

97-15-7303

MOTC-IOT-96-H1DB005

現地模擬地震之液化試驗與 碼頭動態監測研究(2/3)



交通部運輸研究所

中華民國 97 年 3 月

97-15-7303

MOTC-IOT-96-H1DB005

現地模擬地震之液化試驗與 碼頭動態監測研究(2/3)

著 者：賴聖耀、陳志芳、林炳森、張文忠
褚炳麟、張啟文

交通部運輸研究所

中華民國 97 年 3 月

國家圖書館出版品預行編目資料

現地模擬地震之液化試驗與碼頭動態監測研究.
(2/3) / 賴聖耀等著. -- 初版. -- 臺北市：
交通部運研所，民97. 03
面；公分
參考書目：面
ISBN 978-986-01-3797-2(平裝)

1. 土壤力學 2. 港埠工程 3. 港埠管理

441. 12

97006028

現地模擬地震之液化試驗與碼頭動態監測研究(2/3)

著者：賴聖耀、陳志芳、林炳森、張文忠、褚炳麟、張啓文

出版機關：交通部運輸研究所

地址：臺北市敦化北路 240 號

網址：www.ihmt.gov.tw (中文版>中心出版品)

電話：(04)26587176

出版年月：中華民國 97 年 3 月

印刷者：承亞興企業有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 120 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所港灣技術研究中心網站

定價：200 元

展售處：

交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880

五南文化廣場：臺中市中山路 6 號•電話：(04)22260330

GPN：1009700711

ISBN：978-986-01-3797-2 (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：現地模擬地震之液化試驗與碼頭動態監測研究(2/3)			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN 978-986-01-3797-2(平裝)	政府出版品統一編號 1009700711	運輸研究所出版品編號 97-15-7303	計畫編號 96-H1DB005
主辦單位：港研中心 主管：邱永芳 計畫主持人：賴聖耀 協同主持人：陳志芳 參與人員：魏瓊蓉 聯絡電話：04-26587186 傳真號碼：04-26564418	合作研究單位：國立中興大學 計畫主持人：林炳森 協同主持人：張文忠、褚炳麟 研究人員：張啟文 地址：臺中市南區國光路 250 號 聯絡電話：04-22855074		研究期間 自 96 年 01 月 至 96 年 12 月
關鍵詞：動態土壤結構互制、土壤液化、樁基礎、棧橋式碼頭、大尺寸基樁液化試驗			
摘要： 港灣及海岸地區之結構物常採用樁基礎設計，進行考慮土壤－樁基礎－上部結構系統於液化前後之動態互制分析為進行結構設計、安全評估及研擬防制對策之要件。本計畫將進行考慮土壤非線性與孔隙水壓激發行為且可模擬基樁與上部結構之有效應力動態分析，由數值分析結果規劃以進行大尺寸地表震源重模試坑基樁液化試驗，由量測之基樁動態反應與土壤震動與孔隙水壓力耦合行為，率定數值分析結果，經驗正後之數值程序，將應用於分析棧橋式碼頭考慮土壤側潰之動態反應，推估棧橋式碼頭之耐震能力，並完成現地營運中碼頭動態監測站規劃。			
出版日期	頁數	定價	本 出 版 品 取 得 方 式
97 年 3 月	182	200	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
機密等級： ☐密 ☐機密 ☐極機密 ☐絕對機密 （解密條件：☐ 年 月 日解密，☐公布後解密，☐附件抽存後解密， ☐工作完成或會議終了時解密，☐另行檢討後辦理解密） ☒普通			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

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

TITLE: In-situ liquefaction testing, in the harbor area, and its implementations in monitoring the dynamic behaviors of harbor structures (2/3)			
ISBN (OR ISSN) ISBN 978-986-01-3797-2 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1009700711	IOT SERIAL NUMBER 97-15-7303	PROJECT NUMBER 96-H1DB005
DIVISION: Harbor & Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Yung-Fang Chiu PRINCIPAL INVESTIGATOR: S. Y. Lai PROJECT STAFF: J. F. Chen PHONE: 04-26587186 FAX: 04-26564418			PROJECT PERIOD FROM January 2007 TO December 2007
RESEARCH AGENCY: National Chung Hsing University PRINCIPAL INVESTIGATOR: P. S. Lin PROJECT STAFF: W. J. Chang ADDRESS: 250, Kuo kuang Rd., Taichung 402, Taiwan R.O.C PHONE: 886-4-22873181			
KEY WORDS: Dynamic soil-structure interaction, Liquefaction, Pile foundation, Wharf structure, In-situ dynamic liquefaction testing			
ABSTRACT: For piles in liquefiable soils, analyzing the soil-pile-superstructure dynamic behaviors prior to and after liquefaction is an essential issue for proper structure configurations, seismic safety assessments, and countermeasure designs. This project will implement state-of-the-art numerical techniques, which take into account the nonlinearity and pore pressure generation behaviors of soils, to perform effective stress-based, dynamic soil-pile-superstructure interaction analyses. The numerical results will be used to design the details of large-scale dynamic pile testing on liquefied soil. Large vibration on the surface will be used to generate stress waves propagating the instrumented soil. The test data will be used to verify and calibrate numerical procedures. The calibrated numerical procedure will be used to design a long-term monitoring station and to analyze the dynamic performance of a real pile wharf.			
DATE OF PUBLICATION March 2008	NUMBER OF PAGES 182	PRICE 200	CLASSIFICATION ☐ RESTRICTED ☐ CONFIDENTIAL ☐ SECRET ☐ TOP SECRET ☒ UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

現地模擬地震之液化試驗與碼頭動態監測研究(2/3)

目 錄

中文摘要.....	I
英文摘要.....	II
目錄.....	III
圖目錄.....	V
表目錄.....	IX
第一章 前言.....	1-1
1.1 計畫目的.....	1-1
1.2 研究範圍與對象.....	1-3
1.3 國內外有關本計畫之研究情況.....	1-5
1.4 研究內容、項目與成果要求.....	1-14
1.5 研究方法與規劃進度.....	1-17
1.6 預期成果、效益及其應用.....	1-22
第二章 土壤-樁基礎-結構互制行為文獻回顧.....	2-1
2.1 土壤-樁基礎-結構互制行為文獻.....	2-1
第三章 港區碼頭微地動試驗與共振主頻分析.....	3-1
3.1 微地動量測目的與工作項目.....	3-1
3.2 微地動量測原理與設備.....	3-1
3.3 資料處理程序與結果範例.....	3-3
第四章 大型棧橋式碼頭液化試驗.....	4-1
4.1 試驗目的與原理.....	4-1
4.2 試驗方法及試驗程序.....	4-4
4.3 試驗設備介紹.....	4-20
4.4 訊號處理.....	4-26

4.5 試驗計畫與分析方法	4-31
4.6 試驗結果與分析討論	4-38
第五章 棧橋式碼頭有效應力動態數值分析	5-1
5.1 分析原理與程序	5-1
5.2 數值分析案例模型	5-10
5.3 分析結果與討論	5-17
第六章 結論與建議	6-1
6.1 結論	6-1
6.2 建議	6-2
參考文獻	參-1
附錄 A 期中報告審查意見處理情形表	附錄 A-1
附錄 B 期末報告審查意見處理情形表	附錄 B-1
附錄 C 期末簡報資料	附錄 C-1

圖 目 錄

圖 1-1 試驗場址現況	1-5
圖 1-2 液化土層基樁破壞機制類型	1-6
圖 1-3 液化側潰土壤-基樁剪力與彎距變化.....	1-6
圖 1-4 可移動振源產生器	1-10
圖 1-5 擬靜態 Bean on Winkler Foundation 模型示意圖	1-12
圖 1-6 動態 Bean on Winkler Foundation 模型示意圖	1-14
圖 1-7 現地棧橋式碼頭液化試驗示意圖	1-19
圖 1-8 研究流程圖	1-20
圖 2-1 Yang et al. (2003) 耦合土壤組構模式示意圖(a)應力路徑，(b) 在 Octahedral plane 上之應力應變關係及(c)降服面變化	2-3
圖 2-2 Dafalias and Manzari (2004)土壤組構模式示意圖(a)應力路徑， (b)在 plane 上之應力應變關係及(c)降服面變化	2-6
圖 2-3 Dafalias and Manzari (2004)模式在不排水反覆三軸下反應(a)應 力路徑，(b)應力-應變關係及(c)膨脹 tensor 之變化.....	2-7
圖 2-4 BNWF 模式組成元件與各元件反應 (Boulanger et al., 1999)...	2-8
圖 2-5 樁基礎液化分析流程	2-10
圖 2-6 簡易液化土層樁基礎擬靜態分析 (Tokimatsu, 2003).....	2-11
圖 2-7 JRA-1996 土壓力法側潰分析模型 (黃俊鴻, 2000).....	2-12
圖 3-1 Nakamura 法原理 (Carniel et al., 2006)	3-2
圖 3-2 量測資料時間歷時(A)垂直向(B)水平向(C)富氏譜.....	3-4
圖 3-3 均方根水平-垂直震幅頻譜比.....	3-5
圖 4-1 現地單樁動態液化試驗配置圖	4-2

圖 4-2 現地試驗樁基礎應變片佈設	4-4
圖 4-3 現地試驗地表震源及地音計佈設圖	4-5
圖 4-4 現地試驗耦合感測子佈設圖	4-5
圖 4-5 現地單樁動態液化試驗研究流程示意圖	4-6
圖 4-6 現地依剪力波速劃分之剖面與分層	4-8
圖 4-7 回填土層 BH1-T1 動態特性	4-9
圖 4-8 現地試驗場址(未開挖前)	4-10
圖 4-9 現地水中實降圖	4-11
圖 4-10 現地水中實降法 (Chang, 2002)	4-11
圖 4-11 現地回填土壤粒徑分佈	4-12
圖 4-12 回填土壤波速與平均有效應力關係	4-12
圖 4-13 取樣土層動態特性	4-13
圖 4-14 試坑回填土層液化特性	4-14
圖 4-15 彎距應變量測配置	4-16
圖 4-16 彎距應變量測率定	4-17
圖 4-17 彈性土層最大剪應變分佈 (Chang, 2002)	4-18
圖 4-18 現地試驗振源配置圖	4-19
圖 4-19 HEMI-50 重型震盪震源車	4-21
圖 4-20 耦合感測子細部設計圖	4-22
圖 4-21 訊號整合箱圖	4-24
圖 4-22 現地試驗量測情況圖	4-25
圖 4-23 數值積分所產生的偏移量圖	4-28
圖 4-24 數位濾波器圖	4-30

圖 4-25 資料處理流程	4-32
圖 4-26 4 節點元素示意圖(A)自然座標系統(B)整體座標系統	4-34
圖 4-27 靠近震源之地表加速度頻譜反應	4-40
圖 4-28 遠離震源之地表加速度頻譜反應	4-41
圖 4-29 靠近震源之地表加速度反應	4-41
圖 4-30 遠離震源之地表加速度反應	4-41
圖 4-31 後方回填區內各耦合感測子反應曲線	4-45
圖 4-32 後方回填區內各耦合感測子之激發孔隙水壓力反應	4-46
圖 4-33 碼頭正下方土層區域內各耦合感測子之反應曲線	4-47
圖 4-34 碼頭下方土層區域各耦合感測子之激發孔隙水壓力反應	4-48
圖 4-35 試坑底部孔隙水壓曲線	4-49
圖 4-36 樁頂板加速度頻譜反應	4-50
圖 4-37 樁頂板 X、Y、Z 三向加速度之反應	4-51
圖 4-38 後排樁(A-PILE)彎距應變量	4-52
圖 4-39 前排樁(B-PILE)彎距應變量	4-53
圖 4-40 後排樁(A-PILE)側向位移歷時	4-54
圖 4-41 前排樁(B-PILE)側向位移歷時	4-55
圖 4-42 CASE 13 側向最大位移包絡線	4-56
圖 4-43 CASE 13 側向位移($t=23s$)	4-57
圖 4-44 試坑內部各區域剪應變反應曲線	4-58
圖 4-45 超額孔隙水壓比	4-58
圖 4-46 試坑內部各區域耦合反應	4-59
圖 4-47 各案例下試坑內部各感測子孔隙水壓反應	4-62

圖 4-48 各案例下樁頂板加速度頻譜反應	4-63
圖 4-49 案例 9 側向變位量	4-64
圖 4-50 案例 14 側向變位量	4-65
圖 4-51 液化狀態下基樁側向壓力分佈	4-66
圖 4-52 各案例下試坑底部感測子殘餘孔隙水壓反應	4-67
圖 4-53 取樣位置圖	4-69
圖 4-54 粒徑分佈曲線	4-69
圖 4-55 孔隙比與深度之變化圖	4-70
圖 4-56 高程量測點位置圖	4-70
圖 4-57 彎距破壞包絡線	4-71
圖 5-1 考慮動態荷重之自由場物理模型圖	5-6
圖 5-2 臺中港 9-11 號碼頭配置圖(基樁間距 2.5 m).....	5-12
圖 5-3 棧橋式碼頭斜坡網格與土壤分區圖	5-16
圖 5-4 橫樑與基樁元素位置與節點編號圖	5-16
圖 5-5 TCU059 速度與加速度歷時圖	5-17
圖 5-6 不同區域地盤加速度歷時圖	5-18
圖 5-7 最大孔隙水壓比分佈圖	5-19
圖 5-8 邊坡前方坡趾(20,9)與距坡趾 15m 處 Ru 變化圖	5-20
圖 5-9 邊坡後方回填砂區與底部土壤介面(36,11)與地表(36,18) Ru 變 化.....	5-20
圖 5-10 土壤結構互制反應圖	5-21
圖 5-11 碼頭前端位移歷時圖	5-22

表 目 錄

表 1-1 預定進度甘特圖(Gantt Chart).....	1-21
表 2-1 Dafalias and Manzari 砂土組構模式	2-5
表 2-2 JRA 1996 建議之液化土層折減值.....	2-13
表 4-1 場址 20m 內土層之動態特性.....	4-7
表 4-2 擷取系統基本硬體元件	4-23
表 4-3 試驗流程表	4-39
表 4-4 表面沈陷量測紀錄	4-72
表 5-1 棧橋式碼頭分析土層參數表	5-15
表 5-2 結構元素參數表	5-15
表 5-3 基樁元素中之 Mohr-Columb 介面彈簧參數表.....	5-17

第一章 前言

1.1 計畫目的

港口為臨海國家之重要物資進出通道，對臺灣這類天然資源有限且以出口導向之經濟體而言，為國家之命脈，而在地震發生後，為大宗救援物資進出之重要口岸，因此港口震災評估與耐震補強對國家抗災體系中不可或缺之一環。港口之設施中，碼頭為船舶繫靠設施中最主要之設備，為提供船舶安全離靠岸、順利裝卸貨物及乘客上下船之設施，其種類繁多，一般將碼頭結構物概分為重力式碼頭、板樁式碼頭、棧橋式碼頭及其他型式碼頭四大類，其受震破壞型態因碼頭類別不同而不同，包括回填土之沉陷、防波堤之沉陷及崩潰、棧橋之側潰、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，建於此類地質之港灣及臨海結構物，為得到符合靜態與動態基礎承載與側向抵抗力需求，因此多採用深基礎設計，其中樁基礎為最常見之選項之一。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，港區因液化引發之破壞型態包括承載力破壞(bearing capacity failure)、地表沈陷(subsurface settlement)、側潰(lateral spreading)及沈箱式基礎位移(deformation of caisson quay wall)等災害，相關案例如 1995 Kobe 地震後港區液化(JGS 1996 & 1998)、1999 年土耳其 Kocaeli 地震後臨海區液化(Bray et al. 2004)與 921 地震後臺中港區 1 至 4A 號碼頭液化沈陷(港灣研究中心, 1999)等。

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

法更新或修正，因此對於土壤液化對碼頭設施影響之問題有需要作進一步深入之研究。

本研究計畫長期目標為建立碼頭動態監測系統，良好的監測系統除可回饋設計與分析方法外，並可提供營運單位快速災損評估之用，由與碼頭種類眾多，本計畫將焦點集中於現地棧橋式碼頭基樁監測系統研發與考慮液化之動態反應分析程序，選擇棧橋式碼頭為分析主軸之原因有三：(1)臺灣之商港除花蓮港外，均有棧橋式碼頭，且臺中港有 67%屬於棧橋式碼頭，現有棧橋式碼頭抗液化強度分析均有待補正；(2)棧橋式碼頭屬於非剛性結構物，其具有幾何形狀、質量分佈與勁度變化不規則之特性，因此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)碼頭棧橋由基樁支撐，地震時需考慮土壤-基樁-結構之互制行為，且其行為複雜且相關研究國內較為少見，而發展考慮土壤-樁基礎-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。

現有考慮液化土壤-樁基礎-上部結構互制(Soil-pile- superstructure 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基樁尺寸。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，但仍其結果對動態反應下土壤-基樁-上部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)進行動態基樁受震試驗，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基樁液化試驗。

為增進對現地基樁受震反應之瞭解及提供更可靠之數值模擬驗證資料，設立永久之現地監測站與進行全尺寸現地基樁動態試驗有其必要性，現地監測站為於現地土層或現有設施上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－基樁系統之動態試驗，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基樁動態試驗均為全尺寸現地紀錄，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。

由於建置現地碼頭監測系統與後續維護之成本昂貴，如何建構一可反應碼頭液化動態反應量測系統以達成規劃目標需要為現地監測站規劃所需，為達到此一目的，需對其複雜之反應機制進行深入探討以及以現有分析方法對受震反應進行預測與模擬，此為本年度計畫之重點，延伸去年研究中現地大型震動試驗與數值分析成果，以大型重模試坑配合大尺寸具量測基樁之棧橋式碼頭模型，進行現地人工震源液化基樁試驗，相關試驗配置參考數值模擬成果，本年度計畫成果將作為下一年度設置營運中碼頭監測站之依據。

1.2 研究範圍與對象

本計畫之研究範圍主要以臺中港區為主，所有大尺寸試驗，包括自由場試驗與本年度之全尺寸基樁，均於位於臺中火力發電廠旁之試驗場進行；相關動態有效應力數值分析、液化側潰對棧橋碼頭分析及明年之營運中碼頭監測站亦以臺中港區之棧橋式碼頭為對象；港區碼

頭微地動試驗與共振主頻分析其量測範圍為臺中港區。

臺中港港區為自民國六十二年開始抽砂水力回填而成，921 集集地震時發生土壤液化地點在北碼頭區之 1-A4 號碼頭與北突堤區之貨櫃場，北碼頭區沉箱往海側最大外移了 1.68m，碼頭後線區之地表有嚴重之陷落，詳細之液化調查研究可參考交通部運輸研究所港灣技術研究中心之專刊(1999)。港研中心曾根據地震後北碼頭區十二組鑽孔資料進行土壤液化分析，地震強度採清水鎮清水國小測站記錄南北向 $PGA=162gal$ ，分析方法分別採用 Seed 法、日本道路協會法(JRA 法, 1992)，新日本道路協會簡易經驗法(NJRA, 1996)及 Tokimatsu 與 Yoshimi 法(T-Y 法, 1983)等，結果顯示以 Seed 法及 NJRA 法分析，該地區回填土壤會發生液化，其液化潛能指數 P_L (代表整體地盤液化程度嚴重性之指標)約在 7 以下，估計液化後沉陷量 S 約在 10-40cm 左右。此值遠較現地地表坍陷量為小，推測其原因為現地地表坍陷量包含回填砂箱間縫隙流失及沉箱側移引致之地盤沉陷，但與地盤相對樁基礎穀倉區之沉陷量 15-20cm 相近，亦與貨櫃場之沉陷量 10-20cm 接近。而以 JRA 法及 T-Y 法所得之評估結果，顯示該地區幾乎不會液化，此與現場情形為不符，其原因為 JRA 法(1990)及 T-Y 法之細料修正公式太過高估土壤之抗液化強度所致。

本研究案以臺中港火力發電廠旁之測站周圍為試驗場址，場址現況如圖 1-1 所示，試驗場址現有空地至少有 50m×25 m，長邊兩側為 40m 寬之環港路與堤防，距臺中火力發電廠最短距離至少有 50m，因此人工震源產生之震動對周圍環境影響應在可控制範圍。本年度研究對象在實體模型試驗部分以棧橋式碼頭基樁與液化土壤之動態反應為主，數值模擬以臺中港現有棧橋式碼頭為標的，進行考慮液化側潰之碼頭分析，微地動試驗與共振主頻分析將於港區進行。



圖 1-1 試驗場址現況

1.3 國內外有關本計畫之研究情況

1.3.1 液化土層基樁破壞機制

基樁因地震導致土層液化使得樁基礎產生局部或整體破壞之類型，依 Tokimatsu et al. (1996)之歸納可分成 8 種主要類型，示意圖如圖 1-2 所示，破壞可能發生於單一基樁或整個樁基礎，其成因可分成三類，第一類一為基樁因土壤液化導致承載力降低，使等上部結構或基樁元件產生彎矩或剪力破壞如 1-2 (a)與 1-2 (g)所示，第二類為地震產生之動態荷重導致上部結構與基樁產生破壞如圖 1-2 (b)、1-2(e)及 1-2 (f)所示，第三類為液化土層產生垂直或側向永久變形導致樁基礎破壞，如圖 1-2 (c)、1-2 (d)與 1-2 (g)所示，其破壞機制隨不同類型破壞形式不同而不同，且系統本身含括結構分析、土壤結構互制與土壤分析。

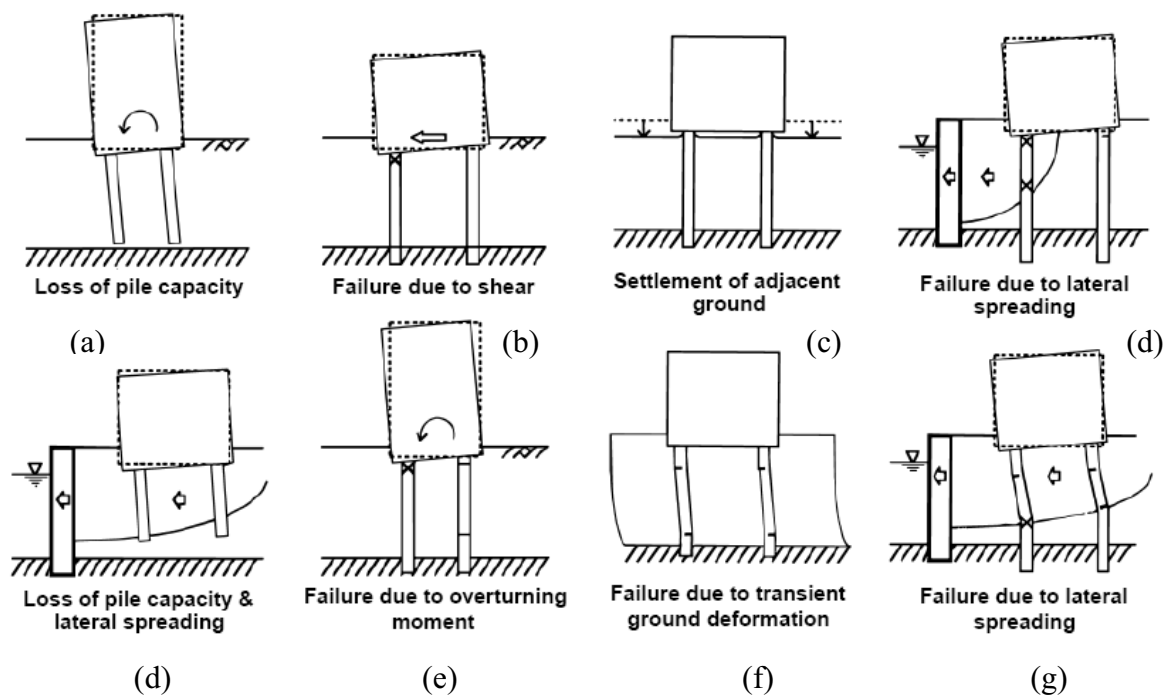


圖 1-2 液化土層基樁破壞機制類型 (Tokimatsu et al. 1999)

現地與離心模型之觀測結果發現對位於液化側潰土層之基樁而言，其剪力與彎矩破壞最易發生於基樁頂部與液化土層與非液化土層介面包括液化土層底部與上方，若上部結構與基樁以剛接之形式連結，考慮側潰之土壤-結構反應時其最大剪力發生於樁頂，最大彎矩產生於基樁兩端，且群樁中最大彎矩與剪力大小隨距臨水岸或自由岸距離增加而減少，最大剪力與彎矩發生於土壤液化後。



圖 1-3 液化側潰土壤-基樁剪力與彎矩變化

1.3.2 自由場土壤液化試驗

現有土壤液化實驗設備，如動力三軸、反覆單剪、反覆扭剪、振動台及離心機試驗等因受限於試體尺寸、土壤擾動，受力狀態等影響，使得試驗結果的應用價值不大，因此多用於探討影響液化阻抗之因子研究。實務上利用現地試驗參數（如標準貫入試驗 N 值(SPT-N value)、電子錐貫入試驗錐尖阻抗(CPT-qc)及剪力波速(V_s)量測）與半經驗公式評估液化潛能之方法（如 Youd et al. 2001）因現地試驗之誤差，半經驗公式之準確性及土層之變異性等，其結果具有相當之不確定性，尤其是在鄰近液化邊界之預測其不準確性更為明顯。解決之道為直接於現地監測土壤液化行為與發展現地土壤液化試驗。藉由現地直接量測地盤動態反應與超額孔隙水壓力歷時，避免現有試驗與評估方法之限制與誤差，其成果除可用於修正現有液化潛能評估法，並可由量測地震中地盤反應與超額孔隙水壓力之耦合反應(Coupled response)作為發展與驗證土壤液化數值分析之依據，其重要性早為地震工程學者所強調 (Ishihara et al. 1981, NRC 1985)。

目前全世界僅有數個現地土壤液化量測紀錄，其震源產生方式可分成天然地震與人工震源如爆炸、震盪震源車等。以天然地震為震源之土壤液化監測站中，其原理為預先將地震儀（量測加速度）與孔隙水壓力計安置於可能液化之土層，當地震發生時，自動啟動量測系統以紀錄地盤反應與孔隙水壓力變化。此類土壤液化監測站僅有美國加州 USGS 設置於 Wildlife site 之測站曾有液化現象發生，其他測站僅量測到激發之超額孔隙水壓力與地盤加速度反應。國內在 921 之後，亦有學者於嘉南地區（倪勝火, 2001）及港區（賴聖耀等, 2003）安裝強震儀及孔隙水壓監測系統，長期監測地震加速度以及地震前後土層之應力、應變與孔隙水壓之反應等。由於地震之不可預測，量測系統需安置於現地相當時日，其可靠度、精確度及耐久性均需特別加以考量，而發展可定期檢測測站功能之程序亦迫在眉睫。

以人工震源進行土壤液化試驗(Ashford et al., 2002, Chang 2002, Gohl et al., 2001)，因土壤液化需相當大之震幅，因此需可產生高應力

應力波之震源，現有進行土壤液化試驗之人工振源主要分成打樁(Onoue et al., 1987)、爆炸(Gohl et al. 2001, Ashford et al., 2002)與可移動振源產生器(mobile shaker) (Rathje et al., 2005, 張文忠與許晉銘, 2005)三類。其中打樁及爆炸因其產生之頻寬與延時等與天然地震之振動特性有所差異，且瞬間產生高壓使監測相當困難，以爆炸為振源進行現地土壤液化試驗有其困難性。

常見之可移動振源產生器包括震盪震源車(Vibroiseis, 如圖 1-4(a)所示)及偏心質量起震器(Eccentric mass vibrator, 如圖 1-4(b)所示)，震盪震源車為地球物理學門中地質探勘常用震源，其力量來源為油壓設備，可施加特定頻率、振幅之反覆荷重，其可施加之反覆荷重可達到 20 噸以上，其操作頻率可低至數赫茲(Hz)，且具有高度機動性，Chang (2002)以震盪震源車為震源並配合新型內置式土壤液化感應子及量測系統，發展一嶄新之現地液化試驗，利用垂直向震動之表面震源，通過側向近地表量測區域 (instrumented test area)之應力波場包括體波(body waves)及表面波，藉由不同剪應變計算方式，由土壤震動歷時計算剪應變歷時，配合相同位置量測之孔隙水壓力歷時，可同時量測震動時土壤結構振動與孔隙水壓力激發之耦合(coupled)行為、震後孔隙水壓力消散及土壤之門檻應變(Threshold shear strain)等土層液化特性(Rathje et al., 2005)。張文忠與許晉銘(2005)利用類似之試驗配置，以重模越南砂試坑進行位移法(displacement-based method, DBM)、平面剪力波速法(plane shear waves method, PSW)及視波法(apparent waves method, AW)計算不同剪應變震幅之差異，及量測現地剪應變震幅、作用次數及超額孔隙水壓比關係之孔隙水壓力激發曲線，可決定現地門檻剪應變(threshold shear strain)及孔隙水壓激發行為。

偏心質量起震器其原理為利用二旋轉偏心質量塊產生簡諧力，多用於結構強迫震動試驗，本計畫 95 年度中即以美國 ANCO Engineers 公司所製造，型號為 MK-155U 之偏心式動態震源(如圖 1-4(b)所示)作為地表大型人工震源，於地表產生可控制頻率、震幅及延時之應力波並向預先埋設可同時量測地盤震動及水壓力變化量測系統之土層傳

遞，使土層產生大於門檻應變值之剪應變並激發超額孔隙水壓力，藉由高速資料擷取系統量測地盤反應與孔隙水壓力激發之耦合反應(coupled response)，由地盤反應之質點震動計算剪應變歷時，使所發展之量測系統可進行剪應變－超額孔隙水壓力激發耦合反應量測系統，同時於試驗時啟動原有現地土壤液化測站，由新裝設之監測系統與現有測站量測成果，檢測現有測站不同深度之加速度計與水壓計之反應，現地液化試驗試驗之成果將作為驗證自由場有效應力動態分析之用。



(a) 中油 HEMI 50/IVI 震盪震源車



(b) ANCO MK-155U 偏心式動態震源

圖 1-4 可移動振源產生器

1.3.3 液化土層基樁動態試驗

由於現地液化土層基樁動態反應其反應機制複雜，因此相關現地案例除 Kobe 地震有部分觀測資料外(Ishihara et al., 1998)，並無位於液化土層基樁之於地震之現地動態量測資料，大地地震工程現有液化土層基樁動態試驗結果可分成三種類型：(1)人工震源配合全尺寸基樁動態試驗，(2)大型震動台模型樁試驗及(3)離心機動態模型樁試驗。各試驗研究重點包括：位於液化土層基樁動態側向抵抗(seismic lateral resistance)分析、液化土層土壤－基樁－上部結構動態互制反應(Kinematics interaction response)、樁頂束制(pile head constrained)條件與樁群反應(pile group response)及土壤側潰對基樁影響(pile response to lateral spreads)等。

Rollins et al. (2004) 於加州 Treasure Island 以爆破方式使土層液化後再以側向油壓設備對現地全尺寸鋼管樁之單樁及群樁側向抵抗力進行側向反覆加載試驗，結果顯示液化與非液化土層其 $p-y$ 曲線不同且群樁效應並不明顯，但 Kamijo et al. (2004) 同樣利用爆破方式使重模土壤液化並觀測以樁帽連結四個鋼管樁組成之群樁效應，其結果顯示最大彎距發生於樁頂與樁帽連接處。Yao et al. (2004)利用大型震動台及 1.75 m 長之模型鋁樁進行動態土壤－基樁－上部結構互制試驗，結果顯示基樁－上部結構之卓越週期(predominant period)受下方土壤孔隙水壓激發與地表震動影響且基樁行為與土層位移密切相關，且基樁最大彎距發生於土壤液化前之狀態。Wilson et al. (2000)利用架設於離心機上之震動台及分層剪力盒 (Laminar shear box) 觀測單樁與群樁於液化土層之行為並發展考慮土層非線性動態反應下之 $p-y$ 法，Brandenberg et al. (2005)利用相同設備探討液化後土壤側潰對基樁造成之影響，其結果發現利用 Matlock (1970)靜態 $p-y$ 曲線可預測非液化殼層之反應，樁帽正下方非液化殼層與樁帽摩擦力會影響其受力，而液化土層之樁身位移則與樁身與周圍土壤之相對勁度相關。

1.3.4 液化土壤－基樁－上部結構系統互制數值分析

針對土壤液化後產生側潰對樁所造成之影響分析，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) 基樁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樁所造成之影響。

現有考慮液化土壤-樁基礎-上部結構互制(Soil-pile-superstructure 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。擬靜態分析為延伸 Matlock (1970)用於分析靜態側向變形分析之 p-y 法，將基樁視為埋置土中之樑，周圍土壤以 Winkler 彈簧模擬土壤勁度，上部結構則以集中質量(lumped mass)代表，其物理模型如圖 1-5 所示，此類模型稱為 Bean on Winkler Foundation，其中 Winkler 彈簧可以最簡單之線彈性至複雜之非線性彈塑性彈簧表示。

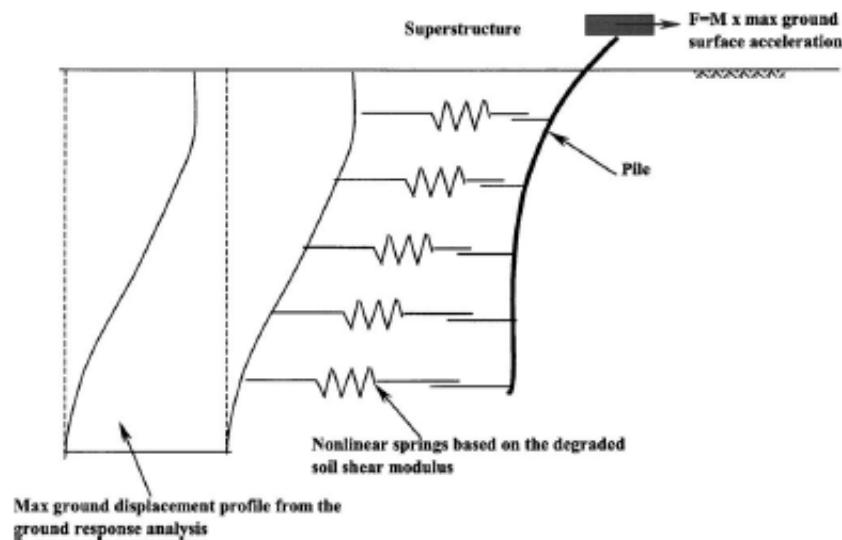


圖 1-5 擬靜態 Bean on Winkler Foundation 模型示意圖

(Liyanapathirana and Poulos 2005)

分析液化土層基樁側向阻抗(lateral resistance)，實務上較常用之方法為 Wang and Reese (1998)所建議之分析程序，其主旨為導入砂土殘餘不排水強度於傳統之 p-y 曲線進行基樁側向分析，但 p-y 曲線僅代表土壤－基樁互制行為，其並不考慮液化土壤之力學特性與孔隙水壓之影響；Rollins et al. (2005)以考慮液化後土層殘餘強度及以 p-multiplier (Liu and Dobry 1995) 折減後之二種 p-y 曲線分析現地液化土層基樁反應，並以迴歸法提出適用於不同樁徑之經驗 p-y 曲線；Ashour and Norris (2003)提出考慮距離基樁不同距離之水壓力分佈之不排水 strain wedge model 進行單樁分析，其結果可較準確預測所收集之現地試驗結果；Liyanapathirana and Poulos (2005)利用 Winkler 形式之模型及一維度地盤有效應力反應分析結果，提出新的擬靜態液化土層之基樁分析程序，其中以地表最大加速度乘以上部結構質量作為施加在樁頂之集中側向力，樁身周圍土壤最大位移量與自由場相同，非線性土壤勁度以折減之剪力模數代表；整體而言，擬靜態分析法其參數決定有賴工程師判斷，且僅能提供基樁最大彎矩與變位，對土壤與基樁之互制反應、液化前後動態反應、基樁勁度影響、樁帽效應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－基樁－上部結構系統之動態行為實際上應為耦合反應(coupled response)，即經由土壤傳播之地震波會造成基樁與上部結構震動，且上部結構之震動亦會影響下方土壤之動態行為，分析液化土層之基樁系統時更需將因孔隙水壓激發造成之地震波傳遞影響及液化土層側向位移一併考量，但其物理模式複雜，為簡化分析，實務上多採將土壤動態反應與基樁－上部結構個別分析之非耦合分析(decoupled analysis)，並以動態 Winkler 系統模擬土壤－基樁之互制行為。其物理模型如圖 1-6 所示，將基樁視為埋置土中之樑，周圍土壤以 Winkler 彈簧模擬土壤勁度並以並聯或串聯之 dashpot 模型模擬土壤阻尼(damping)效應，其中土壤動態反應分成二區：近場區(near field)及自由場(free field)，自由場為單純考慮向上傳播之剪力波造成之地盤反應，近場區則考慮土壤－基樁互制效應之土層反應，近場區之 Winkler 彈簧多採用可模擬非線性彈塑性質之彈簧。

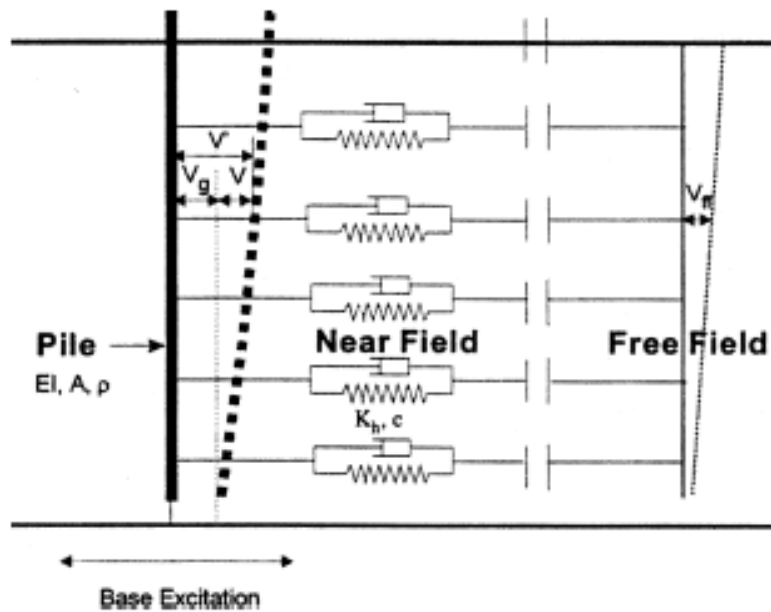


圖 1-6 動態 Beam on Winkler Footing 模型示意圖
(Finn and Fujita, 2002)

1.4 研究內容、項目與成果要求

本計畫預計分三年執行，各年度預計完成之工作項目條列如下：

第一年(95 年)（已完成）

- 1.彙整分析現有國內外港區液化案例及動態試驗相關分析。
- 2.利用非破壞檢測方法選定試驗場址，並進行詳細之鑽探、SPT、CPT 與剪力波量測等現地試驗。
- 3.進行室內重模土樣動態單剪(cyclic simple shear)動力與液化試驗。
- 4.以動態分析程式 FLAC 進行液化側潰對樁基礎影響之數值分析。
- 5.進行自由場動態數值分析，初步擬定所需監測系統規格與配置。
- 6.以大型震源模擬強烈之地震作用，進行初期現地土壤液化試驗與現有液化監測站功能檢測。

第二年(96 年)

- 1.蒐集彙整土壤-樁基礎-結構互制行為文獻。
- 2.設計並組裝可進行動態試驗之量測基樁(instrumentation pile)與相關自動監測系統。
- 3.於港區試驗場址安裝或施打量測基樁及監測儀器。
- 4.以大型震盪震源車模擬強烈之地震作用，進行現地模擬地震之棧橋式碼頭液化試驗。
- 5.以動態分析程式進行液化側潰對樁基礎及棧橋式碼頭之影響數值分析。
- 6.配合本所港研中心進行港區碼頭微地動試驗與共振主頻分析。

第三年(97 年)

- 1.以數值分析成果配置與安裝棧橋式碼頭動態監測系統。
- 2.監測系統整合與建立資料處理程序。
- 3.建立可定期檢測現有現地棧橋式碼頭監測站之方法與程序。
- 4.以監測資料系統識別檢測棧橋式碼頭安全臨界。

本年度為第二年，針對本年度研究之內容與項目說明如下：

蒐集彙整土壤-樁基礎-結構互制行為文獻：收集國內外對於研究主軸土壤-樁基礎-結構互制行為相關文獻進行收集整理，內容包括：分析方法、試驗方法與技術、大型震動台或離心機模型試驗結果、現場量測結果與資料解析程序、現地基樁液化案例收集、數值分析程序與結果及相關設計規範之比較分析等，了解現有相關領域之發展現況與瓶頸，針對關鍵技術進行突破，所收集之案例並可作為數值分析與試驗結果之修正與佐證。

- 1.設計並組裝可於試驗場址進行動態試驗之量測基樁(instrument -tation pile)與相關自動監測系統：本年度重點為進行重模試坑棧橋式碼頭全尺寸液化試驗，由於相關文獻並不常見，且其結果受震源型態、試坑土壤特性與基樁材料與幾何參數影響，試坑土壤反應將以前一年之組合反應子量測，而基樁反應之量測將以數值分析模擬現地配置後，決定其最大反應與分佈特性規劃量測位置，在全尺寸基樁上同一位置之兩側配置應變計(strain gage)，計算其曲率，由基樁曲率分佈二次積分後可得其變形取線，且可由曲率變化計算剪力與彎矩分佈。
- 2.於港區試驗場址安裝或施打量測基樁及監測儀器：於場址開挖一試坑，以水中實降法回填開挖之土壤或易液化之砂性土壤，此外回填時於一側形成一土坡，模擬飽和水下邊坡，將量測基樁貫入試坑之飽和土壤，並於試坑內部與外部以可量測質點運動與孔隙水壓力之耦合感測子量測其受震下之動態反應。
- 3.以大型震盪震源車模擬強烈之地震作用，進行現地模擬地震之棧橋式碼頭液化試驗：以簡諧式震源或重型震盪震源車於地表產生可控制震幅與頻率及延時之應力波，傳遞至試坑使土壤產生液化或顯著之孔隙水壓力，並使基樁與周圍土壤產生互制動態反應，進行現地模擬地震之棧橋式碼頭液化試驗。
- 4.以動態分析程式進行液化側潰對樁基礎影響之數值分析：以可模擬有效應力與大型應變之動態分析程式進行液化側潰對基樁影響之互制分析。
- 5.配合本所港研中心進行港區碼頭微地動試驗與共振主頻分析：建構微地動(microtremor)量測設備及相關分析程序與程式，於臺中港區各碼頭進行微地動量測，並以 Nakamura (1989)建議之單站法程序進行各碼頭共振主頻分析。

依據研究之內容與項目，本年度之成果要求說明如下：

- 1.設計並組裝可進行動態試驗之量測基樁與相關自動監測系統：依數值模擬成果，規劃現地棧橋式碼頭液化試驗之配置並評估基樁於不同孔

隙水壓力激發下其變形、剪力與彎矩反應，以成對之應變片量測不同高程之曲率，並以加速度計量測基樁之加速度歷時，並規劃相關之動態自動監測系統。

2. 進行現地模擬地震之棧橋式碼頭液化試驗：以地表大型簡諧力震源產生應力波，通過重模水下邊坡與量測基樁，進行水下邊坡液化土層碼頭基樁動態試驗。
3. 進行液化側潰對樁基礎影響之動態有效應力數值分析：以有效應力動態分析程式，進行位於液化側潰土層之基樁動態反應分析。
4. 完成研究報告書：將本年度成果撰寫研究報告書。

1.5 研究方法與規劃進度

本研究計畫採用之方法主要包括現地棧橋式碼頭液化試驗之實體模型模擬 (physical modeling) 與考慮土壤-結構互制 (soil-structure interaction, SSI) 反應之動態有效應力數值模擬 (numerical simulation)。現地棧橋式碼頭液化動態試驗其配置示意如圖 1-7 所示，以重模試坑準備液化土層並於回填過程安裝可量測土壤震動與孔隙水壓之耦合感測子，再將裝置基樁量測系統之全尺寸單樁安置於試坑中央，以地表震源產生應力波通過試坑及基樁產生液化或孔隙水壓變化，利用動態資料擷取系統擷取土壤、結構與周圍地表之反應。數值模擬則延續去年成果，改進土壤與介面之組構模式，以現場配置與條件進行動態有效應力分析。實體模型模擬與數值模擬二種方法彼此間可作為規劃與驗證之用，其應用則包括棧橋式碼頭液化分析、現地全尺寸基樁動態試驗規劃與建立棧橋式碼頭監測站定期檢測程序，研究流程如圖 1-8 所示。

依據研究流程與進行步驟所規劃之執行進度如表 1-1 所示，本計畫執行之長期目標之一為建構考慮液化之土壤-樁基礎-結構互制行為之現地觀測站，本年度將繼續收集並整理土壤-樁基礎-結構互制行為相關之文獻與分析方法，將可進行有效應力動態分析之土壤組構模式與模

擬土壤結構間之介面元素整合至可進行動態有限差分之 FLAC 程式中，進行考慮土壤非線性與孔隙水壓激發行為且可模擬基樁與上部結構之結構元素動態數值分析，相關土壤參數將由重模試體進行動態性質與液化試驗結果與模式進行參數反算，土壤與結構元素介面參數將收集相關文獻並進行參數靈敏度分析，求得可適切代表介面行為之參數，建構之模式將用以模擬規劃之重模試坑基樁液化試驗，由模擬結果及與相關文獻比對，可預測試驗之土壤與基樁行為，並具以規劃相關之土壤與基樁量測系統。

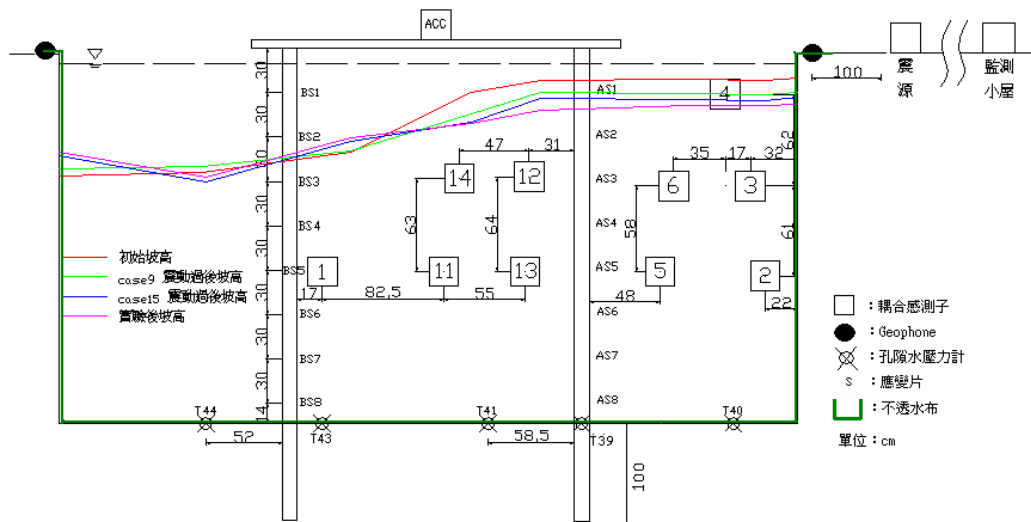


圖 1-7 現地棧橋式碼頭液化試驗示意圖

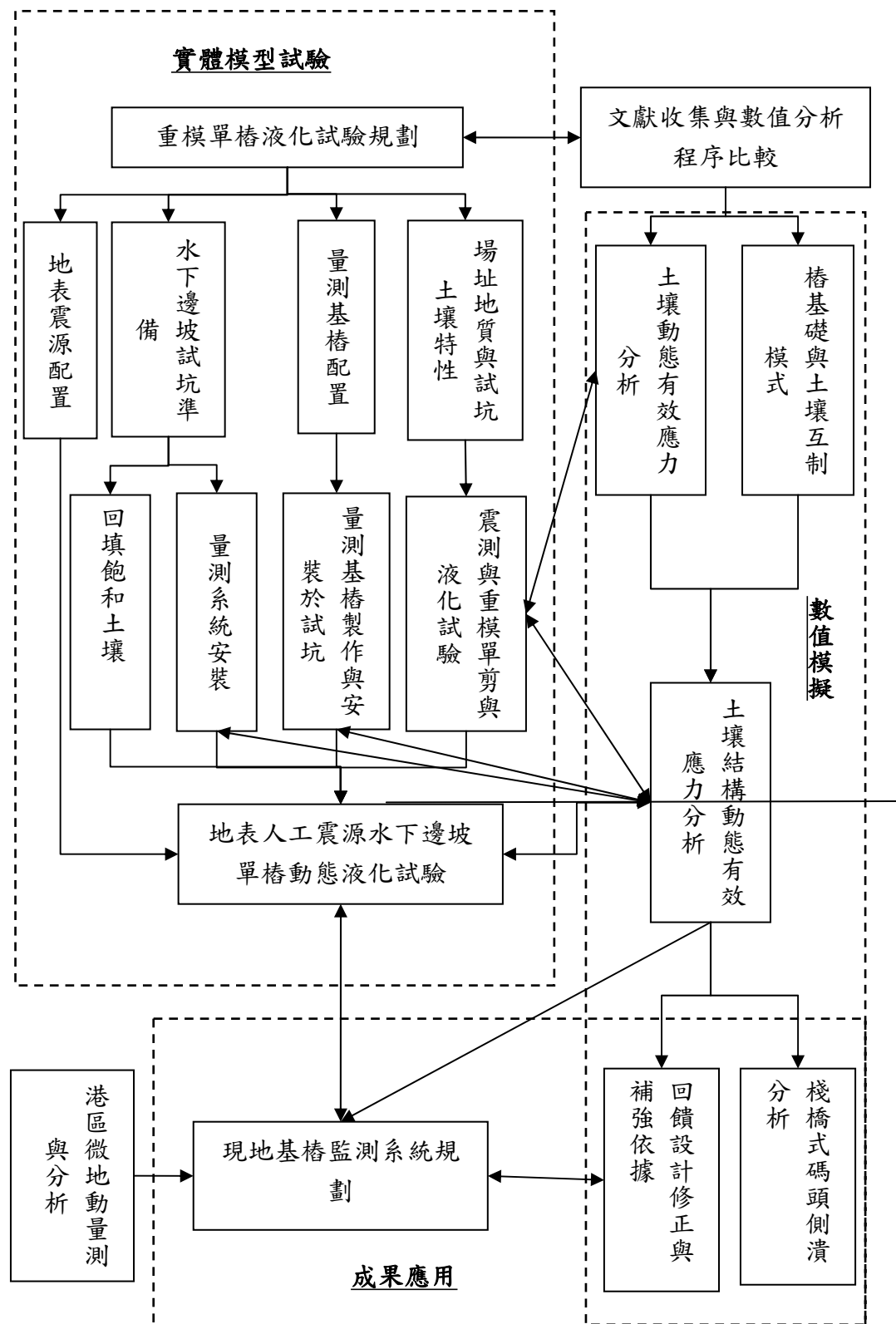


圖 1-8 研究流程圖

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	備 註
蒐集土壤-樁基礎-結構互制行為文獻		※							
港區微地動試驗與共振主頻分析									
土壤-結構互制數值分析									
棧橋式碼頭液化試驗規劃書									
期中報告				※					
量測基樁設計與製作									
量測系統整合測試									
基樁打設與試坑準備									
進行棧橋式碼頭液化試驗及試驗資料分析							※		
液化側潰對樁基礎影響之數值分析									
期末報告								※	
工作進度估計百分比 (累積數)	12	24	36	48	60	72	86	100	
預定查核點	第 1 季:蒐集土壤-樁基礎-結構互制行為文獻								
	第 2 季:期中報告								
	第 3 季:棧橋式碼頭液化試驗								
	第 4 季:期末報告								
說明:(1)工作項目請視計畫性質及需要或依研究計畫綱要說明訂定。預定進度以粗線表示其起訖日期。 (2)「工作進度百分比」欄係為配合管考作業所需，累積百分比請視工作性質就以下因素擇一估計訂定:①工作天數②經費之分配③工作量之比重④擬達成目標之具體數字。 (3)每季之「預定查核點」，請在條形圖上標明※號，並在「預定查核點」欄具體註明關鍵性工作要項。									

