

104-013-7795

MOTC-IOT-103-H1DB004a

港區碼頭構造物動態模型試驗與 數值模擬之研究(4/4)



交通部運輸研究所

中華民國 104 年 3 月

104-013-7795

MOTC-IOT-103-H1DB004a

港區碼頭構造物動態模型試驗與 數值模擬之研究(4/4)

著 者：陳志芳、謝明志、張文忠、林炳森
陳家漢、詹子賢、盧又彥

交通部運輸研究所

中華民國 104 年 3 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

港區碼頭構造物動態模型試驗與數值模擬之研究.
(4/4) / 陳志芳等著. -- 初版. -- 臺北市：交通部運輸研究所, 民 104.03
面；公分
ISBN 978-986-04-4277-9(平裝)

1.港埠工程 2.數值分析

443.3

104001684

港區碼頭構造物動態模型試驗與數值模擬之研究(4/4)

著者：陳志芳、謝明志、張文忠、林炳森、陳家漢、詹子賢、盧又彥
出版機關：交通部運輸研究所
地址：10548 臺北市敦化北路 240 號
網址：www.ihmt.gov.tw (中文版>中心出版品)
電話：(04)26587176
出版年月：中華民國 104 年 3 月
印刷者：九易數碼科技印刷有限公司
版(刷)次冊數：初版一刷 70 冊
本書同時登載於交通部運輸研究所港灣技術研究中心網站
定價：200 元
展售處：
交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880
國家書店松江門市：10485 臺北市中山區松江路 209 號 F1•電話：(02) 25180207
五南文化廣場：40042 臺中市中山路 6 號•電話：(04)22260330

GPN：1010400168

ISBN：978-986-04-4277-9 (平裝)

著作財產權人：中華民國(代表機關：交通部運輸研究所)

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

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：港區碼頭構造物動態模型試驗與數值模擬之研究(4/4)			
國際標準書號 ISBN978-986-04-4277-9 (平裝)	政府出版品統一編號 1010400168	運輸研究所出版品編號 104-013-7795	計畫編號 103-H1DB004a
主辦單位：港研中心 主管：邱永芳 計畫主持人：陳志芳 協同主持人：謝明志 參與人員：陳毓清 聯絡電話：04-26587113 傳真號碼：04-26564418	合作研究單位：財團法人成大研究發展基金會 計畫主持人：張文忠 協同主持人：林炳森 研究人員：陳家漢、詹子賢、盧又彥 地址：70101 臺南市大學路 1 號 聯絡電話：06-2757575~63128		研究期間 自 103 年 02 月 至 103 年 12 月
關鍵字：動態土壤結構互制、土壤液化、動態模型試驗、數值模擬、沉箱式碼頭			
摘要： 由於現有地震觀測網多不涵蓋港區，且相關防災應用亦鮮少提及港灣設施受震之影響，但碼頭受震後之功能完整於災後物資接收與復建有不可取代功能。交通部運研所港研中心職司運輸科技應用研究，於港灣設施耐震防災效能與設計規範研擬已有相當成果，目前已於港區建置自由場強震及液化觀測站，前期研究以監測站建置與受震機制研究為主，本期計畫執行目標為利用監測與模擬成果，針對港區構造物耐震性能提升進行研究外，並可將現有觀測站轉化為港區強震即時測報之雛型，提升災害管理之時效與準確性。本年度計畫目標為由實體模型試驗結果驗證動態數值程序，並選定分析案例，建立以地表最大水平加速度為指標之沉箱式碼頭震後災損速報評估模式，所建構之分析程序並可用於港區耐震評估與補強策略擬定之參考。 成果效益與應用情形： 1.依率定之數值模擬之成果，提出港區碼頭結構安全臨界值，包括臨界地表加速度、震後碼頭位移與變形、液化後碼頭穩定性等，作為港區災害應變管理之依據及提供目前耐震補強之策略及震後修復之參據。 2.提供不同型式碼頭結構物耐震功能性設計之參考，達到減少地震災害所造成的港埠營運損失，並滿足運輸安全需求。 3.建構可靠之災損評估模式，作為港區災害管理及地震災害速報系統之參據。 4.研究成果提供各港務分公司及相關單位，作為港灣碼頭工程規劃設計之參據，以提升碼頭耐震能力，減低震害。			
出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
104 年 3 月	248	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: Physical and Numerical Modeling on Seismic Responses of Harbor Supporting Systems (4/4)			
ISBN 978-986-04-4277-9 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010400168	IOT SERIAL NUMBER 104-013-7795	PROJECT NUMBER 103-H1DB004a
DIVISION: Harbor & Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Chiu Yung-fang PRINCIPAL INVESTIGATOR: J. F. Chen PROJECT STAFF: M. J. Hsieh PHONE: 04-26587113 FAX: 04-26564418			PROJECT PERIOD FROM February, 2014 TO December 2014
RESEARCH AGENCY: NCKU Research And Development Foundation PRINCIPAL INVESTIGATOR: Chang Wen-jong CO-PROJECT INVESTIGATOR: Lin Ping-sien. ADDRESS: No.1, University Road, Tainan City 70101, Taiwan (R.O.C) PHONE: 886-06-2757575~63128			
KEYWORDS: Dynamic soil-structure interaction, Liquefaction, dynamic physical modelling, Numerical simulation, Caisson wharf			
ABSTRACT: Port facilities are crucial channels for post-earthquake recovery and resource transportation. However, there is no specific seismic station for port area in current seismic networks and seismic resistance studies on port structures have not gain enough attentions. During the past years, the Harbor and Marine Technology Center, IOT, MOTC has developed several guidelines for seismic resistance of port structures and supported several projects to establish free field seismic stations and in situ liquefaction monitoring stations. The goals are to convert the monitoring stations into a prototype of seismic monitoring stations for seismic study and provide case data for verifications of numerical simulation and design guidelines. The proposed project conducted dynamic physical modeling of caisson type quay walls on seismically liquefied soils. Caisson models were installed in a laminar shear box and excited by the shaking table at NCREE to liquefy the backfilled soils. Temporal and spatial responses of soil particle motion, pore pressure, and structure component were monitored and used to calibrate the numerical results. The calibrated numerical framework was used to predict the dynamic responses of field caisson type wharf as part of the prototype for seismic quick damage evaluation system. Displacement-based prediction models are proposed to relate the peak ground acceleration on surface with the permanent horizontal displacement, caisson rotation angle, and subsidence on backfill area. In addition, the analysis procedure can be adopted for improving the design and analysis frameworks of current practice. BENEFIT AND APPLICATION : 1. Based on the calibrated numerical results, different threshold values for facility safety are proposed. These values, which include the peak ground acceleration, permanent displacements and distortions, and post-liquefaction stability, provide criteria for damage management, quick damage assessment, determination of recovery priority, and strategy for improving the seismic resistance of current port facilities. 2. Provide numerical framework for seismic performance-based design of wharfs to reduce the risk of port damages and meet the transportation requirements. 3. Provide the prototype of quick damage assessment system for damage management and decision making on recovery strategies. 4. Improve the seismic design guidelines of wharf structures for harbor administrations on effectively increasing the seismic resistance.			
DATE OF PUBLICATION March 2015	NUMBER OF PAGES 248	PRICE 200	CLASSIFICATION ☐ RESTRICTED ☐ CONFIDENTIAL ☐ SECRET ☐ TOP SECRET ☒ UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

港區碼頭構造物動態模型試驗與數值模擬之研究

(4/4)

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	II
圖目錄	IX
表目錄	XVII
第一章 計畫概要	1-1
1.1 研究計畫之背景、目的及重要性	1-1
1.2 研究範圍與對象	1-3
1.3 研究內容、項目與成果效益	1-5
第二章 研究方法及進行步驟	2-1
2.1 研究方法	2-1
2.2 國內外有關本計畫之研究情況	2-3
2.2.1 土壤受震之剪應變與超額孔隙水壓耦合反應	2-4
2.2.2 液化土層沉箱式碼頭破壞機制	2-6
2.2.3 沉箱式碼頭動態模型試驗之研究	2-9
2.2.4 沉箱碼頭數值模擬之研究	2-13
2.3 沉箱重力式碼頭性能驗證分析	2-16
2.3.1 簡化分析法	2-18
2.3.2 簡化動力分析法(滑動塊體分析法)	2-26
2.3.3 動力分析法	2-27

第三章 沉箱碼頭模型震動台液化試驗.....	3-1
3.1 試驗簡介.....	3-1
3.2 沉箱震動台模型配置與模型準備.....	3-1
3.3 試驗設備.....	3-2
3.3.1 大型雙軸向層狀剪力試驗盒.....	3-2
3.3.2 大型砂土震落箱.....	3-3
3.3.3 沉箱式碼頭模型.....	3-7
3.3.4 量測儀器介紹與配置.....	3-7
3.4 試體準備與試驗步驟.....	3-10
3.4.1 量測儀器架設.....	3-11
3.4.2 沉箱模型架設.....	3-11
3.4.3 砂土震降與人工回填.....	3-13
3.4.4 試驗規劃.....	3-15
3.5 震動台模型試驗資料分析與結果.....	3-15
3.5.1 資料分析架構.....	3-15
3.5.2 加速度計資料分析.....	3-16
3.5.3 水壓計資料分析.....	3-18
3.5.4 SAA 資料分析.....	3-22
3.5.5 土壓計資料分析.....	3-23
3.5.6 框架位移計資料分析.....	3-25
第四章 土壤動態試驗與結構模式擬合.....	4-1
4.1 土壤動態特性試驗.....	4-1
4.1.1 土壤剪力波速量測.....	4-1
4.1.2 反覆三軸土壤(CTX)動態特性試驗.....	4-2

4.2 三軸土壤液化強度試驗	4-3
4.3 CIU 三軸土壤試驗	4-9
4.4 土壤動態特性擬合	4-10
4.4.1 Hardin+Finn model	4-10
4.4.2 Wang2D 模式	4-13
第五章 沉箱震動台模型數值模擬	5-1
5.1 數值分析原理	5-1
5.1.1 FLAC 程式基本介紹	5-2
5.1.2 土壤元素	5-3
5.1.3 力學阻尼	5-4
5.1.4 吸能邊界	5-6
5.1.5 動態邊界條件	5-7
5.1.6 動水壓力	5-7
5.1.7 超額孔隙水壓力激發模式	5-8
5.2 分析流程	5-9
5.3 沉箱模型數值分析	5-10
5.4 材料參數設定	5-14
第六章 實驗結果與模型試驗結果比較	6-1
6.1 擬靜態分析	6-1
6.1.1 簡化分析法	6-1
6.1.2 簡化動力分析	6-2
6.1.3 擬靜態與模型試驗位移量比較	6-4
6.2 未液化情況(Test 5)	6-4
6.2.1 Test 5 累積超額孔隙水壓力比較	6-5

6.2.2	Test 5 沉箱背填土壓力比較	6-6
6.2.3	Test5 破壞模式比較	6-10
6.2.4	自由場遲滯圈比較.....	6-12
6.3	液化情況(Test 7).....	6-14
6.3.1	累積超額孔隙水壓力分析	6-15
6.3.2	剪應變與累積超額孔隙水壓之耦合反應	6-20
6.3.3	沉箱破壞模式.....	6-20
6.3.4	沉箱背之土壓力結果.....	6-23
6.3.5	自由場遲滯圈比較.....	6-26
6.4	液化情況 Wang2D 模擬.....	6-27
6.4.1	累積超額孔隙水壓力比較	6-28
6.4.2	沉箱破壞模式比較.....	6-31
6.4.3	沉箱背之土壓力比較.....	6-32
6.4.4	Wang2D 模式之總結	6-32
第七章	現地沉箱式碼頭災損速報系統.....	7-1
7.1	分析目地、原理與程序.....	7-1
7.1.1	分析目的.....	7-1
7.1.2	分析原理.....	7-1
7.1.3	分析程序.....	7-5
7.2	TCH25 碼頭二維動態有效應力分析	7-5
7.2.1	TCH25 碼頭二維數值分析模型	7-5
7.2.2	單向加速度數值分析成果	7-10
7.3	碼頭震後災損速報系統.....	7-14
7.3.1	TCH25 碼頭震後災損速報模式.....	7-14

7.3.2 碼頭震後災損速報模式建議	7-16
第八章 碼頭動態監測站維護.....	8-1
8.1 KH120 棧橋式碼頭監測站	8-1
8.1.1 KH120 現地配置	8-1
8.1.2 KH120 棧橋式碼頭監測站現況	8-1
8.2 錨碇板樁現地監測站.....	8-6
8.2.1 錨碇板樁現地監測站配置	8-6
8.2.2 TPE09 板樁式碼頭監測站現況.....	8-7
第九章 結論與建議.....	9-1
9.1 結論.....	9-1
9.2 建議.....	9-2
9.3 成果效益及應用情形.....	9-2
參考文獻.....	參-1
附錄一 期中報告審查意見處理情形表.....	附錄 1-1
附錄二 期末報告審查意見處理情形表.....	附錄 2-1
附錄三 期末報告簡報資料.....	附錄 3-1

圖目錄

圖 1.1 沉箱重力式碼頭斷面圖	1-5
圖 2.1 沉箱動態行為研究流程圖	2-2
圖 2.2 土壤受震時之剪應變與累積超額孔隙水壓耦合反應	2-5
圖 2.3 不同深度之耦合反應	2-5
圖 2.4 Rokko Island RC-5 沉箱式碼頭於 1998 Kobe EQ 震後變形剖面	2-7
圖 2.5 臺中港#1~4 沉箱式碼頭於 921 震後碼頭岸肩與後線高程差側視 圖	2-7
圖 2.6 沉箱重力式擋土牆之破壞模式(a)基礎地層堅硬時(b)基礎地層軟 弱時	2-8
圖 2.7 沉箱重力式碼頭之性能參數	2-8
圖 2.8 重力式擋土牆試驗結果(a)試驗配置圖(b)超額孔隙水壓與初始有 效應力分佈	2-11
圖 2.9 土壓力與沉箱慣性加速度比較圖	2-12
圖 2.10 液化前後背填動態土壓力與沉箱慣性力之相位關係	2-12
圖 2.11 背填土壓與超額孔隙水壓比關係	2-13
圖 2.12 沉箱式碼頭受震後行為數值模擬	2-14
圖 2.13 沉箱式碼頭之數值模擬	2-16
圖 2.14 重力式碼頭工址土壤可能液化狀態	2-18
圖 2.15 背填土壤未液化之受力示意圖	2-20
圖 2.16 水面下背填土壤完全液化受力示意圖	2-22
圖 2.17 水面下背填土壤部分深度液化受力示意圖	2-23
圖 2.18 沉箱式碼頭傾覆穩定性分析示意圖	2-24

圖 2.19 承载力係數(港灣構造物設計準則修訂).....	2-25
圖 2.20 Newmark 之滑動塊體分析法的觀念	2-26
圖 2.21 重力式碼頭簡化動力分析(滑動塊體分析)流程圖	2-27
圖 2.22 Bean on Winkler Footing 模型示意圖	2-29
圖 3.1 沉箱模型於剪力盒中之配置圖	3-2
圖 3.2 雙軸向剪力試驗盒外觀.....	3-4
圖 3.3 內外複合框架配合兩組滑軌.....	3-5
圖 3.4 剪力試驗盒運動型態示意圖.....	3-5
圖 3.5 以貫落裝置進行試體準備	3-5
圖 3.6 落箱本體裝填欲貫落之越南砂.....	3-6
圖 3.7 貫落箱本體與可抽換式多孔盤之孔位配置圖.....	3-6
圖 3.8 分散器 — 貫落箱底部篩網.....	3-6
圖 3.9 沉箱模型實體	3-7
圖 3.10 各量測儀器於剪力盒中之配置圖	3-9
圖 3.11 剪力盒外部支位移計、加速度計配置圖	3-10
圖 3.12 水壓計與加速度計綁設完成	3-12
圖 3.13 沉箱吊放完成	3-13
圖 3.14 貫降完成後，CASE01 基礎砂土換置成礫石	3-14
圖 3.15 分三層依序注水、回填礫石、砂土.....	3-14
圖 3.16 試體準備完成	3-14
圖 3.17 資料處理架構.....	3-16
圖 3.18 Test 5 各質點加速度歷時.....	3-17
圖 3.19 Test 7 各質點加速度歷時.....	3-18
圖 3.20 超額孔隙水壓力濾波範例.....	3-19

圖 3.21 TEST 5 各質點超額孔隙水壓歷時.....	3-20
圖 3.22 TEST 7 各質點超額孔隙水壓歷時.....	3-21
圖 3.23 SAA 紀錄之沉箱位移歷時(Test5 及 Test7).....	3-22
圖 3.24 TEST 1~ 7 沉箱位移紀錄	3-23
圖 3.25 沉箱背 PG7 及 TS7 於 Test 7 之土壓力歷時	3-24
圖 3.26 TEST 5 沉箱土壓力歷時.....	3-24
圖 3.27 TEST 7 沉箱土壓力歷時.....	3-25
圖 3.28 框架位移歷時.....	3-26
圖 4.1 重模越南砂波速量測結果.....	4-2
圖 4.2 越南砂土壤動態特性(a)模數折減曲線(b)阻尼比曲線	4-4
圖 4.3 三軸室示意圖	4-4
圖 4.4 三軸壓力控制面板.....	4-5
圖 4.5 MTS-858 系統.....	4-6
圖 4.6 試體完成圖	4-7
圖 4.7 重模越南砂液化阻抗.....	4-8
圖 4.8 重模越南砂試驗資料($N_L=7$)	4-9
圖 4.9 Finn-Byrne model 與試驗激發之孔隙水壓力歷時比較	4-10
圖 4.10 重模越南砂 CIU 試驗結果.....	4-11
圖 4.11 越南砂土壤動態特性擬合結果(a)模數折減(b)阻尼比曲線 ..	4-12
圖 4.12 越南砂 Wang2D 模式擬合結果(a)模數折減(b)阻尼比曲線 ..	4-15
圖 4.13 越南砂 Wang2D 模式擬合結果(a)阻滯圈(b)應力路徑	4-16
圖 5.1 FLAC 運算流程圖(FLAC, 2008).....	5-3
圖 5.2 地震分析時之自由場邊界示意圖(FLAC,2008).....	5-6
圖 5.3 動水壓力作用於臨海擋土牆之示意圖(FLAC,2008).....	5-8

圖 5.4 沉箱碼頭模型之數值模擬.....	5-11
圖 5.5 數值模型網格圖	5-12
圖 5.6 沉箱模型數值模擬流程.....	5-13
圖 6.1 滑動塊體法分析結果(a)加速度時間歷時(b)速度時間歷時(c)滑 動量時間歷時.....	6-3
圖 6.2 最大加速度與滑移量之關係(滑動塊體法)	6-4
圖 6.3 滑動塊體分析法與模型試驗位移量比較.....	6-5
圖 6.4 輸入地震加速度時間歷時 ($A_{max}=0.075g$)	6-5
圖 6.5 Test 5 -CESE01 模型試驗與數值模擬超額孔隙水壓比較	6-7
圖 6.6 Test 5 -CESE02 模型試驗與數值模擬超額孔隙水壓比較	6-8
圖 6.7 Test 5 -CESE01 最大超額孔隙水壓比分佈	6-8
圖 6.8 Test 5 -CESE02 最大超額孔隙水壓比分佈	6-9
圖 6.9 Test 5 -側向土壓比較.....	6-9
圖 6.10 Test 5 未液化情況下背填土壓力及沉箱慣性加速度之相位關係 (模型試驗).....	6-10
圖 6.11 Test 5 -CESE01 沉箱水平位移結果	6-11
圖 6.12 Test 5 -CESE02 沉箱水平位移結果	6-11
圖 6.13 Test 5 模型實驗在受震結束後支平均沉陷及隆起量上視圖位 置分佈	6-12
圖 6.14 Test 5 數值模擬在受震結束後支平均沉陷及隆起量上視圖位 置分佈	6-12
圖 6.15 Test 5 -CESE01 數值模擬自由場各高程遲滯圈比較	6-13
圖 6.16 Test 5 -CESE01 數值模擬與模型試驗遲滯圈比較(自由場高程 30cm 及 40cm)	6-13
圖 6.17 Test 5 -CESE02 數值模擬自由場各高程遲滯圈比較	6-14

圖 6.18 Test 5 -CESE02 數值模擬與模型試驗遲滯圈比較（自由場高程 30cm 及 40cm）	6-14
圖 6.19 輸入地震加速度時間歷時($a_{max}=0.2\text{ g}$)	6-15
圖 6.20 模型試驗各位置水壓激發歷時.....	6-16
圖 6.21 模型試驗與數值模擬最大超額孔隙水壓比分佈比較	6-17
圖 6.22 Test 7 -CESE01 模型試驗與數值模擬超額孔隙水壓比較	6-18
圖 6.23 Test 7 -CESE02 模型試驗與數值模擬超額孔隙水壓比較	6-19
圖 6.24 模型試驗剪應變與超額孔隙水壓比耦合反應.....	6-21
圖 6.25 模型試驗與數值模擬沉箱水平位移量比較.....	6-22
圖 6.26 Test 7 模型實驗在受震結束後之平均沉陷及隆起量上視圖位置分佈	6-22
圖 6.27 Test 7 數值模擬在 3.2 秒之平均沉陷及隆起量上視圖位置分佈	6-23
圖 6.28 Test 7 -CESE01 側向土壓比較	6-24
圖 6.29 Test 7-CESE02 側向土壓比較	6-24
圖 6.30 Test 7 液化情況下背填土壓力及沉箱慣性加速度之相位關係	6-25
圖 6.31 Test 7- CESE01 數值模擬自由場各高程遲滯圈比較	6-26
圖 6.32 Test 7- CESE01 數值模擬與模型試驗遲滯圈比較（自由場高程 30cm 及 40cm）	6-26
圖 6.33 Test 7-CESE02 數值模擬自由場各高程遲滯圈比較	6-27
圖 6.34 Test 7 -CESE02 數值模擬與模型試驗遲滯圈比較（自由場高程 30cm 及 40cm）	6-27
圖 6.35 模型試驗與 Wang2D 數值模擬最大超額孔隙水壓比分佈比較	6-28
圖 6.36 Test 7-CASE01 模型試驗與 Wang2D 數值模擬超額孔隙水壓比比	

較.....	6-29
圖 6.37 Test 7-CASE02 模型試驗與 Wang2D 數值模擬超額孔隙水壓比比 較	6-30
圖 6.38 Test 7 模型試驗與 Wang2D 數值模擬沉箱水平位移量比較..	6-31
圖 6.39 Wang2D 模式 Test 7-CASE01 側向土壓比較	6-32
圖 6.40 Wang2D 模式 Test 7-CASE02 側向土壓比較	6-33
圖 7.1 TCH25 碼頭地理位置與剖面圖	7-2
圖 7.2 TCH25 碼頭分析採用地震之加速度歷時(PGA=0.32g).....	7-4
圖 7.3 不同地表加速度與沉箱滑動距離之關係.....	7-4
圖 7.4 TCH25 碼頭網格.....	7-7
圖 7.5 TCH25 碼頭元素類型與靜態邊界	7-8
圖 7.6 TCH25 碼頭靜態平衡狀態	7-8
圖 7.7 TCH25 碼頭監測點位置與土壤模型	7-9
圖 7.8 加速度歷時變化.....	7-10
圖 7.9 孔隙水壓力分佈歷時.....	7-11
圖 7.10 10 sec 時垂直有效應力分佈情形	7-11
圖 7.11 超額孔隙水壓分佈情形	7-12
圖 7.12 分析結束時(t=50 sec)水平變位分佈.....	7-13
圖 7.13 沉箱向海側頂端水平向位移與旋轉角歷時.....	7-13
圖 7.14 沉箱後背側向土壓力分佈.....	7-13
圖 7.15 沉箱底部土壤壓力分佈.....	7-14
圖 7.16 沉箱頂端相對位儀與最大地表加速度關係.....	7-15
圖 7.17 沉箱旋轉角與最大地表加速度關係.....	7-15
圖 7.18 背填土地表最大沉陷量與最大地表加速度關係.....	7-16

圖 8.1 高雄港 120 號碼頭動態監測站配置.....	8-2
圖 8.2 2012/10/25 高雄港監測站加速度歷時	8-3
圖 8.3 2012/10/25 KH120 水下地震儀記錄.....	8-3
圖 8.4 2012/12/15 KH120 陸上地震儀記錄.....	8-3
圖 8.5 2014/10/13 高雄港監測站加速度歷時	8-4
圖 8.6 2014/10/13 KH120 水下地震儀記錄.....	8-4
圖 8.7 2014/10/13 KH120 陸上地震儀記錄.....	8-5
圖 8.8 高雄港 120 號碼頭動態監測站機房現況(2014/10/25).....	8-5
圖 8.9 TPN02 板樁變位監測配置圖	8-6
圖 8.10 2014/02/22 地震報告與新北市站加速度歷時(氣象局).....	8-7
圖 8.11 2014/02/22 TPN02 監測站地表加速度計歷時	8-8

表目錄

表 2-1 重力式碼頭性能可接受標準	2-17
表 2-2 重力式碼頭結構之性能驗證分析法	2-17
表 2-3 基礎形狀係數(港灣構造物設計準則修訂).....	2-26
表 3-1 量測儀器型號表.....	3-8
表 3-2 砂土試體內部水壓計及加速度	3-8
表 3-3 沉箱表面土壓計列表	3-9
表 3-4 試驗輸入地震.....	3-15
表 4-1 Wang2D 模式參數列表.....	4-14
表 4-2 越南砂 Wang2D 模式參數	4-15
表 5-1 數值模擬所需材料參數	5-14
表 6-1 輸入地震加速度 (Test 4 至 Test 7)	6-1
表 6-2 模型之抗滑動與抗傾覆之安全係數	6-2
表 6-3 Test 5 沉箱之水平及垂直位移比較	6-11
表 6-4 Test 7 沉箱之水平及垂直位移比較	6-23
表 6-5 Wang2D 與模型試驗沉箱之水平及垂直位移比較	6-31
表 7-1 簡化分析土壤參數	7-3
表 7-2 簡化分析之#25 碼頭沉箱參數	7-3
表 7-3 滑動穩定與傾覆穩定分析結果	7-3
表 7-4 TCH25 碼頭動態分析土層參數表.....	7-6
表 7-5 TCH25 碼頭沉箱參數表.....	7-7
表 7-6 TCH25 碼頭沉箱之介面彈簧參數表.....	7-7

第一章 計畫概要

1.1 研究計畫之背景、目的及重要性

港口是臨海國家之重要物資進出通道，地震發生時，港口為大宗救援物資進出之重要口岸，因此港口震災的評估與耐性能力的補強是國家抗災體系中不可或缺的一部分。交通部 99 年至 102 年的施政計畫中之重點之一即為提升氣象服務水準，拓展強震之即時警報資訊於防災之應用，以提升地震測報之效能，但現有之觀測網多不涵蓋港區，且相關之防災應用亦顯少提及港灣設施受震之影響，但碼頭受震後之功能完整性於災後物資接收與復健亦有不可取代之功能，交通部運研所港研中心職司運輸科技之應用研究，針對港區構造物之耐震性能及設計規範研擬已有相當的成果，目前已於港區建置自由場強震及液化觀測站、棧橋式碼頭動態監測站及板樁式碼頭動態監測站等設施，前期研究以監測站建置與受震機制研究為主，藉由本期計畫執行除可利用監測與模擬成果，針對港區構造物耐震性能提升進行研究外，並可將現有觀測站轉化為港區強震即時測報之雛型，提升災害管理之時效與準確性。

在各類港區構造物中，碼頭為船舶靠岸時最主要的設備，為可以提供船舶安全離靠岸、並且順利的裝卸貨物及提供乘客上下船的設施，種類繁多，碼頭結構物一般依擋土支撐型式分為四大類，分別為重力式碼頭、板樁式碼頭、棧橋式碼頭及其他各類型式之碼頭。碼頭在受震時之反應與破壞之型態隨土壤狀況、施工方式、基礎類型及結構配置的不同而有不同的表現。碼頭之破壞型態主要包括回填土之沉陷、防波堤之沉陷及崩潰、碼頭之側潰、護岸之滑動及崩潰、整體或部份碼頭及倉棚破壞及管線破壞等。

臺灣西部多屬沙岸地形，港區地質多屬疏鬆軟弱之沖積土層級海埔新生地，且臺灣港區多以水力抽砂回填施工，土層類型皆為容易發生土壤液化(liquefaction)之土層，建於此類地質上之港灣及臨海結構物

因發生液化而產生的災害類型有承载力破壞(bearing capacity failure)、地表沉陷(subsurface settlement)、側潰(lateral spreading)及沉箱基礎位移(deformation of caisson quay wall)等災害。相關之案例包括有 1995 年日本阪神地震後港區液化與 921 地震後的臺中港區液化等。由於國際間對於液化過程與液化後碼頭結構物與液化土層間之互制反應研究相對缺乏，近期主要研究總結為 2009 年 Technical Committee of Lifeline Earthquake Engineering, ASCE (TCLEE 2009)之相關文章，而探討液化土層中土壤-碼頭支撐結構互制行為之研究為近年來大地地震工程領域的重點課題。

現有港區碼頭結構設計方法，多以靜力或擬靜態方法設計，由於碼頭結構屬於非剛性結構物，其具有幾何形狀、質量分佈與勁度變化不規則之特性，且土壤為高度非線性材料，其動態特性受剪應變震幅與有效應力而改變，以靜力分析方法難以反映結構物地震時的動態反應，需以動力分析方法分析設計，因常見碼頭多以沉箱、錨定板樁或基樁等型式支撐，地震時需考慮土壤-支撐基礎-上部結構之互制行為，其行為複雜且相關研究國內外較為少見。而碼頭之受震行為受港區地質組成、地震特性以及碼頭型式與配置有所不同，台灣之地質條件、地震特性與碼頭設計概念又與美日等國不同，對於適用於台灣之液化土層的穩定性分析與不強設計之所需相關參數與參數仍有待建立，因此進行適用於台灣不同港區碼頭類型之動態反應研究有其必要性。

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

港研中心目前已建置板樁式碼頭與棧橋式碼頭之現地動態監測系統，並已準確記錄 98 年花蓮地震與 99 年甲仙地震於碼頭之動態反應，目前正發展以量測地表與結構反應為基礎之港區震後災害速報系統，

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

1.2 研究範圍與對象

港研中心前期計畫已完成棧橋式碼頭及錨定板樁碼頭二維及三維土壤-基樁動態互制反應分析，並完成現地監測站建置與以地表最大加速度為指標之災損模式架構，但受限於現地土壤參數欠缺及觀測期間無較大地震發生，因此相關分析成果無法量化驗證，且數值分析所得之破壞模式與現有極限平衡分析顯著不同，因此數值成果需要進一步加以驗證，因此規劃以大型實體模型試驗提供數值模式驗證與率定，並補足目前數值分析中土壤動態參數欠缺而使分析結果可靠度降低之缺點，以提高現地以數值分析結果建立之災損推估模式及災後速報系統之可靠度。

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

本計畫前兩年(100年-101年)以乾淨越南砂土壤及簡化錨錠板樁碼頭模型於震動台進行大尺寸動態碼頭結構物實體模型試驗，以正弦波為輸入波形，量測土壤震動與孔隙水壓力歷時、碼頭之沉箱結構反應及土壤-基礎互制行為，並以土壤元素試驗求取土壤動態參數及孔隙水壓力激發參數，進行模擬實體模型之土壤-支撐系統動態有效應力數值

分析，以驗證或修正數值分析程序，利用驗證之數值分析程序預測現地碼頭受震行為，並據以修正震後災害速報系統之災損評估模式，以提高前期以現地監測系統與數值模擬成果所建構之震後速報模式之準確度，此外模型試驗之成果可提供現有與發展中之功能性港灣構造物耐震設計架構其適用性評估，供日後港灣構造物耐震設計修正之用，其成果於港區震災管理及碼頭結構物耐震評估與補強具有重要價值。後兩年(102 年-103 年)將利用相同研究方法於沉箱式碼頭，提供現有與發展中之功能性港灣構造物耐震設計架構中沉箱式碼頭其適用性評估，供日後沉箱式碼頭構造物耐震設計修正之用。

第三年(102 年度)為進行沉箱式碼頭(caisson quay wall)之大尺寸實體模型動態試驗與數值模擬，典型沉箱式碼頭之配置如圖 1.1 沉箱式碼頭斷面圖(資料來源：「港灣工程專有名詞」)所示，其基本組成包括沉箱本體與背填料。選擇沉箱式碼頭做分析之原因有三：(1)沉箱式碼頭具有堅固且耐久的優點，為碼頭整建常用之碼頭型式，沉箱式碼頭在地震時需考慮土壤-沉箱之互制行為，而相關研究國內較為少見，現有沉箱式碼頭之抗液化強度分析均有待補正；(2)沉箱式碼頭在做為耐震結構時，與沉箱牆體重量成比例之地震力會作用於牆體，形成不利之條件，且考慮土壤非線性動態性質，以靜力分析方法難以反應結構物於地震時之動態反應，須以動力分析方法分析設計；(3)沉箱式碼頭之破壞經常由碼頭位移控制，以極限平衡法無法計算位移量。而發展考慮土壤-沉箱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。

本計畫於 102 年度完成沉箱式碼頭模型數值模擬及震動台液化試驗，以乾淨砂為回填土壤，考慮層狀剪力盒單向運動方式，以二維數值模擬探討台灣地區典型沉箱碼頭其運動與受力行為，依據數值分析結果，設計沉箱碼頭模型與搭配之量測系統，據以安排試體配置及準備方式，並建立試驗資料分析初步架構，並與現有擬靜態分析進行比較，但限於時間與預算限制，僅完成初步成果。因此 103 年規劃對實體模型試驗結果進行完整分析，包括土壤震動與孔隙水壓激發耦合反

應、沉箱擋土系統反應及土壤-沉箱互制反應等，以釐清與現有極限平衡分析之量化差異。而為減少數值模型中輸入參數之誤差，103 年度將進行土壤元素動態試驗以求取相關動態參數，並進行二維與三維動態有效應力分析，所得結果將可用以評估單向震動下沉箱碼頭系統二維與三維反應差異，並提供數值分析比較之數據，以此研究之成果將應用於現有沉箱碼頭碼頭之耐震分析與震後速報系統雛形建立。

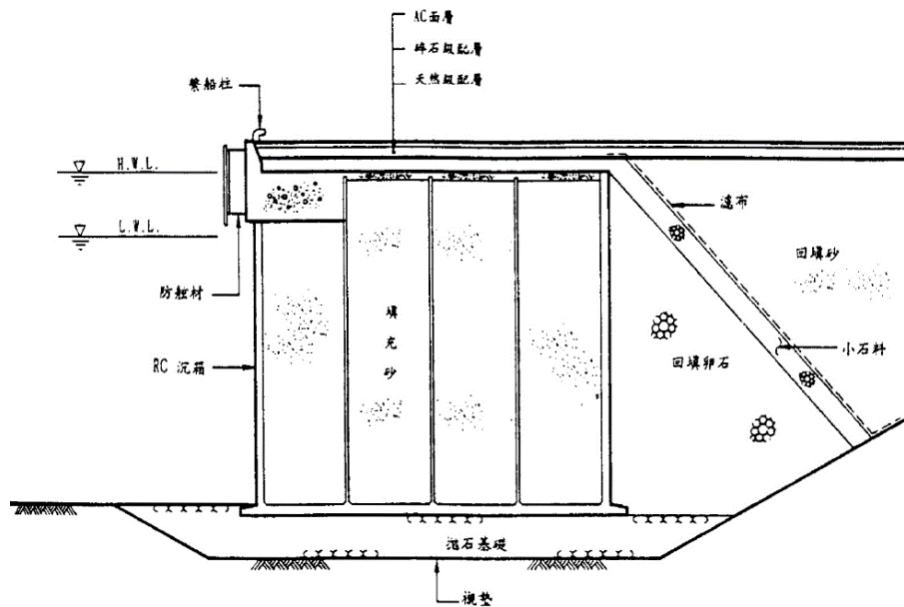


圖 1.1 沉箱重力式碼頭斷面圖

資料來源：「港灣工程專有名詞」

1.3 研究內容、項目與成果效益

本計畫預計分四年執行，第一期為 100~101 年，以錨錠板樁式碼頭為探討對象，100~101 年度已完成之工作項目條例如下：

1. 彙理板樁式碼頭液化土層模型試驗結果與現有分析方法比較。
2. 動態板樁式碼頭液化土層模型試驗。
3. 進行土壤動態特性及液化強度試驗以率定數值參數
4. 板樁式碼頭模型試驗資料分析與整理。

5. 實體模型之動態數值模擬。
6. 現地碼頭動態監測站維護、檢測分析
7. 現地版樁式碼頭災害速報系統之災損評估模式修正。

第二期為 102 至 103 年，以沉箱式碼頭為探討對象，102 年度已完成之工作項目條列如下：

1. 彙理沉箱式碼頭受震及液化土層模型試驗結果與現有分析方法比較。
2. 震動台動態沉箱式碼頭液化模型試驗。
3. 沉箱式碼頭動態模型試驗資料初步分析與整理。
4. 沉箱碼頭模型初步動態數值模擬。
5. 現地碼頭動態監測站維護、檢測分析。

依據 103 年規劃之研究之內容與項目，本年度主要部分包括：

1. 彙理沉箱式碼頭受震液化模型試驗結果並與現有設計方法及數值模擬結果比較。
2. 進行土壤動態特性及液化強度試驗以率定土壤組構模式參數。
3. 率定沉箱式碼頭模型動態數值模型並建立動態數值分析架構。
4. 選定一現有沉箱式碼頭進行動態數值模擬，建立以地表加速度為指標之災害速報系統。
5. 現地碼頭動態監測站日常維護、檢測分析。

針對本年度(103 年)研究之內容與項目說明如下：

1. 彙理沉箱式碼頭受震及液化土層模型試驗結果並與現有設計方法及數值模擬結果比較：彙整國內外擬靜態極限平衡分析與設計程序，與模型試驗之結果進行比較分析，並進行數值模擬與實體模型試驗結果比較分析，探討實體模型試驗之結果與動態數值模擬、擬靜態分析和極限平衡分析法之異同，主要比較物理量包括不同區域土層

的震動與孔隙水壓力的激發反應，土壤結構互制反應、土壤-沉箱界面行為和沉箱的結構反應等。

2. 進行土壤動態特性及液化強度試驗以率定土壤組構模式參數：102年對模型試驗所進行之數值模擬所需材料動態參數僅以經驗公式推估或引用物理性質類似之土壤類型參數，因此對數值模擬之成果其量化準確度有所疑慮，本年度將以重模試體並模擬現地與模型之應力條件進行反覆三軸試驗，求取相關土壤動態及液化行為參數，並進行土壤元素數值模擬試驗，以求取可信度較高之材料參數。
3. 率定沉箱式碼頭動態數值模型並建立動態數值分析架構：以實體模型試驗量測結果為基準，比較實體模型與數值模擬結果，進行對應實體模型試驗之數值模擬其參數與邊界條件修正，增加模擬準確性，並以率定之實體模型數值分析架構，作為現地碼頭之模擬程序。
4. 現地碼頭動態監測站維護、檢測分析：於計畫執行期間對現有現地碼頭監測站進行必要零件更換與定期檢測，以維持監測站正常運作，並對計畫執行期間與目前已有監測資料進行資料分析處理並評估相關應用。
5. 選定一現有沉箱式碼頭進行動態數值模擬，建立以地表加速度為指標之災害速報系統：以率定之數值模擬程序與現地推估土壤動態參數及幾何模型，進行現有沉箱碼頭現地之模擬，並由模擬結果修正現有以地表加速度為指標之現地板樁式碼頭災害速報系統，選定之碼頭經與承辦單位協調選定台中港 25 號碼頭。

依據研究之內容與項目，103 年度之成果要求如下：

1. 沉箱式碼頭模型試驗資料分析、整理與比較：對試驗結果進行深入及完整分析，包括不同區域土層震動與孔隙水壓力激發反應，沉箱結構反應、土壤結構互制反應進行資料處理，並與現有極限平衡分析方法進行比較。
2. 完成土壤動態特性及液化強度試驗及土壤組構模式參數率定：以重

模試體並模擬現地與模型之應力條件進行反覆三軸或單剪試驗，求取相關土壤動態及液化行為參數，並進行土壤元素數值模擬，率定數值分析中輸入之材料參數。

3. 率定沉箱式碼頭動態數值模型並建立動態數值分析架構：以實體模型試驗結果，修正對應實體模型之數值模擬以增加準確性，建立可靠之實體模型數值分析架構，作為現地碼頭之數值模擬架構。
4. 現地碼頭動態監測站系統維護與分析：對現有現地碼頭監測站進行必要零件更換與定期檢測，以維持監測站正常運作，並對計畫執行期間與目前已有監測資料進行資料分析處理並評估相關應用。
5. 進行現地監測碼頭數值分析並建立選定之沉箱式碼頭其災害速報系統：結合率定之數值模擬程序、現地碼頭地層與結構簡化幾何模型及推估之現地土壤動態參數，進行選定之沉箱式碼頭模擬，並由模擬結果提出以地表加速度為指標之現地沉箱式碼頭震後災損速報系統。

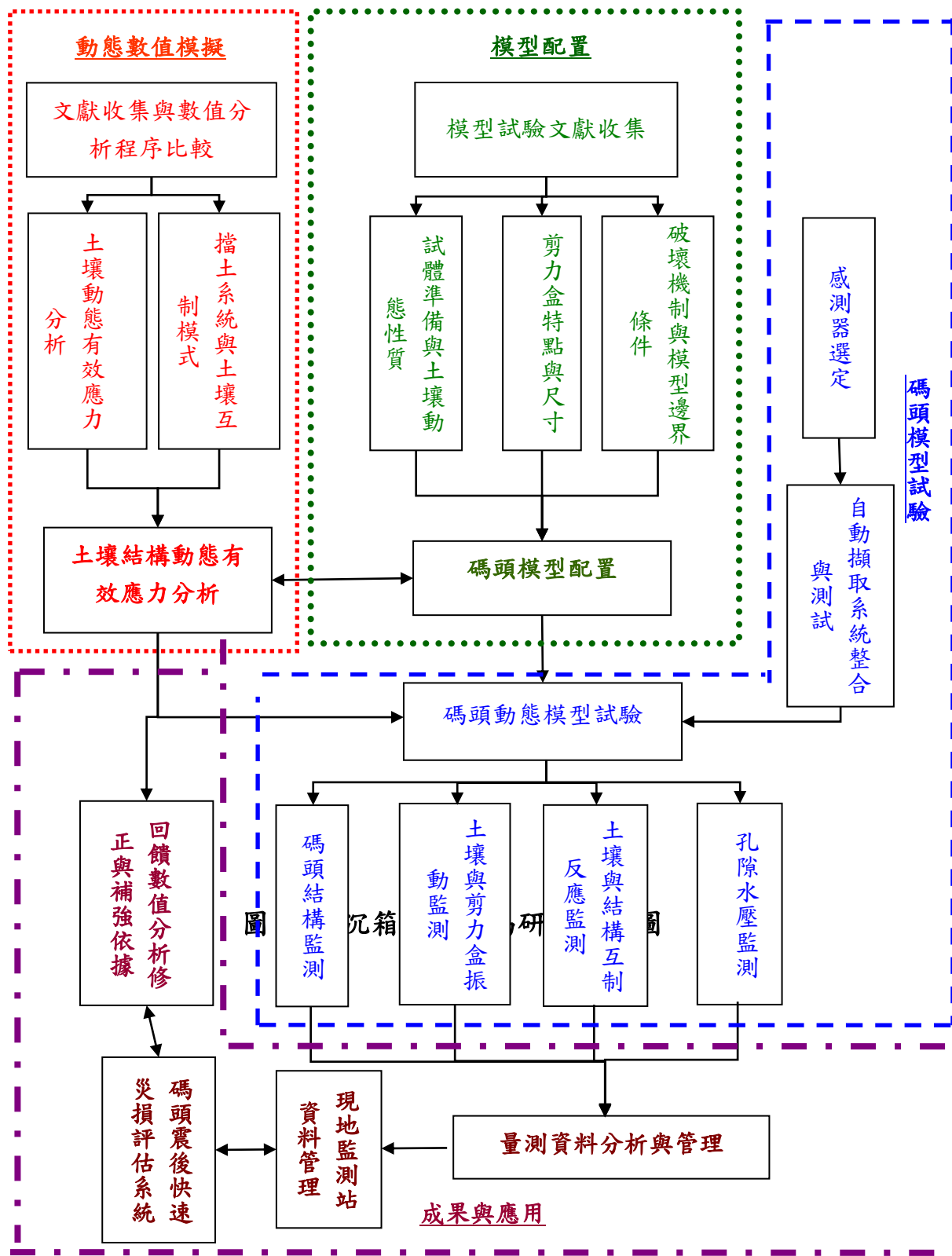
第二章 研究方法及進行步驟

2.1 研究方法

本研究計畫採用之方法為利用考慮土壤-結構互制(soil-structure interaction, SSI)反應之動態有效應力數值模擬(numerical simulation)與震動台模型試驗，數值模擬為延伸前期之成果，考慮孔隙水壓力激發與土壤與介面之組構模式，以模型試驗配置與邊界條件進行動態有效應力分析，其結果除作為模型試驗規劃設計參考外，並將以模型試驗結果加以率定，以此架構回饋現地監測站分析，以提高現有震後災損快速評估模式，並可檢核與評估現有設計準則之適用性，研究流程如圖 2.1 所示。

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

整合震動台模型試驗、可靠數值分析及現地監測站觀測，可架構完整碼頭受震反應研究平台，結果將可建構適於本土地質、結構與震動特性之碼頭動態分析與設計方法及震後快速災損評估系統。本年度(102 年)預計執行之部分為沉箱式碼頭動態數值模擬、模型配置及沉箱式碼頭模型試驗，相關細項如 1.3 節所述。



2.2 國內外有關本計畫之研究情況

美日等國家對於土壤液化問題研究已發展多年，而國內也有諸多相關研究及試驗，但其主要重點與發展為土壤液化潛能評估方法及現地試驗等方面，對於液化過程與液化後結構物與液化土層間之互制反應研究相對缺乏，針對液化土層上港灣設施之相關研究其基礎學理與整合應用更是欠缺，使得相關設計規範與營運中防救災策略擬定等無法更新或修正，因此對於土壤液化對碼頭設施影響之問題有需要作進一步深入之研究。

現有考慮液化土壤-結構互制(soil-structure interaction)分析方法包括擬靜態分析(pseudo-static analysis)、動力數值模擬(dynamic numerical analysis)及模型試驗(physical modeling)等，其中擬靜態分析法其程序雖相對其他兩類較為簡單，但其結果常隨所使用參數及假設不同而使結果具相當之不準確性，且多僅適用於特定簡化之場址及結構型態。動態數值模擬因可模擬不同邊界條件、地震狀況、土層變異及結構模型等，其可靠度隨著數值分析所採用之網格模型及材料組構參數(constitutive parameters)之複雜化而提高，但因其理論繁複、計算量大、所需參數不易由常用之試驗求取及缺乏實驗資料驗證等限制，實用上有其侷限，但其結果對動態反應下土壤-結構互制反應之定性趨勢之瞭解及影響因子之量化分析具有相當助益，若分析時能佐以可靠之量測資料驗證，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)與大型震動台(shaking table)進行動態土壤-結構系統受震試驗，但受限於試體擾動與儀器限制，與實際工程應用仍有相當差距，解決之道為設立永久之現地監測站或進行現地液化試驗。

為增進對現地不同形式碼頭受震反應之瞭解及提供更可靠之數值模擬驗證資料，設立現地碼頭土壤與結構互制監測站與進行大尺寸現地動態試驗有其必要性，現地監測站為於現地土層與碼頭結構安裝相

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

由於建置現地碼頭土壤與結構互制監測系統與後續維護之成本昂貴，如何建構一可反應碼頭液化動態反應量測系統，以達成規劃目標需要為現地監測站規劃所需，為達到此一目的，需對其複雜之反應機制進行深入探討以及以現有分析方法對受震反應進行預測與模擬。前期計畫已完成棧橋式碼頭及錨定板樁碼頭二維及三維土壤-基樁動態互制反應分析，並完成現地監測站建置與初步災損模式。本研究計畫之目標為探討不同形式碼頭之考慮液化時之動態反應，以實體震動台模型率定數值模型，以率定之數值模型進行現有擬靜態分析之驗證及以位移為破壞指標之分析模式，並以修正現有現地觀測站之數值模型，利用現地觀測結果進行驗證比對，以提高現有現地觀測站快速災損模式之量化準確度。

2.2.1 土壤受震之剪應變與超額孔隙水壓耦合反應

土壤受震液化的行為包含剪應變與累積超額孔隙水壓的耦合反應 (Dobry et al., 1982)，如圖 2.2 所示 (Cheng et al., 2010)，土壤在受震的過程中，剪應變振幅隨著震動發生改變 (stage 1)，累積超額孔隙水壓逐漸上升，當剪應變震幅達到最大值時 (圖 2.2 (b))，同時累積超額孔隙水壓也達到最大 (圖 2.2 (c))，此時土壤發生液化進入 stage 2，由於土壤發生液化，剪應變振幅瞬間減少，直到震動結束，此時進入 stage 3，此階段剪應變振幅為零，但累積超額孔隙水壓仍未消散，經過一段時間後，進入 stage 4，累積超額孔隙水壓開始慢慢消散，此為完整剪應變與累積超額孔隙水壓力在土壤受震時之耦合反應。而累積超額孔

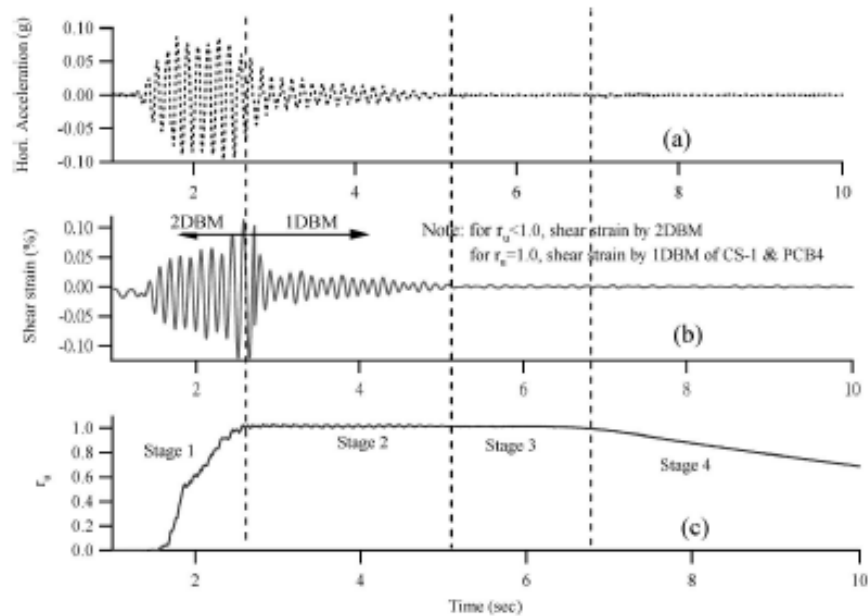


圖 2.2 土壤受震時之剪應變與累積超額孔隙水壓耦合反應
(Cheng et al., 2010)

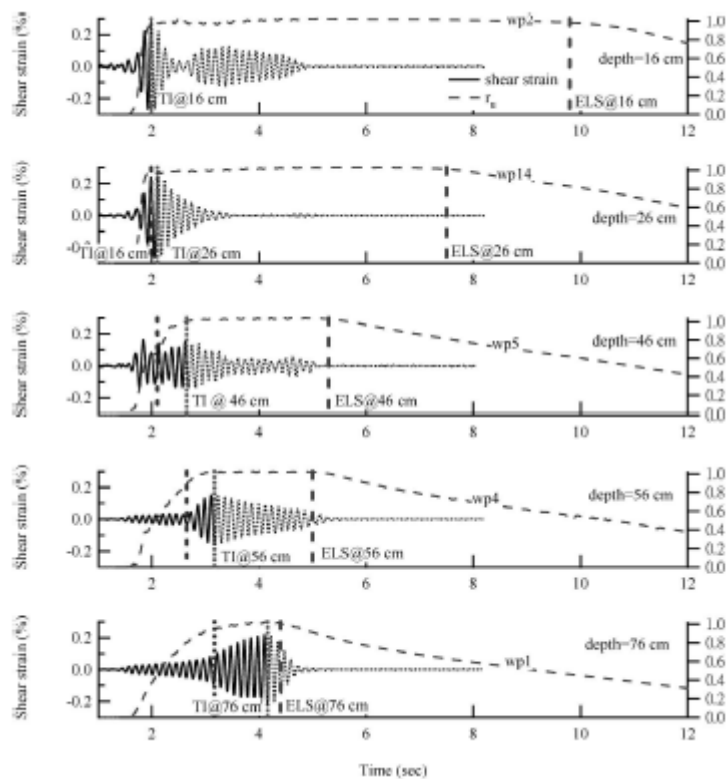


圖 2.3 不同深度之耦合反應 (Cheng et al., 2010)

隙水壓之激發與消散速度則與深度有關，深度越深則激發越慢且消散越快，反之深度較淺之土層激發迅速，震動結束後緩慢消散，如圖 2.3 所示。

2.2.2 液化土層沉箱式碼頭破壞機制

地震導致港灣擋土結構破壞之可能原因為：(1)側向土壓力的增加，(2)水側水壓的減少，及(3)背填土壤的強度喪失或導致液化。關於港灣擋土結構因地震引致之嚴重災害，文獻上記載的破壞案例很多 (Amano et al., 1955; Seed and Whitman, 1970; Nazarain and Hadjian, 1979; Hung and Werner, 1982; Pitilakis and Moutsakis, 1989; Ishibashi and Madi, 1990; PHRI, 1992; Inagaki and Iai, 1996; 港灣技術研究中心, 1999)，其中位移量有達到 5 公尺，而沉陷量也有高達 2 公尺者，而且，通常是沿著港灣全線同時發生(長達數十或是數百公尺)，因此造成港灣功能完全癱瘓，而其損失與復原工作所需費用與時間則難以估計。根據黃國祥 (2002)相關地震災害文獻資料的收集，從 1923 年至 1995 年期間，至於有 20 個破壞案例有文獻記載，其地震規模皆大於 6，災情比較嚴重者皆有液化現象之報導。以 1995 年的日本阪神地震為例，重力式沉箱碼頭的滑動位移平均達 3 公尺之多，而外傾角約 4 度，震後 Rokko Island RC-5 沈箱式碼頭變形剖面如圖 2.4 所示，而台中港於 921 後於 #1~4 號碼頭，亦因後方土壤液化導致向海側滑移 0.5~1.7m，並使碼頭岸肩與後線高程差如圖 2.5 所示。Matsuo and O'Hara (1960)對於 23 個重力式港灣碼頭破壞案例之觀察，其中有 16 個是屬於牆底之滑動破壞，而另外 7 個則是兼具滑動與傾斜之破壞，因此建議重力式港灣碼頭主要的破壞模式為滑動破壞。

在過往之地震災害中，依照傳統耐震設計規範設計的沉箱重力式碼頭，常見之破壞型式為向海側之位移(滑動)、沉陷與傾倒，當基礎地層較堅硬時，較典型之破壞形式為向海側之位移與傾倒，若基礎地層較軟弱時，較易發生較大的向海側之位移、傾倒以及沉陷，如圖 2.6 所示(INA, 2001)。

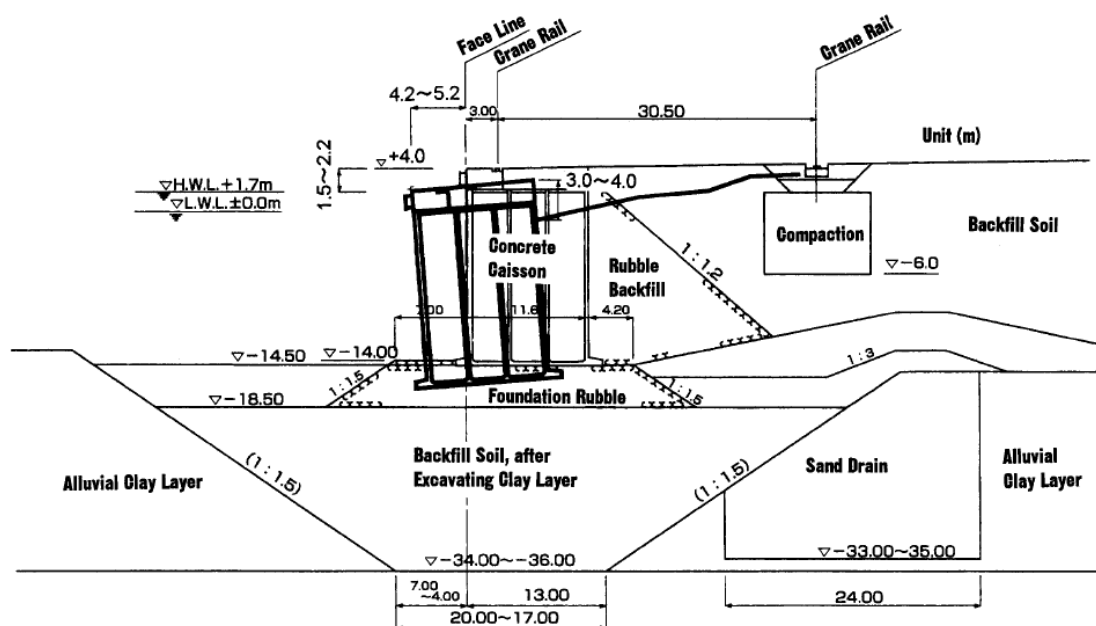


圖 2.4 Rokko Island RC-5 沉箱式碼頭於 1998 Kobe EQ 震後變形剖面
(Iai et al. 1998)



圖 2.5 臺中港#1~4 沉箱式碼頭於 921 震後碼頭岸肩與後線高程差側視圖
(Chen and Huang, 2000)

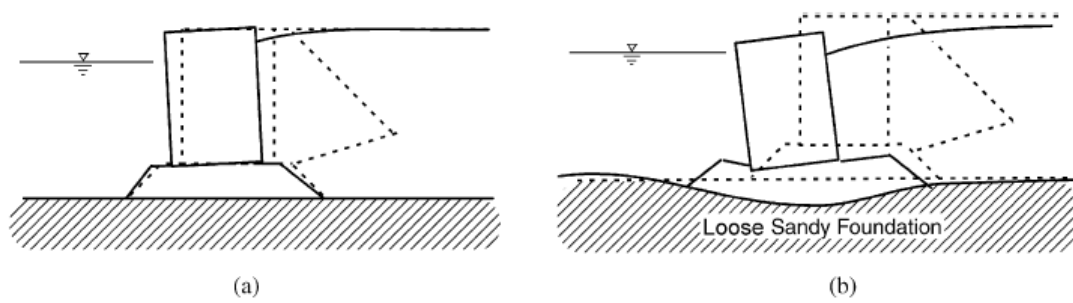


圖 2.6 沉箱重力式擋土牆之破壞模式
(a)基礎地層堅硬時(b)基礎地層軟弱時(INA, 2001)

除了確保基礎具有足夠的承載力，以及避免土壤液化潛能過高以外，保持這類構造物在背填土壓與水壓下，其抗傾覆與抗滑動之穩定性，一直是這類構造物之設計指標。考量這類碼頭之破壞與使用運作之性能，其性能參數可由圖 2.7 所示之變位參數表達，沉箱壁體相關參數包括(1)向海側之水平位移(d)或正規化水平位移(d/H , H :壁體高度)，(2)向海側不均勻沉陷量或沉陷量差(垂直向的均勻沉陷不會引起結構不穩定問題)即(3)向海側傾斜角，而岸肩(Apron)變形相關之參數包括：(1)碼頭壁體與岸肩(Apron)之沉陷差及(2)岸肩不均勻沉陷或傾斜角等。

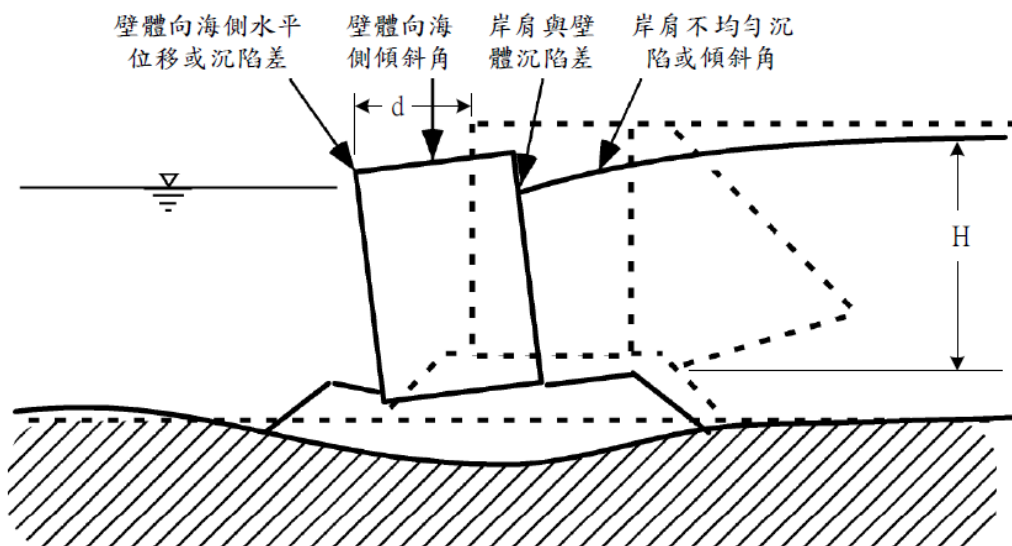


圖 2.7 沉箱重力式碼頭之性能參數(翻譯自 INA 2001)

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

2.2.3 沉箱式碼頭動態模型試驗之研究

對於土壤液化的試驗方法可以分成動態元素試驗以及動態模型試驗兩種，動態元素試驗包括反覆三軸試驗(cyclic triaxial test)及反覆單剪試驗(cyclic simple shear)，動態元素試驗由助於了解土壤的動態行為及決定動態參數，但是受限於試體尺寸、試體擾動以及應力狀態，難以得知試體在受震狀態下與結構物的互制關係，對於工程實務上的應用有限。動態模型試驗包括離心機試驗(centrifuge test)及 1g 震動台試驗(1g shaking table test)兩種，動態模型試驗有下列優點：(1)可藉由調整地震參數(如加速度、頻率或延時)以模擬土壤在各個類型地震下的受震狀態；(2)可於試體內部建立多組的量測系統，了解土壤在各個相對位置下不同的受震行為的差異；(3)可了解地震造成土壤液化對於結構物的影響和結構物與土壤間的相互關係；而其缺點是試體尺寸效應及試驗資料分析與試體準備繁複。

離心機試驗利用旋轉產生人造重力場，進行 1/N 的縮尺模型試驗，並且經過縮尺模型與原尺寸模型間的幾何和材料性質轉換，模擬現地的情形，許多動態模型試驗皆是經由離心機試驗來模擬現地監測之不足，並且將離心機試驗結果進行與數值模擬模型的驗證。Mito et al. (1996)以離心機震動台試驗模擬 1995 年日本 Hyogoken-Nanbu 地震下港島沉箱破壞的案例，將試驗結果與現地量測結果進行比對，確認其液化與變位的結果有一定的吻合性。

Iai et al. (2000) 以 1/17 的縮尺模型進行重力式擋土牆動態模型試

驗，量測其砂土試體分別在背填土與基底之加速度、位移量與超額孔隙水壓的時間歷史，試驗配置圖如圖 2.8 所示。由試驗結果可得以下結論：(1)比較超額孔隙水壓力與有效覆土壓力的關係，顯示背填土受震所激發的超額孔隙水壓力較接近其有效覆土壓力，而基底土壤受到上方沉箱的載重影響，受震激發之超額孔隙水壓力約只有有效覆土壓力之 50%，並不會發生土壤液化現象；(2)對於建立在軟弱基礎上方的沉箱，其破壞模式將會是整體的基礎破壞，而不單單只有傳統簡化分析中的滑動破壞；(3)沉箱底部土壤的厚度會影響沉箱式碼頭的位移量，而對基底的土壤進行改良也能減少沉箱的位移量。Iai et al. (2000) 比較超額孔隙水壓激發與造成之位移量之關係，發現基底土壤之超額孔隙水壓力與背填土壤之超額孔隙水壓力造成之位移量為 2:1，因此基底土壤的超額孔隙水壓力激發會對整體位移造成較大的影響。

Miura et al. (2000) 同樣以震動台進行沉箱動態模型試驗，並且量測其砂土試體在震動期間的土壓力時間歷史，比對其土壓力與沉箱慣性力的關係，如圖 2.9 所示，發現在背填土未液化的情況下，其土壓力的施力方向與沉箱的慣性力方向相反，而在背填土液化的情況下，土壓力的運動方向與沉箱慣性力方向相同。因此在背填土液化的情況下，其地震對沉箱所造成的推力會大於未液化的情況，此情形也可以解釋背填土液化對沉箱破壞所造成的影響。

Kim et al. (2004) 同樣以震動台進行沉箱模型的液化試驗並比較液化前後背填土壓力與沉箱慣性力之間的關係，結果與 Miura et al. (2000) 相同，在超額孔隙水壓比尚未達到 1.0 前，兩者相位相反，並漸漸趨於相同，而在液化後兩者相位一致，如圖 2.10。Kim et al. (2004) 並比較累積背填土壓與超額孔隙水壓比，發現兩者有高度線性關係，由此便可在沉箱受震前推估地震後沉箱將會受到的最大推力，如圖 2.11。

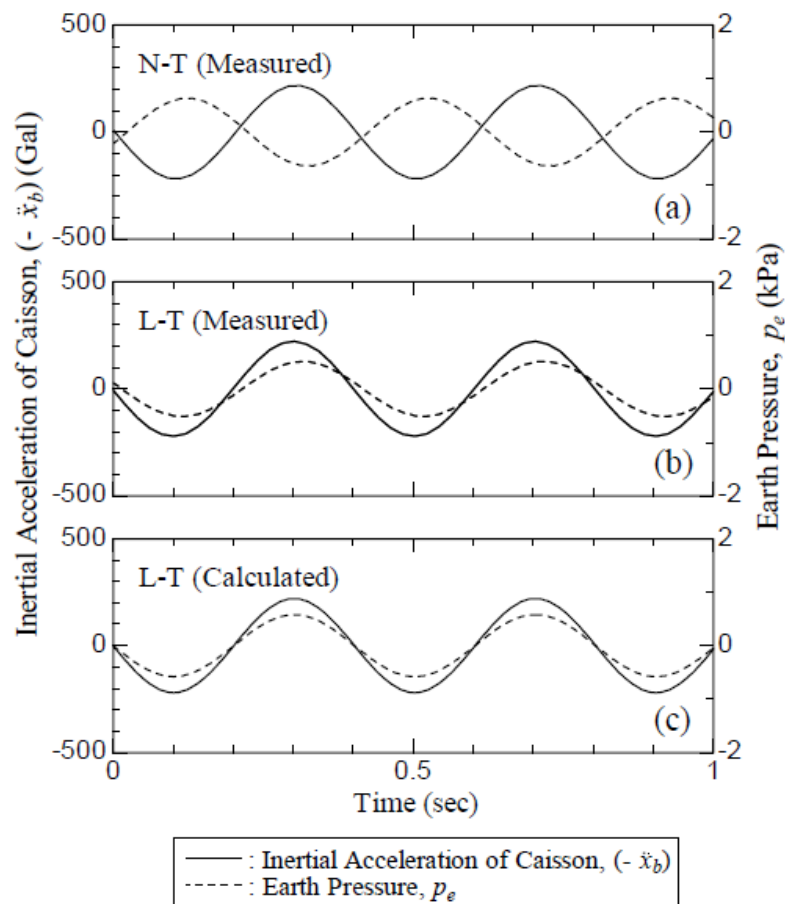


圖 2.9 土壓力與沉箱慣性加速度比較圖(Miura et al. 2000)

