

100-51-7536
MOTC-IOT-99-H1DB006

港灣地區地震潛勢及港灣構造物 耐震能力評估之研究(4/4)



交通部運輸研究所

中華民國 100 年 4 月

100-51-7536
MOTC-IOT-99-H1DB006

港灣地區地震潛勢及港灣構造物 耐震能力評估之研究(4/4)

研究人員：謝明志、林雅雯、陳正興、黃富國、黃俊鴻
許尚逸、徐松圻、鄭魁香、葉錦勳、簡文郁
邱俊翔、柯永彥、張毓文、江啟漢、戴偉倫

交通部運輸研究所

中華民國 100 年 4 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究(4/4)

/謝明志等著. --初版.-- 臺北市：交通部運輸研究所，

民 100.04

面 ； 公分

ISBN 978-986-02-7445-5 (平裝)

1. 港埠工程 2. 港埠管理 3. 地震 4. 防震

443.33

100005073

港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究(4/4)

著 者：謝明志、林雅雯、陳正興、黃富國、黃俊鴻、許尚逸、徐松圻、
鄭魁香、葉錦勳、簡文郁、邱俊翔、柯永彥、張毓文、江啓漢、
戴偉倫

出版機關：交通部運輸研究所

地 址：10548 台北市敦化北路 240 號

網 址：www.ihmt.gov.tw (中文版>中心出版品)

電 話：(04) 26587176

出版年月：中華民國 100 年 4 月

印 刷 者：

版(刷)次冊數：初版一刷 90 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所港灣技術研究中心網站

定 價：500 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 台北市中山區松江路 209 號 F1•電話：(02)25180207

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

GPN：1010000587

ISBN：978-986-02-7445-5 (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。

100

臺灣地區地震潛勢及臺灣構造物耐震能力評估之研究
(4/4)

交通部運輸研究所

GPN：1010000587

定價 500 元

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究(4/4)			
國際標準書號（或叢刊號） ISBN978-986-02-7445-5 (平裝)	政府出版品統一編號 1010000587	運輸研究所出版品編號 100-51-7536	計畫編號 99-H1DB006
本所主辦單位：港灣技術研究中心 主管：邱永芳 計畫主持人：謝明志 研究人員：賴瑞應、林雅雯 聯絡電話：04-26587118 傳真號碼：04-26564418	合作研究單位：財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心 計畫主持人：陳正興 研究人員：許尚逸、邱俊翔、黃富國、徐松圻、鄭魁香、王淑娟、簡文郁、葉錦勳、柯永彥、張毓文 地址：106 臺市辛亥路 3 段 200 號 聯絡電話：02-66300815		研究期間 自 99 年 03 月 至 99 年 10 月
關鍵詞：港灣構造物、地震潛勢、耐震性能評估、易損性分析、臺灣地震損失評估系統			
摘要： 臺灣地區由於地震頻繁，港灣設施常因此造成損壞，並進一步對其安全性造成重大衝擊，而影響後續港口的營運。為能模擬地震下港灣地區的災損情形，本計畫將在TELES系統（地震損失評估系統）中建置港灣設施震損評估模組，整個計畫分成三個子計畫，分別為(一)港灣地區地震潛勢之評估；(二)港灣構造物耐震能力之評估；(三)港灣構造物之災害境況模擬。前兩子計畫研究成果為子計畫三之基本資料。藉由子計畫一對港灣地區進行地震潛勢之評估，可了解各港區不同大小地震可能發生之機率，並決定影響各港區之控制地震，作為子計畫三震損模擬的地震需求參數；子計畫二為對港灣構造物進行耐震能力評估，其中港灣構造物係以碼頭為主，分析出各港區碼頭構造物之耐震能力，作為子計畫三建立結構物易損曲線與損害程度之參考；子計畫三則建置港灣設施之震損評估模組於TELES系統內，模組完成後可對港灣地區進行震災境況模擬，分析港區可能之震損情形。 全程計畫分四年，本研究團隊業分別已於民國96~98年完成第一、二、三期計畫，本年度係第四年度計畫，工作重點在於建立與充實TELES中對於港灣地區震損評估模組之架構與基本資料，並以高雄港地區為本年度之研究標的，進行高雄港區地震潛勢之評估、針對重力式碼頭、棧橋式碼頭與板樁式碼頭之進行耐震能力評估、及高雄港區地震災害境況模擬之初步分析，最後針對四港（臺中港、花蓮港、基隆港、高雄港）地震潛勢、港灣構造物耐震能力評估、災害境況模擬彙整及四港港灣地區TELES成果整合展現。本計畫研究成果可做為碼頭結構耐震補強、耐震設計規範修訂或港區災損防救與應變對策之參考。			
出版日期	頁數	定價	本 出 版 品 取 得 方 式
100 年 4 月	566	500	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: Seismic Hazard and Seismic Capacity Evaluation of Port Structures in Harbor Area (4/4)			
ISBN (OR ISSN) ISBN978-986-02-7445-5 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010000587	IOT SERIAL NUMBER 100-51-7536	PROJECT NUMBER 99-H1DB006
DIVISION: Harbor and Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Yung-Fang Chiu PRINCIPAL INVESTIGATOR: M. J. Hsieh PROJECT STAFF: R. I. Lai, Y. W. Lin PHONE: 04-26587118 FAX: 04-26564418			PROJECT PERIOD FROM March 2010 TO October 2010
RESEARCH AGENCY: National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE) PRINCIPAL INVESTIGATOR: Cheng-Hsing Chen PROJECT STAFF: S. Y. Hsu, J. S. Chiou, F. K. Huang, S. C. Hsu, K. H. Cheng, Grace S. Wang, C. H. Yeh, W. Y. Chien, Y. Y. Ko, Y. W. Chang ADDRESS: 200, Sec. 3, HsinHai Rd., Taipei 106, Taiwan, R.O.C. PHONE: 02-66300815			
KEY WORDS: Port Structure, Seismic Hazard, Seismic Capacity Evaluation, Fragility Analysis, TELES			
ABSTRACT: Taiwan is continuously threatened by the attack of strong earthquakes. The harbor structures around Taiwan are therefore very important to be seismically safe during these earthquakes. The damages of associated structures may significantly affect the function of port transportation system. In order to simulate the possible loss of a port system during earthquakes, this project attempts to add a modulus for port system into TELES (Taiwan Earthquake Loss Estimation System). The whole project includes three subprojects: (1) evaluation of earthquake potential for the specified port area, (2) evaluate the seismic capacity of harbor structures for the specified port area, and (3) earthquake loss estimation for the specified port area. The first subproject provides the data of earthquake potential and controlling earthquakes for the specified port area. The second subproject investigates the seismic capacity of some typical harbor structures. Then, the third subproject incorporates the results of first two subprojects to construct the earthquake loss modulus of the port transportation system into the TELES system to conduct the earthquake loss estimation for the specified port area. The complete work of the whole project includes four-year tasks. In the first, second, and the third year the preliminary earthquake loss analyses of the Taichung Harbor, the Hualien Harbor, and Keelung Harbor have been performed. In the fourth year, Kaohsiung Harbor is the primary objective for study. The earthquake potential and the seismic capacity of structures of the Kaohsiung harbor are evaluated, and the primary framework of the TELES modulus for the port transportation system is further improved and then applied for the preliminary analysis for the Kaohsiung Harbor.			
DATE OF PUBLICATION April 2011	NUMBER OF PAGES 566	PRICE 500	CLASSIFICATION ☐ RESTRICTED ☐ CONFIDENTIAL ☐ SECRET ☐ TOP SECRET ☒ UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力 評估之研究(4/4)

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	II
表目錄	V
圖目錄	XI
第一章 緒論	1-1
1.1 研究背景與目的	1-1
1.2 研究範圍與工作項目	1-4
1.3 成果及效益	1-6
第二章 高雄港灣地區地震潛勢之評估	2-1
2.1 港區區域地質及場址地層特性	2-1
2.2 港區地震危害度分析	2-4
2.3 高雄港區地震可能發生時間序列與規模分析	2-20
2.4 港區之場址效應分析	2-27
2.5 港區土壤液化之危害度分析	2-33
2.6 港區土壤液化之易損性分析	2-43
第三章 港灣構造物耐震能力之評估	3-1
3.1 高雄港區碼頭基本資料	3-3

3.2 重力式碼頭耐震能力評估	3-8
3.3 板樁式碼頭耐震能力評估	3-26
3.4 棧橋式碼頭耐震能力評估	3-57
第四章 港灣構造物之災害境況模擬	4-1
4.1 臺灣地震災害損失評估系統—TELES 概要	4-1
4.2 港灣構造物震害評估架構	4-7
4.3 港灣構造物之易損性分析	4-9
4.4 港灣構造物之地震災損評估示範例	4-21
第五章 四港成果彙整	5-1
5.1 各港區地震潛勢評估之研究	5-1
5.2 各港區港灣構造物耐震能力評估	5-19
5.3 各港區港灣構造物之災害境況模擬	5-46
5.4 四港港灣地區 TELES 成果整合展現	5-53
第六章 結論與建議	6-1
6.1 本年度計畫執行成果	6-2
6.2 建議	6-9
參考文獻	參-1
附錄一 地震危害度分析	附錄 1-1
附錄二 期中報告審查意見處理情形表	附錄 2-1
附錄三 期末報告審查意見處理情形表	附錄 3-1
附錄四 期末報告簡報資料	附錄 4-1

表 目 錄

表 1-1 地震引致港灣碼頭災害案例.....	1-8
表 2-1 高雄港區之 108 個 SPT 鑽探孔位相關資料.....	2-45
表 2-2 高雄港各區域碼頭港埠設施及碼頭型式.....	2-48
表 2-3 高雄港區碼頭鑽孔 SPT-N 值統計表.....	2-48
表 2-4 高雄港區碼頭簡化土層剖面資料.....	2-48
表 2-5 高雄港區附近中央氣象局地震測站.....	2-49
表 2-6 高雄港區於不同回歸期之耐震設計地震動值.....	2-50
表 2-7 PSHA 分析結果中 475 年回歸期與現行建物規範之比較.....	2-50
表 2-8 活動斷層應用定值法分析所估算之地震動值.....	2-50
表 2-9 1,655 年~2,010 年高雄港地區規模 ≥ 5.5 地震目錄.....	2-51
表 2-10 高雄港地區間隔 5 年最大地震統計表.....	2-52
表 2-11 高雄港地區 $5.5 \leq M < 6.5$ 預測分析	2-53
表 2-12 高雄港地區 $M \geq 6.5$ 預測分析	2-53
表 2-13 高雄港地區 $M \geq 5.5$ 序號表	2-53
表 2-14 高雄港地區 $M \geq 5.5$ 災變預測	2-54
表 2-15 高雄港地區 $M \geq 6.0$ 災變預測	2-54
表 2-16 高雄港地區 $M \geq 6.5$ 災變預測	2-54
表 2-17 高雄港地區 $M \geq 6.5$ 拓樸預測分析表	2-55
表 2-18 高雄港地區 $M \geq 6.0$ 拓樸預測分析表	2-55

表 2-19 高雄港地區 M5.5 拓樸預測分析表	2-56
表 2-20 高雄港地區 $M \geq 5.5$ 地震次數統計表	2-56
表 2-21 高雄港地區 $M \geq 6.0$ 地震次數統計表	2-57
表 2-22 高雄港地區 $M \geq 6.5$ 地震次數統計表	2-57
表 2-23 高雄港地區每 20 年 $M \geq 5.5$ 地震次數預測表	2-57
表 2-24 高雄港地區每 20 年 $M \geq 6.0$ 地震次數預測表	2-58
表 2-25 高雄港地區每 20 年 $M \geq 6.5$ 地震次數預測表	2-58
表 2-26 國內建築物耐震設計規範之地盤分類表	2-59
表 2-27 高雄港區鄰近 3 個堅實地盤測站之地震紀錄相關資料	2-59
表 2-28 國內建築物耐震設計規範之短周期結構之場址放大係數 F_a ..	2-59
表 2-29 SPT-N 簡化液化評估法之比較	2-60
表 2-30 液化潛能指數 IL 與液化程度之關係	2-61
表 2-31 沈陷量 St 與液化損害程度之關係	2-61
表 2-32 液化損害程度分類	2-61
表 2-33 邏輯迴歸分析結果	2-62
表 2-34 貝氏映射之擬合分析結果	2-62
表 2-35 高雄港各鑽孔場址對應於 475 年回歸期之液化危害度指數 ..	2-63
表 2-36 高雄港區各碼頭場址之液化潛能指數 IL 統計表	2-64
表 2-37 高雄港區各碼頭場址之液化機率指數 P_w 統計表	2-64
表 2-38 高雄港區各碼頭場址之液化後地盤沉陷量 St 統計表	2-64
表 3-1 高雄港碼頭資料表（摘自高雄港務局網頁資料）	3-75

表 3-2 KH093 鑽孔 PGA=0.23 g 液化分析結果 (2~7 號碼頭)	3-80
表 3-3 KH065 鑽孔 PGA=0.23 g 液化分析結果 (48~53 號碼頭)	3-81
表 3-4 KH010 鑽孔 PGA=0.23 g 液化分析結果 (63~66 號碼頭)	3-81
表 3-5 KH036 鑽孔 PGA=0.23 g 液化分析結果 (77 號碼頭)	3-82
表 3-6 KH046 鑽孔 PGA=0.23 g 液化分析結果 (119~121 號碼頭) ..	3-83
表 3-7 國際航海協會重力式碼頭性能等級 (定量) (PIANC, 2001)	3-84
表 3-8 高雄港 2~7 號混凝土方塊式碼頭分析參數表.....	3-84
表 3-9 高雄港 2~7 號方塊式碼頭各滑動面受震穩定性分析 ($K_h=0.115$, $K_v=0.038$)	3-85
表 3-10 高雄港 2~7 號方塊式碼頭 S5 滑動面臨界加速度反算分析 ..	3-86
表 3-11 碼頭基礎承载力 q_u 與承载力檢核安全係數.....	3-87
表 3-12 高雄港 2~7 號碼頭場址地層剖面.....	3-87
表 3-13 高雄港 2~7 號碼頭數值模型參數.....	3-88
表 3-14 板樁式碼頭損害等級.....	3-89
表 3-15 高雄港板樁式碼頭一覽表.....	3-90
表 3-16 高雄港 76 號鋼板樁斷面性質	3-91
表 3-17 鋼材單面腐蝕速率 (曾志煌等人, 2005)	3-92
表 3-18 高雄港 76 號碼頭分析用結構構件參數.....	3-92
表 3-19 高雄港 76 號碼頭場址地層剖面.....	3-93
表 3-20 高雄港 76 號碼頭分析用地層參數.....	3-93
表 3-21 高雄港 65~66 號鋼板樁斷面性質	3-94
表 3-22 高雄港 65~66 號碼頭分析用結構構件參數	3-95

表 3-23 高雄港 65~66 號碼頭場址地層剖面.....	3-95
表 3-24 高雄港 65~66 號碼頭分析用地層參數	3-95
表 3-25 非液化工址板樁式碼頭變位參數與安全係數之關係.....	3-96
表 3-26 高雄港 76 號碼頭 $kh=0.115$ 時之動態土壓力係數	3-96
表 3-27 液化時土質參數折減係數（日本道路協會，1996）	3-96
表 3-28 高雄港 65~66 號碼頭 $kh=0.115$ 時之動態土壓力係數	3-96
表 3-29 國際航海協會棧橋式碼頭性能等級.....	3-97
表 3-30 50 號碼頭簡易分析結果	3-98
表 3-31 50 號碼頭容量曲線之主要狀態點	3-98
表 3-32 120 號碼頭簡易分析結果	3-99
表 3-33 120 號碼頭容量曲線之主要狀態點	3-100
表 4-1 高雄港碼頭易損性分析所用之地震樣本.....	4-25
表 4-2 高雄港方塊式碼頭易損曲線參數.....	4-25
表 4-3 高雄港板樁式碼頭易損曲線參數.....	4-25
表 4-4 高雄港 50 號直樁棧橋碼頭受震損害等級分析結果.....	4-26
表 4-5 高雄港 50 號直樁棧橋式碼頭易損曲線參數.....	4-26
表 4-6 高雄港 120 號棧橋式碼頭受震損害等級分析結果.....	4-27
表 4-7 高雄港 120 號棧橋式碼頭易損曲線參數.....	4-27
表 4-8 港灣設施分類（摘自 HAZUS 99）	4-28
表 4-9 濱水結構 PGD 相關之易損性曲線參數.....	4-30
表 4-10 起重搬運設備 PGA 與 PGD 相關之易損性曲線參數.....	4-30

表 4-11 倉庫 PGA 與 PGD 相關之易損性曲線參數.....	4-31
表 4-12 燃料設施 PGA 與 PGD 相關之易損性曲線參數.....	4-32
表 4-13 港灣設施損失比參數.....	4-33
表 4-14 濱水結構與起重搬運設備之修復曲線參數.....	4-33
表 4-15 港區碼頭結構與設施重建成本.....	4-34
表 5-1 港灣地區地震潛勢之評估結果整理.....	5-55
表 5-2 國內建築物耐震設計規範之地盤分類表.....	5-55
表 5-3 國內建築物耐震設計規範之短周期結構之場址放大係數 F_a ...	5-56
表 5-4 液化潛能指數 I_L 與液化程度之關係	5-56
表 5-5 沈陷量 S_t 與液化損害程度之關係	5-56
表 5-6 液化損害程度分類	5-57
表 5-7 國際航海協會地震力等級.....	5-57
表 5-8 國際航海協會性能等級（定性）	5-57
表 5-9 國際航海協會性能目標.....	5-58
表 5-10 由港灣構造物重要性所定義之性能等級.....	5-58
表 5-11 臺中港區代表性沉箱式碼頭耐震評估彙整.....	5-59
表 5-12 臺中港區代表性棧橋式碼頭耐震評估彙整.....	5-60
表 5-13 花蓮港區代表性重力式碼頭耐震評估彙整.....	5-61
表 5-14 花蓮港區代表性板樁式碼頭耐震評估彙整.....	5-62
表 5-15 基隆港區代表性沉箱式碼頭耐震評估彙整.....	5-63
表 5-16 基隆港區代表性板樁式碼頭耐震評估彙整.....	5-63

表 5-17 基隆港區代表性棧橋式碼頭耐震評估彙整.....	5-64
表 5-18 高雄港區代表性方塊式碼頭耐震評估彙整.....	5-64
表 5-19 高雄港區代表性板樁式碼頭耐震評估彙整.....	5-65
表 5-20 高雄港區代表性棧橋式碼頭耐震評估彙整.....	5-66
表 5-21 觸口斷層引致地震境況模擬之直接經濟損失.....	5-66

圖 目 錄

圖 1.1 臺灣三度空間地體構造	1-10
圖 1.2 臺中港 1 至 4A 碼頭內災損情況	1-10
圖 1.3 臺中港倉儲輸送設備災損情況	1-11
圖 1.4 高雄港區平面圖	1-11
圖 2.1 高雄港位置圖	2-65
圖 2.2 高雄港區水系圖	2-65
圖 2.3 高雄港區地質圖	2-66
圖 2.4 臺灣地質分區圖(何春蓀，1986)	2-66
圖 2.5 高雄海岸平原航照地質圖(孫習之，1964)	2-67
圖 2.6 高雄市地層層序表 (陳時祖等，1988)	2-68
圖 2.7 高雄市與屏東平原之布蓋重力與地質構造圖(Hsieh，1970).....	2-68
圖 2.8 高雄港地區 108 個 SPT 鑽探孔位分布圖及碼頭區位編號	2-69
圖 2.9 SPT 鑽孔深度分布圖	2-69
圖 2.10 2~7 號碼頭鑽探孔位分布及 SPT-N 與 FC 值剖面圖	2-70
圖 2.11 48~53 號碼頭鑽探孔位分布及 SPT-N 與 FC 值剖面圖	2-71
圖 2.12 48~53 號碼頭鑽探孔位分布及 SPT-N 與 FC 值剖面圖	2-72
圖 2.13 71 號碼頭鑽探孔位分布及 SPT-N 與 FC 值剖面圖	2-73
圖 2.14 77 號碼頭鑽探孔位分布及 SPT-N 與 FC 值剖面圖	2-74
圖 2.15 119~121 號碼頭鑽探孔位分布及 SPT-N 與 FC 值剖面圖	2-75

圖 2.16	2~7 號碼頭之 N 值與深度關係圖	2-76
圖 2.17	48~53 號碼頭之 N 值與深度關係圖	2-76
圖 2.18	63~66 號碼頭之 N 值與深度關係圖	2-76
圖 2.19	71 號碼頭之 N 值與深度關係圖	2-76
圖 2.20	77 號碼頭之 N 值與深度關係圖	2-77
圖 2.21	119~121 號碼頭之 N 值與深度關係圖	2-77
圖 2.22	2~7 號碼頭鑽孔深度分布圖	2-77
圖 2.23	48~53 號碼頭鑽孔深度分布圖	2-77
圖 2.24	63~66 號碼頭鑽孔深度分布圖	2-78
圖 2.25	71 號碼頭鑽孔深度分布圖	2-78
圖 2.26	77 號碼頭鑽孔深度分布圖	2-78
圖 2.27	119~121 號碼頭鑽孔深度分布圖	2-78
圖 2.28	2~7 號碼頭地下水位深度分布圖	2-79
圖 2.29	48~53 號碼頭地下水位深度分布圖	2-79
圖 2.30	63~66 號碼頭地下水位深度分布圖	2-79
圖 2.31	71 號碼頭地下水位深度分布圖	2-79
圖 2.32	77 號碼頭地下水位深度分布圖	2-80
圖 2.33	119~121 號碼頭地下水位深度分布圖	2-80
圖 2.34	高雄港地震監測站場址之剪力波速剖面	2-80
圖 2.35	簡化土層區域示意圖	2-81
圖 2.36	高雄港地震監測站場址之地層構造圖（賴聖耀等，2006） ...	2-81

圖 2.37	2~7 號碼頭之簡化土層剖面圖	2-82
圖 2.38	48~53 號碼頭之簡化土層剖面圖	2-82
圖 2.39	63~66 號碼頭之簡化土層剖面圖	2-83
圖 2.40	71 號碼頭之簡化土層剖面圖	2-83
圖 2.41	77 號碼頭之簡化土層剖面圖	2-84
圖 2.42	119~121 號碼頭之簡化土層剖面圖	2-84
圖 2.43	高雄港區(KAUP)附近之歷史地震及活動斷層分佈	2-85
圖 2.44	高雄港位置與震源分區	2-86
圖 2.45	各震源分區之 G-R 關係結果及最大潛勢地震規模	2-87
圖 2.46	合併 BS14 及 BS15 子分區後之 G-R 關係與累積能量法之結果	2-88
圖 2.47	合併 BS14 及 BS15 子分區對地震危害度分析之影響比較	2-88
圖 2.48	堅硬地盤衰減律與地震資料之比較	2-89
圖 2.49	依據不同參數所產生之高雄港區地震危害曲線	2-90
圖 2.50	以對數機率密度分佈模擬由地震動衰減律所帶來的資料離散性 對於地震危害度曲線之不確定性	2-90
圖 2.51	高雄港區之平均地震危害度曲線(Hard Site)	2-91
圖 2.52	高雄港區附近強震測站分佈及所篩選之地震震央分佈	2-91
圖 2.53	港區鄰近之區域資料與場址相依之地盤衰減律之比較	2-92
圖 2.54	高雄港區之平均地震危害度曲線(地表面處)	2-93
圖 2.55	高雄港區之地震危害度貢獻來源及分佈	2-94
圖 2.56	臺灣南部地區活動斷層分布圖 (摘自中央地質調查所，2010)	

.....	2-95
圖 2.57 GM(1,1)灰預測流程圖	2-96
圖 2.58 灰色模糊預測流程圖	2-96
圖 2.59 序號 1 - 200 地震頻率圖	2-97
圖 2.60 地盤反應分析模型	2-97
圖 2.61 砂質土壤之正規化剪力模數與剪應變之關係 (Seed & Idriss, 1970)	2-98
圖 2.62 砂質土壤之阻尼比與剪應變之關係 (Seed & Idriss, 1970) ...	2-98
圖 2.63 粘質土壤之正規化剪力模數與剪應變之關係(Vucetic & Dobry, 1991).....	2-99
圖 2.64 粘質土壤之阻尼比與剪應變之關係(Vucetic & Dobry, 1991)...	2-99
圖 2.65 礫質土壤之正規化剪力模數與剪應變之關係 (Rollins et al, 1998)	2-100
圖 2.66 礫質土壤之阻尼比與剪應變之關係	2-100
圖 2.67 高雄港鄰近之堅實地盤地震測站	2-101
圖 2.68 高雄港地震監測站場址之最大加速度 PGA 隨深度變化圖 ...	2-101
圖 2.69 高雄港地震監測站場址之地盤反應分析結果	2-102
圖 2.70 地表非液化層厚度(H_1)及其下可液化砂層厚度(H_2)之定義 (Ishihara, 1985)	2-103
圖 2.71 區別地層是否會發生土壤液化災損之邊界曲線 (Ishihara, 1985)	2-103
圖 2.72 最大剪應變、體積應變及相對密度間之關係	2-104
圖 2.73 最大剪應變、安全係數及相對密度間之關係	2-104

圖 2.74 體積應變、安全係數及相對密度間之關係	2-105
圖 2.75 液化危害度分析流程	2-106
圖 2.76 鑽桿能量比 ER 與深度之關係(黃富國，2008a)	2-107
圖 2.77 Seed 形式之邏輯迴歸分析結果(黃富國，2008a)	2-107
圖 2.78 Seed 法之 FS 與 PLiq 貝氏映射關係(黃富國，2008a)	2-108
圖 2.79 Iwasaki 法與其他準則抗液化安全係數 FS 之關係	2-108
圖 2.80 KH093 土壤液化之危害度曲線（2~7 號碼頭）	2-109
圖 2.81 KH065 土壤液化之危害度曲線（48~53 號碼頭）	2-110
圖 2.82 KH010 土壤液化之危害度曲線（63~66 號碼頭）	2-111
圖 2.83 KH071 土壤液化之危害度曲線（71 號碼頭）	2-112
圖 2.84 KH036 土壤液化之危害度曲線（77 號碼頭）	2-113
圖 2.85 KH046 土壤液化之危害度曲線（119~121 號碼頭）	2-114
圖 2.86 高雄港 97 個鑽孔場址之液化危害度指數分布（PGA： 0σ ）	2-115
圖 2.87 高雄港 97 個鑽孔場址之液化危害度指數分布（PGA： 2σ ）	2-116
圖 2.88 KH093 土壤液化之易損性曲線（2~7 號碼頭）	2-117
圖 2.89 KH065 土壤液化之易損性曲線（48~53 號碼頭）	2-118
圖 2.90 KH010 土壤液化之易損性曲線（63~66 號碼頭）	2-119
圖 2.91 KH071 土壤液化之易損性曲線（71 號碼頭）	2-120
圖 2.92 KH036 土壤液化之易損性曲線（77 號碼頭）	2-121
圖 2.93 KH046 土壤液化之易損性曲線（119~121 號碼頭）	2-122

圖 2.94 液化對策工法之原理與分類（黃富國等，1999）	2-123
圖 2.95 液化對策工法之應用例（黃富國等，1999）	2-124
圖 3.1 高雄港碼頭配置圖	3-101
圖 3.2 高雄港 2~7 號混凝土方塊式碼頭之標準設計斷面	3-102
圖 3.3 重力式碼頭受力示意圖	3-103
圖 3.4 Newmark 滑動塊體分析法（陳正興、黃國祥，2000）	3-104
圖 3.5 高雄港 2~7 號混凝土方塊式碼頭簡化模型	3-104
圖 3.6 高雄港 2~7 號方塊式碼頭各斷面之穩定性分析	3-105
圖 3.7 1999 年 9 月 21 日集集地震高雄港測站之紀錄	3-106
圖 3.8 2006 年 12 月 26 日恆春地震高雄港測站之紀錄	3-107
圖 3.9 921 地震高雄港 2~7 號碼頭滑移量分析（PGA 正規化至 0.23 g）	3-108
圖 3.10 恆春地震高雄港 2~7 號碼頭滑移量分析（PGA 正規化至 0.23 g）	3-109
圖 3.11 高雄港 2~7 號方塊式碼頭 PLAXIS 分析模型	3-110
圖 3.12 2~7 號方塊式碼頭震後變形網格與地表沉陷量-921 地震案例	3-110
圖 3.13 2~7 號方塊式碼頭震後位移分析結果-921 地震案例	3-111
圖 3.14 2~7 號方塊式碼頭頂部與基礎相對位移-921 地震案例	3-112
圖 3.15 2~7 號方塊式碼頭加速度反應-921 地震案例	3-112
圖 3.16 2~7 號方塊式碼頭震後變形網格與地表沉陷量-恆春地震案例	3-113
圖 3.17 2~7 號方塊式碼頭震後位移分析結果-恆春地震案例	3-114

圖 3.18	2~7 號方塊式碼頭頂部與基礎相對位移-恆春地震案例.....	3-115
圖 3.19	2~7 號方塊式碼頭加速度反應-恆春地震案例.....	3-115
圖 3.20	板樁式碼頭示意圖（賴瑞應等人，2005b）	3-116
圖 3.21	板樁式碼頭破壞機制	3-117
圖 3.22	板樁式碼頭結構損害等級之指標參數(PIANC, 2001).....	3-118
圖 3.23	適當之板樁式碼頭結構降伏發生順序(PIANC, 2001).....	3-118
圖 3.24	高雄港 76 號板樁式碼頭斷面設計圖（高雄港務局，1996）	3-119
圖 3.25	高雄港 65~66 號板樁式碼頭斷面設計圖（高雄港務局，2001）	3-119
圖 3.26	高雄氣象站鑽探資料（取自全國強震測站場址工程地質資料庫）	3-120
圖 3.27	地震時背填土壤未液化板樁式碼頭受力示意圖.....	3-120
圖 3.28	作用於板樁之水壓力分布示意圖	3-121
圖 3.29	板樁最大彎矩分析模式示意圖（賴瑞應等人，2005b）	3-121
圖 3.30	高雄港 76 號碼頭動態土壓水平分量沿板樁分布（無液化）	3-122
圖 3.31	高雄港 76 號碼頭動態水壓與殘留水壓沿板樁分布（無液化）	3-122
圖 3.32	高雄港 76 號碼頭簡易分析所得原有板樁受力狀態（無液化）	3-123
圖 3.33	高雄港 76 號碼頭動態土壓水平分量沿板樁分布（液化） ..	3-124
圖 3.34	高雄港 76 號碼頭動態流體壓力與殘留水壓沿板樁分布（液化）	3-124

圖 3.35 高雄港 76 號碼頭簡易分析所得原有板樁受力狀態（液化）	3-125
圖 3.36 高雄港 76 號碼頭有限元素分析模型	3-125
圖 3.37 高雄港 76 號碼頭與 65~66 號碼頭動態分析用輸入運動	3-126
圖 3.38 高雄港 76 號碼頭板樁壁頂加速度歷時 （集集地震，PGA=0.23g，不考慮液化）	3-127
圖 3.39 高雄港 76 號碼頭板樁壁頂位移歷時 （集集地震，PGA=0.23g，不考慮液化）	3-127
圖 3.40 高雄港 76 號碼頭變形（集集地震，PGA=0.23g，不考慮液化）	3-128
圖 3.41 高雄港 76 號碼頭結構構件應力狀態 （集集地震，PGA=0.23g，不考慮液化）	3-128
圖 3.42 高雄港 76 號碼頭板樁壁頂加速度歷時 （恆春地震，PGA=0.23g，不考慮液化）	3-129
圖 3.43 高雄港 76 號碼頭板樁壁頂位移歷時 （恆春地震，PGA=0.23g，不考慮液化）	3-129
圖 3.44 高雄港 76 號碼頭變形（恆春地震，PGA=0.23g，不考慮液化）	3-130
圖 3.45 高雄港 76 號碼頭結構構件應力狀態 （恆春地震，PGA=0.23g，不考慮液化）	3-130
圖 3.46 高雄港 76 號碼頭變形（集集地震，PGA=0.23g，考慮液化）	3-131
圖 3.47 高雄港 76 號碼頭結構構件應力狀態	

(集集地震, $PGA=0.23g$, 考慮液化)	3-131
圖 3.48 高雄港 65~66 號碼頭新舊板樁牆簡易分析模式示意圖	3-132
圖 3.49 高雄港 65~66 號碼頭動態土壓水平分量沿板樁分布 (無液化)	3-133
圖 3.50 高雄港 65~66 號碼頭動態水壓與殘留水壓沿板樁分布 (無液化)	3-133
圖 3.51 高雄港 65~66 號碼頭簡易分析所得板樁受力狀態 (無液化)	3-134
圖 3.52 高雄港 65~66 號碼頭動態土壓水平分量沿板樁分布 (液化)	3-135
圖 3.53 高雄港 65~66 號碼頭動態流體壓力與殘留水壓沿板樁分布 (液化)	3-135
圖 3.54 高雄港 65~66 號碼頭簡易分析所得板樁受力狀態 (液化) .	3-136
圖 3.55 高雄港 65~66 號碼頭有限元素分析模型	3-137
圖 3.56 高雄港 65~66 號碼頭板樁壁頂加速度歷時 (集集地震, $PGA=0.23g$, 不考慮液化)	3-137
圖 3.57 高雄港 65~66 號碼頭板樁壁頂位移歷時 (集集地震, $PGA=0.23g$, 不考慮液化)	3-137
圖 3.58 高雄港 65~66 號碼頭變形 (集集地震, $PGA=0.23g$, 不考慮液化)	3-138
圖 3.59 高雄港 65~66 號碼頭結構構件應力狀態 (集集地震, $PGA=0.23g$, 不考慮液化)	3-138
圖 3.60 高雄港 65~66 號碼頭板樁壁頂加速度歷時 (恆春地震, $PGA=0.23g$, 不考慮液化)	3-139

圖 3.61 高雄港 65~66 號碼頭板樁壁頂位移歷時 (恆春地震, PGA=0.23g, 不考慮液化)	3-139
圖 3.62 高雄港 65~66 號碼頭變形 (恆春地震, PGA=0.23g, 不考慮液化)	3-140
圖 3.63 高雄港 65~66 號碼頭結構構件應力狀態 (恆春地震, PGA=0.23g, 不考慮液化)	3-140
圖 3.64 高雄港 65~66 號碼頭變形 (恆春地震, PGA=0.23g, 考慮液化)	3-141
圖 3.65 高雄港 65~66 號碼頭結構構件應力狀態 (恆春地震, PGA=0.23g, 考慮液化)	3-141
圖 3.66 高雄港設計地震反應譜	3-142
圖 3.67 假想地表面示意圖	3-143
圖 3.68 基樁樁頭至假想固定點之長度 L_i 示意圖	3-143
圖 3.69 容量震譜法示意圖	3-144
圖 3.70 傳統反應譜與 ADRS 格式反應譜之比較	3-144
圖 3.71 高雄港 50 號碼頭斷面圖	3-145
圖 3.72 高雄港 50 號碼頭平面圖	3-145
圖 3.73 50 號碼頭之 SAP2000 分析模型	3-146
圖 3.74 邊坡對水平地盤反力係數之影響範圍示意圖	3-146
圖 3.75 50 號碼頭之模型振態 ($T=0.733\text{sec}$)	3-147
圖 3.76 50 號碼頭之容量曲線 (Y 向)	3-148
圖 3.77 50 號碼頭之容量曲線 (Y 向) 與損壞等級之關係	3-148

圖 3.78	50 號碼頭容量震譜法之性能點（高雄市設計反應譜）	3-149
圖 3.79	50 號碼頭性能點與損壞等級之關係	3-149
圖 3.80	高雄港 120 號碼頭斷面圖	3-150
圖 3.81	高雄港 120 號碼頭平面圖	3-150
圖 3.82	120 號碼頭之 SAP2000 分析模型	3-151
圖 3.83	120 號模態振型分析（ $T=0.432\text{sec}$ ）	3-152
圖 3.84	120 號碼頭之容量曲線（Y 向）	3-153
圖 3.85	120 號碼頭之容量曲線（Y 向）與損壞等級之關係	3-153
圖 3.86	120 號碼頭容量震譜法之性能點（高雄市設計反應譜）	...3-154
圖 3.87	120 號碼頭性能點與損壞等級之關係	3-154
圖 3.88	高雄港 71 號碼頭斷面與平面配置圖	3-155
圖 3.89	71 號碼頭現地照片（99/03/18）	3-156
圖 3.90	VSE-15D 速度型感應器	3-156
圖 3.91	SPC-51 集錄系統	3-156
圖 3.92	71 號碼頭微振動試驗配置圖	3-157
圖 3.93	71 號碼頭微振動試驗 Test 5-3 各測點之歷時紀錄（99/03/18）	3-158
圖 3.94	71 號碼頭微振動試驗 Test 4-3 各測點之歷時紀錄（99/03/18）	3-158
圖 3.95	71 號碼頭微振動試驗 Test 1-3 各測點之歷時紀錄（99/06/02）	3-159
圖 3.96	71 號碼頭微振動試驗 Test 2-3 各測點之歷時紀錄（99/06/02）	3-159

圖 3.97 平均短時傅氏頻譜分析示意圖	3-160
圖 3.98 微振動試驗 Test 5-3 中臨海測站平均富氏譜比較-1.....	3-161
圖 3.99 微振動試驗 Test 5-3 中臨海測站平均富氏譜比較-2.....	3-162
圖 3.100 微振動試驗 Test 4-3 中臨海測站平均富氏譜比較-1.....	3-163
圖 3.101 微振動試驗 Test 4-3 中臨海測站平均富氏譜比較-2.....	3-164
圖 3.102 微振動試驗 Test 1-3 中臨海測站平均富氏譜比較-1.....	3-165
圖 3.103 微振動試驗 Test 1-3 中臨海測站平均富氏譜比較-2.....	3-166
圖 3.104 微振動試驗 Test 2-3 中臨海測站平均富氏譜比較-1.....	3-167
圖 3.105 微振動試驗 Test 2-3 中臨海測站平均富氏譜比較-2.....	3-168
圖 3.106 微振動試驗 Test 5-3 各面板單元間相互功率頻譜分析結果	3-169
圖 3.107 微振動試驗 Test 4-3 各面板單元間相互功率頻譜分析結果	3-170
圖 3.108 微振動試驗 Test 1-3 各面板單元間相互功率頻譜分析結果	3-171
圖 3.109 微振動試驗 Test 2-3 各面板間相互功率頻譜分析結果	3-172
圖 4.1 地震損失評估系統分析分析流程與架構 HAZ-Taiwan)	4-35
圖 4.2 一般建築物損害評估模式示意圖	4-35
圖 4.3 不同損害狀態易損曲線與機率示意圖	4-36
圖 4.4 一般結構物之結構系統與非結構構件地震損害評估流程	4-36
圖 4.5 一般建築物損害所引致人員傷亡評估模式示意圖	4-37
圖 4.6 重力式（如方塊式或沉箱式）碼頭易損性曲線建立流程	4-37
圖 4.7 方塊式碼頭受震滑移量與損害等級之評估模式	4-38
圖 4.8 高雄港 2~7 號方塊式碼頭易損性曲線	4-38

圖 4.9 板樁式碼頭易損分析流程	4-39
圖 4.10 高雄港 76 號板樁式碼頭易損曲線	4-39
圖 4.11 高雄港 65~66 號板樁式碼頭易損曲線	4-40
圖 4.12 棧橋式碼頭易損性曲線建立流程	4-40
圖 4.13 高雄港 50 號棧橋式碼頭易損性曲線	4-41
圖 4.14 高雄港 120 號棧橋式碼頭易損性曲線	4-41
圖 4.15 高雄港區碼頭配置圖	4-42
圖 4.16 模擬地震設定	4-42
圖 4.17 高雄港區鄰近村里 PGA 分佈（集集地震模擬）	4-43
圖 4.18 高雄港碼頭所在位置 PGA 值分佈（集集地震模擬）	4-43
圖 4.19 高雄港區鄰近村里 PGA 分佈（旗山斷層模擬）	4-44
圖 4.20 高雄港碼頭所在位置 PGA 值分佈（旗山斷層模擬）	4-44
圖 5.1 地震危害度分析流程	5-67
圖 5.2 地盤反應分析模型之一（反卷積分析＋卷積分析）	5-67
圖 5.3 地盤反應分析模型之二（卷積分析）	5-68
圖 5.4 FDEL 地盤反應分析模式之分析流程	5-69
圖 5.5 臺中港 26 號碼頭地震測站場址之剪力波速剖面(賴聖耀，2006)	5-70
圖 5.6 臺中港 26 號碼頭地震測站場址放大係數 $F_{A,B}$ 或 $F_A(F_a)$ 與參考基 盤最大加速度(PGA_B)或露頭最大加速度(PGA_R)之關係	5-70
圖 5.7 蘇澳港地震測站場址之剪力波速隨深度變化剖面圖	5-71
圖 5.8 蘇澳港地震測站場址放大係數 $F_{A,B}$ 或 $F_A(F_a)$ 與參考基盤最大加	

速度(PGA_B)或露頭最大加速度(PGA_R)之關係	5-71
圖 5.9 基隆港各簡化土層 Vs 剖面圖	5-72
圖 5.10 基隆港 BH 區域 Vs 剖面圖	5-72
圖 5.11 基隆港各碼頭放大係數 F_A 與露頭最大加速度(PGA_R)之關係	5-72
圖 5.12 高雄港地震測站場址之剪力波速剖面(賴聖耀，2006)	5-73
圖 5.13 高雄港地震測站場址之放大係數 F_A 與露頭最大加速度(PGA_R)之 關係	5-73
圖 5.14 Seed 形式之邏輯迴歸機率曲線 (黃富國，2008a)	5-74
圖 5.15 液化危害度分析流程	5-75
圖 5.16 模擬地震設定	5-76
圖 5.17 模擬地震震源位置	5-76
圖 5.18 村里 PGA 分佈 (觸口斷層地震模擬)	5-77
圖 5.19 港區碼頭結構及設施 PGA 分佈 (觸口斷層地震模擬)	5-78

第一章 緒論

1.1 研究背景與目的

臺灣位於多地震的西環太平洋地震帶，是屬於西太平洋板塊、菲律賓海板塊邊緣一系列島弧群島之一。在地體構造上，臺灣正位於歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊的複雜交界面上。在臺灣東北部，菲律賓海板塊於北緯24度附近向北向下隱沒在歐亞大陸板塊之下；而在臺灣東南部，歐亞大陸板塊於東經121.5度附近向東向下隱沒在菲律賓海板塊之下（如圖1.1所示），且菲律賓海板塊以每年約7-14 公分的速度向東北方向推擠歐亞大陸板塊。因此，臺灣地區經常受到地震災害的威脅，是相當重要的天然災害防治對象，其發生機率雖小，一旦發生必定造成極大的人員傷亡與經濟損失。在上個世紀中，臺灣地區因地震而死亡的人數超過7,780人（鄭世楠等，1999），尤其於1999 年9月21日發生之集集大地震，對整個社會造成極大之衝擊。因此，為了減緩地震所帶來之災害與損失，政府與民間均極力投入地震防災之相關研究與工作。

地震的發生迄今尚無法準確地預測。然而，對結構物而言，在預期的使用年限內，究竟會遭受到多大的地震作用，則需就結構物所在地及其相關區域內地震活動情形，依據震源規模的大小及發生頻率等因素作危害度分析，亦即需探討與工址相關區域內斷層的活動程度及頻率，據以估算在結構物使用年限內可能發生某一等級地震之機率，並根據該結構物之重要性，訂定可接受超過該等級之地震危害度，不僅可作為耐震設計之參考，並可作為地震風險評估與管理之基礎。目前已有相當完整的機率法地震危害度分析理論與工具，而定值法危害度分析理論也開始有學者進行研究，並已有部分成果。

臺灣地區的建築物以鋼筋混凝土構造為主，在歷經如1999年921與2002年331大地震之後，部份鋼筋混凝土建築物出現了結構桿件破壞，甚至嚴重損毀而失去功能性，更有傾倒者。一般而言，受創較為嚴重

的鋼筋混凝土建築物大致因為材料強度不足、施工技術不純熟或設計規範的未盡周詳之處等因素，使得這類建築物之結構桿件在地震力作用下產生破壞。以日本為例，若以日本1981年新耐震設計規範來檢視該耐震設計規範實施以前完工的建築物，可以發現大部份建築物的耐震能力普遍不足，最嚴重者，其耐震能力僅達耐震設計規範要求值的三分之一（教育部，1999年）。而臺灣歷經幾次建築設計規範的演進，根據舊有規範設計建造之既有構造物，亦可能有耐震能力不符合現有規範要求之情況，受地震作用時可能有安全之疑慮。有鑑於此，鋼筋混凝土構造物之耐震能力評估，遂成為近來許多研究者的研究課題。港灣構造物亦多採用鋼筋混凝土為主要構築材料，且對於其地工構造物，其受震損壞之機制，除了結構體本身的破壞之外，尚可能有土體的承載力破壞或滑移，甚至會有土壤液化引致之沈陷與側潰等現象，因此其耐震能力之評估，更為一複雜之課題。

在工業化與都市化之影響下，經濟與科技越發達的國家，各項工程建設越多，且人口分佈越集中，一旦在都會區附近發生地震災害，即便在結構耐震設計考慮完善，施工品質要求嚴格的情況下，由於地震之不確定性甚高，仍難免造成人命與財產之損失。因此，若可結合地球物理、土木工程、社會經濟各領域之知識，發展地震災害損失評估工具，不僅能作為研擬耐震設計規範的依據，並可作為地震保險與風險管理策略的參考。在美國，依此概念發展了HAZUS系統 (RMS, 1997)，並已運用於數個都會區之震災境況模擬。在臺灣，初期為了縮短自行研發所需時間，引進了HAZUS系統，並予以本土化，稱為HAZ-Taiwan，但其初版程式中，各分析模式與參數仍多沿用美國之設定。為了使震災境況模擬的結果能充分反映現實情況，必須全面應用本土化的分析模式與參數，並且必須具備擴充與更新的彈性，因此，國家地震工程研究中心便開發了一套全新的系統：臺灣地震損失評估系統(TELES)。其發展與相關研究已進行多年並獲許多成果，除了資料庫建置與分析軟體的研發（葉錦勳，1999-迄今）外，對於地震災害潛勢分析與建築物直接損害分析的相關研究最為成熟，包括：(1)地震災

害潛勢早期評估（簡文郁，2002）；(2)鋼結構與RC 結構模型建物之能耐曲線與易損性分析（簡文郁、廖文義，1999-2001）；(3)地震衰減特性與地盤效應分析（簡文郁，2001-2004）；(4)區域地震特性分析與地震危害度分析、耐震設計參數研擬等（羅俊雄、簡文郁等，2002-2005）。以上這些研究成果為本研究計畫提供了一個極為穩固的基礎，前述之主要成果（第2項除外）均將分別應用於本研究計畫的分析方法與參數研擬中。

針對港灣地區，過去曾發生了許多碼頭擋土設施受震破壞之案例，而且，通常是沿著碼頭全線同時發生（長達數十或是數百公尺），因此造成碼頭功能完全癱瘓，而其損失與復原工作所需費用與時間則難以估計。關於碼頭擋土結構容易引致嚴重的地震災害，原因可能為：(1)側向土壓力的增加；(2)水側水壓力的減少；(3)背填土壤的強度喪失或是液化。Matsuo & O' Hara(1960)對於23個重力式港灣擋土牆破壞案例之觀察，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。根據黃國祥(2002)對相關地震災害文獻資料的蒐集與整理(表1-1)，從1923年至1995年期間，至少有20個破壞案例有文獻記載，其地震規模皆大於6，最大滑移量與沈陷量可達數公尺之多，其中災情比較嚴重者，皆有液化現象之報導。Ishibashi & Madi (1990)對於1983年發生於日本之Nihonkai-Chubu地震的港灣受損碼頭案例進行探討，其中若考慮背填砂土已達液化，則碼頭擋土結構之安全係數遠低於未液化之狀況，與現地之破壞情形相符。而1995年日本的阪神地震，重力式沈箱碼頭的滑動位移平均達3公尺之多，外傾角約4度。至於臺灣地區，曾分別於1986年與1999年遭受花蓮地震與集集地震之災害，造成蘇澳港與臺中港受損。其中，花蓮地震導致蘇澳港之港埠地區發生龜裂及下陷之現象，#3、#4、#5碼頭發生滑動與傾斜的情形，經測量結果，若以角隅為基準，其最大外傾位移分別約為50、40、50公分；而集集地震則引致臺中港區之重力式沈箱碼頭最大外傾位移量高達170公分（圖1.2）；另外，臺中港倉儲輸送設備也因回填砂發生土壤液化及滲漏，而產生嚴重下陷及傾斜（圖1.3）。

綜合以上說明可知，港灣設施在地震中相當容易遭受損壞，若損壞程度導致其無法提供服務功能，將會造成相當大的經濟損失。而且臺灣地區地震頻繁，對各港灣設施之安全性時時具有威脅性。因此，本研究之目的即為藉由港灣地震潛勢之評估，以了解臺灣各港區之地震發生機率與地震特性；對重要港灣構造物進行耐震能力評估，以了解各港區各種重要構造物之實際耐震能力，並可作為地震災害損失評估之參考依據；並且針對港灣地區進行之震災境況模擬，可了解港灣設施可能之震害狀況及經濟損失。以期能增進對臺灣地區各港區受地震影響的了解，作為災前預防、災時應變及災後重建計畫與決策之參考，更提升我國之整體防災能力。

1.2 研究範圍與工作項目

本計畫為第四年計畫，以高雄港區為研究標的，進行地震潛勢分析以及港灣結構物耐震能力評估，其中港灣構造物則以碼頭構造物為主要研究對象，並於TELES系統中建置港灣地區震損評估模組，以應用於評估港灣地區震後災損情形。全程計畫則需四年，除自民國96年起至98年止已進行臺中港區、蘇澳港與花蓮港及基隆港港區之分析，今年針對高雄港港區為主，最後彙整五港（包含臺中港、蘇澳港、花蓮港、基隆港及高雄港）研究分析結果，完成全部工作。

於第一年計畫中已完成的工作項目主要為：發展與建立TELES中對於港灣地區震損評估模組之架構與基本資料，並選擇臺中港區為第一個研究標的，進行該區地震潛勢之評估、港區內沈箱式與棧橋式碼頭耐震能力之評估、以及地震災害境況模擬之初步分析等。

第二年計畫，以蘇澳港與花蓮港區為研究標的，進行地震潛勢分析以及港灣結構物耐震能力評估，其中港灣構造物則以碼頭構造物為主要研究對象，並於TELES系統中針對港灣地區震損評估之易損曲線模組進行校正與建置，以應用於評估港灣地區震後災損情形。

第三年計畫，以基隆港為研究標的，完成該區地震潛勢分析以及

沉箱式、板樁式及棧橋式碼頭之耐震能力評估；於TELES系統中建置港灣地區震損評估模組，並將高雄港區相關資料建置於資料庫內，以應用於評估港灣地區震後災損情形。

本(99)年度研究內容與項目，說明如下：

1. 針對高雄港區建立地震危害度分析模式，評估該地區之地震潛勢，並決定該地區之控制地震。
2. 建立並驗證高雄港區碼頭構造物之耐震能力評估模式，包括重力式、板樁式、棧橋式等碼頭型式，並以此模式評估高雄港區碼頭之耐震能力。
3. 蒐集與建置 TELES 系統港灣設施災損模組基本參數與資料，並以高雄區為對象，研擬災損評估分析程序。
4. 最後針對四港（臺中港、花蓮港、基隆港、高雄港）地震潛勢、港灣構造物耐震能力評估、災害境況模擬彙整及四港港灣地區 TELES 成果整合展現，並完成研究報告書。
5. 完成研究報告書。

為能如期如質達成本計畫之研究目的，將相關工作項目分割為三個子計畫，相互關聯且齊頭並進，分別為「子計畫一：港灣地區地震潛勢之評估」、「子計畫二：港灣構造物耐震能力之評估」，以及「子計畫三：港灣構造物之災害境況模擬」。子計畫一為本研究之基礎工作，其成果可作為子計畫二及子計畫三之參考；而子計畫二之分析模式與方法亦為子計畫三之基本參考資料。主要內容列述如后：

子計畫一為港灣地區地震潛勢之評估，研究標的為高雄港（如圖 1.4）；主要研究項目有：港區之鄰近測站強震歷時及場址特性資料蒐集、港區地震危害度分析、港區地震可能發生時間序列或地域分析、港區場址效應分析，以及土壤液化之危害度分析等。

子計畫二為港灣構造物耐震能力之評估，研究標的為高雄港；蒐

集之資料顯示，高雄港之碼頭共計118座，在高雄港所業務所屬之七個商港區與五個貨櫃中心中計有93座營運碼頭。依碼頭結構型式可分為重力式碼頭（包含沉箱式、方塊式等）、板樁式碼頭（包含鋼板樁與RC板樁）、棧橋式碼頭等三類。本研究將選取具代表性之重力式碼頭1座、板樁式碼頭2座及棧橋式碼頭2座之標準斷面進行評估。主要研究項目包括：港區碼頭之設計及施工圖說等相關資料蒐集、各式港灣碼頭結構受震之破壞機制研究、方塊式碼頭之耐震能力評估、板樁式碼頭之耐震能力評估，以及棧橋式碼頭之耐震能力評估等。透過耐震能力評估，可了解港區未來在地震作用下，既有港灣構造物之耐震能力，以作為是否須加以補強之參考。

子計畫三：港灣構造物之災害境況模擬。進行港灣構造物之災害境況模擬，首先須在TELES震損評估系統中開發與建立港灣地區之地震災損評估模組，整個研究可分為三個主要工作項目：(1)基本資料庫建置，(2)結構損害評估模式建立，以及(3)經濟損失評估模式建立。項目(1)基本資料庫建置，係提供各階段分析模組之基本資料或參數；項目(2)結構損害評估模式建立，則是在工程結構物損害評估分析模組中，建置專屬港灣結構物或設施之損害評估模式，尤指港灣結構或設施之易損性曲線；項目(3)則是在經濟損失分析模組中，加入專屬港灣地區之地震經濟損失評估模式，並進行高雄港區災害境況與損失之初步模擬分析。

1.3 成果及效益

本研究計畫今年度完成高雄港區地震可能發生之機率及地震特性分析、評估高雄港區各式碼頭構造物之耐震能力、修改TELES震損評估系統中有關港灣構造物之震災境況模擬模組，以及對於高雄港區模擬其可能之震損狀況等成果。

完成四年期程整體計畫執行，本研究計畫可達成下列應用成果及效益：

1. 了解各主要港區在各種大小地震可能發生之機率及地震特性。
2. 評估港灣碼頭構造物之耐震能力，以及建立損害標準。
3. 完成港灣設施地震災害評估模組，評估港區震後可能損失。
4. 研究成果可提供作為災前預防、災時應變及災後重建計畫之參考。

表 1-1 地震引致港灣碼頭災害案例(黃國祥，2002) (1/2)

發生時間	1923	1930	1935	1944	1946	1952	1960	1964	1964	1968
發生位置	日本	日本	日本	日本	日本	日本	智利	美國	日本	日本
地震規模	8.2	7.0	6.3	8.3	8.1	8.1	8.4	8.4	7.5	7.8
震央距離 (km)		48		145,129, 177	201~306	145		113(A),65(V), 161(S)	52	
港灣名稱	Yokohama	Shimizu	Shimizu	Yokkaichi, Nagoya, Osaka	Nagoya, Yokkaichi, Osaka, Uno	Kushiro	Puerto Montt, Talcuano	Anchorage, Valdez, Whittier, Seward, Kodiak	Niigata	Hachinohe, Aomori, Hakodate
噴砂痕跡		√	√	√	√	√	√	√	√	√
最大滑移量 (cm)		830	550	300~400	500	600			300	40(Hak)
傾角(deg)										
差異沉陷最大 值(cm)		160	90		30	100		500	400	60(Hak)
最大加速度 (g)					0.15				0.15	0.23 (Hac,Aom)
附註	方塊重力 式滑落			鋼鈑 3~4m 棧橋 4m	鋼鈑 3~4m 棧橋 4m		海嘯侵襲 20 世紀最大地震	邊坡滑動	鋼鈑 2m 海嘯侵襲	鋼鈑 1m (Hac) 海嘯侵襲 (Hac,Aom)

表 1-1 地震引致港灣碼頭災害案例(黃國祥，2002) (2/2)

發生時間	1973	1978	1981	1983	1985	1986	1986	1989	1990	1995	1995	1999
發生位置	日本	日本	希臘	日本	智利	希臘	臺灣	美國	菲律賓	日本	埃及	臺灣
地震規模	7.4	7.4	6.7	7.7	7.8	6.2	7.0	7.1	7.7	7.2	6.2	7.3
震央距離 (km)		120(Y)		100		12				16(P),20(R)	34	55
港灣名稱	Hanaskai, Kiritappu	Shiogama, Ishinomaki, Yuriage	Corinth	Akita	San Antonio, Valparaiso	Kalamata	Suao	Redwood, Richmond, San Francisco, Oakand	San Fernando	Kobe, Rokko Island, Port island	Nuweiba	Taichung
噴砂痕跡	√	√		√	√			√	√	√		√
最大滑移 量(cm)	120	120(Y)				15±5	50	支承樁斷裂 管線斷裂 差異沉陷		500		170
傾角 (deg)				1.6		4~5				4		2
差異沉陷 最大值 (cm)	30	30~40		100~150		20 (沉陷範圍 30~40m)				250	100	100
最大加速 度(g)				0.22						0.54(水平) 0.45(垂直)		0.1~0.2
附註	鋼鈑 2m	鋼鈑 1.2m		海嘯侵襲		方塊重力式	相對 滑移量	棧橋式	棧橋式	龜裂範圍 150m	平均沉陷 20m	龜裂範圍 150m

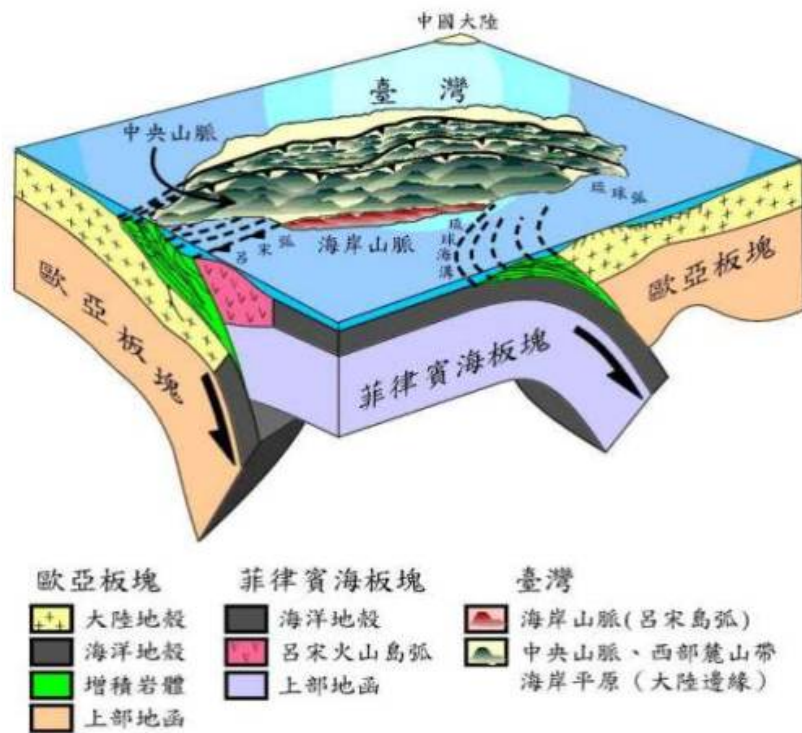


圖 1.1 臺灣三度空間地體構造（修改自 Angelier, 1986）



圖 1.2 臺中港 1 至 4A 碼頭內災損情況

圖片說明：1 至 4A 碼頭採傳統沉箱築港，集集大震時因回填砂發生液化而導致沉箱向海側下陷、滑移了 0.5~1.7m，災情慘重，碼頭內鋪面因回填砂滲漏而形成大孔洞。



圖 1.3 臺中港倉儲輸送設備災損情況

圖片說明：倉儲輸送設備因回填砂發生土壤液化及滲漏，而產生嚴重下陷及傾斜



圖 1.4 高雄港區平面圖(資料來源：高雄港務局網站)

第二章 高雄港灣地區地震潛勢之評估

本章主要以高雄港區為範圍，進行港灣地區地震潛勢之評估，分析此場址將來可能發生之地震特性與機率。了解高雄港區之地震潛勢，以及場址效應後，作為評估既有港灣構造物耐震能力、模擬地震災損之依據。而主要研究項目有：港區之鄰近測站強震歷時及場址特性資料蒐集、港區地震危害度分析、港區地震可能發生時間序列或地域分析、港區場址效應分析，以及土壤液化之危害度分析等。

本研究所採用的評估方法主要包括：機率法地震危害度分析、定值法地震危害度分析，以及場址效應分析等。另外，土壤液化之危害度也是港區受震時應關注的重點。其中場址效應分析及土壤液化之危害度評估將於期末報告再提出分析成果。

2.1 港區區域地質及場址地層特性

2.1.1 港區場址概述

高雄港（如圖2.1所示）位於臺灣的南部，經緯度位置為北緯22度36分56秒，東經120度15分45秒。擁有良好的港灣，水域面積大約為1934萬平方公尺。附近群山環繞，東有鳳山及屏東平原，北有壽山（海拔約337.86公尺），西南一帶擁有廣大的砂洲。西北隅有一小型海峽，海峽即為壽山南端及旗後山之間的缺口，寬約109公尺，與外海相通，造就出天然良港。高雄港的地質多屬於第四紀沖積層，而港區北側壽山一帶及旗後山，則是由珊瑚石灰岩所構成，極少夾雜黏土。高雄港內有高雄河流入（如圖2.2所示），因為流量不大，對於港區不會帶來大量的泥砂淤積（教育部-歷史文化學習網，2010）。

2.1.2 港區區域地質特性

在區域地質特性方面，高雄市的地層包括第三紀上新世至第四紀更新世的沈積岩與隆起珊瑚礁，以及全新世的現代沖積層等，而在更

新世以來地層未受過變動，故此區大部分為平原地形(如圖2.3所示)。臺灣大致可區分為三個主要地質區(圖2.4)：1.中央山脈地質區，2.西部麓山地質區，3.海岸山脈地質區。高雄市位處之地質區為濱海平原(沖積層)，由新生代第三紀末及第四紀之地層所組成，而在更新世以來地層未受過變動，故此區大部分為平原地形，圖2.5為高雄海岸平原航照地質圖。高雄市地層之層序列如圖2.6所示。沖積層由黏土、粉砂和礫石所組成，分布於本市之平原地區(包括氾濫平原、海岸沙丘，湖泊、沼澤和石灰洞內的沉積物)，為本市分布最廣且年代最新之地層，而高雄市除沖積層以外的地層，主要分布於半屏山、龜山、萬壽山和大坪頂地區。另外，在構造運動及斷層方面，高雄市位於臺灣西部覆瓦狀摺曲與斷層山脈的尾閭和殘餘。高雄市之構造現象有摺曲、斷層、節理、不整合等，其中摺曲包含：半屏山背斜、岡山向斜、鳳山穹隆，斷層包含：壽山斷層、右昌斷層、仁武斷層。而根據重力資料分析(Hsieh, 1970)，萬壽山至半屏山為重力高區，由此向東往屏東平原中央部份，重力值遞減，顯示高雄市地層密度較屏東平原為大(如圖2.7所示)(高雄市文獻委員會，1996)。

2.1.3 港區場址地層特性

高雄港整體地質屬沖積層之海埔地，而港區內地質又屬於潟湖及沼澤沉積環境，由於受潮汐海浪影響，四週沖積層細砂、粉土及黏土進入潟湖或沼澤即依次沉積下來，故本區地質組成主要砂、粉土質砂、砂質粉土或粉土質粘土交互而成，各層次分佈厚度變化大而極不均勻（港灣技術研究所，1998）。

在場址地層特性方面，本研究從港研中心取得108筆標準貫入試驗（SPT）鑽孔資料，詳如表2-1，孔位之分布如圖2.8所示，圖中同時標誌預定進行耐震評估之碼頭區位（對應之碼頭型式如表2-2所示）。而圖2.9為鑽孔深度分布圖，資料顯示，有半數以上（57孔）之鑽孔並無孔口高程資料；在鑽探深度方面，鑽深25～40m者佔一半以上，最深者為60公尺，並無鑽孔鑽至岩層。

針對圖2.8所示之高雄港區鑽探孔位分布圖，就各碼頭區挑選出數個孔位繪製SPT-N值、細料含量FC值，及土層分類隨深度變化之剖面圖，分別示如圖2.10~圖2.15。由剖面資料可知除了鑽孔深度變異性很大之外，地層性質變化也甚鉅；此外，部分鑽孔並無細料含量FC值資料。根據剖面分布顯示，港區土層主要為粉土質砂(SM)及低塑性粉土(ML)，偶有穿插不良級配砂(SP)及低塑性黏土(CL)。

標準貫入試驗SPT-N值，是土層性質中一個重要的參數。現將港區鑽孔之SPT-N值隨深度變化之關係，依據預定進行耐震評估之碼頭區位，彙整繪於圖2.16~圖2.21之中，因各區域土層分布變化複雜，因此並未將N值依據土壤類別加以區分。各碼頭區鑽孔SPT-N值之統計資料，包括平均值、標準偏差，以及變異係數等，詳如表2-3所示（各統計值不含 $N \geq 50$ 部分）。

接著，進一步就各碼頭區域之鑽孔深度及地下水位進行統計，求取其平均值。圖2.22~圖2.27為各區域之鑽孔深度分布圖，由圖中可知，各區鑽孔之平均深度約介於20m~37m之間。而圖2.28~圖2.33為各區之地下水位深度分布圖，平均地下水位約介於0.26m~2.84m之間；惟此處須說明的是，由於有半數以上(57孔)之鑽孔並無孔口高程資料，因此所得平均地下水位數值，僅供參考，而無法標列其水位高程。

此外，圖2.34為高雄港地震監測站場址之剪力波速剖面，圖2.35為對應之地層構造圖（賴聖耀等，2006）。圖2.34顯示，除地表下6.4m內之剪力波速較低，為189m/s外，6.4~29.6m之剪力波速增為340m/s；29.6~190m之剪力波速約介於291~390 m/s之間，呈漸增趨勢；190m至250m之剪力波速為450m/s，深度250m以上之剪力波速則增為700m/s。而由圖2.35之地層構造圖可知，此場址近地表39m內地層主要為砂土或粉土質砂，偶夾粘土；另外，地表下93~120m、130~133m、157~160m及254~260m亦有厚層砂土或砂石；除前述者外，在300m深度範圍內，則主要為厚層粘土，如地表下160~254m之粘土層，厚達94m。此剪力波速剖面及相應地層性質，將做為後續地盤反應分析之依據。

2.1.4 港區簡化土層剖面

因應後續各類碼頭耐震評估選用斷面之需，此處根據前述表2-3 之各類統計資料，利用鑽孔深度，以及SPT-N值之平均值等，初步擬定六個碼頭之簡化土層剖面，圖2.36為各簡化土層剖面所在區域之示意圖，而表2-4為各碼頭區簡化土層剖面之相關數據資料（註：地下水位深度僅供參考）。圖2.37~圖2.42分別為2~7號碼頭（蓬萊商港區）、48~53號碼頭（第一貨櫃儲運中心）、63~66號碼頭（第二貨櫃儲運中心）、71號碼頭（第三貨櫃儲運中心）、77號碼頭（第五貨櫃儲運中心），以及119~121號碼頭（第四貨櫃儲運中心）之簡化土層剖面圖。剖面圖中之數據，係取碼頭範圍本身，再多考慮其左右兩側相鄰碼頭各1孔的鑽孔資料，加以統計推估。由於原始鑽孔資料有半數沒有鑽孔高程，因此此處假設地表高程與海平面高程相同；而由於地下水位數值僅供參考，所以並未標示於簡化土層剖面上，分析時，若以保守側考量，可將水位面逕假設位於地表面上（即與海平面高程相同）。另外，因所有鑽孔皆未鑽達岩盤，因此簡化土層剖面中最下層之土層僅為示意土層，所以並未標示相關參數(如深度、SPT-N值...等)。

2.2 港區地震危害度分析

地震危害度分析方法概分為機率分析法（PSHA）及定值分析法（DSHA）。機率分析法乃將港灣附近（例如 200 公里範圍內）的可能地震震源均列入分析並分別建立其機率分布模型，分析結果以危害度曲線來表現；定值分析法則是針對特定的震源對象如活動斷層，評估最大可能地震，並以其為模擬地震進行分析，決定對港區可能引致的地表運動參數值。

本節主要針對港區進行地震危害度分析，評估港區將來可能發生之地震特性與機率。藉由地震潛勢的評估結果，提供港區未來進行後續設備擴充時，於耐震設計中地震參數之擬定、地震震害分析及土壤液化評估等之參考。

2.2.1 港灣附近地質、斷層與地震活動

港區位於位於臺灣西南海岸，扼臺灣海峽與巴士海峽交匯之要衝，地表面屬於河岸堆積之軟弱沖積土，高雄港地層之上層為現代沖積層，主要由泥、粉土、砂組成。鄰近港區之環境概況如圖 2.43 所示。圖中除地形外，同時繪出臺灣地區自 1900 年來地震規模在 $M_L 4.5$ 以上的地震震央分佈，顯示港區附近的地震多數為臺灣東北部板塊交界之隱沒帶的地震。

本分析以位於高雄港附近的中央氣象局 KAUP 測站，作為地震危害度分析時港區的代表座標（經度 120.31° 、緯度 22.56° ）。圖 2.43 中亦繪出港區位置與附近活動斷層之分佈（林啟文等人，2009），圖中顯示距離高雄港區約 30 公里之活動斷層共有三條，包括旗山斷層（距離約 18.94 公里）、小崗山斷層（距離約 27.97 公里）及、潮州斷層（距離約 30.02 公里），除旗山斷層屬於第一類活動斷層外，其餘兩條為第二類活動斷層。自 2007 年開始，中央地調所針對臺灣活動斷層調查結果公布了一系列的成果報告，針對此三條活動斷層之地質特性及活動特性，節錄說明如下(林啟文等，2009)：

旗山斷層：為逆移斷層，呈東北走向，長約 30 公里，由鑽井資料顯示為高角度向東傾斜，約 70-80 度（徐慶雲，1975）。斷層由高雄縣旗山鎮，向南延伸至高雄縣仁武鄉，長約 30 公里。旗山斷層由主斷層與多條分支斷層構成變形帶，寬度約 40 至 400 公尺之間，斷層截切年代 $7,189 \pm 160$ 年的沉積層，指示近期有活動紀錄（林啟文等，2009）。GPS 測量結果顯示現今的旗山斷層兩側斷盤約每年有 10 毫米以上的壓縮量，以及 10 毫米的右移分量。

小崗山斷層：可能為逆移斷層，成北北東走向，由高雄縣阿蓮鄉南蓮村向南延伸至燕巢鄉瓊林村（Sun，1964），長約 8 公里。徐鐵良與張憲卿（Hsu and Chang，1979）推測在小崗山及阿蓮間為一逆斷層所造成的斷層線崖，東側為上衝斷塊，可能仍在活動。陳文山等（2009）由小崗山斷層附近所鑽取的 4 口岩芯分析其碳十四年代、古環境與埋

藏深度的結果估算，由淺層震測剖面解釋，推估主斷層面的傾角約 45° ，以此估算小崗山斷層的淨滑移速率為 5.7 ± 1.4 公厘/年。小崗山斷層原本被列為存疑性活動斷層，但由岩層截切年代分析，仍具有活動的潛勢，可能截切晚期更新世地層，暫列第二類活動斷層。

潮州斷層：為逆移斷層兼具左移性質，呈南北走向。斷層可以分為 2 段：北段由高雄縣六龜鄉寶來村向南延伸至屏東縣三地門鄉大津村，長約 28 公里，南段由大津村向南延伸至枋寮鄉加祿村，長約 61 公里 (Tomita, 1955)，總長約 89 公里。謝世雄 (Hsieh, 1970) 由重力異常資料指出屏東平原東緣的重力梯度甚陡，由屏東平原的重力低值區陡升至中央山脈的高值區，推測有一向東傾斜 $75-80^{\circ}$ 的高傾角逆斷層，層位落差超過 1,000 公尺，並在下盤造成數個階狀斷層。由地形研判潮州斷層在更新世晚期有活動，改列為第二類活動斷層。

由第一類活動斷層的古地震調查研究(陳文山等, 2005)發現，活動斷層的地震活動多屬於再現期可預測模型(time-predictable model)的特徵地震，其地震發生率會時間不同而異。由於此三條斷層上一次發生時間並不明確，故本分析針對此三條斷層對港區之影響，以採用 Poisson 模式考量其可能的發生機率至地震危害度分析中。

2.2.2 地震危害度參數

地震危害度機率分析(Probabilistic Seismic Hazard Analysis, PSHA)的目的乃在建立工址某一地震參數(PGA、PGV、PGD, S_a 、 S_v 、 S_d ... 等)的年超越機率曲線，即危害度曲線(hazard curve)。選定某一特定之年超越機率(例如 0.21%)可求出工址在危害度曲線所對應之地震參數(例如 PGA)做為耐震設計參數。地震危害度分析是一個複雜的機率分析過程，傳統的分析所用的模式眾多，本分析沿用工程上常用的平穩態 Poisson 模式配合斷層斷裂模式進行 SHA。

假設某一地震現象(例如工址地震動 $Y > y$)的年平均發生率為 λ ，且地震的發生在時間上互為獨立事件，則 T 年內發生 k 次此地震現象假設為包生過程(Poisson Process)，其機率可表為

$$P(k) = \frac{e^{-\lambda T} (\lambda T)^k}{k!}; k = 0, 1, 2 \dots \dots \dots (2.1)$$

因此 T 年內發生此事件一次以上的超越機率為

$$P(k | k \geq 1) = 1 - e^{-\lambda T} \dots \dots \dots (2.2)$$

其中為 $e^{-\lambda T}$ 不發生此事件的機率。

假設在某地區(震區)發生地震 E_i 的機率為 $P[E_i]$ ，其引致工址地震動 $Y > y$ 的機率可表為

$$p[Y > y] = P[Y > y | E_i] \cdot P[E_i] \dots \dots \dots (2.3)$$

則工址地震動 $Y > y$ 的年平均發生率 λ 為所有影響震源區之總合，可表為

$$\begin{aligned} \lambda &= P[Y > y]_{1 \text{ year}} \\ &= \sum_{i=1}^n \left\{ \int_{m_o}^{m_u} P[Y > y | E_{i,m}] f_M(m) dm \right\} \cdot v_i \dots \dots \dots (2.4) \end{aligned}$$

其中 n 為震源區數目， v_i 為第 i 個震源地震規模大於等於 m_0 的年平均發生率。 $\{\dots\}_i$ 表示在震源 i 發生一次地震造成工址地震動 $Y > y$ 的機率。 $f_M(m)$ 為地震規模之機率密度函數，可由震區之地震資料迴歸分析而獲得； m_o 、 m_u 則分別為規模之下、上限。 $E_{i,m}$ 表示在震源 i 發生一規模為 m 的地震， $P[\dots]$ 則為在 $E_{i,m}$ 的情況下致使工址發生地震動 $Y > y$ 之機率。地震危害度分析之理論與考慮的參數說明於附錄 A。

由於地震發生在時、空分布上具有高度的不確定性，因此地震危害度分析必須建立地震特性的統計模型，所需考慮之參數與因素相當多且複雜，除了附錄 A 針對臺灣地區地震危害度分析所做的概要說明外，以下針對幾個重要的影響因子與參數做進一步詳細說明：

2.2.2.1 地震目錄

地震危害度分析時最重要之要素之一的地震目錄，本研究採用之

地震資料庫主要來自於臺灣地區範圍東經 119 度~123 度，北緯 21 度~26 度的區域內所記錄到之地震，為中央氣象局所收錄 1900 年至 2010 年 9 月之地震，震央分佈如圖 2.44 所示，圖中亦比較不同震源分區與地震分佈狀況，其中 2010 年 3 月 4 日所發生之 M_L 6.4 的甲仙地震亦在本分析目錄中。

臺灣地區的地震目錄隨著不同時期的儀器佈設密度與精度不同，地震目錄的完整性可能不一致，隨著地震記錄儀器的進步與定位方法之精進，在 1973 年之前的地震也經由專家學者重新定位並統一規模為芮氏規模 M_L ，大大提升地震目錄之可靠度。本分析採用中央氣象局委託清雲科技大學鄭世楠博士於近年來重新整理之地震目錄應用於機率法之地震危害度分析中，並採用規模大於 4.5 以上之地震，原因在於一般工程上規模小於 4.5 的地震並不會引起震災。

2.2.2.2 震源模型

在地震危害度分析模式中，必須配合衰減律之定義，計算震源或斷層面到工址的最近距離。因此，震源破裂之形式將會影響地震危害度分析結果，必須以適當的數學模式來模擬。機率法之地震危害度分析以一般性區域震源及特徵地震模式考慮各鄰近斷層之危害度疊加建立地震危害度曲線。其中一般性區域震源部分，對於震源深度大於 35 公里的深層地震以點震源模擬，淺層地震則以位置及方向均不確定的線震源模擬(TYPE III 震源)。對於中央地質調查所發布的第一類活動斷層之地震特性，以其地表破裂線為斷層位置，將震源型態分為與斷層相關之區域地震，其規模較小，且不會造成地表錯動(破裂)的地震，以 TYPE I 線震源模擬，震源深度設定為 0 至 20 公里均勻分布，此類型之地震活動可利用地震規模與再現頻率關係(G-R Law)加以模擬；另一震源型態為特徵地震(Characteristic Earthquake)，屬於會造成地表錯動或破裂的活動斷層地震，其地震活動符合地震規模與回歸期可預期(Magnitude and Time Predictable)的模型，如車籠埔斷層等第一類活動斷層所引起之斷層地震。

大規模特徵地震模式需要地震規模與再現期之資料，採用 Wells and Coppersmith(1994)之建議，其特徵地震規模之範圍設為 0.5。而其發生率則依據地震活動資料之完整性與可靠度做不同考量，分別採用普桑(Poisson)模型與時間可預測(Time predictable)模型。前者只需平均之地震再現期(回歸期)，後者除地震再現期，尚須明確定義最後一次大規模地震之時間。若調查資料可以指出上次大規模地震之明確時間，採用時間可預測模型，若缺乏可供參考的上次大規模地震之時間，則採用普桑(Poisson)模型。高雄港區所鄰近的活動斷層則屬於後者，並無明確的證據指出其上次大規模地震之時間，因此均採用普桑(Poisson)模型。

本分析進行地震危害度分析時，針對旗山斷層、小崗山斷層、潮州斷層之活動度可由兩個部分構成：

- (1) 旗山斷層：(i)上限地震規模(m_u)設為 6.8，規模小於 6.8 的地震活動模型符合 G-R 關係式模型，以 TYPE I 震源模擬；(ii)時間相依特徵地震範圍則以規模 M_L 6.8 至 7.3 模擬，發生機率採 Poisson 模式假設地震為獨立發生，故其平均年發生率採用 $1/2000=0.0005$ 。
- (2) 小崗山斷層：(i)上限地震規模(m_u)設為 6.2，規模小於 6.2 的地震活動模型符合 G-R 關係式模型，以 TYPE I 震源模擬；(ii)時間相依特徵地震範圍則以規模 M_L 6.2 至 6.7 模擬，發生機率採 Poisson 模式假設地震為獨立發生，故其平均年發生率採用 $1/2000=0.0005$ 。
- (3) 潮州斷層：(i)上限地震規模(m_u)設為 7.1，規模小於 7.1 的地震活動模型符合 G-R 關係式模型，以 TYPE I 震源模擬；(ii)時間相依特徵地震範圍則以規模 M_L 7.1 至 7.6 模擬，發生機率採 Poisson 模式假設地震為獨立發生，故其平均年發生率採用 $1/2000=0.0005$ 。

2.2.2.3 震源分區

由於臺灣位於前述的複雜板塊構造環境下，地震多且分布亦相當複雜。為能合理的反映區域地震在時、空分布的特性，必須配合地質構造、

地體構造模式及過去發生在臺灣地區的地震資料綜合研判，將地震震源加以分區。常見的地震震源分區多應用於重大公共建設，主要分區可參考 NCREE(2004)之相關報告。根據震源分區，對各分區分別建立 SHA 模式之參數，而活動斷層則另以特徵地震加以考慮，不受以上分區之限制，各活動斷層之震源參數仍參考所在震源區參數加以調整。

港區位於臺灣南部，本分析對於震源分區採用 ZB 及 ZD，模型如圖 2.44 所示，圖中亦比較臺灣地區發生規模大於 4.5 以上的地震活動分佈。震源分區 ZB 與 ZD 對於子分區之劃分，乃考慮臺灣地區地質構造、地體構造模式及過去 100 多年來發生的地震資料綜合研判而產生。兩震源分區於臺灣東部地區皆使用相同之子分區，唯在臺灣西部，震源分區 ZD 採用大範圍之劃分，而震源分區 ZB 則較為細分。港區所在位置分別位於 BS14 及 DS11 中。

2.2.2.4 地震規模與再現頻率及上限規模

地震規模與再現頻率關係式，簡稱為 G-R 關係式，其一般形式為

$$\log N(m) = a - bm \dots\dots\dots (2.5)$$

其中 m 表地震規模， $N(m)$ 為地震規模大於等於 m 之地震發生次數， a 及 b 為常係數可由回歸分析而得。所採用之規模為大於 $M_L 4.5$ 以上之地震。在回歸分析 b 值時，採用最小二乘法(Least-Square Method)，因其對大規模地震發生機率之描述較佳，且大規模地震對危害度之貢獻影響較大。根據各震源分區之子震源分區與地震紀錄，對式(2.5)回歸分析出震源分區 ZB 及 ZD 中各子震源分區之地震規模與再現頻率關係，結果如圖 2.45 所列，各係數中包括該子震源分區中所紀錄之最大歷史地震規模。

由實際地震紀錄發現，式(2.5)所得之地震規模與再現頻率之關係式，有一定之適用規模範圍，通常對地震規模小於某一下限值 m_0 或大於某一上限值 m_u ，式(2.5)均不適用，會有高估地震發生率之現象。因此式(2.5)必須限制於 m_0 及 m_u 範圍內，而規模之上下限值隨各個震源區

之地震特性而不同。要決定地震規模下限值 m_0 常受限資料的可靠性而須配合工程判斷及敏感度分析加以決定。在工程上，規模小於 4.5 的地震並不會引起震災，且由敏感度分析確知規模小於 4.5 之地震對危害度之貢獻量極微，因此定 $m_0 = 4.5$ 。

地震規模上限與該子震源區所能累積之最大能量有關。對某特定震源區，一個地震所釋放的上限能量(E_{max})與地殼構造有關可由累積變形能量釋放圖估計。假設在一個區域總能量的累積與釋放率維持定值，而且觀察的期間長到可以平均掉短期波動。能量之估計如下式

$$\log E = 12.66 + 1.4 M_L \dots\dots\dots (2.6)$$

此式僅用於規模與能量之轉換，待得其上限累積能量後，再逆算得其上限規模。在危害度分析時，為考慮可能有些再現頻率極低之大規模地震並未在紀錄之資料期間中發生，可以考慮本法所估計之上限規模有某一統計上的偏差量，以適當的機率分布函數考慮規模上限的可能誤差。根據地震能量釋放率之假設，計算兩分區中之上限規模 m_u 。各震源分區所計算的最大上限規模 $M_{u,c}$ 與所記錄到的最大規模 $M_{u,r}$ ，如圖 2.45 中所列。

對震源分區 ZB 而言，高雄港位置所在的 BS14 子分區，由該子分區範圍中所涵蓋的地震數量，經式(2.6)所計算出的上限規模 $m_u = 5.87$ ，遠小於鄰近的區域。由臺灣地體構造來看，BS14 與 BS15 之位置同屬於歐亞板塊向東隱沒至菲律賓海板塊之下，地震特性應為相同。若分析時子分區 BS14 採用 $m_u = 5.87$ 作為上限規模，會低估工址之地震危害度。因此針對高雄港所在位置，本分析將 BS14 及 BS15 合併，視為一個大範圍的子分區，採用該涵蓋區域內所分析的上限規模及 G-R 關係之結果，如圖 2.46，其上限規模為 $m_u = 6.9$ 。圖 2.47 針對分析工址所在子分區考量不同地震發生率模型進行比較，結果顯示將 BS14 及 BS15 合併後(Case 1)之分析結果，會接近將 BS14 子分區之 m_u 設定為 2010 年高雄甲仙地震的規模 6.4(Case 2)。由分析結果顯示針對高雄港所在位置之 BS14 子分區，考慮採用合併的作法可合理的反應工址附近之地震發生特性。

2.2.2.5 地震發生率

進行機率法分析時，除採用震源分區以 G-R 關係統計各子分區內之地震發生率外，同時將臺灣地區均勻切割為每一 $0.25^\circ \times 0.25^\circ$ 網格，並將地震發生率分配於每一網格中，將網格內之地震均視為發生在方格的中央，以模擬地震發生的空間分佈特性。對於各子震源區之地震發生率的分配有兩種考量方式：一為依據面積比例平均分配地震發生率於每個網格，此模式反映過去一百年未發生地震的地方在未來仍有可能發生地震；二是根據每個網格內實際規模大於 4.5 之地震數目，比例分配每個子震源區之地震發生率，模擬未來地震會依據過去地震發生的特性而發生。簡言之，方法二較能反映過去百年來的地震特性，但是因為一百年的記錄時間仍不足以反映地震發生的所有可能性，地震仍可能發生在以前未發生過的地方，而方法一正好可以適度的考慮到這種可能性。因此本分析針對本工址之地震危害度，將同時考慮兩種地震發生率的考量模型，以反映地震之空間分布的不均勻性。

2.2.2.6 地震動衰減律

一般地震危害度分析多以堅硬地盤衰減律為基礎進行分析，獲得設計所需之基本參數。本分析參考之地震動衰減律，於建立時主要使用中央氣象局堅硬地盤測站所記錄的臺灣地區地震資料，能恰當應用於各類相關分析。該衰減律回歸分析的地震資料庫，選用 $M_L \geq 5.0$ 以上可反映臺灣地區地震特性之淺源地震（震源深度 = 0-35 公里），其中包括 921 主震及多筆餘震資料。除了 921 主震採用地表斷層距離外，其餘地震均採用震源距離。本分析所使用之 PGA 衰減律如式(2.7)，其標準偏差值約在 0.75 左右(Jean et al., 2006)。

$$PGA(g) = 0.00284 \times e^{1.73306M} \left[R + 0.09994 \times e^{(0.77185M)} \right]^{-2.06392} \dots\dots\dots (2.7)$$

其中 M 為芮氏規模，R 為震源距離。此地震動衰減律與分析資料庫中實際地震紀錄之比較如圖 2.48 所示。這些係數代表臺灣地區堅硬地盤的地震動平均衰減特性。

2.2.3 地震危害度曲線

本分析考慮了二個震源分區(ZB、ZD)、二種地震發生率的考量方式，地震動衰減律等重要參數與模型，可產生 4 條地震危害度曲線(Expect Curve)，如圖 2.49 所示。圖中顯示由採用震源分區 ZD 並採平均發生率模型的分析結果為最高，主要因為港區所在位置的 DS11 子分區屬於大分區，同時涵蓋歐亞大陸板塊之隱沒帶，以地震均勻分佈之假設提高了地震活動相對低的區域，也顯示該區域之分界較不恰當。因此，由該參數分析所得之結果將給最小的權重於後續分析中。

另外，在地震危害度分析的程序中，因為採用不同地震模型及估算模型，不確定性可分為：(1)資料的不確定性：來自於地震目錄及其地震發生率的統計分析，以及地震動衰減律模型與地震資料的偏差特性；(2)統計的不確定性：對於各項參數及分析模型的可信度會影響最終之危害度曲線。在分析過程中，針對資料離散的不確定性，以地震動衰減律的不確定性影響最大，地震危害度分析一般採用地震動衰減律的中值(Median Value)進行分析，多可能低估其地震危害度。為考量其影響，通常以對數機率密度分佈 (Log-Normal distribution) 模擬由地震動衰減律所帶來的資料離散性（圖 2.50）對於地震危害度曲線之影響。

2.2.3.1 堅硬地盤適用之地震危害度曲線

針對高雄港區之最終地震危害度曲線，以採權重方式獲得平均地震危害度曲線 (Mean Curve)，如圖 2.51。圖中分別繪出由地震動衰減律之中值及分別考量 $\pm 1\sigma$ 、 $\pm 2\sigma$ 資料離散性的期望值所建立的地震危害度曲線，由不同回歸期所對應之 PGA 值如表 2-6 所列。高雄港區範圍涵蓋高雄市部分區域，以現行 2005 年建物耐震設計規範，高雄港區域之 475 年回歸期耐震設計所需之有效地表加速度(EPA)值最低為 0.24 g，最高為 0.28g，為堅硬地盤之設計參考值，即對應目前港灣設計規範中之地震乙區設計值。比較結果顯示，475 年回歸期中規範之設計地震值會較本分析結果保守。由於規範制訂時，為符合大部分工址，使

用比例尺較大之均佈危害反應譜參數分佈圖，部分地區之設計基準因此而提高或降低，且為保守計，亦考慮了 $\pm 1\sigma \sim \pm 2\sigma$ 的均佈危害反應譜參數為設計地震。

本分析結果適用於工址堅硬地盤處所適用，後續進行場址相關分析時，如有需要應配合本工址之場址放大因子，以獲得考量地盤特性之地表加速度值。

2.2.3.2 地表面處適用之地震危害度曲線

由實際觀測之地震紀錄分析發現地震動之大小除了受到局部地盤效應之影響，工址附近之地形(或區域大地構造)亦對地震動之大小有明顯影響。高雄港灣地區因鄰近臺灣西南海岸，多為現代沖積層，存在地盤放大效應。為得到反應高雄港灣場址特性之地震危害度曲線，本分析經由中央氣象局所設置密度極高的強震網，蒐集工址鄰近之中央氣象局強地動觀測網(TSMIP)之歷年所有地震資料，建立與場址特性相依之地震動衰減律，進行地震危害度分析程序，以獲得高雄港區地表處之地震危害度曲線。

為建立高雄港適用之場址相依地震動衰減律，本分析蒐集鄰近港區的氣象局測站地震記錄，與堅硬地盤衰減律計算值進行比較，以探討地盤放大的特性。表 2-5 列出鄰近港區約 10 公里，與港區之相對位置如圖 2.52 所示。將此些測站歷年所記錄之實際地震動值，篩選規模 5.0 以上且 $PGA > 30gal$ 以上之地震紀錄，建立分析資料庫，採用之地震震央分佈如圖 2.52 所示。回歸分析時，將式(2.7)的堅硬地盤衰減律參數為初始值，以分析資料庫之地震紀錄重新進行回歸分析，建立考量場址效應之地震動衰減律，分析結果如式(2.8)：

$$PGA(g) = 0.02290 \times e^{1.704344M} \left[R + 0.20074 \times e^{(0.817108M)} \right]^{-2.08583} \dots\dots\dots (2.8)$$

其標準偏差($\sigma \ln Err$)S 為 0.3604，與資料點之比較如圖 2.53。圖 2.53(a)中亦將衰減律結果與分析資料進行比較，結果顯示區域的地震資料與場址相依之地震動衰減律有很好的擬合度。圖中亦與堅硬地盤衰

減律及實際 921 地震紀錄進行比較，顯示場址相依之地震動衰減律於長距離處反應區域場址效應。圖 2.53(b)亦將場址相依地震動衰減律的估算值與區域資料依式(2.8)計算偏差值。結果顯示此衰減律可代表港區之區域地質特性，並直接涵蓋其場址放大特性。

由相同的地震危害度分析考量程序，並以場址相依之地震動衰減律，同樣可獲得 4 條地震危害度曲線，以採權重方式獲得平均地震危害度曲線 (Mean Curve)，如圖 2.54。圖中分別繪出由場址相依之地震動衰減律之中值及分別考量 $\pm 1\sigma$ 、 $\pm 2\sigma$ 資料離散性的期望值所建立的地震危害度曲線。

2.2.3.3 分析結果比較

本研究分別就堅硬地盤衰減律及場址相依之地盤衰減律依據地震危害度分析程序，獲得高雄港區之設計地震需求加速度值，本報告配合圖 2.52 及圖 2.54 中所建立的高雄港區之地震危害度曲線，分別以回歸期 75 年、475 年及 2500 年為參考，將其所對應之 PGA 地震動值列於表 2-6 中，提供既有港灣設施之耐震檢討參考依據。其中，在 475 年回歸期之分析結果(考量了衰減律 1σ 之不確定性修正)分別為 0.21g 及 0.34g。將 PSHA 分析結果與現行建物規範進行比較如表 2-7 所示，現行規範的設計值 0.24g 在考量場址放大因子後與本分析以場址相依之地震動衰減律進行 PSHA 分析結果近似，其中 PGA 值與 EPA 值一般存在 10~15%的誤差。

2.2.4 參數拆解分析

耐震設計地震或防災規劃之模擬地震，必須考慮地震危害潛勢，為能確實反映不同工址的地震危害度的影響，必須根據工址地震危害度參數拆解分析得到對應設計回歸期的控制地震，以建築耐震設計規範而言，必須由地震危害度參數拆解分析，計算工址 475 年回歸期及 2500 年回歸期的控制地震(以地震規模及距離來表示)。尤其，對於像土壤液化評估等研究，由於土壤液化的機率，除了工址的土壤特性條

件外，同時與地震外力的 PGA 及規模 M 有關。土壤液化評估無法以單一地震動參數如 PGA 來建立易損性曲線，而地震規模 M 的訊息又在地震危害度分析過程中被消除，這在工程實務上造成極大的困擾。參數拆解分析之結果可以作為模擬地震應用於液化評估等耐震設計或防災規劃。

美國核能委員會(US-NRC)1997 年出版的核能法規 NRC/RG1.165 提出一個決定最具威脅潛勢的模擬地震的程序，透過對均布危害度反應譜的參數拆解直接將最具威脅潛勢的模擬地震反應譜算出，以此為控制地震，此一程序值得推廣應用於地區防災規劃及震害相關災損評估時決定模擬地震。建立設計規劃使用的模擬地震或控制地震的主要分析分析步驟如下說明(USNRC, 1977，詳細程序如附錄 A 所述)：

- (1) 對臺灣地區各個震源區進行震源參數分析，建立震源地震活動特性的機率密度函數與發生率。
- (2) 對指定工址分別建立其地震動參數 PGA 值、短週期反應譜值、長週期反應譜值之地震危害度曲線。
- (3) 依需要選定 475 年、2500 年或針對各種回歸期，對地震動參數分別進行地震危害度參數拆解分析。分別計算不同地震規模區間與距離區間之震源對危害度之超越機率(或年平均發生次數)之貢獻量，以 H_{mr} 表示，其中 m 、 r 分別表示特定的地震規模區間 Δ_m 及距離區間 Δ_r 之組合。 H_{mr} 可以二維矩陣或列表的方式呈現。
- (4) 計算各種(m 、 r)組合成之震源對總危害度(超越機率)的相對貢獻度

$$P_{mr} = \frac{H_{mr}}{\sum_m \sum_r H_{mr}} \dots\dots\dots (2-9)$$

- (5) 計算工址的關鍵性震源。分析結果以(M_c, R_c)的組合呈現，並將其年發生率或其對危害度的貢獻量算出。

$$M_c = \sum_m \bar{m} \cdot \sum_r P_{mr} \dots\dots\dots (2-10)$$

$$Ln(R)_c = \sum_r Ln(\bar{r}) \cdot \sum_m P_{mr} \dots\dots\dots (2-11)$$

其中， $\bar{m}$ 及 $\bar{r}$ 分別為 m 、 r 區間值的代表值。

NRC/RG1.165 建議地震危害度參數拆解分析時的地震規模區間與距離區間分別選用 $\Delta_m = 0.5$ 及 $\Delta_r = 15 \sim 50$ 公里。然而，液化評估對於地震規模與地震動 PGA 值相當敏感，必須選用更小的區間值，才能有足夠的精度，故本分析在大規模範圍採用 0.25 的區間進行拆解。另一方面，在距離的部分，不再設定距離的區間 Δ_r ，而直接對各個已經離散化過的子震源 s 進行分析，計算各子震源的各規模區間的地震危害度貢獻量。式(2-9)至(2-11)相關的下標 r 均改寫成 s 即可，對所有子震源 s 分別計算。亦即，式(2-10)及式(2-11)改為

$$M_c = \sum_m \bar{m} \cdot \sum_s P_{ms} \dots\dots\dots (2-12)$$

$$Ln(R)_c = \sum_s Ln(r) \cdot \sum_m P_{ms} \dots\dots\dots (2-13)$$

其中 r 為子震源 s 對工址的距離，而 $\bar{m}$ 仍可由式(2-10)計算，以取代 NRC/RG1.165 建議的中心值，可獲得更精確的結果，以避免分析時，在較長回歸期區間無法真實反映大規模地震的危害度貢獻的情況(簡文郁等，2005)。一般而言，地震危害度主要受近距離大規模地震控制，因此，控制地震規模會隨著回歸期增加(PGA 會增大)而增大。以臺灣地區的地震危害度參數拆解分析來看，控制地震規模在回歸期大於 500 年或 1000 年以後的變化即不明顯，亦即地震規模已趨於鄰近震源區的上限規模值，隨工址位置而變。

在本分析所得之地震危害度曲線中，以考量震源分區 ZD 及對於地震發生率以地震分佈給於權重之考量方式所得之地震危害度曲線，最為接近平均結果。因此，以此地震危害度曲線為參考，經由上述步驟拆解高雄港區分別在 475 年及 2500 年回歸期所得最具地震潛勢之震源

M_c ，提供堅硬地盤及地表面處之結果。兩者結果多為旗山斷層附近之地震所控制，規模為 $M_L 6.8 \sim M_L 6.9$ 左右，分析結果分別如圖 2.55 所示。結果可供防救災應用規劃所需。

2.2.5 定值法分析

機率式地震危害度分析將工址附近之可能地震源對工址之影響加總，而得到危害度曲線，作為研擬設計地震之參考。為了解地震危害主要之震源，可透過地震危害參數拆解分析程序，評估最具潛勢地震源，以作為控制地震及篩選設計用輸入地震歷時之參考。對於工址附近之活動斷層亦常佐以定值分析法評估特定活斷層對工址之影響。

高雄港區 30 公里內鄰近之活動斷層共有三條，包括旗山斷層（距離約 18.94 公里）、小崗山斷層（距離約 27.97 公里）及潮州斷層（距離約 30.02 公里），除旗山斷層屬於第一類活動斷層外，其餘兩條為第二類活動斷層。在中央地調所的斷層分類上屬於第二類活斷層，其地震潛勢雖遠低於第一類活斷層，但仍無法排除其發生地震之可能性。因此，進行地震危害度分析時除以機率法(PSHA)適度考量其地震潛勢外，實務上，也將活動斷層設為可能之控制地震，以定值法(DSHA)評估其對設計地震之影響。

為考量三條活動斷層對工址之可能影響，本節以定值分析法評估其對工址設計地震之影響。由斷層長度與規模之關係式評估活動斷層之最可能地震規模，考慮地震動衰減律，評估結果可作為耐震設計之參考。由 2.2.1 節中整理了中央地質調查所對旗山斷層、小崗山斷層及潮州斷層最新之調查報告（林啟文等，2009），其斷層長度分別為 30 公里、8 公里及 89 公里。由 Wells and Coppersmith(1994)的斷層破裂的長度與地震規模之關係，可計算出各活動斷層一旦錯動，可能引發的地震規模大小。逆斷層之關係式如下式

$$M_w = 5.00 + 1.22 \times \log_{10}(L), \sigma = 0.28 \quad \dots\dots\dots(2.14)$$

地震規模 M_w 與 M_L 之間的轉換關係則根據 Lin et al. (2008) 以

Harvard Centroid Moment Tensor 的資料庫(Harvard CMT)中所定義的震矩規模(Mw-HVD)，與中央氣象局所定義的芮氏規模資料庫建立之轉換關係。

$$M_w = 7.2 - \log[10^{7.2} \times \frac{e^{-\beta \times M_L} - e^{-\beta \times 7.51}}{1 - e^{-\beta \times 7.51}}], \beta = 0.955 \times \ln(10) \dots\dots\dots (2.15)$$

為比較 Wells and Coppersmith(1994)的斷層破裂的長度與地震規模之關係應用於臺灣地區之合理性，以 921 地震為例，實際發生之地震規模為 $M_L 7.3$ (USGS: $M_w 7.6$)，而車籠埔斷層長度約 92 公里。將斷層長度依兩式進行規模估算，結果如下：

斷層名稱	斷層型態	斷層長度 (公里)	Mw (Wells et al., 1994)	M_L (Lin et al., 2009)
車籠埔斷層	逆移斷層	92	7.47	7.3

由上表結果顯示 Wells and Coppersmith(1994)之評估結果，與 921 實際發生地震之規模相當，顯示此關係應用於臺灣地區活動斷層之地震規模估算應屬合理。

針對各活動斷層之地震潛勢規模估算，由斷層長度依式(2.14)進行估算，經式(2.14)轉換為 M_L 。由估算及轉換所得旗山斷層、小崗山斷層及潮州斷層之可能地震規模分別為 $M_L 7.0$ 、 $M_L 6.4$ 及 $M_L 7.3$ ，本結果同時應用至機率式地震危害度分析中。將規模及斷層距離套用至堅硬地盤與場址相依之地震動衰減律中，三條斷層錯動可能引發之地震動值如表 2-8 所列。

2.2.5 小結

本分析詳細分析高雄港區附近之地震與斷層資料並進行地震危害度分析，初步獲致以下成果。

在機率分析法中，除一般基本假設外，針對高雄港區主要考量二

個地震震源分區 (ZB、ZD)，兩種地震發生率之模式，給於權重，進而產生最終之地震危害度曲線。分析中並針對代表堅硬地盤及地表面處之地震動衰減律，分別獲得平均之地震危害度曲線。並建議取用考量 $\pm 1\sigma$ 資料離散性的期望值，所產生之平均地震危害度曲線。由建議之地震危害度曲線，475 年及 2500 年回歸期所對應之地震動值，在堅硬地盤處之地震動值為 0.21g 及 0.37g，地表面處為 0.34g 及 0.45g。

高雄港區之地震潛勢，在地震危害度分析結果中顯示，多由旗山斷層及其附近之地震所控制。經由參數拆解分析，獲得 475 年及 2500 年回歸期之控制地震規模分別為 $M_L 6.8 \sim M_L 6.9$ 。

本分析以定值法分析評估工址鄰近之旗山斷層、小崗山斷層及潮州等斷層對於港區可能之地震危害。依據中央地調所近期的調查資料公布之活動斷層長度，由估算及轉換所得旗山斷層、小崗山斷層及潮州斷層之可能地震規模分別為 $M_L 7.0$ 、 $M_L 6.4$ 及 $M_L 7.3$ 。套用至堅硬地盤與場址相依之地震動衰減律中，三條斷層錯動可能引發之地震動值如表 2-8 所列。

2.3 高雄港區地震可能發生時間序列與規模分析

本報告主要針對高雄港地區（高雄港半徑 75km 的範圍，其經緯度為 N21.86~23.36，E119.52~121.02），利用灰色系統理論與模糊數學進行分析，以臺灣南部地區四百年地震規模 ≥ 5.5 的地震目錄（1,604 年~2,010 年）為基礎，進行時間與規模的預測分析。

2.3.1 歷史地震目錄及旗山斷層

根據以中研院地球所所整理的歷史地震目錄為主的所有歷史地震目錄的資料，本團隊整理出提供後續分析利用的歷史地震目錄如表 2-9 所示。臺灣南部地區的歷史地震目錄雖然可以上塑至 1,600 年左右，但若縮小範圍到高雄港地區而言，地震紀錄年限最早的是 1,655 年的 $M 5.5$ 。因此，實際分析的歷史地震目錄是由 1,655 年至 2,010 年。

由此地震目錄來看，350 年內，平均大約每 50 年（1660、1710、1760、1810、1860、1910、1960、2010），高雄港地區會發生規模 6.5 以上的強震一次（實際上是：1661、1736、1862、1923、1926、1927、1930、1972、1999）。由頻次與規模的潛勢看來都是相當高的。

高雄旗山斷層出露於高雄縣三民鄉的民族山區向南延伸，經杉林鄉東側、旗山鎮南側。旗山斷層是順著大社仁武平原與丘陵交界附近往南延伸於東側，為逆移斷層。活動形式為逆滑兼具左滑性質，屬第一類活動斷層。斷層位置分布如圖 2.56 所示。

2.3.2 預測模式分析

本節主要採用的是 GM(1,1)灰預測模式和灰色模糊預測模型，其基本原理說明如下：

1. GM(1,1)模型的定義

由灰色系統理論的定義，GM(1,1)模型的灰差分方程式為

$$x^{(0)}(k) + az^{(1)}(k) = b \quad \dots\dots\dots (2-16)$$

亦即具有一個及一階變量的灰色模型即稱為 GM(1,1)模型。

2. GM(1,1)影子模型

由前述得知 GM(1,1)模型為： $x^{(0)}(k) + az^{(1)}(k) = b$ ，前式雖然近似滿足微分方程構成條件，但畢竟不是真正的微分方程，不能對一個時間歷程作連續的分析與預測。換言之，不能將它當作真正的微分方程式使用。因此在灰色預測中我們經常以一般微分方程：

$$\frac{dx^{(1)}}{dt} + ax^{(1)} = b \quad \dots\dots\dots (2-17)$$

取代了預測的 GM(1,1)原模型 $x^{(0)}(k) + az^{(1)}(k) = b$ 。由於這種取代不是用數學手段溝通的並沒有數學的推導過程，而是一種白化的手

段，所以我們稱 $\frac{dx^{(1)}}{dt} + ax^{(1)} = b$ 為 GM(1,1)源模型的白化方程模型或者影子（shadow）方程。

3. GM(1,1)模型的白化響應式

在 G(1,1)方程式 $\frac{dx^{(1)}}{dt} + ax^{(1)} = b$ 中， $x(1)$ 的初始值 $x^{(0)}(1) = x^{(1)}(1)$ ，由一般常微分方程求解方法，可以得到離散化的 $x(1)$ 響應式為：

$$\hat{x}(k+1) = \left[x^{(0)}(1) - \frac{b}{a} \right] e^{-ak} + \frac{b}{a} \quad \dots\dots\dots (2-18)$$

其中：iii. $x^{(0)} = (x^{(0)}(1), x^{(0)}(2), x^{(0)}(3), \dots, x^{(0)}(k))$

iii. $x^{(1)} = (x^{(1)}(1), x^{(1)}(2), x^{(1)}(3), \dots, x^{(1)}(k))$

iii. $\hat{x}(0)(k+1) = \hat{x}(1)(k+1) - \hat{x}(1)(k)$

將(2-18)式化簡成

$$\hat{x}^{(1)}(k+1) = (x^{(0)}(1))e^{-ak} + \frac{b}{a}(1 - e^{-ak}) \quad \dots\dots\dots (2-19)$$

$$\hat{x}^{(0)}(k+1) = (1 - e^a)(x^{(0)}(1) - \frac{b}{a})e^{-ak} \quad \dots\dots\dots (2-20)$$

對於當 $k+1$ 時，則稱為預測值。

4. GM(1,1)參數的求法

對於 GM(1,1)模型而言，首先計算 GM(1,1)參數 a, b 的大小。對於參數 a, b 的計算，一般均使用最小平方法（least square method）及參數法兩種方式。

(1)最小平方法：由 $x^{(0)}(k) + az^{(1)}(k) = b$ 之中，代入各個數值

$$\begin{aligned} x^{(0)}(2) &= az^{(1)}(2) + b \\ x^{(0)}(3) &= az^{(1)}(3) + b \\ &\dots\dots\dots \\ x^{(0)}(n) &= az^{(1)}(n) + b \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (2-21)$$

轉換成矩陣的方式 $Y = B\hat{a}$ ，而 a, b 的數值可以由 $\hat{a} = (B^T B)^{-1} B^T Y$ 求

出。

$$\text{其中：} Y = \begin{bmatrix} x^{(0)}(2) \\ x^{(0)}(3) \\ x^{(0)}(4) \\ \dots \\ x^{(0)}(n) \end{bmatrix}, B = \begin{bmatrix} -z^{(1)}(2) & 1 \\ -z^{(1)}(3) & 1 \\ -z^{(1)}(4) & 1 \\ \dots \\ -z^{(1)}(n) & 1 \end{bmatrix}, \hat{a} = \begin{bmatrix} a \\ b \end{bmatrix}$$

(2)參數法：如果直接將矩陣算式展開，並引入中間參數 C,D,E,F，可以得到：

$$a = \frac{CD - (n-1)E}{(n-1)F - C^2}, b = \frac{DF - CE}{(n-1)F - C^2} \dots\dots\dots (2-22)$$

$$C = \sum_{k=2}^n z^{(1)}(k), D = \sum_{k=2}^n x^{(0)}(k), \dots\dots\dots (2-23)$$

$$E = \sum_{k=2}^n z^{(1)}(k)x^{(0)}(k), F = \sum_{k=2}^n (z^{(1)}(k))^2$$

5. GM(1,1)模型的誤差：利用傳統的方式求出誤差。

$$e(k) = \left| \frac{x^{(0)}(k) - \hat{x}^{(0)}(k)}{x^{(0)}(k)} \right| \times 100\% \dots\dots\dots (2-24)$$

在給定地區，給定時間段內某一震級範圍的灰色模糊預測模型。其分析方法如下：

1. 取某一時段（例如 5 年）作為時間單元，由地震目錄得出所研究地區每一時段內各種不同震級以上（例如： $M \geq 6.25$ 、 $M \geq 6.5$ ）的預測數例。

2. 求震級模糊表

由 $\mu = \exp \left[- \left(\frac{M - M_\lambda}{\alpha} \right)^2 \right]$ 可得到 $\{\mu\}$ 數列

3. 取一開始 μ_k (例如 $\mu_k=0.5$, $\mu_k=0.1$) 作映射, 即可得出發震時段數列 $\{P\}$
4. 進行灰色 GM(1,1)預測
5. 計算預測誤差

其分析流程如圖 2.57、2-58 所示。

2.3.3 時間序列可能地震分析

有關地震可能發生時間序列分析, 本研究主要的分析方法有四:

1. 時間鏈數列預測模式

- (1) 將1,800~2,010年的地震目錄依5年為一個時間間隔, 取最大規模地震即可得表2-10之地震統計表。
- (2) 由時間序中取 $5.5 \leq M < 6.5$ 、 $M \geq 6.5$ 區分的時間數列 (連續的時間鏈取最後一個時間序), 帶入 GM (1, 1) 模組進行運算 (通常以零時間序列進行數列預測分析) 可得表2-11及表2-12的結果。

2. 災變預測模式

- (1) 將1,800~2,010年的地震目錄以一年為單位作時間間隔, 選出 $M \geq 5.5$ 地震進行序號編排, 即可得下表2-13的地震統計表。
- (2) 以 $M \geq 5.5$ 、 $M \geq 6.0$ 、 $M \geq 6.5$ 為閥值, 把序號代入 GM (1, 1) 模組進行運算可得表2-14至表2-16的結果。

3. 拓樸預測模式

- (1) 將1,811~2,010年以年為單位編成序號1-200, 統計每年所發生的最大地震, 並畫成頻率圖, 如圖2.59所示。
- (2) 以 $M=6.5$ 、 6.0 、 5.5 為截線, 求出與頻率圖相交的截點座標。
(a) $\langle M \geq 6.5 \rangle = [52, 112, 115, 116.1, 119, 161, 187.9, 188.1, 200]$ 。

(b)<M6.0>=[51.9、52.1、111.9、112.1、114.9、116.1、129.9、130.1、135、160.9、161.1、176、187.8、188.2、199.9]。

(c)<M5.5>=[51.8、52.2、70、90.9、91.1、111.8、112.2、114.8、116.2、118.8、119.2、129.9、130.1、134.9、135.1、152.8、153.2、160.8、161.2、175.9、176.1、184、187.7、188.3、19

(3)將各截點座標值帶入GM (1,1) 模組進行運算，即可得表2-17至表2-19。

4.次數時間數列預測模式

(1)將1,811~2,010年的地震目錄以20年為單位作時間間隔，計算出單位時間間隔內 $M \geq 5.5$ 、 $M \geq 6.0$ 、 $M \geq 6.5$ 所發生的地震次數，即可得下表2-20至表2-22。

(2)將統計出來的次數值帶入GM (1,1) 模組進行運算，即可得表2-23至表2-25。

2.3.4 分析結果統計

依上述五種預測模式計算，可統計出如下的分析結果：

1. 2011~2060(50 年)

- (1) 2,011年~2,030年會有4~5次 $M \geq 5.5$ 地震發生。
- (2) 2,011年~2,030年會有3~4次 $M \geq 6.0$ 地震發生。
- (3) 2,011年~2,030年會有1次 $M \geq 6.5$ 地震發生。
- (4) 2,017年±14年會有 $M \geq 6.5$ 的地震發生。
- (5) 2,026年±49年會有 $M \geq 5.5$ 的地震發生。
- (6) 2,028年±9年會有 $M \geq 6.0$ 的地震發生。
- (7) 20,31年~2,060年會有4~5次 $M \geq 5.5$ 地震發生。

(8) 2,031年~2,060年會有3~4次 $M \geq 6.0$ 地震發生。

(9) 2,031年~2,060年會有1次 $M \geq 6.5$ 地震發生。

(10) 2,036年 ± 33 年會有 $M \geq 6.0$ 的地震發生。

(11) 2,040年 ± 31 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震發生。

(12) 2,042年 ± 34 年會有 $M \geq 5.5$ 的地震發生。

2. 2061~2110(100 年)

(1) 2,071~2,075年會有 $5.5 \leq M < 6.5$ 的地震發生。

(2) 2,076~2,080年會有 $M \geq 6.5$ 的地震發生。

2.3.5 時間序列預測結果說明與設計地震

1. 時間序列預測綜合說明

綜合上述的分析結果，高雄港地區未來50年、100年的地震潛勢說明如下：

(1) 高雄港地區未來50年內（2,011~2,060年）的地震潛勢

a. $M \geq 6.0$ 的地震

2,011~2,060年會有3~4次 $M \geq 6.0$ 的地震發生。2,019~2,037則至少一次。

b. $M \geq 6.5$ 的地震

2,011~2,060年會有一次 $M \geq 6.5$ 的地震發生。2,011~2,031則至少一次。

(2) 高雄港地區未來50至100年內（2,061~2,110年）的地震潛勢

a. $M \geq 6.5$ 的地震

2,076~2,080年會有一次 $M \geq 6.5$ 的地震發生。

(2,071~2,075年會有 $5.5 \leq M < 6.5$ 的地震發生一次)

- (3)以未來100年來看，高雄港地區在2,011~2,031以及2,076~2,080年是 $M \geq 6.5$ 地震的高峰期。25年間會發生2次 $M \geq 6.5$ 的地震，但不會發生 $M \geq 7.0$ 的地震。

由於本研究主要是以高雄港半徑 75 公里內之地震歷史紀錄進行時間序列分析，依中央地調所公佈之活動斷層分佈與地震地質資料綜合研判，在距高雄港半徑 75 公里此範圍內屬旗山斷層錯動可能性最高（見圖 2.53）。綜合本計畫時間序列與規模研究結果，未來 100 年內高雄港地區旗山斷層的錯動，發生的時間可能有二：一為 2,011~2,031 年的 20 年間；另一則為 2,076 年~2,080 年的 5 年間，地震均為規模 6.5 左右的強震

2. 高雄港地區設計地震結論

以未來 100 年而言，高雄港地區地震災害模擬的設計地震為規模 6.5（對應規範中的回歸期近於 475 年）。根據本研究結果初步推估可能震央位置為旗山斷層錯動，震央在高雄港東北方，距離則為 17km 左右。

2.4 港區之場址效應分析

本研究之場址效應分析，主要係指地表加速度相對於基盤露頭加速度之放大係數而言，此係數是結構耐震評估、土壤液化危害度分析時重要之考量因素。本節將針對 2.1.3 節所述高雄港地震監測站場址，利用圖 2.34 之剪力波速剖面，及圖 2.35 對應之地層構造性質，進行地盤反應分析，推求高雄港區之場址效應。

2.4.1 分析方法

目前工程實務上最常使用、且可信度經驗證頗獲信賴之地盤反應分析程式首推 SHAKE (Schnabel et al.,1972)，該程式適用於水平地盤，

假設剪力波垂直入射地層，採用等值線性模式。本研究將利用 SHAKE 程式，根據圖 2.60 所示之地盤模型，來進行地盤反應之卷積（convolution）分析，分析步驟如下所述：

1. 選擇場址附近基盤露頭上歷年來具代表性之實測地震紀錄，以適當反映震源及波傳路徑效應，並將此地震紀錄作為地盤反應分析時，基盤之輸入地動歷時。亦即，假設基盤之地動歷時與基盤露頭之地動歷時相同，基盤之最大地表加速度 PGA_B 與基盤露頭之最大地表加速度 PGA_R 相等（i.e., $PGA_B=PGA_R$ ）。
2. 把基盤之每筆加速度歷時均正規化至某一震度 PGA_B ，再利用地盤反應分析程式，分別進行卷積分析，求取地表之加速度歷時反應，以及最大地表加速度 PGA_S 。
3. 最後，利用步驟(1)之假設，及步驟(2)之結果，求出地表相對於基盤露頭之加速度放大係數 F_A （ $=PGA_S/PGA_R$ ）。

2.4.2 地盤模型之建立

進行地盤受震反應分析，首須建立一適當之地盤模型。由 2.1.3 節知悉，高雄港整體地質屬沖積層之海埔地，而港區內地質又屬於潟湖及沼澤沉積環境，因此四週沖積層細砂、粉土及黏土進入潟湖或沼澤即依次沉積下來。根據圖 2.35 之高雄港地震監測站之 300m 深地質調查資料顯示，在整個 300m 深地層中，近地表 39m 內主要為砂土或粉土質砂，偶夾粘土；39m 深度下，除 93~120m、130~133m、157~160m 及 254~260m 亦為厚層砂土或砂石，其餘均為厚層粘土。本研究即將以圖 2.35 之地質調查剖面，及圖 2.34 之剪力波速（ V_s ）剖面，來作為高雄港區場址地盤受震反應分析時之代表性地盤模型。

在基盤深度方面，從圖 2.34 之剪力波速剖面可知， V_s 隨深度呈漸增趨勢，至深度 250m 以上之剪力波速已增為 700m/s，已與 Seed et

al. (1997)所採用之參考(基準)地盤波速值相近，並滿足一般工程基盤所採用者(如 $V_s=500\text{m/s}$)，及國內新版規範(內政部，2005)對「第一類地盤」(堅實地盤)波速的要求。因此，本研究將以鑽孔底部 300 m 深度處作為地盤反應分析之基盤深度，據以搭配臺灣地區目前常用之“硬地盤”加速度衰減律，及地震危害度分析推得之 PGA 值，來共同考慮場址效應。另外，根據規範所定義之計算方式(內政部，2004)，圖 2.34 震測剖面之近地表 30m 土層平均剪力波速 $\overline{V_s}$ 為 290.25m/s，介於 180m/s ~ 360m/s 之間，所以本場址乃屬於規範所定義之「第二類地盤」，亦即，本場址為普通地盤。

在土壤動態特性方面，因高雄港區場址並無任何動態試驗資料，所以，正規化剪力模數 $G/G_{\max}$ 及阻尼比 ζ 與剪應變 γ 大小之關係，砂土及粉質砂土層將採用 Seed & Idriss (1970)對砂性土壤所建議之關係曲線(圖 2.61 及圖 2.62)；粘質土壤則採用 Vucetic & Dobry (1991)所建議以 PI 為函數之關係曲線(圖 2.63 及圖 2.64)；而地表回填層及砂石層，將採用 Rollins et al. (1998)對礫質土壤(N 值較大)所建議之關係曲線(圖 2.65 及圖 2.66)來替代。圖中皆顯示， $G/G_{\max}$ 隨 γ 之增大而遞減， ζ 隨 γ 之增大而遞增，表現出土壤之非線性行為。

2.4.3 輸入運動之選擇

在輸入運動方面，高雄港鄰近區域之堅實地盤(依建築物耐震設計規範(內政部，2005)之定義(表 2-26)：工址地表下 30m 內之土層平均剪力波速($\overline{V_s}$)大於 360m/s 者歸為第一類地盤(堅實地盤))的強震測站共有 3 個(圖 2.67)：KAU003(高雄市中山大學)、KAU067(高雄縣九曲國小)及 KAU079(屏東縣武潭佳平分校)，其近年來錄得之最大地表加速度至少有一組大於 30 gal 者，震度較大，本研究將採用作為場址效應分析之輸入運動。

KAU003、KAU067 及 KAU079 這 3 個測站共收錄了近年來 4 次地震共 7 組加速度歷時紀錄(每組包含 EW 及 NS 方向)，如表 2-27 所示，

其中主要包括 2006 年 12 月 26 日恆春地震之主震及餘震資料。其地震規模(M)均大於 5.0，介於 5.49~6.99 之間；測站最大地表加速度 PGA_R 均大於 30gal，最大者為 66.04gal；震源深度介於 7~51km 之間，震央距離則介於 9~109km 之間。這些資料係目前所能蒐集到之場址附近較完整之堅實地盤地表的地震記錄，本研究將視這 7 組共 14 筆加速度歷時紀錄為岩盤露頭之地動歷時，來進行高雄港區之場址效應分析。

2.4.4 地盤反應分析及PGA放大係數之推求

現利用前述高雄港地震監測站場址之剪力波速剖面（圖 2.34）及對應之地層構造資料（圖 2.35）、圖 2.61~圖 2.66 各不同地層類別之動態特性平均值曲線，以及所篩選之 7 組 14 筆加速度歷時記錄，根據圖 2.60 所示之地盤模型及分析流程，來進行地盤反應分析，並推求地表相對於基盤露頭之加速度放大係數 F_A 。

首先，把基盤露頭上之實測地震記錄，作為基盤之輸入地動歷時，並把基盤之每筆加速度歷時記錄均正規化至最大加速度 $PGA_B = 0.05g$ 、 $0.1g$ 、 $0.2g$ 、 $0.3g$ 、 $0.4g$ 、 $0.5g$ 、 $0.6g$ 及 $0.7g$ 等八個不同大小震度，再利用SHAKE程式分別進行卷積分析，以求取地表加速度歷時反應，及最大地表加速度 PGA_S 。最後，利用 PGA_S 及 PGA_B （假設 $PGA_B = PGA_R$ ）值，求出地表相對於基盤露頭之加速度放大係數 $F_A (=PGA_S/PGA_R)$ 。

假設地盤最大加速度PGA值、 PGA_S 與 F_A 皆具對數常態分佈，則圖 2.68及圖2.69為前述每個震度14筆地震歷時分析結果之統計關係圖。其中圖2.68為高雄港區地震監測站場址各不同地盤深度之PGA中值(median)隨深度變化關係。因場址之剪力波速剖面（圖2.34）在地表下250m處有劇烈變化，由 $V_s = 450m/s$ 驟增至 $700m/s$ ，土層上下之阻抗比（impedance ratio）較大，因此不論震度大小，地盤PGA在250m深度處，均呈現放大效應，且震度愈大，放大愈明顯；接著，除基盤震度 PGA_B 較小者（ $0.05g$ ）外，當基盤震度 PGA_B 較大時，地盤PGA值均隨深度變淺而漸變小，尤以震度較大者PGA變小之趨勢愈明顯；但當震波接近地表20m內時，則不論輸入之基盤震度大小，PGA值皆轉趨放大，其效

應相當顯著。另外，圖2.69中之(a)及(b)分別為地表最大加速度(PGA_S)及放大係數 F_A 與露頭最大加速度(PGA_R)之關係。其中，加速度放大係數 F_A 之中值曲線可以下式表示：

$$F_A = \frac{PGA_S}{PGA_R} = a + \frac{b}{PGA_R + c} \dots\dots\dots (2-25)$$

式中a、b及c為迴歸係數，分別為-0.025、0.377及0.139，判定係數 $R^2=0.99987$ ，趨近1.0，顯示式(2-25)之適當性。

由圖2.69 (b)中之 F_A 中值曲線可發現，當露頭震度 PGA_R 較小時，地表最大加速度有被放大之趨勢，而隨著震度遞增，由於土壤之非線性效應， F_A 值則漸減。對本場址而言， F_A 放大與折減之臨界震度 PGA_R 值為0.229g。

此處 F_A 之下標“ A ”係表示放大係數乃直接由PGA推求，以與建築物耐震設計規範（內政部，2005）條文中由短周期反應譜推求之 F_a （下標為“ a ”）相區別。圖2.69(b)也繪出了規範中之 F_a 數值（表2-28）以資比較，因為基盤露頭最大加速度 PGA_R 約等於有效最大加速度 EPA_R ，而有效最大加速度 EPA_R 約等於0.4倍震區短周期水平譜加速度係數 S_S ，亦即：

$$PGA_R \cong EPA_R = 0.4S_S \dots\dots\dots (2-26)$$

所以，根據表2-28，以及式(2-26)之關係，規範中「第二類地盤」（普通地盤； $180 \leq \overline{V}_S \leq 360 \text{ m/s}$ ）之場址效應係數值 F_a 定義如下：

$$F_a = \begin{cases} 1.1 & \text{for } PGA_R \leq 0.24 \\ 1.1 - 2.5(PGA_R - 0.24) & \text{for } 0.24 < PGA_R \leq 0.28 \dots\dots\dots (2-27) \\ 1.0 & \text{for } PGA_R > 0.28 \end{cases}$$

「第三類地盤」（軟弱地盤； $\overline{V}_S < 180 \text{ m/s}$ ）之 F_a 值則定義如下：

$$F_a = \begin{cases} 1.2 & \text{for } PGA_R \leq 0.24 \\ 1.2 - 2.5(PGA_R - 0.24) & \text{for } 0.24 < PGA_R \leq 0.32 \dots\dots\dots (2-28) \\ 1.0 & \text{for } PGA_R > 0.32 \end{cases}$$

上式中，基盤露頭最大加速度 PGA_R 之單位為重力加速度 g 。在實際應用上， PGA_R 將視同臺灣地區目前常用之“堅實地盤”加速度衰減律所求得之 PGA 值。

根據規範對地盤分類之定義（表2-26），高雄港地震監測站場址（ $\bar{V}_s=290.25\text{m/s}$ ）屬於第二類地盤。由圖2.69(b) F_A 與 F_a 趨勢之對比可知，當基盤露頭震度 PGA_R 較小時（ $PGA_R < 0.195g$ ），地盤反應分析所得之 F_A 顯然較規範之 F_a 值為大， PGA 放大幅度較多，此時規範之要求較不保守；而隨著 PGA_R 之增大， F_A 則較 F_a 值為小，對輸入震度 PGA_R 折減較多，此時規範之要求反而較趨保守。

在圖2.69中也同時展繪1985年墨西哥“Mexico City”地震、1989年及1994年美國Loma Prieta地震與Northridge地震之案例資料（Chang et al., 1997），以及Seed(1975)對軟弱至中等堅實土壤之分析成果，與Idriss(1990)針對軟弱地盤所建議之中值曲線關係以資對比。由對比中可發現，本研究成果之趨勢與國外案例資料類似，且 F_A 與 PGA_R 之關係曲線大部份落於Idriss(1990)與Seed(1975)分析所得成果曲線涵括範圍內，震度 PGA_R 較小時，地表 PGA_S 皆呈放大效應；而隨著 PGA_R 之增大，地表 PGA_S 漸呈折減效應，但放大與折減之臨界震度則與實際場址特性相關，無法作直接對比。

由以上結果可知，本研究地盤反應分析成果堪稱合理，可作為高雄港區評估既有港灣構造物耐震能力、模擬地震災損之初步參考。但由於震度 PGA_R 較大時，規範 F_a 值較 F_A 為大，較趨保守，因此在後敘之土壤液化危害度分析中，將逕採用式(2-27)規範中第二類地盤之 F_a 值，來代表高雄港區場址對基盤露頭震度 PGA_R 之放大效應。

2.5 港區土壤液化之危害度分析

2.5.1 分析方法

土壤液化為港區破壞形式之一，大範圍土壤液化引致之沈陷及側潰(lateral spreading)，對港灣設施及構造物造成很大的影響。因此，港灣地區之液化危害度，也是港區受震時關注的重點，必須謹慎評估。欲評估液化危害度，須先了解土層是否具備產生液化損害之條件，若滿足液化損害之基本條件，接下來即須根據場址土層特性，進行液化潛能及危害度評估。

而有關土壤液化潛能之評估方法，若依是否考慮評估參數之變異性，以及液化發生之可能性，可區分為確值法(deterministic method)與機率法(probabilistic method)。確值法利用特定之代表性參數，透過簡化分析法(Seed & Idriss, 1971)計算抗液化安全係數 FS ，並據以評估液化潛能，方法雖然簡單，但單由 FS 並無法知曉液化發生之可能性。而機率法適當地將評估參數之變異性納入考慮，不但可作為液化風險分析之基礎，更可藉以了解各液化評估準則之適用性及其相對保守程度，以作為抗液化工程設計、決策之參考，對整個液化潛能及損害評估，以及液化防制工作而言，有非常大的幫助。以下將先介紹判別土層是否具備產生液化損害條件之經驗準則，接著再說明如何利用確值法及機率法評估液化危害度。

2.5.2 經驗準則

關於土層是否具備產生液化損害之條件，Ishihara (1985)曾彙整發生於1983年之日本Nihonkai-chube地震(69案例)，及1976年之中國唐山大地震(226案例)的廣泛液化損害資料，進行了研究。Ishihara (1985)首先對地表非液化層之厚度 H_1 及其下可液化砂層之厚度 H_2 作了定義，如圖2.70所示，並根據此定義，將地盤液化損害與否之案例點繪於以 H_1 為橫軸， H_2 為縱軸之圖面上，從而繪製出區別地層是否會發生土壤液化災損之邊界曲線，如圖2.71所示。

由圖2.70可知，若地下水位在砂土層之內時， H_1 乃直接定義為地下水位之深度；但若地下水位落於不會液化之粘土層內時， H_1 則定義為地表粘土層之厚度。至於 H_2 則定義為SPT-N ≤ 10 之易液化砂土層厚度。另外，從圖2.71之區別曲線顯示，當地表最大加速度 $PGA_s=200gal$ 時，若可液化砂層之厚度 $H_2>3m$ ，此時若欲避免發生液化震害，則上覆地表非液化層之厚度 H_1 須大於3m；但若 $H_2<3m$ 時，避免發生液化震害之非液化層厚度 H_1 則可相應地降低。至於其他震度亦有相同之變化趨勢。簡言之，依圖2.71之邊界曲線作為是否會發生液化災損之判斷準則，當上覆地表非液化層之 H_1 大於某一厚度時（依震度而定），則不論下方可液化砂層 H_2 多厚，地層將不會產生液化災損。

2.5.3 確值法

目前國內工程界及相關規範所採用之確值法液化評估準則係以SPT-N之簡化分析法為主流，評估方法主要包括Seed法（Seed et al., 1985、Youd et al., 2001）、T-Y法（Tokimatsu & Yoshimi, 1983）及NJRA法（日本道路協會，1990，1996）等三種，評估結果以抗液化安全係數 FS 表示。表2-29為三個不同液化評估準則之比較，由於各個方法發展背景不盡相同、所引用及賴以驗證之案例樣本大都具有相當程度之變異性(包括工址振動大小、液化程度以及地質條件等)，因此所使用參數、分析流程及所要求之安全係數(Seed & Idriss, 1982; US-NRC, 1985)也互有差異。

雖然對於土層液化與否可用前述之液化潛能評估方法加以評估，但是對於液化可能造成損害之程度並無法描述，所以Iwasaki et al. (1982)定義了一個液化潛能指數（liquefaction potential index） I_L ，來評估整個土層在空間上之液化損害程度，而Ishihara & Yoshimine (1992)亦提出液化後地盤沈陷量 S_i ，來界定土壤液化對地盤造成之損害程度，以下分別就 I_L 及 S_i 加以說明：

液化潛能指數 I_L 係在1982年由Iwasaki等所定義，用來代表整個土層的液化災害嚴重程度，如下所示：

$$I_L = \int_0^{20} F \cdot W(z) dz \dots\dots\dots (2-29)$$

或以離散形式表示，即

$$I_L = \sum_{i=1}^n F_i \times W_i \times H_i \dots\dots\dots (2-30)$$

式中

$$F_i = \begin{cases} 1 - FS_i & \text{for } 0 \leq FS_i \leq 1 \\ 0 & \text{for } FS_i > 1 \end{cases} \dots\dots\dots (2-31)$$

$$W_i = 10 - 0.5 z_i \dots\dots\dots (2-32)$$

上式中 W_i 為權重函數，代表第 i 層土層深度對液化損害程度的影響，乃基於淺土層之液化現象具有較高之災害潛能。 H_i 為第 i 層土層厚度（單位為 m）， z_i 為所考慮土層深度（單位為 m），其範圍為 $0 \leq z_i \leq 20$ m，而 n 為所考慮可能液化深度內有 SPT-N 記錄之土層層數， I_L 與液化損害程度之關係如表 2-30 所示，亦即當 $0 < I_L \leq 5$ 時將發生「輕微液化」，當 $5 < I_L \leq 15$ 時將發生「中度液化」，而當 $I_L > 15$ 時，將發生「嚴重液化」。

在液化後地盤沈陷量方面，Ishihara 與 Yoshimine（1992）以日本富士河砂為材料進行大量的室內動態試驗，首先設定不同之相對密度 D_r 試體進行單剪試驗，求出最大剪應變 $\gamma_{\max}$ 與體積應變 ε_v 及相對密度 D_r 間之關係，如圖 2.72 所示，並定義 $\gamma_{\max} = 3.5\%$ 時為初始液化，此時之反復剪應力即為抗液化強度，抗液化強度與各階段 $\gamma_{\max}$ 反復剪應力之比值即為各階段 $\gamma_{\max}$ 之安全係數 FS ，由此改變不同 D_r 進行試驗，則可求出 $\gamma_{\max}$ 與 FS 及 D_r 之關係，如圖 2.73 所示。再將圖 2.-72 及 2-73 之參數加以轉換，可得出 FS 及 ε_v 之關係，如圖 2.74 所示。因為 D_r 可轉換成 SPT-N 值或 CPT- q_c 值，所以若可由液化評估法求得土層之 FS 、對應土層之 D_r 、SPT-N 或 CPT- q_c 值即可由圖查出其液化後之體積應變量 ε_v ，再乘以液化土層厚度，即為此土層液化後之沈陷量，若將各土層之沈陷量累計後即可求得此地盤液化後之總沈陷量 S_t (cm)：

$$S_i = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{vi} H_i \dots\dots\dots (2-33)$$

式中 ε_{vi} 及 H_i 分別為第 i 層土層之體積應變量及土層厚度。沈陷量 S_i 與液化損害程度之關係如表 2-31 所示。當 $0 < S_i \leq 10$ 時，地表損壞為「輕到無之程度」，當 $10 < S_i \leq 30$ 時，地表將產生「中度損壞」，而當 $30 < S_i \leq 70$ 時，則為「廣泛損壞」。

2.5.4 機率法

目前較為成熟之液化機率評估模式有二：一為 Liao et al.(1988) 所推介之邏輯迴歸(logistic regression)法。另一為 Juang et al.(2002) 所建議之貝氏映射法 (Bayesian mapping approach)，二者皆為液化條件機率。因此，本研究將以此兩種機率分析方法為基礎，採用蒙地卡羅模擬(MCS) (黃富國，2008a；黃富國 & 陳正興，2000)，利用液化機率指數 P_w (liquefaction probability index) 來評估港區之土壤液化之危害度：

$$P_w = \frac{\int_0^{20} P_L(z)W(z)dz}{\int_0^{20} W(z)dz} \dots\dots\dots (2-34)$$

式中， z 為土層深度(m)， $P_L(z)$ 為 z 深度處土層之液化條件機率，可為邏輯迴歸機率 (logistic probability)，或為貝氏映射機率 (Bayesian probability)；而權重函數 $W(z)=10-0.5z$ ，從地表之值 10 線性遞減至 20m 深度處之值 0。 P_w 與液化損害程度之關係如表 2-32 所示 (黃富國，2008b)，即當 $P_w \leq 0.30$ 時為「輕微液化」； $0.30 < P_w \leq 0.85$ 時為「中度液化」；而 $P_w > 0.85$ 時為「嚴重液化」。

採用蒙地卡羅模擬法時，係先根據最新之地震資料 (如 2.2 節所述)，產生與地震危害度相符(hazard consistent)之「成對」地動參數 M (地震規模) 及 PGA_R (最大地表加速度)，再根據地層剖面資料及地質參數之變異性，求取液化機率指數 P_w 之年超越機率曲線。其分析流程如圖 2.75 所示。

若將液化機率指數 P_w 以 X 表示，並假設地震之發生遵循 Poisson 過程，則 X 之年超越機率由機率理論可利用下式計算

$$P[X > x]_{1\text{年}} = 1 - \exp \left\{ - \sum_{i=1}^n P[X > x | E_i] \cdot v_i \right\} \dots\dots\dots (2-35)$$

式中， v_i 為震源區 i 發生地震規模 $m \geq M_0$ (所考慮之規模下限值) 之地震年平均發生率。而 $P[X > x | E_i]$ 為當地震事件 E 發生於震源區 i 時，場址土層 P_w 超過某一特定值 x 的機率。

除了 P_w 之外，由於確值法中所求取之液化潛能指數 I_L ，及液化後地盤沈陷量 S_t ，係基於一設計地震之 (M, PGA_R) 組合所求得，為單一之特定數值，為將相關分析參數之不定性納入考慮，亦可依循前述之蒙地卡羅模擬法，利用與地震危害度相符之「成對」地動參數 M 及 PGA_R ，根據式(2-35)求取 I_L 及 S_t 之年超越機率曲線，以評估某一特定回歸期 T 時土層之液化損害程度。

一般而言，當 $M < 5.0$ ， $\text{PGA}_R < 0.05g$ 及震央距離 $R_e > 150\text{km}$ 時，很少觀察到有土壤液化現象。因此，在進行 MCS 時，本研究將採用之最小地震規模 $M_0 = 5.0$ ，最大震央距離 $R_{e,\text{max}} = 150\text{km}$ ；另外，關於土壤參數所涉及的變異性方面，在 SPT- N 液化評估法中，以 N 值的大小及變異性影響分析結果最大，因此，本研究中 N 值將對鑽桿打擊能量比 ER (圖 2.76) 作修正，並將 ER 當成考慮 SPT 變異性之一參數。

2.5.5 液化條件機率

現首先說明前述之兩種液化條件機率模式。其中，邏輯迴歸法之液化條件機率 P_{Liq} 可表示為：

$$P_{\text{Liq}} = \frac{1}{1 + \exp(-Q_L)} = \frac{1}{1 + \exp[-(\beta_0 + \beta_1 X_1 + \dots + \beta_m X_m)]} \dots\dots (2-36)$$

式中 $X_1, X_2, \dots, X_m$ 等係解釋變數(explanatory variable)，包括地震力參數及土層特性參數等；而 $\beta_0, \beta_1, \dots, \beta_m$ 乃由液化案例及非液化案例資料迴歸求得之迴歸係數。

另外，貝氏映射法之液化條件機率 P_{Liq} 可利用下式推得：

$$P_{Liq} = \frac{f_L(FS)}{f_L(FS) + f_{NL}(FS)} \dots\dots\dots(2-37)$$

式中 $f_L(FS)$ 及 $f_{NL}(FS)$ 分別為液化案例及非液化案例利用簡化法所求得安全係數 FS 之機率密度函數。利用上式求取每個 FS 所對應之 P_{Liq} 後，接著可將這些(P_{Liq} , FS)資料對，以下列映射函數迴歸其 P_{Liq} 與 FS 之關係：

$$P_{Liq} = \frac{1}{1 + \left(\frac{FS}{A}\right)^B} \dots\dots\dots(2-38)$$

式中 A 及 B 為迴歸係數。上式具有明確之物理意義，當 FS 趨於 0 時， P_{Liq} 趨於 1；FS 趨於 ∞ 時， P_{Liq} 趨於 0。

黃富國(2008a)利用 Youd & Noble(1997) 所蒐集之 367 筆世界各國案例，及 Hwang & Yang (2001) 所蒐集之 288 組九二一地震本土性案例，合計共 655 筆液化與非液化案例資料，對式(2-37)及式(2-38)二機率模式進行分析。在邏輯迴歸機率模式部份，黃富國(2008a)利用目前工程上慣常採用之 SPT 簡化法：Seed 法(Youd et al.,2001)、T-Y 法(Tokimatsu & Yoshimi, 1983)與 NJRA 法(日本道路協會，1996)中最重要之兩個特性參數，即 SPT-N 值及反復剪應力比 CSR 為解釋變數，進行邏輯迴歸分析。依據特性參數所對應之簡化法，以下將這些邏輯迴歸模式分別稱為 Seed 形式(form)、T-Y 形式、NJRA 形式，即

$$\text{Seed form : } P_{Liq} = \frac{1}{1 + \exp\{-[\beta_0 + \beta_1(N_1)_{60cs} + \beta_2 \ln(CSR_N)]\}} \dots\dots\dots(2-39)$$

$$\text{T-Y form : } P_{Liq} = \frac{1}{1 + \exp\{-[\beta_0 + \beta_1(N_a)_{80} + \beta_2 \ln(CSR_{T-Y})]\}} \dots\dots\dots(2-40)$$

$$\text{NJRA form : } P_{Liq} = \frac{1}{1 + \exp\{-[\beta_0 + \beta_1(N_a)_{72} + \beta_2 \ln(CSR_{NJRA})]\}} \dots\dots\dots(2-41)$$

式中，

$$CSR_N = CSR / MSF = 0.65 \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d / \left(\frac{M_w}{7.5} \right)^{-2.56} \dots\dots\dots (2-42)$$

$$CSR_{T-Y} = 0.1 (M_w - 1) \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d \dots\dots\dots (2-43)$$

$$CSR_{NJRA} = \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d \dots\dots\dots (2-44)$$

上式中 β_0 、 β_1 、 β_2 為迴歸係數， $(N_1)_{60cs}$ 、 $(N_a)_{80}$ 及 $(N_a)_{72}$ 分別為 Seed 法、T-Y 法及 NJRA 法中經過覆土壓、細料含量及鑽桿能量比等修正後之 SPT-N 值；而 CSR_N 為 Seed 法中將 CSR 以地震規模比率因子 MSF 正規化後之值，即 CSR_N=CSR/MSF；CSR_{T-Y} 及 CSR_{NJRA} 分別為 T-Y 法及 NJRA 法中採用之 CSR； $a_{\max}$ 為最大水平加速度， g 為重力加速度； σ_{v0} 及 σ'_{v0} 分別為總垂直覆土應力及有效垂直覆土應力； M_w 為震矩規模； r_d 為應力折減係數(隨不同簡化法而異)。此處須注意者為 CSR_{NJRA} 係最大反復剪應力比，與 CSR_N 或 CSR_{T-Y} 之平均反復剪應力比有所差別。另外，CSR 係以其自然對數值 $\ln(CSR)$ 為解釋變數。

上述三形式之邏輯迴歸分析結果如表 2-34 所示。以 Seed 形式之邏輯迴歸分析結果為例，其液化機率 P_{Liq} 等值線對二解釋變數(SPT-N 值及反復剪應力比 CSR_N)之關係圖形如圖 2.77 所示。由圖中可知 Seed 法之抗液化強度曲線 CRR 值約對應於 $P_{Liq}=20\sim50\%$ 區間，此機率值與 Youd & Noble (1997)，Juang et al.(2002) 與 Liao et al.(1988) 等之研究成果相當，但較能反映本土地層之液化特性。

在貝氏映射機率模式方面，黃富國(2008a)利用前述相同之案例資料庫對式(2-37)中之係數 A、B 進行迴歸分析，其結果整理如表 2-35 所示。由表中可知，Seed 簡化法之 FS 與 P_{Liq} 映射關係（如圖 2.78 所示）之擬合係數 A=0.8068，B=3.9624，判定係數 $R^2=0.9983$ ；T-Y 法之擬合係數 A=0.8828，B=4.7776， $R^2=0.9964$ ；而 NJRA 法之擬合係數

$A=0.8031$ ， $B=4.1356$ ， $R^2=0.9955$ ，擬合情況皆相當理想。

在邏輯迴歸及貝氏映射兩種液化機率模式之各種形式/方法之中，根據黃富國(2008a) 基於九二一集集地震案例之分析探討，建議進行液化機率分析時，可逕採用 Seed 形式之邏輯迴歸機率評估式。因此，在後敘之液化機率分析中，將僅採用 Seed 形式之邏輯迴歸機率模式：

$$P_{Liq} = \frac{1}{1 + \exp\{-[10.097 - 0.245(N_1)_{60cs} + 3.757 \ln(CSRN)]\}} \dots\dots (2-45)$$

另外，在三常用之液化評估準則中，以 Seed 法可信度最高（黃富國，2008b），因此，在評估液化潛能指數 I_L 、液化後地盤沈陷量 S_t ，及其危害度時，抗液化安全係數 FS 將利用 Seed 法來分析。但因表 2-30 及表 2-31 所定義之各液化損害程度分類，係根據 Iwasaki et al. (1982) 及 Ishihara & Yoshimine (1992) 之液化評估方法之 FS 而來，因二液化評估方法相同（皆採用最大反復剪應力比，及 20 周數之反復抗液化強度），假設其分析所得之抗液化安全係數以 $FS_{Iwasaki}$ 表示，在基於相同液化機率條件下，所求得之各液化評估準則 FS 與 Iwasaki 法 FS 之關係（圖 2.79），可知 Iwasaki 法 FS 與 Seed 法 FS 之關係為（黃富國，2008b）：

$$FS_{Iwasaki} = 1.1417 FS_{Seed}^{0.5433} \dots\dots\dots(2-46)$$

本研究將先利用 Seed 法來評估抗液化安全係數 FS ，再利用上式作 FS 轉換，進而評估 I_L 及 S_t ，最後可根據表 2-30 及表 2-31 來判斷場址之液化損害程度。

2.5.6 高雄港區場址之液化危害度分析

如 2.1.3 節所述，高雄港整體地質屬沖積層之海埔地，地質組成主要為砂、粉土質砂、砂質粉土或粉土質粘土交互排列而成，各層次分佈厚度變化大而極不均勻(港灣技術研究所，1998)。本研究從港研中心取得 108 筆標準貫入試驗（SPT）鑽孔資料（詳如表 2-1 及圖 2.8），扣除部分深度過淺，或無 SPT-N 值資料之鑽孔後，尚餘 97 孔；而對於部分鑽

孔僅有N值，但無細料含量FC值資料者，為保守計，則逕以FC=0視之。本節將利用這些資料逐孔進行液化危害度分析，評估其將來受震時之液化危害度。

進行液化潛能評估及液化危害度分析時，如2.4.4節所述，將利用現行建築物耐震設計規範中所規定（內政部，2005）第二類地盤之 F_a 係數（式(2-19)）來考慮場址之PGA放大效應；而地質資料變異性限於統計資料之不足，本研究僅將影響液化潛能最大之SPT-N值納入考慮。對於SPT-N值之大小係先以鑽桿能量比 ER 作修正，並將 ER 當成考慮SPT變異性之參數。此處鑽桿能量比 ER 與土層深度 z 之關係（圖2.76）乃採用黃富國（2008a）所建議之關係式：

$$ER = \begin{cases} 30 + 5z \geq 40 & \text{for } z \leq 6m \\ 60 + 1.5(z - 6) & \text{for } 6 < z \leq 12m \\ 69 & \text{for } z > 12m \end{cases} \dots\dots\dots (2-47)$$

在地下水位方面，因缺乏長期觀測資料，基於保守考量，假設所有鑽孔場址之水位皆位於地表面，且由於港區鄰近海邊，水位變化較大，因此假設其變異係數（coefficient of variation, COV）等於0.5。

由於預定進行耐震評估之各碼頭區域之土層分布變化複雜，在圖2.37~圖2.42之簡化土層剖面中，N值並無法依據土壤類別加以區分，因此液化潛能評估將不使用Ishihara (1985)所建議之經驗評估準則（圖2.29及圖2.30），而將直接根據式(2-30)之液化潛能指數 I_L 、式(2-31)之液化後地盤沈陷量 S_t 、式(2-46)之抗液化安全係數 FS 轉換式，以及式(2-33)之液化機率指數 P_W （採用Seed形式邏輯迴歸模式），利用圖2.75之液化危害度分析流程，來對97個鑽孔場址逐孔進行液化危害度分析，再根據各鑽孔場址所屬區位，綜合評估欲進行耐震評估之各碼頭區域之液化危害度。

現針對圖2.8所示之高雄港區鑽探孔位分布圖，就各欲進行耐震評估之各碼頭區域之近中間孔位，繪製土壤液化危害度之分析結果。圖2.80~圖2.85即分別為2~7號碼頭（蓬萊商港區）、48~53碼頭（第一貨

櫃儲運中心)、63~66碼頭(第二貨櫃儲運中心)、71號碼頭(第三貨櫃儲運中心)、77號碼頭(第五貨櫃儲運中心),以及119~121號碼頭(第四貨櫃儲運中心)中間孔位之液化危害度曲線,包括液化潛能指數 I_L 、液化機率指數 P_W ,以及液化後地盤沈陷量 S_l 等各液化損害參數之評估結果。分析中最大地表加速度PGA皆考慮中值(PGA: 0σ)及2個標準偏差修正(PGA: 2σ)二種情況。當考慮PGA分布之標準偏差修正時,液化危害度均較高。

此外,表2-35則完整列出高雄港97個鑽孔場址,對應於回歸期 $T_r=475$ 年(年超越機率=0.0021)時之液化危害度指數,表中也同時包括PGA考慮中值及2個標準偏差修正二情況。圖2.86及圖2.87則分別繪出這97個場址對應於PGA考慮中值及2個標準偏差修正時之液化危害度指數分布情形。由圖中可知,各危害度指數分布之範圍均相當大,變異性很高。若以PGA考慮中值而言, I_L 、 P_W 及 S_l 之平均值分別為14.36、0.55及38.11;若以PGA考慮2個標準偏差修正而言, I_L 、 P_W 及 S_l 之平均值分別為17.99、0.61及41.94。對照表2-30~表2-32之各液化損害參數與地層液化程度,或地盤液化損害程度之關係,綜合研判高雄港鑽孔場址將來受震時,將可能產生接近「嚴重液化」、地表有大裂縫及地盤側移之「廣泛損害」現象。

接下來,分別就欲進行耐震評估之各碼頭區域,說明其液化危害度。表2-36~表2-38分別為各碼頭場址,對應於475年回歸期之液化潛能指數 I_L 、液化機率指數 P_W ,以及液化後地盤沈陷量 S_l 等各液化損害參數之統計評估結果。統計表中之數據,係取碼頭範圍本身,再多考慮其左右兩側相鄰碼頭各1孔的鑽孔資料,加以統計分析。相同地,對照表2-30~表2-32之液化損害參數與地盤損害程度關係,可推估各碼頭區域之液化危害度。其中2~7號碼頭、63~66碼頭,及77號碼頭場址,將來受震時,將可能產生「中度液化」、地表有小裂縫及砂滲出之「中度損害」現象;而48~53碼頭、71號碼頭,及119~121號碼頭場址,將來受震時,則將可能產生「嚴重液化」、地表有大裂縫及地盤側移之「廣泛損害」現象。

基於前述分析結果，就整個高雄港區各碼頭場址而言，雖然土層性質變異性很大，但以平均趨勢綜合研判，碼頭場址將來受震時，有部份可能產生「中度液化、中度損害」，而部份可能引致「嚴重液化、廣泛損害」現象。因此，必須及早採取適當之液化防制措施，以防止土壤液化可能產生的災損。

2.6 港區土壤液化之易損性分析

與前節所述者相同，本節將利用圖2.75之液化危害度分析流程，將各不同PGA值模擬所得之 I_L 、 P_w ，以及 S_i 等三液化損害參數，依各參數級距作統計分析，求取高雄港區鑽孔場址之液化易損性曲線。關於易損性曲線之推求，其流程與圖2.5.6相同，惟在考慮所有震源區之與地震危害度諧和之「成對」地動參數 PGA_R 及 M ，及地層剖面資料與地質參數之變異性，求得液化損害參數 I_L 、 P_w ，及 S_i 之後，逕利用下式計算對應某一PGA值之液化易損性：

$$\hat{F}(x; a) = \hat{P}[X > x | IM = a] = \frac{\#(X_i > x)}{\#(a - \Delta a/2 < IM_i \leq a + \Delta a/2)} \quad \dots\dots (2-48)$$

式中 IM_i 及 X_i 為蒙地卡羅模擬之第 i 個 PGA 及對應之液化損害參數模擬值。 Δa 為所考慮之 PGA 間距，本研究採用 0.02g。

與前節相同，本節僅就欲進行耐震評估之六個碼頭區域之近中間孔位鑽孔場址，進行易損性分析，求取 I_L 、 P_w ，以及 S_i 之液化易損性曲線。圖2.88~圖2.93為6個鑽孔場址之分析成果。根據2.2節之港區地震危害度分析結果（表2-6），對應於475年回歸期之堅實地盤 PGA_R 中值為0.181g，而由2.4.4節可知，高雄港區場址屬於第二類地盤，其PGA放大係數 F_a 採用式(2-27)。所以，在475年回歸期條件下，高雄港區場址之地震動 PGA_S 值為0.199g。以圖2.89之KH065鑽孔場址（位於48~53號碼頭）為例，若取各參數對應於「嚴重液化」或「廣泛損害」之各參數級距門檻值，即 $I_L \geq 15$ 、 $P_w \geq 0.85$ ，及 $S_i \geq 30\text{cm}$ ，則由各易損性曲線可得 $PGA=0.199\text{g}$ 所對應之機率皆趨近或等於1.0，此結果可與前節之液化危

害度分析結果相呼應。亦即，本分析結果已適當反映了此場址之液化易損性，可作為土壤液化震損之境況模擬的參考。

而為避免土壤液化影響碼頭設施之結構安全或其功能，經評估具高液化危害度之場址可透過適當之工程技術進行妥善之處理。一般而言，土壤液化之防制有兩種處理方式（黃富國等，1999），一為改良土壤之性質或改變地中應力、變形與孔隙水壓等影響土壤液化之相關條件，以防止液化發生；一為容許液化之發生，但藉由結構手法如強化基礎或建築構架勁度等，確保建物結構之安全並減輕建物之災損，圖2.94所示即為各種液化防制對策之原理與分類。在防止液化之對策方面，方法很多，各具不同特性及優劣條件，可視實際情況及經濟性做適當選擇，如採用排水方法可提高土體之有效應力 σ' ；採用夯實方法（如六輕工業區之動力壓密工法）可提高砂土之緊密程度（並提高砂土之內摩擦角 ϕ' ）；採用化學固結方法可增加顆粒間之膠結力（並提高凝聚聚力 c' ），大幅提高地盤之支承力。在減輕液化災害之對策方面，可採用樁基礎，使在砂質地盤液化時，可支承結構物之上部荷重，以防止因地基承载力喪失或降低而導致上部結構傾斜或下陷；亦可採用特殊基礎或改變基礎型式，以防止地震時砂土之流失或地盤之陷落，造成上部結構破壞；圖2.95所示為各種工法於各類工程之應用例。高雄港區各碼頭場址可參考圖2.94及圖2.95有關液化防制對策之原理及應用案例，依據前述液化危害度評估結果、碼頭之重要性及施工條件等採取適當之液化防制措施，則港區地盤及碼頭設施將來受震時，必可合乎安全要求，消弭液化震害於無形。

表2-1 高雄港區之108個SPT鑽探孔位相關資料 (1/3)

ID	代號	計畫名稱	鑽孔編號	鑽孔位置	孔位高程 (m)	鑽孔深度 (m)	地下水位 (m)
1	KH001	高雄港第五貨櫃中心 建築工程第一階段	A-4	高雄港第五貨櫃中心	3.41	20.00	4.1
2	KH002	高雄港第五貨櫃中心 78 號碼頭場地工程	BH-18	高雄港第五貨櫃中心 78 號碼頭	3.15	30.00	1.03
3	KH003	高雄港商港區一號碼頭 地質鑽探與試驗分析	C-1	高雄港商港區一號碼 頭	-	30.00	1.5
4	KH004	高雄港 101 號碼頭 地質鑽探與試驗分析	B1034	高雄港 101 號碼頭	2.57	40.00	1.75
5	KH005	(同上)	B1038	(同上)	3.00	40.00	1.9
6	KH006	高雄港務局第二港口 工程處地質鑽探試驗報告	3	45 號碼頭谷倉 新健基礎鑽探	-	40.00	0.95
7	KH007	(同上)	4	(同上)	-	40.00	0.9
8	KH008	高雄港商港區 63-64 號碼頭 地質鑽探與試驗分析	B-4	高雄港商港區 63-64 號碼頭	-	30.00	1.5
9	KH009	(同上)	B-13	高雄港商港區 63-64 號碼頭	-	50.00	0.7
10	KH010	(同上)	B-17	(同上)	-	50.00	1.3
11	KH011	(同上)	B-18	(同上)	-	30.00	1.5
12	KH012	高雄港商港區 55.56.57 號 碼頭地質鑽探與試驗分析	A-2	高雄港商港區 55.56.57 號碼頭	-	30.00	0.85
13	KH013	(同上)	A-6	(同上)	-	30.00	0.85
14	KH014	(同上)	A-10	(同上)	-	30.00	1
15	KH015	(同上)	A-12	(同上)	-	30.00	0.9
16	KH016	(同上)	A-20	(同上)	-	30.00	1
17	KH017	高雄港 8-10 號碼頭 改建地質鑽探報告	B-1	高雄港 8 號碼頭 改建地質鑽探報告	-9.33	40.00	0
18	KH018	(同上)	B-3	高雄港 9 號碼頭 改建地質鑽探報告	-9.30	41.30	0
19	KH019	(同上)	B-4	高雄港 8 號碼頭 改建地質鑽探報告	-9.00	40.90	0
20	KH020	(同上)	B-5	高雄港 9 號碼頭 改建地質鑽探報告	-9.53	41.50	0
21	KH021	高雄港 43 號碼頭 改建地質鑽探報告	B-1	高雄港 43 號碼頭 改建地質鑽探報告	-	30.30	1.13
22	KH022	(同上)	B-2	(同上)	-	30.30	1.49
23	KH023	高雄港務局第二港口 工程處	B-1	中島臨水西路鑽探	-	5.00	0
24	KH024	(同上)	B-2	(同上)	-	5.00	0
25	KH025	(同上)	B-3	(同上)	-	5.00	0
26	KH026	(同上)	B-4	(同上)	-	5.00	0
27	KH027	(同上)	B-5	(同上)	-	20.00	0
28	KH028	台泥高雄廠 55 號碼頭 儲裝站鑽探工程	H-1	中華顧問工程司	-	30.00	1.75
29	KH029	高雄港第三港口預定位置	B-16	高雄港第三港口 預定位置	-	30.00	0
30	KH030	高雄港第三港口預定位置	B-17	高雄港第三港口 預定位置	-	40.00	0

表2-1 高雄港區之108個SPT鑽探孔位相關資料 (2/3)

ID	代號	計畫名稱	鑽孔編號	鑽孔位置	孔位高程 (m)	鑽孔深度 (m)	地下水位 (m)
31	KH031	高雄港120至122碼頭場地 及建築物鑽探工程	B4	高雄港第四貨櫃 儲運中心	1.27	51.50	0.50
32	KH032	高雄港第五貨櫃中心 碼頭工程鑽探試驗報告	BL-01	高雄港小港區	3.71	48.00	2.58
33	KH033	(同上)	BL-03	(同上)	4.15	38.00	3.80
34	KH034	(同上)	BL-09	(同上)	3.60	38.00	3.90
35	KH035	(同上)	BL-10	(同上)	2.23	38.00	1.14
36	KH036	(同上)	BL-11	(同上)	3.23	38.00	1.65
37	KH037	(同上)	BL-13	(同上)	2.63	38.00	1.50
38	KH038	(同上)	BL-16	(同上)	2.83	38.00	1.20
39	KH039	(同上)	BL-17	(同上)	2.52	48.00	1.00
40	KH040	(同上)	BL-25	(同上)	2.86	38.00	0.62
41	KH041	(同上)	BL-28	(同上)	4.56	30.00	2.00
42	KH042	(同上)	BL-29	(同上)	3.72	38.00	1.50
43	KH043	(同上)	BL-39	(同上)	3.02	36.00	1.30
44	KH044	(同上)	BL-4 2	(同上)	2.46	38.00	0.50
45	KH045	(同上)	BS-05	(同上)	-7.47	28.00	7.80
46	KH046	高雄港120-122號碼頭場地 及建築物鑽探工程	A4	高雄港120-122號碼 頭	4.00	35.00	4.80
47	KH047	(同上)	A10	(同上)	4.02	33.50	4.00
48	KH048	(同上)	A17	(同上)	-	30.00	0.00
49	KH049	(同上)	B12	(同上)	1.24	51.00	5.10
50	KH050	(同上)	B17	(同上)	-	50.00	0.69
51	KH051	高雄港21號碼頭鑽探工程	B1	高雄港21號碼頭	-	15.30	0.00
52	KH052	(同上)	B2	(同上)	-	9.30	0.00
53	KH053	(同上)	B4	(同上)	-	9.30	0.00
54	KH054	高雄港64號貨櫃碼頭鑽探 工程	B1	(同上)	-	20.00	1.20
55	KH055	高雄港務局貨櫃碼頭基地 鑽探	B7	貨櫃碼頭基地	-	35.00	0.45
56	KH056	(同上)	B8	(同上)	-	35.00	0.71
57	KH057	高雄港蓬萊區戰材機具庫 鑽探工程	B-1	蓬萊區戰材機具庫	-	30.00	0.00
58	KH058	(同上)	B-2	(同上)	-	30.00	0.00
59	KH059	十號碼頭頂端護岸鑽探工程	B-1	10碼頭	-4.60	20.00	0.00
60	KH060	(同上)	B-2	(同上)	-3.80	20.00	0.00
61	KH061	中油高雄煉油總廠苓雅寮 儲運所第一階段般邊鑽	B-3	大林廠	2.34	40.00	1.10
62	KH062	(同上)	B-5	(同上)	2.31	60.00	0.90
63	KH063	高雄港務局第二港口工程 處 地質鑽探試驗報告	B-1	48-58 號碼頭 及機動派出所鑽探工 程	-	30.30	0.00
64	KH064	(同上)	B-4	(同上)	-	30.30	0.00
65	KH065	(同上)	B-5	(同上)	-	30.30	0.00
66	KH066	(同上)	B-6	(同上)	-	30.30	0.00
67	KH067	119號碼頭地質鑽探報告	B-6	中和	1.80	50.00	0.60
68	KH068	68-71號碼頭地質鑽探報告	B-8	前鎮漁港	-2.40	47.05	0.00
69	KH069	(同上)	B-12	(同上)	-5.60	44.40	0.00
70	KH070	(同上)	B-15	(同上)	-1.10	48.40	0.00

表2-1 高雄港區之108個SPT鑽探孔位相關資料 (3/3)

ID	代號	計畫名稱	鑽孔編號	鑽孔位置	孔位高程 (m)	鑽孔深度 (m)	地下水位 (m)
71	KH071	68-71 號碼頭地質鑽探報告	B-17	前鎮漁港	-0.60	34.40	0.00
72	KH072	(同上)	B-28	(同上)	-	12.30	1.70
73	KH073	(同上)	B-37	(同上)	-	2.30	0.00
74	KH074	(同上)	B-40	(同上)	-	2.30	0.00
75	KH075	(同上)	B-43	(同上)	-	2.30	0.00
76	KH076	68-71 號碼頭地質鑽探報告	B-53	前鎮漁港	-	12.30	1.20
77	KH077	67 號碼頭地質鑽探報告	B-1	67 號碼頭	-0.10	35.00	0.00
78	KH078	(同上)	B-2	(同上)	-0.20	35.00	0.00
79	KH079	中油高雄煉油總廠苓雅寮 儲運所第一階段般邊鑽	B-3	前鎮儲運所	2.49	40.00	1.10
80	KH080	(同上)	B-4	(同上)	2.55	50.00	0.90
81	KH081	118~119碼頭 場地通棧修護廠鑽探工程	A-3	中和	2.46	20.00	0.90
82	KH082	(同上)	B-2	(同上)	1.89	30.00	0.45
83	KH083	(同上)	B-6	(同上)	2.15	30.00	0.80
84	KH084	47號碼頭後線機具所 第二調度站鑽探工程	B-1	47 號碼頭	-	30.30	1.15
85	KH085	33號碼頭戰備發電機房 鑽探工程	B-1	33 號碼頭	-	20.00	0.00
86	KH086	第二儲木池及附近海域鑽 探工程	B1	中和	-0.92	25.80	0.00
87	KH087	13號碼頭北端整建鑽探工程	B1	13 號碼頭	-	20.00	0.00
88	KH088	(同上)	B2	(同上)	-	20.00	0.00
89	KH089	(同上)	B3	(同上)	-	20.00	0.00
90	KH090	高雄港一號碼頭旅客通行 天橋地質鑽探工程	B5	一號碼頭	-	20.00	0.00
91	KH091	高雄港一號碼頭 旅客通行天橋地質鑽探工程	B6	一號碼頭	-	20.00	0.00
92	KH092	旅客服務中心新建鑽探工程	B1	(同上)	-	30.30	0.00
93	KH093	6之一庫新建鑽探	B1	六號碼頭	-	16.00	2.80
94	KH094	(同上)	B2	(同上)	-	16.00	2.90
95	KH095	苓雅庫區聯合辦公室鑽探 工程	B1	16 號碼頭	-	35.00	0.00
96	KH096	(同上)	B2	(同上)	-	35.00	0.00
97	KH097	戰備發電機庫房鑽探工程	B1	33 號碼頭	-	20.00	0.00
98	KH098	中島新建機具庫鑽探工程	B1	中島	-	30.30	1.70
99	KH099	(同上)	B2	(同上)	-	30.30	1.25
100	KH100	58號碼頭戰備蓄水池新建	B1	58 號碼頭	-	15.30	0.00
101	KH101	第三儲木池 及附近海域鑽探工程	B2	中和	-0.98	6.30	0.98
102	KH102	(同上)	B4	(同上)	-1.88	21.32	1.88
103	KH103	(同上)	B5	(同上)	-1.60	22.70	1.60
104	KH104	(同上)	B7	(同上)	-2.80	21.40	2.80
105	KH105	72號碼頭地質鑽探工程	B4	72 碼頭	2.17	53.00	0.00
106	KH106	(同上)	B2	(同上)	-0.90	49.40	0.90
107	KH107	(同上)	B9	(同上)	2.55	40.00	0.00
108	KH108	-	-	#115 碼頭	2.60	0.00	0.00

