

101-28-7602

MOTC-IOT-100-H1DB004a

港區碼頭構造物動態模型試驗與 數值模擬之研究(1/4)



交通部運輸研究所

中華民國 101 年 3 月

101

港區碼頭構造物動態模型試驗與數值模擬之研究
(1/4)

交通部運輸研究所

GPN : 1010100320

定價: 150 元

101-28-7602

MOTC-IOT-100-H1DB004a

港區碼頭構造物動態模型試驗與 數值模擬之研究(1/4)

著 者：謝明志、陳志芳、張文忠、林炳森

交通部運輸研究所

中華民國 101 年 3 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

港區碼頭構造物動態模型試驗與數值模擬之研究(1/4)

/謝明志等著.--初版.-- 臺北市：交通部運輸研究所，
民 101.03

面 ； 公分

ISBN 978-986-03-1807-4 (平裝)

1. 港埠工程 2.土壤力學 3.數值分析

443.33

101002694

港區碼頭構造物動態模型試驗與數值模擬之研究(1/4)

著 者：謝明志、陳志芳、張文忠、林炳森

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 101 年 3 月

印 刷 者：群彩印刷科技股份有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 90 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：150 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：1010100320

ISBN：978-986-03-1807-4 (平裝)

著作財產權人：中華民國(代表機關：交通部運輸研究所)

本著作保留所有權利，欲利用本著作全部或部份內容者，須徵求交通部運輸研究所書面授權。

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：港區碼頭構造物動態模型試驗與數值模擬之研究(1/4)			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN 978-986-03-1807-4 (平裝)	政府出版品統一編號 1010100320	運輸研究所出版品編號 101-28-7602	計畫編號 100-H1DB004a
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：04-26587113 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 研究人員：陳家漢、楊玉章、吳珮如、黃品萱 地址：701 臺南市大學路 1 號 聯絡電話：06-2757575~63128		研究期間 自 100 年 02 月 至 100 年 12 月
關鍵字：動態土壤結構互制、土壤液化、動態模型試驗、數值模擬、錨碇板樁碼頭			
摘要： 港口為臨海國家之重要物資進出通道，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。交通部運研所港研中心目前已於港區建置自由場強震及液化觀測站、棧橋式碼頭動態監測站及板樁式碼頭動態監測站等設施，前期研究以監測站建置與以數值分析結果建立以地表震動最大加速度值為指標之碼頭震後災損速報系統模式，但受限於現地土層動態分析參數無法精確取得，且無較大之地震進行數值模擬之驗證，因此對災損速報系統模式之可靠度無法提升，且現有極限平衡分析於受震下之機制與前期數值模擬結果有所不同，有鑑於此，本期計畫為進行大尺寸動態碼頭模型試驗，以率定數值分析模式，並釐清相關疑點，本年度為進行錨碇板樁碼頭模型動態液化試驗與數值模擬，初步分析成果顯示數值模型與實體模型試驗結果相近，且與極限平衡分析之假設有所不同。 成果與效益： 1. 提供板樁型式碼頭進行動態土壤-結構互制行為數值分析驗證資料。 2. 提供板樁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。 3. 研究成果可提供各港務局及相關單位，作為港灣碼頭工程規劃設計與補強之參考，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
101 年 3 月	184	150	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: Physical and Numerical Modeling on Seismic Responses of Harbor Supporting Systems (1/4)			
ISBN (OR ISSN) ISBN978-986-03-1807-4 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010100320	IOT SERIAL NUMBER 101-28-7602	PROJECT NUMBER 100-H1DB004a
DIVISION: Harbor & Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Yung-Fang Chiu PRINCIPAL INVESTIGATOR: M. J. Hsieh PROJECT STAFF: J. F. Chen PHONE: 04-26587113 FAX: 04-26564418			PROJECT PERIOD FROM February, 2011 TO December 2011
RESEARCH AGENCY: NCKU Research And Development Foundation PRINCIPAL INVESTIGATOR: W. J. Chang CO-PROJECT INVESTIGATOR: P. S. Lin ADDRESS: No.1, University Road, Tainan 701, Taiwan (R.O.C) PHONE: 886-06-2757575~63128			
KEY WORDS: Dynamic soil-structure interaction, Liquefaction, Dynamic physical modeling, Numerical simulation, Anchored sheet pile wharf			
ABSTRACT: A harbor is an important entrance for resources and aids import after major earthquakes. In previous study, the IHMT has established real time field monitoring stations for free field, pile-supported wharf, and anchored sheet pile port. One of the goals for these seismic stations is transferred to a rapid assessment system after devastating earthquakes based on surface acceleration measurements. The key to successive rapid after-shock assessment is reliable numerical modeling. Due to the shortage of soil parameters and lack of significant excitations, these numerical simulations have not been verified and tested. The proposed project will conduct dynamic physical modeling of various wharf systems on seismically liquefied soils. Wharf models within a laminar shear box are excited by the shaking table at NCREC to liquefy the backfilled soils. Temporal and spatial responses of soil particle motions pore pressures, and wharf structure components are monitored and used to verify the numerical results for the corresponding numerical model for model calibration. The calibrated numerical models will be used to predict the dynamic responses of filed monitoring stations as part of the prototype for a seismic quick damage evaluation system. In addition, the numerical results can be adopted for improvements of design and analysis frameworks of current practice. ACHIEVEMENT AND BENEFIT : 1. Providing verification data for numerical simulations on dynamic soil-structure interactions of harbor sheet pile systems. 2. Establishing numerical simulation procedure for harbor sheet pile systems subjected to seismic loading and basic framework for performance-based design. 3. Providing alternative approaches for port administrations on seismic reinforcement design for active harbor facilities.			
DATE OF PUBLICATION March 2012	NUMBER OF PAGES 184	PRICE 150	CLASSIFICATION ☐ RESTRICTED ☐ CONFIDENTIAL ☐ SECRET ☐ TOP SECRET ☒ UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

港區碼頭構造物動態模型試驗與數值模擬之研究(1/4)

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 計畫概要	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	1-3
1.3 研究方法	1-5
1.4 國內外有關本計畫之研究情況	1-6
1.5 研究內容、項目與成果要求	1-7
1.6 進行步驟	1-9
1.7 預期成果、效益及其應用	1-11
第二章 文獻回顧與前期成果	2-1
2.1 液化土層碼頭破壞機制	2-1
2.2 板樁碼頭極限平衡分析法比較	2-5
2.2.1 極限平衡分析法	2-5
2.2.2 作用於板樁式碼頭之外力	2-5

2.2.3 板樁式碼頭受力機制	2-11
2.2.4 板樁式碼頭設計方法	2-14
2.3 液化土壤—擋土結構系統互制數值分析	2-17
2.4 前期板樁碼頭研究成果說明	2-19
第三章 板樁碼頭震動台液化試驗	3-1
3.1 試驗簡介	3-1
3.2 極限平衡分析模型設計	3-1
3.2.1 模型假設	3-1
3.2.2 主樁受力機制假設	3-2
3.2.3 結果整理	3-5
3.2.4 板樁式碼頭模型建立	3-12
3.3 試驗設備	3-15
3.3.1 大型雙軸向剪力試驗盒	3-15
3.3.2 大型砂土貫落箱	3-18
3.3.3 量測儀器與配置	3-21
3.4 試體準備與試驗步驟	3-26
3.4.1 錨碇式板樁碼頭模型之架設	3-26
3.4.2 量測儀器之架設	3-27
3.4.3 砂土貫降與人工回填	3-28
3.4.4 地震模擬	3-30
3.4.5 試驗資料量測	3-30

3.5 試驗資料處理與呈現.....	3-31
3.5.1 資料分析架構.....	3-31
3.5.2 加速度計及位移計資料分析.....	3-31
3.5.3 水壓計資料分析.....	3-33
3.5.4 微型單向加速度計資料分析.....	3-34
3.5.5 Shape array 資料分析.....	3-38
3.5.6 應變計資料分析.....	3-43
3.5.7 模型量測與極限平衡及文獻比較.....	3-45
第四章 震動台模型二維有效應力動態分析.....	4-1
4.1 數值分析原理.....	4-1
4.1.1 FLAC 動態分析介紹.....	4-1
4.1.2 分析程序.....	4-7
4.2 錨碇板樁碼頭模型有效應力動態數值分析.....	4-10
4.2.1 分析原理與程序.....	4-11
4.2.2 數值分析模型.....	4-12
4.2.3 板樁模型數值分析結果.....	4-17
第五章 二維錨碇板樁動態數值模擬.....	5-1
5.1 TPE09 錨碇板樁碼頭有效應力動態數值分析.....	5-1
5.1.1 TPE09 數值分析模型.....	5-1
5.1.2 TPE09 數值分析結果.....	5-8
5.2 TPN02 錨碇板樁碼頭有效應力動態數值分析.....	5-15

5.2.1 TPN02 碼頭配置.....	5-15
5.2.2 TPN02 數值分析模型.....	5-16
5.2.3 TPN02 二維數值分析結果	5-22
第六章 結論與建議.....	6-1
6.1 本年度計畫執行結論.....	6-1
6.2 建議.....	6-2
參考文獻.....	參-1
附錄一 期中審查會議紀錄回覆辦理.....	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 典型錨定板樁式碼頭斷面圖	1-4
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程差側視圖	2-2
圖 2.3 日本阪神地震神戶港板樁式碼頭岸肩沈陷受損情形	2-3
圖 2.4 Ohama No. 2 錨定板樁碼頭於 1993 Nihonkai-Chubu 震後變形剖面	2-4
圖 2.5 Ohama No. 2 錨定板樁碼頭於 1993 Nihonkai-Chubu 中土壓力與彎距分佈圖	2-4
圖 2.6 土壓計算示意圖	2-6
圖 2.7 殘留水壓計算示意圖	2-9
圖 2.8 動水壓分佈圖	2-10
圖 2.9 常時板樁式碼頭受力示意圖	2-12
圖 2.10 地震時背填土壤未液化板樁式碼頭受力示意圖	2-12
圖 2.11 地震時背填土壤部分液化板樁式碼頭受力示意圖	2-13
圖 2.12 地震時水位面下所有土層液化板樁式碼頭受力示意圖	2-14
圖 2.13 FES method 示意圖	2-15
圖 2.14 動態 Bean on Winkler Footing 模型示意圖	2-18
圖 2.15 TPN02 破壞時板樁位移分佈	2-20
圖 2.16 TPN02 破壞時板樁彎距分佈與變形	2-20
圖 2.17 分析結束時 x 向水平變位分佈	2-21
圖 2.18 分析結束時時板樁變位與彎距分佈	2-22

圖 3.1 常時主樁模型之受力情形.....	3-2
圖 3.2 地震時背填土壤未液化主樁模型之受力情形.....	3-3
圖 3.3 地震時背填土壤部分液化主樁模型之受力情形.....	3-4
圖 3.4 常時計算結果.....	3-6
圖 3.5 地震時背填土未液化($Z=0.1g$)計算結果.....	3-7
圖 3.6 地震時背填土部分液化($Z=0.1g$)計算結果.....	3-8
圖 3.7 常時與地震時背填土未液化計算結果.....	3-10
圖 3.8 地震時背填土部分液化計算結果.....	3-11
圖 3.9 板樁式碼頭極限平衡法計算下配置圖.....	3-14
圖 3.10 雙軸向剪力試驗盒外觀.....	3-16
圖 3.11 內外複合框架配合兩組滑軌.....	3-16
圖 3.12 剪力試驗盒運動型態示意圖.....	3-17
圖 3.13 矽膠膜裝設示意圖.....	3-17
圖 3.14 貫落箱本體裝填欲貫落之越南砂.....	3-19
圖 3.15 貫落箱本體與可抽換式多孔盤之孔位配置圖.....	3-19
圖 3.16 分散器 — 貫落箱底部篩網.....	3-20
圖 3.17 以貫落裝置進行試體準備.....	3-20
圖 3.18 剪力試驗盒外部之位移計、加速度計配置圖.....	3-22
圖 3.19 砂土試體內部與主樁量測儀器配置圖.....	3-23
圖 3.20 錨碇式板樁碼頭模型配置圖.....	3-27
圖 3.21 人工回填.....	3-29
圖 3.22 試體準備完成圖.....	3-29
圖 3.23 資料處理架構.....	3-31

圖 3.24 Event 5 剪力試驗盒整體位移歷時	3-32
圖 3.25 剪力試驗盒整體加速度歷時	3-33
圖 3.26 斷面 C 之超額孔隙水壓歷時	3-35
圖 3.27 斷面 E 之加速度歷時	3-36
圖 3.28 斷面 C 之加速度歷時	3-37
圖 3.29 Shape array 同步化	3-39
圖 3.30 Event 5 之 Shape array 與微型單向加速度計之比較	3-40
圖 3.31 Event 10 之 Shape array 與微型單向加速度計之比較	3-41
圖 3.32 Event 5 之主樁位移	3-42
圖 3.33 Event 10 之主樁位移	3-42
圖 3.34 錨碇式板樁碼頭模型破壞	3-43
圖 3.35 Event 5 之主樁剪力分布圖	3-44
圖 3.36 Event 10 之主樁剪力分布圖	3-44
圖 3.37 液化板樁側向應力分佈比較圖	3-45
圖 3.38 液化板樁彎矩分佈比較圖	3-46
圖 4.1 考慮動態荷重之自由場物理模型圖	4-5
圖 4.2 錨碇式板樁數值模型	4-16
圖 4.3 錨碇式板樁靜力平衡垂直有效應力、結構彎距與錨碇力	4-16
圖 4.4 監測點位與動態邊界	4-17
圖 4.5 加速度歷時變化	4-18
圖 4.6 孔隙水壓力歷時變化	4-18
圖 4.7 $t=15$ sec 時板樁系統位移分布圖	4-19
圖 4.8 板樁水平向頂底部相對位移歷時變化	4-20

圖 4.9 板樁系統與土壤變形分佈($t=15$ sec).....	4-20
圖 4.10 板樁系統彎距與土壤垂直有效應力分佈($t=15$ sec)	4-21
圖 4.11 板樁最大彎距歷時.....	4-22
圖 4.12 鋼索拉力歷時.....	4-22
圖 4.13 數值、文獻與模型測量之彎矩分佈比較.....	4-23
圖 5.1 TPE09 碼頭剖面圖(IHMT).....	5-2
圖 5.2 TPE09 碼頭周圍鑽探紀錄(IHMT).....	5-2
圖 5.3 TPE09 錨碇式板樁數值模型.....	5-6
圖 5.4 TPE09 錨碇式板樁靜力平衡垂直有效應力、結構彎距與錨碇力	5-7
圖 5.5 TPE09 2009/12/19 地震模擬網格底部(-29m)輸入地震波形	5-9
圖 5.6 TPE09 2009/12/19 地震模擬比較	5-10
圖 5.7 TPE09 網格底部(-29m)輸入地震原始波形	5-11
圖 5.8 TPE09 監測點位與動態邊界.....	5-12
圖 5.9 加速度歷時變化.....	5-13
圖 5.10 板樁上方土壤位移歷時變化.....	5-13
圖 5.11 土壤位移與結構位移	5-13
圖 5.12 土壤變形與結構彎距分佈.....	5-14
圖 5.13 結構彎距歷時.....	5-15
圖 5.14 鋼索拉力歷時.....	5-15
圖 5.15 臺北港北 2 碼頭(TPN02)設計斷面圖	5-17
圖 5.16 臺北港北 2 碼頭鑽探柱狀圖(資料來源: 基隆港務局).....	5-17
圖 5.17 TPN02 錨碇式板樁數值模型	5-18
圖 5.18 TPN02 監測點位與動態邊界	5-21

圖 5.19 TPN02 加速度歷時變化	5-22
圖 5.20 TPN02 板樁位移歷時變化	5-23
圖 5.21 TPN02 土壤位移與結構位移	5-24
圖 5.22 TPN02 土壤變形與結構彎距分佈	5-24
圖 5.23 TPN02 結構彎距歷時	5-25
圖 5.24 TPN02 錨碇鋼索拉力歷時	5-25
圖 5.25 TPN02 最大位移與 MHA 關係曲線.....	5-26
圖 5.26 TPN02 最大彎距與 MHA 關係曲線.....	5-26
圖 5.27 TPN02 最大鋼索拉力與 MHA 關係曲線.....	5-27
圖 5.28 921 協和電廠地震加速度歷時.....	5-28
圖 5.29 921 地震歷時 TPN02 加速度歷時	5-28
圖 5.30 921 地震歷時 TPN02 板樁位移歷時	5-29
圖 5.31 TPN02 破壞時板樁位移分佈	5-29
圖 5.32 TPN02 於 921 地震歷時下板樁彎距歷時	5-30
圖 5.33 TPN02 破壞時板樁彎矩分佈與變形	5-31
圖 5.34 TPN02 破壞時鋼索拉力歷時	5-31

表目錄

表 1-1 預定進度甘特圖	1-10
表 3-1 常時計算結果.....	3-5
表 3-2 地震時背填土未液化計算結果	3-9
表 3-3 地震時被填土部份液化計算結果	3-9
表 3-4 板樁式碼頭模型選用數據	3-13
表 3-5 剪力試驗盒外部量測儀器列表	3-22
表 3-6 砂土試體內水壓計配置表	3-24
表 3-7 主樁上應變計配置表	3-24
表 3-8 砂土試體內微型單向加速度計配置表	3-25
表 3-9 試驗輸入地震.....	3-30
表 4-1 動態分析土層參數表	4-14
表 4-2 結構元素參數表	4-15
表 4-3 基樁元素中之 Mohr-Coulomb 介面彈簧參數表	4-15
表 5-1 TPE09 動態分析土層參數表	5-5
表 5-2 TPE09 結構元素參數表	5-5
表 5-3 TPE09 基樁元素中之 Mohr-Coulomb 介面彈簧參數表	5-6
表 5-4 TPN02 動態分析土層參數表	5-19
表 5-5 TPN02 結構元素參數表	5-20
表 5-6 TPN02 基樁元素中之 Mohr-Coulomb 介面彈簧參數表.....	5-20

第一章 計畫概要

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，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。交通部 99 年至 102 年之中程施政計畫中之施政重點之一為拓展強震即時警報資訊於防災之應用，以提升地震測報效能，但現有觀測網多不涵蓋港區，且相關防災應用亦鮮少提及港灣設施受震之影響，但碼頭受震後之功能完整於災後物資接收與復建有不可取代功能。交通部運研所港研中心職司運輸科技應用研究，於港灣設施耐震防災效能與設計規範研擬已有相當成果，目前已於港區建置自由場強震及液化觀測站、棧橋式碼頭動態監測站及板樁式碼頭動態監測站等設施，前期研究以監測站建置與受震機制研究為主，藉由本期計畫執行除可利用監測與模擬成果，針對港區構造物耐震性能提升進行研究外，並可將現有觀測站轉化為港區強震即時測報之雛型，提升災害管理之時效與準確性。

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、板樁式碼頭、棧橋式碼頭及其他型式碼頭四大類。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，破壞型態包括回填土之沉陷、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。

由於國際間對於液化過程與液化後碼頭結構物與液化土層間之互制反應研究相對缺乏，因此探討液化土層中土壤-碼頭支撐結構互制行為之研究為近年來大地地震工程領域重點課題。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，因常見碼頭多以沈箱、錨定板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。且碼頭受震行為受港區地質組成、地震特性及碼頭型式與配置而有所不同，而臺灣之地質條件、地震特性及碼頭設計概念與美日等國有所不同，對於適用於臺灣之液化土層之碼頭穩定性分析與補強設計所需之相關參數與程序仍有待建立，因此進行適於臺灣不同港區碼頭類型之動態反應研究有其必要性。

進行液化土層碼頭支撐系統與土壤互制行為研究之主流為大型模型試驗配合數值模擬，利用土壤-支撐系統動態有效應力數值分析程序可用於決定相關實驗配置、決定主要影響因子及減少實驗數量，而高品質實體模型觀測結果可用以驗證並改善數值分析程序，以進一步應用於複雜邊界與系統，二者可相輔相乘，整合數值分析與實體模型結果可發展簡易且可靠之分析與設計程序，便於實務應用。

目前港研中心已建置棧橋式與板樁式碼頭之現地動態監測系統雛型，並已準確紀錄 98 年花蓮地震與 99 年甲仙地震於碼頭之動態反應，目前正發展使用量測地表與結構反應為基礎之港區震後災害速報系統，以數值模擬建立地表加速度與板樁位移量、最大彎距及錨碇鋼索

拉力之關係。其中所使用之動態數值分析因受限於現地取樣困難及碼頭營運限制而無法進行，雖然數值模擬成果之定性成果符合文獻所列，並且與現地監測之小至中等震度下碼頭基礎動態行為接近，但於強震度及液化後行為預測其準確度有待進一步驗證，因此以港區動態性質相近土壤及碼頭結構配置進行大型動態模型試驗，以提供數值模擬之驗證數據，進而提高現有港區震後災害速報系統之準確性，於中心防災研究業務之前後連貫與目標完整性有其必要性。

本計畫擬以不同碼頭配置製作大尺寸模型並進行搭配之動態數值模擬，針對液化土層碼頭結構物動態行為作一深入研究，以正弦波及港區設計地震為輸入波形，並於震動台進行大尺寸動態碼頭結構物實體模型試驗，量測土壤震動與孔隙水壓力歷時、碼頭支撐結構反應及土壤-基礎互制行為，並以土壤元素試驗求取土壤動態參數及孔隙水壓力激發參數，進行模擬實體模型之土壤-支撐系統動態有效應力數值分析，以驗證或修正數值分析程序，利用驗證之數值分析程序預測現地碼頭受震行為，並據以修正震後災害速報系統之災損評估模式，增加前期以現地監測系統與數值模擬成果所建構之震後速報模式之可靠度，此外模型試驗之成果可提供現有與發展中之功能性港灣構造物耐震設計架構其適用性評估，供日後港灣構造物耐震設計修正之用，其成果於港區震災管理及碼頭結構物耐震評估與補強具有重要價值。

1.2 研究範圍與對象

本研究計畫全期分4年(100年-103年)執行，研究整體目的為進行沉箱式、板樁式與棧橋式三大類碼頭之大尺寸實體模型動態試驗，提供數值模擬驗證與修正之依據，並以率定之動態數值分析程序進行現有碼頭之動態反應預測，據以修正震後災害速報系統之災損評估模式，模型試驗成果並可提供現有港灣構造物耐震穩定性分析架構之適用性評估。

碼頭型式種類眾多，前期(97 與 98 年度)計畫主軸對板樁式碼頭動態分析與監測系統已有相當基礎，本期計畫前兩年 (100 與 101 年度)將進行錨定板樁碼頭(anchored sheet pile quay wall)震動台液化試驗與數值模擬，典型錨定板樁碼頭之配置如圖 1.1 所示，其基本組成包括面海鋼板樁、錨碇樁、回填土壤及表面路面，選擇錨定板樁式碼頭為分析主軸之原因有三：(1)錨定板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，錨定板樁式地震時需考慮土壤-板樁-錨定-結構之互制行為，且其行為複雜且相關研究國內較為少見，現有錨定板樁碼頭抗液化強度分析均有待補正；(2)錨定板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)錨定板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-板樁系統-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。

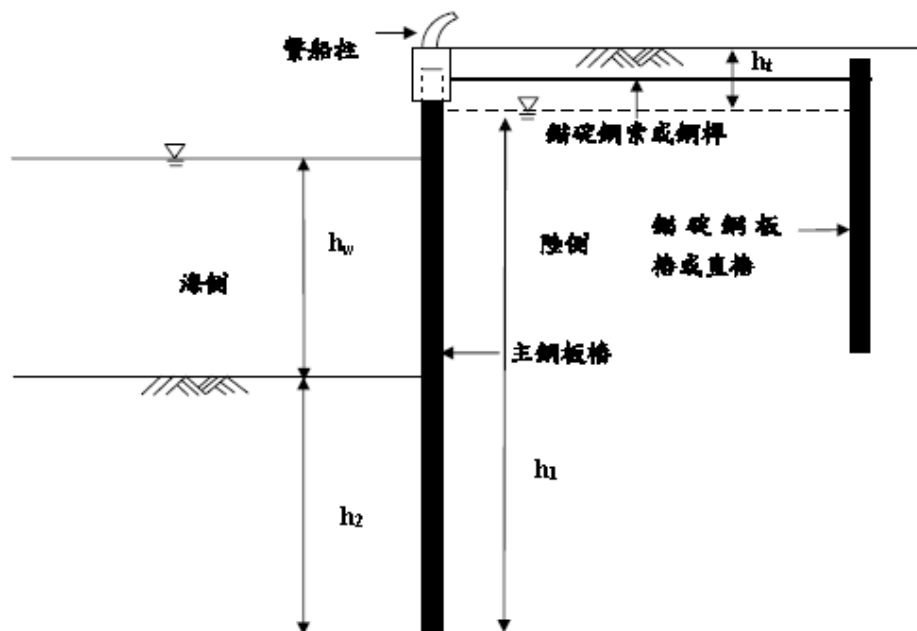


圖 1.1 典型錨定板樁式碼頭斷面圖

資料來源：港灣工程專有名詞

前二年規劃中，100 年度為板樁式碼頭模型前期試驗與數值模擬，以乾淨砂為回填土壤，考慮層狀剪力盒單向運動方式，以二維數值模擬探討不同板樁側向束制與上下邊界其運動與受力行為，以模擬平面應變下板樁動態行為，依據分析結果，設計板樁模型與搭配之量測系統，並據以安排試體準備方式，101 年為進行詳細資料分析與比對、試驗土壤動態特性量測及進行三維動態有效應力分析，所得結果將可用以評估二向震動下板樁系統反應及三維效應。

1.3 研究方法

本研究計畫採用之方法為利用考慮土壤-結構互制(soil-structure interaction, SSI)反應之動態有效應力數值模擬(numerical simulation)與震動台模型試驗，數值模擬為延伸前期之成果，改進孔隙水壓力激發與土壤與介面之組構模式，以模型試驗配置與邊界條件進行動態有效應力分析，其結果除作為模型試驗規劃設計參考外，並將以模型試驗結果加以率定，以此架構回饋現地監測站分析，以提高現有震後災損快速評估模式，並可檢核與評估現有設計準則之適用性。

大尺寸振動台模型液化試驗可提供液化發生時碼頭破壞模式機制之研究外，藉由高密度與高速量測系統，可提供包括土壤振動與孔隙水壓激發、結構反應及土壤-結構互制行為之數據，量測之數據可提供數值分析驗證與改善，並可檢核現有擬靜態設計方法之適用性，此外量測結果分析程序，可作為現地監測站量測資料整理分析架構基礎，並檢視現地監測站之可靠度，整而言之，振動台大尺寸模型試驗與現地監測站資料具有互補性，震動台資料可彌補現地監測站量測點少與缺乏大震幅震動之不足，而現地監測站可改善模型試驗尺寸與邊界效應。

整合震動台模型試驗、可靠數值分析及現地監測站觀測，可架構完整碼頭受震反應研究平台，結果將可建構適於本土地質、結構與震動特性之碼頭動態分析與設計方法與震後快速災損評估系統。

1.4 國內外有關本計畫之研究情況

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。

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。

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，需對且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，本階段將以錨定板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。

本研究計畫之目標為探討不同形式碼頭之考慮液化時之動態反應，以實體震動台模型率定數值模型，以率定之數值模型進行現有擬靜態分析之驗證及以位移為破壞指標之分析模式，並以修正現有現地觀測站之數值模型，以現地觀測結果進行驗證比對，以提高現有現地觀測站快速災損模式之量化準確度。

1.5 研究內容、項目與成果要求

本計畫預計分四年執行，100 年度預計完成之工作項目條列如下：

1. 動態板樁式碼頭液化土層模型試驗。
2. 板樁式碼頭模型試驗資料分析與整理。

3. 實體模型之動態數值模擬。
4. 現地板樁式碼頭災害速報系統之災損評估模式修正。

第二年(101 年) (規劃完成項目)

1. 雙向水平震動下動態板樁式碼頭液化土層模型試驗。
2. 雙向水平震動下板樁式碼頭模型試驗資料分析與整理。
3. 實體模型之三維動態數值模擬
4. 考慮三維效應下，現地板樁式碼頭災害速報系統之災損評估模式修正。

針對本年度(100 年)研究之內容與項目說明如下：

1. 以動態板樁式碼頭液化土層模型試驗：擬向國家地震工程研究中心租用震動台與層狀剪力盒做為試驗平台，並以自行設計之板樁模型與回填飽和乾淨砂進行單向水平震動，進行土壤液化動態板樁式碼頭模型試驗。
2. 板樁式碼頭模型試驗資料分析與整理：模型試驗監測資料包括自由場土壤振動與孔隙水壓力反應、鄰近板樁碼頭附近土壤振動與孔隙水壓力反應、板樁變形分佈、板樁受力與彎矩分佈等，本計畫將發展相關資料處理技術。
3. 實體模型之動態數值模擬：進行對應板樁式碼頭模型試驗之二維動態有效應力數值模擬，包括兩部分，計畫開始前進行一系列不同配置之板樁模型模擬，據以設計板樁模型與相關量測配置，第二部分為以模型試驗結果進行數值分析模型修正，使其達到量化準確。
4. 現地板樁式碼頭災害速報系統之災損評估模式修正：利用修正後數值模型架構，應用於現有監測站分析，修正現有災損評估模式。

依據研究之內容與項目，本年度主要部分包括：

1. 進行動態板樁式碼頭液化土層模型試驗。

2. 板樁式碼頭模型試驗資料分析與整理。
3. 進行板樁式碼頭模型動態有效應力數值分析。
4. 進行現地監測碼頭數值分析以修正災害速報系統之災損評估模式。
5. 技術轉移。

依據研究之內容與項目，本年度之成果要求說明如下：

1. 進行動態板樁式碼頭液化土層模型試驗：向國家地震工程研究中心租用震動台與層狀剪力盒做為試驗平台，以自行設計之板樁模型進行土壤液化動態板樁式碼頭模型試驗。
2. 板樁式碼頭模型試驗資料分析與整理：發展碼頭模型試驗資料分析與整理相關理技術。
3. 進行板樁式碼頭模型動態有效應力數值分析：以 FLAC 及搭配之 Dynamic option 進行震動台板樁碼頭模型動態有效應力分析，除用以設計板樁模型與相關量測配置，並以模型試驗結果進行數值分析模型修正，使其達到量化準確。
4. 進行現地監測碼頭數值分析以修正災害速報系統之災損評估模式：利用修正後數值模型架構，應用於現有監測站分析，修正現有災損評估模式。
5. 技術轉移：將數值分析程序轉移至港灣技術研究中心。

1.6 進行步驟

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，本計畫執行之目的為利用震動台模型試驗及考慮土壤-結構互制反應之動態有效應力數值模擬，率定現有數值模型之參數與結果，回饋現地監測站數值分析之可靠度，以提高現有震後災損快速評估模式，並可檢核與評估現有設計準則之適用性，本年度(100 年)核心為震動台錨碇板樁模型試驗，計畫開始後將先蒐集板樁震動台試驗文獻，參考前人經驗，

而後進行前期板樁震動台模型數值模擬，以作為模型配置之依據，所製作之模型先在剪力盒進行空箱安裝測試，確認其相關邊界條件與整合，並進行砂土回填步驟與程序，經此試驗後始放上震動台進行模型試驗，試驗之波形將先以小振幅白噪音(white noise)進行系統完整性測試，隨後以正弦波震動，最後以設計地震波形震動，所得結果將發展相關資料處理程序，並以所得試驗結果進行數值模型修正，利用修正之模型架構，驗證現地監測站之地表加速度與結構損壞曲線之模式，提高震後快速災損評估模式之可靠度及回饋碼頭補強或新建時設計與分析參考。

表 1-1 預定進度甘特圖(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	第9月	備 註
板樁震動台試驗文獻收集										
前期板樁震動台模型數值模擬										
板樁震動台模型設計與配置										
模型製作與安裝測試										
期中報告										
液化板樁震動台模型試驗										
試驗資料整理										
完整板樁震動台模型數值模擬										
現地監測碼頭數值分析										
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: 前期板樁震動台模型數值模擬									
	第 2 季: 期中報告									
	第 3 季: 試驗資料整理									
	第 4 季: 期末報告初稿									

1.7 預期成果、效益及其應用

本(100)年預期完成之成果與效益包括如下：

1. 預期成果

- (1)提供板樁型式碼頭進行動態土壤-結構互制行為數值分析驗證資料。
- (2)提供板樁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。
- (3)提高港區震後災損速報系統之準確度。
- (4)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與現有系統補強之參考。

2. 預期效益與應用

- (1)依滬定之數值模擬之成果，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目前耐震補強之策略及震後修復之參據。
- (2)提供板樁形式碼頭結構物耐震功能性設計之參考。並提昇港灣設施耐震性能，達到減少地震災害所造成的港埠營運損失，並滿足運輸安全需求。
- (3)建構可靠之災損評估模式，作為港區災害管理及地震災害速報系統之參據。
- (4)研究成果可提供各港務局及相關單位，作為港灣碼頭工程規劃設計與補強之參考，以提升碼頭耐震能力，減低震害。

第二章 文獻回顧與前期成果

2.1 液化土層碼頭破壞機制

地震導致港灣擋土結構破壞之原因可能為：1.側向土壓力的增加2.水側水壓的減少3.背填土壤的強度喪失或導致液化。關於港灣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; 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，通常是沿著港灣全線同時發生(長達數十或是數百公尺)，因此造成港灣功能完全癱瘓，而其損失與復原工作所需費用與時間則難以估計。根據黃國祥 (2002)相關地震災害文獻資料的收集，從1923 年至1995 年期間，至於有20 個破壞案例有文獻記載，其地震規模皆大於6；災情比較嚴重者，皆有液化現象之報導。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，而臺中港於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。

錨定板樁式碼頭破壞之形式主要可分成板樁降服破壞、錨定破壞及後方回填土下陷，且一般定義板樁破壞多以側向位移為多寡，在日本一般以板樁頂端側向位移達 1.2m 為嚴重損害，圖 2.3 為日本阪神地震神戶港板樁式碼頭岸肩沈陷受損情形。

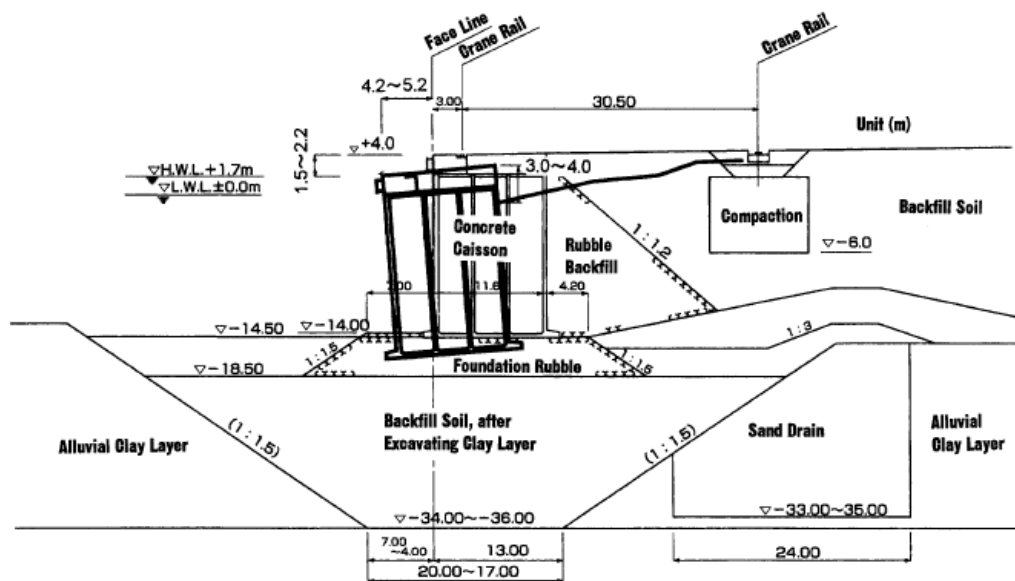


圖 2.1 RC-5 Rokko Island 沈箱式碼頭於 1998 Kobe EQ 震後變形剖面 (Iai et al. 1998)



圖 2.2 臺中港#1~4 沈箱式碼頭於 921 震後碼頭岸肩與後線高程差側視圖 (港灣技術研究中心, 1999)



圖 2.3 日本阪神地震神戶港板樁式碼頭岸肩沈陷受損情形
(港灣技術研究中心, 1999)

Iai et al. (1993)分析Ohama 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2.4所示，其以有效應力動力分析程式FLIP分析所得到該錨定板樁之後方土壓力與彎距分佈如圖2.5所示，其中最大側向變位並非發生於板樁頂端，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板樁兩側，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。

由過去的地震災損案例得知，背填土壤發生液化與否對重力式碼頭及板樁式碼頭之穩定性破壞最為嚴重(Wener et al. 1998)，Ishibashi and Madi (1990)對於 1983 年發生於日本之 Nihonkai-Chubu 地震的港灣受損碼頭案例進行探討，其中考慮若是背填砂土已達液化，則港灣擋土結構之安全係數遠低於未液化之狀況，與現地之破壞情形相符。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。

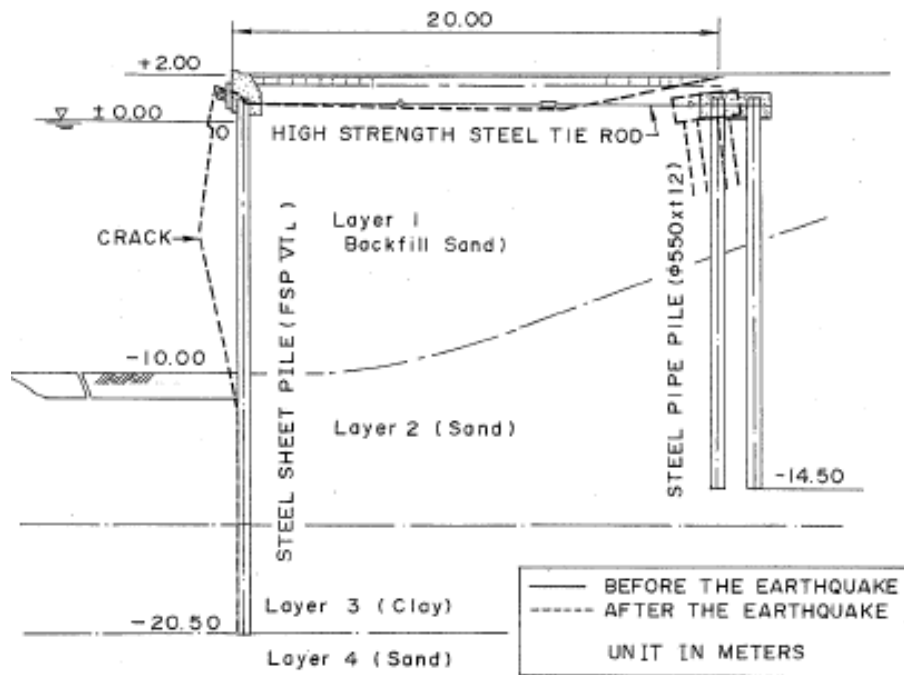
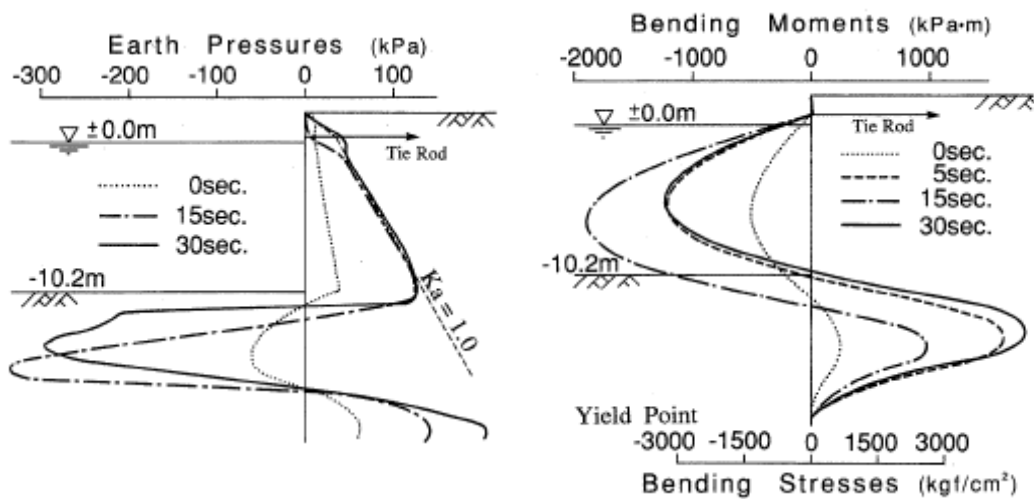


圖 2.4 Ohama No. 2 錨定板樁碼頭於 1993 Nihonkai-Chubu 震後變形剖面 (Iai and Kameoka 1993)



(a) Earth Pressure

(b) Bending Stress

圖 2.5 Ohama No. 2 錨定板樁碼頭於 1993 Nihonkai-Chubu 中土壓力與彎距分佈圖 (Iai and Kameoka 1993)

2.2 板樁碼頭極限平衡分析法比較

2.2.1 極限平衡分析法

本研究初期採用傳統的極限平衡分析法進行板樁式碼頭的設計，計算主樁之貫入深度、錨碇桿拉力及主樁斷面模數，以做為板樁式碼頭模型數值模擬之參考。極限平衡分析法係假設工程材料之強度完全發揮，但此假設在實際狀況中無法成立，因此在設計上須加以安全係數的概念，以確保設計之穩定。

2.2.2 作用於板樁式碼頭之外力

作用於板樁式碼頭之外力包括：土壓力、水壓力、船舶拉力及船舶衝擊力，本研究因只考慮板樁式碼頭模型之受力情形，因此忽略船舶拉力及船舶衝擊力，土壓力及水壓力茲分述如下。

1. 土壓力

作用於板樁式碼頭之土壓分為主動土壓及被動土壓，應依砂質土、粘性土等土質、板樁式碼頭於常時、地震時之行為，分別計算之。本研究之板樁式碼頭模型欲使用之回填土為砂質土，其常時、地震時之主動土壓及被動土壓計算，依據港灣構造物設計基準修定，茲分述如下。

(1) 常時之砂質土壓

a. 主動土壓

依圖 2.6 所示，作用於壁面之主動土壓以下式計算。

$$p_{ai} = K_{ai} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \dots\dots\dots (2.1)$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi)}{\cos^2 \psi \cos(\delta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2} \dots\dots\dots (2.2)$$

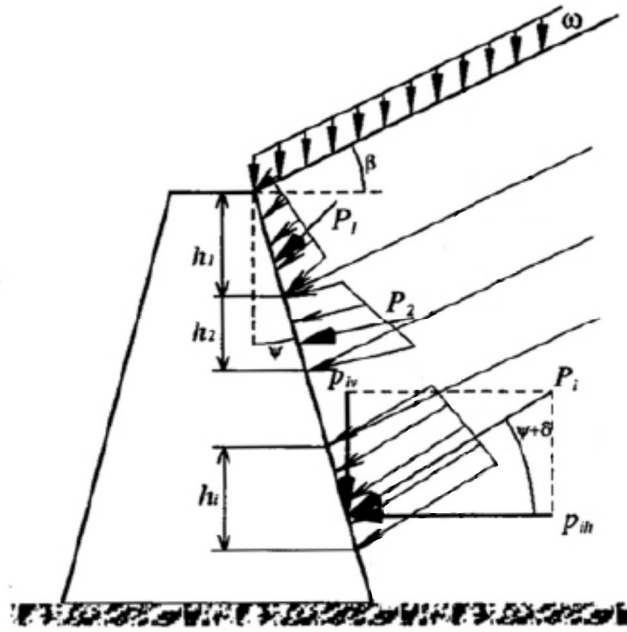


圖 2.6 土壓計算示意圖

式中， p_{ai} ：作用於編號*i*土層下方之主動土壓(t/m^2)

K_{ai} ：編號*i*土層之主動土壓係數

γ_i ：編號*i*土層之土壤單位重(t/m^3)

h_i ：編號*i*土層之厚度(m)

ω ：上載載重(t/m^2)

ψ ：壁面與垂直面夾角(度)

β ：回填土表面與水平面夾角(度)

ϕ_i ：編號*i*土層之土壤內摩擦角(度)

δ ：壁面摩擦角(度)

b. 被動土壓

依圖 2.6 所示，作用於壁面之被動土壓以下式計算。

$$p_{pi} = K_{pi} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \dots\dots\dots (2.3)$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi)}{\cos^2 \psi \cos(\delta + \psi) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2} \dots\dots\dots (2.4)$$

式中， p_{pi} ：作用於編號*i*土層下方之被動土壓(t/m^2)

K_{pi} ：編號*i*土層之被動土壓係數

c.土壓力

依圖 2.6 所示，分層計算，在編號*i*土層之土壓力以下式計算。

$$P_i = \frac{p_{i-1} + p_i}{2} \cdot \frac{h_i}{\cos \psi} \dots\dots\dots (2.5)$$

式中， P_i ：土壓力(t/m)

土壓力之水平及垂直分力以下式計算。

$$\text{水平分力 } P_{ih} = P_i \cos(\psi + \delta) \dots\dots\dots (2.6)$$

$$\text{垂直分力 } P_{iv} = P_i \sin(\psi + \delta) \dots\dots\dots (2.7)$$

(2)震時之砂質土壓

a.主動土壓(以動主動土壓稱之)

依圖 2.6 所示，作用於壁面之動主動土壓以下式計算。

$$p_{aei} = K_{aei} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \dots\dots\dots (2.8)$$

$$K_{aei} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2} \dots\dots\dots (2.9)$$

式中， p_{aei} ：作用於編號*i*土層下方之動主動土壓(t/m^2)

K_{aei} ：編號*i*土層之動主動土壓係數

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

k ：震度

k' ：水中換算震度， $k' = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} k$

γ_{sat} ：飽和土壤在空氣中之單位重(t/m^3)

γ_w ：水之單位重(t/m^3)

其他：其他符號同式(2.1)及式(2.2)

若以水中震度 k' 計算動主動土壓力，已包含土壤中之動水壓力，因此土壤中之動水壓力不必另行分析。

b.被動土壓(以動被動土壓稱之)

依圖 3.1 所示，作用於壁面之動被動土壓以下式計算。

$$p_{pei} = K_{pei} \left[\sum \gamma_i h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (2.10)$$

$$K_{pei} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2} \quad (2.11)$$

式中， p_{pei} ：作用於編號*i*土層下方之動被動土壓(t/m^2)

K_{pei} ：編號*i*土層之動被動土壓係數

若以水中震度 k' 計算動被動土壓力，已包含土壤中之動水壓力，因此土壤中之動水壓力不必另行分析。

2.水壓力

作用於板樁式碼頭之水壓分為殘留水壓及地震時之動水壓。依據港灣構造物設計基準修定，茲分述如下。

(1)殘留水壓

板樁式碼頭岸側之水位與海側之水位，如圖 2.7 所示，如有高低差時，以下式計算作用於板樁式碼頭之殘留水壓。

$$p_w = \gamma_w \cdot y \quad 0 \leq y < h_w \text{ 時}$$

$$p_w = \gamma_w \cdot h_w \quad y > h_w \text{ 時} \dots\dots\dots (2.12)$$

式中， p_w ：殘留水壓(t/m^2)

h_w ：殘留水位(m)

y ：自岸側水位面至欲求殘留水壓點止之深度(m)

γ_w ：水之單位重(t/m^3)

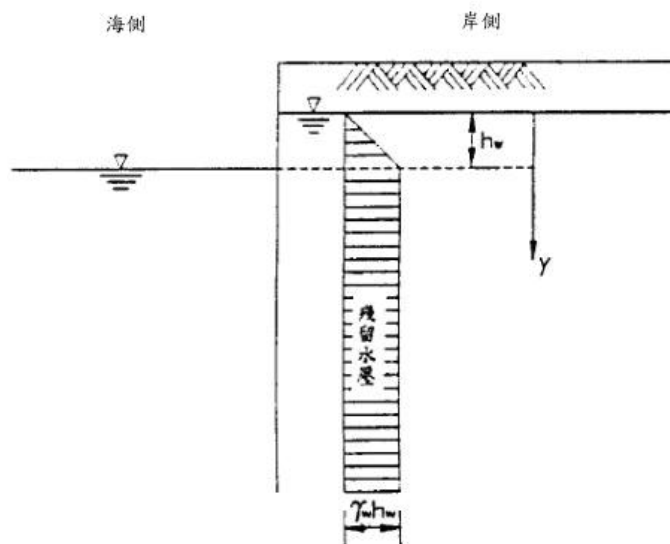


圖 2.7 殘留水壓計算示意圖

(2)地震時之動水壓(簡稱動水壓)

作用於板樁式碼頭之動水壓，如圖 2.8 所示，以下式計算。

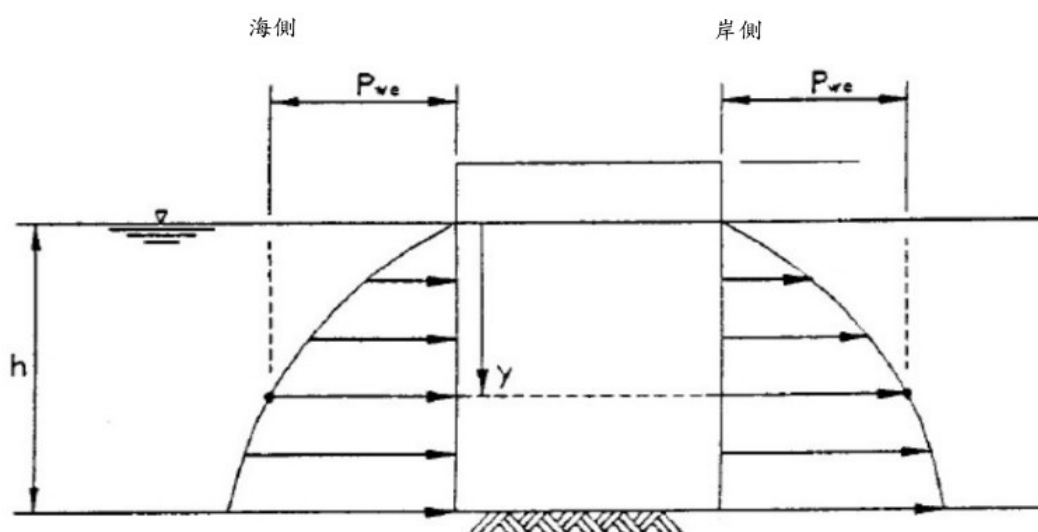


圖 2.8 動水壓分佈圖

$$p_{we} = \pm \frac{7}{8} k \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot y} \dots\dots\dots (2.13)$$

式中， p_{we} ：水面下深度 y 處之動水壓(t/m^2)

k ：震度

γ_w ：水之單位重(t/m^3)

h ：水深(m)

y ：自水面至欲求動水壓點止之深度(m)

另外，動水壓力以及作用位置以下式計算。

$$P_{we} = \pm \frac{7}{12} k \gamma_w h^2 = \int_0^h \left(\pm \frac{7}{8} k \gamma_w \sqrt{hy} \right) \dots\dots\dots (2.14)$$

$$h_{we} = \frac{3}{5} h \dots\dots\dots (2.15)$$

式中， P_{we} ：動水壓力(t/m)

h_{we} ：水面至動水壓力作用點之距離(m)

若以水中震度計算動土壓力，已包含背填土壤之動水壓力，因此背填土壤之動水壓力不必另行分析。

2.2.3 板樁式碼頭受力機制

板樁式碼頭受力機制可分為常時與地震時，其中地震時依砂質土液化程度又分為背填土壤未液化、背填土壤部分液化及水位面下所有土層液化，茲分述如下。

1. 常時

板樁式碼頭於常時之受力情形如圖 2.9 所示，板樁式碼頭承受主動土壓力 P_a 、被動土壓力 P_p 、殘留水壓力 P_s 、錨碇力 T 及上載載重 W 。若不考慮土層滑動、錨碇有無失效及構材的容許強度，此受力機制穩定的條件為：

$$(P_p + T)_{\text{水平}} > (P_a + P_s + W)_{\text{水平}} \dots\dots\dots (2.16)$$

2. 地震時

(1) 背填土壤未液化

板樁式碼頭在地震時且背填土未液化之受力情形如圖 2.10 所示，板樁式碼頭承受動主動土壓力 P_{ae} 、動被動土壓力 P_{pe} 、殘留水壓力 P_s 、海側及岸側之動水壓力 P_{we} 、錨碇力 T 及上載載重 W 。若不考慮土層滑動、錨碇有無失效及構材的容許強度，此受力機制穩定的條件為：

$$(P_{pe} + T)_{\text{水平}} > (P_{ae} + P_s + P_{we} + W)_{\text{水平}} \dots\dots\dots (2.17)$$