1.6 預期成果、效益及其應用

由本年度之數值分析與大型模型試驗，預期可得之成果、效益及應用包括：

- 1.完成基樁液化試驗場址影響單樁位移之動態水壓激發或液化之門檻值：由考慮土壤結構互制反應之動態有效應力數值分析及現地場址之土壤與結構參數，瞭解不同基樁產生不同位移量與動態孔隙水壓力激發與液化之相互關係，並具以建立地震參數與位移量、孔隙水壓比及液化之門檻值。
- 2.瞭解動力狀態下土壤-樁基礎-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：由經全尺寸模型試驗與相關試驗資料率定之數值分析成果，可以數值分析成果作為修正相關設計方法與現有系統補強之參考。
- 3.提供現有考慮液化之土壤-樁基礎-結構互制行為分析方法驗證資料：現場全尺寸單樁試驗結果與後續棧橋式碼頭監測資料可提供考慮液化之土壤-樁基礎-結構互制行為分析方法之寶貴驗證資料。
- 4.提供棧橋式碼頭受震之數值分析程序：結合前一年棧橋式碼頭分析架構與本年度輸入參數分析，建立模組化分析程序，提供後續碼頭分析之用。

第二章 土壤-樁基礎-結構互制行為文獻回顧

2.1 土壤-樁基礎-結構互制行為文獻

本研究之數值模擬主軸為液化土層之土壤-基樁-結構動態有效應力分析，其目的除可供實體模型試驗規劃外，並可利用試驗結果驗證數值模擬之準確度，利用驗證之數值分析程序可進一步應用於後期棧橋式碼頭側潰分析、回饋設計修正與補強依據與現地基樁監測系統規劃，進行土壤-基樁-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-結構介面及動態邊界條件，動態邊界條件將沿用前期自由場與棧橋式碼頭成果，本年度重點為耦合土壤組構與土壤-結構介面模型建立及相關參數選取，相關文獻整理說明如下：

2.1.1 動態土壤－基樁－上部結構系統互制數值分析

現有考慮液化土壤-樁基礎-上部結構互制(Soil-pile-superstructure 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。擬靜態分析為延伸 Matlock (1970)用於分析靜態側向變形分析之 p-y 法，將基樁視為埋置土中之樑，周圍土壤以 Winkler 彈簧模擬土壤勁度，上部結構則以集中質量(lumped mass)代表，其物理模型如圖 1-5 所示，此類模型稱為 Bean on Winkler Foundation，其中 Winkler 彈簧可以最簡單之線彈性至複雜之非線性彈塑性彈簧表示。

分析液化土層基樁側向阻抗(lateral resistance)，實務上較常用之方法為 Wang and Reese (1998)所建議之分析程序，其主旨為導入砂土殘餘不排水強度於傳統之 p-y 曲線進行基樁側向分析，但 p-y 曲線僅代表土壤－基樁互制行為，其並不考慮液化土壤之力學特性與孔隙水壓之影響；Rollins et al. (2005)以考慮液化後土層殘餘強度及以 p-multiplier (Liu and Dobry 1995) 折減後之二種 p-y 曲線分析現地液化土層基樁反應，並以迴歸法提出適用於不同樁徑之經驗 p-y 曲線，Ashour and Norris

(2003)提出考慮距離基樁不同距離之水壓力分佈之不排水 strain wedge model 進行單樁分析，其結果可較準確預測現地試驗結果；Liyanapathirana and Poulos (2005)利用 Winkler 形式之模型及一維度地盤有效應力反應分析結果，提出新的擬靜態液化土層之基樁分析程序，其中以地表最大加速度乘以上部結構質量作為施加在樁頂之集中側向力，樁身周圍土壤最大位移量與自由場相同，非線性土壤勁度以折減之剪力模數代表。整體而言，擬靜態分析法其參數決定有賴工程師判斷，且僅能提供基樁最大彎距與變位，對土壤與基樁之互制反應、液化前後動態反應、基樁勁度影響、樁帽效應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－基樁－上部結構系統之動態行為實際上應為耦合反應(coupled response)，即經由土壤傳播之地震波會造成基樁與上部結構震動，且上部結構之震動亦會影響下方土壤之動態行為，分析液化土層之基樁系統時更需將因孔隙水壓激發造成之地震波傳遞影響及液化土層側向位移一併考量，但其物理模式複雜，為簡化分析，實務上多採將土壤動態反應與基樁－上部結構個別分析之非耦合分析(decoupled analysis)，並以動態 Winkler 系統模擬土壤－基樁之互制行為。其物理模型如圖 1-6 所示，將基樁視為埋置土中之樑，周圍土壤以 Winkler 彈簧模擬土壤勁度並以並聯或串聯之 dashpot 模型模擬土壤阻尼(damping)效應，其中土壤動態反應分成二區：近場區(near field)及自由場(free field)，自由場為單純考慮向上傳播之剪力波造成之地盤反應，近場區則考慮土壤－基樁互制效應之土層反應，近場區之 Winkler 彈簧多採用可模擬非線性彈塑性質之彈簧。

Curras et al. (2001)利用相同 Boulanger et al. (1999)之 BNWF 模型進行群樁分析，但其程式無法考慮孔隙水壓力激發之影響；Maheshwari et al. (2004)以彈塑性土壤模型進行三向度動態有限元素分析探討土壤塑性對群樁側向反應分析，但因缺乏孔隙水壓力激發參數，無法適用於液化土層分析。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。

2.1.2 耦合土壤組構模式

為進行數值模擬中之自由場動態有效應力分析，將收集國內外相關文獻，主要為可考慮孔隙水壓力激發之分析程序，相關參數將以單剪儀試驗結果反算之用。Yang et al. (2003)以 Opensees 進行考慮固體－流體耦合反應(solid-fluid coupled response)之有效應力動態分析，其組構模式如圖 2.1 所示，由於其僅適用於中等緊密與緊密砂不排水下受剪時產生之有限變形之 cyclic mobility 行為，因此對於水利回填之鬆至中等緊密砂行為之模擬有其侷限性。

Dafalias and Manzari (2004) 提出一與以應力比(stress ratio) 控制且與 Critical State Soil Mechanic (CSSM) 相容之砂土非線性塑性組構模式，由於導入組構-體積(fabric-dilatancy)塑性應變演化關係(evaluation law)，使其可模擬 phase transformation 之行為，在三軸試驗與三向應力之條件下，其模式如表 2-1 所示，其降服(yielding)、臨界(critical)、膨脹(dilatant)及限制(bounding)函數之示意圖如圖 2-2 所示，利用其模擬動態不排水三軸行為如圖 2-3 所示，可知其應力路徑與應力應變關係與與土壤元素試驗結果頗為相似。且由於其與 CSSM

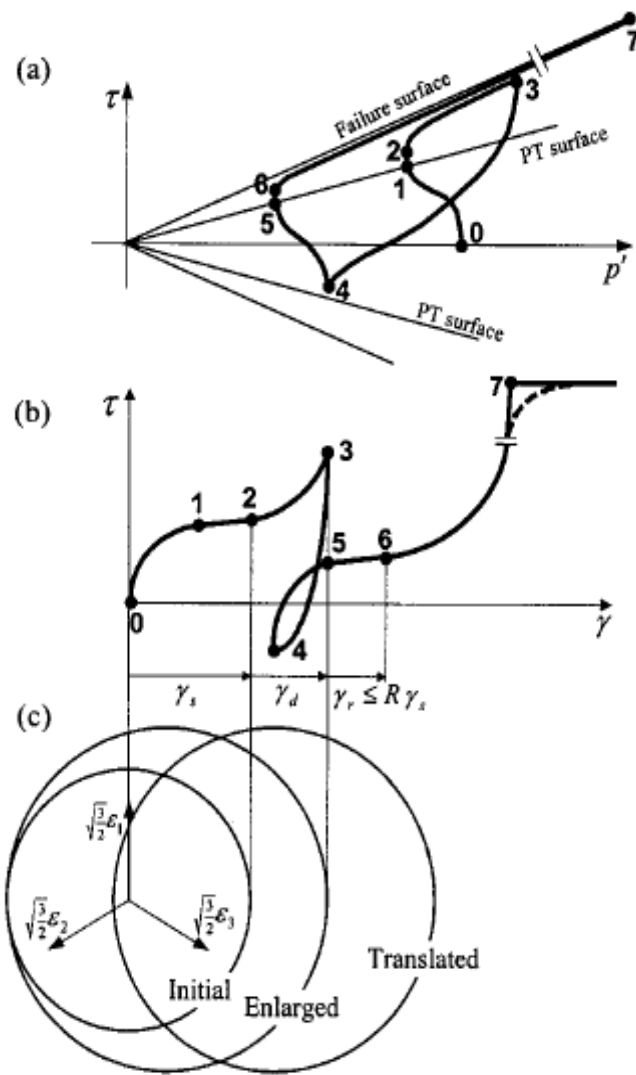


圖 2-1 Yang et al. (2003) 耦合土壤組構模式示意圖(a)應力路徑，(b) 在 Octahedral plane 上之應力應變關係及(c)降服面變化

表 2-1 Dafalias and Manzari 砂土組構模式

Triaxial equations	Multiaxial equations	Constants
Critical state line		e_0, λ_c, ξ
—	$e_c = e_0 - \lambda_c (p_c / p_{at})^\xi$	
Elastic deviatoric strain increment $d\epsilon_q^e = dq/3G$	$d\epsilon^e = ds/2G$ $G = G_0 p_{at} [(2.97 - e)^2 / (1 + e)] (p / p_{at})^{1/2}$	— G_0
—		
Elastic volumetric strain increment	$d\epsilon_v^e = dp/K$ $K = 2(1 + \nu)G/3(1 - 2\nu)$	ν
—		
Yield surface $f = \eta - \alpha - m = 0$	$f = [(s - p\alpha) : (s - p\alpha)]^{1/2} - \sqrt{2/3}pm = 0$	m
Plastic deviatoric strain increment $d\epsilon_q^p = d\eta/H$ $H = h(M^b - \eta)$ $M^b = M \exp(-n^b \Psi)$ $h = b_0 / \eta - \eta_{in} $	$d\epsilon^p = \langle L \rangle \mathbf{R}'$ $K_p = (2/3)p h (\alpha_0^b - \alpha) : \mathbf{n}$ $\alpha_0^b = \sqrt{2/3} [g(\theta, c) M \exp(-n^b \Psi) - m] \mathbf{n}$ $h = b_0 / (\alpha - \alpha_{in}) : \mathbf{n}$ $b_0 = G_0 h_0 (1 - c_h e) (p / p_{at})^{-1/2}$	M, c, n^b
—		h_0, c_h
Plastic volumetric strain increment $d\epsilon_v^p = d \epsilon_q^p $ $d = A_d (M^d - \eta)$ $M^d = M \exp(n^d \Psi)$ $A_d = A_0 (1 + \langle sz \rangle)$	$d\epsilon_v^p = \langle L \rangle D$ $D = A_d (\alpha_0^d - \alpha) : \mathbf{n}$ $\alpha_0^d = \sqrt{2/3} [g(\theta, c) M \exp(n^d \Psi) - m] \mathbf{n}$ $A_d = A_0 (1 + \langle \mathbf{z} : \mathbf{n} \rangle)$	n^d A_0
Fabric-dilatancy tensor update $dZ = -c_z \langle -d\epsilon_v^p \rangle (sz_{\max} + z)$	$d\mathbf{z} = -c_z \langle -d\epsilon_v^p \rangle (z_{\max} \mathbf{n} + \mathbf{z})$	$c_z, z_{\max}$
Back-stress ratio tensor update $d\alpha = d\eta$	$d\alpha = \langle L \rangle \langle 2/3 \rangle h (\alpha_0^b - \alpha)$	

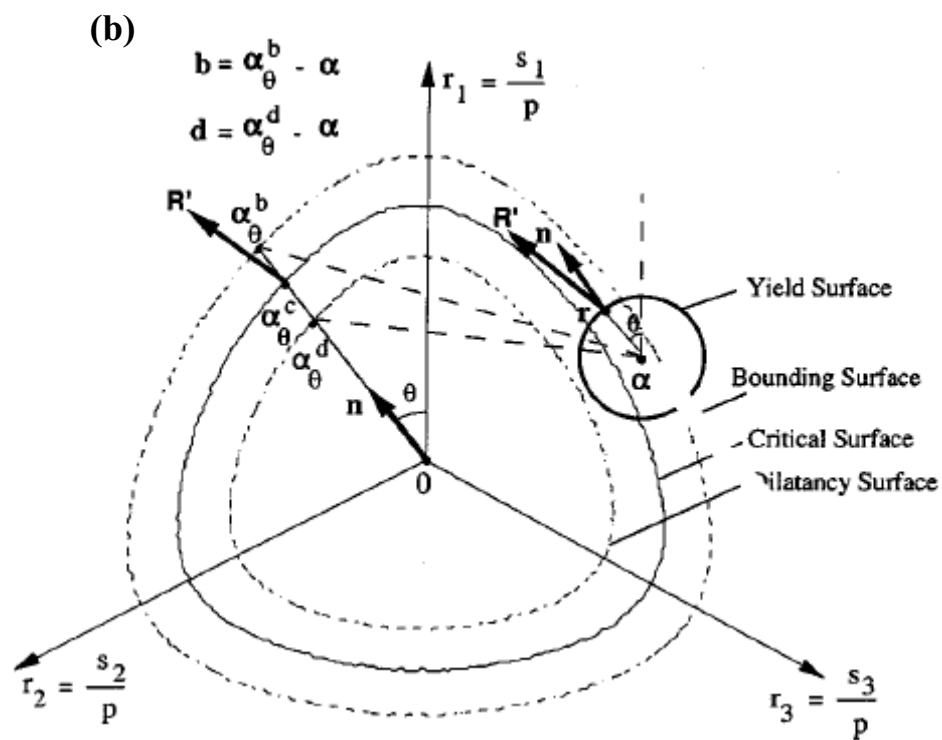
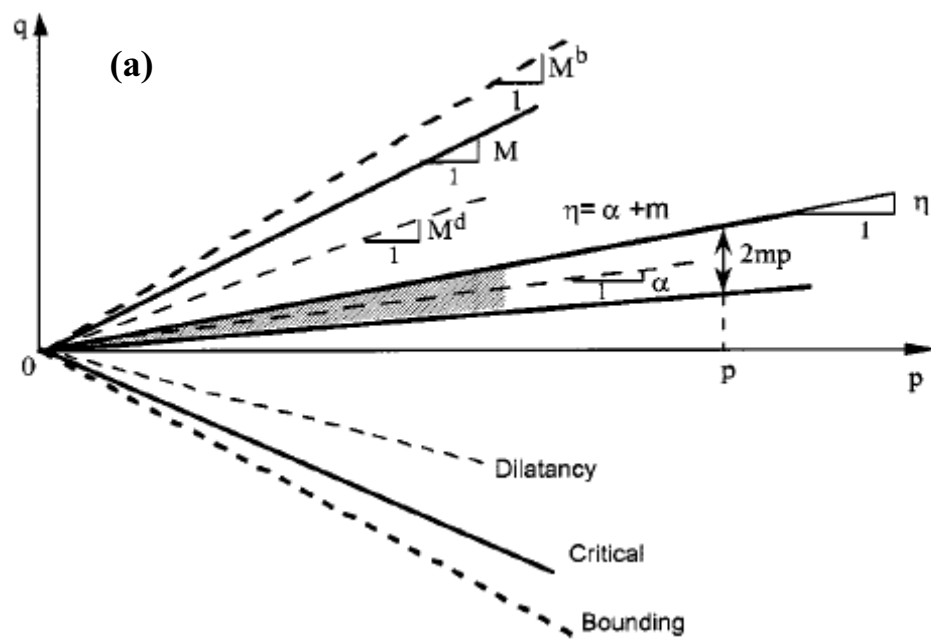


圖 2-2 Dafalias and Manzari (2004)土壤組構模式示意圖(a)應力路徑，
(b) 在 p - s plane 上之應力應變關係及(c)降服面變化

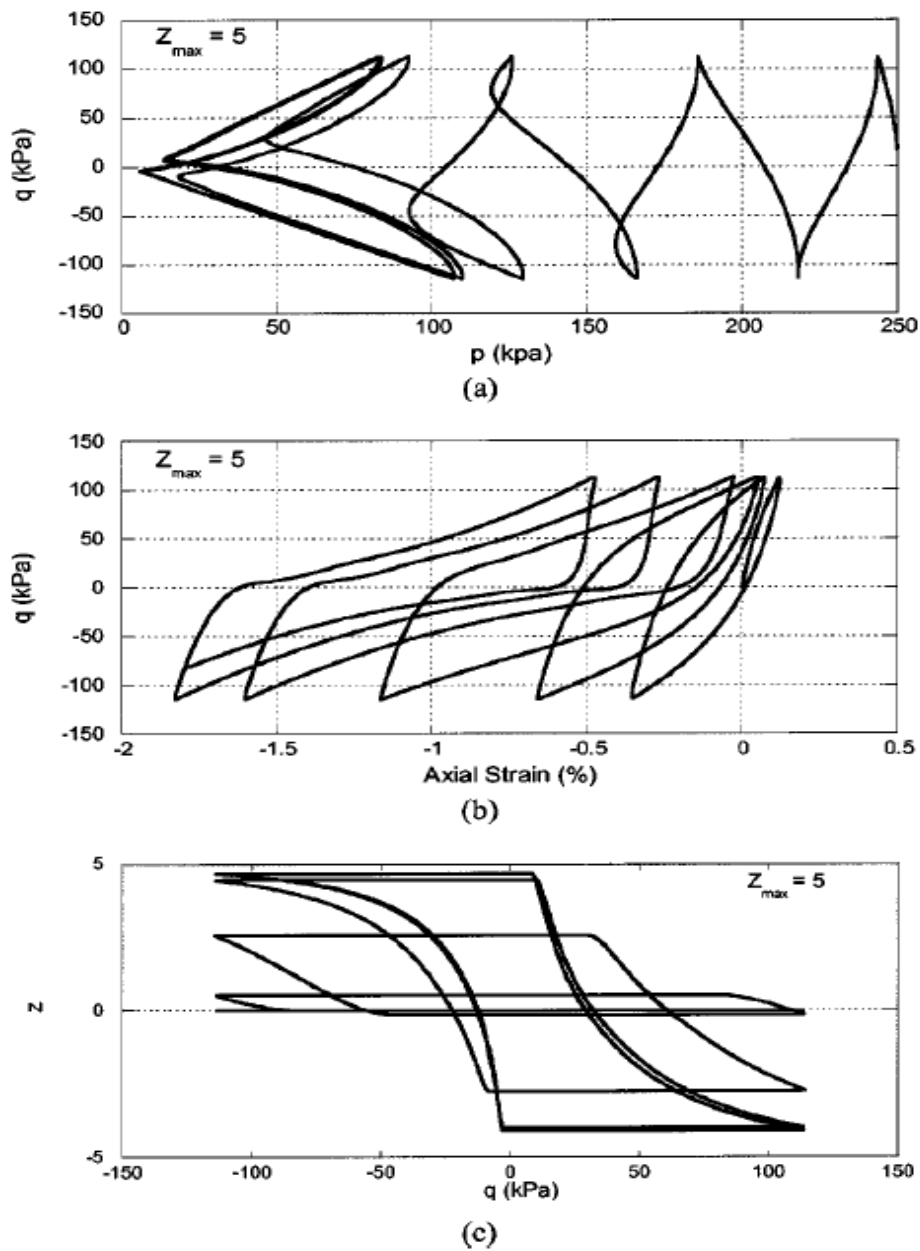


圖 2-3 Dafalias and Manzari (2004)模式在不排水反覆三軸下反應(a)應力路徑，(b)應力-應變關係及(c)膨脹 tensor 之變化

架構相容，參數相較其他模式為少，且可藉由組構膨脹張量模擬鬆砂與緊砂之行為，因此適用於液化相關模擬，本研究後續將嘗試在FLAC 架構中加入此一組構模式，並結合原有滲流模擬、動態邊界、結構元素及 BNWF 介面模式，進行液化土壤-基樁-結構互制模擬。

2.1.3 土壤-結構介面

模擬近場(near field) 反應一般多以 Winkler model 與 p-y 曲線概念結合為主，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，其模式與組成元件與模式概念如圖 2-4 所示，本研究後續將應用 Boulanger et al. (1999)之 BNWF(Beam on Nonlinear Winkler Foundation)模式，將其以 FISH 方式整合於 FLAC 中，進行時間域(time domain)二維動態數值分析，相關參數將由國內外不同介面材料之研究資料決定，並進行參數分析，將各主要參數之影響量化，提供後續相關案例分析之參考。

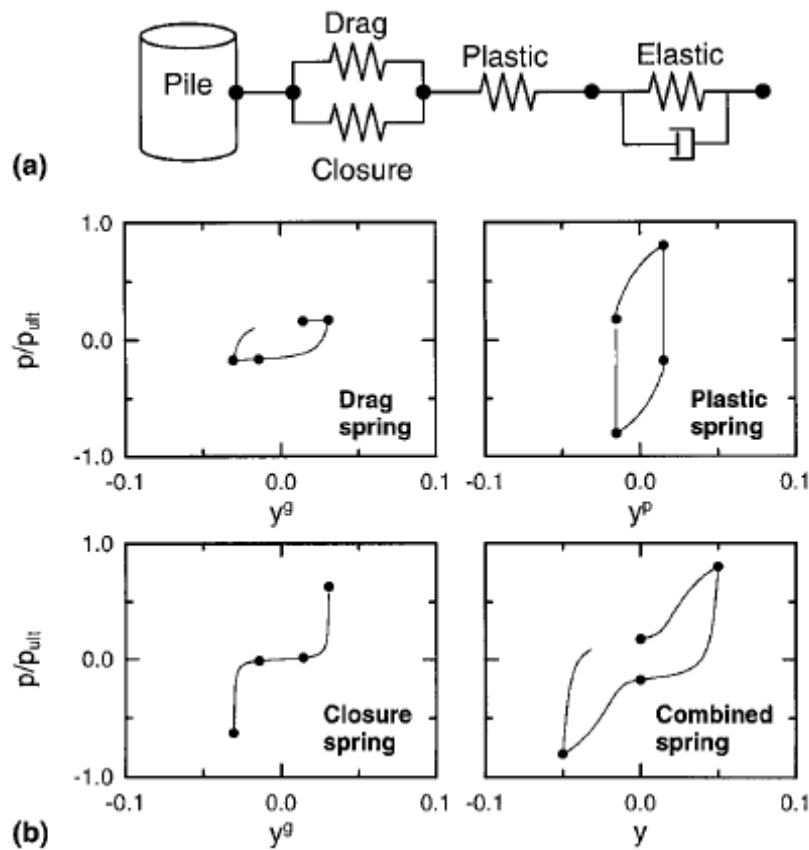


圖 2-4 BNWF 模式組成元件與各元件反應 (Boulanger et al., 1999)

2.1.4 側潰土層基樁分析

液化土壤產生側潰後考慮地盤側向位移對樁所造成之影響，目前多以考慮液化後土壤殘餘強度之靜態法模擬分析，陳振興等(2003)整理國內外資料並對樁土互制之非線性行為、土壤非線性行為、液化對土壤強度與勁度之影響分析及地盤側向位移對樁基礎之影響等重點進行分析探討，針對土壤液化地盤基樁分析，其流程圖如圖 2-5 所示，Tokimatsu (2003)以傳統基樁水平力分析所採用之非線性 p-y 曲線分析模式上再加上側潰地盤反覆變位或流動化變位之擠壓作用，其簡化模型如圖 2-6(a)所示，地震所引起之剪應變量可由土層之反覆剪力比與土壤之 SPT-N 值推估(圖 2-6(b))，水平位移量與臨水面之關係可由圖 2-6(c)推估。

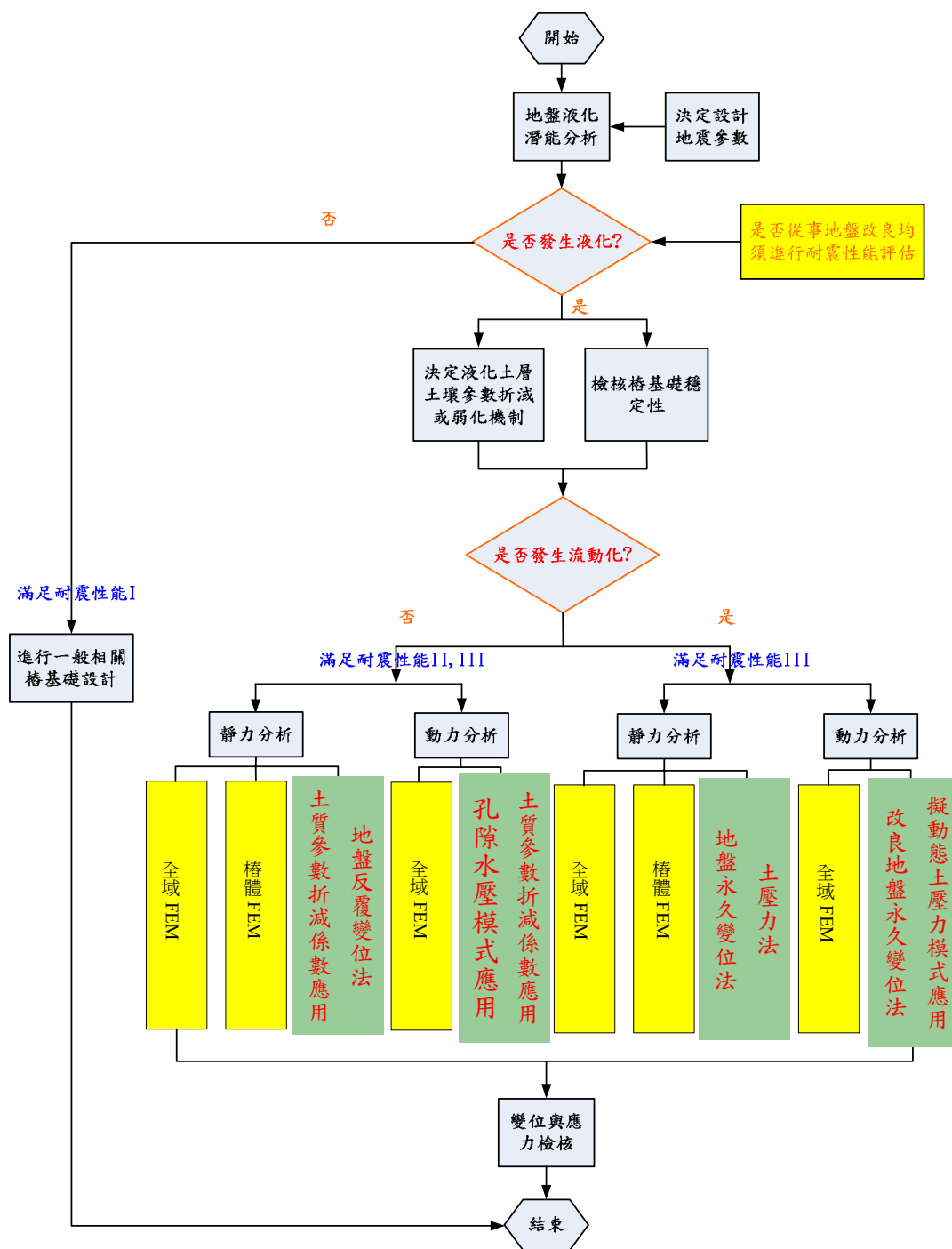
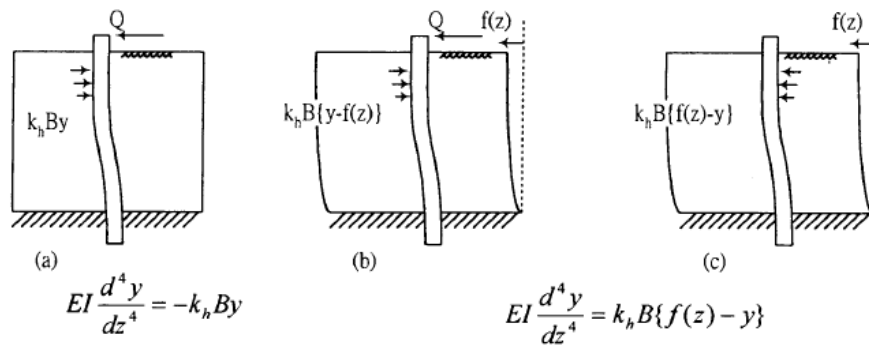
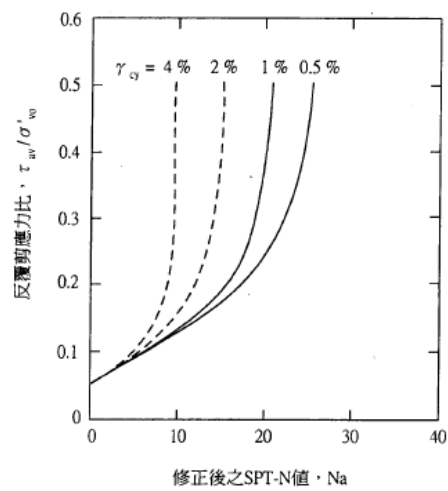


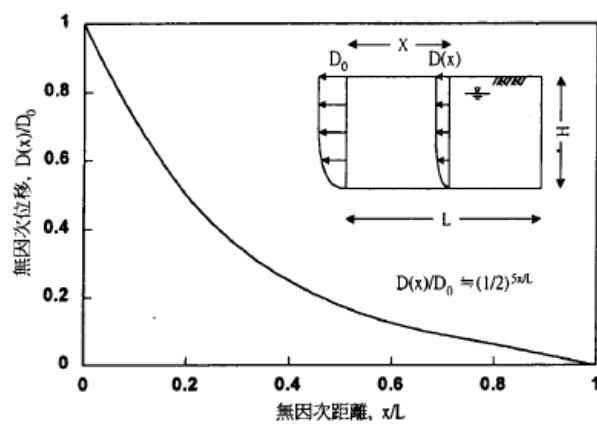
圖 2-5 樁基礎液化分析流程



(a) 分析模式



(b) 反覆剪應變量



(c) 水平位移推估

圖 2-6 簡易液化土層樁基礎擬靜態分析 (Tokimatsu, 2003)

另 JRA-1996 規範建議以土壓力法分析液化側潰土層對基樁之影響，其分析模式如圖 2-7 所示，其模式將非液化土層與發生側潰土層之側向土壓力分別考慮，非液化與液化土層之土壓力需考慮距自由面距離與安全係數。

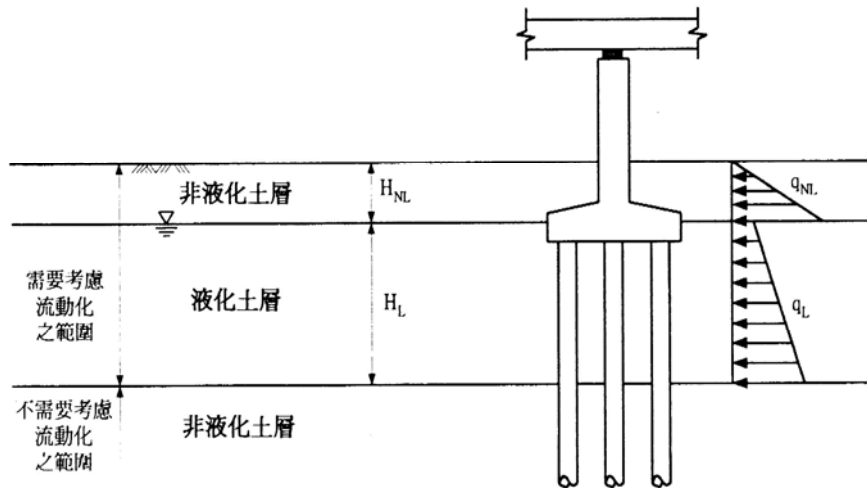


圖 2-7 JRA-1996 土壓力法側潰分析模型 (黃俊鴻 2000)

液化後因側潰對棧橋式碼頭之影響分析，將以相同之 BNWF 模型，但以殘餘強度進行土壤大應變下土壤-結構互制分析，殘餘強度之選取一般多以不排水剪力強度之 10 % 評估，另外 JRA-1996 建議其折減值依其安全係數與深度折減，其建議值如表 2-2 所列，本研究初期將以定值之殘餘強度進行分析，並考慮發展水壓力消散後土壤強度改變之土壤組構模式，以進一步模擬其變化。

表 2-2 JRA 1996 建議之液化土層折減值

Safety of Factor F_L	Depth Z (m)	Reduction Factor D_E	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq Z \leq 10$	0	1/6
	$10 < Z \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq Z \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < Z \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1.0$	$0 \leq Z \leq 10$	2/3	1
	$10 < Z \leq 20$	1	1

第三章 港區碼頭微地動試驗與共振主頻分析

3.1 微地動量測目的與工作項目

為配合下一年度營運中碼頭基樁監測系統裝設，本年度將先行進行場址選取之前期調查作業，其中碼頭場址之地質概況為進行模擬與分析之重要參數，由於營運中碼頭取樣不易，因此擬以微地動(micro-tremor)量測，配合 Nakamura (1996, 2000)之單站法，以水平與垂直向震幅放大頻譜比(H/V amplification spectrum ratio)，探討場址之共振主頻與平均波速，本部分試驗由本所港研中心主導，合作研究團隊提供支援之人力，並協助發展訊號處理與分析程序。

3.2 微地動量測原理與設備

本計畫所採用之微地動量測其原理為 Nakamura (1996, 2000)之單站頻譜比法，其原理為利用假設地表下方為均質等向之半無限空間岩盤，由岩盤產生之體波(body waves)微震分成垂直(V_b)與水平(H_b)向分量地表傳播之路徑如圖 3-1 所示，地表量測之微地動(tremor)可分成垂直向(V_f)與水平向(H_f)分量，另外岩盤露頭(outcrop)於地表造成之表面波(surface waves)其垂直與水平分量分別為 V_s 與 H_s ，定義向方岩盤體波於上方地層傳播時其垂直與水平向放大因子分別為 A_v 及 A_h ，則於地表量測之垂直與水平向微地動為：

$$V_f = A_v V_b + V_s \quad (3.1a)$$

$$H_f = A_h H_b + H_s \quad (3.1b)$$

其中 $A_v = \frac{V_f}{V_b}$ ， $A_h = \frac{H_f}{H_b}$ ，Nakamura 定義 Quasi Transfer Spectrum (QTS) 為：

$$QTS = \frac{H_f}{V_f} = \frac{A_h H_b + H_s}{A_v V_b + V_s} = \frac{H_b}{V_b} \frac{A_h + \cancel{H_s/H_b}}{\cancel{A_v + V_s/V_b}} \quad (3.2)$$

考慮垂直與水平向之體波震幅相同，或者可以將量測之微地動分別對體波正規化後，因表面波震幅相對於體波之比值遠小於 1，因此可以忽略不計，另垂直向之放大係數(A_v)小於水平向放大係數(A_h)，故(3.2)式可簡化為：

$$QTS \approx A_h \quad (3.3)$$

此一方法與基本振態之反應類似，因此可由 QTS 得到水平向放大係數頻譜，由頻譜可得之地層之主頻，水平地盤之主頻(f_0)與厚度(H)與平均剪力波速(V_{sh})關係為：

$$f_0 = \frac{V_{sh}}{4H} \quad (3.4)$$

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

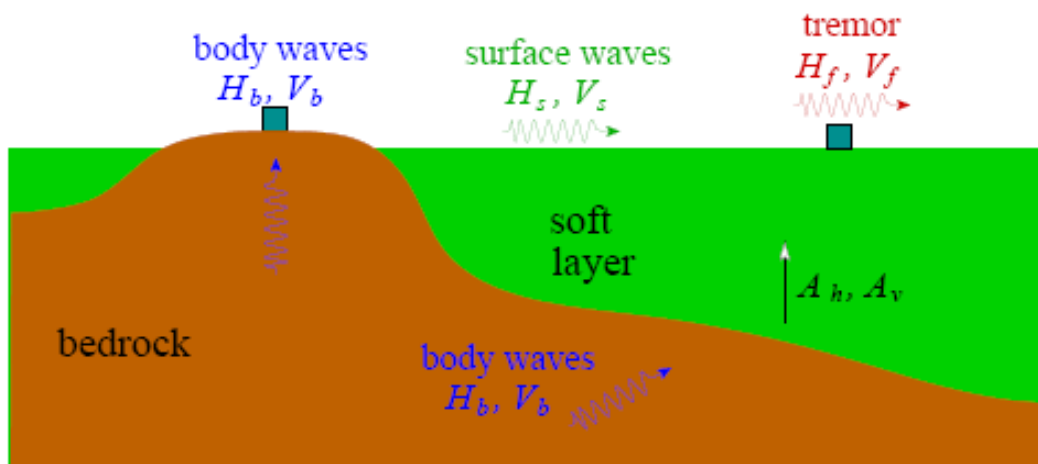


圖 3-1 Nakamura 法原理 (Carniel et al. 2006)

3.3 資料處理程序與結果範例

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

檢視所有量得之原始紀錄，將每筆記錄中受到人為雜訊干擾之區段剔除。將每筆品質良好量測紀錄以約 4096 個資料點(20.48 秒)為一個區段，將時間域之資料做快速傅立葉轉換 (Fast Fourier Transform) 以獲得頻譜 (Amplitude Spectrum) 資料，所得之頻寬為 0.05-100 Hz。

以每次將時間軸平移視窗之一半(2048 個資料點)擷取下一個時間軸視窗，進行頻譜分析，如此程序重複直至量測結束，將所有時間軸視窗之頻譜進行統計分析，將偏移超過一個標準差之資料剔除後所得之平均頻譜。

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

由於儀器採購延遲之故，本年度尚無法進行碼頭微地動量測，但以港研中心前期於港區施測之結果驗證資料處理程序驗證資料處理程序，原始量測資料如圖 3-2 所示，由於 140 秒後震幅過大，且其頻譜反應超過一個標準差，因此不予分析，經視窗頻譜分析所得之均方根水平-垂直頻譜比結果如圖 3-2 所示，由於微地動適用於整體土層反應分析，因此僅考慮低頻部分，結果顯示放大倍率達 4 倍以上主頻在 4 至 8 Hz 間。

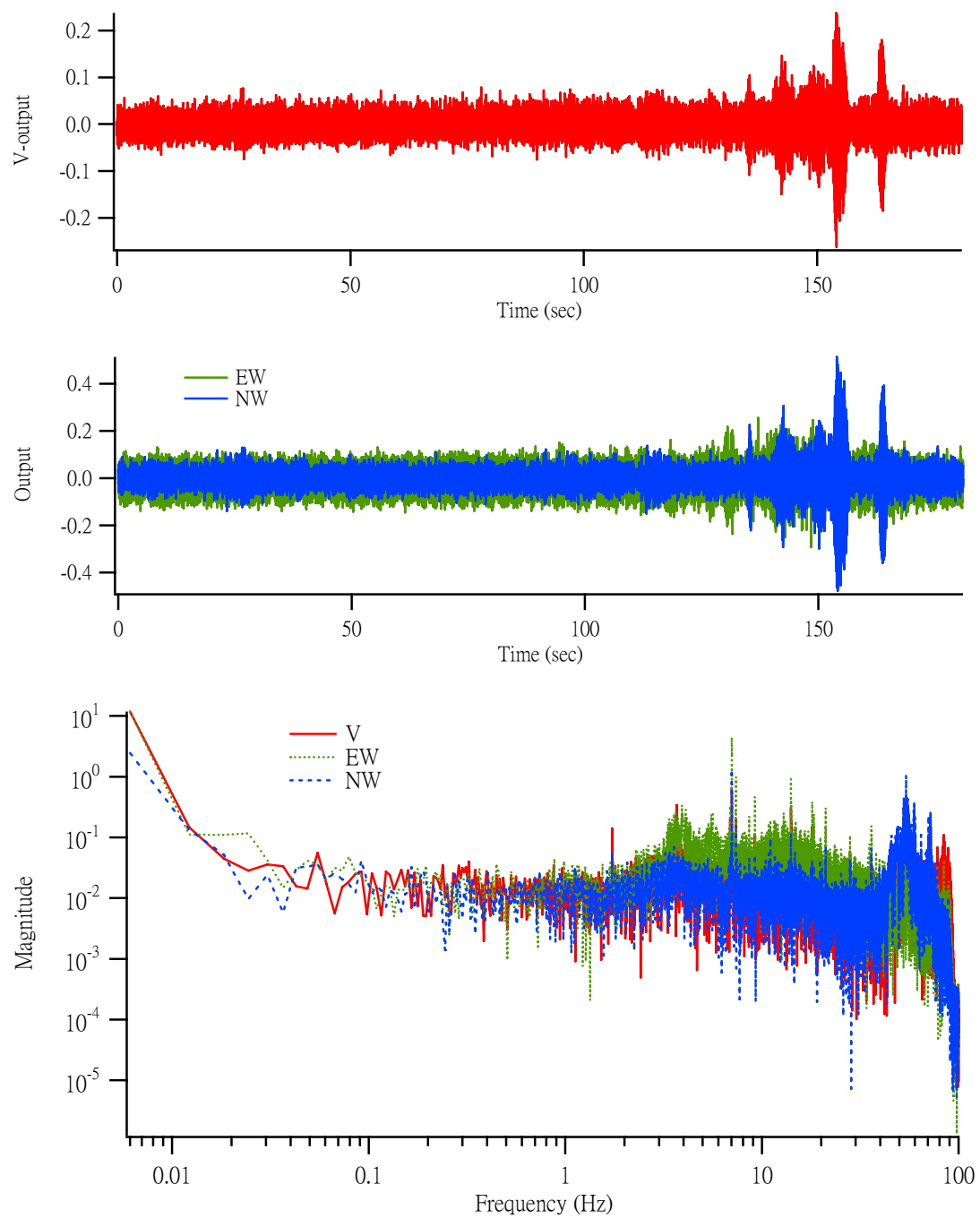


圖 3-2 量測資料時間歷時(a)垂直向(b)水平向(c)富氏譜

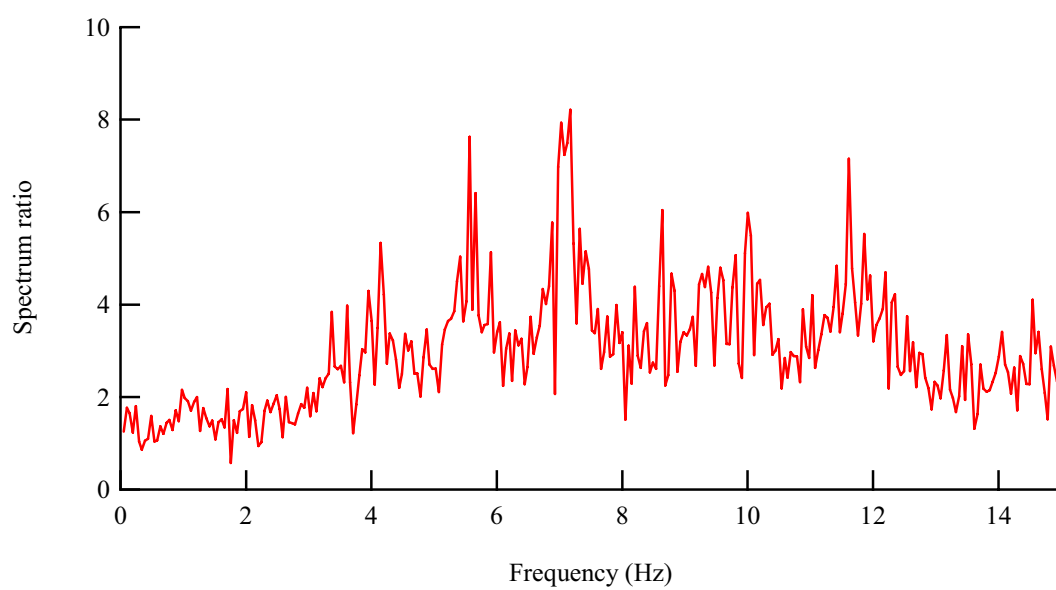


圖 3-3 均方根水平-垂直震幅頻譜比

第四章 大型棧橋式碼頭液化試驗

為控制大尺寸棧橋式碼頭液化試驗之試驗條件，本計畫將以重模試坑與大尺寸棧橋式碼頭配合地表震源方式進行，進行試驗所需之主要部分包括場址與試坑之地質與土壤特性、量測基樁配置、試坑準備與地表震源配置等。

大尺寸棧橋式碼頭液化試驗之試坑配置如圖 4-1 所示，包含二支底部延伸 1.5 m，頂部以鋼板焊接之監測基樁，規劃之試坑單樁試驗需量測物理量包括：(1)試坑內鄰近基樁與遠離基樁之土壤剪應變與孔隙水壓力耦合反應，(2)基樁本身變形、剪力與彎矩分佈，及(3)試坑外土壤震動反應。

4.1 試驗目的與原理

4.1.1 試驗動機與目的

本研究計畫長期目標為建立碼頭動態監測系統，良好的監測系統除可回饋設計與分析外，並可提供營運單位快速災損評估之用，由於碼頭種類眾多，本計畫將焦點集中於現地棧橋式碼頭，進行基樁監測系統研發與考慮液化之動態反應分析程序建立，選擇棧橋式碼頭為分析主軸之原因有三：(1)臺灣之商港除花蓮港外，均有棧橋式碼頭，且臺中港有 67%屬於棧橋式碼頭，而現有棧橋式碼頭抗液化強度分析均有待補正；(2)棧橋式碼頭屬於非剛性結構物，其具有幾何形狀、質量分佈與勁度變化不規則之特性，因此以靜力分析方法難以反應結構物地震時之動態反應，需以動力分析方法分析設計；(3)棧橋式碼頭由基樁支撐，地震時需考慮土壤－基樁－結構之互制行為，其行為複雜且相關研究國內較為少見，因此發展考慮土壤－樁基礎－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。

為增進對現地基樁受震反應之瞭解及提供更可靠之數值模擬驗證

資料，進行全尺寸現地基樁動態試驗有其必要性。利用人造震源進行現地土壤－基樁系統之動態試驗，對選定之測站與場址進行可產生大應變震幅之震動，由於現地基樁動態試驗為全尺寸現地紀錄，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。

以大型表面震源模擬強烈之地震作用，其目的包含：(1) 進行模擬土壤液化之碼頭行為觀測試驗，(2) 提供數值模擬之驗證資料；本年度計畫於 95 年度進行試驗液化試驗之場址，以大型表面震源對模擬棧橋式碼頭之重模大型試坑土層產生可激發超額孔隙水壓力之反覆震動，量測震動過程中地盤耦合反應及碼頭結構物反應，檢視試驗場址不同深度之加速度計與水壓計反應，現地液化試驗之成果將作為未來驗證有效應力動態分析之用。

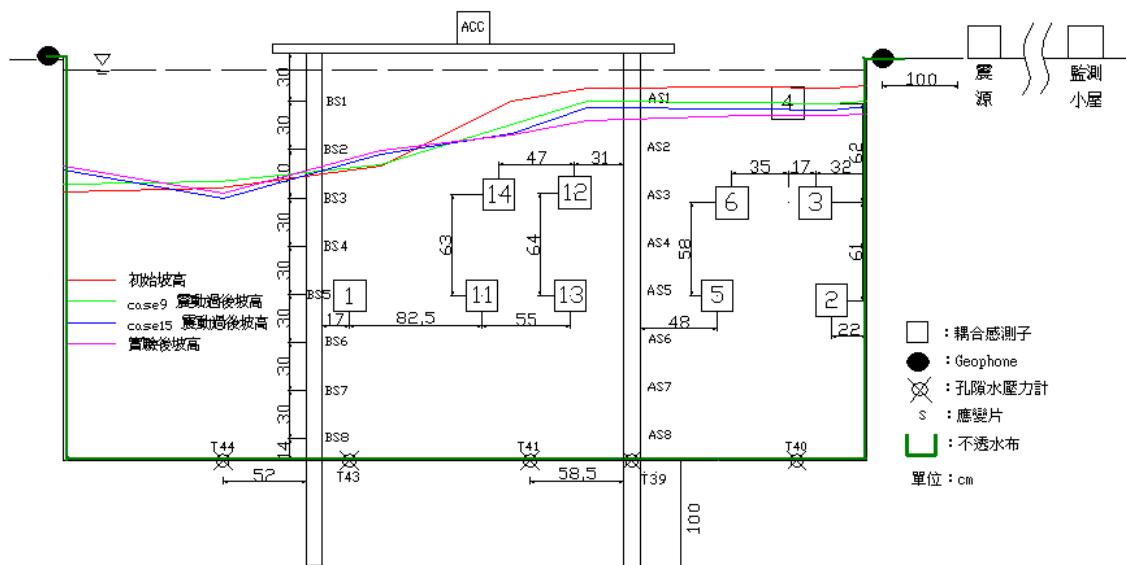


圖 4-1 現地單樁動態液化試驗配置圖

4.1.2 試驗原理

利用垂直向震動之表面震源，通過側向近地表量測區域（instrumented test area）之應力波場，包括體波（body waves）及表面波（surface-wave）兩種，藉由二維位移法剪應變計算方式（2DBM），由土壤震動歷時計算剪應變量，配合相同位置量測之孔隙水壓力歷時，可同時量測震動時土壤結構振動與孔隙水壓力激發之耦合反應（coupled response）、震後孔隙水壓力消散及土壤之門檻應變（Threshold shear strain）等土層液化特性（Rathje et al., 2005）。

由於現地液化土層基樁動態反應其反應機制複雜，因此相關現地案例除 Kobe 地震有部分觀測資料外（Ishihara et al., 1998），並無正好位於發生液化土層上之基樁現地動態量測資料，大地地震工程現有液化土層基樁動態試驗結果可分成三種類型：(1)人工震源配合全尺寸基樁動態試驗，(2)大型震動台模型樁試驗及(3)離心機動態模型樁試驗。各試驗研究重點包括：位於液化土層基樁動態側向抵抗（seismic lateral resistance）分析、液化土層土壤－基樁－上部結構動態互制反應（Kinematics interaction response）、樁頂束制（pile head constrained）條件與樁群反應（pile group response）及土壤側潰對基樁影響（pile response to lateral spreads）等。針對土壤液化後產生側潰對樁所造成之影響分析，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)基樁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樁所造成之影響。

液化土壤－基樁－上部結構系統之動態行為實際上應為耦合反應（coupled response），即經由土壤傳播之地震波會造成基樁與上部結構震動，且上部結構之震動亦會影響下方土壤之動態行為，分析液化土層之基樁系統時更需將因孔隙水壓激發造成之地震波傳遞影響及液化土層側向位移一併考量。