表 2-2 高雄港各區域碼頭港埠設施及碼頭型式

碼頭編號	港埠設施	碼頭型式
2~7	蓬萊商港區	方塊式
48~53	第一貨櫃儲運中心(中島商港區)	棧橋式
63~66	第二貨櫃儲運中心(前鎮商港區)	板樁式
71	第三貨櫃儲運中心(小港商港區)	棧橋式
77	第五貨櫃儲運中心(大仁商港區)	板樁式
119~121	第四貨櫃儲運中心(中興商港區)	棧橋式

表2-3 高雄港區碼頭鑽孔SPT-N值統計表

碼頭區域		平均值 (μ)	標準偏差 (σ)	變異係數 (C.O.V.)
2~7		16.30	10.05	0.616
28~53		14.03	10.03	0.715
63~66	上層(<20m)	13.39	8.72	0.651
	下層(>20m)	31.50	7.53	0.239
71	上層(<20m)	14.11	9.08	0.643
	下層(>20m)	23.41	5.05	0.216
77		20.55	8.90	0.433
119~121	上層(<17m)	6.56	4.56	0.696
	下層(>17m)	21.56	4.34	0.201

表2-4 高雄港區碼頭簡化土層剖面資料

碼頭區域		土層厚度 (m)	地下水位深度 (m)	土層 SPT-N 值
2~7		27.32	0.72	16.30
48~53		20.78	0.27	14.03
63~66	上層(<20m)	20.00	0.82	13.39
	下層(>20m)	15.56		31.50
71	上層(<20m)	20.00	0.26	14.11
	下層(>20m)	15.53		23.41
77		35.00	2.84	20.55
119~121	上層(<17m)	17.00	1.92	6.56
	下層(>17m)	19.78		21.56

表2-5 高雄港區附近中央氣象局地震測站

station	E	N	distance	name
KAU092	120.31	22.56	0.01	高雄港務局
KAUP	120.31	22.56	0.01	高雄港務局
KAU	120.31	22.57	1.33	高雄市
KAU045	120.31	22.57	1.33	高雄
KAU056	120.34	22.56	2.95	中鋼
KAU055	120.33	22.58	3.02	高雄機場
KAU006	120.32	22.59	4.04	五福國小
MND008	120.31	22.61	6.21	新高營區
KAU087	120.31	22.61	6.23	中正高工
KAU093	120.35	22.59	6.25	高雄縣消防局
KAU005	120.34	22.62	7.78	忠孝國小
KAU062	120.28	22.62	7.83	高雄女中
KAU002	120.31	22.63	7.99	高師附中
MND019	120.27	22.63	9.13	南部地區後備司令部壽
KAU004	120.34	22.63	9.22	中山國小
KAU003	120.26	22.63	9.46	中山大學
KAU061	120.29	22.64	9.47	高雄中學
KAU017	120.39	22.51	9.57	林園國小
KAU016	120.39	22.61	9.92	永芳國小
KAU057	120.27	22.64	9.92	萬壽山管理所
KAU088	120.31	22.65	9.92	民族國小

表 2-6 高雄港區於不同回歸期之耐震設計地震動值

R.P.	PGA(g) Median	PGA(g) Correct 1 σ	PGA(g) Correct 2 σ	備註
75	0.079	0.094	0.105	堅硬地盤
475	0.181	0.212	0.239	
2500	0.286	0.374	0.437	
75	0.195	0.205	0.212	地表面處
475	0.318	0.336	0.351	
2500	0.402	0.451	0.482	

表 2-7 PSHA 分析結果中 475 年回歸期與現行建物規範之比較

Site Condition	Building Code'05, EPA(g)	PSHA-PGA(g)
堅硬地盤	0.24g~0.28g	0.21g
地表面處 S3 site ($F_a=1.1\sim1.2$)	0.29g~0.31g	0.34g

表 2-8 活動斷層應用定值法分析所估算之地震動值

斷層	距離	潛勢規模	PGA 值(g)	備註
旗山	18.94	7.0	0.246	堅硬地盤
			0.372	地表面處
小崗山	27.97	6.4	0.083	堅硬地盤
			0.204	地表面處
潮州	30.02	7.3	0.203	堅硬地盤
			0.331	地表面處

表 2-9 1,655 年~2,010 年高雄港地區規模 ≥ 5.5 地震目錄

(N21.86~23.36 , E119.52~121.02)

date_utc	time_utc	latitude	longitude	depth	magnitude
1655/01/21		22.90	120.30		5.5
1661/02/15		23.00	20.20		7.0
1736/10/30		23.10	120.30		6.5
1862/06/07		23.20	120.20		6.5
1870		22.40	120.60		5.5
1902/03/20	01:59:00.00	23.00	120.60	20.00	6.0
1923/07/02	02:23:00.00	22.60	120.00	0.00	6.5
1926/08/03	03:41:30.00	22.00	121.00	0.00	6.5
1927/08/24	17:09:00.00	23.18	120.18	0.00	6.6
1930/12/22	00:08:00.00	23.18	120.24	0.00	6.6
1941/12/16	19:29:38.00	23.35	120.48	0.00	6.4
1946/12/04	22:47:00.00	23.07	120.33	5.00	6.1
1964/01/18	12:04:13.90	23.27	120.61	18.00	6.1
1972/09/22	11:57:27.40	22.30	120.54	15.00	6.6
1987/06/07	05:50:07.64	22.12	121.01	6.20	6.1
1995/04/25	08:09:02.96	22.65	120.51	43.70	5.5
1999/09/21	04:17:00.00	23.01	120.01	8.50	7.3
1999/10/22	10:19:00.00	23.01	120.01	12.1	6.4
2010/03/04	00:18	22.97	120.71	22.6	6.4

註：地震規模均為近震規模(M_L)

表 2-10 高雄港地區間隔 5 年最大地震統計表

序號	1	2	3	4	5
年	1810~1815	1816~1820	1821~1825	1826~1830	1831~1835
時區	第 1 個 5 年	第 2 個 5 年	第 3 個 5 年	第 4 個 5 年	第 5 個 5 年
最大強度	0	0	0	0	0
序號	6	7	8	9	10
年	1836~1840	1841~1845	1846~1850	1851~1855	1856~1860
時區	第 6 個 5 年	第 7 個 5 年	第 8 個 5 年	第 9 個 5 年	第 10 個 5 年
最大強度	0	0	0	0	0
序號	11	12	13	14	15
年	1861~1865	1866~1870	1871~1875	1876~1880	1881~1885
時區	第 11 個 5 年	第 12 個 5 年	第 13 個 5 年	第 14 個 5 年	第 15 個 5 年
最大強度	6.5	5.5	0	0	0
序號	16	17	18	19	20
年	1886~1890	1891~1895	1896~1900	1901~1905	1906~1910
時區	第 16 個 5 年	第 17 個 5 年	第 18 個 5 年	第 19 個 5 年	第 20 個 5 年
最大強度	0	0	0	6.0	0
序號	21	22	23	24	25
年	1911~1915	1916~1920	1921~1925	1926~1930	1931~1935
時區	第 21 個 5 年	第 22 個 5 年	第 23 個 5 年	第 24 個 5 年	第 25 個 5 年
最大強度	0	0	6.5	6.6	0
序號	26	27	28	29	30
年	1936~1940	1941~1945	1946~1950	1951~1955	1956~1960
時區	第 26 個 5 年	第 27 個 5 年	第 28 個 5 年	第 29 個 5 年	第 30 個 5 年
最大強度	0	0	6.1	0	0
序號	31	32	33	34	35
年	1961~1965	1966~1970	1971~1975	1976~1980	1981~1985
時區	第 31 個 5 年	第 32 個 5 年	第 33 個 5 年	第 34 個 5 年	第 35 個 5 年
最大強度	0	0	6.6	0	0
序號	36	37	38	39	40
年	1986~1990	1991~1995	1996~2000	2001~2005	2006~2010
時區	第 36 個 5 年	第 37 個 5 年	第 38 個 5 年	第 39 個 5 年	第 40 個 5 年
最大強度	6.1	5.5	7.3	6.2	6.4

表 2-11 高雄港地區 $5.5 \leq M < 6.5$ 預測分析

規模	$5.5 \leq M < 6.5$						預測值
實際值	11-12	19	23	28	36-37	39-40	
模型值	14	18	22	27	34	42	52
殘差%	23.58	3.77	2	0.76	7.42	5.57	—

說明：預測值 52 表示在第 52 個 5 年(2,071~2,075 年)會有 $5.5 \leq M < 6.5$ 的地震。

表 2-12 高雄港地區 $M \geq 6.5$ 預測分析

規模	$M \geq 6.5$				預測值
實際值	11	24	33	38	
模型值	15	21	29	39	53
殘差%	44.65	10.19	11.53	6.86	—

說明：預測值 53 表示在第 53 個 5 年(2,076~2,080 年)會有 $M \geq 6.5$ 的地震。

表 2-13 高雄港地區 $M \geq 5.5$ 序號表

序號	date_utc	time_utc	latitude	longitude	depth	magnitude
1	1862/06/07		23.20	120.20		6.5
8	1870		22.40	120.60		5.5
40	1902/03/20	01:59:00.00	23.00	120.60	20.00	6.0
61	1923/07/02	02:23:00.00	22.60	120.00	0.00	6.5
64	1926/08/03	03:41:30.00	22.00	121.00	0.00	6.5
65	1927/08/24	17:09:00.00	23.18	120.18	0.00	6.6
68	1930/12/22	00:08:00.00	23.18	120.24	0.00	6.6
79	1941/12/16	19:29:38.00	23.35	120.48	0.00	6.4
84	1946/12/04	22:47:00.00	23.07	120.33	5.00	6.1
102	1964/01/18	12:04:13.90	23.27	120.61	18.00	6.1
110	1972/09/22	11:57:27.40	22.30	120.54	15.00	6.6
125	1987/06/07	05:50:07.64	22.12	121.01	6.20	6.1
133	1995/04/25	08:09:02.96	22.65	120.51	43.70	5.5
137	1999/09/21	04:17:00.00	23.01	120.01	8.50	7.3
148	2010/03/04	00:18	22.97	120.71	22.6	6.4

表 2-14 高雄港地區 $M \geq 5.5$ 災變預測

規模	$M \geq 5.5$							
序號	1	8	40	61	64	65	68	79
模型值	1	42	46	51	57	63	70	78
殘差(%)	0	426.27	16.73	15.10	10.26	2.01	3.88	0.83
規模	$M \geq 5.5$							預測值
序號	84	102	110	125	133	137	148	
模型值	86	96	106	118	131	145	161	179
殘差(%)	3.43	5.53	2.85	5.18	1.19	6.40	9.23	

說明：預測值 179 表示在 2,042 年 $\pm$ 34 年會有 $M \geq 5.5$ 的地震。

表 2-15 高雄港地區 $M \geq 6.0$ 災變預測

規模	$M \geq 6.0$							
序號	1	40	61	64	65	68	79	84
模型值	1	47	52	58	62	72	80	89
殘差(%)	0	18.98	13.38	8.36	0.16	6.27	1.55	6.01
規模	$M \geq 6.0$					預測值		
序號	102	110	125	137	148			
模型值	98	109	121	135	150	166		
殘差(%)	3.08	0.23	2.54	1.29	1.42			

說明：預測值 166 表示在 2,028 年 $\pm$ 9 年會有 $M \geq 6.0$ 的地震。

表 2-16 高雄港地區 $M \geq 6.5$ 災變預測

規模	$M \geq 6.5$							預測值
序號	1	61	64	65	68	110	137	
模型值	1	47	57	70	82	104	127	155
殘差(%)	0	22.44	9.9	8.13	25.98	5.07	7.09	

說明：預測值 155 表示在 2,017 年 $\pm$ 14 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震。

表2-17 高雄港地區M6.5拓樸預測分析表

規模	M6.5						
截點值	1	52	112	115	116.1	119	161
模型值	1	83	93	105	118	133	150
殘差(%)	0	60.7	16.09	8.09	2.36	12.31	6.64
規模	M6.5			預測值			
截點值	187.9	188.1	200				
模型值	169	190	213	240			
殘差(%)	10.04	1.05	6.88	—			

說明：預測值為 240 表示在 2,040 年±31 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震發生。

表2-18 高雄港地區M6.0拓樸預測分析表

規模	M6.0						
截點值	1	51.9	52.1	111.9	112.1	114.9	116.1
模型值	1	80	86	92	98	105	113
殘差(%)	0	54.8	65.21	17.54	11.80	9.79	2.20
規模	M6.0						
截點值	129.9	130.1	135	160.9	161.1	176	187.8
模型值	121	130	139	149	160	171	184
殘差(%)	5.76	0.21	3.48	6.95	0.41	2.32	1.90
規模	M6.0		預測值				
截點值	188.2	199.9					
模型值	199	211	226				
殘差(%)	4.89	5.82	—				

說明：預測值為 226 表示在 2,036 年±33 年會有 $M \geq 6.0$ 的地震發生。

表2-19 高雄港地區M5.5拓模預測分析表

規模	M5.5						
截點值	1	51.8	52.2	70	90.9	91.1	111.8
模型值	1	78	82	85	89	92	96
殘差(%)	0	52.25	57.33	22.19	2.03	1.79	113.62
規模	M5.5						
截點值	112.2	114.8	116.2	118.8	119.2	129.9	130.1
模型值	110	164	109	113	118	123	128
殘差(%)	10.38	8.79	6.17	4.43	0.81	5.22	1.46
規模	M5.5						
截點值	134.9	135.1	152.8	153.2	160.8	161.2	175.9
模型值	133	139	149	150	156	163	170
殘差(%)	1.04	2.88	5.27	1.61	2.39	1.38	3.24
規模	M5.5					預測值	
截點值	176.1	184	187.7	188.3	199.8		
模型值	179	184	192	200	208	216	
殘差(%)	00.63	0.29	2.37	6.26	4.28	—	

說明：預測值為 216 表示在 2,026 年±49 年會有 $M \geq 5.5$ 的地震發生。

表 2-20 高雄港地區 $M \geq 5.5$ 地震次數統計表

序號	1	2	3	4	5
年	1811~1830	1831~1850	1851~1870	1871~1890	1891~1910
時區	第 1 個 20 年	第 2 個 20 年	第 3 個 20 年	第 4 個 20 年	第 5 個 20 年
次數	0	0	2	0	1
序號	6	7	8	9	10
年	1911~1930	1931~1950	1951~1970	1971~1990	1991~2010
時區	第 6 個 20 年	第 7 個 20 年	第 8 個 20 年	第 9 個 20 年	第 10 個 20 年
次數	4	2	1	2	4

表 2-21 高雄港地區 $M \geq 6.0$ 地震次數統計表

序號	1	2	3	4	5
年	1811~1830	1831~1850	1851~1870	1871~1890	1891~1910
時區	第 1 個 20 年	第 2 個 20 年	第 3 個 20 年	第 4 個 20 年	第 5 個 20 年
次數	0	0	1	0	1
序號	6	7	8	9	10
年	1911~1930	1931~1950	1951~1970	1971~1990	1991~2010
時區	第 6 個 20 年	第 7 個 20 年	第 8 個 20 年	第 9 個 20 年	第 10 個 20 年
次數	4	2	1	2	3

表 2-22 高雄港地區 $M \geq 6.5$ 地震次數統計表

序號	1	2	3	4	5
年	1811~1830	1831~1850	1851~1870	1871~1890	1891~1910
時區	第 1 個 20 年	第 2 個 20 年	第 3 個 20 年	第 4 個 20 年	第 5 個 20 年
次數	0	0	1	0	0
序號	6	7	8	9	10
年	1911~1930	1931~1950	1951~1970	1971~1990	1991~2010
時區	第 6 個 20 年	第 7 個 20 年	第 8 個 20 年	第 9 個 20 年	第 10 個 20 年
次數	4	0	0	1	1

表 2-23 高雄港地區每 20 年 $M \geq 5.5$ 地震次數預測表

實際值	0	0	2	0	1	4
模型值	1	1	1	1	1	2
殘差%	—	—	51.3	—	40.41	57.84
實際值	2	1	2	4	預測值	預測值
模型值	2	3	4	3	4	5
殘差%	1.22	143.09	45.94	12.37	—	—

說明：預測值 4 和 5 表示在未來 2,011 年~2,030 年和 2,031 年~2,060 年各有 4~5 次 $M \geq 5.5$ 地震發生。

表 2-24 高雄港地區每 20 年 $M \geq 6.0$ 地震次數預測表

實際值	0	0	1	0	1	4
模型值	1	1	4	4	4	4
殘差%	—	—	5.78	—	33.03	60.47
實際值	2	1	2	3	預測值	預測值
模型值	4	2	5	3	3	4
殘差%	6.06	123.24	32.64	5.08	—	—

說明：預測值 3 和 4 表示在未來 2,011 年~2,030 年和 2,031 年~2,060 年各有 3~4 次 $M \geq 6.0$ 地震發生。

表 2-25 高雄港地區每 20 年 $M \geq 6.5$ 地震次數預測表

實際值	0	0	1	0	0	4
模型值	0	0	0	0	0	0
殘差%	—	—	37.19	—	—	80.13
實際值	0	0	1	1	預測值	預測值
模型值	0	0	1	1	1	1
殘差%	—	—	0.54	8.74	—	—

說明：預測值 1 和 1 表示在未來 2,011 年~2,030 年和 2,031 年~2,060 年各有 1 次 $M \geq 6.5$ 地震發生。

表 2-26 國內建築物耐震設計規範之地盤分類表 (內政部，2005)

地盤種類	$\bar{V}_s$ (m/sec)	$\bar{N}$ 或 $\bar{N}_{CH}$	$\bar{s}_u$ (kgf/cm ²)
第一類地盤(堅實地盤)	$\bar{V}_s > 360$	$\bar{N} > 50$	$\bar{s}_u > 1.02$
第二類地盤(普通地盤)	$180 \leq \bar{V}_s \leq 360$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$0.51 \leq \bar{s}_u \leq 1.02$
第三類地盤(軟弱地盤)	$\bar{V}_s < 180$	$\bar{N} < 15$	$\bar{s}_u < 0.51$

表2-27 高雄港區鄰近3個堅實地盤測站之地震紀錄相關資料

測站	經度 (°)	緯度 (°)	規模 M	震源深度 h (km)	震央距離 R_e (km)	最大地表加速度 PGA (gal)			記錄時間
						NS	EW	UD	
KAU003	120.42	21.97	6.99	50.22	74.80	47.32	65.96	30.06	20061226123400
KAU067	120.56	21.69	6.96	44.11	108.33	40.32	31.34	23.60	20061226122618
	120.42	21.97	6.99	50.22	76.09	60.32	45.06	47.20	20061226123405
	120.51	22.65	5.49	43.67	9.53	56.88	66.04	31.88	19950425082851
KAU079	121.08	22.88	6.23	7.20	56.84	56.64	61.96	44.50	20060401100207
	120.56	21.69	6.96	44.11	100.54	35.78	35.10	18.72	20061226122610
	120.42	21.97	6.99	50.22	72.15	62.40	64.16	34.80	20061226123400

表2-28 國內建築物耐震設計規範之短周期結構之場址放大係數Fa
(內政部，2005)

地盤分類	震區短周期水平譜加速度係數 S_S (S_S^D 或 S_S^M)				
	$S_S \leq 0.5$	$S_S = 0.6$	$S_S = 0.7$	$S_S = 0.8$	$S_S \geq 0.9$
第一類地盤	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0
第三類地盤	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0

註： $PGA_R \cong EPA_R = 0.4S_S$

表2-29 SPT-N簡化液化評估法之比較（黃富國，2008a）

評估方法		Seed法 (NCEER修正版)	T-Y法	NJRA法
地震特性參數		$a_{\max}, M_w$	$a_{\max}, M$	$a_{\max}$
土壤特性參數		N, FC, σ'_{v0}	$N, FC, \gamma, \sigma'_{v0}$	$N, D_{50}, FC, \sigma'_{v0}$
SPT能量比(%)		60	80	72
反復 強度	周數	15	15	20
	雙振幅 軸向應變 (%)	5	2.5~7.5	5~6
地震規模比率因子 (MSF)		$(M_w/7.5)^{-2.56}$	直接在CSR表達式 考慮	隱含在 $a_{\max}=f(M,R)$ 中
細料含量修正(ΔN)		$f_1((N_1)_{60}, FC)$	$f_2(FC)$	$f_3(N_1, FC)$
有效覆土壓力修正 (C_N)		$2.2/(\sigma'_{v0}/P_a + 1.2) \leq 1.7$	$1.7/(\sigma'_{v0}/P_a + 0.7)$	$1.7/(\sigma'_{v0}/P_a + 0.7)$
應力折減係數(r_d)		$f(z)$	$1-0.015z$	$1-0.015z$
剪應力特性		等值均勻振幅	等值均勻振幅	最大值
方法特性		半經驗法	半經驗法	半經驗法
驗證方法		現場液化與否資料	現場液化與否資料	現場FS分布資料
安全係數		1.25~1.5	1.5 ($N_1 \leq 10$) 1.3 (中度及緊密砂)	1.0
相關空間損害指數		—	—	I_L
參考文獻		Seed et al.(1985) Youd et al.(2001)	Tokimatsu & Yoshimi (1983)	日本道路協會 (1990, 1996)

表2-30 液化潛能指數 I_L 與液化程度之關係

液化潛能指數 I_L	液 化 程 度
0	沒有或極少液化
$0 < I_L \leq 5$	輕 微 液 化
$5 < I_L \leq 15$	中 度 液 化
$I_L > 15$	嚴 重 液 化

表2-31 沈陷量 S_t 與液化損害程度之關係
(Ishihara & Yoshimine, 1992)

結構損害程度	沈陷量 S_t (cm)	地表損害程度及現象
輕至無損壞	$0 < S_t \leq 10$	輕到無之程度，地表有微細裂縫
中度損壞	$10 < S_t \leq 30$	中度損害，地表有小裂縫，砂滲出
廣泛損壞	$30 < S_t \leq 70$	廣泛損害，地表有大裂縫、噴砂、大位移、地盤側移

表2-32 液化損害程度分類（黃富國，2008b）

液化損害程度分類	P_w	液化損害程度
I	< 0.30	輕微液化
II	$0.30 \sim 0.85$	中度液化
III	> 0.85	嚴重液化

表2-33 邏輯迴歸分析結果（黃富國，2008a）

迴歸模式	迴歸係數			Nagelkerke R^2	預測液化 成功率(%)	預測不液 化成功率 (%)	綜合預測 成功率(%)
	β_0	β_1	β_2				
Seed 形式	10.097	-0.245	3.757	0.699	86	87	86
T-Y 形式	10.652	-0.287	3.833	0.651	83	83	83
NJRA 形式	8.100	-0.236	4.000	0.615	82	83	83
Juang et al. (2002)	10.113	-0.257	3.483	0.490	80	75	79

註：液化機率 $P_{Liq} \geq 50\%$ 視為液化事件， $P_{Liq} < 50\%$ 視為不液化事件。

表2-34 貝氏映射之擬合分析結果（黃富國，2008a）

液化評估準則	貝氏映射		
	A	B	R^2
Seed 法	0.8068	3.9624	0.9983
T-Y 法	0.8828	4.7776	0.9964
NJRA 法	0.8031	4.1356	0.9955
Juang et al. (2002)	0.8000	3.5000	—

表2-35 高雄港各鑽孔場址對應於475年回歸期之液化危害度指數

鑽孔 編號	液化潛能指數 (I_L)		液化機率指數 (P_w)		液化後地盤沉陷量 (S_f)	
	PGA(median)	PGA(2 σ)	PGA(median)	PGA(2 σ)	PGA(median)	PGA(2 σ)
KH001	4.19	7.34	0.38	0.46	18.51	22.91
KH002	0.70	2.49	0.72	0.79	8.93	13.73
KH003	6.99	8.78	0.40	0.47	17.58	20.38
KH004	6.34	8.14	0.36	0.44	16.62	18.98
KH005	6.35	8.00	0.78	0.32	13.69	14.75
KH006	21.68	26.01	0.68	0.73	58.62	65.44
KH007	22.08	26.19	0.67	0.71	55.92	60.49
KH008	7.22	9.71	0.31	0.34	19.10	19.52
KH009	4.18	6.24	0.28	0.32	14.34	17.54
KH010	6.85	8.63	0.29	0.33	16.31	18.56
KH011	9.04	12.28	0.47	0.53	25.50	29.35
KH012	10.78	15.17	0.50	0.55	27.83	31.51
KH013	13.63	18.51	0.62	0.68	38.75	43.43
KH014	13.18	17.56	0.58	0.63	38.14	39.61
KH015	10.82	15.86	0.59	0.65	40.74	43.65
KH016	4.53	8.23	0.43	0.51	26.81	34.03
KH017	12.30	16.20	0.62	0.71	31.01	36.90
KH018	6.43	10.55	0.53	0.63	23.32	30.89
KH019	13.30	17.24	0.62	0.70	30.37	35.37
KH020	14.60	18.80	0.59	0.64	32.21	36.07
KH021	18.82	23.46	0.66	0.71	61.92	68.04
KH022	21.74	27.99	0.83	0.89	67.23	73.73
KH028	26.93	30.99	0.72	0.75	73.30	76.30
KH029	11.16	14.69	0.51	0.59	32.21	36.57
KH030	10.12	12.24	0.40	0.47	28.68	30.80
KH031	16.16	21.74	0.75	0.82	52.62	55.02
KH032	31.97	37.39	0.89	0.93	99.84	99.89
KH033	12.40	16.14	0.54	0.60	33.89	36.89
KH034	14.06	16.13	0.42	0.47	30.19	32.34
KH035	2.58	3.97	0.25	0.32	13.17	18.57
KH036	0.33	0.87	0.17	0.23	8.71	14.11
KH037	14.13	17.22	0.49	0.52	38.11	41.72
KH038	8.72	10.56	0.78	0.81	28.75	37.44
KH039	1.58	3.74	0.24	0.30	17.96	24.87
KH040	10.79	12.01	0.30	0.34	25.04	26.89
KH041	23.85	28.37	0.70	0.74	59.57	65.98
KH042	20.44	23.96	0.63	0.68	49.37	55.84
KH043	11.73	15.62	0.48	0.52	47.79	50.93
KH044	18.43	20.95	0.50	0.53	48.47	52.33
KH045	3.49	5.99	0.35	0.43	14.70	16.46
KH046	26.81	31.67	0.81	0.86	66.54	70.98
KH047	26.59	32.45	0.85	0.90	68.68	72.63
KH048	20.71	25.51	0.74	0.80	44.89	49.00
KH049	9.95	13.92	0.56	0.64	33.39	36.77
KH050	16.96	20.44	0.60	0.65	34.54	36.14
KH051	7.38	12.22	0.51	0.58	33.65	39.57
KH052	19.64	26.46	0.84	0.91	60.53	67.50
KH053	7.85	11.47	0.50	0.55	24.24	25.91
KH054	16.70	20.47	0.58	0.62	38.87	42.35
KH055	3.59	4.94	0.19	0.22	10.29	13.74
KH056	17.32	20.42	0.58	0.63	35.63	39.82
KH057	3.86	6.57	0.34	0.41	14.11	17.26
KH058	6.01	9.42	0.40	0.46	18.83	21.16
KH059	14.79	18.35	0.57	0.64	30.49	33.65
KH060	22.90	27.45	0.73	0.79	46.79	50.84
KH061	8.33	12.06	0.47	0.52	25.70	29.23
KH062	1.34	3.14	0.24	0.31	10.48	13.80
KH063	43.45	48.42	0.97	0.98	99.95	99.96
KH064	40.44	45.29	0.92	0.95	99.79	99.86
KH065	40.04	44.64	0.92	0.94	95.18	98.19
KH066	41.00	45.84	0.95	0.97	95.15	97.23
KH068	18.98	24.62	0.74	0.83	51.67	60.37
KH069	11.38	14.28	0.51	0.61	27.59	31.64
KH070	25.43	29.26	0.75	0.80	53.40	56.56
KH071	26.57	30.00	0.66	0.69	57.12	57.96
KH072	22.36	26.64	0.79	0.85	49.42	51.93
KH076	28.89	32.94	0.83	0.88	58.46	61.29
KH077	33.33	37.28	0.81	0.86	74.34	78.43
KH078	29.28	32.94	0.74	0.80	64.33	68.56
KH079	8.16	11.42	0.38	0.41	17.82	19.31
KH080	5.44	7.77	0.29	0.32	15.31	16.59
KH081	32.55	37.62	0.88	0.92	71.45	75.02
KH082	11.14	18.06	0.74	0.83	45.77	55.23
KH083	28.53	34.26	0.88	0.93	71.36	73.85
KH084	24.19	29.48	0.81	0.87	59.65	68.08
KH085	8.17	13.51	0.62	0.72	29.46	39.18
KH086	19.02	22.91	0.66	0.72	37.76	40.40
KH087	1.46	2.23	0.18	0.24	7.23	8.85
KH088	6.34	8.42	0.28	0.32	13.68	15.56
KH089	8.22	10.56	0.34	0.37	16.05	17.61
KH090	15.56	20.94	0.72	0.78	42.24	45.99
KH091	10.91	14.79	0.58	0.65	28.19	31.68
KH092	5.68	8.75	0.41	0.47	21.45	25.75
KH093	1.48	3.01	0.36	0.47	12.32	17.35
KH094	3.83	6.63	0.45	0.55	18.94	23.39
KH095	3.51	5.88	0.44	0.55	19.64	24.43
KH096	7.19	10.73	0.46	0.54	19.89	24.18
KH097	4.60	8.61	0.45	0.54	22.65	31.20
KH098	17.24	22.46	0.72	0.79	50.78	55.85
KH099	18.98	25.12	0.77	0.82	60.78	70.44
KH100	17.53	21.28	0.62	0.67	36.31	38.40
KH102	13.38	17.27	0.59	0.66	37.54	44.66
KH103	10.26	13.28	0.50	0.57	28.74	30.44
KH104	7.83	11.26	0.42	0.47	21.62	23.84
KH105	15.17	18.85	0.53	0.56	32.30	32.90
KH106	12.01	14.13	0.43	0.50	24.87	26.52
KH107	7.74	10.84	0.48	0.58	22.03	26.75

表2-36 高雄港區各碼頭場址之液化潛能指數 I_L 統計表 (Tr=475)

碼頭區域	孔數	I_L 平均值(μ)		I_L 標準偏差(σ)		I_L 變異係數(C.O.V.)	
		Case1 (PGA-median)	Case2 (PGA-2 σ)	Case1 (PGA-median)	Case2 (PGA-2 σ)	Case1 (PGA-median)	Case2 (PGA-2 σ)
2~7	8	7.33	10.33	4.37	5.16	0.60	0.50
48~53	5	30.04	34.70	15.92	16.30	0.53	0.47
63~66	8	12.28	15.00	9.96	10.75	0.81	0.72
71	6	18.67	21.91	9.27	9.82	0.50	0.45
77	7	9.35	11.68	9.93	11.12	1.06	0.95
119~121	9	21.04	26.19	8.02	8.18	0.38	0.31

表2-37 高雄港區各碼頭場址之液化機率指數 P_w 統計表 (Tr=475)

碼頭區域	孔數	P_w 平均值(μ)		P_w 標準偏差(σ)		P_w 變異係數(C.O.V.)	
		Case1 (PGA-median)	Case2 (PGA-2 σ)	Case1 (PGA-median)	Case2 (PGA-2 σ)	Case1 (PGA-median)	Case2 (PGA-2 σ)
2~7	8	0.47	0.55	0.12	0.12	0.25	0.22
48~53	5	0.81	0.85	0.22	0.19	0.27	0.22
63~66	8	0.44	0.48	0.21	0.21	0.47	0.45
71	6	0.61	0.68	0.16	0.14	0.26	0.21
77	7	0.39	0.45	0.20	0.20	0.52	0.43
119~121	9	0.76	0.82	0.12	0.11	0.15	0.13

表2-38 高雄港區各碼頭場址之液化後地盤沉陷量 S_t 統計表 (Tr=475)

碼頭區域	孔數	S_t 平均值(μ)		S_t 標準偏差(σ)		S_t 變異係數(C.O.V.)	
		Case1 (PGA-median)	Case2 (PGA-2 σ)	Case1 (PGA-median)	Case2 (PGA-2 σ)	Case1 (PGA-median)	Case2 (PGA-2 σ)
2~7	8	21.42	25.44	7.38	8.01	0.34	0.31
48~53	5	75.32	79.48	31.56	28.62	0.42	0.36
63~66	8	29.39	32.41	20.72	21.41	0.71	0.66
71	6	40.58	43.45	17.42	16.77	0.43	0.39
77	7	26.38	31.00	20.70	21.57	0.78	0.70
119~121	9	54.36	58.29	15.55	15.61	0.29	0.27



圖 2.1 高雄港位置圖



圖 2.2 高雄港區水系圖



圖 2.3 高雄港區地質圖

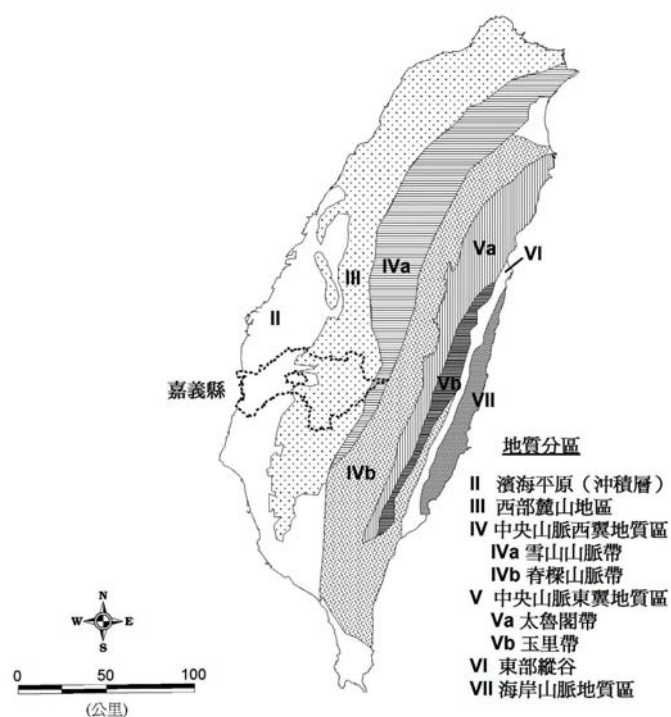


圖 2.4 臺灣地質分區圖(何春蓀，1986)

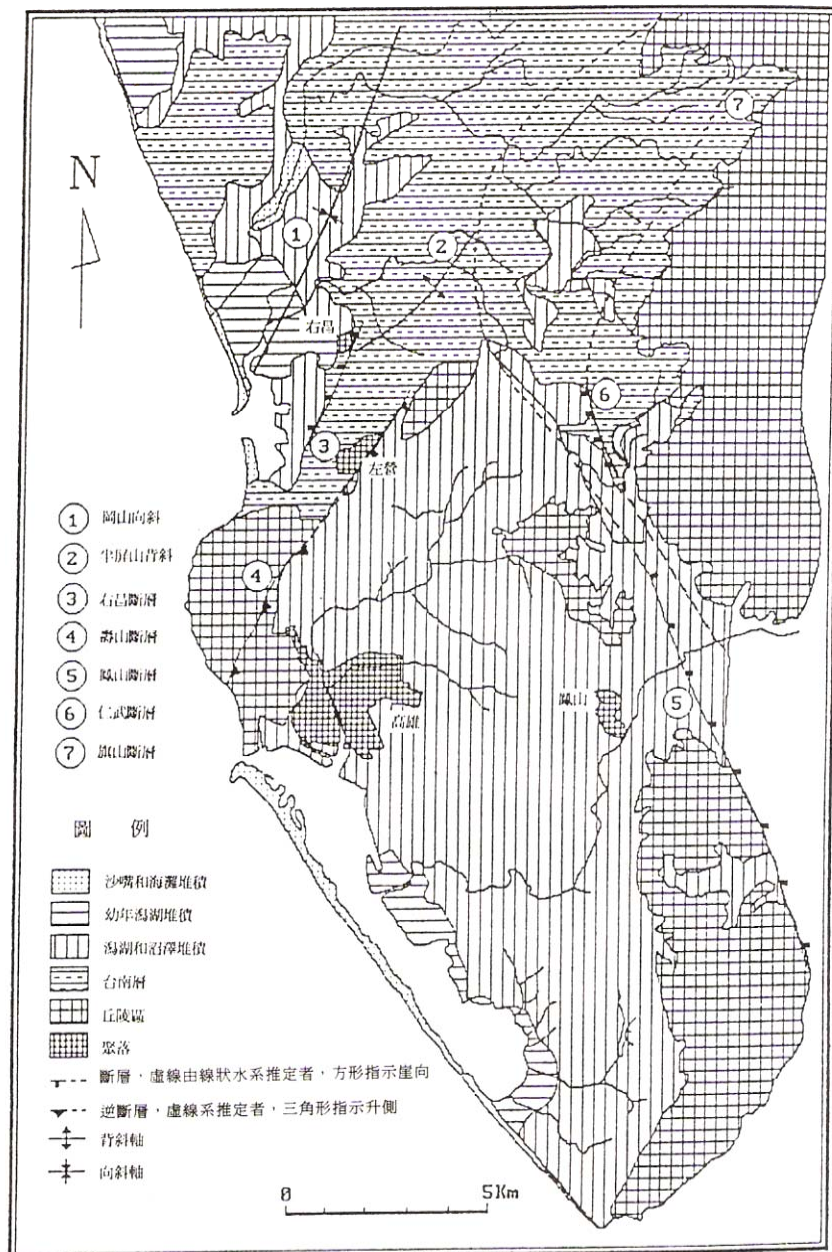


圖 2.5 高雄海岸平原航照地質圖(孫習之，1964)

地質年代		萬壽山地層	大坪頂地層
第 四 紀	現代	沖積層	沖積層
	更新世	壽山石灰岩	臺地礫石層
		崎腳層	鳳山石灰岩
		?	坪頂層
第 三 紀	上新世	古亭坑層	不整合
		高雄石灰岩	

圖 2.6 高雄市地層層序表 (陳時祖等，1988)

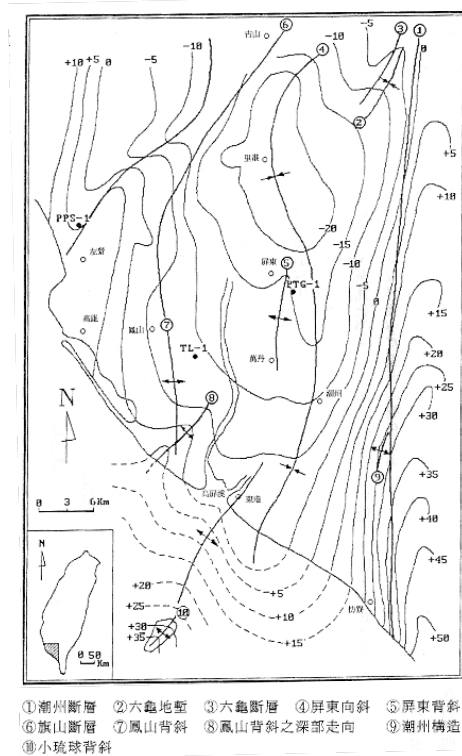


圖 2.7 高雄市與屏東平原之布蓋重力與地質構造圖(Hsieh，1970)



圖 2.8 高雄港地區 108 個 SPT 鑽探孔位分布圖及碼頭區位編號

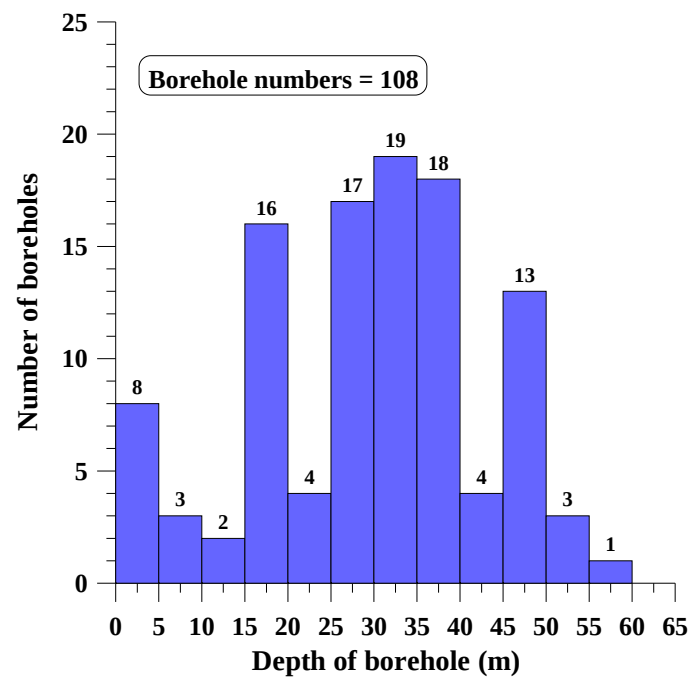
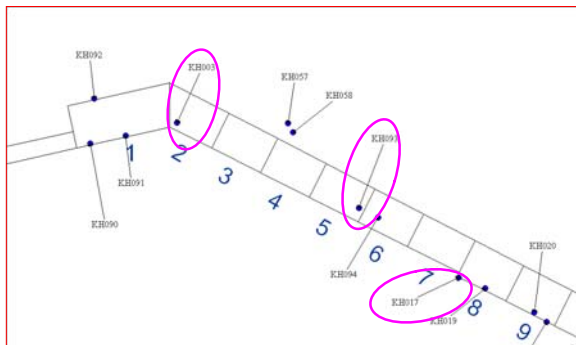
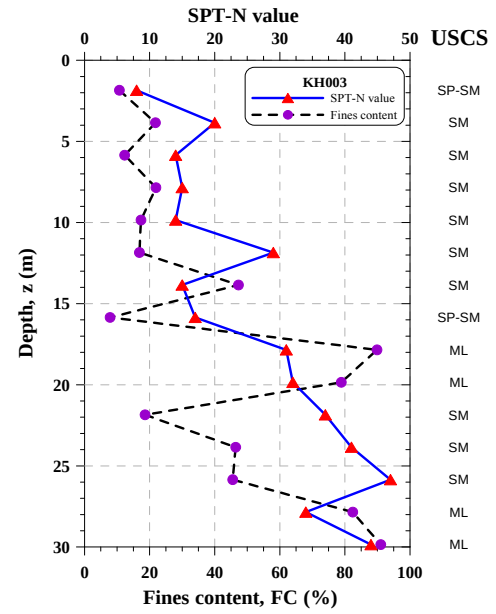


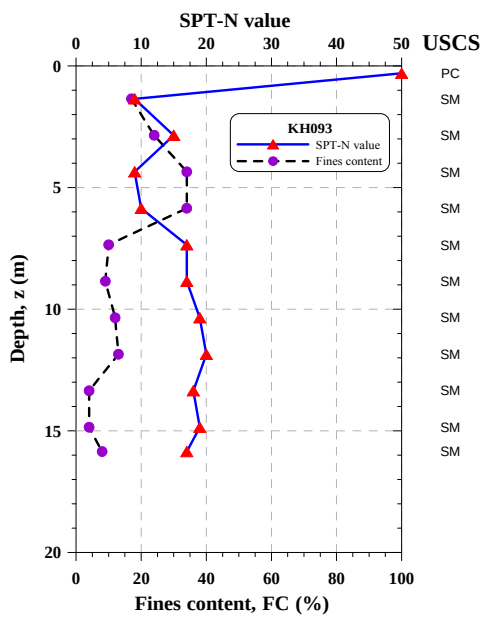
圖 2.9 SPT 鑽孔深度分布圖



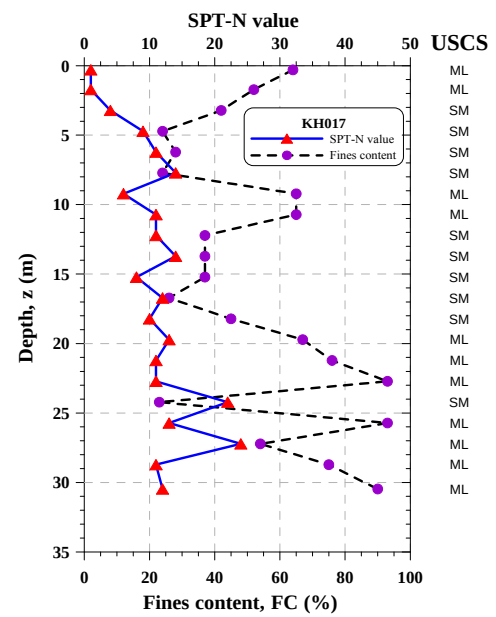
(a) 2~7 號碼頭鑽探孔位分布圖



(b) KH003 孔號 N 及 FC 剖面圖



(c) KH093 孔號 N 及 FC 剖面圖



(d) KH017 孔號 N 及 FC 剖面圖

圖 2.10 2~7 號碼頭鑽探孔位分布及 SPT-N 與 FC 值剖面圖

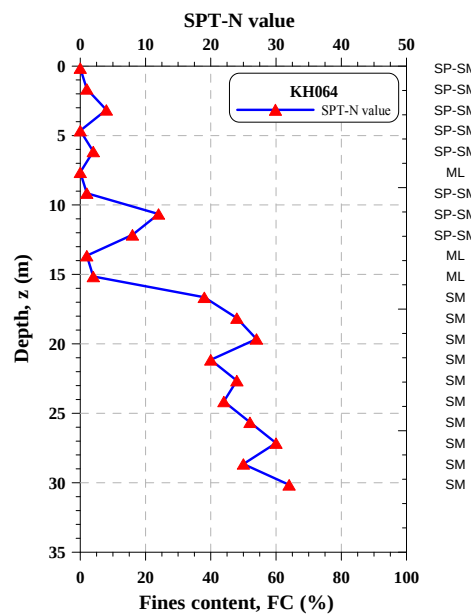
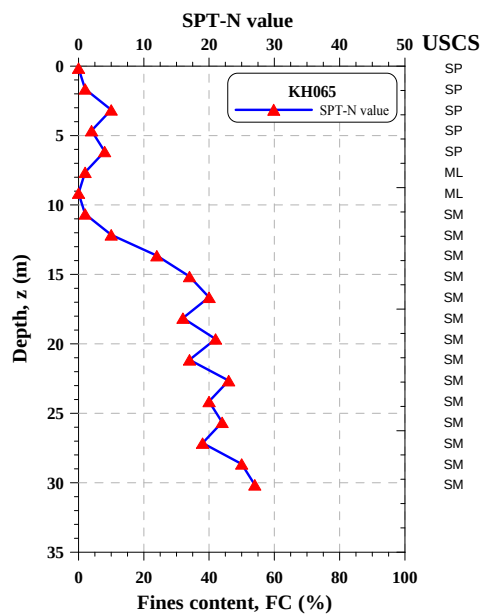
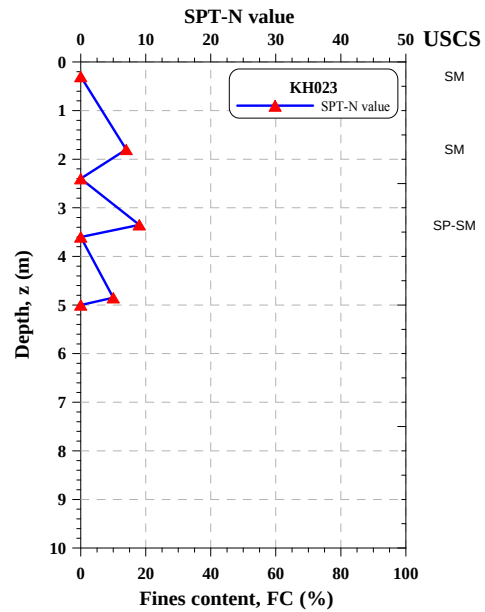
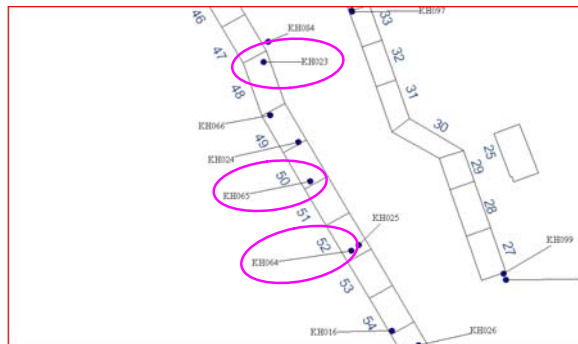


圖 2.11 48~53 號碼頭鑽探孔位分布及 SPT-N 與 FC 值剖面圖

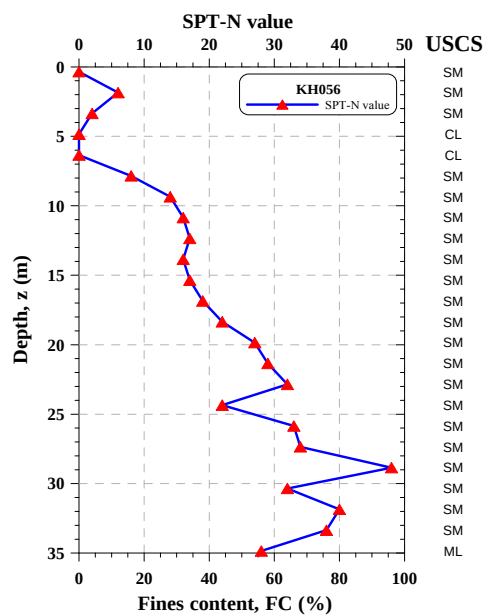
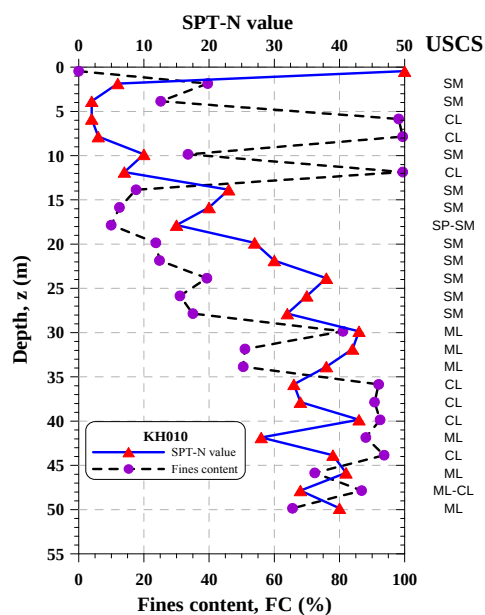
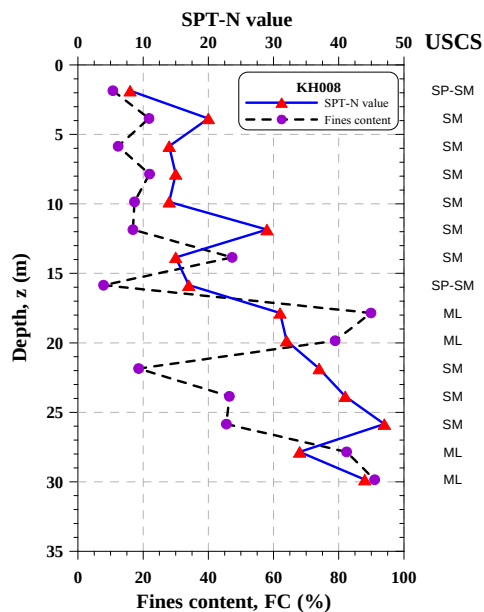
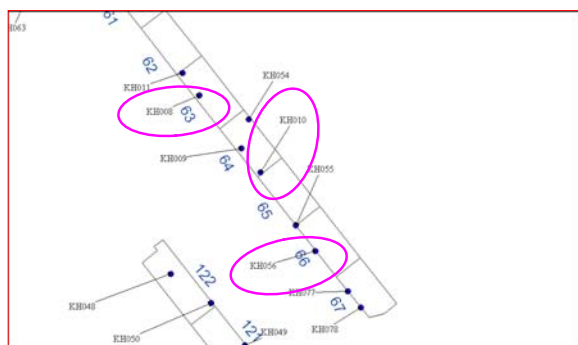
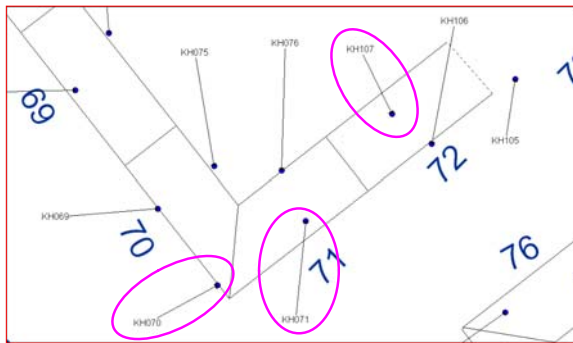
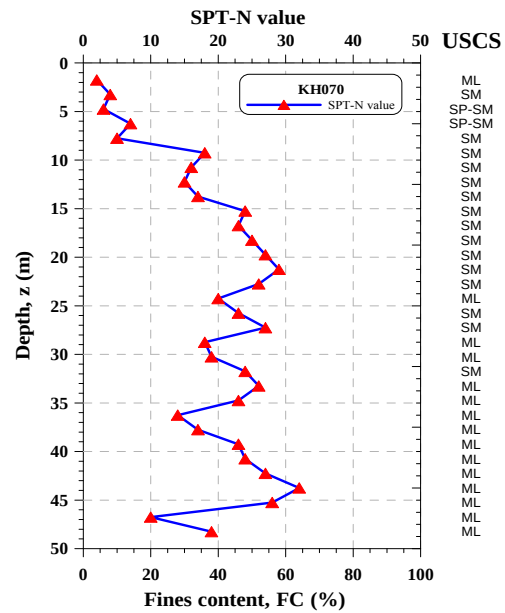


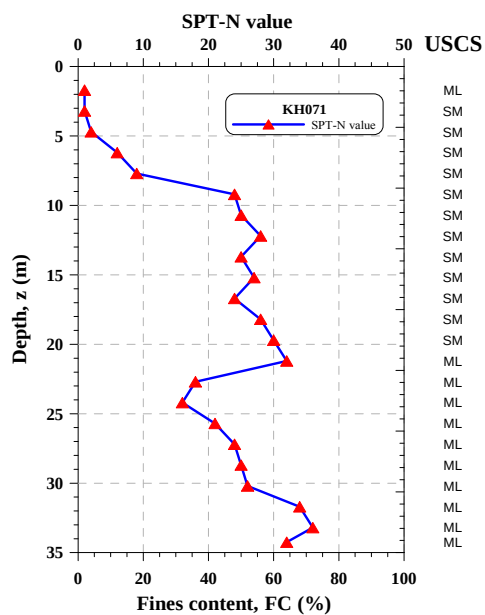
圖 2.12 48~53 號碼頭鑽探孔位分布及 SPT-N 與 FC 值剖面圖



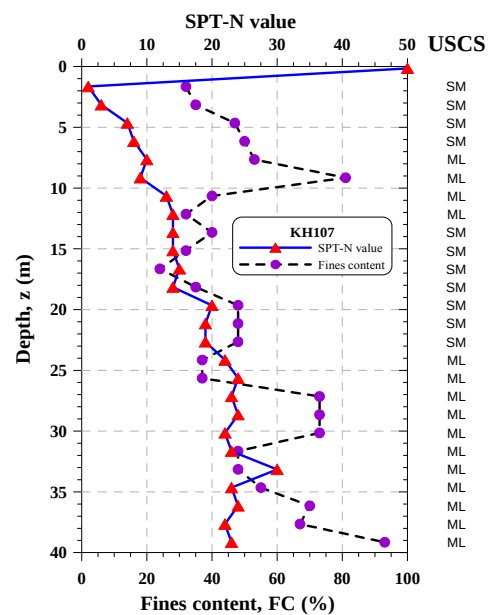
(a) 71 號碼頭鑽探孔位分布圖



(b) KH070 孔號 N 及 FC 剖面圖

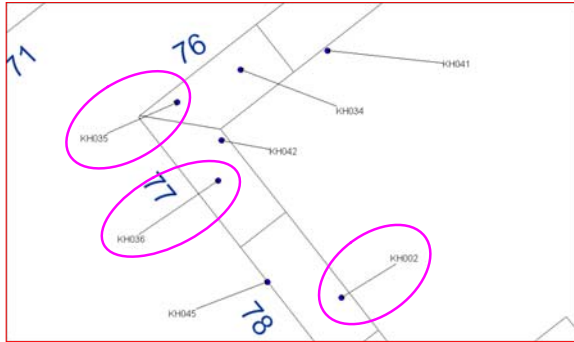


(c) KH071 孔號 N 及 FC 剖面圖

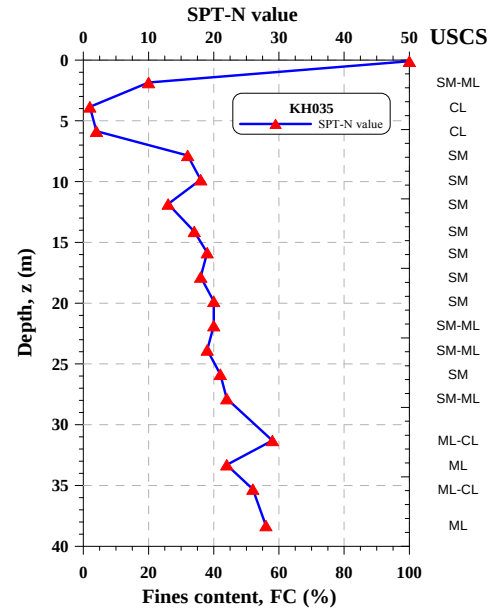


(d) KH107 孔號 N 及 FC 剖面圖

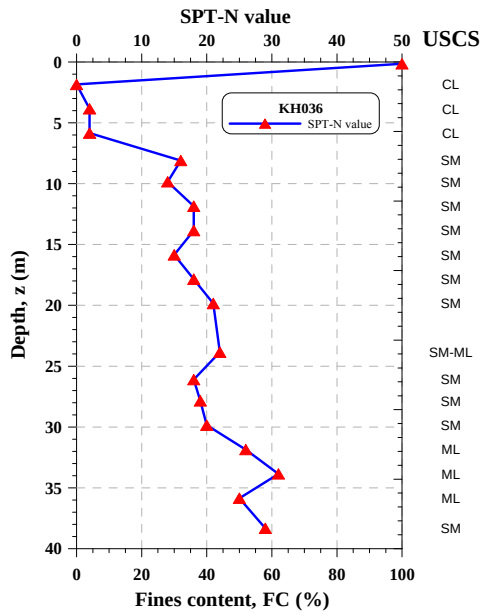
圖 2.13 71 號碼頭鑽探孔位分布及 SPT-N 與 FC 值剖面圖



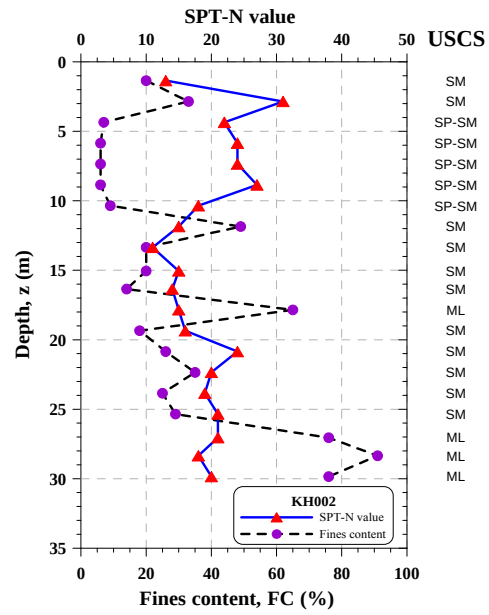
(a) 77 號碼頭鑽探孔位分布圖



(b) KH035 孔號 N 及 FC 剖面圖

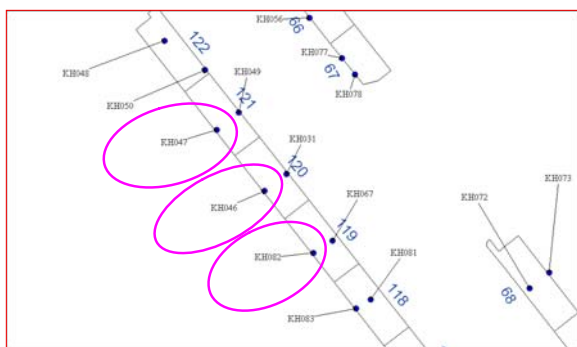


(c) KH036 孔號 N 及 FC 剖面圖

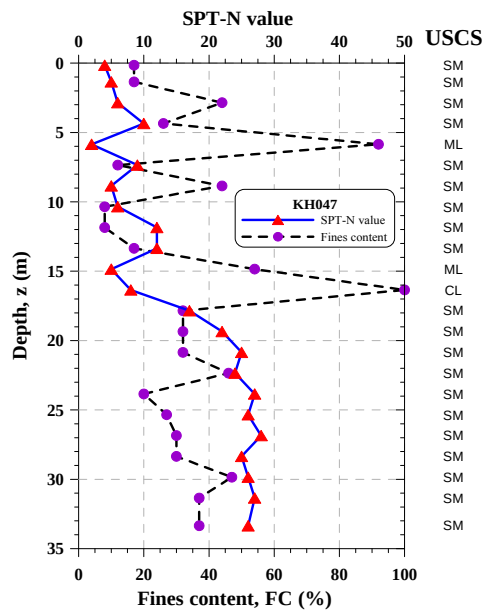


(d) KH002 孔號 N 及 FC 剖面圖

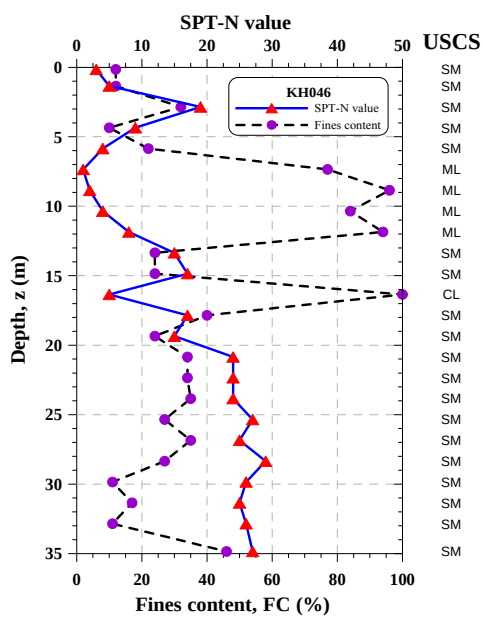
圖 2.14 77 號碼頭鑽探孔位分布及 SPT-N 與 FC 值剖面圖



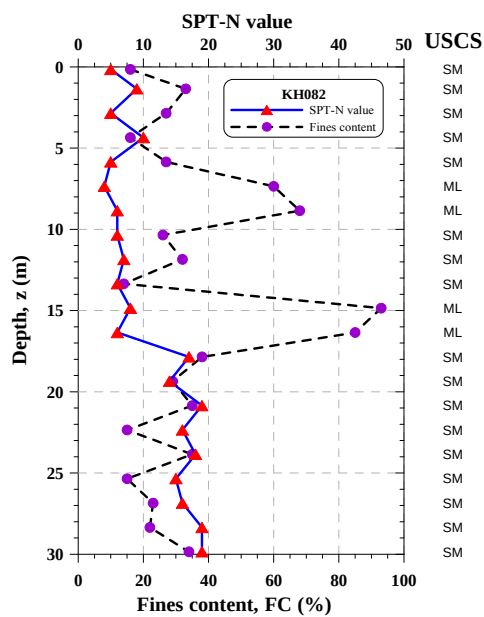
(a) 119~121 號碼頭鑽探孔位分布圖



(b) KH047 孔號 N 及 FC 剖面圖



(c) KH046 孔號 N 及 FC 剖面圖



(d) KH082 孔號 N 及 FC 剖面圖

圖 2.15 119~121 號碼頭鑽探孔位分布及 SPT-N 與 FC 值剖面圖

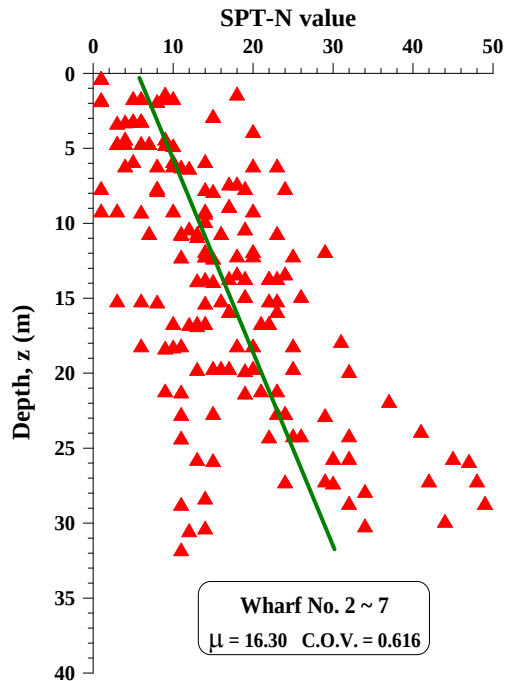


圖 2.16 2~7 號碼頭之 N 值與深度關係圖

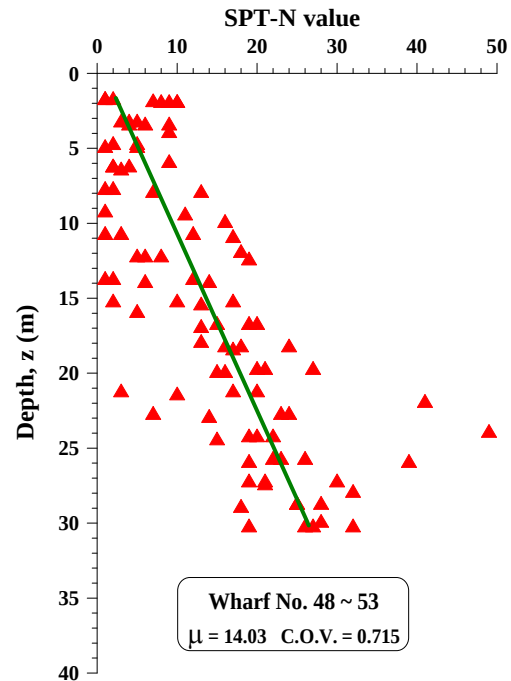


圖 2.17 48~53 號碼頭之 N 值與深度關係圖

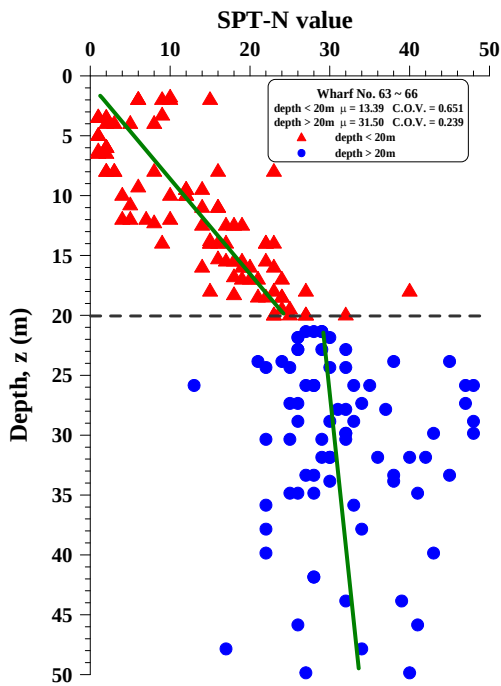


圖 2.18 63~66 號碼頭之 N 值與深度關係圖

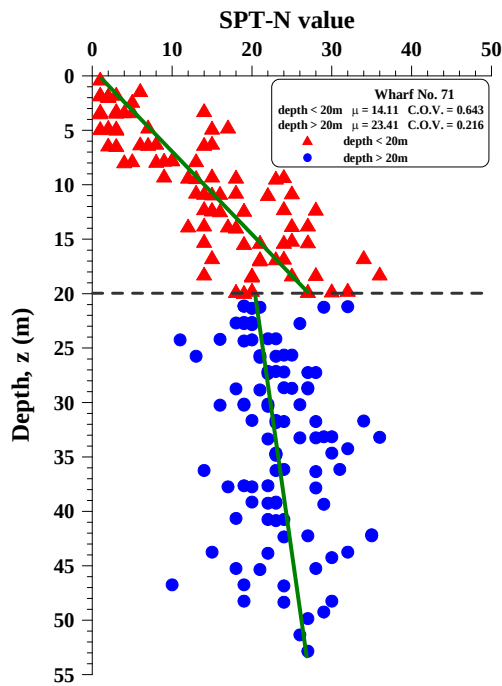


圖 2.19 71 號碼頭之 N 值與深度關係圖

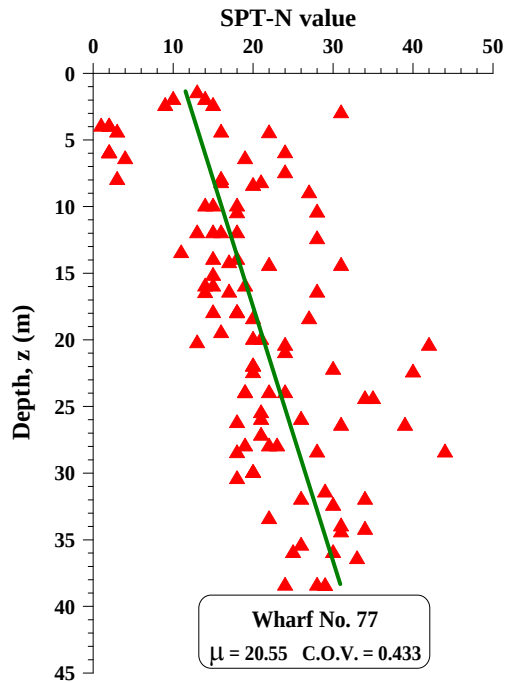


圖 2.20 77 號碼頭之 N 值
與深度關係圖

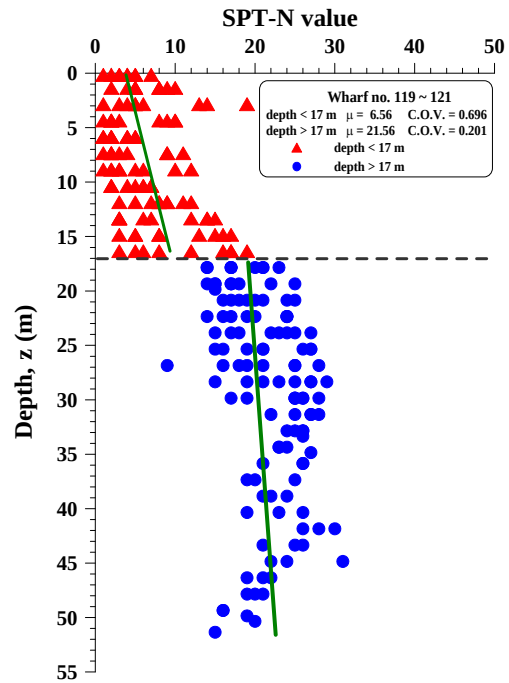


圖 2.21 119~121 號碼頭之 N 值
與深度關係圖

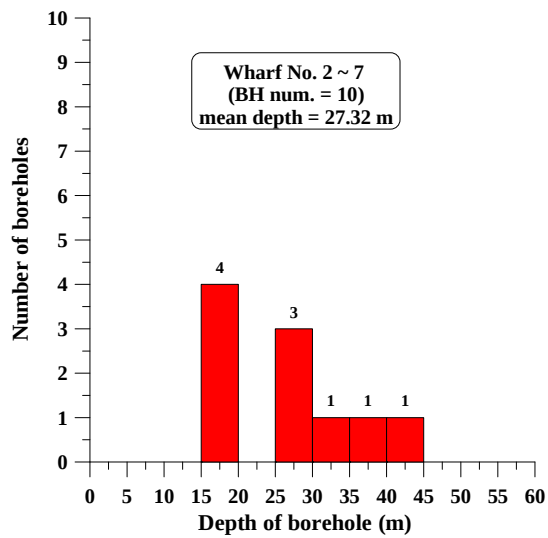


圖 2.22 2~7 號碼頭鑽孔深度分布圖

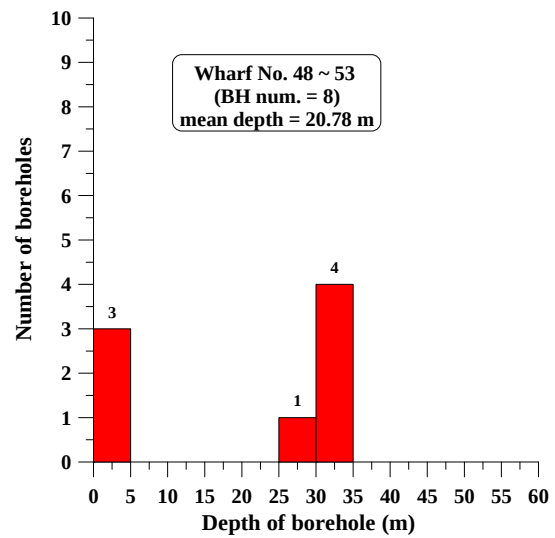


圖 2.23 48~53 號碼頭鑽孔
深度分布圖

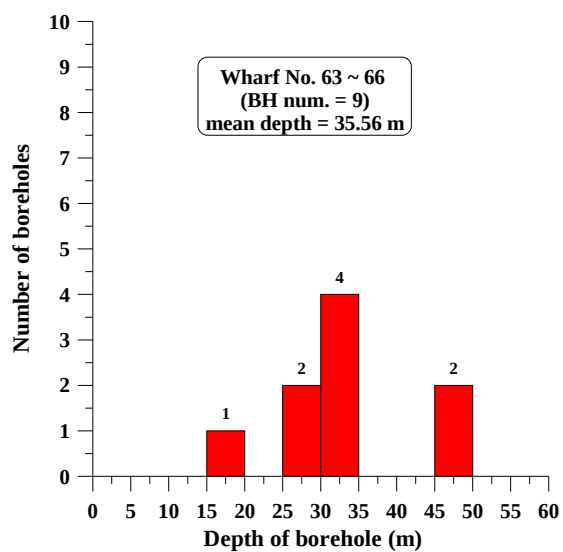


圖 2.24 63~66 號碼頭鑽孔深度分布圖

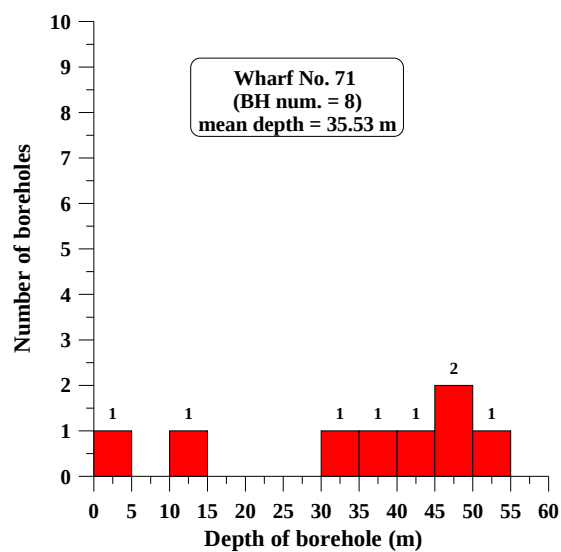


圖 2.25 71 號碼頭鑽孔深度分布圖

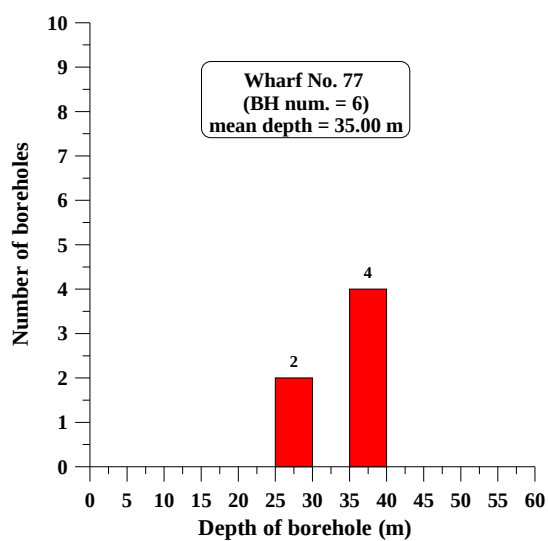


圖 2.26 77 號碼頭鑽孔深度分布圖

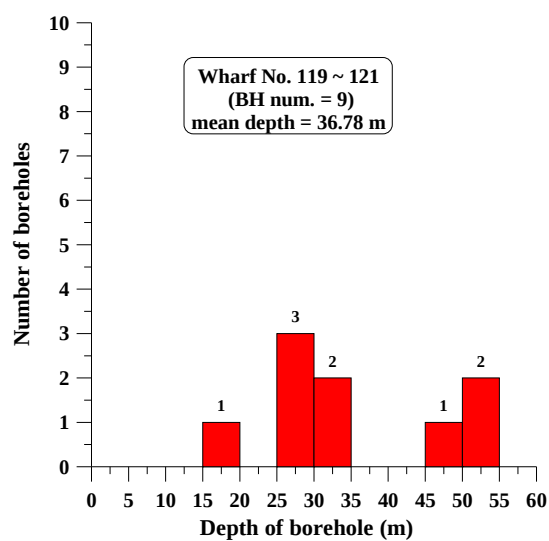


圖 2.27 119~121 號碼頭鑽孔深度分布圖

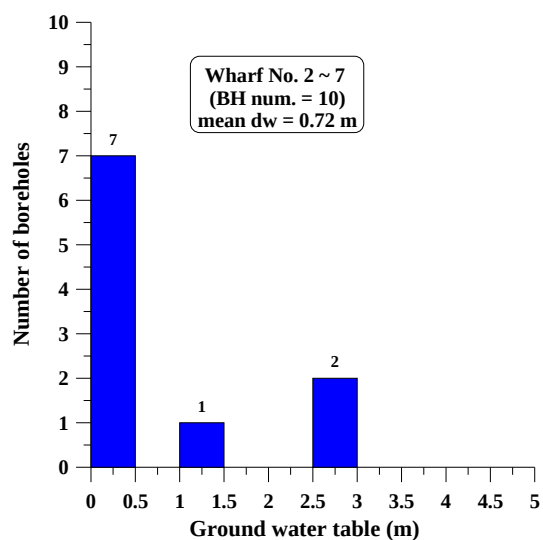


圖 2.28 2~7 號碼頭地下水位
深度分布圖

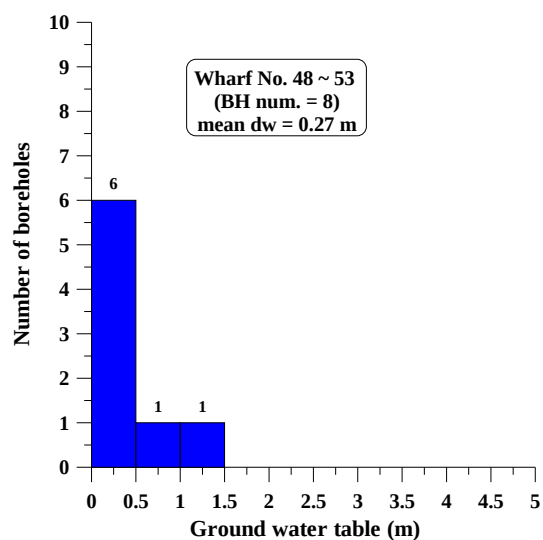


圖 2.29 48~53 號碼頭地下水位
深度分布圖

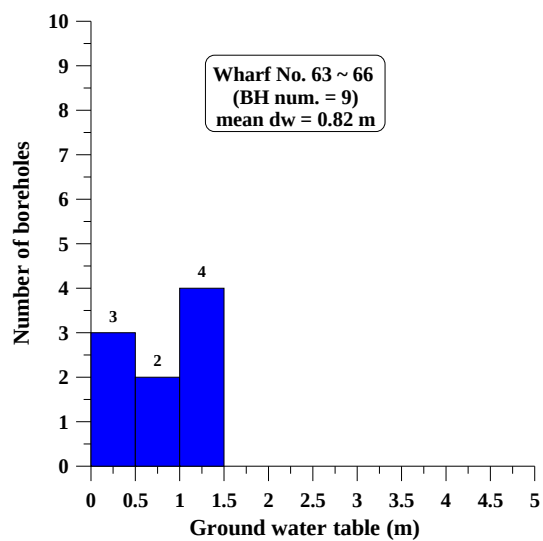


圖 2.30 63~66 號碼頭地下水位
深度分布圖

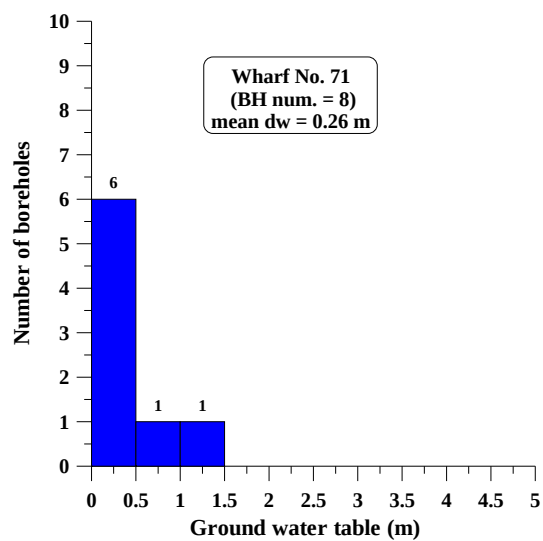


圖 2.31 71 號碼頭地下水位
深度分布圖

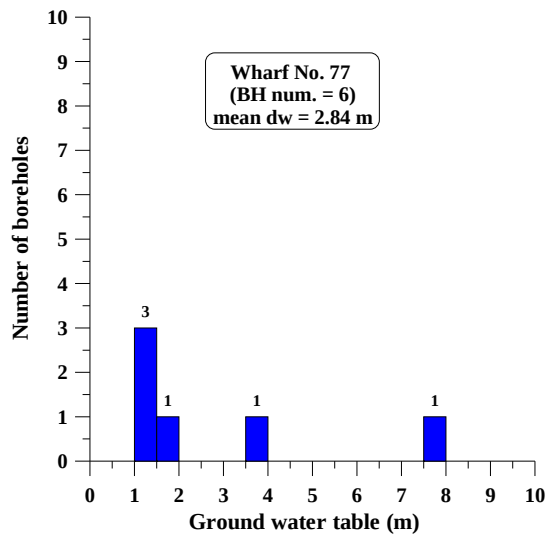


圖 2.32 77 號碼頭地下水位
深度分布圖

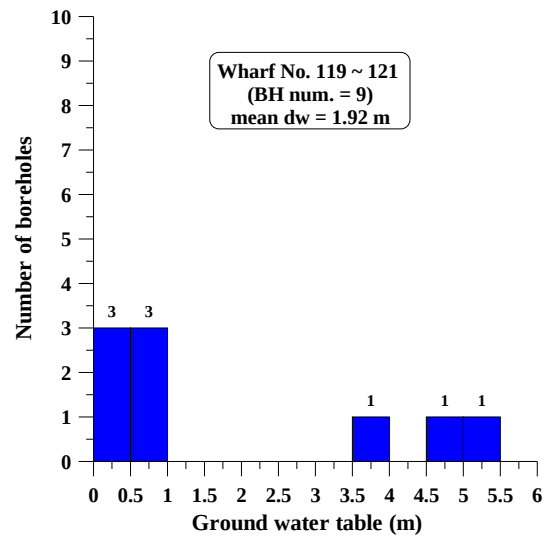


圖 2.33 119~121 號碼頭地下水位
深度分布圖

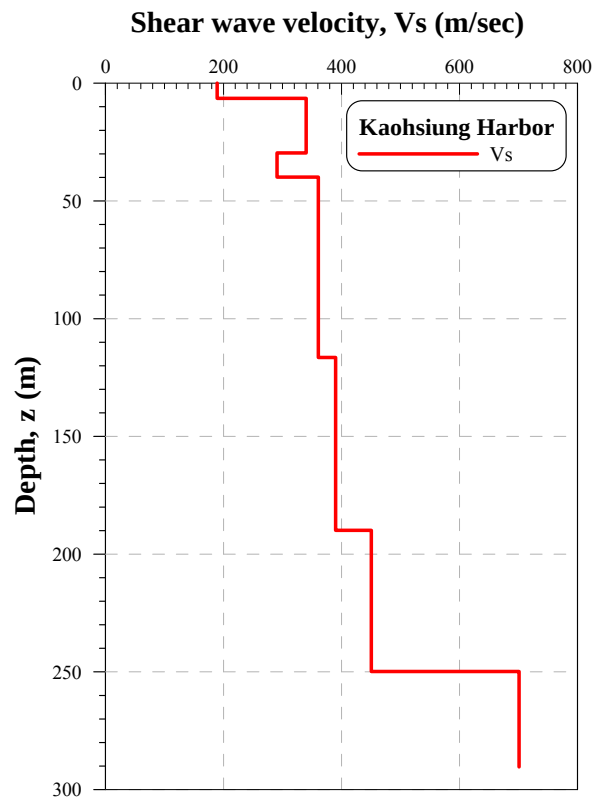


圖 2.34 高雄港地震監測站場址之剪力波速剖面

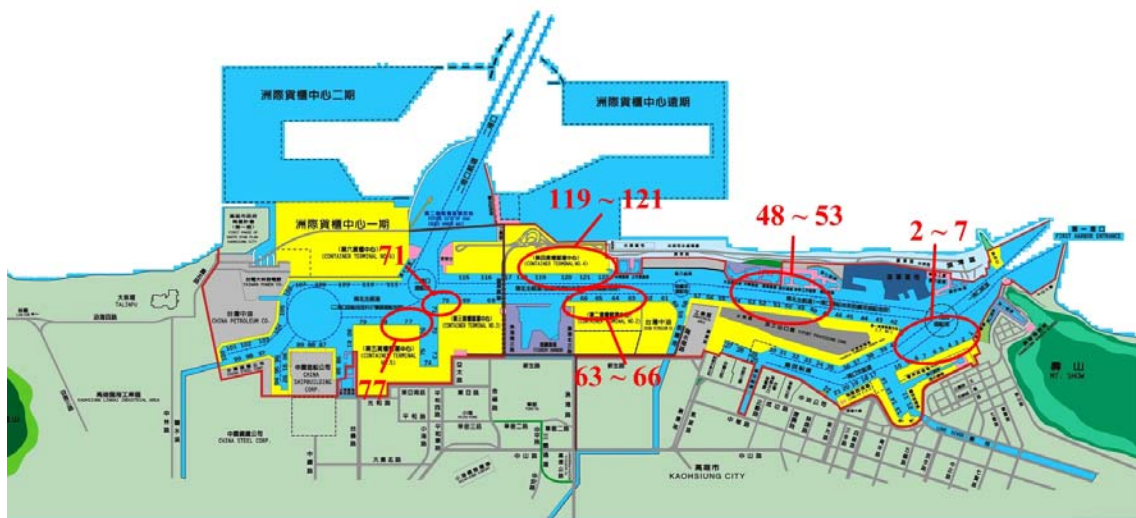


圖 2.35 簡化土層區域示意圖

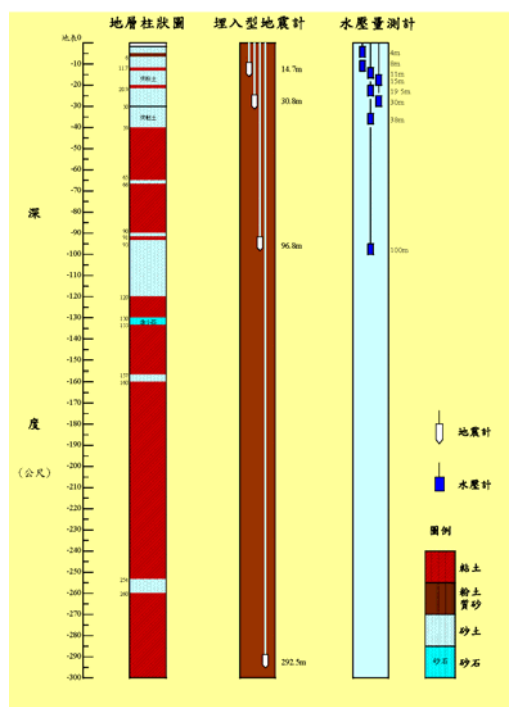


圖 2.36 高雄港地震監測站場址之地層構造圖（賴聖耀等，2006）

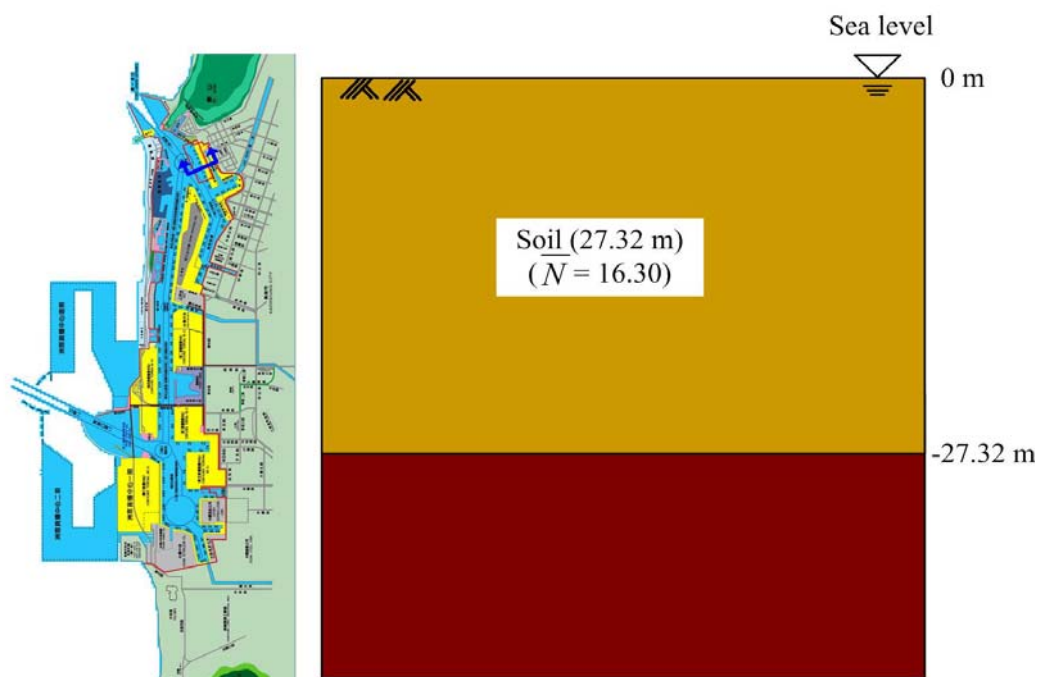


圖 2.37 2~7 號碼頭之簡化土層剖面圖

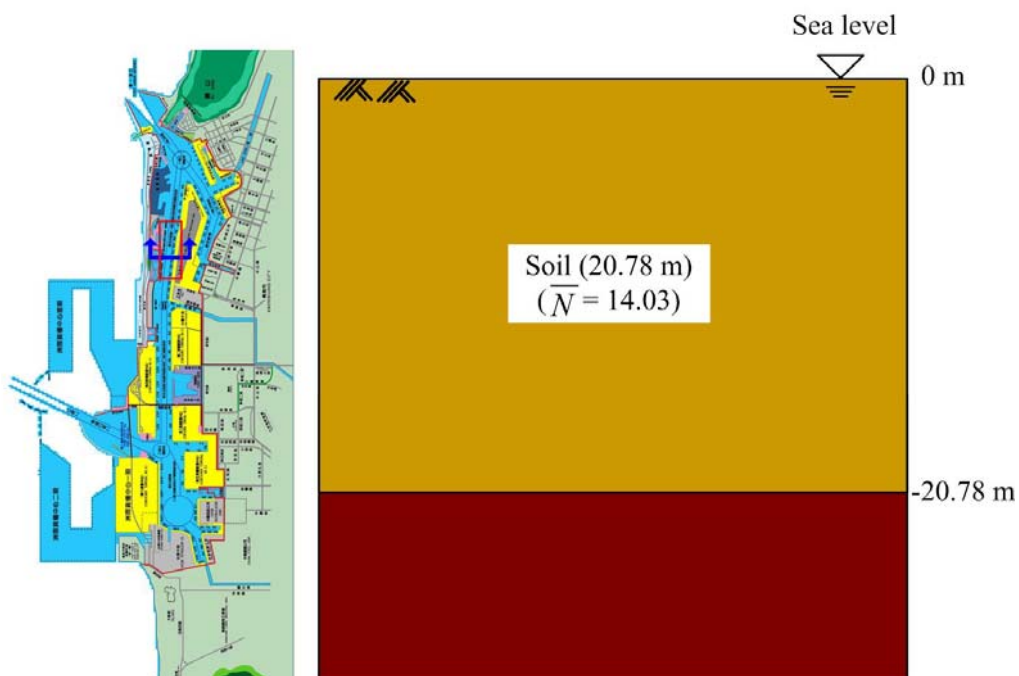


圖 2.38 48~53 號碼頭之簡化土層剖面圖

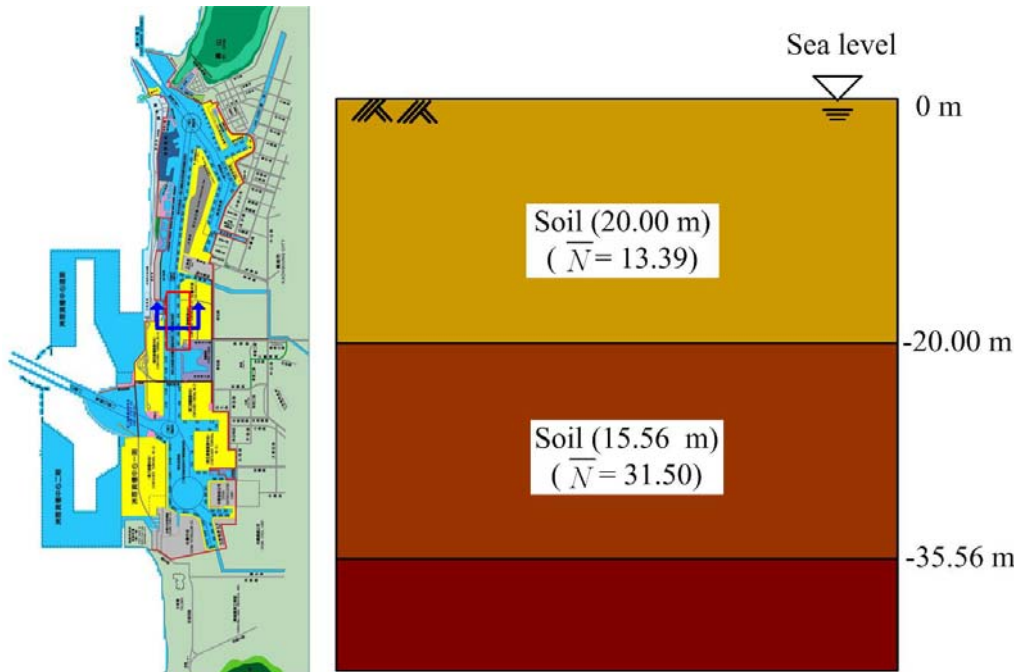


圖 2.39 63~66 號碼頭之簡化土層剖面圖

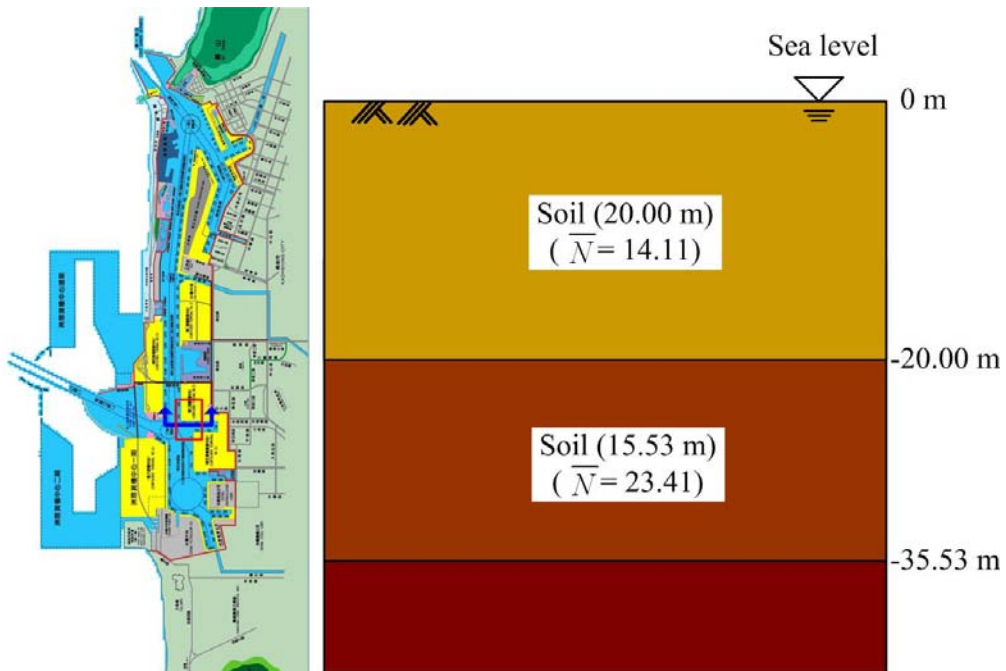


圖 2.40 71 號碼頭之簡化土層剖面圖

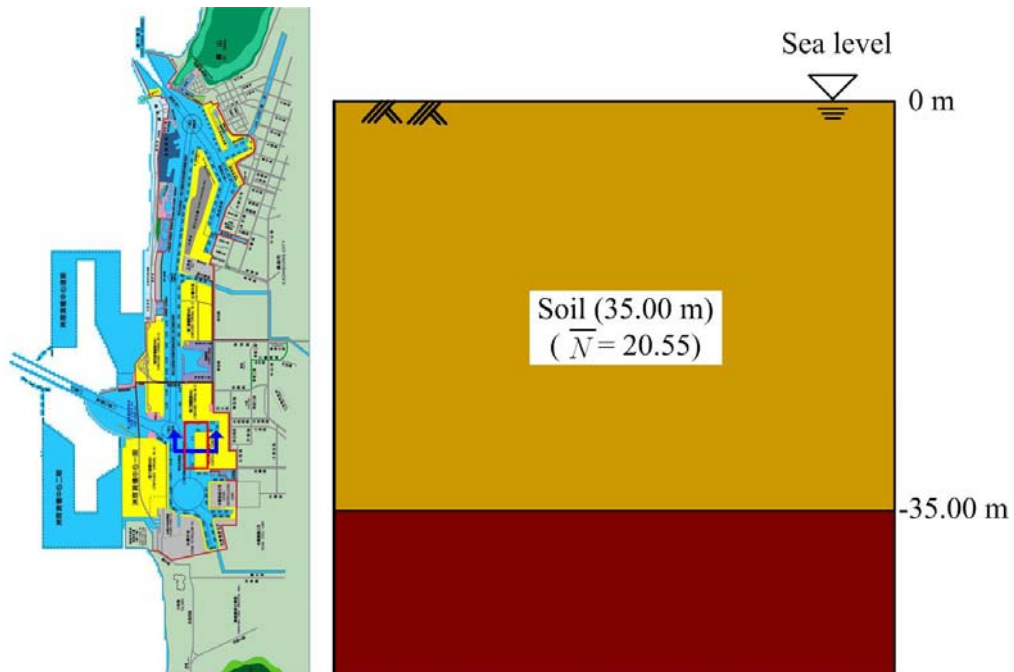


圖 2.41 77 號碼頭之簡化土層剖面圖

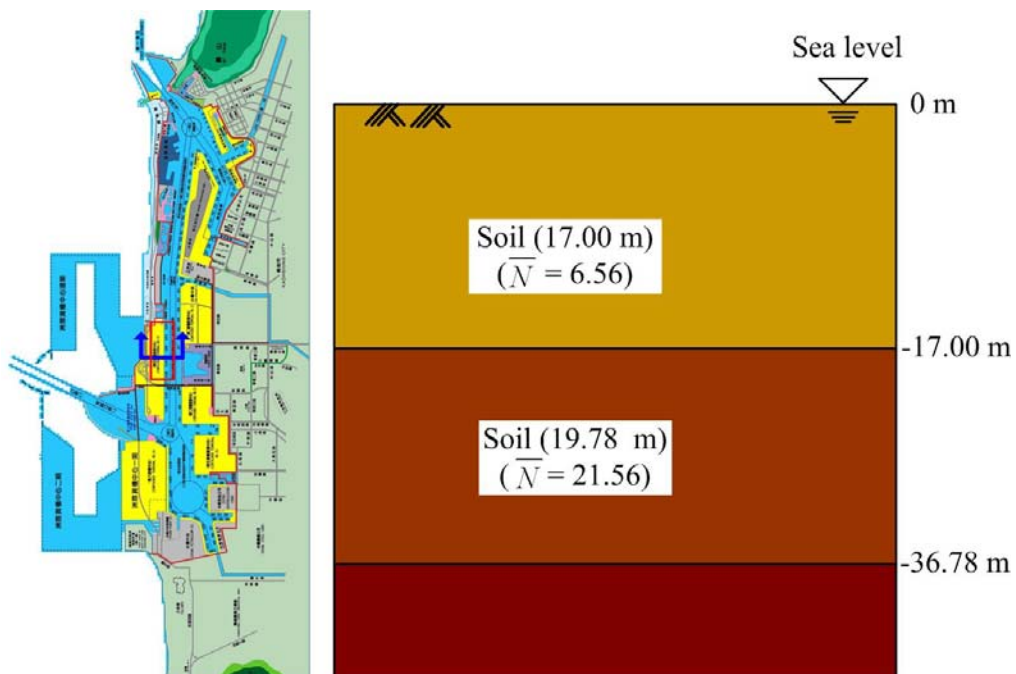


圖 2.42 119~121 號碼頭之簡化土層剖面圖

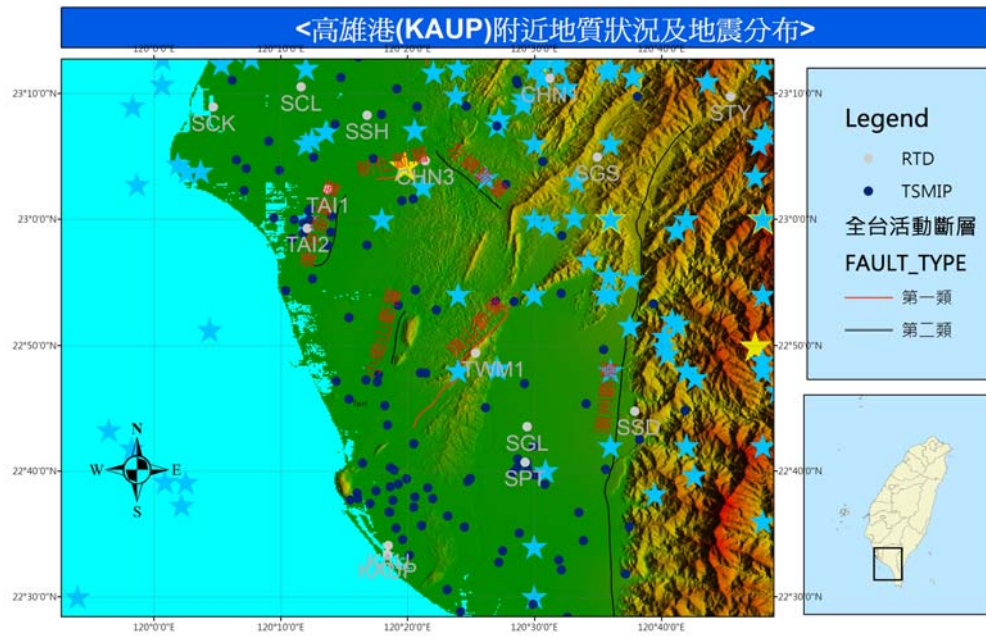


圖2.43 高雄港區(KAUP)附近之歷史地震及活動斷層分佈

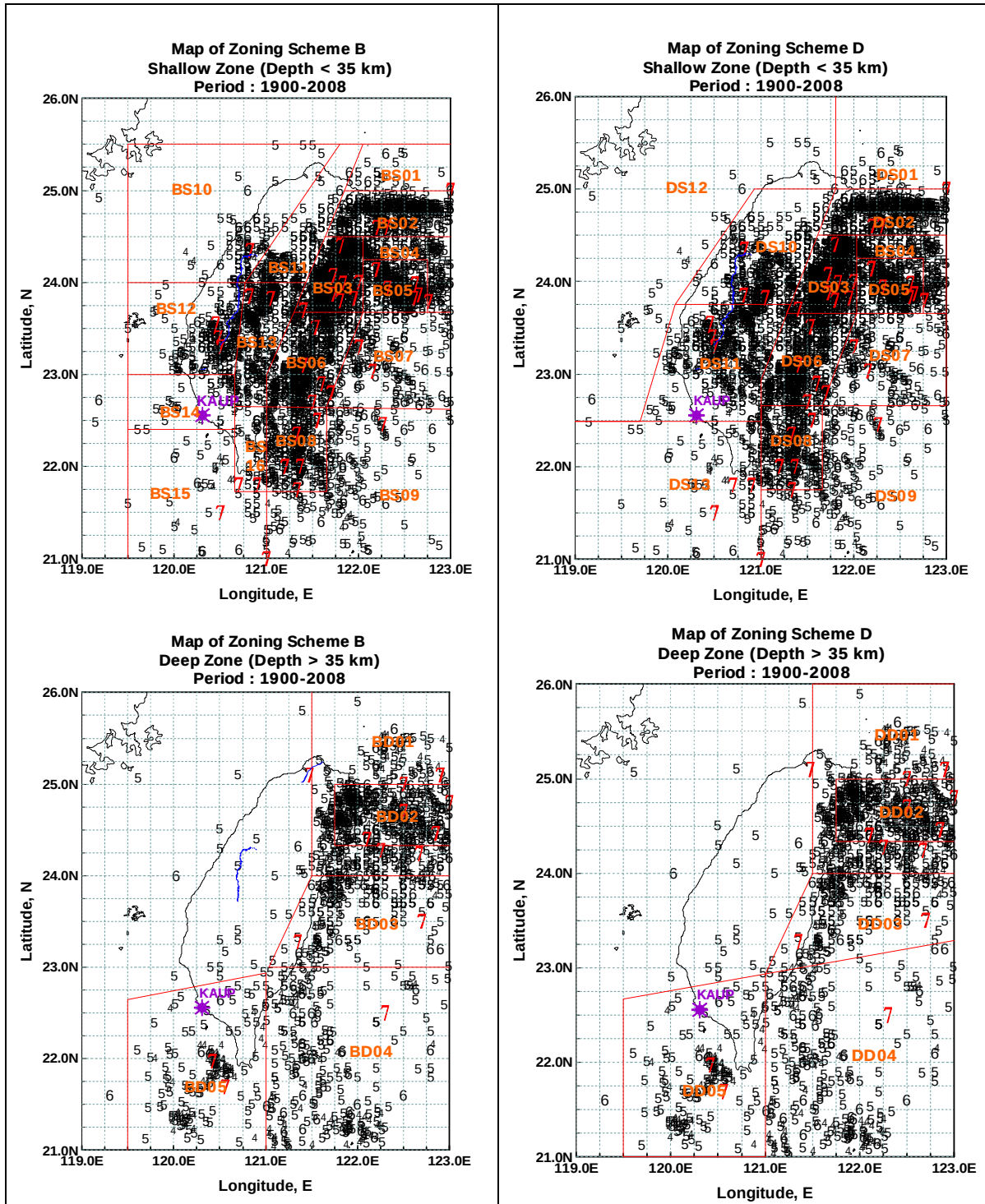


圖2.44 高雄港位置與震源分區

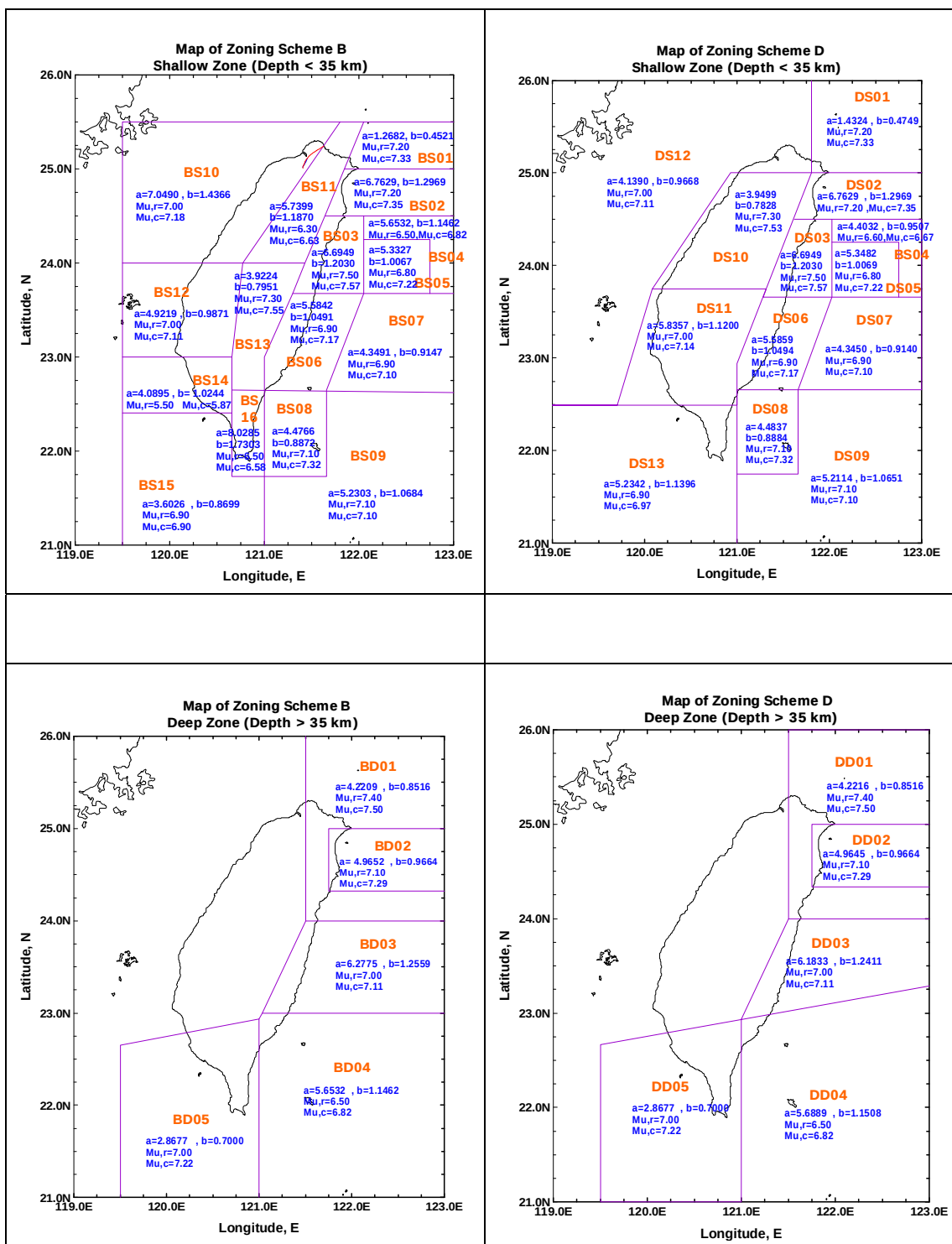


圖2.45 各震源分區之G-R關係結果及最大潛勢地震規模

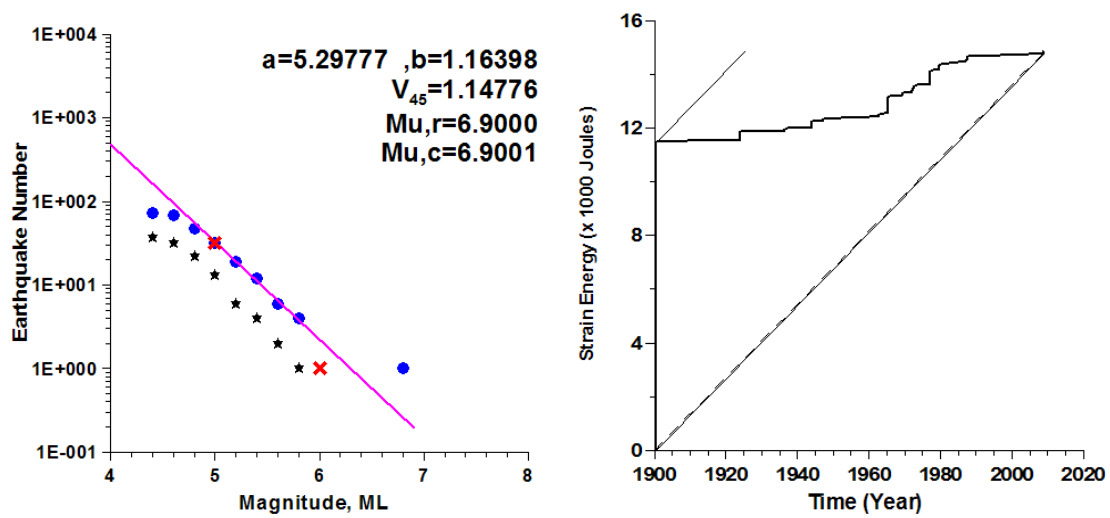


圖2.46 合併BS14及BS15子分區後之G-R關係與累積能量法之結果

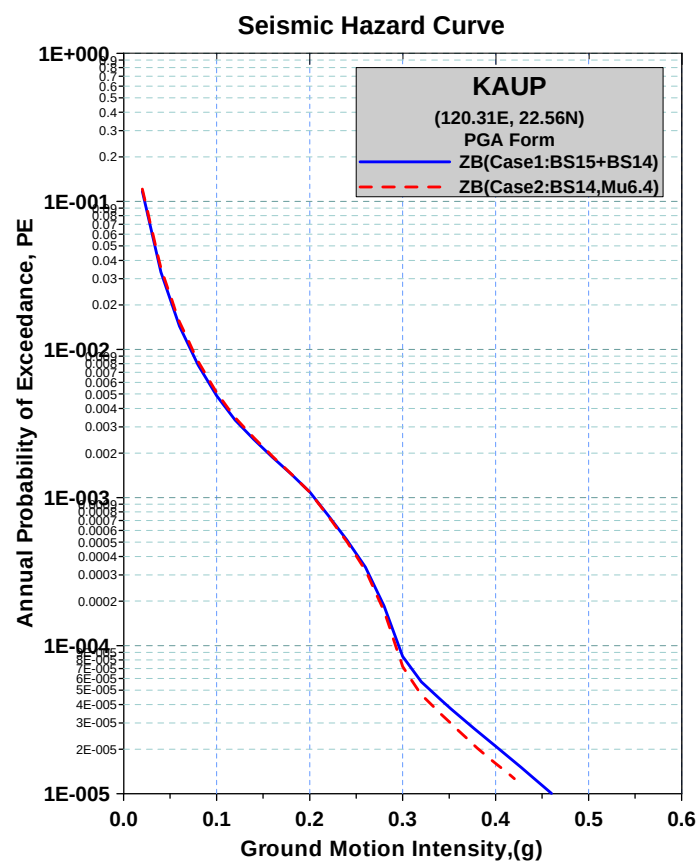


圖2.47 合併BS14及BS15子分區對地震危害度分析之影響比較

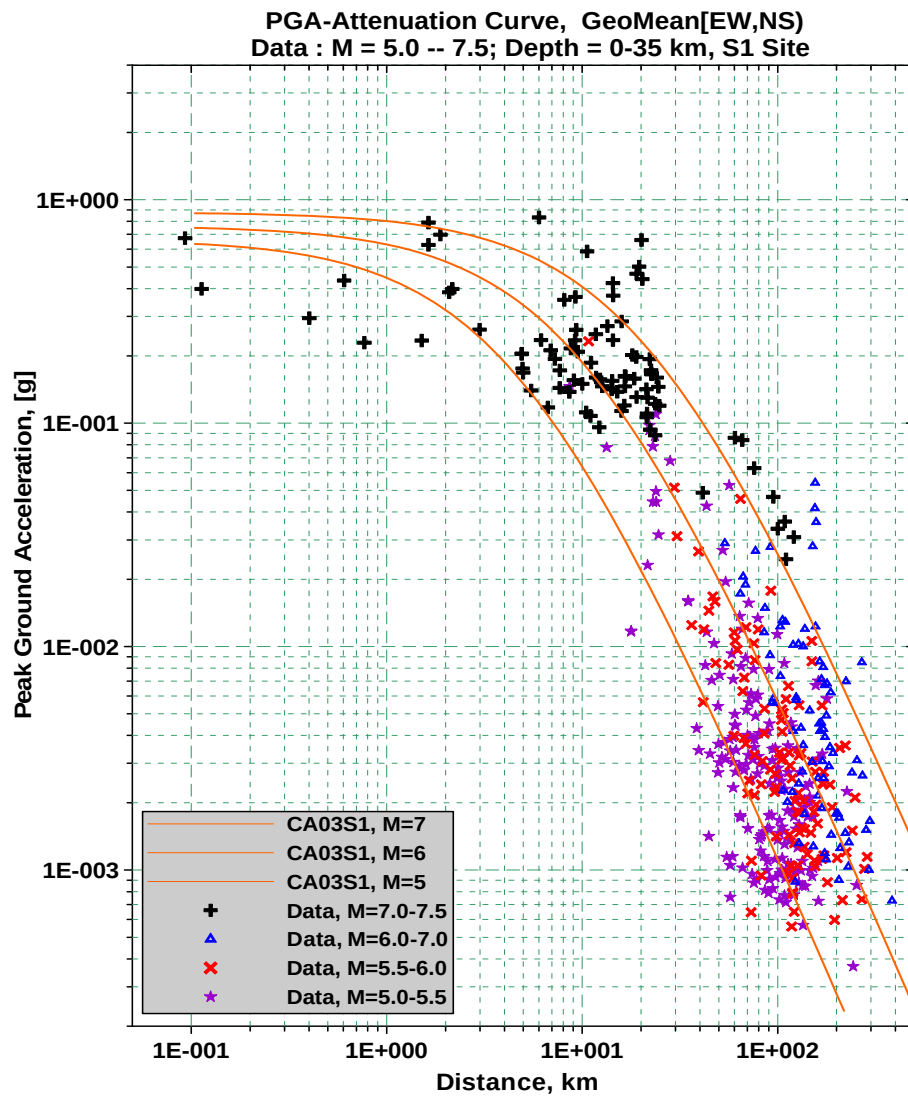


圖2.48 堅硬地盤衰減律與地震資料之比較

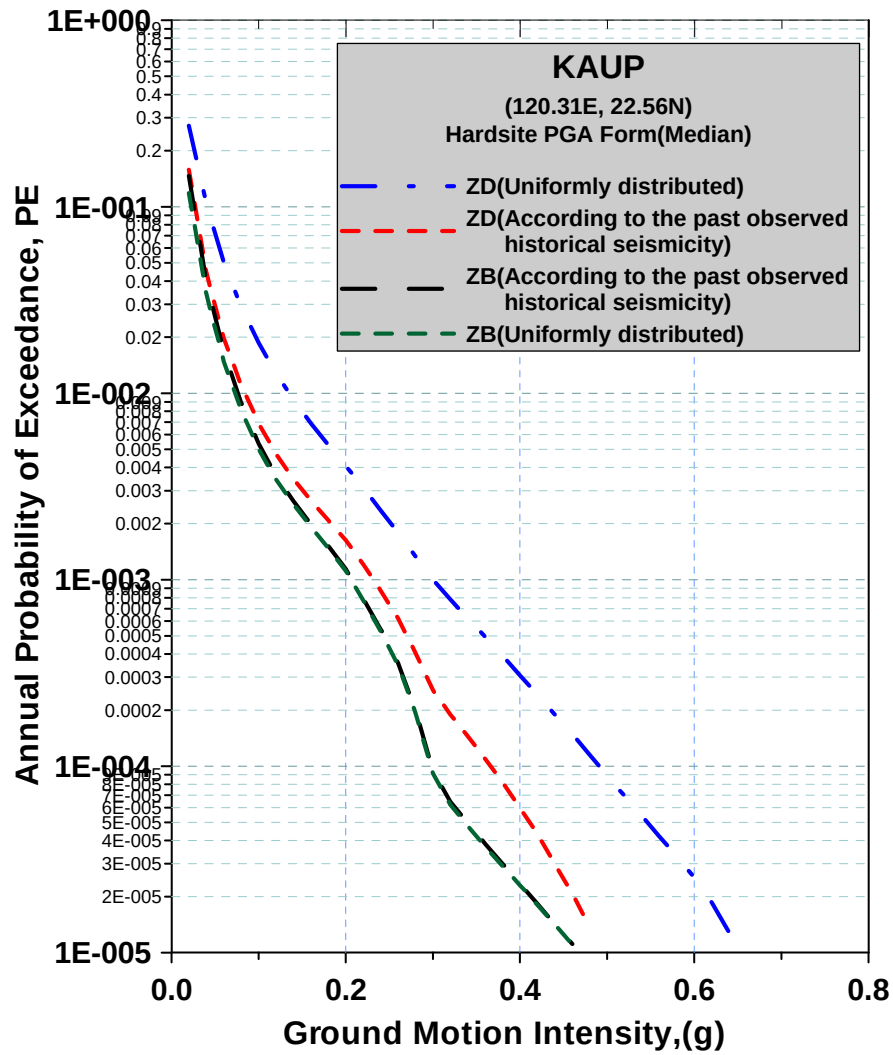


圖2.49 依據不同參數所產生之高雄港區地震危害曲線

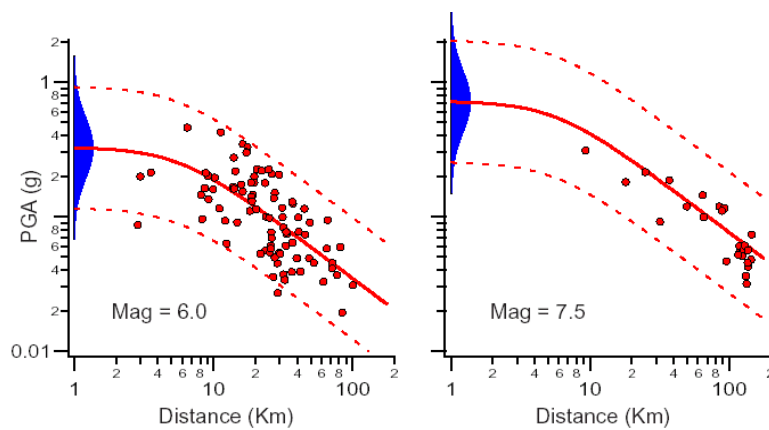


圖2.50 以對數機率密度分佈模擬由地震動衰減律所帶來的資料離散性
對於地震危害度曲線之不確定性

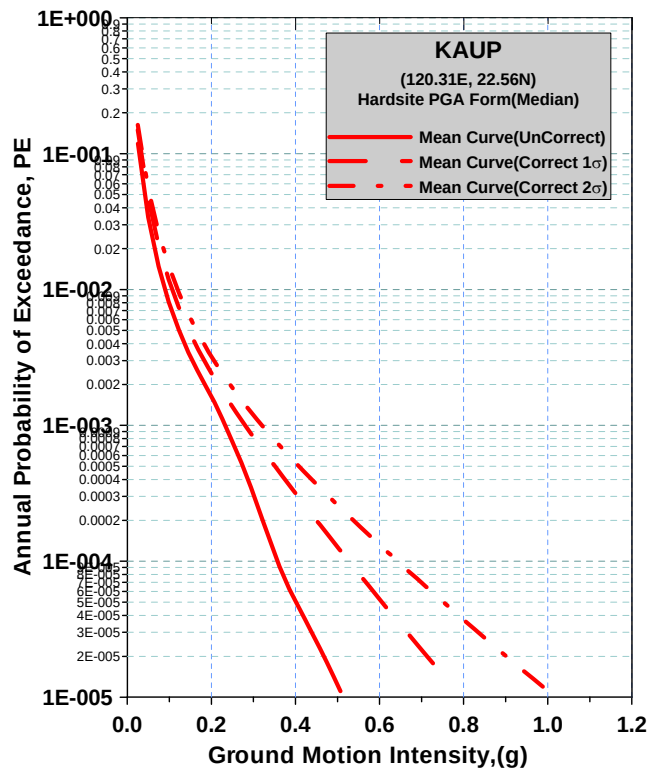


圖2.51 高雄港區之平均地震危害度曲線(Hard Site)

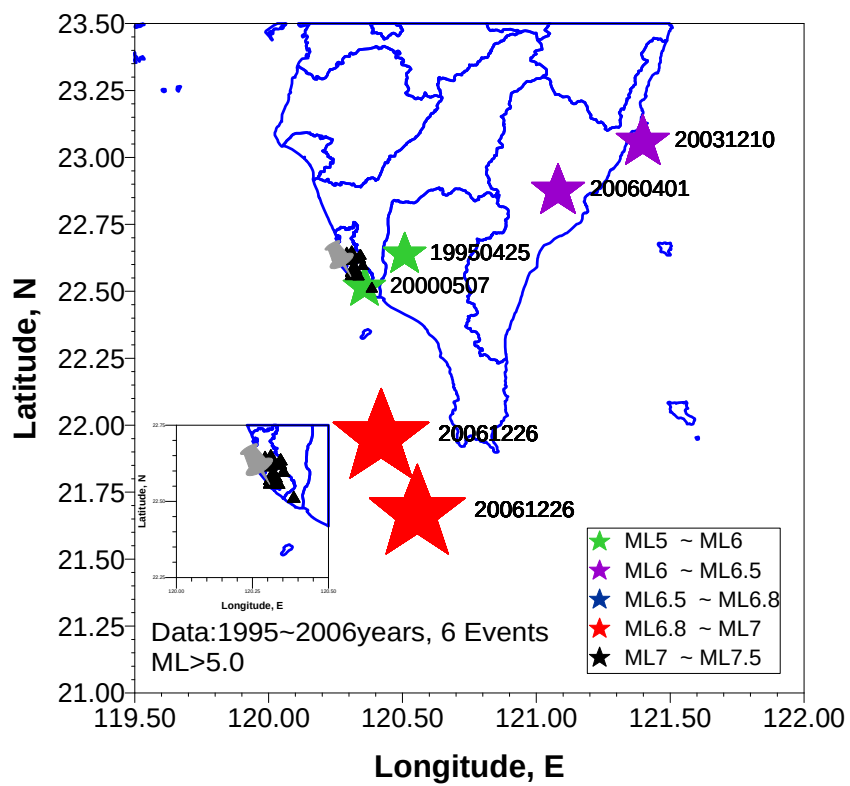
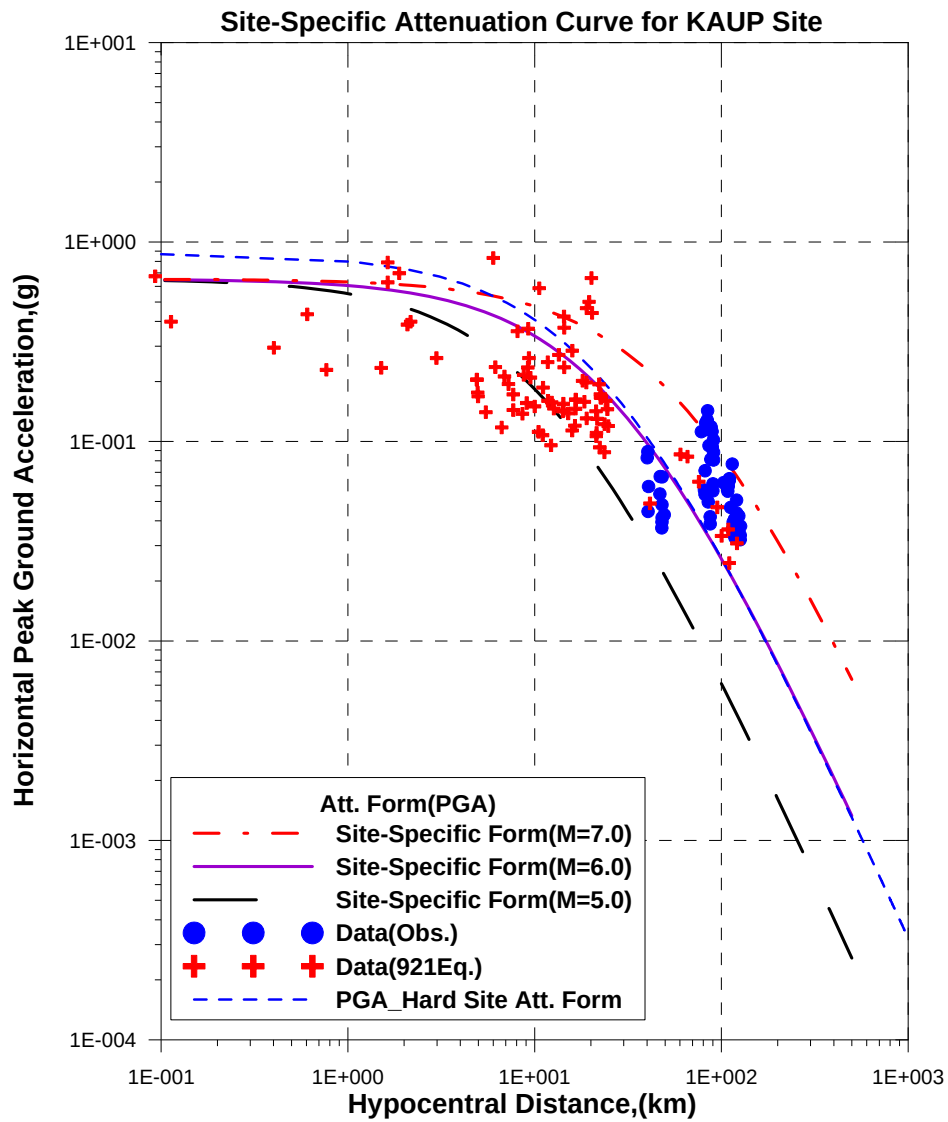
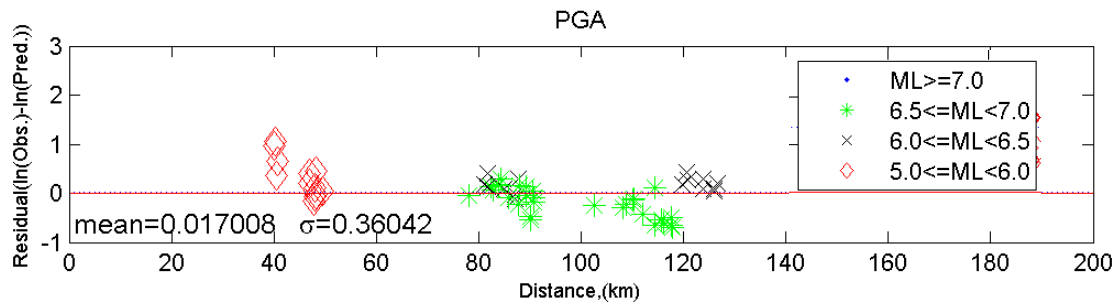


圖2.52 高雄港區附近強震測站分佈及所篩選之地震震央分佈



(a) 區域資料與場址相依之地盤衰減律之比較



(b) 區域資料與場址相依之地盤衰減律之偏差分析

圖2.53 港區鄰近之區域資料與場址相依之地盤衰減律之比較

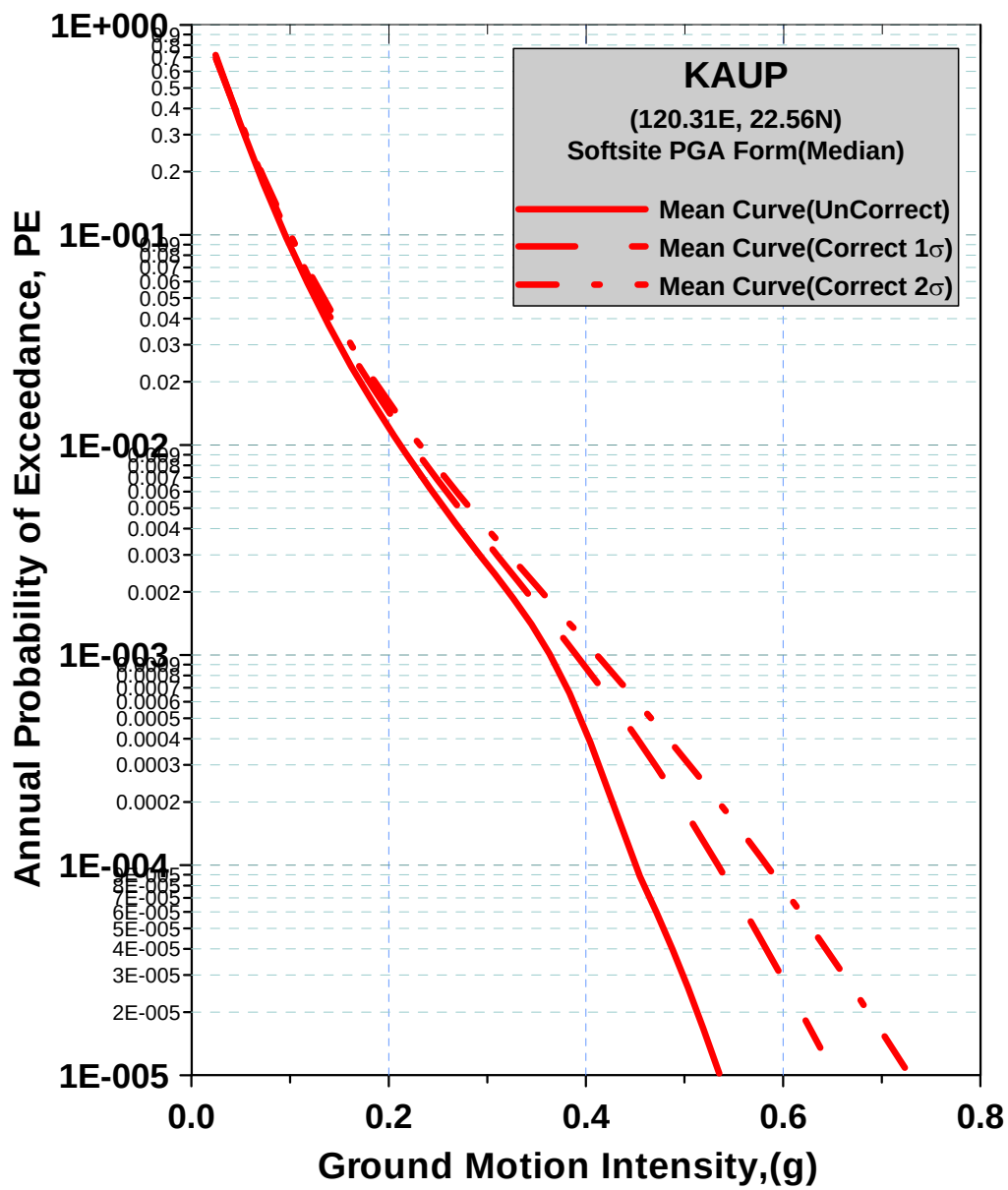
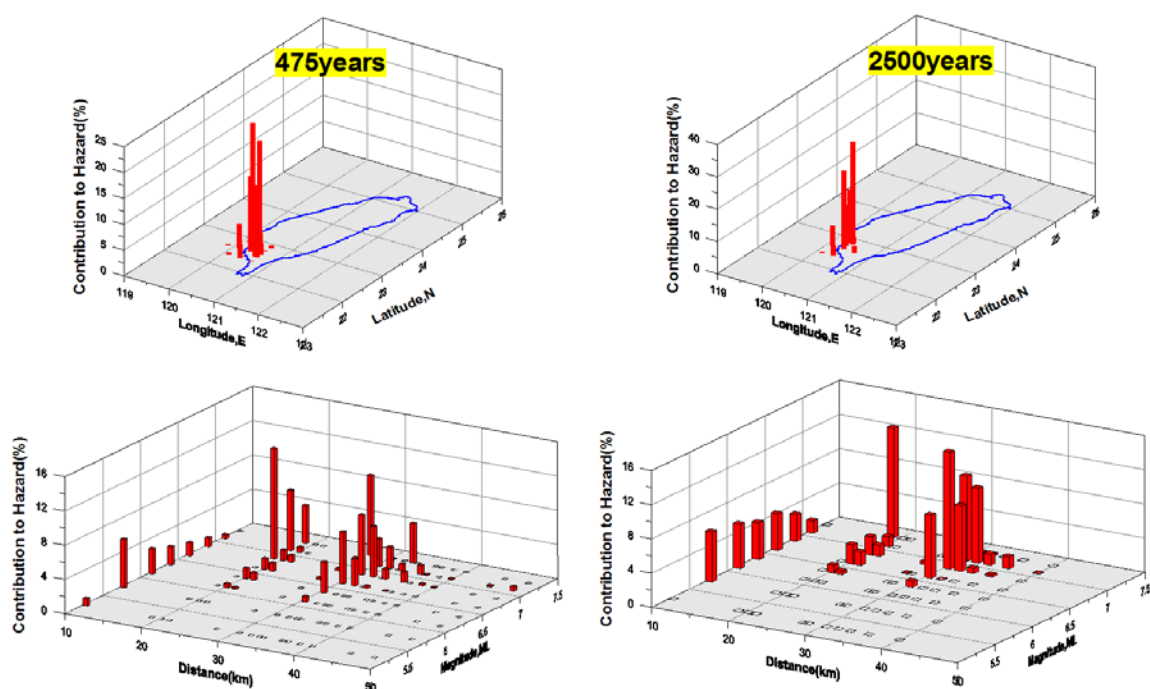
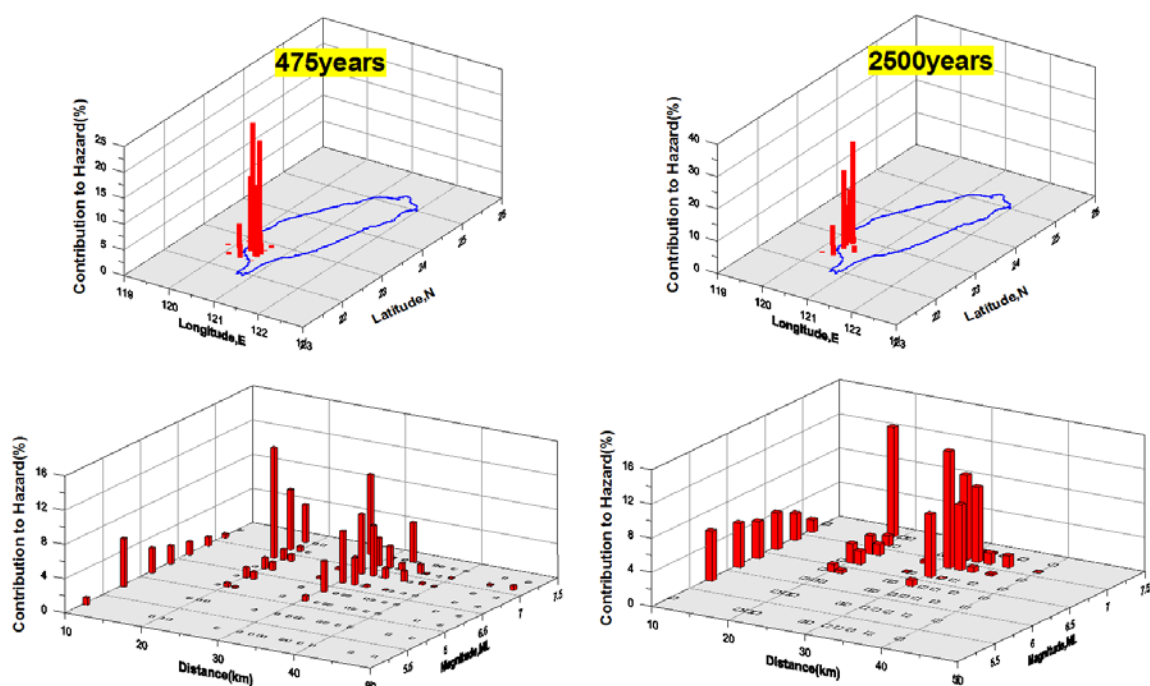


圖2.54 高雄港區之平均地震危害度曲線(地表面處)



(a) 堅硬地盤



(b) 地表面處

圖2.55 高雄港區之地震危害度貢獻來源及分佈

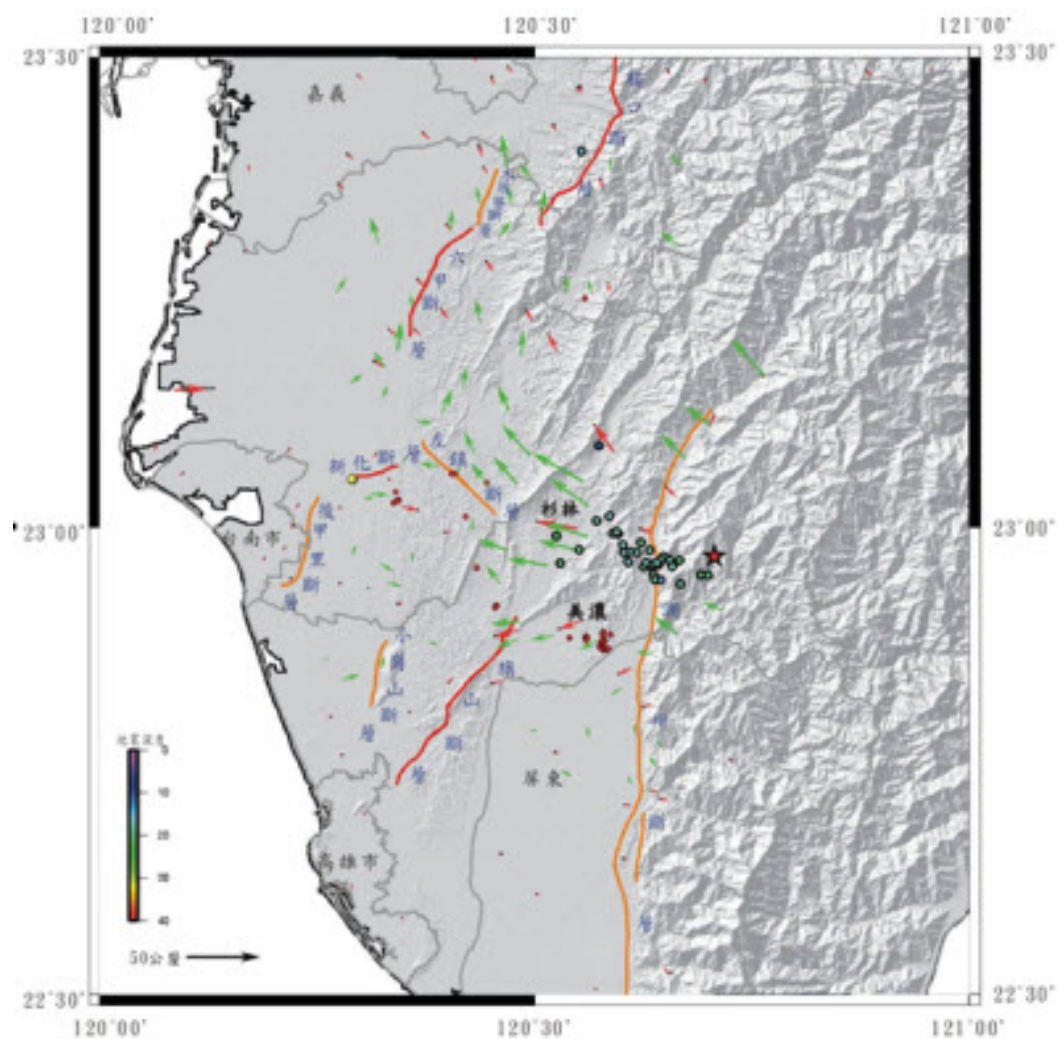


圖2.56 臺灣南部地區活動斷層分布圖
(摘自中央地質調查所，2010)

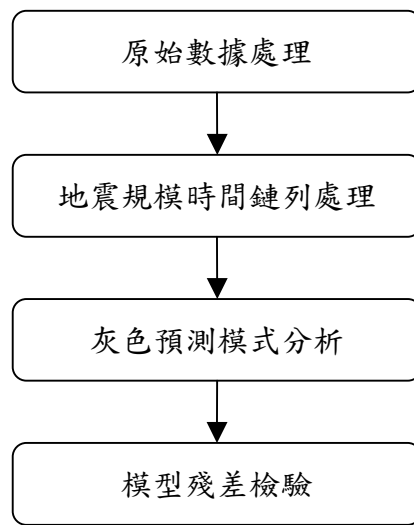


圖2.57 GM(1,1)灰預測流程圖

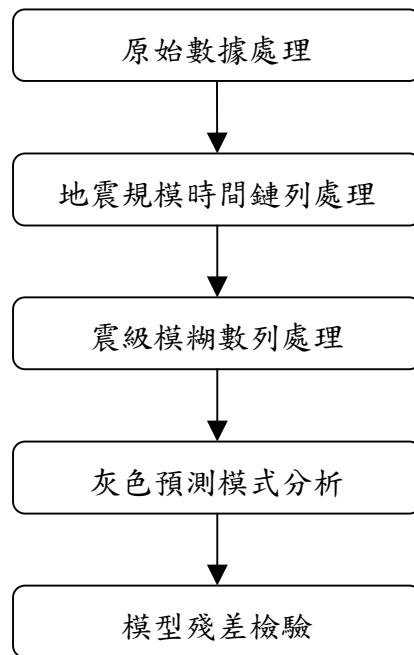


圖2.58 灰色模糊預測流程圖

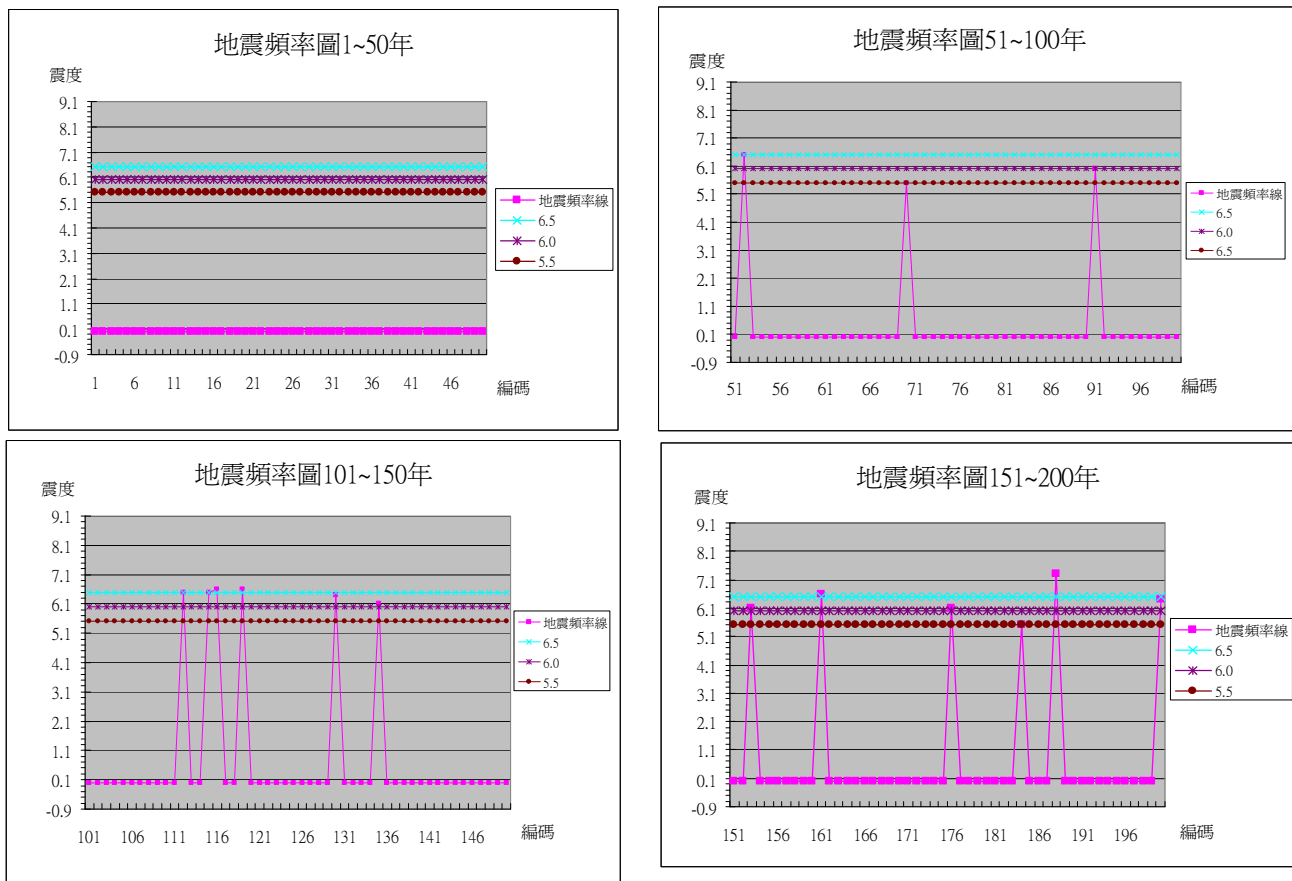


圖2.59 序號1 - 200地震頻率圖

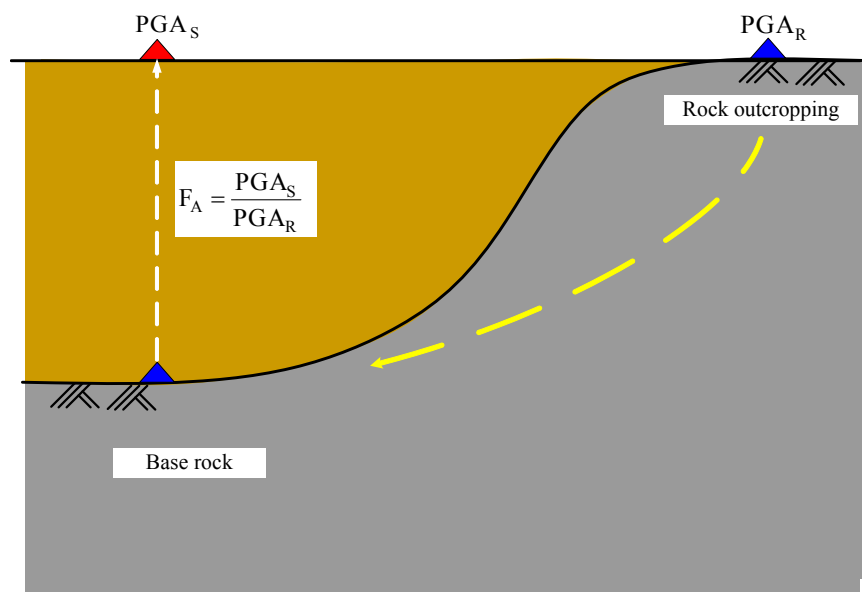


圖 2.60 地盤反應分析模型

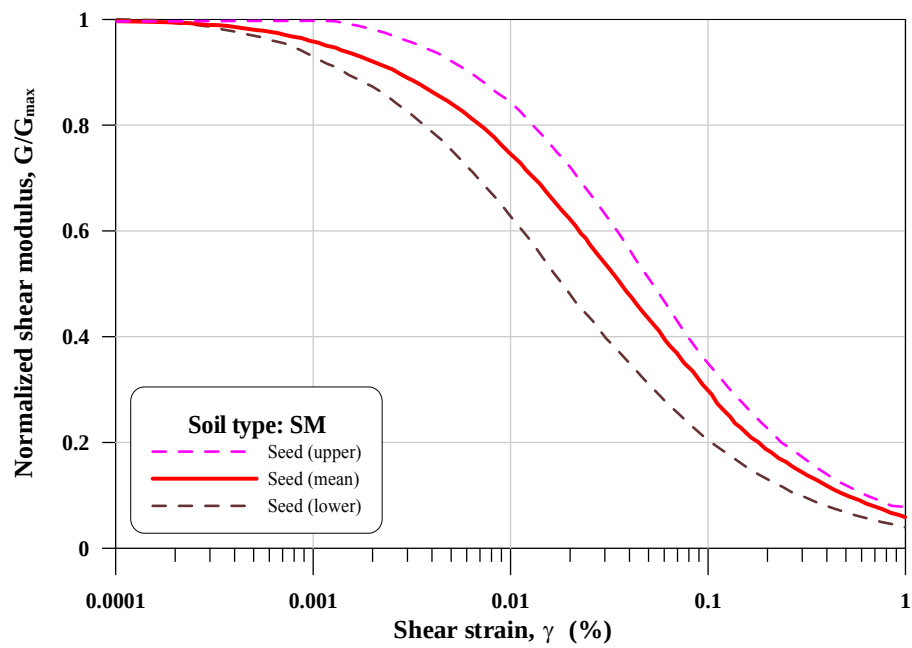


圖 2.61 砂質土壤之正規化剪力模數與剪應變之關係
(Seed & Idriss, 1970)

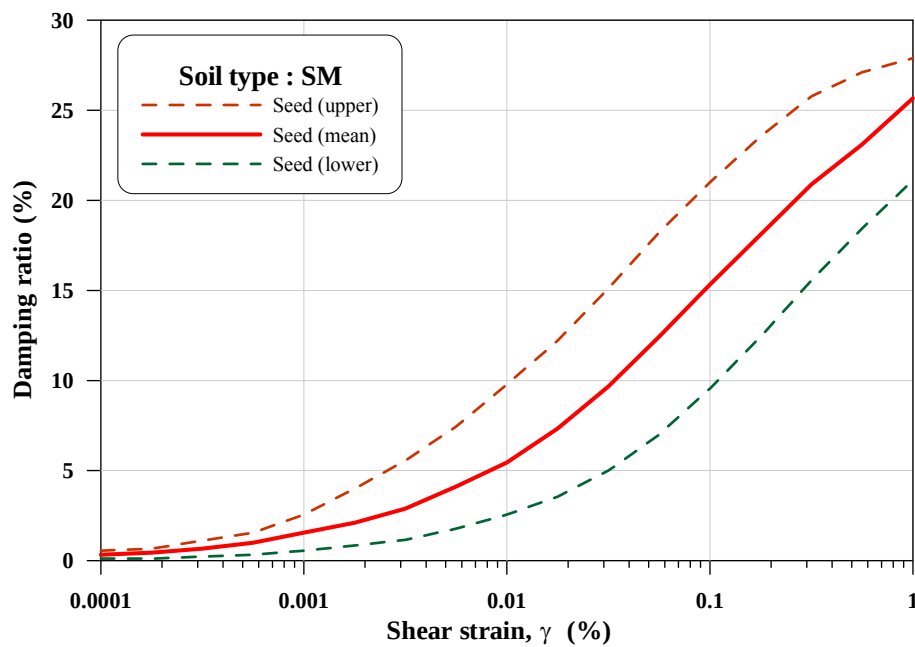


圖 2.62 砂質土壤之阻尼比與剪應變之關係 (Seed & Idriss, 1970)

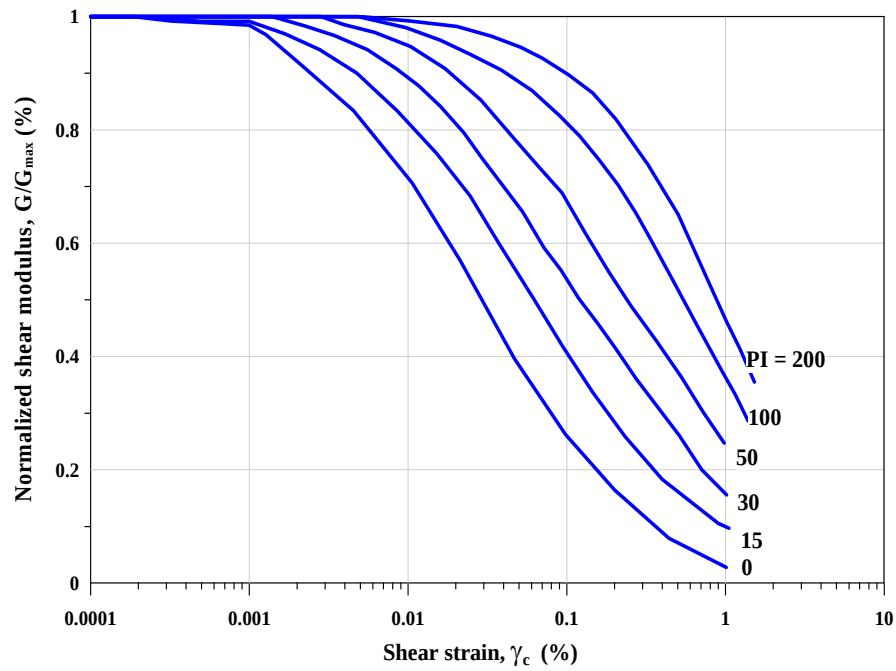


圖 2.63 粘質土壤之正規化剪力模數與剪應變之關係
(Vucetic & Dobry, 1991)

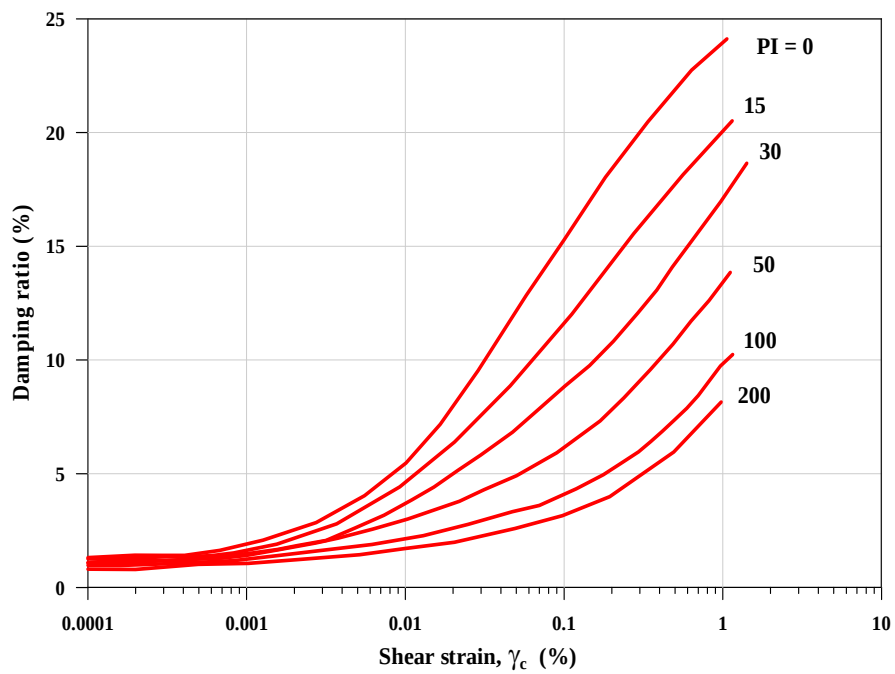


圖 2.64 粘質土壤之阻尼比與剪應變之關係(Vucetic & Dobry, 1991)

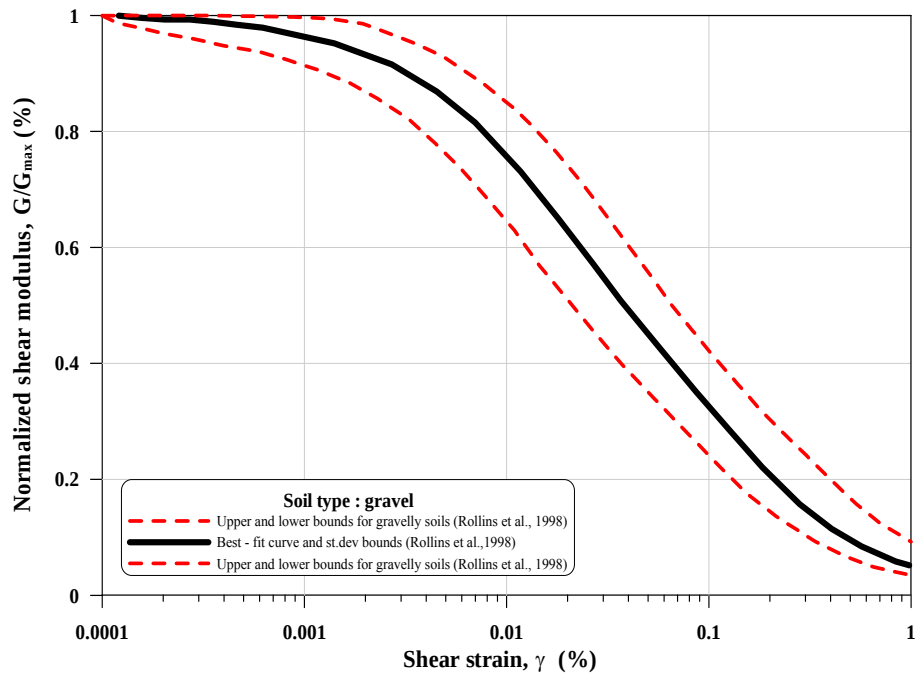


圖 2.65 礫質土壤之正規化剪力模數與剪應變之關係
(Rollins et al, 1998)

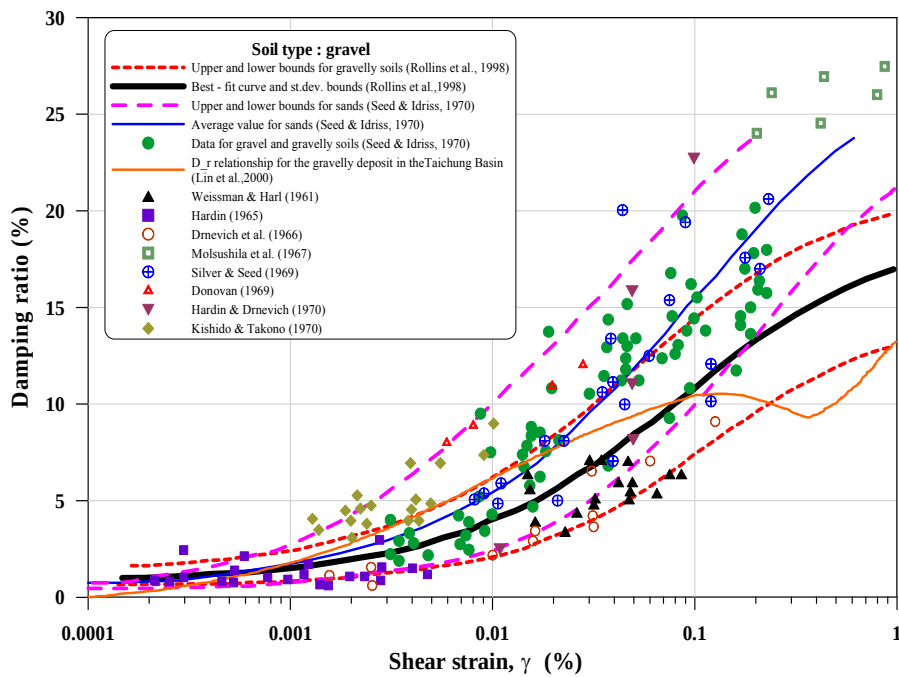


圖 2.66 礫質土壤之阻尼比與剪應變之關係



圖 2.67 高雄港鄰近之堅實地盤地震測站

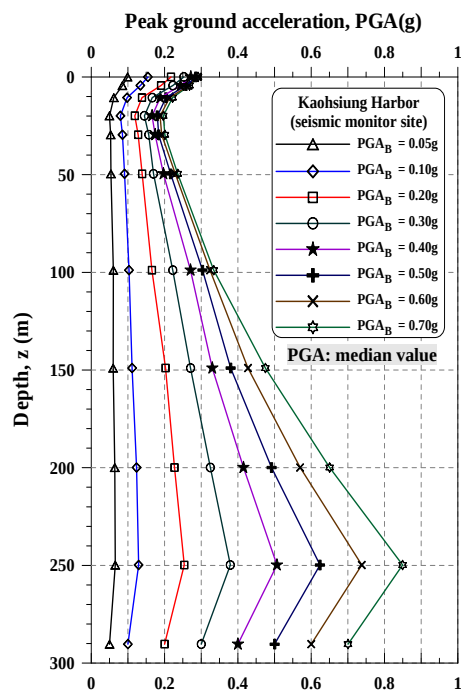
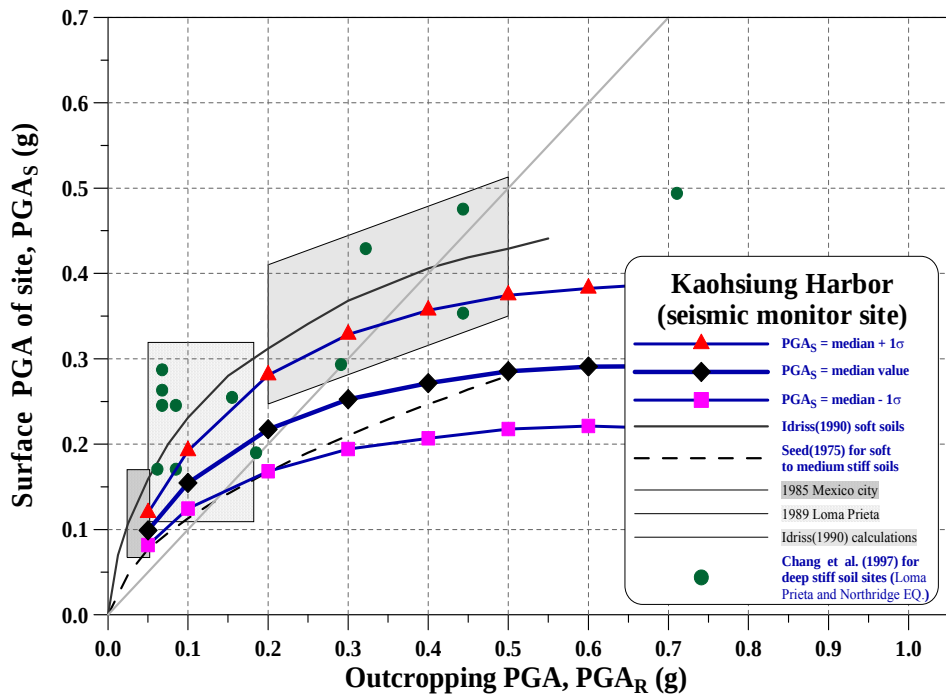
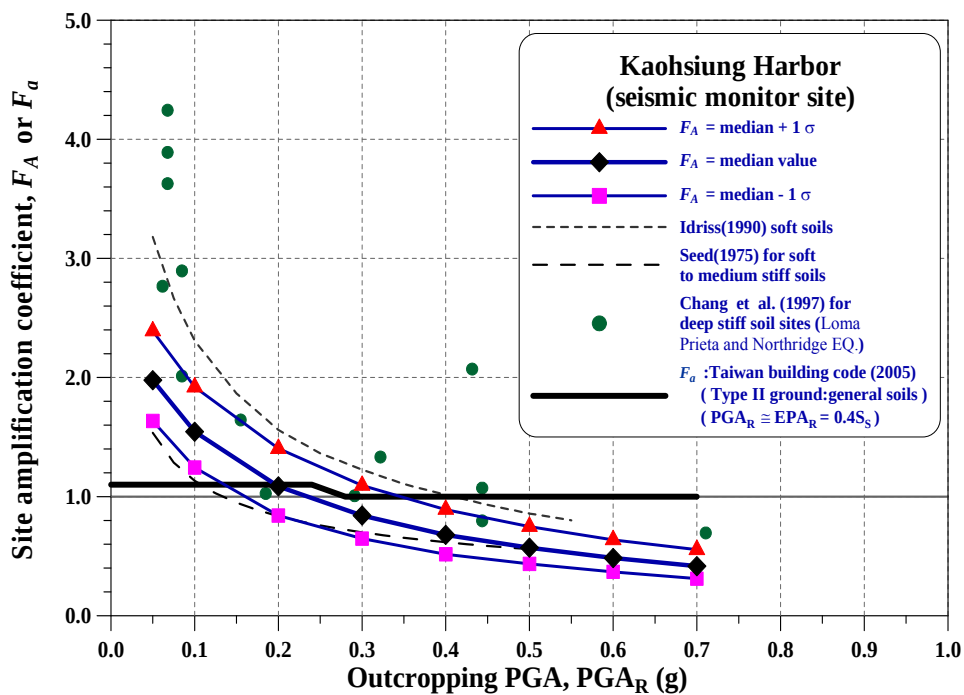


