

99-79-7488  
MOTC-IOT-98-H1DB006

# 港灣地區地震潛勢及港灣構造物 耐震能力評估之研究(3/4)



交通部運輸研究所

中華民國 99 年 5 月

99-79-7488  
MOTC-IOT-98-H1DB006

# 港灣地區地震潛勢及港灣構造物 耐震能力評估之研究(3/4)

著者: 謝明志、林雅雯、陳正興、黃富國、許尚逸  
邱俊翔、鄭魁香、徐松圻、王淑娟、葉錦勳  
簡文郁、柯永彥、張毓文、楊鶴雄、李姿穎

交通部運輸研究所

中華民國 99 年 5 月

國家圖書館出版品預行編目資料

港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之  
研究. (3/4) / 謝明志等著. ---初版.---臺  
北市：交通部運研所， 民 99.05  
面：公分  
參考書目：面  
ISBN 978-986-02-3693-4 (平裝)

1. 港埠工程 2. 港埠管理 3. 地震 4. 防震

443.33

99009894

港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究(3/4)

著 者：謝明志、林雅雯、陳正興、黃富國、許尚逸、邱俊翔、鄭魁香、徐松圻  
王淑娟、葉錦勳、簡文郁、柯永彥、張毓文、楊鶴雄、李姿穎

出版機關：交通部運輸研究所

地 址：10548 臺北市敦化北路 240 號

網 址：[www.ihmt.gov.tw](http://www.ihmt.gov.tw) (中文版>中心出版品)

電 話：(04)26587176

出版年月：中華民國 99 年 5 月

印 刷 者：良機事務機器有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 110 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 臺北市中山區松江路 209 號 F1•電話：(02) 25180207

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

GPN：1009901806

ISBN：978-986-02-3693-4 (平裝)

著作財產權人：中華民國（代表機關：交通部運輸研究所）

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

港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究  
(3/4)

交通部運輸研究所

GPN: 1009901806

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(3/4)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                |                                                                                                                                            |                          |                                                              |
| 國際標準書號（或叢刊號）<br>ISBN978-986-02-3693-4 (平裝)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        | 政府出版品統一編號<br>1009901806                                                                                                                    | 運輸研究所出版品編號<br>99-79-7488 | 計畫編號<br>98-H1DB006                                           |
| 本所主辦單位：港灣技術研究中心<br>主管：邱永芳<br>計畫主持人：謝明志<br>研究人員：賴瑞應、林雅雯<br>聯絡電話：04-26587118<br>傳真號碼：04-26564418                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    | 合作研究/共同研究單位：財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心<br>計畫主持人：陳正興<br>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、楊鶴雄、張毓文<br>地址：臺市辛亥路三段 200 號<br>聯絡電話：02-66300815 |                          | 研究期間<br>自 98 年 03 月<br>至 98 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                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                            |                                                                                                                                            |                          |                                                              |
| <p>摘要：</p> <p>臺灣地區由於地震頻繁，港灣設施可能因此造成損壞，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(臺灣地震損失評估系統)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參考資料。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；子計畫二為對港灣構造物進行耐震能力評估，以了解各港區構造物之耐震能力；子計畫三則建置港灣設施之震損評估模組於TELES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。</p> <p>全程計畫分四年，於前兩年計畫執行後，已發展且建立了TELES中對於港灣地區震損評估模組之架構與基本資料，並已完成的研究範疇為臺中港區、花蓮港區與蘇澳港區。於本年度(第三年)計畫中，主要工作重點在於釐清港區之地震潛勢與危害度；導入耐震性能設計理念，逐步檢討與修正適用於港區既有碼頭之耐震能力評估及易損分析之方法；以及充實與修正TELES中對於港灣地區震損評估模組與基本資料。本年度所選取之研究範疇為基隆港區，主要工作內容涵括：進行基隆港區地震潛勢之評估；基隆港區內重力式、版樁式、棧橋式及橋墩式碼頭耐震能力之評估；以及基隆港區地震災害境況模擬。預期本計畫最終之相關研究成果，後續應可供運用於碼頭結構耐震補強、耐震設計規範修訂或港區災損防救與應變對策之參考。</p> |                                                                                                                                            |                          |                                                              |
| 出版日期                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              | 頁數                                                                                                                                         | 定價                       | 本出版品取得方式                                                     |
| 99 年 5 月                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          | 540                                                                                                                                        | 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：<br><input type="checkbox"/> 密 <input type="checkbox"/> 機密 <input type="checkbox"/> 極機密 <input type="checkbox"/> 絕對機密<br>（解密條件： <input type="checkbox"/> 年 月 日解密， <input type="checkbox"/> 公布後解密， <input type="checkbox"/> 附件抽存後解密，<br><input type="checkbox"/> 工作完成或會議終了時解密， <input type="checkbox"/> 另行檢討後辦理解密）<br><input checked="" type="checkbox"/> 普通                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  |                                                                                                                                            |                          |                                                              |
| 備註：1. 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 (3/4)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               |                                              |                                 |                                                                                                                                                                                                                        |
| ISBN(OR ISSN)<br>ISBN978-986-02-3693-4 (pbk)                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                | GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER<br>1009901806 | IOT SERIAL NUMBER<br>99-79-7488 | PROJECT NUMBER<br>98-H1DB006                                                                                                                                                                                           |
| DIVISION: Harbor & Marine Technology Center<br>DIVISION DIRECTOR: Yung-Fang Chiu<br>PRINCIPAL INVESTIGATOR: M. J. Hsieh<br>PROJECT STAFF: R. I. Lai, Y. W. Lin<br>PHONE: 04-26587118<br>FAX: 04-26564418                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    |                                              |                                 | PROJECT PERIOD<br>FROM March 2009<br>TO October 2009                                                                                                                                                                   |
| RESEARCH AGENCY: National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE)<br>PRINCIPAL INVESTIGATOR: Cheng-Hsing Chen<br>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, H. H. Yang, Y. W. Chang<br>ADDRESS: 200, Sec. 3, HsinHai Rd., Taipei 106, Taiwan, R.O.C.<br>PHONE: 02-66300815                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  |                                              |                                 |                                                                                                                                                                                                                        |
| KEY WORDS: Port Structure, Seismic Hazard, Seismic Capacity Evaluation, Fragility Analysis, TELES                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                           |                                              |                                 |                                                                                                                                                                                                                        |
| ABSTRACT:<br><br><p>Taiwan is located on the circum-Pacific earthquake zone and earthquakes occur quite much frequently. The safety of harbor structures during strong earthquakes is very important for the operation of port transportations of Taiwan. For the purpose of earthquake hazards mitigation and enhancing the emergency response system for port facilities, this project aims at developing a new module that can be incorporated into TELES (Taiwan Earthquake Loss Estimation System) to assess the possible loss of a port system during an earthquake. The scope of work includes three items: (1) Evaluating the earthquake potential and seismic hazards for the specified harbor area, (2) evaluating the aseismic capacity of important port structures in the selected harbor area, and (3) conducting the earthquake loss estimation for the specified harbor area during scenario earthquakes.</p> <p>This is a four-year project. In the previous two years, the chosen areas were the Taichung, Hualien and Suao harbors. A preliminary framework for the earthquake loss estimation module of port systems has been built in TELES. This year, the selected area is Keelung Harbor. The work items are as follows: (1) to assess the earthquake potential and associated controlling earthquakes for Keelung Harbor area, (2) to investigate the aseismic capacity of selected important structures in Keelung Harbor, such as the gravity-type, sheet-pile-type, pile-supported type and pier-type wharfs, and (3) to use TELES to estimate the earthquake loss for Keelung Harbor under specified scenario earthquakes.</p> |                                              |                                 |                                                                                                                                                                                                                        |
| DATE OF PUBLICATION<br>May 2010                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             | NUMBER OF PAGES<br>540                       | PRICE<br>500                    | CLASSIFICATION<br><input type="checkbox"/> RESTRICTED <input type="checkbox"/> CONFIDENTIAL<br><input type="checkbox"/> SECRET <input type="checkbox"/> TOP SECRET<br><input checked="" type="checkbox"/> UNCLASSIFIED |
| 1. 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(3/4)

## 目 錄

|                            |      |
|----------------------------|------|
| 中文摘要 .....                 | I    |
| 英文摘要 .....                 | II   |
| 表目錄 .....                  | VII  |
| 表目錄 .....                  | XXV  |
| 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 預期成果及效益 .....          | 1-6  |
| 第二章 基隆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  |
| 2.1.1 港區場址概述 .....         | 2-1  |
| 2.1.2 港區區域地質特性 .....       | 2-1  |
| 2.1.3 港區場址地層特性 .....       | 2-2  |
| 2.1.4 港區簡化土層剖面 .....       | 2-4  |
| 2.2 港區地震危害度分析 .....        | 2-4  |
| 2.2.1 港灣附近地質、斷層與地震活動 ..... | 2-5  |
| 2.2.2 地震危害度參數 .....        | 2-6  |
| 2.2.3 地震危害度曲線 .....        | 2-11 |
| 2.2.4 參數拆解分析 .....         | 2-12 |
| 2.2.5 活動斷層定值法分析 .....      | 2-15 |

|       |                           |      |
|-------|---------------------------|------|
| 2.2.6 | 小結 .....                  | 2-16 |
| 2.3   | 基隆地區地震可能發生時間序列與規模分析 ..... | 2-17 |
| 2.3.1 | 歷史地震目錄 .....              | 2-17 |
| 2.3.2 | 預測模式分析 .....              | 2-18 |
| 2.3.3 | 時間序列可能地震分析 .....          | 2-20 |
| 2.3.4 | 分析結果統計 .....              | 2-22 |
| 2.3.5 | 時間序列預測結果說明與設計地震 .....     | 2-22 |
| 2.4   | 港區之場址效應分析 .....           | 2-23 |
| 2.4.1 | 分析方法 .....                | 2-23 |
| 2.4.2 | 地盤模型之建立 .....             | 2-24 |
| 2.4.3 | 輸入運動之選擇 .....             | 2-25 |
| 2.4.4 | 地盤反應分析及 PGA 放大係數之推求 ..... | 2-26 |
| 2.5   | 港區土壤液化之危害度分析 .....        | 2-28 |
| 2.5.1 | 分析方法 .....                | 2-28 |
| 2.5.2 | 經驗準則 .....                | 2-29 |
| 2.5.3 | 確值法 .....                 | 2-30 |
| 2.5.4 | 機率法 .....                 | 2-31 |
| 2.5.5 | 液化條件機率 .....              | 2-33 |
| 2.5.6 | 基隆港區場址之液化危害度分析 .....      | 2-36 |
| 2.6   | 港區土壤液化之易損性分析 .....        | 2-39 |
| 第三章   | 港灣構造物耐震能力之評估 .....        | 3-1  |
| 3.1   | 基隆港區碼頭基本資料 .....          | 3-3  |
| 3.2   | 沉箱式碼頭耐震能力評估 .....         | 3-4  |
| 3.2.1 | 沉箱式碼頭受震破壞機制與損害等級定義 .....  | 3-4  |
| 3.2.2 | 簡易分析法（擬靜力分析） .....        | 3-5  |

|       |                              |      |
|-------|------------------------------|------|
| 3.2.3 | 簡易動力分析法（滑動塊體法） .....         | 3-10 |
| 3.2.4 | 動力分析法 .....                  | 3-11 |
| 3.2.5 | 沉箱式碼頭耐震能力分析案例 .....          | 3-12 |
| 3.3   | 版樁式碼頭耐震能力評估 .....            | 3-31 |
| 3.3.1 | 版樁式碼頭受震破壞機制與損害等級定義 .....     | 3-32 |
| 3.3.2 | 基隆港區版樁式碼頭簡介 .....            | 3-35 |
| 3.3.3 | 簡易分析法 .....                  | 3-38 |
| 3.3.4 | 動力分析法 .....                  | 3-43 |
| 3.3.5 | 分析案例 1- 東 6 號版樁式碼頭 .....     | 3-43 |
| 3.3.6 | 分析案例 2- 西 25 號鋼版樁圓筒式碼頭 ..... | 3-49 |
| 3.4   | 棧橋式碼頭耐震能力評估 .....            | 3-53 |
| 3.4.1 | 棧橋式碼頭受震破壞機制與損害等級定義 .....     | 3-54 |
| 3.4.2 | 簡易分析法 .....                  | 3-55 |
| 3.4.3 | 簡易動力分析法(容量震譜法) .....         | 3-58 |
| 3.4.4 | 動力分析法 .....                  | 3-60 |
| 3.4.5 | 分析案例 1-東 8 號棧橋式碼頭 .....      | 3-60 |
| 3.4.6 | 分析案例 2- 西 19 號棧橋式碼頭 .....    | 3-65 |
| 3.5   | 橋墩式碼頭耐震能力評估 .....            | 3-68 |
| 3.5.1 | 橋墩式碼頭受震破壞機制 .....            | 3-69 |
| 3.5.2 | 橋墩式碼頭初步評估方法 .....            | 3-69 |
| 3.5.3 | 非線性靜力分析法（側推分析與反應譜法） .....    | 3-70 |
| 3.5.4 | 模型建立 .....                   | 3-79 |
| 3.5.5 | 案例分析 .....                   | 3-82 |
| 3.6   | 港區非剛性碼頭微振量測與分析 .....         | 3-86 |
| 3.6.1 | 微振動量測試驗配置 .....              | 3-87 |

|                                   |        |
|-----------------------------------|--------|
| 3.6.2 微振動量測紀錄分析與探討 .....          | 3-88   |
| 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    |
| 4.1.1 臺灣地震損失評估系統—TELES 發展歷程 ..... | 4-1    |
| 4.1.2 地震損失評估分析流程 .....            | 4-2    |
| 4.1.3 TELES 於港灣構造物之應用 .....       | 4-6    |
| 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    |
| 4.3.1 沉箱式碼頭易損性分析 .....            | 4-9    |
| 4.3.2 版樁式碼頭易損性分析 .....            | 4-13   |
| 4.3.3 棧橋式碼頭易損性分析 .....            | 4-18   |
| 4.3.4 橋墩式碼頭易損性分析 .....            | 4-22   |
| 4.4 港灣構造物之地震災損評估示範例 .....         | 4-25   |
| 4.4.1 分析模組參數建置 .....              | 4-25   |
| 4.4.2 基隆港碼頭重建成本 .....             | 4-26   |
| 4.4.3 基隆港區震損境況模擬測試 .....          | 4-26   |
| 第五章 目前成果與後續執行要項 .....             | 5-1    |
| 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 期末簡報資料 .....                  | 附錄 4-1 |

## 圖 目 錄

|        |                                       |      |
|--------|---------------------------------------|------|
| 圖 1-1  | 臺灣三度空間地體構造（修改自 Angelier, 1986） .....  | 1-9  |
| 圖 1-2  | 臺中港 1 至 4A 碼頭內災損情況 .....              | 1-9  |
| 圖 1-3  | 臺中港倉儲輸送設備災損情況 .....                   | 1-10 |
| 圖 1-4  | 基隆港區平面圖(資料來源：基隆港務局網站).....            | 1-10 |
| 圖 2-1  | 基隆港位置圖 .....                          | 2-58 |
| 圖 2-2  | 基隆港及鄰近區域之地層分布圖（黃鑑水、劉桓吉，1998）<br>..... | 2-58 |
| 圖 2-3  | 北部地區覆瓦狀逆斷層剖面圖（何春蓀等人，1963） .....       | 2-59 |
| 圖 2-4  | 基隆港及鄰近區域之褶皺與斷層（黃鑑水、劉桓吉，1998）<br>..... | 2-59 |
| 圖 2-5  | 基隆港地區 286 個 SPT 鑽探孔位分布圖及各區鑽孔代碼 ..     | 2-60 |
| 圖 2-6  | SPT 鑽孔孔口高程統計圖 .....                   | 2-60 |
| 圖 2-7  | SPT 鑽孔鑽探深度統計圖 .....                   | 2-60 |
| 圖 2-8  | 基隆港地區 SPT 鑽孔孔口高程等值線圖 .....            | 2-61 |
| 圖 2-9  | 基隆港地區 SPT 鑽孔基岩高程等值線圖 .....            | 2-61 |
| 圖 2-10 | W26 & W27 號碼頭之剖面圖 .....               | 2-62 |
| 圖 2-11 | W22 號碼頭之剖面圖 .....                     | 2-62 |
| 圖 2-12 | W15 ~ W18 號碼頭靠陸側之剖面圖 .....            | 2-63 |
| 圖 2-13 | W15 ~ W18 號碼頭靠海側之剖面圖 .....            | 2-63 |
| 圖 2-14 | E7 ~ E9 號碼頭靠陸側之剖面圖 .....              | 2-64 |

|        |                                             |      |
|--------|---------------------------------------------|------|
| 圖 2-15 | E7 ~ E9 號碼頭靠海側之剖面圖 .....                    | 2-64 |
| 圖 2-16 | BH 區域(W1~W4 號碼頭)之剖面圖 .....                  | 2-65 |
| 圖 2-17 | LSWH 區域之剖面圖 .....                           | 2-65 |
| 圖 2-18 | W26 & W27 號碼頭之(a)鑽孔高程及(b)基岩高程統計圖 ....       | 2-66 |
| 圖 2-19 | W22 號碼頭之(a)鑽孔高程及(b)基岩高程統計圖 .....            | 2-66 |
| 圖 2-20 | W15~W18 號碼頭靠陸側之(a)鑽孔高程及(b)基岩高程統計圖<br>.....  | 2-67 |
| 圖 2-21 | W15~W18 號碼頭靠海側之(a)鑽孔高程及(b)基岩高程統計圖<br>.....  | 2-67 |
| 圖 2-22 | E7~E9 號碼頭靠陸側淺區之(a)鑽孔高程及(b)基岩高程統計<br>圖 ..... | 2-68 |
| 圖 2-23 | E7~E9 號碼頭靠海側淺區之(a)鑽孔高程及(b)基岩高程統計<br>圖 ..... | 2-68 |
| 圖 2-24 | E7~E9 號碼頭靠陸側深區之(a)鑽孔高程及(b)基岩高程統計<br>圖 ..... | 2-69 |
| 圖 2-25 | E7~E9 號碼頭靠海側深區之(a)鑽孔高程及(b)基岩高程統計<br>圖 ..... | 2-69 |
| 圖 2-26 | BH 區域(W1~W4)之(a)鑽孔高程及(b)基岩高程統計圖 .....       | 2-70 |
| 圖 2-27 | LSWH 區域之(a)鑽孔高程及(b)基岩高程統計圖 .....            | 2-70 |
| 圖 2-28 | E11 區域之鑽孔高程統計圖 .....                        | 2-71 |
| 圖 2-29 | W24-01 孔號剖面圖 .....                          | 2-71 |
| 圖 2-30 | W24-06 孔號剖面圖 .....                          | 2-71 |
| 圖 2-31 | W24-15 孔號剖面圖 .....                          | 2-71 |

|        |                                  |      |
|--------|----------------------------------|------|
| 圖 2-32 | W24-23 孔號剖面圖 .....               | 2-72 |
| 圖 2-33 | W24-36 孔號剖面圖 .....               | 2-72 |
| 圖 2-34 | W24-24 孔號剖面圖 .....               | 2-72 |
| 圖 2-35 | W15A2-1 孔號剖面圖 .....              | 2-72 |
| 圖 2-36 | W17A2-12 孔號剖面圖 .....             | 2-73 |
| 圖 2-37 | W18A2-14 孔號剖面圖 .....             | 2-73 |
| 圖 2-38 | E11-22 孔號剖面圖 .....               | 2-73 |
| 圖 2-39 | E8A1 孔號剖面圖 .....                 | 2-73 |
| 圖 2-40 | E9B12 孔號剖面圖 .....                | 2-74 |
| 圖 2-41 | E9B33 孔號剖面圖 .....                | 2-74 |
| 圖 2-42 | BH-1 孔號剖面圖 .....                 | 2-74 |
| 圖 2-43 | BH-2 孔號剖面圖 .....                 | 2-74 |
| 圖 2-44 | BH-3 孔號剖面圖 .....                 | 2-75 |
| 圖 2-45 | BH-4 孔號剖面圖 .....                 | 2-75 |
| 圖 2-46 | BH-5 孔號剖面圖 .....                 | 2-75 |
| 圖 2-47 | BH-6 孔號剖面圖 .....                 | 2-75 |
| 圖 2-48 | BH-7 孔號剖面圖 .....                 | 2-76 |
| 圖 2-49 | BH-8 孔號剖面圖 .....                 | 2-76 |
| 圖 2-50 | BH-9 孔號剖面圖 .....                 | 2-76 |
| 圖 2-51 | BH-10 孔號剖面圖 .....                | 2-76 |
| 圖 2-52 | BH 區域鑽孔間地層剖面圖(1)(復統工程顧問公司，2008). | 2-77 |

|        |                                      |      |
|--------|--------------------------------------|------|
| 圖 2-53 | BH 區域鑽孔間地層剖面圖(2)(復統工程顧問公司，2008).     | 2-77 |
| 圖 2-54 | BH 區域鑽孔間地層剖面圖(3)(復統工程顧問公司，2008).     | 2-78 |
| 圖 2-55 | W26 & W27 號碼頭之 N 值與深度關係圖 .....       | 2-78 |
| 圖 2-56 | W22 號碼頭之 N 值與深度關係圖 .....             | 2-78 |
| 圖 2-57 | W15A~W18 號碼頭靠陸側之 N 值與深度關係圖 .....     | 2-79 |
| 圖 2-58 | W15A~W18 號碼頭靠海側之 N 值與深度關係圖 .....     | 2-79 |
| 圖 2-59 | E7~E9 號碼頭靠陸側淺區之 N 值與深度關係圖 .....      | 2-79 |
| 圖 2-60 | E7~E9 號碼頭靠海側淺區之 N 值與深度關係圖 .....      | 2-79 |
| 圖 2-61 | E7~E9 號碼頭靠陸側深區之 N 值與深度關係圖 .....      | 2-80 |
| 圖 2-62 | E7~E9 號碼頭靠海側深區之 N 值與深度關係圖 .....      | 2-80 |
| 圖 2-63 | BH 區域 (W1~W4) CL 土質之 N 值與深度關係圖 ..... | 2-80 |
| 圖 2-64 | BH 區域 (W1~W4) SM 土質之 N 值與深度關係圖 ..... | 2-80 |
| 圖 2-65 | LSWH 區域之 N 值與深度關係圖 .....             | 2-81 |
| 圖 2-66 | E11 區域之 N 值與深度關係圖 .....              | 2-81 |
| 圖 2-67 | 簡化土層區域示意圖 .....                      | 2-81 |
| 圖 2-68 | W26 & W27 號碼頭之簡化土層剖面圖 .....          | 2-82 |
| 圖 2-69 | W22 號碼頭之簡化土層剖面圖 .....                | 2-82 |
| 圖 2-70 | W15~W18 號碼頭之簡化土層剖面圖 .....            | 2-83 |
| 圖 2-71 | E7~E9 號碼頭淺區之簡化土層剖面圖 .....            | 2-83 |
| 圖 2-72 | E7~E9 號碼頭深區之簡化土層剖面圖 .....            | 2-84 |
| 圖 2-73 | BH 區域 (W1~W4 號碼頭) 之簡化土層剖面圖 .....     | 2-84 |

|        |                                                    |      |
|--------|----------------------------------------------------|------|
| 圖 2-74 | 基隆港區(KLUP)附近之歷史地震分布 .....                          | 2-85 |
| 圖 2-75 | 山腳斷層位置 .....                                       | 2-86 |
| 圖 2-76 | 山腳斷層位置與臺灣東北部海域可能之正斷層分佈 .....                       | 2-86 |
| 圖 2-77 | 基隆港位置與震源分區 .....                                   | 2-87 |
| 圖 2-78 | 各震源分區之 G-R 關係結果及最大潛勢地震規模 .....                     | 2-88 |
| 圖 2-79 | 本報告所使用之堅硬地盤衰減律與地震資料之比較 .....                       | 2-89 |
| 圖 2-80 | 建立永安廠適用之最終地震危害度曲線之邏輯樹圖 .....                       | 2-89 |
| 圖 2-81 | 依據不同參數所產生之基隆港區地震危害曲線 .....                         | 2-90 |
| 圖 2-82 | 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<br>性對於地震危害度曲線之不確定性..... | 2-90 |
| 圖 2-83 | 基隆港區之平均地震危害度曲線 .....                               | 2-91 |
| 圖 2-84 | 基隆港區之地震危害度貢獻來源及分布 .....                            | 2-92 |
| 圖 2-85 | GM(1,1)灰預測流程圖 .....                                | 2-93 |
| 圖 2-86 | 灰色模糊預測流程圖 .....                                    | 2-93 |
| 圖 2-87 | 序號 1 - 200 地震頻率圖 .....                             | 2-94 |
| 圖 2-88 | 地盤反應分析模型 .....                                     | 2-95 |
| 圖 2-89 | 各簡化土層 Vs 剖面圖 .....                                 | 2-95 |
| 圖 2-90 | BH 區域 Vs 剖面圖 .....                                 | 2-95 |
| 圖 2-91 | 砂質土壤之正規化剪力模數與剪應變之關係<br>(Seed & Idriss, 1970) ..... | 2-96 |
| 圖 2-92 | 砂質土壤之阻尼比與剪應變之關係 (Seed & Idriss, 1970)              | 2-96 |
| 圖 2-93 | 粘質土壤之正規化剪力模數與剪應變之關係                                |      |

|                                                             |       |
|-------------------------------------------------------------|-------|
| ( Vucetic & Dobry, 1991 ) .....                             | 2-97  |
| 圖 2-94 粘質土壤之阻尼比與剪應變之關係(Vucetic & Dobry, 1991)               | 2-97  |
| 圖 2-95 礫質土壤之正規化剪力模數與剪應變之關係<br>( Rollins et al, 1998 ) ..... | 2-98  |
| 圖 2-96 礫質土壤之阻尼比與剪應變之關係 .....                                | 2-98  |
| 圖 2-97 基隆港鄰近之堅實地盤地震測站 .....                                 | 2-99  |
| 圖 2-98 W26 & W27 號碼頭之最大加速度 PGA 隨深度變化圖 .....                 | 2-99  |
| 圖 2-99 W22 號碼頭之最大加速度 PGA 隨深度變化圖 .....                       | 2-99  |
| 圖 2-100 E7~E9 號碼頭淺區之最大加速度 PGA 隨深度變化圖 .....                  | 2-100 |
| 圖 2-101 E7~E9 號碼頭深區之最大加速度 PGA 隨深度變化圖 .....                  | 2-100 |
| 圖 2-102 W15~W18 號碼頭之最大加速度 PGA 隨深度變化圖 .....                  | 2-100 |
| 圖 2-103 BH 區域 BH-1 鑽孔場址之最大加速度 PGA 隨深度變化圖 ....               | 2-101 |
| 圖 2-104 BH 區域 BH-2 鑽孔場址之最大加速度 PGA 隨深度變化圖 ....               | 2-101 |
| 圖 2-105 BH 區域 BH-3 鑽孔場址之最大加速度 PGA 隨深度變化圖 ....               | 2-101 |
| 圖 2-106 BH 區域 BH-4 鑽孔場址之最大加速度 PGA 隨深度變化圖 ....               | 2-101 |
| 圖 2-107 BH 區域 BH-5 鑽孔場址之最大加速度 PGA 隨深度變化圖 ....               | 2-102 |
| 圖 2-108 BH 區域 BH-6 鑽孔場址之最大加速度 PGA 隨深度變化圖 ....               | 2-102 |
| 圖 2-109 BH 區域 BH-7 鑽孔場址之最大加速度 PGA 隨深度變化圖 ....               | 2-102 |
| 圖 2-110 BH 區域 BH-8 鑽孔場址之最大加速度 PGA 隨深度變化圖 .....              | 2-102 |
| 圖 2-111 BH 區域 BH-9 鑽孔場址之最大加速度 PGA 隨深度變化圖 .....              | 2-103 |
| 圖 2-112 BH 區域 BH-10 鑽孔場址之最大加速度 PGA 隨深度變化圖 ..                | 2-103 |
| 圖 2-113 W26 & W27 號碼頭之地盤反應分析結果 .....                        | 2-104 |

|         |                                                         |       |
|---------|---------------------------------------------------------|-------|
| 圖 2-114 | W22 號碼頭之地盤反應分析結果.....                                   | 2-105 |
| 圖 2-115 | W15~W18 號碼頭之地盤反應分析結果.....                               | 2-106 |
| 圖 2-116 | E7~E9 號碼頭淺區之地盤反應分析結果 .....                              | 2-107 |
| 圖 2-117 | E7~E9 號碼頭深區之地盤反應分析結果 .....                              | 2-108 |
| 圖 2-118 | BH 區域 (W1~W4 號碼頭) 之地盤反應分析結果 .....                       | 2-109 |
| 圖 2-119 | 各碼頭地盤反應分析結果之中值(median)曲線.....                           | 2-110 |
| 圖 2-120 | 地表非液化層厚度(H1)及其下可液化砂層厚度(H2)之定義<br>(Ishihara, 1985) ..... | 2-111 |
| 圖 2-121 | 區別地層是否會發生土壤液化災損之邊界曲線<br>(Ishihara, 1985) .....          | 2-111 |
| 圖 2-123 | 最大剪應變、體積應變及相對密度間之關係 .....                               | 2-112 |
| 圖 2-124 | 最大剪應變、安全係數及相對密度間之關係) .....                              | 2-112 |
| 圖 2-125 | 體積應變、安全係數及相對密度間之關係<br>(Ishihara & Yoshimi, 1992) .....  | 2-113 |
| 圖 2-126 | 液化危害度分析流程 .....                                         | 2-114 |
| 圖 2-127 | 鑽桿能量比 ER 與深度之關係(黃富國, 2008a).....                        | 2-115 |
| 圖 2-128 | Seed 形式之邏輯迴歸分析結果(黃富國, 2008a).....                       | 2-115 |
| 圖 2-129 | Seed 法之 FS 與 PLiq 貝氏映射關係(黃富國, 2008a).....               | 2-116 |
| 圖 2-130 | Iwasaki 法與其他準則抗液化安全係數 FS 之關係<br>(黃富國, 2008b).....       | 2-116 |
| 圖 2-131 | BH 區域鑽孔分布平面圖 .....                                      | 2-117 |

|         |                                   |       |
|---------|-----------------------------------|-------|
| 圖 2-132 | BH-1 土壤液化之危害度曲線 .....             | 2-118 |
| 圖 2-133 | BH-2 土壤液化之危害度曲線 .....             | 2-119 |
| 圖 2-134 | BH-9 土壤液化之危害度曲線 .....             | 2-120 |
| 圖 2-135 | BH-10 土壤液化之危害度曲線 .....            | 2-121 |
| 圖 2-136 | BH-1 土壤液化之易損性曲線 .....             | 2-122 |
| 圖 2-137 | BH-2 土壤液化之易損性曲線 .....             | 2-123 |
| 圖 2-138 | BH-9 土壤液化之易損性曲線 .....             | 2-124 |
| 圖 2-139 | BH-10 土壤液化之易損性曲線 .....            | 2-125 |
| 圖 3-1   | 基隆港區主要碼頭平面圖(資料來源：基隆港務局).....      | 3-107 |
| 圖 3-2   | 背填土未液化之沉箱式碼頭受力示意圖 .....           | 3-108 |
| 圖 3-3   | 沉箱式碼頭受震傾覆穩定性分析示意圖 .....           | 3-108 |
| 圖 3-4   | Newmark 滑動塊體分析法示意圖.....           | 3-108 |
| 圖 3-5   | 基隆港西 32 號碼頭之標準設計斷面 .....          | 3-109 |
| 圖 3-6   | 基隆港東 21~22 號碼頭之標準設計斷面 .....       | 3-109 |
| 圖 3-7   | 基隆港西 32 號沉箱式碼頭簡化模型與分析參數 .....     | 3-110 |
| 圖 3-8   | 基隆港西 32 號碼頭受震穩定性與水平地震係數關係圖 ....   | 3-110 |
| 圖 3-9   | 基隆港東 21~22 號沉箱式碼頭簡化模型與分析參數 .....  | 3-111 |
| 圖 3-10  | 基隆港東 21~22 號碼頭受震穩定性與水平地震係數關係圖 ... | 3-111 |
| 圖 3-11  | 基隆港區鄰近地震測站.....                   | 3-112 |
| 圖 3-12  | 協和電廠測站(TAP104)之 921 地震地震紀錄 .....  | 3-113 |
| 圖 3-13  | 協和電廠測站(TAP104)之 331 地震地震紀錄 .....  | 3-114 |

|                                                           |       |
|-----------------------------------------------------------|-------|
| 圖 3-14 基隆港西 32 號碼頭滑移量分析(921 地震正規化 PGA=0.23g)              | 3-115 |
| 圖 3-15 基隆港西 32 號碼頭滑移量分析(331 地震正規化 PGA=0.23g)..            | 3-116 |
| 圖 3-16 基隆港東 21~22 號碼頭滑移量分析<br>(921 地震正規化 PGA=0.23g) ..... | 3-117 |
| 圖 3-17 基隆港東 21~22 號碼頭滑移量分析<br>(331 地震正規化 PGA=0.23g).....  | 3-118 |
| 圖 3-18 以 FLAC 程式模擬沉箱式碼頭之分析流程圖<br>(李佳翰，2001).....          | 3-119 |
| 圖 3-19 基隆港西 30 號沉箱式碼頭分析模擬網格圖 .....                        | 3-119 |
| 圖 3-20 基隆港西 31-32 號沉箱式碼頭分析模擬網格圖 .....                     | 3-120 |
| 圖 3-21 基隆港西 30 號沉箱碼頭 331 時 X 方向位移量分布圖 .....               | 3-120 |
| 圖 3-22 基隆港西 30 號沉箱碼頭 331 時 Y 方向位移量分布圖 .....               | 3-121 |
| 圖 3-23 基隆港西 30 號沉箱碼頭 331 時位移向量 .....                      | 3-121 |
| 圖 3-24 基隆港西 30 號沉箱碼頭 921 時位移向量 .....                      | 3-122 |
| 圖 3-25 基隆港西 31-32 號沉箱碼頭 921 時 X 方向位移量分布圖 ...              | 3-122 |
| 圖 3-26 基隆港西 31-32 號沉箱碼頭 921 時 Y 方向位移量分布圖 ...              | 3-123 |
| 圖 3-27 基隆港西 31-32 號沉箱碼頭 921 時位移向量圖 .....                  | 3-123 |
| 圖 3-28 基隆港西 31-32 號沉箱碼頭 331 時位移向量 .....                   | 3-124 |
| 圖 3-29 基隆港東 21-22 號沉箱式碼頭分析模擬網格及地層分佈 ...                   | 3-124 |
| 圖 3-30 基隆港東 21-22 號沉箱碼頭 331 時 X 方向位移分布 .....              | 3-125 |
| 圖 3-31 基隆港東 21-22 號沉箱碼頭 331 時 Y 方向位移分布 .....              | 3-125 |
| 圖 3-32 基隆港東 21-22 號沉箱碼頭 331 時位移向量 .....                   | 3-126 |

|                                                               |       |
|---------------------------------------------------------------|-------|
| 圖 3-33 基隆港東 21-22 號碼頭卵礫石弱化時 X 方向位移分布 .....                    | 3-126 |
| 圖 3-34 基隆港東 21-22 號碼頭卵礫石弱化時 Y 方向位移分布 .....                    | 3-127 |
| 圖 3-35 基隆港東 21-22 號碼頭卵礫石弱化時位移向量 .....                         | 3-127 |
| 圖 3-36 基隆港東 21-22 號碼頭卵礫石弱化時之孔隙水壓變化 .....                      | 3-127 |
| 圖 3-37 基隆港西 32 號碼頭有限元素分析模型 .....                              | 3-128 |
| 圖 3-38 西 32 號碼頭沉箱頂加速度歷時(921 地震，PGA=0.23g) ....                | 3-128 |
| 圖 3-39 基隆港西 32 號碼頭受震變形反應(921 地震，PGA=0.23g).                   | 3-129 |
| 圖 3-40 基隆港西 32 號碼頭沉箱變位(921 地震，PGA=0.23g) .....                | 3-129 |
| 圖 3-41 基隆港西 32 號碼頭背填區超額孔隙水壓與垂直有效應力<br>(921 地震，PGA=0.23g)..... | 3-130 |
| 圖 3-42 基隆港西 32 號碼頭沉箱頂加速度歷時<br>(331 地震，PGA=0.23g).....         | 3-130 |
| 圖 3-43 基隆港西 32 號碼頭受震變形反應(331 地震，PGA=0.23g)...                 | 3-131 |
| 圖 3-44 基隆港西 32 號碼頭沉箱變位（331 地震，PGA=0.23g） ...                  | 3-131 |
| 圖 3-45 西 32 號碼頭背填區超額孔隙水壓與垂直有效應力<br>(331 地震，PGA=0.23g).....    | 3-132 |
| 圖 3-46 基隆港地區 SPT 鑽孔孔口高程等值線圖 .....                             | 3-132 |
| 圖 3-47 基隆港地區 SPT 鑽孔基岩高程等值線圖 .....                             | 3-133 |
| 圖 3-48 E21~E22 號碼頭之簡化土層剖面圖 .....                              | 3-133 |
| 圖 3-49 基隆港東 21~22 號碼頭有限元素分析模型 .....                           | 3-134 |
| 圖 3-50 東 21~22 號碼頭模型地表和輸入運動加速度歷時<br>(921 地震，PGA=0.23g).....   | 3-135 |

|                                                                   |       |
|-------------------------------------------------------------------|-------|
| 圖 3-51 基隆港東 21~22 號碼頭受震變形反應<br>(921 地震，PGA=0.23g).....            | 3-136 |
| 圖 3-52 基隆港東 21~22 號碼頭沉箱變位<br>(921 地震，PGA=0.23g).....              | 3-137 |
| 圖 3-53 PLAXIS 與 Newmark 滑移量比較.....                                | 3-138 |
| 圖 3-54 基隆港東 21~22 號碼頭背填區超額孔隙水壓與垂直有效應力<br>(921 地震，PGA=0.23g) ..... | 3-138 |
| 圖 3-55 基隆港東 21~22 號碼頭模型地表和輸入運動加速度歷時<br>(331 地震，PGA=0.23g).....    | 3-139 |
| 圖 3-56 基隆港東 21~22 號碼頭受震變形反應<br>(331 地震，PGA=0.23g).....            | 3-140 |
| 圖 3-57 基隆港東 21~22 號碼頭沉箱變位<br>(331 地震，PGA=0.23g).....              | 3-141 |
| 圖 3-58 PLAXIS 與 Newmark 滑移量比較.....                                | 3-141 |
| 圖 3-59 東 21~22 號碼頭背填區超額孔隙水壓與垂直有效應力<br>(331 地震，PGA=0.23g).....     | 3-142 |
| 圖 3-60 兩種版樁式碼頭示意圖 .....                                           | 3-143 |
| 圖 3-61 板樁式碼頭破壞機制(PIANC, 2001；陳永祥等人，2000) ..                       | 3-144 |
| 圖 3-62 板樁式碼頭結構損害等級之指標參數(PIANC, 2001) .....                        | 3-145 |
| 圖 3-63 適當之板樁式碼頭結構降伏發生順序(PIANC, 2001) .....                        | 3-145 |
| 圖 3-64 基隆港西 21 號鋼板樁式碼頭斷面設計圖 .....                                 | 3-146 |
| 圖 3-65 基隆港西 22 號鋼板樁式碼頭斷面設計圖 .....                                 | 3-146 |
| 圖 3-66 基隆港西 27 號鋼板樁式碼頭斷面設計圖 .....                                 | 3-147 |

|                                                     |       |
|-----------------------------------------------------|-------|
| 圖 3-67 基隆港東 2~東 4 號鋼板樁式碼頭斷面設計圖 .....                | 3-147 |
| 圖 3-68 基隆港東 5~東 7 號鋼板樁式碼頭斷面設計圖 .....                | 3-148 |
| 圖 3-69 基隆港西 23 號、西 26 號鋼板樁井筒式碼頭斷面設計圖 ...            | 3-148 |
| 圖 3-70 基隆港西 24~西 25 號鋼板樁井筒式碼頭斷面設計圖 .....            | 3-149 |
| 圖 3-71 基隆港西 25 號圓筒式碼頭平面配置與平面應變分析模式示意圖 .....         | 3-149 |
| 圖 3-72 圓筒式碼頭平面應變分析模式等值拉桿計算示意圖 .....                 | 3-150 |
| 圖 3-73 地震時背填土壤未液化版樁式碼頭受力示意圖 .....                   | 3-150 |
| 圖 3-74 作用於版樁之水壓力分布示意圖 .....                         | 3-151 |
| 圖 3-75 版樁最大彎矩分析模式示意圖 .....                          | 3-151 |
| 圖 3-76 地震時背填土壤未液化鋼版樁圓筒式碼頭受力示意圖 .....                | 3-152 |
| 圖 3-77 基隆港東 6 號碼頭動態主動與被動土壓水平分量沿版樁樁身分布 .....         | 3-153 |
| 圖 3-78 基隆港東 6 號碼頭動態水壓與殘留水壓沿版樁樁身分布 ...               | 3-153 |
| 圖 3-79 基隆港東 6 號碼頭簡易分析所得拉桿張力與版樁樁身彎矩分布 .....          | 3-154 |
| 圖 3-80 基隆港東 6 號碼頭有限元素分析模型 .....                     | 3-154 |
| 圖 3-81 基隆港東 6 號碼頭版樁壁頂加速度歷時(921 地震, PGA=0.23g) ..... | 3-155 |
| 圖 3-82 基隆港東 6 號碼頭版樁壁頂位移歷時(921 地震, PGA=0.23g) .....  | 3-155 |
| 圖 3-83 基隆港東 6 號碼頭受震變形反應(921 地震, PGA=0.23g) .....    | 3-156 |

|                                                         |       |
|---------------------------------------------------------|-------|
| 圖 3-84 基隆港東 6 號碼頭結構構件受震應力狀態<br>(921 地震，PGA=0.23g) ..... | 3-156 |
| 圖 3-85 基隆港東 6 號碼頭版樁壁頂加速度歷時<br>(331 地震，PGA=0.23g).....   | 157   |
| 圖 3-86 基隆港東 6 號碼頭版樁壁頂位移歷時(331 地震，PGA=0.23g)<br>.....    | 3-157 |
| 圖 3-87 基隆港東 6 號碼頭受震變形反應(331 地震，PGA=0.23g) ..            | 3-158 |
| 圖 3-88 基隆港東 6 號碼頭結構構件受震應力狀態<br>(331 地震，PGA=0.23g) ..... | 3-158 |
| 圖 3-89 基隆港西 25 號碼頭陸側動態土壓、動態水壓與殘留水壓分布<br>.....           | 3-159 |
| 圖 3-90 基隆港西 25 號碼頭有限元素分析模型 .....                        | 3-159 |
| 圖 3-91 基隆港西 25 號碼頭岸肩前緣加速度歷時<br>(921 地震，PGA=0.23g) ..... | 3-160 |
| 圖 3-92 基隆港西 25 號岸肩前緣位移歷時<br>(921 地震，PGA=0.23g) .....    | 3-160 |
| 圖 3-93 基隆港西 25 號碼頭受震變形反應(921 地震，PGA=0.23g) ..           | 3-161 |
| 圖 3-94 基隆港西 25 碼頭結構構件受震應力狀態<br>(921 地震，PGA=0.23g) ..... | 3-161 |
| 圖 3-95 基隆港西 25 號碼頭岸肩前緣加速度歷時<br>(331 地震，PGA=0.23g) ..... | 3-162 |
| 圖 3-96 基隆港西 25 號碼頭岸肩前緣位移歷時(331 地震，PGA=0.23g)<br>.....   | 3-162 |
| 圖 3-97 基隆港西 25 號碼頭受震變形反應(331 地震，PGA=0.23g) ....         | 3-163 |

|                                                        |       |
|--------------------------------------------------------|-------|
| 圖 3-98 基隆港西 25 碼頭結構構件受震應力狀態<br>(331 地震，PGA=0.23g)..... | 3-163 |
| 圖 3-99 假想地表面示意圖 .....                                  | 3-164 |
| 圖 3-100 容量震譜法示意圖 .....                                 | 3-164 |
| 圖 3-101 傳統反應譜與 ADRS 格式反應譜之比較.....                      | 3-164 |
| 圖 3-102 基隆港東 8 號碼頭單元斷面圖 .....                          | 3-165 |
| 圖 3-103 基隆港東 8 號碼頭單元平面圖 .....                          | 3-165 |
| 圖 3-104 東 8 號碼頭之 SAP2000 分析模型 .....                    | 3-166 |
| 圖 3-105 邊坡對水平地盤反力係數之影響範圍示意圖 .....                      | 3-166 |
| 圖 3-106 (a)東 8 號碼頭之第一振態( $f = 2.95 \text{ Hz}$ ).....  | 3-167 |
| 圖 3-106 (b)東 8 號碼頭之第二振態( $f = 3.91 \text{ Hz}$ ).....  | 3-167 |
| 圖 3-107 東 8 號碼頭之容量曲線(Y 向).....                         | 3-168 |
| 圖 3-108 東 8 號碼頭容量震譜法之性能點(331 地震、PGA=0.23g) 3-168       |       |
| 圖 3-109 東 8 號碼頭容量震譜法之性能點(921 地震、PGA=0.23g) 3-169       |       |
| 圖 3-110 基隆港西 19 號碼頭單元斷面圖 .....                         | 3-169 |
| 圖 3-111 西 19 號碼頭之 SAP2000 分析模型 .....                   | 3-170 |
| 圖 3-112 (a)西 19 號碼頭之第一振態( $f = 0.30 \text{ Hz}$ )..... | 3-170 |
| 圖 3-112 (b)西 19 號碼頭之第二振態( $f = 0.40 \text{ Hz}$ )..... | 3-171 |
| 圖 3-113 西 19 號碼頭之容量曲線(Y 向).....                        | 3-171 |
| 圖 3-114 西 19 號碼頭容量震譜法之性能點(331 地震、PGA=0.23g)3-172       |       |
| 圖 3-115 西 19 號碼頭容量震譜法之性能點(921 地震、PGA=0.23g)3-172       |       |
| 圖 3-116 建築物能耐曲線.....                                   | 3-173 |

|                                        |       |
|----------------------------------------|-------|
| 圖 3-117 傳統反應譜與 ADRS 反應譜.....           | 3-173 |
| 圖 3-118 將能耐頻譜置於傳統與 ADRS 反應譜上之示意圖.....  | 3-173 |
| 圖 3-119 標準反應譜.....                     | 3-174 |
| 圖 3-120 需求頻譜示意圖 .....                  | 3-174 |
| 圖 3-121 能耐頻譜簡化為雙線性模式之示意圖 .....         | 3-174 |
| 圖 3-122 等值遲滯阻尼示意圖 .....                | 3-175 |
| 圖 3-123 由 ED 阻尼導致之能量消散示意圖之一 .....      | 3-175 |
| 圖 3-124 由 ED 阻尼導致之能量消散示意圖之二 .....      | 3-175 |
| 圖 3-125 折減反應譜.....                     | 3-176 |
| 圖 3-126 ADRS 形式之需求頻譜.....              | 3-176 |
| 圖 3-127 於容許誤差下需求與能耐頻譜之交點 .....         | 3-177 |
| 圖 3-128 西 2 號碼頭標準斷面圖(港研中心，2008).....   | 3-177 |
| 圖 3-129 西 2 號碼頭單元標準立面圖(港研中心，2008)..... | 3-178 |
| 圖 3-130 3D 模型.....                     | 3-178 |
| 圖 3-131 橋墩式碼頭第一振態 .....                | 3-179 |
| 圖 3-132 橋墩式碼頭第二振態 .....                | 3-179 |
| 圖 3-133 耐震性能曲線 .....                   | 3-180 |
| 圖 3-134 橋墩式碼頭有護坡之第一階段塑性鉸 .....         | 3-180 |
| 圖 3-135 橋墩式碼頭有護坡之第二階段塑性鉸 .....         | 3-181 |
| 圖 3-136 橋墩式碼頭有護坡之第三階段塑性鉸 .....         | 3-181 |
| 圖 3-137 橋墩式碼頭有護坡之第四階段塑性鉸 .....         | 3-182 |

|                                                    |       |
|----------------------------------------------------|-------|
| 圖 3-138 橋墩式碼頭無護坡之第一階段塑性鉸 .....                     | 3-182 |
| 圖 3-139 橋墩式碼頭有護坡之第二階段塑性鉸 .....                     | 3-183 |
| 圖 3-140 橋墩式碼頭有護坡之第三階段塑性鉸 .....                     | 3-183 |
| 圖 3-141 橋墩式碼頭之能耐頻譜與 475 年回歸期之需求頻譜 .....            | 3-184 |
| 圖 3-142 橋墩式碼頭之能耐頻譜與 2500 年回歸期之需求頻譜 .....           | 3-184 |
| 圖 3-143 橋墩式碼頭之能耐頻譜與 475 年回歸期之需求頻譜(無護坡) ..          | 3-185 |
| 圖 3-144 橋墩式碼頭之能耐頻譜與 2500 年回歸期之需求頻譜<br>(無護坡) .....  | 3-185 |
| 圖 3-146 VSE-15D 速度型感應器 .....                       | 3-186 |
| 圖 3-147 SPC-51 集錄系統 .....                          | 3-186 |
| 圖 3-148 基隆港碼頭微振動量測配置 .....                         | 3-187 |
| 圖 3-149 現場量測情況 .....                               | 3-188 |
| 圖 3-150 短時傅利葉分析流程 .....                            | 3-189 |
| 圖 3-151 長時間平均傅氏頻譜分析流程 .....                        | 3-190 |
| 圖 3-152 基隆港東 6 號鋼版樁式碼頭測點 1<br>之 x 向振動短時傅利葉頻譜 ..... | 3-191 |
| 圖 3-153 基隆港東 6 號鋼版樁式碼頭測點 1<br>之 x 向振動平均傅利葉頻譜 ..... | 3-191 |
| 圖 3-154 基隆港東 6 號鋼版樁式碼頭測點 2<br>之 x 向振動短時傅利葉頻譜 ..... | 3-192 |
| 圖 3-155 基隆港東 6 號鋼版樁式碼頭測點 2<br>之 x 向振動平均傅利葉頻譜 ..... | 3-192 |
| 圖 3-156 基隆港東 6 號鋼版樁式碼頭測點 1                         |       |

|                                                     |       |
|-----------------------------------------------------|-------|
| 之 y 向振動短時傅利葉頻譜.....                                 | 3-193 |
| 圖 3-157 基隆港東 6 號鋼版樁式碼頭測點 1<br>之 y 向振動平均傅利葉頻譜.....   | 3-193 |
| 圖 3-158 基隆港東 6 號鋼版樁式碼頭測點 2<br>之 y 向振動短時傅利葉頻譜.....   | 3-194 |
| 圖 3-159 基隆港東 6 號鋼版樁式碼頭測點 2<br>之 y 向振動平均傅利葉頻譜.....   | 3-194 |
| 圖 3-160 基隆港東 10 號鋼管樁棧橋碼頭測點 1<br>之 x 向振動短時傅利葉頻譜..... | 3-195 |
| 圖 3-161 基隆港東 10 號鋼管樁棧橋碼頭測點 1<br>之 x 向振動平均傅利葉頻譜..... | 3-195 |
| 圖 3-162 基隆港東 10 號鋼管樁棧橋碼頭測點 2<br>之 x 向振動短時傅利葉頻譜..... | 3-196 |
| 圖 3-163 基隆港東 10 號鋼管樁棧橋碼頭測點 2<br>之 x 向振動平均傅利葉頻譜..... | 3-196 |
| 圖 3-164 基隆港東 10 號鋼管樁棧橋碼頭測點 1<br>之 y 向振動短時傅利葉頻譜..... | 3-197 |
| 圖 3-165 基隆港東 10 號鋼管樁棧橋碼頭測點 1<br>之 y 向振動平均傅利葉頻譜..... | 3-197 |
| 圖 3-166 基隆港東 10 號鋼管樁棧橋碼頭測點 2<br>之 y 向振動短時傅利葉頻譜..... | 3-198 |
| 圖 3-167 基隆港東 10 號鋼管樁棧橋碼頭測點 2<br>之 y 向振動平均傅利葉頻譜..... | 3-198 |
| 圖 4-1 地震損失評估系統分析分析流程與架構 (HAZ-Taiwan) .....          | 4-41  |
| 圖 4-2 一般建築物損害評估模式示意圖 .....                          | 4-41  |

|                                         |      |
|-----------------------------------------|------|
| 圖 4-3 不同損害狀態易損曲線與機率示意圖 .....            | 4-42 |
| 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 .....    | 4-42 |
| 圖 4-5 一般建築物損害所引致人員傷亡評估模式示意圖 .....       | 4-43 |
| 圖 4-6 沉箱式碼頭易損性曲線建立流程 .....              | 4-43 |
| 圖 4-7 重力式碼頭受震滑移量與損害等級之評估模式 .....        | 4-44 |
| 圖 4-8 基隆港西 32 號碼頭之易損性曲線 .....           | 4-44 |
| 圖 4-9 基隆港東 20~21 號碼頭之易損性曲線 .....        | 4-45 |
| 圖 4-10 版樁式碼頭易損分析流程 .....                | 4-45 |
| 圖 4-11 基隆港東 6 號版樁式碼頭易損曲線 .....          | 4-46 |
| 圖 4-12 基隆港西 25 號鋼版樁圓筒式碼頭易損曲線 .....      | 4-46 |
| 圖 4-13 棧橋式碼頭易損性曲線建立流程 .....             | 4-47 |
| 圖 4-14 基隆港西 19 號棧橋式碼頭易損曲線 .....         | 4-47 |
| 圖 4-15 橋墩式碼頭之各個損壞狀態 .....               | 4-48 |
| 圖 4-16 輕度損壞狀態之易損性曲線 .....               | 4-48 |
| 圖 4-17 橋墩式碼頭之易損性曲線 .....                | 4-49 |
| 圖 4-18 橋墩式碼頭之易損性曲線(無護坡).....            | 4-49 |
| 圖 4-19 基隆港區碼頭配置圖 .....                  | 4-50 |
| 圖 4-20 模擬地震設定.....                      | 4-50 |
| 圖 4-21 基隆市中山及中正區村里 PGA 分佈（集集地震模擬） ..... | 4-51 |
| 圖 4-22 基隆港碼頭所在位置 PGA 值分佈（集集地震模擬） .....  | 4-51 |
| 圖 4-23 基隆市中山及中正區村里 PGA 分佈（山腳斷層模擬） ..... | 4-52 |
| 圖 4-24 基隆港碼頭所在位置 PGA 值分佈（山腳斷層模擬） .....  | 4-52 |

## 表 目 錄

|        |                                          |      |
|--------|------------------------------------------|------|
| 表 1-1  | 地震引致港灣碼頭災害案例(黃國祥，2002)(1/2).....         | 1-7  |
| 表 1-1  | 地震引致港灣碼頭災害案例(黃國祥，2002)(2/2).....         | 1-8  |
| 表 2-1  | 基隆港區之 286 個 SPT 鑽探孔位相關資料 (1/5) .....     | 2-40 |
| 表 2-1  | 基隆港區之 286 個 SPT 鑽探孔位相關資料 (2/5) .....     | 2-41 |
| 表 2-1  | 基隆港區之 286 個 SPT 鑽探孔位相關資料 (3/5) .....     | 2-42 |
| 表 2-1  | 基隆港區之 286 個 SPT 鑽探孔位相關資料 (4/5) .....     | 2-43 |
| 表 2-1  | 基隆港區之 286 個 SPT 鑽探孔位相關資料 (5/5) .....     | 2-44 |
| 表 2-2  | 基隆港區碼頭鑽孔及基岩高程統計表 .....                   | 2-45 |
| 表 2-3  | 基隆港區碼頭鑽孔 SPT-N 值統計表.....                 | 2-45 |
| 表 2-4  | 基隆港區碼頭簡化土層剖面資料 .....                     | 2-46 |
| 表 2-5  | 基隆港區於不同回歸期之耐震設計地震動值 .....                | 2-46 |
| 表 2-6  | 1815 年~2007 年基隆地區規模 $\geq 5.0$ 地震目錄..... | 2-46 |
| 表 2-7  | 基隆地區間隔 5 年最大地震統計表 .....                  | 2-47 |
| 表 2-8  | 基隆地區 $M \geq 6.0$ 預測分析 .....             | 2-48 |
| 表 2-9  | 基隆地區 $M \geq 6.1$ 預測分析 .....             | 2-48 |
| 表 2-10 | 基隆地區 $M \geq 6.2$ 預測分析 .....             | 2-48 |
| 表 2-11 | 基隆地區 $M \geq 5.0$ 序號表 .....              | 2-48 |
| 表 2-12 | 基隆地區 $M \geq 6.0$ 災變預測.....              | 2-49 |
| 表 2-13 | 基隆地區 $M \geq 6.1$ 災變預測.....              | 2-49 |

|        |                                                         |      |
|--------|---------------------------------------------------------|------|
| 表 2-14 | 基隆地區 $M \geq 6.2$ 災變預測 .....                            | 2-49 |
| 表 2-15 | 基隆地區 $M6.2$ 拓樸預測分析表 .....                               | 2-50 |
| 表 2-16 | 基隆地區 $M6.0$ 拓樸預測分析表 .....                               | 2-50 |
| 表 2-17 | 基隆地區 $M \geq 6.2$ 地震次數統計表 .....                         | 2-51 |
| 表 2-18 | 基隆地區 $M \geq 6.1$ 地震次數統計表 .....                         | 2-51 |
| 表 2-19 | 基隆地區 $M \geq 6.0$ 地震次數統計表 .....                         | 2-51 |
| 表 2-20 | 基隆地區每 20 年 $M \geq 6.2$ 地震次數預測表 .....                   | 2-52 |
| 表 2-21 | 基隆地區每 20 年 $M \geq 6.1$ 地震次數預測表 .....                   | 2-52 |
| 表 2-22 | 基隆地區每 20 年 $M \geq 6.0$ 地震次數預測表 .....                   | 2-52 |
| 表 2-23 | 國內建築物耐震設計規範之地盤分類表 (內政部, 2005) ..                        | 2-53 |
| 表 2-24 | 基隆港區鄰近 2 個堅實地盤測站之地震紀錄相關資料 .....                         | 2-53 |
| 表 2-25 | 地表相對於基盤露頭之加速度放大係數 FA 之迴歸係數 ....                         | 2-53 |
| 表 2-26 | 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<br>(內政部, 2005) .....        | 2-54 |
| 表 2-27 | SPT-N 簡化液化評估法之比較 (黃富國, 2008a) .....                     | 2-55 |
| 表 2-28 | 液化潛能指數 IL 與液化程度之關係 .....                                | 2-56 |
| 表 2-29 | 沈陷量 St 與液化損害程度之關係<br>(Ishihara & Yoshimine, 1992) ..... | 2-56 |
| 表 2-30 | 液化損害程度分類 (黃富國, 2008b) .....                             | 56   |
| 表 2-31 | 邏輯迴歸分析結果 (黃富國, 2008a) .....                             | 56   |
| 表 2-32 | 貝氏映射之擬合分析結果 (黃富國, 2008a) .....                          | 57   |

|        |                                              |      |
|--------|----------------------------------------------|------|
| 表 2-33 | 液化危害度分析結果（回歸期 $T_r = 475$ 年） .....           | 57   |
| 表 3-1  | 基隆港西岸區營運碼頭資料(資料來源：基隆港務局) .....               | 3-89 |
| 表 3-2  | 基隆港東岸區營運碼頭資料(資料來源：基隆港務局) .....               | 3-90 |
| 表 3-3  | 基隆港碼頭歷年營運使用資料(資料來源：基隆港務局) ....               | 3-90 |
| 表 3-4  | 國際航海協會重力式碼頭性能等級(定量)(PIANC, 2001)....         | 3-91 |
| 表 3-5  | 基隆港西 32 號沉箱式碼頭滑動穩定性分析與臨界加速度 .                | 3-91 |
| 表 3-6  | 基隆港西 32 號沉箱式碼頭動態基礎承载力安全係數 .....              | 3-92 |
| 表 3-7  | 基隆港東 21~22 號沉箱式碼頭受震滑動穩定性分析結果...              | 3-93 |
| 表 3-8  | 基隆港東 21~22 號沉箱式碼頭動態基礎承载力安全係數...              | 3-94 |
| 表 3-9  | 基隆港 FLAC 數值模擬之界面元素參數表 .....                  | 3-94 |
| 表 3-10 | 基隆港西 32 號碼頭數值模擬參數 .....                      | 3-94 |
| 表 3-11 | 基隆港數值模擬之界面元素參數表 .....                        | 3-95 |
| 表 3-12 | 基隆港東 21~22 號碼頭數值模擬參數表 .....                  | 3-95 |
| 表 3-13 | 板樁式碼頭損害等級 .....                              | 3-96 |
| 表 3-14 | 基隆港板樁式碼頭一覽表 .....                            | 3-97 |
| 表 3-15 | 基隆港東 6 號碼頭場址地層剖面 .....                       | 3-97 |
| 表 3-16 | 基隆港東 6 號碼頭分析用地層參數 .....                      | 3-97 |
| 表 3-17 | Z-38 鋼板樁斷面性質（柯正龍等人，2007） .....               | 3-98 |
| 表 3-18 | 基隆港東 6 號碼頭結構構件參數 .....                       | 3-98 |
| 表 3-19 | 非液化工址板樁式碼頭變位參數與安全係數之關係<br>(Uwabe, 1983)..... | 3-99 |

|        |                                              |       |
|--------|----------------------------------------------|-------|
| 表 3-20 | 基隆港東 6 號碼頭 $kh=0.115$ 時之動態土壓力係數 .....        | 3-99  |
| 表 3-21 | 花蓮港 8 號碼頭 $kh=0.115$ 時各設計潮位之動態水壓力 .....      | 3-99  |
| 表 3-22 | 非液化工址版樁式碼頭變位參數與安全係數之關係<br>(Uwabe, 1983)..... | 3-100 |
| 表 3-23 | 國際航海協會棧橋式碼頭性能等級 (PIANC, 2001) .....          | 3-100 |
| 表 3-24 | 東 8 碼頭簡易分析結果 .....                           | 3-101 |
| 表 3-25 | 西 19 碼頭簡易分析結果 .....                          | 3-102 |
| 表 3-26 | 阻尼修正因子值 $\kappa$ .....                       | 3-103 |
| 表 3-27 | 最小容許 SRA 及 SRV 值 .....                       | 3-103 |
| 表 3-28 | RC 柱彎矩非線性鉸之參數(M3 Type).....                  | 3-103 |
| 表 4-1  | 國際航海協會損害等級 (定性) (PIANC, 2001) .....          | 4-29  |
| 表 4-2  | 國際航海協會重力式碼頭損害等級 (定量) (PIANC, 2001)<br>.....  | 4-29  |
| 表 4-3  | 基隆港重力式碼頭易損性曲線研究所用之地震樣本 .....                 | 4-29  |
| 表 4-4  | 基隆港西 30~32 號碼頭受震滑移量各地震群組分析結果...              | 4-30  |
| 表 4-5  | 基隆港西 32 號號碼頭受震損害等級分析結果 .....                 | 4-31  |
| 表 4-6  | 基隆港東 20~21 號碼頭受震滑移量各地震群組分析結果...              | 4-32  |
| 表 4-7  | 基隆港東 20~21 號碼頭受震損害等級分析結果 .....               | 4-33  |
| 表 4-8  | 基隆港版樁式碼頭易損曲線參數 .....                         | 4-33  |
| 表 4-9  | 基隆港西 19 號碼頭受震損害等級分析結果 .....                  | 4-34  |
| 表 4-10 | 基隆港直樁棧橋式碼頭易損曲線參數 .....                       | 4-34  |
| 表 4-11 | 基隆港橋墩式碼頭之損壞狀態臨界值 .....                       | 4-35  |

|        |                                   |      |
|--------|-----------------------------------|------|
| 表 4-12 | 基隆港橋墩式碼頭易損性曲線參數 .....             | 4-35 |
| 表 4-13 | 港灣設施分類（摘自 HAZUS 99） .....         | 4-36 |
| 表 4-14 | 濱水結構 PGD 相關之易損性曲線參數 .....         | 4-37 |
| 表 4-15 | 起重搬運設備 PGA 與 PGD 相關之易損性曲線參數 ..... | 4-37 |
| 表 4-16 | 倉庫 PGA 與 PGD 相關之易損性曲線參數 .....     | 4-38 |
| 表 4-17 | 燃料設施 PGA 與 PGD 相關之易損性曲線參數 .....   | 4-39 |
| 表 4-18 | 港灣設施損失比參數 .....                   | 4-40 |
| 表 4-19 | 濱水結構與起重搬運設備之修復曲線參數 .....          | 4-40 |
| 表 4-20 | 港區碼頭結構與設施重建成本 .....               | 4-40 |