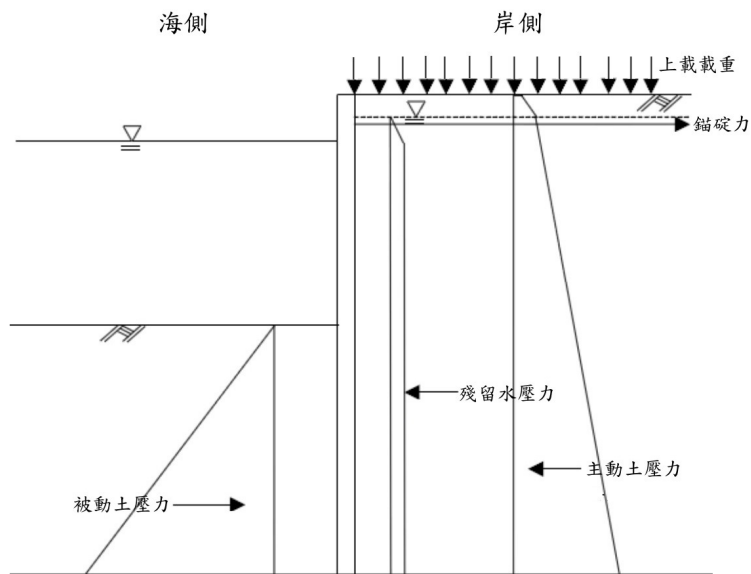


圖 2.9 常時板樁式碼頭受力示意圖

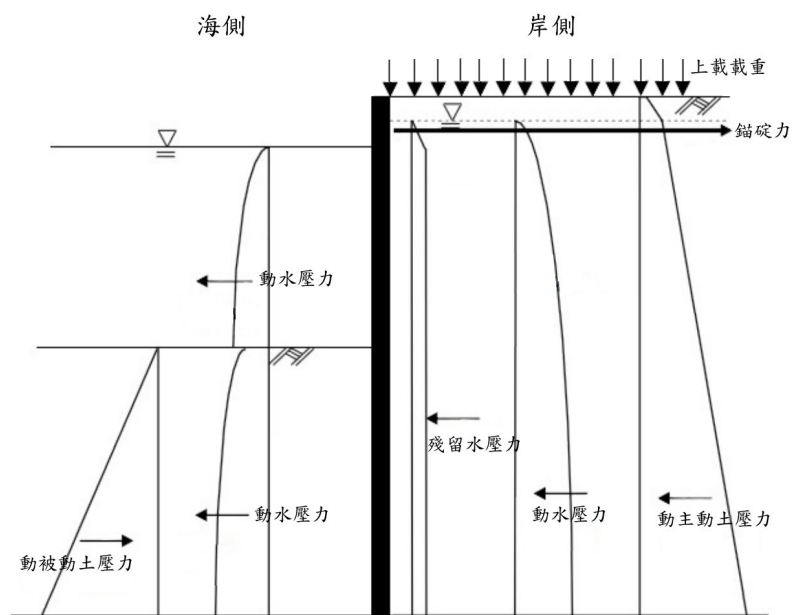


圖 2.10 地震時背填土壤未液化板樁式碼頭受力示意圖

(2) 背填土壤部分液化

板樁式碼頭在地震時且背填土部份液化之受力情形如圖 2.11 所示，板樁式碼頭承受岸側未液化區動主動土壓力 P_{ae} 、海側動被

動土壓力 P_{pe} 、殘留水壓力 P_s 、海側及岸側未液化區之動水壓力 P_{we} 、錨碇力 T 及上載載重 W ，在岸側液化區則承受動流體壓力 P_{l1} 及超額孔隙水壓力 P_{l2} （即垂直土壓力）。若不考慮土層滑動、錨碇有無失效及構材的容許強度，此受力機制的穩定條件為：

$$(P_{pe} + T)_{\text{水平}} > (P_{ae} + P_s + P_{we} + W + P_{l1} + P_{l2})_{\text{水平}} \dots\dots\dots (2.18)$$

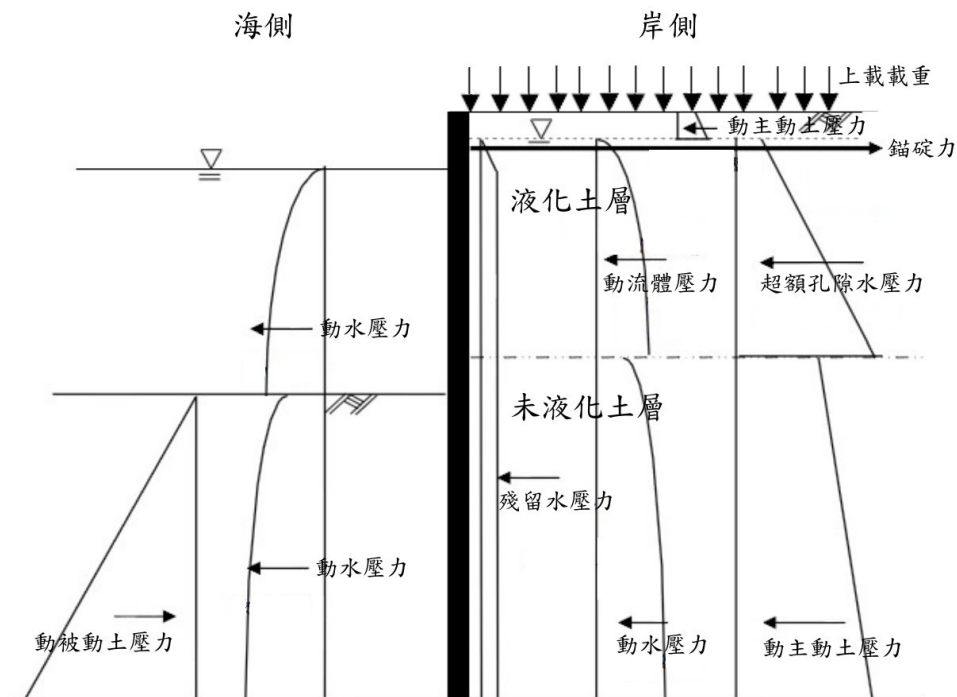


圖 2.11 地震時背填土壤部分液化板樁式碼頭受力示意圖

(3) 水位面下土層完全液化

板樁式碼頭在地震時水位面下所有土層液化之受力情形如圖 2.12 所示，板樁式碼頭承受殘留水壓力 P_s 、海側動水壓力 P_{we} 、岸側水位面以上之動主動土壓力 P_{ae} 、錨碇力 T 及上載載重 W ，在水位面下液化區則承受海側及岸側之動流體壓力 P_{l1} 、岸側超額孔隙水壓力 P_{l2} 及海側超額孔隙水壓力 P_{l3} 。若不考慮土層滑動、錨碇有無失效及構材的容許強度，此受力機制的穩定條件為：

$$(T + P_{l2})_{\text{水平}} > (P_s + P_{we} + P_{ae} + W + P_{l1} + P_{l3})_{\text{水平}} \dots\dots\dots (2.19)$$

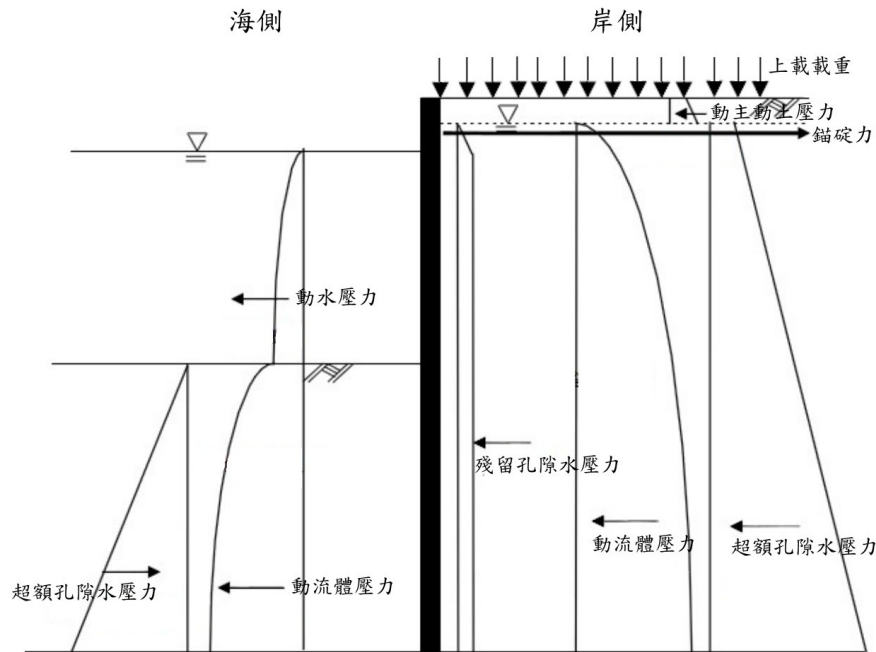


圖 2.12 地震時水位面下所有土層液化板樁式碼頭受力示意圖

但原則上在此受力機制下，板樁結構早已因錨碇土層的液化造成錨碇失效而破壞，或錨碇桿因承受過大拉力超過材料容許應力而破壞，即使上述錨碇失效的狀況不發生，海側的土層液化所產生的超額孔隙水壓力對錨碇桿所產生的力矩也無法抵抗圖2.12所示的其他所有水平力對錨碇桿所產生的力矩，所以此受力機制基本上結構是不可能穩定的，故不在本研究分析項目之列。

2.2.4 板樁式碼頭設計方法

本研究使用兩種設計方法之計算結果做為板樁式碼頭模型數值模擬參考，一為自由土支法(以下簡稱 FES method)，一為交通部運研所港灣構造物設計基準修定之方法(以下簡稱 MOTC method)，兩種方法分述如下。

1. FES method

FES method 係將板樁之樁趾視為自由端，意即為將入土部分下端的彎矩假設為零。作用在板樁的土壓及彎矩，一般多將之假設如圖 2.13 所示。

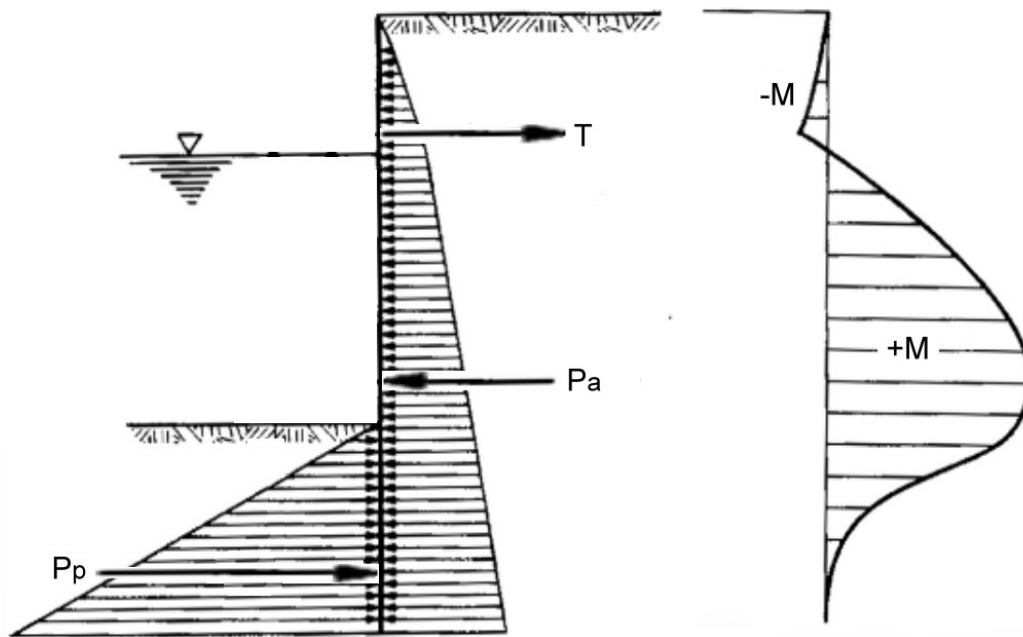


圖 2.13 FES method 示意圖

FES method 之計算流程：

- (1) 依據板樁式碼頭之受力機制繪製主樁承受之土壓及水壓圖。
- (2) 所有土壓及水壓對錨碇點取彎矩平衡，試誤法求得主樁理論貫入深度 D_{theory} 。 D_{theory} 乘上一安全係數 SF 後，求得主樁設計貫入深度 D_{design} ，本研究選用安全係數 1.3 進行分析。
- (3) 考慮 D_{theory} 以上所有土壓及水壓，取水平力平衡求得錨碇力 T。
- (4) 考慮 D_{theory} 以上所有土壓、水壓及錨碇力 T，繪製作用於主樁之剪力圖及彎矩圖，並求得最大彎矩 M_{max} 。

(5) 計算主樁斷面模數 $S = \frac{M_{\max}}{\sigma_{all}}$ 。 σ_{all} 為主樁材料之容許撓曲應力。

2.MOTC method

MOTC method 之計算流程：

(1) 依據板樁式碼頭之受力機制繪製主樁承受之土壓及水壓圖。

(2) 主樁之貫入深度須滿足下式：

$$SF \leq \frac{M_{pT}}{M_{aT} + M_{sT} + M_{weT} + M_{IT}} \dots\dots\dots (2.20)$$

式中，SF：安全係數。依照港灣構造物設計基準修定，砂質土常時以大於 1.5，地震時以大於 1.2 為準。

M_{pT} ：被動土壓力或動被動土壓力對錨碇點之彎矩

M_{aT} ：主動土壓力或動主動土壓力對錨碇點之彎矩

M_{sT} ：殘留水壓力對錨碇點之彎矩

M_{weT} ：動水壓力對錨碇點之彎矩

M_{IT} ：液化造成的土壤側壓力(即動流體壓力及超額孔隙水壓力)對錨碇點之彎矩

(3) 錨碇力 T 以土壓及水壓對泥線之彎矩除以錨碇點與泥線的距離計算。

(4) 考慮泥線以上所有土壓、水壓及錨碇力 T，繪製作用於主樁之剪力圖及彎矩圖，並求得最大彎矩 $M_{\max}$ 。

(5) 計算主樁斷面模數 $S = \frac{M_{\max}}{\sigma_{all}}$ 。 σ_{all} 為主樁材料之容許撓曲應力。

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。

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 2.14 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 dashpot 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。

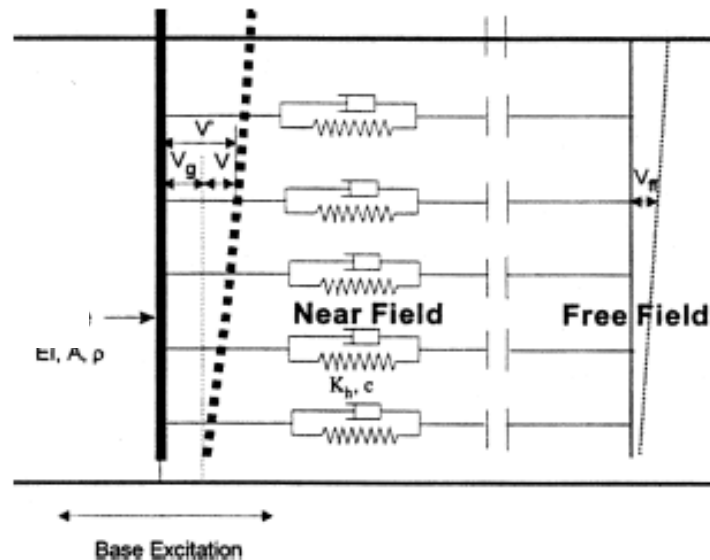


圖 2.14 動態 Beam on Winkler Footing 模型示意圖
(Modified from Finn and Fujita 2002)

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 Martin 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。港研中心於 98 年已完成以 FLAC 所進行之二維錨定板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 2.5)，比較 2009/12/19 花蓮地震於臺北港東 9 號碼頭面海板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。

2.4 前期板樁碼頭研究成果說明

1. 錨碇板樁碼頭長期動態監測系統：前期於臺北港北二號碼頭(TPN02)設置監測系統，配備有陸上地震儀、與水下鋼板樁變形動態監測，裝設有二組間距為 0.3 m 總長度為 4.8 m 之垂直向動態剖面儀(SAA-1 與 SAA-2)，及一組水平向動態剖面儀(SAA-3)。該監測站第一年裝設於北港東九號碼頭(TPE09)，於 2009/12/19 21:02:15.2 記錄 1219 花蓮地震碼頭震動反應，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，與氣象局板橋地震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。而動態剖面儀之記錄最大加速度震幅為 33.5 gal，最大水平相對位移為 145 mm (0.145 公尺)，結果顯示監測系統已達到原先設定目標。
2. 錨定板樁碼頭之動態有效應力數值分析：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，以模擬極端情況下錨碇板樁產生大變形破壞行為，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，板樁位移歷時顯示，最大位移發生於樁頂，將近 3.0 m，破壞時板樁與錨碇樁位移分佈如圖 2.15 所示，顯

示碼頭區整體往面海側變形，比較輸入加速度與板樁變位歷時發現，顯著位移發生於最大輸入加速度時，此現象顯示破壞主要為慣性力引起。不同高程之板樁彎距歷時顯示，最大彎距發生於面海側靠近海床深度，錨碇樁最大彎距發生於基樁中間，在分析結束前土壤變形與彎距分佈如圖 2.16 所示，由板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。

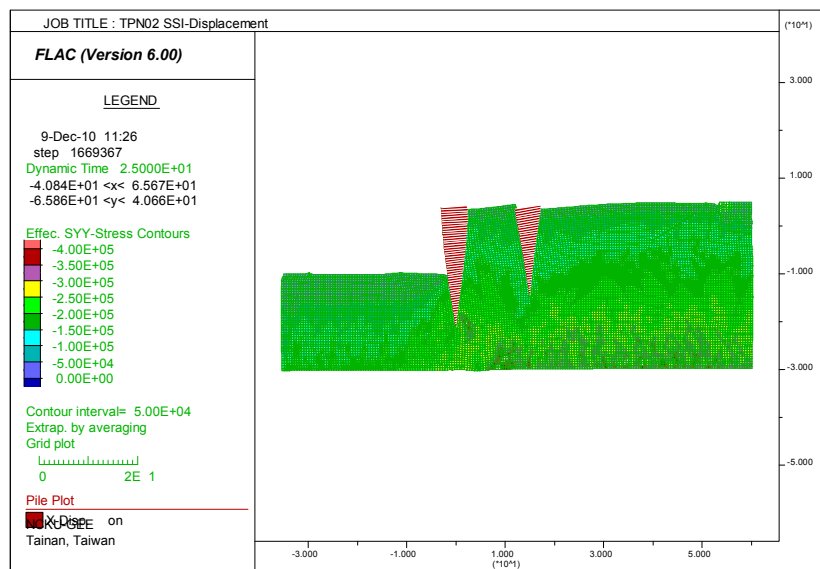


圖 2.15 TPN02 破壞時板樁位移分佈

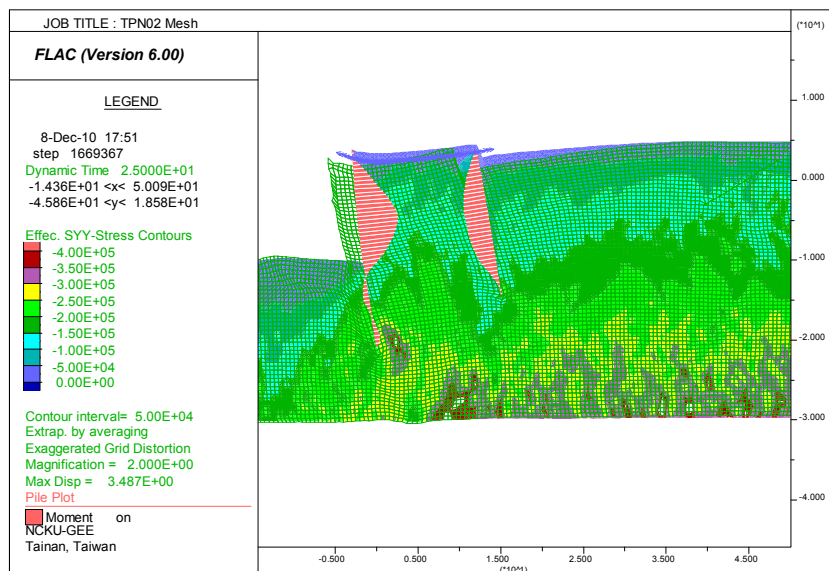


圖 2.16 TPN02 破壞時板樁彎距分佈與變形

3. 三維錨碇板樁動態數值模擬: 以 FLAC3D 進行三維動態有效應力分析, 結果顯示在此一地質模型與輸入地震下, 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, 分析結束時面海向水平變位如圖 2.17 所示, 錨碇板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; 板樁變位與彎距分佈如圖 2.18 所示, 顯示土壤變形模式亦為板樁與錨碇樁間土壤整體破壞。比較此三維分析結果與二維破壞案例, 發現其板樁位移、彎距分佈及鋼索拉力之反應相近, 且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, 三維分析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板樁將產生破壞, 且以基樁模擬三維板樁元素, 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。

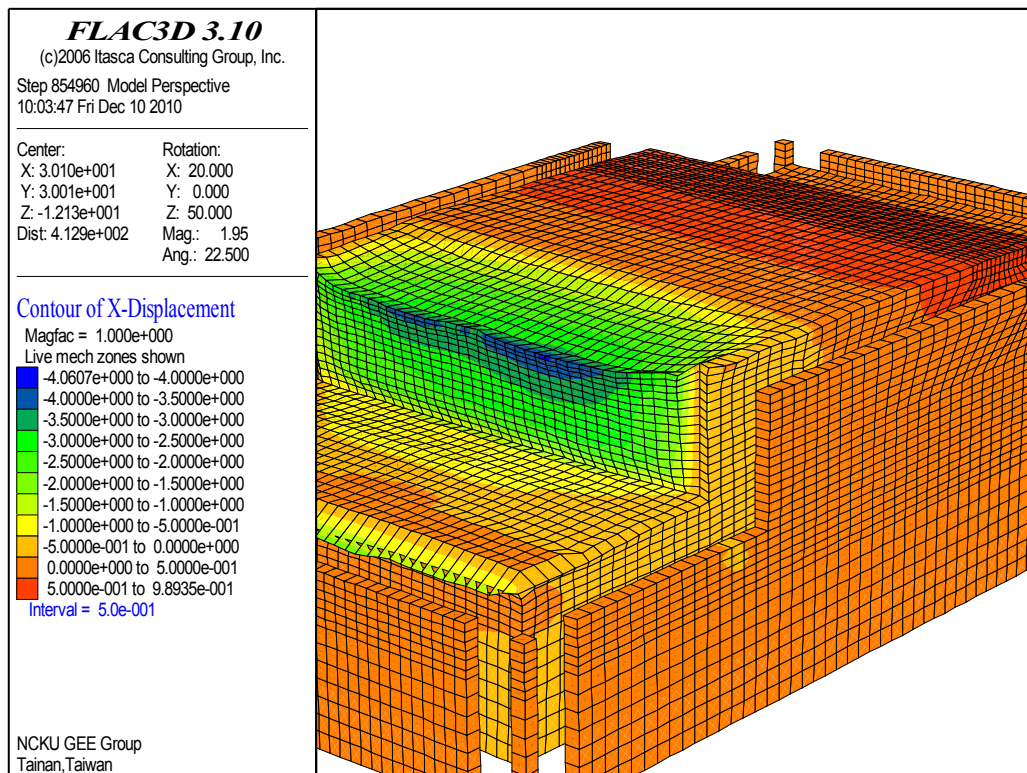


圖 2.17 分析結束時 x 向水平變位分佈

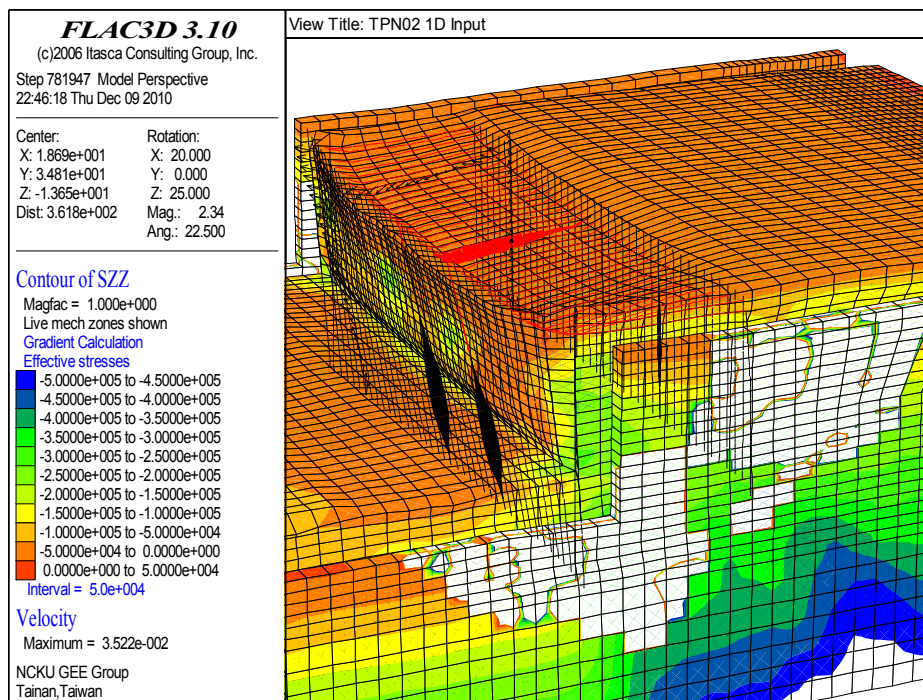


圖 2.18 分析結束時時板樁變位與彎距分佈

第三章 板樁碼頭震動台液化試驗

3.1 試驗簡介

本計畫執行之目的為利用考慮土壤-結構互制反應之動態有效應力數值模擬與震動台模型試驗，回饋現地監測站分析，以提高現有震後災損快速評估模式，並可檢核與評估現有設計準則之適用性，本年度(100年)核心為震動台錨碇板樁模型試驗，計畫開始後將先蒐集板樁震動台試驗文獻，參考前人經驗，而後進行前期板樁震動台模型數值模擬，以作為模型配置之依據，所製作之模型先在剪力盒進行空箱安裝測試，確認其相關邊界條件與整合，並進行砂土回填步驟與程序，經此試驗後始放上震動台進行模型試驗，試驗之波形將先以小振幅white noise進行系統完整性測試，隨後以正弦波震動，最後以設計地震波形震動，另發展相關資料處理程序，並以所得試驗結果進行數值模型修正，利用修正之模型架構，改善現地監測站之地表加速度與結構損壞曲線，提高震後快速災損評估模式之可靠度及回饋設計與分析。

本計畫所需之板樁模型試驗為向國家地震工程研究中心租借六向震動台(shaking table)與雙向層狀剪力盒(bi-directional laminar shear box)作為試驗平台，層狀剪力盒可在有限尺寸模擬自由場土壤震動行為，將自行設計之板樁模型架設於剪力盒內進行white noise、正弦波與設計地震震動，使回填土壤激發孔隙水壓力甚至產生液化。

3.2 極限平衡分析模型設計

3.2.1 模型假設

本研究對板樁式碼頭模型之假設，條列如下：

1. 主樁懸臂長度D為 0.6m，錨碇力施於距主樁頂 0.1m 的位置。
2. 海側及岸側水位面皆在主樁頂部，因此可忽略殘留水壓力之計算。

3. 回填砂質土為均質土，內摩擦角 ϕ 為 30 度。
4. 依據港灣構造物設計基準修定之建議，主動土壓側之壁面摩擦角為 15 度，被動土壓側之壁面摩擦角為 -15 度。
5. 主樁之壁面平行於垂直面，因此壁面與垂直面夾角 ψ 為 0 度。
6. 回填土表面平行於水平面，因此回填土表面與水平面夾角 β 為 0 度。
7. 不施加上載載重，因此上載載重 ω 為 0 t/m^2 。
8. 回填砂質土之飽和單位重 γ_{sat} 為 2 t/m^3 ，水之單位重 γ_w 為 1 t/m^3 。
9. 選用鋁板作為主樁，假設該鋁板容許撓曲應力 σ_{all} 為 1490 t/m^2 。

3.2.2 主樁受力機制假設

本研究分別對常時及地震時之板樁式碼頭受力機制進行分析，其中地震時又分為背填土未液化及背填土部分液化，茲分述如下。

1. 常時

使用模型假設，常時主樁之受力情形可由圖 2.9 簡化為圖 3.1。

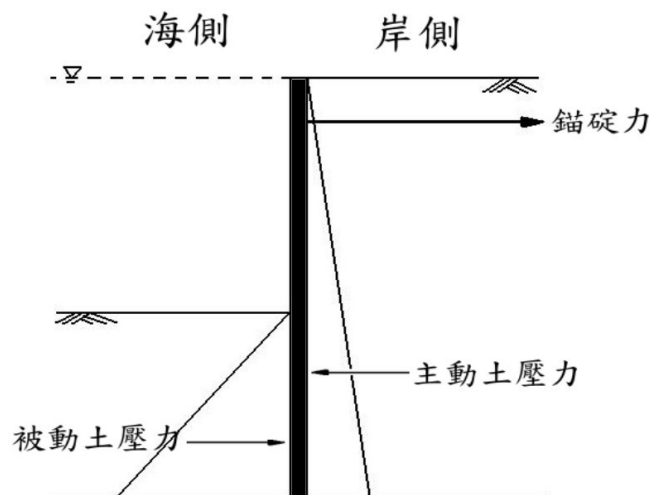


圖 3.1 常時主樁模型之受力情形

主動土壓係數 K_{ai} 可由公式(2.2)簡化為：

$$K_a = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin \phi}{\cos \delta}} \right]^2} \dots\dots\dots (3.1)$$

被動土壓係數 K_{pi} 可由公式(2.4)簡化為：

$$K_p = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin \phi}{\cos \delta}} \right]^2} \dots\dots\dots (3.2)$$

2.地震時

使用模型假設，且若以水中震度 k' 計算動土壓力，已包含土壤中之動水壓力，因此土壤中之動水壓力不必另行分析。另外，在背填土壤部分液化的受力機制中，本研究假設泥線以上之砂質土完全液化，泥線以下之砂質土未液化。因此主樁之受力情形可分別由圖 2.10 與圖 2.11 簡化為圖 3.2 及圖 3.3。

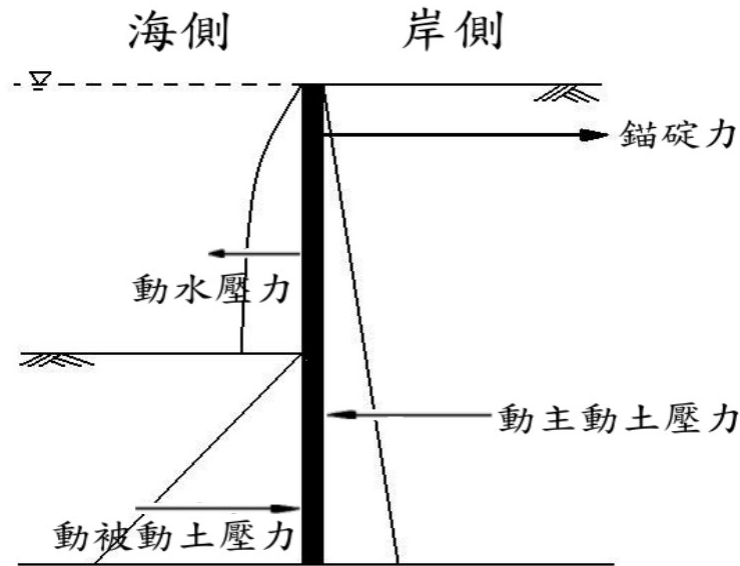


圖 3.2 地震時背填土壤未液化主樁模型之受力情形

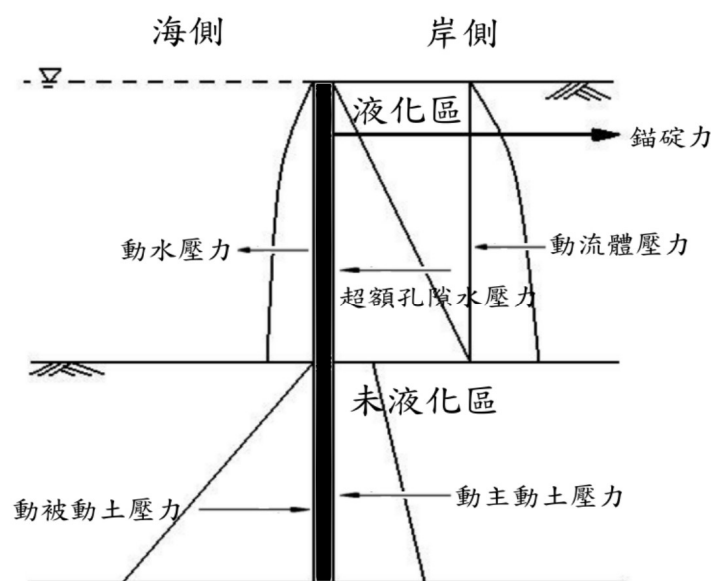


圖 3.3 地震時背填土壤部分液化主樁模型之受力情形

本研究使用工址水平加速度係數 Z 為 $0.1g$ 、 $0.23g$ 及 $0.33g$ 分別進行分析，以做為數值模擬之參考。其中 g 為重力加速度。可由 Z 換算得震度 k ，換算公式如下：

$$k = Z/g \quad Z \leq 0.2g \text{ 時}$$

$$k = \frac{1}{3}(Z/g)^{\frac{1}{3}} \quad Z > 0.2g \text{ 時} \dots\dots\dots (3.3)$$

使用模型假設，動主動土壓係數 K_{ae} 可由公式(2.9)簡化為：

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right]^2} \dots\dots\dots (3.4)$$

動被動土壓係數 K_{pe} 可由公式(2.11)簡化為：

$$K_{pe} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta - \theta)}} \right]^2} \dots\dots\dots (3.5)$$

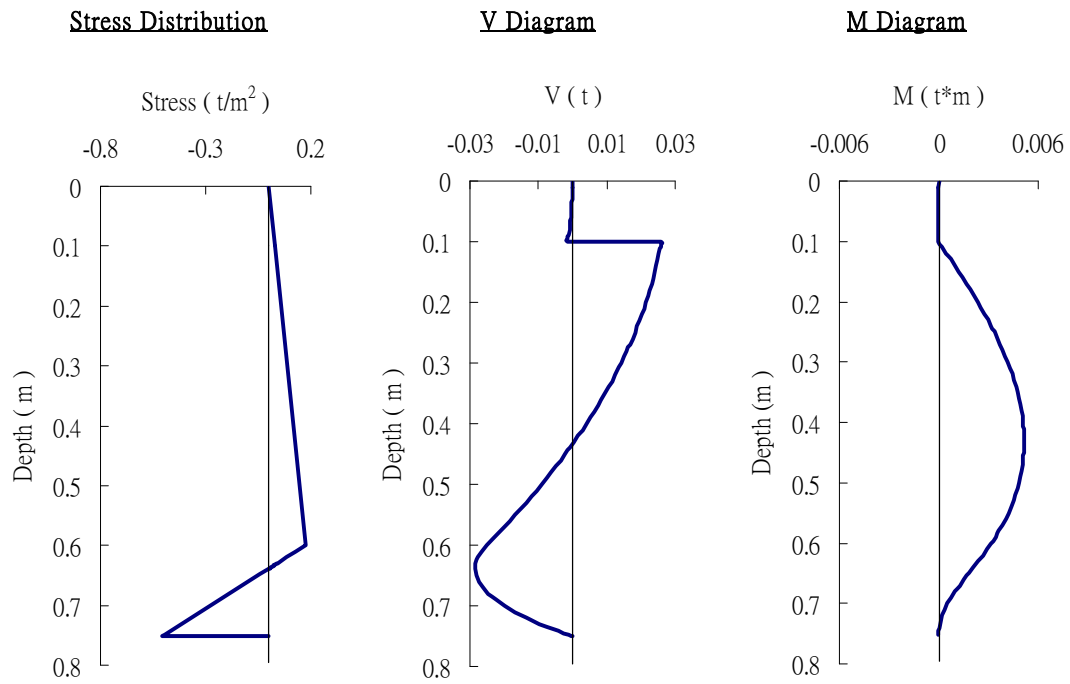
3.2.3 結果整理

將本研究之模型假設、受力機制假設代入板樁式碼頭 excel 試算檔，結果整理於此節。圖 3.4~3.6 分別表示不同受力機制下之計算結果，(a)圖代表 FES method、(b)圖代表 MOTC method。各圖由左至右分別為主樁之壓力分佈圖、剪力圖及彎矩圖，圖中之縱座標表示主樁上某點與主樁頂之距離，橫座標表示該點所承受之壓力、剪力及彎矩，向右為正，向左為負。縱軸之長度代表設計主樁長(即主樁之懸背長度 0.6m 加上設計貫入深度 D_{design})，值得一提的是，FES method 是以理論貫入深度 D_{theory} 進行計算，因此圖僅繪至理論主樁長(即主樁之懸背長度 0.6m 加上理論貫入深度 D_{theory})為止。由圖中亦可看出 FES method 在 d 達到理論主樁長時彎矩為零，而 MOTC method 則在 d 達到貫入深度 0.6m 時彎矩為零，此結果與兩種方法之假設吻合。

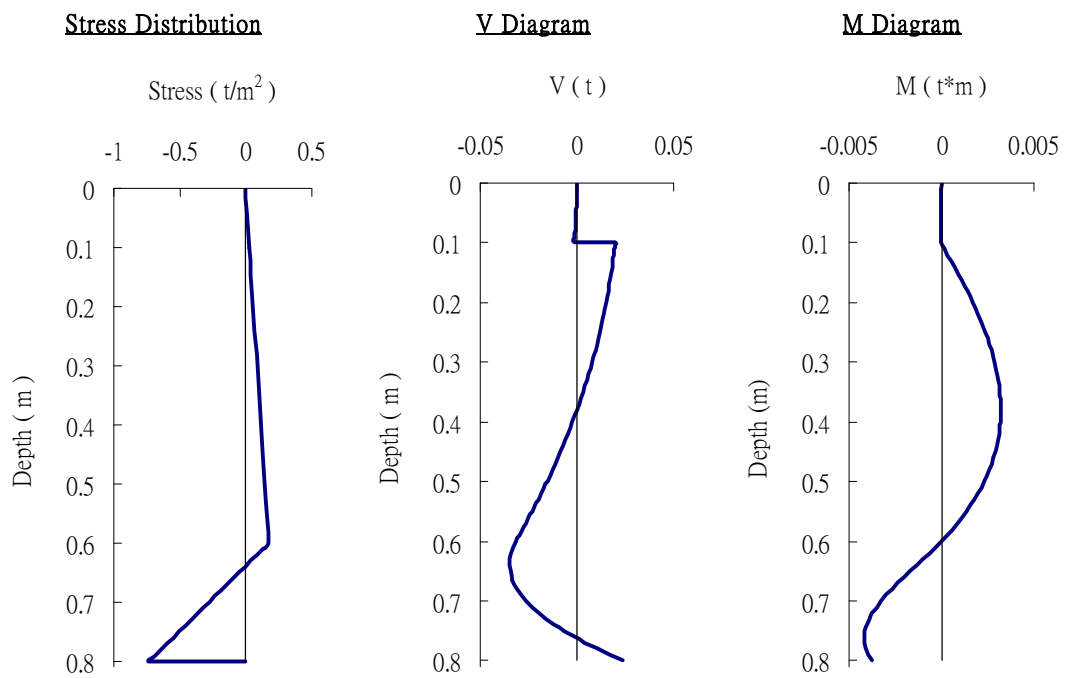
將所有的計算結果彙整於表 3-1 至表 3-3 與圖 3.7 至圖 3.8。圖 3.7 表示常時與地震時背填土未液化之受力機制下，兩種方法的結果比較，圖 3.8 則表示地震時背填土部分液化之受力機制下，兩種方法的結果比較。由圖中可看出，由 FES Method 求得之結果皆大於 MOTC Method 之結果，由此可知前者較為保守。在地震時的受力機制下，當水平工址加速度係數 Z 增加時，兩法的設計貫入深度差距幾乎為定值，但在錨碇力、最大彎矩及斷面模數方面，隨著水平工址加速度係數 Z 增加，兩法的差距會有增大的趨勢。

表 3-1 常時計算結果

	FES	MOTC
$D_{design}(m)$	0.2	0.2
$T(t)$	0.0273	0.021
$M_{max}(t * m)$	0.0032	0.0051
$S(m^3)$	3.46E-6	2.15E-6

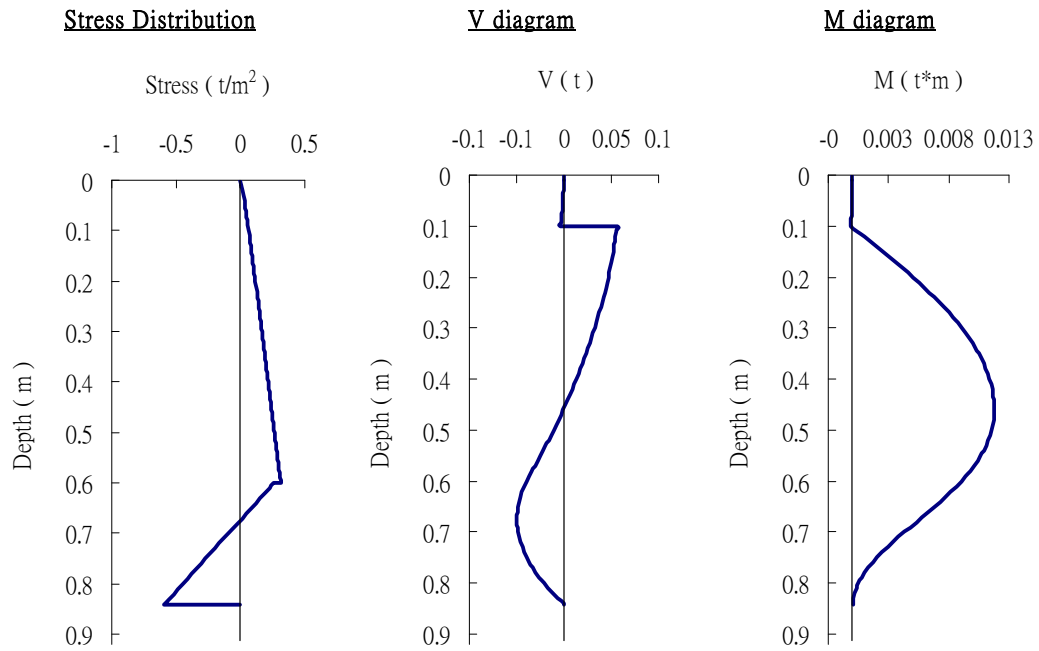


(a) FES method

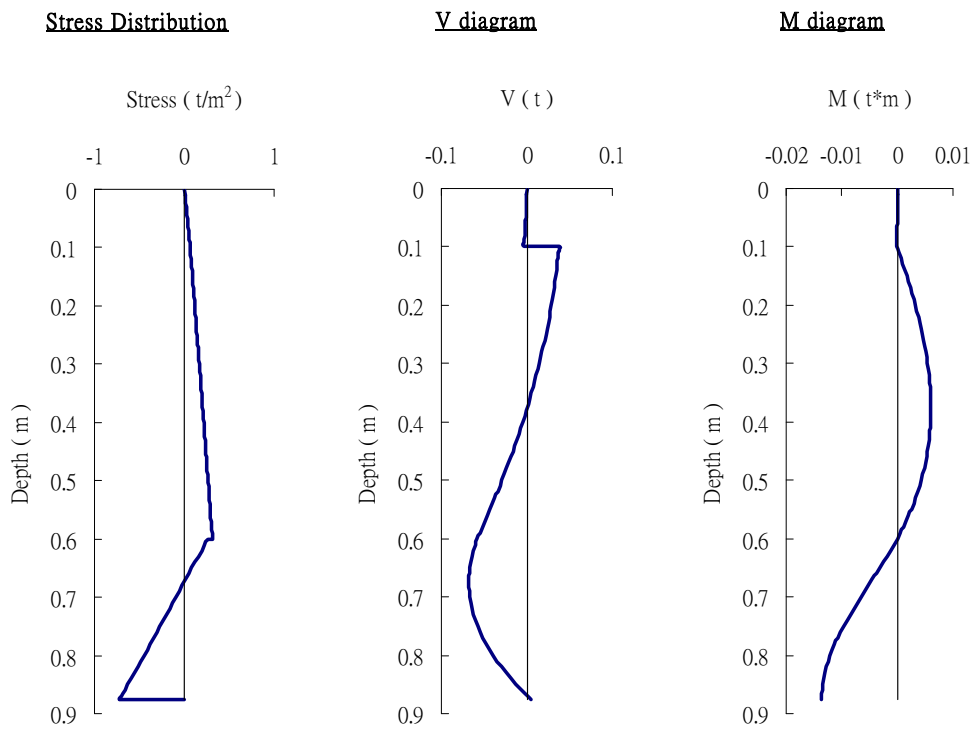


(b) MOTC method

圖 3.4 常時計算結果

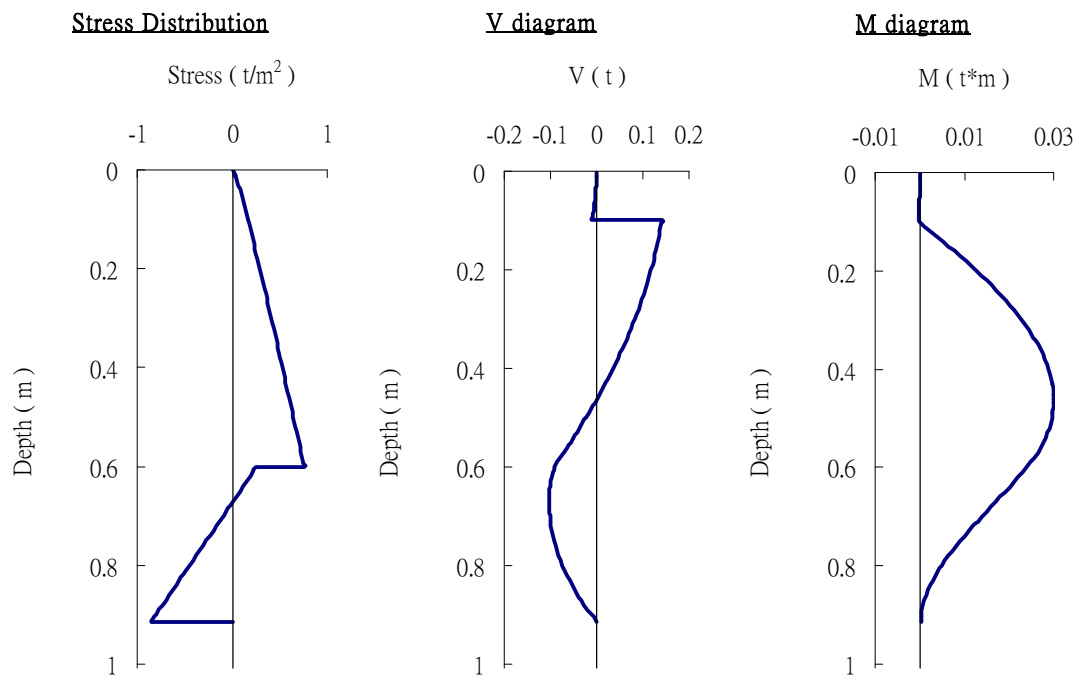


(a) FES method

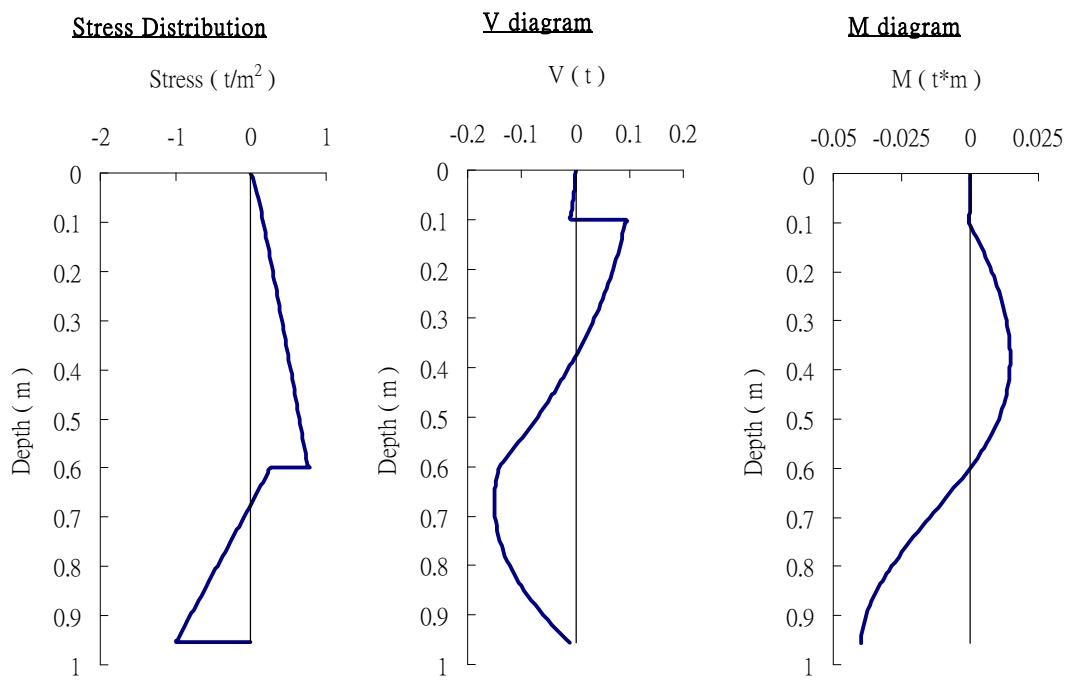


(b) MOTC method

圖 3.5 地震時背填土未液化($Z=0.1g$)計算結果



(a) FES method



(b) MOTC method

圖 3.6 地震時背填土部分液化($Z=0.1g$)計算結果

表 3-2 地震時背填土未液化計算結果

	FES			MOTC		
Z	0.1g	0.23g	0.33g	0.1g	0.23g	0.33g
D_{design} (m)	0.313	0.589	0.754	0.276	0.541	0.714
T (t)	0.0596	0.1268	0.1635	0.0415	0.0716	0.0825
M_{max} (t m)	0.0118	0.0295	0.0414	0.006	0.0103	0.0119
S (m ³)	7.90E-6	2.0E-5	2.78E-5	4.04E-6	6.9E-6	7.96E-6

表 3-3 地震時被填土部份液化計算結果

	FES			MOTC		
Z	0.1g	0.23g	0.33g	0.1g	0.23g	0.33g
D_{design} (m)	0.408	0.663	0.816	0.355	0.6	0.763
T (t)	0.1502	0.2259	0.2606	0.1022	0.1338	0.1417
M_{max} (t m)	0.0301	0.05	0.0617	0.0147	0.0185	0.0194
S (m ³)	2.02E-5	3.35E-5	4.14E-5	9.84E-6	1.24E-5	1.30E-5