圖 2.68 高雄港地震監測站場址之最大加速度 PGA 隨深度變化圖



(a) 地表最大加速度(PGA_S)與露頭最大加速度(PGA_R)之關係



(b) 放大係數 F_A 與露頭最大加速度(PGA_R)之關係

圖 2.69 高雄港地震監測站場址之地盤反應分析結果

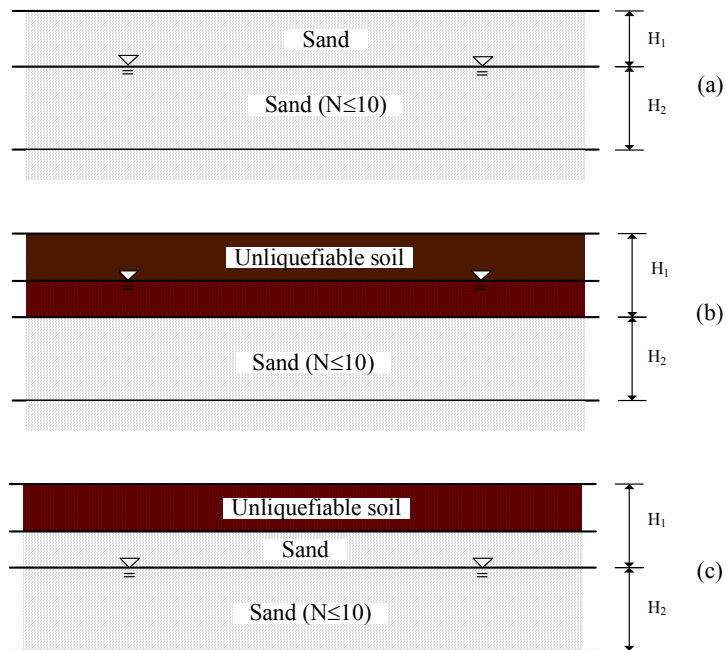


圖 2.70 地表非液化層厚度(H_1)及其下可液化砂層厚度(H_2)之定義 (Ishihara, 1985)

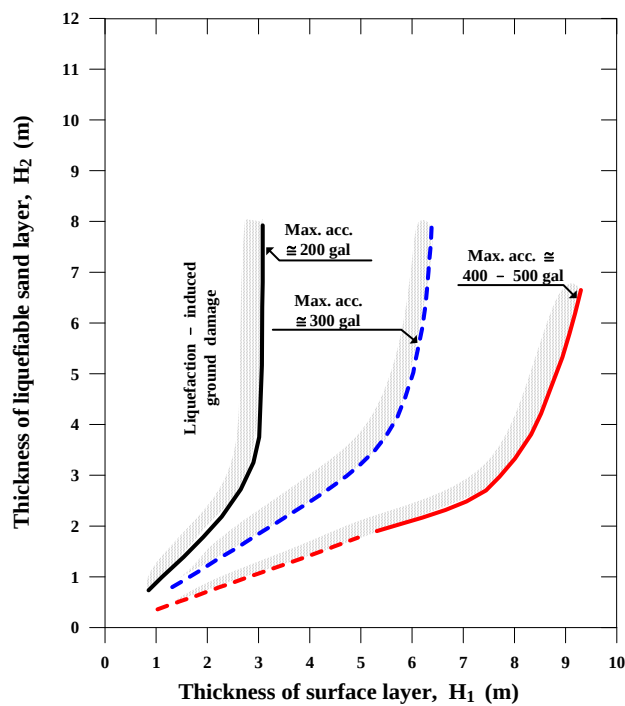


圖 2.71 區別地層是否會發生土壤液化災損之邊界曲線 (Ishihara, 1985)

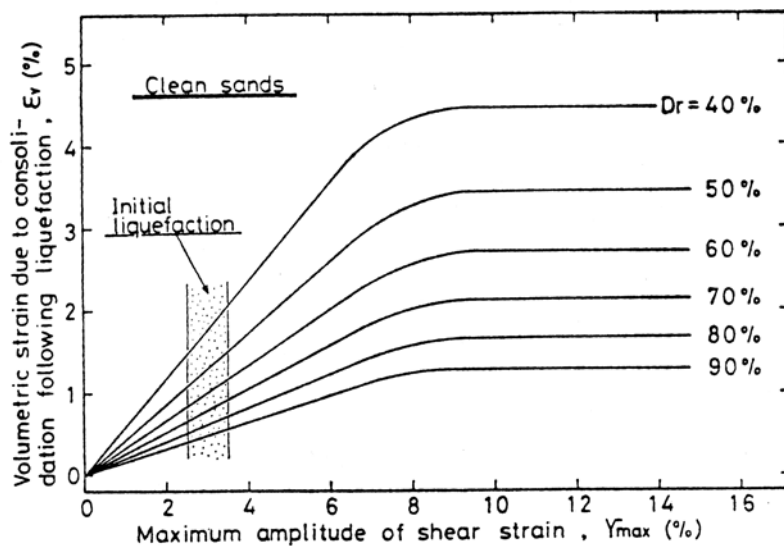


圖2.72 最大剪應變、體積應變及相對密度間之關係
(Ishihara & Yoshimi, 1992)

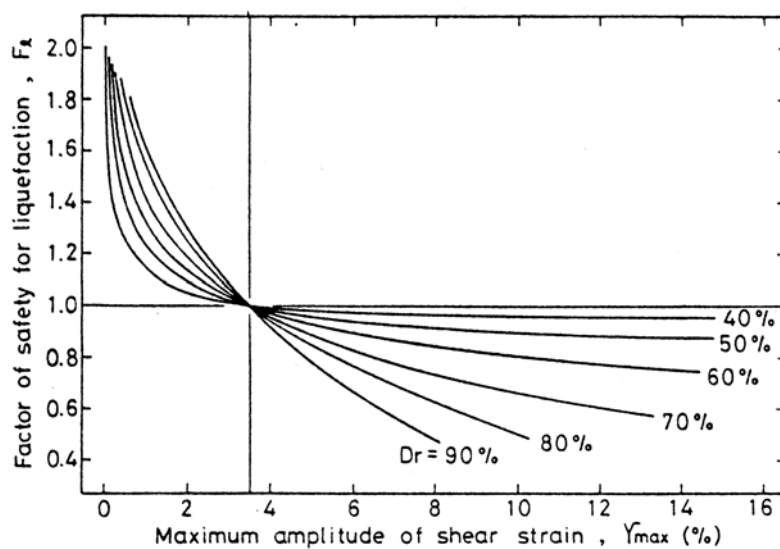


圖2.73 最大剪應變、安全係數及相對密度間之關係
(Ishihara & Yoshimi, 1992)

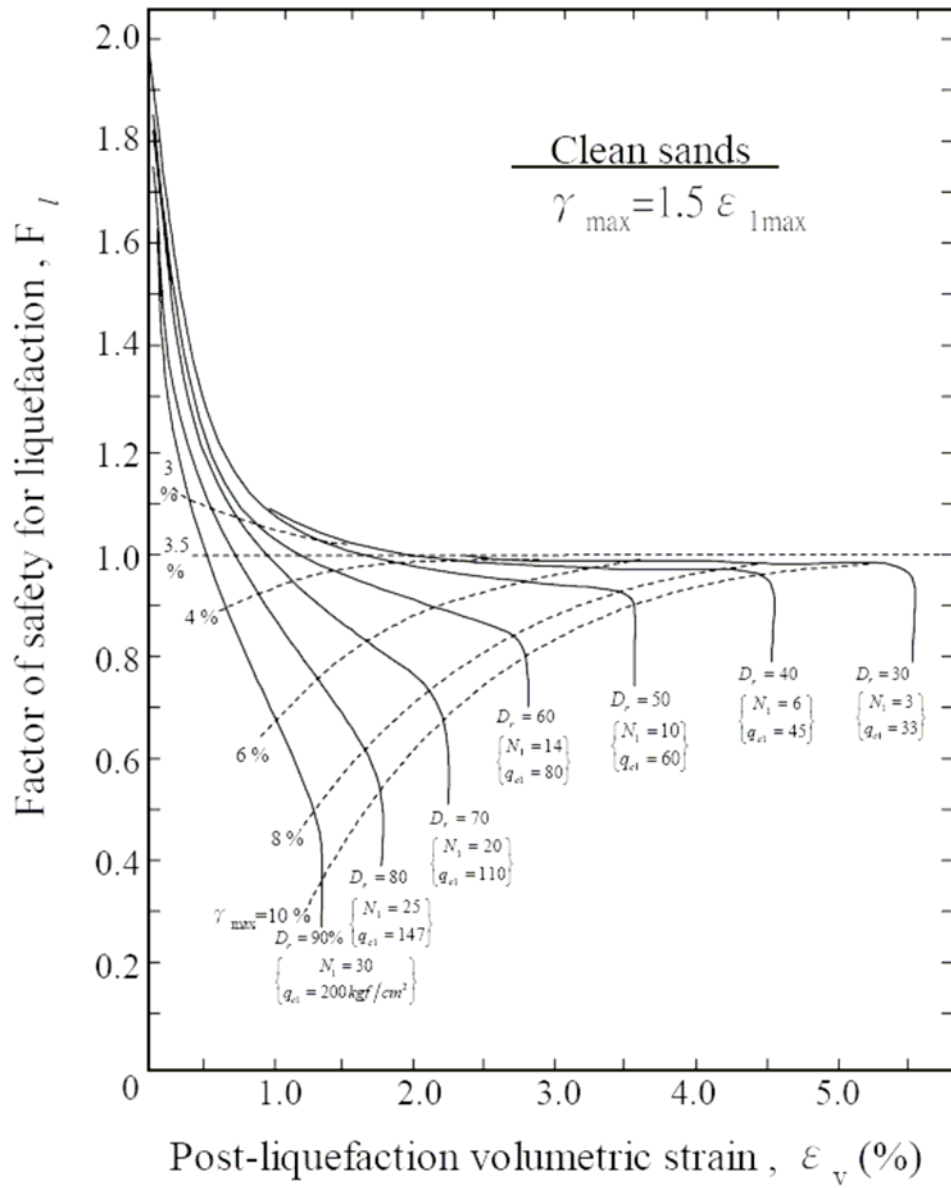


圖2.74 體積應變、安全係數及相對密度間之關係

(Ishihara & Yoshimi, 1992)

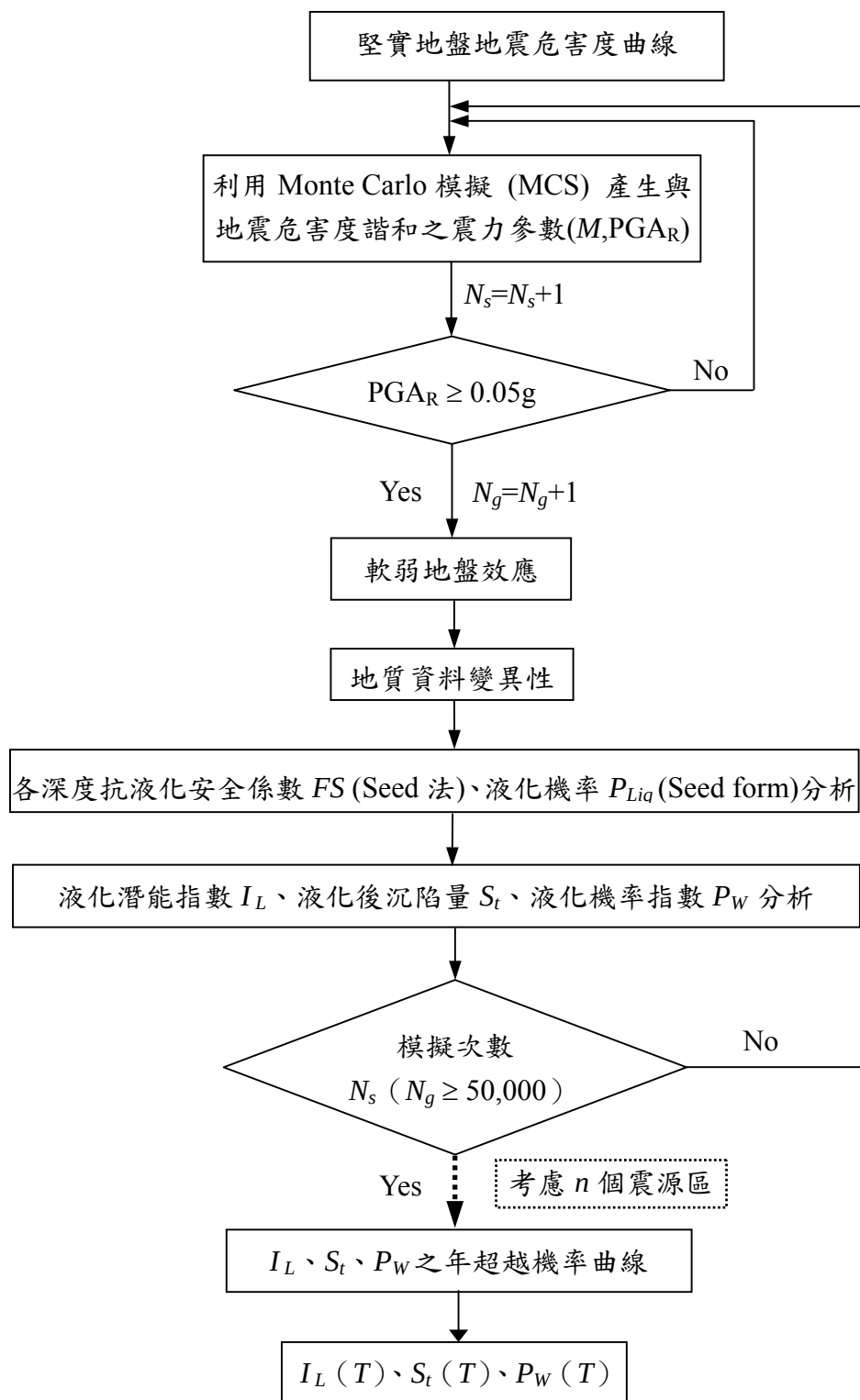


圖2.75 液化危害度分析流程

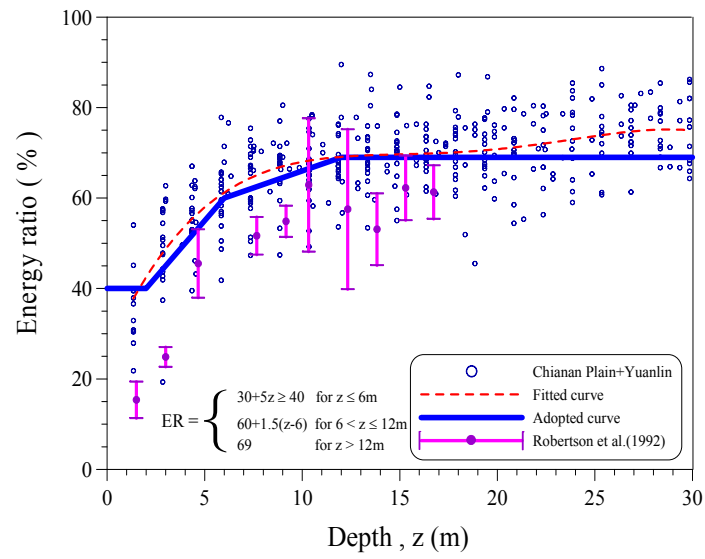


圖2.76 鑽桿能量比ER與深度之關係(黃富國，2008a)

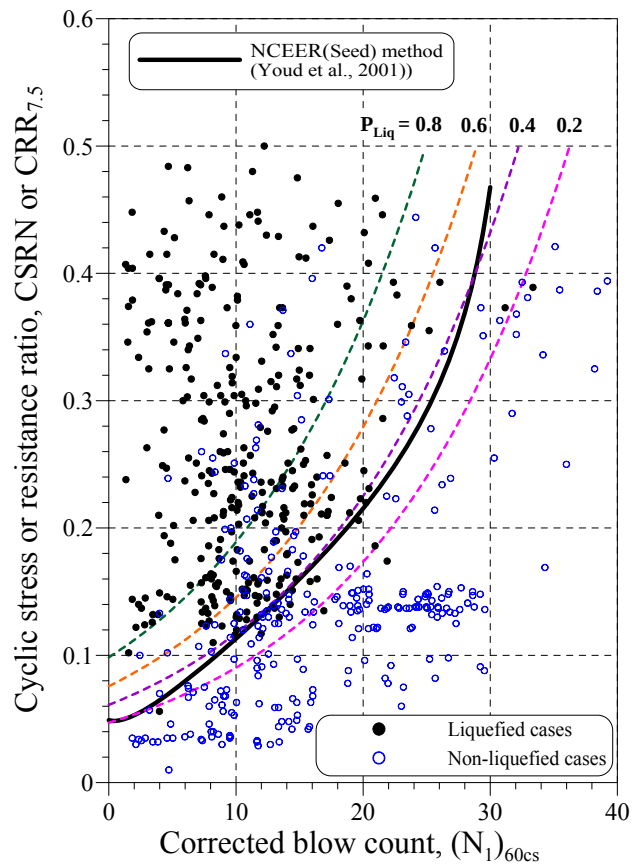


圖2.77 Seed形式之邏輯迴歸分析結果(黃富國，2008a)

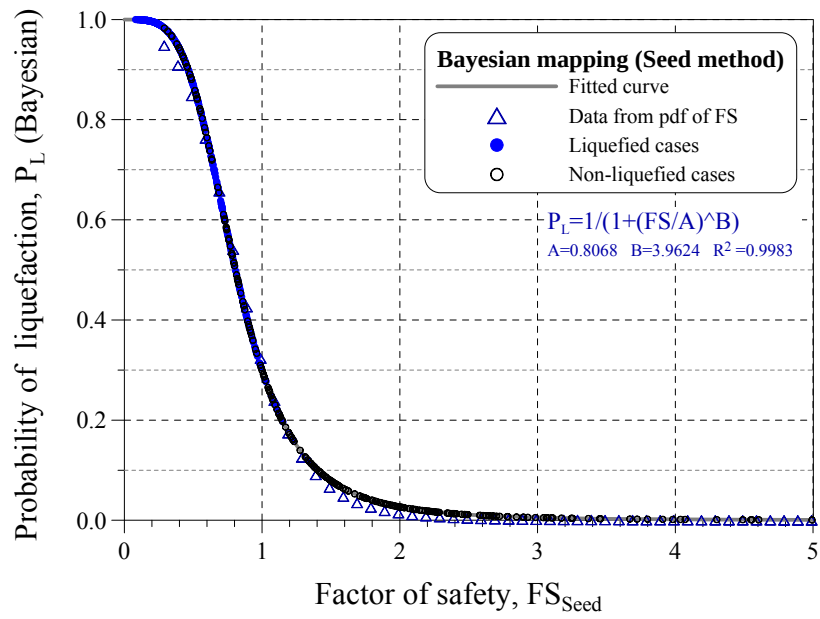


圖2.78 Seed法之FS與 P_{Liq} 貝氏映射關係(黃富國，2008a)

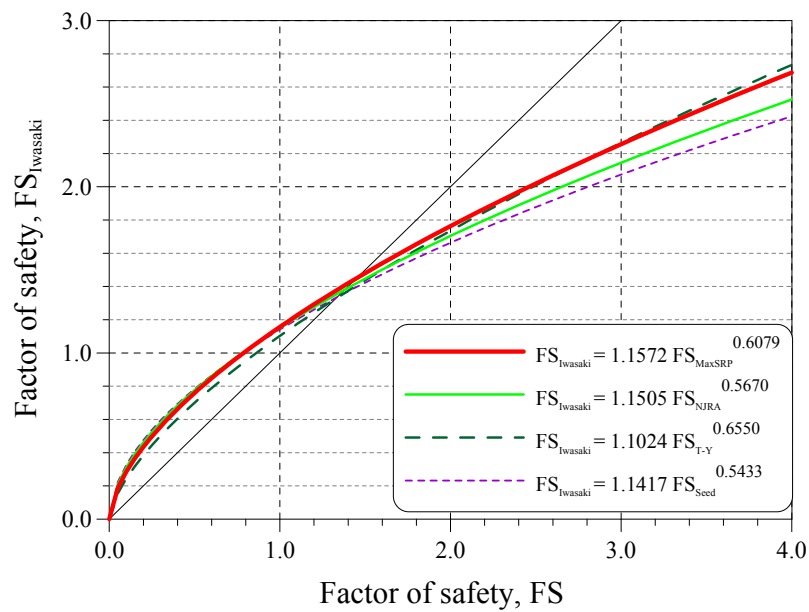


圖2.79 Iwasaki法與其他準則抗液化安全係數FS之關係
(黃富國，2008b)

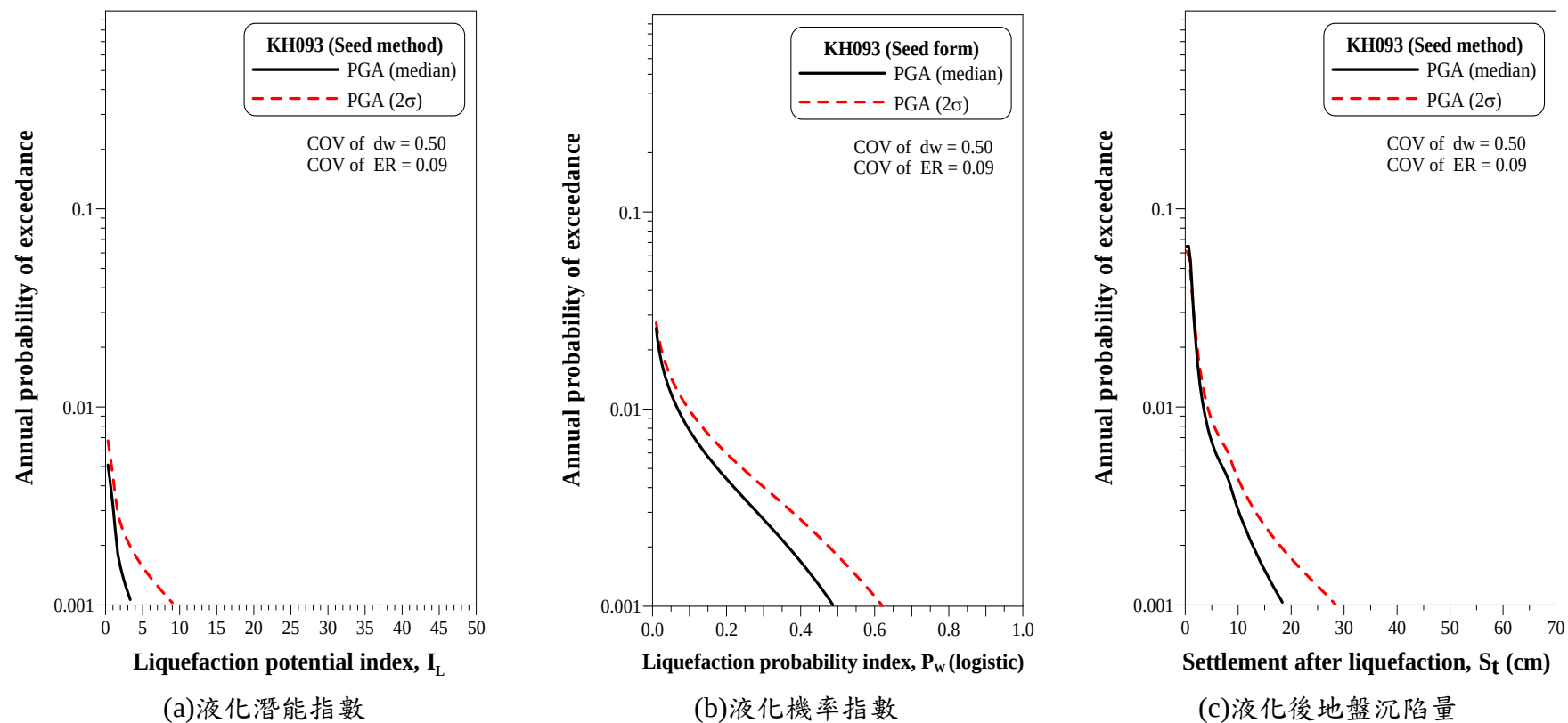
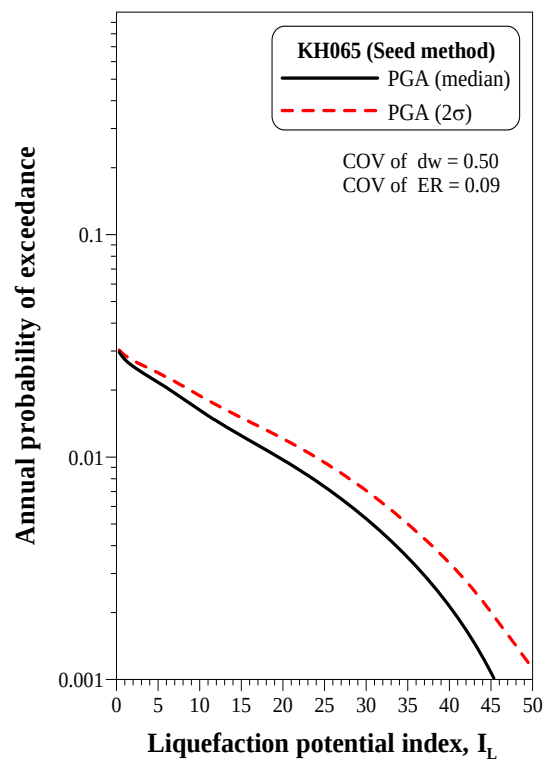
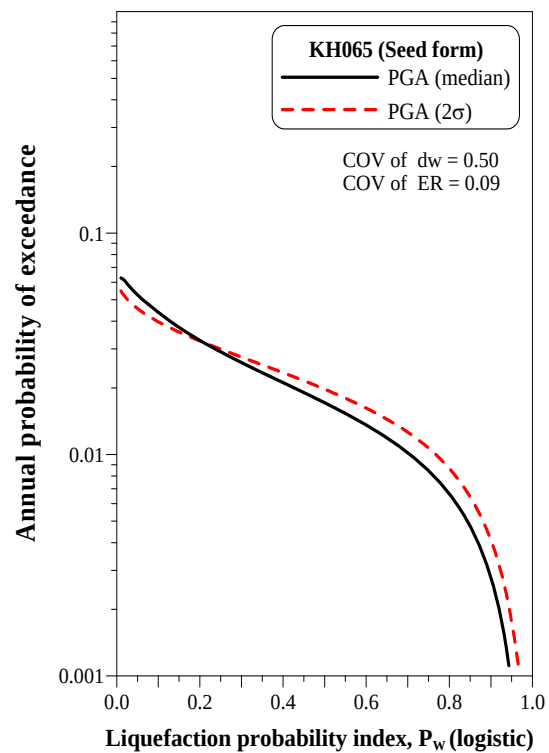


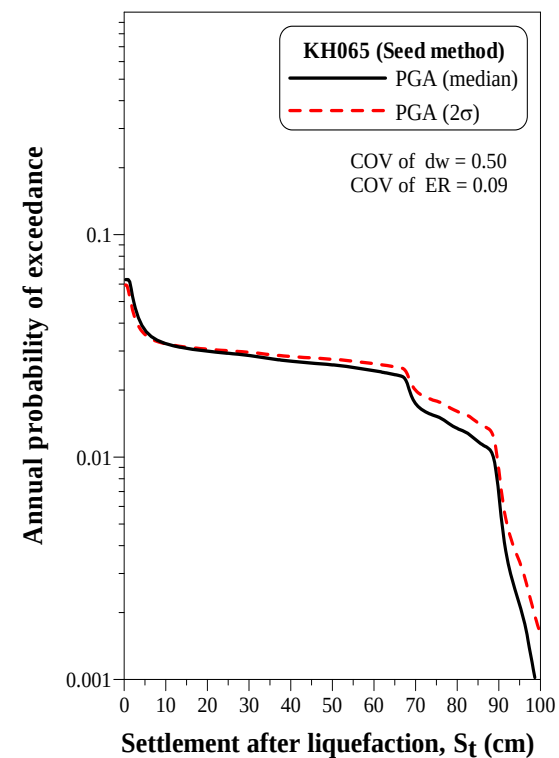
圖2.80 KH093土壤液化之危害度曲線（2~7號碼頭）



(a) 液化潛能指數



(b) 液化機率指數



(c) 液化後地盤沉陷量

圖2.81 KH065土壤液化之危害度曲線 (48~53號碼頭)

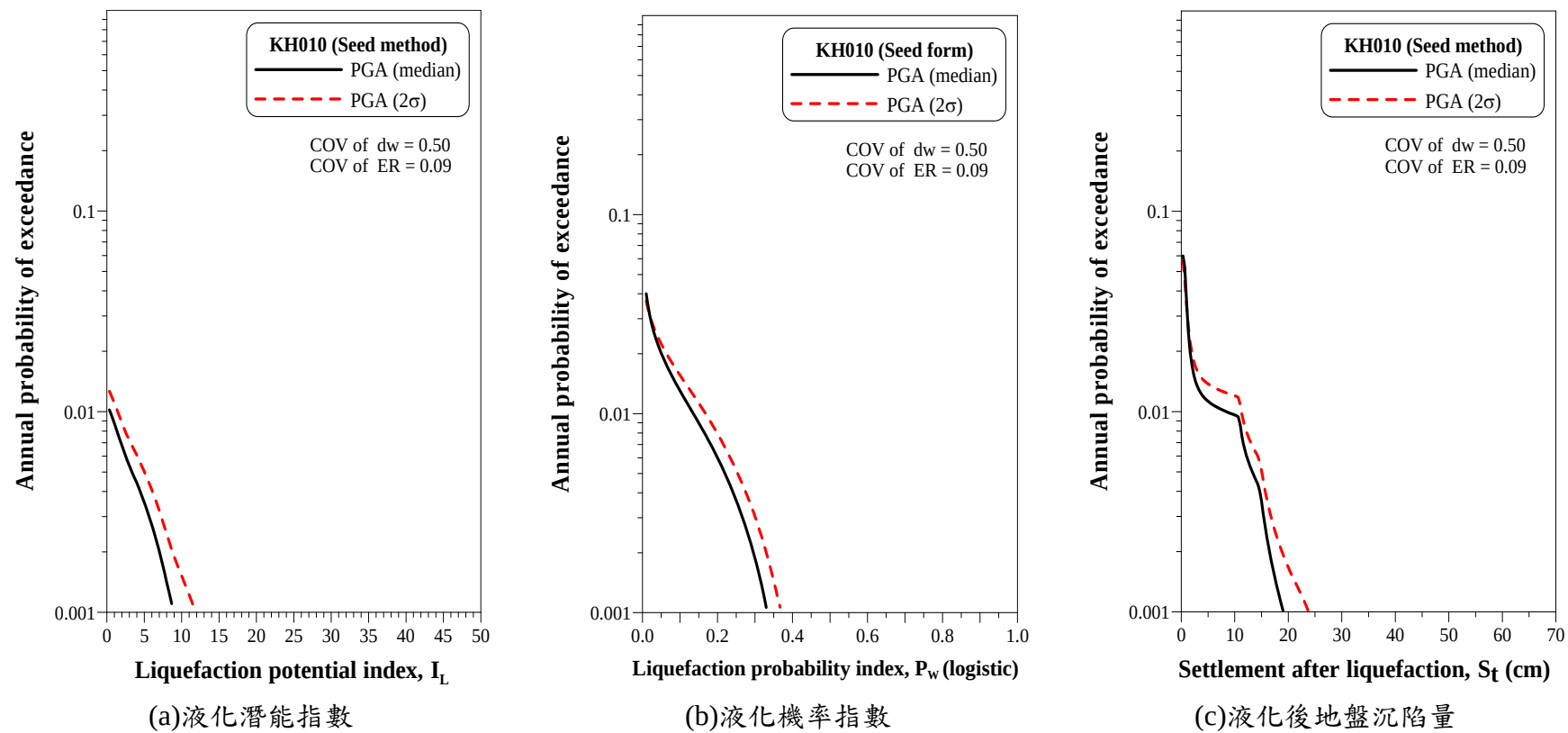
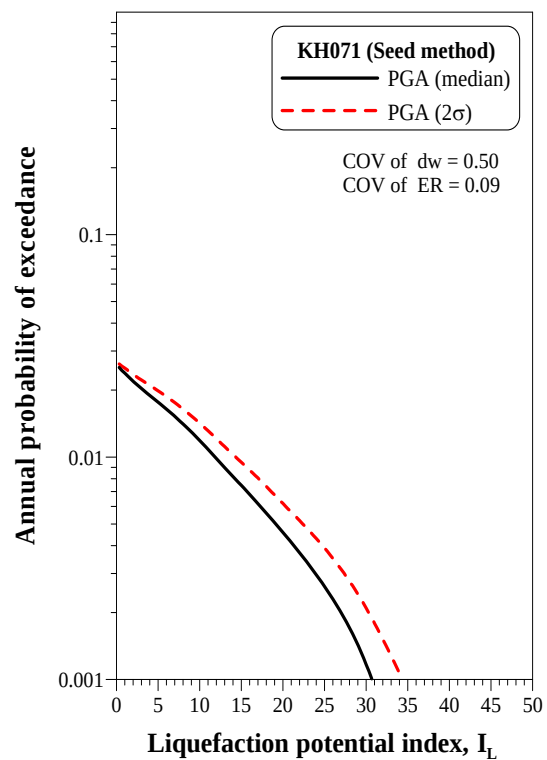
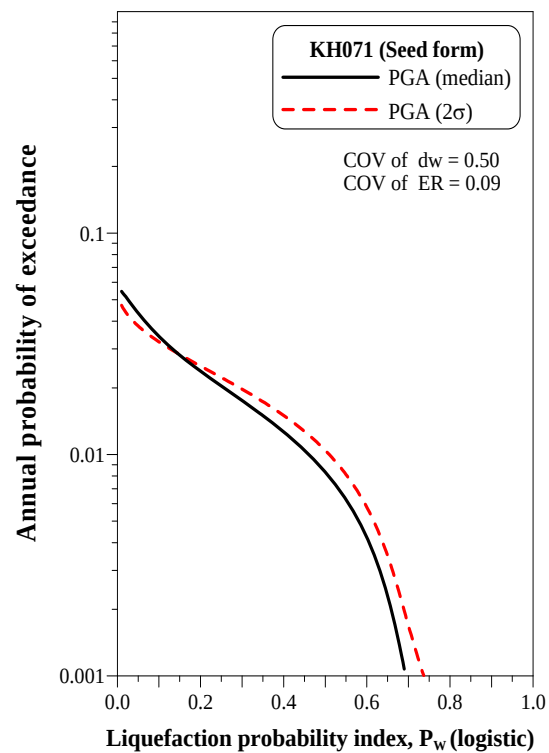


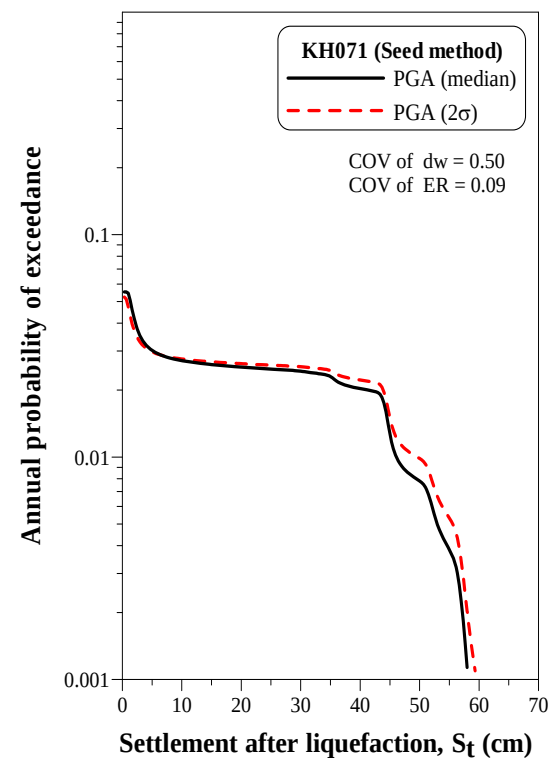
圖2.82 KH010土壤液化之危害度曲線（63~66號碼頭）



(a) 液化潛能指數



(b) 液化機率指數



(c) 液化後地盤沉陷量

圖2.83 KH071土壤液化之危害度曲線 (71號碼頭)

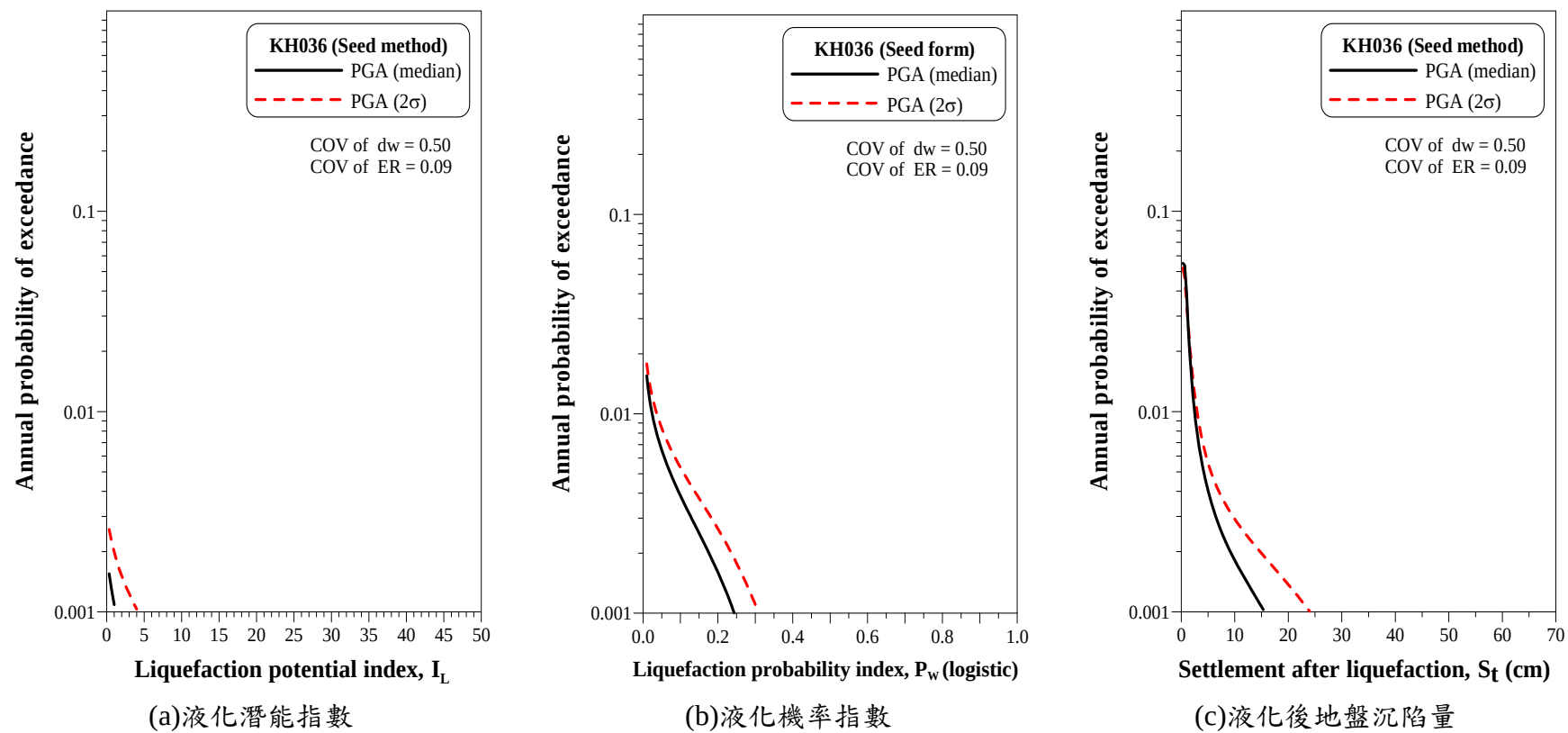
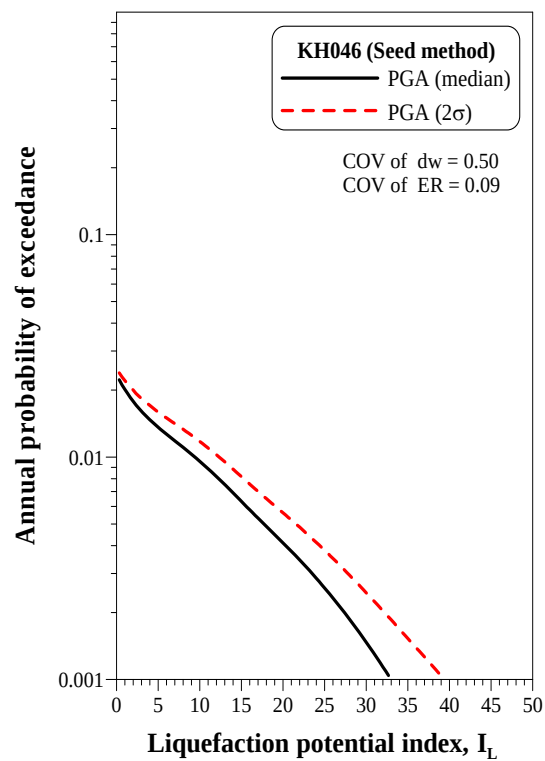
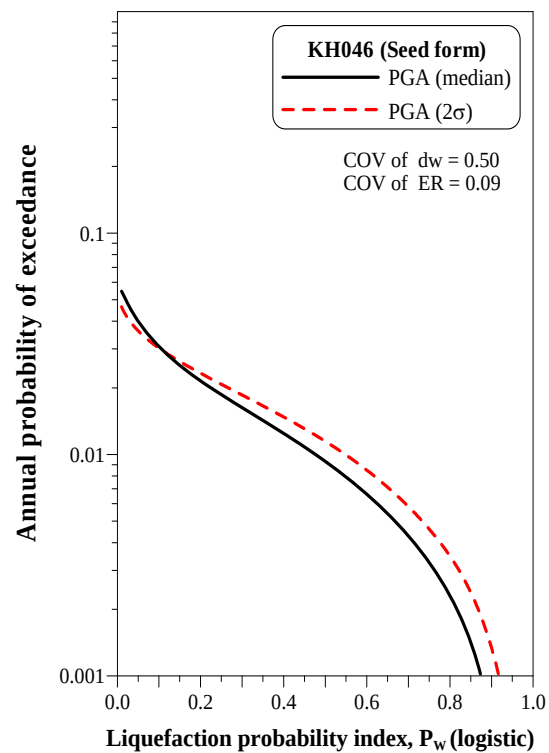


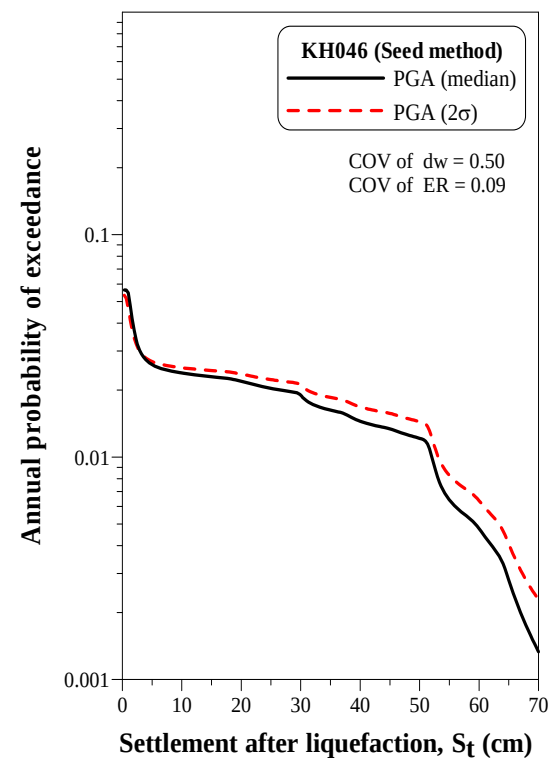
圖2.84 KH036土壤液化之危害度曲線（77號碼頭）



(a) 液化潛能指數

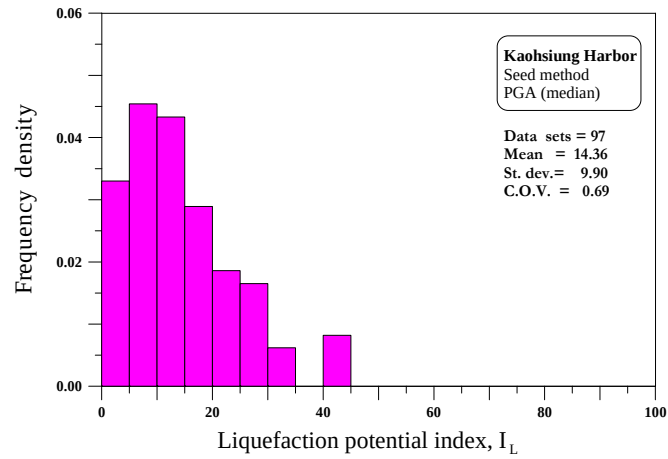


(b) 液化機率指數

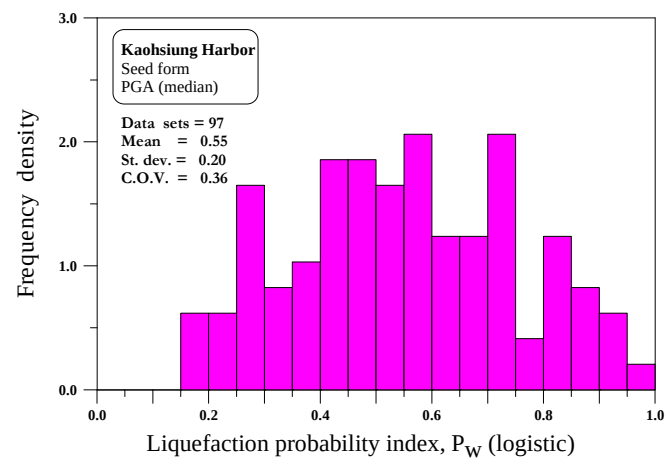


(c) 液化後地盤沉陷量

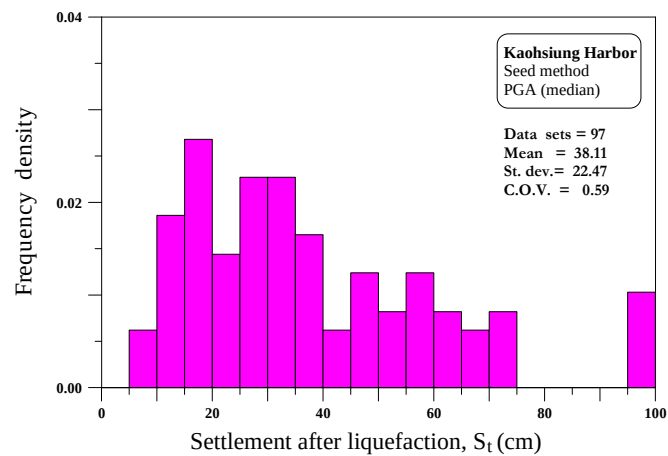
圖2.85 KH046土壤液化之危害度曲線 (119~121號碼頭)



(a) 液化潛能指數

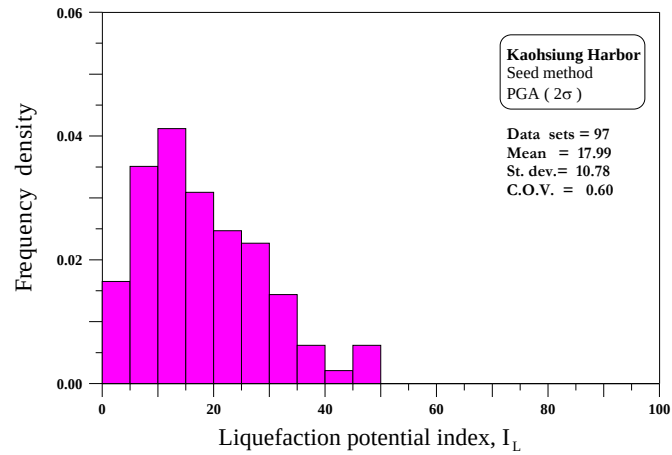


(b) 液化機率指數

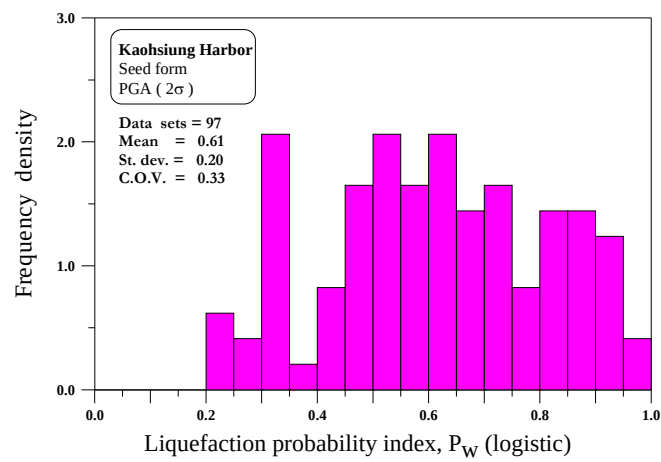


(c) 液化後地盤沉陷量

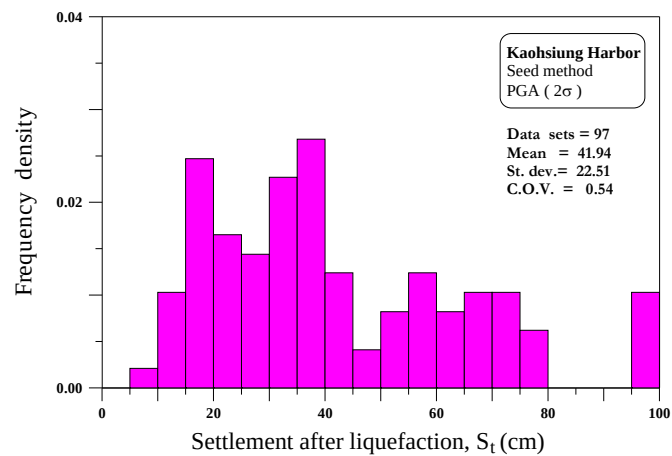
圖2.86 高雄港97個鑽孔場址之液化危害度指數分布 (PGA : 0σ)



(a) 液化潛能指數

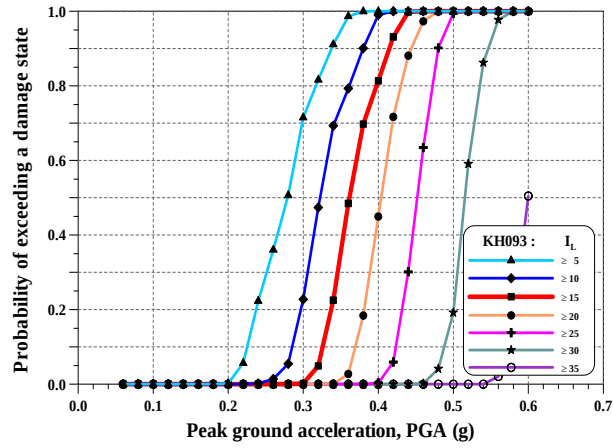


(b) 液化機率指數

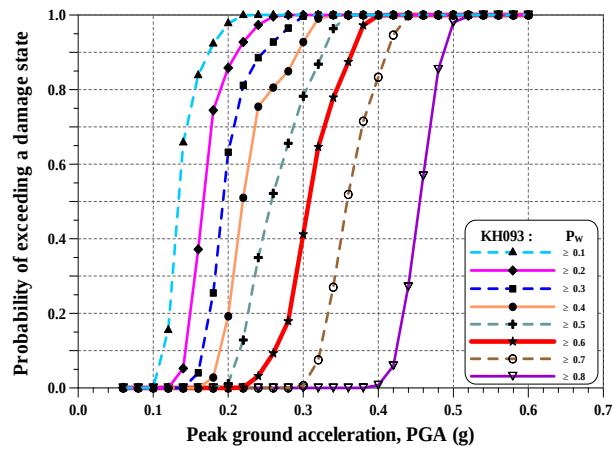


(c) 液化後地盤沉陷量

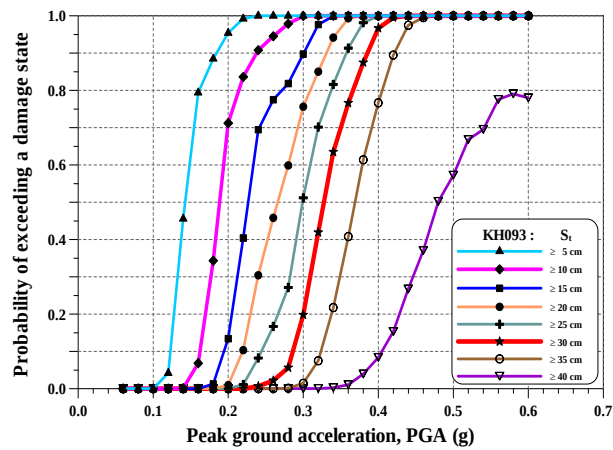
圖2.87 高雄港97個鑽孔場址之液化危害度指數分布 (PGA : 2σ)



(a) 液化潛能指數

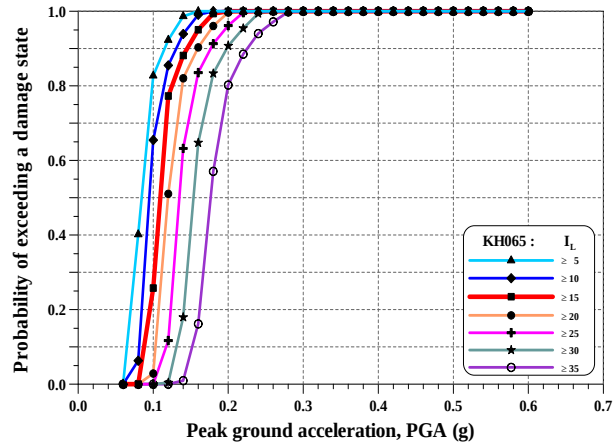


(b) 液化機率指數

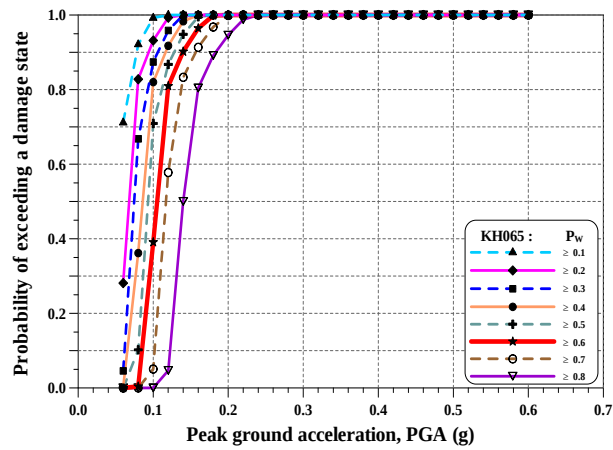


(c) 液化後地盤沉陷量

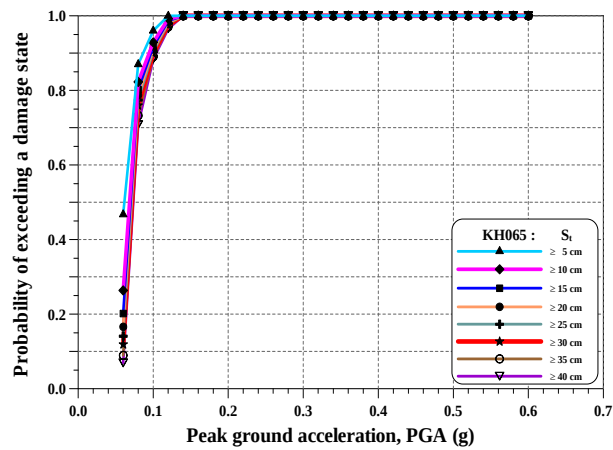
圖2.88 KH093土壤液化之易損性曲線（2~7號碼頭）



(a) 液化潛能指數

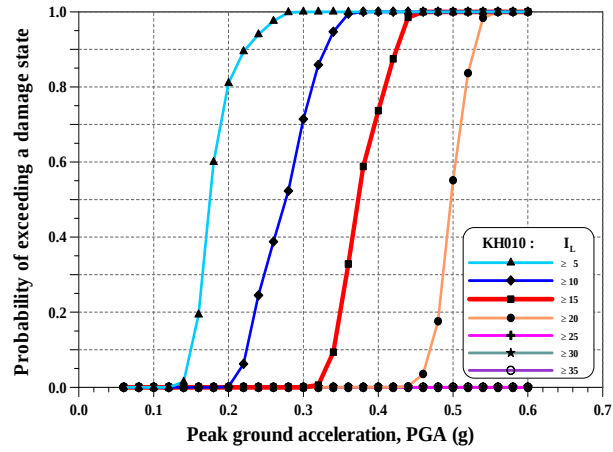


(b) 液化機率指數

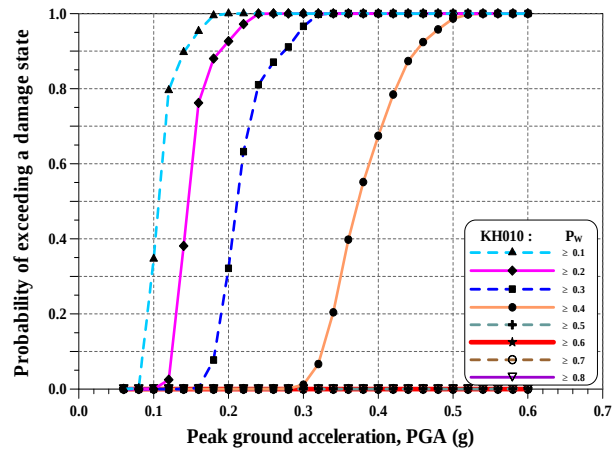


(c) 液化後地盤沉陷量

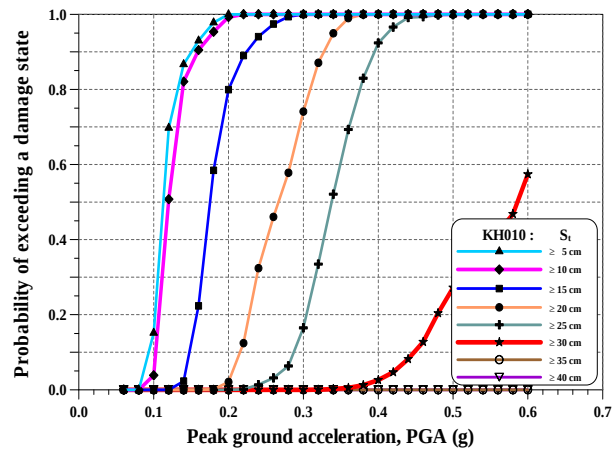
圖2.89 KH065土壤液化之易損性曲線（48~53號碼頭）



(a) 液化潛能指數

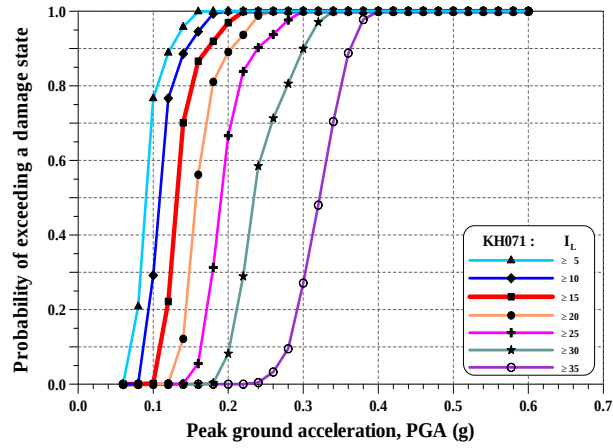


(b) 液化機率指數

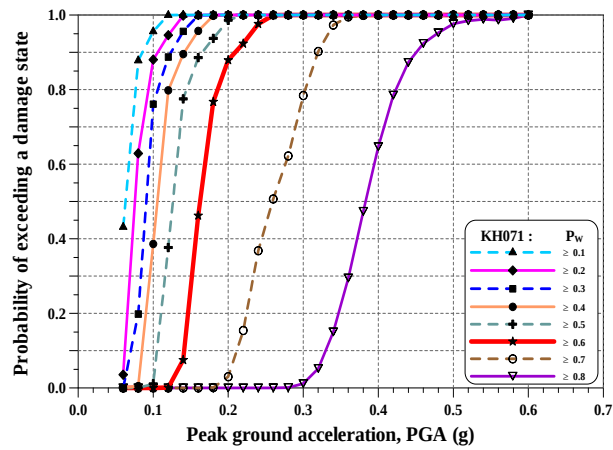


(c) 液化後地盤沉陷量

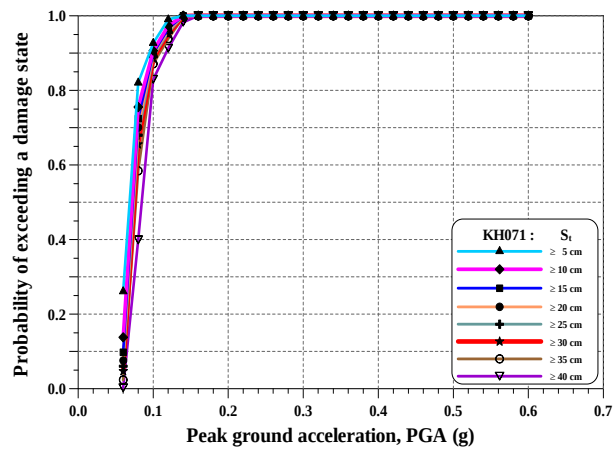
圖2.90 KH010土壤液化之易損性曲線（63~66號碼頭）



(a) 液化潛能指數

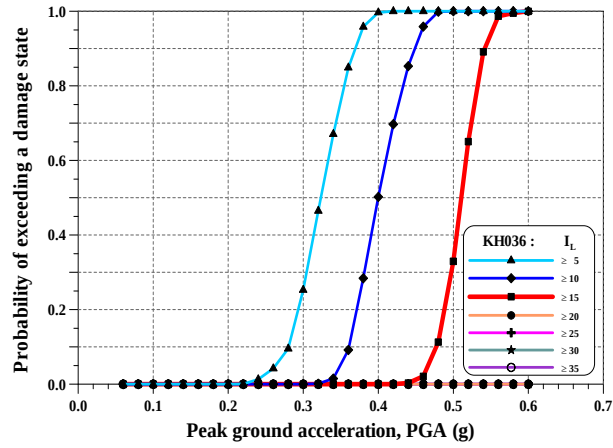


(b) 液化機率指數

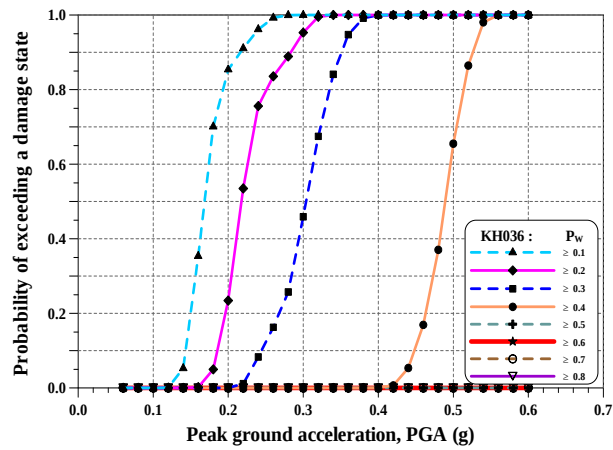


(c) 液化後地盤沉陷量

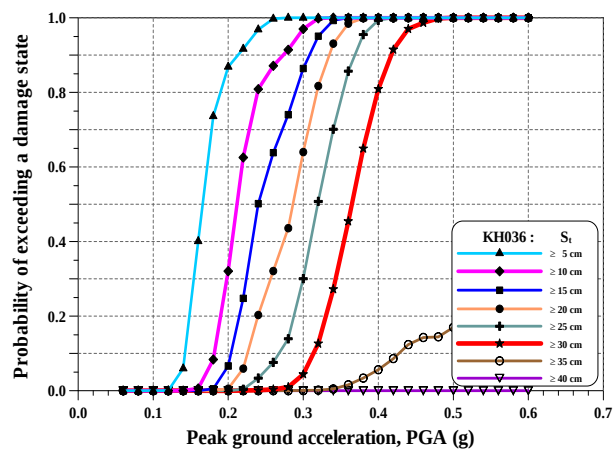
圖2.91 KH071土壤液化之易損性曲線（71號碼頭）



(a) 液化潛能指數

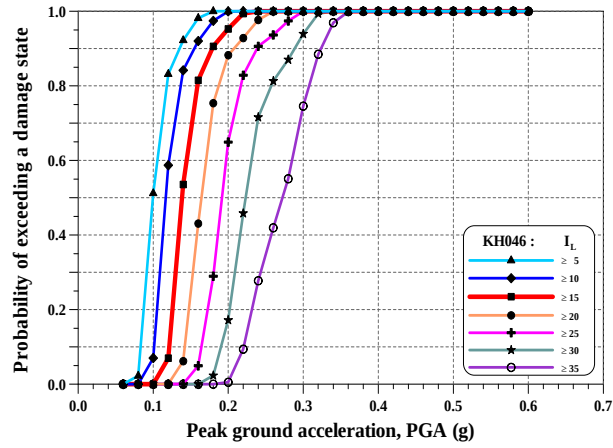


(b) 液化機率指數

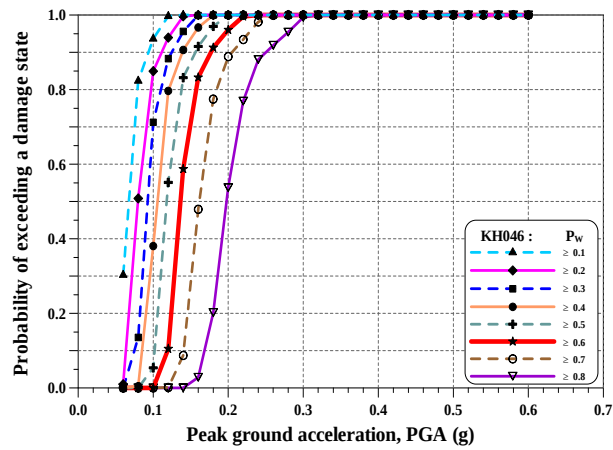


(c) 液化後地盤沉陷量

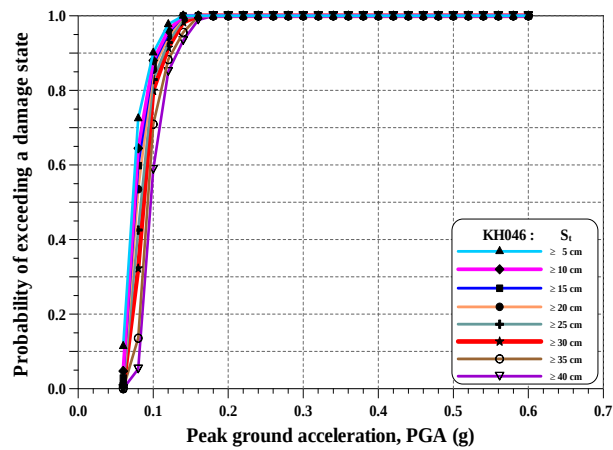
圖2.92 KH036土壤液化之易損性曲線（77號碼頭）



(a) 液化潛能指數



(b) 液化機率指數



(c) 液化後地盤沉陷量

圖2.93 KH046土壤液化之易損性曲線（119~121號碼頭）

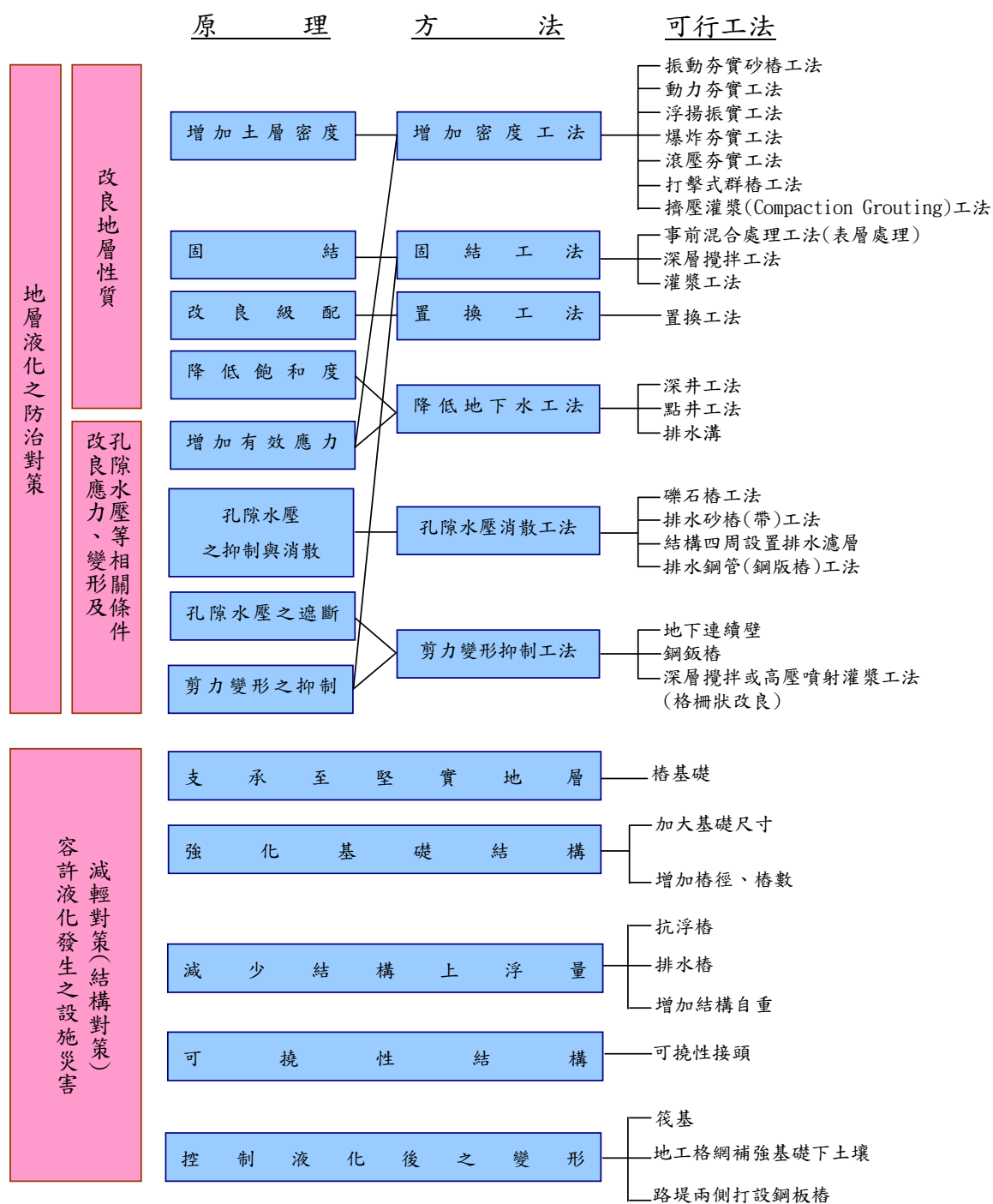
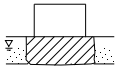
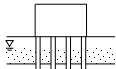
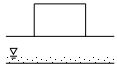
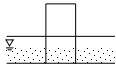
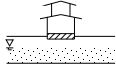
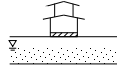
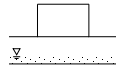
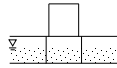
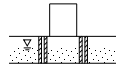
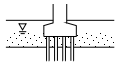
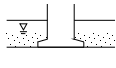
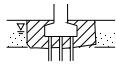
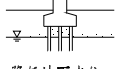
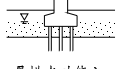
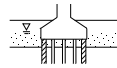
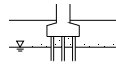
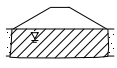
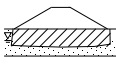
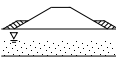
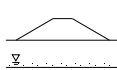
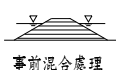
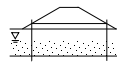
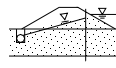
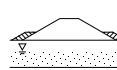
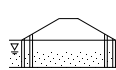
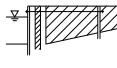
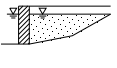
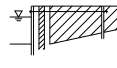
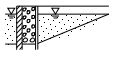
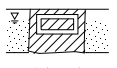
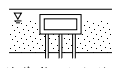
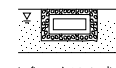
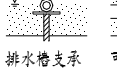
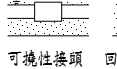
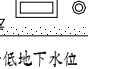
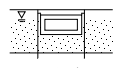
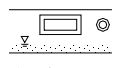


圖2.94 液化對策工法之原理與分類 (黃富國等, 1999)

	新設結構物	既有結構物
直接基礎之結構物	 深層夯實，固結，排水工法  樁基礎  降低基礎高程  降低地下水位  地下連續壁  強化基礎	 強化基礎  降低地下水位  鋼板樁，地下連續壁，固化  排水樁
樁基礎之結構物	 增加樁數，樁徑  改為沉箱基礎  地盤改良  降低地下水位  具排水功能之鋼管或版樁	 增加樁數或樁徑，以連續壁或排樁圍束  降低地下水位
土工結構物	 深層夯實，固結，排水工法  置換  坡趾填土  降低地下水位  事前混合處理	 鋼板樁圍束  降低水位  坡趾填土  深層混合，鋼管或排樁鋼板樁
護岸結構物	 深層夯實，排水工法  沉箱岸壁	 夯實改良，排水工法，置換工法  自立式鋼管、板樁等補強護岸結構與補強結構間打設排水樁
地中結構物	 排水工法，地盤改良  樁基礎，鋼板樁  周邊回填排水滲層  排水樁支承  可撓性接頭  回填碎石滲層  降低地下水位	 鋼板樁  降低地下水位

：液化地層

圖2.95 液化對策工法之應用例（黃富國等，1999）

第三章 港灣構造物耐震能力之評估

近十餘年來，世界各地所發生的強大地震造成無數人員傷亡，以及房屋、道路、橋梁、港灣設施、非結構構件及設備等的倒塌與破壞，使得工程界對地震的摧毀力量有了更新的認識，並開始考慮採用以性能為標的之設計方法。性能設計的理念即為明確且定量的要求構造物於某程度地震力作用下，須具備某種程度之性能水準，因此能有效掌握構造物之行為與反應，並預期因維修、補強或營運停頓所帶來的損失。因此，除了新建結構物必須根據最新的規範進行設計外，對既有構造物之耐震能力評估也逐漸受到重視。

在地震等級方面，依國際航海協會（International Navigation Association，簡稱PIANC，2001）建議，當進行港灣設施性能設計時，應考量以下兩個等級之地震：

- 等級1 (L1) 地震：定義為在結構使用年限內超越機率為50%之地震。
- 等級2 (L2) 地震：定義為在結構使用年限內超越機率為10%之地震。

此外，工址附近若有活動斷層時，則必須再將該斷層納入考量。一般而言，港灣結構物之設計使用年限多為50年，則L1與L2等級地震對應之地震回歸期分別為75及475年。

基於性能設計之觀點，國際航海協會（PIANC, 2001）針對港灣設施之損害等級訂出以下標準：

- 第I級（可使用）：結構無或輕微損壞，結構功能無或些微喪失；
- 第II級（可修復）：結構損壞程度，處於可控制狀態，結構功能暫時喪失；
- 第III級（接近破壞）：結構嚴重破壞，幾近於完全破壞，結構功能長期甚至完全喪失；

—第IV級（完全倒塌）：結構處於完全破壞坍塌狀態，結構功能完全喪失。

根據重要性與用途，國際航海協會（PIANC, 2001）將港灣構造物分為以下幾個耐震性能等級：

—S級：符合下列條件之構造物。

1. 若受震損壞，可能會造成大量人命與財產損失之重要構造物；
2. 在災後重建時需要提供功能之關鍵構造物；
3. 用於危險物質處理之重要構造物；
4. 若喪失功能，將嚴重影響地震災區社會經濟活動之重要構造物。

—A級：影響性較S級結構低之重要構造物，或損壞後難以復原之構造物。

—B級：非屬S級、A級、與C級之一般構造物。

—C級：尺寸小且易於修復之構造物。

國際航海協會（PIANC, 2001）建議各個耐震性能等級之結構物，在L1等級與L2等級之設計地震下，可容許之損害等級如下：

—S級：L1地震：損害等級I（可使用）；L2地震：損害等級I（可使用）。

—A級：L1地震：損害等級I（可使用）；L2地震：損害等級II（可修復）。

—B級：L1地震：損害等級I（可使用）；L2地震：損害等級III（接近破壞）。

—C級：L1地震：損害等級II（可修復）；L2地震：損害等級IV（完全倒塌）。

本章後續便將根據以上標準，並考量碼頭型式之差異，由簡至繁分別選擇較適用的耐震能力分析方法，進行高雄港碼頭案例的耐震性

能分析與評估。此外，本研究亦針對高雄港區易受腐蝕之棧橋式碼頭之非剛性碼頭進行微振動量測與分析，以瞭解碼頭構造物之振動特性，藉此輔助判斷其結構安全性。

3.1 高雄港區碼頭基本資料

3.1.1 港區碼頭基本資料

高雄港為我國第一大商港，並位居世界貨櫃進出之第五大貨櫃港，地處臺灣西南部，具有港域寬闊、腹地廣大之優勢。高雄港務局港務資料顯示高雄港目前出港航道有第一及第二港口，第一港口之內港口水深11公尺，港口寬130公尺，航道寬80公尺；第二港口之內港口水深16公尺，港口寬250公尺，航道寬150公尺。現有航道全長18公里，主航道12公里，支航道6公里。港區主要碼頭平面圖如圖3.1所示，主要分為七個區與五個貨櫃中心，目前設有貨櫃碼頭25座、雜貨碼頭31座、散裝碼頭32座、穀類碼頭3座、客運碼頭2座等營運碼頭93座以及其他海關用、軍用與修船用等非營運碼頭25座，共118座碼頭，全長26,598公尺，繫船浮筒19組，同時可供150艘船靠泊，整體高雄港區營運碼頭資料如表3-1所示。

高雄港碼頭依照營運地域主要可分為八個商港區，如下所述：

1. 蓬萊商港區：

本區位於高雄港區最靠北端，包含1~10號10座碼頭，總長度約近1,600公尺，本區碼頭營運除1、2號碼頭供客運貨輪之用外，其餘皆為雜貨碼頭。碼頭設計水深為9 ~ 10.5 公尺，碼頭結構型式多以混凝土方塊式為主（2~7號碼頭）。

2. 鹽埕商港區：

本商港區同樣位於高雄港北端，包含淡水一號至淡水三號碼頭、11~12號碼頭，總長度約為1250公尺。本區碼頭多為淺水碼頭，設計水深皆小於9 公尺，用於觀光客運、雜貨與海巡署專用。

3. 苓雅商港區：

苓雅商港區鄰近蓬萊、鹽埕兩商港區，包含13~21號碼頭，總長度約為1360公尺。13~15號碼頭為高雄市政府使用之親水遊憩碼頭，其餘為雜貨碼頭。本區碼頭結構型式為RC樁棧橋式、重力式（沉箱與方塊式）及些許板樁式碼頭，碼頭設計水深為9~10.5 公尺。

4. 中島商港區（第一貨櫃中心）

本區位於高雄港區中央突島區域，包含27~58號碼頭共30座，本區碼頭總長度達6700公尺，主要用途為雜貨與貨櫃使用，另有起重機、吸糖機與真空吸管機等裝卸設備，碼頭型式以鋼板樁跟棧橋式為主，設計水深為10~10.5 公尺。

5. 前鎮商港區（第二貨櫃中心）

本區位於高雄港區中央突島區域，包含59~66號碼頭，本區碼頭總長度約2,070公尺，主要用途為雜貨與貨櫃使用，有起重機共9座，碼頭型式為鋼板樁與箱型板樁式為主，貨櫃碼頭之設計水深可達12公尺。

6. 小港商港區（第三貨櫃中心）

本區位於高雄港較南端，鄰近小港區，碼頭總長度約1900公尺，包含68~70號貨櫃碼頭與71~73號穀類專用碼頭，貨櫃碼頭區有起重機11座，穀類專用碼頭另有真空吸管機與卸谷機等設備，本區貨櫃碼頭型式為鋼板樁式碼頭，穀類碼頭以棧橋式為主，設計水深皆為14 公尺。

7. 大仁商港區（第五貨櫃中心）

本區位於高雄旗津區，包含74~81號碼頭，碼頭總長度約2440公尺，碼頭營運以貨櫃碼頭為主，共有20座起重機，碼頭結構型式以鋼板樁為主，設計水深在13~15 公尺。

8. 中興商港區（第四貨櫃中心）

本區位於高雄旗津區，包含115~122號碼頭，碼頭總長度約2500公尺，碼頭營運以貨櫃碼頭為主，共有19座起重機，碼頭結構型式為鋼管樁棧橋式，設計水深達14公尺。

依碼頭結構型式區分，高雄港碼頭可大致分為重力式碼頭（包含方塊式與沉箱式）、板樁式碼頭（包含鋼板樁與RC板樁）與棧橋式碼頭等四類。其中，板樁式碼頭與棧橋式碼頭之碼頭總長度為最長且多為設計水深大於12公尺以上之深水碼頭；重力式碼頭則多位於港區北側且建造年代較久遠之蓬萊、苓雅商港區。

綜合上述資料，考量碼頭營運重要性、碼頭結構型式與碼頭數量等代表性因素，本計畫針對2~7號碼頭區域之方塊式碼頭、65~66號碼頭與76號碼頭區域之板樁式碼頭、48~53號碼頭與119~121號碼頭區域之棧橋式碼頭，作為本計畫港灣碼頭構造物耐震能力評估之標的。後續便依序針對重力式、板樁式碼頭及棧橋式碼頭耐震能力評估分別進行說明。

3.1.2 港區代表性碼頭液化影響評估

在 921 大地震時，臺中港 1~3 號沉箱碼頭外移 0.5 至 1.7m，4 號沉箱碼頭則外移 0 至 0.5m，4A 號沉箱碼頭外移極微，而且碼頭後線發現大量之液化噴砂現象。根據研究顯示沉箱式碼頭在受到地震力時，若背填土壤發生液化，會產生液化之側壓力，造成港灣構造物更加不穩定（陳與黃，2000；賴，2001；Ishibashi and Madi，1990）。由此可知，港區碼頭背填土壤之液化程度，對於港灣構造物之受震行為影響甚大，必須於構造物耐震能力評估時加以考慮。

1. 液化評估方法

本研究根據建築物耐震設計規範中第11.1.3節砂土層之液化潛能判定方法，進行高雄港區各碼頭代表性鑽孔土壤液化分析，評估在符合現行港灣設計地震水準下（PGA=0.23 g），各碼頭背填區域

土壤發生液化之深度範圍。此一方法乃是依1996年日本「道路橋示方書V耐震設計編」中所提到的評估方法，概述如下。

液化之評估由液化抵抗率 F_L 值決定之。 F_L 值小於1.0時，即可判定該土層可能液化。

$$F_L = \frac{R}{L} \dots\dots\dots(3.1)$$

上式(4.3.1)中 L 為地震引致之土壤剪應力與有效覆土壓力之比值，可表示如下：

$$L = \gamma_d \frac{A \sigma_0}{g \sigma'_0} \dots\dots\dots(3.2a)$$

$$\gamma_d = 1.0 - 0.015x \dots\dots\dots(3.2b)$$

$$\sigma_0 = \{\gamma_{t1}h_w + \gamma_{t2}(x - h_w)\} / 10 \dots\dots\dots(3.2c)$$

$$\sigma'_0 = \{\gamma_{t1}h_w + \gamma'_{t2}(x - h_w)\} / 10 \dots\dots\dots(3.2d)$$

其中，

γ_d ：地震時尖峰剪應力比沿深度方向之折減係數。

A ：水平地表加速度。

σ_0 ：總覆土壓力 (kgf/cm²)。

σ'_0 ：有效覆土壓力 (kgf/cm²)。

x ：受評估土層距離地表面之深度 (m)。

γ_{t1} ：地下水位面上方之土壤單位體積重 (tf/m³)。

γ_{t2} ：地下水位面下方之土壤單位體積重 (tf/m³)。

γ'_{t2} ：地下水位面下方之土壤有效單位體積重 (tf/m³)。

h_w ：地下水位之深度 (m)。

另外，式(3.1)中 R 表示土壤抵抗液化強度與有效覆土壓力之比值，即反覆三軸剪力強度比，可依(3.3)計算：

$$R = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N_a/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \times (N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases} \dots\dots (3.3a)$$

對砂質土而言：

$$N_a = C_1 N_1 + C_2 \dots\dots\dots (3.3b)$$

$$N_1 = 1.7 \times \frac{N}{(\sigma'_0 + 0.7)} \dots\dots\dots (3.3c)$$

$$C_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 40)/50 & (10\% \leq FC < 60\%) \\ FC/20 - 1 & (60\% \leq FC) \end{cases} \dots\dots\dots (3.3d)$$

$$C_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC - 10)/18 & (10\% \leq FC) \end{cases} \dots\dots\dots (3.3e)$$

其中，

R ：反覆三軸剪力強度比。

N ：由標準貫入試驗所得之 N 值。

N_1 ：以有效覆土壓力 1 kgf/cm^2 等值換算求得之 N 值。

C_1 、 C_2 ：與細料含量 FC 相關之 N 值修正係數。

2. 各碼頭區代表性鑽孔液化評估結果

根據上述液化評估方法，針對2~7號碼頭區域之KH093鑽孔、48~53號碼頭區域之KH065鑽孔、65~66號碼頭區域之KH010鑽孔、77號碼頭區域之KH036鑽孔以及119~121號碼頭區域之KH046鑽

孔，計算高雄港灣各代表性碼頭區域之受震液化深度。其中KH065、KH010與KH036鑽孔資料並無標明細料含量 FC 值，為保守起見在此均假設其值為零；KH065與KH036鑽孔亦無土壤單位重資料，在此先假設地層 γ_t 為 2 t/m^3 ；另外為了簡化分析將各孔之地下水位面皆保守估計位於地表，以此進行後續分析，表(3-2)至表(3-6)分別表示各鑽孔在設計地震需求 0.23 g 時碼頭後線土層發生液化深度之範圍。

由分析結果可知，在本計畫選取之高雄港區各代表性碼頭，在地震需求 0.23 g 時，各碼頭後線土層在深度 20 m 範圍內其 F_L 值大部份皆小於 1.0 ，顯示以設計地震需求 0.23 g ，各碼頭區域皆有可能發生背填土區全部液化之情況。因此，後續進行高雄港各代表性碼頭進行耐震能力評估時，特別是針對重力式與板樁式碼頭此類擋土型之碼頭構造物，必須考量碼頭背填土區發生全部液化對於碼頭受震穩定性之影響。

對棧橋式碼頭結構耐震能力評估分析而言，由於本液化分析結果是以碼頭區域附近代表性鑽孔資料，考量由地表至全部鑽孔深度內之土層資料來判識液化發生與否，應視為碼頭背填區域之液化潛勢，而非碼頭完工後實際棧橋式碼頭樁基礎周圍之土層地質條件，因此本研究於棧橋式碼頭結構耐震能力研究中，針對棧橋式碼頭本身結構之耐震能力評估分析工作暫不考慮液化影響，在此特別說明。

以下就依序針對重力式、板樁式碼頭及棧橋式碼頭耐震能力評估分別進行說明。

3.2 重力式碼頭耐震能力評估

高雄港2~7號碼頭自海底面（EL. -9.09m ）起至高程 $+2.10\text{m}$ 處為混凝土方塊堆砌而成，底部為 1.21m 厚的混凝土袋，後方以塊石或卵石回填，最後以級配回填並鋪設面層，碼頭底部分別打設間距 90 及 120 公分增設長 7m 斷面 30cm 之木樁，整體碼頭設計斷面圖如圖3.2所示。

根據現行『港灣構造物設計基準』（交通部，2000）中耐震設計規定，在475年回歸期下高雄港區工址水平加速度係數為0.23（即設計地震最大加速度值為0.23 g），而設計震度（水平地震係數 K_h ）可取地震地表加速度之一半，即高雄港區之設計水平地震係數 K_h 值為0.115，而垂直地震係數 K_v 為 $1/3K_h$ ，故本研究將依此進行高雄港方塊式碼頭之耐震能力評估，探討方塊式碼頭結構物之受震穩定性與耐震性能。

3.2.1 重力式碼頭受震破壞機制與損害等級定義

日本地區－神戶港區有二座人工所建造的島區（分別為港島與六甲島）在於阪神大地震發生時，因為土層發生大規模土壤液化而導致沉箱式碼頭側向位移破壞情形，與臺灣地區921大地震發生時，臺中港1號至4A號沉箱式碼頭之破壞型式相類似，針對日本神戶港與臺灣臺中港區之沉箱式碼頭受震破壞機制探討比較，可發現重力沉箱式碼頭遭受強烈地震而引致液化對基礎產生的破壞主要可分為兩種型式（李佳翰，2001）：

- (1)一為沉箱基礎底部產生土壤液化，喪失承载力而使碼頭面下陷損壞。
- (2)另一破壞型式是碼頭背填區土壤液化，此類型之破壞是因為地震力作用，使土壤累積大量超額孔隙水壓，產生水平推力使碼頭有水平位移或向海側外傾的情況，同時造成岸肩與碼頭後線陸地有沉陷。

根據上述重力式碼頭的破壞機制，可整理出重力式碼頭損害等級之指標參數，國際航海協會（PIANC, 2001）提出針對重力式碼頭於各損害等級下碼頭壁體與岸肩所作之定量分級，如表3-7所示。針對壁體部分，以正規化水平位移 d/H 與朝海側傾斜角作為評估參數，由等級Ⅰ可使用狀態至等級Ⅳ崩塌破壞狀態均有量化數值。針對岸肩部分，提出以不均勻沉陷量、岸肩與後線陸地沉陷量與朝海側傾斜角三個評估參數，但僅於第Ⅰ級有相關量化數值規定。因此，本節將參考此一基準，進行高雄港重力式碼頭耐震能力評估與損害等級之判別。

3.2.2 簡易分析法（擬靜力分析）

重力式碼頭與板樁式碼頭之簡易分析方法使用基於力平衡概念之擬靜力分析法，視構造物與支承土壤為剛體，地震力為施加於構造物側向之靜態慣性力，逐漸增加力量至構造物之臨界狀態，以判斷其耐震能力。針對重力式碼頭耐震能力評估之簡易分析，可分為對碼頭受震時滑動穩定性、碼頭傾覆穩定性與碼頭基礎承载力穩定性等三項檢核分析，以下針對重力式碼頭之各項檢核分析分別說明。

3.2.2.1 方塊式碼頭穩定性分析

方塊式碼頭耐震評估方法中的穩定性分析，係以擬靜力方式，將結構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，並計算作用於構造物上之各項動態作用力以及由重力作用之正向作用力與抗力，以檢討碼頭本身滑動與傾覆之穩定性，同時需檢震時之碼頭基礎承载力。以下就針對高雄港之方塊式碼頭穩定性分析、傾覆穩定性與碼頭基礎力承载檢核分析模式說明如下：

1. 重力式碼頭滑動穩定性分析模式

(1) 碼頭背填土壤未液化

背填土壤未液化之重力式碼頭模型，其分析示意圖如圖3.3，由圖中顯示，當其受地震力作用時，碼頭在水平方向之驅動力，包含了碼頭本身之慣性力 $K_h \cdot W$ 、碼頭兩側之靜水壓力 P_{WL} （陸側）和 P_{WS} （海側）、陸側地下水位與海側潮位震盪變化之動水壓力 P_{WEL} （陸側）和 P_{WES} （海側）、以及背填土壤之動態主動壓力 P_{AE} ；而抗滑動力僅有摩擦力阻抗 $\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)$ 。

因此背填土壤未液化之重力式碼頭受地震力時，其抗滑動之安全係數 F_S ，可以表示如下

$$F_S = \frac{\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE} + (P_{WL} - P_{WS}) + (P_{WEL} + P_{WES})} \dots\dots\dots (3-4)$$

上式中，

μ ：為碼頭底面與基礎拋石之摩擦係數。

W' ：為碼頭總重減去浮力。

W ：為碼頭之重量。

K_v ：為垂直地震力係數。

K_h ：為水平地震力係數。

P_{WL} ：為陸側靜水壓力。 $P_{WL} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_1^2$ ， γ_w 為海水之單位重 1.03 t/m^3 ， h_1 為陸側地下水位面至碼頭底部之深度(m)。

P_{WS} ：為海側靜水壓力。 $P_{WS} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_2^2$ ， h_2 為海側潮位至碼頭底部之深度(m)。

P_{WEL} ：為陸側地下水位震盪變化之動水壓力，根據Matsuo & O'Hara (1960) 建議， $P_{WEL} = 0.7 \cdot \frac{7}{12} K_h \cdot \gamma_w \cdot h_1^2$ ，若以水中震度計算動態主動土壓力時，由於已經包含背填土壤地下水位震盪所引致之動水壓力，因此不必另外計算動水壓力（港研所，1997）。

P_{WES} ：為海側潮位震盪變化之動水壓力，根據1997年後之新設計基準（港研所，1997）建議將碼頭前之動水壓力以外力設計計算之，Westergaurd (1933) 建議 $P_{WES} = \frac{7}{12} K_h \cdot \gamma_w \cdot h_2^2$ 。

P_{AE} ：為背填土壤之動態主動土壓力，包含殘留水位以上及殘留水位以下至碼頭底部之動態主動土壓力，以修正之Mononobe-Okabe公式計算，此修正後公式乃是以水中震度計算，因此其計算之動態主動土壓力已包含地下水位震盪之動水壓力，計算公式如式(3-5)及(3-6)所示：

$$P_{AE} = \left[K_{AE} \left(\frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_t^2 \right) + K'_{AE} \left(\gamma_t \cdot h_t + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_1 \right) h_1 \right] \cos \psi \dots\dots\dots (3-5)$$

式中，

γ' ：為地下水位以下之土壤有效單位重，約為1 t/m³。

γ_t ：為地下水位以上之土壤單位重，約為1.8 t/m³。

h_t ：為地下水位以上之土層厚度(m)。

ψ ：為碼頭壁面與垂直面所夾之角度。

K_{AE} ：土層動態主動土壓係數，在地下水位面上為 K_{AE} ，
地下水位面以下為 K'_{AE} ，可表示成下式：

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos \psi}} \right]^2} \dots\dots (3-6)$$

式中，

ϕ ：為土層土壤內摩擦角。

δ ：為碼頭壁面與土壤間之摩擦角。

θ ：為地震合成角，地下水位上， $\theta = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right)$ ；地下水

位以下， $\theta = \tan^{-1} \left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - 1} \cdot \frac{K_h}{1 - K_v} \right)$ ， γ_{sat} 為土壤之飽和單位重。

(2)碼頭背填土壤全液化

當背填土壤液化時，超額孔隙水壓上升至與土壤覆土應力相等，此時土壤之有效應力為零，因此不再有動態土壓力，而以液化時所激發之超額孔隙水壓力取代，由於超額孔隙水壓上升至與土壤原先之有效應力相等，因此超額孔隙水壓力等於土壤原來之

有效應力，此時背填土壤液化之重力式碼頭，其受力示意圖如圖 3.3(b)。

由圖3.3(b)可知，此時碼頭在水平方向之驅動力與背填土壤未液化時之驅動力有所不同，碼頭本身之慣性力與兩側之靜水壓力不變，而背填土壤因液化而不再有動態土壓力，而是以液化時激發之超額孔隙水壓力取代，海側潮位震盪變化之動水壓力不變，但陸側地下水位震盪變化之動水壓力以液化時重流體之動流體壓力取代，而抗滑動力仍然是 $\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)$ ，因此背填土液化時，重力式碼頭抗滑動之安全係數 F_S 為

$$F_S = \frac{\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE1} + (P_{WL} - P_{WS}) + P_{WES} + (P_{LE1} + P_{LE2})} \dots\dots\dots (3.7)$$

式中，

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

P_{LE1} ：為液化時之超額孔隙水壓力，等於土壤原來之有效應力，

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

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

2. 重力式碼頭傾覆穩定性分析

重力式碼頭耐震評估中碼頭受震傾覆穩定性，係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碼頭趾部端點之力矩，以檢討碼頭傾覆穩定性。

當碼頭受地震力作用時，碼頭朝海側傾覆之驅動力包含了碼頭本身之水平慣性力 $K_h \cdot W$ 、碼頭陸側之靜水壓力 P_{WL} 、海側潮位震盪變化之動水壓力 P_{WES} 、以及背填土壤之動態主動壓力 P_{AE} （已包含陸側動水壓力）；而抗傾覆力有碼頭正向力 $N = (W' - K_v \cdot W)$ 、碼頭海

側之靜水壓力 P_{WS} 、與碼頭基礎因埋置效應所提供的動態被動土壓力 P_{PE} 、由拉桿或錨定鋼索所提供的額外抗拉力 P_R 。

因此碼頭受地震力時，針對碼頭基礎趾部之傾覆穩定性之安全係數 F_S ，可以表示如下：

$$F_S = \frac{N \cdot L_N + P_{WS} \cdot L_{WS} + P_{PE} \cdot L_{PE} + P_R \cdot L_R}{K_h \cdot W \cdot L_I + P_{AE} \cdot L_{AE} + P_{WL} \cdot L_{WL} + P_{WES} \cdot L_{WES}} \dots\dots\dots (3-8)$$

其中，

L_N ：為碼頭正向力 N 對碼頭趾部之力臂，正向力作用於碼頭質心處。

L_{WS} ：為海側靜水壓力 P_{WS} 對碼頭趾部之力臂， P_{WS} 作用於距基礎底面起算 $h_2/3$ 處， h_2 為海水面距碼頭基礎底面之深度。

L_{PE} ：為碼頭基礎埋置所提供的動態被動土壓力 P_{PE} 對碼頭趾部之力臂。

L_N ：為碼頭受震水平慣性力 $K_h \cdot W$ 對碼頭趾部之力臂， $K_h \cdot W$ 作用於碼頭質心處。

L_{AE} ：為背填土壤之動態主動壓力 P_{AE} 對碼頭趾部之力臂。

L_{WL} ：為陸側靜水壓力 P_{LS} 對碼頭趾部之力臂， P_{WL} 作用於距基礎底面起算 $h_1/3$ 處， h_1 為地下水位面距碼頭基礎底面之深度。

L_{WES} ：為海側動水壓力 P_{WS} 對碼頭趾部之力臂， P_{WES} 作用於距碼頭趾部起算 $0.4 h_2$ 處（陳正興等人，1997）。

L_R ：為拉桿或錨定鋼索之拉力 P_R 對碼頭趾部之力臂。

若考量碼頭背填土發生全部液化之情況，則此時針對碼頭基礎趾部之傾覆穩定性之安全係數 F_S ，可以表示如下：

$$F_S = \frac{N \cdot L_N + P_{WS} \cdot L_{WS} + P_{PE} \cdot L_{PE} + P_R \cdot L_R}{K_h \cdot W \cdot L_I + P_{AE1} \cdot L_{AE1} + P_{WL} \cdot L_{WL} + P_{WES} \cdot L_{WES} + P_{LE1} \cdot L_{LE1} + P_{LE2} \cdot L_{LE2}} \dots\dots\dots (3.9)$$

L_{LE1} ：為液化時之超額孔隙水壓力相對於碼頭趾部之力臂；

L_{LE2} ：為液化時重流體震盪之動流體壓力相對於碼頭趾部之力臂，作用於距碼頭趾部起算 $0.4 h_1$ 處

3. 重力式碼頭基礎承载力檢核分析

重力式碼頭基礎底部土壤承载力檢核分析主要是採用建築物基礎構造設計規範第四章中淺基礎極限承载力分析相關規定，淺基礎之極限承载力可依下列公式估計之：

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + \gamma_2 D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \dots\dots\dots (3-10)$$

上式中，

q_u ：淺基礎極限承载力。

c ：基礎版底面以下之土壤凝聚力。

B ：基礎版寬度。

γ_1 ：基礎版底以下 B 深度範圍內之土壤平均單位重，在地下水位以下者，應為其有效單位重。

γ_2 ：基礎版底以上之土壤平均單位重，在地下水位以下者，應為其有效單位重。

D_f ：基礎附近之最低地面至基礎版底面之深度。

N_c 、 N_q 、 N_γ ：支承力因數，與土壤摩擦角 φ 有關，當 φ 在40度以上時， $N_c=95.7$ 、 $N_q=81.2$ 、 $N_\gamma=114.0$ 。

F_{cs} 、 F_{qs} 、 $F_{\gamma s}$ ：形狀影響因子。

F_{cd} 、 F_{qd} 、 $F_{\gamma d}$ ：埋置深度影響因子。

F_{ci} 、 F_{qi} 、 $F_{\gamma i}$ ：載重偏心影響因子。

上述各項基礎形狀、埋置深度及載重偏心影響因子為了保守起見

皆假設為1。而碼頭基礎所承載垂直向作用力可表示成下式：

$$F_v = W' + K_v \cdot W + P_{AE} \sin \delta + w \quad \dots\dots\dots (3-11)$$

上式中，

F_v ：基礎所承受之垂直力。

W ：碼頭有效重量。

$K_v \cdot W$ ：因垂直向地震力所引致額外垂直力，在此考慮
 $K_v = K_h / 3 = 0.038 \text{ gal}$ 。

$P_{AE} \sin \delta$ ：為地震時土壤動態土壓力合力 P_{AE} 於垂直向的分力，其中
 δ 為碼頭牆面與背填土壤間的摩擦角。

w ：為碼頭地表之設計載重。

因此，碼頭基礎承載力檢核之安全係數 F_s 可定義為：

$$F_s = \frac{q_u \cdot B}{F_v} \quad \dots\dots\dots (3-12)$$

3.2.3 簡易動力分析法（滑動塊體法）

相對於有限元素分析法和靜態分析法而言，滑動塊體分析法的精神是考慮地工結構的容許滑移量，來對於地震加速度歷時作用期間之分析，地工結構受地震超出抗滑能力時的反應，地震所引致總滑移量之計算；此方法不僅可以提供大地工程師最重要的量化數據，而且並不需要大量的材料參數和運算工作，所以，滑動塊體分析法已經逐漸成為土工結構耐震設計分析的重要方法，已經符合近年來所發展“性能設計”的趨勢（陳正興、黃國祥，2000）。

為了評估重力式碼頭結構物受地震作用之滑移量，根據Newmark（Newmark,1965）提出簡易的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。圖3.4所示假設塊體為剛體，放置

於水平地表面上，而滑動面的力學行為與剛塑性模式相符合。

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，當驅動力大於滑動面之極限抗剪力時即可產生滑動，此時之加速度稱為臨界加速度 N 。當塊體未滑動時，塊體與地盤一起運動，而在滑動期間，若地盤與滑動塊體之相對速度為零，則滑動停止，塊體又與地表一起運動。根據滑動面為剛塑性模式之假設，滑動期間之滑動塊體以等加速度 N 運動，滑移量即可由滑動塊體對地盤之相對加速度積分兩次而得（陳正興、黃國祥，2000）。

3.2.4 動力分析法

方塊式碼頭耐震能力評估之動力分析法，必須能對於混凝土方塊—基礎拋石與混凝土方塊—背填材料兩者結構土壤介面之行為進行模擬，並考慮超額孔隙水壓激發對碼頭穩定性及變位之影響，及土層之非彈性行為，利用具代表性之實際地震記錄作為輸入運動，進行非線性、有效應力動力歷時分析，探討在所考量之地震等級下，碼頭結構之性能表現是否符合性能目標，以評估其耐震能力。

PLAXIS 為一有限元素分析程式，於 1987 年在荷蘭公共工程與水源管理部(Dutch Department of Public Works and Water Management)的推動下，由荷蘭 Delft 科技大學完成初步的成果。此後由於程式不斷的發展並逐漸受到重視，因此 1993 年成立一家名為 PLAXIS BV 的公司，作進一步的研發與改良。PLAXIS 程式歷經了數次之修改與校正，並在相關之理論與技術上得到荷蘭 Delft 大學與德國 Stuguart 大學等多國學術研究單位的充分支援，所能分析問題之類型以及使用範圍甚為廣泛。

PLAXIS 程式在分析上主要有以下之功能：

1. 可進行二維平面應變及三維軸向對稱分析。所使用之元素包括有二維平面元素、界面元素、梁元素及桿元素等。
2. 可分析之工程應用問題包括：深開挖問題、地錨及土釘結構分

析、排樁、加勁擋土牆分析、隧道、路堤、土壩之穩定性問題、壓密及潛變問題、滲流問題、及基礎版構分析等各類型土壤結構互制問題。

3. 網格節點及邊界條件均為繪圖式輸入(CAD)，網格之建立為自動產生，並可調整疏密程度以配合分析時之精確性要求。
4. 提供之土壤應力~應變組合律有：Linear-elastic、Mohr-Coulomb、Modified Cam-clay、Soft-Soil、Hardening-Soil、Soft-Soil-Creep等。
5. 可考慮土壤為排水或不排水之狀況，而水壓力則可為靜水壓狀態(hydrostatic)及穩態(steady state)等情況。
6. 採用Arc-length control 技巧，使得計算破壞荷重較正確。可考慮大變形修正網格(updated mesh)之分析。

本研究採用PLAXIS有限元素法程式來進行方塊式碼頭耐震能力評估之動力分析，由於碼頭屬於線形結構，在平行碼頭面線之方向變異性很小，故在此採用二維平面應變分析模式。在輸入地震力部份，則將使用真實之地震紀錄，正規化其最大加速度至設計地震需求0.23 g，以此作為數值模型輸入運動，詳細分析程序詳於後節。

3.2.5 分析案例—高雄港 2~7 號方塊式碼頭

本計畫期中報告主要針對高雄港2~7號方塊式碼頭，以簡易分析法、簡易動力分析法與進行動力分析法進行碼頭耐震能力評估工作。以下針對該碼頭分析參數、簡易分析、簡易動力分析跟動力分析法分析結果，分別說明如下：

3.2.5.1 高雄港混凝土方塊式碼頭分析參數

整個碼頭可將其區分為海側與陸側，海側有海水，陸側背填土壤區域有地下水，且陸側之地下水位通常高於海側之海水位，地下水位高於海水位之部分稱為殘留水位，一般計算殘留水位以朔望平均低潮位(M.L.W. EL)至朔望平均高潮位(M.H.L. EL.)潮差之2/3為標準(港

研中心，1997），在此殘留水位取為0.18 m。

本研究根據各碼頭標準斷面資料，將碼頭與背填土壤參數予以適當之假設。其中，混凝土之單位重為 2.3 t/m^3 ；混凝土與基礎拋石之間摩擦係數 $\mu=0.6$ ，而混凝土對混凝土之間摩擦係數為0.5；海水單位重為 1.03 t/m^3 ，背填土壤之單位重 r 為 1.8 t/m^3 ，地下水位面下之土壤有效單位重 r' 為 1.0 t/m^3 ；回填塊石料之內摩擦角 ϕ 為 40° ，而回填級配料 ϕ 為 35° 。沉箱牆面與垂直面夾角 ψ 為 0° ，壁土間的摩擦角 δ 為 15° 。高雄港2~7號混凝土方塊式碼頭詳細材料參數如表3-8所示。

3.2.5.2 簡易分析

1. 碼頭滑動穩定性分析

方塊式碼頭顧名思義此類型碼頭為數個混凝土方塊所堆疊而成，方塊之間皆設有凹凸楔樁，故其楔合度良好，但在評估碼頭受震安全性時，不考慮其效果（港研中心，2007）。欲探討方塊式碼頭受震時的滑動穩定性，則必須針對不同滑動面進行擬動態動力平衡分析，在所檢核的平面上，將通過牆體後踵垂直面前之部分當作塊體計算之。

以高雄港2~7號方塊式號碼頭為例（如圖3.2及3.5所示），若分析S4滑動面（EL.-6.42m）時，塊體自重除了消波塊群中A、B、C、D方塊混凝土之重量以外，必須將消波塊後方的土塊a、b、c視為牆體的一部分，加以計算其地震水平慣性力及在滑動面上所造成的正向作用力，再依據前節所述計算作用在此分析塊體之動態主動土壓力、靜水壓力、動水壓力等動態力，最後計算該滑動面之安全係數。

本研究針對高雄港2~7號方塊式號碼頭各代表性斷面之抗滑動穩定性加以分析，其地震係數值參考港灣構造物耐震設計相關研究報告，設定水平地震係數 K_h 值為0.115且假設垂直地震係數 K_v 為 $1/3K_h$ ，進行高雄港2~7方塊式號碼頭各代表性斷面之受震穩定性分析。以下即就混凝土方塊式碼頭受震滑動穩定性分析結果說明。

高雄港2~7方塊式號碼頭依照設計斷面圖可分為五個主要滑動面(S1~S5)，針對各滑動面進行抗滑動穩定性，在碼頭背填區域未發生液化之情況下，其分析結果如表3-9所示，圖3.6(a)則為各滑動面之抗滑動安全係數關係圖。由分析結果顯示，在水平地震係數 K_h 值為0.115作用下，滑動面S1~S5抗滑動安全係數分別為1.25、1.03、0.95、0.89、0.80，其中S3至S5滑動面之安全係數為小於1.0，而又以最底層之S5滑動面為最小，顯示此時碼頭已經處於不穩定狀態；若考慮設計地震作用下2~7號碼頭已發生背填區域發生全部液化之情況，滑動面S1~S5抗滑動安全係數分別為0.82、0.67、0.63、0.60、0.57，所有滑動面之安全係數皆小於1.0，其中又以最底層高程-9.09 m處之S5滑動面為最小，顯示此一滑動面為整體碼頭構造的弱面，當地震來臨時，會從此處即最底部滑動面先開始發生滑動。針對碼頭最底層S5滑動面進行臨界加速度反算分析，其結果如表3-10所示，在碼頭背填區域未發生液化之情況下，S5之臨界加速度為0.085 g，一旦碼頭區域發生全部液化時，其臨界加速度降低至0.018 g，可依此臨界加速度值進行後續碼頭簡易動力分析評估受震滑移量。

根據上述分析結果，當高雄港2~7號方塊式碼頭在現行港灣耐震設計基準下，該碼頭之抗滑動能力處於不穩定狀態且碼頭區域發生全部液化可能性極大，建議應針對整體碼頭結構耐震能力予以補強，並施予地盤改良等工法，提高碼頭後線地層之抗液化能力。

2. 碼頭傾覆穩定性分析

重力式碼頭耐震評估中碼頭受震傾覆穩定性，係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碼頭趾部端點之力矩，以檢討碼頭傾覆穩定性。針對高雄港重力式碼頭受震時傾覆穩定性進行分析時，依照分析模式可分為完整塊體分析與個別塊體檢核分析兩類，而方塊式碼頭係由數階混凝土方塊堆砌而成，須針對個別塊體檢核其傾覆穩定性。以下針對方塊式碼頭傾覆穩定性進行分析評估。

方塊式碼頭係由許多混凝土方塊堆砌而成，通常方塊間設有楔樁但在穩定性檢討時不考慮其效果。在方塊式碼頭傾覆穩定性分析時，在擬驗算之水平載面上，將通過海側一方塊上所載方塊群之最後端垂直面前之背填材料，當作牆體計算（林雅雯等人，2007）。

根據上述方塊式碼頭傾覆穩定性分析方式，針對高雄港2~7號方塊式碼頭進行傾覆穩定性分析，當水平地震係數 $K_h=0.115$ 時，由未液化情況分析結果顯示，仍以底部點計算所得之抗傾覆安全係數為最小，其安全係數為1.13，其他四個斷面（S1至S4）之傾覆安全係數由上而下分別為2.55、1.92、1.59及1.40；若一旦考慮發生背填區全液化的情況，則2~7號方塊式碼頭S1至S5各斷面傾覆安全係數將會下降為1.68、1.34、1.15、1.06與0.91（如圖3.6(b)所示），顯示碼頭受震傾覆檢核處於不穩定之狀態。

3. 碼頭基礎承载力檢核分析

由高雄港各重力式碼頭簡化模型與參數，各碼頭均座落於礫石回填之上，其土壤摩擦角 ϕ 均大於 40° ，而基礎埋置深度 D_f 則以海側海底面距基礎底面間的距離視之，在此令為0。此外，為了保守起見忽略礫石顆粒間互鎖（interlocking）效應與岩層良好膠結作用兩者所提供的凝聚力（即假設 $C=0$ ）。

根據上述計算碼頭基礎承载力 q_u 與承载力檢核安全係數，其結果如表3-11所示。分析結果顯示，高雄港重力式碼頭動態基礎承载力安全係數有14以上，而且其底部尚有木樁在底下，顯示高雄港港區方塊式碼頭之動態基礎承载力皆能滿足設計需求。

3.2.5.3 高雄港 2~7 號方塊式碼頭簡易動力分析

1. 分析選用之地震樣本

本研究選擇靠近高雄港區之高雄港氣象站(TAP045)於1999年9月21日所發生規模7.3之集集地震紀錄，以及2006年12月26日所發生

規模7.0之恆春地震紀錄（高雄港區震度4級），作為本研究滑動塊體法分析高雄港2~7號方塊式碼頭受震滑移量的輸入運動。

921地震時TAP045測站所紀錄之地震歷時為90秒，南北向最大地表尖峰加速度值為28.52 gal，而東西向最大地表尖峰加速度值為27.9 gal；恆春地震時高雄港測站所紀錄之地震歷時為90秒，南北向最大地表尖峰加速度值為128.84 gal，而東西向最大地表尖峰加速度值為122.9 gal。921地震與恆春地震加速度歷時紀錄分別如圖3.7、圖3.8所示。

2. 碼頭受震滑移量分析

針對高雄港2~7號方塊式碼頭，將前節分析所得之碼頭未液化與發生全液化情況的各臨界加速度值代入，輸入運動則為氣象局高雄港測站921地震與恆春地震之東西向地表加速度歷時紀錄。本研究將此二地震紀錄之正規化至 $PGA=0.23\text{ g}$ ，以符合港灣構造物設計基準中耐震設計要求並進行受震滑移量分析，圖3.9為921地震正規化至 0.23 g 分析所得結果，圖3.10則為恆春地震分析結果。

由所得結果可知在921地震案例中，本碼頭背填區域若無液化發生時，碼頭最大受震滑移量為 0.973 m ，一旦背填區域發生全部液化情況，此時碼頭受震滑移量增加為 12.3 m ，兩者壁體正規化水平位移 d/H （滑移量與沉箱高度之比值）分別為 8.7% 與 109% 。而恆春地震案例中未液化碼頭之最大受震滑移量為 0.036 m ，發生背填區全部液化案例的滑移量則為 0.552 m ， d/H 比值各為 0.32% 與 4.9% 。根據國際航海協會重力式碼頭損害等級（PIANC, 2001）中性能需求，高雄港2~7號方塊式碼頭在 $PGA=0.23\text{ g}$ 之設計地震需求下，假設背填區無液化發生，在恆春地震案例時性能等級為第一級（可使用），921地震案例時性能等級處於第三級（接近破壞）狀態；若考慮碼頭背填區發生全部液化的情況下，在恆春地震案例中碼頭性能等級處於第二級（可修復）接近第三級（接近破壞）狀態，921地震案例中碼頭性能等級則為第四級（完全破壞）。此結果顯示碼頭

背填區液化發生的嚴重程度，對於重力式碼頭之受震滑移量反應影響甚鉅。

3.2.5.4 高雄港 2~7 號方塊式碼頭動力分析

本研究針對混凝土方塊式碼頭耐震能力評估，採用PLAXIS程式來進行動力分析，以下針對高雄港2~7號方塊式碼頭之設計斷面，進行碼頭受震動力數值分析。詳細模型設定如下：

1. 地盤模型

2~7號碼頭附近地層剖面如表3-12，係根據現地鑽探資料KH093、KH094予以設定。本研究PLAXIS分析採6節點三角形平面應變元素進行動力分析，模型底部設定於高程EL. -26.2 m，地震運動將於此輸入。近域土壤（包含基礎拋石、背填礫石、碼頭後線SM土層與接近木樁區域之SM土層等）採莫耳~庫倫模式模擬土體之塑性破壞，遠域土壤（模型左右兩端與底部附近），在不影響碼頭與近域土壤受震反應下且為了分析效率與分析收斂性之考量，將視其為彈性。為了模擬土體內孔隙水受震後激發超額孔隙水壓之現象，在近域範圍內之SM土壤視為不排水條件，其滲透係數 k 為 1.00×10^{-6} m/s，而碼頭背填礫石區因其透水性佳視為排水條件。遲滯阻尼係以PLAXIS程式提供之雷利阻尼功能，藉由適當之參數設定來模擬（柯永彥等人，2007）。以剛性拉桿連接同一層面之左右兩端點，強制其位移為一致，不同層面之節點則容許相對運動，使整個地盤模型近似於一維土柱狀態，而可模擬水平地層之受震反應，並容許近域土壤模擬因結構體存在所造成之散射效應。此外，在模型左右邊界施加吸收邊界(absorbent boundary)來吸收波傳能量，減少波傳反射之不利影響。

此外，由高雄港2~7號方塊式碼頭設計斷面資料顯示，在碼頭基礎拋石下方有施作7排直徑30 cm、長7 m之木樁增強底部承载力，在本計畫數值模型中將此區視為地盤加勁區，提高此範圍內楊氏模數 E 值來加以模擬，整體數值模型參數可參見表3-13。

2. 介面材料

根據先前所述重力式碼頭受震破壞機制與損害等級指標參數，塊體滑移破壞以及岸肩沉陷實為此類碼頭耐震能力評估最重要之參考，因此，動力分析所用之數值模型必須考慮混凝土塊體—底部基礎以及混凝土塊體層間的介面性質，才可完整模擬方塊式碼頭受震行為。本研究利用PLAXIS程式中介面元素來模擬此二介面，數值模擬之界面元素參數性質係參考碼頭設計參數如表3-13所示。

3. 輸入地震

高雄港區過港隧道前鎮端附近之高雄氣象站(TAP045)所記錄到兩筆代表性強震之地表自由場運動歷時，包括1999年9月21日所發生， $M_L=7.3$ 之集集地震，及2006年12月26日所發生， $M_L=7.0$ 之恆春地震。選取其中之有效延時50秒，並放大至所考量之地震等級，亦即本工址475年回歸期 $PGA=0.23g$ ，以作為耐震能力分析之輸入運動，於所建立地盤模型之底部輸入，進行動力歷時分析。

4. 受震動力分析結果

高雄港2~7號碼頭動力分析所用之有限元素分析模型如圖3.11所示，分別輸入二組地震歷時紀錄，分析所得結果如下所述：

(a) 921地震， $PGA=0.23g$

圖3.12為分析所得最終變形網格與地表沉陷量曲線，此案例中，碼頭前緣向海側位移最大為1.724 m，碼頭沉陷量為0.457 m，後緣地表距海30 m的範圍內其最大沉陷量為0.777 m；圖3.13則為高雄港2~7號碼頭在水平向與垂直向之震後位移分析結果，將碼頭頂部位與底部基礎之位移相減可得到碼頭結構相對底部基礎之歷時曲線(參見圖3.14)，由分析結果可知碼頭結構相對於基礎之最大位移0.306 m，把相對位移除以碼頭高度11.2 m 可得出水平正規化位移 d/H 值為2.73%，再對其取 $\arctan$ 函數可計算出碼頭朝海側傾斜角，在此案例中碼頭朝海側傾斜 1.62° 。

檢視碼頭頂部及碼頭基礎處之加速度歷時紀錄與輸入運動相比較(參見圖3.15)，可發現在921分析案例中，碼頭本身受震加速度反應相較於輸入運動並無明顯之放大效應。

根據上述分析結果顯示碼頭正規化水平位移 d/H 大於1.5%但未達5%，朝海側傾斜角大於 1.5° ，岸肩與後線之差異沉陷亦大於0.7 m，故歸納出高雄港2~7號碼頭於此921地震案例中，損害等級屬於第二級（可修復）狀態。

(b)恆春地震， $PGA=0.23g$

圖3.16為分析所得最終變形網格與地表沉陷量曲線，此案例中，碼頭前緣向海側位移最大為1.332 m，碼頭沉陷量為0.439 m，後線地表距海30 m的範圍內其最大沉陷量為0.894 m；圖3.17則為高雄港2~7號碼頭在水平向與垂直向之震後位移分析結果，將碼頭頂部位與底部基礎之位移相減可得到碼頭結構相對底部基礎之歷時曲線(參見圖3.18)，由分析結果可知碼頭結構相對於基礎之最大位移0.298 m，把相對位移除以碼頭高度11.2 m 可得出水平正規化位移 d/H 值為2.66%，再對其取 $\arctan$ 函數可計算出碼頭朝海側傾斜角，在此案例中碼頭朝海側傾斜 1.58° 。

檢視碼頭頂部及碼頭基礎處之加速度歷時紀錄與輸入運動相比較(參見圖3.19)，可發現在恆春地震分析案例中，震波傳遞至基礎處有略為衰減之情況，而在碼頭頂部受震之加速度反應相較於輸入運動有些許之放大效應，其最大加速度為 2.9 m/s^2 。

根據上述分析結果顯示碼頭正規化水平位移 d/H 大於1.5%但未達5%，朝海側傾斜角略大於 1.5° ，岸肩與後線之差異沉陷亦大於0.7 m，故歸納出高雄港2~7號碼頭於此恆春地震案例中，損害等級亦屬於第二級（可修復）狀態。

5. 小結

綜合以上分析結果，可知高雄港2~7號方塊式碼頭，在475年回

歸期地震等級下($PGA=0.23g$)，損害等級屬於等級II：結構損壞程度，處於可控制狀態，結構功能暫時喪失。

3.3 板樁式碼頭耐震能力評估

板樁式碼頭結構是由相互連鎖的板樁、繫索拉桿、以及錨錠設施等所組成，如圖3.20所示。整個板樁牆的穩定性係由牆背拉桿與錨錠設施與板樁牆埋置地表深度內的土壤來提供阻抗。由此可知地震發生時，板樁牆的受震反應將受到板樁結構體與牆前、牆背土壤互制作用之影響。當板樁式碼頭構造物進行耐震設計時，通常會避免結構損壞發生在板樁的埋置段，因為該部分損壞修復上較為困難，也應避免板樁牆有脆性破壞、繫索拉桿斷裂、以及錨錠設施毀損的情形發生。

根據現行台灣構造物設計基準（交通部，2000），可知高雄地區供耐震設計用之475年回歸期地震（亦即國際航海協會建議設計時應考量之L2等級地震(PIANC, 2001)） PGA 為 $0.23g$ 。因此，本節中將考慮 $PGA=0.23g$ 之情況，針對高雄港區既有的板樁式碼頭結構物進行耐震能力評估，判斷其於475年回歸期地震條件下之耐震性能是否合乎需求。

評估板樁式碼頭耐震性能的原則與重力式碼頭相似，均以能提供港口正常營運為基本考量，因此耐震能力評估時將主要關注與營運功能直接相關之構造物應力狀態與變位。本節中將參考現有耐震設計規範與相關研究報告所建議的分析方法與耐震性能準則，分別採用簡易分析法與動力分析法，評估高雄港區板樁式碼頭之耐震能力。

3.3.1 板樁式碼頭受震破壞機制與損害等級定義

根據以往板樁式碼頭的震害案例中，可概略歸納出板樁式碼頭受地震力作用下可能的破壞模式如圖3.21所示（PIANC, 2001；陳永祥等人，2000），茲說明如下：

1. 板樁結構：此部份係指板樁結構本體，可能的破壞模式為因地震所產生額外的土壓力及水壓力，超過板樁結構原有的設計強度（包括

板樁的材料容許應力、錨錠拉桿或鋼索的容許應力、錨錠版或樁的材料容許應力等），因而降伏並產生塑性變形，使得結構岸壁產生裂縫、破損、拱起及下陷；或板樁沿法線方向產生位移及側傾。

2. 岸肩：此部份係指碼頭面，可能的破壞模式為碼頭結構因地震力產生破壞或變位造成岸肩破裂，或因背填土砂液化產生岸肩下陷、破裂。
3. 背填土砂：可能的破壞模式為土壤液化產生沉陷，或因鋼板樁的破損產生背填土砂發生漏砂及淘空的現象。
4. 附屬設施：因地震力或土壤液化發生裝卸機械挫曲，輸送帶扭曲、損壞，倉庫產生裂縫或損毀，儲槽凹陷、損毀等。

根據以上所歸納之板樁式碼頭結構可能的破壞模式，可利用板樁碼頭結構系統之位移或應力狀態作為判斷其損害等級之指標參數，如下所列（參考圖3.22）：

1. 以位移為評估參數：

- (1)板樁牆之水平向位移、沉陷、與傾斜
- (2)岸肩之沉陷、差異沉陷、與傾斜
- (3)錨錠設施處之差異沉陷、地表開裂、與受拉產生之位移

2. 以應力狀態為評估參數：

- (1)板樁之應力狀態（基盤面以上或以下）
- (2)拉桿之張力（包含接頭）
- (3)錨錠設施之應力狀態

這些參數值大小可反映出板樁式碼頭結構的損壞情況，透過過去之災損記錄或分析結果，可由不同損壞程度所對應的參數值範圍，建立起板樁碼頭結構損害等級之門檻值。

表3-14所示為相關文獻中關於板樁式碼頭損害等級的量化基準。其中，表3-14(a)為Uwabe (1983)與Gazetas et al.(1990)歸納過去之震災損害資料，針對板樁壁頂之最大殘餘位移與平均永久位移，所定義之損害分級。各損害等級之定性描述如下：

- 第 0 級：無破壞；
- 第 I 級：壁體破壞甚微，岸肩可見破壞，但對運作影響不大；
- 第 II 級：壁體可見破壞，運作暫時中斷；
- 第 III 級：壁體破壞較為嚴重，但未倒塌；
- 第 IV 級：壁體完全倒塌。

以上之損害等級定義，事實上與國際航海協會（PIANC, 2001）所提出之損害等級定義相近：

- 第 I 級（可使用）：結構無或輕微損壞，結構功能無或些微喪失；
- 第 II 級（可修復）：結構損壞程度處於可控制狀態，結構功能暫時喪失；
- 第 III 級（接近破壞）：結構嚴重破壞，幾近於完全破壞，結構功能長期甚至完全喪失；
- 第 IV 級（已破壞）：結構處於完全破壞之坍塌狀態，結構功能完全喪失。

表3-14(b)為國際航海協會（PIANC, 2001）所提出之分級基準，係以碼頭的運轉能力來分類，各損害等級之定義如上所述，於各損害等級下，針對位移所作之定量分級，僅於第I級有相關規定，而針對各結構構件之應力狀態，則於各等級提出定性之描述。

由於表3-14(a)與(b)中所列各個量化基準對應之損害等級定義相近，因此，本節之板樁式碼頭耐震能力評估，與後續之板樁式碼頭易損分析，將同時參考上述這些基準。

另外，在進行板樁式碼頭設計時，隨著地震力等級增加，應適當地確認板樁結構系統各部位發生降伏的優先順序。假如錨錠設施上的損害較板樁牆體難以修復，則適當的構材降伏發生順序建議如下(PIANC, 2001)（參考圖3.23）：

- (1)錨錠設施之位移（在損害等級 I 以內）
- (2)基盤面以上的板樁發生降伏
- (3)基盤面以下的板樁發生降伏
- (4)錨錠設施發生降伏
- (5)拉桿發生降伏

亦即，設計時應考量使易於修復之設施先損壞，而不易修復之設施則在較大的地震力下才發生損壞。然而假如發生在板樁牆的損壞較錨錠設施難於修復，則設計時應使錨錠設施較板樁先降伏。

3.3.2 高雄港區板樁式碼頭簡介

參考臺灣工程技術資料庫—高雄港部份（陳森河等人，2000）及高雄港務局提供之相關資料，目前高雄港區使用中之板樁式碼頭詳列於表3-15，其中大部分屬於鋼板樁錨錠式碼頭，亦即，以鋼板樁作為主要擋土設施，並配合拉桿或地錨施加拉力，以RC版、鋼板樁、或鋼管樁等錨錠設施予以錨錠。考量到設計斷面代表性與碼頭重要性，本年度計畫選定高雄港76號與65~66號板樁式碼頭，評估其耐震性能是否符合設計需求，其斷面設計圖分別如圖3.24與圖3.25所示。其中，前者屬較典型之板樁式碼頭設計配置；後者則因曾進行浚深工程，而具有較特別之型式。兩處碼頭之相關基本資料與設計條件茲概述如下：

1. 高雄港 76 號碼頭基本資料

76號碼頭位於高雄港第五貨櫃儲運中心，屬鋼板樁錨錠式碼頭，於民國85年啟用。其設計水深為14m，主要擋土設施係結合26.0m長

之HZ-775A鋼板樁與20.0m長之ZH-12鋼板樁，形成一複合斷面之擋土板樁牆，板樁斷面性質如表3-16(a)所示，並以水平設置之F-130T高耐索與12.0m長之BZ-26鋼板樁予以錨錠，BZ-26鋼板樁斷面性質如表3-16(b)所示。

由於港灣構造物處於海水環境中，因此必須將鋼材之腐蝕現象列入考量。港灣構造物設計基準修訂（曾志煌等人，2005）建議之鋼材單面腐蝕速率如表3-17所示；又根據港研中心歷年來針對高雄港鋼板樁碼頭實際進行檢測之結果（羅建明、張道光，2009），高雄港區鋼板樁腐蝕速率約介於0.007~0.088 mm/yr間。綜合以上，歸納出合理且保守之鋼板樁水位下腐蝕速率為海側0.1 mm/yr，陸側0.02 mm/yr，並考慮鋼板樁設置迄今所經過之時間，以估算鋼材腐蝕所造成之斷面折減。依此可求得高雄港76號碼頭單位寬度結構構件之力學參數，如表3-18所示。

在地層性質方面，根據所收集之76號碼頭附近實際鑽探資料，可歸納出此工址之地層剖面如表3-19所示。根據「港灣工程技術庫—高雄港部分」（陳森河等人，2000）中所列之設計資料，以及76號碼頭範圍內之現地標準貫入試驗SPT-N值，並參考76號碼頭附近高雄氣象站強震測站(KAU045)之地質鑽探資料（包括SPT-N值與地層波速，如圖3.26所示。資料來源：全國強震測站場址工程地質資料庫），可估算出進行高雄港76號碼頭受震反應分析所需之地層力學參數，如表3-20所示。此外，在此亦暫不考慮土壤發生液化之情況。

2. 高雄港 65~66 號碼頭基本資料

65~66號碼頭位於高雄港第二貨櫃儲運中心，屬鋼板樁錨錠式碼頭，於民國63年啟用。其設計水深為12m，主要擋土設施係結合一排20.5m長與一排13m長之FSP-V_L鋼板樁，形成一變斷面之擋土板樁牆，板樁斷面性質如表3-21(a)所示，並以水平設置之 ϕ -80mm拉桿與鋼管斜樁予以錨錠。於民國90年間，為因應貨輪大型化發展，將水深浚深至14.5m，並於原有板樁牆前方增設一排AZ-48鋼板樁，以確

保浚深後之穩定性，其斷面性質如表3-21(b)所示，並以傾角 26° 與 30° 交錯之F-170T防蝕地錨予以錨錠。在新舊板樁間之界面，係回填砂或填築水中混凝土，並於新設板樁地錨固定位置設有RC圍梁，藉此將原有板樁牆承受之牆背土壓與水壓有效傳遞至新設板樁。

如前所述，同樣考慮鋼板樁在水位下之腐蝕速率為海側0.1 mm/yr，陸側0.02 mm/yr，估算鋼材腐蝕所造成之斷面折減。依此可求得高雄港65~66號碼頭單位寬度結構構件之力學參數，詳見表3-22。

值得注意的是，高雄港65~66號碼頭於90年浚深工程所增設之板樁係以地錨予以錨錠，而地錨之抗拉強度係由構成地錨之高耐索降伏強度與固定端錨錠強度所共同控制。根據歐晉德(1986)指出，地錨固定端之極限錨錠強度可利用下式估算：

$$P = k\sigma_v' \pi DL \tan \delta + N_q r Z \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) \dots\dots\dots (3-13)$$

其中， k 為垂直錨錠面上之土壓與平均有效覆土壓力之比值

σ_v' 為地錨固定端之平均有效覆土壓力

D 為固定端有效直徑

L 為固定端長度

δ 為固定端周面與土壤間之摩擦角

Z 為固定端頂部有效覆土深度

d 為固定端以上部份之孔徑

N_q 為土壤之承載因數，與土壤 ϕ 值有關

式(3-13)中第一項為固定端與土壤間之抗剪能力所提供之強度，第二項為土壤於固定端頂部之支承反力所提供之強度；由於 D 值通常不大且 N_q 較不易精確估計，故實務上(3-13)之第二項於進行設計時通常忽略不計。根據場址地質特性（詳後段），高雄港65~66

號碼頭所在土層以砂質沉泥為主， k 值取1.0（歐晉德, 1986），固定端周面與土壤間之摩擦角保守取 0.5ϕ ，其餘參數依設計圖給定，則所求得之固定端極限錨錠力為855.2 kN/m，低於高於考慮斷面鏽蝕效應之F-170T高耐索降伏強度852.8 kN/m，故高雄港65~66號碼頭新設地錨之抗拉強度係由高耐索降伏強度所控制，如表3-22所示。

在地層性質方面，根據所收集之65~66號碼頭附近實際鑽探資料，可歸納出此工址之地層剖面如表3-23所示。根據「港灣工程技術庫—高雄港部分」（陳森河等人, 2000）中所列之設計資料，65~66號碼頭範圍內之現地標準貫入試驗SPT-N值，以及前述之高雄氣象站強震測站地質鑽探資料，可歸納估算出進行高雄港65~66號碼頭受震反應分析所需之地層力學參數，如表3-24所示。

3. 其他設計條件

—設計潮位：

最高潮位(H.W.L.)：EL.+1.6 m；

平時潮位(M.W.L.)：EL.+1.0 m（65~66 號碼頭）；

EL.+0.76 m（76 號碼頭）；

最低潮位(L.W.L.)：EL. $\pm$ 0.0 m。

—設計載重：常時 2.0 t/m²，地震時 1.0 t/m²。

—板樁與砂土摩擦係數： $\delta=15^\circ$ 。

—海水密度： $\gamma_w=1.03$ t/m³。

3.3.3 板樁式碼頭耐震能力評估方法

1. 簡易分析法

板樁式碼頭耐震評估方法中的簡易分析法，係採用擬靜力方法，將地震引致之動態作用力簡化為施加於板樁構造側向的擬靜態作用力，並將構造物與支承土體視為剛體，以檢討其穩定性。

首先引入設計時所採之地震係數 k_h ，估算碼頭構造物於地震中所遭受到之作用力（動態土壓、動態水壓等），以及其所造成之驅動彎矩與穩定彎矩，據此檢核板樁貫入長度。接著，逐步地增加地震係數，透過一系列的穩定分析，計算出當板樁牆體達到其臨界穩定狀態時（即板樁貫入長度安全係數=1），所能夠承受的地震強度，此即臨界地震係數 k_l 。最後，求算臨界地震係數與設計地震係數之比值，即為此結構之耐震安全係數，可搭配相關準則評估結構物之耐震性能。

板樁式碼頭構造物在地震力作用之下，如考慮土壤未發生液化，其受力情形如圖3.27所示，主要包括動態主動土壓力、動態被動土壓力、動態水壓力、殘留水壓力等。在此所採用之板樁式碼頭耐震能力評估簡易分析步驟，係參考「港灣構造物功能性設計法之研究(3/3)」（賴瑞應等人，2005a），茲簡述如下：

(1)給定設計地震係數 k_h

在擬靜力地震分析中，考量到實際上地震之尖峰加速度僅出限於整個地震歷時之某一瞬間，若直接以PGA其作為地震係數，將過於保守且失之合理。若根據平均受力之觀點，通常會將地震係數設定為1/3~1/2倍之PGA（Kramer, 1996）；而建築物基礎構造設計規範（內政部營建署，2001）中，針對擋土牆，亦建議水平向地震係數原則上可取基地地表水平向PGA之半估計，亦即：

$$k_h = \frac{1}{2} PGA \dots\dots\dots(3-14)$$

(2)計算殘留水位

根據港灣構造物設計基準修訂之建議（曾志煌等人，2005），鋼板樁碼頭之殘留水位（R.W.L.），係以朔望平均低潮位（L.W.L.）以上至朔望平均高潮位（H.W.L.）潮差之2/3 為標準，亦即

$$R.W.L. = \frac{2}{3}(H.W.L. - L.W.L.) + L.W.L. \dots\dots\dots(3-15)$$

(3)計算地震時主動與被動土壓力

依Mononobe-Okabe之建議，作用於板樁牆體之動態主動土壓水平分量，可依下式計算：

$$P_{aei} = K_{aei} \cdot (\sum \gamma_i h_i + w) \cdot \cos \delta \dots\dots\dots(3-16)$$

式中，主動土壓力係數：

$$K_{aei} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi)}{\cos \psi \cdot \cos(\psi + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \cdot \sin(\phi_i - \psi)}{\cos(\psi + \delta)}} \right]^2} \dots\dots\dots(3-17)$$

ϕ_i ：第*i*土層土壤之內摩擦角

γ_i ：第*i*土層土壤之單位重；如位於水面下，則取水中單位重

$$\gamma'_i = \gamma_{sat} - \gamma_w \text{。}$$

h_i ：第*i*土層土壤之厚度

w ：碼頭超載重，地震時取為1.0 t/m²。

δ ：板樁與土壤間之摩擦角，本研究取為15°。

ψ ：地震合成角，殘留水位以上土層 $\psi = \tan^{-1} k$ ；殘留水位以下土層 $\psi = \tan^{-1} k'$ ； k' 為換算震度， $k' = k \cdot \gamma_{sat} / (\gamma_{sat} - 1)$ 。

作用於板樁牆體之動態被動土壓力 P_{pei} 水平分量，可依下式計算：

$$P_{pei} = K_{pei} \cdot (\sum \gamma_i h_i + w) \cdot \cos \delta \dots\dots\dots(3-18)$$

式中，被動土壓力係數：

$$K_{pei} = \frac{\cos^2(\varphi_i - \psi)}{\cos \psi \cdot \cos(\psi + \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi_i + \delta) \cdot \sin(\varphi_i - \psi)}{\cos(\psi + \delta)}} \right]^2} \dots\dots\dots(3-19)$$

w ：碼頭超載重，因板樁被動側位在海面下埋置部份，取為 0t/m^2 。

γ_i ： i 土層土壤之單位重；位於水面下，取水中單位重 $\gamma'_i = \gamma_{sat} - \gamma_w$ 。

(4)計算地震時之動態水壓合力

因地震所引致作用於板樁牆體之動態水壓力，依 Westergaard(1933)所提出隨深度之分布情況如圖3.28(a)所示。

$$p_{dw} = \pm \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_w \cdot y} \dots\dots\dots(3-20)$$

γ_w ：海水單位重，取為 $w = 1.03 \text{ t/m}^3$ 。

H_w ：海水深度。

作用於板樁牆體之動態水壓合力 P_{dw} ，即可依下式計算，且合力作用位置位於海底面上 $0.4H_w$ 處。

$$P_{dw} = \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \dots\dots\dots(3-21)$$

因動態水壓力與潮位深度有關，故於分析過程須考量各相關設計潮位之動態水壓力。

(5)計算殘留水壓合力

若碼頭海側之潮位高於碼頭陸側之殘留水位時，則無需考量殘留水壓力；而當海潮位低於殘留水位時，作用於板樁上之殘留水壓分布如圖3.28(b)所示，殘留水壓力 p_{rw} 可由下式計算：

$$p_{rw} = \gamma_w \cdot h_w \dots\dots\dots(3-22)$$

式中， h_w ：殘留水深，即殘留水位與海潮位之差。

故殘留水壓之合力為：

$$P_{rw} = \frac{1}{2} \cdot p_{rw} \cdot h_w + p_{rw} (H_w + D_{emb}) \dots\dots\dots(3-23)$$

因殘留水壓力亦與潮位深度有關，故於分析過程須考量各相關設計潮位所產生之殘留水壓力。

(6)檢核板樁貫入長度

分別計算影響結構穩定之相關作用力後，即可計算板樁貫入長度之安全係數。根據港灣構造物設計基準修訂（曾志煌等人，2005），板樁入土長度須滿足下式：

$$S.F. \leq \frac{M_p}{M_a} \dots\dots\dots(3-24)$$

式中，

$S.F.$ ：貫入長度安全係數，常時為1.5、地震時為1.2。

M_p ：被動土壓對拉桿裝設點之抵抗力矩。

M_a ：主動土壓、動態水壓及殘留水壓等相對於拉桿裝設點之驅動力矩；動態水壓與殘留水壓取合力矩最大時之潮位即可。

(7)計算耐震安全係數

依前述步驟反推臨界穩定狀態（板樁貫入長度安全係數=1）對應之地震係數，即為構造物最大可承受之地震係數 k_t ，其與設計地震係數之比值即為耐震安全係數：

$$F_s = \frac{k_t}{k_h} \dots\dots\dots(3-25)$$

(8)計算拉桿張力與板樁樁身最大彎矩

假設板樁為以拉桿裝設位置及海底面作為支承之簡支梁，而以海底面以上之動態主動土壓、動態水壓、及殘留水壓為載重，如圖3.29所示（賴瑞應等人，2005b），便可計算出拉桿錨錠張力，進而可計算作用於板樁樁身之最大彎矩。根據港灣構造物設計基準修訂（曾志煌等人，2005），錨錠拉桿之容許拉應力，於地震時為降伏拉應力之60%，鋼板樁之容許彎曲應力亦為降伏應力之60%，據此可判斷拉桿與板樁是否符合容許應力需求。

(9)評估構造物之變位量與損害等級

依據表3-25所列非液化工址板樁式碼頭變位參數與耐震安全係數之經驗關係式(Uwabe, 1983)，利用步驟(7)所得之安全係數值，可推估最大水平位移、沉陷量及正規化水平位移等。將所求得之碼頭變位以及拉桿與板樁之應力狀態，與表3-14所列之板樁式碼頭損害等級相互對照，即可判定結構物之損害等級。

2. 動力分析法

本節採有限元素分析軟體Plaxis 8.2 建立板樁式碼頭有限元素模型，進行耐震能力評估。將考慮主要板樁、拉桿/地錨、錨錠設施、及土層之非彈性行為，利用具代表性之實際地震記錄作為輸入運動，進行考慮土壤~結構互制效應之非線性動力歷時分析，探討在所考量之地震等級下，碼頭結構之性能表現能否符合性能目標，以評估其耐震能力。由於碼頭屬於線形結構，在平行碼頭面線之方向變異性很小，故在此採用二維平面應變分析模式。

PLAXIS程式提供許多現成的分析模組與特殊元素，可供分析時直接選用，操作上相當方便，且分析效率佳，為大地工程領域常用之分析軟體。本計畫對於板樁式碼頭，擬採用動力分析法，進行能充分考慮土壤~結構互制效應之受震反應分析，藉以建立易損性曲線，所需分析量相當大，基於建立模型與實際計算之效率考量，故將採用PLAXIS程式進行分析，詳細分析程序詳於後節。

3.3.4 分析案例- 76 號板樁式碼頭

本節針對高雄港76號板樁式碼頭，分別以簡易分析法與動力分析法評估其耐震性能是否符合設計需求。

1. 簡易分析結果（不考慮土壤液化）

在此根據3.2.3節所述簡易分析法之分析步驟進行耐震能力評估，並先暫不考慮土壤發生液化之情況。詳細分析結果如下所述：

(1)設計地震係數

在此同樣採用現行港灣構造物設計基準（交通部，2000）所建議供高雄地區設計參考之475年回歸期 $PGA=0.23g$ ，作為耐震能力評估之用。根據式(3-13)，取設計地震係數 $k_h = 0.23/2=0.115$ 。

(2)計算殘留水位

依式(3-14)，可算得殘留水位(R.W.L.)位於 $EL.+1.07m$ 。

(3)計算動態主動與被動土壓力

當地震係數 $k_h = 0.115$ 時，各土層之動態主動與被動土壓力係數如表3-26所示，依此可計算出牆背動態主動土壓與牆前動態被動土壓水平分量沿板樁樁身之分布情況，如圖3.30所示。

(4)計算動態水壓合力與殘留水壓力

依前述簡易分析法之步驟(4)及步驟(5)，計算朔望平均低潮位下所造成之土側動態水壓與殘留水壓力沿板樁樁身之分佈，如圖3.31所示。由於該潮位下水壓所引致合力矩將為最大，故後續安全係數之計算，將僅考慮朔望平均低潮位之情況。

(5)計算板樁貫入長度安全係數、臨界地震係數及耐震安全係數

當地震係數 $k_h = 0.115$ 時，考慮板樁牆所承受之牆背動態主動土壓、牆前動態被動土壓、殘留水壓與動態水壓，對高耐索錨錠

位置計算抵抗力矩(M_p)與驅動力矩(M_a)，再依式(3-24)，便可求得板樁貫入長度安全係數。則所求得之安全係數 $S.F. = 1.62 > 1.2$ ，板樁貫入長度符合要求。

求取臨界地震係數時，需逐步加大地震係數，並重複前述計算步驟，即可推得當抗傾覆安全係數為1.0時，臨界地震係數 $k_t = 0.188$ 。依式(3-25)，可得475年回歸期地震等級下之耐震安全係數 $F_s = 0.188/0.115 = 1.63$ 。

(6)計算板樁高耐索張力與板樁樁身最大彎矩

依圖3.29之分析模式，假設板樁可視為以地錨位置及海底面作為支承之簡支梁，考慮動態主動土壓、動態水壓、及殘留水壓之作用，即可求得板樁之受力狀態，如圖3.32所示。高耐索所承受之張力為387.82 kN/m，小於高耐索之容許張力（降伏張力之60% = 571.3 kN/m），符合容許應力需求；板樁樁身彎矩最大值為1,658.1 kN-m/m，大於板樁之容許彎矩（降伏彎矩之60% = 1,232.8 kN-m/m），不符合容許應力需求。

(7)評估構造物之變位量與損害等級

依表3-25所列非液化工址板樁式碼頭變位經驗式(Uwabe, 1983)，將耐震安全係數 $F_s = 1.63$ 代入，估算得在475年回歸期地震作用下，板樁式碼頭之最大水平位移=19.75cm、沉陷量=3.69cm、以及正規化水平位移=2.05%。

根據所求得之碼頭變位及前段求得之結構構件應力狀態，參照3.3.1之板樁式碼頭損害等級定義，雖然板樁最大水平位移未超過30cm，但由於板樁最大彎矩不符合容許應力之需求，故判定於475年回歸期地震作用下，若不考慮土壤發生液化之情況，高雄港76號板樁式碼頭損害等級屬於第II級。根據國際航海協會(PIANC, 2001)之建議，若將高雄港板樁式碼頭視為A級結構物，則其性能表現仍合乎容許損害等級之需求。

2. 簡易分析結果（考慮土壤液化）

根據第二章「港灣地區地震潛勢之評估」，可知高雄港區在考慮 475 年回歸期 $PGA=0.23g$ 時有發生中度至廣泛土壤液化之可能。另 3.1.2 節參考建築物基礎構造設計規範（內政部營建署，2001）第十章所述之土壤液化潛能評估方法，根據高雄港 76 號碼頭附近地層鑽探資料進行評估，得知此處之原始土層在地表下 0m~20m 均有液化之可能。故在此將基於 3.3.3 節所述簡易分析法之分析步驟，將土壤液化之影響列入考慮作適度修正，進行考慮土壤液化現象之耐震能力評估。其中，雖然板樁牆背側常會回填級配砂並夯實，其具有較良好之力學性質而較不易液化，但由於此回填層並非無限延伸，板樁牆仍會受到後線土壤液化之影響，故在此保守假設牆背地表下 0~20m 均發生液化。詳細分析結果如下所述：

(1)設計地震係數

考慮高雄地區設計用 475 年回歸期 $PGA=0.23g$ ，則設計地震係數 $k_h = 0.23/2 = 0.115$ 。

(2)計算殘留水位

依式(3-15)，可算得殘留水位(R.W.L.)位於 EL.+1.07m 處。

(3)計算動態主動與被動土壓力

當土壤液化發生時，超額孔隙水壓被激發，此時土壤之有效應力為零，故液化區內不再有動態土壓力，轉而以超額孔隙水壓之型式作用於牆背，此超額孔隙水壓值恰與未液化時之有效覆土應力相等。依此可得到牆背動態主動土壓（包含液化區之超額孔隙水壓）與牆前動態被動土壓力水平分量沿板樁樁身之分布情況，如圖 3.33 所示，液化後牆背所受壓力明顯較未液化時為大。

(4)計算動態水壓合力與殘留水壓力

當土壤液化發生時，於液化區內之土水混合為重流體，其屬

非受限流體，故直接採式(3-21)計算液化區內之動態流體壓力，則朔望平均低潮位下所造成之動態流體壓力與殘留水壓沿板樁樁身之分佈如圖 3.34 所示，液化後之動態流體壓力明顯較未液化時之動態水壓為大。

(5)計算板樁貫入長度安全係數、臨界地震係數及耐震安全係數

當地震係數 $k_h = 0.115$ 時，考慮板樁牆所承受之牆背動態主動土壓（含液化區之超額孔隙水壓）、牆前動態被動土壓、殘留水壓與動態流體壓力，對高耐索錨錠位置計算抵抗力矩(M_p)與驅動力矩(M_a)，再依式(3-24)，便可求得板樁貫入長度安全係數。則所求得之安全係數 $S.F. = 0.785 < 1.2$ ，板樁貫入長度於考慮液化時不符合要求。

求取臨界地震係數時，需逐步加大地震係數，並重複前述計算步驟，即可推得當抗傾覆安全係數為1.0時，臨界地震係數 $k_l = 0.044$ 。依式(3-25)，可得475年回歸期地震等級下之耐震安全係數 $F_s = 0.044/0.115 = 0.383$ ，明顯較未液化時為低。

(6)計算板樁高耐索張力與板樁樁身最大彎矩

同樣地，假設板樁可視為以地錨位置及海底面作為支承之簡支梁，考慮動態主動土壓（含液化區之超額孔隙水壓）、動態流體壓力、及殘留水壓之作用，即可求得板樁之受力狀態，如圖3.35所示。高耐索所承受之張力為709.57 kN/m，較未液化時為大，且大於高耐索容許張力(571.3 kN/m)；板樁樁身彎矩最大值為3318.3 kN-m/m，亦較未液化時為大，並遠大於板樁之容許彎矩(1232.8 kN-m/m)。由此可知，考慮液化時，各結構構件之應力狀態均不符合容許應力需求。

(7)評估構造物之變位量與損害等級

依表3-25所列非液化工址板樁式碼頭變位經驗式(Uwabe, 1983)，將耐震安全係數 $F_s = 0.383$ 代入，估算得在475年回歸期地震

作用下，板樁式碼頭之最大水平位移=89.62cm、沉陷量=33.12cm、以及正規化水平位移=13.66%。

根據所求得之碼頭變位及前段求得之結構構件應力狀態，參照3.3.1之板樁式碼頭損害等級定義，板樁最大水平位移超過30cm，並已接近100cm，且高耐索張力與板樁彎矩均不符合容許應力之要求，故判定於475年回歸期地震作用下，若考慮土壤液化發生之情況，高雄港76號板樁式碼頭損害等級介於第II級～第III級間，其性能表現不符合設計需求

3. 動力分析模型概述

本研究於前年與去年，分別針對花蓮港與基隆港之板樁式碼頭，以Plaxis軟體建立板樁式碼頭之有限元素模型，以二維平面應變模式，進行考慮土壤與結構非線性行為之耐震能力評估及易損性分析，結果證明所建立之模型能有效分析板樁式碼頭之受震反應。因此，在此將沿用過去所採之模型設定，並針對高雄港76號碼頭之設計斷面與所座落地層之特性做些許更動，以獲得具代表性之結果。所建立分析模型如圖3.36所示，相關設定茲概述如下：

(1)地盤模型：

由6節點三角形平面應變元素構成，地層各分區材料參數如表3-20，係根據設計條件與現地鑽探資料予以給定（見3.3.2節），且暫不考慮土壤液化之情況。近域土壤（包含回填砂及接近主板樁牆與錨錠鋼管樁之原始土層）採莫耳~庫倫模式模擬土體之塑性破壞，至於遠域土壤（模型左右兩端與底部附近），由於在不考慮土壤液化之情況下，其並不易產生塑性破壞，為了分析效率與分析收斂性之考量，將視其為彈性。

由於高雄港區地質屬厚層沖積土，不易定義基盤位置，此處將模型底部設定於高程-40m之處，低於錨錠鋼管樁之底部高程，地震運動將於此輸入，並施加吸收邊界(absorbent boundary)來吸

收波傳能量，減少波傳反射之不利影響，藉此以有限厚度之地盤模型模擬厚層沖積土之效應；模型左右邊界亦施加吸收邊界避免波傳反射之影響。土壤遲滯阻尼係以Plaxis程式提供之雷利阻尼功能，藉由適當之參數設定來模擬（柯永彥等人，2007）。

此外，以剛性拉桿連接同一層面之左右兩端點，強制其位移為一致，不同層面之節點則容許相對運動，使整個地盤模型近似於一維土柱狀態，因而可模擬水平地層之受震反應，並容許近域土壤模擬因結構體存在所造成之散射效應。

(2)結構構件：

主要擋土板樁牆（包含原有與新設鋼板樁）以及錨錠鋼管樁均以版元素模擬，拉桿與地錨則以二力桿件模擬，並根據表3-18給定結構構件之斷面參數；分析時為了考慮結構非彈性行為，將依表3.2.5給定構件降伏彎矩與降伏張力，且分析中程式將自動考慮降伏彎矩與軸力互制之效應，視實際軸力狀態予以適度折減。碼頭AC鋪面則以強度設定為很低之版元素模擬，以考慮其質量效應；另根據港灣構造物設計基準修訂（曾志煌等人，2005）之建議，碼頭之裝載載重應計入引致地震慣性力之質量中，故在此依設計載重，利用增加AC鋪面密度之方式，模擬裝載載重之質量效應

值得注意的是，由斷面設計圖（圖3.24），可知本碼頭具有以鋼管斜樁與直樁支撐之面版結構，由於其功用在於承受碼頭裝載載重與起重機載重，故視為不提供擋土機制，在模型中不予模擬；而碼頭裝載載重與起重機之重量亦視為完全由鋼管樁承擔，故不考慮其所引致之地震慣性力。

(3)輸入地震：

採用位於高雄港區過港隧道前鎮端附近之高雄氣象站(TAP045)所記錄到兩筆代表性強震之地表自由場運動歷時，包括

1999年9月21日所發生， $M_L=7.3$ 之集集地震，及2006年12月26日所發生， $M_L=7.0$ 之恆春地震。選取其中之有效延時50秒，並放大至所考量之地震等級，亦即本工址475年回歸期 $PGA=0.23g$ ，以作為耐震能力分析之輸入運動，如圖3.37(a)、(b)所示。兩輸入運動之富氏譜如圖3.37(c)所示，可看出集集地震在高雄港區之地表運動顯著頻率在0.5~1Hz附近，低頻含量相當顯著；恆春地震之地表運動顯著頻率則在2.5~3Hz間，相對較為高頻。

4. 動力分析結果（不考慮土壤液化）

首先於不考慮土壤發生液化之情況進行動力分析，所得結果如下：

(1) 集集地震， $PGA=0.23g$

圖3.38為板樁壁頂與輸入運動加速度歷時之比較，板樁壁頂與自由場地表之最大加速度接近，土壤~結構互制效應並不明顯，可能係由於板樁結構之勁度較小，且與土體緊密接合所致。

圖3.39為板樁壁頂相對於基盤之位移量，可知當加速度起伏趨緩後，壁頂位移趨於定值，故分析所得最終位移，可視為板樁壁體之殘餘位移。此外，雖然本分析採二維平面應變模式，所得結果代表碼頭整體之平均趨勢，但由於模型建立時參數多以較保守之方式決定，故分析所得之受震行為應可視為較極端之情況。因此，後續之損害等級判定，將根據表3-14(a)中，以壁頂最大殘餘位移為評估參數所建議之標準(Uwabe,1983)，以及表3-14(b)中，以碼頭各位置變位量以及結構構件應力狀態作為評估參數所建議之標準(PIANC, 2001)，進行綜合研判。

圖3.40為分析所得最終狀態之變形網格、主要板樁壁體變形、岸肩沉陷、與後線沉陷曲線。由圖可知，板樁壁頂最大變位量為112.1cm，岸肩最大沉陷量為68.1cm，後線最大沉陷量高達165.7cm。

圖3.41為分析所得最終狀態之主板樁牆彎矩分佈、高耐索張

力、與錨錠板樁彎矩分佈。由圖可知。主板樁牆最大彎矩為1895.6 kN-m/m，發生於海底面以上，已接近降伏彎矩，並由圖3.40(b)所示之板樁壁體變形模式研判，其在受震過程中應已達降伏而產生塑鉸；高耐索張力為582.2 kN/m，錨錠板樁最大彎矩為249.6 kN-m/m，錨錠設施均尚未達到降伏狀態。

根據表3-14，壁頂最大殘餘位移略超過100cm，已達等級III之門檻，但結構構件僅主板樁牆於海底面以上之部分達到降伏，主板樁牆在海底面以下之部分與錨錠設施均尚未接近降伏狀態，故據此歸納出高雄港76號碼頭於此集集地震案例中，在不考慮液化時，損害等級介於第II級與第III級間。

(2)恆春地震，PGA=0.23g

圖3.42為板樁壁頂與輸入運動加速度歷時之比較，板樁壁頂與自由場地表之最大加速度接近，即使在此例中較偏高頻之地震運動作用下，土壤~結構互制效應仍不明顯。

圖3.43為板樁壁頂相對於基盤之位移量，當加速度起伏趨緩後，壁頂位移亦趨於定值，雖然仍有明顯上下起伏，但此係因為累積位移量較小之故。

圖3.44為分析所得最狀態之變形網格、主要板樁壁體變形、岸肩沉陷、與後線沉陷曲線。由圖可知，板樁壁頂最大變位量僅4.4cm，岸肩最大沉陷量為5.6cm，後線最大沉陷量為11.6cm。

圖3.45為為分析所得最終狀態之主板樁牆彎矩分佈、高耐索張力、與錨錠板樁彎矩分佈。由圖可知，主板樁牆最大彎矩為1008.1 kN-m/m，發生於海底面以上；高耐索張力為302.5 kN/m；錨錠板樁最大彎矩僅為91.9 kN-m/m，各構件均未達降伏狀態。

根據表3-14，歸納出高雄港76號碼頭於此恆春地震案例中，在不考慮液化時，損害等級屬於第I級。

(3)綜合討論

綜合以上分析結果，可知高雄港76號板樁碼頭，在475年回歸期地震等級($PGA=0.23g$)且不考慮土壤液化之情況下，損害等級大致屬於等級I~II（結構無或輕微損壞至損壞程度處於可控制狀態）；但在具明顯低頻含量之集集地震作用下，損害會接近等級III（結構嚴重破壞）。若將高雄港碼頭視為A級結構，則在475年回歸期地震（L2地震）作用下，容許損害等級為等級II。因此，該碼頭即使在考慮因板樁與拉桿腐蝕引致之強度折減後，在不考慮土壤液化之情況下，其耐震能力整體而言仍符合設計要求；但若地震特性較偏低頻運動，則可能會相當接近臨界狀態。

值得一提的是，集集地震案例中之碼頭變形狀態與主板樁最大彎矩，均較恆春地震案例中明顯為大，此可能係因為輸入運動之頻率特性略有不同。由圖3.34可知，與恆春地震相比，集集地震之振動特性較偏低頻。此類較低頻之運動將易於引致牆背土體累積較大之塑性變形，也因此造成板樁變形量與彎矩較大。

5. 動力分析結果（考慮土壤液化）

接著，在考慮土壤發生液化之情況進行耐震能力分析。PLAXIS軟體雖能藉由設定材料不排水，模擬地震激發孔隙水壓之現象，但其無法有效掌握水壓與材料剪力模數及剪力強度之交互影響。因此，在此係根據建築物基礎構造設計規範（內政部營建署，2001）第十章之建議，參考日本道路協會(1996)所提出液化土層土質參數折減方式（詳如表3-27），對分析模型中的土層性質作適度之修正。

考慮到高雄港77號碼頭場址原始土層於地表下0m~20m之範圍內均可能發生液化，且其抗液化安全係數 F_L 多介於 $1/3 \sim 2/3$ ，抗液化剪力強度比多小於0.3，則根據表3-27，可得地表下0m~10m土層之折減係數為 $1/3$ ，地表下10m~20m之土層之折減係數則為 $2/3$ 。至於牆背回填砂之區域，考慮到其通常經過夯實，力學性質較佳，故假設其不致發生液化。依據以上所述，對分析模型進行修改後，在此

針對受震反應較顯著之集集地震案例($PGA=0.23g$)進行考慮土壤液化之動力分析，結果如下：

圖3.46為分析所得最終狀態之變形網格、主要板樁壁體變形、岸肩沉陷、與後線沉陷曲線。由圖可知，板樁壁頂最大變位量達203.3cm，岸肩最大沉陷量為102.5cm，後線最大沉陷量高達231.8cm。

圖3.47為分析所得最終狀態之主板樁牆彎矩分佈、高耐索張力、與錨錠板樁彎矩分佈。由圖可知主板樁牆最大彎矩為1901.8 kN-m/m，發生於海底面以上，已接近降伏彎矩，並由圖3.46(b)所示之板樁壁體變形模式研判，其在受震過程中應已達降伏而產生塑鉸；而主板樁牆於海底面以下之最大彎矩也已達到降伏彎矩；高耐索張力為527.6 kN/m，錨錠板樁最大彎矩為479.4 kN-m/m，錨錠設施均尚未降伏。

由分析結果可知，考慮土壤液化後，壁體變形與地表沈陷均較未考慮液化時大幅上升，而主板樁牆與錨錠板樁之彎矩亦較未液化時大（尤其後者，因前者於未液化時以達降伏）；雖然高耐索之張力較未考慮液化時為小，但此可能係由於土體已嚴重破壞，使得提供錨錠設施之土壤反力下降所致。根據表3-14，壁頂最大殘餘位移略超過200cm，已達等級IV之門檻，而主板樁牆於海底面以上及以下之部分均已達降伏，雖然錨錠設施尚未達到降伏狀態，但這可能是因為土體已無法提供錨錠設施所需之足夠反力。因此，歸納出高雄港76號碼頭於此475年回歸期地震等級($PGA=0.23g$)之集集地震案例中，在考慮液化發生時，損害等級介於第III級與第IV級間，不符合設計需求。

3.3.5 分析案例－高雄港 65~66 號板樁式碼頭

本節針對高雄港 65~66 號板樁式碼頭，分別以簡易分析法與動力分析法評估其耐震性能是否符合設計需求。

1. 簡易分析結果（不考慮土壤液化）

由於高雄港 65~66 號碼頭之主要擋土設施包含民國 63 年興建之原有板樁，以及民國 90 年改建之新設板樁，故在此採用之分析方法，係基於 3.3.3 節所述簡易分析法之步驟，並進行部分修正以符合實際情況。分析模式如圖 3.48 所示，由於原有板樁與新設板樁間主要以 RC 圍梁傳遞作用力，在此假設圍梁僅傳遞剪力而不傳遞彎矩，故以鉸支承模擬；考慮原有板樁牆承受圍梁位置以上之牆背動態主動土壓、殘留水壓、與動態水壓，並以圍梁之反力作為穩定力；新設板樁牆則承受圍梁傳遞而來之作用力、圍梁位置以下之牆背動態主動土壓、殘留水壓、與動態水壓，並以牆前動態被動土壓作為穩定力。首先進行不考慮土壤液化之分析，結果如下所述：

(1)設計地震係數

考慮高雄地區設計用 475 年回歸期 $PGA=0.23g$ ，則設計地震係數 $k_h = 0.23/2=0.115$ 。

(2)計算殘留水位

根據式(3.2.3)，可計算得殘留水位(R.W.L.)位於 $2/3(1.6-0.0)=EL.+1.07m$ 處。

(3)計算動態主動與被動土壓力

當地震係數 $k_h = 0.115$ 時，各土層之動態主動與被動土壓力係數如表 3-28 所示，依此可計算出牆背動態主動土壓與牆前動態被動土壓水平分量沿板樁樁身之分布情況，如圖 3.49 所示。

(4)計算動態水壓合力與殘留水壓力

依前述簡易分析法之步驟(4)及步驟(5)，計算朔望平均低潮位下所造成之動態水壓與殘留水壓力沿板樁樁身之分佈，如圖 3.50 所示。由於該潮位下水壓所引致合力矩將為最大，故後續安全係數之計算，將僅考慮朔望平均低潮位之情況。

(5)計算原有板樁拉桿張力、板樁樁身最大彎矩、與圍梁反力

假設原有板樁可視為以拉桿位置及圍梁作為支承之簡支梁，類似於圖 3.29 所示，考慮圍梁位置以上動態主動土壓、動態水壓、及殘留水壓之作用，即可求得原有板樁之受力狀態，如圖 3.51(a)所示。錨錠拉桿所承受張力為 177.79 kN/m，遠小於其容許張力（降伏張力之 60% = 475.0 kN/m）；板樁樁身彎矩之最大值為 471.68 kN-m/m，亦小於原有板樁之容許彎矩（降伏彎矩之 60% = 913.8 kN-m/m，參考表 3-22，單排板樁之降伏彎矩為 761.5 kN-m/m，而原有板樁牆在圍梁以上之部分係由雙排板樁所構成，故降伏彎矩取兩倍）；圍梁反力則為 239.71 kN/m，將由新設板樁所承受。

