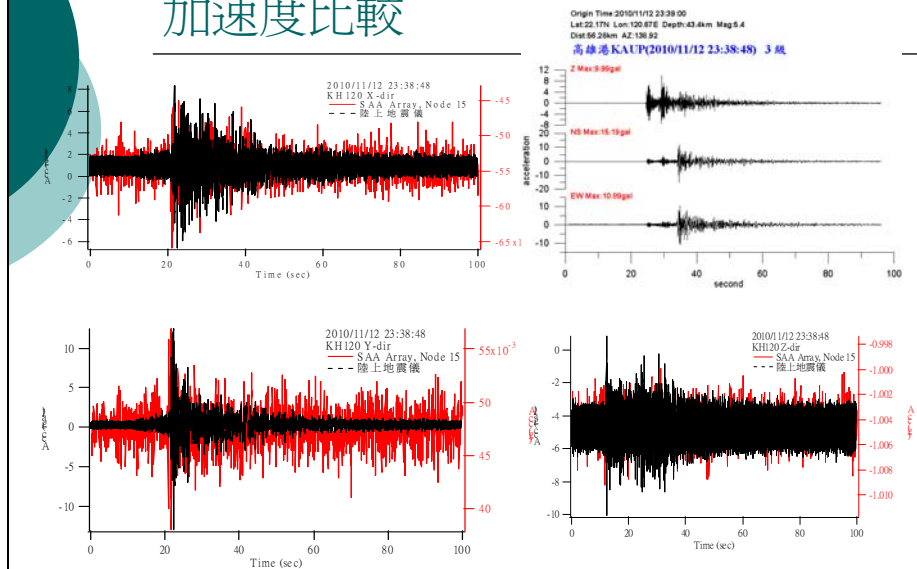
KH120 SAA 頂端相對位移歷時



2010/11/12 地震

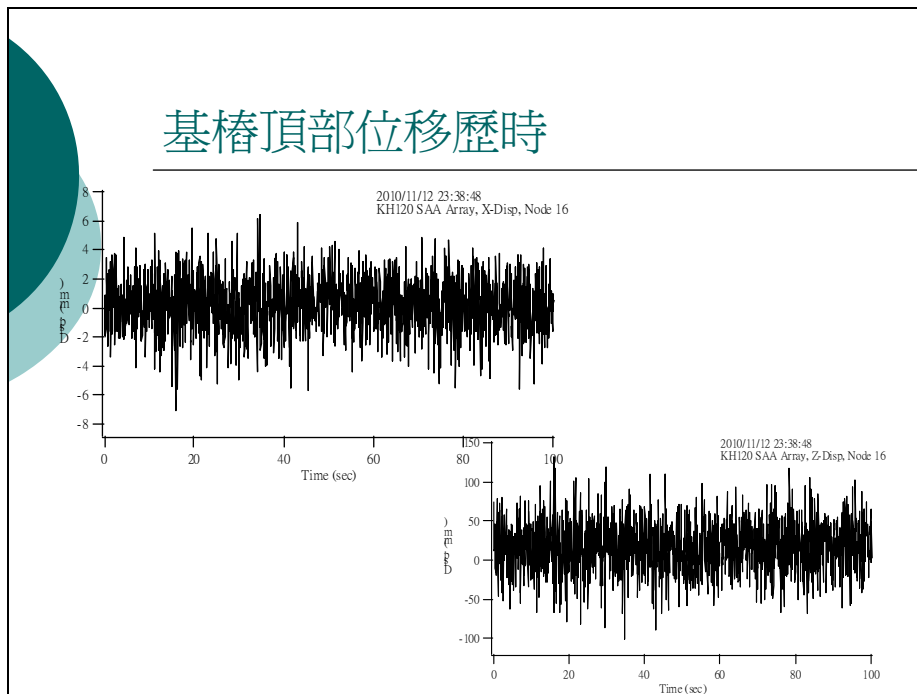


加速度比較



77

基樁頂部位移歷時



78

結論與建議

- 本年度選定於台北港N02號碼頭設置監測系統，文獻指出錨定版樁式碼頭破壞常由碼頭位移量控制。
- 完成之錨定版樁碼頭之動態有效應力數值初步分析顯示：
 - 版樁最大位移發生於樁頂，錨定基樁亦發生於樁頂，水平向位移較垂直向為大，面海版樁頂與樁底之相對位移為0.10 m。
 - 版樁受震後最大彎距發生於海床深度，版樁頂彎距較靜態時($t=0$ 時) 增加約30%。
 - 鋼索拉力歷時，其較靜態時增加26%，其最大拉力為340 kN (34 tons)。
 - 初步分析顯示考慮孔隙水壓力激發與動力反應下，其結構荷重將大幅增加。

79

結論與建議 (Cont.)

- 三維分析結果顯示其位移、彎距較二維分析為大且有軸向變異，但結果仍需進一步驗證
- TPN02版樁碼頭動態監測站包括陸上三向度地震儀、動態位移剖面及自動啟動之動態資料擷取系統，目前相關功能正常。
- KH120棧橋式碼頭監測站已成功紀錄數次顯著地震。
- 利用二維數值分析成果，目前完成TPN02版樁碼頭系統不同地表加速度下之易損曲線，此可作為以地表加速度為指標之災損速報模式。

80

後續建議事項

- 本年度數值分析時之土壤參數均以文獻建議數值，建議往後增加現地取樣試體之室內動態試驗
- 現地監測站已完成裝設與整合，後續成果檢核、校正與微調仍需持續測試，希望後續計畫可編列相關經費擴增與維護
- 由於現地監測站資料有限，為驗正與改善數值模型，建議後續可進行大型振動台試驗。

81

簡報完畢
敬請指教



82