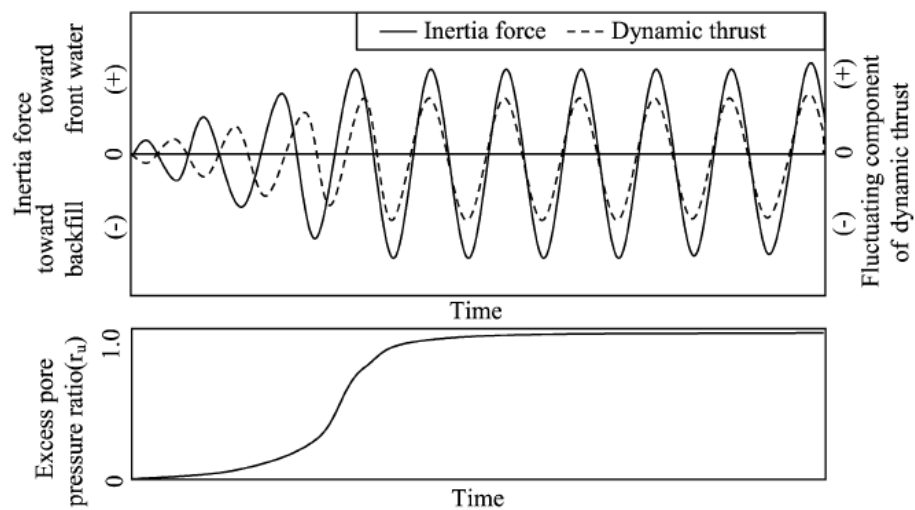


圖 2.10 液化前後背填動態土壓力與沉箱慣性力之相位關係
(Kim et al. 2004)

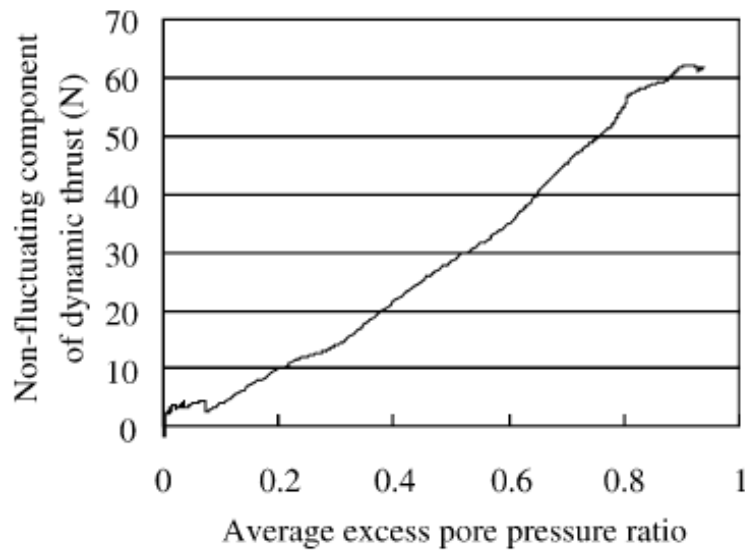


圖 2.11 背填土壓與超額孔隙水壓比關係 (Kim et al. 2004)

2.2.4 沉箱碼頭數值模擬之研究

現有考慮液化土壤-擋土結構互制(soil-retaining structure interaction)分析方法包括擬靜態分析及動力數值模擬二種。擬靜態分析為應用 Mononobe-Okabe (M-O)法，將地震力轉換成等值側向土壓力，引用極限平衡法側向土壓力理論進行穩定性分析，Iai et al. (1998)以數值分析結果與 M-O 法進行比較，結論為土壤液化前所受之土壓力小於 M-O 之等值土壓力。而液化後壓力則將後方土壤以等重流體計算作用於擋土牆之側向壓力。牆體位移則可以降伏加速度(yielding acceleration)及 Newmark 法加以評估。整體而言，擬靜態分析法其參數決定有賴工程師判斷，且僅能提供牆體極限平衡安全係數，對土壤與牆體之互制反應、液化前後動態反應、土壤勁度影響及孔隙水壓力激發對互制反應之影響等均無法提供相關資訊。

由於真實的土壤行為複雜且難以模擬現地行為的真實情況，且動態模型試驗準備複雜，所以常利用數值分析方式來模擬複雜的問題。動態數值分析的方法分為兩類：(1)有限元素法(Finite Element Method)；(2)有限差分法(Finite Difference Method)。近年常以數值模擬方法搭配動態模型試驗進行比較以對現地土壤的非線性行為及複雜的

受震反應能有更進一步的了解。

Iai et al. (1998)為了解沉箱底部與背填土壤在地震時對於破壞模式與變形的影響，利用有限元素法進行分析模擬。此分析包括以下假設：(1)有效應力分析；(2)平面應變狀態；(3)以等效黏滯性阻尼(Equivalent viscous dampers)防止地震波反射；(4)沉箱結構以線彈性土壤元素模擬；(5)海水視為不可壓縮流體；(6)土壤與結構物間使用界面元素(joint element)。分析過程中，將土壤分為四大類：背填與基底礫石、基底砂土、被填砂土和基底黏土。數值模擬結果與破壞模式與現地量測結果接近，如圖 2.12 所示，Iai et al. (1998)更指出沉箱本身的重量會影響基底超額孔隙水壓的激發。

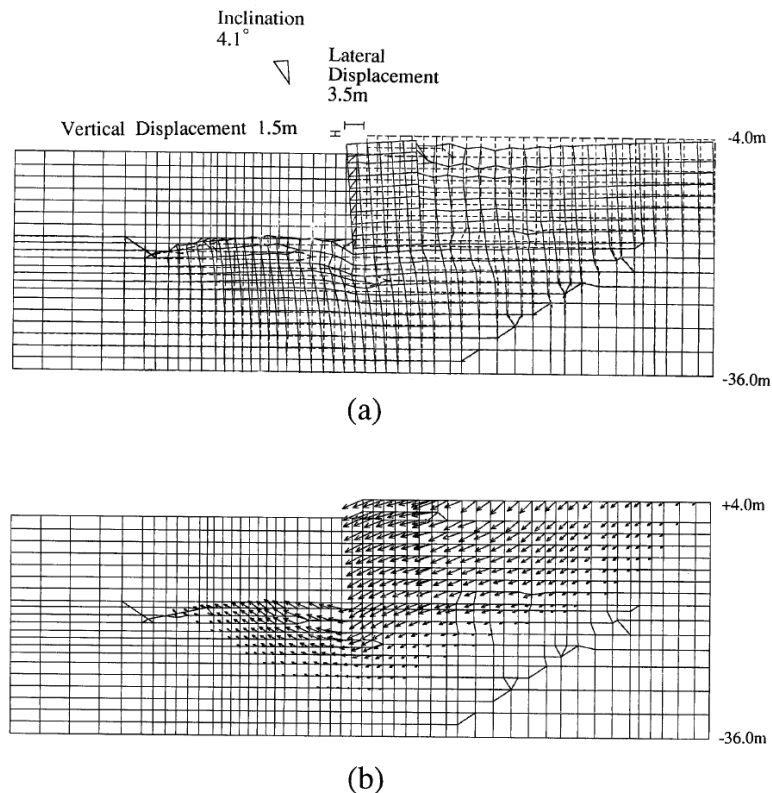


圖 2.12 沉箱式碼頭受震後行為數值模擬(Iai et al. 1998)

李佳翰(2001)為了解沉箱式碼頭於地震下的破壞甚至與土壤液化範圍，以有限差分軟體 FLAC 對 1995 年日本阪神地震時受到土壤液化破壞的神戶港沉箱式碼頭以及臺灣 921 集集地震時受到破壞的臺中港

1~4A 碼頭進行分析。數值模擬結果顯示：(1)兩案例之主要破壞機制皆為碼頭背填土區土壤液化，累積大量超額孔隙水壓造成推力使碼頭產生側移及傾斜的破壞；(2)觀察有效應力與孔隙水壓的分佈可以發現遠離沉箱的背填砂區激發的超額孔隙水壓最高造成有效應力幾乎為零，達到液化狀態，而鄰近沉箱的背填砂區與沉箱底部土壤所激發的超額孔隙水壓都不足以達到液化狀態。

Inoue et al. (2003)利用有效應力分析的有限元素軟體 FLIP 模擬重力式擋土牆與背填土的互制關係。FLIP 利用有效應力模型 Multiple Spring Model 模擬土壤元素在不排水情況下受到反覆變形的行為，並且考慮在地震情況下的超額孔隙水壓激發情形，以模擬地震對場址液化造成之反應，以及土壤-結構互制系統的受震行為。Inoue 將擋土牆建立在一水平地層上，此水平地層包括背填土與基底土壤依照 SPT-N 值分成四層，並且從液化與未液化的案例比較中，了解沉箱的震動特性。其數值模擬結果顯示：(1)沉箱的自然震動頻率與沉箱本身的寬高比 (height to width ratio) 相關，且與基礎礫石層之勁度成正比；(2)比較在液化與未液化的案例下，土壓力與位移量的關係，土壓力的震幅會因為孔隙水壓激發的關係而有顯著的增加，同時也造成了位移量的增加；(3)在液化的過程中，背填土區的自然震動頻率會降低且土壓力與沉箱慣性力的相位會產生差異，即在未液化的情況下，土壓力與沉箱慣性力作用方向相反，液化發生後，土壓力與沉箱慣性力作用方向相同，此現象與 Miura et al. (2000) 的模型試驗結果相似。

Dakoulas et al. (2005)以 FLAC 對在 1995 年 Kobe earthquake 發生破壞的 Rokko Island 沉箱式擋土牆進行模擬，並且分別對背填土與基礎土壤進行改良，找出在進行改良後對於震後的殘餘變形量的影響。數值模擬結果顯示：(1)對於 Rokko Island 模擬結果沉箱水平位移量約 3.7m，沉陷量約 1.3m，此結果與災後現地量測結果相近；(2)位於沉箱底下的礫石層發生變形會造成基底土壤承載力的降低，此承載力的降低對於沉箱的旋轉變形造成相當大的影響；(3)比較背填土區各點的超額孔隙水壓激發量，可以發現在自由場區與沉箱底部的超額孔隙水壓

率最高。如圖 2.13 所示；(4)對於基礎土壤進行改良能比改良背填土壤更能有效降低殘餘變形量。

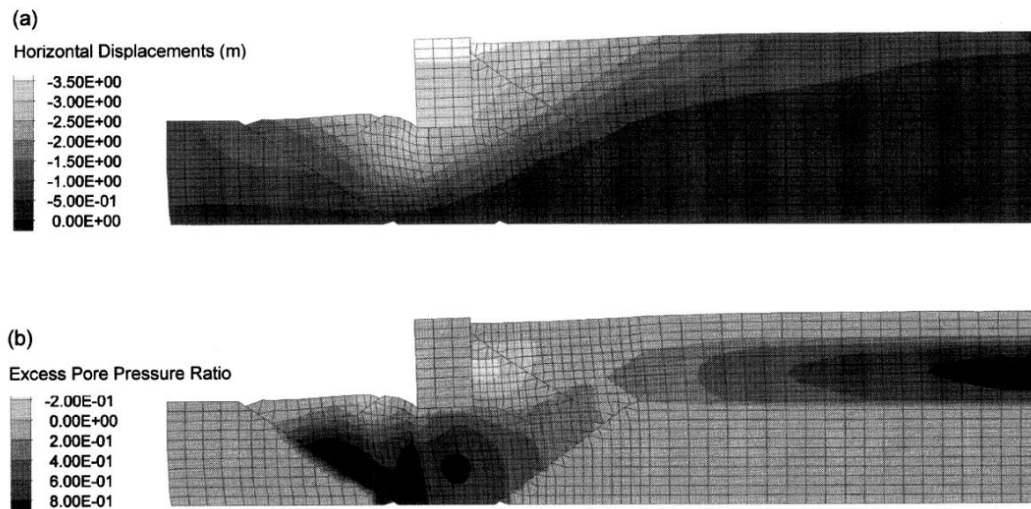


圖 2.13 沉箱式碼頭之數值模擬(Dakoulas et al. 2005)

2.3 沉箱重力式碼頭性能驗證分析

國際航海協會(International Navigation Association, INA)所頒佈之港灣結構物耐震設計準則中，將各性能等級以性能參數之可接受標準值加以規範，相關規範如表 2-1 所示，依碼頭之重要度等級對應受震時可接受之標準值，經由結構分析所得之構造物受震反應檢核其是否符合標準值。基本上第 I 級性能等級多用以檢核結構物使用性，因此壁體傾角及岸肩沉陷量皆有所限定，以避免中小地震侵襲時造成碼頭營運中斷，而第 II 級性能等級以上的破壞程度皆必須進行修復後方能恢復營運，且岸肩沉陷修復較為容易，因此原則上岸肩傾角及沉陷量不進行檢核，僅針對壁體分析其受震後剛體運動所產生的正規化位移及傾斜角是否滿足相對應性能等級可接受之標準。

對於沉箱重力式碼頭在具有液化潛能工址之位移量，Iai (1999)對日本既有碼頭之案例分析統計指出：在規範設計地震力作用下，對非液化、僅背填土液化、背填土與基礎土壤均液化等三類工址(如圖 2.14 所示)，

正規化位移 d/H 分別為 0~5%、5~10%、10~20%；在 1.5~2.0 倍的規範設計地震力作用下，三類工址正規化位移 d/H 分別為 5~10%、10~20%、20~40%，這些參數可用於設計時粗略估算水平位移之大小範圍。

參考現有之耐震設計規範及相關研究報告所建議的分析方法與耐震性能準則，可利用簡化分析法(擬靜力分析)、簡化動力分析(滑動塊體法)與動力分析法(有限元素法或有限差分法)等三種方式配合碼頭重要性程度與地震等級要求進行沉箱重力式碼頭的耐震能力評估，如表 2-2 所示。

表 2-1 重力式碼頭性能可接受標準 (INA, 2001)

性能等級			第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
參數						
殘餘變位	壁體	正規化水平位移 $d/H(\%)$	<1.5% 或 $d < 30\text{cm}$	1.5~5%	5~10%	>10%
		向海側傾斜角	<3°	3°~5°	5°~8°	>8°
	岸肩	不均勻沉陷量	3~10cm	N/A	N/A	N/A
		岸肩與後線陸地之沉陷差	30~70cm	N/A	N/A	N/A
		向海側傾斜角	<2°~3°	N/A	N/A	N/A

註：d 為壁頂的殘餘水平變位

N/A 為「Not Applicable」，設計時不予檢核。

表 2-2 重力式碼頭結構之性能驗證分析法

碼頭種類	簡化分析	簡化動力分析	動力分析	
			結構模擬	土壤模擬
重力式碼頭	經驗公式或靜力分析法(考量有無土壤液化)	- 滑動塊分析 - 利用簡化圖表的參數分析法	- 有限元素法或有限差分法 - 線性或非線性分析 - 二或三維分析	- 有限元素法或有限差分法 - 線性(等效線性)或非線性分析 - 二或三維分析

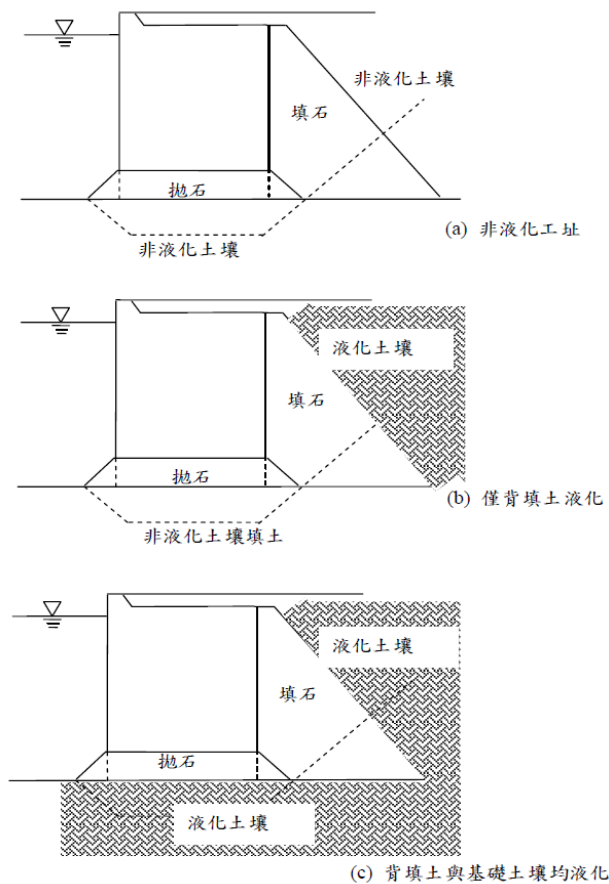


圖 2.14 重力式碼頭工址土壤可能液化狀態

資料來源：INA 2001

2.3.1 簡化分析法

國際航海協會 INA 港灣構造耐震設計準則基於力平衡概念提出擬靜力分析法。基本原理為將構造物與承載土壤視為剛體，而地震力為施加於構造物側向之慣性力，由最大地表加速度 PGA 或震度係數 K_h 表示，逐步增加地震力計算結構達到臨界穩定狀態時的臨界滑動、臨界傾覆或臨界穩定性狀態之最大地表加速度或震度係數，取其最小值 (K_t) 與實際發生之地震係數 (K_e) 計算耐震安全係數 $FS = K_t / K_e$ 。分析時針對重力式碼頭的滑動穩定性、傾覆穩定性及基礎承载力作檢核。

1. 重力式碼頭滑動穩定性分析

考慮背填土未液化、背填土完全液化和背填土部分液化的情況，以擬靜力方式，將構造物所承受的地震力簡化為施加於構造物

側向的靜態慣性力，並且計算作用於構造物上的動態作用力及滑動面上的正向作用力及抗滑動力，以檢討其滑動穩定性。重力式碼頭在水平方向之作用力，包含碼頭本身之水平慣性力 $K_h \cdot W$ 、殘留水壓力(hydrostatic force)(P_{WL} (陸側)- P_{WS} (海側))、海側潮位震盪變化之動水壓力 P_{WE} (海側)以及被填土壤之動態主動土壓力 P_{AE} ，在不考慮碼頭趾部護基拋石所提供之被動土壓力阻抗下，碼頭結構之抗滑動力僅有摩擦力阻抗 $\mu_b \cdot (W' - K_v \cdot W)$ 。

(1) 背填土未液化

背填土未液化之受力示意圖如圖 2.15 所示，在背填土未液化的情況下，抗滑動的安全係數以下式表示：

$$F_S = \frac{\mu_b \cdot (W' - K_v \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE} + (P_{WL} - P_{WS}) + (P_{WE})} \dots\dots\dots (2.1)$$

上式中， μ_b 為沉箱底部與基礎土壤之摩擦係數， W' 為碼頭之有效重量，及碼頭總重剪去浮力之重量， W 為沉箱式碼頭之總重量， K_v 為垂直地震力係數， K_h 為水平地震力係數。

殘留水壓力 在沉箱兩側水位高度不同的情況下，陸側地下水位與海側水位差異產生的殘留靜水壓力，假使兩側水位面相同，則殘留靜水壓力為零，以式(2.2)和式(2.3)計算。

$$P_{WL} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_1^2 \dots\dots\dots (2.2)$$

$$P_{WS} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_2^2 \dots\dots\dots (2.3)$$

式中 γ_w 為水單位重 t/m^3 ， h_1 為背填土區地下水位至沉箱底部之高度(m)； h_2 為海側水位至沉箱底部之高度(m)。

動態水壓力(hydrodynamic pressure)為受到地震力時，水位震盪變化之動水壓力，以式(2.4)計算(Westergaard, 1933)，而合力作用點為由沉箱底部算起 H_{WE} 處，計算方式如式(2.5)，海側之動水

壓方為將壁體拉向海側之方向，陸側之動水壓力方向亦指向海側，但在計算地震時陸側之動態土壓力時已經包含被填土壤之動水壓力，所以不必另外計算陸側之動水壓力。

$$P_{WE} = \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot h_2^2 \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

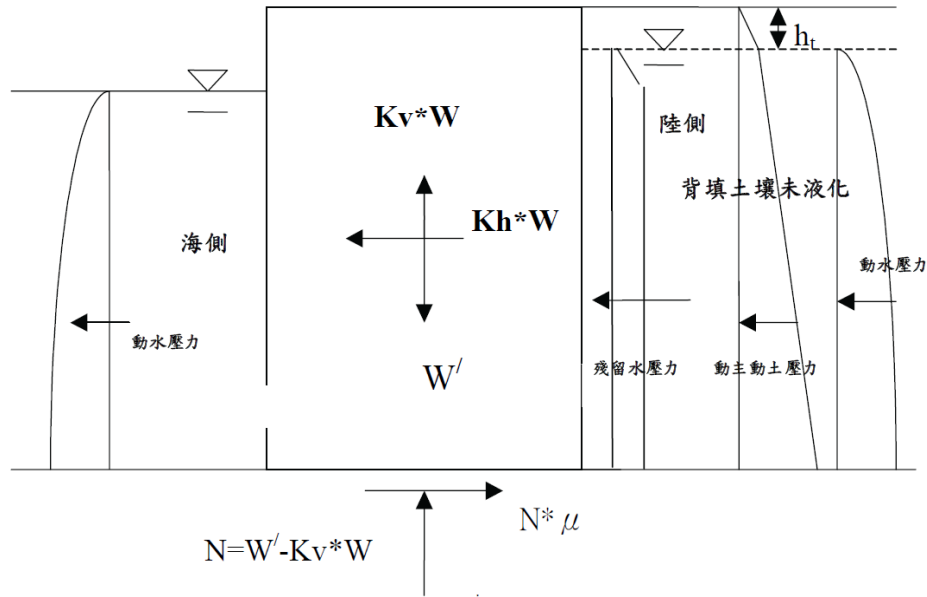


圖 2.15 背填土壤未液化之受力示意圖

$$H_{WE} = 0.4h_2 \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

背填土之受震時之動態主動土壓力包含地下水位以上與地下水位以下至沉箱底部之動態主動土壓力，以修正之 Mononobe-Okabe 公式計算，修正公式以水中之震度計算地下水位以下之動態主動土壓力，因此計算後之動態主動土壓力已包含陸側之動水壓力，計算公式如式(2.6)和式(2.7)所示：

$$P_{AE} = \left[K_{AE} \left(\frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_t^2 \right) + K'_{AE} \left(\gamma_t \cdot h_t + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_L \right) h_L \right] \cos \psi \quad \dots\dots (2.6)$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2} \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

式中， P_{AE} ：動態主動土壓力

K_{AE} ：地下水位面以上動態主動土壓力係數

K'_{AE} ：地下水位面下動態主動土壓力係數

γ_t ：地下水位以上土壤單位重(t/m^3)

γ' ：地下水位以下土壤有效單位重(t/m^3)

h_t ：地下水位以上土層厚度(m)

h_L ：地下水位以下至沉箱底部土層厚度(m)

ϕ ：土層土壤內摩擦角(度)

ψ ：壁面與垂直面所成之角度(度)

δ ：壁面與土壤間之摩擦角(度)

θ ：地震合成角；水位上之合成角， $\theta = \tan^{-1}(K)$ ；水位下之合成角， $\theta = \tan^{-1}(K')$ 。

K ：震度， $K=K_h/(1-K_v)$

K' ：水中之震度， $K' = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat}-\gamma_w} \cdot \frac{K_h}{1-K_v}$ (Amano et al.1956)

(2) 背填土壤完全液化

背填土壤完全液化之受力示意圖如圖 2.16 所示，背填土完全液化時，沉箱本身之慣性力、沉箱兩側之靜水壓力與海側之動水壓力不變，而背填土壤因發生液化，超額孔隙水壓上升至與原來土壤覆土壓力相等，此時土壤有效應力為零而不再有動態土壓力，而以超額孔隙水壓力 P_{LE1} 取代，而陸側之動水壓力則以動流體壓力 P_{LE2} 取代。抗滑動的安全係數以下式表示：

$$F_S = \frac{\mu_b \cdot (W' - K_v \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE1} + (P_{WL} - P_{WS}) + (P_{WE}) + P_{LE1} + P_{LE2}} \dots\dots\dots (2.8)$$

上式中， P_{AE1} 為地下水位以上之動態主動土壓力，超額孔隙水壓力 P_{LE1} 等於土壤原來之有效應力，如式(2.9)，而液化時之動流體壓力 P_{LE2} 因為土壤液化時，土壤顆粒如同流體懸浮於水中，對沉箱造成推力，因此計算方式如同未液化時之動水壓力，並且以飽和土壤單位重 γ_{sat} 取代水單位重 γ_w ，如式(2.10)。

$$P_{LE1} = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_t + \frac{1}{2} \gamma' h_1^2 \quad \dots\dots\dots (2.9)$$

$$P_{LE2} = \frac{7}{12} K_h \cdot \gamma_{sat} \cdot h_1^2 \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

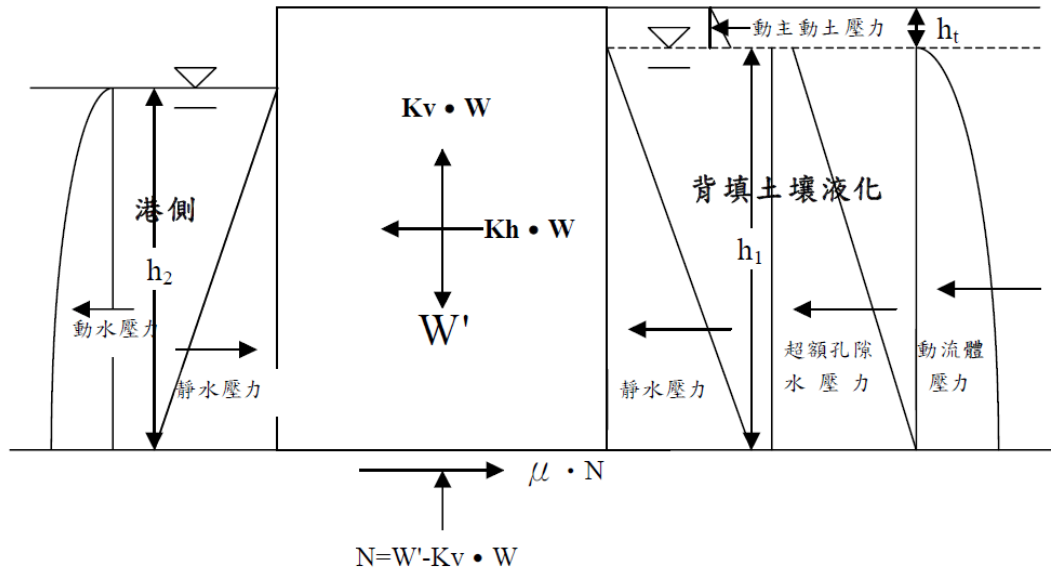


圖 2.16 水面下背填土壤完全液化受力示意圖

(3) 背填土壤部分液化

背填土壤部分深度液化之受力示意圖如圖 2.17 所示，沉箱式碼頭受震發生液化時，液化範圍會隨著最大加速度 PGA 增加而由地下水位面往下發展之沉箱底部。其滑動在水平方向的驅動力為液化部分與非液化部分的結合，其抗滑動安全係數 FS 如下式所示：

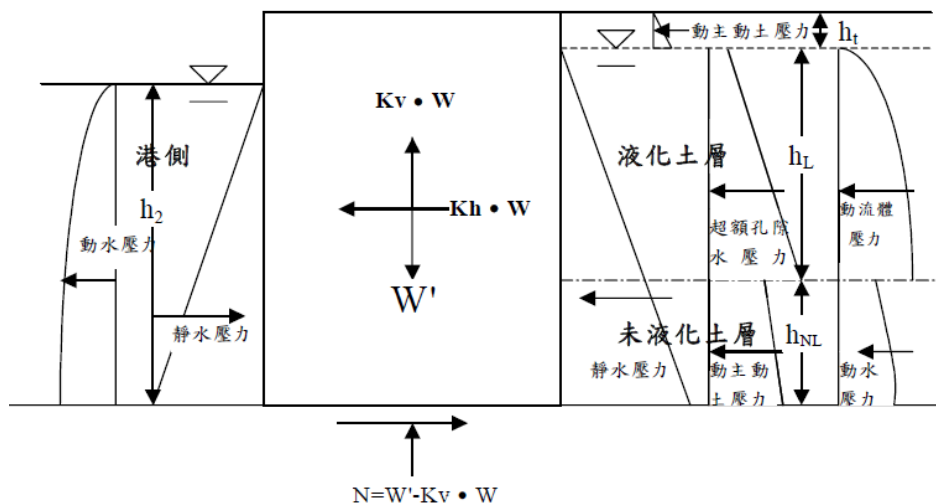


圖 2.17 水面下背填土壤部分深度液化受力示意圖

$$F_S = \frac{\mu_b \cdot (W' - K_v \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE1} + (P_{WL} - P_{WS}) + (P_{WE}) + P_{LE1} + P_{LE2} + (P_{AENL} + P_{WENL})} \dots (2.11)$$

上式中 P_{LE1} 和 P_{LE2} 為液化部分之超額孔隙水壓力與動流體壓力， P_{AENL} 和 P_{WENL} 分別為未液化部分之動態主動土壓力和動水壓力。其餘之海側之動水壓力、殘留水壓力、水位面上方之動態主動土壓力、沉箱慣性力與抗滑動力皆與未液化及完全液化之情況相似。

2. 重力式碼頭傾覆穩定性分析

碼頭受震後之傾覆穩定性是以擬靜力方式計算構造物所承受之各項動態作用力及其距沉箱趾部端點之力矩進行力矩平衡分析，以檢討碼頭傾覆穩定性。碼頭受地震力作用時，其受力示意圖如圖 2.18 所示：沉箱式碼頭之傾覆破壞通常發生於向海側方向，因此以沉箱趾部為支點，順時針方向為抗傾覆力，逆時針方向為傾覆之驅動力。傾覆之驅動力包括碼頭本身之水平慣性力、陸側之動主動土壓力（包含陸側動水壓力）、陸側靜水壓力，及海側之動水壓力；而抗傾覆力則有沉箱之正向力 $N =$ 和沉箱海側之靜水壓力。抗傾覆之安全係數，計算方式如下：

$$F_S = \frac{(W' - K_v \cdot W) \cdot L_N + P_{WS} \cdot L_{WS}}{K_h \cdot W \cdot L_I + P_{AE} \cdot L_{AE} + P_{WL} \cdot L_{WL} + P_{WES} \cdot L_{WES}} \dots (2.12)$$



沉箱之底部土壤承載力穩定性分析主要採用淺基礎之土壤承載力計算方式，根據交通部運研所「港灣構造物設計準則修訂」第五篇第二章中淺基礎承載力分析之相關規定，淺基礎在砂質土壤情況之容許承載力以下式計算之：

式中， q_a ：基礎承载力(考慮基礎在水中部分所受之浮力)(kN/m²)

D: 基礎設置深度(m)

γ_1 : 基礎底面下地層土壤單位重(kN/m³)

γ_2 : 基礎底面上地層土壤單位重(kN/m^3)

N_r 、 N_q ：承載力因數(如圖 2.19 所示)

β : 基礎形狀係數(如表 2.3 所示)

F：安全係數；重要結構物：2.5 以上；一般結構物：1.5 以上

而沉箱基礎在地震時所承受之垂直力 F_V 則以沉箱載重作用於基底之垂直力表示，計算方式如式(2.14):

$$F_V = \gamma'_c \cdot h_c + K_V \cdot \gamma_c \cdot h_c + P_{AE} \sin \delta \dots\dots\dots (2.14)$$

式中， γ'_c ：沉箱有效單位重(kN/m³)

h_c ：沉箱高(m)

K_V ：垂直地震係數

γ_c ：沉箱單位重(kN/m³)

P_{AE} ：動態主動土壓力(kN/m²)

δ ：沉箱後壁與背填土壤間之介面摩擦角

$P_{AE} \sin \delta$ ：地震時動態主動土壓力合力於垂直向的分力

為確保沉箱底部之土壤承载力足夠，基礎承载力 q_a 必須大於沉箱基礎之垂直力 F_V ，否則沉箱無法自立，便會發生破壞，此時即須對沉箱進行重新設計。

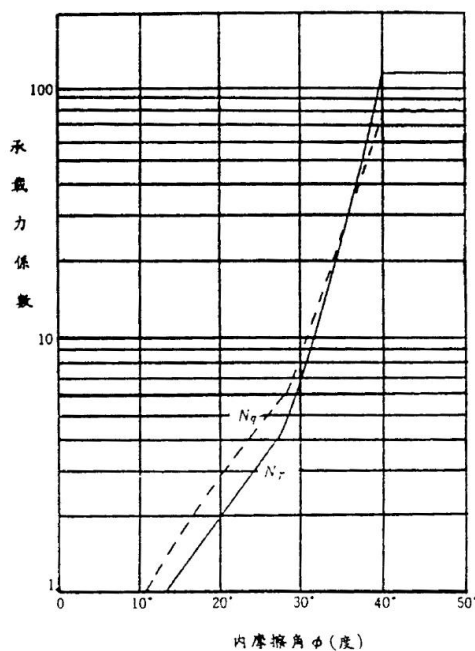


圖 2.19 承载力係數(港灣構造物設計準則修訂)

表 2-3 基礎形狀係數(港灣構造物設計準則修訂)

基礎底面形狀	連續形	正方形	圓形	長方形*
β	0.5	0.4	0.3	0.5-0.1(B/L)

*註 B：長方形基礎之短邊長

L：長方形基礎之長邊長

2.3.2 簡化動力分析法(滑動塊體分析法)

相對於擬靜力分析法和有限元素法，滑動塊體分析法(sliding block analysis)把結構主體視為可滑動之塊體，地震力為作用於結構基礎之地震加速度歷時，主要分析土工結構受地震超出抗滑能力時之反應，已及計算地震引致之總滑移量。為了評估重力式碼頭結構物受地震力作用之滑移量，根據 Newmark 提出的簡易滑動塊體法來分析剛性塊體在於水平地表運動過程期間所導致的總滑移量，如圖 2.20 所示。假設質量 m 的塊體為剛體，放置於水平表面上，而滑動面的力學行為與彈塑性模式相符合；當地震發生時，塊體之水平方向慣性力由滑動面之抗剪力來維持塊體的動態平衡，所以塊體之運動狀態與滑動面所提供的抗剪力有關。

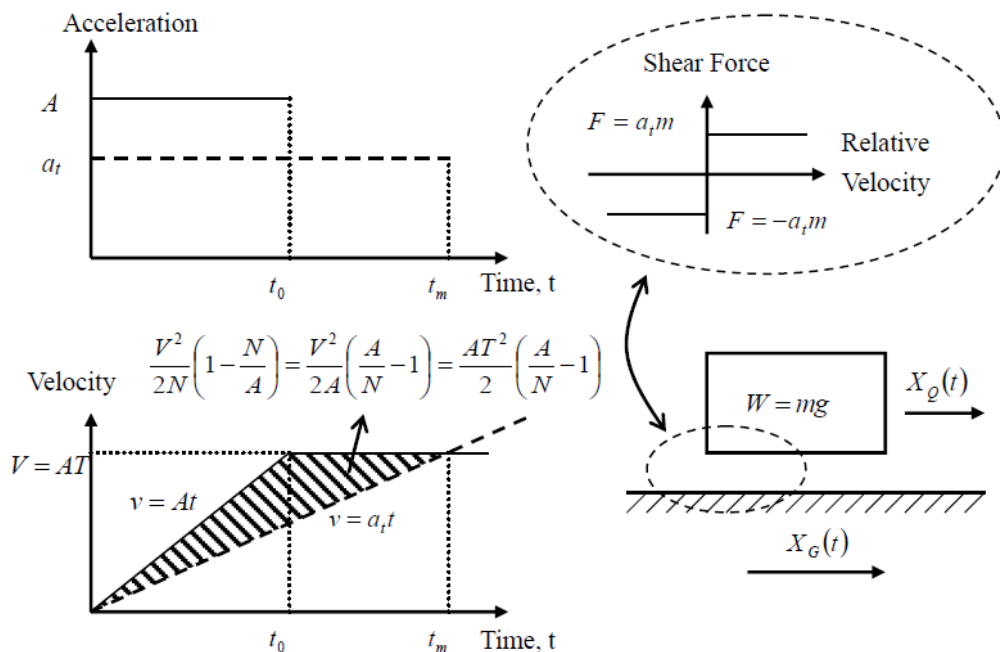


圖 2.20 Newmark 之滑動塊體分析法概念(Newmark 1965)

當地震發生時，假設地表位移歷時為 $X_G(t)$ ，塊體位移歷時為 $X_Q(t)$ ，塊體因受慣性力作用而有向外滑動之趨勢，並由滑動面之抗剪力來維持塊體的動態平衡。當塊體未滑動時，塊體與地盤一起運動；當塊體之水平慣性力大於滑動面之極限抗剪力之瞬時，則塊體與地表之間就會有相對運動發生，此時之加速度稱為臨界滑動加速度 a_t ；而在滑動期間，若地盤與滑動塊體之相對速度減為零時，則滑動停止，塊體再次與地表一起運動。根據滑動面與彈塑性模式之假設，滑動期間之滑動塊體加速度以等加速度 a_t 運動，因而將塊體與地表間的相對加速度積分二次則可求得塊體滑移量。重力式碼頭利用滑動塊體分析法之簡化動力流程如圖 2.21 所示。

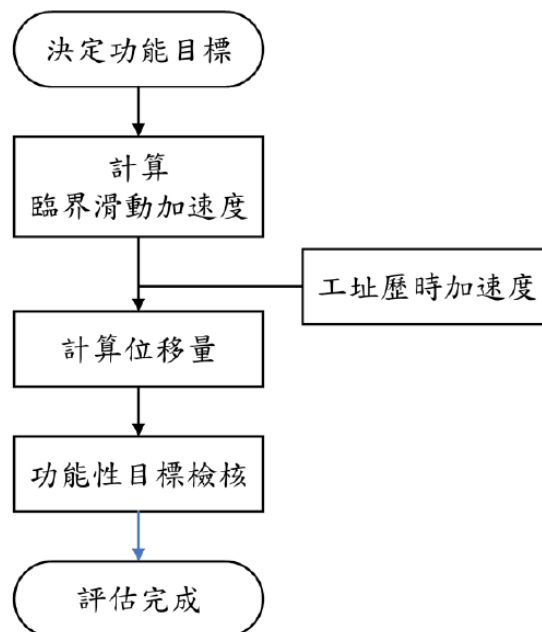


圖 2.21 重力式碼頭簡化動力分析(滑動塊體分析)流程圖

2.3.3 動力分析法

重力式碼頭的動力分析法，一般可採用有限元素(finite element method, FEM)或有限差分(finite difference method, FDM)等數值方法，模擬「碼頭-基礎拋石」與「碼頭-背填材料」兩者結構土壤介面之滑動行為，並考慮超額孔隙水壓激發對碼頭穩定性及變位之影響，已及土層

之非彈性行為，利用具代表性之實際地震紀錄作為輸入運動，進行非線性動力歷時數值分析，探討在所考量地震等級下，重力式碼頭結構之性能表現能否符合性能要求，以評估其耐震能力。

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

液化土壤－擋土結構系統之動態行為實際上應為耦合反應(coupled response)，即經由土壤傳播之地震波會造成擋土牆與上部結構震動，且上部結構之震動亦會影響下方土壤之動態行為，分析液化土層之擋土結構系統時更需將因孔隙水壓激發造成之地震波傳遞影響及液化土層側向位移一併考量，但其物理模式複雜，為簡化分析，實務上多採將土壤動態反應與擋土結構個別分析之非耦合分析(decoupled analysis)，並以動態 Winkler 系統模擬土壤－擋土結構之互制行為。其物理模型如圖 2.22 所示，Winkler spring 之功用為連結土壤與土中結構元素之介面，其物理意義為使其力學反應可彼此連結，於數值模擬中則為連結土壤固體元素與結構樑元素或不同材料間之介面元素(interface element)，以形成完整勁度矩陣。沉箱碼頭分析時將沉箱模擬為埋置土中之固體彈性元素，周圍土壤以 Winkler 彈簧模擬土壤勁度並以並聯或串聯之 dashpot 模型模擬土壤阻泥(damping)效應。

土壤動態反應分成二區：近場區(near field)及自由場(free field)，自由場為單純考慮向上傳播之剪力波造成之地盤反應，其反應與土中結構元素互不影響，近場區則考慮土壤－結構互制效應之土層反應，近場區之土壤元素反應除受地震波影響外，亦受結構反應影響，結構元素亦受地震波與近場土壤元素影響，近場區連結結構與土壤元素之 Winkler spring 多採用可模擬非線性彈塑性質之彈簧，考慮背填土液化時尚須將孔隙水壓力激發對土壤勁度與彈簧勁度改變加以考慮。

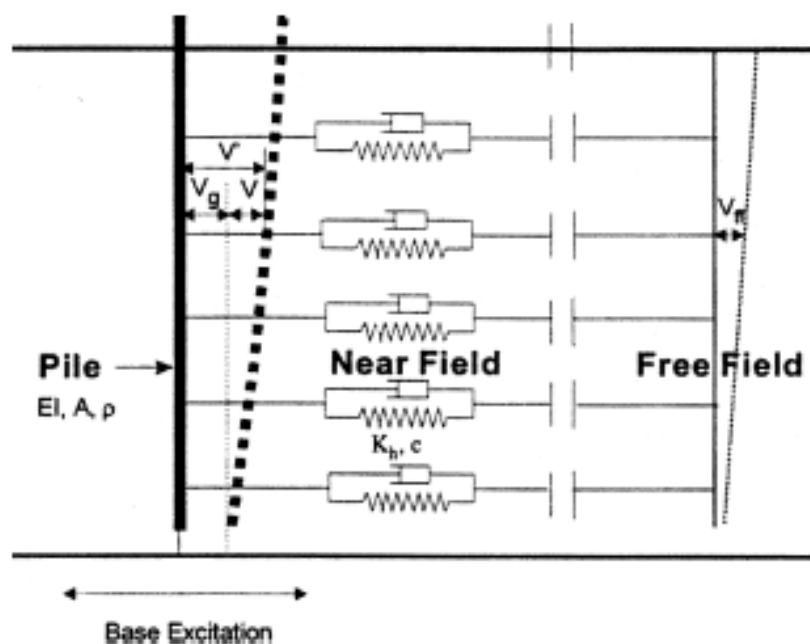


圖 2.22 Bean on Winkler Footing 模型示意圖 (Finn and Fujita 2002)

Klar and Frydman (2002, 2004)以有限差分程式 FLAC 結合 Martin et al. (1975)之孔隙水壓力激發模式並考慮水壓消散行為進行時間域三向度液化土層－基樁動態分析，其結果相當接近於考慮耦合反應之有效應力分析，其缺點為土壤勁度與孔隙水壓分別考慮。

本計畫將以 FLAC 程式進行動態有效應力分析，FLAC 為有限差分數值分析程式，其內建之 Finn Model 與 Martin et al. (1975)相同，可進行與 Klar and Frydman (2002, 2004)所建議之程序相同之時間域動態有效應力分析，本計畫前期亦以 FLAC 與 FLAC3D 及其 Dynamic option 進行自由場與棧橋式碼頭動態有效應力分析，其程序類似於 Klar and Frydman (2002, 2004)之建議，其定性行為與文獻及現地地震後觀測結果類似。

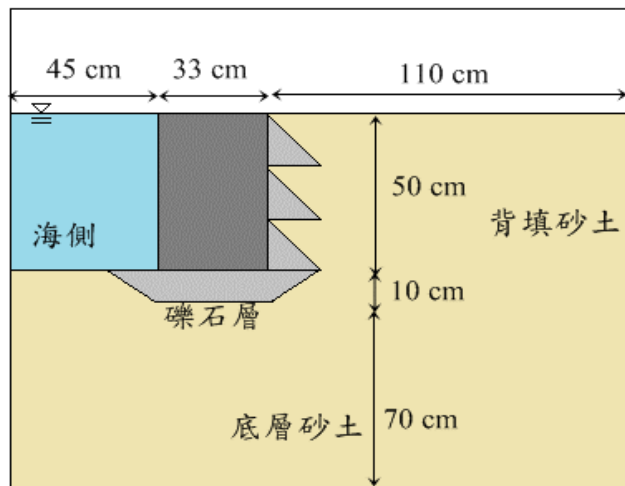
第三章 沉箱式碼頭模型震動台液化試驗

3.1 試驗簡介

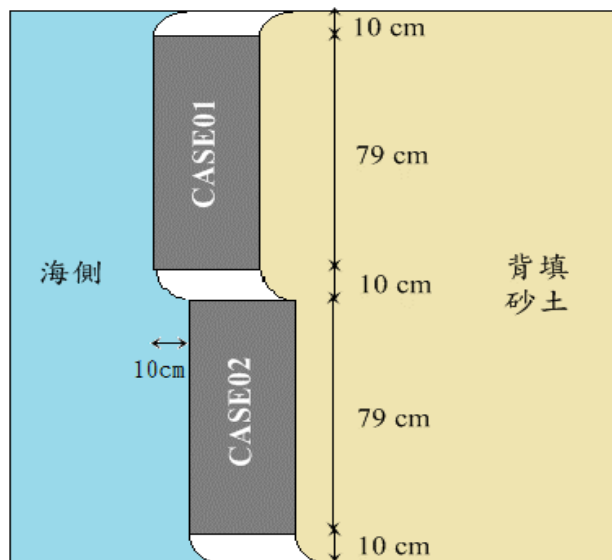
本研究之目的為考慮土壤-結構互制反應之動態有效應力震動台模型試驗，並配合沉箱模型之數值模擬，以探討沉箱碼頭受震後之反應。沉箱又稱為重力式碼頭岸壁（Gravity-type Quay Wall），基礎對沉箱的穩定性有很大的影響，因此實驗準備兩組沉箱模型，一為在沉箱底部鋪設 10cm 厚之礫石層，另一組底部則無礫石層與海床直接接觸，並在相同加速度條件下進行動態試驗，以比較基礎拋石對沉箱穩定性之影響。

3.2 沉箱震動台模型配置與模型準備

依據 102 年度所進行之一系列簡化分析、簡化動力分析及數值模擬成果，規劃之沉箱模型其配置如圖 3.1 所示。本實驗規劃兩組沉箱除互為備份外，其下方基礎一為有 10 cm 厚之礫石層（CASE01），另一組與海床直接接觸（CASE02），其目的為比較沉箱基礎下方之拋石對沉箱抗震穩定性之影響。兩組沉箱間預留約 10 cm 之間距，以避免其側向互相影響，沉箱之間空隙並以橡膠墊阻隔背填砂土及礫石。而在邊界的部分，沉箱側邊與剪力盒留有 10 cm 之間距，且以厚橡膠墊阻隔背填材料。圖 3.1（a）為沉箱模型於剪力盒之中之側視圖，而背填礫石分為三層以三角形分佈，每層厚度約 15 cm。沉箱模型之背填及底部使用乾淨之越南砂回填。而兩組沉箱背填及 CASE01 底部鋪設之礫石層使用天然六分石。量測儀器包括砂土中加速度計及水壓計、沉箱背及底部之土壓計及加速度計量測介面土壓力及沉箱反應，另於兩組沉箱背分別架設 Shape Accelerometer Array（SAA）監測沉箱之運動量。詳細內容於下節介紹。



(a) 沉箱模型測試圖



(b) 沉箱模型上視圖

圖 3.1 沉箱模型於剪力盒中之配置圖

3.3 試驗設備

3.3.1 大型雙軸向層狀剪力試驗盒

本研究使用大型雙軸向剪力試驗盒（翁作新等, 2001）模擬沉箱式碼頭於半無限空間土層中之受震行為。此剪力試驗盒由十五層內外複合框架組合而成，剪力試驗盒內框尺寸長寬高分別為 188 cm、188 cm

及 152 cm，外框尺寸長寬高分別為 194 cm、234 cm 及 152 cm。在外框之外有鋼性外牆以供支撐 (圖 3.2)。

試驗之砂土試體及沉箱模型置於內框中進行受震模擬。在剪力試驗盒外框之相對邊上裝設有成對的線性滑軌，以提供外框相對於外牆在 X 方向的滑動，而內框上亦有成對線性滑軌之裝置，以提供內框相對於外框在 Y 方向的滑動 (圖 3.3)。如此設計，剪力試驗盒便可模擬雙軸向的土層震動。

另外考慮到柔性邊界之運動機制，剪力試驗盒之內外框皆以十五層框架堆疊而成，在試驗過程中雖然單一框架本身因具有相當之剛性而無法產生變形，但各框架間可存在水平向的相對運動，因此剪力試驗盒中之砂土試體在縱剖面上可隨地震波作用而變形 (圖 3.4)。

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

3.3.2 大型砂土質落箱

本試驗採用固定式質落裝置進行試體準備工作 (圖 3.5)，質落裝置共分為三大部分：(1)質落箱本體(2)可抽換式多孔盤(3)分散器。質落箱本體 (圖 3.6) 用以放置試驗用氣乾土樣，其底板鑽有平均分布之孔洞，使砂土通過孔洞下落，孔洞之孔徑為 40 mm。在質落箱本體下方接以可抽換式多孔盤 (圖 3.7)，其孔徑分別有 15 mm、20 mm、30 mm 及 40 mm，可視需要選用。質落的開始與結束以按壓控制鈕加以控制，因可抽換式多孔盤之開關由一組電動馬達控制，使開關動作可在一秒內完成，因此消除因開關時間不一致而使空間上質落量不均之虞慮。在可抽換式多孔盤下方接有分散器 (圖 3.8)，即四面相隔 7 cm 的篩網，網目大小為 4.76 mm，線徑為 1.6 mm，並彼此交錯成 45°，以達到砂土均勻質落入剪力試驗盒內之目的。

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

1. 均勻性：砂土經由空氣實落至注水剪力試驗盒中時，部份砂土顆粒直接沉降至剪力試驗盒底部，而較慢落下的部份則持續受到上部落砂之衝擊，在水中不斷翻湧，直至實落結束後才緩慢沉降。根據試驗觀察，濕沉降法之試體準備方法可得到平整的砂土試體表面。
2. 飽和度：砂土在經過一段時間的翻湧後，附著於砂土顆粒上密度較小之空氣及塵埃會被趕散而懸浮於水面上。翁作新等（2003）進行砂土濕實降法後之壓力波速量測，結果顯示壓力波在所準備的試體中傳遞時，所得到的波速與其在水中的波速相近，由此可判斷經由濕實降法所得到的大型試體飽和度良好。

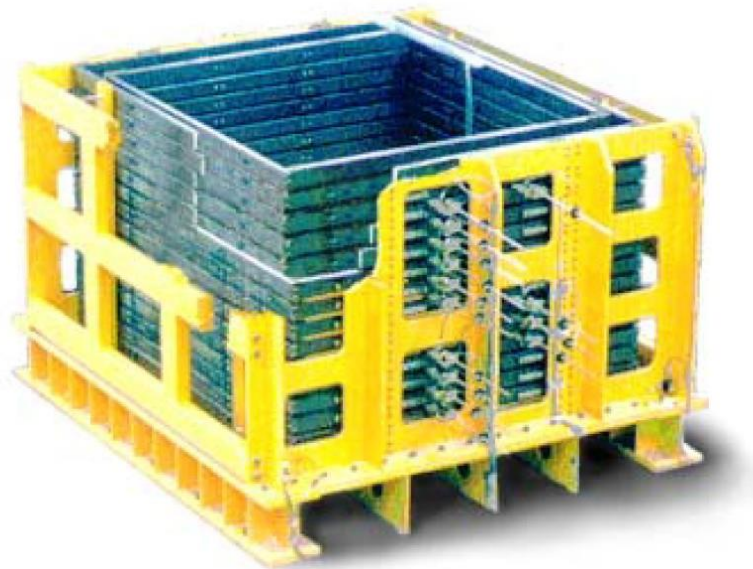


圖 3.2 雙軸向剪力試驗盒外觀（翁作新等，2001）

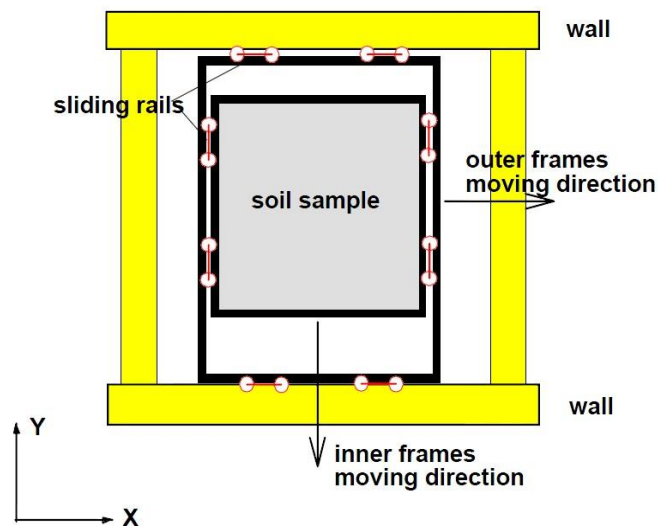


圖 3.3 內外複合框架配合兩組滑軌 (翁作新等，2001)

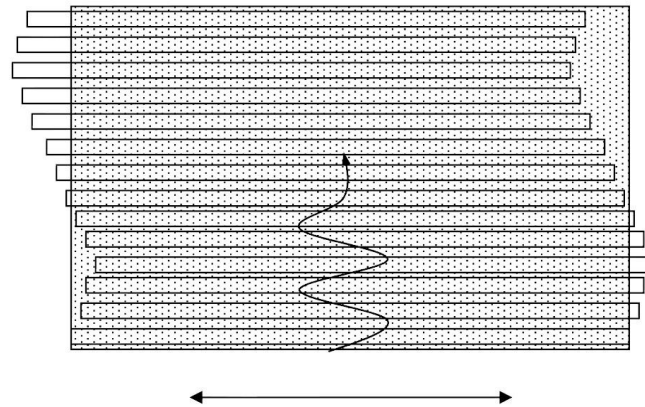


圖 3.4 剪力試驗盒運動型態示意圖(翁作新等，2001)



圖 3.5 以貫落裝置進行試體準備



圖 3.6 實落箱本體裝填欲實落之越南砂

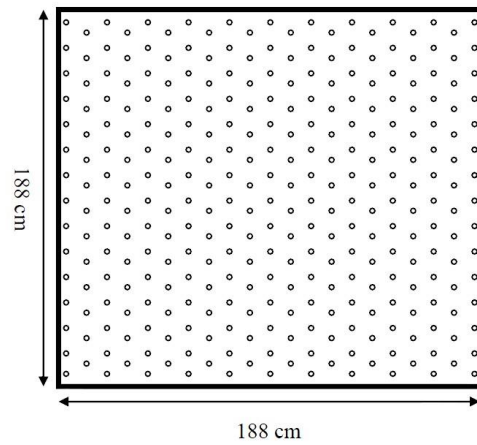
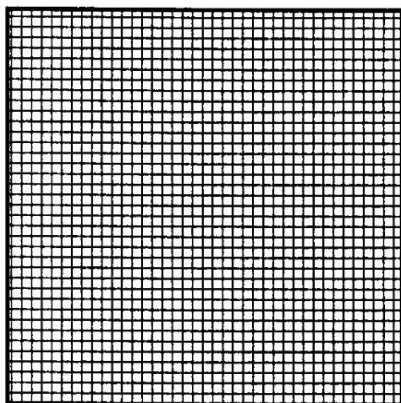
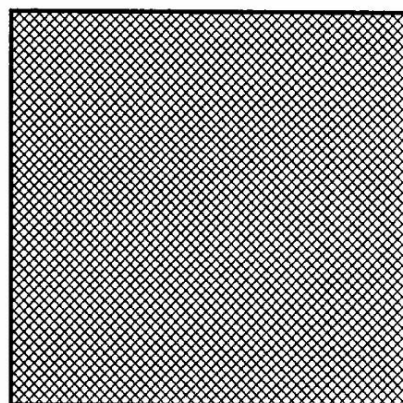


圖 3.7 實落箱本體與可抽換式多孔盤之孔位配置圖（翁作新等，2003）



第一、三層篩網



第二、四層篩網

圖 3.8 分散器－實落箱底部篩網（翁作新等，2003）

3.3.3 沉箱式碼頭模型

本實驗以角鋼做為骨架，3.1mm 厚之鋁版包覆，並以礫石填充，符合沉箱之剛性結構，實體模型如圖 3.9 所示。本實驗規劃使用兩組沉箱除互為備份外，其中一組沉箱底部鋪設 10cm 厚之礫石層 (CASE01)，另一組沉箱底部與海床直接接觸 (CASE02)，可比較基礎拋石對沉箱穩定性的影響。而兩組沉箱之間留有 10cm 之空間並使用薄橡膠墊連結，不僅可阻隔背填礫石與砂土，並可降低兩組沉箱之間的相互影響。在邊界的部分，使用厚橡膠墊，可避免在實驗過程中背填材料移動至海側。

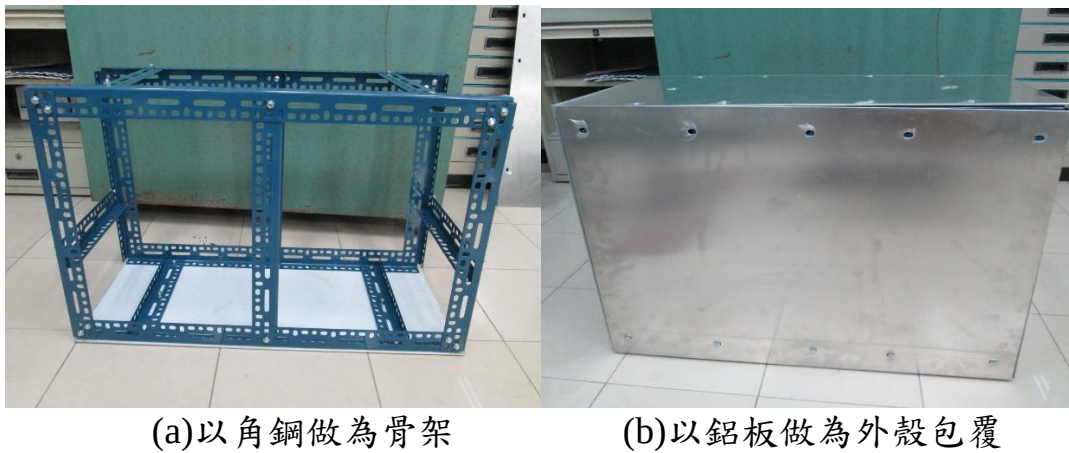


圖 3.9 沉箱模型實體

3.3.4 量測儀器介紹與配置

本實驗使用六種量測儀器分別架設於沉箱表面、砂土內部、剪力盒外部與震動台，表 3-1 列出為本實驗所使用之量測儀器其廠牌、型號、量測範圍及本研究所使用之編號。

圖 3.10 為量測儀器配置圖，本實驗規劃於海側、近岸與自由場分別監測水壓 15 處，編號為 WP1~WP15，其架設位置與高程列表於表 3-2。試體質點加速度計架設位置與水壓計相同，且另外分別於兩組沉箱背各架設一顆，共計 17 顆，編號為 PCB1~PCB17，其架設位置與高程列於表 3-2。而為監測沉箱之介面土壓，於沉箱背及沉箱底部分別架設土壓計共 16 顆，本實驗使用兩種土壓計架設於同一點位做為對照，

分別為 KYOWA 之鈕扣式土壓計 8 顆，編號為 PG1~PG8，及 Tekscan 之 Tactile sensor（薄膜式感測器）8 片，其編號為 TS1~TS8，土壓計之架設位置與高程列表於表 3-3。

表 3-1 量測儀器型號表

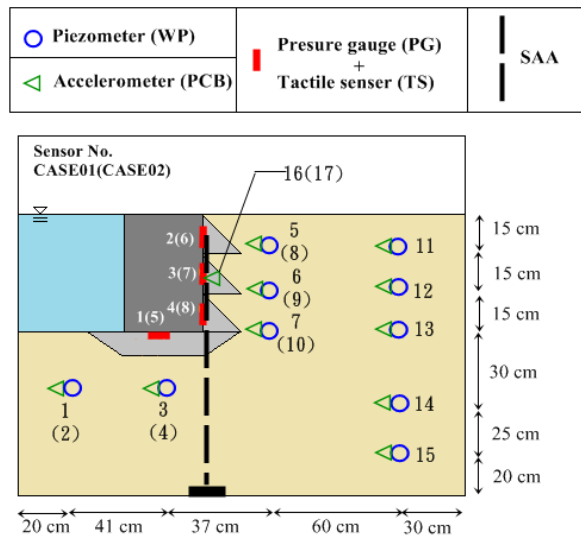
量測儀器	廠牌	型號	量測範圍	編號	數量
加速度計	PCB	w352-C65	0.2~20k Hz	PCB#	17
水壓計	Druck	PCDR 81	100 kPa	WP#	15
土壓計	KYOWA	BEC-A	1 MPa	PG#	8
	Tekscan	A201	4.4 N	TS#	8
shape accelerometer array (SAA)	Measurand		0.029°~60°	SAA#	2
框架位移計	Temposonics		精度0.01mm	DX#	13

表 3-2 砂土試體內部水壓計及加速度

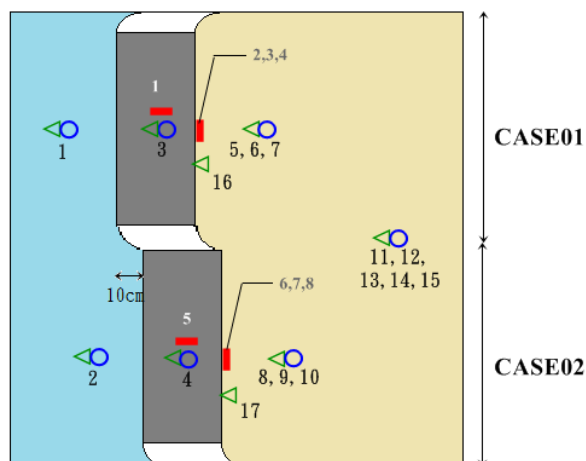
Sensor Name	Sensor Name	Elevation (cm) (Ground surface is 120cm)
WP1	PCB1	45
WP2	PCB2	45
WP3	PCB3	45
WP4	PCB4	45
WP5	PCB5	105
WP6	PCB6	90
WP7	PCB7	75
WP8	PCB8	105
WP9	PCB9	90
WP10	PCB10	75
WP11	PCB11	105
WP12	PCB12	90
WP13	PCB13	75
WP14	PCB14	45
WP15	PCB15	20
	PCB16	CASE01 沉箱背中點
	PCB17	CASE02 沉箱背中點

表 3-3 沉箱表面土壓計列表

Sensor Name	Sensor Name	Elevation (cm) (Top of cassion is 50cm)
PG1	TS1	CASE01 沉箱底部
PG2	TS2	CASE01 沉箱背 38cm
PG3	TS3	CASE01 沉箱背 26cm
PG4	TS4	CASE01 沉箱背 14cm
PG5	TS5	CASE02 沉箱底部
PG6	TS6	CASE02 沉箱背 38cm
PG7	TS7	CASE02 沉箱背 26cm
PG8	TS8	CASE02 沉箱背 14cm



(a)量測儀器配置高程圖



(b)量測儀器配置高程圖

圖 3.10 各量測儀器於剪力盒中之配置圖

為監測沉箱模型於各次實驗中之運動量，於兩組沉箱背各架設一支 Shape Accelerometer Array (SAA)，共計 2 支，其編號為 SAA1 及 SAA2。SAA 為一長型帶狀之量測儀器，於頂底並中間段等間距設定節點，節點與節點中間有感測子可量測該點位之質點加速度及轉角，再經過 SAA 中內建之微處理器對加速度及轉角資料進行積分而得到質點變位，因此可了解受測試體之變位情形。本次試驗所使用之 SAA 分為 8 段共 9 個節點，因此可得到 8 個點位的加速度記錄，及 9 點位的位移記錄。SAA 縱向裝設測得受測試體質點之側向變位，或水平向裝設得到質點垂直變位，本研究採用前種裝設方式，如此測得沉箱受震後之側向變位。此外，框架之運動量使用框架位移計做監測，架設於第 3 層至第 13 層，共計 11 支，其編號為 DX3~DX13，圖 3.11 為剪力盒外部框架位移計之配置圖。

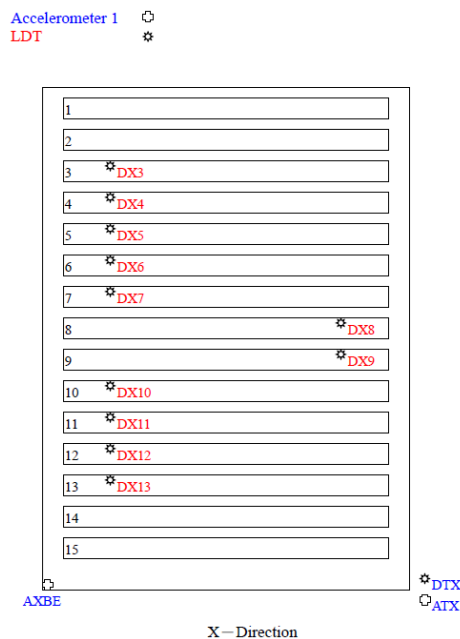


圖 3.11 剪力盒外部支位移計、加速度計配置圖

3.4 試體準備與試驗步驟

本實驗之試體準備步驟依序為：(1)架設量測儀器；(2)注水至所需高程，並實降底部底部之越南砂；(3)於 CASE01 沉箱位置挖除表面約 10cm 之越南砂，並鋪設 10cm 厚之礫石層；(4)吊掛沉箱至預定位置；

(5)再次分層注水，並分為三層人工回填沉箱背之礫石及砂土層。詳細內容於下方依各小節分別描述。

3.4.1 量測儀器架設

砂土試體內部之量測儀器包含加速度計與水壓計，其綁設步驟條列如下：

1. 以釣魚線依照預綁設量測儀器之座標拉出經緯線，並固定於剪力盒外牆。並按照所需要之座標拉出垂直向之釣魚線以掛勾固定於剪力盒底部。
2. 於垂直向之釣魚線上標記出量測儀器所在之高程。
3. 將水壓計以膠帶按設計高程固定於釣魚線上，並注意水壓計上方之透水石應露出，以達到監測效果。
4. 依照相同方法將加速度計固定於釣魚線上，須注意由於加速度計有方向性之考量，綁設時需再三確定加速度計之方向正確。

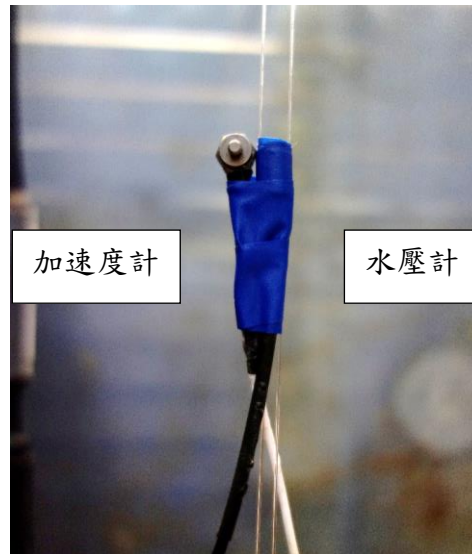
圖 3.12(a)為水壓計與加速度計綁設完成後之特寫，右方為水壓計，左方為加速度計。圖 3.12(b)為 CASE02 近岸處 (位置 C2) 三個高程分別綁設加速度計與水壓計之完成圖。為減少釣魚線於實驗震動中對量測儀器之束制，於實驗進行前釣魚線將全數剪斷，使量測儀器在震動時可隨著砂土試體自由震動。