# 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，尚可能有土體的承载力破壞或滑移，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

本計畫為第三年計畫，以基隆港區為研究標的，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年起已進行臺中港區之分析，97年已進行蘇澳港、花蓮港港區之分析，今年針對基隆港港區為主，以及後續研究對高雄港港區進行分析，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。

本(98)年度研究內容與項目，說明如下：

1. 針對基隆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. 建立並驗證港灣構造物耐震能力評估模式，包括沉箱式、板樁式、棧橋式與橋墩式碼頭，並以此模式評估基隆港碼頭之耐震能力。

3. 蒐集與建置 TELES 系統港灣設施災損模組基本參數與資料，針對港灣設施震損評估中經濟損失模組進行測試與建置，並以基隆港為對象研擬災損評估分析程序。
4. 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，研究標的為基隆港（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，研究標的為基隆港；依現階段所蒐集之資料顯示，基隆港之營運碼頭41座與非營運碼頭16座，共計57座。依碼頭結構型式可分為重力式碼頭（包含沉箱式、混凝土擁壁式與方塊式）、版樁式碼頭（包含傳統版樁式與井筒式）、棧橋式碼頭與橋墩式碼頭等四類。本研究將選取重力式、板樁式、棧橋式與橋墩式碼頭各具代表性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、沉箱式碼頭之耐震能力評估、版樁式碼頭之耐震能力評估、棧橋式碼頭之耐震能力評估，以及橋墩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，並進行基隆港區災害境況與損失之初步模擬分析。

### 1.3 預期成果及效益

依據相關工作內容，本研究計畫於今年度完成後應可達成：了解基隆港區地震可能發生之機率及地震特性、評估基隆港區各式碼頭構造物之耐震能力、逐步修改TELES震損評估系統中有關港灣構造物之震災境況模擬模組，以及對於基隆港區模擬其可能之震害狀況等成果。

於四年期程整體計畫執行完成後，則預期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<br>(km)    |             | 48      |         | 145,129,<br>177                | 201~306                                | 145     |                           | 113(A),65(V),<br>161(S)                                 | 52            |                                   |
| 港灣名稱            | Yokohama    | Shimizu | Shimizu | Yokkaichi,<br>Nagoya,<br>Osaka | Nagoya,<br>Yokkaichi,<br>Osaka,<br>Uno | Kushiro | Puerto Montt,<br>Talcuano | Anchorage,<br>Valdez,<br>Whittier,<br>Seward,<br>Kodiak | Niigata       | Hachinohe,<br>Aomori,<br>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<br>(cm) |             | 160     | 90      |                                | 30                                     | 100     |                           | 500                                                     | 400           | 60(Hak)                           |
| 最大加速度<br>(g)    |             |         |         |                                | 0.15                                   |         |                           |                                                         | 0.15          | 0.23<br>(Hac,Aom)                 |
| 附註              | 方塊重力<br>式滑落 |         |         | 鋼鈑 3~4m<br>棧橋 4m               | 鋼鈑 3~4m<br>棧橋 4m                       |         | 海嘯侵襲<br>20世紀最大地震          | 邊坡滑動                                                    | 鋼鈑 2m<br>海嘯侵襲 | 鋼鈑 1m (Hac)<br>海嘯侵襲<br>(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<br>(km)        |                        | 120(Y)                              |         | 100     |                               | 12                     |           |                                                      |                 | 16(P),20(R)                              | 34          | 55           |
| 港灣名稱                | Hanaskai,<br>Kiritappu | Shiogama,<br>Ishinomaki,<br>Yuriage | Corinth | Akita   | San<br>Antonio,<br>Valparaiso | Kalamata               | Suao      | Redwood,<br>Richmond,<br>San<br>Francisco,<br>Oakand | San<br>Fernando | Kobe,<br>Rokko<br>Island,<br>Port island | Nuweiba     | Taichung     |
| 噴砂痕跡                | √                      | √                                   |         | √       | √                             |                        |           | √                                                    | √               | √                                        |             | √            |
| 最大滑移量<br>(cm)       | 120                    | 120(Y)                              |         |         |                               | 15±5                   | 50        | 支承樁斷裂<br>管線斷裂<br>差異沉陷                                |                 | 500                                      |             | 170          |
| 傾角(deg)             |                        |                                     |         | 1.6     |                               | 4~5                    |           |                                                      |                 | 4                                        |             | 2            |
| 差異沉陷<br>最大值<br>(cm) | 30                     | 30~40                               |         | 100~150 |                               | 20<br>(沉陷範圍<br>30~40m) |           |                                                      |                 | 250                                      | 100         | 100          |
| 最大加速度<br>(g)        |                        |                                     |         | 0.22    |                               |                        |           |                                                      |                 | 0.54(水平)<br>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<br>滑移量 | 棧橋式                                                  | 棧橋式             | 龜裂範圍<br>150m                             | 平均沉陷<br>20m | 龜裂範圍<br>150m |

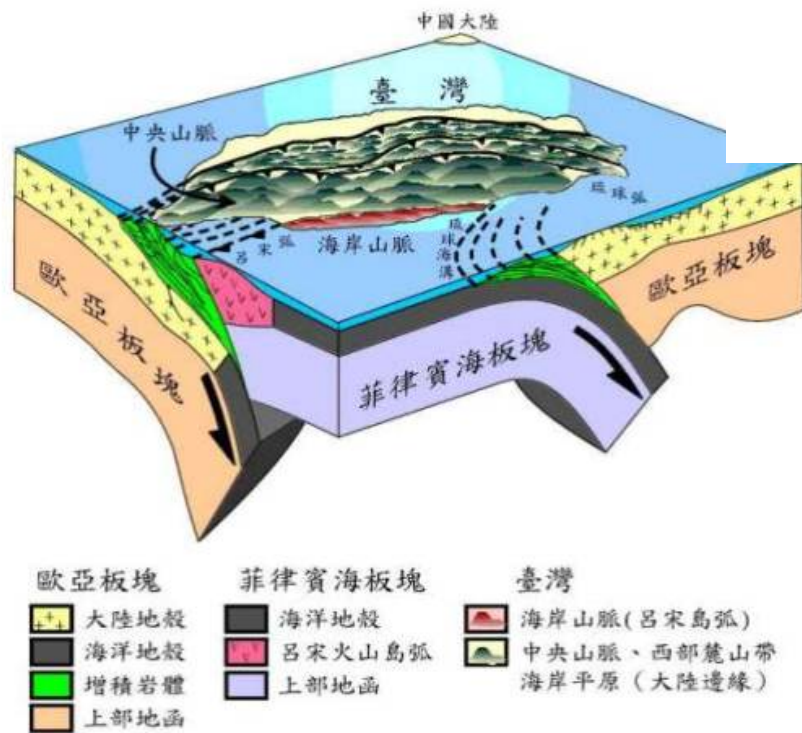


圖 1-1 臺灣三度空間地體構造 (修改自 Angelier, 1986)



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

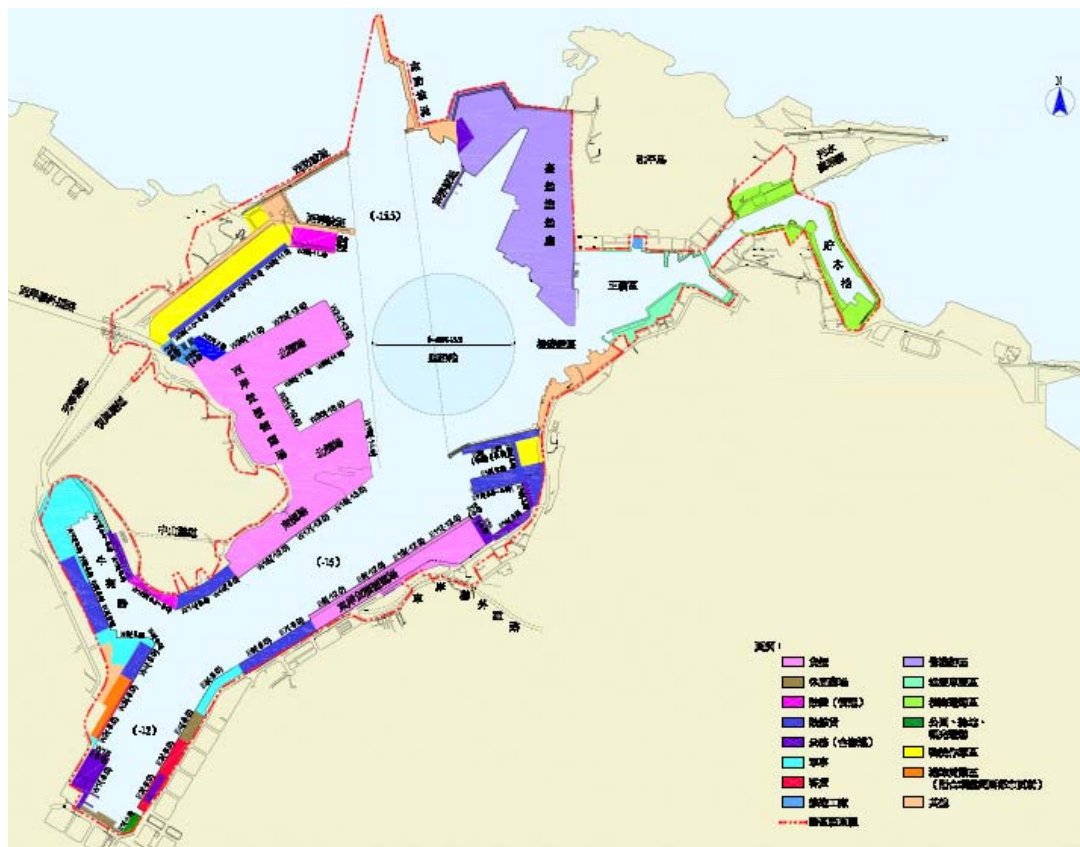


圖 1-4 基隆港區平面圖(資料來源：基隆港務局網站)

## 第二章 基隆港灣地區地震潛勢之評估

本章主要以基隆港區為範圍，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。了解基隆港區之地震潛勢，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，本研究將利用蒙地卡羅模擬(Monte Carlo Simulation, MCS)來進行土壤液化之危害度及易損性分析。

### 2.1 港區區域地質及場址地層特性

#### 2.1.1 港區場址概述

基隆市位於臺灣島的東北端，北面濱臨東海，東、西、南三面環山。市內百分之九十五為丘陵地，僅北面濱臨東海處有少量的平原，境界極東為棉花嶼，極北是彭佳嶼，極南至臺北縣平溪鄉，極西到汐止鎮。基隆港（圖2-1）經緯度為東經121度44分57.5秒，北緯25度09分42.5秒，港灣深入市區，水面寬闊，境內山陵環繞，平地較少，海岬兩側有基隆嶼、和平島為屏障，形勢險要自然天成，集商港、軍港、漁港於一身，為全臺北門之鎖鑰。基隆港建於清光緒12年（西元1886年），乃利用谷灣式沉降海岸之天然條件所建設之良港，基隆港於尚未築港時，灣水甚淺，灣內有若干小島，今日之港口完全由人工改造而成(基隆市政府，2001)。

#### 2.1.2 港區區域地質特性

在區域地質特性方面，基隆市全境土地大部份屬第三紀中新世，分為五指山層、木山層、大寮層、石底層及南港層（圖2-2）。按岩相

與沉積環境之不同，又可分為海相之地層（大寮層與南港層屬之）及濱海相與隆臺相之地層（包括五指山層、木山層及石底層）。小部份土地屬第四紀臺地堆積層。第三紀中新世層岩性均屬砂岩與頁岩之互層，並含有豐富之煤層，其一般地層較堅硬，可承受較大重力；第四紀臺地堆積層，其岩性係礫石、砂、粉砂及土之混合堆積物，大小排列無序，結構疏鬆，厚度無定（環保署，2009）。另外，在構造運動及斷層方面，基隆市主要之地質構造線包括摺皺軸及斷層線等呈現東北或東北東走向，地層受到來自東南方造山運動壓力的推擠，岩層首先摺皺，其後壓力不斷增強，超過岩層可塑性限度，即發生斷裂，造成逆斷層，自東南向西北逆掩，而呈現覆瓦狀構造（圖2-3）。基隆港鄰近之斷層構造包括臺北斷層、基隆斷層、崁腳斷層、山腳斷層等（圖2-4），其中距離較遠之山腳斷層為活動斷層；而鄰近之主要褶皺包括八堵向斜、石底向斜、大溪背斜及四分子向斜等（黃鑑水，1998）。

### 2.1.3 港區場址地層特性

在場址地層特性方面，本研究從港研中心取得286筆標準貫入試驗（SPT）鑽孔資料（如表2-1所示，其中含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個鑽孔），孔位分布如圖2-5所示。圖2-6為SPT鑽孔孔口高程統計圖，圖2-7為鑽探深度統計圖。資料顯示，除復統工程顧問公司(2008)之10個鑽孔（圖2-5中之BH區域）為陸上鑽探外，其餘276個鑽孔皆為海底鑽探，大部分孔口高程位於海平面下方10餘公尺，圖2-8為孔口高程之等值線圖；在鑽探深度方面，鑽深在12m以內者佔一半以上，最深者40餘公尺，有部分鑽孔並未鑽達岩層，此處之岩層主要以風化砂岩為主，夾雜風化頁岩、泥岩、板岩等，SPT-N值大於50。圖2.9為鑽孔基岩高程之等值線圖，圖中顯示，基隆港區內岩盤面之起伏變化甚大。為了進一步了解圖2-5所示各碼頭區鑽孔之孔口高程與基岩高程之關係，以及二高程間所夾之土層厚度，以作為後續碼頭耐震評估選用斷面之參考，圖2-10~圖2-17展繪了各碼頭區之剖面圖，圖2-18~圖2-28則為各碼頭區對應之孔口高程與基岩高程之統計

直方圖，表2-2列出其平均值( $\mu$ )、標準偏差( $\sigma$ )，以及變異係數(C.O.V.)等。由以上圖表資料可知，在孔口高程方面，以W26&W27號碼頭，及LSWH區域變化較大；而在基岩高程方面，各區號碼頭之變異係數幾乎都超過0.30，岩層深度變化甚大。其中，W15~W18號碼頭及E7~E9號碼頭因皆有二密集並排之鑽孔，因此將其區分為靠陸側及靠海側二種剖面，且E7~E9號碼頭剖面之左右兩側基岩深淺差異甚大，所以又進一步將其區分為淺區及深區二種情況。

接下來，針對圖2-5所示之基隆港區鑽探孔位分布圖，就各碼頭區挑選數個孔號繪製SPT-N值、細料含量FC值，及土層與岩層類別隨深度變化之剖面圖，分別示如圖2-29~圖2-51，以了解地層分布狀況。由剖面資料可知，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，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，而岩層則主要為風化砂岩，部分為頁岩或砂頁岩互層等。

於鑽探資料中，僅有10孔為地表鑽孔(鑽孔高程為0)，鑽孔代碼為BH 1~10，此區域為基隆港客運專區及旅客中心新建工程之規劃基地，鑽孔深度介於5m至40m之間。根據復統工程顧問公司(2008)之地質鑽探報告，及圖2-52~圖2-54之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皆有很大的變異性。回填層之地表部份為混凝土及柏油鋪面，其下為碼頭興建時之回填物，主要為回填之砂土、黏土及岩塊；各鑽孔之厚度分佈不定，約為0.3m至14.3m；因地層夾雜岩塊等塊狀物，其標準貫入試驗N值平均大於50。而第二層—原沖積層之分佈深度介於0.3m~34.9m之間，N值介於2~6之間；土壤種類為灰色粉質黏土居多(塑性指數PI值多介於15~30之間)，部分為粉質砂土。第三層砂岩層之分佈厚度為3.3m~34.9m至鑽探終止之間，岩心取樣率介於90%~100%間。

標準貫入試驗 SPT-N 值，是土層性質中一個重要的參數，現將圖2-10~圖2-17所展繪各碼頭區剖面鑽孔之SPT-N值隨深度變化關係，彙整繪於圖2-55~圖2-66之中，因土層分布變化複雜，因此除BH區外，此

處並未依土壤類別加以區分，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）。由統計資料顯示，基隆港區各碼頭鑽孔土層之平均SPT-N值介於3.71~20.25之間，最小者為BH區（W1~W4號碼頭）之CL土壤，最大者為W15~W18號靠海側碼頭土層；而正如預期，各區N值之變異係數皆相當大，有一半以上超過0.50。

#### 2.1.4 港區簡化土層剖面

為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2-2及表2-3之各項統計資料，利用鑽孔高程、基岩高程，以及SPT-N值之平均值等，初步擬定了五處六個簡化土層剖面，圖2-67為簡化土層所在區域示意圖，表2-4為各碼頭區簡化土層剖面之相關數據，而圖2.68~圖2-73則分別為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）之簡化土層剖面圖。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。另外，除BH區域外，自鑽孔高程以上之區域（原為海水），假設建造碼頭時係以回填材料填築而成，經參考BH區域之回填材料性質，亦假設其SPT-N值大於50。

## 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。針對本港區之地震危害度分析，所採用之幾個重要的影響因子如下說明之。

### 2.2.1 港灣附近地質、斷層與地震活動

本分析以位於基隆港灣大樓中的中央氣象局KLUP測站，作為地震危害度分析時港區的代表座標（經度121.73°、緯度25.13°）。港區位於臺灣北部基隆市，鄰近淡水河系支流，地表面屬於河岸堆積之軟弱沖積土，鄰近港區之環境概況如圖2-74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ML4.5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。

距離基隆港區約15.85公里的活動斷層，是位於臺北盆地西緣之山腳斷層，該斷層在中央地調所現階段所公布的活動斷層中，屬於第二類活動斷層。山腳斷層呈北北東走向，自關渡附近向南南西方向延伸至新莊，為一條正斷層（林啟文等，2000），並鄰近金山斷層。山腳斷層分為南、北兩段，南段為第四紀沖積層所掩覆，北段為大屯山的火成岩所掩覆，由鑽探資料顯示，斷層造成上盤臺北盆地的第三紀基盤的陷落。該斷層在中央地質調查所近年來的調查中，瞭解及確定其正移斷層作用向北延伸至大屯山區與金山地區(林啟文等，2007)。山腳斷層總長度約為34公里，位置如圖2-75所示，表面破裂線延伸至金山地區。近年來，海上的震測調查，由金山近岸地區往東北海域方向延伸，更發現了與山腳斷層近乎相同走向的正斷層軌跡(中央地質調查所年報，2007)，如圖2-76所示；因此，如果斷層活動再延伸進入海域，將可能產生規模更大的地震。

山腳斷層的活動度，根據鑽探資料顯示，斷層兩側的地層落差達到700公尺左右，並且推斷山腳斷層最近一次劇烈活動的時期可能距今一萬年以前，且應屬於高活動度的斷層停止。根據鑽探岩心資料，認為期間至少可辨識出3次古地震事件，分別為11,100年前左右、9,100~9,300年前及8,400~8,600年前。雖然如此，但在全球衛星地位資

料中顯示，山腳斷層南段在2002年至2006年間為鎖定狀態(林啟文等，2007)，顯示山腳斷層最近一萬年或稍短時間內斷層活動幾已停止。

由目前的調查結果，瞭解山腳斷層上次錯動的時間可能為一萬多年前，在此其間的活動頻繁，可能為約2000年一次的再現期，在此之後至今皆屬於靜止狀態。由此些證據顯示，山腳斷層目前為靜止狀態的可能性較高。另一方面，若其一旦錯動，對基隆港區而言亦可能帶來地震危害，因此本分析將直接採用定值法探討山腳斷層對港區之影響。

## 2.2.2 地震危害度參數

### 1.地震目錄

地震目錄為地震危害度分析時最重要之要素之一，本分析採用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2007年之地震，震央分佈如圖2-77所示。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，在1973年以前紀錄的地震對規模小於5.0之紀錄並不完整，且以地震矩規模 $M_w$ 為主。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。本分析將採用此地震目錄應用於機率法之地震危害度分析中。

由於一般工程上規模小於4.5的地震並不會引起震災，分析時將採用規模大於4.5以上之地震。

### 2.震源模型

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。本分析所採用的震源模型，在一般性區域震源部分，若震源深度大於35公里的深層地震以點震源模擬，淺層地震則以面震源模擬。面震源為假設地震均勻分佈發生在某一區域內，故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，令其斷層方向在360度範圍內為均勻分佈。在淺層區之地震若無法確定其為斷層或斷層帶則一律以TYPE III的線震源模擬。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，為位置及方向均確定的線震源，屬於TYPE I震源，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。

在本分析所採用的震源參數中，除一般區域性震源模型外，對於特徵地震模型的應用目前僅針對活動特徵明顯的第一類活動斷層。如車籠埔斷層在古地震的調查結果中，可明確定義出斷層位置、上一次的錯動時間及錯動的再現期約為300年左右，皆為特徵地震模型所需的各項參數，可供應用於機率分析法中進行估算。而位於臺北盆地西側的山腳斷層，經中央地調所的古地震調查結果，可瞭解上一次錯動時間約在一萬多年前，且在鄰近該時期可能還有二次的古地震發生，此段時期內可能的回歸期約為2000年，但至今皆為靜止狀態。換言之，一萬多年前至今皆無古地震證據在被發現，顯示再發生錯動的回歸期已並非為約2000年一次，且靜止的可能性較高。因此，由於活動證據的不確定高，且活動特性被歸類為第二類的活動斷層，故本分析並未將其採用特徵地震模型放入機率分析法中。

### 3.震源分區

依據臺灣地區複雜的地體構造及地震分佈，可劃分出不同震源特性之區域。對於基隆港之地震危害度分析，本分析採用ZB及ZD的震源分區（NCREE, 2004），並以深度35公里為界，分為淺源及深源震源分區，分區模型如圖2-77所示，圖中亦比較臺灣地區1900年至2007年所發生規模大於4.5以上的地震分佈。震源分區ZB與ZD對於子分區

之劃分，同時考慮臺灣地區地質、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。港區位置在震源分區ZB中位於BS11，震源分區ZD為DS12中。

#### 4.地震規模與再現頻率

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

$$\log N(m) = a - bm \dots\dots\dots (2-1)$$

其中m表地震規模，N(m)為單位時間內地震規模大於等於m之地震發生次數，a及b為常係數可由回歸分析而得。考慮臺灣地區地震資料的可信度，對a、b值的回歸採用二階段式方法。將地震資料以1973年為界，區分為二組：

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。

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。

對資料組A而言，資料可靠但記錄期間太短，是因為1973年後才開始有完善的地震網；B組記錄期間夠長，較能反映臺灣地區地震特性。因此在分析過程中，先以1973年以後資料可靠的資料組A分析求得式（2-1）中的b值，並將相同斜率的G-R關係式平移至資料組B之統計分佈，並以資料組B的資料長度重新分析，求得反映臺灣地震活動特性的a值。所採用之規模為大於ML4.5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所包括的地震紀錄，對式（2-1）回歸分析出地震規模與再現頻率之關係（G-R law）。根據對地震目錄的不確定性採用兩階段分析，圖2-78為回歸分析之結果，所記錄到

的最大地震規模亦列於圖中。在BS01及DS01子分區中，因短期資料量不足，因此其G-R關係式結果採用長期資料進行回歸分析。

## 5.地震規模下限 $m_0$ 與上限 $m_u$

由實際地震紀錄發現，式（2-1）所得之地震規模與再現頻率之關係式，有一定適用規模的範圍，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（2-1）均不適用，會有高估地震發生率之現象。因此式（2-1）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  $m_0$  為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

$$\log E = 12.66 + 1.4 M_L \dots\dots\dots (2-2)$$

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。假設地震下限規模  $m_0$  為4.5，並根據地震能量釋放率之假設，計算兩分區中之上限規模  $m_u$ 。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。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2-78中所列。

為考慮  $M_u$  的不確定性，可假設最大地震規模是由  $M_u$  到  $M_u + \Delta u$  以三角形機率密度函數分佈，即發生最大地震規模為  $m_u$  之機率為

$$f_{Mu}(m_u) = \frac{2}{\Delta_u} \left(1 - \frac{m_u - M_u}{\Delta_u}\right) \quad ; \quad M_u \leq m_u \leq M_u + \Delta_u \dots\dots\dots (2-3)$$

其中對於 $\Delta u$ 通常以0.3為考量。本分析將同時考慮直接採用 $M_u$ 、考量 $M_u$ 到 $M_u + \Delta u$ 之三角形機率分佈模型等兩種模式，評估上限規模 $m_u$ 之不確定性對地震危害度分析結果之影響。

## 6.地震發生率

將臺灣地區均勻切割為每一 $0.25^\circ \times 0.25^\circ$ 網格，於網格內之地震均視為發生在方格的中央，作為地震危害度分析時考量地震分佈之用。對於每個子震源區之地震發生率的分配可分為兩種考量方式，一為依據面積比例平均分配地震發生率於每個網格，此方式反映出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紀錄之地震數目比例分配地震發生率，模擬未來地震會依據歷史特性而發生之假設。簡言之，方法二較能反映過去百年來的地震紀錄，但是因為一百年的記錄時間不足以反映地震的所有可能性，地震仍可能發生在過去未有紀錄的地方，而方法一正好可以適度的考慮到這種可能性。因此針對基隆港區之地震危害度分析將同時考慮兩種考量地震發生率的方式，以反映地震之空間分布的不均勻性。

## 7.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 $ML \geq 5.0$ 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(2-4)，其標準偏差值約在0.75左右(Jean et al., 2006)。

$$PGA(g) = 0.00284 \times e^{1.73306M} \left[ R + 0.09994 \times e^{(0.77185M)} \right]^{-2.06392} \dots\dots\dots (2-4)$$

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2-79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

在地震危害度分析的程序中，對於各項參數之主要的不確定性來源可分為兩種：

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。

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。

在地震危害度分析程序中，針對上述各項參數不確定性之考量多以邏輯樹（Logic tree）方式來表示。本分析針對基隆港區之地震危害度曲線，以圖2-80之邏輯權重考量上述所提及的資料與分析模型之不確定性影響：二個震源分區（ZB、ZD）、二種地震發生率模式及上限規模 $M_u$ 之影響等重要參數，可產生8條地震危害度曲線，如圖2-81所示，圖中為採用地震動衰減律的中值(Median Value)的分析結果。

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對於地震危害度曲線之影響（如圖2-82所示），本報告中考量了 $\pm 1\sigma$ 、 $\pm 2\sigma$ 之範圍的期望值(Expected Value)後建立地震危害度曲線（Expect Curve）。

基隆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2-83。圖中分別繪出中值及分別考量 $\pm 1\sigma$ 、 $\pm 2\sigma$ 資料離散性的期望值所建立的地震危害度曲線，並比較目前耐震設計規範之設計地震力。本分析結果在475年回歸期會較規範保守，最終建議後續分析以考量 $\pm 1\sigma$ 資料離散性的期望值所建立的地震

危害度曲線為參考。圖2-83中所標示之紅點為目前建築物耐震設計規範中對於基隆市在475年、2500年回歸期的設計標準。目前規範中考量三種地震水準，除設計地震為回歸期475年之地震，其50年超越機率為10%，以及最大考量地震的2500年回歸期，其50年超越機率為2%外，針對中小度地震的考量則設定為回歸期為30年之地震，其50年超越機率約為80%。除設計地震及最大考量地震之設計標準採取地震危害度分析，並無明確規定其他回歸期之準則，僅於第2.10節的解說中提及，中小度地震之設計標準依據，即30年回歸期之地震其水平譜加速度約可取回歸期475年地震之1/4左右。為比較所得之基隆港地震危害度分析結果是否恰當，分別將30年、475年及2500年回歸期之設計標準標示於下圖中。本分析結果中以考量 $\pm 1\sigma$ 資料離散性的期望值所建立的地震危害度曲線，在475年回歸期會較規範保守。由基隆港的地震危害度曲線中對應30年、475年回歸期的PGA值分別為0.063g及0.23g，接近規範設定之1/4，顯示本分析結果應為恰當作為基隆港區之耐震設計之依據。

結構物可以根據其重要性或基於損壞控制的考量決定其結構壽命期間所要承受的地震風險，而決定幾個適當的超越機率，或將之轉換成回歸期，而由地震危害度曲線決定其設計地震。例如一般的建築物採用475年回歸期為設計地震，並需檢核在2500年回歸期地震作用下結構的人命保全性能，亦即結構不可倒塌。本報告配合圖2-83中考量 $\pm 1\sigma$ 資料離散性的期望值所建立的基隆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2-5中，提供既有港灣設施之耐震檢討參考依據。

#### 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，透過對均佈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1所述)：

對臺灣地區的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。

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。

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 $\Delta_m$ 及距離區間 $\Delta_r$ 之組合。 $H_{mr}$ 可以二維矩陣或列表的方式呈現。

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

$$P_{mr} = \frac{H_{mr}}{\sum_m \sum_r H_{mr}} \dots\dots\dots (2-5)$$

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。

$$M_c = \sum_m \bar{m} \cdot \sum_r P_{mr} \dots\dots\dots (2-6)$$

$$Ln(R)_c = \sum_r Ln(\bar{r}) \cdot \sum_m P_{mr} \dots\dots\dots (2-7)$$

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  $\Delta_r$ ，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(2-5)至(2-7)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(2-6)及式(2-7)改為

$$M_c = \sum_m \bar{m} \cdot \sum_s P_{ms} \dots\dots\dots (2-8)$$

$$Ln(R)_c = \sum_s Ln(r) \cdot \sum_m P_{ms} \dots\dots\dots (2-9)$$

其中  $r$  為子震源  $s$  對工址的距離，而  $\bar{m}$  仍可由式(2-6)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ZB及 $M_u$ 之不確定性所得之地震危害度曲線為最高。以此結果為參考，經由上述步驟拆解基隆港區在475年及2500年回歸期所得最具地震潛勢之震源 $M_c$ ，分別為 $M_L6.3$ 及 $M_L6.4$ ，結果多為宜蘭外海地區之地震所控制。此結果為供防救災應用規劃所需。

一般土壤液化評估等研究中，除最大設計PGA值外，大多以地震矩規模 $M_w$ 為考量的規模參數。為提供後續液化分析所使用之潛勢地震規模，本分析參考 $M_w$ 為主的地震目錄，進行地震危害度程序及參數拆解分析（附錄1），獲得建議之關鍵性震源。以475年及2500年回歸期為參考，獲得之最具潛勢地震多為臺灣東北部隱沒帶地震之影響最大，各震源之地震危害貢獻量如圖2-84所示。475年及2500年回歸期所得之控制地震規模 $M_c$ 分別為 $M_w 7.1$ 及 $M_w 7.2$ 。目前耐震設計規範正在進行土壤液化潛能評估使用之地震規模分區之研擬，其所建議基隆市的潛勢規模為7.3，考量較為保守。

### 2.2.5 活動斷層定值法分析

地震危害度分析之定值法，主要針對特定震源做潛勢評估。對於活動斷層而言，其錯動可能產生之規模，可由斷層長度可以進行估算。參考Wells and Coppersmith(1994)統計各類活動斷層參數及歷史地震所提出的斷層破裂長度與地震規模之關係式，可計算出斷層一旦錯動，可能引發的地震規模大小。以屬於正斷層的山腳斷層為例，斷層破裂長度與地震規模關係式所下式

$$M_w = 4.86 + 1.32 \cdot \log(L) \quad \sigma = 0.28 \dots\dots\dots (2-10)$$

其中L為斷層長度，單位為公里。由於本分析所採用之地震動衰減律所採用之地震規模為芮氏規模，因此，地震規模MW與ML之間的轉換關係可根據吳逸民等人(2000)以臺灣地震紀錄所建立之經驗式換算。

$$M_L = 4.533 \ln(M_w) - 2.091 \quad \sigma = 0.14 \dots\dots\dots (2-11)$$

為比較Wells and Coppersmith(1994)的斷層破裂長度與地震規模之關係應用於臺灣地區之合理性，以921集集地震為例，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105公里。將斷層長度依(2-10)及(2-11)式進行規模估算，結果如下：

| 斷層名稱  | 斷層型態 | 斷層長度<br>(km) | Wells et al.,(1994)           |                |                            |
|-------|------|--------------|-------------------------------|----------------|----------------------------|
|       |      |              | M <sub>w</sub> (+1 $\sigma$ ) | M <sub>L</sub> | M <sub>L</sub> +1 $\sigma$ |
| 車籠埔斷層 | 逆移斷層 | 105          | 7.47(7.75)                    | 7.02(7.19)     | 7.16(7.33)                 |

由上表結果顯示Wells and Coppersmith(1994)之評估結果在考慮一個標準偏差後，與921集集地震實際發生規模相當，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。

位於臺北盆地西北緣延展的山腳斷層，大約在40~70萬年前開始活動，陷落形成了臺北盆地，根據其特性目前被歸類為活動斷層。山腳斷層在陸地上的長度，已經證實為過去所認知的至少有兩倍之長，約為34公里。近年來，海上的震測調查，由金山近岸地區往東北海域方向延伸，更發現了與山腳斷層近乎相同走向的正斷層軌跡(中央地質調查所年報，2007)，如圖2-76所示。在2007年日本發生在新瀉縣的中越沖地震，因斷層之錯動長度延伸至鄰近海域，造成重大災損。因此，山腳斷層活動長度若再延伸進入海域，理論上可能產生規模更大的地震。

在考量山腳斷層錯動時可能產生之地震規模時，本分析將總長度加上可能延伸至海外之距離16.6公里(圖2-76)中金山外海正斷層延伸至基隆嶼的海底火成岩左右，約16.6公里)，共計50.6公里，代入式(2-10)進行規模之估算，並經式(2-11)轉換為M<sub>L</sub>，以地震動衰減律估算地震動值。由估算及轉換所得之地震規模並考量一個標準偏差後，可達M<sub>w</sub>7.4(ML7.0)。以本分析所使用之地震動衰減律(式(2-4))，估算基隆港區在山腳斷層錯動下可能之PGA值約為0.29g，此結果為堅硬地盤之參考值。

## 2.2.6 小結

本分析詳細分析基隆港區附近之地震與斷層資料並進行地震危害度分析，獲致以下結論。

在機率分析法中，除一般基本假設外，針對基隆港區主要考量二

個地震震源分區（ZB、ZD），兩種地震發生率之模式及考量上限規模不確定性，並以邏輯樹方式考量對各參數之信心度，給於權重，進而產生最終之地震危害度曲線。建議之地震危害度曲線為考量 $\pm 1\sigma$ 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中，由475年及2500年回歸期所對應之地震動值分別為0.23g及0.38g。

為配合液化潛勢評估之用，本分析採用震源分區ZB及地震矩規模 $M_w$ 之地震目錄為參考，進行地震危害度分析程序及參數拆解分析，獲得475年及2500年回歸期之控制地震規模分別為 $M_w 7.1$ 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，規範之考量較為保守。

本分析以定值法直接評估山腳斷層對於港區可能之地震危害。依據參考中央地調所近期的調查資料，研判山腳斷層之長度可能延伸至東北海域，約為50.6公里，換算可能之地震規模為 $M_w 7.4$  ( $M_L 7.0$ )。其距離基隆港區約15.85公里，參考地震動衰減律，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。

## 2.3 基隆地區地震可能發生時間序列與規模分析

本節主要針對基隆港地區(基隆港區半徑50km的範圍，其經緯度為N24.64~25.64，E121.25~122.25)，利用灰色系統理論與模糊數學進行分析。並以臺灣地區四百年地震規模 $\geq 6.0$ 的地震目錄(1,604年~2,007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

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資料，本團隊整理出提供後續分析利用的歷史地震目錄詳如表2-6所示。臺灣北部地區的歷史地震目錄雖然可上溯至1,600年左右，但若縮小範圍到基隆港地區，地震紀錄年限最早的是1,815年的 $M 6.5$ 。因此，實際分析的歷史地震目錄是由1,815年至2,007年，近200年的歷史

地震目錄資料。

由此地震目錄來看，200年內平均大約每62年(1815、1877、1939、2001)，基隆地區會發生規模6.2以上的強震一次(實際上是：1815、1901、1909、2002)。由頻次與規模的潛勢看來都是相對低的。

### 2.3.2 預測模式分析

本節主要採用的是GM(1,1)灰預測模型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

$$x^{(0)}(k) + az^{(1)}(k) = b \dots\dots\dots (2-12)$$

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： $x^{(0)}(k) + az^{(1)}(k) = b$ ，此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：

$$\frac{dx^{(1)}}{dt} + ax^{(1)} = b \dots\dots\dots (2-13)$$

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：

$$\hat{x}(k+1) = \left[ x^{(0)}(1) - \frac{b}{a} \right] e^{-ak} + \frac{b}{a} \dots\dots\dots (2-14)$$

其中：i.  $x(0) = (x(0)(1), x(0)(2), x(0)(3), \dots, x(0)(k))$

ii.  $x(1) = (x(1)(1), x(1)(2), x(1)(3), \dots, x(1)(k))$

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

將(2-14)式化簡成

$$\hat{x}^{(1)}(k+1) = (x^{(0)}(1))e^{-ak} + \frac{b}{a}(1 - e^{-ak}) \dots\dots\dots (2-15)$$

$$\hat{x}^{(0)}(k+1) = (1 - e^{-a})(x^{(0)}(1) - \frac{b}{a})e^{-ak} \dots\dots\dots (2-16)$$

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

$$x(0)(2) = az(1)(2) + b$$

$$x(0)(3) = az(1)(3) + b$$

$$\dots\dots\dots (2-17)$$

$$x(0)(n) = az(1)(n) + b$$

轉換成矩陣的方式  $Y = B\hat{a}$ ，而 $a, b$ 之值可由  $\hat{a} = (B^T B)^{-1} B^T Y$  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：

$$a = \frac{CD - (n-1)E}{(n-1)F - C^2}, b = \frac{DF - CE}{(n-1)F - C^2} \dots\dots\dots (2-18)$$

$$C = \sum_{k=2}^n z^{(1)}(k), D = \sum_{k=2}^n x^{(0)}(k), \dots\dots\dots (2-19)$$

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

5. GM(1,1)模型的誤差：利用傳統的方式求出誤差。

$$e(k) = \left| \frac{x^{(0)}(k) - \hat{x}^{(0)}(k)}{x^{(0)}(k)} \right| \times 100\% \dots\dots\dots (2-20)$$

在給定地區，給定時間段內某一規模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規模以上（例如： $M \geq 6.5$ ）的預測數例。

(2)求規模模糊樹

$$\text{由 } \mu = \exp \dots\dots\dots (2-21)$$

可得到  $\{\mu\}$  數列

取一開始  $\mu_k$ （例如  $\mu_k = 0.5$ ， $\mu_k = 0.3$ ）作映射，即可得出發震時段數列  $\{P\}$

(3)進行灰色GM(1,1)預測

(4)計算預測誤差

$$e_{k+1} = p(k+1) - \hat{p}(k+1) \dots\dots\dots (2-22)$$

其分析流程如圖2-85及2-86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的序列分析，本研究主要的分析方法有

四：

### 1.時間鏈數列預測模式

- (1)將 1810~2010 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如表 2-7 的地震統計表。
- (2)由時間序中取  $M \geq 5.0$  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 2-8 至表 2-10 的結果。

### 2.災變預測模式

- (1)將 1800~2007 年的地震目錄以一年為單位作時間間隔，選出  $M \geq 5.0$  地震進行序號編排，即可得表 2-11 的地震統計表。
- (2)以  $M \geq 6.0$ 、 $M \geq 6.1$ 、 $M \geq 6.2$  為閥值，把序號代入 GM(1,1)模組進行運算可得表 2-12 至表 2-14 的結果。

### 3.拓樸預測模式

- (1)將 1811~2010 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(詳圖 2-87 所示)。
- (2)以  $M=6.2$ 、 $6.0$  為截線，求出與頻率圖相交的截點座標。
- (3) $\langle M_{6.2} \rangle = [5, 91, 98.8, 99.2, 192]$
- (4) $\langle M_{6.0} \rangle = [4.8, 5.2, 55, 90.9, 91.1, 93, 98.7, 99.3, 112, 128, 176, 191.9, 192.1, 195]$
- (4)將各截點座標值帶入 GM (1,1) 模組進行運算，即可得表 2-15 至表 2-16。

### 4.次數時間數列預測模式

- (1)將 1811~2010 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  $M \geq 6.0$ 、 $M \geq 6.1$ 、 $M \geq 6.2$  所發生的地震次數，即可得下表 2-17 至表 2-19。
- (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 2-20

至表 2-22。

### 2.3.4 分析結果統計

依上述四種預測模式計算，可統計出如下的分析結果：

| 預測<br>時段                        | 預測結果                                  |
|---------------------------------|---------------------------------------|
| 2009<br>~<br>2058<br>(50<br>年)  | 2011 ~2030 年各有 2 次 $M \geq 6.0$ 地震發生。 |
|                                 | 2011 ~2030 年各有 1 次 $M \geq 6.1$ 地震發生。 |
|                                 | 2011~2030 年各有 1 次 $M \geq 6.2$ 地震發生。  |
|                                 | 2031 ~2060 年各有 2 次 $M \geq 6.0$ 地震發生。 |
|                                 | 2031 ~2060 年各有 1 次 $M \geq 6.1$ 地震發生。 |
|                                 | 2031~2060 年各有 1 次 $M \geq 6.2$ 地震發生。  |
|                                 | 2037 年±33 年會有 $M \geq 6.2$ 的地震發生。     |
|                                 | 2038 年±21 年會有 $M \geq 6.1$ 的地震。       |
|                                 | 2050 年±25 年會有 $M \geq 6.0$ 的地震。       |
|                                 | 2058 年±30 年會有 $M \geq 6.0$ 的地震發生。     |
| 2059<br>~<br>2108<br>(100<br>年) | 2083 年±21 年會有 $M \geq 6.2$ 的地震。       |
|                                 | 2096~2101 年會有 $M \geq 6.0$ 的地震。       |
|                                 | 2126~2131 年會有 $M \geq 6.1$ 的地震。       |
|                                 | 2341~2346 年會有 $M \geq 6.2$ 的地震。       |

### 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，基隆港區未來50年、100年的地震潛勢說明如下：

#### (1)基隆港區未來 50 年內（2009~2058 年）的地震潛勢

- a. 2011~2030年最少一次 $6.0 \leq M \leq 6.2$ 的地震。
- b. 2017~2059年最少一次 $6.1 \leq M \leq 6.2$ 的地震。

c. 2031~2060年最少一次 $6.0 \leq M \leq 6.2$ 的地震。

(2) 基隆港區未來 50 至 100 年內（2059~2108 年）的地震潛勢

a. 2062~2104年最多一次 $M \geq 6.2$ 的地震。

b. 2096~2101年最多一次 $M \geq 6.0$ 的地震。

(3) 以未來 100 年來看，基隆港區在 2011~2060 年是未來百年間地震的高峰期。40 年間會發生 2 次  $M \geq 6.0$  地震，但不會發生  $M \geq 7.0$  的地震。

## 2. 基隆港區設計地震結論

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。

### 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2.1.4節所述基隆港各碼頭區之簡化土層剖面（圖2-68~圖2-73），以及將作為客運專區及旅客中心新建工程基地之BH區域的10個地表鑽孔場址（圖2-42~圖2-51），進行地盤反應分析，推求其場址效應。

#### 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2-88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。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（ $V_s$ ）剖面部分，因基隆港區並無任何震測資料，所以本研究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，以下列公式計算砂土及黏土之剪力波速：

粘性土層：

$$V_{si} = \begin{cases} 100N_i^{1/3} & , 2 \leq N_i \leq 25 \\ 120q_u^{0.36} & , 2 > N_i \end{cases} \dots\dots\dots (2-23)$$

砂質土層：

$$V_{si} = 80N_i^{1/3} \quad , 1 \leq N_i \leq 50 \dots\dots\dots (2-24)$$

其中， $N_i$ 為由標準貫入試驗（SPT）所得之第 $i$ 層土層之平均 $N$ 值， $q_u$ 為土壤之單軸壓縮強度( $\text{kgf/cm}^2$ )。

根據表2-4簡化土層剖面（圖2-68~圖2-73）之SPT-N值，以及BH區域之10個鑽孔剖面（圖2-42~圖2-51）資料，利用以上二式推估求得之剪力波速（ $V_s$ ）剖面，分別如圖2-89及圖2-90所示。近地表回填層之SPT-N值以50計算， $V_s= 294.72\text{m/s}$ 。從圖中可知，簡化土層剖面之 $V_s$

多介於150~220 m/s之間，而BH區域除淺層外，其 $V_s$ 多位於150 m/s左右。

在土壤動態特性方面，因基隆港區場址也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 $\xi$ 與剪應變 $\gamma$ 大小之關係，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2-91及圖2-92）；粘質土壤則採用Vucetic & Dobry (1991)所建議以PI為函數之關係曲線（圖2-93及圖2-94）；而地表回填層因SPT-N值大於50，此處採用Rollins et al. (1998)對礫質土壤（N值較大）所建議之關係曲線（圖2-95及圖2-96）來替代。圖中皆顯示， $G/G_{max}$ 隨 $\gamma$ 之增大而遞減， $\xi$ 隨 $\gamma$ 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，距離基隆港區10km內之堅實地盤（依建築物耐震設計規範（內政部，2005）之定義（表2-23）：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4個（圖2-97）：TAP045（瑞柑國小，8.69km）、TAP046（瑞亭國小，4.98km）、TAP058（建德國小，2.11km）、TAP065（海大(二)，3.74km）。因其中後二者所錄得之最大地表加速度皆小於30gal，震度過小，所以本研究僅採用前二測站之地震紀錄。

TAP045與TAP046這2個測站共收錄了近年來6次地震共9組加速度歷時紀錄(每組包含EW及NS方向)，如表2-24所示，其中包括了1999年921大地震，及2002年331大地震等資料。其地震規模(M)均大於5.0，介於5.90~7.30之間；測站最大地表加速度 $PGA_R$ 均大於30gal，最大者為81.46gal；震源深度介於5~66km之間、震央距離則介於50~170 km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9組共18筆加速度歷時紀錄為岩盤露頭之地動歷時，來進行基隆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

現利用前述基隆港區簡化土層剖面（圖2-68~圖2-73）及BH區域之10個鑽孔剖面（圖2-42~圖2-51）的地質資料、震測剖面（圖2-89~圖2-90）、圖2-91~圖2-96各不同地層類別之動態特性平均值曲線，以及所篩選之9組18筆加速度歷時記錄，根據圖2-88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2-98~圖2-120為前述每個震度18筆地震歷時分析結果之統計關係圖。圖2-98~圖2-112為基隆港區前述場址各不同地盤深度之PGA中值(median)隨深度變化關係。由圖中可知，除基盤震度 $PGA_B$ 較小者外，當基盤震度 $PGA_B$ 較大時，地盤PGA值隨深度變淺而漸變小，當震波接近地表10m內時，PGA值轉趨放大之趨勢相當明顯；而個別剖面PGA放大之範圍及大小與實際地層之分布及基盤深度有關，當基盤深度較深時，地表回填層內之PGA值變化較和緩，但基盤較淺時，近地表地層PGA值之放大效應則相當明顯。另外，圖2-113~圖2-120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，迴歸結果如表2-25所示，判定係數 $R^2$ 皆趨近1.0，顯示式(2-25)之適當性。

圖2-120為各碼頭之地盤反應分析結果（地表最大加速度( $PGA_S$ )及放大係數 $F_A$ ）的中值曲線彙整圖。由圖中之 $F_A$ 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 $PGA_R$ 值位於 $0.117g \sim 0.344g$ 之間，如表2-25所示。

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2-120(b)也列出了規範中之 $F_a$ 數值（表2-26）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：

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

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

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

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

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

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「第二類地盤」及「第三類地盤」之定義（表2-23），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。由圖2-120(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，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，此時規範之要求較趨保守，至於保守與不保守之臨界震度 $PGA_R$ 值則視個別場址特性而定。

在圖2-120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，可作為基隆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， $F_A$ 較規範 $F_a$ 值為小、較不保守，因此在後敘之土壤液化危害度分析中，將依地盤類別，逕採用式(2-27)或式(2-28)中規範之 $F_a$ 值，來代表基隆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2-121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2-122所示。

由圖2-121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 $SPT-N \leq 10$ 之易液化砂土層厚度。另外，從圖2-122之區別曲線顯示，當地表最大加速度 $PGAS=200gal$ 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2-122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 2-27 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 (Liquetaction 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  $S_t$ ，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  $S_t$  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

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

式中

$$F_i = \begin{cases} 1 - FS_i & \text{for } 0 \leq FS_i \leq 1 \\ 0 & \text{for } FS_i > 1 \end{cases} \dots\dots\dots (2-30b)$$

$$W_i = 10 - 0.5 z_i \dots\dots\dots (2-30c)$$

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2-28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 $Dr$ 試體進行單剪試驗，求出最大剪應變 $\gamma_{max}$ 與體積應變 $\varepsilon_v$ 及相對密度 $Dr$ 間之關係，如圖2-123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 $Dr$ 進行試驗，則可求出 $\gamma_{max}$ 與 $FS$ 及 $Dr$ 之關係，如圖2-124所示。再將圖2-123及2-124之參數加以轉換，可得出 $FS$ 及 $\varepsilon_v$ 之關係，如圖2-125所示。因為 $Dr$ 可轉換成SPT-N值或CPT-qc值，所以若可由液化評估法求得土層之 $FS$ 、對應土層之 $Dr$ 、SPT-N或CPT-qc值即可由圖查出其液化後之體積應變量 $\varepsilon_v$ ，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)：

$$S_t = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{vi} H_i \quad \dots\dots\dots (2-31)$$

式中 $\varepsilon_{vi}$ 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 $S_t$ 與液化損害程度之關係如表2-29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」。

#### 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：

$$P_W = \frac{\int_0^{20} P_L(z)W(z)dz}{\int_0^{20} W(z)dz} \dots\dots\dots (2-32)$$

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2-30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2-126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

$$P [X > x]_{1年} = 1 - \exp \left\{ - \sum_{i=1}^n P [X > x | E_i] \cdot v_i \right\} \dots\dots\dots (2-33)$$

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<sub>R</sub>，根據式(2-33)求取I<sub>L</sub>及S<sub>t</sub>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，PGAR<0.05g及震央距離R<sub>e</sub>>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<sub>0</sub>=5.0，最大震央距離R<sub>e,max</sub>=150km；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2-127）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<sub>Liq</sub>可表示為：

$$P_{Liq} = \frac{1}{1 + \exp(-Q_L)} = \frac{1}{1 + \exp[-(\beta_0 + \beta_1 X_1 + \dots + \beta_m X_m)]} \dots\dots (2-34)$$

式中X<sub>1</sub>，X<sub>2</sub>，…，X<sub>m</sub>等係解釋變數(explanatory variable)，包括地震力參數及土層特性參數等；而β<sub>0</sub>，β<sub>1</sub>，…，β<sub>m</sub>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<sub>Liq</sub>可利用下式推得：

$$P_{Liq} = \frac{f_L(FS)}{f_L(FS) + f_{NL}(FS)} \dots\dots\dots (2-35)$$

式中f<sub>L</sub>(FS)及f<sub>NL</sub>(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<sub>Liq</sub>後，接著可將這些(P<sub>Liq</sub>, FS)資料對，以下列映射函數迴歸其P<sub>Liq</sub>與FS之關係：

$$P_{Liq} = \frac{1}{1 + \left(\frac{FS}{A}\right)^B} \dots\dots\dots (2-36)$$

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 $\infty$ 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(2-35)及式(2-36)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

$$\text{Seed form: } P_{Liq} = \frac{1}{1 + \exp\{-[\beta_0 + \beta_1(N_1)_{60cs} + \beta_2 \ln(CSRN)]\}} \dots (2-37)$$

$$\text{T-Y form: } P_{Liq} = \frac{1}{1 + \exp\{-[\beta_0 + \beta_1(N_a)_{80} + \beta_2 \ln(CSR_{T-Y})]\}} \dots (2-38)$$

$$\text{NJRA form } P_{Liq} = \frac{1}{1 + \exp\{-[\beta_0 + \beta_1(N_a)_{72} + \beta_2 \ln(CSR_{NJRA})]\}} \dots (2-39)$$

式中，

$$CSR_N = CSR / MSF = 0.65 \cdot \left( \frac{a_{\max}}{g} \right) \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d / \left( \frac{M_w}{7.5} \right)^{-2.56} \dots (2-40)$$

$$CSR_{T-Y} = 0.1 (M_w - 1) \left( \frac{a_{\max}}{g} \right) \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d \dots (2-41)$$

$$CSR_{NJRA} = \left( \frac{a_{\max}}{g} \right) \left( \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) r_d \dots (2-42)$$

上式中 $\beta_0$ 、 $\beta_1$ 、 $\beta_2$ 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<sub>N</sub>為Seed法中將CSR以地震規模比率因子MSF正規化後之值，即CSR<sub>N</sub>=CSR/MSF；CSRT-Y及CSR<sub>N</sub>JRA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； $\sigma_{v0}$ 及 $\sigma'_{v0}$ 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<sub>N</sub>JRA係最大反復剪應力比，與CSR<sub>N</sub>或CSRT-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2-31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<sub>N</sub>)之關係圖形如圖2-128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(2-36)中之係數A、B進行迴歸分析，其結果整理如表2-32所示。由表中可知，Seed簡化法之FS與 $P_{Liq}$ 映射關係（如圖2-129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：

$$P_{Liq} = \frac{1}{1 + \exp\{-[10.097 - 0.245(N_1)_{60cs} + 3.757 \ln(CSR_N)]\}} \dots\dots (2-43)$$

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2-28

及表2-29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2-130)，可知Iwasaki法FS與Seed法FS之關係為（黃富國，2008b）：

$$FS_{Iwasaki} = 1.1417 FS_{Seed}^{0.5433} \dots\dots\dots (2-44)$$

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2-28及表2-29來判斷場址之液化損害程度。

## 2.5.6 基隆港區場址之液化危害度分析

如2.1.3節所述，基隆港區場址共有286筆標準貫入試驗（SPT）鑽孔資料（表2-1），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 1~10，圖2-131）外，其餘276個鑽孔皆為海底鑽探。由圖2-29~圖2-51之剖面資料可知，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。根據BH區域鑽孔間的三個地層剖面圖（圖2-52~圖2-54）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皆有很大的變異性。其中第二層—原沖積層之分佈深度介於0.3m~34.9m之間，N值介於2~6之間；土壤種類為灰色粉質黏土居多，部分為粉質砂土。本研究對於海底鑽探之碼頭場址部分，將利用圖2-68~圖2-72之簡化土層剖面及其對應之性質（表2-4），進行液化潛能評估，而對於BH 1~10之10個陸上鑽探孔位場址，將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（內政部，2005）所規定之Fa係數（式(2-27)

及式(2-28)) 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2-137）乃採用黃富國（2008a）所建議之關係式：

$$ER = \begin{cases} 30 + 5z \geq 40 & \text{for } z \leq 6m \\ 60 + 1.5(z - 6) & \text{for } 6 < z \leq 12m \\ 69 & \text{for } z > 12m \end{cases} \dots\dots\dots (2-45)$$

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。

現在首先說明圖2-68~圖2-72之簡化土層剖面場址的液化潛能評估結果。在地震力部份，根據2.2節之港區地震危害度分析結果，對應於475年回歸期之堅實地盤PGA<sub>R</sub>值為0.228g，而由2.4.4節可知，基隆港區各碼頭之簡化土層剖面場址皆屬於第二類地盤，其PGA放大係數Fa採用式(2-27)，因此，港區碼頭地表之PGA<sub>S</sub>值為0.251g。在地層特性方面，圖2-68~圖2-72之簡化土層剖面，恰可分成地表回填之非液化地層，及其下可能液化之土層。因為此可能液化土層之SPT-N值皆大於10，所以，若利用圖2-122之邊界曲線來區別地層是否會發生土壤液化災損，其評估結果可趨於保守。根據圖2-122，在地震力0.25g作用下，上覆非液化地層厚度只要大於5m，地層受震時即不會發生液化災損。經檢視前述5個簡化土層剖面場址，上覆非液化地層厚度H<sub>1</sub>皆大於5m。因此，根據Ishihara (1985)所建議之經驗評估準則，前述5個簡化土層剖面場址（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），在475年回歸期地震力作用下，將不致發生液化災損。

接下來，根據式(2-30)之液化潛能指數I<sub>L</sub>、式(2-31)之液化後地盤沈陷量S<sub>t</sub>、式(2-44) 之抗液化安全係數FS轉換式，以及式(2-32)之液化機

率指數 $P_w$ （採用Seed形式邏輯迴歸模式），利用圖2-126之液化危害度分析流程，來對BH區域之10個鑽孔場址進行液化危害度分析。經初步檢視圖2-42~圖2-51之10個地質剖面，BH3~BH8之土層皆為不會發生液化之粘土層；因此，真正須要進行液化危害度分析之場址僅有BH1、BH2、BH9，及BH10等4個鑽孔場址。由2.4.4節可知，BH區域之10個鑽孔剖面場址皆屬於第三類地盤，因此分析時，其PGA放大係數 $F_a$ 將採用式(2-28)。圖2-132~圖2-135即為前述4個鑽孔場址之液化危害度分析結果，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 $S_t$ 等各液化損害參數之危害度曲線。分析中最大地表加速度PGA皆考慮中值（PGA： $0\sigma$ ）及2個標準偏差修正（PGA： $2\sigma$ ）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。

表2-33列出回歸期 $T_r = 475$ 年（年超越機率=0.0021）時，4個鑽孔場址各液化損害參數之數值。以PGA考慮中值為例，BH1、BH2、BH9，及BH10場址之液化潛能指數 $I_L$ 分別為18.1、4.7、14.2及10.9；液化機率指數 $P_w$ 分別為0.896、0.337、0.418及0.402；液化後地盤沈陷量 $S_t$ 則分別為20.93、5.79、43.49及14.68。由對比中可知，雖然鑽孔很接近，但液化危害度可能差異很大，如BH1及BH2之分析結果，經檢視二鑽孔剖面（圖2-42及圖2-43）發現，BH2鑽孔之可液化砂土層僅有1.2m，而BH1鑽孔則有4.4m。另外，BH1之 $I_L$ 較BH9大3.9， $P_w$ 大2倍多，但BH9之 $S_t$ 則反而較BH1大了2倍多，其原因最主要是BH1之可液化砂土層僅距地表0.4m，而BH9之可液化砂土層雖有11.9m（具較大沉陷潛能），但距地表卻達6.7m。所以，土層性質的變異性對液化危害度有很大的影響。根據此4個鑽孔之分析結果，對照表2-28~表2-30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。

## 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2-126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 $S_t$ 等三液化損害參數，依各參數級距作統計分析，求取基隆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2-126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 $S_t$ 之後，逕利用下式計算對應某一PGA值之液化易損性：

$$\hat{F}(x; a) = \hat{P}[X > x | IM = a] = \frac{\#(X_i > x)}{\#(a - \Delta a/2 < IM_i \leq a + \Delta a/2)} \dots (2-46)$$

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。 $\Delta a$ 為所考慮之PGA間距，本研究採用0.02g。

與前節相同，本節將僅就BH1、BH2、BH9，及BH10等4個鑽孔場址，進行易損性分析，求取 $I_L$ 、 $P_W$ ，以及 $S_t$ 之液化易損性曲線。圖2-136~圖2-139為4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，對應於475年回歸期之堅實地盤 $PGA_R$ 值為0.228g，而由2.4.4節可知，BH區域場址屬於第三類地盤，其PGA放大係數 $F_a$ 採用式(2-28)，所以，在475年回歸期條件下，基隆港區BH區域場址之地震動PGAS值為0.274g。以BH10鑽孔場址為例，若取各參數對應於「中度液化」或「中度損害」之各參數級距門檻值，即 $I_L \geq 5$ 、 $P_W \geq 0.30$ ，及 $S_t \geq 10\text{cm}$ ，則由各易損性曲線可得 $PGA=0.274\text{g}$ 所對應之機率分別為0.962184、0.994047，及0.995846，此結果可與前節之液化危害度分析結果相呼應。亦即，本分析結果均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。