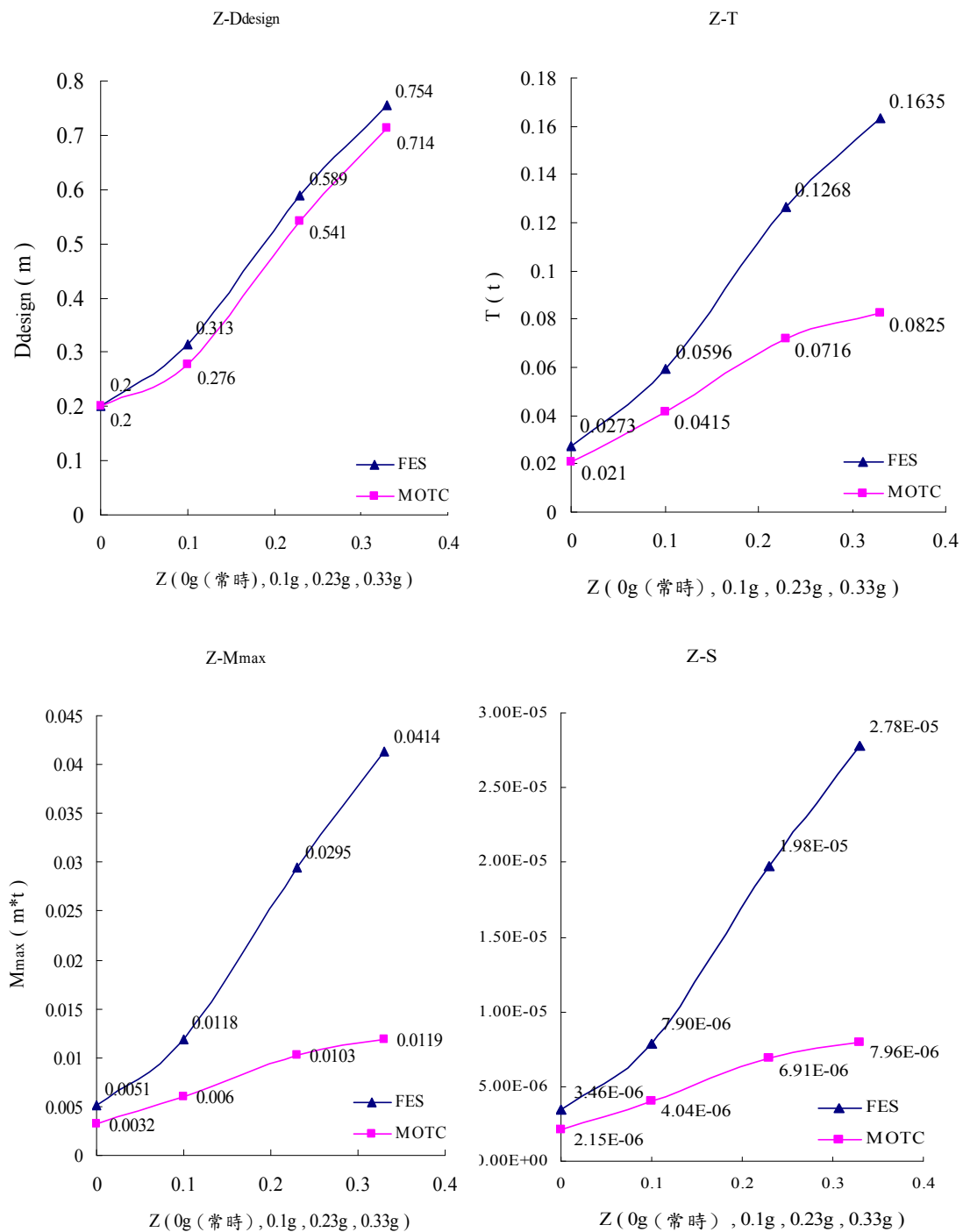


圖 3.7 常時與地震時背填土未液化計算結果

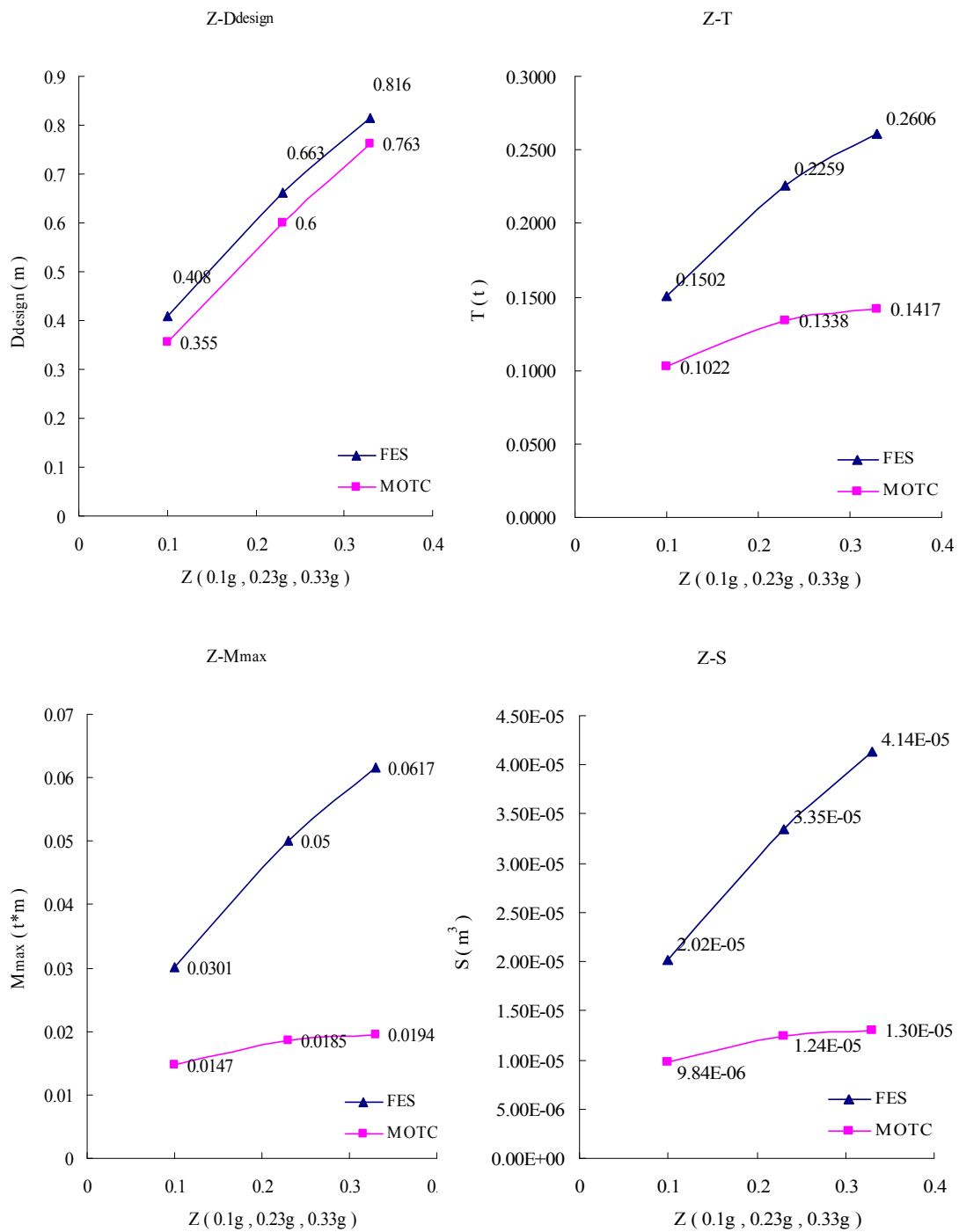


圖 3.8 地震時背填土部分液化計算結果

3.2.4 板樁式碼頭模型之建立

本研究將使用國家地震工程研究中心的六向震動台與雙向層狀剪力盒作為試驗平台，層狀剪力盒之組成以上下十五層內外複合框架組合而成，試驗盒之內框尺寸為 188 cm×188 cm×152 cm，外框尺寸為 194 cm×234 cm×152 cm，而土壤試體置於內框中。另外配合本研究 FES 常時之計算結果作為板樁式碼頭數值模擬的參考，因若使用地震時之計算結果，主樁之設計貫入深度會過長，無法置入空間有限之剪力盒中，而若選用常時之計算結果，主樁之設計貫入深度較短，在架設板樁式碼頭模型後、未施加地震波時，得以確保架設後結構體之穩定性，因此選用常時的計算結果，設計貫入深度 D_{design} 為 0.20 m，錨碇力 T 為 0.273 t，最大彎矩 M_{max} 為 0.0051 mt，斷面模數 S 為 $3.46\text{E-}6 \text{ m}^3$ ，在主樁總長為 1.0 m 的情形下，利用斷面模數 S 可求得主樁厚度 t 約為 5 mm。

綜合極限平衡分析與數值分析結果，規劃之板樁系統為以 5 mm 厚之鋁板製作板樁，貫入海床深度為 40 cm，錨定系統以直徑 2 mm，長度為 50 cm 之鋁桿連結鋼索，錨定鋁桿間距為 30 cm，其模型規劃如數值模型圖 3.9 與表 3-4 所示，量測規劃包含岸側自由場、海床自由場及緊鄰板樁之土壤加速度(加速度計)與孔隙水壓力(孔隙水壓計)監測，另外結構系統監測將包括板樁曲率(成對應變片)、板樁相對位移(動態剖面儀)及樁頂加速度反應。

表 3-4 板樁式碼頭模型選用數據

層狀剪力盒內框	長度 B (m)	1.88
	寬度 B (m)	1.88
	高度 H (m)	1.52
主樁	懸背長度 D (m)	0.6
	設計貫入深度 D_{design} (m)	0.4
	寬度 b (m)	1.5
	厚度 t (m)	0.005
	海側距框壁距離 L_1 (m)	0.6
	岸側距框壁距離 L_2 (m)	1.28
	兩側與框壁距離 s' (m)	0.19
錨碇樁	長度 h (m)	0.5
	頂端距地表面距離 h' (m)	0.1
	樁徑 (m)	0.02
	間距 s (m)	0.3
錨碇桿	長度 l (m)	0.5
	桿徑 (m)	0.002

3.3 試驗設備

3.3.1 大型雙軸向剪力試驗盒

本研究使用大型雙軸向剪力試驗盒（翁作新等, 2001）模擬錨碇式板樁碼頭於半無限空間土層中之受震行為。此剪力試驗盒由十五層內外複合框架組合而成，剪力試驗盒內框尺寸長寬高分別為 188 cm、188 cm 及 152 cm，外框尺寸長寬高分別為 194 cm、234 cm 及 152 cm。在外框之外有鋼性外牆以供支撐（圖3.10）。試驗之砂土試體及錨碇式板樁碼頭模型置於內框中進行受震模擬。在剪力試驗盒外框之相對邊上裝設有成對的線性滑軌，以提供外框相對於外牆在 X 方向的滑動，而內框上亦有成對線性滑軌之裝置，以提供內框相對於外框在 Y 方向的滑動（圖3.11）。如此設計，剪力試驗盒便可模擬雙軸向的土層震動。

另外考慮到柔性邊界之運動機制，剪力試驗盒之內外框皆以十五層框架堆疊而成，在試驗過程中雖然單一框架本身因具有相當之剛性而無法產生變形，但各框架間可存在水平向的相對運動，因此剪力試驗盒中之砂土試體在縱剖面上可隨地震波作用而變形（圖3.12）。

在試驗過程中，為了維持剪力試驗盒內砂土試體之水密性，以模擬飽和砂土試體在受震液化過程中超額孔隙水壓的激發情形，本試驗採用厚度為 3 mm 的矽膠膜做為防水材料，固定於內框上（圖3.13）。

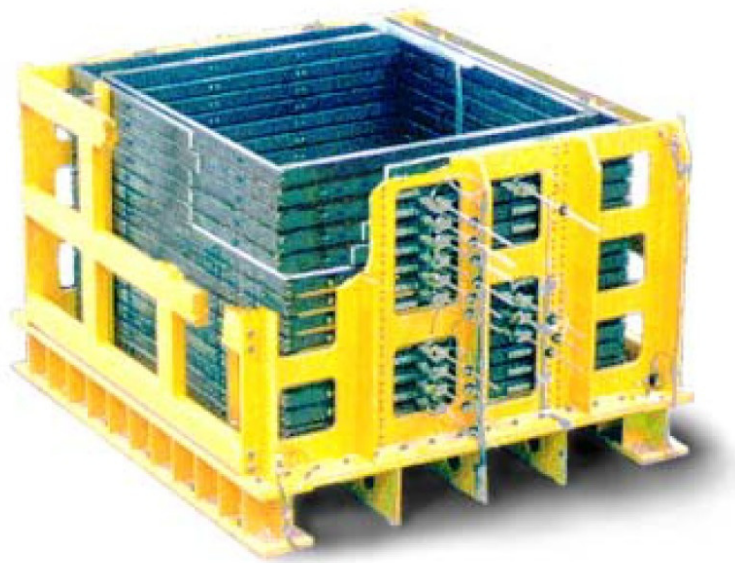


圖 3.10 雙軸向剪力試驗盒外觀 (翁作新等，2001)

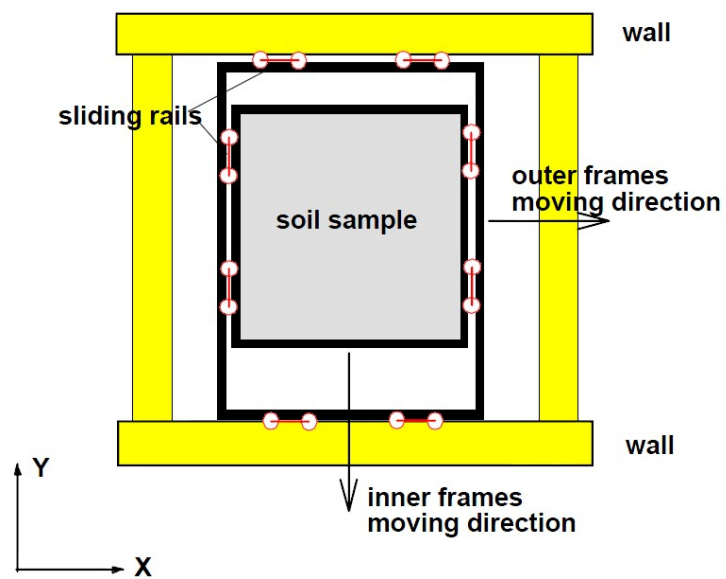


圖 3.11 內外複合框架配合兩組滑軌 (翁作新等，2001)

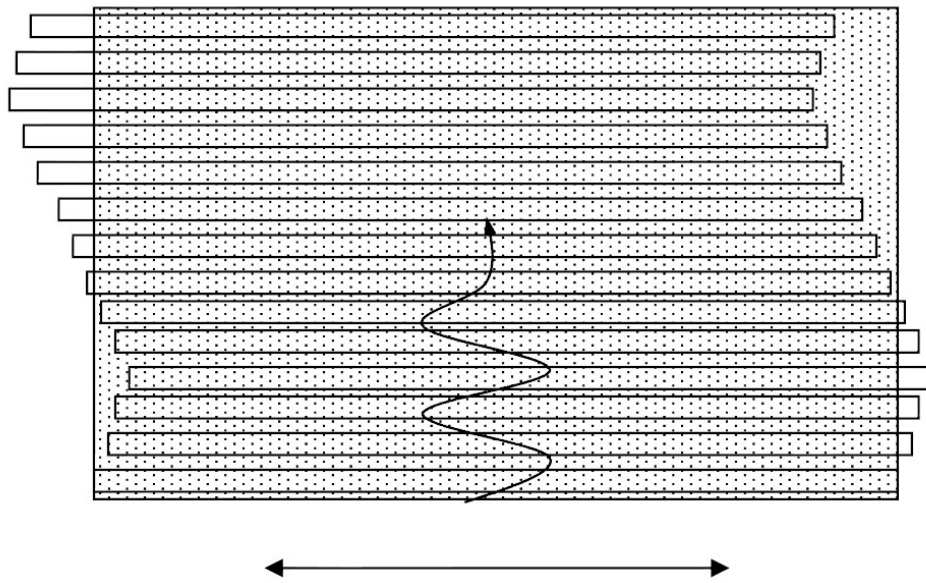


圖 3.12 剪力試驗盒運動型態示意圖（翁作新等，2001）

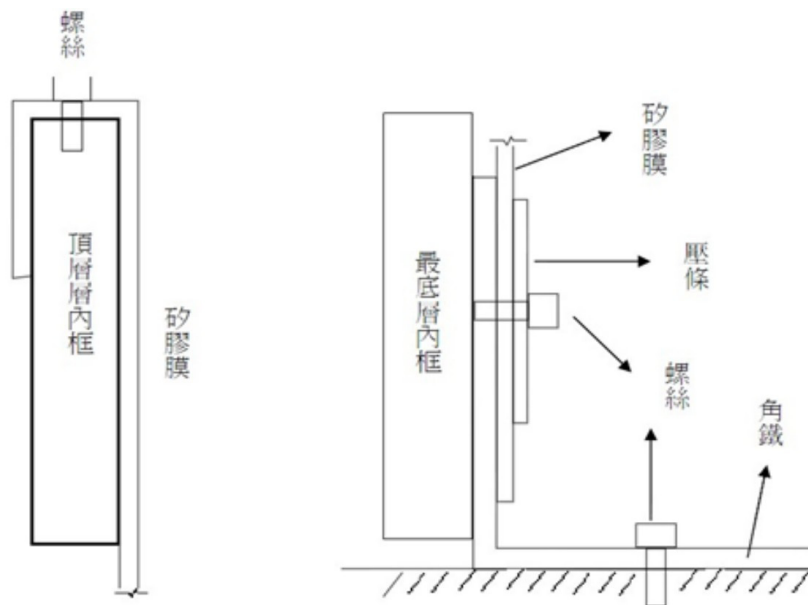


圖 3.13 矽膠膜裝設示意圖

3.3.2 大型砂土質落箱

本試驗採用固定式質落裝置，進行試體準備工作(圖 3.17)。質落裝置共分為三大部分：

1. 質落箱本體 (圖 3.14)。
2. 可抽換式多孔盤 (圖 3.15)。
3. 分散器 (圖 3.16)。

「質落箱本體」用以放置試驗用土樣，其底板鑽有平均分布之孔洞，使砂土通過孔洞下落，孔洞之孔徑為 40 mm。在質落箱本體下方接以「可抽換式多孔盤」，其孔徑分別有 15 mm、20 mm、30 mm 及 40 mm，可視需要選用。質落的開始與結束以按壓控制鈕加以控制，因可抽換式多孔盤之開關由一組電動馬達控制，使開關動作可在一秒內完成，因此消除因開關時間不一致而使空間上質落量不均之虞慮。在可抽換式多孔盤下方接有「分散器」，即四面相隔 7 cm 的篩網，網目大小為 4.76 mm，線徑為 1.6 mm，並彼此交錯成 45°，以達到砂土均勻質落入剪力試驗盒內之目的。

本試驗之質降法採用濕沉降法，進行方式為於剪力試驗盒內注入足夠高度的水，使質落完成後水面高度仍高於砂面高度。注水量與落砂量之控制，可依從前使用濕沉降法所得的試體孔隙比經驗概略估算。濕沉降法可使砂土顆粒在落入剪力試驗盒之水中後，因受到水之阻力而達終端速度，並趕散附著於砂土顆粒上之空氣及塵埃，達到均勻飽和之試體準備目的。根據翁作新等於 2003 年之試驗結果，濕沉降法的砂土試體準備結果如下：

1. 均勻性：砂土經由空氣質落至注水剪力試驗盒中時，部份砂土顆粒直接沉降至剪力試驗盒底部，而較慢落下的部份則持續受到上部落砂之衝擊，在水中不斷翻湧，直至質落結束後才緩慢沉降。根據試驗觀察，濕沉降法之試體準備方法可得到平整的砂土試體表面。

2. 飽合度：砂土在經過一段時間的翻湧後，附著於砂土顆粒上密度較小之空氣及塵埃會被趕散而懸浮於水面上。賈落完成後，砂土試體內部並未發現明顯的大氣泡顆粒。



圖 3.14 賈落箱本體裝填欲賈落之越南砂

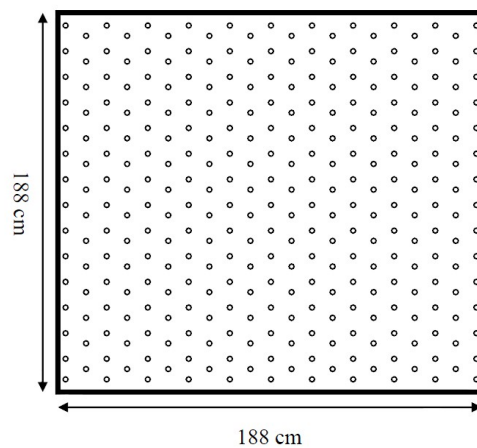
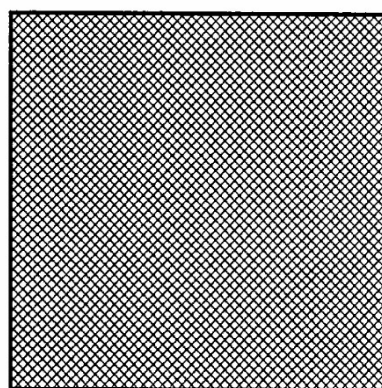
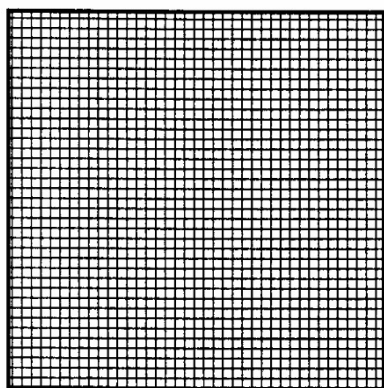


圖 3.15 賈落箱本體與可抽換式多孔盤之孔位配置圖(翁作新等,2003)



第一、三層篩網

第二、四層篩網

圖 3.16 分散器 — 貫落箱底部篩網 (翁作新等，2003)



圖 3.17 以貫落裝置進行試體準備

3.3.3 量測儀器與配置

土壤液化現象為土壤結構變化（剪應變）與孔隙水壓激發之耦合行為，因此土壤受震後之反應（加速度、速度及位移）及超額孔隙水壓歷時為研究飽和砂土試體受震反應之重要量測物理量，因此本研究使用以下幾類量測儀器用以對土壤受震液化反應進行監測，而量測儀器配置主要參考本研究期中報告之數值模型監測點位，以利於試驗結果與數值模型結果之比較。

1. 裝設於剪力試驗盒外部（圖 3.18、表 3-5）

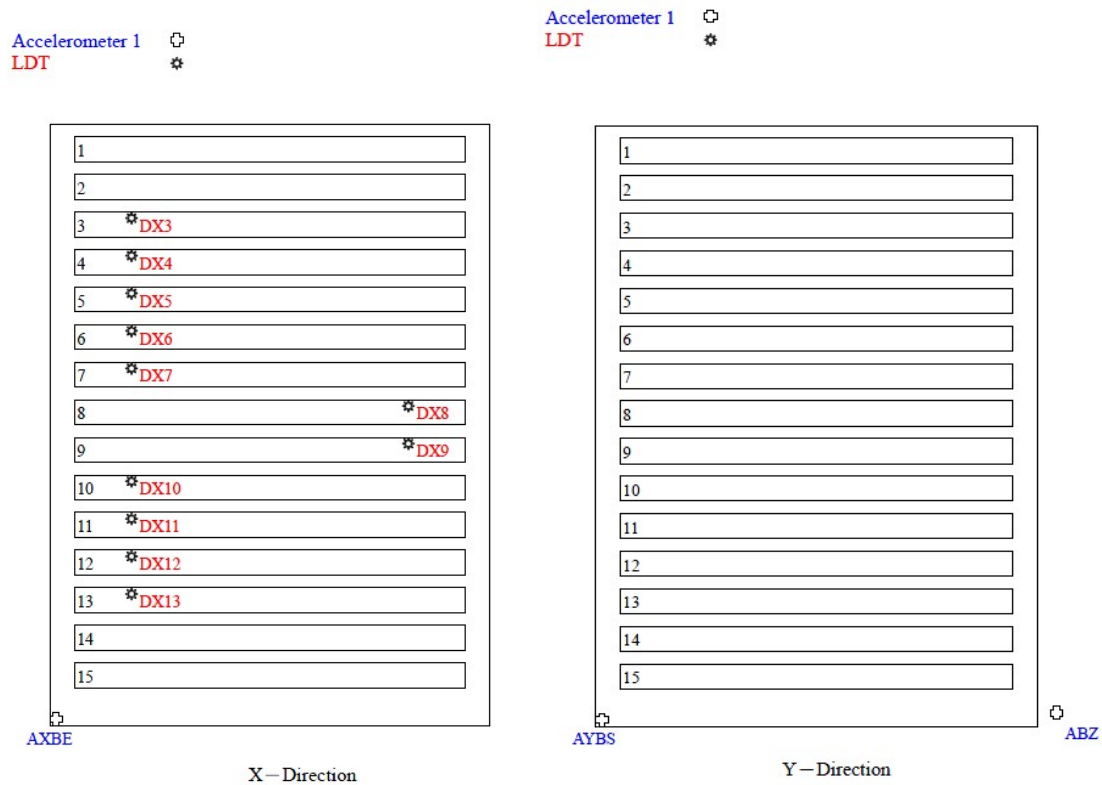
- (1) 位移計。
- (2) 加速度計。

2. 裝設於砂土試體內部（圖 3.19）

- (1) 水壓計：共 19 個。（表 3-6）
- (2) 微型單向加速度計：X 方向共 23 個，Y 方向共 3 個（表 3-8）。

3. 裝設於主樁模型表面（圖 3.19）

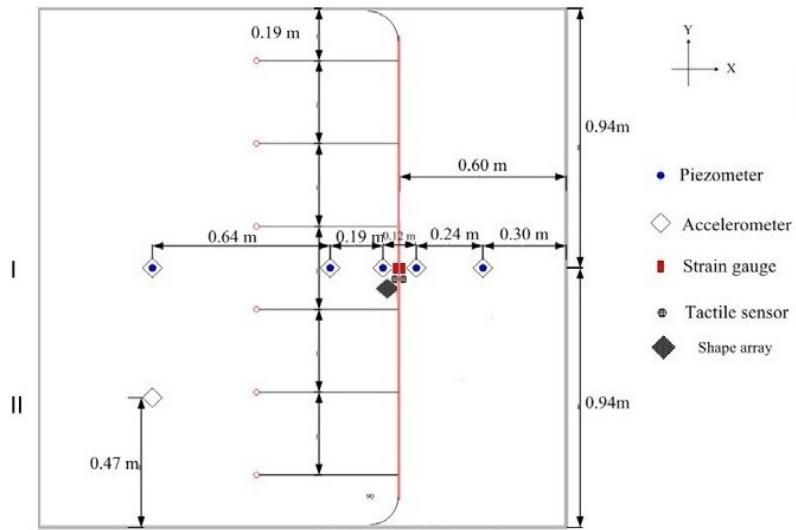
- (1) 應變計：面海側共 4 個，回填側共 4 個（表 3-7）。
- (2) Shape array：裝設於回填側。



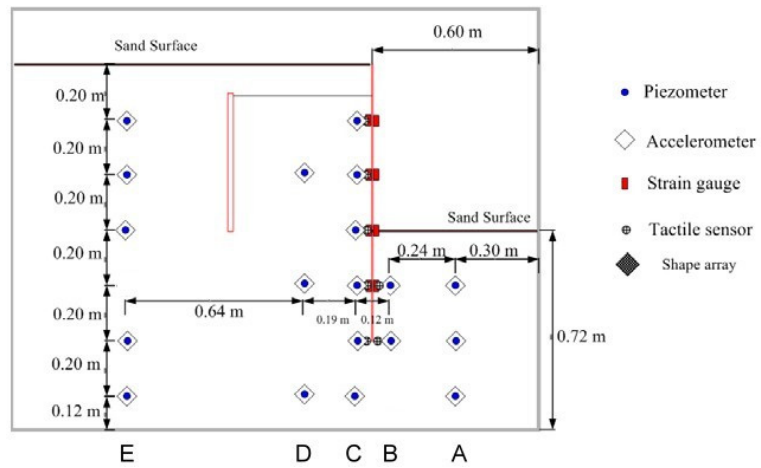
(a) 內框 (b) 外框
圖 3.18 剪力試驗盒外部之位移計、加速度計配置圖

表 3-5 剪力試驗盒外部量測儀器列表

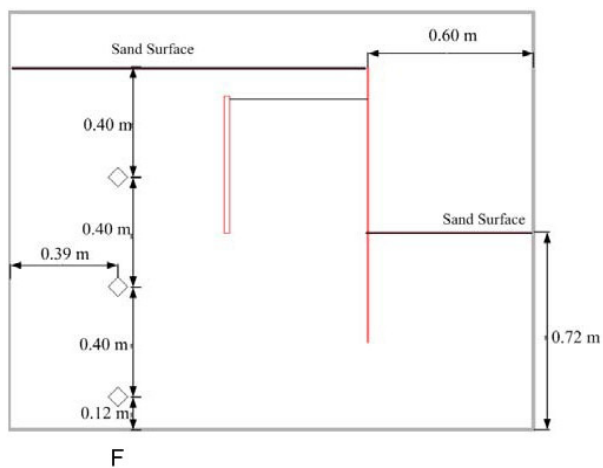
儀器	裝設位置	數量		
		X 方向	Y 方向	Z 方向
位移計 (LDT)	外牆	1	1	0
	框架	11/內框	0	0
加速度計 (Accelerometer)	外牆	1	1	2
	框架	1/內框	1/外框	0



(a) 上視圖



(b) 側視圖 (斷面 I)



(c) 側視圖 (斷面 II)

圖 3.19 砂土試體內部與主樁量測儀器配置圖

表 3-6 砂土試體內水壓計配置表

水壓計編號	位置	高程 (cm)
WP1	A1	12
WP2	A2	32
WP3	A3	52
WP4	B1	32
WP5	B2	52
WP6	C1	12
WP7	C2	32
WP8	C3	52
WP9	C4	72
WP10	C5	92
WP11	C6	112
WP12	D1	12
WP13	D2	52
WP14	D3	92
WP15	E1	12
WP16	E2	32
WP17	E4	72
WP18	E5	92
WP19	E6	112

表 3-7 主樁上應變計配置表

應變計編號	位置	高程 (cm)
SG1-1	回填側	52
SG2-1		72
SG3-1		92
SG4-1		112
SG1-2	面海側	52
SG2-2		72
SG3-2		92
SG4-2		112

表 3-8 砂土試體內微型單向加速度計配置表

微型單向加速度計編號	位置	高程 (cm)
PCBA1X	A1	12
PCBA2X	A2	32
PCBA3X	A3	52
PCBB1X	B1	32
PCBB2X	B2	52
PCBC1X	C1	12
PCBC2X	C2	32
PCBC3X	C3	52
PCBC4X	C4	72
PCBC5X	C5	92
PCBC6X	C6	112
PCBD1X	D1	12
PCBD2X	D2	52
PCBD3X	D3	92
PCBE1X	E1	12
PCBE1Y	E1	12
PCBE2X	E2	32
PCBE3X	E3	52
PCBE3Y	E3	52
PCBE4X	E4	72
PCBE5X	E5	92
PCBE5Y	E5	92
PCBE6X	E6	112
PCBF1X	F1	12
PCBF2X	F2	52
PCBF3X	F3	92

3.4 試體準備與試驗步驟

3.4.1 錨碇式板樁碼頭模型之架設

本研究之錨碇式板樁碼頭模型尺寸及配置主要依照期中報告之規劃進行，唯小部分為配合實際需要做細部更動，最終選用模型規劃如圖 3.20 所示。此外，為防止砂土之承載力不足造成錨碇式板樁碼頭模型沉陷，本研究在主樁頂部鑽以 6 個孔洞，以水線將主樁懸吊於一橫跨剪力試驗盒內框上之角鋁，並於主樁底部固定一根長度與主樁寬度相當之角鋁，其用意同於基樁之擴展基腳，以此避免錨碇式板樁碼頭模型之沉陷。但為模擬錨碇式板樁碼頭受震液化後的側潰傾倒情形，懸吊主樁之水線於 Event 8 前予以剪除。

錨碇式板樁碼頭模型架設步驟條列如下：

1. 於主樁表面標定出欲固定量測儀器之點位。
2. 於主樁兩側分別固定一 0.5 cm 厚之軟性墊板。
3. 將量測儀器包含應變計及 Shape array 固定於主樁上。
4. 在主樁底部固定一角鋁，並將主樁以水線懸吊於剪力試驗盒內。
5. 將錨碇樁以水線懸吊於剪力試驗盒內，並以 20 # 之鐵線作為錨碇桿，固定於主樁及錨碇樁之間。

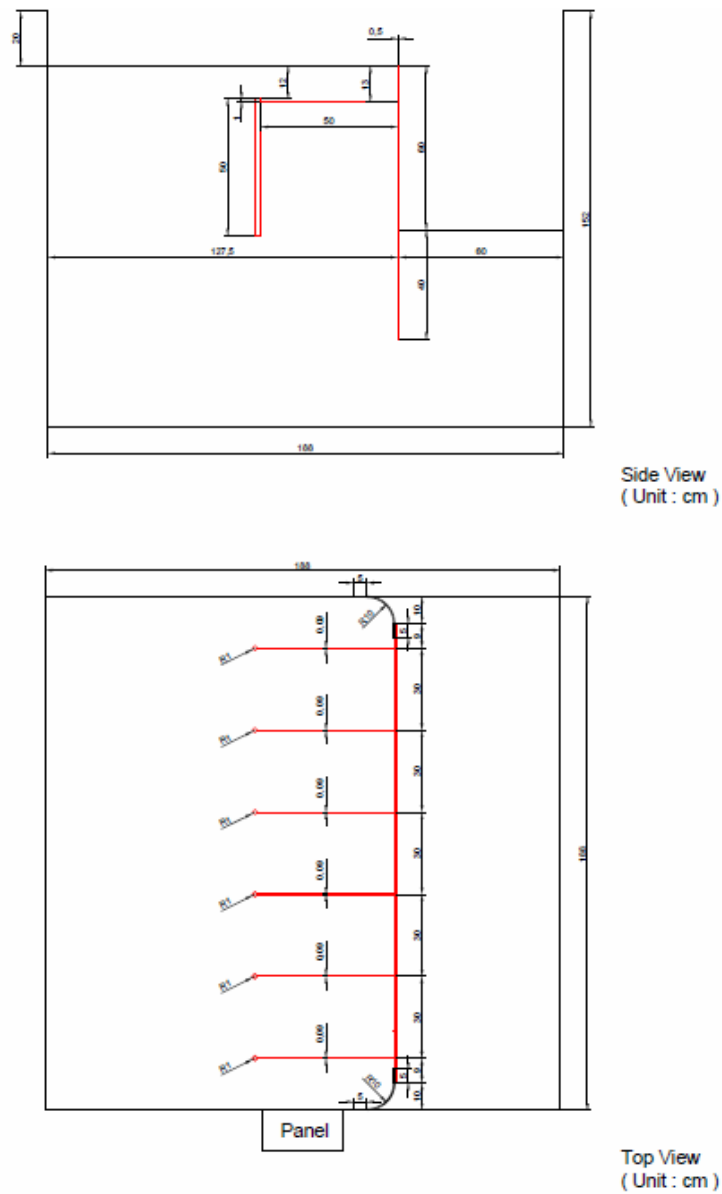


圖 3.20 錨碇式板樁碼頭模型配置圖

3.4.2 量測儀器之架設

砂土試體內部之量測儀器包含微型單向加速度計及水壓計。其綁設步驟條列如下：

1. 以釣線依照欲綁設量測儀器之座標拉出經緯線，固定於剪力試驗盒外牆上。並拉以垂直向之釣線固定於剪力盒底部。

2. 於垂直向之釣線上標出量測儀器之綁設高程。
3. 將水壓計以膠帶按設計高程固定於釣線上，並注意水壓計上之透水石應外露，以達監測效果。
4. 將微型單向加速度計按設計高程固定於釣線上。因加速度之量測有方向性之考量，在固定微型單向加速度計時須特別注意。
5. 固定量測儀器之釣線，將於試驗進行前全數剪斷，以移除釣線對量測儀器隨試體震動之限制。

3.4.3 砂土質降與人工回填

本研究選用之砂土為越南峴港所產之石英砂，此砂土已多次用於國家地震工程中心振動台液化試驗(翁作新、李偉誠，2003)。越南砂為均勻級配砂，比重為2.65，有效粒徑(D_{10})為0.32mm，(D_{60})為0.6mm，均勻係數 C_u 為1.875，最大與最小孔隙比為0.911與0.612，細粒料含量小於1%。

因錨碇式板樁碼頭模型之面海側及回填側砂面高程不同，而無法全程使用質落裝置進行砂土試體準備。本研究之砂土試體準備主要分為三個階段：

1. 注水入剪力試驗盒中。
2. 使用質落箱質落
3. 人工回填。

依照試驗規劃，第一階段在剪力試驗盒內注入足夠高度的水，使質落完成後水面高度仍高於砂面高度。注水量與落砂量之控制，可依從前使用濕沉降法所得的試體孔隙比經驗概略估算。第二階段以質落箱質落砂土至挖泥線高程（圖3.17），第三階段再以人工回填錨碇式板樁碼頭模型之回填側至主樁頂部（圖3.21）。然而在第一階段完成時，回填側砂面高程與目標高程相去不遠，但發現主樁底部些微向回填側傾斜，且面海側砂面高程遠低於回填側（約 10 至 15 cm），推

估可能原因為砂土賁落時之衝力衝擊主樁，使主樁底部向回填側傾斜，並對面海側造成遮蔽，使主樁之兩側落砂量不均勻。因此在第一階段完成後，先以人工回填的方式回填面海側至目標高程，再對回填側進行回填。回填完成後，靜置試體約 24 小時，待砂土完全沉澱後完成試體準備（圖3.22）。



圖 3.21 人工回填

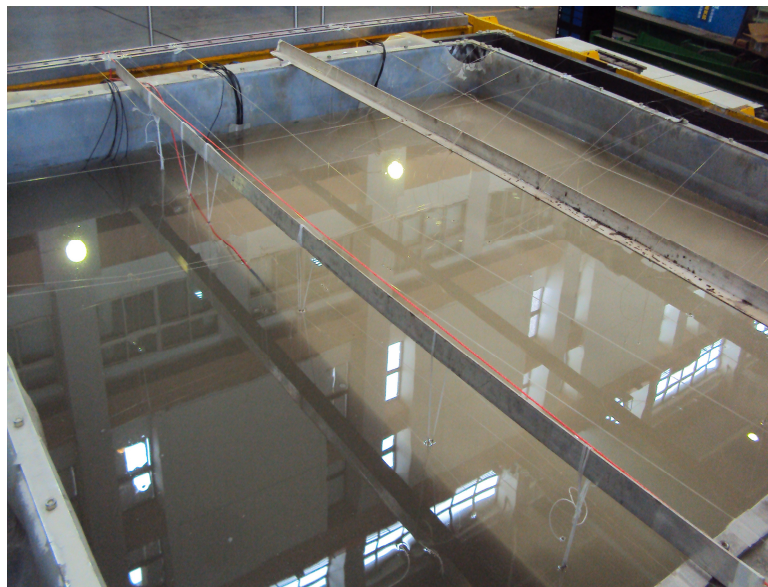


圖 3.22 試體準備完成圖

3.4.4 地震模擬

本研究之輸入地震先以小震幅白噪音(white noise)進行系統完整性測試，隨後以正弦波進行試驗，於試驗進行期間，依據錨碇式板樁碼頭模型受震後的反應，調整輸入地震之震幅，直至模型完全傾倒破壞。值得一提的是，相較於砂土回填完成時主樁之明顯彎曲變形，試驗結束後開挖出之主樁，無明顯變形，顯示主樁在破壞後的變形仍在鋁材的彈性範圍內，此與最初設計試驗欲達到的主樁破壞模式構想吻合。本次試驗共進行了 10 個不同的 Event，輸入地震資訊如表 3-9 所示，初步分析以Event 5 及Event 10 說明，Event 5為產生部分孔隙水壓力激發但板樁系統不產生破壞，Event 10 為土壤產生液化且系統產生破壞。

表 3-9 試驗輸入地震

輸入地震	X 方向 (NS)		
	頻率 (Hz)	最大加速度 (g)	延時 (sec)
Event 1	白噪音 (頻寬 30 Hz)	0.03	60
Event 2	1	0.03	15
Event 3	2	0.03	7.5
Event 4	1	0.05	15
Event 5	1	0.075	15
Event 6	1	0.1	15
Event 7	1	0.1	15
Event 8	1	0.1	15
Event 9	1	0.075	15
Event 10	1	0.2	15

3.4.5 試驗資料量測

在試驗進行過程中，所有量測儀器之資料記錄，除了Shape array 於個人電腦中記錄外，其餘量測儀器所測得資料皆由國家地震工程研

究中心震動台控制室統一記錄。另外，本研究在每個 Event 結束後，皆以人工方式量測試體之砂面及水面高程，用以了解試體受震後之沉陷情形。

3.5 試驗資料處理與呈現

3.5.1 資料分析架構

本研究所使用之量測儀器如3.3.3節所列，包括架設於剪力試驗盒外部之加速度計及位移計，架設於砂土試體內之微型單向加速度計及水壓計，以及架設於主樁上之應變計及 Shape array。本研究對各量測儀器資料處理流程及資料間相互關係如圖3.23 所示，並於以下各小節詳述。

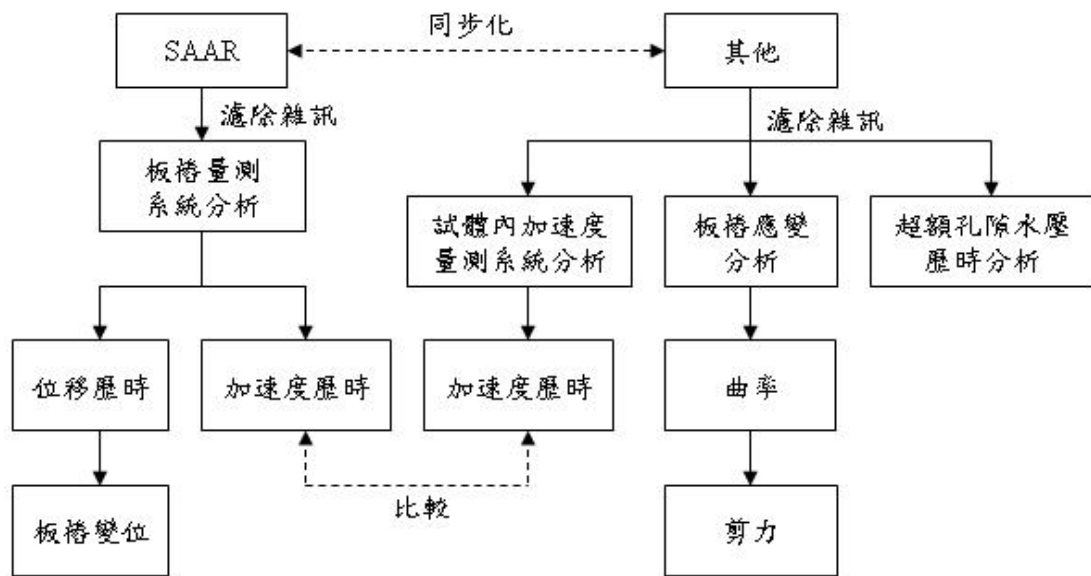


圖 3.23 資料處理架構

3.5.2 加速度計及位移計資料分析

本研究在剪力試驗盒分層框架上分別架設了 11 個 X 方向的位移計，用以了解各土層受震之運動情形。在剪力試驗盒外牆之 X 方向、

Y 方向上亦各架設了 1 個位移計，其量測資料可了解剪力試驗盒在輸入地震後的反應果效。加速度計及位移計之結果，可以透過加速度之兩次微分或位移的兩次積分兩相比較，也可將加速度做一次積分和位移做一次微分為速度相互比較。

圖3.24 為 Event 5 剪力試驗盒整體之 X 方向與 Y 之位移歷時，由圖可知，在 X 方向的震動下，剪力試驗盒除了產生 X 方向之位移外，仍會有 Y 方向之位移，其值約唯 X 方向位移之 10 %。

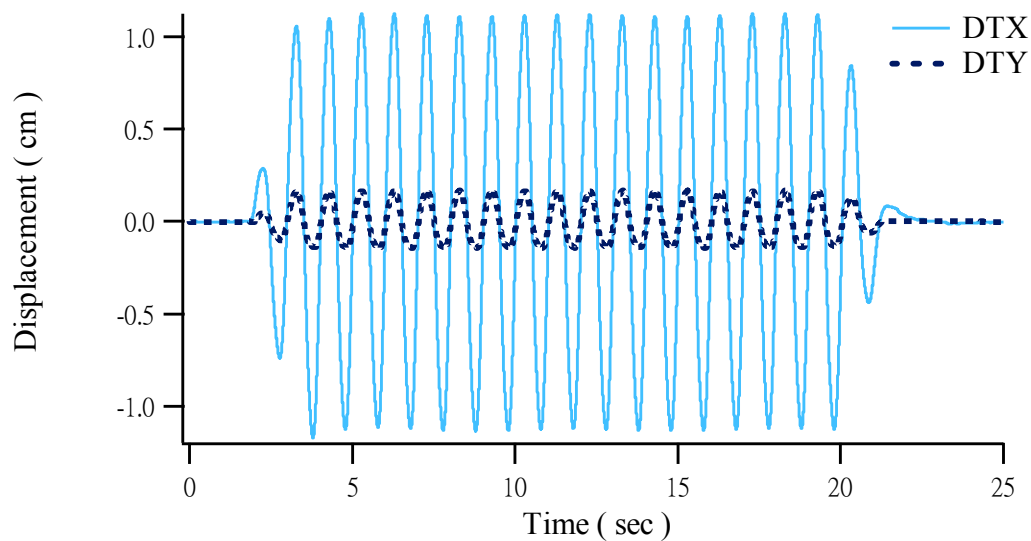
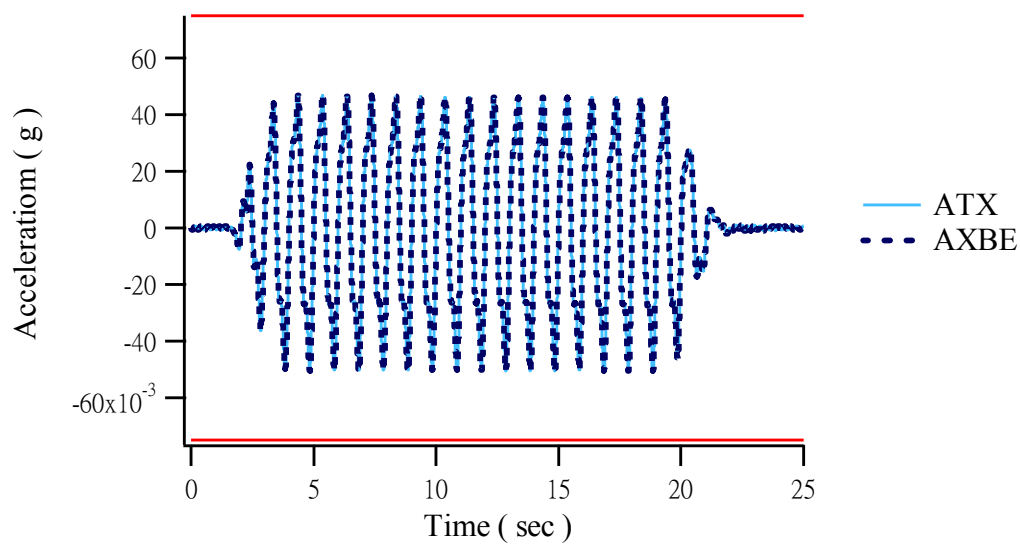
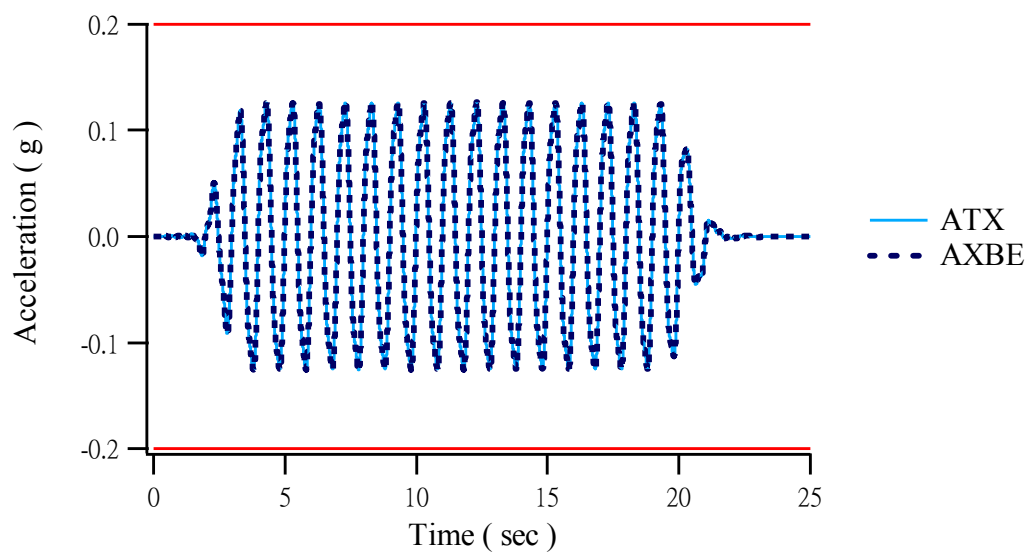


圖 3.24 Event 5 剪力試驗盒整體位移歷時

圖3.25 為 Event 5 與 Event 10 之剪力試驗盒整體 X 加速度歷時，ATX 裝設於剪力試驗盒外牆頂部，AXBE 則位於底部，圖頂及圖底之兩條水平線為該 Event 輸入地震之最大加速度，由圖可知，剪力試驗盒頂底之加速度歷時與震幅皆一致，但最大加速度僅約為輸入地震之 63 %。



(a) Event 5



(b) Event 10

圖 3.25 剪力試驗盒整體加速度歷時

3.5.3 水壓計資料分析

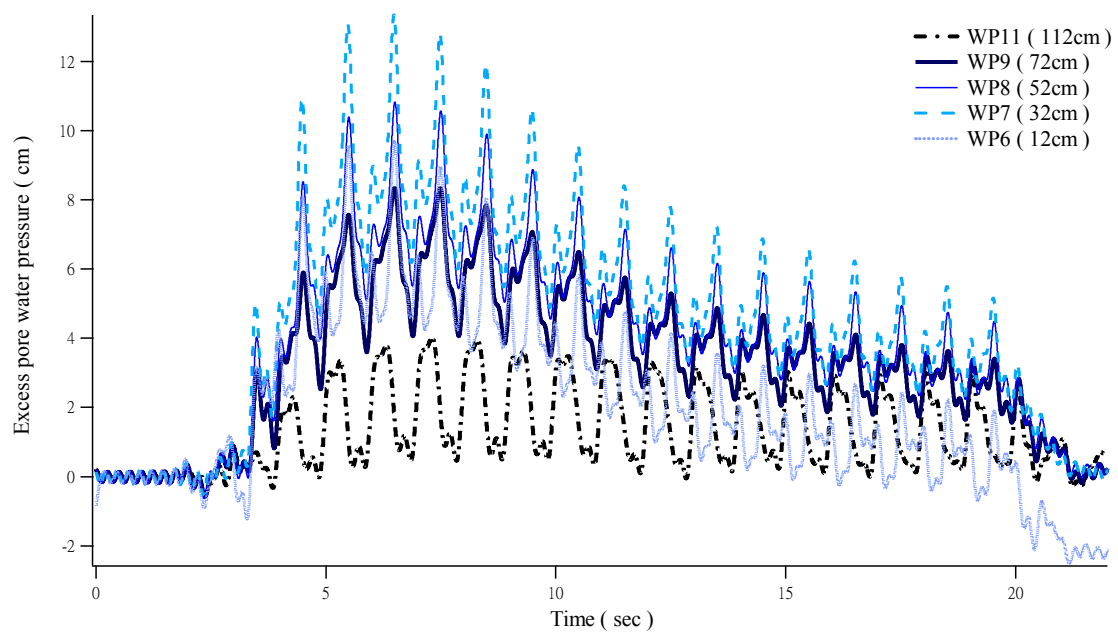
在震動台震動過程中，砂土試體因受到反覆剪動而造成其結構發生改變，並且同時激發試體內部之超額孔隙水壓力。本研究在砂土試體中埋設了 19 個水壓計，由圖3.19 (b) 可知在主樁的面海側及回填

側距離主樁 6 cm、25 cm 處，皆埋設了一縱列之水壓計，用以監測錨碇式板樁碼頭模型近場區之超額孔隙水壓力激發情形，而在距離錨碇式板樁碼頭模型較遠處亦埋設有一縱列之水壓計，用以監測自由場之超額孔隙水壓力激發情形。量測得之資料皆以切斷頻率 4 Hz 之低通濾波濾除雜訊，而後分別繪出不同剖面各高程之超額孔隙水壓力歷時。圖3.26 為 Event 5 與 Event 10 於主樁之回填側距主樁 6 cm 處（即斷面C），各高程之超額孔隙水壓力歷時。