3.4.2 沉箱模型架設

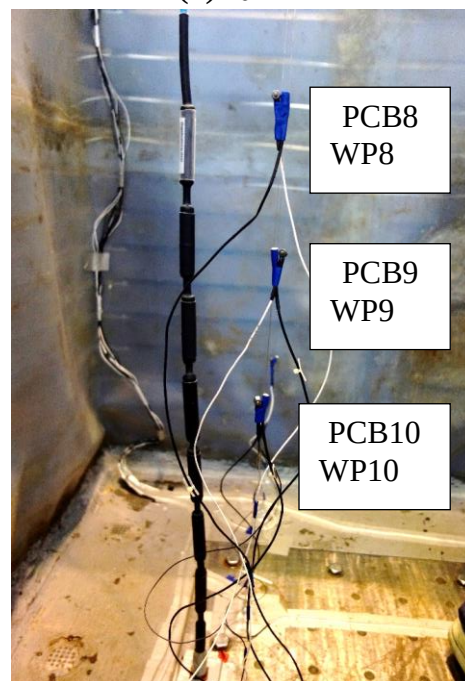
本實驗之沉箱模型由角鋼及鋁板所構成，沉箱表面之量測儀器包含土壓計、加速度計及 SAA。沉箱模型之架設步驟條列如下。

1. 於沉箱表面標記出量測儀器之點位。
2. 於沉箱兩側分別固定厚橡膠墊，兩組沉箱之間固定薄橡膠墊。
3. 將量測儀器包含土壓計 16 個、加速度計 2 個固定於沉箱上。
4. 將沉箱吊放置預先實降完成之砂土上。
5. 於沉箱內部填充礫石。

圖 3.13 為沉箱架設完成圖，圖中右方沉箱為 CASE01，基礎為 10cm 厚之礫石層，圖中左方沉箱為 CASE02，基礎為砂土。然而在安置沉箱時發現 CASE02 之 SAA 已歪斜，為了將沉箱與 SAA 貼合，所以將 CASE02 之沉箱模型向後退約 10 公分。沉箱前方塑膠桿為非固定之臨時支撐，用於防止在岸側進行人工回填時之沉箱受到背填砂土及礫石作用而發生位移。



(a)近照



(b)綁設完成

圖 3.12 水壓計與加速度計綁設完成

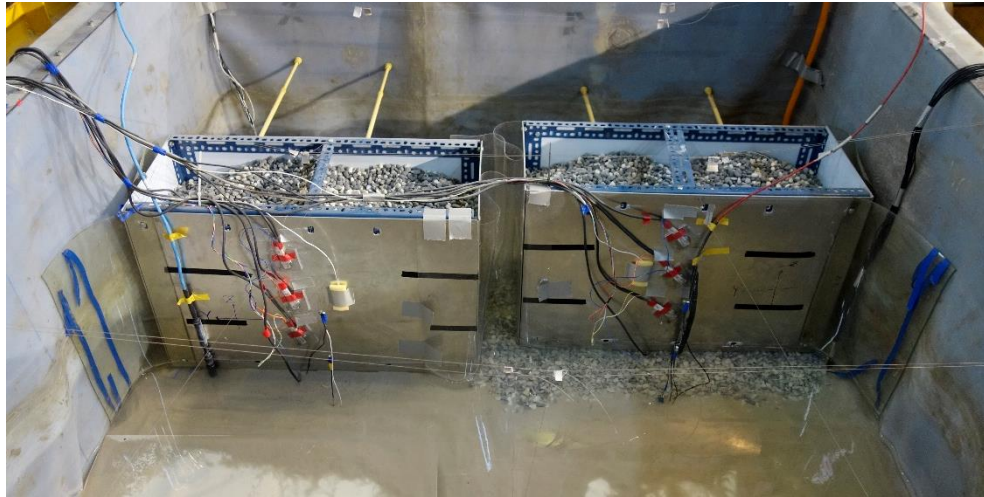


圖 3.13 沉箱吊放完成

3.4.3 砂土質降與人工回填

因沉箱碼頭模型之面海側及回填側砂面高程不同，且需人工回填礫石，含基礎礫石及背填土礫石，無法全程使用貫落裝置進行砂土試體準備。本研究之砂土試體準備主要分為以下階段：

1. 注水入剪力試驗盒中。
2. 使用貫落箱貫落。
3. 基礎挖除 10 公分，以人工回填礫石。
4. 以天車吊掛沉箱至選定位置並將內部填滿礫石。
5. 背填砂土及礫石分為三層以人工回填。

依照試驗規劃，第一階段在剪力試驗盒內注入足夠高度的水，使貫落完成後水面高度仍高於砂面高度。注水量與落砂量之控制，可依從前使用濕沉降法所得的試體孔隙比經驗概略估算。第二階段以貫落箱貫落砂土至挖泥線高程，第三階段將 CASE01 底部以人工挖除 10 公分深度的砂土，並回填礫石（圖 3.14）。第四階段將兩組沉箱以天車吊掛至規劃之位置，並將內部填滿礫石。第五階段分為三層依序注水及人工回填背填礫石以及砂土（圖 3.15）。回填完成後，靜置試體約 24 小時，待砂土完全沉澱後完成試體準備（圖 3.16）。



圖 3.14 海床質降完成後，CASE01 基礎砂土換置成礫石



圖 3.15 分三層依序注水、回填礫石、砂土



圖 3.16 試體準備完成照

3.4.4 試驗規劃

本實驗之輸入地震先以小震幅白噪訊 (white noise) 進行系統完整性測試 (Test 1)，隨後以固定振幅與頻率之加速度正弦波進行試驗 (Test 2~Test 7)。真實之地震災害中造成大規模破壞之地震其頻率大多接近 1Hz，因此本實驗規劃主要採用 1Hz 之正弦波進行試驗，而最大加速度由 0.03g 至 0.2g 依序增加，直到沉箱模型明顯地位移破壞。本次實驗共進行了 7 種不同的頻率及最大加速度規劃列於表 3.4。

表 3-4 試驗輸入地震

Input motion (X Direction)	Frequency (Hz)	Amax (g)	Duration (sec)
Test 1	White noise Bandwidth 30Hz	0.03	60
Test 2	1	0.03	15
Test 3	2	0.03	7.5
Test 4	1	0.05	15
Test 5	1	0.075	15
Test 6	1	0.1	15
Test 7	1	0.2	15

3.5 震動台模型試驗資料分析與結果

3.5.1 資料分析架構

本研究所使用之量測儀器如 3.3.4 節所列，包括架設於剪力試驗盒外部之加速度計及位移計，架設於砂土試體內之微型單向加速度計及水壓計，以及架設於沉箱模型之土壓計、加速度計及 SAA。本研究對各量測儀器資料處理流程及資料間相互關係如圖 3.17 所示，並於以下各小節詳述。

本研究於資料分析前，將所有 Test 之量測資料扣除該資料之初始值，初始值之計算為取試驗開始 0 秒至 0.1 秒內之數據平均值，因此每

個 Test 各自獨立，包含水壓計、加速度計皆用此方法處理。為除去試驗進行中所產生之多餘雜訊，使用低通濾波（low-passing filter, LP）或帶通濾波（band-passing filter, BP）將雜訊濾除，以觀察受震期間之動態行為。

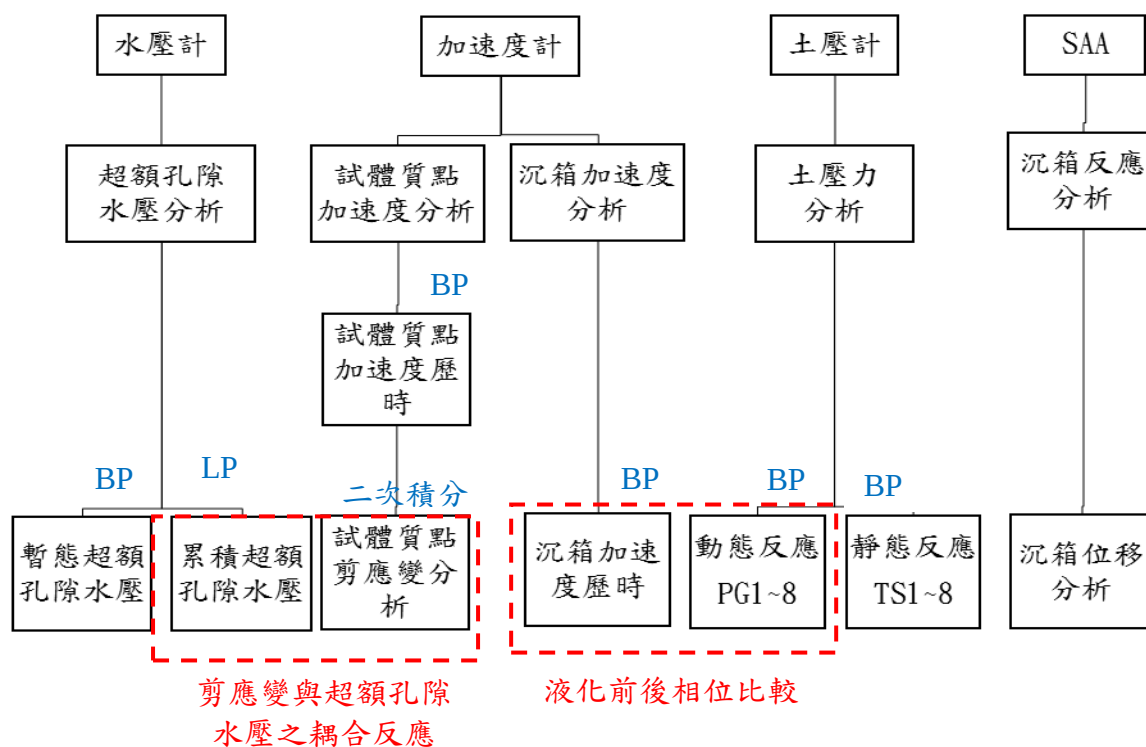


圖 3.17 資料處理架構

3.5.2 加速度計資料分析

本研究於砂土試體內部埋設了 15 個加速度計 (PCB1~PCB15)，用以觀測砂土試體質點之受震反應，所擷取之資料皆以帶通濾波（頻帶 0.25Hz~4Hz）濾除雜訊，可得到砂土受震之加速度歷時（圖 3.18、圖 3.19）。除了直接比較砂土內部之加速度，並可將加速度資料二次積分得到位移歷時，進而求取砂土內部之剪應變量。土壤的液化為剪應變及累積超額孔隙水壓的耦合反應，式 4.1 為砂土試體內部之剪應變計算公式，孔隙水壓資料分析將於下節介紹。

$$\gamma_{12} = \frac{u_{y1} - u_{y2}}{z_2 - z_1} \dots\dots\dots (3.1)$$

式中， γ_{12} ：點 1 與點 2 兩點之間之剪應變

u_{y1} ：點 1 之水平位移

z_1 ：點 1 之深度

架設於沉箱背之加速度計共計 2 顆 (PCB16~PCB17)，以帶通濾波 (頻帶 0.25Hz~4Hz) 濾除雜訊後，可比較 CASE01 與 CASE02 沉箱模型之加速度歷時 (圖 3.18、圖 3.19)，並可與沉箱背填土壓力比較相位在受震期間之變化，Miura et al. (2000) 及 Kim et. al (2004) 觀察沉箱在受震時沉箱本身慣性加速度與背填土壓之相位變化，在液化前兩者相位相反但逐漸趨於一致，當兩者相位一致表示背填土壤以達液化。

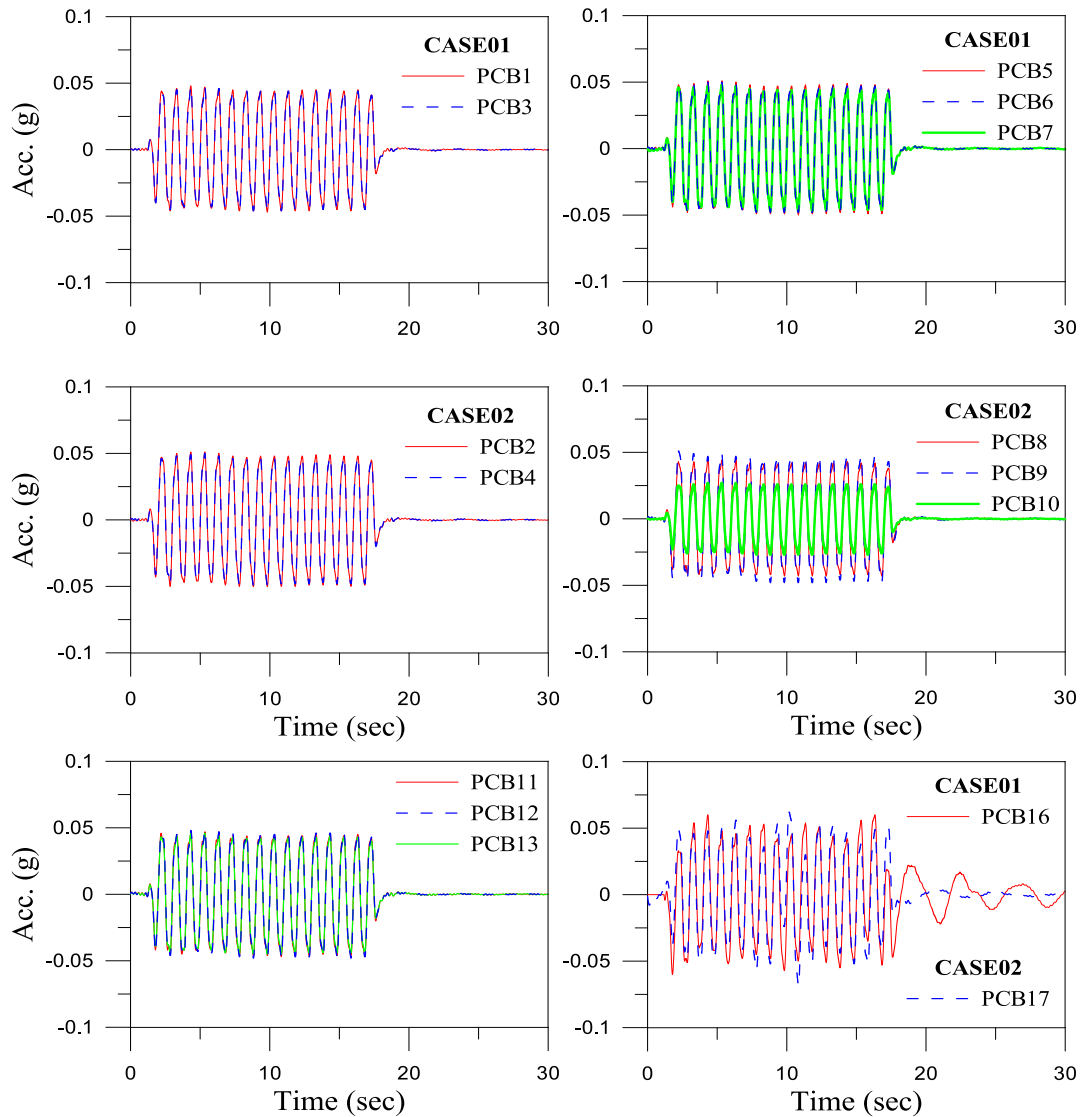


圖 3.18 Test 5 各質點加速度歷時

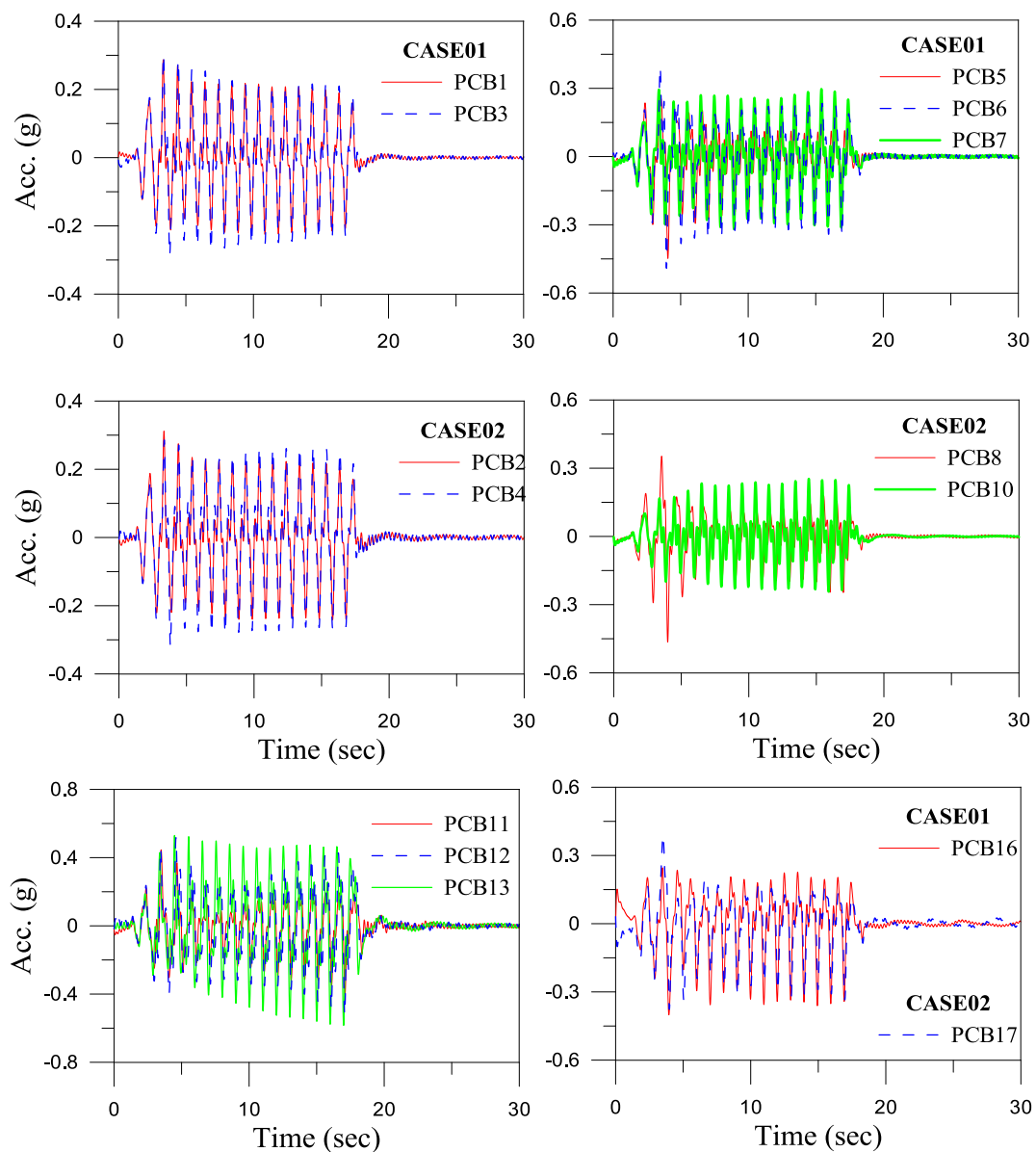


圖 3.19 Test 7 各質點加速度歷時

3.5.3 水壓計資料分析

飽和土壤在自然狀態下或受震狀態下可分為靜水壓力（pore pressure）與超額孔隙水壓力（excess pore pressure），靜水壓力為靜止狀態下含水土壤顆粒間之水壓力，超額孔隙水壓力為土壤受剪動或受到震動的過程中，因土壤顆粒間孔隙縮小，顆粒之間水來不及排出，造成孔隙間水壓上升而大於靜水壓力，上升之孔隙水壓力即為超額孔

隙水壓力，而當土壤持續受震使超額孔隙水壓力不斷上升直到等同於土壤之初始有效應力時，土壤將失去懸浮於水中並失去剪力強度如同液體般，此即為土壤液化現象，因此超額孔隙水壓為分析土壤液化行為之重點。

而在飽和土壤之動態行為中，可將超額孔隙水壓力分為暫態超額孔隙水壓力（transient excess pore pressure）及累積超額孔隙水壓力（accumulated excess pore pressure）。暫態超額孔隙水壓力為地震波經過土壤時，土壤產生暫時且可回復之剪應變時所激發之超額孔隙水壓，故暫態超額孔隙水壓只存在於土壤受震期間，且震動頻率及相角與輸入地震相同，可用帶通濾波濾出；累積超額孔隙水壓力則於土壤受震期間或緩慢或快速地累積，並在震動期間或震動完成後漸漸消散，可以低通濾波濾出。

本研究將各 Test 之水壓計資料皆扣除該 Test 之初始值(0~0.1 秒資料平均)，即為孔隙水壓扣除靜水壓以得到超額孔隙水壓力。圖 3.20 為土壤受震時超額孔隙水壓激發示意圖，分為三個部分，總超額孔隙水壓力以低通濾波濾除雜訊，其切段（cut-off）頻率為 4Hz；暫態超額孔隙水壓力以帶通濾波（0.5Hz~4Hz）濾出；累積超額孔隙水壓力以切斷頻率為 0.5Hz 之低通濾波濾出。圖 3.21、圖 3.22 分別為 Test 5(未液化)及 Test 7(液化)各質點累積超額孔隙水壓比（ r_u ）歷時。

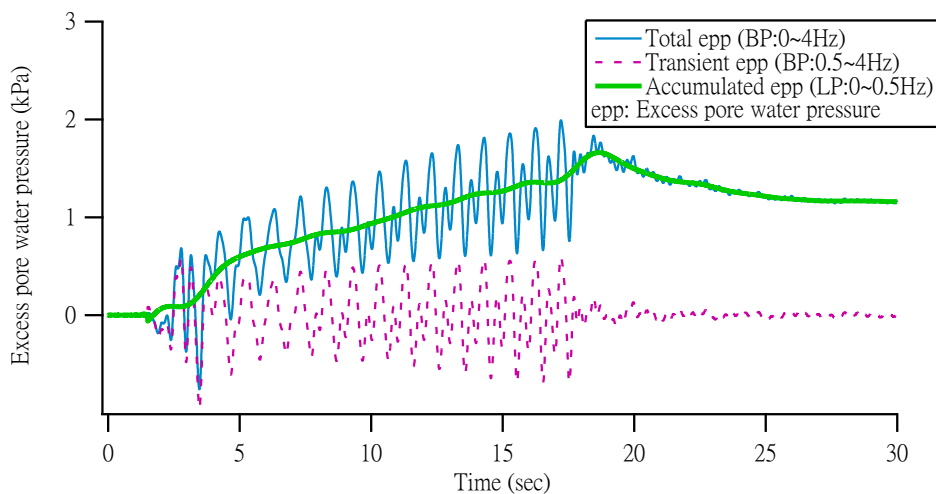


圖 3.20 超額孔隙水壓力濾波範例

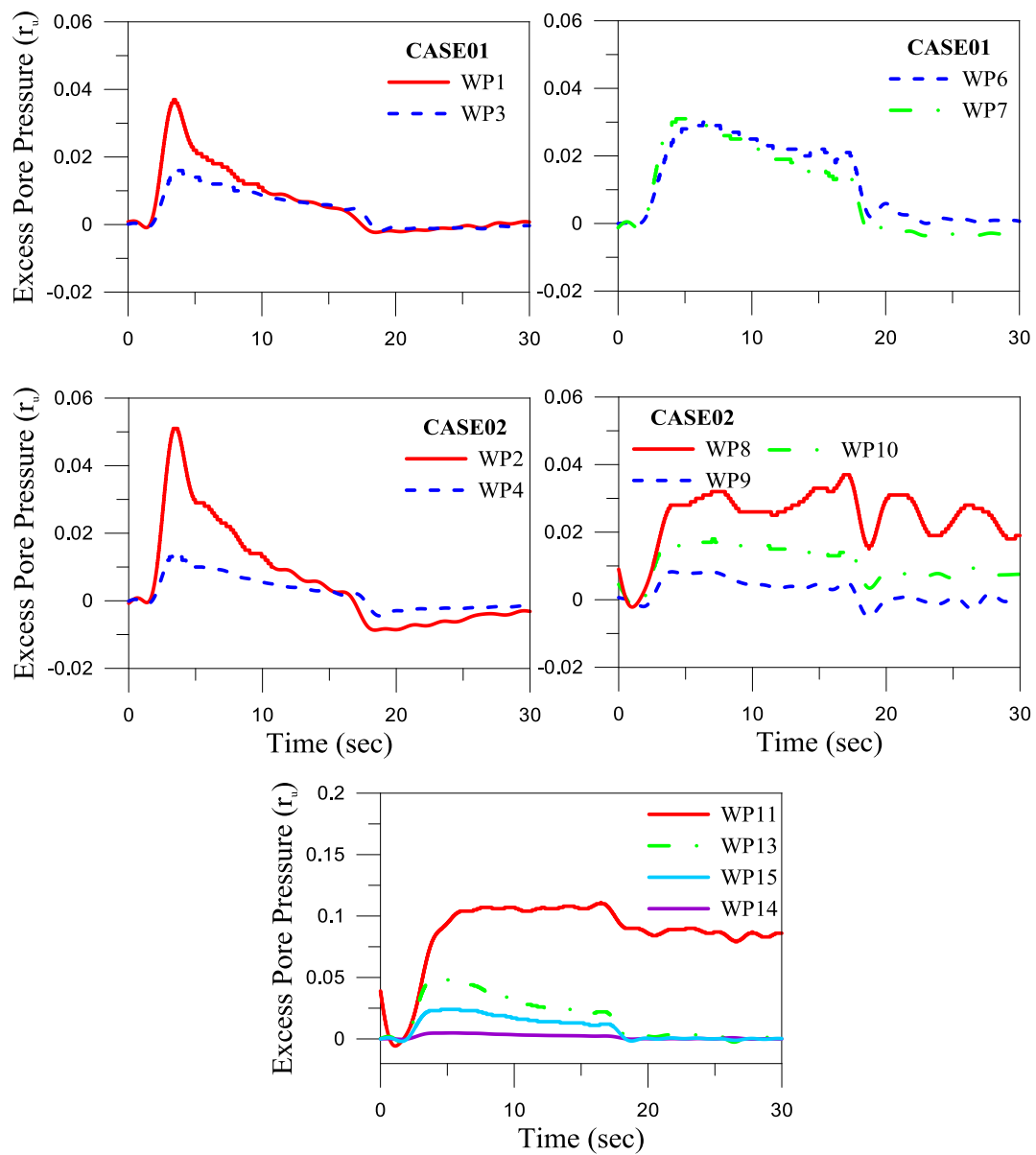


圖 3.21 Test 5 各質點超額孔隙水壓比歷時

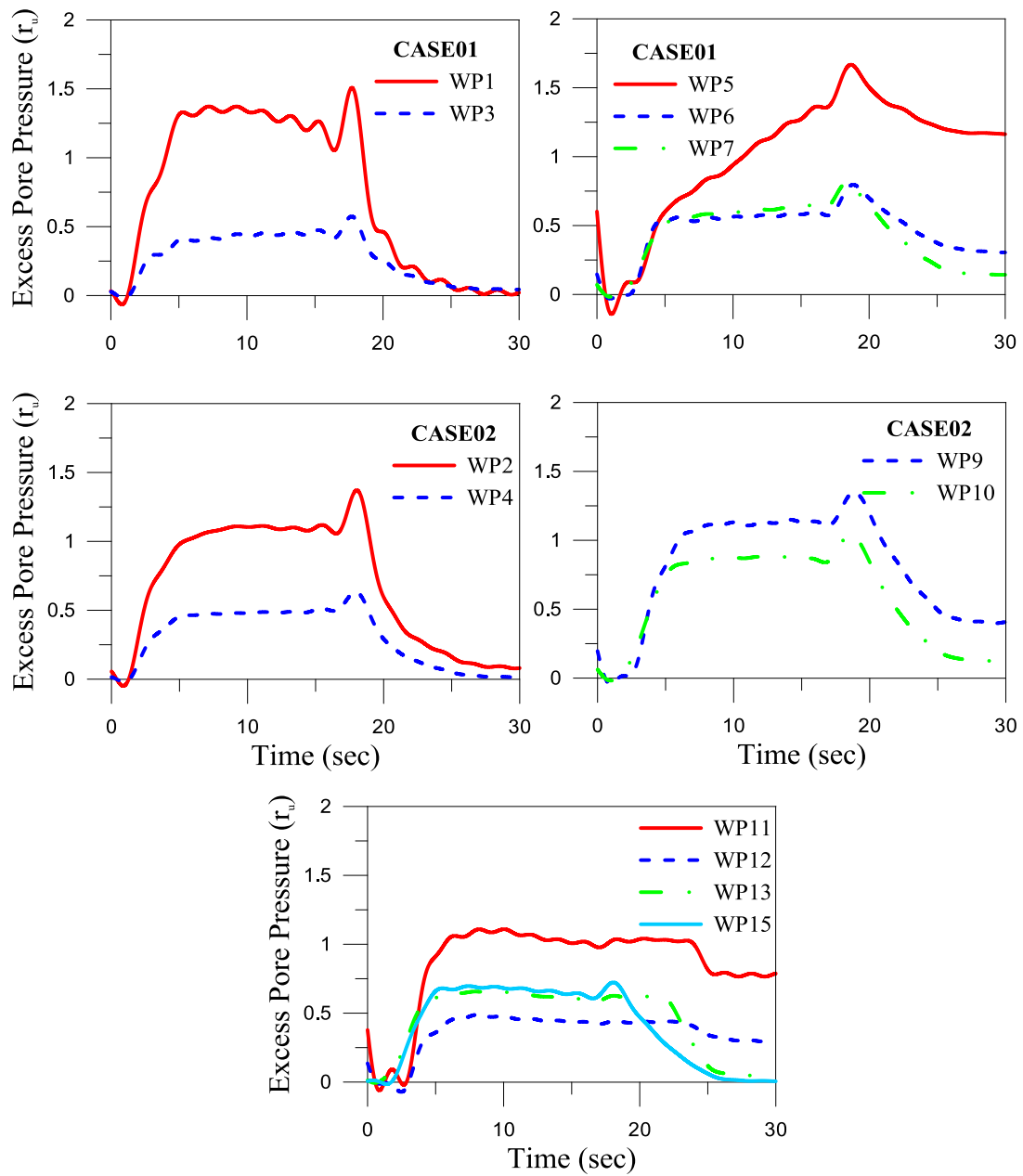


圖 3.22 Test 7 各質點超額孔隙水壓比歷時

3.5.4 SAA資料分析

本實驗將兩組 Shape Accelerometer Array (SAA) 分別架設於 CASE01 及 CASE02 沉箱背中心線位置，由底部至頂部縱向裝設。SAA 所得到之數據包含各節點之加速度歷時、轉角歷時及位移歷時，本研究擷取各輸入地震震動結束後之側向位移紀錄，可比較不同加速度下沉箱之位移量。圖 3.23 為沉箱位移歷時，扣除初始值之紀錄。圖 3.24 為 Test 1 至 Test 7 沉箱之位移紀錄。由圖 3.24(a)可看出 CASE01 之 Test 1 至 Test 6 沉箱皆無明顯位移，Test 7 沉箱有明顯向海側位移且向下沉陷的現象。圖 3.24(b)為 CASE02 之位移記錄，Test 1 至 Test 3 SAA 因試體準備時前端下沉，在 Test 5 SAA 向上彈起，Test 5~Test 6 無明顯位移，至 Test 7 沉箱有明顯向海側位移並下沉。結果顯示在 Test 6 (加速度 0.1g) 之前，沉箱所受到之加速度都不足以使沉箱產生破壞滑動。由此可得知擬靜態分析中滑動塊體分析法所假設之臨界加速度 0.15g 為合理。

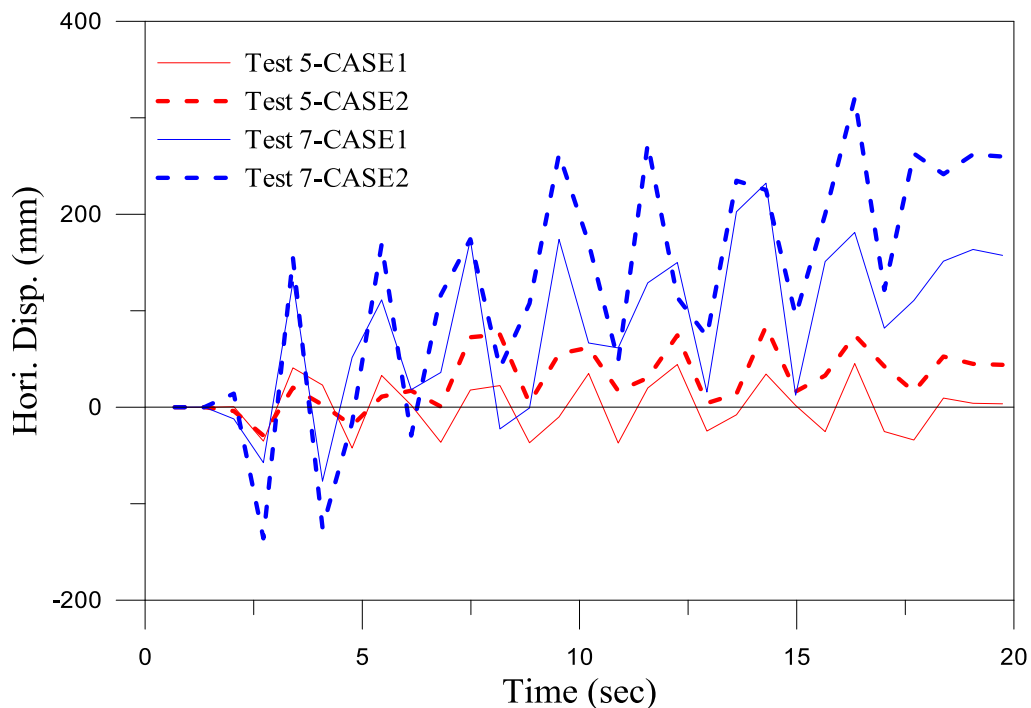


圖 3.23 SAA 紀錄之沉箱位移歷時 (Test 5 及 Test 7)

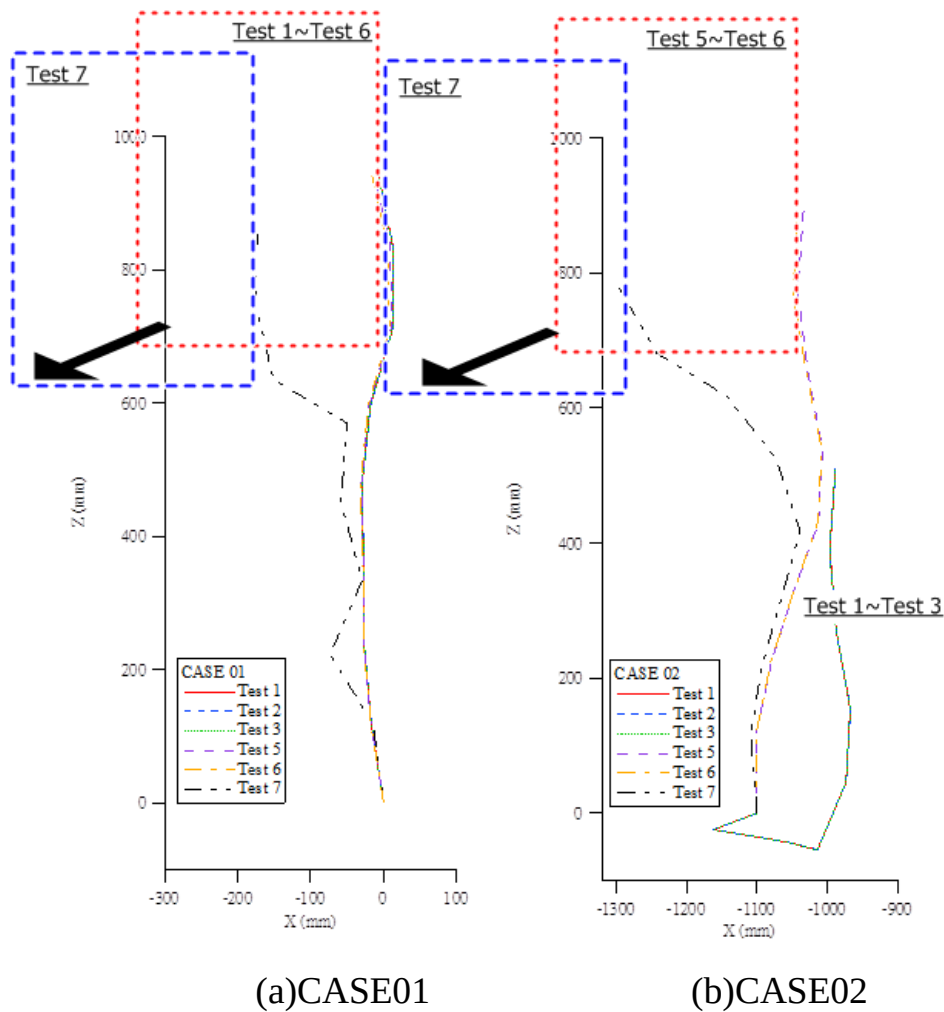


圖 3.24 TEST 1~7 沉箱位移紀錄

3.5.5 土壓計資料分析

沉箱受震後破壞的原因之一為地震產生之動態主動土壓力大於靜止時之主動土壓力，增加的側向推力將導致沉箱位移破壞，因此本研究將兩組土壓計分別裝設於兩組沉箱臨近中心線之底部及沉箱背部不同高程共計 16 顆，如表 3.3 所示。本次實驗分別於同一點位裝設兩顆不同型式之土壓計，分別為 PG1~PG8 及 TS1~TS8，可加以驗證比較。實驗完成後發現薄膜式感測器（TS）之動態反應不如預期，所以將 TS 之土壓力值用以觀測靜態土壓，鈕扣式土壓計（PG）用以觀測動態土壓反應，如圖 3.25 所示。圖 3.26、圖 3.27 分別為 Test 5 及 Test 7 沉箱土壓力歷時。

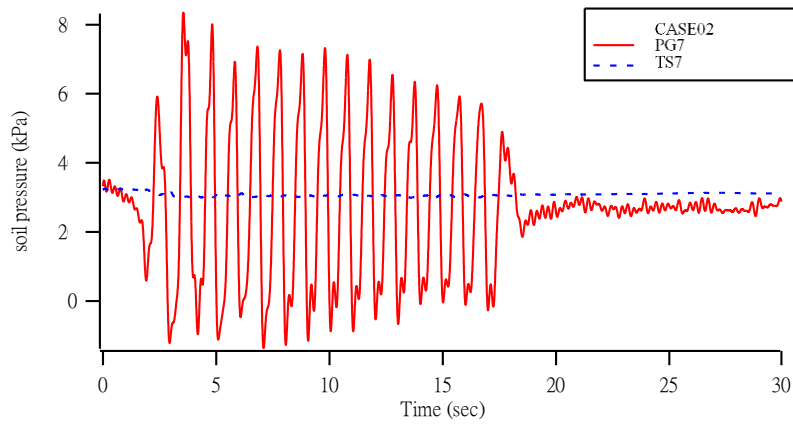


圖 3.25 沉箱背 PG7 及 TS7 於 Test 7 之土壓力歷時

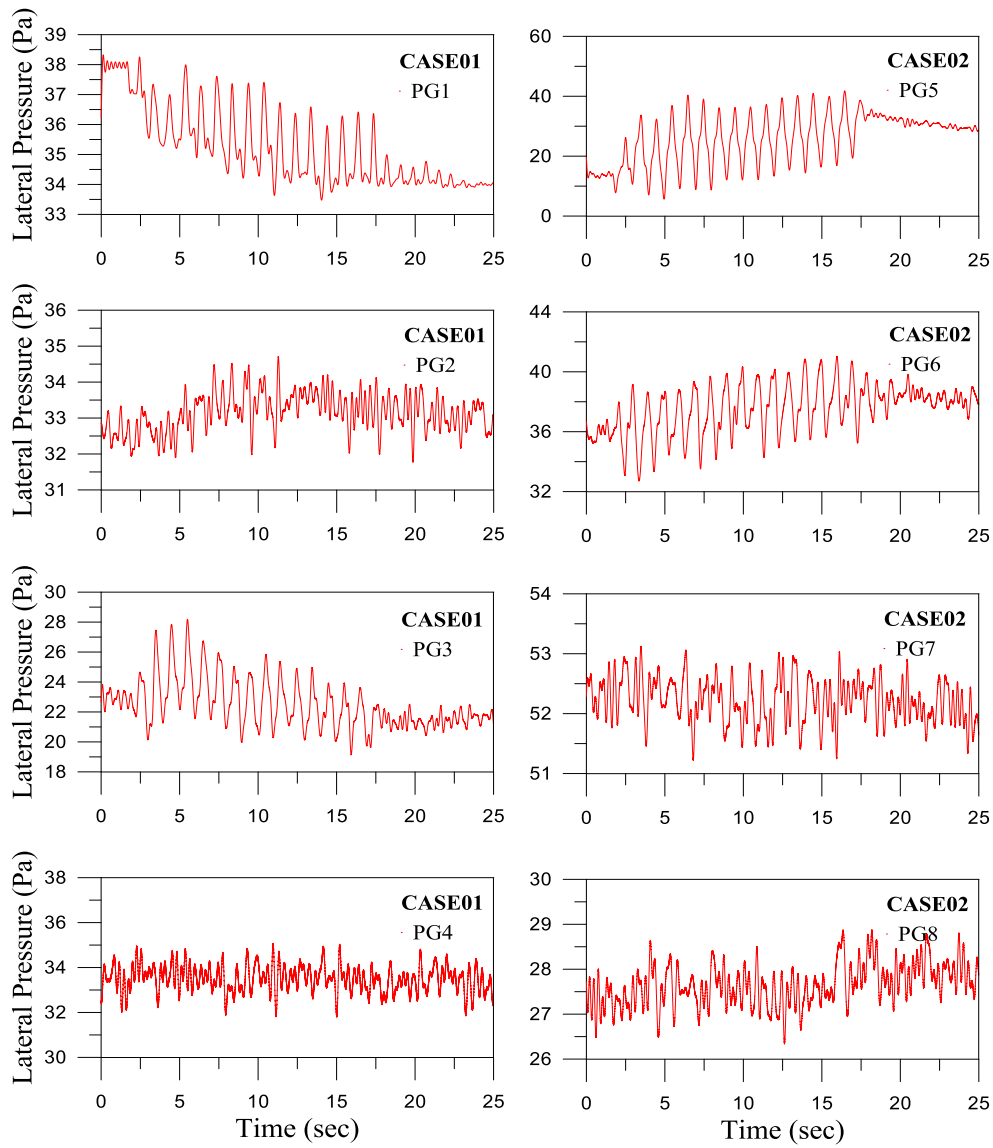


圖 3.26 Test 5 沉箱土壓力歷時

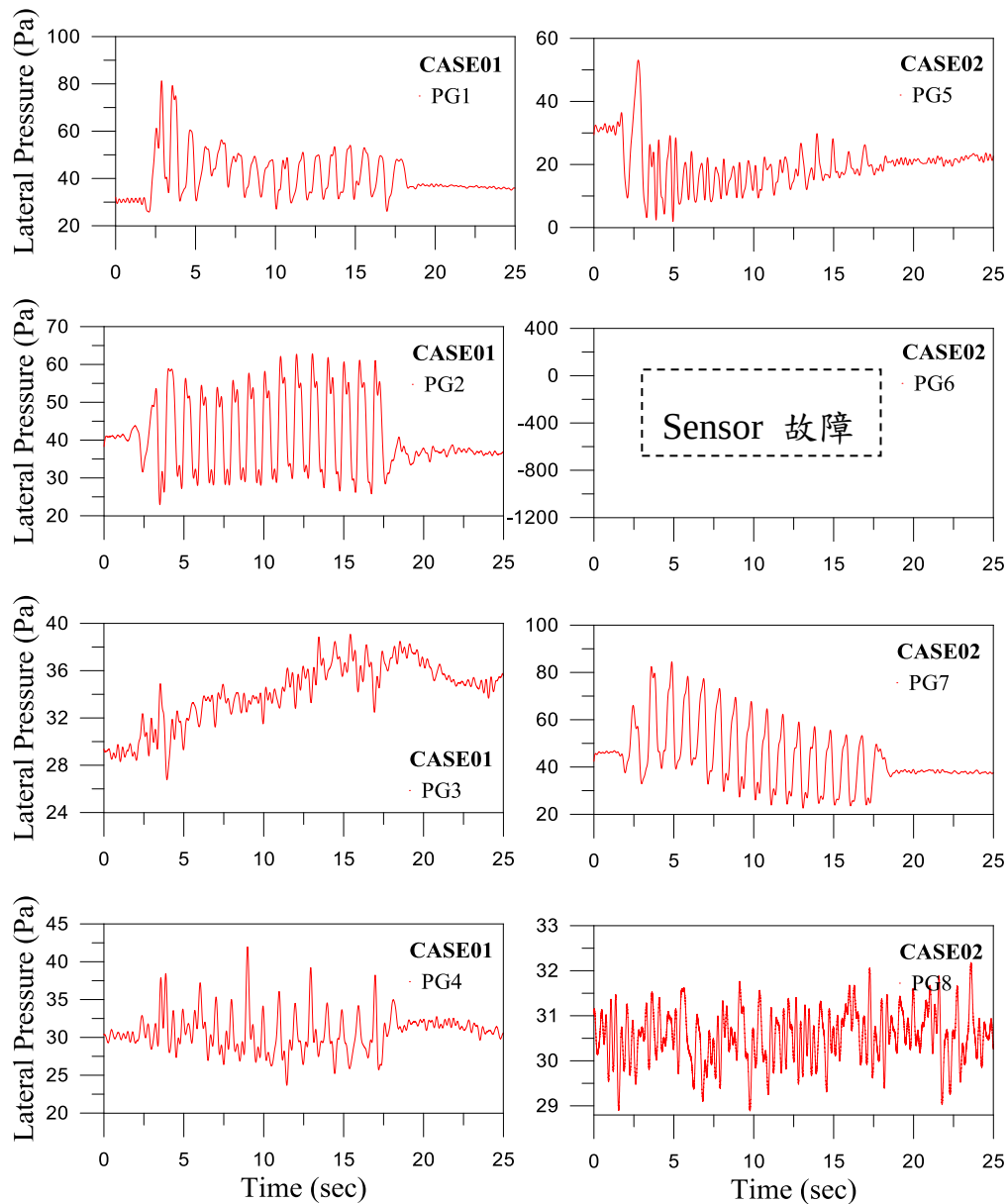


圖 3.27 Test 7 沉箱土壓力歷時

3.5.6 框架位移計資料分析

大型剪力盒由 15 層 x 向及 y 向框架構成，本研究之地震加速度為單一方向（x 向），因此框架之位移計僅裝設在 x 方向紀錄 x 向之運動量，圖 3.28 為 Test 5 及 Test 7 各框架位移紀錄，其中背填砂面所在高程為 DX4，DX3 位移紀錄不具意義因此不顯示。

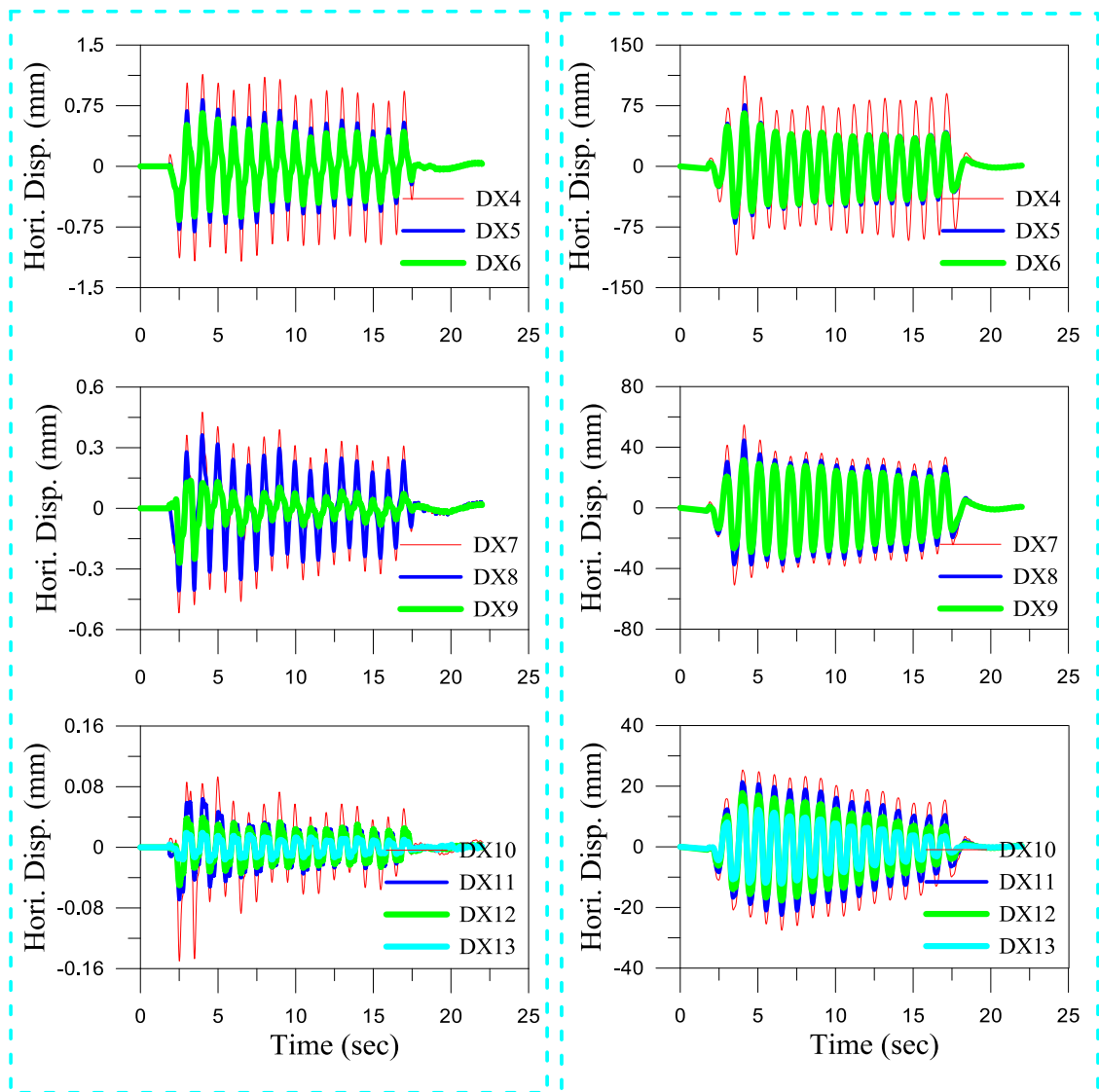


圖 3.28 框架位移歷時

第四章 土壤動態試驗與組構模式擬合

4.1 土壤動態特性試驗

進行動態有效應力分析所需之土壤參數包括：土壤剪力強度參數(c, ϕ)、土壤彈性參數(剪力模數及體積模數)、土壤動態參數(模數折減曲線及阻尼比曲線)、及孔隙水壓激發模式參數，102 年進行分析時多以推估或典型參數範圍選用，其誤差值較難評估，因此本年度以模擬振動台試體準備方式，控制孔隙比，進行重模試體試驗。因震動台模型之土壤為濕式實降乾淨砂，所準備之振動台試體其相對密度為 18~20%，為便於試體準備，本次以乾式實降，配合劈裂模震動以控制體積方式進行重模，所進行之試驗包括不同圍壓下剪力波速量測、反覆三軸土壤動態特性試驗、三軸土壤液化強度試驗及三軸不排水試驗，相關試驗方法及結果說明如下，而試驗結果與數值參數擬合結果亦一併說明於此章節。

4.1.1 土壤剪力波速量測

土壤小應變下之剪力模數為進行數值分析所需之彈性參數之一，其可由剪力波速推估，影響剪力波速之主要因子為顆粒組成、顆粒堆積狀態(孔隙比)及有效應力狀態，其可以下式表示：

$$V_s = C(\sigma'_m)^n \dots\dots\dots (4.1)$$

式中 C, n 為材料參數， σ'_m 為平均有效壓密應力，為建立回填乾淨砂之剪力波速分佈，本計畫以內建 bender elements 之三軸試驗儀，以重模模型試驗土壤孔隙比($D_r=38\%$)，分階段增加壓密應力，並於每階段壓密完成後進行剪力波速量測，結果如圖 4.1 所示，其材料參數分別為 $C=35.8$ 及 $n=0.29$ 。

4.1.2 反覆三軸土壤(CTX)動態特性試驗

土壤之動態性質中土壤動態剪力模數(dynamic shear modulus, G)和阻尼比(damping ratio, β)，為進行地盤反應分析、設計反應譜、動態土壤結構互制分析與振動基礎設計時等大地地震工程分析之重要參數，此二參數預測之準確與否，將影響地層反應分析與振動基礎設計等結果之準確性。由於土壤具高度非線性行為，其動態剪力模數會隨著剪應變震幅增加而降低，此剪力模數與剪應變震幅關係稱為動態剪力模數折減曲線，而其阻尼比會隨著剪應變震幅增加而增加，因此建立完整之現地動態剪力模數折減曲線和阻尼比與動態剪應變關係曲線為進行大地地震工程分析與結構耐震設計必要之條件。

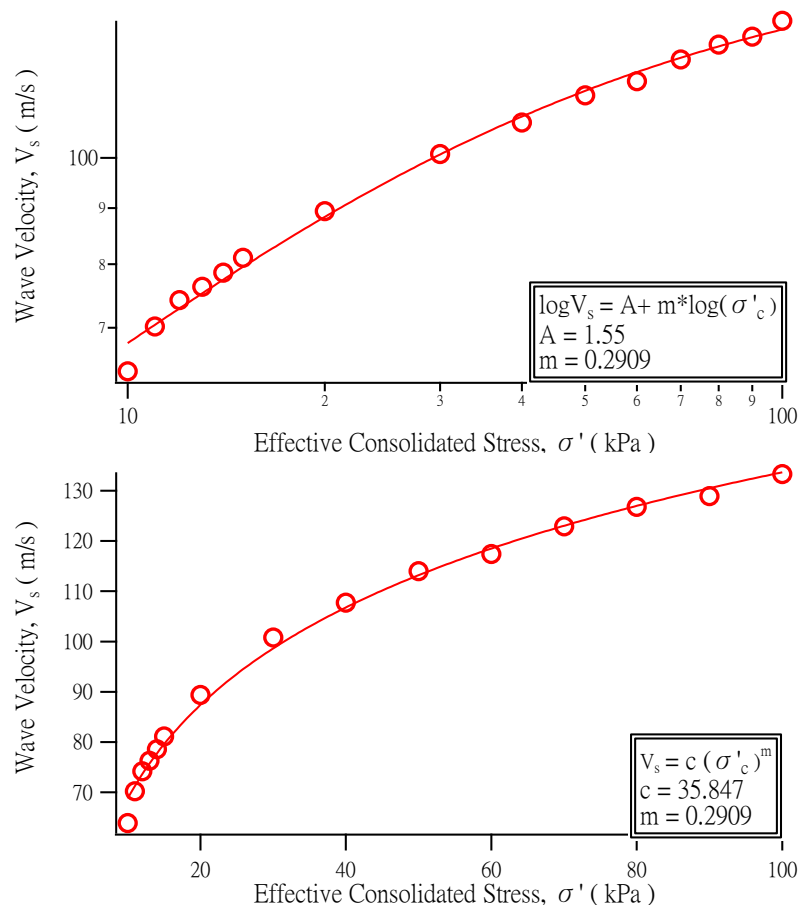


圖 4.1 重模越南砂波速量測結果

為建立現地土壤動態剪力模數折減曲線和阻尼比與動態剪應變關係曲線，試驗程序需包括室內土壤動態試驗與現地剪力波速量測，室

內土壤動態試驗為利用現地薄管取樣或重模試體，施加相近於現地應力狀態之壓力，進行小應變量($\gamma < 10^{-2} \%$)與大應變量($10^{-2} \% \sim 10 \%$)之反覆荷重試驗，建立正規化動態剪力模數折減曲線(normalized shear modulus degradation curve, $G/G_{\max}$ vs. γ) 和阻尼比與動態剪應變關係曲線(β vs. γ)。

本次試驗為反覆三軸試驗，試驗土樣為重模越南砂，壓密應力為模擬模型試驗中點高程之應力(15 kPa)，震動頻率為 0.1 Hz，每一應變進行兩週期加載，並以兩週期之平均作為剪力模數及阻尼比計算，此外為求得土壤最大剪力模數，本實驗於試驗壓密完成後以 Bender elements 進行剪力波速量測，對應相同壓密應力下剪力波速為 78.6 m/s，試驗結果如圖 4.2 所示。

4.2 三軸土壤液化強度試驗

本試驗以越南砂進行三軸液化強度試驗，對土壤試體施加單向之反覆軸向應力，藉由量測軸向應變與孔隙水壓激發，可了解土壤液化過程，以求得土壤液化阻抗比(Cyclic Resistance Ratio, CRR)。動態強度試驗係參照美國材料試驗學會標準 ASTM D5311-92 動態三軸試驗規範之方法實施，試驗設備包含三軸室、三軸壓力控制面板、MTS-858 系統與內建式荷重計，以下就各部分說明。

1. 三軸室：本次試驗所使用之三軸室如圖 4.3 所示。三軸室主要分為壓克力外罩、頂蓋、底座與軸桿等部分，藉由各部分組合而成可形成一密閉環境以施加控制應力狀態。
2. 三軸壓力控制面板：試驗所使用之三軸壓力控制面板如圖 4.4 所示。此面板用於施加三軸室各部壓力與量測試體在壓密過程中之體積變化；壓力顯示為數位顯示並可根據使用者需求變換單位；面板上機械儀表部分用於監測系統主要壓力與真空吸力值，本試驗之最大壓力與最大真空吸力分別為 250 kPa 與 -10 kPa。

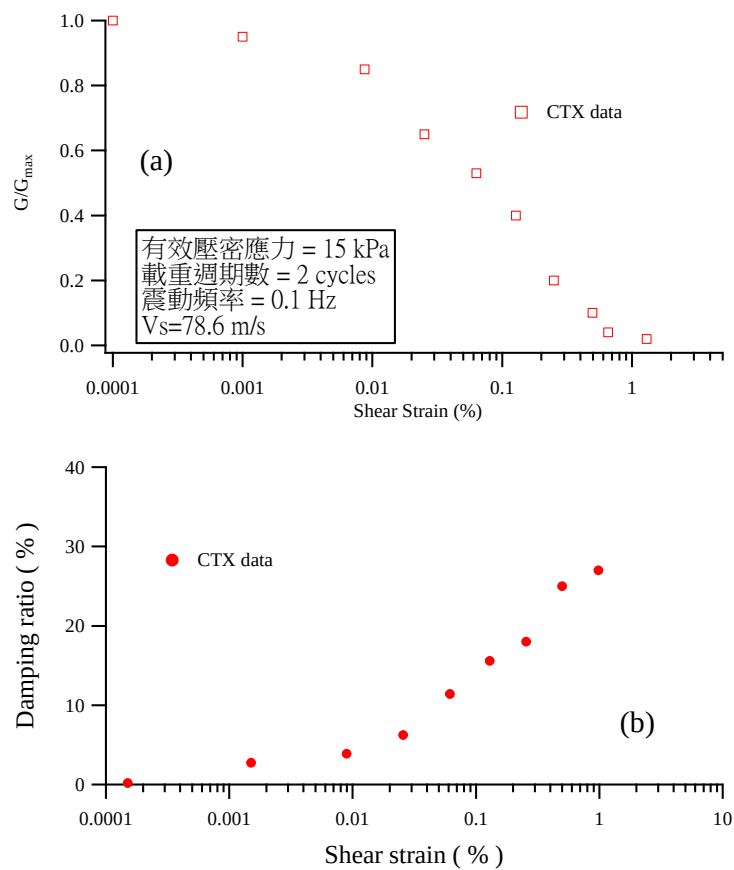


圖 4.2 越南砂土壤動態特性(a)模數折減曲線(b)阻尼比曲線

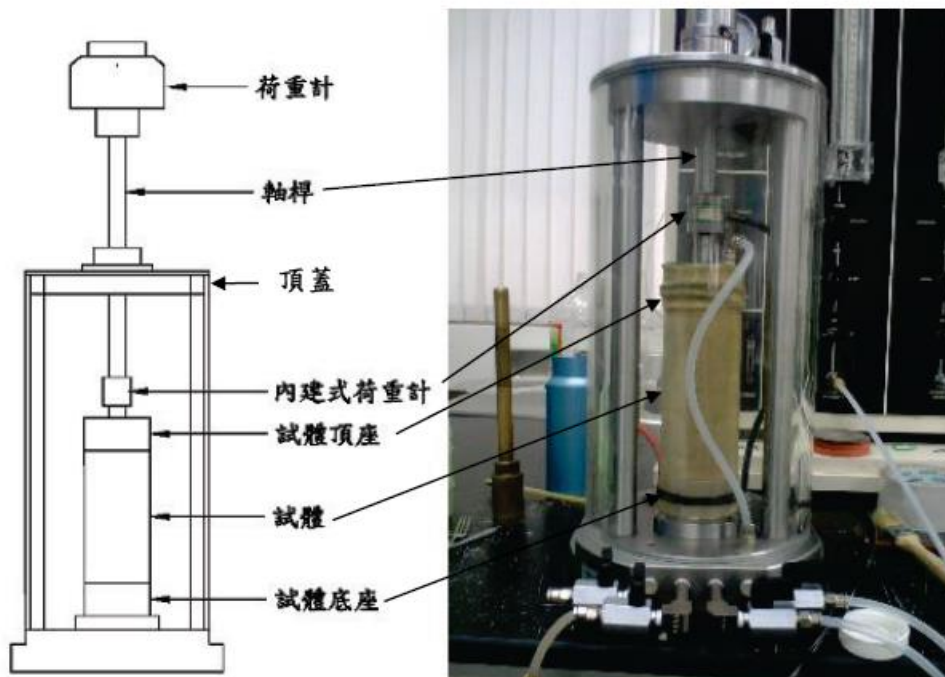


圖 4.3 三軸室示意圖



圖 4.4 三軸壓力控制面板

3. MTS-858 系統：MTS-858 測試系統是一高度集成化之測試系統，分為油壓槽、荷重單位、Flex Test SE 控制器與個人電腦等部分，如圖 4.5 所示。以下就各部份說明。

(1)油壓槽：油壓槽提供系統壓力來源，具有低噪音與高穩定性之特性，且具有多種保護措施，例如過熱、超載、油壓槽油量過低等。此油壓槽也連接於一在室外之水塔，水塔之水用以冷卻油壓。

(2)荷重單位：荷重單位之荷重計與 LVDT 分別量測試驗中待測材料之荷重與位移，荷重計最大荷重為 25 kN，LVDT 有效衝程為 100 mm。此荷重單位也具有多重保護措施，例如試驗過程中，荷重與位移超過使用者設定值時，可由使用者自行設定停止機制，確保試驗準確度與安全。

(3)Flex Test SE 控制器：Flex Test SE 控制器為 MTS-858 系統之主要控制裝置，提供快捷試驗設置與過程監控並可接收與存取外部訊號之輸入，可完成待測試材料之各種試驗，例如單向加載、拉伸試驗、材料疲勞與耐久試驗等。



圖 4.6 試體完成圖

試驗程序說明如下：

- (1)試驗飽和：先執行飽和程序，飽和時以圍壓 105 kPa 與反水壓 100 kPa 靜置飽和，並進行 B-value 量測，B 值需大於 0.95 始可進行壓密。
- (2)壓密：當飽和完成後，執行壓密程序，配合現場覆土深之有效應力，進行等向壓密，試體所施加之垂直有效應力為 100 kPa，以消除應力修正。
- (3)液化試驗：試體壓密完成後，執行液化試驗程序。將試體在不排水狀況下，以應力控制方式施加固定振幅且頻率為 0.1 Hz 之正弦波反覆應力。剪動過程試體之孔隙水壓將上升，且軸向應變振幅逐漸累積。於試驗過程中，試體所受之軸向變位、孔隙水壓及圍壓得以電子感應器量測並連續記錄，以超額孔隙水壓比 $r_u=0.9$ 時或軸向應變達 5% 時試體之剪動週期數作為初始液化之定義。

本試驗在反覆剪動階段，依照所設計之反覆剪應力比(Cyclic Stress Ratio, CSR)，計算所對應之軸向應力，再換算成所需施加之軸向反覆

載重，其公式如式 4.2、4.3 所示：

$$\sigma_d = CSR \times 2\sigma'_{v0} \dots\dots\dots (4.2)$$

$$P_1 = \sigma_d A_t = (CSR \times 2\sigma'_{v0}) A_t \dots\dots\dots (4.3)$$

其中 σ_d 為軸向應力， σ'_{v0} 為有效壓密應力， P_1 為所施加之反覆載重， A_t 為壓密後試體截面積。軸向應變計算公式如式 4.4 所示：

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_1} \dots\dots\dots (4.4)$$

其中 ε 為軸向應變， ΔL 為軸向變形， L_1 為壓密後試體高度。超額孔隙水壓比計算公式如式 4.5 所示：

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{v0}} \dots\dots\dots (4.5)$$

其中 r_u 為超額孔隙水壓比， Δu 為超額孔隙水壓， σ'_{v0} 為有效壓密應力，本試驗為 100 kPa。

由各試體之反覆應力比(CSR)與達到初始液化之剪動週期數(N_L)可求得液化阻抗曲線，試體液化阻抗曲線如圖 4.7 所示，對應地震規模 7.5 之液化阻抗($CRR_{7.5}$)為剪動週期數 15 對應之反覆剪力比，重模越南砂為 $CRR_{7.5}$ 為 0.181，針對 $N_L=7$ 之試體其試驗資料如圖 4.8 所示，其超額孔隙水壓比歷時與 Finn-Byrne model 對應 $N_{1,60}=5$ 之模擬結果如圖 4.9 所示，數值模擬之孔隙水壓激發模式詳見 4.4 節。