4.2 試驗方法及試驗程序

本研究計畫採用之方法主要包括現地單樁液化試驗之實體模型 (physical modeling)。現地單樁液化動態試驗其配置示意如圖 4-1 所示，現地感測子佈設如圖 4-2~4-4 所示，以重模試坑準備液化土層並於回填過程安裝可量測土壤震動與孔隙水壓之耦合感測子，再將基樁量測系統之全尺寸單樁安置於試坑中央，以地表震源產生應力波通過試坑及基樁，造成液化或孔隙水壓力變化，並利用動態資料擷取系統擷取土壤、結構與周圍地表之反應，其應用則包括棧橋式碼頭液化分析、現地全尺寸基樁動態試驗規劃與建立棧橋式碼頭監測站定期檢測程序等，研究流程如圖 4-5 所示。

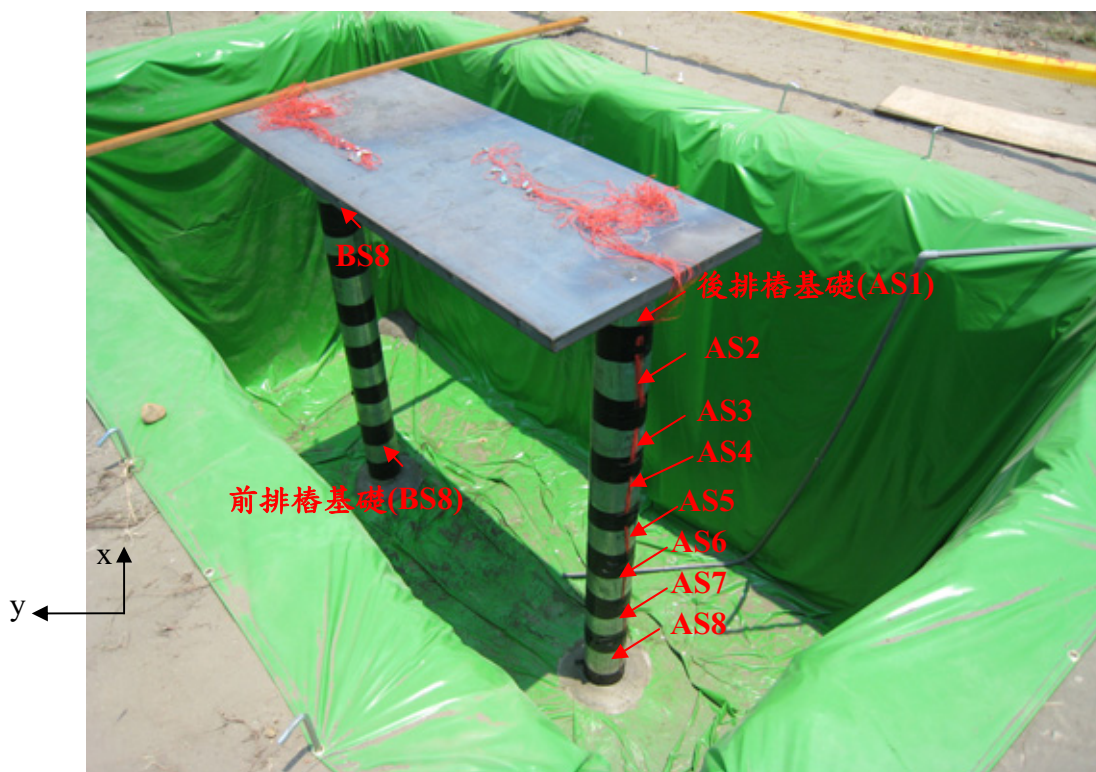


圖 4-2 現地試驗樁基礎應變片佈設



圖 4-3 現地試驗地表震源及地音計佈設圖

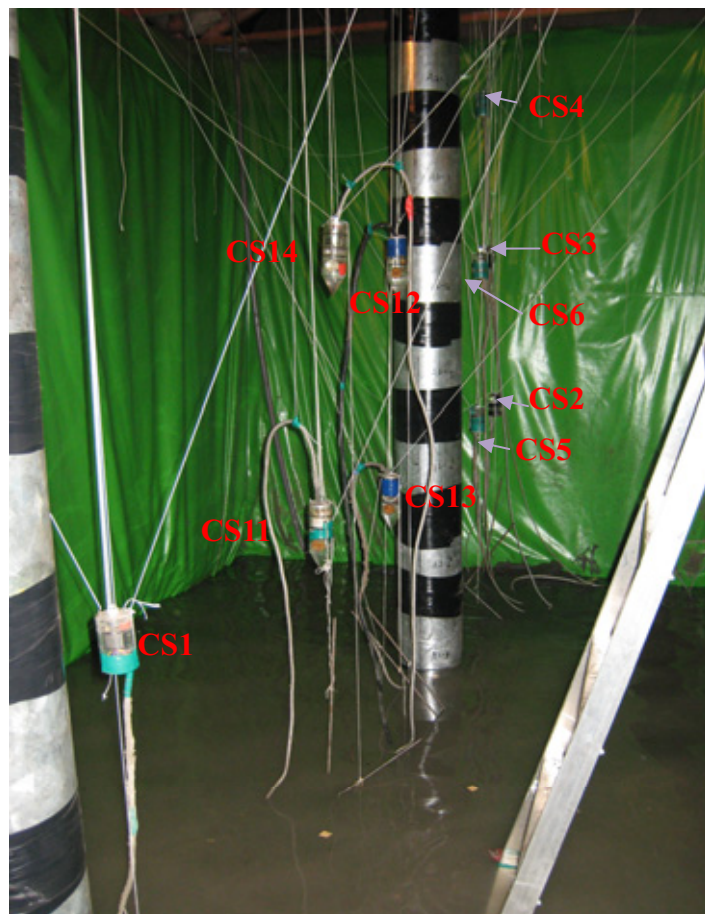


圖 4-4 現地試驗耦合感測子佈設圖

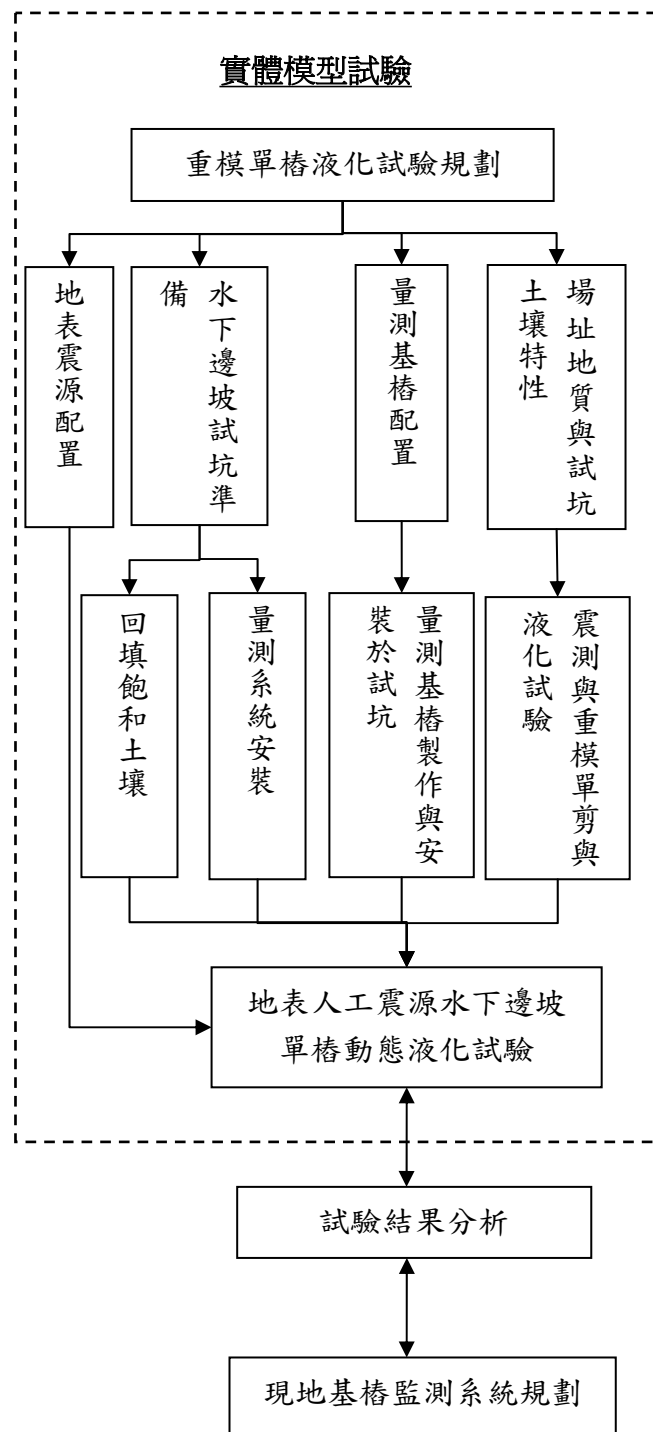


圖 4-5 現地單樁動態液化試驗研究流程示意圖

4.2.1 現地試驗規畫與配置

1. 試驗場址現地土壤特性

為控制全尺寸單樁液化試驗之試驗條件，本計畫以重模試坑與全尺寸單樁配合地表震源方式進行，進行試驗所需之主要部分包括：場址與試坑之地質與土壤特性、量測基樁配置、試坑準備與地表震源配置等。場址之地質與土壤特性將沿用去年量測試驗結果，雖然現地場址地質剖面變異性大，但由震測與鑽探結果，可將現地場址地質剖面簡化為圖 4-6 所示，其深度 20m 內土壤之動態特性如表 4-1 所示，其單剪試驗結果如圖 4-7 所示，最符合雙曲模式之 reference strain 如表 4-1 所列，試坑位於靠近地表之回填土層，其 USCS 土壤分類為 SM 或 ML，地下水位雖會受潮差影響，但因重模試坑將以不透水布鋪設於底部以維持試驗土樣飽和，因此其影響不大。

表 4-1 場址 20m 內土層之動態特性

土層名稱	深度 (m)	Vs (m/s)	γ_{ef}
回填土層	0-5	$35(\sigma'_m)^{0.23}$	0.08
試驗土層	5-10	$33(\sigma'_m)^{0.36}$	0.03
下方土層	>10	$61.6(\sigma'_m)^{0.33}$	0.01

註： σ'_m ：平均有效應力(kPa)

γ_{ef} ：雙曲線模式之 reference strain

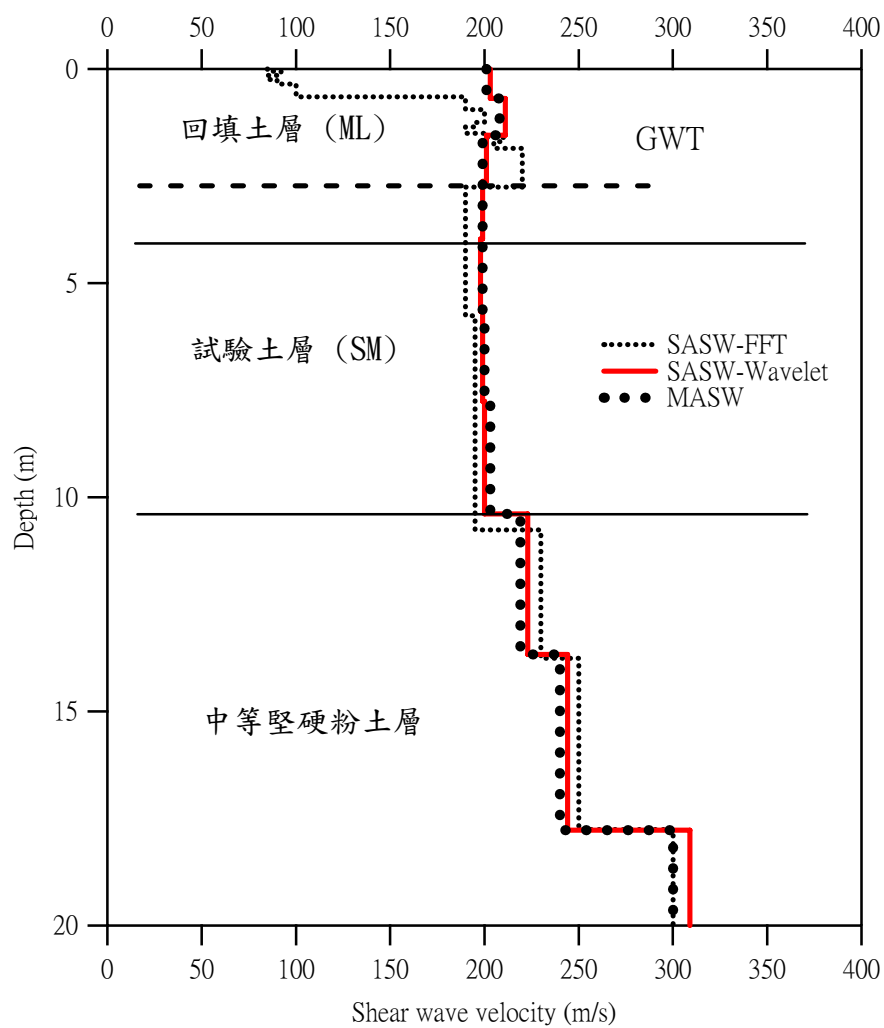


圖 4-6 現地依剪力波速劃分之剖面與分層

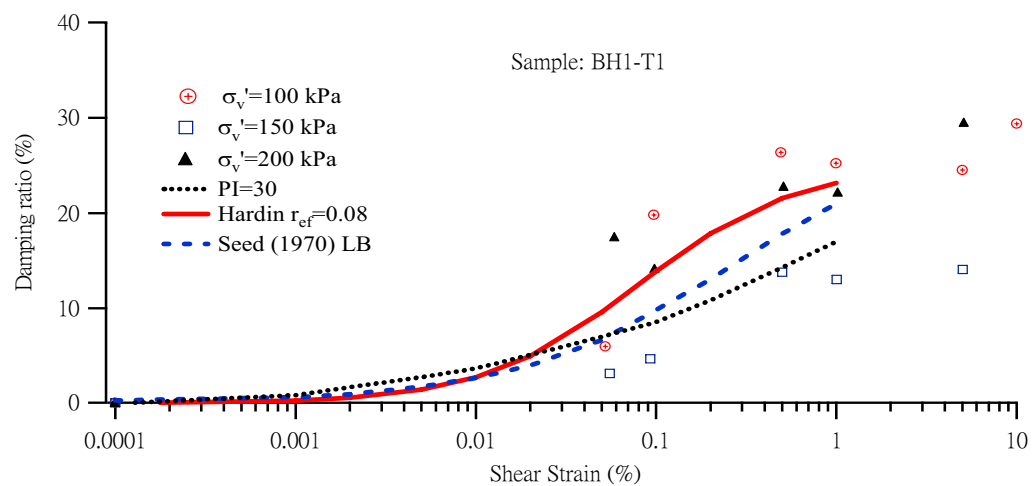
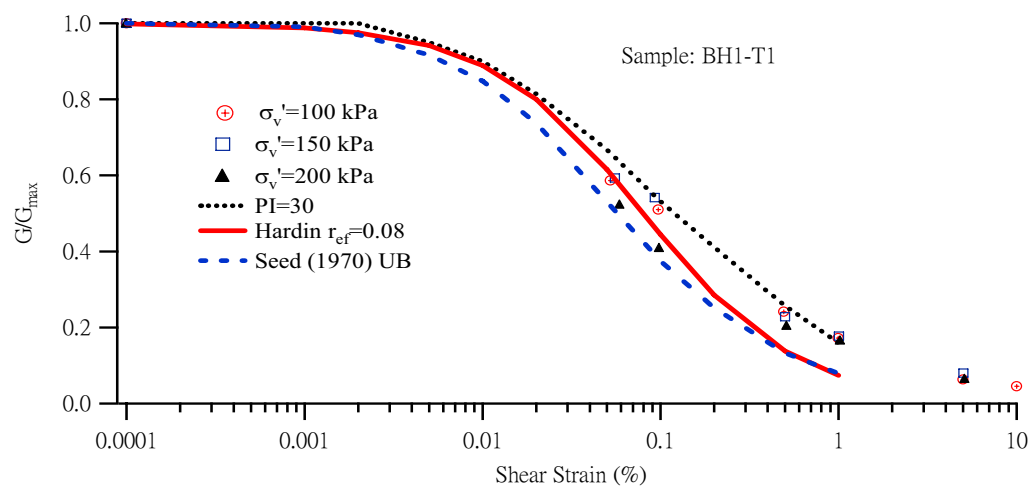
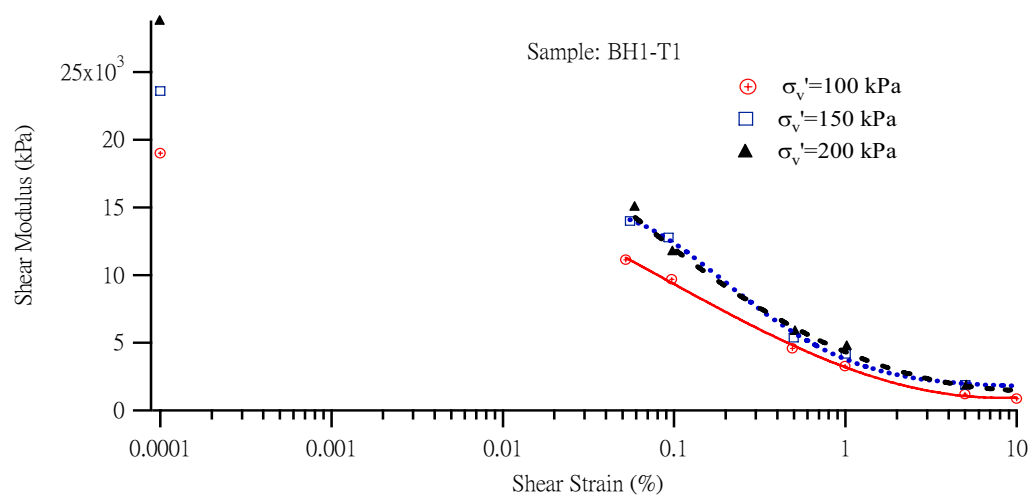


圖 4-7 回填土層 BH1-T1 動態特性

2. 試坑回填準備

本次試驗之場址為臺中港火力發電廠旁之測站周圍(圖 4-8)，並以重模試坑模擬可液化之水下邊坡，其優點包括方便控制土壤性質、容易產生液化、避免基樁打設中儀器損壞與控制基樁底部條件等，缺點為垂直有效應力較低且有側向邊界效應。回填試坑之重要目標為製作相對均勻之飽和試體，因此將以類似於水中實降方式將土壤回填(圖 4-9)，維持實降之深度為 30 cm 可得到相對均勻之土層，其程序如圖 4-10 所示，Chang (2002)及張文忠與許晉銘(2004)均利用此法於現地成功得到均勻之重模乾淨砂試坑。

由於現地之地下水位約在地表下 3~5m，且隨潮汐而改變，但開挖試坑深度約僅 2~3 m，為維持土壤飽和，因此將於試坑底部鋪設一不透水布，使水分不致外流。土壤之耦合反應量測系統將於回填之前安裝，其方法為利用棉線固定其高層及方位 (orientation)。



圖 4-8 現地試驗場址(未開挖前)

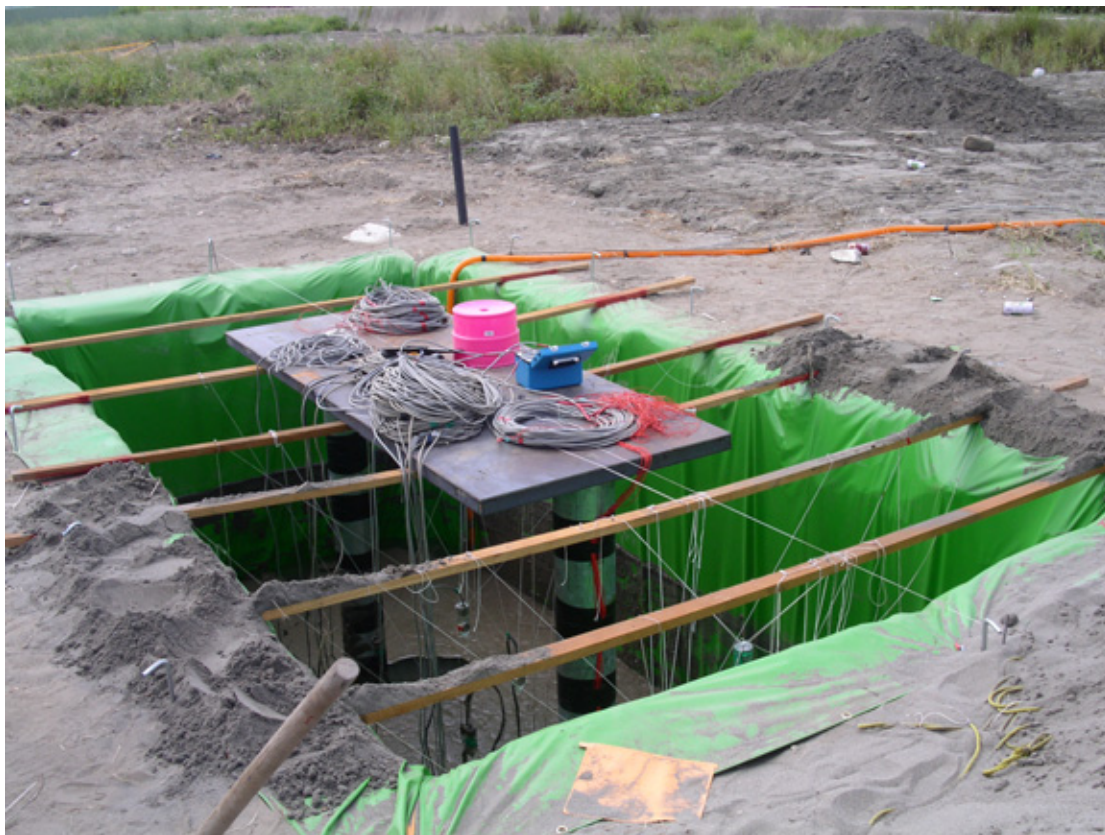


圖 4-9 現地水中實降圖

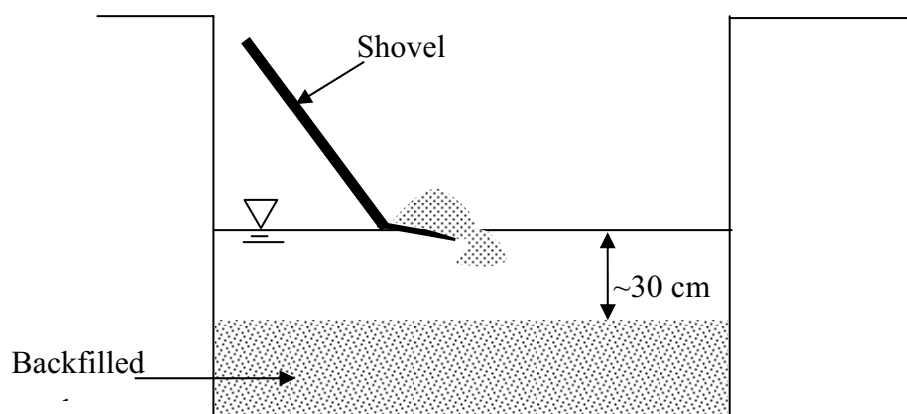


圖 4-10 現地水中實降法 (Chang 2002)

回填土壤之平均比重為 2.66，其粒徑分佈如圖 4-11 所示，其 USCS 分類為 SM，其動態特性，由內含 Bender element 裝置之單剪試驗量測，回填土層為自地表以下至深度約 2.5m，以試驗完成後在不同深度取得之薄管試體，由試坑之地表沈陷反算求得其試驗前之平均孔隙比約為 0.83，其波速與平均有效應力關係如圖 4-12 所示，並可以所列之公式迴歸，其整合之動態特性如圖 4-13 所示，其液化行為如圖 4-14 所示，其 $CRR_{7.5}=0.45$ 。

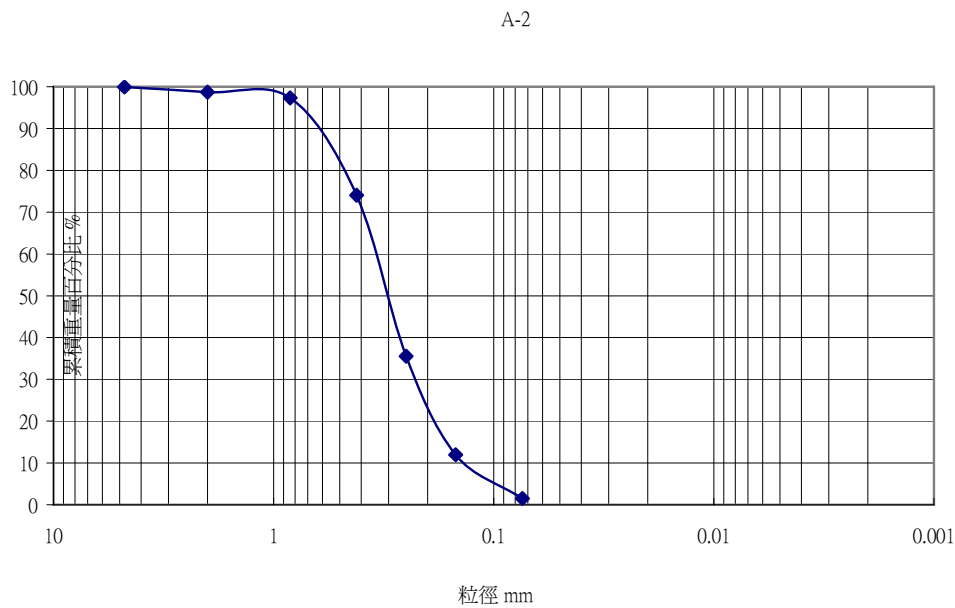


圖 4-11 現地回填土壤粒徑分佈

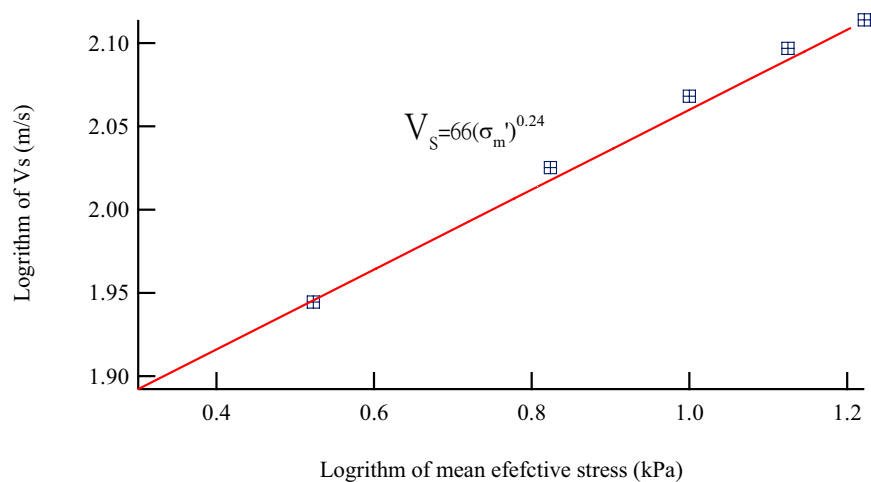


圖 4-12 回填土壤波速與平均有效應力關係

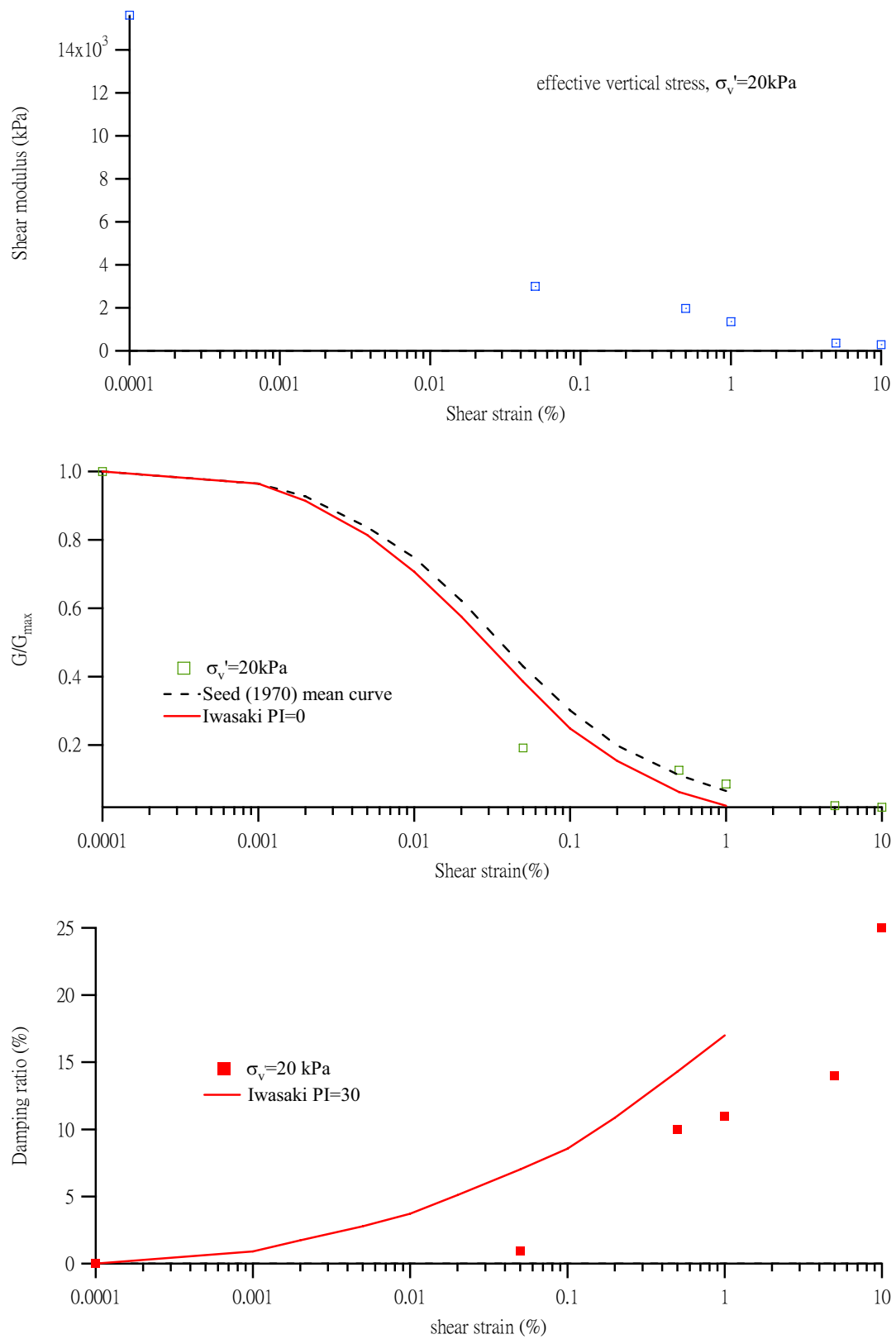


圖 4-13 取樣土層動態特性

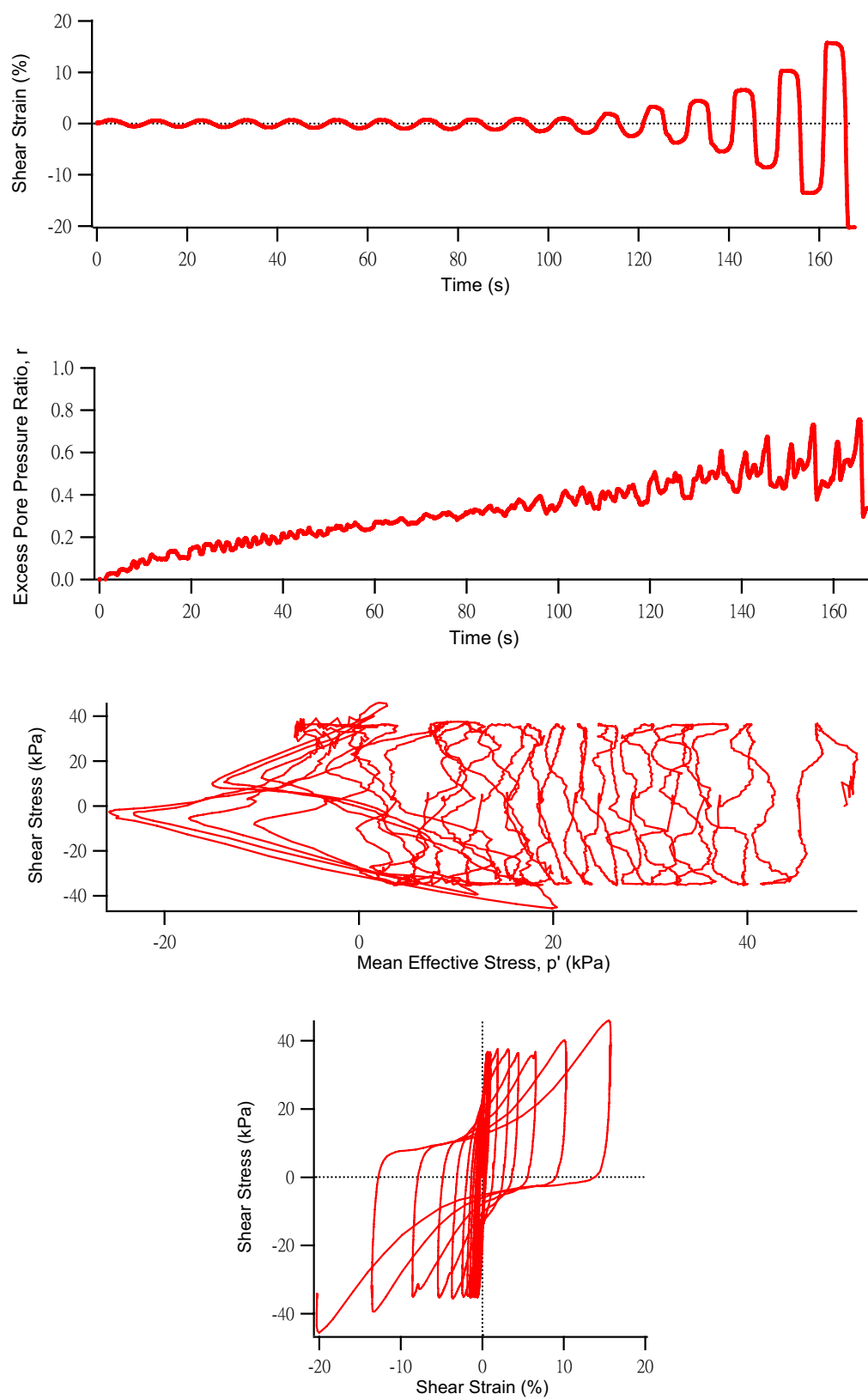


圖 4-14 試坑回填土層液化特性

3.基樁量測配置

基樁受震反應會受其兩端束制條件與周圍土壤影響，對基樁本身而言其主要需考量之物理量為基樁變形、剪力與彎距分佈，前人研究發現最大水平變位與剪力發生於基樁頂部，最大彎距發生於液化與非液化土層交界及頂部剛性接點。試驗中以加速度計量測樁頂變位，基樁變形與剪應力及彎距由佈設於基樁前後之軸向防水應變片量測，利用對稱之應變片，該點位之曲率(curvature, k)可以下式計算：

$$k = \frac{(\varepsilon_n - \varepsilon_s)}{D} \dots\dots\dots (4.1)$$

式中 ε_n 及 ε_s 為基樁前後兩側由應變片量測之軸向應變量， D 為兩應變片之水平間距；其彎距 M 可由：

$$M = EIk \dots\dots\dots (4.2)$$

式中 E 與 I 分別為基樁之楊氏彈性模數(Young's Modulus)及慣性矩(moment inertia)；基樁水平變位 y 計算可由：

$$y = \int (\int k dz) dz \dots\dots\dots (4.3)$$

式中 z 向為垂直方向深度。量測點位由樁頂板底部下方 30 公分處貼設第一組軸向防水應變片，依序往下每間隔 30 公分裝置一組軸向防水應變片，每根樁基礎上共有 8 組軸向防水應變片，而最底部之應變片距離試坑底部為 14 公分。

所用之基樁將以全尺寸鋼管樁製作，樁頂板大小為 250×100×5 cm，兩根樁基礎跨距為 200 cm，直徑 D 為 20 cm，總高為 350 cm，基樁兩端視為固定端(Fixed)，相關量測設備先黏貼於鋼管樁表面，試坑開挖後，先將基樁以打樁機貫入試坑底部 150 cm，使其近似於固定之底部邊界條件，再鋪上不透水布與回填試體，如此可降低液化土層中應變片失敗，而樁頂板裝置加速度記以量測其變位。

為量測其彎距應變，採用之二個對稱應變片配置，其配置與線路如圖 4-15 所示，採用此配置之優點為自動溫度補償，消除軸向應變之影響與加倍輸出訊號，其應變為：

$$\varepsilon_n = -\varepsilon_s = \frac{2V_{out}}{Ek_s} \dots\dots\dots (4.4)$$

式中 V_{out} 為輸出電壓，E 為量測材料之彈性模數 (Young's Modulus)， k_s 為應變片係數(strain gage factor)，以中間加載之簡支樑系統率定之結果如圖 4-16 所示，其具有相當之準確性。

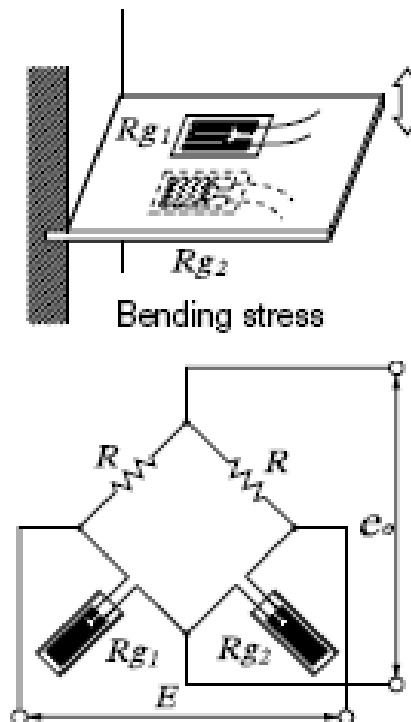


圖 4-15 彎距應變量測配置

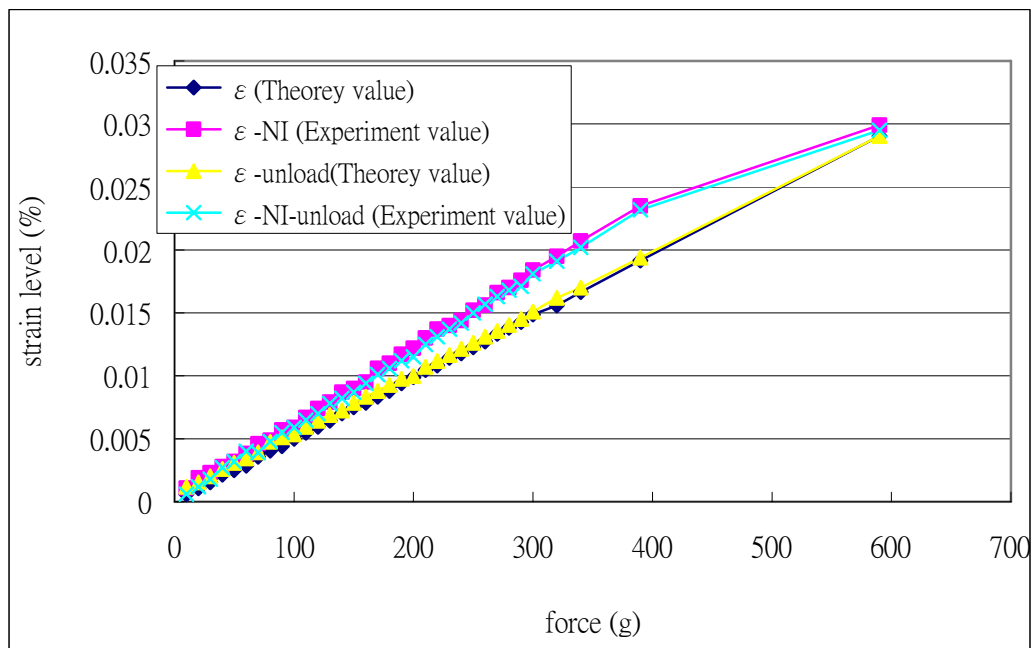
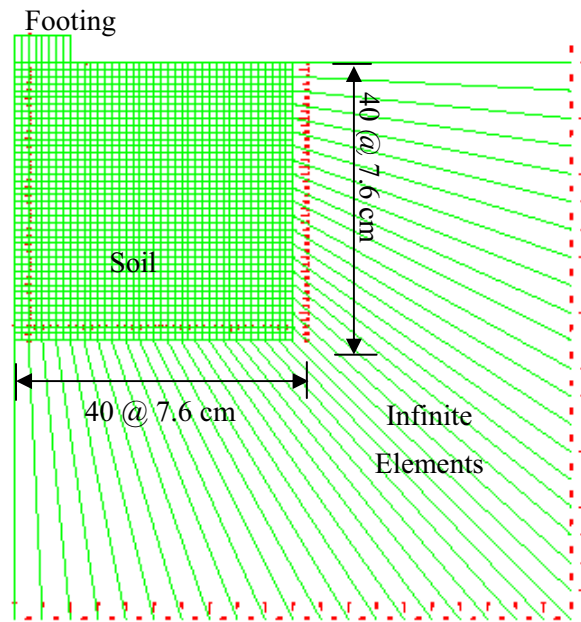


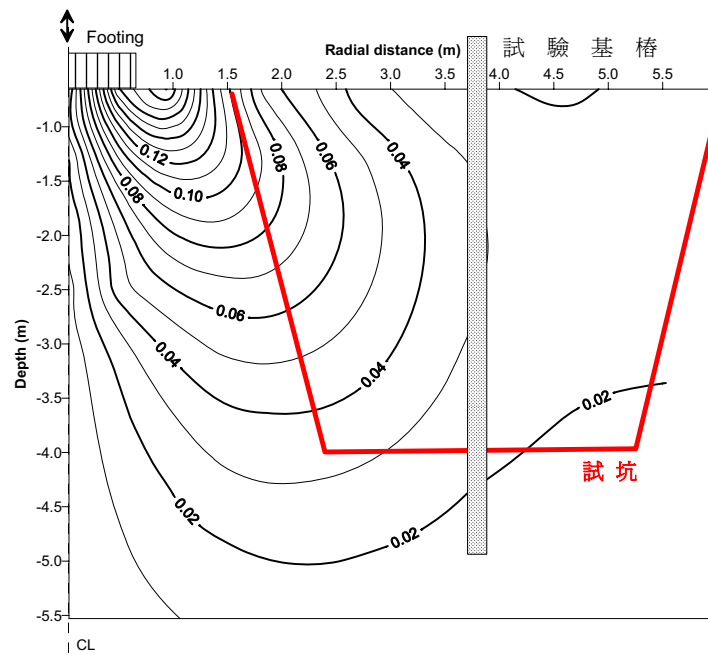
圖 4-16 彎距應變量測率定

4.地表震源配置

由於地表震源其遠近、震動方向頻率與土層特性均會影響應力波傳遞及試坑中土壤受剪產生之應變量與孔隙水壓力等，因此如何在有限之震源下產生足夠液化之剪應變為達到實驗目的之必須要件，因此需一併考量。利用重型震盪震源車於垂直向振動，Chang (2002)將土壤以剪力波速 200 m/s、柏松比為 0.3 之彈性材料模擬，以有限元素模擬荷重頻率為 20 Hz、震幅為 60 kN 下之行為，其最大震幅分佈如圖 4.17 所示，在距震源邊緣 1m 處之試坑其最大剪應變大於 0.02 %，此震幅超過激發超額孔隙水壓力之門檻應變值(<0.01%)可使土壤液化，因此將震盪震源車放置在距離模型試坑邊界 1m 處(圖 4-10)，藉由現地土層土壤作為介質傳遞震波能量。利用兩顆垂直向地音計 (Geophone) 以及一顆水平向地音計 (Geophone) 量測震源能量大小，由於雷利波 (Rayleigh-Wave) 主要能量為垂直向之震動，故水平向地音計 (Geophone) 只安裝在離震源較近之試坑邊緣。



(a) 有限元素網格



Max. Shear Strain Distribution from ABAQUS, Vs=600 fps
f=20 Hz, SL=24 kips, DL=12 kips

(b) 最大剪應變分佈

圖 4-17 彈性土層最大剪應變分佈 (Chang 2002)



圖 4-18 現地試驗振源配置圖

5. 試坑內部儀器配置

規劃之試坑單樁試驗需量測物理量包括：(1)試坑內鄰近基樁與遠離基樁之土壤剪應變與孔隙水壓力耦合反應，(2)基樁本身變形、剪力與彎矩分佈，及(3)試坑外土壤震動反應。將防水應變片分別貼設於樁基礎同一高層左右兩邊對稱處使其量測軸向之應變量，第一組應變片貼設於樁頂板底部下方 30 公分處，其下等間距 30 公分貼設另一組軸向防水應變片共設 8 組，兩根樁基礎共 16 組軸向防水應變片（32 片），並於頂部裝設加速度計，量測端點變位；由應變量測轉換為變形曲率後積分為變位，考慮彈性模數與慣量即可由曲率計算彎矩及由變位計算剪力。由於此為動態反應，因此修改前期之動態資料擷取系統並擴充至適於本年度試驗之要求，同時開發可與觀測系統搭配之資料處理程序與軟體，使量測資料更有意義且可立即分析。

鄰近與遠離基樁之土壤剪應變與孔隙水壓力耦合反應則由 10 顆結合孔隙水壓計與三軸向加速度計所構成之內置式耦合感測子量測土壤顆粒震動量以及孔隙水壓力激發行為，其主要可分為兩個區域：(1) 後方回填土區，其方法為將四個耦合感測子 (CS-2、CS-3、CS-5、CS-6) 佈設於與波傳方向平行之矩形平面上，量測質點震動量以及孔隙水壓力激發行為，而在陣列中間另外放置一個耦合感測子 (CS-4)，用以量測淺層之耦合反應，並且在 CS-4 感測子正下方之試坑底部埋置一孔隙水壓力計 (T40)，量測試坑底部水壓激發行為；(2) 碼頭下方土層區域同樣利用四個耦合感測子 (CS-11~CS-14) 量測質點震動量以及孔隙水壓力激發行為，在試坑底部陣列中央同樣放置一個孔隙水壓力計 (T41) 量測底部水壓。現地試驗模型將水下邊坡坡趾設於前方回填土區，而坡頂位於碼頭正下方距後排基樁 78 公分處；在此區域中設有一個耦合感測子 (CS-1)，其正下方放置一個孔隙水壓力計 (T43) 量測底部水壓。試坑底部另佈有兩顆孔隙水壓計量測底部水壓反應，分別位於前方回填土區以及後排基樁正前方 (試坑內部儀器配置如圖 4-1)。

4.3 試驗設備介紹

4.3.1 動態震源-重型震盪震源車

震盪震源車為常見之可移動震源產生器 (Vibroiseis，如圖 4-19 所示)，其為地球物理學門中地質探勘常用震源，其力量來源為油壓設備，可施加特定頻率、振幅之反覆荷重，施加之反覆荷重可達到 20 噸以上，操作頻率可低至數赫茲(Hz)，且具有高度機動性。本試驗之重型震盪震源車為向中油探採事業部租借之 HEMI-50 重型震盪震源車，振動方式為垂直向往覆式震動，並可由控制系統調整加載頻率、震幅及作用延時。

Chang (2002)以震盪震源車為震源並配合新型內置式土壤液化感應子及量測系統，發展一嶄新之現地液化試驗，其利用垂直向震動之表面震源，通過側向近地表量測區域 (instrumented test area)之應力波

場(包括體波(body waves)及表面波)進行試驗。Rathje et al.(2005)藉由 2DBM 剪應變計算方式，由土壤震動歷時計算剪應變歷時，並配合相同位置量測之孔隙水壓力歷時，可同時量測震動時土壤結構振動與孔隙水壓力激發之耦合(coupled)行為、震後孔隙水壓力消散及土壤之門檻應變(Threshold shear strain)等土層液化特性。張文忠與許晉銘(2005)利用類似之試驗配置，以重模越南砂試坑進行試驗，並利用位移法(displacement-based method, DBM)、平面剪力波速法(plane shear waves method, PSW)及視波法(apparent waves method, AW)計算不同剪應變震幅之差異，並量測現地剪應變震幅、作用次數及超額孔隙水壓比關係之孔隙水壓力激發曲線，可如此決定現地門檻剪應變(threshold shear strain)及孔隙水壓激發行為。



圖 4-19 HEMI-50 重型震盪震源車

4.3.2 量測儀器-耦合感測子

本計畫修改原用於現地土壤液化試驗之內置式液化監測系統(張文忠與許晉銘 2005、楊志偉 2006)，並自行設計整合由微型三向度低頻加速度計(miniature DC triaxial accelerometer)與微型動態孔隙水壓計(miniature pore pressure transducer)為一體之耦合感測子(coupled sensor)。此耦合感測子以加速度計量測土壤顆粒震動反應，配合以孔隙水壓計量測孔隙水壓變化，進行時間域(time domain)土壤受震時土壤結構與孔隙水壓力激發之耦合(coupled)行為觀測，且其體積相對於試體尺寸比較小，可達到近乎點量測之目標(point measurement)，因此可進

行現地局部動態反應量測。

試驗中為量測土壤質點震動，將利用三軸向加速度計量測質點加速度，因液化之土體流動與側潰之側向流動皆為低頻之訊號，故以低頻高精度之電容式加速度計(capacitive accelerometer)進行三向質點震動量測，所用之加速度計為 PCB 3703 系列，其特點為有效頻寬介於 DC (0Hz) 至 100 Hz、可量測傾斜角度且感測器體積較小可縮小耦合感測子之尺寸。所用之孔隙水壓感測子為常用於離心機試驗之 Drcuk PDCR 81 微型孔隙水壓計，其特點為體積小且精度高。加速度計與微型孔隙水壓計以密閉之壓克力外殼整合稱之為耦合感測子，其整體單位重可調整與飽和土壤試體相近，避免液化後產生下沉或上浮。

耦合感測子結構如圖 4-20 所示，其外型為長度約 12 cm 、直徑 5.5 cm 之圓錐，外殼以壓克力加工製作，使用 AB 膠(epoxy)將加速度計固定於壓克力內部空間並提供防水。微型孔隙水壓計本體以 AB 膠固定密封，並使其透水銅露出於壓克力外殼表面，以量測土壤動態孔隙水壓力之變化情形。