表2-1 基隆港區之286個SPT鑽探孔位相關資料 (1/5)

| ID | 代號     | 計畫名稱                    | 鑽孔編號      | 鑽孔位置            | 孔位高程<br>(m) | 鑽孔深度<br>(m) | 基岩高程<br>(m) | 地下水位<br>(m) |
|----|--------|-------------------------|-----------|-----------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| 1  | W16A1  | 基隆港東11號碼頭附近<br>海上地質鑽探工程 | W-16,A-1  | 基隆港東11號<br>碼頭附近 | -11.00      | 20.00       | -28.85      | 1.0         |
| 2  | W16A2  | (同上)                    | W-16,A-2  | (同上)            | -10.60      | 30.40       | -39.60      | 1.4         |
| 3  | W16A3  | (同上)                    | W-16,A-3  | (同上)            | -10.00      | 2.60        | -10.85      | 2.6         |
| 4  | W17A4  | (同上)                    | W-17,A-4  | (同上)            | -12.00      | 19.31       | -29.50      | 1.0         |
| 5  | W17A5  | (同上)                    | W-17,A-5  | (同上)            | -10.40      | 25.16       | -34.25      | 1.1         |
| 6  | W17A6  | (同上)                    | W-17,A-6  | (同上)            | -11.00      | 11.00       | -21.00      | 1.0         |
| 7  | W17A7  | (同上)                    | W-17,A-7  | (同上)            | -10.60      | 20.00       | -28.45      | 0.4         |
| 8  | W18A8  | (同上)                    | W-18,A-8  | (同上)            | -9.90       | 21.75       | -30.90      | 0.6         |
| 9  | W18A9  | (同上)                    | W-18,A-9  | (同上)            | -9.90       | 23.85       | -31.80      | 1.1         |
| 10 | W18A10 | (同上)                    | W-18,A-10 | (同上)            | -12.20      | 28.00       | -38.30      | 1.3         |
| 11 | W18A11 | (同上)                    | W-18,A-11 | (同上)            | -9.70       | 31.00       | -39.70      | 1.1         |
| 12 | W18A12 | (同上)                    | W-18,A-12 | (同上)            | -9.40       | 34.00       | -41.40      | 1.3         |
| 13 | W18A13 | (同上)                    | W-18,A-13 | (同上)            | -10.40      | 30.50       | -39.40      | 0.9         |
| 14 | W18A14 | (同上)                    | W-18,A-14 | (同上)            | -11.10      | 28.50       | -38.10      | 1.2         |
| 15 | W18A15 | (同上)                    | W-18,A-15 | (同上)            | -10.60      | 24.60       | -33.35      | 1.0         |
| 16 | W18A16 | (同上)                    | W-18,A-16 | (同上)            | -10.60      | 22.00       | -30.45      | 0.4         |
| 17 | W18A17 | (同上)                    | W-18,A-17 | (同上)            | -11.50      | 19.00       | -29.50      | 1.0         |
| 18 | W18A18 | (同上)                    | W-18,A-18 | (同上)            | -11.30      | 18.60       | -28.30      | 1.2         |
| 19 | W18A19 | (同上)                    | W-18,A-19 | (同上)            | -11.30      | 20.70       | -30.15      | 1.0         |
| 20 | W18A20 | (同上)                    | W-18,A-20 | (同上)            | -9.90       | 26.70       | -34.70      | 0.9         |
| 21 | W18A21 | (同上)                    | W-18,A-21 | (同上)            | -9.40       | 23.70       | -32.40      | 0.8         |
| 22 | W18A22 | (同上)                    | W-18,A-22 | (同上)            | -9.70       | 19.50       | -27.70      | 0.8         |
| 23 | W18A23 | (同上)                    | W-18,A-23 | (同上)            | -10.20      | 17.50       | -26.20      | 1.0         |
| 24 | W18A24 | (同上)                    | W-18,A-24 | (同上)            | -10.40      | 14.70       | -23.20      | 1.1         |
| 25 | W18A25 | (同上)                    | W-18,A-25 | (同上)            | -11.40      | 13.00       | -22.90      | 0.9         |
| 26 | W18A26 | (同上)                    | W-18,A-26 | (同上)            | -9.90       | 8.70        | -17.90      | 1.1         |
| 27 | W18A27 | (同上)                    | W-18,A-27 | (同上)            | -10.65      | 12.00       | -21.95      | 0.9         |
| 28 | W18A28 | (同上)                    | W-18,A-28 | (同上)            | -11.50      | 7.30        | -17.50      | 1.0         |
| 29 | W18A29 | (同上)                    | W-18,A-29 | (同上)            | -10.50      | 5.80        | -14.40      | 1.1         |
| 30 | W18A30 | (同上)                    | W-18,A-30 | (同上)            | -11.80      | 4.00        | -13.90      | 1.0         |
| 31 | W18A31 | (同上)                    | W-18,A-31 | (同上)            | -11.60      | 2.72        | -12.40      | 0.9         |
| 32 | W18A32 | (同上)                    | W-18,A-32 | (同上)            | -12.10      | 3.00        | -13.70      | 1.4         |
| 33 | W18A33 | (同上)                    | W-18,A-33 | (同上)            | -11.30      | 2.90        | -13.30      | 1.1         |
| 34 | W18A34 | (同上)                    | W-18,A-34 | (同上)            | -12.20      | 4.00        | -15.20      | 0.8         |
| 35 | W18A35 | (同上)                    | W-18,A-35 | (同上)            | -11.30      | 3.50        | -13.30      | 1.4         |
| 36 | W18A36 | (同上)                    | W-18,A-36 | (同上)            | -10.70      | 3.00        | -12.20      | 1.1         |
| 37 | W18A37 | (同上)                    | W-18,A-37 | (同上)            | -10.80      | 3.50        | -12.60      | 1.0         |
| 38 | W18A38 | (同上)                    | W-18,A-38 | (同上)            | -9.90       | 2.70        | -10.90      | 1.5         |
| 39 | W18A39 | (同上)                    | W-18,A-39 | (同上)            | -10.10      | 2.60        | -10.95      | 1.1         |
| 40 | W18A40 | (同上)                    | W-18,A-40 | (同上)            | -10.90      | 2.60        | -12.00      | 0.9         |
| 41 | W18A41 | (同上)                    | W-18,A-41 | (同上)            | -10.10      | 2.70        | -10.80      | 1.2         |
| 42 | W18A42 | (同上)                    | W-18,A-42 | (同上)            | -10.50      | 3.50        | -12.25      | 0.9         |
| 43 | W18A43 | (同上)                    | W-18,A-43 | (同上)            | -10.70      | 2.31        | -11.70      | 0.7         |
| 44 | W16B1  | (同上)                    | W-16,B-1  | (同上)            | -13.50      | 8.00        | -19.35      | 0.5         |
| 45 | W16B2  | (同上)                    | W-16,B-2  | (同上)            | -9.90       | 31.30       | -39.40      | 1.4         |
| 46 | W16B3  | (同上)                    | W-16,A-3  | (同上)            | -11.00      | 3.00        | -13.00      | 1.0         |
| 47 | W17B4  | (同上)                    | W-17,B-4  | (同上)            | -11.90      | 29.72       | -39.75      | 1.1         |
| 48 | W17B5  | (同上)                    | W-17,B-5  | (同上)            | -12.00      | 24.70       | -36.00      | 1.0         |
| 49 | W17B6  | (同上)                    | W-17,B-6  | (同上)            | -12.00      | 12.00       | -23.00      | 1.0         |
| 50 | W17B7  | (同上)                    | W-17,B-7  | (同上)            | -10.20      | 18.30       | -27.20      | 0.4         |
| 51 | W18B8  | (同上)                    | W-18,B-8  | (同上)            | -10.00      | 21.70       | -30.00      | 1.0         |
| 52 | W18B9  | (同上)                    | W-18,B-9  | (同上)            | -10.10      | 23.70       | -31.10      | 0.9         |
| 53 | W18B10 | (同上)                    | W-18,B-10 | (同上)            | -10.40      | 28.00       | -37.40      | 1.1         |
| 54 | W18B11 | (同上)                    | W-18,B-11 | (同上)            | -10.40      | 31.00       | -39.40      | 1.3         |
| 55 | W18B12 | (同上)                    | W-18B-12  | (同上)            | -10.40      | 32.50       | -41.10      | 1.1         |
| 56 | W18B13 | (同上)                    | W-18,B-13 | (同上)            | -10.50      | 34.70       | -43.50      | 1.0         |
| 57 | W18B14 | (同上)                    | W-18,B-14 | (同上)            | -10.60      | 28.65       | -37.60      | 0.9         |
| 58 | W18B15 | (同上)                    | W-18,B-15 | (同上)            | -1.06       | 27.80       | -28.06      | 0.9         |
| 59 | W18B16 | (同上)                    | W-18,B-16 | (同上)            | -10.80      | 25.50       | -34.80      | 0.5         |
| 60 | W18B17 | (同上)                    | W-18,B-17 | (同上)            | -11.60      | 21.00       | -30.70      | 1.9         |

表2-1 基隆港區之286個SPT鑽探孔位相關資料 (2/5)

| ID  | 代號       | 計畫名稱 | 鑽孔編號       | 鑽孔位置 | 孔位高程<br>(m) | 鑽孔深度<br>(m) | 基岩高程<br>(m) | 地下水位<br>(m) |
|-----|----------|------|------------|------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| 61  | W18B18   | (同上) | W-18,B-18  | (同上) | -11.50      | 23.00       | -32.50      | 1.0         |
| 62  | W18B19   | (同上) | W-18,B-19  | (同上) | -11.00      | 25.00       | -34.10      | 1.1         |
| 63  | W18B20   | (同上) | W-18,B-20  | (同上) | -10.90      | 26.50       | -35.90      | 1.1         |
| 64  | W18B21   | (同上) | W-18,B-21  | (同上) | -10.35      | 23.00       | -31.35      | 1.2         |
| 65  | W18B22   | (同上) | W-18,B-22  | (同上) | -10.40      | 21.40       | -30.25      | 1.1         |
| 66  | W18B23   | (同上) | W-18,B-23  | (同上) | -11.00      | 19.30       | -28.00      | 1.1         |
| 67  | W18B24   | (同上) | W-18,B-24  | (同上) | -10.40      | 20.00       | -28.50      | 1.1         |
| 68  | W18B25   | (同上) | W-18,B-25  | (同上) | -12.10      | 17.00       | -28.10      | 0.9         |
| 69  | W18B26   | (同上) | W-18,B-26  | (同上) | -10.90      | 18.00       | -27.00      | 1.1         |
| 70  | W18B27   | (同上) | W-18,B-27  | (同上) | -10.70      | 16.30       | -25.70      | 1.0         |
| 71  | W18B28   | (同上) | W-18,B-28  | (同上) | -11.70      | 5.60        | -15.80      | 0.8         |
| 72  | W18B29   | (同上) | W-18,B-29  | (同上) | -10.50      | 6.50        | -15.35      | 1.0         |
| 73  | W18B30   | (同上) | W-18,B-30  | (同上) | -10.90      | 6.00        | -15.00      | 0.8         |
| 74  | W18B31   | (同上) | W-18,B-31  | (同上) | -10.50      | 6.09        | -15.50      | 1.0         |
| 75  | W18B32   | (同上) | W-18,B-32  | (同上) | -10.40      | 3.00        | -12.15      | 1.1         |
| 76  | W18B33   | (同上) | W-18,B-33  | (同上) | -10.00      | 5.50        | -14.00      | 1.3         |
| 77  | W18B34   | (同上) | W-18,B-34  | (同上) | -11.65      | 3.57        | -14.65      | 0.9         |
| 78  | W18B35   | (同上) | W-18,B-35  | (同上) | -11.00      | 5.00        | -14.00      | 1.1         |
| 79  | W18B36   | (同上) | W-18,B-36  | (同上) | -11.00      | 5.20        | -15.00      | 1.0         |
| 80  | W18B37   | (同上) | W-18,B-37  | (同上) | -10.90      | 6.30        | -15.90      | 1.1         |
| 81  | W18B38   | (同上) | W-18,B-38  | (同上) | -11.00      | 5.10        | -15.00      | 1.0         |
| 82  | W18B39   | (同上) | W-18,B-39  | (同上) | -11.20      | 3.50        | -13.10      | 1.1         |
| 83  | W18B40   | (同上) | W-18,B-40  | (同上) | -10.90      | 6.00        | -15.90      | 0.9         |
| 84  | W18B41   | (同上) | W-18,B-41  | (同上) | -10.40      | 4.00        | -13.40      | 0.9         |
| 85  | W18B42   | (同上) | W-18,B-42  | (同上) | -10.10      | 2.60        | -10.85      | 1.2         |
| 86  | W18B43   | (同上) | W-18,B-43  | (同上) | -10.30      | 2.60        | -11.00      | 0.7         |
| 87  | W15A2-1  | (同上) | W-15,A2-1  | (同上) | -10.30      | 2.40        | -11.30      | 0.7         |
| 88  | W16A2-2  | (同上) | W-16,A2-2  | (同上) | -9.40       | 29.20       | -37.40      | 1.0         |
| 89  | W16A2-3  | (同上) | W-16,A2-3  | (同上) | -12.60      | 33.00       | -44.60      | 1.0         |
| 90  | W16A2-4  | (同上) | W-16,A2-4  | (同上) | -12.60      | 16.50       | -27.60      | 1.0         |
| 91  | W16A2-5  | (同上) | W-16,A2-5  | (同上) | -9.50       | 3.10        | -11.35      | 1.0         |
| 92  | W16A2-6  | (同上) | W-16,A2-6  | (同上) | -10.70      | 14.10       | -23.70      | 1.0         |
| 93  | W16A2-7  | (同上) | W-16,A2-7  | (同上) | -12.40      | 14.80       | -25.25      | 1.0         |
| 94  | W17A2-8  | (同上) | W-17,A2-8  | (同上) | -12.40      | 20.00       | -31.40      | 1.0         |
| 95  | W17A2-9  | (同上) | W-17,A2-9  | (同上) | -11.70      | 20.70       | -31.70      | 0.8         |
| 96  | W17A2-10 | (同上) | W-17,A2-10 | (同上) | -11.70      | 20.30       | -30.70      | 0.9         |
| 97  | W17A2-11 | (同上) | W-17,A2-11 | (同上) | -10.60      | 16.70       | -25.45      | 0.9         |
| 98  | W17A2-12 | (同上) | W-17,A2-12 | (同上) | -9.90       | 7.30        | -15.30      | 0.9         |
| 99  | W17A2-13 | (同上) | W-17,A2-13 | (同上) | -11.00      | 9.20        | -18.85      | 0.9         |
| 100 | W18A2-14 | (同上) | W-18,A2-14 | (同上) | -8.10       | 12.20       | -19.10      | 1.0         |
| 101 | W15B2-1  | (同上) | W-15,B2-1  | (同上) | -11.70      | 3.50        | -13.70      | 0.7         |
| 102 | W16B2-2  | (同上) | W-16,B2-2  | (同上) | -10.10      | 28.50       | -36.70      | 0.9         |
| 103 | W16B2-3  | (同上) | W-16,B2-3  | (同上) | -9.90       | 34.70       | -42.75      | 0.9         |
| 104 | W16B2-4  | (同上) | W-16,B2-4  | (同上) | -13.10      | 16.70       | -28.10      | 0.6         |
| 105 | W16B2-5  | (同上) | W-16,B2-5  | (同上) | -10.10      | 4.20        | -12.95      | 0.6         |
| 106 | W16B2-6  | (同上) | W-16,B2-6  | (同上) | -11.00      | 12.60       | -22.00      | 1.0         |
| 107 | W17B2-7  | (同上) | W-17,B2-7  | (同上) | -10.90      | 22.20       | -31.25      | 1.0         |
| 108 | W17B2-8  | (同上) | W-17,B2-8  | (同上) | -11.70      | 25.30       | -35.70      | 1.0         |
| 109 | W17B2-9  | (同上) | W-17,B2-9  | (同上) | -10.30      | 25.60       | -34.15      | 1.0         |
| 110 | W17B2-10 | (同上) | W-17,B2-10 | (同上) | -12.80      | 22.40       | -33.80      | 1.0         |
| 111 | W17B2-11 | (同上) | W-17,B2-11 | (同上) | -12.30      | 15.60       | -26.00      | 0.9         |
| 112 | W17B2-12 | (同上) | W-17,B2-12 | (同上) | -12.66      | 7.00        | -18.66      | 0.9         |
| 113 | W17B2-13 | (同上) | W-17,B2-13 | (同上) | -11.10      | 6.30        | -15.50      | 0.9         |
| 114 | W18B2-14 | (同上) | W-18,B2-14 | (同上) | -8.60       | 8.30        | -15.60      | 0.8         |
| 115 | W15C2-1  | (同上) | W-15,C2-1  | (同上) | -9.60       | 3.20        | -11.60      | 1.0         |
| 116 | W17C4    | (同上) | W-17,C-4   | (同上) | -11.50      | 5.00        | -           | 1.0         |
| 117 | W17C7    | (同上) | W-17,C-7   | (同上) | -11.50      | 6.00        | -           | 1.0         |
| 118 | W18C2-14 | (同上) | W-18,C2-14 | (同上) | -11.70      | 5.00        | -           | 1.0         |
| 119 | W15D2-1  | (同上) | W-15,D2-1  | (同上) | -11.00      | 4.30        | -14.00      | 0.6         |
| 120 | W17D4    | (同上) | W-17,D-4   | (同上) | -12.00      | 4.00        | -           | 1.0         |
| 121 | W17D7    | (同上) | W-17,D-7   | (同上) | -12.00      | 6.00        | -           | 1.0         |
| 122 | W18D2-14 | (同上) | W-18,D2-14 | (同上) | -11.20      | 6.00        | -           | 0.8         |

表2-1 基隆港區之286個SPT鑽探孔位相關資料 (3/5)

| ID  | 代號    | 計畫名稱 | 鑽孔編號     | 鑽孔位置 | 孔位高程<br>(m) | 鑽孔深度<br>(m) | 基岩高程<br>(m) | 地下水位<br>(m) |
|-----|-------|------|----------|------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| 123 | E8A1  | (同上) | E-8,A-1  | (同上) | -7.10       | 2.50        | -7.95       | 0.7         |
| 124 | E8A2  | (同上) | E-8,A-2  | (同上) | -9.70       | 3.00        | -11.70      | 0.7         |
| 125 | E8A3  | (同上) | E-8,A-3  | (同上) | -10.20      | 4.00        | -13.20      | 0.8         |
| 126 | E8A4  | (同上) | E-8,A-4  | (同上) | -9.20       | 3.00        | -10.05      | 0.8         |
| 127 | E9A5  | (同上) | E-9,A-5  | (同上) | -10.90      | 2.80        | -12.90      | 1.1         |
| 128 | E9A6  | (同上) | E-9,A-6  | (同上) | -11.50      | 3.80        | -14.50      | 0.9         |
| 129 | E9A7  | (同上) | E-9,A-7  | (同上) | -10.20      | 5.70        | -14.20      | 0.8         |
| 130 | E9A8  | (同上) | E-9,A-8  | (同上) | -10.50      | 6.80        | -16.50      | 1.1         |
| 131 | E9A9  | (同上) | E-9,A-9  | (同上) | -9.20       | 13.50       | -20.90      | 0.9         |
| 132 | E9A10 | (同上) | E-9,A-10 | (同上) | -9.70       | 14.70       | -22.70      | 0.9         |
| 133 | E9A11 | (同上) | E-9,A-11 | (同上) | -9.60       | 16.20       | -25.10      | 1.2         |
| 134 | E9A12 | (同上) | E-9,A-12 | (同上) | -10.30      | 20.00       | -29.30      | 1.0         |
| 135 | E9A14 | (同上) | E-9,A-14 | (同上) | -10.70      | 27.00       | -36.70      | 0.8         |
| 136 | E9A15 | (同上) | E-9,A-15 | (同上) | -10.40      | 29.40       | -38.40      | 1.0         |
| 137 | E9A16 | (同上) | E-9,A-16 | (同上) | -9.40       | 31.00       | -39.40      | 0.9         |
| 138 | E9A21 | (同上) | E-9,A-21 | (同上) | -8.70       | 32.50       | -39.70      | 1.4         |
| 139 | E9A22 | (同上) | E-9,A-22 | (同上) | -8.50       | 27.00       | -34.50      | 1.3         |
| 140 | E9A23 | (同上) | E-9,A-23 | (同上) | -9.80       | 23.80       | -31.80      | 1.0         |
| 141 | E9A24 | (同上) | E-9,A-24 | (同上) | -10.70      | 10.90       | -19.70      | 0.7         |
| 142 | E9A25 | (同上) | E-9,A-25 | (同上) | -9.10       | 7.20        | -15.10      | 1.1         |
| 143 | E9A26 | (同上) | E-9,A-26 | (同上) | -10.40      | 7.30        | -16.40      | 0.6         |
| 144 | E9A27 | (同上) | E-9,A-27 | (同上) | -10.70      | 4.20        | -13.70      | 1.1         |
| 145 | E9A28 | (同上) | E-9,A-28 | (同上) | -10.40      | 4.20        | -13.40      | 0.8         |
| 146 | E9A29 | (同上) | E-9,A-29 | (同上) | -10.60      | 4.40        | -13.60      | 1.0         |
| 147 | E9A30 | (同上) | E-9,A-30 | (同上) | -10.30      | 3.70        | -12.30      | 1.2         |
| 148 | E9A31 | (同上) | E-9,A-31 | (同上) | -9.70       | 4.00        | -12.70      | 0.8         |
| 149 | E9A32 | (同上) | E-9,A-32 | (同上) | -8.40       | 6.00        | -12.70      | 1.2         |
| 150 | E9A33 | (同上) | E-9,A-33 | (同上) | -7.50       | 8.00        | -14.50      | 0.5         |
| 151 | E8B1  | (同上) | E-8,B-1  | (同上) | -10.30      | 2.64        | -11.00      | 0.7         |
| 152 | E9A13 | (同上) | E-9,A-13 | (同上) | -9.50       | 29.40       | -37.50      | 1.1         |
| 153 | E9A17 | (同上) | E-9,A-17 | (同上) | -10.10      | 31.50       | -40.10      | 0.9         |
| 154 | E9A18 | (同上) | E-9,A-18 | (同上) | -10.20      | 33.50       | -42.20      | 1.1         |
| 155 | E9A19 | (同上) | E-9,A-19 | (同上) | -9.90       | 34.60       | -42.90      | 0.6         |
| 156 | E9A20 | (同上) | E-9,A-20 | (同上) | -10.00      | 33.00       | -42.00      | 1.0         |
| 157 | E8B2  | (同上) | E-8,B-2  | (同上) | -9.70       | 4.00        | -12.70      | 0.8         |
| 158 | E8B3  | (同上) | E-8,B-3  | (同上) | -9.80       | 8.00        | -16.80      | 0.7         |
| 159 | E8B4  | (同上) | E-8,B-4  | (同上) | -9.70       | 5.60        | -13.55      | 0.8         |
| 160 | E9B5  | (同上) | E-9,B-5  | (同上) | -9.50       | 3.50        | -11.50      | 1.0         |
| 161 | E9B6  | (同上) | E-9,B-6  | (同上) | -9.20       | 9.10        | -16.70      | 0.8         |
| 162 | E9B7  | (同上) | E-9,B-7  | (同上) | -9.80       | 9.30        | -17.65      | 0.9         |
| 163 | E9B8  | (同上) | E-9,B-8  | (同上) | -9.70       | 15.00       | -23.70      | 1.0         |
| 164 | E9B9  | (同上) | E-9,B-9  | (同上) | -9.20       | 14.60       | -22.00      | 0.9         |
| 165 | E9B10 | (同上) | E-9,B-10 | (同上) | -9.30       | 17.60       | -25.20      | 1.0         |
| 166 | E9B11 | (同上) | E-9,B-11 | (同上) | -2.90       | 23.40       | -24.30      | 0.9         |
| 167 | E9B12 | (同上) | E-9,B-12 | (同上) | -9.70       | 25.00       | -33.70      | 1.1         |
| 168 | E9B13 | (同上) | E-9,B-13 | (同上) | -9.50       | 29.00       | -37.50      | 1.0         |
| 169 | E9B14 | (同上) | E-9,B-14 | (同上) | -9.60       | 32.60       | -40.60      | 1.4         |
| 170 | E9B15 | (同上) | E-9,B-15 | (同上) | -11.10      | 33.00       | -43.10      | 1.0         |
| 173 | E9B18 | (同上) | E-9,B-18 | (同上) | -9.60       | 35.00       | -42.70      | 1.4         |
| 174 | E9B19 | (同上) | E-9,B-19 | (同上) | -9.50       | 33.40       | -41.50      | 1.3         |
| 175 | E9B20 | (同上) | E-9,B-20 | (同上) | -10.50      | 33.60       | -42.50      | 1.0         |
| 176 | E9B21 | (同上) | E-9,B-21 | (同上) | -9.60       | 29.30       | -37.20      | 1.1         |
| 177 | E9B22 | (同上) | E-9,B-22 | (同上) | -9.50       | 27.20       | -34.90      | 1.0         |
| 178 | E9B23 | (同上) | E-9,B-23 | (同上) | -9.20       | 22.10       | -29.60      | 1.1         |
| 179 | E9B24 | (同上) | E-9,B-24 | (同上) | -10.40      | 10.70       | -19.25      | 0.6         |
| 180 | E9B25 | (同上) | E-9,B-25 | (同上) | -10.00      | 8.00        | -17.00      | 0.5         |
| 181 | E9B26 | (同上) | E-9,B-26 | (同上) | -10.40      | 7.70        | -16.20      | 1.0         |
| 182 | E9B27 | (同上) | E-9,B-27 | (同上) | -10.50      | 5.60        | -14.50      | 0.9         |
| 183 | E9B28 | (同上) | E-9,B-28 | (同上) | -11.40      | 5.20        | -15.40      | 1.1         |
| 184 | E9B29 | (同上) | E-9,B-29 | (同上) | -11.80      | 4.80        | -14.80      | 1.0         |
| 185 | E9B30 | (同上) | E-9,B-30 | (同上) | -12.00      | 4.00        | -15.00      | 0.8         |
| 186 | E9B31 | (同上) | E-9,B-31 | (同上) | -11.30      | 4.00        | -13.40      | 1.2         |

表2-1 基隆港區之286個SPT鑽探孔位相關資料 (4/5)

| ID  | 代號     | 計畫名稱                          | 鑽孔編號     | 鑽孔位置        | 孔位高程<br>(m) | 鑽孔深度<br>(m) | 基岩高程<br>(m) | 地下水位<br>(m) |
|-----|--------|-------------------------------|----------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| 187 | E9B32  | (同上)                          | E-9,B-32 | (同上)        | -11.80      | 4.40        | -14.40      | 0.8         |
| 188 | E9B33  | (同上)                          | E-9,B-33 | (同上)        | -11.50      | 4.76        | -11.50      | 0.5         |
| 189 | E7A2-1 | (同上)                          | E-7,A2-1 | (同上)        | -10.60      | 13.50       | -22.60      | 1.0         |
| 190 | E8A2-2 | (同上)                          | E-8,A2-2 | (同上)        | -9.00       | 4.70        | -11.85      | 1.0         |
| 191 | E8A2-3 | (同上)                          | E-8,A2-3 | (同上)        | -9.60       | 10.50       | -18.60      | 1.0         |
| 192 | E8A2-4 | (同上)                          | E-8,A2-4 | (同上)        | -9.40       | 2.70        | -10.20      | 1.2         |
| 193 | E8A2-5 | (同上)                          | E-8,A2-5 | (同上)        | -10.50      | 3.00        | -12.50      | 0.9         |
| 194 | E8A2-6 | (同上)                          | E-8,A2-6 | (同上)        | -8.90       | 6.30        | -13.75      | 0.7         |
| 195 | E8A2-7 | (同上)                          | E-8,A2-7 | (同上)        | -8.30       | 2.60        | -9.90       | 1.1         |
| 196 | E7B2-1 | (同上)                          | E-7,B2-1 | (同上)        | -10.10      | 15.30       | -24.10      | 1.2         |
| 197 | E8B2-2 | (同上)                          | E-8,B2-2 | (同上)        | -9.40       | 7.20        | -14.75      | 1.0         |
| 198 | E8B2-3 | (同上)                          | E-8,B2-3 | (同上)        | -10.20      | 10.40       | -19.20      | 1.2         |
| 199 | E8B2-4 | (同上)                          | E-8,B2-4 | (同上)        | -9.30       | 2.70        | -10.05      | 0.8         |
| 200 | E8B2-5 | (同上)                          | E-8,B2-5 | (同上)        | -9.60       | 3.30        | -11.60      | 0.9         |
| 201 | E8B2-6 | (同上)                          | E-8,B2-6 | (同上)        | -9.50       | 10.20       | -17.85      | 1.0         |
| 202 | E8B2-7 | (同上)                          | E-8,B2-7 | (同上)        | -8.50       | 3.00        | -10.50      | 1.0         |
| 203 | E7C2-1 | (同上)                          | E-7,C2-1 | (同上)        | -9.40       | 7.00        | -           | 0.8         |
| 204 | E8C-4  | (同上)                          | E-8,C-4  | (同上)        | -9.50       | 8.00        | -           | 0.7         |
| 205 | E9C-34 | (同上)                          | E-9,C-34 | (同上)        | -12.90      | 4.00        | -           | 1.1         |
| 206 | E7D2-1 | (同上)                          | E-7,D2-1 | (同上)        | -10.30      | 7.00        | -           | 0.5         |
| 207 | E8D-4  | (同上)                          | E-8,D-4  | (同上)        | -9.90       | 7.00        | -           | 0.7         |
| 208 | E9D-34 | (同上)                          | E-9,D-34 | (同上)        | -12.90      | 4.00        | -           | 0.9         |
| 209 | E11-01 | 基隆港東11號碼頭<br>改建貨櫃碼頭<br>海上鑽探工程 | 01#      | (同上)        | -12.00      | 3.00        | -           | 0.0         |
| 210 | E11-02 | (同上)                          | 02#      | (同上)        | -8.70       | 6.00        | -           | 0.0         |
| 211 | E11-03 | (同上)                          | 03#      | (同上)        | -9.00       | 5.00        | -           | 0.0         |
| 212 | E11-04 | (同上)                          | 04#      | (同上)        | -8.50       | 6.00        | -           | 0.0         |
| 213 | E11-05 | (同上)                          | 05#      | (同上)        | -7.00       | 7.00        | -           | 0.0         |
| 214 | E11-06 | (同上)                          | 06#      | (同上)        | -8.50       | 5.00        | -           | 0.0         |
| 215 | E11-07 | (同上)                          | 07#      | (同上)        | -6.60       | 8.00        | -           | 0.0         |
| 216 | E11-08 | (同上)                          | 08#      | (同上)        | -8.10       | 7.00        | -           | 0.0         |
| 217 | E11-09 | (同上)                          | 09#      | (同上)        | -5.70       | 8.00        | -           | 0.0         |
| 218 | E11-10 | (同上)                          | 10#      | (同上)        | -8.00       | 6.00        | -           | 0.0         |
| 219 | E11-11 | (同上)                          | 11#      | (同上)        | -7.00       | 7.00        | -           | 0.0         |
| 220 | E11-12 | (同上)                          | 12#      | (同上)        | -3.50       | 11.00       | -           | 0.0         |
| 221 | E11-13 | (同上)                          | 13#      | (同上)        | -5.20       | 8.00        | -           | 0.0         |
| 222 | E11-14 | (同上)                          | 14#      | (同上)        | -4.70       | 9.00        | -           | 0.0         |
| 223 | E11-15 | (同上)                          | 15#      | (同上)        | -5.00       | 9.00        | -           | 0.0         |
| 224 | E11-16 | (同上)                          | 16#      | (同上)        | -6.10       | 8.00        | -           | 0.0         |
| 225 | E11-17 | (同上)                          | 17#      | (同上)        | -6.00       | 8.00        | -           | 0.0         |
| 226 | E11-18 | (同上)                          | 18#      | (同上)        | -5.30       | 9.00        | -           | 0.0         |
| 227 | E11-19 | (同上)                          | 19#      | (同上)        | -4.70       | 9.00        | -           | 0.0         |
| 228 | E11-20 | (同上)                          | 20#      | (同上)        | -2.30       | 12.00       | -           | 0.0         |
| 229 | E11-21 | (同上)                          | 21#      | (同上)        | -6.00       | 8.00        | -           | 0.0         |
| 230 | E11-22 | (同上)                          | 22#      | (同上)        | -4.50       | 9.00        | -           | 0.0         |
| 231 | LSWH-1 | 基隆港小艇碼頭<br>延伸工程               | H-1      | 基隆港<br>小艇碼頭 | -4.45       | 35.75       | -39.30      | 0.0         |
| 232 | LSWH-2 | (同上)                          | H-2      | (同上)        | -5.05       | 35.35       | -39.35      | 0.0         |
| 233 | LSWH-3 | (同上)                          | H-3      | (同上)        | -1.60       | 38.20       | -39.60      | 0.0         |
| 234 | LSWH-4 | (同上)                          | H-4      | (同上)        | -2.50       | 33.80       | -35.50      | 0.0         |
| 235 | W24-01 | 基隆港務局中油突堤碼頭<br>海底鑽探           | H-1      | 基隆港         | -2.73       | 11.90       | -13.43      | 0.0         |
| 236 | W24-02 | (同上)                          | H-2      | (同上)        | -3.00       | 11.60       | -13.20      | 0.0         |
| 237 | W24-03 | (同上)                          | H-3      | (同上)        | -4.63       | 11.60       | -14.98      | 0.0         |
| 238 | W24-04 | (同上)                          | H-4      | (同上)        | -4.67       | 10.70       | -13.97      | 0.0         |
| 239 | W24-05 | (同上)                          | H-5      | (同上)        | -4.95       | 10.60       | -14.10      | 0.0         |
| 240 | W24-06 | (同上)                          | H-6      | (同上)        | -4.37       | 10.40       | -14.57      | 0.0         |
| 241 | W24-07 | (同上)                          | H-7      | (同上)        | -4.32       | 8.30        | -11.82      | 0.0         |
| 242 | W24-08 | (同上)                          | H-8      | (同上)        | -4.20       | 9.00        | -11.40      | 0.0         |
| 243 | W24-09 | (同上)                          | H-9      | (同上)        | -7.30       | 8.40        | -14.80      | 0.0         |
| 244 | W24-10 | (同上)                          | H-10     | (同上)        | -11.20      | 9.50        | -18.20      | 0.0         |

表2-1 基隆港區之286個SPT鑽探孔位相關資料 (5/5)

| ID  | 代號     | 計畫名稱                              | 鑽孔編號  | 鑽孔位置 | 孔位高程<br>(m) | 鑽孔深度<br>(m) | 基岩高程<br>(m) | 地下水位<br>(m) |
|-----|--------|-----------------------------------|-------|------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| 244 | W24-10 | (同上)                              | H-10  | (同上) | -11.20      | 9.50        | -18.20      | 0.0         |
| 245 | W24-11 | (同上)                              | H-11  | (同上) | -12.30      | 10.00       | -20.30      | 0.0         |
| 246 | W24-12 | (同上)                              | H-12  | (同上) | -13.00      | 18.00       | -29.00      | 0.0         |
| 247 | W24-13 | (同上)                              | H-13  | (同上) | -14.00      | 12.00       | -25.00      | 0.0         |
| 248 | W24-14 | (同上)                              | H-14  | (同上) | -14.60      | 16.00       | -29.60      | 0.0         |
| 249 | W24-15 | (同上)                              | H-15  | (同上) | -15.25      | 22.00       | -           | 0.0         |
| 250 | W24-16 | (同上)                              | H-16  | (同上) | -15.40      | 22.00       | -           | 0.0         |
| 251 | W24-17 | (同上)                              | H-17  | (同上) | -16.00      | 22.00       | -           | 0.0         |
| 252 | W24-18 | (同上)                              | H-18  | (同上) | -16.00      | 20.00       | -           | 0.0         |
| 253 | W24-19 | (同上)                              | H-19  | (同上) | -16.83      | 22.00       | -           | 0.0         |
| 254 | W24-20 | (同上)                              | H-20  | (同上) | -16.30      | 22.00       | -           | 0.0         |
| 255 | W24-21 | (同上)                              | H-21  | (同上) | -16.80      | 20.00       | -           | 0.0         |
| 256 | W24-22 | (同上)                              | H-22  | (同上) | -17.00      | 20.00       | -           | 0.0         |
| 257 | W24-23 | (同上)                              | H-23  | (同上) | -18.00      | 20.00       | -           | 0.0         |
| 258 | W24-24 | (同上)                              | H-24  | (同上) | -11.80      | 9.20        | -20.80      | 0.0         |
| 259 | W24-25 | (同上)                              | H-25  | (同上) | -12.30      | 11.20       | -21.75      | 0.0         |
| 260 | W24-26 | (同上)                              | H-26  | (同上) | -8.50       | 14.90       | -21.50      | 0.0         |
| 261 | W24-27 | (同上)                              | H-27  | (同上) | -9.50       | 14.65       | -22.65      | 0.0         |
| 262 | W24-28 | (同上)                              | H-28  | (同上) | -13.50      | 13.85       | -26.50      | 0.0         |
| 263 | W24-29 | (同上)                              | H-29  | (同上) | -14.50      | 13.65       | -27.00      | 0.0         |
| 264 | W24-30 | (同上)                              | H-30  | (同上) | -13.50      | 15.00       | -26.90      | 0.0         |
| 265 | W24-31 | (同上)                              | H-31  | (同上) | -14.30      | 19.30       | -31.90      | 0.0         |
| 266 | W24-32 | (同上)                              | H-32  | (同上) | -14.00      | 21.50       | -35.40      | 0.0         |
| 267 | W24-33 | (同上)                              | H-33  | (同上) | -           | 20.00       | -           | 0.0         |
| 268 | W24-34 | (同上)                              | H-34  | (同上) | -15.20      | 20.00       | -           | 0.0         |
| 269 | W24-35 | (同上)                              | H-35  | (同上) | -15.00      | 20.00       | -           | 0.0         |
| 270 | W24-36 | (同上)                              | H-36  | (同上) | -15.75      | 20.00       | -           | 0.0         |
| 271 | W24-37 | (同上)                              | H-37  | (同上) | -16.00      | 20.00       | -           | 0.0         |
| 272 | W24-38 | (同上)                              | H-38  | (同上) | -17.00      | 20.00       | -           | 0.0         |
| 273 | W24-39 | (同上)                              | H-39  | (同上) | -17.50      | 20.00       | -           | 0.0         |
| 274 | W24-40 | (同上)                              | H-40  | (同上) | -17.80      | 20.00       | -           | 0.0         |
| 275 | W24-41 | (同上)                              | H-41  | (同上) | -17.30      | 16.00       | -           | 0.0         |
| 276 | W24-42 | (同上)                              | H-42  | (同上) | -16.00      | 20.00       | -           | 0.0         |
| 277 | BH-1   | 基隆港西 2 至西 4 客運<br>專區規劃<br>及旅客中心新建 | BH-1  | (同上) | 0.00        | 11.00       | -4.80       | 1.6         |
| 278 | BH-2   | (同上)                              | BH-2  | (同上) | 0.00        | 10.00       | -3.30       | 1.5         |
| 279 | BH-9   | (同上)                              | BH-9  | (同上) | 0.00        | 25.00       | -18.60      | 2.0         |
| 280 | BH-7   | (同上)                              | BH-7  | (同上) | 0.00        | 41.00       | -34.90      | 1.3         |
| 281 | BH-3   | (同上)                              | BH-3  | (同上) | 0.00        | 31.00       | -25.10      | 1.6         |
| 282 | BH-4   | (同上)                              | BH-4  | (同上) | 0.00        | 40.00       | -33.80      | 1.2         |
| 283 | BH-6   | (同上)                              | BH-6  | (同上) | 0.00        | 31.00       | -24.60      | 1.9         |
| 284 | BH-8   | (同上)                              | BH-8  | (同上) | 0.00        | 30.00       | -23.80      | 1.5         |
| 285 | BH-5   | (同上)                              | BH-5  | (同上) | 0.00        | 23.00       | -16.80      | 1.8         |
| 286 | BH-10  | (同上)                              | BH-10 | (同上) | 0.00        | 18.00       | -11.70      | 3.2         |

表2-2 基隆港區碼頭鑽孔及基岩高程統計表

| 碼頭區域       |       | 平均值( $\mu$ )            |         | 標準偏差( $\sigma$ )       |         | 變異係數(C.O.V.)           |      |
|------------|-------|-------------------------|---------|------------------------|---------|------------------------|------|
|            |       | 鑽孔高程(m)                 | 基岩高程(m) | 鑽孔高程(m)                | 基岩高程(m) | 鑽孔高程                   | 基岩高程 |
| W26 & W27  |       | -7.52                   | -17.46  | 4.44                   | 6.16    | 0.59                   | 0.35 |
| W22        |       | -12.43                  | -26.04  | 2.15                   | 5.02    | 0.17                   | 0.19 |
| W15~W18    | 靠陸側   | -10.77                  | -24.06  | 0.94                   | 9.99    | 0.09                   | 0.42 |
|            | 靠海側   | -10.95                  | -25.32  | 0.89                   | 10.09   | 0.08                   | 0.40 |
| E7~E9      | 靠陸側淺區 | -9.45                   | -12.93  | 1.07                   | 4.03    | 0.11                   | 0.32 |
|            | 靠海側淺區 | -9.63                   | -14.47  | 0.48                   | 4.27    | 0.05                   | 0.30 |
|            | 靠陸側深區 | -9.86                   | -25.45  | 0.85                   | 11.65   | 0.09                   | 0.46 |
|            | 靠海側深區 | -9.93                   | -27.09  | 1.65                   | 12.11   | 0.17                   | 0.45 |
| BH (W1~W4) |       | 0.00<br>(回填土：<br>-8.29) | -19.74  | 0.00<br>(回填土：<br>4.23) | 10.88   | 0.00<br>(回填土：<br>0.51) | 0.55 |
| LSWH       |       | -3.40                   | -38.44  | 1.62                   | 1.96    | 0.48                   | 0.05 |
| E11        |       | -6.47                   | —       | 2.17                   | —       | 0.34                   | —    |

表2-3 基隆港區碼頭鑽孔SPT-N值統計表

| 碼頭區域       |       | 平均值( $\mu$ ) | 標準偏差( $\sigma$ ) | 變異係數(C.O.V.) |
|------------|-------|--------------|------------------|--------------|
| W26 & W27  |       | 12.31        | 11.47            | 0.93         |
| W22        |       | 19.46        | 9.30             | 0.48         |
| W15~W18    | 靠陸側   | 19.54        | 13.36            | 0.68         |
|            | 靠海側   | 20.25        | 14.00            | 0.69         |
| E7~E9      | 靠陸側淺區 | 17.57        | 6.87             | 0.39         |
|            | 靠海側淺區 | 16.09        | 6.33             | 0.39         |
|            | 靠陸側深區 | 14.93        | 8.04             | 0.54         |
|            | 靠海側深區 | 15.29        | 7.32             | 0.48         |
| BH (W1~W4) | CL    | 3.71         | 1.11             | 0.30         |
|            | SM    | 5.00         | 0.00             | 0.00         |
| LSWH       |       | 4.24         | 2.54             | 0.60         |
| E11        |       | 9.06         | 6.20             | 0.68         |

表2-4 基隆港區碼頭簡化土層剖面資料

| 碼頭區域       |    | 鑽孔高程<br>(m)         | 基岩高程<br>(m) | 土層厚度<br>(m) | 土層 SPT-N 值 |
|------------|----|---------------------|-------------|-------------|------------|
| W26 & W27  |    | -7.52               | -17.46      | 9.94        | 12.31      |
| W22        |    | -12.43              | -26.04      | 13.61       | 19.46      |
| W15~W18    |    | -10.86              | -24.70      | 13.85       | 19.90      |
| E7~E9      | 淺區 | -9.54               | -13.70      | 4.16        | 16.83      |
|            | 深區 | -9.90               | -26.27      | 16.38       | 15.11      |
| BH (W1~W4) |    | 0.00<br>(回填土：-8.29) | -19.74      | 11.45       | 4.36       |

表2-5 基隆港區於不同回歸期之耐震設計地震動值

| 回歸期(年) | PGA 值(g) |
|--------|----------|
| 75     | 0.10     |
| 475    | 0.23     |
| 2500   | 0.38     |

表2-6 1815年~2007年基隆地區規模 $\geq 5.0$ 地震目錄

(N24.64~25.64，E121.25~122.25)

| date_utc    | time_utc    | latitude | longitude | depth | magnitude |
|-------------|-------------|----------|-----------|-------|-----------|
| 1815        |             | 25.00    | 121.60    |       | 6.50      |
| 1865        |             | 24.90    | 121.60    |       | 6.00      |
| 1901/06/07  | 00:05:00.00 | 24.70    | 121.70    | 20.00 | 6.20      |
| 1903/06/07  | 09:07:00.00 | 24.80    | 121.70    | 20.00 | 6.10      |
| 1909/04/14  | 19:53:42.00 | 25.10    | 121.48    | 72.00 | 7.30      |
| 1922/09/04  | 17:53:35.00 | 24.70    | 122.20    | 0.00  | 6.10      |
| 1938/02//08 | 13:13:00.00 | 24.80    | 122.10    | 40.00 | 6.00      |
| 1986/01/16  | 13:04:31.97 | 24.76    | 121.96    | 10.20 | 6.10      |
| 2002/05/15  | 03:46:05.91 | 24.65    | 121.87    | 8.50  | 6.20      |
| 2005/06/01  | 16:20:05.70 | 24.64    | 122.07    | 64.80 | 6.00      |

註：地震規模均為近震規模( $M_L$ )

表2-7 基隆地區間隔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 | 6.5        | 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 | 6.0        | 0          | 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          | 6.2        | 7.3        |
| 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          | 6.1        | 0          | 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 | 6.0        | 0          | 0          | 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          | 0          | 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        | 0          | 0          | 6.2        | 0          |

表2-8 基隆地區 $M \geq 6.0$ 預測分析

| 規模  | $M \geq 6.0$ |       |       |     |      |      |       | 預測值 |
|-----|--------------|-------|-------|-----|------|------|-------|-----|
| 實際值 | 1            | 11    | 19-20 | 23  | 26   | 36   | 39    |     |
| 模型值 | 10           | 13    | 16    | 21  | 27   | 35   | 45    | 57  |
| 殘差% | 917.67       | 18.54 | 16.45 | 6.9 | 5.52 | 2.33 | 15.51 | —   |

說明：預測值 57 表示在第 57 個 5 年(2096~2101 年)會有  $M \geq 6.0$  的地震。

表2-9 基隆地區 $M \geq 6.1$ 預測分析

| 規模  | $M \geq 6.1$ |       |      |      |       | 預測值 |
|-----|--------------|-------|------|------|-------|-----|
| 實際值 | 1            | 19-20 | 23   | 36   | 39    |     |
| 模型值 | 11           | 16    | 23   | 32   | 45    | 63  |
| 殘差% | 1078.30      | 17.38 | 0.74 | 9.74 | 16.83 | —   |

說明：預測值 63 表示在第 63 個 5 年(2126~2131 年)會有  $M \geq 6.1$  的地震。

表2-10 基隆地區 $M \geq 6.2$ 預測分析

| 規模  | $M \geq 6.2$ |       |       | 預測值 |
|-----|--------------|-------|-------|-----|
| 實際值 | 1            | 19-20 | 39    |     |
| 模型值 | 7            | 18    | 44    | 106 |
| 殘差% | 652.69       | 8.54  | 12.97 | —   |

說明：預測值 106 表示在第 106 個 5 年(2341~2346 年)會有  $M \geq 6.2$  的地震。

表2-11 基隆地區 $M \geq 5.0$ 序號表

| 序號  | date_utc    | time_utc    | latitude | longitude | depth | magnitude |
|-----|-------------|-------------|----------|-----------|-------|-----------|
| 1   | 1815        |             | 25.00    | 121.60    |       | 6.50      |
| 51  | 1865        |             | 24.90    | 121.60    |       | 6.00      |
| 87  | 1901/06/07  | 00:05:00.00 | 24.70    | 121.70    | 20.00 | 6.20      |
| 89  | 1903/06/07  | 09:07:00.00 | 24.80    | 121.70    | 20.00 | 6.10      |
| 95  | 1909/04/14  | 19:53:42.00 | 25.10    | 121.48    | 72.00 | 7.30      |
| 108 | 1922/09/04  | 17:53:35.00 | 24.70    | 122.20    | 0.00  | 6.10      |
| 124 | 1938/02//08 | 13:13:00.00 | 24.80    | 122.10    | 40.00 | 6.00      |
| 172 | 1986/01/16  | 13:04:31.97 | 24.76    | 121.96    | 10.20 | 6.10      |
| 188 | 2002/05/15  | 03:46:05.91 | 24.65    | 121.87    | 8.50  | 6.20      |
| 191 | 2005/06/01  | 16:20:05.70 | 24.64    | 122.07    | 64.80 | 6.00      |

表2-12 基隆地區 $M \geq 6.0$ 災變預測

| 規模    | $M \geq 6.0$ |       |       |      |      |      |      |       |
|-------|--------------|-------|-------|------|------|------|------|-------|
| 序號    | 1            | 51    | 87    | 89   | 95   | 108  | 124  | 172   |
| 模型值   | 1            | 64    | 74    | 86   | 99   | 114  | 132  | 153   |
| 殘差(%) | 0            | 26.58 | 14.27 | 3.19 | 4.77 | 6.46 | 7.12 | 10.78 |
| 規模    | $M \geq 6.0$ |       | 預測值   |      |      |      |      |       |
| 序號    | 188          | 191   |       |      |      |      |      |       |
| 模型值   | 177          | 204   | 236   |      |      |      |      |       |
| 殘差(%) | 5.7          | 7.22  |       |      |      |      |      |       |

說明：預測值 236 表示在 2050 年 $\pm 25$  年會有  $M \geq 6.0$  的地震。

表2-13 基隆地區 $M \geq 6.1$ 災變預測

| 規模    | $M \geq 6.1$ |       |      |       |       |       |      | 預測值 |
|-------|--------------|-------|------|-------|-------|-------|------|-----|
| 序號    | 1            | 87    | 89   | 95    | 108   | 172   | 185  |     |
| 模型值   | 1            | 71    | 86   | 104   | 126   | 153   | 185  | 224 |
| 殘差(%) | 0            | 18.08 | 3.02 | 10.01 | 17.19 | 10.88 | 1.26 |     |

說明：預測值 224 表示在 2038 年 $\pm 21$  年會有  $M \geq 6.1$  的地震。

表2-14 基隆地區 $M \geq 6.2$ 災變預測

| 規模    | $M \geq 6.2$ |      |      |      | 預測值 |
|-------|--------------|------|------|------|-----|
| 序號    | 1            | 87   | 95   | 188  |     |
| 模型值   | 1            | 69   | 108  | 171  | 269 |
| 殘差(%) | 0            | 20.4 | 14.6 | 8.81 | —   |

說明：預測值 269 表示在 2083 年 $\pm 21$  年會有  $M \geq 6.2$  的地震。

表2-15 基隆地區 M6.2拓樸預測分析表

| 規模    | M6.2 |       |      |       |       | 預測值 |
|-------|------|-------|------|-------|-------|-----|
| 截點值   | 5    | 91    | 98.8 | 99.2  | 192   |     |
| 模型值   | 5    | 71    | 95   | 127   | 170   | 227 |
| 殘差(%) | 0    | 21.32 | 3.27 | 28.58 | 11.32 | —   |

說明：預測值為 227 表示在 2037 年±33 年會有  $M \geq 6.2$  的地震發生。

表2-16 基隆地區M6.0拓樸預測分析表

| 規模    | M6.0  |             |       |       |       |       |            |       |
|-------|-------|-------------|-------|-------|-------|-------|------------|-------|
| 截點值   | 4.8   | 5.2         | 55    | 90.9  | 91.1  | 93    | 98.7       | 99.3  |
| 模型值   | 4     | 54          | 61    | 69    | 77    | 87    | 98         | 110   |
| 殘差(%) | 0     | 957.58      | 12.27 | 23.71 | 14.52 | 5.98  | 0.52       | 11.02 |
| 規模    | M6.0  |             |       |       |       |       | 預測值        |       |
| 截點值   | 112   | 128         | 176   | 191.9 | 192.1 | 195   |            |       |
| 模型值   | 123   | <b>139</b>  | 156   | 175   | 196   | 220   | <b>248</b> |       |
| 殘差(%) | 10.52 | <b>8.59</b> | 11.31 | 8.66  | 2.54  | 13.33 | —          |       |

說明：預測值為 248 表示在 2058 年±30 年會有  $M \geq 6.0$  的地震發生

表2-17 基隆地區 $M \geq 6.2$ 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 | 1          | 0          | 0          | 0          | 2           |
| 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 | 0          | 0          | 0          | 0          | 1           |

表2-18 基隆地區 $M \geq 6.1$ 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 | 1          | 0          | 0          | 0          | 3           |
| 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 | 1          | 0          | 0          | 1          | 1           |

表2-19 基隆地區 $M \geq 6.0$ 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 | 1          | 0          | 1          | 0          | 3           |
| 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 | 1          | 1          | 0          | 1          | 2           |

表2-20 基隆地區每20年 $M \geq 6.2$ 地震次數預測表

|     |   |   |   |       |       |     |
|-----|---|---|---|-------|-------|-----|
| 實際值 | 1 | 0 | 0 | 0     | 2     | 0   |
| 模型值 | 1 | 1 | 1 | 1     | 1     | 1   |
| 殘差% | 0 | — | — | —     | 80.68 | —   |
| 實際值 | 0 | 0 | 0 | 1     | 預測值   | 預測值 |
| 模型值 | 1 | 1 | 1 | 1     | 1     | 1   |
| 殘差% | — | — | — | 48.60 | —     | —   |

說明：預測值 1 和 1 表示在未來 2011~2030 和 2031~2060 各有 1 次  $M \geq 6.2$  地震發生。

表2-21 基隆地區每20年 $M \geq 6.1$ 地震次數預測表

|     |   |   |       |      |       |       |
|-----|---|---|-------|------|-------|-------|
| 實際值 | 1 | 0 | 0     | 0    | 3     | 1     |
| 模型值 | 1 | 1 | 1     | 1    | 1     | 1     |
| 殘差% | 0 | — | —     | —    | 77.26 | 27.79 |
| 實際值 | 0 | 0 | 1     | 1    | 預測值   | 預測值   |
| 模型值 | 1 | 1 | 1     | 1    | 1     | 1     |
| 殘差% | — | — | 14.39 | 9.38 | —     | —     |

說明：預測值 1 和 1 表示在未來 2011 年~2030 年和 2031 年~2060 年各有 1 次  $M \geq 6.1$  地震發生。

表2-22 基隆地區每20年 $M \geq 6.0$ 地震次數預測表

|     |       |   |       |       |       |      |
|-----|-------|---|-------|-------|-------|------|
| 實際值 | 1     | 0 | 1     | 0     | 3     | 1    |
| 模型值 | 2     | 1 | 1     | 1     | 1     | 1    |
| 殘差% | 0     | — | 20.02 | —     | 68.67 | 1.87 |
| 實際值 | 1     | 0 | 1     | 2     | 預測值   | 預測值  |
| 模型值 | 1     | 1 | 1     | 1     | 2     | 2    |
| 殘差% | 10.43 | — | 29.76 | 29.60 | —     | —    |

說明：預測值 2 和 2 表示在未來 2011 年~2030 年和 2031 年~2060 年各有 2 次  $M \geq 6.0$  地震發生。

表2-23 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 <sup>2</sup> ) |
|-------------|-------------------------------|----------------------------|------------------------------------|
| 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2-24 基隆港區鄰近2個堅實地盤測站之地震紀錄相關資料

| 測站     | 經度<br>(°) | 緯度<br>(°) | 規模<br>$M$ | 震源深度<br>$h$ (km) | 震央距離<br>$R_e$ (km) | 最大地表加速度 PGA (gal) |       |       | 記錄時間           |
|--------|-----------|-----------|-----------|------------------|--------------------|-------------------|-------|-------|----------------|
|        |           |           |           |                  |                    | NS                | EW    | UD    |                |
| TAP045 | 121.84    | 24.46     | 6.50      | 5.30             | 71.92              | 43.84             | 47.32 | 20.88 | 19940605010925 |
| TAP045 | 122.35    | 24.49     | 6.14      | 65.68            | 87.47              | 36.48             | 31.10 | 11.24 | 19960729202050 |
| TAP045 | 122.19    | 24.14     | 6.80      | 13.81            | 114.17             | 36.00             | 40.32 | 27.64 | 20020331065250 |
| TAP045 | 121.87    | 24.65     | 6.20      | 8.52             | 51.32              | 40.44             | 50.48 | 21.30 | 20020515034557 |
| TAP045 | 121.84    | 24.65     | 5.90      | 6.39             | 50.65              | 32.84             | 44.20 | 16.98 | 20050305190638 |
| TAP046 | 121.84    | 24.46     | 6.50      | 5.30             | 71.43              | 40.50             | 43.42 | 31.76 | 19940605010925 |
| TAP046 | 120.82    | 23.85     | 7.30      | 8.00             | 168.99             | 53.18             | 81.46 | 17.88 | 19990920174738 |
| TAP046 | 122.19    | 24.14     | 6.80      | 13.81            | 115.07             | 31.34             | 42.16 | 36.72 | 20020331065251 |
| TAP046 | 121.87    | 24.65     | 6.20      | 8.52             | 51.26              | 34.64             | 34.46 | 20.34 | 20020515034557 |

表2-25 地表相對於基盤露頭之加速度放大係數 $F_A$ 之迴歸係數

| 碼頭區域       |    | $a$   | $b$   | $c$   | $R^2$   | 臨界震度<br>$PGA_R(g)$ |
|------------|----|-------|-------|-------|---------|--------------------|
| W26 & W27  |    | 0.140 | 0.278 | 0.154 | 0.99969 | 0.169              |
| W22        |    | 0.128 | 0.275 | 0.144 | 0.99896 | 0.171              |
| W15~W18    |    | 0.160 | 0.263 | 0.134 | 0.99890 | 0.178              |
| E7~E9      | 淺區 | 0.323 | 0.340 | 0.159 | 0.99950 | 0.344              |
|            | 深區 | 0.141 | 0.197 | 0.112 | 0.99971 | 0.117              |
| BH (W1~W4) |    | 0.363 | 0.247 | 0.147 | 0.99959 | 0.241              |

表2-26 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2-27 SPT-N簡化液化評估法之比較（黃富國，2008a）

| 評估方法                  |                    | Seed法<br>(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                |                    | $N, FC, \sigma'_{v0}$                   | $N, FC, \gamma, \sigma'_{v0}$         | $N, D_{50}, FC, \sigma'_{v0}$  |
| SPT能量比(%)             |                    | 60                                      | 80                                    | 72                             |
| 反復<br>強度              | 周數                 | 15                                      | 15                                    | 20                             |
|                       | 雙振幅<br>軸向應變<br>(%) | 5                                       | 2.4~7.5                               | 5~6                            |
| 地震規模比率因子<br>(MSF)     |                    | $(M_w/7.5)^{-2.46}$                     | 直接在CSR表達式<br>考慮                       | 隱含在 $a_{\max}=f(M,R)$<br>中     |
| 細料含量修正( $\Delta N$ )  |                    | $f_1((N_1)_{60}, FC)$                   | $f_2(FC)$                             | $f_3(N_1, FC)$                 |
| 有效覆土壓力修正<br>( $C_N$ ) |                    | $2.2/(\sigma'_{v0}/P_a + 1.2) \leq 1.7$ | $1.7/(\sigma'_{v0}/P_a + 0.7)$        | $1.7/(\sigma'_{v0}/P_a + 0.7)$ |
| 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 ( $N_1 \leq 10$ )<br>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)<br>Youd et al.(2001)  | Tokimatsu &<br>Yoshimi<br>(1983)      | 日本道路協會<br>(1990, 1996)         |

表2-28 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2-29 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 $S_t$<br>(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2-30 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2-31 邏輯迴歸分析結果 (黃富國，2008a)

| 迴歸模式                   | 迴歸係數      |           |           | Nagelkerke<br>$R^2$ | 預測液化<br>成功率(%) | 預測不液<br>化成功率<br>(%) | 綜合預測<br>成功率(%) |
|------------------------|-----------|-----------|-----------|---------------------|----------------|---------------------|----------------|
|                        | $\beta_0$ | $\beta_1$ | $\beta_2$ |                     |                |                     |                |
| 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.<br>(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2-32 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2-33 液化危害度分析結果（回歸期 $T_r = 475$ 年）

| 鑽孔編號  | 液化潛能指數<br>$I_L$ |           | 液化機率指數<br>$P_w$ |           | 液化後沉陷量<br>$S_t$ |           |
|-------|-----------------|-----------|-----------------|-----------|-----------------|-----------|
|       | median          | $2\sigma$ | median          | $2\sigma$ | median          | $2\sigma$ |
| BH-1  | 18.1            | 19.4      | 0.896           | 0.900     | 20.93           | 20.95     |
| BH-2  | 4.7             | 5.1       | 0.337           | 0.338     | 5.79            | 5.81      |
| BH-9  | 14.2            | 16.1      | 0.418           | 0.426     | 43.49           | 43.61     |
| BH-10 | 10.9            | 12.5      | 0.402           | 0.410     | 14.68           | 14.78     |