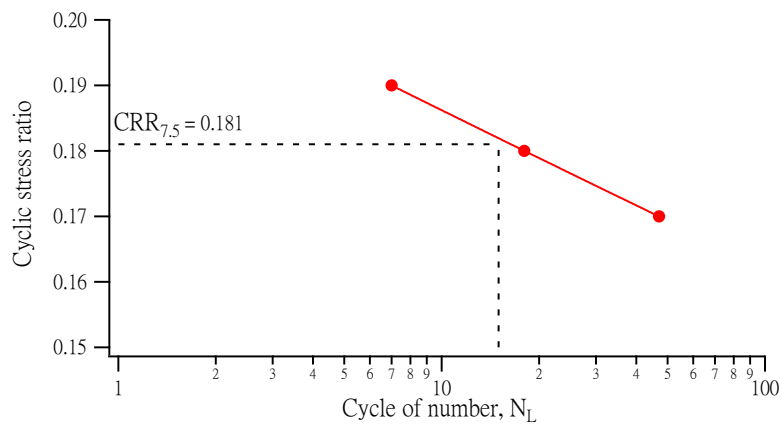


圖 4.7 重模越南砂液化阻抗

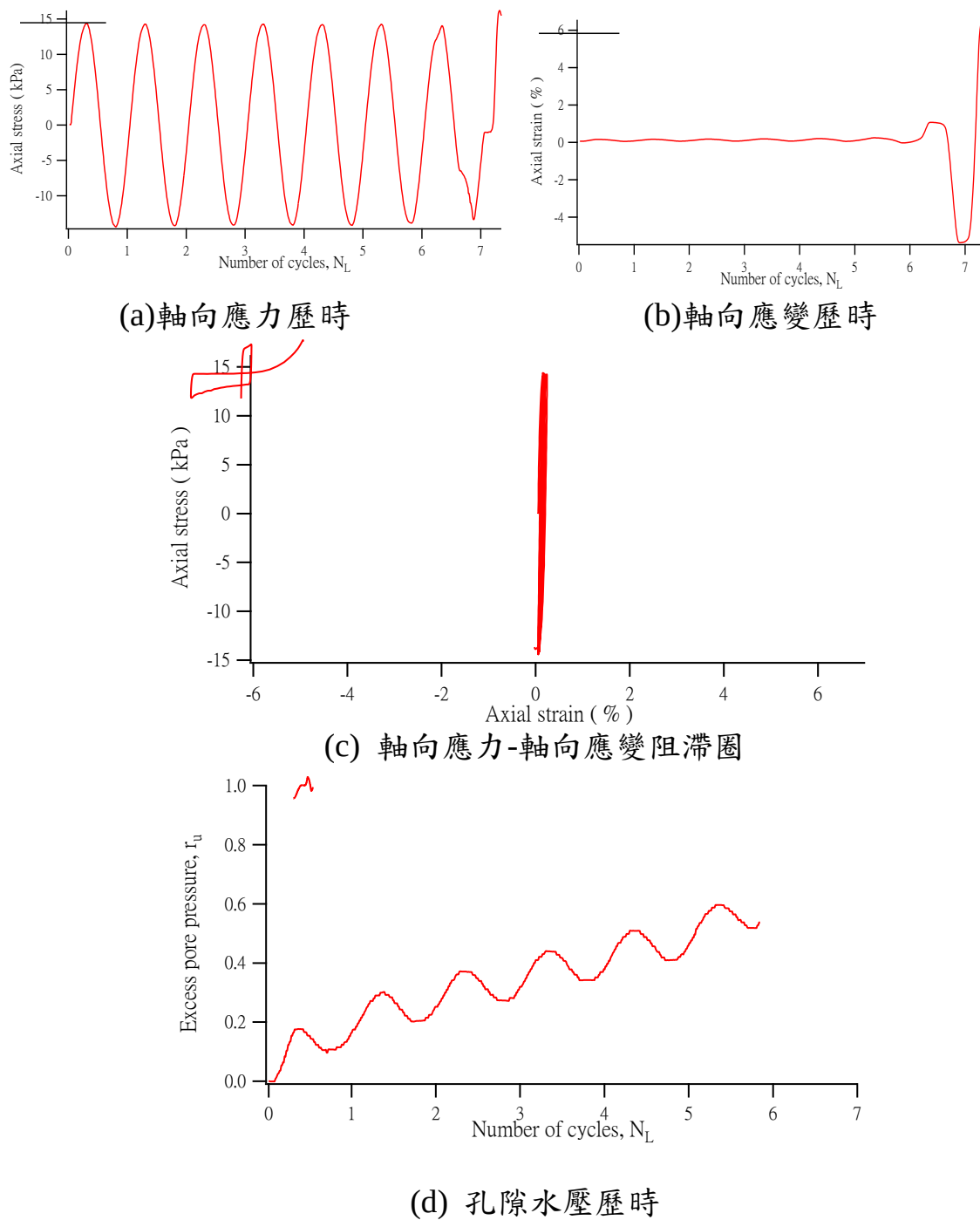


圖 4.8 重模越南砂試驗資料($N_L=7$)

4.3 CIU三軸土壤試驗

為求得 Mohr-Coulomb 土壤剪力強度參數(c, ϕ)，本計畫進行一組飽和等向壓密不排水三軸試驗，所得結果如圖 4.10 所示，土壤總應力摩擦角為 23.9° ，有效應力摩擦角為 32.8° 。

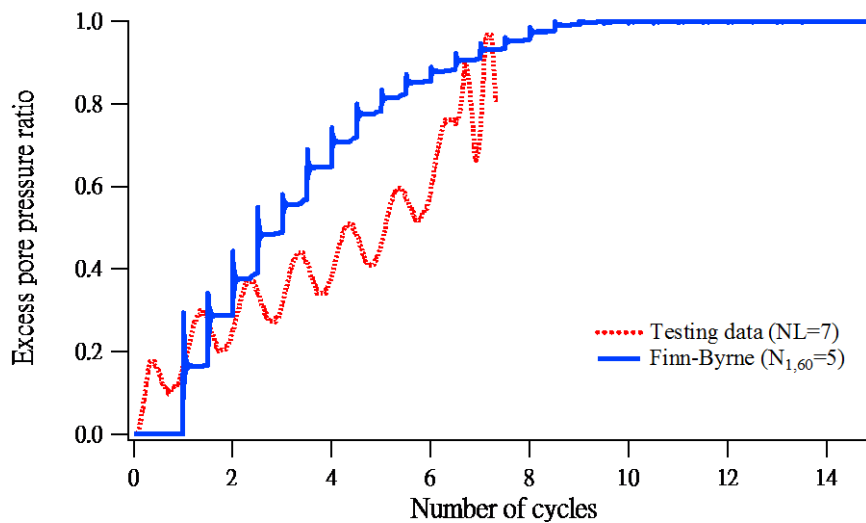


圖 4.9 Finn-Byrne model 與試驗激發之孔隙水壓力歷時比較

4.4 土壤動態特性擬合

本研究引用兩種考慮孔隙水壓力激發之土壤組構模式，包括 Mohr-Coulomb 結合 Hardin and Drenvich (1972)所提出之模數折減與阻尼曲線，結合 Finn model 可進行非耦合有效應力動態分析，另一為 Wang2D 模式(Wang et al. 1990)，模式說明如下。

4.4.1 Hardin+Finn model

Hardin and Drenvich (1972)所提出之模數折減曲線，其公式如下：

$$M_s = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_{ref}}} \dots\dots\dots (4.6)$$

式中 M_s 為模數折減比， γ 為剪應變震幅， γ_{ref} 為模式之參數稱為參考應變(reference strain)，選取 $\gamma_{ref} = 0.08$ 時其動態特性與試驗資料比較如圖 4.2 所示，模數折減曲線以式 4.6 計算，而阻尼比曲線則由選定之 γ_{ref} 帶入 FLAC 以元素模擬試驗求得，結果如圖 4.11 所示，顯示模數折減曲線具高度吻合性但阻尼比曲線則有顯著誤差，考慮以反覆三軸求取阻尼特性具較高之不確定性，前期數值分析採 $\gamma_{ref} = 0.055$ 為非線性動態參數進行模擬。

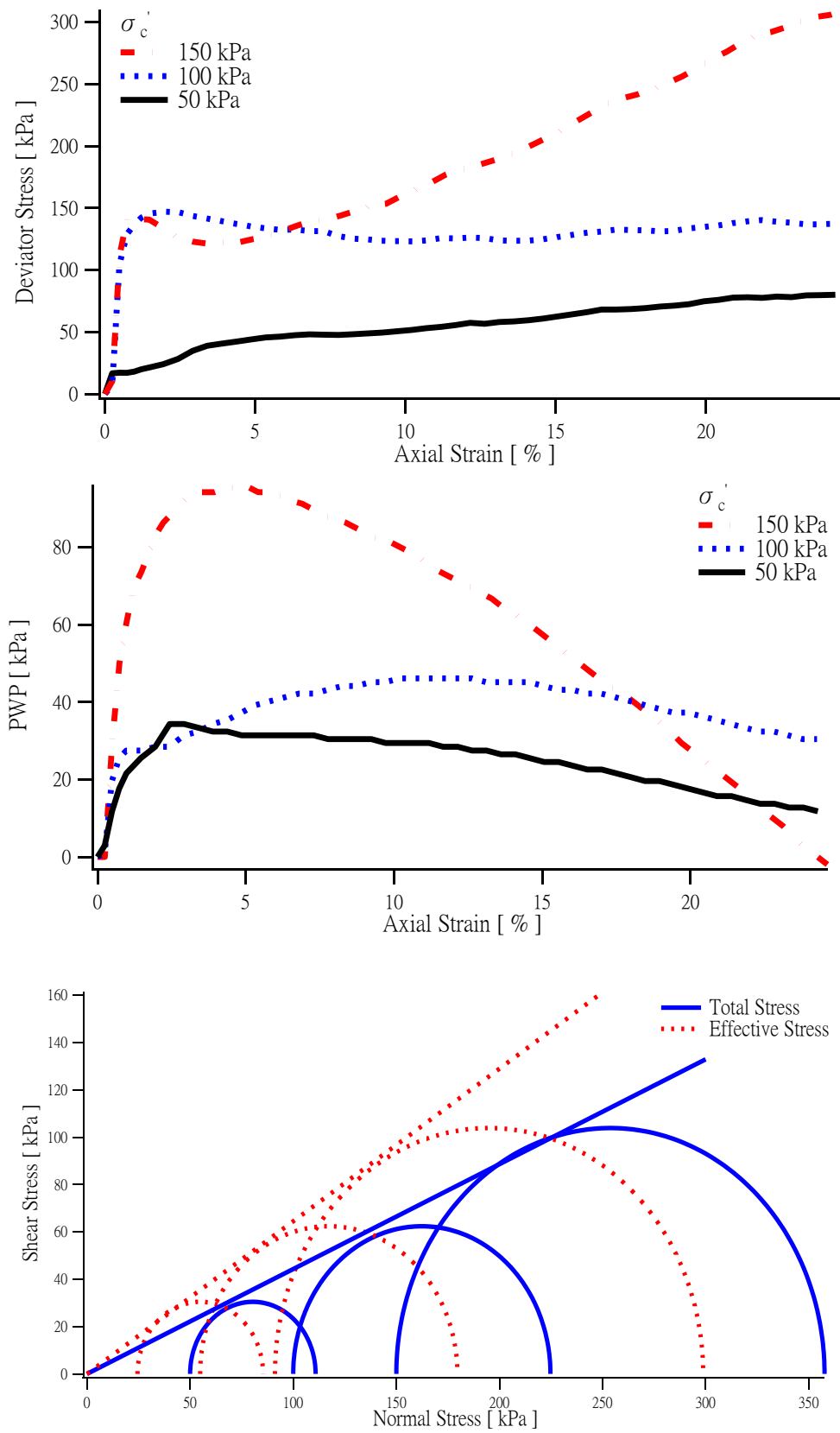


圖 4.10 重模越南砂 CIU 試驗結果

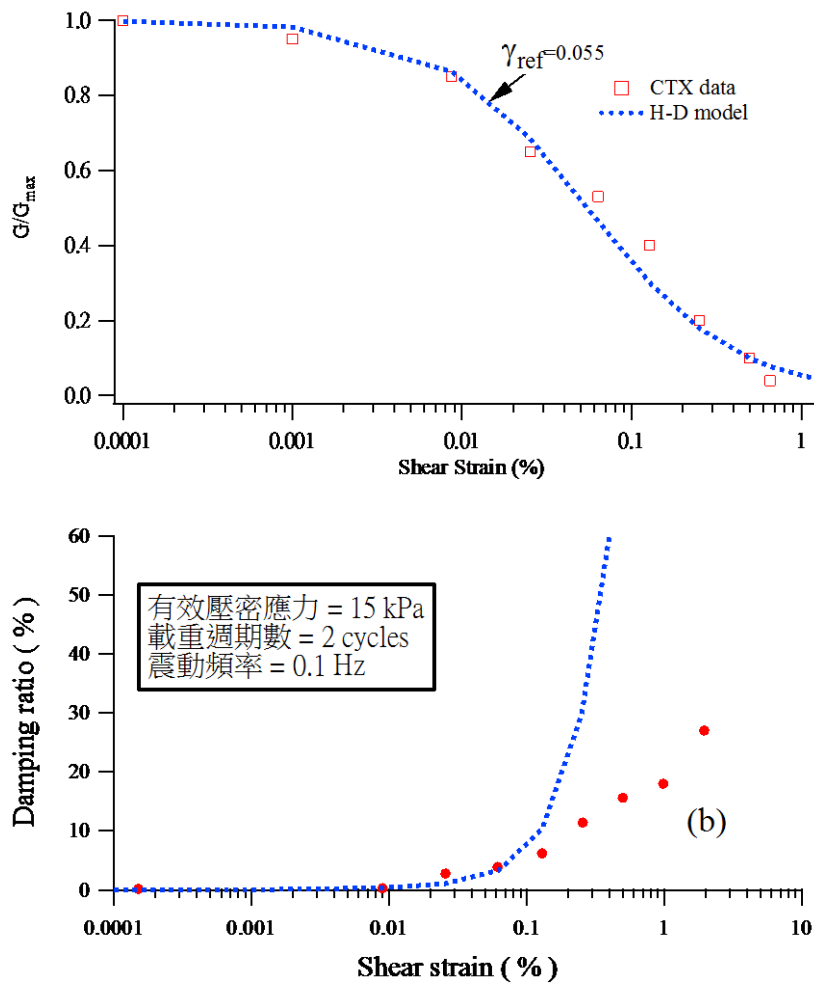


圖 4.11 越南砂土壤動態特性擬合結果

(a)模數折減曲線(b)阻尼比曲線

進行動態荷重下土壤液化行為之有效應力分析時，除考慮土壤之非線性應力-應變行為外，亦需將因應變造成之超額孔隙水壓力列入考量，目前僅有少數超額孔隙水壓力激發模式提出，其中以 Finn et al. (1977) 所提出之模式模擬較為常見，Finn et al. (1977) 將非線性勁度變化與孔隙水壓力分開考量，利用 Martin et al. (1975) 所建立之飽和砂土受排水反覆荷重之體積減小量，和不排水試驗之孔隙水壓上升的關係，建立剪力模數、剪力強度、累積體積應變和有效應力變化的關係，常稱為 Finn-Martin model，引用 Finn-Martin model 時需四個參數，Byrne (1991) 提出簡化之 Martin 公式，其累積體積應變與剪應變之關係可以下式表示：

$$\frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp(-C_2(\frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma})) \dots\dots\dots (4.7)$$

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

$$C_1 = 8.7(N_{1,60})^{-1.25} \dots\dots\dots (4.8)$$

而 C_2 則可以下式計算：

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1} \dots\dots\dots (4.9)$$

FLAC 內建 Finn-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。

以三軸液化試驗結果反算數值模擬採用之 Finn-Byrne model 之 $N_{1,60}$ ，由試誤法得到 $N_{1,60} = 5$ 與三軸液化試驗 $N_L = 7$ 之結果比較如圖 4.9 所示，其於初期激發具有相當之一致性，因此於分析時採用 $N_{1,60}$ 為 4~6 中間之數值，進行模擬。

4.4.2 Wang2D 模式

Wang2D 模式為 Wang et al. (1990)提出適用於砂土之有效應力非線性塑性組構模式，其為一於應力空間具邊界曲面之彈塑性模式 (bounding surface hypoplastic model)，其基本公式為：

$$d\varepsilon_{ij}^e = \frac{ds_{ij}}{2G_{\max}} + \frac{dp\delta_{ij}}{3K} \dots\dots\dots (4.10)$$

$$d\varepsilon_{ij}^p = (\frac{(n_D)_{ij}}{H_r} + \frac{\delta_{ij}}{3K_r})p(dr_{kl}(n_D)_{kl}) + (\frac{r_{ij}}{H_p} + \frac{\delta_{ij}}{3K_p})h(p - p_m)\langle dp \rangle \dots\dots\dots (4.11)$$

相關定義詳見 Wang et al. (2006)，式(4.10)為彈性應變增量計算式，此部分需要輸入最大剪力模數($G_{\max}$)與體積模數(K)，其計算公式為：

$$G_{\max} = G_o p_a V(e) \sqrt{\frac{p}{p_a}} \dots\dots\dots (4.12)$$

$$V(e) = \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} \dots\dots\dots (4.13)$$

$$K = p_a \frac{1 + e}{\kappa} \sqrt{\frac{p}{p_a}} \dots\dots\dots (4.14)$$

式中 G_o 與 κ 為材料參數， p_a 為 1 大氣壓力， p 為平均有效應力， e 為孔隙比。式(4.11)為塑性應變增量計算式， H_r 及 K_r 為與應力比增量相關塑性剪力與體積模數， H_p 及 K_p 為與平均有效應力增量相關塑性剪力與體積模數，Wang2d 模式所需參數彙整如表 4-1 所示，越南砂動力特性擬合值如表 4-2 所列，結果如圖 4.12 所示，

因 Wang2D model 為有效應力組構模式，其輸出參數為平均有效，以總平均應力與有效平均應力之差值即為孔隙水壓力，考慮參數擬合時以模式直接輸出之物理量進行擬合較為方便，且時域模擬時其阻滯圈變化及應力路徑亦可表現其液化行為，因此以阻滯圈及應力路徑擬合，以表 4-2 之參數於應力控制下液化行為如圖 4.13 所示，此結果將用於模擬振動台液化沉箱模型。

表 4-1 Wang2D 模式參數列表

參數	意義	典型值
ϕ	摩擦角	30~40 degree
G_o	最大剪力模數指數	200~1000
H_r	控制應力-應變曲線非線性	0.1 ~1.0
K_r	控制孔隙水壓力激發	0.06~0.7
id	控制孔隙水壓力激發	2~5
ν	Poisson's ratio	0.25~0.4
fp	膨脹角應力比	0.75~0.85
bc	控制有效應力路徑	2
pa	一大氣壓力單位	1e5 Pa (SI)
e_{in}	初始孔隙比	

表 4-2 越南砂 Wang2D 模式參數

參數	擬合值	典型值
ϕ	33	30~40 degree
G_o	90	200~1000
H_r	0.12	0.1 ~1.0
K_r	0.6	0.06~0.7
id	7	2~5
v	0.49	0.25~0.4
fp	0.85	0.75~0.85
bc	2	2
pa	1e5 Pa	
e_{in}	0.6	

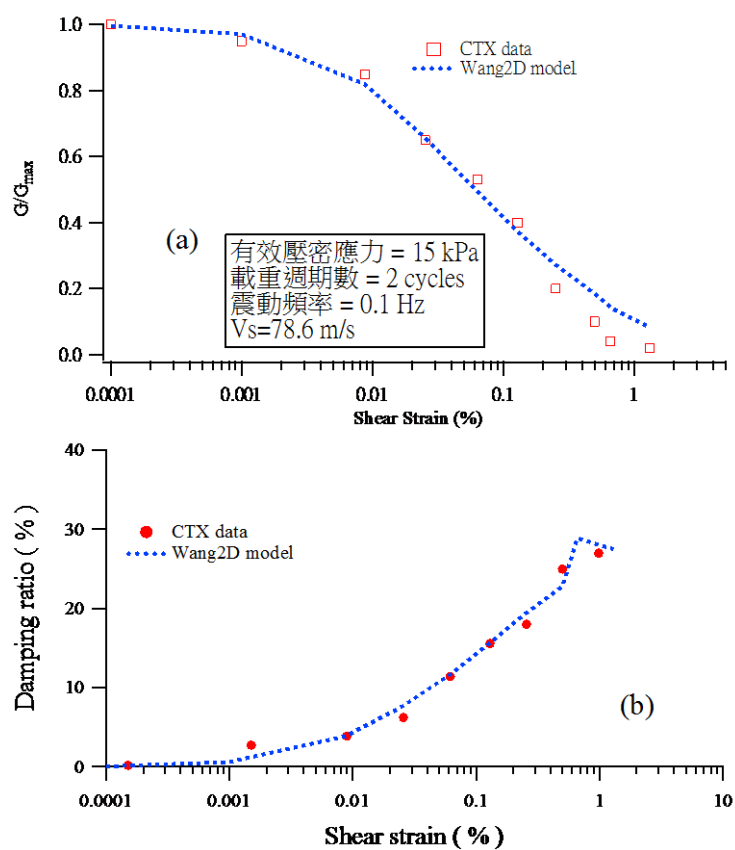


圖 4.12 越南砂 Wang2D 模式擬合結果
(a)模數折減曲線(b)阻尼比曲線

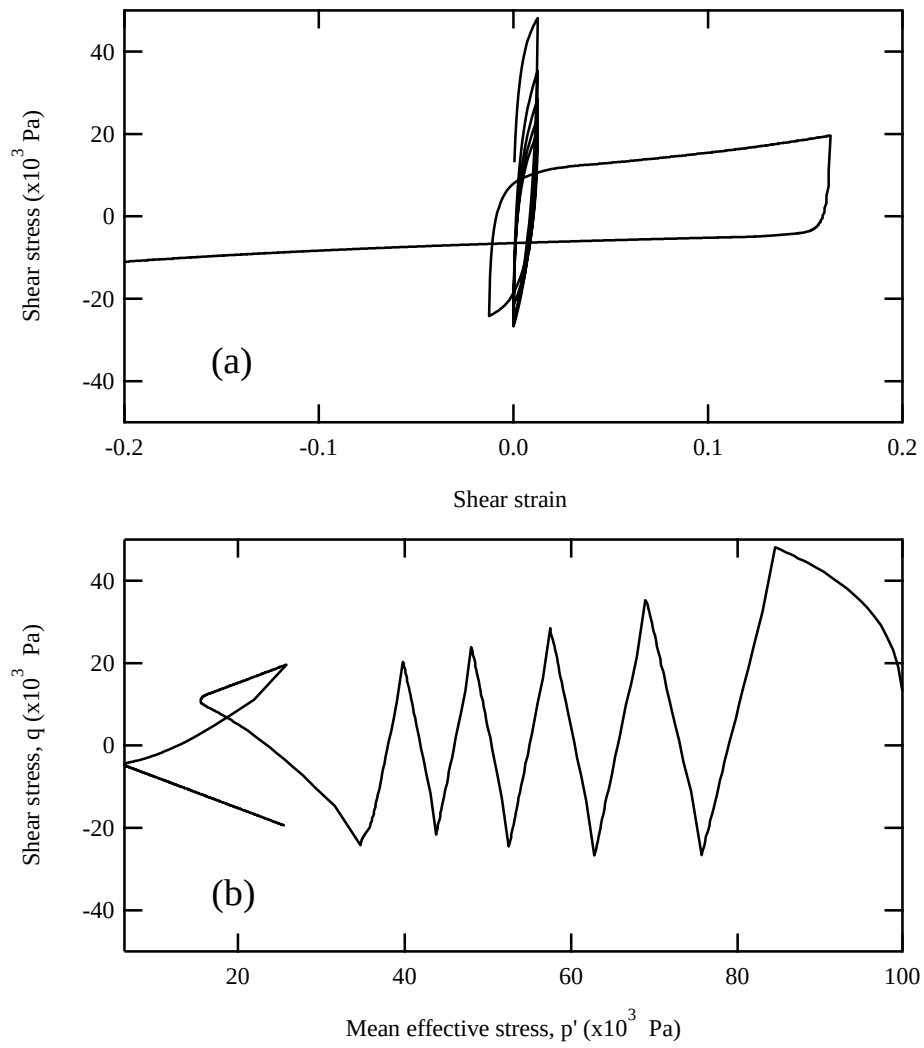


圖 4.13 越南砂 Wang2D 模式擬合結果(a)阻滯圈(b)應力路徑

第五章 沉箱震動台模型數值模擬

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

本計畫前期研究均以 Mohr-Coulomb 模式結合 Hradin and Drenvich (1979)模數折減與阻尼曲線及 Finn-Bryne 孔隙水壓激發模式進行土壤動態有效應力分析，但因其有一些應用限制，因此另外以較複雜之 Wang2D 模式(Wang et al. 1990)進行模擬，相關結果於本章呈現。

5.1 數值分析原理

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

非耦合分析物理模型為將沉箱式為彈性體，其與周圍土壤以

Winkler 彈簧模擬土壤勁度並以並聯或串聯之 dashpot 模型模擬土壤阻尼(damping)效應，本研究以 FLAC 中之固體元素與符合 Mohr-Coulomb criteria 之介面元素，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沉箱式碼頭動態分析，模擬沉箱式碼頭之動態反應。

進行動態分析 (dynamic analysis) 須能夠模擬包括土壤-結構互制行為、土壤受震反應分析以及土壤液化等問題，在進行動態分析時，除了原有的靜態平衡分析之外，須要考慮阻尼效應、吸能邊界以及孔隙水壓的激發效應及動態邊界，本研究採用 FLAC Dynamic option，其提供上述進行動態分析所需之要件。

5.1.1 FLAC程式基本介紹

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) 為二維外顯有限差方程式 (explicit finite difference program)，通常用以模擬土壤、岩石或是其他在達到降伏限度後會成塑性流動之材料下結構物的行為。材料以網格 (grid) 構成元素 (elements) 或區域 (zones) 來表示，依照使用者的需求將這些網格畫分成不同的形狀，並且在材料受到較大的應力可能產生降伏、流動或是網格可能發生較大的變形時可以大應變模式 (large-strain mode) 來模擬材料變形之行為。

FLAC 程式的運算是以「時階的型態」(time-stepping fashion) 來解每一個節點 (node) 的運動方程式，為了滿足在計算過程中相鄰的元素不會互相影響的假設，將時階 (time step) 分割的很小，對連續空間中離散的節點進行個別的運算。運算過程如圖 5.1 所示，在每一個時階中，利用系統原本不平衡狀態下得到節點的不平衡力，並求解其運動方程式得到此時階各節點的速度分量，再經由速度分量得到節點的位移及應變增量。得到應變增量之後可以經由材料的組合率求得對應的應力增量，加上原來的應力狀態，即得到新的應力狀態以及新的不平衡力，再以此不平衡力繼續下一時階的運算，反覆運算直到不平衡力趨近於零，達到平衡為止。FLAC 與一般的有限元素運算方式相比，

在進行線性或是小應變的模擬時，需要較長的運算時間，但是對於非線性或是大應變的模擬較為有效。

FLAC 程式可以用來模擬在不同情況下的土壤反應，如動態分析 (dynamic analysis)、二向流分析 (two-phase flow analysis) 和熱學分析 (thermal analysis) 等等，本研究主要以動態分析來模擬沉箱碼頭受震時之反應分析。

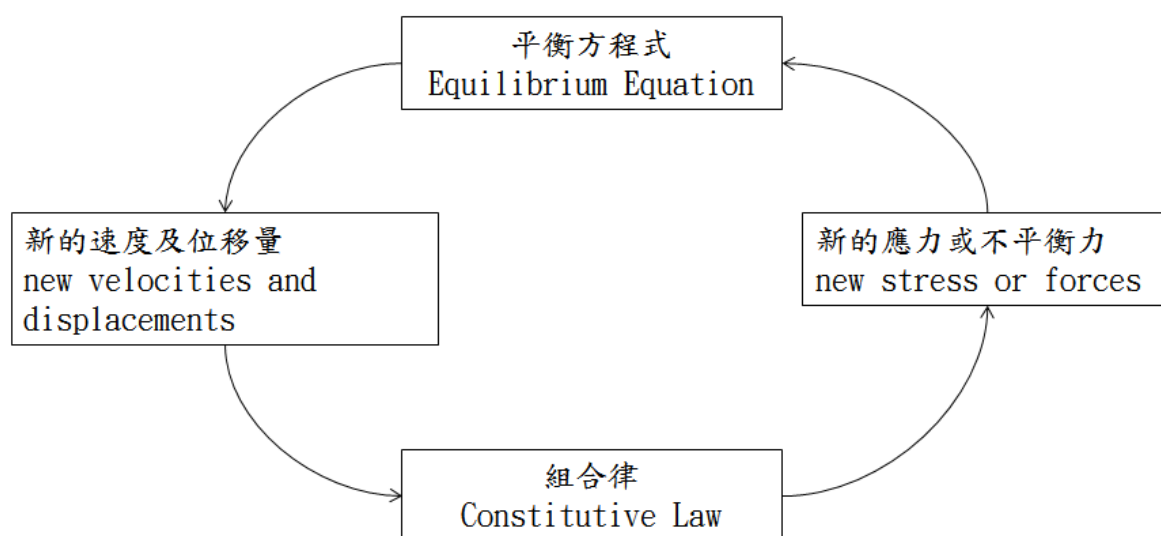


圖 5.1 FLAC 運算流程圖 (FLAC, 2008)

5.1.2 土壤元素

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，彈性參數可由選用模數不同而不同震測試驗之波速求得，需有二個彈性力學參數，FLAC 中可以體積模數配合剪力模數或者楊氏模數加柏松比輸入；塑性材料參數依，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-Byrne Model 分析，將非線性勁度變化與孔隙水壓力分開考量，所需之孔隙水壓力激發模式參數初期以 SPT-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。

Wang2D 模式之相關說明詳見 4.3.2 節說明，相較於原有 Mohr-Coulomb 分析，其優點包括：(1)可模擬孔隙水壓激發引致之勁度與強度折減，(2)可模擬土壤液化後殘餘強度行為，(3)具模擬土壤由收縮轉為膨脹之相態轉換(phase transformation)能力及(4)為以有效應力為基礎之組構模式。其缺點為：(1)相關參數複雜且非全具具體物理意義，(2)部分參數不易由實驗或土壤現地試驗求取及(3)計算量龐大。有鑒於上述限制，本計畫僅以 Wang2D 進行液化模型試驗模擬，以測試其適用性，現地碼頭案例分析仍以 Mohr-Coulomb 結合 Finn-Byrne Model 分析。

5.1.3 力學阻尼

應力波在固體材料中傳遞時，會隨著傳遞範圍增加或是通過介質產生應變而導致能量密度的降低，此效應稱為阻尼 (damping)。FLAC Dynamic 主要提供了傳統常使用的 Rayleigh damping 和考慮非線性應變關係的阻滯性阻尼 (hysteretic damping)。Rayleigh damping 通常用於分析結構與彈性的連續體，在 FLAC 程式中 Rayleigh damping 以矩陣 C 表示，且與質量 (M) 與勁度 (K) 相關，如式 5.1 所示：

$$c = \alpha M + \beta K \dots\dots\dots (5.1)$$

式中， α 為質量阻尼 M 之係數， β 為勁度阻尼之係數。其中 α 與 β 可以阻尼比 (damping ratio) ξ_i 與角頻率 ω_i 表示，如式 5.2 所示：

$$\alpha + \beta \omega_i^2 = 2\omega_i \xi_i \dots\dots\dots (5.2)$$

阻尼比在低角頻率時會受質量阻尼控制，在高角頻率時則會受勁度阻尼控制，阻尼比 ξ 和角頻率 ω 的相關，由阻尼比 ξ 和角頻率 ω 正規化關係可以得到最小角頻率 ω_{min} 、最小阻尼比 ξ_{min} 和自然頻率 f_{min} ，如

式 5.3、5.4、5.5 所示。

$$\alpha = \xi_{\min} \omega_{\min} \dots\dots\dots (5.3)$$

$$\beta = \xi_{\min} / \omega_{\min} \dots\dots\dots (5.4)$$

$$f_{\min} = \omega_{\min} / 2\pi \dots\dots\dots (5.5)$$

在 FLAC 程式中必須輸入的阻尼參數有自然頻率 $f_{\min}$ 和最小阻尼比 $\xi_{\min}$ ，對於結構或大地線性材料，最小阻尼比通常建議取 2~5% 之間。Rayleigh damping 的缺點包括對於非線性應力應變行為的材料不易模擬，且勁度阻尼需要將時階切割的很小，所以運算時間會大幅增加。

對於土壤及岩石材料，阻滯阻尼用模數折減曲線（modulus degradation curve）表示非線性的剪應力剪應變關係，利用切線剪力模數 M_t （tangent shear modulus）得到在各應變下的剪力模數，如下所示：

$$\bar{\tau} = M_s \gamma \dots\dots\dots (5.6)$$

$$M_t = \frac{d\bar{\tau}}{d\gamma} + \gamma \frac{dM_s}{d\gamma} \dots\dots\dots (5.7)$$

式中， $\bar{\tau}$ 為正規化的剪應力（ $\bar{\tau} = \tau / G_0$ ）（ G_0 為最大剪力模數）， M_s 為割線剪力模數（secant shear modulus）而 γ 為剪應變由 G_0 M_t 得到剪力模數的非線性變化行為。經過式 5.7 的 backbone curve 和 Masing rule 的形成阻滯圈，由阻滯圈可以計算得到在不同的剪應變下的割線剪力模數與阻尼比，能夠模擬出土壤的非線性動態特性，本研究使用 Hardin and Drenvich（1972）所提出之剪力模數與應變震幅之關係，所需參數為參考應變 γ_{ref} ，由對動態模型試驗時預計使用之材料進行動三軸試驗之結果以試誤法求得最符合式內試驗結果之參考應變，擬合結果如 4.3.1 所示，遲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。而 Wang2D 則於模式之即已考慮其非線性阻滯行為及勁度隨有效應力改變之變化，其土壤動態特性擬合結果如 4.3.2 節所示。

5.1.4 吸能邊界

為了在有限的網格下模擬空間中之波傳行為，需要在網格之邊界設定適當的邊界條件來進行模擬分析，在靜態分析的情況下，通常以束制（fixed）或是彈性的邊界條件來建立邊界條件，但在動態的分析模擬下，束制邊界會產生應力波的反射而無法模擬半無限空間之波傳行為，其雖可用較大範圍的數值模型或是材料阻尼來處理這類的問題，但會大量增加計算量。為使數值模型能夠符合動力行為，常以施加人為消能數值邊界來消除應力波反射效應之邊界，例如安靜邊界（quiet boundaries）的使用。

FLAC Dynamic 使用 Lysmer and Kuhlemeyer (1969) 所提出的黏滯性邊界條件，在邊界加上正向和切向的阻尼器，能夠有效吸收傳至邊界的應力波。在地震分析時，地震輸入通常以向上傳遞的平面波模擬，可以使用自由場邊界（free-field boundaries），在側向的邊界施加黏滯邊界，如圖 5.2 所示，當剪力波經過水平邊界 AC 傳遞時，垂直邊界 AB 和 CD 以垂直方向束制。邊界的位置必須在足夠的距離之外以減低波的反射效應及達到自由場的情況。

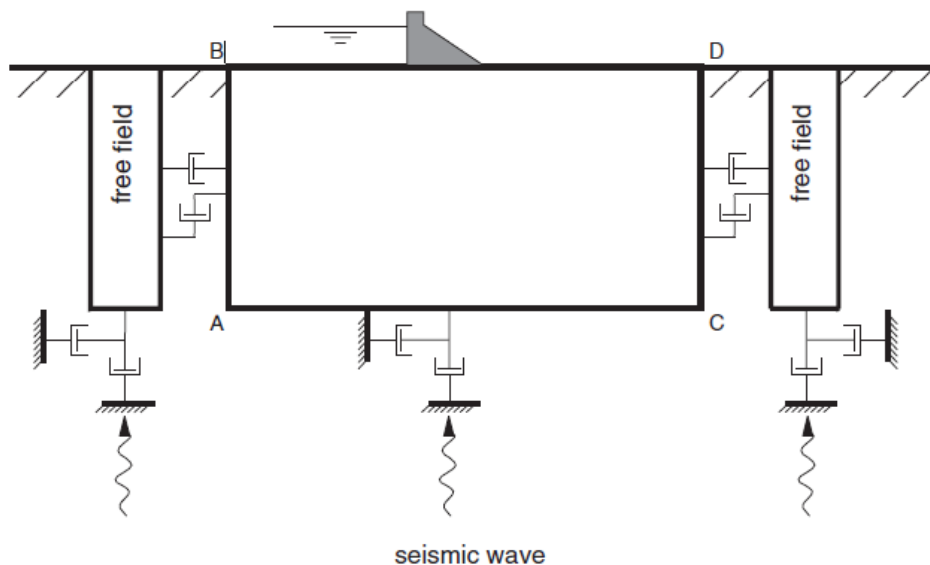


圖 5.2 地震分析時之自由場邊界示意圖（FLAC, 2008）

5.1.5 動態邊界條件

在進行動態分析時，必須對內部的節點或是邊界輸入適當的動態邊界條件，FLAC Dynamic 所使用的動態輸入條件包括作用於網格表面之應力或壓力歷時、作用於節點之荷重、速度及加速度歷時等等。速度或加速度歷時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，速度或加速度歷時無法與黏滯邊界同時計算，所以需要加速度歷時轉換成應力的邊界條件。

5.1.6 動水壓力

對臨海擋土結構物進行動態分析時，須要考慮結構物與水的互制關係。Westergaard(1933)建立了數值理論來進行動水壓力的模擬，動水壓力作用於剛性臨海擋土牆的示意圖如圖 5.3 所示。

對於動水壓力的計算，Westergaard 提出了以下假設：

1. 流體不可壓縮且無黏滯與旋轉運動。
2. 流體在自由水位面靜止。
3. 海側流體無限延伸， $x_1 \rightarrow \infty$ ， $\Phi \rightarrow 0$ 。
4. 動流體之運動方向只在水平方向。
5. 臨海結構物與流體之接觸面為垂直且剛性。

動水壓力公式如式 5.8 所示：

$$p(0, x_2, t) = \rho_w \ddot{x}_0(t) H \frac{C_m}{2} \left[1 - \frac{x_2^2}{H^2} + \sqrt{1 - \frac{x_2^2}{H^2}} \right] \dots\dots\dots (5.8)$$

式中， ρ_w 為水的密度， $\ddot{x}_0$ 為作用在牆面之水平向加速度， H 為水位高， C_m 為常數 0.743。

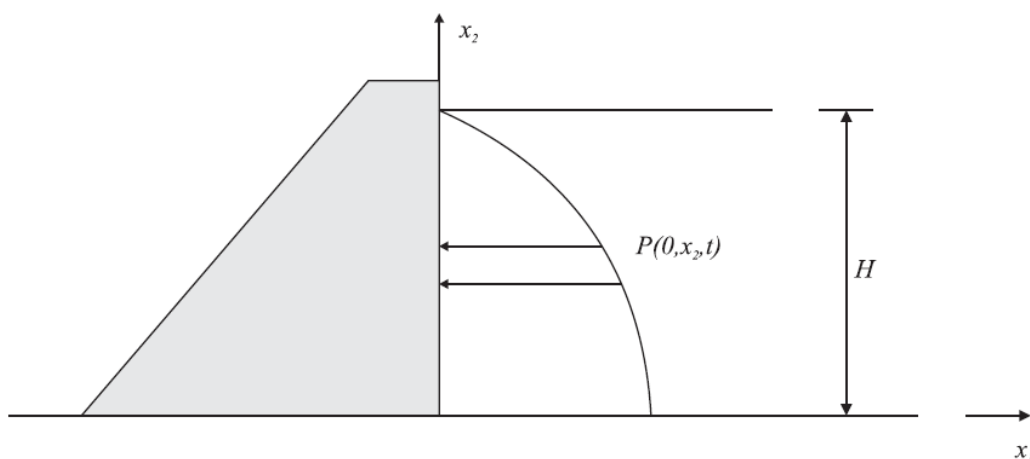


圖 5.3 動水壓力作用於臨海擋土牆之示意圖(FLAC, 2008)

5.1.7 超額孔隙水壓力激發模式

在進行動態荷重下之土壤液化行為之有效應力分析時，除了考慮土壤的非線性應力-應變行為，還要考慮應變造成之超額孔隙水壓力，FLAC Dynamic 中提供之分析方法是採用 Finn model 來對液化時超額孔隙水壓激發的效應進行模擬。

Martin et al. (1975) 提出經驗公式 5.9 解釋反覆剪應變和累積體積應變之關係。如下所示：

$$\Delta \varepsilon_{vd} = C_1 (\gamma - C_2 \varepsilon_{vd}) + \frac{C_3 \varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4 \varepsilon_{vd}} \dots\dots\dots (5.9)$$

式中， ε_{vd} 為反覆剪應變之震幅， γ 為剪應變， $\Delta \varepsilon_{vd}$ 為體積應變之增量。利用此公式可以從體積變化來得到孔隙水壓的變化情況。Finn et al. (1977) 根據此公式建立剪力模數、剪力強度、累積體積應變和有效應力變化之關係，稱為 Finn-Martin Model，在 FLAC 中，使用 Finn-Martin Model 需要四個參數，分別為 C_1 、 C_2 、 C_3 和 C_4 。

Bryne et al.(1991)提出簡化之公式，以式(4.7)-(4.9)表示累積體積應變和剪應變之關係，其參數代表意義與 Finn-Martin Model 相同，稱為 Finn-Bryne Model，此公式只需要兩個參數 C_1 和 C_2 ， C_1 可以相對密度或是 SPT-N 值來求得，而 C_2 則根據 C_1 得到。

5.2 分析流程

在進行動態分析時，必須對內部的節點或是邊界輸入適當的動態邊界條件，FLAC Dynamic 所使用的動態輸入條件包括作用於網格表面之應力或壓力歷時、作用於節點之荷重、速度及加速度歷時等等。速度或加速度歷時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，速度或加速度歷時無法與黏滯邊界同時計算，所以需要加速度歷時轉換成應力的邊界條件。

進行動態有效應力分析的數值模擬程序包括：(1)建立網格；(2)定義材料組構模式及材料參數；(3)設定初始及邊界條件；(4)進行靜態平衡；(5)施加靜水壓力於邊界及網格內；(6)進行靜態平衡；(7)在液化土層加入 Finn 模式；(8)給予阻尼參數及吸能邊界；(9)施加模擬地震力之動態邊界。

在建立模型時主要分成三部分：(1)有限差分網格的建立；(2)組構模式及材料參數的設定；(3)初始以及邊界條件的設定。在進行動態分析前必須先建立有限差分網格以描述在模擬問題的幾何條件，在進行網格的設定時，須要注意網格的邊界位置以及網格的密度。邊界的位置會影響動態分析之結果，邊界太近將會影響到位移量的計算，邊界太遠則網格數太多會影響計算時間，所以必須考慮邊界的位置。網格的大小須考慮波傳行為的影響，且其側向與下方延伸範圍與邊界條件亦須考慮應力波在固定變界下之反射行為，以模擬應力波於半無限空間中傳遞之行為。網格之尺寸必須滿足波傳方向之最大網格長度小於應力波最小波長之 $1/10$ 為原則。

組構模式及材料參數的決定會影響模型在受到動態邊界條件時的反應，網格中存在的所有元素皆必須設定材料參數及組構模式，FLAC 程式中有 12 種基本的組構模式總共分成無效模式 (null)、彈性模式 (elastic) 和塑性模式 (plastic) 三大類，另外還可以視分析需要選擇孔隙水壓力激發模式 Finn model。其中無效模式指的是開挖之後或

是沒有實體存在的網格，不須指定任何參數；彈性模式可以用來模擬應力-應變行為呈線性行為的材料，需要指定土壤密度 d (density) 與兩樣彈性參數體積模數 K (bulk modulus) 以及剪力模數 G (shear modulus)，彈性參數可以用楊式模數 E (Young's modulus) 和柏松比 ν (Poisson's ratio) 表示。塑性模式依照分析材料及分析類型不同而有多種模式，一般於大地工程常用的為 Mohr-Coulomb 模式，而在進行液化分析時所使用的 Finn model 僅能用於 Mohr-Coulomb 模式，因此需要 Mohr-Coulomb 塑性參數，需要指定的參數有土壤密度 d (density)、體積模數 K (bulk modulus)、剪力模數 G (shear modulus)、摩擦角 fric (friction angle)、凝聚力 c (cohesion)、膨脹角 (dilation angle) 和張力強度 (tensile strength)。而為了進行地下水的滲流分析，還需要土壤之滲透係數 (permeability) 與水之體積模數 (K_w)。

初始以及邊界條件能夠表示現地的情況並且滿足靜態穩定條件，包括力學平衡與地下水的穩定。為了滿足力學平衡與施加動態邊界條件前的初始狀態，需要在網格邊界施加適當的邊界條件，並且施加水壓力邊界以利滲流分析，施加之邊界條件包括：(1)底部邊界節點於水平向和垂直向固定；(2)側向邊界節點水平向固定；(3)水壓力依現地水位狀況設定水壓力邊界，並開啟滲流分析計算內部水壓力。

5.3 沉箱模型數值分析

設置於震動台之沉箱式碼頭模型斷面如圖 5.4 所示，根據擬靜態分析得到能在靜態情況下維持穩定之模型尺寸，配合震動台之尺寸進行設置，沉箱模型為一高 50cm、寬 33cm 之剛體，海側海床深度為 70cm，沉箱底面為厚度 10cm 之礫石基底，陸側之沉箱背後為三角形分佈之背填礫石共三層，碼頭上方無載重施加於地表。

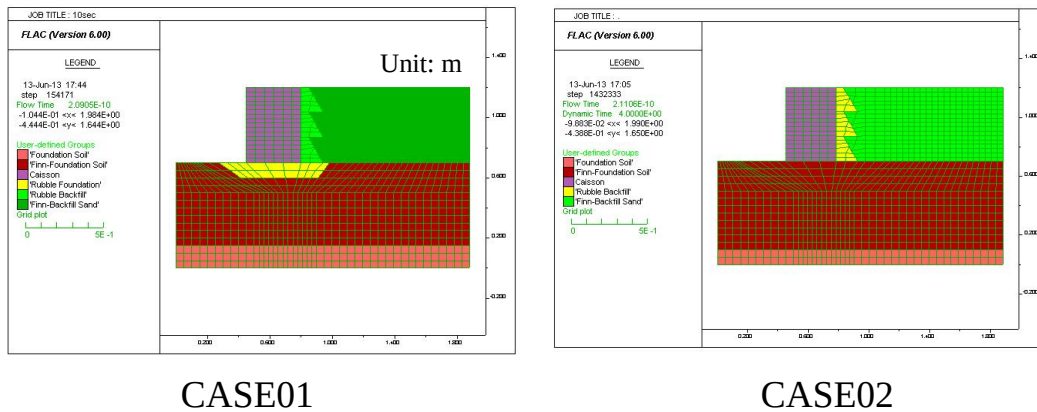


圖 5.4 沉箱碼頭模型之數值模型

模型以乾淨砂配合實降方式準備，因此土層為均勻堆積，考慮應力變化且沉箱模型背後支背填土壤須以人工回填方式準備，因此除了礫石層與砂土外，將砂土層分為三類，海床最底層為彈性層，上方土層為可激發孔隙水壓力之 Finn-Bryne model 土層；沉箱模型背後之背填土壤亦為可激發孔隙水壓力之 Finn-Bryne model 土層，根據本研究對試驗用之越南砂土進行之物性試驗，採用越南砂土之強度參數為 $c=0$ 及 $\phi=33^\circ$ 、土壤單位重為 1800kg/m^3 。至於基底及背填之礫石層皆為超額孔隙水壓不會激發之 Mohr-Coulomb 土層，礫石層之強度參數及土壤密度根據交通部運研所「港灣構造物設計準則修訂」之建議為 $c=0$ 及 $\phi=45^\circ$ ，礫石單位重為 $2,000\text{kg/m}^3$ ，每一網格大小約為 $4\text{cm} \times 4\text{cm}$ ，依位置及幾何形狀的需求而有差異，網格分佈如圖所示圖 5.5。背填砂土之緊密情況根據實際試驗量測到之結果其相對密度為 55%。

本研究所分析之數值模擬流程如圖 5.6 所示（以 CASE01 為例），以下分別簡述各步驟：

1. 建立網格：依照震動台實際沉箱碼頭模型尺寸建立，並將網格分為四個區域，包含背填礫石、背填砂土、基底礫石、基底砂土。
2. 給予材料參數：根據本研究對越南砂進行物性試驗以及「港灣構造物設計準則修訂」建議之礫石強度參數，於 5.4 節詳述。
3. 設定邊界條件：左右側邊界固定 X 軸，只允許縱向變位；底部邊界固定 Y 軸，只允許橫向變位。

4. 加入結構物與介面元素：在沉箱與被填材料及基底材料間分別加入介面元素（interface）使沉箱在受震過程中可與材料分離或滑動。
5. 施海水側向力：沉箱左側為海面，因此在沉箱左側施加海水側向靜水壓力。
6. 施加靜水壓分佈：由於水位面位於沉箱頂部，因此開啟滲流模式使模型由底部至水位面為均勻分佈之靜水壓力。
7. 靜態平衡：關閉滲流模式，開啟重力場，使土體達靜力平衡。
8. 設定 Finn-Bryne model：為了模擬飽和砂土受震後之液化問題，因此設定被填砂土與基底砂土使用 Finn-Bryne model，並給定 Finn-Bryne model 所需參數。
9. 設定阻尼參數和動態邊界：由於動態數值模擬必須考慮能量的損失，因此比須給予力學阻尼，其中結構元素以 Rayleigh 阻尼設為質量之 5%，最小共振主頻率為 30Hz，土壤元素採用 Hardin 之遲滯性阻尼。左右兩側邊界以自由場邊界 free field 表示，底部假設為岩盤，為了消除壓力波於底部產生反射線向，底部以垂直向之安靜邊界 (quiet boundary) 表示。
10. 施加地震力：為了與模型試驗做對照，數值模擬所施加之地震加速度與模型試驗所規劃之地震加速度相同。

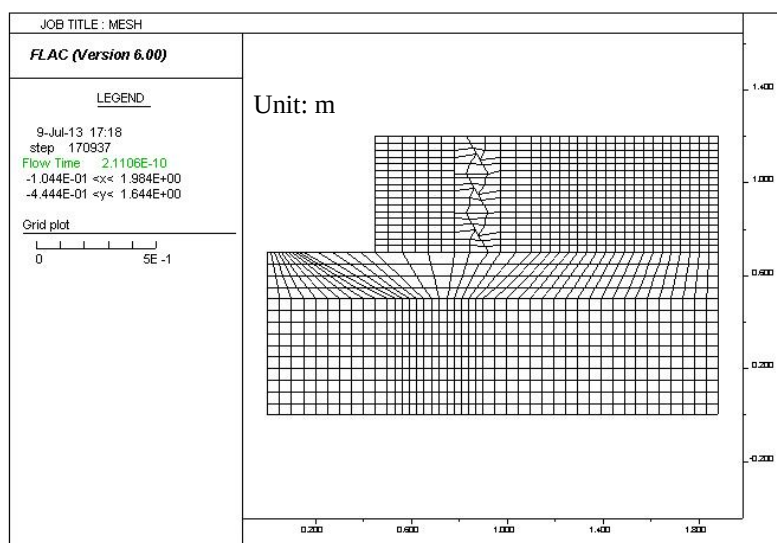


圖 5.5 數值模型網格圖

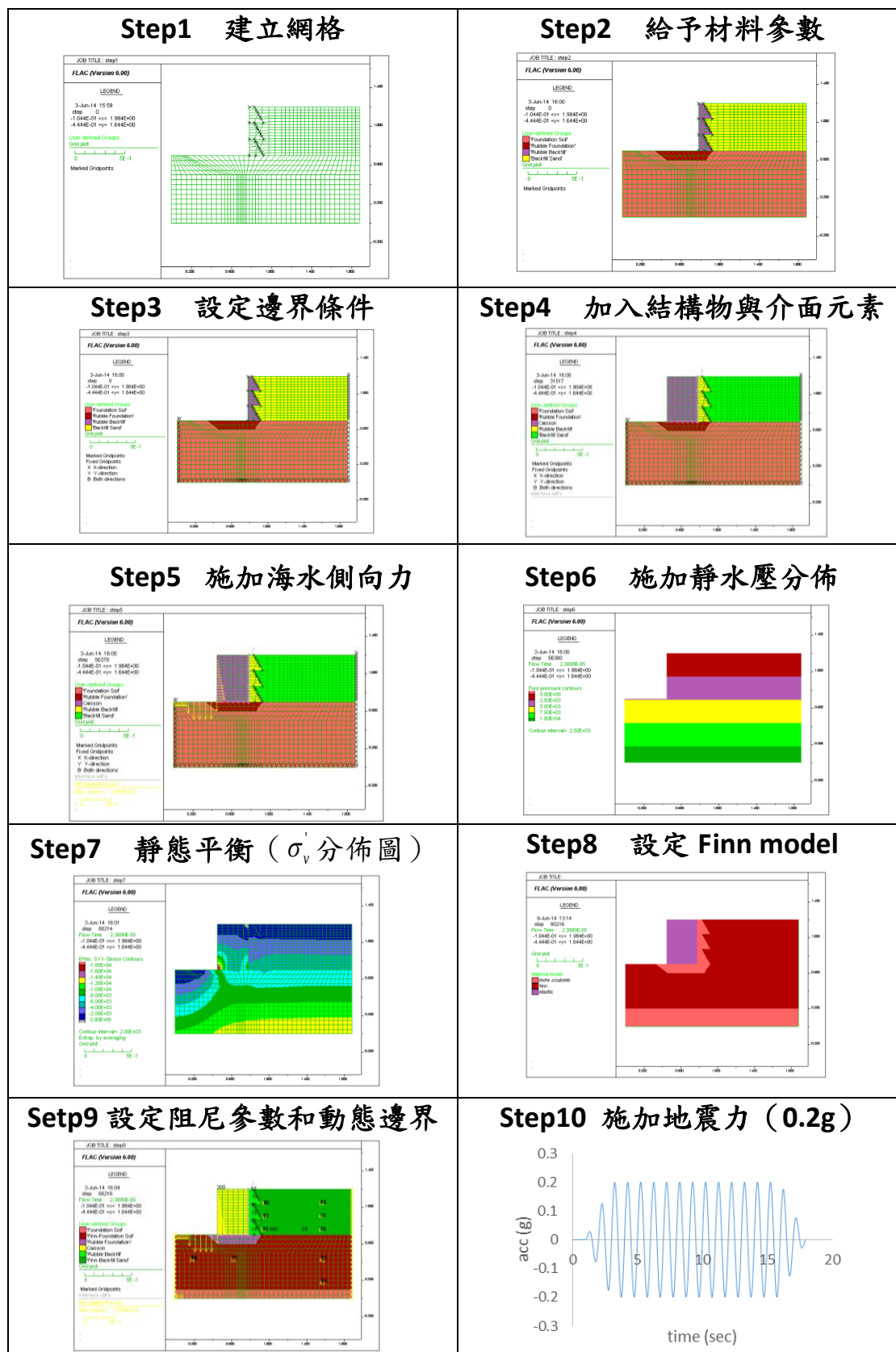


圖 5.6 沉箱模型數值模擬流程

5.4 材料參數設定

本研究所使用之模型之材料主要分成四個部分，包含背填砂土、基底砂土、背填礫石、基底礫石，進行動態有效應力分析所需之土壤參數包括：土壤剪力強度參數（ c ， ϕ ）、土壤彈性參數（剪力模數及體積模數）、土壤動態參數（模數折減曲線及阻尼比曲線），所進行之試驗包括三軸不排水試驗、不同圍壓下剪力波速量測、反覆三軸土壤動態特性試驗，相關試驗結果說明如下。表 5-1 為各材料參數表。

表 5-1 數值模擬所需材料參數

	背填砂	基底砂	背填礫石	基底礫石
Density (kg/m^3)	1800	1800	2000	2000
Cohesion (Pa)	0	0	0	0
Friction angle ($^\circ$)	33	33	45	45
Permeability (cm/sec) ($\text{m}^2/(\text{Pa}\cdot\text{sec})$)	5E-4 5E-10	5E-4 5E-10	5E-2 5E-8	5E-2 5E-8
Shear modulus (MPa)	Varied	Varied	36	36
Bulk modulus (MPa)	Varied	Varied	60	60
$N_{1,60}$	5	5	-	-
Hardin γ_{ref}	0.055	0.055	0.055	0.055

越南砂之剪力強度參數，以重模越南砂進行飽和等向壓密不排水三軸試驗（Triaxial CIU test），總應力摩擦角為 23.9° ，有效應力摩擦角為 32.8° 。

土壤小應變下之剪力模數為進行數值分析所需之彈性參數之一，其可由剪力波速推估，影響剪力波速之主要因子為顆粒組成、顆粒堆積狀態（孔隙比）及有效應力狀態，其可以下式表示：

為建立現地土壤動態剪力模數折減曲線，試驗程序需包括室內土壤動態試驗與現地剪力波速量測，室內土壤動態試驗以現地薄管取樣試體，施加相近於現地應力狀態之壓力，進行小應變量（ $\gamma < 10^{-2} \%$ ）與大應變量（ $10^{-2} \% \sim 10 \%$ ）之反覆荷重試驗，建立正規化動態剪力模數折減曲線（normalized shear modulus degradation curve, $G/G_{\max}$ vs. γ ）。以越南砂進行反覆三軸試驗，壓密應力為模擬模型試驗中點高程之應力（15 kPa），震動頻率為 0.1 Hz，每一應變進行兩週期加載，並以兩週期之平均作為剪力模數計算。

土壤彈性參數包含剪力模數（shear modulus）及體積模數（bulk modulus），本研究在進行數值模型於液化情況下之模擬時，加入剪力模數與體積模數隨砂土之有效主應力變化之關係，藉此考慮因砂土液化，造成剪力波波速傳遞造成之模型受震行為之影響。Seed et al. (1984) 對砂土之有效主應力與剪力模數之關係做出了比較，並建立以下經驗公式：

$$G_{\max} = 1000 K_{2,\max} (\sigma'_m)^{0.5} \text{ (psf)} \dots\dots\dots (5.10)$$

$$K_{2,\max} \approx 20 (N_{1,60})^{1/3} \dots\dots\dots (5.11)$$

式中 σ'_m 為有效平均主應力， $K_{2,\max}$ 為一常數與 $N_{1,60}$ 有關。 $N_{1,60}$ 的決定依據剪力波波速量測結果由背填砂土及底部砂土中點之平均有效主應力分別帶入得到之剪力波波速進一步換算為剪力模數便可得到該土層之 $N_{1,60}$ ，本研究以 $N_{1,60} = 5$ 帶入式 5.10 及 5.11 所得到之 $G_{\max}$ 作為砂土之初始剪力模數。而體積模數與剪力模數關係如下式表示：

$$K = \frac{2G(1-\nu)}{3(1-2\nu)} \dots\dots\dots (5.12)$$

ν 為柏松比（Poisson's ratio）假設為 0.49。

Wang2D 土壤相關參數列於表 4.2，擬合結果如圖 4.12 所示，數值模型中背填砂與基底砂以 Wang2D 模式模擬，其殘餘強度與勁度設為初始值之 10%。

第六章 模型實驗結果與數值模型結果比較

本章節比較第三章提及之 Test 4 至 Test 7 共四組試驗模型試驗及數值模擬之結果，首先比較破壞模式並與擬靜態分析做比較，接著將個別就未液化情況 (Test 5) 及液化情況 (Test 7) 之試驗分別觀察其孔隙水壓激發狀況、土壓力分佈、位移時間歷時、遲滯圈等，由於液化後沉箱模型反應較複雜，因此在液化情況 (Test 7) 除討論上述反應，進一步探討剪應變與超額孔隙水壓激發耦合反應、液化判定，並將模型試驗與數值模擬進行對照比較，包含基底有礫石層 (CASE01) 及基底無礫石層 (CASE02) 之情況。表 6-1 為 Test 4 至 Test 7 之輸入地震加速度，皆為頻率 1Hz，歷時 15 個周期，最大加速度為 0.05g 至 0.2g。

表 6-1 輸入地震加速度(Test 4 至 Test 7)

Input motion (X Direction)	Frequency (Hz)	Amax (g)	Duration (sec)
Test 4	1	0.05	15
Test 5	1	0.075	15
Test 6	1	0.1	15
Test 7	1	0.2	15

6.1 擬靜態分析

6.1.1 簡化分析法

首先以 2.3.1 介紹之簡化分析法對沉箱模型進行壁體滑動、壁體傾覆與地盤承载力之檢討。可以計算得到在最大加速度 $a_{\max}$ 為 0.1g、0.15g 與 0.2g 的情況下，其抗滑動與抗傾覆之能力如表 6-2 所列：

由擬靜態分析結果可知，不考慮背填土完全液化之情況時，沉箱式碼頭模型在最大加速度 $a_{\max}$ 小於 0.15g 的情況下尚能保持自立，而 0.15 即為臨界地震係數 k_t ，代表結構達到臨界穩定性(安全係數 FS=1)

時之最大地表加速度或震度係數。而在背填土完全液化之情況下，沉箱模型會受到較大的背填土側向土壓力，抗滑動之安全係數均小於 1，因此在此情況下，沉箱模型無法穩定自立，而擬靜態分析只能分析沉箱模型在此受力機制下之穩定情形，而其液化潛能與受震下液化之情形需要進行動力數值分析才能了解。

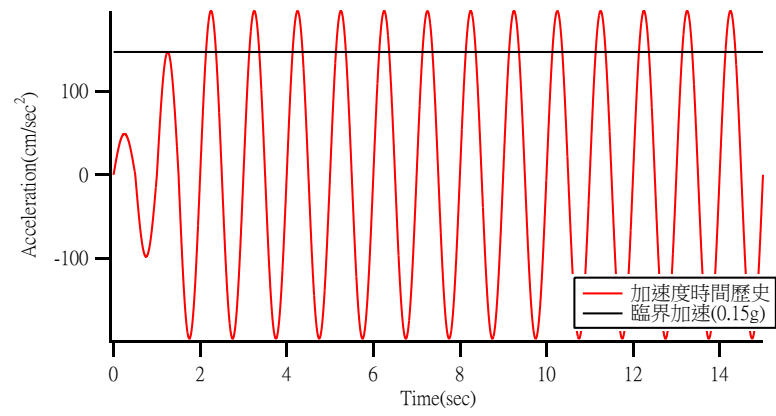
表 6-2 模型之抗滑動與抗傾覆之安全係數

最大加速度 a_{max}	背填土未液化 抗滑動安全係數	背填土未液化 抗傾覆安全係數	背填土完全液化 抗滑動安全係數
0.1g	1.37	1.57	0.52
0.15g	1	1.15	0.44
0.2g	0.76	0.92	0.39

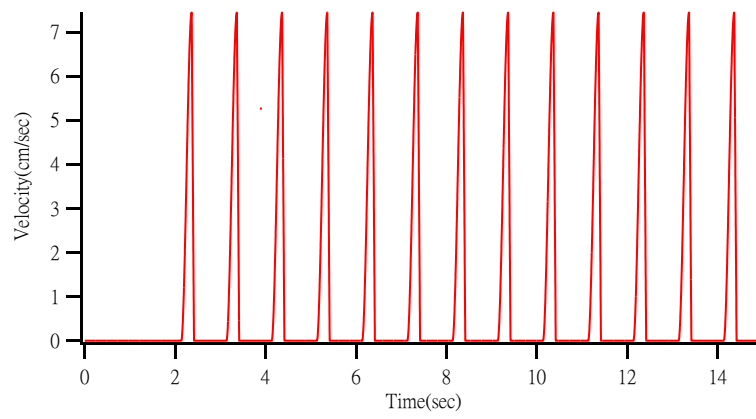
完成沉箱模型之抗滑動與抗傾覆能力評估之後，以前述之式(2.13)及式(2.14)進行承载力之分析。在安全係數為 2.5 的情況下，基礎承载力為 12.54kN/m^2 ，而沉箱模型之垂直有效作用力為 10.38kN/m^2 ，因此承载力檢核的結果為沉箱模型底面土壤能夠承受沉箱之重量，在靜態時，沉箱式碼頭模型能夠維持穩定。

6.1.2 簡化動力分析

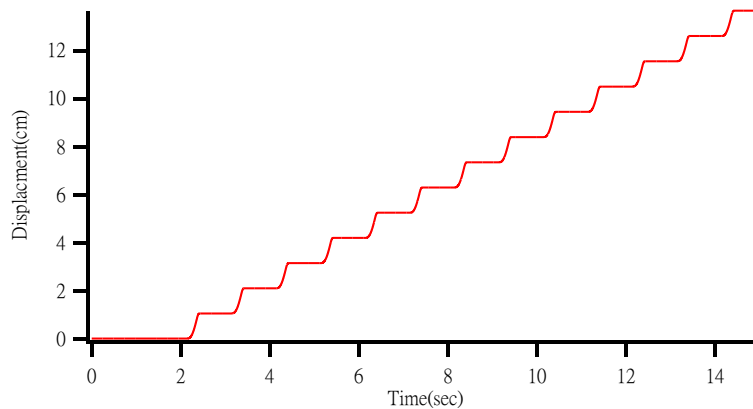
沉箱模型受震之滑動量以 2.3.2 介紹之簡化動力分析進行檢核，滑動量的計算方式分別採用滑動塊體分析法及簡化圖表分析法，以臨界地震係數 0.15g 作為滑動之臨界加速度，並且以頻率為 1Hz、延時為 15 秒的正弦波加速度時間歷時進行滑動量分析，計算得到各個最大加速度之滑動量。最大加速度為 0.2g 時的滑動量計算過程如圖 6.1 所示，不同最大加速度之滑移量如圖 6.2 所示。



(a)



(b)



(c)

圖 6.1 滑動塊體法分析結果

(a)加速度時間歷時(b)速度時間歷時(c)滑動量時間歷時

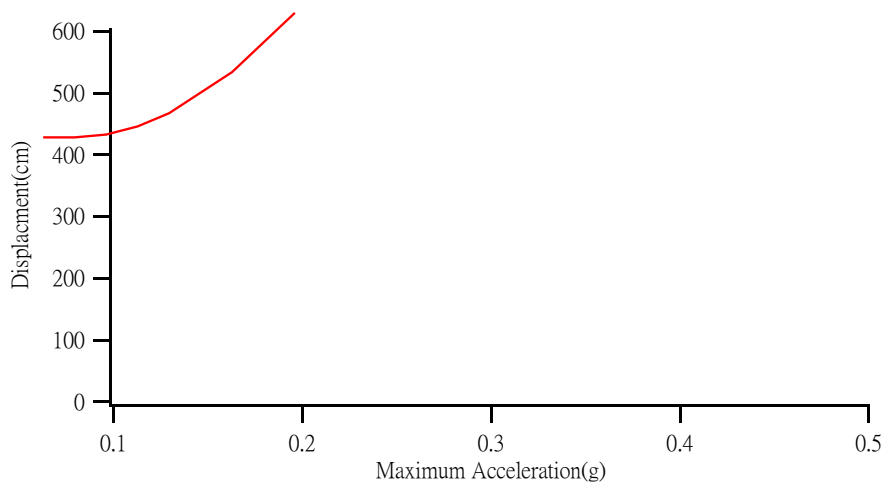


圖 6.2 最大加速度與滑移量之關係(滑動塊體法)

6.1.3 擬靜態與模型試驗位移量比較

滑動塊體分析法需先假設一臨界加速度，超過臨界加速度之地震加速度才會產生滑動量，因此在小於臨界加速度（0.15g）之地震加速度沉箱無發生相對位移，如圖 6.3 為擬靜態分析所得到之相對位移量

與模型試驗比較，在地震加速度為 0.2g 時擬靜態分析所得到之位移量為 137mm 與模型試驗所得到之位移量 157 mm 非常接近。而在 CASE02 地震加速度為 0.2g 時模型試驗之位移量為 257mm 較 CASE01 大，顯示基底礫石有助於沉箱抵抗滑動。

6.2 未液化情況(Test 5)

本研究規劃之地震加速度中，除 Test 7 (0.2g) 發生液化外，其餘試驗皆無發生液化，因此本章節取一未液化之實驗中之代表性試驗 Test 5 (0.075g) 探討在較小之地震加速度下，沉箱之受震反應，並與數值模型進行比較，圖 6.4 為本次試驗之輸入地震加速度時間歷時 ($a_{\max}=0.075g$)。