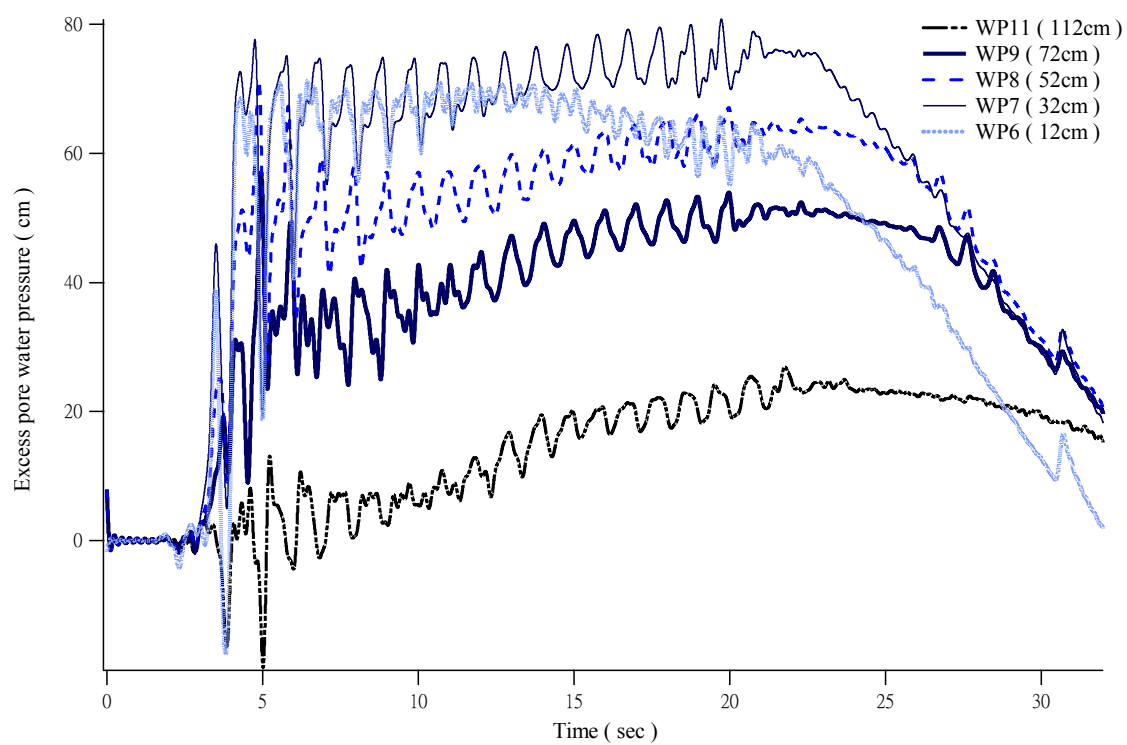
3.5.4 微型單向加速度計資料分析

本研究在埋設水壓計之相同點位皆同時埋設以微型單向加速度計，用以了解不同點位砂土試體質點之受震反應。因本次試驗輸入地震以 X 方向之正弦波為主，因此微型單向加速度計之量測方向亦以 X 方向為主，但為驗證在 X 方向震動下，砂土試體在 Y 方向之運動反應，因此在自由場已埋設 X 方向微型單向加速度計處（斷面E），擇取三個點位，同時埋設以 Y 方向的加速度計。所擷取之加速度資料，以帶通濾波（0.2 Hz ~ 4 Hz）濾除雜訊。圖3.27 為 Event 5 及 Event 10 於斷面E 中高程 52 cm 之點位 X 方向與 Y 方向之加速度歷時比較。

圖3.28 為 Event 5 與 Event 10 於主樁之回填側距主樁 6 cm 處（斷面C），各高程之試體質點運動加速度歷時。若將此斷面之微型單向加速度計記錄資料與主樁上裝設之 Shape array 之加速度讀數互相比較，可了解鄰近主樁處之砂土試體質點受震反應與板樁受震反應間之相互關係。Shape array 之資料分析於 3.5.5 小節詳述。

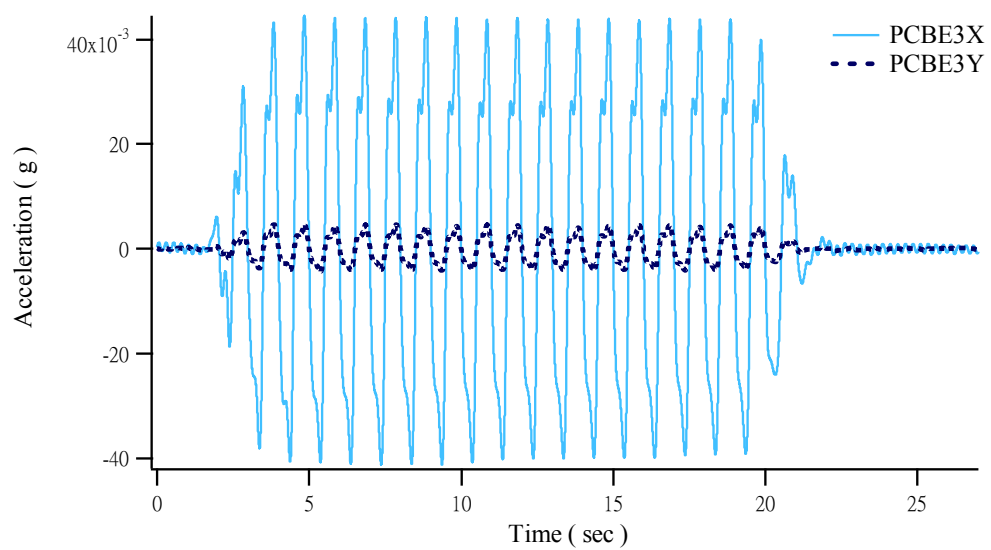


(a) Event 5

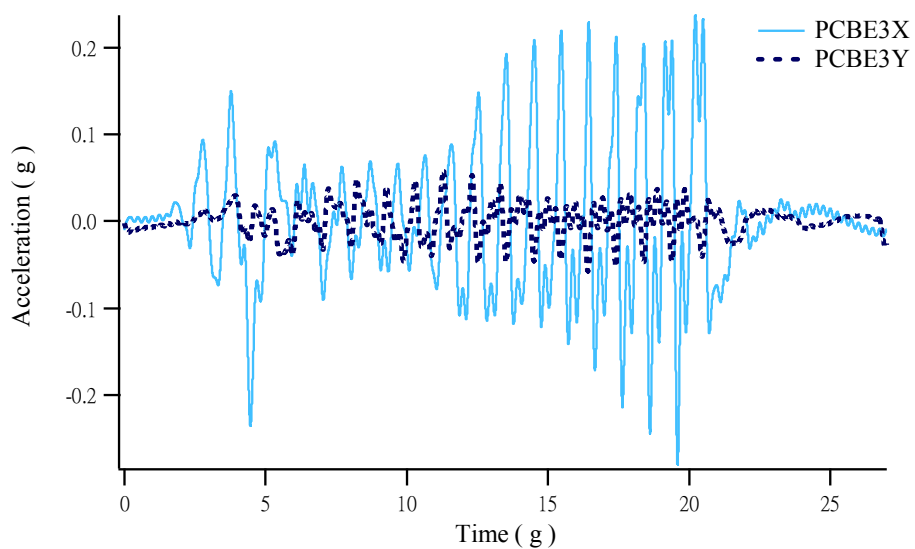


(b) Event 10

圖 3.26 斷面 C 之超額孔隙水壓歷時

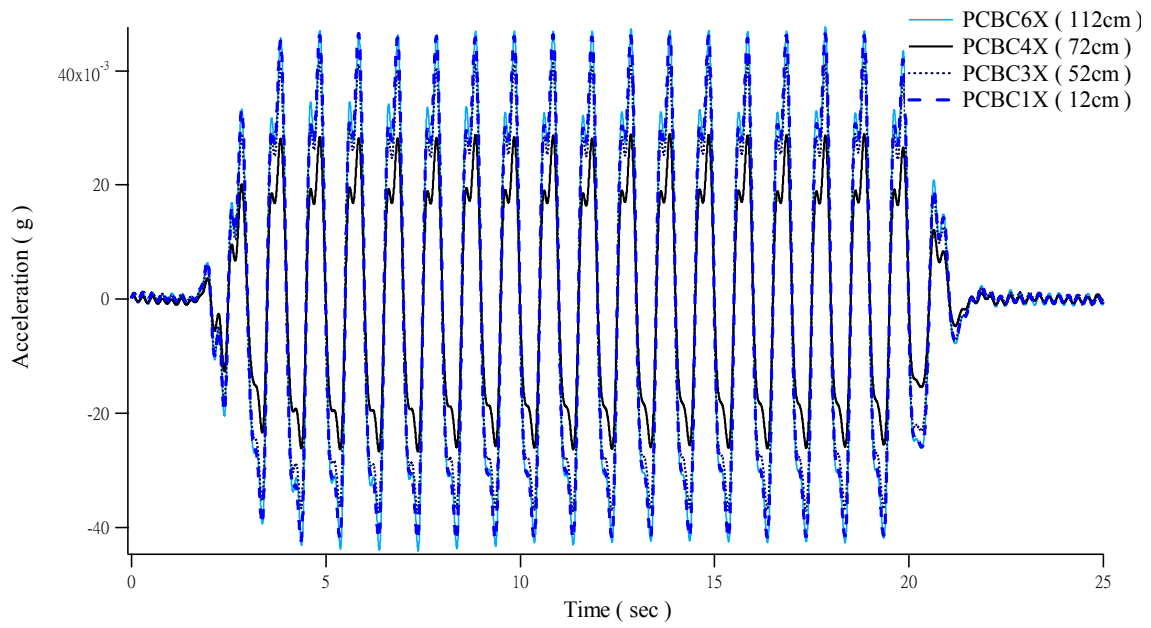


(a) Event 5

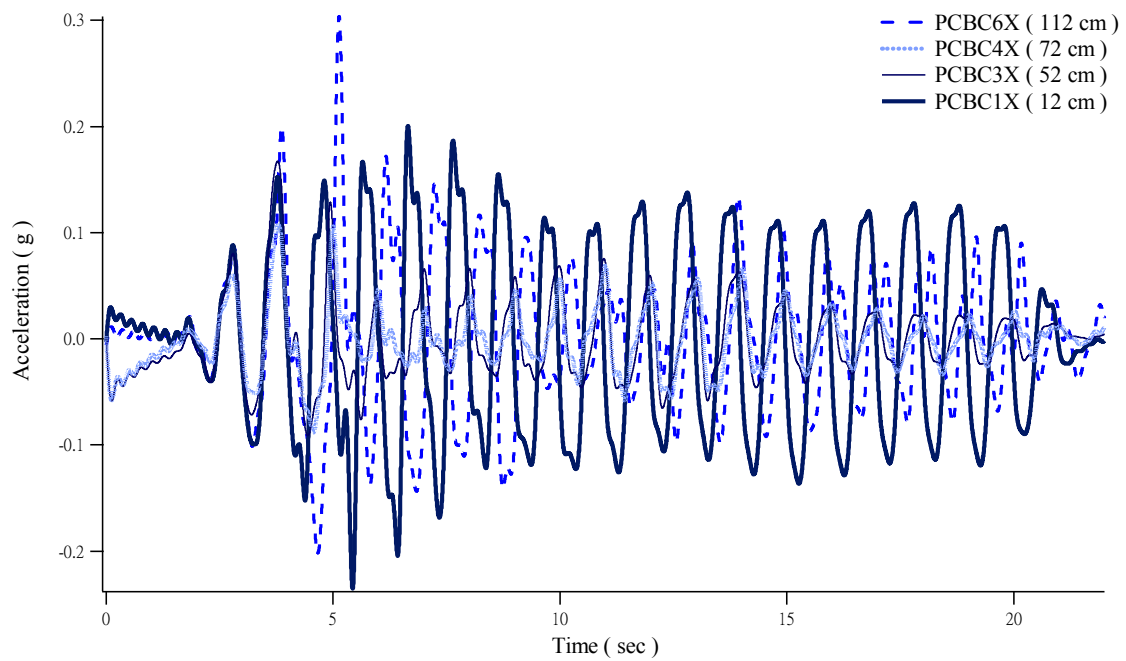


(b) Event 10

圖 3.27 斷面 E 之加速度歷時



(a) Event 5



(b) Event 10

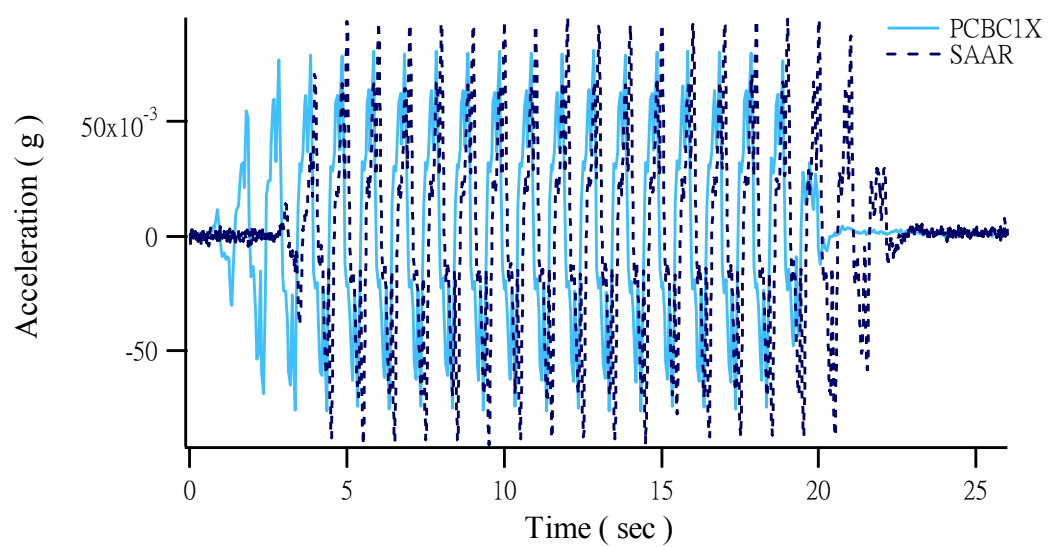
圖 3.28 斷面 C 之加速度歷時

3.5.5 Shape array 資料分析

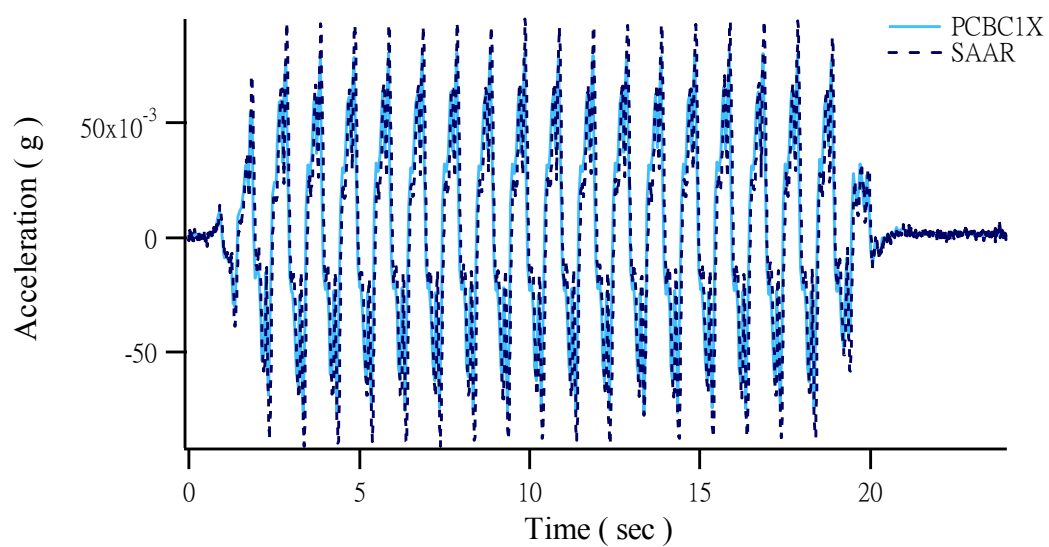
本研究將 Shape array 裝設於主樁回填側鄰近中心線之位置，由底部至頂部縱向裝設，如圖3.19 所示。Shape array 為一長型帶狀之量測儀器，於頂底並中間段等間距設定節點，節點與節點中間有感測子可量測該點位之質點加速度及轉角，再經過 Shape array 中內建之微處理器對加速度及轉角資料進行積分而得到質點變位，因此可了解受測試體之變位情形。本次試驗所使用之 Shape array 分為 8 段共 9 個節點，因此可得到 8 個點位的加速度記錄，及 9 個點位的位移記錄。Shape array 可縱向裝設測得受測試體質點之側向變位，或水平向裝設得到質點垂直變位，本研究採用前種裝設方式，如此測得主樁受震後之側向變位歷時。

在進行 Shape array 資料分析之前，須先對資料進行同步化處理，其原因為 Shape array 之資料擷取為獨立運作，開始擷取時間不同於由震動台控制室統一擷取之量測儀器。同步化之方式為將 Shape array 最底端節點之加速度資料與砂土試體最底部微型單向加速度計之資料互相比較，將 Shape array 之加速度歷時在時間軸上作平移，使兩者之首次波峰時間點一致（圖3.29）。

如3.5.4節所述，Shape array 測得之加速度資料可與微型單向加速度計之資料互相比較，因此使用一致之帶通濾波（0.2 Hz ~ 4 Hz）濾除雜訊，以利兩者之比較。圖3.30 與圖3.31 分別為 Event 5 與 Event 10 Shape array與微型單向加速度計鄰近點位之加速度歷時比較，圖中之圖示顯示該點位之高程，由圖3.30 與圖3.31 可知，除了 Event 10 最底部之微型單向加速度計資料大於 Shape array 資料外，其餘皆有前者小於後者之趨勢。而在位移方面，為得到主樁受震後之永久變形，因此使用低通濾波（切斷頻率 4 Hz）濾除位移資料之雜訊，圖3.32 與圖3.33 分別為 Event 5 與 Event 10 Shape array 之主樁位移記錄。



(a) 同步化前



(b) 同步化後

圖 3.29 Shape array 同步化

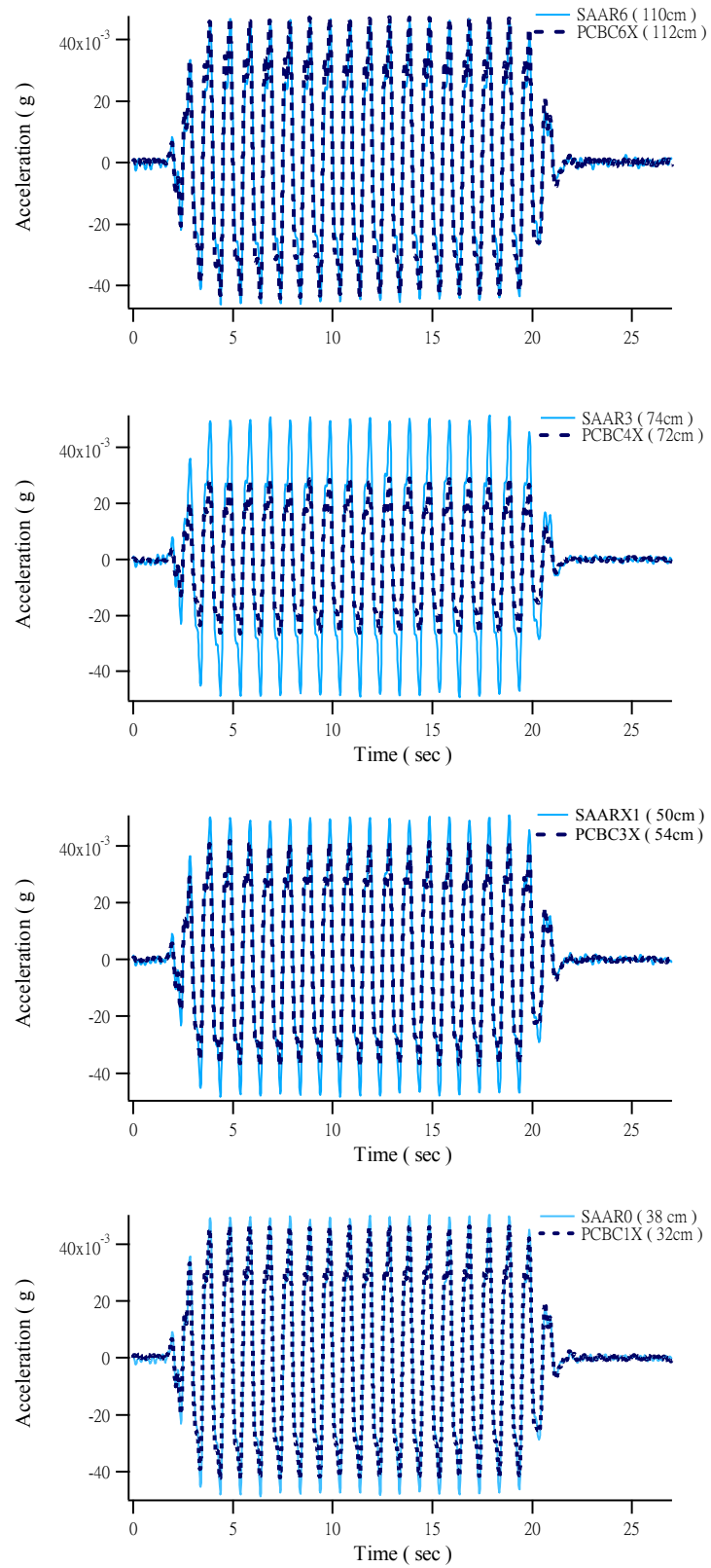


圖 3.30 Event 5 之 Shape array 與微型單向加速度計之比較

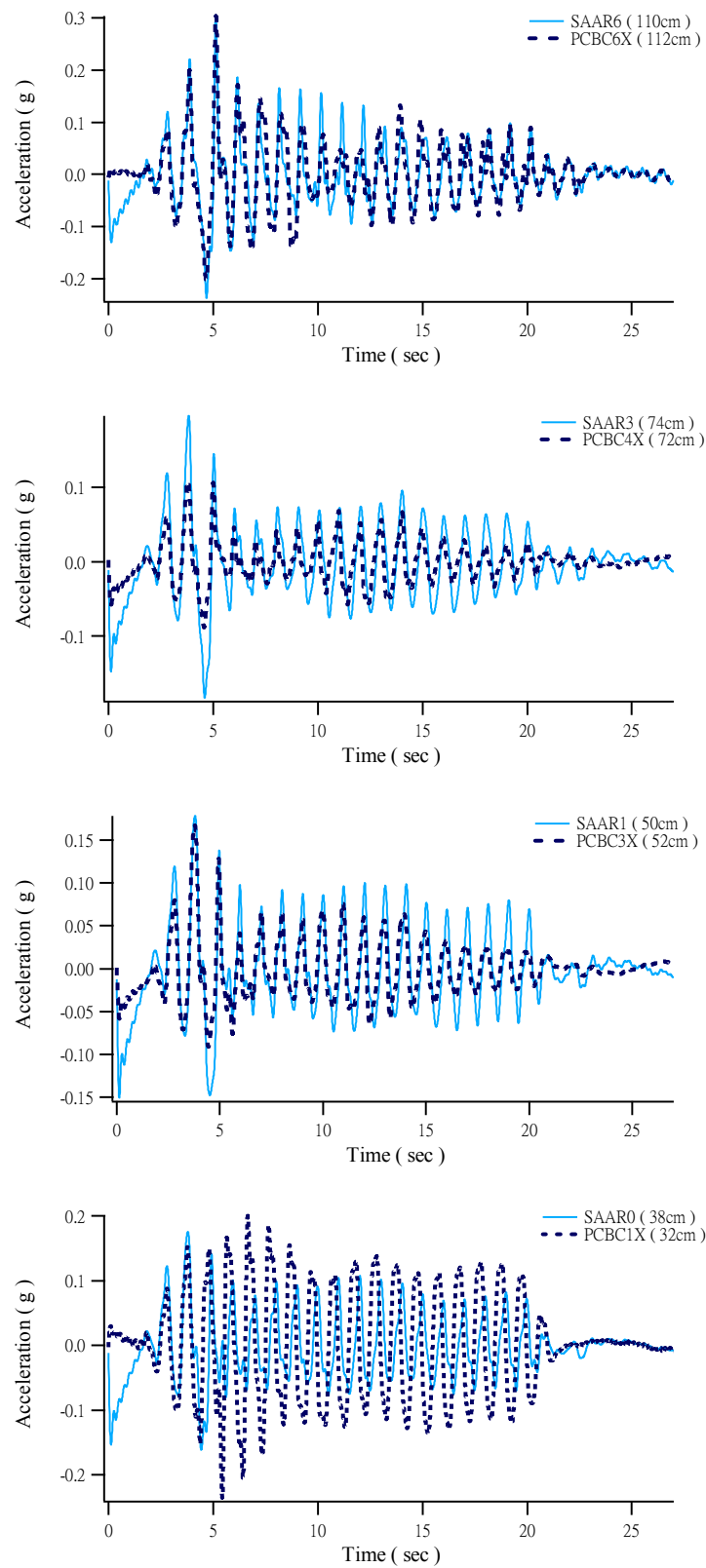


圖 3.31 Event 10 之 Shape array 與微型單向加速度計之比較

由圖 3.32 可看出，在 Event5 震動結束後主樁並未發生明顯之永久變形，而在 Event10（圖 3.33）震動結束後主樁產生極大之永久變形，在樁頂處之變位高達 28 cm，根據試驗結束後錨碇式板樁碼頭模型破壞之影像記錄（圖 3.34），樁頂亦發生極大之永久變形，代表 Shape array 之結果有一定之可信度。

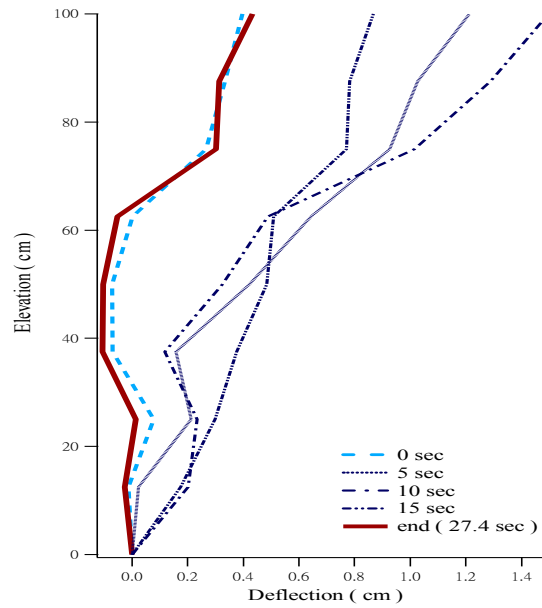


圖 3.32 Event 5 之主樁位移

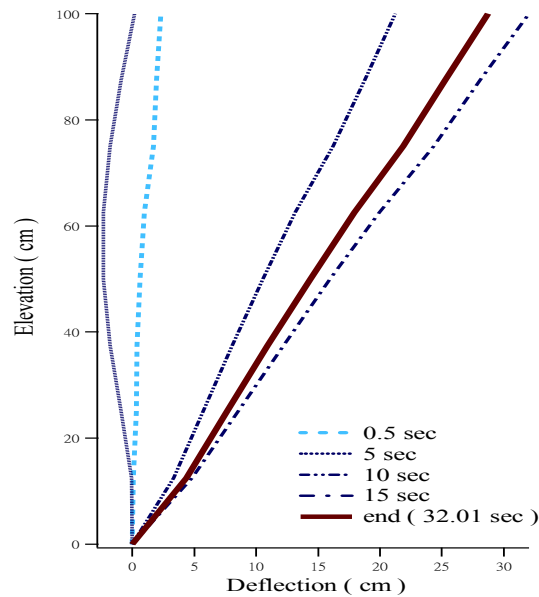


圖 3.33 Event 10 之主樁位移

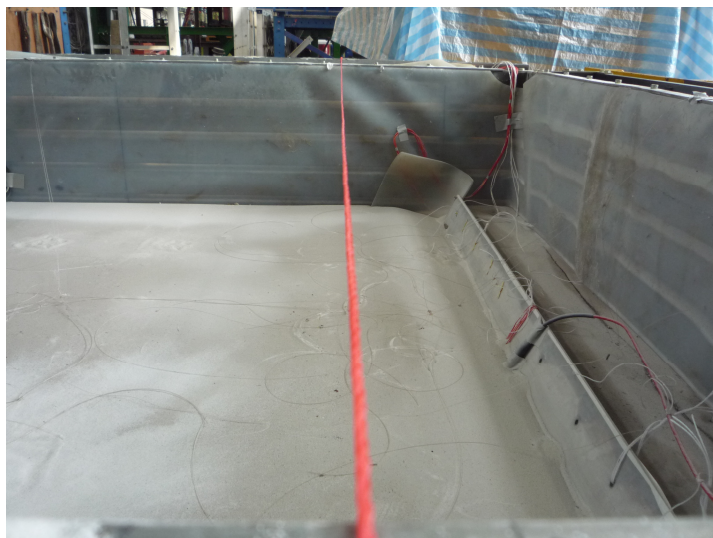


圖 3.34 錨碇式板樁碼頭模型破壞

3.5.6 應變計資料分析

本研究於主樁之面海側與回填側分別裝設有 4 個應變計，用以監測主樁在震動期間各點位之應變。監測得之資料使用低通濾波（切斷頻率 4 Hz）濾除雜訊，並將兩側相同高程之資料疊加使訊號放大。將訊號放大後之應變量應用公式 3.6 計算求得曲率 κ ，並應用公式 3.7 計算求得剪力 V 。圖 3.35 與圖 3.36 分別為 Event 5 與 Event 10 之主樁剪力分布圖。

$$\kappa = \frac{\varepsilon}{d} \dots\dots\dots (3.6)$$

式中，

κ 為該點位之曲率

ε 為該點位之應變量

d 為主樁厚度 5 mm

$$V = EI \frac{d\kappa}{dz} \dots\dots\dots (3.7)$$

式中，

V 為該點位之剪力

E 為主樁之楊氏模數 $68.9\text{E}5 \text{ N/cm}^2$

I 為主樁之轉動慣量 1.042 cm^4

$\frac{d\kappa}{dz}$ 為曲率對距離之一次微分

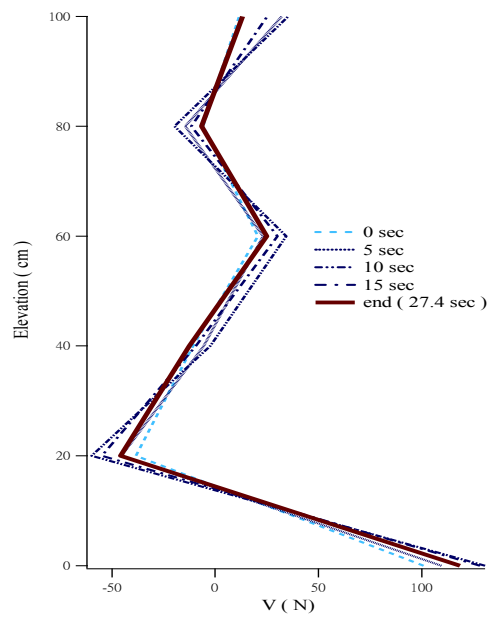


圖 3.35 Event 5 之主樁剪力分布圖

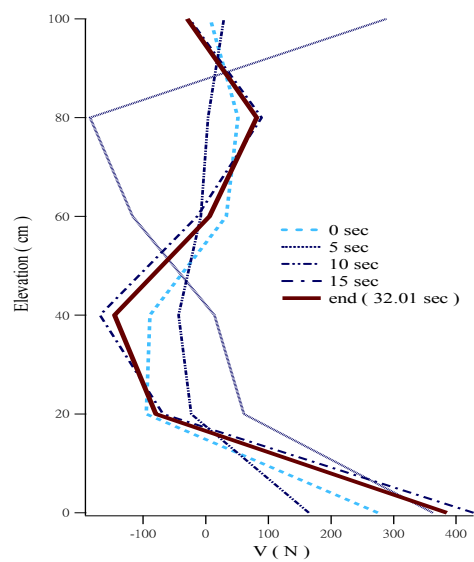


圖 3.36 Event 10 之主樁剪力分布圖

3.5.7 模型量測與極限平衡及文獻比較

較實體模型液化時板樁量測之側向應力(3.37(a)圖)、極限平衡分析假設(3.37(b)圖)、Iai and Kameoka (1993)動態數值分析(3.37(c)圖)與 Gazeta et al. (2004) (3.37(d)圖)之比較如圖 3.37 所示，結果顯示達到液化時($t=5$ sec) 時，模型之側向應力分佈與極限平衡分析之結果顯著不同，但與 Gazeta et al. (2004)之結果較接近。液化時彎矩分佈比較如圖 3.38 所示，圖 3.38(a)為量測結果，圖 3.38(a)為 Iai and Kameoka (1993)動態數值分析結果，圖 3.38(a)為 Madabhushi and Zeng (2007)於離心機模型研究結果，結果顯示量測值分佈與離心機模型相近但與 Iai and Kameoka (1993)動態數值分析不同，而模型量測值與極限平衡分析因側向應力分佈不同，因此其分佈亦不同，結果顯示以極限平衡分析進行設計與實際行為有顯著不同。

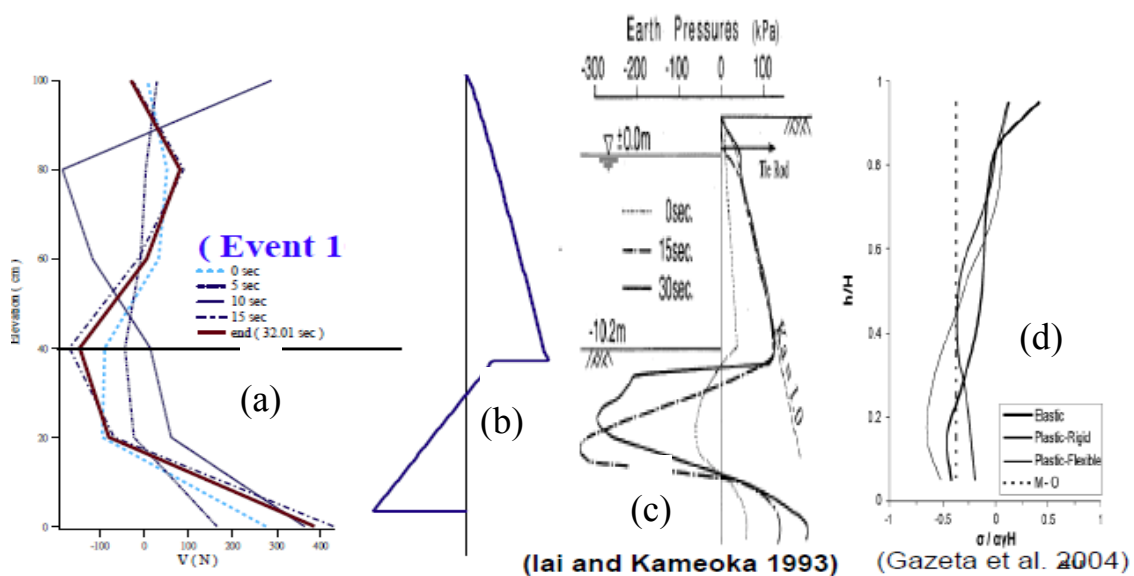


圖 3.37 液化板樁側向應力分佈比較圖

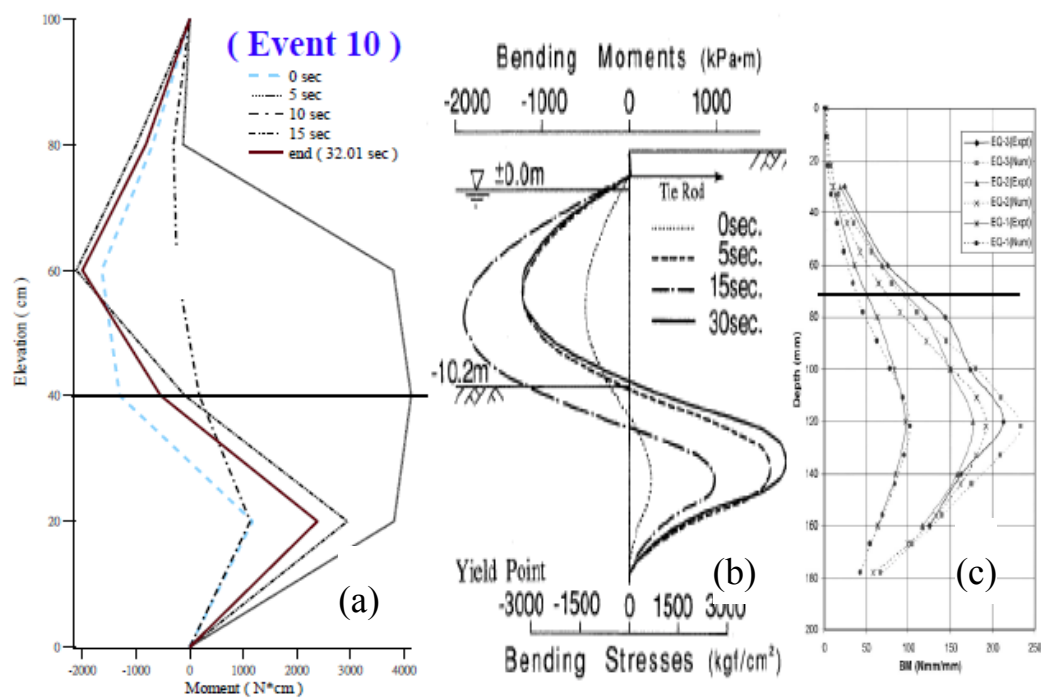


圖 3.38 液化板樁彎距分佈比較圖

第四章 震動台模型二維有效應力動態分析

本研究之數值模擬主軸為液化土層之土壤-擋土結構動態有效應力分析，以模型試驗與數值模擬二種方法彼此間可作為規劃與驗證之用，其目的為建構可靠數值分析程序，以回饋設計修正與建立震後災損預測模式，進行土壤-擋土結構動態有效應力分析中主要元件包括適當土壤組構模式、土壤-擋土結構介面及動態邊界條件。本年度進行之數值分析主要為進行考慮試驗狀態下模型二維有效應力動態分析，以設計板樁模型並據以進行量測規劃，並以實體模型試驗資料驗證與修正數值分析結果，利用量測之土壤動態反應、孔隙水壓力激發與結構反應之結果比對，調教包括土壤動態材料參數、模型邊界條件設定及土壤-結構互制參數等輸入參數。二維錨碇板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。

4.1 數值分析原理

4.1.1 FLAC 動態分析介紹

本計畫應用 FLAC 及其動態模組進行錨碇板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。

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 4.1 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。

a. 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：

$$\sigma = 2(\rho V) \dot{u} \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

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：

$$\tau = G\gamma = (\rho V_s^2) \left(\frac{\dot{u}}{V_s} \right) = (\rho V_s) \dot{u} \quad \dots\dots\dots (4.2)$$

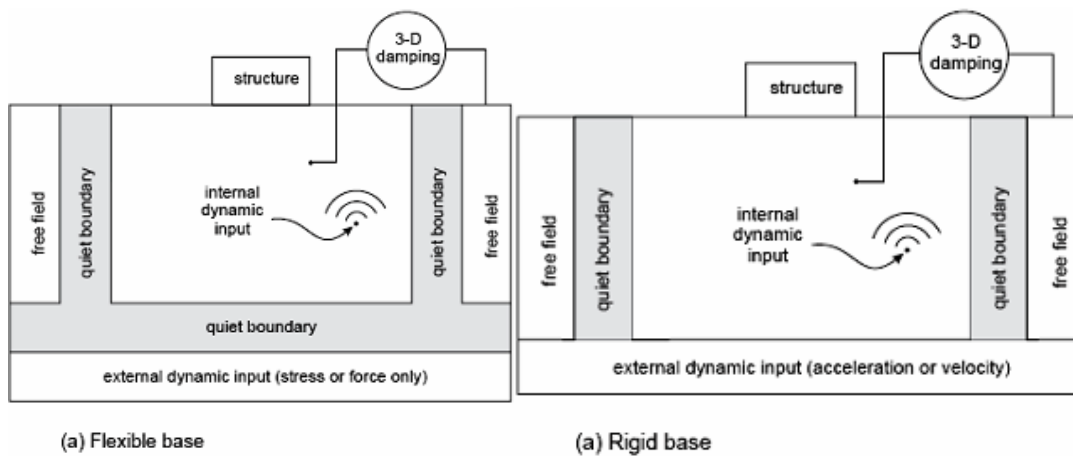


圖 4.1 考慮動態荷重之自由場物理模型圖

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(4.2)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：

$$\tau = 2(\rho V_s) \dot{u} \dots\dots\dots (4.3)$$

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，但以板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：

$$\Delta U_i = \frac{7}{12} h^2 \gamma_w k_h \dots\dots\dots (4.4)$$

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：

$$\Delta U_i = \frac{7}{40} h^2 \gamma_w k_h \dots\dots\dots (4.5)$$

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板樁碼頭之影響。結果顯示其於板樁彎距大小之差異小於 10%，且其效應為增加板樁之穩定，但由於過於簡化其準確度仍有待驗證。

b. 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：

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp(-C_2 (\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma})) \dots\dots\dots (4.6)$$

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：

$$C_1 = 8.7(N_1)_{60}^{-1.25} \dots\dots\dots (4.7)$$

而 C_2 則可以下式計算：

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1} \dots\dots\dots (4.8)$$

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。

4.1.2 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：

$$f_u = \frac{V}{10 \times L} \dots\dots\dots (4.9)$$

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。

4.2 錨碇板樁碼頭模型有效應力動態數值分析

為進行振動台錨碇板樁碼頭有效應力動態數值分析，在可液化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板樁式碼頭動態有效應力分析，所用參數依 NCREE 在均勻乾淨砂之結果設定。分析時以模型之條件進行，詳細說明與初步結果如下。

4.2.1 分析原理與程序

1. 分析原理

液化土壤－板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板樁與上部結構震動，且上部結構之震動亦會影響下方土壤之動態行為，分析液化土層之板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板樁－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－板樁之互制行為。

非耦合分析物理模型為將板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)模擬土中板樁，加上以鋼索元素(cable element) 模擬錨碇鋼纜，結合成錨碇式板樁碼頭系統，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板樁動態分析，模擬錨碇板樁碼頭之動態反應。

2. 結構元素

本研究之板樁碼頭主要由基樁元素及鋼索元素組成，基樁元素為二維元素，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，振動台剪力盒底部與振動台連結，因此底部為剛性基礎，而剪力盒可視為自由場，因此模型兩側設定為黏滯邊界，以模擬兩側無限延伸之自由場。

4.2.2 數值分析模型

1. 碼頭模型配置

振動台錨碇板樁碼頭斷面如圖 4.2 所示，碼頭面海側為厚度 5 mm 以鋁板製作之板樁，長度為 100 cm，懸臂部分與海床深度相同為 60 cm，因此貫入深度為 40 cm。陸側之錨碇樁為直徑 2 cm 之實心鋁樁，間距為 0.3 m，長度為 50 cm，錨碇鋼纜為直徑 2 mm 之鋼索並與板樁及錨定樁於地表下 12 cm 深度連結，碼頭上方無載重施加於地表。

雖然模型為以乾淨砂配合實降方式準備，因此土層為均勻堆積，但考慮應力變化及水中實降距離差異，因此將土壤分層分為四層，底層為彈性層，其剪力波速為 100 m/s，上方土層為可激發孔隙水壓力之 Finn model 土層，波速由下而上分別為 95、90 及 85 m/s，除彈性層外，所有土層之強度參數為 $c=0$ 及 $\phi=30^0$ ，土壤密度為 $1,900 \text{ kg/m}^3$ ，每一網格大小為 $4 \text{ cm} \times 4 \text{ cm}$ 。

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模型碼頭的設計斷面，建立一寬度 182 cm，高 132 cm 之範圍，海水位於高程 132 m，且不考慮水波之影響，將海床可分成四層，底部海床(LB)為高程 0 cm 至 12 cm，為 SP 土壤，設定為彈性土層且不考慮液化；頂部海床(LT)為高程 12cm 至 72 cm，其 $(N_1)_{60}$ 約為 7，屬於 SP 土壤，考慮液化；碼頭開挖面位於高程 72 cm 深度，高程 72 cm 至 100cm 為下層回填砂層(BB)，屬 SP 類土壤，其 $(N_1)_{60}$ 約為 6 並可能液化；高程 100 cm 至 132 cm 為上層回填砂層(BT)，屬 SP 類土壤，其 $(N_1)_{60}$ 約為 5 並可能液化，各土層材料參數如表 4-1 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板樁元素，板樁以基樁元素模擬，並將間距設為零，以模擬連續之板樁，鋼索元素則將其兩端點固定於相同高程(ELE=120 cm)之面海側板樁與錨碇板樁之節點，所有結構元素之長度均為 4 cm 以與土壤元素節點連結，板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 4-2 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 4-3 所列，結構元素建立後之網格如圖 4.2 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，板樁上則施加線性增加之水壓，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 4.3 所示，最大彎距於面海板樁發生於海床下 16 cm(高程 56 cm)，大小為 33.7 N-m，錨碇板樁最大彎距為 4.59 N-m，位置為錨碇位置下方 20 cm(高程 100 cm)，錨碇鋼索受力為 61.7 N。

進行動態分析時，可液化土層其 Finn 模式之參數如表 4-1 所列，結構元素以 Rayleigh 阻尼設為質量之 5%，最小共振主頻為 30 Hz，土壤則以 Hardin 型態之遲滯阻尼，參數如表 4-1 所列，以 free field 邊界指定作用於左右兩側，底部由於為岩盤，為消除由自由面反射之壓力波之於底部造成反射現象，底部以垂直向啟動之安定邊界 (Quiet Boundary) 設定。另地震力以頻率 1 Hz 震幅為 0.20 g 之水平向正弦波加速度施加於底部。

表 4-1 動態分析土層參數表

土層	LB	LT	BB	BT
Elevation from bottom(cm)	0~12	12~72	72~100	100~132
USCS	SP	SP	SP	SP
$N_{1,60}$	--	7	6	5
Density (kg/m ³)	1900	1900	1900	1950
Shear Modulus (MPa)	19	17.2	15.4	13.7
Bulk Modulus (MPa)	41.2	37.2	33.4	29.7
Cohesion (Pa)	--	0	0	0

土層	LB	LT	BB	BT
Friction angle (deg)	--	30	30	30
Dilation angle (deg)	0	0	0	0
Hardin r_{ef}	--	0.08	0.08	0.08
Finn Parameter C1	--	0.76	0.93	1.16
Finn Parameter C2	--	0.52	0.43	0.34

LB:底部海床, LT:頂部海床, BB:下層回填砂層, BT:上層回填砂層

表 4-2 結構元素參數表

	Elastic Modulus (GPa)	Moment of Inertia (m^4)	Cross Sect. Area (m^2)	Mass Density (kg/m^3)	Pile Perimeter (m)
Sheet Pile	68.9	1.04×10^{-8}	0.005	2710	2.0
Anchored pile	68.9	7.85×10^{-8}	3.14×10^{-4}	2710	0.06
Cable	210	--	1.26×10^{-5}	7850	--

表 4-3 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)
All layers	4.3	4.3	1,000	1,000	30	30

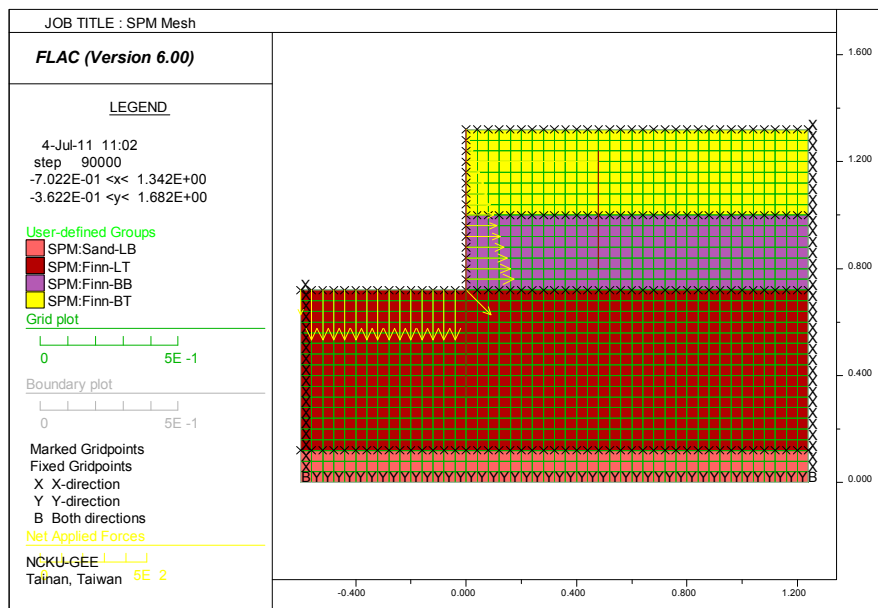


圖 4.2 錨碇式板樁數值模型

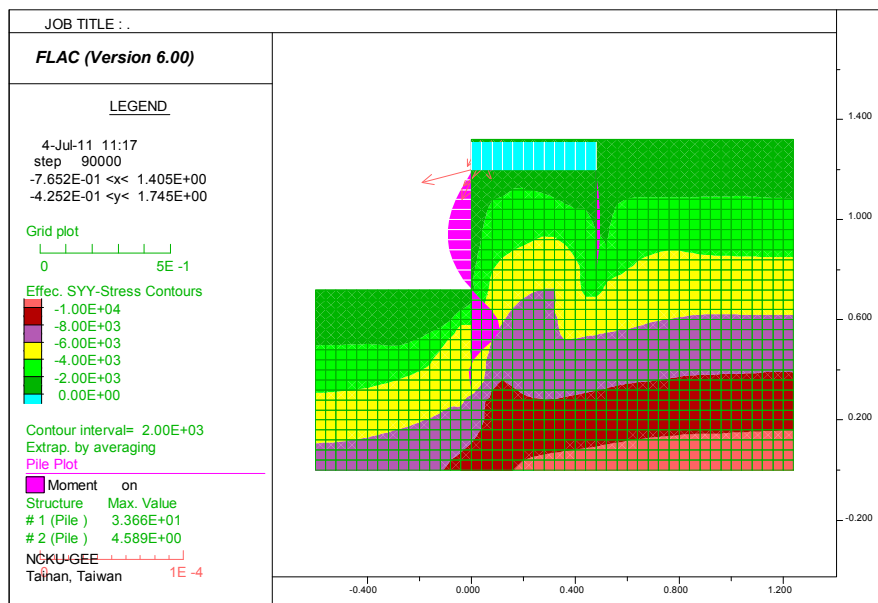


圖 4.3 錨碇式板樁靜力平衡垂直有效應力、結構彎距與錨碇力

4.2.3 板樁模型數值分析結果

1. 動態邊界與監測點

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，以正弦波形式之固定頻率及震幅之加速度施加於底部，並於兩側以自由場黏滯邊界降低兩側回彈之應力波，以模擬層狀剪力盒行為；此外，動態水壓力則以 Westergaard 形式施加於板樁表面，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 4.4 所示。

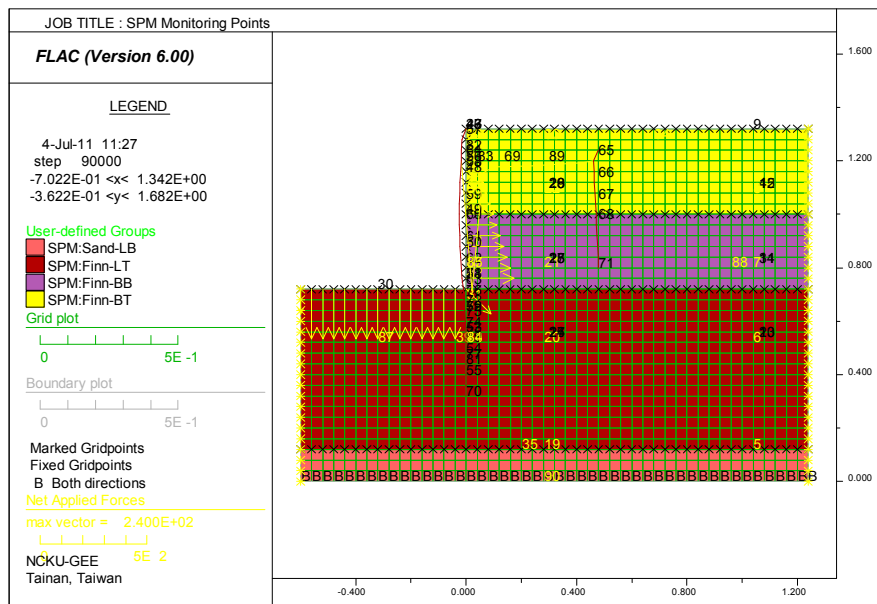


圖 4.4 監測點位與動態邊界

2. 加速度位移與孔隙水壓力歷時變化

考慮在板樁後方自由場模型底部(高程 0 cm)與地表(高程 132 cm)之加速度變化如圖 4.5 所示，除少數突出點外，地表最大水平加速度約為 0.20 g，且底部之加速度較地表為小，顯示其地表加速度無顯著放大現象；不同深度孔隙水壓力變化如圖 4.6 所示，顯示板樁後方土層已接近初始液化狀態。