(6)計算新設板樁貫入長度安全係數、臨界地震係數及耐震安全係數

當地震係數 $k_h = 0.115$ 時，考慮新設板樁牆所承受圍梁位置以下之考慮板樁牆所承受之牆背動態主動土壓、牆前動態被動土壓、殘留水壓與動態水壓，對地錨位置計算抵抗力矩(M_p)與驅動力矩(M_a)，再依式(3-24)，便可求得板樁貫入長度安全係數。需注意的是，由於地錨位置亦為圍梁位置，故在此不計算圍梁所傳遞之作用力造成之驅動力矩。則所求得之安全係數 S.F. = 1.56 > 1.2，板樁貫入長度符合要求。

求取臨界地震係數時，需逐步加大地震係數，並重複前述計算步驟，即可推得當抗傾覆安全係數為 1.0 時，臨界地震係數 $k_t = 0.180$ 。依式(3-25)，可得 475 年回歸期地震等級下之耐震安全係數 $F_s = 0.180/0.115 = 1.57$ 。

(7)計算新設板樁地錨張力與板樁樁身最大彎矩

假設新設板樁可視為以地錨（圍梁）位置及海底面作為支承之簡支梁，並考慮圍梁傳遞之作用力，以及圍梁位置以下之動態主動土壓、動態水壓、及殘留水壓，即可求得新設板樁之受力狀態，如圖 3.51(b)所示。地錨所承受之張力之水平分量為 488.38

kN/m，考慮傾角 30° 之較極端情況，則可求得地錨承受張力為 563.93 kN/m，略大於地錨之容許張力（降伏張力之 60% = 511.7 kN/m）；板樁樁身彎矩之最大值為 424.98 kN-m/m，小於板樁之容許彎矩（降伏彎矩之 60% = 957.4 kN-m/m）。

(8) 評估構造物之變位量與損害等級

依表 3-25 所列非液化工址板樁式碼頭變位經驗式(Uwabe, 1983)，將耐震安全係數 $F_s=1.49$ 代入，估算得在 475 年回歸期地震作用下，板樁式碼頭之最大水平位移=20.70cm、沉陷量=4.09cm、以及正規化水平位移=2.21%。

根據所求得之碼頭變位以及結構構件應力狀態，並參照表 3-14 之板樁式碼頭損害等級定義，雖然用以錨錠新設板樁之地錨張力大於容許張力要求，但差異有限；原有板樁之錨錠拉桿、原有板樁樁身、與新設板樁樁身之應力狀態均遠小於容許應力之要求；且板樁最大水平位移亦小於 30cm。據此綜合研判，高雄港 65~66 號板樁式碼頭，於 475 年回歸期地震作用下，若不考慮土壤液化發生之情況，損害等級屬於第 I 級，合乎設計要求。

2. 簡易分析結果（考慮土壤液化）

如前所述，高雄港區在考慮 475 年回歸期 $PGA=0.23g$ 時有發生中度至嚴重土壤液化之可能；另若針對高雄港 65~66 號碼頭進行液化潛能評估，得知此處之原始土層在地表下 0m~20m 均有液化之可能。因此，需進行考慮土壤液化之耐震能力評估，詳細分析結果如下：

(1) 設計地震係數

考慮高雄地區設計用 475 年回歸期 $PGA=0.23g$ ，則設計地震係數 $k_h = 0.23/2 = 0.115$ 。

(2) 計算殘留水位

根據式(3-15)，可計算得殘留水位(R.W.L.)位於 $2/3(1.6-0.0) =$

EL.+1.07m 處。

(3)計算動態主動與被動土壓力

如前所述，當土壤液化發生時，液化區內不再有動態土壓力，轉而以超額孔隙水壓之型式作用於牆背，此超額孔隙水壓值恰與未液化時之有效覆土應力相等。依此可得到牆背動態主動土壓（包含液化區之超額孔隙水壓）與牆前動態被動土壓力水平分量沿板樁樁身之分布情況，如圖 3.52 所示，液化後牆背所受壓力明顯較未液化時為大。

(4)計算動態水壓合力與殘留水壓力

當土壤液化發生時，於液化區內之土水混合為重流體，直接採式(3-21)計算液化區內之動態流體壓力，則朔望平均低潮位下所造成之動態流體壓力與殘留水壓沿板樁樁身之分佈如圖 3.53 所示，液化後之動態流體壓力明顯較未液化時之動態水壓為大。

(5)計算原有板樁拉桿張力、板樁樁身最大彎矩、與圍梁反力

若將原有板樁視為以拉桿位置及圍梁作為支承之簡支梁，考慮圍梁位置以上動態主動土壓（含液化區之超額孔隙水壓）、動態流體壓力、及殘留水壓之作用，即可求得原有板樁之受力狀態，如圖 3.54(a)所示。錨錠拉桿所承受張力為 299.01 kN/m，較未液化時為高，但仍小於其容許張力(475.0 kN/m)；板樁樁身彎矩之最大值為 876.16 kN-m/m，亦較未液化時為高，已接近原有板樁之容許彎矩(913.8 kN-m/m)；圍梁反力則為 464.34 kN/m，較未液化時為高，將由新設板樁所承受。

(6)計算新設板樁貫入長度安全係數、臨界地震係數及耐震安全係數

當地震係數 $k_h = 0.115$ 時，考慮新設板樁牆所承受圍梁位置以下之考慮板樁牆所承受之牆背動態主動土壓（含液化區之超額孔隙水壓）、牆前動態被動土壓、殘留水壓與動態流體壓力，對地錨位置計算抵抗力矩(M_p)與驅動力矩(M_a)，再依式(3-24)，便

可求得板樁貫入長度安全係數 $S.F. = 0.760 < 1.2$ ，板樁貫入長度於考慮液化時不符合要求。

求取臨界地震係數時，需逐步加大地震係數，並重複前述計算步驟，即可推得當抗傾覆安全係數為 1.0 時，臨界地震係數 $k_t = 0.032$ 。依式(3-25)，可得 475 年回歸期地震等級下之耐震安全係數 $F_s = 0.032/0.115 = 0.278$ ，較未液化時明顯為小。

(7)計算新設板樁地錨張力與板樁樁身最大彎矩

假設新設板樁可視為以地錨（圍梁）位置及海底面作為支承之簡支梁，並考慮圍梁傳遞之作用力，以及圍梁位置以下動態主動土壓（含液化區之超額孔隙水壓）、動態流體壓力、及殘留水壓之作用，即可求得新設板樁之受力狀態，如圖 3.54(b)所示。地錨所承受之張力之水平分量為 992.28 kN/m，考慮傾角 30° 之較極端情況，則可求得地錨承受張力為 1,145.8 kN/m，較未液化時為大，並遠大於地錨之容許張力(511.7 kN/m)；板樁樁身彎矩之最大值則為 911.82 kN-m/m，亦較未液化時為大，但略小於板樁之容許彎矩(957.4 kN-m/m)。

(8)評估構造物之變位量與損害等級

依表 3-25 所列非液化工址板樁式碼頭變位經驗式(Uwabe, 1983)，將耐震安全係數 $F_s = 0.278$ 代入，估算得在 475 年回歸期地震作用下，板樁式碼頭之最大水平位移=123.82cm、沉陷量=47.53cm、以及正規化水平位移=19.34%。

根據所求得之碼頭變位以及結構構件應力狀態，並參照表 3-14 之板樁式碼頭損害等級定義，新設板樁之地錨張力大於容許張力要求；雖然原有板樁之錨錠拉桿張力尚小於容許張力，但原有板樁與新設板樁之最大彎矩已接近降伏彎矩；且板樁最大水平位移已大於 100cm。據此綜合研判，高雄港 65~66 號板樁式碼頭，於 475 年回歸期地震作用下，若考慮土壤液化發生之情況，損害等級屬於第 III 級，性能表現不符合設計要求。

3. 動力分析模型概述

在此依據 3.3.4 節所述之模型設定，並針對高雄港 65~66 號碼頭之設計斷面與所座落地層之特性做些許更動。所建立分析模型如圖 3.55 所示，相關設定概述如下：

(1)地盤模型：

由 6 節點三角形平面應變元素構成，地層各分區材料參數如表 3-24，係根據設計條件與現地鑽探資料予以給定(見 3.3.2 節)，其餘設定同 3.3.4 節所述。

(2)結構構件：

主要擋土板樁牆(包含原有與新設鋼板樁)以及錨錠鋼管樁均以版元素模擬，拉桿與地錨則以二力桿件模擬，並根據表 3-22 給定結構構件之斷面參數與降伏彎矩/降伏張力，其餘設定同 3.3.4 節所述。至於斷面設計圖(圖 3.25)中之鋼管直樁，由於其功用在於作為起重機軌道之基礎，故視為不提供擋土機制，在模型中不予模擬；而起重機之重量亦視為完全由鋼管直樁承擔，故不考慮其所引致之地震慣性力。

(3)輸入地震：

此處所採之輸入運動與 3.3.4 節相同，為高雄氣象站(TAP045)之集集地震與恆春地震歷時記錄，如圖 3.34 所示。

4. 動力分析結果(不考慮土壤液化)

首先於不考慮土壤發生液化之情況進行動力分析，所得結果如下：

(1)集集地震，PGA=0.23g

圖 3.56 為板樁壁頂與輸入運動加速度歷時之比較，板樁壁頂最大加速度約 0.255g，較自由場地表最大加速度 0.23g 略高，故可由此看出土壤~結構互制效應之影響。

圖 3.57 為板樁壁頂相對於基盤之位移量，同樣地，當加速度起伏趨緩後，壁頂位移趨於定值，故分析所得最終位移，可視為板樁壁體之殘餘位移。

圖 3.58 為分析所得最終狀態之變形網格、主要板樁壁體變形、岸肩沉陷、與後線沉陷曲線，由圖可知，板樁壁頂最大變位量為 58.7cm，岸肩最大沉陷量為 16.0cm，後線最大沉陷量為 79.5cm。

圖 3.59 為分析所得最終狀態之原有板樁彎矩分佈、新設板樁彎矩分佈、原有拉桿張力、新設地錨張力、與錨錠鋼管樁彎矩分佈。由圖可知，原有板樁最大彎矩為 821.6 kN-m/m，發生於海底面以上；新設板樁最大彎矩為 710.3 kN-m/m，發生於海底面以上；原有拉桿張力為 303.8 kN/m，新設地錨張力為 748.3 kN/m；錨錠鋼管樁最大彎矩僅為 19.8 kN-m/m。各構件均尚未達到降伏狀態，其中僅以新設地錨較接近降伏，與簡易分析之結果符合；錨錠鋼管樁之彎矩值則遠低於其降伏彎矩。

根據表 3-14，雖然各結構構件均未達降伏，但壁頂殘餘位移明顯大於 30cm，岸肩與後線之差異沉陷亦大於門檻值，故歸納出高雄港 65~66 號碼頭於此集集地震案例中，若不考慮土壤液化發生之情況，損害等級屬於第 II 級。

(2) 恆春地震，PGA=0.23g

圖 3.60 為板樁壁頂與輸入運動加速度歷時之比較，板樁壁頂最大加速度約 0.361g，較自由場地表最大加速度 0.23g 明顯為高，可看出土壤~結構互制效應之影響。

圖 3.61 為板樁壁頂相對於基盤之位移量，同樣地，當加速度起伏趨緩後，壁頂位移亦趨於定值，雖然仍有明顯上下起伏，但此係因為累積位移量較小之故。

圖 3.62 為分析所得最終狀態之變形網格、主要板樁壁體變形、岸肩沉陷、與後線沉陷曲線，由圖可知，板樁壁頂最大變位量僅 2.9cm，岸肩最大沉陷量為 3.1cm，後線最大沉陷量為 8.0cm。

圖 3.63 為分析所得最終狀態之原有板樁彎矩分佈、新設板樁彎矩分佈、拉桿張力、與錨錠鋼管樁彎矩分佈，由圖可知。原有板樁最大彎矩為 270.0 kN-m/m，發生於海底面以上；新設板樁最大彎矩為 383.3 kN-m/m，發生於海底面以下；原有拉桿張力為 170.5 kN/m，新設地錨張力為 721.8 kN/m；錨錠鋼管樁最大彎矩僅為 31.3 kN-m/m。除新設地錨張力較接近其降伏張力外，各構件均距離降伏狀態甚遠。

根據表 3-14，歸納出高雄港 65~66 號碼頭於此恆春地震案例中，若不考慮土壤液化發生之情況，損害等級屬於第 I 級。

(3)綜合討論

綜合以上，可知高雄港 65~66 號板樁碼頭，在 475 年回歸期地震等級下($PGA=0.23g$)，損害等級屬於等級 I~II（結構無或輕微損壞至損壞程度處於可控制狀態）。若將高雄港碼頭視為 A 級結構，則在 475 年回歸期地震（L2 地震）作用下，容許損害等級為等級 II。因此，該碼頭即使在考慮因板樁與拉桿腐蝕引致之強度折減，在不考慮土壤液化發生之情況下，其耐震能力仍符合設計要求。

同樣地，高雄港 65~66 號板樁碼頭於不同之輸入運動作用下其受震反應有明顯差異。其原因應如同 3.3.4 節中所述，係由於輸入地震頻率特性不同所致；有明顯低頻含量之集集地震輸入運動將引致土體產生較大之塑性變形。

值得注意的是，新設板樁之錨錠設施（地錨）較其他結構構件承受較大之應力狀態，此代表新設板樁能夠有效承擔牆背驅動力（如動態土壓、動態水壓等），且該地錨能有效發揮固定板樁

之功用。雖根據國際航海協會建議之板樁式碼頭構材降伏發生順序，板樁應較錨錠設施先降伏，但此係基於錨錠設施較板樁牆體難修復之前提，而此處錨錠設施係採用地錨，相對較容易修復，故高雄港 65~66 號碼頭配合浚深改建之新設擋土設施設計應屬合理。

另外，在高雄港 65~66 號碼頭受震分析案例中，板樁壁頂加速度較自由場地表加速度為大，土壤~結構互制效應較為明顯；但在高雄港 76 號碼頭案例中，板樁壁頂與自由場地表之加速度並無明顯差異，這可能是因為板樁之設計方式不同所致。在 65~66 號碼頭中，原有板樁與新設板樁以 RC 圍梁接合，故整體勁度較高，因此使板樁結構之受震加速度反應較大，尤其在特性較偏高頻之地震作用下更為顯著；而在 76 號碼頭中，主板樁牆之勁度較低，且與土體之接合狀態較為密切，可能因此使其受震加速度反應之特性與地盤較為一致。

5. 動力分析結果（考慮土壤液化）

接著，採用與 3.3.4 節相同之土層參數折減方式，進行考慮土壤發生液化之耐震能力分析。由於高雄港 65~66 號碼頭場址原始土層於地表下 0m~20m 之範圍內均可能發生液化，且其抗液化安全係數 FL 多介於 1/3~2/3，抗液化剪力強度比多小於 0.3，則根據表 3-27，可得地表下 0m~10m 土層之折減係數為 1/3，地表下 10m~20m 之土層之折減係數則為 2/3。至於牆背回填砂之區域，假設其力學性質較佳而不致發生液化。依據以上所述，對分析模型進行修改後，在此同樣針對受震反應較顯著之集集地震案例(PGA=0.23g)進行考慮土壤液化之動力分析，結果如下：

圖 3.64 為分析所得最終狀態之變形網格、主要板樁壁體變形、岸肩沉陷、與後線沉陷曲線。由圖可知，板樁壁頂最大變位量為 168.9cm，岸肩最大沉陷量為 45.2cm，後線最大沉陷量則高達 142.3cm。

圖 3.65 為分析所得最終狀態之原有板樁彎矩分佈、新設板樁彎矩分佈、原有拉桿張力、新設地錨張力、與錨錠鋼管樁彎矩分佈。由圖可知，原有板樁最大彎矩為 1436.4 kN-m/m，發生於海底面以上，已達降伏，且其於斷面變化處亦達到降伏，雖該處位在海底面以上，但位於新設板樁之後而不易維修，故視為海底面以下發生降伏；新設板樁最大彎矩為 1338.0 kN-m/m，發生於海底面以上，接近降伏彎矩，其於海底面以下亦接近降伏；原有拉桿張力為 419.7 kN/m，較未液化時為大，新設地錨張力則為 728.3 kN/m，較未液化時略小，兩者均尚未達降伏；錨錠鋼管樁最大彎矩約 45.9 kN-m/m，較不考慮液化時為大，但仍遠低於降伏彎矩。

由分析結果可知，考慮土壤液化後，壁體變形與地表沈陷均較未考慮液化時大幅上升，壁頂最大殘餘位移已明顯超過 100cm；而原有板樁與新設板樁之彎矩亦較不考慮液化時明顯為大，前者於海底面以上及以下均達降伏，後者亦接近降伏。雖然錨錠設施尚未達到降伏狀態，但根據表 3-14，仍可綜合歸納出高雄港 65~66 號碼頭於此 475 年回歸期地震等級($PGA=0.23g$)之集集地震案例中，在考慮液化發生時，損害等級屬於第 III 級，不符合設計需求。

3.4 棧橋式碼頭耐震能力評估

棧橋式碼頭之構造型式類似橋梁結構，係以頂版作為碼頭工作平台，利用樁作為支柱，用於支撐頂版立於岸邊斜坡之上，故提供棧橋式碼頭穩定之作用力，即來自於樁的承载力。此類碼頭之主要特性有：(1)結構自重較重力式與板樁式（含背填土體）碼頭為輕，常運用於當地層軟弱無法提供足夠承载力時，或於地震活躍地區為了降低地震引致之慣性力時等情況。(2)對水流與漂沙之妨礙較小，故對自然狀態平衡之衝擊較小。(3)較能配合既有地形，通常無需大量挖填土。(4)因基樁之施作，單位面積之工程費用較其他型式之碼頭為高。(5)對水平力之抵抗較弱。

為克服棧橋式碼頭對水平力之抵抗較弱的特性，常會採用更能有效提供側向勁度之斜樁型式，以幫助抵抗因船隻停泊、起重機運轉、或地震作用所引致的側向力。因此，根據支撐頂板之支柱結構型式，棧橋式碼頭可概分為直樁式與斜樁式。然而，在斜樁式棧橋碼頭中，由於斜樁之水平勁度與較其它直樁相明顯為大，當碼頭整體受側力作用時，分配在斜樁樁頭上之水平剪力亦較大，而易產生應力集中或剪力破壞。

依照交通部「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」第二章地震需求規定中高雄市地區設計反應譜（設計地震 $S_s=0.6$ 、 $S_l=0.35$ ）並考慮場址效應（ $F_a=1.1$ 、 $F_v=1.7$ ）下，其設計反應譜之初始PGA相當於0.27g（如圖3.66）。針對高雄港區既有的棧橋式碼頭結構物，以PGA=0.27 g評估其於475年回歸期地震條件下之耐震性能。評估棧橋式碼頭耐震性能的原則，是以能提供港口正常營運為基本考量，因此耐震能力評估時將主要關注與營運功能直接相關之構造物應力狀態及變位。參考現有設計基準與相關研究報告所建議的分析方法與耐震性能準則，對於高雄港區既有棧橋式碼頭之選取案例，分別採用簡易分析法與簡易動力分析法來評估其耐震能力。

3.4.1 棧橋式碼頭受震破壞機制與損害等級定義

棧橋式碼頭是由橋面版及支撐橋面版之基樁與海堤（dike/slope）系統組成。因海堤為一人為斜坡，致基樁在海堤面以上之長度，隨其於邊坡傾角方向之位置而變化。棧橋式碼頭結構物之反應受結構與土壤互制效應之影響甚鉅，其典型之破壞模式包括：(1)因慣性力造成橋面版之變形；(2)作用於擋土牆之水平力造成之變形；(3)海堤下方軟弱土層側向位移造成之變形。

在棧橋式碼頭之結構系統中，應特別注意斜樁之使用。使用斜樁會造成系統之側向勁度增加，斜樁極易因應力集中現象而產生剪力破壞，因此在地震危害度較高之區域使用斜樁應特別注意斜樁韌性設計的細節。若在危害度高之區域使用混凝土樁時，則建議以直樁取代斜

樁之設計，如此可利用直樁之撓曲變形能力來承受地震力，雖然直樁在樁頭處因撓曲變形所造成之損壞通常是不可避免的，但相對於在斜樁上所產生之剪力破壞而言，前者較易修復。

有關棧橋式碼頭之損害等級定義，參考國際航海協會（PIANC, 2001）所提出之損害等級定義如下：

- 第I級（可使用）：結構無或輕微損害，結構功能無或些微喪失；
- 第II級（可修復）：結構損害程度處於可控制狀態，結構功能暫時喪失；
- 第III級（接近破壞）：結構嚴重破壞，幾近於完全破壞，結構功能長期甚至完全喪失；
- 第IV級（已破壞）：結構處於完全破壞之坍塌狀態，結構功能完全喪失。

表3-29為國際航海協會（PIANC, 2001）所提出之分級基準，係以碼頭的運轉能力來分類，各損害等級之定義如上所述，於各損害等級下，根據結構系統之殘餘變位與最大反應來定義損害程度，在殘留變位部分係針對岸肩與後線陸地沉陷差，以及向海側之傾斜角，而最大反應部分則係針對基樁之損害程度。不過在此表中針對殘留變位，僅於第I級有定量規定（即岸肩與後線陸地沉陷量 $<0.1\sim0.3$ m、朝海側傾斜角 $<2\sim3^\circ$ ），因此並無法應用，而對於基樁之最大反應，則於各等級提出其定性描述，並無量化數值可供參考。基此，後續將透過側推分析求取棧橋式碼頭系統之容量曲線，配合表3-29關於基樁最大反應之定性描述來量化各損害等級，以作為碼頭耐震能力評估與易損分析之參考。

3.4.2 簡易分析法-直樁棧橋式碼頭

本研究參考港灣設計基準中之簡易分析法，運用於既有棧橋式碼頭之耐震能力評估，於分析中將碼頭簡化為一平面結構，並假設地震

力係由陸側均勻作用於碼頭上部結構，其地震力作用之水平力由直樁負擔，計算各樁之應力，並檢核其應力是否小於容許應力。分析步驟簡述如下：

1. 載重分析與外力計算

進行棧橋式碼頭耐震能力之檢核時，其外力係考量由上部結構、地震時超載之項目，所引致的垂直荷重與水平荷重。先決定所需考量之地震係數 K_h 後，依下式計算：

$$H = K_h \times V \quad \dots\dots\dots(3-26)$$

2. 樁之特徵長度與假想固定點推求

首先將基樁之埋入部分以溫克梁模式來模擬，分析時假設基樁之固定端於地表面下之 $1/\beta$ 處深度，其中 β 為樁-土系統之特徵係數，其計算方式如下：

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D_p}{4EI}} \quad \dots\dots\dots(3-27)$$

式中， k_h 為側向地盤反力係數，依交通部港灣構造物設計基準取 $k_h=1500 \text{ N (kN/m}^3)$ ，其中 N 為標準貫入試驗SPT-N值； D_p 為樁直徑或等效寬度； EI 為斷面撓曲剛度。

此外，考量斜坡效應之影響，取原斜坡角度 α 之一半($\alpha/2$)之斜面作為假想地表面如圖3.67所示。

3. 直樁水平抵抗力及樁頭彎矩計算

依港灣構造物設計基準在不考慮碼頭鄰接單元的影響且不考慮棧橋單元迴轉時，分配作用各直樁之水平力可依式(3-28)計算，直樁相對應之水平抵抗力，由式(3-29)計算直樁之樁頭彎矩。

$$H_i = \frac{K_{si}}{\sum_i K_{si}} H \quad \dots\dots\dots(3-28)$$

$$M_i = 0.5 \times l_i \times H_i \dots\dots\dots(3-29)$$

式中之 H 為碼頭結構、樁重及外力所產生之總水平力； M 為樁之彎矩； K_{si} 表編號 i 基樁之橫向剛性係數； l_i 如圖3.68所示，為基樁樁頭至假想固定點之長度，由下式計算之：

$$l_i = h_i + 1/\beta \dots\dots\dots(3-30)$$

上式中， h_i 為基樁樁頭至假想地表面之長度； $1/\beta$ 為特徵長度。

4. 基樁軸力計算

依據基樁之配置狀況，直樁軸力可依式(3-31)計算：

$$P_i = P_{hi} + P_{vi} \dots\dots\dots(3-31)$$

式中， P_i 為編號 i 基樁之基樁軸力； P_{hi} 為編號 i 基樁由水平力所致之基樁軸力； P_{vi} 為編號 i 基樁由垂直力所致之基樁軸力。

5. 應力檢核

先計算基樁之常時容許應力，進行耐震能力檢核時，所求直樁之最大軸向應力，應低於1.5倍之容許應力值。

如基樁採用預力樁，則其常時容許應力依結構混凝土設計規範附篇B可依式(3-32)計算：

$$\sigma_{sa} = 0.45fc' \dots\dots\dots(3-32)$$

6. 各樁應力檢核

各樁之斷面應力，由承受軸力之樁或承受軸力及彎矩之樁由式(3-33)計算之，且斷面應力要小於容許軸向壓應力

$$\sigma_{sa} = \frac{F_i}{A} \pm \frac{M_i}{Z} < \sigma'_{sa} \dots\dots\dots(3-33)$$

式中， F_i 為樁之軸力（包含碼頭結構自重、側推力所引致之軸力）； A 為樁之斷面積； Z 為樁之斷面係數； M 為樁之彎矩； σ_{sa} 表樁之軸向容許壓縮應力強度； σ'_{sa} 表容許軸向壓應力，其值為1.5倍 σ_{sa} 。

3.4.3 簡易分析法-斜樁棧橋式碼頭

對於具斜樁之棧橋式碼頭，假設地震力係由陸側均勻作用於碼頭上部結構，其地震力作用之水平力皆由斜群樁負擔，計算各樁之應力，並檢核其應力是否小於容許應力。分析步驟簡述如下：

1. 載重分析與外力計算（同直樁棧橋式碼頭）
2. 樁之特徵長度與假想固定點推求（同直樁棧橋式碼頭）
3. 基樁軸力計算

依據基樁之配置狀況，分別考量直樁與斜樁所承受之垂直與水平力，據以計算直樁與斜樁所承受之軸力。再將各樁所受軸力除以樁之斷面積，即可求得各樁所承受之軸向應力。

4. 斜樁分配水平力、垂直力及水平變位

在斜群樁棧橋式碼頭之直樁假定不承受水平力，所以碼頭結構、樁重及外力所產生之水平力假設完全由斜群樁組承擔。在不考慮迴轉的情況下，各斜樁組分配之水平力由式（3-34）計算之。

$$H_i = \frac{C_i}{\sum C_i} H \dots\dots\dots (3-34)$$

式中，計算不同斜樁組之分配係數 C_i 可由下式計算之：

$$C_i = \frac{K_{i1}K_{i2} \cos \theta_{i2} \sin \theta_{i1} + K_{i1}K_{i2} \cos \theta_{i1} \sin \theta_{i2}}{K_{i2} \sin \theta_{i1} \cos \theta_{i2} + K_{i1} \cos \theta_{i1} \sin \theta_{i2}} \dots\dots\dots (3-35)$$

上式中， H 為碼頭結構、樁重及外力所產生之總水平力； H_i 為斜樁分配之水平力； C_i 為第 i 斜樁組之水平力分配係數； K_{i1} 、 K_{i2} 分別為不同向樁之垂直勁度， θ_{i1} 、 θ_{i2} 分別為不同向斜樁之傾斜角。

斜樁組受分配之水平力造成之軸力分別由式 (3-36) 及 (3-37) 計算。其中， H_i 為各斜樁組所受之側向力； P_{i1} 、 P_{i2} 為不同向斜樁受總水平力所產生之軸力。

$$P_{i1} = \frac{H_i \cos \theta_{i2}}{\sin(\theta_{i1} + \theta_{i2})} \dots\dots\dots (3-36)$$

$$P_{i2} = \frac{H_i \cos \theta_{i1}}{\sin(\theta_{i1} + \theta_{i2})} \dots\dots\dots (3-37)$$

由垂直力造成之軸向壓縮量則可由式 (3-38) 求得，水平力所產生之各樁水平位移及斜樁組總水平位移，分別可利用式(3-39)及 (3-40)計算之。

$$\Delta_{vi} = \frac{P_i l_i}{E_i A_i} \dots\dots\dots (3-38)$$

$$\Delta_{hi} = \Delta_{vi} \sin \theta_i \dots\dots\dots (3-39)$$

$$\Delta_h = \Delta_{hi1} + \Delta_{hi2} \dots\dots\dots (3-40)$$

式中， Δ_{vi} 為垂直壓縮量； l_i 為基樁樁頭至假想固定點之長度； E_i 為樁之彈性模數； A_i 為樁斷面積； Δ_h 為水平位移量。

5. 直樁水平抵抗力及樁頭彎矩計算

在斜、直棧橋式碼頭之直樁假定不承受水平力，直樁所產生彎曲應力以斜群樁抵抗水平力時，所產生之水平位移，作為直樁之水平位移，依求得之位移以式(3-41)計算直樁相對應之水平力，再由式 (3-42)計算直樁之樁頭彎矩。

$$H_i = \frac{12EI\beta^3}{(1 + \beta h_i)^3 + 2} \Delta \dots\dots\dots (3-41)$$

$$M_i = \frac{1 + 2\beta h_i}{2\beta h_i} H_i h_i \dots\dots\dots (3-42)$$

式中， H_i 為直樁之水平力； M_i 為樁之彎矩； Δ 為斜群樁抵抗水平力所產生之水平位移量； β 為樁-土系統之特徵係數； h_i 為基樁樁頭至假想地表面之長度。

6. 應力檢核

先計算基樁之時常容許應力，進行耐震能力檢核時，前一步驟中所求直樁之最大軸向應力，應低於1.5倍之容許應力值。如基樁採用SS41鋼材，則其常時容許應力(kg/cm²)可依下式計算：

$$\sigma_{sa} = 1300 - 0.06 \left(\frac{l}{r} \right)^2, 0 < \frac{l}{r} < 110 \dots\dots\dots (3-43)$$

式中， r 為迴轉半徑 $\sqrt{\frac{I}{A}}$ ，其中 I 為樁慣性矩以及 A 為樁斷面積； l 為基樁樁頭至假想固定點之長度。

7. 各樁應力檢核

各樁之斷面應力，承受軸力之樁或承受軸力及彎矩之樁由式(3-43)計算之，且斷面應力要小於容許軸向壓應力。

$$\sigma_{sa} = \frac{F_i}{A} \pm \frac{M_i}{Z} \frac{\sigma_{ca}}{\sigma_{ba}} < \sigma'_{ca} \dots\dots\dots (3-44)$$

式中， F_i 為樁之軸力（包含碼頭結構自重、側推力所引致之軸力）； A 為樁之斷面積； Z 為樁之斷面係數； M_i 為樁之彎矩； σ_{ca} 表樁之軸向容許壓縮應力強度； σ_{ba} 表樁之容許彎曲應力強度； σ'_{ca} 表容許軸向壓應力其值為1.5倍 σ_{ca} 。

3.4.4 簡易動力分析法（容量震譜法）

棧橋式碼頭結構系統包括頂版、基樁與土壤，其受震反應分析為典型之土壤與結構互制問題。為因應當前性能設計理念之潮流趨勢，常需採用位移分析法，一般可採溫克基礎模式，以梁元素來模擬基樁，以彈簧元素來模擬樁周土壤，藉此簡化分析模型，並適當考量土壤彈

簧元素與結構元素之非線性行為，以求取結構物之受震反應與破壞情況，或進一步評估結構物之耐震能力。

運用簡易動力分析法在進行耐震能力評估時，目前工程界常採取美國ATC-40所建議之容量震譜法，此方法的兩個關鍵要項為「容量」與「需求」，其具體分析步驟概要如下：

1. 首先，進行非線性側推分析（pushover analysis），建立結構物基底剪力與頂層位移之關係，亦即結構物之容量曲線（capacity curve）。典型容量曲線如圖3.69左圖所示，在曲線中以降伏位移、降伏強度（ D_y, V_y ）及極限位移、極限強度（ D_u, V_u ）等兩個控制點來描述結構系統之行為，達降伏強度前結構處於彈性範圍內，具有固定的勁度；當結構達到降伏強度之後，損傷開始發生，勁度逐漸下降；最後當結構系統達到極限強度時，因無法承受額外之變形而完全破壞。
2. 接著引入設計反應譜（design response spectrum），作為耐震需求。反應譜代表單自由度線性系統受特定地震歷時作用時之最大反應，控制參數為系統之阻尼與自然週期。設計反應譜則涵蓋結構所可能遭遇地震之特性，以簡單曲線型式定義，以供設計參考之用。通常規範所定義者均以阻尼比0.05為基準，稱作彈性反應譜。若為考慮結構之非線性反應，可引入韌性因子、遲滯效應、及高阻尼效應，將彈性反應譜折減後得到非彈性反應譜，如圖3.69右圖所示。
3. 將容量曲線轉換為容量震譜（capacity spectrum），採用加速度-位移反應譜格式（acceleration- displacement response spectrum, ADRS），其中，縱軸為譜加速度，對應到基底剪力；橫軸為譜位移，對應到頂層位移。再引入考慮結構非彈性之設計反應譜，亦轉換為需求震譜（demand spectrum），通過原點之不同斜率直線表不同結構振動週期，如圖3.70所示。則容量震譜與需求震譜之交點即為性能點，代表該結構在設計地震需求下之性能表現（如圖3.50中圖所示）。

ATC-40所提出之容量震譜法，可用來合理地評估結構在設計耐震需求下之性能表現，已被廣泛運用於結構耐震能力檢驗與性能設計，

在港灣工程領域亦有相關應用，如賴瑞應等人（2005）用來進行棧橋式碼頭之功能性評估，陳正興等人（2007）則應用在棧橋式碼頭之易損性分析。

本研究即運用容量震譜法，並因應既有構造物耐震性能評估之實際需求，來研擬較適用於既有棧橋式碼頭之耐震能力分析流程與步驟，以分析其於特定地震下之受震反應。基於容量震譜法之棧橋式碼頭受震反應分析流程如下：

1. 首先建立棧橋式碼頭之結構分析模型，利用非線性側推分析建立容量曲線，並將容量曲線轉換成ADRS格式，即為容量震譜。
2. 建立依耐震設計規範並考量場址放大效應之設計反應譜，並將其轉換為ADRS格式，即獲得需求震譜。
3. 運用ATC-40容量震譜法，求取所建立之棧橋碼頭結構模型，在所採用之設計地震下對應之性能點，其代表棧橋式碼頭在該地震下之受震反應。
4. 依據棧橋式碼頭構造物之性能點與其構件之性能狀態，判定碼頭之損害等級。

3.4.5 分析案例—高雄港 48~53 號直樁棧橋式碼頭

本研究以高雄港區50號碼頭為例，碼頭標準斷面及平面配置如圖3.71及3.72所示，該組碼頭為散裝用途，碼頭總長度200 m、水深-10.5 m。碼頭上部結構主要為鋼筋混凝土版系統，碼頭寬12 m，使用之混凝土強度為 210 kg/cm^2 ，底版厚40 cm，其上鋪有10 cm厚之RC耐磨處理面層；下部結構則為直樁空心預力樁，混凝土強度為 800 kg/cm^2 ，混凝土有效預力為 80 kg/cm^2 ，鋼棒直徑為1.6 cm，降伏強度為 2800 kg/cm^2 。

直樁沿縱向（長軸、X向）之排列間距為3.7 m、共55排，沿橫向（短軸、Y向、朝海側）之排列間距為2 m、共六排，基樁斷面為空心圓，外徑為50 cm，厚9 cm，樁長為由陸往海側分別為19.5 m、21.5 m及23 m各2支。

1. 簡易分析法

進行高雄港50號直樁棧橋式碼頭簡易分析法時，地震係數取為 $K_h=0.27$ ，並依據基樁之配置狀況，沿碼頭之縱向（X向）擷取3.7m為一組直樁之小單元，六支直樁之編號為由陸向海側依序編列（1號至6號），各分析步驟計算如下：

(1) 載重及外力分析

由碼頭相關斷面資料可計算得到，3.7 m寬小單元之上部結構垂直載重為 $30.46 \times 23 = 700.5$ kN，其所造成之水平力可表示為 $H = 700.5 \times 0.27 = 189.14$ kN；地震時超載為 1.0 t/m^2 （即 9.81 kN/m^2 ，取常時超載 2.0 t/m^2 之一半），其所造成之水平力 $H = (9.81 \times 12 \times 3.7) \times 0.27 = 117.60$ kN；基樁之特徵係數 $\beta = 0.42 \text{ m}^{-1}$ ，故特徵長度為2.37 m；基樁。考量上部結構載重、樁重及地震超載荷重，其所造成地震時之總水平力為 $H = 189.14 + 117.60 + 59.36 = 366.11$ kN。

(2) 直樁水平抵抗力、樁頭彎矩及直樁軸力計算

以式(3-41)、(3-42)計算此時各直樁相對應之水平抵抗力與樁頭彎矩如表3-30(a)。再依式(3-43)計算各樁之軸力，最後以式(3-44)檢核容許壓縮應力值，詳細計算結果如表3-30(b)所示。

由以上分析結果可知，運用簡易分析法檢核高雄港50號棧橋式碼頭，於地震係數0.27作用下，其耐震能力仍在容許範圍內。

2. 簡易動力分析法

本研究採用內建側推分析與容量震譜法模組之有限元素分析軟體SAP 2000，建立50號棧橋式碼頭單元之三維分析模型，並採溫克基礎模式，以彈簧元素模擬樁周土壤，如圖3.73所示。其中，X向為單元縱向（長軸）、Y向為單元橫向（短軸、以朝海向為正）、Z向為鉛垂方向。此模型僅模擬碼頭主體結構（含碼頭頂版與其下方之基樁），未含相關附屬設施。碼頭單元一般長約為30至40公尺，本

模型以長37公尺（X向）、寬10公尺（Y向）作為碼頭上部結構單元之設定。分析模式之相關設定概述如下：

- (1)考慮碼頭單元間之束制作用（上部結構橋板延陸向之兩側以Roller束制其X向位移）。
- (2)上部結構橋版部分以薄殼元素模擬，樁身與帽梁以樑元素模擬，版與樁之間之狀態為剛接，以模擬接頭處勁度較強之狀態。土壤彈簧以單節點連桿（LINK）元素模擬，依據設計圖中之地形與土層配置施加於樁體節點上，包含樁身側向阻抗彈簧、樁身垂直摩擦彈簧、及樁底垂直承載彈簧；地盤反力係數依 $k_h=1500 \text{ N (kN/m}^3\text{)}$ 計算，其中N為標準貫入試驗之SPT-N值；土體降伏後之行為則以折減之彈簧係數來模擬，亦即，採用降服後之位移與降伏時之位移比的0.5次方關係作為模擬樁周土壤之非線性行為。因上述地盤反力係數原係考量水平地盤之狀況，對於棧橋式碼頭下方邊坡而言，如能考量近地表處之側向土壤彈簧受考量邊坡效應之影響，將能得到更詳盡之分析結果。本研究即參考日本道路橋示方書（日本道路橋協會，1990）之方法，如圖3.74考量邊坡至樁身之水平距離（ λD ）進行修正：

$$\begin{aligned} k_H &= 0, & 0 < \lambda < 0.5 \\ k_H &= (0.3 \log \lambda + 0.7) \cdot k_0, & 0.5 \leq \lambda \leq 10 \\ k_H &= k_0, & 10 < \lambda \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (3-45)$$

其中， λ 為邊坡至樁身水平距離之樁徑比（ $0 \sim 10$ ）； D 為樁徑； k_H 為考慮邊坡之地盤反力係數； k_0 為水平地盤之地盤反力係數。

- (3)由於棧橋式碼頭之截面積較重力式或板樁式碼頭明顯為小，且考慮所採案例現況處於穩定狀態，故靜態土壓力與水壓力予以忽略。
- (4)依據直樁之斷面大小、縱向鋼棒及橫向箍筋材料性質，計算其彎矩及剪力塑鉸性質。樁身塑鉸位置設定，由樁頭至基樁貫入之邊

坡表面交界處下4公尺間，佈設彎矩分佈塑鉸，每公尺設置10個塑鉸；另於各樁樁頭及樁頭至邊坡面之中點佈設集中剪力塑鉸。

(5)側推分析時採用位移控制，以模態分析結果之模型振態模擬地震力作用，沿短向推動（向海側），位移監測點位置為碼頭頂版質心處。

(6)不考慮因液化引致之地盤變位或土壤強度折減，僅考慮慣性力引致之破壞。

3. 模態分析結果

首先對50號直樁棧橋式碼頭進行模態分析，可得到棧橋式碼頭各主要振態之形狀與相對應之週期。其中，模型振態之週期為0.73秒，主要為Y向位移，如圖3.75所示。

4. 側推分析之結果與容量震譜法之結果

因受到地震作用時，碼頭向海側（Y向）之受震反應，通常為較受關注之向度，以下即就此一單元數值之分析模型進行數值模擬。首先對分析模型求取自重平衡後各構件之應力與應變狀態，以此狀態為初始條件，再以模態分析所得之模態振形進行模型之側推分析，位移監測點約為碼頭頂版之質心位置，分析所得容量曲線如圖3.76所示。根據側推過程中之基樁應力與塑鉸發展情形，從曲線上定義以下六個狀態點來描述容量曲線之發展情形： C_t 表示基樁樁頭處之斷面開始有開裂情形發生； C_d 為邊坡表面附近之樁斷面開始發生開裂現象； Y_t 表示基樁樁頭之斷面開始降伏； Y_d 為邊坡表面附近之樁斷面開始降伏； U_t 則為基樁樁頭斷面達到極限狀態； U_d 為邊坡表面附近之樁斷面達到極限狀態，以上各狀態點所對應之位移及側推力詳列於表3-31中。

根據此容量曲線，配合表3-31對損害等級之定性描述，將高雄港50號碼頭各損害等級分界點定義如下（如圖3.77所示）：

(1)第I/II級分界：定義當頂版位移達狀態 C_d 時（即3.333 cm）為損害

等級I/II之分界，在此位移階段下，邊坡表面附近之樁斷面開始有開裂現象，由於樁沈浸於海水中，開裂將使樁受到海水侵蝕，而影響基樁之功能性與承載能力。

(2)第II/III級分界：定義當頂版位移達狀態 Y_d 時（即10.244 cm）為損害等級II/III之分界，此位移下邊坡表面附近之樁已開始達降伏狀態且塑鉸發展的數量增加，結構將逐漸到達破壞階段。在狀態 Y_d 之前，雖然一些樁之樁頭會進入降伏，由於其位置在土面上，此損害修復較為容易，屬可修復之損害。

(3)第III/IV級分界：定義當頂版位移達狀態 U_d 時（即20.814 cm）為損害等級III/IV之分界，此位移下邊坡表面附近之樁已到達極限。大部份頂板基樁樁頭已發生極限破壞，此時結構已達中度損害之狀態。

依照交通部「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」第二章地震需求規定中高雄市地區設計反應譜（設計地震 $S_s=0.6$ 、 $S_1=0.35$ ）並考慮場址效應（ $F_a=1.1$ 、 $F_v=1.7$ ），將此設計反應譜輸入SAP2000程式，高雄港50號棧橋式碼頭容量震譜法分析之結果如圖3.78所示，此時碼頭結構物所受之基底剪力為5064.715 kN，頂版位移為12.6 cm，根據以上所定義之損害等級分界，屬損害等級III，如圖3.79所示，邊坡附近之樁體已達降伏狀態，部份樁之樁頭斷面則已達產生極限破壞。

3.4.6 分析案例－高雄港 119~120 號直斜樁棧橋式碼頭

本研究以高雄港區120號碼頭為例，碼頭標準斷面及平面配置如圖3.80及3-81所示，該碼頭營運以貨櫃為主，碼頭總長度320 m、水深-14 m。碼頭單元上部結構主要為鋼筋混凝土版系統，每單元長為32 m、寬29.4 m，使用之混凝土強度為 210 kg/cm^2 ，底版厚40 cm，其上鋪有5 cm厚之RC耐磨處理面層；下部結構則為包括直樁及斜樁之鋼管樁系統組成。

本碼頭梁板結構因斜組樁之配置不同分為甲、乙兩種型式（如圖 3.81），單元中之斜組樁配置又以乙棧橋型式為主，故本案例以乙棧橋型式作為分析模型之建立。鋼管樁之材質為 SS41 鋼材，基樁斷面為空心圓，外徑為 82.28 cm，厚 1.2 cm。直樁沿縱向（長軸、X 向）之排列間距為 4 m、共 8 排，沿橫向（短軸、Y 向、朝海側）之排列間距皆為 5 m，共 4 排，除最靠近海側之直樁樁長為 32 m 外，餘 3 排皆為 30 m，計有 32 支直樁；斜樁以二根為一組，沿縱向之排列間距同為 4 m、共 8 排，沿橫向之排列間距在 1.3~4.692 m 範圍內，共 2 排，斜樁樁長皆為 36 m，計有 16 組斜樁。依 3.3 節此區鋼版樁最大腐蝕率於海側為 0.1 mm/年，碼頭自 77 年完工迄今（99 年）業經 22 年之海水鏽蝕，鏽蝕厚度為 2.2 mm，即鋼管樁外徑經海水鏽蝕減損後為 80.84 cm。

1. 簡易分析法

進行高雄港 120 號直樁棧橋式碼頭簡易分析法時，地震係數取為 $K_h=0.27$ ，並依據基樁之配置狀況，沿碼頭之縱向（X 向）擷取 4 m 為一組直樁之小單元，4 支直樁及 2 組斜樁之編號由陸向海側依序編列（1 號至 4 號為直樁，6 及 7 號為斜組樁），各分析步驟計算如下：

(1) 載重及外力分析

由碼頭相關斷面資料可計算得到，4.0 m 寬小單元之上部結構垂直載重為 $125.57 \times 23 = 2888.14$ kN，其所造成之水平力可表示為 $H = 2888.14 \times 0.27 = 779.80$ kN；地震時超載為 1.0 t/m^2 （即 9.81 kN/m^2 ，取常時超載 2.0 t/m^2 之一半），其所造成之水平力 $H = (9.81 \times 29.4 \times 4) \times 0.27 = 311.49$ kN；基樁之特徵係數 $\beta \doteq 0.33 \text{ m}^{-1}$ ，故特徵長度為 3.07 m。考量上部結構載重、樁重及地震超載荷重，其所造成地震時之總水平力為 $H = 779.80 + 311.49 + 70.95 = 1162.24$ kN。

(2) 載重及外力產生之軸力計算

經考量前述外力及直樁與斜樁之配置狀況，各樁所承受之軸力計算結果如表 3-32 所列，表中直樁最大軸力為 697.70 kN（4

號)，斜樁組最大軸力為652.29 kN（6號斜組樁），各樁之軸力計算值詳參考表3-32(a)。

(3)斜樁分配之水平力、垂直力及水平位移之計算

依式(3-35)計算之水平力分配比值，並依式(3-34)計算6號及7斜樁組所分配之水平力分別為683.29及478.95 kN；依式(3-36)及(3-37)求得6號及7斜樁組分配之垂直力分別為 ± 2078.65 及 ± 1655.62 kN。

以式(3-38)求得之軸向壓縮量後，利用式(3-39)換算各斜樁之水平位移，並加總之(3-39)即可求得斜樁受總水平力所產生之水平位移為0.00165 m。其中，詳細數值計算可參考表3-32(b)所示。

(4)直樁水平抵抗力及樁頭彎矩計算

考慮斜裝受軸力後所產生的水平分量 Δh_t ，作為直樁之水平位移量，以此數值代入式(3-41)、(3-42)計算此時各直樁受此水平位移下相對應之水平抵抗力與樁頭彎矩；先以式(3-43)計算SS41鋼材之容許壓縮強度，再依式(3-44)檢核各樁壓縮應力值，詳細計算結果如表3-32(c)所示。

由以上分析結果可知，運用簡易分析法檢核高雄港120號棧橋式碼頭，於地震係數0.27作用下，其耐震能力仍在容許範圍內。

2. 簡易動力分析法

本研究採用內建側推分析與容量震譜法模組之有限元素分析軟體SAP 2000，建立120號棧橋式碼頭單元之三維分析模型，並採溫克基礎模式，以彈簧元素模擬樁周土壤，如圖3.82所示。其中，X向為單元縱向（長軸）、Y向為單元橫向（短軸、以朝海向為正）、Z向為鉛垂方向。此模型僅模擬碼頭主體結構（含碼頭頂版與其下方之基樁），未含相關附屬設施。碼頭單元一般長約為30至40公尺，本模型以長40公尺（X向）、寬29.4公尺（Y向）作為碼頭上部結構單元之設定。分析模式之相關設定同50號碼頭直樁模型。

3. 模態分析結果

首先對120號直樁棧橋式碼頭進行模態分析，可得到棧橋式碼頭各主要振態之形狀與相對應之週期。其中，模型振態之週期為0.43172秒，主要為Y向位移，如圖3.83所示。

4. 側推分析之結果與容量震譜法之結果

因受到地震作用時，碼頭向海側（Y向）之受震反應，通常為較受關注之向度，以下即就此一單元數值之分析模型進行數值模擬。首先對分析模型求取自重平衡後各構件之應力與應變狀態，以此狀態為初始條件，再模態分析所得之模型振態進行側推分析，位移監測點約為碼頭頂版之質心位置，分析所得容量曲線如圖3.84所示。根據側推過程中之基樁應力與塑鉸發展情形，從曲線上定義以下三個狀態點來描述容量曲線之發展情形： Y_t 表示基樁樁頭之斷面開始降伏； Y_d/U_t 為部份邊坡表面附近之樁斷面開始降伏，部份基樁樁頭斷面達到極限狀態； U_d 為邊坡表面附近之樁斷面達到極限狀態，以上各狀態點所對應之位移及側推力詳列於表3-33中。

根據此容量曲線，配合表3-29對損害等級之定性描述，將高雄港120號碼頭各損害等級分界點定義如下（如圖3.85所示）：

- (1) 第I/II級分界：定義當頂版位移達降服狀態 Y_t 時（即2.191 cm）為損害等級I/II之分界，在此位移階段下，樁頭開始達降伏。
- (2) 第II/III級分界：定義當頂版位移達狀態 Y_d/U_t 時（即6.527 cm）為損害等級II/III之分界，此位移下邊坡表面附近之樁已開始達降伏狀態且塑鉸發展的數量增加，結構將逐漸到達破壞階段。在狀態 Y_d 之前，雖然一些樁之樁頭會進入降伏，由於其位置在土面上，此損害修復較為容易，屬可修復之損害。
- (3) 第III/IV級分界：定義當頂版位移達狀態 U_d 時（即20.620 cm）為損害等級III/IV之分界，此位移下除基樁樁頭與邊坡表面附近之樁已到達極限，此時大部份之基樁已達中度損害之狀態。

依照交通部「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」第二章地震需求規定中高雄市地區設計反應譜（設計地震 $S_s=0.6$ 、 $S_1=0.35$ ）並考慮場址效應（ $F_a=1.1$ 、 $F_v=1.7$ ），將此設計反應譜輸入SAP2000程式，高雄港120號棧橋式碼頭容量震譜法分析之結果如圖3.86所示，此時碼頭結構物所受之基底剪力為20041.312 kN，頂版位移為3.4 cm，根據以上所定義之損害等級分界，屬損害等級II，如圖3.87所示，某些樁之樁頭已產生塑鉸，但邊坡附近之樁體尚未發生塑鉸。

表3-1 高雄港碼頭資料表（摘自高雄港務局網頁資料）

碼頭編號	長度 (公尺)	寬度 (公尺)	設計水深 (公尺)	碼頭類別	裝卸機具 (固定式)	碼頭結構	使用單位	商港區域
新濱二號碼頭	139.02	12.6	9	特用	/		特用營運	
一號碼頭	250.27	9.7	9	客輪	/	鋼板樁式	本局自營	蓬萊商港
二號碼頭	136.97	9.7	9	親水遊憩 碼頭	/	混凝土方塊式	本局自營	蓬萊商港
三號碼頭	150	10.7	9	其他	/	混凝土方塊式	本局自營	蓬萊商港
四號碼頭	150	10.7	9	雜貨	/	混凝土方塊式	本局自營	蓬萊商港
五號碼頭	150	10.7	9	雜貨	/	混凝土方塊式	本局自營	蓬萊商港
六號碼頭	150	10.7	9	雜貨	/	混凝土方塊式	本局自營	蓬萊商港
七號碼頭	150	11	9	雜貨	/	混凝土方塊式	本局自營	蓬萊商港
八號碼頭	150	9	10.5	雜貨	/	RC 樁棧橋式	本局自營	蓬萊商港
九號碼頭	141.68	9	10.5	雜貨	/	RC 樁棧橋式	本局自營	蓬萊商港
十號碼頭	150	11.7	10.5	雜貨	/	RC 樁棧橋式	本局自營	蓬萊商港
淺水一號碼頭	177.35	23.8	4.5-9.0	專用	/	RC 樁棧橋式	出租 (海巡)	鹽埕商港
淺水二號碼頭	375.25	23.8	6.5	雜貨	/	RC 樁棧橋式	本局自營	鹽埕商港
淺水三號碼頭	378.28	23.8	4.5	客輪	/	RC 樁棧橋式	租用 (觀光客船)	鹽埕商港
十一號碼頭	160.54	3.6-4.0	9	親水遊憩 碼頭	/	鋼板樁式	高雄市政府	鹽埕商港
十二號碼頭	160.54	3.6-4.0	9	親水遊憩 碼頭	/	鋼板樁式	高雄市政府	鹽埕商港
登一號碼頭	94.65	25	5	親水遊憩 碼頭	/	混凝土方塊式	高雄市政府	
登二號碼頭	89.9	25	5	親水遊憩 碼頭	/	混凝土方塊式	高雄市政府	
修造廠艀裝碼頭	122.64	30	6.5	其他	/	重力式方塊	本局自營	
十三號碼頭	156	10.5	9	親水遊憩 碼頭	/	RC 樁棧橋式	高雄市政府	苓雅商港
十四號碼頭	150	10.5	9	親水遊憩 碼頭	/	RC 樁棧橋式	高雄市政府	苓雅商港
十五號碼頭	150	10.5	9	親水遊憩 碼頭	/	RC 樁棧橋式	高雄市政府	苓雅商港

表3-1 高雄港碼頭資料表(續1)

碼頭編號	長度 (公尺)	寬度 (公尺)	設計水深 (公尺)	碼頭類別	裝卸機具 (固定式)	碼頭結構	使用單位	商港區域
十六號碼頭	180.2	10.5	9	雜貨	/	RC 樁棧橋式	本局自營	苓雅商港
十七號碼頭	151.3	25	10.5	雜貨	/	沉箱式	本局自營	苓雅商港
十八號碼頭	150	25	10.5	雜貨	/	混凝土方塊式	本局自營	苓雅商港
十九號碼頭	151.3	25	10.5	雜貨	/	混凝土方塊式	本局自營	苓雅商港
二十號碼頭	150.7	25	10.5	雜貨	/	混凝土方塊式	本局自營	苓雅商港
二十一號碼頭	124.7	25	10.5 至 5.0 漸變	雜貨	/	RC 板樁式	本局自營	苓雅商港
二十二號碼頭	120.15	14	10.5	其他	/	重力式方塊	本局自營	苓雅商港
二十五號碼頭	250	23.5	10.5	專用	/	鋼板樁式	租用(台肥)	苓雅商港
二十五號碼頭	250	23.5	10.5	專用	/	鋼板樁式	租用(台肥)	中島商港
二十七號碼頭	195	10	10	專用	/	樁叢式	租用(華夏)	中島商港
二十八號碼頭	210	8.5	10.5	專用	/	板樁式	租用(台塑)	中島商港
二十九號碼頭	220	18	10.5	專用	/	鋼板樁棧橋式	租用(台塑)	中島商港
三十號碼頭	298.3	48	10.5	雜貨	/	鋼板樁式	合建(台塑)	中島商港
三十一號碼頭	195.55	20	10.5	雜貨	/	RC 樁平台式	本局自營	中島商港
三十二號碼頭	200.02	20	10.5	雜貨	/	RC 樁平台式	本局自營	中島商港
三十三號碼頭	200.04	20	10.5	雜貨	/	RC 樁平台式	本局自營	中島商港
三十四號碼頭	200	20	10.5	雜貨	/	鋼板樁式	本局自營	中島商港
三十五號碼頭	214.97	20	10.5	雜貨	/	鋼板樁式	本局自營	中島商港
三十六號碼頭	199.38	20	10.5	雜貨	/	鋼板樁式	本局自營	中島商港
二十五號碼頭	250	23.5	10.5	專用	/	鋼板樁式	租用(台肥)	中島商港
二十七號碼頭	195	10	10	專用	/	樁叢式	租用(華夏)	中島商港
二十八號碼頭	210	8.5	10.5	專用	/	板樁式	租用(台塑)	中島商港
二十九號碼頭	220	18	10.5	專用	/	鋼板樁棧橋式	租用(台塑)	中島商港
三十號碼頭	298.3	48	10.5	雜貨	/	鋼板樁式	合建(台塑)	中島商港
三十一號碼頭	195.55	20	10.5	雜貨	/	RC 樁平台式	本局自營	中島商港
三十二號碼頭	200.02	20	10.5	雜貨	/	RC 樁平台式	本局自營	中島商港
三十三號碼頭	200.04	20	10.5	雜貨	/	RC 樁平台式	本局自營	中島商港
三十四號碼頭	200	20	10.5	雜貨	/	鋼板樁式	本局自營	中島商港
三十五號碼頭	214.97	20	10.5	雜貨	/	鋼板樁式	本局自營	中島商港

表3-1 高雄港碼頭資料表（續2）

碼頭編號	長度 (公尺)	寬度 (公尺)	設計水深 (公尺)	碼頭類別	裝卸機具 (固定式)	碼頭結構	使用單位	商港區域
三十六號碼頭	199.38	20	10.5	雜貨	/	鋼板樁式	本局自營	中島商港
三十七號碼頭	198.68	20	10.5	雜貨	/	鋼板樁式	本局自營	中島商港
三十八號碼頭	197.7	20	10.5	雜貨	/	鋼板樁式	本局自營	中島商港
三十九號碼頭	199.05	20	10.5	雜貨	/	鋼板樁式	本局自營	中島商港
四十號碼頭	214.17	30	10.5	雜貨	/	鋼板樁式	本局自營	中島商港
四十一號碼頭	204.53	30	10.5	雜貨	/	鋼板樁式	本局自營	中島商港
四十二號碼頭	230	30	10.5	貨櫃	G/C 2 台	鋼板樁式	出租(連海)	中島商港
四十三號碼頭	190	20	10.5	貨櫃	G/C 1 台	鋼板樁式	出租(連海)	中島商港
四十四號碼頭	199.16	20	10.5	水泥圓倉	/	鋼板樁式	本局自營	中島商港
四十五號碼頭	200	20	10.5	水泥圓倉	/	鋼板樁式	本局自營	中島商港
四十六號碼頭	200	20	11.5	專用	卸糖機	鋼板樁式	出租(臺糖)	中島商港
四十七號碼頭	200	20	11.5	專用	真空吸管 2 支	鋼板樁式	出租(臺糖)	中島商港
四十八號碼頭	260.35	15	10.5	大宗貨	/	棧橋式	本局自營	中島商港
四十九號碼頭	200	10.5	10.5	大宗貨	/	棧橋式	本局自營	中島商港
五十號碼頭	200	15	10.5	大宗貨	/	棧橋式	本局自營	中島商港
五十一號碼頭	200	15	10.5	大宗貨	/	棧橋式	本局自營	中島商港
五十二號碼頭	200	15	10.5	大宗貨	/	棧橋式	本局自營	中島商港
五十三號碼頭	200	15	10.5	大宗貨	/	棧橋式	本局自營	中島商港
五十四號碼頭	200	18	10.5	大宗貨	/	鋼板樁式	城本貿易公司承租	中島商港
五十五號碼頭	200	18	10.5	大宗貨	/	鋼板樁式	本局自營	中島商港
五十六號碼頭	200	18	10.5	大宗貨	/	鋼板樁式	本局自營	中島商港
五十七號碼頭	183.6	18	10.5	大宗貨	/	鋼板樁式	本局自營	中島商港
五十八號碼頭	306	18	10.5	大宗	/	鋼板樁式	本局自營	中島商港
五十九號碼頭	270.38	20	6.5	專用	/	鋼板樁式	合建(中油)	前鎮商港
六十號碼頭	150.75	25	6.5	專用	/	RC 板樁式	租用(中油)	前鎮商港
六十一號碼頭	230	20	10.5	專用	/	鋼板樁式	租用(中油)	前鎮商港
六十二號碼頭	230	20	10.5	專用	/	鋼板樁式	租用(中油)	前鎮商港
六十三號碼頭	250	30	12	貨櫃	G/C 2 台	箱型板樁式	出租(萬海)	前鎮商港

表3-1 高雄港碼頭資料表（續3）

碼頭編號	長度 (公尺)	寬度 (公尺)	設計水深 (公尺)	碼頭類別	裝卸機具 (固定式)	碼頭結構	使用單位	商港區域
六十四號碼頭	250	30	12	貨櫃	G／C 2 台	箱型板樁式	出租(萬海)	前鎮商港
六十五號碼頭	250	30	12	貨櫃	G／C 2 台	箱型板樁式	出租(東方海外)	前鎮商港
六十六號碼頭 (包括延建部)	439.92	30	12	貨櫃	G／C 3 台	箱型板樁式	出租(東方海外)	前鎮商港
六十八號碼頭	320.16	30	14	貨櫃	G／C 3 台	鋼板樁式	出租 (A P L)	小港商港
六十九號碼頭	320	50	14	貨櫃	G／C 4 台	鋼板樁式	出租 (A P L)	小港商港
七十號碼頭	320	50	14	貨櫃	G／C 4 台	鋼板樁式	出租(陽明)	小港商港
七十一號碼頭	329.9	19	14	穀類	真空吸管 3 支		出租 (遠森網路)	小港商港
七十二號碼頭	300.13	19	14	穀類	卸谷機 2 台	棧橋式	出租 (遠森網路)	小港商港
七十三號碼頭	320.1	24.15	14		卸谷機 2 台	鋼板樁式	合建 (士新儲運)	小港商港
七十四號碼頭	314.1	22	13	雜貨		鋼板樁式	本局自營 (重件碼頭)	大仁商港
七十五號碼頭	320	33	14	貨櫃	G／C 3 台	鋼板樁式	公用	大仁商港
七十六號碼頭	320	33	14	貨櫃	G／C 2 台	鋼板樁式	出租(快桅)	大仁商港
七十七號碼頭	355	39	15	貨櫃	G／C 4 台	鋼板樁式	出租(快桅)	大仁商港
七十八號碼頭	320	38.1	15	貨櫃	G／C 3 台	鋼板樁式	出租(韓有韓 進泛太平洋 公司)	大仁商港
七十九號碼頭	355	38.46	15	貨櫃	G／C 4 台	鋼板樁式	出租(長榮)	大仁商港
八十號碼頭	340	32	14	貨櫃	G／C 2 台	鋼板樁式	出租(長榮)	大仁商港
八十一號碼頭	120	32	14	貨櫃	G／C 2 台	鋼板樁式	出租(長榮)	大仁商港
八十五號碼頭	225.18	20	9.0-	專用	/	鋼板樁式	中國造船	
八十六號碼頭	225.18	20	9.0-	專用	/	鋼板樁式	中國造船	
八十七號碼頭	300	20	10.5	專用	/	鋼板樁式	中國造船	

表3-1 高雄港碼頭資料表（續4）

碼頭編號	長度 (公尺)	寬度 (公尺)	設計水深 (公尺)	碼頭類別	裝卸機具 (固定式)	碼頭結構	使用單位	商港區域
八十八號碼頭	224.5	20	10.5	專用	/	鋼板樁式	中國造船	
八十九號碼頭	224.5	20	10.5	專用	/	鋼板樁式	中國造船	
九十號碼頭	250	18.5	10.5	專用	/	鋼板樁式	合建(中船)	
九十一號碼頭	101	18.5	4.0-10.5	專用	/	鋼板樁式	合建(中船)	
九十四號碼頭	170.56	30	10.5	專用	/	樁基式	中國鋼鐵	
九十五號碼頭	170.56	30	10.5	專用	/	樁基式	中國鋼鐵	
九十六號碼頭	170.56	30	10.5	專用	/	樁基式	中國鋼鐵	
九十七號碼頭	380	28	16.5	專用	卸煤機	鋼板樁式	中國鋼鐵	
九十八號碼頭	360	28	16.5	專用	卸煤機	鋼板樁式	中國鋼鐵	
九十九號碼頭	149.44	28	12.5-7.5	專用	/	鋼管樁棧 橋式	中國鋼鐵	
一〇一號碼頭	384.24	20	16.5	專用	卸煤機	鋼管樁棧 橋式	中國鋼鐵	
一〇二號碼頭	176.75	42	11.8	專用	/	鋼板樁式	合建(中油)	
一〇三號碼頭	273.28	16	11.8	專用	/	樁基式	中國石油	
一〇四號碼頭	251.67	20	16	專用	/	離岸式靠 船樁叢式	中國石油	
一〇五號碼頭	300.17	20	16	專用	/	離岸式靠 船樁叢式	中國石油	
一一一號碼頭	264.2	35	16.5	專用	卸煤機	鋼管樁棧 橋式	臺電	
一一二號碼頭	245.8	23	8.5	專用	/	樁叢式	臺電	
一一五號碼頭	276.86	30	14	貨櫃	G\C 3 台	鋼管樁棧 橋式	合建 (長榮海運)	中興商港
一一六號碼頭	320.02	30	14	貨櫃	G\C 3 台	鋼管樁棧 橋式	出租 (長榮海運)	中興商港
一一七號碼頭	320	30	14	貨櫃	G\C 2 台	鋼管樁棧 橋式	出租 (長榮海運)	中興商港
一一八號碼頭	320	30	14	貨櫃	G\C 2 台	鋼管樁棧 橋式	公用(整建中)	中興商港
一一九號碼頭	320	30	14	貨櫃	G\C 3 台	鋼管樁棧 橋式	出租(現代)	中興商港

表3-1 高雄港碼頭資料表(續5)

碼頭編號	長度 (公尺)	寬度 (公尺)	設計水深 (公尺)	碼頭類別	裝卸機具 (固定式)	碼頭結構	使用單位	商港區域
一二〇號碼頭	320	30	14	貨櫃	G\C 3 台	鋼管樁棧橋式	出租(陽明)	中興商港
一二一號碼頭	320	30	14	貨櫃	G\C 3 台	鋼管樁棧橋式	出租 (日本郵船)	中興商港
一二二號碼頭	336.26	30	14	貨櫃		鋼管樁棧橋式	本局自營	中興商港
六十七號碼頭	184.82	18.9	14.5-6.0	貨櫃		棧橋式+板樁式	租用 (東方海外)	

表3-2 KH093鑽孔PGA=0.23 g液化分析結果(2~7號碼頭)

	DEPTH	FC%	SPT_N	γ_t (t/m ³)	F _L	液化與否
1	1.35	17	9	2.04	0.61	Yes
2	2.85	24	15	2.01	0.97	Yes
3	4.35	34	9	2.10	0.54	Yes
4	5.85	34	10	1.99	0.56	Yes
5	7.35	10	17	2.02	0.69	Yes
6	8.85	9	17	2.04	0.66	Yes
7	10.35	12	19	2.10	0.71	Yes
8	11.85	13	20	2.10	0.72	Yes
9	13.35	4	18	2.10	0.61	Yes
10	14.85	4	19	2.11	0.62	Yes
11	15.85	8	17	2.09	0.62	Yes

表3-3 KH065鑽孔PGA=0.23 g液化分析結果（48~53號碼頭）

	DEPTH	FC%	SPT_N	γ_t (t/m ³)	F _L	液化與否
1	1.65	0	1	2.00	0.20	Yes
2	3.15	0	5	2.00	0.42	Yes
3	4.65	0	2	2.00	0.25	Yes
4	6.15	0	4	2.00	0.34	Yes
5	7.65	0	1	2.00	0.17	Yes
6	10.65	0	1	2.00	0.16	Yes
7	12.15	0	5	2.00	0.35	Yes
8	13.65	0	12	2.00	0.54	Yes
9	15.15	0	17	2.00	0.64	Yes
10	16.65	0	20	2.00	0.69	Yes
11	18.15	0	16	2.00	0.62	Yes
12	19.65	0	21	2.00	0.71	Yes

表3-4 KH010鑽孔PGA=0.23 g液化分析結果（63~66號碼頭）

	DEPTH	FC%	SPT_N	γ_t (t/m ³)	F _L	液化與否
1	0.45	0	50	1.97	—	No
2	1.85	0	6	1.97	0.47	Yes
3	3.85	0	2	1.97	0.25	Yes
4	5.85	0	2	1.63	0.26	Yes
5	7.85	0	3	2.17	0.22	Yes
6	9.85	0	10	1.88	0.43	Yes
7	11.85	0	7	1.82	0.37	Yes
8	13.85	0	23	1.97	0.69	Yes
9	15.85	0	20	1.9	0.63	Yes
10	17.85	0	15	1.99	0.55	Yes
11	19.85	0	27	2.12	0.75	Yes

表3-5 KH036鑽孔PGA=0.23 g液化分析結果（77號碼頭）

	DEPTH	FC%	SPT_N	γ_t (t/m ³)	F _L	液化與否
1	0.15	0	50	2.00	—	No
2	3.85	0	2	2.00	0.26	Yes
3	5.85	0	2	2.00	0.24	Yes
4	8.1	0	16	2.00	0.66	Yes
5	9.85	0	14	2.00	0.60	Yes
6	11.85	0	18	2.00	0.67	Yes
7	13.85	0	18	2.00	0.66	Yes
8	15.85	0	15	2.00	0.60	Yes
9	17.85	0	18	2.00	0.66	Yes
10	19.85	0	21	2.00	0.71	Yes
11	23.85	0	22	2.00	0.74	Yes
12	26.1	0	18	2.00	0.68	Yes
13	27.85	0	19	2.00	0.71	Yes
14	29.85	0	20	2.00	0.75	Yes
15	31.85	0	26	2.00	0.88	Yes
16	33.85	0	31	2.00	1.00	Yes
17	35.85	0	25	2.00	0.93	Yes
18	38.32	0	29	2.00	1.06	No

表3-6 KH046鑽孔PGA=0.23 g液化分析結果（119~121號碼頭）

	DEPTH	FC%	SPT_N	γ_t (t/m ³)	F _L	液化與否
1	0.15	12	3	1.91	0.35	Yes
2	1.35	12	5	1.94	0.43	Yes
3	2.85	32	19	2.05	2.73	No
4	4.35	10	9	1.92	0.55	Yes
5	5.85	22	4	1.89	0.40	Yes
6	7.35	77	1	1.91	0.38	Yes
7	8.85	96	2	1.85	0.50	Yes
8	10.35	84	4	1.91	0.59	Yes
9	11.85	94	8	1.95	0.98	Yes
10	13.35	24	15	2.04	0.69	Yes
11	14.85	24	17	2.05	0.73	Yes
12	16.35	100	5	1.89	0.69	Yes
13	17.85	40	17	2.05	0.85	Yes
14	19.35	24	15	2.02	0.69	Yes
15	20.85	34	24	2.13	1.00	Yes

表3-7 國際航海協會重力式碼頭性能等級（定量）（PIANC, 2001）

損壞等級(性能等級)		等級 I	等級 II	等級 III	等級 IV
壁 體	正規化水平位移 d/H	$<1.5\%$	$1.5\sim5\%$	$5\sim10\%$	$>10\%$
	朝海側傾斜角	$<3^\circ$	$3\sim5^\circ$	$5\sim8^\circ$	$>8^\circ$
岸 肩	不均勻沉陷量	$<0.03\sim0.1\text{m}$	—	—	—
	岸肩與後線陸地沉陷量	$<0.3\sim0.7\text{m}$	—	—	—
	朝海側傾斜角	$<2\sim3^\circ$	—	—	—

表3-8 高雄港2～7號混凝土方塊式碼頭分析參數表

碼頭高度 H (m)	11.19
海側平均水面高度 h_2 (m)	9.08
殘留水位(m)	0.18
陸側水面高度 h_1 (m)	9.26
海水單位重 r_w (t/m^3)	1.03
碼頭總單位重 r_{st} (t/m^3)	2.3
混凝土介面摩擦係數 μ	0.5
水位上背填土單位重 r (t/m^3)	1.8
水位下背填土有效單位重 r' (t/m^3)	1
牆面與垂直面夾角 Ψ (deg)	0
背填土內摩擦角 ϕ (deg)	40
背填土與牆面摩擦角 δ (deg)	15

表3-9 高雄港2~7號方塊式碼頭各滑動面受震穩定性分析

($K_h=0.115$, $K_v=0.038$)

背填區域未液化					
滑動面	S1	S2	S3	S4	S5
滑動塊體有效重量 W' (t/m)	30.52	36.48	46.68	58.20	84.07
抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_vW)$ (t/m)	14.48	17.18	21.91	27.25	39.28
水平慣性力 K_h*W (t/m)	4.64	6.38	8.57	11.07	16.53
陸側靜水壓力 P_{WL} (t/m)	3.75	8.24	14.47	22.43	44.26
海側靜水壓力 P_{WS} (t/m)	3.27	7.52	13.50	21.23	42.55
海側動水壓力 P_{WES} (t/m)	0.44	1.01	1.81	2.85	5.71
水位上動態主動土壓力係數 K_{AE}	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26
水位下動態主動土壓力係數 K_{AE}'	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34
土層動態土壓力(以水中震度計) P_{AE} (t/m)	6.03	8.63	11.81	15.57	25.11
安全係數 F_S	1.25	1.03	0.95	0.89	0.80
背填區域發生全部液化					
滑動面	S1	S2	S3	S4	S5
水位面上動態土壓力合力 P_{AE1} (t/m)	1.64	1.64	1.64	1.64	1.64
液化孔隙水壓 P_{LE1} (t/m)	9.83	14.32	18.82	23.31	32.54
液化流體動水壓 P_{LE2} (t/m)	0.99	2.18	3.83	5.93	11.70
安全係數 F_S	0.82	0.67	0.63	0.60	0.57

表3-10 高雄港2~7號方塊式碼頭S5滑動面臨界加速度反算分析

(a) 背填區域未液化

背填區域未液化	S5
臨界加速度 N (g)	0.085
滑動塊體有效重量 W' (t/m)	84.07
抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_v W)$ (t/m)	40.00
水平慣性力 $K_h * W$ (t/m)	12.22
陸側靜水壓力 P_{WL} (t/m)	44.26
海側靜水壓力 P_{WS} (t/m)	42.55
海側動水壓力 P_{WES} (t/m)	4.22
水位上動態主動土壓力係數 K_{AE}	0.25
水位下動態主動土壓力係數 K_{AE}'	0.30
土層動態土壓力(以水中震度計) P_{AE} (t/m)	21.90

(b) 背填區域發生全部液化

背填區域發生全部液化	S5
臨界加速度 N (g)	0.018
滑動塊體有效重量 W' (t/m)	84.07
抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_v W)$ (t/m)	41.60
水平慣性力 $K_h * W$ (t/m)	2.59
陸側靜水壓力 P_{WL} (t/m)	44.26
海側靜水壓力 P_{WS} (t/m)	42.55
海側動水壓力 P_{WES} (t/m)	0.89
水位上動態主動土壓力係數 K_{AE}	0.21
水位下動態主動土壓力係數 K_{AE}'	0.22
水位面上動態土壓力合力 P_{AE1} (t/m)	1.30
液化孔隙水壓 P_{LE1} (t/m)	32.54
液化流體動水壓 P_{LE2} (t/m)	1.83

表3-11 碼頭基礎承载力 q_u 與承载力檢核安全係數

$\gamma_1(\text{t/m}^3)$	1
$\gamma_2(\text{t/m}^3)$	1
基礎寬度 B (m)	6.25
基礎覆土深度 D_f (m)	0
Nc	95.7
Nq	81.2
Nr	114
基礎極限承载力 q_u (t/m^3)	276.66
碼頭有效重量 W' (t/m)	96.00
設計載重 w (t/m)	2
$K_v \cdot W$ (t/m)	17.90
動態土壓力合力 P_{AE} (t/m)	26.83
牆面與背填土之摩擦角 $\delta(^{\circ})$	15
基礎所承受之垂直力 F_v (t/m)	122.843
F_s	14.1

表3-12 高雄港2~7號碼頭場址地層剖面

層次	土層描述	土壤分類	高程(m)	SPT-N 值範圍	平均 SPT-N 值
SM1	灰色沉泥質細砂	ML-CL	0~-6	4~18	10
SM2	灰色沉泥質細砂	SM	-6~-12	12~20	16
SM3	灰色沉泥質細砂	SM	-12~-16	17~26	21

表3-13 高雄港2~7號碼頭數值模型參數

(a) 實體元素

	$\gamma_{\text{unsat}}(\text{kN/m}^3)$	$\gamma_{\text{sat}}(\text{kN/m}^3)$	$E(\text{kN/m}^2)$	ν	$c(\text{kN/m}^2)$	ϕ (deg)	k (m/s)
方塊	24	24	2.18×10^7	0.2			
礫石	18	20	1.00×10^6	0.45	5	40	0.1
SM1	18	20	1.53×10^5	0.45	10	30	1.00×10^{-6}
SM2	18	20	2.27×10^5	0.45	10	35	1.00×10^{-6}
SM3	18	20	3.00×10^5	0.45	10	35	1.00×10^{-6}
木樁區	18	20	6.00×10^5	0.45	10	35	1.00×10^{-6}

(b) 介面元素

介面	摩擦角(°)	摩擦係數 μ
混凝土間	26.6	0.50
混凝土與背填礫石	15.0	0.27

表3-14 板樁式碼頭損害等級

(a) Uwabe(1983); Gazetas et al. (1990)

損害等級	壁頂最大殘餘位移(cm) Uwabe (1983)	壁頂平均永久位移(cm)	
		Uwabe (1983)	Gazetas et al. (1990)
等級 0	0	0	<2
等級 I	<30	<10	10
等級 II	30~100	10~60	30
等級 III	100~200	60~120	60
等級 IV	>200	>120	120

(b) PIANC(2001)

損害等級			等級 I	等級 II	等級 III	等級 IV
殘餘變位	壁體	正規化水平位移 d/H	<1.5% 或 d<30cm	—	—	—
		朝海側殘餘傾斜角	<3°	—	—	—
	岸肩	岸肩差異沉陷	<3~10cm	—	—	—
		岸肩與後線差異沉陷	<30~70cm	—	—	—
		朝海側殘餘傾斜角	<2~3°	—	—	—
應力狀態	板樁	水深以上	彈性	塑性（小於韌性容量）	塑性（小於韌性容量）	塑性（超出韌性容量）
		水深以下	彈性	彈性	塑性（小於韌性容量）	塑性（超出韌性容量）
	拉桿		彈性	彈性	塑性（小於韌性容量）	塑性（超出韌性容量）
	錨錠設施		彈性	彈性	塑性（小於韌性容量）	塑性（超出韌性容量）

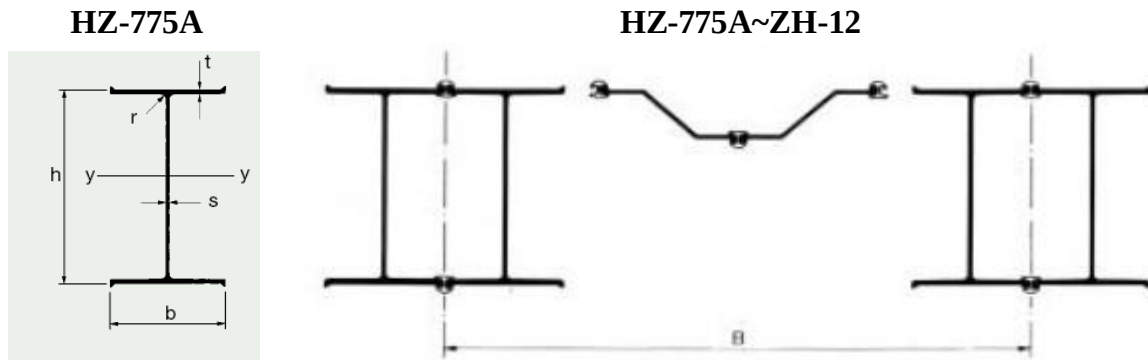
表3-15 高雄港板樁式碼頭一覽表

碼頭編號	用途	長度 (m)	設計水深(m)	碼頭結構
1	客輪	259.27	-9.0	鋼板樁錨錠式
11~12	雜貨	261.60~291.00	-9.0	鋼板樁錨錠式
21	水船	123.33	-5.0	RC 板樁式
25	台肥	215.00	-10.5	鋼板樁式
30	台塑	293.50	-10.5	鋼板樁錨錠式
34~47	雜貨、貨櫃、台糖等	187.50~242.68	-10.5~-11.0	鋼板樁錨錠式
54~58	大宗、危險	183.60~200.00	-10.5	鋼板樁錨錠式
59	中油	164.00	-6.5	鋼板樁錨錠式
60	化學	150.75	-6.5	RC 板樁錨錠式
61~62	化學	230.00	-10.5	鋼板樁錨錠式
63~64	貨櫃	245.46~274.94	-12	箱型鋼板樁錨錠式
65~66	貨櫃	244.43~439.92	-14.5	箱型鋼板樁錨錠式
68~70	貨櫃	320.00~432.16	-14.0	鋼板樁錨錠式
73	士新	240.34	-14.0	鋼板樁錨錠式
74~77	貨櫃	314.00~355.00	-14.0~-15.0	鋼板樁錨錠式
78~81	貨櫃	120.00~355.00	-14.0~-15.0	鋼板樁錨錠式
85~90	中船	140.00~400.00	-9.0~-10.0	鋼板樁錨錠式

表3-16 高雄港76號鋼板樁斷面性質

(a) HZ-775A~ZH-12複合斷面鋼板樁

單支 HZ-775A 尺寸				單支 HZ-775A 之斷面性質			
寬度 b (mm)	高度 h (mm)	厚度 t (mm)	厚度 s (mm)	單位重 (kg/m/m)	斷面積 (cm ² /m)	斷面二次矩 (cm ⁴ /m)	斷面係數 (cm ³ /m)
460	775	17	12.5	202.4	257.9	280070	7230
複合斷面尺寸				複合斷面壁寬 1 公尺之斷面性質			
寬度 b (mm)	高度 h (mm)	厚度 t (mm)	厚度 s (mm)	單位重 (kg/m/m)	斷面積 (cm ² /m)	斷面二次矩 (cm ⁴ /m)	斷面係數 (cm ³ /m)
2065	775	17	12.5	294	362.3	308380	7960



(b) BZ-26鋼板樁

尺寸				壁寬 1 公尺之斷面性質			
寬度 b (mm)	高度 h (mm)	厚度 e (mm)	厚度 a (mm)	單位重 (kg/m/m)	斷面積 (cm ² /m)	斷面二次矩 (cm ⁴ /m)	斷面係數 (cm ³ /m)
500	350	13.2	10	169.2	432	90640	5200

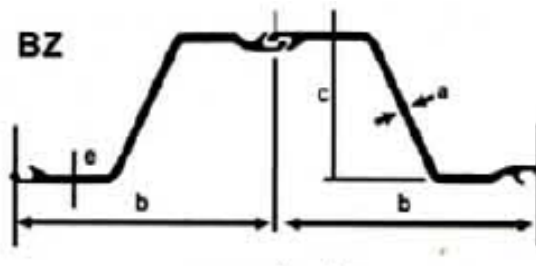


表3-17 鋼材單面腐蝕速率（曾志煌等人，2005）

鋼材所處之位置		腐蝕速率(mm/年)
海側	朔望平均高潮位以上	0.3
	朔望平均高潮位～朔望平均低潮位下一公尺	0.1～0.3
	朔望平均低潮位下一公尺～海底	0.1～0.2
	海底泥層中	0.03
陸側土中	陸上大氣中	0.1
	殘留水位以上之土中	0.03
	殘留水位以下之土中	0.02

表3-18 高雄港76號碼頭分析用結構構件參數

結構種類	斷面規格	自重 w (kN/m/m)	EA (kN/m)	EI (kN-m ² /m)	降伏彎矩 Mp (kN-m/m)	降伏張力 F _{max} (kN/m)
鋼板樁 (主板樁牆)	HZ-775A ~ZH-12 (SY-30)	2.88	6.36×10^6	5.41×10^5	2054.7	—
鋼板樁 (主板樁牆)	HZ-775A (SY-30)	1.92	4.39×10^6	4.76×10^5	1807.5	—
高耐索	F130TA	—	1.22×10^5	—	—	952.2
鋼板樁 (錨錠板樁)	BZ-26 (SY-30)	1.66	7.30×10^6	1.53×10^5	1291.6	—

表3-19 高雄港76號碼頭場址地層剖面

層次	土層描述	土壤分類	高程(m)	SPT-N 值範圍	平均 SPT-N 值
I	灰色沉泥質細砂	ML-CL	-3.9~-11.3	3~9	5.3
II	灰色沉泥質細砂	SM	-11.3~-24.2	17~24	20.8
III	灰色沉泥質細砂	SM	-24.2~-35.2	18~35	28.4
IV	灰色黏土與砂質沉泥	ML-CL	-35.2~	30~33	31.3

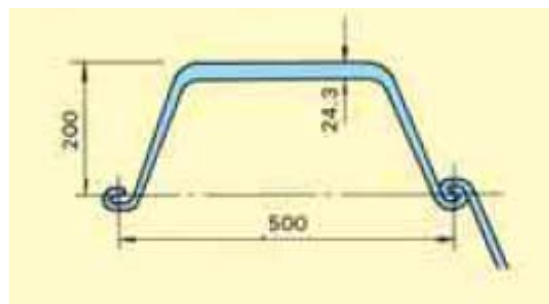
表3-20 高雄港76號碼頭分析用地層參數

地層種類	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (deg)	E (kN/m ²)	ν	ξ
回填砂	18	20	5	35	3.0×10^5	0.45	0.050
沉泥質砂-1	14.0	18.6	10	25	6.60×10^4	0.497	0.060
沉泥質砂-2	16.2	20.0	10	32	1.81×10^5	0.496	0.056
沉泥質砂-3	17.0	20.4	10	35	2.39×10^5	0.494	0.051
砂質沉泥	17.3	20.6	12.5	35	2.20×10^5	0.491	0.064

表3-21 高雄港65~66號鋼板樁斷面性質

(a) FSP-VL 鋼板樁

尺寸			壁寬 1 公尺之斷面性質			
寬度 b (mm)	高度 h (mm)	厚度 t (mm)	單位重 (kg/m/m)	斷面積 (cm ² /m)	斷面二次矩 (cm ⁴ /m)	斷面係數 (cm ³ /m)
500	200	24.3	210	267.6	63000	3150



(b) AZ-48 鋼板樁

尺寸				壁寬 1 公尺之斷面性質			
寬度 b (mm)	高度 h (mm)	厚度 t (mm)	厚度 s (mm)	單位重 (kg/m/m)	斷面積 (cm ² /m)	斷面二次矩 (cm ⁴ /m)	斷面係數 (cm ³ /m)
580	482	19	15	241	307	115670	4800

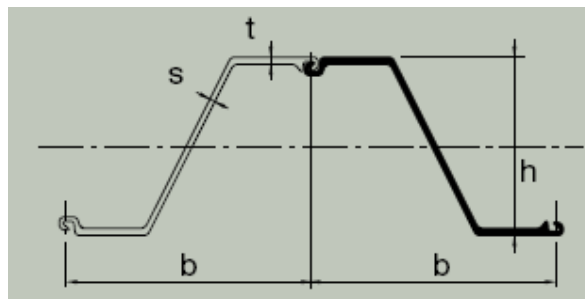


表3-22 高雄港65~66號碼頭分析用結構構件參數

結構 種類	斷面規格	自重 w (kN/m/m)	EA (kN/m)	EI (kN-m ² /m)	降伏彎矩 M_p (kN-m/m)	降伏張力 F_{max} (kN/m)
鋼板樁 (原有)	FSP-V _L SY-30	2.06	4.40×10^6	1.04×10^5	761.5	—
鋼板樁 (新設)	AZ-48 S-355GP	2.36	5.75×10^6	2.17×10^5	1595.7	—
拉桿 (原有)	φ80 SS-50	—	6.46×10^5	—	—	791.7
地錨 (新設)	F170TA	—	1.23×10^5	—	—	852.8
鋼管樁 (原有)	φ711.2;t9.5 STK-41	2.80	1.18×10^6	7.29×10^4	240.9	—

表3-23 高雄港65~66號碼頭場址地層剖面

層次	土層描述	土壤分類	高程(m)	SPT-N 值範圍	平均 SPT-N 值
I	灰色砂質~泥質壤土	SM-CL	-0.71~-8.56	0~6	4.0
II	灰色砂質壤土	SM	-8.56~19.06	14~19	16.5
III	灰色砂質壤土	SM	-19.06~-28.06	22~34	29.5
IV	灰色砂質壤土	SM	-28.06~	32~48	39.5

表3-24 高雄港65~66號碼頭分析用地層參數

地層種類	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (deg)	E (kN/m ²)	ν	ξ
回填砂	18.0	20.0	5.0	35	3.0×10^5	0.450	0.050
砂質~泥質壤土	14.0	18.6	10.0	25	4.93×10^4	0.497	0.069
砂質壤土-1	16.2	20.0	10.0	30	1.53×10^5	0.496	0.056
砂質壤土-2	17.0	20.4	10.0	35	2.60×10^5	0.494	0.046
砂質壤土-3	17.3	20.6	10.0	40	2.89×10^5	0.491	0.053

表3-25 非液化工址板樁式碼頭變位參數與安全係數之關係

(Uwabe, 1983)

變位參數	經驗公式	相關係數	標準偏差
最大水平位移 $d(\text{cm})$	$d = -1.6 + 34.9(1/F_s)$	0.68	27
沉陷量 $s(\text{cm})$	$s = -5.3 + 14.7(1/F_s)$	0.40	20
正規化水平位移 $d/H(\%)$	$d/H = -1.5 + 5.8(1/F_s)$	0.65	5

表3-26 高雄港76號碼頭 $kh=0.115$ 時之動態土壓力係數

	$k_h \text{ or } k'_h$	$\phi(\text{度})$	$\psi(\text{度})$	$\delta(\text{度})$	K_{aei}	K_{pei}
殘留水面上	0.115	35	6.56	15	0.32	5.99
殘留水面下(回填土層)	0.23	35	12.95	15	0.40	5.41
殘留水面下(原始土層)	0.23	32	12.95	15	0.45	4.50

表3-27 液化時土質參數折減係數(日本道路協會, 1996)

抗液化安全係數 F_L	地表面下深度 z	土質參數折減係數 D_E	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq z \leq 10$	0	1/6
	$10 < z \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq z \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < z \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq z \leq 10$	2/3	1
	$10 < z \leq 20$	1	1

註： R 為依該規範計算所得之土壤抗液化剪力強度比

表3-28 高雄港65~66號碼頭 $kh=0.115$ 時之動態土壓力係數

	$k_h \text{ or } k'_h$	$\phi(\text{度})$	$\psi(\text{度})$	$\delta(\text{度})$	K_{aei}	K_{pei}
殘留水面上	0.115	35	6.56	15	0.32	5.99
殘留水面下(回填土層)	0.23	35	12.95	15	0.40	5.41
殘留水面下(原始土層)	0.23	30	12.95	15	0.48	3.99

表3-29 國際航海協會棧橋式碼頭性能等級

(International Navigation Association, PIANC, 2001)

損壞等級		等級 I	等級 II	等級 III	等級 IV
殘餘變位	岸肩與後線陸地之沉陷量	<0.1~0.3m	—	—	—
	朝海側傾斜角	<2~3°	—	—	—
最大反應	基樁 (彎矩破壞須在剪力破壞前發生)	基本上仍為彈性反應，僅輕微或無殘餘變形	呈可控制、受限之非彈性韌性反應，且可修復	韌性反應接近崩塌的狀態	超過等級 III

表3-30 50號碼頭簡易分析結果

(a) 假想固定點、基樁分配水平力及所受彎矩

樁號	配置型式	假想固定點 上樁長 l_i (m)	樁重 w (kN)	橫向剛性系數 K_{si} (kN-m ²)	水平力 H_i (kN)	彎矩 M_i (kN-m)
1	直樁	10.81	32.51	1009.28	84.06	454.38
2	直樁	11.36	34.18	870.91	72.56	411.97
3	直樁	11.90	35.82	756.73	63.04	375.09
4	直樁	12.44	37.46	661.66	55.14	343.10
5	直樁	12.99	39.10	581.87	48.47	314.79
6	直樁	13.53	40.74	514.42	42.83	289.83

(b) 直樁軸力及容許軸力檢核

樁號	軸力 P (kN)	樁斷面積 A (m ²)	彎矩 M_i (kN-m)	斷面模數 Z (m ³)	σ_{sa} (kN/m ²)	σ'_{sa} (kN/m ²)	σ (kN/cm ²)	
1	388.61	0.1159	454.38	0.0102	35316	52974	47900.04	ok
2	408.09	0.1159	411.97	0.0102	35316	52974	43910.27	ok
3	390.33	0.1159	375.09	0.0102	35316	52974	40141.35	ok
4	375.78	0.1159	343.10	0.0102	35316	52974	36879.53	ok
5	363.88	0.1159	314.79	0.0102	35316	52974	34001.71	ok
6	259.32	0.1159	289.83	0.0102	35316	52974	30678.20	ok

表3-31 50號碼頭容量曲線之主要狀態點

狀態	頂版位移 (m)	側推力 (kN)	損害等級 分界
Ct	0.021128	1850.106	-
Cd	0.033325	2754.778	I / II
Yt	0.057720	3902.480	-
Yd	0.102442	4838.254	II / III
Ut	0.110571	4928.67	
Ud	0.208137	5333.199	III / IV

表3-32 120號碼頭簡易分析結果

(a) 假想固定點、基樁受外力所受之軸力

樁號	配置型式	假想固定點 上樁長 l_i (m)	樁重 w (kN)	受力面積 A (m ²)	軸力* R_i (kN)
1	直樁	13.22	25.52	19.384	691.55
2	直樁	14.29	27.57	20.000	714.77
3	直樁	15.35	29.62	20.000	716.82
4	直樁	16.41	31.67	19.384	697.70
5	直樁	17.68	34.12	7.800	302.13
6-1	斜樁	11.71	22.59	18.984	652.29
6-2	斜樁	12.75	24.61		
7-1	斜樁	16.88	32.58	11.984	411.77
7-2	斜樁	17.87	34.49		

*受上部結構載重、樁重及外力致使之軸力。

(b) 斜樁受分配之水平力、垂直力及水平位移

樁號	配置型式	斜角 θ (°)	水平力 H_i (kN)	垂直力 P_i (kN)	垂直位移 Δv_i (m)	水平位移 Δh_i (m)	總水平位移 Δh_t (m)
6-1	斜樁	9.46	683.29	2078.65	0.004803760	0.00079	0.00165
6-2	斜樁	-9.46		-2078.65	-0.005233419	0.00086	
7-1	斜樁	7.12	478.95	1655.62	0.005517608	0.000684	0.00165
7-2	斜樁	9.46		-1665.50	-0.005876197	0.000966	

(c) 直樁軸力及容許軸力檢核

樁號	水平力* H_i' (kN)	軸力 P (kN)	彎矩 M_i (kN-m)	斷面模數 Z (m ³)	σ_{sa} (kN/m ²)	σ'_{sa} (kN/m ²)	σ (kN/cm ²)	
1	10.34	691.55	120.78	0.00485	126239.29	189358.94	52777.88	ok
2	8.24	714.77	104.99	0.00485	126023.85	189035.78	50462.82	ok
3	6.67	716.82	92.07	0.00485	125791.80	188687.70	47879.20	ok
4	5.47	697.70	81.31	0.00485	125543.12	188314.68	44880.71	ok
5	4.38	302.13	70.67	0.00485	125223.22	187834.83	26595.69	ok

*因斜樁產生之總水平位移致使之水平力。

表3-33 120號碼頭容量曲線之主要狀態點

狀態	頂版位移 (m)	側推力 (kN)	損害等級 分界
Yt	0.021908	14113.96	I / II
Yd / Ut	0.065271	32234.53	II / III
Ud	0.206196	57345.14	III / IV



圖3.1 高雄港碼頭配置圖

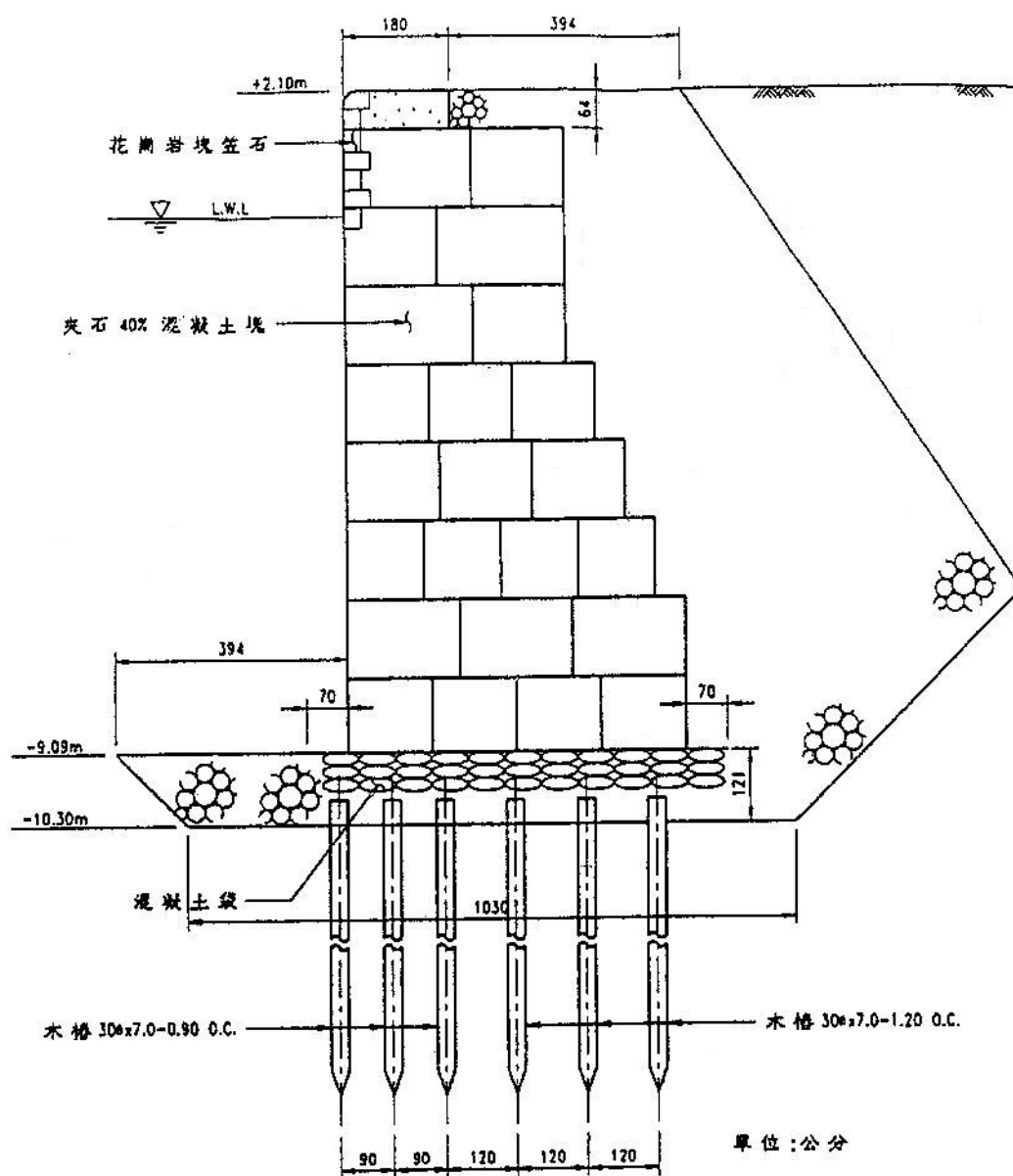
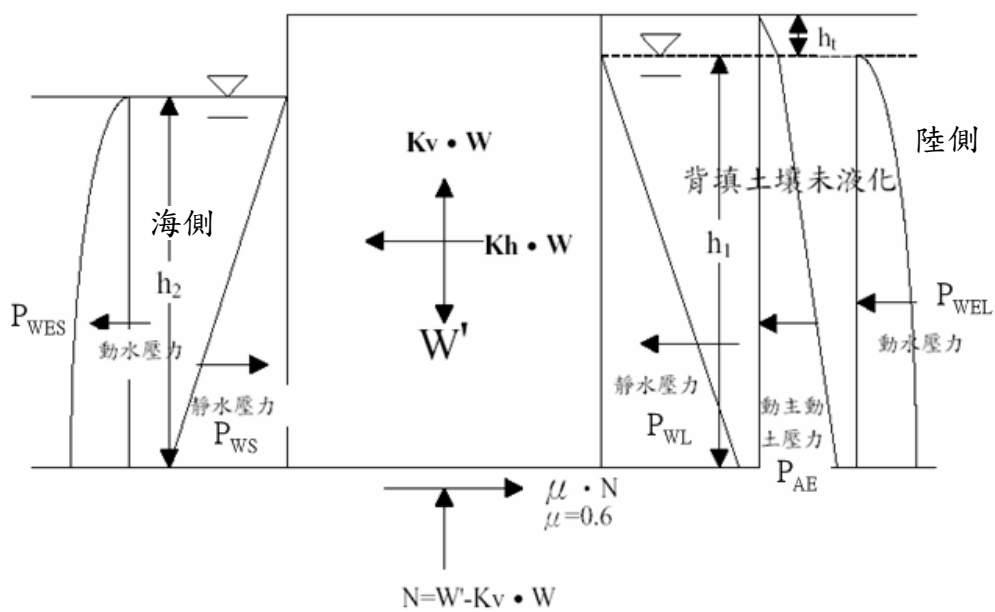
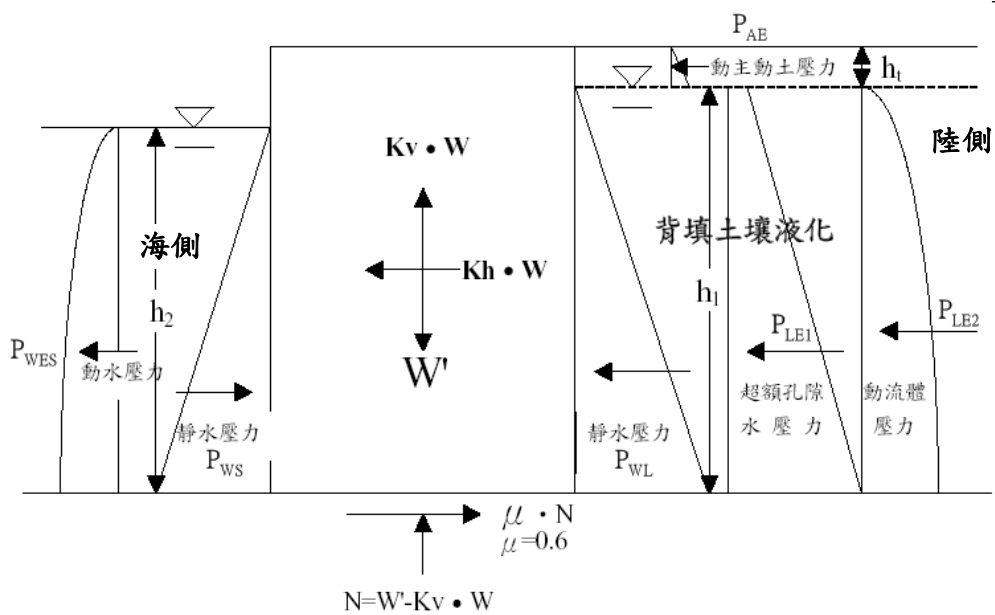


圖3.2 高雄港2~7號混凝土方塊式碼頭之標準設計斷面



(a) 背填土未液化情況



(b) 背填土發生全部液化情況（修改自賴聖耀等，2007）

圖3.3 重力式碼頭受力示意圖

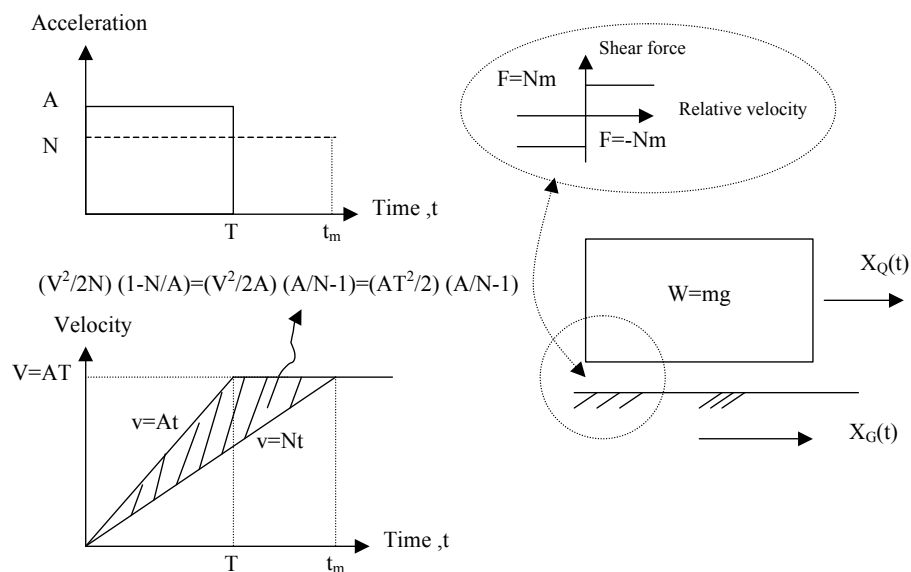


圖3.4 Newmark滑動塊體分析法（陳正興、黃國祥，2000）

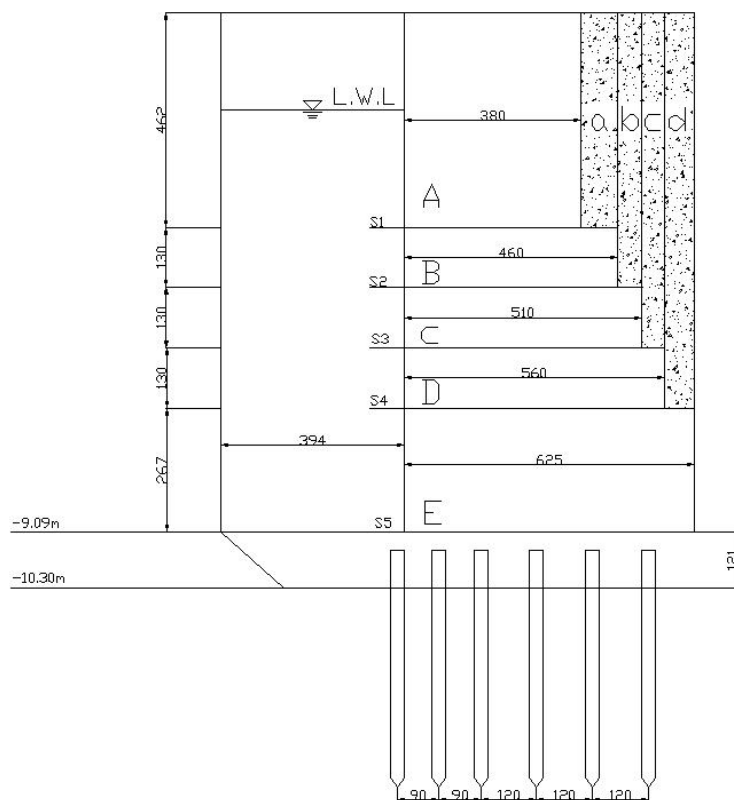
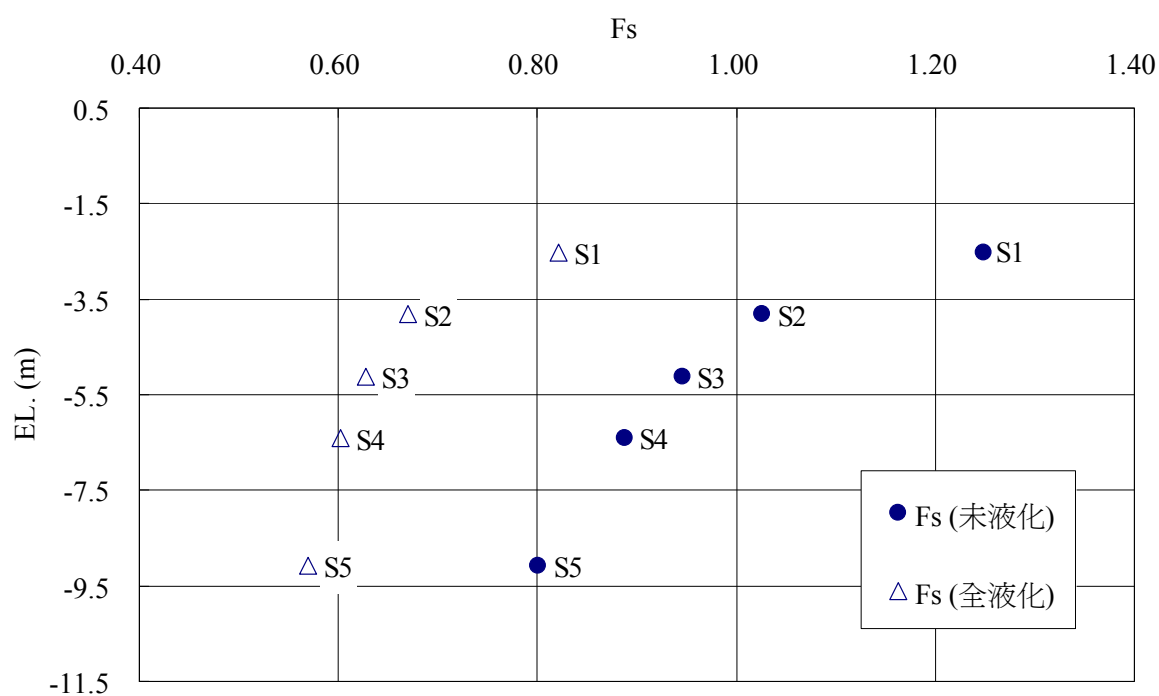
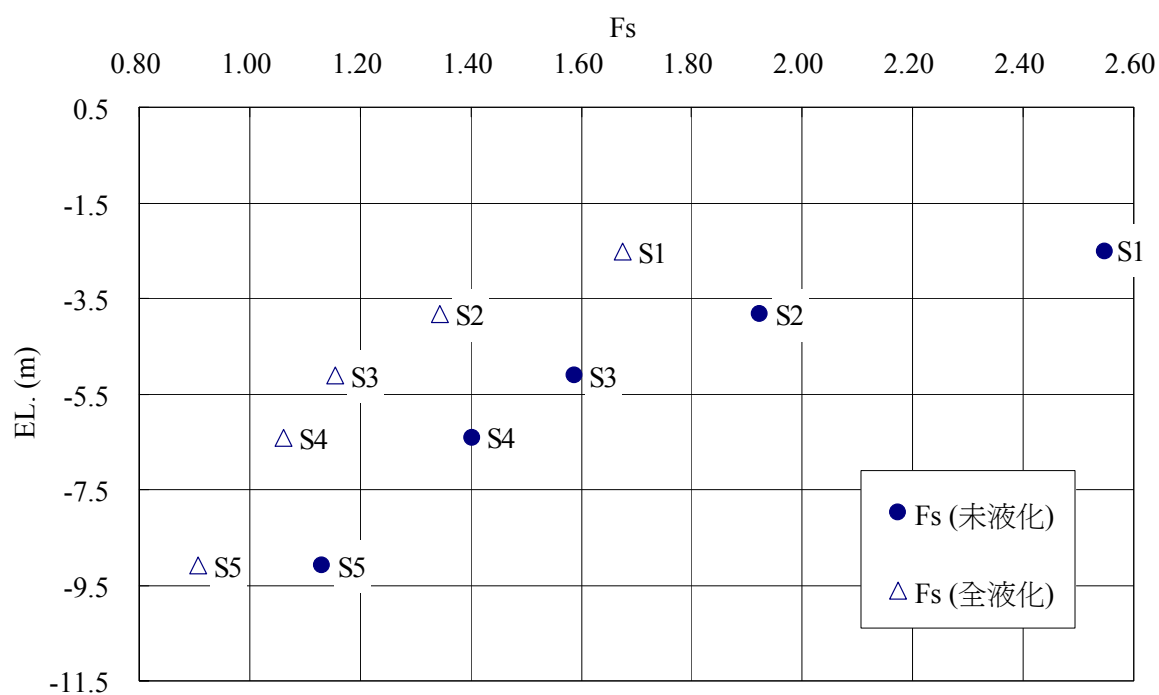


圖3.5 高雄港2~7號混凝土方塊式碼頭簡化模型

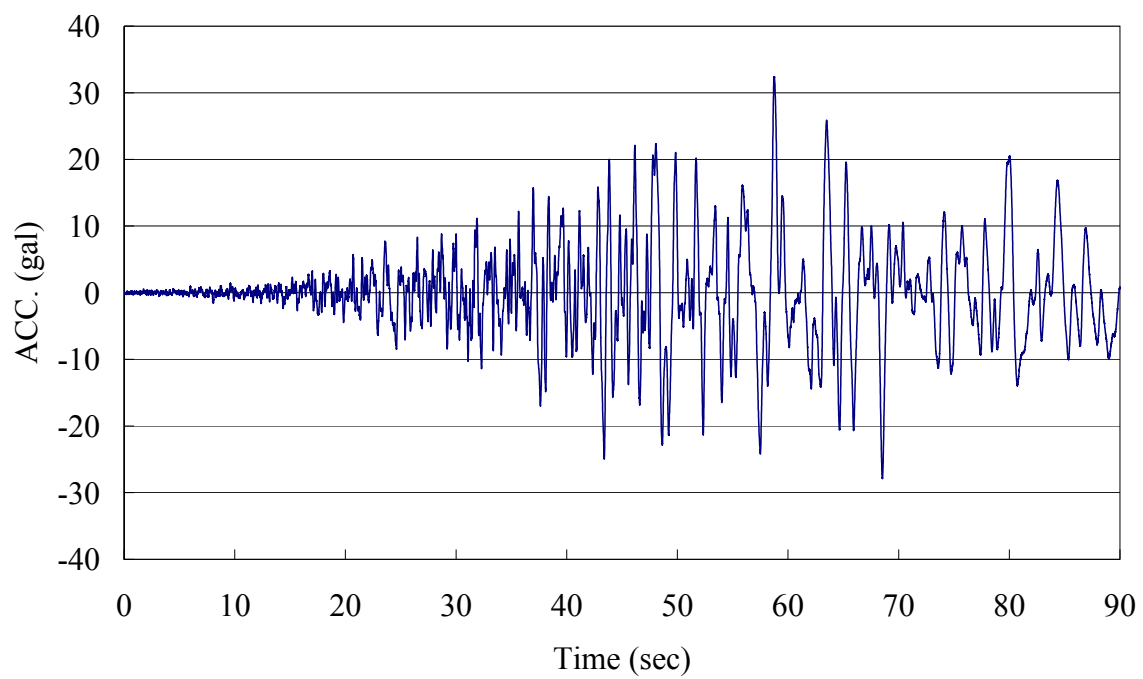


(a) 各滑動面穩定性

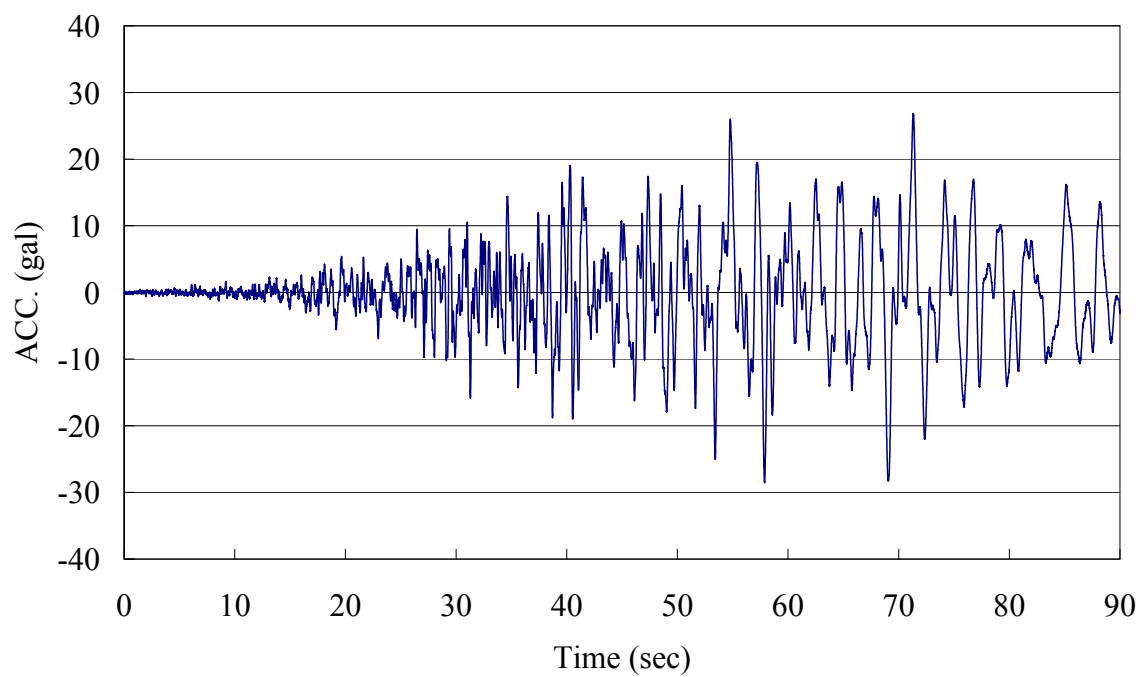


(b) 各斷面之傾覆穩定性

圖3.6 高雄港2~7號方塊式碼頭各斷面之穩定性分析

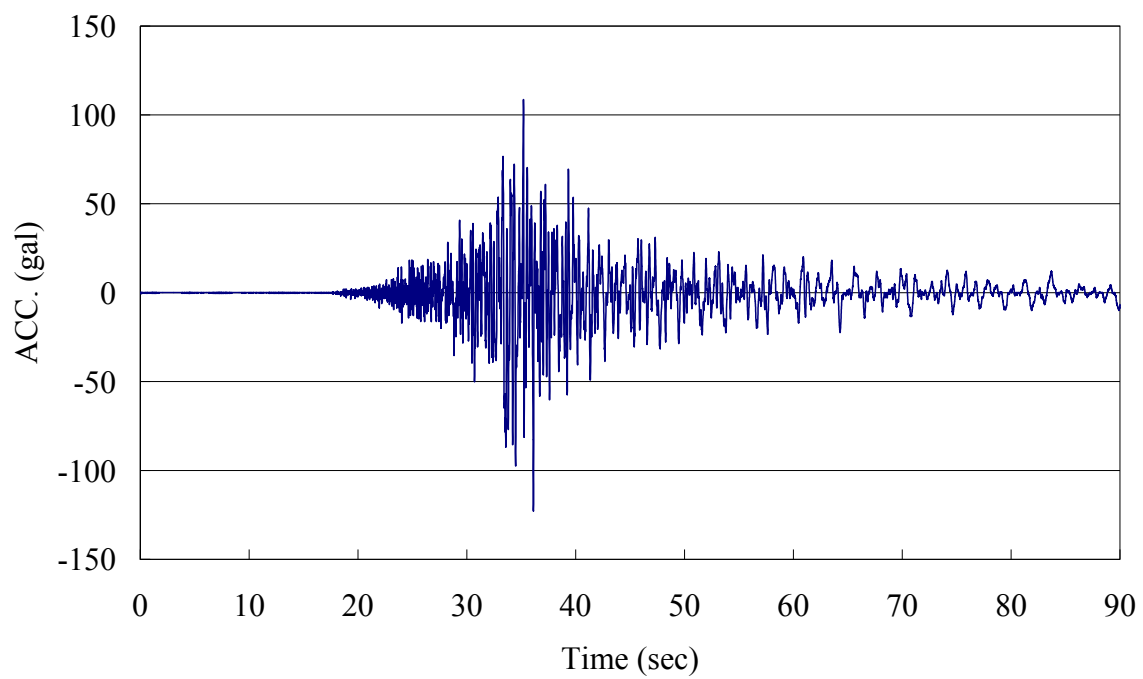


(a)EW 向

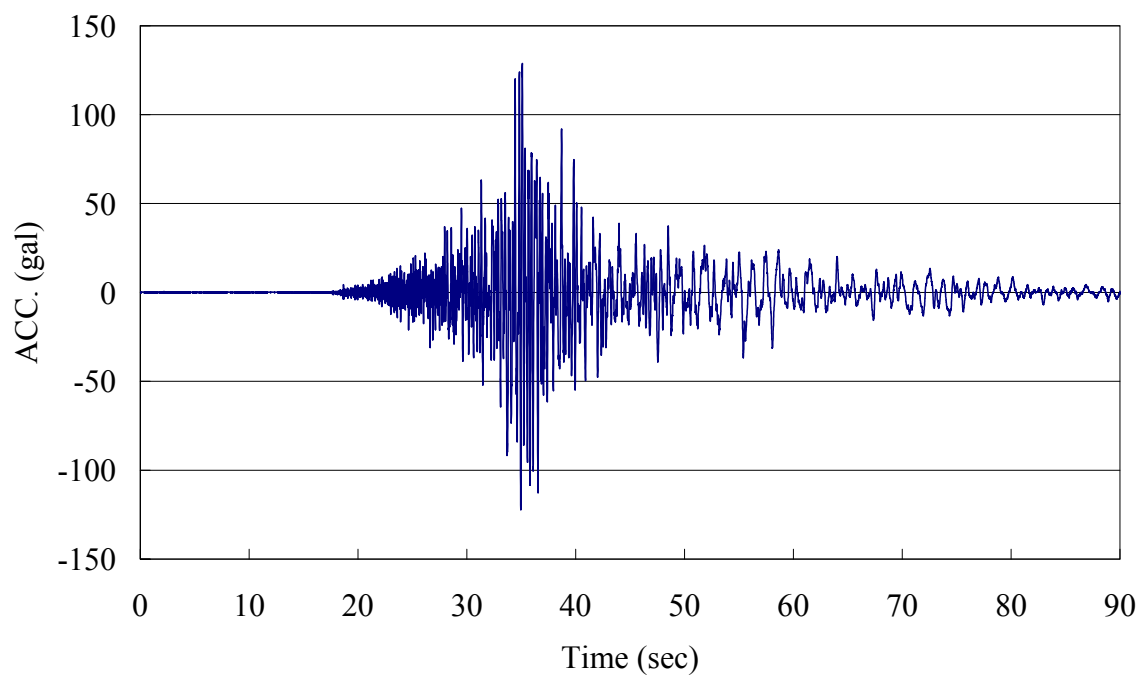


(b)NS 向

圖3.7 1999年9月21日集集地震高雄港測站之紀錄

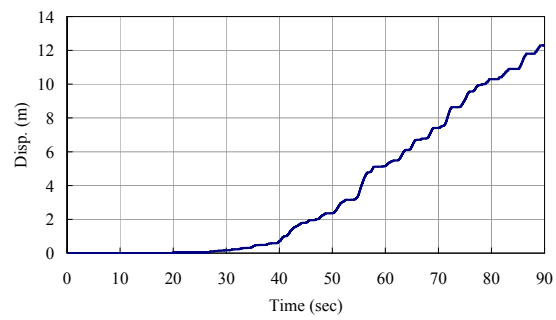
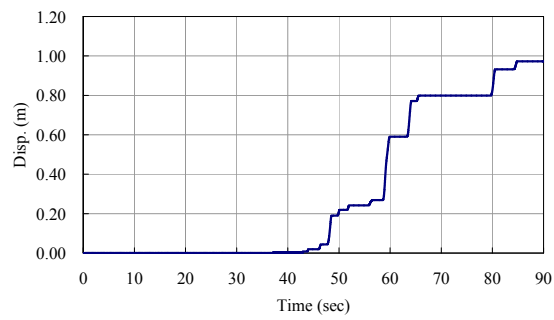
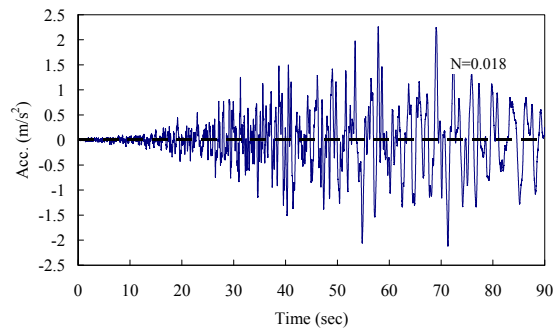
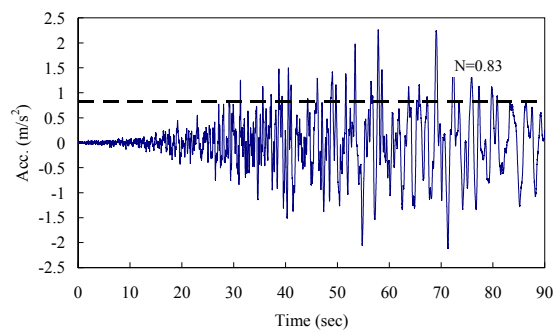


(a)EW 向



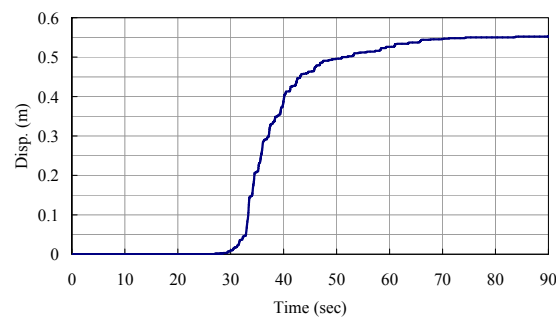
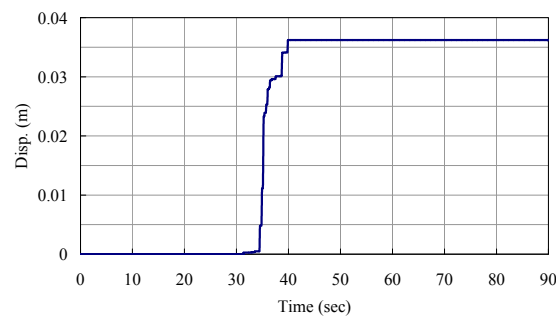
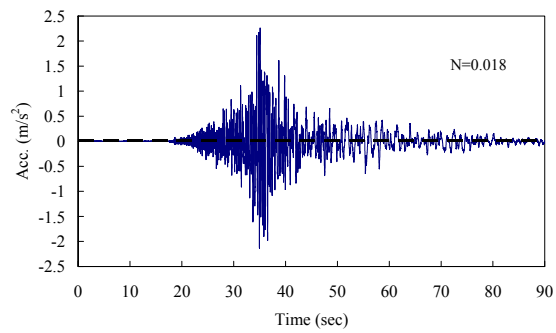
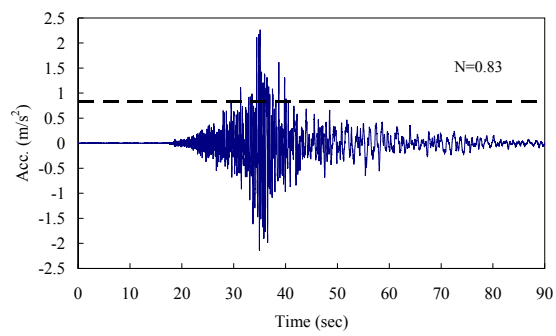
(b)NS 向

圖3.8 2006年12月26日恆春地震高雄港測站之紀錄



未液化案例
全液化案例

圖3.9 921地震高雄港2~7號碼頭滑移量分析 (PGA正規化至0.23 g)



未液化案例

全液化案例

圖3.10 恆春地震高雄港2~7號碼頭滑移量分析 (PGA正規化至0.23 g)

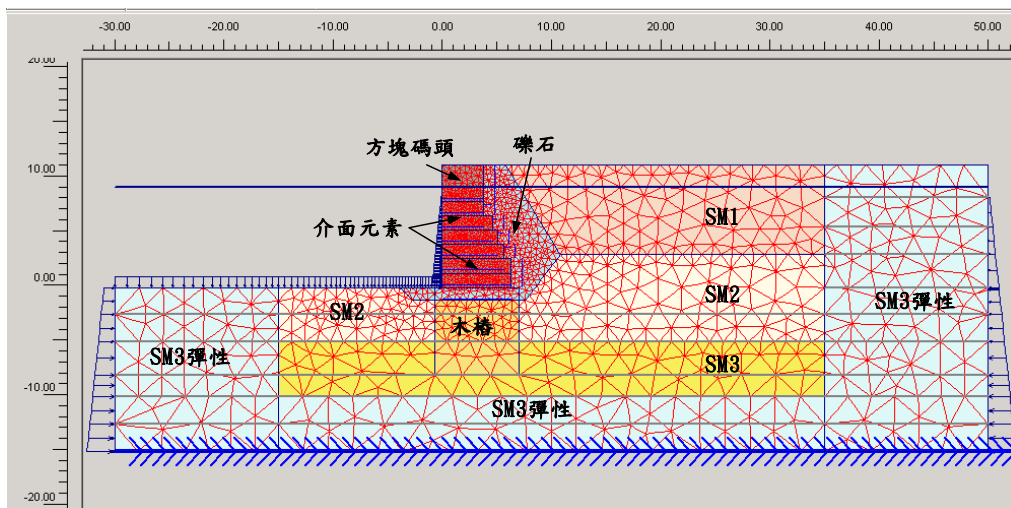


圖3.11 高雄港2~7號方塊式碼頭PLAXIS分析模型

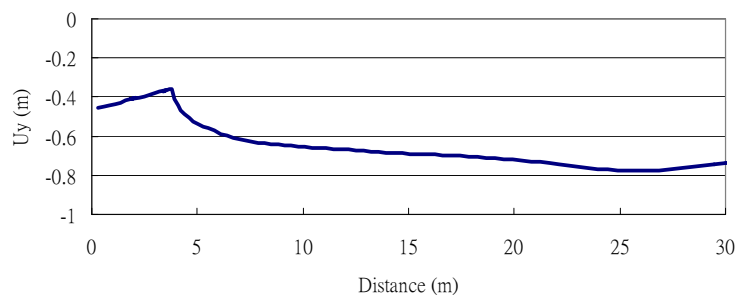
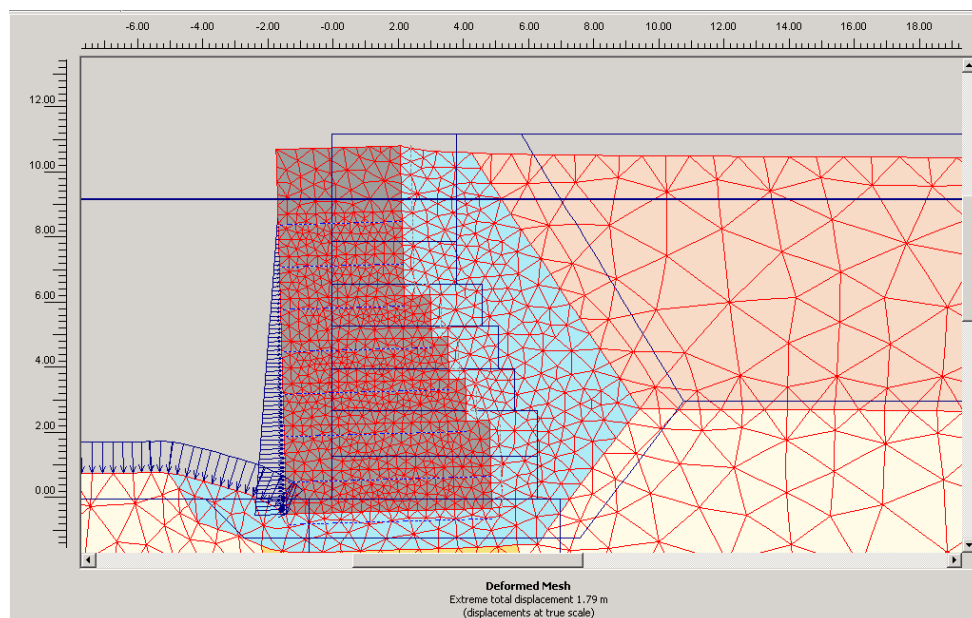
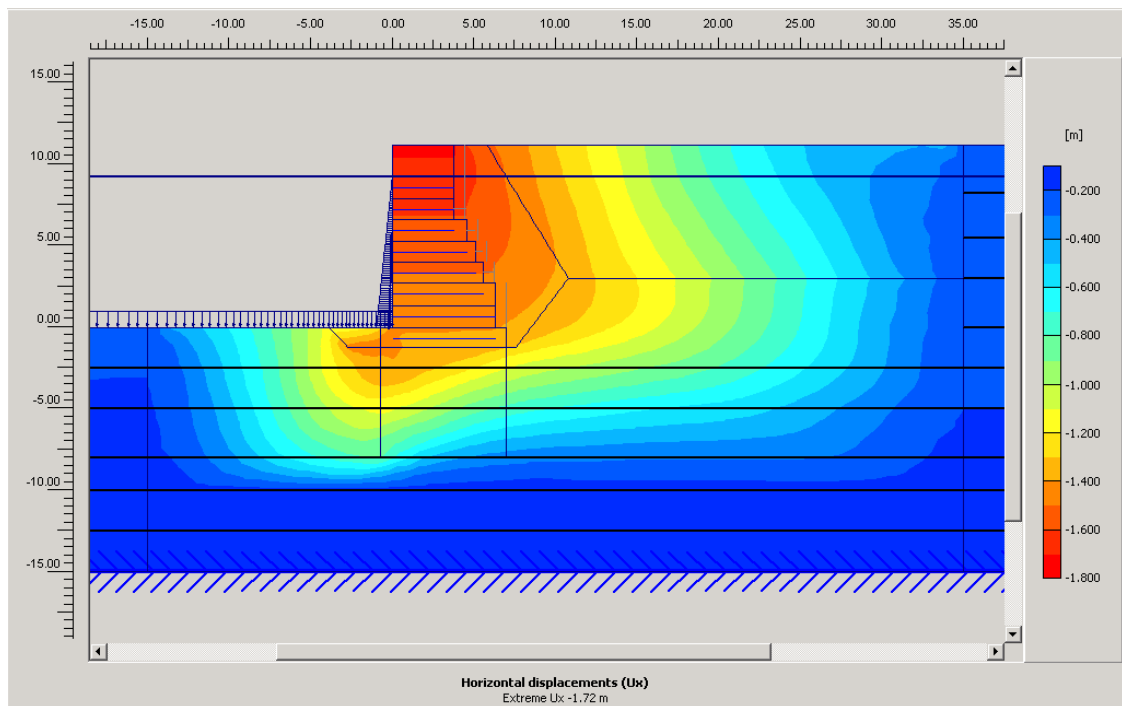
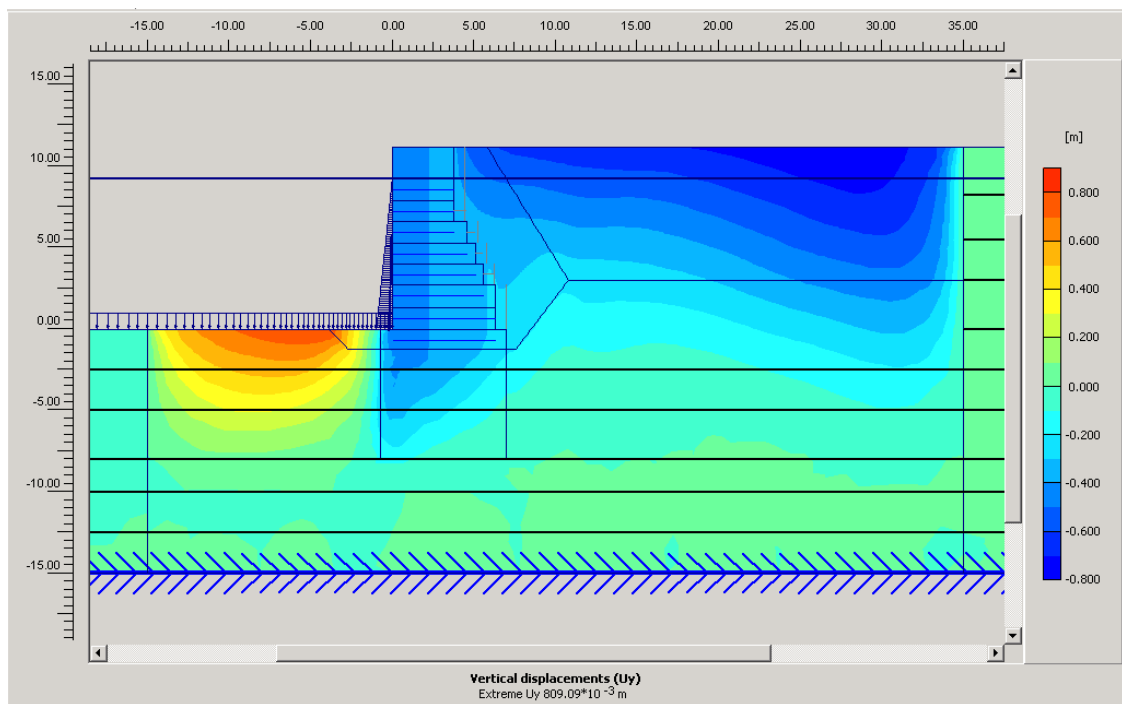


圖3.12 2~7號方塊式碼頭震後變形網格與地表沉陷量-921地震案例



(a) 水平向(X 方向)



(b) 垂直向(Y 方向)

圖3.13 2~7號方塊式碼頭震後位移分析結果-921地震案例

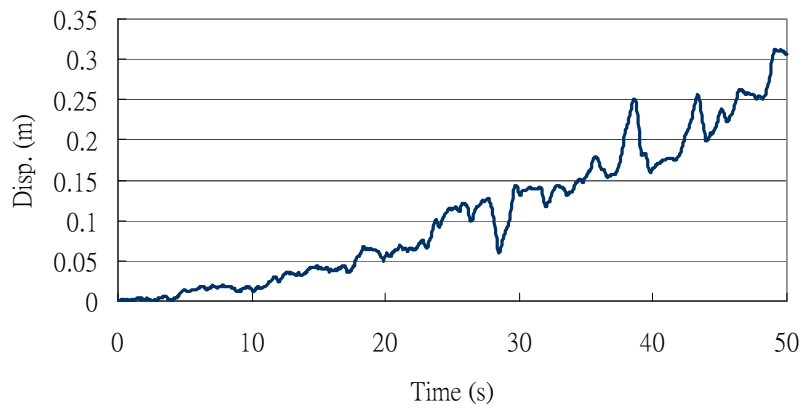


圖3.14 2~7號方塊式碼頭頂部與基礎相對位移-921地震案例

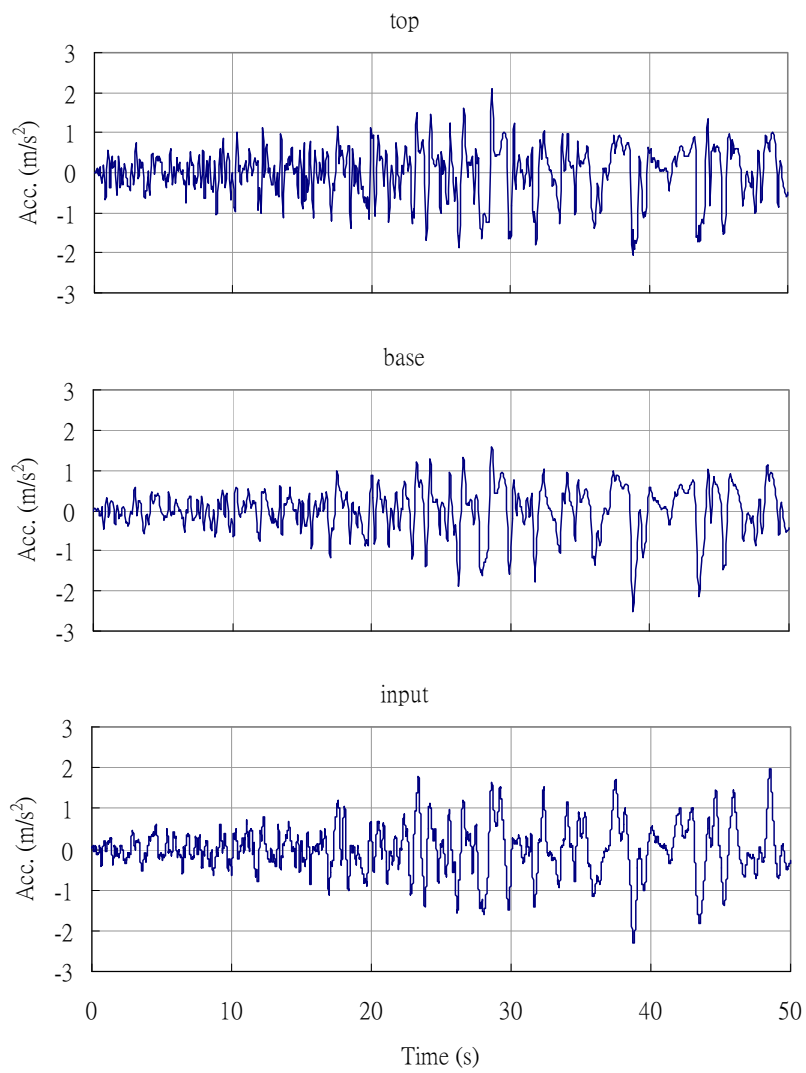


圖3.15 2~7號方塊式碼頭加速度反應-921地震案例

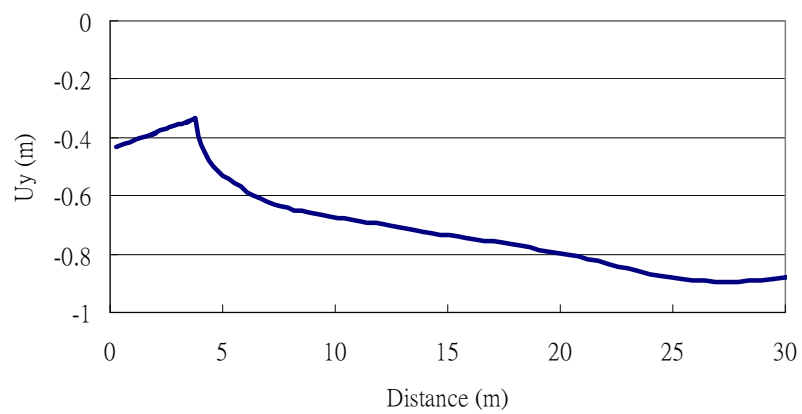
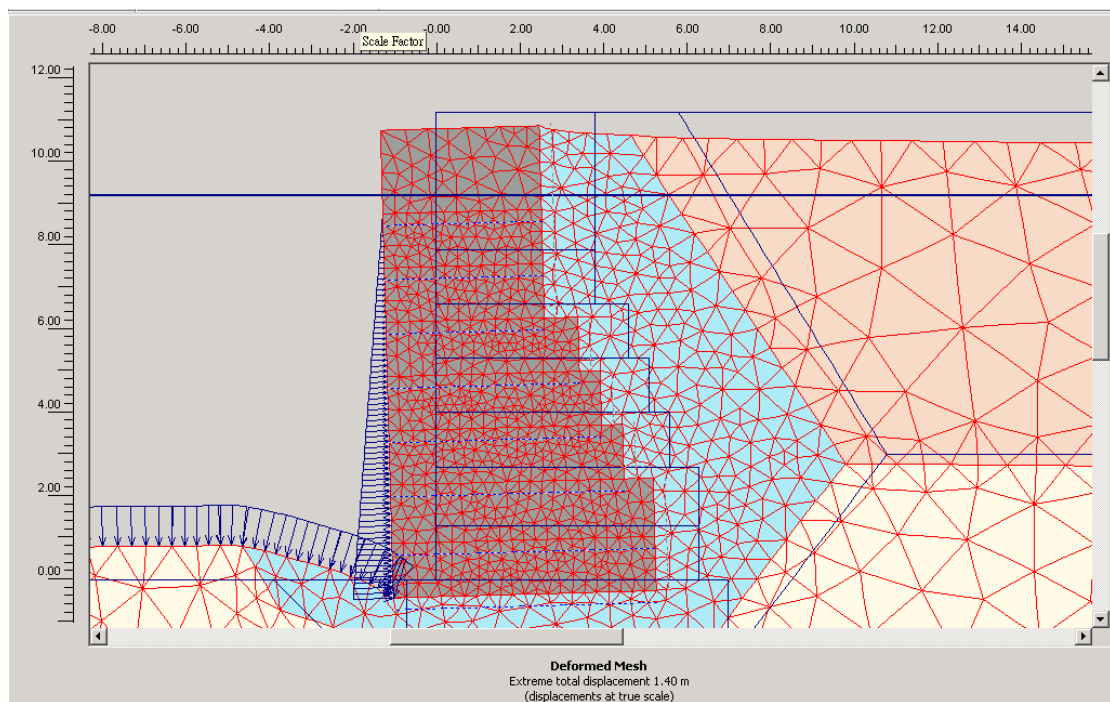
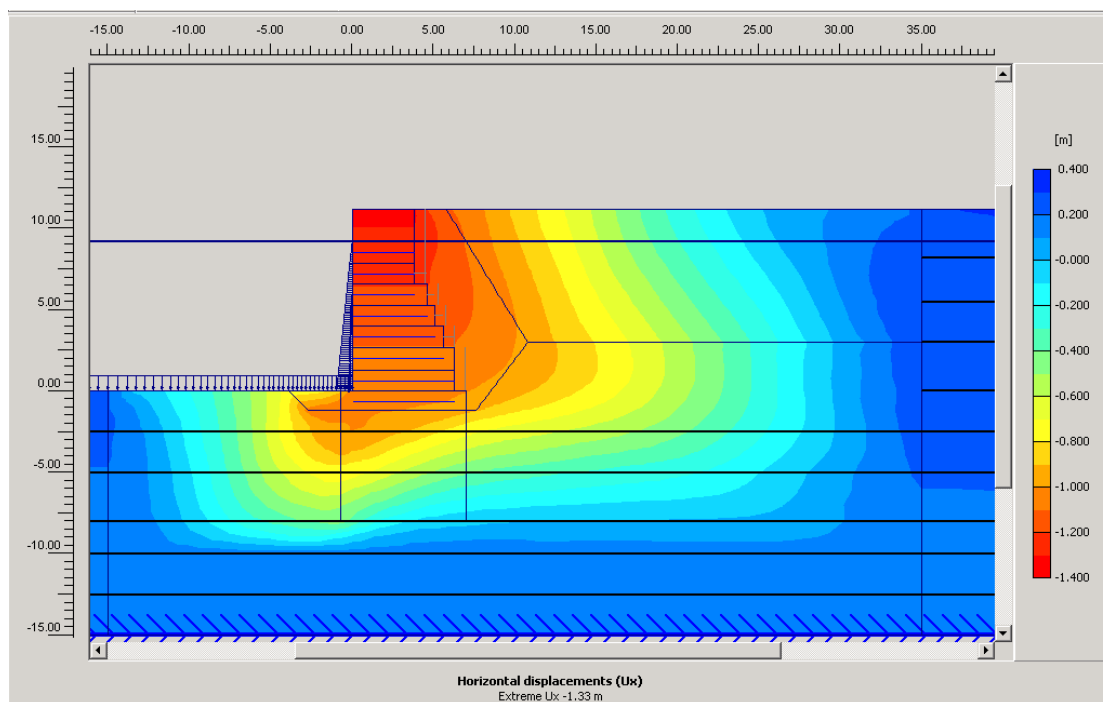
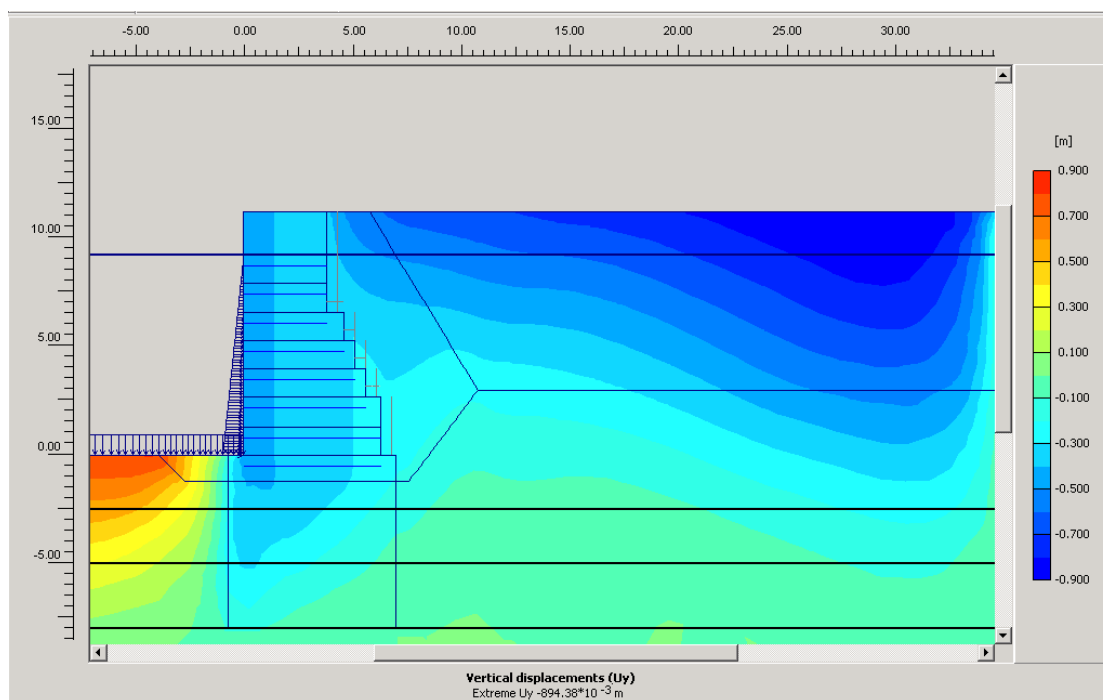


圖3.16 2~7號方塊式碼頭震後變形網格與地表沉陷量-恆春地震案例



(a) 水平向(X 方向)



(b) 垂直向(Y 方向)

圖3.17 2~7號方塊式碼頭震後位移分析結果-恆春地震案例

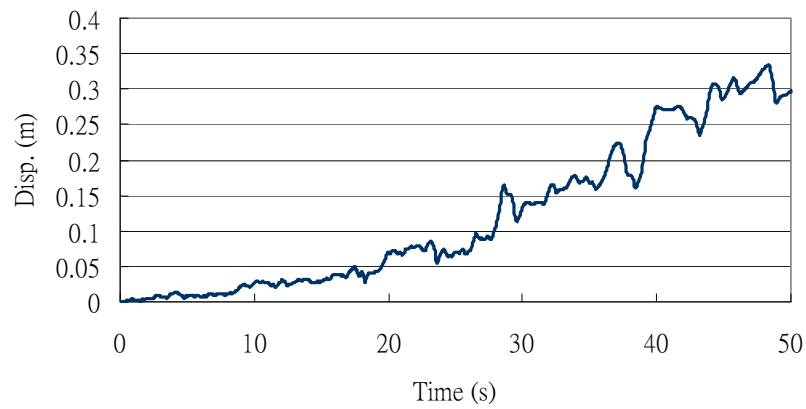


圖3.18 2~7號方塊式碼頭頂部與基礎相對位移-恆春地震案例

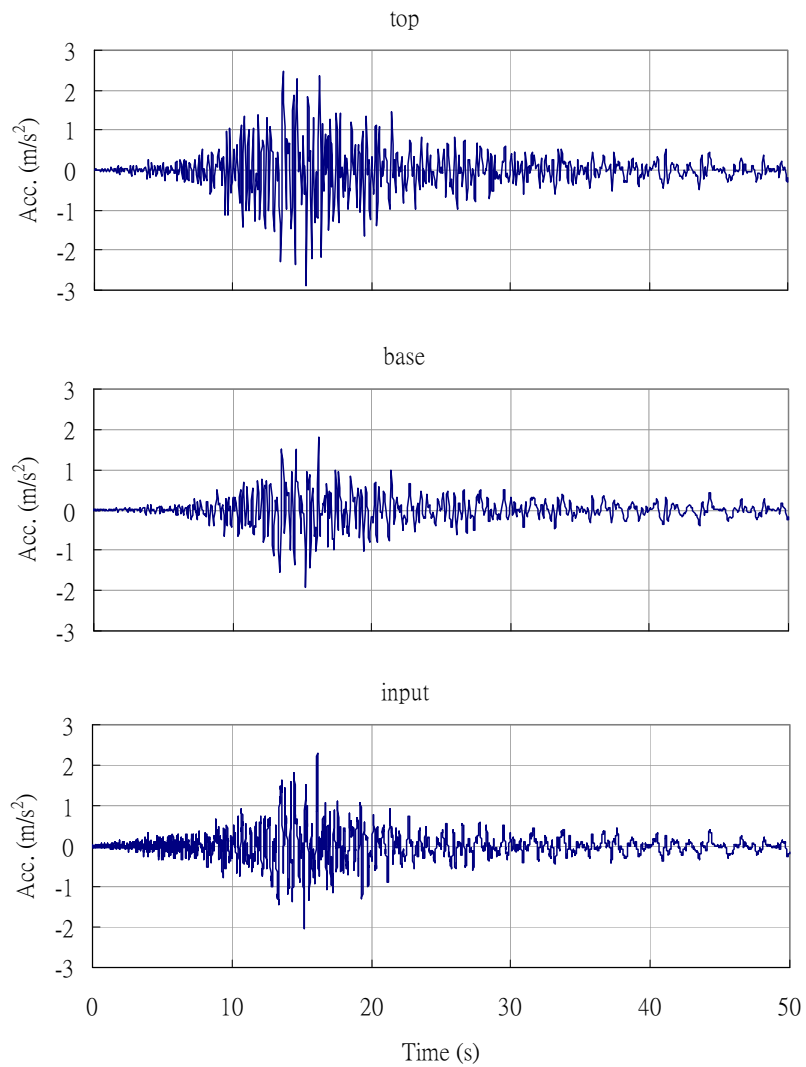


圖3.19 2~7號方塊式碼頭加速度反應-恆春地震案例

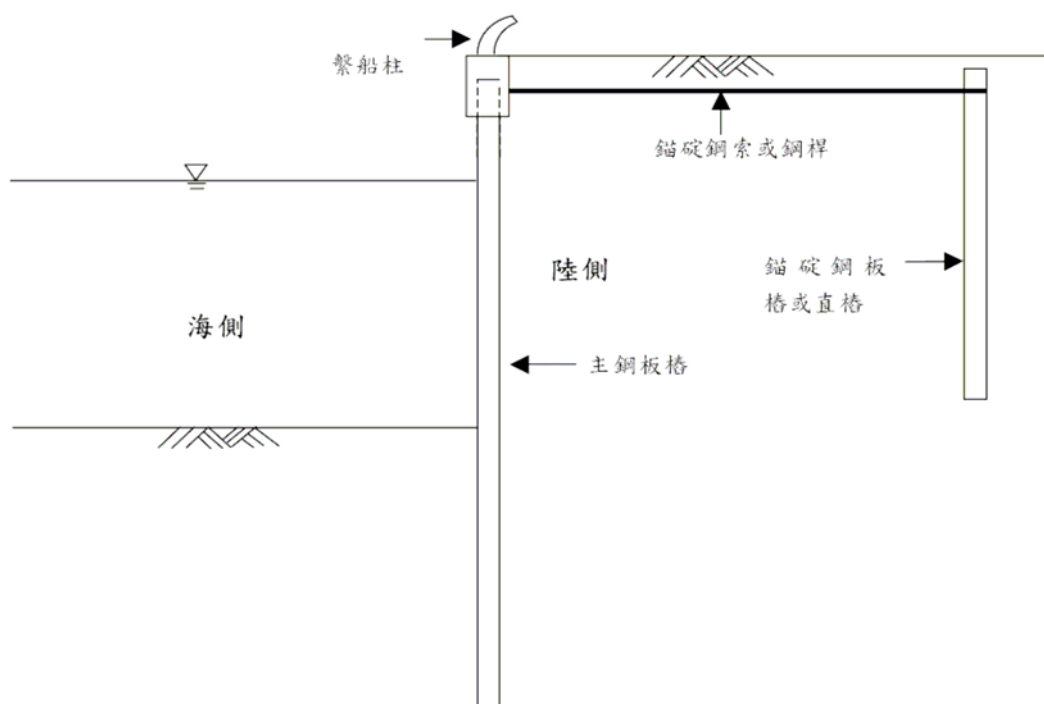
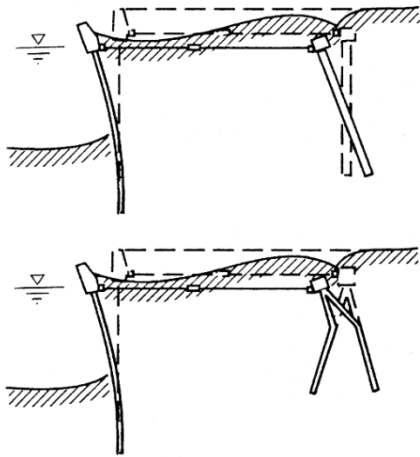
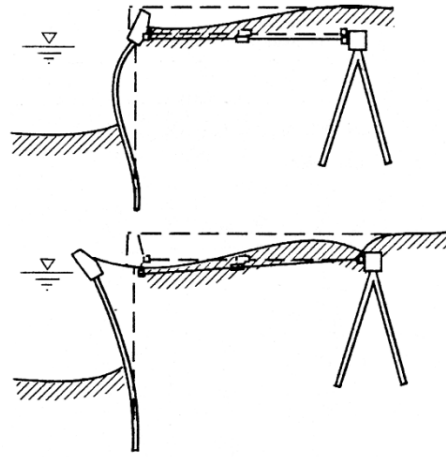


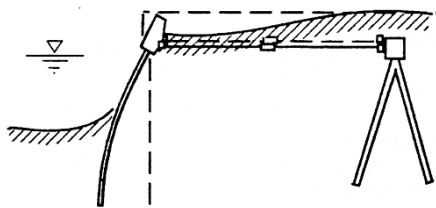
圖3.20 板樁式碼頭示意圖（賴瑞應等人，2005b）



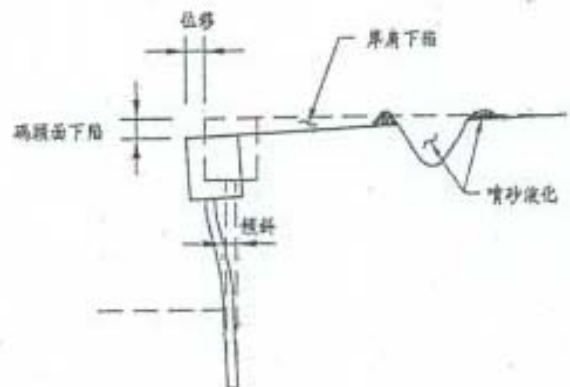
(a) 錨錠設施之變形/破壞



(b) 板樁/拉桿之破壞



(c) 填土之破壞



(d) 土層液化

圖3.21 板樁式碼頭破壞機制
(PIANC, 2001；陳永祥等人，2000)

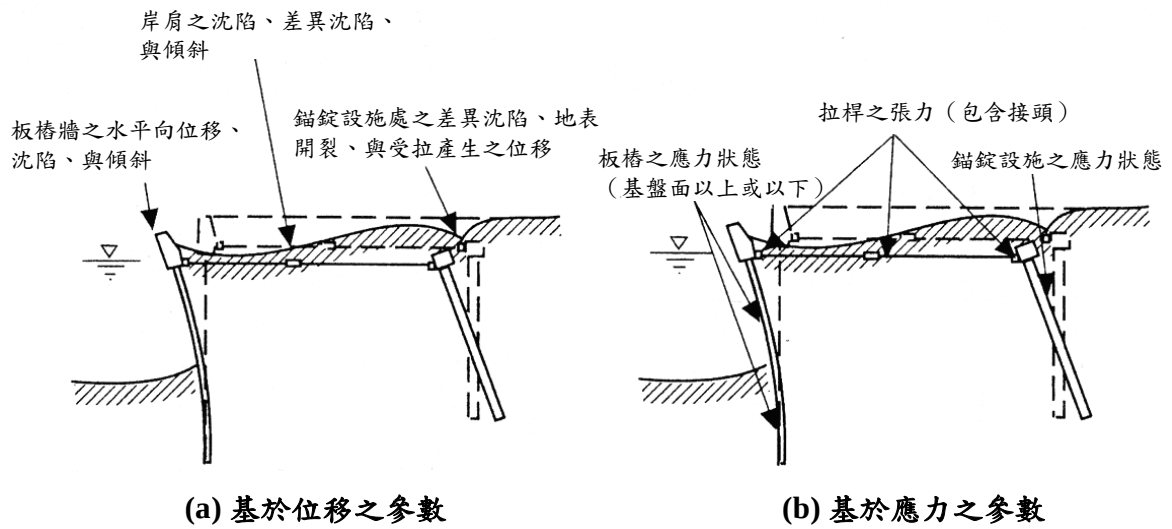


圖3.22 板樁式碼頭結構損害等級之指標參數(PIANC, 2001)

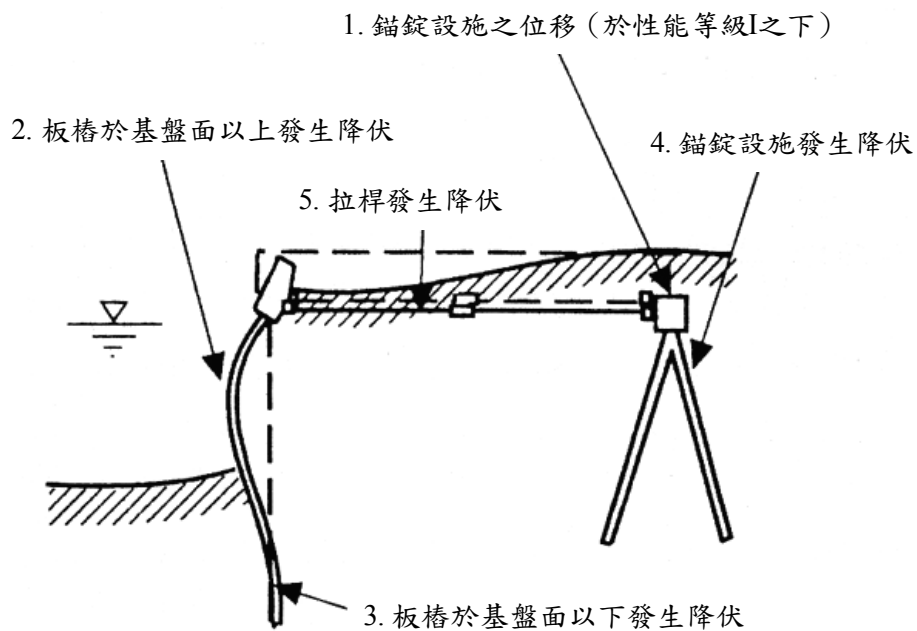


圖3.23 適當之板樁式碼頭結構降伏發生順序(PIANC, 2001)