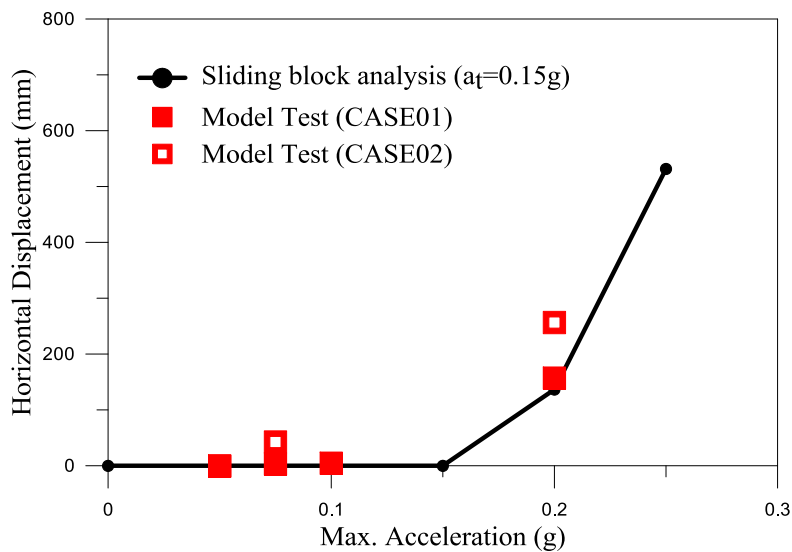


圖 6.3 滑動塊體分析法與模型試驗位移量比較

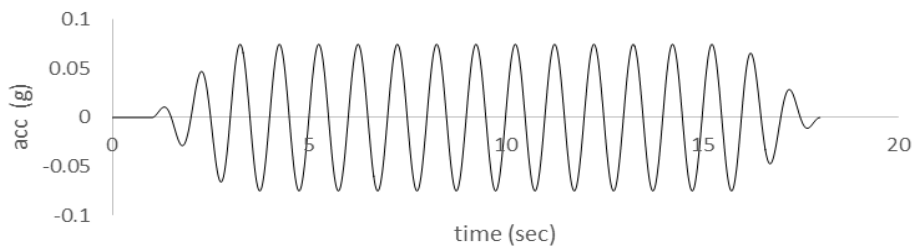


圖 6.4 輸入地震加速度時間歷時 ($a_{\max}=0.075g$)

6.2.1 Test 5 累積超額孔隙水壓力比較

比較實驗與數值模擬在受震過程中之累積超額孔隙水壓力激發反應包含基底有礫石層之情況 (CASE01) 與基底無礫石層之情況 (CASE02), 圖 6.5 為 CASE01 沉箱模型試驗與數值模擬之超額孔隙水壓比(excess pore pressure ratio, r_u)歷時比較, 模型試驗所量測到之超額孔隙水壓比使用低通率波 (low pass filter) 保留震動時所產生之動態反應, 在加速度為 0.075g 的情況下, 數值模擬之結果顯示只有在表面的範圍內發生液化現象, 而在模型試驗的量測結果可發現除了 WP11 (自由場深度 15cm 處) 約在 7 秒時之超額孔隙水壓比達最大值 0.2, 其餘位置皆小於 0.1, 而比較各點之超額孔隙水壓比可發現, 沉箱底部因上方沉箱載重的影響, 超額孔隙水壓激發率為最小, 此結果與 Iai et al. (2000)之結果相符。數值模擬的超額孔隙水壓比皆大於模型試驗, 因數值模擬考慮有效應力對剪力模數之影響(Seed et al. 1985), 當有效應力減少, 剪力模數隨之減少, 因此砂土內部產生較大的剪應變量, 而 Finn model 之孔隙水壓激發為剪應變控制, 因此數值模擬之結果孔隙水壓比震幅 (包含激發及消散) 皆較大。

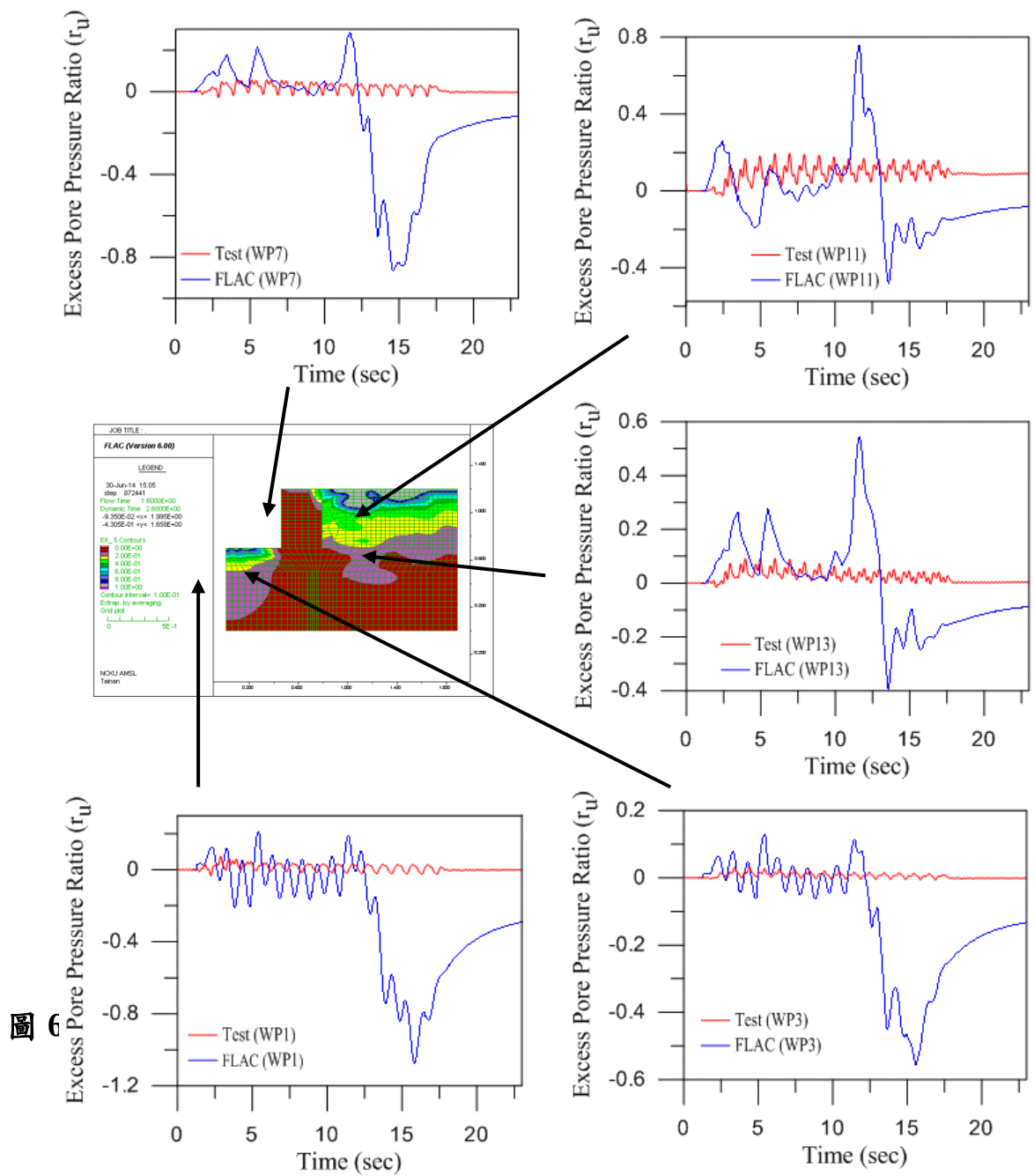
圖 6.6 為基底無礫石層 (CASE02) 的情況下之比較, 比較模型試驗與數值模擬之最大超額孔隙水壓比皆約在 2~4 秒內達到最大值且兩者最大值相距不大, 但在數值模擬出現較明顯的負超額孔隙水壓比, 由於數值模擬在進行運算時若出現較大之網格變形, 網格產生膨脹變形, 導致水壓下降, 且水壓較初始值小, 因此出現負超額孔隙水壓。

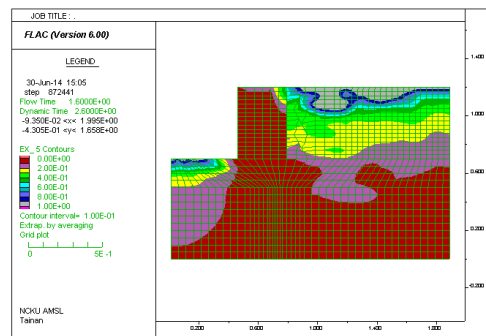
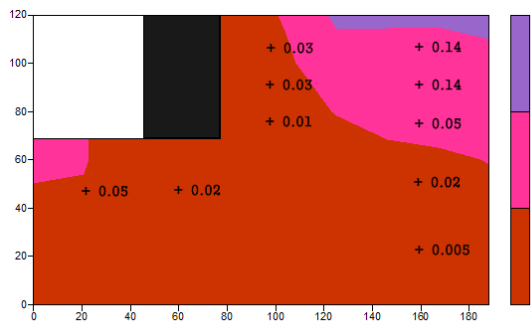
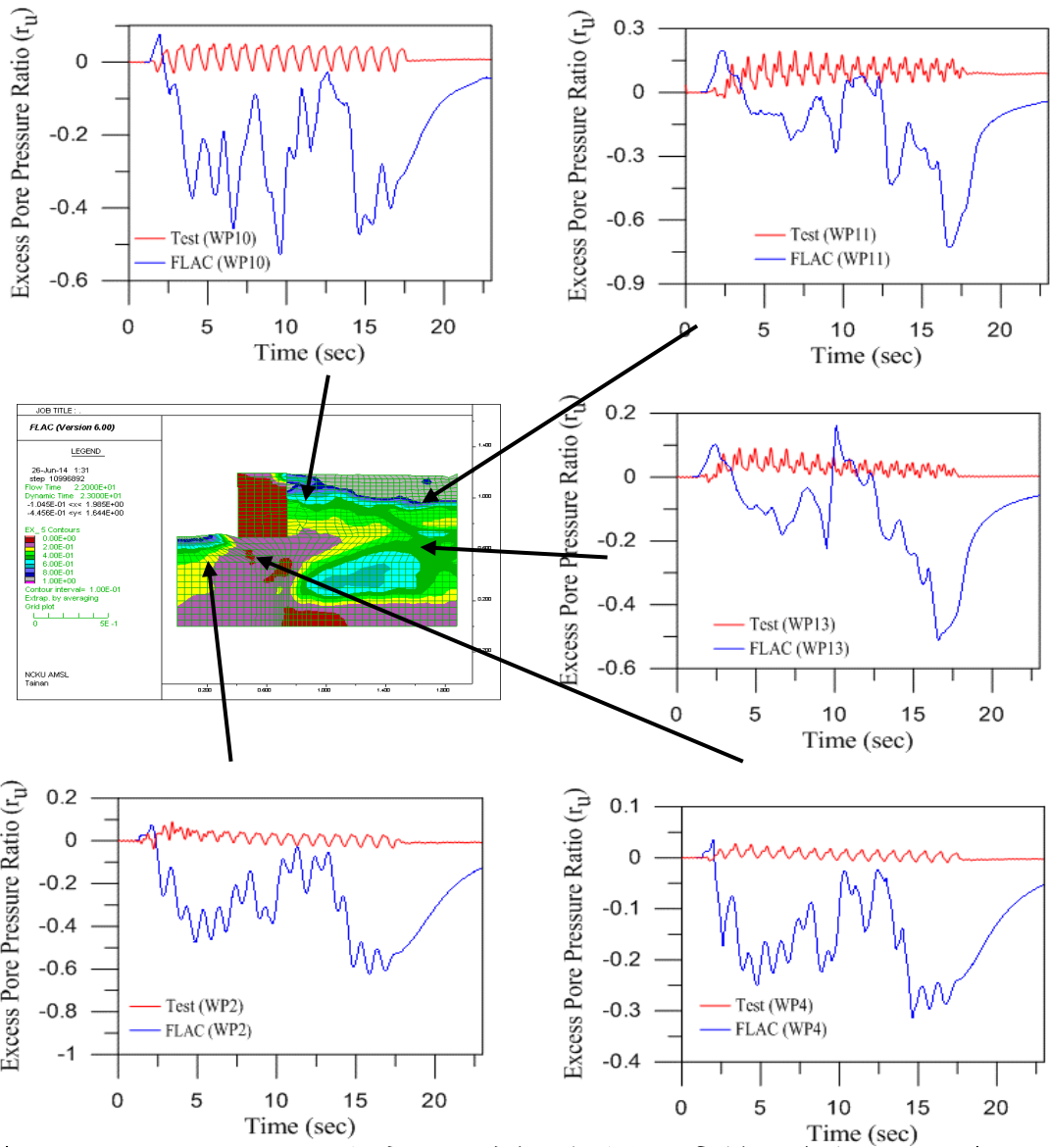
模型試驗之最大超額孔隙水壓比分佈圖如圖 6.7 與圖 6.8 所示, 與數值模擬之最大超額孔隙水壓比分佈進行比較, 顯示數值模擬大部份數值都偏大, 其原因為數值計算時經常會出現急遽升高且數值不合理的尖點 (spike), 導致數值模擬顯示超額孔隙水壓比分佈圖時, 有偏大的現象。整體而言在地震加速度為 0.075g 時, CASE01 與 CASE02 在數值模擬中之最大超額孔隙水壓比之結果皆偏大於模型試驗。

6.2.2 Test 5 沉箱背填土壓力比較

沉箱的破壞由沉箱之位移所控制，而引致沉箱位移的原因之一為受震時沉箱側向土壓力及超額孔隙水壓會逐漸增加，增加的推力導致沉箱位移破壞，圖 6.9 為靜態(Static)、擬靜態(Pseudo static)、模型試驗實驗初始值(ini. (Test))與最大值(max (Test))、數值模擬初始值(ini. (FLAC))與最大值(max (FLAC))之比較圖，靜態時之土壓分佈與數值模擬上未受震動前相近，擬靜態依圖 2.20 背填土未液化時之壓力分佈計算，數值模擬得到的結果偏大，此因數值模擬激發之超額孔隙水壓較大而增加沉箱之側向推力。比較 CASE01 和 CASE02 在數值模擬中所得之側向土壓力，兩者相距不大。整體而言模型試驗所測之背填土壓與數值模擬值有所差距，究其原因可能因背填礫石粒徑較大(約 1~2cm)，與土壓計接觸面會產生許多空隙，導致土壓計所得到的值有較大的誤差。

在側向動態土壓與沉箱加速度之相位關係比較如圖 6.10 所示，發現在加速度 0.075g 背填未發生液化的情況下，兩者相位相反，與 Miura et al. (2000) 及 Kim et al. (2004) 所得到的結果相符，比較兩者相角差，CASE01 之相角差在受震其間皆大於 1 rad，最高達 3 rad，而 CASE02 之相角差皆大於 2 rad。

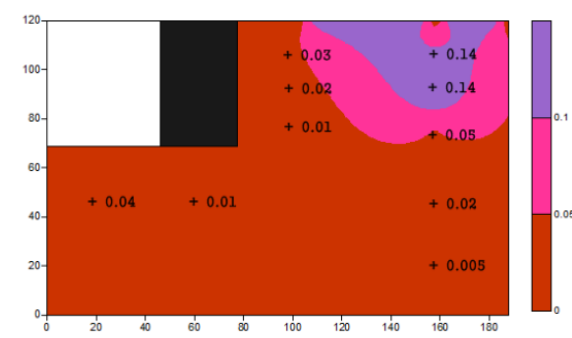




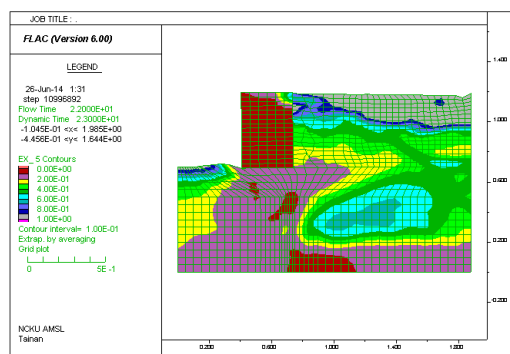
(a)模型試驗

(b)數值模擬

圖 6.7 Test 5 -CASE01 最大超額孔隙水壓比分佈

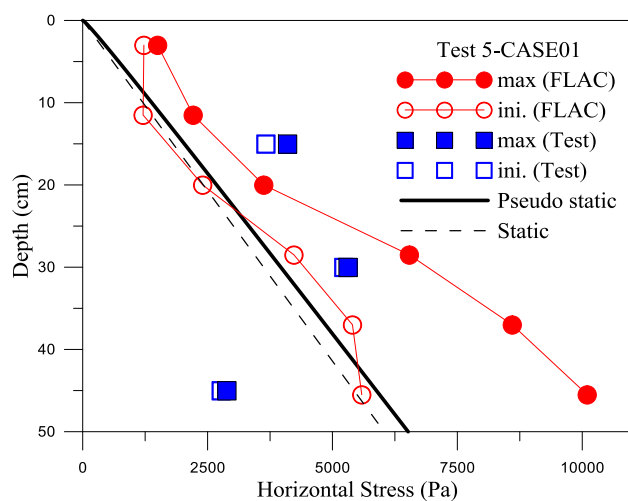


(a)模型試驗

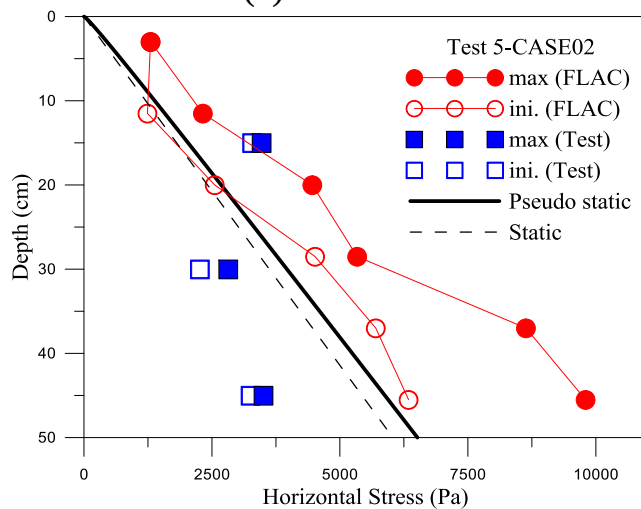


(b)數值模擬

圖 6.8 Test 5 -CASE02 最大超額孔隙水壓比分佈

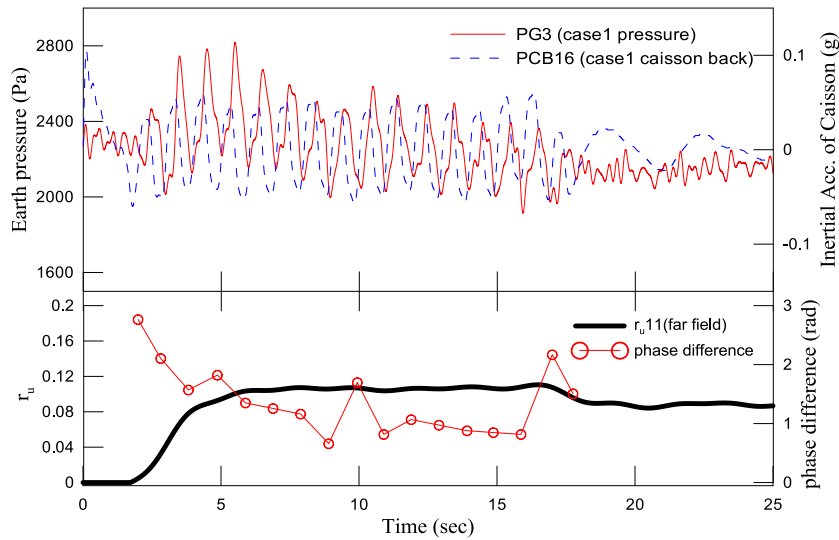


(a)CASE01

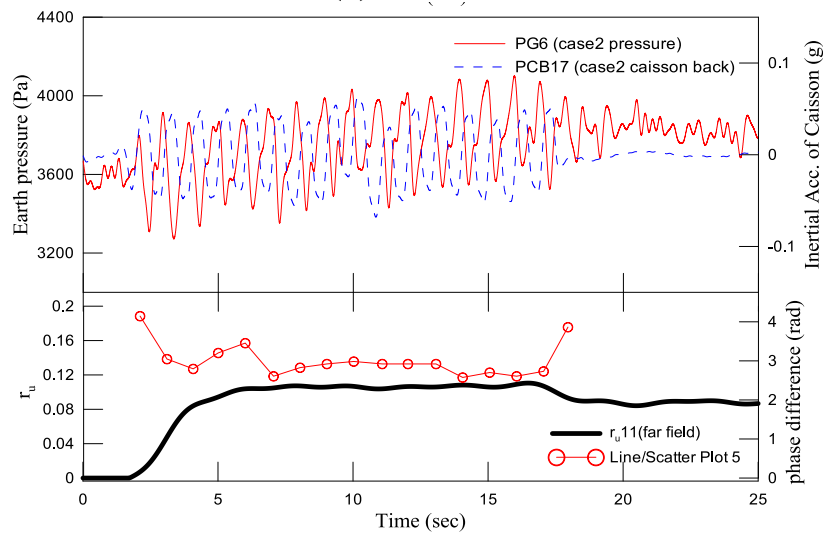


(b)CASE02

圖 6.9 Test5 側向土壓比較



(a)CASE01



(b)CASE02

圖 6.10 Test 5 未液化情況下背填土壓力及沉箱慣性加速度之相位關係(模型試驗)

6.2.3 Test5 破壞模式比較

沉箱碼頭的破壞模式主要由位移控制，且基底的穩定性會影響沉箱整體的位移量及滑動量，圖 6.11 為數值模擬 CASE01 沉箱的位移量歷時，在震動結束後，沉箱的位移量約為 18mm，而在模型試驗 CASE01 之位移量約為 3.5mm，兩者正規化水平位移 d/H (%) 皆小於 1.5%，在 INA (2002) 重力式碼頭性能可接受標準中 (表 2-2) 屬於第 I 級，在中小型地震後仍能正常運作。而在基底無礫石層的情況下 (CASE02)

位移量相對 CASE01 之下較大（圖 6.12），數值模擬及模型試驗之位移量分別為 43mm 及 58mm，兩者差距不大，且仍在第 I 級範圍內，結果顯示雖然基底缺乏礫石會導致沉箱與基底間磨擦力不足而位移量增加，但在中小型地震中仍然能保持系統整體的穩定性；在背填沉陷量的部分，兩者差異不大，如圖 6.13 及 6.14 所示，表 6-3 為模型試驗及數值模擬於受震結束後沉箱頂部水平及垂直量彙整。

表 6-3 Test 5 沉箱之水平及垂直位移比較

沉箱頂部位移量 (mm)	CASE01		CASE02	
	水平位移	垂直位移	水平位移	垂直位移
模型試驗	3.5	<1	43	1.4
數值模擬	18	4	58	11

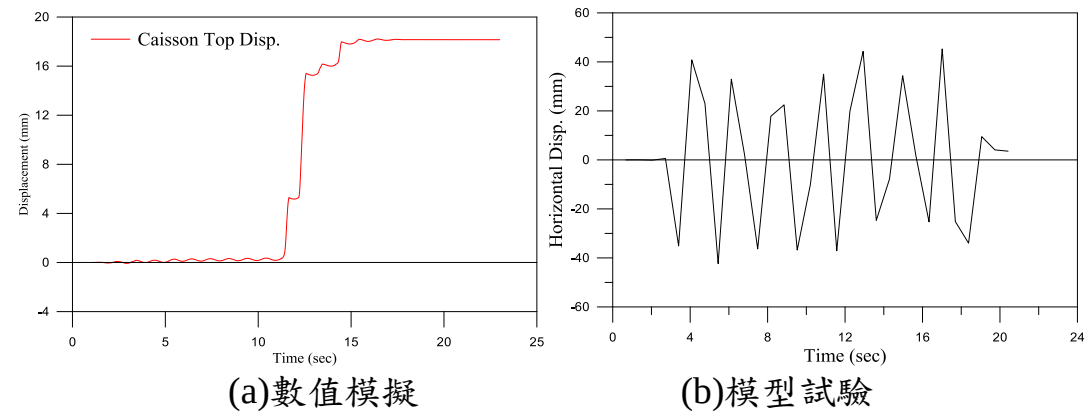


圖 6.11 Test 5 -CASE01 沉箱水平位移結果

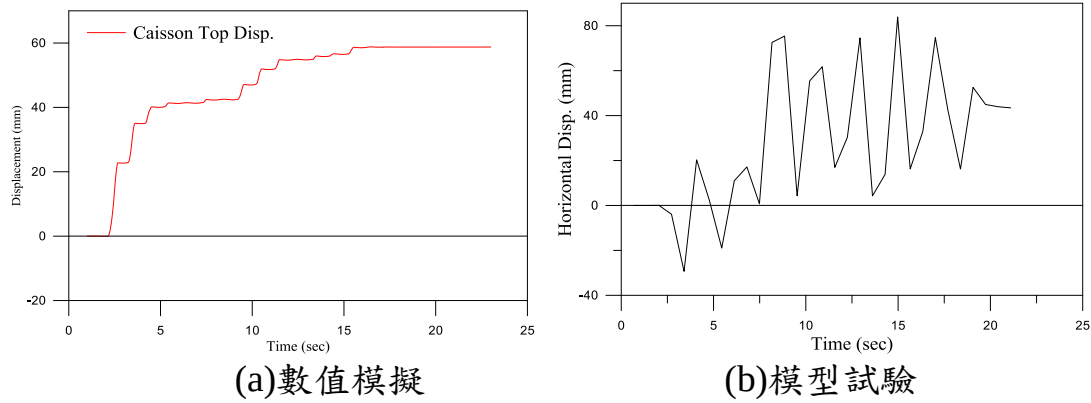


圖 6.12 Test 5 -CASE02 沉箱水平位移結果

海側隆起 (cm)	沉箱 位置	背填砂土沉陷量 (cm)
0.2	有礫石	1.05
0.1	無礫石	0.68

圖 6.13 Test 5 模型實驗在受震結束後之平均沉陷及隆起量
上視圖位置分佈

海側隆起 (cm)	沉箱 位置	背填砂土沉陷量 (cm)
0.5	有礫石	0.5
1.5	無礫石	2.8

圖 6.14 Test 5 數值模擬在受震結束後之平均沉陷及隆起量
上視圖位置分佈

6.2.4 自由場遲滯圈比較

比較 CASE01 之數值模擬在自由場之剪應力與剪應變遲滯圈，如圖 6.15，在自由場 30cm 深度處恰好為滑動弧位置，因此其剪應變量為最大，在深度 15cm 處因皆近表層，超額孔隙水壓激發量較大，因此土壤之剪應變量也較大，而深度較深之土層（45~105cm）遲滯圈未發生變形。將數值模擬與模型試驗之遲滯圈做比較(如圖 6.16)，由自由場加速度作二次積分得到剪應變作遲滯圈圖，比較發現模型試驗不論是剪應變或是剪應力都比數值模擬來的小，因模型試驗之土層變形量較小

且較均勻分布於土層中而數值模擬之變形量大多集中於滑動面處。

在基底無礫石層之情況下，比較數值模擬在各高程之遲滯圈（圖 6.17）在 30cm 之剪應變量與 CASE01 相差不大，但在 15cm 處之剪應變量與 CASE01 相比則較大，因 CASE02 沉箱滑動量及表層之沉陷量較大導致在背填淺層處之剪應變量偏大。將 CASE02 數值模擬與模型試驗之遲滯圈做比較(如圖 6.18)，發現模型試驗不論是剪應變或是剪應力都比數值模擬來的小。

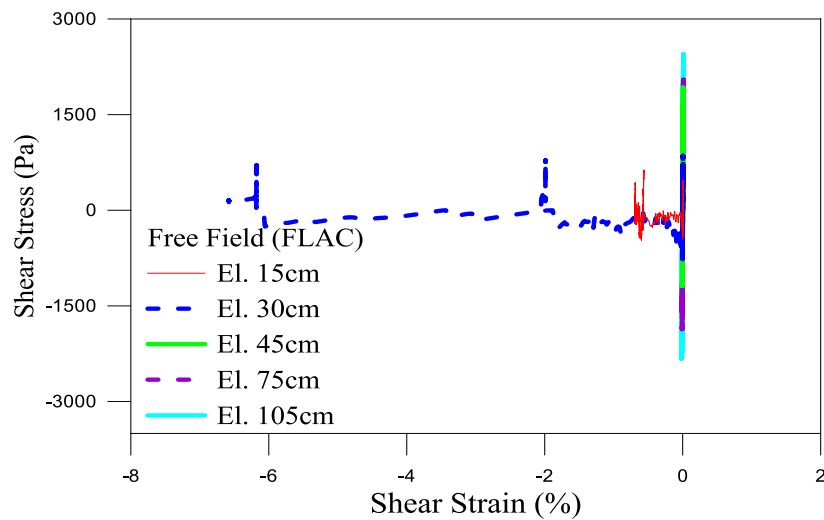


圖 6.15 Test 5 -CASE01 數值模擬自由場各高程遲滯圈比較

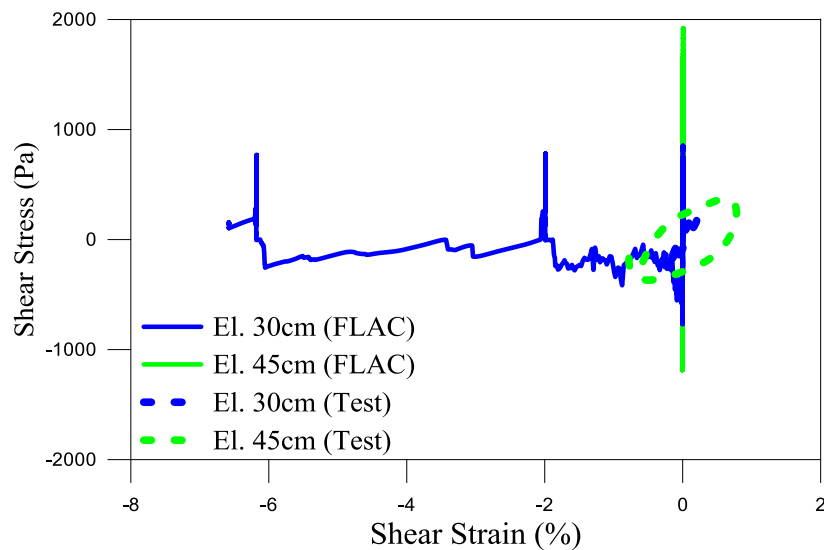


圖 6.16 Test 5 -CASE01 數值模擬與模型試驗遲滯圈比較
(自由場高程 30cm 及 40cm)

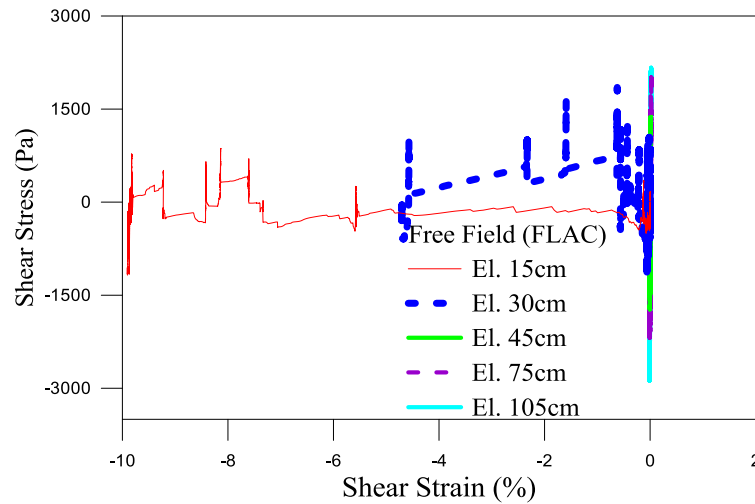


圖 6.17 Test 5 -CASE02 數值模擬自由場各高程遲滯圈比較

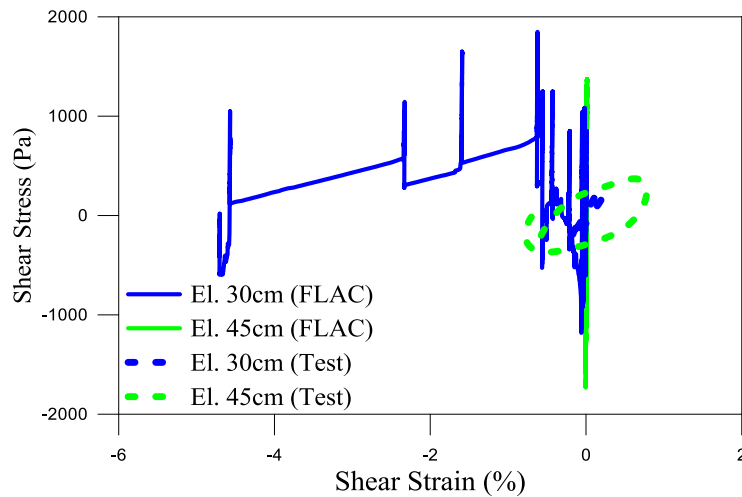


圖 6.18 Test 5 -CASE02 數值模擬與模型試驗遲滯圈比較
(自由場高程 30cm 及 40cm)

6.3 液化情況(Test 7)

沉箱受震液化後之行為較為複雜，本章節除了探討累積超額孔隙水壓與沉箱背填側向土壓力，更加以討論液化區之判定以及累積超額孔隙水壓與剪應變之耦合反應。數值模擬因計算至 3.2 秒時即發生網格變形過大 (bad geometry) 無法再進行計算，因此本章節之數值模擬成果僅顯示 3.2 秒之結果。圖 6.19 為 Test 7 之輸入地震加速度歷時 ($a_{\max}=0.2g$)。

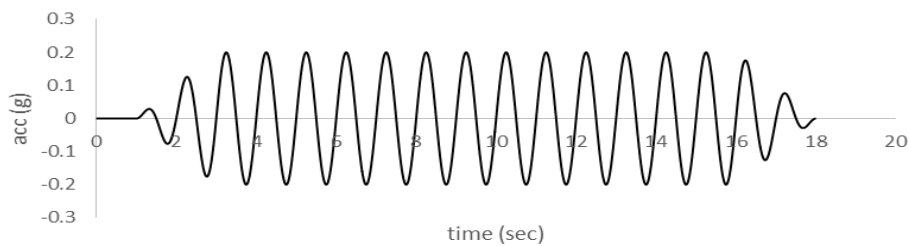


圖 6.19 Test 7 輸入地震加速度時間歷時 ($a_{\max}=0.2g$)

6.3.1 累積超額孔隙水壓力分析

在土層受到較大之地震加速度時，累積超額孔隙水壓力將於受震期間快速累積，觀察其激發模式，可判斷該範圍之土層是否液化。以下就累積超額孔隙水壓比 (r_u) 與超額孔隙水壓比之激發歷時分別判定整體模型之液化情形。

圖 6.20 為 CASE01 及 CASE02 模型試驗各高程之超額孔隙水壓激發歷時 2 秒至 8 秒 (8 秒時各水壓皆到達最大值)，在受震期間，水壓逐漸往初始有效應力包絡線靠近，若到達則為超額孔隙水壓與初始有效應力相等即為液化。利用超額孔隙水壓激發歷時與初始有效應力比較，(a)、(c) 為 CASE01 及 CASE02 之海側與沉箱底部位置，由圖中可觀察到兩者海側部分之超額孔隙水壓均大於有效應力，達到液化狀態，而在沉箱底部皆無發生液化，超額孔隙水壓約為有效應力之 1/2，此結果與文獻相符。比較沉箱背之超額孔隙水壓激發，圖(b)為 CASE01 基底有礫石層情況 (WP5~WP7)，發現在深度最淺的位置(WP5)達到液化，而圖(d)為 CASE02 沉箱背之超額孔隙水壓 (WP8~WP10)，最淺層之水壓計 (WP8) 因在受震時損壞而無紀錄，但 WP9 發生液化，因此可判定 WP9 之深度以上之土層皆發生液化。在自由場的部分 (WP11~WP15) 僅表層(WP11)發生液化，其於深層之土層皆無發生液化。

將模型試驗之最大超額孔隙水壓比繪製成分佈圖並與數值模擬進行比較 (圖 6.21)，CASE01 模型試驗在背填的部分液化深度較淺，約 25~30cm (灰色區塊)，但在數值模擬幾乎整個背填的部分皆達到液化，在海側的部分數值模擬之液化範圍較小，模型試驗液化範圍較大，而沉箱底部在模型試驗 r_u 約為 0.4，與數值模擬結果符合。CASE02 在模

型試驗的液化範圍整體而言較 CASE01 大，顯示基底無礫石的情況下，
液化範圍較基底有礫石的情況大。

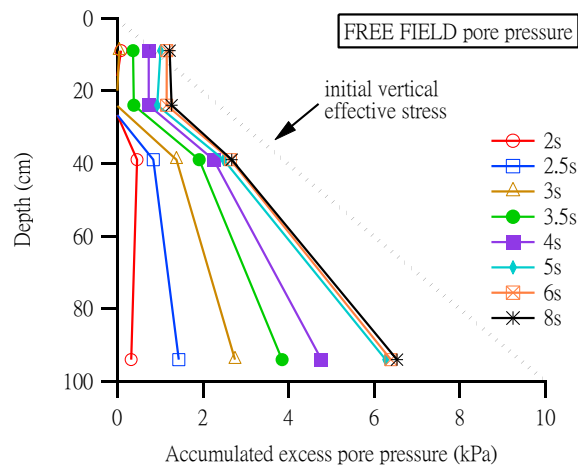
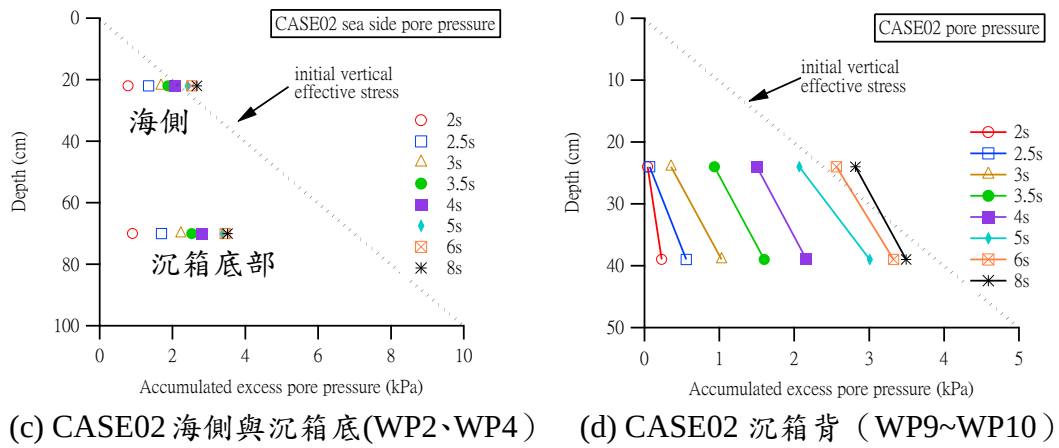
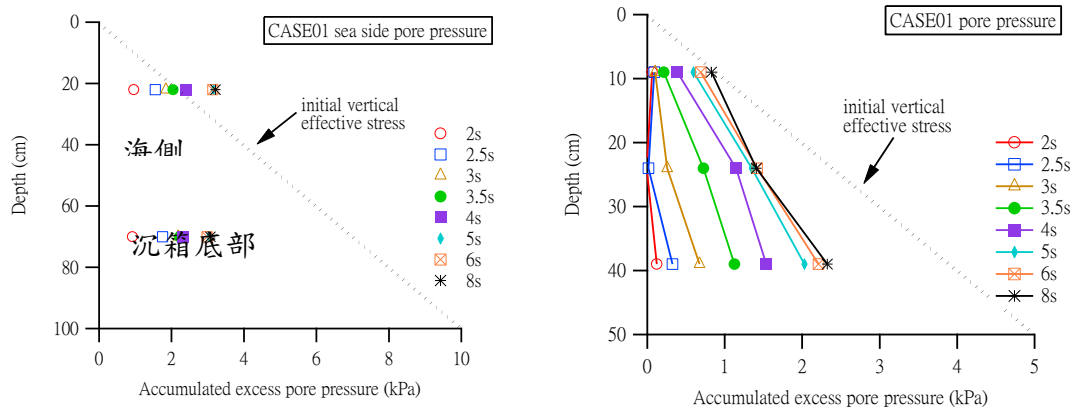
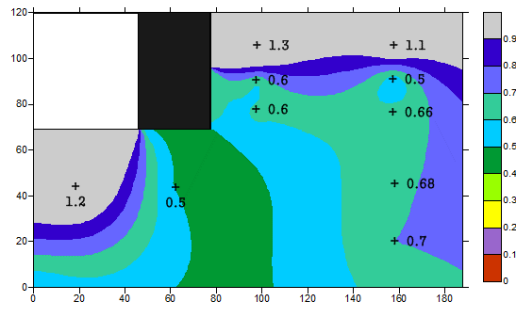
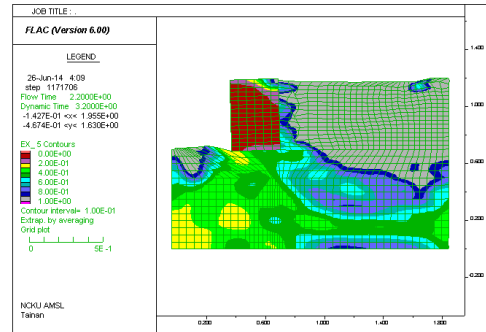


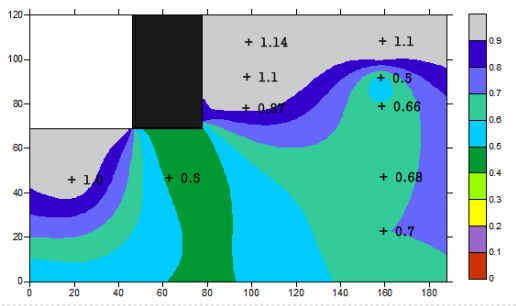
圖 6.20 Test 7 模型試驗各位置水壓激發歷時



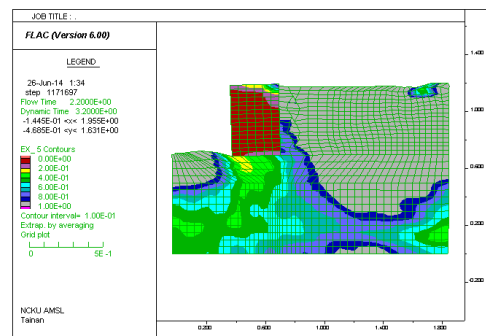
(a) Test 7 -CASE01 模型試驗



(b) Test 7 -CASE01 數值模擬



(c) Test 7 -CASE02 模型試驗



(d) Test 7 -CASE02 數值模擬

圖 6.21 Test 7 模型試驗與數值模擬最大超額孔隙水壓比分佈比較

圖 6.22 為 CASE01 與數值模擬之超額孔隙水壓比歷時，其中模型試驗之超額孔隙水壓比歷時使用低通濾波（0~4Hz）僅濾除雜訊將超額孔隙水壓在受震時之動態反應保留，因 6 秒內最大值皆趨於穩定，因此只顯示 0~6 秒之超額孔隙水壓比歷時。數值模擬在 3.2 秒即因網格變形過大（Bad Geometry）無法繼續計算，將兩者進行比較後發現，有相當高的一致性。在基底無礫石層的情況下(圖 6.23)，與 CASE01 差距不大，模型試驗與數值模擬同樣有相當高的一致性。

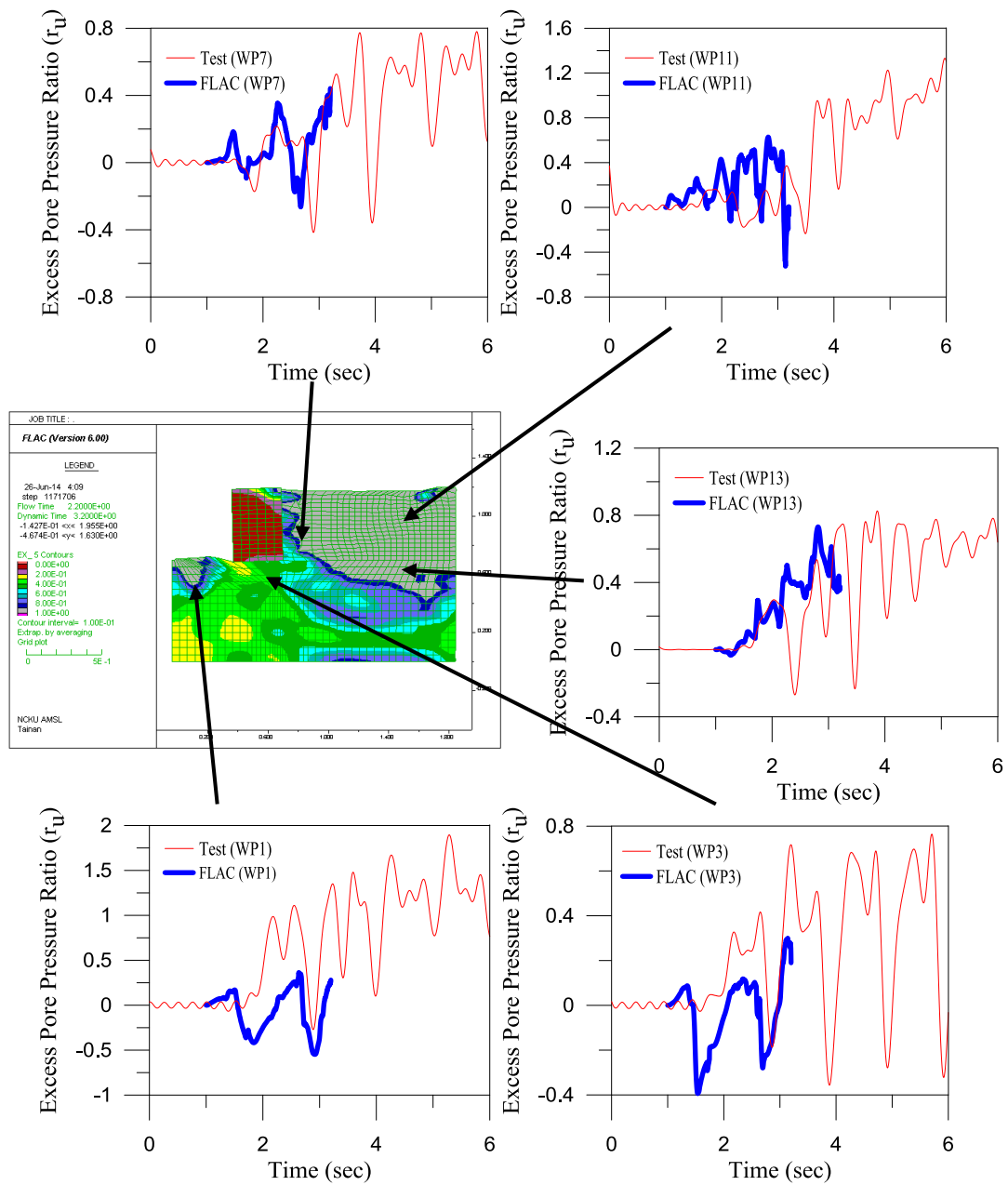


圖 6.22 Test 7-CASE01 模型試驗與數值模擬超額孔隙水壓比比較

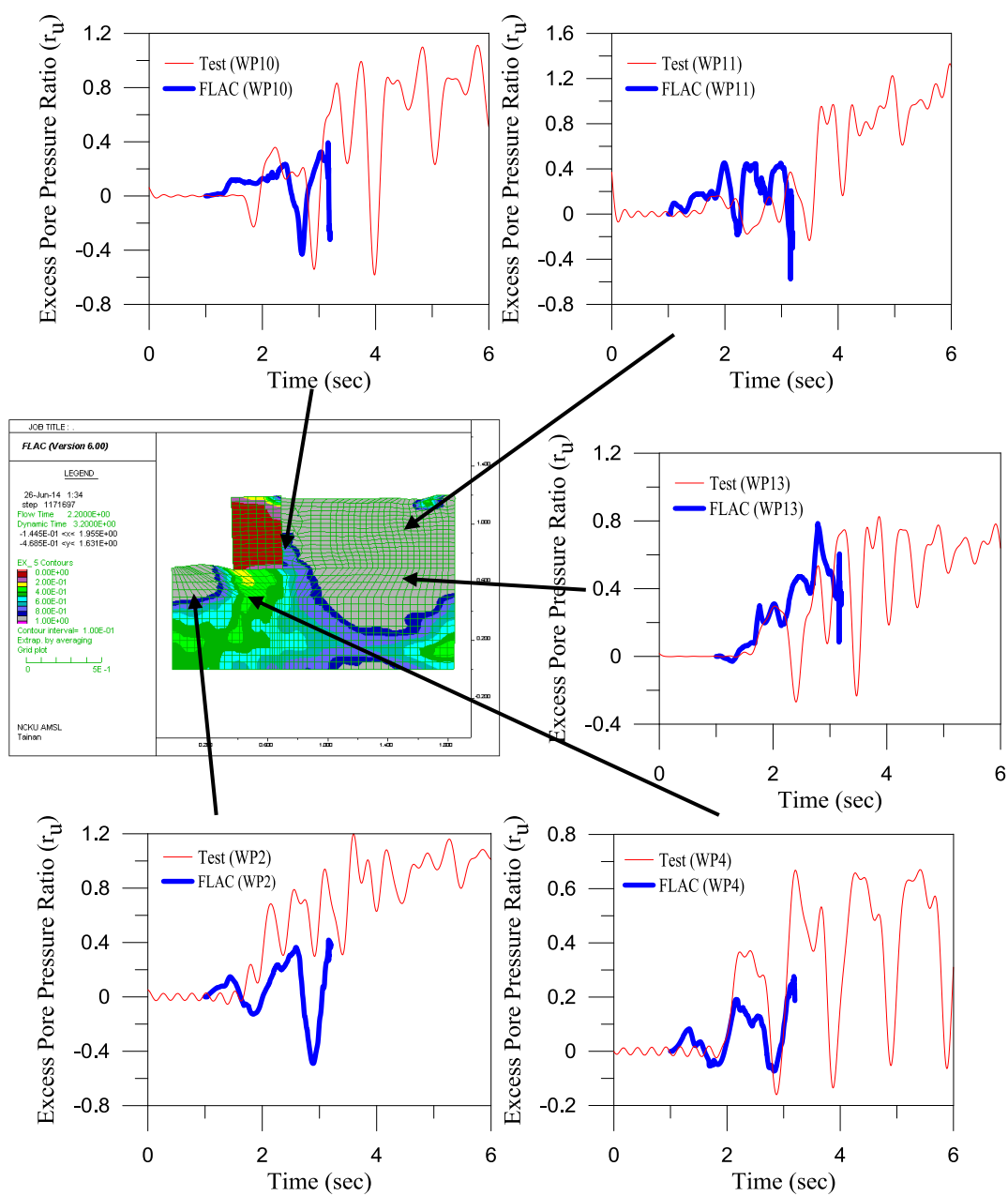


圖 6.23 Test 7-CASE02 模型試驗與數值模擬超額孔隙水壓比比較

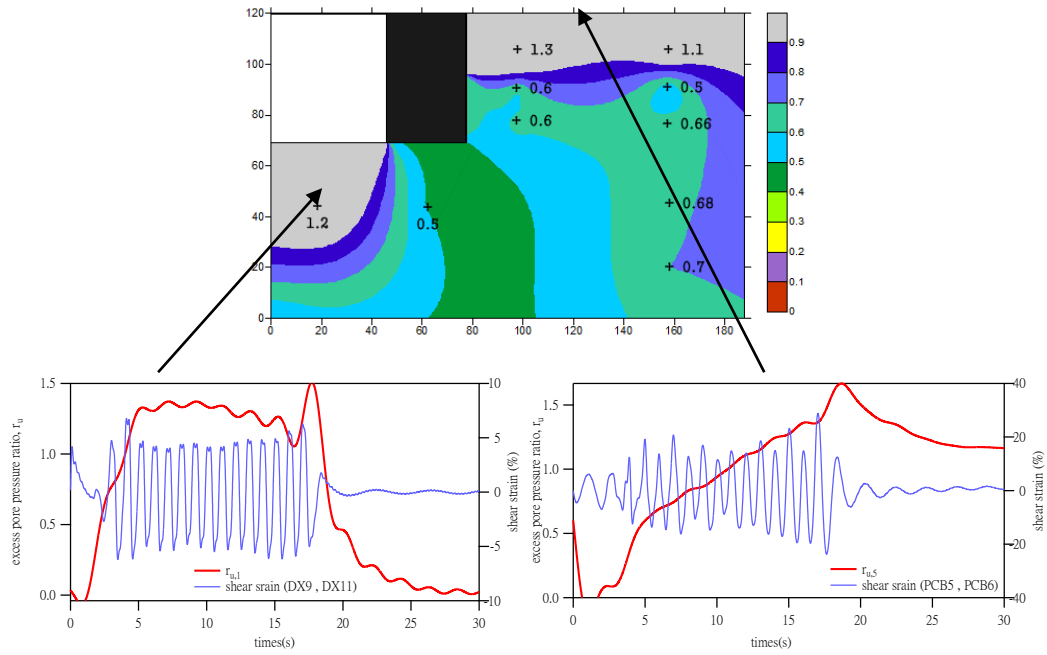
6.3.2 剪應變與累積超額孔隙水壓之耦合反應

由 2.1.1 節可知土壤的液化現象與剪應變和累積超額孔隙水壓之耦合反應相關。利用質點加速度資料二次積分後可得質點位移，由式 3.1 計算後可得該區域之剪應變歷時。超額孔隙水壓比使用帶通濾波 (0.5~4Hz) 除暫態超額孔隙水壓，僅保留因震動所產生之累積超額孔隙水壓比。

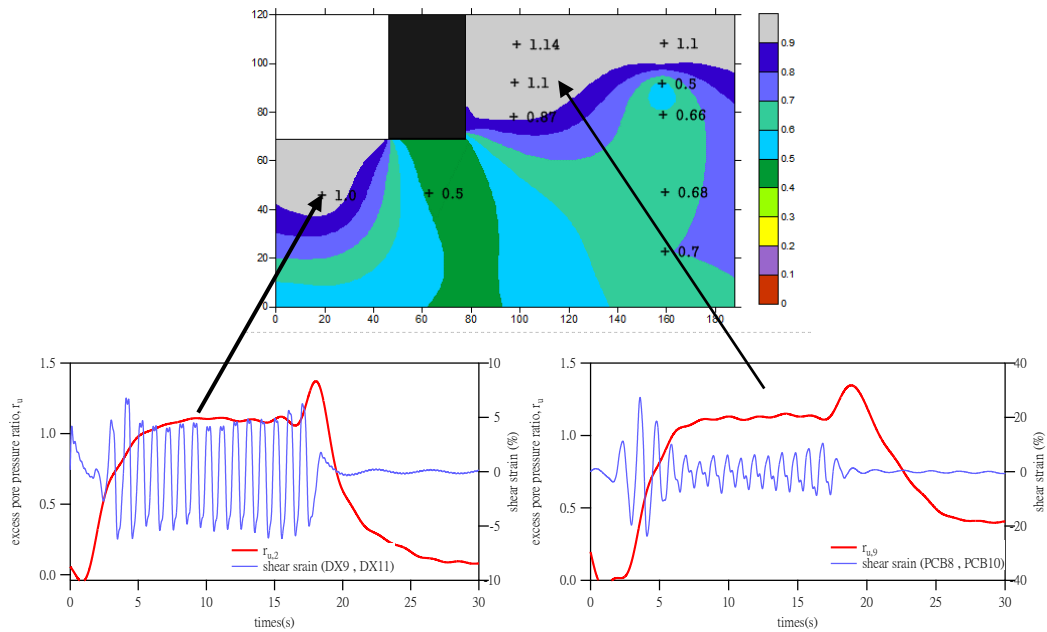
圖 6.24 為 CASE01 及 CASE02 之海側位置 (WP1、WP2) 之剪應變由最接近此高層之兩框架位移 (DX9、DX11) 作剪應變計算，約在 4 秒時剪應變達到最大值，此時超額孔隙水壓比達 1.0，該土層液化，而在 CASE01 近岸處 (WP5) 之剪應變以相鄰兩加速度計 (PCB5、PCB6) 進行計算而得，約在 5~6 秒達最大值，此時超額孔隙水壓比皆近 1.0 已達液化。CASE02 近岸處 (WP9) 之剪應變以加速度計 PCB8、PCB10 作剪應變計算，約 3.5 秒時剪應變達最大值，而後快速下降，隨後超額孔隙水壓比達液化。在自由場表層 (WP11) 的部分，剪應變由 PCB11 及 PCB12 計算得到，約在 5 秒時達最大值，此時該土層已達液化。

6.3.3 沉箱破壞模式

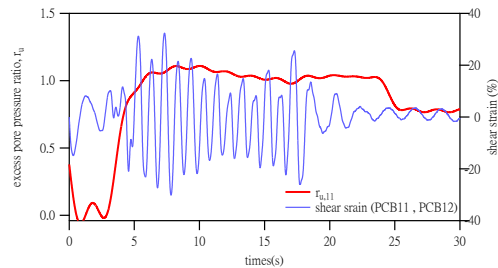
由 Test 5 之位移結果可得知沉箱之破壞時之位移量與基底材料有很大的相關性，圖 6.25 為 Test 7 數值模擬與模型試驗之位移量比較，在震動結束後 CASE01 之模型試驗為 157mm 而 CASE02 為 257mm，顯示基底之礫石層有助抵抗受震後沉箱之滑動。在數值模擬的部分，因網格破壞僅計算至 3.2 秒，此時 CASE01 及 CASE02 之位移量分別為 34mm 與 64mm，若與模型試驗相比 (比較模型試驗位移歷時虛線部分) CASE01 約為 33.5mm，CASE02 約為 55mm，數值模擬之結果與模型試驗相比接近，但無論是模型試驗或數值模擬在基底無礫石層之情況下位移量都較大。圖 6.26 為模型試驗受震後背填沉陷與海床隆起量，CASE02 在背填及海床之變形量皆比 CASE01 大。圖 6.27 為數值模型之海床與背填之變形量，與模型試驗相同皆為 CASE02 較大一些。



(a)CASE01 海側 (WP1) 及近岸 (WP5)



(b)CASE02 海側 (WP2) 及近岸 (WP9)



(C)自由場表層 (WP11)

圖 6.24 模型試驗 Test 7 剪應變與超額孔隙水壓比耦合反應

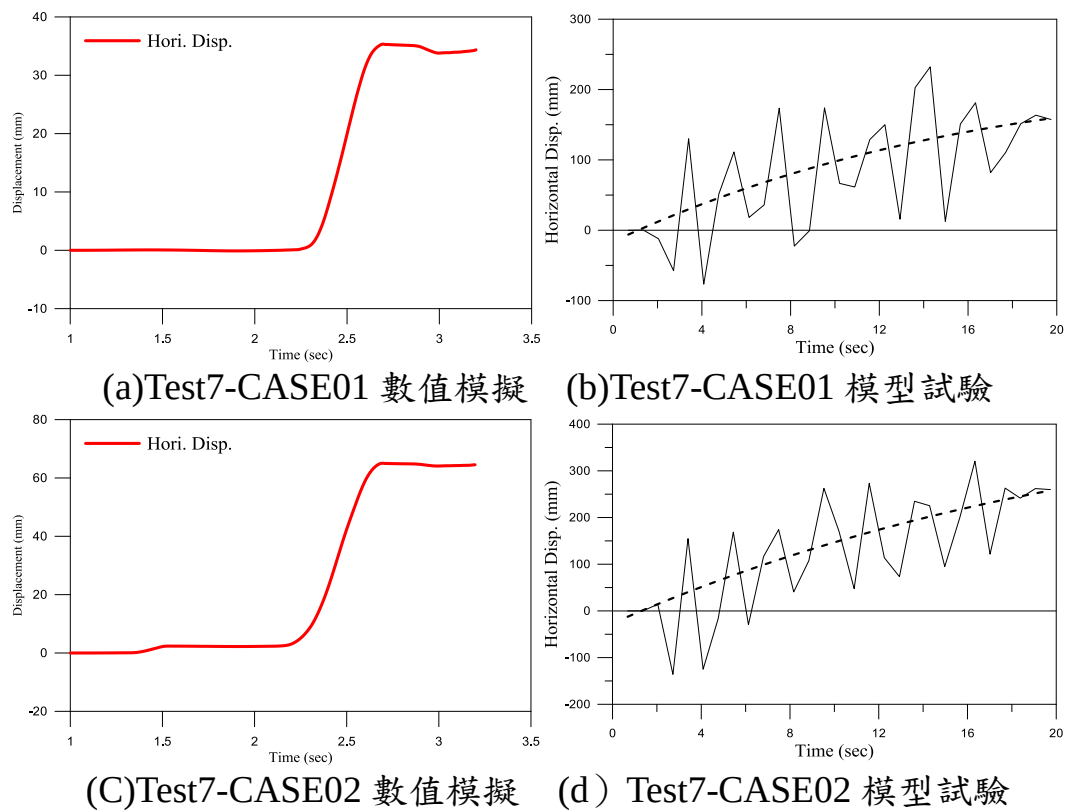


圖 6.25 Test 7 模型試驗與數值模擬沉箱水平位移量比較

海側隆起 (cm)	沉箱 位置	背填砂土沉陷量 (cm)
11.5	有礫石	15.7
14.8	無礫石	16.4

圖 6.26 Test 7 模型實驗在受震結束後之平均沉陷及隆起量
上視圖位置分佈

海側隆起 (cm)	沉箱 位置	背填砂土沉陷量 (cm)
2.5cm	有礫石	2cm
2.5cm	無礫石	3cm

圖 6.27 Test 7 數值模擬在 3.2 秒之平均沉陷及隆起量上視圖位置分佈

表 6-4 彙整 Test 7 之模型試驗及數值模擬沉箱頂部水平及垂直位移量，整體而言 CASE02 因基底無礫石砂土與沉箱間摩擦力較小且基底砂土變形量較大導致整體變形量較大。

表 6-4 Test 7 沉箱水平及垂直位移量比較

沉箱頂部位移量 (mm)	CASE01		CASE02	
	水平位移	垂直位移	水平位移	垂直位移
模型試驗	157	34.5	257	49.5
模型試驗於 3.2 秒時 ^[1]	33.5	7.4	55	10.6
數值模擬於 3.2 秒時	34	11	64	18

^[1]假設為位移隨時間線性增加

6.3.4 沉箱背之土壓力結果

當沉箱背填土發生液化現象，則背填土壓力還須考慮孔隙水壓激發量以及因液化而消失之動主動土壓。沉箱受震時動主動土壓漸漸減少超額孔隙水壓逐漸增加，增加的超額孔隙水壓力大於減少之動主動土壓力，因此總側向推力在受震過程中逐漸增加，導致使沉箱發生位移破壞，圖 6.28、6.29 為靜態、擬靜態、模型試驗實驗初始值與最大值、數值模擬初始值與最大值之比較圖，擬靜態依據圖 2.20 背填土完全液化時之壓力分佈做計算，包含靜水壓、超額孔隙水壓、動態水壓

力，靜態與擬靜態之土壓分佈與數值模擬接近，但與模型試驗所量測到的背填土壓都有所差距，探究其原因可能與背填礫石粒徑較大，與土壓計接觸面會產生許多空隙，導致土壓計所得到的值有誤差，但實驗與數值結果顯示擬靜態分析並非全然保守。

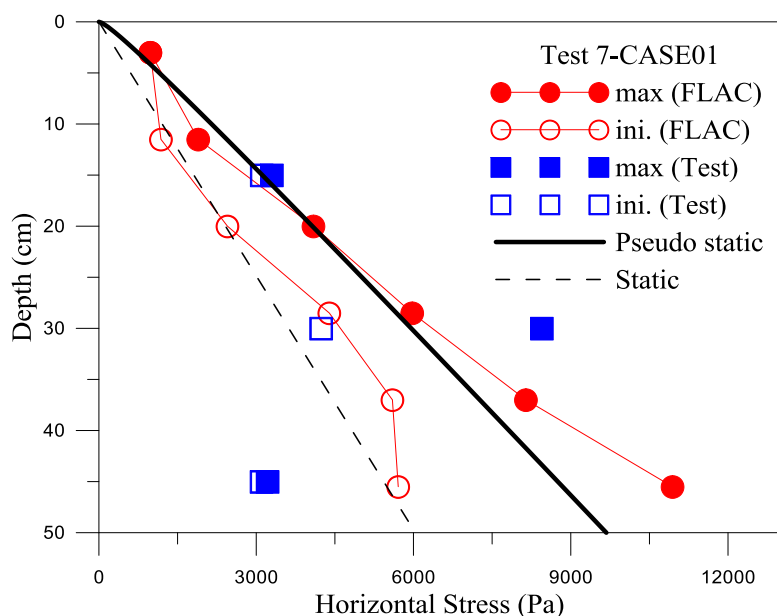


圖 6.28 Test 7 -CASE01 側向土壓比較

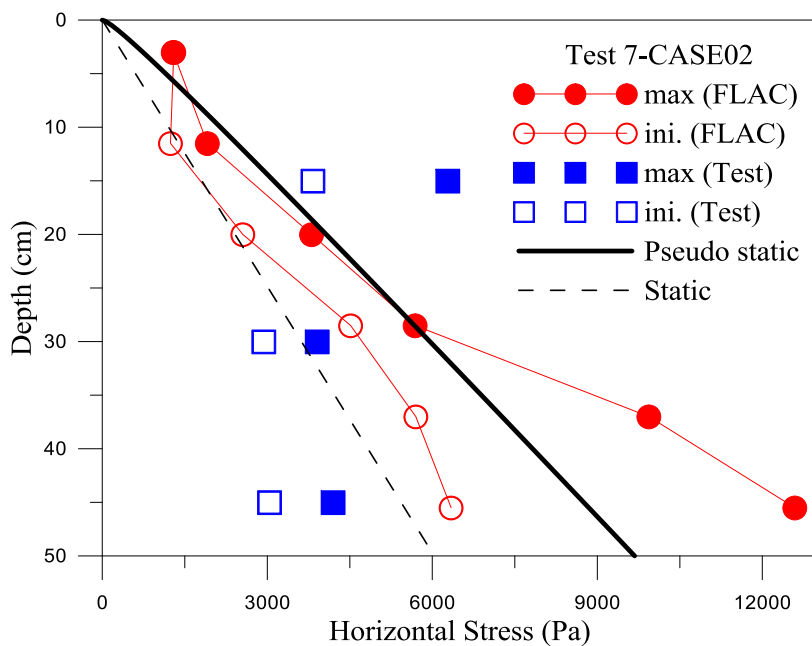


圖 6.29 Test 7 -CASE02 側向土壓比較

在背填動態土壓與沉箱加速度之相位關係比較如圖 6.30 所示，發現在 4 秒前，背填尚未發生液化前兩者相位不一致，但非完全相反，而在 4 秒之後超額孔隙水壓比達 1.0 背填土發生液化，此時動態土壓力與沉箱加速度相位達一致。將兩者向角差量化，可得到在 CASE01 液化前向角差達到約 3 rad，液化後約 0.5 rad 左右。CASE02 在液化前與液化後之相角差約為 2 rad 及 0.5 rad。