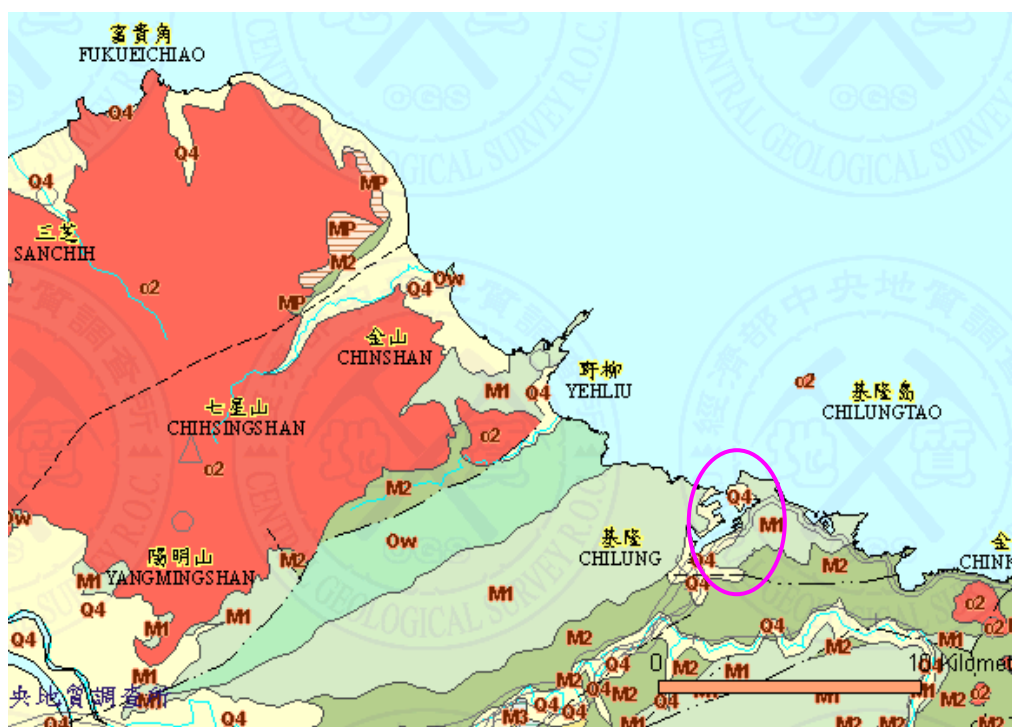


圖2-1 基隆港位置圖

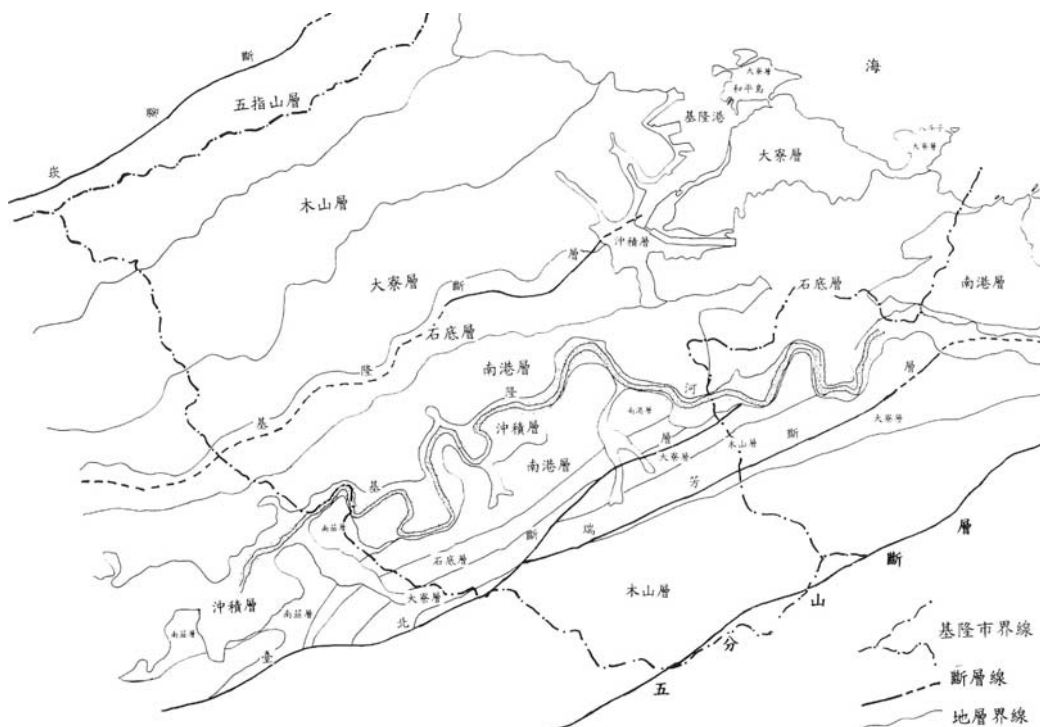


圖2-2 基隆港及鄰近區域之地層分布圖（黃鑑水、劉桓吉，1998）

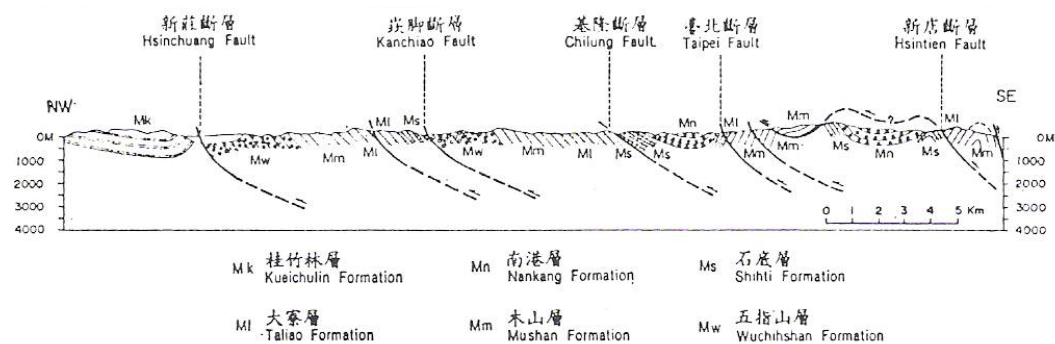


圖2-3 北部地區覆瓦狀逆斷層剖面圖（何春蓀等人，1963）

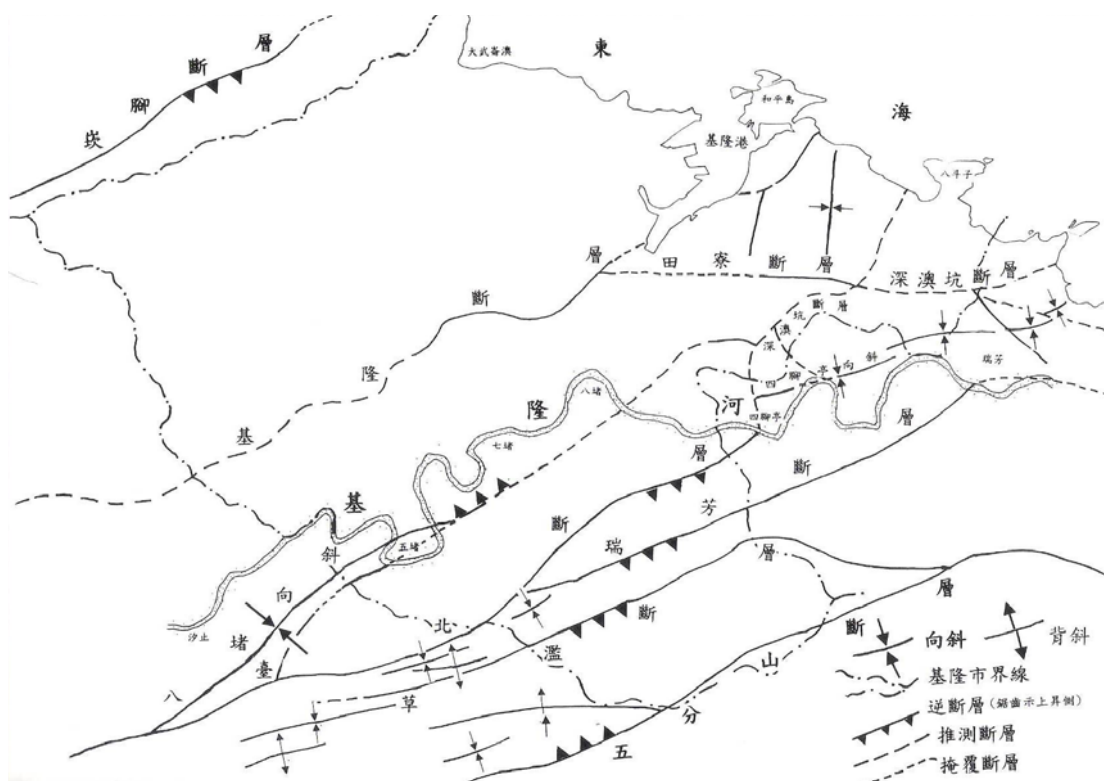


圖2-4 基隆港及鄰近區域之褶皺與斷層（黃鑑水、劉桓吉，1998）

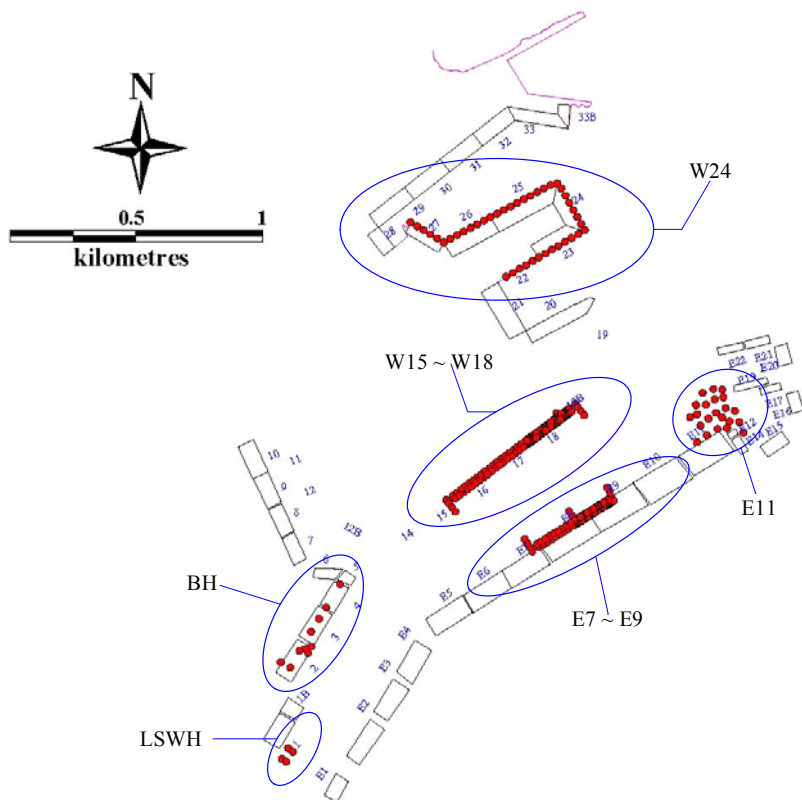


圖2-5 基隆港地區286個SPT鑽探孔位分布圖及各區鑽孔代碼

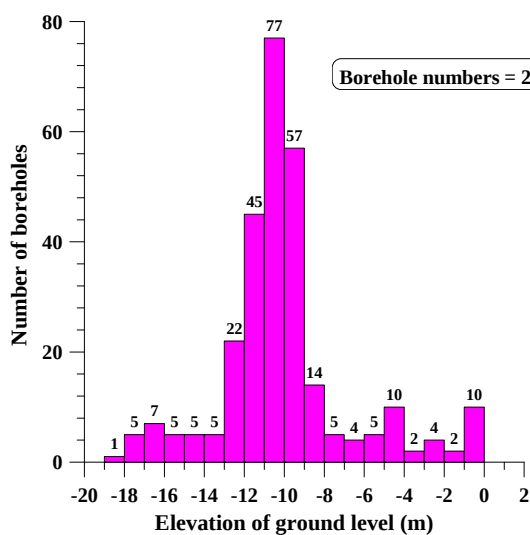


圖2-6 SPT鑽孔孔口高程統計圖

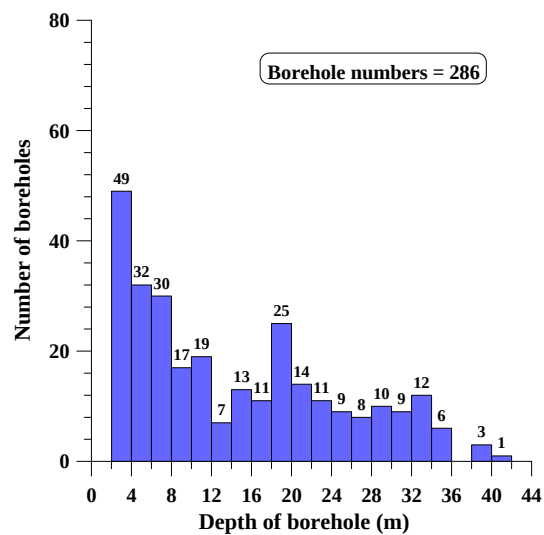


圖2-7 SPT鑽孔鑽探深度統計圖

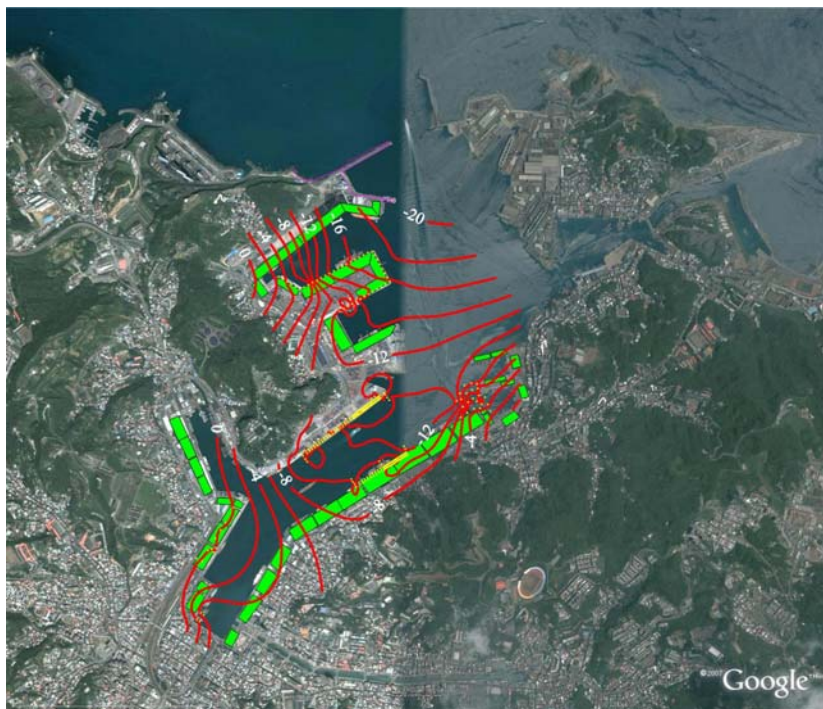


圖2-8 基隆港地區SPT鑽孔孔口高程等值線圖

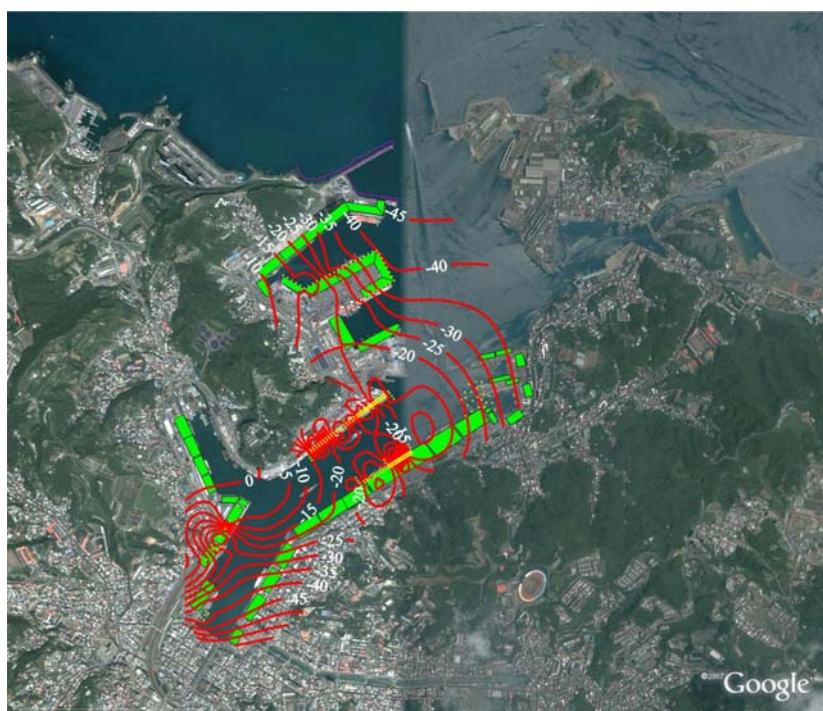


圖2-9 基隆港地區SPT鑽孔基岩高程等值線圖

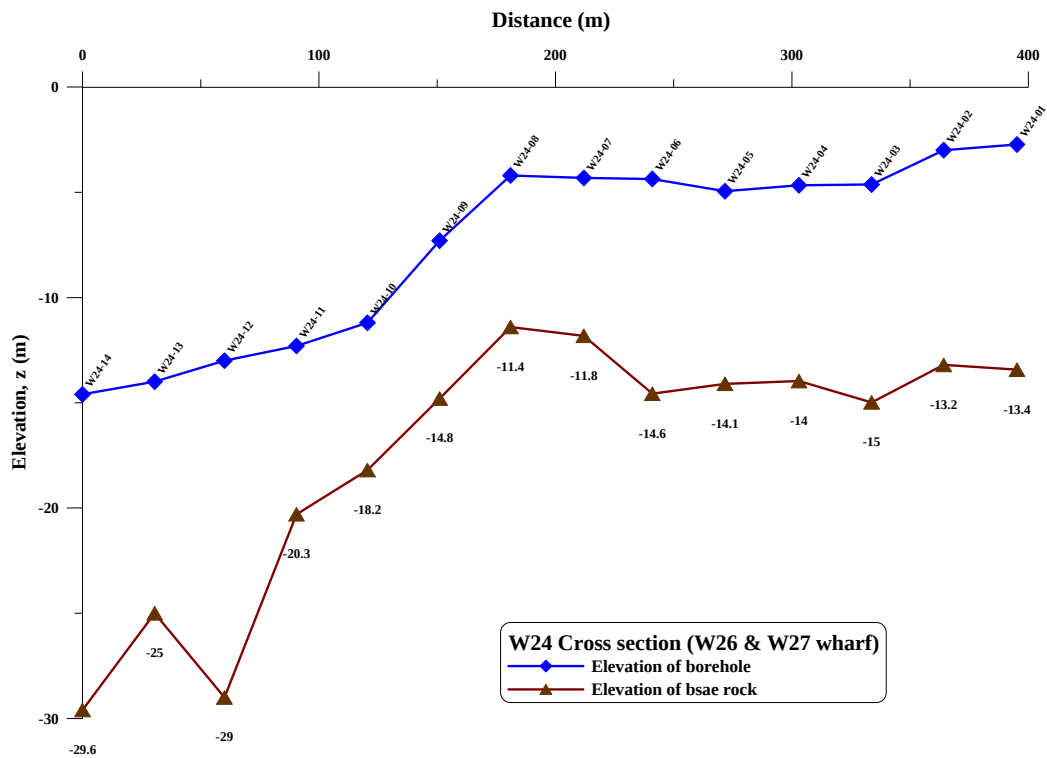


圖2-10 W26 & W27號碼頭之剖面圖

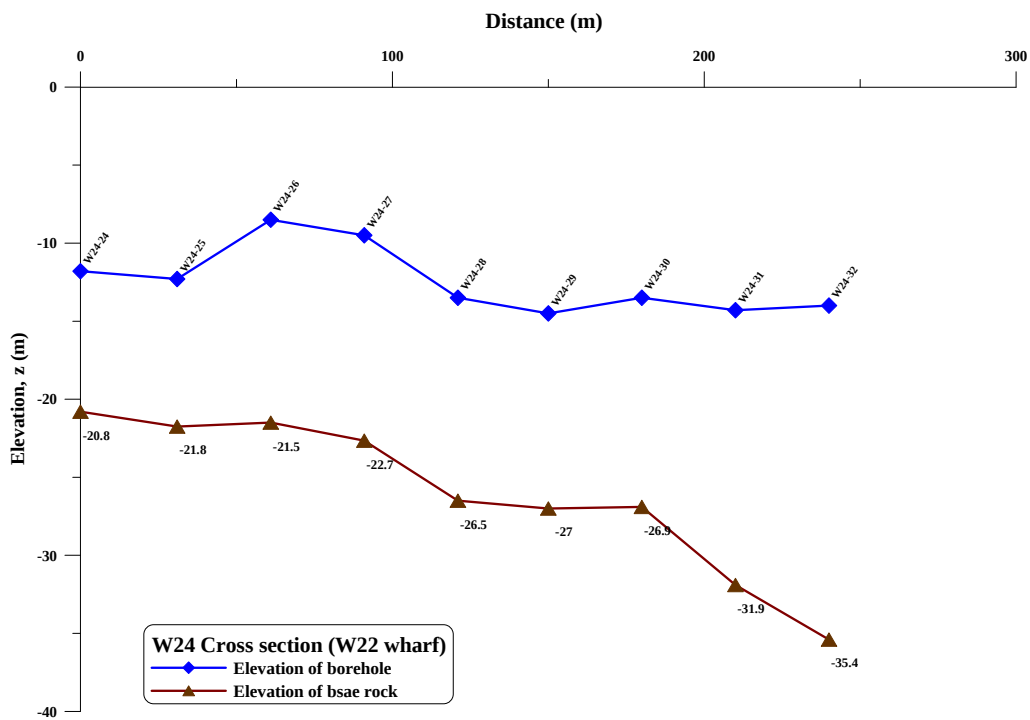


圖2-11 W22號碼頭之剖面圖

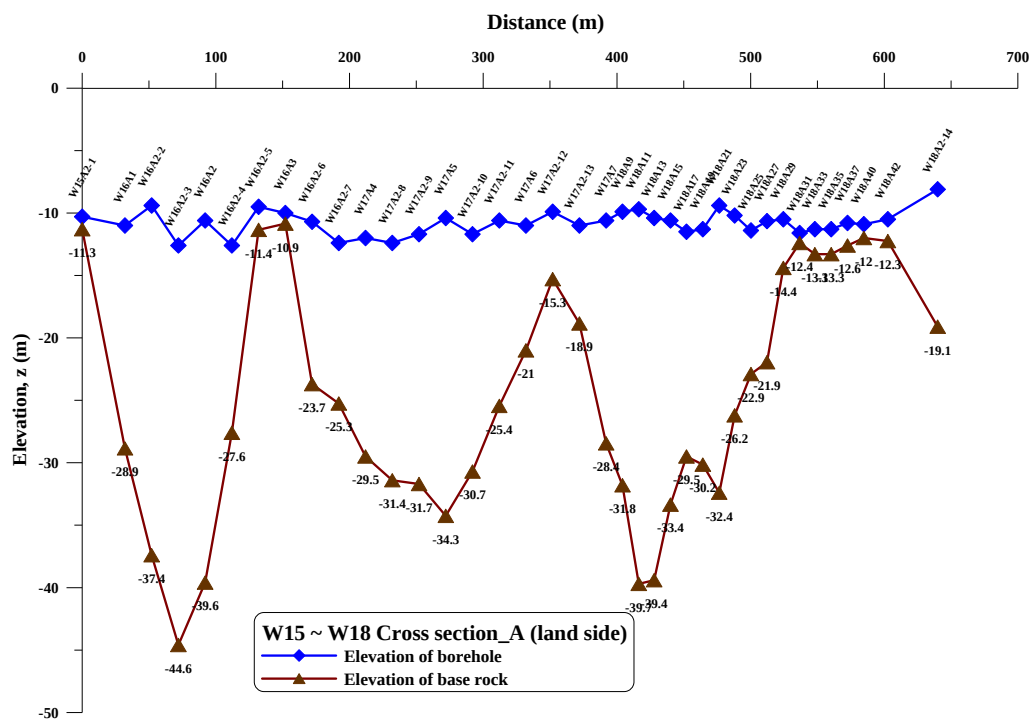


圖2-12 W15 ~ W18號碼頭靠陸側之剖面圖

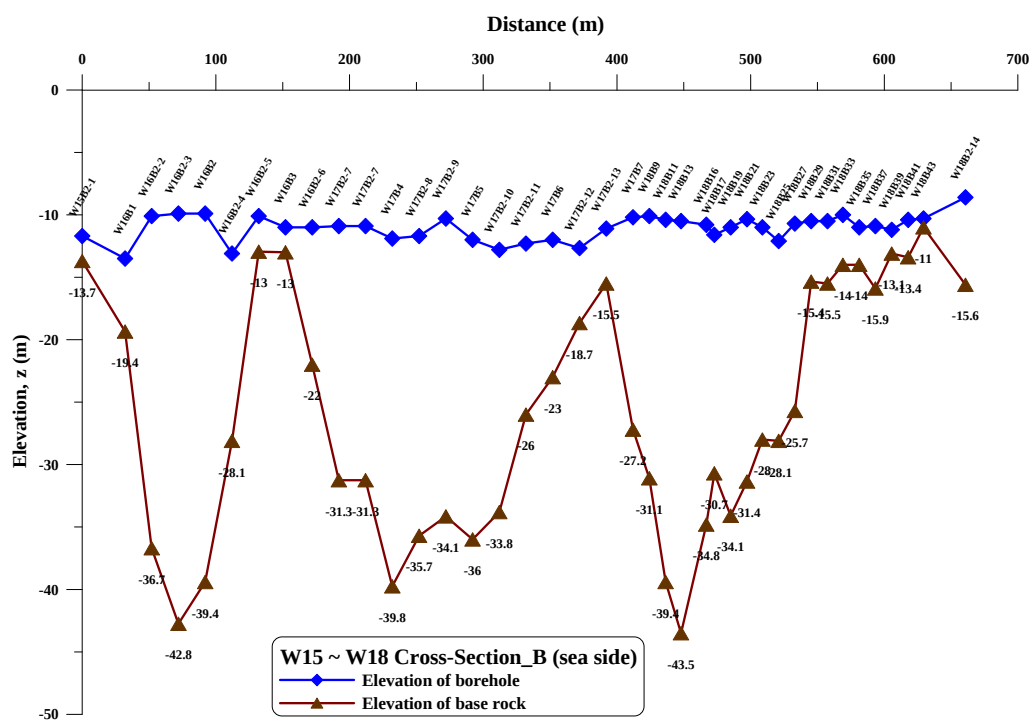


圖2-13 W15 ~ W18號碼頭靠海側之剖面圖

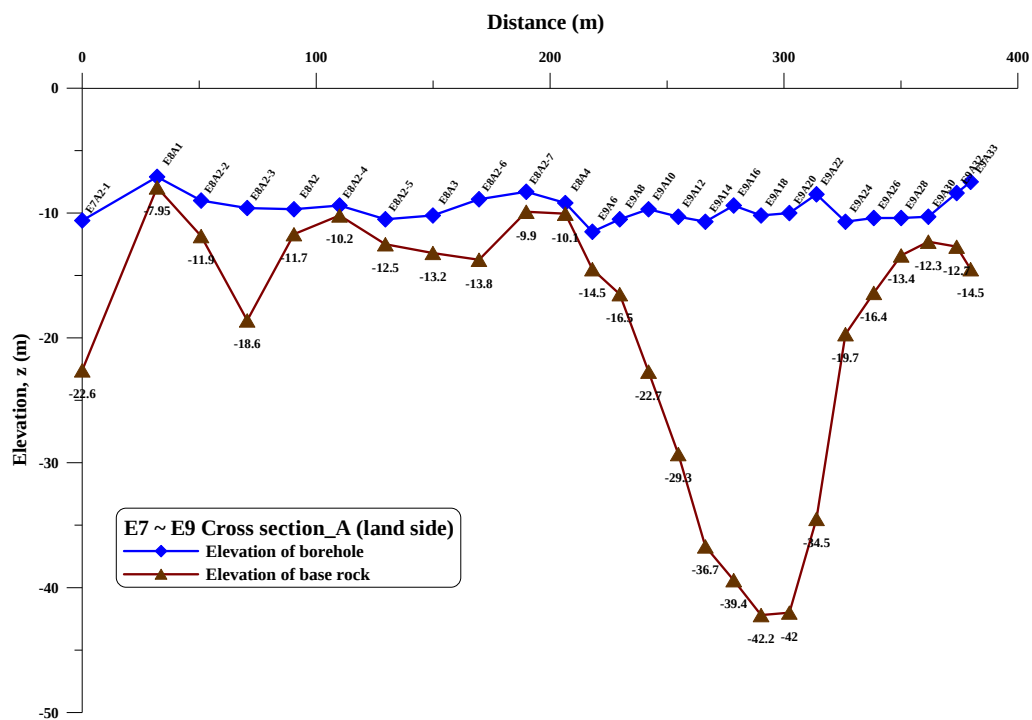


圖2-14 E7 ~ E9號碼頭靠陸側之剖面圖

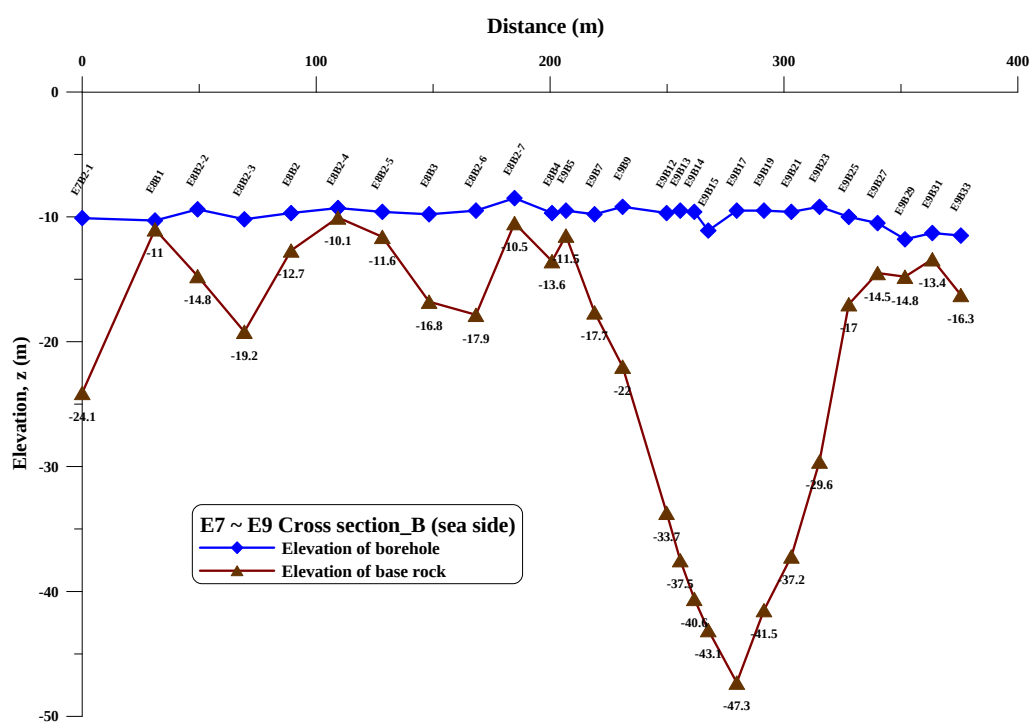


圖2-15 E7 ~ E9號碼頭靠海側之剖面圖

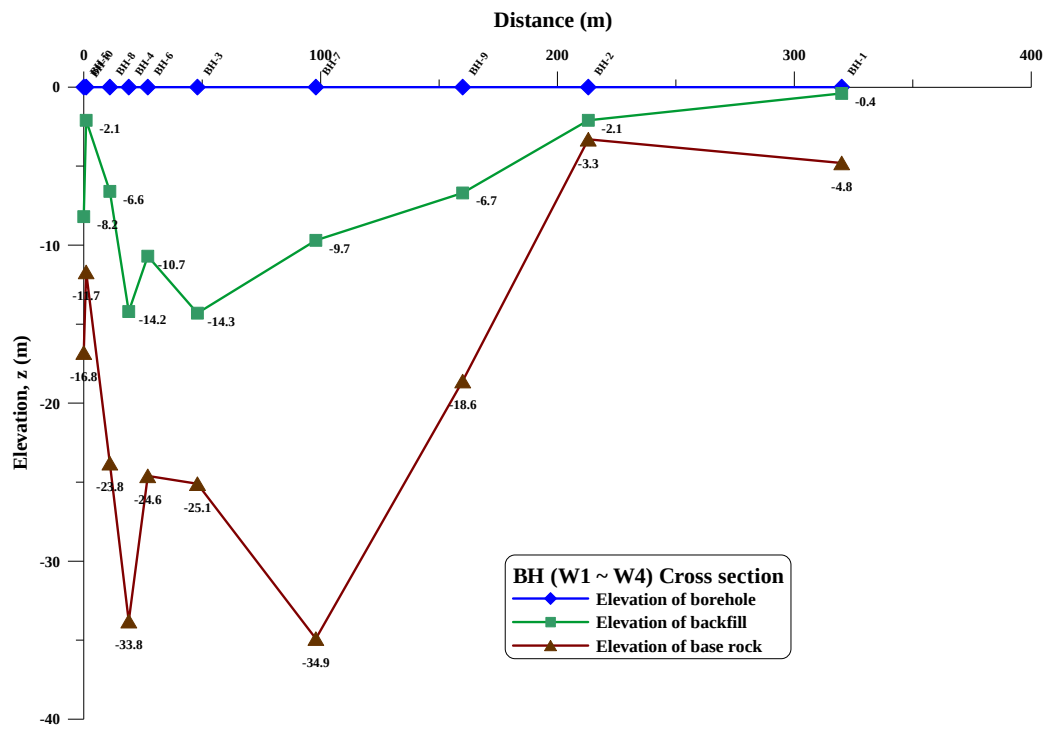


圖2-16 BH區域(W1~W4號碼頭)之剖面圖

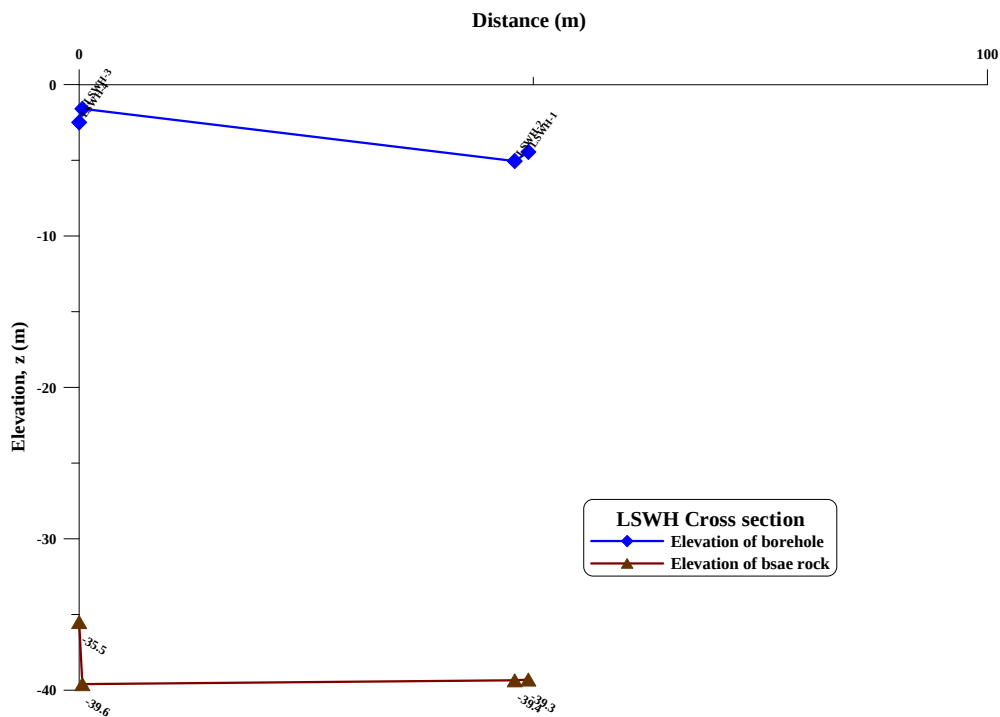


圖2-17 LSWH區域之剖面圖

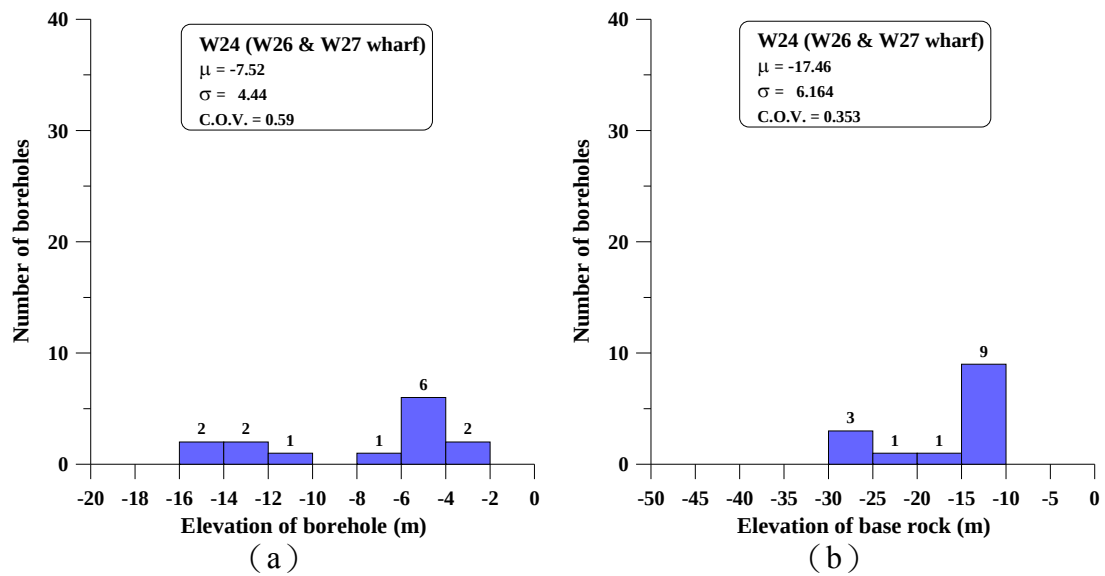


圖2-18 W26 & W27號碼頭之(a)鑽孔高程及(b)基岩高程統計圖

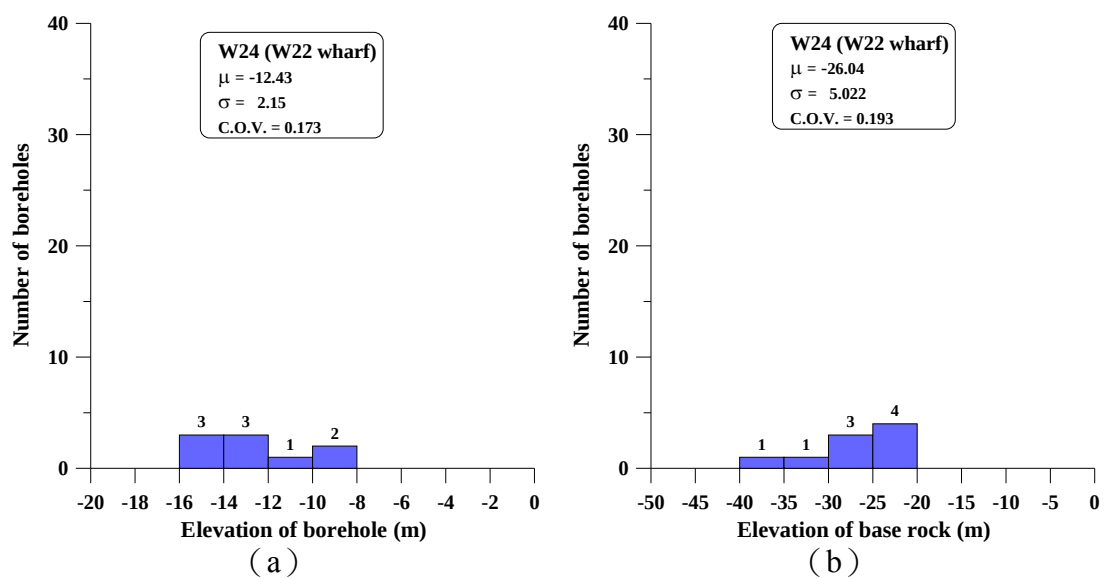


圖2-19 W22號碼頭之(a)鑽孔高程及(b)基岩高程統計圖

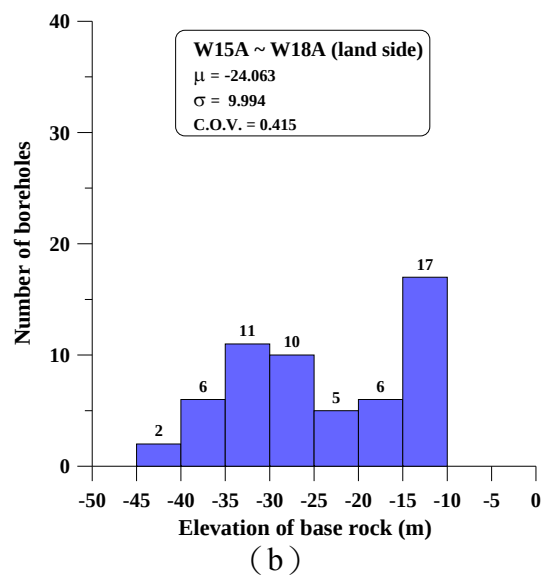
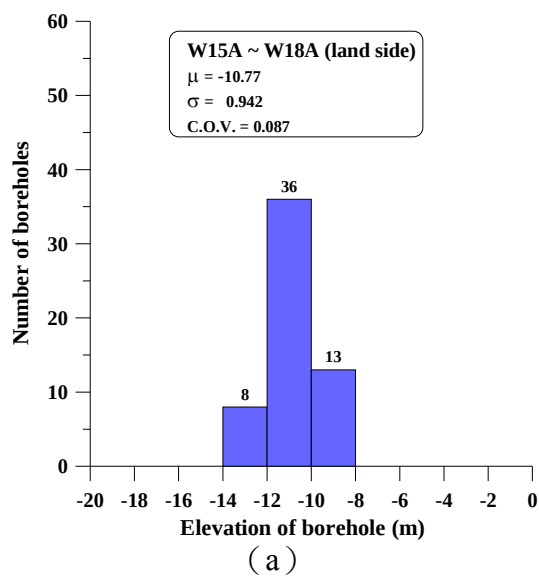


圖2-20 W15~W18號碼頭靠陸側之(a)鑽孔高程及(b)基岩高程統計圖

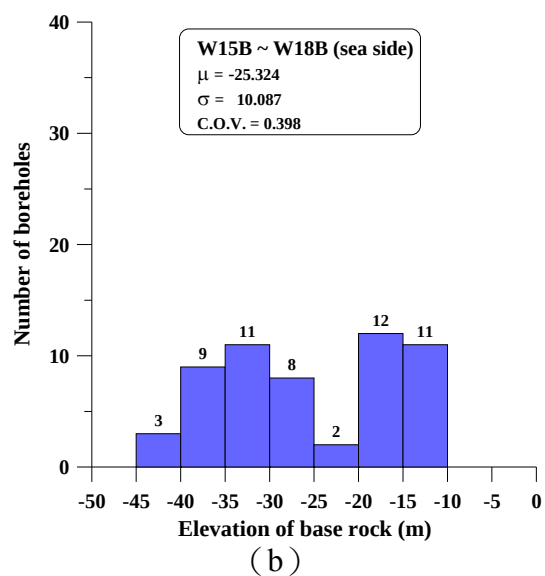
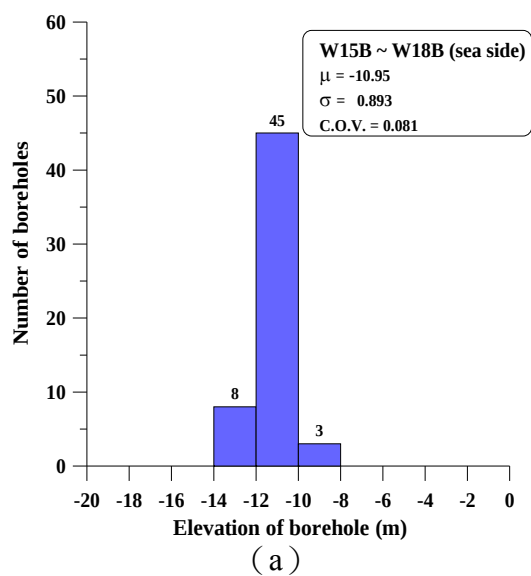


圖2-21 W15~W18號碼頭靠海側之(a)鑽孔高程及(b)基岩高程統計圖

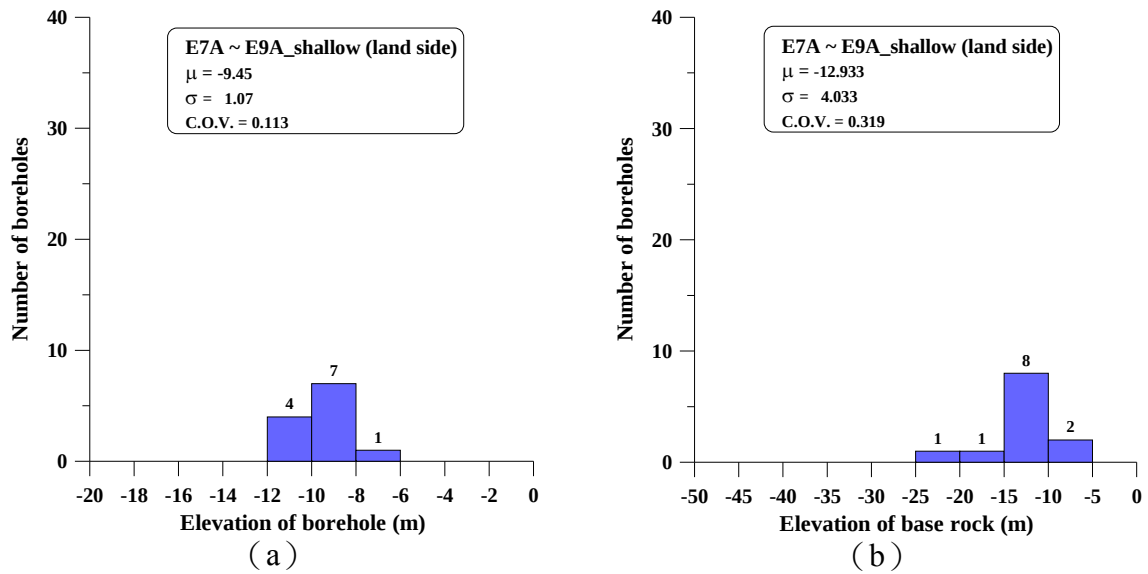


圖2-22 E7~E9號碼頭靠陸側淺區之(a)鑽孔高程及(b)基岩高程統計圖

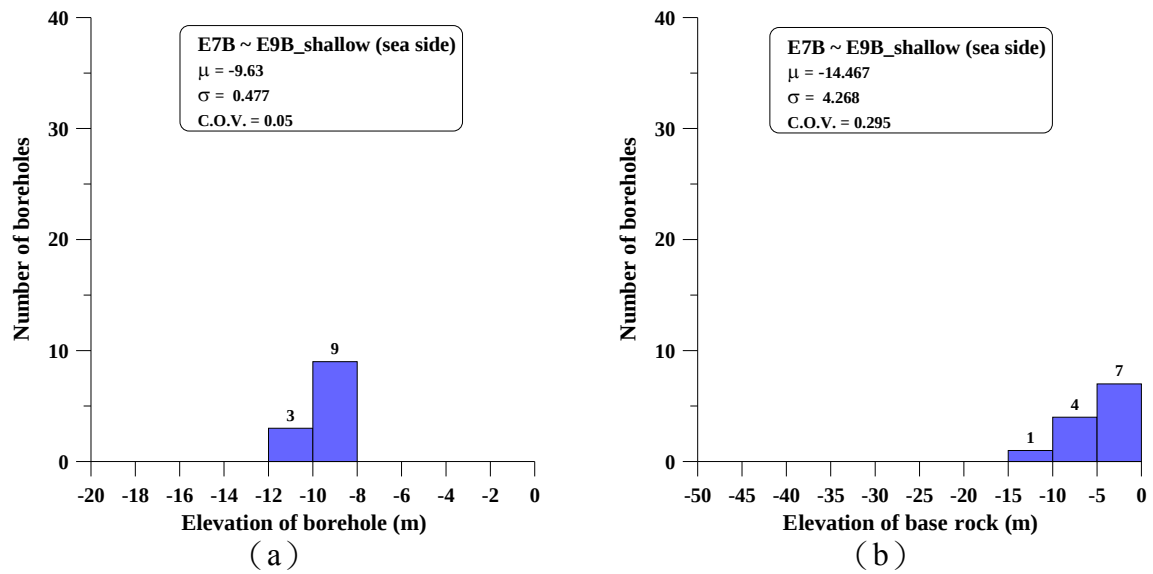


圖2-23 E7~E9號碼頭靠海側淺區之(a)鑽孔高程及(b)基岩高程統計圖

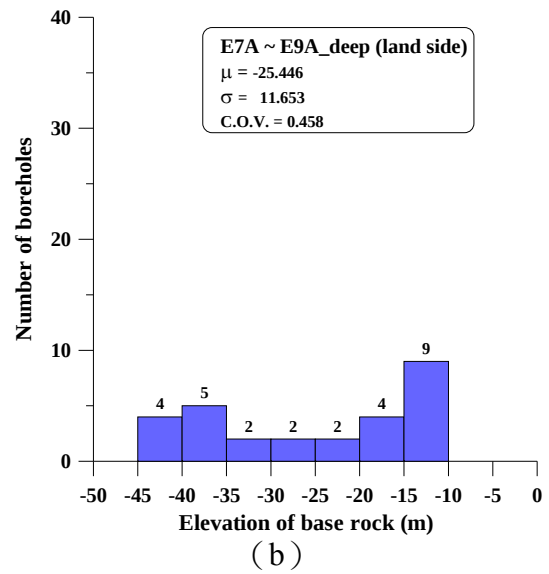
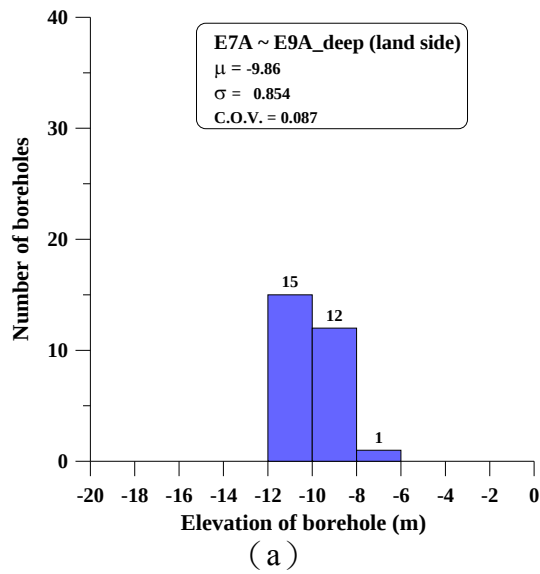


圖2-24 E7~E9號碼頭靠陸側深區之(a)鑽孔高程及(b)基岩高程統計圖

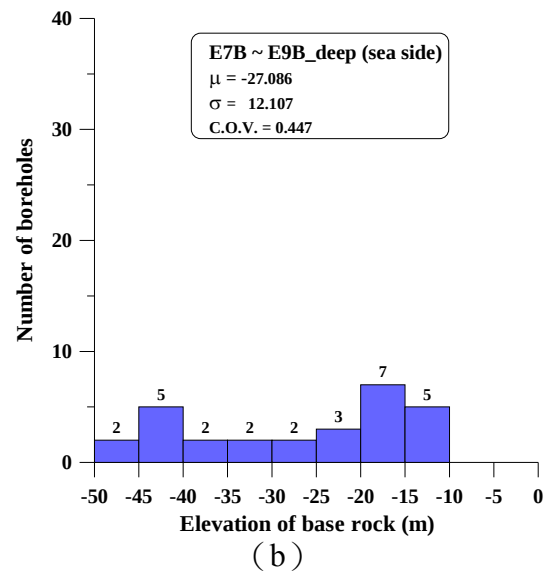
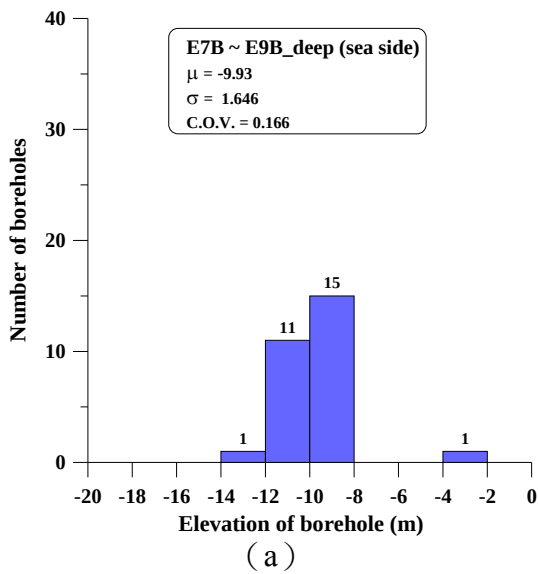