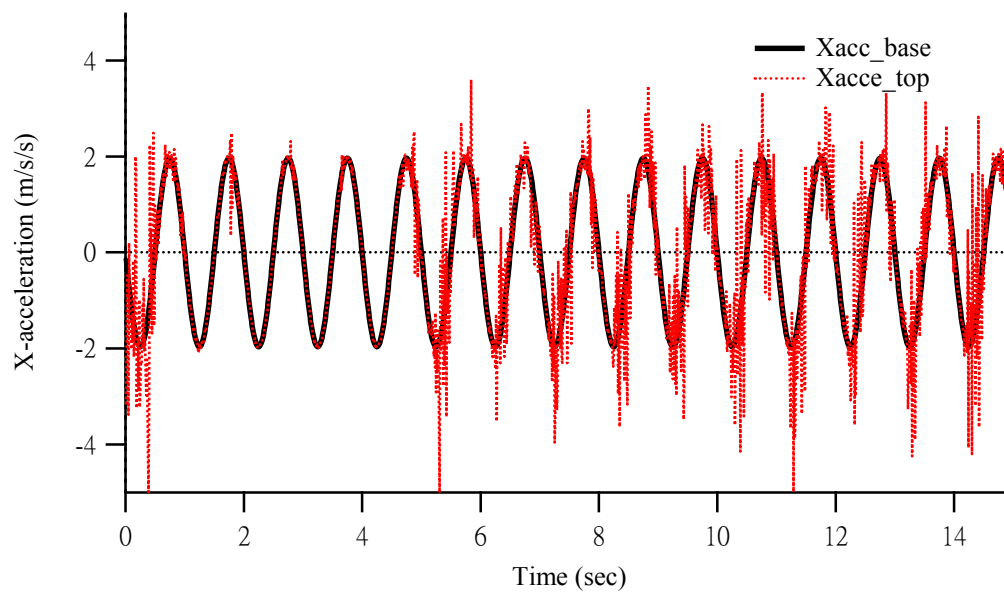


圖 4.5 加速度歷時變化

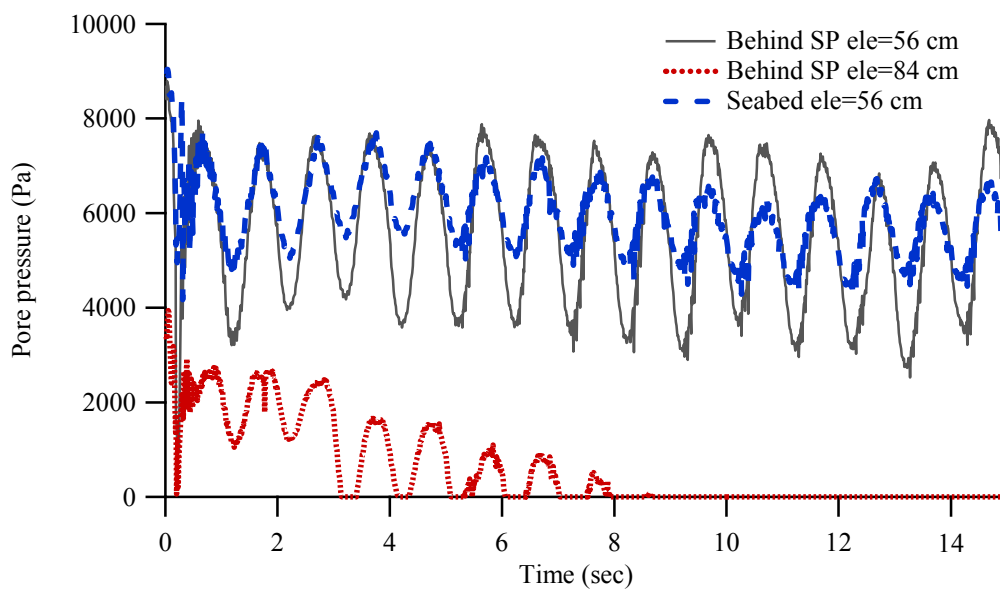


圖 4.6 孔隙水壓力歷時變化

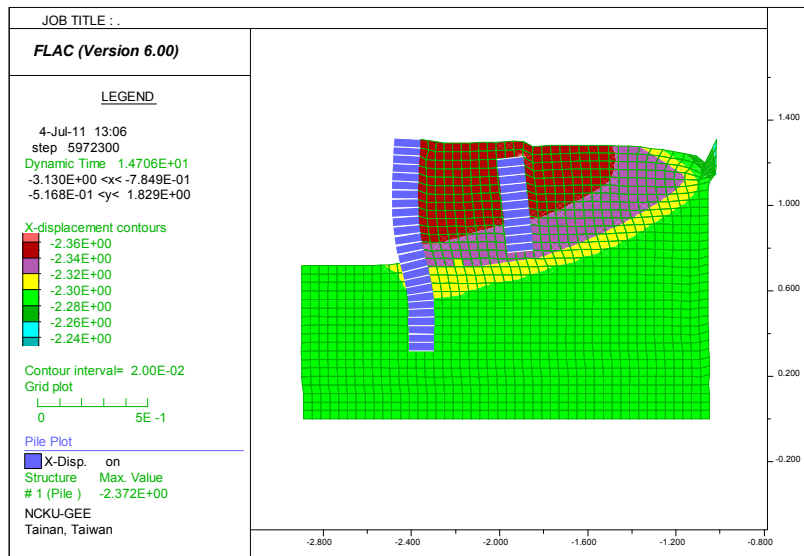


圖 4.7 $t=15$ sec 時板樁系統位移分布圖

由於板樁其破壞常由碼頭位移量控制，分析結束時($t=15$ sec)時板樁系統變位分布如圖 4.7 所示，分析結果顯示板樁最大水平位移發生於樁頂附近，樁頂與樁底相對位移歷時如圖 4.8 所示，最大相對位移為 2.3 cm。

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 4.9 為在 15 sec(15 cycle)時土壤位移量分佈與結構元素之水平位移量分佈，面海板樁最大相對位移發生於樁頂，錨碇基樁無顯著相對位移；較大之土壤位移發生於兩板樁間之土壤，最大土壤垂直位移發生於錨碇板樁與表層土壤交界處，顯示板樁變位之主因為受周圍土壤變位影響。

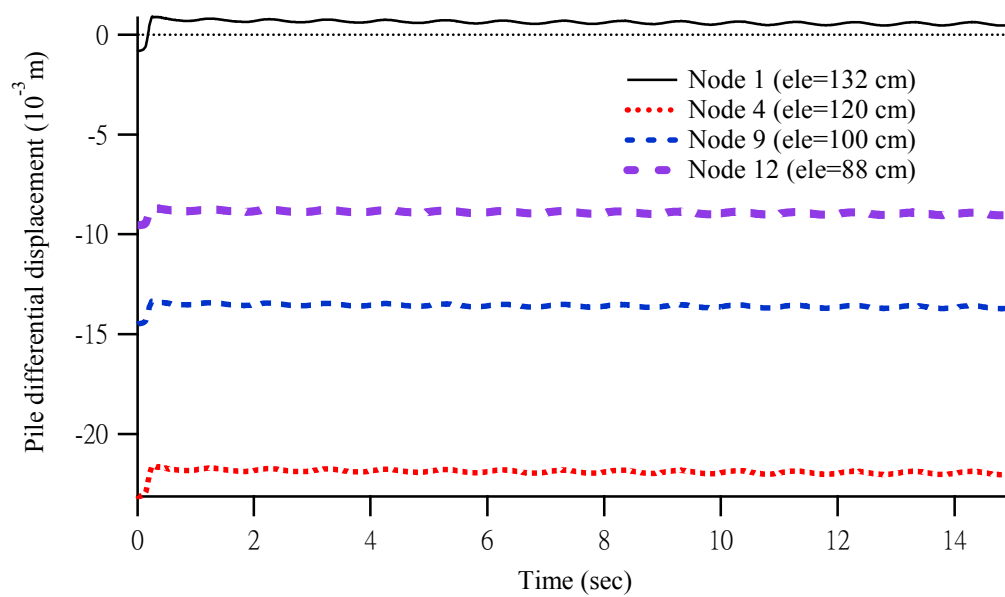


圖 4.8 板樁水平向頂底部相對位移歷時變化

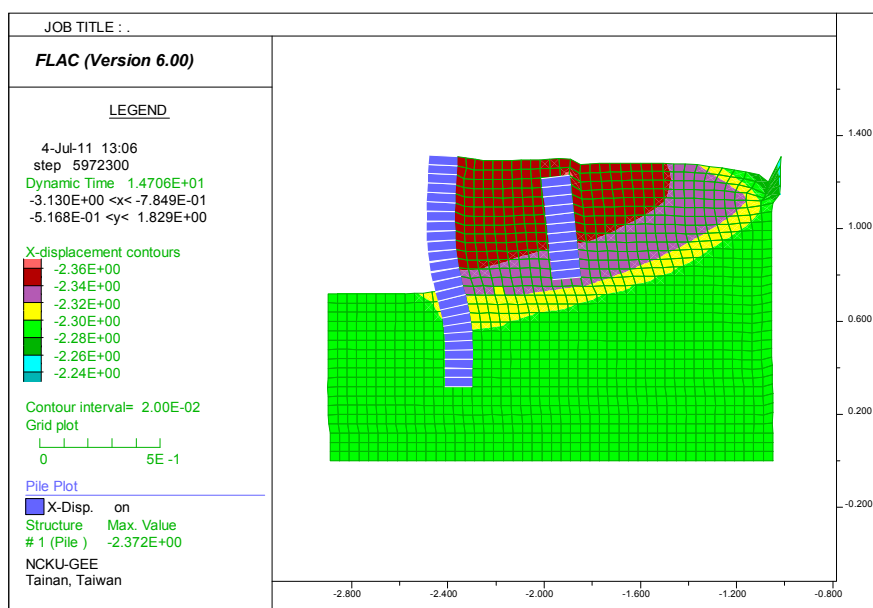


圖 4.9 板樁系統與土壤變形分佈(t=15 sec)

圖 4.10 顯示於 15 sec 時結構元素之彎距分佈與垂直有效應力分佈，在經過震動，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，面海板樁最大彎距發生於懸臂部分中段，錨碇基樁其彎距均遠小於面海板樁之彎距值，圖 4.11 為面海板樁最大正負彎距歷時，最大負彎距產生於懸臂部分中段(高程 76 cm)，至 14 sec 時其最大正彎距為 90 N-m，除顯示其相對關係外，圖中亦顯示板樁頂彎距較靜態時(22 N-m) 增加超過 400 %，最大負彎距發生於海床下方 16 cm(高程 56 cm)，其值為 40 N-m，同一高程彎距較靜態時(7 N-m) 增加接近 600 %。圖 4.12 為鋼索拉力歷時，其最大拉力為 30 N 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，但現有模型不致產生結構體元件破壞。

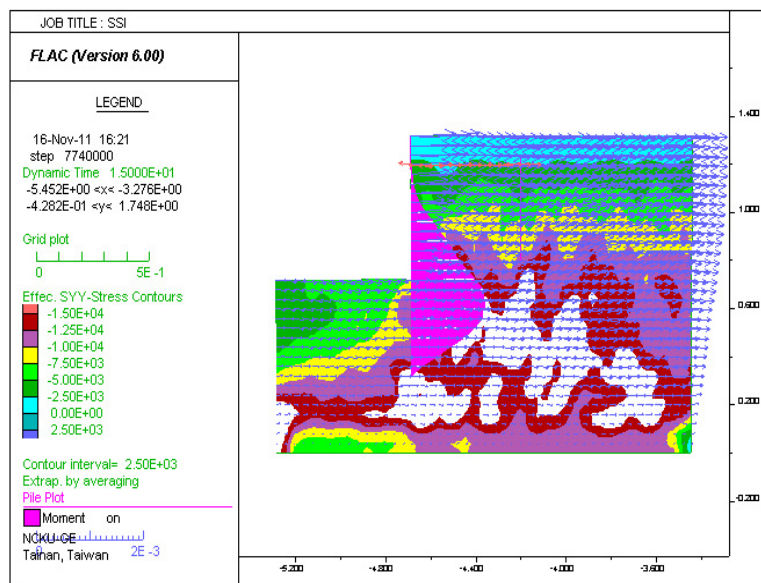


圖 4.10 板樁系統彎距與土壤垂直有效應力分佈(t=15 sec)

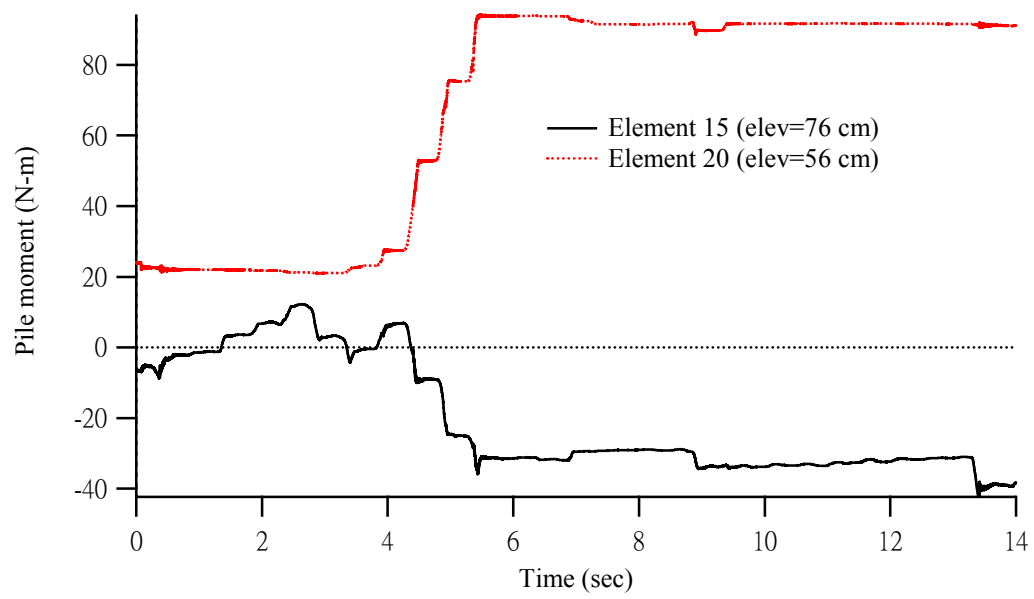


圖 4.11 板樁最大彎距歷時

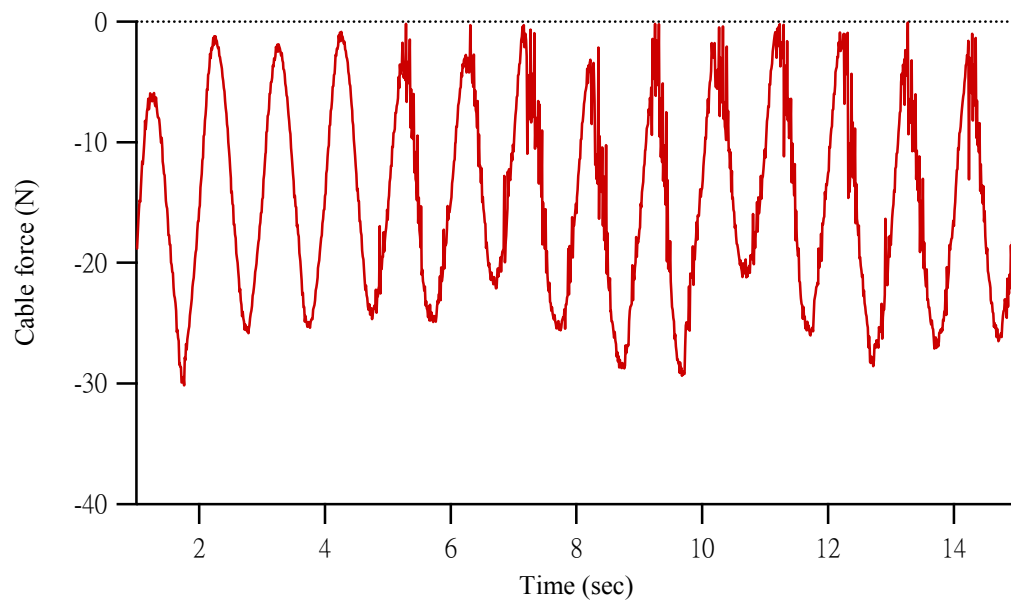


圖 4.12 鋼索拉力歷時

4. 數值分析與文獻及模型量測比較

將數值於接近液化狀況下之彎距分佈與模型試驗量測值及 Madabhushi and Zeng (2007)於離心機模型研究結果比較如圖 4.13 所示，發現此三者之彎距分佈相近，最大彎距發生在海床深度附近，且與靜態分析之彎距分佈顯著不同，相關量化分析因受限於數值分析中土壤動態參數仍待決定而無滿意之結果，但結果顯示數值分析所模擬之破壞模式有一定之可靠度。

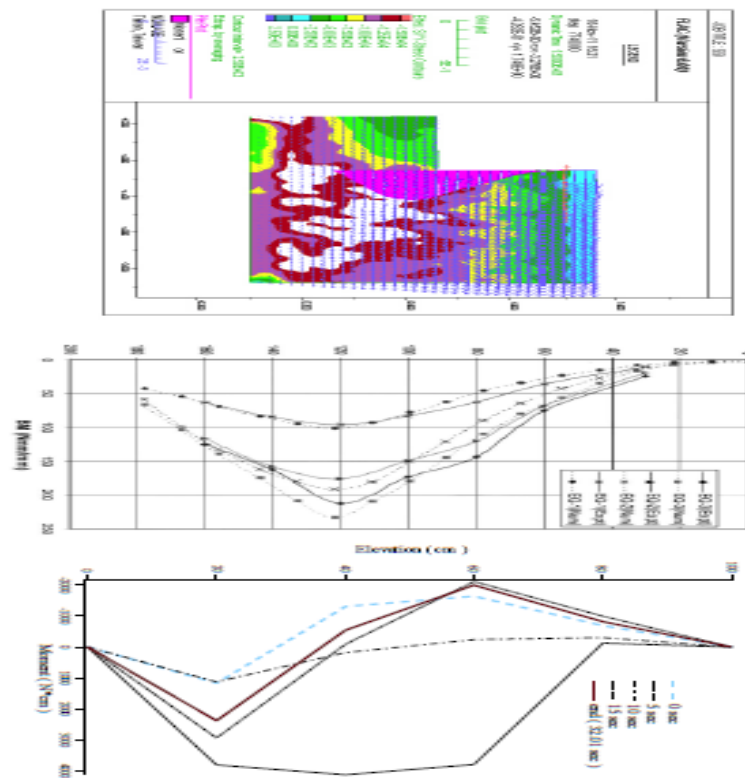


圖 4.13 數值、文獻與模型量測之彎距分佈比較

第五章 二維錨碇板樁動態數值模擬

本年度進行之數值分析主承續前期以 FLAC 所完成二維棧橋式碼頭分析程序，先進行 TPE09 錨碇式板樁碼頭之動態分析，並與之實測地震紀錄比對驗證，同時引用此分析程序於 TPN02 碼頭，以作為後續三門檻加速度推估之依據，二維錨碇板樁動態有效應力數值分析之程序、相關參數及成果說明如下。

5.1 TPE09 錨碇板樁碼頭有效應力動態數值分析

TPE09 錨碇板樁碼頭為 98 年裝設之錨碇板樁碼頭監測站，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 號錨碇板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板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。

5.1.1 TPE09 數值分析模型

1. TPE09 碼頭配置

臺北港東 9 號碼頭為典型錨碇板樁碼頭，其斷面如圖 5.1 所示，現地碼頭周圍鑽探紀錄如圖 5.2 所示，碼頭面海側為型號 PU-25 之鋼板樁，長度為 17 m，陸側之錨碇板樁為相同型號板樁但長度為 15 m，錨碇鋼纜最大張力為 130 ton，裝設於地表下方 1 m 深度之板樁且間距為 1.6m，碼頭上方為厚度 20 cm 之 RC 板，為簡化分析以等值 2 ton/m^2 之載重施加於地表。

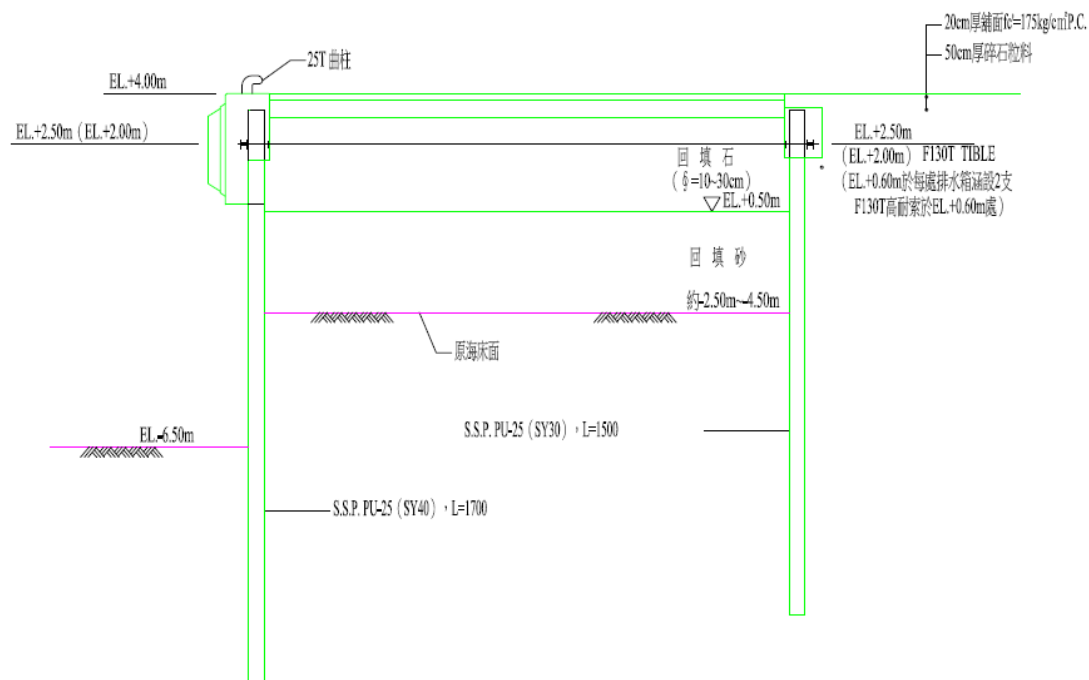


圖 5.1 TPE09 碼頭剖面圖(IHMT)

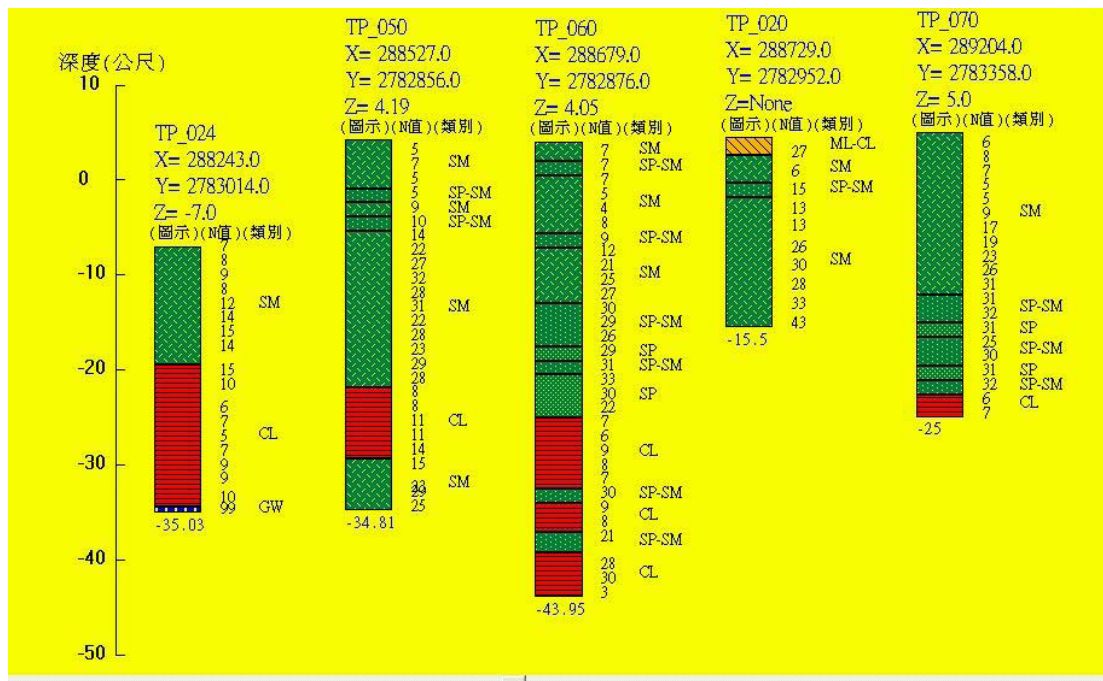


圖 5.2 TPE09 碼頭周圍鑽探紀錄(IHMT)

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。側向則以面海板樁為中心，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；

板樁內高程-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板樁元素，板樁以基樁元素模擬，並將間距設為零，以模擬連續之板樁，鋼索元素則將其兩端點固定於相同高程(ELE=0 m)之面海側板樁與錨碇板樁之節點，所有結構元素之長度均為 0.5m 以與土壤元素節點連結，板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 5.3 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，板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 板與陸上土壤，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 5.4 所示，最大彎距於面海板樁發生於水面下 6m 深度，大小為 $3.26 \times 10^4 \text{ N-m}$ ，錨碇板樁最大彎距為 $3.52 \times 10^4 \text{ N-m}$ ，位置為錨碇位置下方 3 m，錨碇鋼索受力為 $1.5 \times 10^3 \text{ N}$ 。

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 r_{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	--

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 ²)	Pile Perimeter (m)
Sheet Pile	21	5.65×10^{-4}	0.02	157	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

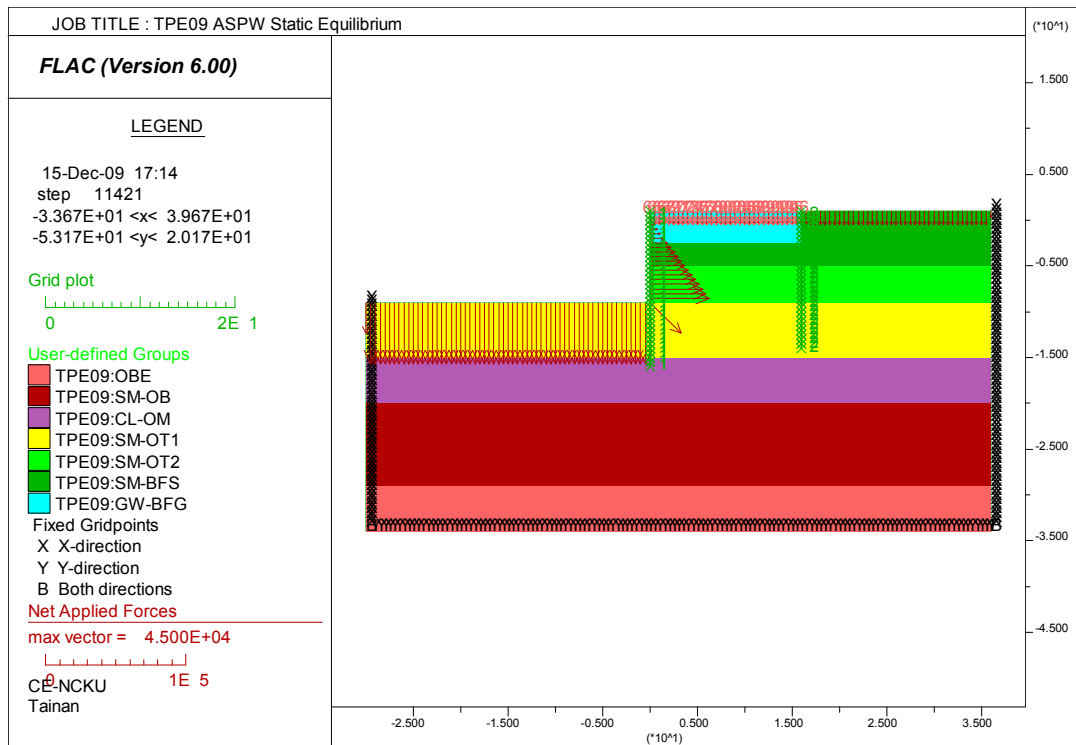


圖 5.3 TPE09 錨碇式板樁數值模型

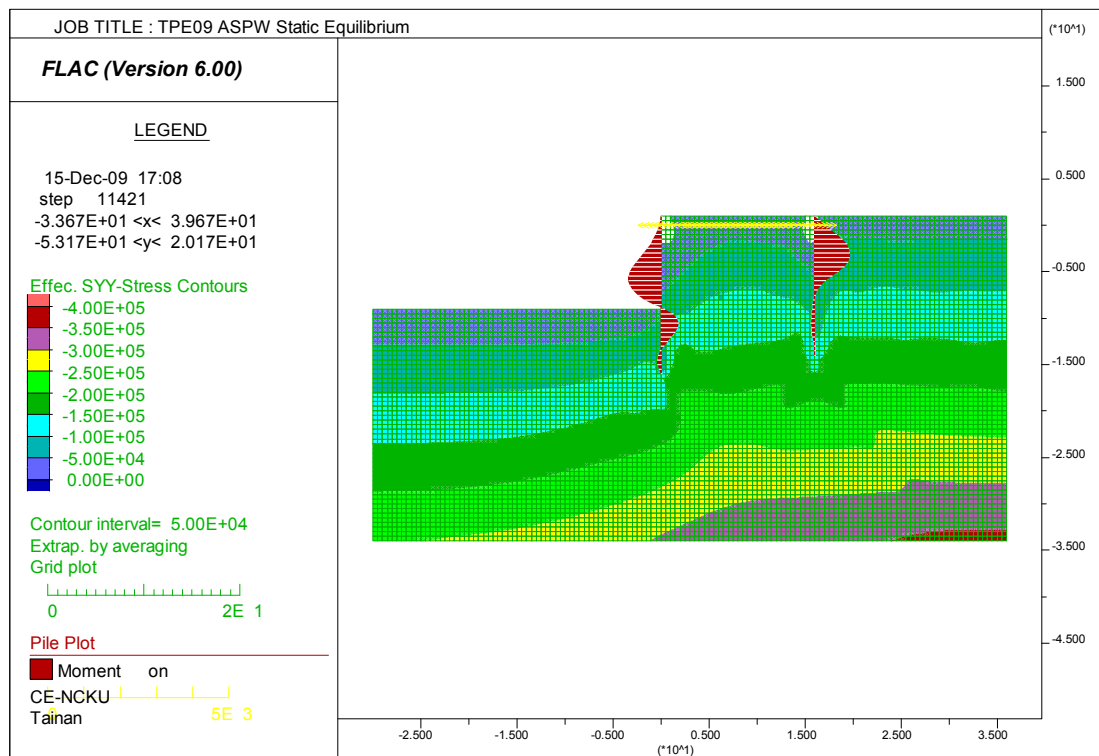


圖 5.4 TPE09 錨碇式板樁靜力平衡垂直有效應力、結構彎距與錨碇力

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(4.3)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 5.5 所示。

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 5.6 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。

5.1.2 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 5.7 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 westeggard 形式施加於板樁表面。

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 5.8 所示。

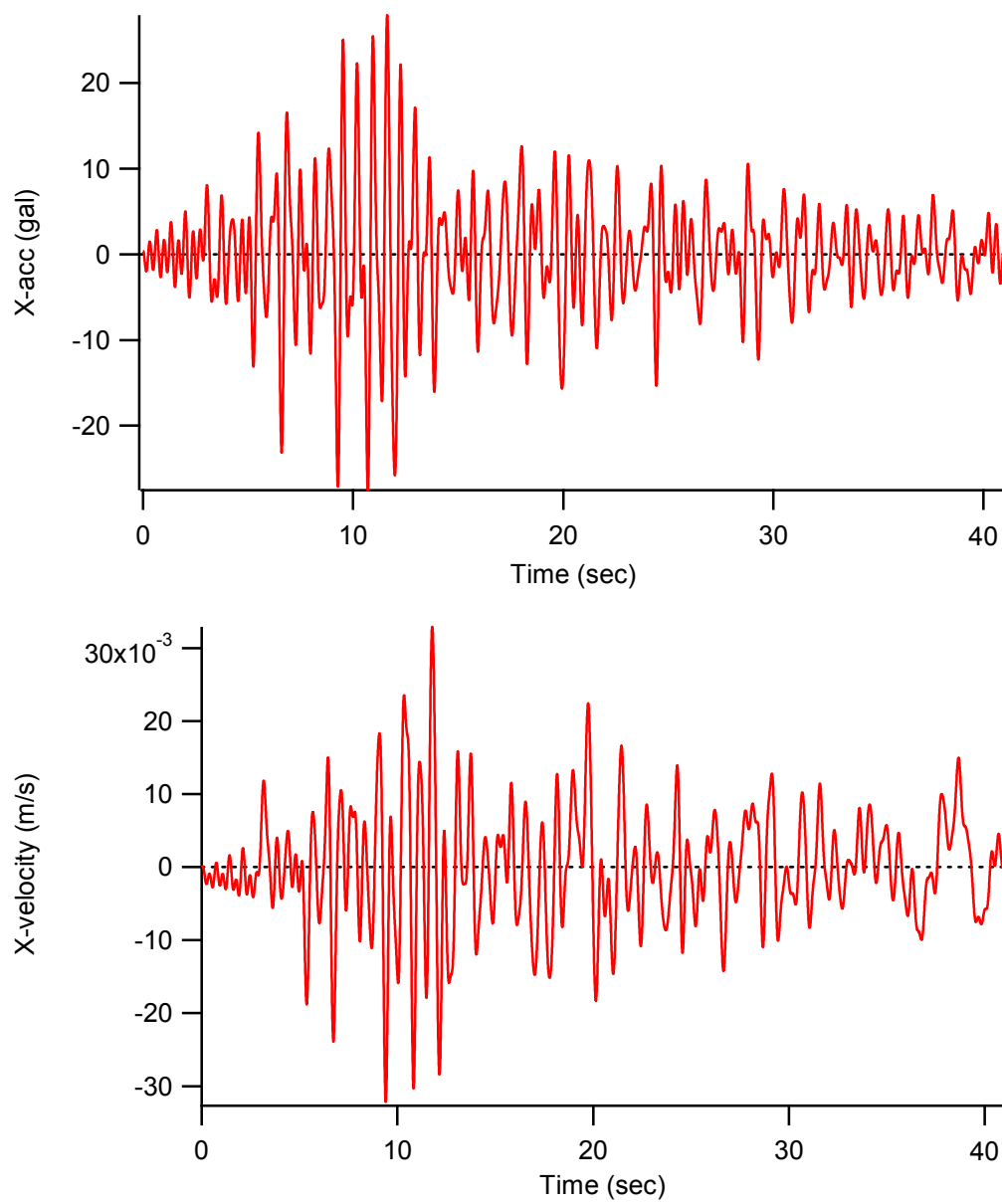
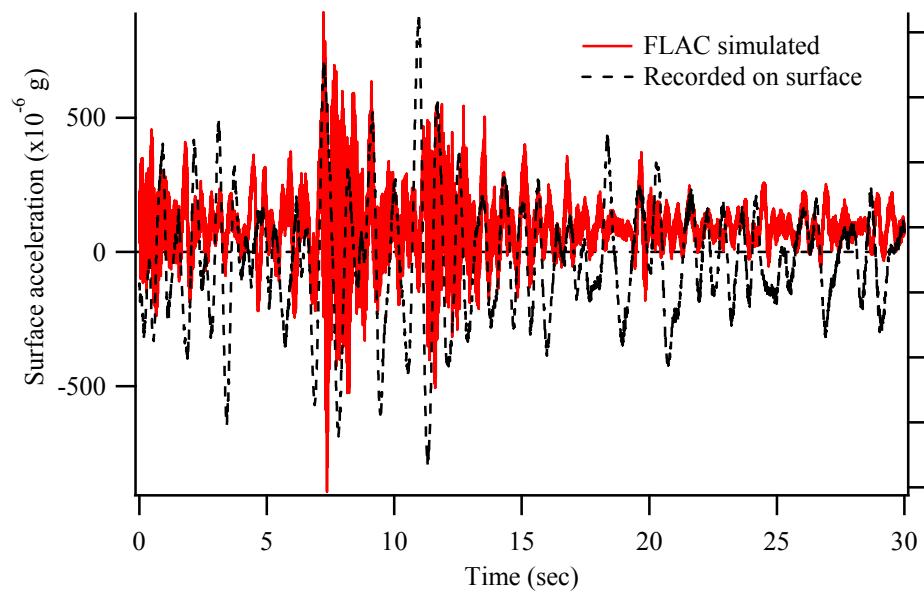
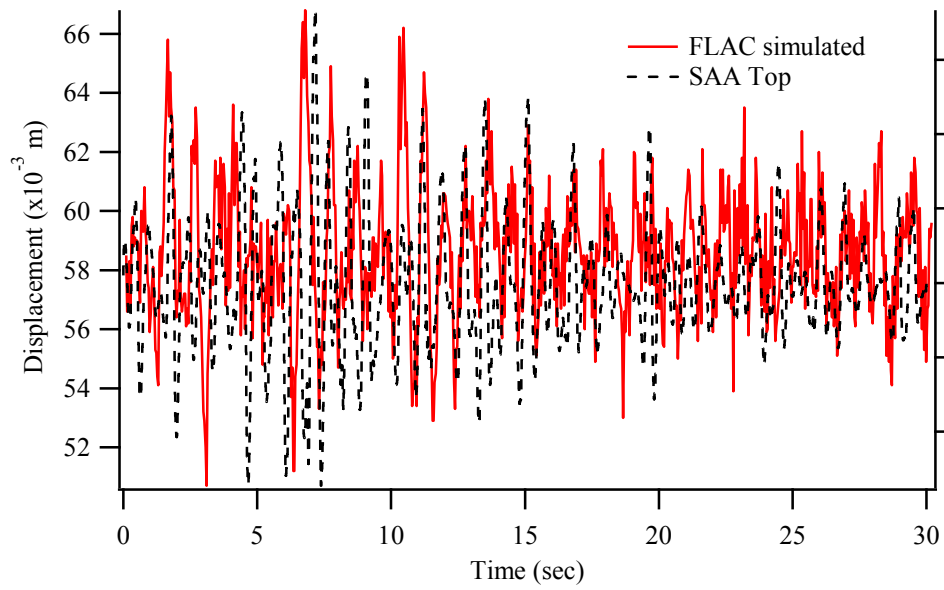


圖 5.5 TPE09 2009/12/19 地震模擬網格底部(-29m)輸入地震波形



(a) 地表加速度比較



(b) 動態剖面儀頂端位移

圖 5.6 TPE09 2009/12/19 地震模擬比較

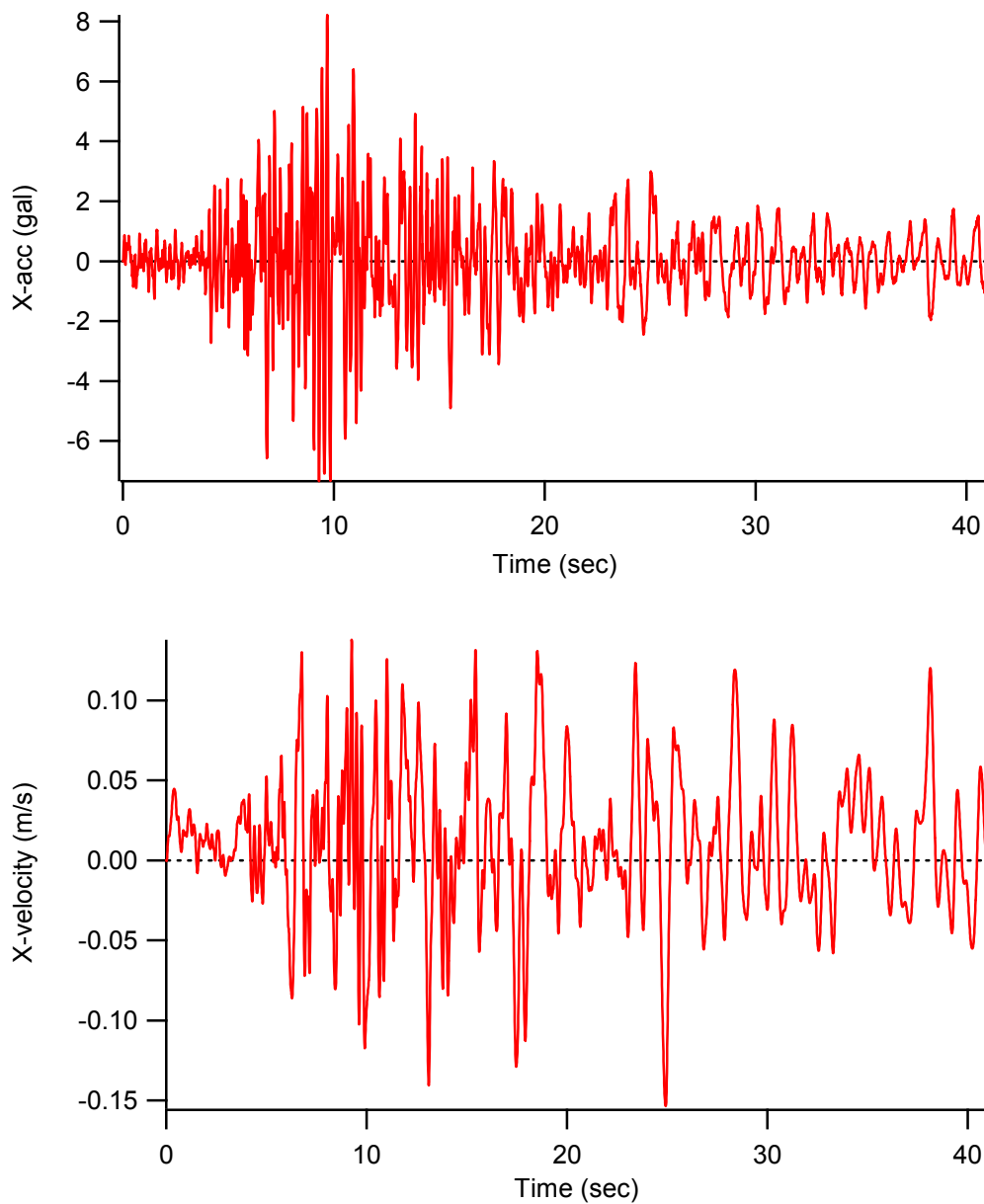


圖 5.7 TPE09 網格底部(-29m)輸入地震原始波形

2. 加速度與位移歷時變化

考慮在板樁後方自由場高程 29 m 與地表高程 1m 之加速度變化如圖 5.9 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；由於板樁其破壞常由碼頭位移量控制，考慮面海板樁頂部(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 5.10 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 5.11 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，面海板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板樁間之土壤，最大土壤垂直位移發生於錨碇板樁與表層土壤交界處，顯示板樁變位之主因為受周圍土壤變位影響。

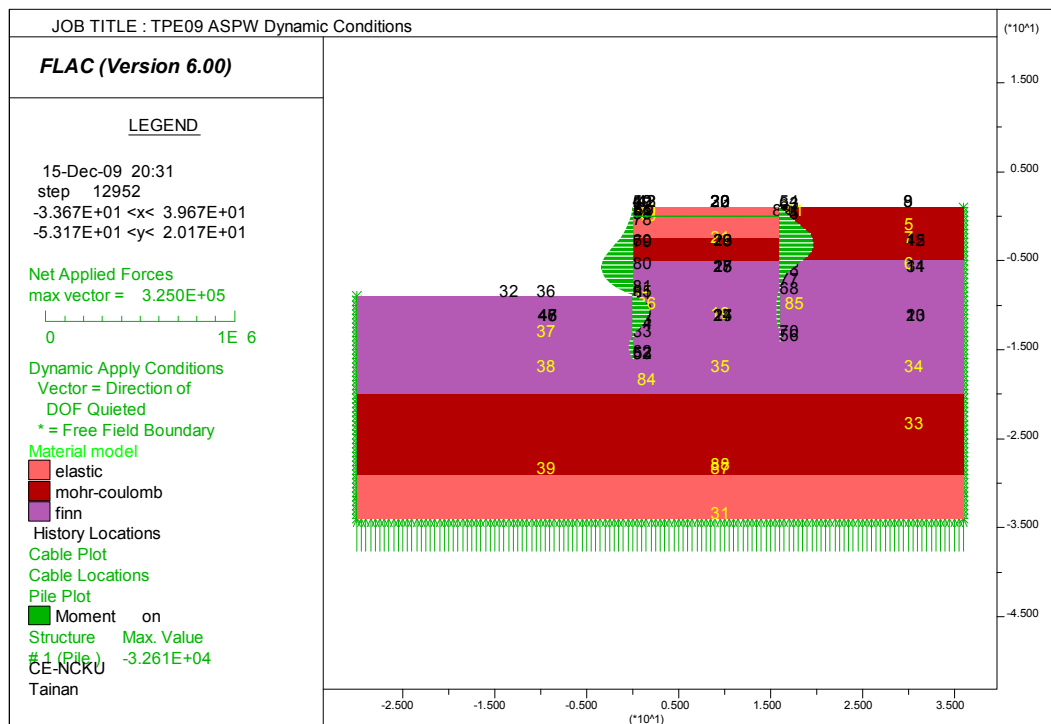


圖 5.8 TPE09 監測點位與動態邊界

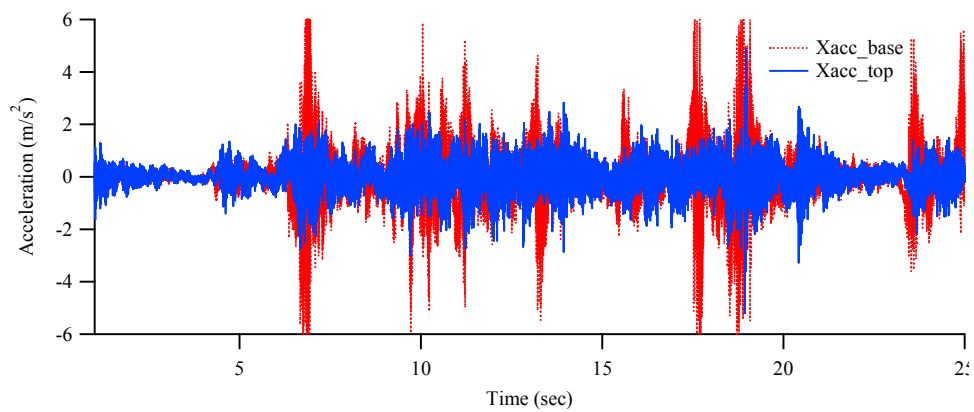


圖 5.9 加速度歷時變化

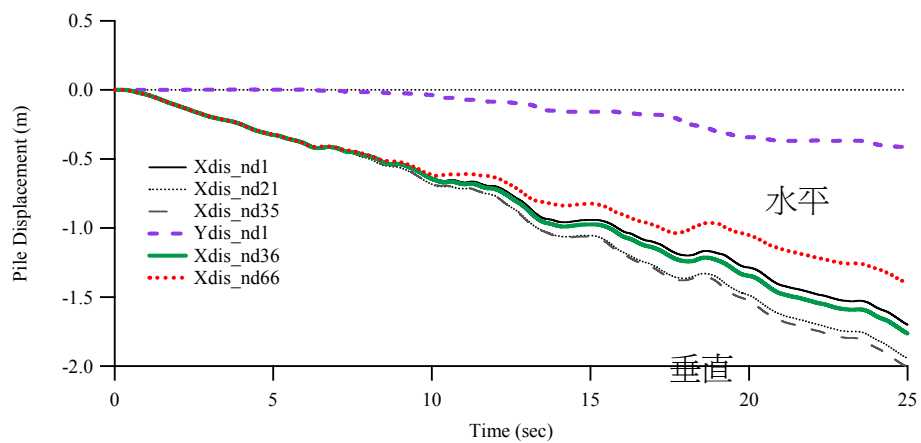


圖 5.10 板樁上方土壤位移歷時變化

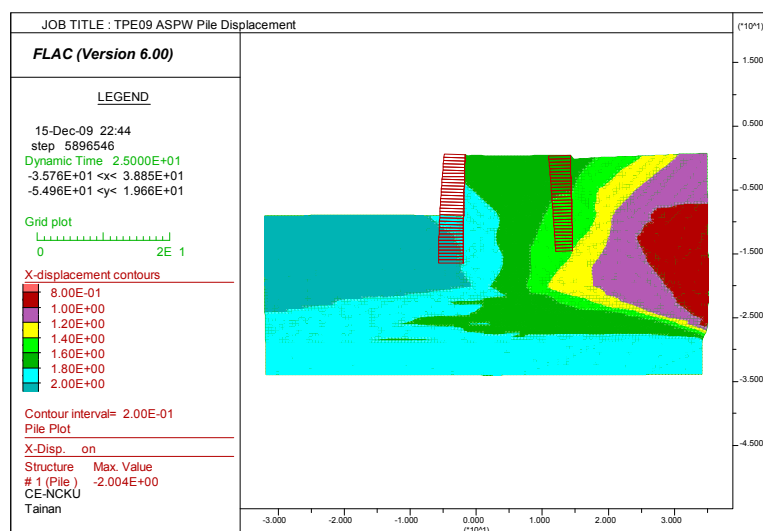


圖 5.11 土壤位移與結構位移

圖 5.12 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，面海板樁最大彎距發生於海床深度，錨碇基樁其彎距均遠小於面海板樁之彎距值，圖 5.13 為面海板樁在不同高程之彎距歷時，最大彎距產生於海床深度，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，圖中亦顯示板樁頂彎距較靜態時(3.52×10^4 N-m) 增加超過 70 %。圖 5.14 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。