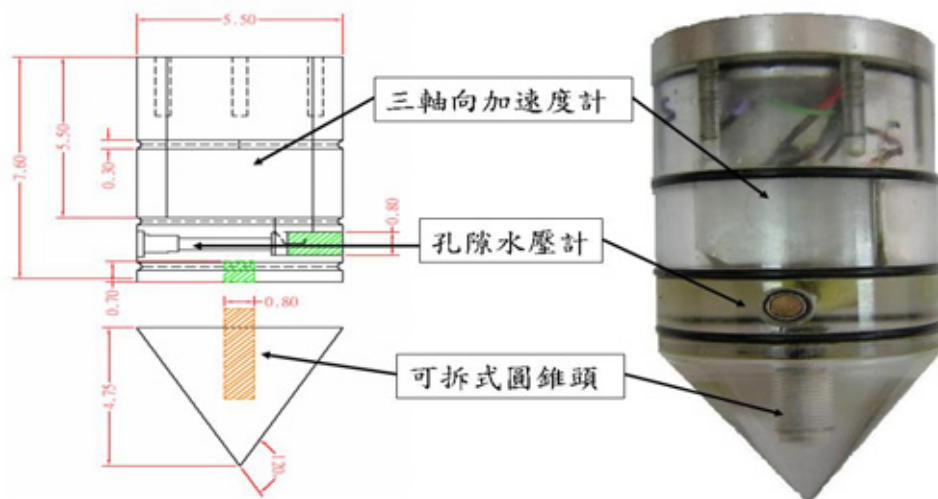


圖 4-20 耦合感測子細部設計圖

4.3.3 量測設備-擷取系統

本計畫所用之高速資料擷取系統為以個人電腦為基礎之動態資料擷取系統，可分為硬體與軟體兩部份，硬體包含個人電腦、A/D(類比數位轉換)資料擷取卡及訊號制約模組，軟體主要為美商國家儀器公司(National Instrument)之虛擬儀控程式 LabVIEW。訊號擷取之原理為由前端感測器傳回量得之電子類比訊號，經由訊號制約模組作放大處理以得到最佳之解析度，再由 A/D 資料擷取卡將量測之類比訊號轉換為數位訊號，儲存於記憶體與硬碟中，以利進行後續分析，所有擷取系統之動作都經由所發展之 LabVIEW 儀控程式進行控制。本擷取系統最大之特點為可針對使用者不同之量測需求，自行發展所需之擷取控制環境，不再受傳統量測系統無法擴增功能之限制，所發展之系統可以每通道最少 10 kHz 之擷取速度同時進行 16 個通道量測，且可快速自行擴充。

本擷取系統之運作流程為，當感測器將量測資料回傳時，首先經由 NI SCXI 訊號制約模組將訊號收集並放大以獲得較佳的解析度，再透過資料擷取卡將類比訊號轉換成電腦可接收的數位訊號，整個的資料擷取系統經由電腦上之 LabVIEW 虛擬儀控程式進行擷取控制。擷取系統使用之硬體元件說明如表 4-2 所示，包含兩張 A/D 資料擷取卡(NI 6032E、NI 6052E)，NI SCXI-1520 訊號制約模組以及其餘相關配件。

表 4-2 擷取系統基本硬體元件

型號	NI 6052E	NI 6032E	NI SCXI-1520
名稱	A/D資料擷取卡	A/D資料擷取卡	訊號制約模組
類比輸入通道數	16 SE/8 DI	16 SE/8 DI	8 DI
輸入解析度	16位元	16位元	--
最大擷取頻率	333 kS/s	100 kS/s	--
增益值	--	--	1~1000 (每一頻道)
輸入電壓範圍	$\pm 50\text{mV} \sim \pm 10\text{V}$	$\pm 10\text{mV} \sim \pm 10\text{V}$	$\pm 10\text{mV} \sim \pm 10\text{V}$
濾波	--	--	10 Hz~10 kHz
激發電壓供給	--	--	0~10V
連接配件	NI SCXI-1520	NI SCB-68	NI SCXI-1000
			NI SCXI-1349

試驗過程裡所有量測儀器之訊號線包含地表三軸向加速度計 (Accelerometer)、地音計 (Geophone) 與試坑內耦合感測子 (Coupled Sensor)、應變片 (Strain Gage)、孔隙水壓計 (Pore Pressure Transducer)，總計共有 63 個擷取頻道，依感測子順序收集到訊號整合箱內(圖 4-21)，此外因訊號整合箱無電源供應器，需另外供給電源，訊號收集與整合後隨即將水壓計資料與加速度計資料分別傳送到 PXI 系統內進行資料擷取(現地試驗擷取如圖 4-22)。



圖 4-21 訊號整合箱圖



(a)



(b)

圖 4-22 現地試驗量測情況圖

4.4 訊號處理

4.4.1 資料結構

本試驗所擷取之訊號，包含三軸向加速度計、水壓計及基礎與地表加速度計等總計 63 個頻道，依感測子順序輸入到各資料擷取卡上，由於擷取速率較高(1 kHz)使擷取資料量廣大，為使擷取系統於高速量測下正常運作，將儲存之檔案型態由一般佔記憶體容量較大之 ASCII 檔改成較小之二進位(binary)檔案，如此可使擷取系統於高速量測下仍能穩定運作。擷取系統量測所儲存之檔案類型為二進位(binary)，其優點為檔案所佔空間較小，可進行高速且大量之資料處理，缺點為無法由一般檢視文字檔案軟體觀察其資料內容，因此需進行檔案格式轉換或於可處理二進位之程式中進行。

4.4.2 降頻與延時選取

由於試驗後所擷取之資料量大，所以本研究藉由資料處理程式讀取感測子量測數據並進行資料識別，計算其資料點數，接著將量測數據乘以率定係數，將電壓值轉換為物理量，再進行資料判讀與分析，並觀測孔隙水壓力消散、土壤質點震動等行為。在實驗中加速度與水壓計的擷取頻率為 1000Hz，且擷取時間長達 10~20 分鐘左右，即使為檔案較小之二進位(binary)檔案，試驗擷取後的檔案仍高達 35~50M 為一般家用電腦記憶體無法負擔此龐大運算量，所以將利用 Fortran 自行撰寫降頻的程式，此程式可將加速度與水壓計從 1000Hz 降為任一頻率(建議不可低於取樣原理亦即最小取樣速率必須為原始訊號所含最大頻率之兩倍，如式 4.5)，其原理是每隔 N 點取一個數據來達到降低取樣頻率的目的。

除上述的降頻可以減少電腦的運算負擔外，自行撰寫的 Fortran 程式還可選取延時時間，如震動後孔隙水壓力激發所產生的超額孔隙水壓於震動停止後開始消散，但資料擷取無法準確掌握何時消散結束，為了擷取到完整資料通常量測時間較長檔案也較大，此時可利用延時

選取輸出某段歷時資料加以分析，加快電腦處理速度。

$$f = \frac{1}{\Delta t} > f_{ny} = \frac{2}{T} \dots\dots\dots (4.5)$$

4.4.3 訊號後處理

1. 初始值與物理量轉換

以電腦為基礎之訊號擷取系統，其基本原理為將自然界中的物理現象轉換為電腦可讀取之訊號，像是電壓及電流等，量測之訊號經由前端感測器回傳至電腦中，由類比轉數位資料擷取卡(Analog to Digital (A/D) converter)轉換訊號，最後將擷取之資料存於硬碟中，所有動作皆由儀控程式進行設定與控制。本計畫所建立之高速量測系統所擷取的資料是電壓值，需再乘上率定常數將其電壓質轉換成物理量。舉例來說在靜止狀態下利用微型孔隙水壓計所擷取到的資料為靜止狀態下的水壓力，此量測數據為一個電壓值，在本研究中俗稱初始電壓值(靜水壓)，而為計算出在試驗過程中所激發之超額孔隙水壓力，全部感測子皆須扣除靜水壓，以求得超額孔隙水壓力。

2. 頻譜分析與濾波

進行訊號處理時，為增加運算速率與取得更多訊息，常需將原為時間函數的訊號，轉換為不同變數之函數，常見之轉換為將訊號與時間關係轉換為訊號與頻率之關係，一般以時間表示之訊號稱之為時間域訊號(time domain signal)，而以頻率表示之訊號稱之為頻率域訊號(frequency domain signal)，訊號處理分析時，依其運算變數不同亦可分成時間域分析與頻率域分析，本計畫所使用到的數值積分(numerical integration)與基線修正(baseline correction)為時間域分析，訊號之濾波程序與頻譜分析屬於頻率域分析。

由於雜訊的存在以及記錄之波形訊號並非完全之正弦曲線，由加速度數值積分二次後，所得位移歷時會有一明顯之偏移(drift)，如

圖 4-23 所示。為消除每筆位移歷時之偏移量，在將位移轉換為應變之前，必須進行基線修正(baseline correction)。基線修正法使用最小平方迴歸(least square regression)找出位移偏移量之最佳符合曲線(best fit curve)，可利用六次多項式計算出最佳符合曲線，然後由原始數據扣掉從最佳符合曲線到 y 軸的每一個垂直距離來消移偏移量，相關分析均於時間域完成。

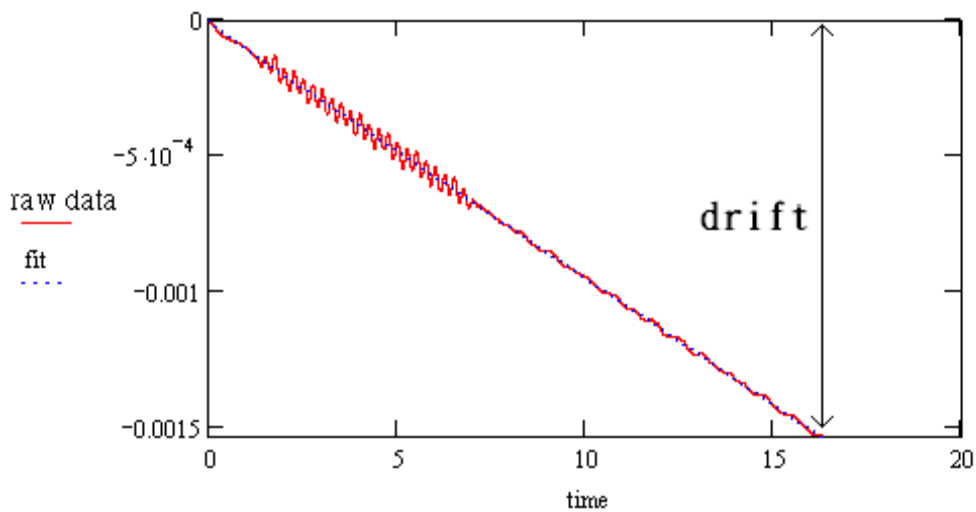


圖 4-23 數值積分所產生的偏移量圖

頻率域分析時其原理為將動態訊號分解為不同頻率、震幅與相位之正弦函數(Sheriff and Geldart 1995)。本計畫所處理之資料為離散型態，進行傅立葉轉換運算時以離散形式來進行，稱為離散傅立葉轉換(Discrete Fourier transform, DFT)。對上述頻譜一週期內取 N 點，即取樣間隔為 $\frac{2\pi}{N}$ 之離散訊號而言，由時間域轉成頻率域可由式(4.6)計算之：

$$X[k] = \frac{1}{N} \sum_{n=0}^{N-1} X[n] \cdot e^{-j2\pi nk / N} \dots\dots\dots (4.6)$$

其中 $\omega_k = k \frac{2\pi}{N \cdot \Delta_t}$ ， ω_k 為循環頻率(circular frequency)， N =資料點

數， $X[k]$ =頻率 ω_k 傅立葉係數， $k = 0, 1, 2, \dots, N-1$ 。式(4-6)中，可將傅立葉係數 X_k 經離散傅立葉轉換之逆運算 (Inverse Discrete Fourier transform, IDFT) 之運算，建構時間域中之離散訊號 x_j 。此轉換可由下式(4.7)表示之：

$$X[n] = \sum_{k=0}^{N-1} X[k] \cdot e^{j(2\pi nk / N)} \dots\dots\dots (4.7)$$

由式(4.6)與(4.7)之轉換運算，訊號可於時間域及頻率域中互相轉換。由於離散傅立葉轉換(DFT)需要較大之運算量，以式(4.7)為例子，直接演算，要計算一點 $X[n]$ 需要 N 個複數乘法與 $N-1$ 個複數加法，總共有 N 個點要計算，因此共需要 N^2 個乘法與 $N(N-1)$ 個加法。對於一般電腦，乘法所需要的運算時間是加法的數十倍，運算的複雜度和 N^2 成比例關係，為增進運算速率，Cooley 與 Turkey(1965)發展出將原本之 DFT 計算分解為連續性且較小的 DFT 計算。此快速演算法的使用限制為資料點數(N)需為 2 的倍數，亦即所謂的快速傅立葉轉換(Fast Fourier transform, FFT)。目前在所有訊號處理軟體中，已廣泛地應用 FFT 與其逆運算(Inverse FFT, IFFT)並作為標準的內建函數。

本計畫中對 FFT 之使用，主要與數位濾波器(filter)結合。數位濾波器對擷取系統量測之原始訊號作訊號處理，可將環境雜訊(background noise)濾除，並可凸顯出試驗較重視之訊號範圍。頻率濾波器通常可分為三種型態：低通(low-pass)、高通(high-pass) 與帶通 (band-pass)濾波器。圖 4-24 為三種數位濾波器的示意圖，原始訊號經由 FFT 後轉成頻率域，由圖 4-24 可以看出震幅最大地方為 2Hz，即為此訊號的共振頻率，而圖 4-24 (a) 使用低通濾波器(low-pass filter)，並設定為切斷頻率(cut-off frequency)為 10Hz，亦即將高於 10 Hz 之訊號移除並保留低於 10H 之訊號，低通濾波器可以用來阻絕高頻之雜訊，像是 AC 電源 (60Hz)、汽車引擎、發電機等引起之高頻雜訊，本研究中，低通濾波器

用來去除加速度計與孔隙水壓計資料之高頻環境雜訊；圖 4-24 (b) 為高通濾波器(high-pass filter)示意圖，其功能為使高於切斷頻率(cut-off frequency)之訊號通過，而低於切斷頻率之訊號則設定其傅立葉係數為零而將之濾除；圖 4-24 (c) 為帶通濾波器(band-pass filter)，其為低通與高通濾波器之結合，為一帶狀頻寬之濾波器，可將某段頻率範圍內之訊號留存，本計畫中使用帶通濾波器觀察暫態 (Transient) 之超額孔隙水壓力變化情形。應用濾波器處理訊號，除了其去除雜訊之效果良好外，更由於原理簡單及使用方便，為一優良之訊號分離技術。

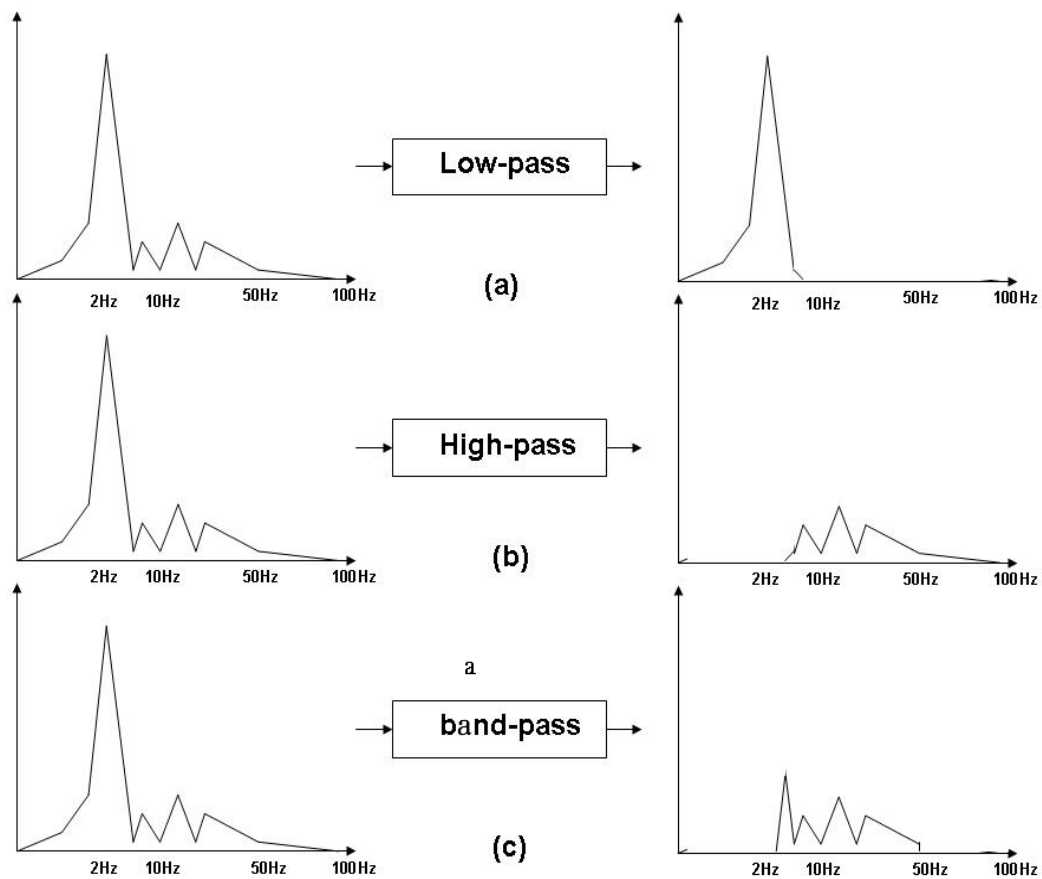


圖 4-24 數位濾波器圖

4.5 試驗計畫與分析方法

4.5.1 資料處理流程

資料處理流程如圖 4-25 所示，本次試驗為現地全尺寸模型試驗，存在於現地之環境訊號來源極為廣泛，試驗過程中所擷取之訊號相當容易受到雜訊影響，因此過濾這些不屬於試驗數據之環境雜訊為首要步驟；接著把試驗數據分為：孔隙水壓歷時分析、內部加速度震動量分析以及樁基礎之應變分析三個部分。

孔隙水壓力資料藉由濾波方式將其分為：存在於動態加載期間且隨土壤動反覆變化之暫態(Transient)孔隙水壓，以及在震動期間持續激發並累積直至動結束後開始消散之殘餘(Residual)孔隙水壓。加速度量測值則利用數值積分方式求得速度與位移歷時，並且於速度歷時時進行基線修正。二維位移法是以位移歷時為基底之剪應變計算方式，其方法為將耦合感測子佈設在矩形陣列之四個節點上，感測子量測之加速度歷時藉由數值積分方式求得各節點上之位移量，利用內插之方式便可求得陣列中任一點之剪應變量。

樁基礎之軸向應變量(Bending strain)是利用分佈於基樁上之多組軸向防水應變片進行量測，每組軸向防水應變片是由兩片平行貼於基樁兩側之防水應變片組成，實驗之計算為利用所量測之軸向應變 ϵ (Bending strain) 除上其中性軸距離 y (樁之半徑)，即可計算出樁基礎受過震程中曲率之變化(如式 4.1)，再利用樁之曲率變化進行以下三部分處理，(1) 將其乘上樁之楊氏模數以及慣性矩可知其彎矩(如式 4.2)，(2) 將曲率對垂直深度做一次積分求得剪力分佈以及(3) 二次積分可得知其側向水平位移(如式 4.3)，並且可進一步求知土層之側向載重與土壤之彈性係數。

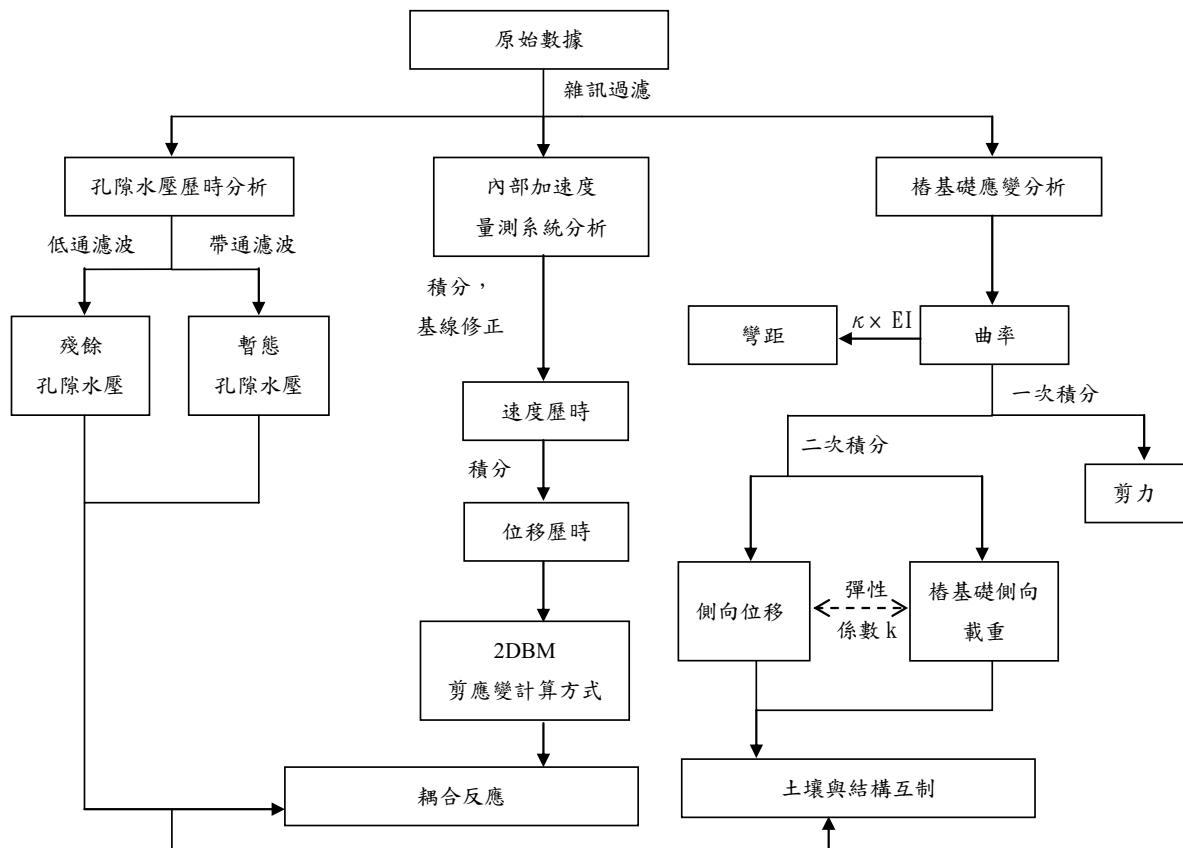


圖 4-25 資料處理流程

4.5.2 資料處理方式

1. 剪應變計算原理

現地砂土剪應變震幅量測重點之一為評估動態加載期間之剪應變歷時。本試驗引用假設較少之二維位移剪應變評估方法（2DBM）推估震動過程之剪應變歷時。計算剪應變所使用之內差函數為自然座標系統(natural coordinate system)，座標以(r,s)表示，如圖 4.18(a)所示下對某一參數之變化情形之描述。若考量整體座標系統(global coordinate system)，座標以(x,y)表示，如圖 4-26(b)中一具有四節點(4-node)之元素以及其於自然座標系統中之方形型態，自然座標系統

元素中的點位(r,s)與整體座標系統元素之點位(x,y)，可由式(4.8a、b)進行轉換：

$$x = \sum_{i=1}^4 N_i(r,s)x_i \dots\dots\dots (4.8a)$$

$$y = \sum_{i=1}^4 N_i(r,s)y_i \dots\dots\dots (4.8b)$$

其中，x, y 為整體座標系統中元素內之任意點； x_i, y_i 為整體座標系統中元素之節點； $N_i(r,s)$ 為自然座標系統元素節點 i 之形狀函數 (shape function)。

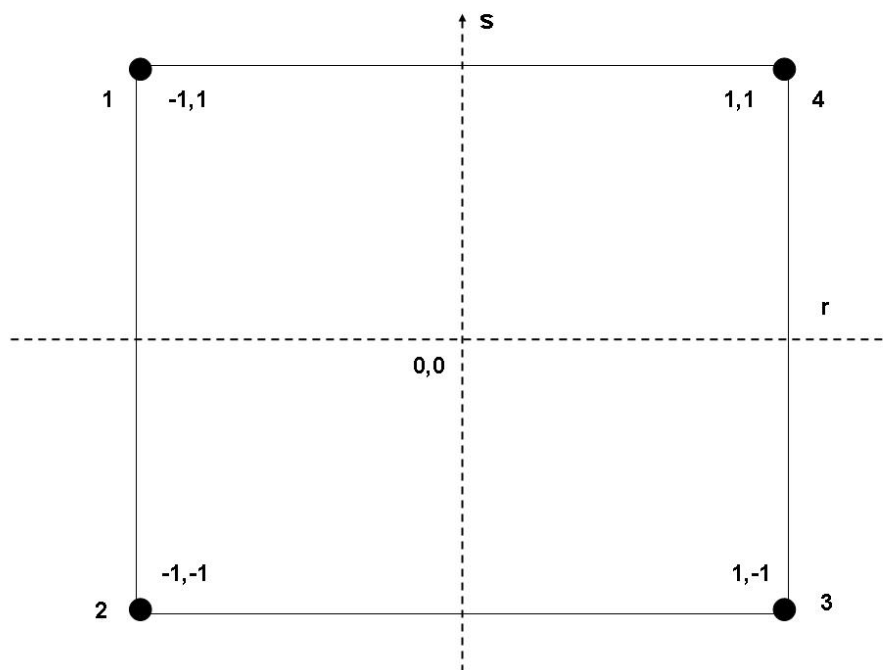
形狀函數(N_i)之基本性質為在自然座標系統中節點 i 處具有一單位之值，於其它節點則為零。使用二維狀況下之 Lagrangian 多項式可產生元素之形狀函數如圖 4-26(a)所示，其運算式如(4.9a~d)所示：

$$N_1 = \frac{1}{4}(1-r)(1-s) \dots\dots\dots (4.9a)$$

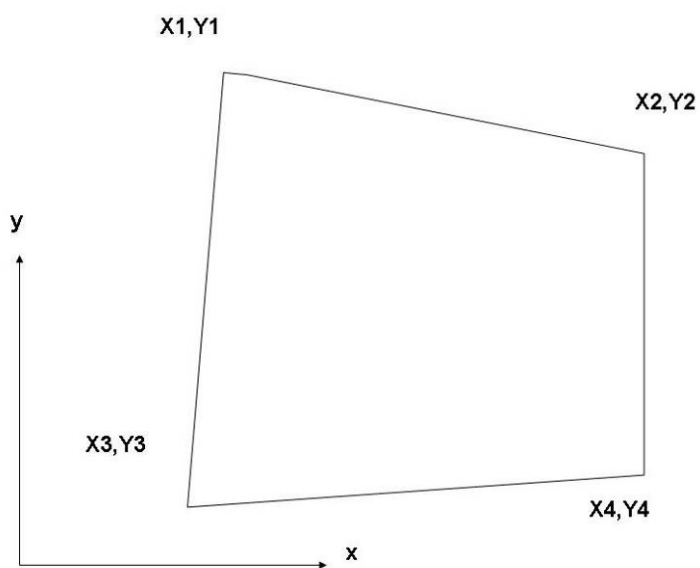
$$N_2 = \frac{1}{4}(1+r)(1-s) \dots\dots\dots (4.9b)$$

$$N_3 = \frac{1}{4}(1+r)(1+s) \dots\dots\dots (4.9c)$$

$$N_4 = \frac{1}{4}(1-r)(1+s) \dots\dots\dots (4.9d)$$



(a) 自然座標系統



(b) 整體座標系統

圖 4-26 4 節點元素示意圖(a)自然座標系統(b)整體座標系統

而元素內之位移量計算則使用相同之形狀函數，由節點位移進行內差運算，如下式(4.10a~b)：

$$u = \sum_{i=1}^4 N_i(r,s) u_i \quad \dots\dots\dots (4.10a)$$

$$v = \sum_{i=1}^4 N_i(r,s) v_i \quad \dots\dots\dots (4.10b)$$

其中， u, v 分別為 x 與 y 方向之位移量，在自然座標系統中其位於 (r,s) 對應於整體座標系統中之位置 (x,y) ； u_i, v_i 分別為 x 與 y 方向節點 i 之節點位移。應用式(4.10)，則元素內任意點 (x,y) 之位移量可由節點位移與相對應自然座標之點位求得。

整體座標系統中之元素應變向量 $(\varepsilon' = [\varepsilon_x \quad \varepsilon_y \quad \gamma_{xy}])$ ，可由同一座標系統中相關元素位移之微分求得，如式(4.11a~c)所示：

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad \dots\dots\dots (4.11a)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad \dots\dots\dots (4.11b)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad \dots\dots\dots (4.11c)$$

由式(4.9)與(4.10)，元素應變向量可表示為矩陣形式，如式(4.12)：

$$\varepsilon = B \cdot u \quad \dots\dots\dots (4.12)$$

其中， $u^T = [u_1 \quad v_1 \quad u_2 \quad v_2 \quad u_3 \quad v_3 \quad u_4 \quad v_4]$ ； u_i = 節點 i 之水平位移， $i=1\sim 4$ ； v_i = 節點 i 之垂直位移， $i=1\sim 4$ ； B = 應變-位移轉換矩陣(strain-displacement transformation matrix)應變-位移轉換矩陣 B 之詳細型態如式(4.13)所示：

$$B = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_3}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_3}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_4}{\partial y} \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_1}{\partial x} & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \frac{\partial N_2}{\partial x} & \frac{\partial N_3}{\partial y} & \frac{\partial N_3}{\partial x} & \frac{\partial N_4}{\partial y} & \frac{\partial N_4}{\partial x} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (4.13)$$

$$\begin{Bmatrix} dx \\ dy \end{Bmatrix} = J^T \begin{Bmatrix} dr \\ ds \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (4.14)$$

其中， $J = \begin{bmatrix} \partial x / \partial r & \partial y / \partial r \\ \partial x / \partial s & \partial y / \partial s \end{bmatrix}$ (Jacobian matrix)

形狀函數關於整體座標系統之微分可由下式計算之：

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial N_i(r,s)}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i(r,s)}{\partial y} \end{bmatrix} = J^{-1} \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i(r,s)}{\partial r} \\ \frac{\partial N_i(r,s)}{\partial s} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (4.15)$$

使用式(4.12)與(4.13)配合節點上經修正之位移歷時，可計算現地感測子陣列內任意點之應變歷時。在發展之試驗程序中，剪應變歷時為將每一節點之紀錄資料採相等權重進行計算所得。現地試驗配置所得之 Jacobian 矩陣之值為 1，而應變-位移轉換矩陣之值則如式(4.16)：

$$B = \begin{bmatrix} -0.25 & 0 & -0.25 & 0 & 0.25 & 0 & 0.25 & 0 \\ 0 & 0.25 & 0 & -0.25 & 0 & -0.25 & 0 & 0.25 \\ 0.25 & -0.25 & -0.25 & -0.25 & -0.25 & 0.25 & 0.25 & 0.25 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (4.16)$$

由加速度計量測之質點震動加速度積分可得到質點位移量，將位移量與 B 矩陣作運算即可得到應變量。

位移剪應變評估法中採用數個假設，包括假設節點間位移為線性變化及應用疊加法(superposition)於不同節點位移之內插運算。其中，

所有節點都必須排列於同一垂直面以滿足二維之公式運算。所以內置式耦合感測子在剪力盒試驗量測陣列之配置必須符合下列限制:

確保節點間之位移必須為線性，所以感測子之間距離大小為 60 cm，為本研究所採用最高頻率訊號之四分之一波長。所有加速度計必須排列於同一平面，以進行二維方程式之運算。量測器陣列使用近正方形排列，以簡化計算並避免有關兩座標系統間轉換所產生之映象(mapping)問題。

感測子之距離長短，最好滿足 $2b$ 或是 $2a$ 等於 2 (註:公尺、英尺等)以符合 Jacobian 運算子。(註:本研究採用英尺，而 $|J| = 1$ $a=1$ $b=1$)

2. 孔隙水壓力分析

暫態孔隙水壓力為剪力波透過土壤傳遞造成平均應力改變及可回復剪應變(recoverable strain)所引起，所以暫態孔隙水壓力曲線會產生上下震盪，且暫態孔隙水壓力僅存在於動態加載期間。殘餘孔隙水壓力則於動態加載期間慢慢累積，並在加載結束後漸漸消散至零，即動態其間超額孔隙水壓力持續增加，而有效應力則持續下降。

暫態孔隙水壓力變化與加載頻率相同，因存在於加載其間，而殘餘孔隙水壓力則緩慢上升，可視為低頻率之訊號，基於此特性，可利用訊號處理中頻率域低通(low-passing)與帶通(band-passing)濾波加以分離。水壓計經由 FFT 運算後轉成頻率域，因暫態孔隙水壓力原則上與加載頻率相同，所以使用 5~20Hz 帶通濾波(震動頻率介於 10~15Hz)分離出來，殘餘孔隙水壓力則由 2Hz 或 1Hz 低通濾波分離。

3. 基樁反應分析

基樁反應量測主要為由成對應變片所量測之剪應變時間歷時，利用公式(4.1)可求得應變片所在深度之曲率，利用式(4.2)可求得彎距分佈，為利用式(4.3)求得量測點之基樁側向位移，需進行深度之二次積分，另可由彎距分佈對樁長一次微分可得到剪力分佈，對樁長二次微分可得到荷重分佈，假設基樁反應為彈性範圍，則曲率分佈需

滿足可二次微分之連續函數，由於量得之曲率資料為空間離散之資料，因此本研究將利用曲率離散分佈點，以 cubic spine 形式進行迴歸分析，得到各量測點間為二次可微之線段連續函數(piecewise continuous function)，由所得之函數進行積分與微分運算，如此可避免不等距分佈之誤差，且可使減少數值積分與微分運算中之誤差，並可加速運算。

4.6 試驗結果與分析討論

4.6.1 試驗計畫

藉由去年計畫之試驗結果得知，現地土層在液化與非液化之臨界區塊非常小，為避免實驗一開始所設定之震源車出力過大及頻率過高，因此本次試驗時以不同出力與頻率之震動進行試驗，順序為自小出力低頻率開始漸次增加出力百分比與震動歷時。經觀察於 Case8(出力達 90%、10Hz、震動歷時 20 秒)後現地已瀕臨液化臨界區域，但考量低頻震動無法有效傳遞剪力至土層，因此修改為最大出力 90%、頻率為 15Hz 以及震動歷時 30 秒 (Case9)，在此實驗條件下土壤達到液化。而完整試驗紀錄如表 4.3 所示，另外，每次震動間隔至少 30 分鐘，以使前次試驗所激發之超額孔隙水壓力得以完全消散。

表 4-3 試驗流程表

IHMT TEST							
2007.7.10							
Time	Case	Direction	Frequency	Energy	Duration	File Name	Rate(PXI、SCXI)
	0	Y	10 Hz	5%	5 S	s0,p0	1000 , 1000
12:25	1	Y	10 Hz	10%	5 S	s1, p1	1000 , 1000
13:10	2	Y	10 Hz	15%	5 S	s2,p2	1000 , 1000
13:33	3	Y	10 Hz	20%	5 S	s3,p3	1000 , 1000
13:54	4	Y	10 Hz	25%	5 S	s4,p4	1000 , 1000
14:15	5	Y	10 Hz	30%	5 S	s5,p5	1000 , 1000
14:38	6	Y	10 Hz	35%	10 S	s6,p6	1000 , 1000
15:05	7	Y	10 Hz	50%	15 S	s7,p7	1000 , 1000
15:30	8	Y	10 Hz	90%	20 S	s8,p8	1000 , 1000
16:10	9	Y	15 Hz	90%	30 S	s9,p9	1000 , 1000
IHMT TEST							
2007.7.11							
Time	Case	Direction	Frequency	Energy	Duration	File Name	Rate(PXI、SCXI)
10:50	10	Y	---	---	---	s10,p10	---
10:52	11	Y	10 Hz	10%	5 S	s11, p11	1000 , 1000
11:06	12	Y	10 Hz	10%	5 S	s12,p12	1000 , 1000
11:10	13	Y	10 Hz	90%	30 S	s13,p13	1000 , 1000
11:37	14	Y	15 Hz	90%	30 S	s14,p14	1000 , 1000
12:12	15	Y	20 Hz	90%	30 S	s15,p15	1000 , 1000
	16	Y	10 Hz	10%	5 S		1000 , 1000
13:43	17	Y	10 Hz	90%	30 S	s17,p17	1000 , 1000
14:09	18	Y	10 Hz	90%	30 S	s18,p18	1000 , 1000
14:40	19	Y	15 Hz	90%	30 S	s19,p19	1000 , 1000
15:03	20	Y	20 Hz	90%	30 S	s20,p20	1000 , 1000

4.6.2 地盤動態反應分析

1. 震源能量

本次試驗於試坑表面邊界處裝設垂直以及水平向之地音計（Geophone）用以量測由重型震盪震源車所造成之波傳能量大小，試驗中人造震源所產生之震動屬於表面波傳行為，表面波中有 67% 能量屬於雷利波，主要為垂直向震動，並且以橢圓形之前進方式傳遞能量；圖 4-27 為案例 13（90%出力、10Hz、歷時 30 秒）之地表加速度頻譜反應分析，其 X 軸為振動頻率，Y 軸分別為垂直與水平向之加速度震動能量大小，圖中顯示垂直向之能量大於水平向之震動，並且主要頻率與激發頻率 10Hz 相同。圖 4-28 為遠離震源之垂直向地表加速度反應，其主要頻率亦為 10Hz。圖 4-29 與 4-30 為震源能量傳遞至試坑及通過試坑後之加速度大小，可看出震源穩定的輸出震動能量，並且震動歷時與頻率亦能正確控制。

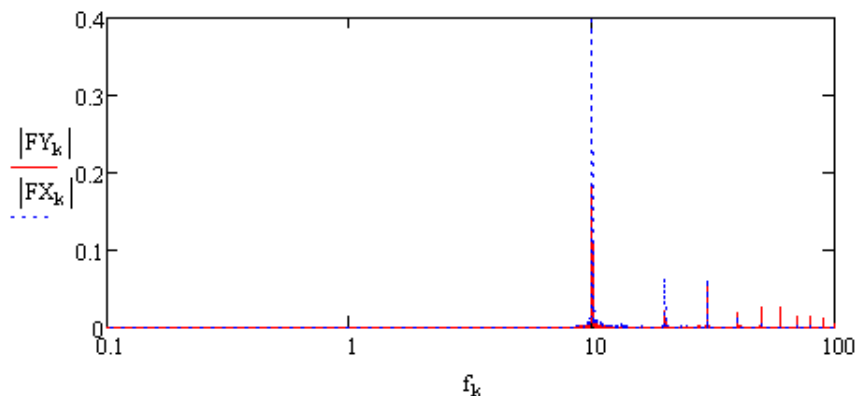


圖 4-27 靠近震源之地表加速度頻譜反應

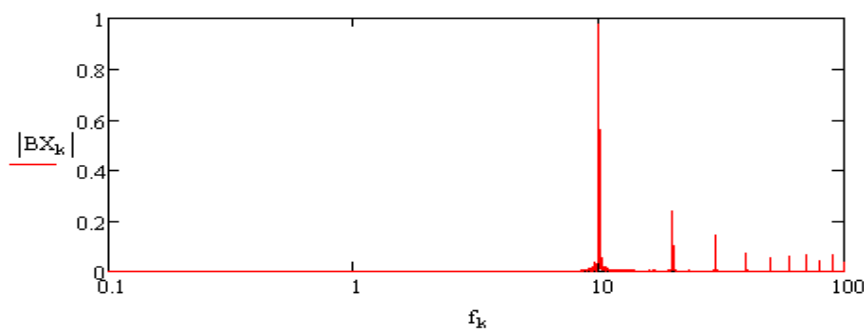


圖 4-28 遠離震源之地表加速度頻譜反應

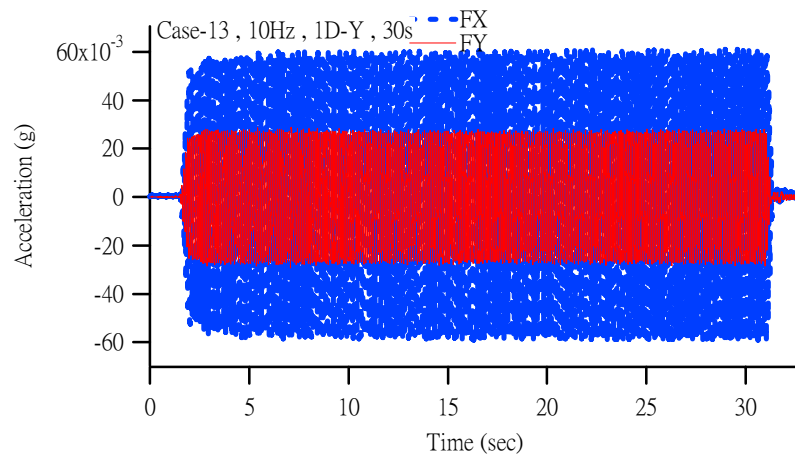


圖 4-29 靠近震源之地表加速度反應

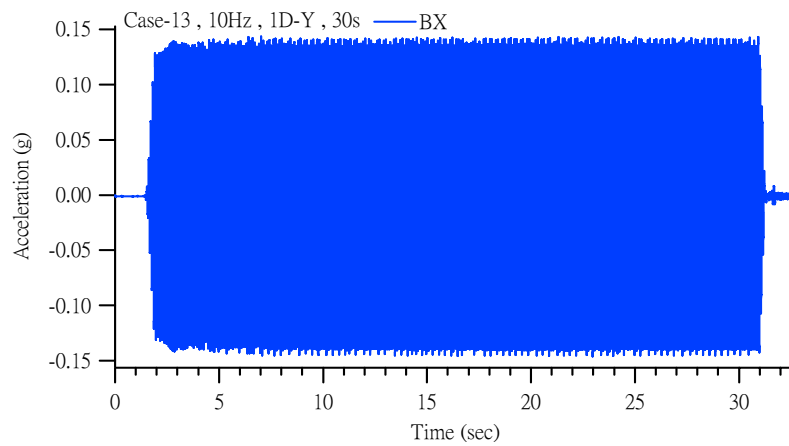


圖 4-30 遠離震源之地表加速度反應

2. 試坑內部土樣資料

探討試坑內部量測資料時可分為兩個區域：(1)後方回填區、(2)碼頭正下方土層區，此區域中之 1 號耦合感測子其三軸向加速度計於試坑回填時便無法有效運作，因此無法討論其震動行為。此小節中以大應變案例(Case13，90%、10Hz、歷時 30 秒)作為各區行為之探討與分析。

(1)後方回填區

圖 4-31(a)為位於砂面下深度約 40cm 之 4 號耦合感測子所量

測之垂直與水平向加速度以及超額孔隙水壓反應曲線，其垂直向(x向)平均加速度約為 0.1g，而水平向(y向)加速度在 15 秒時逐漸遞減至 20 秒後維持一定值，其超額孔隙水壓力則於震動開始後迅速開始激發超額孔隙水壓力至振動停止便開始消散。圖 4-31(b)與 4-31(c)為砂面下深度約 100cm 之 6、3 號耦合感測子加速度與水壓反應圖，由圖 4-31(c)得知約 23 秒時 3 號感測子附近區域發生液化，殘餘之孔隙水壓約為 85cm-H₂O，並且於震動結束後孔隙水壓直接消散，並未受到滲流等周圍環境影響，其 x、y 加速度值約為 0.08g 與 0.035g。6 號感測子同樣位於砂面下 100cm，但其反應卻與 3 號感測子略為不同，由圖 4-31(b)看出其 y 向平均加速度約在 20 秒由 0.02g 遞減到 0.0078g 左右，而 x 向平均加速度約為 0.08g；其殘餘孔隙水壓力在 23 秒左右約激發至 100cm-H₂O，但卻又逐漸下降至 90 cm-H₂O 並且於震動停止迅速消散，然而此兩段孔隙水壓下降之斜率卻不相同，考慮同樣位於後樁附近之 5 號感測子(圖 4-31(d))以及 T39(圖 4-35)孔隙水壓力計之反應，發現皆有此一現象，因此推估是因為振動過程中，基樁與土壤互制反應造成超額孔隙水壓有兩段不同斜率之消散曲線。圖 4-31(d)與 4-31(e)為砂面下深度約 160cm 之 5、2 號耦合感測子加速度與水壓反應圖，圖 4-31(e)為 2 號感測子之反應曲線，其 x 向平均加速度為 0.063g，而 y 向之加速再 15 秒至 20 秒之間由 0.035g 遞減至 0.018g，震動行為與 3 號感測子相似，唯此顆感測子之水壓計於試體回填過程中便無法有效量測訊號，因此無法正確描述此區域之殘餘孔隙水壓與液化時間點。圖 4-31(d)為 5 號感測子之反應曲線，x、y 向平均加速度分別為 0.075g、0.04g，孔隙水壓力為 78 cm-H₂O，亦在 23 秒有消散現象，但與震動停止後之消散斜率不同。

圖 4-32 為自由場區內各耦合感測子之激發孔隙水壓力反應，圖 4-32(a)為砂面下 40cm 之 4 號感測子之反應曲線，依試體比例而言此感測子位於淺層區域，其殘餘孔隙水壓(Residual Excess Pore Pressure)於震動過程中持續激發累積，但震動停止時並未及時消

散，反而有一小段向上激發之反應，推測此一現象是由於滲流等周圍環境土之影響，此種現象很容易在淺層區域裡觀測到。圖 4-32(c)為砂面下 100cm 之 3 號感測子之反應曲線，其殘餘孔隙水壓力在 23 秒時便停止激發維持一定值，因此可判定液化發生在 23 秒時，而其初始有效應力約為 5KPa。圖 4-32(b)、圖 4-32(d)為砂面下 100cm 與 160cm 6、5 號感測子之反應曲線，其殘餘孔隙水壓力皆在 23 秒時消散，且消散斜率與震動停止後之斜率不同。受反覆剪動所激發之孔隙水壓可分為殘餘(Residual)以及暫態(Transient)孔隙水壓力，暫態孔隙水壓只存在於震動期間，並且其反應行為應與震動加速度相同，而圖 4-32 中(a)~(d)之暫態孔隙水壓力行為有遞增之趨勢與圖 4-31(a)~(e)之 x 向加速度反應相似。

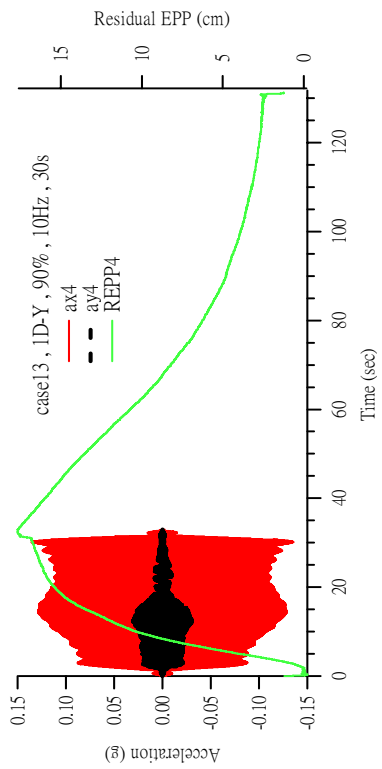
(2)碼頭正下方土層區

圖 4-33(b)、(c)、(d)為砂面下深度 100cm 之 12 號與 160cm 下之 11、13 號耦合感測子反應曲線，其 x 向平均加速度分別為 0.1g、0.08g 與 0.08g，而 y 向之加速度值幾乎趨近於零，推估是由於後排樁遮蔽了振源所傳遞之能量，因此此區域內無法量測到水平向加速度。圖 4-33(a)為位於砂面下深度 100cm 之 14 號耦合感測子所量測之加速度與孔隙水壓力反應，因其位置靠邊坡附近，容易量測到由邊坡反射回來之三維波傳行為，因此其 y 向加速度行為並不與其他同區域內之感測子相似。

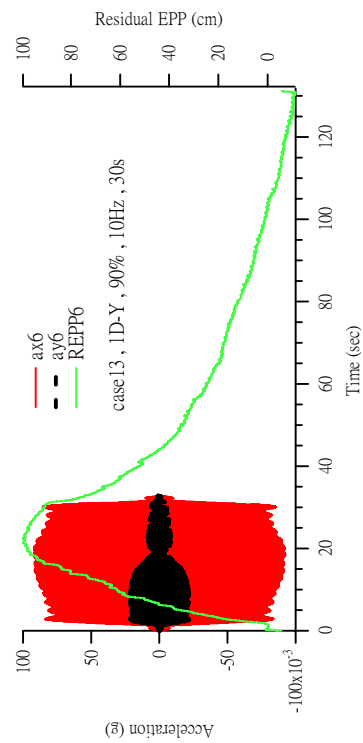
由圖 4-34(a)可知砂面下深度 160 cm 之 13 號耦合感測子在 23 秒時重型震盪震源車尚未停止振動，而其殘餘孔隙水壓力卻停止激發維持一定值，表示此區域土壤之孔隙水壓力已經激發至與總應力大小相同，導致土壤之有效應力為零，即此區域之土壤發生液化。由圖 4-34(b)可知砂面下深度 100 cm 之 12 號耦合感測子其殘餘孔隙水壓之激發曲線有三段不同之上升斜率，於 23 秒後之激發曲線其斜率為 0.15，由於本次試驗震源能量之傳遞多屬雷利波，因此距離震源相同距離之感測子應隨著深度變化而有不同之反

應，由圖 4-34(a)知 13 號感測子(12 號感測子下方 60 cm)於 23 秒液化，考慮在後方回填土區內與 12 號感測子同深度之 6 號感測子其殘餘孔隙水壓激發行為(圖 4-34(b))在 23 秒時亦有一段不同斜率之消散曲線，因此推估位於砂面下 100cm 12 號感測子在 23 秒時發生液化，但因其土壤周圍環境之影響，導致其孔隙水壓力並未停止激發。14 號耦合感測子則因靠近邊坡且位於淺層，其孔隙水壓激發速率小於消散速率，因此其暫態孔隙水壓仍然存在，但殘餘孔隙水壓力卻為負值。

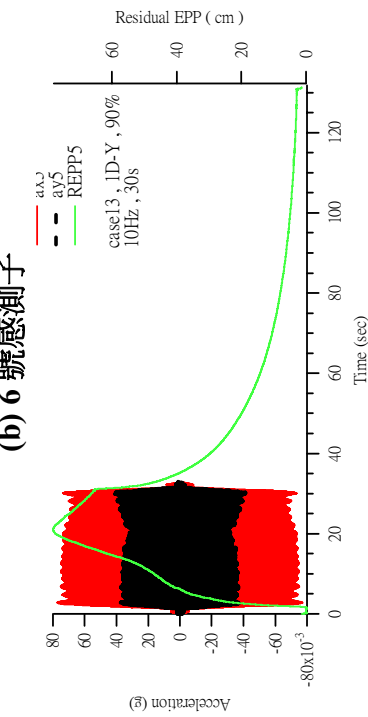
試坑內部除上述兩個區域之反應外，另外將試坑底部之孔隙水壓力視為同一個區域觀看其反應，由圖 4-35 可發現 T40 至 T44 之超額孔隙水壓反應為遞減，與整個試體之覆土高度相符，位於後排樁正前方之孔隙水壓計 T39 其反應與 CS5、CS6 相似，皆有兩段不同消散斜率。