圖2-25 E7~E9號碼頭靠海側深區之(a)鑽孔高程及(b)基岩高程統計圖

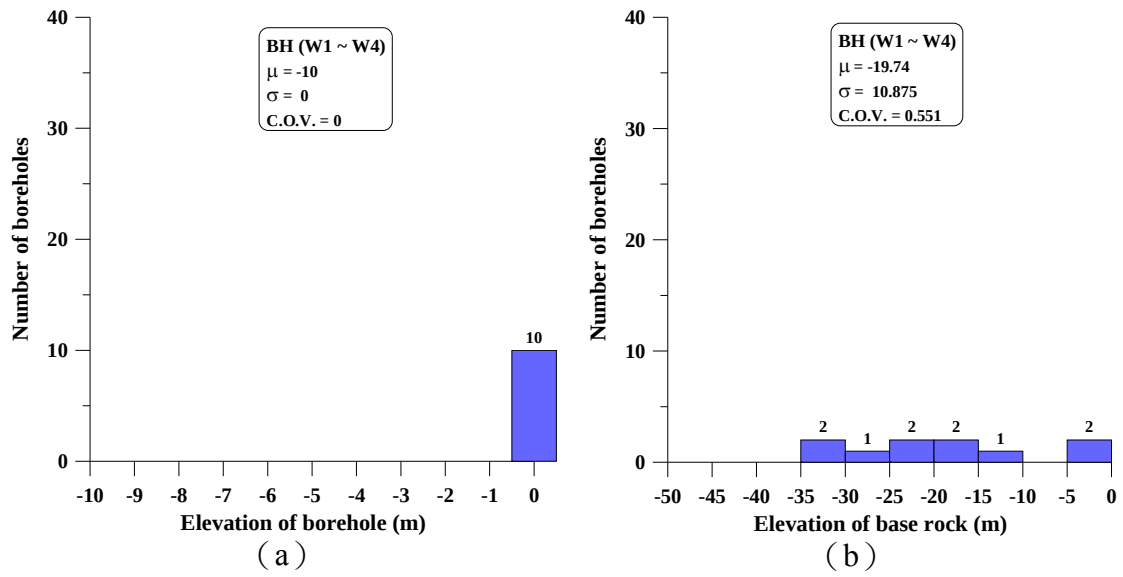


圖2-26 BH區域(W1~W4)之(a)鑽孔高程及(b)基岩高程統計圖

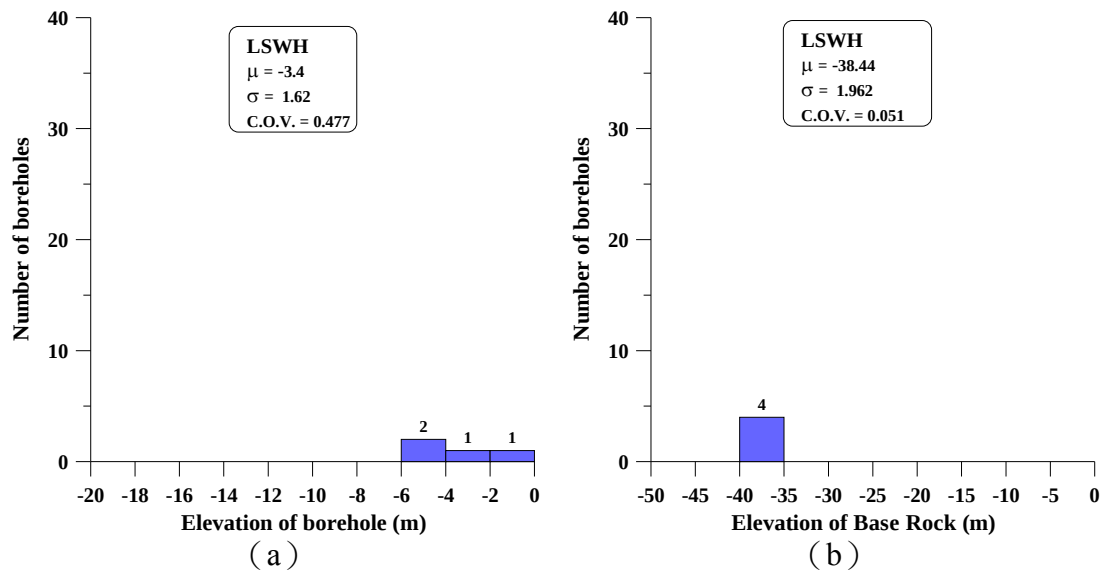


圖2-27 LSWH區域之(a)鑽孔高程及(b)基岩高程統計圖

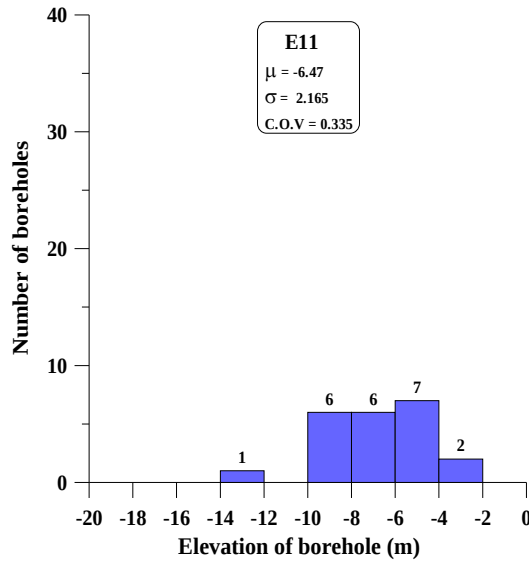


圖2-28 E11區域之鑽孔高程統計圖

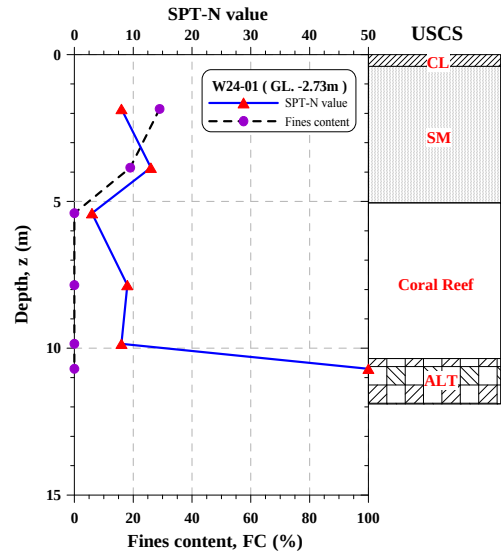


圖2-29 W24-01孔號剖面圖

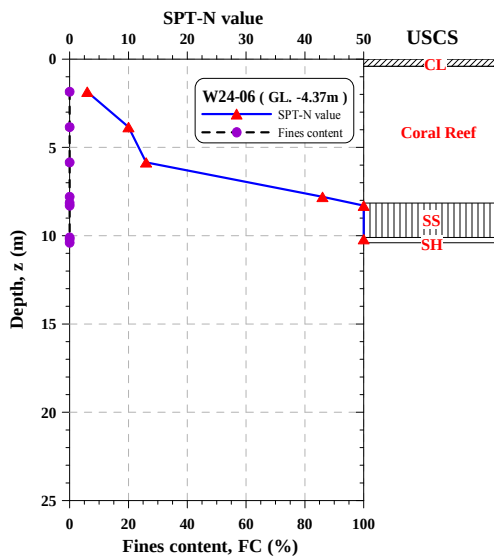


圖2-30 W24-06孔號剖面圖

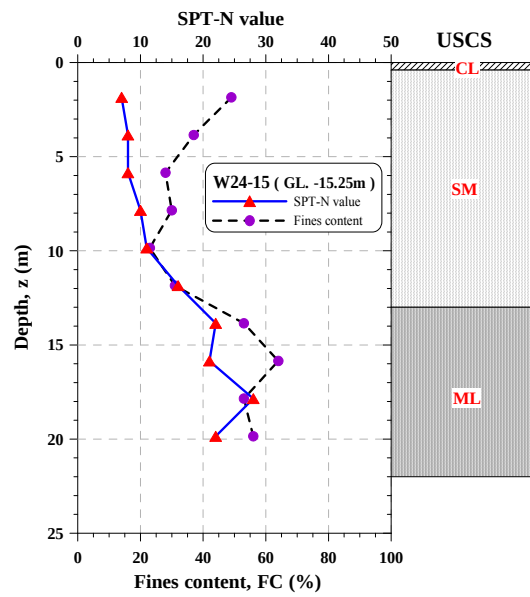


圖2-31 W24-15孔號剖面圖

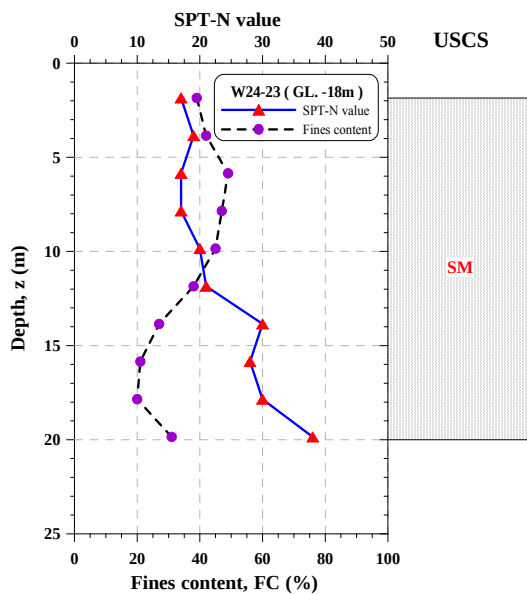


圖2-32 W24-23孔號剖面圖

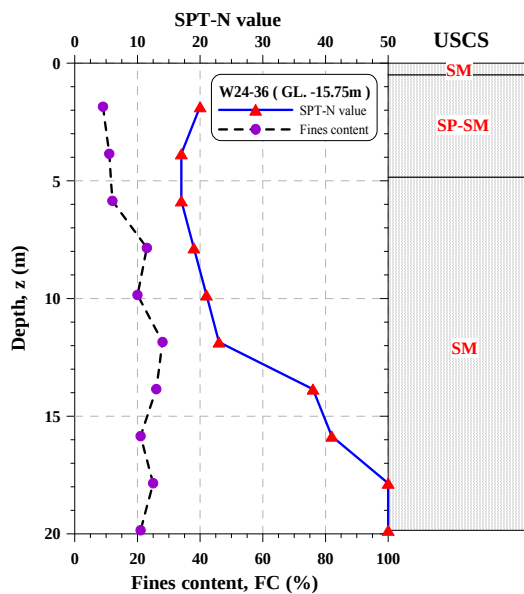


圖2-33 W24-36孔號剖面圖

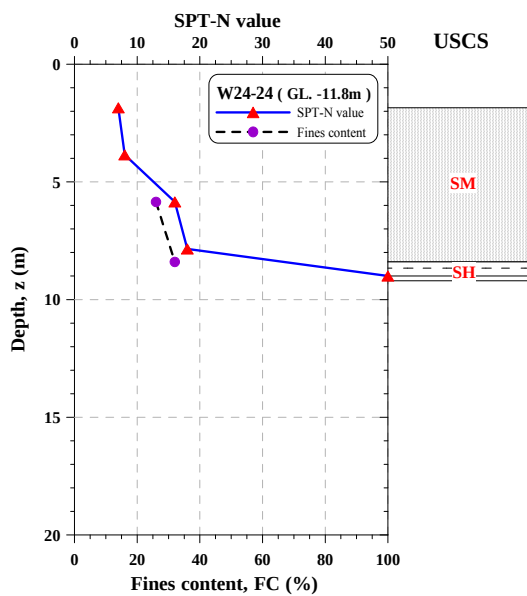


圖2-34 W24-24孔號剖面圖

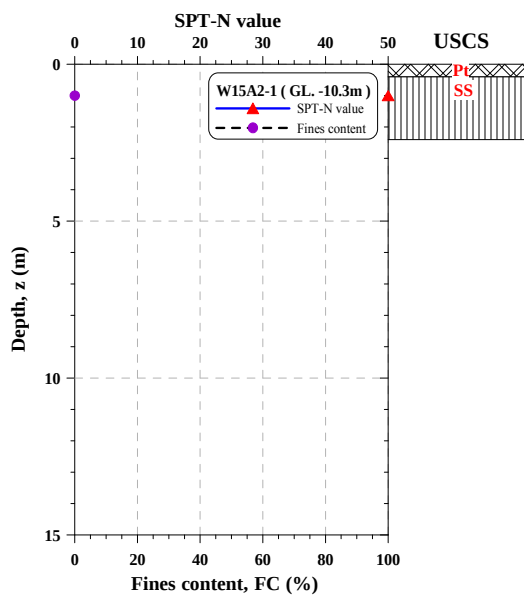


圖2-35 W15A2-1孔號剖面圖

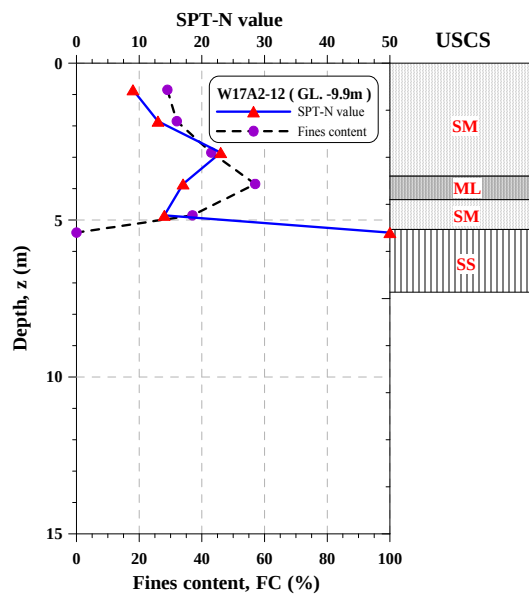


圖2-36 W17A2-12孔號剖面圖

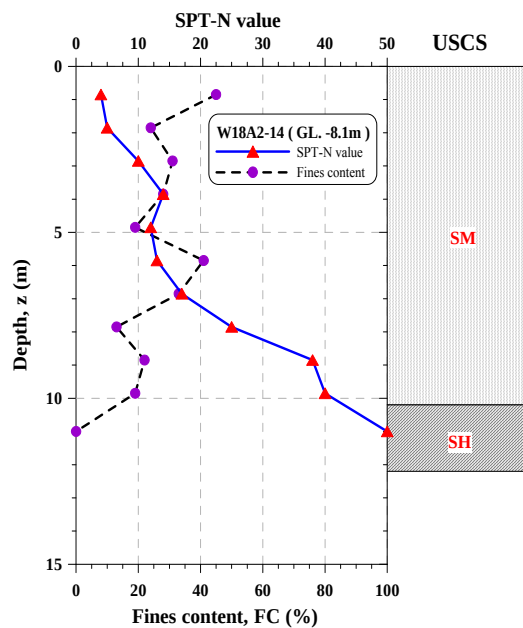


圖2-37 W18A2-14孔號剖面圖

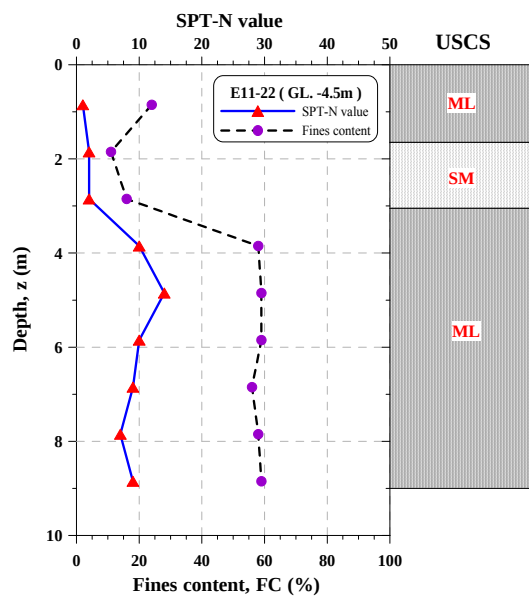


圖2-38 E11-22孔號剖面圖

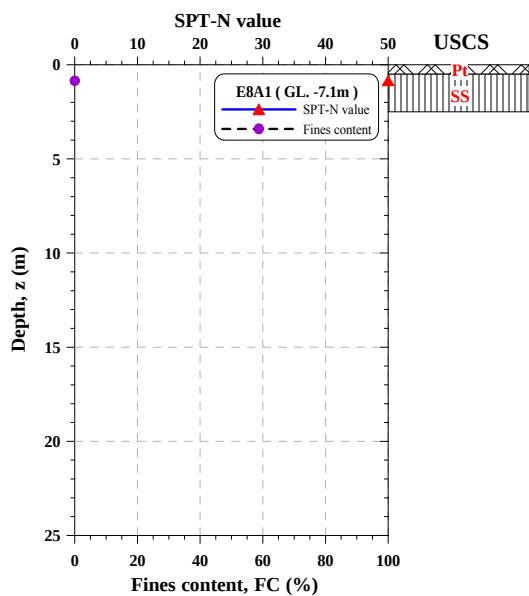


圖2-39 E8A1孔號剖面圖

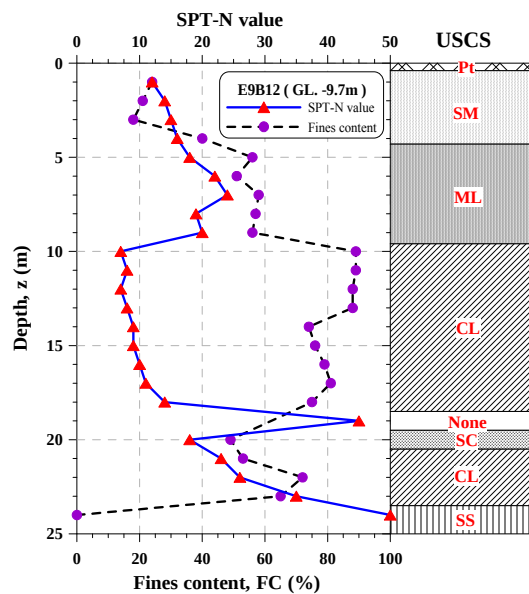


圖2-40 E9B12孔號剖面圖

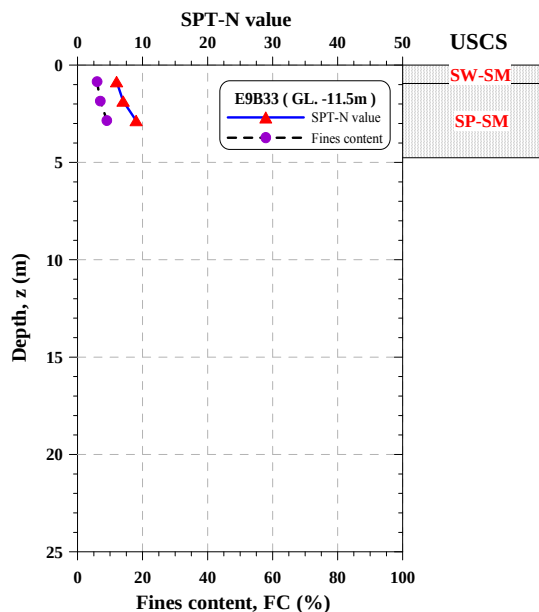


圖2-41 E9B33孔號剖面圖

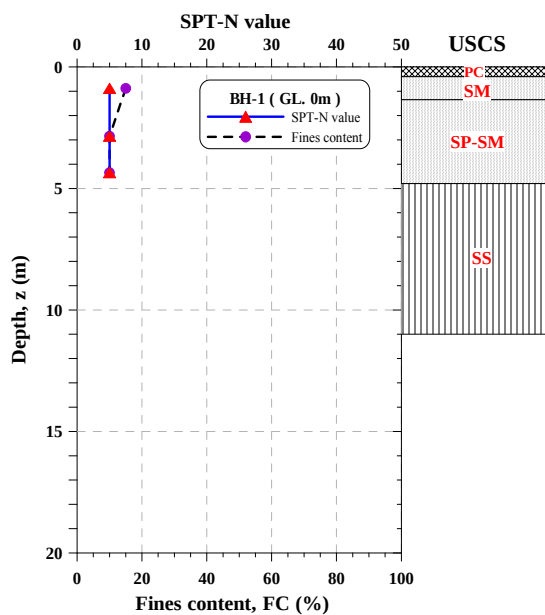


圖2-42 BH-1孔號剖面圖

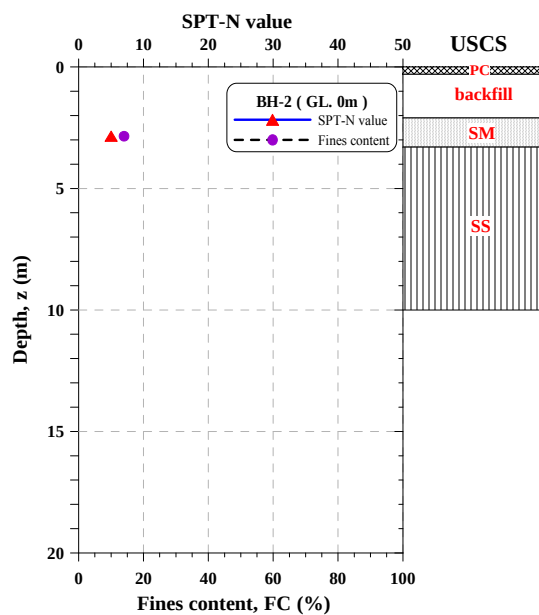


圖2-43 BH-2孔號剖面圖

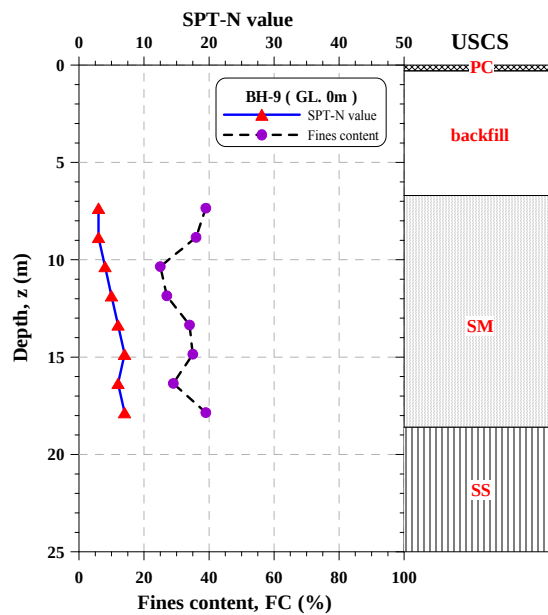


圖2-44 BH-3孔號剖面圖

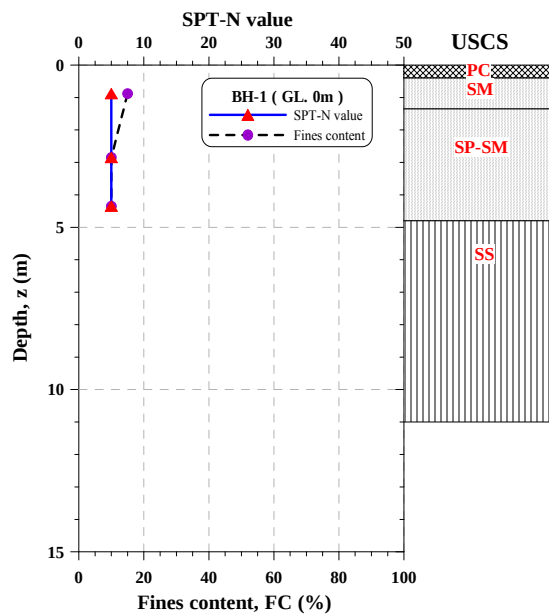


圖2-45 BH-4孔號剖面圖

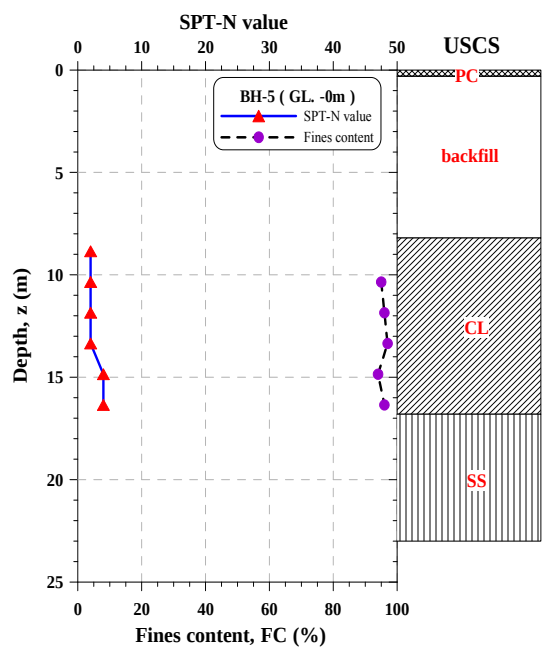


圖2-46 BH-5孔號剖面圖

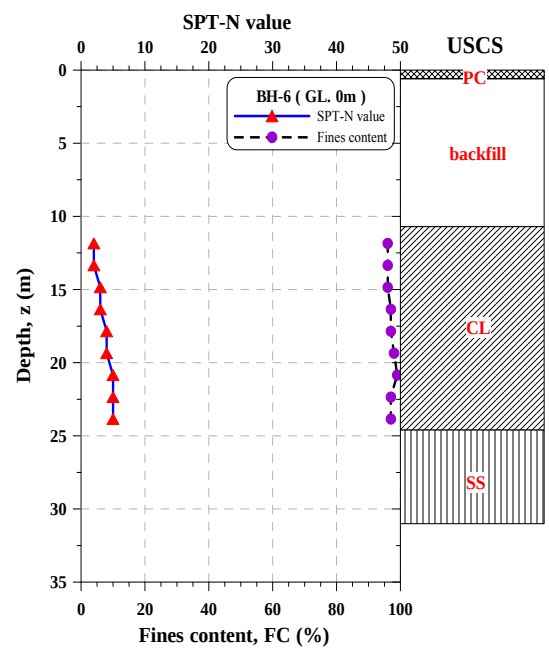


圖2-47 BH-6孔號剖面圖

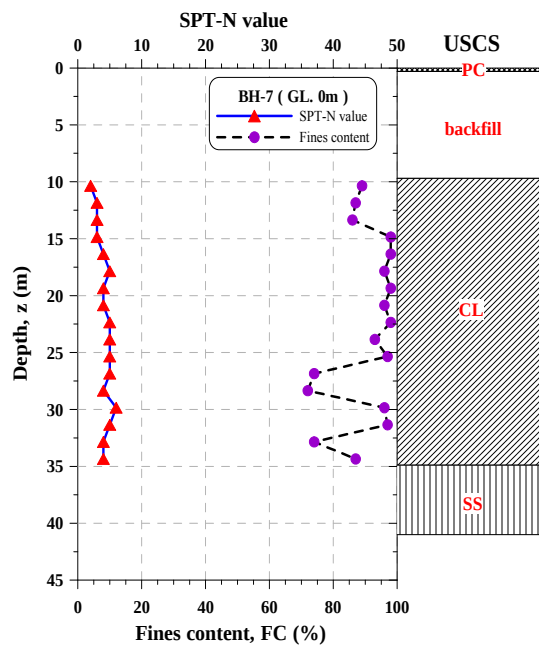


圖2-48 BH-7孔號剖面圖

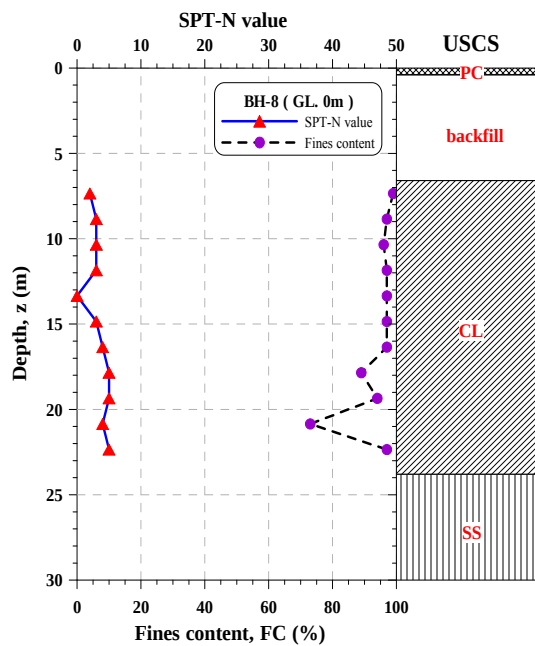


圖2-49 BH-8孔號剖面圖

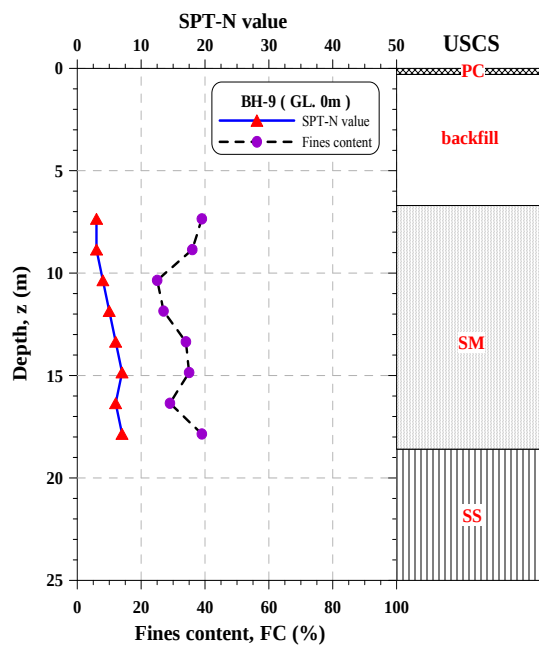


圖2-50 BH-9孔號剖面圖

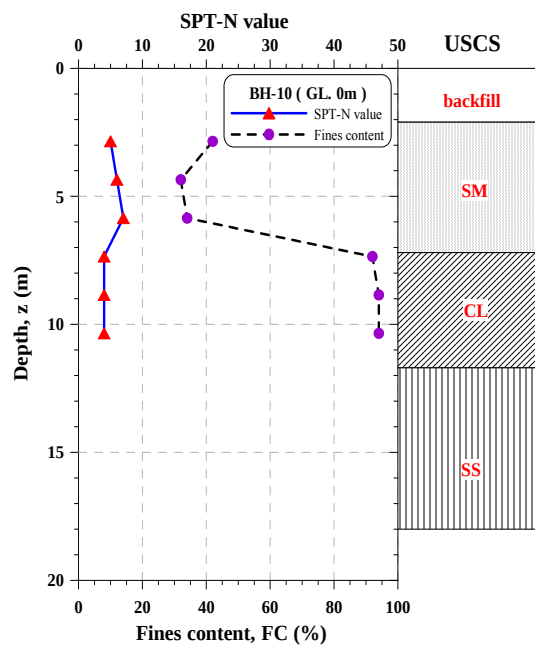


圖2-51 BH-10孔號剖面圖

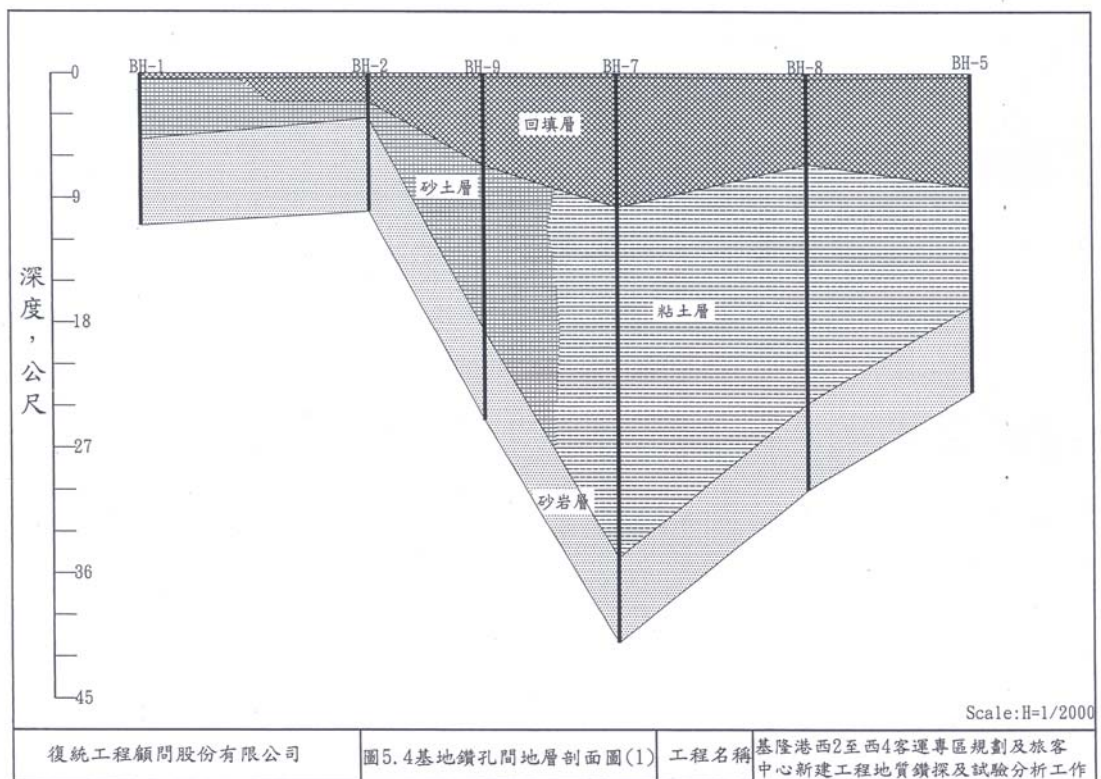


圖2-52 BH區域鑽孔間地層剖面圖(1) (復統工程顧問公司，2008)

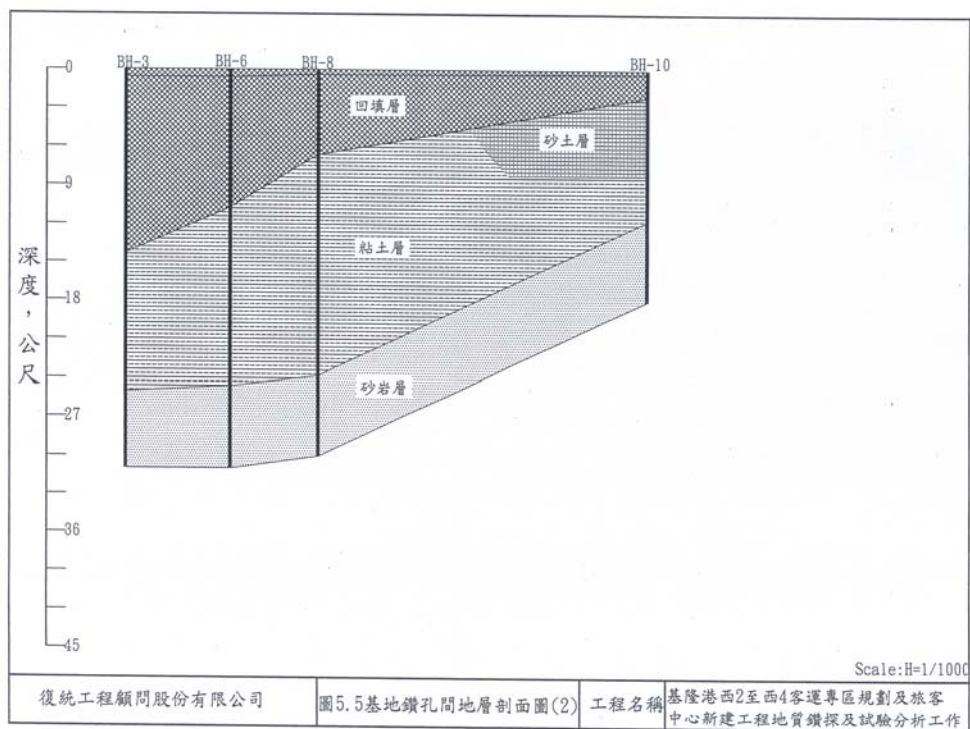


圖2-53 BH區域鑽孔間地層剖面圖(2) (復統工程顧問公司，2008)

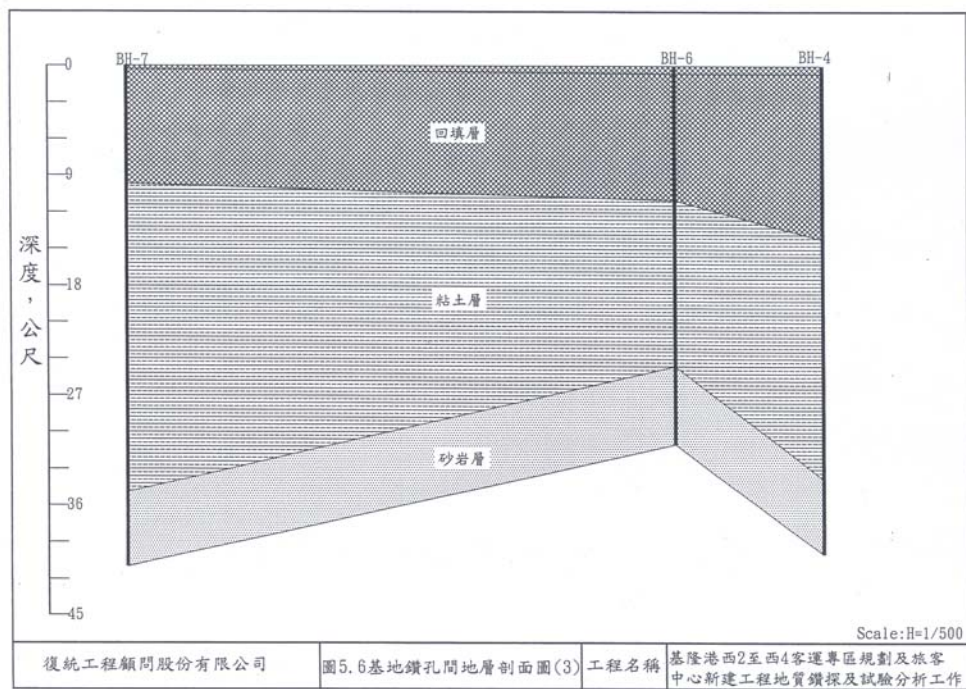


圖2-54 BH區域鑽孔間地層剖面圖(3) (復統工程顧問公司，2008)

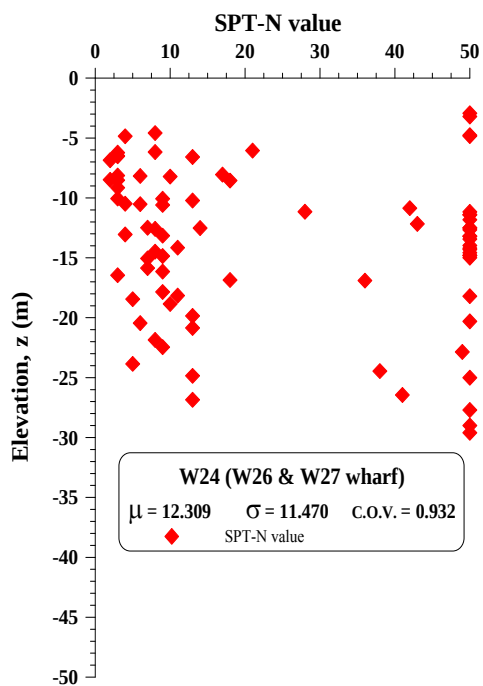


圖2-55 W26 & W27號碼頭之N值與深度關係圖

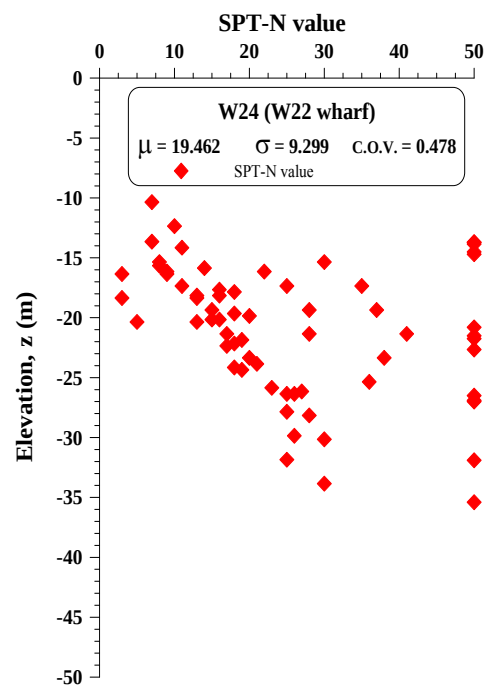


圖2-56 W22號碼頭之N值與深度關係圖

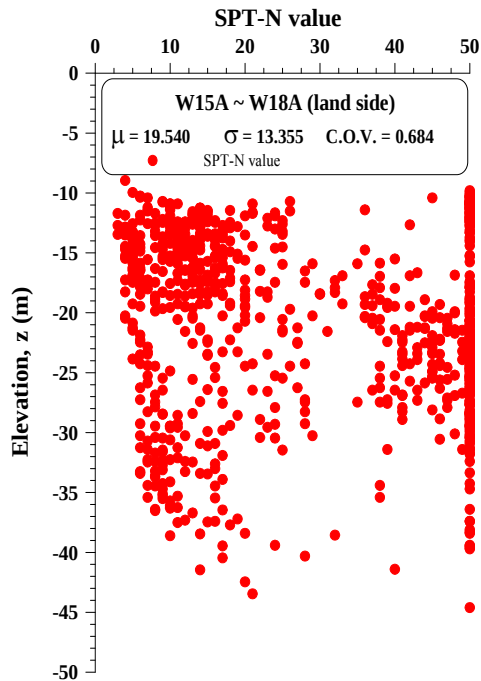


圖 2-57 W15A~W18 號碼頭靠陸側之N值與深度關係圖

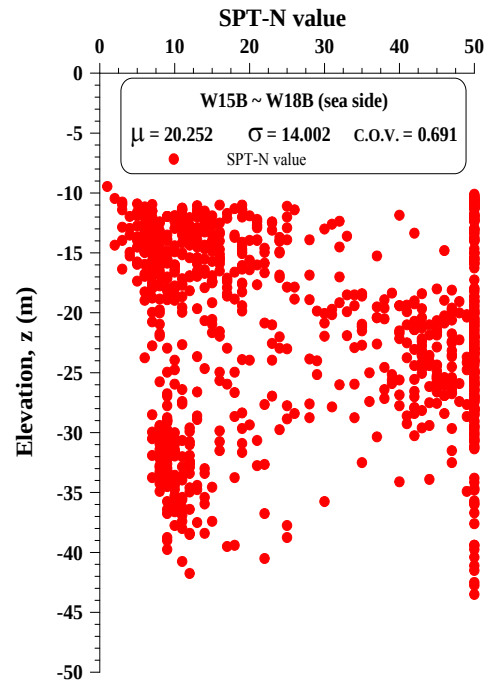


圖2-58 W15A~W18號碼頭靠海側之N值與深度關係圖

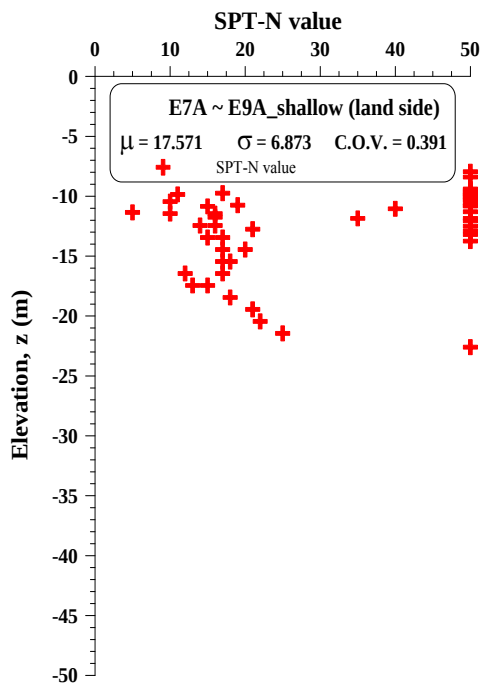


圖2-59 E7~E9號碼頭靠陸側淺區之N值與深度關係圖

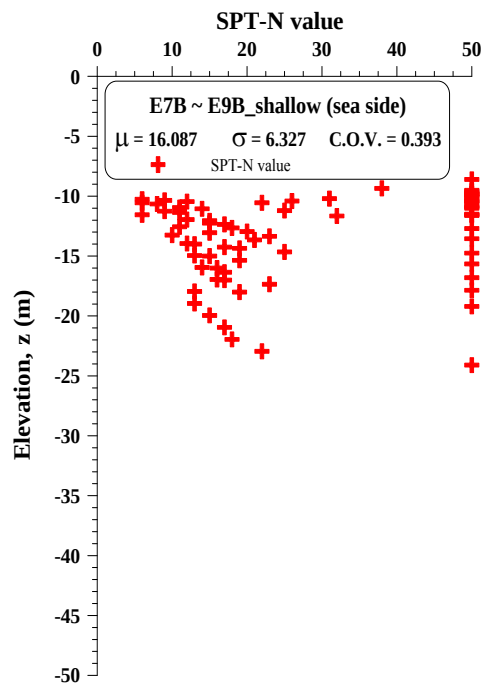


圖2-60 E7~E9號碼頭靠海側淺區之N值與深度關係圖

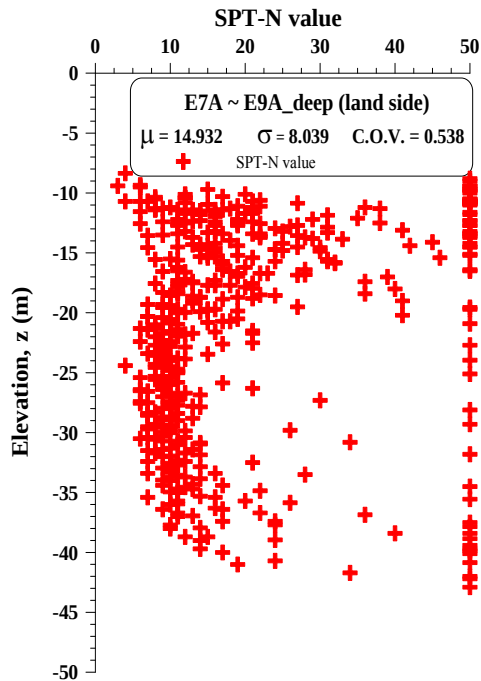


圖2-61 E7~E9號碼頭靠陸側深區  
之N值與深度關係圖

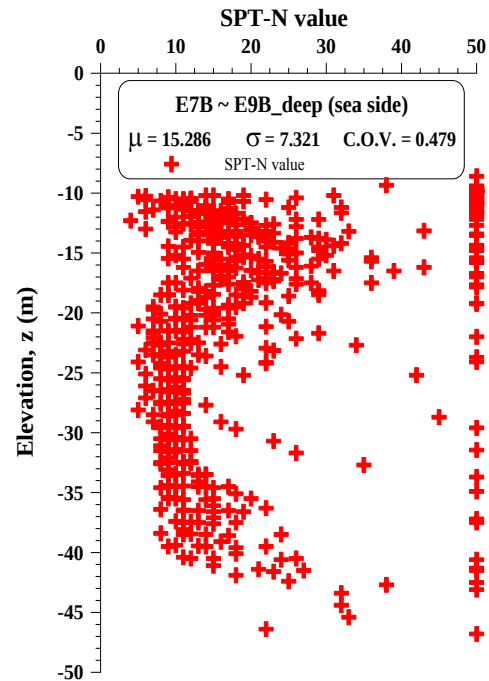


圖2-62 E7~E9號碼頭靠海側深區  
之N值與深度關係圖

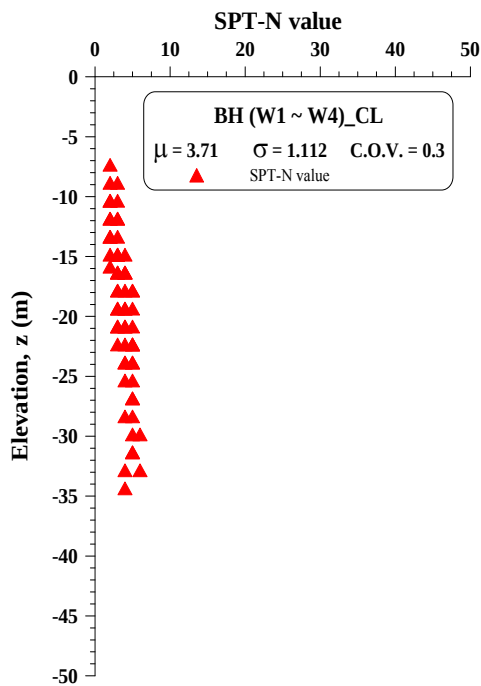


圖2-63 BH區域 (W1~W4) CL  
土質之N值與深度關係圖

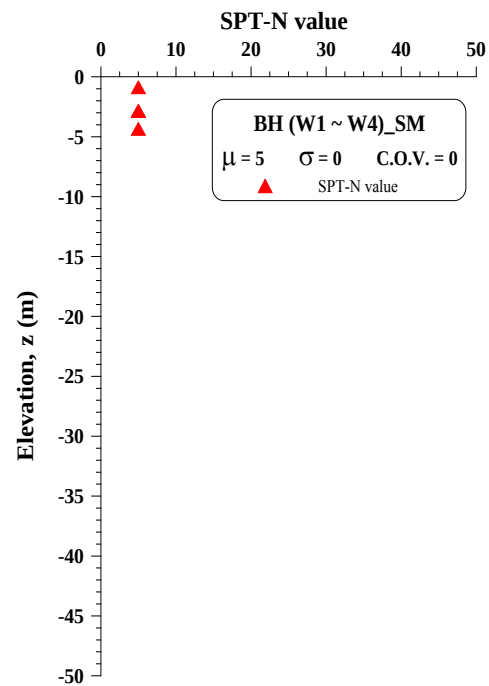


圖2-64 BH區域 (W1~W4) SM  
土質之N值與深度關係圖

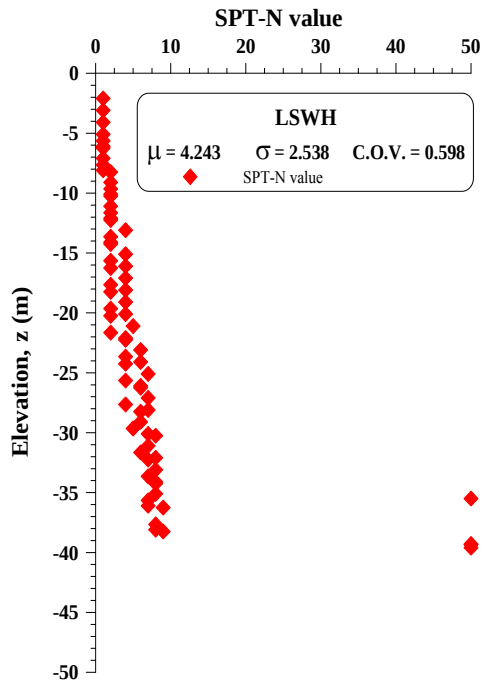


圖2-65 LSWH區域之N值與深度關係圖

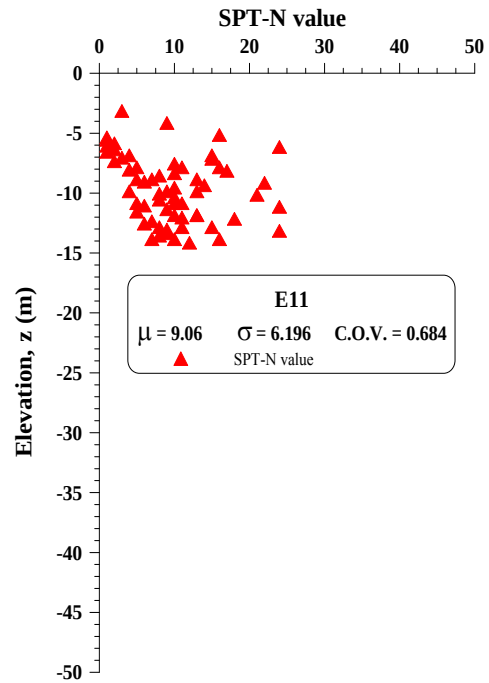


圖2-66 E11區域之N值與深度關係圖

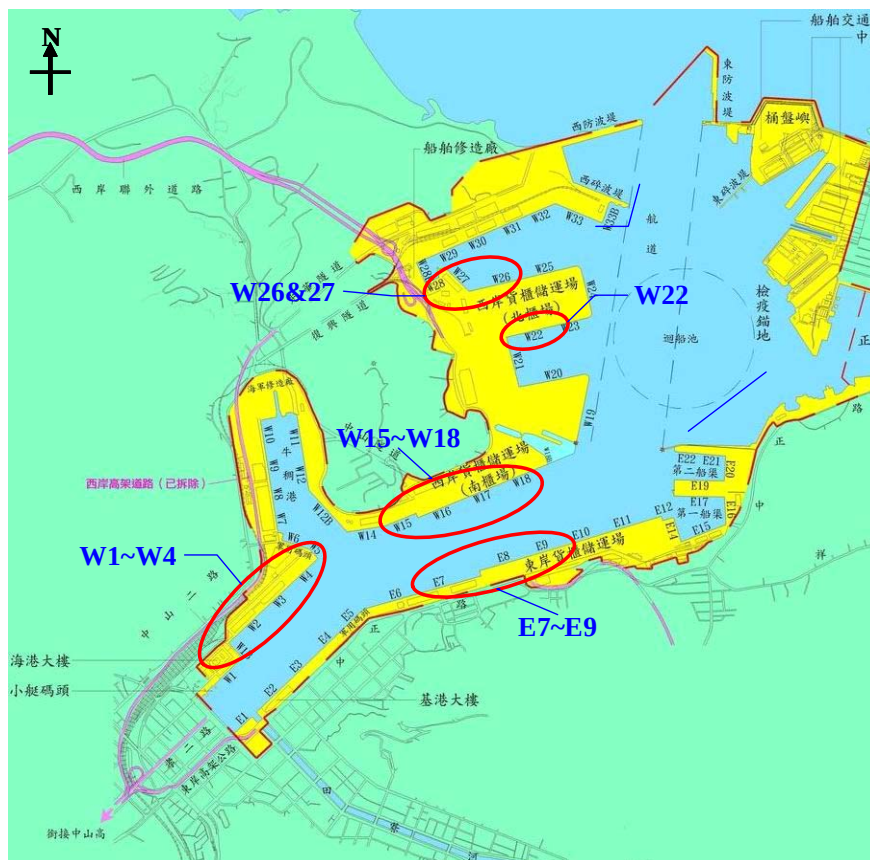


圖2-67 簡化土層區域示意圖

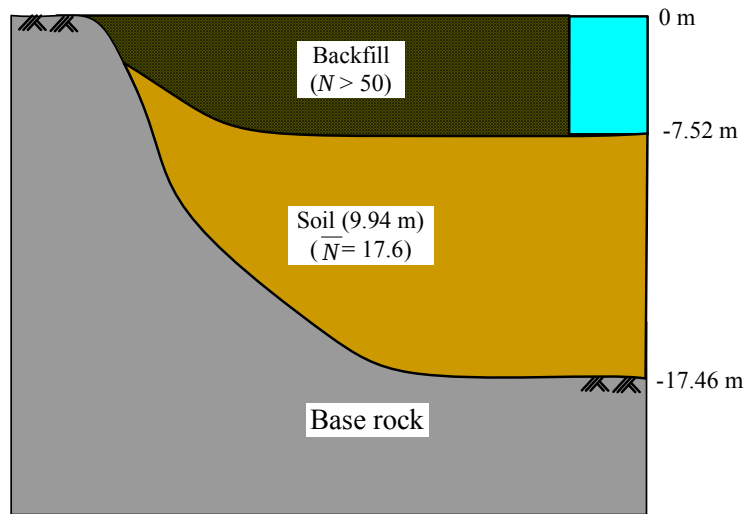


圖2-68 W26 & W27號碼頭之簡化土層剖面圖

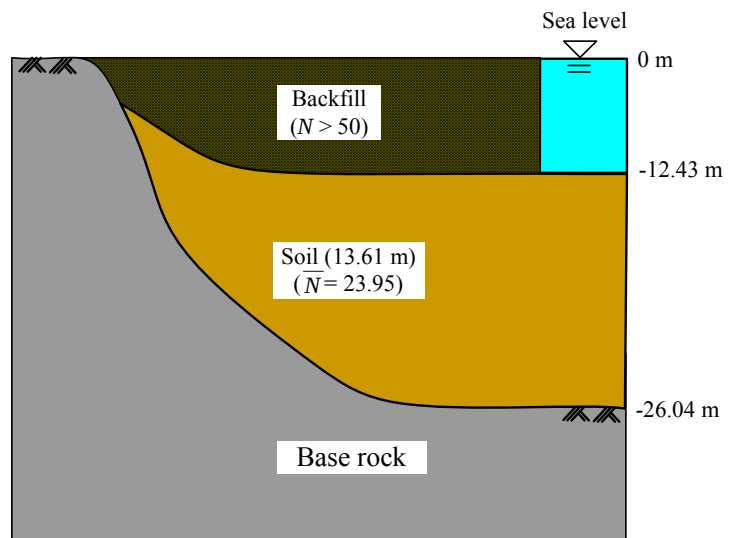


圖2-69 W22號碼頭之簡化土層剖面圖

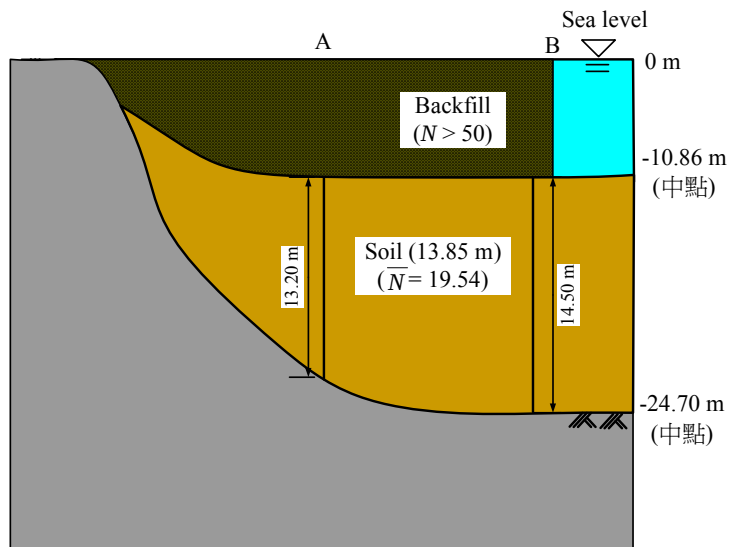


圖2-70 W15~W18號碼頭之簡化土層剖面圖

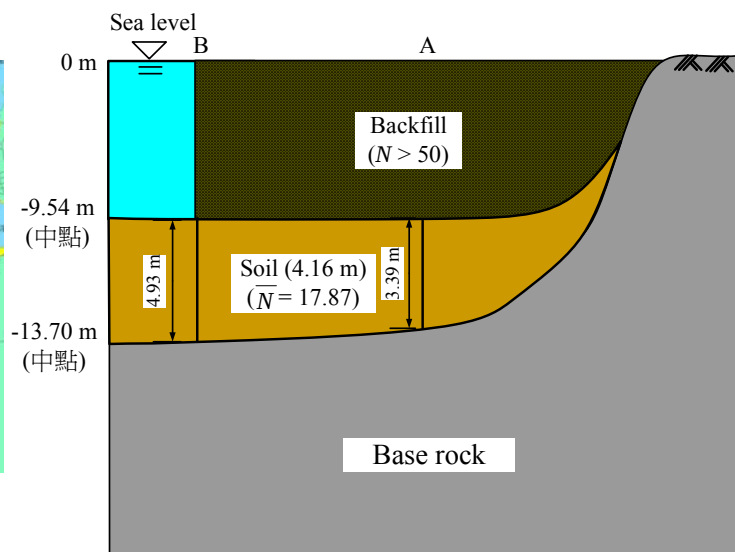


圖2-71 E7~E9號碼頭淺區之簡化土層剖面圖

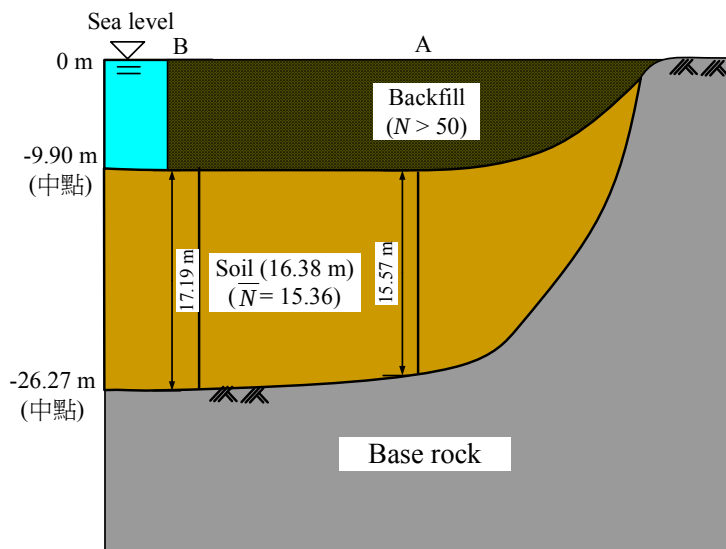


圖2-72 E7~E9號碼頭深區之簡化土層剖面圖

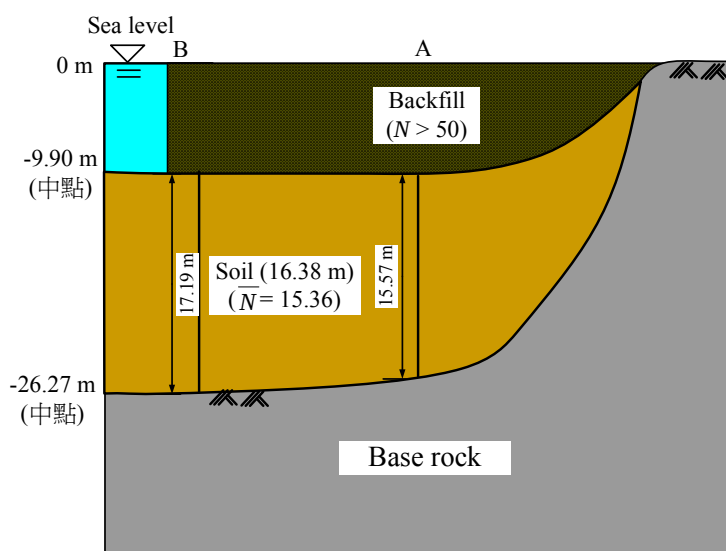


圖2-73 BH區域 (W1~W4號碼頭) 之簡化土層剖面圖

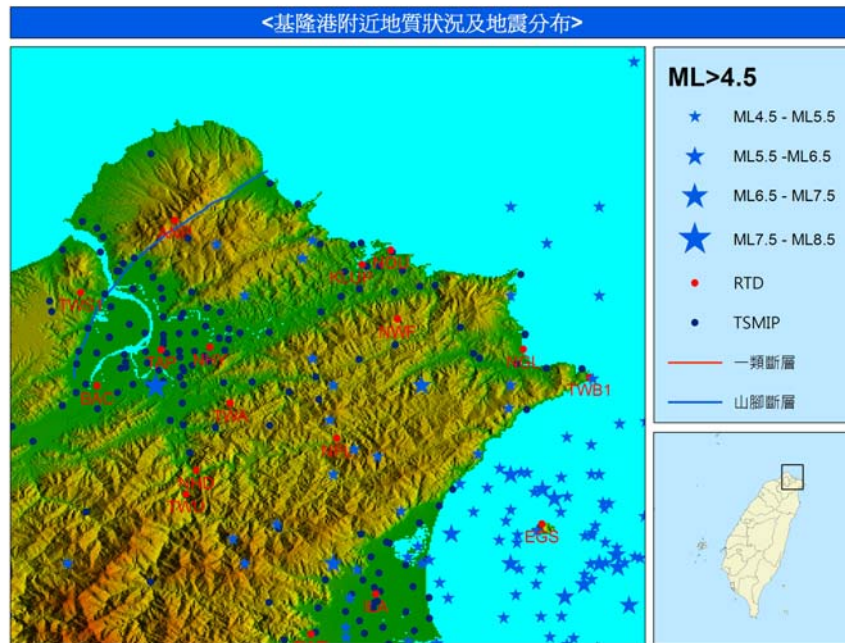


圖2-74 基隆港區(KLUP)附近之歷史地震分布

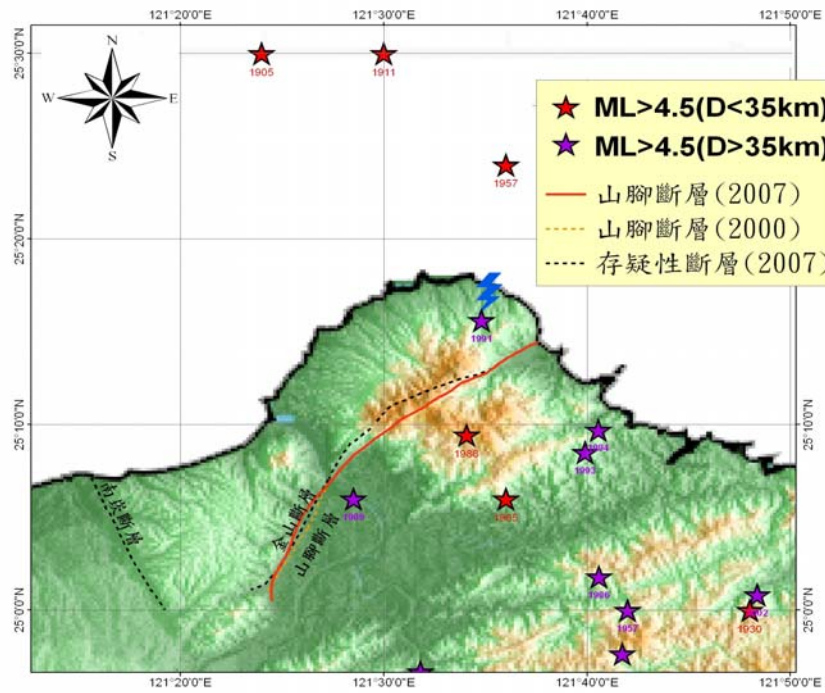


圖2-75 山腳斷層位置

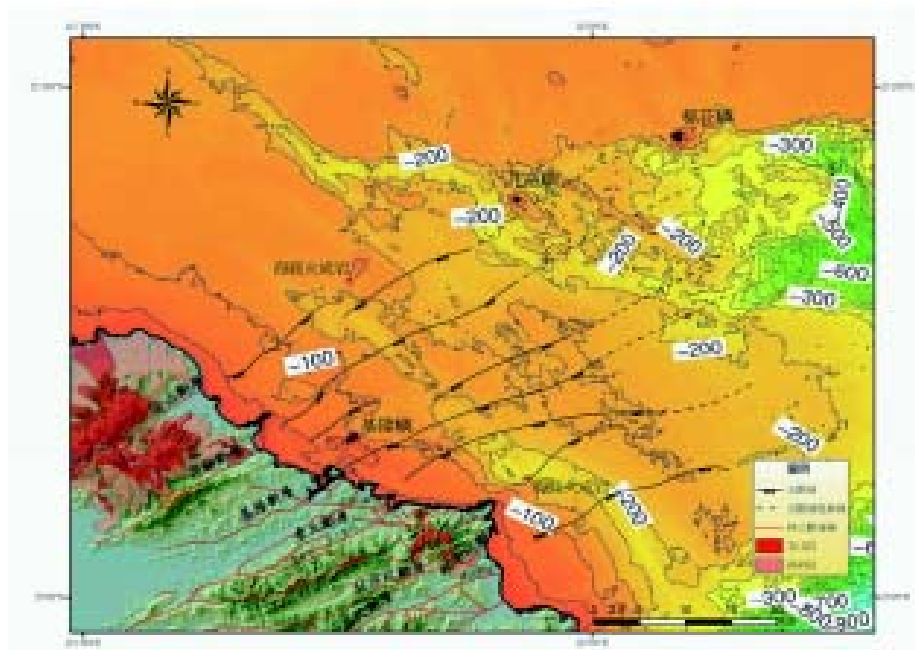


圖2-76 山腳斷層位置與臺灣東北部海域可能之正斷層分佈

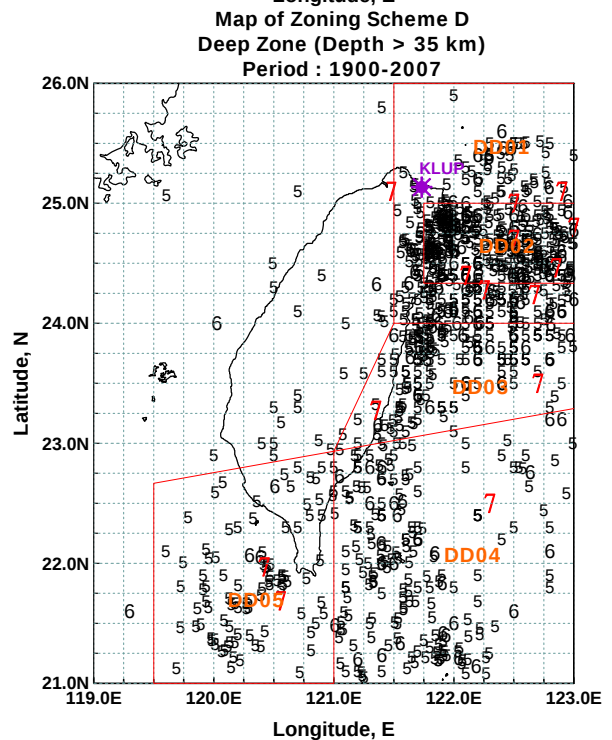
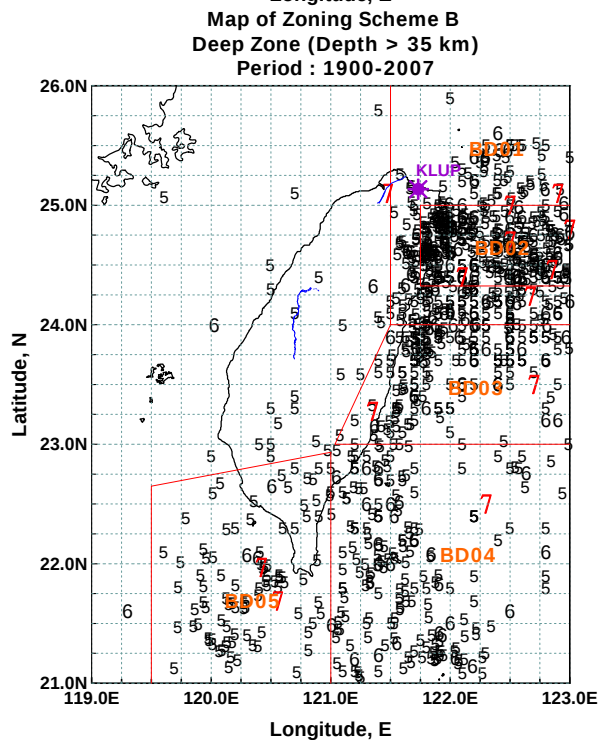
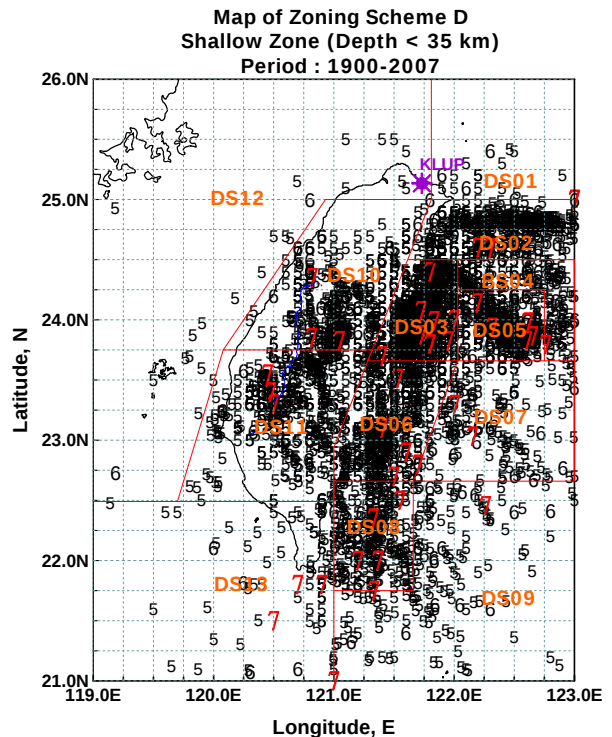
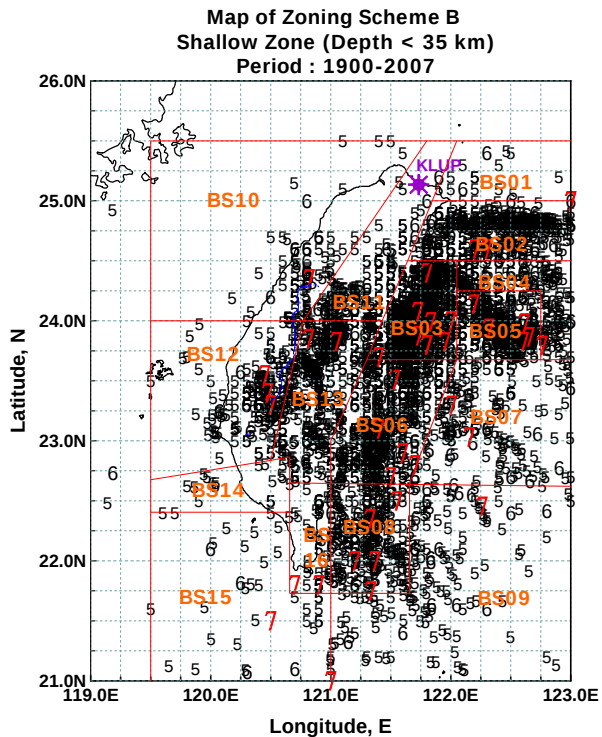