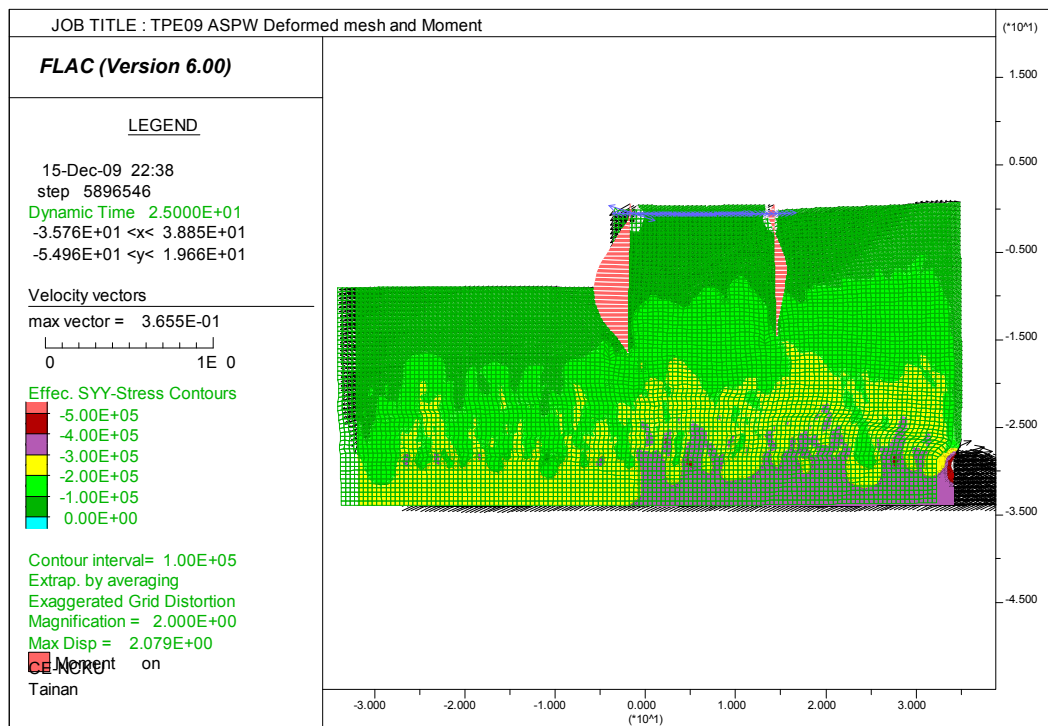


圖 5.12 土壤變形與結構彎距分佈

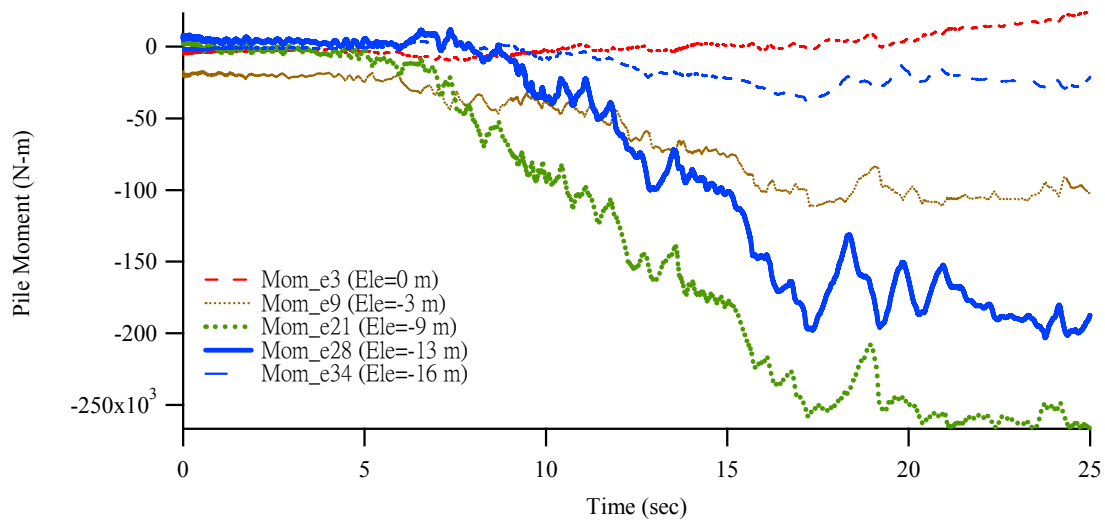


圖 5.13 結構彎矩歷時

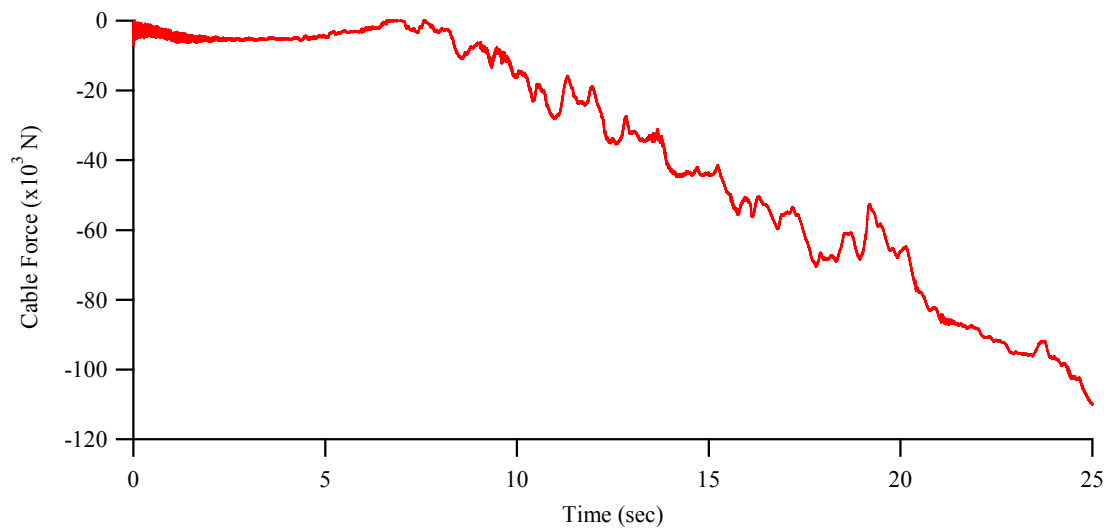


圖 5.14 鋼索拉力歷時

5.2 TPN02 錨碇板樁碼頭有效應力動態數值分析

5.2.1 TPN02 碼頭配置

臺北港北二碼頭為典型錨碇板樁碼頭，其斷面如圖 5.15 所示，碼頭面海側板樁為型號 AZ40-700 鋼板樁，長度為 25 m，陸側之錨碇板樁為預鑄 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 深度之板樁且間距為 1.6m，碼頭上方為厚度 20 cm 之 RC 板，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(如圖 5.16 所示)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 。側向則以面海板樁為中心，向海側延伸 35 m，向陸側延伸 60 m，每一網格大小為 $0.5\text{m} \times 0.5\text{m}$ 。

5.2.2 TPN02 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；板樁內高程-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，另於面海側板樁之海床前配置一礫石堆積區，各土層參數如表 5-4 所示。

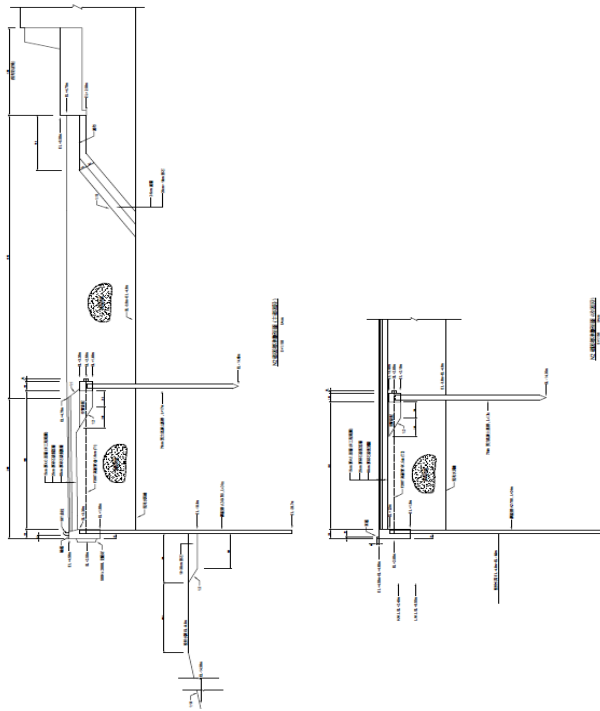


圖 5.15 臺北港北 2 碼頭(TPN02)設計斷面圖

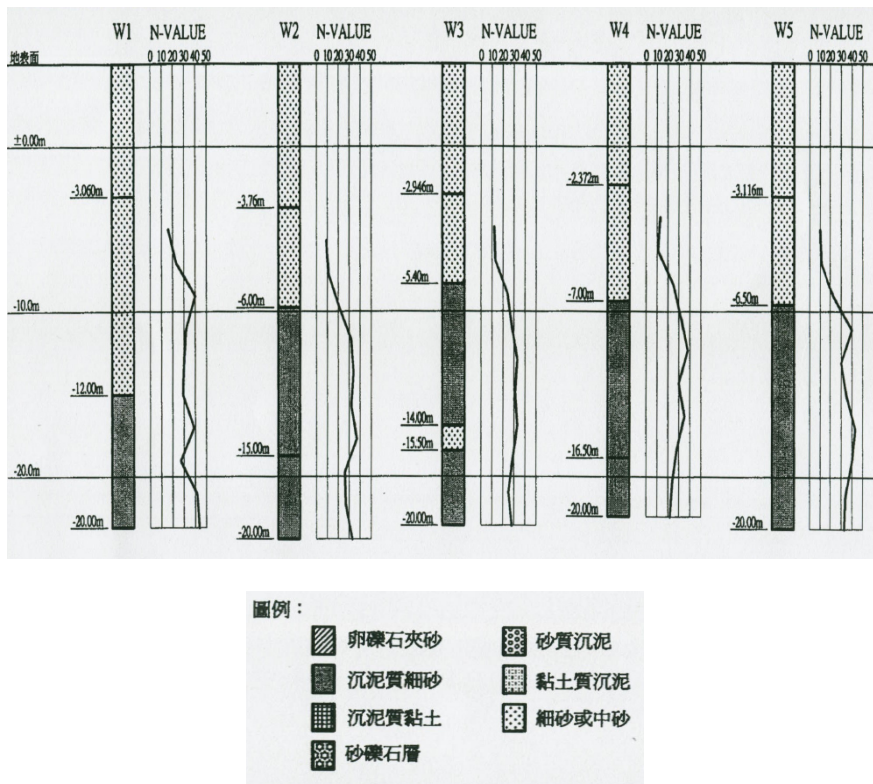


圖 5.16 臺北港北 2 碼頭鑽探柱狀圖(資料來源：基隆港務局)

以指定上下結構元素節點方式並配合自動分割方式產生板樁元素，板樁以基樁元素模擬，並將間距設為零，以模擬連續之板樁，鋼索元素則將其兩端點固定於相同高程(Ele=3 m)之面海側板樁與錨碇板樁之節點，所有結構元素之長度均為 0.5m 以與土壤元素節點連結，板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 5.17 所示。

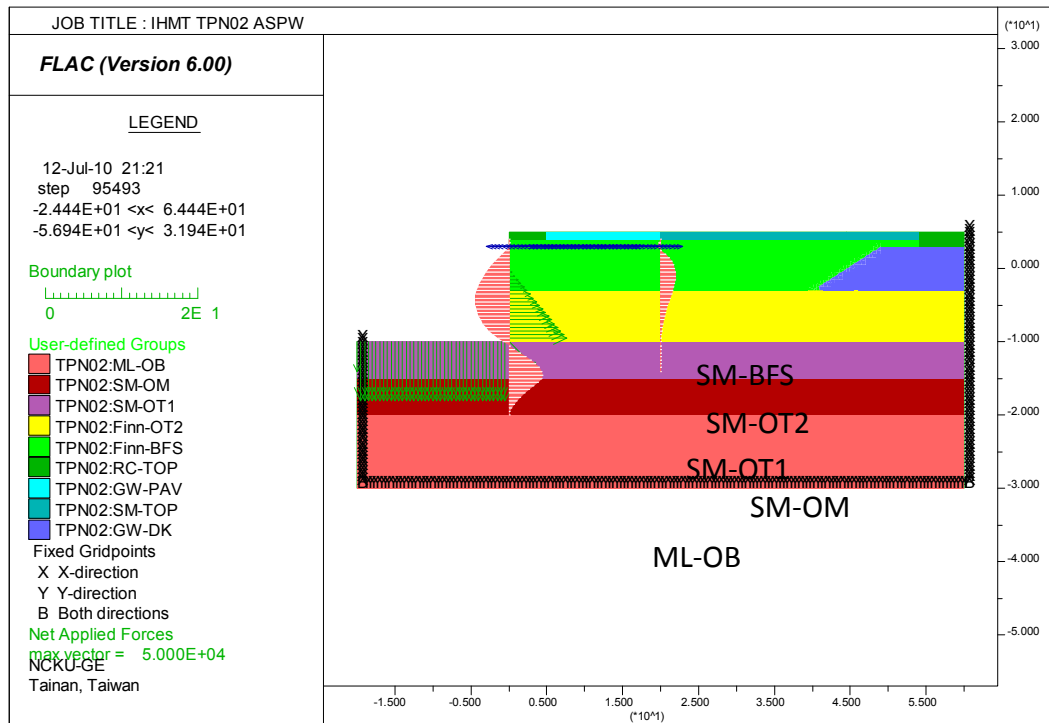


圖 5.17 TPN02 錨碇式板樁數值模型

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	1,000	1,000	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，板樁上則施加線性增加之水壓。板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，且與板樁及錨碇基樁相連。為考慮碼頭常時荷重，以 20 kN/m² 之壓力施加於 RC 板與陸上土壤，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，最大彎距於面海板樁發生於水面下 6m 深度，大小為 6.7×10⁵ N-m，錨碇板樁最大彎距為 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 Westeggard 形式施加於板樁表面。

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 5.18 所示。

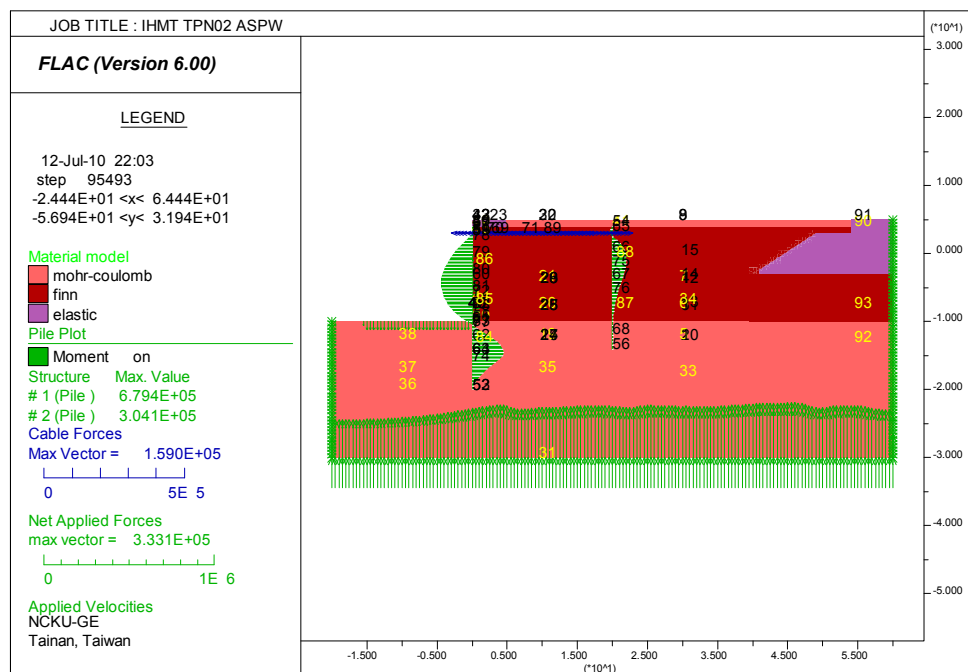


圖 5.18 TPN02 監測點位與動態邊界

5.2.3 TPN02 二維數值分析結果

1. 加速度與位移歷時變化

考慮在板樁後方自由場高程-30 m與地表高程5m之加速度變化如圖 5.19 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；由於板樁其破壞常由碼頭位移量控制，考慮面海板樁頂部(nd1)之水平與垂直向位移、海床(nd30)與板樁樁底(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 5.20 所示，水平向位移較垂直向為大，面海板樁頂與樁底之相對位移為 0.26 m。

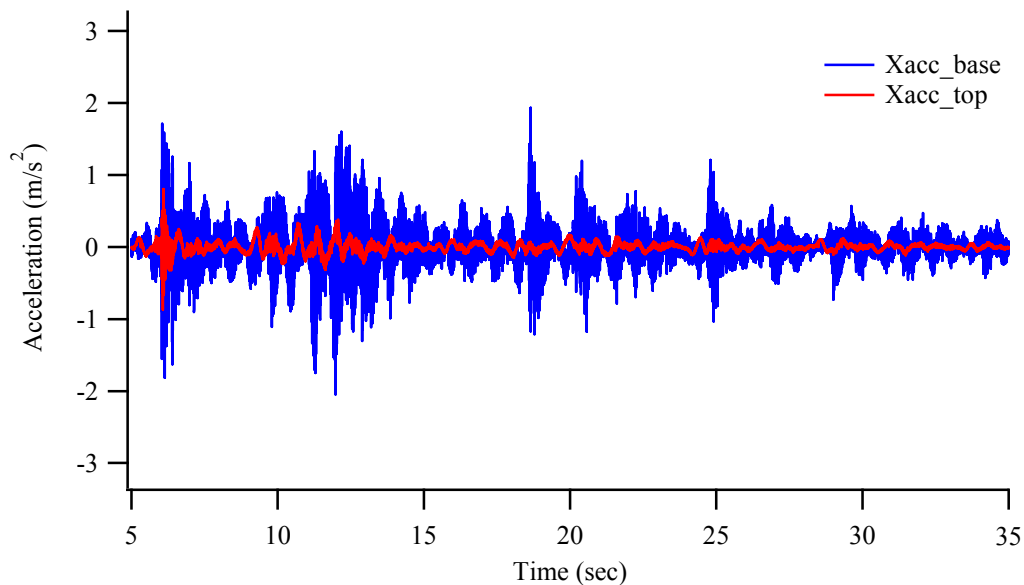


圖 5.19 TPN02 加速度歷時變化

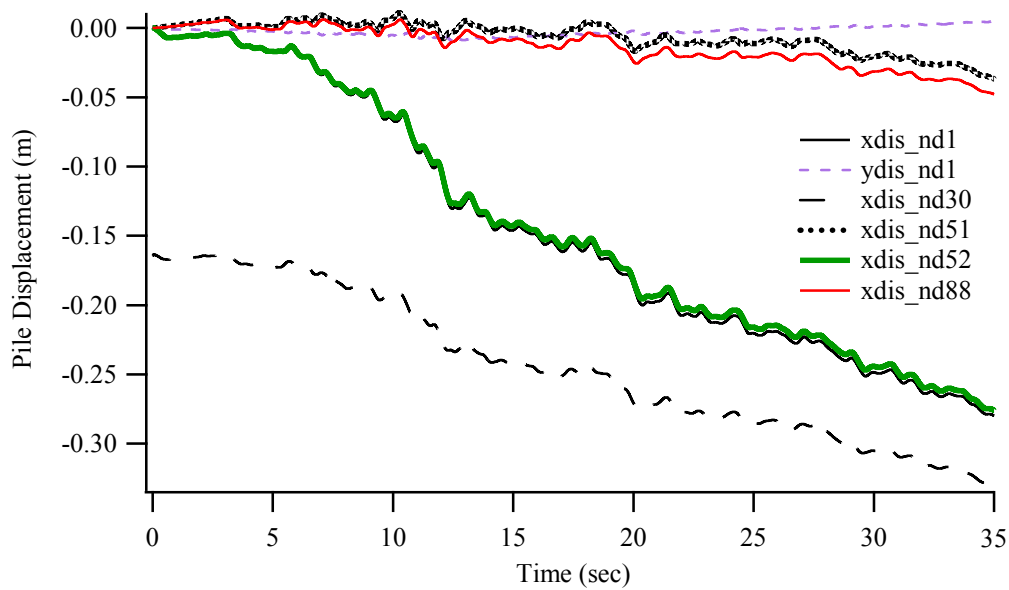


圖 5.20 TPN02 板樁位移歷時變化

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 5.21 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，面海板樁之最大位移發生於樁頂，錨碇基樁亦發生於樁頂，顯示板樁變位之主因為受周圍土壤變位影響。

圖 5.22 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，面海板樁最大彎距發生於海床下方，錨碇基樁其彎距小於面海板樁之彎距值，圖 5.23 為面海板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，圖中亦顯示板樁頂彎距較靜態時(t=0 時) 增加約 30%。圖 5.24 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。

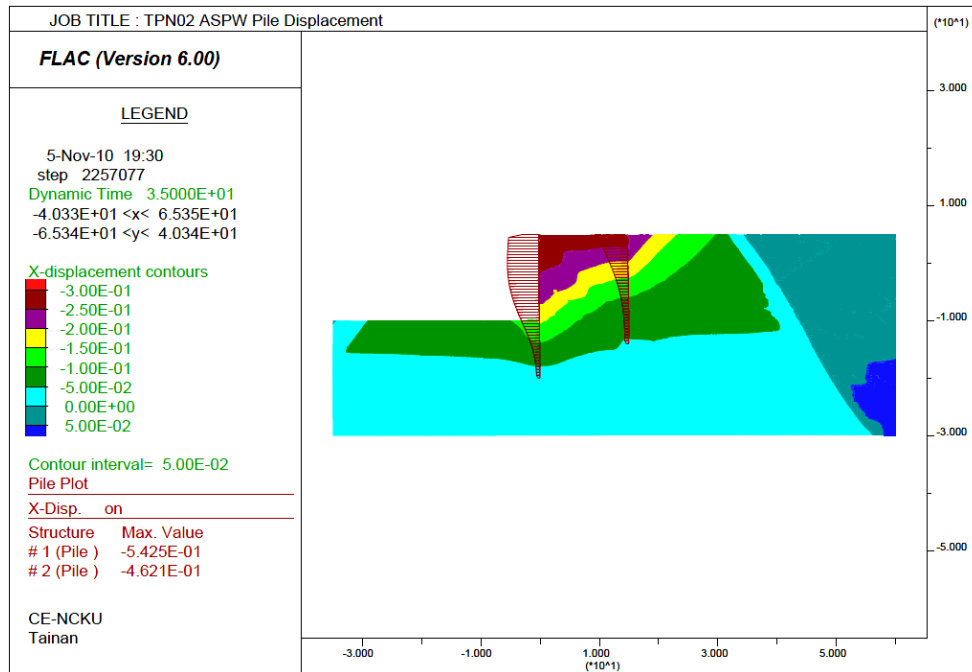


圖 5.21 TPN02 土壤位移與結構位移

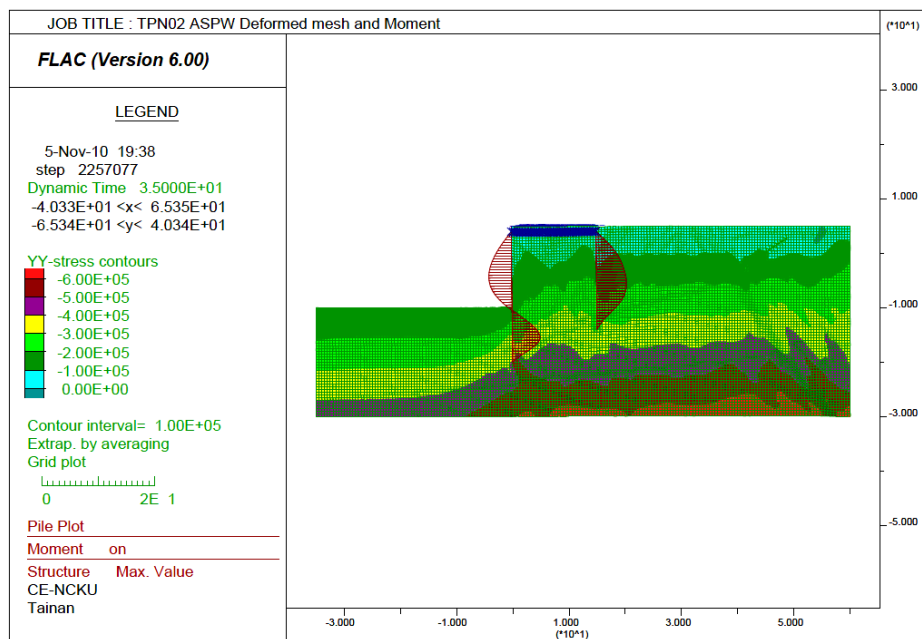


圖 5.22 TPN02 土壤變形與結構彎矩分佈

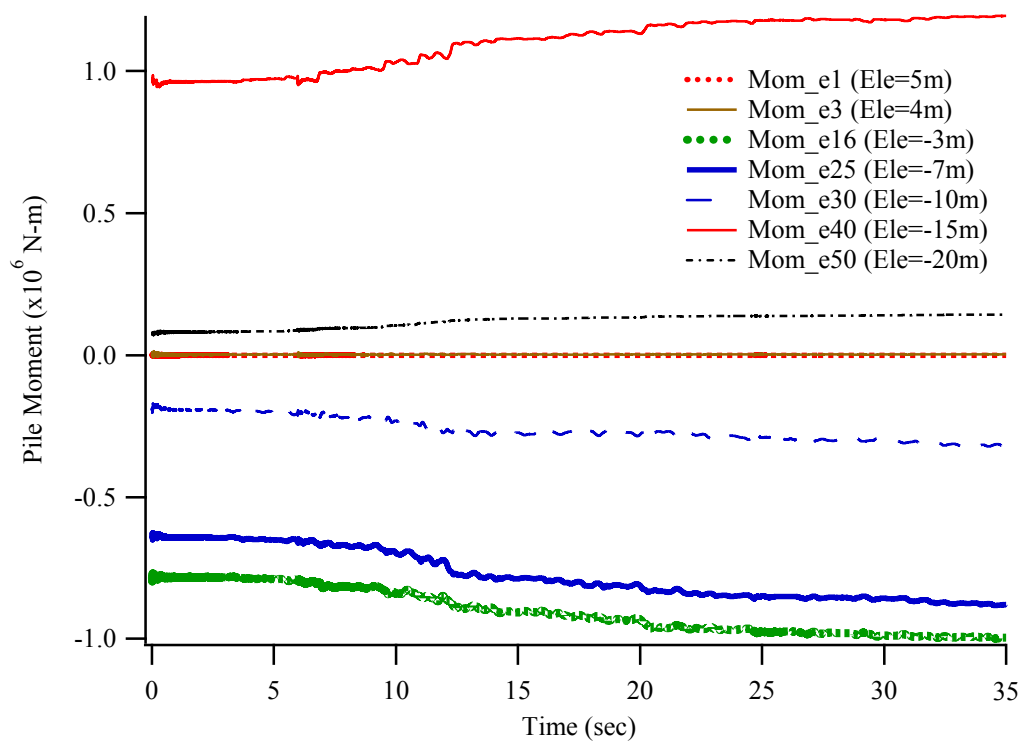


圖 5.23 TPN02 結構彎矩歷時

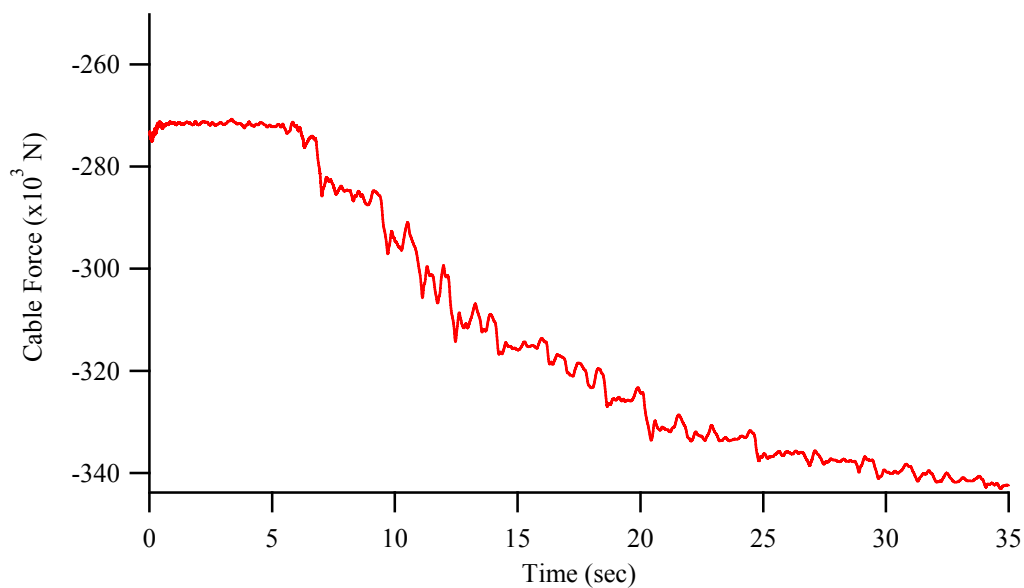


圖 5.24 TPN02 錨碇鋼索拉力歷時

3. 地表加速度與板樁反應曲線

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)下板樁碼頭系統反應之關係曲線，TPN02 碼頭最大位移、板樁最大彎距、錨碇樁最大彎距及錨碇鋼索最大張力對應之曲線如圖 5.25~5.27 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。

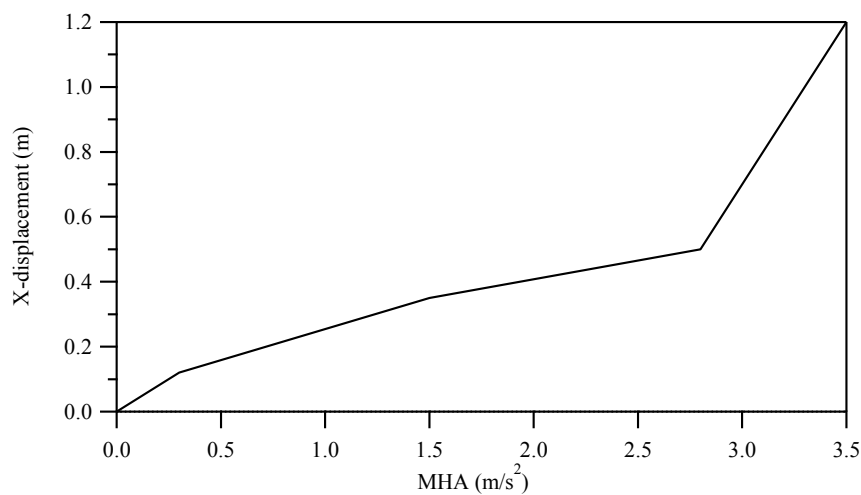


圖 5.25 TPN02 最大位移與 MHA 關係曲線

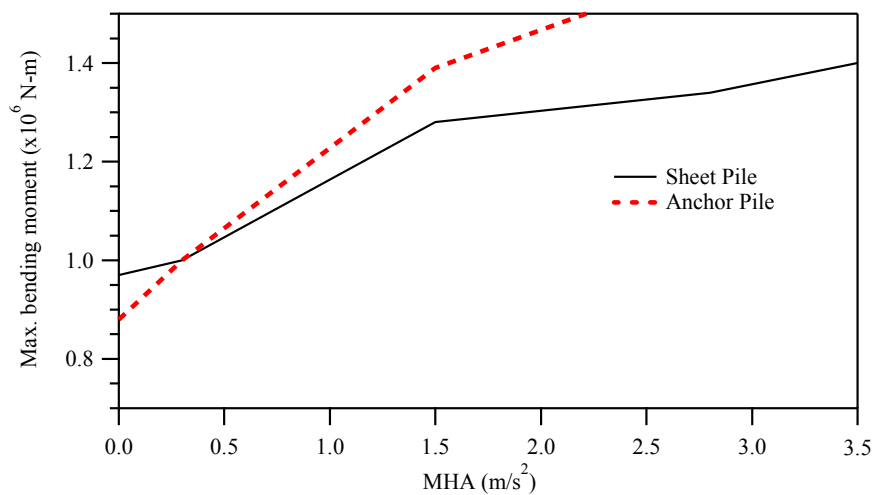


圖 5.26 TPN02 最大彎距與 MHA 關係曲線

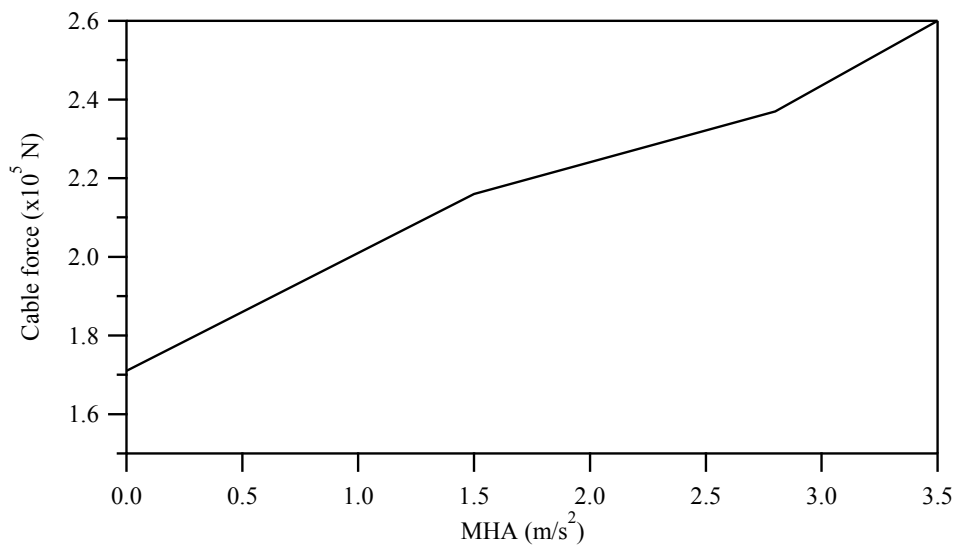


圖 5.27 TPN02 最大鋼索拉力與 MHA 關係曲線

4. 極端狀況下錨碇板樁系統行為

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板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 5.28 所示，TPN02 模型其底部與頂部加速度歷時如圖 5.29 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 5.30 所示，最大位移發生於樁頂，將近 3.0 m，破壞時板樁與錨碇樁位移分佈如圖 5.31 所示，顯示碼頭區整體往面海側變形，比較輸入加速度與板樁變位歷時發現，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。不同高程之板樁彎距歷時如圖 5.32 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 5.33 所示，且顯著彎距同樣自 t=15 sec 時開始，由板樁彎距空

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 5.34 所示，最大彎距為 600 kN。

比較破壞與未破壞分析結果顯示 TPN02 模型破壞時為板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。

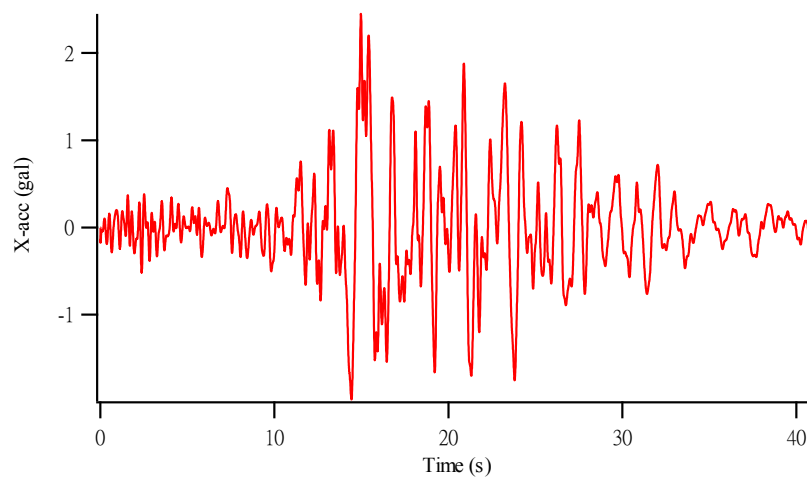


圖 5.28 921 協和電廠地震加速度歷時

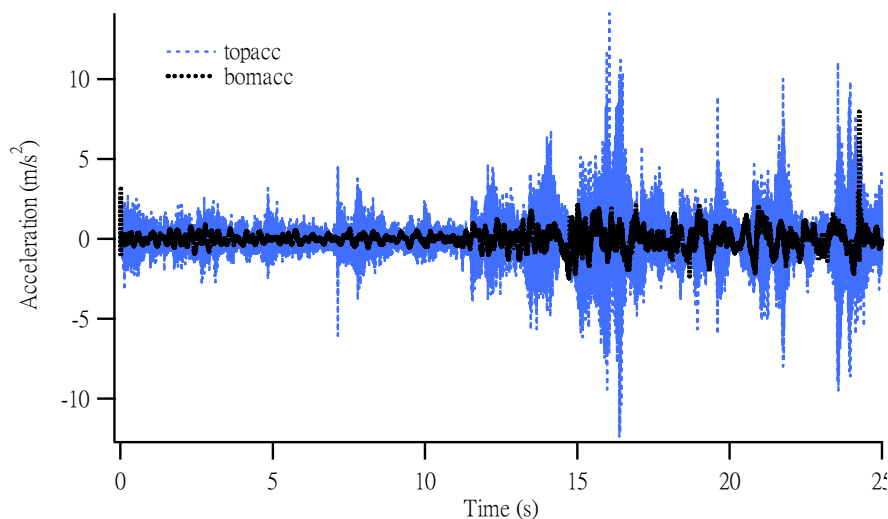


圖 5.29 921 地震歷時 TPN02 加速度歷時

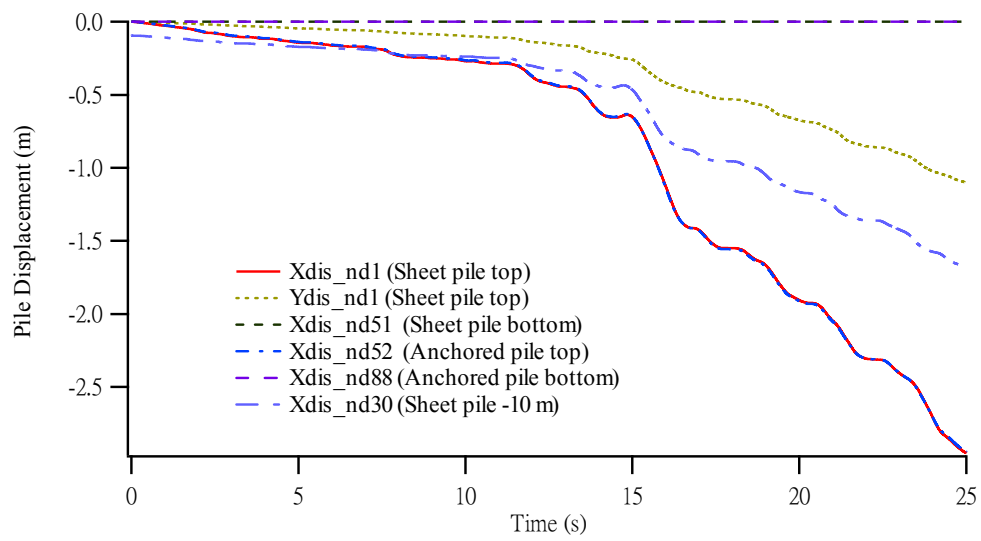


圖 5.30 921 地震歷時 TPN02 板樁位移歷時

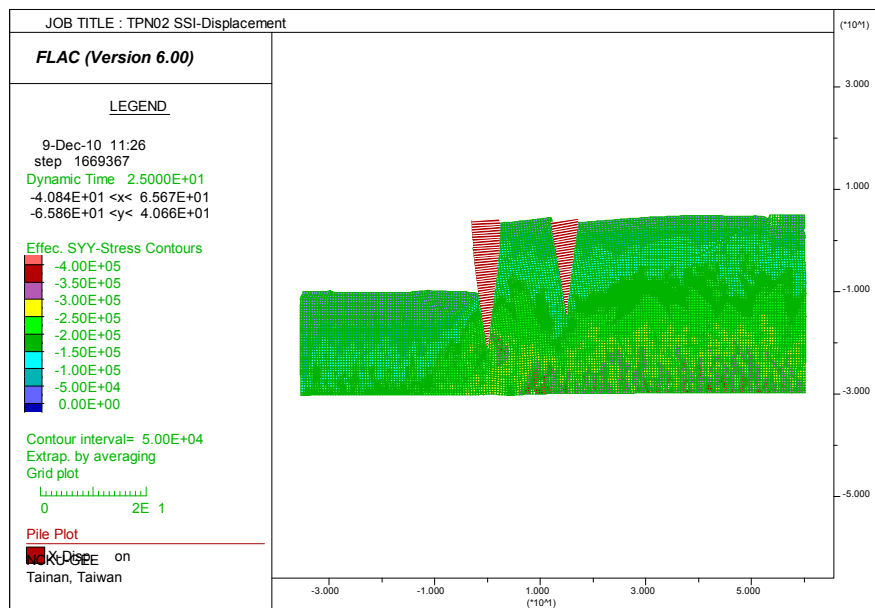


圖 5.31 TPN02 破壞時板樁位移分佈

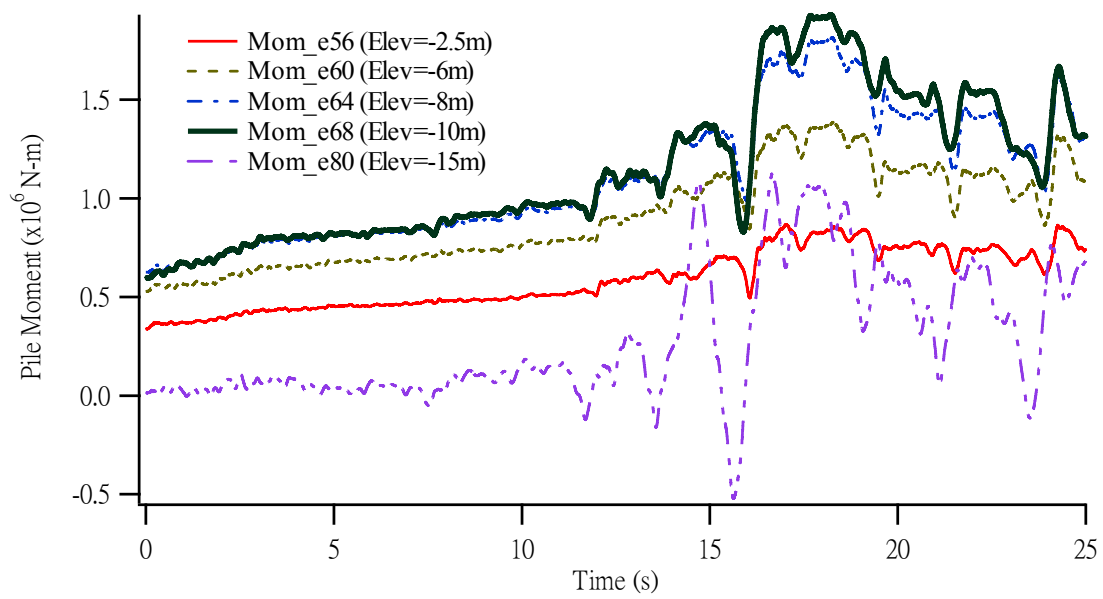
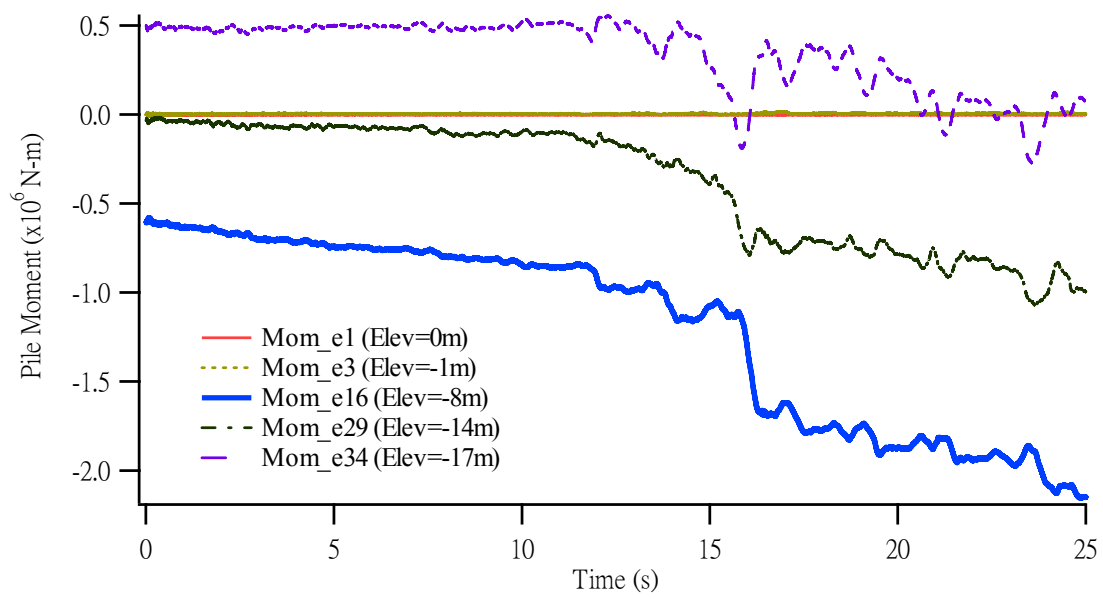


圖 5.32 TPN02 於 921 地震歷時下錨碇樁彎距歷時

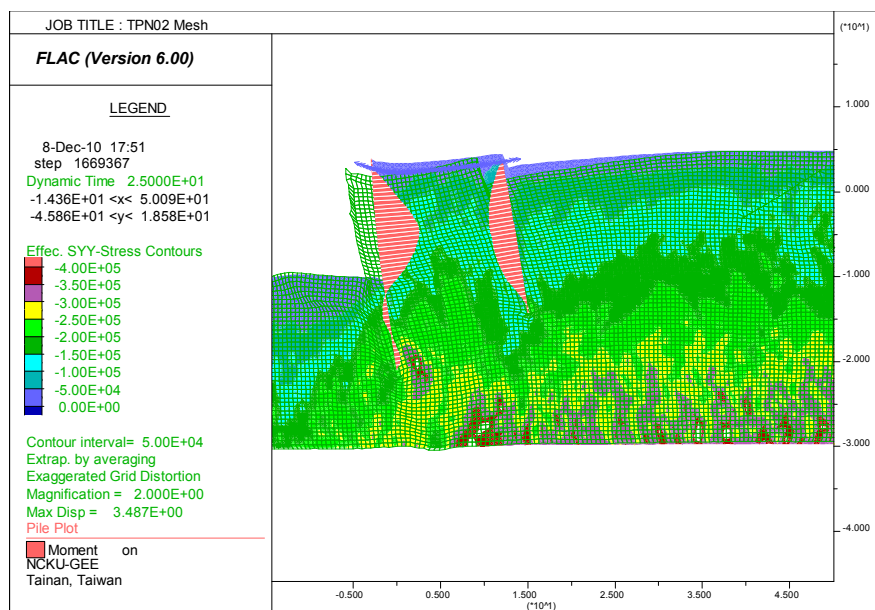


圖 5.33 TPN02 破壞時板樁彎距分佈與變形

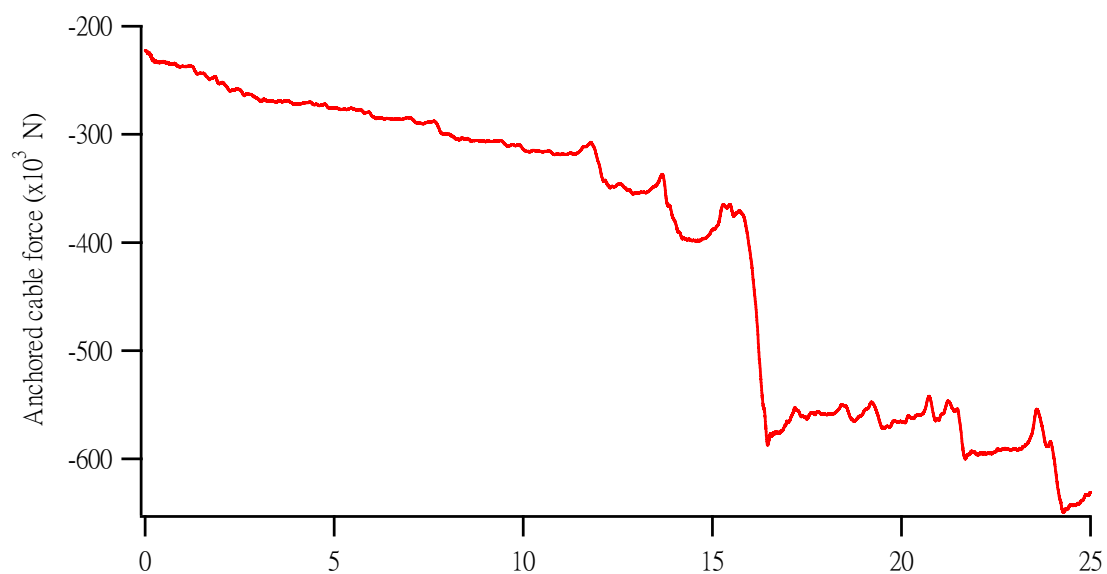


圖 5.34 TPN02 破壞時鋼索拉力歷時

第六章 結論與建議

6.1 本年度計畫執行結論

本期計畫前兩年(100 與 101 年度)為進行錨定板樁碼頭(anchored sheet pile quay wall)震動台液化試驗與數值模擬，本年度(100 年)為第一年，主要目的為板樁式碼頭模型前期試驗與數值模擬，以乾淨砂為回填土壤，考慮層狀剪力盒單向運動方式，以二維數值模擬探討不同板樁側向束制與上下邊界其運動與受力行爲，以模擬平面應變下板樁動態行爲，依據分析結果，設計板樁模型與搭配之量測系統，並據以安排試體準備方式，完成之主要工作項目總結如下：

1. 以動態板樁式碼頭液化土層模型試驗：以國家地震工程研究中心租用震動台與層狀剪力盒做為試驗平台，並以自行設計之板樁模型與回填飽和乾淨砂進行單向水平震動，進行土壤液化動態板樁式碼頭模型試驗，本年度已完成單向度震動試驗，並成功達到土壤液化且板樁碼頭產生約 25cm 水平位移，初步結果顯示實驗程序、試體準備方式、板樁模型及監測系統配置達到原規劃目標。
2. 板樁式碼頭模型試驗資料分析與整理：模型試驗監測資料包括自由場土壤振動與孔隙水壓力反應、鄰近板樁碼頭附近土壤振動與孔隙水壓力反應、板樁變形分佈、板樁受力與彎矩分佈等，相關資料處理程序已建立且完成初步資料分析，且其破壞模式及板樁系統行爲與極限平衡分析有顯著不同，後續詳細分析及與數值資料比對仍須進一步分析。
3. 實體模型之動態數值模擬：進行對應板樁式碼頭模型試驗之二維動態有效應力數值模擬，計畫開始前進行一系列不同配置之板樁模型模擬，據以設計板樁模型與相關量測配置，以作為後續由模型試驗結果進行數值分析模型修正，使其改善量化準確度，結果顯示以數值模擬結果配置之實體模型可行，破壞模式相似且具一定準確性。

4. 現地板樁式碼頭災害速報系統之災損評估模式修正：利用修正後數值模型架構，應用於現有監測站分析，修正現有災損評估模式，由實體模型初步觀測結果，比對現有數值分析成果，其破壞模式相似，顯示數值模型在選定地震條件下具一定可信度。

6.2 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，建議後續計畫編列相關室內動態試驗，以求取相關參數。
2. 由於 Finn model 將塑性應變與孔隙水壓分開考慮，無法完全與液化模型試驗結果整合，後續建議以較複雜之土壤模型(ex. UBCSAND model)，並進行參數驗證程序，以便更適切模擬實體模型之行為。

參考文獻

1. 張文忠、林炳森、黃安斌(民國 99 年)，港灣現地碼頭結構與土壤動態互制監測之研究(2/2)期末報告書，交通部運輸研究所計畫編號：MOTC-IOT-99-H1DB002。
2. 賴瑞應、賴聖耀、謝明志、柯正龍、曾文傑(2008)，”液化對港灣構造物穩定性之影響研究”，交通部運輸研究所。
3. 翁作新、陳家漢、程漢瑋、吳繼偉(2006)，”大型震動台剪力盒土壤液化試驗(III)-飽和越南砂試體受振沉陷之探討”，國家地震工程研究中心，NCREE-06-019.
4. 國家地震工程研究中心 (2000), “921 集集大地震大地工程災害調查報告”。
5. 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。
6. 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。
7. 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。
8. 交通部運研所 (2006)，”港灣構造物設計基準修訂”。
9. 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.
10. Chang, W. J., Ueng, T. Z., Chan, C. H., and Yang, C. W. (2010), “Embedded Sensor for Measurements of Coupled Responses of Soil in Shaking Table Test”, Soils and Foundations, Vol. 50/2, pp. 325-334.
11. Chang, W. J., Chen, J.F., Ho, H.C., and Chiu, Y. F. (2010), “In Situ Dynamic Model Test for Pile-supported Wharf in Liquefied Sand “,

- ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol. 33/3. (DOI: 10.1520/GTJ102425).
12. 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.
 13. 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.
 14. Iai, S. and Kameoka, T. (1993), "Finite Element Analysis of Earthquake Induced Damage to Anchored Sheet Pile Quay Wall," Soils and Foundations, Vol. 33, No. 1. pp. 71-91.
 15. Iai, S., Ichii, K., Liu, H., and Morita, T. (1998), "Effective Stress Analyses of Port Structures," Soils and Foundations, special issues, pp.97-114.
 16. Klar, A. and Frydman, 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.
 17. Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R. L. (1969), "Finite dynamic model for infinite media," J. Eng. Mech. Div., 95(EM4), pp. 859–877.
 18. 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.
 19. 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.