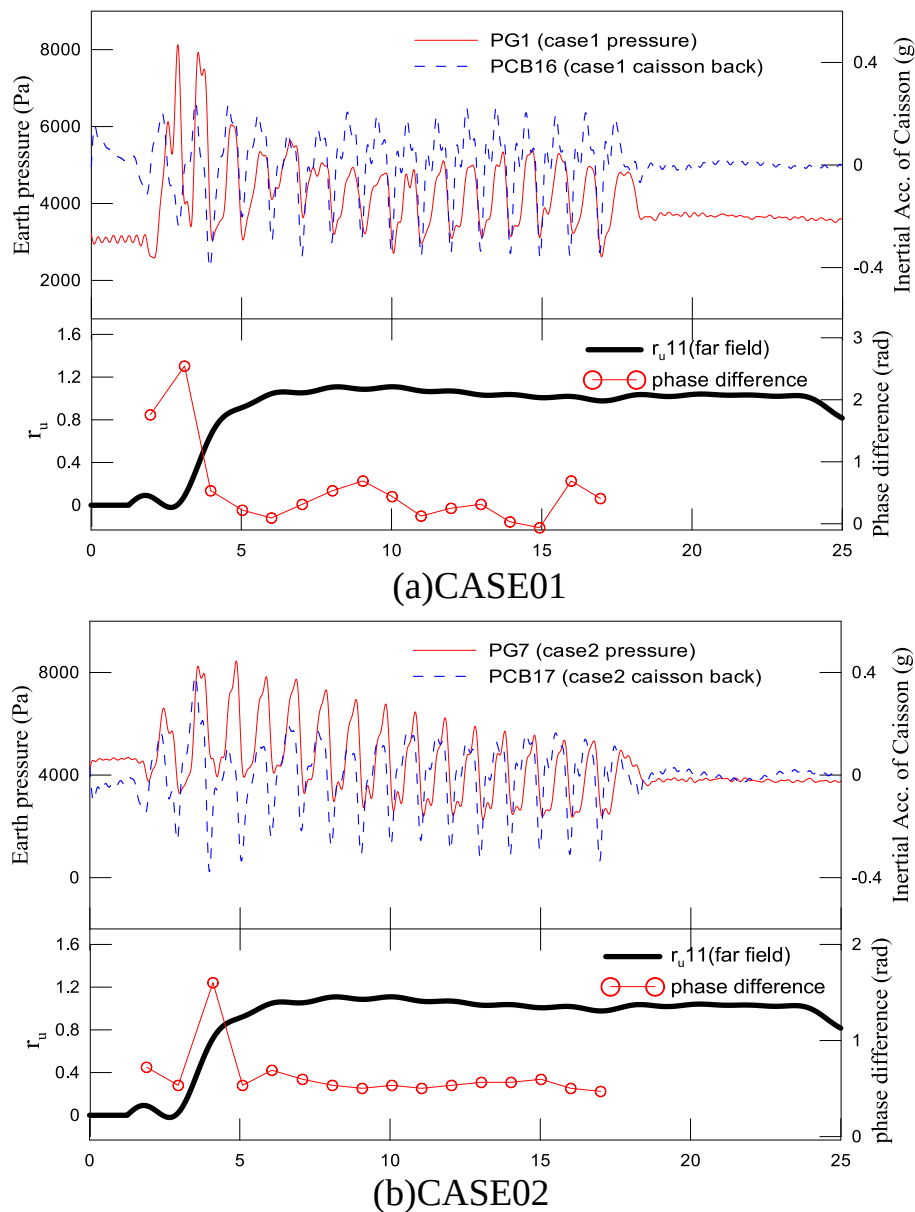


圖 6.30 Test 7 液化情況下背填土壓力及沉箱慣性加速度之相位關係

6.3.5 自由場遲滯圈比較

比較數值模擬在自由場各高程之遲滯圈（圖 6.31）發現在淺層部分（深度 15cm~30cm）由於液化而導致剪應變量快速增加，比較數值模擬與模型試驗之遲滯圈（圖 6.32），在淺層部分剪應變結果相近，但在深度約 45cm 數值模擬幾乎無剪應變，與模型試驗之遲滯圈結果不符。

CASE02 數值模擬在淺層的部分剪應變因液化導致快速增加與 CASE01 趨勢相同（圖 6.33），比較兩者淺層之剪應變量，發現 CASE02 較大約為 12%（圖 6.34），CASE01 約只有 9%（圖 6.32），與前面章節比較兩者破壞模式，CASE02 之位移量較大之結果相呼應。

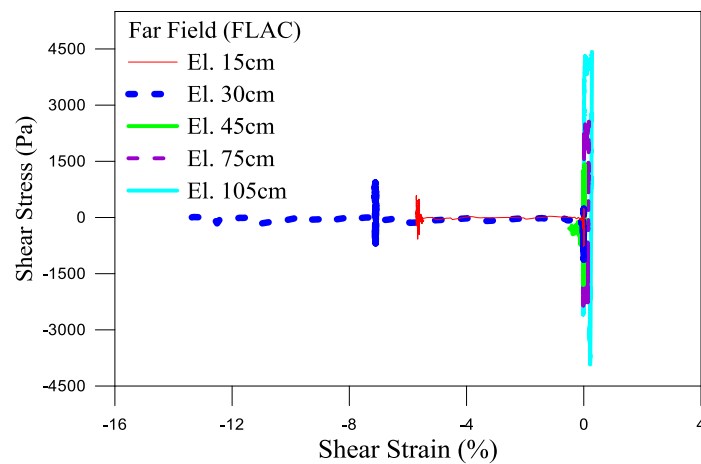


圖 6.31 Test 7-CASE01 數值模擬自由場各高程遲滯圈比較

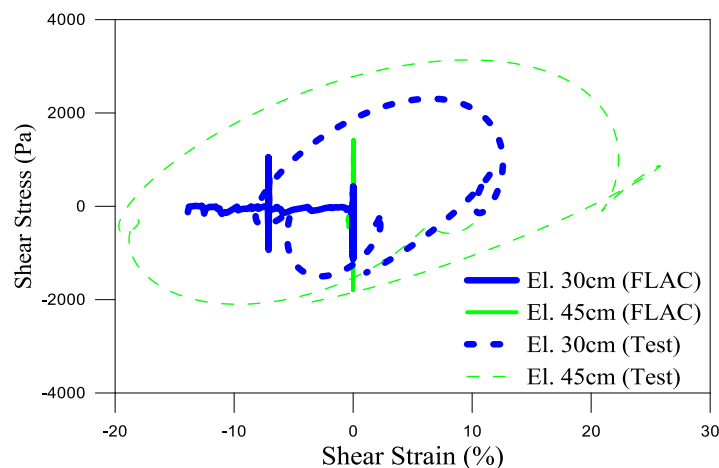


圖 6.32 Test 7 -CASE01 數值模擬與模型試驗遲滯圈比較
(自由場高程 30cm 及 40cm)

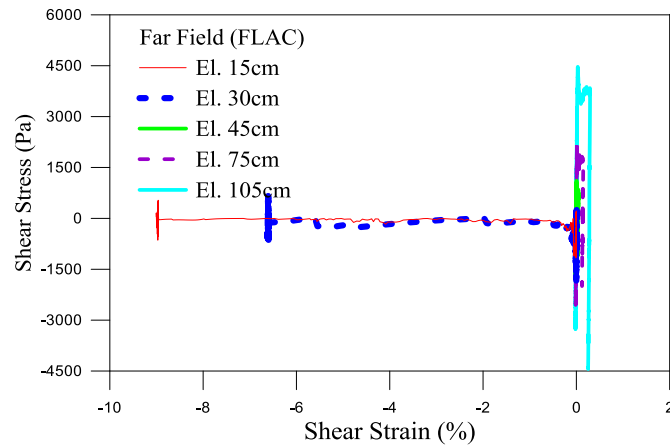


圖 6.33 Test 7 -CASE02 數值模擬自由場各高程遲滯圈比較

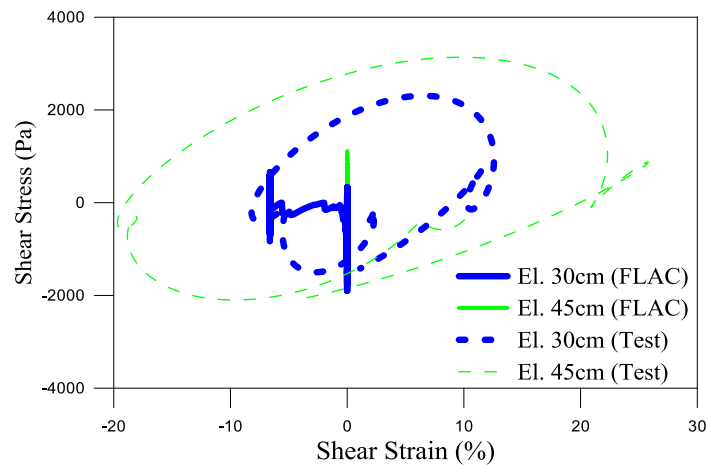


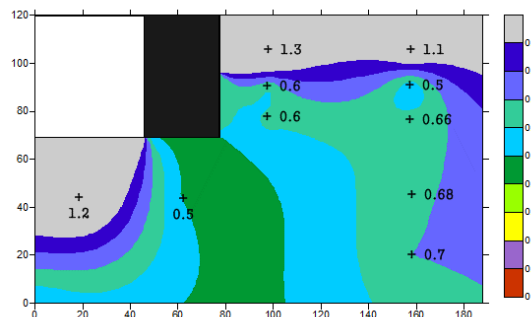
圖 6.34 Test 7 -CASE02 數值模擬與模型試驗遲滯圈比較
(自由場高程 30cm 及 40cm)

6.4 液化情況 Wang2D 模擬

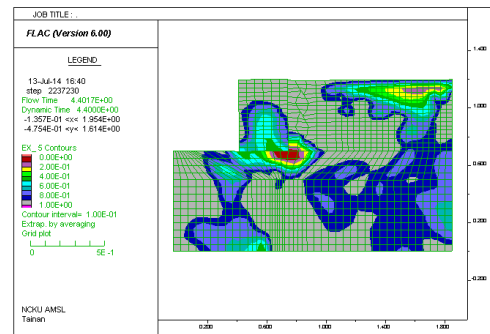
如前 6.3 節所示，以現有 Finn-Byrne 模式進行模擬時，因其無法考慮土壤殘餘強度導致變形過大而中止模擬，且孔隙水壓力激發與觀測值仍有差異，因此本年度嘗試以 Wang2D 模式進行液化沉箱模型試驗模擬，所用模型網格與邊界條件與 Finn-Byrne 模式之數值模型相同，但將背填砂與基底砂改以表 4-2 之 Wang2D 組構參數取代，由於模式本身已考慮隨有效應力改變之勁度與強度，且其為相同之越南砂並具近似之初始狀態，因此以相同參數代表，模擬結果用以探討累積超額孔隙水壓及沉箱背填側向土壓力。

6.4.1 累積超額孔隙水壓力比較

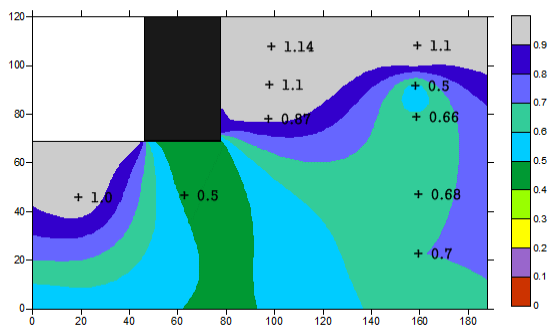
圖 6.35 模型試驗之最大超額孔隙水壓比分佈圖與 Wang2D 數值模擬比較，CASE01 模型試驗在背填的部分液化深度較淺，約 25~30cm（灰色區塊），但在數值模擬除基底拋石與沉箱下方外，其餘區域皆曾達到液化，CASE02 在模型試驗的液化範圍整體而言較 CASE01 大，顯示基底無礫石的情況下，液化範圍較基底有礫石的情況大。



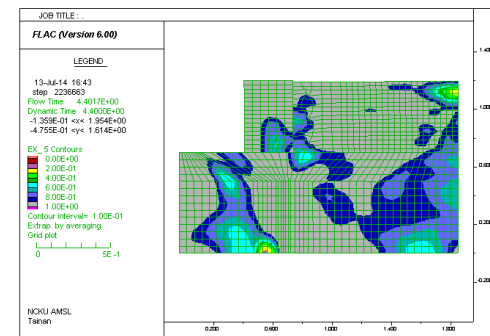
(a) Test 7-CASE01 模型試驗



(b) Test 7-CASE01 數值模擬



(c) Test 7-CASE02 模型試驗



(d) Test 7-CASE02 數值模擬

圖 6.35 模型試驗與 Wang2D 數值模擬最大超額孔隙水壓比分佈比較

模擬結果顯示幾乎整個背填的部分皆達到液化，在海側的部分數值模擬之液化範圍較小，模型試驗液化範圍較大，而沉箱底部在模型試驗 r_u 約為 0.4，與數值模擬結果符合。CASE02 在模型試驗的液化範圍整體而言較 CASE01 大，同樣顯示基底無礫石的情況下，液化範圍較基底有礫石的情況大。

圖 6.36 及 6.37 分別為 CASE01 與 CASE02 中，模型量測值與數值模擬之超額孔隙水壓比歷時比較，其中模型試驗之超額孔隙水壓比歷時使用低通濾波（0~4Hz）僅濾除雜訊將超額孔隙水壓在受震時之動態反應保留，結果顯示除背填區之遠域其超額孔隙水壓因為一導致膨脹外，其趨勢與數值差異不大，且較 Finn model 之結果整體為佳

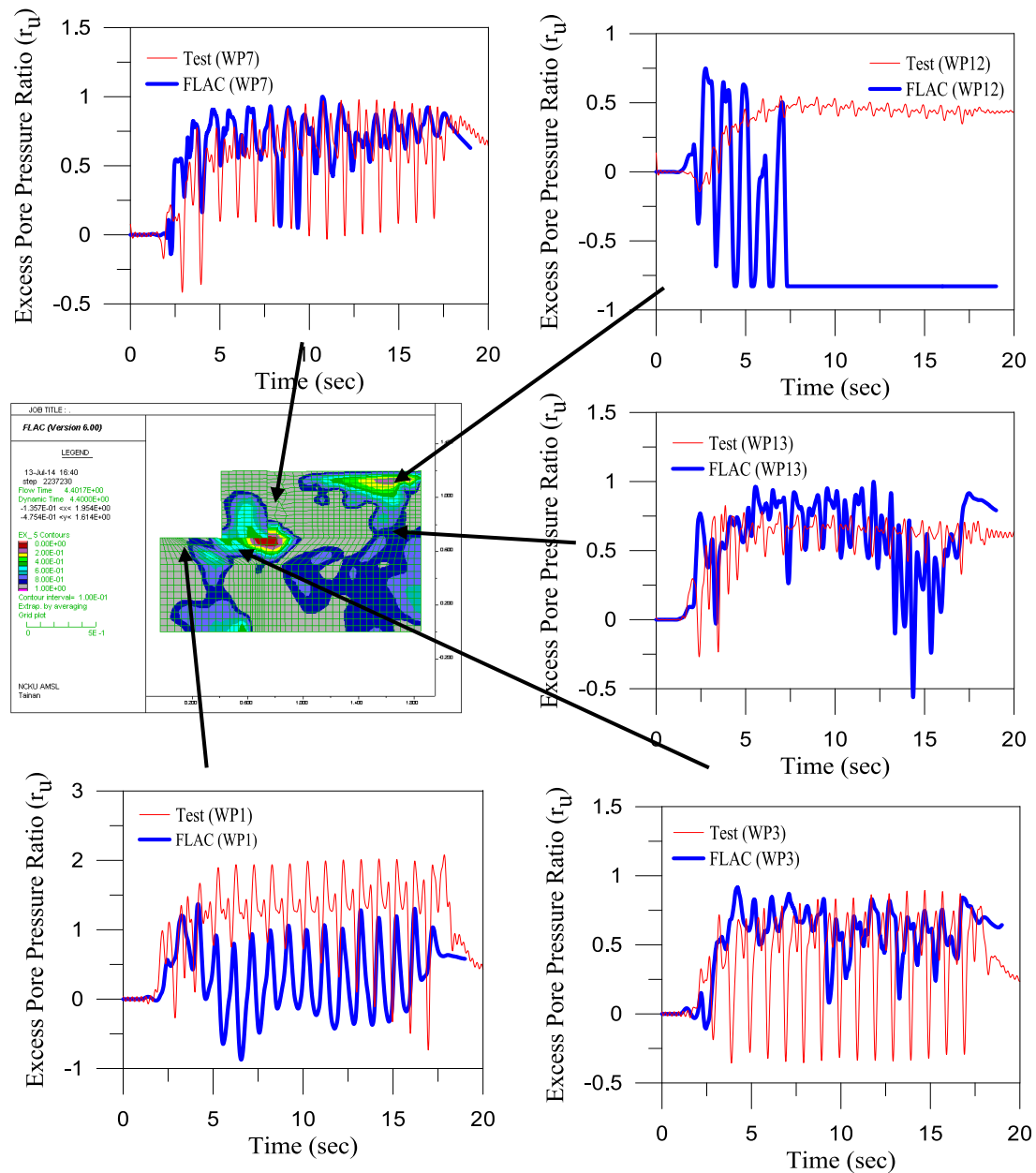


圖 6.36 Test 7-CASE01 模型試驗與 Wang2D 數值模擬超額孔隙水壓比比較

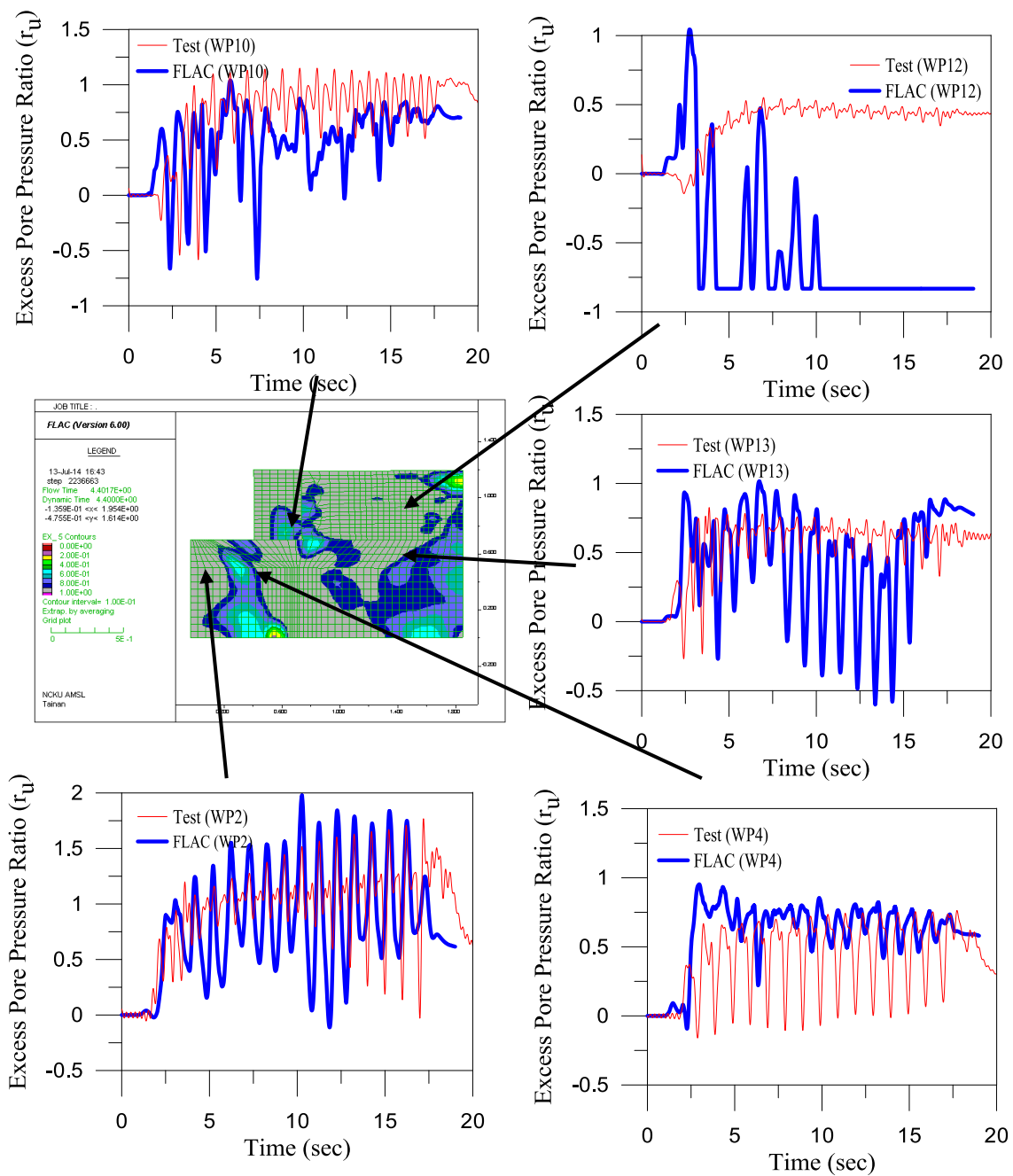


圖 6.37 Test 7-CASE02 模型試驗與 Wang2D 數值模擬超額
孔隙水壓比比較

6.4.2 沉箱破壞模式比較

Wang2D 模式與實體實驗位移歷時比較如圖 6.38 所示，其實驗結束時之累積位移量比較如表 6-5 所列，模擬結果位移量僅有量測值之 50%，結果顯示在基底無礫石層之情況下，模型試驗或數值模擬位移量都較大，主要原因為數值模擬於垂直面設定為自由場邊界，無法如模型允許其產生永久應變，但整體而言，其位移量隨震動次數增加而增加，近似 Newmark 累加之概念，且可完整模擬全程。

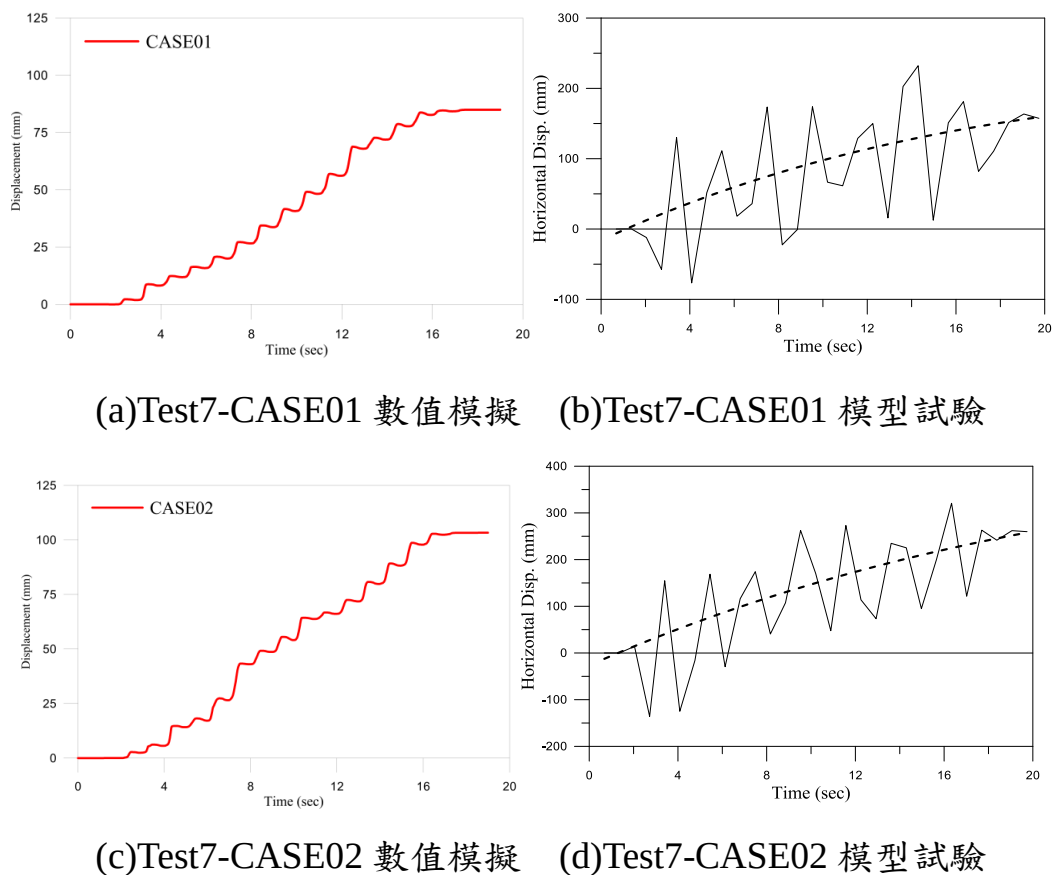


圖 6.38 Test 7 模型試驗與 Wang2D 數值模擬沉箱水平位移量比較

表 6-5 Wang2D 與模型試驗沉箱水平及垂直位移量比較

沉箱頂部位移量 (mm)	CASE01		CASE02	
	水平位移	垂直位移	水平位移	垂直位移
模型試驗	157	34.5	257	49.5
數值模擬永久位移	82.3	17.2	109.1	24.8

6.4.3 沉箱背之土壓力比較

圖 6.39 及 6.40 分別為 CASE01 及 CASE02 其實驗與模擬之靜態、擬靜態、模型試驗實驗初始值與最大值、數值模擬初始值與最大值之比較圖，擬靜態依據背填土完全液化時之壓力分佈做計算，包含靜水壓、超額孔隙水壓、動態水壓力，靜態與擬靜態之土壓分佈與數值模擬接近，但與模型試驗所量測到的背填土壓都有所差距。

以 Wang2D 模式模擬結果其初始狀態與靜態分析結果相近，沉箱根部因與土壤接觸，有輕微應力集中現象，此與 Finn-Byrne 模式結果相近，但比較其最大側向壓力發現 Wang2D 模式其最大側向土壓包絡線較 Finn 模式為大，其原因為其可完整模擬實驗歷時，有較大區域產生液化及應力重分配之故，且最大包絡線與量測值接近。

6.4.4 Wang2D 模式之總結

由測試結果與實驗值及 Finn model 比較，Wang2D 模式於震動台模型試驗之模擬於孔隙水壓力激發、永久位移推估及土壓力計算均較 Finn model 為佳，具有推廣應用之潛力，但其參數不易決定，短期之內仍無法廣泛應用，因此現有沉箱碼頭動力分析仍建議以 Finn model 為主。

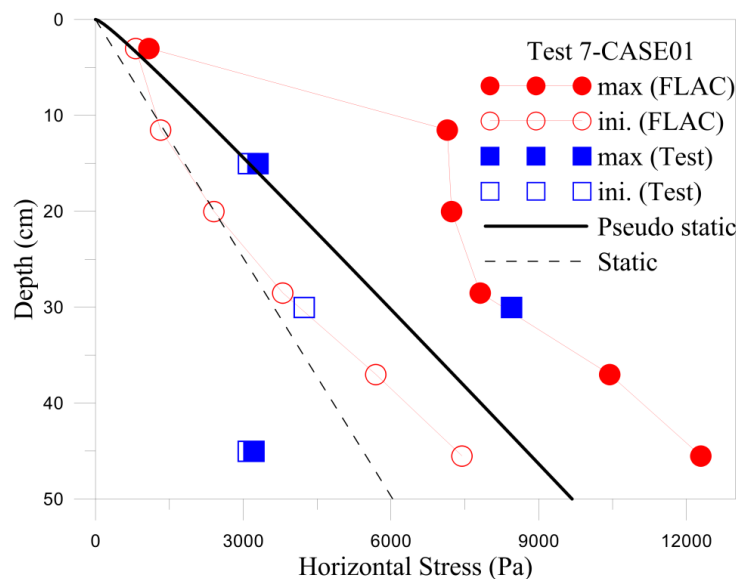


圖 6.39 Wang2D 模式 Test 7-CASE01 側向土壓比較

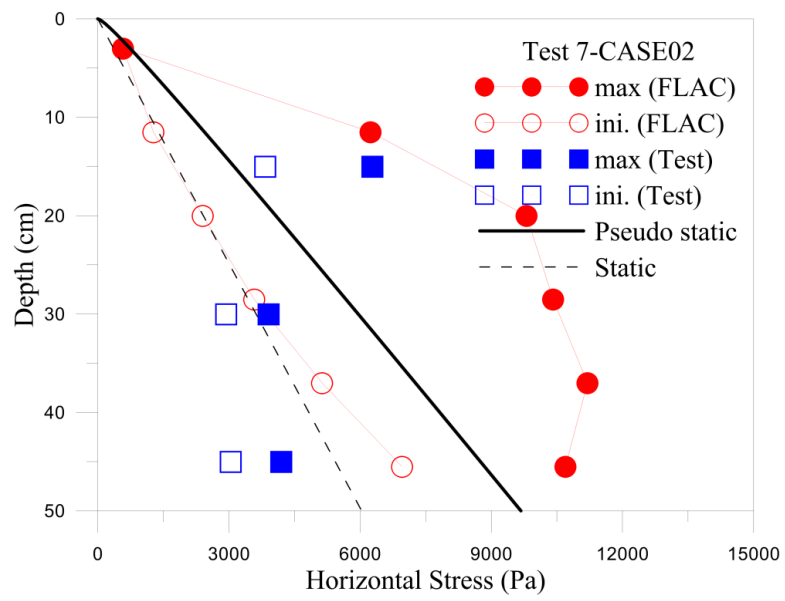


圖 6.40 Wang2D 模式 Test 7-CASE02 側向土壓比較

第七章 現地沉箱式碼頭災損速報系統

7.1 分析目的、原理與程序

7.1.1 分析目的

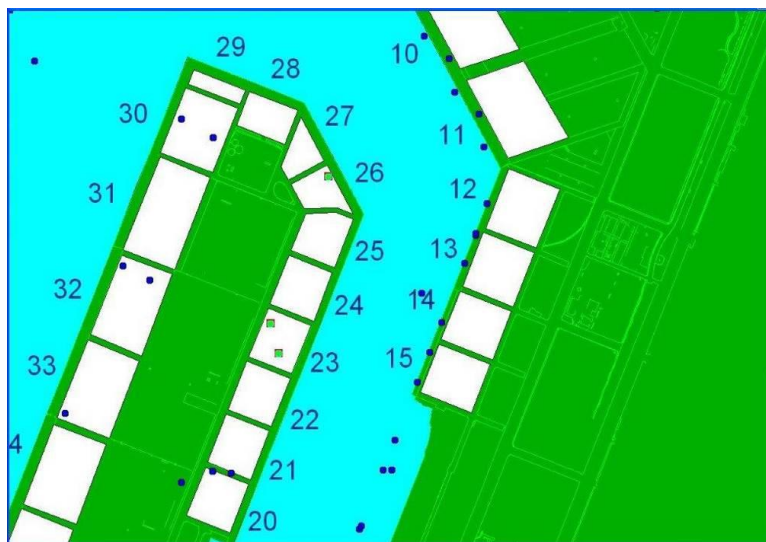
本計畫以臺中港 #25 碼頭(TCH25)為案例，進行現地震後災損評估速報系統建立流程，圖 7.1 為 TCH25 碼頭地理位置和剖面圖，此碼頭於 1999 年 9 月 21 日發生於台灣中部規模達 7.3 之集集大地震中無發生明顯的傾倒與損壞，本計畫以此區附近現地鑽探資料推估土層材料參數，進行擬靜態分析及以 FLAC2D 進行二維動態有效應力分析，結果可與擬靜態分析資料進行比較，建立該沉箱受震後地表加速度與各性能參數之關係，作為碼頭耐震穩定評估及災損評估速報系統之參考。

7.1.2 分析原理

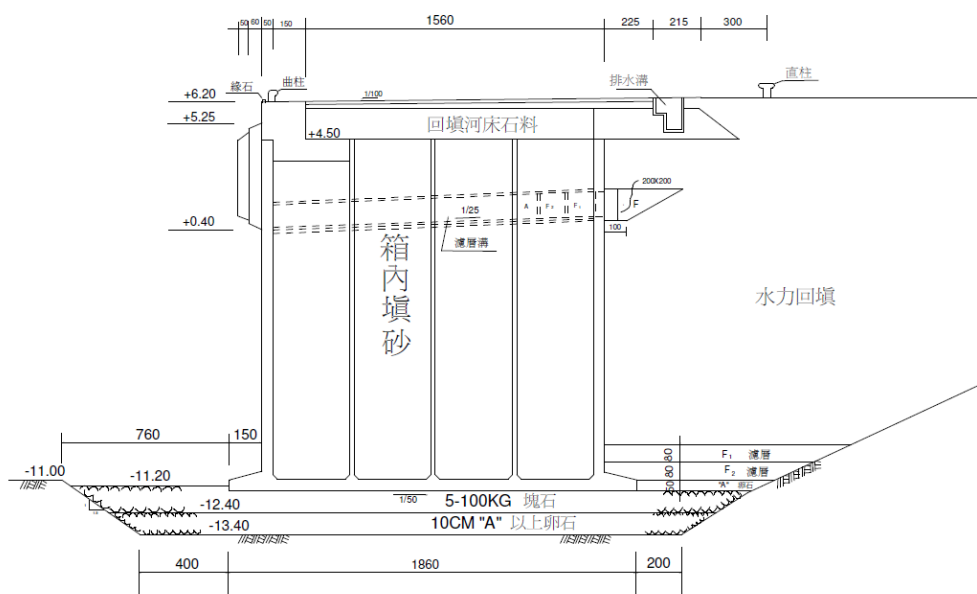
本研究先進行擬靜態分析中簡化分析與滑動塊體分析，再以 FLAC2D 進行二維動態數值模擬。簡化分析方法參考 INA 之港灣構造物耐震設計準則，以力平衡之概念進行滑動穩定、傾覆穩定、基礎承載穩定分析，相關原理如 2.3.1 節所述，相關土壤參數列於表 7.1，表 7.2 列出沉箱基本參數，簡化分析結果由表 7.3 所示，由表 7.3 可知臨界穩定狀態之地震係數為 0.175；此狀態下基礎承载力是 873 kPa，沉箱垂直有效應力為 579 kPa，則極限承载力安全係數等於 1.5，符合一般結構物極限承載分析要求之安全係數值。

滑動塊體分析之地震以 921 集集大地震時 TCU059 (清水國小) 測站所測得東西向地震資料經修正後設計的加速度歷時，依現有耐震設計規範，此區域之地盤分類為第三類地盤，水平譜加速度係數及工址放大係數為 $S_s^D=0.80$ 、 $S_1^D=0.45$ 、 $F_a=1.00$ 、 $F_v=1.50$ ，假設阻尼比為 $\zeta=5\%$ ，則 $B_s=1.00$ 、 $B_1=1.00$ ，根據以上參數，可求得 $T_0=0.8438$ (sec)，設計 $PGA=0.32g$ 。以設計反應譜及 921 集集大地震時 TCU059 (清水國

小)測站所測得地震資料修正使其滿足(1)與 5%阻尼反應譜在基本振動週期之 0.2 至 1.5 倍的週期範圍內任一點之譜加速度值不得低於設計譜加速度值之 90%，(2)週期範圍內之平均值不得低於設計譜加速度值之平均值，TCH25 場址之設計地震如圖 7.2 所示，後續將以此進行簡化動力分析。



(a) TCH 碼頭地理位置(正北朝上)



(b) TCH25 碼頭剖面圖

圖 7.1 TCH25 碼頭地理位置與剖面圖(港研中心提供)

表 7-1 簡化分析土壤參數

Soil	Backfill	Rubble	Foundation
Density (kg/m^3)	1900	2100	1910
Friction angle (deg)	34.4	48	31.8

表 7-2 簡化分析之 TCH25 碼頭沉箱參數

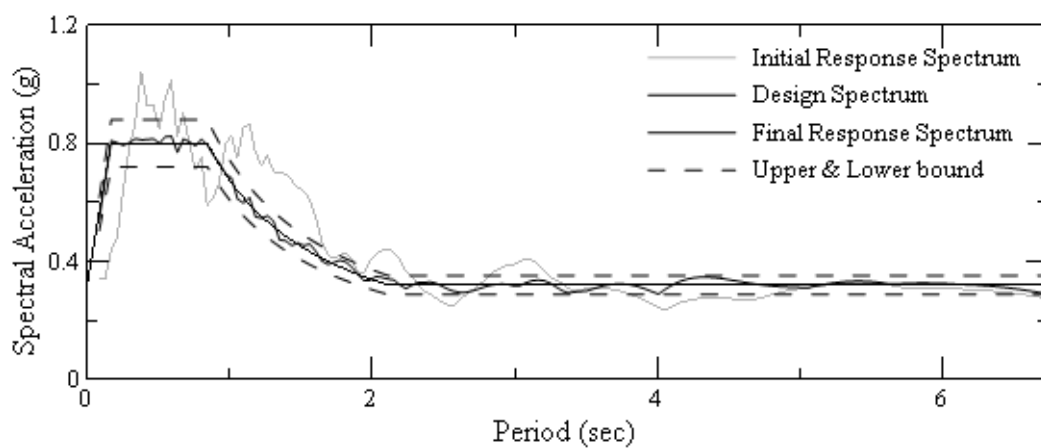
	Height (m)	Width (m)	Density (kg/m^3)	Friction angle (deg)	
				Backfill Interface	Rubble Interface
Caisson	17.7	17	2100	22.9	32

表 7-3 TCH25 滑動穩定與傾覆穩定分析結果

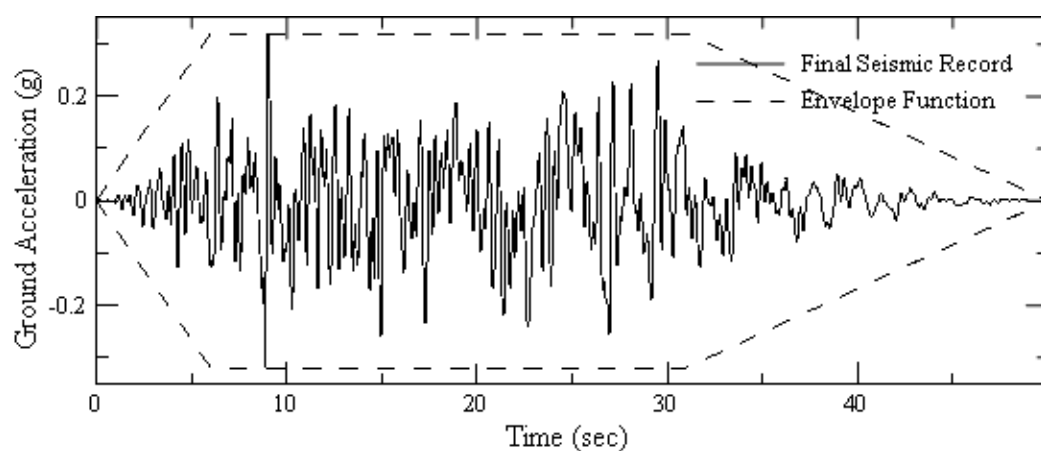
PGA (g)	FS for sliding		FS for overturning (non-liquefied)
	non-liquefied	liquefied	
0.1	1.62	0.83	2.22
0.15	1.16	0.71	1.69
0.175	1.00	0.66	1.49
0.2	0.90	0.63	1.35

以圖 7.2 為輸入地震之加速度歷時，由簡化分析得到的臨界加速度 0.175 作為門檻加速度值，將地震紀錄等比例放大預估不同地表加速度下可能滑動量，如圖 7.3 所示。擬靜態分析結果可做為接下來二維數值模擬分析比較對象。

在 FLAC2D 中以彈性元素設置沉箱，其與周圍土壤之互動以介面元素傳遞，介面元素本身具備正向與剪向彈簧，並可指定其彈簧行為，此介面特性可用以模擬土壤結構互制中近場區(near field)行為，而周圍土壤則以自由場中之土壤元素模擬。結合 Byrne (1991)之孔隙水壓力激發模式並考慮水壓消散行為進行時間域二維液化土層—擋土系統動態分析，模擬重力式沉箱碼頭之動態反應。另為進行動態分析，本計畫利用 FLAC2D 中之 Dynamic Option，以施加波傳邊界、動態荷重、材料阻尼效應與孔隙水壓力激發等，相關原理如 5.1 節所述。



(a) 頻譜結果



(b) 設計地震歷時

圖 7.2 TCH25 碼頭分析採用地震之加速度歷時 (PGA=0.32 g)

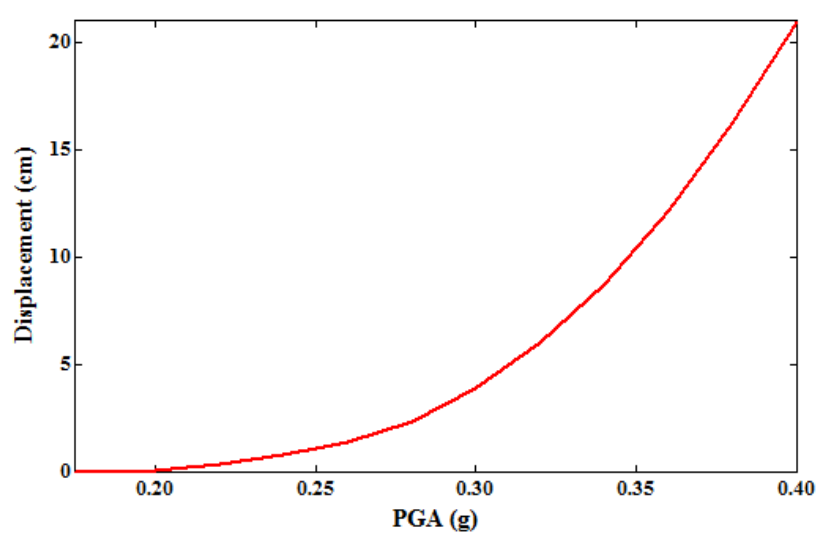


圖 7.3 不同地表加速度與沉箱滑動距離之關係

在 FLAC2D 中以彈性元素設置沉箱，其與周圍土壤之互動以介面元素傳遞，介面元素本身具備正向與剪向彈簧，並可指定其彈簧行為，此介面特性可用以模擬土壤結構互制中近場區(near field)行為，而周圍土壤則以自由場中之土壤元素模擬。結合 Byrne (1991)之孔隙水壓力激發模式並考慮水壓消散行為進行時間域二維液化土層—擋土系統動態分析，模擬重力式沉箱碼頭之動態反應。另為進行動態分析，本計畫利用 FLAC2D 中之 Dynamic Option，以施加波傳邊界、動態荷重、材料阻尼效應與孔隙水壓力激發等，相關原理如 5.1 節所述。

7.1.3 分析程序

進行動態有效應力數值模擬程序包括：1) 建立網格；2) 設定材料彈性與塑性強度參數；3) 設定靜態邊界條件並進行重力力學平衡計算；4) 施加靜水壓力或滲流應力於網格內部與邊界；5) 靜態系統力學平衡；6) 將液化土層以 Finn 模式模擬；7) 給予阻尼參數和吸能邊界條件；8) 施加動態邊界條件，相關說明詳見 5.1.3 節。

7.2 TCH25 碼頭二維動態有效應力分析

7.2.1 TCH25 碼頭二維數值分析模型

本案例分析主要包括二個階段，分別為靜態穩定性分析及動態有效應力分析，依此二階段規劃之數值模擬共分七個步驟：1) 二維網格建立；2) 材料強度參數指定；3) 加入沉箱網格與介面元素並完成重力平衡；4) 設定靜態運動與海水邊界條件完成力學平衡；5) 使用 Finn 模式於可能液化土壤；6) 給定阻尼參數和動態邊界條件；7) 規劃監測點並由底部施加動態水平地震力。

1. 二維網格建立與靜力平衡

臺中港 TCH25 碼頭二維分析之幾何模型由 6 種尺寸之網格組成，沉箱與沉箱附近背部和底部網格長寬約 $1\text{m} \times 1\text{m}$ ，遠場及海床部分網格長寬約 $1.7\text{m} \times 1\text{m}$ ，基礎部分則由 $1.7\text{m} \times 2\text{m}$ 和 $1\text{m} \times 2\text{m}$

網格組成，相關參數列表詳見表 7-4。所建構模型為長 102 m、高 39.1 m 之模型，以模型左下角為座標原點，座標軸為垂直碼頭方向為 x 軸方向，y 軸以向上為正，以指定端點方式並配合自動分割方式產生彈性模式的沉箱，沉箱網格分佈與相鄰土層網格分佈一致，沉箱網格參數如表 7-5 所列，沉箱與土壤間採用介面元素連結，介面彈簧參數如表 7-6 所列，沉箱建立後之網格如圖 7.4 所示，以此網格進行力學平衡。

靜態邊界條件為兩側固定 x 軸只允許 y 向變位，底部固定 y 軸只允許 x 向變位，水位設於碼頭下方 3.3m (高程為 35.8)，陸側與海側水位均相同，並在海床與沉箱向海側面施加水壓力，靜態邊界條件如圖 7.5 所示。沉箱與土壤之介面以正向與剪向彈簧相連且可以產生滑動。靜力平衡時垂直有效應力分佈如圖 7.6 所示。

表 7-4 TCH25 碼頭動態分析土層參數表

土層	下部 基礎 FS2	上部 基礎 FS1	回填 砂層 BF3	回填 砂層 BF2	回填 砂層 BF1	自由場 土層 FF3	自由場 土層 FF2	自由場 土層 FF1	礫石 回填區 RF
Depth from top (m)	23.1~ 39.1	17.7 ~ 23.1	10.4 ~ 17.7	3.3~ 10.4	0~3.3	10.4~ 17.7	3.3~ 10.4	0~3.3	17.7~ 19.5
USCS	SM	SM	SM	SM	SM	SM	SM	SP	GP
N _{1,60}	28	12	22	16	16	10	27	26	>50
Density (kg/m ³)	1996	1878	1900	1900	1800	1908	1950	2059	2100
Shear Modulus (MPa)	164.8	121. 2	151. 8	82.2	66.3	109.1	103.8	84.3	126.7
Bulk Modulus (GPa)	8.18	6.02	7.54	4.08	3.29	5.42	5.16	4.19	6.29
Cohesion (Pa)	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Friction angle (deg)	35.2	30.6	34.4	34.4	34.4	30.1	34.8	34.6	48
Dilation angle (deg)	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Hardin r _{ef}	0.12	0.12	0.15	0.15	0.15	0.12	0.12	0.12	0.06

土層	下部 基礎 FS2	上部 基礎 FS1	回填 砂層 BF3	回填 砂層 BF2	回填 砂層 BF1	自由場 土層 FF3	自由場 土層 FF2	自由場 土層 FF1	礫石 回填區 RF
Finn Parameter C1	--	0.39 6	0.18 5	0.273	--	0.485	0.141	--	--
Finn Parameter C2	--	1.00 9	2.15 8	1.468	--	0.825	2.834	--	--

FS2：下部基礎- Foundation Soil 2

BF3：水力回填砂層- Bachfill 3

BF1：水力回填砂層- Bachfill 1

FF1：自由場土層- Far Field 1

RF：礫石回填區- Rubble Foundation

FS1：上部基礎- Foundation Soil 1

BF2：水力回填砂層- Bachfill 2

FF3：自由場土層- Far Field 3

FF2：自由場土層- Far Field 2

FF2：自由場土層- Far Field 2

表 7-5 TCH25 碼頭沉箱參數表

	Density (kg/ m ³)	Shear Modulus (GPa)	Bulk Modulus (GPa)
Caisson	2100	26	67

表 7-6 TCH25 碼頭沉箱之介面彈簧參數表

	Normal Stiffness (GN/m)	Shear Stiffness (GN/m)	Friction (deg)	Tensile Strength (N/m)
Backfill	60	40	22.7	0
Rubble Foundation	120	60	32.0	0

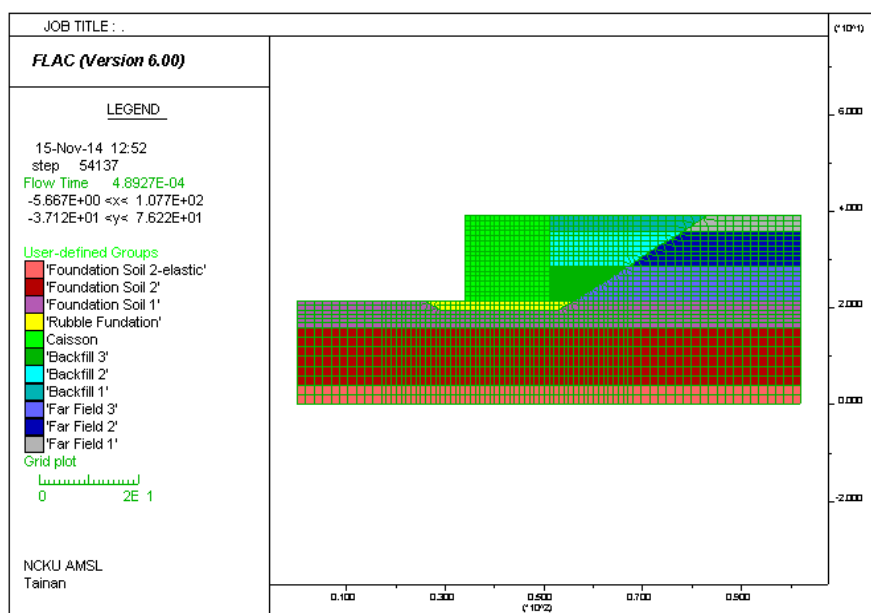


圖 7.4 TCH25 碼頭網格

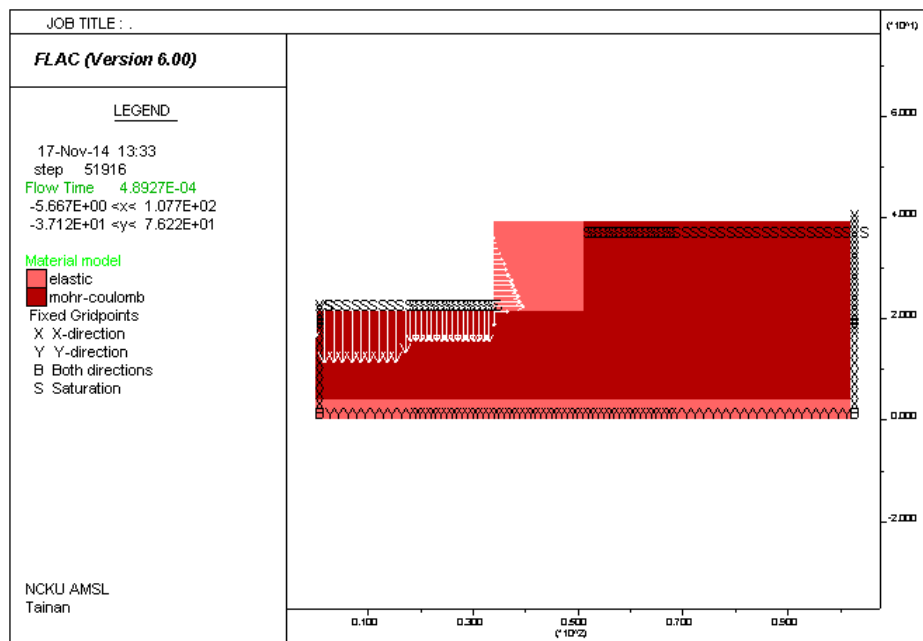


圖 7.5 TCH25 碼頭元素類型與靜態邊界

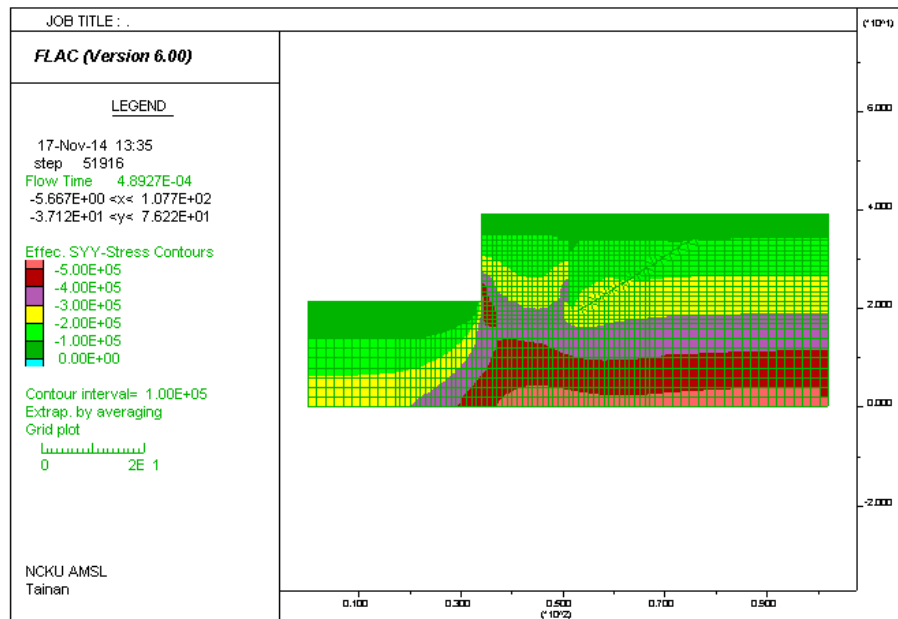


圖 7.6 TCH25 碼頭靜態平衡狀態

2. 動態分析模型

進行動態分析時，可液化土層其 Finn-Byrne 模式之參數如表 7.4 所列，動態模型以 Rayleigh 阻尼設為質量之 5%，土壤則以 Hardin

型態之遲滯阻尼，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 向之安定邊界(quiet boundary)設定，並將底部之束制改為垂直向固定，水平向可自由變位。模型外緣為消能邊界元素，Finn 元素為可激發孔隙水壓力土層。進行動態分析前將所有節點之位移與速度歸零，但保留靜態平衡時之應力分布，以模擬現有狀態。

本分析將簡化動力分析之地震紀錄作為輸入地震(如圖 7.2 所示)，由於 TCH25 碼頭走向接近南北向，故以東西向地震紀錄為主要輸入地震。利用不同設計最大地表加速度，將高程 0 m 之波形等比例放大，並將 10 Hz 以上震波濾除，底部基礎 N 值大於 50，可視為剛性土層並直接輸入加速度於底部進行時間域動態分析，此外動態水壓力則以 Westergaard 形式施加於沉箱表面。

模擬時以監測超額孔隙水壓力、超額孔隙水壓比與沉箱碼頭前端位移量、滑動量、傾倒量和土壤加速度等為目的，將地震紀錄以加速度歷時作用於底部安定邊界之格點，依分析目的規劃監測點位，紀錄其時間變化量，監測點位與進行動態分析前土壤模型如圖 7.7 所示，計算時所採用之時間間隔為 2 E-5 秒。

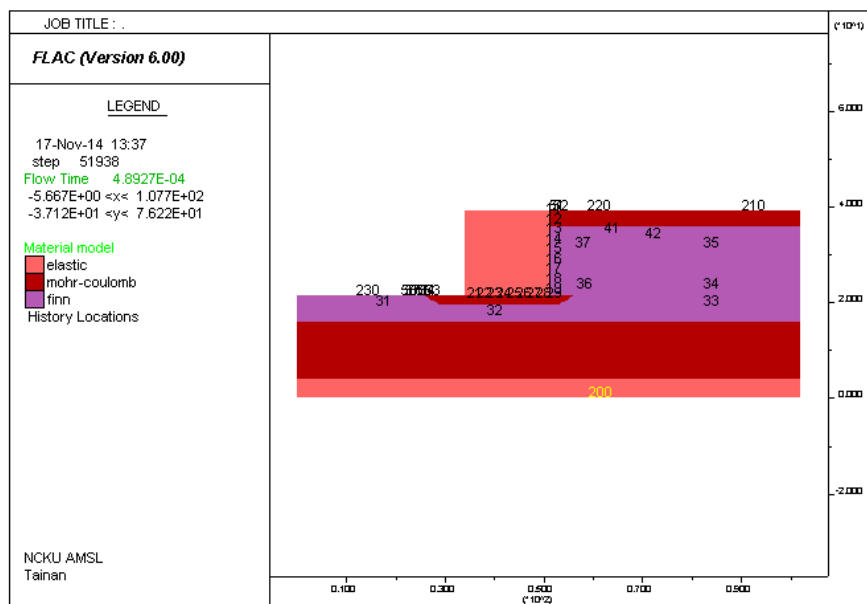


圖 7.7 TCH25 碼頭監測點位置與土壤模型

7.2.2 單向加速度數值分析成果

依據前述 TCH25 碼頭數值模型與設計地震，可得監測點之土壤運動歷時、應力應變歷時及碼頭結構物歷時，相關結果整理如下：

1. 土層反應

加速度變化分成後方水平土層與前方海床在不同高程之加速度歷時變化如圖 7.8 所示，最大 x 向加速度發生於海床表面。在海床部分因海床自由面位在軟弱土層，造成顯著的放大效應；而比較沉箱背部土層不同高程自由場水平向加速度，顯示雖然加速度從底層向上傳遞中會經過軟弱土層放大加速度但軟弱土層上方還有較堅硬土層覆蓋，故放大效應不顯著。

不同深度之孔隙水壓力變化如圖 7.9 所示，結果顯示沉箱背部回填砂土 BF2 及上部基礎 FS1 與自由場土層 FF3 有明顯的超額孔隙水壓力激發但未達到液化。由加速度與孔隙水壓力歷時可知在地震發生後約 5 秒後開始顯著反應，圖 7.10 顯示 10 秒時之垂直有效應力分佈，因超額孔隙水壓力激發，使土層垂直有效應力減小。圖 7.11 為模型在分析過程中達到最大超額孔隙水壓比的分佈情形，不考慮由於邊界效應造成模型兩側頂部邊緣孔隙水壓激發情況，最大超額孔隙水壓比為 0.83，位於 BF2 土層中。

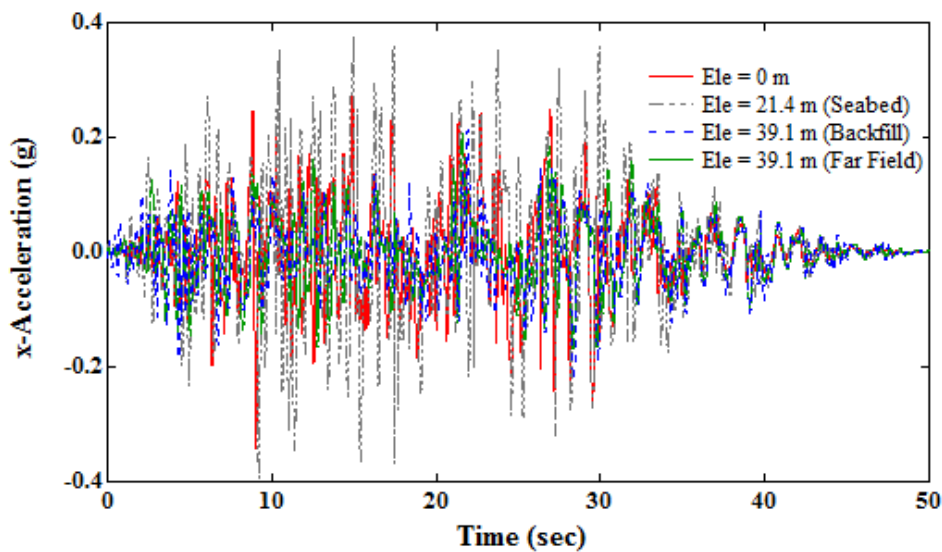


圖 7.8 加速度歷時變化

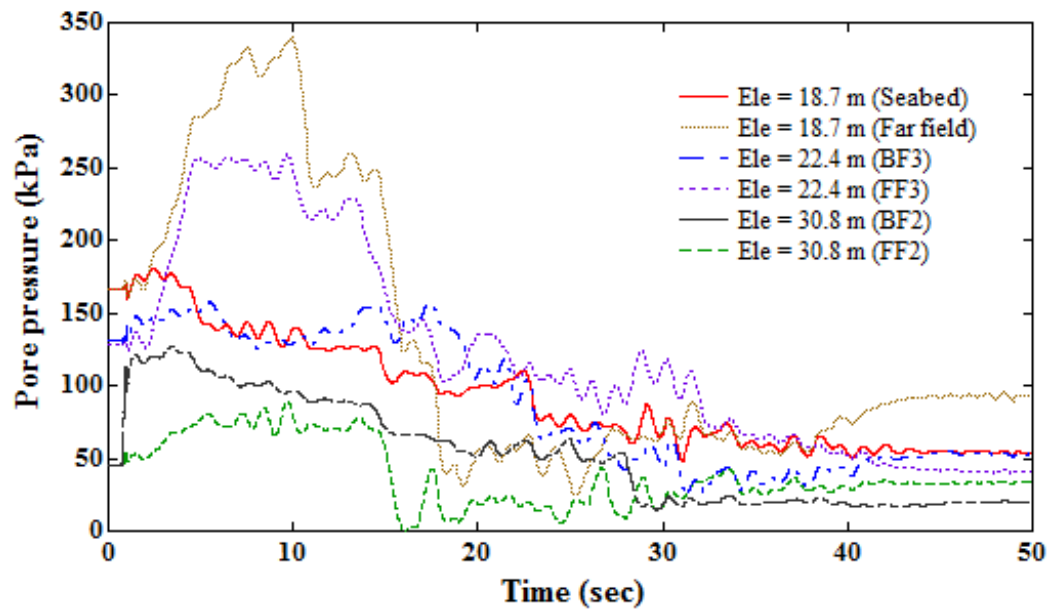


圖 7.9 孔隙水壓力分佈歷時

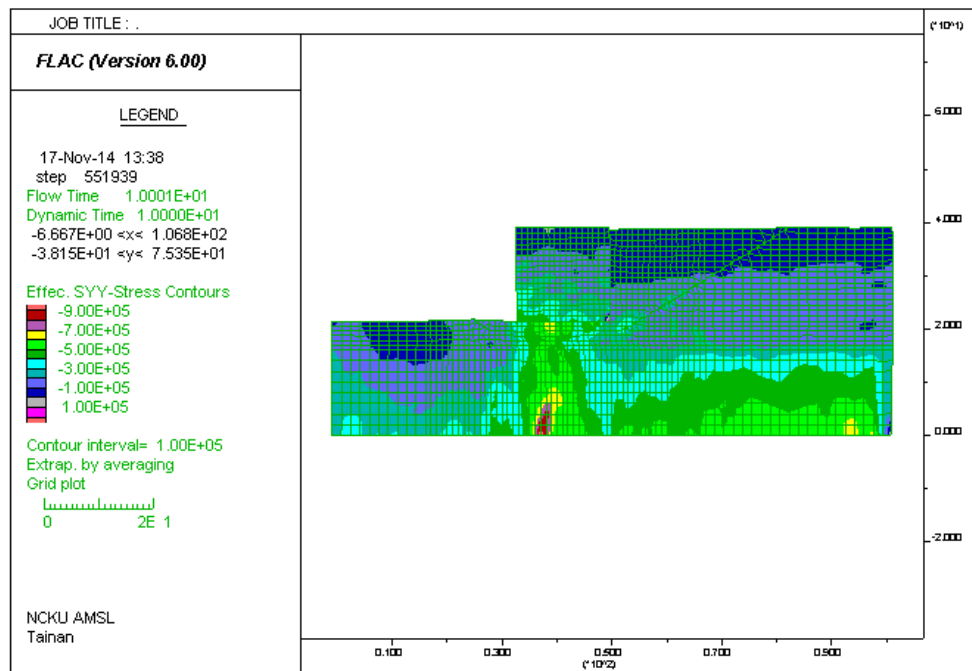


圖 7.10 10 sec 時垂直有效應力分佈情形

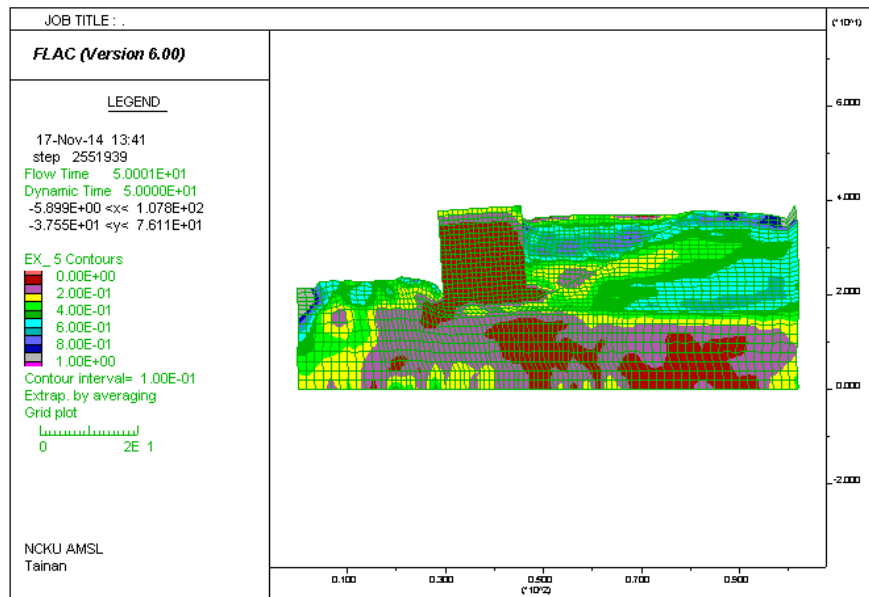


圖 7.11 超額孔隙水壓比分佈情形

2. 土壤結構互制

土壤與結構互制反應可以由結構變位情形與承受之有效應力變化觀察。分析結束($t=50$ sec)時模型 x 方向位移分佈如圖 7.12 所示，沉箱系統發生向海側之旋轉與滑動，海側海床隆起，陸側地表沉陷近似極限平衡分析之主動與被動破壞區，其定性趨勢應屬合理。沉箱頂部最大水平位移量為 5.5 m，向海側旋轉 3.6° ，海床隆起量為 2.7 m，陸側最大地表沉陷量為 3.1 m。沉箱變位歷時如圖 7.13 所示。

沉箱背後之側向土壓力可以介面元素所受之正向力表示，從沉箱系統上介面元素各節點之受力時間歷史中取節點受力之最大值，可以得到沉箱後背所受最大側向土壓力包絡線如圖 7.14 所示，將其包絡線與 INA 擬靜態分析中之土壓力分佈進行比較，由數值模擬結果繪出的包絡線大於擬靜態分析結果，不過兩者在一定深度範圍內的趨勢相同。圖 7.15 為沉箱底部土壤所受正向應力包絡線，臨海側基礎所受承载力最大。