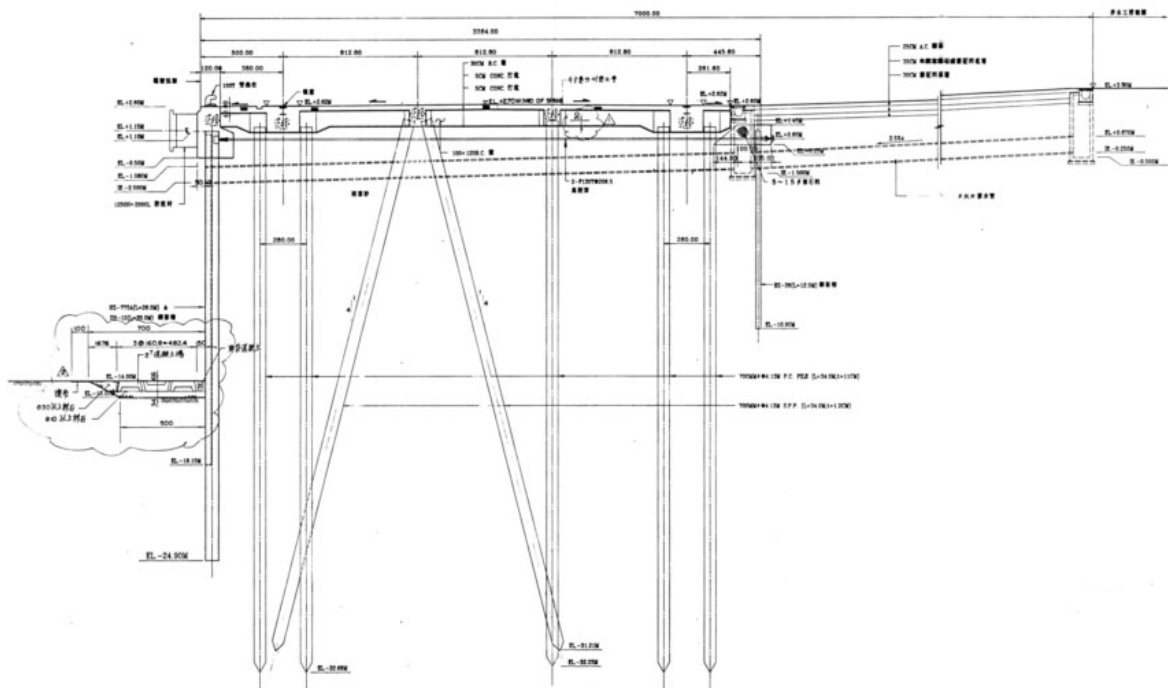


圖 3.24 高雄港 76 號板樁式碼頭斷面設計圖（高雄港務局，1996）

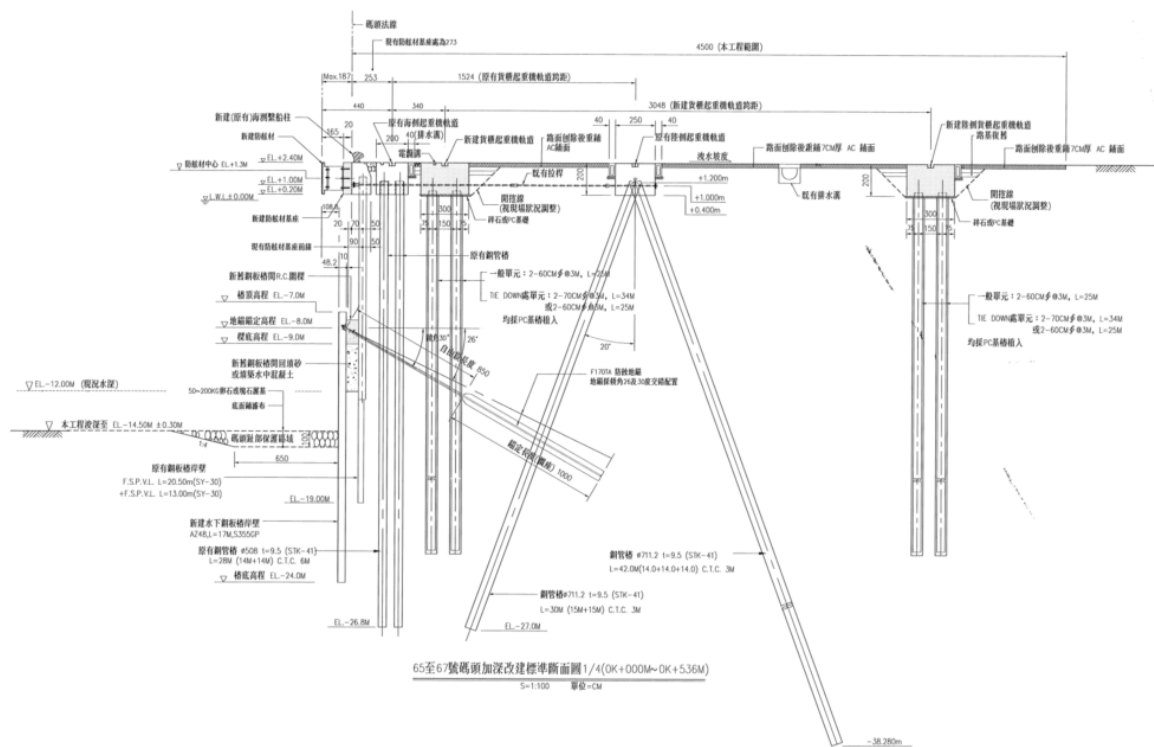


圖3.25 高雄港65~66號板樁式碼頭斷面設計圖（高雄港務局，2001）

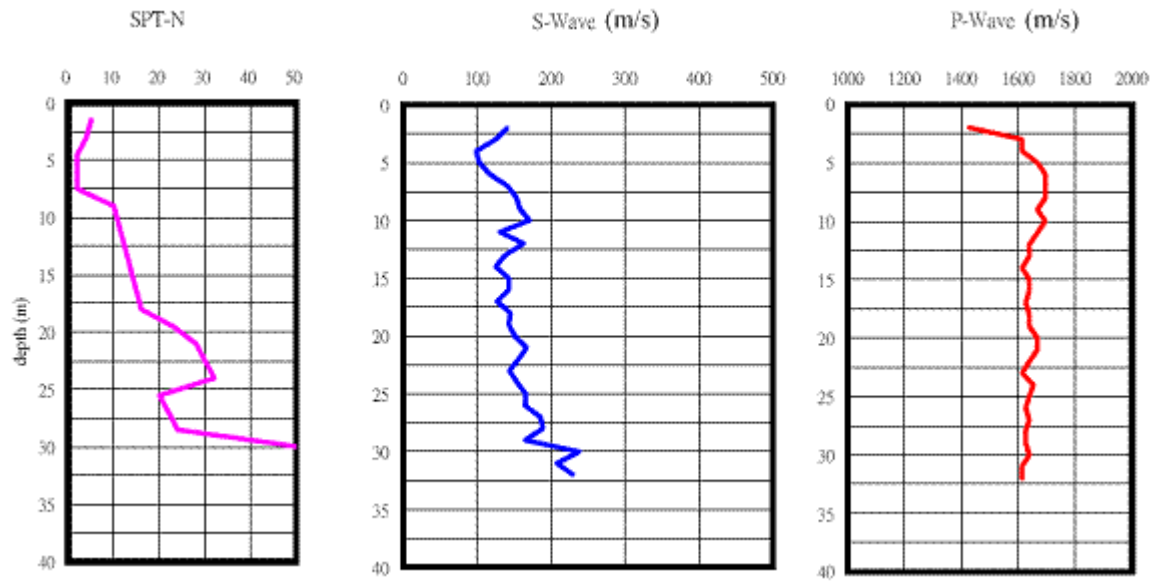


圖3.26 高雄氣象站鑽探資料(取自全國強震測站場址工程地質資料庫)

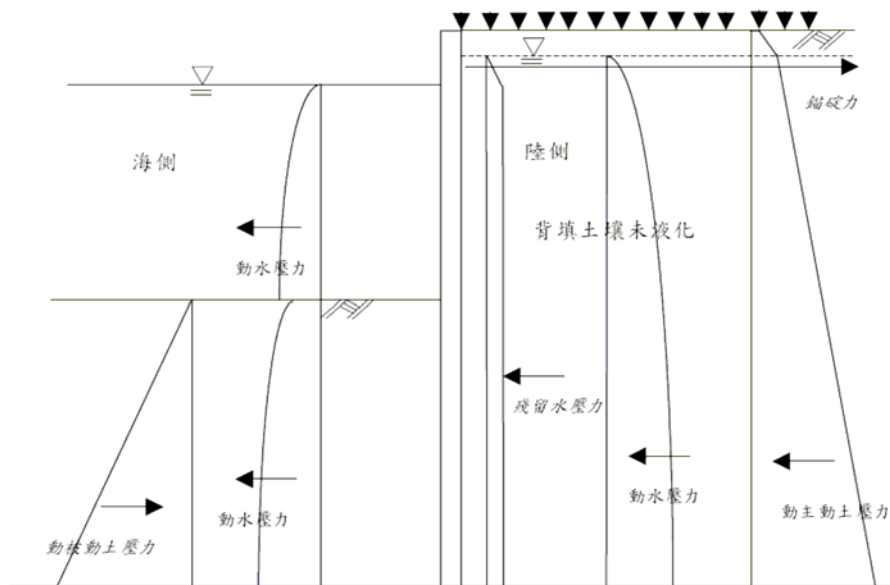


圖3.27 地震時背填土壤未液化板樁式碼頭受力示意圖
(賴瑞應等人，2005b)

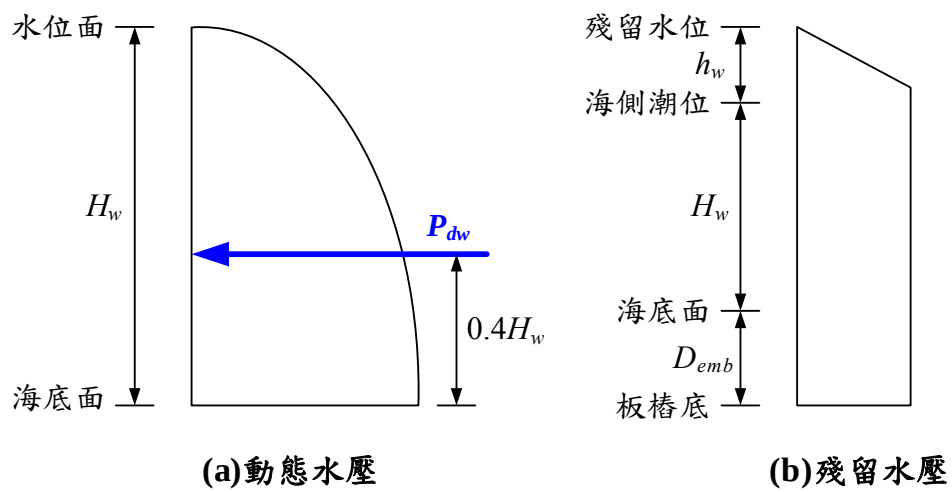


圖3.28 作用於板樁之水壓力分布示意圖

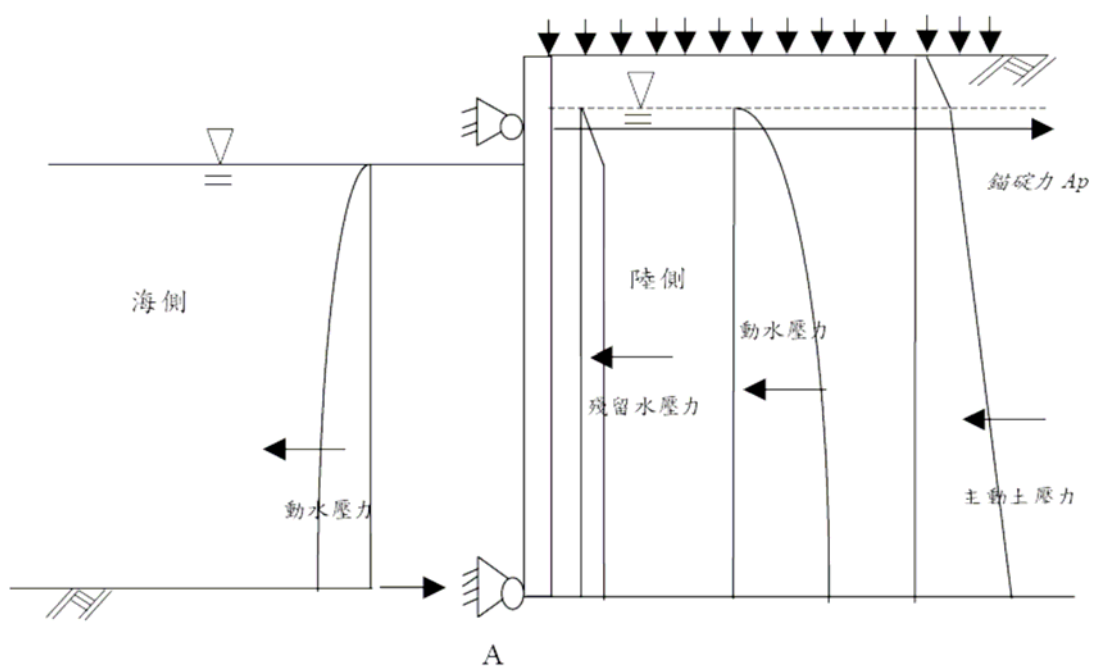


圖3.29 板樁最大彎矩分析模式示意圖（賴瑞應等人，2005b）

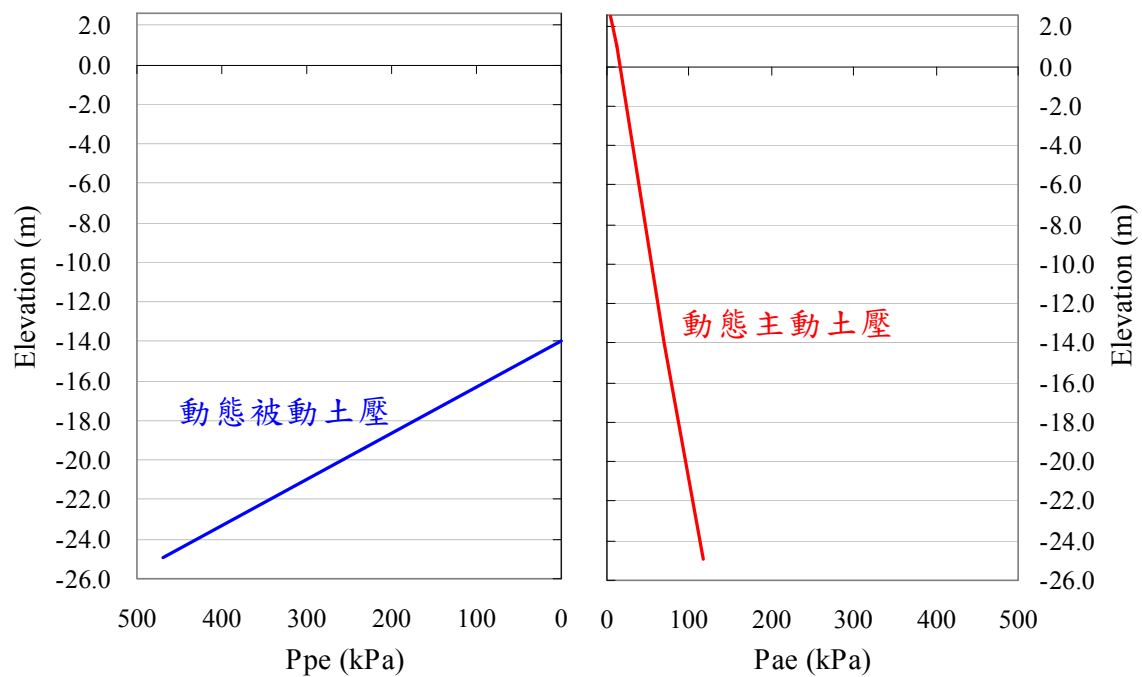


圖3.30 高雄港76號碼頭動態土壓水平分量沿板樁分布（無液化）

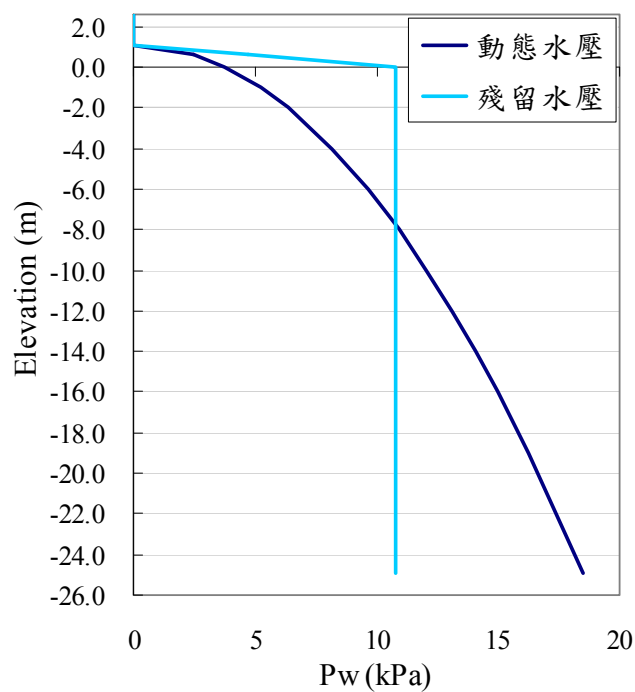


圖3.31 高雄港76號碼頭動態水壓與殘留水壓沿板樁分布（無液化）

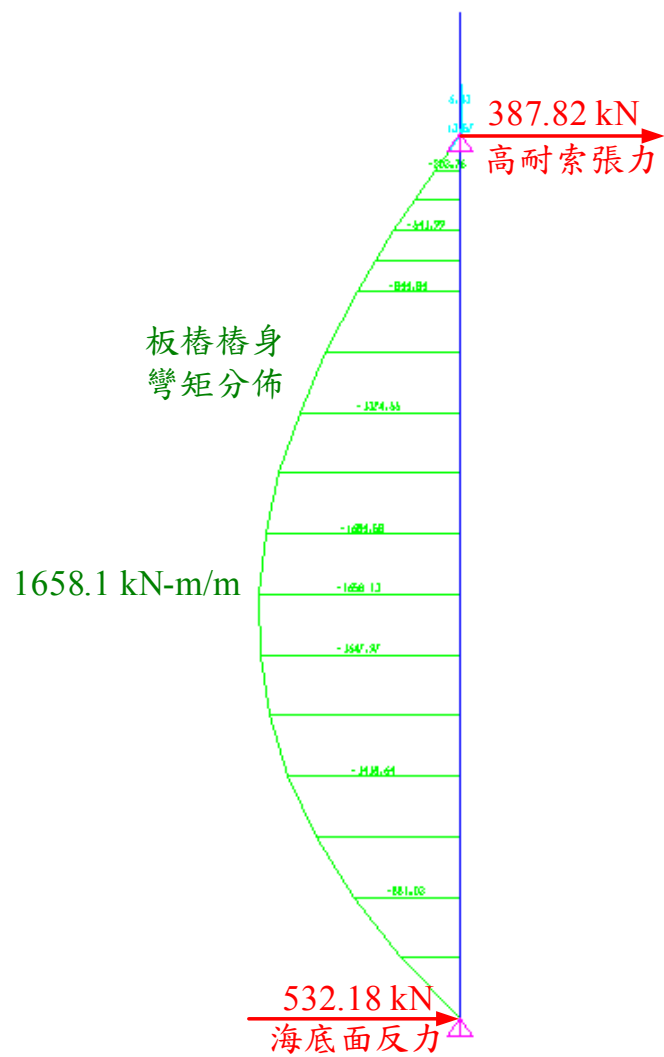


圖3.32 高雄港76號碼頭簡易分析所得原有板樁受力狀態（無液化）

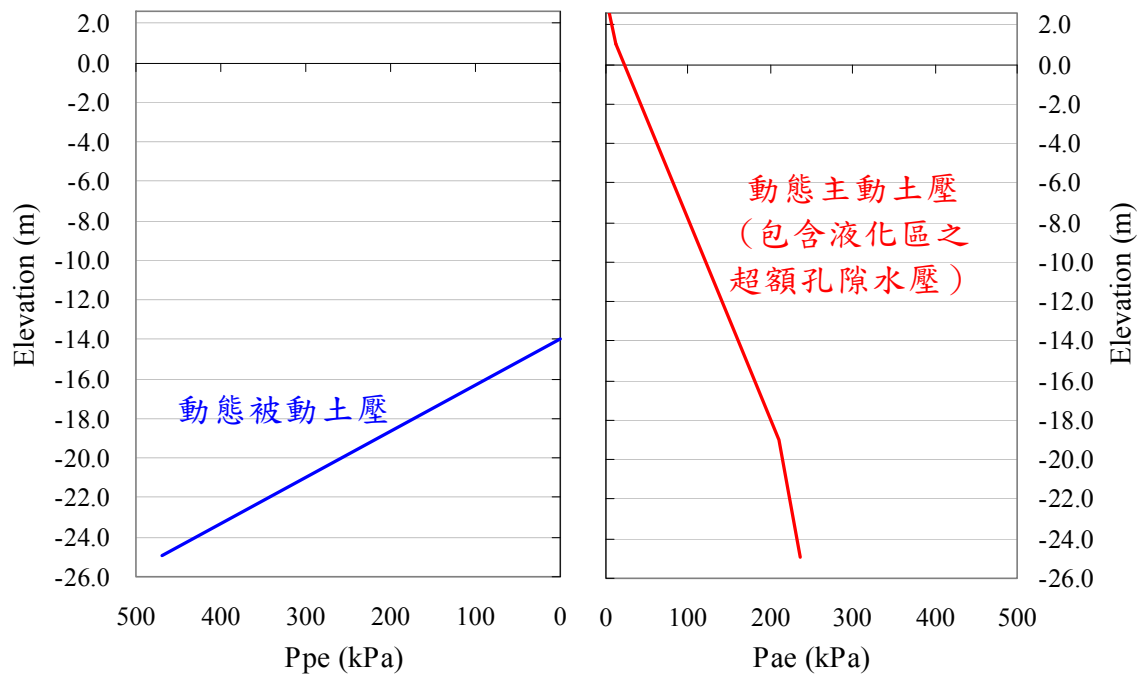


圖3.33 高雄港76號碼頭動態土壓水平分量沿板樁分布（液化）

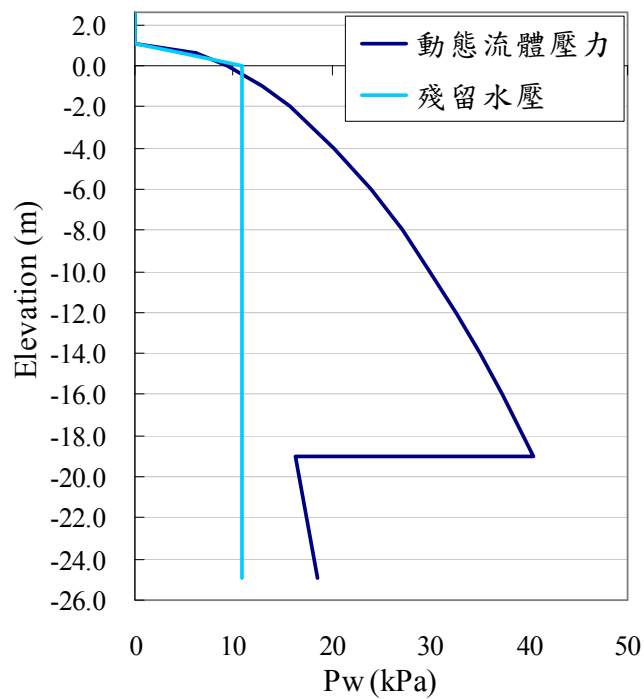


圖3.34 高雄港76號碼頭動態流體壓力與殘留水壓沿板樁分布（液化）

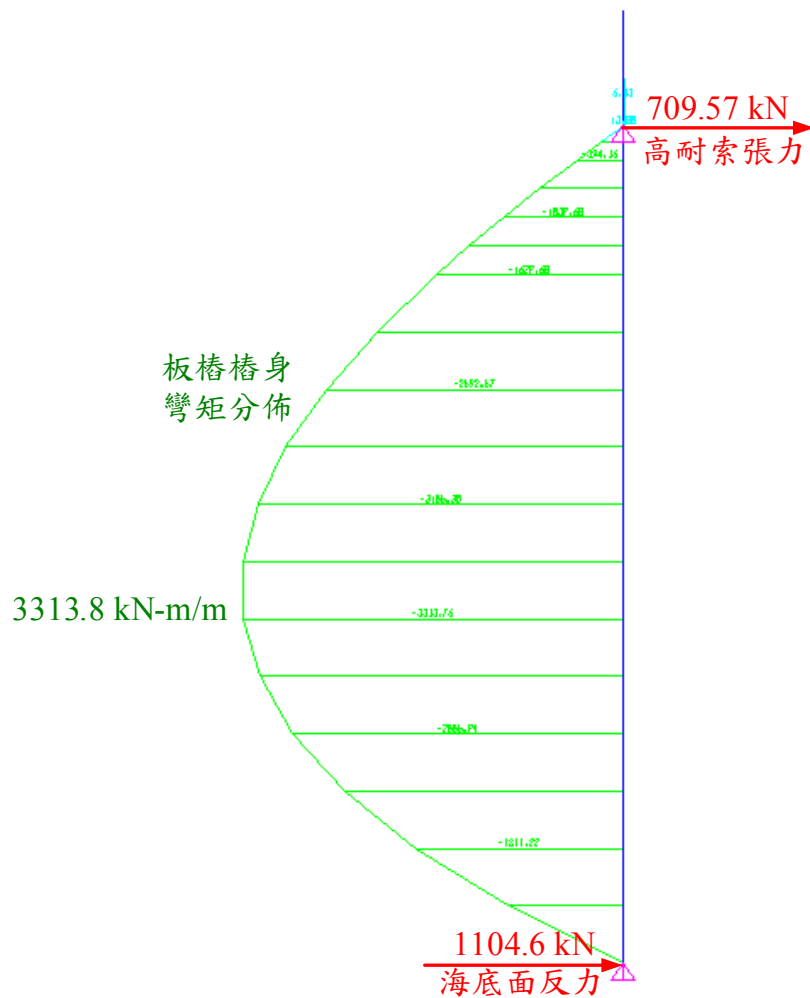


圖3.35 高雄港76號碼頭簡易分析所得原有板樁受力狀態（液化）

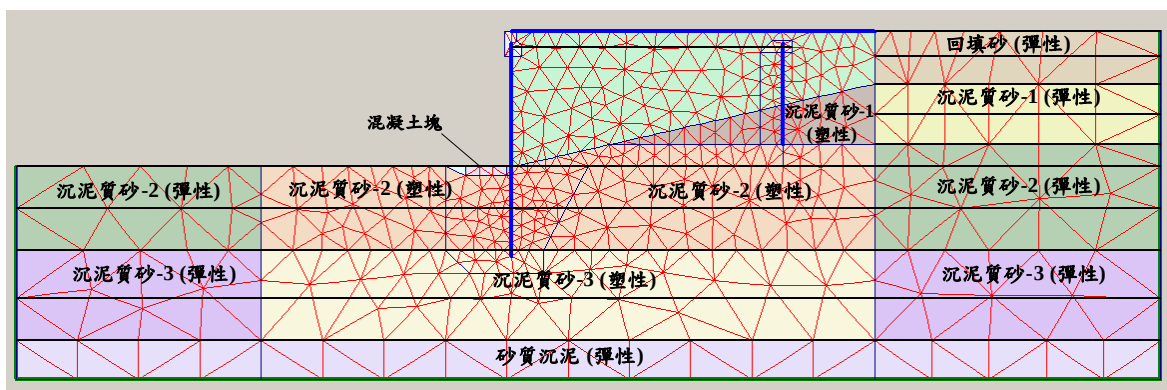
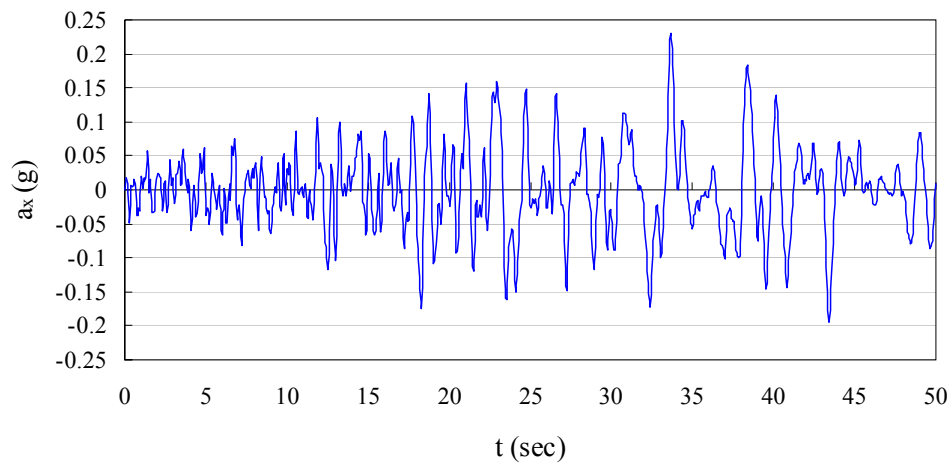
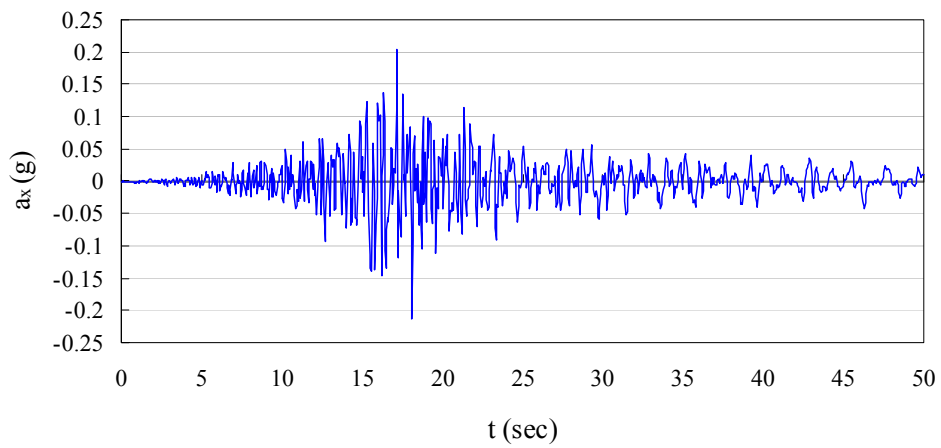


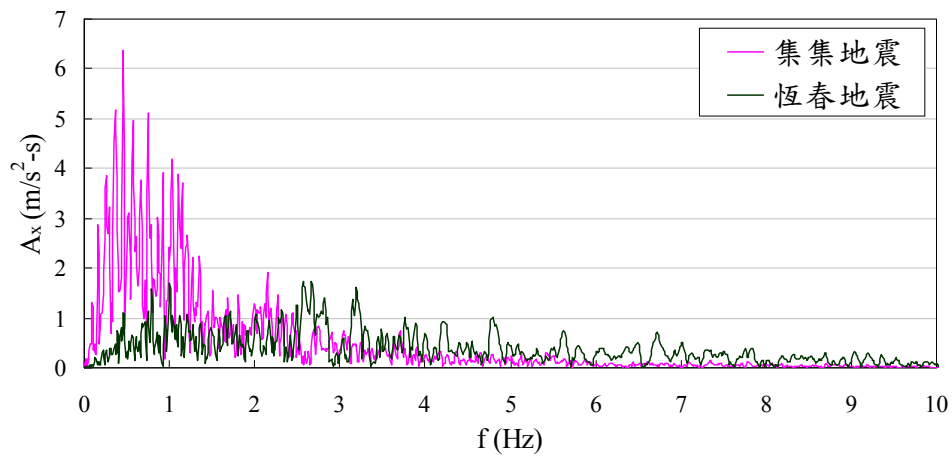
圖3.36 高雄港76號碼頭有限元素分析模型



(a) 1999年9月21日集集地震



(b) 2006年12月26日恆春地震



(c) 輸入運動富氏譜

圖3.37 高雄港76號碼頭與65~66號碼頭動態分析用輸入運動

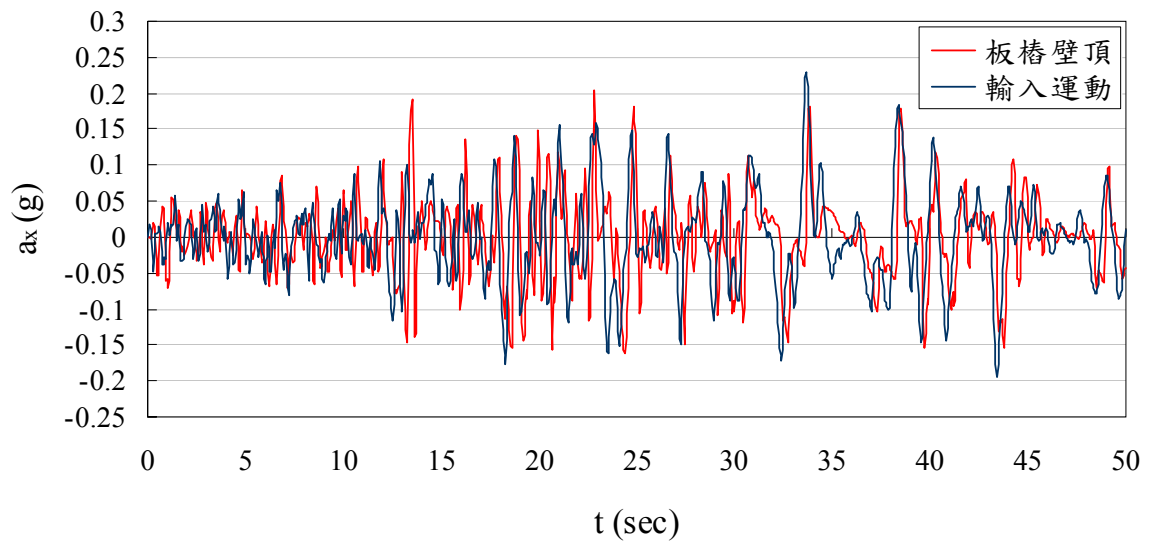


圖3.38 高雄港76號碼頭板樁壁頂加速度歷時
(集集地震, PGA=0.23g, 不考慮液化)

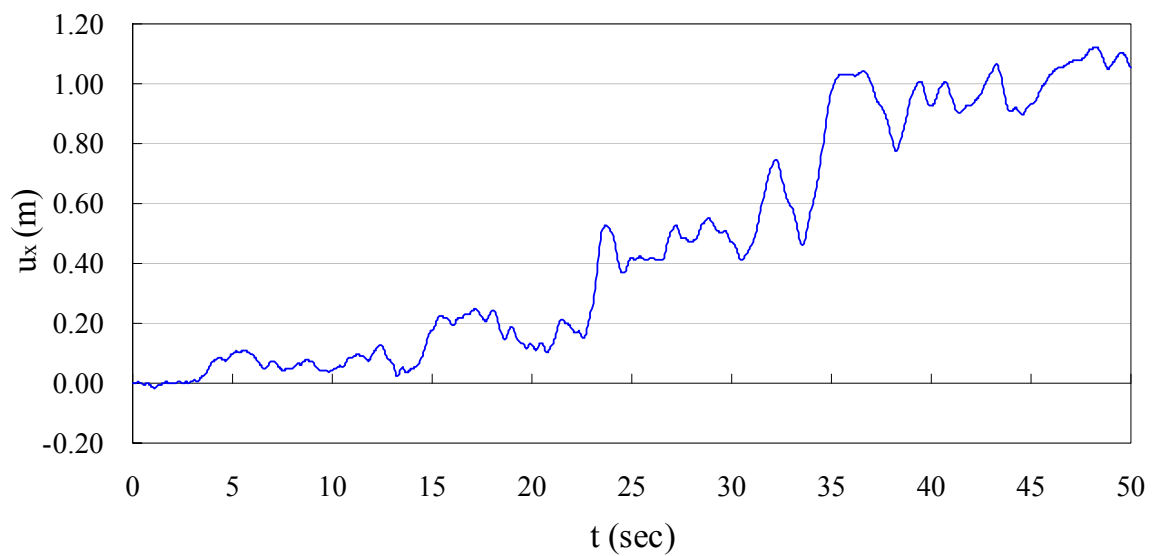


圖3.39 高雄港76號碼頭板樁壁頂位移歷時
(集集地震, PGA=0.23g, 不考慮液化)

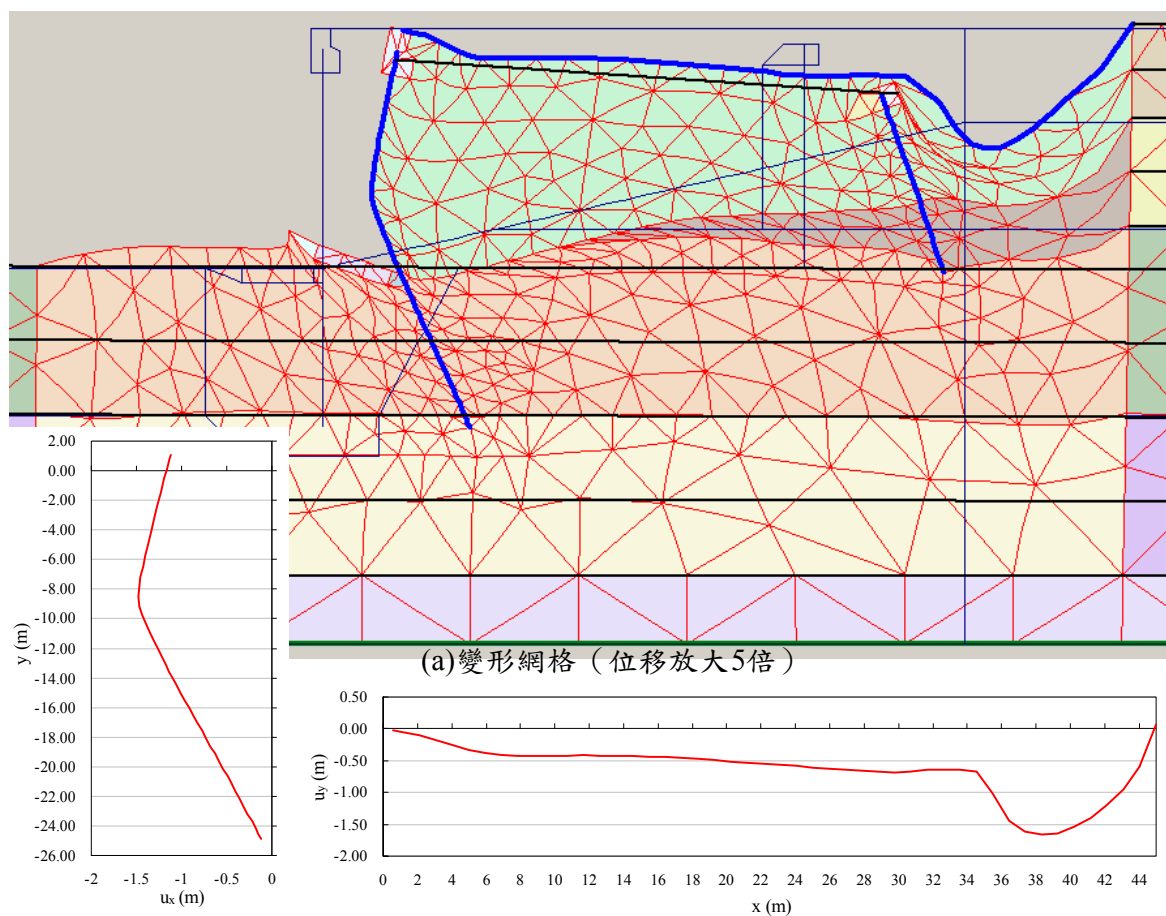


圖3.40 高雄港76號碼頭變形 (集集地震，PGA=0.23g，不考慮液化)

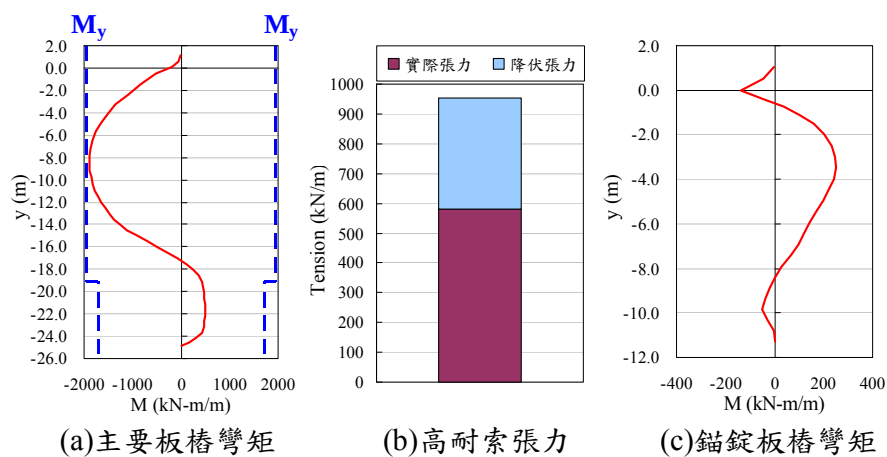


圖3.41 高雄港76號碼頭結構構件應力狀態
(集集地震，PGA=0.23g，不考慮液化)

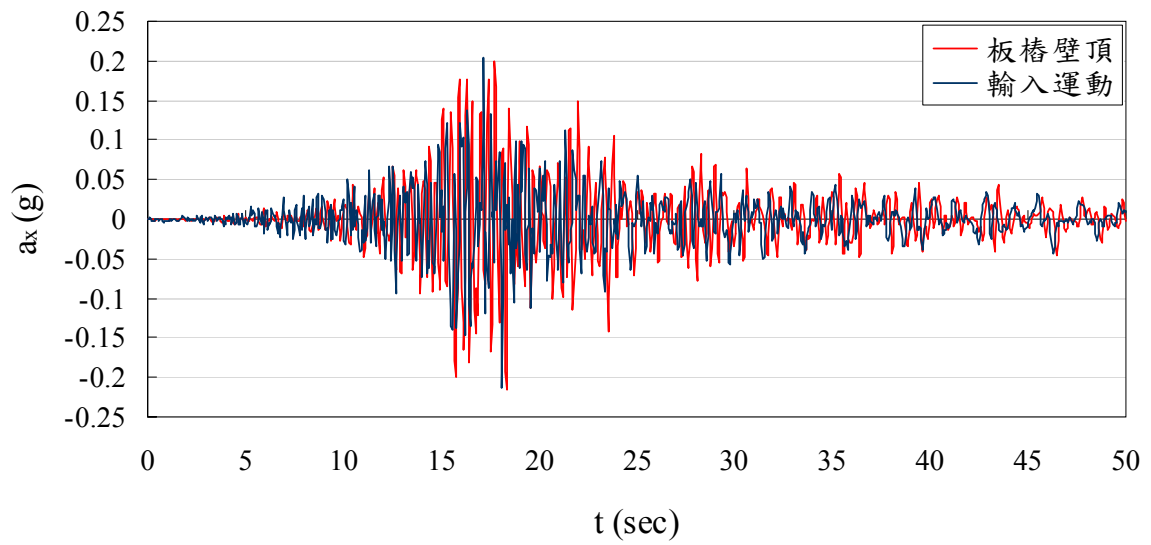


圖3.42 高雄港76號碼頭板樁壁頂加速度歷時
(恆春地震，PGA=0.23g，不考慮液化)

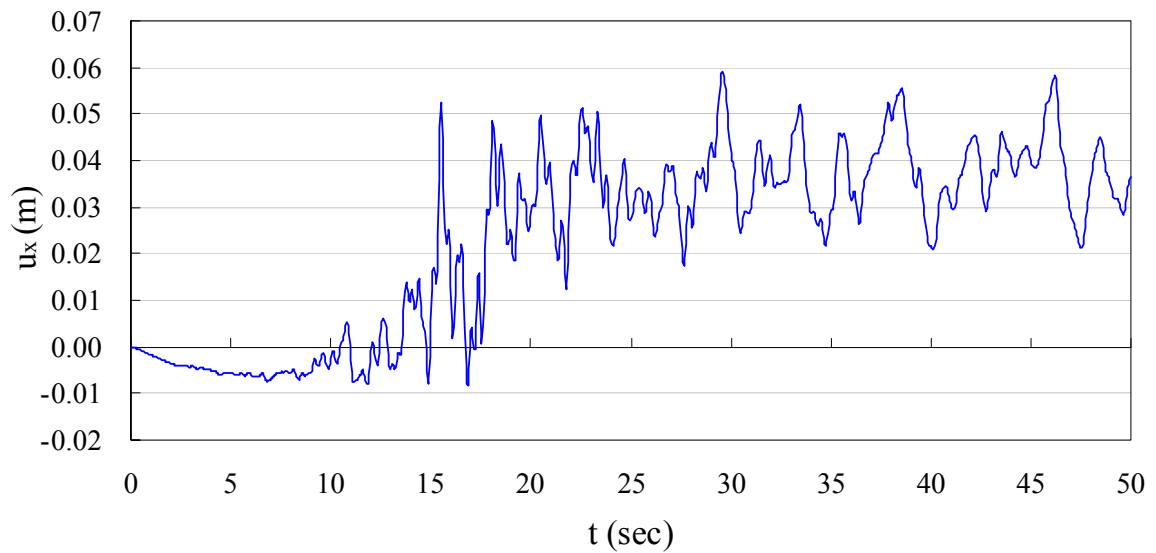


圖3.43 高雄港76號碼頭板樁壁頂位移歷時
(恆春地震，PGA=0.23g，不考慮液化)

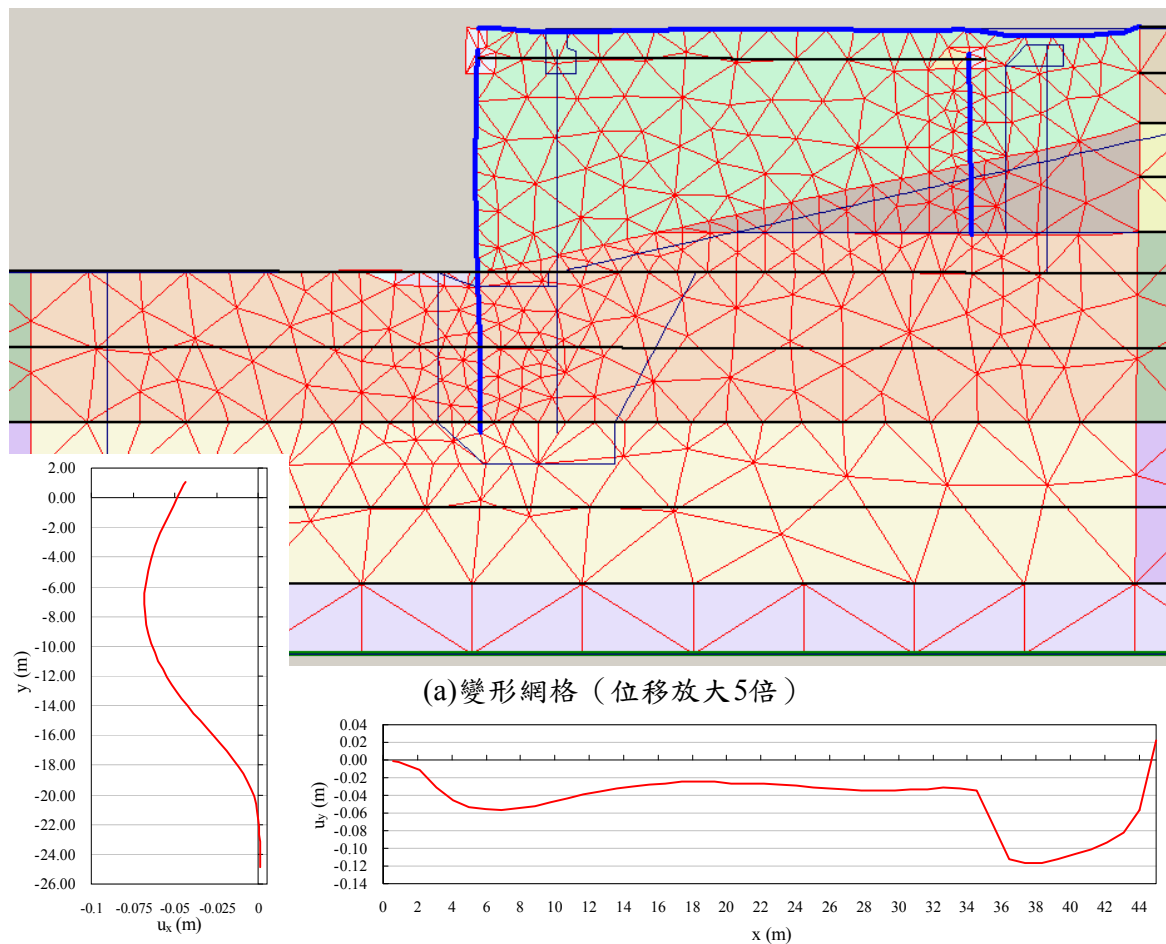


圖3.44 高雄港76號碼頭變形 (恆春地震, $PGA=0.23g$, 不考慮液化)

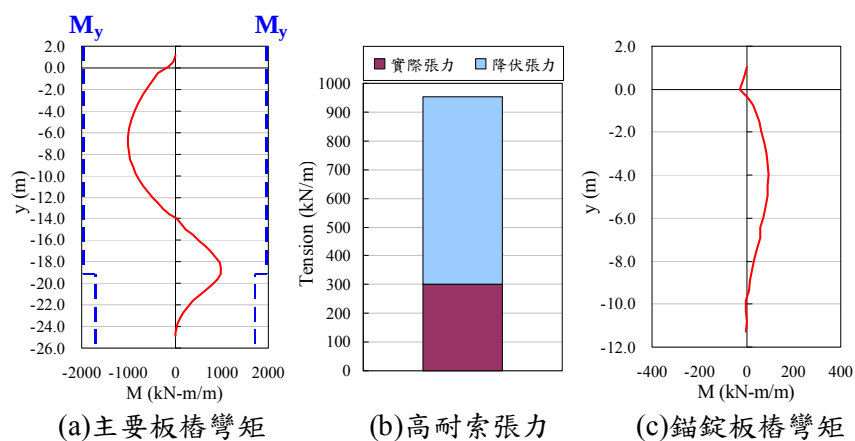


圖3.45 高雄港76號碼頭結構構件應力狀態
(恆春地震, $PGA=0.23g$, 不考慮液化)

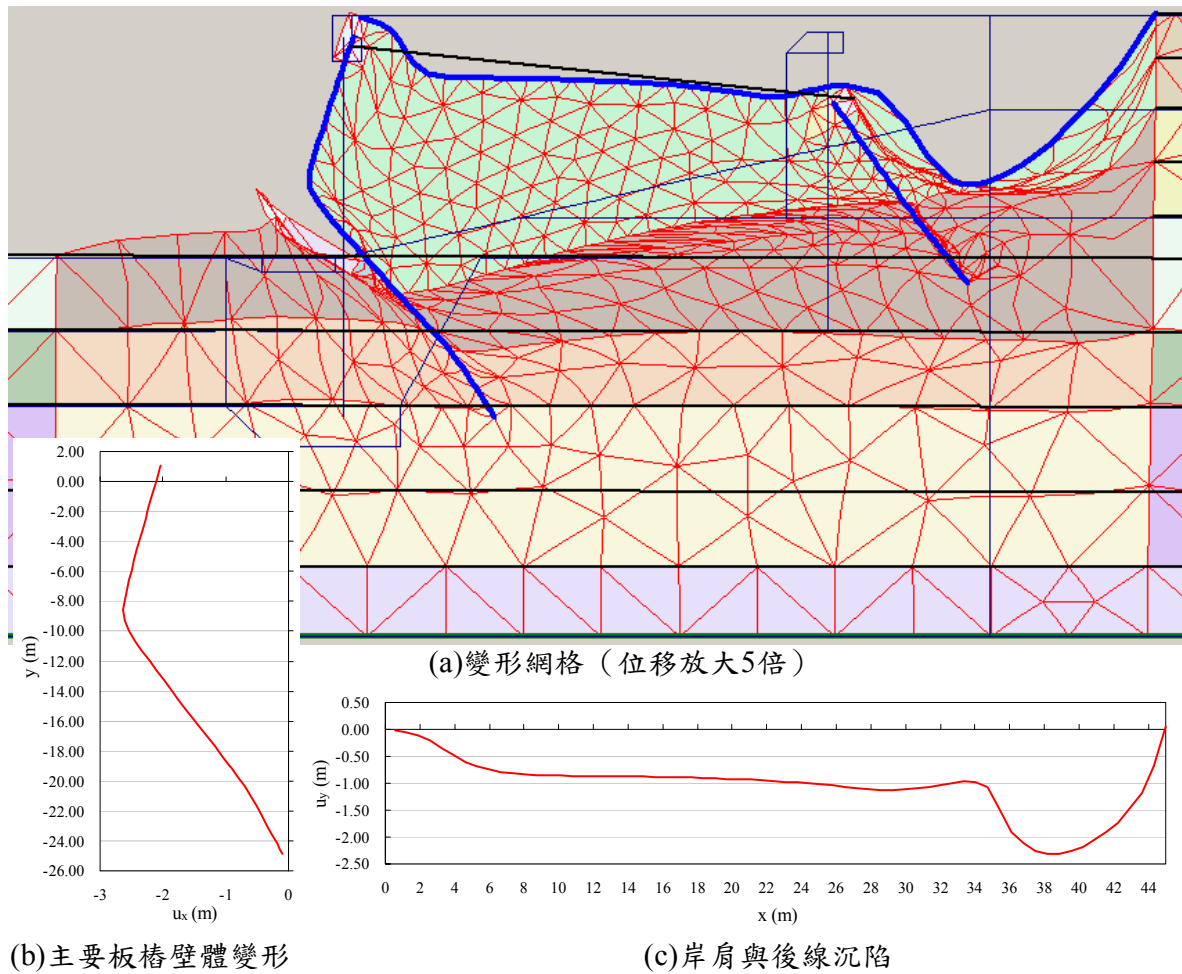


圖3.46 高雄港76號碼頭變形（集集地震，PGA=0.23g，考慮液化）

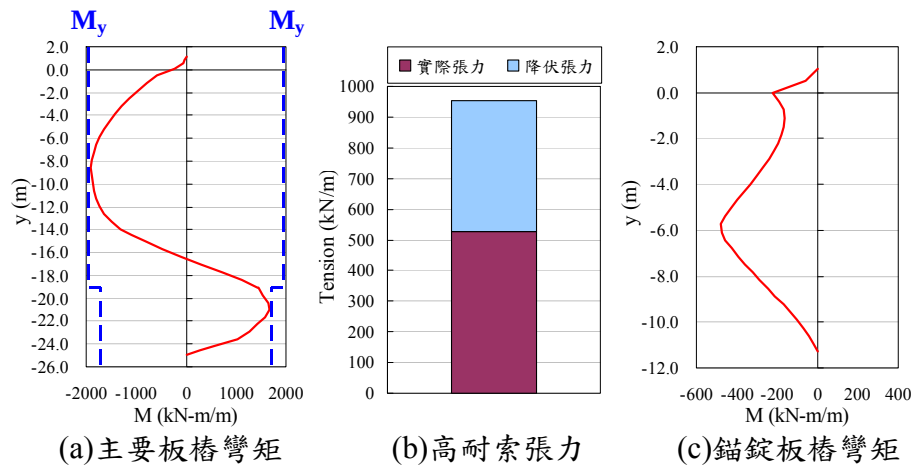


圖3.47 高雄港76號碼頭結構構件應力狀態
（集集地震，PGA=0.23g，考慮液化）

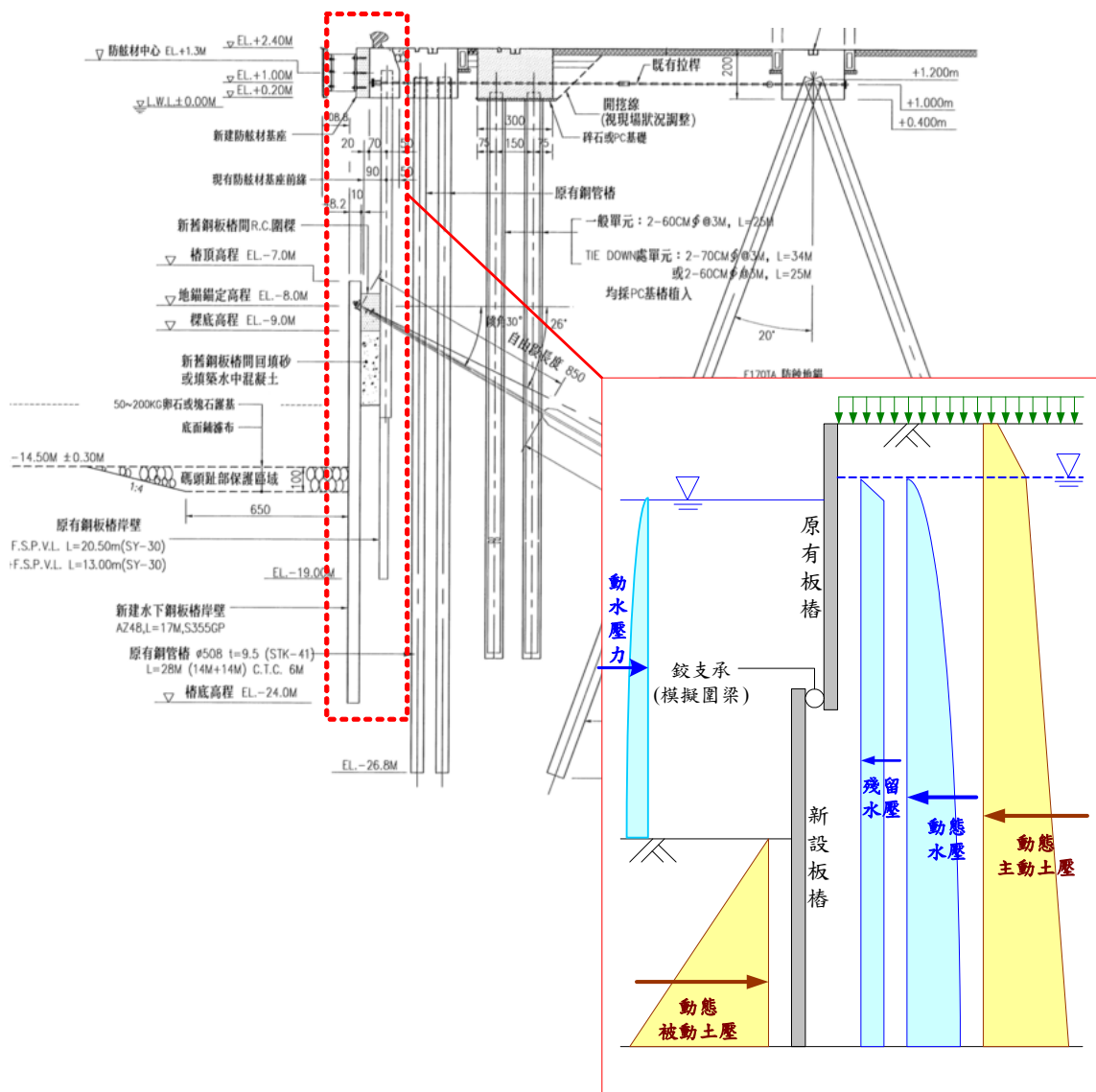


圖3.48 高雄港65~66號碼頭新舊板樁牆簡易分析模式示意圖

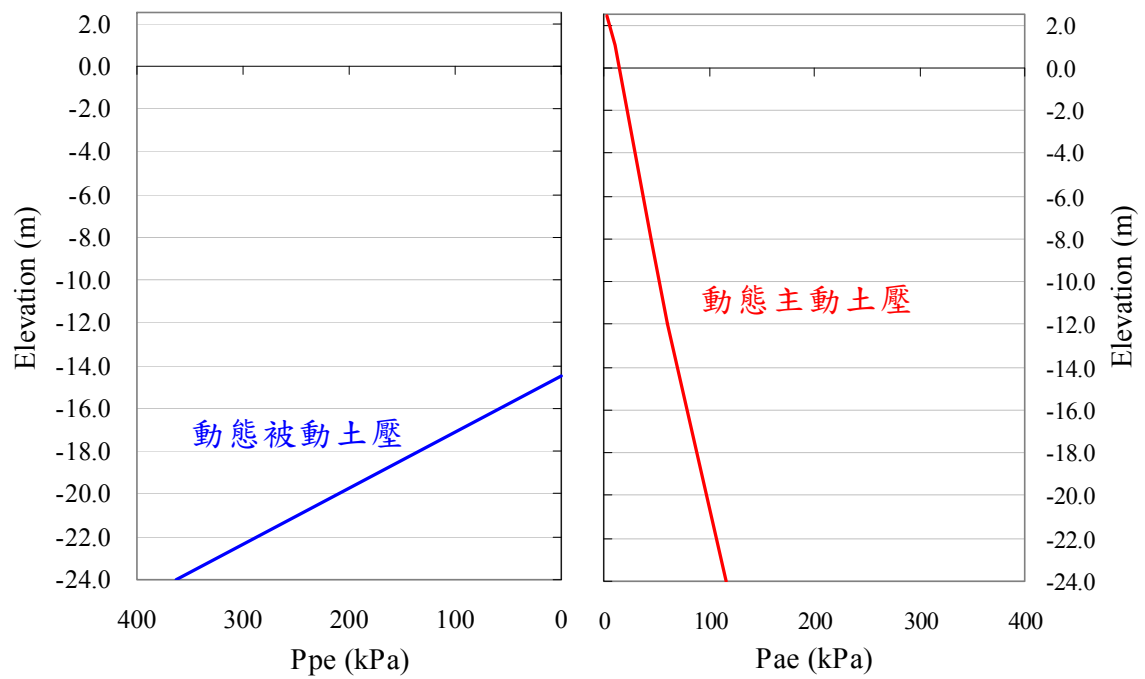


圖3.49 高雄港65~66號碼頭動態土壓水平分量沿板樁分布（無液化）

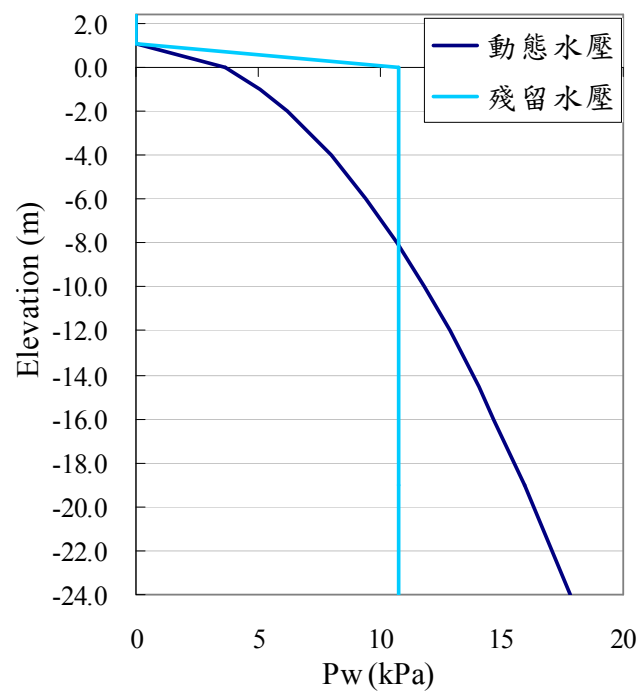


圖3.50 高雄港65~66號碼頭動態水壓與殘留水壓沿板樁分布（無液化）

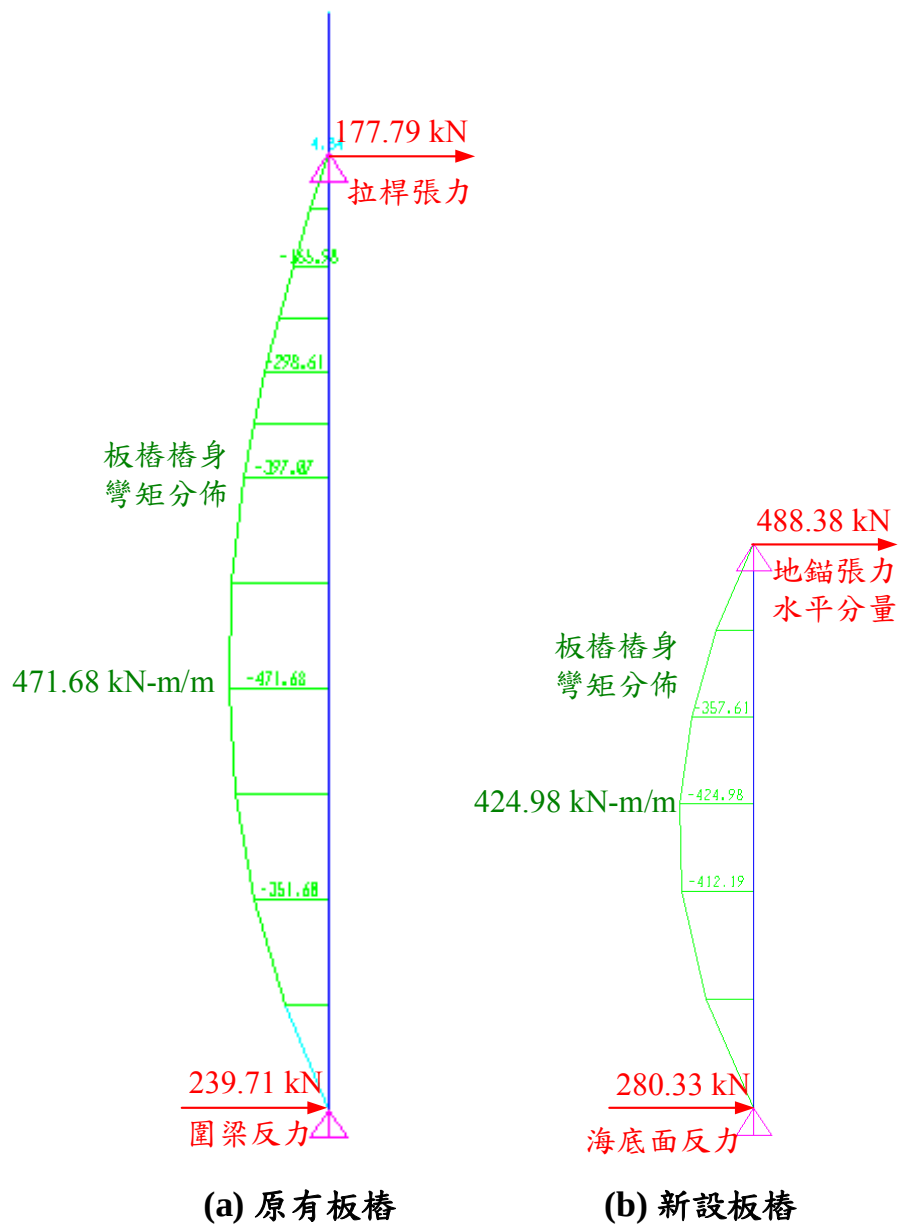


圖3.51 高雄港65~66號碼頭簡易分析所得板樁受力狀態（無液化）

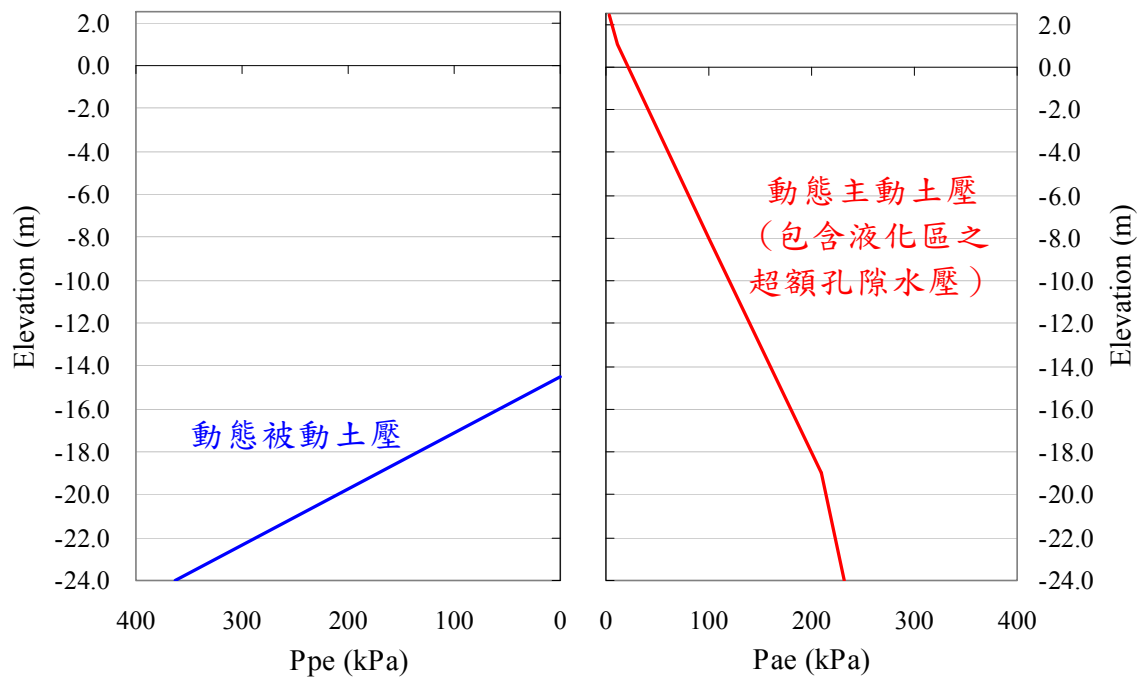


圖3.52 高雄港65~66號碼頭動態土壓水平分量沿板樁分布（液化）

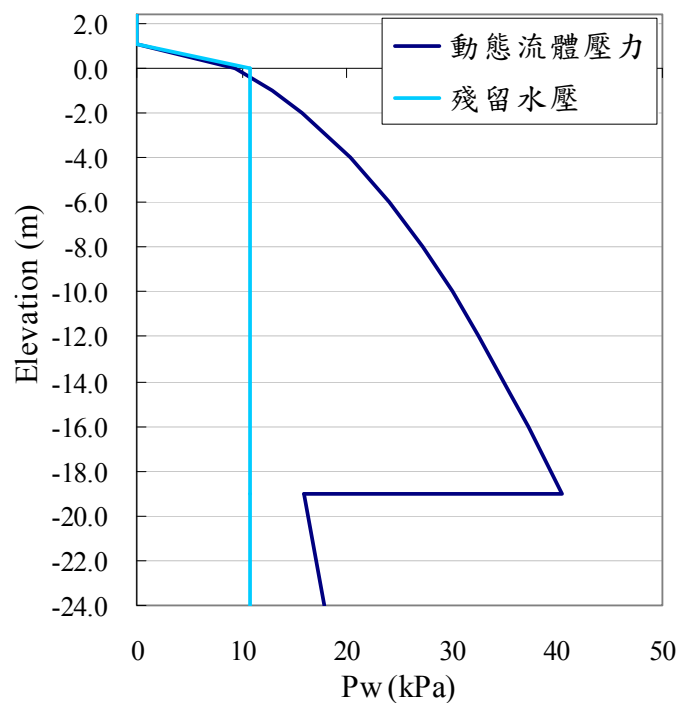


圖3.53 高雄港65~66號碼頭動態流體壓力與殘留水壓沿板樁分布（液化）

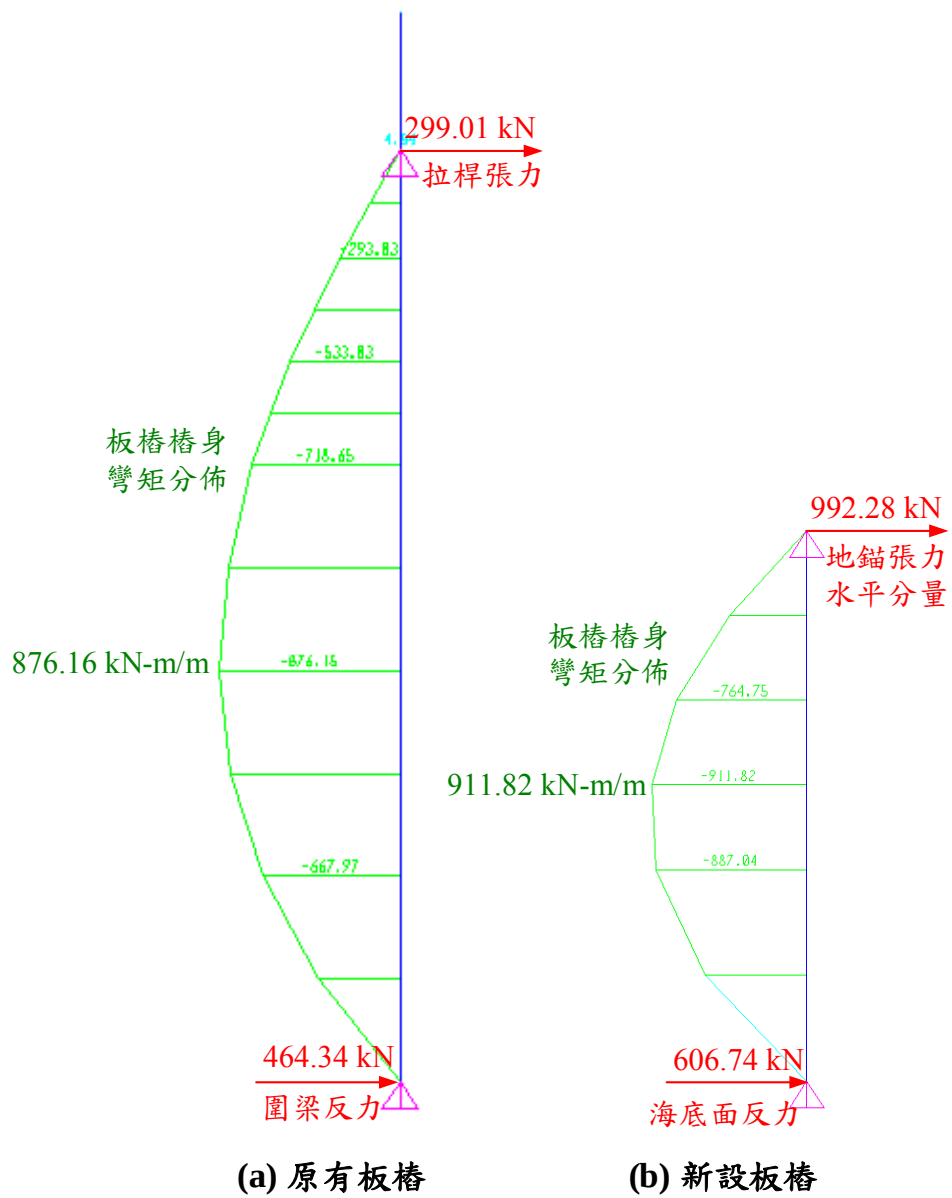


圖3.54 高雄港65~66號碼頭簡易分析所得板樁受力狀態（液化）

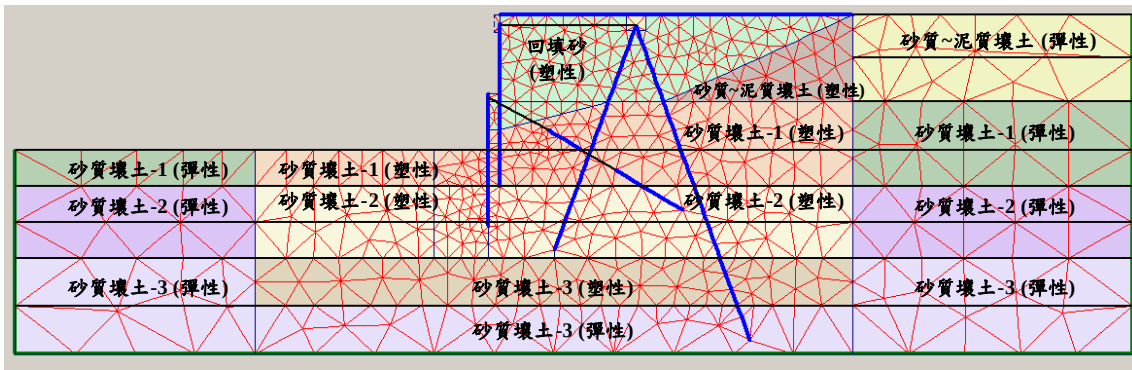


圖3.55 高雄港65~66號碼頭有限元素分析模型

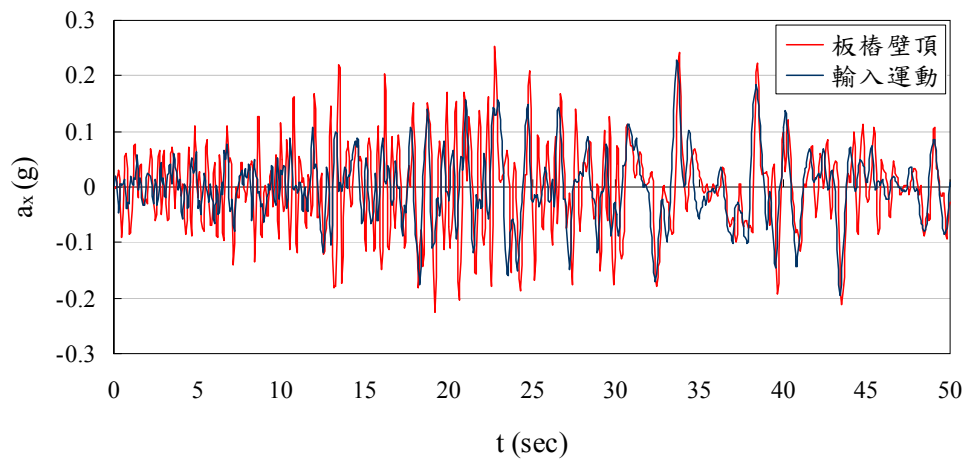


圖3.56 高雄港65~66號碼頭板樁壁頂加速度歷時
(集集地震, PGA=0.23g, 不考慮液化)

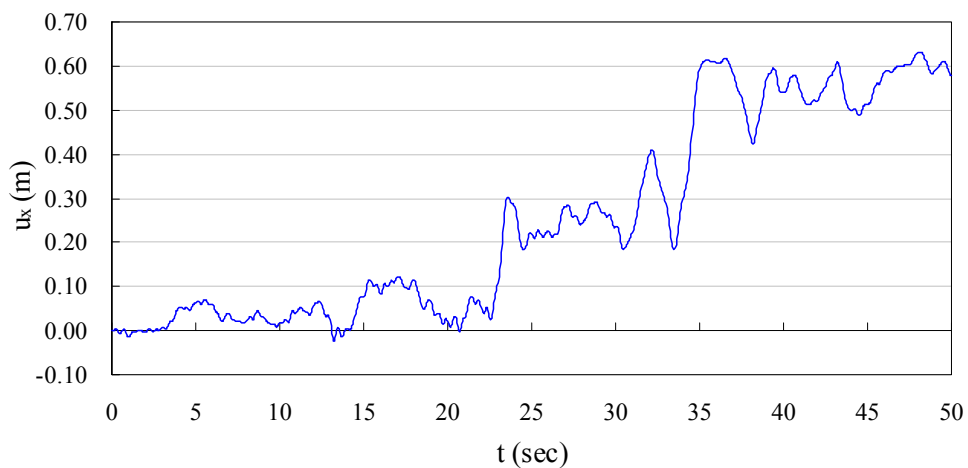


圖3.57 高雄港65~66號碼頭板樁壁頂位移歷時
(集集地震, PGA=0.23g, 不考慮液化)

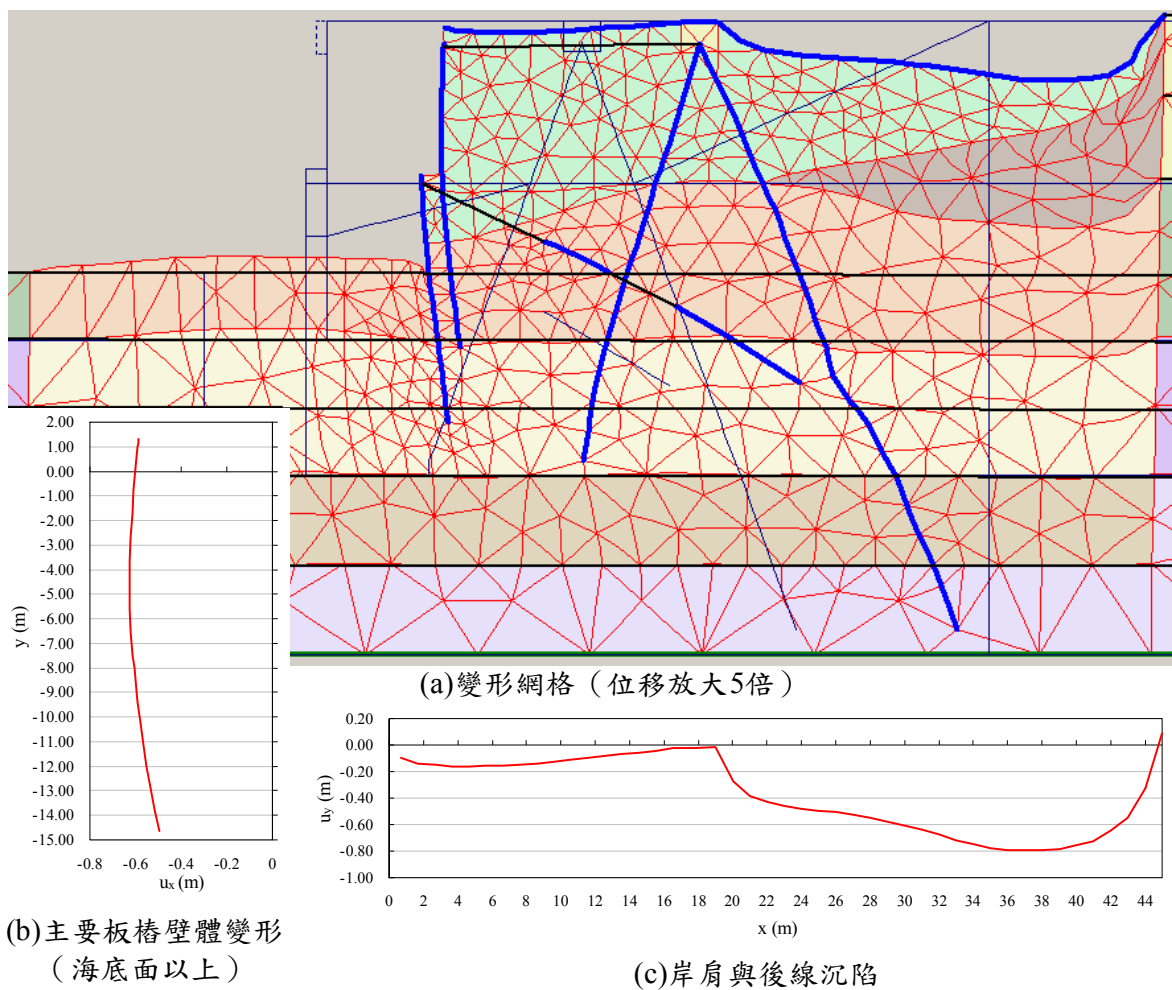


圖3.58 高雄港65~66號碼頭變形(集集地震, $PGA=0.23g$, 不考慮液化)

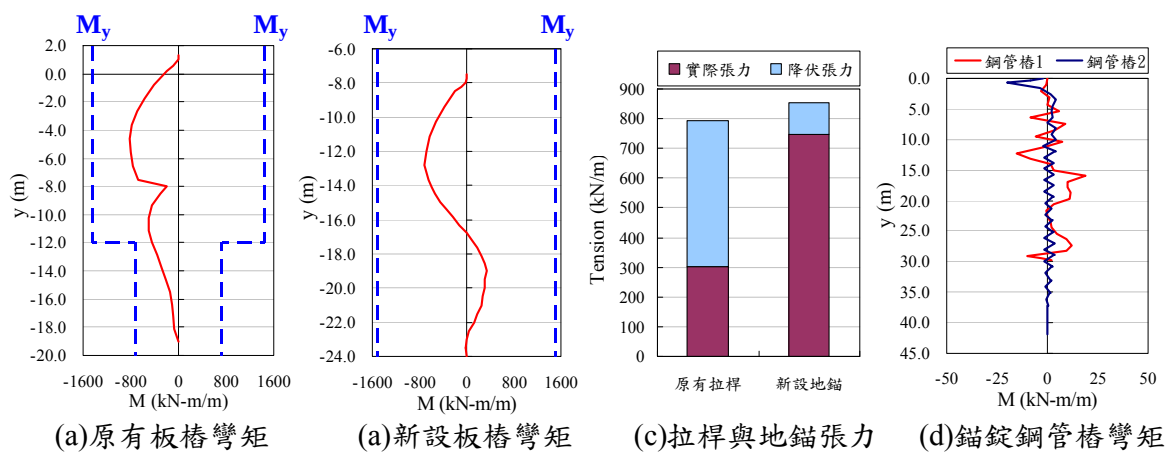


圖3.59 高雄港65~66號碼頭結構構件應力狀態
(集集地震, $PGA=0.23g$, 不考慮液化)

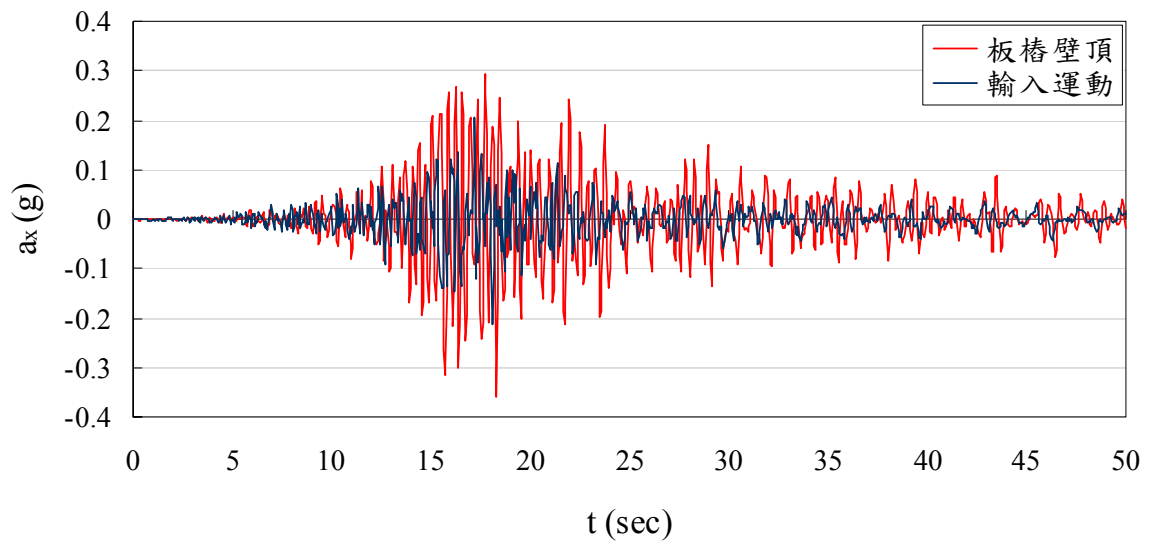


圖3.60 高雄港65~66號碼頭板樁壁頂加速度歷時
(恆春地震, $PGA=0.23g$, 不考慮液化)

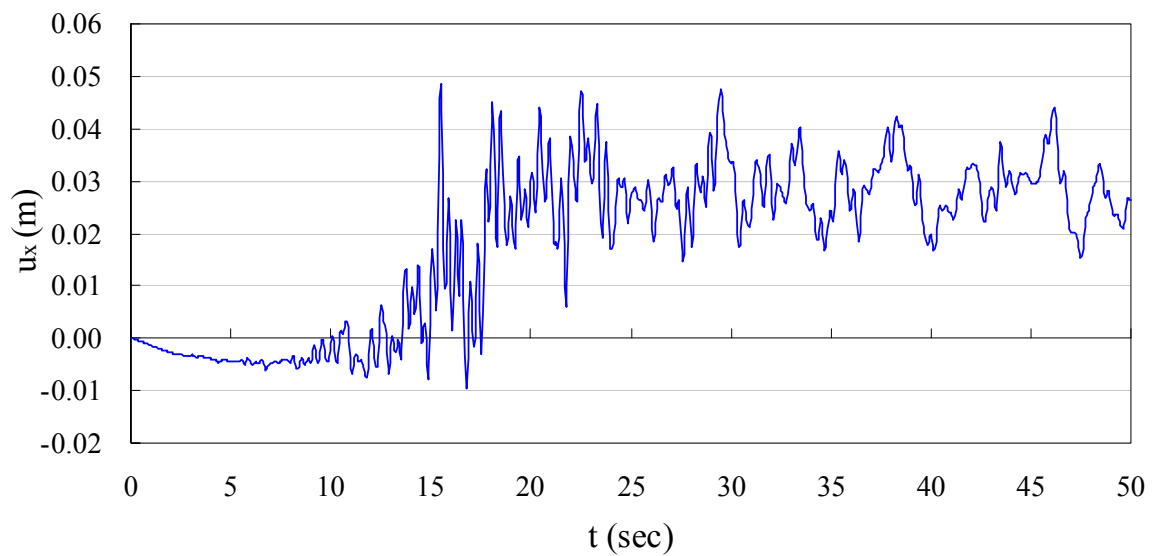


圖3.61 高雄港65~66號碼頭板樁壁頂位移歷時
(恆春地震, $PGA=0.23g$, 不考慮液化)

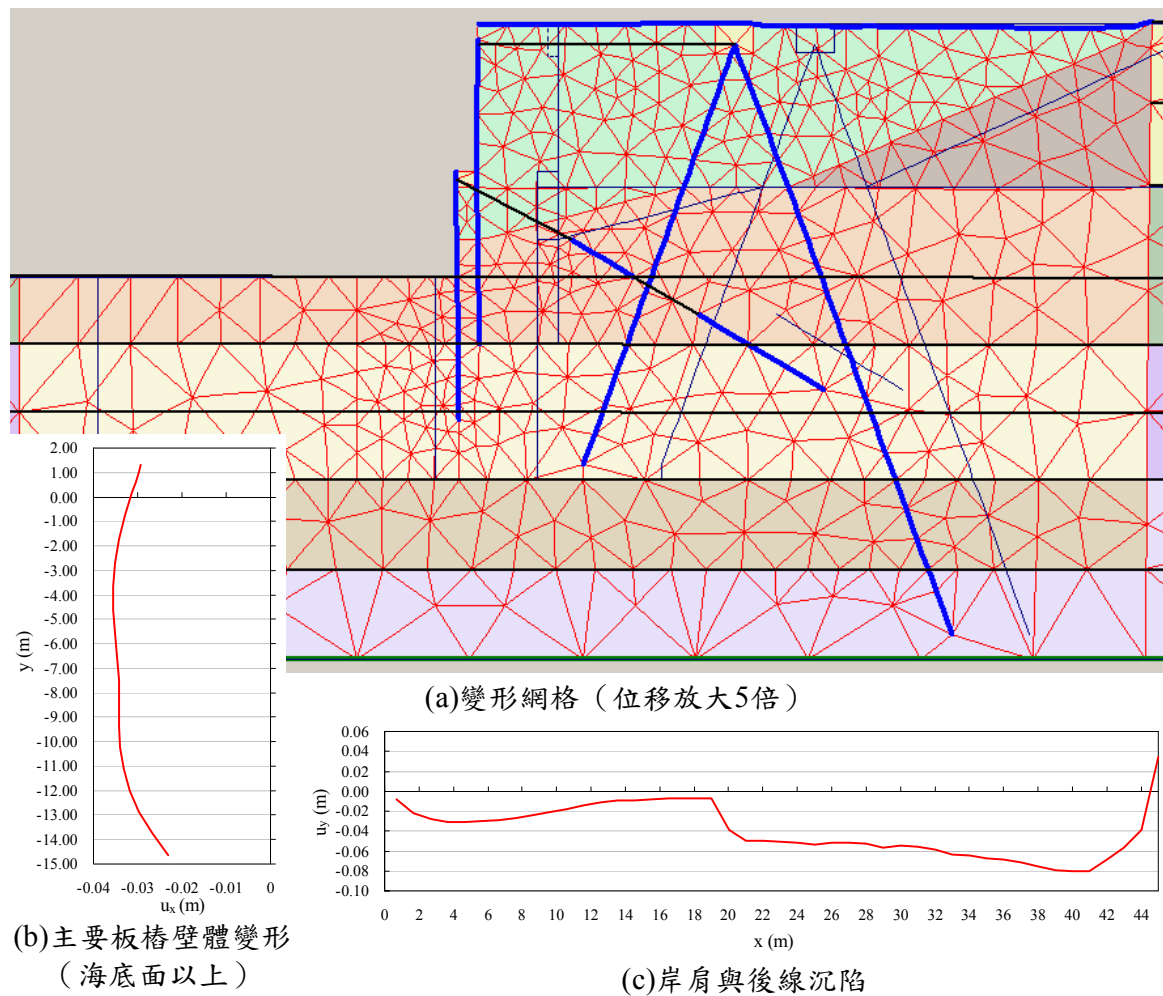


圖3.62 高雄港65~66號碼頭變形(恆春地震, $PGA=0.23g$, 不考慮液化)

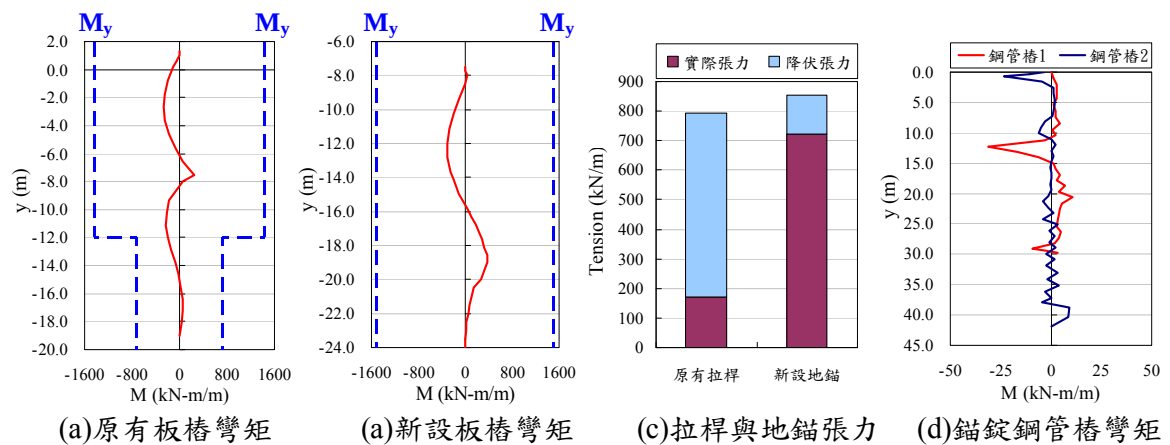


圖3.63 高雄港65~66號碼頭結構構件應力狀態
(恆春地震, $PGA=0.23g$, 不考慮液化)

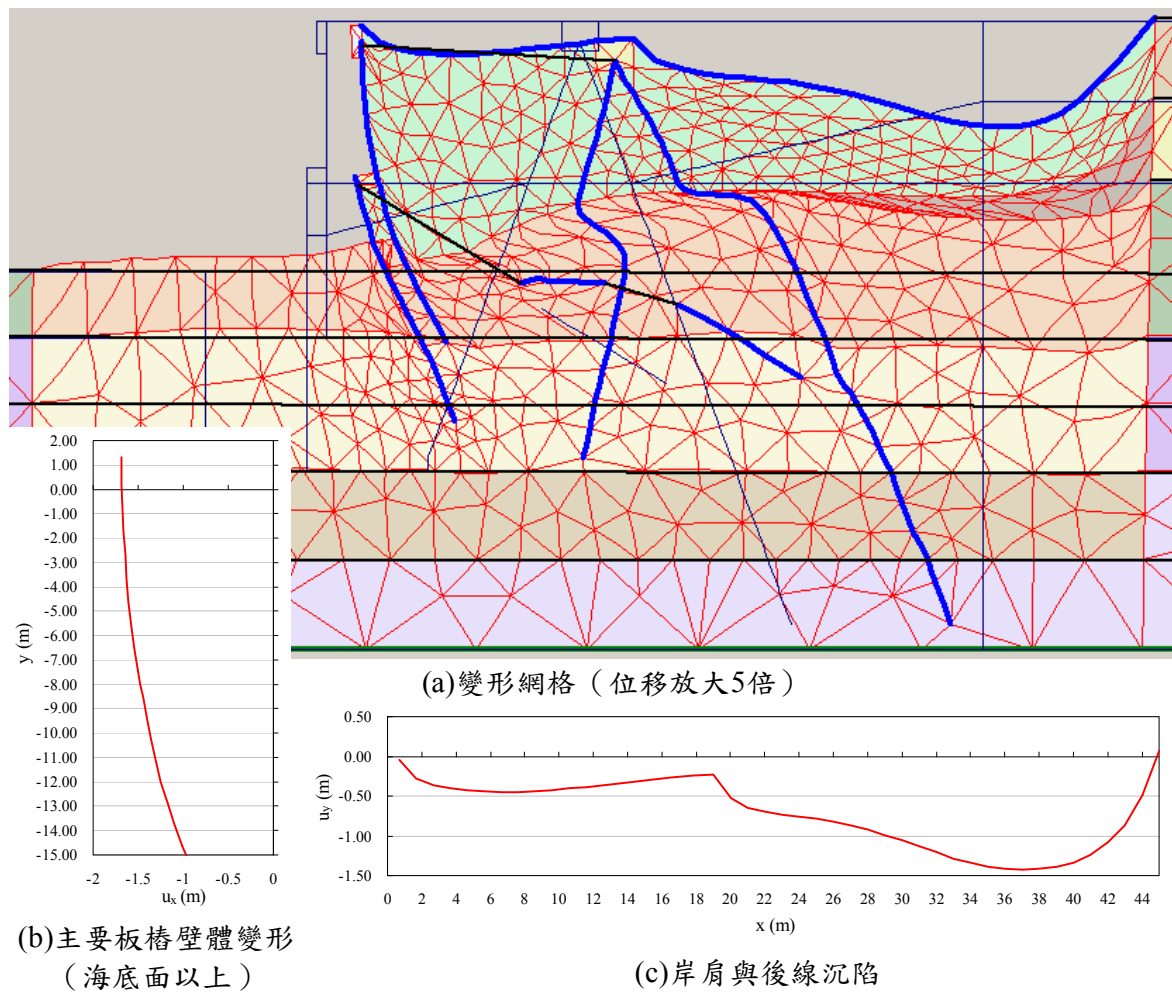


圖3.64 高雄港65~66號碼頭變形（恆春地震，PGA=0.23g，考慮液化）

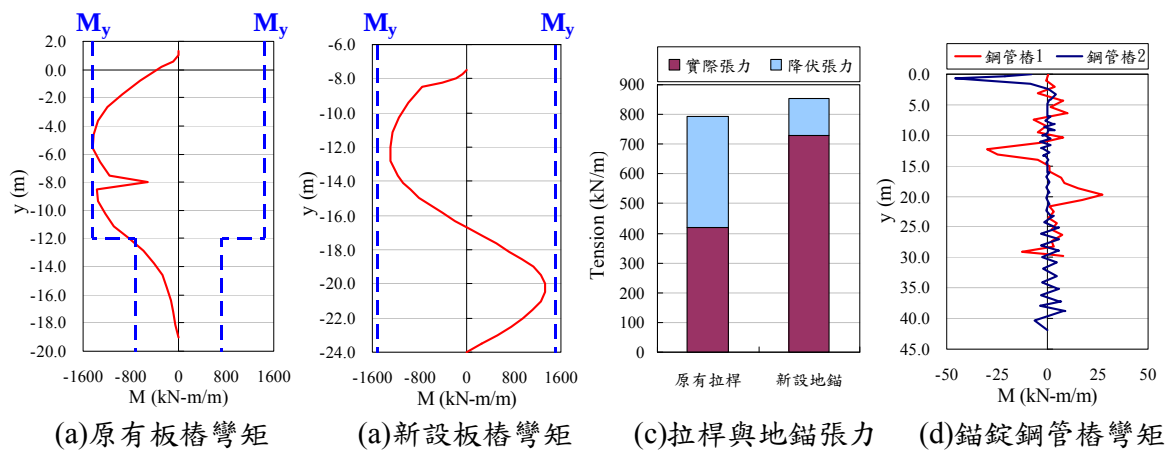


圖3.65 高雄港65~66號碼頭結構構件應力狀態
（恆春地震，PGA=0.23g，考慮液化）

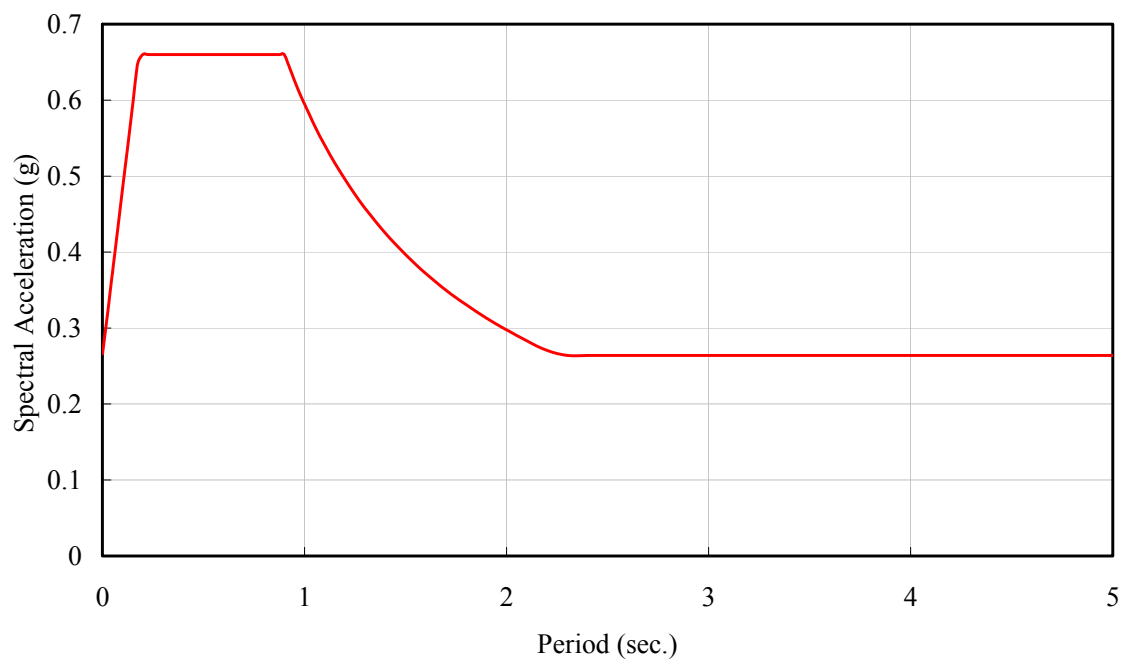
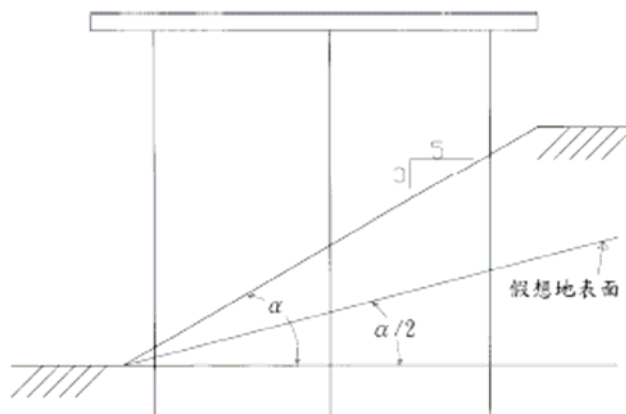


圖3.66 高雄港設計地震反應譜

(設計地震 $S_s=0.6$ 、 $S_1=0.35$ ，考慮場址效應 $F_a=1.1$ 、 $F_v=1.7$)



(引自：港灣構造物功能性設計法之研究(3/3)，交通部運輸研究所，2005)

圖3.67 假想地表面示意圖

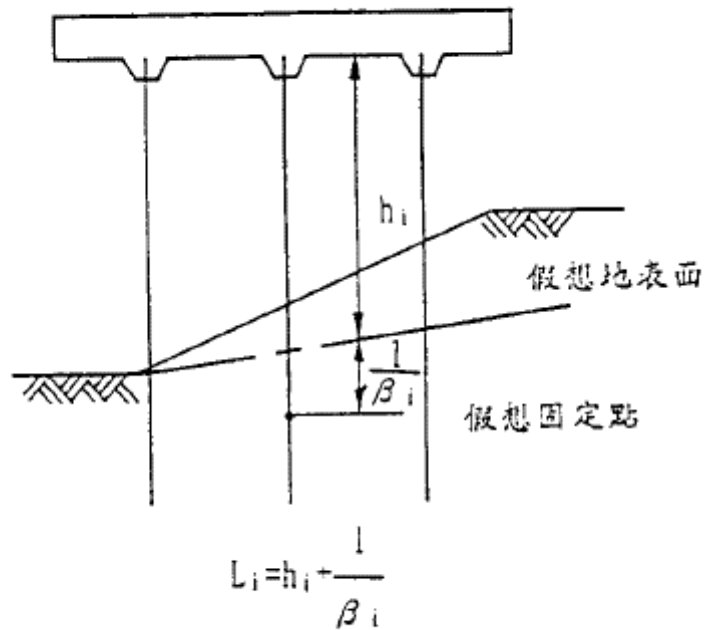


圖3.68 基樁樁頭至假想固定點之長度 L_i 示意圖

(引自：港灣構造物設計基準修訂，交通部運輸研究所，2005)

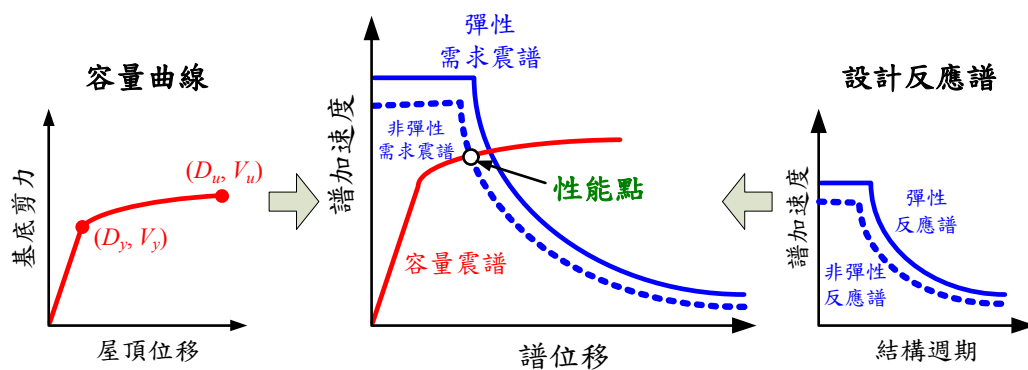


圖3.69 容量震譜法示意圖

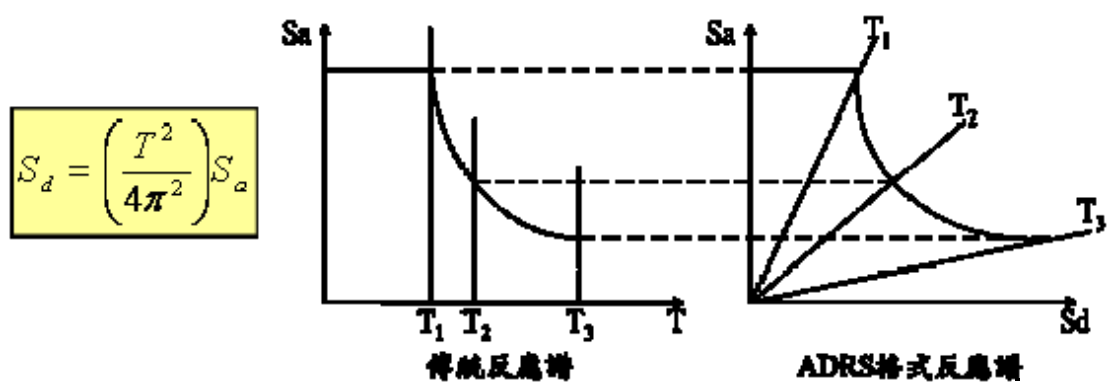
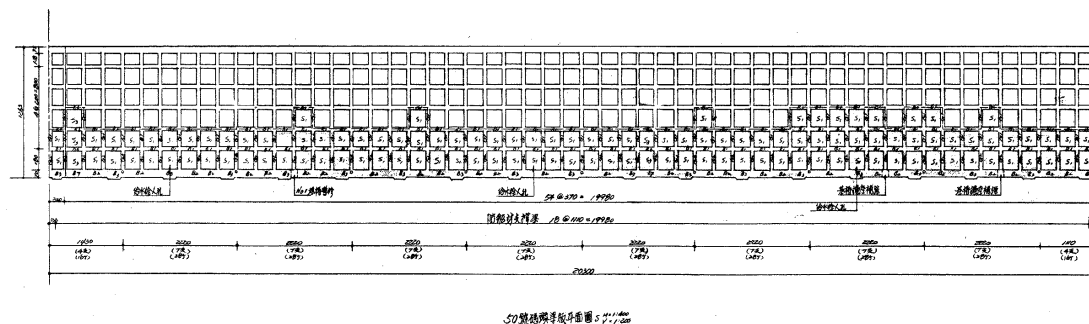
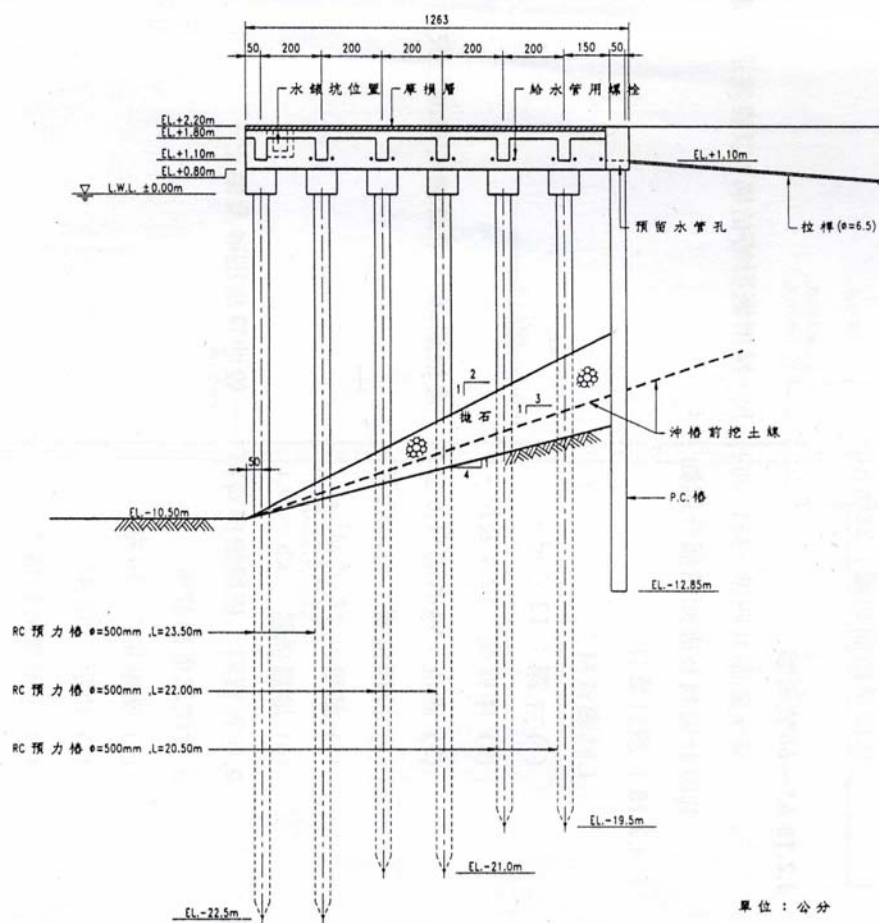
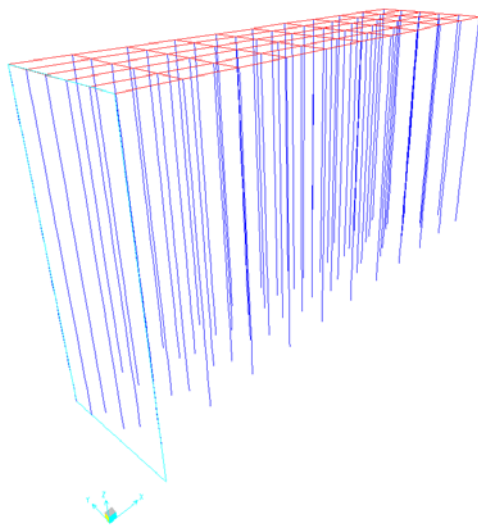
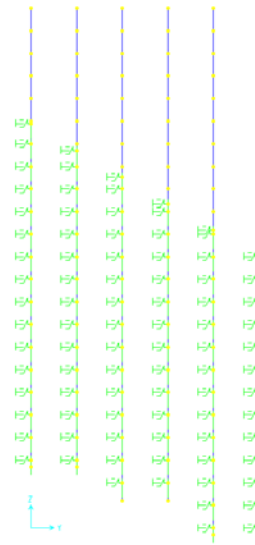


圖3.70 傳統反應譜與ADRS格式反應譜之比較





(a) 3D 模型



(b) XY 平面

圖3.73 50號碼頭之SAP2000分析模型

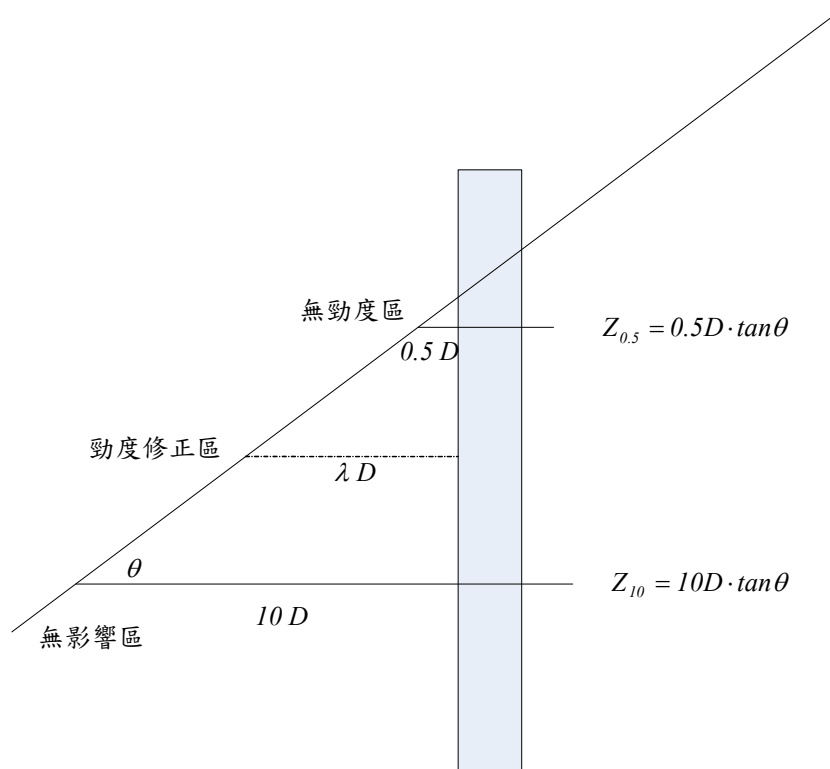
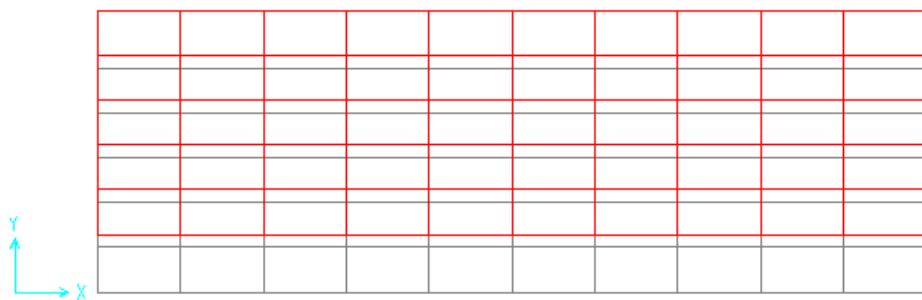
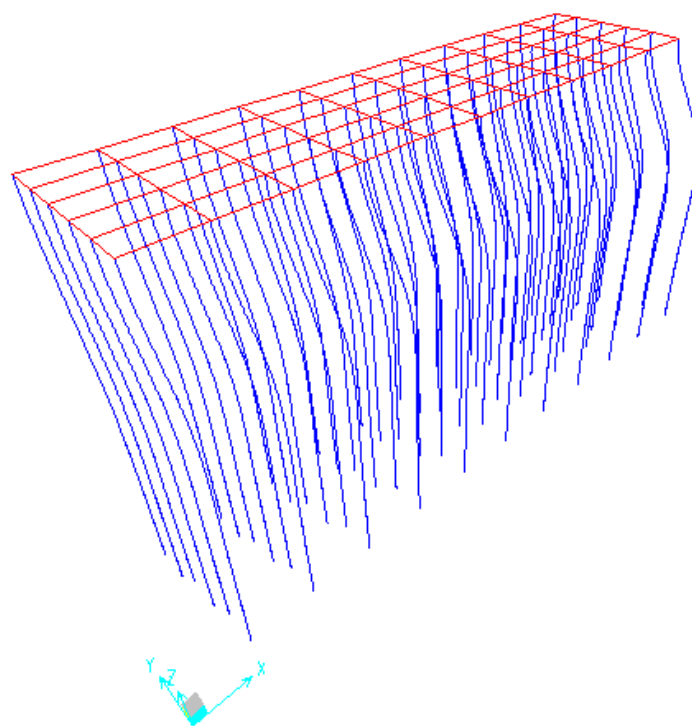


圖3.74 邊坡對水平地盤反力係數之影響範圍示意圖



(a) XY 平面



(b) 3D 模型

圖3.75 50號碼頭之模型振態 ($T = 0.733\text{sec}$)

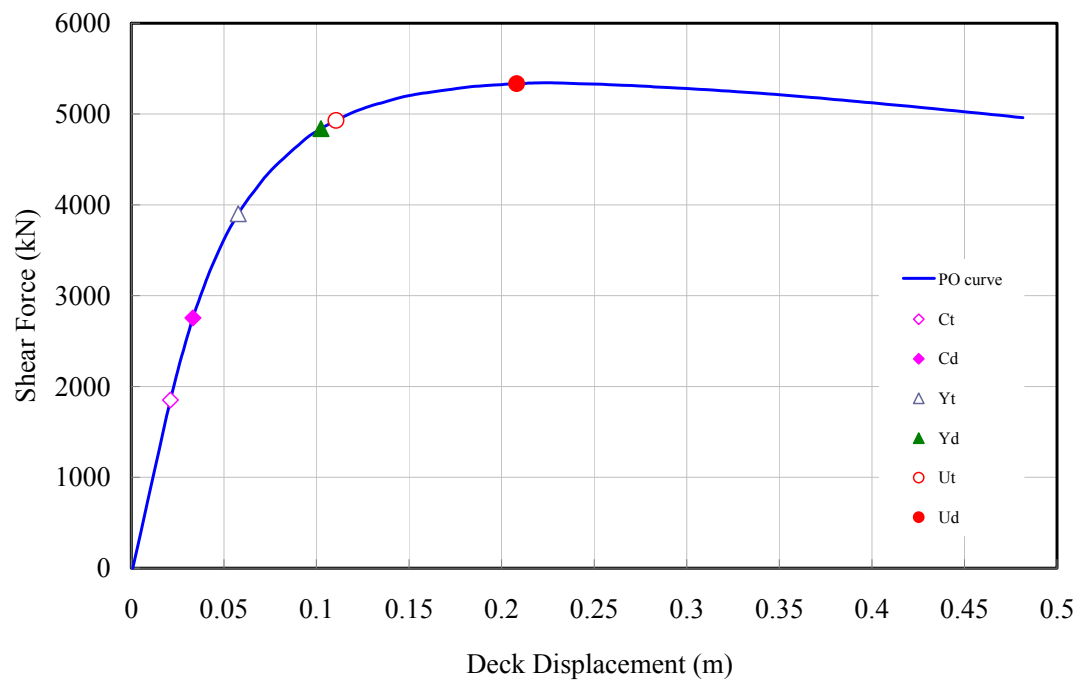


圖3.76 50號碼頭之容量曲線（Y向）

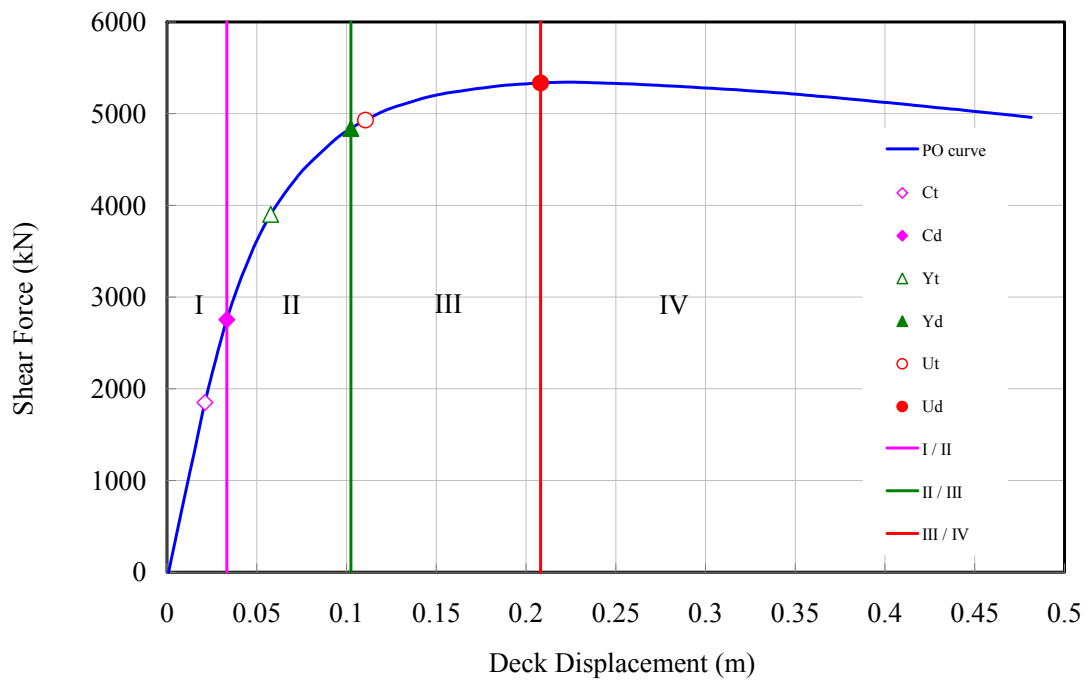


圖3.77 50號碼頭之容量曲線（Y向）與損壞等級之關係

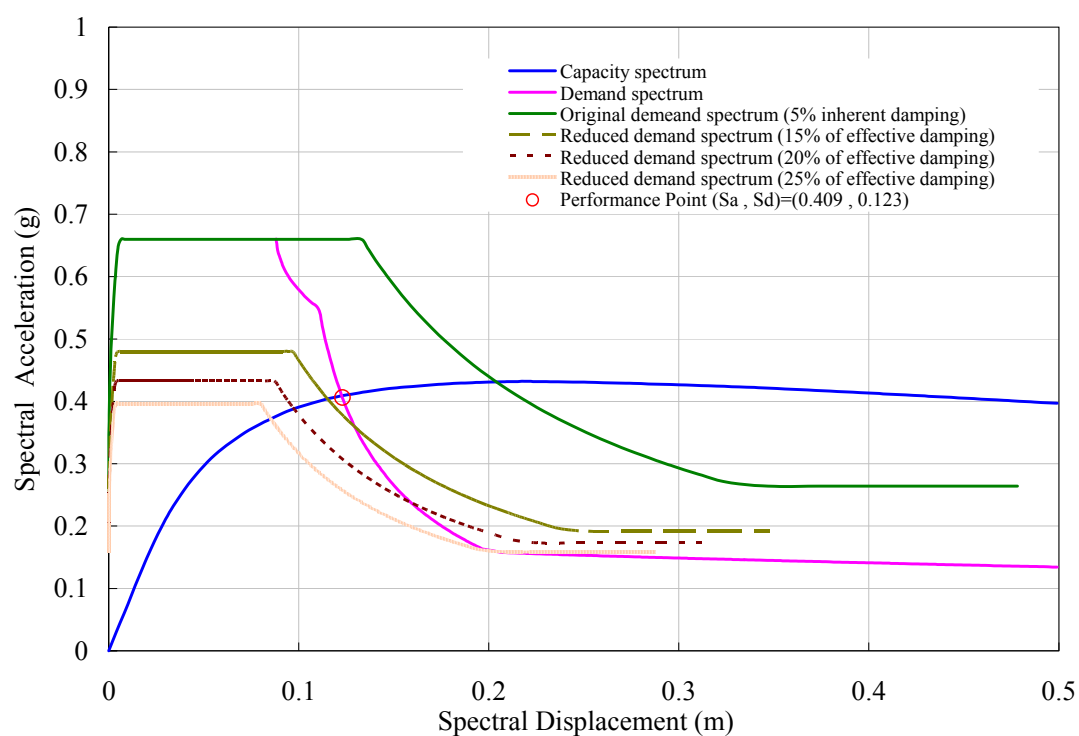


圖3.78 50號碼頭容量震譜法之性能點（高雄市設計反應譜）

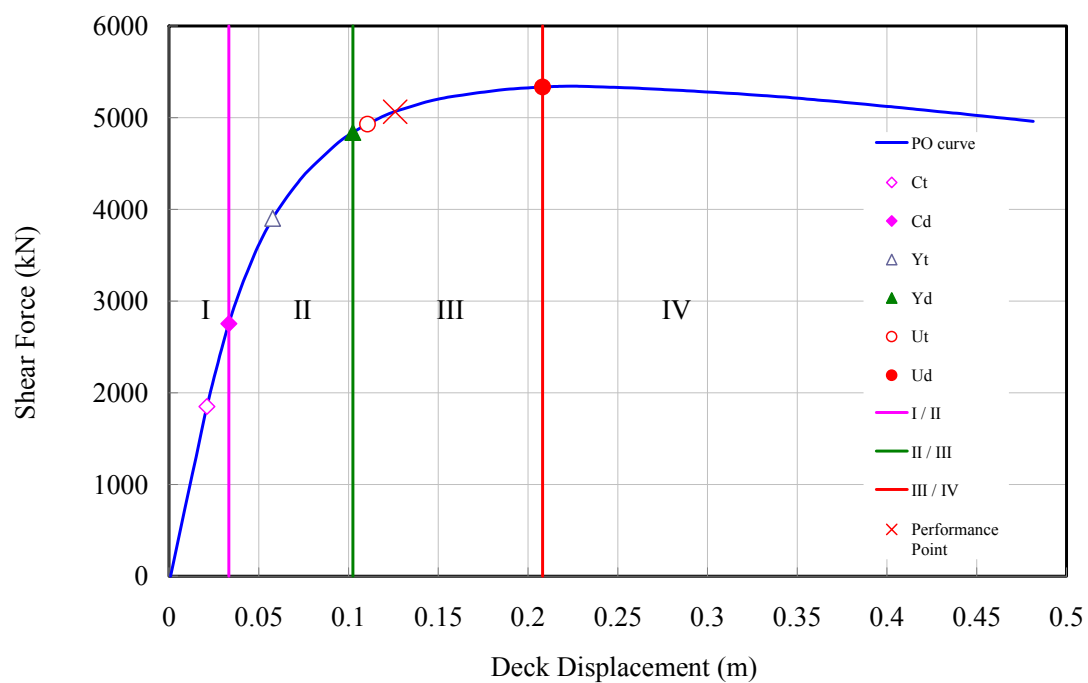
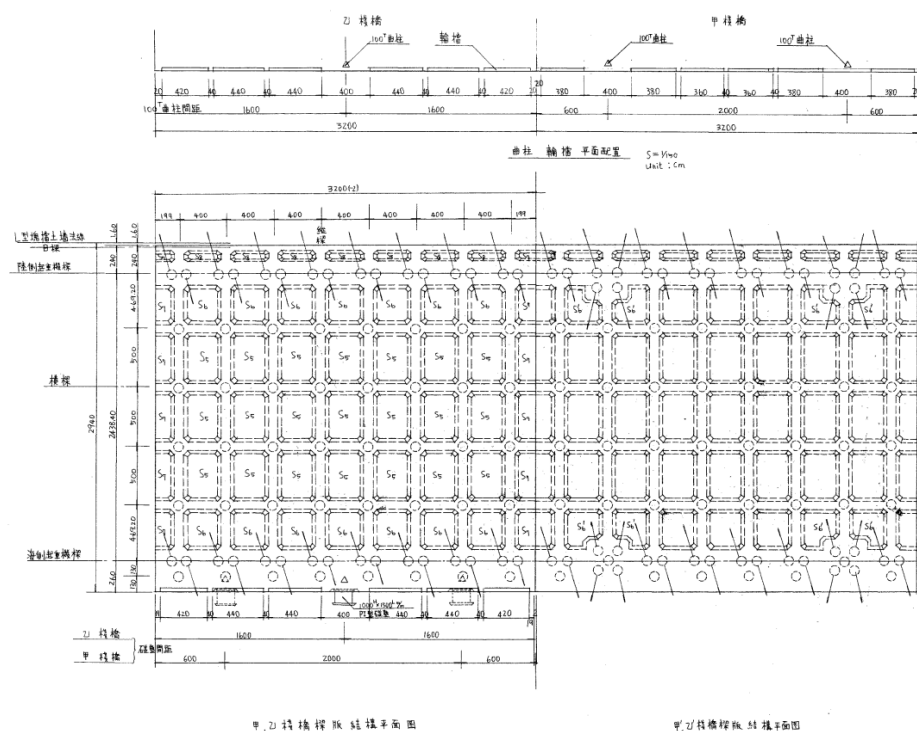
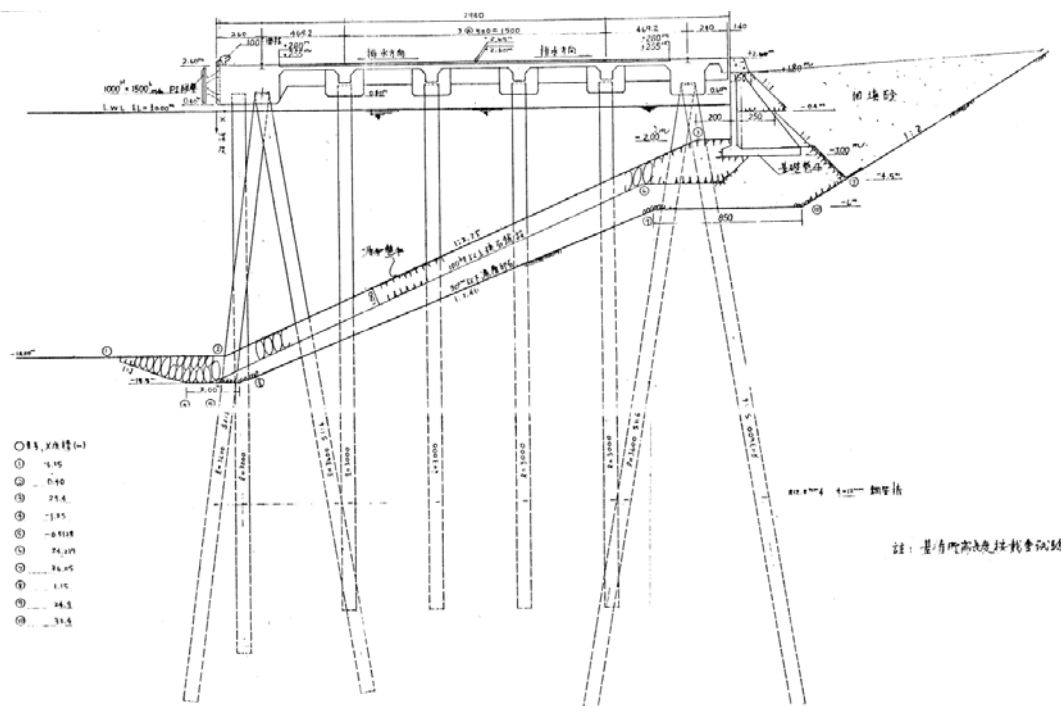
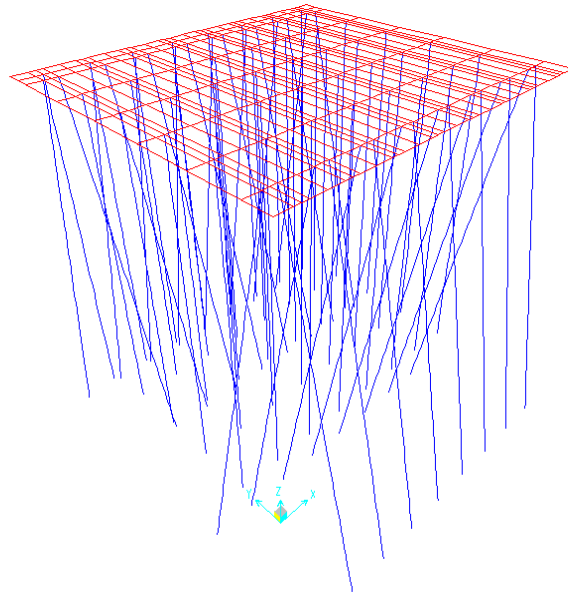
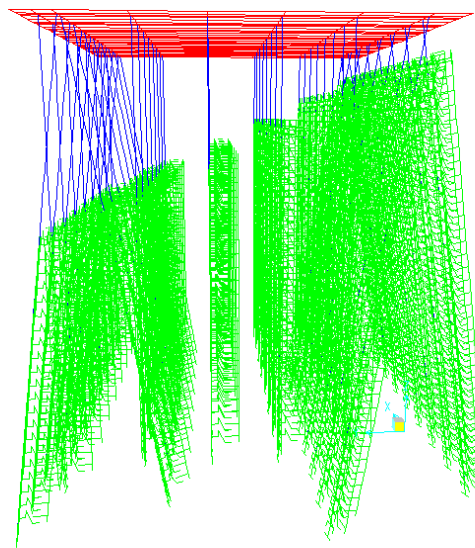


圖3.79 50號碼頭性能點與損壞等級之關係



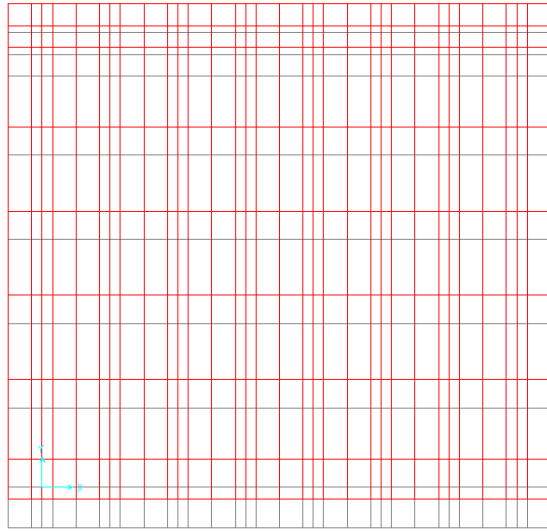


(a) 3D 模型

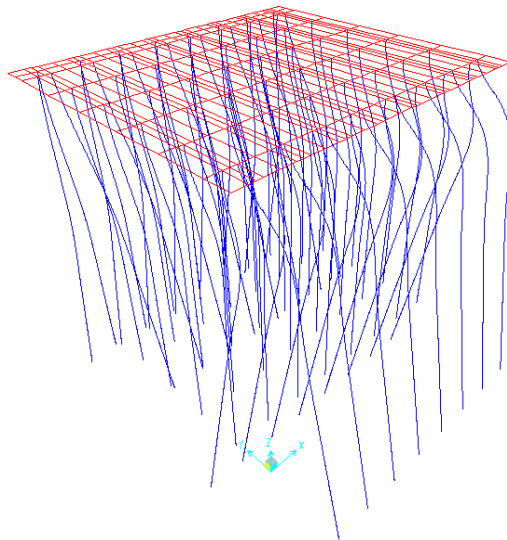


(b) 3D (含土壤彈簧)

圖3.82 120號碼頭之SAP2000分析模型



(a) XY 平面



(b) 3D 模型

圖3.83 120號模態振型分析 ($T=0.432\text{sec}$)

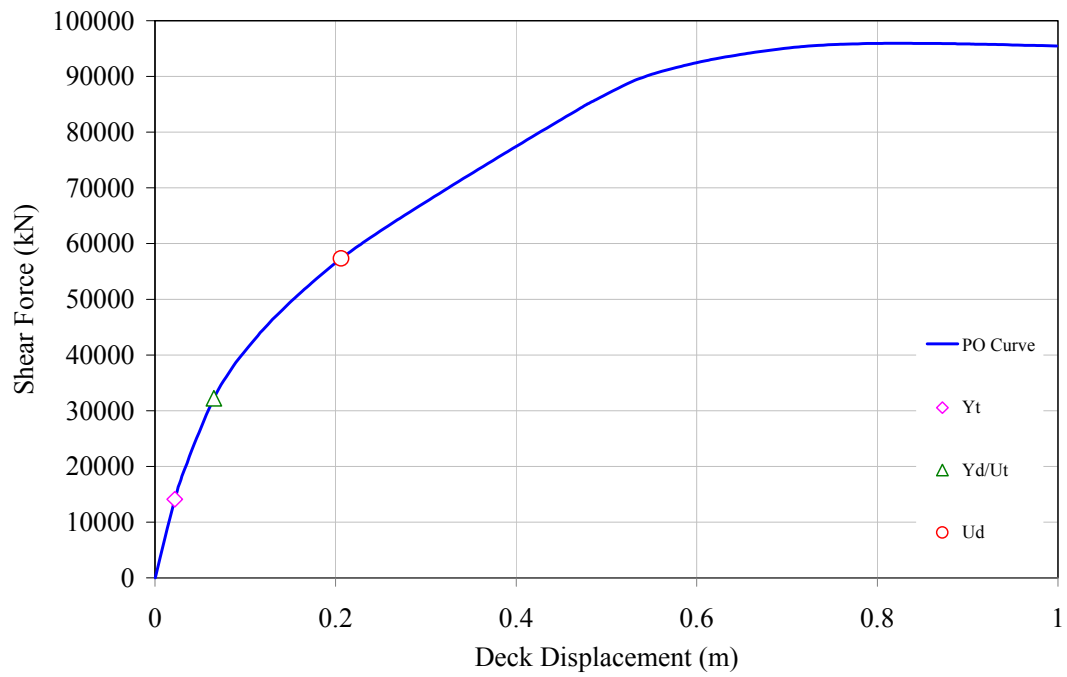


圖3.84 120號碼頭之容量曲線（Y向）

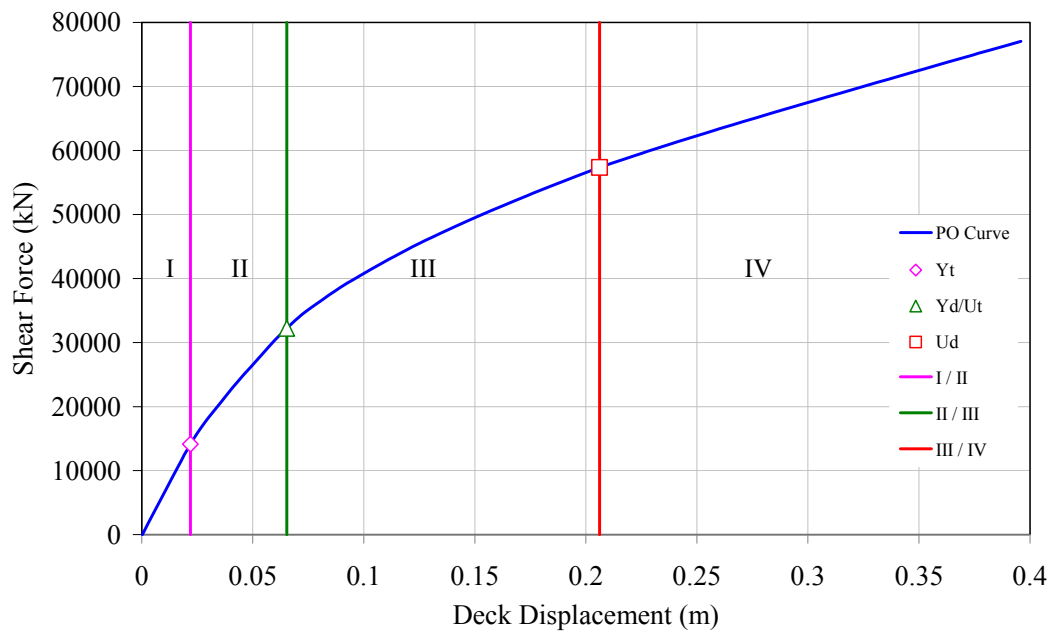


圖3.85 120號碼頭之容量曲線（Y向）與損壞等級之關係

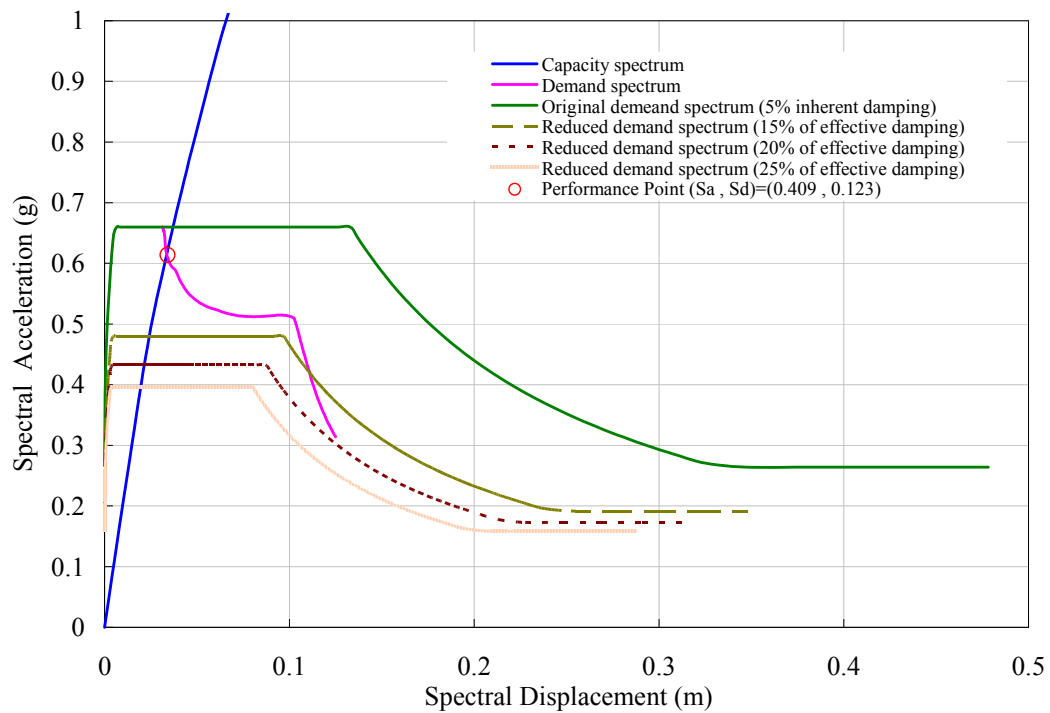


圖3.86 120號碼頭容量震譜法之性能點（高雄市設計反應譜）

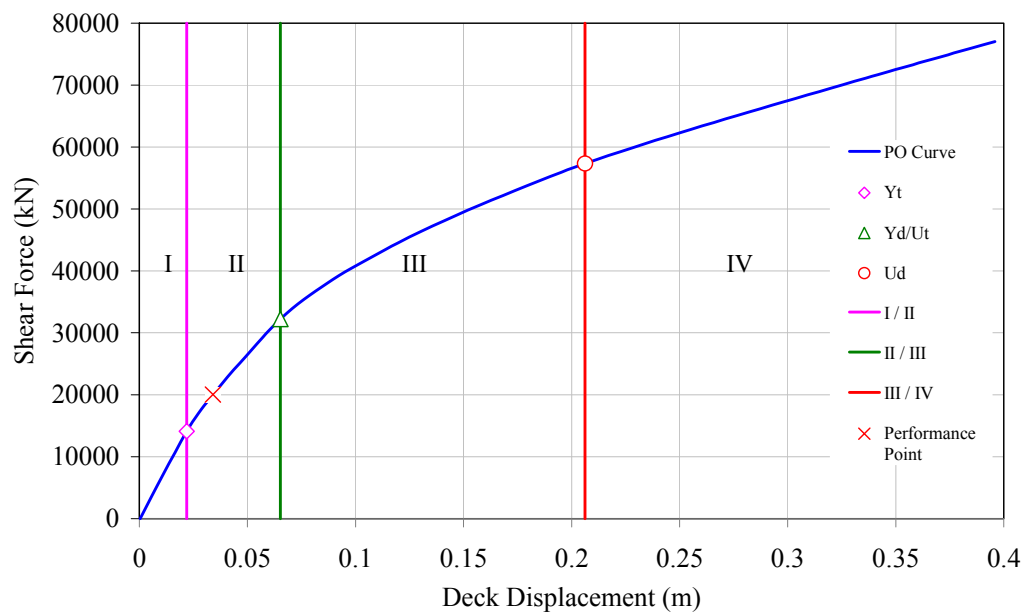


圖3.87 120號碼頭性能點與損壞等級之關係



(a) 99/03/18 Test 5-3 與 Test 4-3



(b) 99/06/02 Test 1-3 與 Test 2-3

圖3.89 71號碼頭現地照片（99/03/18）



圖3.90 VSE-15D速度型感應器



圖3.91 SPC-51集錄系統

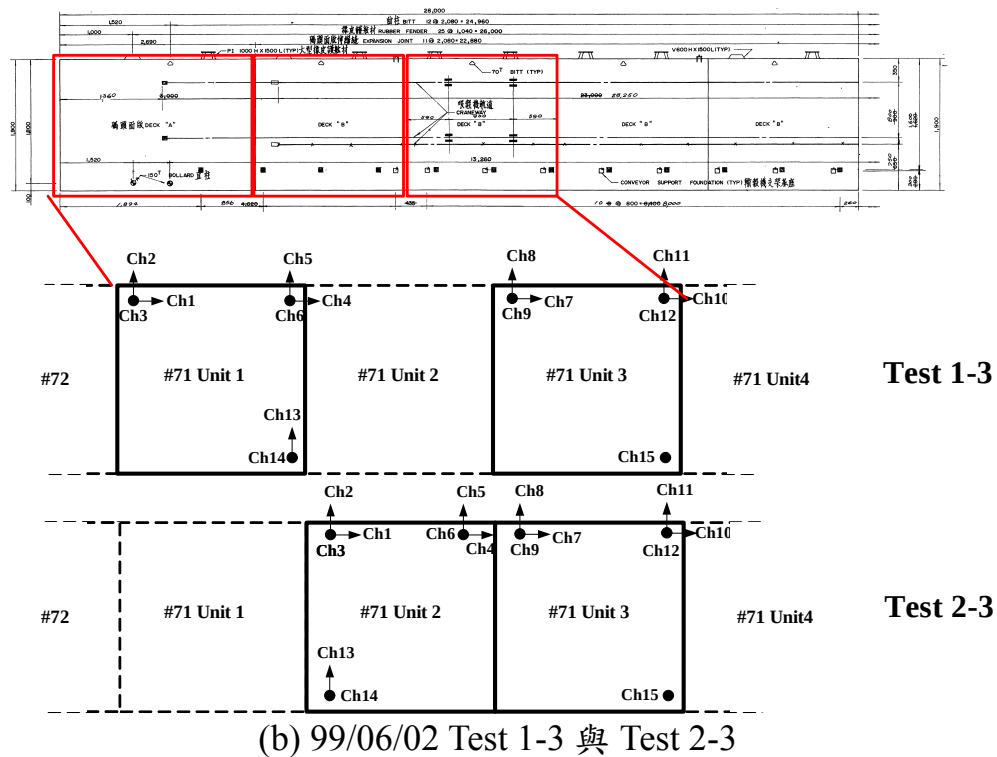
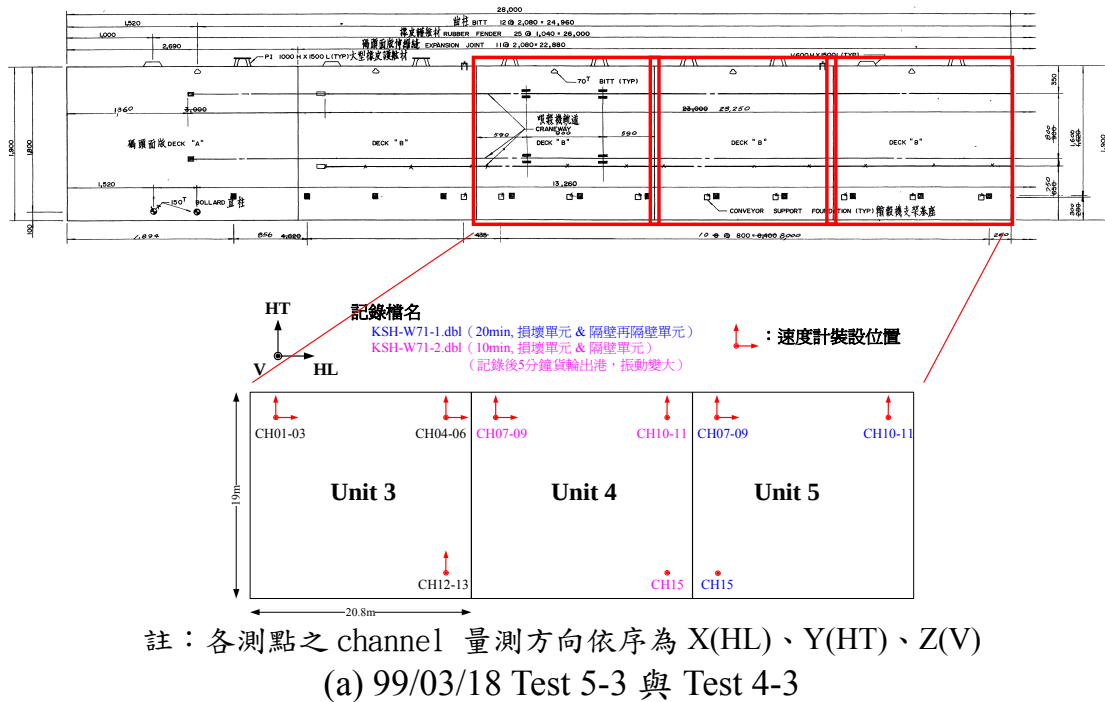


圖3.92 71號碼頭微振動試驗配置圖

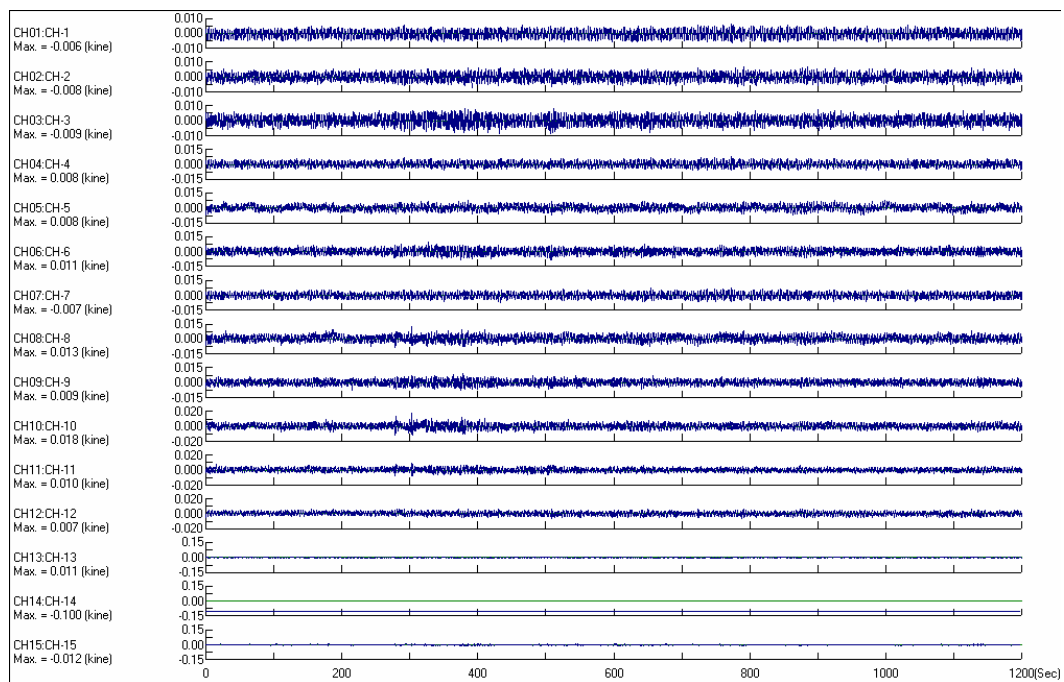


圖3.93 71號碼頭微振動試驗Test 5-3各測點之歷時紀錄 (99/03/18)

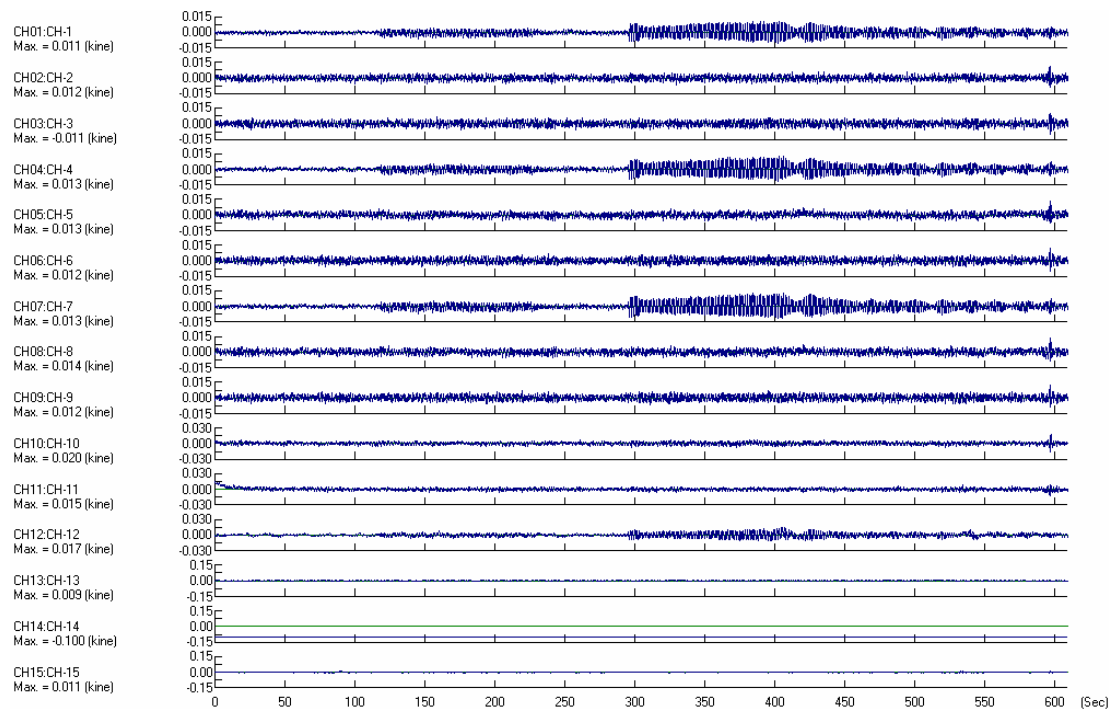


圖3.94 71號碼頭微振動試驗Test 4-3各測點之歷時紀錄 (99/03/18)