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：港區碼頭構造物動態模型試驗與數值模擬之研究(1/4)

執行單位：財團法人成大研究發展基金會

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
中原大學土木系 張教授 達德		
1. 請列參考文獻。	將於期末報告增列	同意辦理
2. 中國大陸的研究很多，亦應多加參考。	謹遵委員指示	同意辦理
3. 量測系統選用 MEMS 感測元件，請詳述量測規格，以及感測元件規格匹配比對。	已列於計畫書中，期末報告將增補	同意辦理
4. 請說明量測點位，數量的配置考量。	將於期末報告增列	同意辦理
嘉義大學土木及水資源系 陳教授 建元		
1. 報告撰寫格式可再調整，如 ch2 前期研究與 ch1 國內外相關研究。另 §2-4 震動台試驗是否與 ch3 之一部份？	於期末報告一併調整	同意辦理
2. P1~7 碼頭破壞模式是否會與 P3~13 FES & IHMT 設計之假設模式不同。	此為計畫須釐清之部分	同意辦理
3. 今年度分析是否包含 FLAC 3D or 僅為 2-D？	僅為二維分析	同意辦理
4. P3-1 及 3.1 編排應為文獻資料。	於期末報告一併調整	同意辦理
5. 期末報告建議僅描述本年度工作事項為主。	謹遵委員指示	同意辦理

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
6. P2-21 目前期中離期末僅 2 個月，振動台模擬是否能如期？	應可如期完成	同意辦理
7. P3-19 模型設計，假設泥線以上之砂土完全液化，實際實驗時如何判定確實已達液化？數值模擬是否能相符？	將由孔隙水壓監測驗證，數值模擬將與實體模型進行比較	同意辦理
8. P3-24，FES 法與 IHMT 法二者在彎矩分佈差異大，設計上是否會有不安全的情況？	此為計畫須釐清之部分	同意辦理
9. P3~45 表 3-6 分析土層參數是否考慮液化層土層中值之折減？	無，但考慮剪力模數變化	同意辦理
10. 誤字：PVI Bean；P1-7 海“測”；P1-12 阻“泥”；P3-26 “被”填土；P3-32 “介”面；P3-48&3-5 “動態被“動”土壓；P3-21 懸“背”。	已修正	同意辦理
高苑科技大學土木系 鄭教授 魁香		
1. 期中報告的格式不佳，可讀性略差。 (1) 計畫摘要寫法不妥，僅 1.1 節適當。 (2) 第一章計畫概要格式不佳，篇幅共 15 頁太長，編排列不佳。本計畫分四年執行，應分期說明工作項目。 1.3 節敘述國內外有關本計畫之研究情況長達 8 頁，似太長。	將於期末報告調整	同意辦理
2. 第二章研究方法及進行步驟中，建議將 2.2 節併進 2.1 節、2.6 節併進 2.5 節、2.7 節更正為 2.6 節。	列入參考	同意辦理

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. 表 2-2 之預定進度甘特圖，不宜放在本節。甘特圖中累積百分比未顯示，且工作項目中未標示查核點。進度甘特圖中之模型製作與安裝測試工作項目於報告中未完成，因此，只完成四月底的前三項工作，進度可能落後 25%。	此為輸出格式不佳導致，應為執行月份，非日曆月份	同意辦理
4. P2.23 之 2.7 預計可能遭遇之困難及解決途徑一節，不宜放於此處(期中報告)。2.7 節中因經費不夠及時間不夠，應在簽約時即解決。	列入參考	同意辦理
5. 第三章計畫執行現況說明中，因 8 月中旬才進行震動台模型試驗，而預定進度是 6-7 月，故 9 月要完成期末報告可能有困難。	應可如期完成	同意辦理
本所港研中心 李前副主任 豐博		
1. 本研究計畫創先以動態模型試驗配合數值模擬探討液化土層碼頭結構物之動態反應行為，值得肯定。期望將來研究成果有助碼頭結構物之耐震設計與評估。	謝謝委員肯定。	同意辦理
2. 模型試驗係使用均質砂土，其成果將如何修正數值模擬之非均質層狀土壤與碼頭結構物互制行為。	選用均質砂土為便於準備飽和試體，但於機制釐清影響應不大	同意辦理
3. P.3-13 板樁設計 IHMT method 宜簡稱為 MOTC method 或適當名稱。	謹遵委員指示修改	同意辦理
4. 板樁與版樁混用，請統一用字。	將統一為板樁	同意辦理
5. 參考文獻應補充。	將於期末報告增列	同意辦理
本所港研中心 賴研究員 瑞應		

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
1. 本計畫試驗模型計畫以數值分析案例所得的尺寸，以 1:1 的實際尺寸製作，但相關尺寸相對於實際碼頭的尺寸還是差異很大，故試驗結果是否會有尺寸效應，建議需再探討。另外，試驗進行前，是否需針對模型的可靠度先做驗證試驗，也應說明。	相關說明將於期末報告說明補充。	同意辦理
2. 模型尺寸的部份，建議補充錨錠距離的訂定說明，另外，板樁主樁的貫入深度建議應達懸臂長度的 0.5 倍以上。	同意委員指示修改試驗配置	同意辦理
3. 因本試驗於國震中心進行，且安排的時程相當的短，研究單位要有只許成功不許失敗的決心，做好試驗前的預備規劃及準備，研擬可能發生的狀況，做好應變計畫。	謝謝委員提醒，計畫應可如期完成	同意辦理
4. 技術移轉部份，希望能至本中心講授 FLAC 的操作方法及分析流程，以提昇本中心結構的分析能力。	請港研中心安排時間，研究團隊全力配合	同意辦理
5. 為尊重著作權，報告中有引用別人的著作應標示出處及參考文獻。	將於期末報告增列	同意辦理

附錄二

期末審查會議紀錄回覆辦理表

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：港區碼頭構造物動態模型試驗與數值模擬之研究(1/4)

執行單位：財團法人成大研究發展基金會

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
中原大學土木系 張教授 達德		
1.研究初步成果豐富，well done。	感謝委員鼓勵。	同意辦理
2.文獻可參考中國大陸的研究，如南京水科院，此部份他們有震動台加離心機之試驗儀器設備。	將於後續研究中增列。	同意辦理
3.有關中國文獻詳細資料是南京水科院之「岩土工程學報」，岩土所所長蔡正銀先生為該學報主編及研究計畫主持人。	感謝委員提供資訊。	同意辦理
交通大學土木系 林教授 志平		
1.關於計畫的研究動機，建議能夠在報告中作更清楚的交待，例如能在文獻回顧中收集既有設計方法不足的證據。另外建議可以說明災害速報系統的架構與本研究的關係。	已增列於 1.1 及 1.4 節。	同意辦理
2.本計畫很重要的一部份是模型試驗，建議把模型試驗的目的與定位先說明清楚，並說明模型設計的考量。	已增列於 1.3 節。	同意辦理
3.目前模型試驗是否符合 plane strain condition，數值模擬應與試驗條件吻合。	本模型因設計為單向震動，符合平面應變條件，二維數值模擬與試驗條件吻合。	同意辦理
4.在數值模擬與模型試驗的比較尚無補充，另外，請在數值模擬章節清楚說明主要調校的參數與驗證項目為何？	參數調教與驗證已補充於 P4-1，初步數值與實體模型比較已增加於 Ch3 及 Ch4。	同意辦理

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
5.報告摘要應不只是計畫背景，還需要包括目的、主要工作項目及本年度成果。是否需要包含期中審查意見回覆？另外建議名詞的統一(例如錨定板樁 vs.板樁。	摘要已依委員意見修改。	同意辦理
嘉義大學土木及水資源系 陳教授 建元		
1.報告中之 P1-4 圖 1.1 文字模糊，建議更新。	已改善解析度。	同意辦理
2. P1-11 表 1-1 漏列 7 月。	已修正。	同意辦理
3. P2-1 建議增加日本 331 地震碼頭破壞情形。	因目前 331 地震碼頭破壞僅有相關破壞後描述，缺乏詳細案例分析，因此未列入本文，未來將依相關文獻刊登後加入，以現有案例已可說明可能破壞模式。	同意辦理
4. P2-10 圖 2.7 殘留水壓應為 $(y - h_w) \times r_w$ 。	原文應無誤，此殘留水壓為陸上水位高差與靜水壓力之差值。	同意辦理
5. P2-22 樁頂位移 3.0m 與圖不儘相符 (約 3.5m)。	因圖示為位移放大之分佈，經檢視輸出值約為 3.0 m。	同意辦理
6. P3-7 圖 3.4~3.6 缺橫向數值。	已修正。	同意辦理
7. P3-15 模型試驗之尺度效應評估？	震動台模型於動態模擬已行之有年，層狀剪力盒之反應翁作新教授已發表於 ASTM GTJ 期刊，由於本計畫為利用模型量測結果率定數值模型，與現地狀況模擬不同，因此尺寸效應之影響並不會影響研究目標。	同意辦理
8. P3-20 採用越南砂進行震動台試驗之特性為何。	已增加說明於 3.4.3 (P3-30)	同意辦理

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
9.土壤液化後強度參數會降低在數值模擬中可否考量強度降低之影響？是否與極限平衡法有誤差之來源？	數值模擬中強度之影響可由有效應力降低考慮，此確為極限平衡法誤差之來源之一，但是現有文獻顯示碼頭破壞主要為位移控制，此部分極限平衡無法適用。	同意辦理
10. P4-17 內文中之「westergaard」應寫為「Westergaard」。	已修正。	同意辦理
11. P5-31 圖 5-34 及 5-35 未於內文中提及。	原稿文字內容有誤，已修正(P5-31)。	同意辦理
12.各期委員審查意見回覆未列於附件中。	已增列於附錄。	同意辦理
13. P1-3 頁中 1.2 節內文中，請說明回饋至災損評估模式之結果。	已增加相關文字，成果於第五章呈現。	同意辦理
14.日前內容著重於板樁式，其它型式如沉箱式與棧橋式之後續規劃如何？	其他型式碼頭之規劃將由港研中心決定，但本年度成果可作為中心規劃之參考。	同意辦理
15.部份試驗照片建議更新。	已於簡報中說明原因。	同意辦理
16.極限平衡法與 test，數值結果應繪圖比較。	已增加於 Ch3	同意辦理
港研中心 李前副主任 豐博		
1. 研究報告完成本年度各項預定進度，包括動態模型震動台試驗與分析液化土層碼頭結構物之動態反應行為等工作，研究團隊的辛苦，值得肯定。	感謝委員鼓勵。	同意辦理
2. 第三章板樁碼頭震動台液化試驗中，板樁碼頭模型後線之水位高度高於碼頭面，與現地實際狀況有出入，是否會影響試驗結果？	由於模型試驗需進行相關簡化，以利於模擬，且考慮試體尺寸有限，因此讓所有砂土處於飽和狀態，此與現地狀況並不相同，但數值模擬將與模型相同，因此對率定數值模型之目標影響有限。	同意辦理

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. 震動台試驗中，進行了 10 個不同的 Event，是否會因而改變土壤組織結構？並影響最後試驗結果？	除了 Event 10 外，其餘震動其所激發之孔隙水壓有限，因此對孔隙比改變之影響應不大，且試驗前均會量取試體高度，因此可得知其震動前孔隙比，對試驗結果解釋應無影響。	同意辦理
4. P3-32 之 3.4.4 節內文中之第一行，建議於「白噪音」文字後面加上「white noise」等英文字。	已增列。	同意辦理
港研中心 賴研究員 瑞應		
1. 第 2-18 頁 MOTC methd 建議修改為部頒碼頭設計規範，有關錨碇力(T)應為泥線以上所有土壓及水壓對泥線之彎矩除以錨碇點與泥線的距離，請確認。	已修正如 P2-18 所述。	同意辦理
2. 第三章試驗總共做了 10 組數據，但後續比較僅以 Event 5 及 Event10 做比較，請補充說明原因。	已補充說明於 3.4.4 (P3-32)	同意辦理
3. 在有限經費及時程下，能順利完成板樁式碼頭震動試驗，研究單位的努力及付出值得肯定，惟試驗成果與傳統極限分析法及數值分析法之比較探討稍嫌不足，建議未來能再深入探討以提升傳統極限分析法及數值分析法之可靠度。	相關比對將於後續計畫中進行深入探討，但目前成果顯示極限平衡與實體與數值模型之差異不可忽視。	同意辦理
港研中心 謝科長 明志		
1. 本研究針對板樁碼頭，由理論及設計開始，引申進入室內震動台試驗及 FLAC 數值模擬，討論架構完整，尤以室內試驗達到預期，目前獲取大量監測資料，團隊努力值得肯定。	感謝委員鼓勵。	同意辦理

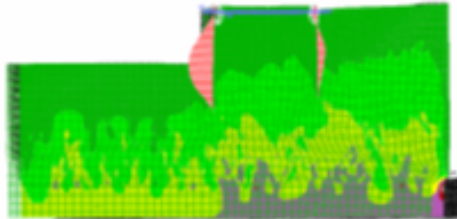
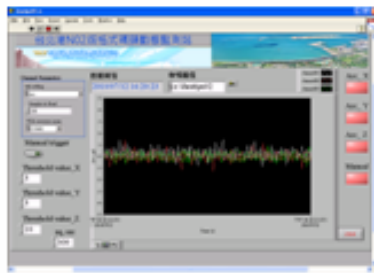
參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
2. 室內試驗量測儀器，包括試驗盒外部、砂土試體內部及板樁模型表面，計有 72 個感測器及一組剖面變形陣列計，施做 10 個震動事件，所得資料量極為龐雜，後續的彙整、分析，互相比對及互制關係等工作量也必然龐大，請預做妥善規劃，設定預期目標逐一完成。	本年度因相關研究為國內首次進行，因此有一些狀況須加以解決，以致計畫執行時程有所調整，有此經驗後，後續工作應可較順利推動。後續分析將與中心討論，並檢討目前成果，對核心問題進行深入探討，達成預期目標。	同意辦理
3. 試驗數據分析後，盼能配合 FLAC 數值分析工具，模擬試驗狀況及各震動事件，探討輸入參數的修正方法，以使未來的模擬結果與現況更加吻合。	後續將以試驗結果量測之土壤與板樁系統反應等資料，結合土壤元素試驗結果，進行輸入參數率定，降低模擬結果與現況之差異。	同意辦理
4. 也請考慮未來施做類似試驗時，能否有儀器或方法可量得總覆土壓力，配合水壓量測望更能了解土壤受壓變化情況。	土壓力量測在先前自由場液化實驗中已有相關量測，總應力與覆土壓力相同，亦即試體並無 arching 效應。	同意辦理

附錄三

期末報告簡報資料

港區碼頭構造物動態模型試驗與數 值模擬之研究 (1/4)

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

簡報大綱

- 計畫背景、目的與工作項目
- 國內外研究現況
- 動態板樁碼頭液化土層模型試驗
- 板樁碼頭模型試驗資料分析與整理
- 現地監測碼頭數值分析修正
- 總結與建議



計畫背景

- 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
- 長期現地碼頭結構與土壤動態互制監測站之必要性→但短期缺乏強震資料驗證
- 震後災害速報系統之準確性提升 → 數值成果驗證

3



計畫目的

- 由震動台大尺寸動態碼頭結構物實體模型試驗，了解破壞機制
- 進行震動台模型數值模擬，以率定數值模型
- 修正現地碼頭受震行為預測，提高震後災害速報系統之災損評估模式準確度
- 港灣構造物耐震設計修正

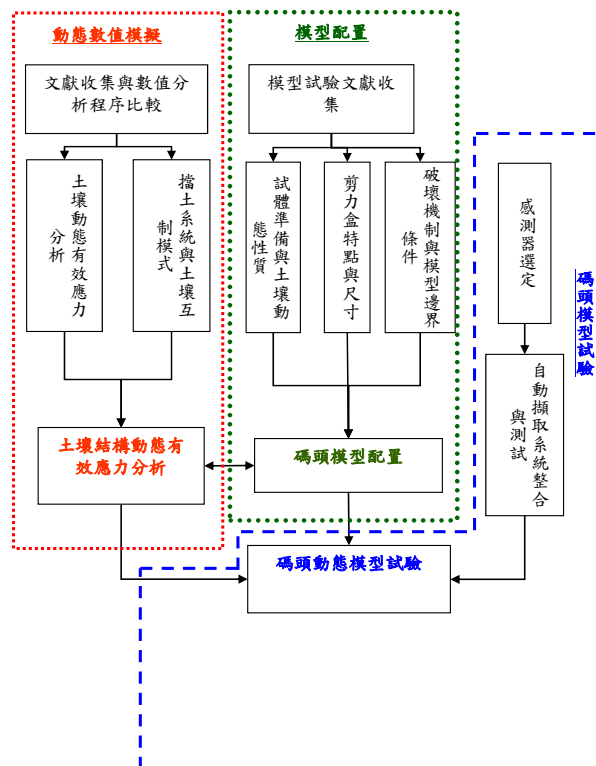
4

100年研究內容與項目

1. 進行動態板樁碼頭液化土層模型試驗
2. 板樁碼頭模型試驗資料分析與整理
3. 進行板樁式碼頭模型動態有效應力數值分析
4. 進行現地監測碼頭數值分析以修正災害速報系統之災損評估模式
5. 技術轉移

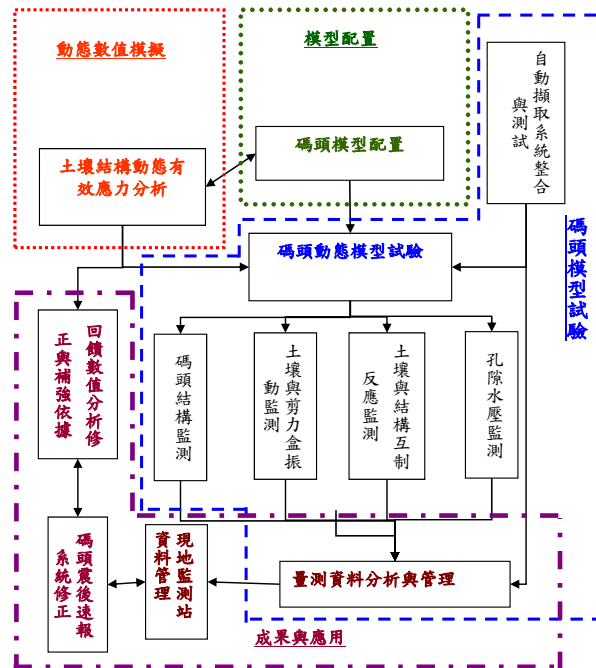
5

工作構想與對策—研究流程(1/2)



6

工作構想與對策—研究流程（2／2）



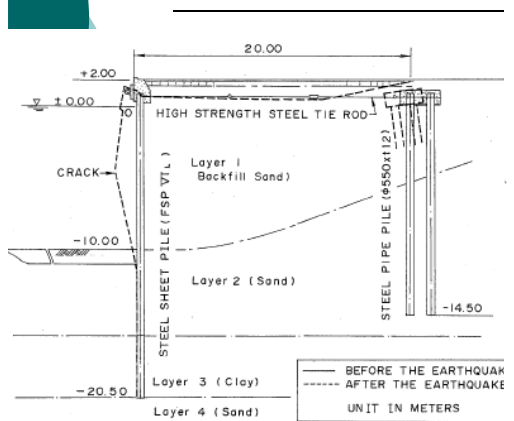
7

板樁系統動態反應

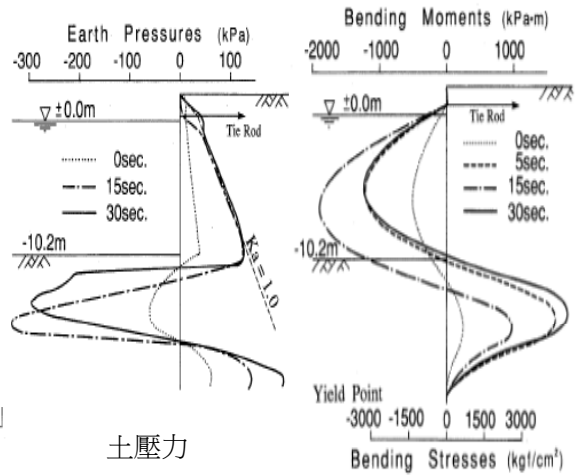
- 分析方法：
 - 擬靜態極限平衡分析
 - 動態數值模擬
 - 模型試驗
- 計畫標的
 - 震動台板樁模型模擬

8

土壤-錨碇板樁互制行為



O'hama No. 2 錨碇板樁碼頭變形剖面
(1993 Nihonkai-Chubu EQ)



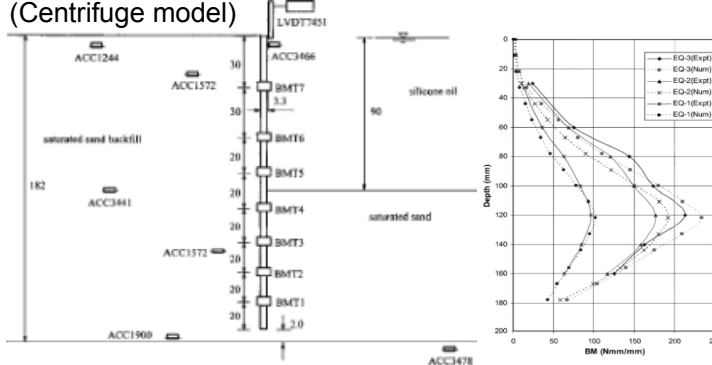
土壓力

(Iai and Kameoka 1993)

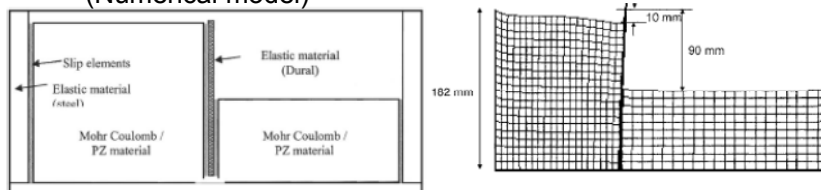
9

錨碇板樁離心模型試驗

(Centrifuge model)



(Numerical model)



(Madabhushi and Zeng, 2007)

10

板樁極限平衡計算與模型

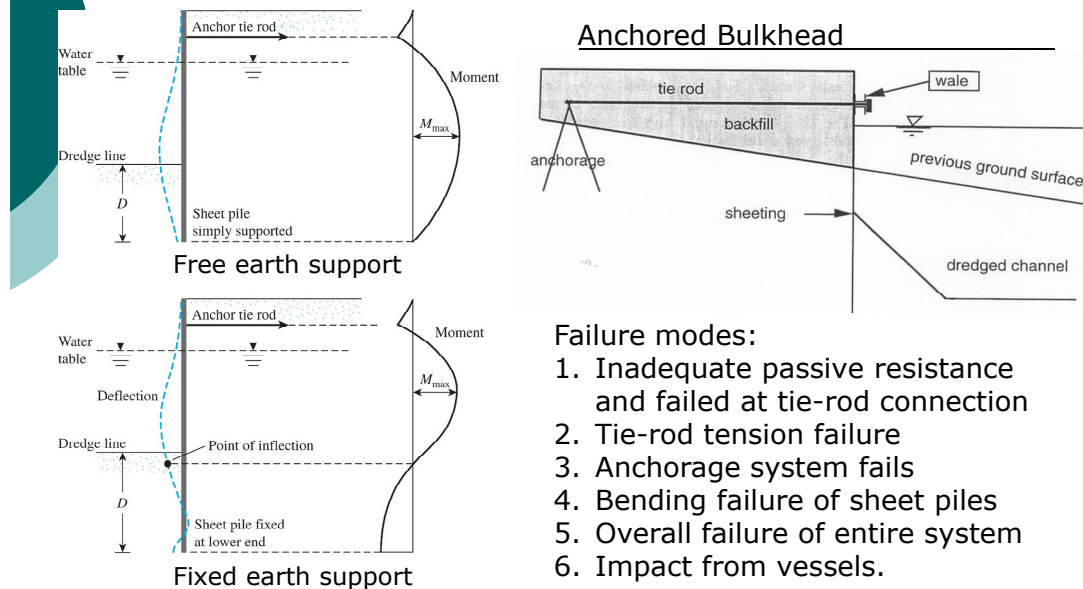


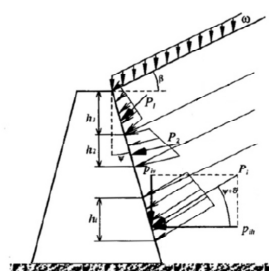
Figure 9.16 Nature of variation of deflection and moment for anchored sheet piles:
(a) free earth support method; (b) fixed earth support method

$$D_{\text{free-earth}} < D_{\text{fixed-earth}}$$

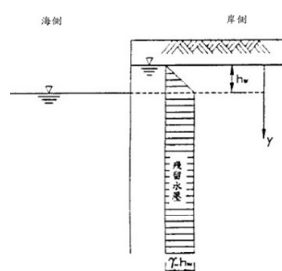
11

作用於板樁系統之外力

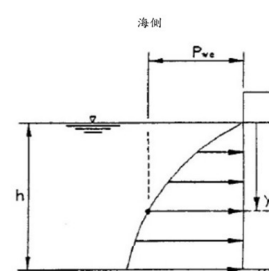
		常時	震時(未液化)	震時(部分液化)
土壓力	主動土壓力	V	V	V
	被動土壓力	V	V	V
水壓力	殘留水壓力	V	V	V
	動水壓力		V	V
液化側向力	超額孔隙水壓力			V
	動流體壓力			V



土壓力示意圖

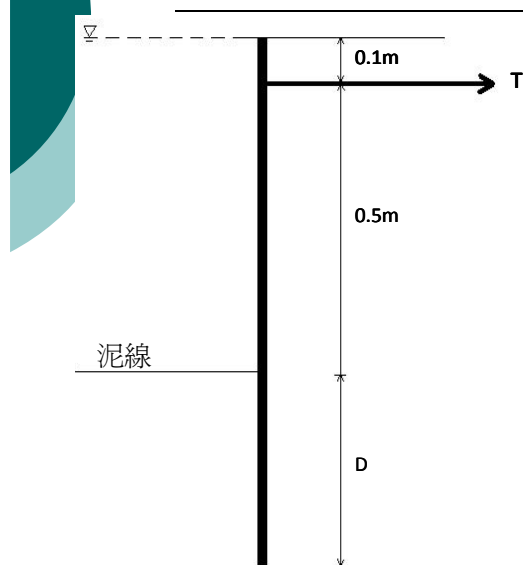


殘留水壓力示意圖



動水壓力示意圖

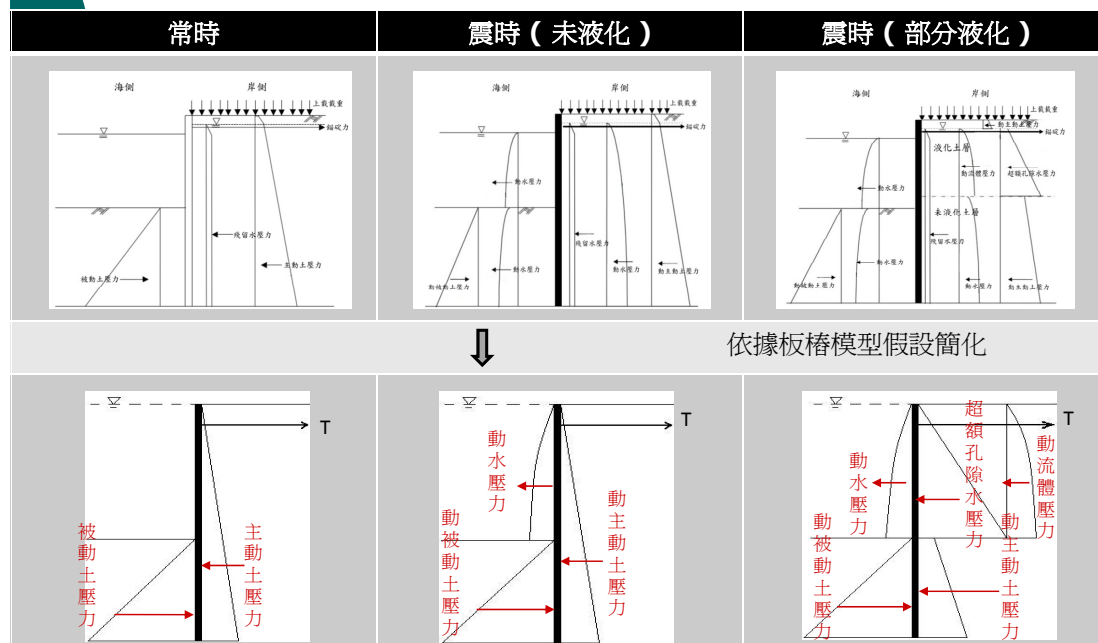
板樁模型分析條件



- 懸背長度為 0.6m，錨碇力施於距板樁頂 0.1m 的位置。
- 兩側水位在板樁頂部。
- 板樁貫入之砂土 $\phi'=30^\circ$ ，砂土單位重為 2 t/m³，水單位重為 1 t/m³。
- 鋁板做為板樁，其容許撓曲應力為 1490 t/m²。
- 工址水平加速度係數 0.1g、0.23g 與 0.33g 進行計算。
- 地震時部分液化，假設泥線以上土壤完全液化，泥線以下土壤未液化。

13

板樁受力機制



14

設計方法

	自由土支法 (FES method)	港灣構造物設計基準規範 (MOTC method)
貫入深度 D_{design}	$\sum M_T = 0$ $D_{design} = 1.3D_{theory}$	$\frac{M_{Tp}}{M_{Ta}} > SF$
錨碇力 T	D_{theory} 以上所有土壓力	泥線以上主動土壓力
最大彎矩 M_{max}	考慮 D_{theory} 以上所有土壓力 $\sum F_H = 0$	考慮泥線以上主動土壓力 $M_{Da} = M_{DT}$
斷面模數 S	$\frac{M_{max}}{\sigma_{all}}$	$\frac{M_{max}}{\sigma_{all}}$

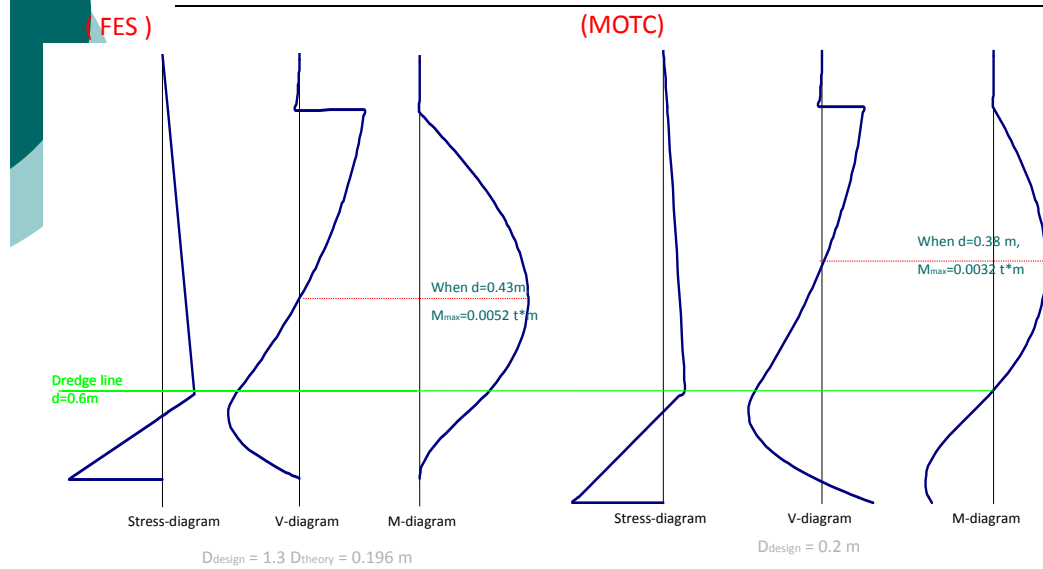
15

動態板樁碼頭液化土層模型試驗

- 模型設計
 - 擬靜態極限平衡分析
 - 動態數值模擬
- 實驗配置與量測系統
- 試驗流程與紀錄
- 資料處理程序與初步分析結果

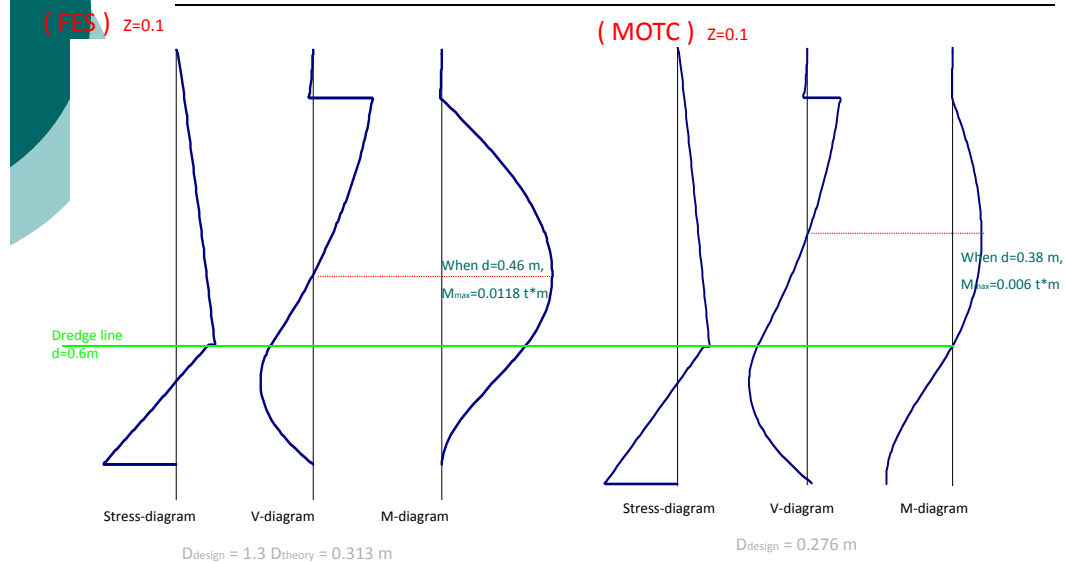
16

擬靜態極限平衡分析 - 常時



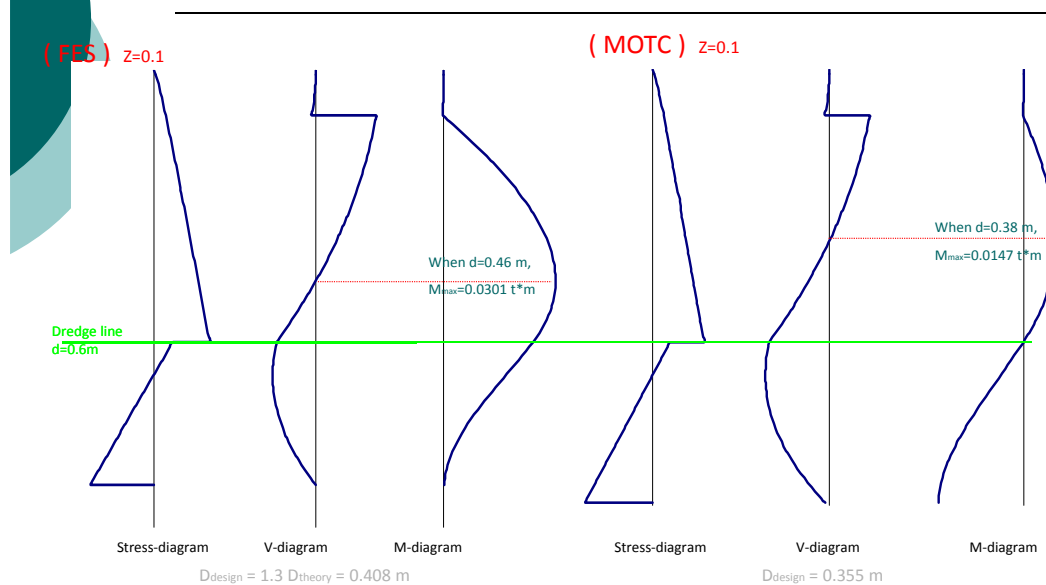
17

擬靜態極限平衡分析 - 地震時(未液化)



18

擬靜態極限平衡分析 - 地震時(部分液化)

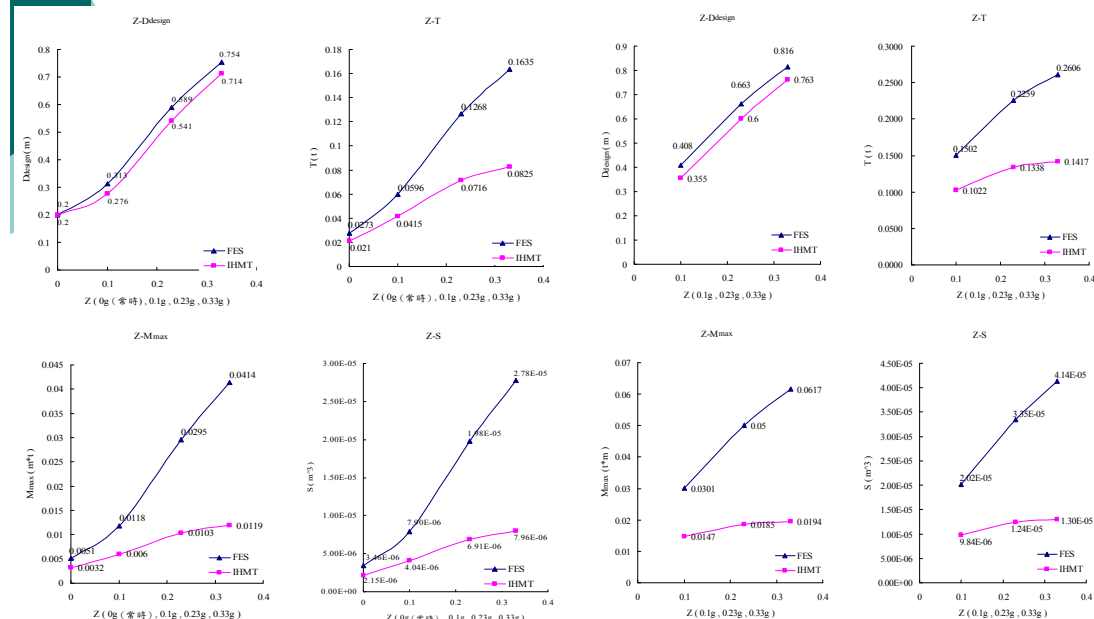


19

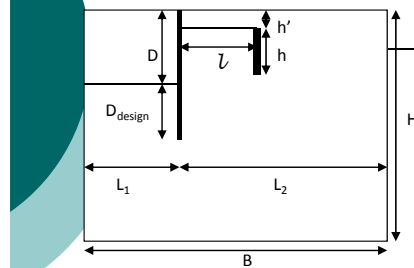
擬靜態極限平衡分析結果整理

常時、地震時(未液化)

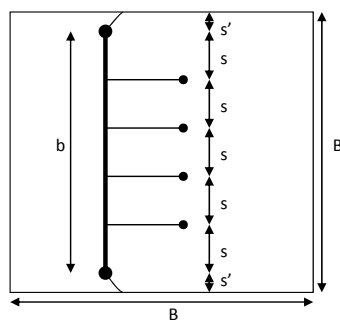
地震時(部分液化)



擬靜態極限平衡分析-板樁模型配置

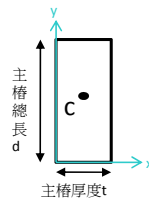


側視圖



上視圖

- 由FES method 之常時計算結果，斷面模數 $S=3.46E-6m^3$ ，主樁寬度= 1.5m，主樁總長 >0.8m，主樁厚度 b 為 5mm。



$$S = \frac{I_y}{x} = \frac{dt^3/12}{t/2} = 3.46E-6 \Rightarrow t \approx 5mm$$

B	H	D	D _{design}	t	L ₁
1.88 m	1.52 m	0.6m	0.2m	5mm	0.6m
L ₂	s'	h	h'	s	l
1.28 m	0.19 m	0.3m	0.1m	0.3m	0.5m

21

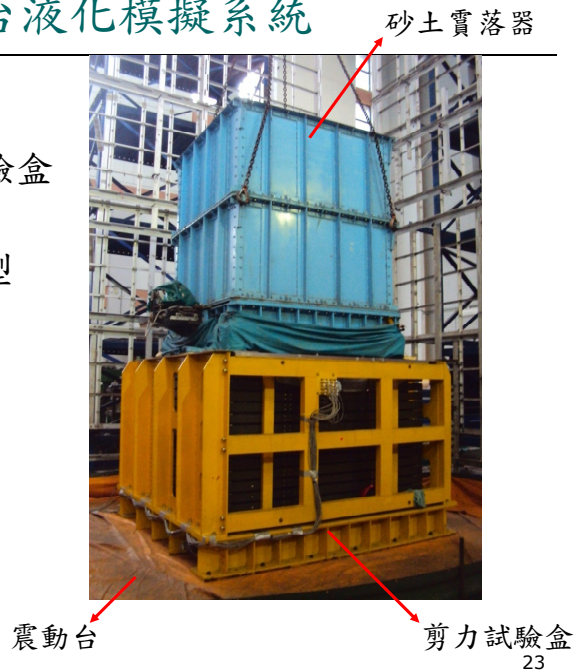
實驗配置與量測系統

- NCREE 土壤液化模擬系統
- 實驗模型配置與量測系統
- 試驗流程與紀錄

22

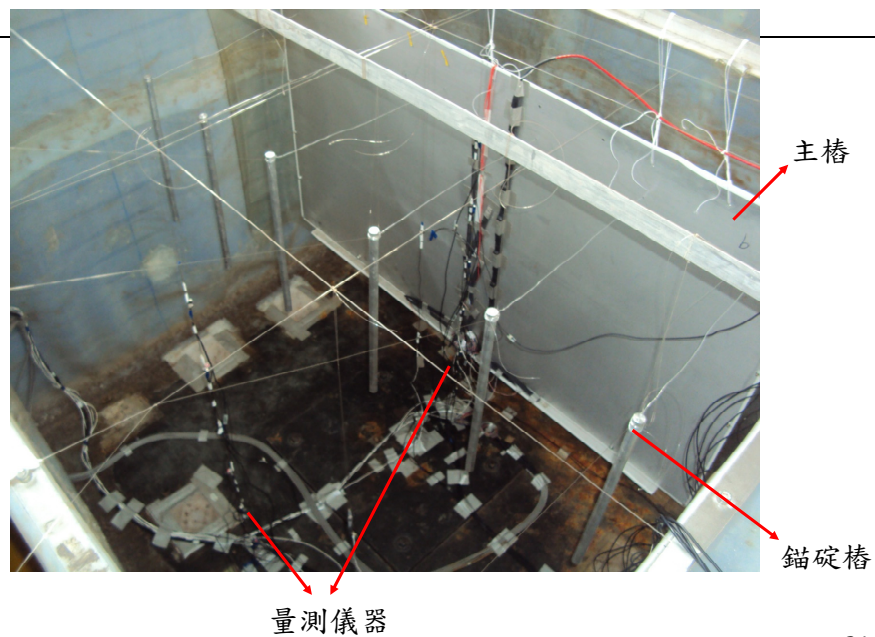
NCREE 震動台液化模擬系統

- 震動台
- 雙軸向層狀剪力試驗盒
- 大型砂土質落器
- 錨碇式板樁碼頭模型
- 量測儀器



23

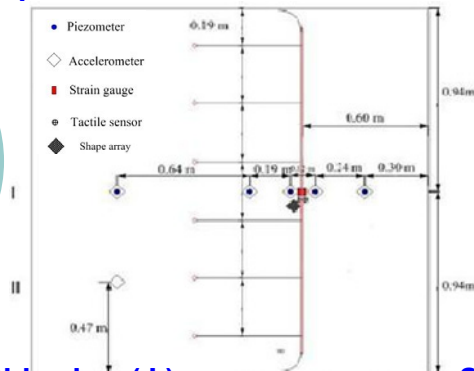
試驗設備（剪力盒內部）



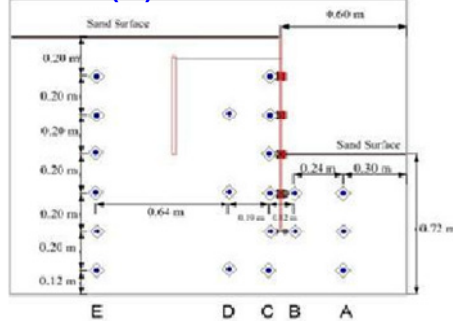
24

量測儀器與配置

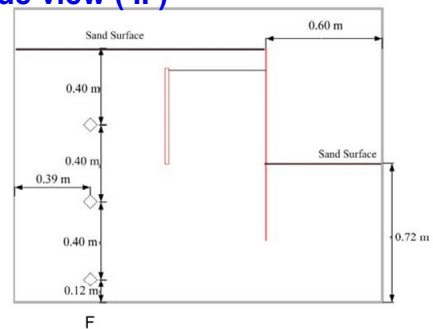
Top view



Side view (I)

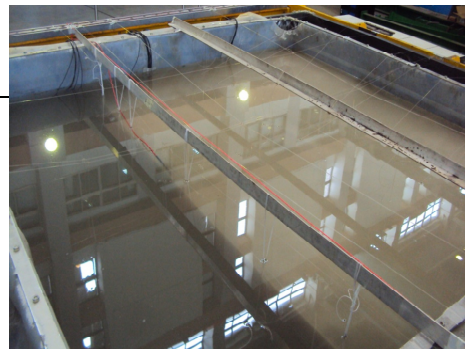
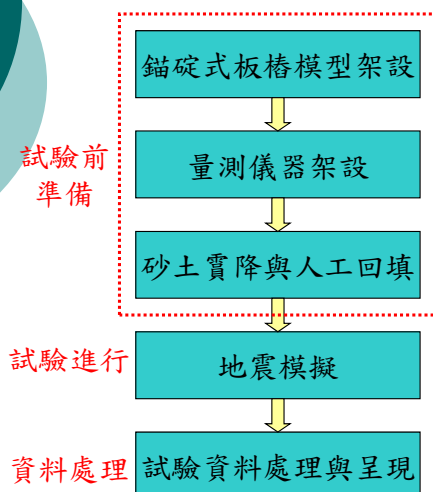


Side view (II)

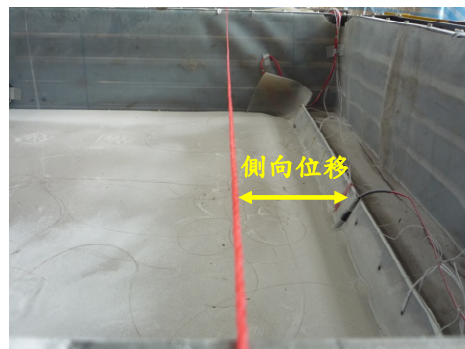


- 裝設於試驗盒外部
位移計、加速度計
- 裝設於砂土試體內部
水壓計、微型加速度計
- 裝設於主樁上
SAAR、應變計

試驗流程



試驗前試體準備完成圖



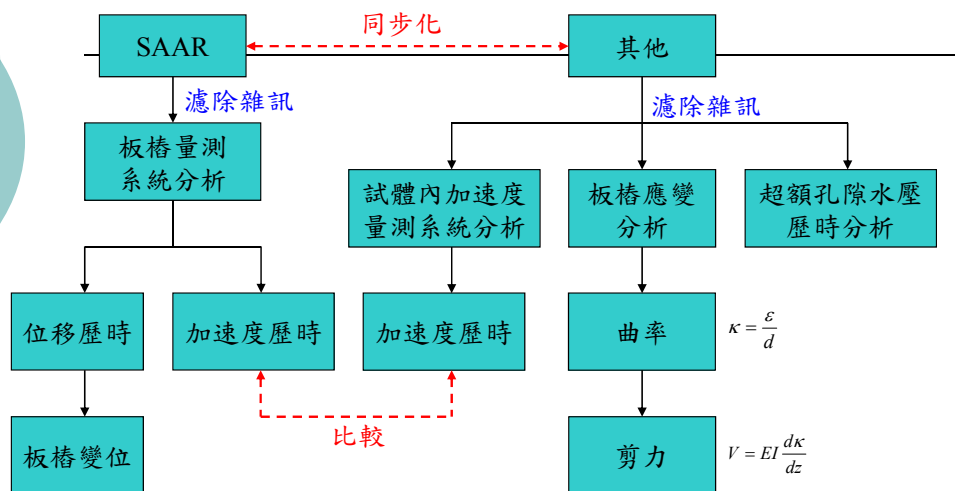
試驗後板樁模型傾倒圖

輸入地震

Input motion	X direction (NS)		
	Frequency (Hz)	$A_{\max}$ (g)	Duration (sec)
Event 1	White noise (bandwidth = 30 Hz)	0.03	60
Event 2	1	0.03	15
Event 3	2	0.03	7.5
Event 4	1	0.05	15
Event 5	1	0.075	15
Event 6	1	0.1	15
Event 7	1	0.1	15
Event 8	1	0.1	15
Event 9	1	0.075	15
Event 10	1	0.2	15