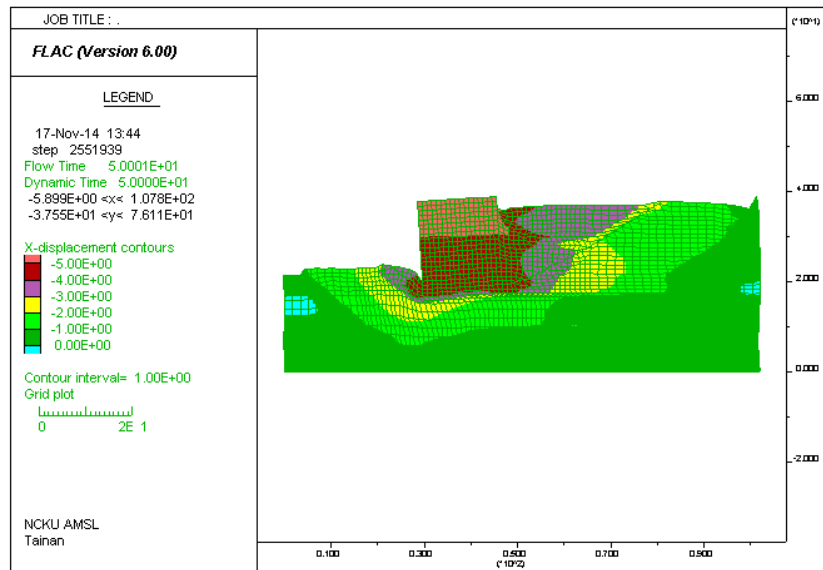


圖 7.12 分析結束時(t=50 sec)水平變位分佈

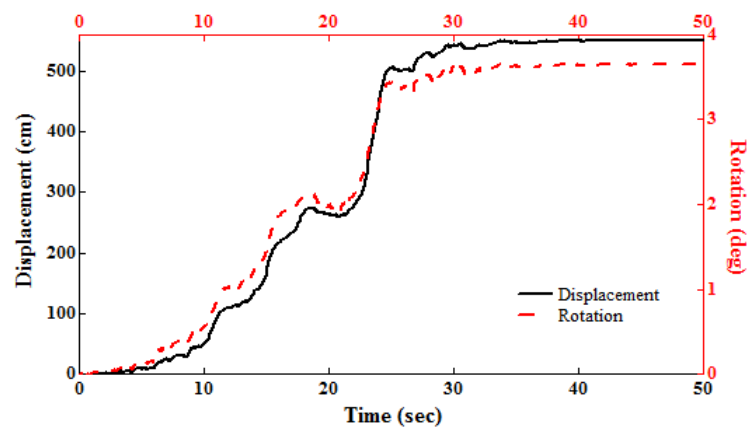


圖 7.13 沉箱向海側頂端水平向位移與旋轉角歷時

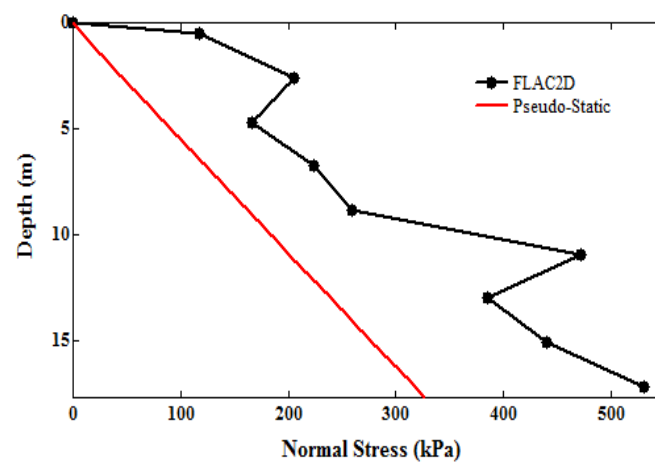


圖 7.14 沉箱後背側向土壓力分佈

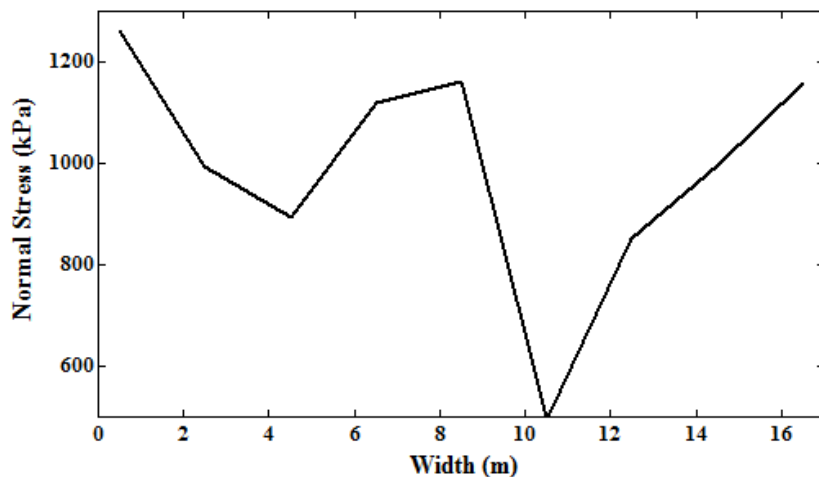


圖 7.15 沉箱底部土壤壓力分佈

3. 二維數值分析總結

由二維數值分析結果得知在此一地質模型與輸入地震下，顯示沉箱背填土層無顯著放大效應，但前方海床因為面位於軟弱土層上造成放大效應產生，雖然現有模型不致產生液化現象，但可產成顯著水平與垂直向變位。

沉箱系統因慣性力作用會產生顯著位移，分析結果顯示於 $PGA=0.32g$ 之設計地震下，其向海側之相對位移約為 5.5 m，最大水平向位移發生於沉箱頂端，沉箱向海側傾斜 3.6° 。在分析過程中沉箱背部所受最大側向土壓力發生在沉箱底部，其值大約 530 kPa；沉箱底部土壤所受最大正向應力發生在臨海側，其值大約 1.260 kPa。

7.3 碼頭震後災損速報模式

7.3.1 TCH25碼頭震後災損速報模式

將設計地震表之波形等比例放大縮小，得到此模型在不同震度相同波形下的反應，藉由整理比較沉箱系統與周圍土壤在不同震度下的反應結果，繪出最大地表加速度與沉箱相對位移量、旋轉角度與背填土最大地表沉陷量之關係，結果如圖 7.16、7.17 及 7.18 所示，其中最

大地表加速度取自自由場土層上方觀測點位，避免結構與土壤互制行為影響觀測值。圖 7.16 中比較動態數值模擬分析(FLAC2D)與滑動塊體分析法所得到的位移量，將兩者進行比較發現差值甚大，其主要原因為簡化動力分析法未考慮背填土壤液化以及沉箱周圍土層與沉箱結構之互制行為只適用於初步的估計，無法反應實際之情況；反之因二維數值模擬分析考慮土壤液化、結構與土壤的互制行為，故分析結果應更接近實際之情況。

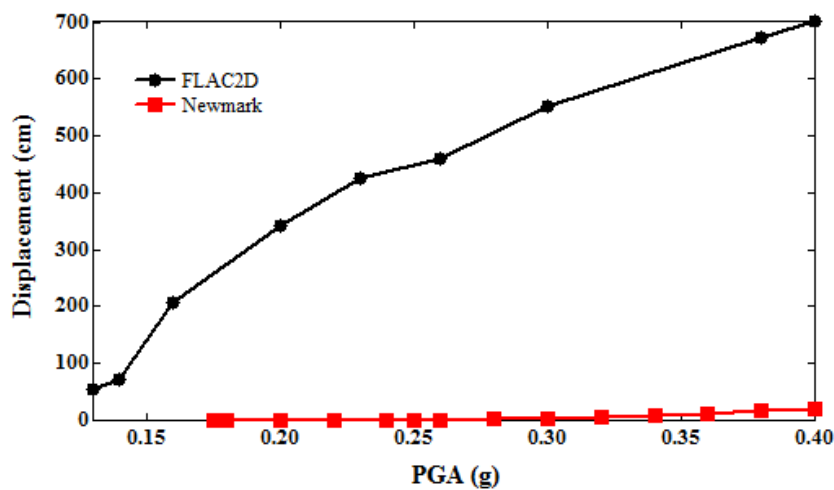


圖 7.16 沉箱頂端相對位移與最大地表加速度關係

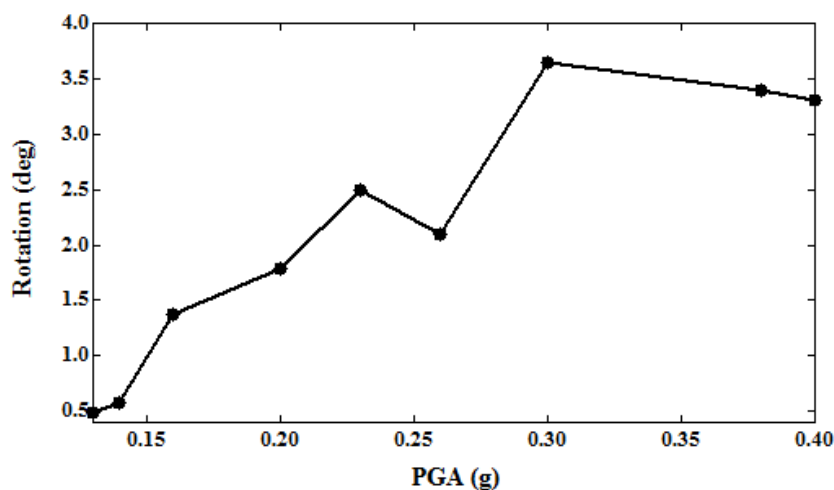


圖 7.17 沉箱旋轉角與最大地表加速度關係

整合最大地表加速度與沉箱相對位移量、旋轉角度與背填土最大地表沉陷量之關係與動態數值分析結果 (圖 7.16~7.18)將可用於以港區自由場地表最大水平加速度觀測值為指標之震後災損速報模式，作為災害管理與耐震補強之參據。

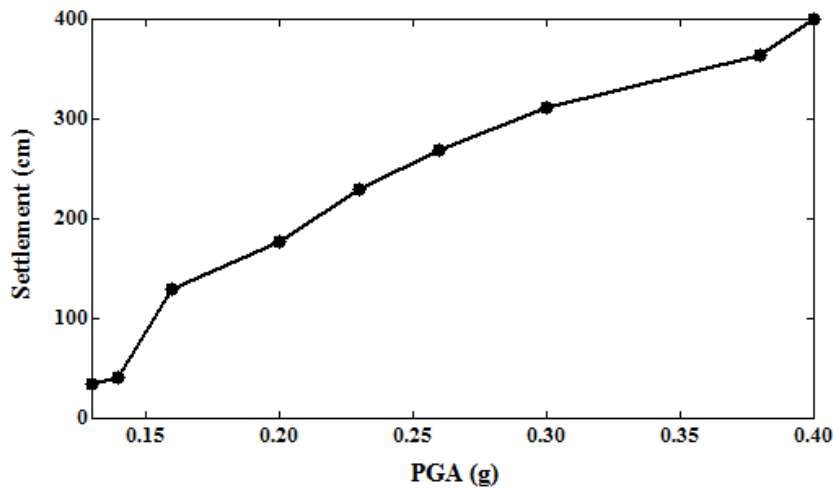


圖 7.18 背填土地表最大沉陷量與最大地表加速度關係

7.3.2 碼頭震後災損速報模式建議

因所建立之碼頭震後災損速報模式為基於設計地震之成果，其可靠度與設計地震特性息息相關，考慮地震波型之三個主要特徵：震幅、頻譜及延時，震幅及頻譜於現有耐震設計規範已有明確之定義，且現有設計地震歷時多以過往地震紀錄波型進行修改，因此較無疑義，但地震延時與震源特性、場址距離有關，於不同振幅下其延時應有所不同，限於時程及研究聚焦，本計畫所提碼頭震後災損速報模式僅以相同波型進行振幅變化，且所用設計地震於長周期反應有一下限值，有關於設計地震歷時與實際地震之差異對速報模式及分析結果之影響，有待後續研究與驗證。

第八章 碼頭動態監測站維護

8.1KH120 棧橋式碼頭監測站

8.1.1 KH120現地配置

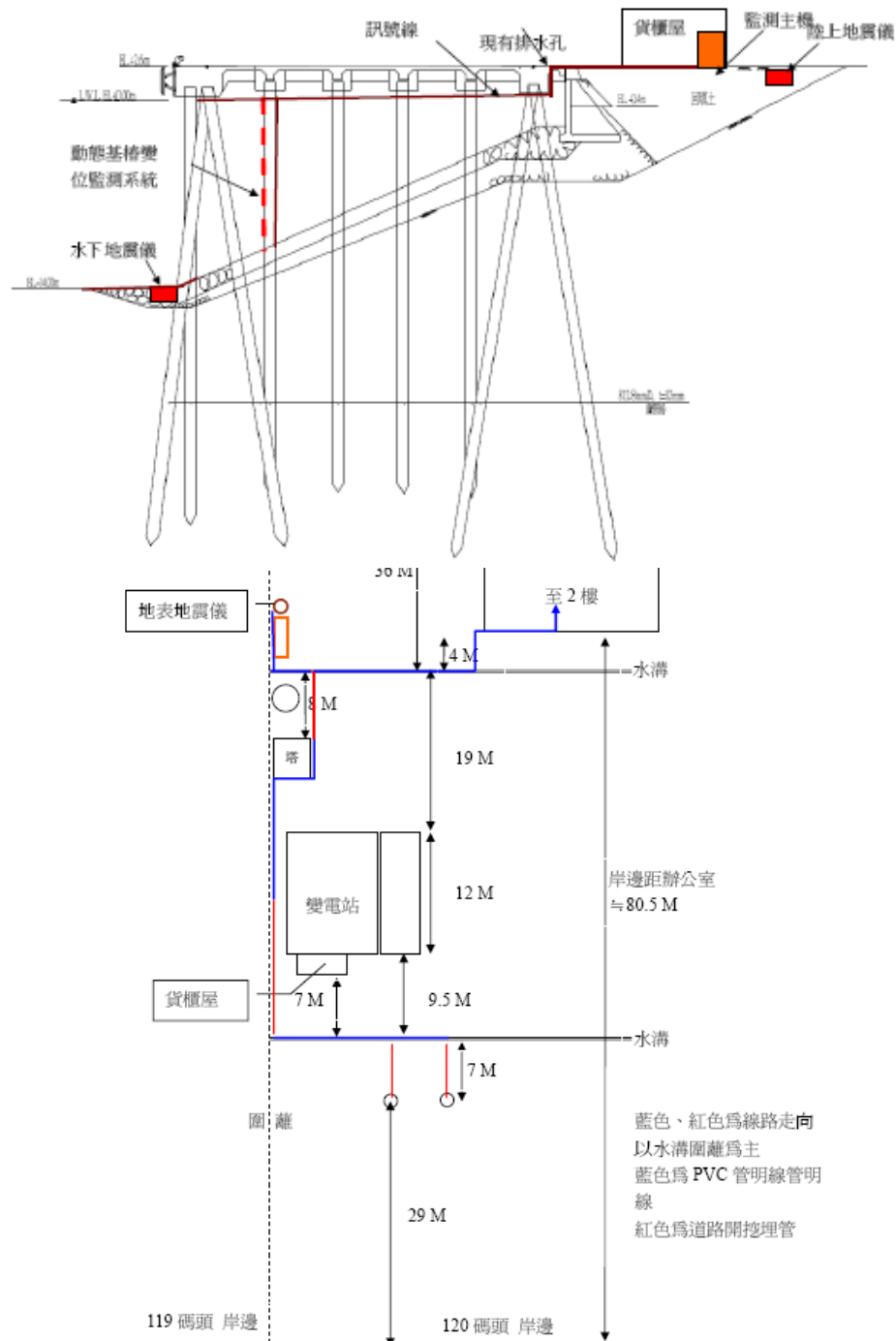
高雄港 120 號碼頭為典型鋼管樁支撐之碼頭、現地地質狀況單純且有相關資料、鄰近具電力供應設施且有一簡易遮蔽物，監測站原有配置如圖 8.1 所示，包括一海床地震儀、一陸上地震儀，水下動態基樁變位監測系統及一動態監測主機，相關監測系統與管線將以地下化、隱蔽與不妨礙碼頭動線為原則。

動態基樁變位監測系統則裝置於由岸邊向內陸之第二根直樁上，將於基樁每隔 50cm 間距，以鋼製套環鎖於基樁表面，其結合完成如圖 8.1 所示，水下設備之管線將以浮管方式固定於棧橋版下方，並由近岸起重機軌道後方之排水通氣孔穿出至地表，並開挖淺溝埋於地下，施工完並回復原狀。陸上施工包括陸上地震儀與監測主機，陸上地震儀裝置於地表，裝置於現地配線箱機座上，以避免影響動線與人為碰撞，相關管線以淺溝埋設於淺層地表下。監測主機安裝於起重機軌道後方之貨櫃屋中，該貨櫃屋目前僅堆置雜物，且上方有港區監視系統，商借一約 1m*2.5m 之面積放置監測系統主機櫃，並將裝置一空調與警報系統，所需電源向現有租用單位借用，另向中華電信申請固定 IP 之 ADSL 與電話。

8.1.2 KH120棧橋式碼頭監測站現況

本測站原裝設之水下動態基樁變位監測系統因年久腐蝕，導致失去功能，且原有監測主機亦因近海之故，主機板腐蝕嚴重，101 年度更換主機板後於 2012 年 4 月中旬重新恢復水下及陸上地震儀監測，2012/10/25 成功紀錄一 5 級有感地震，其震央位置在北緯 22.44 度東經 120.40 度，震源深度為 33 公里，芮氏地震規模為 5.5，與高雄港較接近之高雄港監測站其震度為 5 級，氣象局測站之加速度歷時如圖 8.2

所示，其水平向最大加速於EW向為74.29 gal，NS向為81.47 gal。KH120測站所量得之水下與陸上地震儀如圖 8.3 及 8.4 所示，陸上地震儀資料與氣象局監測記錄波形相同但加速度震幅較小，此結果顯示 KH120 監測站兩組地震儀仍可運作。



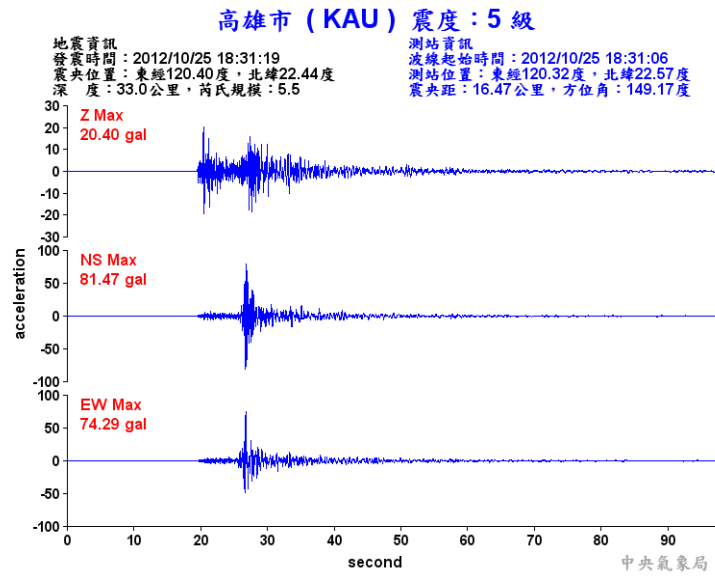


圖 8.2 2012/10/25 高雄港監測站加速度歷時(氣象局)

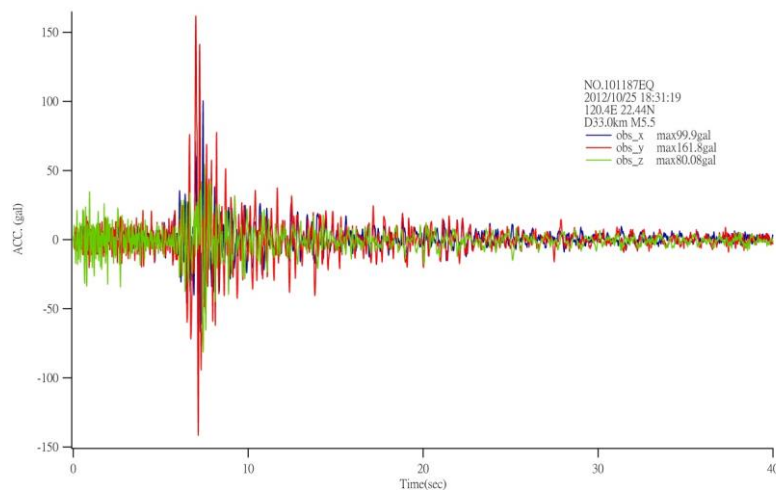


圖 8.3 2012/10/25 KH120 水下地震儀記錄

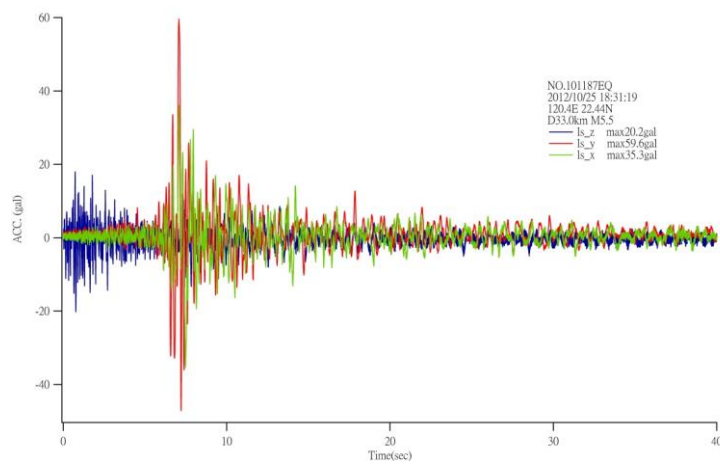


圖 8.4 2012/12/15 KH120 陸上地震儀記錄

本年度仍維持每週遠端測試及每月監測站現地整修，103 年 10 月 13 日測得氣象局編號 125 之地震紀錄，震央位置在北緯 22.26 度東經 120.45 度，震源深度為 42.4 公里，芮氏地震規模為 4.7，與高雄港較接近之高雄港監測站其震度為 2 級，氣象局測站之加速度歷時如圖 8.5 所示，其水平向最大加速於 EW 向為 2.45 gal，NS 向為 3.23 gal，KH120 測站所量得之水下與陸上地震儀如圖 8.6 及 8.7 所示，陸上地震儀資料與氣象局監測記錄波形相同但加速度震幅較小，水下地震儀則記錄到較陸上地震儀大之震幅，監測站機房狀況如圖 8.8 所示。。

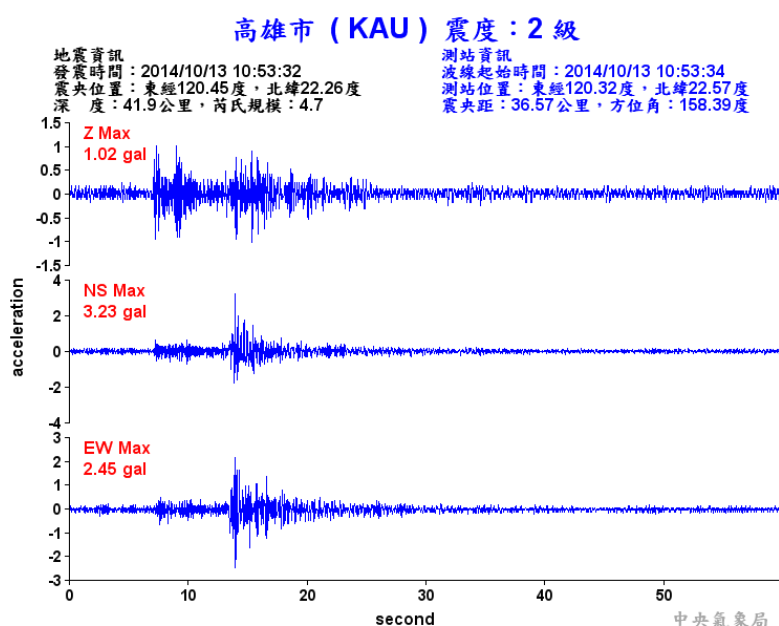


圖 8.5 2014/10/13 高雄港監測站加速度歷時(氣象局)

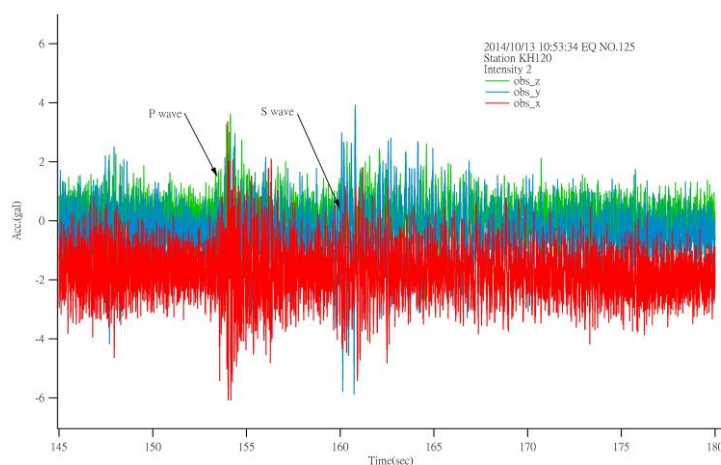


圖 8.6 2014/10/13 KH120 水下地震儀記錄

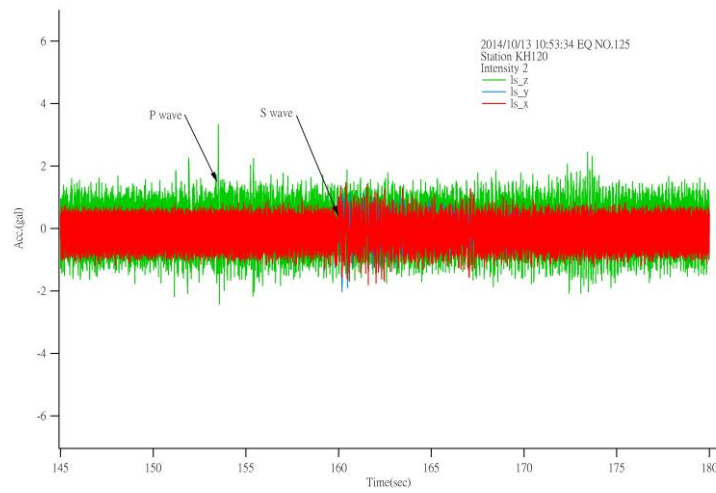


圖 8.7 2014/10/13 KH120 陸上地震儀記錄

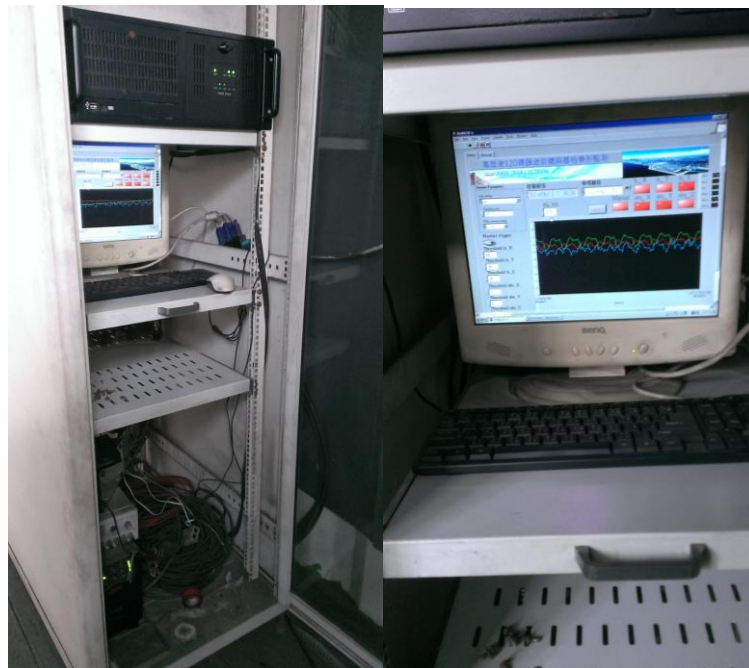
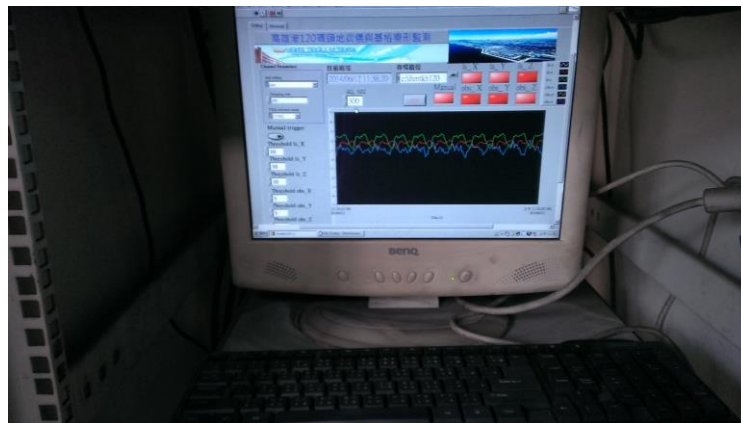


圖 8.8 高雄港 120 號碼頭動態監測站機房現況(2014/10/25)

8.2 錨碇板樁現地監測站

8.2.1 錨碇板樁現地監測站配置

錨碇板樁動態監測站位於臺北港外海貨櫃碼頭交界之北 2 碼頭 (TPN02)，測站所在位於北 2 碼頭與北 3 碼頭交接處，交角約為 120 度，北 2 碼頭屬於錨碇鋼板樁碼頭，規劃屬散裝碼頭，北 3~6 碼頭為鋼管支撐棧橋式碼頭，規劃為貨櫃碼頭，測站所在距北 3 碼頭最近距離為 3 公尺，水下鋼板樁變位監測配置如圖 8.9 所示，原裝設二組間距為 0.3 m 總長度為 4.8 m 之垂直向動態剖面儀(SAA-1 與 SAA-2)，並於二垂直剖面儀頂部加裝水平向動態剖面儀(SAA-3)，另於監測主機旁裝設陸上地震儀。

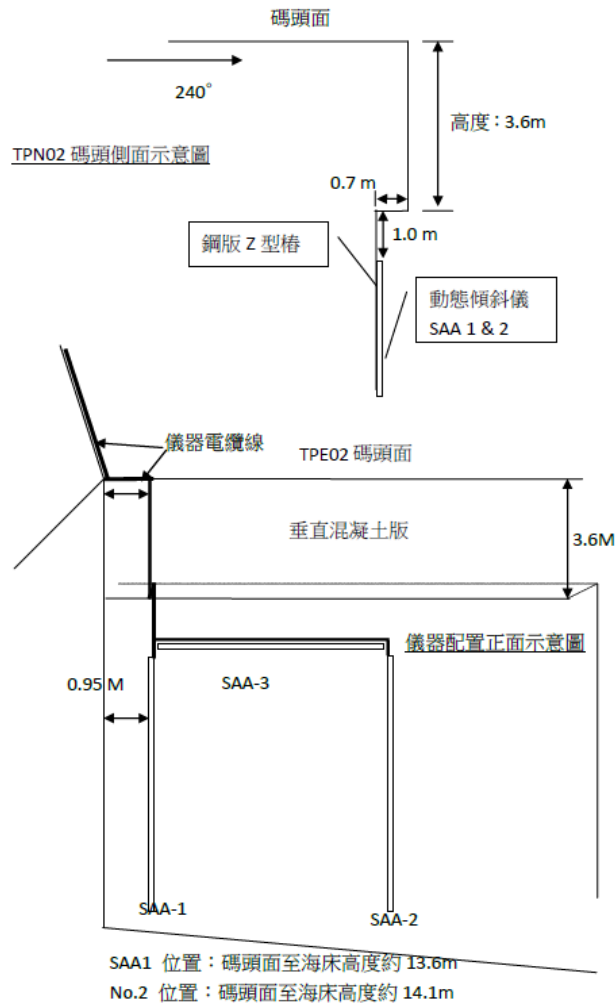


圖 8.9 TPN02 板樁變位監測配置圖

8.2.2 TPE09板樁式碼頭監測站現況

本測站於 101 年度更換 UPS 及監測主機之主機板，系統於 2012 年 4 月下旬重新上線，但由於 SAA 已裝置一定期間，因此訊號並不穩定，目前僅剩陸上地震儀仍持續監測，且成功紀錄 2014/02/22 地震，與臺北港較接近之新北市監測站其震度為 4 級，其地震報告與加速度歷時如圖 8.10 所示，其水平向最大加速於 NS 向為 19.02 gal，EW 向為 23.63 gal，垂直向最大加速度為 49.77 gal。

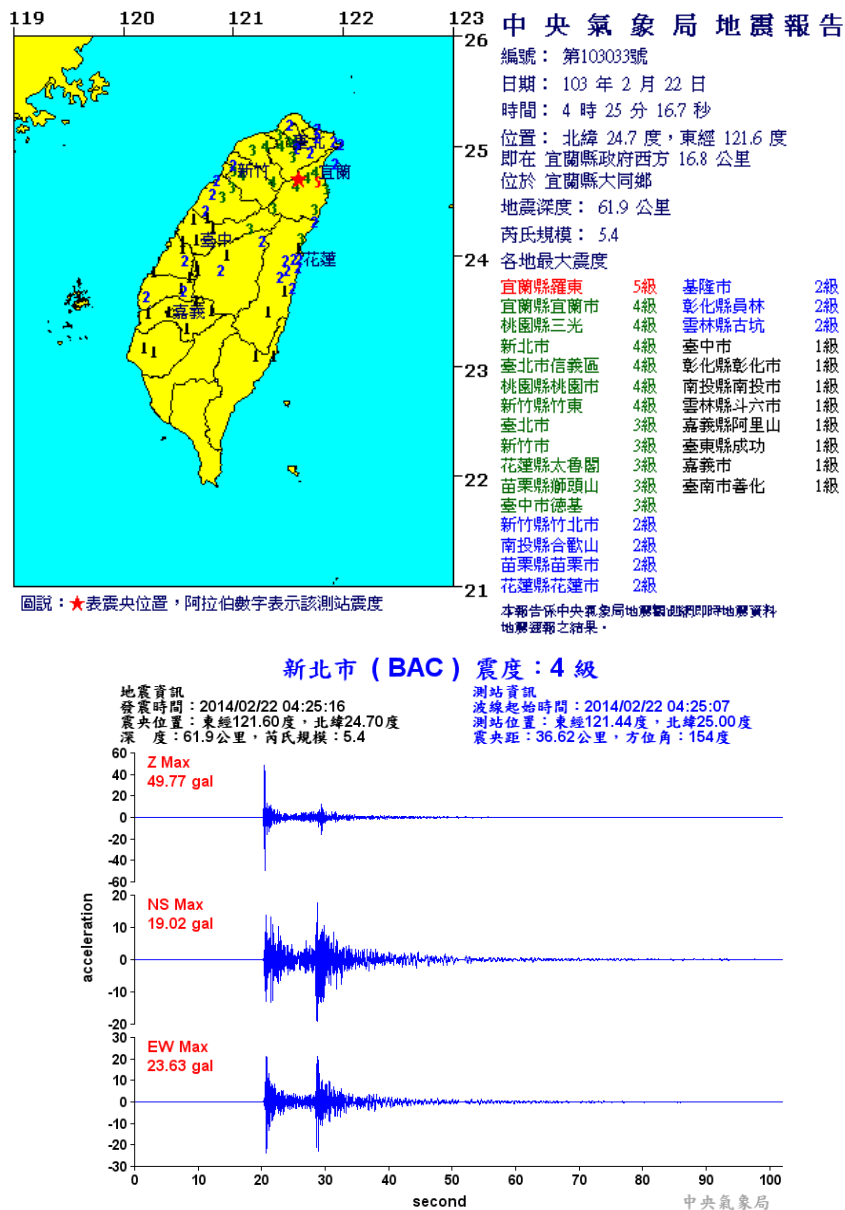


圖 8.10 2014/02/22 地震報告與新北市站加速度歷時(氣象局)

2014/02/22 地震於 TPN02 陸上地震儀記錄如圖 8.11 所示，最大水平加速度發生於碼頭法線方向，大小為 25.5 gal，而碼頭之平行方向其最大水平加速度為 17.4 gal，垂直向最大加速度為 18.1 gal，水平向加速度值與新北市監測站比較其震幅相近但垂直向震幅大幅降低，其原因包括土層分佈、土壤性質及地形差異等，但波型相近，顯示地震儀結果具一定可信度。

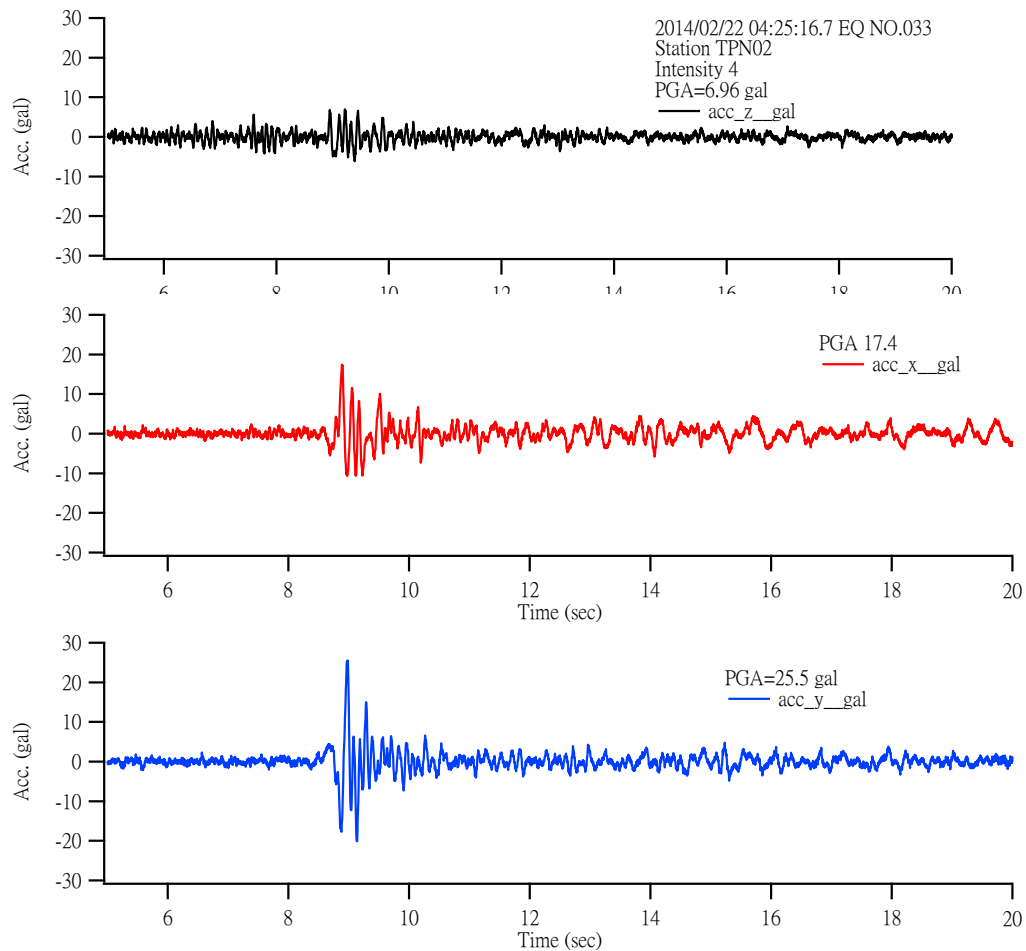


圖 8.11 2014/02/22 TPN02 監測站地表加速度計歷時

第九章 結論與建議

本計畫之起源為考慮臺灣西部港區多以水力抽砂回填施工，於地震時易產生土壤液化行為，由於國際間對於液化過程與液化後碼頭結構物與液化土層間之互制反應研究相對缺乏，因此探討液化土層中土壤-碼頭支撐結構互制行為之研究為近年來大地地震工程領域重點課題。碼頭受震行為受港區地質組成、地震特性及碼頭型式與配置而有所不同，而台灣之地質條件、地震特性及碼頭設計概念與美日等國有所不同，對於適用於臺灣之液化土層之碼頭穩定性分析與補強設計所需之相關參數與程序仍有待建立，因此進行適用於臺灣不同港區碼頭類型之動態反應研究是必要的。

本研究結合模型試驗及數值模擬探討沉箱式碼頭地震作用下之行為，以顆粒性乾淨土壤及沉箱碼頭配置製作大尺寸模型，利用國震中心震動台進行大尺寸動態碼頭結構物實體模型試驗，量測土壤震動與孔隙水壓力歷時、碼頭支撐結構反應及土壤-基礎互制行為，並以土壤元素試驗求取土壤動態參數及孔隙水壓力激發參數，進行模擬實體模型之土壤-支撐系統動態有效應力數值分析，以驗證或修正數值分析程序，並據以修正震後災害速報系統之災損評估模式，以提高其準確度，並提供現有碼頭耐震評估與補強之參據。

9.1 結論

本期計畫第四年(103 年度)為進行沉箱碼頭模型數值模擬、震動台液化試驗資料整理及案例碼頭震後速報系統建立。102 及 103 完成之主要項目總結如下：

1. 現有沉箱式碼頭設計與分析相關文獻彙整：102 年度彙整國內外沉箱碼頭有關之設計方法、案例分析、數值模擬及動態行為等，作為模型設計及數值分析驗證之參考。

2. 沉箱碼頭震動台模型二維動態數值模擬：102 年度進行對應沉箱碼頭模型試驗之二維動態有效應力數值模擬，計畫開始前進行一系列不同配置之沉箱模型模擬，據以設計沉箱模型與相關量測配置，結果顯示以數值模擬結果配置之實體模型可行。103 年度由模型試驗結果進行數值分析模型修正，使其改善數值模擬準確度，模型試驗與數值模型其破壞模式相似且具一定準確性。
3. 動態沉箱碼頭震動台模型試驗：於 102 年度向國家地震工程研究中心租用之震動台與層狀剪力盒做為試驗平台，並依據數值模擬結果設計沉箱碼頭模型進行震動台液化試驗，以飽和乾淨砂回填進行單向水平震動。本年度已完成單向度震動試驗，並成功達到土壤液化且沉箱碼頭產生明顯的水平位移及垂直向下沉陷，結果顯示實驗程序、試體準備方式、沉箱模型及監測系統配置達到原規劃目標，且結果沉箱基礎拋石可減少 50%沉箱變位。
4. 沉箱碼頭模型試驗資料分析與整理：103 年度針對模型試驗監測資料包括離岸、近岸、海測、沉箱底部之土壤振動與孔隙水壓力反應，沉箱模型主體震動、位移，沉箱背土壓力反應。相關資料處理程序建立且完成資料分析，並與數值分析結果比對驗證，後續可作為相關研究之驗證案例。
5. 先進有效應力組構模式之測試：103 年度測試以 Wang2D 模式於震動台模型試驗之動態模擬，顯示其於孔隙水壓力激發、永久位移推估及土壓力計算均較 Finn model 為佳，具有推廣應用之潛力，但其參數不易決定，考慮參數取得與推廣難易，因此現有沉箱碼頭動力分析仍建議以 Finn model 為主。
6. 震後災損速報模式建立：103 年度完成台中港 25 號碼頭於設計地震下之數值模擬，作為碼頭耐震穩定評估流程及災損評估速報系統之案例，由於沉箱碼頭破壞多為位移控制，因此以數值模擬結果，建立不同地表最大水平加速度下選定沉箱碼頭場址之位移、旋轉角及地表最大沉陷之關係，作為震後速報模式之基礎。

9.2 建議

針對本年度計畫執行提出下列建議：

1. 本計畫執行已建立板樁及沉箱碼頭動力分析程序，建議後續進行現有碼頭耐震評估時可參酌使用。
2. 進行時域動力分析時需有一設計地震歷時，由於現有法規僅有設計反應譜，且非專為港區所設計，建議可諮詢相關專家對每一港區建立設計反應歷時之選用標準，並將場址地震延時因素加入設計地震，以利於震後災損速報模式中加入延時因子。
3. 現地碼頭監測站已屆儀器使用之年限，系統僅有陸上地震儀及少數動態剖面儀仍有數據，建議思考監測站是否仍需繼續維護。

9.3 成果效益及應用情形

103 年完成之成果與全期 (100~103 年) 效益條列如下：

1. 103 年成果效益

- (1) 提供板樁與沉箱二種型式碼頭進行動態土壤-結構互制行為數值分析驗證資料。
- (2) 提供板樁與沉箱二種形式碼頭受震之動態數值分析程序，作為功能性設計之基礎。
- (3) 提高港區震後災損速報系統之準確度。
- (4) 探討動力狀態下土壤-碼頭結構互制之行為，作為修正相關設計方法與現有系統補強之參考。

2. 全期效應與應用情形

- (1) 依率定之數值模擬之成果，提出港區碼頭結構安全臨界值，包括臨界液化加速度、震後碼頭位移與變形、液化後碼頭穩定性等，作為港區災害應變管理之依據及提供目前耐震補強之策略及震

後修復之參據。

- (2) 提供不同形式碼頭結構物耐震功能性設計之參考，並提昇港灣設施耐震性能，達到減少地震災害所造成的港埠營運損失，並滿足運輸安全需求。
- (3) 建構可靠之災損評估模式，作為港區災害管理及地震災害速報系統之參據。
- (4) 研究成果提供各港務分公司及相關單位，作為港灣碼頭工程規劃設計之參據，以提升碼頭耐震能力，減低震害。

參考文獻

1. 張文忠、林炳森、黃安斌(民國 99 年)，港灣現地碼頭結構與土壤動態互制監測之研究(2/2)期末報告書，交通部運輸研究所計畫編號：MOTC-IOT-99-H1DB002。
2. 賴瑞應、賴聖耀、謝明志、柯正龍、曾文傑(2008)，” 液化對港灣構造物穩定性之影響研究”，交通部運輸研究所。
3. 翁作新、陳家漢、程漢璋、吳繼偉(2006)，” 大型震動台剪力盒土壤液化試驗(III)-飽和越南砂試體受振沉陷之探討”，國家地震工程研究中心，NCREE-06-019.
4. 國家地震工程研究中心 (2000)，“921 集集大地震大地工程災害調查報告”。
5. 賴聖耀、李豐博、蘇吉立、陳志芳(2002)，” 港灣地區地震監測與土壤液化潛能評估之研究”，交通部運輸研究所。
6. 賴聖耀、陳志芳、賴瑞應(2006)，” 港灣地區地震及液化之常態監測研究” 交通部運輸研究所。
7. 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。
8. 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。
9. 交通部運研所 (2006)，” 港灣構造物設計基準修訂”
10. 黃國祥 (2002) 滑動塊體分析法及其應用在港灣重力式擋土牆之研究，國立臺灣大學土木工程學系研究所博士論文。
11. 李佳翰 (2001) 沉箱碼頭受震引致土壤液化之數值模擬，國立中央大學應用地質研究所碩士論文。

12. Amano, R., Azuma, H., and Ishii, Y. (1956) "A seismic design of wall in Japan". In: Proceeding of 1st World Conference on Earthquake Engineering, pp.32-1~32-17, San Francisco.
13. Chang, W. J., Ueng, T. Z., Chan, C. H., and Yang, C. W. (2010), "Embedded Sensor for Measurements of Coupled Responses of Soil in Shaking Table Test", Soils and Foundations, Vol. 50/2, pp. 325-334.
14. Chang, W. J., Chen, J.F., Ho, H.C., and Chiu, Y. F. (2010), "In Situ Dynamic Model Test for Pile-supported Wharf in Liquefied Sand ", ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol. 33/3.
15. Dakoulas, P. & Gazetas, G. (2005) "Effective stress analysis of caisson quay walls: application to Kobe" Soils Found. 45, No. 4, 133–147.
16. Dobry, R., Ladd, R.S., Yokel, R.Y. and Chung, R.M. (1982) "Prediction of Pore Water Pressure Build-up and Liquefaction of Sands During Earthquakes by the Cyclic Strain Method". NBS Building Science Series 138.
17. Iai, S., Ichii, K., Liu, H., and Morita, T. (1998), "Effective Stress Analyses of Port Structures," Soils and Foundations, special issues, pp.97-114.
18. Iai, S., Ichii, K., Sato, Y. and Liu, H. (1999). "Residual displacement of gravity quay walls –parameter study through effective stress analysis", Proc. 7th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Soil Liquefaction, MCEER-99-0019, pp. 549-563.
19. Iai, S., and Sugano, T. (2000) "Shake table testing on seismic performance of gravity quay walls." Proc., 12th World Conf. on Earthquake Engineering (WCEE) CD-ROM, Paper No. 2680.
20. Inoue, K., Miura, K., Otsuka, N., Yoshida, N. & Sasajima, T. (2003) "Numerical analysis of the earth pressure during earthquake on the gravity type quay wall. " In: Proceedings of the 13th International Offshore and Polar Engineering Conference, May 25 2002-May 30

2003, International Society of Offshore and Polar Engineers, Honolulu, HI, United States. pp.2095-209.

21. Inagaki, H., Iai, S., Sugano, T., Yamazaki, H., and Inatomi, T. (1996), "Performance of Caisson type quay walls at Kobe Port.", Soils Foundation, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu earthquake, Japanese Geotechnical Society, pp.119-136.
22. Ishibashi, I., and Madi, L. (1990). "Case studies of quay walls stability with liquefied backfills," Proceeding of the 4th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Vol.3, pp.725-735.
23. Kim, S. R., Kwon, O. S., Kim, M. M. (2004), "Evaluation of force components acting on gravity type quay walls during earthquakes," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, ELSEVIER, Vol. 24, pp. 853-866.
24. 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.
25. Klar, A., Baker, R. and Frydman, S. (2004), "Seismic soil-pile interaction in liquefiable soil,' Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Vol. 24(8), pp. 551-564.
26. Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R. L. (1969), "Finite dynamic model for infinite media" J. Eng. Mech. Div., 95(EM4), pp. 859–877.
27. Martin, G. R., W. D. L. Finn and H. B. Seed. (1975), "Fundamentals of Liquefaction under Cyclic Loading," J. Geotech., Div. ASCE, 101(GT5), pp.423-438.
28. Matsuo, H., and Ohara, S. (1965), "Dynamic Pore Water Pressure Acting on Quay Walls during Earthquakes, Proceeding of the 3rd World Conference on Earthquake Engineering, Vol.1, New Zealand, pp.130-140.

29. Mito M, Sugano T, Inatomi T, Inagaki H. (1996) “Experimental studies on the caisson type quay wall damaged by Hyogoken-Nanbu earthquake 1995”. In: Proceedings of 11th WCEE.
30. Miura, K., Kohama, E., Inoue, K., Ohtsuka, N., Sasajima, T. and Yoshida, N. (2000). "Behavior of Gravity Type Quay Wall during Earthquake Regarding Dynamic Interaction between Caisson and Backfill during Liquefaction," Proc. of 12th World Conference on Earthquake Engineering, Vol.7, PaperNo.1737
31. Nazarain, H. N., Hadjian, A. H. (1979) “Earthquake-Induced Lateral Soil Pressures on Structures”. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, v.105, p.17
32. Newmark, N. M. (1965) “Effect of Earthquake on Dam and Embankment” Geotechnique, Vol.15, No. 2, pp.139-159,1965.
33. PIANC/International Navigation Association (2001) Seismic Design Guidelines for Port Structures, A.A Balkema Publishers.
34. Pitilakis K., Moutsakis A. (1989) “Seismic analysis and behavior of gravity retaining walls: The case of Kalamata harbor quaywall”. Journal of Soils and Foundation, v.29, no.1, pp.1-17.
35. Richards, R. Jr. and Elms, D. (1979) “Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls” Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE 105(GT4):449-464.
36. Seed, H. B., and Whitman, R.V. (1970) “Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads”. In: Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, ASCE, Ithaca, pp.103-147.
37. Wang, Z.L., Dafalias, Y.F., and Shen, C.K. (1990) “Bounding surface hypoplasticity model for sand”. J. Engrg. Mech., ASCE, 116(5): 983-1001
38. Wang, Z.L., Makdisi F.I., and Egan, J. (2006) “Practical Applications of a Non-linear Approach to Analysis of Earthquake-Induced Liquefaction

and Deformation of Earth Structures”. Journal of Soil Dynamics & Earthquake Engineering. v. 26, no. 2-4, pp. 231-252.

39. Werner, S. D., Hung, S. J. (1982) “Seismic Response of Port and Harbor Facilities”. Lifeline Earthquake Engineering: Performance, Design and Construction, ASCE, pp.154-175.
40. Werner, S. D. (1998), “Seismic Guideline for Port Structures,” Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering, ASCE, Monograph No.12.
41. Westergaard, H. M. (1933), “Water Pressures on Dams during Earthquakes,” Trans. ASCE, Vol.98, pp.418-432.

附錄一

期中報告審查意見處理情形表

交通部運輸研究所合作研究計畫

期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：港區碼頭構造物動態模型試驗與數值模擬之研究(4/4)

執行單位：財團法人成大研究發展基金會

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
交通大學土木系 劉教授 俊秀		
1. 請說明由 Fin Model 改為 Wang Model 其參數的選擇有何差異，同時前三年皆用 Finn Model，現改為 Wang Model 對前三年報告有何建議。	Wang2D 因參數求取不易，因此僅用於分析液化模型，現地分析仍沿用 Finn 模式	同意辦理
2. 分析建議可加 Real Acceleration 作為 Input，不能只用 Sine Acceleration。	實驗使用 sine acceleration，因此數值模擬同樣使用。	同意辦理
逢甲大學土木系 卜教授 君平		
1. 試驗位移為由加速度量測值兩次積分，是否有誤差累積的問題。	此誤差已於前期驗證，誤差值有限。	同意辦理
2. 試驗時的邊界受限與實際半無限體不同，其結果如何對應修正，建議考量。	因層狀剪力盒已可適切模擬自由場運動，誤差並不大。	同意辦理
3. 試驗結果與理論比對，是否可得到 wrikler 勁度及阻尼的數值建議值。	因介面性質量測不易，因此以建議之 $(K + 4/3G)/Z_{min}$ 計算。	同意辦理
4. 建議補充較近期的參考資料。	參考資料已補充	同意辦理
5. 期中報告內文的公式，建議重新打字編排。	已全部重打	同意辦理
朝陽科技大學 徐教授 松祈		
1. 中文摘要與第 1-1 頁幾乎相同，且與英文摘要不同，並未能將此期計畫主要內容及結果來陳述。	已修正	同意辦理
2. 報告中第 3-29 頁之圖 3.20，其方向設定及單位請檢核，另未附簡報中之位移與時間之關係圖	修正與報告中沉箱方向相同	同意辦理
3. 報告中有些句子太長，宜適度斷句。	期末報告改進	同意辦理
4. 文獻中缺乏不少文中所列的，請補齊。	參考資料已補充	同意辦理
5. 公式之解析度不足，不易分辨。	已全部重打	同意辦理
6. 請修正第 3-28 及 3-29 頁中，沉箱位移方向究竟是往海側或陸側。	已修正	同意辦理

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
7. 第 6-25 頁中圖 6.25 中之背填土沉陷量與簡報中不相符。	報告為 FINN，簡報為 WANG2D	同意辦理
8. 請註記圖形中之時間點，當比較模型試驗及數值分析時。	補充修正	同意辦理
9. 表格格式請一致，報告中圖形之 x、y 尺寸大小不易分辨。	修正表格一致	同意辦理
地震工程研究中心 邱研究員 俊翔		
1. 本研究包含試驗及數值模擬，試驗提供數值模擬與分析模式，是很好的機會驗證其適用性，未來兩者間若有不錯之對應，其成果會是很有價值。	感謝委員鼓勵	同意辦理
2. 請說明試驗採用正弦波的原因。	控制輸入條件，便於比較	同意辦理
3. 請說明決定 Wang-2D 參數之方式由於參數多請研究團隊說明 Wang-2D 模式參數中之重要影響參數供使用者參考。	已於期末報告增列	同意辦理
4. 研究報告建議將最後 Wang-2D 模式之參數值列出。	已修正	
本所港研中心 賴研究員 瑞應		
1. 第 2-5 頁提到超額孔隙水壓之激發與消散速度與土層深度有關，深度越深則激發越慢且消散越快，反之，深度較淺之土層激發迅速，消散較緩慢。但此結論與本計畫之試驗成果有出入，如第 3-23 頁圖 3.18 中之(c)(d)(e)顯示越深激發快，消散也快，請探討。	在均勻砂土層中確實有這種現象，本研究為包含結構體與礫石之模型，因此未能與均勻土層相比。	同意辦理
2. 第 2-13 頁圖 2.9 提到國外土壓力與沉箱慣性加速度比較的結果，發現背填土壤未液化時，被動土壓力與沉箱慣性力相位不同，本計畫後面之試驗也是同國外之試驗結果，此結果與擬靜力分析法之被動土壓力假設作用方向不同，是否意謂擬靜力分析法在土壤未液化之狀況下，高估沉箱的被動土壓力，若確認如此建議在報告結論能增加此研究成果。	分析結果已修正，擬靜態於部分高程低估其最大側推壓力，但最大壓力包絡線非同時發生，因機制複雜，建議進行動力分析為佳。	同意辦理

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
3. 第 2-10 頁提到國外文獻試驗研究結果，沉箱基礎底部土壤因受到上方沉箱載重影響，受震激發之超額孔隙水壓力約只有有效覆土壓力之 50%，並不會發生土壤液化現象，但 2-18 頁國外以 FLAC 軟體模擬結果如圖 2.13 所示，發現自由場與沉箱底部的超額孔隙水壓率最高，顯示試驗與數模還是有差異，此一現象建議可進一步探討。	Dakoulas 的分析結果疑義，相關結果會進行驗證。	同意辦理
4. 圖 7.3、圖 7.4 及圖 7.5 漏列，請補充。	期中報告中未漏列。	同意辦理

附錄二

期末報告審查意見處理情形表

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：港區碼頭構造物動態模型試驗與數值模擬之研究(4/4)

執行單位：財團法人成大研究發展基金會

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
交通大學土木系 劉教授 俊秀		
1.期末研究報告同意通過。	感謝委員肯定	
2.指標應加入 duration(地震延時)。	因地震延時不易整合於速報模式，將於文中說明地震延時對速報模式之影響。	同意辦理
3.設計地震不需每港有規定，每一港口只須規定設計反應譜即可。	已於結論修改為每一港口需有符合設計反應譜要求之地震歷時，以此進行時域分析。	同意辦理
逢甲大學土木工程系 卜教授 君平		
1.本研究採用的數值模擬方式與 Lai et. al.1998 的模擬成果的差異情形請補充。	為便於推廣應用，本研究採用常見之組構模式及套裝軟體，結果與 Lai et al. (1998)所用複雜組構模式之定性成果相近。	同意辦理
2.請補充介面元素的設定原則	介面元素勁度設定依 $(K+4/3G)/\Delta z_{min}$ 計算，並以接觸土壤之剪力強度參數折減。	同意辦理
3.模型的參數來自實驗結果及試誤，是否可應用於現地。	因模型試驗為重模均質土壤，因此可以實驗結果擬合，現地土壤則因資料有限，因此建議以典型動態特性曲線及 SPT-N 值推估。	同意辦理
4.TCH25 的數值模擬取 $PGA=0.32g$ ，請說明其理由。	此為現有耐震設計規範於場址之建議值。	同意辦理
5.請補充現地數值模擬所得的沉箱位移、轉角及背填土沉陷量如何應用於災損速報系統。	災損速報系統為以地表之 PGA 配合圖 7.16~18，推估現地之破壞狀況。	同意辦理
朝陽科技大學營建系 徐教授 松圻(請假)		
國家地震中心 邱研究員 俊翔		
1.利用元素試驗調校 Finn model 及 Wang 2D mode 土壤參數之項目似乎不一致，請說明之。	因不同模式輸出結果不同，因此以可直接輸出之物理量進行擬合，以孔隙水壓激發曲線	同意辦理

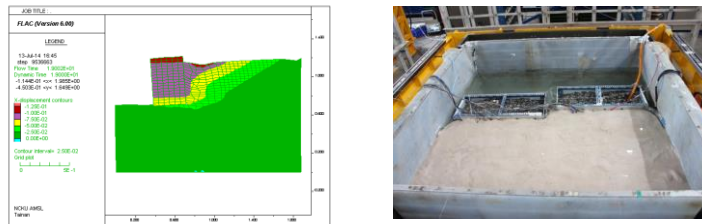
參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
	及阻滯圈與應力路徑其物理意義基本差異不大。	
2.請於報告中加註說明元素試驗及振動台試驗之土壤試體的試驗狀態。	已增加說明元素試驗之試體與振動台試驗之土壤具相同孔隙比及相近之壓密應力範圍。	同意辦理
3.簡報 49 頁，設計地震歷時所根據之反應譜，其譜值在長週期情況下並未隨結構物週期增長而遞減，此會造成所製造之地震歷時會含有較多之長週期訊號，以此歷時進行分析，會使長週期系統產生較大之位移反應。	所用設計地震反應譜為一般耐震設計規範之建議值，因地震之頻譜與延時與震源特性相關，相關特性複雜，但本計畫目標為建立速報系統架構，數值分析結果與輸入地震特性相關，因此於建議中增列建立各港區設計地震之必要性。	同意辦理
4.圖 7.16 與 7.17 在 PGA=0 時有明顯之初始位移及轉角，且在小 PGA 下，沉箱亦有顯著大之變位，似與碼頭現況不符，請說明其原因。	圖 7.16~18 為 PGA=0.75~0.4g 之反應，PGA=0 時並無變位。	同意辦理
5.圖 6.22 之圖例文字不清楚。	已修正	同意辦理
港研中心 賴研究員 瑞應		
1.本計畫具有高度挑戰性，研究團隊能如期如質執行完畢，並給予大量的分析探討，對後續相關研究具有很高的參考價值，值得肯定。	感謝委員肯定	同意辦理
2.第 6-38 頁至 6-51 頁是否重複，請確認。	此為 Test5(未液化)及 Test7(液化)案例之比較，並無重複。	同意辦理
3.第 7-3 頁表 7-1 及表 7-2 之 friction angle 在相同的材料條件下，為何輸入參數不同，請說明。	表 7.2 為沉箱接觸介面之參數，為接觸土壤摩擦角之 2/3	同意辦理
4.第 7-16 頁圖 7.16 沉箱頂端相對位移與最大地表加速的關係顯示 Newmark 滑動塊分析法比 FLAC2D 分析之方法偏小很多，主要原因是 Newmark 滑動塊分析法未考慮土壤液化之影響，若考慮土壤液化將土壤係數予以折減，其臨界滑動加速度將大幅降低，所求出之位移將大幅增加，故在兩種分析	因液化後滑動塊體參數無法決定，且現有 Newmark 分析均以液化前土壤參數分析，主因液化後其無法適用於 Newmark 滑動塊分析法。本計畫並未考慮結構物分級，但進行耐震分析建議進行動力分析。	同意辦理

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫承辦單位 審查意見
方法假設條件不同之情況下予以比較似乎有失公允。另外，Newmark 滑動塊分析法依 INA 之規定可適用於重要度 A 級、B 級、C 級結構物之等級 II 地震力作用下之分析，並不僅僅適用於初步的估計上。		
5.第 7-17 頁文中圖 7.10-12 應修正為圖 7.16-18。	已修正	同意辦理
6.本期報告主要探討沉箱式碼頭，報告部分內容有誤植為板樁之情況，請修正。	已修正	同意辦理
7. FLAC 在模擬土壤液化時使用 FIN model，但某些情況可能導致網格變形過大造成程式無法繼續執行的困擾，未來工程實務應用有何建議。	建議適度調整土壤勁度及孔隙水壓力參數，或撰寫 Fish 增加殘餘強度。	同意辦理

附錄三

期末報告簡報資料

期末簡報



執行單位：財團法人成大研究發展基金會

研究團隊：張文忠、林炳森

簡報大綱

- 一. 計畫背景、目的與工作項目
- 二. 液化模型試驗結果與現有設計方法及數值模擬結果比較
- 三. 土壤動態試驗與組構模式擬合
- 四. 沉箱式碼頭模型動態數值模型率定與動態數值分析架構建立
- 五. 震後災損速報系統案例分析
- 六. 現地碼頭動態監測站維護與檢測分析

計畫背景與目的

○ 背景

- 水力抽砂回填港區碼頭→常因受震與液化引起破壞
- 碼頭受震時需考慮土壤-支撐基礎-上部結構之互制行為→ 機制複雜
- 液化土層碼頭土壤結構互制行為研究主流→大型模型試驗+數值模擬
- 長期現地碼頭結構與土壤動態互制監測站之必要性→但短期缺乏強震資料驗證
- 震後災害速報系統之準確性提升 → 數值成果驗證

3

100~103年整體研究規劃

○ 整體規劃：

- 進行板樁式與沉箱式碼頭之大尺寸實體模型動態試驗
- 提供此二類碼頭類型數值模擬驗證與修正之依據
- 建立相關土壤動態參數求取步驟及完整動態數值模擬程序

○ 整體目的：

- 以動態數值分析預測現有碼頭動態反應並據以修正震後災害速報系統之災損評估模式
- 提供現有與未來港灣構造物耐震穩定性分析之適用性評估

4

103年研究內容與項目

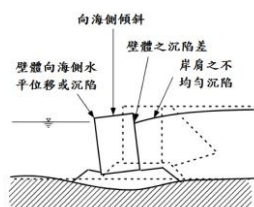
1. 彙理沉箱式碼頭受震液化模型試驗結果並與現有設計方法及數值模擬結果比較。
2. 進行土壤動態特性及液化強度試驗以率定土壤組織模式參數。
3. 率定沉箱式碼頭模型動態數值模型並建立動態數值分析架構。
4. 選定一現有沉箱式碼頭進行動態數值模擬，建立以地表加速度為指標之災害速報系統。
5. 現地碼頭動態監測站日常維護、檢測分析。

5

重力式碼頭性能可接受標準

重力式碼頭之性能等級：

第Ⅰ級的性能等級多用以檢核結構物使用性，避免中小型地震造成碼頭營運中斷，第Ⅱ級性能等級以上之破壞程度需進行修復後方能恢復營運。



		性能等級	第Ⅰ級	第Ⅱ級	第Ⅲ級	第Ⅳ級
參數	壁體	正規化水平位移 d/H	<1.5% 或 $d < 30\text{cm}$	1.5%~5%	5%~10%	>10%
		向海側傾斜角	<3°	3°~5°	5°~8°	>8°
	岸肩	不均勻沉陷量	3cm~10cm	N/A	N/A	N/A
		岸肩與後緣陸地之沉陷差	30cm~70cm	N/A	N/A	N/A
		向海側傾斜角	<2°~3°	N/A	N/A	N/A
	殘餘變位					

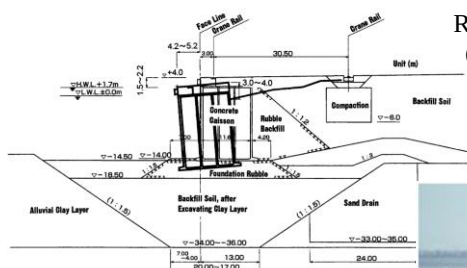
※ d 為壁頂的殘餘水平位移

N/A為「Not Applicable」，設計時不予檢核

來源：INA 2001

6

現地碼頭液化案例 (1/2)

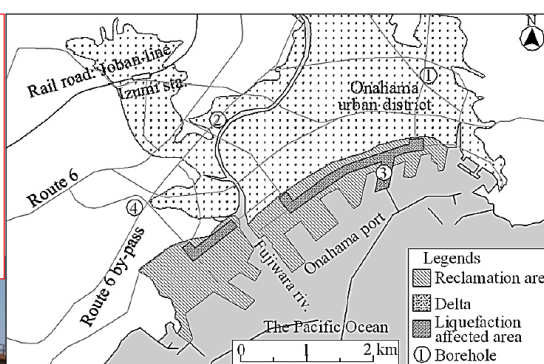
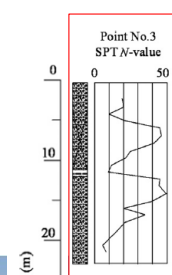


Rokko Island RC-5 於1995 Kobe EQ
(Iai et al. 1998)