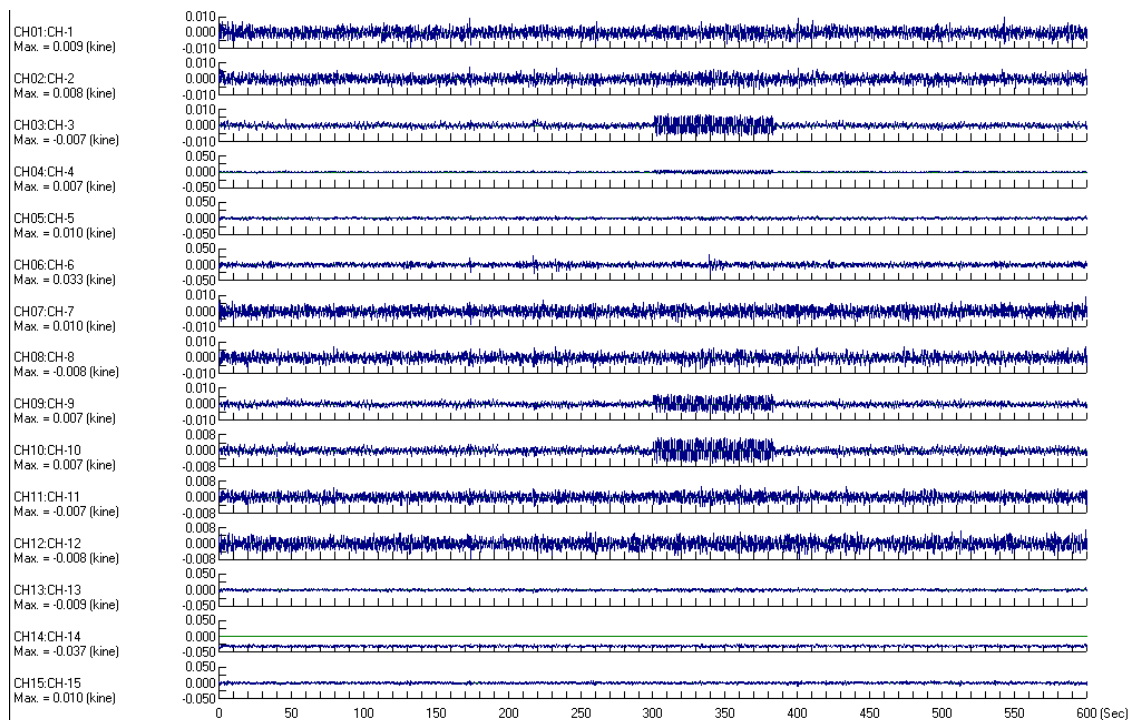


圖3.95 71號碼頭微振動試驗Test 1-3各測點之歷時紀錄（99/06/02）

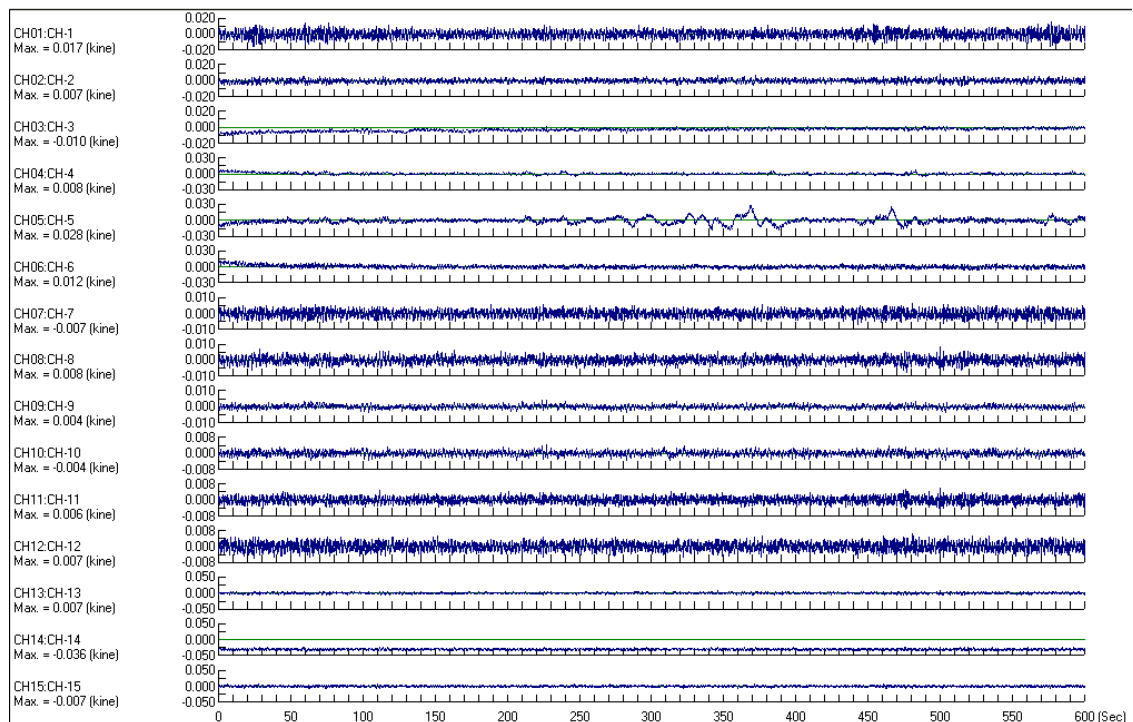


圖3.96 71號碼頭微振動試驗Test 2-3各測點之歷時紀錄（99/06/02）

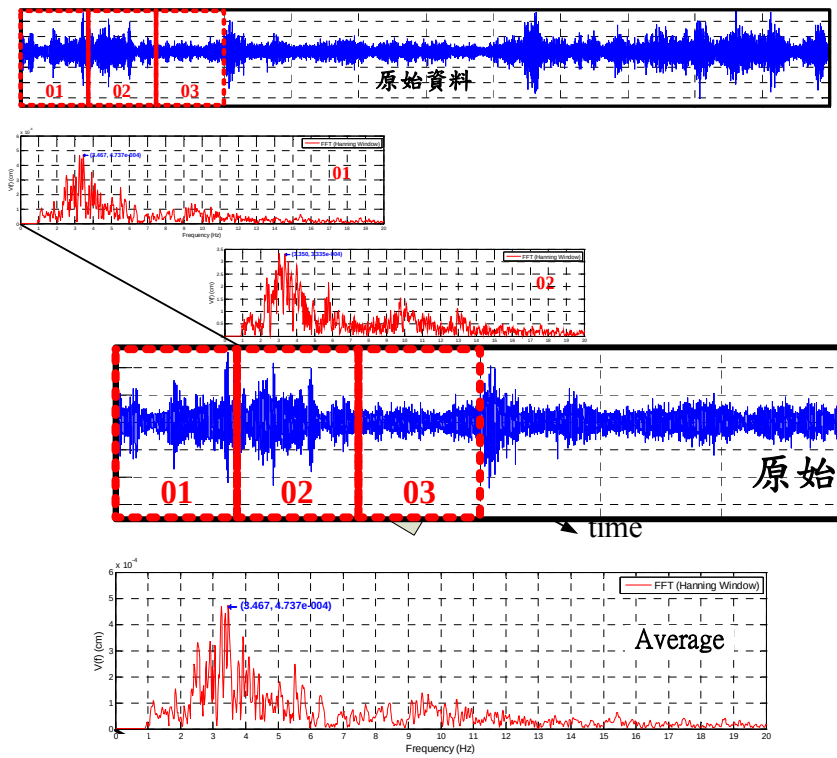


圖3.97 平均短時傅氏頻譜分析示意圖

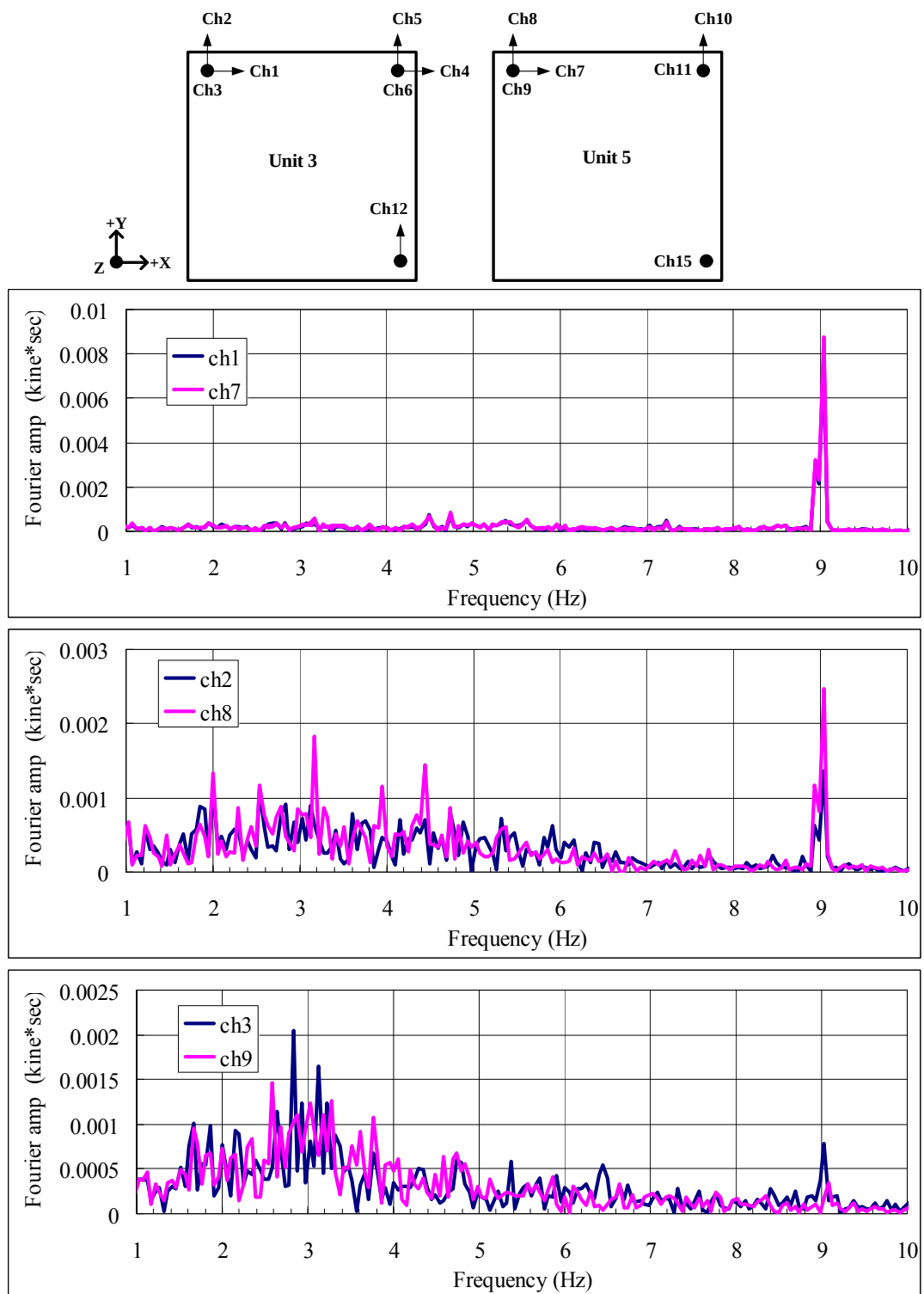


圖3.98 微振動試驗Test 5-3中臨海測站平均富氏譜比較-1

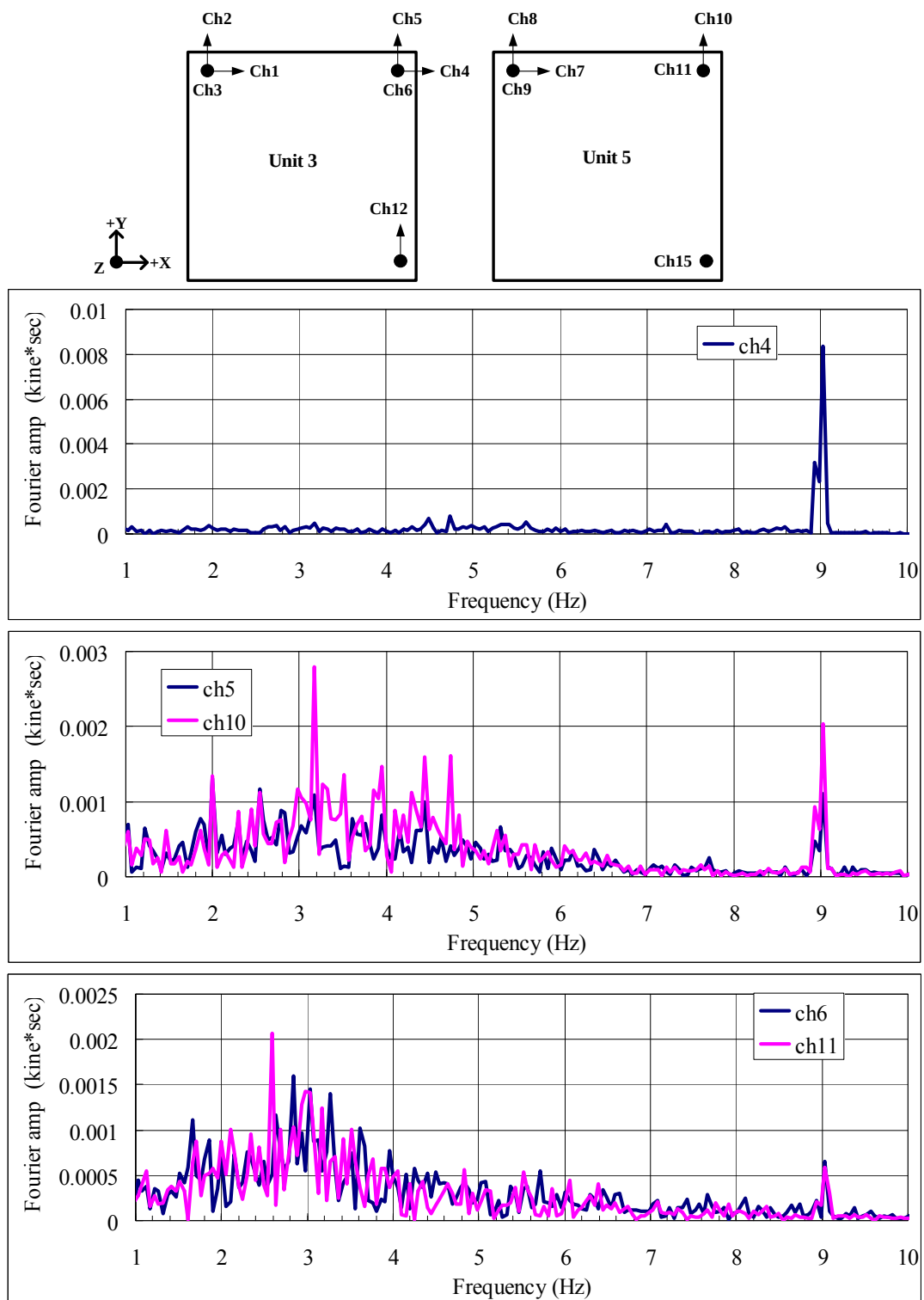


圖3.99 微振動試驗Test 5-3中臨海測站平均富氏譜比較-2

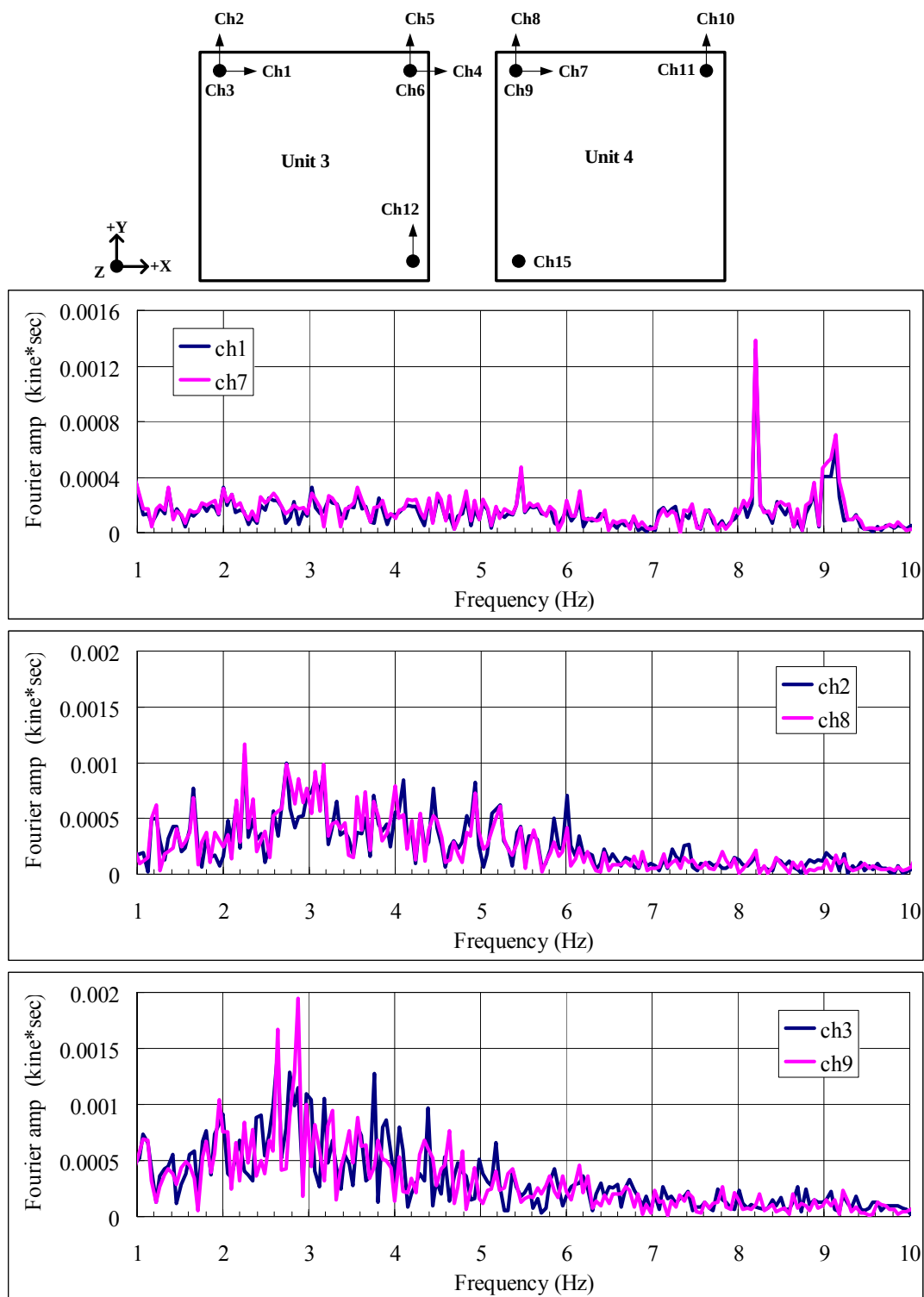


圖3.100 微振動試驗Test 4-3中臨海測站平均富氏譜比較-1

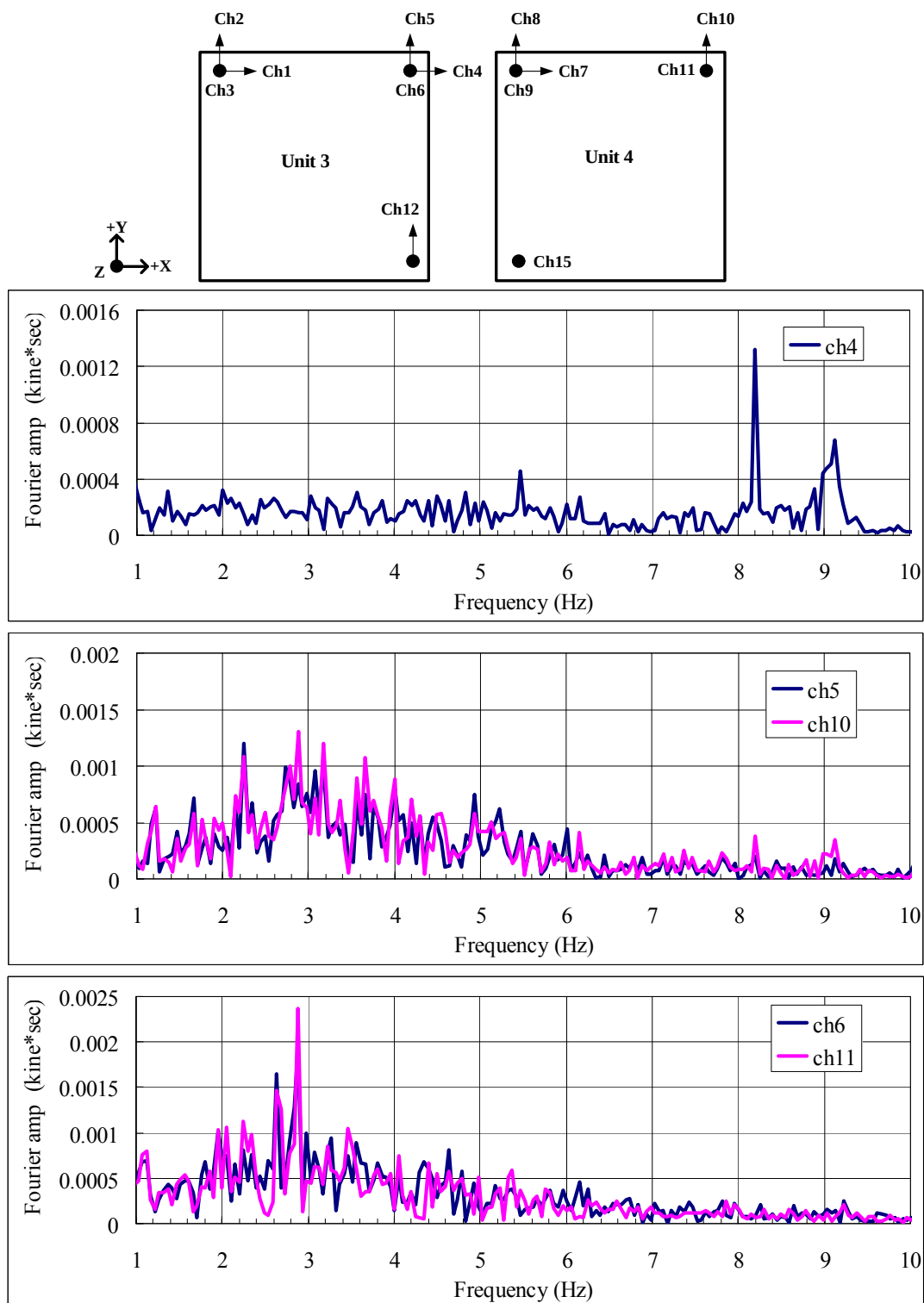


圖3.101 微振動試驗Test 4-3中臨海測站平均富氏譜比較-2

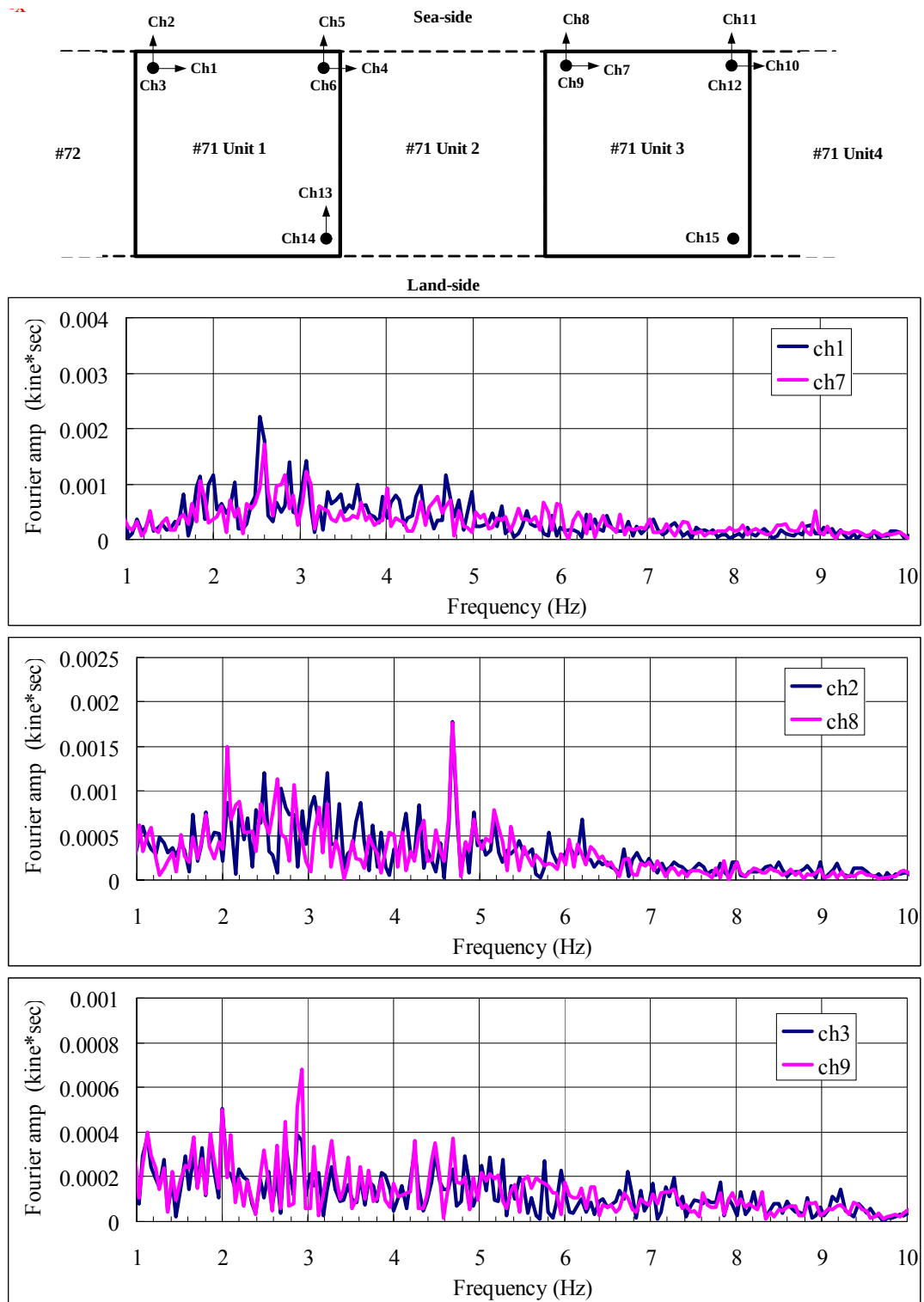


圖3.102 微振動試驗Test 1-3中臨海測站平均富氏譜比較-1

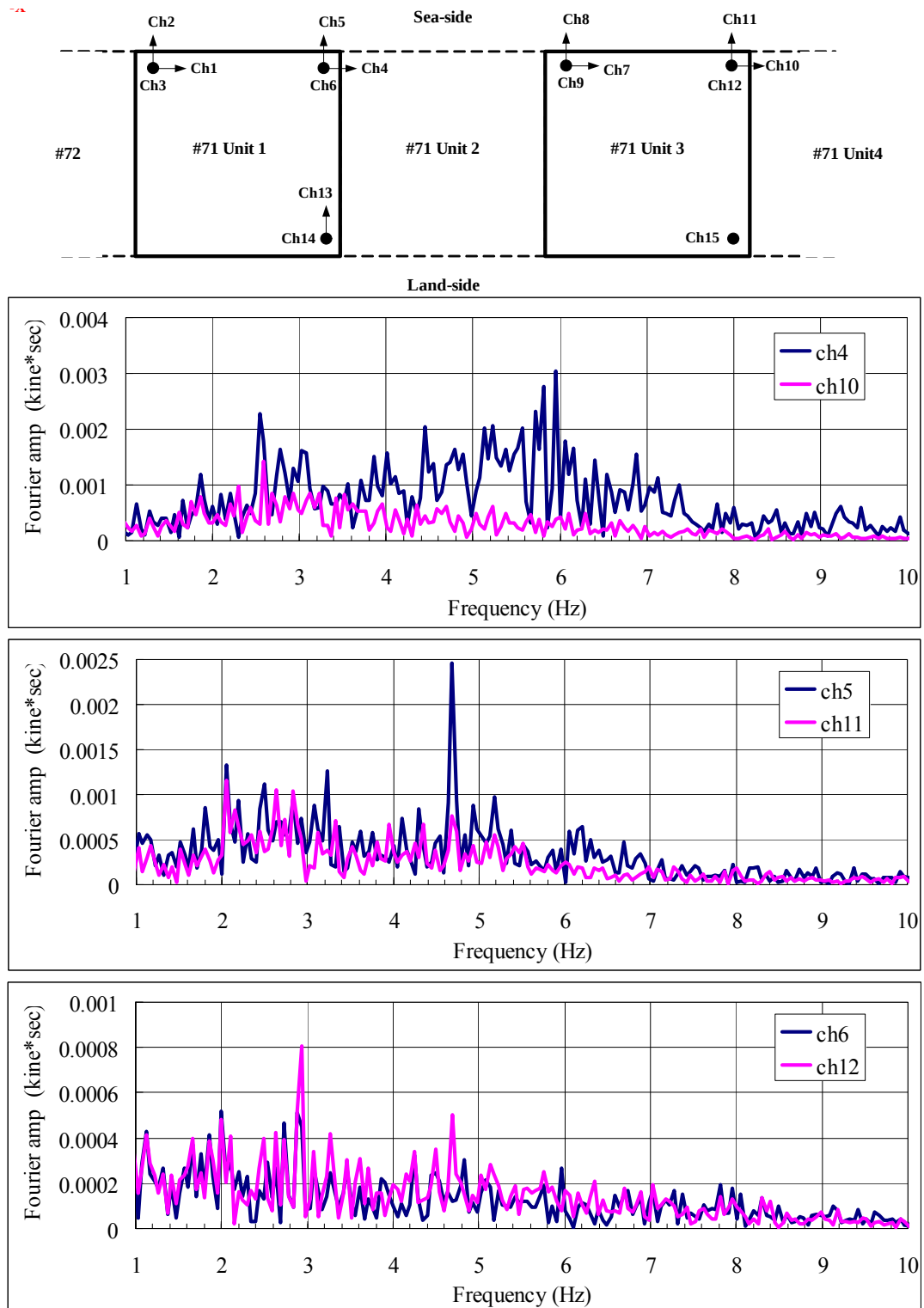


圖3.103 微振動試驗Test 1-3中臨海測站平均富氏譜比較-2

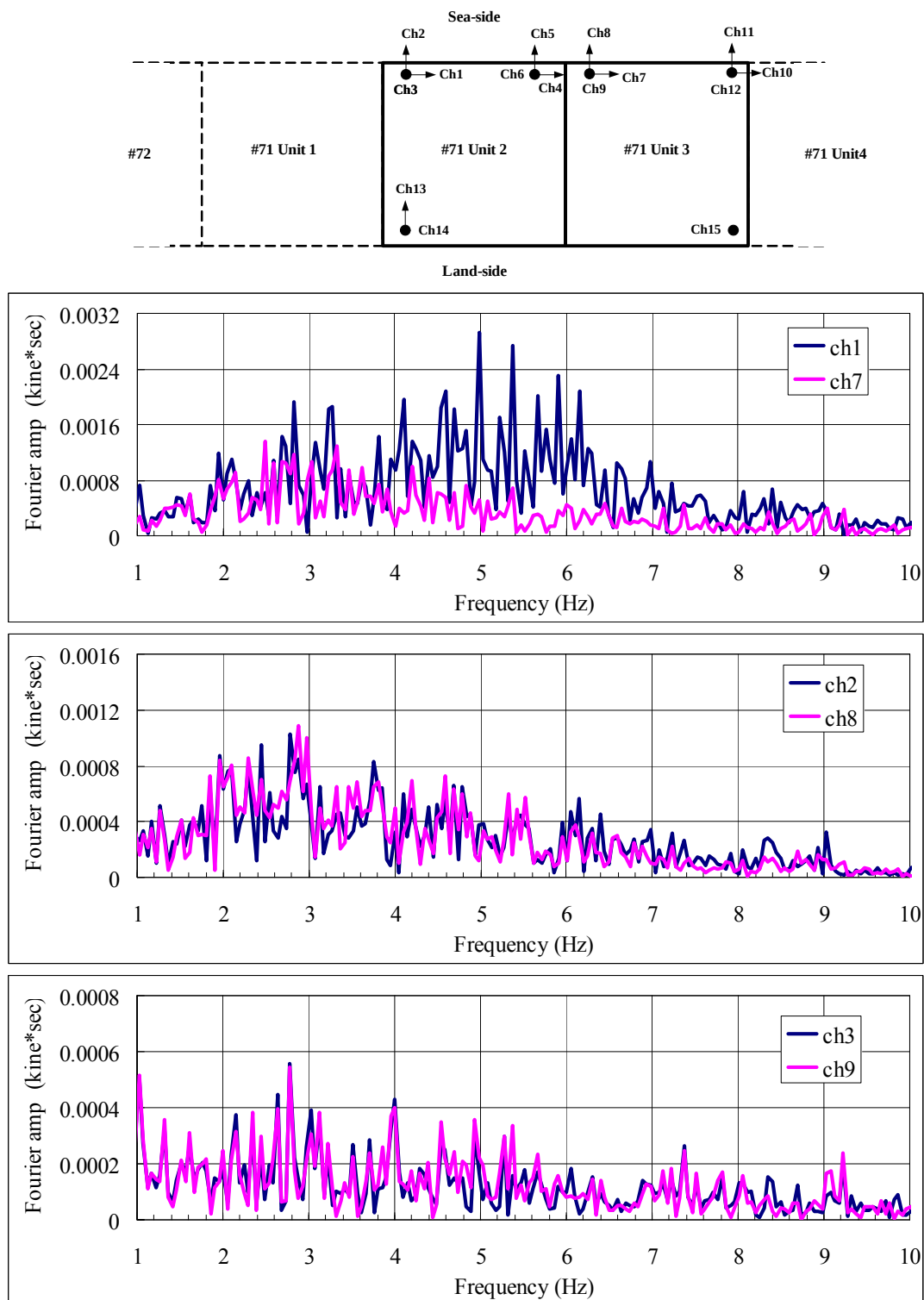


圖3.104 微振動試驗Test 2-3中臨海測站平均富氏譜比較-1

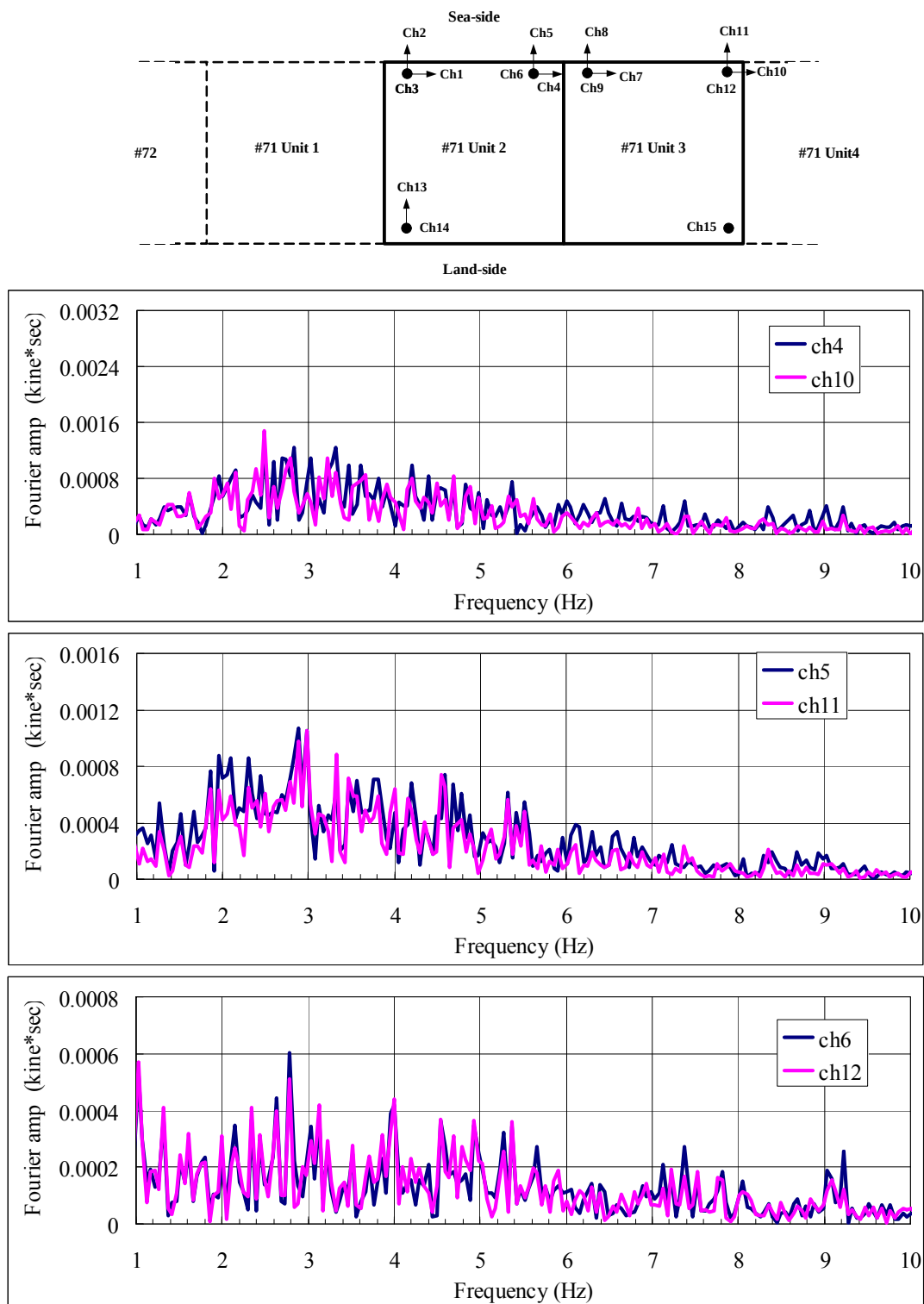


圖3.105 微振動試驗Test 2-3中臨海測站平均富氏譜比較-2

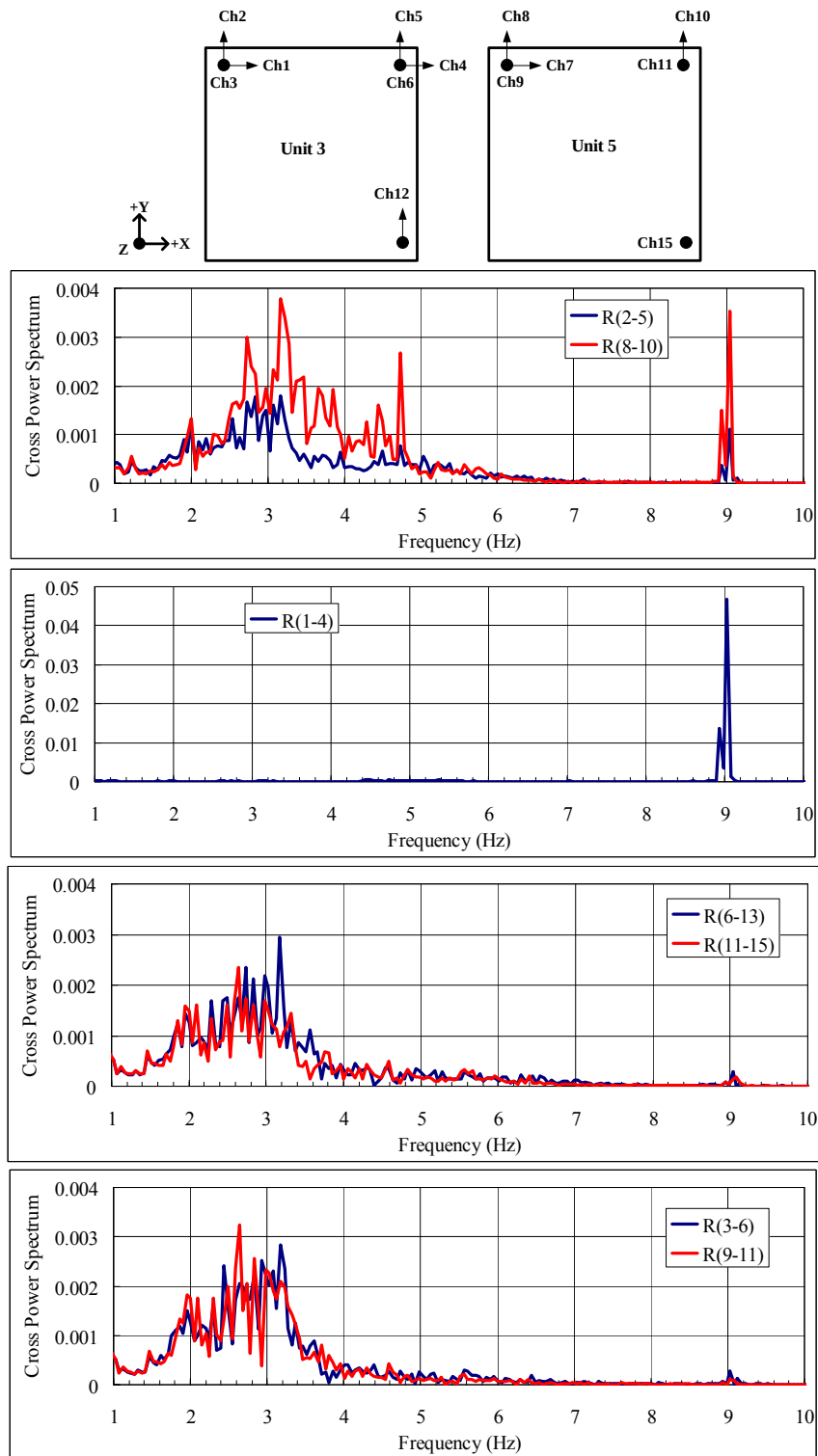


圖3.106 微振動試驗Test 5-3各面板單元間相互功率頻譜分析結果

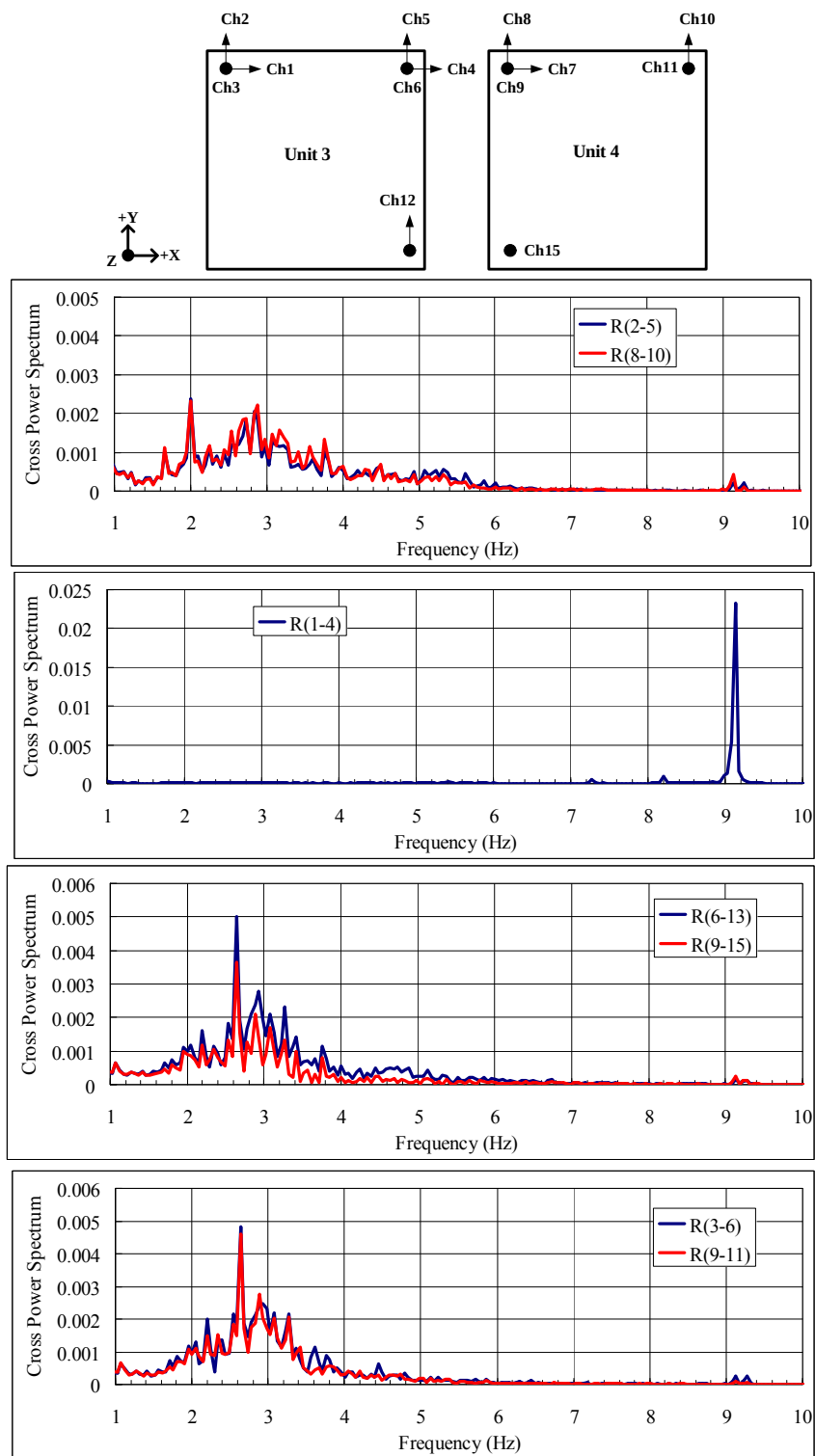


圖3.107 微振動試驗Test 4-3各面板單元間相互功率頻譜分析結果

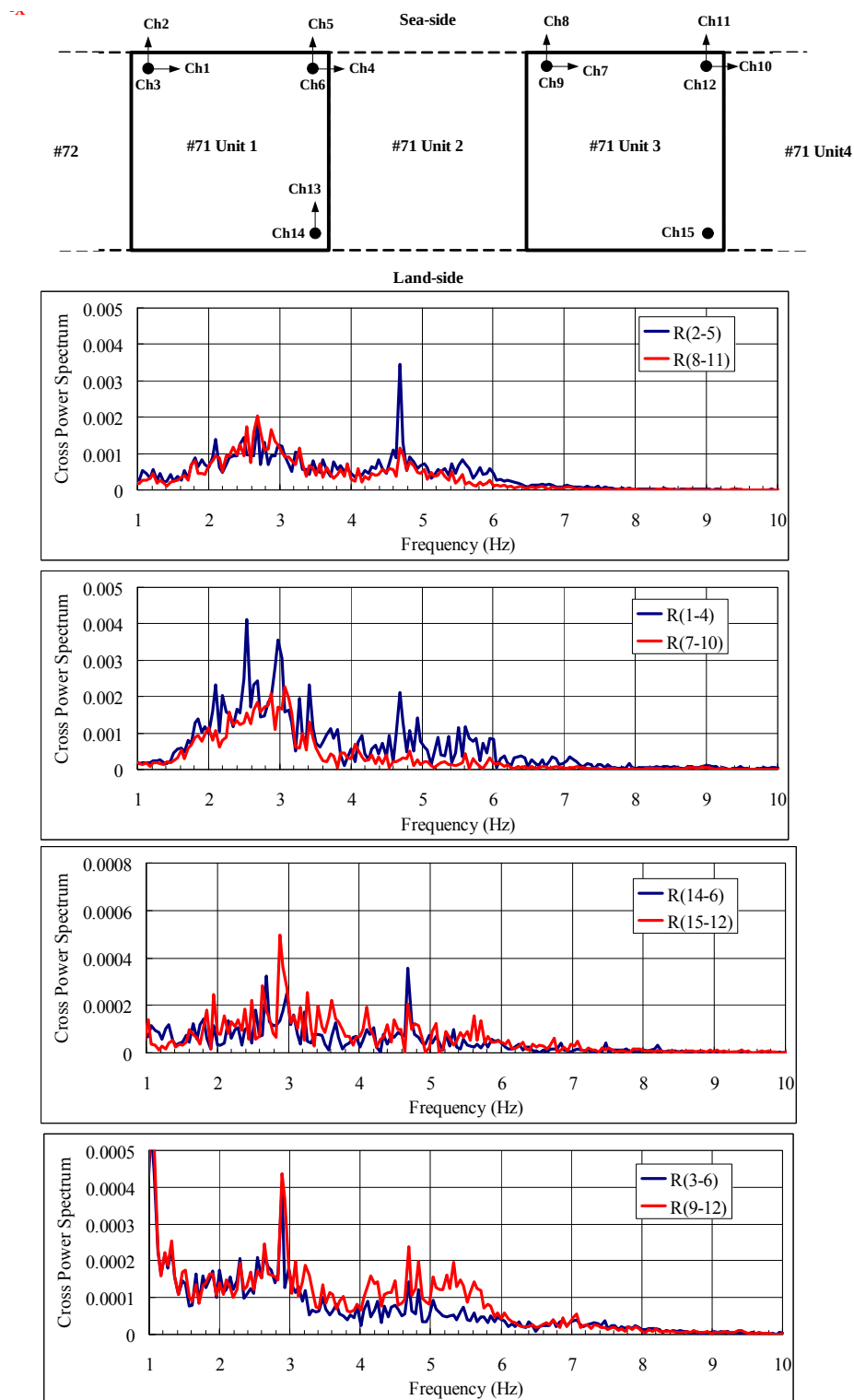


圖3.108 微振動試驗Test 1-3各面板單元間相互功率頻譜分析結果

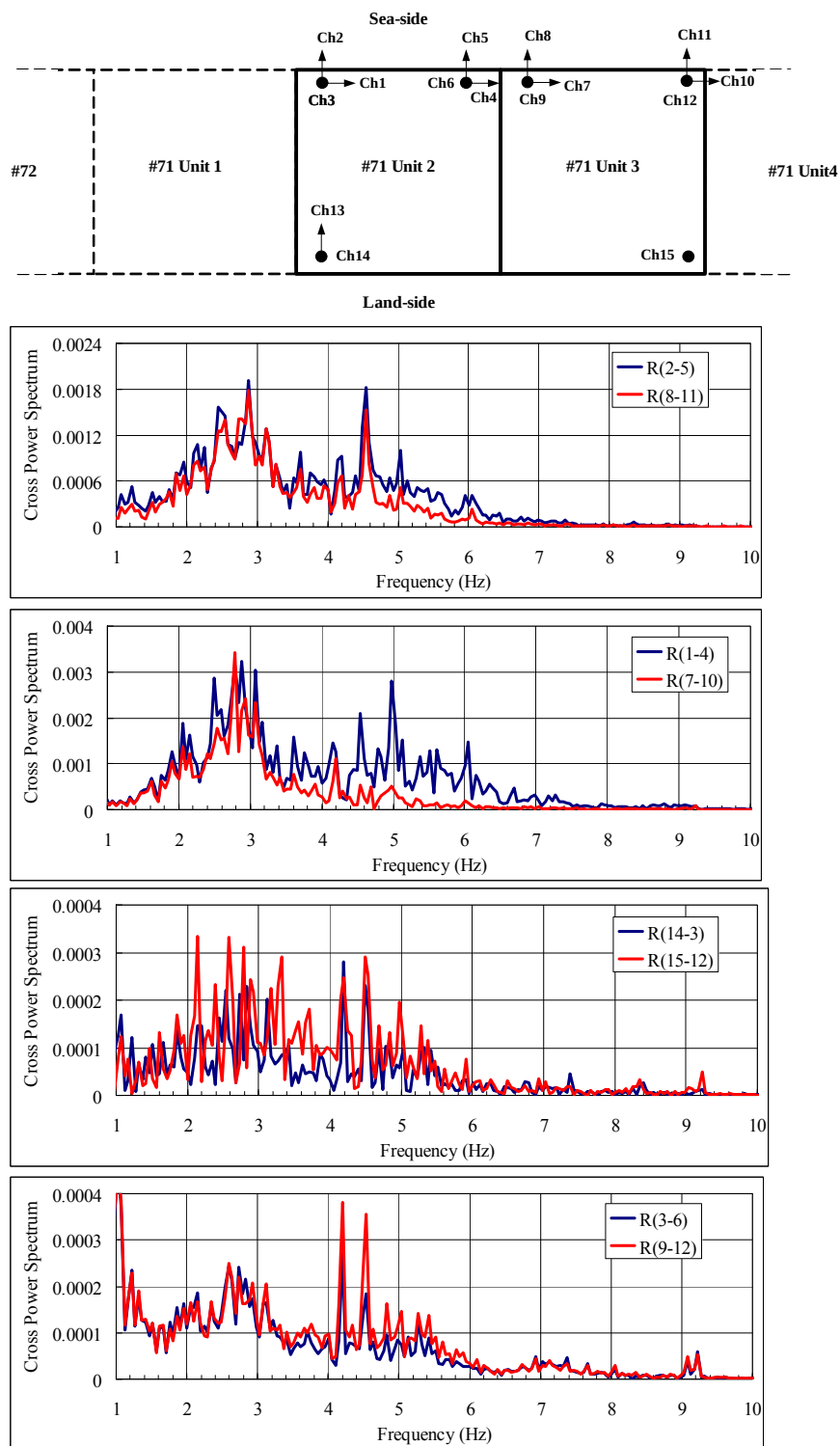


圖3.109 微振動試驗Test 2-3各面板間相互功率頻譜分析結果

第四章 港灣構造物之災害境況模擬

臺灣位於環太平洋地震帶上，無時無刻不受地震災害威脅，為有效評估地震潛在危險程度與可能引致的災難與損失，多年來經由國家地震工程研究中心主導以及多位家學者的參與和努力，已發展出一套整合地理資訊系統且針對個人電腦平台所設計的「臺灣地震損失評估系統」。本章即針對該系統之發展現況，與其分析流程與架構，以及如何將其運用於港灣構造物之災害境況模擬等加以闡述。

4.1 臺灣地震災害損失評估系統—TELES 概要

「臺灣地震損失評估系統」結合地球物理、土木工程、社會經濟等各領域的知識，提供各級政府與民間業者（如保險、高科技等產業）有關地震及地震工程的研究成果與災害損失評估工具，作為研擬相關耐震設計規範或地震保險與風險管理策略的參考，藉以減低地震災害對社會與經濟的衝擊。

此系統透過地震災害的境況模擬，除在地震發生後的短時間內，提供可能災害的分布範圍和規模，協助災害應變中心妥善規劃緊急應變措施外，在平時也可推估最大可能地震發生時的情境，藉以擬定地區災害防救計畫，減少地震引致的人命傷亡、經濟損失和社會不安等災難。

4.1.1 臺灣地震損失評估系統—TELES 發展歷程

國科會自民國86年起即積極推動HAZ-Taiwan計畫，希望結合不同領域的專家，開發適用於台灣地區的災害損失評估系統。該系統初期以地震災害為主要探討對象，未來將涵蓋所有天然災害的損失評估。民國87年由資策會委託美國Risk Management Solutions, Inc. (RMS) 撰寫初版地震損失評估系統，定名為HAZ-Taiwan系統。初版HAZ-Taiwan系統與美國HAZUS 97所用之分析模式相同，但其分析模式參數並不能完全適用於臺灣，需要加入本土化資料，或修正分析模式參數。受限

於初版系統的軟體架構不易更動，在新增分析功能與修改原始碼上相當並不方便，國家地震工程研究中心重新開發一套新系統，名為臺灣地震損失評估系統-TELES，TELES為Taiwan Earthquake Loss Estimation System之簡稱。此系統在災損評估分析模式架構上，與初版HAZ-Taiwan是相同的，但軟體架構與模組化設計理念等，則與初版HAZ-Taiwan有極大差異。

TELES雖然參考美國所研發的HAZUS，但經歷數年努力已將其中有關地震災害潛式分析、一般建築物與公路橋梁損害評估、人員傷亡評估、直接經濟損失評估等分析模式或參數予以本土化。尤其是在本土化分析參數與資料庫建置方面已獲得具體成果，可以應用在政府的防救災政策與事務，和民間企業的風險評估與管理。其他尚未加入系統的分析模組，亦將視需求、迫切性和相關單位配合資料庫收集建置之狀況逐步納入，目前正透過本研究計畫研擬與建立港灣構造物之分析模組。

4.1.2 地震損失評估分析流程

臺灣地震損失評估系統的分析流程與架構，如圖4.1所示。大致可分為(1)地震災害潛勢分析，(2)工程結構物損害評估，(3)地震引致二次災害評估，與(4)社會經濟損失四個主要分析模組。每個模組又依評估對象與內容，再細分成數個次模組。各個模組間相互關連，部分模組之輸出為其他模組之輸入資料。目前TELES可進行分析項目有：地震災害潛勢分析、一般結構物、道路與橋梁的損害評估、一般建築物損害引致人員傷亡評估、一般結構物和橋梁的直接經濟損失評估。

地震災害潛勢分析包含地表振動強度、液化潛能與液化引致永久位移量推估。地表振動強度主要以最大地表加速度（PGA）、短週期（0.3秒）與長週期（1.0秒）的譜加速度來表示。而土壤液化評估，係在指定地震規模與地表最大加速度下評估液化之可能性與引致之沈陷量與側移量。

工程結構物損害評估模組乃根據地震災害潛勢分析模組所推估的

地表振動強度與土層破壞程度，依不同結構型態的損害評估模式，推估各類工程結構物或設施的損害狀態機率和數量。工程結構物損害評估模組的輸出可供後續進行震後火災、廢棄物、人員傷亡、臨時避難需求、或經濟損失等評估。

工程結構物或設施依用途概分為一般建築物、重要設施、交通系統與民生系統等大類。各大類可依一般或特定用途再予細分。依結構型態分類，工程結構物可概分為一般具規則性的建築物、平面道路或高架道路、鐵路或公路橋梁、隧道、各種交通或民生設施與地下管線系統等等，各有不同的評估模式和參數。同一大類的工程結構物或設施仍須根據不同結構型態、地震時的動態反應、耐震設計水準等予以適當細分。

以建築物為例，在建構此系統時，應先建立建築物之基本資料庫。根據財政部財稅資料中心及各縣市政府稅捐單位所提供的房屋稅籍資料。每一筆房屋稅籍資料包括所在縣市、鄉鎮區和村里代碼、建築物構造類別、總樓層數、使用用途、課稅年數（可反推建造年份）、樓地板面積等。根據構造類別、總樓層數和建造年份，配合不同時的建築物設計規範、震區劃分、地盤種類和不同結構型態的耐震性能，可將一般結構物歸納成 15 種模型建物與四種耐震設計水準。模型建物概分為木造（低）、鋼構造（低、中、高）、輕鋼構造（低）、鋼筋混凝土造（低、中、高）、預鑄混凝土造（低）、加強磚造（低、中）、傳統磚造（低）、鋼骨鋼筋混凝土造（低、中、高）等。各模型建物依耐震程度可再細分為高耐震設計、中耐震設計、低耐震設計和未經設計等。

一般建築物之耐震能力評估採用能耐曲線法，此法僅適合一般具平面與立面規則性之建築物的損害評估。一般建築物依模型建物和耐震設計水準分類後，每一類的建築物仍舊代表許多棟建築物且各有特色。因此，所有能耐曲線、耐震需求曲線或易損性曲線之分析參數的設定應考慮其不確定性，且損害評估的結果應視為某區域各類模型建物損害的平均值。除一般建築物外，重要設施、交通系統與民生系統也包含一些建築結構。其中屬於重要設施的學校、醫院、警政、消防

和危機處理中心等，由於在震後須維持正常運作，其耐震設計水準較高；其它屬於交通系統與民生系統的部份設施，如車站、航站、維修廠、倉庫、立體停車場、控制中心等亦屬建築結構。這些建築結構常依用途而有不同的特殊結構型態，此時宜採用不同的分類定義與損害評估模式。雖然類似一般建築物的損害評估方法也可用來評估單一建築物的損害狀態機率，但在進行個別重要設施或單一建築物的損害評估時，除依模型建物分類外，最好能再根據其他結構耐震分析的相關參數予以適當修正。

圖 4.2 為一般建築物損害評估模式示意圖。依模型建物的結構型態、基本振動週期、耐震設計水準的高低等因素求得其能耐曲線。圖 4.2 分別以兩條曲線代表不同強度的建築物，由能耐曲線的形狀與大小可比較建築物在不同地震強度下的反應和耐震能力。在不同模擬地震作用下或不同地區的耐震需求曲線，除與地震規模和震源距離有關外，與模型建物和耐震性能也相關。由耐震需求曲線的形狀和大小，除反映地區性震波的振幅大小和頻率內涵外，也反映建築物的消能能力。利用迭代法求得能耐曲線和耐震需求曲線交點，稱為功能點。功能點所對應的譜位移和譜加速度即代表結構系統可能的最大反應。圖 4.2 所示的能耐曲線以不同顏色繪製，當功能點落於不同區間時即代表不同的損害狀態；但由於許多不確定因素的影響，建築物處於不同損害程度應以機率表示較為恰當，可以建築物之易損性曲線推求損害狀態機率。

所謂易損性曲線，係為描述在指定之評估參數下，建物結構系統或非結構構件處於或超越某種損害狀態的機率。若將評估參數表示為一隨機變數，其機率累積分佈曲線則稱為易損性曲線。以圖 4.3 為例，若以譜位移為評估參數，將結構物損害程度分成五個等級，無、輕微損害、中度損害、嚴重損害與完全損害，當建築物之譜位移 $S_d=D$ 時，建築物在各損害狀態 d_s 的機率可表為(4-1)式，亦即指相鄰之易損曲線的差值代表某損害狀態的機率。

$$P[DS = d_s | S_d = D] = P[DS \geq d_s | S_d = D] - P[DS \geq d_{s+1} | S_d = D] \dots\dots\dots (4-1)$$

有了上述這些基本資料，概述整個一般建築物損害評估的流程如下：將一般建築物依模型建物和特定用途分類，以村里或鄉鎮區為單元統計各模型建物和特定用途分類的總樓地板面積，並統計各用途分類之不同模型建物所佔的百分比，以便推估特定用途與模型建物的對應關係。特定用途與模型建物的對應關係主要用於人員傷亡與經濟損失評估，在推估一般建築物損害的數量時並沒有用到該對應關係。依耐震能力的不同求各模型建物的能耐曲線和耐震需求曲線，定義各模型建物之結構系統與非結構構件的損害狀態，並推估結構系統與非結構構件之易損性曲線的參數。參考圖 4.4，以迭代法求得模型建物之能耐曲線與耐震需求曲線的交點，並以該交點所對應的譜位移與譜加速度作為該模型建物が在模擬地震作用下的最大反應。其中，各模型建物的耐震需求曲線須考慮場址放大效應與有效阻尼折減係數等。雖然結構系統與非結構構件的損害狀態並非獨立事件，譬如極可能因結構損害倒塌而壓壞非結構構件。但為簡化分析，假設結構系統的損害與非結構構件的損害互相獨立，分別求在給定的譜位移與譜加速度時，模型建物之結構系統、對位移敏感與對加速度敏感的非結構構件在各損害狀態的機率。

地震引致的社會經濟損失評估包括人員傷亡、臨時避難所需求、直接或間接經濟損失評估等。目前工程結構物中僅一般建築物有較完整之本土資料庫，人員傷亡評估模組僅能評估一般建築物損害引致之人員傷亡。

TELES 評估人員傷亡的模式如圖 4.5 所示，由一般建築物損害評估模組推得不同模型建物が在模擬地震作用下的損害狀態機率，配合不同損害狀態之傷亡率可估得模型建物人員傷亡機率。如圖 4.5 所示，模型建物 W1L 內人員死亡的機率可表為：

$$P_{killed} = P_{d_2} P_{k|d_2} + P_{d_3} P_{k|d_3} + P_{d_4} P_{k|d_4} + P_{d_5} (P_{d_{51}|d_5} P_{k|d_{51}} + P_{d_{52}|d_5} P_{k|d_{52}}) \dots \dots \dots (4-2)$$

若已知模型建物內之人口數量，進一步可求得模型建物內人員死亡個數的平均值為：

$$E[N_{killed}] = NP_{killed} \dots\dots\dots (4-3)$$

其中， N 是模型建物內人口數量的推估值。

直接經濟損失評估模組與工程結構物損害評估相對應，目前一般結構物與公路橋梁之資料較為充足，可用來評估其損害造成之直接經濟損失。其他工程結構物則有待足夠資料納入系統中。當工程結構物於損害評估完成後，根據其損害狀態機率和個別損害狀態所對應的修復或重置成本，可推估該項工程結構物可能之經濟損失。修復所需時間或影響營運的時間也可採用類似方法推估。至於間接經濟損失，雖已將該項功能規劃於整體架構中，但目前尚未具體的有本土的分析模式與參數，故 TELES 系統尚未包含此功能，仍待持續推動與發展。

4.1.3 TELES 於港灣構造物之應用

前節簡介 TELES 系統的架構與現況，將此系統應用於港灣地區之災損評估，其實即是在工程結構物損害評估模組中交通運輸系統中增加港灣結構或設施之次模組。由於目前 TELES 系統在一般結構物與公路橋梁較為完備，未來若應用此系統至港灣構造物上，仍需進行許多基本工作與研究。

有關地震災害損失之評估，除須有完整可靠得結構物調查資料外（包括結構系統型式、設計建造年代、材料、用途、尺寸等），對於地震之特性、結構物受震反應及結構物能耐（容量）等基本資料亦須有可靠的研究參數，才能獲得較具可信度的震害評估結果。因此必須由耐震設計規範之規定、耐震設計參數、地震特性分析（地震危害度分析、反應譜分析、耐震需求等）及結構非線性動力反應分析等建立統計資料，進而更新分析模型與參數。此部分工作需長期之研究方能具有具體成果。

首先類似一般結構物模組的處理方式，應先建立港灣結構與設施之基本資料庫，並對港灣結構與設施種類進行分類。在地質資料上，目前 TELES 蒐集到的鑽孔資料並不均勻，主要集中在都會區或重大工程建設附近，港灣地區的地質鑽孔資料相對缺乏，若要進行港灣地區

之液化潛勢評估，有代表性不足的疑慮。因此若要進行較完善之液化潛勢之評估，補足港灣地區之地質資料是相當必要的。在結構物損害評估上，目前系統並未包含港灣結構與設施之損害評估模式，需要另外建立或參考其他相關文獻，對於不同種類之港灣結構與設施須有其對應之評估模式。此外若要進一步評估結構物或設施損害所引起經濟損失，則需蒐集港灣結構與設施之修復與重置成本的相關資料。

在地震損害評估系統中，除基本資料庫的蒐集建置與提供具標準化且一致性的資料分類系統與分析模式外，分析所需的損害評估參數的研擬訂定，更是整個系統中非常重要的環節。分析模式中所用的參數值的設定，必須根據台灣地區所具有的環境、人文、工程背景與歷年震害特性，來研擬訂定本土化的分析參數，才更具實務應用價值。

對於工程結構物的損害評估參數而言，最重要的是在建立各類結構物之容量曲線。本研究即針對高雄港區沉箱式與棧橋式碼頭結構進行相關資料之收集並進行分類，研擬適用的棧橋式碼頭易損性曲線之分析參數。研究成果將與地震災害損失評估系統（TELES）結合，並可作為推估港灣構造物在模擬地震作用下的損害程度與機率之依據。

一旦上述基本工作完成後，始可正式利用此系統來進行港灣地區之災損評估。首先，對於港灣地區之地震潛勢，透過地震危害度分析，可以決定影響港灣地區之控制地震。當控制地震決定後，即可利用 TELES 系統進行境況模擬，分析港灣地區在模擬地震下的災損情形。

4.2 港灣構造物震害評估架構

為將港灣構造物納入 TELES 系統中，其震害損失評估架構亦需依循圖 4.1 分析流程，分為(1)地震災害潛勢分析，(2)工程結構物損害評估，(3)地震引致二次災害評估，與(4)社會經濟損失四個主要分析模組。每個模組又依評估對象與內容，再細分成數個次模組。其中有關第二項工程結構物損害評估之架構，對於港灣構造物而言，應可分為三個步驟：

1. 地震災害潛勢分析—研討地震震源特性參數及相關分析模型，進

行危害度分析以建立地區震度潛能資訊，目的在於建立港灣構造物之耐震需求曲線。

2. 港灣構造物容量曲線推估—考量結構型式與材料特性，研討港灣構造物在受到地震力作用時之反應與損害狀況，可採用規範簡易評估方法或數值分析方法推估而得，目的在建立港灣構造物之耐震容量曲線。
3. 結構易損性曲線建立—易損性曲線可由各種型式港灣構造物之特性，在實際震害時的破壞調查資料統計分析而得；或透過動力分析，統計各種構件反應量，定義各種損傷狀態與前述地表震動參數之關係曲線。

根據地震災害潛勢分析模組所推估的地表振動強度與土層破壞程度，透過港灣構造物損害評估模式，並配合結構易損性曲線，可推估結構物或設施的損害狀態機率和數量，不同型式的工程結構物都有其對應之易損性曲線。由於國內目前關於港灣結構或設施易損性曲線相關研究較少，尚無完整之參數值可供使用，本研究對於港灣設施將參考 HAZUS 99 所定義之預設值來設定，而對於碼頭結構，後面章節將實際透過易損性分析，對於港區不同碼頭結構型式，重新建立其易損曲線。

HAZUSS 99 將港灣結構或設施分成四類，濱水結構物 (waterfront structures)、起重搬運設備 (cranes and cargo handling equipment)、倉庫 (warehouses) 以及燃料設施 (fuel facilities)，每類結構物皆對應兩條建議之易損性曲線，分別以最大地表加速度 (peak ground acceleration, PGA) 與永久地表變位 (permanent ground deformation, PGD) 為強地動需求參數，以 PGA 為強地動需求參數可考量因地表振動所引起之結構物損壞，而以 PGD 為強地動需求參數則可考量土壤液化造成之地表永久變位所引起之結構物損壞。因此，未來在校正或重建易損曲線時，或可參考上述方式，依引致結構物損害之強地動條件來選定易損曲線之強地動需求參數。

4.3 港灣構造物之易損性分析

易損性分析的目的即在建立各類型模型結構物之易損性曲線，用來表示在不同強地動需求評估參數下（常用的強地動因子有PGA、PGV、PGD或Sa等），構造物發生超越某一損害程度的條件機率曲線。構造物之損害程度通常無法以單一參數來描述，故多以定性方式描述，概分為無、輕微、中度、嚴重及完全損害等級別。關於易損性曲線參數值的訂定可依照歷史性震災的經驗、數值分析結果或可參考專家的意見。

在考量港灣設施的地震災損影響，主要著重於營運層面，因此在易損曲線之建立上，會由功能性觀點出發。本節即針對港灣構造物之方塊式碼頭、板樁式碼頭與棧橋式碼頭，說明其易損性曲線之分析方法與流程，並以高雄港區代表性碼頭為例進行易損性分析。。

4.3.1 方塊式碼頭易損性分析

在建立結構物易損曲線前，應對結構物的受震破壞模式有所瞭解，方可決定合適的參數來量化結構物的損害程度。在沉箱式碼頭結構之破壞模式方面，由於重力式擋土設施（如沉箱）之強度遠較背填與支承土壤之強度為高，因此不論就功能性或結構性的觀點來看，其破壞主要均為向海的側移、傾斜以及沈陷。其中，以傾斜與差異沈陷，對結構穩定性影響較大。

重力方塊式碼頭結構受震產生滑移反應的分析，在TELES系統中，評估液化造成之災害程度時，係以沈陷量與側移量為參數，因此除了配合功能性需求，為了能與TELES之液化災損評估能有效連結，此類碼頭結構的損害程度，將以碼頭位移量大小來度量。重力方塊式碼頭結構之易損曲線分析流程，如圖4.6所示，敘述如后：

(1)針對過去曾發生之地震引致碼頭破壞案例進行調查，根據前人代表性之重力方塊式碼頭受震行為研究與分析結果，掌握實際碼頭受震破壞之機制與重要影響因素；

(2)建立重力式碼頭標準斷面分析模型，並決定其分析參數；

(3)建立可針對重力方塊式碼頭受震滑移量進行定量評估之分析模式；

(4)選取多個具代表性之地震歷時記錄，先正規化縮放至不同震度。再以不同震度等級之地震記錄作為輸入運動，進行滑動塊體分析，計算不同震度下之滑移量分佈，並據以建立強地動需求參數（如PGA、PGV或PGD）相關之滑移量分佈；

(5)根據各損害狀態所對應之容許滑移量，配合上述步驟建立之滑移量分佈，則可建立各損壞狀態下對應不同強地動需求值，滑移量超過容許值之累積機率分佈，此分佈曲線即代表此類型重力式碼頭結構物之易損性曲線。

本計畫選定高雄港2~7號方塊式碼頭作為易損性分析所選定之代表性碼頭剖面，以下就方塊式碼頭易損性曲線之建立與高雄港2~7號方塊式碼頭易損分析結果敘述說明如後。

1. 重力方塊式碼頭之損害等級

國際航海協會集合多國學者專家所提出之「Seismic Design Guidelines for Port Structures」一書，針對港灣構造物之損害等級有提出建議與說明。港灣構造物之損害等級分為等級Ⅰ可使用、等級Ⅱ可修復、等級Ⅲ接近崩塌破壞，與等級Ⅳ崩塌破壞四個等級，並對結構方面與使用方面加以說明。

除了定性的闡述以外，此書更針對各型式港灣構造物定量地表達各損害等級對應之損壞程度，如表 3-7 即為重力式碼頭定量之損害等級，包括壁體之正規化水平位移 d/H 、朝海側傾斜角，與岸肩之不均勻沉陷量、岸肩與後線陸地沉陷差、岸肩朝海側傾斜角之相關參考數據。

本研究參照國際航海協會所建議之重力式碼頭定量損害等級，針對方塊式碼頭進行其易損性曲線研究。本研究以滑動塊體法分析所得之滑移量 d 作為重力式碼頭損害等級評估之參數。根據重力式碼頭定量之損害等級中壁體正規化水平位移 d/H 之定義，若以

2~7 號;方塊式碼頭設計高度 $H = 11.19$ m 計,則當滑移量 d 小於 0.168 m 時,其碼頭損害等級為等級 I 可使用,即不影響整體運作;當滑移量 d 大於 0.168 m 且未達 0.56 m 時,為等級 II 可修復,短時間無法使用,但構造物之損壞在控制之內;當滑移量 d 大於 0.56 m 且未達 1.12 m 時,為等級 III 接近崩塌破壞,構造物為嚴重破化之狀態;而當滑移量 d 大於 1.12 m 時,碼頭損害等級為等級 IV 崩塌破壞,完全無法使用且結構完全破壞。據此,可針對分析所得之碼頭受震滑移量,評估碼頭在地震下之損害等級,進而方塊式碼頭之易損性曲線。

2. 地震樣本

本研究針對高雄港碼頭易損曲線研究所採用的地震樣本,選取高雄港區內高雄港氣象站 KAU (2008/9 停用)、KAU45、高雄港務局測站 KAU092 與高師附中 KAU002(1995/9 停用)等四個測站,收集這些測站由 1995 年至 2010 年所記錄到規模 4 以上、PGA 大於 15 gal 的地震事件,如表 4-1 所示。此地震樣本包含 1999 年 921 集集地震、2006 年 12 月恆春地震與今年於高雄地區發生的甲仙地震等,以此 12 地震事件,每個事件包含 NS 向與 EW 向兩紀錄共 24 筆地震紀錄作為後續碼頭易損性分析之用。

3. 分析模式

本研究提出對重力式碼頭滑移量之評估流程,如圖 4.7 所示,可依此進行各碼頭受震時損害等級之評估,簡要說明如下:

- (1)首先針對前述之 12 筆地震樣本共 24 個地震紀錄(考慮 EW 向與 NS 向),依個別 PGA 值等比例縮放至相同震度大小之群組。
- (2)以不同震度等級之地震群組作為輸入運動,根據所分析之碼頭斷面進行滑動塊體分析法,根據各碼頭穩定性分析所反算之臨界加速度值,計算不同 PGA 值下之滑移量分佈。假設各 PGA 等級下碼頭滑移量呈現對數常態分佈關係,建立各 PGA 等級下滑移量對數常態分佈參數值:平均值與標準偏差。

(3)根據各損害狀態對應之容許滑移量，配合上述步驟建立之滑移量對數分佈關係參數，則可建立各損壞狀態下對應不同強地動需求值，滑移量超過門檻值之機率分佈，此曲線即代表此類型碼頭之易損性曲線。

4. 易損性分析初步結果

根據上述分析模式，本研究以等比例放大後之地震群組 PGA 值為 0.15 g、0.25 g、0.35 g、0.45 g、0.55 g、0.65 g、0.75 g、0.85 g 及 0.95 g 等 9 個群組共 216 筆紀錄當作輸入運動進行方塊式碼頭滑移量分析，進一步假設碼頭滑移量呈對數常態分佈，可計算得各 PGA 值所對應之對數分配參數。依各 PGA 值所對應之滑移量對數分配參數值，配合各損壞狀態所對應之門檻值，可求得各損壞狀態下不同 PGA 值下滑移量超過門檻值之機率，如圖 4.8 中各空心點所示，其中方形空心點為等級 I 與等級 II (minor) 界線，菱形空心點為等級 II 與等級 III (moderate) 界線，而圓形空心點為等級 III 與等級 IV (extensive/complete) 界線。

5. 易損曲線參數化

針對地震損失評估之需求，港灣構造物進行易損分析後所得之易損曲線，需再將其加以標準化為能以簡單參數描述之函數型式，以便快速計算之用。與 HAZUS 相同，TELES 係將易損曲線形式假設為對數常態分配之累積機率函數(lognormal cumulative probability function)，如下式所示：

$$F(x) = P(X \leq x) = \int_0^x \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right)^2\right] dx \dots\dots\dots (4-4)$$

其中， X 為隨機變量，在此為 PGA 值， μ 為 $\ln(X)$ 之平均數（或者， $\exp(\mu)$ 為 X 之中位數）， σ 為 $\ln(X)$ 之標準差。由該式可知，僅需決定對數常態分配函數中，隨機變量對數之平均數與標準差兩個參數，即可完整描述該函數。

將前述方塊式碼頭案例進行易損分析所得到的各損壞等級之易損曲線，依據上述假設與函數型式，以線性迴歸方式，統計最佳化近似對數常態分配函數之變量對數平均數與對數標準差，即可求得高雄港 2~7 號方塊式碼頭之各等級易損曲線參數，彙整如表 4.2，其中，表列參數為 PGA 值之中位數（亦即， $\exp(\mu)$ ）及對數標準差 σ 。可以此進行後續港區境況模擬與碼頭震損評估分析工作。

4.3.2 板樁式碼頭易損性分析

板樁式碼頭結構是由相互連鎖的板樁、繫索拉桿、以及錨碇設施等所組成，當地震發生時，板樁牆之受震反應將受到板樁結構體與周圍土壤互制作用之影響。因此，於進行一般板樁式碼頭之易損分析時，最重要的關鍵即在於選定適切的耐震評估分析方法來合理掌握其互制行為，以了解在某一強地動因子的各種大小量值作用時，碼頭構造物的損壞狀況與等級，才能進一步統計其條件機率。

本研究對於板樁式碼頭之耐震評估方法，主要採用簡易分析法及動力分析法，如 3.2 節中所述。簡易分析法雖然便捷，但其將碼頭所承受之地震力簡化為側向靜態慣性力，來進行擬靜力分析，並未將地震之有效延時、頻率含量、振動速度、地盤位移...等特性納入考慮，無法表現不同地震事件之變異性，因而不足以應用於易損分析。而動力分析法中，由於採用實際地震記錄作為輸入運動，能充分展現地震之變異性；此外，其較能真實考量結構與土層材料的非線性、結構與土壤的互制作用等條件，且分析結果可搭配相關定性或定量的準則，據以判定其損壞等級，雖然較為耗費人力、物力與時間，本研究仍將此法運用於板樁式碼頭，以建立其易損曲線。

1. 板樁式碼頭易損性分析流程

因碼頭結構多集中在特定場址，有關板樁式碼頭結構物之易損分析，為了能表現出地震特性中之場址效應，並能將損壞狀態與結構容量之變異性一併考慮，較合適的分析法應為採用動態分析法來分析每個案例，並需針對不同強地動需求參數值（此處採用 PGA）

進行多組分析。參考重力式碼頭之易損分析流程，本研究研擬板樁式碼頭結構易損曲線之建立流程與方法如下：

- (1)建立具代表性之板樁式碼頭結構分析模型（一般多採二維平面應變分析模式）；
- (2)選取多個較具代表性的強震歷時紀錄作為輸入運動，並縮放到各種不同震度等級；
- (3)採用有限元素法(FEM)或有限差分法(FDM)之分析程式，進行非線性動力歷時分析，以求取分析模型在各震度等級下的受震反應；
- (4)根據以上之受震反應分析結果，建立在不同震度等級下，碼頭結構反應之機率分佈；
- (5)根據不同震度等級下碼頭結構反應之機率分佈，再配合各損害等級對應之碼頭結構反應門檻值，計算在不同震度下，碼頭結構反應超過門檻值之機率值，即可建立各損害等級下碼頭結構之易損曲線。整個分析流程如圖 4.9 所示。

2. 板樁式碼頭易損性曲線之建立與成果

本節延續 3.2 節板樁式碼頭耐震能力評估之成果，選取高雄港 76 號碼頭與 65~66 號板樁式碼頭作為易損性分析之案例。依前節所述分析程序建立易損性曲線，並依分析結果確認所研擬易損分析流程與方法之可行性。最後，再依據對數常態分配的假設，將板樁式碼頭的易損曲線加以參數化，即可求得易損參數。

需特別注意的是，此處僅針對不考慮土壤液化發生之情況進行易損分析，以求取採用 PGA 為強地動參數之易損曲線。至於土壤液化發生之情況，由於在 TELES 系統中，於考慮地震引致之土壤液化災害時，係以經驗公式估算液化造成之永久地盤變位(PGD, permanent ground displacement)，故將可利用 HAZUS99 所建議，以 PGD 為強地動參數之港灣構造物易損曲線，進行震災境況模擬。

(1)分析模式概要

板樁式碼頭之易損分析，採用 Plaxis 8.2 有限元素分析程式來進行，並沿用前章中高雄港 76 號碼頭與 65~66 號板樁式碼頭之有限元素模型，經網格最佳化提升分析效率後，用以進行易損分析。模型之相關設定詳見 3.3.4 節與 3.3.5 節之動力分析部分。

(2) 損害等級門檻值

根據 3.2 節高雄港板樁式碼頭耐震能力評估之結果可知，利用表 3.2.1(a)以壁頂最大殘餘位移為評估參數之標準，以及應用表 3.2.1(b)以結構構件應力狀態作為評估參數之標準，兩者所判定之板樁式碼頭損壞狀態大致符合。在此為後續求取易損曲線之便，將僅以壁頂最大殘餘位移作為板樁式碼頭損壞狀態評估參數，並根據表 3.2.1(a)界定各損害等級門檻值。

(3) 地震樣本

根據前述分析模式與易損性分析流程，本研究與重力式碼頭之易損分析選用相同之 12 個地震事件，將其東西(EW)向及南北(NS)向兩個歷時紀錄，等比例縮放其 PGA 值至不同等級，依序為 0.1g、0.2g、0.23g、0.3g、0.4g、0.5g、0.6g、0.7g、0.8g、0.9 及 1.0g，共計 264 筆地震加速度歷時記錄，作為動力歷時分析的輸入運動。

(4) 易損性分析初步結果

若單純以結構受震反應是否超過門檻值判定所屬損害等級，可能會出現當受震反應僅略小於門檻值與略大於門檻值之兩個案例，卻分屬不同損害等級之不合理情況。因此，為了得到較合理的易損曲線，在此假設某一特定 PGA 值下，板樁壁頂/岸肩前緣位移量呈對數常態分佈，利用實際分析所得各地震事件下之位移量，回歸出相關分佈參數（對數平均數與對數標準差）後，便可由各損害等級之位移門檻值，計算出該 PGA 下超越各損害等級的條件機率。針對每個分析的 PGA 值重複為之，便可得到高

雄港 76 號與 65~66 號板樁式碼頭之易損性曲線，如圖 4.10 與圖 4.11 中之空心點。

由高雄港 65~66 號板樁式碼頭之易損分析結果可知，當 PGA 為 0.1g 時，此板樁式碼頭之損害等級處於等級 I（無或輕微損壞）以下之機率為 96.8%；當 PGA 為 0.23g（475 年回歸期設計地震地表加速度）時，損壞等級在等級 II（可控制損壞）以下，亦即，滿足設計要求之機率約為 94.5%；當 PGA 為 0.5g 時，發生等級 II（可控制損壞）以上損壞之機率約為 45.2%；當地震 PGA 為 0.8g 時，發生等級 III（嚴重破壞）以上損壞之機率約 38.6%；當地震 PGA 為 1.0g 時，損壞達到等級 IV（完全破壞）之機率約 30.7%。

(5) 易損曲線參數化

針對地震損失評估之需求，港灣構造物進行易損分析後所得之易損曲線，需再將其加以標準化為能以簡單參數描述之函數型式，以便快速計算之用。

將前述板樁式碼頭案例進行易損分析所得到的各損壞等級之易損曲線，依據式(4-4)函數型式，以線性迴歸方式，統計最佳化近似對數常態分配函數之變量對數平均數與對數標準差，即可求得高雄港 76 號與 65~66 號板樁式碼頭之各等級易損曲線參數，彙整如表 4-5，其中，表列參數為 PGA 值之中位數（亦即， $\exp(\mu)$ ）及對數標準差 σ 。

另依據表中所列之易損參數代入式(4-4)，即可繪製出以對數常態分配累積機率函數型式所近似之高雄港 76 號與 65~66 號板樁式碼頭各損壞等級易損曲線，如圖 4.10 與圖 4.11 中虛線所示，其與分析所得之易損曲線尚稱接近，故其大致符合對數常態分布的假設。

4.3.3 棧橋式碼頭易損性分析

棧橋式碼頭（pile-supported wharf）係為由基樁與斜坡組成之下部結構支撐上部平台所形成的結構體，與重力式碼頭不同，其提供穩定

之作用力係來自於基樁之承载力，故能大幅降低結構體自重，而可減少受地震作用時所承受之地震慣性力。並且此類結構系統為了抵抗因船隻停泊、起重機運轉引致的側向力，常會採用斜樁以期能有效提供側向勁度，因而此類結構系統需特別注意斜樁的使用，將使得結構整體剛性較只有直樁的情況來得大。

由過去震損資料發現於地震發生時，高剛度結構較易造成基樁產生應力集中或剪力破壞。因此，採用斜樁系統之棧橋碼頭若位於強震區，應加以考量基樁之位移需求與韌性。另有資料顯示基樁的破壞模式，常為因土壤液化造成基樁挫屈、樁周摩擦阻抗減少、基樁產生開裂或塑鉸。塑鉸的發生處可在樁帽下緣或側向勁度差異大之介面，並且由於碼頭結構自身的動態反應，塑鉸也會發生在非液化土層地表下1-3倍樁徑處。

1. 棧橋式碼頭易損性分析流程

有關棧橋式碼頭結構物之受震反應分析，是典型的土壤-結構互制問題，一般可採用溫克基礎模式，以彈簧元素來模擬樁周土壤，以梁元素來模擬基樁，藉此簡化分析。經上述簡化後，並考量土壤彈簧元素與結構元素之非線性行為，則結構物受震之非線性反應，即可透過非線性靜力側推分析，或實際進行非線性動態歷時分析加以評估。較合適的分析法應為採用動態分析法來分析每個案例，然而由於進行易損性分析需針對不同 PGA 進行多組分析，若均使用動態分析，將使整個易損分析耗費相當長的時間才可完成，相當不經濟且無效率。因此，本研究採取非線性靜力分析法來取代動力分析法，如此可大大節省電腦運算時間。此法已廣泛應用在一般的建築與橋樑結構之易損分析上，其所得之結構物最大反應與動態分析之結果相近。

由於棧橋式碼頭之結構特性近似於橋梁，且多集中在特定場址，為了能表現出地震特性中之場址效應，並能將損壞狀態與結構容量之變異性一併考慮，將棧橋式碼頭結構易損曲線建立方式予以修正如下，分析流程如圖 4.12 所示：

(1)首先建立具代表性之棧橋式碼頭結構分析模型

利用非線性側推分析建立容量曲線，並將容量曲線轉換成容量震譜曲線。本研究採用SAP 2000有限元素分析程式，建立3D分析模型。對此模型進行非線性擬靜力側推分析，以求取棧橋式碼頭之容量曲線。分析模式之相關主要設定概述如下：

- a. 考慮單元間之束制作用（上部結構橋板延陸向之頂板兩側以Roller束制其X向位移）。
- b. 上部結構之碼頭橋版部分，初步先視為剛性版。
- c. 基樁以樑元素模擬，假設樁頭與上部結構為剛接。
- d. 土壤彈簧以單節點LINK元素模擬，依據設計圖中之地形與土層配置施加於樁體結點上，並考慮為等值非線性土壤彈簧，包含樁身側向彈簧、樁身垂直摩擦彈簧、及樁底垂直承載彈簧。
- e. 基於碼頭結構「強樑弱柱」之要求，塑鉸設定於每根基樁之樁頭位置，並再加考量側向勁度差異大之介面處，於地表下4公尺範圍內亦予已佈設。另於各樁樁頭及樁頭至邊坡面之中點佈設集中剪力塑鉸。
- f. 側推分析時採用位移控制，監測點位為頂版質心處。
- g. 暫不考慮因液化引致之地盤變位或土壤強度折減，亦即先僅考慮完全由地震慣性力引致之破壞。

(2)選取地震樣本

選取多個較具代表性的臺灣強震紀錄，先正規化到同一個震度等級，分別建立其真實反應譜，再縮放到不同震度等級，並轉換為需求震譜。為期使易損性分析所採用之地震樣本具一致性，於此亦選取與沉箱式碼頭結構易損性曲線研究所採用之地震樣本。

(3)容量震譜法分析受震反應

受震反應以ATC-40建議之容量震譜法，求取所建立棧橋碼頭結構在各個強震事件所對應需求震譜下之性能點，該點代表棧橋

式碼頭在各個地震下之受震反應。

(4)訂定棧橋式碼頭損壞等級所對應的結構物反應容許值。

參考國際航海協會對於棧橋式碼頭所建議之定性描述，如表3-21所示，除對於等級I有明確定義岸肩與後線陸地沉陷量及朝海側傾斜角之殘留變位外，其餘等級II~IV均僅說明基樁最大反應之狀態。本研究即依據該表所述之損壞狀態，對照側推分析過程結構物構件之性能狀態，訂定棧橋式碼頭之相關損壞狀態容許值。

(5)建立易損曲線

統計各不同震度等級下，棧橋式碼頭結構物反應容許值所對應的損壞等級之機率分佈狀況。根據各震度下之統計分佈曲線，配合各損害狀態對應之結構損壞等級，即可建立結構物之易損曲線。

2. 棧橋式碼頭易損性曲線之建立與初步成果

本研究依據上述棧橋式碼頭之易損性曲線分析程序，依據容量震譜法的理論分析模式，配合損害狀況（性能狀況）的定義及或然率的理論，可建立出棧橋式碼頭的易損性曲線。此將有助於未來評估類似結構在地震作用下的損害程度與發生機率，並且推估工程補強的經濟效益，以作為震災損害評估系統之重要參考資料。為能涵蓋不同樁基礎材料與配置型式之棧橋式碼頭，本節選取高雄港50號及120號，作為高雄港棧橋式碼頭易損性曲線分析之標準剖面案例。以下即就其案例之分析概況與結果加以說明。

(1)分析模式概要

分別沿用前章中，高雄港48~53號預鑄混凝土直樁及120號鋼管直樁棧橋式碼頭之有限元素模型，用以進行測推分析與易損分析。模型之相關設定詳見3.4節之簡易動力分析部分之相關內容。

(2)損害等級門檻值

根據前章50號及120號棧橋式碼頭耐震能力評估之結果可知，將分析模型進行Y向（向海側）之側推分析以求得容量曲線，再依

據表3-23及表3-25並配合容量曲線各階段之基樁塑鉸發生之狀態可初步定訂損壞狀況，後續即可針對分析所得之性能點，評估碼頭在各地震下所對應之性能等級，進而建立碼頭之易損性曲線。

(3)地震樣本

根據前述分析模式與易損性分析流程，本研究與重力式碼頭之易損分析選用相同之12個地震事件，將其東西(EW)向及南北(NS)向兩個歷時紀錄，先正規化為0.1g分別製作固有阻尼比0.05之地震反應譜。在進行ATC-40容量震譜法時，再縮放其PGA值至不同大小。

參照前章棧橋式碼頭耐震能力評估之結果，50號碼頭於相同之高雄港設計地震作用下，所造成之碼頭損害較120號碼頭嚴重。因此，地震反應譜之PGA縮放範圍自0.1g至0.6g，依序為0.1g、0.14g、0.18g、0.2g、0.24g、0.28g、0.3g、0.34g、0.38g、0.4g、0.5g及0.6g，共計144筆地震反應譜進行易損性分析。

考量120號碼頭耐震能力較50號碼頭佳，地震反應譜之PGA值範圍自0.1g至1.6g，依序為0.1g、0.2g、0.3g、0.4g、0.5g、0.6g、0.7g、0.8g、1.0g、1.2g、1.4g及1.6g，共計144筆地震反應譜進行易損性分析。

(4)分析結果

依據ATC-40之容量震譜法，以所求得之各反應譜為需求震譜，再與側推分析所得之容量震譜套疊，分別迭代求取在各地震需求下所對應之性能點，並可計算得各損壞狀態之對應不同PGA值下，位移值超過容許值時所對應之損壞等級機率分佈值。

由50號碼頭(Y向)易損分析之結果可知(表4-4)，當PGA小於0.1g(含)時，棧橋式碼頭之損害等級位於等級I(無損壞)之機率為86.9%，位於等級II(輕度損壞)之機率為12.8%，位於等級III(中度損壞)之機率為0.3%；隨著地震PGA上升至0.24g時，棧橋式碼頭之損害等級大於等級I(輕度損壞)之機率已超過50%，

此時損害位於等級I、II、III及IV之機率分別為28.5、46.6、17.7及7.1%；而當地震PGA超過0.5g（不含）時，發生損壞等級大於II之機率達57.5%，其中位於損害等級I及II之機率分別為9.9及32.6%，而位於損害等級III及IV之機率分別為28.6及30.7%。將分析結果依前節易損曲線參數化之方法，即可得如圖4.13所示之簡化易損曲線，此即為50號棧橋式碼頭於PGA值之易損性曲線，其參數值如表4-5所示。

由120號碼頭（Y向）易損分析之結果可知（表4-6），當PGA小於0.1g（含）時，棧橋式碼頭之損害等級皆為等級I（無損壞）；當PGA為0.7g時，損害等級為等級I（無損壞）之機率為27.9%，為等級II（輕度損壞）之機率為52.7%，為等級III（中度損壞）之機率為15.7%，為等級IV之機率為3.8%；隨著地震PGA上升至1.6g時，棧橋式碼頭之損害為等級IV（嚴重度損壞）之機率接近50%，為損害等級I、II、III之機率分別為1.1、17.7及31.3%。將分析結果進行曲線參數化，可得如圖4.14所示之易損曲線，其參數值如表4-7所示。

4.4 港灣構造物之地震災損評估示範例

4.4.1 分析模組參數建置

在進行港灣設施震損評估前，必須先建置完成各階段分析模組中之基本資料。這些資料包括：工程結構物損害評估模組之易損性曲線參數、經濟損失評估模組之損失比參數與修復時間曲線參數等。這些參數在 HAZUS 99 (Federal Emergency Management Agency, 1999)中有相關建議值可供參考，茲概述如下：

HAZUS 99 將港灣設施分成四大類，為(1)濱水結構（Waterfront Structures），(2)起重搬運設備（Cranes/Cargo Handling Equipment），(3)燃料設施（Fuel Facility），以及(4)倉庫（Warehouses）。每類設施，HAZUS 又再進一步分類，如表 4-8 所示。

在易損性曲線方面，該曲線係用來定義震後結構物或設施達到不同損害狀態之機率值。對於濱水結構，HAZUS 99 對永久位移（PGD）

相關之易損曲線參數建議值詳如表 4-9。對於起重搬運設備，HAZUS 99 分別對尖峰地表加速度（PGA）與永久位移（PGD）相關之易損曲線參數建議值如表 4-10 所示。對於倉庫，HAZUS 參考鐵路系統，其易損性參數建議值詳如表 4-11。對於燃料設施，HAZUS 參考鐵路系統，其易損性參數值如表 4-12 所示。

在損失比參數方面，該參數係用來定義結構物或設施於不同損害狀態下修復成本與重置成本之比值，HAZUS 中預設值如表 4-13 所示。

HAZUS 利用修復時間曲線來定義震後結構物或設施在不同損害狀態修復結構物或設施所需花費的時間，由於 HAZUS 認為燃料設施與倉庫對港灣營運影響較小，因此 HAZUS 僅針對濱水結構與起重搬運設備提出曲線參數建議值，如表 4-14 所示。

高雄港區上主要有 118 座碼頭結構，其結構易損性曲線參數，對於 PGA 相關易損性曲線，採用前節易損分析所得參數值，對於 PGD 相關之易損性曲線，則採用 HAZUS 建議值。此外，高雄港區另有 62 座橋式起重機，基於起重設施為一影響碼頭營運之重要設施，故亦將之納入損害分析中，關於起重設施之易損曲線參考 HAZUS 設定。

4.4.2 高雄港碼頭重建成本

在完成結構物損害分析之後，根據各設施在各損害狀態之機率值，便可進行直接經濟損失評估。此處所指之直接經濟損失為港灣結構物損害所直接造成之損失，將港灣設施修復所需費用視為其直接經濟損失。在計算直接經濟損失時係將每個設施的重建成本乘上對應之損失比參數計算而得。高雄港碼頭結構與起重設施重建成本設定如表 4-15 所示。

4.4.3 高雄港區震損境況模擬測試

在 TELES 系統中將港灣設施震損分析模組參數及重建成本建置完成後，本節進一步利用此模組來對高雄港區進行震損境況模擬。

高雄港區各碼頭結構地理位置，如圖 4.15 所示。以下將針對兩個

境況地震來進行模擬：(1)921 集集地震，與(2)旗山斷層引致地震。

依照 TELES 震損評估架構，整個震損分析依序應包含：(A)高雄港區地震災害潛勢分析，(B)高雄港區港灣結構物損害評估，以及(C)高雄港區震害經濟損失評估三個階段，前一階段分析結果會作為下一階段分析之依據。

1. 921 集集地震境況模擬

(1)高雄港區地震災害潛勢分析

在 TELES 系統中係以「Scenario」表單中「Define New」選項來定義模擬地震，TELES 有三種定義模擬地震的方式，為(1)依歷史性地震震源參數、(2)依已知的活動斷層位置與屬性資料，以及(3)任意指定的斷層位置、規模與斷層開裂方向。由於 921 地震係由於車籠埔斷層錯動所引起，可直接採用第二個方式利用選擇已知地震斷層位置（車籠埔斷層）來設定模擬地震，相關參數設定參考葉錦勳等人(2004)，設定內容如圖 4.16 所示。

以此模擬地震進行高雄港區震災潛勢分析，圖 4.17 所示為高雄港區鄰近各村里之加速度分佈，由圖中亦可觀察到碼頭所在村里 PGA 值介於 21gal-63gal 之間，高 PGA 區域大多分佈於前鎮區與苓雅區最大。對照實際 921 地震發生後，在高雄氣象站地震測站（KAU045）所記錄到之南北向與東西向 PGA 值分別達約 28.54gal 與 32.36gal，略低於該測站所在村里之 PGA 分析值（介於 49-56gal）。

(2)高雄港區港灣結構物損害評估

在完成高雄港區地震潛勢分析後，繼則針對高雄港碼頭結構進行結構物損害評估。

由於以各碼頭所處村里之 PGA 值來代表碼頭區內各港灣設施之 PGA 值，並不能反映各碼頭位置不同造成之差異，進一步將對每座碼頭結構所處位置求算該位置之 PGA 值，可得各碼頭所在位置的 PGA 值分佈如圖 4.18 所示，圖中顯示 PGA 值約介於

49-54gal 之間。經此模組分析後，在此模擬地震作用下，各設施在各損害狀態所對應之損害狀態機率相當小。

(3)高雄港區震害經濟損失評估

在完成高雄港區碼頭結構物損害分析之後，利用重建成本與損失比參數便可計算各設施之直接經濟損失，由於損害機率相當小，所引致之損失亦相當小。

2. 旗山斷層引致地震境況模擬

(1)高雄港區地震災害潛勢分析

採用第二種模擬地震參數設定方式—依已知的活動斷層位置與屬性資料來設定模擬地震，設定參數芮氏規模 7.0，震源深度 10m。

以此模擬地震進行高雄港區震災潛勢分析，圖 4.19 所示為高雄港區鄰近村里之加速度分佈。由圖中亦可觀察到碼頭所在村里 PGA 值介於 0.24-0.33g 之間。

(2)高雄港區港灣結構物損害評估

在完成高雄港區地震潛勢分析後，繼則針對高雄港碼頭結構進行結構物損害評估。進一步求算每座碼頭結構及設施所處位置之 PGA 值，可得各碼頭及設施所在位置的 PGA 值分佈如圖 4.20 所示，圖中顯示 PGA 值約介於 0.27-0.34g 之間。在此模擬地震作用下，配合各設施之地震潛勢，經由結構物損害分析模組可估算港區各設施對應於各損害狀態之機率。

(3)高雄港區震害經濟損失評估

在完成高雄港區碼頭及設施損害分析之後，利用重建成本與損失比參數便可計算各設施之直接經濟損失，總損失約 8,498 百萬元，約佔總重建成本之 18%（總重建成本 47,059 百萬元）。

經由本節示範案例分析後可知，目前TELES系統中所建置之港灣設施震損分析模組已能進行高雄港區之震損評估分析。

表 4-1 高雄港碼頭易損性分析所用之地震樣本

EQ Date	S_lon	S_lat	depth (km)	M _L	PGA EW (gal)	PGA NS (gal)	Station
19950425082902	120.508	22.646	43.67	5.49	38.246	39.187	KAU002
19960706012705	120.515	22.667	26.95	5.19	22.499	28.151	KAU
19981117222732	120.79	22.832	16.49	5.51	23.438	22.959	KAU
19990920174715	120.816	23.852	8	7.3	32.387	28.52	KAU045
19990925235249	121.002	23.854	12.06	6.8	16.354	16.659	KAU045
20000507161808	120.358	22.523	39.83	5.03	42.165	45.589	KAU045
20031210043813	121.398	23.067	17.73	6.42	35.287	38.315	KAU092
20040519070412	121.37	22.713	27.08	6.03	16.359	24.59	KAU092
20060401100219	121.081	22.884	7.2	6.23	44.979	69.44	KAU092
20060616213334	120.298	22.489	31.09	4.08	27.015	20.114	KAU092
20061226123415	120.42	21.97	50.22	6.99	122.908	128.839	KAU
20100304001800	120.71	22.97	22.6	6.4	39.219	48.713	KAU045

表 4-2 高雄港方塊式碼頭易損曲線參數

	2~7 號方塊式碼頭	
損壞等級	中位數	對數標準差
Minor	-0.9071	0.3917
Moderate	-0.6529	0.3835
Extensive/Complete	-0.5113	0.379

表 4-3 高雄港板樁式碼頭易損曲線參數

	76 號板樁式碼頭		65~66 號板樁式碼頭	
損壞等級	中位數	對數標準差	中位數	對數標準差
Minor	0.549	0.921	0.463	1.136
Moderate	1.036	0.944	1.008	1.152
Extensive/Complete	1.510	0.955	1.581	1.155

表 4-4 高雄港 50 號直樁棧橋碼頭受震損害等級分析結果

PGA (g)		0.1	0.14	0.24	0.26	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5	0.6	0.7	0.8
損害等級 機率分佈	I (D1)	86.9%	70.1%	57.0%	52.3%	38.1%	28.5%	25.1%	20.5%	17.0%	15.3%	9.9%	7.1%
	II (D2)	12.8%	28.1%	38.7%	42.1%	43.6%	46.6%	46.9%	43.0%	38.0%	37.4%	32.6%	28.9%
	III (D3)	0.3%	1.7%	3.9%	5.0%	13.5%	17.7%	19.5%	22.6%	24.0%	24.8%	26.8%	27.3%
	IV (D4/D5)	0.0%	0.1%	0.4%	0.5%	4.8%	7.1%	8.5%	14.0%	20.9%	22.5%	30.7%	36.7%

表 4-5 高雄港 50 號直樁棧橋式碼頭易損曲線參數

	50 號預力混凝土直樁棧橋式碼頭	
損壞等級	中位數	對數標準差
I / II	0.20	0.676
II / III	0.43	0.562
III / IV	0.68	0.629

表 4-6 高雄港 120 號棧橋式碼頭受震損害等級分析結果

PGA (g)		0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	1	1.2	1.4	1.6
損害等級 機率分佈	I (D1)	100.0%	97.1%	84.7%	67.2%	50.1%	36.9%	27.9%	20.0%	8.9%	4.0%	2.1%	1.1%
	II (D2)	0.0%	2.9%	15.3%	32.4%	42.2%	49.0%	52.7%	53.1%	44.9%	33.0%	24.1%	17.7%
	III (D3)	0.0%	0.0%	0.1%	0.4%	6.7%	11.7%	15.7%	20.7%	30.5%	34.3%	33.4%	31.3%
	IV (D4/D5)	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	1.0%	2.5%	3.8%	6.2%	15.7%	28.7%	40.5%	49.8%

表 4-7 高雄港 120 號棧橋式碼頭易損曲線參數

	120 號直樁棧橋式碼頭	
損壞等級	中位數	對數標準差
I / II	0.52	0.485
II / III	1.04	0.490
III / IV	1.60	0.486

表 4-8 港灣設施分類 (摘自 HAZUS 99)

Label	Description
	Waterfront Structures
PWS1	Waterfront Structures
	Cranes/Cargo Handling Equipment
PEQ1	Stationary Port Handling Equipment
PEQ2	Rail Mounted Port Handling Equipment
	Warehouses
PWH1L	Port Warehouses, Reinforced Concrete Shear Walls (C2L)
PWH2L	Port Warehouses, Braced Steel Frame (S2L)
PWH3L	Port Warehouses, Moment Resisting Steel Frame (S1L)
PWH4L	Port Warehouses, Steel Frame & URM (S5L)
PWH5L	Port Warehouses, Precast Concrete Tilt-Up (PC1)
PWH6L	Port Warehouses, Reinforced Concrete Frame & URM (C3L)
PWH7L	Port Warehouses, Wood (W1)
PWH1M	Port Warehouses, Reinforced Concrete Shear Walls (C2L)
PWH2M	Port Warehouses, Braced Steel Frame (S2L)
PWH3M	Port Warehouses, Moment Resisting Steel Frame (S1L)

PWH4M	Port Warehouses, Steel Frame & URM (S5L)
PWH5M	Port Warehouses, Precast Concrete Tilt-Up (PC1)
PWH6M	Port Warehouses, Reinforced Concrete Frame & URM (C3L)
PWH7M	Port Warehouses, Wood (W1)
PWH1H	Port Warehouses, Reinforced Concrete Shear Walls (C2L)
PWH2H	Port Warehouses, Braced Steel Frame (S2L)
PWH3H	Port Warehouses, Moment Resisting Steel Frame (S1L)
PWH4H	Port Warehouses, Steel Frame & URM (S5L)
PWH5H	Port Warehouses, Precast Concrete Tilt-Up (PC1)
PWH6H	Port Warehouses, Reinforced Concrete Frame & URM (C3L)
PWH7H	Port Warehouses, Wood (W1)
	Fuel Facility
PFF1	Port Fuel Facility w/ Anchored Tanks, w/ Back-Up (BU) Power
PFF2	Port Fuel Facility w/ Anchored Tanks, w/o BU Power
PFF3	Port Fuel Facility w/ Unanchored Tanks, w/ BU Power
PFF4	Port Fuel Facility w/ Unanchored Tanks, w/o BU Power
PFF5	Port Fuel Facility w/ Buried Tanks

H=high, M=moderate, L=low seismic design level

表 4-9 濱水結構 PGD 相關之易損性曲線參數

Permanent Ground Deformation			
Components	Damage State	Median (cm)	β
Waterfront Structures (PWS1)	slight/minor	12.7	0.5
	moderate	30.5	0.5
	extensive	43.2	0.5
	complete	109.2	0.5

表 4-10 起重搬運設備 PGA 與 PGD 相關之易損性曲線參數

Peak Ground Acceleration			
Classification	Damage State	Median (g)	β
Anchored/Stationary (PEQ1)	slight/minor	0.3	0.6
	moderate	0.5	0.6
	extensive/complete	1.0	0.7
Unanchored/Rail mounted (PEQ2)	slight/minor	0.15	0.6
	moderate	0.35	0.6
	extensive/complete	0.8	0.7
Permanent Ground Deformation			
Classification	Damage State	Median (cm)	β
Anchored/Stationary (PEQ1)	slight/minor	7.6	0.6
	moderate	15.2	0.6
	extensive/complete	30.5	0.7
Unanchored/Rail mounted (PEQ2)	slight/minor	5.1	0.6
	moderate	10.2	0.6
	extensive/complete	25.4	0.7

表 4-11 倉庫 PGA 與 PGD 相關之易損性曲線參數

Peak Ground Acceleration					
		H	M	L	
Classification	Damage State	Median (g)	Median (g)	Median (g)	β
PWH1	slight/minor	0.26	0.19	0.14	0.65
	moderate	0.49	0.35	0.23	0.65
	extensive	0.95	0.69	0.41	0.65
	complete	1.54	1.12	0.64	0.65
PWH2	slight/minor	0.24	0.18	0.12	0.65
	moderate	0.48	0.33	0.22	0.65
	extensive	1.05	0.77	0.44	0.65
	complete	1.78	1.3	0.71	0.65
PWH3	slight/minor	0.13	0.1	0.08	0.65
	moderate	0.33	0.23	0.16	0.65
	extensive	0.77	0.55	0.36	0.65
	complete	1.9	1.36	0.76	0.65
PWH4	slight/minor	0.12	0.12	0.12	0.65
	moderate	0.16	0.16	0.16	0.65
	extensive	0.29	0.29	0.29	0.65
	complete	0.46	0.46	0.46	0.65
PWH5	slight/minor	0.11	0.08	0.07	0.65
	moderate	0.25	0.17	0.11	0.65
	extensive	0.63	0.45	0.31	0.65
	complete	1.07	0.78	0.47	0.65
PWH6	slight/minor	0.11	0.11	0.11	0.65
	moderate	0.14	0.14	0.14	0.65
	extensive	0.26	0.26	0.26	0.65
	complete	0.41	0.41	0.41	0.65
PWH7	slight/minor	0.38	0.3	0.23	0.65
	moderate	0.69	0.49	0.36	0.65
	extensive	1.23	0.9	0.69	0.65
	complete	1.79	1.31	0.98	0.65

表 4-11 倉庫 PGA 與 PGD 相關之易損性曲線參數(續)

Permanent Ground Deformation			
Classification	Damage State	Median (cm)	β
PWH1-7	least extensive	25.4	1.2
	complete	20% of least extensive is assumed to be complete.	

表 4-12 燃料設施 PGA 與 PGD 相關之易損性曲線參數

Peak Ground Acceleration			
Classification	Damage State	Median (g)	β
PFF1	slight/minor	0.23	0.50
	moderate	0.43	0.45
	extensive	0.64	0.60
	complete	1.10	0.60
PFF2	slight/minor	0.12	0.50
	moderate	0.27	0.45
	extensive	0.64	0.60
	complete	1.0	0.60
PFF3	slight/minor	0.10	0.50
	moderate	0.23	0.45
	extensive	0.48	0.60
	complete	0.80	0.60
PFF4	slight/minor	0.09	0.50
	moderate	0.20	0.45
	extensive	0.48	0.60
	complete	0.80	0.60
Permanent Ground Deformation			
Classification	Damage State	Median (cm)	β
PFF5	slight/minor	10.2	0.5
	moderate	20.3	0.5
	extensive/complete	61.0	0.5

表 4-13 港灣設施損失比參數

Classification	Damage State	Best Estimate Damage Ratio	Range of Damage Ratios
Waterfront Structures	slight	0.10	0.01-0.15
	moderate	0.40	0.15-0.4
	extensive	0.80	0.4-0.8
	complete	1.00	0.8-1.0
Cranes/Cargo Handling Equipment	slight	0.05	0.01-0.15
	moderate	0.25	0.15-0.4
	extensive/complete	0.75	0.4-1.0
Warehouses	slight/minor	0.1	0.01-0.15
	moderate	0.4	0.15-0.4
	extensive	0.8	0.4-0.8
	complete	1.0	0.8-1.0
Fuel Facility	slight/minor	0.16	0.01-0.15
	moderate	0.39	0.15-0.4
	extensive	0.8	0.4-0.8
	complete	1.0	0.8-1.0

表 4-14 濱水結構與起重搬運設備之修復曲線參數

Restoration Functions (All Normal Distributions)			
Classification	Damage State	Mean (Days)	σ
Buildings, Waterfront Structures	slight/minor	0.6	0.2
	moderate	3.5	3.5
	extensive	22	22
	complete	85	73
Cranes/Cargo Handling Equipment	slight/minor	0.4	0.35
	moderate	6	6
	extensive	30	30
	complete	75	55

表 4-15 港區碼頭結構與設施重建成本

設施	重建成本
碼頭結構	1.5 （百萬元/公尺）
起重設施	200 （百萬/座）

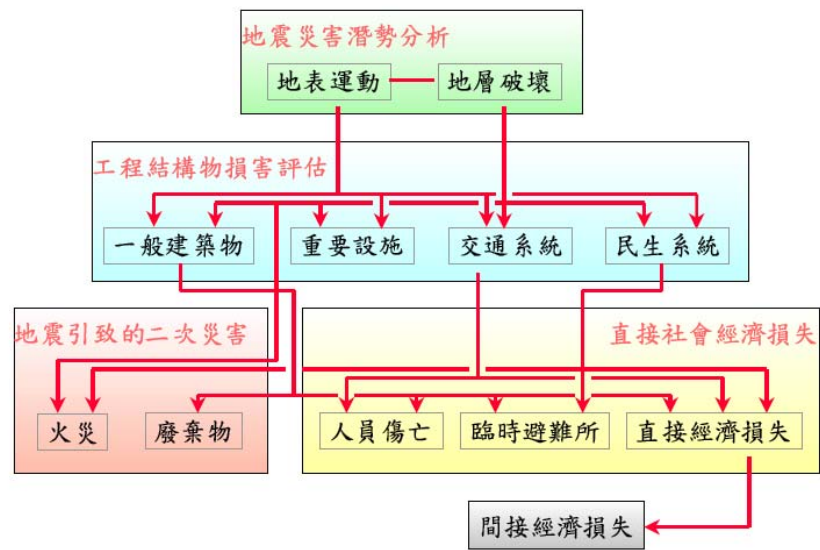


圖 4.1 地震損失評估系統分析分析流程與架構（HAZ-Taiwan）

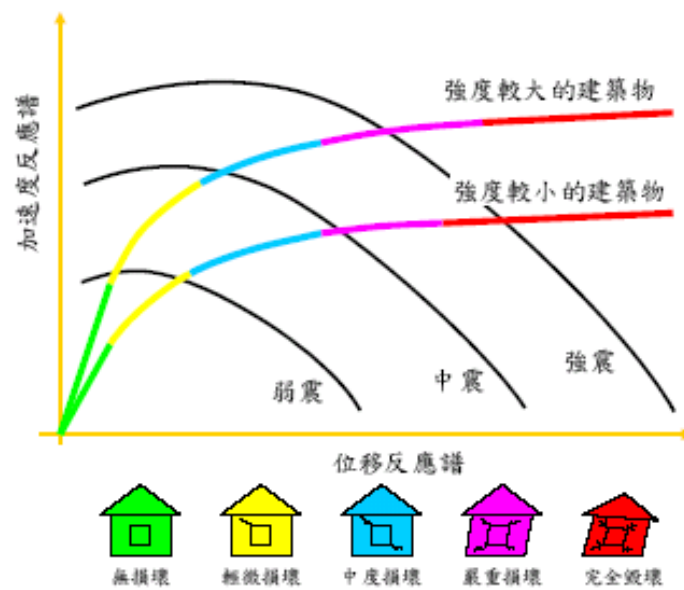


圖 4.2 一般建築物損害評估模式示意圖

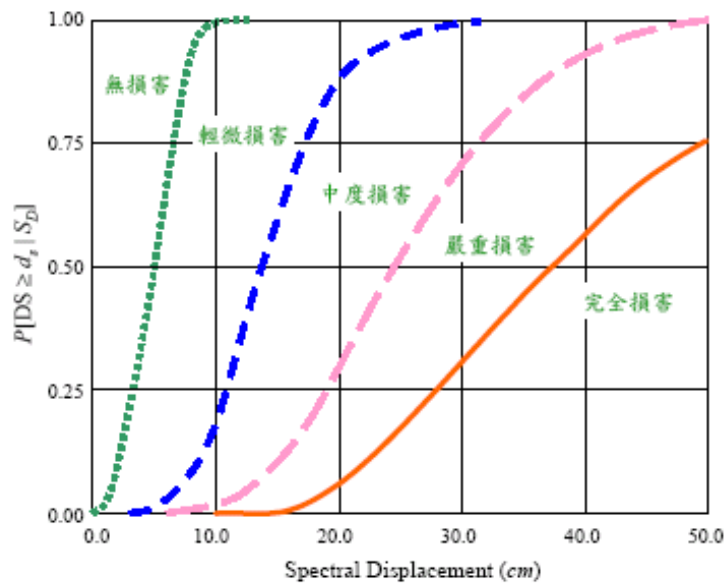


圖 4.3 不同損害狀態易損曲線與機率示意圖

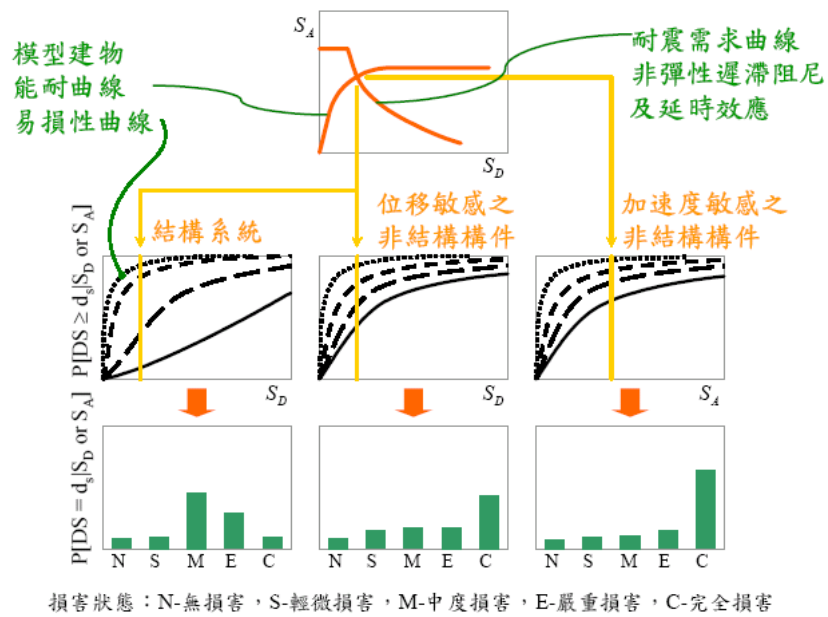


圖 4.4 一般結構物之結構系統與非結構構件地震損害評估流程

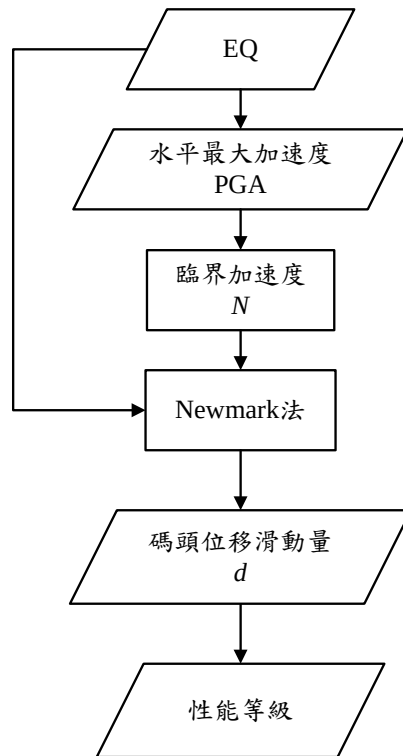


圖 4.7 方塊式碼頭受震滑移量與損害等級之評估模式

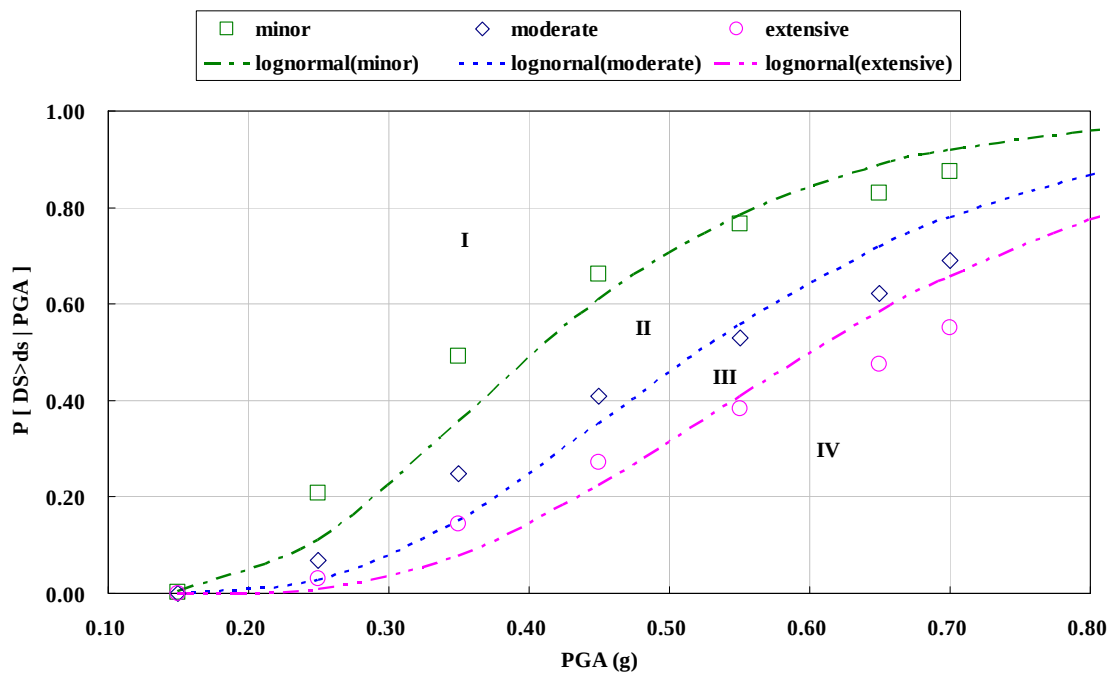


圖 4.8 高雄港 2~7 號方塊式碼頭易損性曲線

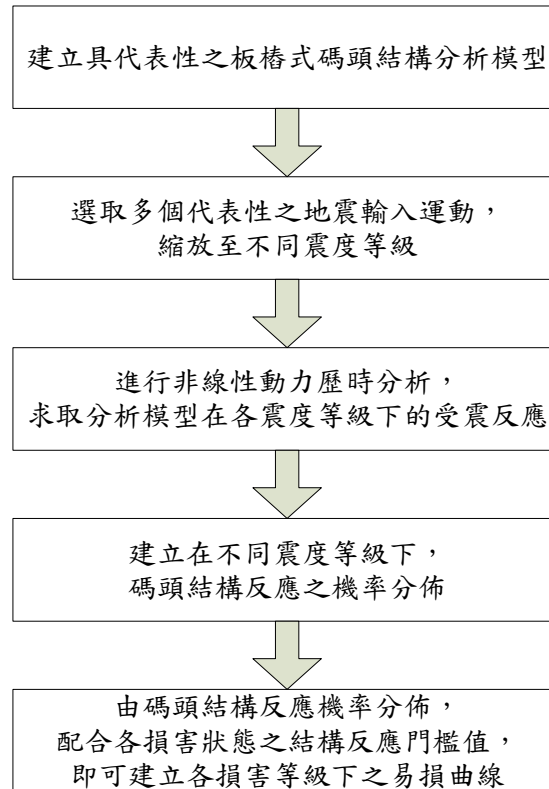


圖 4.9 板樁式碼頭易損分析流程

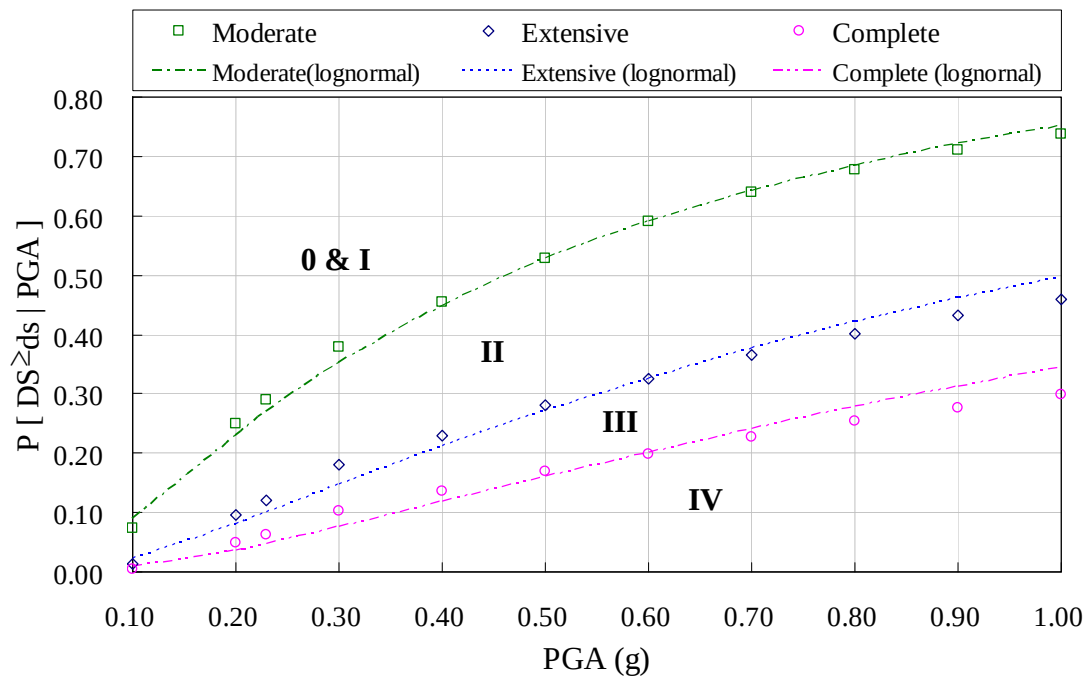


圖 4.10 高雄港 76 號板樁式碼頭易損曲線

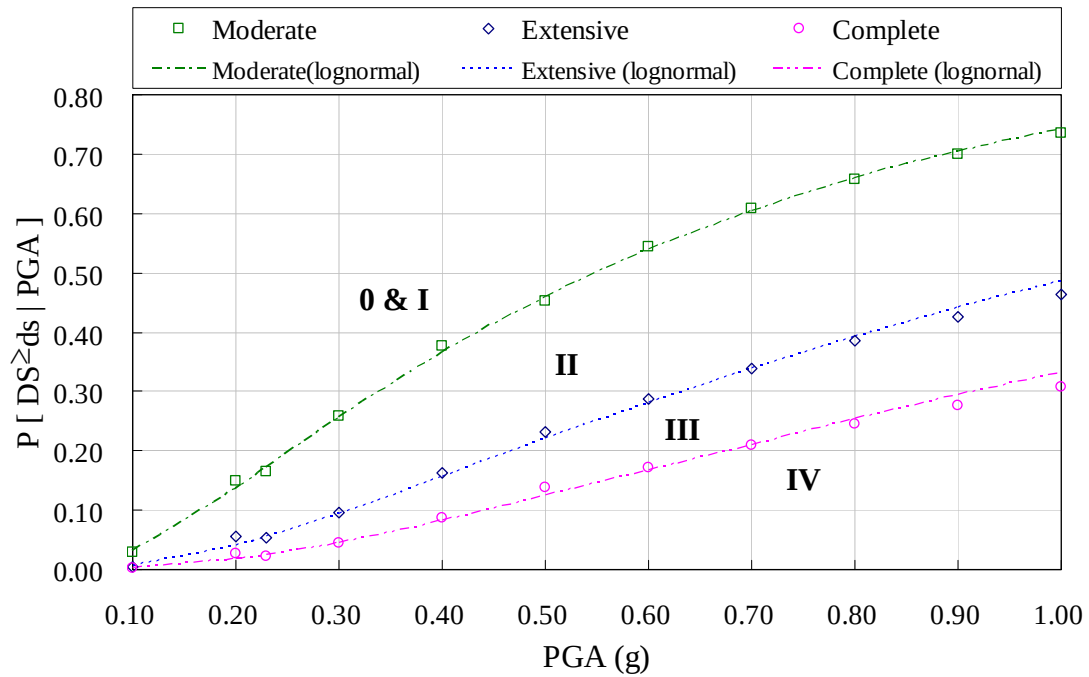


圖 4.11 高雄港 65~66 號板樁式碼頭易損曲線

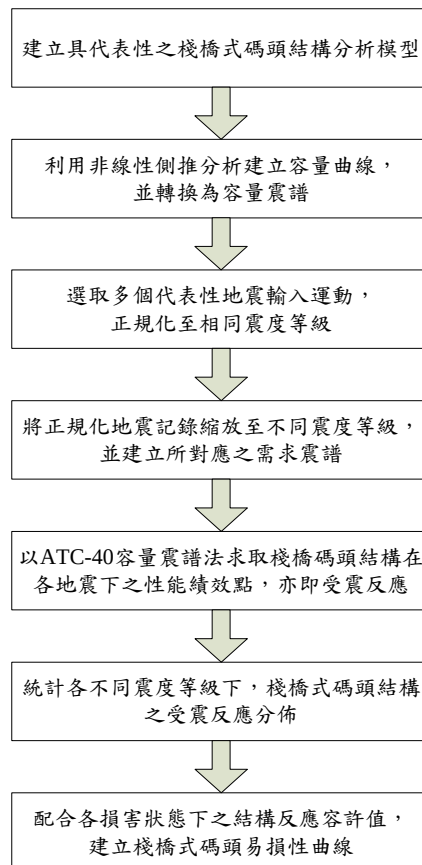


圖 4.12 棧橋式碼頭易損性曲線建立流程

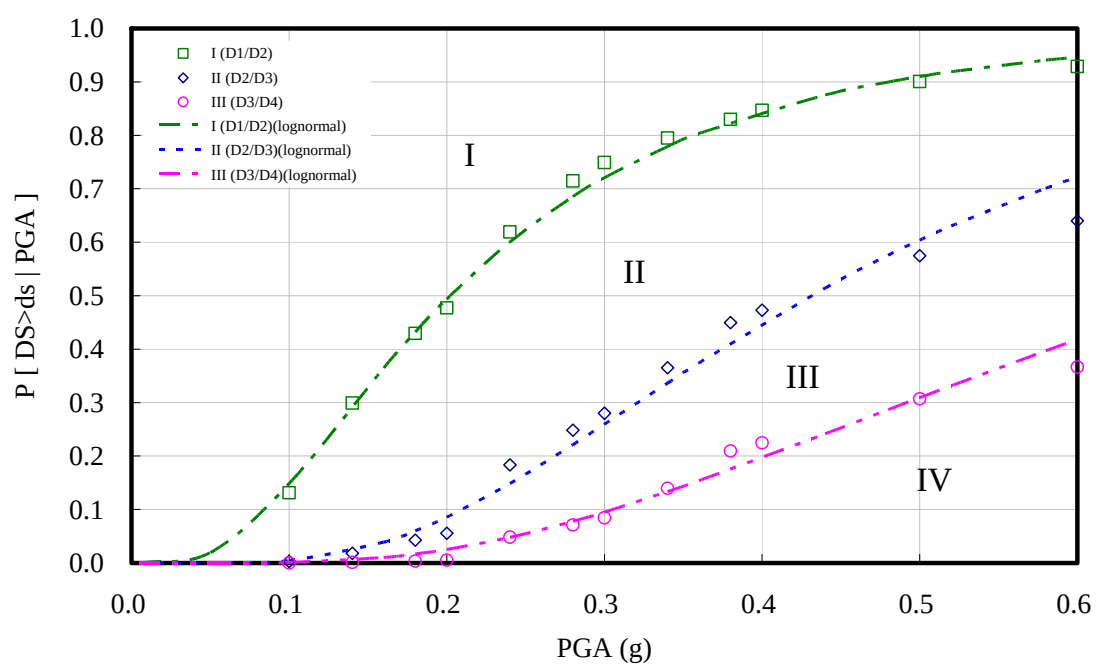


圖 4.13 高雄港 50 號棧橋式碼頭易損性曲線

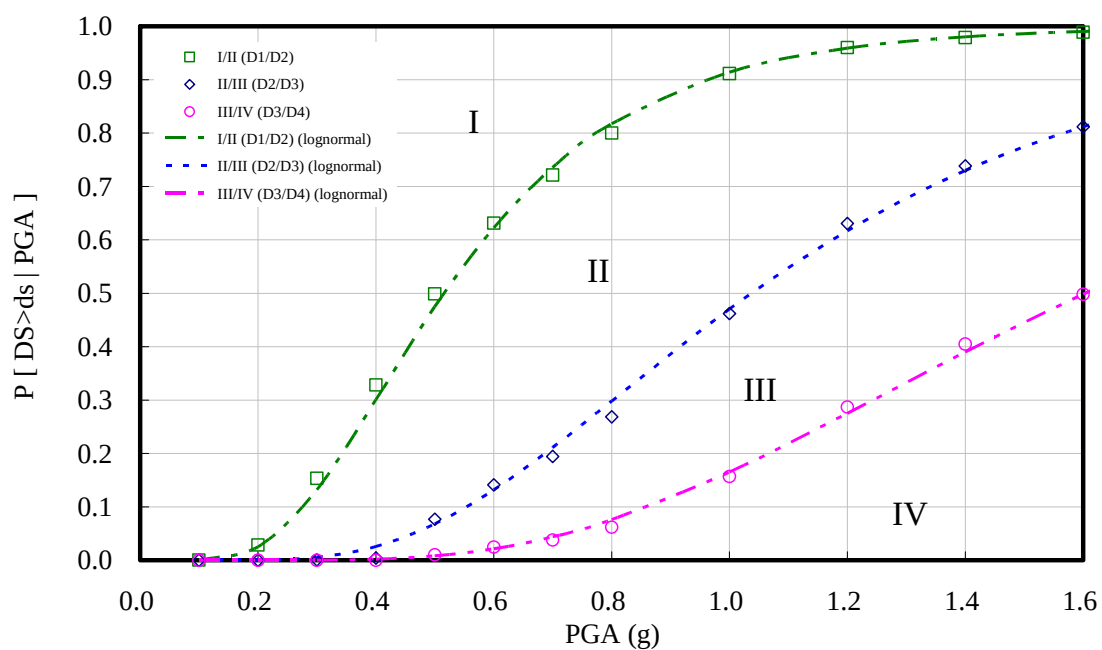


圖 4.14 高雄港 120 號棧橋式碼頭易損性曲線

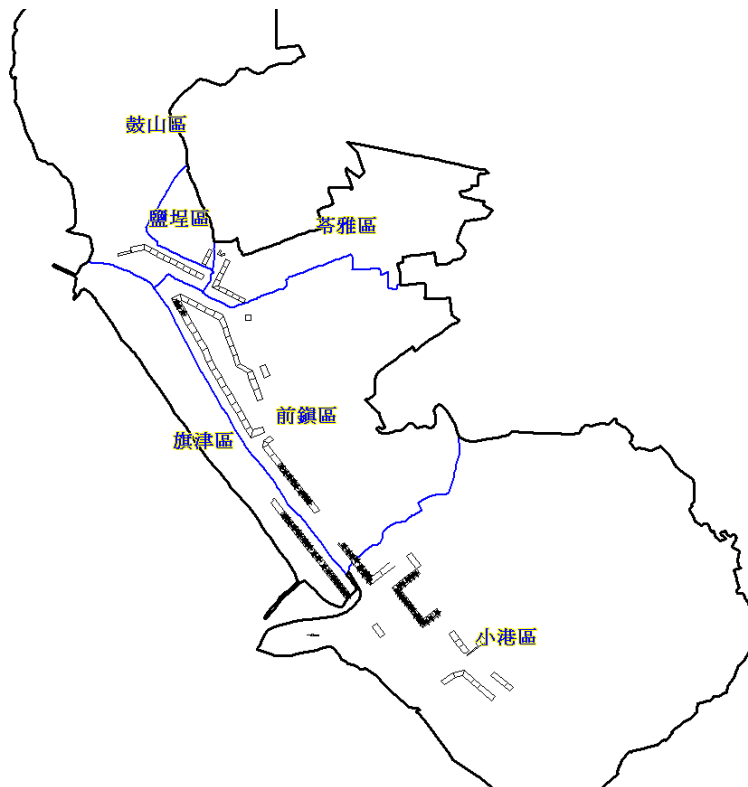


圖 4.15 高雄港區碼頭配置圖

定義模擬地震

計畫名稱: KAO 事件識別: ChiChi OK Cancel

儲存目錄: F:\Haz-Taiwan\KAO_100609\SCENARIO\CI 瀏覽

事件描述: 集集地震境況模擬

地震類型: 依已知的活動斷層位置與屬性資料

震動衰減律: Jean (2001) 調整: 0 std.

地震事件: 圖形

發生日期: 1999 / 9 / 21 時間: 1 : 47 : 16

芮氏規模: 7.3 震央經度: 120.6794

震源深度: 8 公里 震央緯度: 23.9623

斷層名稱: 車籠埔斷層 圖形 第一類

斷層開裂:

方向	0	度 (0 - 180)
傾角	30	度 (-89 - 90)
長度	100	公里 ☒ 修改
寬度	18	公里 ☒ 修改

斷層種類:

- ☐ 平移斷層
- ☒ 逆斷層
- ☐ 正斷層

圖 4.16 模擬地震設定

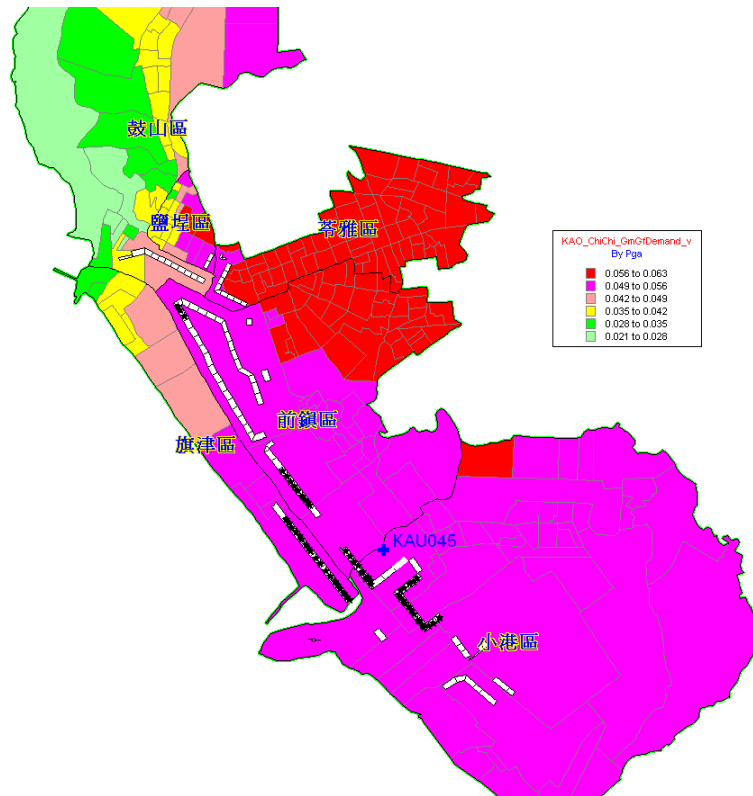


圖 4.17 高雄港區鄰近村里 PGA 分佈（集集地震模擬）

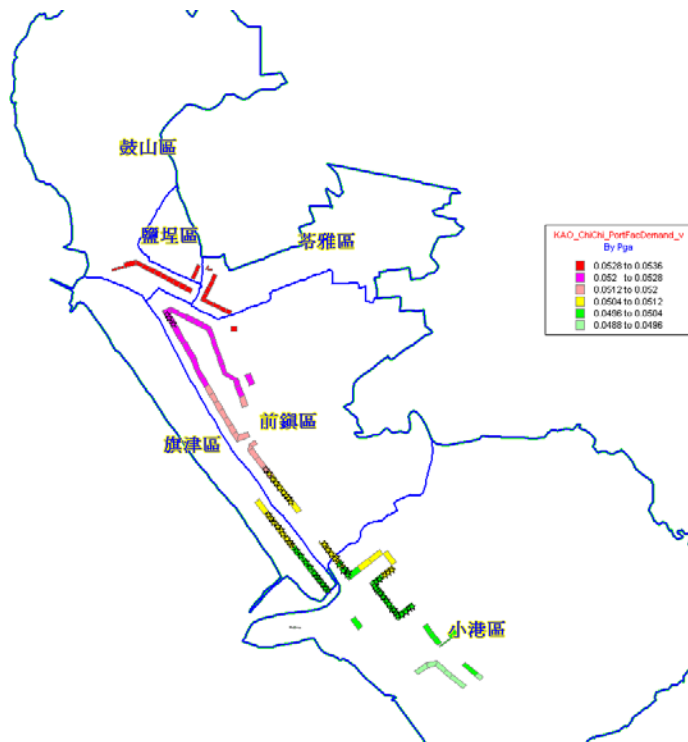


圖 4.18 高雄港碼頭所在位置 PGA 值分佈（集集地震模擬）

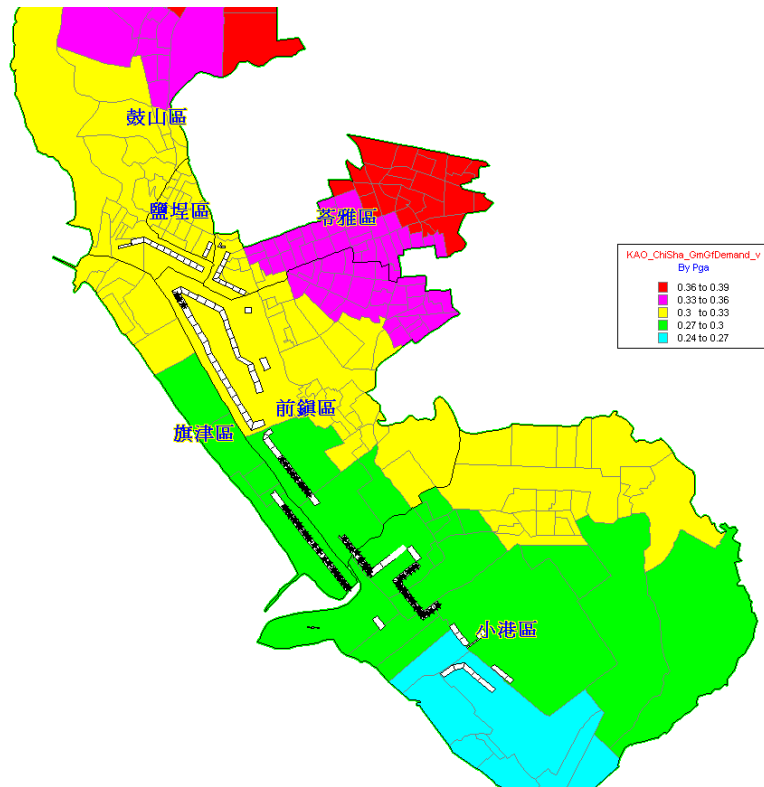


圖 4.19 高雄港區鄰近村里 PGA 分佈（旗山斷層模擬）

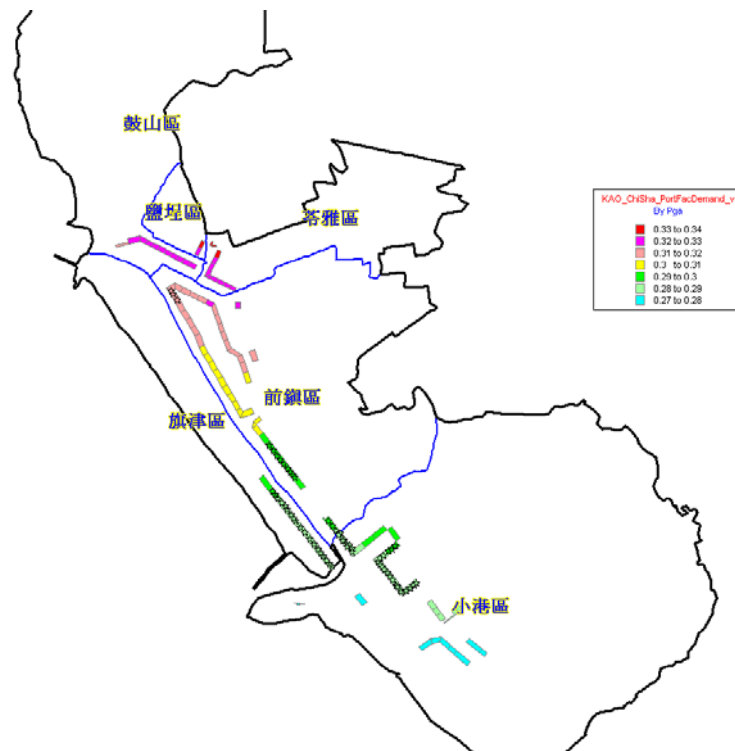


圖 4.20 高雄港碼頭所在位置 PGA 值分佈（旗山斷層模擬）

第五章 四港成果彙整

5.1 各港區地震潛勢評估之研究

港區地震潛勢評估主要在分析場址將來可能發生之地震大小。評估方法包括機率法地震危害度分析、定值法地震危害度分析、與地震危害度相符之境況地震模擬，港區場址效應分析以及港區土壤液化之危害度分析等。以下茲就各方法之相關研究現況作一說明。

5.1.1 港區地震危害度分析

1. 分析方法

機率法地震危害度分析(seismic hazard analysis, SHA)是耐震設計震度分區與震害風險評估工作之基礎。其目的乃在建立工址某一地震參數 (PGA、PGV、PGD, S_a 、 S_v 、 S_d ... 等) 的年超越機率曲線，亦即危害度曲線(hazard curve)，以供工程設計之參考。選定某一特定之年超越機率 (如 0.0021，或回歸期 $T=475$ 年) 將各個不同位置工址在危害度曲線上所對應之地震參數 (如 PGA) 求出，即可據此決定各工址之耐震設計參數值。SHA 是一個複雜的機率分析過程，分析時多沿用工程上最常用的穩態 Poisson 模式配合斷層開裂 (fault rupture) 模式 (Der-Kiureghian and Ang, 1977) 或點震源模式進行分析。SHA 之分析流程主要包括下列四個步驟，並示於圖 5.1：(1) 調查工址附近的地震活動性，進行震源分區並判別震源模式；(2) 決定各震源區地震活動性之相關參數；(3) 根據地動資料，定強地動參數 (如 PGA) 衰減律 (attenuation law)；(4) 由以上資料經由機率理論分析，並假設地震之發生為一 Poisson 過程，則地震危害度曲線即可以下式求得：

$$P[A > a]_{\text{年}} = 1 - \exp \left\{ - \sum_{i=1}^n P[A > a | E_i] \nu_i \right\} \dots\dots\dots (5.1)$$

式中 $P[A > a]_{\text{一年}}$ 為 PGA 值 A 大於 a 值之年超越機率； n 為工址附近潛在震源區數目， $P[A > a | E_i]$ 為當震源 i 發生一個規模 $m \geq M_0$ 之地震時，工址引發加速度 $A > a$ 事件之機率，而 ν_i 為震源區 i 發生規模 $m \geq M_0$ 之地震年平均發生率。

進行地震危害度分析時，必須考慮地震的時、空分布的特徵與其不確定性，尤其是活動斷層的地震活動模擬。而適當的震源分區與完整的地震目錄蒐集即為反映此一要求。經由適當的分析，可對不同的震源分區模式分別建立各震源的地震活動參數，及機率分布的數學模型與相關參數。通常，地震活動在空間上的不確定性係採用離散化格網的方式，地震活動在時間上的不確定性則仍採用 Poisson 過程的假設。然而，臺灣地區許多第一類活動斷層的古地震調查研究（陳文山等，2005）發現，活動斷層的地震活動多屬於再現期可預測模型 (time-predictable model) 的特徵地震 (characteristic earthquake)，其地震發生率會因時間不同而異；採用平均發生率的穩態 Poisson 模式的假設，並無法適度地模擬再現期可預測模型的特徵地震。因此，本計畫已開始採用以再現期可預測模型的特徵地震來模擬第一類活動斷層的地震活動，其經由工程可靠度分析的理論定義斷層再發生錯動的危害函數，進而分析未來一定期間內(Tp)活動斷層再發生特徵地震的機率或發生率，如此計算出活動斷層的特徵地震對工址的地震危害度的貢獻量。接著，將分析結果與其他區域地震以穩態 Poisson 模式分析的地震危害度的貢獻量相加，即求得了考慮較完整、且較合理的地震危害度。

另外，在決定最具威脅潛勢的模擬地震方面，本計畫參考 USNRC(1997)之 RG1.165 程序，建立了一套方法來決定可供地震防災規劃使用的模擬地震(控制地震)。其先建立場址之危害度曲線，再進行參數拆解 (de-aggregation) 分析而獲得各場址的關鍵性震源。關於地震危害度參數拆解分析，係根據場址位置的地震危害貢獻來源，將每個震源在各種地震規模區間的地震危害度的貢獻量或比例算出，清楚界定主要危害地震源與地震規模；或以地震危害度貢獻

量為權重，分析地震規模與距離的組合期望值。並根據應用需要，計算出對應某一設計地表加速度的回歸期的一個或數個控制地震(controlling earthquake)。因此，可以同時得到不同回歸期的 PGA 值與控制地震規模，此成果可應用於耐震評估及土壤液化分析與抗液化設計上。

2. 各港區地震危害度分析成果

(1) 臺中港區

臺中港區之設計地震，由 PSHA 分析得到 $PGA=0.26g$ (475 年)，與建物規範規定 $0.28g$ 接近。該結果適用於堅硬地盤。

臺中港區之地震危害來自於屯子腳斷層及其區域震源，未來 50 年的地震發生機率約 2%-18%(2007~2057 年)，屬於高貢獻震源，建議以定值法的結果考慮屯子腳斷層，並將潛勢規模訂為 $M_L7.1$ ，用於液化分析時換算 M_w 約為 7.6。

(2) 花蓮港區

由地震危害度曲線，475 年及 2500 年回歸期所對應之 PGA 值分別為 $0.56g$ 及 $0.69g$ 。經由參數拆解所得 475 年及 2500 年回歸期之控制地震規模分別為 $M_L7.0$ 及 $M_L7.2$ 。

距離花蓮港區 1.3 公里的米崙斷層，以定值法分析其可能之地震規模為 $M_L7.1$ ，所對應堅硬地盤之 PGA 值為 $0.80g$ 。

(3) 蘇澳港區

由地震危害度曲線，475 年及 2500 年回歸期所對應之 PGA 值分別為 $0.39g$ 及 $0.54g$ 。經由參數拆解所得 475 年及 2500 年回歸期之控制地震規模分別為 $M_L6.9$ 及 $M_L7.1$ 。

(4) 基隆港區

由地震危害度曲線，475 年及 2500 年回歸期所對應之 PGA 值分別為 $0.23g$ 及 $0.38g$ 。475 年及 2500 年回歸期之控制地震規

模分別為 $M_w 7.1$ 及 $M_w 7.2$ 。與目前耐震設計規範正在研擬的土壤液化潛能評估使用之地震規模分區，所建議基隆市的潛勢規模為 7.3 相當。

基隆港區在山腳斷層錯動下，可能產生之 PGA 值約為 0.29g，此結果為堅硬地盤之參考值。

(5)高雄港區

由地震危害度曲線，475 年及 2500 年回歸期所對應之 PGA 分別為 0.21g 及 0.37g，為堅硬地盤處之結果。由場址相依地震動衰減律進行 PSHA 分析所得之 475 年及 2500 年回歸期所對應之 PGA 值分別為 0.34g 及 0.45g。

地震潛勢由旗山斷層所控制，經由參數拆解所得 475 年及 2500 年回歸期之控制地震規模分別為 $M_L 6.8$ 及 $M_L 6.9$ 。距離港區 19 公里的旗山斷層，以定值法分析其可能之地震規模為 $M_L 7.0$ ，所對應堅硬地盤之 PGA 值為 0.24g，地表面處為 0.37g。

彙整各港地震危害度分析結果，並與現行建築物耐震設計規範比較如表 5-1 所示：

5.1.2 港區地震可能發生時間序列或地域分析

1. 分析方法

在定值法地震危害度分析方面，本研究對於地震可能發生之時間序列或地域，將使用經整理、校核過的歷史強地震目錄($M \geq 6.0$)為資料庫來進行分析。首先將臺灣地區分成 W1~W4，及 E1~E4 共八個地震區帶（其範圍涵蓋港埠地區），接著使用灰色系統理論、模糊集理論與類神經網路等三種分析方法，在考慮強震預測四個目標：時間(年)、震央(那一個地震區帶)、規模($M \geq 6.0$ 或 $M \geq 7.0$)與震源深度(以 10km 為一級距)之情況下，利用數個地震分析預測模式(不同預測模式可對應到不同的地震預測目標(時間、地點、規模與深

度)，以多重覆蓋的雙重檢核觀念來預測強震。亦即，若兩個預測模式之結果均為強震發生的時間(年)，則可據以進行交叉檢核，期能逼近較為準確的預測結果(特別是強震發生年與規模大小)。

2. 執行步驟

本分析可分成四個步驟：

- (1)資料庫建置：蒐集並建置歷史強地震目錄
- (2)分析預測模式：以三種理論所建立的數個預測模式(hybrid model)進行分析。
- (3)目標修正：以多重覆蓋的觀念進行預測目標的校核
- (4)可靠性評估：提供預測結果的可靠性說明

3. 各港區地震可能發生時間序列或地域分析成果

彙整臺中港區、花蓮港區、蘇澳港區、基隆港區與高雄港區等各港區分析成果，如下所述：

(1)臺中港區

以未來 100 年而言，臺中港區地震災害模擬的設計地震為規模 6.5 至 6.9(對應規範中的回歸期近於 475 年)。可能震央位置有二：一為彰化斷層錯動，震央距離為 6km，一為大茅埔-雙冬斷層的錯動，震央距離為 36km。

(2)花蓮港區

依地震地質綜合研判，未來 100 年內花蓮港地區米崙斷層系統和月眉斷層系統都有錯動的可能，分別在 2014 年左右、2018 年左右、2031~2060 年間以及 2068 年左右。米崙斷層的規模 7.3 以上的錯動，將會對花蓮產生嚴重的影響。

(3)蘇澳港區

以未來 100 年而言，蘇澳港地區地震災害模擬的設計地震為規模 6.5 至 7.2(7.0 為佳)。可能震央位置為蘇澳港外海 20km 至 40km 左右的和平海盆，震央距離為 20~40km。

(4)基隆港區

以未來 100 年而言，基隆港地區地震災害模擬的設計地震為規模 6.0 至 6.2。

(5)高雄港區

未來 100 年內高雄港地區旗山斷層的錯動，發生的時間可能有二：一為 2,011~2,031 年的 20 年間；另一則為 2,076 年~2,080 年的 5 年間，地震均為規模 6.5 左右的強震。

5.1.3 港區之場址效應分析

本研究之場址效應分析，主要係指地表加速度相對於基盤（露頭）加速度之放大係數而言，此係數是結構耐震評估、土壤液化危害度分析時重要之考量因素。目前工程實務上最常使用、且可信度經驗證頗獲信賴之地盤反應分析程式首推 SHAKE (Schnabel et al.,1972)，本研究將利用 SHAKE 程式，根據圖 5.2 或圖 5.3 所示之地盤模型，來進行地盤反應之反卷積（de-convolution）分析及（或）卷積（convolution）分析，推求場址加速度之放大係數 $F_{A,B}$ 或 F_A ，並根據表 5-2 國內建築物耐震設計規範之地盤分類表所判定之場址地盤類別，與表 5-3 對應之短周期結構之場址放大係數 F_a 作對比。

本小節將先簡述場址效應之分析步驟，再簡要說明各港之分析成果。

5.1.3.1 場址效應之分析步驟

1. 先根據場址地質條件，建立一適當之地盤模型。

2. 若場址底部無適當岩層作為基盤（圖5.2），可先採用FDEL頻率相依等值線性模式（圖5.4）來進行地盤反應之反卷積分析，將所收錄之場址附近之軟弱地盤場址測站的地震歷時資料反卷積至參考基盤深度；接著，把每筆反卷積分析所得之加速度歷時均正規化至某一震度 PGA_B ，再利用地盤反應分析程式，分別進行卷積分析，求取地表加速度歷時反應，以及最大地表加速度 PGA_S 。
3. 若場址底部有適當岩層作為基盤（圖5.3），則選擇場址附近基盤露頭上歷年來具代表性之實測地震紀錄，作為地盤反應分析時，基盤之輸入地動歷時，並假設基盤之最大地表加速度 PGA_B 與基盤露頭之最大地表加速度 PGA_R 相等（i.e., $PGA_B=PGA_R$ ）。先把基盤之每筆加速度歷時均正規化至某一震度，接著，再利用地盤反應分析程式，分別進行卷積分析，求取地表之加速度歷時反應，以及最大地表加速度 PGA_S 。
4. 最後，利用步驟(2)或步驟(3)之結果，求出地表相對於參考基盤或基盤露頭之加速度放大係數 $F_{A,B}$ （ $=PGA_S/PGA_B$ ）或 F_A （ $=PGA_S/PGA_R$ ）。

5.1.3.2 臺中港區之場址效應分析成果

臺中港區之地盤地表屬全新世之現代沖積層，地勢低平，土層極厚，達300m深以上。地質組成大致為砂質土壤、粉土及黏土夾層；碼頭後線之基礎土壤，多為未經適當地質改良之水力回填地。圖5.5為臺中港26號碼頭地震測站場址之剪力波速（ V_s ）隨深度變化剖面圖，在整個近300m深之地層中，並未發現較堅實之岩盤，本研究將以之作為臺中港區場址之代表性地盤模型，利用圖5.2之模式，進行地盤受震反應分析。

圖5.6為臺中港26號碼頭地震測站場址之放大係數 $F_{A,B}$ 或 F_A （基盤與基盤露頭PGA之比值經適當假設）與參考基盤最大加速度(PGA_B)或露頭最大加速度(PGA_R)之關係。由圖中可發現，當基盤露頭震度

較小時，地表最大加速度有被放大之趨勢，而隨著震度遞增，由於土壤之非線性效應， F_A 值則漸減。對本場址而言， F_A 放大與折減之臨界基盤露頭震度約為0.05g。與國外地震實測案例相比，臨界震度較小應是合理的趨勢，但歸納而言，本研究限於場址現有資料之不足，及所使用地震紀錄之局限性，故分析之結果僅能作為初步參考，將來若能直接使用26號碼頭地震觀測站所收錄之300m深之地表及下孔地震紀錄、較多震測剖面資料，則分析結果將較具可信度。

5.1.3.3 花蓮港區之場址效應分析成果

由於花蓮港區場址係屬於堅實地盤，最大地表加速度可逕採用堅實地盤之地震危害度分析結果；因此，花蓮港區並毋須進行場址效應分析。

5.1.3.4 蘇澳港區之場址效應分析成果

蘇澳港區近地表5~10m多為粉質細砂、礫石含粉土質細砂等之回填土層，其下為原海底之土壤，以砂質粉土、粉質細砂，或粉質細砂含礫石等為主。圖5.7為運研所在蘇澳港區設置之地震及土壤液化監測站場址之剪力波速隨深度變化剖面圖，至地表下31m深度， V_s 只有250m/s，並未達較堅實之岩盤，本研究將以之作為蘇澳港區場址地盤受震反應分析時之代表性地盤模型，並以31m深度處為參考(基準)基盤位置，利用圖5.2之模式，進行地盤受震反應分析，求取地表相對於參考基盤之加速度放大係數 $F_{A,B}(=PGA_S/PGA_B)$ 。

圖5.8為蘇澳港地震測站場址放大係數 $F_{A,B}$ 或 F_A (F_a) 與參考基盤最大加速度(PGA_B)或露頭最大加速度(PGA_R)之關係。由圖中 $F_{A,B}$ 之中值曲線可發現，當參考(基準)基盤震度 PGA_B 較小時，地表最大加速度有被放大之趨勢，而隨著震度遞增，由於土壤之非線性效應， $F_{A,B}$ 值則漸減。對本場址而言， $F_{A,B}$ 放大與折減之臨界參考(基準)基盤震度約為0.24g。此研究成果與國外地震實測案例作對比可發現，其趨勢相近，但限於本場址之參考(基準)基盤未達堅實地盤之條件，因

此，本研究 $F_{A,B}$ 中值之分析成果，仍僅能作為本監測站場址效應之初步參考。

5.1.3.5 基隆港區之場址效應分析成果

基隆港區除基岩深度變化很大外，地層性質變化也甚鉅。土層主要為粉質砂土、砂質粉土、粉質黏土等，而岩層則主要為風化砂岩，部分為頁岩或砂頁岩互層等。本研究利用鑽孔高程、基岩高程，以及SPT-N值之平均值等，擬定了五處六個簡化土層剖面，分別為W26 & W27號碼頭（西岸貨櫃北櫃場之一）、W22號碼頭（西岸貨櫃北櫃場之二）、W15~W18號碼頭（西岸貨櫃南櫃場）、E7~E9號碼頭淺區（東岸貨櫃儲運場淺區）、E7~E9號碼頭深區（東岸貨櫃儲運場深區），以及BH區域（W1~W4號碼頭）（客運專區及旅客中心）。其中E7~E9號碼頭剖面因左右兩側基岩深淺差異甚大，故將其分為深淺二區。

因基隆港各碼頭區場址底部之岩層主要為風化砂岩，部分為頁岩或砂頁岩互層，SPT-N值大於50，因此可作為地盤受震反應分析之基盤。至於各土層之剪力波速（ V_s ）剖面，因基隆港區並無任何震測資料，所以本研究係參照鐵路橋梁耐震設計規範（交通部，2004）及日本道路橋示方書（日本道路協會，1996）之波速換算公式，來計算砂土及黏土之剪力波速，圖5.9及圖5.10即分別為基隆港各簡化土層剖面及BH區域之個別鑽孔場址之 V_s 剖面圖。本研究將利用這些剖面作為基隆港區場址地盤受震反應分析時之代表性地盤模型，根據圖5.3之模式，進行地盤受震反應分析，求取地表相對於基盤露頭之加速度放大係數 F_A （ $=PGA_S / PGA_R$ ）。

圖5.11為基隆港各碼頭放大係數 F_A 與露頭最大加速度(PGA_R)之關係，該關係曲線也與國外地震實測案例作對比。由對比中可發現，本研究成果之趨勢與國外案例資料類似，且 F_A 與 PGA_R 之關係曲線大部份落於Idriss(1990)與Seed(1975)分析所得成果曲線涵括範圍內，震度 PGA_R 較小時，地表 PGA_S 皆呈放大效應；而隨著 PGA_R 之增大，地表 PGA_S

漸呈折減效應，但放大與折減之臨界震度則與實際場址之特性相關，無法作直接對比。由以上結果可知，本研究地盤反應分析之成果堪稱合理，可作為基隆港區評估既有港灣構造物耐震能力、模擬地震災損之參考。

5.1.3.6 高雄港區之場址效應分析成果

高雄港整體地質屬沖積層之海埔地，而港區內地質又屬於潟湖及沼澤沉積環境，因此四週沖積層細砂、粉土及黏土進入潟湖或沼澤即依次沉積下來。圖 5.12 為高雄港 300m 深之地震監測站場址之剪力波速剖面，圖中顯示 V_s 隨深度呈漸增趨勢，至深度 250m 以上之剪力波速已增為 700m/s。因此，本研究將以之作為高雄港區場址之代表性地盤模型，並以鑽孔底部 300m 深度處作為地盤反應分析之基盤位置，利用圖 5.3 之模式，進行地盤受震反應分析，求取地表相對於基盤露頭之加速度放大係數 $F_A (=PGA_S / PGA_R)$ 。

圖 5.13 為高雄港地震測站場址之放大係數 F_A 與露頭最大加速度 (PGA_R) 之關係，由 F_A 中值曲線可發現，當露頭震度 PGA_R 較小時，地表最大加速度有被放大之趨勢，而隨著震度遞增，由於土壤之非線性效應， F_A 值則漸減。對本場址而言， F_A 放大與折減之臨界震度 PGA_R 值為 0.229g。本成果也與國外地震實測案例作對比，由對比中可發現， F_A 中值曲線之趨勢與國外案例資料類似，且 F_A 與 PGA_R 之關係曲線大部份落於 Idriss(1990) 與 Seed(1975) 分析所得成果曲線涵括範圍內，震度 PGA_R 較小時，地表 PGA_S 皆呈放大效應；而隨著 PGA_R 之增大，地表 PGA_S 漸呈折減效應。由以上結果可知，本研究地盤反應分析成果堪稱合理，可作為高雄港區評估既有港灣構造物耐震能力、模擬地震災損之參考。

5.1.3.7 建議

除花蓮港區場址為堅實地盤，未進行場址效應分析外，根據臺中港、蘇澳港、基隆港及高雄港等四個港區之場址效應分析成果顯示，

地表相對於參考基盤或基盤露頭之加速度放大係數 $F_{A,B}$ ($=PGA_S/PGA_B$) 或 F_A ($=PGA_S/PGA_R$)，在震度 PGA_B 或 PGA_R 較小時，地表 PGA_S 皆呈放大效應；而隨著 PGA_B 或 PGA_R 之增大，地表 PGA_S 漸呈折減效應，放大與折減之臨界震度（即對應於 $F_{A,B}=1$ 或 $F_A=1$ 之震度）則與實際場址之特性相關。此成果若與建築物耐震設計規範（內政部，2005）之 F_a 數值（表5-3）相比，當基盤或基盤露頭之震度較小時，地盤反應分析所得之 F_A 顯然較規範之 F_a 值為大，PGA 放大幅度較多，此時規範之要求較不保守；而隨著基盤或基盤露頭之震度增大， F_A 則較 F_a 值為小，對輸入震度折減較多，此時規範之要求反而較趨保守。

鑒於進行地盤反應分析之地盤模型，多來自各港區地震測站場址之震測剖面，並無法代表各港區之所有區域，且各港區場址多無動態試驗資料（正規化剪力模數 G/G_{max} 及阻尼比 ξ 與剪應變 γ 大小之關係），分析時多採國外文獻資料。另外，分析時所採用之地震紀錄也有其局限性。因此，本研究地盤反應分析之成果雖堪稱合理，但建議先作初步參考，俟將來前述不足之資料陸續補足，則分析結果將較具可信度。基於保守設計安全度較高之原則，目前有關 PGA 場址效應之考慮，建議先依規範 F_a 數值（表5-3）取值。

因為基盤露頭最大加速度 PGA_R 約等於有效最大加速度 EPA_R ，而有效最大加速度 EPA_R 約等於 0.4 倍震區短周期水平譜加速度係數 S_S ，亦即：

$$PGA_R \cong EPA_R = 0.4S_S \dots\dots\dots(5.2)$$

所以，根據表5-3 及式(5.2)之關係，規範中「第二類地盤」（普通地盤； $180 \leq \overline{V_s} \leq 360 \text{ m/s}$ ）之場址效應係數值 F_a 定義如下：

$$F_a = \begin{cases} 1.1 & \text{for } PGA_R \leq 0.24 \\ 1.1 - 2.5(PGA_R - 0.24) & \text{for } 0.24 < PGA_R \leq 0.28 \dots\dots\dots(5.3) \\ 1.0 & \text{for } PGA_R > 0.28 \end{cases}$$

「第三類地盤」（軟弱地盤； $\overline{V}_s < 180 \text{ m/s}$ ）之 F_a 值則定義如下：

$$F_a = \begin{cases} 1.2 & \text{for } PGA_R \leq 0.24 \\ 1.2 - 2.5(PGA_R - 0.24) & \text{for } 0.24 < PGA_R \leq 0.32 \\ 1.0 & \text{for } PGA_R > 0.32 \end{cases} \dots\dots\dots(5.4)$$

上式中，基盤露頭最大加速度 PGA_R 之單位為重力加速度 g 。在實際應用上， PGA_R 將視同臺灣地區目前常用之“堅實地盤”加速度衰減律所求得之 PGA 值。

根據規範對地盤分類之定義（表5-2），臺中港區地震測站場址（ $\overline{V}_s = 244.3 \text{ m/s}$ ）屬於規範所定義之「第二類地盤」（普通地盤）；蘇澳港地震測站場址（ $\overline{V}_s = 258.1 \text{ m/s}$ ），也屬於「第二類地盤」；基隆港區各碼頭之簡化土層剖面場址皆屬於第二類地盤，而BH區域之10個鑽孔剖面場址皆屬於第三類地盤；最後，高雄港地震監測站場址（ $\overline{V}_s = 290.25 \text{ m/s}$ ）也屬於第二類地盤，可分別採用式(5.3)或式(5.4)對應之 F_a 數值，來代表港區之場址效應，據以推求港區地表之最大加速度 PGA_S 。

5.1.4 港區土壤液化之危害度分析

土壤液化為港區破壞形式之一，大範圍土壤液化引致之沈陷及側潰(lateral spreading)，對港灣設施及構造物造成很大的影響。因此，港灣地區之液化危害度，也是港區受震時關注的重點，必須謹慎評估。欲評估液化危害度，須先了解土層是否具備產生液化損害之條件，若滿足液化損害之基本條件，接下來即須根據場址土層特性，進行液化潛能及危害度評估。

本小節將先簡述土壤液化危害度之分析方法，再簡要說明各港之分析成果。

5.1.4.1 土壤液化危害度之分析方法

欲評估土壤液化之損害程度，須先了解土壤液化潛能之評估方

法，Ishihara (1985)曾彙整過去地震案例的廣泛液化損害資料，繪製及提出區別地層是否會發生土壤液化災損之邊界曲線的經驗準則。然若依是否考慮評估參數之變異性，以及液化發生之可能性，則可將液化評估方法進一步區分為確值法(deterministic method)與機率法(probabilistic method)。

在確值法方面，目前國內工程界及相關規範所採用之確值法液化評估準則係以 SPT-N 之簡化分析法為主流，簡化法中以 Seed 法 (Seed et al., 1985、Youd et al., 2001) 可信度最高；而為了評估整個土層在空間上之液化損害程度，Iwasaki et al. (1982) 定義了一個液化潛能指數 (liquefaction potential index) I_L 。另外，Ishihara & Yoshimine (1992) 也提出液化後地盤沈陷量 S_t ，來界定土壤液化對地盤造成之損害程度。 I_L 與液化損害程度之關係如表 5-4 所示，亦即當 $0 < I_L \leq 5$ 時將發生「輕微液化」，當 $5 < I_L \leq 15$ 時將發生「中度液化」，而當 $I_L > 15$ 時，將發生「嚴重液化」。而沈陷量 S_t 與液化損害程度之關係如表 5-5 所示，當 $0 < S_t \leq 10$ 時，地表損壞為「輕到無之程度」，當 $10 < S_t \leq 30$ 時，地表將產生「中度損壞」，而當 $30 < S_t \leq 70$ 時，則為「廣泛損壞」。

在機率法方面，本研究將採用蒙地卡羅模擬(MCS) (黃富國，2008a；黃富國 & 陳正興，2000)，利用前述液化潛能指數 I_L 、液化後地盤沈陷量 S_t ，以及液化機率指數 P_w (liquefaction probability index) 等三指標為液化損害指數，考慮相關分析參數之不定性及變異性，來評估港區土壤液化之危害度。 P_w 之定義如下 (黃富國，2008b)：

$$P_w = \frac{\int_0^{20} P_{Liq}(z)W(z)dz}{\int_0^{20} W(z)dz} \dots\dots\dots (5.5)$$

式中， z 為土層深度(m)，權重函數 $W(z)=10-0.5z$ 。 P_w 與液化損害程度之關係如表 5-5 所示，即當 $P_w \leq 0.30$ 時為「輕微液化」； $0.30 < P_w \leq 0.85$ 時為「中度液化」；而 $P_w > 0.85$ 時為「嚴重液化」。此外， $P_{Liq}(z)$ 為 z 深度處土層之液化條件機率，根據黃富國(2008a)基於九二一集集地震案例之分析探討，建議採用 Seed 形式之邏輯迴歸機率評估式：

$$P_{Liq} = \frac{1}{1 + \exp\{-[10.097 - 0.245(N_1)_{60cs} + 3.757 \ln(CSRN)]\}} \dots\dots\dots(5.6)$$

式中

$$CSRN = CSR / MSF = 0.65 \cdot \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d / \left(\frac{M_w}{7.5} \right)^{-2.56} \dots\dots\dots(5.7)$$

上式 $(N_1)_{60cs}$ 為 Seed 法中經過覆土壓、細料含量及鑽桿能量比等修正後之 SPT-N 值；而 CSRN 為 Seed 法中將反復剪應力比 CSR 以地震規模比率因子 MSF 正規化後之值； a_{max} 為最大水平加速度， g 為重力加速度； σ_{v0} 及 σ'_{v0} 分別為總垂直覆土應力及有效垂直覆土應力； M_w 為震矩規模； r_d 為應力折減係數。CSRN 與 $(N_1)_{60cs}$ 之邏輯迴歸機率關係，如圖 5.14 所示。

採用蒙地卡羅模擬法時，係先根據最新之地震資料，產生與地震危害度相符(hazard consistent)之「成對」地動參數 M (地震規模) 及 PGA_R (最大地表加速度)，再考慮軟弱地盤效應 (場址效應)，續根據地層剖面資料及地質參數之變異性，求取液化損害指數 (I_L 、 S_t 及 P_w) 之年超越機率曲線，以評估某一特定回歸期 T 時土層之液化損害程度，其分析流程如圖 5.15 所示。

若將液化損害指數以 X 表示，並假設地震之發生遵循 Poisson 過程，則 X 之年超越機率由機率理論可利用下式計算：

$$P[X > x]_{1年} = 1 - \exp \left\{ - \sum_{i=1}^n P[X > x | E_i] \cdot v_i \right\} \dots\dots\dots(5.8)$$

式中， v_i 為震源區 i 發生地震規模 $m \geq M_0$ (所考慮之規模下限值) 之地震年平均發生率。而 $P[X > x | E_i]$ 為當地震事件 E 發生於震源區 i 時，場址土層液化損害指數 X 超過某一特定值 x 的機率。

一般而言，當 $M < 5.0$ ， $PGA_R < 0.05g$ 及震央距離 $R_e > 150km$ 時，很少

觀察到有土壤液化現象。因此，在進行MCS時，本研究將採用之最小地震規模 $M_0=5.0$ ，最大震央距離 $R_{e,max}=150\text{km}$ ；另外，關於土壤參數所涉及的變異性方面，在SPT- N 液化評估法中，以 N 值的大小及變異性影響分析結果最大，因此，本研究中 N 值將對鑽桿打擊能量比ER作修正，並將ER當成考慮SPT變異性之一參數。

5.1.4.2 臺中港區之土壤液化危害度分析成果

臺中港區場址地表為大甲溪和烏溪沖積形成之幼年期海岸平原，屬全新世現代沖積層，地層自東向西傾斜，土層極厚，達300m深以上。地質組成大致可分為砂質土壤、粉土及黏土夾層，部分地區在深達20m才夾有黏土層及粉土，偶有礫石層出現。而碼頭後線之基礎土壤，多為未經適當地質改良之水力回填地。本研究從港研中心取得了臺中港區38孔之SPT鑽探資料，根據這些鑽探孔位之剖面資料顯示，臺中港區近地表20m深度範圍內大部份均為粉質砂土層，SPT- N 值大多在30以下，而地下水位很高，在5m以內。本研究利用這些資料，依照圖5.15之分析流程，逐孔進行液化危害度分析，評估其將來受震時之液化危害度。

根據整個臺中港區場址 38 個 SPT 鑽探孔位之液化危害度分析結果，對照表 5-4~表 5-6 之液化損害參數與地盤損害程度關係，顯示整個臺中港區場址除少數幾個點位屬於「中度液化」損害程度外，大部分皆為「嚴重液化」程度，為防範將來可能之土壤液化災損，港灣設施須及早擬定適當之防治液化措施。此處須補充說明的是，分析所採用之 38 孔鑽探資料是目前港研中心所能提供之最多資料。以鑽孔之空間分佈情況而言，雖不充份，對沒有資料之點位係以內插之方式作液化危害度推估，然而，其分析成果仍具一定參考價值。

5.1.4.3 花蓮港區之土壤液化危害度分析成果

花蓮地區之第四系地層主要有四，其中花蓮層分佈於花蓮港區及港區西方之窪地，可細分為（1）底礫石段(礫徑20~30公分)；（2）

花蓮珊瑚礁段；(3) 含化石砂段；(4) 炮台山及民本里沙丘砂；及(5) 古米崙湖黑色沉泥。花蓮港歷經多期擴建，曾進行多次地質調查鑽探，根據港研中心所提供之21孔標準貫入試驗(SPT)鑽探資料，有四鑽孔位於港區陸地，但鑽探深度大部分都很淺，僅有鄰近港務大樓之一HL1202鑽孔(原鑽探編號：B4)深度較深，達30m。該鑽孔剖面顯示，在近地表30m之鑽孔深度範圍，除於7.65m深度有一厚約1.45m之粉質砂層(SPT-N值=13)，以及於28.5m深度有一厚約2.5m之粉質粗細砂及礫石層(SPT-N值=31)之外，其餘地層均為N值大於60之粉質砂礫石，及中小卵石。本研究將利用這個鑽孔資料，依照圖5.1.4.2之分析流程，進行液化危害度分析；惟該孔缺乏地層之物理性質資料，鑑於港區場址多為砂礫石，因此假設各地層之細料含量FC為0。

綜合三液化損害指數 I_L 、 S_t ，以及 P_w 之分析結果顯示，將來發生地震時，HL1202鑽孔場址將僅可能發生「輕微液化」，地表損害程度為「輕到無之程度」。由於花蓮港區場址之地層大多為SPT-N值大於50之砂礫石層，由此分析結果可推估土壤液化並不至於對花蓮港區場址造成大的不利影響。

5.1.4.4 蘇澳港區之土壤液化危害度分析成果

蘇澳港區場址共有17個陸上鑽探孔位，除B-19鑽孔外，其餘皆位於第4號碼頭上。根據地質調查、試驗分析資料顯示，在近地表20m鑽探深度範圍內，地層多為粉質細砂、礫石含粉質細砂等之回填土層，以及砂質粉土、粉質細砂，或粉質細砂含礫石等之原海底之土壤。標準貫入試驗SPT-N值分布於6~71之間，細料含量FC分布於2~97之間，地下水位則介於0.35~1.40m之間，場址之土層性質變異性很大。本研究將以這17個陸上鑽探孔位場址作為代表，依照圖5.15之分析流程，進行液化危害度分析，據以評估蘇澳港區場址將來受震時之液化危害度。

根據分析結果，對照表5-4~表5-6之液化損害參數與地盤損害程

度關係可知，港區不同鑽孔場址間之液化危害度差異相當大，有危害度很高者（如B-9鑽孔場址），也有危害度很低者（如B-2鑽孔場址），此係由於蘇澳港區乃填築而成，土層性質變異性很大使然。綜合言之，就17個鑽孔場址之 I_L 、 S_t 及 P_w 平均趨勢而言，蘇澳港區場址地盤將來受震時，將可能發生「中度液化」、地表有小裂縫及砂滲出之「中度損害」現象，因此須採取適當之抗液化措施，以防土壤液化可能產生之損害。

5.1.4.5 基隆港區之土壤液化危害度分析成果

基隆港區場址共有286筆標準貫入試驗（SPT）鑽孔資料，但除復統工程顧問公司於2008年所進行之「基隆港西2至西4客運專區規劃及旅客中心新建工程之地質鑽探及試驗分析工作」之10個陸上鑽探孔（BH區域）外，其餘276個鑽孔皆為海底鑽探。由鑽探剖面資料得知，基隆港區地層性質變化甚鉅，土層主要為粉質砂土、砂質粉土、粉質黏土等，且因大部份為海底鑽孔，所以有數孔含有有機質岩礫貝屑及珊瑚礁。另根據BH區域鑽孔間的三個地層剖面圖顯示，其地層主要為：(1)回填層；(2)原沖積層；及(3)砂岩層等，各層厚度及地層性質也都有很大的變異性。本研究對於海底鑽探之碼頭場址部分，將利用5個簡化土層剖面（W26 & W27號碼頭、W22號碼頭、W15~W18號碼頭、E7~E9號碼頭淺區，及E7~E9號碼頭深區等）及其對應之性質，進行液化潛能評估；而對於BH區域之10個陸上鑽探孔位場址，將依照圖5.15之分析流程，逐孔進行液化危害度分析，評估其將來受震時之液化危害度。