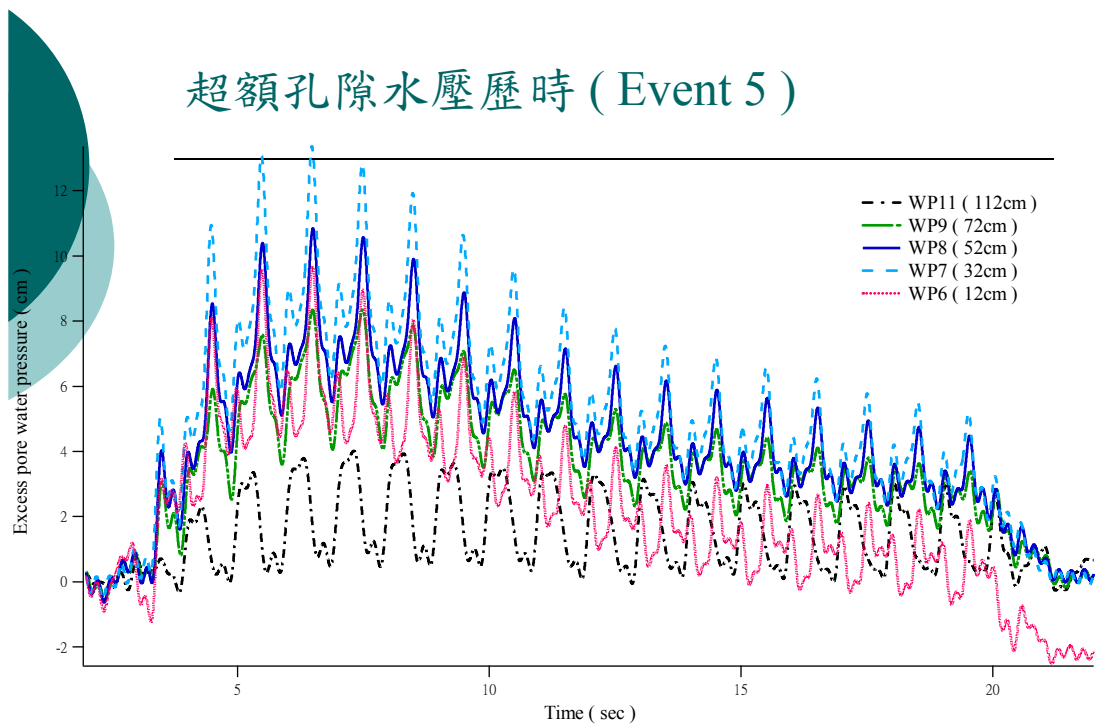
27

試驗資料處理架構

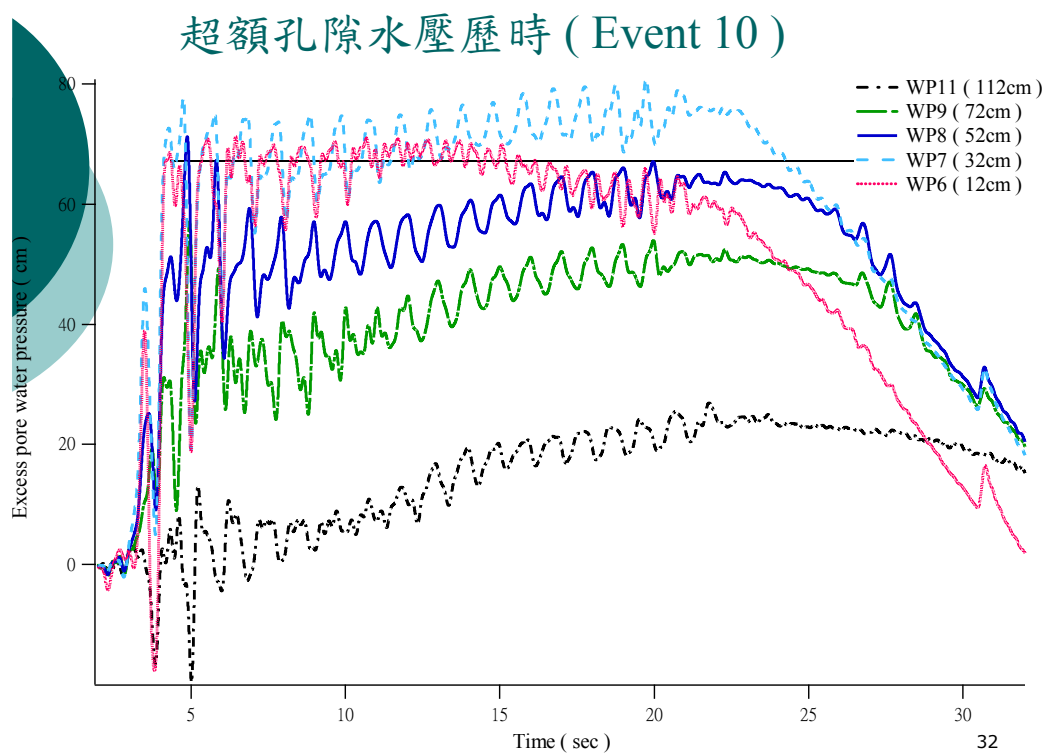


- 資料處理呈現以 Event 5 與 Event 10 為主，並著重於板樁回填側近場區之呈現。

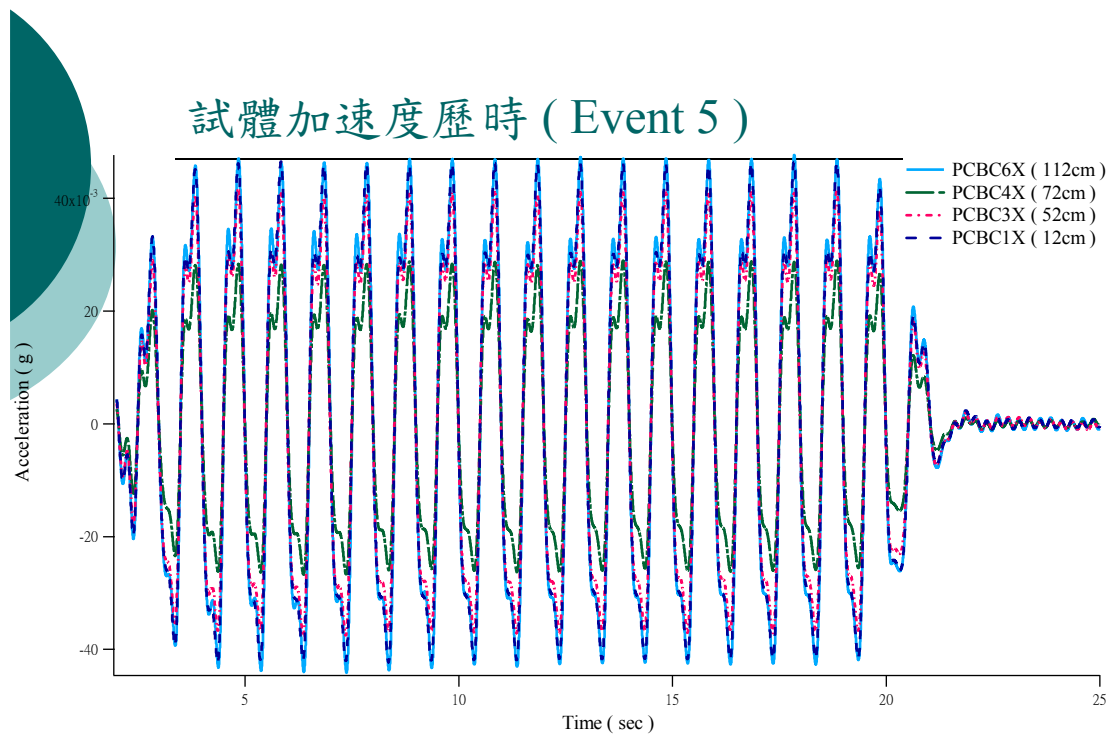
30



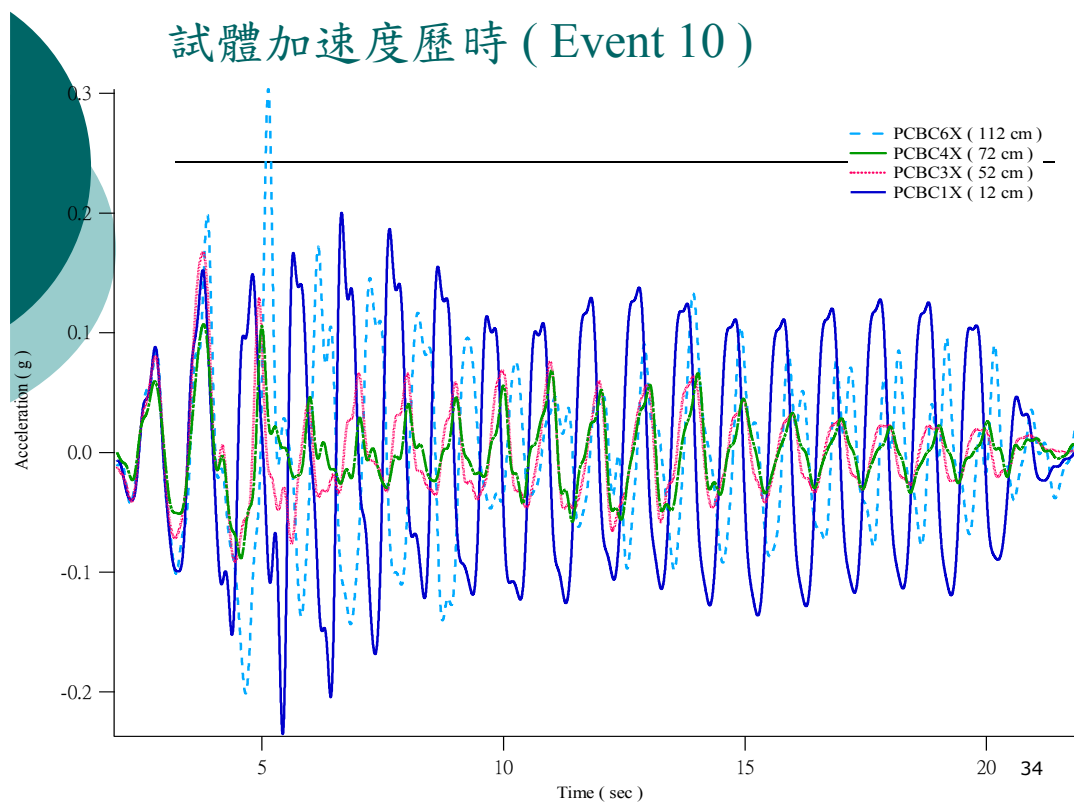
31



32

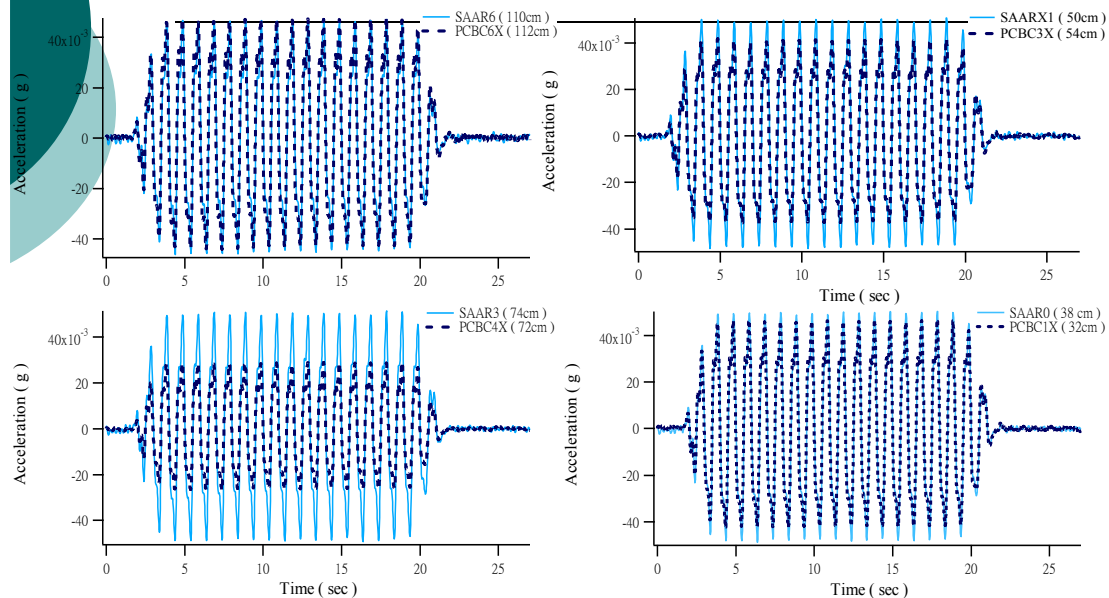


33



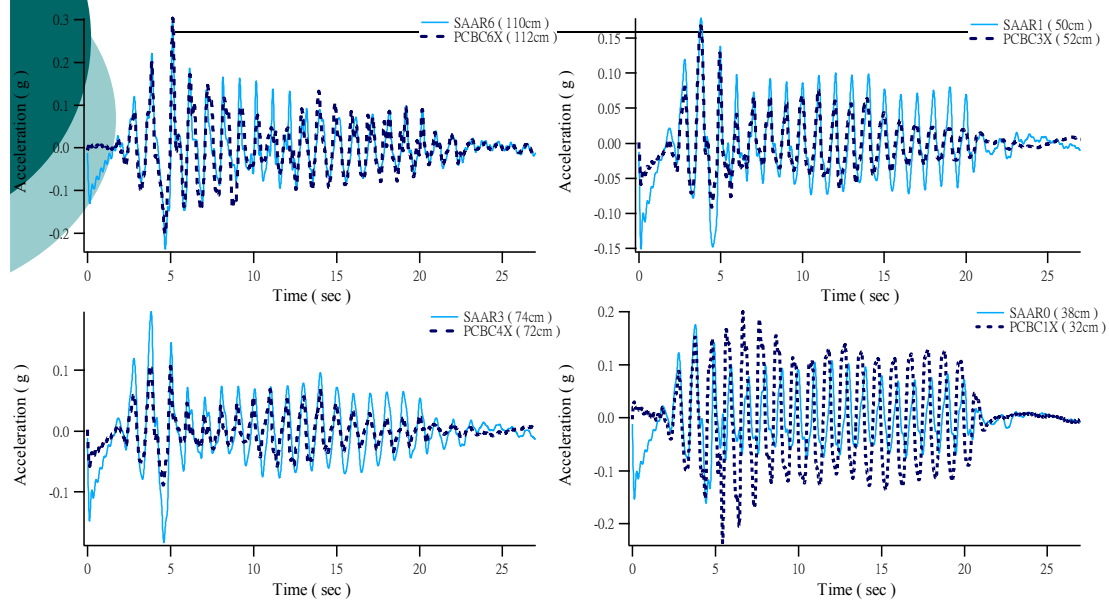
34

板樁與試體加速度歷時比較 (Event 5)



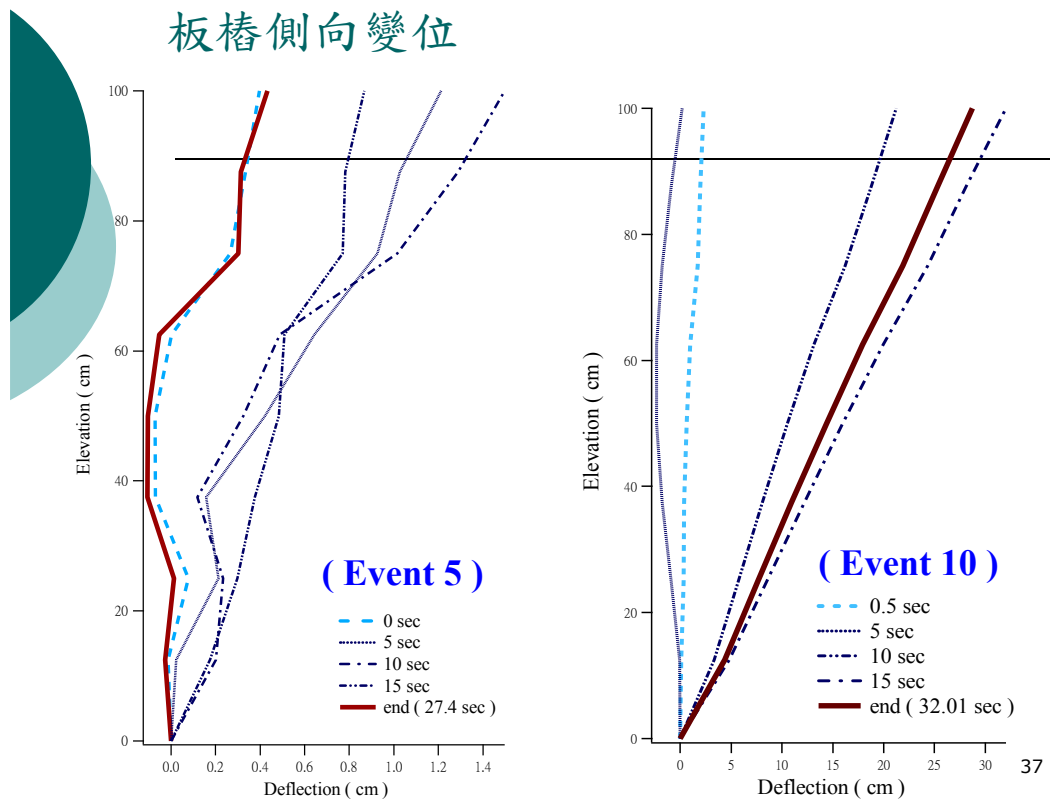
35

板樁與試體加速度歷時比較 (Event 10)

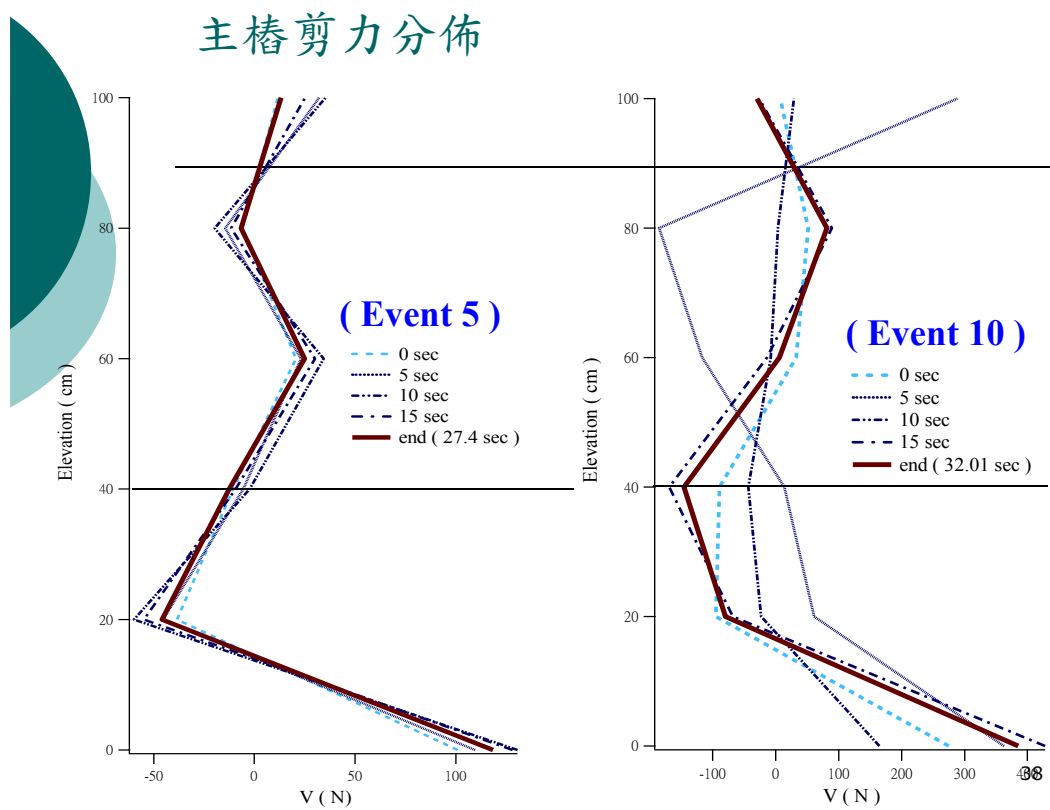


36

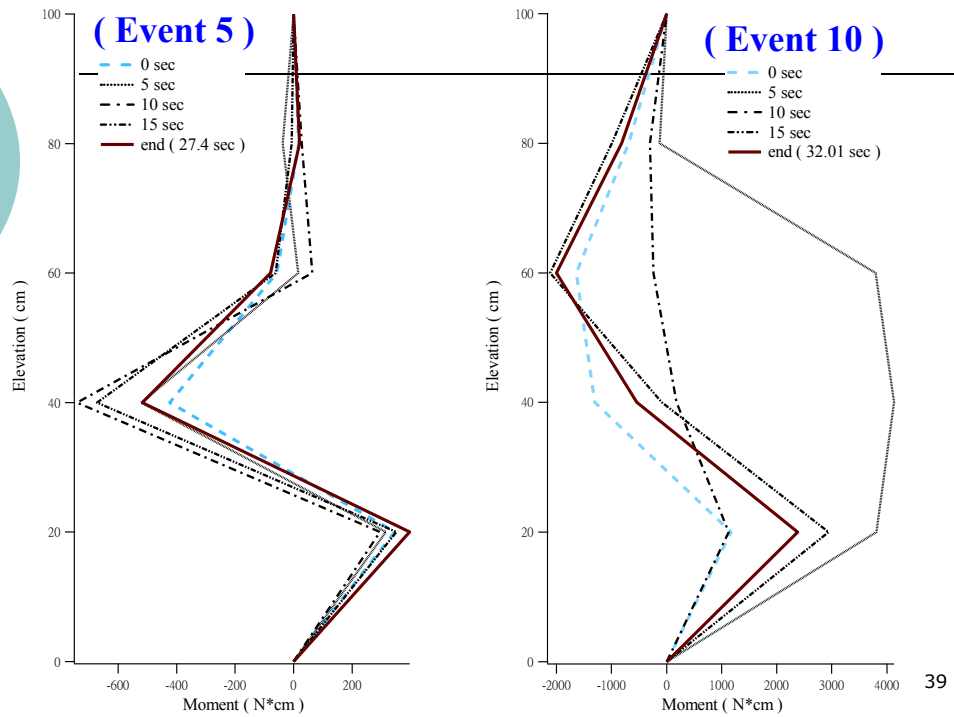
板樁側向變位



主樁剪力分佈

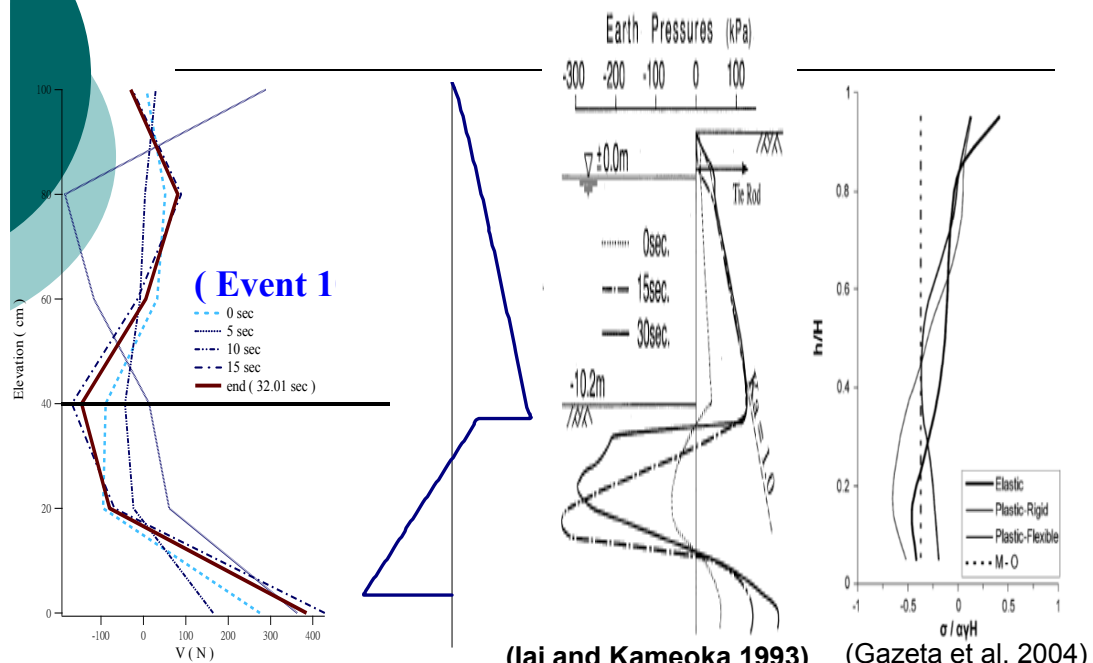


板樁彎矩分佈



39

液化側向應力分佈比較

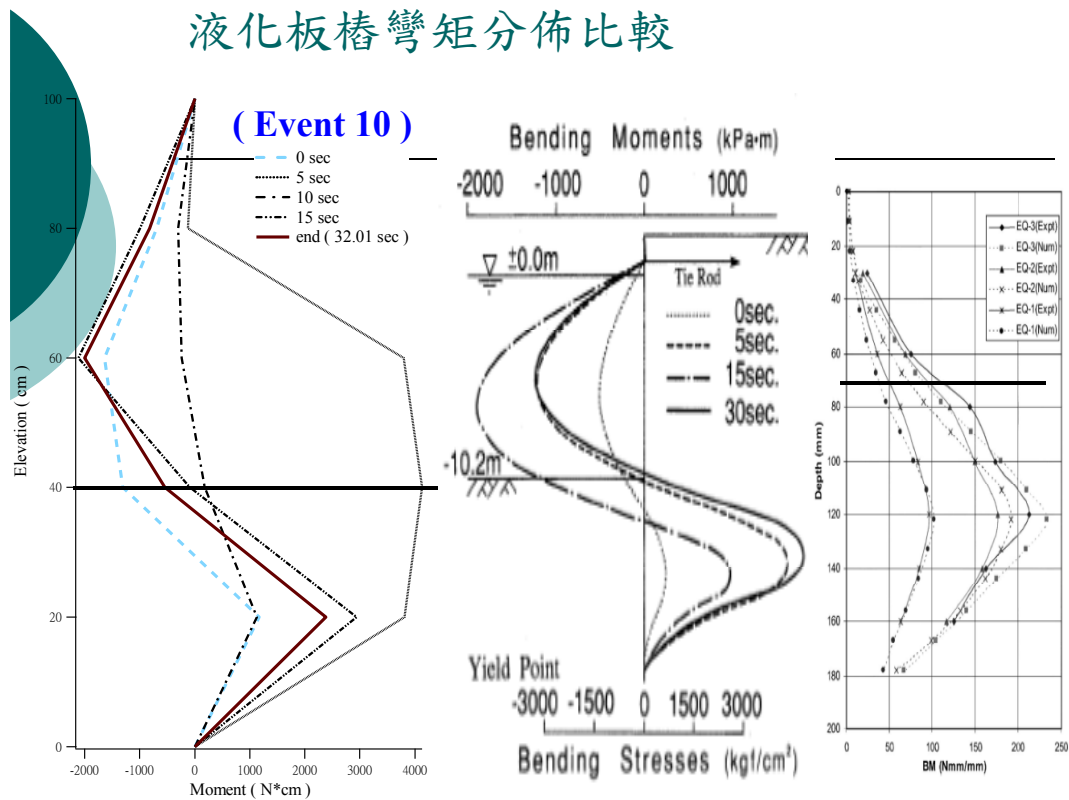


(Iai and Kameoka 1993)

(Gazeta et al. 2004)

40

液化板樁彎矩分佈比較

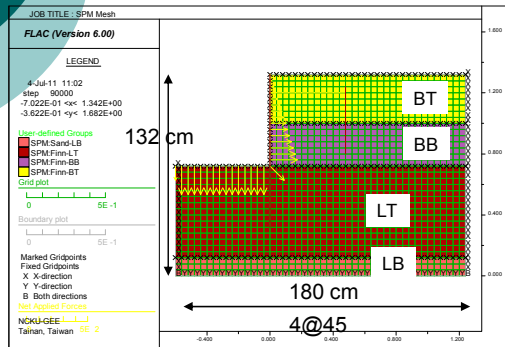


震動台錨碇板樁模型模擬

- 模擬層狀剪力盒單向震動與板樁系統反應
- 程式架構：
 - FLAC6.0+Dynamic option
 - Soil: Mohr-Coulomb/Finn
 - Sheet pile: Beam element+ interface element
 - Anchor: Cable element
 - Hydrodynamic pressure: Westergaard(1931)

$$\Delta U_i = \frac{7}{40} h^2 \gamma_w k_h$$

數值模型

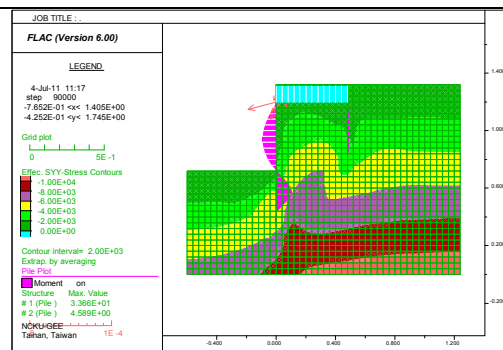


動態分析土層參數表

土層	LB	LT	BB	BT
Elevation from bottom(cm)	0~12	12~72	72~100	100~132
USCS	SP	SP	SP	SP
$N_{1,60}$	--	7	6	5
Density (kg/m ³)	1900	1900	1900	1950
Shear Modulus (MPa)	19	17.2	15.4	13.7
Bulk Modulus (MPa)	41.2	37.2	33.4	29.7
Cohesion (Pa)	--	0	0	0
Friction angle (deg)	--	32	32	32
Dilation angle (deg)	0	0	0	0
Hardin ref	--	0.08	0.08	0.08
Finn Parameter C1	--	0.76	0.93	1.16
Finn Parameter C2	--	0.52	0.43	0.34

43

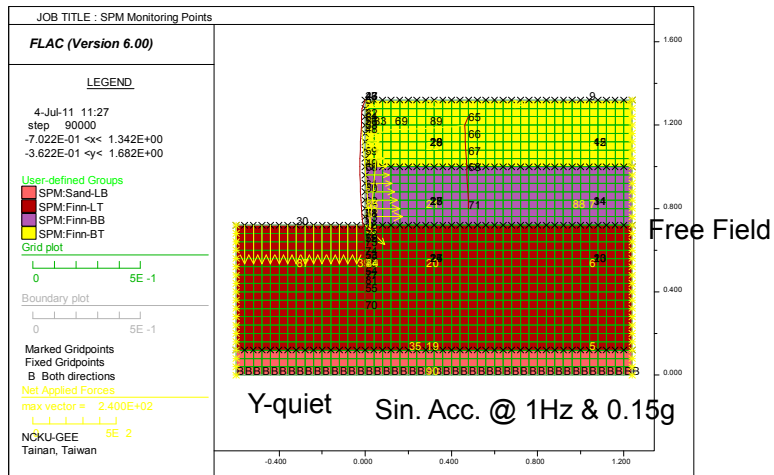
靜態平衡結果



	Elastic Modulus (GPa)	Moment of Inertia (m ⁴)	Cross Sect. Area (m ²)	Mass Density (kg/m ³)	Pile Perimeter (m)
Sheet Pile	68.9	1.04×10 ⁻⁸	0.005	2710	2.0
Anchored pile	68.9	7.85×10 ⁻⁸	3.14×10 ⁻⁴	2710	0.06
Cable	210	--	1.26×10 ⁻⁵	7850	--

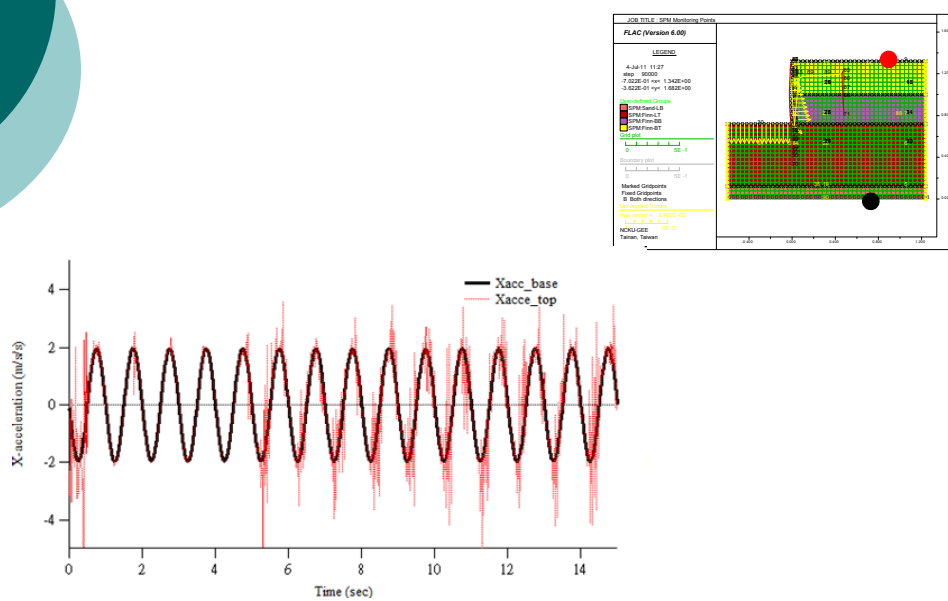
44

監測點位與動態邊界

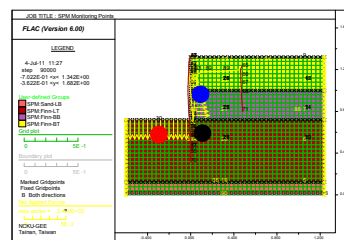


45

加速度歷時變化

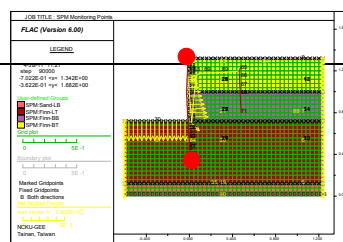


46



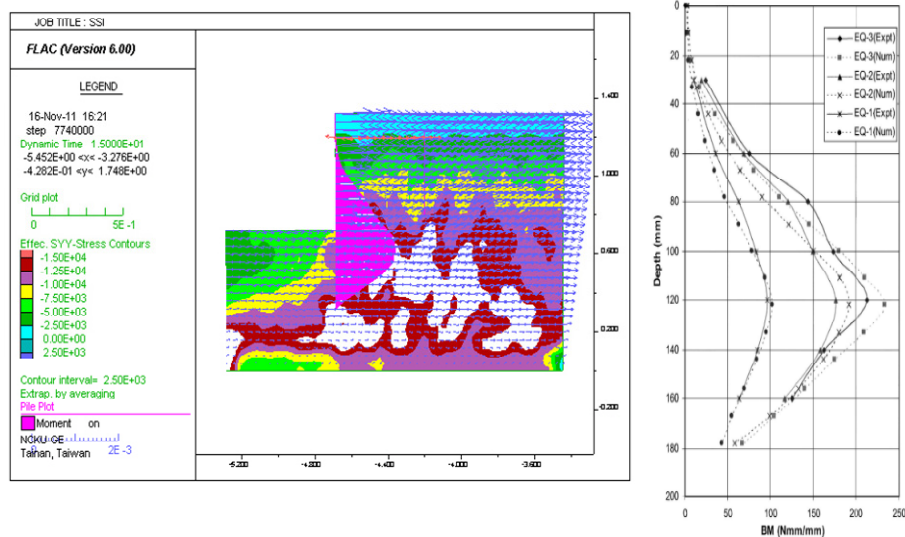
47

JOB TITLE
FLAC (Version 6.0.0)
 4-Jul-11 13:23
 Step 597230
 Dynamic Time
 -3.130E+00
 -5.168E-01
 Xdisplacement
 -2.38E+00
 -2.34E+00
 -2.32E+00
 -2.30E+00
 -2.28E+00
 -2.26E+00
 -2.24E+00
 Contour interval



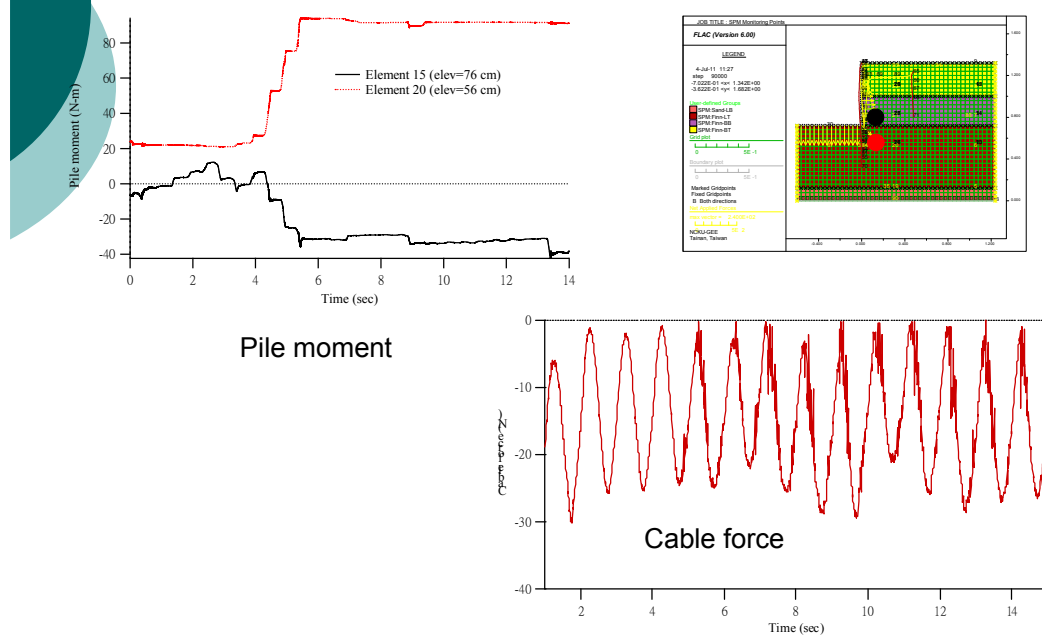
48

土壤結構互制：M- σ_v'



49

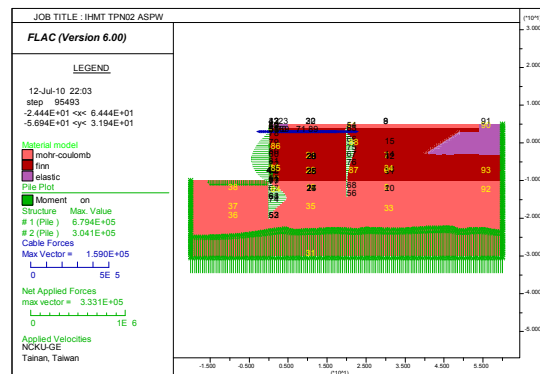
錨碇板樁系統反應



數值模擬修正與現地監測碼頭數值分析

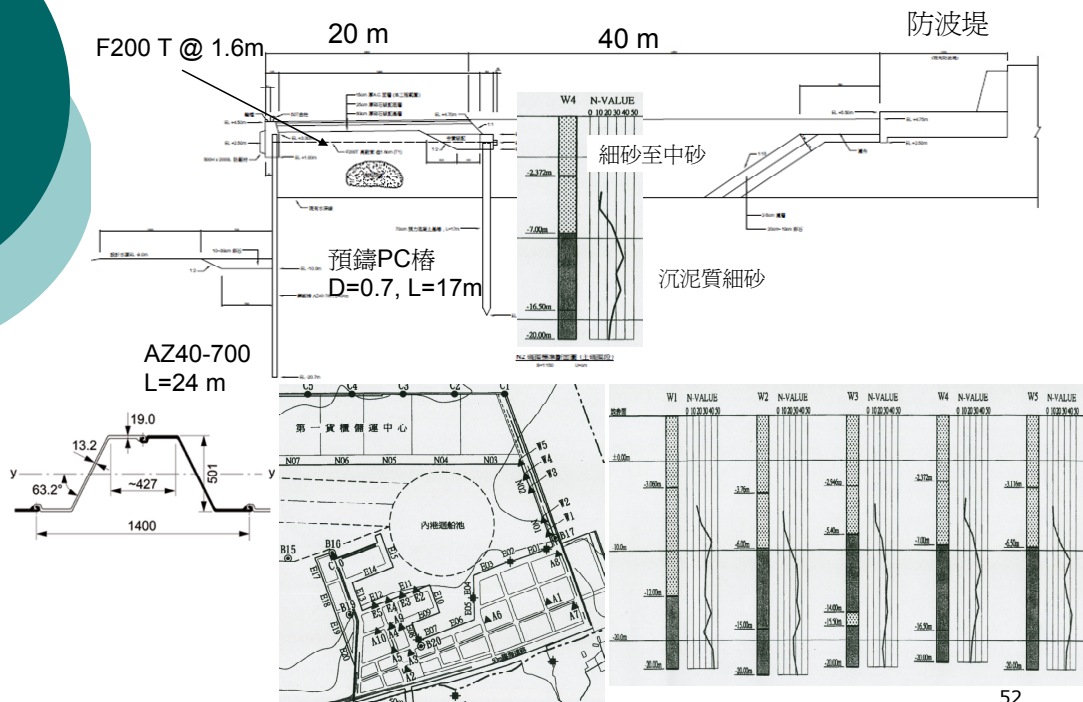
○ 動態有效應力分析目的：

- 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



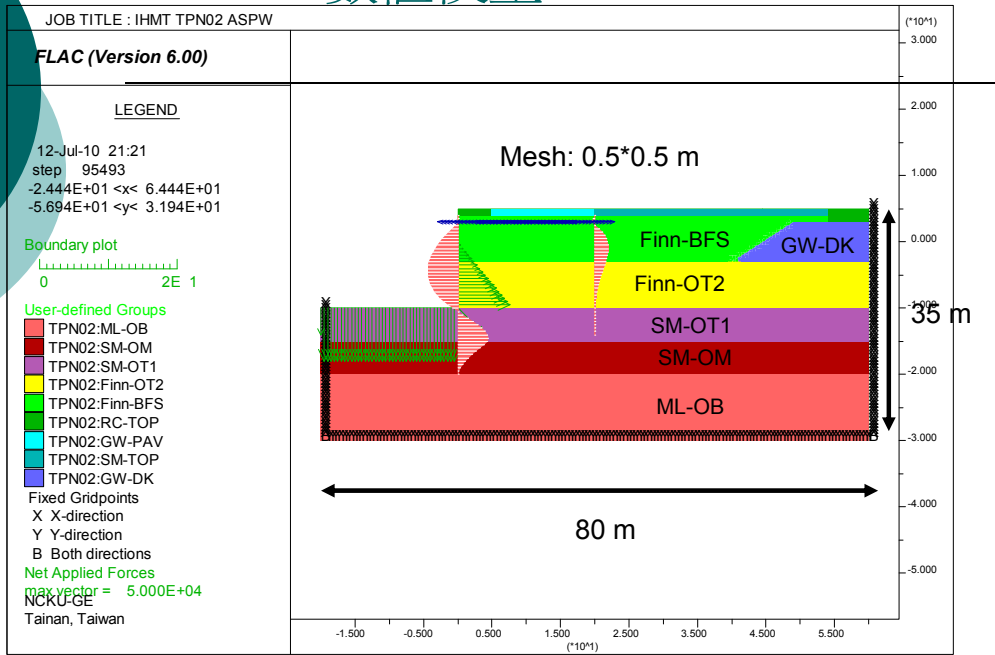
51

TPN02結構幾何與地質剖面



52

TPN02 數值模型



53

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 ref	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	--

54

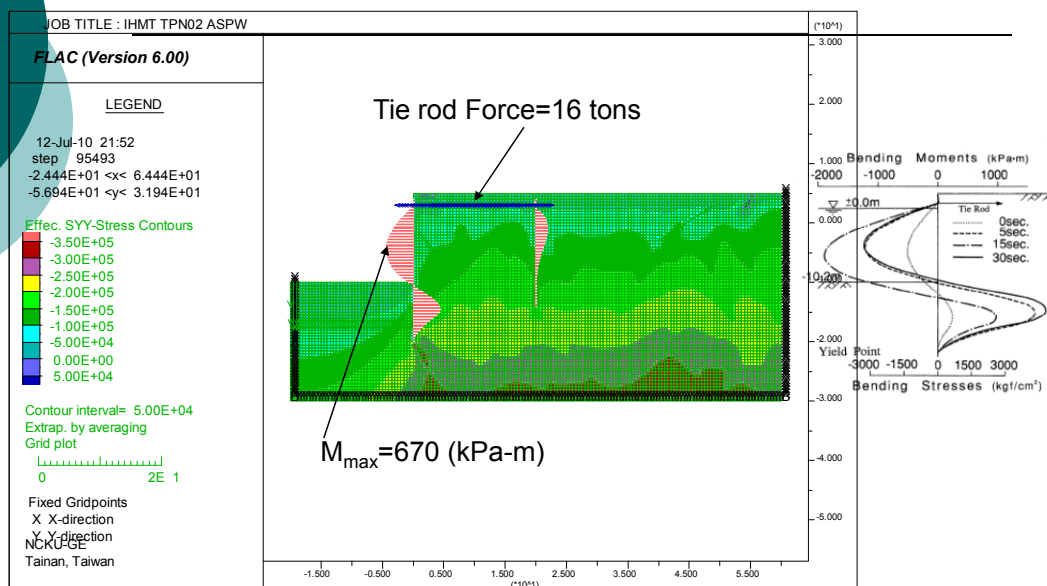
模型參數：結構與介面元素

	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

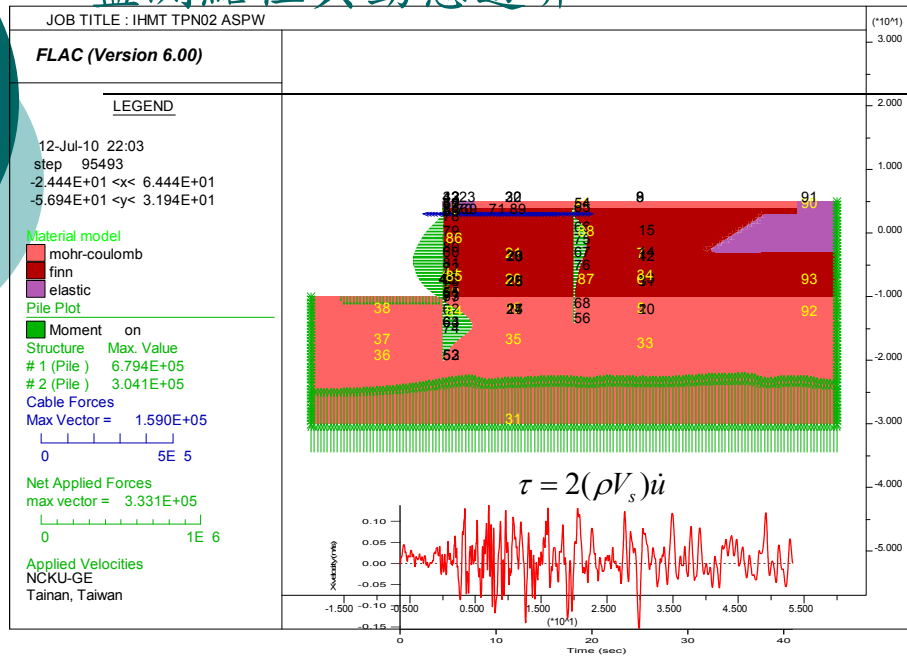
55

靜力平衡：平衡垂直有效應力、結構彎矩與錨定力



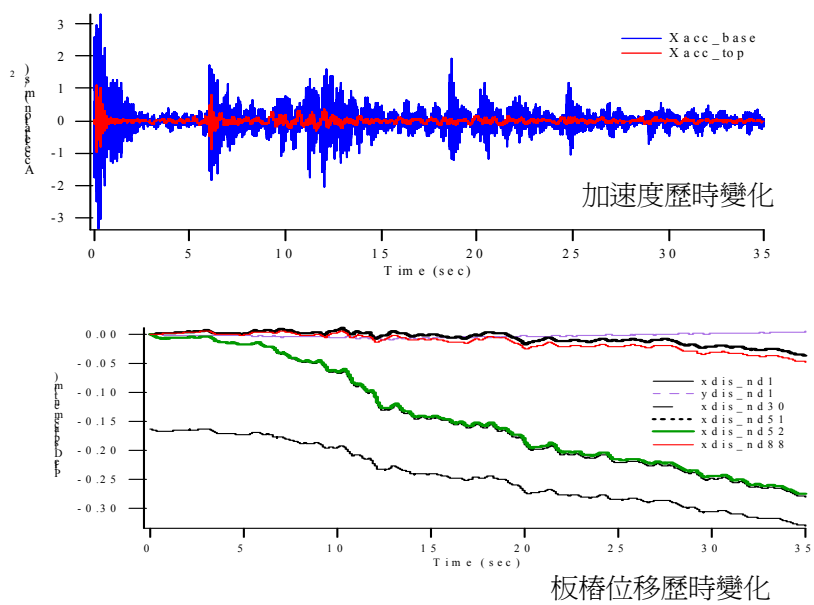
56

監測點位與動態邊界



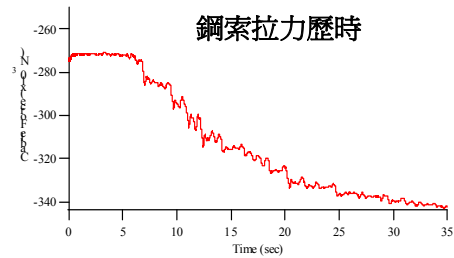
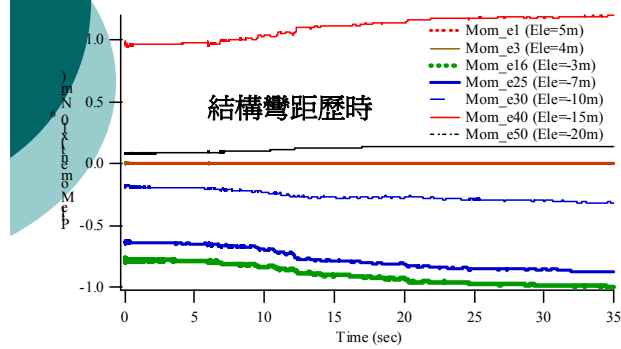
57

加速度與位移歷時變化



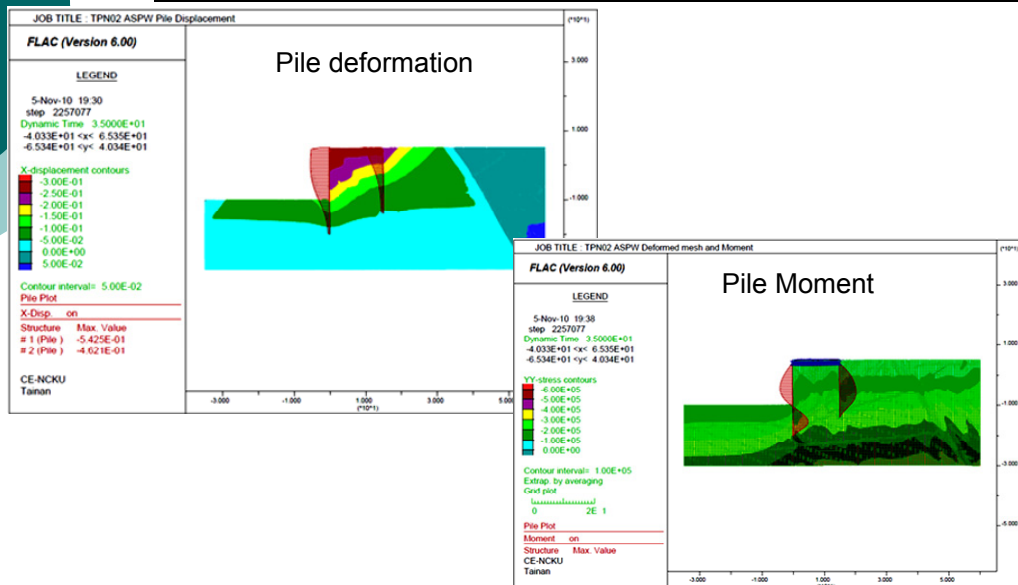
58

結構元素反應



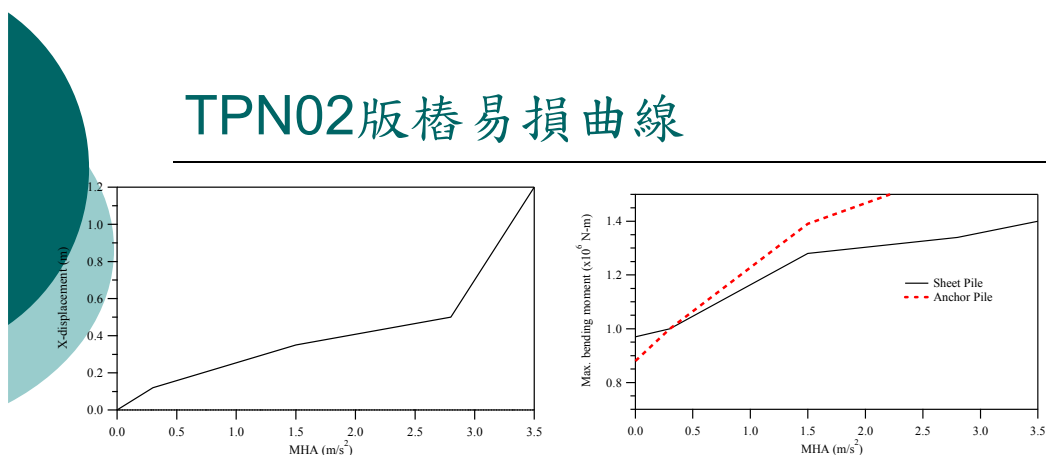
59

TPN02 SSI :土壤變形與結構彎距分佈



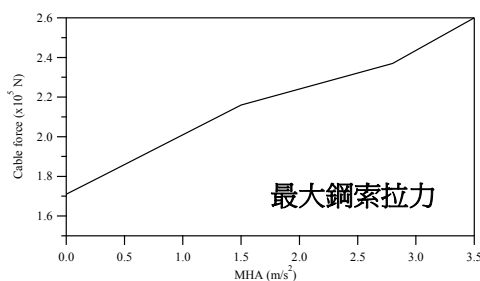
60

TPN02版樁易損曲線



最大位移易損曲線

最大彎距易損曲線



61

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，板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。

62



本年度計畫總結

1. 動態板樁式碼頭液化土層模型試驗：達到土壤液化且碼頭產生約25cm 水平位移，初步結果顯示達到原規劃目標。
2. 模型試驗資料分析與整理：完成初步資料分析，且其破壞模式及板樁系統行為與極限平衡分析有顯著不同。
3. 實體模型動態數值模擬：對應板樁式碼頭模型之二維動態有效應力數值模擬，以設計板樁模型與相關量測配置，結果顯示以數值模擬結果配置之實體模型可行，破壞模式相似且具一定準確性。
4. 現地板樁式碼頭災害速報系統之災損評估模式修正：由實體模型初步觀測結果，比對現有數值分析成果，其破壞模式相似，顯示數值模型在選定地震條件下具一定可信度。

63



後續計畫建議

1. 建議後續計畫編列相關室內動態試驗，以求取相關土壤參數參數。
2. 由於Finn model將塑性應變與孔隙水壓分開考慮，建議以較複雜之土壤模型(ex. UBCSAND model)，並進行參數驗證程序，以便更適切模擬實體模型之行為。
3. 由於相關資料龐大且分析比對耗時，建議下一年度工作項目進行調整，暫緩模型試驗，進行現有資料之詳細分析與驗證，原規劃之數值模擬如期進行，並將相關資源移作現地監測站維護與資料分析。

64