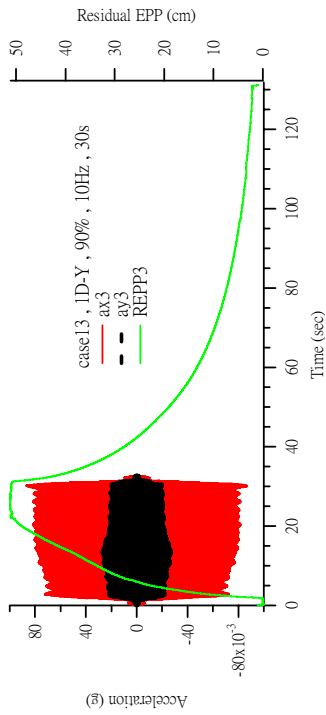
(a) 4 號感測子



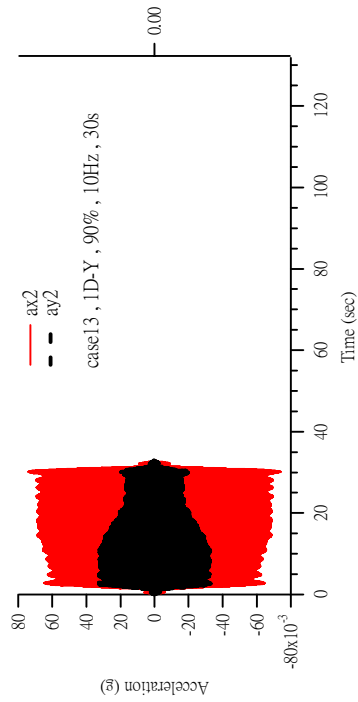
(b) 6 號感測子



(d) 5 號感測子

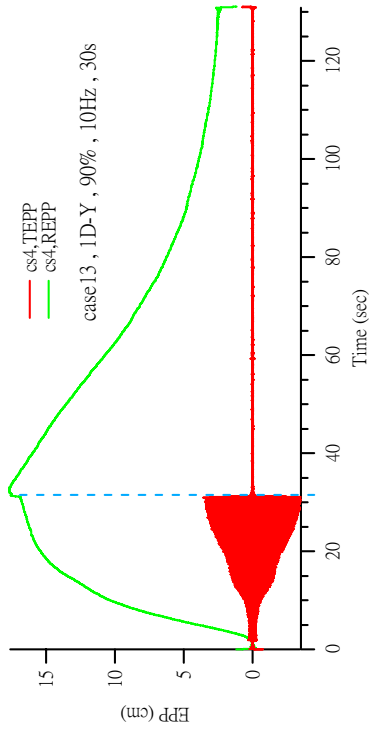


(c) 3 號感測子

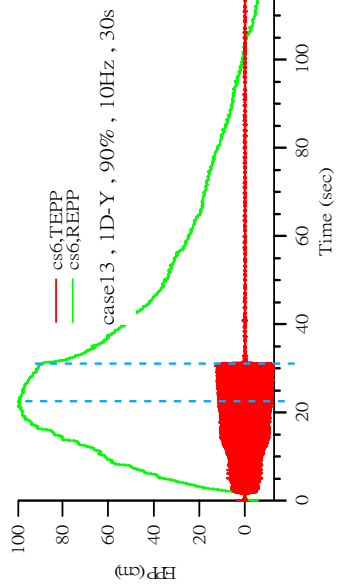


(e) 2 號感測子

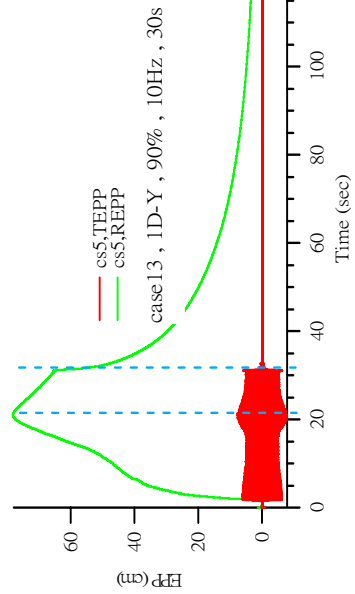
圖 4-31 後方回填區內各耦合感測子反應曲線



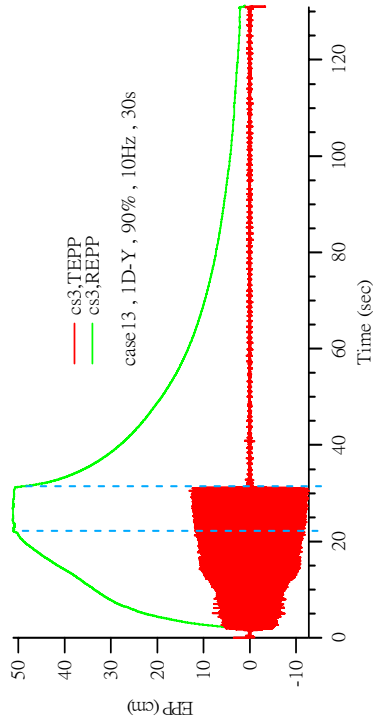
(a) 4號感測子



(b) 6號感測子

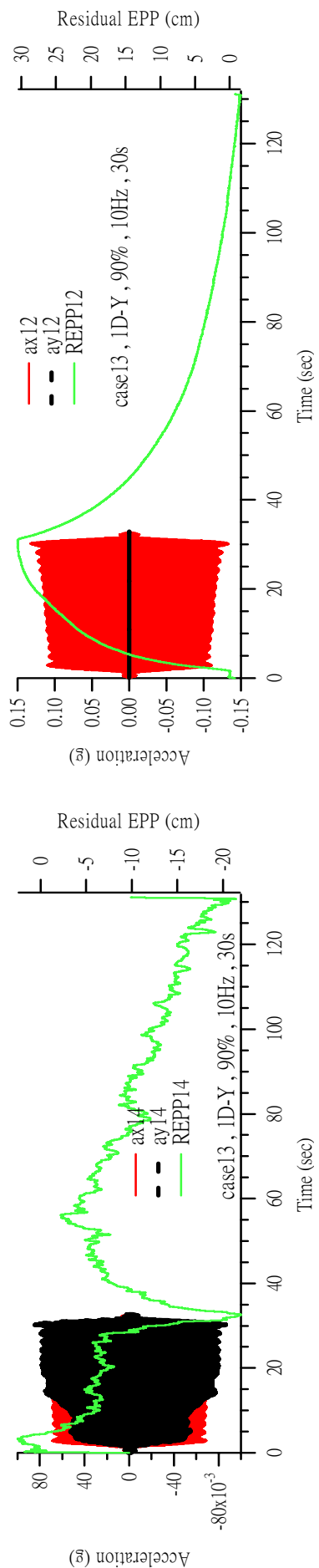


(d) 5號感測子

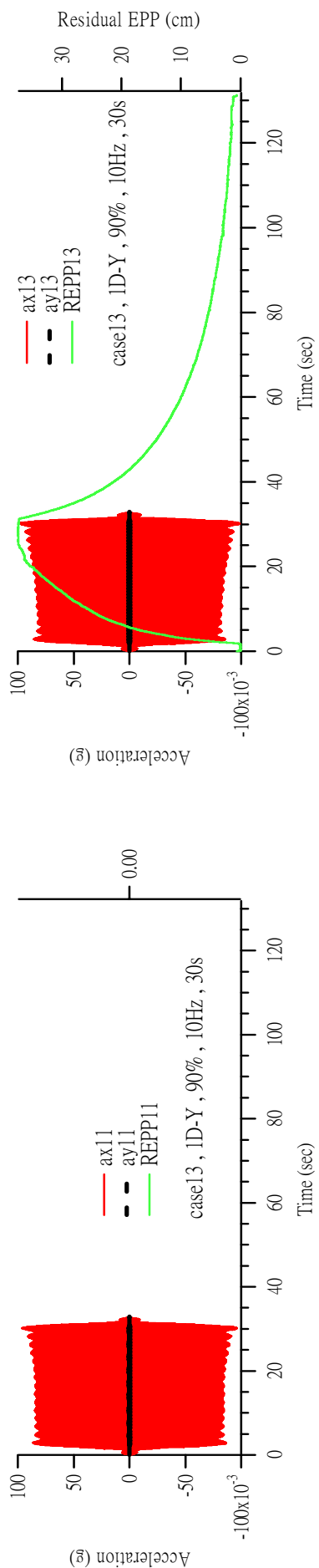


(c) 3號感測子

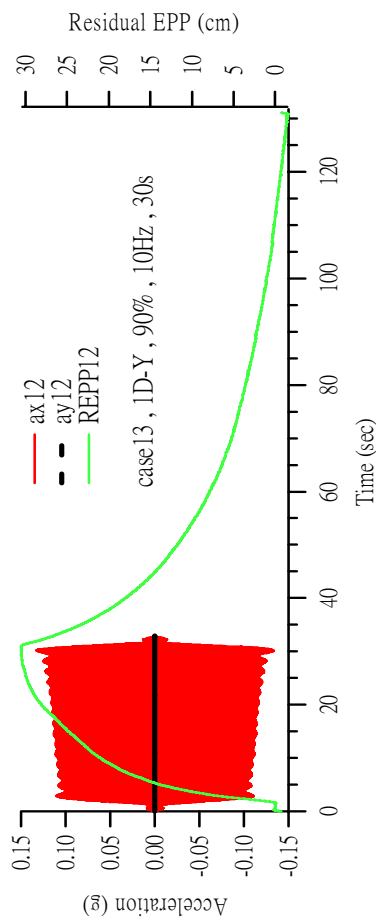
圖 4-32 後方回填區內各耦合感測子之激發孔隙水壓力反應



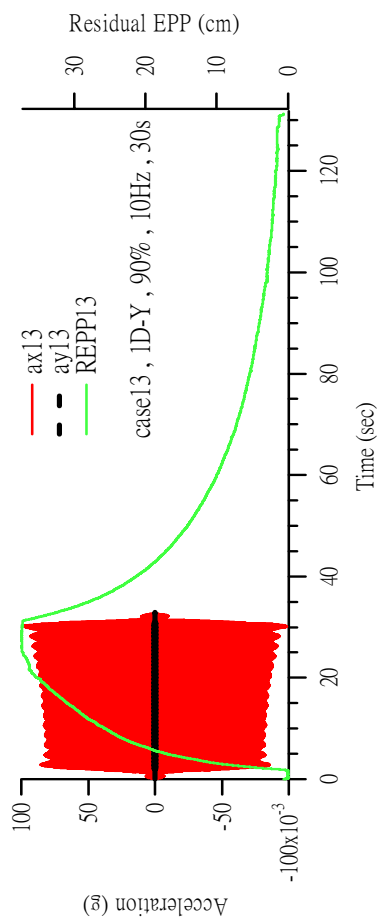
(a) 14 號感測子



(c) 11 號感測子

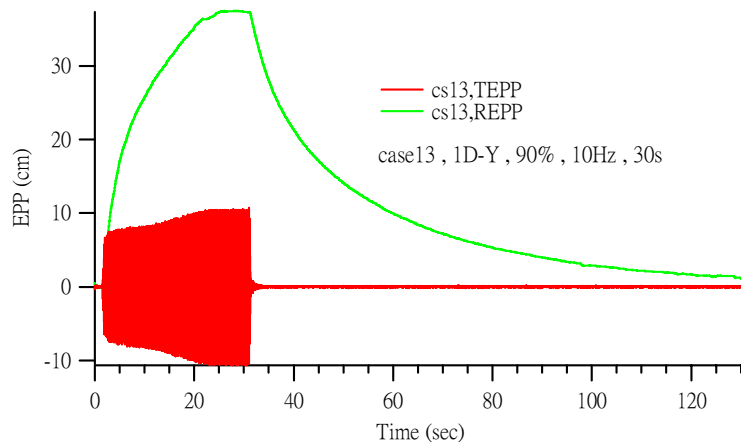


(b) 12 號感測子

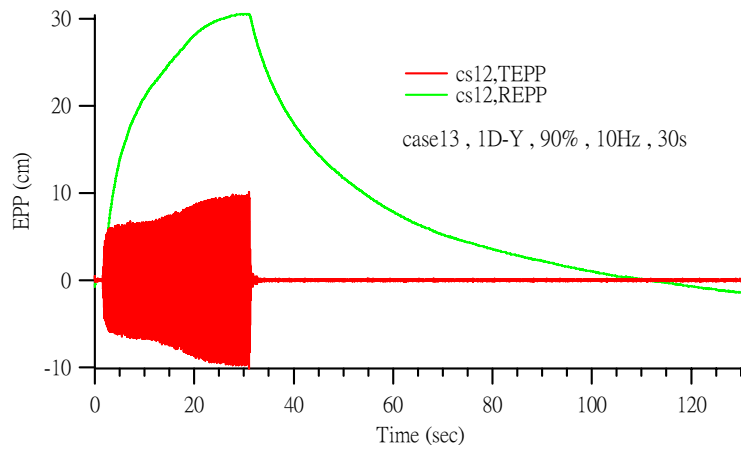


(d) 13 號感測子

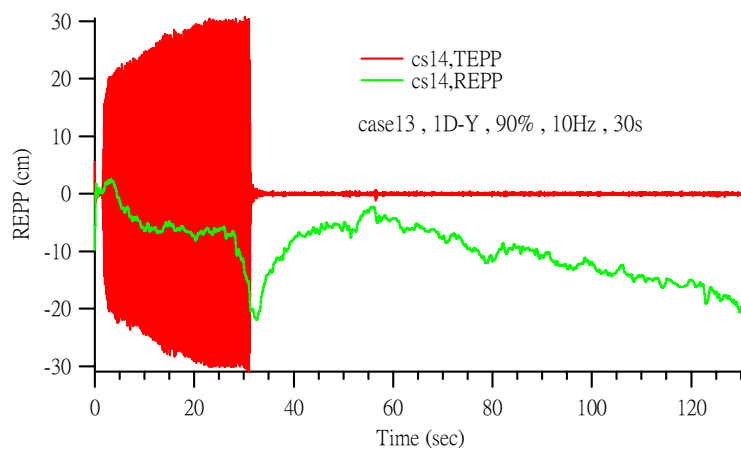
圖 4-33 碼頭正下方土層區域內各耦合感測子之反應曲線



(a) 13 號感測子



(b) 12 號感測子



(c) 14 號感測子

圖 4-34 碼頭下方土層區域各耦合感測子之激發孔隙水壓力反應

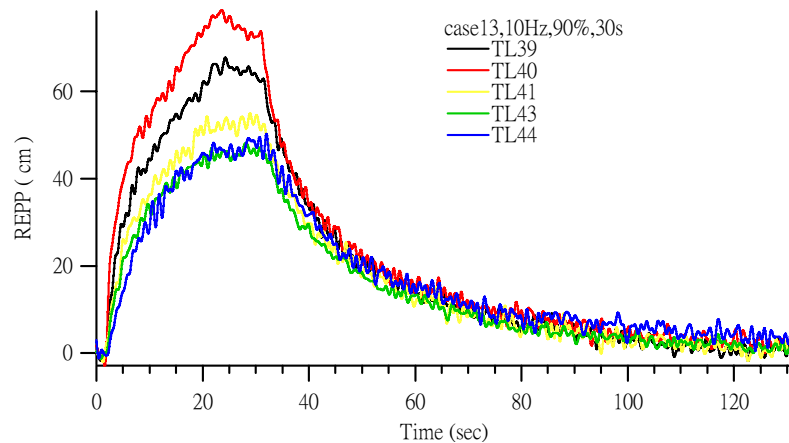


圖 4-35 試坑底部孔隙水壓曲線

4.6.3 樁基礎反應

本次試驗中於樁頂平台上佈設一加速度規 (Accelerometer) 以量測基頂之震動反應，圖 4-36 為 case 13 (90%出力、10Hz、歷時 30 秒) 之樁頂板加速度頻譜反應分析，其 X 軸為震動頻率大小，Y 軸為加速度震動能量，由圖中可看出樁頂板之主要振動頻率與激發頻率相同為 10Hz，並且有第二模態 20Hz、第三模態 30Hz 之反應等，高頻行為非常明顯。頻譜反應中在 16Hz 時也有一尖峰值，此一反應並不屬於激發頻率也非高頻反應，因此推想 16Hz 為樁基礎結構之自然震動頻率。圖 4-37(a)~(c) 為樁頂板 x、y、z 之加速度反應，最大加速度(PGA)分別為 0.078g、0.055g 與 0.018g，y 向之加速度在 15 秒後逐漸遞增至 20 秒維持一定值(0.098g)。

為便於識別，將臨海面之基樁稱為前排樁(圖 4-1 之 B-Pile)，鄰近回填土區之基樁稱為後排樁(圖 4-1 之 A-Pile)，圖 4-38 及圖 4-39 分別為 case 13 試坑內部後排(A-Pile)與前排樁(B-Pile)之軸向應變 (Bending strain)。樁基礎結構物之側向土壓力分佈是將土壤試體簡化為流體狀態，其分部屬於隨深度遞增之梯度變化，因此樁基礎上之應變量應隨深度遞增，由圖知前(A-Pile)、後排樁(B-Pile)之最大剪應變量位於樁基礎底部(AS8、BS8)分別為 $1.2 \times 10^{-3} \%$ 與 $8 \times 10^{-4} \%$ 為小應變層級，由於樁基礎應變量是受到地表震源震動所造成之反覆剪動，因此其剪應變

量受剪行為與人造震源相似。

由式 4.1 說明樁基礎之曲率(curvature, κ)可藉由基樁前後兩側應變量測值除上樁之半徑求得，而其側向變位(lateral displacement)則利用二次數值積分求得(式 4.3)，圖 4-40~4-41 為 case 13 中樁基礎受反覆剪動過程中所造成之側向位移歷時，由圖可看出前、後排樁樁頂之側向位移量最大，樁基礎底部則近似於固定端，變位量為 0.0004 cm，利用兩根樁基礎於受覆剪動過程中最大側向位移量為 y 軸，x 軸為樁基礎變位深度其原點定在試坑底部，繪製出樁基礎受震過程中最大側向位移量之包絡線(圖 4-42)。後排樁於震動開始便有明顯側向變位(圖 4-43，而前排樁則因遠離震源以及震波能量無法有效傳遞等因素，一開始其側向變位量並不明顯，於 10~15 秒後才逐漸變大。由圖 4-43(c)以及前文所述，可知 case 13 試坑內部土層於 23 秒時有液化現象，因此將此液化時間點之樁基礎位移量繪製如圖 4-43，其後排樁(A-Pile)之側向變位量大於前排樁基礎(B-Pile)。

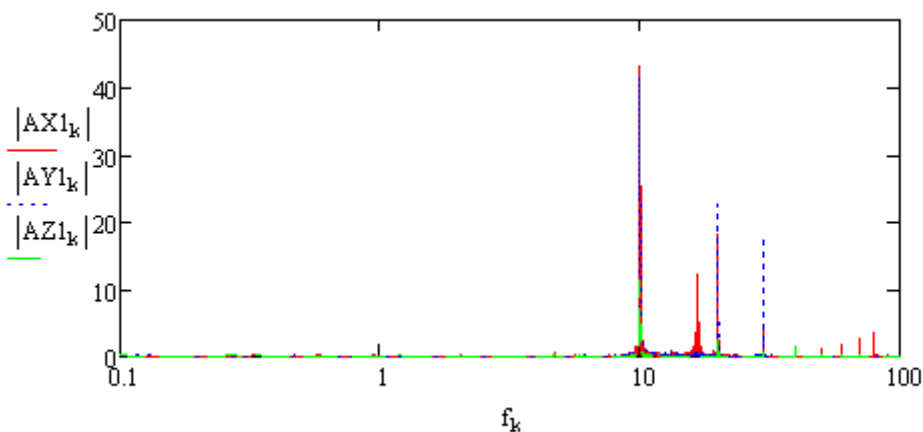
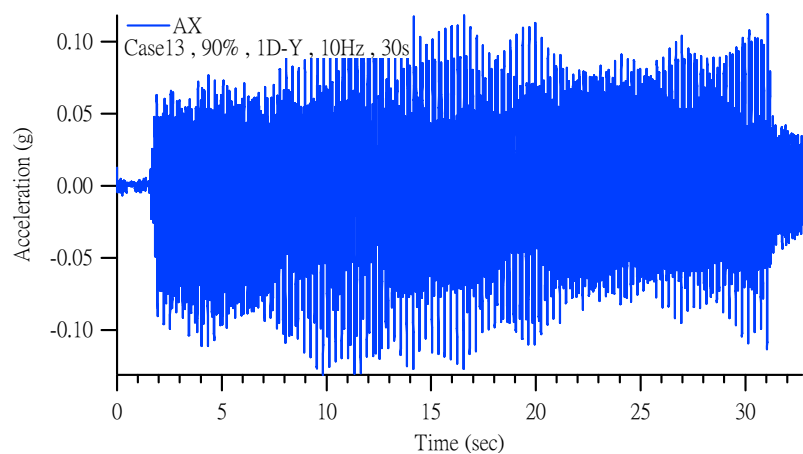
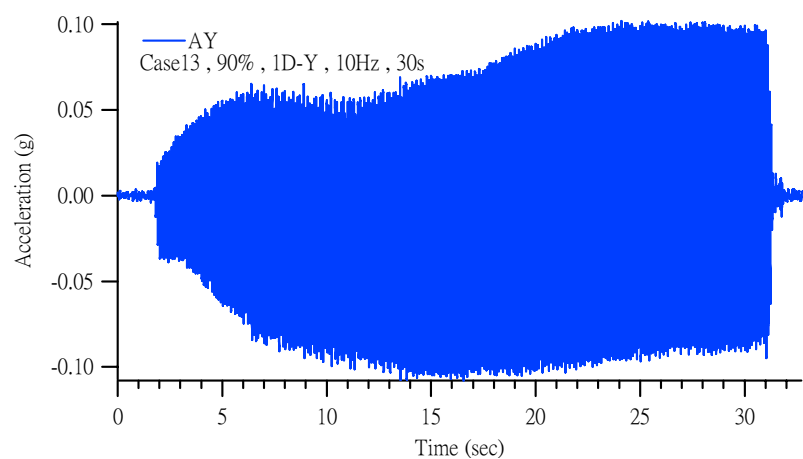


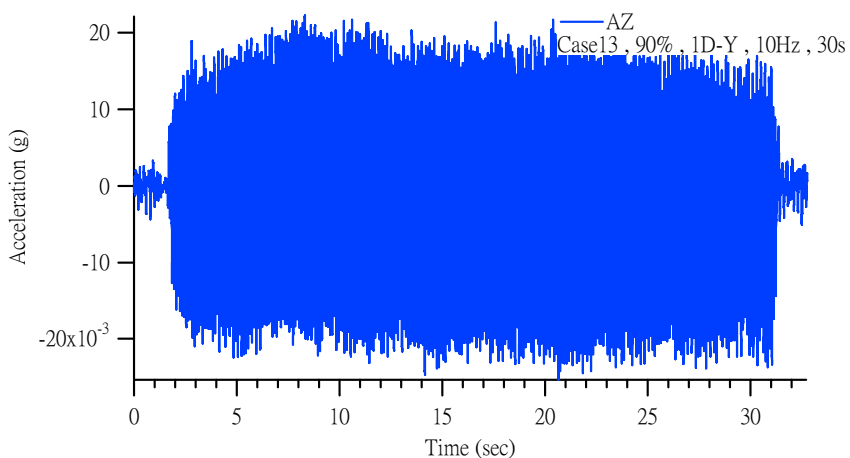
圖 4-36 樁頂板加速度頻譜反應



(a)

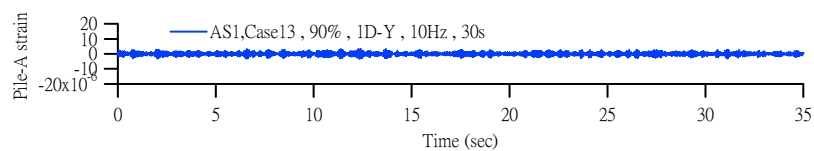


(b)

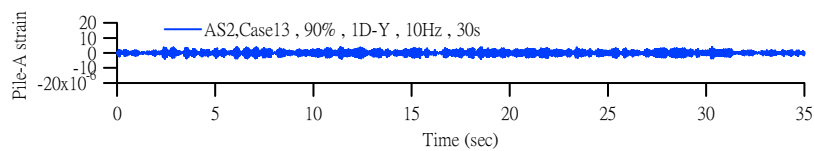


(c)

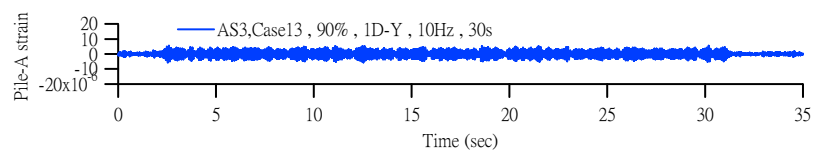
圖 4-37 樁頂板 x、y、z 三向加速度之反應



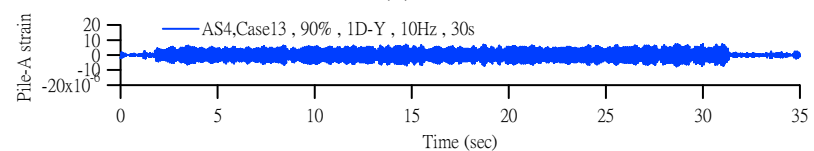
(a)AS1



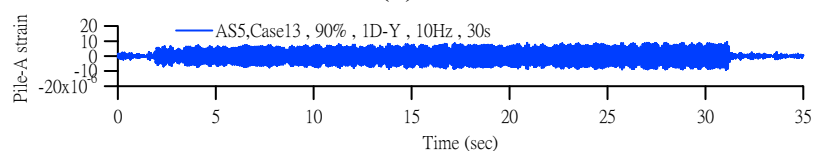
(b)AS2



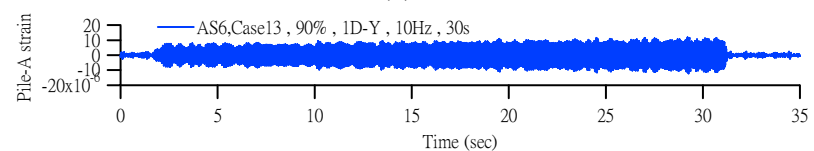
(c)AS3



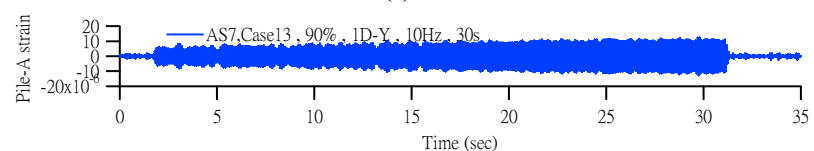
(d)AS4



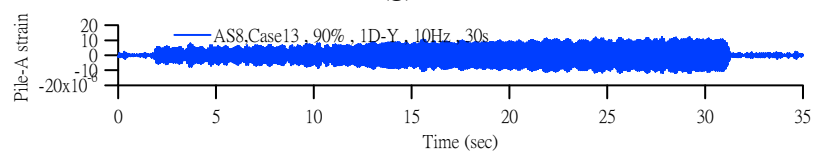
(e)AS5



(f)AS6

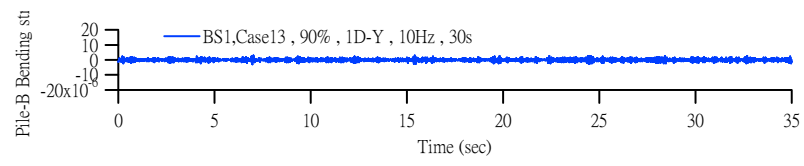


(g)AS7

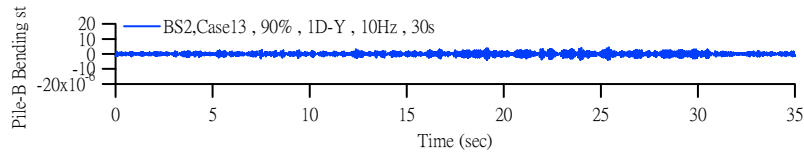


(h)AS8

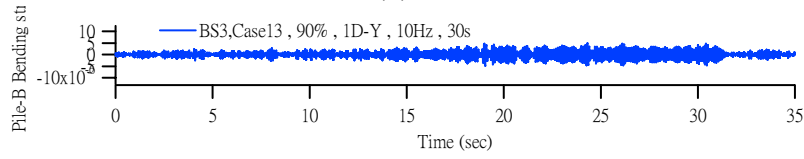
圖 4-38 後排樁(A-Pile)彎距應變量



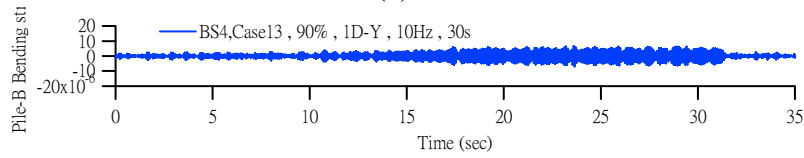
(a)BS1



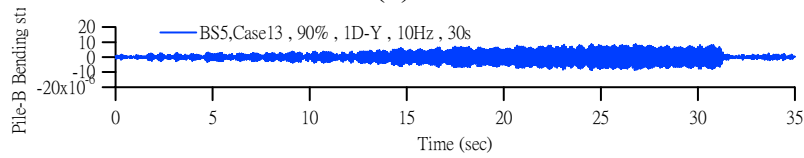
(b)BS2



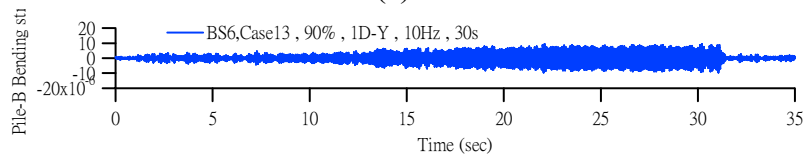
(c)BS3



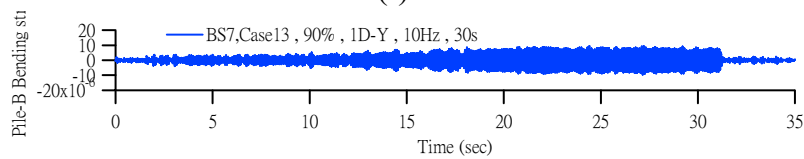
(d)BS4



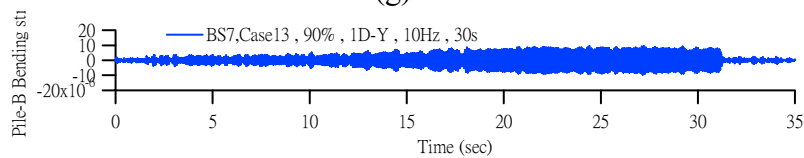
(e)BS5



(f)BS6

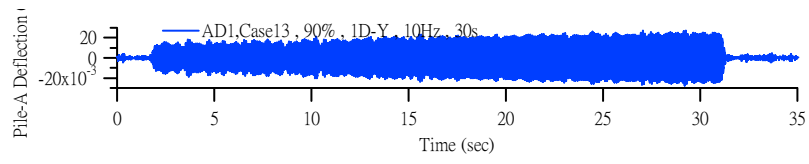


(g)BS7

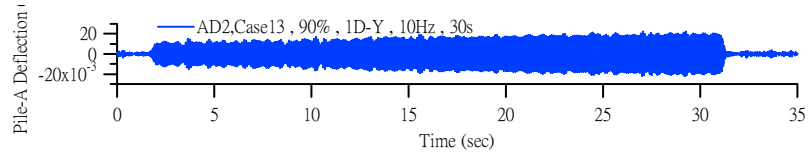


(h)BS8

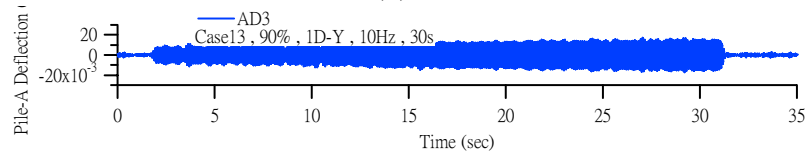
圖 4-39 前排樁(B-Pile)彎矩應變量



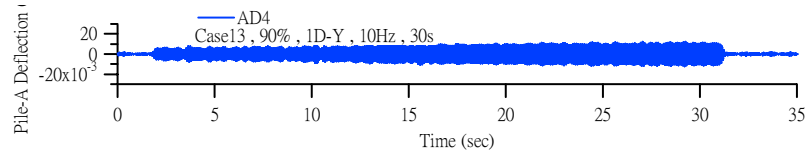
(a)AD1



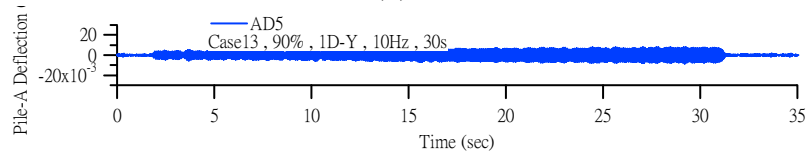
(b)AD2



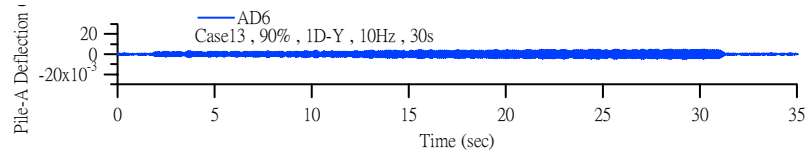
(c)AD3



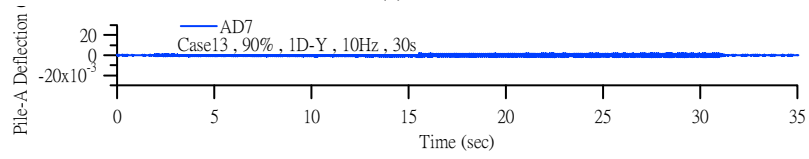
(d)AD4



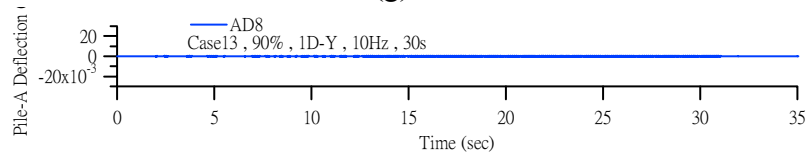
(e)AD5



(f)AD6

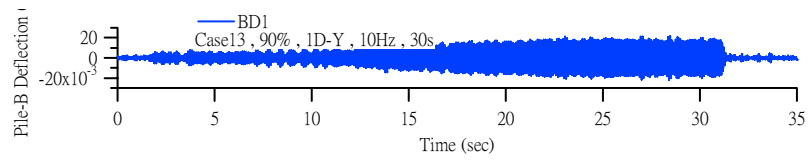


(g)AD7

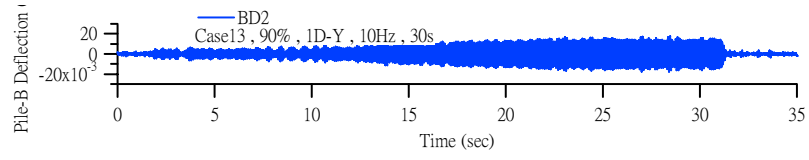


(h)AD8

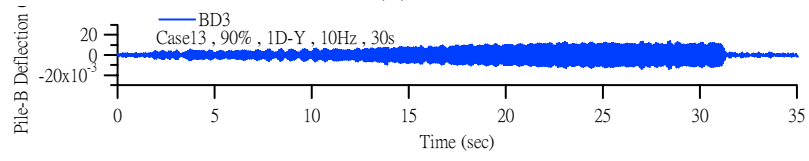
圖 4-40 後排樁(A-Pile)側向位移歷時



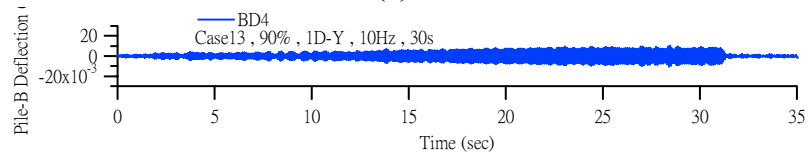
(a)BD1



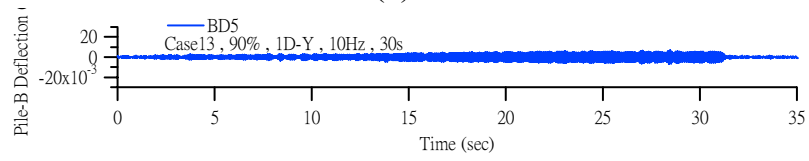
(b)BD2



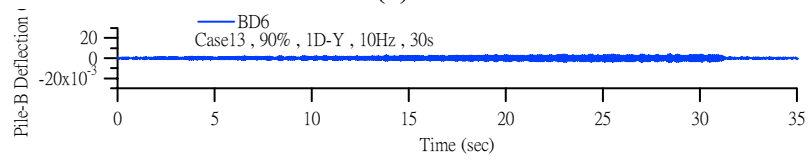
(c)BD3



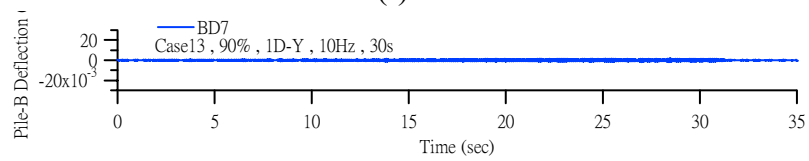
(d)BD4



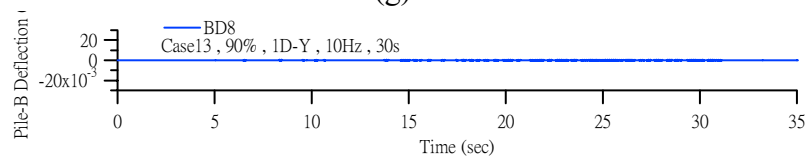
(e)BD5



(f)BD6



(g)BD7



(h)BD8

圖 4-41 前排樁(B-Pile)側向位移歷時

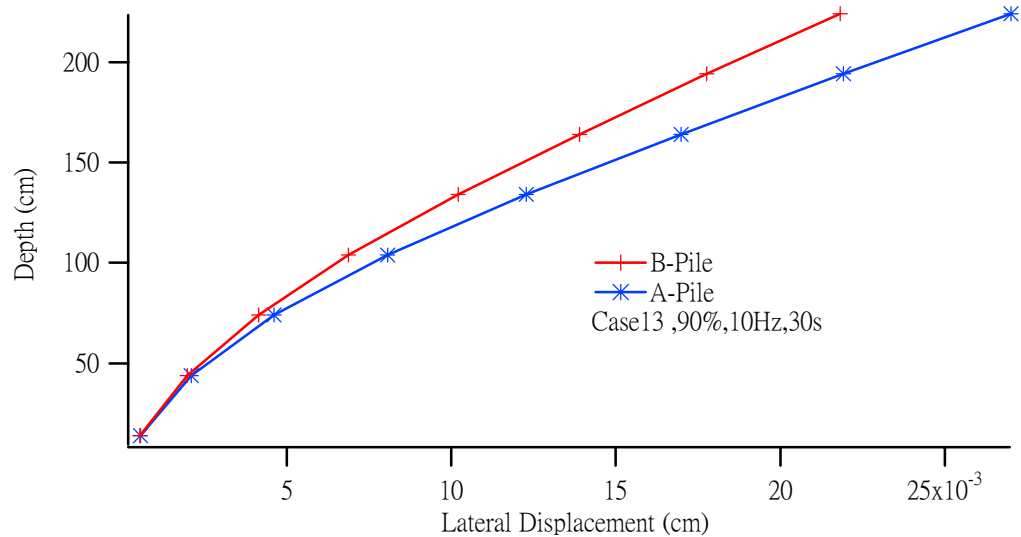


圖 4-42 Case 13 側向最大位移包絡線

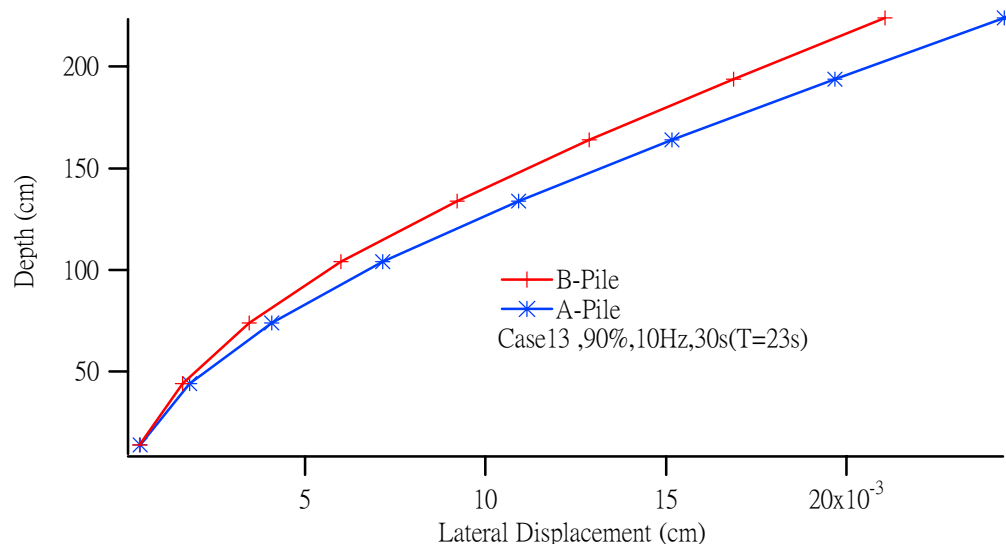
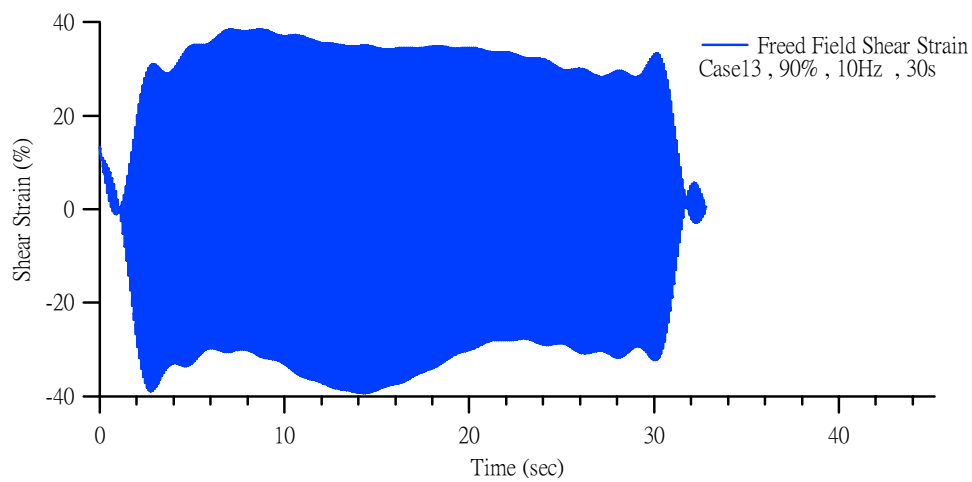


圖 4-43 Case 13 側向位移(t=23s)

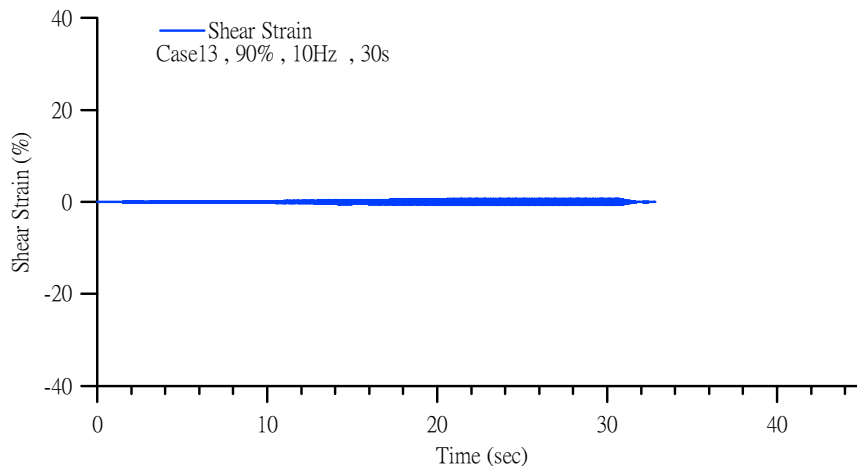
4.6.4 耦合反應

土壤液化為土壤結構變化(剪應變)與孔隙水壓力激發之耦合(Coupled)行為，因此土壤因震動產生之剪應變與激發之孔隙水壓力歷時為進行飽和砂土試體受震反應中最重要之量測物理量。本次試驗利用 2DBM 法計算土壤試體受反覆剪動所產生之剪應變反應，圖 4-36(a)、(b)分別為 case 13(90%，10Hz，30s)後方回填區與碼頭正下方土層區域之剪應變反應曲線，圖 4-44(a)之剪應變曲線有震盪現象，這是由於當水平向震波能量傳遞通過後方回填土區到達後排樁基礎後，會反彈另一種與震源頻率相近之波傳稱為 Beat，導致剪應變曲線產生震盪。後方回填區之剪應變量約為 0.03%大於門檻剪應變值，由圖 4-45 可得知超額孔隙水壓比為 100%，故可知此區域內有液化反應。然而圖 4-44(b)中，不但沒有 beat 現象其剪應變量為 0.00065%，應變量未達 0.001%，但其超額孔隙水壓比仍然達到液化時之 100%(圖 4-45)，這是由於後排樁幾乎遮蔽了人造震源所產生之水平向震動能量，因此碼頭正下方土層區域之剪應變量很小，但是孔隙水壓力卻仍然被激發，因為整個試坑內部之土樣試體受人造震源之震動能量影響，導致試坑內孔隙水壓力重新分佈，因此近碼頭正下方土層區域之孔隙水壓仍然被激發導致液化。

圖 4-46 為超額孔隙水壓比與剪應變大小之耦合反應圖，圖 4-46 顯示超額孔隙水壓比約在 7.5 秒時激發之斜率有所改變，圖 4-47(b)中可明顯看出 7.5 秒時剪應變量隨孔隙水壓激發而增加，至 23 秒時超額孔隙水壓比維持一定值為 100%且剪應變振幅趨於穩定，土體發生液化。



(a) 後方回填土區



(b) 碼頭正下方土層區域

圖 4-44 試坑內部各區域剪應變反應曲線

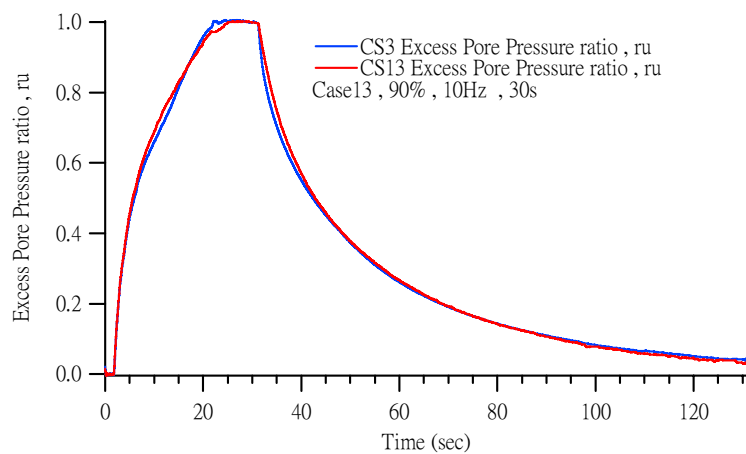
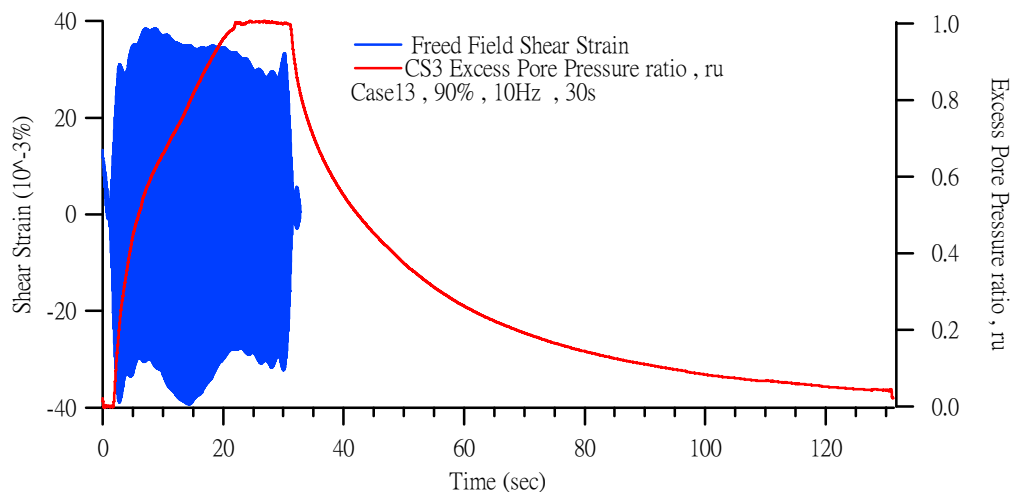
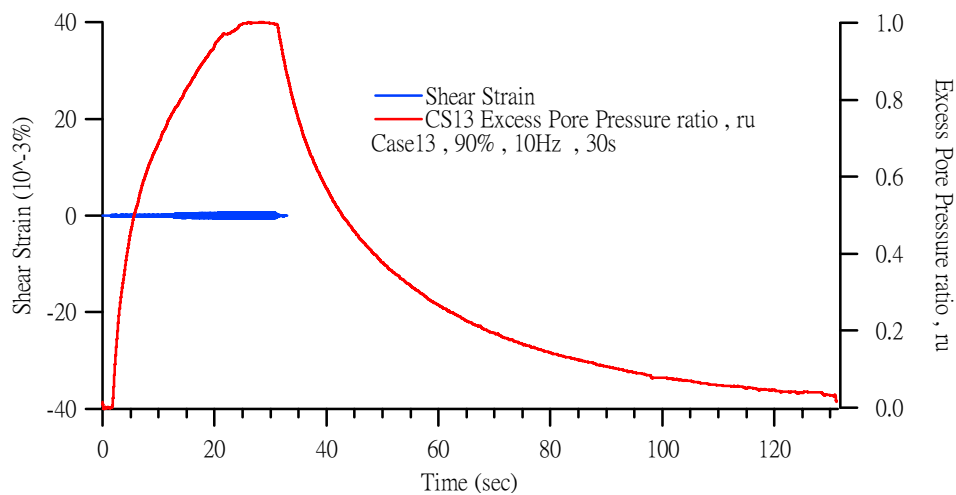


圖 4-45 超額孔隙水壓比



(a) 後方回填土區



(b) 碼頭正下方土層區域

圖 4-46 試坑內部各區域耦合反應

4.6.5 土壤與結構互制

圖 4-47 為不同震動案例下試坑內部各感測子之殘餘孔隙水壓激發行為，圖 4-48 為不同震動案例之下之樁頂板加速度頻譜反應。由圖 4-46 與 4-48 可知，無論重型震盪震源車所激發之頻率為 10Hz 或 15Hz，樁頂板之加速度頻譜反應皆在 16Hz 有一尖峰值，其為樁基礎結構之自然

震動頻率。圖 4-47(a)為 case 13(90%、10Hz、30s)之殘餘孔隙水壓激發行為，6 號感測子之殘餘孔隙水壓力大於同高層之 3 號感測子，由圖 4-47(b)、4-47(c)可知案例 9 與案例 14 中亦有此反應。