圖2-77 基隆港位置與震源分區



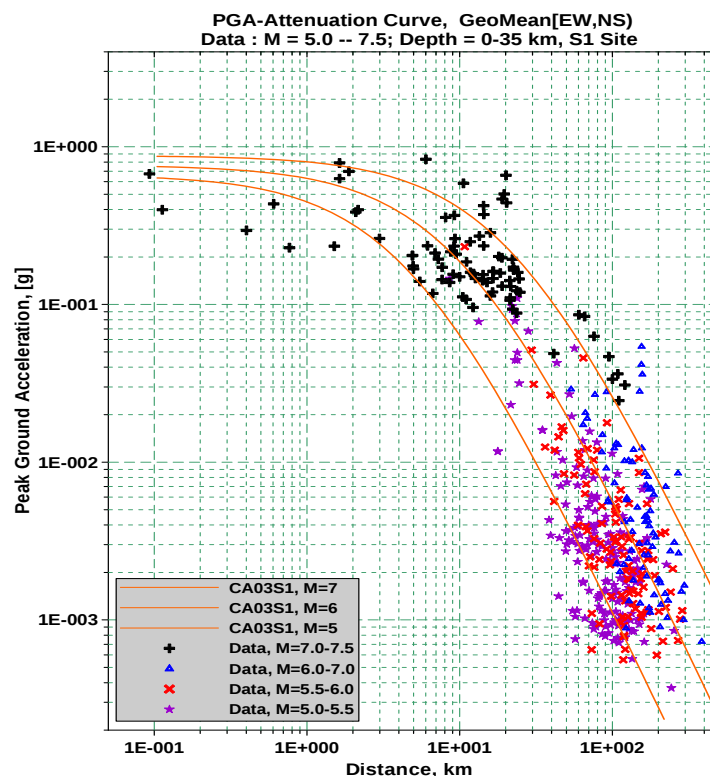


圖2-79 本報告所使用之堅硬地盤衰減律與地震資料之比較

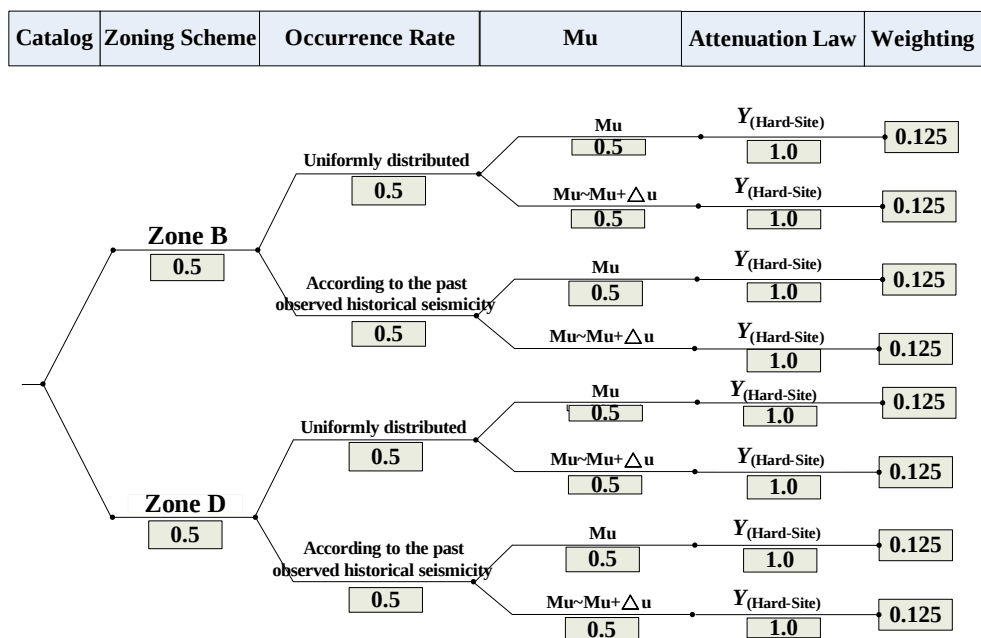


圖2-80 建立永安廠適用之最終地震危害度曲線之邏輯樹圖

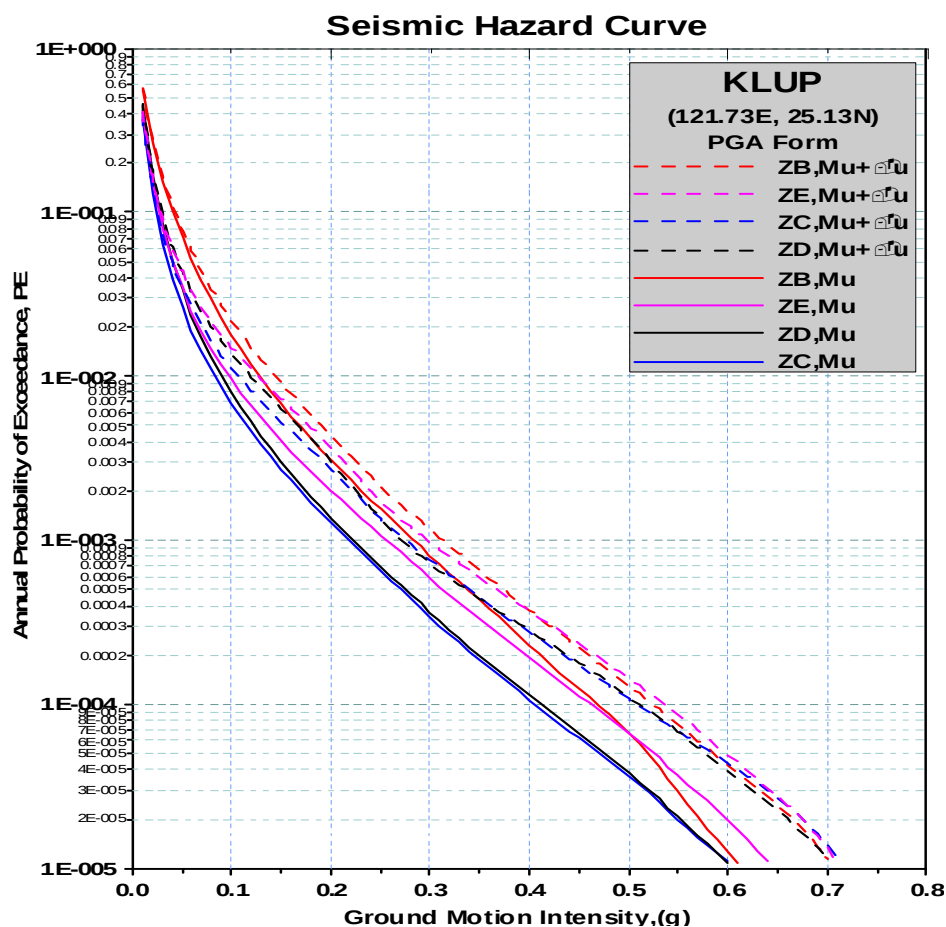


圖2-81 依據不同參數所產生之基隆港區地震危害曲線

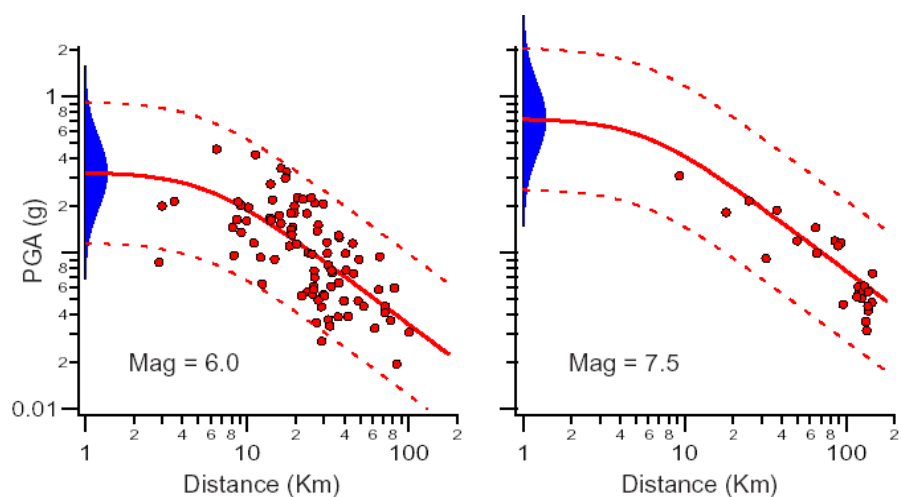


圖2-82 以對數機率密度分佈模擬由地震動衰减律所帶來的資料離散性  
對於地震危害度曲線之不確定性

## Finial Mean Hazard Curve ,KLUP Site (Hard Site)

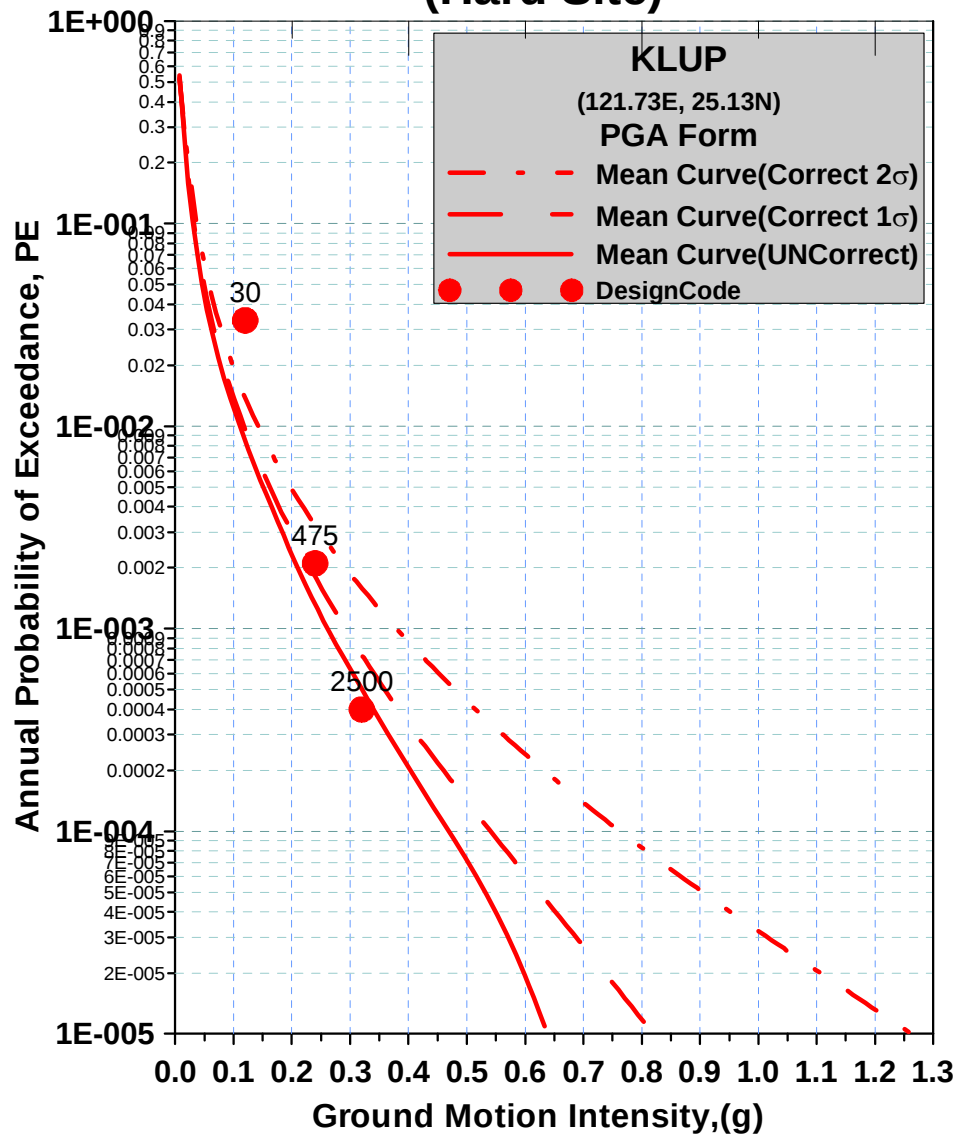
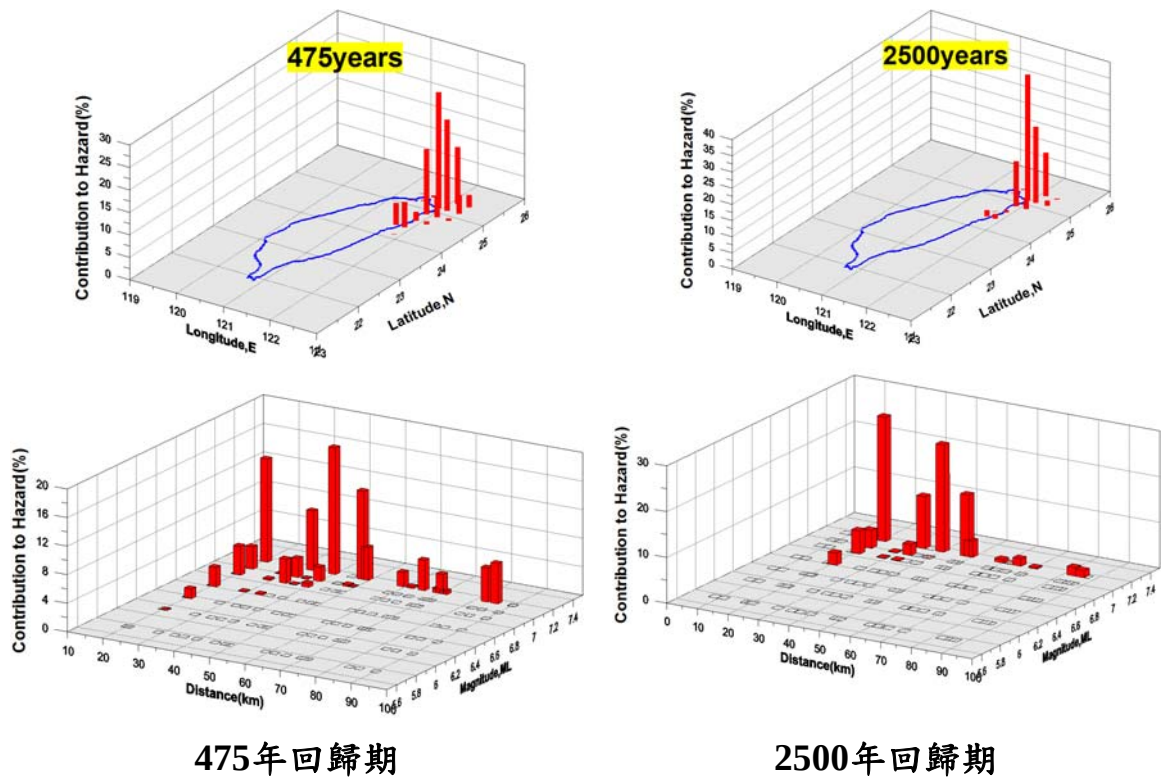


圖2-83 基隆港區之平均地震危害度曲線



475年回歸期

2500年回歸期

圖 2-84 基隆港區之地震危害度貢獻來源及分佈

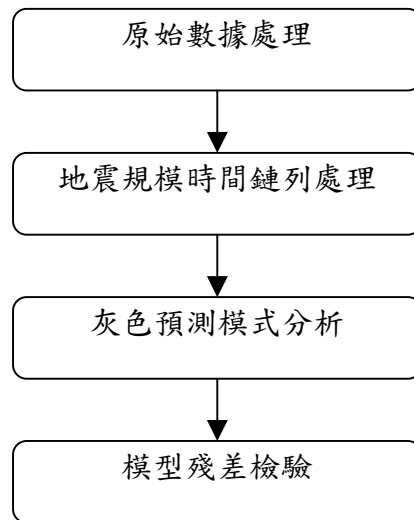


圖2-85 GM(1,1)灰預測流程圖

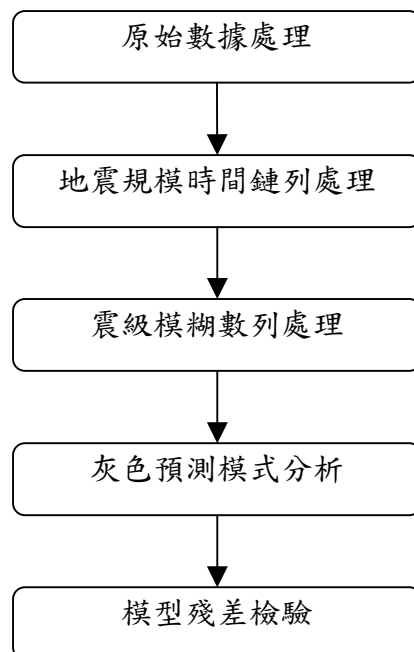


圖2-86 灰色模糊預測流程圖

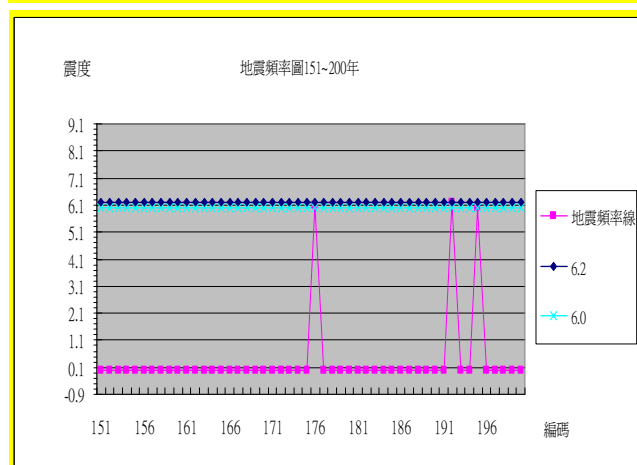
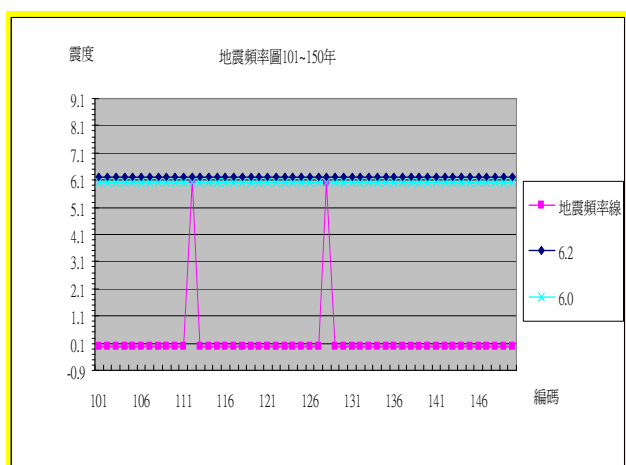
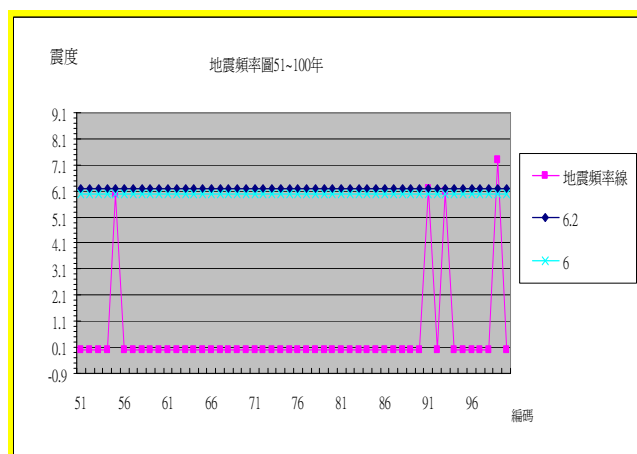
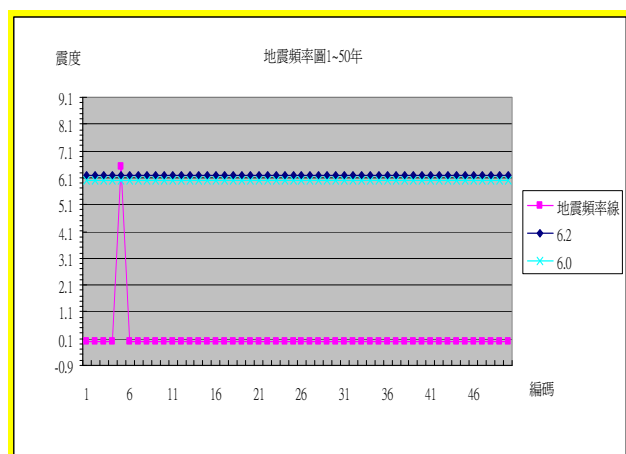


圖2-87 序號1-200地震頻率圖

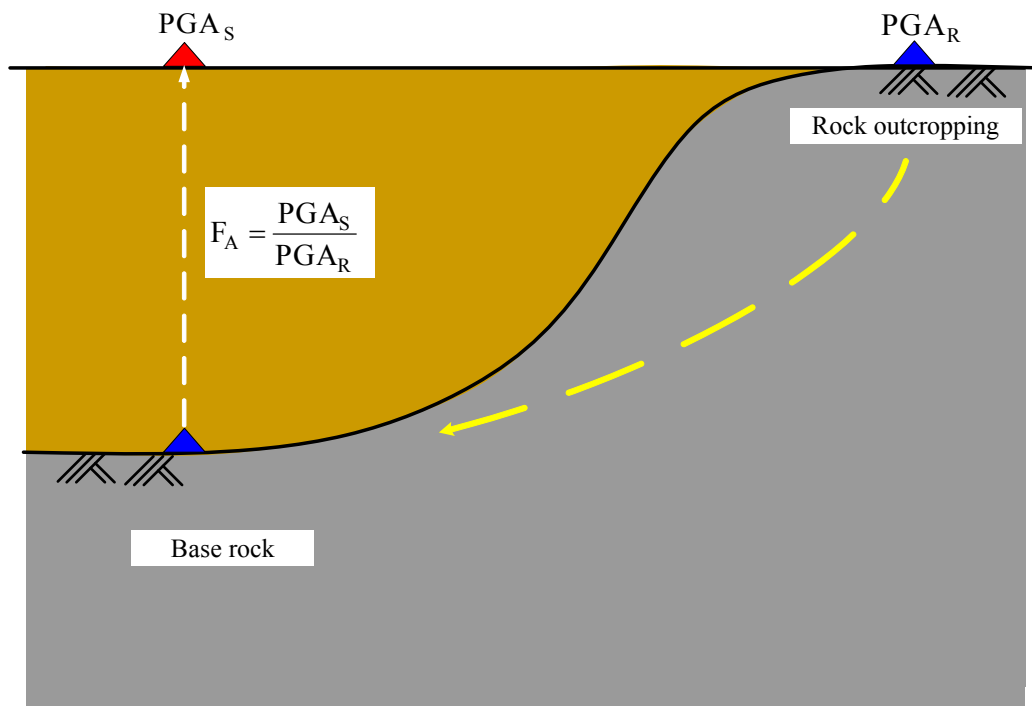


圖2-88 地盤反應分析模型

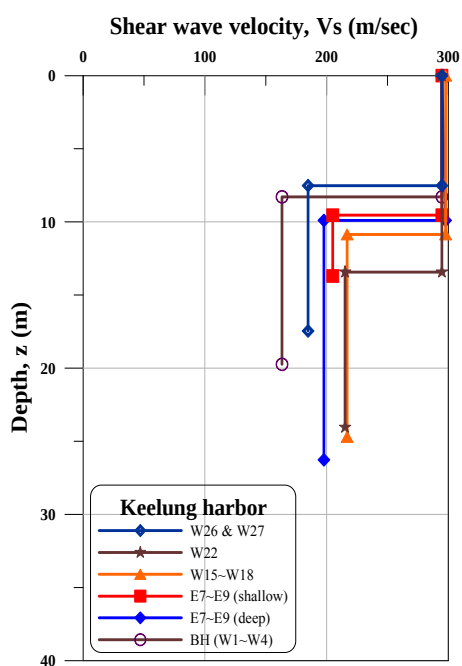


圖2-89 各簡化土層Vs剖面圖

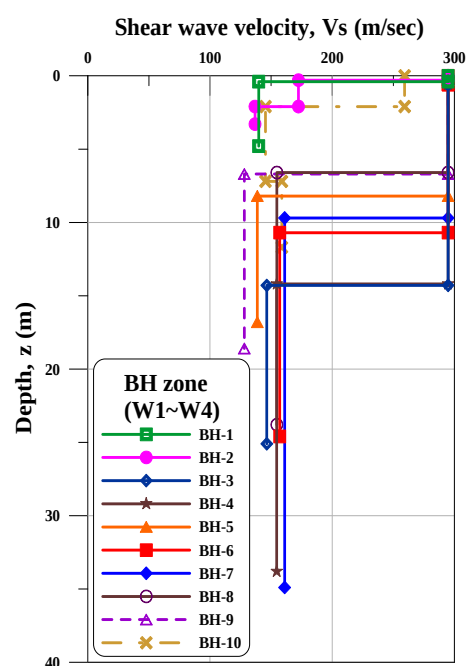


圖2-90 BH區域Vs剖面圖

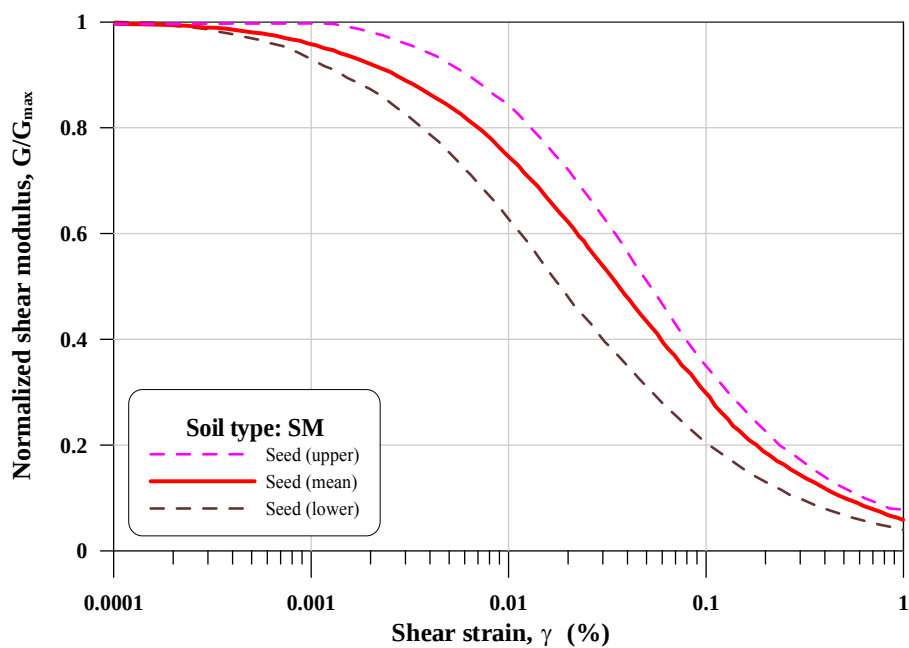


圖2-91 砂質土壤之正規化剪力模數與剪應變之關係  
(Seed & Idriss, 1970)

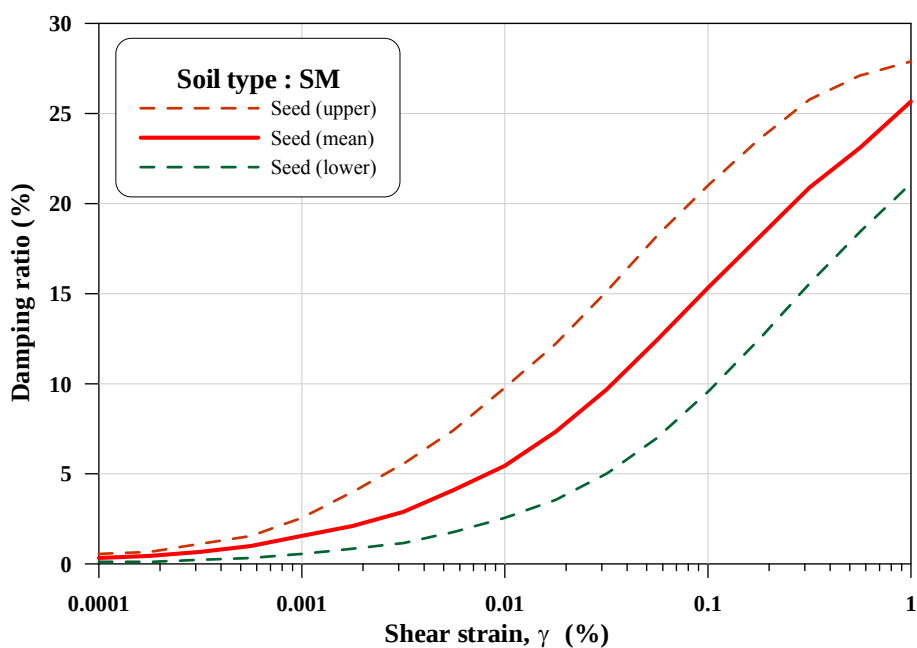


圖2-92 砂質土壤之阻尼比與剪應變之關係 (Seed & Idriss, 1970)

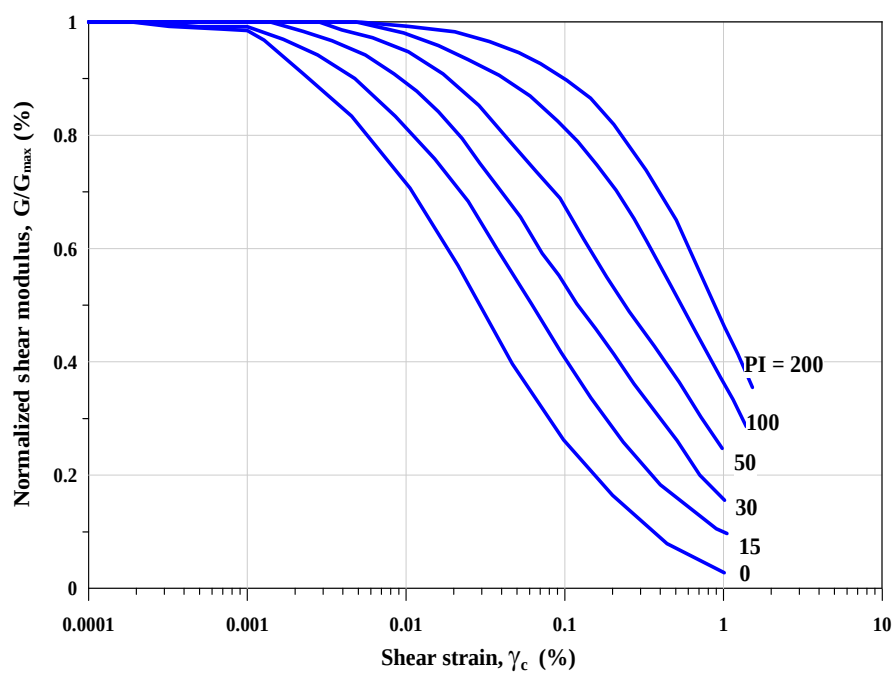


圖2-93 粘質土壤之正規化剪力模數與剪應變之關係  
(Vucetic & Dobry, 1991)

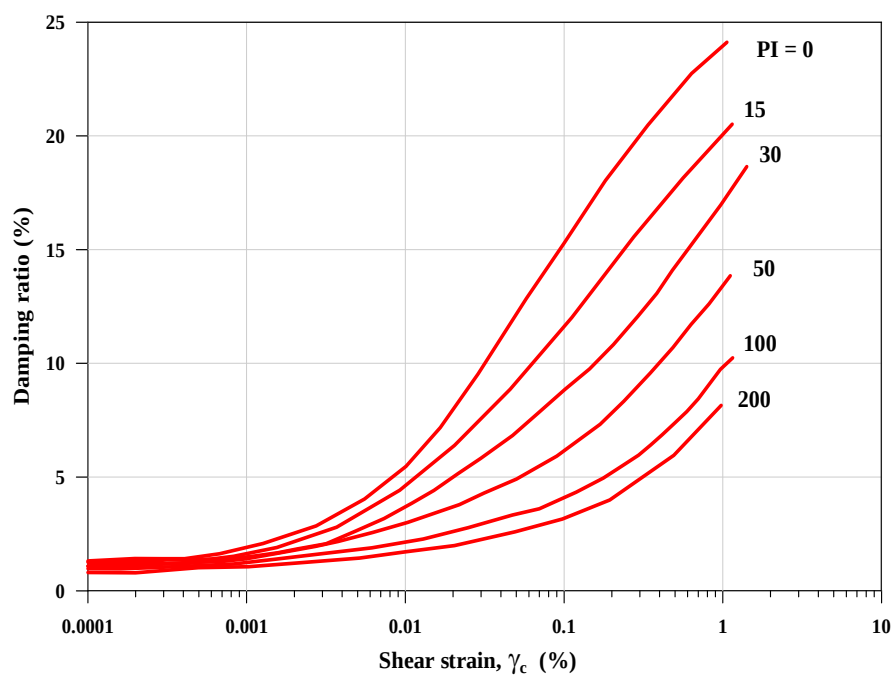


圖2-94 粘質土壤之阻尼比與剪應變之關係(Vucetic & Dobry, 1991)

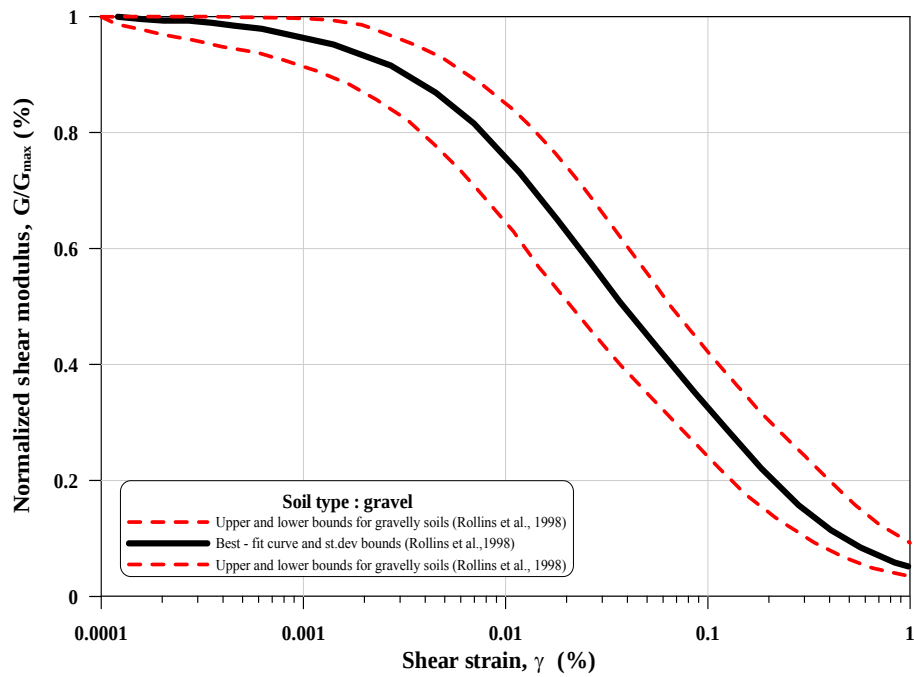


圖2-95 礫質土壤之正規化剪力模數與剪應變之關係  
( Rollins et al, 1998 )

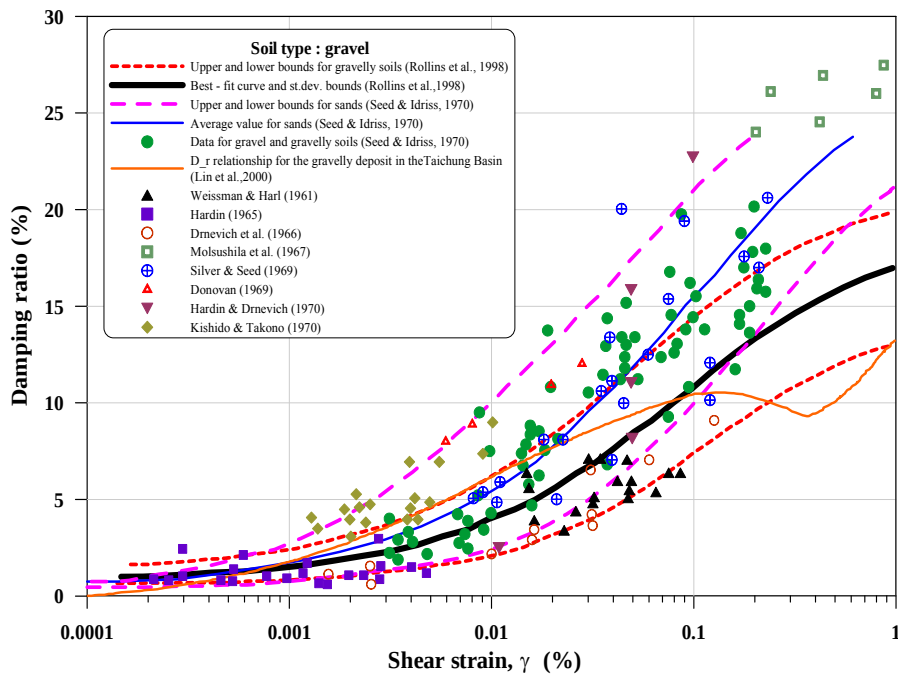


圖2-96 礫質土壤之阻尼比與剪應變之關係

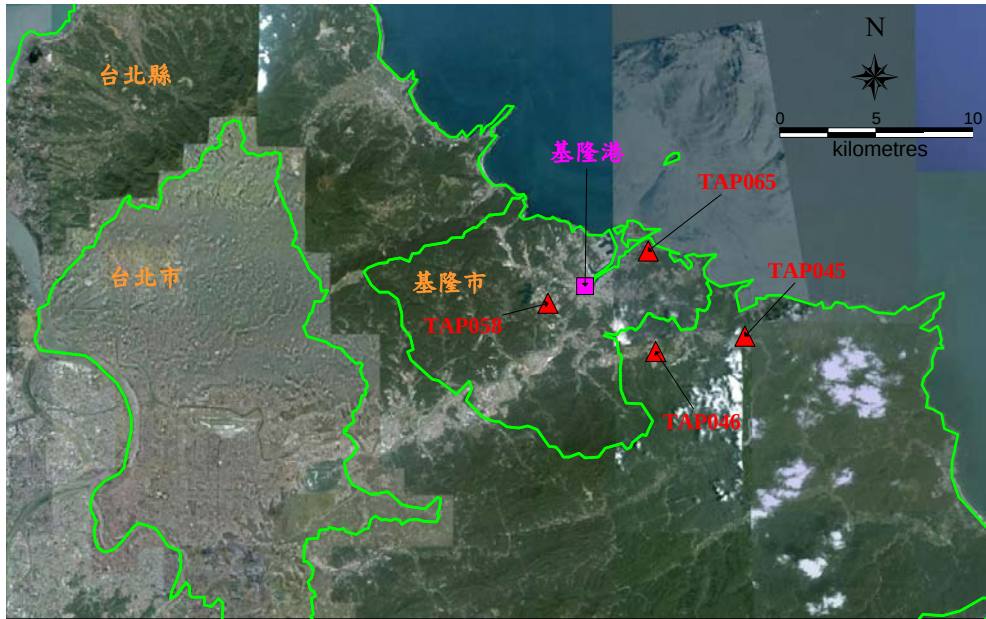


圖2-97 基隆港鄰近之堅實地盤地震測站

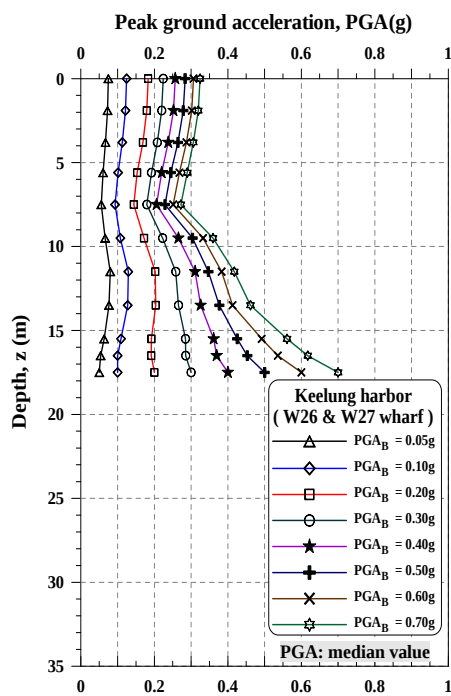


圖2-98 W26 & W27號碼頭之最大加速度PGA隨深度變化圖

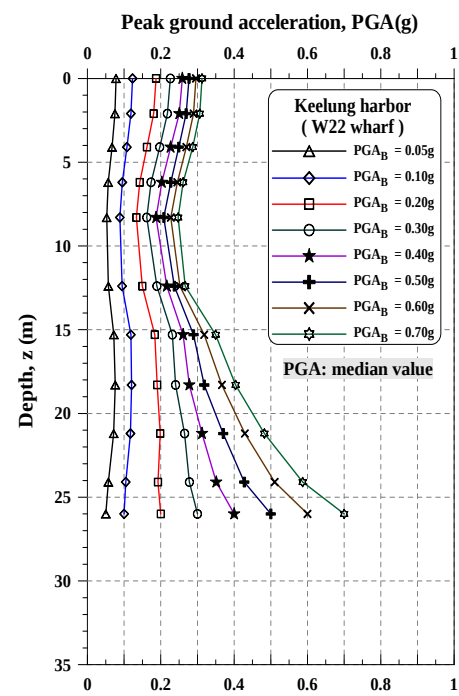


圖2-99 W22號碼頭之最大加速度PGA隨深度變化圖

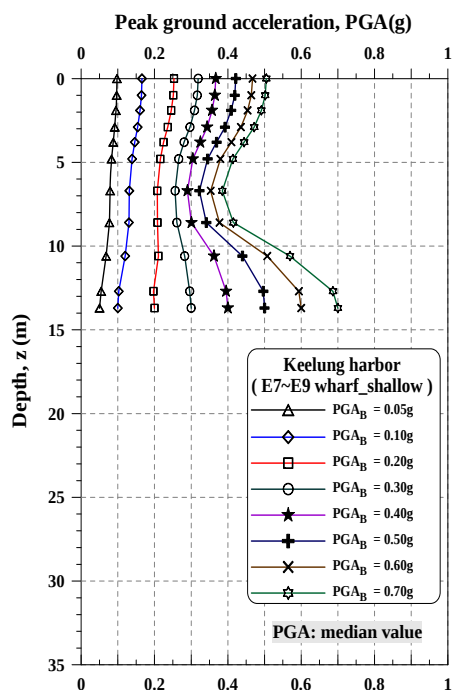


圖2-100 E7~E9號碼頭淺區之最大加速度PGA隨深度變化圖

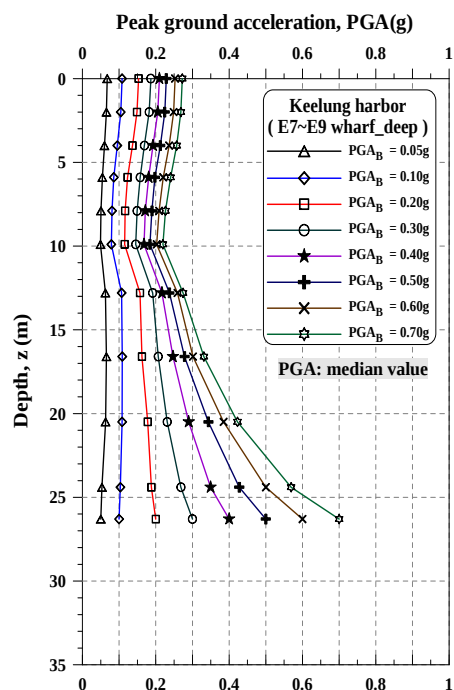


圖2-101 E7~E9號碼頭深區之最大加速度PGA隨深度變化圖

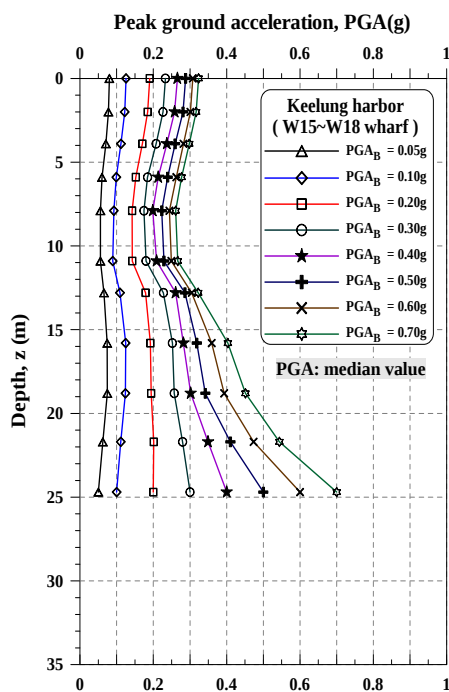


圖2-102 W15~W18號碼頭之最大加速度PGA隨深度變化圖

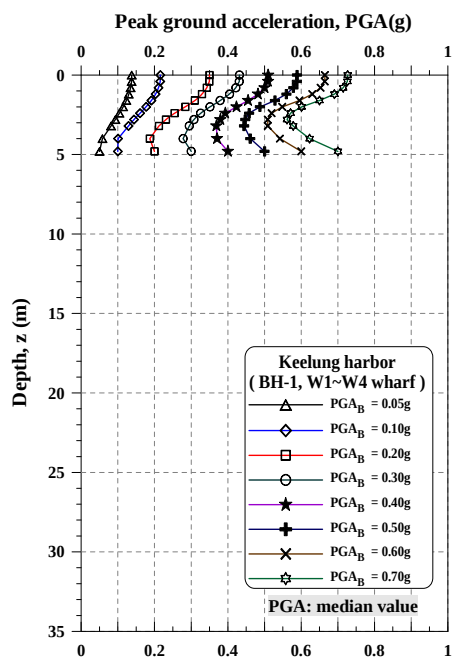


圖2-103 BH區域BH-1鑽孔場址之  
最大加速度PGA隨深度  
變化圖

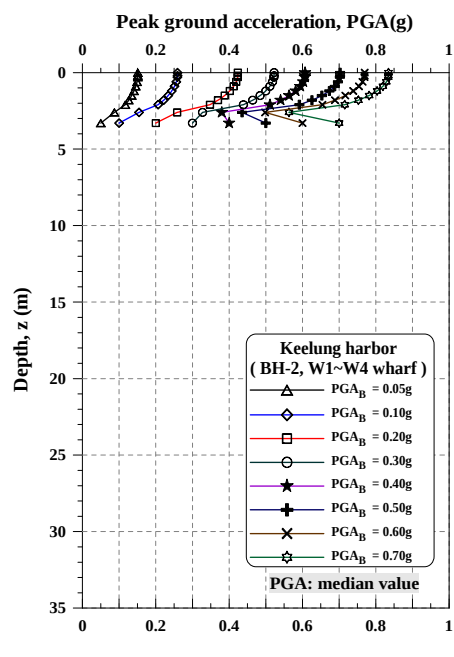


圖2-104 BH區域BH-2鑽孔場址之  
最大加速度PGA隨深度  
變化圖

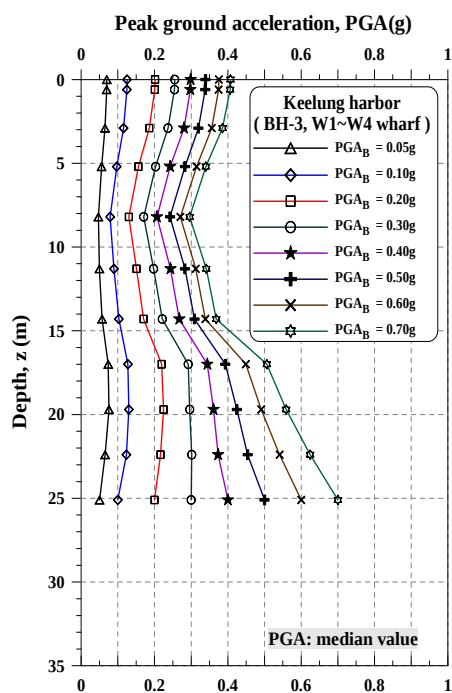


圖2-105 BH區域BH-3鑽孔場址之  
最大加速度PGA隨深度  
變化圖

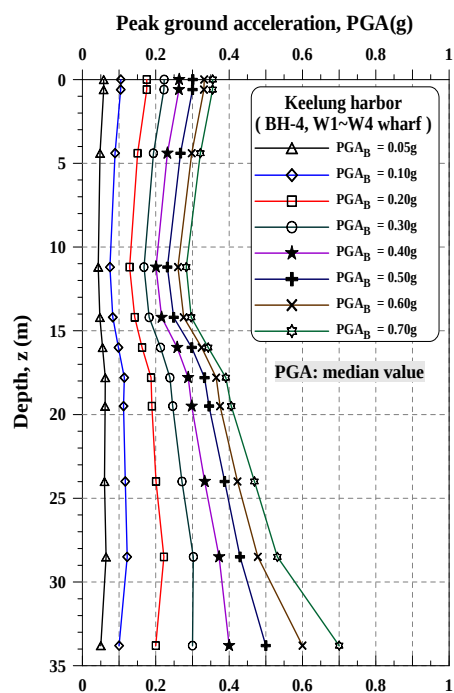


圖2-106 BH區域BH-4鑽孔場址之  
最大加速度PGA隨深度  
變化圖

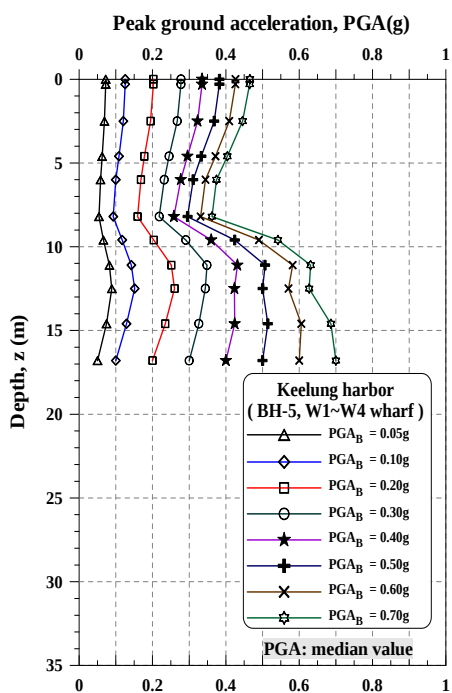


圖2-107 BH區域BH-5鑽孔場址之最大加速度PGA隨深度變化圖

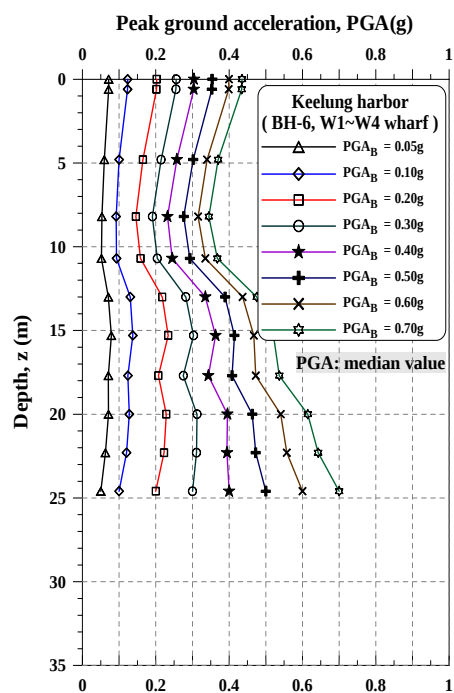


圖2-108 BH區域BH-6鑽孔場址之最大加速度PGA隨深度變化圖

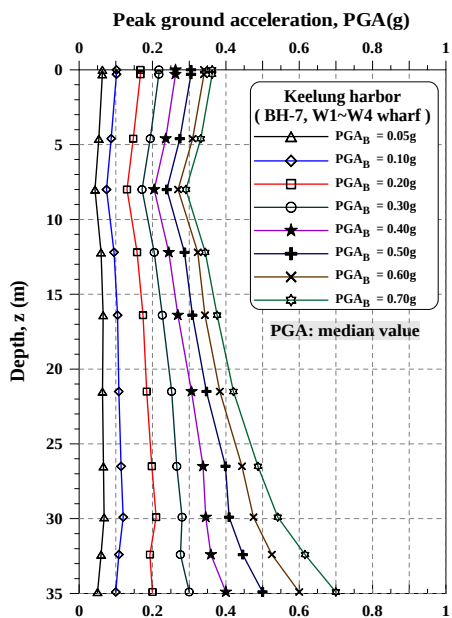


圖2-109 BH區域BH-7鑽孔場址之最大加速度PGA隨深度變化圖

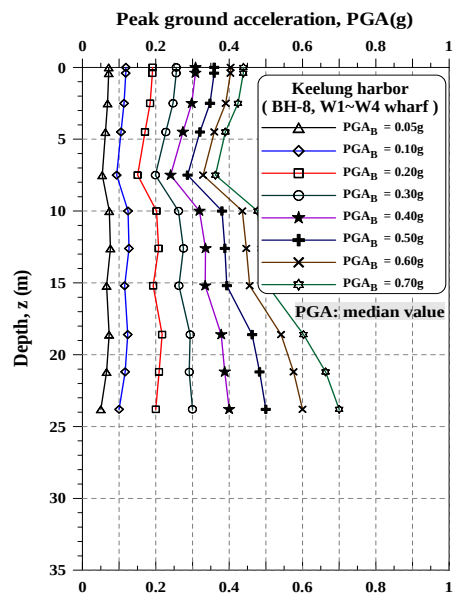


圖2-110 BH區域BH-8鑽孔場址之最大加速度PGA隨深度變化圖

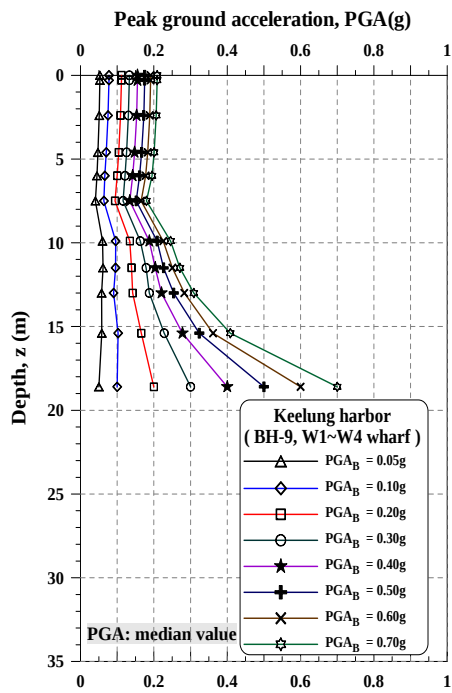


圖2-111 BH區域BH-9鑽孔場址之最大加速度PGA隨深度變化圖

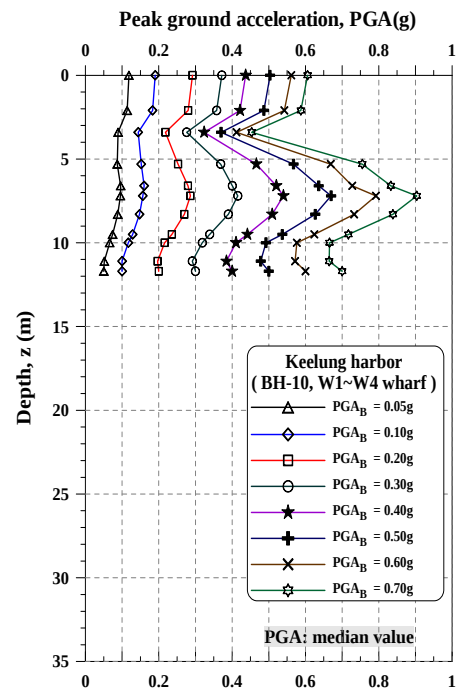
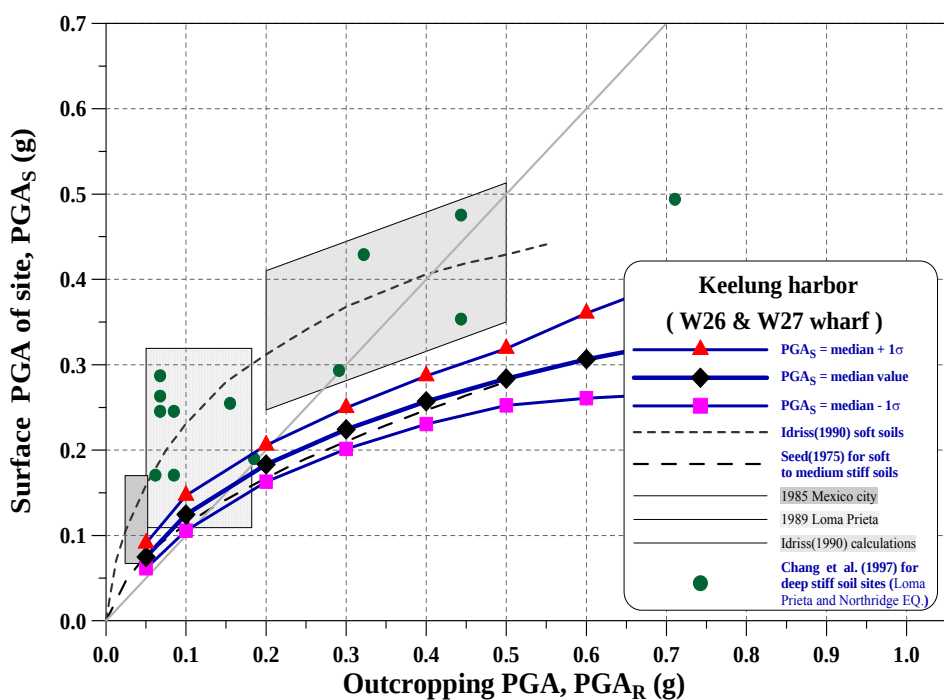
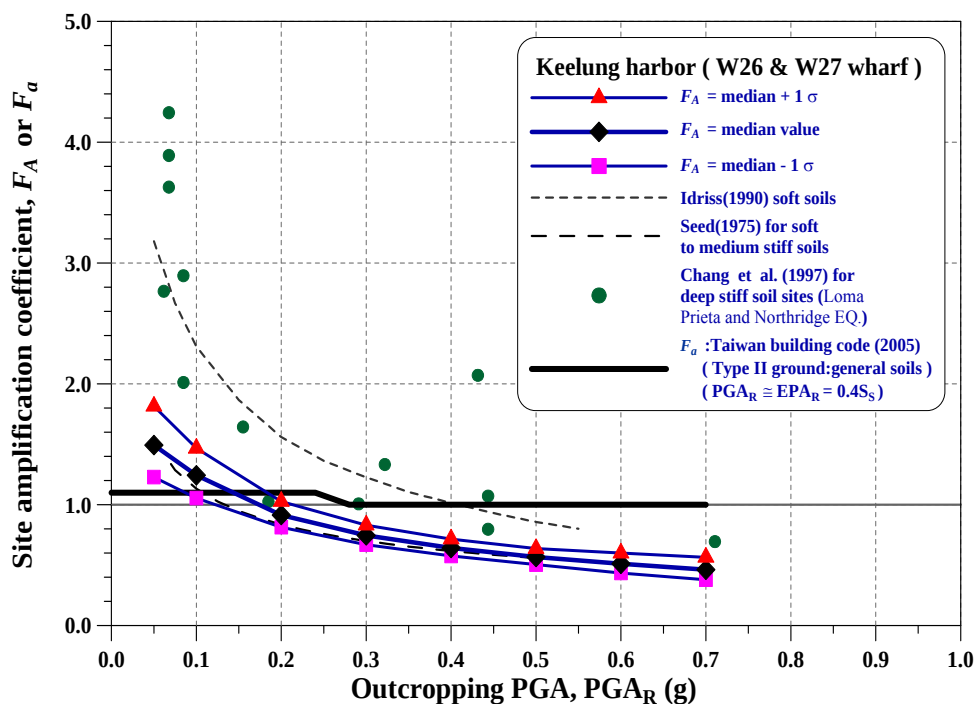