經檢視前述5個簡化土層剖面場址，根據Ishihara (1985)所建議之經驗評估準則，這5個簡化土層剖面場址，在475年回歸期地震力作用下，將不致發生液化災損。而對BH區域之10個鑽孔場址，經初步檢視地質剖面後，有6個鑽孔場址土層皆為不會發生液化之粘土層，真正須要進行液化危害度分析之場址僅有4個鑽孔場址。根據此4個鑽孔之分析結果，對照表5-4~表5-6之各液化損害參數與地層液化程度，

或地盤液化損害程度之關係，綜合研判這4個可能液化之鑽孔場址，將來受震時可能產生「中度液化」、地表有小裂縫及砂滲出之「中度損害」現象。

基於前述分析結果，就整個基隆港區各碼頭場址而言，大部份場址都不致於發生液化震損。但由於港區土層性質具有很大的變異性，仍有局部區域砂層較厚、較接近地表之場址，有中度液化損害的潛能。因此，仍須檢核個別場址之特性，採取適當之抗液化措施，以防土壤液化可能產生的災損。

5.1.4.6 高雄港區之土壤液化危害度分析成果

高雄港整體地質屬沖積層之海埔地，地質組成主要為砂、粉土質砂、砂質粉土或粉土質粘土交互排列而成，各層次分佈厚度變化大而極不均勻(港灣技術研究所，1998)。本研究從港研中心取得108筆標準貫入試驗(SPT)鑽孔資料，扣除部分深度過淺，或無SPT-N值資料之鑽孔後，尚餘97孔；而對於部分鑽孔僅有N值，但無細料含量FC值資料者，為保守計，則逕以FC=0視之。本研究利用這些資料，依照圖5.15之分析流程，逐孔進行液化危害度分析，評估其將來受震時之液化危害度。

對照表 5-4~表 5-6 之液化損害參數與地盤損害程度關係，可推估各碼頭區域之液化危害度，根據分析結果顯示，2~7 號碼頭、63~66 碼頭，及 77 號碼頭場址，將來受震時，將可能產生「中度液化」、地表有小裂縫及砂滲出之「中度損害」現象；而 48~53 碼頭、71 號碼頭，及 119~121 號碼頭場址，將來受震時，則將可能產生「嚴重液化」、地表有大裂縫及地盤側移之「廣泛損害」現象。基於前述分析結果，就整個高雄港區各碼頭場址而言，雖然土層性質變異性很大，但以平均趨勢綜合研判，碼頭場址將來受震時，有可能產生「中度液化、中度損害」，至「嚴重液化、廣泛損害」現象。因此，必須及早採取適當之液化防制措施，以防止土壤液化可能產生的災損。

5.2 各港區港灣構造物耐震能力評估

5.2.1 碼頭耐震能力性能化導向

傳統耐震設計主要理念在於設計出強震下不至於倒塌之建築物，以達到保障人命安全之目的，並未考慮在各種設計地震水準下建築物之性能表現應該為何。而性能設計之理念，則明確且定量的要求構造物於某程度地震力作用下，須具備某種程度之性能水準，因此能有效掌握構造物之行為與反應，並預期因維修、補強，或營運停頓所帶來的損失。近年來美國、日本及歐洲各國都已相繼提出相關類似的設計規範及理念，著名的有美國 VISION2000、FEMA273、FEMA274、ATC-40 與日本之「港灣設施技術上之基準・同解說」，以及國際海洋協會 (PIANC, 2001) 於 2001 年所出版之「Seismic Design Guidelines for Port Structures」一書等。

性能設計中，根據使用者的不同、構造物用途的不同，都將使構造物應具備的功能要求有所不同，首先須依據構造物之重要性、破壞後對於人命安全與財產損失之影響程度，以及震後修復的難易度，與是否要求具備特殊使用功能，還有構造物破壞對社會活動、經濟衝擊程度等，選擇各地震力等級對應之性能等級，來完成建立構造物之性能目標。由於日本港灣構造物設計基準僅定性的規範構造物之性能目標，而未定訂定量的性能目標值，供設計者依循；而國際航海協會不僅提供定量的性能目標值，也提供針對重力式、板樁式以及棧橋式碼頭，簡易分析、簡易動力分析以及動力分析三種不同的分析方法。因此，以下將針對國際航海協會建議之地震力等級、性能等級與性能目標的表示方法加以討論。

由國際航海協會包括日本、美國、荷蘭、英國、德國等多國學者專家所提出之「Seismic Design Guidelines for Port Structures」一書，針對港灣構造物之性能設計流程架構，與各型式碼頭之分析評估方法加以探討，表 5-7 即其建議之地震力等級，分為 L1 與 L2 兩級，分別對應於回歸期 75 年與 475 年。

性能等級則分為等級 I 可使用、等級 II 可修復、等級 III 接近崩塌破壞，與等級 IV 崩塌破壞四個等級，並對結構方面與使用方面加以說明，如表 5-8 所示。

除了定性的闡述以外，此書更針對各型式港灣構造物定量的表達各性能等級對應之損壞程度，如表 3-7 即為重力式碼頭定量之性能等級，包括壁體之正規化水平位移 d/H 、朝海側傾斜角，與岸肩之不均勻沉陷量、岸肩與後線陸地沉陷差、岸肩朝海側傾斜角之相關參考數據。

表 3-14 則為板樁式碼頭定量之性能等級，對殘留變位與最大應力或應變反應值加以討論，其中殘留變位之項目與重力式碼頭相同，分為壁體之正規化水平位移 d/H 與朝海側傾斜角，還有岸肩之不均勻沉陷量、朝海側傾斜角，與岸肩和後線陸地之沉陷差，最大應力或應變反應值則針對壁體、拉桿與錨錠設施加以說明，壁體還分為基礎面以上與以下。

表 3-29 為棧橋式碼頭定量之性能等級，同板樁式碼頭，討論殘留變位與最大反應，其殘留變位部分討論岸肩與後線陸地沉陷差，還有朝海側傾斜角，最大反應部分則對基樁之損壞程度加以討論。

最後，綜合地震力等級與性能等級，即可設定構造物之性能目標，如表 5-9 所示，表中 S、A、B、C 為構造物之性能分級，其定義如表 5-10 所示。表 5-10 為構造物之性能等級，S 等級最高，依次為 A、B、C，構造物性能等級 S 表示在地震後會嚴重威脅人身安全、或地震後須維持其實用功能之重要結構物、或存放危險性物質之重要結構物、或地震後若損壞會重創當地社經活動之重要結構物，這些結構物對耐震要求最為嚴苛；而 A 等級則為可能具有上述 S 等級構造物之影響，但不如其嚴重者，或是在地震後難以修復還原之主要構造物；C 等級為容易修復之小型構造物；B 等級則是除了 S、A、C 等級之構造物以外之一般結構物。根據表 5-9 對於構造物性能等級為 S、A、B 者，其性能目標應要求於受地震力等級 L1 作用下，結構物之損壞位於等級 I 一可使用階段，即不影響構造物之整體運作；而構造物等級為 C 者，則

允許損壞等級在等級Ⅱ—可修復階段，即短期間結構物可能無法使用，但其損壞在控制之內。而在遭受地震力等級 L2 的作用下，構造物性能等級 S、A、B、C 所要求滿足之損壞等級則分別為等級Ⅰ—可使用、等級Ⅱ—可維修、等級Ⅲ—接近崩塌破壞，以及等級Ⅳ—崩塌破壞(構造物完全無法使用，且結構完全破壞)。

由於我國現行港灣構造物設計基準，共分為民國 85 年版「防波堤設計基準及說明」與民國 86 版「碼頭設計基準及說明」，此設計基準尚未採性能設計，基礎設計採工作應力法。鑑於國外相關規範，如日本港灣技術基準(1999)，已採行性能設計，可知本設計基準仍有相當大之改善空間。目前港灣構造物設計基準在基礎設計方面以工作應力法為主，對照結構設計上採極限強度設計法，很明顯會有銜接上的問題。若未來要朝向極限設計法方向修訂，則須針對港灣構造物研擬其載重係數、強度折減因子及限度狀態檢核等相關基準與定義。此外，921 地震後，國內建築、橋樑耐震設計規範皆調整其相關地震力參數，港灣設計基準耐震設計章節尚未對應修訂。

本研究針對碼頭構造物耐震能力評估研究工作，先行導入耐震性能評估之概念，並提出各碼頭構造物相關評估方法與初步耐震性能評估結果，可作為工程實務與後續新版設計基準之參考，建議未來港灣構造物設計基準可朝向性能設計之方向發展，將性能設計理念引入規範中。

5.2.2 碼頭耐震能力評估方法

1. 重力式碼頭

本研究針對此類碼頭結構受震反應的分析，由簡至繁，概分成以下三類方法，簡述如下：

(1)簡易分析法

為基於力量平衡觀點之擬靜力分析法，擋土結構與支承/背填土壤視為剛體，地震力則根據地表最大加速度，轉化為靜態慣性

力。由設計地震力與臨界狀態對應之地震力，可求取安全係數。由於其採用靜態模式分析動態行為，僅能獲得粗略的破壞門檻值或反應趨勢，故此法僅能作為初步設計或初步穩定性檢核之用。

(2)簡易動力分析法

將擋土結構與支承/背填土壤之滑動土楔視為一體，並看成可滑動之剛體，地震力則以作用滑動剛體底部之地震歷時表示，由滑動面之情況、滑動塊體重量、作用於塊體之土壓力決定臨界滑動加速度，當加速度歷時超越臨界加速度時，塊體便發生滑動，將超越臨界加速度至滑動停止間之加速度歷時積分兩次，便可得到塊體之相對滑移量，此即所謂 Newmark 滑動塊體法。由於滑動塊體之形狀與體積為吾人指定，因此在簡化動力分析中，破壞模式必須要先行確定。

由民國 75 年花蓮地震造成蘇澳港碼頭側移破壞與 921 地震臺中港碼頭受損之案例顯示，重力式碼頭背填區與碼頭後線土壤發生液化與否，將顯著地影響沉箱之耐震能力，本研究利用碼頭鄰近區域土壤液化程度門檻值與重力式碼頭不同液化程度之臨界加速度反算，可評估重力式碼頭實際受震時考慮液化影響之滑移量，比對臺中港 921 地震重力式碼頭震損案例現地勘災結果均可獲得不錯分析結果，顯示若能有效地掌握碼頭背填土液化範圍，以 Newmark 法進行沉箱碼頭受震滑移量分析仍具有一定程度的可靠性與準確性。

此外，針對採用被動式錨樁所修復之碼頭，本研究亦提出考慮有被動式支撐系統影響之滑動塊體分段分析法，以此評估臺中港 1~4 號碼頭修復補強後其碼頭耐震能力。

(3)動力分析法

係屬於土壤-結構互制效應分析，一般多採用有限元素法或有限差分法等數值方法為之，建立擋土結構、基礎與背填土體之互

制模型，並可考慮結構與土體之非線性反應，輸入模型邊界上的地震歷時後，進行時間域動態分析，可求得整個土壤-結構互制系統的破壞模式，包含壁體位移、朝海側傾斜角、岸肩之不均勻沉陷量、後線陸地沉陷量等位移反應，並可模擬背填土區受震孔隙水壓激發、方塊式碼頭塊體間以及碼頭壁體與背填土之間的摩擦行為，為最嚴謹之分析方法，但所需之分析成本也最高。

本研究執行重力式碼頭耐震能力評估中動力分析工作，對各港區沉箱式與重力式碼頭，採用有限差分 FLAC 程式與有限元素 PLAXIS 程式進行動力非線性有效應力歷時分析；針對無液化情況之方塊式碼頭則採用分離元素法 UDEC 程式進行動力分析。

2. 板樁式碼頭

本研究針對板樁式碼頭之耐震能力評估，所採用之方法有簡易分析法與動力分析法，分別敘述如下：

(1) 簡易分析法

板樁式碼頭耐震評估方法中的簡易分析法，係參考國際航海協會港灣構造物耐震設計指針(PIANC, 2001)，採用擬靜力方法，將結構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，並將構造物與支承土體視為剛體，以檢討其穩定性。先將設計時所採用的地震係數 k_h ，視為碼頭構造物所遭受到之地震力。另一方面，逐步地增加地震係數，透過一系列的穩定分析，計算出當碼頭結構達到其臨界穩定狀態時（即安全係數=1 的情況），所能夠承受的地震力大小（此即臨界地震係數 k_t ）。再求算臨界地震係數與設計地震係數之比值，即為此結構之耐震安全係數，透過前人研究之經驗公式，可推估最大水平位移、沉陷量及正規化水平位移等，可依此判定結構物之損害等級。

(2) 動力分析法

本研究採用 PLAXIS 有限元素法程式，考慮板樁、拉桿、錨

錠版、及土層之非彈性行為，模擬孔隙水壓激發對碼頭穩定性及變位之影響，並以代表性之地震記錄，針對各港板樁式碼頭進行非線性動力歷時分析，探討在所考量之地震等級下，碼頭結構之性能表現能否符合性能目標，以評估其耐震能力，結果顯示所建立之模型皆能有效分析板樁式碼頭之受震反應。

3. 棧橋式碼頭

棧橋式碼頭之耐震能力評估可分為簡易分析法、簡易動力分析法及動力分析法。其中簡易分析法採用擬靜力法，簡易動力分析採用容量震譜法，動力分析法也採用有限元素法(FEM)。本研究主要以簡易分析法、簡易動力分析法來評估各港區棧橋式碼頭之耐震能力，簡述如下：

(1) 簡易分析法

本研究參考港灣設計基準中之簡易分析法，運用於既有棧橋式碼頭之耐震能力評估，對於直樁棧橋式碼頭，在分析中將碼頭簡化為一平面結構，並假設地震力係由陸側均勻作用於碼頭上部結構，其地震力作用之水平力由直樁負擔，計算各樁之應力，並檢核其應力是否小於容許應力；對於具斜樁之棧橋式碼頭，假設地震力係由陸側均勻作用於碼頭上部結構，其地震力作用之水平力皆由斜群樁負擔，計算各樁之應力，並檢核其應力是否小於容許應力。

(2) 簡易動力分析法

本研究即運用容量震譜法，並因應既有構造物耐震性能評估之實際需求，來研擬較適用於既有棧橋式碼頭之耐震能力分析流程與步驟，以分析其於特定地震下之受震反應。基於容量震譜法之棧橋式碼頭受震反應分析流程如下：

- a. 首先建立棧橋式碼頭之結構分析模型，利用非線性側推分析建立容量曲線，並將容量曲線轉換成 ADRS 格式，即為容量震譜。

- b.建立依耐震設計規範並考量場址放大效應之設計反應譜，並將其轉換為 ADRS 格式，即獲得需求震譜。
- c.運用 ATC-40 容量震譜法，求取所建立之棧橋碼頭結構模型，在所採用之設計地震下對應之性能點，其代表棧橋式碼頭在該地震下之受震反應。
- d.依據棧橋式碼頭構造物之性能點與其構件之性能狀態，判定碼頭之損害等級。

上述所謂側推分析（可以 SAP2000 程式建模執行）乃以漸增之外力，對理想化為一梁-板構架之棧橋式碼頭作多階段擬靜力分析，透過建增之外力的作用，構件降伏的次序，與由彈性反應至破壞極限狀態皆一一呈現。降伏的情況多半由樁頂先開始，漸延伸之樁底埋設部份，並且由靠陸側開始發展至靠海側。

本研究針對棧橋式碼頭 SAP2000 程式側推分析模式發展，簡單敘述如下：

1. 第一年臺中港碼頭分析：

建立棧橋式碼頭側推分析模式，以薄版元素(THIN SHELL)模擬上部結構之版，以梁柱元素(FRAME)模擬樁及斜樁上之帽梁；以一雙線性彈簧模擬樁身側向彈簧之非線性行為；P-M2-M3 塑鉸設置在直樁及斜樁樁頂，M3 塑鉸在梁元素兩端；側推分析時是以第一模態側向力分佈加載模擬地震力作用。

2. 第三年基隆港碼頭分析：

建立棧橋式碼頭側推分析模式，假設其為獨立單元，不考慮單元間及臨陸側的束制作用；等值雙線性彈簧模擬樁周土壤之非線性行為；依據鋼管樁之材料性質與考量鏽蝕效應後之斷面形狀，計算其彎矩塑鉸性質；樁身塑鉸位置設定，係由受彎矩最大的樁頭位置向下均佈至 1~2 倍樁徑處，每米設置 10 個塑鉸，另亦於樁貫入地表面處之上方及下方共約 2 倍樁徑範圍處，依相同方式設置塑鉸；側

推分析時採用位移控制，用以模擬地震力作用之側向推力係設定作用於頂板臨陸側邊緣各節點，沿短向推動(向海側)。

3. 第四年高雄港碼頭分析：

考慮碼頭單元間之束制作用；土體降伏後之行為則以折減之彈簧係數來模擬，採用降服後之位移與降伏時之位移比的 0.5 次方關係作為模擬樁周土壤之非線性行為；對於棧橋式碼頭下方邊坡而言，如能考量近地表處之側向土壤彈簧受考量邊坡效應之影響；樁身塑鉸位置設定，由樁頭至基樁貫入之邊坡表面交界處下 4 公尺間，佈設彎矩分佈塑鉸，每公尺設置 10 個塑鉸；另於各樁樁頭及樁頭至邊坡面之中點佈設集中剪力塑鉸；側推分析時採用位移控制，以模態分析結果之模型振態模擬地震力作用。

5.2.3 各港區代表性碼頭耐震能力評估彙整

本研究進行四年期間，分別針對臺中港區、花蓮港區、基隆港區與高雄港區等四港碼頭耐震能力評估成果進行彙整如下：

5.2.3.1 臺中港區

臺中港區碼頭型式為重力沉箱式與棧橋式碼頭，本研究針對臺中港區進行碼頭耐震能力評估所選取之代表性碼頭如下所述：

1. 沉箱式碼頭：

臺中港沉箱式碼頭包含了北碼頭區的 1~4 號碼頭與 4A 碼頭，中突堤區的 23~25 號碼頭以及西碼頭區的西 1 碼頭共九座。由於臺中港經歷 921 集集地震後，1~4 號及 4A 碼頭皆有程度不一的災損情況，造成沉箱碼頭側移、背填土下陷以及港灣碼頭附屬設施如倉儲設備、軌道及管線受損等災情。經復建後臺中港 1~3 號與 4 號碼頭除了修復原有碼頭結構與背填土外，並在沉箱結構施以高耐索（Tible）與錨樁系統增加沉箱碼頭之穩定性，與其他沉箱碼頭有所不同，具有特殊代表性，故選擇復建後臺中港 1~3 號與 4 號碼頭為

沉箱式碼頭代表性案例。此外，位於臺中港中突堤區的 23~24 號碼頭及西碼頭區的西 1 碼頭，由於考慮這些碼頭位置與其功能用途之代表性，亦選為本研究臺中港沉箱式碼頭代表性分析案例。

在此針對臺中港 1~3 號、4 號、23~24 號與西 1 碼頭之耐震能力評估結果，分別就簡易分析與簡易動力分析，以及 FLAC 程式動力分析評估結果整理如下：

(1)簡易分析與簡易動力分析

針對臺中港 1~3 號、4 號、23~24 號與西 1 碼頭四個代表性碼頭進行簡易分析，以 921 地震時臺中清水國小測站地表最大水平加速度為 0.163g、最大垂直加速度為 0.06g，作為臺中港地震力分析依據，並考慮各碼頭後線土壤液化程度參數 α_L (α_L 為碼頭背填土液化範圍與碼頭高度之比值) 不同，分析所得之震時安全係數與反算所得之臨界加速度值如表 5-11 所示。

由表 5-2.3.1 可知，土壤液化的發生與否將顯著地影響沉箱之耐震能力；而在 921 震後，臺中港 1~3 號與 4 號碼頭等採用被動式錨樁所修復之碼頭，分析結果顯示其耐震能力亦可有效提昇。

(2)動力分析

透過臺中港 1~3 號、4 號、23~24 號與西 1 碼頭等案例分析結果顯示，FLAC 程式已能有效模擬沉箱式碼頭結構之受震行為，分析於 921 地震作用下沉箱之位移值，結果顯示大致與現地觀察現象相符。

2. 棧橋式碼頭：

本研究針對臺中港區棧橋式碼頭選取西 3~4 號直斜式鋼管樁棧橋碼頭、5~8 號直樁式預力樁棧橋碼頭與 9~11 號碼頭直斜式預力樁棧橋碼頭等三者作為代表性分析案例：

臺中港西 3、4 號棧橋式碼頭結構為包括直樁及斜樁之鋼管樁系

統組成，上部結構全長 37.8 公尺，寬 27 公尺。鋼管樁使用之鋼材為 SS41 鋼材，直樁之縱向間距為 3.6 公尺，橫向間距為 4 公尺，橫向每排五支，共九排，斜樁以兩根為一組，兩組斜向陸側，兩組斜向海側，如此交錯五次，因此斜樁在縱向共二十排，在橫向共二排，縱向間距 1.8 公尺，橫向間距為 4 公尺，基樁斷面為空心圓，直徑為 60.96 公分，厚 1.2 公分，樁長為 28.5 公尺。

臺中港 5~8 號棧橋式碼頭結構為包括直樁之八角預力空心樁系統組成。上部結構全長 34 公尺，寬 23.5 公尺。八角預力空心樁之混凝土強度為 350kg/cm^2 ，直樁之縱向間距為 6 公尺，橫向間距為 2.8 公尺，橫向每排八支，共 6 排，基樁斷面為八角空心圓，八角外徑為 60 公分，內徑 30 公分，樁長為 29.6 公尺。

臺中港 9~11 號碼頭全長 45.6 公尺，寬 27 公尺，結構為包括直樁及斜樁之八角預力空心樁系統組成，八角預力空心樁使用混凝土強度為直樁 350kg/cm^2 ，斜樁 350kg/cm^2 ，直樁之縱向間距為 3.8 公尺，橫向間距為 3.8 公尺，橫向每排 4 支，共 13 排，斜樁以兩根為一組，兩組斜向陸側，兩組斜向海側，如此交錯六次，因此斜樁在縱向共二十四排，在橫向共二排，縱向間距 1.8 公尺，橫向間距為 3.8 公尺，基樁斷面為八角空心，直徑為 60 公分，內徑為 30 公分，樁長為 30.85 公尺。

在此針對臺中港西 3、4 號、5~8 號與 9~11 號棧橋式碼頭以簡易動力分析法（容量震譜法）進行耐震能力評估結果整理如表 5-12 所示。三組碼頭之分析結果可知採用直樁下部結構系統之 5~8 碼頭之耐震能力較差，因此不論在抵抗 475 年回歸期之地震(PGA 為 $0.4 = 0.336\text{g}$)或 2500 年回歸期（ PGA 為 $0.4 = 0.4212\text{g}$ ）之地震，都利用了相當程度之非彈性變形能力，代表非彈性反應程度之阻尼比也達到 20%左右。反觀採用直樁及斜樁混合之下部結構系統的兩組碼頭，其耐震能力較佳，因此在 2500 年回歸期之地震作用下，雖已進入非彈性反應之範圍，但程度不高，推究其原因可能該兩組碼頭因斜樁發揮效用，抵抗相當程度之地震力。由臺中港三個案例分析結果之比較似以採用斜樁之棧

橋式碼頭耐震能力相對較佳，在棧橋式碼頭之結構系統中，應特別注意斜樁之使用。使用斜樁會造成系統側向勁度之增加，斜樁因應力集中現象致產生剪力破壞，因此在地震危害度較高之區域使用斜樁應注意斜樁之韌性設計細節。若在危害度高之區域使用混凝土樁時，則建議以直樁取代斜樁之設計，如此可利用直樁之撓曲變形能力來抵抗地震力，雖然直樁在樁頭因撓曲變形造成之損壞是不可避免的，但相對於斜樁產生之剪力破壞而言，前者之修復較易。

5.2.3.2 花蓮港區

花蓮港區之碼頭型式為重力式與板樁式碼頭，本研究針對花蓮港區進行碼頭耐震能力評估所選取之代表性碼頭如下所述：

1. 重力式碼頭：

花蓮港重力式碼頭包含了內港區的 1~3 號、10~16 號混凝土重力式碼頭與 7 號混凝土方塊式碼頭，以及外港區 17~18 號消波方塊式碼頭與 19~25 號沉箱式碼頭共 19 座。97 年度計畫以 7 號混凝土方塊式碼頭、10~11 號混凝土重力式碼頭、17~18 號消波方塊式碼頭與 19~22 號消波沉箱式碼頭作為花蓮港重力式碼頭之代表性分析剖面，進行重力式碼頭耐震能力評估研究。

花蓮港 7 號碼頭區高程為+4.0m，碼頭長度為 120m，此區碼頭之計畫水深為 6.9m，大潮高潮位為+2.0m，最低低潮位為+0.5m。花蓮港 7 號碼頭自海底面(EL. -6.5m)起至高程+4.0m 處為混凝土方塊堆砌而成，底部為 0.1m 厚的塊石基礎拋石，後方以塊石或卵石回填，最後以級配回填並鋪設面層。

花蓮港 10 號混凝土重力式碼頭之計畫水深為 9.5m，大潮高潮位為+4.0m，最低低潮位為+0.5m。整體碼頭以混凝土建造，並在其後連接拉桿與混凝土檔版做為補強之用。碼頭基礎浚挖坡度在 EL.-11m 以上為 1：0.6，在 EL.-1.5m 以上坡度則是 1:1。

花蓮港 17~18 號碼頭高程為+4.0m，碼頭長度各為 200m，岸肩寬度為 34m，此區碼頭之計畫水深為 12m，大潮高潮位為+2.3m，最低低潮位為 0.0m。花蓮港 17~18 號碼頭自海底面(EL. -12m)起至高程-3.5m 處為混凝土方塊堆砌而成，底部為 0.5m 厚的塊石基礎拋石，在高程-3.5m 至+2.5m 則堆疊四層厚度為 1.5m 之消波塊，後方以塊石或卵石回填，最後以級配回填並鋪設面層。

花蓮港 19~22 號沉箱式碼頭之設計水深為 14m，大潮高潮位為+2.3m，最低低潮位為 0.0m。沉箱碼頭基礎為厚約 0.5m 之塊石，沉箱高度為 18m，並在臨海側沉箱上方設置消波方塊。碼頭基礎浚挖坡度在 EL.-14m 以上為 1.5：1，靠近沉箱處先以塊石回填，最後在原有海床面上再以回填砂回填。

在此針對花蓮港 7 號混凝土方塊式碼頭、10~11 號混凝土重力式碼頭、17~18 號消波方塊式碼頭與 19~22 號消波沉箱式碼頭之耐震能力評估結果，分別就簡易分析與簡易動力分析，以及動力分析評估結果整理如下：

(1)簡易分析與簡易動力分析

針對花蓮港 1~3 號、4 號、23~24 號與西 1 碼頭四個代表性碼頭進行簡易分析，以水平地震係數 k_h 值為 0.1 條件下，分析所得之震時安全係數與反算所得之臨界加速度值如表 5-13 所示。

由表 5-13 可知，由花蓮港 7 號混凝土方塊式碼頭與 17~18 號消波方塊式碼頭分析結果顯示兩者之潛在滑動面皆不發生在碼頭底面，7 號之滑動面位於 S5，17~18 號碼頭之滑動面位於 S4，可發現此二滑動面都為位於碼頭有效質量變化最大之處（包含各方塊體與混凝土塊體上方承載土壤塊體之有效質量），如 7 號碼頭中 S4 與 S5 滑動面間有效質量增加約 24 ton，S5 與 S6 滑動面間有效質量增加則約 37 ton；17~18 號碼頭中 S3 與 S4 滑動面間有效質量增加約 6.7 ton，S4 與 S5 滑動面間有效質量增加則約 115 ton。顯示此類型方塊式碼頭若能延長塊體堆疊長度使得碼頭承載

土壤塊體之有效重量增加，則可有效增加碼頭受震滑動穩定性，此即為重力式碼頭藉由自身有效重量來抵抗受震時滑移驅動力之機制。

(2)動力分析

以 FLAC 程式針對花蓮港 23~24 號沉箱碼頭數值分析，結果顯示沉箱式碼頭往海側滑移之整體位移量均很小，顯示花蓮港 23~24 號沉箱碼頭在此地震力作用下，碼頭不至於產生破壞。

利用 UDEC 程式來模擬分析 10~11 號及 13~14 號方塊式碼頭，數值模擬分析結果顯示受震期間塊體頂部之最大位移量約為 14 至 32 公分，且此方塊式碼頭仍然保持穩定狀況，後方背填級配也未下陷太多。10~11 號方塊一式碼頭在目前所設定之地震作用下均呈穩定，與現況相符。

2. 板樁式碼頭：

花蓮港區之板樁式碼頭，包括有 4 號、5 號、6 號、8 號、及 9 號等碼頭，係位於內港區域，應為民國 58 年至 67 年第二、三期擴建工程期間設計建造完成，碼頭主要係由鋼板樁、RC 岸壁、拉桿及錨錠板等材料所組成，其中 4 號、5 號、6 號、及 8 號碼頭之斷面配置類似，均採用鋼板樁作為擋土設施並以拉桿錨錠之，以 8 號碼頭做為代表；至於 9 號碼頭，因設計斷面較為特殊，除了以拉桿錨錠之鋼板樁外，另於鋼板樁背側澆置無鋼筋混凝土，提供額外之重力式擋土機制，故將其單獨視為另一類型進行分析。

在此針對花蓮港板樁式碼頭以簡易分析法與動力分析法進行耐震能力評估結果彙整如表 5-14 所示：

(1)簡易分析法之結果

花蓮港 8 號碼頭：當地震係數 $k_{h1} = 0.19$ 時，抗傾覆安全係數 $S.F. = 2.04$ 。當地震係數 $k_{h2} = 0.279$ 時，抗傾覆安全係數 $S.F. = 1.16$ ；

兩個地震等級作用下，板樁貫入深度均符合要求；且 L1 地震等級下耐震安全係數為 $F_{s1} = 1.58$ ；L2 等級地震之耐震安全係數為 $F_{s2} = 1.08$ 。花蓮港 9 號碼頭：當地震係數 $k_{h1} = 0.19$ 時，抗傾覆安全係數 S.F. = 2.83。當地震係數 $k_{h2} = 0.279$ 時，抗傾覆安全係數 S.F. = 1.61；兩個地震等級作用下，板樁貫入深度均符合要求；L1 地震等級下耐震安全係數為 $F_{s1} = 1.79$ ；L2 等級地震之耐震安全係數為 $F_{s2} = 1.22$ 。

(2)動力分析法

花蓮港 8 號板樁碼頭，在 75 年回歸期(L1)地震等級下 (PGA=0.379g)，損害等級為等級 II，屬可控制之損壞，結構功能暫時喪失但可修復；在 475 年回歸期(L2)地震等級下 (PGA=0.557g)，損害等級亦屬等級 II，但已接近等級 III，結構可能會達到嚴重破壞，雖未倒塌但已長期甚至完全喪失功能之狀態。花蓮港 9 號板樁碼頭，在 75 年回歸期(L1)地震等級下，損害等級屬等級 II，屬可控制之損壞，結構功能暫時喪失但可修復；在 475 年回歸期(L2)地震等級下，損害等級亦屬等級 II，但已接近等級 III，結構可能會達到嚴重破壞，雖未倒塌但已長期甚至完全喪失功能之狀態。

從分析結果可以發現，8 號碼頭之拉桿與錨錠版之應力狀態，在各分析案例中均距降伏狀態甚遠，這可能是由於錨錠版長度不足，土體無法提供足夠反力固定之，使得拉桿的拉力無法有效發揮作用。9 號碼頭所配置之混凝土塊體，對鋼板樁之行為有顯著影響，其使鋼板樁在其與混凝土塊體接觸面之最下緣產生明顯塑鉸，同時也使鋼板樁在基盤以下部分所承受之彎矩提高。雖然，其發揮了擋土作用，讓錨錠設施處於較小的應力狀態，但也因此讓錨錠設施無法發揮有效作用，且板樁牆頂之位移較 8 號碼頭並無明顯的差異，因此，這類結合鋼板樁與重力式擋土設施之設計，實有檢討之必要。

對照簡易分析法所得結果，可知動力分析法所得之板樁壁頂水平位移與岸肩沈陷量，均大於簡易分析法所得，簡易分析法所採用之變位參數經驗公式，應不完全適用於花蓮港 8 號及 9 號碼頭之情況，建議運用時應多加審慎考量。

5.2.3.3 基隆港區

針對基隆港區之碼頭型式主要為沉箱式、板樁式與棧橋式碼頭，本研究選取代表性碼頭進行碼頭耐震能力評估如下所述：

1. 沉箱式碼頭：

基隆港沉箱式碼頭包含了西岸區的西 30 至西 32 號碼頭與部分西 33 號碼頭、東岸區的東 21 至東 22 號碼頭共 6 座。西 30 至西 32 號碼頭位於靠近西防波堤，為西岸碼頭區最靠近海口處，各碼頭的設計水深由 10.5 m 至 11 m 不等；東 21 號、東 22 號碼頭位於東岸碼頭區最外側突岸處，兩者皆為一側防波堤一側沉箱之碼頭型式，其設計水深皆為 9 m。

基隆港西 32 號碼頭高程為+3.2 m，碼頭長度為 165 m，此區碼頭之設計水深為 11 m，平均高潮位為+1.16 m，平均低潮位為+0.63 m。基隆港西 32 號碼頭自海底面(EL. -11 m)起至高程+3.2 m 處為沉箱本體，沉箱頂部為夯實級配砂石基礎，底部為 0.7 m~0.5 m 厚的塊石基礎，且於沉箱趾部堆砌護基塊石。沉箱後方以拋石回填並鋪設 0.5 m 之濾層。基隆港東 21~22 號沉箱式碼頭設計剖面圖，基隆港東 21~22 號碼頭靠近基隆港，主要用於煤碳運輸之用。碼頭區高程為+3.0 m，碼頭長度為 113 m，此區碼頭之設計水深為 9 m，平均高潮位為+1.16 m，平均低潮位為+0.63 m。

基隆港東 21~22 號碼頭自海底面(EL. -9.0 m)起至高程+1.5 m 處為沉箱本體，沉箱頂部為 20 cm 厚卵石及 20 cm 厚 PC，底部為 2 m 厚的塊石基礎。沉箱後方以塊石回填，塊石上方再以回填砂或石料回填。回填砂下方以卵石級配組合而成的濾層與大型卵塊石梯型堤

防分隔，而堤防靠近海側一方再鋪上 3 m 厚的菱形塊。

針對基隆港東岸區東 21~22 號沉箱式碼頭代表性碼頭和西岸區西 32 號沉箱式碼頭代表性碼頭，進行港區沉箱式碼頭耐震能力評估工作，分別就簡易分析與簡易動力分析，以及動力分析評估結果整理如下：

(1)簡易分析與簡易動力分析

基隆港西 32 號與基隆港東 21 號沉箱式碼頭在水平地震係數值為 0.115 條件下，分析所得之震時滑動安全係數與反算所得之臨界加速度值如表 5-15 所示。針對基隆港西 32 號沉箱式碼頭進行受震滑移量分析，在 921 地震案例之受震滑移量為 0.123 m，331 地震案例時碼頭受震滑移量為 0.0094 m，兩者壁體正規化水平位移 d/H （滑移量與沉箱高度之比值）分別為 0.87%與 0.07%，均小於 1.5%，符合國際航海協會重力式碼頭損害等級中等級 I 性能需求（即結構體無損害或小損害之情況）。基隆港東 21 號沉箱式碼頭之受震滑移量分析，在 921 地震案例時碼頭受震滑移量為 0.12 m，331 地震案例時碼頭受震滑移量為 0.016 m，兩者壁體正規化水平位移 d/H （滑移量與沉箱高度之比值）分別為 1.00%與 0.13%，均小於 1.5%，符合國際航海協會重力式碼頭損害等級中等級 I 性能需求。

(2)動力分析

以 FLAC 程式針對基隆港西 30 號、31~32 號沉箱式碼頭進行數值分析，結果顯示本碼頭在 475 年回歸期地震等級下 ($PGA=0.23g$)，水平滑移量與垂直方向之位移量，最大值均小於 5 公分損害等級屬於等級 I；基隆港東 21~22 號沉箱式碼頭剖面進行數值分析，在假設只有背填土壤會發生液化時，分析結果顯示本碼頭在 475 年回歸期地震等級下 ($PGA=0.23g$)，水平滑移量與垂直方向之位移量，最大值均小於 2 公分損害等級屬於等級 I。

以 Plaxis 程式針對基隆港西 32 號沉箱式碼頭進行數值分析，結果顯示本碼頭在 475 年回歸期地震等級下，損害等級屬於等級 I；針對基隆港東 21 號沉箱式進行數值分析，結果顯示本碼頭在 475 年回歸期地震等級下，沉箱壁體正規化水平位移 d/H 小於 1.5%，朝海側傾斜角小於 1.5° ，就單看壁體是屬於損壞等級 I。但岸肩與後線之差異沉陷超越損壞等級 I 門檻值：小於 0.3~0.7 m。

比較簡易動力分析與動力分析兩者發現，以滑動塊體法所得之沉箱碼頭滑移量均大於 Plaxis 動力分析結果。若觀察此二分析之沉箱滑移量歷時紀錄，兩者變化趨勢相當一致，顯示滑動塊體法之簡易動力分析應可有效掌握沉箱受震行為機制，對於沉箱受震滑移量評估分析具有參考價值。

2. 板樁式碼頭：

目前基隆港區使用中之板樁式碼頭，主要包括有西21~西22號、西27號、東2~東7號等鋼板樁碼頭，均以鋼板樁作為主要擋土設施，並配合拉桿施加拉力，以RC版或鋼板樁錨錠之，另有西23~西26號等鋼板樁圓筒式碼頭。本節中，針對鋼版樁式碼頭將選定經實際檢測發現鋼板樁腐蝕情況較嚴重之東6號碼頭（饒正等人，2002；柯正龍等人，2007），至於鋼版樁圓筒式碼頭之西25號碼頭，將於5.2.4 特殊型式碼頭耐震能力成果彙整一節中彙整說明。

76號碼頭位於高雄港第五貨櫃儲運中心，屬鋼板樁錨錠式碼頭，於民國85年啟用。其設計水深為14m，主要擋土設施係結合26.0m長之HZ-775A鋼板樁與20.0m長之ZH-12鋼板樁，形成一複合斷面之擋土板樁牆，並以水平設置之F-130T高耐索與12.0m長之BZ-26鋼板樁予以錨錠。

在此針對基隆港東6號碼頭板樁式碼頭，分別以簡易分析法與動力分析法評估其耐震性能，彙整評估結果如表5-16所示

(1)簡易分析法

基隆港東 6 號碼頭，當地震係數 $k_h=0.115$ 時，板樁貫入長度安全係數 $S.F. = 2.80 > 1.2$ ，板樁貫入深度均符合要求。抗傾覆安全係數 $S.F.$ 為 1.0 時，地震係數值為 $k_h=k_t=0.252$ ，可得 475 年回歸期地震等級下之耐震安全係數為 $F_s=2.19$ 。將耐震安全係數代入，估算板樁式碼頭之最大水平位移=14.3cm、沉陷量=1.41cm、以及正規化水平位移=1.15%。根據碼頭變位以及結構構件應力狀態，可研判基隆港東 6 號鋼板樁式碼頭，於 475 年回歸期地震作用下，損害等級屬於第 I 級，性能表現合乎設計要求。

(2)動力分析法

基隆港東 6 號板樁碼頭，在 475 年回歸期地震等級下 ($PGA=0.23g$)，損害等級屬於等級 I：結構無或輕微損壞，結構功能無或些微喪失，為可立即使用之狀態。因此，該碼頭即使在考慮因板樁與拉桿腐蝕引致之強度折減後，其耐震能力仍符合設計要求。

3. 棧橋式碼頭：

本研究針對基隆港區棧橋式碼頭選取東 8 號碼頭與西 19 號碼頭作為代表性分析案例：

基隆港區東 8 號棧橋式碼頭結構為包括直樁及斜樁之鋼管樁系統組成。碼頭單元之上部結構長 30.0 公尺、寬 20.0 公尺，使用之混凝土強度為 210 kg/cm^2 ；鋼管樁鋼材為 SS41 鋼材，直樁沿縱向(長軸、X 向)之排列間距為 4.0 公尺、共八排，沿橫向(短軸、Y 向)之排列間距在 1.7~4.04 公尺範圍內、共七排；斜樁以三根為一組，其樁頭近陸側且樁底斜向海側，沿縱向間距 4.0 公尺、共七排，基樁斷面為空心圓，外徑為 81.28 公分，厚 1.2 公分，直樁樁長為 37.75 公尺。依據 94 年 4 月之港灣構造物檢測與耐久性試驗研究(3/3)，結果顯示此區鋼管樁之最大腐蝕率 0.1 mm/年 ，碼頭自 84 年完工迄今(98 年)業經 14 年之海水鏽蝕，鏽蝕厚度為 1.4mm，即鋼管樁外徑經海水鏽蝕減損後為 81.0 公分。

基隆港區西 19 號棧橋式碼頭總長度 324.23 公尺、水深-13.5 公尺，碼頭下部結構為直樁之鋼管樁系統組成。碼頭單元之上部結構長 60.0 公尺、寬 40.0 公尺，使用之混凝土強度假設為 210 kg/cm^2 。鋼管樁鋼材為 SS41 鋼材，直樁沿縱向(長軸、X 向)之排列間距為 5.0 公尺、共十三排，沿橫向(短軸、Y 向)之排列間距在 1.51~4.07 公尺範圍內、共十二排，基樁斷面為空心圓，外徑為 82.28 公分及 91.44 公分，厚 1.27 公分，直樁樁長為 25.00 公尺。依最大腐蝕率 0.1 mm/年計算，碼頭自 81 年完工迄今(98 年)業經 17 年之海水鏽蝕，鏽蝕厚度為 1.7mm，即鋼管樁外徑經海水鏽蝕減損後分別為 81.94 公分及 91.10 公分。

在此針對基隆港區棧橋式碼頭選取東 8 號碼頭與西 19 號碼頭以簡易動力分析法(容量震譜法)進行耐震能力評估結果整理如表 5-17 所示。

東 8 號棧橋式碼頭側推分析與容量震譜法之結果顯示，在 921 地震案例($\text{PGA}=0.23\text{g}$)作用時，其性能點之頂層位移為-0.001824m，此時結構物所承受之基底剪力為 559.7kN，且基樁均未出現塑鉸，其耐震性能未達等級 I。在 331 地震($\text{PGA}=0.23\text{g}$)作用時，其性能點之頂層位移為-0.0019m，此時結構物所承受之基底剪力為 365.6kN。根據西 19 號棧橋式碼頭側推分析與容量震譜法之結果顯示，在 921 地震案例($\text{PGA}=0.23\text{g}$)作用時，其性能點之頂層位移為 0.04m，此時結構物所承受之基底剪力為 6412.5kN，在 331 地震($\text{PGA}=0.23\text{g}$)作用時，其性能點之頂層位移為 0.016m，此時結構物所承受之基底剪力為 2515.1kN，且兩案例中基樁均未出現塑鉸，其耐震性能未達等級 I。

基於容量震譜法之受震反應分析程序，求取棧橋式碼頭受地震慣性力作用下之反應與損害狀態，能獲得與非線性動態分析接近之結果。此外，因單一次的側推分析所需計算成本較動力分析減省許多，極為適用於如受震易損分析或震災境況分析等，需要引入眾多地震事件進行分析之情況。

5.2.3.4 高雄港區

針對高雄港區之碼頭型式主要為重力方塊式、板樁式與棧橋式碼頭，本研究選取代表性碼頭進行碼頭耐震能力評估如下所述：

1. 重力方塊式碼頭：

高雄港 2~7 號碼頭自海底面 (EL. -9.09m) 起至高程+2.10m 處為混凝土方塊堆砌而成，底部為 1.21m 厚的混凝土袋，後方以塊石或卵石回填，最後以級配回填並鋪設面層，碼頭底部分別打設間距 90 及 120 公分增設長 7m 斷面 30cm 之木樁。根據現行『港灣構造物設計基準』(交通部，2000) 中耐震設計規定，在 475 年回歸期下高雄港區工址水平加速度係數為 0.23 (即設計地震最大加速度值為 0.23 g)，即高雄港區之設計水平地震係數 K_h 值為 0.115，依此進行高雄港方塊式碼頭之耐震能力評估，探討方塊式碼頭結構物之受震穩定性與耐震性能。

針對高雄港 2~7 號碼頭代表性剖面，進行港區沉箱式碼頭耐震能力評估工作，分別就簡易分析與簡易動力分析，以及動力分析評估結果整理如下：

(1)簡易分析與簡易動力分析

高雄港 2~7 方塊式號碼頭依照設計斷面圖可分為五個主要滑動面(S1~S5)，針對各滑動面進行抗滑動穩定性，考慮碼頭背填區域未發生液化之情況與碼頭已發生全部液化之情況，其各滑動面安全係數與臨界加速度如表 5-18 所示，在碼頭背填區域未發生液化之情況下，S5 之臨界加速度為 0.085 g，一旦碼頭區域發生全部液化時，其臨界加速度降低至 0.018 g，依此臨界加速度值進行簡易動力分析評估受震滑移量，在 921 地震案例中，本碼頭背填區域若無液化發生時，碼頭最大受震滑移量為 0.973 m，一旦背填區域發生全部液化情況，此時碼頭受震滑移量增加為 12.3 m，兩者壁體正規化水平位移 d/H (滑移量與沉箱高度之比值) 分別

為 8.7%與 109%。。而恆春地震案例中未液化碼頭之最大受震滑移量為 0.036 m，發生背填區全部液化案例的滑移量則為 0.552 m，d/H 比值各為 0.32%與 4.9%。根據國際航海協會重力式碼頭損害等級中之性能需求，高雄港 2~7 號方塊式碼頭在 $PGA=0.23\text{ g}$ 之設計地震需求下，假設背填區無液化發生，在恆春地震案例時性能等級 I（可使用），921 地震案例時為性能等級 III（接近破壞）狀態；若考慮碼頭背填區發生全部液化的情況下，在恆春地震案例中碼頭性能等級處於等級 II（可修復）接近第三級（接近破壞）狀態，921 地震案例中碼頭性能等級則為等級 IV（完全破壞）。此結果顯示碼頭背填區液化發生的嚴重程度，對於重力式碼頭之受震滑移量反應影響甚鉅。

(2)動力分析

以 Plaxis 程式針對高雄港 2~7 號方塊式碼頭進行數值分析，分析結果顯示此碼頭，在高雄港區 475 年回歸期地震等級下 ($PGA=0.23g$)，損害等級屬於等級 II：結構損壞程度，處於可控制狀態，結構功能暫時喪失。

2. 板樁式碼頭：

高雄港區之板樁式碼頭大部分屬於鋼板樁錨錠式碼頭，以鋼板樁作為主要擋土設施，並配合拉桿或地錨施加拉力，以 RC 版、鋼板樁、或鋼管樁等錨錠設施予以錨錠。考量到設計斷面代表性與碼頭重要性，選定高雄港 76 號與 65~66 號板樁式碼頭，評估其耐震性能是否符合設計需求。其中，前者屬較典型之板樁式碼頭設計配置；後者則因曾進行浚深工程，而具有較特別之型式。兩處碼頭之相關基本資料與設計條件茲概述如下：

76 號碼頭位於高雄港第五貨櫃儲運中心，屬鋼板樁錨錠式碼頭，於民國 85 年啟用。其設計水深為 14m，主要擋土設施係結合 26.0m 長之 HZ-775A 鋼板樁與 20.0m 長之 ZH-12 鋼板樁，形成一複合斷面之擋土板樁牆，並以水平設置之 F-130T 高耐索與 12.0m 長之 BZ-26 鋼板

樁予以錨錠。

65~66號碼頭位於高雄港第二貨櫃儲運中心，屬鋼板樁錨錠式碼頭，於民國63年啟用。其設計水深為12m，主要擋土設施係結合一排20.5m長與一排13m長之FSP-V_L鋼板樁，形成一變斷面之擋土板樁牆，並以水平設置之 ϕ -80mm拉桿與鋼管斜樁予以錨錠。於民國90年間，為因應貨輪大型化發展，將水深浚深至14.5m，並於原有板樁牆前方增設一排AZ-48鋼板樁，以確保浚深後之穩定性，並以傾角26°與30°交錯之F-170T防蝕地錨予以錨錠。在新舊板樁間之界面，係回填砂或填築水中混凝土，並於新設板樁地錨固定位置設有RC圍梁，藉此將原有板樁牆承受之牆背土壓與水壓有效傳遞至新設板樁。

在此針對高雄港 76 號板樁式碼頭與 65~66 號板樁式碼頭，分別以簡易分析法與動力分析法評估其耐震性能，彙整評估結果如表 5-19 所示：

(1)簡易分析法

高雄港 76 號板樁式碼頭：在未液化條件下當地震係數 $k_h = 0.115$ 時，可求得板樁貫入長度安全係數 $S.F. = 1.62 > 1.2$ ，板樁貫入長度符合要求，當抗傾覆安全係數為 1.0 時，臨界地震係數 $k_t = 0.188$ ，計算可得 475 年回歸期地震等級下之耐震安全係數 $F_s = 0.188/0.115 = 1.63$ ；在全液化條件下當地震係數 $k_h = 0.115$ 時，可求得板樁貫入長度安全係數 $S.F. = 0.785 < 1.2$ ，板樁貫入長度於考慮液化時不符合要求，當抗傾覆安全係數為 1.0 時，臨界地震係數 $k_t = 0.044$ ，可得 475 年回歸期地震等級下之耐震安全係數 $F_s = 0.044/0.115 = 0.383$ ，明顯較未液化時為低。

高雄港 65~66 號板樁式碼頭：當考慮未液化條件且地震係數 $k_h = 0.115$ 時，可求得板樁貫入長度安全係數，所求得之安全係數 $S.F. = 1.56 > 1.2$ ，板樁貫入長度符合要求。可推得當抗傾覆安全係數為 1.0 時，臨界地震係數 $k_t = 0.180$ 可得 475 年回歸期地震等級下之耐震安全係數 $F_s = 0.180/0.115 = 1.57$ ；當考慮全液化條件下地

震係數 $k_h = 0.115$ 時，可求得板樁貫入長度安全係數，所求得之安全係數 $S.F. = 0.760 < 1.2$ ，板樁貫入長度於考慮液化時不符合要求。可推得當抗傾覆安全係數為 1.0 時，臨界地震係數 $k_t = 0.032$ 。依式(3-25)，可得 475 年回歸期地震等級下之耐震安全係數 $F_s = 0.032/0.115 = 0.278$ ，較未液化時明顯為小。綜合研判，高雄港 65~66 號板樁式碼頭，於 475 年回歸期地震作用下，若考慮土壤液化發生之情況，損害等級屬於第 III 級，性能表現不符合設計要求。

(2)動力分析法

高雄港 76 號板樁碼頭，在 475 年回歸期地震等級($PGA=0.23g$)且不考慮土壤液化之情況下，損害等級大致屬於等級 I~II（結構無或輕微損壞至損壞程度處於可控制狀態）；但在具明顯低頻含量之集集地震作用下，損害會接近等級 III（結構嚴重破壞）。若將高雄港碼頭視為 A 級結構，則在 475 年回歸期地震（L2 地震）作用下，容許損害等級為等級 II。因此，該碼頭即使在考慮因板樁與拉桿腐蝕引致之強度折減後，在不考慮土壤液化之情況下，其耐震能力整體而言仍符合設計要求；但若地震特性較偏低頻運動，則可能會相當接近臨界狀態。考慮土壤液化後，根據壁頂最大殘餘位移略超過 200cm，已達等級 IV 之門檻，而主板樁牆於海底面以上及以下之部分均已達降伏，雖然錨錠設施尚未達到降伏狀態，但這可能是因為土體已無法提供錨錠設施所需之足夠反力。因此，歸納出高雄港 76 號碼頭於此 475 年回歸期地震等級($PGA=0.23g$)之集集地震案例中，在考慮液化發生時，損害等級介於第 III 級與第 IV 級間，不符合設計需求。

高雄港 65~66 號板樁式碼頭，在 475 年回歸期地震等級下($PGA=0.23g$)，在考慮未液化發生時損害等級屬於等級 I~II，若將高雄港碼頭視為 A 級結構，則在 475 年回歸期地震（L2 地震）作用下，容許損害等級為等級 II。因此，該碼頭即使在考慮因板樁與拉桿腐蝕引致之強度折減，在不考慮土壤液化發生之情況下，其耐震能力仍符合設計要求。考慮土壤液化案例後，壁體變

形與地表沈陷均較未考慮液化時大幅上升，壁頂最大殘餘位移已明顯超過 100cm；而原有板樁與新設板樁之彎矩亦較不考慮液化時明顯為大，前者於海底面以上及以下均達降伏，後者亦接近降伏。可綜合歸納出高雄港 65~66 號碼頭於此 475 年回歸期地震等級($PGA=0.23g$)之集集地震案例中，在考慮液化發生時，損害等級屬於第 III 級，不符合設計需求。

值得一提的是，集集地震案例中之碼頭變形狀態與主板樁最大彎矩，均較恆春地震案例中明顯為大，此可能係因為輸入運動之頻率特性略有不同。與恆春地震相比，集集地震之振動特性較偏低頻。此類較低頻之運動將易於引致牆背土體累積較大之塑性變形，也因此造成板樁變形量與彎矩較大。

3. 棧橋式碼頭：

本研究針對高雄港區棧橋式碼頭選取高雄港 50 號直樁棧橋式碼頭與 120 號直斜樁棧橋式碼頭作為代表性分析案例：

高雄港區 50 號碼頭總長度 200 m、水深-10.5 m，碼頭上部結構主要為鋼筋混凝土版系統，碼頭寬 12 m，使用之混凝土強度為 210 kg/cm^2 ，底版厚 40 cm，其上鋪有 10 cm 厚之 RC 耐磨處理面層；下部結構則為直樁空心預力樁，混凝土強度為 800 kg/cm^2 ，混凝土有效預力為 80 kg/cm^2 ，鋼棒直徑為 1.6 cm，降伏強度為 2800 kg/cm^2 。直樁沿縱向（長軸、X 向）之排列間距為 3.7 m、共 55 排，沿橫向（短軸、Y 向、朝海側）之排列間距為 2 m、共六排，基樁斷面為空心圓，外徑為 50 cm，厚 9 cm，樁長為由陸往海側分別為 19.5 m、21.5 m 及 23 m 各 2 支。

高雄港區 120 號碼頭營運以貨櫃為主，碼頭總長度 320 m、水深 -14 m。碼頭單元上部結構主要為鋼筋混凝土版系統，每單元長為 32 m、寬 29.4 m，使用之混凝土強度為 210 kg/cm^2 ，底版厚 40 cm，其上鋪有 5 cm 厚之 RC 耐磨處理面層；下部結構則為包括直樁及斜樁之鋼

管樁系統組成。鋼管樁之材質為SS41鋼材，基樁斷面為空心圓，外徑為82.28 cm，厚1.2 cm。直樁沿縱向（長軸、X向）之排列間距為4 m、共8排，沿橫向（短軸、Y向、朝海側）之排列間距皆為5 m，共4排，除最靠近海側之直樁樁長為32 m外，餘3排皆為30 m，計有32支直樁；斜樁以二根為一組，沿縱向之排列間距同為4 m、共8排，沿橫向之排列間距在1.3~4.692 m範圍內，共2排，斜樁樁長皆為36 m，計有16組斜樁。碼頭自77年完工迄今（99年）業經22年之海水鏽蝕，鏽蝕厚度為2.2 mm，即鋼管樁外徑經海水鏽蝕減損後為80.84 cm。

在此針對高雄港區棧橋式碼頭選取50號碼頭與120號碼頭以簡易動力分析法（容量震譜法）進行耐震能力評估結果整理如表5-20所示：

高雄港區 50 號直樁式棧橋碼頭側推分析與容量震譜法之結果顯示，首先根據側推過程中之基樁應力與塑鉸發展情形，從碼頭容量曲線上定義以下六個狀態點來描述容量曲線之發展情形： C_t 表示基樁樁頭處之斷面開始有開裂情形發生； C_d 為邊坡表面附近之樁斷面開始發生開裂現象； Y_t 表示基樁樁頭之斷面開始降伏； Y_d 為邊坡表面附近之樁斷面開始降伏； U_t 則為基樁樁頭斷面達到極限狀態； U_d 為邊坡表面附近之樁斷面達到極限狀態。其中，第 I/II 級分界：定義當頂版位移達狀態 C_d 時（即 3.333 cm）為損害等級 I/II 之分界；第 II/III 級分界：定義當頂版位移達狀態 Y_d 時（即 10.244 cm）為損害等級 II/III 之分界；第 III/IV 級分界：定義當頂版位移達狀態 U_d 時（即 20.814 cm）為損害等級 III/IV 之分界。依照交通部「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」第二章地震需求規定中高雄市地區設計反應譜（設計地震 $S_s=0.6$ 、 $S_1=0.35$ ）並考慮場址效應（ $F_a=1.1$ 、 $F_v=1.7$ ），將此設計反應譜作為場址地震需求譜進行性能點推求，此時碼頭結構物所受之基底剪力為 5064.715 kN，頂版位移為 12.6 cm，根據以上所定義之損害等級分界，屬損害等級 III，邊坡附近之樁體已達降伏狀態，部份樁之樁頭斷面則已達產生極限破壞。

高雄港 120 號碼頭各損害等級分界點定義，其中第 I/II 級分界：定義當頂版位移達降服狀態 Y_t 時（即 2.191 cm）為損害等級 I/II 之分界，在此位移階段下，樁頭開始達降伏；第 II/III 級分界：定義當頂版位移達狀態 Y_d/U_t 時（即 6.527 cm）為損害等級 II/III 之分界，此位移下邊坡表面附近之樁已開始達降伏狀態且塑鉸發展的數量增加；第 III/IV 級分界：定義當頂版位移達狀態 U_d 時（即 20.620 cm）為損害等級 III/IV 之分界，此位移下除基樁樁頭與邊坡表面附近之樁已到達極限，此時大部份之基樁已達中度損害之狀態。同樣將高雄港區設計反應譜作為場址地震需求譜進行性能點推求，此時高雄港 120 號棧橋式碼頭結構物所受之基底剪力為 20041.312 kN，頂版位移為 3.4 cm，根據以上所定義之損害等級分界，屬損害等級 II，某些樁之樁頭已產生塑鉸，但邊坡附近之樁體尚未發生塑鉸。

5.2.4 特殊型式碼頭耐震能力成果彙整

本研究進行四年期間，針對各港區碼頭耐震能力評估工作，除上述重力式、板樁式與棧橋式等三大類碼頭結構型式以外，另有針對鋼板樁圓筒式與橋墩式碼頭等特殊結構型式之碼頭耐震能力進行評估，以下分別針對此二類碼頭所採用之耐震評估方法與評估結果進行成果彙整：

1. 基隆港西 25 號鋼板樁圓筒式碼頭

本研究針對基隆港西 25 號鋼板樁圓筒式碼頭以簡易分析法與 PLAXIS 程式之動力分析，檢核該碼頭之耐震性能。由於鋼板樁圓筒式碼頭之擋土機制類似於重力式碼頭，本研究參考現行港灣構造物設計基準中圓筒式碼頭擬靜力分析相關規定，檢核其圓筒壁體剪力變形、板樁入土長度、圓筒壁體安定性與板樁圓筒環向應力；另外，由於鋼板樁圓筒式碼頭為三維結構，若欲以 PLAXIS 程式平面應變模式有效分析，通常會依其平面配置，將圓筒之曲線形前壁、隔壁、後壁均以直線形之假線壁面來近似並利用間距等於換算壁體寬度，以等值拉桿連接之兩道等值平面板樁牆模擬圓筒形鋼板樁環

向互鎖之效應，可有效模擬圓筒形擋土構造之力學行為。

(1)初步評估法之結果

基隆港西 25 號碼頭：當地震係數 $K_h=0.115$ 時，版樁貫入長度安全係數 $S.F. = 2.80 > 1.2$ ，板樁貫入深度均符合要求。得 $K_h = 0.23/2 = 0.115$ 時，針對西 25 號碼頭圓筒壁體安定檢討，其抗滑動安全係數為 $1.44 > 1.0$ ；針對版樁應力檢核方面，考量圓筒海測海底面高程位置(EL. -13m) 最極端之條件來進行檢核，經計算該處版樁環向應力為 $273.03\text{kPa} < 294\text{kPa}$ ，符合要求。

(2)非線性靜力分析法之結果

基隆港西 25 號版樁碼頭，在 475 年回歸期地震等級下 ($PGA=0.23g$)，基隆港西 25 號碼頭於 921 地震案例中，損害等級屬於第 II 級；於 331 地震案例中，損害等級屬於第 I 級。綜合以上，可知基隆港西 25 號碼頭，在 475 年回歸期地震等級下 ($PGA=0.23g$)，損害等級不超過等級 II：結構損壞程度處於可控制狀態，結構功能暫時失，為可修復之狀態。由於若視基隆港碼頭為 A 級結構，在 475 年回歸期地震 (L2 地震) 作用下，容許損害等級為等級 II。因此，該碼頭即使在考慮因板樁腐蝕引致之強度折減後，其耐震能力仍符合設計要求。

2. 基隆港西 2 號橋墩式碼頭

由於橋墩式碼頭相當罕見，目前應無相關之耐震能力評估法可參考，因此本研究分別以內政部建築研究所八十五年四月初步評估方法第二種方法—計算建築物崩塌地表加速度，以此初步評估法檢核該碼頭是否符合基隆港區設計地震加速度，另以 ATC-40 之容量震譜法為主要架構之非線性靜力分析評估法，對該碼頭進行 SAP 側推分析與耐震能力評估。

(1)初步評估法之結果

本研究依據內政部建築研究所八十五年四月初步評估方法

第二種方法，計算基隆港西 2 號碼頭之崩塌地表加速度為 0.24 g。

(2)非線性靜力分析法之結果

根據本研究針對基隆港西 2 號橋墩式碼頭所進行之側推分析結果顯示，在 475 年回歸期與 2500 年回歸期之地震作用下，結構系統考慮非彈性變形效應之等值黏滯阻尼皆為 5%，顯示系統應無非彈性反應之效應，仍維持在彈性狀態。

5.3 各港區港灣構造物之災害境況模擬

進行港灣構造物之災害境況模擬，首先須在 TELES 震損評估系統中開發與建立港灣地區之地震災損評估模組，整個研究可分為三個主要工作項目：(1)基本資料庫建置，(2)結構損害評估模式建立，以及(3)經濟損失評估模式建立。項目(1)基本資料庫建置係提供各階段分析模組之基本資料或參數；項目(2)結構損害評估模式建立則是在工程結構物損害評估分析模組中建置專屬港灣結構物或設施之損害評估模式，尤指港灣結構或設施之易損性曲線；項目(3)則是在經濟損失分析模組加入專屬港灣地區之地震經濟損失評估模式。

5.3.1 港灣結構或設施損害評估模式建立

根據地震災害潛勢分析模組所推估的地表振動強度與土層破壞程度，透過結構物損害評估模式，並配合結構易損性曲線，可推估結構物或設施的損害狀態機率和數量。不同型式的工程結構物都有其對應之易損性曲線。由於國內目前關於港灣結構或設施易損性曲線相關研究較少，尚無完整之參數值可供使用，因此初步先參考 HAZUS 99 所定義之預設值來設定。HAZUS 99 將港灣結構或設施分成四類，濱水結構物 (waterfront structures)、起重搬運設施 (cranes and cargo handling equipment)、貯存設施 (storage facilities)以及倉儲設施 (warehouses)，每類結構物皆對應兩條建議之易損性曲線，分別以最大地表加速度 (peak ground acceleration, PGA) 與永久地表變位 (permanent ground

deformation, PGD) 為強地動需求參數，以 PGA 為強地動需求參數可考量因地表振動所引起之結構物損壞，而以 PGD 為強地動需求參數則可考量土壤液化造成之地表永久變位所引起之結構物損壞。本研究主要針對各港區代表性碼頭，依照其結構特性進行各類型碼頭易損性分析，並得出以 PGA 為強地動需求參數之碼頭易損性曲線。

易損性分析的目的即在建立各類型模型結構物之易損性曲線。所謂易損性曲線係用來表示在不同強地動需求評估參數下（常用之強地動因子有 PGA、PGV、PGD、 S_a 等），結構物產生不同損害狀態的機率，該曲線係由強地動需求中值與各損害狀態之對數常態分佈標準偏差所定義。建立易損曲線的方法，一般可歸納成四種，(1)專家判斷法；(2)半統計與規範結合分析法；(3)數值分析法；(4)歷史震損資料分析法。方法(3)又可細分為非線性靜力分析法與非線性動力分析法。以下將針對重力式、板樁式與棧橋式等主要碼頭結構，介紹其分析方法：

1. 重力式碼頭結構易損性分析

重力式碼頭結構(gravity quay wall)易損曲線之建立前，應對結構物的受震破壞模式有所瞭解，方可決定合適的參數來量化結構物的損害程度。在重力式碼頭結構之破壞模式方面，由於重力式擋土設施（如沉箱、混凝土方塊、橋臺座與混凝土背板等）之強度遠較背填與支承土壤之強度為高，因此不論就功能性或結構性的觀點來看，其破壞主要均為向海的側移、傾斜以及沉陷。其中，以傾斜與差異沉陷，對結構穩定性影響較大。

由於港灣設施的災損評估主要著重在營運觀點，因此在易損曲線之建立上，應由功能性觀點出發。此外，在 TELES 系統中，評估液化造成之災害程度時，係以沉陷量與側移量為參數，因此除了配合功能性需求，為了能與 TELES 之液化災損評估能有效連結，上述沉箱式、方塊式與橋墩式等重力式碼頭結構的損害程度，將以位移量大小來度量。

針對沉箱式碼頭而言，經由 921 震災調查與分析結果以及前人

研究所得，發現可明確量化評估沉箱式碼頭損壞情況之參數仍以碼頭受震滑移量為主，而為了建立易損性曲線需要大量的地震樣本進行分析，歸納分析結果與損壞等級並計算出損壞等級之機率分佈，若考量其分析方法之經濟性與時效性，如此一來勢必無法以 FEM 或 FDM 等複雜之數值程式大量進行碼頭滑移量分析；此外，碼頭受震滑移受到整體碼頭配置以及背填區土壤不同液化程度之影響，這些影響因素應該在易損分析所選用之分析方法加以考量；碼頭受震滑移行為應採用歷時分析為主且所得結果較具有代表性。

綜合上面各項因素，本研究選用 Newmark 塊體滑動分析方法作為易損分析中針對重力式碼頭受震滑移量之分析模式，此方法已廣泛應用於邊坡受震分析以及港灣設施受震分析，且該分析方法可考慮不同條件（如碼頭幾何型式與配置、背填土液化程度、碼頭補強後之支撐系統等）下重力式碼頭之受震滑移量，應為有效分析碼頭受震滑移量之代表性方法。

重力式碼頭結構之易損曲線分析流程敘述如後：

- (1)針對過去曾發生之地震引致碼頭破壞案例進行調查，或以具代表性之重力式碼頭結構型式，以嚴謹動力分析進行分析，來決定可能的破壞模式；
- (2)將重力式碼頭結構分成數個標準模型，決定各標準模型之分析參數。
- (3)選取多個具代表性之地震歷時記錄，先正規化至相同震度等級，再縮放至不同震度。
- (4)以不同震度等級之地震記錄作為輸入運動，進行滑動塊體分析，計算不同震度下之滑移量分佈，並據以建立強地動需求參數（如 PGA、PGV 或 PGD）相關之滑移量分佈。
- (5)根據各損害狀態對應之容許滑移量，配合上述步驟建立之滑移量分佈，則可建立各損壞狀態下對應不同強地動需求值，滑移量超

過容許值之機率分佈，此曲線即代表某一類型重力式碼頭結構物之易損性曲線。

2. 板樁式碼頭結構易損性分析

板樁式碼頭結構(sheet pile quay wall)的破壞模式，由功能性的觀點來看，主要仍為整體之側移、傾斜與沉陷。但若由結構穩定的觀點來看，則破壞主要由板樁本身、錨錠設施、與拉桿之應力破壞所掌控，另包含了錨錠設施附近的地表差異沉陷與地表開裂，對錨錠強度造成之影響。

因碼頭結構多集中在特定場址，有關板樁式碼頭結構物之易損分析，為了能表現出地震特性中之場址效應，並能將損壞狀態與結構容量之變異性一併考慮，較合適的分析法應為採用動態分析法來分析每個案例，並需針對不同強地動需求參數值（此處採用 PGA）進行多組分析。參考重力式碼頭之易損分析流程，本研究研擬板樁式碼頭結構易損曲線之建立流程與方法如下：

- (1)建立具代表性之板樁式碼頭結構分析模型（一般多採二維平面應變分析模式）。
- (2)選取多個較具代表性的強震歷時紀錄，並縮放到不同震度等級。
- (3)採用有限元素法(FEM)或有限差分法(FDM)之分析程式，進行非線性動力歷時分析，以求取分析模型在各震度等級下的受震反應。
- (4)評估板樁式碼頭在各震度下之損壞等級。
- (5)建立在不同震度等級下，碼頭結構物反應之機率分佈。根據此機率分佈曲線，再配合各損害等級對應之結構反應門檻值，計算在不同震度下，結構反應超過門檻值之機率值，即可建立各損害等級下結構物之易損曲線。

3. 棧橋式碼頭結構易損性分析

棧橋式碼頭結構 (pile-supported wharf) 是由基樁與斜坡組成之下部結構去支撐一平台所形成的結構體。此結構系統需特別注意的地方是斜樁的使用。斜樁的使用有助於抵抗因船隻停泊、起重機運轉引致的側向力。然而，斜樁的使用亦使得結構整體剛性較只有直樁的情況來得大。過去震損資料發現高剛度容易造成地震發生時，基樁產生應力集中或剪力破壞。因此此類斜樁系統若在強震區，應特別去考量基樁之位移需求與韌性。

對於棧橋式碼頭結構物之受震反應分析，有別於重力式碼頭結構物，整個系統包括基樁與土壤，是個典型的土壤-結構互制問題，分析時需分別考量基樁與土壤。對於土壤-結構互制效應之模擬，可採用溫克基礎模式來模擬基礎土壤與梁元素來模擬基樁以簡化模擬。經上述簡化後，將土壤元素與結構元素考量其非線性，結構物受震非線性反應即可透過非線性靜力側推分析或實際進行非線性動態歷時分析求得。

若以非線性靜力分析法來建立棧橋式碼頭結構之易損曲線，分析程序為類似重力式或板樁式碼頭結構易損曲線建立方式：

- (1) 針對各類型棧橋碼頭結構之模型結構物建立其結構物分析模型，利用非線性側推分析建立側推曲線（側力與位移關係），並將側推曲線轉換成容量震譜曲線。
- (2) 選取多個具代表性之臺灣強震紀錄，先正規化到同一個震度等級，再縮放到不同震度等級來對模型結構物進行非線性動力分析，
- (3) 統計各不同震度等級下結構物之反應分佈。
- (4) 根據各震度下之統計分佈曲線，配合各損害狀態對應之結構反應容許值，即可建立結構物之易損曲線。

5.3.2 各港區災害境況模擬彙整

本計畫執行四年期間，針對臺中港區、花蓮港區、基隆港區與高雄港區相關評估參數與震損分析模組建置於 TELES 系統中，並應用於四港港區災害境況模擬及震損分析中。港區地震境況模擬示範例主要為針對各港區兩個境況地震來進行模擬，分別是 921 集集地震案例與各港區鄰近斷層錯動所引致之地震案例，以下彙整各港區災害境況模擬與震損分析成果：

1. 臺中港區

以 921 模擬地震進行臺中港區震災潛勢分析，臺中港區各碼頭依所處位置，分成北碼頭區、北突堤區、西碼頭區、中碼頭、中突堤區以及南碼頭區。由圖可觀察到北碼頭及北突堤區所在村里之 PGA 值介於 0.18-0.20g 之間，中碼頭、中突堤與西突堤區所在村里之 PGA 值介於 0.16-0.18g；各碼頭所在位置的 PGA 值分佈約介於 0.15-0.16g 之間；在此模擬地震作用下，臺中港區各設施損害狀態達至少嚴重損害狀態之機率（包含嚴重損害 D4 與完全損害 D5），其中以北碼頭區 1-4 號與 4A 號碼頭結構以及北突堤區 10 與 11 號碼頭上之起重設施有最高之損害機率，其值超過 10%；中碼頭區之 12 與 13 號碼頭結構之損害機率次之，其餘設施之損害機率較低；以此計算各碼頭區港灣設施直接經濟損失，整個臺中港區損失約 810 百萬元，以北碼頭區損失最大，約 531 百萬元，其次為北突堤區，約 128 百萬元。。

2. 花蓮港區

以 921 模擬地震進行花蓮港區震災潛勢分析，花蓮港區鄰近各村里之 PGA 值介於 0.125-0.129g 之間；各碼頭所在位置的 PGA 值分佈約介於 0.125-0.126g 之間；在此模擬地震作用下，計算花蓮港區各碼頭結構損害狀態處於輕微損害狀態(D2)之機率僅約 0.12-0.13%，處於中等損害狀態(D3)之機率相當小，約 0.003%。達至少嚴重損害狀態之機率（包含嚴重損害 D4 與完全損害 D5）為

0%，各碼頭結構之直接經濟損失，總損失約 0.63 百萬元（總重建成本 4,534 百萬元）。

參考米崙斷層定值法地震危害度分析所採用之參數，以線震源模擬米崙斷層，芮氏規模 6.9，斷層長度 25m，震源深度 4m，以米崙斷層引致地震案例進行分析，花蓮港區鄰近各村里之 PGA 值介於 0.56-0.59g 之間；各碼頭所在位置的 PGA 值分佈約介於 0.54-0.59g 之間；在此模擬地震作用下，各碼頭結構損害狀態處於輕微損害狀態(D2)之機率僅約 24.5-29%，處於中等損害狀態(D3)之機率約 6.5-8%。達至少嚴重損害狀態之機率（包含嚴重損害 D4 與完全損害 D5）為 4-5.5%；計算此案例中花蓮港區各設施之直接經濟損失，總損失約 484.63 百萬元（總重建成本 4534 百萬元）。

3. 基隆港區

以 921 模擬地震進行基隆港區震災潛勢分析，基隆港區鄰近各村里之 PGA 值介於 0.036-0.037g 之間；各碼頭所在位置的 PGA 值分佈約介於 0.036-0.037g 之間；在此模擬地震作用下，各設施在各損害狀態所對應之損害狀態機率相當小；計算此案例基隆港區各設施之直接經濟損失，由於損害機率相當小，所引致之損失亦相當小。

以面震源模擬山腳斷層，芮氏規模 7.0，斷層長度 50.6m，震源深度 10m，針對山腳斷層引致地震之案例進行基隆港區震災潛勢分析，基隆港區鄰近各村里之 PGA 值介於 0.24-0.28g 之間；各碼頭所在位置的 PGA 值分佈約介於 0.24-0.26g 之間；在此模擬地震作用下，分析結果顯示為基隆港區起重設施之損害狀態處於輕微損害狀態(D2)之機率約 50%，處於中等損害狀態(D3)之機率約 23-24%。達至少嚴重損害狀態之機率（包含嚴重損害 D4 與完全損害 D5）為 5%。由於碼頭結構之耐震能力相較於起重設施來得高許多，因此在此模擬地震下，碼頭結構之損害機率並不高，其中以圓筒式與鋼板樁式碼頭結構之損害機率最高，不過其損害機率超過輕微損害狀態(D2)之機率僅約 8%；計算基隆港區計算各碼頭結構與起重設施之直

接經濟損失，對於碼頭結構其損失約 33 百萬元（總重建成本 14682 百萬元），而起重設施方面其損失約 720 百萬元（總重建成本 5800 百萬元）。

4. 高雄港區

以 921 模擬地震進行高雄港區震災潛勢分析，高雄港區鄰近各村里之 PGA 值介於 21gal-63gal 之間；各碼頭所在位置的 PGA 值分佈約介於 49gal -54gal 之間；在此模擬地震作用下，各設施在各損害狀態所對應之損害狀態機率相當小；計算高雄港區各設施之直接經濟損失，由於損害機率相當小，所引致之損失亦相當小。

以旗山斷層引致地震之分析案例，斷層設定參數為芮氏規模 7.0，震源深度 10m，則高雄港區鄰近各村里之 PGA 值介於 0.24-0.33g 之間；各碼頭所在位置的 PGA 值分佈約介於 0.27-0.34g 之間；在此模擬地震作用下，計算高雄港區各設施之直接經濟損失，總損失約 8498 百萬元，約佔總重建成本之 18%（總重建成本 47,059 百萬元）。

5.4 四港港灣地區 TELES 成果整合展現

目前已將臺中港、花蓮港、基隆港與高雄港區之災損分析相關參數建置於 TELES 中。本節將進一步進行完整地震模擬分析，針對一選定模擬地震，分析四港在此模擬地震下之災損情形。

模擬地震參考現行建築物耐震設計規範中，於其中選擇第一類活動斷層之觸口斷層作為引致模擬地震之斷層。根據該規範，設定芮氏規模 7.1，斷層長度為 67km。其他參數設定，如圖 5.16 所示。震源位置如圖 5.17 所示，位於臺南縣。

以此模擬地震同時進行各港區震災潛勢分析。首先，圖 5.18 所示為臺灣各村里在此模擬地震下之 PGA 分佈，PGA 鄰近斷層線區域較大，向四周逐漸減小。

圖 5.19 所示為各港碼頭及設施所在位置之 PGA 分佈，在臺中港區

碼頭及設施所受之 PGA 約為 0.07g，在花蓮港區碼頭及設施所受之 PGA 約為 0.037-0.039g，在基隆港區碼頭及設施所受之 PGA 最小，約為 0.0092g，在高雄港區碼頭及設施所受之 PGA 最大，約為 0.18-0.20g。

在完成港區碼頭結構與設施損害分析之後，進一步可計算直接經濟損失，分析結果如表 5-21 所示，臺中港損失約 339 百萬元，約佔該港重建成本之 0.77%，花蓮港與基隆港無損失，高雄港損失約損失約 4,729 百萬元，約佔該港重建成本之 10%。

表5-1 港灣地區地震潛勢之評估結果整理

方法	Building Code'05	PSHA (475 年, for hardsite)		DSHA(for hardsite)			
設計地震 參數	EPA(g)=Sas/2.5	PGA(g)	潛勢規模 M _L	Fault	R	M _L	PGA
臺中港	0.28 0.31 (近斷層因子=1.1)	0.26	6.9	獅潭、屯 子腳斷層 註 1	8.13	6.9	0.435
				彰化斷層 系統註 2	4.08	7.0	0.62
花蓮港	0.45 (近斷層因子=1.42)	0.56	7.1	米崙斷層	1.3	7.1	0.8
蘇澳港	0.32	0.39	6.9	-	-	-	-
基隆港	0.24	0.23	7.0	山腳斷層	15.85	7.0	0.29
高雄港	0.24~0.28	0.21	6.8	旗山斷層	18.94	7.0	0.25

註 1：因屯子腳斷層與獅潭斷層可視為為同一地震斷層，故以整段長度考慮錯動時對工址之影響

註 2：根據鄭世楠等(2002)之報告，認為其與彰化斷層、清水斷層及大甲斷層視為彰化斷層系統，總長度為 65 公里

表5-2 國內建築物耐震設計規範之地盤分類表

(內政部，2005)

地盤種類	$\bar{V}_s$ (m/sec)	$\bar{N}$ 或 $\bar{N}_{CH}$	$\bar{s}_u$ (kgf/cm ²)
第一類地盤(堅實地盤)	$\bar{V}_s > 360$	$\bar{N} > 50$	$\bar{s}_u > 1.02$
第二類地盤(普通地盤)	$180 \leq \bar{V}_s \leq 360$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$0.51 \leq \bar{s}_u \leq 1.02$
第三類地盤(軟弱地盤)	$\bar{V}_s < 180$	$\bar{N} < 15$	$\bar{s}_u < 0.51$

表5-3 國內建築物耐震設計規範之短周期結構之場址放大係數 F_a

(內政部，2005)

地盤分類	震區短周期水平譜加速度係數 S_S (S_S^D 或 S_S^M)				
	$S_S \leq 0.5$	$S_S = 0.6$	$S_S = 0.7$	$S_S = 0.8$	$S_S \geq 0.9$
第一類地盤	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0
第三類地盤	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0

註： $PGA_R \cong EPA_R = 0.4S_S$

表5-4 液化潛能指數 I_L 與液化程度之關係

液化潛能指數 I_L	液 化 程 度
0	沒有或極少液化
$0 < I_L \leq 5$	輕 微 液 化
$5 < I_L \leq 15$	中 度 液 化
$I_L > 15$	嚴 重 液 化

表5-5 沈陷量 S_t 與液化損害程度之關係

(Ishihara & Yoshimine, 1992)

結構損害程度	沈陷量 S_t (cm)	地表損害程度及現象
輕至無損壞	$0 < S_t \leq 10$	輕到無之程度，地表有微細裂縫
中度損壞	$10 < S_t \leq 30$	中度損害，地表有小裂縫，砂滲出
廣泛損壞	$30 < S_t \leq 70$	廣泛損害，地表有大裂縫、噴砂、大位移、地盤側移

表5-6 液化損害程度分類（黃富國，2008b）

液化損害程度分類	P_w	液化損害程度
I	< 0.30	輕微液化
II	$0.30 \sim 0.85$	中度液化
III	> 0.85	嚴重液化

表5-7 國際航海協會地震力等級（PIANC, 2001）

地震力等級	回歸期	超越機率
Level(L1)	約 75 年	50%-50 (50 年內超越機率 50%)
Level(L2)	約 475 年	10%-50 (50 年內超越機率為 10%)

表5-8 國際航海協會性能等級（定性）（PIANC, 2001）

損壞等級(功能性等級)	結構方面	使用方面
等級 I：可使用	無損壞或小損壞	輕微或沒有影響使用性能
等級 II：可修復	控制的破壞	短時間無法使用
等級 III：接近崩塌破壞	嚴重破壞	長時間或完全無法使用
等級 IV：崩塌破壞	完全破壞	完全無法使用

表5-9 國際航海協會性能目標 (PIANC, 2001)

性能目標				
地震力等級	損壞等級(性能等級)			
	等級 I (可使用)	等級 II (可修復)	等級 III (接近崩塌破壞)	等級 IV (崩塌破壞)
Level1 (L1)	S、A、B	C		
Level2 (L2)	S	A	B	C

表5-10 由港灣構造物重要性所定義之性能等級 (PIANC, 2001)

構造物性能等級	定義(根據構造物受震所造成之影響)
S	1.地震後嚴重威脅人身安全之重要結構物 2.地震後須維持其使用功能之關鍵結構物 3.儲放危險性物質之重要構造物 4.地震後會重創當地社經活動之重要結構物
A	具有 S 等級 1-4 項可能性，但不如其嚴重，或地震後難以修復還原之主要結構物
B	除 S、A、C 等級以外之一般結構物
C	容易修復之小型結構物

表5-11 臺中港區代表性沉箱式碼頭耐震評估彙整

碼頭	結構型式	高度 (m)	寬度 (m)	有效重量 (ton)	修復後支撐系統拉力 (ton/m)
1~3 號	沉箱	19.2	17.6	341.8	47.6
4 號	沉箱	17.4	16.12	290.4	42.8
23~24 號	沉箱	16.2	15.6	258.1	—
西 1 號	沉箱	17.8	17.6	295.2	—

碼頭	穩定性分析 (921 震時 PGA=0.16)			穩定性分析 (修復後)
	考量液化影響程度 (液化深度/碼頭高度)	安全係數	臨界加速度 (g)	臨界加速度(g)
1~3 號	0	0.789	0.13	0.159
	0.25	0.639	0.077	0.113
	0.5	0.559	0.04	0.077
	0.75	0.515	0.015	0.052
	1	0.496	0.009	0.038
4 號	0	0.806	0.127	0.165
	0.25	0.656	0.084	0.121
	0.5	0.575	0.048	0.085
	0.75	0.531	0.024	0.059
	1	0.51	0.009	0.042
23~24 號	0	0.819	0.13	—
	0.25	0.668	0.084	—
	0.5	0.587	0.048	—
	0.75	0.542	0.024	—
	1	0.521	0.009	—
西 1 號	0	0.789	0.124	—
	0.25	0.64	0.077	—
	0.5	0.56	0.04	—
	0.75	0.516	0.015	—
	1	0.496	0	—

表5-12 臺中港區代表性棧橋式碼頭耐震評估彙整

碼頭	結構型式	樁材	碼頭單元 面板長寬	樁數	樁徑 (cm)	樁長 (m)
西 3~4 號	直斜樁交錯	鋼管樁	長 37.8 公尺	直樁每排 5 支，共 9 排	外徑 60.96	28.5
			寬 27 公尺	斜樁每排 4 支，共 5 排	內徑 58.56	
5~8 號	直樁式	八角 PC 樁	長 34 公尺	直樁每排 8 支，共 6 排	外徑 60	29.6
			寬 23.5 公尺		內徑 30	
9~11 號	直斜樁交錯	八角 PC 樁	長 45.6 公尺	直樁每排 4 支，共 13 排	外徑 60	30.85
			寬 27 公尺	斜樁每排 4 支，共 24 排	內徑 30	

碼頭	模態頻率 (s)		PGA (g)	性能點		
				Sd (cm)	Sa (g)	ξ_{eff}
西 3~4 號	I	0.366	0.336	3.4	1.022	2.5%
	II	0.196	0.4212	4.2	1.262	2.7%
5~8 號	I	0.408	0.336	4.4	0.473	19.4%
	II	0.277	0.4212	6.9	0.513	24.4%
9~11 號	I	0.359	0.336	2.6	0.635	10.6%
	II	0.198	0.4212	3.5	0.783	11.0%

表5-13 花蓮港區代表性重力式碼頭耐震評估彙整

碼頭	結構型式	塊體高度 (m)	塊體寬度 (m)	塊體有效重量 (ton)	穩定性分析(Kh=0.1)		
					滑動面	安全係數	臨界加速度(g)
7 號	混凝土 方塊式	1.5	2	9.6	S1	1.75	0.22
		2	3	23.2	S2	1.72	0.21
		2	4	39.3	S3	1.48	0.18
		2	5	59.3	S4	1.35	0.16
		2	6	83.2	S5	1.28	0.14
		2	9	120.1	S6	1.42	0.16
17~18 號	消波方塊式	3	5	25.4	S1	2.15	0.251
		1.5	5	32.2	S2	1.54	0.189
		1.5	5	39.0	S3	1.21	0.138
		1.5	5	45.7	S4	1	0.101
		2	11	160.9	S5	1.86	0.21
		2	10	187.6	S6	1.74	0.197
		2	7.83	210.2	S7	1.64	0.185
		1.5	6.86	224.2	S8	1.57	0.177
		1.5	7.46	238.5	S9	1.58	0.185

碼頭	結構型式	碼頭高度 (m)	碼頭寬度 (m)	碼頭有效重量 (ton)	安全係數	臨界加速度 (g)	支撐系統拉力強度 (ton/m)
10~11 號	混凝土重力式	11.5	非規則方塊體	143.6	1.29	0.159	50
19~22 號	沉箱	18	18	342.3	1.24	0.131	—

表5-14 花蓮港區代表性板樁式碼頭耐震評估彙整

碼頭	結構型式	設計水深 (m)	貫入深度 (m)	鋼板性質	錨錠板	背拉支撐	地震需求	簡易分析	
				降伏彎矩 (kN-m/m)	降伏彎矩 (kN-m/m)	降伏張力 (kN)	PGA (g)	抗傾覆 安全係數	耐震 安全係數
8 號	鋼板樁	14.5	6	581.5	200	1004.5	0.379	2.04	1.58
							0.557	1.16	1.08
9 號	鋼板樁	14.5	6	581.5	200	1004.5	0.379	2.83	1.79
							0.557	1.61	1.22

碼頭	案例 分析	PGA (g)	動力分析				
			壁頂最大 變位量 (cm)	岸肩最大 沈陷量 (cm)	後線最大 沈陷量 (cm)	構件應力狀態	性能等級
8 號	921case	0.379	36	8.4	18.4	彈性	I~II
	331case	0.379	62.7	11	36.3	彈性	II
	921case	0.557	72.7	13.1	39	鋼板樁已達降伏狀態	II
	331case	0.557	101.6	20.1	57.4	鋼板樁已達降伏狀態	II~III
9 號	921case	0.379	34.5	9.3	16	彈性	II
	331case	0.379	63.6	23.2	32.4	彈性	II
	921case	0.557	72.3	25	34.3	鋼板樁已達降伏狀態	
	331case	0.557	101.2	42.2	51.6	鋼板樁已達降伏狀態	II~III

表5-15 基隆港區代表性沉箱式碼頭耐震評估彙整

碼頭	碼頭高度 (m)	碼頭寬度 (m)	碼頭重量 (ton)	安全係數	臨界加速度 (g)
西 32 號	13.2	10	189.9	1.08	0.127
東 21~22 號	10.5	9.4	152.4	1.14	0.13

表5-16 基隆港區代表性板樁式碼頭耐震評估彙整

碼頭	結構型式	設計水深 (m)	貫入深度 (m)	鋼板性質	錨錠板	背拉支撐	地震需求	簡易分析	
				降伏彎矩 (kN-m/m)	降伏彎矩 (kN-m/m)	降伏張力 (kN)	PGA (g)	抗傾覆 安全係數	耐震 安全係數
東 6 號	鋼板樁	14.5	6	581.5	200	1004.5	0.23	2.8	2.19

碼頭	案例 分析	PGA (g)	動力分析				
			壁頂最大 變位量 (cm)	岸肩最大 沈陷量 (cm)	後線最大 沈陷量 (cm)	構件應力狀態	性能等級
東 6 號	921case	0.23	23.7	7.5	22.5	彈性	I
	331case	0.23	4	5.6	9.3	彈性	I

表5-17 基隆港區代表性棧橋式碼頭耐震評估彙整

碼頭	結構型式	樁材	碼頭長寬	樁數	樁徑 (cm)	樁長 (m)
東 8 號	直斜樁交錯	鋼管樁	長 30 公尺	直樁每排 7 支， 共 8 排	外徑 81.28	37.75
			寬 20 公尺	斜樁每排 3 支， 共 7 排	內徑 78.88	
西 19 號	直樁式	鋼管樁	長 60 公尺	直樁每排 12 支， 共 13 排	外徑 82.28 外徑 91.44	25
			寬 40 公尺		內徑 79.74 外徑 88.9	

碼頭	PGA 0.23 g	性能點		性能等級
		d (cm)	V (kN)	
東 8 號	921case	0.1824	559.7	I
	331case	0.19	365.6	I
西 19 號	921case	4	6412.5	I
	331case	1.6	2515.1	I

表5-18 高雄港區代表性方塊式碼頭耐震評估彙整

碼頭	結構型式	塊體高度 (m)	塊體寬度 (m)	塊體有效重量 (ton)	滑動面	背填區無液化		背填區全液化	
						Fs	臨界加速度 (g)	Fs	臨界加速度 (g)
7 號	混凝土方塊式	1.5	2	30.5	S1	1.25	—	0.82	—
		2	3	36.5	S2	1.03	—	0.67	—
		2	4	46.7	S3	0.95	—	0.63	—
		2	5	58.2	S4	0.89	—	0.6	—
		2	6	84.1	S5	0.8	0.085	0.57	0.018

表5-19 高雄港區代表性板樁式碼頭耐震評估彙整

碼頭	結構型式	設計水深 (m)	貫入深度 (m)	鋼板性質	降伏彎矩 (kN-m/m)	錨錠板	背拉支撐	
				HZ-775A ~ZH-12 (SY-30)	HZ-775A (SY-30)	降伏彎矩 (kN-m/m)	降伏張力 (kN/m)	
76 號	鋼板樁	14	10.5	2054.7	1807.5	200	1004.5	
65~66 號	新舊鋼板 搭接	14.5	9.5	鋼板樁 (原有)	鋼板樁 (新設)	鋼管樁	拉桿 (原有)	地錨 (新設)
				降伏彎矩 (kN-m/m)	降伏彎矩 (kN-m/m)	降伏彎矩 (kN-m/m)	降伏張力 (kN/m)	降伏張力 (kN/m)
				761.5	1595.7	200	1004.5	

碼頭	地震需求	簡易分析		動力分析					
		抗傾覆 安全係數	耐震安 全係數	案例	壁頂最大 變位量 (cm)	岸肩最大 沈陷量 (cm)	後線最大 沈陷量 (cm)	構件應 力狀態	性能等級
76 號	0.23 (無液化)	1.62	1.63	921case	112.1	68.1	165.7	鋼板樁 已降伏	II~III
				1226case	4.4	5.6	11.6	彈性	I
	0.23 (液化)	0.785	0.383	921case	203.3	102.5	231.8	鋼板樁 已降伏	III~IV
65~66 號	0.23 (無液化)	1.56	1.57	921case	58.7	16	79.5	彈性	II
				1226case	2.9	3.1	8	彈性	I
	0.23 (液化)	0.76	0.278	921case	168.9	45.2	142.3	鋼板樁 已降伏	III

表5-20 高雄港區代表性棧橋式碼頭耐震評估彙整

碼頭	結構型式	樁材	單元面板長寬	樁數	樁徑 (cm)	樁長 (m)
48~53 號	直樁式	空心預力樁	長 37 公尺	直樁每排 6 支，共 11 排	外徑 50	19.5
			寬 12 公尺		內徑 32	21.5 23
5~8 號	直斜樁交錯	鋼管樁	長 32 公尺	直樁每排 5 支，共 8 排	外徑 82.28	32 30
			寬 29.4 公尺	斜樁每排 4 支，共 8 排	內徑 79.88	36

碼頭	模態頻率 (s)	PGA (g)	性能點		
			d (cm)	V (kN)	性能等級
48~53 號	0.73	0.264	12.6	5064.7	III
5~8 號	0.43	0.264	3.4	20041	II

表5-21 觸口斷層引致地震境況模擬之直接經濟損失

港區	損失（百萬元）	重建成本（百萬元）	比例（%）
臺中港	339.16	43900	0.77
花蓮港	0	1237.5	0
基隆港	0	20482	0
高雄港	4728.73	47059	10.05
總計	5067.89	112678.5	4.50

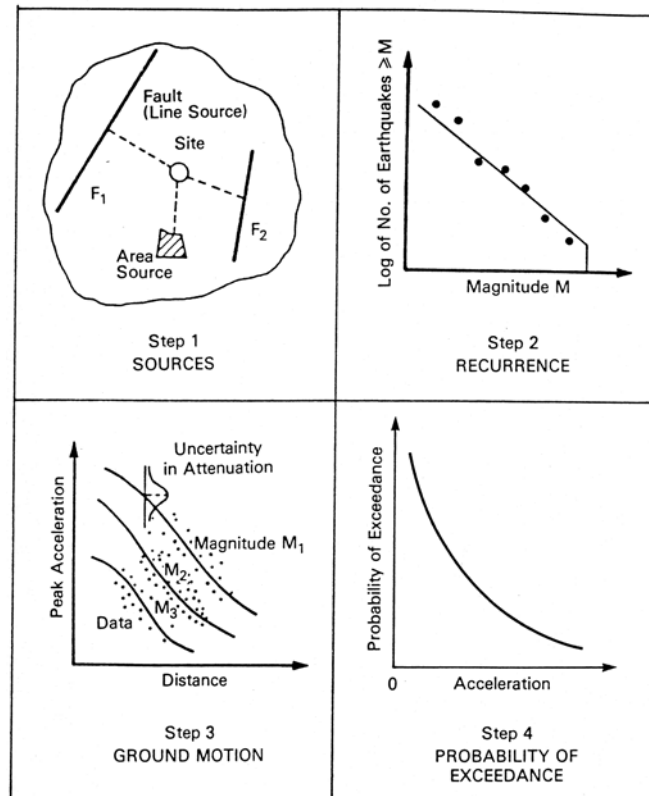


圖5.1 地震危害度分析流程

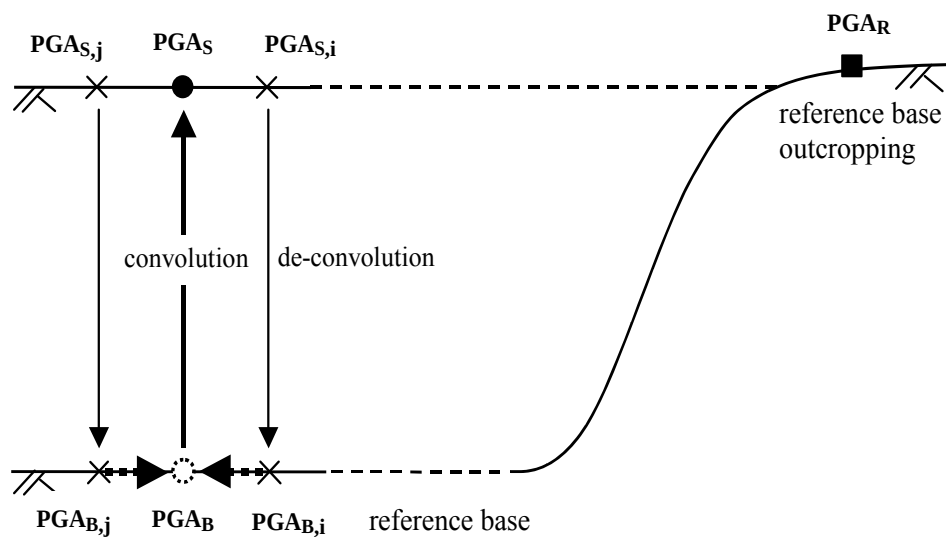


圖5.2 地盤反應分析模型之一（反卷積分析＋卷積分析）

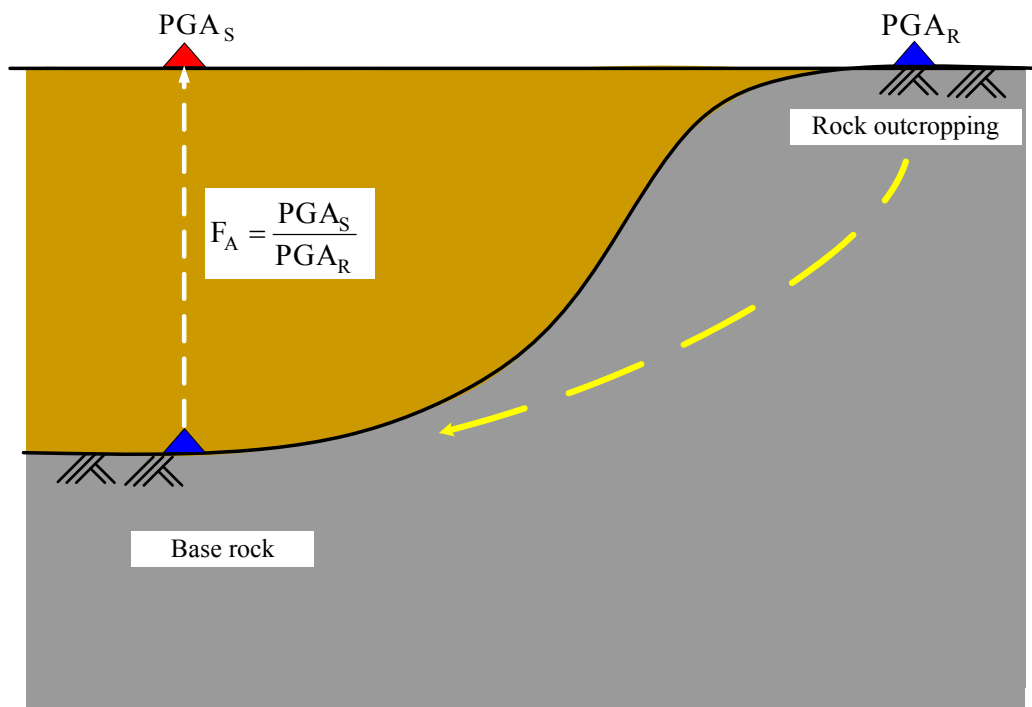


圖5.3 地盤反應分析模型之二（卷積分析）

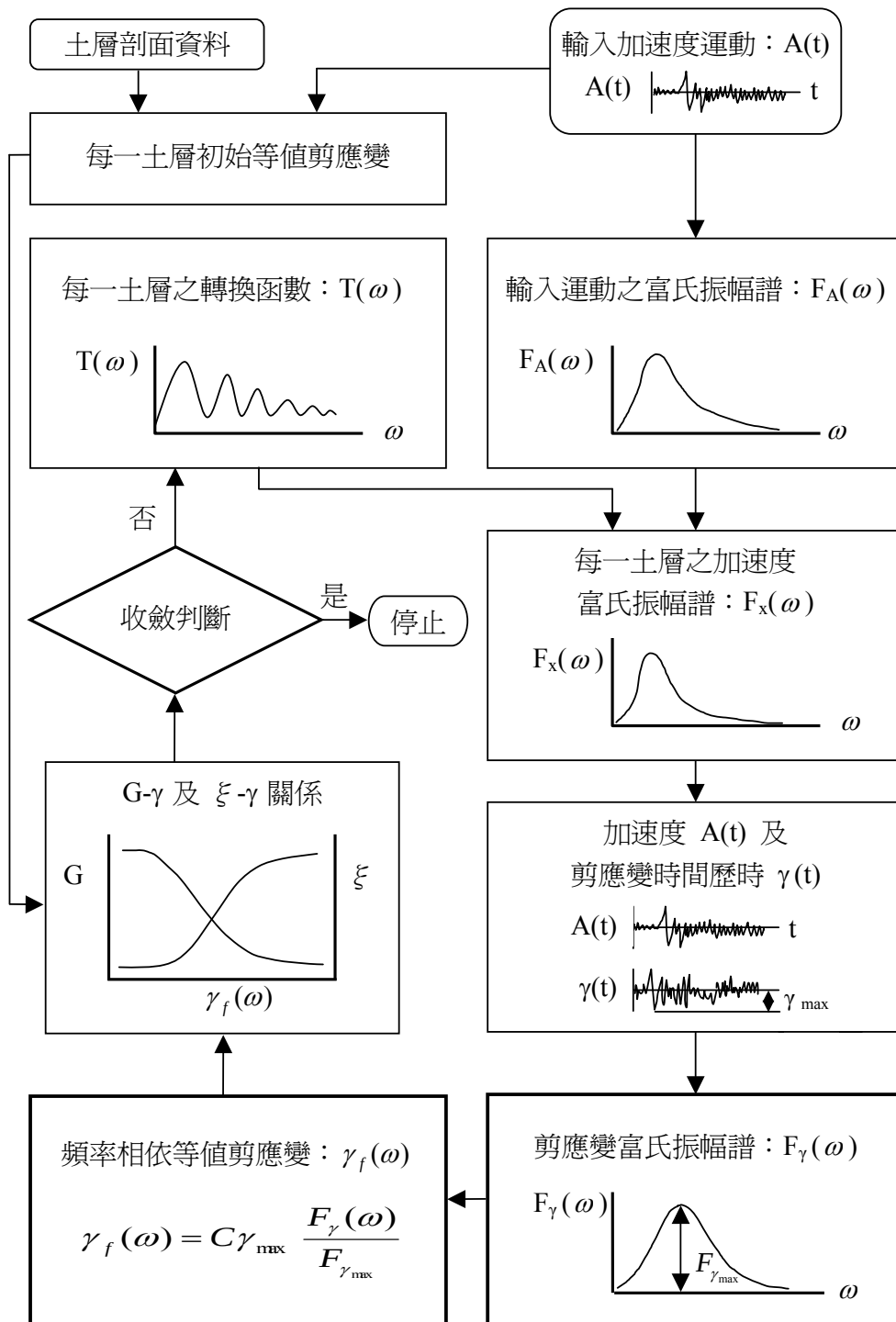


圖5.4 FDEL地盤反應分析模式之分析流程

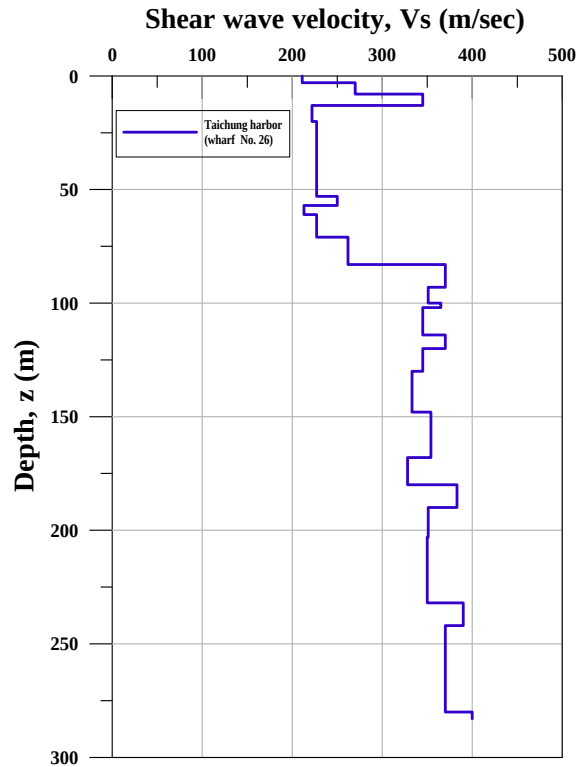


圖5.5 臺中港26號碼頭地震測站場址之剪力波速隨深度變化剖面圖
(賴聖耀等人, 2002)

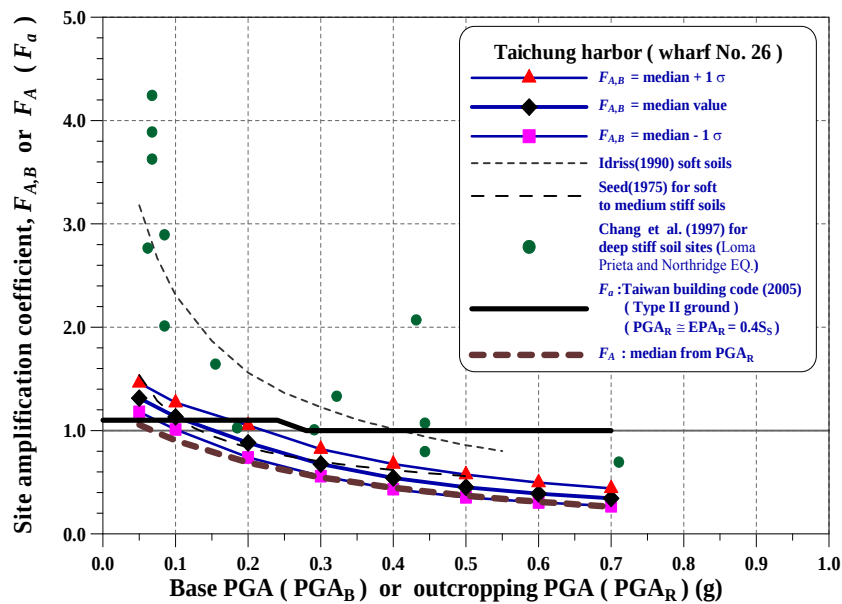


圖5.6 臺中港26號碼頭地震測站場址放大係數 $F_{A,B}$ 或 F_A (F_a) 與參考基盤最大加速度(PGA_B)或露頭最大加速度(PGA_R)之關係

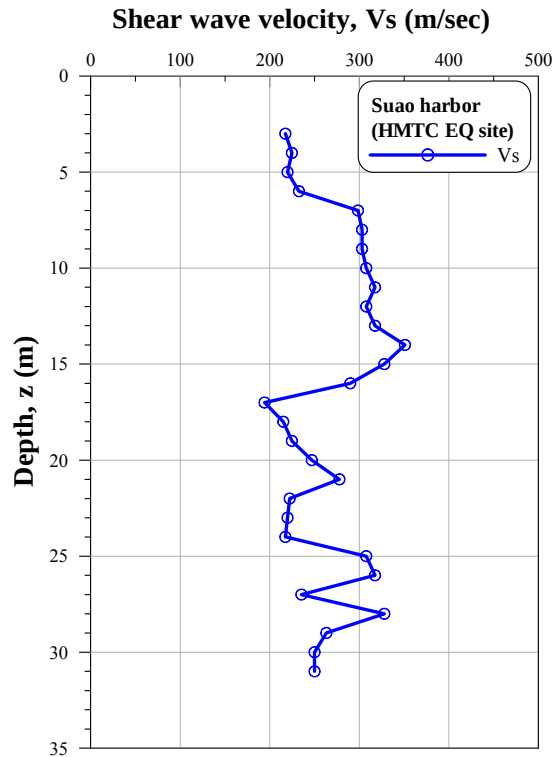


圖5.7 蘇澳港地震測站場址之剪力波速隨深度變化剖面圖

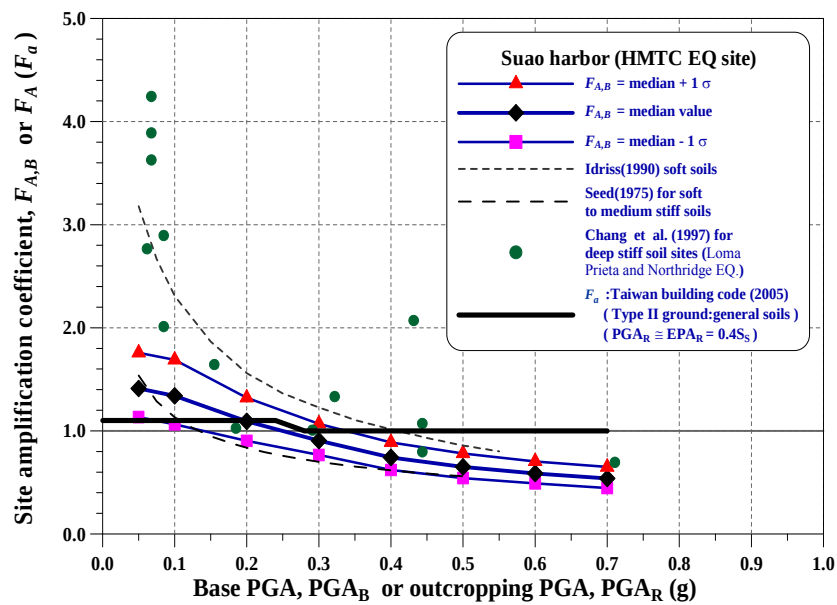


圖5.8 蘇澳港地震測站場址放大係數 $F_{A,B}$ 或 F_A (F_a) 與參考基盤最大加速度(PGA_B)或露頭最大加速度(PGA_R)之關係

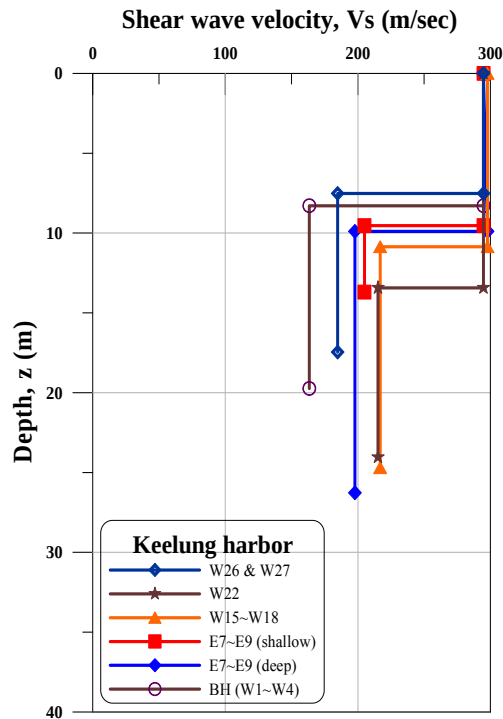


圖5.9 基隆港各簡化土層Vs剖面圖

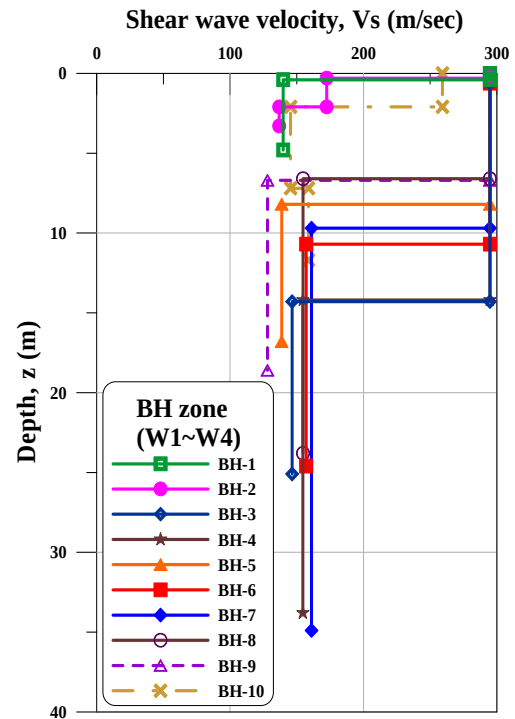


圖5.10 基隆港BH區域Vs剖面圖

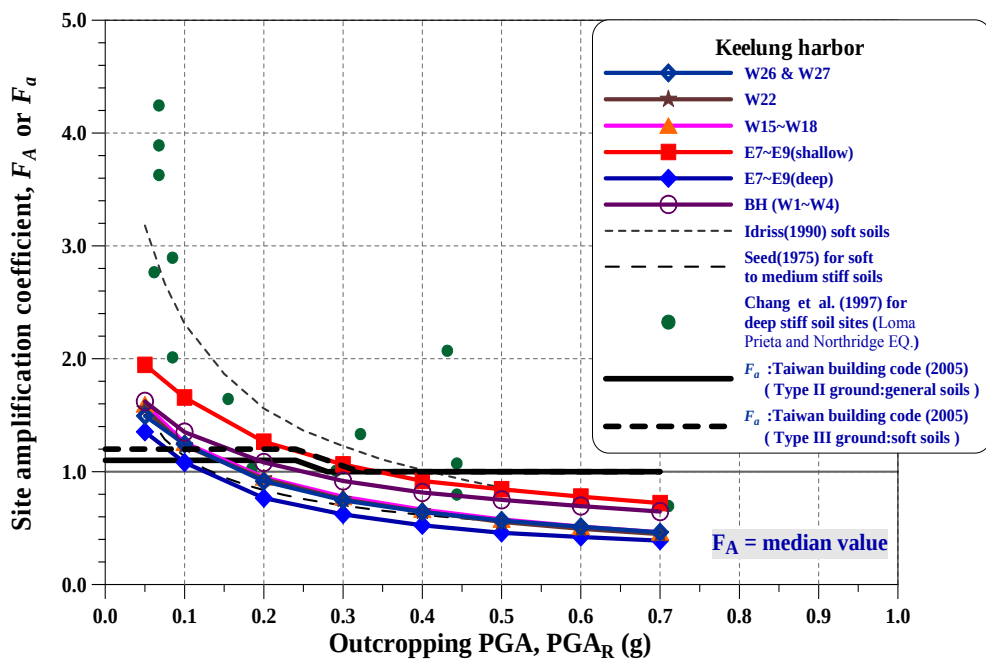


圖5.11 基隆港各碼頭放大係數 F_A 與露頭最大加速度(PGA_R)之關係

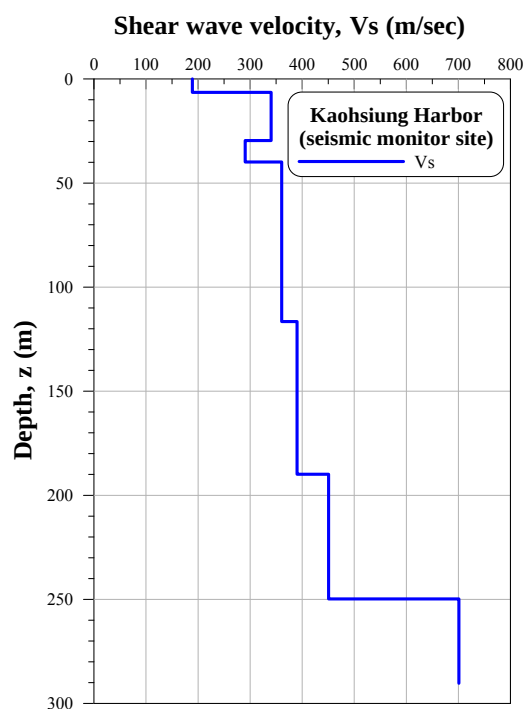


圖 5.12 高雄港地震測站場址之剪力波速剖面（賴聖耀等，2006）

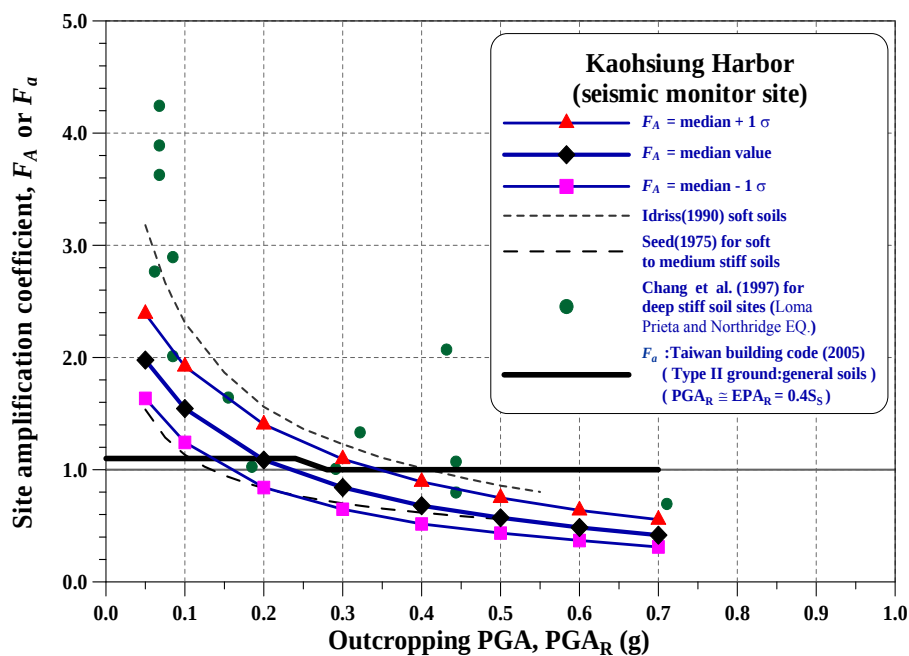


圖5.13 高雄港地震測站場址之放大係數 F_A 與露頭最大加速度(PGA_R)之關係

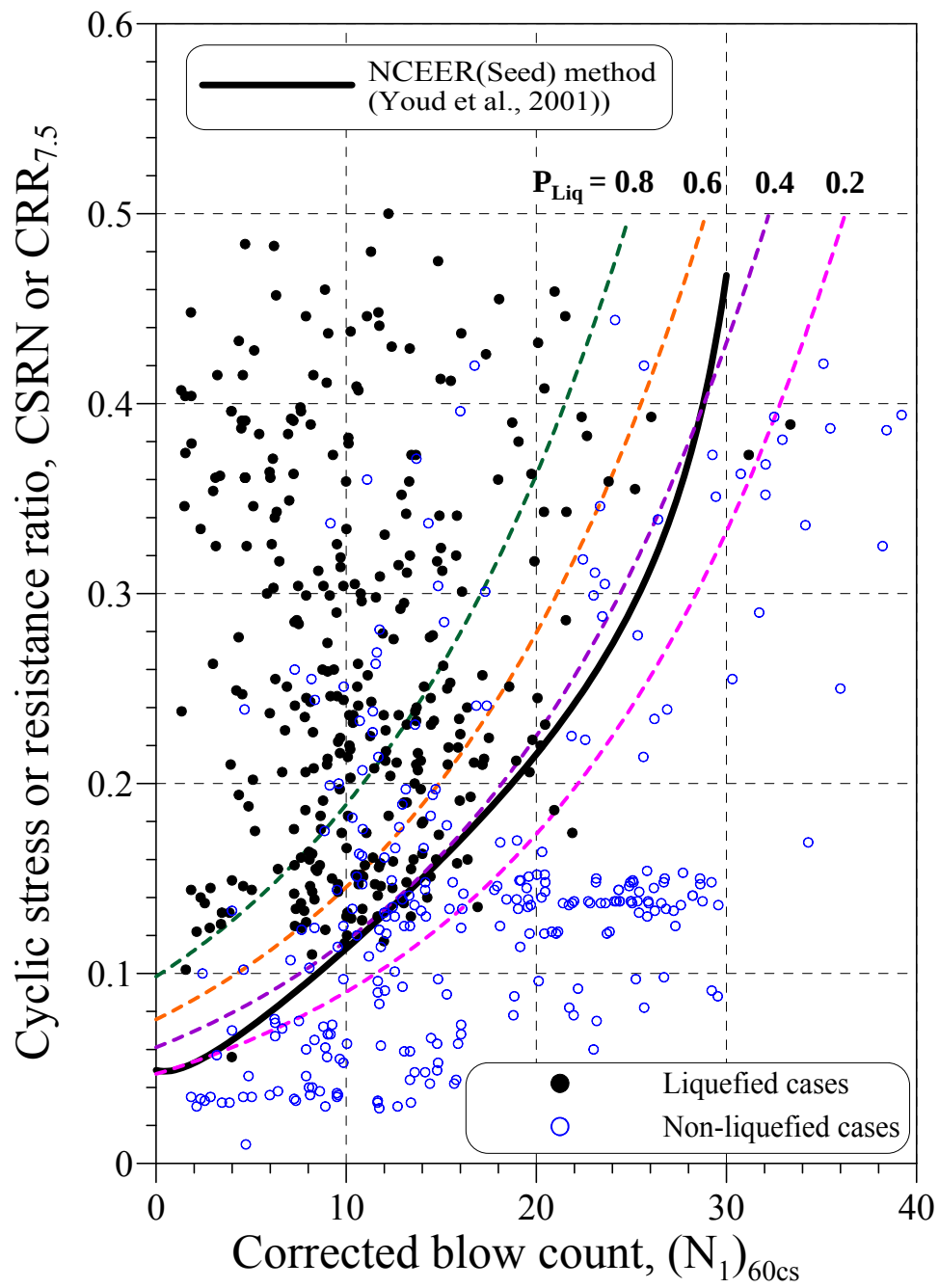


圖5.14 Seed形式之邏輯迴歸機率曲線 (黃富國，2008a)

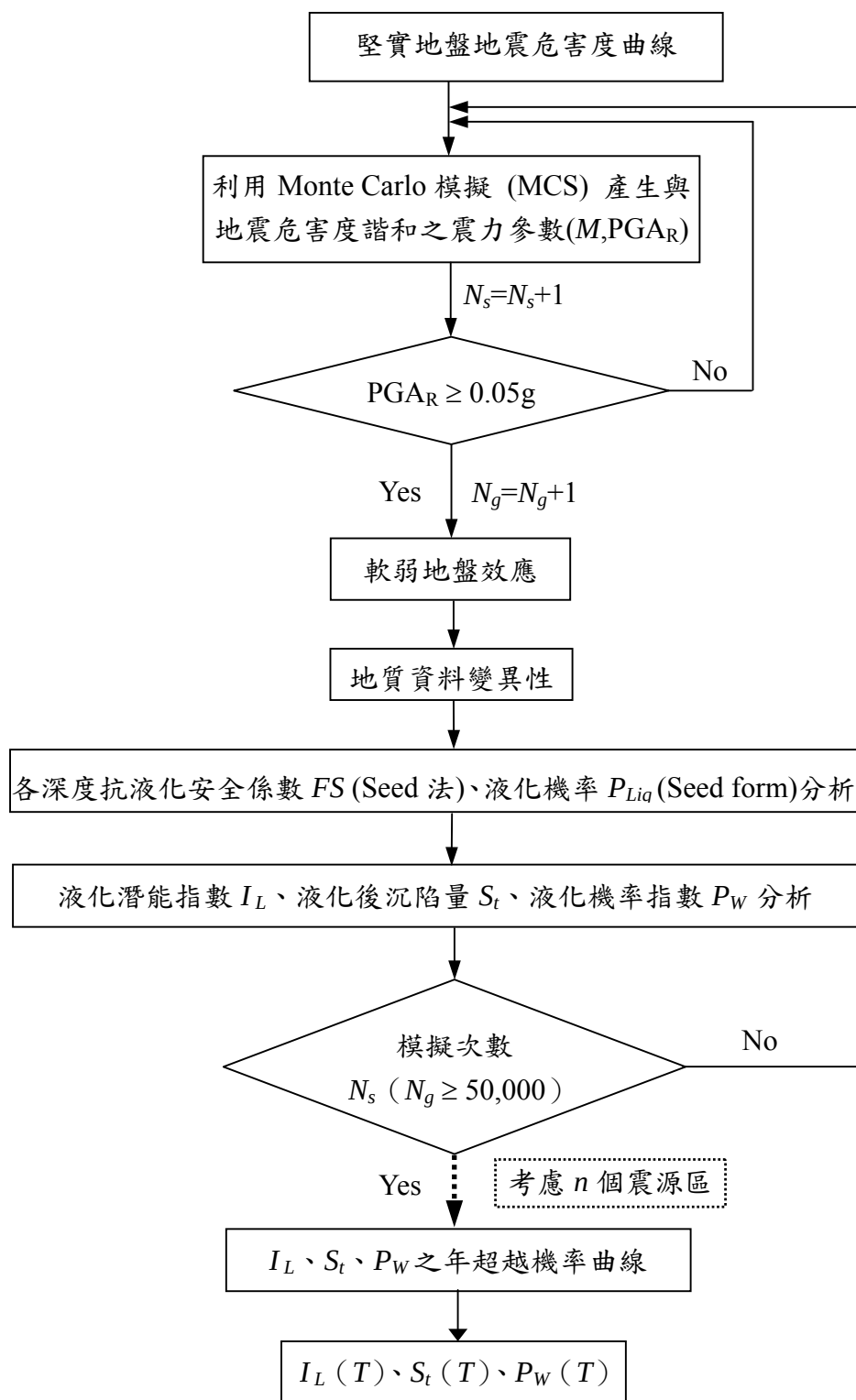


圖5.15 液化危害度分析流程

定義模擬地震

計畫名稱: ALL 事件識別: CHUKO OK Cancel

儲存目錄: F:\Haz-Taiwan\ALL\SCENARIO\CHUKO\ 瀏覽

事件描述: 觸口斷層模擬地震

地震類型: 任意指定的震源位置、規模與斷層開裂

震動衰減律: Jean (2001) 調整: 0 std.

地震事件: 圖形

發生日期: 2000 / 1 / 1 時間: 12 : 0 : 0

芮氏規模: 7.1 震央經度: 120.4276

震源深度: 10 公里 震央緯度: 23.1928

斷層名稱: 圖形

斷層開裂

方向: 0 度 (0 - 180)

傾角: 50 度 (-89 - 90)

長度: 67 公里 ☒ 修改

寬度: 0 公里 ☒ 修改

斷層種類

☐ 平移斷層

☒ 逆斷層

☐ 正斷層

圖5.16 模擬地震設定



圖5.17 模擬地震震源位置

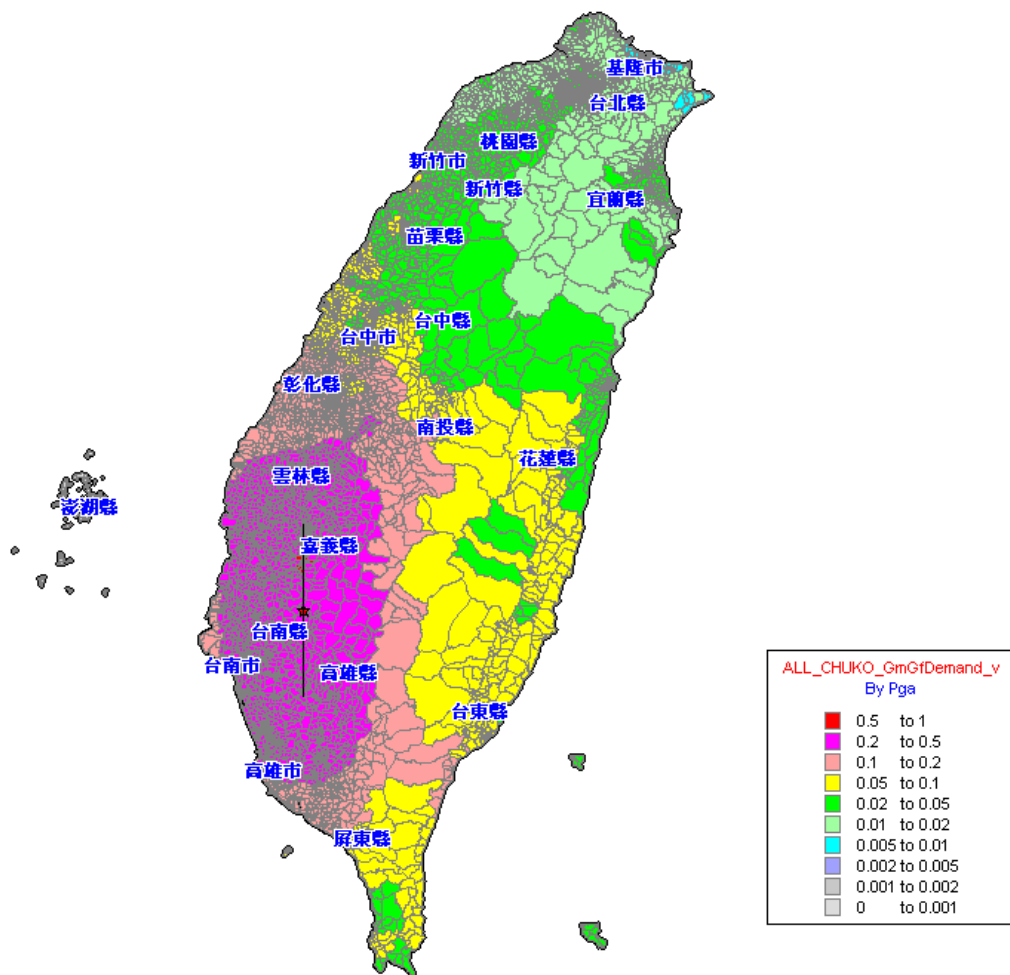


圖5.18 村里PGA分佈（觸口斷層地震模擬）

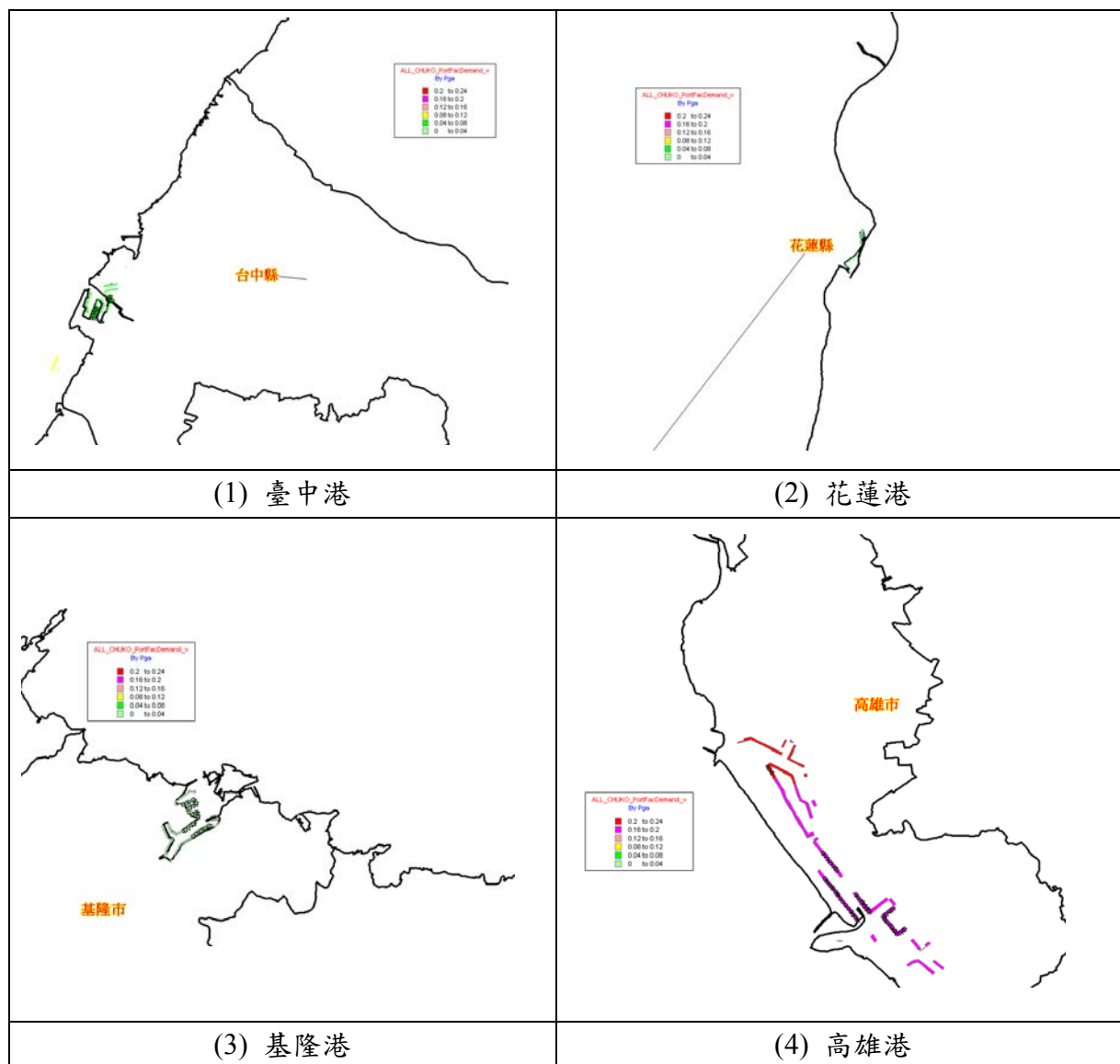


圖5.19 港區碼頭結構及設施PGA分佈（觸口斷層地震模擬）

第六章 結論與建議

臺灣地區地震頻繁，對各港灣設施之安全性隨時都具有威脅性，如港灣設施在地震中遭受損壞，且其損壞程度導致喪失部份或全部功能而無法提供服務，將會造成國家與社會相當大的經濟損失，因此實有必要對其在地震發生時之災害狀況進行境況模擬，以對災損程度、範圍及相關影響有所了解與準備。本研究之目的即為藉由港灣地震潛勢之評估，以了解臺灣各港區之地震發生機率與地震特性；對重要港灣構造物進行耐震能力評估，以了解各港區各種重要構造物之實際耐震能力，並可作為地震災害損失評估之參考依據；再針對港灣地區進行之震災境況模擬，可了解港灣設施可能之震害狀況及經濟損失。最終期能增進對臺灣地區各港區受地震影響的了解，作為災前預防、災時應變及災後重建計畫與決策之參考，更提升我國之整體防災能力。

本研究為四年期計畫，於前三年(96~98年)計畫中已完成的工作項目主要為：發展與建立TELES中對於港灣地區震損評估模組之架構與基本資料，並選擇臺中港區、蘇澳港與花蓮港區、基隆港區為研究標的，進行該區地震潛勢之評估、並進行臺中港區、花蓮港區與基隆港區內沈箱式、重力式、棧橋式與板樁式碼頭耐震能力之評估、以及地震災害境況模擬之初步分析等。

現為第四年(99年)計畫，依據招標文件與服務建議書所提出之執行範疇，以高雄港區為研究標的，進行地震潛勢分析；針對高雄港區之碼頭結構物進行耐震能力評估，並於TELES系統中建置與修正港灣地區震損評估模組，以應用於高雄港區之震損境況模擬，針對本計畫四年執行成果，就各港區地震潛勢評估、代表性碼頭構造物耐震能力評估與港灣地區震損境況模擬評估等工作進行彙整，最後提出四港港灣地區TELES成果整合展現。本年度計畫之全部期程為自99年3月起執行至10月底止，共計八個月，主要研究成果與相關結論及建議，簡要列述如後。

6.1 本年度計畫執行成果

1. 港灣地區地震潛勢之評估

已進行高雄港區之鄰近測站強震歷時及場址特性資料蒐集、高雄港區地震危害度分析、港區地震可能發生時間序列分析等，並提出具體結論與建議以供參考。

- (1)根據高雄港區鑽孔高程以及 SPT-N 值之平均值等各項鑽孔地質統計資料，初步擬定了六個簡化土層剖面及相關數據，可因應後續港區之場址效應分析與特定碼頭區域之液化定值評估所需。
- (2)本研究針對高雄港區主要考量二個地震震源分區（ZB、ZD），兩種地震發生率之模式，給於權重，進而產生最終之地震危害度曲線。分析中並針對代表堅硬地盤及地表面處之地震動衰減律，分別獲得平均之地震危害度曲線。並建議取用考量 $\pm 1\sigma$ 資料離散性的期望值，所產生之平均地震危害度曲線。由建議之地震危害度曲線，475 年及 2500 年回歸期所對應之地震動值，在堅硬地盤處之地震動值為 0.21g 及 0.37g，地表面處為 0.34g 及 0.45g。
- (3)高雄港區之地震潛勢，在地震危害度分析結果中顯示，多由旗山斷層及其附近之地震所控制。經由參數拆解分析，獲得 475 年及 2500 年回歸期之控制地震規模分別為 ML6.8~ML6.9。
- (4)依時間序列預測結果顯示，未來 100 年內高雄港地區旗山斷層的錯動，發生的時間可能有二：一為 2,011~2,031 年的 20 年間；另一則為 2,076 年~2,080 年的 5 年間，地震均為規模 6.5 左右的強震。
- (5)依高雄港區場址場址效應分析結果與國外案例對比中可發現，本研究成果之趨勢與國外案例資料類似，因此本研究地盤反應分析成果堪稱合理，可作為高雄港區評估既有港灣構造物耐震能力、模擬地震災損之初步參考。但由於震度 PGAR 較大時，規範 F_a 值較 F_A 為大，較趨保守，因此在後續高雄港區土壤液化危害度

分析中，將逕採用建築物耐震設計規範中第二類地盤之 F_a 值，來代表高雄港區場址對基盤露頭震度 PGAR 之放大效應。

(6)根據高雄港區液化危害度分析結果顯示各危害度指數分布之範圍均相當大，變異性很高。就整個高雄港區各碼頭場址而言，雖然土層性質變異性很大，但以平均趨勢綜合研判，碼頭場址將來受震時，有可能產生「中度液化、中度損害」，至「嚴重液化、廣泛損害」現象。因此，必須及早採取適當之液化防制措施，以防止土壤液化可能產生的災損。

2. 港灣構造物耐震能力之評估

已進行高雄港區各碼頭之設計及施工圖說等相關資料蒐集、港灣結構受震之破壞機制探討、方塊式、板樁式及棧橋式碼頭之耐震能力評估程序探討、分析模型建立與分析方法探討，並選取具代表性之碼頭案例，進行數值模擬與耐震能力評估。

在分析所用的地震等級方面，依據現行『港灣構造物設計基準』，並參考國際航海協會(PIANC, 2001)之建議，等級2 (L2)地震取為回歸期475年($PGA=0.23\text{ g}$)。分析案例之設計參數係由所蒐集到之相關資料訂定，惟因港區碼頭設計建造年代久遠，原設計採用的部份設計相關條件與參數等資料付諸闕如，進行耐震性能評估時，需參考相關規範與報告等資料加以適切假設。於此前提下，就各碼頭之分析結果初步歸納如下：

(1)方塊式碼頭：

a.簡易分析法之結果

高雄港 2~7 方塊式號碼頭依照設計斷面圖可分為五個主要滑動面(S1~S5)，針對各滑動面進行抗滑動穩定性，考慮碼頭背填區域未發生液化時 S5 滑動面安全係數為 0.8；若碼頭已發生全部液化之情況，S5 滑動面安全係數則降低為 0.57。在碼頭背填區域未發生液化之情況下，S5 之臨界加速度為 0.085 g ，一旦

碼頭區域發生全部液化時，其臨界加速度降低至 0.018 g，以此進行後續方塊式碼頭簡易動力分析評估受震滑移量。

b. 簡易動力分析法之結果

在 921 地震案例中，本碼頭背填區域若無液化發生時，碼頭最大受震滑移量為 0.973 m，一旦背填區域發生全部液化情況，此時碼頭受震滑移量增加為 12.3 m，兩者壁體正規化水平位移 d/H （滑移量與沉箱高度之比值）分別為 8.7%與 109%。而恆春地震案例中未液化碼頭之最大受震滑移量為 0.036 m，發生背填區全部液化案例的滑移量則為 0.552 m， d/H 比值各為 0.32%與 4.9%。

高雄港 2~7 號方塊式碼頭在 $PGA=0.23$ g 之設計地震需求下，假設背填區無液化發生，在恆春地震案例時性能等級 I（可使用），921 地震案例時為性能等級 III（接近破壞）狀態；若考慮碼頭背填區發生全部液化的情況下，在恆春地震案例中碼頭性能等級處於等級 II（可修復）接近第三級（接近破壞）狀態，921 地震案例中碼頭性能等級則為等級 IV（完全破壞）。

c. 動力分析法之分析結果

以 Plaxis 程式針對高雄港 2~7 號方塊式碼頭進行數值分析，分析結果顯示此碼頭，在高雄港區 475 年回歸期地震等級下($PGA=0.23g$)，損害等級屬於等級 II：結構損壞程度，處於可控制狀態，結構功能暫時喪失。

(2)板樁式碼頭：

a. 簡易分析法之結果

高雄港 76 號板樁式碼頭：在未液化條件下當地震係數 $k_h = 0.115$ 時，板樁貫入長度符合要求，臨界地震係數 $k_t = 0.188$ ，計算可得 475 年回歸期地震等級下之耐震安全係數 $F_s = 1.63$ ；在全液化條件下當地震係數 $k_h = 0.115$ 時，板樁貫入長度於考

慮液化時不符合要求，臨界地震係數 $k_t = 0.044$ ，可得 475 年回歸期地震等級下之耐震安全係數 $F_s = 0.383$ ，明顯較未液化時為低。

高雄港 65~66 號板樁式碼頭：當考慮未液化條件且地震係數 $k_h = 0.115$ 時，板樁貫入長度符合要求，475 年回歸期地震等級下之耐震安全係數 $F_s = 1.57$ ；當考慮全液化條件下地震係數 $k_h = 0.115$ 時，板樁貫入長度於考慮液化時不符合要求，475 年回歸期地震等級下之耐震安全係數 $F_s = 0.278$ ，較未液化時明顯為小。綜合研判，高雄港 65~66 號板樁式碼頭，於 475 年回歸期地震作用下，若考慮土壤液化發生之情況，損害等級屬於第 III 級，性能表現不符合設計要求。

b. 動力分析法之結果

高雄港 76 號板樁碼頭，在 475 年回歸期地震等級 ($PGA=0.23g$) 且不考慮土壤液化之情況下，損害等級大致屬於等級 I~II（結構無或輕微損壞至損壞程度處於可控制狀態）；但在具明顯低頻含量之集集地震作用下，損害會接近等級 III（結構嚴重破壞）。若將高雄港碼頭視為 A 級結構，則在 475 年回歸期地震（L2 地震）作用下，容許損害等級為等級 II。因此，該碼頭即使在考慮因板樁與拉桿腐蝕引致之強度折減後，在不考慮土壤液化之情況下，其耐震能力整體而言仍符合設計要求；但若地震特性較偏低頻運動，則可能會相當接近臨界狀態。考慮土壤液化後，損害等級介於第 III 級與第 IV 級間，不符合設計需求。

高雄港 65~66 號板樁式碼頭，在 475 年回歸期地震等級下 ($PGA=0.23g$)，在考慮未液化發生時損害等級屬於等級 I~II，若將高雄港碼頭視為 A 級結構，則在 475 年回歸期地震（L2 地震）作用下，容許損害等級為等級 II。因此，該碼頭即使在考慮因板樁與拉桿腐蝕引致之強度折減，在不考慮土壤液化發生

之情況下，其耐震能力仍符合設計要求。考慮土壤液化案例後，壁體變形與地表沈陷均較未考慮液化時大幅上升，壁頂最大殘餘位移已明顯超過 100cm；而原有板樁與新設板樁之彎矩亦較不考慮液化時明顯為大，前者於海底面以上及以下均達降伏，後者亦接近降伏。可綜合歸納出高雄港 65~66 號碼頭於此 475 年回歸期地震等級($PGA=0.23g$)之集集地震案例中，在考慮液化發生時，損害等級屬於第 III 級，不符合設計需求。

(3) 棧橋式碼頭：

a. 簡易分析法之結果

高雄港 50 號直樁式棧橋碼頭，於地震係數 0.23 作用下，檢核其最大軸應力仍在容許範圍內。

高雄港 120 號棧橋式碼頭，於地震係數 0.23 作用下，並且考量鋼管樁受海水腐蝕作用之影響，檢核其最大軸應力仍在容許範圍內。

b. 簡易動力分析法之結果

根據高雄港 50 號直樁棧橋式碼頭模態分析結果顯示，第一模態之基本週期為 0.73 sec，模態振形主要為朝海向之位移。

根據高雄港 50 號棧橋式碼頭側推分析與容量震譜法之結果顯示，以高雄市地區設計反應譜（設計地震 $S_s=0.6$ 、 $S_1=0.35$ ）並考慮場址效應（ $F_a=1.1$ 、 $F_v=1.7$ ）設計反應譜作為場址地震需求譜進行性能點推求，此時碼頭結構物所受之基底剪力為 5064.715 kN，頂版位移為 12.6 cm，根據以上所定義之損害等級分界，屬損害等級 III，邊坡附近之樁體已達降伏狀態，部份樁之樁頭斷面則已達產生極限破壞。

根據高雄港 120 號棧橋式碼頭模態分析結果顯示，第一模態之基本週期為 0.43 sec，模態振形主要為朝海向之位移。

根據高雄港 120 號棧橋式碼頭側推分析與容量震譜法之結果顯示，將高雄港區設計反應譜作為場址地震需求譜進行性能點推求，此時高雄港 120 號棧橋式碼頭結構物所受之基底剪力為 20041.312 kN，頂版位移為 3.4 cm，根據以上所定義之損害等級分界，屬損害等級 II，某些樁之樁頭已產生塑鉸，但邊坡附近之樁體尚未發生塑鉸。

(4)港區非剛性碼頭微振量測與分析

高雄港 71 號棧橋式碼頭微振試驗結果

綜合平均短時傅氏譜分析與碼頭面板振動相關性分析結果研判，71 號碼頭面板單元 3、4、5 於臨海側之測站振動型態並無明顯差異，單元 1 與單元 3、單元 2 與單元 3 於水平軸向運動（x 向）相關性並不一致，檢視各試驗中測站之平均富氏譜，可發現面板單元 1 之 ch4、ch5 與面板單元 2 之 ch1 均與面板 3 相對應幾何位置之測站紀錄有明顯差異，因此初步判識 71 號碼頭於面板單元 1 與單元 2 兩者交界處振動特性，相較於面板單元 3 有差異，推測應為此範圍之碼頭海側前排樁群有受損，造成上部碼頭面板振動特性之改變，造成與其他海側前排樁群未受損之面板單元振動特性有所差異。

3. 港灣構造物之災害境況模擬

本研究已在 TELES 震損評估系統中開發港灣地區之地震災損評估模組，及研擬港灣結構物之災損評估分析程序，並完成下列主要工作項目及高雄港區模擬測試：

(1)基本資料庫建置

包括各階段分析模組之基本資料表單建置，主要參考 HAZUS 99 所建議之相關參數。

(2)結構損害評估模式建立

於工程結構物損害評估分析模組中建置專屬港灣結構物或設施之損害評估模式；研擬方塊式、板樁式與棧橋式碼頭之易損性分析程序。後續將進行實際案例之易損性分析、建立易損曲線及易損參數、進行易損曲線標準化程序與參數計算方法，將方塊式、板樁式與棧橋式碼頭之 PGA 相關的易損參數建置於系統中。

(3)經濟損失評估模式建立

於經濟損失分析模組加入專屬港灣地區之地震經濟損失評估模式。最後並針對兩個境況地震：(1) 921 集集地震，與(2)旗山斷層引致地震，進行高雄港區震災模擬測試案例，經依序進行基隆港區地震災害潛勢分析、基隆港區港灣結構物損害評估，以及基隆港區震害經濟損失評估等三個階段。本研究已依據碼頭案例所建立得到 PGA 相關之易損曲線與參數，建置於資料庫中，以使整個高雄港區震損評估結果更趨合理。經由本研究範案例分析後可知，目前 TELES 系統中所建置之港灣設施震損分析模組已能進行整個高雄港區之震損評估分析。

(4)高雄港區境況模擬與震損分析結果

以 921 模擬地震進行高雄港區震災潛勢分析，高雄港區鄰近各村里之 PGA 值介於 21 gal-63 gal 之間；各碼頭所在位置的 PGA 值分佈約介於 49 gal -54 gal 之間；在此模擬地震作用下，各設施在各損害狀態所對應之損害狀態機率相當小；計算高雄港區各設施之直接經濟損失，由於損害機率相當小，所引致之損失亦相當小。

以旗山斷層引致地震之分析案例，斷層設定參數為芮氏規模 7.0，震源深度 10m，則高雄港區鄰近各村里之 PGA 值介於 0.24-0.33 g 之間；各碼頭所在位置的 PGA 值分佈約介於 0.27-0.34 g 之間；在此模擬地震作用下，計算高雄港區各設施之直接經濟損失，總損失約 8498 百萬元，約佔總重建成本之 18%（總重建成本 47,059 百萬元）。

4. 四港成果彙整與港灣地區TELES成果整合展現

針對臺中港區、花蓮港區與蘇澳港區、基隆港區、高雄港區等四港地區之各港區地震潛勢評估之研究、各港區港灣構造物耐震能力之評估、各港區港灣構造物之災害境況模擬等研究工作成果進行彙整，最後並以臺灣雲嘉南部地區之第一類活動斷層—觸口斷層為模擬地震，評估港灣地區 TELES 震損模擬成果。

- (1)本研究針對各港區地震危害度分析結果顯示，臺灣主要四港區之控制地震已經超過現行港灣設計基準之設計 PGA 值，應於新版設計基準重新檢視臺灣各港區地震潛勢。
- (2)各港區液化潛勢以臺中港與高雄港為較高，而碼頭構造物與港灣相關設施之耐震行為能力受液化影響甚大。
- (3)本研究針對碼頭構造物耐震能力評估提出具有性能化導向之分析方法，並針對重力式、板樁式與棧橋式碼頭之易損性分析提出建議評估程序，可作為後續碼頭耐震性能設計研究之參考。
- (4)本研究已於 TELES 中建置四港港灣設施震損評估模組，由觸口斷層所引致之地震境況模擬分析結果顯示，臺中港損失約 339 百萬元，約佔該港重建成本之 0.77%，花蓮港與基隆港無損失，高雄港損失約損失約 4729 百萬元，約佔該港重建成本之 10%。此一成果顯示對於震後四港港區構造物受震損失結果與評估直接經濟損失都能有效掌握，可提供作為災前預防、災時應變及災後重建計畫之參考。

6.2 建議

1. 臺灣地震潛勢威脅甚大，而現行港灣設計基準仍採用較早之震區係數設計理念，在 921 地震後結構物、公路橋樑與鐵路橋樑等相關耐震設計規範中皆已有改進修訂更新，本計畫四年執行成果也顯示臺灣主要港區的地震潛勢已超越現行港灣設計基準。因此，港灣設計

基準中設計地震需求與港區場址地震參數等，實有需要面臨重新檢視與修訂。

2. 臺灣各港區老舊碼頭設施耐震能力不足，無法滿足現行港灣構造物設計基準，建議針對各港老舊碼頭進行碼頭與港灣構造物現況調查、耐震能力詳細評估等工作，並視實際需求進行後續補強修復工作。
3. 本研究針對碼頭構造物耐震能力評估研究工作，先行導入耐震性能評估之概念，並提出各碼頭構造物相關評估方法與初步耐震性能評估結果，可作為工程實務與後續新版設計基準之參考，建議未來港灣構造物設計基準可朝向性能設計之方向發展，將性能設計理念引入規範中。
4. TELES 震損評估系統中開發與建立港灣地區之地震災損評估模組，整個研究可分為三個主要工作項目：(1)基本資料庫建置，(2)結構損害評估模式建立，以及(3)經濟損失評估模式建立，以下針對這三項範圍進行建議
 - (1)各港區主要碼頭與基本資料庫經由本研究四年執行成果已初步建置完畢，未來各港區可再視經濟需求與安全重要性考量，針對其他重要設施與設備（如運輸管路、倉貯設施等）來進行增設。
 - (2)結構損害評估模式建立則是在工程結構物損害評估分析模組中建置專屬港灣結構物或設施之損害評估模式。因限於本計畫經費與執行時程，本計畫四年執行成果主要是針對各港區主要結構型式之碼頭易損性參數進行分析與建置，起重設備之易損性參數則是先行參考 HAZUSS 99 之預設值進行後續模擬分析，建議後續港研中心與各港區港務主管單位可再針對重要之港灣非結構設備與經濟相關之設施構造來進行其易損性研究，以健全臺灣地區港灣結構或設施易損性參數本土化與適用性。
 - (3)本計畫在港灣地區之地震經濟損失評估模式主要是考量碼頭損

壞與復建之直接經濟損失，至於港區碼頭受震損壞致使營運受影響以及其他如震後發生火災等災害所造成之間接經濟損失，在本計畫中並未加以考慮。此類間接經濟損失評估應屬營運管理與財務管理範圍，對整個港區影響甚大，建議應對此類風險管理問題進行研究。

參考文獻

1. ATC, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol. 1, ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, 1996.
2. Brinkgreve, R.B.J. PLAXIS 2D-Version 8, A.A. Balkema Publishers, Lisse, 2002.
3. Bureau of Ports and Harbours, Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, Earthquake Resistance Design for Quaywall and Piers in Japan, The Japan Society of Civil Engineers, 1992, pp.43~48.
4. Campbell, K. W., Thenhaus, P. C., Barnhard, T. P., and Hampson, D. B., "Seismic hazard model for loss estimation and risk management in Taiwan," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 22, 2002, pp. 743-754.
5. Chang, W. S., Bray, J. D., Gookin, W. B., and Riemer, M. F., Seismic Response of Deep Stiff Soil Deposits in the Los Angeles, California Area During the 1994 Northridge Earthquake, Geotechnical Research Report No. UCB/GT/97-01, University of California, Berkeley, 1997.
6. Chen, W. S., Huang, B. S., Chen, Y. G., Lee, Y. H., Yang, C. N., Lo, C. H., Chang, H. C., Sung, Q. C., Huang, N. W., Lin, C. C., Sung, S. H., and Lee, K. J. "1999 Chi-Chi Earthquake: A Case Study on the Role of Thrust-Ramp Structures for Generating Earthquakes," Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 91, 2007, pp.986-994.
7. Cornell, C. A., "Engineering Seismic Risk Analysis," Bulletin of The Seismological Society of America, Vol. 58, No. 5, 1968, pp. 1583-1606.
8. Der-Kiureghian, A., and Ang, A. H-S., "A Fault-Rupture Model for Seismic Risk Analysis," Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 67, No. 4, 1977, pp. 1173-1194.
9. Donald L. Wells and Kevin J. Coppersmith, "New Empirical

Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement”, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.84, No.4, pp974-1002, 1994.

10. FEMA, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 273, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1996.
11. Freeman, S. A., “Development and Use of Capacity Spectrum Method,” Proceedings of 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Oakland, 1998.
12. Freeman, S. A., Nicoletti, J. P., and Tyrell, J. V., “Evaluations of Existing Buildings for Seismic Risk- A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington,” Proceedings of 1st U.S. National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Berkeley, , pp. 113-122., 1975
13. Gazetas, G., Dakoulas, P. and Dennehy, K., “Empirical Seismic Design Method for Waterfront Anchored Sheetpile Walls.” Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Design and performance of Earth Retaining Structures, ASCE Geotechnical Special Publication No. 25, 232-250., 1990
14. Hsieh, S. H., “Geology and gravity anomalies of the Pingtung plain, Taiwan”, Proc. Geol. Soc. China, 13, 76-89., 1970.
15. Hwang, J. H., and Yang, C. W., “Verification of Critical Cyclic Strength Curve by Taiwan Chi-Chi Earthquake Data,” Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 21, pp. 237-257., 2001
16. ICC, Earthquake Hazard Reduction in Existing Reinforced Concrete Buildings and Concrete Frame Buildings with Masonry Infills, City of Los Angeles LA Building Code, International Code Council, January 31, 1995.
17. I-Chin Yen, Wen-Shan Chen, Chih-Cheng Barry Yang, Neng-Wei Huang, and Chii-Wen Lin, ”Paleoseismology of the Rueisuei Segment

of the Longitudinal Valley Fault”, Eastern Taiwan, BULLETIN OF THE SEISMOLOGICAL SOCIETY OF AMERICA , p1737-1749.,2008

18. Idriss, I. M. and Sun, J. I., User's Manual for SHAKE91- A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analysis of Horizontally Layered Soil Deposits, 1992. Program modified based on the original SHAKE program published in December 1972 by Schnabel, Lysmer, and Seed. University of California, Davis.
19. Idriss, I. M., “Response of Soft Soil Sites During Earthquakes,” Proceedings of the Symposium to Honor Professor H. B. Seed, pp. 273-289., 1990
20. Idriss, I. M., and Sun, J. I., SHAKE91: A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analyses of Horizontally Layered Soil Deposits, Center for Geotechnical Modeling, University of California, Davis, 1992.
21. Institute of Earth Sciences, Academia Sinica, and Center of Earthquake Engineering Research, Seismic Hazard Analysis of Taiwan Power Company’s Nuclear Power Plant No.4 at Yenliao, Technical Report No. IESER 93003, Taipei, 1992.
22. International Navigation Association (PIANC/INA). Seismic Design Guidelines for Port Structures. Rotterdam: Balkema, 2001.
23. Ishibashi, I., and Madi, L., “Case Studies of Quaywalls’ Stability with Liquefied Backfills,” Proceedings of 4th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Vol.3, EERI, Oakland, pp.725~735., 1990
24. Ishihara, K. and Yoshimine, M., “Evaluation of Settlements in Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes,” Soils and Foundations, Vol.32, No.1, pp173-188., 1992
25. Itasca, FLAC- Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 5.0, User’s Guide, Itasca Consulting Group, Inc, Minneapolis, U.S.A, 2005.

26. Iwasaki, T., Tatsuoka, F., and Yasuda, S., "A Practical Method for Assessing Soil Liquefaction Potential Based on Case Studies at Various Sites in Japan," Proceedings, Second International Conference on Microzonation for Safer Construction – Research and Application, Vol. 2, 1978, pp. 885-896.
27. Jean, W. Y., Y. W. Chang, K. L. Wen, and C. H. Loh, "Early Estimation of Seismic Hazard for Strong Earthquakes in Taiwan," Natural Hazard, 37, 39-53, 2006.
28. Juang, C. H., Jiang, T., and Andrus, R. D., "Assessing Probability-based Methods for Liquefaction Potential Evaluation," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.128, No7, pp. 580-589, 2002.
29. Kaul, M. K., "Spectrum Consistent Time History Generation," Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 104 (EM4), pp. 781-788., 1978
30. Kramer, S.L., Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, 1996.
31. Liao, S. S., Veneziano, D., and Whitman, R. V., "Regression Models for Evaluating Liquefaction Probability," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.114, No.4, pp. 389-411., 1988
32. Lilhanand, K., and Tseng, W. S., "Generation of Synthetic Time Histories Compatible with Multiple-Damping Response Spectra," Proceedings of SMiRT-9, Vol. 2, pp. 819-924., 1987
33. Lin Po-Shen and Chyi-Tyi Lee, "Ground-Motion Attenuation Relationships for Subduction-Zone Earthquakes in Northeastern Taiwan", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 98, No. 1, pp. 220–240.
34. Luk, V.K., Spencer, B.W., Lam, I.P., and Dameron, R.A., Parametric Evaluation of Seismic Behavior of Freestanding Spent Fuel Dry Cask Storage Systems, Report No. NUREG/CR-6865, SAND2004-5794P,

Sandia National Laboratories, 2005.