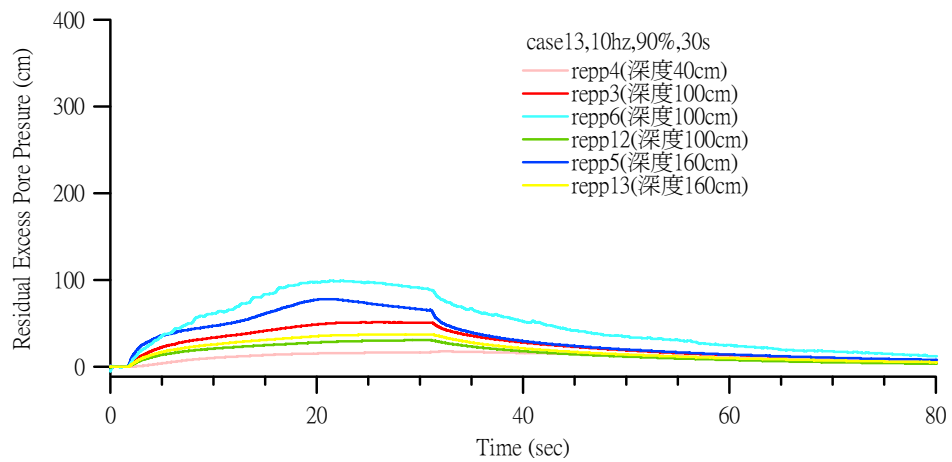
於不同震動案例之下，6 號感測子殘餘孔隙水壓力在不同時間點其斜率有一轉換(圖 4-47)，在此時間點下孔隙水壓力迅速激發至尖峰值，因而探討在此時間點下樁基礎側向變位與超額孔隙水壓力激發之互制行為，圖 4-49(a)、(b)、(c)分別為案例 9 於 6.36 秒、16.36 秒以及受震歷時過程中最大側向變位破壞包絡線，後排樁基礎於 16.36 秒之側向變位大於前排樁基礎，由圖 4-47(b)知此一時間點其殘餘孔水壓力確實迅速被激發。圖 4-50(a)、(b)、(c)分別為案例 14 於 13.71 秒、23.96 秒以及受震歷時過程中最大側向變位破壞包絡線，於 13.71 秒時殘餘孔隙水壓力由液化狀態(土壤試體受反覆剪動過程中其殘餘孔隙水壓力維持一定值)繼續累積殘餘孔隙水壓力(圖 4-47(c))，此時後排樁基礎側向變位量大於前排樁基礎(圖 4-50(a))，圖 4-50(b)前排樁基礎之變位量變大，導致此時後排基樁附近之孔隙水壓力(圖 4- 47(c))受到滲流等土壤周圍環境影響。

發生液化之情形下基樁之側向壓力分佈可由曲率二次微分求得，將各量測點之最大側向壓力連結可得到最大側向壓力包絡線，如圖 4-50 所示，最大之側向壓力分佈於基樁中段且為一平均分佈，前後基樁之差異不大。

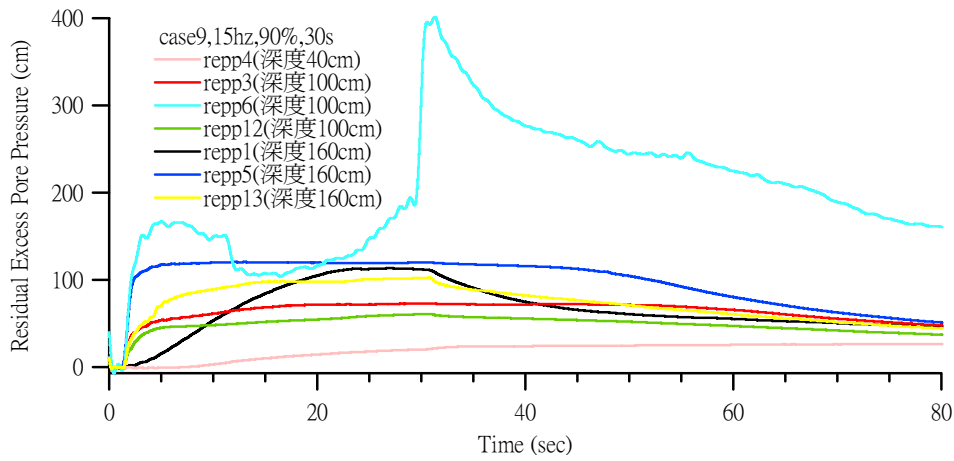
圖 4-51(a)、(b)及(c) 為三個液化案例最大彎距包絡線，進行彎距計算時假設基樁材料行為為彈性，由結果顯示最大彎距在試坑底部往上約 30~60 cm 處，此與文獻中提及最大彎距發生於液化與非液化交界有所不同，相關機制仍待進一步研究，可能原因為本試驗屬短樁且基樁相對於土壤之勁度較高，文獻及數值分析均屬長樁，因此有所差異，目前以外插方式並配合樁頂變位量測結果反算試坑底部之曲率做初步修正，後續將收集相關文獻以探討並解釋現有成果。

圖 4-47(b)，(c)為 case 9(90%、15Hz、30s) 與 case 14(90%、15Hz、

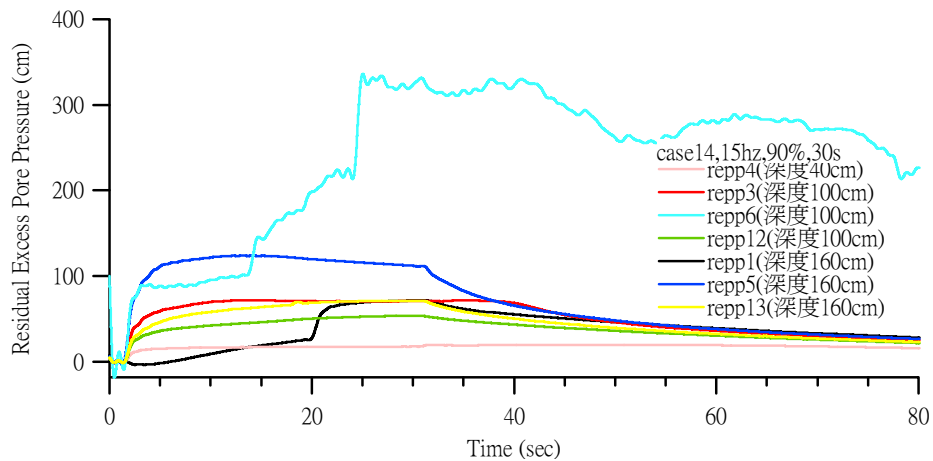
30s)之殘餘孔隙水壓力反應，此兩案例震源之激發頻率皆為 15Hz，與樁基礎結構物之自然振動頻率相近，而其 6 號感測子之殘餘孔隙水壓力之值高達 300、400 cm-H₂O，遠大於周圍其他感測子以及試坑底部(圖 4.52)之殘餘孔隙水壓力，因此現象只發生在震源激發頻率為 15Hz 時，因而推估此反應為樁基礎與土壤發生共震所致。



(a) 案例 13

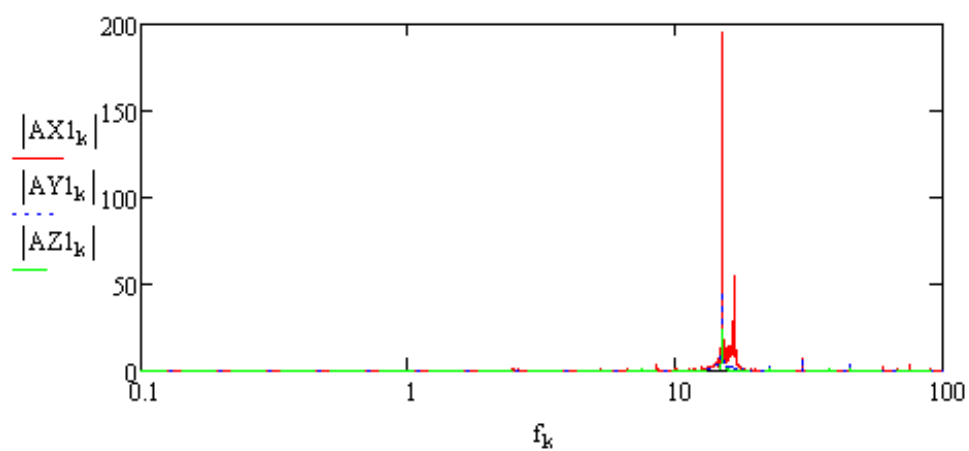


(b) 案例 9

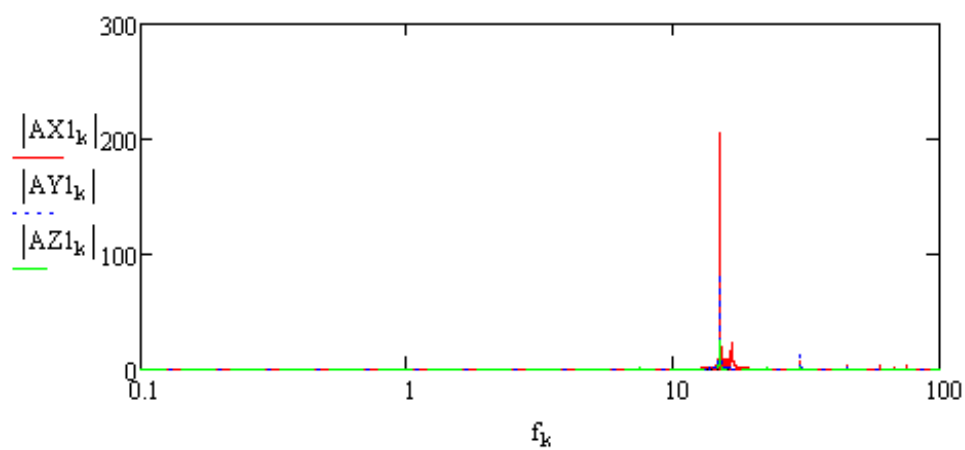


(c) 案例 14

圖 4-47 各案例下試坑內部各感測子孔隙水壓反應

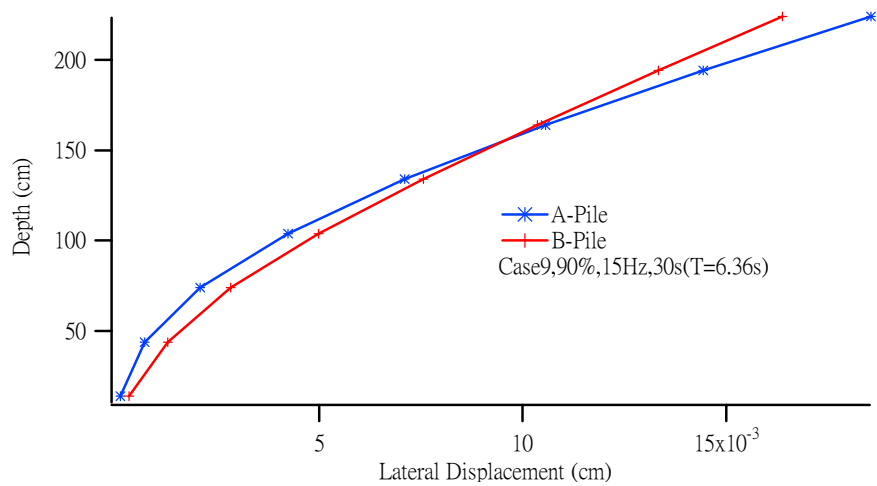


(a) 案例 9

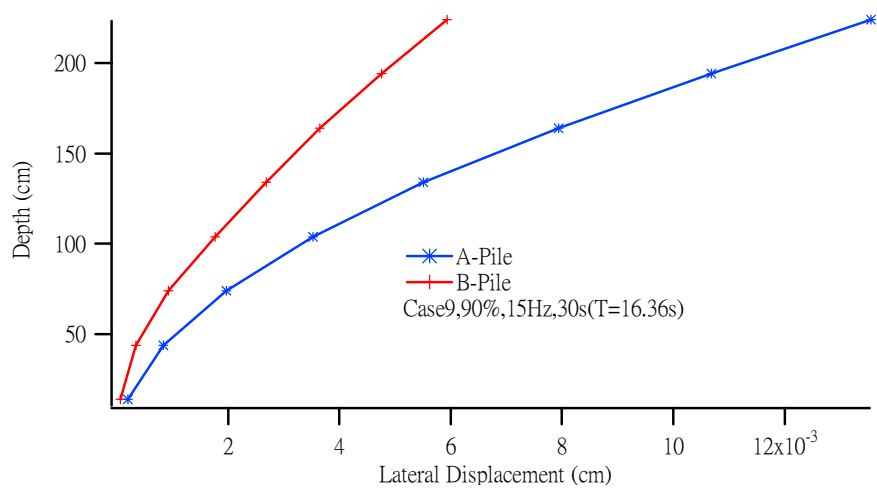


(b) 案例 14

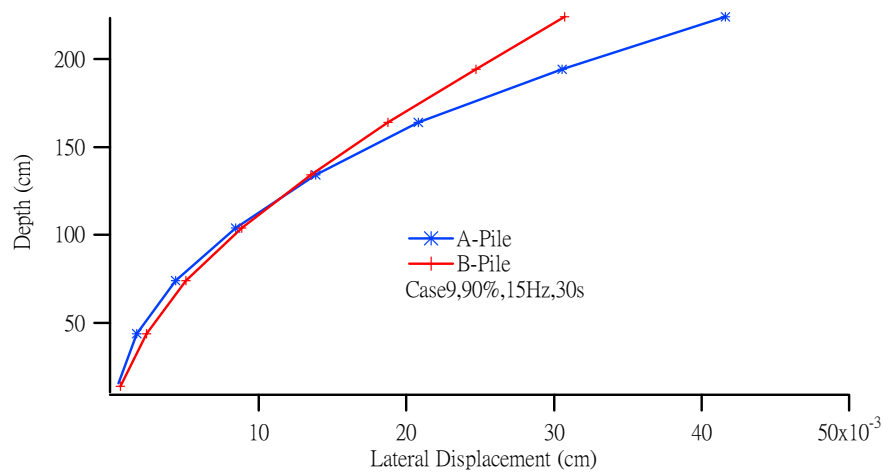
圖 4-48 各案例下樁頂板加速度頻譜反應



(a) $t=6.36s$

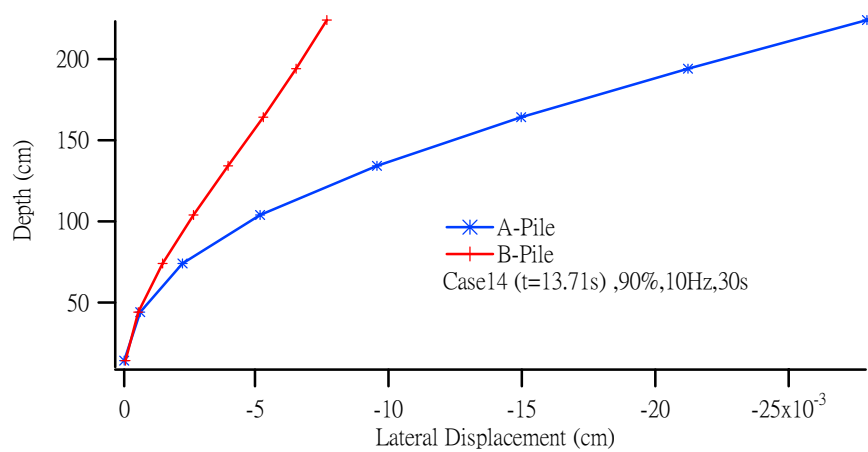


(b) $t=16.36s$

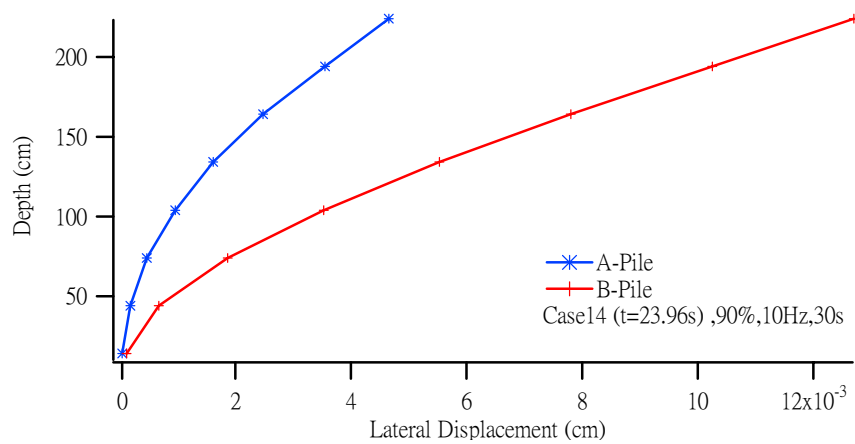


(c) Case9 側向位移破壞包絡線

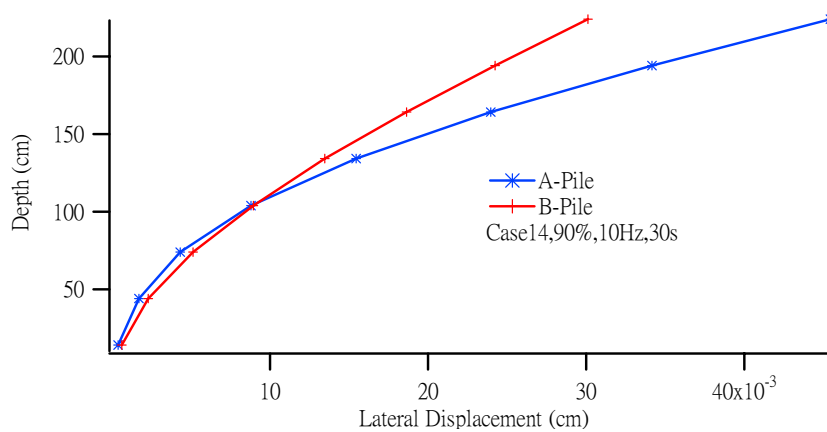
圖 4-49 案例 9 側向變位量



(a) $t=13.71s$

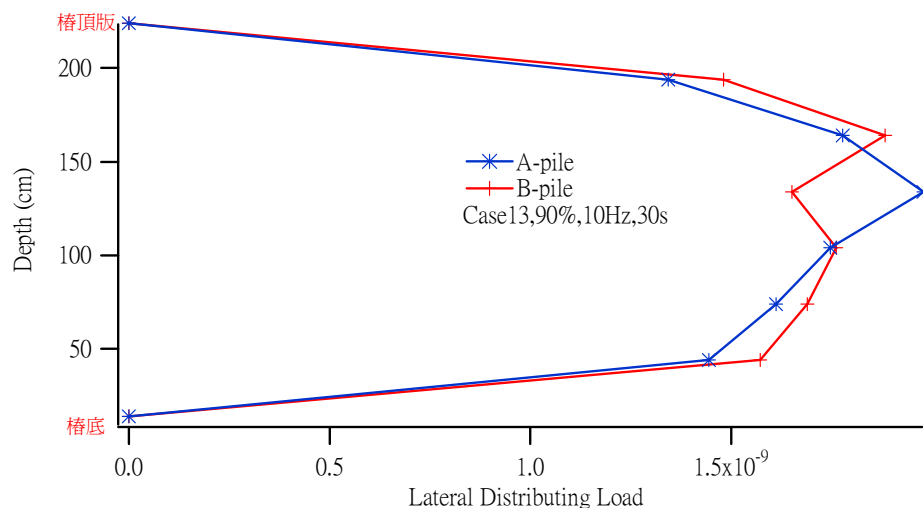


(b) $t=23.96s$

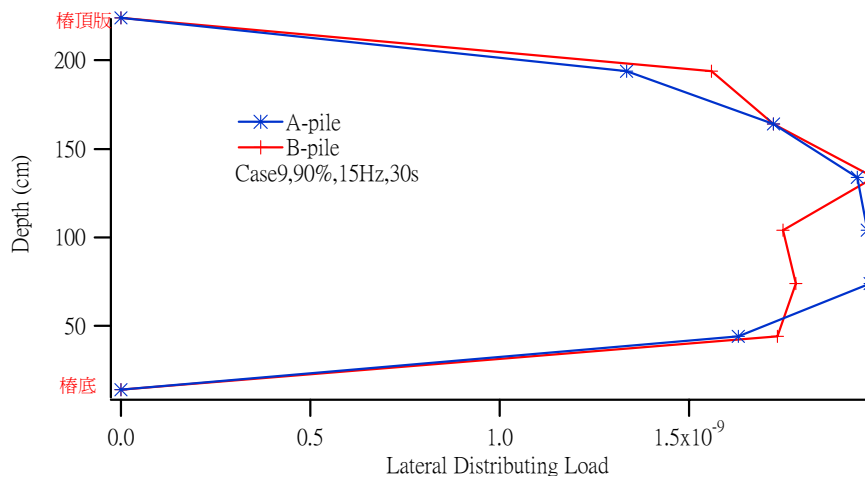


(c) Case14 側向位移破壞包絡線

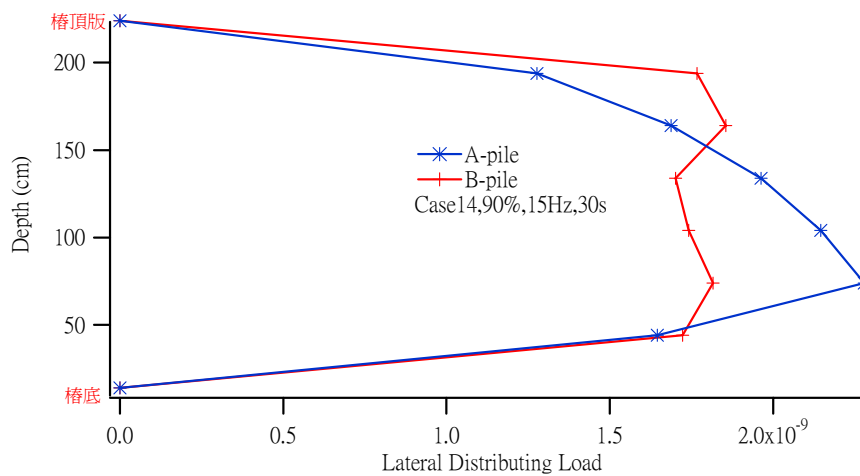
圖 4-50 案例 14 側向變位量



(a)Case13 側向壓力包絡線

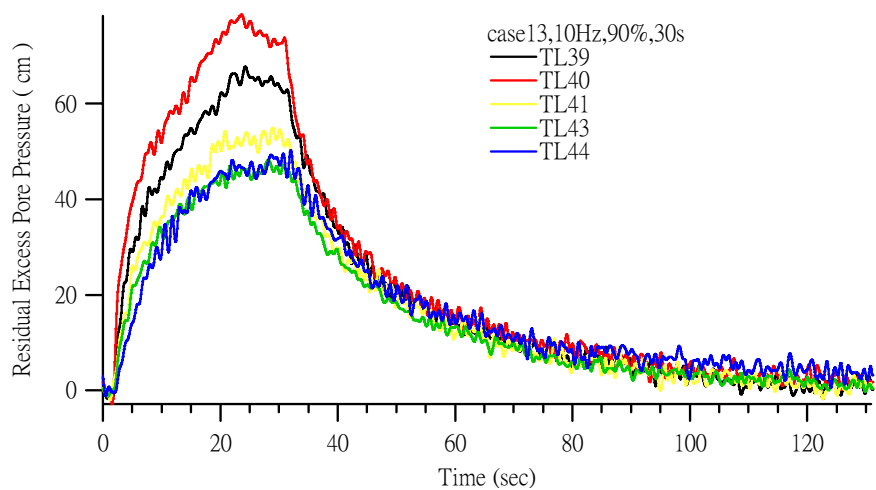


(b)Case9 側向壓力包絡線

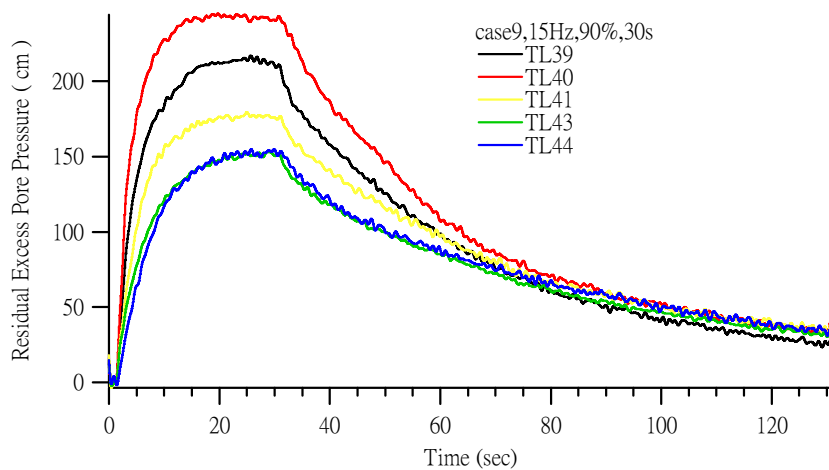


(c)Case14 側向壓力包絡線

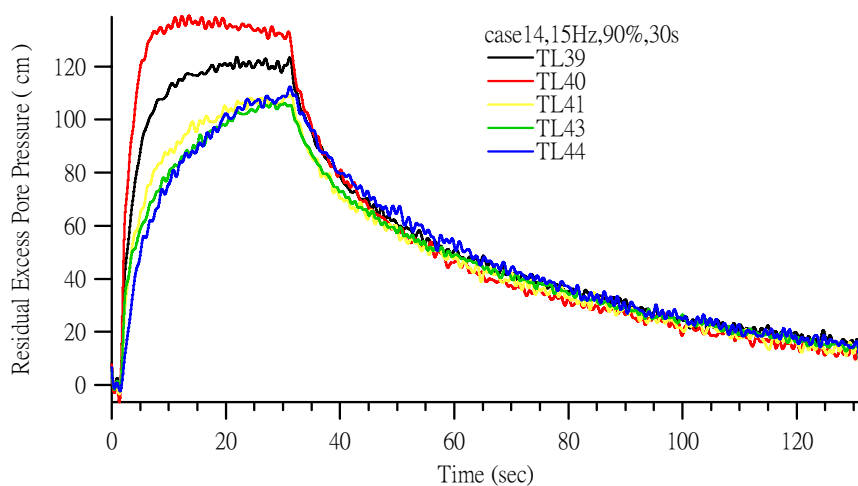
圖 4-51 液化狀態下基樁側向壓力分佈



(a) 案例 13



(b) 案例 9



(c) 案例 14

圖 4-52 各案例下試坑底部感測子殘餘孔隙水壓反應

4.6.6 震後採樣與邊坡剖面變化

為了解本次試驗前後土壤孔隙變化以及本次試驗土壤之一般物理性質，因此於實驗結束後進行取樣帶回實驗室進行一般物理性質試驗。取樣方法為利用直徑 7.5cm、高 17cm 之薄管進行分層取樣，取樣位置如圖 4-53 所示，分為 A、B 兩處進行取樣，A 處為距離近震源之試坑邊緣 45cm 處；B 處為距離近震源之基樁 60cm 處，另外為避免擾動取樣試體又以每處之中線分為左右兩側取樣，每 50cm 取一試樣。所取之試驗進行含水量試驗、比重試驗、粒徑分析試驗及乾密度試驗。試驗結果顯示 A 處之平均土壤比重約為 2.67，而 B 處其平均土壤比重約為 2.66。粒徑分佈結果如圖 4-54 所示，各深度之孔隙比如圖 4-55 所示，結果顯示所回填土壤具相當之一致性。

邊坡剖面變化可由每次震後表面測點高程變化求得，量測點位置如圖 4-56 所示，結果如表 4-3 所列，主要剖面變化如圖 4-1 所示。

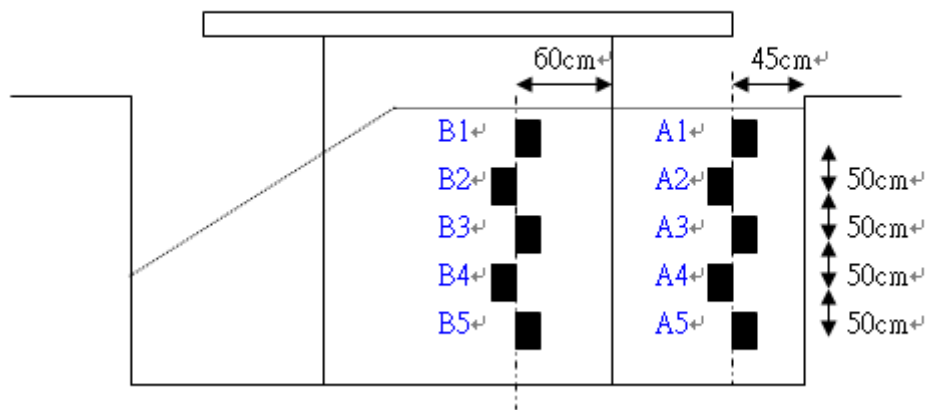


圖 4-53 取樣位置圖

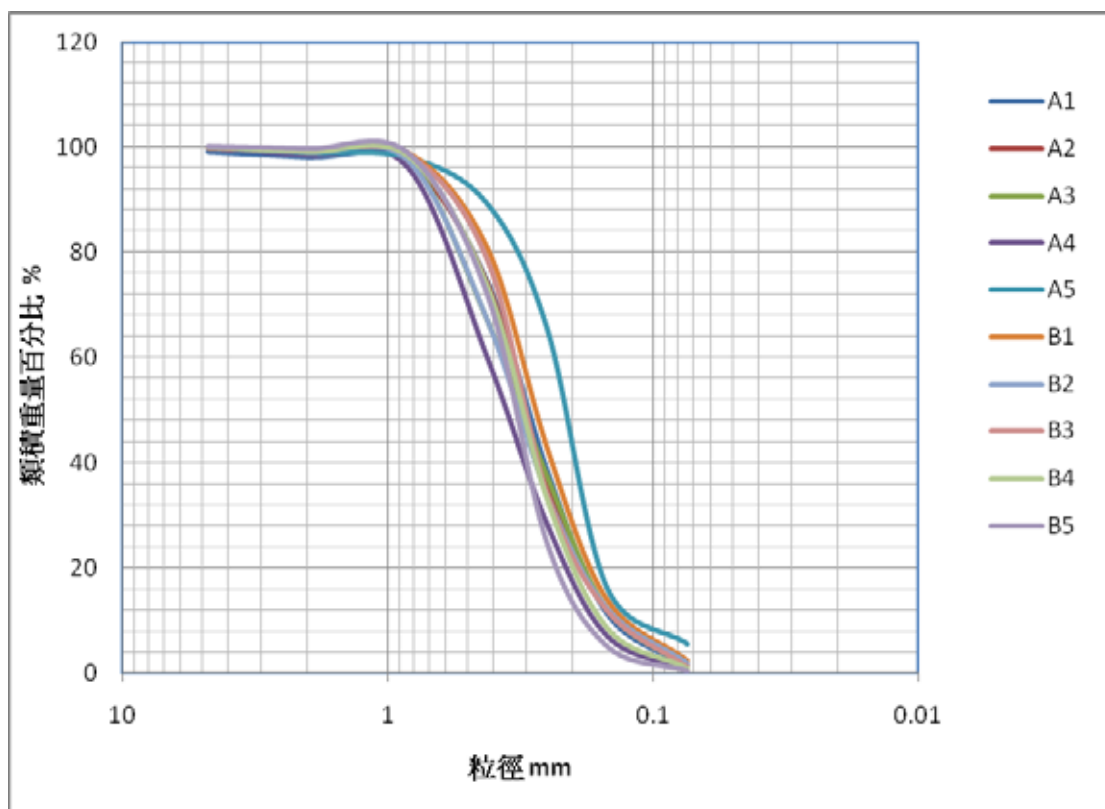


圖 4-54 粒徑分佈曲線

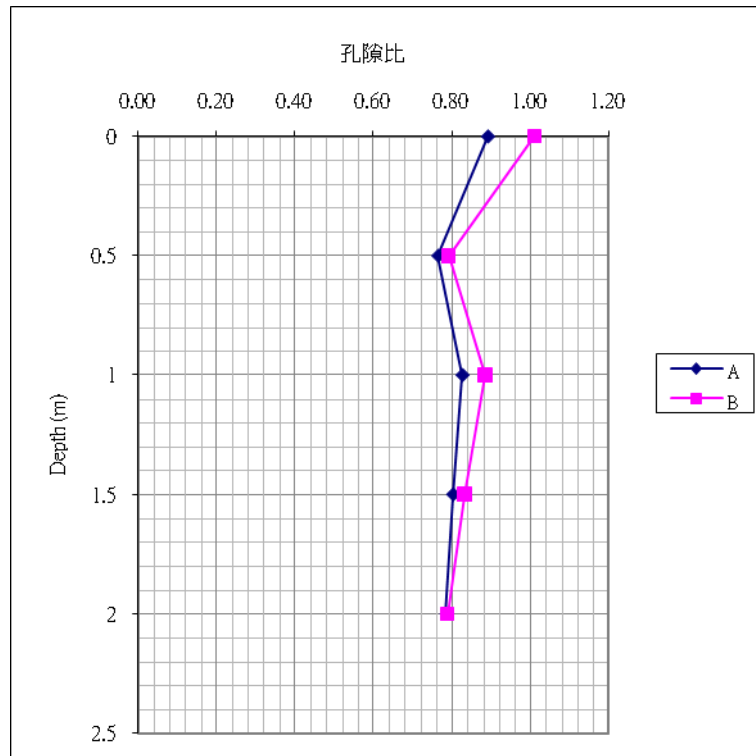


圖 4-55 孔隙比與深度之變化圖

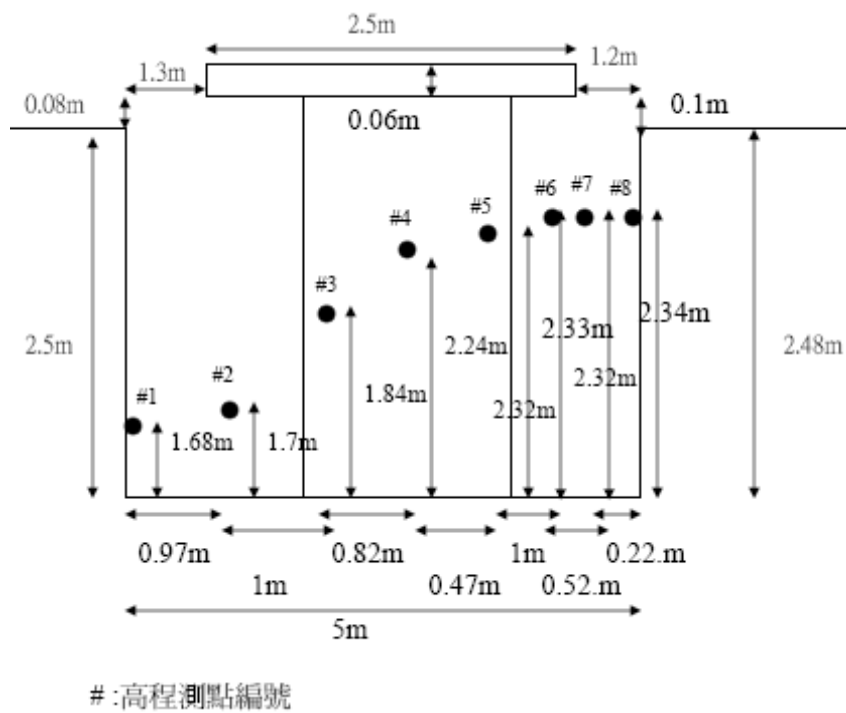
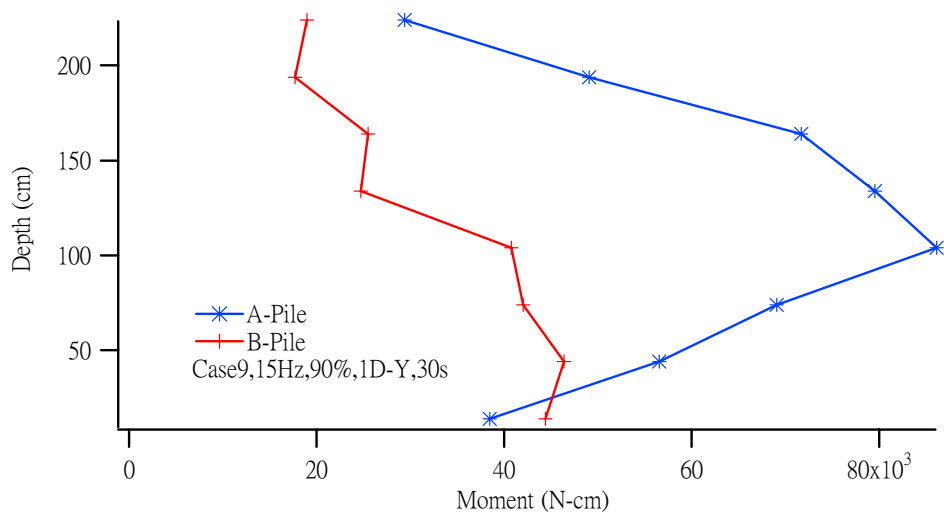
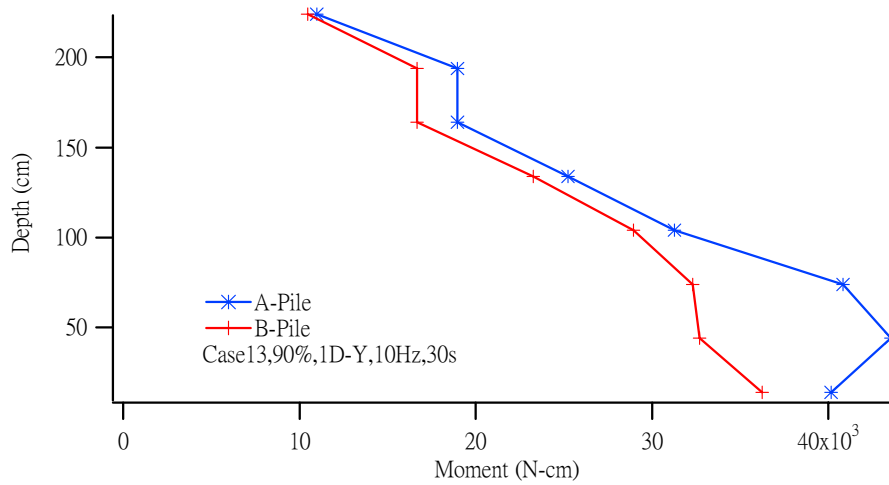


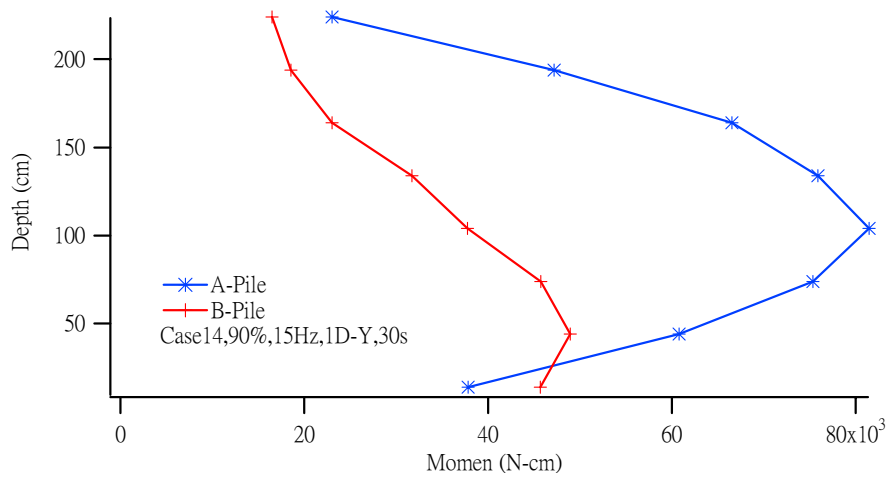
圖 4-56 高程量測點位置圖



(a) Case9 彎距破壞包絡線



(b) Case13 彎距破壞包絡線



(c) Case14 彎距破壞包絡線

圖 4-57 彎距破壞包絡線

表 4-4 表面沈陷量測紀錄

測站編號	實驗前 土體初始高度	case1(10Hz, 10%, 5sec)		case2(10Hz, 15%, 5sec)		case3(10Hz, 20%, 5sec)	
		振動結束土體實高	沉陷量	振動結束土體實高	沉陷量	振動結束土體實高	沉陷量
Day-1a	1	168	-0.5	168.5	1	169	0.5
	2	170	-1.5	170.5	2	170.5	0
	3	184	0	184.5	0.5	186	1.5
	4	224	-1	223	-0.5	223	-0.5
	5	232	-1.5	230.5	-1.5	231.5	0
	6	233.5	0	233.5	0	233	-0.5
	7	233.5	0	234	0.5	234.5	0.5
	8	234	-1	235.5	2.5	234	-1.5
測站編號	實驗前 土體初始高度	case4(10Hz, 25%, 5sec)		case5(10Hz, 30%, 5sec)		case6(10Hz, 35%, 10sec)	
		振動結束土體實高	沉陷量	振動結束土體實高	沉陷量	振動結束土體實高	沉陷量
Day-1b	1	168	-0.5	168.5	0.5	169	0
	2	170	-0.5	171	1	170	-1
	3	184	-1	185.5	0.5	185	-0.5
	4	224	-2.5	220.5	-2.5	222	0.5
	5	232	0	231	-0.5	231.5	0.5
	6	233.5	0.5	233.5	0	234	0.5
	7	233.5	0	234.5	0	234.5	0
	8	234	-0.5	234.5	1	234.5	0
測站編號	實驗前 土體初始高度	case7(10Hz, 50%, 1.5sec)		case8(10Hz, 90%, 20sec)		case9(15Hz, 90%, 20sec)	
		振動結束土體實高	沉陷量	振動結束土體實高	沉陷量	振動結束土體實高	沉陷量
Day-1c	1	168	0	169	0	172.75	3.75
	2	170	0.5	171	0.5	173.75	2.75
	3	184	0	185.75	0.75	185	-0.75
	4	224	0.5	222.75	-0.25	210	-12.75
	5	232	0.5	232	0	224.5	-7.5
	6	233.5	-0.5	233.5	0	223.5	-10
	7	233.5	0	234	-0.5	222.5	-11.5
	8	234	0.5	234	-1	224.5	-9.5

第五章 棧橋式碼頭有效應力動態數值分析

5.1 分析原理與程序

5.1.1 分析目的

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

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

5.1.2 分析原理

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

力狀態，並可得另一不平衡力，再進行下一時階的運算，如此反覆運算直至不平衡力趨近於零，達到平衡為止。

由於 FLAC 採取時階運算，雖然在解一些穩態問題時因採小時階而需較長運算，但有限元素在求解非線性材料與大應變模擬時，常需進行疊代且需採用特殊解法，外顯有限差分運算因不需求解聯立方程組，所以相較而言較為簡單，另外由於外顯有限差分運算不需建立完整勁度矩陣，因此對於加入介面元素(interface element)與不同偏微分控制方程式相對簡單，因此近年已陸續加入邊界元素、結構元素及地下水滲流求解等，且其本身解的是完整的運動方程式，因此適於求解動力問題。由於進行土壤有效應力動態分析時，常需面對非線性與大應變行為，因此近年廣為應用於模擬地工材料之動態非線性行為，若結合介面元素與結構元素，可進一步模擬土壤結構互制，而導入孔隙水壓力激發模式於土壤之組構模式，可進一步進行土壤有效應力動力數值分析。

液化土壤－基樁－上部結構系統之動態行為實際上應為耦合反應(coupled response)，即經由土壤傳播之地震波會造成基樁與上部結構震動，且上部結構之震動亦會影響下方土壤之動態行為，分析液化土層之基樁系統時更需將因孔隙水壓激發造成之地震波傳遞影響及液化土層側向位移一併考量，但其物理模式複雜，為簡化分析，實務上多採將土壤動態反應與基樁－上部結構個別分析之非耦合分析(decoupled analysis)，並以動態 Winkler 系統模擬土壤－基樁之互制行為。

非耦合分析物理模型如圖 1-6 所示，將基樁視為埋置土中之樑，周圍土壤以 Winkler 彈簧模擬土壤勁度並以並聯或串聯之 dashpot 模型模擬土壤阻尼(damping)效應，其中土壤動態反應分成二區：近場區(near field)及自由場(free field)，自由場為單純考慮向上傳播之剪力波造成之地盤反應，近場區則考慮土壤－基樁互制效應之土層反應，近場區之 Winkler 彈簧多採用可模擬非線性彈塑性質之彈簧。

本研究以前期自由場分析成果，加入 FLAC 中之基樁元素(pile

element)，並以樑元素(beam element)與基樁結合，結合 Martin et al. (1975) 之孔隙水壓力激發模式並考慮水壓消散行為進行時間域三向度液化土層－基樁動態分析，模擬棧橋式碼頭之動態反應。

5.1.3 FLAC Dynamic 介紹

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

1.力學阻尼

應力波於固體材料傳遞時，其震幅會隨傳遞路徑增加而逐漸降低，亦即其攜帶能量會隨傳遞距離增加而減少，一般稱材料之吸能效應為阻尼(damping)，阻尼之來源包括應力波傳遞時因應力波擾動範圍增加而使單位體積之能量降低之幾何阻尼(geometric damping)與材料受擾動時應變吸收之能量，稱為材料阻尼(Material damping)。幾何阻尼一般較小且於一般動態模擬可自然滿足，材料阻尼(Material damping)傳統多以不具物理意義之數值阻尼模擬，彈性系統間常見以和質量或勁度相關之 Rayleigh damping 模擬，其缺點為物理意義不明顯且當材料進入非線性應力應變行為時，不易模擬。

FLAC Dynamic 提供數種可模擬材料阻尼效應之方式，除傳統 Rayleigh damping 外，增加了用於模擬壓力波傳遞之人工阻尼(artificial damping)與考慮非線性應變關係之阻滯阻尼(Hysteretic damping)，阻滯阻尼考慮類比於等值線性(linear-equivalent)之效應，

考慮非線性剪應力與剪應變關係，引入 backbone curve 與 Masing rule 形成阻滯圈，由阻滯圈可計算不同剪應變下之割線剪力模數(secant shear modulus)與阻尼比(damping ratio)，因其較符合土壤之非線性動態特性，因此適合模擬土壤或岩石等高度非線性地工材料，本計畫採用 Hardin and Drenvich (1972) 所提出之剪力模數與應變震幅關係，以試誤法求取最符合室內試驗結果之參考應變(reference shear strain)，如表 5-1 所列及圖 5-5、5-7 及 5-9 所示。阻滯阻尼之缺點為阻尼計算時與非線性塑性應變組構模式分別獨立，因此無法完全模擬塑性應變之影響。

2. 吸能邊界

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

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

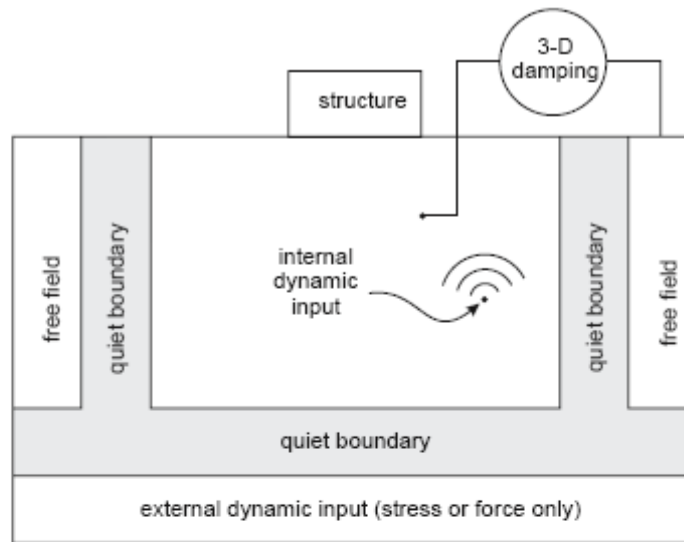
整合動態荷重與無限空間波傳邊界，可進行自由場動態分析，其數值模型如圖 5-1 所示，側向以黏滯邊界模擬模擬，底部依其與網格土壤之相對勁度差異分為柔性基底(flexible base)或剛性基底(rigid base)，當網格底部之材料與下方勁度差異不大時，需以柔性基底模擬，亦即需允許應力波傳遞至下方而非反射回網格，因此需於底部增加黏滯邊界，而剛性基底則以固定邊界模擬即可，FLAC Dynamic 中另提供可模擬垂直側向邊界之邊界條件稱為自由場邊界(free-field boundaries)，其主要為自動施加黏滯邊界於兩側邊界節點。

3.動態邊界條件

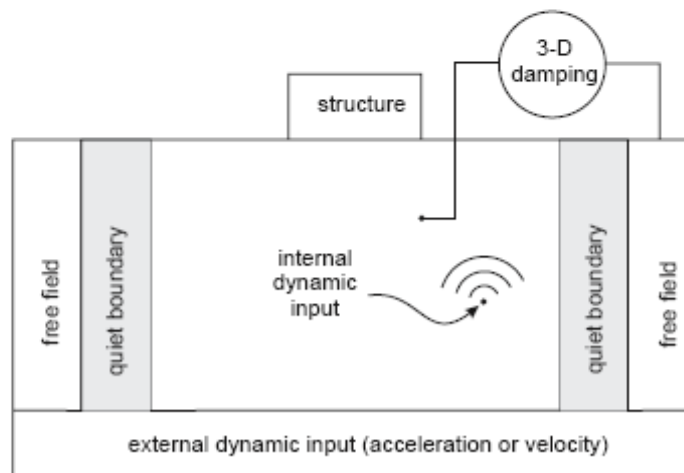
進行動態分析時需輸入適當之動態邊界條件，可以隨時間改變之荷重或格點運動量施加，FLAC Dynamic 所提供之動態輸入邊界包括作用於網格表面之應力或壓力歷時及作用於節點之荷重、速度或加速度歷時等，速度或加速度歷時一般多用於模擬自底部岩盤向上傳遞之地震波，對於底部為黏滯邊界之柔性基底，因速度或加速度邊界會使黏滯邊界無法運算，因此需轉換為應力邊界，其轉換公式為：

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

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



(a) Flexible base



(a) Rigid base

圖 5-1 考慮動態荷重之自由場物理模型圖

4. 孔隙水壓力激發模式

進行動態荷重下土壤液化行為之有效應力分析時，除考慮土壤之非線性應力-應變行為外，亦需將因應變造成之超額孔隙水壓力列入考量，目前僅有少數超額孔隙水壓力激發模式提出，其中以 Finn et al. (1977) 所提出之模式模擬較為常見，Finn et al. (1977) 將非線性勁度

變化與孔隙水壓力分開考量，利用 Martin et al (1975) 所建立之飽和砂土受排水反覆荷重之體積減小量，和不排水試驗之孔隙水壓上升的關係，建立剪力模數、剪力強度、累積體積應變和有效應力變化的關係，常稱為 Finn-Martin model，引用 Finn-Martin model 時需四個參數，Byrne (1991) 提出簡化之 Martin 公式，其累積體積應變與剪應變之關係可以下式表示：

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

其他計算與 Finn-Martin model 相同，稱為 Finn and Byrne Model，此公式僅需 2 個參數，且 C1 可由相對密度或修正之 SPT-N 值求得：

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

而 C2 則可以下式計算：

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

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

5.結構元素

本研究之棧橋式碼頭主要由樑元素與基樁元素組成，棧橋之樓版以樑元素模擬，樑元素為 2 維 3 自由度元素，可傳遞軸向力與彎矩，在 FLAC 中其幾何特性以節點(node)描述，其與接觸之土壤可以連結接觸之土壤格點或以介面元素連結。