圖2-112 BH區域BH-10鑽孔場址之最大加速度PGA隨深度變化圖

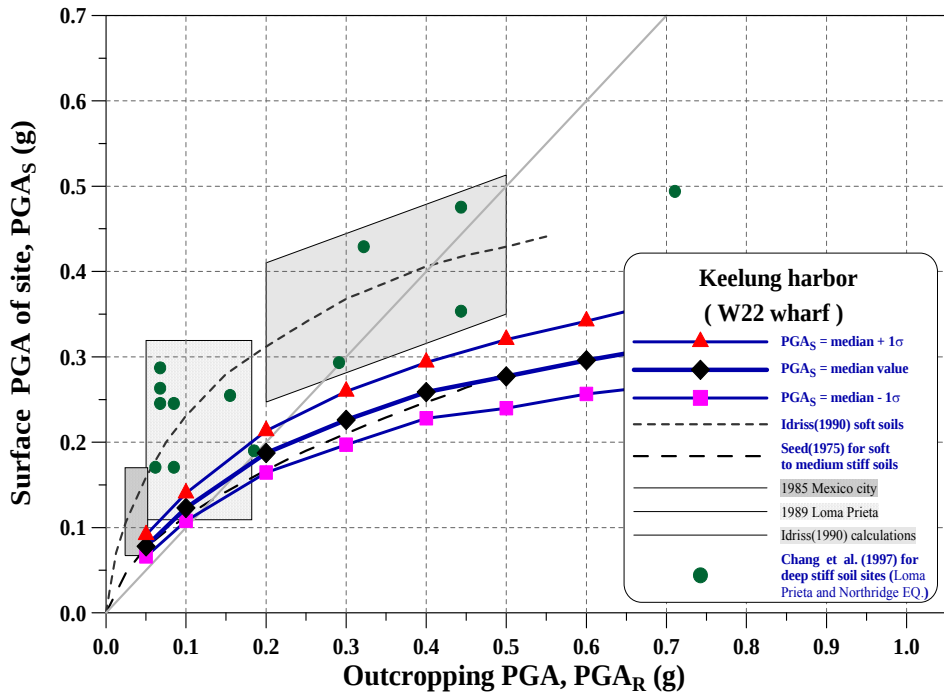


(a)地表最大加速度( $PGA_S$ )與露頭最大加速度( $PGA_R$ )之關係

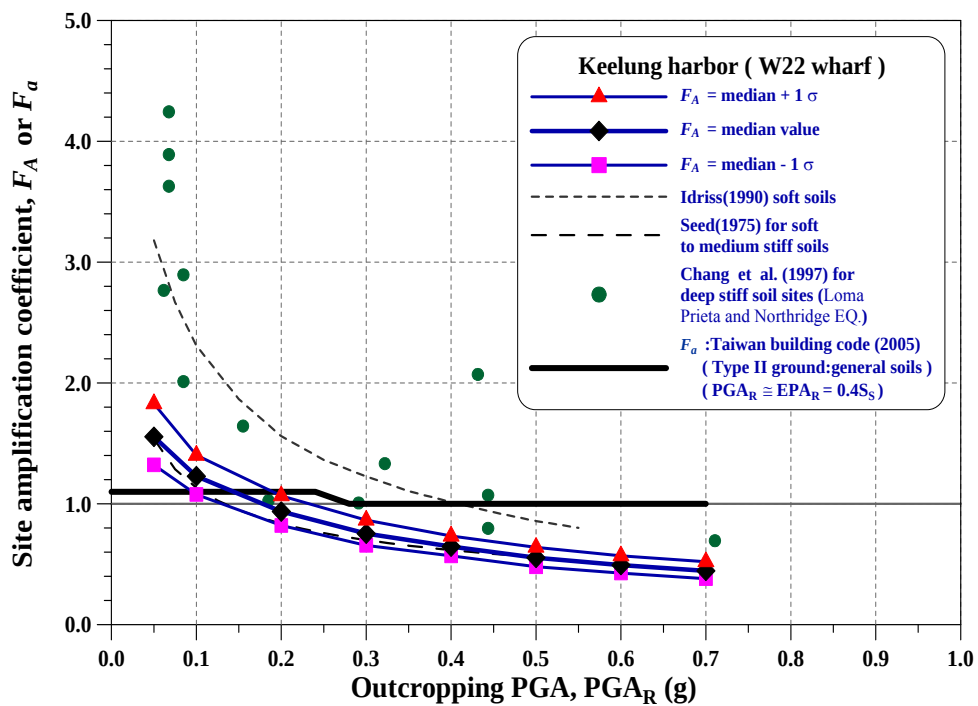


(b)放大係數  $F_A$  與露頭最大加速度( $PGA_R$ )之關係

圖2-113 W26 & W27號碼頭之地盤反應分析結果

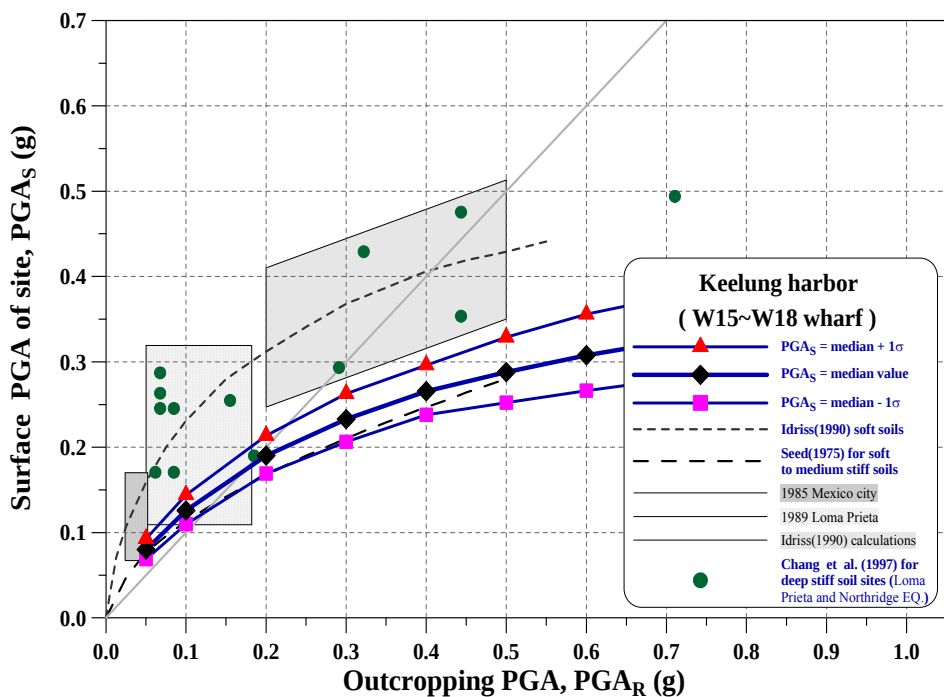


(a)地表最大加速度( $PGA_S$ )與露頭最大加速度( $PGA_R$ )之關係

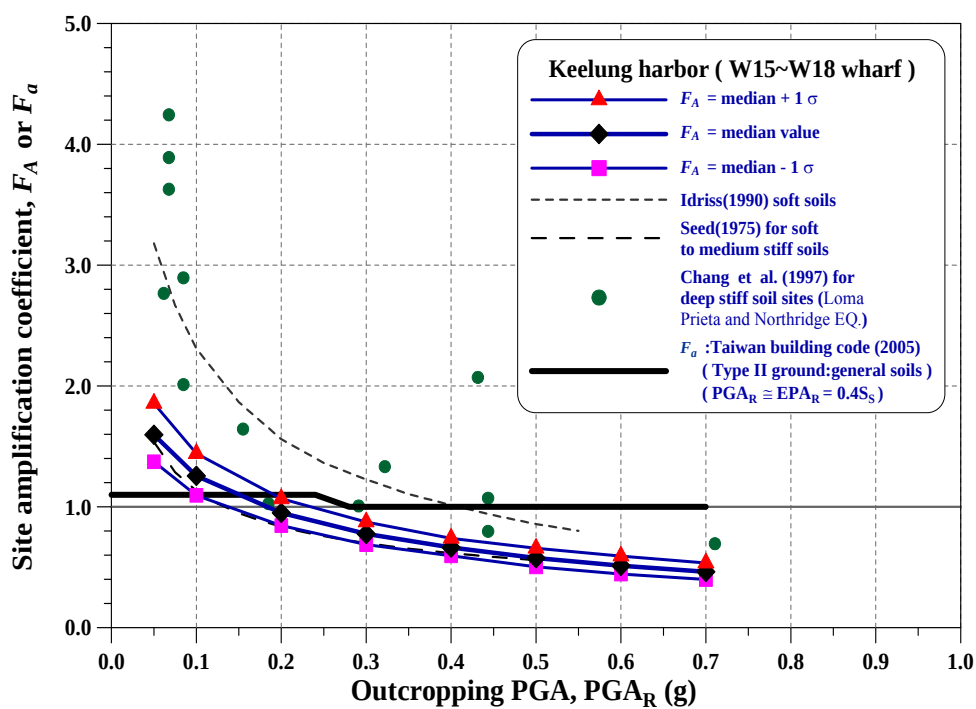


(b)放大係數  $F_A$  與露頭最大加速度( $PGA_R$ )之關係

圖2-114 W22號碼頭之地盤反應分析結果

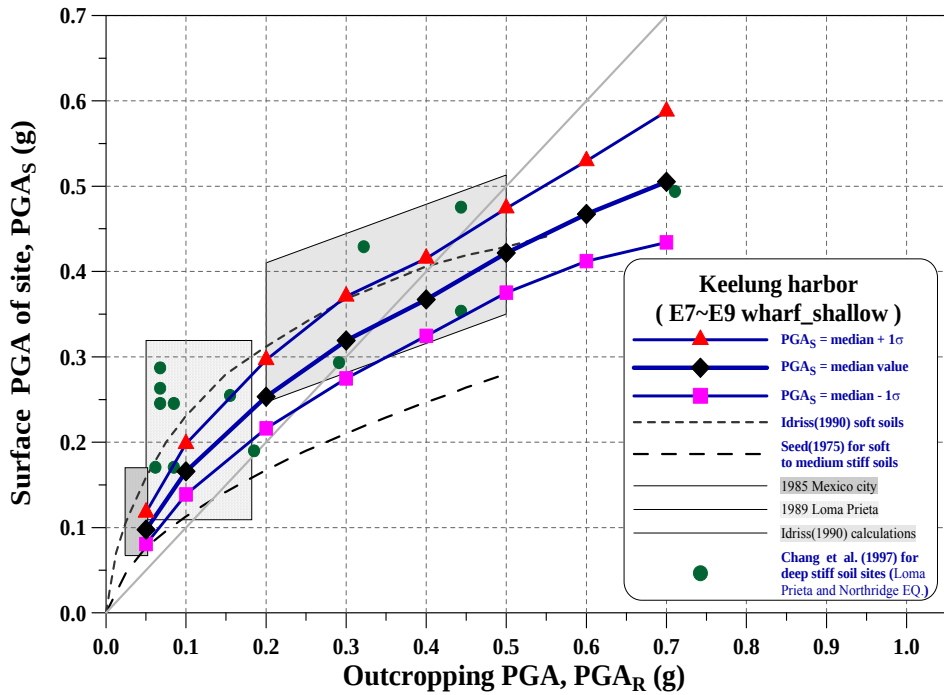


(a)地表最大加速度( $PGA_S$ )與露頭最大加速度( $PGA_R$ )之關係

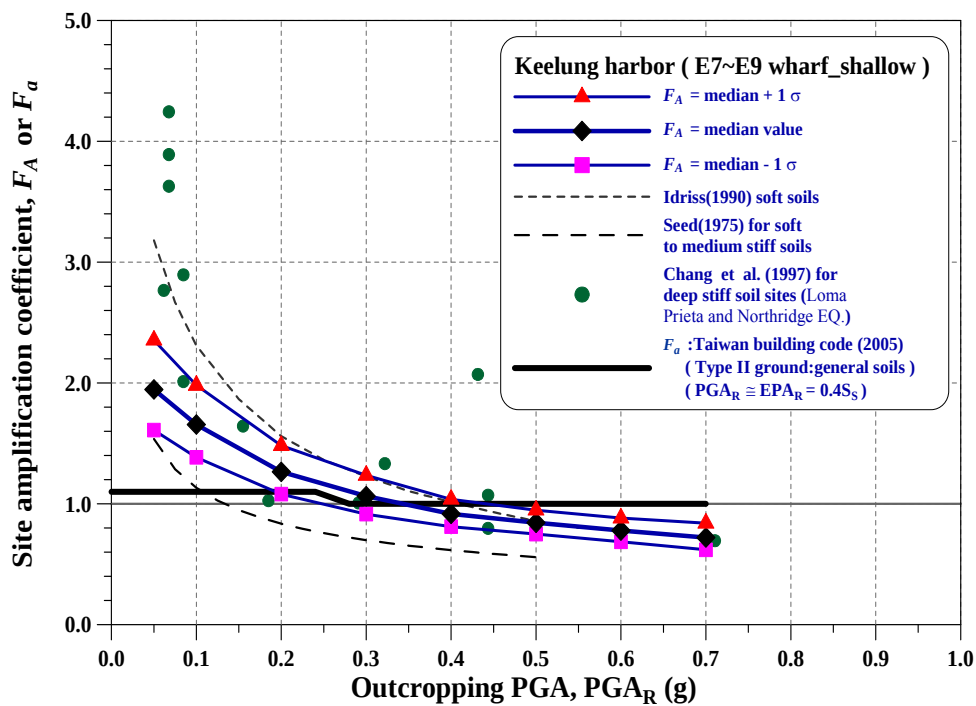


(b)放大係數  $F_A$  與露頭最大加速度( $PGA_R$ )之關係

圖2-115 W15~W18號碼頭之地盤反應分析結果

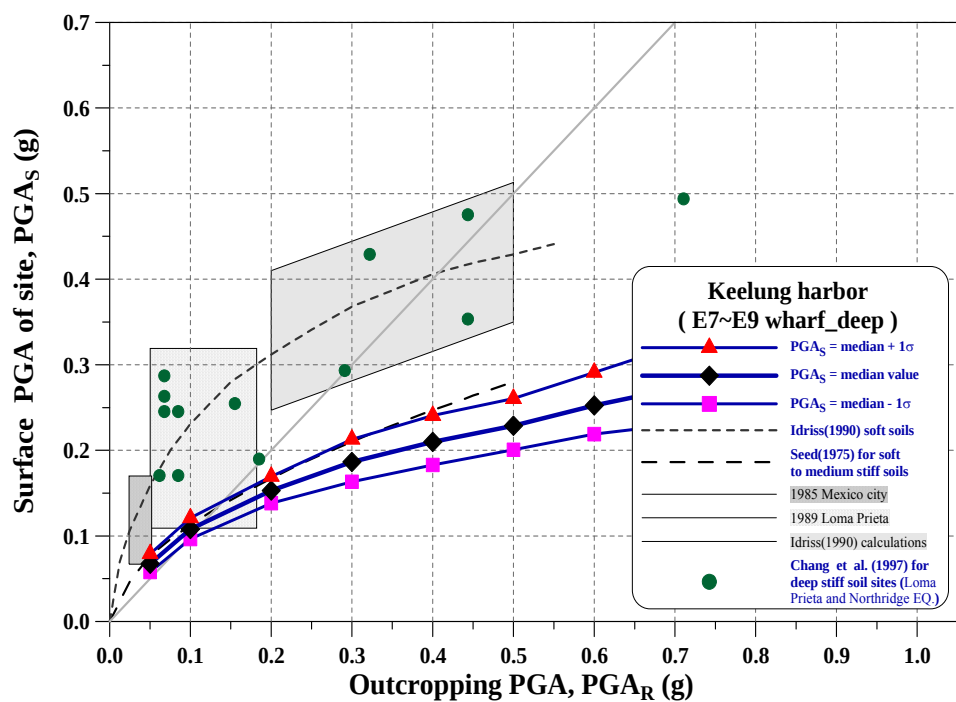


(a)地表最大加速度( $PGA_S$ )與露頭最大加速度( $PGA_R$ )之關係

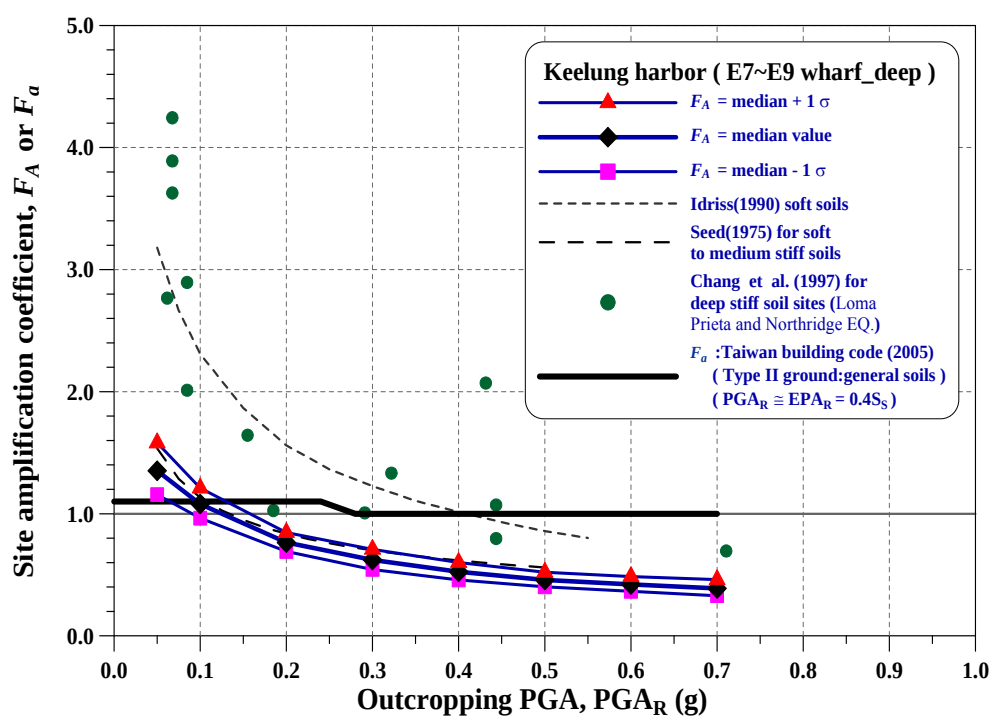


(b)放大係數  $F_A$  與露頭最大加速度( $PGA_R$ )之關係

圖2-116 E7~E9號碼頭淺區之地盤反應分析結果

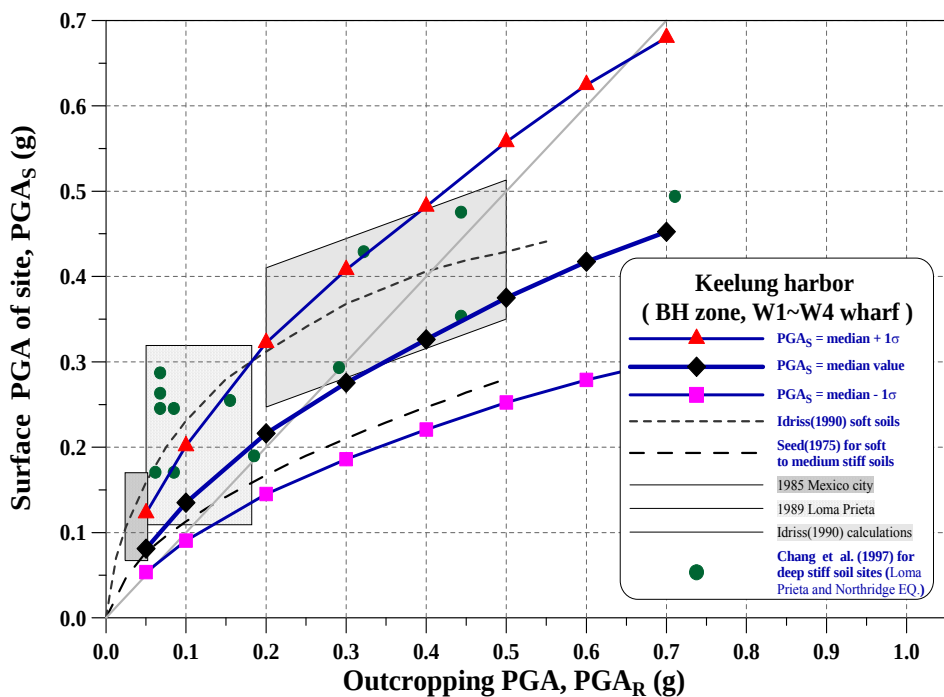


(a)地表最大加速度( $PGA_S$ )與露頭最大加速度( $PGA_R$ )之關係

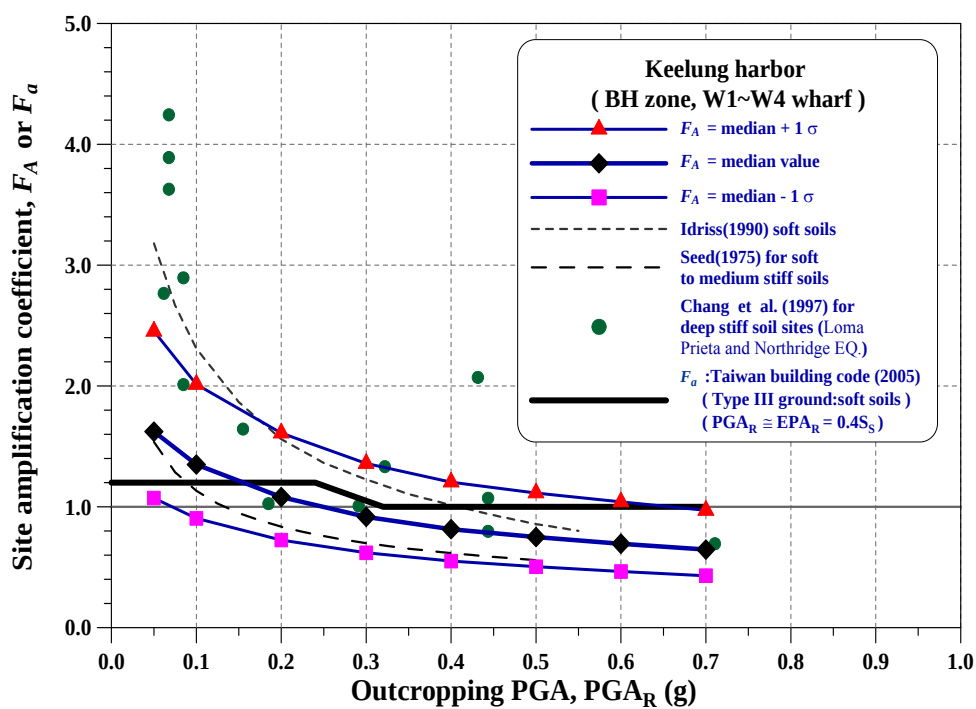


(b)放大係數  $F_A$  與露頭最大加速度( $PGA_R$ )之關係

圖2-117 E7~E9號碼頭深區之地盤反應分析結果

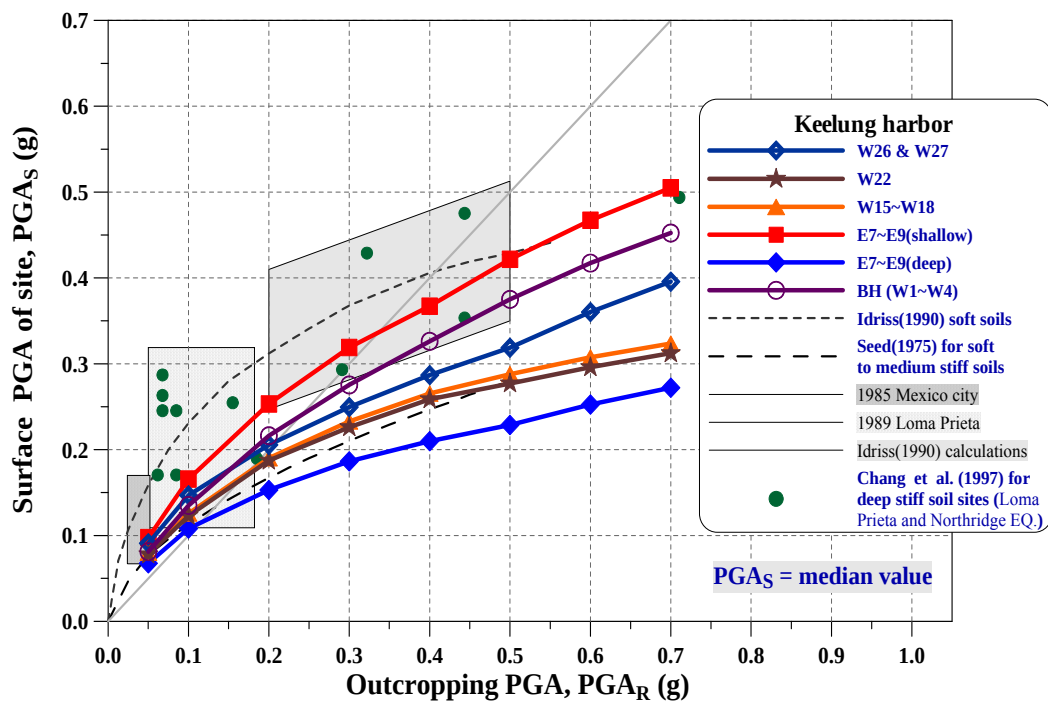


(a)地表最大加速度( $PGA_S$ )與露頭最大加速度( $PGA_R$ )之關係

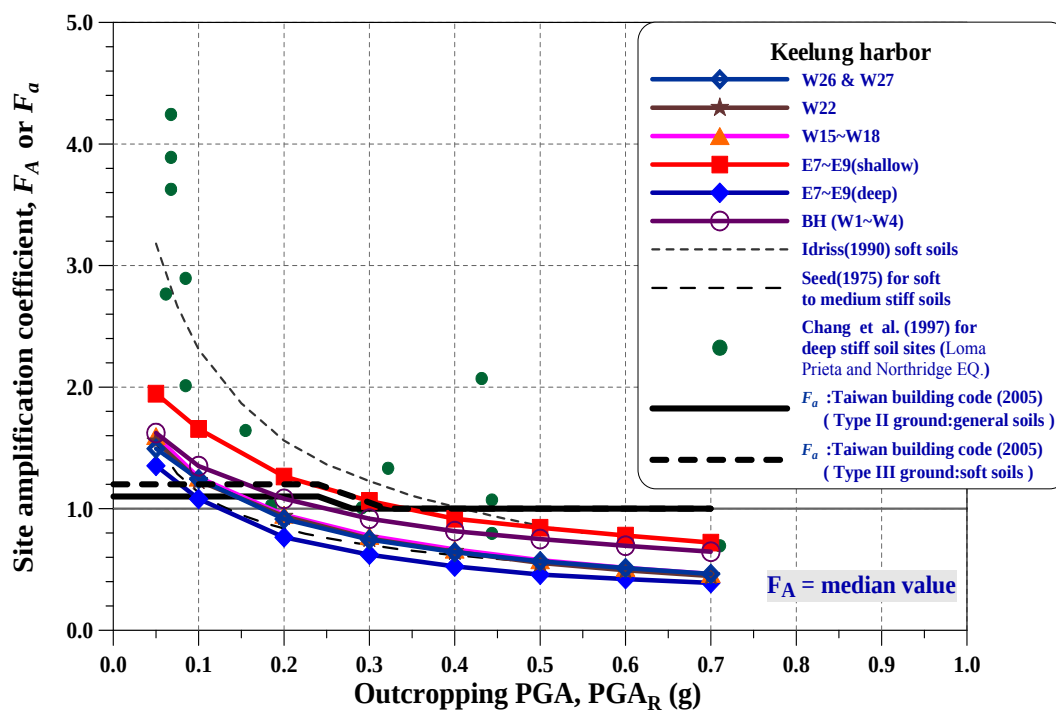


(b)放大係數  $F_A$  與露頭最大加速度( $PGA_R$ )之關係

圖2-118 BH區域 (W1~W4號碼頭) 之地盤反應分析結果



(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2-119 各碼頭地盤反應分析結果之中值(median)曲線

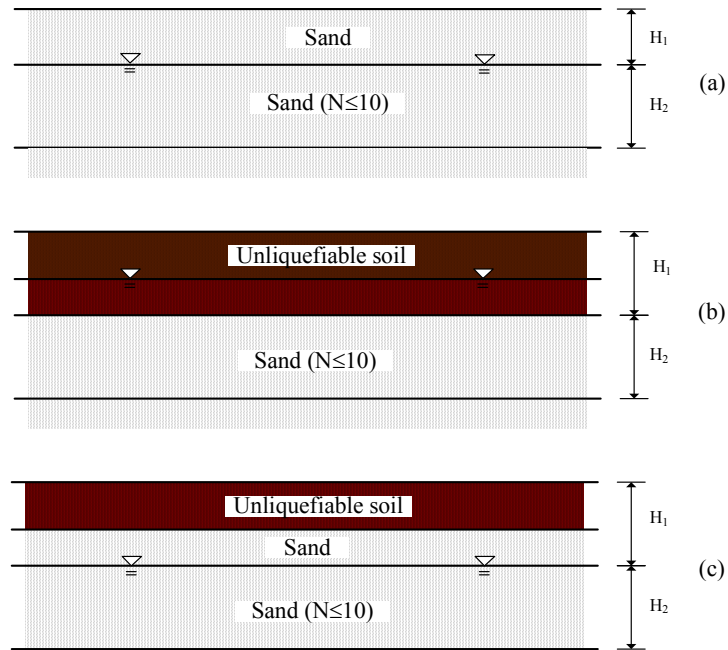


圖2-120 地表非液化層厚度( $H_1$ )及其下可液化砂層厚度( $H_2$ )之定義  
(Ishihara, 1985)

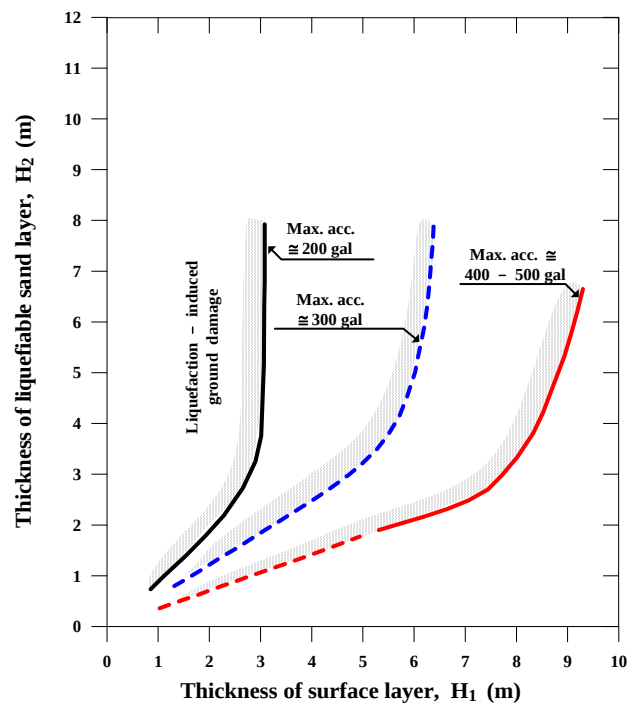


圖2-121 區別地層是否會發生土壤液化災損之邊界曲線  
(Ishihara, 1985)

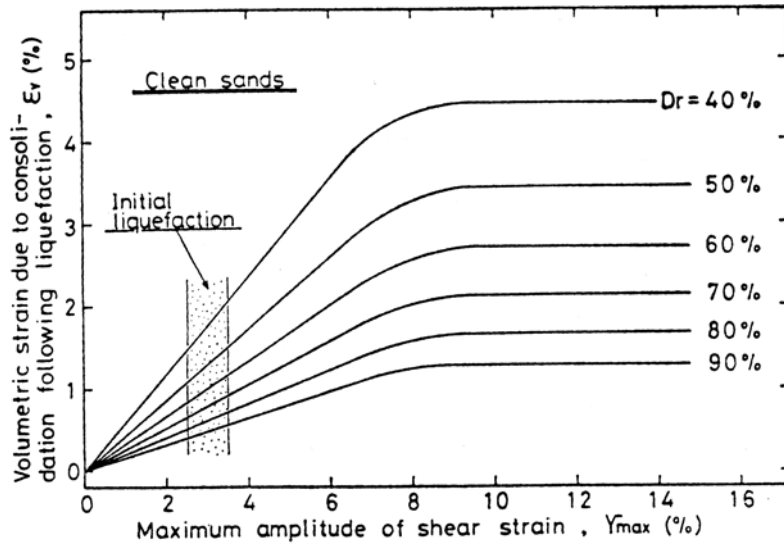


圖2-123 最大剪應變、體積應變及相對密度間之關係  
(Ishihara & Yoshimi, 1992)

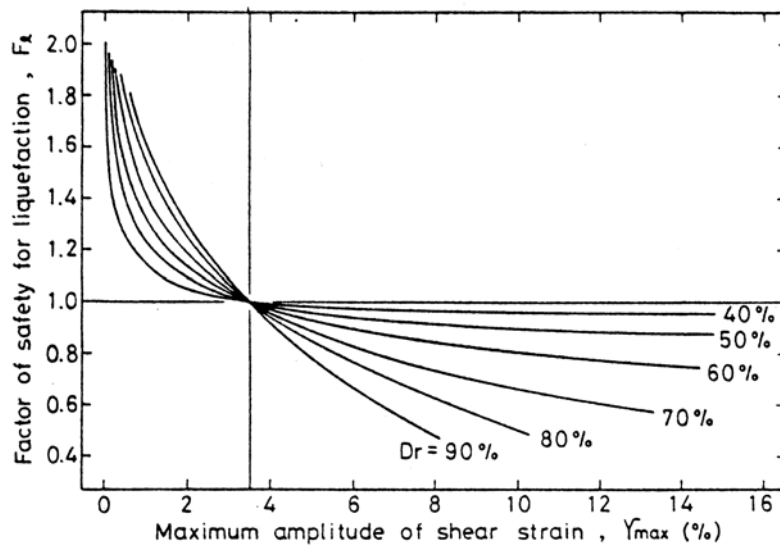


圖2-124 最大剪應變、安全係數及相對密度間之關係  
(Ishihara & Yoshimi, 1992)

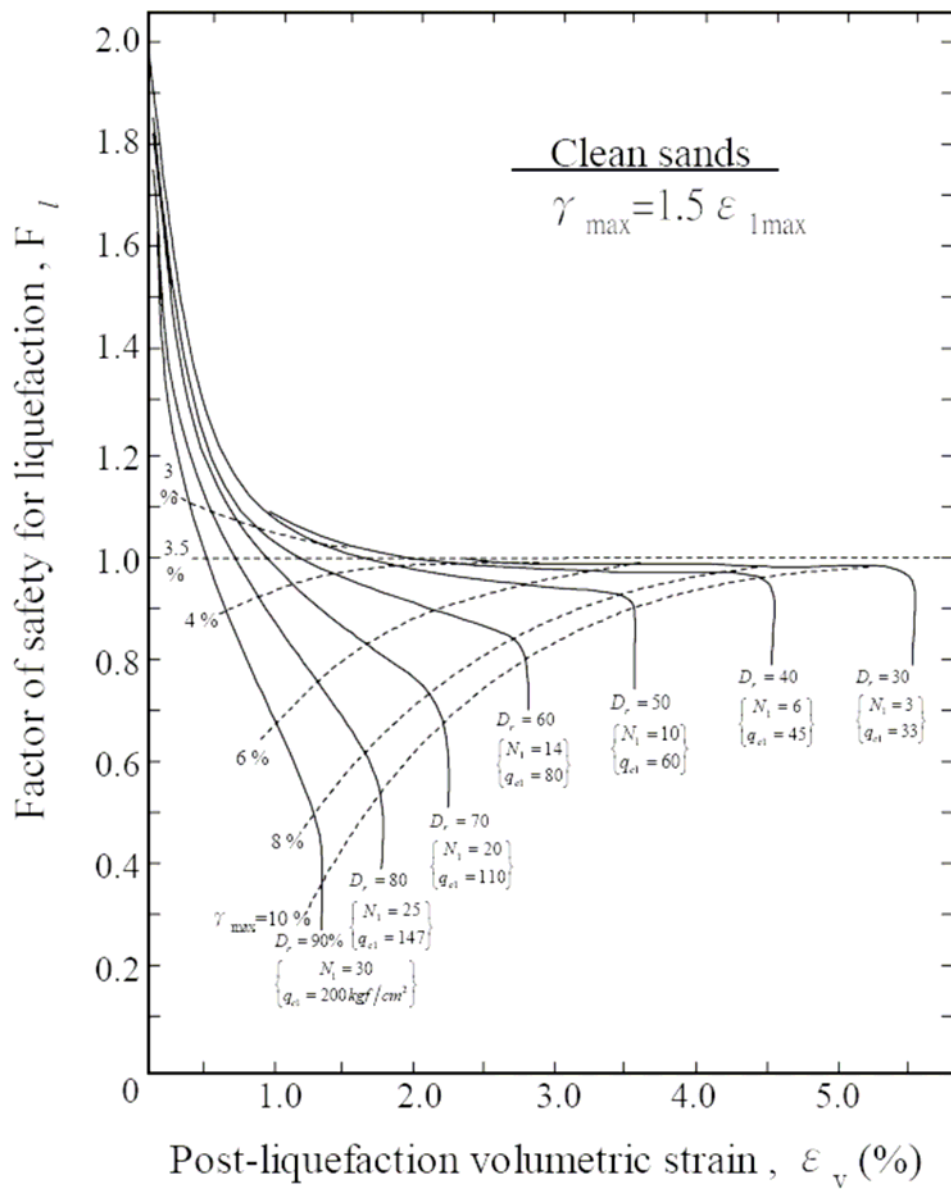


圖2-125 體積應變、安全係數及相對密度間之關係  
 (Ishihara & Yoshimi, 1992)

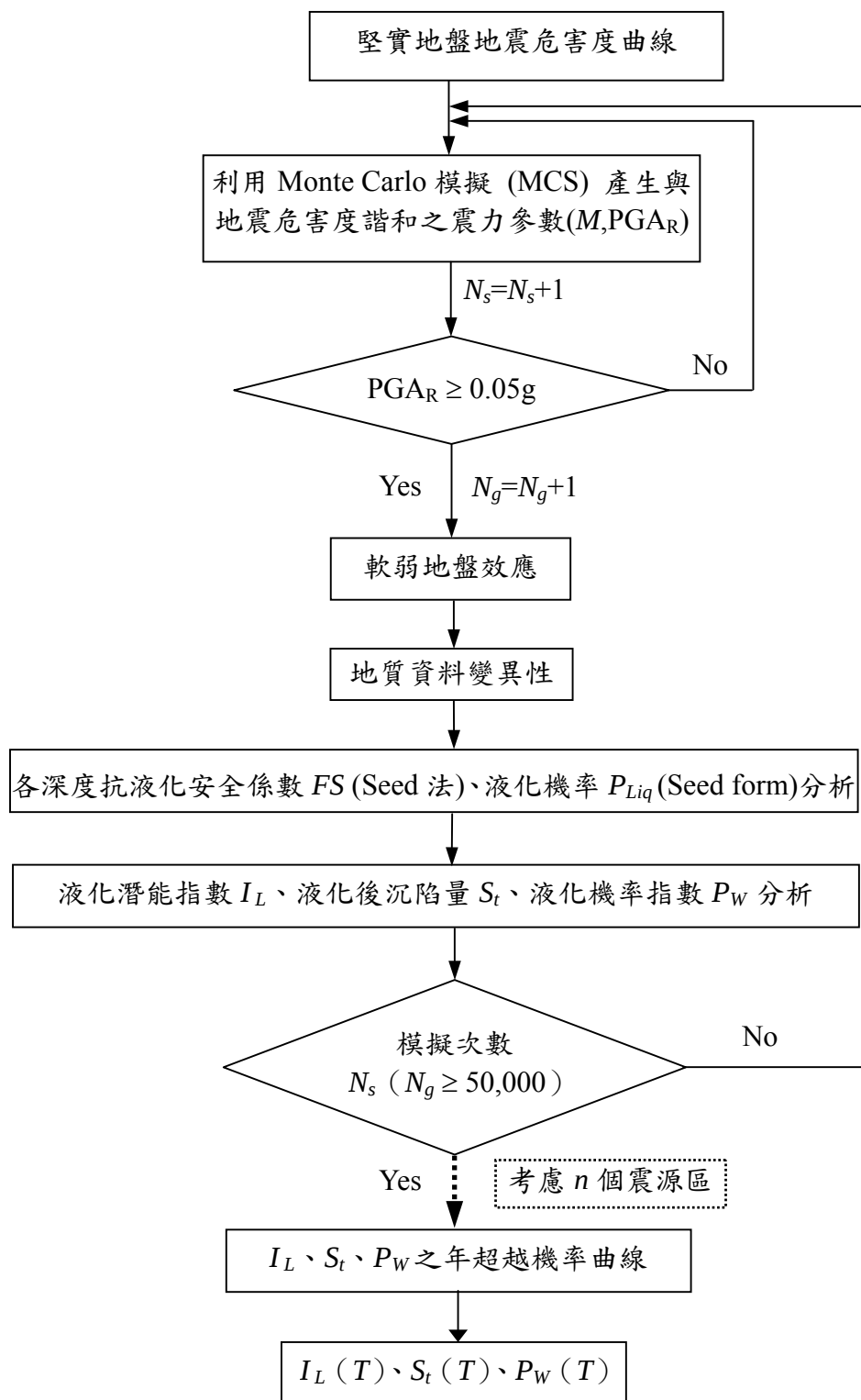


圖2-126 液化危害度分析流程

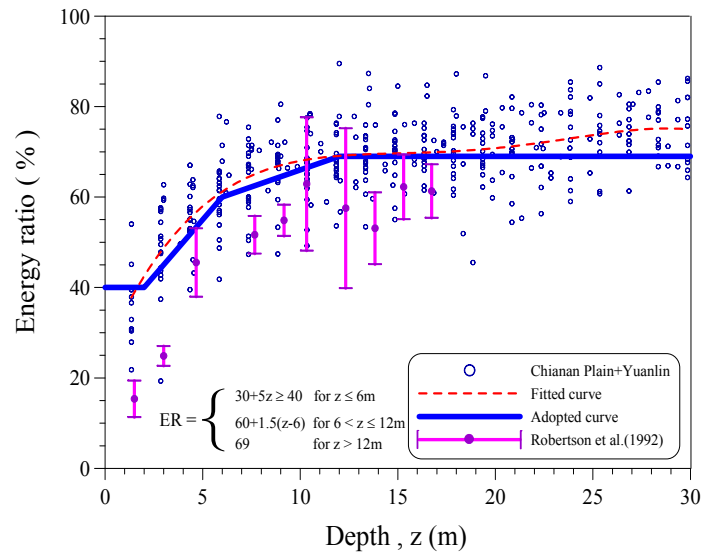


圖2-127 鑽桿能量比ER與深度之關係(黃富國，2008a)

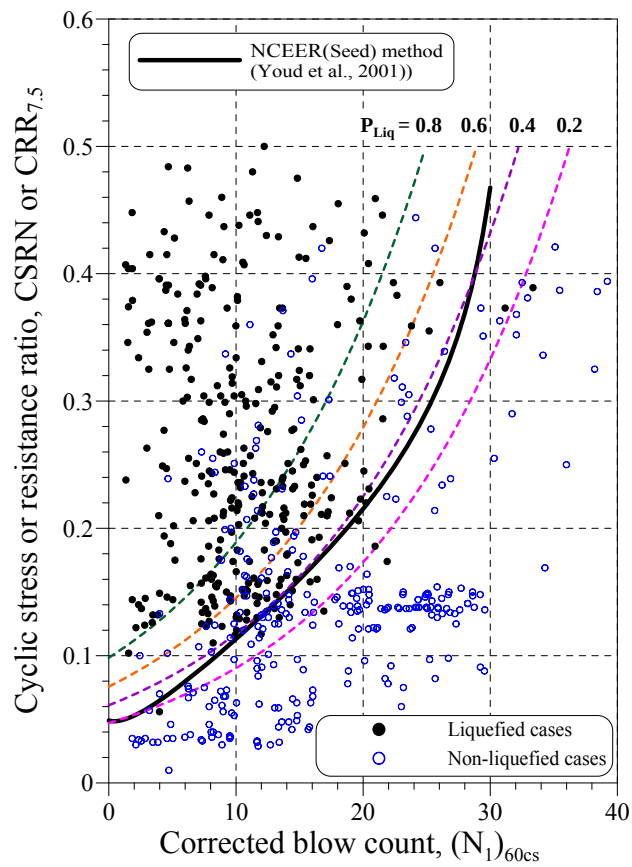


圖2-128 Seed形式之邏輯迴歸分析結果(黃富國，2008a)

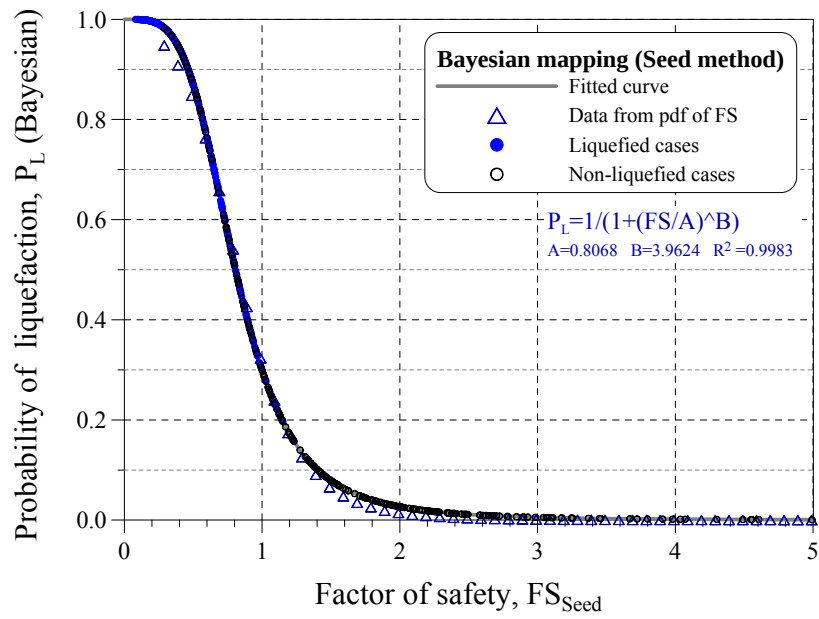


圖2-129 Seed法之FS與 $P_{Liq}$ 貝氏映射關係(黃富國，2008a)

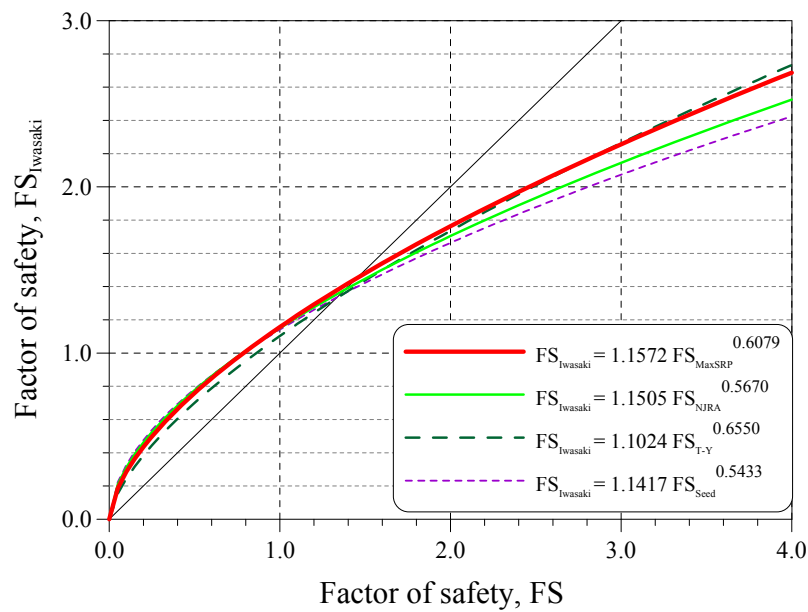


圖2-130 Iwasaki法與其他準則抗液化安全係數FS之關係  
(黃富國，2008b)

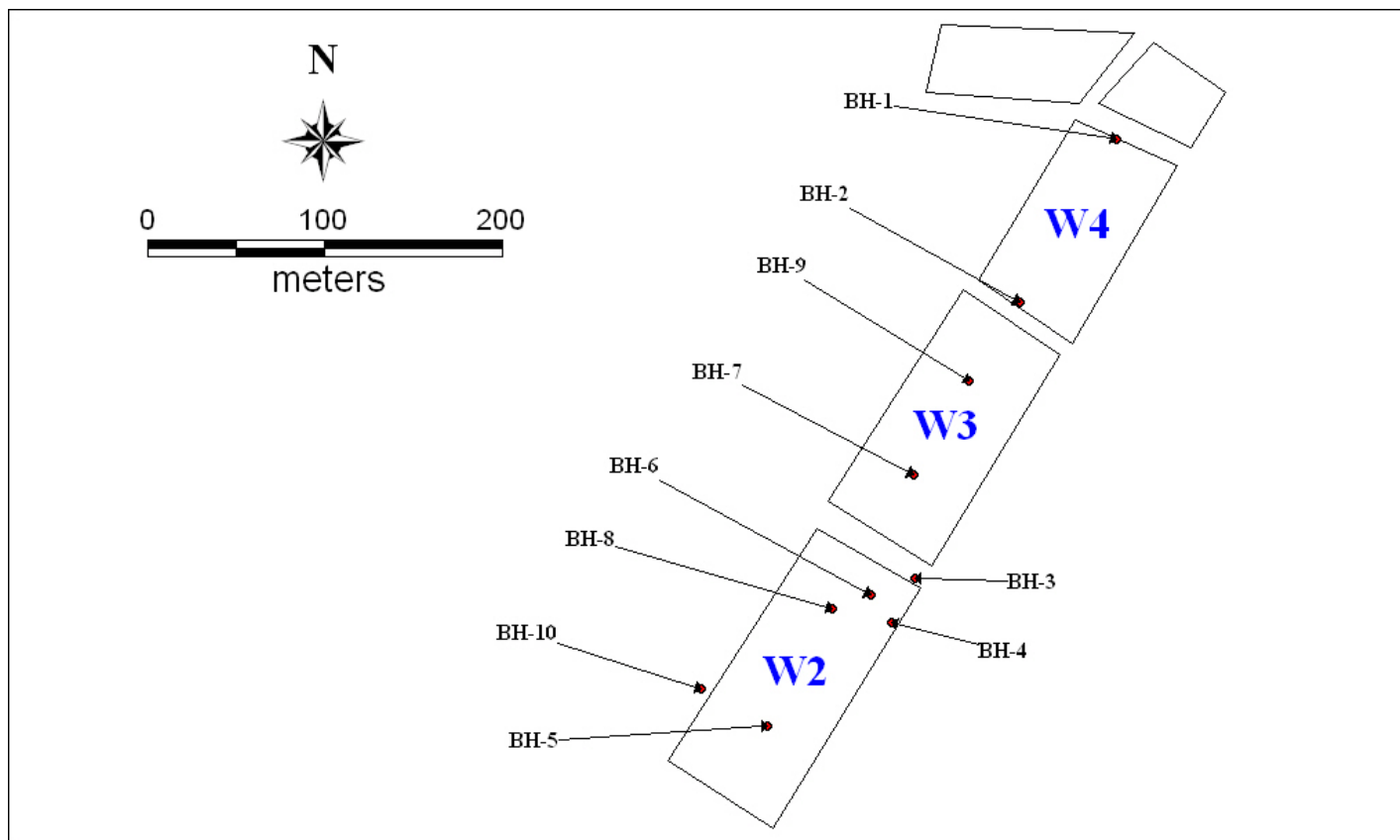


圖2-131 BH區域鑽孔分布平面圖

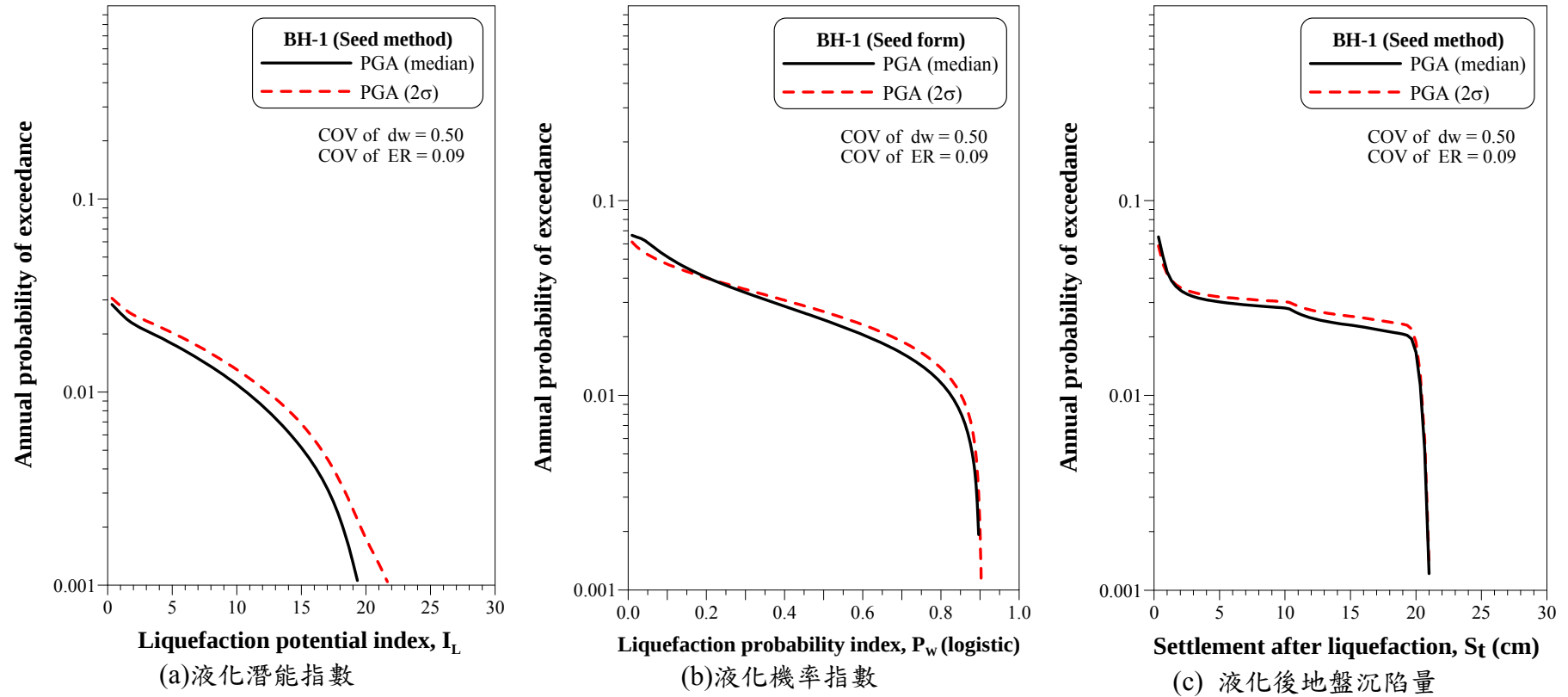


圖2-132 BH-1土壤液化之危害度曲線

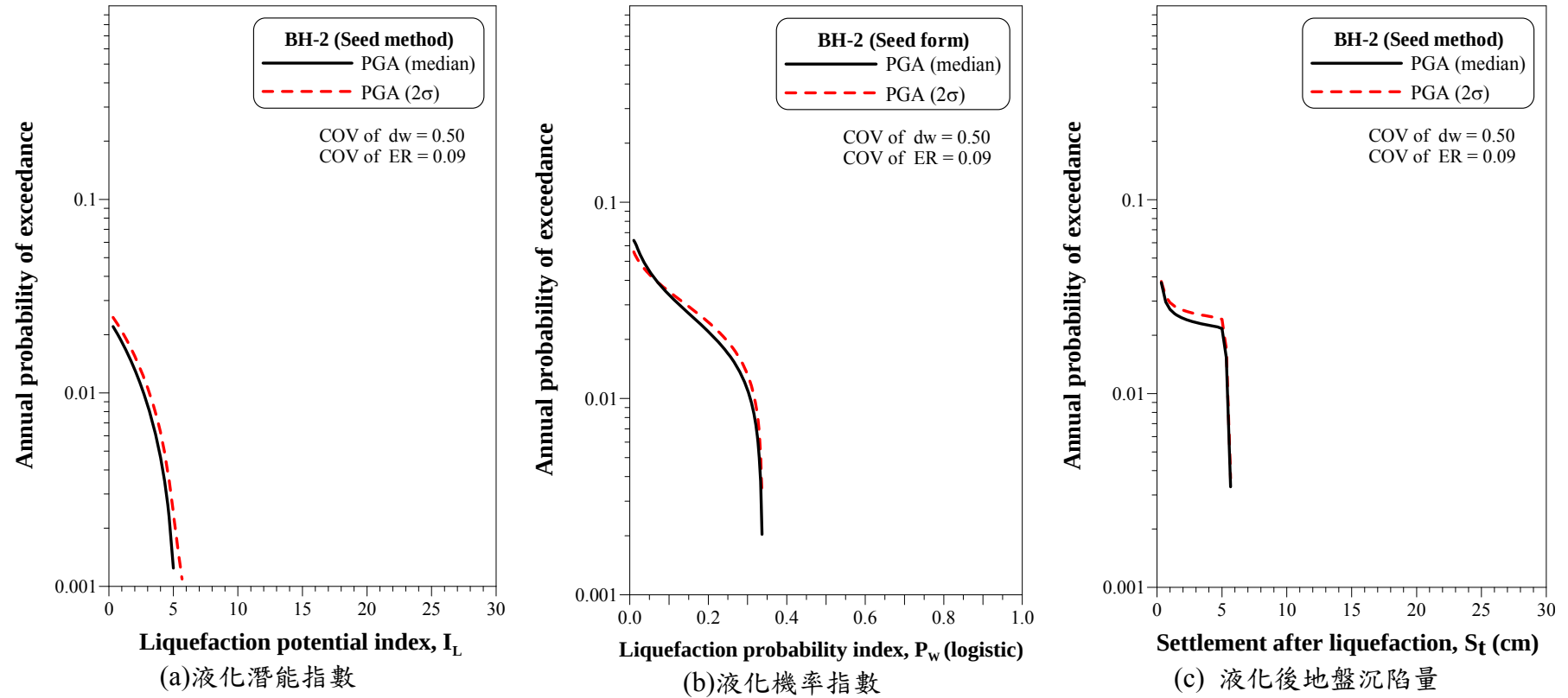


圖2-133 BH-2土壤液化之危害度曲線

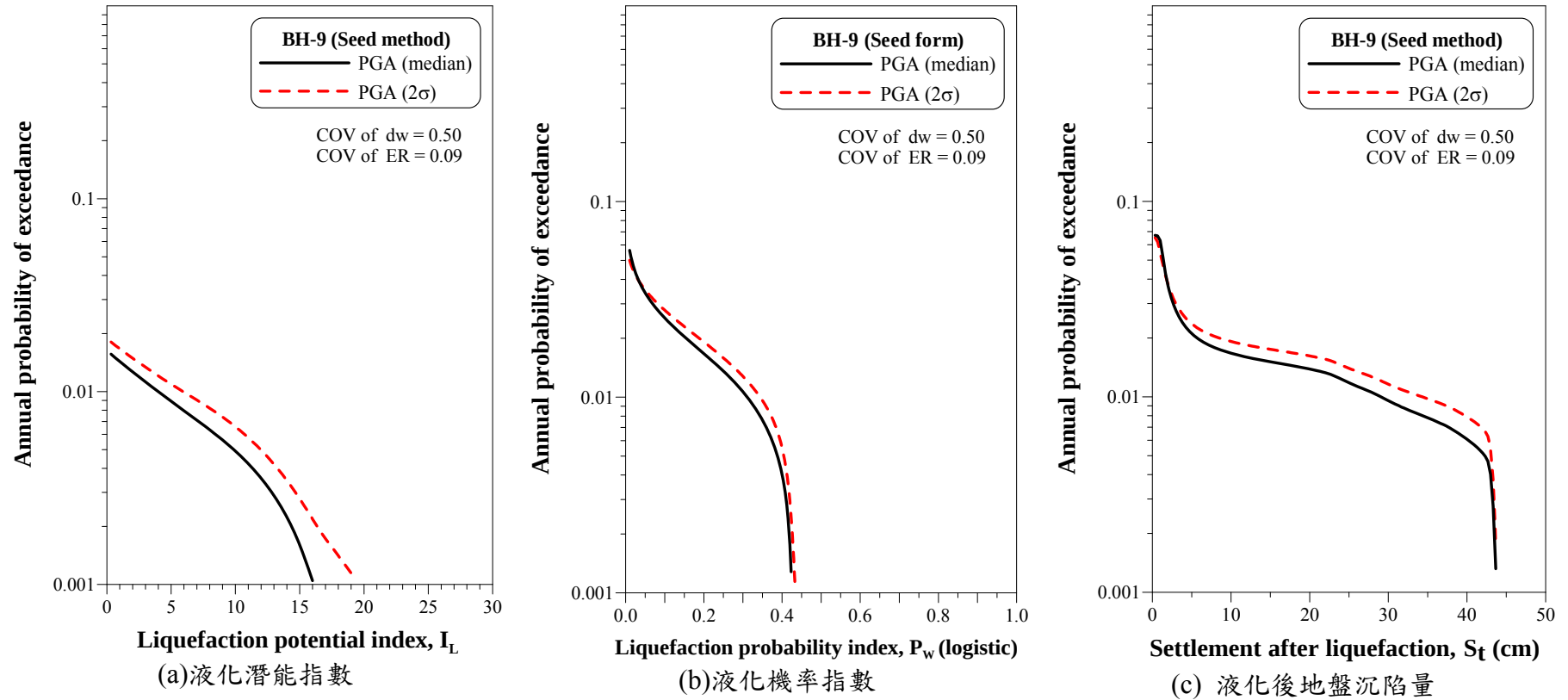


圖2-134 BH-9土壤液化之危害度曲線

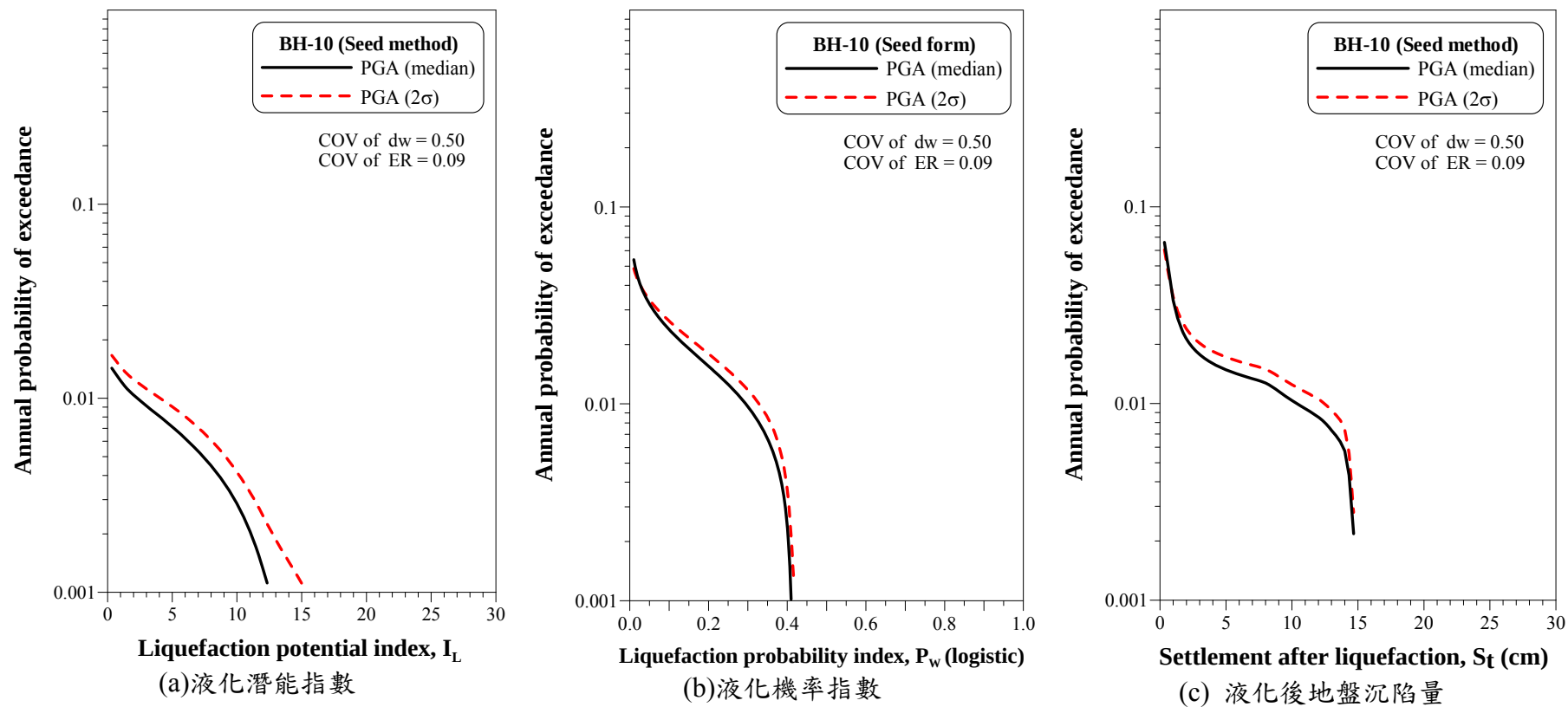
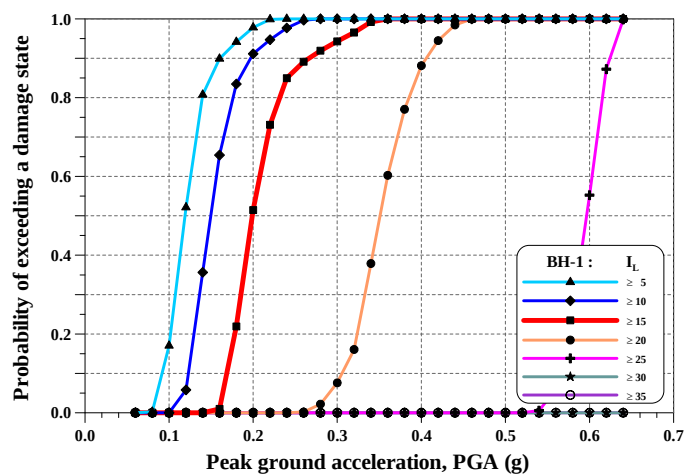
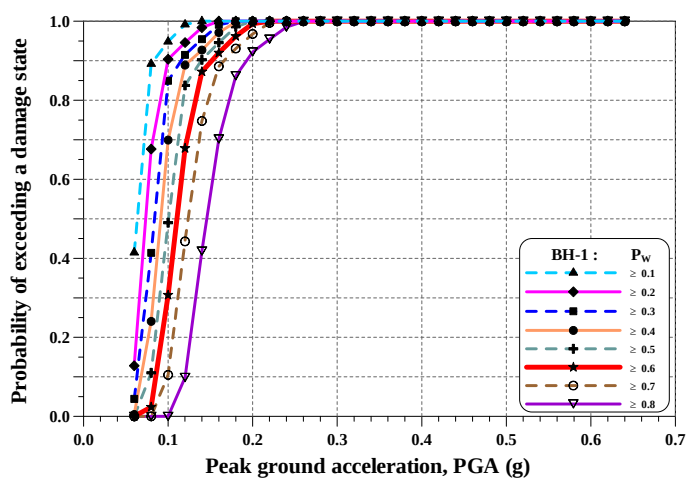