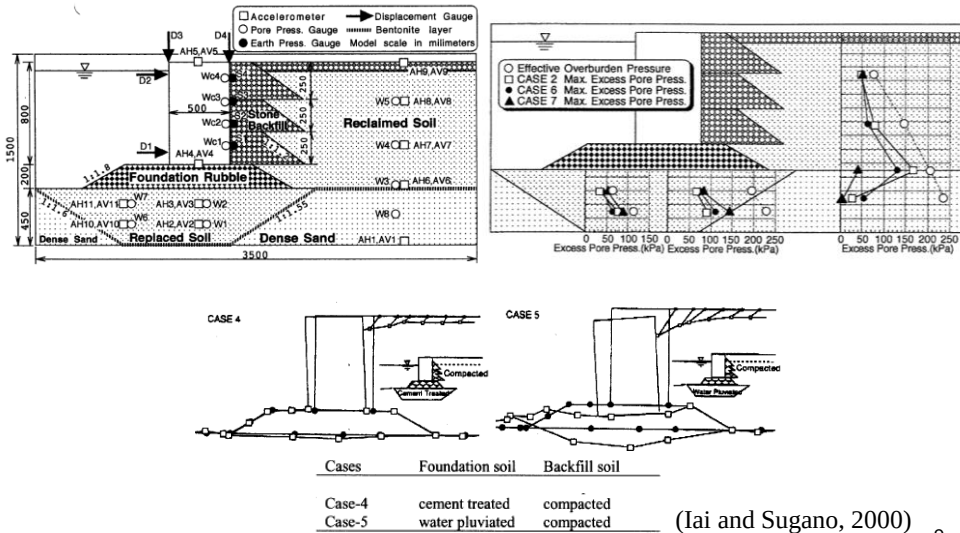
台中港區#1~4碼頭於1999集集地震
(交通部運研所，2007)

現地碼頭液化案例 (2/2)

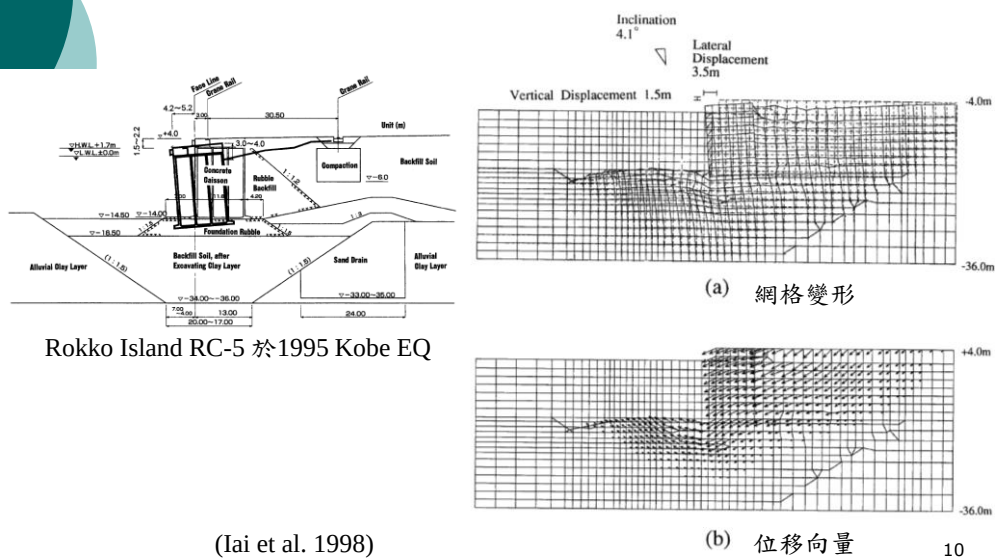


Onahama港 於2011東北大地震
(Yamauchi, 2012 Kazama, 2012)

沉箱動態模型試驗



沉箱動態數值模擬

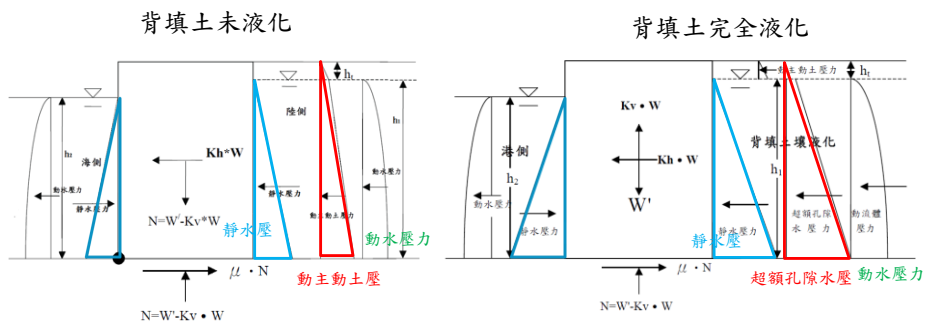


沉箱擬靜態分析 (1/2)

地震力

擬靜力

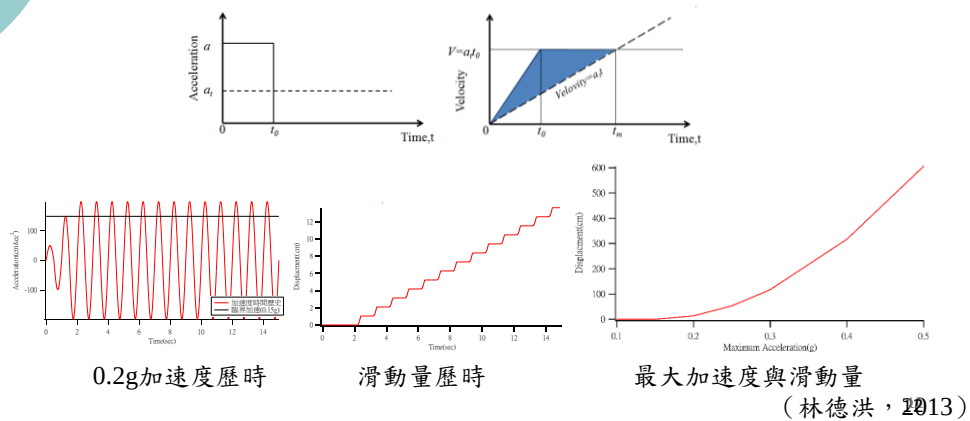
- 簡化分析（極限平衡法）：



11

沉箱擬靜態分析 (2/2)

- 簡化動力分析
 - Newmark 滑動塊體法 (Newmark et al. 1965)



模型配置與sensor配置



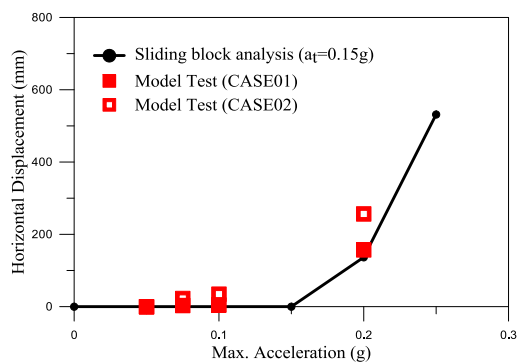
資料分析架構



擬靜態比較

Input motion	Frequency (Hz)	Amax (g)	Duration (sec)
Test 4	1	0.05	15
Test 5	1	0.075	15
Test 6	1	0.1	15
Test 7	1	0.2	15

未
液
化

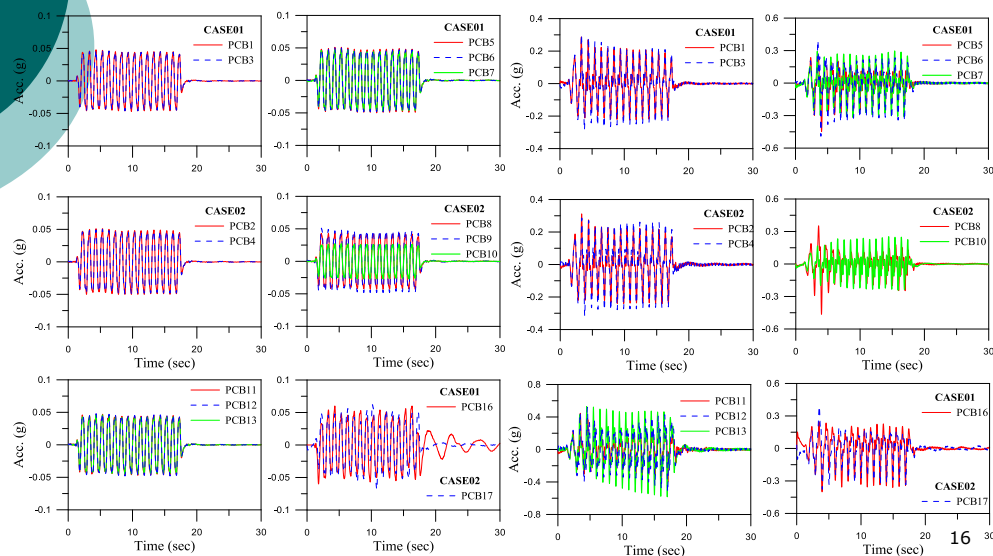


15

加速度歷時

TEST 5

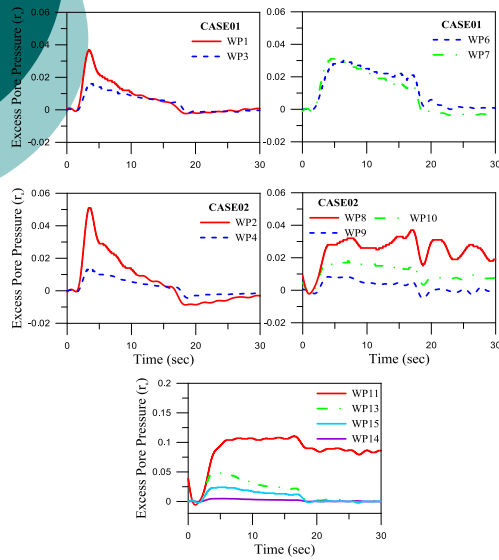
TEST 7



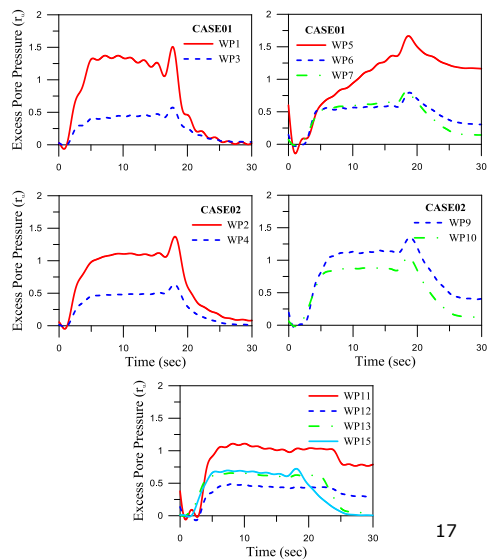
16

超額孔隙水壓比歷時

TEST 5

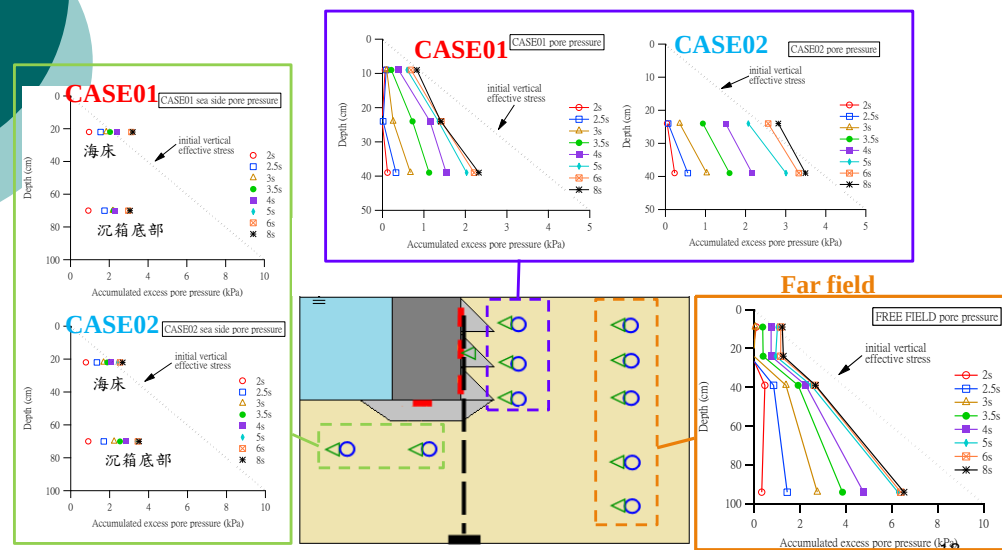


TEST 7



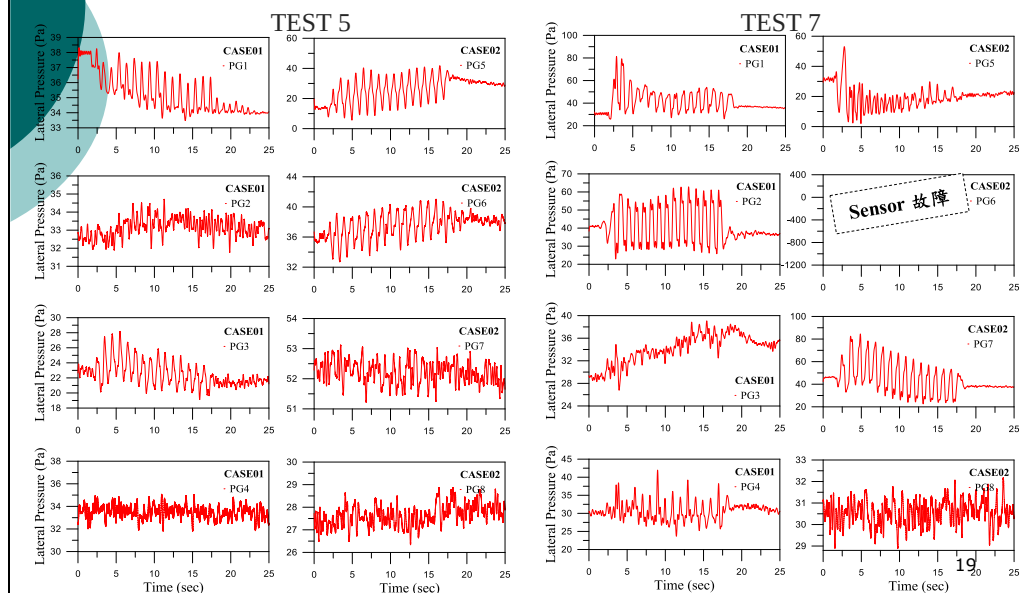
17

液化情況孔隙水壓力分佈

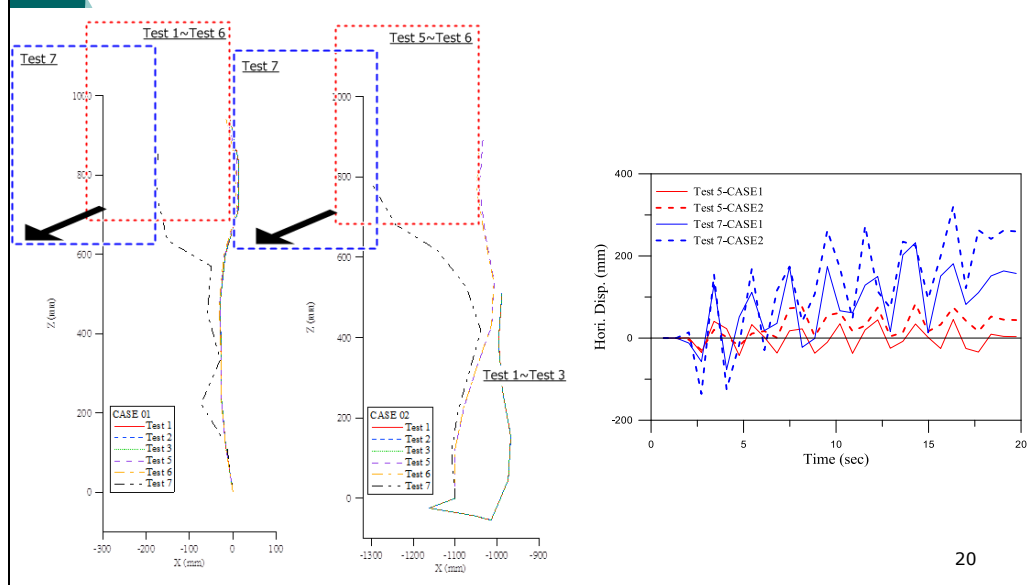


18

土壓力歷時

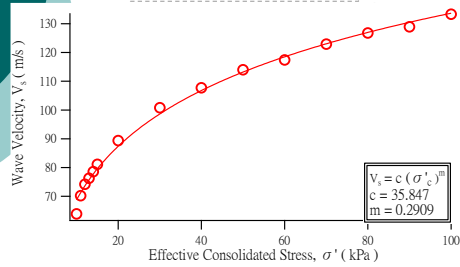


SAA沉箱位移歷時

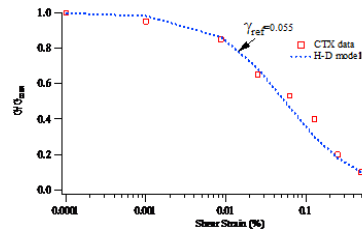


動態特性與液化試驗-Finn Model

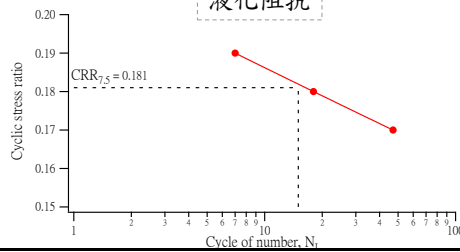
剪力波速量測結果



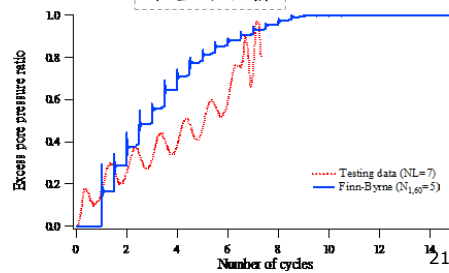
模數折剪曲線



液化阻抗

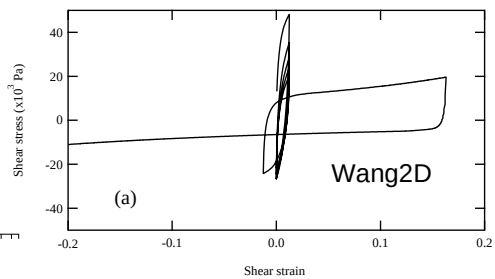
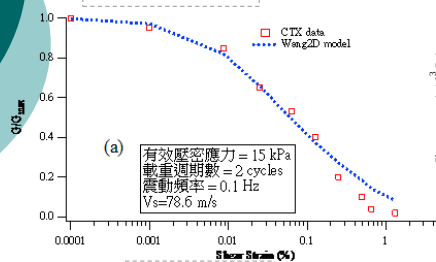


水壓力激發

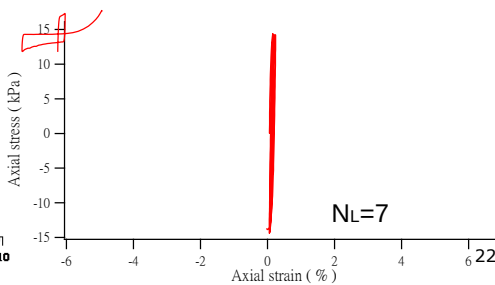
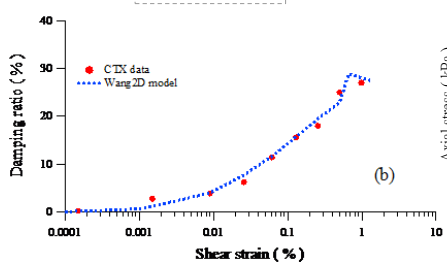


動態特性與液化試驗-Wang2D model

模數折剪曲線



阻尼比曲線

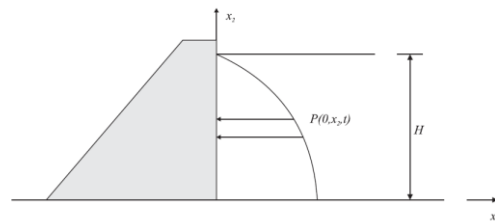
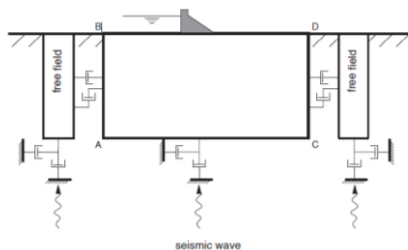


動態數值模擬率定

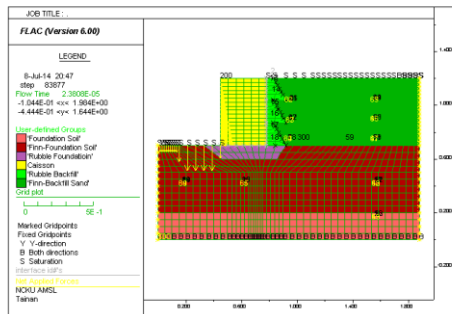
- FLAC動態分析介紹
- Finn vs. Wang2D Models
- 沉箱數值模型
- 實體實驗與數值模擬比較

FLAC動態分析介紹

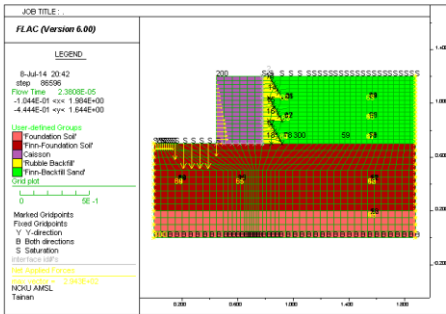
- FLAC(Fast Lagrangian Analysis of Continua)
- 以時階型態 (time-stepping fashion) 求解運動方程式
- 自由場邊界 (free-field boundary) 減低波的反射效應
- Westergaard(1933)動水壓力
- Finn Model 模擬孔隙水壓激發



沉箱數值模型



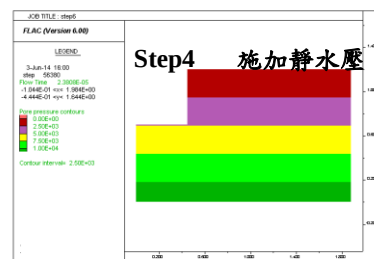
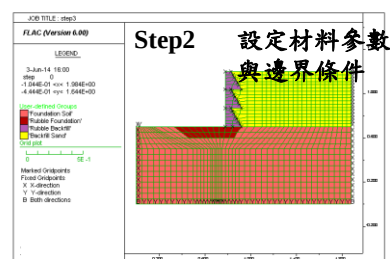
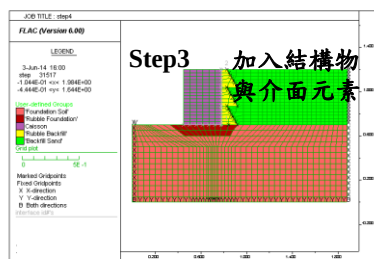
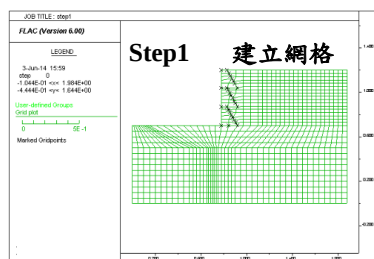
基底有礫石層 (CASE01)



基底無礫石層 (CASE02)

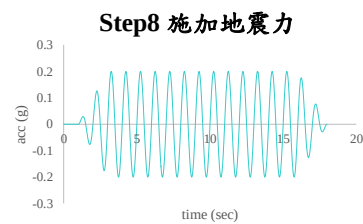
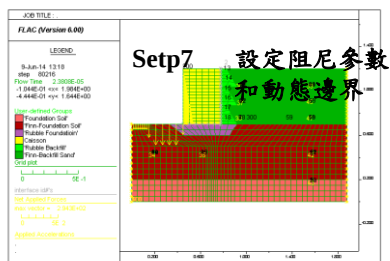
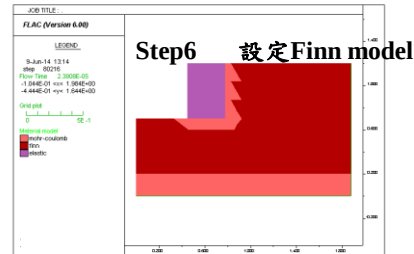
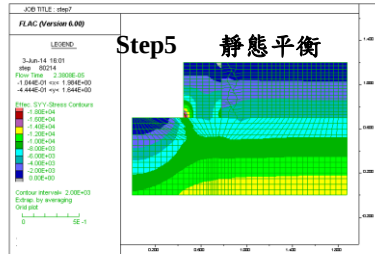
25

分析流程 (1/2)



5

分析流程 (2/2)

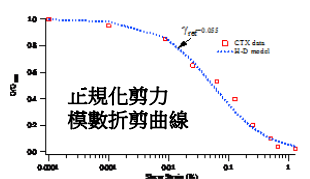
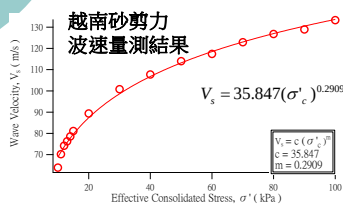


27

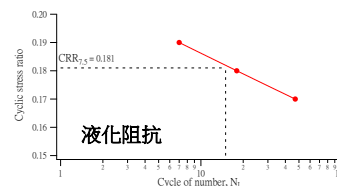
材料參數設定

$$G_{max} = 1000 K_{2,max} (\sigma'_m)^{0.5} \text{ (psf)}$$

$$K_{2,max} \approx 20 (N_{1,60})^{1/3} \text{ (Seed et al. 1984)}$$



	背填砂	基底砂	背填礫石	基底礫石
Density (kg/m³)	1800	1800	2000	2000
Friction angle (°)	33	33	45	45
Permeability (cm/sec)	5E-4	5E-4	5E-2	5E-2
Shear modulus (MPa)	Varied	Varied	36	36
Bulk modulus (MPa)	Varied	Varied	60	60
N _{1,60}	5	5	-	-
Hardin γ _{ref}	0.055	0.055	0.055	0.055
Finn C1,C2	0.253,1.583	0.253,1.583	-	-



28

Wang2D Model

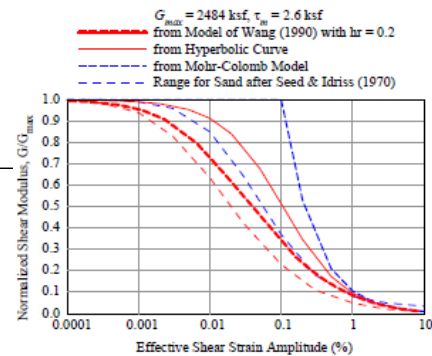
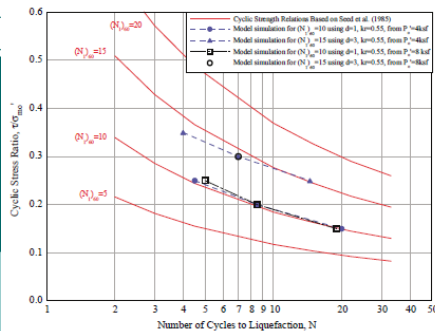
- Developed by Wang and Makidisi (1999)
- A bounding surface hypo-plasticity model for sand with nonlinear stress-strain relationship
- 8 parameters model

$$d\varepsilon_{ij}^e = \frac{ds_{ij}}{2G_{\max}} + \frac{dp\delta_{ij}}{3K} \quad H_r = G_{\max} h_r C(\xi) \left[\frac{R_f}{R_m} \left(\frac{\bar{\rho}}{\rho} \right)^m - 1 \right] \quad K_r = p_a \frac{1+e}{wK} \sqrt{\frac{p}{p_a}}$$

$$d\varepsilon_{ij}^p = \left(\frac{(n_D)_{ij}}{H_r} + \frac{\delta_{ij}}{3K_r} \right) p (dr_{kl}(n_N)_{kl}) \quad G_{\max} = G_o p_a V(e) \sqrt{\frac{p}{p_a}}$$

$$+ \left(\frac{r_{ij}}{H_p} + \frac{\delta_{ij}}{3K_p} \right) h(p - p_m) (dp) \quad V(e) = \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e}$$

29

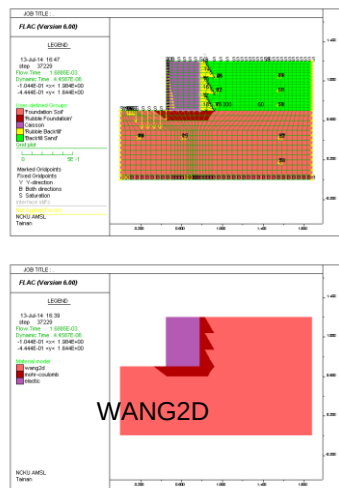


參數	意義	典型值	越南砂擬合值
ϕ	摩擦角	30~40 degree	33
G_o	最大剪力模數指數	200~1000	90
H_r	控制應力-應變曲線非線性	0.1~1.0	0.12
K_r	控制孔隙水壓力激發	0.06~0.7	0.6
id	控制孔隙水壓力激發	2~5	7
ν	Poisson' s ratio	0.25~0.4	0.49
fp	膨脹角應力比	0.75~0.85	0.85
bc	控制有效應力路徑	2	2
p_a	一大氣壓力單位	1e5 Pa (SI)	1e5 Pa
e_{in}	初始孔隙比		0.6

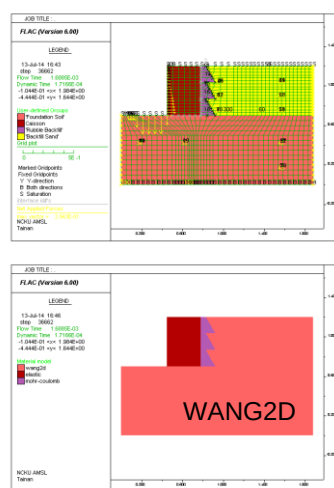
30

沉箱數值模型

基底有礫石層 (CASE01)



基底無礫石層 (CASE02)



31

未液化情況(Test 5-0.075g)-Finn

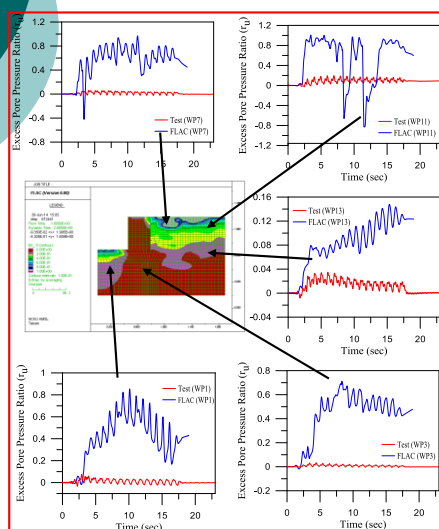
超額孔隙水壓比

沉箱背側向土壓力

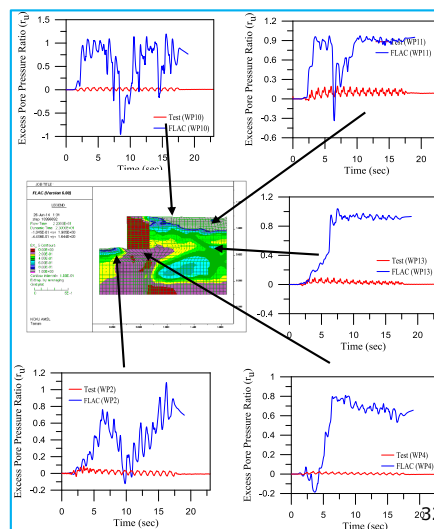
破壞模式

遲滯圈

CASE01



CASE02



32

未液化情況(Test 5-0.075g) -Finn

超額孔隙水壓比

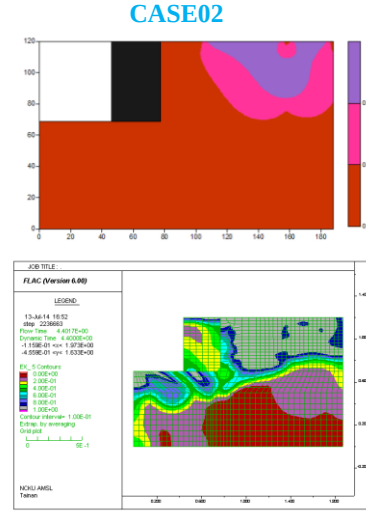
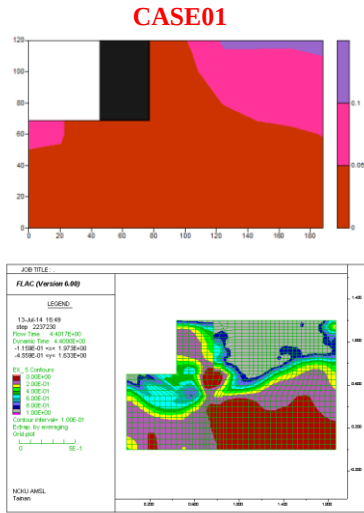
沉箱背側向土壓力

破壞模式

遲滯圈

模型試驗

數值模擬



33

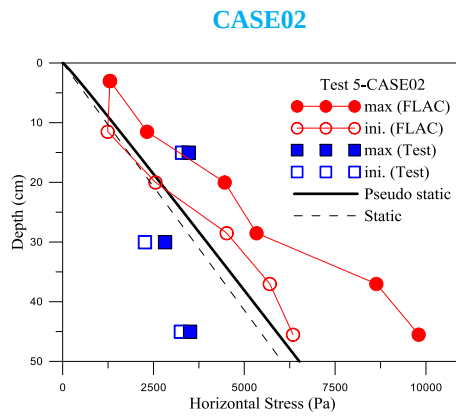
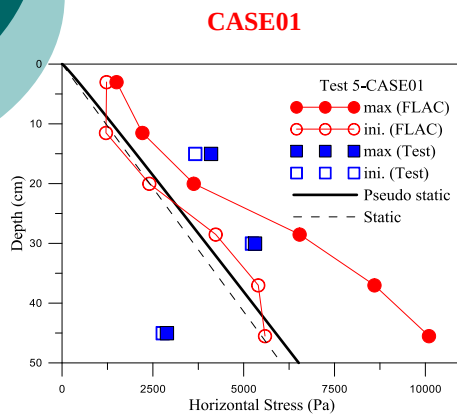
未液化情況(Test 5-0.075g) -Finn

超額孔隙水壓比

沉箱背側向土壓力

破壞模式

遲滯圈



34

未液化情況(Test 5-0.075g) -Finn

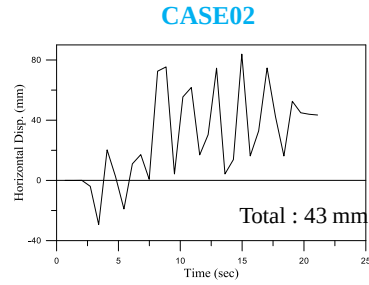
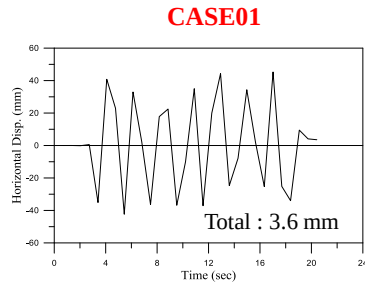
超額孔隙水壓比

沉箱背側向土壓力

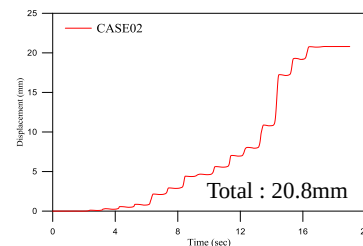
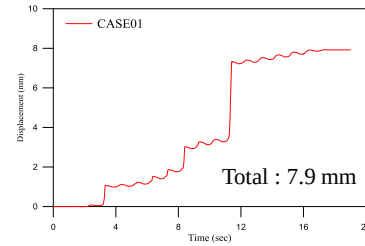
破壞模式

遲滯圈

模型試驗



數值模擬



35

液化情況(Test 7-0.2g) -Finn

超額孔隙水壓比

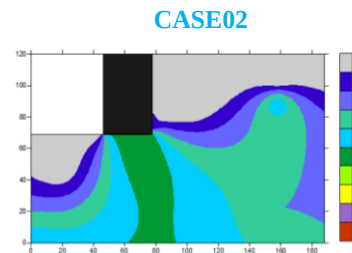
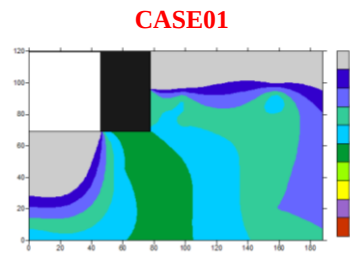
剪應變與ru耦合反應

沉箱背側向土壓力

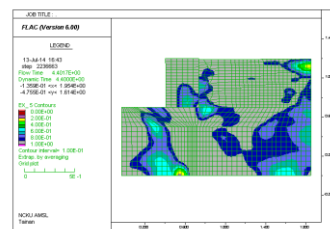
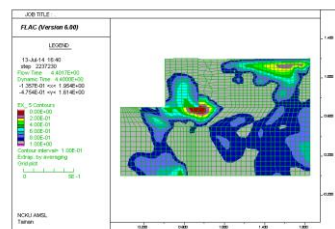
破壞模式

遲滯圈

模型試驗



數值模擬



36

液化情況(Test 7-0.2g) -Finn

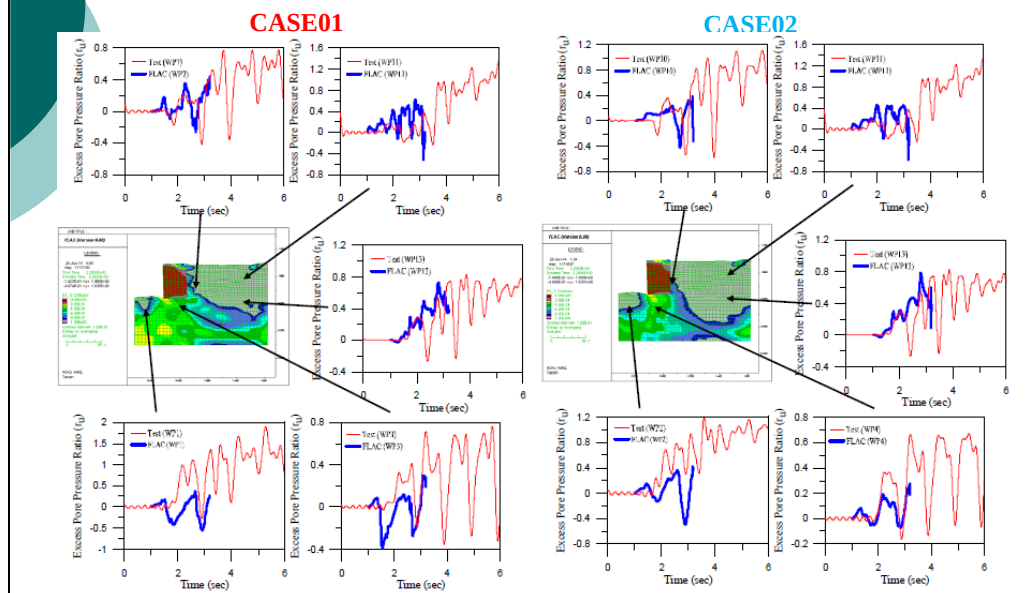
超額孔隙水壓比

剪應變與ru耦合反應

沉箱背側向土壓力

破壞模式

遲滯圈



液化情況(Test 7-0.2g) -Finn

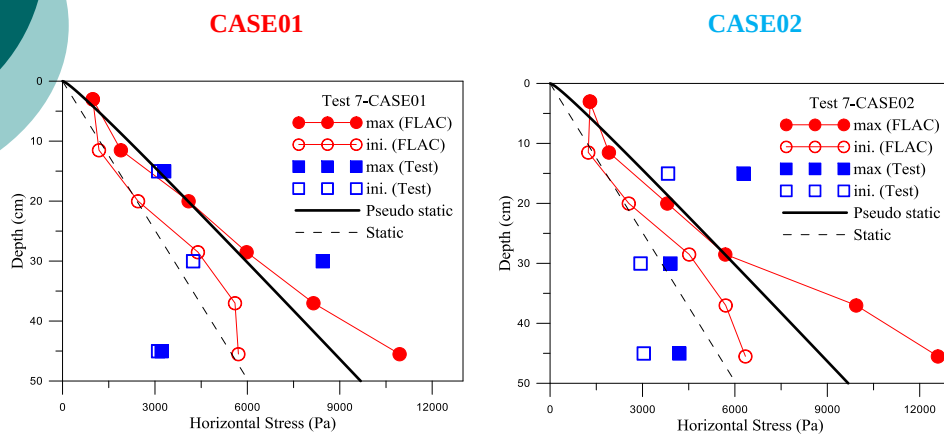
超額孔隙水壓

剪應變與ru耦合反應

沉箱背側向土壓力

破壞模式

遲滯圈



液化情況(Test 7-0.2g) -Finn

超額孔隙水壓

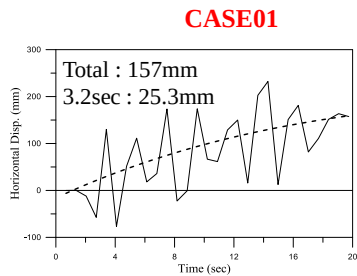
剪應變與ru耦合反應

沉箱背側向土壓力

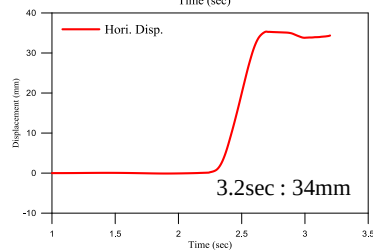
破壞模式

遲滯圈

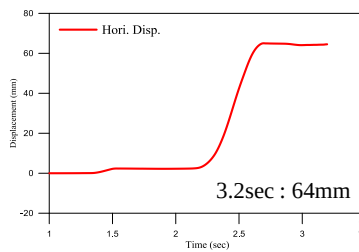
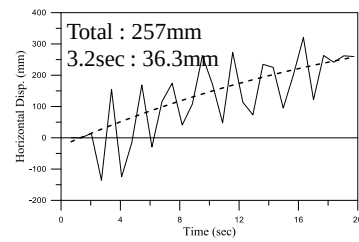
模型試驗



數值模擬



CASE02



液化情況(Test 7-0.2g) -Finn

超額孔隙水壓

剪應變與ru耦合反應

沉箱背側向土壓力

破壞模式

遲滯圈

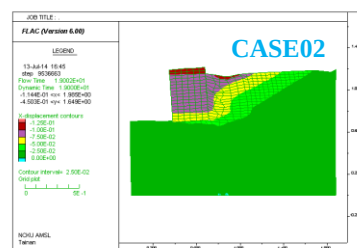
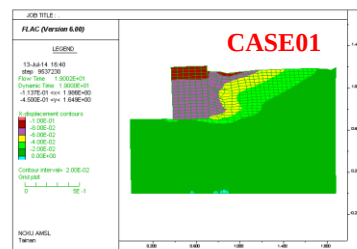
模型試驗

海側隆起 (cm)	沉箱 位置	背填砂土沉陷量 (cm)
11.5	有礫石	15.7
14.8	無礫石	16.4

數值模擬

海側隆起 (cm)	沉箱 位置	背填砂土沉陷量 (cm)
2.5	有礫石	2
2.5	無礫石	3

(@3.2 s)



40

液化情況(Test 7-0.2g) –Wang2D

超額孔隙水壓比

剪應變與 ru 耦合反應

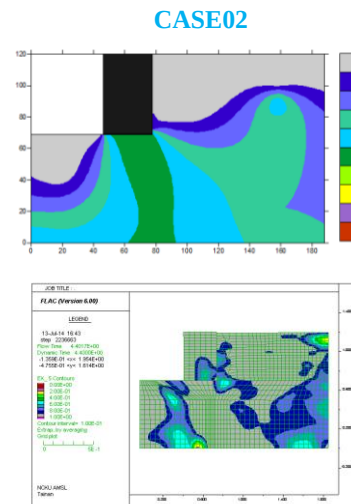
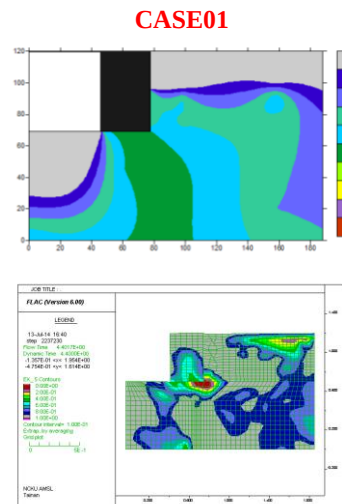
沉箱背側向土壓力

破壞模式

遲滯圈

模型試驗

數值模擬



41

液化情況(Test 7-0.2g) –Wang2D

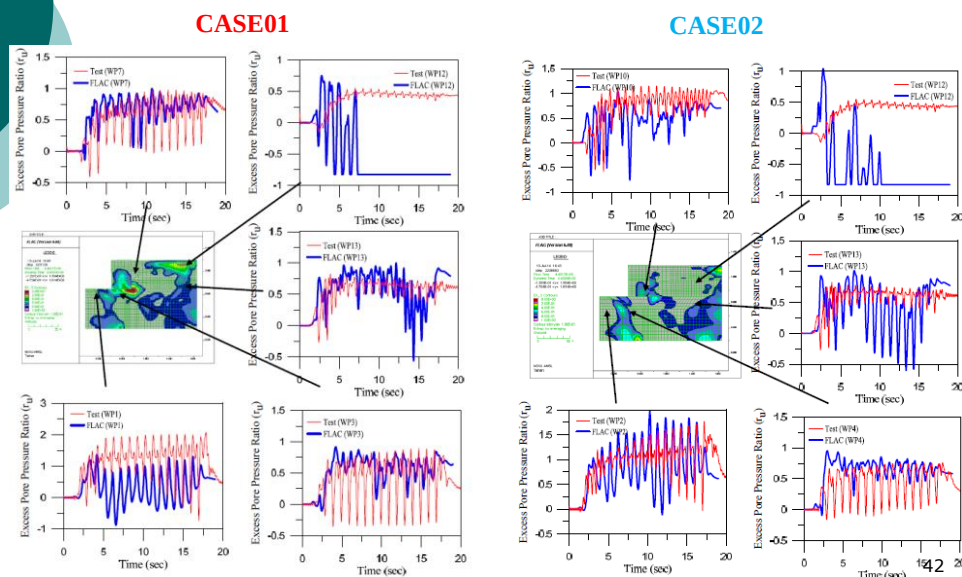
超額孔隙水壓比

剪應變與 ru 耦合反應

沉箱背側向土壓力

破壞模式

遲滯圈



液化情況(Test 7-0.2g) –Wang2D

超額孔隙水壓

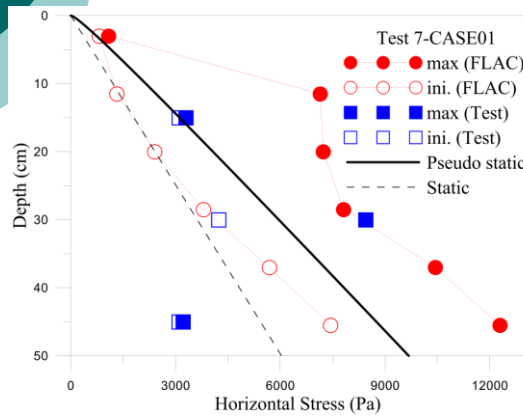
剪應變與 ru 耦合反應

沉箱背側向土壓力

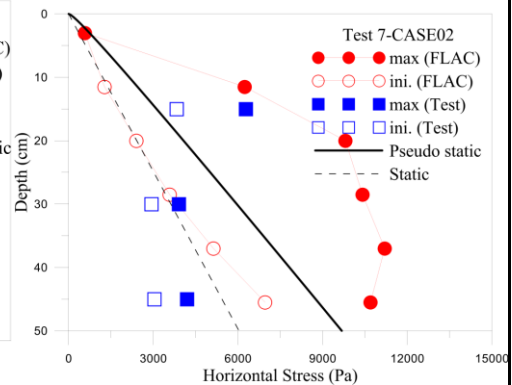
破壞模式

遲滯圈

CASE01



CASE02



43

液化情況(Test 7-0.2g) –Wang2D

超額孔隙水壓

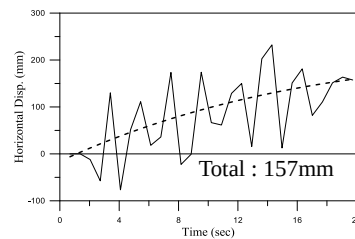
剪應變與 ru 耦合反應

沉箱背側向土壓力

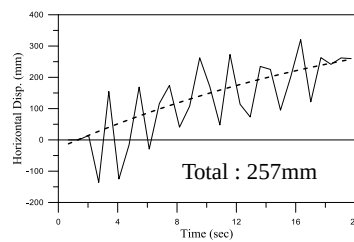
破壞模式

遲滯圈

CASE01

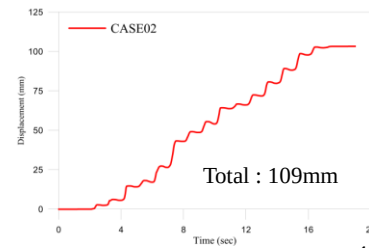
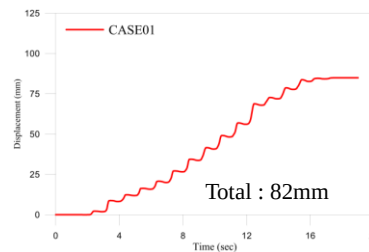


CASE02



模型試驗

數值模擬



44



Wang2D 模擬動畫

45



模型試驗數值模擬小結

- Wang2D模式於模擬模型試驗之孔隙水壓力激發、永久位移推估及土壓力計算均較 Finn model 為佳
- Wang2D參數不易決定
- 需購置額外模組
- 建議現階段現地分析仍以Finn model進行

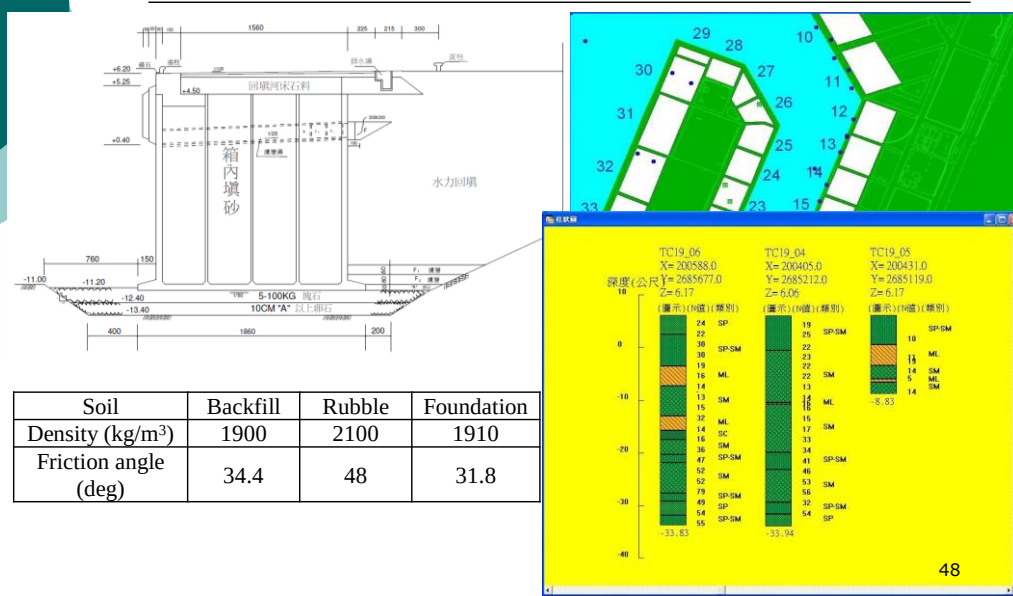
46

現地沉箱式碼頭災損速報系統

- 進行擬靜態分析及以FLAC2D進行二維動態有效應力分析
- 建立沉箱受震後地表加速度與各性能參數之關係
- 作為碼頭耐震穩定評估及災損評估速報系統之參考

47

示範案例場址: TCH25



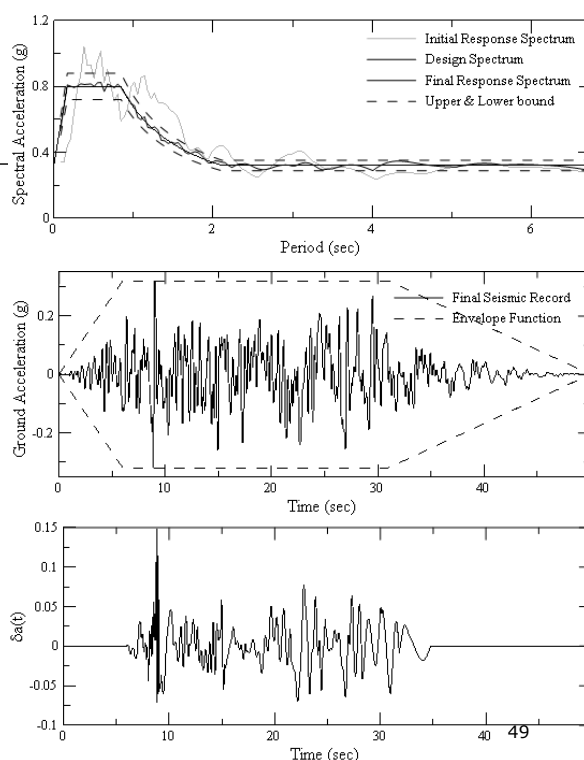
48

設計地震歷時

單一週期最大偏差修正法
以921 清水國小測站東西
向資料為波形

修正符合設計反應譜規定：

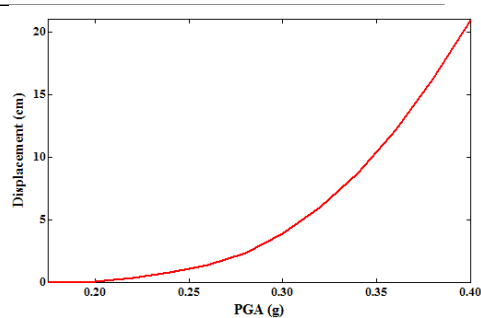
- 5%阻尼反應譜在基本振動週期之0.2 至1.5 倍的週期範圍內任一點之譜加速度值不得低於設計譜加速度值之90%
- 週期範圍內之平均值不得低於設計譜加速度值之平均值



擬靜態分析

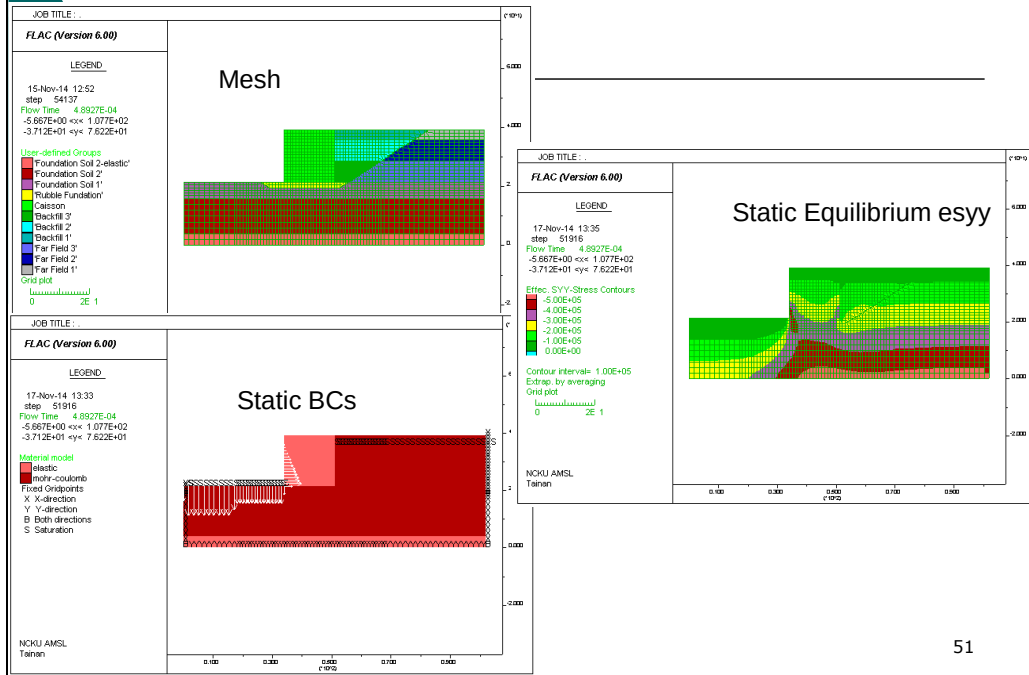
簡化分析土壤參數

Soil	Backfill	Rubble	Foundation
Density (kg/m ³)	1900	2100	1910
Friction angle (deg)	34.4	48	31.8

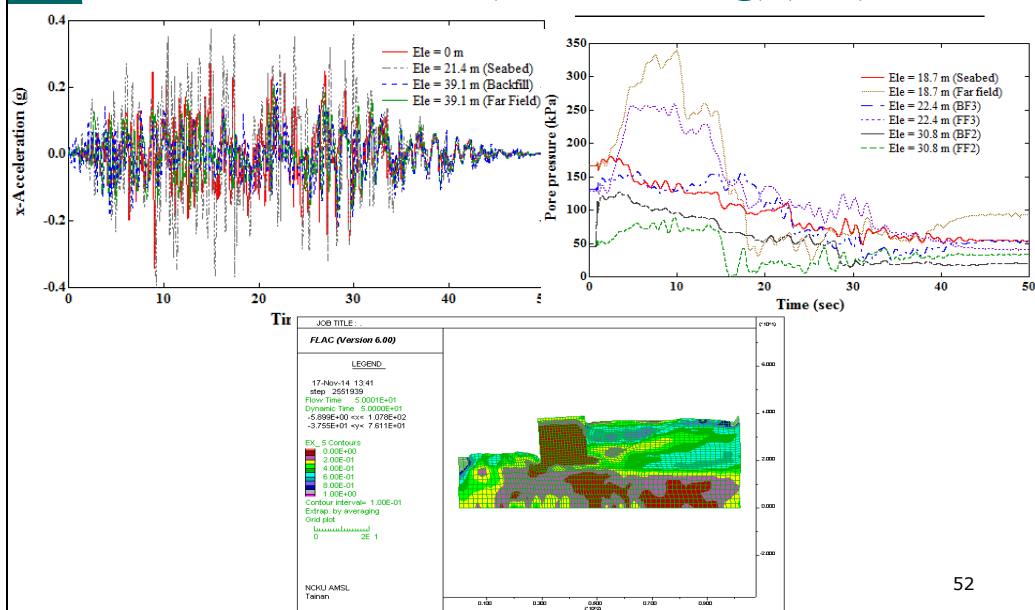


PGA (g)	FS for sliding		FS for overturning (non-liquefied)
	non-liquefied	liquefied	
0.1	1.62	0.83	2.22
0.15	1.16	0.71	1.69
0.175	1.00	0.66	1.49
0.2	0.90	0.63	1.35

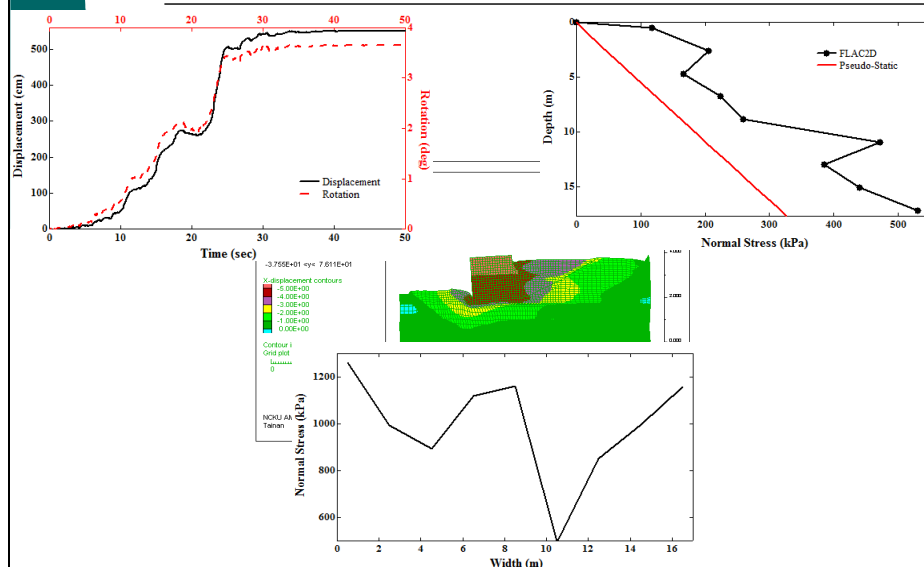
TCH25數值模型



數值模擬成果(PGA=0.32 g)(1/2)



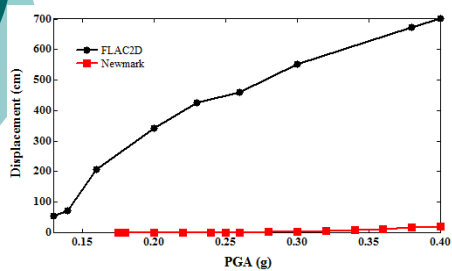
數值模擬成果(PGA=0.32 g)(2/2)



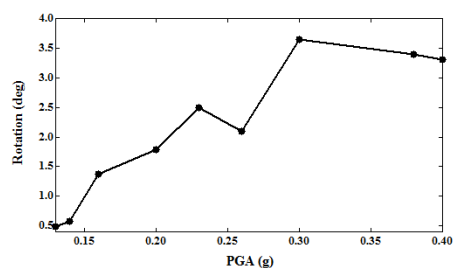
53

碼頭震後災損速報系統

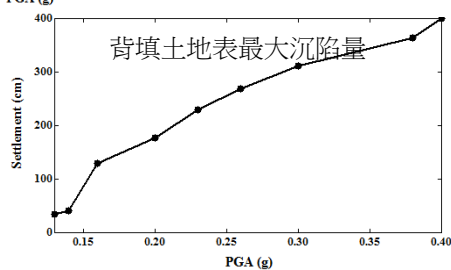
沉箱頂端相對位移與最大地表加速度



沉箱旋轉角與最大地表加速度



背填土地表最大沉陷量



54

監測站概況

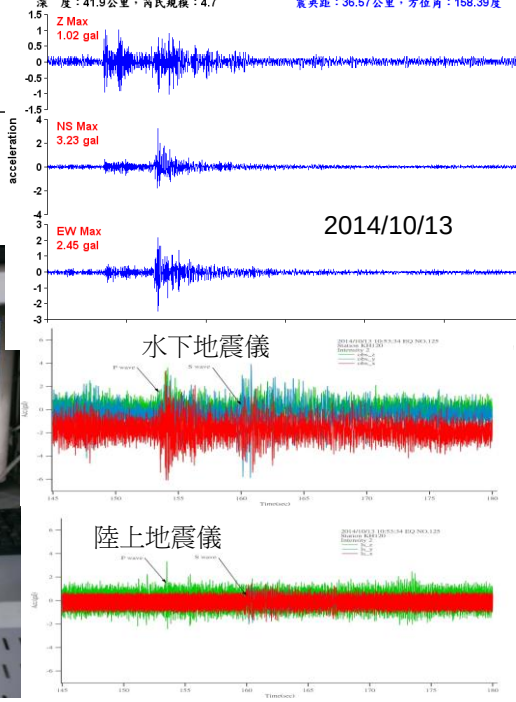
○ KH120



高雄市 (KAU) 震度: 2 級

地震資訊: 2014/10/13 10:53:32
震源時間: 2014/10/13 10:53:34
震央位置: 東經120.45度, 北緯22.26度
深度: 41.9公里, 芮氏規模: 4.7

測站資訊: 2014/10/13 10:53:34
測站位置: 東經120.32度, 北緯22.57度
震央距: 36.57公里, 方位角: 158.39度



監測站概況

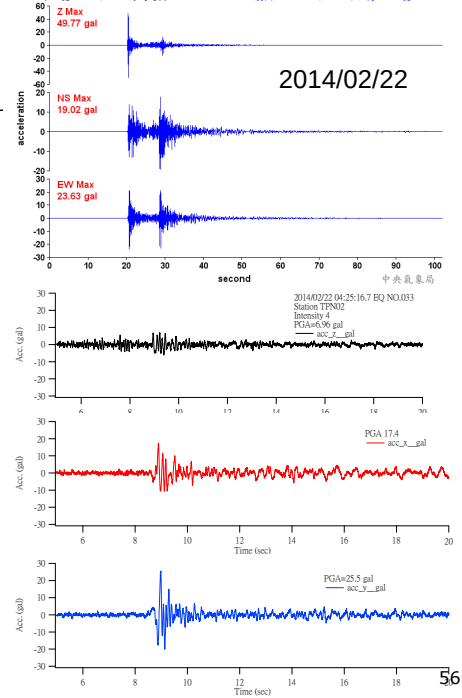
○ TPN02



新北市 (BAC) 震度: 4 級

地震資訊: 2014/02/22 04:25:16
震源時間: 2014/02/22 04:25:16
震央位置: 東經121.60度, 北緯24.70度
深度: 61.9公里, 芮氏規模: 5.4

測站資訊: 2014/02/22 04:25:17
測站位置: 東經121.44度, 北緯25.00度
震央距: 36.62公里, 方位角: 154度





計畫總結 (102~103年)

- 沉箱式碼頭設計與分析相關文獻彙整
- 完成動態沉箱碼頭震動台模型試驗及相關資料處理程序，可做為數值分析之驗證資料。
- 進行沉箱碼頭震動台模型二維動態數值模擬以輔助實驗設計及率定數值模型
- 完成先進有效應力組構模式Wang2D之測試，考量參數取得及現有資源，建議仍以Finn model 進行現地分析

57



結論與建議(102~103年)

- 以數值模擬成果建立沉箱碼頭位移及旋轉角與PGA之關係，作為震後災損速報模式及耐震穩定評估流程，並完成示範場址。

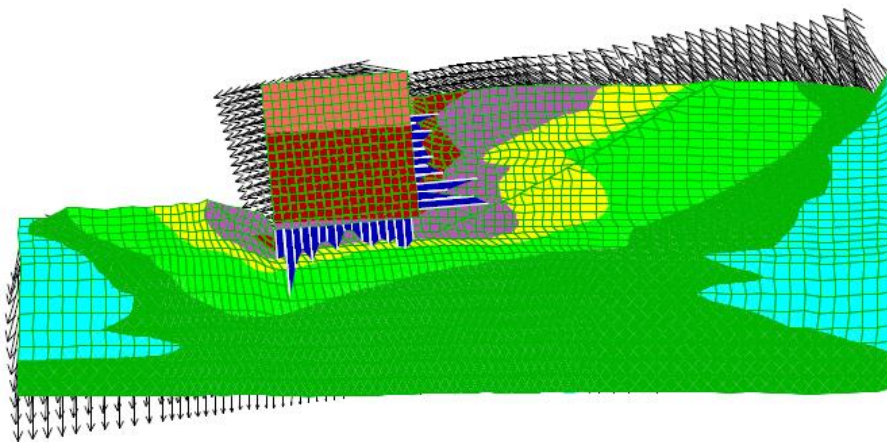
58

建議事項

- 本計畫執行已建立板樁及沉箱碼頭動力分析程序，建議後續進行現有碼頭耐震評估時可參酌使用。
- 建議可諮詢相關專家對每一港區建立設計地震歷時。
- 現地碼頭監測站已屆儀器使用之年限，建議思考監測站是否仍需繼續維護。

59

簡報完畢，敬請指教



60