基樁元素為 2 維元素，可傳遞正向力、剪力及彎矩至接觸之土

壤，基樁本身限制其軸向降服行為，但可指定其節點形成塑性鉸，模擬彎距破壞，其與周圍土壤之互動以介面元素傳遞，介面元素本身具備正向與剪向彈簧，並可指定其彈簧行為，此介面特性可用以模擬圖 1-6 之近場區(near field)行為，而周圍土壤則以自由場中之土壤元素模擬。

5.1.4 分析程序

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

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

1.地層幾何模型建立

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

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

式中 V = 應力波波速， L = 平行波傳方向之最大網格長度。

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

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

2.分層土壤力學組構行為模擬

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

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

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

3.動態荷重與邊界條件

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

5.2 數值分析案例模型

5.2.1 臺中港區地質概況

臺中港區原為大甲溪與大肚溪沖積形成之西部海岸平原，主要為沉泥質砂、砂質沉泥、黏土質沉泥及沉泥質黏土等互相交雜而成，沈積土層之厚度，臺中港務局之鑽探資料顯示，鑽探深度至 60m 時仍為沈積砂土，依賴聖耀等(2003)於港區鑽探資料，港區土壤厚度大於 300

公尺以上，歷年來各單位在台中港區進行之地質鑽探資料顯示臺中港區自地表至高程-10m 之間以灰色細中砂為主，尤其靠近地表處大多屬不良級配中細砂，疏鬆至中等緊密程度。高程-10m 以下土層以沉泥質細砂層為主，但細砂層間夾黏土質沉泥或沉泥質黏土薄層或厚層，且常不延續而間斷出現，黏土質沉泥或沉泥質黏土薄層厚度不等，在幾公分至 2m 以上，且隨深度及地點不同變化極大，導致 SPT-N 值在同一深度中分佈甚為散亂，地層頗為複雜，而在高程-25m 以下 N 值大都高於 30，屬中等緊密以上程度，而高程-80m 以下土層 N 值大都高於 100，屬極緊密堅硬之層次，可提供比較可靠的承載力(簡連貴等 2000)。

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

5.2.2 臺中港 9-11 棧橋式碼頭配置

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

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

5.2.3 臺中港棧橋式碼頭液化災害

921 地震後臺中港區 4000 多公頃內有多處地區發現液化現象，包括 1 至 4A 號碼頭後線作業區、9 至 11 號碼頭貨櫃堆置場、12 號碼頭倉庫後線之陸側場地等，其中 1 至 4A 號碼頭為沈箱式碼頭，19 至 11 號碼頭屬棧橋式碼頭，震後調查發現 9 至 11 號碼頭後線作業區及

尺之範圍，礫石回填區後之回填砂涵蓋 30m，以 gen line 指令將網格分為四區，海床土壤假設不可液化土層。

2.材料強度參數指定並重力平衡

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

3.設定靜態運動與水位邊界條件

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

4.加入橫樑與基樁元素並完成力學平衡

以指定左右端點方式並配和自動分割方式產生樑與基樁，每 6m 一個樑元素，並將樑之二端點與土壤連結，30m 基樁分成 10 個元素，各結構元素之參數如表 5-2 所列，基樁元素中與土壤連結之介面元素以符合 Mohr-Columb 行為之介面彈簧參數模擬，介面彈簧參數如表 5-3 所列，結構元素建立後之網格如圖 5-4 所示，以此網格進行力學平衡。

5.使用 Finn 模式土壤

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

6.給予阻尼參數和動態邊界條件

結構元素以 Rayleigh 阻尼設為勁度之 2%，土壤則以 Hardin 型態之阻滯阻尼，所需之參數如表 5-1 所列，與自由場分析類似，以 free field 邊界指定作用於左右兩側，底部由於為非岩盤，為消除自自由面反射波之於底部造成反射現象，底部以 x 與 y 均啟動之安定邊界 (Quiet Boundary) 設定。

7.規劃監測點並施加地震力

本研究以超額孔隙水壓力、超額孔隙水壓比、基樁彎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，本案例所使用之地震記錄為位於台中港東南方 4.7km 處之清水國小測站 (TCU059) 於 921 地震之地震記錄，取最大震動方向 (NS) 的主要作用時間 35 秒作為動態輸入，其速度(單位 m/s)與加速度(單位(g))歷時如圖 5-5 所示。

表 5-1 棧橋式碼頭分析土層參數表

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

表 5-2 結構元素參數表

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

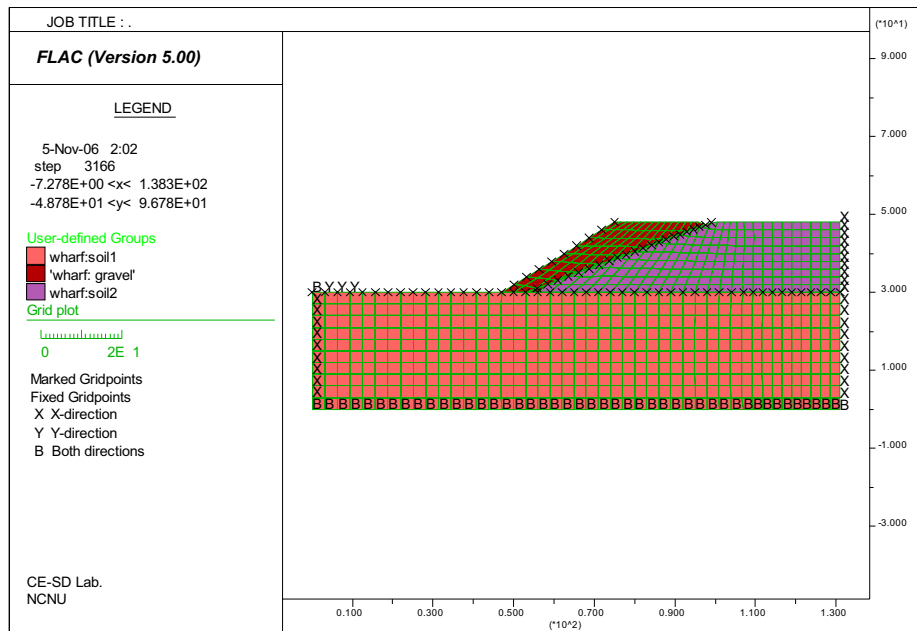


圖 5-3 棧橋式碼頭斜坡網格與土壤分區圖

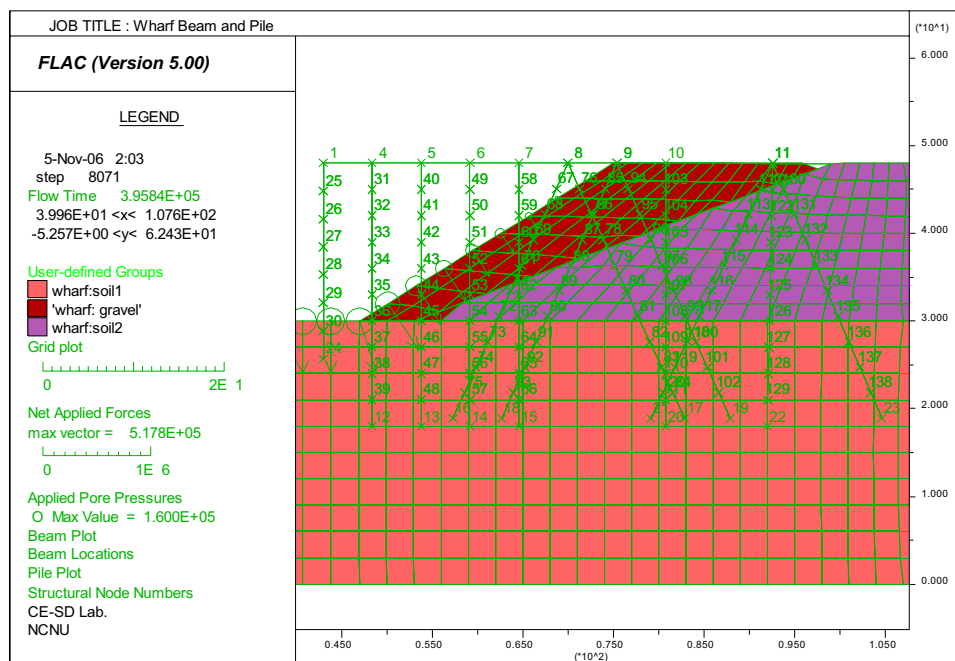


圖 5-4 橫樑與基樁元素位置與節點編號圖

表 5-3 基樁元素中之 Mohr-Columb 介面彈簧參數表

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

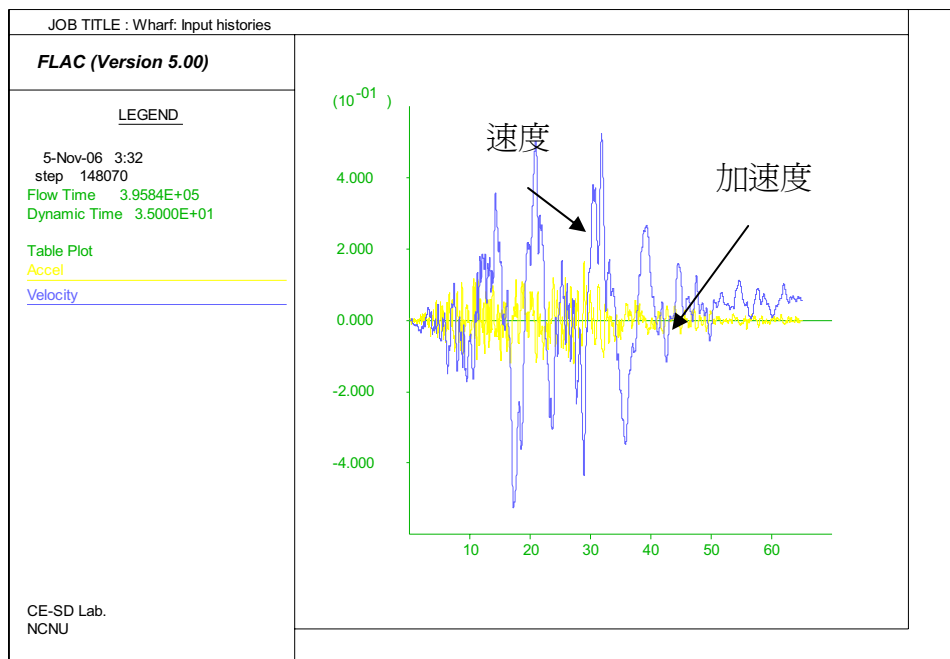


圖 5-5 TCU059 速度與加速度歷時圖

5.3 分析結果與討論

依據前述數值模型與分析程序，結果說明與討論如下：

5.3.1 地盤震動反應

網格底部格點、坡面下方基樁施做區與碼頭右側與土壤相交處之水平加速度歷時如圖 5-6 所示，結果顯示頂部土壤加速度因受樑影響使得其震幅較底部為低，而邊坡內土壤因受力石與基樁束制其震動亦較

小，初期最大加速度發生於回填砂層後方頂部，但當填砂層液化後其震幅減小且僅餘低頻震動。

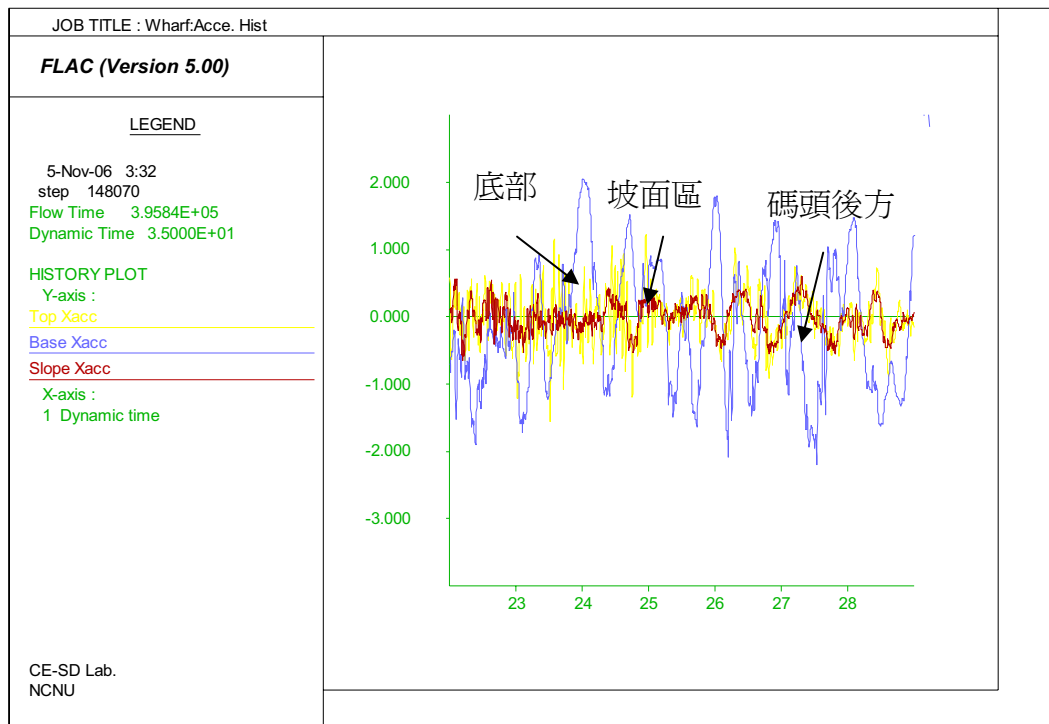


圖 5-6 不同區域地盤加速度歷時圖

5.3.2 超額孔隙水壓變化

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

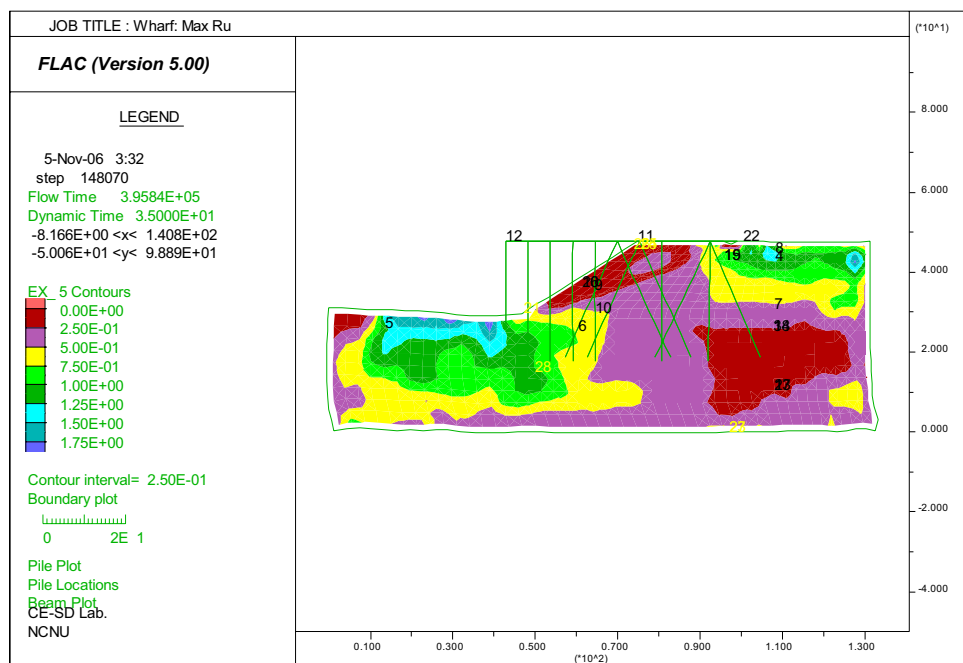


圖 5-7 最大孔隙水壓比分佈圖

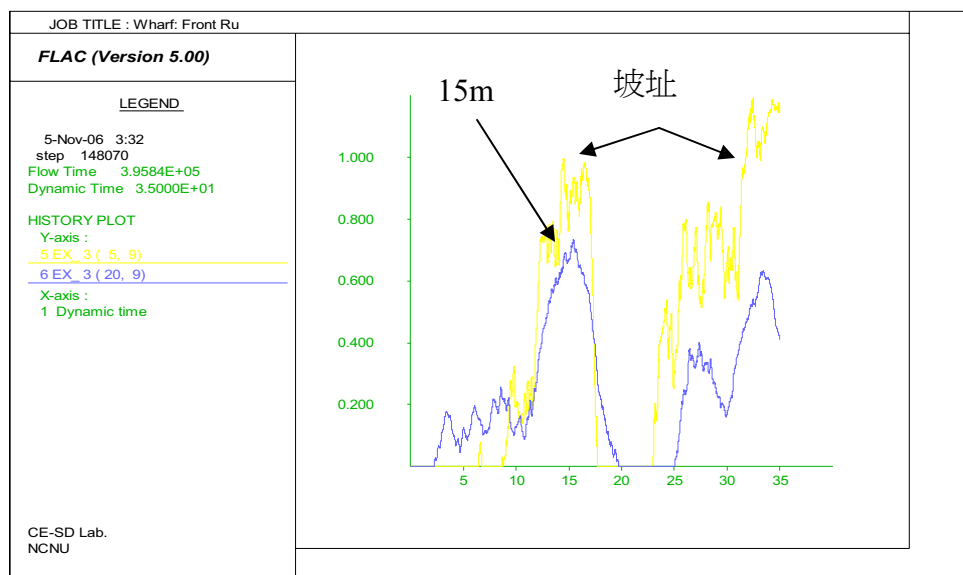


圖 5-8 邊坡前方坡趾(20,9)與距坡趾 15m 處 ru 變化圖

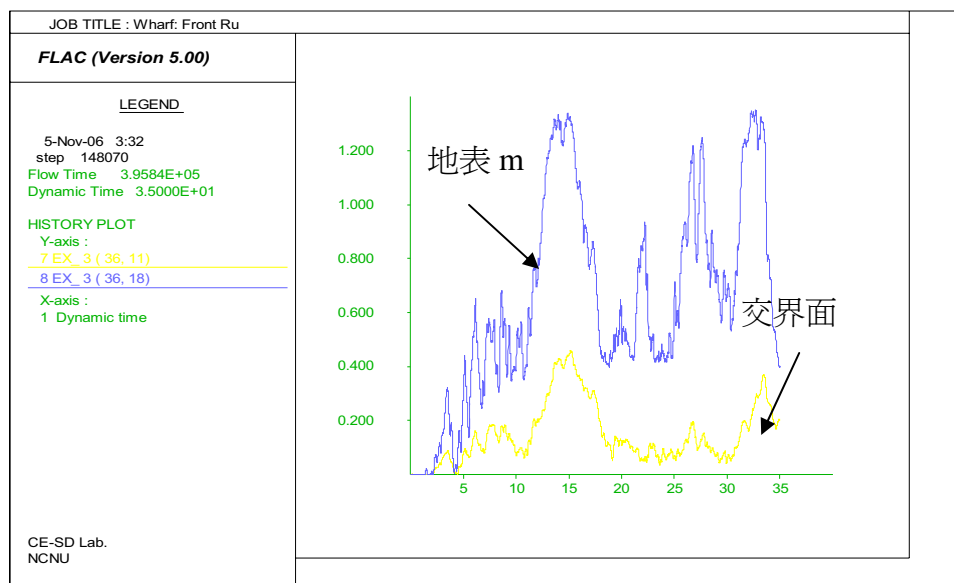


圖 5-9 邊坡後方回填砂區與底部土壤介面(36,11)與地表(36,18)ru 變化

5.3.3 土壤結構互制反應

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

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

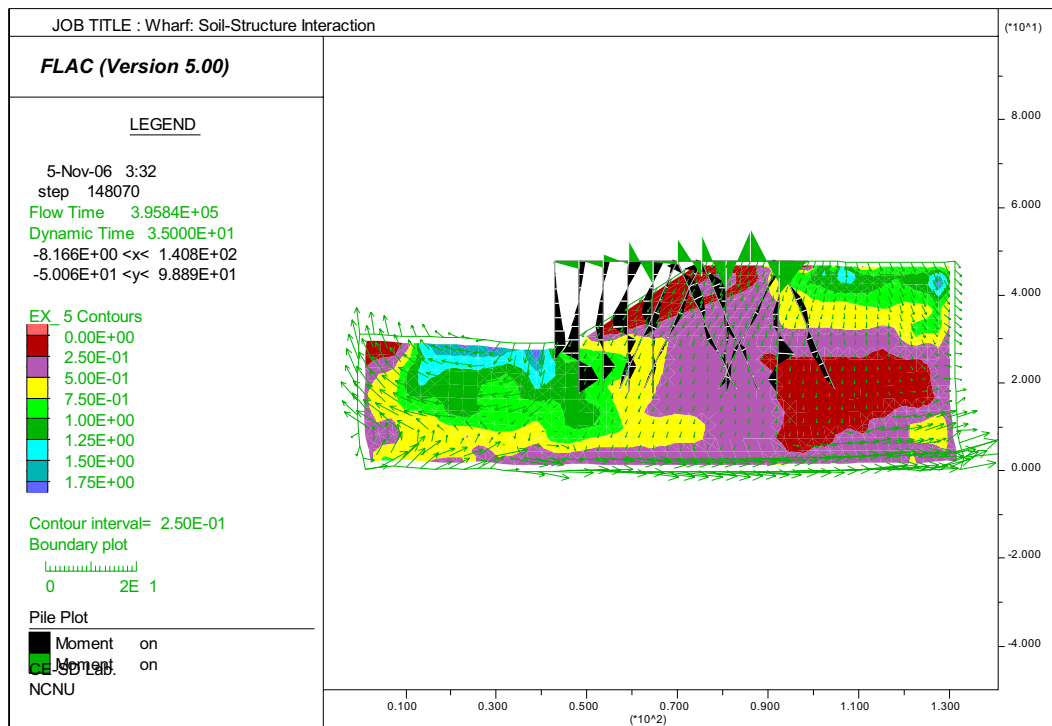


圖 5-10 土壤結構互制反應圖

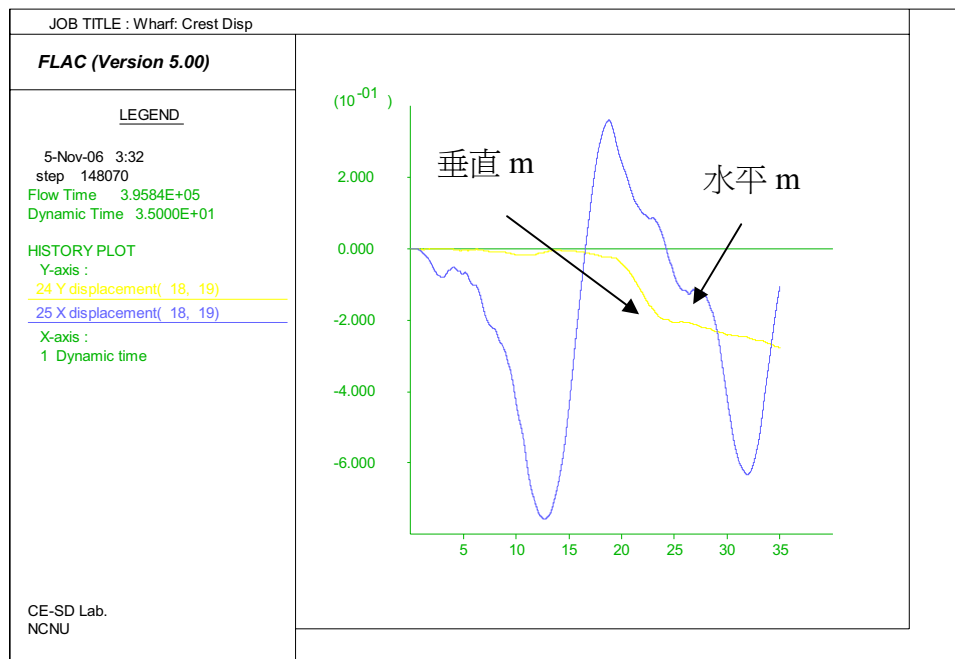


圖 5-11 碼頭前端位移歷時圖

第六章 結論與建議

6.1 結論

本計畫執行之長期目標之一為建構考慮液化之土壤-樁基礎-結構互制行為之現地觀測站，本年度完成之主要工作項目總結如下：

1. 蒐集彙整土壤-樁基礎-結構互制行為文獻：已彙整國內外現有液化土層基樁行為與破壞模式之文獻，另彙整收集現有基樁動態分析程序，得知進行基樁有效應力動態分析所需之主要部分包括可模擬孔隙水壓力激發之耦合土壤組構模式、土壤-樁基礎介面元素及側潰土層分析，本研究建議以 Dafalias and Manzari (2004)之土壤模式配合 Beam on Nonlinear Winkler Foundation (BNWF) 進行有效應力動態分析之土壤-結構-基樁互制分析，土壤側潰則考慮以強度折減配合大變形網格調整進行側潰分析，相關分析預計於下一年度進行。
2. 進行現地模擬地震之棧橋式碼頭液化試驗：完成座落於重模水下邊坡且以二根基樁組成之棧橋式碼頭液化試驗，所用震源為作用於地表之重型震盪震源車，相關監測設備包括原有地表反應、碼頭動態反應、不同區域土壤振動與孔隙水壓力反應、基樁彎距反應及震後剖面變化等，相關動態監測系統已完成建構並驗證可行。此外並已完成相關資料處理之程序，可求得基樁動態反應、土壤剪應變-孔隙水壓力耦合反應等重要資訊。
3. 棧橋式碼頭動態有效應力分析：本年度以臺中港 9-11 號碼頭為案例，以集集地震中 TCU059 加速度歷時，利用自由場動態有效應力分析之程序結合橫樑與基樁結構元素，基樁與土壤以 Mohr-Coulomb 型態之正向與剪向彈簧模擬，進行棧橋式碼頭動態分析，結果顯示雖然碼頭後方之回填砂層會產生液化情況，但碼頭本身與下方之土壤並無液化發生，而碼頭前端水下之底部土壤雖不會產生液化但會產生較大變形，導致前方直樁產生較大彎距，基樁最大彎距發生於

液化與非液化交界附近，但基樁並未破壞，且群樁通過之土壤其最大剪應變與孔隙水壓力激發均較無基樁區域為小，結果顯示分析模式之結果應具相當之價值。

4. 港區碼頭微地動試驗與共振主頻分析：由於設備採購及行政程序延宕之故，尚無法進行港區微地動分析，但相關分析程序已完成，所得結果可用以進行現地監測站之整體地質概況評估與共振主頻分析。

6.2 建議

針對本年度計畫執行提出下列建議：

1. 由於棧橋式碼頭液化試驗資料量龐大，受時間所限尚有包括側潰對基樁影響分析、基樁-土壤互制反應、超額孔隙水壓力分佈及側潰影響深度等資料未及完成，建議明年繼續進行相關分析同時完成數值模擬驗證。
2. 本年度數值分析時之土壤靜態極限強度參數與滲透性均以文獻建議數值，建議明年增加此類試驗，另外將參考審查委員建議加入港內潮位之影響。
3. 由於 Finn model 將塑性應變與孔隙水壓分開考慮，無法與室內液化試驗結果結合，將於下一年度發展參數決定程序並在 FLAC 架構下撰寫 Dafalias and Manzari (2004) 組構模式及 BNWF 程序，並進行參數驗證程序，以便更真實模擬監測站行為。
4. 由於現地營運中碼頭之監測設備安裝受限於場地與水下之故，且需考慮海水之影響，因此建議於下一年度進行相關監測設備之試裝與耐候性測試，並以船舶停靠為震源進行土壤與結構互制反應量測，作為後續完整監測站之準備。

參考文獻

1. 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」。
2. 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。
3. 經濟部水利處中區水資源局(2000)，「寶山第二水庫工程計畫壩體動態分析與試驗期末報告」，中華民國八十九年七月。
4. 倪勝火(2001)，「液化地區孔隙水壓監測與量測」，國科會專題計畫研究成果期中報告。
5. 翁作新、褚炳麟、林炳森(1990)「員林、霧峰及南投地區土壤液化特性」地工技術，NO.81 p.17-23。
6. 張文忠、許晉銘(2005)「現地土壤液化試驗之發展與應用」第十一屆大地工程研討會。
7. 黃俊鴻、楊志文、譚志豪、陳正興(1990)「集集地震土壤液化之調查與分析」地工技術，NO.77 p.51-64。
8. 黃俊鴻、陳正興 (1998)「土壤液化評估規範之回顧與前瞻」地工技術，NO.70 p.23-44。
9. 陳正興等(2004)「土壤液化對交通結構物之影響及液化潛能評估方法與災害分析模式之研究(1/2)」交通部運輸研究所，中華民國九十三年十二月。
10. 陳景文、林宏翰 (2000)「高雄都會區土壤液化潛能微分區」地工技術，第 82 期，第 35-42 頁。
11. 褚炳麟、張益銘、陳冠閔、徐松析、張錦銘(1990)「921 地震霧峰、太平地區液化及下陷調查分析」地工技術，NO.77 p.19-28。

12. 賴聖耀、李豐博、蘇吉立、陳志芳(2002)「港灣地區地震監測與土壤液化潛能評估之研究」交通部運輸研究所，中華民國九十一年二月。
13. 簡連貴、林敏清(1998)「回填造地土壤剪力波速之評估-雲林麥寮案例之探討」地工技術(Sino-Geotechnics)，(67): 69-82。
14. 簡連貴、賴聖耀、林敏清(1999)「921 集集大地震對臺中港區港灣設施災損調查與評估」，土木水利會刊(Civil and Hydraulic Engineering)，26(3): 82-95。
15. Ashford, S.A., Weaver, T.J., and Rollins, K.M. (2002) "Pore Pressure Response of Liquefied Sand in Full-Scale Lateral Pile Load Tests." Transportation Research Record 1808, Transportation Research Board, p. 21-29.
16. Brandenberg, S.J., Boulanger, R.W., Kutter, B.L., Chang, D. (2005), "Behavior of Pile Foundations in Laterally Spreading Ground during Centrifuge Tests", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 131, No. 11. pp.1378-1391.
17. 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.
18. Chang, W.-J. (2002) Development of an In Situ Dynamic Liquefaction Test, Ph.D. Dissertation, University of Texas, Austin, TX, USA.
19. Chang, W. J., Rathje, E. M., Stokoe, K. H. II, Cox, B. R. (2004), "Direct Evaluation of Effectiveness of Prefabricated Vertical Drains in Liquefiable Sand," Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Vol. 24/9-10, pp 723-731.
20. 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.
21. 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.
 22. Klar, A. and Frydmn, S. (2002), “Three-Dimensional Analysis of Lateral Pile Response using Two-Dimensional Explicit Numerical Scheme,” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 128, No. 9. pp.775-784.
 23. Lin, S.-S. and Liao, J.-C. (2006) “Lateral Response Evaluation of Single Piles Using Inclinator Data”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 132, No. 12. pp.1566-1573.
 24. Liyanapathirana, D.S. and Poulos, H. G. (2005), “Pseudostatic Approach for Seismic Analysis of Piles in Liquefying Soil,” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 131, No. 12. pp.1480-1487.
 25. Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R. L. (1969), “Finite dynamic model for infinite media,” J. Eng. Mech. Div., 95(EM4), pp. 859–877.
 26. Rathje, E. M., Chang, W. J. and Stokoe, K. H. II (2005), “Development of an In Situ Dynamic Liquefaction,” ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol. 28, No. 1, pp.65-76.
 27. Rollins, K. M., Gerber, T. M., Lane, J. D., and Asford, S.A. (2005). “Lateral Resistance of a Full-Scale Pile Group in Liquefied Sand,” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 131, No. 1. pp.115-125.
 28. Tokimatsu, K. (2003), “Behavior and Design of Pile Foundations Subjected to Earthquakes” Tokyo Institute of Technology.(in Japanese).

29. Tokimatsu K. (1999) "Performance of pile foundations in laterally spreading soils," In: Proceedings of the Second International Conference Earthquake Geotechnical Engineering, vol. 3. p. 957–64.
30. Tokimatsu K, Asaka Y. (1998), "Effects of liquefaction-induced ground displacements on pile performance in the 1995. Hyogoken–Nambu earthquake," Special issue of Soils and Foundations. pp.163–77.
31. Tokimatsu, K., Suzuki, H., and Suzuki, Y. (2001). "Back-calculated p-y relation of liquefied soils from large shaking table tests." Fourth International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, S. Prakash, ed, University of Missouri – Rolla, paper 6.24.
32. Wilson, D. W., Boulanger, R. W., and Kutter, B. L. (2000). "Seismic lateral resistance of liquefying sand." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 126, No.10, pp. 898-906.
33. 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.
34. 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.

交通部運輸研究所合作研究計畫（具委託性質）
期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：現地模擬地震之液化試驗與碼頭動態監測研究(2/3)

執行單位：國立中興大學

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
臺灣大學陳教授正興：		
試驗內容創新，資料非常具有價值，後續計畫應仔細作分析，以獲具體成果。	謝謝委員肯定，計畫團隊會加強試驗資料分析與判識部分，希望可提供數值分析驗證與後續現地棧橋式碼頭監測系統規劃參考。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
試驗資料之呈現應清楚說明資料處理之程序。	會於期末報告增加分析流程圖及相關說明。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
報告中部份不清楚之圖形及文字誤植部份應修正。	不清楚之圖形及文字誤植部份會於期末報告一併修正。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
交通大學黃教授安斌：		
本計畫建議以現地試驗方法量測土壤之均勻性。	原試驗場址已有進行剪力波速量測及鑽探等工作，試坑內土壤將由小震幅試驗進行波速解析，並由試驗後取樣進行不同深度密度量測，以瞭解試坑土壤之均勻性。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
港研中心賴研究員聖耀：		
本計畫以振盪振源車進行模擬基樁之現地試驗已有很好的試驗結果，希望期末報告時能有 FLAC 數值分析之比較。	將於工作能量內進行數值模擬與試驗結果之比較。	同意合作研究單位之說明與處理情形。

**交通部運輸研究所合作研究計畫（具委託性質）
期末報告審查意見處理情形表**

計畫名稱：現地模擬地震之液化試驗與碼頭動態監測研究(2/3)

執行單位：國立中興大學

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
臺灣大學陳教授正興：		
本研究計畫完成現地基樁液化試驗，以及棧橋式碼頭之數值模擬分析，完成預定工作項目。	謝謝委員肯定。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
試驗兩基樁之頂部有樁帽連結，而量測所得變位具不同相位角，應檢討其原因。	經檢討後發現為資料處理過程中所選取之時間區段不一致，經改正後前後排基樁之變位相角一致。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
結論中有關棧橋式動態有效應力分析之結果與現地試驗量測之結果不一致，應加強說明。	因試驗底部基樁之固定程度未知，因此基樁底部之曲率分佈無法確切掌握，但以目前量測結果最大彎距發生於試坑底部以上 30 cm 處，可能原因為本試驗屬短樁且基樁相對於土壤之勁度較高，文獻及數值分析均屬長樁，因此有所差異，目前以外插方式並配合樁頂變位量測結果反算試坑底部之曲率做初步修正，後續將收集相關文獻以探討並解釋現有成果。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
海洋大學林教授三賢：		
相關參考文獻可再增補。	已增加土壤組構模式、數值分析及基樁試驗之相關文獻。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
期末報告應加入土壤物理性質、強度及基樁之厚度等。	謹遵委員指示將相關資料補列於第四章。	同意合作研究單位之說明與處理情形。

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
P.63 之圖號應修正。	文字部分圖號誤植部分已修正，謝謝委員提醒。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
P.68 樁兩端視為固定端(Fixed)，應有 push over 試驗結果確認。	基樁頂部因以焊接方式固定於 1cm 厚之鋼板，為二支基樁組合之碼頭，且基樁側向勁度遠大於靠近地表之試坑之土壤側向施力，因此相當接近於固定端，此亦可由置於碼頭之三向加速度計驗證，底部因僅以加壓方式灌入原地層 1 m，因此其邊界條件並不確定，目前以外插方式並配合樁頂變位量測結果反算試坑底部之曲率做初步修正，後續將收集相關文獻以探討並解釋現有成果。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
試坑內鋪設了不透水布，則坑內、外土壤性質、水位高度不一，則側向滑移對基樁之影響與實際狀況不一樣。	側向滑移僅發生於邊坡部分，由於坡趾與試坑邊界仍有 100 cm 以上之距離，因此其邊界束制對滑移之影響應該有限。試驗配置主要為探討試坑內土壤與基樁行為，原地土壤主要為提供一類似振動台試驗中之剪力盒或 soil container 功能。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
樁於不同深度之 Moment vs Curvature 及動態 P-Y Curve 曲線應提供。	不同深度之最大 moment 包絡線分佈繪於圖 4.51，原側向應力分佈包絡線改繪製於圖 4.53，由於目前對側向應力分析仍需驗證，因此暫時無法提供 p-y curve，但其分佈應與圖 4.53 相似。	同意合作研究單位之說明與處理情形。

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
P.169 棧橋碼頭以 2D 分析，則等效的效應如何考量。	FLAC Dynamic 中 包 含 Three-Dimensional Radiation Damping 選項，作為進行 2D 分析時在土壤 out-of-plane 向之吸能邊界，但是對於基樁則無此功能，3D 分析已列於下一年度之工作項目，將可比較其差異。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
水壓計建議不只是放在底端(報告中提到上半部液化，下半部不液化)。	以目前配置表面波之影響確實較大，但由於分析時均以應力波產生之剪應變進行討論，且量測時包土壤運動至少包含一垂直與一水平向，因此與實際地震時基樁行為應有一定相關性。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
交通大學黃教授安斌；		
部份圖形不清礎，請改進。	謹遵委員指示。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
圖 4.13 取樣土層動態特性之 G- γ 圖形很特別，請確定。	原圖中其資料點之剪應變量有誤，已修正如圖 4.13。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
由應變積分兩次計算變形的的方法在數學上有問題，要考慮。	目前所用之積分為利用 cubic spline 迴歸後再進行積分，研究團隊亦曾參考文獻所建議之高次多項式迴歸，結果類似，而針對位移部分，亦與頂部之加速度計積分後之位移量比較，所得結果相近，推測其原因可能為配置較密集(30 cm 間距)與濾波之成效，就目前配置與結果而言，尚可適用。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
港研中心謝研究員明志；		

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
本研究執行現地液化模擬試驗，量測基樁、土壤水壓動態及液化過程，獲取大量資料並求得基樁動態反應及土壤應變-孔隙水壓耦合反應等資訊，研究團隊的努力值得嘉許。	謝謝委員肯定。	同意合作研究單位之處理情形。
下一步驟為設置現地觀測站，將各樣監測儀器安裝在棧橋式碼頭上，擷取真正地震來臨時得反應資料，但現場能否如試驗配置一樣安裝各項感應器，且碼頭可能會碰到更多困難需克服，研究團隊是否有初步構想，請說明。	目前規劃之碼頭監測站包含水下土壤振動與孔隙水壓力、地表振動與基樁反應，水下土壤將以潛水人員將耦合感測子安裝於土下，地表將以內含 GPS 之震測儀量測，基樁將採用防水應變計、光纖應變計及以微機電設計可量測頗面之 shape array 進行測試，這些將於岸上先行製作不鏽鋼之吊掛架，再以潛水員焊接於現地基樁表面，所需量測系統將可整合類比與數位訊號，並以 GPS 對時，下一年度將以船舶停靠時之橫向碰撞力為震源，進行相關系統驗證，以作為後續完整系統建置之準備。	同意合作研究單位之說明與處理情形。

現地模擬地震之液化試驗與碼頭動態監測研究(2/3)

期
末
報
告
書
簡
報



委託單位：交通部運輸研究所

執行單位：國立中興大學

研究團隊：林炳森、褚炳麟、
張文忠、張啟文

簡報大綱

- 計畫目的與流程
- 本年度工作成果報告
 - 土壤-樁基礎-結構互制行為文獻彙整
 - 港區碼頭微地動試驗與共振主頻分析
 - 現地棧橋式碼頭液化試驗
 - 液化側潰對樁基礎影響之數值分析
- 結論與建議
 - 本年度成果總結
 - 後續工作建議



計畫背景

- 港區樁基礎常因液化引起破壞
- 現有考慮液化土壤-樁基礎互制分析方法有其侷限
- 設立永久之現地監測站或進行現地基樁液化試驗有其必要
- 現有安全分析程序與防治對策需修正更新

3



計畫目的

- 進行土壤－樁基礎－上部結構之動態有效應力分析作為進行現地監測站配置、碼頭安全性評估及防治對策之依據
- 發展現地基樁液化試驗與檢測之技術
- 設立永久現地碼頭監測站之前期準備
- 以大型基樁土壤液化試驗量測現地基樁-土壤之互制反應以驗證改善數值分析成果

4

整體計畫-第一年(95年)

1. 彙整分析現有國內外港區液化案例及動態試驗相關分析。
2. 利用非破壞檢測方法選定試驗場址，並進行詳細之鑽探。
3. 進行室內重模土樣動態單剪(cyclic simple shear)動力與液化試驗。
4. 以動態分析程式進行液化樁基礎影響分析。
5. 進行初步自由場動態數值分析，擬定所需監測系統規格與配置。

5

整體計畫 - 第二年(96年)

1. 蒐集彙整土壤-樁基礎-結構互制行為文獻
2. 設計並組裝可進行動態試驗之量測基樁與自動監測系統。
3. 進行現地模擬動態互制反應之棧橋式碼頭液化試驗。
4. 配合港研中心進行港區碼頭微地動試驗與共振主頻分析。

6

整體計畫- 97~98 年

○ 第三年(97年)

1. 以前期成果配置與安裝棧橋式碼頭動態監測系統。
2. 監測系統整合與建立資料處理程序。
3. 建立可定期檢測現地液化監測站之方法與程序。
4. 以監測資料系統識別棧橋式碼頭安全臨界。

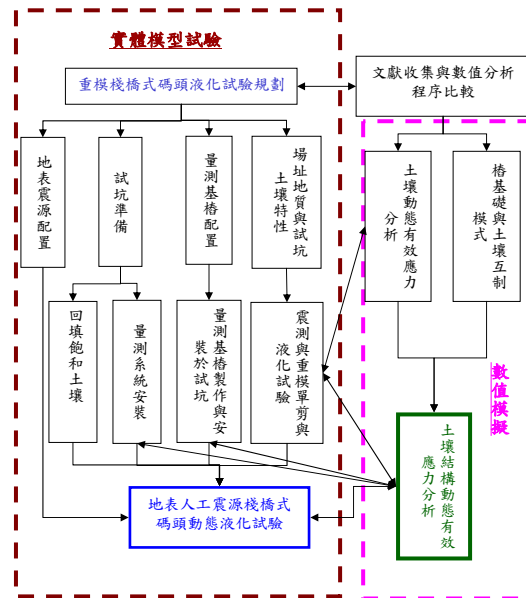
7

96年研究內容與項目

- 彙整土壤-樁基礎-結構互制行為文獻。
- 現地棧橋式碼頭液化試驗：
 - 設計並組裝動態試驗量測基樁與監測系統。
 - 於試驗場址安裝監測儀器並施打量測基樁。
 - 以大型地表震源模擬強烈之地震作用，進行現地模擬地震之單樁液化試驗。
- 以動態分析程式進行液化側潰對樁基礎影響之數值分析。
- 配合港研中心進行港區碼頭微地動試驗與共振主頻分析。

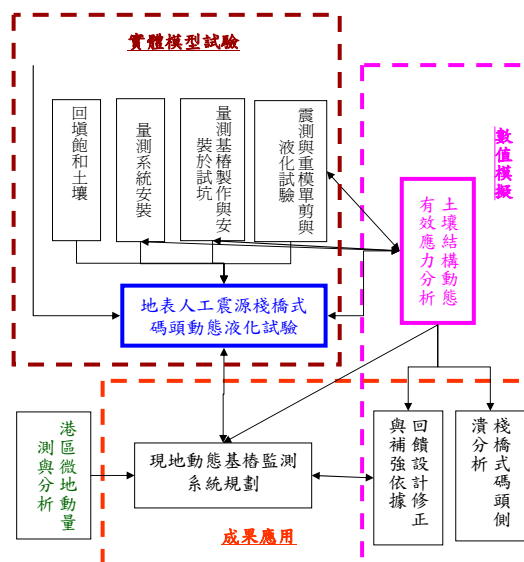
8

研究流程



9 21

研究流程 (續)



10



整體計畫預期成果及應用

- 瞭解動力狀態下土壤-樁基礎-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
- 現有考慮液化之土壤-樁基礎-結構互制行為分析方法驗證資料
- 建立棧橋式碼頭受震之數值分析程序
- 規劃現地棧橋式碼頭液化監測站，回饋分析與災害管理

11

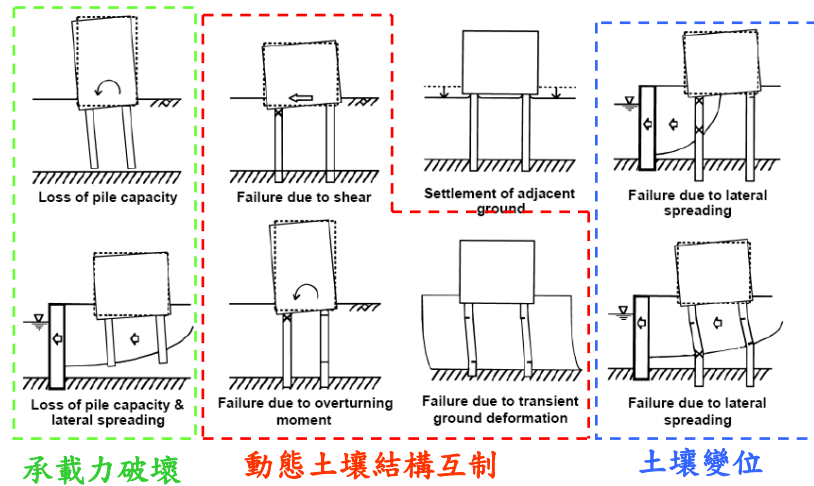


工作成果：文獻彙整

- 樁基礎破壞模式
- 動態土壤－基樁－上部結構互制數值分析
- 耦合土壤組構模式
- 土壤-結構介面
- 側潰土層基樁分析

12

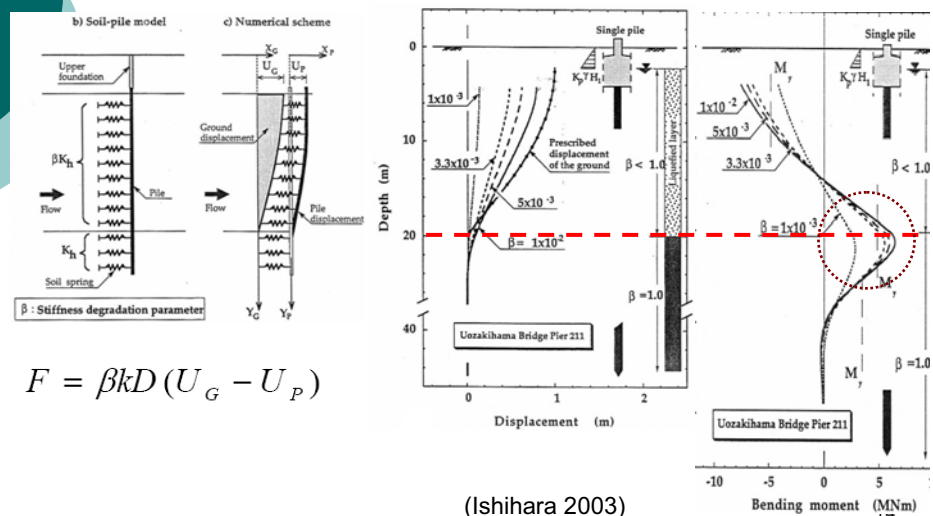
液化土層樁基礎破壞機制



來源：Tokimatsu et al. 1996

13

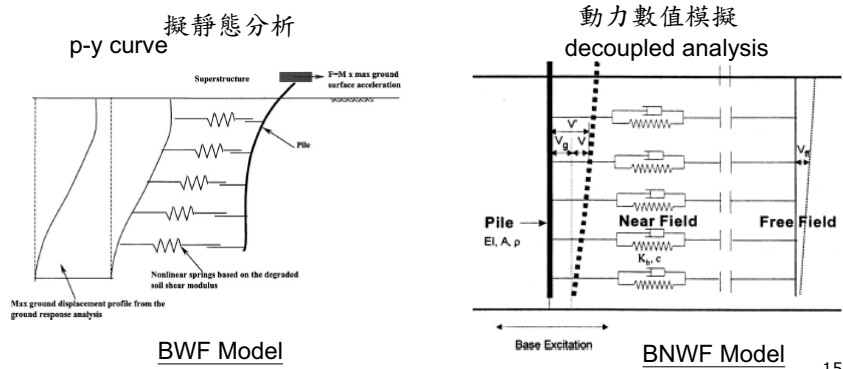
液化土層樁基礎受力分佈



工作成果— 動態分析文獻

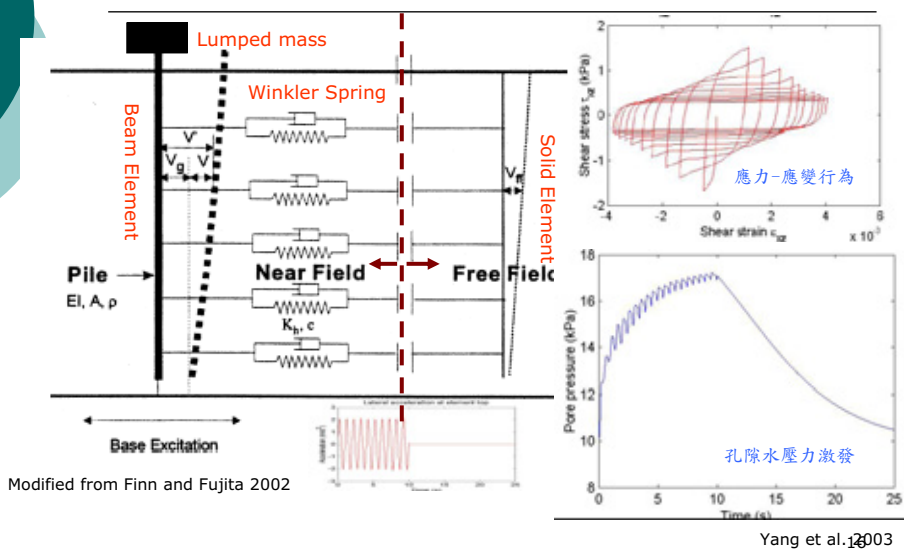
動態土壤—基樁互制數值分析

- 擬靜態分析 → 基樁側向變形 p - y 曲線
- 非耦合動態有效應力分析 → Finn+BNWF 模型
- 耦合動態有效應力分析 → u - p form +BNWF



15

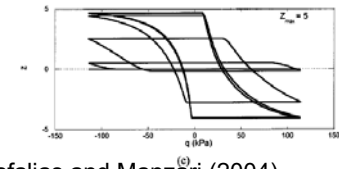
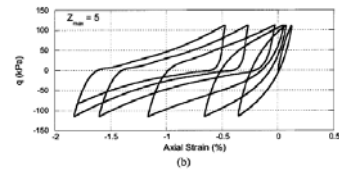
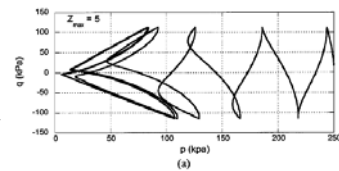
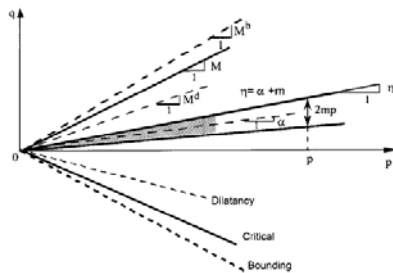
液化土層基樁數值模型與土壤組構



耦合土壤組構模式: Dafalias and Manzari Model

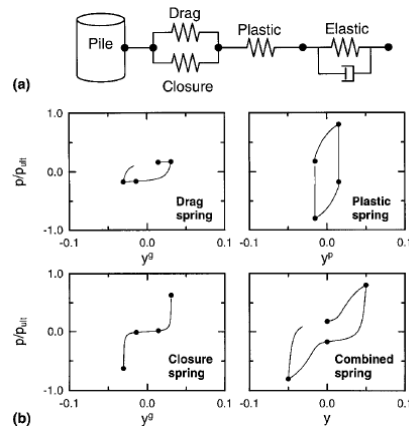
特點：

1. 與CSSM 相容
2. 由組構膨脹張量模擬鬆砂與緊砂之行為



Dafalias and Manzari (2004) 1 /

土壤-結構介面



BNWF模式組成元件與各元件反應 (Boulanger et al., 1999)

側潰土層基樁分析

- 擬靜態分析：
 - 地盤反覆變位法(Tokimatsu)
 - 土壓力法(JRA)
- 動力分析：
 - 非耦合分析：土壤與結構分別考量
 - 耦合分析：土壤與結構統整考量

19

大型棧橋式碼頭液化試驗

- 試驗目的與原理
- 試驗方法及試驗程序
- 資料處理
- 試驗結果與分析討論

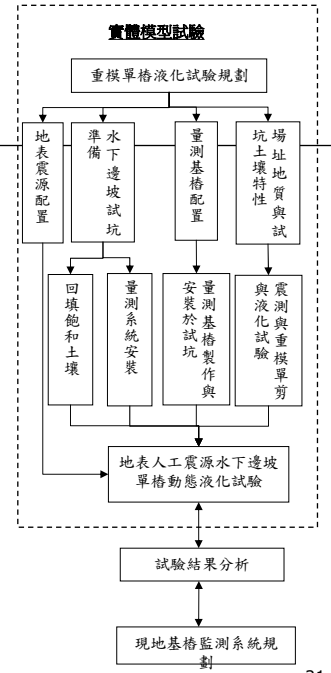
20

試驗目的與流程

目的：

- 進行模擬土壤液化之碼頭行為觀測試驗
- 提供數值模擬之驗證資料

流程：



21

現地配置

場址概況

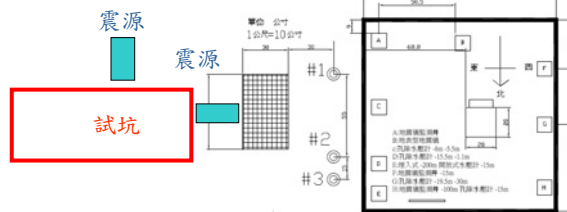
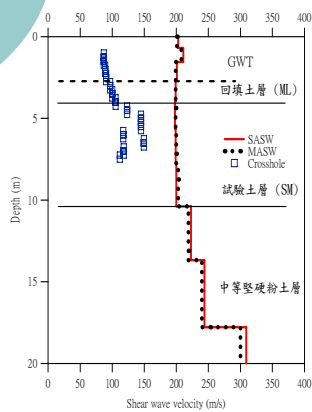
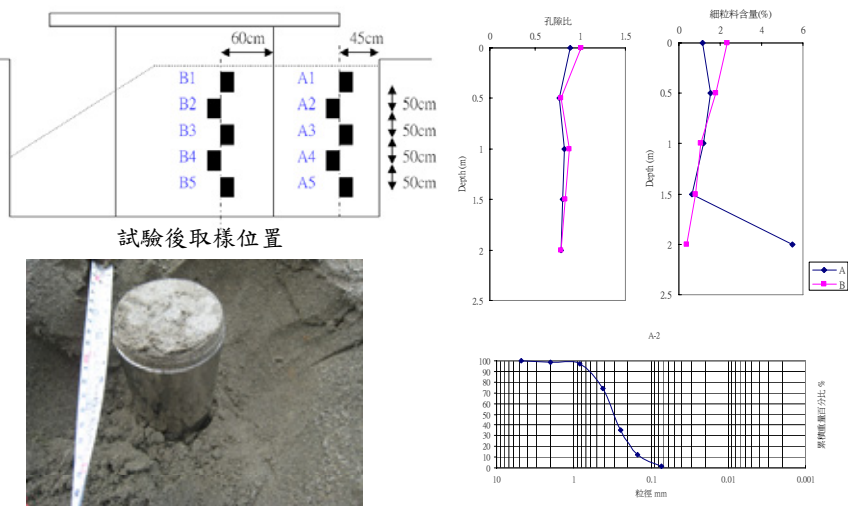


表 4-1 各土層之動態特性試驗總表

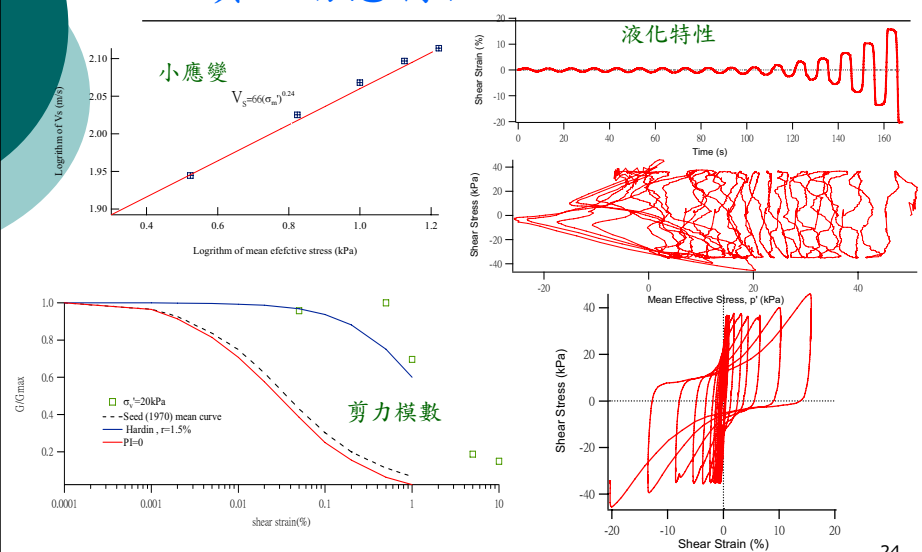
土層名稱	深度 (m)	V_s (m/s)	γ_e
回填土層	0-5	$35(\sigma'_v)^{0.25}$	0.08
試驗土層	5-10	$33(\sigma'_v)^{0.34}$	0.03
下方土層	>10	$61.6(\sigma'_v)^{0.33}$	0.01

22

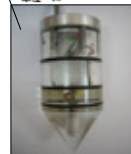
回填土性質



回填土動態特性



A yellow Caterpillar 950G wheel loader is shown from a side profile, parked on a dirt surface. The machine features large, heavy-duty tires and a robust frame. In the background, there are trees and a building under a clear sky.