35. Makropoulos, K. C., and Burton, P. W., "Seismic Risk of Circum-Pacific Earthquakes, 1. Strain Energy Release," *Pure and Applied Geophysics*, Vol. 121, No. 2, pp. 247-267., 1983
36. Newmark, N. M., "Effect of Earthquake on Dam and Embankment," *Geotechnique*, Vol. 15, No. 2, pp.139-159., 1965
37. Newmark, N. M., and Hall, W. J., "Procedures and Criteria for Earthquake Resistant Design: Building Practices for Disaster Mitigation," *Building Science Series 46*, National Bureau of Standards, Washington, DC, pp.209-237., 1973
38. Newmark, N. M., and Hall, W. J., *Earthquake Spectra and Design*, EERI Monograph Series, EERI, Berkeley, 1982.
39. Preumont, A., "The Generation of Spectrum Compatible Accelerogram for the Design of Nuclear Power Plants," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.12, pp. 481-497., 1984
40. Schnabel, P. B., Lysmer, J., and Seed, H. B., *SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites*, Report EERC 72-12, University of California, Berkeley, CA, 1972.
41. SEAOC, *Vision 2000, Performance Based Seismic Engineering of Buildings*, Structural Engineering Association of California, Sacramento, 2000.
42. Seed, H. B., and Idriss, I. M., "Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes," *Monograph published by Earthquake Engineering Research Institute*, 1982.
43. Seed, H. B., and Idriss, I. M., "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 97, No. SM9, 1971, pp. 1249-1273.
44. Seed, H. B., and Whitman, R. V., "Design of Earth Retaining

Structures for Dynamic Load,” Proceedings of ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, 1970, pp.103~147。

45. Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F., and Chung, R. M., “Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations,” Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, No.12, 1985, pp. 1425-1445.
46. Seed, R. B., Chang, S. W., Dickenson, S. E., and Bray, J. D., “Site-Dependent Seismic Response Including Recent Strong Motion Data,” Seismic Behavior of Ground and Geotechnical Structures- Proceedings of Special Session on Earthquake Geotechnical Engineering, XIV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, A. A. Balkema Publishers, Netherlands, 1997, pp. 125-134.
47. Seismic Hazard RE-Analysis of Taiwan Power Company’s Nuclear Power Plant NO.4 at Yenliao site, National Center for Research on Earthquake Engineering(NCREE), 2004.
48. Tokimatsu, K., and Yoshimi, Y., “Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT-N Value and Fines Content,” Soils and Foundations, Vol.23, No.4, 1983, pp.56-74.
49. US-NRC Committee on Earthquake Engineering, “Liquefaction of Soils During Earthquakes,” Report No.CETS-EE-001, Washington, D.C., 1985.
50. Uwabe, T., “Estimation of Earthquake Damage Deformation and Cost of Quaywalls based on Earthquake Damage Records,” Technical Note of Port and Harbour Research Institute, No.473, 1983, 197 p. (in Japanese).
51. Wells, D. L., and Coppersmith, K. J., “New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement,” Bulletin of the Seismological Society of

America, Vol.84, No.4, pp. 974-1002., 1994

52. Westergaard, H. M., "Water Pressure on Dams during Earthquake," Transactions of ASCE, Vol.98, pp.418-433., 1993
53. Whitman, R. V., "Seismic Design Behavior of Gravity Retaining walls," Proceedings, ASCE Specialty Conference on Design and performance of Earth Retaining Structure, 1970, pp.817-842.
54. Wu, Y. M., Shin, T. C., and Chang, C. H., "Near Real-Time Mapping Of Peak Ground Acceleration And Peak Ground Velocity Following A Strong Earthquake," Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 91, 2001, pp.1218-1228.
55. Yeh, C. H., Hsieh, M. Y., and Loh, C. H., "Classification and Parametric Study on Soil Liquefaction Potential", Proceedings of Second Japan-Taiwan Workshop on Lifeline Performance and Disaster Mitigation, Kobe, Japan, May 13-15, 2002a.
56. Yeh, C. H., Hsieh, M. Y., and Loh, C. H., "Estimations of Soil Liquefaction Potential and Settlement in Scenario Earthquakes", Proceedings of the Canada-Taiwan National Hazards Mitigation Workshop, Ottawa, Canada, July 17-19, 2002b.
57. Yoshida, N., and Iai, S., "Nonlinear Site Response and its Evaluation and Prediction," Proceedings of 2nd International Symposium on the Effect of Surface Geology on Seismic Motion, Yokosuka, Japan, 1998, pp. 71-90.
58. Youd, T. L., and Noble, S. K., "Magnitude Scaling Factors," Proceedings of NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New Your, Buffalo, 1997, pp.149-165.
59. Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, R., Liam Finn, W. D., Harder, L. F., Hynes, M. E., Ishihara, K, Koester, J. P., Liao, S. C., Marcuson, W. F., Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P. K., Seed,

R. B., and Stokoe, K. H., "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.127, No 10, 2001, pp. 817-833.

60. 內政部營建署，建築物耐震設計規範及解說，營建雜誌社，臺北，2004 年 12 月。
61. 內政部營建署，建築物基礎構造設計規範，民國 90 年 10 月 2 日頒佈。
62. 日本道路協會，道路橋示方書・同解說，V 耐震設計編，丸善株式會社，東京，1996。
63. 交通部，港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明，民國 89 年 5 月 8 日頒佈。
64. 何春蓀，台灣地質概論，中央地質調查所，1986。
65. 吳逸民、張建興、辛在勤、簡文郁，「速報系統中強地動極值之推求」，第八屆臺灣地區地球物理研討會論文集，2000。
66. 李佳翰，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，中壢，2001。
67. 林啟文、陳文山、劉彥求、陳柏村，臺灣東部與南部的活動斷層：二萬五千分之一活動斷層條帶圖說明書，經濟部中央地質調查所特刊第 19 號，共 174 頁，2009。
68. 柯永彥、許尚逸、陳正興，「用過核子燃料乾式貯存設施受震行為分析」，第 12 屆大地工程學術研討會，2007。
69. 孫習之，臺灣省臺南至高雄間平原區域航照地質之研究，台灣石油地質，第 3 號，1964。
70. 高雄市文獻委員會，續修高雄市志·卷一，自然志地理篇、博物篇，

1996。

71. 高雄港務局，高雄港 65、66 號碼頭改建工程，2001。
72. 高雄港務局，高雄港第五貨櫃中心 74 號至 77 號碼頭新建工程，1996。
73. 張世明，從地圖閱讀高雄：高雄地圖樣貌集，高雄市政府文化局，2005。
74. 張毓文、王治國、簡文郁、溫國樑、羅俊雄，「早期地震災害潛勢評估」，第九屆台灣地區地球物理研討會論文集，2002，14-23 頁。
75. 教育部，鋼筋混凝土建築物之修復與補強技術彙編，內政部建築研究所執行，1999。
76. 陳文山、楊志成、楊小青、顏一勤、陳勇全、黃能偉。台灣地區活動斷層的古地震研究，台灣之活動斷層與地震災害研討會，131-135，2005。
77. 陳正興、黃國祥，「集集地震臺中港沉箱滑移之初步分析」，港灣工程耐震安全評估與災害防治研討會論文集，2000，第 3-1~3-18 頁。
78. 陳永祥、杜振宗、黃申伯、曹登皓、丁金標、李浩然、許鎧麟，震後港灣及河海堤快速診斷手冊之建立與震後港灣及河海堤快速補強手段，行政院公共工程委員會專案研究計畫報告，2000。
79. 陳時祖，壽山、半屏山危岩處理方法之研究，國科會防災計畫，1988。
80. 陳桂清、饒正、柯正龍，碼頭結構物現況調查研究，交通部運輸研究所，2006。
81. 陳森河、陳吉紀、王志成、胡聰明，港灣工程技術資料庫－高雄港部份，交通部運輸研究所委託宇泰工程顧問有限公司辦理，

2000。

82. 曾志煌、翁國和、徐順憲、李賢華、陳素惠、蕭清木、錢中弘、張勝評、余宗鴻、鍾沛穎、孫宏華、洪麗珍，港灣構造物設計基準修訂，交通部運輸研究所，2005。
83. 港灣技術研究中心，高雄港區老舊碼頭安全調查及評估研究，台灣省政府交通處，1998。
84. 馮德益等，模糊地震學，地震出版社（北京）pp.259-264，1992。
85. 溫坤理等，MATLAB 在灰色系統理論的應用，全華科技圖書（台北）pp.4-1~4-6，2006。
86. 溫坤理等，灰預測模型方法與應用，高立圖書（台北）pp.72-79，1999。
87. 葉錦勳，地震危害度分析與震災境況模擬技術整合研究(I)，國家地震工程研究中心，2006，NCREE-06-015。
88. 葉錦勳、簡文郁、鍾立來，「台灣震災早期評估系統之研發與應用」，中國土木水利工程學刊，第十六卷，第四期，頁 609-620，2004。
89. 葉錦勳、簡文郁、鍾立來，「臺北市震後救援道路及避難道路規劃研究」期末報告書，台北市政府委託計畫，2004。
90. 鄭世楠、葉永田，1948 年彰化地震與彰化斷層關係的初步研究，港灣報導 No.pp.38-47，2003。
91. 鄭世楠、葉永田，西元 1604 年至 1988 年台灣地區地震目錄，中研究地球所研究報告，IES-R-661，pp.36、38、40，1989。
92. 鄭世楠、葉永田、蕭乃祺、江嘉豪，「災害地震目錄在 GIS 的建置」，九十一年度防救災專案計劃成果研討會論文集，2003。
93. 鄭世楠、葉永田、徐明同、辛在勤，台灣十大災害地震圖集，1999。

94. 鄧聚龍，灰色系統基本方法，華中理工大學出版社（武昌）pp.145-158，1992。
95. 賴瑞應、曾文傑、張道光、薛強、張景鐘、許文豪，港灣構造物功能性設計法之研究(3/3)，交通部運輸研究所，2005a。
96. 賴瑞應、賴聖耀、謝明志，地震引致板樁式碼頭之變位量分析，交通部運輸研究所，2005b。
97. 賴聖耀、李豐博、陳志芳、謝明志、賴瑞應、林雅雯，港灣地區大地災害調查與常態監測之研究(2/4)，交通部運輸研究所，2007。
98. 賴聖耀、李豐博、謝明志、陳志芳、賴瑞應、林雅雯，港灣及海岸地區地震災況模擬之研究(1/2)，交通部運輸研究所，2008。
99. 賴聖耀、陳志芳、賴瑞應，港灣地區地震及液化之常態監測研究(1/4)，交通部運輸研究所，2006。
100. 簡文郁、羅俊雄，HAZ-Taiwan 震害評估分析模式研究—建築物震害分析，國家地震工程研究中心報告，NCREE-99-048，臺北，1999。
101. 羅俊雄、葉錦勳、陳亮全、洪鴻智、簡文郁和廖文義，「HAZ-Taiwan 地震災害損失評估系統」，國立臺灣大學台大工程學刊，第八十五期，2002。
102. 羅俊雄、廖文義、簡文郁、鄧崇任、柴駿甫，容量設計法應用於建築物耐震設計之探討，地震工程學會，內政部建築研究所，2001。
103. http://210.69.81.204/gwh/gsb97-1/sys8/license_agree.cfm，經濟部中央地質調查所，2010。
104. <http://cgswweb.moeacgs.gov.tw/>
105. https://culture.edu.tw//history/smenu_photomenu.php?smenuid=102，教育部-歷史文化學習網，2010。

106. <https://www.khb.gov.tw/>，高雄港務局。

107. <http://geo.ncree.org.tw/>，國家地震工程研究中心，全國強震測站場址工程地質資料庫。

附錄一
地震危害度分析

地震危害度分析

地震危害度分析是評估選定工址在未來某一定期間內受到地震危害的程度或潛勢。因地震而引致的地震危害潛勢以地表運動參數表示，通常視評估對象以最大地表加速度 PGA 或其他足以代表地震動程度的地震參數如 PGV、PGD、短週期加速度反應譜 S_{as} 及長週期加速度反應譜 S_{al} 等來表示。地震危害度分析方法蓋分為機率分析法(PSHA)及定值分析法(DSHA)。機率分析法將工址附近(例如 200 公里範圍內)的可能地震震源均列入分析分別建立其機率分布模型，分析結果以危害度曲線或地震動分佈圖來表現；定值分析法則是針對特定的震源對象如活動斷層評估及最大可能地震，並以之為模擬地震進行分析，決定其對選定工址所引致的地表運動參數值。地震危害度分析是許多地震工程應用的基礎分析工作，必須有可靠的地震危害度分析結果才能在地震震害評估、耐震設計參數擬定、土壤液化分析等應用領域獲得可靠之結果。因此在地震工程應用的領域裡，地震危害度分析模式及參數必須精細的加以研究，使能真實反映區域地震地質特性。

臺灣地區地震活動之歷史紀錄可溯至 17 世紀。在 1897 年之前僅有災害性(致災)地震記錄於文獻中。在 1644 年到 1895 之間共記錄了 95 個這類的地震。直到 1897 年臺灣氣象局才在臺灣安裝了第一部地震儀。此時之地震儀數量少且放大倍率低，因此只能記錄到會引致災害的大地震(規模大於 5.5)。1935 以前小規模($M \leq 5.5$)的地震紀錄並不夠完整。從 1936 至 1975 年間地震規模 ≥ 4.0 的地震紀錄已可完整的被記錄到，然而此時期之地震儀之精密度仍不足以記錄到所有小規模地震，因此，僅有地震規模 ≥ 5.0 之紀錄才是可靠而完整的。1976 年以後由於臺灣地區強震網之佈設及儀器精度提昇，已可完整而可靠地記錄到規模 ≥ 4.0 之地震紀錄。

1. 機率分析法(PSHA)

地震危害度機率分析的目的乃在建立工址某一地震參數(PGA、PGV、PGD, S_a 、 S_v 、 S_d ... 等) 的年超越機率曲線, 即危害度曲線(hazard curve)。選定某一特定之年超越機率(例如 0.21%)可求出工址在危害度曲線所對應之地震參數(例如 PGA)做為耐震設計參數。地震危害度分析(seismic hazard analysis, SHA)是一個複雜的機率分析過程, 傳統的分析所用的模式眾多, 本報告沿用工程上常用的平穩態 Poisson 模式配合斷層斷裂模式進行 SHA。

假設某一地震現象(例如工址地震動 $Y > y$)的年平均發生率為 λ , 且地震的發生在時間上互為獨立事件, 則 T 年內發生 k 次此地震現象假設為包生過程(Poisson Process), 其機率可表為

$$P(k) = \frac{e^{-\lambda T} (\lambda T)^k}{k!}; k = 0, 1, 2 \dots \dots \dots (1.1)$$

因此 T 年內發生此事件一次以上的超越機率為

$$P(k | k \geq 1) = 1 - e^{-\lambda T} \dots \dots \dots (1.2)$$

其中為 $e^{-\lambda T}$ 不發生此事件的機率。

假設在某地區(震區)發生地震 E_i 的機率為 $P[E_i]$, 其引致工址地震動 $Y > y$ 的機率可表為

$$p[Y > y] = P[Y > y | E_i] \cdot P[E_i] \dots \dots \dots (1.3)$$

則工址地震動 $Y > y$ 的年平均發生率 λ 為所有影響震源區之總合, 可表為

$$\begin{aligned} \lambda &= P[Y > y]_{1 \text{ year}} \\ &= \sum_{i=1}^n \left\{ \int_{m_0}^{m_u} P[Y > y | E_{i,m}] f_M(m) dm \right\} \cdot v_i \dots \dots \dots (1.4) \end{aligned}$$

其中 n 為震源區數目, v_i 為第 i 個震源地震規模大於等於 m_0 的年

發生率。 $\{\dots\}_i$ 表示在震源 i 發生一次地震造成工址地震動 $Y>y$ 的機率。 $f_M(m)$ 為地震規模之機率密度函數，可由震區之地震資料迴歸分析而獲得； m_o 、 m_u 則分別為規模之下、上限。 $E_{i,m}$ 表示在震源 i 發生一規模為 m 的地震， $P[\dots]$ 則為在 $E_{i,m}$ 的情況下致使工址發生地震動 $Y>y$ 之機率。而 SHA 所須考慮之參數及分析模式分述如下。

1.1 震源分區

目前已知臺灣的地質構造主要由歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊相互作用所造成。地震資料指出菲律賓海板塊在花蓮附近(約北緯 24°)開始向北隱沒於歐亞板塊下，隱沒傾角約為 $45^\circ\sim 50^\circ$ ，其西邊的界限大約與東經 121.5° 平行。因此主要較深的地震發生在臺灣東北部，即 121.5°E 以東與 24°N 以北。在臺灣南部則因歐亞大陸板塊在東經 121°E 隱沒至菲律賓海板塊的下方，亦形成另一個板塊隱沒的深層地震區。

由於臺灣位於前述的複雜板塊構造環境下，地震多且分布亦相當複雜。為能合理的反映區域地震在時、空分布的特性，必須配合地質構造、地體構造模式及過去發生在臺灣地區的地震資料綜合研判，將地震震源加以分區。根據近 20 年來臺灣地區地震危害度分析之成果，常見的地震震源分區如圖 A.1 所示。臺灣地區因為地質構造的特殊性，地震震源深度在 35 公里有一明顯界線，通常震源分區以 35 公里深度為界分深、淺層地震震區。根據震源分區，可建立部份 SHA 模式之參數，對各分區分別建立。而活動斷層則另以特徵地震加以考慮，不受以上分區之限制，各活動斷層之震源參數仍參考所在震源區參數加以調整。

1.2 震源模式(modeling of seismic source)

在地震危害度分析模式中，必須配合衰減律之定義，計算震源或斷層面到工址的最近距離。因此，震源破裂之形式將會影響地震危害度分析結果，必須以適當的數學模式來模擬。一般採用之震源模式，可分為點震源、線震源及面震源三種。

點震源模式假設地震發生時能量完全由震源一點釋放，震波由此點幅射傳遞至工址。對深層地震因其距離通常較遠，定位誤差可能超過其斷層斷裂長度，考慮其開裂長度便顯得較沒意義；另一方面則因深源地震之震源距離均較大，其開裂長度對震源距離之影響也相對較小，故本研究將深層地震模擬為點震源。

線震源模式即為熟知的斷層模式，假設地震由震源發生後沿斷層方向向兩側開裂延伸，能量則在開裂長度內平均釋放。本文對線震源模式採用 Der Kiureghian, A. 及 Ang, A.H-S. 於 1977 年提出之斷層開裂模式。對臺灣地區之第一類活動斷層都是屬於有明顯地表破裂之斷層，故以線震源模式模擬，定義其為方向位置確定之線震源模式(即 TYPE I)。

面震源則假設地震發生在某一區域內，無法定出一特定之斷層位置及方向，對面震源之考慮通常假設在某一區域內為均勻分佈的，則面震源在實際分析中可以方向及位置均不確定(TYPE III)的線震源取代，令其斷裂方向在 360 度範圍內為均勻分佈。本研究將淺層地震模擬為面震源。

1.3 地震規模與再現頻率關係(earthquake recurrence relationship)

地震規模與再現頻率關係式由 Gutenberg 和 Richter 在 1954 年提出，簡稱為 G-R 關係式，其一般形式為

$$\log N(m) = a - bm \dots\dots\dots (1.5)$$

其中 m 表地震規模，N(m)為地震規模大於等於 m 之地震發生次數，a 及 b 為常係數可由迴歸分析而得。考慮臺灣地區地震資料的可信度，對 a、b 值的迴歸採用二階段式方法。將地震資料以 1973 年為界，區分為二組

- (1) 資料組 A：1973 年 1 月以後規模大於等於 4.5 之地震紀錄。由於強震觀測儀器之靈敏度及設站密度均提高，資料之完整性及可信

度高。

(2) 資料組 B：1900 年 1 月以後之完整地震資料庫，規模大於等於 4.5 之地震紀錄。小規模地震資料不完整。

對 A 組而言，資料可靠但記錄期間太短；B 組則記錄期間夠長，但資料完整性不足，比較可靠的紀錄應是規模大於 5.5 之地震。因此，先以 1973 年以後之資料組 A 求得式(1.5)之 b 值再配合所有資料組 B 求得 a 值。圖 A.2 顯示一個地震震源分區之紀錄與迴歸分析之結果，迴歸分析採用最小二乘法(least-square method)及最大似然法(maximum likelihood method)。由於最小二乘法對大規模地震發生機率之描述較佳，而大規模地震對危害度之貢獻影響也較大，因此本文以此法之結果進行分析。

1.4 地震規模下限 m_0 與上限 m_u

由實際地震紀錄發現，式(1.5)所得之地震規模與再現頻率之關係式，有一定之適用規模範圍，通常對地震規模小於某一下限值 m_0 或大於某一上限值 m_u ，式(1.5)均不適用，會有高估地震發生率之現象。因此式(1.5)必須限制於 m_0 及 m_u 範圍內。規模之上下限值隨各個震源區之地震特性而不同。

要決定地震規模下限值 m_0 常受限資料的可靠性而須配合工程判斷及敏感度分析加以決定。在工程上，規模小於 4.5 的地震並不會引起震災，且由敏感度分析確知規模小於 4.5 之地震對危害度之貢獻量極微，因此定 $m_0 = 4.5$ 。

地震規模上限則與該震源區所能累積之最大能量有關。對某特定震源區，一個地震所釋放的上限能量(E_{max})與地殼構造有關可由累積變形能量釋放圖(Maxropoulos and Burton, 1983)估計。假設在一個區域總能量的累積與釋放率維持定值，而且觀察的期間長到可以平均掉短期波動。為便於說明以圖 A.3 為例，將歷年紀錄所得地震規模 M_L 以能量規模轉換式轉換成相應之釋放能量，將發生時間與釋放能量之關係曲

線繪出，由紀錄之起始與終點連線即得其平均年能量釋放率，依此將該虛線上、下平移使能將前述曲線完全包含於內，則上限規模及其再現週期即可得出。對大部分的震源區而言，本研究使用超過 100 年的地震紀錄應可反映地震之上限規模。而能量之估計如下式

$$\log E = 12.66 + 1.4 M_L \dots\dots\dots (1.6)$$

式(1.6)僅用於規模與能量之轉換，待得其上限累積能量後，再由式(1.6)逆算得其上限規模。在危害度分析時，為考慮可能有些再現頻率極低之大規模地震並未在紀錄之資料期間中發生，可以考慮本法所估計之上限規模有某一統計上的偏差量，以適當的機率分布函數考慮規模上限的可能誤差。

1.5 地震規模機率密度函數

由前二小節所求得的參數 a , b , m_o 及 m_u 可用以決定地震規模機率密度函數 f_M 。根據定義，規模之機率分佈函數 $F_M(m)$ 可表示如下

$$F_M(m) = \begin{cases} 0 & ; m \leq m_o \\ \frac{N(m) - N(m_u)}{N(m_o) - N(m_u)} & ; m_o \leq m \leq m_u \\ 1.0 & ; m_u \leq m \end{cases} \dots\dots\dots (1.7)$$

將式(1.5)之結果代入並微分可得

$$f_M(m) = \begin{cases} 0 & ; m \leq m_o \\ \frac{\beta \cdot \exp[-\beta(m - m_o)]}{1 - \exp[-\beta(m_u - m_o)]} & ; m_o \leq m \leq m_u \\ 0 & ; m_u \leq m \end{cases} \dots\dots\dots (1.8)$$

其中 $\beta = b / \log_{10} e = 2.3b$ 。則規模之機率密度函數 $f_M(m)$ 可以建立，即式(1.8)之參數均可由前二小節求得。

1.6 震源深度

臺灣地區震源深度可根據地震紀錄區分為淺層及深層震區，以

35km 為界。由於紀錄之震源深度較分散且有部分資料之震源深度不明，因此在危害度分析時假設震源深度是均勻分布的(為一隨機變數)。換言之，淺層震區之震源深度假設為 3~35km 均勻分布，而深層震區則依潛沒區深度範圍亦假設為均勻分佈 (在 50km 厚之潛沒帶範圍內)。如前所述深層震區之震源模式均為點震源模式，而淺層區震源則為 TYPE I 及 TYPE III。

1.7 斷層開裂長度與規模關係

由於線震源假設地震能量沿斷層開裂長度內平均釋放，因此斷裂長度便會影響衰減律中的震源距離。

臺灣地區並無這方面資料可資應用，Tsai(1987) 根據地震等震圖研究出斷層開裂長度 L (公里) 與地震近震規模 M_L 關係如下

$$L = \exp [1.006 M_L - 3.232] \dots\dots\dots (1.9)$$

迴歸分析之標準偏差 $\sigma_{\ln L} = 0.422$ 。

1.8 地表運動衰減律(ground motion attenuation law)

當地震發生時，能量由斷裂帶(面)以波的形式傳播至工址，由於傳播路徑材料及幾何上的關係，地震動(以 PGA 為例)必定發生衰減現象，在工程上地震動 y 之衰減律可表為

$$Y = f(M, R) \dots\dots\dots (1.10)$$

其中 M, R 分別為地震規模及震源距離。工程上有多種常用的衰減律形式，以中央氣象局臺灣地區 TSMIP 強震網的地震資料分析，發現以 Campbell 所提出的衰減公式[1981]最能符合臺灣地區地震資料的衰減特性。如下式：

$$Y_r = PGA(g) = f(M, R) = b_1 e^{b_2 M} [R + b_4 \exp(b_5 M)]^{-b_3} \dots\dots\dots (1.11)$$

其中 $b_1 \sim b_5$ 為常係數可由迴歸分析求得。

1.9 危害度曲線之修正

計算危害度曲線時必須考慮衰減律之機率特性。假設真正的地震動 $Y_a(\text{PGA})$ 為 $Y_a = N \cdot Y$ ，其中 N 為預測地震動 Y 的修正因子，在危害度分析中最主要的誤差來源為衰減律，因此 N 將視為(只考慮)對衰減律修正。假設 N 的機率密度函數為 $f_N(\eta)$ 則

$$\begin{aligned} P[Y_a > y] &= P[NY > y] \\ &= \int_0^{\infty} P[NY > y | N = \eta] f_N(\eta) d\eta \dots\dots\dots(1.12) \\ &= \int_0^{\infty} P\left[Y > \frac{y}{\eta}\right] f_N(\eta) d\eta \end{aligned}$$

其中 $f_N(\eta)$ 假設為修正對數常態分布函數 [Loh, et al., 1994]。經由式 (1.12) 之修正，其積分上下限可根據實際資料特性而擬定，例如 -2σ 到 2σ ，而得到最後的平均(mean) 危害度曲線。

影響地震危害度分析結果的正確性的眾多因素中，有兩個主要因子。其一為區域地震特性，除了一般性的機率統計模式外，對具有高發生機率的活動斷層亦須加以合理的考慮。臺灣西部地區之第一類活斷層在 88 年集集地震之後有一系列之調查成果，其地震之規模及年錯動率均有初步成果，可以合理考慮臺灣西部地區之斷層特性。另一個主要影響因子為地震動衰減律。

2. 危害度參數拆解與定值分析法 DSHA

參考 USNRC/GR1.165 決定最具威脅潛勢的模擬地震的程序，建立設計規劃使用的模擬地震或控制地震。建立危害度曲線，再進行參數拆解分析以獲得關鍵性震源(以地震規模 M_c 及工址距離 R_c 表示)。此一模擬地震可以用來進行定值分析法計算設計用 PGA 值或反應譜，可以考慮長週期反應譜值隨距離的衰減較不明顯的特性。對主要潛在地震威脅來自遠距地震的地區像臺北盆地的地區，其控制地震將來自於遠距離的較大規模地震，這一部份可以反映真實地震情況下臺北盆地的震災現象。進行步驟如下：

1. 對臺灣地區의 各個震源區進行震源參數分析。
2. 對研究工址建立其地震動參數 PGA 值、短週期反應譜值、長週期反應譜值之地震危害度曲線，
3. 選定 475 年及 2500 年回歸期為標準，對地震動參數分別進行參數拆解分析。將地震危害度分別計算不同地震規模區間與距離區間之震源對危害度之超越機率(或年平均發生次數)之貢獻量，以 H_{mr} 表示，其中 m、r 分別表示特定的地震規模區間與距離區間。 H_{mr} 可以二維矩陣或列表的方式呈現。
4. 計算各種(m、r)組合成之震源對總危害度(超越機率)的相對貢獻度 P_{mr}

$$P_{mr} = \frac{H_{mr}}{\sum_m \sum_r H_{mr}}$$

5. 計算關鍵性震源。這些分析結果以 (M_c, R_c) 的組合呈現，並將其年發生率或其對危害度的貢獻量清楚算出。

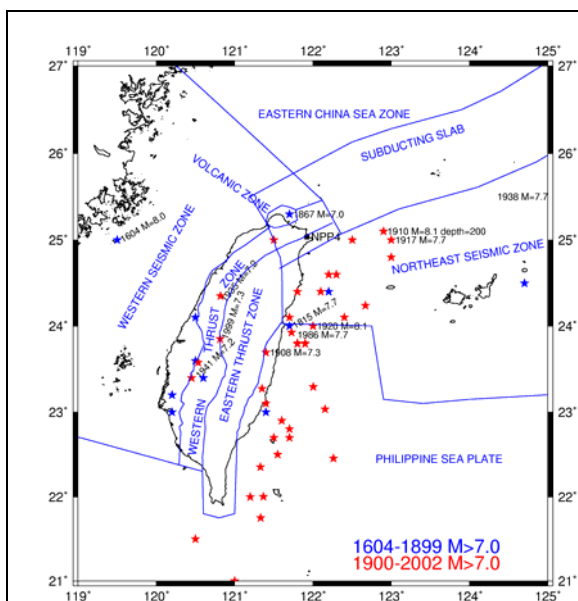
$$M_c = \sum_m m \cdot \sum_r P_{mr}$$

$$Ln(R)_c = \sum_r Ln(r) \cdot \sum_m P_{mr}$$

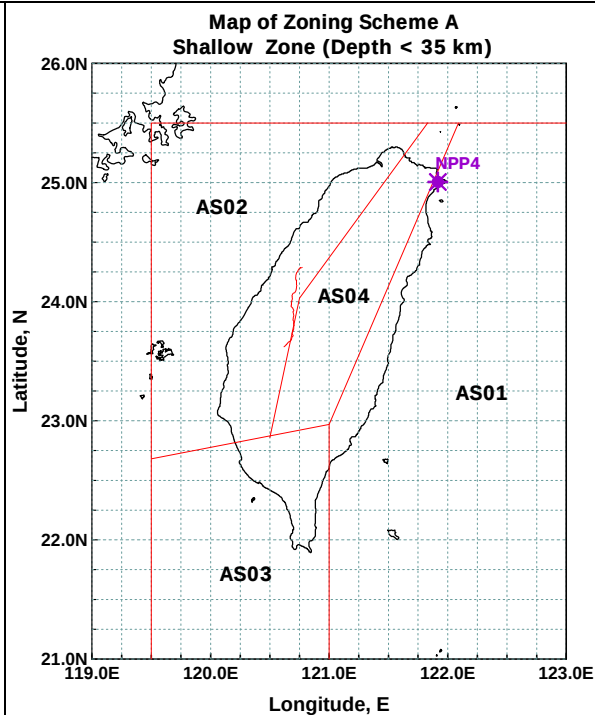
前述 (M_c, R_c) 適用於各種地震動參數。但是對於長週期反應譜值的計算，將參考 USNRC/GR1.165 的建議，若遠距離震源(震源距離超過 100 公里)的相對貢獻度 P_{mr} 的和超過 5%，亦即 $\sum_{r>100} P_{mr} > 5\%$ 。則對長週期反應譜值的控制地震的計算，在步驟 4 及 5 之計算均址採用 $r>100$ 的資料進行分析。

參考文獻：

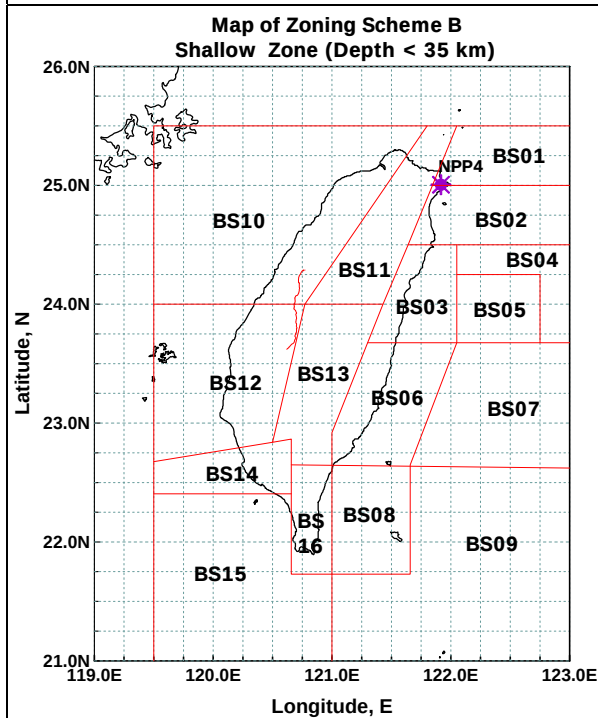
1. 簡文郁(2001)，考慮特徵地震與地盤特性之地震動分析與其在震害評估應用，國家地震工程研究中心報告



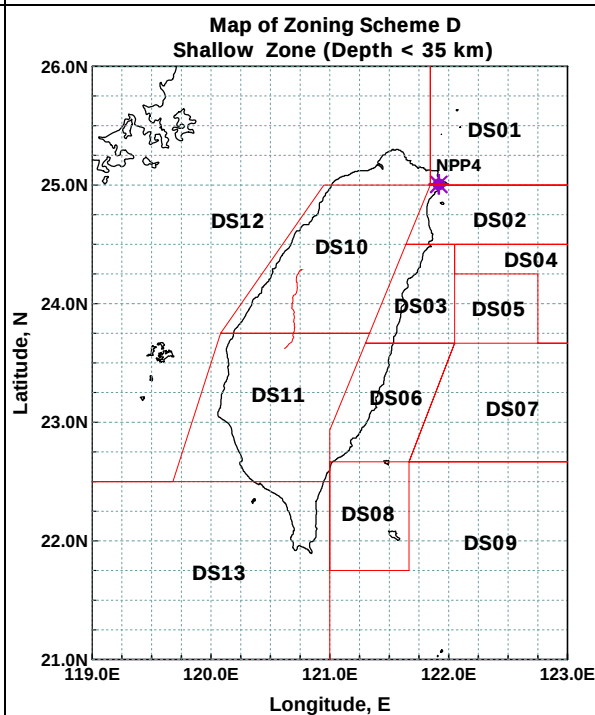
BECHTEL (1992)



核能電廠分析使用



核能電廠分析使用



學術研究使用

圖 A.1 臺灣地區地震危害度分析常見的地震震源分區方式

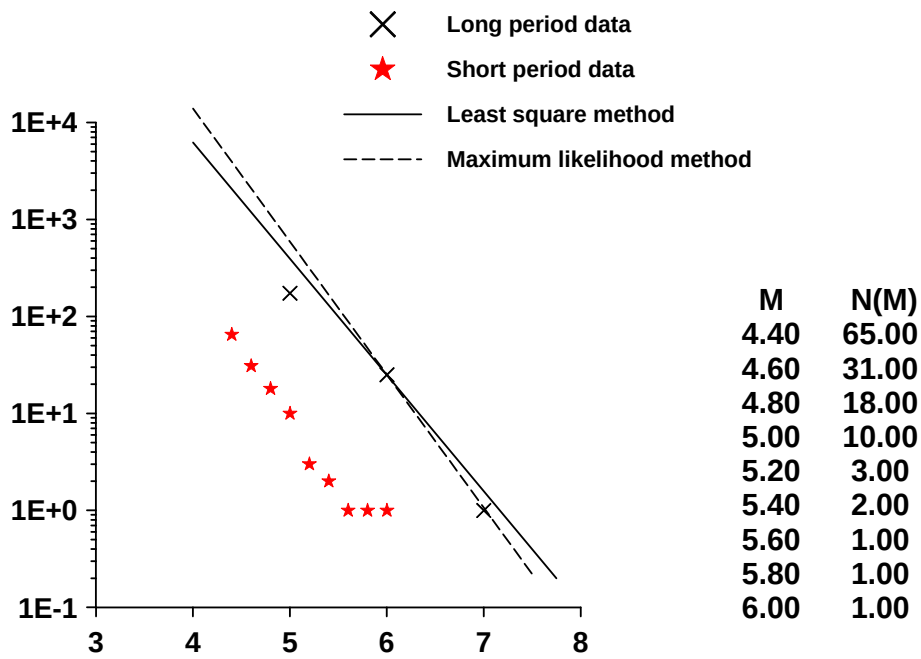


圖 A.2 單一震源分區之地震規模與在現頻率關係比較

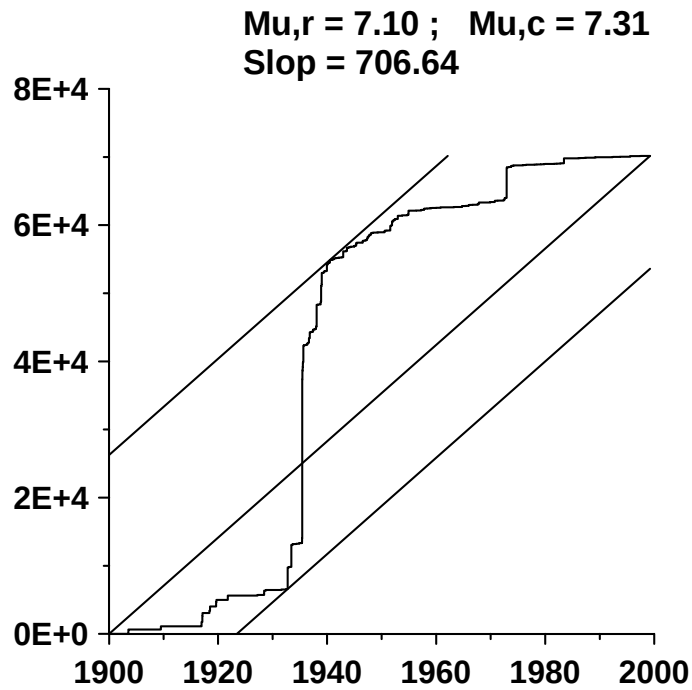


圖 A.3 單一震區能量累積釋放圖與上限規模 m_u 值估算比較

附錄二

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 ☐期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究 (4/4)

執行單位：財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形
交通大學土木系劉俊秀教授：	
1. 本計畫最後應提出高雄港設計之 PGA。	遵照辦理。本分析經由目前所收集之地震資料，進行地震危害度分析後，將於期末報告中提出高雄港耐震需求之 PGA 值。
2. 棧橋碼頭應考慮土壤彈簧破壞後之情形（性能法）	本計畫棧橋式碼頭 SAP 數值分析模型中，針對土壤彈簧之模擬已有考慮其降伏後非線性的行為
高雄港務局工務組鍾英鳳組長：	
1. 本報告內容充實，值得肯定。	感謝委員肯定。
2. P.2-53~P.2-56 地下水位建議以 EL 表示較清楚，也利於比較；另地下水在水平面下最小 0.26、最大 2.84，不甚合理，請檢討。	感謝委員指正，將於期末報告一併修正。 1. 本研究從港研中心取得 108 筆標準貫入試驗（SPT）鑽孔資料，由於有半數以上之鑽孔無孔口高程資料，所以並無法標列其水位高程（EL）數值。 2. 本研究假設所有鑽孔之孔口高程與海平面高程相同，並據以統計地下水位深度之分布；由於地下水位數值僅供參考，所以已將其從簡化土層剖面上刪除，避免造成誤解。分析時，若以保守側考量，可將水位面逕假設位於地表面上（即與海平面高程相同）。
3. P.3-20 碼頭受震滑移量中 d/H （滑移量與沉箱高度之比值），此分析碼頭為方塊非沉箱，且所述滑動量是否底層，且各層是否不會滑動。	此處所提之沉箱一詞應屬筆誤，實際為滑移量與碼頭總高度之比值，將會於期末報告修正。另外，此方塊式碼頭依照其滑動穩定性分析結果，以潛在滑動面 E 之安全係數為最低，表示當地震發生時此滑動面應為最先發生滑動，而根據滑動穩定性分析與塊體受震滑移（Newmark 法）的概念，當滑動發生時，滑動塊體（此處即為滑動面 E 以上之方塊式

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形
	碼頭部份) 以等加速度 N 運動 (N 為滑動臨界加速度), 而各潛在滑動面之臨界加速度反算結果以滑動面 E 為最低, 因此在滑動面 E 以上之各層應不會再產生滑動。
4. P.3-34 地錨之安全力應以地錨抗拔力而非地錨之降伏張力。	本計畫中, 板樁式碼頭之性能判定, 係根據國際航海協會(PIANC, 2001)之建議, 以結構構件是否達到降伏作為判定準則。由於地錨在設計上為能有效發揮鋼鍵之抗拉能力, 通常會使錨錠端之容許抗拉拔力超過地錨之容許降伏拉力; 另外, 對於既有板樁碼頭, 其地錨錨錠端之實際強度難以評估, 故在此係以地錨之降伏張力作為檢核依據。
5. P.3-85 方塊滑動乃一層一層, 而非連續, 圖 3-6 建議以方塊式碼頭來考量。	感謝委員指正, 圖 3-6 各滑動面之安全係數與臨界加速度將於期末報告中修改表示方式。
6. P.3-21 分析示意圖原有板樁為何只取地錨以上部份, 請補充說明。	原有板樁與新設板樁之間, 於新設板樁地錨位置, 設置有混凝土圍梁作為連接。則原有板樁在圍梁以上部份所承受之背側土壓, 將透過圍梁傳遞至新設板樁; 而原有板樁在圍梁以下部分, 所承受之背側土壓將藉由兩板樁間之土體傳遞至新設板樁。基於以上兩個理由, 則原有板樁在圍梁以下部分所提供之穩定能力與所承受之土壓均轉移到新設板樁之上, 故該部分在簡易分析模式中不予考慮。
7. P.3-101 在 1999 年 921 地震為何只用 50sec, 而非 P.3-86 之 90sec。	由於板樁式碼頭受震反應分析係採有限元素模式而較為耗時, 為了節省分析成本, 分析時僅選用 921 地震 90 秒記錄中之 50 秒, 然該 50 秒歷時包含了 95%以上之總能量, 故已能有效展現 921 地震之特性。
8. 圖 3-26、3-39 土質模型請補充說明, 尤其碼頭面層一般有級配及 AC 鋪面。	圖中原有各土層分區之材料說明, 然因印刷失誤而遺漏, 特此致歉, 將於期末報告改正。然而, 關於碼頭面層之級配與 AC 鋪面, 由於對碼頭整體強度之貢獻很低, 故在分析時忽略其強度, 僅考慮其自重。

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形
9. P.3-116 圖 3-52 基樁是否 PC 預力樁，請再查明。	根據港研中心與高雄港務局所提供之高雄港 50~53 號碼頭新建工程設計圖，高雄港 50 號棧橋式碼頭所用之基樁為 P.C.樁無誤，將會進一步跟高雄港務局另行確認。
10. P.4-18 表 4-8 碼頭結構應註明何種規模。	表 4-8 所列為將主要類型碼頭之建造經費平均所得之概估值，並無特別區分碼頭種類。
前本所港研中心 賴聖耀研究員：	
1. 本研究對港區地質及碼頭資料的搜集相當完整，並將港區地質劃分為六個簡化土層剖面；亦以嚴謹的活動斷層定值法及創新的時間序列分析法，評估高雄港的地震潛勢；更用多種方法分析各類型碼頭的安全性，研究成果極具參考價值。	感謝委員肯定。
2. 本研究高雄港 475 年回歸期的地震動值 0.33g，與地震甲區水平加速度係數 0.33 相同，因此高雄港之震區，是否須由目前的地震乙區（0.23）提升為地震甲區（0.33）？921 大地震之前高雄港之震區，屬於地震三區（0.18）；921 大地震之後提升為地震乙區（0.23）；此次地震的危害度分析結果，地震動值再提升至 0.33g，有如此重大的改變，是因統計資料的增加（如 2006/12/27 恆春地震（ML=6.7）及 2010/03/04 甲仙地震（ML=6.4）），或分析方法的改變？	高雄港區範圍涵蓋高雄市部分區域，以現行 2005 年建物耐震設計規範，高雄港區域之 475 年回歸期耐震設計所需之有效地表加速度（EPA）值最低為 0.24 g，最高為 0.28g，為堅硬地盤之設計參考值，即對應目前港灣設計規範中之地震乙區設計值。本研究分別就堅硬地盤衰減律及場址相依之地盤衰減律依據地震危害度分析程序，獲得高雄港區之設計地震需求加速度值，在 475 年回歸期之分析結果(考量了衰減律 1σ 之不確定性修正)分別為 0.21g 及 0.33g。將 PSHA 分析結果與現行建物規範進行比較如下表所示，現行規範的設計值 0.24g 在考量場址放大因子後與本分析以場址相依之地震動衰減律進行 PSHA 分析結果近似，其中 PGA 值與 EPA 值一般存在 10~15%的誤差，若需相關比較，將於期末報告中加強說明。另外，由下圖之 PSHA 分析結果比較，其中將甲仙地震所在的子分區

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位 處理情形									
	最大規模訂為 ML6.4 後，對工址之地震危害影響不大。本分析於後續分析，將承如委員之意見，以涵蓋甲仙地震的地震目錄，進行 PSHA 分析，以瞭解甲仙地震對工址之影響，並於期末報告中詳細說明。 表：PSHA 分析結果中 475 年回歸期與現行建物規範之比較 <table><tr><th>Site Condition</th><th>Building Code'05 EPA(g)</th><th>PSHA-PGA(g)</th></tr><tr><td>Rock site</td><td>0.24g~0.28g</td><td>0.21g</td></tr><tr><td>S3 site ($F_a=1.1\sim1.2$)</td><td>0.29g~0.31g</td><td>0.33g</td></tr></table> Seismic Hazard Curve 圖:比較甲仙地震於 PSHA 分析中對工址影響	Site Condition	Building Code'05 EPA(g)	PSHA-PGA(g)	Rock site	0.24g~0.28g	0.21g	S3 site ($F_a=1.1\sim1.2$)	0.29g~0.31g	0.33g
Site Condition	Building Code'05 EPA(g)	PSHA-PGA(g)								
Rock site	0.24g~0.28g	0.21g								
S3 site ($F_a=1.1\sim1.2$)	0.29g~0.31g	0.33g								
3. P.2-13 至 P.2-15 對地震危害度曲線的描述可能有錯，或許是修改以前	該部分描述乃針對本計畫工址之地震危害度分析初步結果對目前之建築物耐震設計規範									

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形
資料檔的修改不完全所致。例如 P.2-14 第 2-6 及 13 行，「目前的設計規範…475 年 2500 年…分別為 0.33g 及 0.38g…475 年設計地震值會較本分析保守……表 2.2.3」。	對高雄地區之設定所進行之比較說明。高雄港區範圍涵蓋高雄市，以建物耐震設計規範，本區域之 475 年回歸期建物耐震設計所需之有效地表加速度值最低為 0.24 g，最高為 0.28g。經由地震危害度分析，475 年回歸期所得之 PGA 值分別為 0.21g(堅硬地盤，考慮衰減律 1σ 之不確定性修正)，故由目前分析結果比較顯示，475 年回歸期建物耐震設計值較為保守。由於期中報告內容之分析結果為初步分析，後續將以涵蓋 2010 年甲仙地震之地震目錄重新進行地震危害度分析，並與目前之建物耐震設計規範進行比較及成果說明，於期末報告中詳細說明。
4. 本研究已累積 4 年的研究經驗，亦分別完成台中、花蓮、蘇澳、基隆、高雄等港區的地震潛勢評估，提供港區耐震設計相當有用的資料；但對於港區碼頭的耐震能力分析，是以多種方法比較其分析結果，較偏向研究各方法之適用性。下半年度開始是否可改變研究方式？以單一方法分析港區各碼頭的變位潛能，及其臨界加速度。使本研究結果，對港區防救災更有助益。	由於本研究主要是選定高雄港各類型碼頭中較具有代表性者，來進行碼頭耐震能力評估分析，以性能化觀點評估並檢視各分析方法之適用性。至於委員建議以單一方法分析港區各碼頭的變位潛能及其臨界加速度之意見，考量計畫時程與高雄港碼頭數量實有執行上的困難。 建議可各港港務局針對所轄之港區老舊碼頭，委請專業技師人員進行完整耐震評估工作，並可依詳評結果進行碼頭耐震補強或改建工程。
高苑科技大學建築系劉白梅教授 (書面審查意見)：	
1. 於第二章高雄港灣地區地震潛勢之評估中，可否有相關港灣地區震害的歷史調查資料以為後續分析之佐證與對應。	目前文獻上並無高雄港區之歷史震害資料。
2. 近年高雄地區陸續發生震害相關事件，尤以今年 3 月 4 日甲仙地震 M=6.4 為劇，可否將此變因為基礎資料，加入此章節的模擬分析中。	遵照辦理。後續之地震危害度分析，將以涵蓋該地震之地震資料長度，即 1900 年至 2010 年 6 月之地震目錄進行地震危害度分析，考慮該地震對計畫工址之影響，並於期末報告

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形
	中詳細說明。
3. 高雄港灣地區砂質土壤特性明顯，未來土壤液化的機率頗高。過去亦應有相當多的土壤液化現象，請於期末時將此效應一併呈現。	在期末報告 2.5 節中，已針對高雄港區之 97 個鑽孔資料，進行詳細之土壤液化危害度分析。結果顯示，高雄港鑽孔場址將來受震時，將可能產生接近「嚴重液化」、地表有大裂縫及地盤側移之「廣泛損害」現象，必須及早採取適當之液化防治措施，以防止土壤液化可能產生的災損。
4. 第三章的港灣構造物耐震能力評估，已於民國九十六年研究至今，相信應有相當的可信度。由於本案為四年期的研究計畫，今年已屆最後一年，因此，期望能於期末報告中，將此第二章與第三章節做一彙整表，明確了解各港灣地區的相同與相異處，研究方法（含各類型構造物的分析模型與相關材料參數等）是否具有一致性，各港灣地區潛勢結果及各構造物耐震能力特性與差異等，能清楚表列。	感謝委員建議，此部份將在期末報告中進行彙整工作。
5. TELES 的模擬中，哪些是沿用 HAZUS 的基礎資料，哪些是本研究另行研發的基礎資料，目前尚未完全釐清，請於期末報告中在詳加描述。並將本研究團隊所研發之成果亦能表列出，理解國內外港灣構造物的相似度與差異性。	TELES 模擬中，大部分參數係參考 THAZUS，惟針對碼頭結構之 PGA 相關之易損性參數擬自行發展（HAZUS 並未提供）。由於此部分在期中報告階段尚未完成，故災損分析時並未進行碼頭結構部分之災損分析，此部分將於期末報告中完成
6. TELES 的教育訓練是否在本計畫中執行？請說明。	本研究為期四年，每年都有將 TELES 系統與所建制之各港資料庫移轉予港研中心，並提供相關之系統使用、成果展示與諮詢服務。
本所港研中心第一科 謝明志科長：	
1. 第二章高雄港區地震潛勢之評估結果，宜引用到後面的碼頭耐震能	TELES 境況模擬示範例除以熟知之 921 地震為例外，亦加入高雄港區主要活動斷層之一

參與審查人員及其所提之意見	合作研究單位處理情形
力評估及後續要執行的 TELES 震害損失評估，以預測可能之災害，預做防範。	旗山斷層之境況模擬。
2. 高雄港的地質條件比台中港脆弱，台中港在 921 地震時，0.16g 的強度已使北碼頭區遭受大面積的破壞，而本報告在碼頭耐震分析上，採用地震強度為 0.23g，應會引致比台中港更劇烈的災害，但以恆春地震震波放大至 0.23g，所做的分析，碼頭卻沒有引起什麼破壞，而以集集地震輸入，卻引起強烈破壞，是否震波頻譜特性（集集地震集中在低頻）比起地震強度，在高雄港的地質條件下，具有更大破壞影響，在經費人力許可下希望能有更深入之探討。	由於現行港灣設計基準中關於港區設計地震需求規定，為設計規範中較舊之震區係數方式規定，因此本研究針對碼頭耐震能力評估工作之分析地震樣本，只能考慮地震 PGA 參數進行調整，而無法反應該場址之地震特性如頻率含量、設計地震反應譜形狀等；而現行交通部橋樑耐震設計與鐵路橋樑耐震設計在地震力需求方面，已引入場址反應譜設計概念，可依設計反應譜製作與反應譜相符之人工地震樣本來進行耐震評估分析，而此人工地震歷時即可謂符合港區場址地震特性之設計地震。 本研究建議在下一版港灣設計基準中，應採用與橋樑等相關交通構造物耐震設計一致之場址設計反應譜概念，如此不但可避免這類情況發生，且對於新建碼頭耐震設計與老舊碼頭耐震評估工作有所助益。
本所港研中心第一科 賴瑞應研究員：	
1. 圖 2-36 至圖 2-41 之各碼頭之簡化土層剖面圖之 Ground water table 較海面(Sea level)位置低，與一般碼頭後線殘留水位面較海面高之情形似乎不符，請說明。另外，本章之各碼頭簡化土層剖面圖與第三章之碼頭耐震能力分析使用之分析土層似乎未儘一致，兩者不同之原因請補充說明。	1. 本研究從港研中心取得 108 筆標準貫入試驗（SPT）鑽孔資料，由於有半數以上之鑽孔無孔口高程資料，所以假設所有鑽孔之孔口高程與海平面高程相同，並據以統計地下水位深度之分布；而由於地下水位數值僅供參考，所以已將其從簡化土層剖面上刪除，避免造成誤解。分析時，若以保守側考量，可將水位面逕假設位於地面上（即與海平面高程相同）。 2. 第三章之碼頭耐震能力分析時，若有該特定碼頭之設計圖資，將逕行採用。若無特定圖資，則參考採用對應碼頭之簡化土層

參與審查人員及 其所提之意見	合作研究單位 處理情形
	剖面資料。
2. 第 3-17 頁, 3.2.5.1 方塊式碼頭分析參數內提及, 混凝土對混凝土之間摩擦係數以 0.6 假設, 依據基準規定摩擦係數應為 0.5, 若以 0.5 來評估, 則第 3-68 頁方塊式碼頭之滑動穩定分析之相關安全係數均可能降低, 其中 S5 之安全係數可能降為 0.84 不安全的狀況, 請確認。	感謝委員指正, 將於期末報告中將修正後分析結果詳細說明。
3. 第 3-69 頁, 方塊式碼頭滑動面臨界加速度反算分析表內, 請針對 S5 欄位內的各數值再檢核。	感謝委員指正, 將於期末報告一併修正。
4. 第 3-96 頁, 圖 3-21 之板樁碼頭受力示意圖, 請在海側增繪海側動態水壓。	感謝委員指正, 將於期末報告一併修正。
5. 第 3-103 頁, 圖 3-30 及第 3-110 頁, 圖 3-42 之板樁碼頭變形反應, 由圖顯示地震後碼頭之殘餘變位似乎是往陸側變位, 這似乎與過去的災損與一般概念碼頭法線往海側變位之概念似乎不同, 請說明。	由於集集地震記錄之特性, 造成分析所得碼頭變位包含有一向陸側之剛體平移, 因此, 變形後之網格看似較原始網格向陸側變位。然若觀察板樁壁頂相對於板樁底部之變位, 可知所分析得之板樁壁體系為向海側變位。

附錄三

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

□期中 ☒ 期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究 (4/4)

執行單位：財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心

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
交通大學土木系劉俊秀教授：		
1. 有限元素法之 element size 及 domain 大小應該做 convergence study。	進行有限元素數值動力分析時，element size 及 domain 大小對於分析收斂性有相當影響，本研究 PLAXIS 數值分析並未進行系統性元素大小與分析區域範圍之參數研究，而主要以先前分析經驗與分析初步結果合理性作為依據，感謝委員寶貴建議。	同意辦理
2. 液化分析結果與歷史液化事件比較。	目前高雄港區並無歷史液化案例可茲對比。惟經分析，高雄港區未來受震時，仍有發生土壤液化震損之可能性；因此，仍必須及早研擬適當之液化防制對策，以確保港區設施之安全。	同意辦理
高雄港務局工務組鍾英鳳組長：		
1. 報告應加結論與建議，以便瞭解整個計畫之成果。	遵照委員意見辦理，已於定稿中增加此部份內容。	同意辦理
2. P.3-8 部份鑽孔無細粒料之資料，故 FC 假設為 0，此將造成液化成果之誤判，建議應參考鄰近土壤之特性，將 FC 適度加入，同時建議與港研中心以前之成果做一比對。	部份鑽孔缺乏細料含量(FC)資料，故假設 FC=0 進行液化潛能評估，分析結果將偏安全側，應可接受。因港區地層性質變異性極高，且鑽孔有一定間距，因此，參考鄰近鑽孔土壤假設一 FC 值，不若直接假設 FC=0，使分析結果偏安全側為佳。另外，本研究係以最新之地震資料庫進行分析，分析成果較能反映目前之地震環境，因此，土壤液化分析成果與港研中心以前之成果自然有所差異。	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. P.3-9 第四行「基隆港」應該改為「高雄港」。	遵照委員意見辦理。	同意辦理
4. 76 號碼頭為板樁結構加棧橋結構，其分析應與一般板樁不同，建議能加以說明。	本研究針對 76 號板樁碼頭分析，主要以碼頭之板樁結構為主，而本碼頭以鋼管斜樁與直樁支撐之面版結構，由於其功用在於承受碼頭裝載載重與起重機載重，故視為不提供擋土機制，在模型中不予模擬，此部份請參見 P.3-43 說明。	同意辦理
5. 碼頭之修復與碼頭之水深、結構型式、地震等有關，建議不宜概括 1.5 百萬/m 來估算。	由於港區碼頭數量眾多且相關建造經費資料收集不易，本研究針對高雄港碼頭境況模擬震後直接損失之修復經費乃是依據前期計畫成果之初步假定值，後續港務單位可針對碼頭現況與工程經費價格再做設定調整，可反應實際現實狀況。	同意辦理
前本所港研中心 賴聖耀研究員：		
1. 謝謝國家地震中心的研究團隊，四年來再有限經費內替港研中心完成五大港的地震潛勢及耐震能力評估。對港灣耐震設計提供極寶貴的資訊。	感謝委員肯定。	同意辦理
2. 這是本研究計畫的最後一年研究，麻煩研究團隊，將五大港的研究成果彙整成摘要本，以方便港研中心及港務單位查詢參考。	遵照委員意見辦理，已於定稿中增加此部份內容。	同意辦理
3. 關於本年度研究的地點高雄港，其地震潛勢如表 2-6 所示 (P.2-52): 475 年回歸期：堅硬地盤為 0.212g，地表面處為 0.336g；但考慮液化分	p.2-44 所述堅硬地盤之最大地表加速度 PGA_R 中值 (median)，係取自 2.2 節之港區地震危害度分析結果 (表 2-6；p.2-52)。亦即 p.2-44 與 p.2-52 之 PGA 值是相同的。在期末	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
析時，如 P.2-44，堅硬地盤 PGA_R 為 0.176g，考慮場址效應 PGA_S 為 0.194g；請說明 P.2-52、P.2-44 這兩個 PGA 之物理意義有何不同？分析方法有何不同？應用上又有何不同？	報告初稿中 p.2-44 之值係節錄自期中報告表 2-6 數值，由於該數值在期末報告中稍作修正，因此 p.2-44 之數值已在期末報告定稿中作了修定。	
4. 如 P.2-44 所示，以 PGA_S 為 0.194g 分析高雄港液化損害程度，已達中度損害至嚴重損害了，若用 PGA_S 為 0.336g 分析高雄港液化損害程度，那損害的嚴重幸會何等大呢？縱然以表 2-6 之回歸期地表面處 $PGA_S=0.212g$ 分析液化，其損害程度，液化達嚴重液化。而目前高雄港大部分港區皆未地盤改良，本報告對高雄有什麼較具體的改善建議嗎？	土壤液化之防制有兩種處理方式，一為改良土壤之性質或改變地中應力、變形與孔隙水壓等影響土壤液化之相關條件，以防止液化發生；一為容許液化之發生，但藉由結構手法如強化基礎或建築構架勁度等，確保建物結構之安全並減輕建物之災損。該改善建議已詳述於 2.6 節最後一段 (p.2-45)。	同意辦理
5. P.2-44 倒數第五行“採用式 (2-19)”可能筆誤，應改為“採用式(2-27)”	遵照委員意見辦理，已修正。	同意辦理
6. 簡報 P.34-37 簡易動力分析法之二種方法，分別以 921 地震及恆春地震分析 2-7 號碼頭，其損害程度相反，請說明。	根據動力分析結果兩地震案例損害程度相近，除碼頭後緣沉陷量以恆春地震案例較大以外，其餘碼頭滑移量、碼頭朝海側傾斜等評估參數仍以 921 地震案例略大於恆春地震案例，此部份分析內容可參見報告 3.2 一節。	同意辦理
高苑科技大學建築系劉白梅教授：		
1. 章節中是否可能加上一章為結論與建議，作為四年期計畫的總體效益評估與各主要	遵照委員意見辦理，已於定稿中增加此部份內容。	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
具體結論與後續相關研究建議。		
2. P.2-16 之現行建物規範於場址之 PGA 設計值 0.24g (民國 94 年)(堅硬地盤)與 P.3-5 現行港灣設計 PGA=0.23g (民國 89 年)二者有差異，最後團隊以 PGA=0.23g 為評估之基準，請檢視其合理性。	本研究高雄港區地震潛勢主要是根據港區鄰近測站地震資料進行危害度分析，其結果可供後續研究與港灣規範制定之參考；而本研究高雄港碼頭耐震能力評估，主要評估目的在於現行規範需求下，本港碼頭耐震能力是否符合需求，供港研中心與港務單位參考之用，因此所選定地震設計參數以現行港灣設計基準所規定之 0.23g。	同意辦理
3. P.2-42 在描述地下水位應再補充相關鑽孔資料地下水位彙整後再行假設較為合宜。	各鑽孔之地下水位資料，在報告之表 2-1 中 (p2-47~p2-49) 已列有詳細數據，請參閱！本研究關於地下水位之假設，即基於表 2-1 之資料作彙整而得。	同意辦理
4. 在第四章中請將貴研究團隊建置之參數與引用原美國 HAZUS 參數釐清，以為未來其他研究單位參考引用如 PGA、PGD、液化潛能指數、沉陷量，是否為貴團隊建置？如經濟損失是否為 HAZUS 內建？	本研究團隊主要只針對重力式、板樁式與棧橋式碼頭進行易損性分析並以歸納後的碼頭易損性參數(損壞機率 vs.PGA)建置於 TELES 系統內進行港灣地區震損評估，其餘各參數與經濟損失等評估模組皆為以 TELES 預設為主。	同意辦理
5. 建議於 TELES 中可以加入以使用者自行輸入的地震相關參數，如 PGA、PGD、永久位移量、液化等。	現今 TELES 程式之開發與功能使用為本國震中心震災模擬組同仁負責，將會把委員意見轉達於同仁，希望可於下一版本 TELES 主程式中加入此項功能。	同意辦理
6. 文字疏漏處如 P.3-143、P.3-104 圖 3-5、參-8 第 60、62 應彙整為一項。	遵照委員意見辦理，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
本所港研中心第一科 賴瑞應研究員：		
1. P3-9 頁第四行提到“基隆港”區之設計地震係數，請修正為高雄港。	遵照委員意見辦理，已修正。	同意辦理
2. P3-19 頁第五行提到殘留水位之計算方式，應修正為朔望平均高潮位與朔望平均低潮位差之 2/3。	遵照委員意見辦理，已修正。	同意辦理
3. P3-93 頁表 3-20 為高雄港 76 號碼頭分析用地層參數，土層概分為五層，但 P3-96 頁表 3-26 高雄港 76 號碼頭 $K_h=0.115$ 之動態土壓力係數表卻將分析土層分為三層，似乎不合理，理由何在請說明。另外，表 3-24 高雄港 65 號碼頭分析用地層參數與表 3-28 高雄港 65 號碼頭 $K_h=0.115$ 之動態土壓力係數表分層也不同。	表 3-20 所述之土層分佈乃是根據 76 號碼頭範圍內之現地標準貫入試驗 SPT-N 值，並參考 76 號碼頭附近高雄氣象站強震測站之地質鑽探資料，作為後續數值動力分析時的土層參數參考，實際進行 76 號碼頭耐震能力評估擬靜力分析時，採用之土層為表 3-26 所示，主要分為殘留水面以上、回填層、原始土層三層；同樣，高雄港 65 號碼頭擬靜力分析之地層如表 3-28 所示，同樣分為殘留水面以上、回填層、原始土層三層。	同意辦理
4. P3-117 頁圖 3-23 請補充標示說明。	於第三章內文中 P3-29 已有補充說明圖 3-23。	同意辦理
5. P3-121 頁圖 3-30 高雄港 76 號碼頭動態土壓水平分量沿板樁分佈圖顯示，分析之案例土層似乎為參數相同的同一土層，無法與表 3-20 所顯示的五層土層相對應，圖 3-33、圖 3-49、圖 3-52 也請一併確認。	圖 3-30、圖 3-33、圖 3-49、圖 3-52 等分析結果示意圖應為正確，圖 3-30、圖 3-49 主要因為橫軸座標尺度問題（兼顧與液化案例分析結果相比較），故看起來似乎為參數相同的同一土層，圖 3-33、圖 3-52 則可以明顯看出土壓力分佈有分層之趨勢。	同意辦理
6. P3-131 頁圖 3-48 請補充各作用於板樁外力之標示及增加海側動水壓力。	遵照委員意見辦理，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. 請加強報告的印刷。	遵照委員意見辦理。	同意辦理
本所港研中心第一科 林雅雯副研究員：		
1. 請針對高雄港及四港分別撰寫結論與建議，並於結論與建議依規定先簡述研究目的與問題，再提出具體之結論與建議。	遵照委員意見辦理，已於定稿中增加此部份內容。	同意辦理

附錄四

期末報告簡報資料



期 末 報 告

計畫主持人：陳 正 興

中華民國 99 年 11 月 18 日

1



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



簡 報 大 綱

- 1 研究目的與範疇
- 2 港灣地區地震潛勢評估
- 3 碼頭構造物耐震評估
- 4 港灣構造物災害境況模擬
- 5 各港區成果彙整
- 6 結論與建議

2



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

研究目的與範疇

1



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

3

研究背景、目的及重要性

研究目的與範疇

- 台灣處於地震帶，經常受到地震威脅，地震防災工作相當重要。
- 港灣設施在地震時易受損壞，將影響港口營運，對經濟造成衝擊。
- 針對港灣地區進行地震潛勢分析，並評估港灣結構物之耐震能力，結合境況模擬技術，評估港灣地區之災損情形，作為防災計畫之參考。



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

4

- 計畫全程需時四年，本團隊已於96~98年完成台中港區、蘇澳港區及花蓮港區、基隆港區之港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估研究。
- 於本(99)年度計畫中以高雄港為研究標的，進行地震潛勢分析、港灣構造物耐震能力評估，及研擬TELES系統港灣設施震損評估模組之架構，並應用於評估港灣地區震後之災損情況



5

1. 針對高雄港區建立地震危害度分析模式，評估該地區之地震潛勢，並決定該地區之控制地震。
2. 針對高雄港區構造物建立並驗證港灣構造物耐震能力評估模式，包括棧橋式、重力式與板樁式碼頭，並以此模式評估碼頭之耐震能力。
3. 蒐集與建置TELES系統港灣設施災損模組基本參數與資料，並以高雄港區為對象，進行災損評估模擬與分析。
4. 最後針對四港（台中港、花蓮港、基隆港、高雄港）地震潛勢、港灣構造物耐震能力評估、災害境況模擬彙整及四港港灣地區TELES成果整合展現，並完成研究報告書。

6



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



港灣地區地震 潛勢評估

2



7



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

子計畫一：港灣地區地震潛勢之評估

■ 目的

- 了解高雄港港區地震潛勢以及場址效應，作為評估既有港灣構造物耐震能力、模擬地震災損之依據。

■ 主要工作項目：

1. 港區鄰近測站強震歷時及場址特性資料之蒐集
2. 港區地震危害度分析
3. 港區地震可能發生時間序列或地域分析
4. 港區之場址效應分析
5. 港區土壤液化之危害度分析

8



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

■ 地質概況

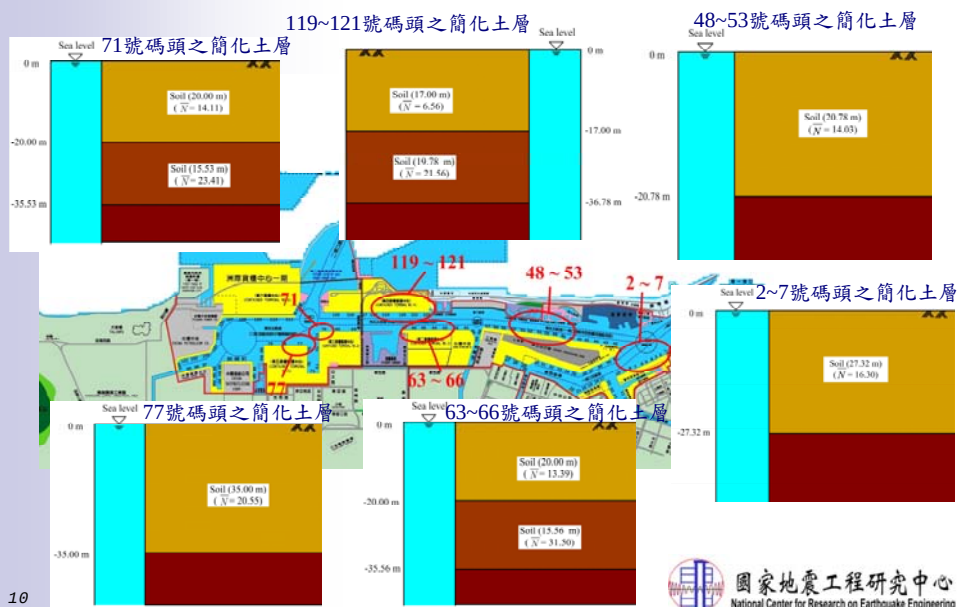
- 本區多屬第四紀中之？積層，為瀉湖及沼澤沉積環境
- 港區土層主要為粉土質砂(SM)及低塑性粉土(ML)，偶有穿插不良級配砂(SP)及低塑性黏土(CL)

■ 港區鑽孔資料彙整

- 港區簡化土層剖面



9

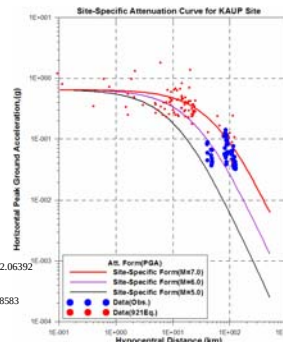
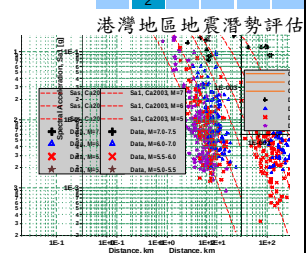


10

港區地震危害度分析

- 地震目錄
 - 資料長度為1900年~2008年12月
- 震源分區
 - 反映地震空間分佈之不均勻性
 - ZB與ZD分區
- 震源模型—區域震源與特徵地震
 - 淺層地震：以線震源模擬
 - 深層地震：以點震源模擬
- 地震規模與再現頻率

$$\log N(m) = a - bm; m_0 < m < m_u$$
- 地震發生率
 - 模擬地震發生之空間分佈特性
- 地震動衰减率
 - 堅硬地盤 $PGA(g) = 0.00284e^{1.73306M} [R + 0.09994 \exp(0.77185M)]^{-2.06392}$
 - 場址相依 $PGA(g) = 0.02290 \times e^{1.704344M} [R + 0.20074 \times e^{(0.817108M)}]^{-2.08583}$



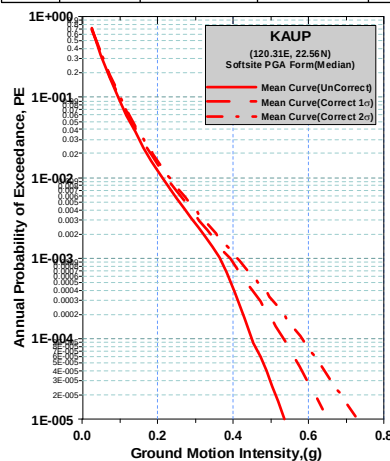
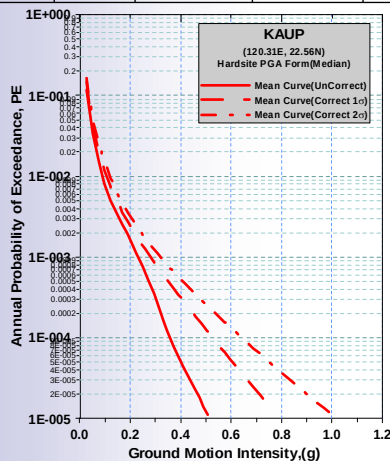
11

高雄港區耐震設計地震動值

港灣地區地震潛勢評估

R.P.	PGA (g) Median	PGA (g) Correct 1σ	PGA (g) Correct 2σ	備註
75	0.079	0.094	0.105	堅硬地盤
475	0.181	0.212	0.239	
2500	0.286	0.374	0.437	

R.P.	PGA (g) Median	PGA (g) Correct 1σ	PGA (g) Correct 2σ	備註
75	0.195	0.205	0.212	地表處
475	0.318	0.336	0.351	
2475	0.402	0.451	0.482	

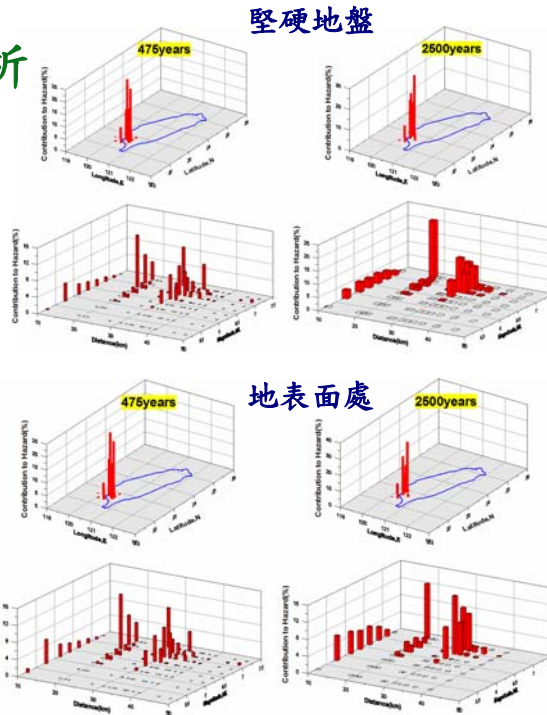


12

參數拆解分析

■ 高雄港區控制地震

- 堅硬地盤及地表面處兩者結果多為旗山斷層附近之地震所控制，規模為ML6.8~ML6.9左右



13

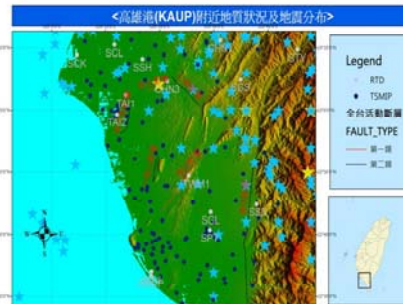
定值分析法評估高雄港區地震潛勢

港灣地區地震潛勢評估

■ 高雄港區30公里內鄰近之活動斷層

- 斷層破裂的長度與地震規模之關係 (Wells and Coppersmith, 1994)

斷層	距離 (km)	長度 (km)	活斷層分類	可能地震規模
旗山	18.94	30	I	7.0
小崗山	27.97	8	II	6.4
潮州	30.02	89	II	7.3



■ 套用參數至地震動衰減律

斷層	距離	潛勢規模	PGA 值(g)	備註
旗山	18.94	7.0	0.246	堅硬地盤
			0.372	地表處
小崗山	27.97	6.4	0.083	堅硬地盤
			0.204	地表處
潮州	30.02	7.3	0.203	堅硬地盤
			0.331	地表處

14

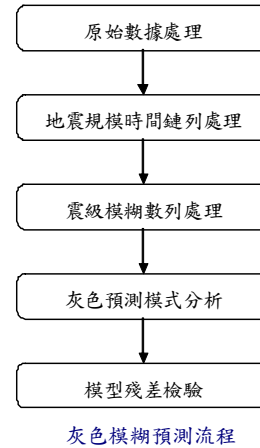
高雄港區地震可能發生時間序列與規模分析(1/2)

■ 利用灰色系統理論與模糊數學，進行地震發生時間序列與規模預測分析

- ☐ 時間鏈數列預測模式
- ☐ 災變預測模式
- ☐ 拓模預測模式
- ☐ 次數時間數列預測模式

■ 歷史地震目錄

- ☐ 範圍：高雄港區半徑75km內
 - 經緯度：N21.86~23.36，E119.52~121.02
- ☐ 地震規模：大於5.5
- ☐ 總資料年限：1655~2010年
- ☐ 依照歷史地震目錄來看，平均大約每50年，高雄港地區會發生規模6.5以上的強震一次



灰色模糊預測流程

15



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

高雄港區地震可能發生時間序列與規模分析(2/2)

■ 高雄港區未來100年內（2,011~2,110年）地震潛勢

- ☐ 高雄港地區在2,011~2,031以及2,076~2,080年是 $M \geq 6.5$ 地震的高峰期。25年間會發生2次 $M \geq 6.5$ 的地震，但不會發生 $M \geq 7.0$ 的地震。

■ 高雄港地區設計地震結論

- ☐ 以未來100年而言，高雄港地區地震災害模擬的設計地震為規模6.5。
- ☐ 根據本研究結果初步推估可能震央位置為旗山斷層錯動，震央在高雄港東北方，距離則為17km左右。

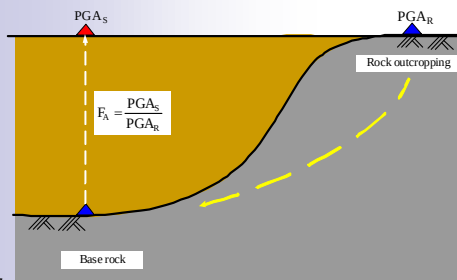
16



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

■ 高雄港區場址效應分析

- 場址效應分析主要係指地表加速度相對於基盤露頭加速度之放大係數。 $F_A = PGA_S / PGA_R$
- 剪力波速剖面
- 考量土壤非線性動態參數
 - G 、 ξ
 - SM、CL、Gravel



17

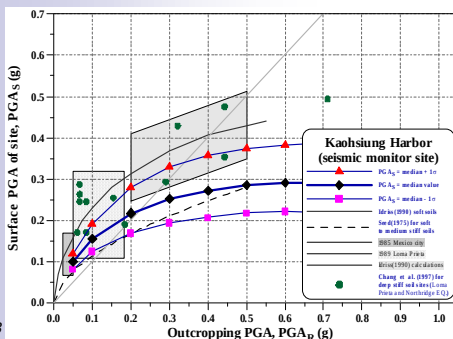
■ 輸入運動之選擇

- KAU003 (高雄市中山大學)、KAU067 (高雄縣九曲國小)及KAU079 (屏東縣武潭佳平分校)
- 共收錄了近年來4次地震共7組加速度歷時紀錄，主要包括2006年12月26日恆春地震之主震及餘震資料。地震規模(M)介於5.49-6.99之間；測站最大地表加速度 PGA_R 均大於30gal，最大者為66gal；震源深度介於7-51km之間，震央距離則介於9-109km之間。

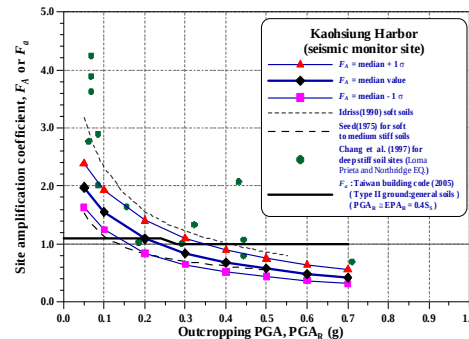


■ 分析結果

- 由下圖對比可知，本研究成果之 F_A 與 PGA_R 之關係曲線趨勢與國外案例資料類似。
- 震度 PGA_R 較小時，地表 PGA_S 皆呈放大效應；而隨著 PGA_R 之增大，地表 PGA_S 漸呈折減效應。
- 在後續液化危害度分析中，依地盤類別採規範中較保守之 F_a 值代表 PGA 放大效應。



18



■ 土壤液化潛能評估之經驗準則 (Ishihara, 1985)

- 上覆非液化層之 H_1 厚度與可液化砂層 H_2 厚度、地震震度等參數
- 據此初步判定高雄港區代表性簡化土層剖面之液化潛能

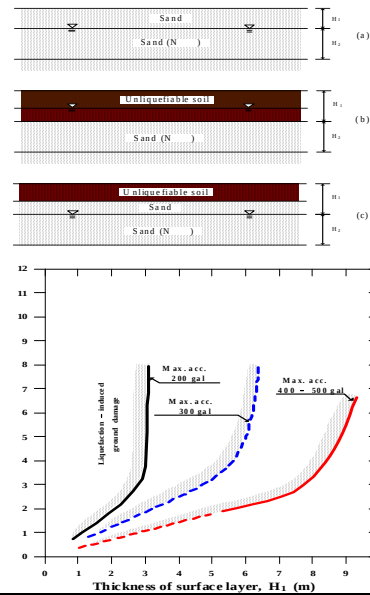
■ 確值法

- SPT-N簡化分析法(Fs)
- 液化潛能指數 I_L (Iwasaki et al, 1982)
$$I_L = \int_0^{20} F \cdot W(z) dz$$
- 地盤液化後之總沉陷量 S_t (Ishihara, Yoshimine, 1992)
$$S_t = \sum_{i=1}^n \epsilon_{vi} H_i$$

■ 機率法

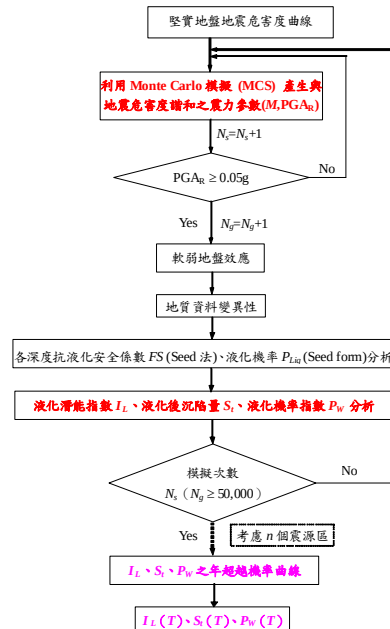
- 蒙特卡羅模擬(MCS)
- 液化機率指數 P_w

$$P_w = \frac{\int_0^{20} P_L(z) W(z) dz}{\int_0^{20} W(z) dz}$$



19

- 液化危害度分析流程
- 自港研中心取得108筆標準貫入試驗 (SPT) 鑽孔資料，扣除部分深度過淺與無SPT-N值資料之鑽孔後，尚餘97孔
- 對於部分鑽孔僅有N值，但無細料含量FC值資料者，為保守計，則逕以FC=0視之。



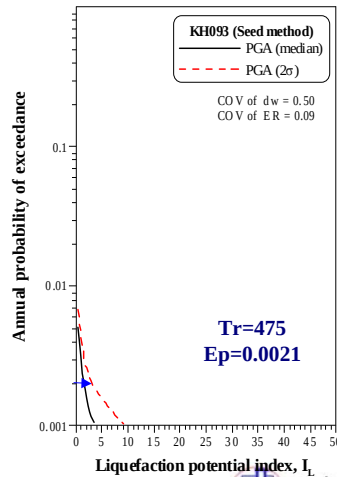
20

■ KH093鑽孔（位於2-7號碼頭）場址液化潛能指數 I_L 之危害度

液化潛能指數 (liquefaction potential index) I_L (Iwasaki et al., 1982) :

$$I_L = \int_0^{20} F \cdot W(z) dz$$

液化潛能指數 I_L	液化程度
0	沒有或極少液化
$0 < I_L \leq 5$	輕微液化
$5 < I_L \leq 15$	中度液化
$I_L > 15$	嚴重液化



$I_L = 4$

液化程度
「輕微液化」

21



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

■ KH093鑽孔液化機率指數 P_w (Seed form) 之危害度

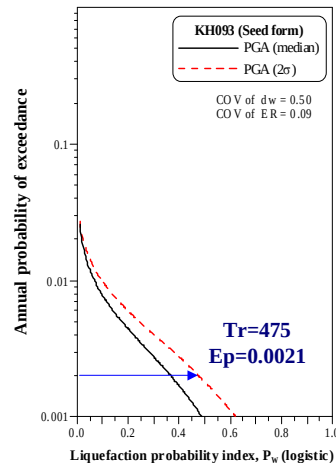
液化機率指數 (liquefaction probability index) P_w (黃富國, 2008) :

$$P_w = \frac{\int_0^{20} P_{Liq}(z) W(z) dz}{\int_0^{20} W(z) dz}$$

液化損害程度分類	P_w	液化損害程度
I	< 0.30	輕微液化
II	$0.30 \sim 0.85$	中度液化
III	> 0.85	嚴重液化

液化條件機率(Seed form)
(黃富國, 2008) :

$$P_{Liq} = \frac{1}{1 + \exp\{-[10.097 - 0.245(N_1)_{60cs} + 3.757 \ln(CSRN)]\}}$$



$P_w = 0.48$

液化損害程度
「中度液化」

22



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

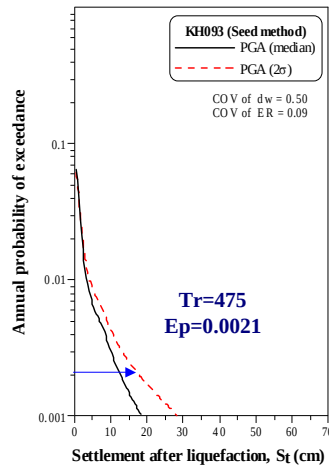
■ KH093鑽孔場址液化後地盤沈陷量 S_t 之危害度

液化後地盤壓密沈陷量 S_t

(Ishihara & Yoshimi, 1992) :

$$S_t = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{vi} H_i$$

地盤損害程度	沈陷量 S_t (cm)	地表損害程度及現象
輕至無損壞	$0 < S_t \leq 10$	輕到無之程度，地表有微細裂縫
中度損壞	$10 < S_t \leq 30$	中度損害，地表有小裂縫，砂滲出
廣泛損壞	$30 < S_t \leq 70$	廣泛損害，地表有大裂縫、噴砂、大位移、地盤側



$S_t = 18 \text{ cm}$

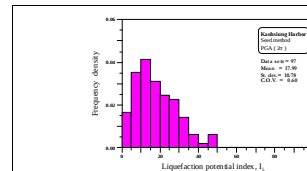
地表損害程度
「中度損壞程度」

23

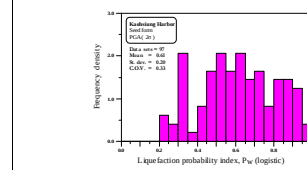


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

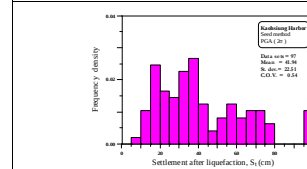
- 各危害度指數分布之範圍均相當大，變異性很高。
- 當PGA考慮中值， I_L 、 P_w 及 S_t 之平均值分別為14.36、0.55及38.11。
- 當PGA考慮2個標準偏差修正， I_L 、 P_w 及 S_t 之平均值分別為17.99、0.61及41.94。
- 綜合研判高雄港鑽孔場址將來受震時，將可能產生接近「嚴重液化」、地表有大裂縫及地盤側移之「廣泛損害」現象。



(a) 液化潛能指數



(b) 液化機率指數

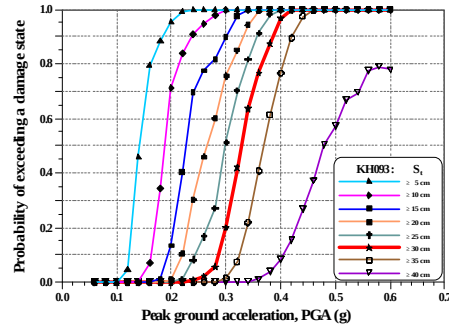
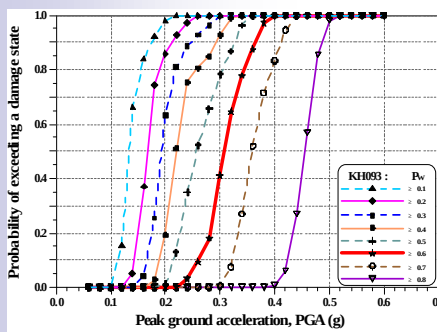
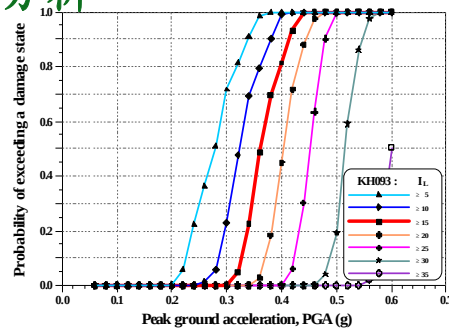


(c) 液化後地盤沈陷量

圖2-87 高雄港97個鑽孔場址之液化危害度指數分布 (PGA: 2σ)

24

- 將不同PGA 值模擬所得之 I_L 、 P_w 以及 S_t 等三液化損害參數，依各參數級距作統計分析，求取高雄港區鑽孔場址之液化易損性曲線。
- 以KH093 鑽孔場址為例



25



碼頭構造物 耐震評估

3



26



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

子計畫二：港灣構造物耐震能力之評估

■ 目的

- 了解在控制地震作用下，既有港灣構造物之耐震能力，作為建立災損分析模式之依據。

■ 主要工作項目：

1. 高雄港港區碼頭設計施工資料蒐集
2. 港灣結構受震之破壞機制研究
3. 港區碼頭之耐震能力評估
 - a. 重力式碼頭(2~7號方塊式碼頭)
 - b. 板樁式碼頭(76號、65~66號板樁式碼頭)
 - c. 棧橋式碼頭(50號、120號棧橋式碼頭)
4. 港區非剛性碼頭微振量測與分析(71號棧橋式碼頭)

27


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

高雄港碼頭基本資料

- 港區主要分為八個商港區與五個貨櫃中心，目前設有貨櫃碼頭25座、雜貨碼頭31座、散裝碼頭32座、穀類碼頭3座、客運碼頭2座等營運碼頭93座以及其他海關用、軍用與修船用等非營運碼頭25座，共118座碼頭
- 碼頭結構型式包含重力式碼頭、板樁式碼頭與棧橋式碼頭



28


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



地震需求參數與性能等級評估

碼頭構造物耐震評估

■ 地震需求參數

□ 參考國際航海協會建議

- 等級2地震(L2)：超越機率10%之地震，對應地震回歸期475年

□ 現行『港灣構造物設計基準』中耐震設計規定

- 在475年回歸期下高雄港區工址水平加速度係數=0.23
- 高雄港區剛性(重力式、板樁式)碼頭之設計水平地震係數 K_h 值=0.115

■ 導入性能設計之觀念

性能目標					評估方法	簡易分析	簡易動力分析	動力分析
地震力等級	損壞等級(性能等級)							
	等級Ⅰ (可使用)	等級Ⅱ (可修復)	等級Ⅲ (接近崩塌破壞)	等級Ⅳ (崩塌破壞)				
	Level1 (L1)	S、A、B	C					
Level2 (L2)	S	A	B	C	碼頭型式	擬靜力分析	滑動塊體法	FEM/FDM
					重力式碼頭			
					板樁式碼頭		—	
					棧橋式碼頭		側推分析與容量震譜	

29



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

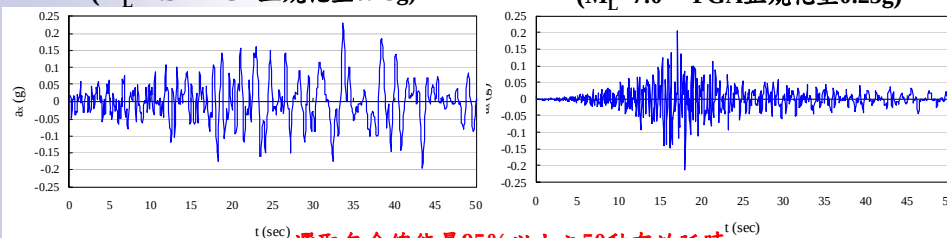


高雄港碼頭耐震能力評估用地震

碼頭構造物耐震評估

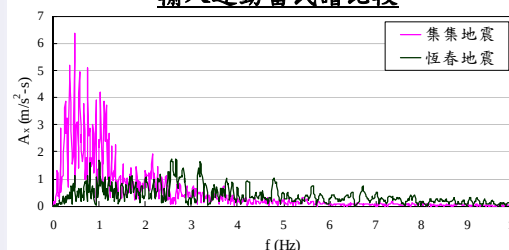
1999年9月21日集集地震
($M_L=7.3$ ，PGA正規化至0.23g)

2006年12月26日恆春地震
($M_L=7.0$ ，PGA正規化至0.23g)



選取包含總能量95%以上之50秒有效延時

輸入運動富氏譜比較



30

國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

- 港區碼頭背填土壤之液化程度對於其受震行為影響甚大，故本研究採建築物耐震設計規範中第11.1.3節中，砂土層之液化潛能判定方法，進行各代表性碼頭之液化影響評估。

$$F_L = \frac{R}{L}$$

L：地震引致之土壤剪應力與有效覆土壓力之比值
R：土壤抵抗液化強度與有效覆土壓力之比值

- 分別針對2~7號碼頭之KH093鑽孔、48~53號碼頭之KH065鑽孔、65~66號碼頭之KH010鑽孔、77號碼頭之KH036鑽孔、及119~121號碼頭之KH046鑽孔，評估在PGA=0.23 g時，各代表性碼頭背填區域土壤之受震液化深度。
- 結果顯示，在地震需求0.23 g時，各碼頭後線土層深度20 m範圍內其 F_L 值大部份皆小於1.0，有可能發生背填土全部液化
- 後續進行高雄港重力式與板樁式碼頭耐震能力評估時，必須考量液化對碼頭受震穩定性之影響。



設計地震需求

- 考慮現行港灣構造物設計基準475年回歸期
PGA=0.23g

評估標的

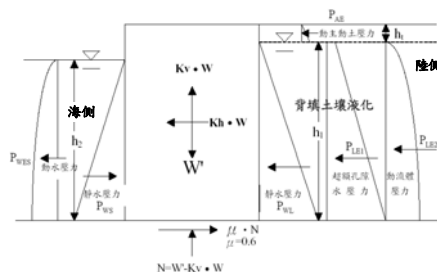
- 2~7號方塊式碼頭

評估分析方法

- 簡易(擬靜力)分析法
- 簡易動力分析法(滑動塊體法)
- 動力分析法

重力式碼頭損害等級(PIANC,2001)

損壞等級(性能等級)		等級I	等級II	等級III	等級IV
壁體	正規化水平位移 d/H	<1.5%	1.5~5%	5~10%	>10%
	朝海側傾斜角	<3°	3~5°	5~8°	>8°
岸角	不均勻沉陷量	<0.03~0.1m	—	—	—
	岸角與後線陸地沉陷量	<0.3~0.7m	—	—	—
	朝海側傾斜角	<2~3°	—	—	—

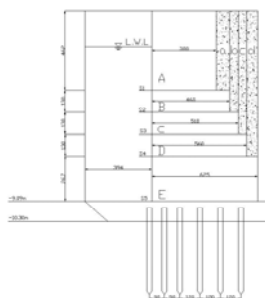




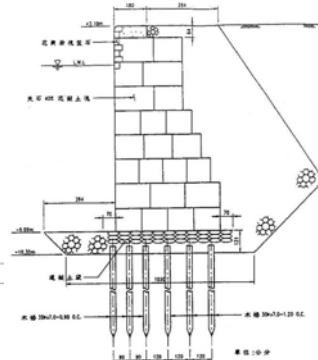
高雄港2~7號方塊式碼頭 -簡易分析法

碼頭構造物耐震評估

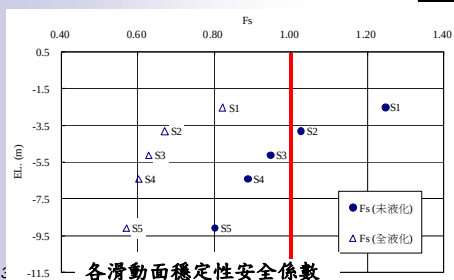
- 依設計斷面分為五個主要滑動面(S1~S5)，針對各滑動面進行穩定性分析。
- 未液化時：
 - 抗滑動FS最小=0.80
 - 抗傾覆FS最小=1.13
- 背填全液化時：
 - 抗滑動FS最小=0.57
 - 抗傾覆FS最小=0.91
- 基礎承载力檢核 $F_s > 14$



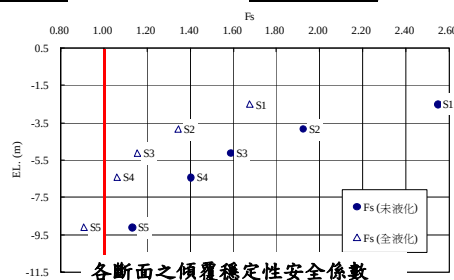
分析簡化模型



碼頭設計斷面



各滑動面穩定性安全係數



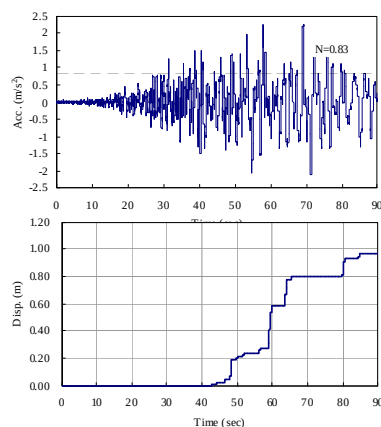
各斷面之傾覆穩定性安全係數



高雄港2~7號方塊式碼頭 -簡易動力分析法：滑動塊體法

碼頭構造物耐震評估

- 臨界加速度
 - 未液化時，臨界加速度=0.085 g
 - 背填全液化時，臨界加速度=0.018 g
- 受震滑移量
 - 921集集地震(PGA正規化至0.23g)
 - 未液化：滑移量0.973m；d/H=8.7%
 - 背填全液化：滑移量12.3m；d/H=109%
 - 1226恆春地震(PGA正規化至0.23g)
 - 未液化：滑移量0.036m；d/H=0.32%
 - 背填全液化：滑移量0.552m；d/H=4.9%
- 性能(損害)等級(根據PIANC(2001))
 - 921集集地震
 - 無液化：第III級(接近破壞)
 - 背填全液化：第IV級(完全破壞)
 - 1226恆春地震
 - 無液化：第I級(可使用)
 - 背填全液化：第II級(可修復)接近第III級(接近破壞)



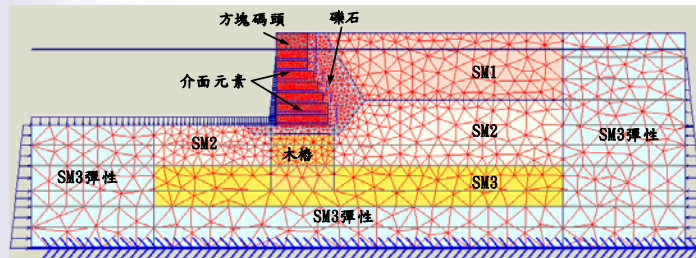
高雄港2~7號碼頭滑移量分析
(921地震, PGA=0.23g, 未液化)



■ PLAXIS FEM程式

- 土壤非線性：採莫耳~庫倫模式模擬
- 採雷利阻尼模擬土壤遲滯阻尼，並施加消能吸收邊界減少波傳反射
- 為模擬受震後激發超額孔隙水壓之現象，近域之SM土壤視為不排水
- 以PLAXIS程式提供之介面元素模擬混凝土塊體介面性質
- 進行動態歷時有效應力分析，評估方塊碼頭變位狀態

■ 2~7號方塊式碼頭分析模型

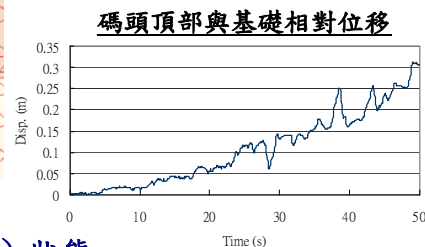
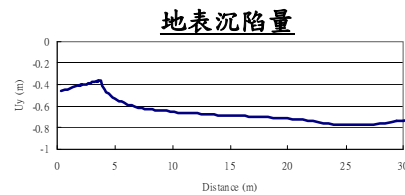
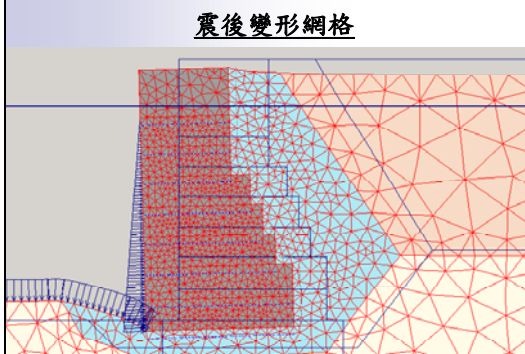


35



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

■ 921集集地震(PGA正規化至0.23g，考慮液化)



■ 損害等級屬於第II級（可修復）狀態

36



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

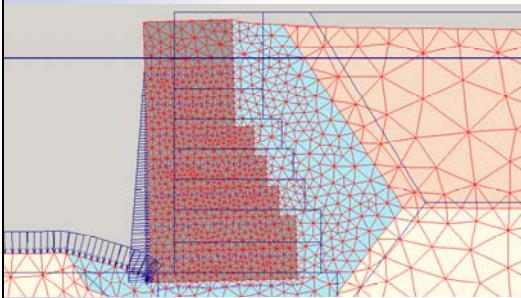


高雄港2~7號方塊式碼頭 -簡易動力分析法：有限元素法(3/3)

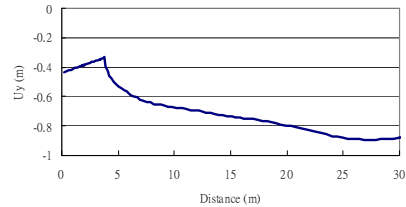
碼頭構造物耐震評估

- 1226恆春地震(PGA正規化至0.23g，考慮液化)

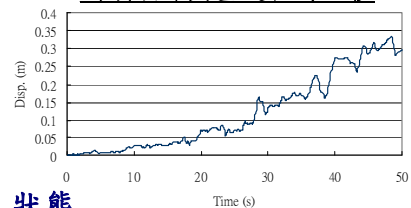
震後變形網格



地表沉陷量



碼頭頂部與基礎相對位移



- 損害等級屬於第II級（可修復）狀態



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

37



高雄港板樁式碼頭耐震能力評估

碼頭構造物耐震評估

- 設計地震需求

- 考慮現行港灣構造物設計基準475年回歸期
PGA=0.23g

- 評估標的

- 76號板樁式碼頭
- 65~66號板樁式碼頭

- 評估分析方法

- 簡易(擬靜力)分析法
- 動力分析法

板樁式碼頭損害等級(PIANC,2001)

損害等級		等級 I	等級 II	等級 III	等級 IV
殘餘變位	正規格化水平位移 d/H	<1.5% 或 d<30cm	—	—	—
	朝海側殘餘傾斜角	<3°	—	—	—
	岸角差異沉陷	<3-10cm	—	—	—
	岸角與後緣差異沉陷	<30-70cm	—	—	—
	朝海側殘餘傾斜角	<2-3°	—	—	—
應力狀態	板樁				
	水深以上	彈性	塑性（小於韌性容量）	塑性（小於韌性容量）	塑性（超出韌性容量）
	水深以下	彈性	彈性	塑性（小於韌性容量）	塑性（超出韌性容量）
	拉桿	彈性	彈性	塑性（小於韌性容量）	塑性（超出韌性容量）
錨錠					
		彈性	彈性	塑性（小於韌性容量）	塑性（超出韌性容量）



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

38

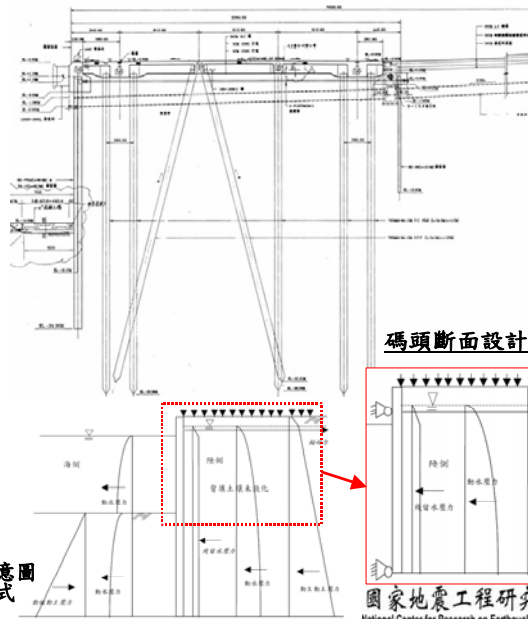
■ 簡易分析法分析步驟

- 計算作用於板樁之外力
- 檢核板樁貫入長度
- 計算耐震安全係數
- 計算拉桿張力與板樁樁身最大彎矩
- 評估構造物之變位量與損害等級

■ 評估結果

- 未液化：
 - 耐震安全係數=1.63
 - 損害等級屬第II級
- 背填全液化：
 - 耐震安全係數=0.383
 - 損害等級屬第II~III級

板樁式碼頭受力示意圖
與最大彎矩分析模式
(賴瑞應等, 2005)



碼頭斷面設計圖

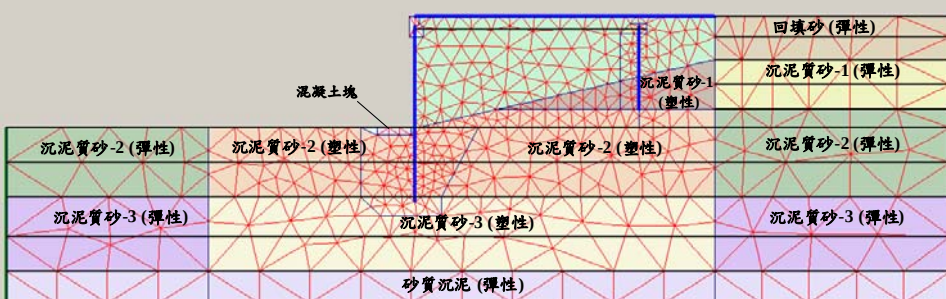
國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

39

■ PLAXIS FEM程式

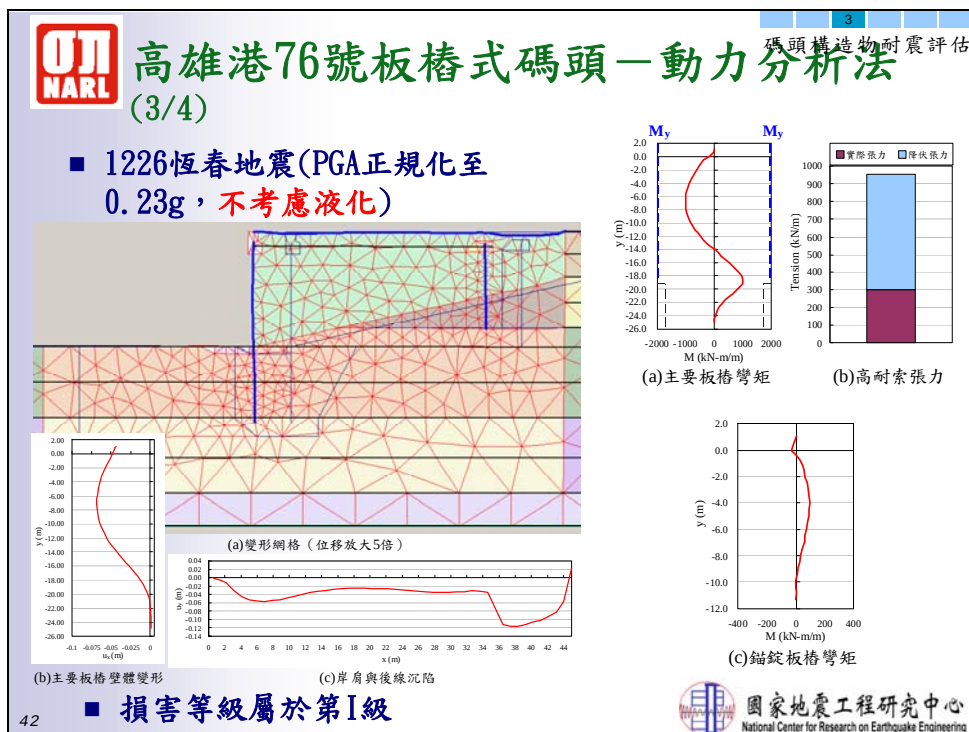
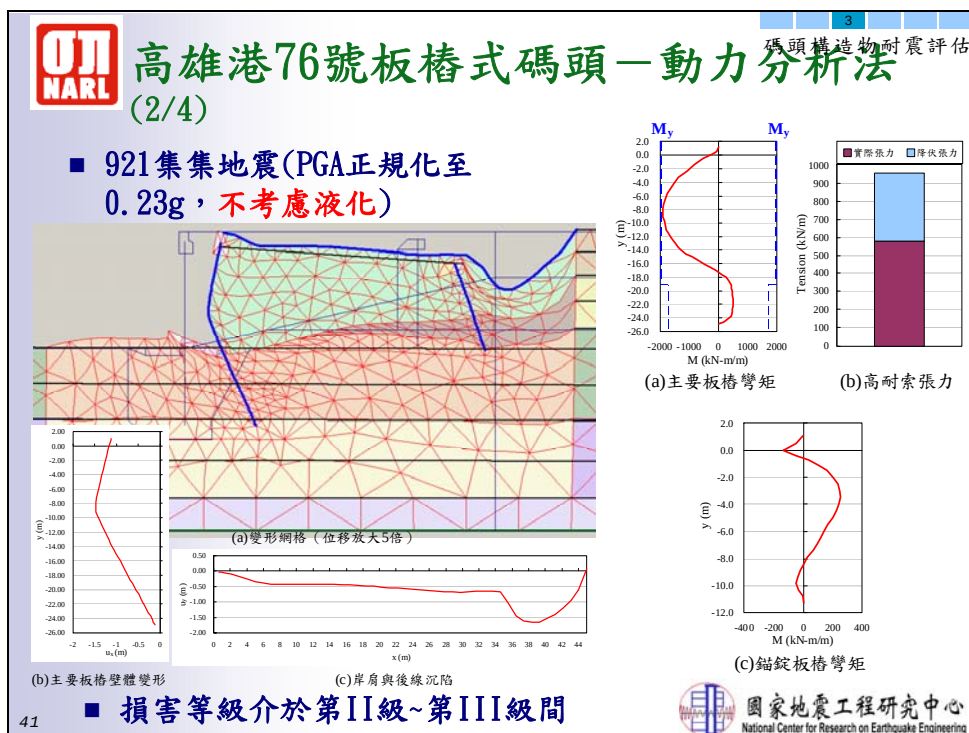
- 土壤非線性：採莫耳-庫倫模式模擬，並依建築物基礎構造設計規範之建議，將土壤強度參數作適度折減，以考慮液化之影響。
- 採雷利阻尼模擬土壤遲滯阻尼，並施加消能吸收邊界減少波傳反射
- 進行動態歷時有效應力分析，評估碼頭變位與桿件應力狀態

■ 76號板樁式碼頭分析模型



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

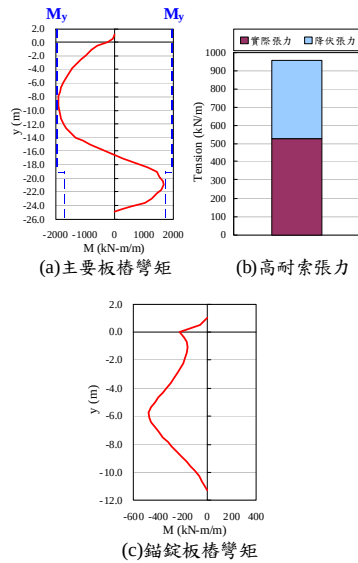
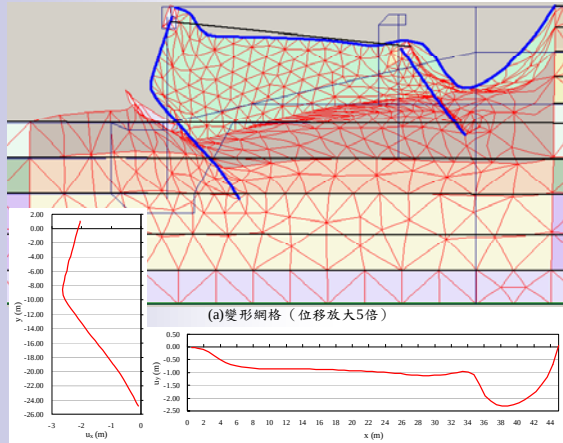
40



高雄港76號板樁式碼頭—動力分析法

碼頭構造物耐震評估

- 921集集地震(PGA正規化至0.23g，考慮液化)



43

■ 損害等級介於第III級~第IV級間



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

高雄港65~66號板樁式碼頭—簡易分析法

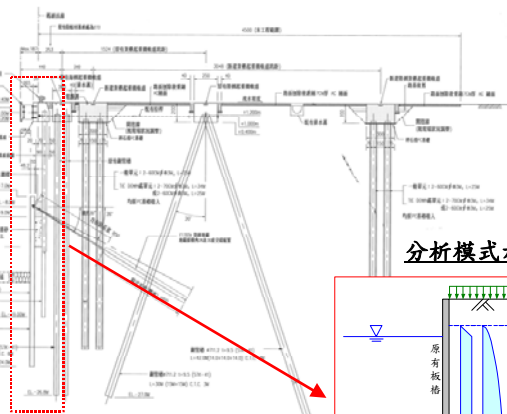
碼頭構造物耐震評估

■ 簡易分析法分析步驟

- 計算作用於板樁之外力
- 檢核板樁貫入長度
- 計算耐震安全係數
- 計算拉桿張力與板樁樁身最大彎矩
- 評估構造物之變位量與損害等級

■ 評估結果

- 未液化：
 - 耐震安全係數=1.57
 - 損害等級屬第I級
- 背填全液化：
 - 耐震安全係數=0.278
 - 損害等級屬第III級



碼頭斷面設計圖

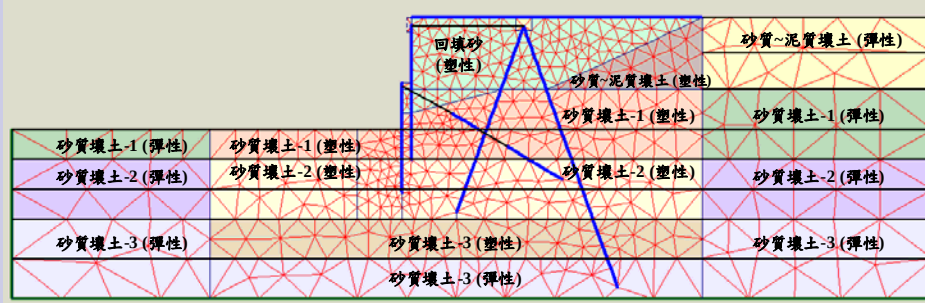
分析模式示意

44

■ PLAXIS FEM程式

- 土壤非線性：採莫耳~庫倫模式模擬，並依建築物基礎構造設計規範之建議，將土壤強度參數作適度折減，以考慮液化之影響。
- 採雷利阻尼模擬土壤遲滯阻尼，並施加消能吸收邊界減少波傳反射
- 進行動態歷時有效應力分析，評估碼頭變位與桿件應力狀態

■ 65~66號板樁式碼頭分析模型

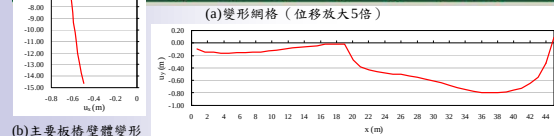
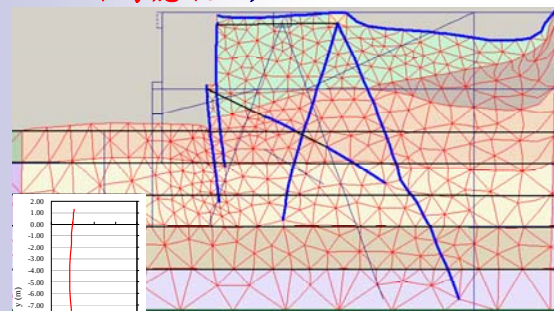


45

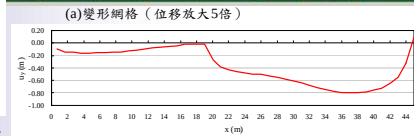


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

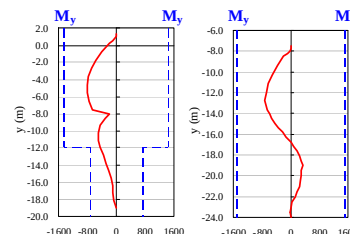
■ 921集集地震(PGA正規化至0.23g，不考慮液化)



(b) 主要板樁壁體變形 (海底面以上)

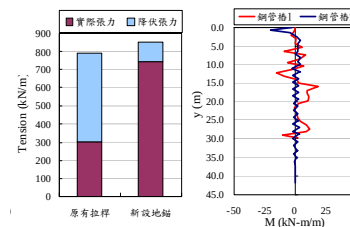


(c) 岸肩與後線沉陷



(a) 原板樁彎矩

(b) 新設板樁彎矩



(c) 拉桿與地錨張力

(d) 錨錠鋼管樁彎矩

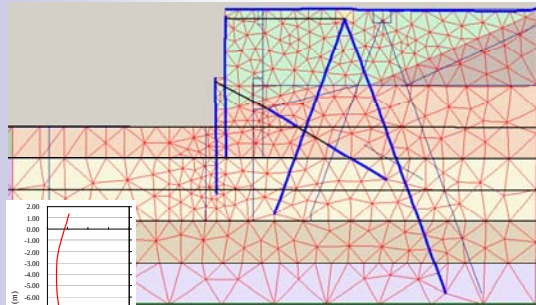
■ 損害等級屬於第II級

46



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

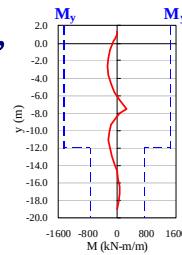
- 1226恆春地震(PGA正規化至0.23g，不考慮液化)



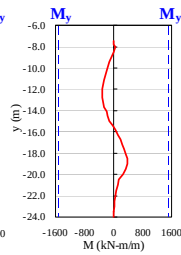
(a)變形網格(位移放大5倍)

(b)主要板樁壁體變形(海底面以上)

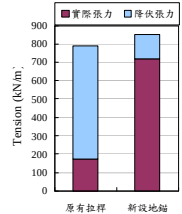
(c)岸肩與後線沉陷



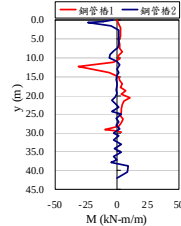
(a)原有板樁彎矩



(a)新設板樁彎矩



(c)拉桿與地錨張力

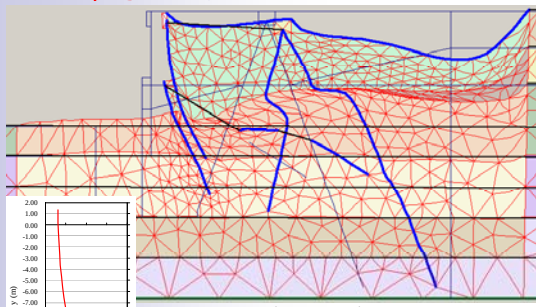


(d)錨錠鋼管樁彎矩

- 損害等級屬於第I級



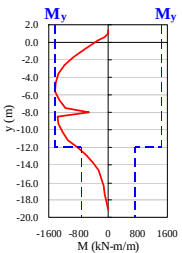
- 921集集地震(PGA正規化至0.23g，考慮液化)



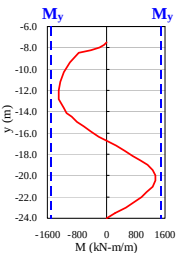
(a)變形網格(位移放大5倍)

(b)主要板樁壁體變形(海底面以上)

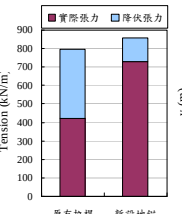
(c)岸肩與後線沉陷



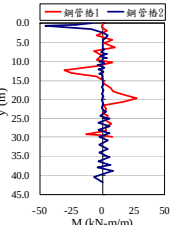
(a)原有板樁彎矩



(a)新設板樁彎矩



(c)拉桿與地錨張力



(d)錨錠鋼管樁彎矩

- 損害等級屬於第III級



■ 設計地震需求

- 由於棧橋式碼頭結構類似於橋梁，依現行公路橋梁耐震設計規範決定設計譜加速度係數 $S_s=0.6$, $S_1=0.35$ ，考慮場址效應後($F_a=1.1$, $F_v=1.7$)相當於 $PGA=0.27g$

棧橋式碼頭損害等級(PIANC,2001)

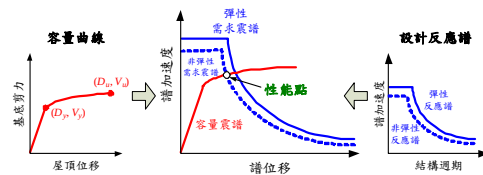
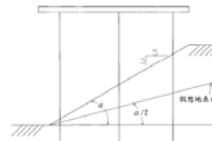
損壞等級(性能等級)	等級 I	等級 II	等級 III	等級 IV
殘留變位	岸肩與後緣陸地沉陷量	<0.1~0.3m	—	—
最大反應	基樁	保持彈性	控制彈性	超過等級 III 之要求，但至少在剪力破壞發生前須先彎矩破壞

■ 評估標的

- 48~53號直樁(PC樁)棧橋式碼頭
- 119~120號直斜樁(鋼管樁)棧橋式碼頭

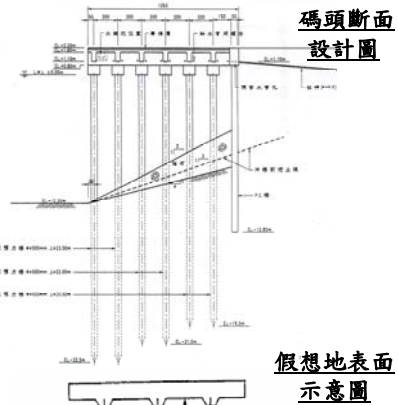
■ 評估分析方法

- 簡易(擬靜力)分析法
- 簡易動力分析法(容量震譜法)



49

- 水平地震係數 $k_h=0.27$
- 載重分析與外力計算
 - 外力垂直荷重 P =上部結構+超載+操作機具+基樁自重
 - 外力水平荷重 $H=k_h \times V$
 - 基樁自重所引致之地震水平力=假想固定點以上之樁重 $\times k_h$
- 基樁軸力計算
- 應力檢核
 - 地震時容許軸應力為常時1.5倍
 - 直樁水平抵抗力及樁頭彎矩計算
- 根據50號碼頭取3.7m寬之單元計算結果，直樁最大軸應力與彎矩檢核仍在容許範圍內



L_i : 基樁樁頭至假想固定點之長度
 h_i : 假想地表面上之樁長
 $1/\beta_i$: 特徵長度 $\Rightarrow L_i = h_i + 1/\beta_i$

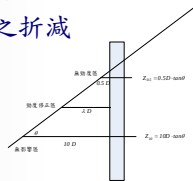
50

■ 容量震譜法

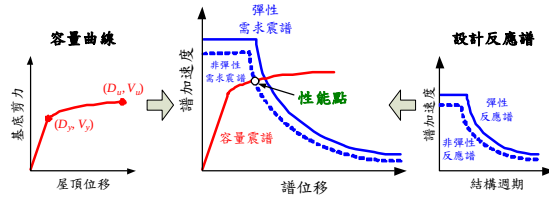
- 容量曲線一側推分析
- 地震需求譜

■ 棧橋碼頭分析模型

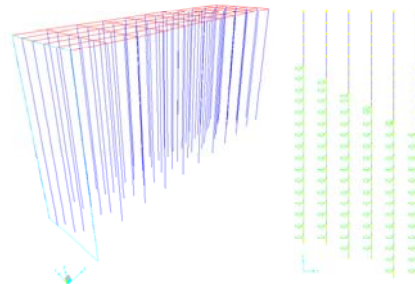
- 碼頭面板：薄殼元素
- PC樁：梁元素，設置彎矩與剪力塑鉸
- 樁周土壤：彈簧元素
 - $k_h=1500 \text{ N (kN/m}^3\text{)}$
 - 考量土壤彈簧非線性
 - 考量斜坡效應之折減



容量震譜法示意圖

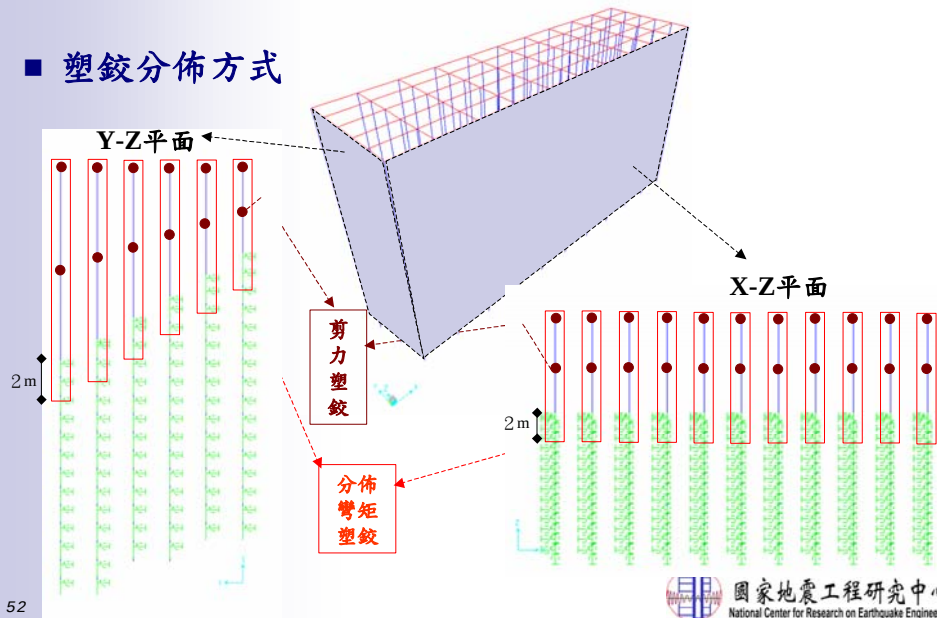


50號碼頭之SAP2000分析模型



51

■ 塑鉸分佈方式



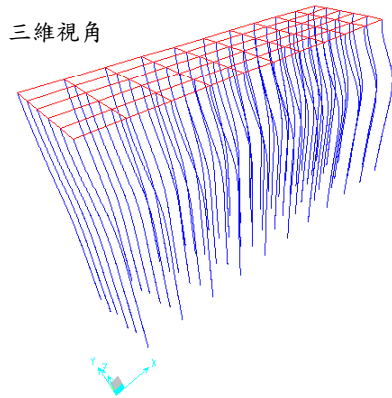
52

■ 棧橋單元模態分析

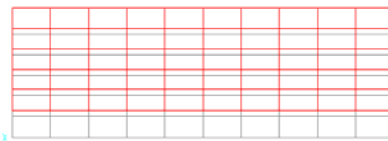
- 第一振態之週期為0.733秒，主要為Y向位移

模態振形

三維視角



XY平面視角

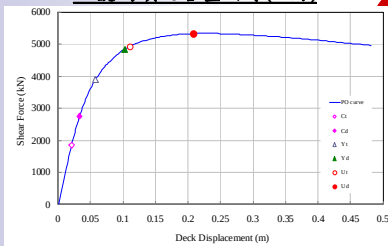


53

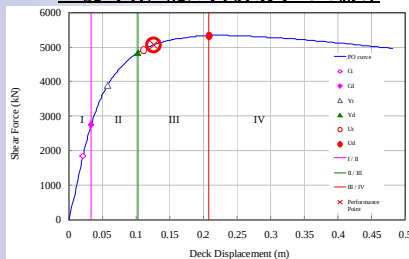


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

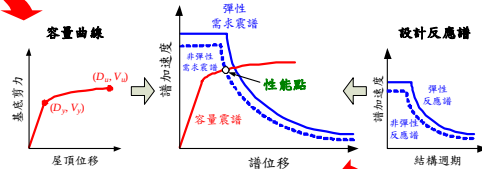
50號碼頭之容量曲線(Y向)



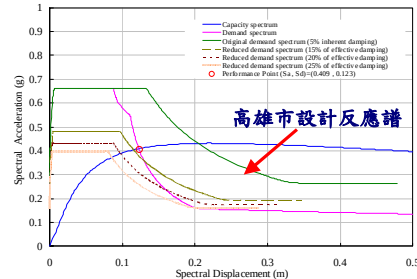
50號碼頭性能點與損壞等級之關係



容量震譜法示意圖



SAP2000程式容量震譜法之性能點求取



54

基底剪力5064.7 kN 頂版位移12.6cm=>損害等級III



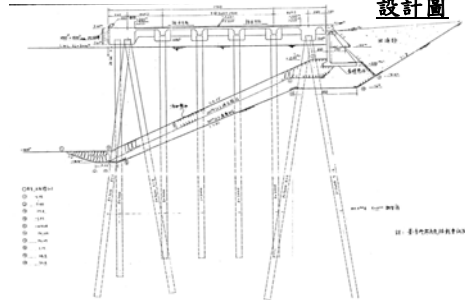
國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



高雄港120號棧橋式碼頭 —簡易分析法

碼頭構造物耐震評估

碼頭斷面 設計圖



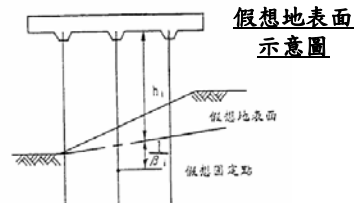
- 水平地震係數 $k_h=0.27$
- 載重分析與外力計算
 - 外力垂直荷重 P =上部結構+超載+操作機具+基樁自重
 - 外力水平荷重 $H=k_h \times V$
 - 基樁自重所引致之地震水平力=假想固定點以上之樁重 $\times k_h$

■ 基樁軸力計算

■ 應力檢核

- 地震時容許軸應力為常時1.5倍
- 直樁水平抵抗力及樁頭彎矩計算

- 根據120號碼頭取4m寬之單元計算結果，直樁最大軸應力與彎矩檢核仍在容許範圍內



L_i ：基樁樁頭至假想固定點之長度
 h_i ：假想地表面上之樁長
 $1/\beta_i$ ：特徵長度 $\Rightarrow L_i = h_i + 1/\beta_i$

55



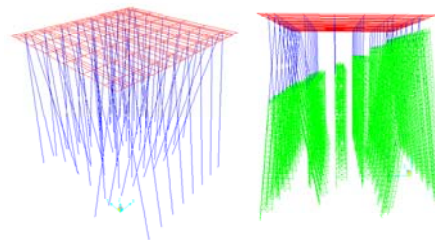
高雄港120號棧橋式碼頭— 簡易動力分析法(1/2)

碼頭構造物耐震評估

■ 棧橋碼頭分析模型

- 碼頭面板：薄殼元素
- PC樁：梁元素，設置彎矩與剪力塑鉸
- 樁周土壤：彈簧元素

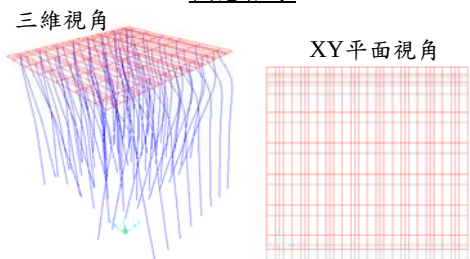
120號碼頭之SAP2000分析模型



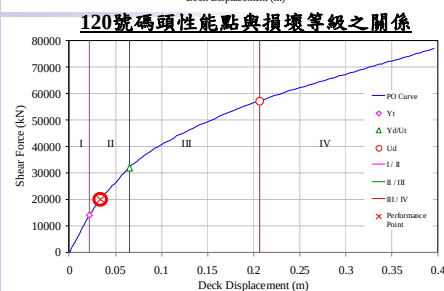
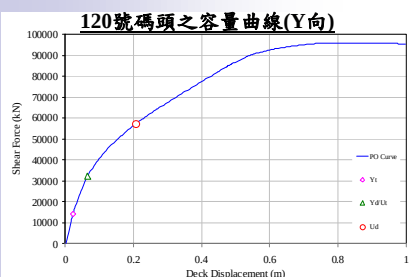
■ 棧橋單元模態分析

- 第一振態週期為0.432秒，主要為Y向位移

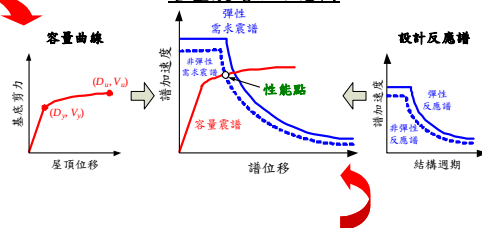
模態振形



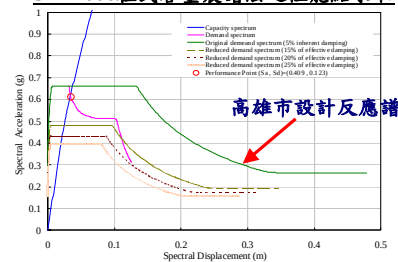
56



容量震譜法示意圖



SAP2000程式容量震譜法之性能點求取



57 基底剪力 20041.3 kN 頂版位移 3.4cm=>損害等級II

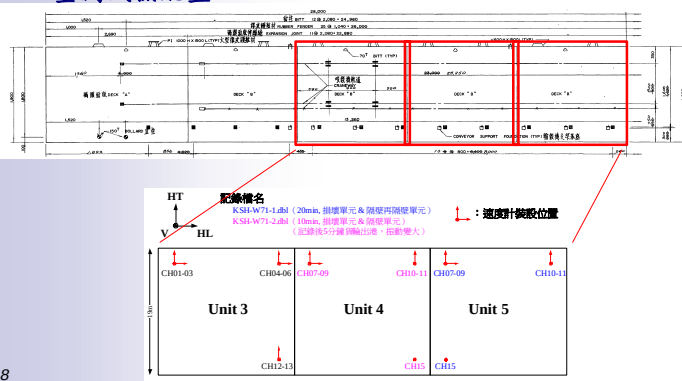


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

71號碼頭現地照片 (99/03/18)



- 量測對象
 - 高雄港71號棧橋式碼頭
- 量測目的
 - 比較基樁損毀單元與完整單元之振動特性
- 量測試驗配置



SPC-51集錄系統



VSE-15D速度計

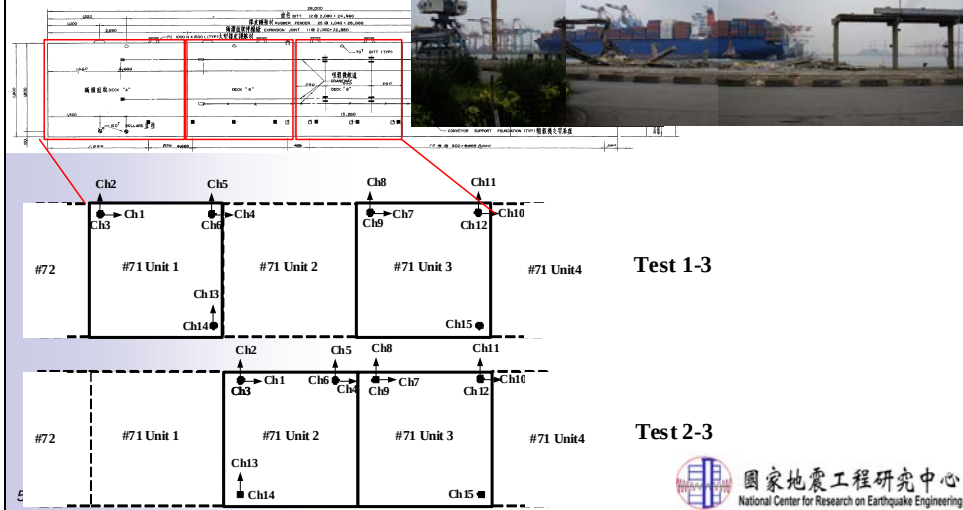


58

■ 量測對象

□ 71號碼頭Unit1~Unit3

71號碼頭現地照片 (99/06/02)



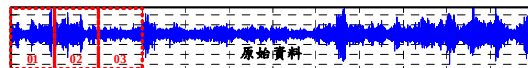
Test 1-3

Test 2-3

國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

■ 分析參數

- 取樣率200Hz
- 時間視窗取4096點
- 視窗時間長度為20.48 s



■ 平均短時傅氏頻譜分析

- 便於判別具代表性之顯著頻率

■ 結構系統識別—相關性分析

- 互相關函數
(auto-correlation function)

$$r_{yx}(t) = \int_{-\infty}^{\infty} y(\tau)x(t+\tau)d\tau$$

- 相互功率頻譜
(cross power spectrum)

$$S_{yx}(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} r_{yx}(\tau)e^{-i\omega\tau}d\tau = Y(\omega) \cdot \bar{X}(\omega)$$

time

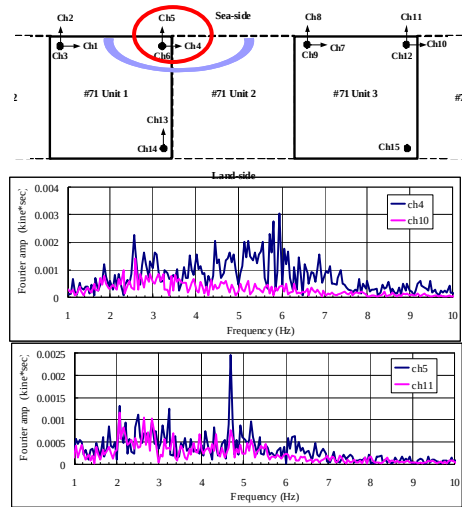
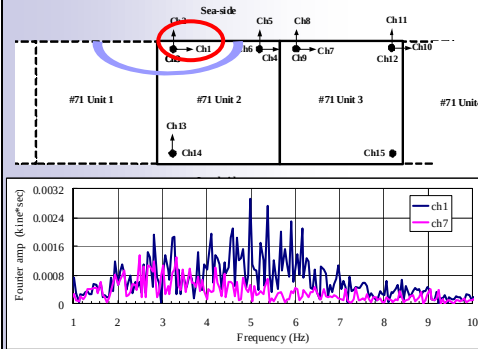
Average



分析結果-1

■ 平均短時傅氏頻譜分析

- Test 1-3 中ch4、ch5
- Test 2-3 中ch1



61

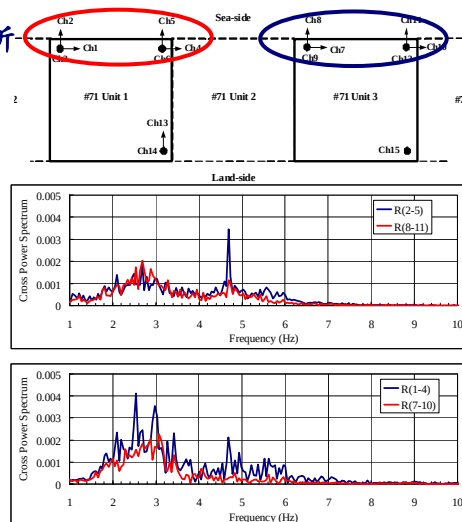
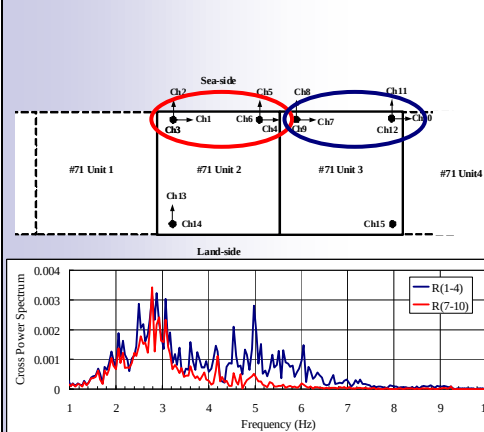


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



分析結果-2

■ 面板運動之相互功率頻譜分析



62



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



碼頭構造物 災害境況模擬

4



63



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

子計畫三：碼頭構造物災害境況模擬

■ 目的

- 在TELES震損評估系統中，持續建置與檢討修正港灣地區之地震災損評估模組。並以高雄港港區為對象進行初步災損評估模擬與分析。

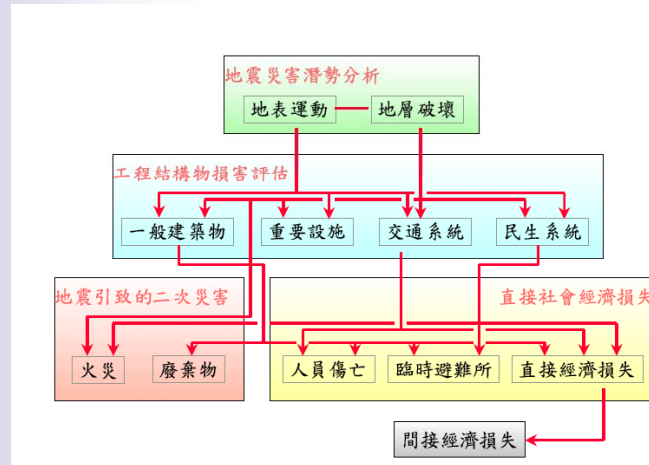
■ 主要工作項目：

1. 高雄港區基本資料庫建置
2. 結構損害評估模式建立與修正
 - a. 碼頭易損性分析
3. 高雄港區碼頭及設施震損評估模擬

64



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



■ 蒐集各階段分析模組之基本資料或參數

- ☐ 港灣結構或設施基本資料
- ☐ 港灣地區地質鑽探資料
- ☐ 港灣結構與非結構易損性曲線參數
 - 方塊式碼頭
 - 板樁式碼頭
 - 棧橋式碼頭
 - 非碼頭結構之其他設施
- ☐ 經濟損失評估用參數

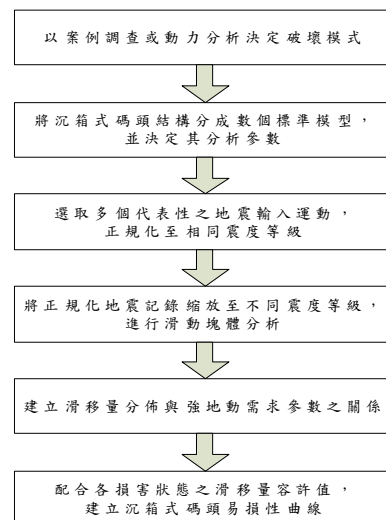
2. 港灣結構或設施損害評估模式建立

- 建置港灣結構物或設施之易損性曲線與損害評估模式
- 港灣設施可概分成：濱水結構、起重搬運設施、貯存設施以及倉儲設施。
- 每類設施對應兩條易損性曲線，其強地動需求參數分別為最大地表加速度(PGA) 以及 永久地表變位(Permanent Ground Deformation, PGD)
 - PGA可考量因地表振動所引起之結構物損壞
 - PGD可考量土壤液化造成地表永久變位引起之結構物損壞
- 部分參數參照HAZUS 99的建議值，對於碼頭結構之PGA相關易損曲線參數將透過實際進行易損性分析來建立。

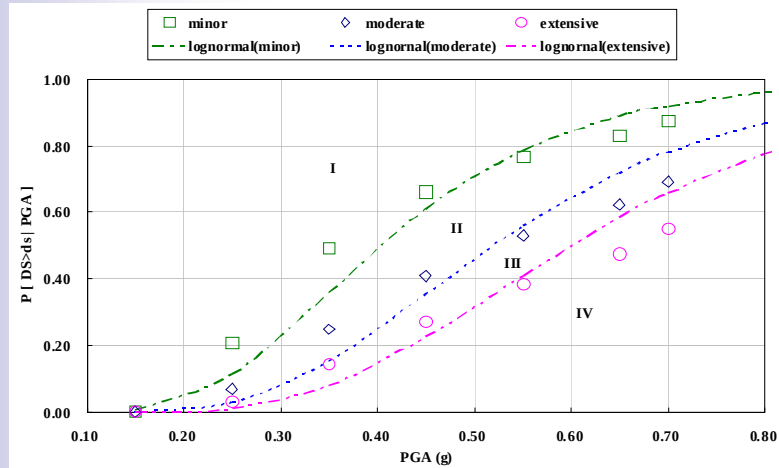


方塊式碼頭易損分析模式

- 本研究參照國際航海協會所建議之重力式碼頭定量損害等級，針對方塊式碼頭進行其易損性曲線分析。
- 以簡易動力分析法(滑動塊體法)分析所得之碼頭滑移量 d 作為碼頭損害等級評估之參數。
- 採用之地震事件
 - 選取高雄港區內高雄港氣象站KAU (2008/9停用)、KAU45、高雄港務局測站KAU092與高師附中KAU002 (1995/9停用)等四個測站，收集這些測站由1995年至2010年所記錄到規模4以上、PGA大於15 gal的地震事件，共12筆地震記錄。
- 易損分析流程，如右圖所示。



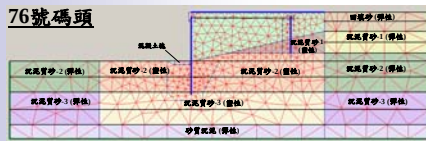
高雄港2-7號方塊式碼頭之易損性曲線



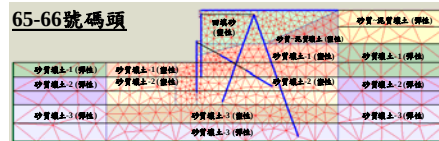
版樁式碼頭易損分析模式

- 為能真實考量地震之變異性、結構與土層材料的非線性、土壤~結構的互制效應等，本研究採用動力分析法進行易損分析
- 採用碼頭耐震能力評估中所建立之碼頭模型，經網格最佳化提升分析效率後，用以進行易損分析。

76號碼頭

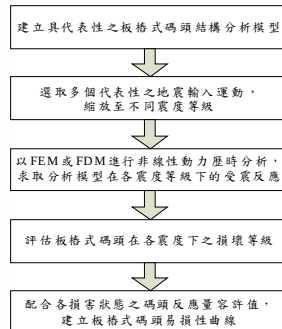


65-66號碼頭



- 採用之地震事件同方塊式碼頭易損分析
- 為了得到較合理之易損曲線，假設某一特定PGA值下，版樁壁頂/岸肩前緣位移量呈對數常態分佈
- 由所回歸出相關分佈參數後，便可由各損害等級之位移門檻值，計算出該PGA下超越各個損害等級的條件機率

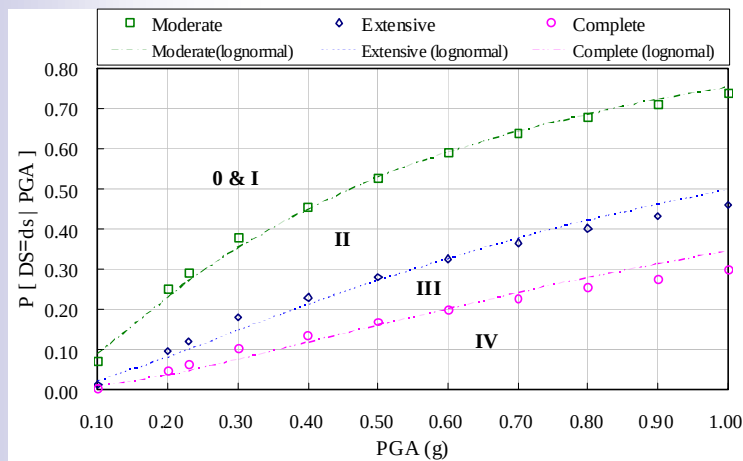
- 建立具代表性之版樁式碼頭結構分析模型；
- 選取多個代表性地震輸入運動，縮放到各種不同震度等級；
- 進行非線性動力歷時分析，以求取分析模型在各震度等級下的受震反應；
- 建立在不同震度等級下，碼頭結構反應之機率分佈；
- 由碼頭結構反應之機率分佈，配合各損害等級對應之碼頭結構反應門檻值，即可建立各損害等級下碼頭結構之易損曲線。



71



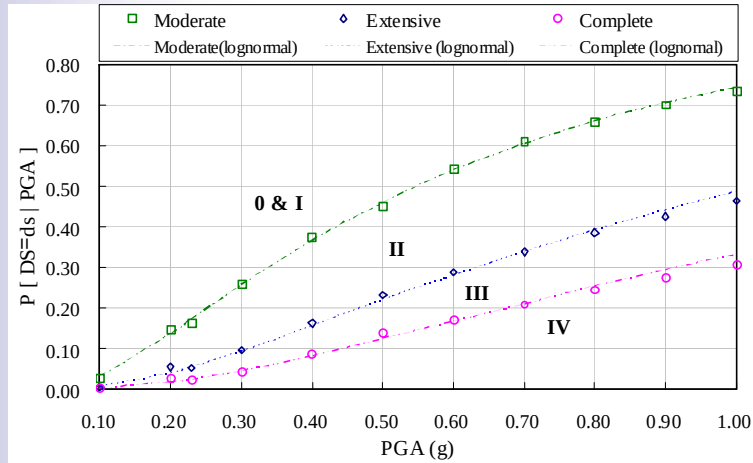
國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



72



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

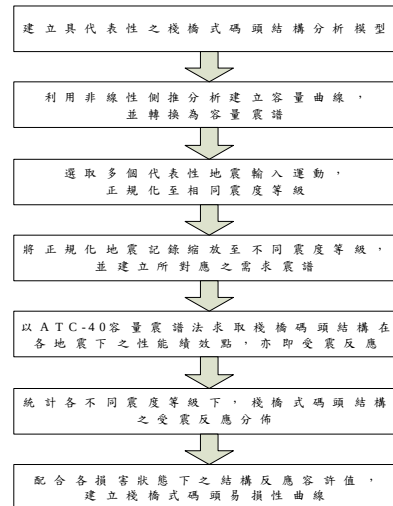


73



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

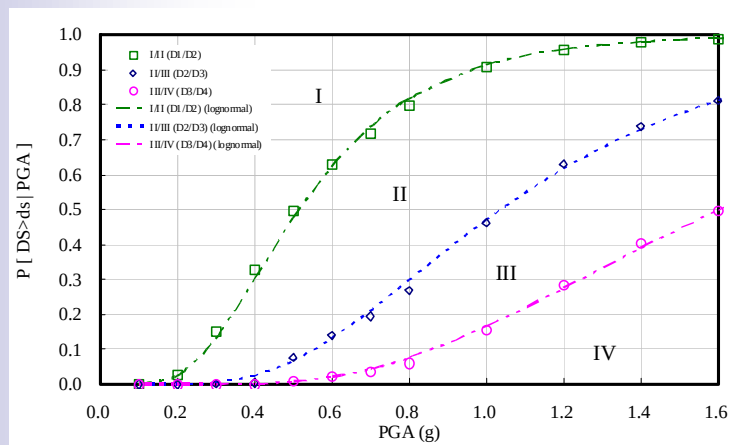
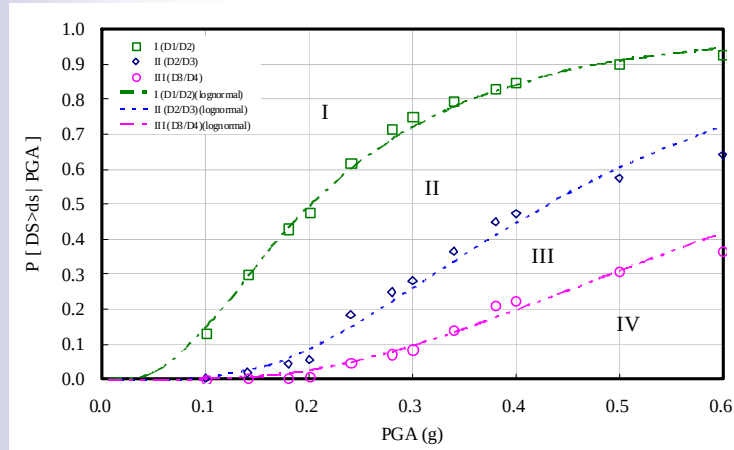
- 本研究是典型的土壤-結構互制問題，一般採用溫克基礎模式，以彈簧元素來模擬樁周土壤，以梁元素來模擬基樁，藉此簡化分析，並考量土壤彈簧元素與結構元素之非線性行為，則結構物受震之非線性反應，即可透過非線性靜力側推分析加以評估。
- 採用用SAP2000有限元素分析程式，建立3D分析模型，用以進行易損分析。
- 採用之地震事件同方塊式碼頭易損分析。
- 易損分析流程，如右圖所示。



74



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



- 針對地震損失評估之需求，需再將易損曲線加以標準化為能以簡單參數描述之函數型式，以便快速計算之用。
- TELES將易損曲線形式假設為對數常態分配之累積機率函數：

$$F(x) = P(X \leq x) = \int_0^x \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right)^2\right] dx$$

μ 為 $\ln(X)$ 之平均數
 σ 為 $\ln(X)$ 之標準差

- 將所求得之易損曲線，依據上述假設與函數型式，以線性迴歸方式求得各等級易損曲線參數，以供TELES使用。

2~7 號方塊式碼頭		
損壞等級	中位數	對數標準差
Minor	0.40	0.3917
Moderate	0.52	0.3835
Extensive/Complete	0.60	0.379

	76 號板橋式碼頭		65-66 號板橋式碼頭	
損壞等級	中位數	對數標準差	中位數	對數標準差
Minor	0.549	0.921	0.463	1.136
Moderate	1.036	0.944	1.008	1.152
Extensive/Complete	1.510	0.955	1.581	1.155

	50 號預力混凝土直橋橋式碼頭		120 號直橋橋式碼頭	
損壞等級	中位數	對數標準差	中位數	對數標準差
I / II	0.20	0.676	0.52	0.485
II / III	0.43	0.562	1.04	0.490
III / IV	0.68	0.629	1.60	0.486



■ 重建成本

設施	重建成本
碼頭結構	1.5 (百萬元/公尺)
起重設施	200 (百萬/座)

■ 易損性參數及損失比參數

□ 起重設施易損性參數採用HAZUS預設值

高雄港區碼頭與橋式起重機配置圖



模擬地震設定 (集集地震為例)

79

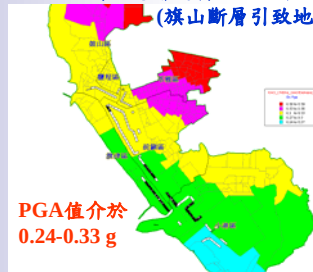
高雄港鄰近村里PGA值分佈
(集集地震)



高雄港碼頭所在位置PGA值分佈
(集集地震)



高雄港鄰近村里PGA值分佈
(旗山斷層引致地震)



高雄港碼頭所在位置PGA值分佈
(旗山斷層引致地震)



80



結構物損壞與震害經濟損失評估

■ 921地震境況模擬

- 碼頭、設施之直接經濟損失：損害機率相當小，所引致之損失亦甚少。

■ 旗山斷層引致地震境況模擬

- 碼頭、設施之直接經濟損失：總損失約**8498百萬元**，約佔總重建成本之**18%**（總重建成本47059百萬元）



各港區成果彙整

5





各港區成果彙整

各港區成果彙整

- 港灣地區地震潛勢之評估
 - ☐ 各港區地震危害度分析
 - ☐ 各港區場址效應分析
 - ☐ 各港區液化危害度分析
- 港灣碼頭構造物耐震能力之評估
 - ☐ 各評估方法彙整
 - ☐ 碼頭耐震能力評估分析方法改進
 - ☐ 特殊型式碼頭之耐震能力評估
- 災害境況模擬彙整
 - ☐ 各港區碼頭易損性參數
 - ☐ 各港區境況模擬與震損評估結果彙整
- 四港港灣地區TELES成果整合展現
 - ☐ 觸口斷層所引致地震境況模擬分析

83



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



港灣地區地震潛勢之評估結果整理

各港區成果彙整

方法	Building Code'05	PSHA (475年,for hardsite)		DSHA(for hardsite)			
設計地震 參數	EPA(g)=Sas/2.5	PGA(g)	潛勢規模 ML	Fault	R	ML	PGA
台中港	0.28 0.31 (近斷層因子=1.1)	0.26	6.9	獅潭、屯子 腳斷層 ^{註1}	8.13	6.9	0.435
				彰化斷層系 統 ^{註2}	4.08	7.0	0.62
花蓮港	0.45 (近斷層因子=1.42)	0.56	7.1	米崙斷層	1.3	7.1	0.8
蘇澳港	0.32	0.39	6.9	-	-	-	-
基隆港	0.24	0.23	7.0	山腳斷層	15.85	7.0	0.29
高雄港	0.24~0.28	0.21	6.8	旗山斷層	18.94	7.0	0.25

註1:因屯子腳斷層與獅潭斷層可視為為同一地震斷層，故以整段長度考慮錯動時對工址之影響

註2:根據鄭世楠等(2002)之報告，認為其與彰化斷層、清水斷層及大甲斷層視為彰化斷層系統，總長度為65公里

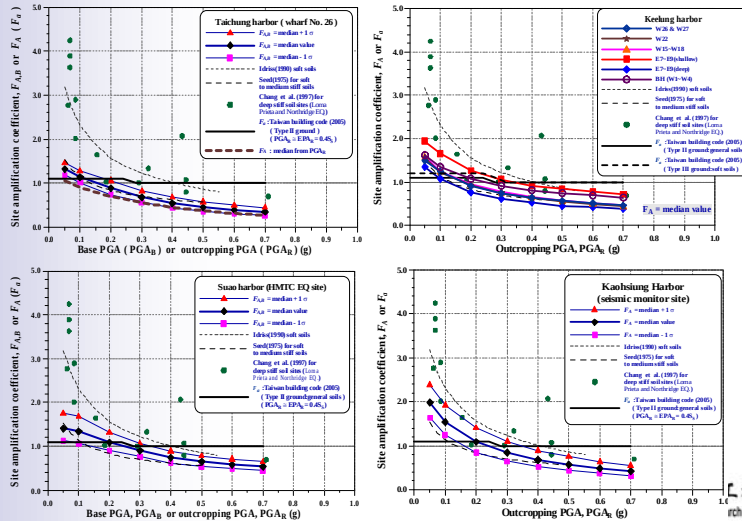
84



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

各港區場址效應分析成果彙整

- SHAKE地盤反應分析
- 地表相對於基盤露頭之加速度放大係數 $F_A (= PGA_S / PGA_R)$



85

工程研究中心
rich on Earthquake Engineering

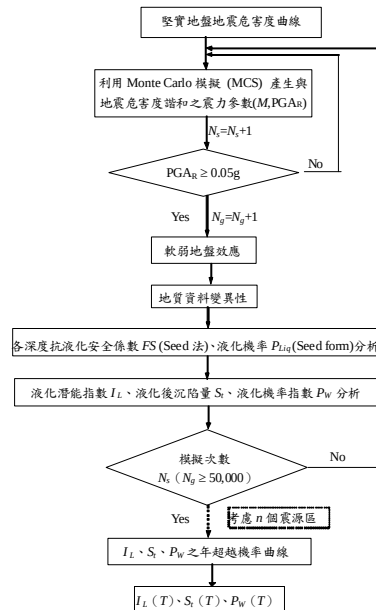
各港區土壤液化危害度分析成果彙整

- 綜合三液化損害指數 I_L 、 S_t ，以及 P_W 之分析結果
- 各港液化潛勢

港區	液化潛勢
台中港	少數屬於「中度液化」損害程度外，大部分皆為「嚴重液化」程度
花蓮港	「輕到無」程度
蘇澳港	「中度液化」
基隆港	「輕到無」程度，局部「中度液化」(4/10)
高雄港	可能產生「中度液化、中度損害」，至「嚴重液化、廣泛損害」現象

86

各港區成果彙整





耐震評估方法

碼頭型式	簡易分析	簡易動力分析	動力分析
重力式碼頭	擬靜力分析 計算安全係數與 臨界加速度反算	滑動塊體法 可考慮液化影響	FLAC PLAXIS UDEC
板樁式碼頭	擬靜力分析 計算安全係數與變位推估	—	PLAXIS
棧橋式碼頭	擬靜力分析 檢核應力	容量震譜法	SAP

87



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



碼頭耐震能力評估分析方法改進-1

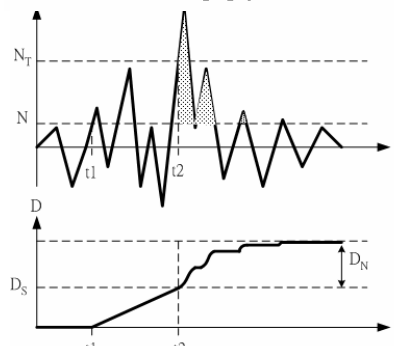
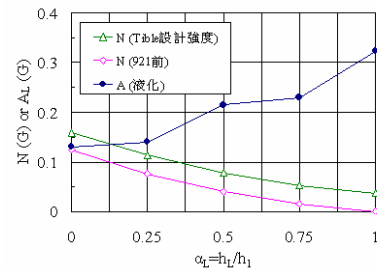
各港區成果彙整

■ 台中港重力式沉箱碼頭分析

- ☐ 考慮背填土液化程度之影響
- ☐ 考慮修復後支撐系統之影響

■ 有被動式錨樁之沉箱碼頭

- ☐ 考慮有被動式支撐系統影響之
滑動塊體分段分析法



88

碼頭耐震能力評估分析方法改進-2

■ 棧橋式碼頭側推分析模式—SAP2000程式

□ 第一年台中港碼頭分析：

建立棧橋式碼頭側推分析模式，以一雙線性彈簧模擬樁身側向彈簧之非線性行為；P-M2-M3塑鉸設置在直樁及斜樁樁頂，M3塑鉸在梁元素兩端；側推分析時是以第一模態側向力分佈加載模擬地震力。

□ 第三年基隆港碼頭分析

不考慮單元間及臨陸側的束制作用；考量鏽蝕效應後計算其彎矩塑鉸性質；樁身塑鉸位置設定，係由受彎矩最大的樁頭位置向下均佈至1~2倍樁徑處，每米設置10個塑鉸，另亦於樁貫入地表面處之上方及下方共約2倍樁徑範圍處，依相同方式設置塑鉸；側推分析時採用位移控制，用以模擬地震力作用之側向推力，沿短向推動(向海側)。

□ 第四年高雄港碼頭分析

考慮碼頭單元間之束制作用；土體降伏後之行為則以折減之彈簧係數來模擬，採用降服後之位移與降伏時之位移比的0.5次方關係作為模擬樁周土壤之非線性行為；樁身塑鉸位置設定，由樁頭至基樁貫入之邊坡表面交界處下4公尺間，佈設彎矩分佈塑鉸，每公尺設置10個塑鉸；另於各樁樁頭及樁頭至邊坡面之中點佈設集中剪力塑鉸；側推分析時採用位移控制，以模擬分析結果之模型振態模擬地震力作用。

89


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

特殊型式碼頭之耐震能力評估

■ 基隆港西25號鋼板樁圓筒式碼頭

□ 簡易分析法

- 參考現行港灣設計基準中圓筒式碼頭擬靜力分析

□ PLAXIS程式之動力分析

- 平面應變模式有效分析
- 以直線形之假線壁面來模擬，並以等值拉桿連接之兩道等值平板樁牆模擬圓筒形鋼板樁環向互鎖

■ 基隆港西2號橋墩式碼頭

□ 簡易分析法

- 計算崩塌地表加速度，以此初步評估法檢核該碼頭是否符合基隆港區設計地震加速度

□ 簡易動力分析

- 另以ATC-40之容量震譜法為主要架構之非線性靜力分析評估法，對該碼頭進行SAP側推分析與耐震能力評估。

90


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



重力式碼頭易損性參數整理

各港區成果彙整

台中港	中1-3 沉箱式		中4 沉箱式		中23-24 沉箱式	
	Median (g)	Deviation	Median (g)	Deviation	Median (g)	Deviation
minor	0.214	0.136	0.244	0.163	0.215	0.112
moderate	0.349	0.353	0.377	0.364	0.257	0.168
extensive/complete	0.521	0.510	0.542	0.481	0.308	0.243

花蓮港	花7 方塊式		花10-11 重力式		花17-18 消波方塊式		花19-21 沉箱式	
	Median (g)	Deviation	Median (g)	Deviation	Median (g)	Deviation	Median (g)	Deviation
minor	0.580	0.550	0.650	0.550	0.560	0.590	0.680	0.560
moderate	0.910	0.540	1.010	0.530	0.910	0.570	1.060	0.530
extensive/complete	1.170	0.520	1.290	0.520	1.190	0.550	1.350	0.520

基隆港	基西32 沉箱式		基東21-22 沉箱式	
	Median (g)	Deviation	Median (g)	Deviation
minor	0.700	0.487	0.658	0.485
moderate	0.976	0.485	0.916	0.479
extensive/complete	1.182	0.484	1.104	0.475

高雄港	高2-7 方塊式	
	Median (g)	Deviation
minor	0.549	0.921
moderate	1.036	0.944
extensive/complete	1.510	0.955

91



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



板樁式碼頭易損性參數整理

各港區成果彙整

花蓮港	花8(鋼板)		花9(鋼板)	
	Median (g)	Deviation	Median (g)	Deviation
minor	1.250	0.990	1.840	1.280
moderate	2.550	0.990	6.040	1.480
extensive/complete	3.730	0.980	12.780	1.560

基隆港	基西25(圓筒)		基東6(鋼板)	
	Median (g)	Deviation	Median (g)	Deviation
minor	0.857	0.868	0.954	0.681
moderate	1.442	0.783	1.438	0.627
extensive/complete	1.861	0.741	1.769	0.599

高雄港	高66(鋼板)		高76(鋼板)	
	Median (g)	Deviation	Median (g)	Deviation
minor	0.549	0.921	0.463	1.136
moderate	1.036	0.944	1.008	1.152
extensive/complete	1.510	0.955	1.581	1.155

92



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

台中港	中5-8A	PC樁	中9-11	PC樁(含斜樁)	中西3-4	鋼管含斜樁
	Median (g)	Deviation n	Median (g)	Deviation	Median (g)	Deviation
minor	0.202	0.202	0.373	0.199	1.405	0.249
moderate	0.277	0.277	0.470	0.198	-	-
extensive/complete	0.475	0.475	0.961	0.281	-	-

基隆港	基西19(含斜樁)	Deviation	基東8(直樁)	Deviation
	Median (g)	n	Median (g)	n
minor	-	-	-	-
moderate	-	-	-	-
extensive/complete	-	-	-	-

高雄港	高50	PC直樁	高120	鋼管含斜樁
	Median (g)	Deviation n	Median (g)	Deviation
minor	0.549	0.921	0.463	1.136
moderate	1.036	0.944	1.008	1.152
extensive/complete	1.510	0.955	1.581	1.155

■ 921地震案例

港區	港區碼頭PGA分佈	直接經濟損失
台中港	0.15-0.16g	台中港區損失約810百萬元，以北碼頭區損失最大，約531百萬元，其次為北突堤區，約128百萬元
花蓮港	0.125-0.126g	0.63百萬元（總重建成本4534百萬元）
基隆港	0.036-0.037g	損失相當小
高雄港	0.049-0.054g	損失相當小

各港區境況模擬與震損評估結果-2

■ 港區鄰近斷層錯動

港區	斷層	碼頭PGA分佈	直接經濟損失
台中港			
花蓮港	米崙斷層	0.54-0.59g	484.63百萬元（總重建成本4534百萬元）
基隆港	山腳斷層	0.24-0.26g	碼頭結構其損失約33百萬元（總重建成本14682百萬元） 起重設施方面其損失約720百萬元（總重建成本5800百萬元）
高雄港	旗山斷層	0.27-0.34g	總損失約8498百萬元，約佔總重建成本之18%（總重建成本47059百萬元）

95


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

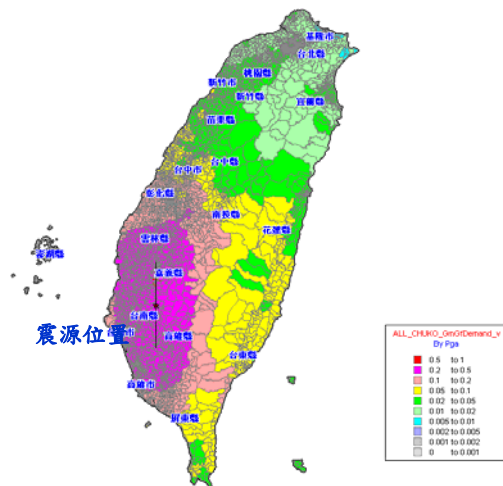
四港港灣地區TELES成果整合展現

- 四港相關基本資料參數已建置於TELES系統中
- 四港港區完整地震模擬
- 模擬地震
 - ☐ 觸口斷層
 - ☐ 規模7.1，斷層長度為67km

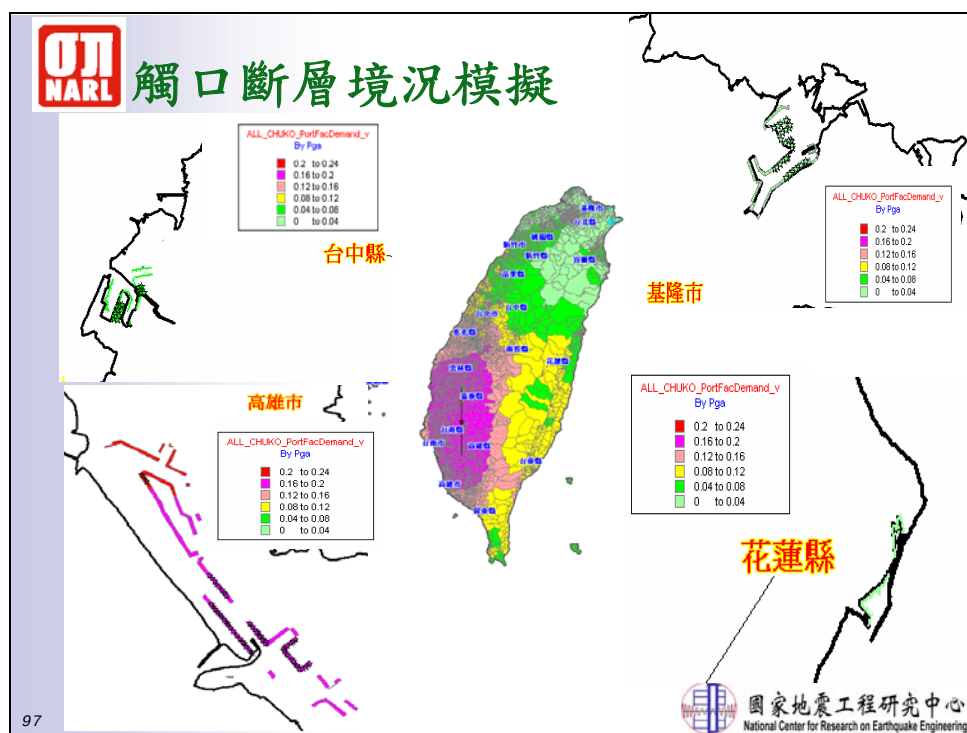
模擬地震設定（觸口斷層）

定義模擬地震
 計畫名稱: [觸口斷層] 事件類別: [觸口斷層]
 儲存目錄: [F:\Vista-Taiwan\ALLSCENARIOS\CHUKOU]
 事件描述: [觸口斷層模擬地震]
 地震類型: [正常型]
 震動衰減律: [Power (2000)]
 地震事件: [觸口斷層]
 發生日期: [2000 / 1 / 1] 時間: [12 / 0 / 0]
 芮氏規模: [7.1] 震央深度: [120.4275]
 震源深度: [10 公里] 震央緯度: [23.1926]
 斷層名稱: [觸口斷層]
 斷層類型: [正斷層]
 斷層開裂: [是]
 方向: [0 度 (0-180)]
 傾角: [50 度 (0-90)]
 長度: [67 公里]
 寬度: [0 公里]

PGA分佈（觸口斷層地震模擬）



96



- 本研究針對各港區地震危害度分析結果顯示，台灣主要四港區之控制地震已經超過現行港灣設計基準之設計PGA值，應於新版設計基準重新檢視台灣各港區地震潛勢
- 各港區液化潛勢以台中港與高雄港為較高，而碼頭構造物與港灣相關設施之耐震行為能力受液化影響甚大
- 本研究針對碼頭構造物耐震能力評估提出具有性能化導向之分析方法，並針對重力式、板樁式與棧橋式碼頭之易損性分析提出建議評估程序，可作為後續碼頭耐震性能設計研究之參考
- 台灣現有老舊碼頭設施耐震能力不足，無法滿足現行港灣構造物設計基準，建議針對各港老舊碼頭進行詳細耐震能力評估以及後續補強修復工作
- 本研究已於TELES中建置港灣設施震損評估模組，由各港境況模擬分析結果顯示，對於地震發生後四港港區構造物受震損失結果與評估各項經濟損失都能有效掌握，可提供作為災前預防、災時應變及災後重建計畫之參考

敬 · 請 · 指 · 教