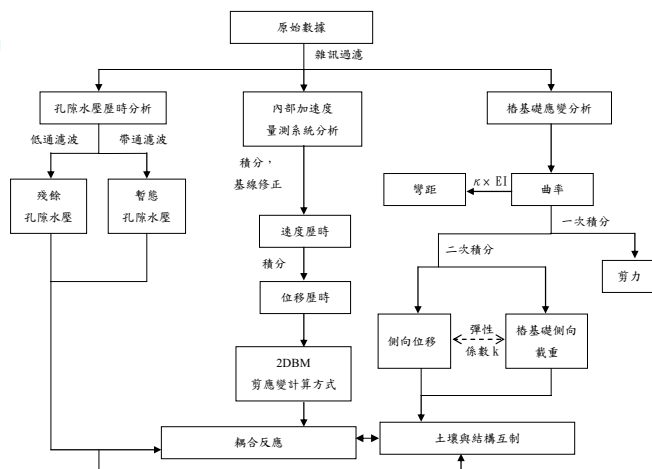


試驗計畫

Time	Case	Direction	Frequency	Output	Duration
	0	Y	10 Hz	5%	5 S
12:25	1	Y	10 Hz	10%	5 S
13:10	2	Y	10 Hz	15%	5 S
13:33	3	Y	10 Hz	20%	5 S
13:54	4	Y	10 Hz	25%	5 S
14:15	5	Y	10 Hz	30%	5 S
14:38	6	Y	10 Hz	35%	10 S
15:05	7	Y	10 Hz	50%	15 S
15:30	8	Y	10 Hz	90%	20 S
16:10	9	Y	15 Hz	90%	30 S
10:50	10	Y	---	---	---
10:52	11	Y	10 Hz	10%	5 S
11:06	12	Y	10 Hz	10%	5 S
11:10	13	Y	10 Hz	90%	30 S
11:37	14	Y	15 Hz	90%	30 S
12:12	15	Y	20 Hz	90%	30 S
	16	Y	10 Hz	10%	5 S
13:43	17	Y	10 Hz	90%	30 S
14:09	18	Y	10 Hz	90%	30 S
14:40	19	Y	15 Hz	90%	30 S
15:03	20	Y	20 Hz	90%	30 S

27

資料處理流程

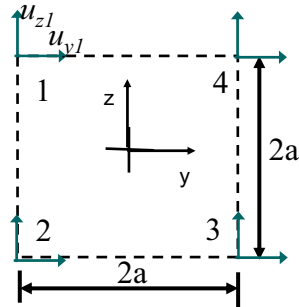


28

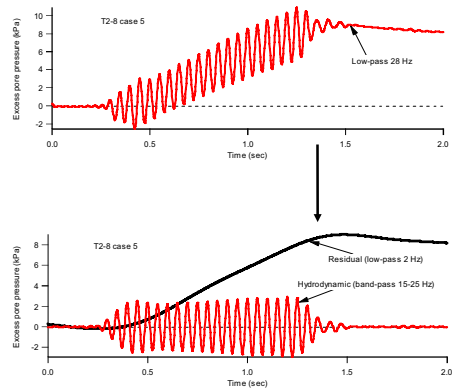
土壤反應分析

○ 剪應變分析

$$\gamma_{yz}(y,z) = \frac{1}{4} \left[\frac{u_{y1}}{a} \left(1 - \frac{y}{a}\right) - \frac{u_{y2}}{a} \left(1 + \frac{z}{a}\right) - \frac{u_{y3}}{a} \left(1 - \frac{y}{a}\right) - \frac{u_{y4}}{a} \left(1 - \frac{z}{a}\right) \right. \\ \left. - \frac{u_{y5}}{a} \left(1 + \frac{y}{a}\right) + \frac{u_{y6}}{a} \left(1 - \frac{z}{a}\right) + \frac{u_{y7}}{a} \left(1 + \frac{y}{a}\right) + \frac{u_{y8}}{a} \left(1 + \frac{z}{a}\right) \right]$$



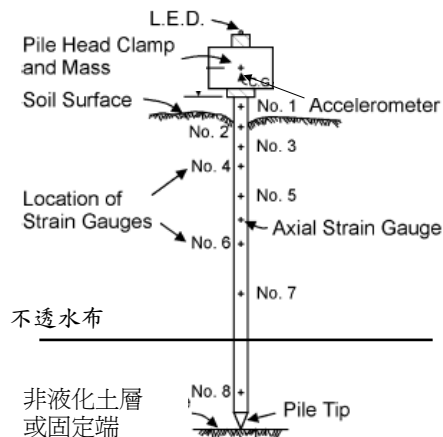
○ 孔隙水壓力



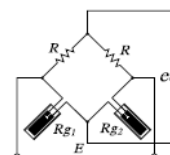
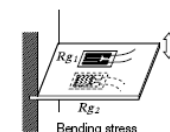
29

基樁量測配置與資料處理

整體量測配置



應變片原理



$$\epsilon_n = -\epsilon_s = \frac{2V_{out}}{Ek_s}$$

計算原理

樁身側向位移計算, y :

$$y = \int \left(\int k \, dz \right) dz$$

$$k = \frac{(\epsilon_n - \epsilon_s)}{h}$$

k : 曲率

ϵ_n, ϵ_s : 基樁兩側應變量

h : 兩側應變片距離

基樁彎矩, M

$$M = E \cdot I \cdot k$$

E : 基樁楊氏模數

I : Moment Inertia

30

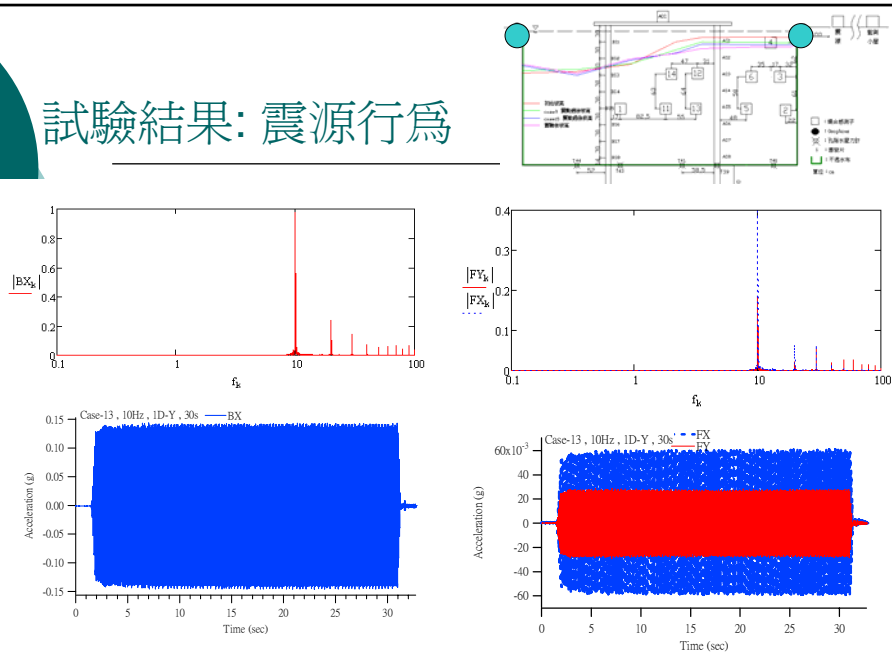
基樁量測分析程序

- 彎曲應變 $\rightarrow$ 曲率 $k = \frac{(\varepsilon_n - \varepsilon_s)}{D}$
- 曲率 $\rightarrow$ 以cubic spine 進行迴歸求得曲率函數
- 曲率函數 $\rightarrow$ 彎矩分佈 $M = EI k$
- 曲率函數二次積分 $\rightarrow$ 側向位移函數

$$y = \int (\int k dz) dz$$
- 曲率函數二次微分 $\rightarrow$ 側向壓力分佈

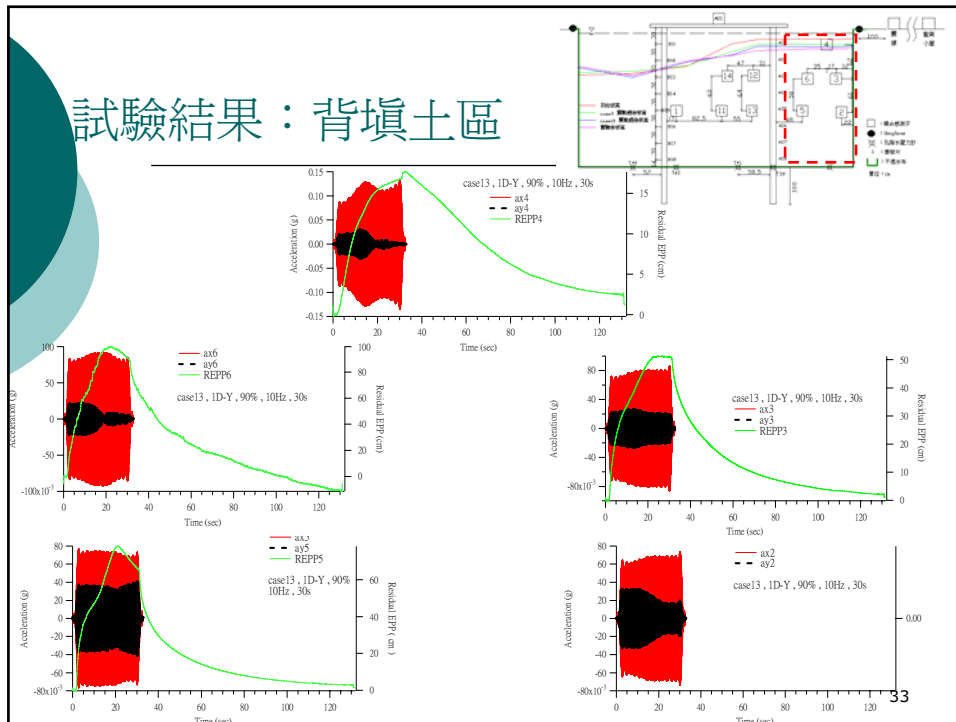
31

試驗結果: 震源行為



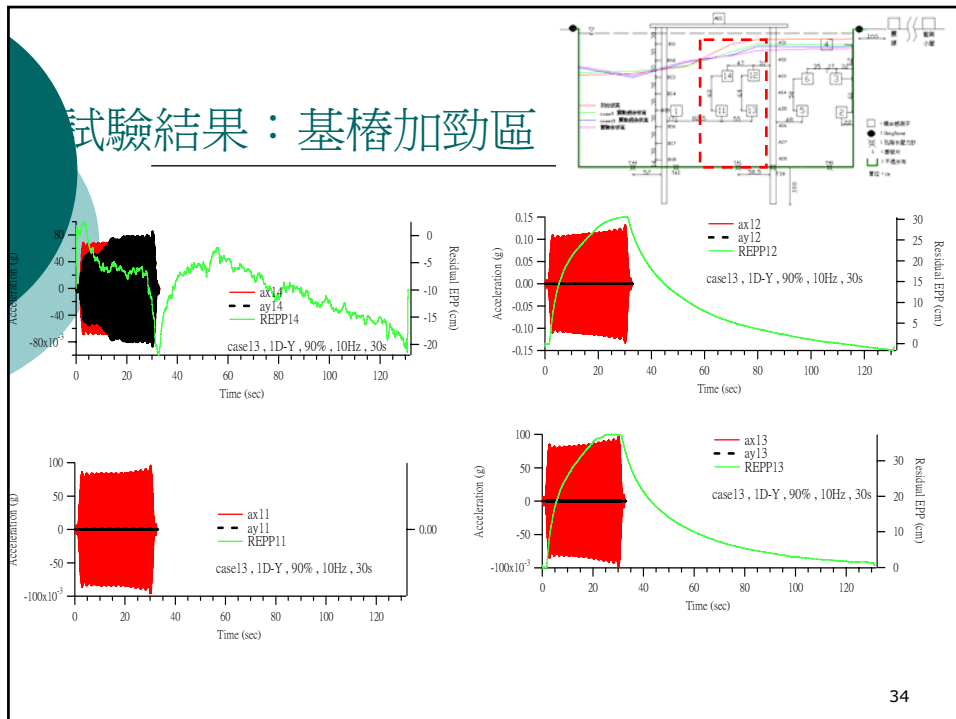
32

試驗結果：背填土區



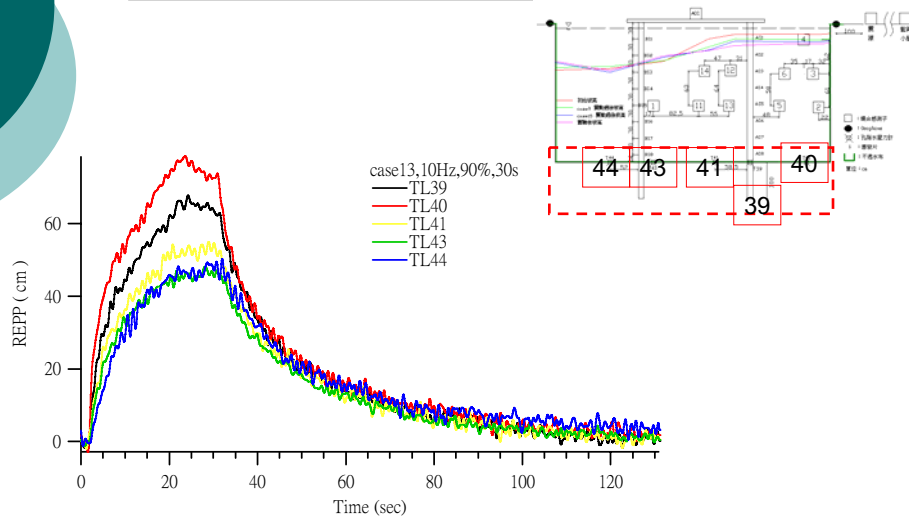
33

試驗結果：基樁加勁區



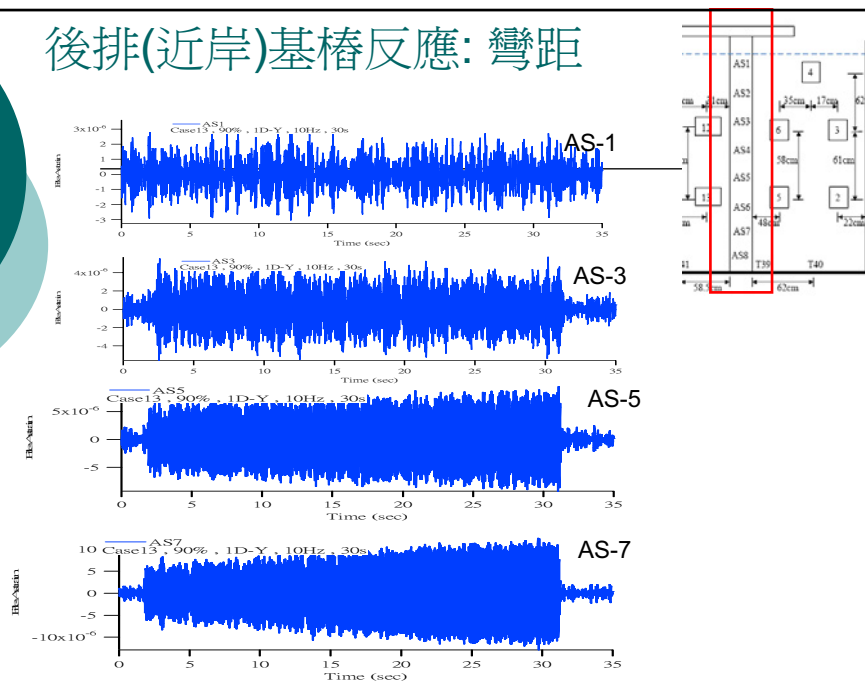
34

試坑底部超額水壓力

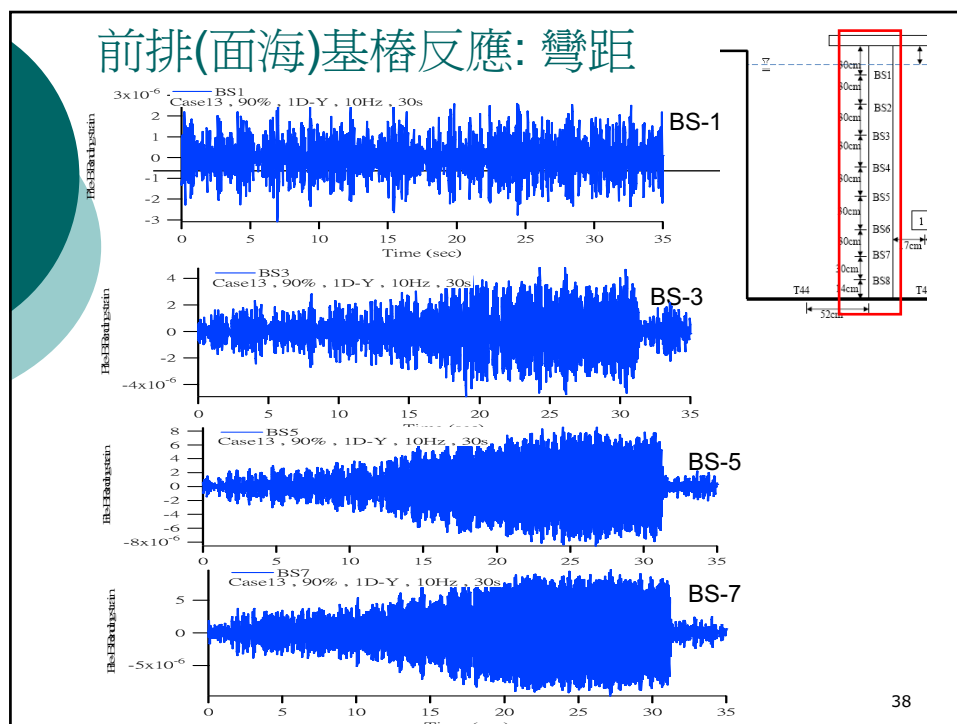
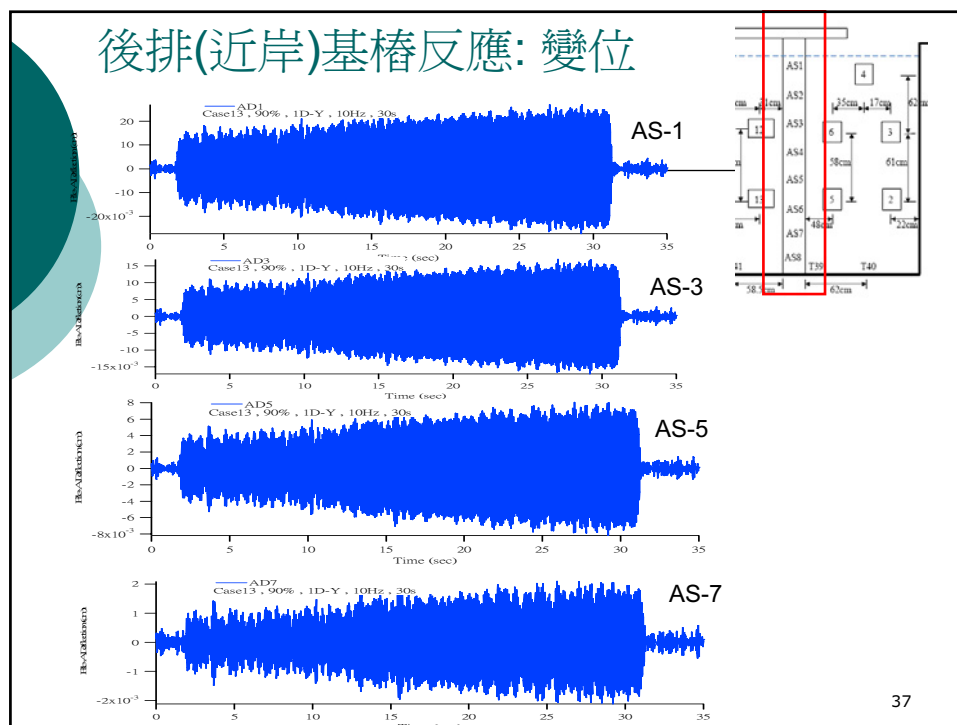


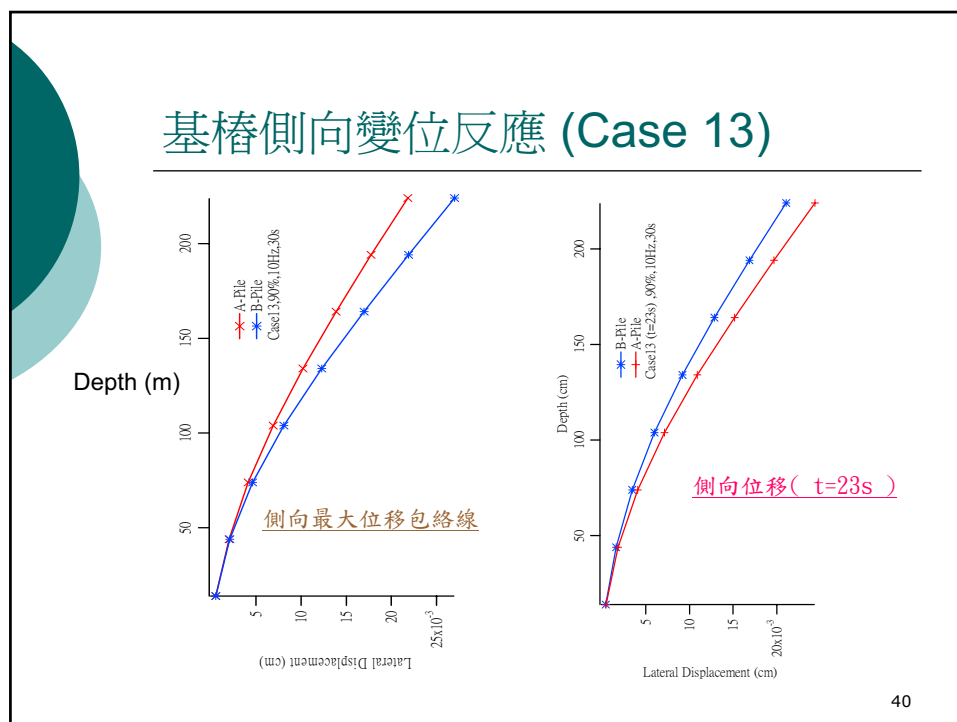
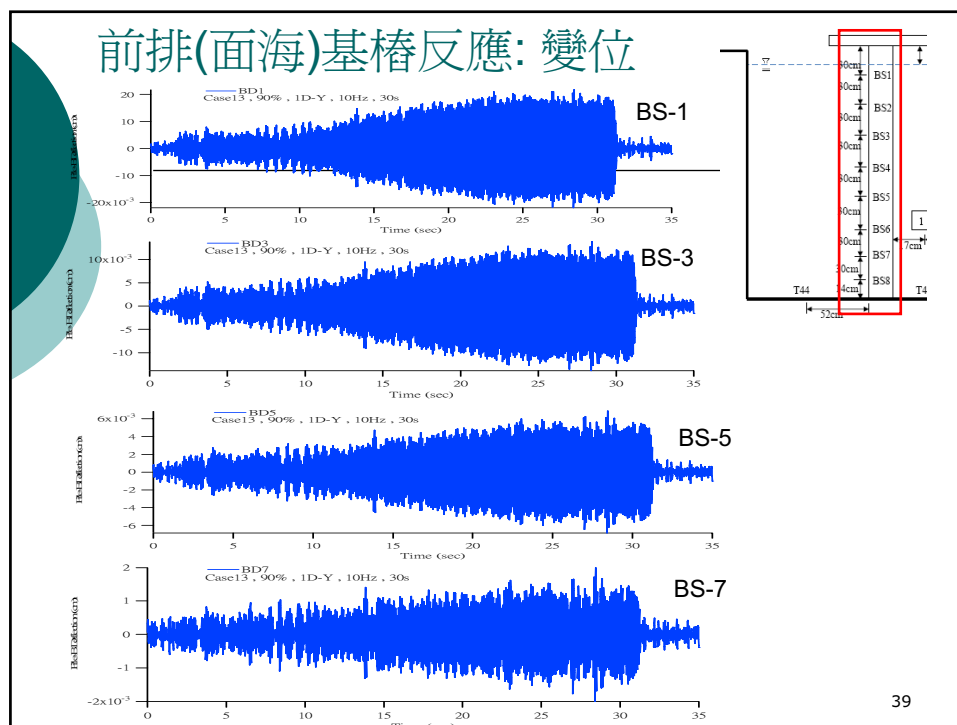
35

後排(近岸)基樁反應: 彎矩

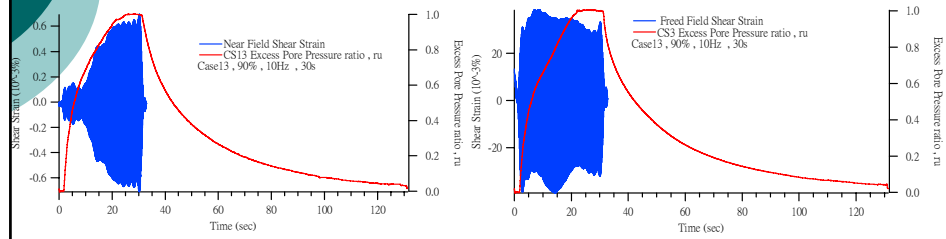


36





土壤耦合反應

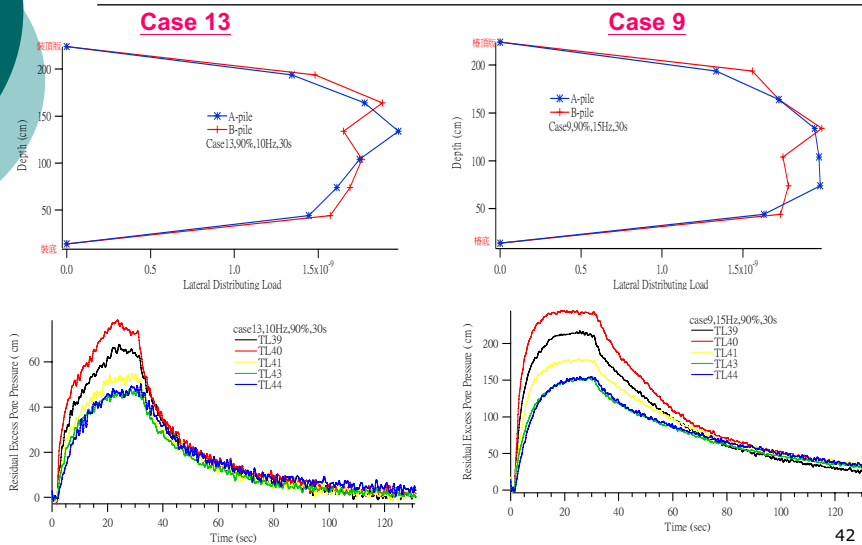


基樁加勁區

背填土區

41

基樁側向壓力分佈



42

側潰變形：定性觀測



噴砂

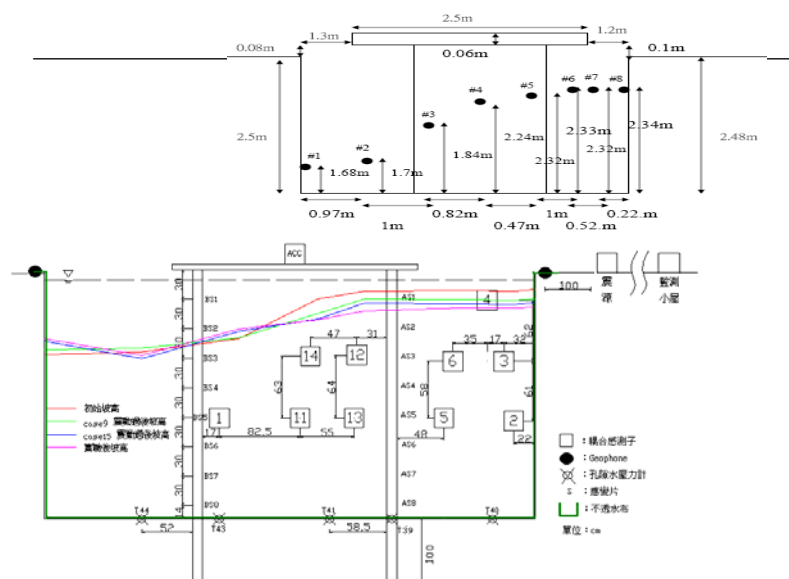


側潰



43

永久變形：剖面變化

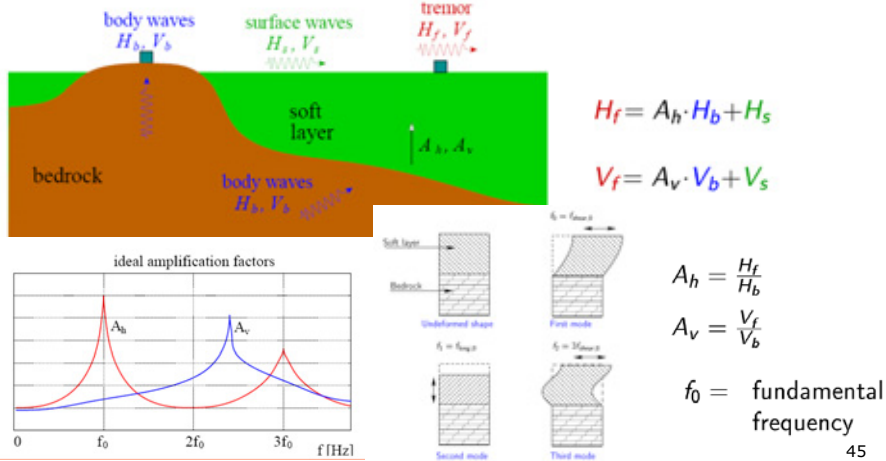


44

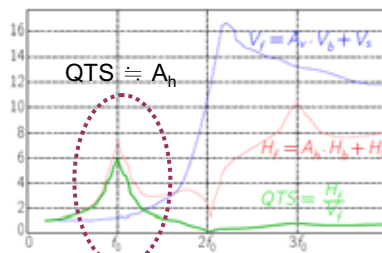
微地動試驗與共振主頻分析

Nakamura's Technique

measured tremor = amplification factor · body wave + surface wave



微地動試驗與共振主頻分析（續）



Quasi Transfer Function:

$$QTS = \frac{H_f}{V_f} = \frac{H_b}{V_b} \cdot \frac{A_h + \frac{H_s}{H_b}}{A_v + \frac{V_s}{V_b}} \approx 1 \cdot \frac{A_h + \frac{H_s}{H_b}}{A_v + \frac{V_s}{V_b}} \approx 1 \cdot \frac{A_h + o(1)}{A_v + o(1)} \approx A_h$$

$$\frac{H_b}{V_b} \approx 1$$

No amplification on bedrock

$$\frac{H_s}{H_b} = o(1) \quad \frac{V_s}{V_b} = o(1)$$

$$o(1) \ll 1$$

Neglect surface waves

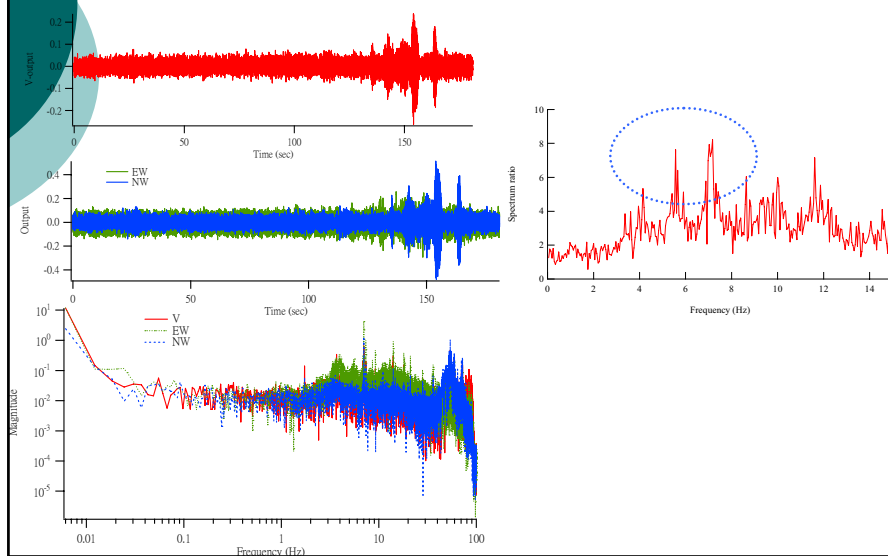
46

處理程序

- 以4096個資料點為一個區段，將時間域之資料做快速傅立葉轉換以獲得頻譜資料，所得之頻寬為0.05-100 Hz。
- 將時間軸平移視窗之一半(2048個資料點)擷取下一個時間軸視窗，進行頻譜分析，重複直至量測結束，將所有時間軸視窗之頻譜進行統計分析，剔除超過一個標準差之資料後得到平均頻譜。
- 在頻率域取二個水平向頻譜之均方根（Root Mean Square），將所得之水平向頻譜均方根除以垂直向頻譜則可得到水平向對垂直向震幅比頻譜，求得主頻與放大頻譜。

47

數據處理範例



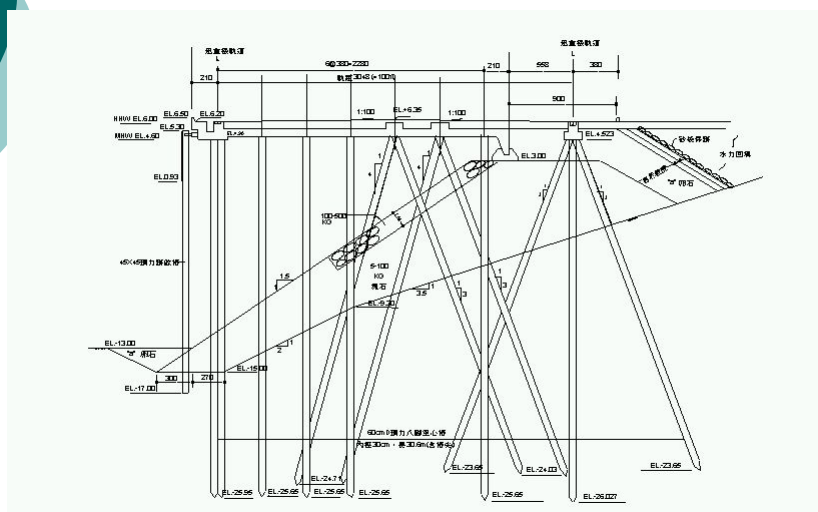
48

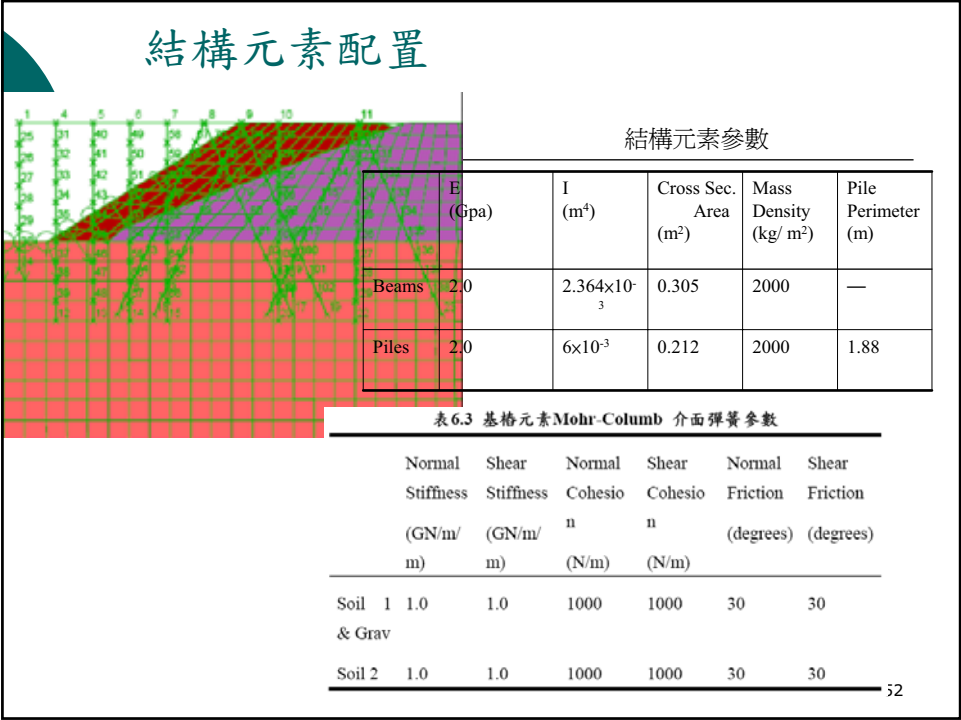
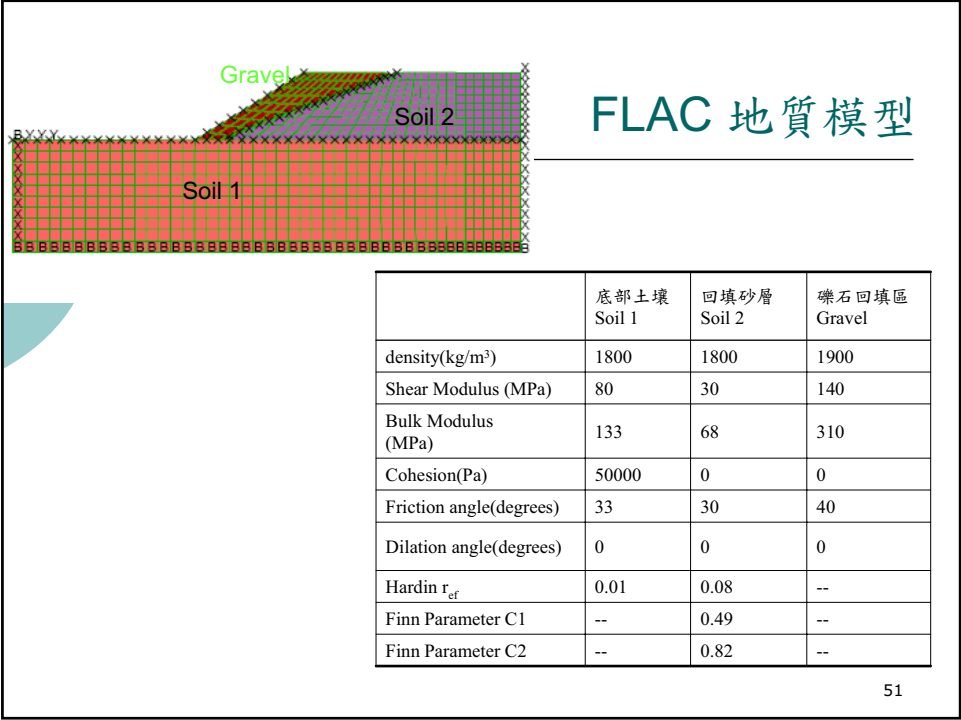
棧橋式碼頭有效應力動態數值分析

- Decoupled analysis
- 棧橋式碼頭結構元素：
 - 樑元素：棧橋樓版
 - 基樁元素：基樁與土壤-基樁介面, 模擬近場區(near field)行為
 - 土壤固體元素：模擬自由場區(free field)行為

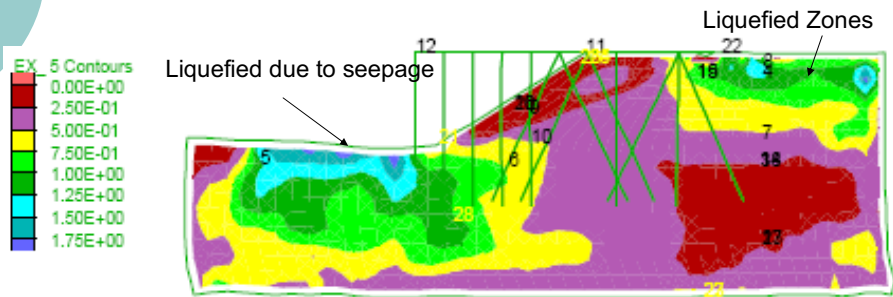
49

分析案例：台中港# 9-11碼頭



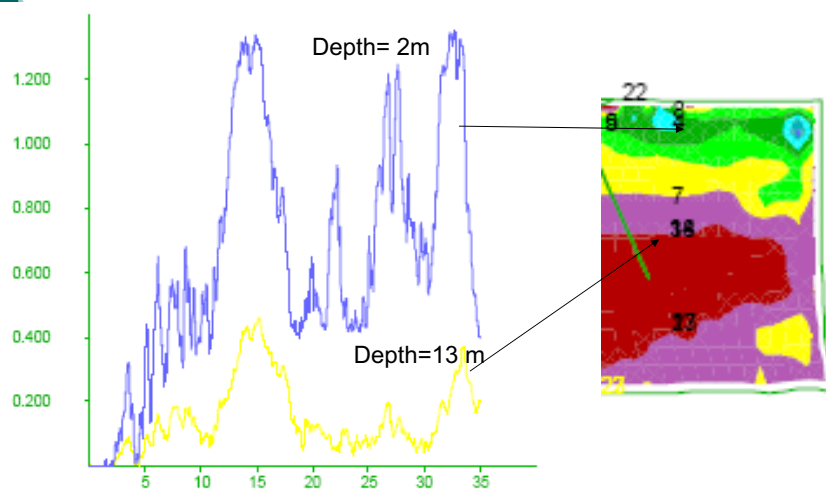


最大孔隙水壓比分佈



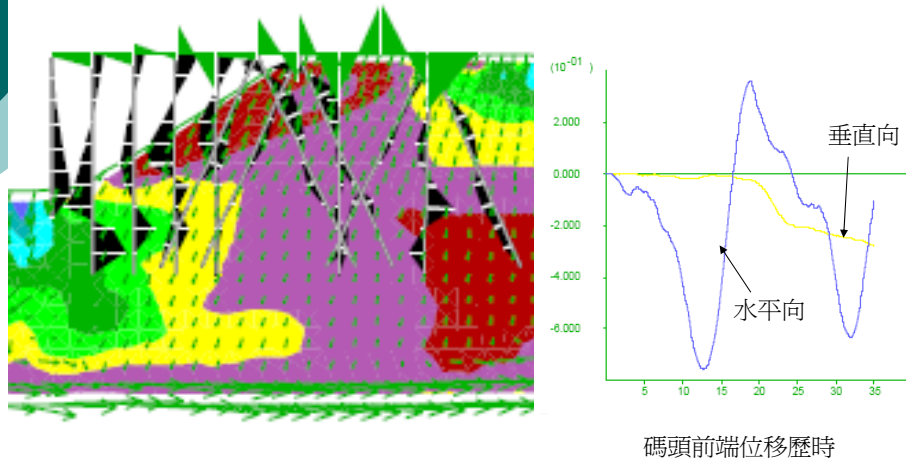
53

回填砂區超額孔隙水壓比變化變化



54

土壤結構互制反應



結構元素力矩分佈

55

結論

- 由液化土層基樁行為與破壞模式之文獻得知，進行基樁有效應力動態分析所需之主要部分包括可模擬孔隙水壓力激發之耦合土壤組構模式、土壤-樁基礎介面元素及側潰土層分析。
- 由重模水下邊坡且以二根基樁組成之棧橋式碼頭液化試驗，相關動態監測系統已完成建構並驗證可行。並完成相關資料處理之程序，可求得基樁動態反應、土壤剪應變-孔隙水壓力耦合反應等重要資訊。

56

結論 (cont.)

- 棧橋式碼頭動態有效應力分析結果顯示基樁最大彎矩發生於與樑相接處，但基樁並未破壞，且群樁通過之土壤其最大剪應變與孔隙水壓力激發均較無基樁區域為小。
- 港區碼頭微地動試驗與共振主頻分析相關分析程序已建立，所得結果可用以進行現地監測站之整體地質概況評估與共振主頻分析。

57

建議與後續工作

- 棧橋式碼頭液化試驗資料量龐大，包括側潰對基樁影響分析、基樁-土壤互制反應、超額孔隙水壓力分佈及側潰影響深度等資料未及完成，建議明年繼續進行相關分析同時完成數值模擬驗證。
- 由於Finn model將塑性應變與孔隙水壓分開考慮，無法與室內液化試驗結果結合，將於下一年度發展參數決定程序並在FLAC架構下撰寫Dafalias and Manzari (2004)組構模式及BNWF程序並進行參數驗證程序，以便模擬監測站行為。

58

簡報完畢
敬請指教