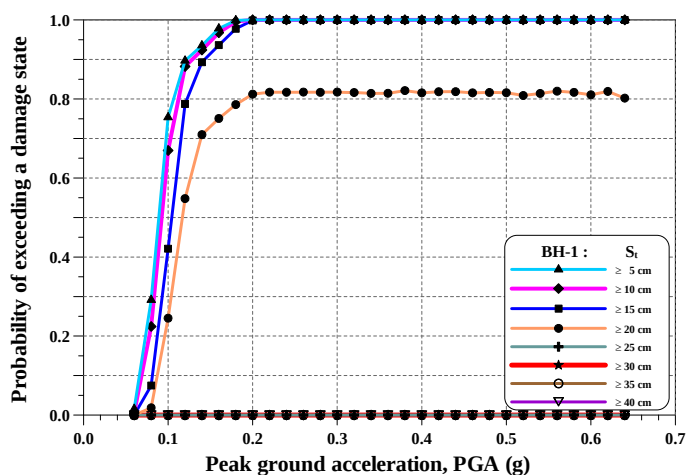
圖2-135 BH-10土壤液化之危害度曲線



(a) 液化潛能指數

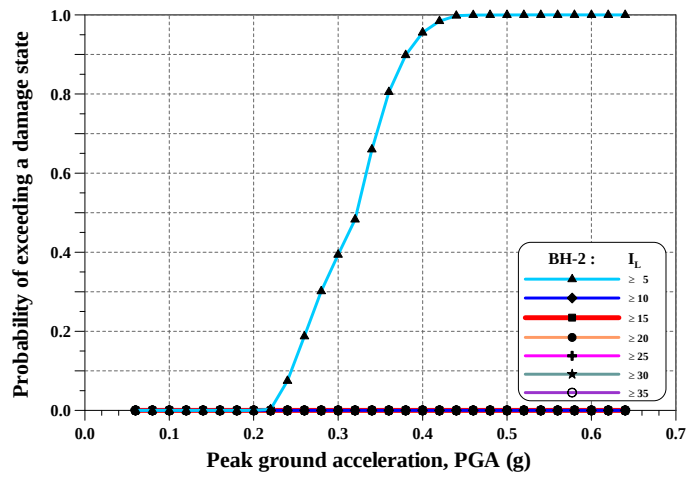


(b) 液化機率指數

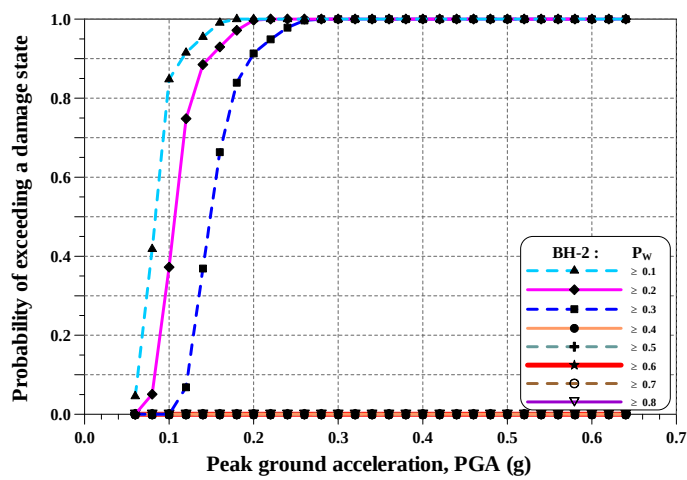


(c) 液化後地盤沉陷量

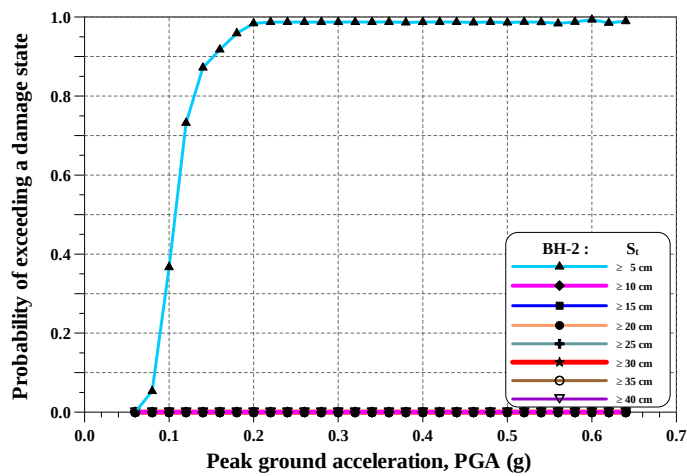
圖2-136 BH-1土壤液化之易損性曲線



(a) 液化潛能指數

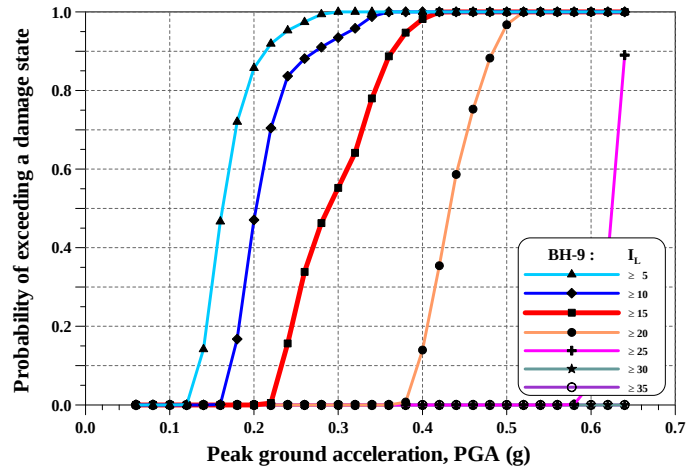


(b) 液化機率指數

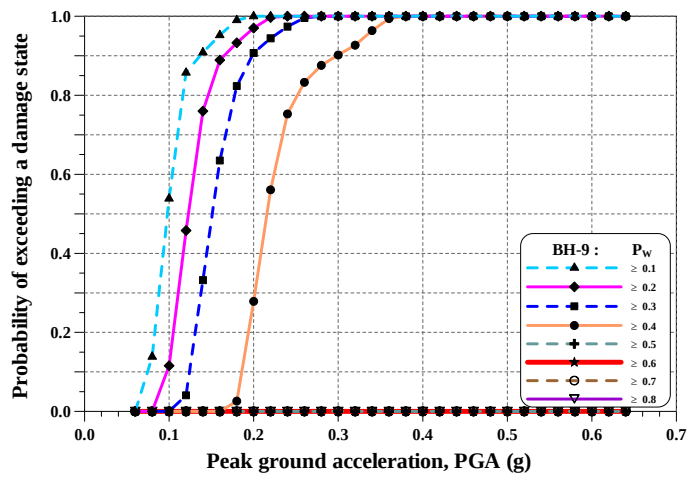


(c) 液化後地盤沉陷量

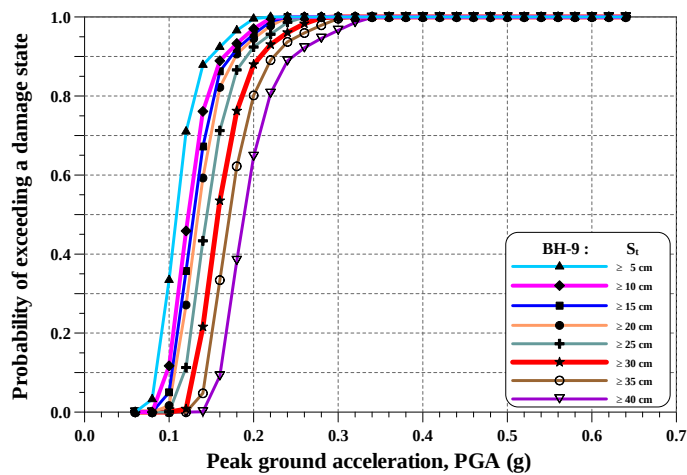
圖2-137 BH-2土壤液化之易損性曲線



(a) 液化潛能指數

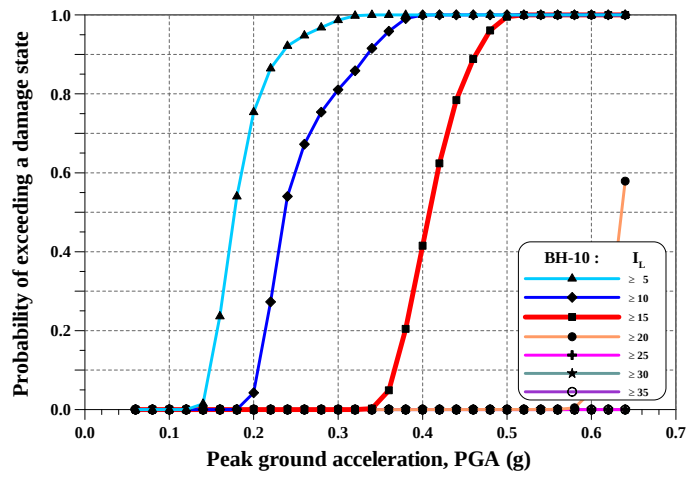


(b) 液化機率指數

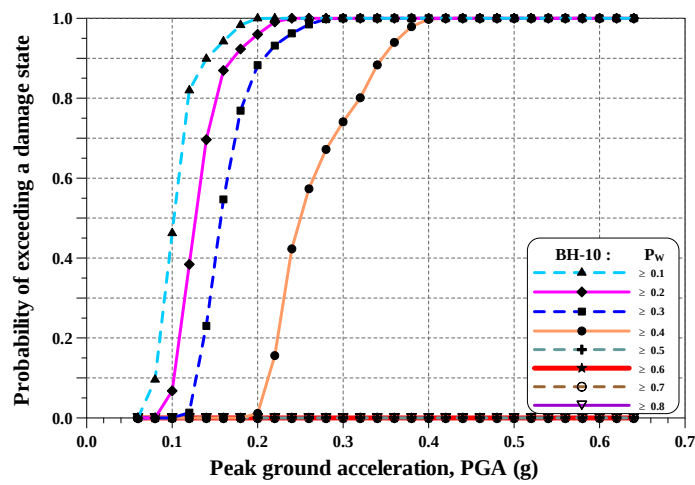


(c) 液化後地盤沉陷量

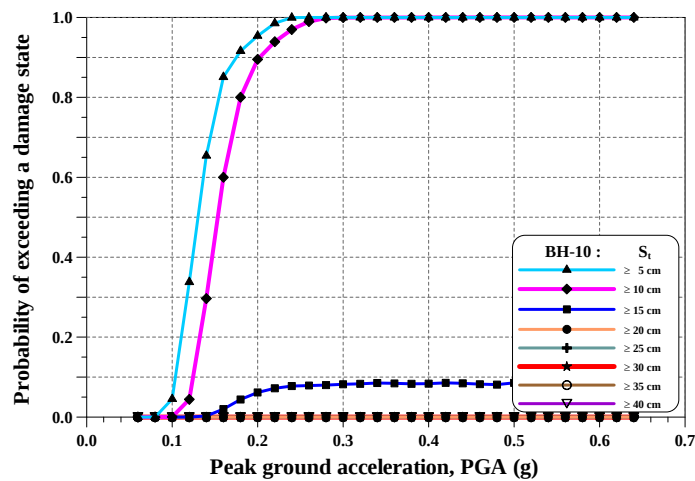
圖2-138 BH-9土壤液化之易損性曲線



(a) 液化潛能指數



(b) 液化機率指數



(c) 液化後地盤沉陷量

圖2-139 BH-10土壤液化之易損性曲線

### 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(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（接近破壞）：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，進行基隆港碼頭案例的耐震性能分析與評估。此外，本研究亦針對基隆港區易受腐蝕之板樁式碼頭

與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 基隆港區碼頭基本資料**

基隆港地處臺灣北端，港口東、西、南三面山鑾環抱，基隆港務局港務資料顯示基隆港港口朝西北方，為一長約兩千公尺，寬約四百公尺之狹長水路，主要航道寬度250公尺至350公尺，港區範圍總面積5721657.57平方公尺，港區主要碼頭平面圖如圖3-1所示，主要分為西岸與東岸兩區，目前設有貨櫃碼頭15座、雜貨碼頭24座與客運碼頭2座等營運碼頭41座以及其他海關用、軍用與修船用等非營運碼頭16座，共57座碼頭，整體基隆港區營運碼頭資料如表3-1、表3-2所示。

根據基隆港區碼頭歷年營運使用資料（參見表3-3），歷年使用情況皆以貨櫃碼頭為大宗，其次為雜貨碼頭。基隆港區碼頭營運現況如下所述：

#### **1. 東櫃貨櫃儲運場：**

本儲運場位於東岸碼頭區，有東 8、9、10、11 號 4 座深水碼頭，全長 860 公尺，裝置橋式起重機 7 台。

#### **2. 西岸貨櫃儲運場北櫃場：**

儲運場位於西岸碼頭區北邊，有西 19 至西 26 號八座深水碼頭，全長 2,012 公尺，裝置橋式起重機 16 台。

#### **3. 西岸貨櫃儲運場南櫃場：**

儲運場位於新碼頭區西 16、17、18 號 3 座深水碼頭，全長 620 公尺，裝置橋式起重機 6 台。

#### **4. 散雜貨碼頭作業：**

本港有雜貨碼頭 10 座，水深 7-11 公尺，雜貨桶棧 8 座，露置堆貨場 8 座。散貨碼頭 8 座，水深 6-11.5 公尺，水泥圓庫 7 座，化油儲槽 14 座。

依碼頭結構型式區分，基隆港碼頭可大致分為重力式碼頭（包含沉箱式、混凝土擁壁式與方塊式）、版樁式碼頭（包含傳統版樁式與井筒式）、棧橋式碼頭與橋墩式碼頭等四類。其中，版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10公尺以上之深水碼頭；沉箱式碼頭多位於靠近迴船池之外港地區，與其他重力式碼頭相比，沉箱式碼頭設計水深較深，可達9公尺以上；基隆港橋墩式碼頭建造年代最久，為本港特有之碼頭結構型式。

本研究綜合上述資料，考量碼頭營運重要性、碼頭結構型式與碼頭代表性，針對西30~32號碼頭與東21~22號碼頭區域之沉箱式碼頭、西22~26號碼頭與東6~7號碼頭區域之版樁式碼頭、西16~18號碼頭與東8~11號碼頭區域之棧橋式碼頭、及西2~4號碼頭區域之橋墩式碼頭，作為本計畫港灣碼頭構造物耐震能力評估之標的。以下便依序針對沉箱式碼頭、版樁式碼頭、棧橋式碼頭與橋墩式碼頭耐震能力評估分別說明。

### 3.2 沉箱式碼頭耐震能力評估

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年回歸期下基隆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，即基隆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基隆港沉箱式碼頭之耐震能力評估，探討沉箱式碼頭結構物之受震穩定性與耐震性能。

#### 3.2.1 沉箱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。

根據上述沉箱式碼頭的破壞機制，可整理出沉箱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沉箱壁體與岸肩所作之定量分級，如表3-4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，進行沉箱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。針對沉箱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，以下針對沉箱式碼頭之各項檢核分析分別說明。

#### 1. 沉箱式碼頭滑動穩定性分析

沉箱式碼頭耐震評估方法中的滑動穩定法，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滑動面上之正向作用力與抗滑動力，以檢討其滑動穩定性。

背填土壤未液化之沉箱式碼頭模型其分析示意圖如圖3-2所示，當其受地震力作用時，碼頭在水平方向之驅動力，包含了沉箱本身之慣性力  $K_h \cdot W$ 、沉箱兩側之靜水壓力  $P_{WL}$ （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  $P_{AE}$ ；在不考慮沉箱趾部護基拋石所提供之被動土壓力阻抗下，沉箱結構之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沉箱受地震力時，其抗滑動之安全係數FS，可以表示如下

$$F_s = \frac{\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE} + (P_{WL} - P_{WS}) + (P_{WEL} + P_{WES})} \dots\dots\dots (3-1)$$

上式中，

$\mu$ ：為沉箱底面與基礎拋石之摩擦係數。

$W'$ ：為沉箱總重減去浮力。

$W$ ：為沉箱之重量。

$K_v$ ：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。 $P_{WL} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_l^2$ ， $\gamma_w$  為海水之單位重  $1.03 \text{ t/m}^3$ ， $h_l$  為陸側地下水位面至沉箱底部之深度(m)。

$P_{WS}$ ：為海側靜水壓力。 $P_{WS} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_2^2$ ， $h_2$  為海側潮位至沉箱底部之深度(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， $P_{WEL} = 0.7 \cdot \frac{7}{12} K_h \cdot \gamma_w \cdot h_l^2$ ，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（港研中心，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

(港研中心，1997) 建議將碼頭前之動水壓力以外力設計計算之，Westergaurd (1933) 建議  $P_{WEL} = \frac{7}{12} K_h \cdot \gamma_w \cdot h_2^2$ 。

$P_{AE}$ ：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沉箱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(3-2)及(3-3)所示：

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

式中，

$\gamma'$ ：為地下水位以下之土壤有效單位重，約為1t/m<sup>3</sup>。

$\gamma_t$ ：為地下水位以上之土壤單位重，約為1.8t/m<sup>3</sup>。

$h_t$ ：為地下水位以上之土層厚度(m)。

$\varphi$ ：為沉箱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：

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

$\phi$ ：為土層土壤內摩擦角。

$\delta$ ：為沉箱壁面與土壤間之摩擦角。

$\theta$ ：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，

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

## 2. 沉箱式碼頭傾覆穩定性分析

沉箱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  $P_R$ 。整體碼頭受力示意圖如圖3-3所示。

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FS，可以表示如下

$$F_S = \frac{N \cdot L_N + P_{WS} \cdot L_{WS} + P_{PE} \cdot L_{PE} + P_R \cdot L_R}{K_h \cdot W \cdot L_I + P_{AE} \cdot L_{AE} + P_{WL} \cdot L_{WL} + P_{WES} \cdot L_{WES}} \dots\dots\dots (3-4)$$

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。

$L_I$ ：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  $P_{WES}$  對碼頭趾部之力臂， $P_{WES}$  作用於距基礎底面起算  $0.4 h_2$  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。

### 3. 沉箱式碼頭基礎承载力檢核分析

沉箱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，淺基礎之極限支承力可依下列公式估計之：

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma_2 D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \dots\dots\dots (3-5)$$

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。

$\gamma_1$ ：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。

$\gamma_2$ ：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。

$N_c$ 、 $N_q$ 、 $N_\gamma$ ：支承力因數，與土壤摩擦角  $\phi$  有關，當  $\phi$  在  $40^\circ$  以上時，

$$N_c = 95.7、N_q = 81.2、N_\gamma = 114.0。當 \phi 在 30^\circ 以上時，$$

$$N_c = 37.16、N_q = 22.46、N_\gamma = 19.13。$$

$F_{cs}$ 、 $F_{qs}$ 、 $F_{\gamma s}$ ：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  $F_v$  可表示成下式：

$$F_v = W' + K_v \cdot W + P_{AE} \sin \delta + w \dots\dots\dots (3-6)$$

式中，

$F_v$ ：基礎所承受之垂直力。

$W'$ ：碼頭有效重量。

$K_h \cdot W$ ：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  $\delta$  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：

$$F_s = \frac{q_u \cdot B}{F_v} \dots\dots\dots (3-7)$$

### 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土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，土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，塊體之水平方向慣性力由滑動面之抗剪力來維持塊體的動態平衡，所以塊體之運動狀態與滑動面所提供的抗剪力有關。

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  $X_o(t)$ ，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速度積分兩次而得(陳正興、黃國祥，2000)。

### 3.2.4 動力分析法

模擬沉箱－基礎拋石與沉箱－背填材料兩者結構土壤介面之滑動行為，並考慮超額孔隙水壓激發對碼頭穩定性及變位之影響，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能否符合性能目標，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。

本研究針對基隆港沉箱式碼頭於期中報告部分，擬先採用PLAXIS有限元素法程式來進行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 沉箱式碼頭耐震能力分析案例

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（參見圖3-1）。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。因此分別針對基隆港東岸區東21~22號沉箱式碼頭代表性剖面碼頭和西岸區西32號沉箱式碼頭代表性剖面碼頭，進行港區沉箱式碼頭耐震能力評估工作。

圖3-5為基隆港西32號沉箱式碼頭設計剖面圖，基隆港西32號碼頭靠近基隆港，主要用於煤碳運輸之用。碼頭區高程為+3.2 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，整體碼頭設計斷面如圖3-1所示。

圖3-6為基隆港東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，主要用於煤炭運輸之用。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，整體碼頭設計斷面如圖3-2所示。

以上二個碼頭皆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1/3為標準（港研中心，1997）。

就上述二座碼頭西32號和東21~22號為分析標的，就簡易分析法（擬靜力分析）、簡易動力分析法（滑動塊體法）、動力分析法評估此沉箱式碼頭之耐震性能是否符合設計需求。

## 1. 簡易分析法

### (1)基隆港西32號沉箱式碼頭耐震能力評估

在此採用3.2節所述簡易分析法之分析步驟，針對西32號沉箱式碼頭受震時之滑動穩定性、傾覆穩定性及基礎承載穩定性進行耐震能力評估。

#### a. 基隆港西 32 號碼頭設計剖面與代表性參數

本研究根據基隆港西 32 號沉箱式標準斷面資料，將碼頭與背填土壤參數予以適當之假設。其中沉箱之總單位重  $r_{st}$  為  $2.2 \text{ t/m}^3$ ，鋼筋混凝土之單位重為  $2.4 \text{ t/m}^3$ ，混凝土之單位重為

2.3 t/m<sup>3</sup>；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則為 0.55；海水單位重為 1.03 t/m<sup>3</sup>，背填土壤之單位重  $r$  為 1.8 t/m<sup>3</sup>，地下水位面下之土壤有效單位重  $r'$  為 1.0 t/m<sup>3</sup>，地震時碼頭的設計載重為 2 t/m<sup>2</sup>；回填塊石內摩擦角  $\psi$  為 40°，而回填級配料  $\psi$  為 35°，沉箱牆面與垂直面夾角  $\Psi$  為 0°，壁土間的摩擦角  $\delta$  為 15°。圖 3-7 至為本研究針對基隆港西 32 號碼頭所採用之簡易分析斷面與各項參數。

b. 滑動穩定性分析

基隆港西 32 號沉箱式碼頭受震滑動穩定性分析結果如表 3-5 所示，在水平地震係數  $K_h$  值為 0.115 條件下，此時碼頭的抗滑動安全係數為 1.08，處於接近臨界穩定的狀態。經由反算分析結果顯示，在水平地震係數  $K_h$  值為 0.127 時整體碼頭之抗滑動安全係數為 1.0，則西 32 號碼頭的臨界加速度為 0.127g，可依此進行滑動塊體法分析碼頭受震滑移量。

c. 傾覆穩定性分析

針對基隆港西 32 號沉箱式碼頭進行受震傾覆穩定性分析，由分析結果顯示，當水平地震係數  $K_h=0.115$  時基隆港西 32 號沉箱式碼頭之抗傾覆穩定性安全係數為 1.73，應屬安全範圍。

d. 基礎承載穩定性分析

由基隆港沉箱式碼頭簡化模型與參數顯示，西 32 號碼頭座落於礫石回填基礎與較堅硬地層之上，其土壤摩擦角  $\phi$  均大於 40°，而基礎埋置深度則以海側海底面距基礎底面間的距離視之。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  $C=0$ ）。根據式(3-6)、(3-7)分別計算各碼頭基礎承載力與承載力檢核安全係數，其結果如表 3-6 所示。分析結果顯

示，基隆港西 32 號沉箱式碼頭動態基礎承载力安全係數為 25.96，應能滿足設計需求。

e. 基隆港西 32 號沉箱式碼頭受震穩定性討論

由上述滑動穩定性、傾覆穩定性與基礎承载力檢核分析結果可知，基隆港西 32 號沉箱式碼頭在現行港灣構造物設計基準規定 475 年回歸期  $PGA=0.23\text{ g}$  之設計地震力條件下，其各項穩定性檢核之安全係數均大於 1.0。顯示此碼頭雖是依照建造時期之舊規範進行設計，但若以現行設計規範之地震力檢核本碼頭耐震能力時仍可達到穩定性需求。

將碼頭抗滑動與抗傾覆安全係數隨著不同水平地震係數之關係繪出，如圖 3-8 所示，圖中圓形空心點線為西 32 號碼頭滑動穩定性分析結果，三角實心點線為碼頭傾覆穩定性分析結果。由分析結果顯示，整體碼頭受震時應由滑動行為所主導，隨著水平地震係數增加，碼頭穩定性安全係數也會隨之下降。

(2)基隆港東21~22號沉箱式碼頭耐震能力評估

採用3.2.2節所述簡易分析法之分析步驟，針對東21~22號沉箱式碼頭受震時之滑動穩定性、傾覆穩定性及基礎承載穩定性進行耐震能力評估。

a. 基隆港號碼頭設計剖面與代表性參數

本研究根據基隆港東 21~22 號沉箱式標準斷面資料，將碼頭與背填土壤參數予以適當之假設。其中沉箱之總單位重  $r_{st}$  為  $2.2\text{ t/m}^3$ ，鋼筋混凝土之單位重為  $2.4\text{ t/m}^3$ ，混凝土之單位重為  $2.3\text{ t/m}^3$ ；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則為 0.55；海水單位重為  $1.03\text{ t/m}^3$ ，背填土壤之單位重  $r$  為  $1.8\text{ t/m}^3$ ，地下水位面下之土壤有效單位重  $r'$  為  $1.0\text{ t/m}^3$ ，地震時碼頭的設計載重為  $3.3\text{ t/m}^2$ ；回填塊石內摩擦角  $\psi$  為  $40^\circ$ ，而回填級配料  $\psi$  為  $35^\circ$ ，沉箱牆面與垂直

面夾角  $\Psi$  為  $0^\circ$ ，壁土間的摩擦角  $\delta$  為  $15^\circ$ 。圖 3-9 為本研究針對基隆港東 21~22 號碼頭所採用之簡易分析斷面與各項參數。

b. 滑動穩定性分析

基隆港東 21~22 號沉箱式碼頭受震滑動穩定性分析結果如表 3-7 所示，在水平地震係數  $K_h$  值為 0.115 條件下，此時碼頭的抗滑動安全係數為 1.14，處於接近臨界穩定的狀態。經由反算分析結果顯示，在水平地震係數  $K_h$  值為 0.130 時整體碼頭之抗滑動安全係數為 1.0，則東 21~22 號碼頭的臨界加速度為  $0.130g$ ，可依此進行滑動塊體分析碼頭受震滑移量。

c. 傾覆穩定性分析

針對基隆港東 21~22 號沉箱式碼頭進行受震傾覆穩定性分析，由分析結果顯示，當水平地震係數  $K_h=0.115$  時基隆港東 21~22 號沉箱式碼頭之抗傾覆穩定性安全係數為 1.54，應屬安全範圍。

d. 基礎承載穩定性分析

由東 21~22 碼頭簡化模型與參數，以及最接近之鑽孔地質資料顯示，東 21~22 號碼頭座落於礫石回填基礎與沉泥質砂土層之上，其沉泥質砂土摩擦角  $\phi$  等於  $30^\circ$ ，其支承力因數  $N_c$ 、 $N_q$ 、 $N_\gamma$  比摩擦角  $\phi$  大於  $40^\circ$  減小許多，計算時會影響到碼頭基礎極限承载力隨之下降。而基礎埋置深度則以海側海底面距基礎底面間的距離視之。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  $C=0$ ），分別計算各碼頭基礎承载力與承载力檢核安全係數，其結果如表 3-8 所示。分析結果顯示，基隆港東 21~22 號沉箱式碼頭動態基礎承载力安全係數為 4.78，尚可滿足設計需求。

e. 基隆港東 21~22 號沉箱式碼頭受震穩定性討論

由上述滑動穩定性、傾覆穩定性與基礎承载力檢核分析結

果可知，基隆港東 21~22 號沉箱式碼頭在現行港灣構造物設計基準規定 475 年回歸期  $PGA=0.23\text{ g}$  之設計地震力條件下，其各項穩定性檢核之安全係數均大於 1.0。顯示此碼頭雖是依照建造時期之舊規範進行設計，但若以現行設計規範之地震力檢核本碼頭耐震能力時仍可達到穩定性需求。

將碼頭抗滑動與抗傾覆安全係數隨著不同水平地震係數之關係繪出，如圖 3-10 所示，圖中圓形空心點線為東 21~22 號碼頭滑動穩定性分析結果，三角實心點線為碼頭傾覆穩定性分析結果。由分析結果顯示，整體碼頭受震時應由滑動行為所主導，隨著水平地震係數增加，碼頭穩定性安全係數也會隨之下降，同基隆港西 32 號沉箱式碼頭。

## 2. 簡易動力分析法

### (1) 分析所用之地震紀錄

本研究整理靠近基隆港區周圍之中央氣象局地震儀測站，如圖 3-11 所示，在港區附近之測站包括有 TAP060 德和國小、TAP061 東信國小、TAP104 協和電廠、TAP107 基隆氣象站、TAP111 基隆市消防局等五個測站，其中 TAP107 測站位於基隆港西岸海港大樓，為最接近港區之測站，位於港區西岸之海港大樓地下一樓。TAP107、TAP111、TAP061 三個測站啟用時間較晚，所紀錄之地震紀錄資料庫並未包含 921 集集地震。因此，考量各測站地理位置與所紀錄之地震資料庫，本研究選擇靠近基隆港區北邊之 TAP104 協和電廠測站 1999 年 9 月 21 日所發生規模 7.3 之集集地震，以及 2002 年 3 月 31 日所發生規模 6.8 之花蓮外海地震，作為本研究滑動塊體法分析基隆港區沉箱式碼頭受震滑移量的輸入運動。

921 地震時 TAP104 測站所紀錄之地震歷時為 92 秒，南北向最大地表尖峰加速度值為 32.68 gal，而東西向最大地表尖峰加速度值為 36.98 gal；331 地震時 TAP104 測站所紀錄之地震歷時為 79 秒，南北向最大地表尖峰加速度值為 35.21 gal，而東西向最大地

表尖峰加速度值為41.12 gal。TAP104協和電廠之921地震與331地震加速度歷時紀錄分別如圖3-12、圖3-13所示。

## (2)基隆港西32號碼頭受震滑移量分析

地震作用時，沉箱式碼頭所承受的力量包含有沉箱自重的慣性力、海測之靜態與動態水壓力、以及陸側的動態土壓力，其中關於陸側的動態土壓力的問題相當複雜，目前尚未有一致明確的結論，因此，本研究將背填土壤視為單一土層(不考慮背填卵石的效應)且尚未發生液化時的條件下進行簡易分析。陸地面側動態土壓力是根據Mononobe-Okabe動態土壓力理論考慮之，同時假設背填土壤為沉泥質細砂而滲透係數極小，地震發生期間土層激發孔隙水與土壤顆粒完全一起運動(陳正興、黃國祥，2000)。

針對基隆港西32號沉箱式碼頭，將前節分析所得之碼頭臨界加速度值代入，輸入運動則為協和電廠測站(TAP104)921地震與331地震之東西向地表加速度歷時紀錄。由於先前分析結果可知西32號碼頭臨界加速度為0.127 g，大於921地震或331地震紀錄之PGA，表示實際地震時本碼頭處於穩定狀態不會發生滑動，因此本研究將此二地震紀錄之正規化至PGA=0.23 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3-14與圖3-15分別為正規化921地震與331地震分析所得結果。

由分析結果可知在921地震案例時本碼頭之受震滑移量為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%，顯示基隆港西32號碼頭在PGA=0.23 g之設計地震需求下，以簡易動力分析法評估之滑移量結果符合國際航海協會重力式碼頭損害等級(PIANC, 2001)中等級一性能需求(即結構體無損害或小損害之情況)。

## (3)基隆港東21~22號碼頭受震滑移量分析

針對基隆港東21~22號沉箱式碼頭，將前節分析所得之碼頭

臨界 加速度值代入，輸入運動則為協和電廠測站（TAP104）921地震與331地震之東西向地表加速度歷時紀錄。由於先前分析結果可知東21~22號碼頭臨界加速度為0.130 g，大於921地震或331地震紀錄之PGA，表示實際地震時本碼頭處於穩定狀態不會發生滑動，因此本研究將此二地震紀錄之正規化至PGA=0.23 g，以符合臺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3-16與圖3-17分別為正規化331地震與921地震分析所得結果。

由分析結果可知在921地震案例時本碼頭之受震滑移量為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%，顯示基隆港東21~22號碼頭在PGA=0.23 g之設計地震需求下，以簡易動力分析法評估之滑移量結果符合國際航海協會重力式碼頭損害等級（PIANC, 2001）中等級一性能需求（即結構體無損害或小損害之情況）。

### 3. 動力分析法

本研究採用兩種動力分析法，使用的數值分析軟體分別為FLAC和PLAXIS。以下針對基隆港西32號和東21~22號沉箱式碼頭之設計斷面，分別進行兩種碼頭受震動力數值分析。詳細模型設定如下：

#### (1)基隆港西30、西31-32號及東21~22號碼頭FLAC受震動力分析

##### a. FLAC 程式簡述

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua)程式為美國Itasca Consulting Group, Inc.所發展(Itasca, 2005)，而FLAC程式是以外顯有限差分程式(Explicit Finite Difference Code)處理二維平面應變之數值分析問題，以模擬土壤、岩石彈塑性或其他達降伏限度後成塑性流動的材料所組成的構造物行為。並將欲分析之物體分割成有限之網格，決定材料之組成律及邊界條件，若材料所遭受支應立場較大亦產生大變形的可能，則使用

大應變模式模擬材料變形行為。另外，Fish (FLACish)程式則可提供使用者自行撰寫附加之副程式，以符合特殊案例之需求(李佳翰，2001)。

FLAC 為外顯 (explicit) 有限差分程式，運算過程中是以「時階的型態」(Time-stepping Fashion)來求解每一個節點的運動方程式，利用切的很小的時階，達到節點或元素 (zone) 之間訊息或變化不會傳給鄰近之節點或元素之假設，如此可看到整個系統的行為隨時間發展變化的過程。而在進行動態分析時需考慮在有限網格之波傳行為之影響，因此需加以考慮邊界折射與反射行為，且在進行模擬時也需考慮到應力波傳遞時期能量消散行為。而 FLAC 的 Dynamic Option 也提供了阻尼與吸能邊界。

#### b. FLAC 有限差分法分析

利用 FLAC 進行重力式碼頭之動力分析。研究範圍是以臺灣—基隆港區案例分析。首先進行基隆港區案例之資料蒐集包含：(a)設計斷面圖；(b)現地及室內試驗；(c)地下水水位面和地震紀錄。

依上述所收集之資料，分別進行案例數值模擬。如圖 3-18 所示，動態數值模擬分析主要分為九大步驟：(一)建立網格；(二)輸入材料強度參數；(三)設定邊界條件；(四)加入界面元素並重力平衡；(五)施加海水之側向力；(六)指定地下水水位面；(七)力學平衡；(八)設定阻尼參數和動態邊界條件；(九)施加地震力。

#### c. FLAC 案例分析

針對基隆港西 30 與西 31-32 號碼頭來進行案例分析，建立  $40 \times 20$  網格數，及東 21-22 碼頭，建立  $100 \times 38$  網格數，以 FLAC 之 rat 指令加密沉箱附近的網格，並使用 generate line 指令將網格分成幾區：基礎岩盤、塊石區、背填砂與底部土壤等；並給予材料參數（與有限元素法相同分析時所使用參數），設定邊

界條件，土層左右兩邊邊界固定 x 軸，只允許縱向變位，且為吸能邊界；底部設定為 y 軸不允許變位，且為吸能邊界；然後加入界面元素(如表 3-9 所示)並重力平衡；接著在沉箱式網格圖左側施加海水之側向力，只考慮為靜止水壓並不考慮港池震盪所產生共振效應，並指定地下水位面，假設地下水位在地表面下 3 公尺，進行分析時須關閉重力場(set mech=off)，開啟滲流模式(set flow=on)，再以 fix sat 指令指定飽和面，並用 solve 指令使飽和面以下達到飽和狀態；接著須開啟重力場(set mech=on)關閉滲流模式，讓土體達到力學平衡，並監測不平衡力，使不平衡力收斂後才表示土體力學平衡；然後開始給予阻尼參數和動態力學阻尼(使用阻尼參數如表 3-9 所示)；而地震力之施加，在 FLAC 程式中可以使用實際的地震紀錄作為動態輸入，而在模擬分析之前先必須將實際地震紀錄寫成 \*.his 格式化檔案，再利用 his read 指令讀入即可。

使用之地震紀錄是位於基隆港區附近之協和電廠測站(TAP104)所記錄到之兩筆臺灣近年發生的代表性強震歷時：1999 年 9 月 21 日所發生，規模 7.3 之集集地震，以及 2002 年 3 月 31 日所發生，規模 6.8 之花蓮外海地震，並放大至所考量之地震等級即現行港灣構造物設計基準（交通部，2000）所建議之本工址 475 年回歸期  $PGA=0.23\text{ g}$ 。由於協和電廠座落於岩層露頭之上且距基隆港西 32 號碼頭場址十分接近，故在此將該輸入運動視為基盤運動，直接於所建立地盤模型之底部輸入，進行動力歷時分析。再將基盤加速度歷時積分後成為速度歷時，再利用轉換公式將水平方向速度轉換為剪應力施加於底部邊界，完成指令之設定後，便可開始進行模擬分析，圖 3-19 及圖 3-20 分別為西 30 及 31-32 號碼頭之數值分析網格圖。

#### d. FLAC 模擬分析結果

##### (a)西 30 號沉箱式碼頭

針對基隆港西 30 號沉箱碼頭在 331 地震紀錄及 0.23g 地震力下數值分析結果，如圖 3-21 和圖 3-22 所示，顯示 X 方向位移量與 Y 方向位移量，圖 3-23 為位移向量分布，其 X、Y 之方向最大位移量出現在回填塊石區和背填砂區之間，由於沉箱式碼頭往海側滑移之關係，但整體之位移量不大，水平滑移量與垂直方向之位移量，最大值均小於 5 公分（如圖 3-21、3-22 及 3-23 所示），且發生在碼頭最上方與背填土壤間。因此，基隆港西 30 號沉箱碼頭在此地震力作用下，不致發生對碼頭產生破壞。而在 921 地震紀錄及 0.23g 下，碼頭之位移量約與前者 331 結果相同，其最大位移向量約為 4.8 公分如圖 3-24 所示。

(b)西 31~32 號沉箱式碼頭

針對基隆港西 31~32 號沉箱碼頭在 921 地震紀錄及 0.23g 地震力下數值分析結果，如圖 3-25 和 3-26 所示，顯示 X 方向位移量與 Y 方向位移量，圖 3-27 為位移向量分布，其 X、Y 之方向最大位移量出現在回填塊石區和背填砂區之間，由於沉箱式碼頭往海側滑移之關係，但整體之位移量不大，水平滑移量與垂直方向之位移量，最大值均小於 5 公分（如圖 3-25、3-26 及 3-27 所示），且發生在碼頭最上方與背填土壤間。因此，基隆港西 30 號沉箱碼頭在此地震力作用下，不致發生對碼頭產生破壞。而在 331 地震紀錄及 0.23g 下，碼頭之位移量約與前者 921 結果相同，其最大位移向量約為 4.25 公分如圖 3-28 所示。

(c)東 21-22 號沉箱式碼頭

針對基隆港東 21-22 號沉箱碼頭之網格、地層材料及邊界如圖 3-29 所示，沉箱碼頭在右邊，而左邊為拋石邊坡。此碼頭在 331 地震紀錄及 0.23g 地震力下，假設只有背填土壤會發生液化採用 FLAC 中之 FINN Model 來分析，數值分析結果如圖 3-30 和 3-31，分別顯示 X 方向位移量與 Y 方向

位移量，圖 3-32 為位移向量分布，其 X、Y 之方向最大位移量出現在碼頭及其背後之回填填砂區，因沉箱式碼頭往海側滑移之關係，但整體之位移量更小，位移量最大值均小於 2 公分（如圖 3-30、3-31 及 3-32 所示）。因此，基隆港東 21-22 號沉箱碼頭在此地震力作用下，不致發生對碼頭產生破壞。類似結果也在 921 地震紀錄及 0.23g 下，碼頭之位移量約與 331 地震下分析結果相同。

如果同時假設碼頭後方與下方卵礫石區之強度因風化而下降，且等同背填土壤時，在 331 地震紀錄及 0.23g 地震力下數值分析結果如下：X 方向位移量與 Y 方向位移量分別在圖 3-33 及 3-34，圖 3-35 為位移向量分布。X、Y 之方向最大位移量除出現在碼頭及其背後之回填填砂區外，在碼頭後方塊石回填區之堤防邊坡也會發生較大位移滑動，最大位移量接近 30 公分。在碼頭左右側將有 20 多公分之水平滑移量向海側移動，且碼頭後方之地面將發生約 20 公分之下陷量。而沉箱碼頭在震動與位移作用下之孔隙水壓變化如圖 3-36 所示，在碼頭後方與下方之孔隙水壓因碼頭水平及向下移動，有明顯增加情形。

## (2)基隆港西32號碼頭PLAXIS受震動力分析

### a. 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 3-10，係根據設計條件與參考現地鑽探資料予以設定且暫不考慮土壤液化之可能性，土壤（包含拋石、回填材料、岩層）採莫耳~庫倫模式模擬土體之塑性破壞。由於西 32 號碼頭一帶區域並無鑽孔地質資料，故參考附近基隆港區西 27 號碼頭鑽孔 W24-01~W24-06（表 2-1），由鑽孔資料顯示岩盤分佈多位於高程約-13.2 m 至-15 m 處，因此設定高程在基礎拋石底面以下範圍設定為岩層材料；而沉箱背填區域除拋石與石子濾層以外，在設計圖上均無說明或標示，為了保守起見先行假設此

區皆為回填土層進行動力分析，於期末報告時再依照此區現地代表性剖面進行分析。模型底部設定於高程 EL. -30 m，地震運動將於此輸入。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）。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。

#### b. 介面材料

根據先前所述沉箱式碼頭受震破壞機制與損害等級指標參數，沉箱滑移破壞以及岸肩沉陷實為沉箱式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沉箱—底部基礎與沉箱—背填材料之間的介面性質，才可完整模擬沉箱受震行為。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 3-11 所示。

#### c. 設計載重

根據基隆港沉箱式碼頭設計條件，地震時碼頭設計載重為  $2 \text{ t/m}^2$ ，本研究進行動力分析時同樣於碼頭及碼頭後線地表施加一均佈靜載重模擬。

#### d. 輸入地震

採用位於基隆港區附近之協和電廠測站(TAP104)所記錄到之兩筆臺灣近年發生的代表性強震歷時：1999 年 9 月 21 日所發生，規模 7.3 之集集地震，以及 2002 年 3 月 31 日所發生，規模 6.8 之花蓮外海地震，並放大至所考量之地震等級即現行港灣構造物設計基準（交通部，2000）所建議之本工址 475 年

回歸期  $PGA=0.23\text{ g}$ 。由於協和電廠座落於岩層露頭之上且距基隆港西 32 號碼頭場址十分接近，故在此將該輸入運動視為基盤運動，直接於所建立地盤模型之底部輸入，進行動力歷時分析。

e. 受震動力分析結果

基隆港西 32 號沉箱式碼頭動力分析所用之有限元素分析模型如圖 3-37 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， $PGA=0.23\text{g}$

圖 3-38 為沉箱頂部與基盤輸入運動之比較，沉箱頂部最大加速度約  $0.336\text{ g}$  ( $=3.3\text{ m/s}^2$ )，且圖中顯示沉箱頂部加速度歷時紀錄較基盤輸入運動有較多的高頻含量。

圖 3-39 為分析所得最終變形網格與地表沉陷量曲線，由圖中可知在沉箱結構與地表土層元素交界處有發生壁土分離現象，因此沉箱頂部與後緣地表延水平 X 向之沉陷量為不連續曲線。此案例中，沉箱最大沉陷發生在結構前端，其值為  $0.032\text{ m}$ ，後緣地表距海  $30\text{ m}$  的範圍內其最大沉陷量為  $0.245\text{ m}$ 。將沉箱底部節點水平位移減去同一座標之介面元素節點水平位移，即為沉箱受震滑移量。將沉箱頂部與底部水平位移差值比上沉箱高度，則為沉箱朝海側傾斜角。圖 3-40 為基隆港西 32 號碼頭在 921 地震  $PGA$  正規化至  $0.23\text{ g}$  之沉箱變位分析結果，由圖可知沉箱受震後滑移量為  $0.0238\text{ m}$ ，小於簡易動力分析所得結果，而朝海側之傾斜角為  $0.158^\circ$ 。

圖 3-41 為距碼頭前端  $30\text{ m}$  處土層其  $EL. -0.5\text{ m}$ 、 $EL. -4\text{ m}$ 、 $EL. -7.5\text{ m}$  及  $EL. -11\text{ m}$  各不同高程之超額孔隙水壓力與垂直有效應力圖，在此負值表示壓力。由結果可知，各層最大超額孔隙水壓力大約發生於  $40\text{ sec}$  時，而此時為輸

入運動歷時最大加速度發生之時刻，而在 50 sec 後整體震動較緩時，可發現在 EL. -7.5 m 與 EL. -11 m 較深層處之超額孔隙水壓變化已趨於穩定，但在 EL. -0.5 m 與 EL. -4 m 較淺層處超額孔隙水壓仍有一定程度之變化。

根據上述分析結果顯示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  $1.5^\circ$ ，岸肩與後線之差異沉陷亦小於門檻值，故歸納出基隆港西 32 號碼頭於此 921 地震案例中，損害等級屬於第 I 級。

(b)331 地震， $PGA=0.23g$

圖 3-42 為沉箱頂部與基盤輸入運動之比較，沉箱頂部最大加速度約  $0.31 g (=3 m/s^2)$ ，略小於 921 地震案例分析結果。

圖 3-43 為分析所得最終變形網格與地表沉陷量曲線，在沉箱結構與地表土層交界處同樣有發生壁土分離現象。此案例中，沉箱最大沉陷發生在結構前端，其值為  $0.026 m$ ，後線地表距海 30 m 的範圍內其最大沉陷量為  $0.039 m$ 。圖 3-44 為基隆港西 32 號碼頭在 331 地震  $PGA$  正規化至  $0.23 g$  時沉箱變位分析結果，由圖可知沉箱受震後滑移量為  $0.0062 m$ ，小於簡易動力分析所得結果，而朝海側之傾斜角為  $0.077^\circ$ 。

圖 3-45 為距碼頭前端 30 m 處土層其 EL. -0.5 m、EL. -4 m、EL. -7.5 m 及 EL. -11 m 各不同高程之超額孔隙水壓力與垂直有效應力圖，在此負值表示壓力。由結果可知，各層最大超額孔隙水壓力大約發生於輸入運動歷時最大加速度時刻，而在 45 sec 後整體震動較緩時，可發現淺層處超額孔隙水壓變化情況仍深層處來得大。

根據上述分析結果顯示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  $1.5^\circ$ ，岸肩與後線之差異沉

陷亦小於門檻值，故歸納出基隆港西 32 號碼頭於此 331 地震案例中，損害等級屬於第 I 級。

f. 小結

綜合以上分析結果，可知基隆港西 32 號沉箱式碼頭，在 475 年回歸期地震等級下( $PGA=0.23g$ )，損害等級屬於等級 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。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 分析結果。若觀察此二分析之沉箱滑移量歷時紀錄，可發現沉箱滑移運動皆約在輸入運動最大加速度發生時刻（40 sec）啟動，而在 50 sec 以後達到穩定不再有明顯滑動發生，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。

**(3)基隆港東21~22號碼頭PLAXIS受震動力分析**

仍參考去年花蓮港板樁式碼頭動力分析以 PLAXIS 所建立之碼頭分析模型設定，針對基隆港東 21~22 號沉箱式碼頭之設計斷面進行碼頭受震動力分析，詳細模型設定如下：

a. 地盤模型：

依舊由 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 3-12，係根據設計條件與參考現地鑽探資料予以設定且暫不考慮土壤液化之可能性，土壤（包含拋石、回填材料、岩層）採莫耳~庫倫模式模擬土體之塑性破壞。由於東 21~22 號碼頭一帶區域並無鑽孔地質資料，故參考基隆港地區 SPT 鑽孔孔口高程等值線圖 3-46 和基隆港地區 SPT 鑽孔基岩高程等值線圖 3-47，由圖 3-48 顯示岩盤分佈多位於高程約 -35.0 m 處。根據東 21~22 號碼頭之簡化土層剖面圖 3-49，高程 -0.0 m 至 -6.0 m 為回填層，N 值大於 50；高程 -6.0 m 至 -35.0 m 則為原沖積層（沉泥質砂），N 值約為 15.97。模型底部設定於高程

EL. -40.0 m，地震運動將於此輸入。土壤遲滯阻尼設定同基隆港西 23 號沉箱式碼頭。亦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。且為減少波傳反射之不利影響，在模型左右邊界施加吸收邊界(absorbent boundary)來吸收波傳能量。

#### b. 介面材料

本模型利用 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 3-11 所示。

#### c. 設計載重

根據基隆港沉箱式碼頭設計條件，地震時碼頭設計載重為  $3.3 \text{ t/m}^2$ ，本研究進行動力分析時同樣於碼頭及碼頭後線地表施加一均佈靜載重模擬。

#### d. 輸入地震

採用與基隆港西 32 號沉箱式碼頭模型相同的地震歷時記錄，協和電廠測站(TAP104)所記錄到之兩筆代表性強震歷時：1999 年 9 月 21 日所發生，規模 7.3 之集集地震，以及 2002 年 3 月 31 日所發生，規模 6.8 之花蓮外海地震，並放大至所考量之地震等級即現行港灣構造物設計基準（交通部，2000）所建議之本工址 475 年回歸期  $\text{PGA}=0.23 \text{ g}$ 。由於協和電廠座落於岩層露頭之上且距基隆港東 21~22 號碼頭場址十分接近，故在此將該輸入運動視為基盤運動，直接於所建立地盤模型之底部輸入，進行動力歷時分析。

#### e. 受震動力分析結果

基隆港東 21~22 號沉箱式碼頭動力分析所用之有限元素分析模型如圖 3-49 所示，分別輸入地震歷時紀錄，分析所得

結果如下所述：

(a) 921 地震，PGA=0.23g

圖 3-50 為模型地表兩處與基盤輸入運動之比較，回填砂地表最大加速度約  $0.226\text{ g}$  ( $=2.22\text{ m/s}^2$ )，梯形堤防地表最大加速度約  $0.246\text{ g}$  ( $=2.42\text{ m/s}^2$ )。

圖 3-51 為分析所得最終變形網格與地表沉陷量曲線，由圖中可知沉箱頂部上的地表變形從沉箱前緣漸漸下陷處至回填砂中央(地表最大下限處)，再逐漸往回填砂與塊石交界處回升，此一地表變形曲線延水平 X 向之沉陷量為連續曲線。由最終變形網格受震圖，亦可看出沉箱與背後回填塊石在受震後有分離的現象。此案例中，後緣地表距海 30 m 的範圍內其最大沉陷量約為 1.50 m。將沉箱底部節點水平位移減去同一座標之介面元素節點水平位移，即為沉箱受震滑移量。將沉箱頂部與底部水平位移差值比上沉箱高度，則為沉箱朝海側傾斜角。圖 3-52 為基隆港東 21~22 號碼頭在 921 地震 PGA 正規化至 0.23 g 之沉箱變位分析結果，由圖 3-53 可知沉箱受震後滑移量為 0.05 cm，小於簡易動力分析所得結果，正規化水平位移  $d/H=0.0047\%$ ，而朝海側之傾斜角為  $-0.008^\circ$ 。

圖 3-54 為距碼頭後緣 8 m 處，大約是回填土中央土層其高程 EL. -0.4 m 和 EL. -4.0 m 與原沖積層 EL. -10.0 m 和 EL. -17 m，四點各不同高程之超額孔隙水壓力與垂直有效應力圖，在此負值表示壓力。由結果可知，各層最大超額孔隙水壓力大約發生於 40 sec 時，而此時為輸入運動歷時最大加速度發生之時刻。在 50 sec 後整體震動較緩時，發現在較淺層處(EL. -0.4m、EL. -4.0m、EL. -10 m)之超額孔隙水壓變化已趨於穩定，但在 EL. -17.0 m 較深層處超額孔隙水壓仍有變化。

根據上述分析結果顯示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  $1.5^\circ$ ，就沉箱正規化水平位移而言是屬於損壞等級 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。

(b)331 地震，PGA=0.23g

圖 3-55 為模型地表兩處與基盤輸入運動之比較，回填砂地表最大加速度約 0.226 g (=2.22 m/s<sup>2</sup>)，堤防地表最大加速度約 0.246 g (=2.42 m/s<sup>2</sup>)，略小於 921 地震案例分析結果。

圖 3-56 為分析所得最終變形網格與地表沉陷量曲線，此一地表變形曲線延水平 X 向之沉陷量為連續曲線。由最終變形網格受震圖，亦可看出沉箱與背後回填塊石在受震後有分離的現象。此案例後線地表距海 30 m 的範圍內其最大沉陷量為 0.62 m。圖 3-57 為基隆港東 21~22 號碼頭在 331 地震 PGA 正規化至 0.23 g 時沉箱變位分析結果，由圖 3-58 可知沉箱受震後滑移量為 0.004 cm，小於簡易動力分析所得結果，正規化水平位移  $d/H=0.0004\%$ ，而朝海側之傾斜角為  $0.003^\circ$ 。

圖 3-59 為距碼頭後緣 8 m 處，大約是回填土中央土層其高程 EL. -0.4 m 和 EL. -4.0 m 與原沖積層 EL. -10.0 m 和 EL. -17 m，四點各不同高程之超額孔隙水壓力與垂直有效應力圖，在此負值表示壓力。由結果可知，各層最大超額孔隙水壓力大約發生於 40 sec 時，而此時為輸入運動歷時最大加速度發生之時刻，在 50 sec 後整體震動較緩時，發現 EL. -0.9m、EL. -4.0m、EL. -10 m 之超額孔隙水壓變化皆趨於穩定，但在 EL. -17.0 m 較深層處超額孔隙水壓仍有變化。

根據上述分析結果顯示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  $1.5^\circ$ ，在損壞等級 I 範圍內。岸肩與後線之差異沉陷亦小於損壞等級 I 門檻值，故歸納出

基隆港東 21~22 號碼頭於此 331 地震案例中，損害等級屬於第 I 級。

f. 小結

綜合以上分析結果，可知基隆港東 21~22 號沉箱式碼頭，在 475 年回歸期地震等級下( $PGA=0.23g$ )，有可能是沉箱背後回填層受震產生滑動破壞。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 分析結果。以西 32 號碼頭分析結果為例，若觀察此二分析之沉箱滑移量歷時紀錄，可發現沉箱滑移運動皆約在輸入運動最大加速度發生時刻（40 sec）啟動，而在 50 sec 以後達到穩定不再有明顯滑動發生，兩者變化趨勢相當一致，顯示滑動塊體法之簡易動力分析亦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。

### 3.3 版樁式碼頭耐震能力評估

版樁式碼頭結構是由相互連鎖的版樁、繫索拉桿、以及錨碇設施等所組成，如圖3-60(a)所示。整個版樁牆的穩定性係由牆背拉桿與錨碇設施與版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，版樁牆的受震反應將受到版樁結構體與牆前、牆背土壤互制作用之影響。當版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版樁的埋置段，因為該部分損壞修復上較為困難，也應避免版樁牆有脆性破壞、繫索拉桿斷裂、以及錨碇設施毀損的情形發生。

鋼版樁圓筒式碼頭則係利用鋼版樁打設入地盤成圓筒型，圍束其內之土壤，利用圓筒結構強度與土壤剪力強度之互制作用，形成一整體擋土構造，並由筒內土體自重發揮類似於重力式碼頭之穩固機制，如圖3-60(b)所示。相較於一般沉箱式碼頭，由於圓筒式碼頭沒有如沉箱底與承載土層間之異種材料界面，故較不易發生滑動與承載力破壞，且其圓弧形構造能均勻承受及分散抵銷部分作用力，而加強穩定性；另外，相較於一般版樁式碼頭，圓筒之圍束作用較能防止碼頭作

業區淺層土壤液化（胡道舜，2005）。

根據第二章港區地震危害度分析之結果，可知基隆港區之475年回歸期地震，亦即國際航海協會(PIANC, 2001)建議設計時應考量之L2等級地震，其PGA為0.228g，與現行港灣構造物設計基準（交通部，2000）所建議供基隆地區設計用之475年回歸期PGA=0.23g相當接近。因此，本節中將考慮PGA=0.23g之情況，針對基隆港區既有的版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。

評估版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。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，以下即分別採用簡易分析法與動力分析法，評估基隆港區版樁式碼頭之耐震能力。

### 3.3.1 版樁式碼頭受震破壞機制與損害等級定義

根據以往版樁式碼頭的震害案例中，可概略歸納出版樁式碼頭受地震力作用下可能的破壞模式如圖3-61所示（PIANC, 2001；陳永祥等人，2000），茲說明如下：

1. 版樁結構：此部份係指版樁結構本體，可能的破壞模式為因地震所產生額外的土壓力及水壓力，超過版樁結構原有的設計強度（包括版樁的材料容許應力、錨碇拉桿或鋼索的容許應力、錨碇版或樁的材料容許應力等），使得結構岸壁產生裂縫、破損、拱起及下陷；或版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，或因鋼版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。

根據以上所歸納之版樁式碼頭結構可能的破壞模式，可利用版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3-62）：

1. 以位移為評估參數：

- (1)版樁牆之水平向位移、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)版樁之應力狀態（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版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，建立出版樁碼頭結構損害等級之門檻值。

表3-13所示為文獻中關於版樁式碼頭損害等級的量化基準。其中，表3-13(a)為Uwabe (1983)與Gazetas et al.(1990)歸納過去之震災損害資料，針對版樁壁頂之平均永久位移與最大殘餘位移值大小，所作之損害分級。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3-13(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3-13(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，本節之版樁式碼頭耐震能力評估，與後續之版樁式碼頭易損分析，將同時參考上述這些基準。

另外，在進行版樁式碼頭設計時，隨著地震力等級增加，應適當地確認版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版樁牆體難以修復，則適當的構材降伏發生順序建議如下(PIANC, 2001)（參考圖3-63）：

1. 錨錠設施之位移（在損害等級I以內）
2. 基盤面以上的版樁發生降伏
3. 基盤面以下的版樁發生降伏
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。然而假如發生在版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版樁先降伏。

至於鋼版樁圓筒式碼頭，由於其穩定機制類似於重力式碼頭，故相關受震破壞機制亦類似於重力式碼頭，包含因底層土壤液化產生承载力破壞，以及因地震所產生之額外的土壓力及水壓力造成圓筒水平位移或外傾的情況。除此之外，由於相較於沉箱，鋼版樁圓筒仍為一相對柔性之構造，故尚可能有筒內土體剪力變形，以及版樁間環向拉力超出材料容許拉力的情況。鋼版樁圓筒式碼頭之損害等級定義則直接參考重力式碼頭之定義，如表3-4所示。

### 3.3.2 基隆港區版樁式碼頭簡介

參考港灣工程技術資料庫－基隆港部份（陳森河等人，2000）及基隆港務局提供之相關資料，目前基隆港區使用中之版樁式碼頭，主要包括有西21~西22號、西27號、東2~東7號等鋼版樁碼頭，相關資料詳列於表3-14，設計斷面如圖3-64~圖3-68所示，均以鋼版樁作為主要擋土設施，並配合拉桿施加拉力，以RC版或鋼版樁錨錠之；另有西23~西26號等鋼版樁圓筒式碼頭，設計斷面如圖3-69~圖3-70所示。本節中，針對鋼版樁式碼頭，將選定經實際檢測發現鋼版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，則選定可目視觀察到有明顯鏽蝕現象之西25號碼頭，分別評估其耐震性能是否符合設計需求。

#### 1. 東6號版樁式碼頭

根據東6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3-15所示。根據「港灣工程技術庫－基隆港部分」（陳森河等人，2000）中所列之設計資料，並根據標準貫入試驗所得之SPT-N值，可估算出分析所需之地層力學參數，如表3-16所示。另由於基隆港過去並無液化災損記錄，且根據第二章港區液化危害度分析之結果，可知基隆港區液化潛能偏低，故在此僅考慮土壤未發生液化之情況。

根據「港灣工程技術庫－基隆港部分」（陳森河等人，2000）及「碼頭結構物現況調查研究(2/4)」（柯正龍等人，2007），可知

東6號碼頭所採鋼版樁斷面型號為Z-38，其斷面性質如表3-17，錨錠拉桿直徑則為75mm。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，在此參考港研中心針對基隆港東2~東7號鋼版樁碼頭實際進行檢測之結果(饒正等人，2002；柯正龍等人，2007)，綜合歸納出目前東6號碼頭保守且具代表性之平均腐蝕速率為0.1mm/year。若考慮該碼頭於民國59年啟用，估計建造迄今已40年，則腐蝕量為 $0.1\text{mm/yr} \times 40\text{yr} = 4.0\text{mm}$ ，鋼版樁之斷面積約減少28%；至於拉桿係位於陸側土中，腐蝕現象應更為輕微，但為保守之故，仍採用平均腐蝕速率為0.1mm/year，則拉桿斷面積約減少10%。考慮因鏽蝕產生之斷面折減，並選取鋼材楊氏模數為200GPa，鋼版樁材料降伏應力294MPa，拉桿材料降伏應力240MPa，計算所得結構構件力學參數如表3-18。

## 2. 西 25 號鋼版樁圓筒式碼頭

根據西25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。同樣根據設計資料，並根據標準貫入試驗所得之SPT-N值，可估算出分析所需之地層力學參數，如表3-20所示。同樣地，在此僅考慮土壤未發生液化之情況。

根據「港灣工程技術庫－基隆港部分」(陳森河等人，2000)，可知西25號碼頭其係由厚度為12.5mm之線型鋼版樁所構成。該碼頭過去並無相關檢測資料，但參考港研中心針對鄰近該碼頭之基隆港西21、西22號鋼版樁碼頭實際進行檢測之結果(饒正等人，2003)，歸納出保守且具代表性之平均腐蝕速率亦約0.1mm/year。若考慮西25號碼頭於民國63年啟用，估計建造迄今已36年，則腐蝕量為 $0.1\text{mm/yr} \times 36\text{yr} = 3.6\text{mm}$ ，版樁厚度折減為8.9mm，後續斷面性質計算將考慮之。

由於鋼版樁圓筒式碼頭為三維結構，若欲以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，其水平斷面積需保持與原來之曲線形斷面積相同，以求取換算壁體寬度，如圖3-60(b)右側所示。根據基

隆港務局提供之資訊，西25號碼頭平面配置如圖3-70左上所示，則依此配置所求得之換算壁體寬度 $B=23.64\text{m}$ 。接著，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版樁牆，如圖3-71所示，模擬圓筒形擋土構造之力學行為。其中，圓筒形構造與兩道等值版樁牆之單元長度整體斷面慣性矩相等，依此原則可計算出等值版樁之厚度為 $12.3\text{mm}$ ；圓筒形鋼版樁環向互鎖之效應則由等值拉桿模擬，其勁度計算方式如圖3-72所示，圓筒與以等值拉桿連接之兩道等值版樁牆，在同樣受到內壓 $P_i$ 作用下，將具有同樣的徑向變形：

$$P_i \cdot 2Rh = 2T \Rightarrow T = P_i Rh \dots\dots\dots(3-8a)$$

$$\Delta = \frac{P_i Rh}{\frac{Eth}{2\pi R}} \cdot \frac{1}{\pi} = \frac{2P_i R^2}{Et} = \frac{P_i \cdot 2Rh}{(EA)_{eq} \frac{B}{R}} \Rightarrow (EA)_{eq} = \frac{EthB}{R} \dots\dots\dots(3-8b)$$

其中， $R$ 為圓筒半徑， $h$ 為等值拉桿鉛垂向間距， $T$ 為版樁斷面環向拉力， $E$ 為版樁材料楊氏模數， $t$ 為版樁厚度， $(EA)_{eq}$ 為等值拉桿之斷面 $EA$ 值。

考慮因鏽蝕產生之斷面折減，並同樣選取鋼材楊氏模數為 $200\text{GPa}$ ，鋼版樁材料降伏應力 $294\text{MPa}$ ，計算所得西25號碼頭平面應變模式等值結構構件力學參數如表3-21。其中，由於圓筒形構造在版樁間之環向互鎖效應作用下不易發生撓曲破壞，故在此不計算等值平面版樁之降伏彎矩。

### 3. 其他相關設計條件

— 設計潮位：

最高高潮位(H.H.W.L.)：EL.+1.52m；

朔望平均高潮位(M.H.W.L.)：EL.+1.17m；

平均海平面(M.W.L.)：EL.+0.93m；

朔望平均低潮位(M.L.W.L.)：EL.+0.75m；

最低低潮位(L.L.W.L.)：EL.—0.01m。

—設計載重：東6號碼頭：常時 $2.30 \text{ t/m}^2$ ，地震時 $1.15 \text{ t/m}^2$ 。

西25號碼頭：常時 $4.0 \text{ t/m}^2$ ，地震時 $2.0 \text{ t/m}^2$ 。

—版樁與砂土摩擦係數： $\delta = 15^\circ$ 。

—海水密度： $\gamma_w = 1.03 \text{ t/m}^3$ 。

### 3.3.3 簡易分析法

版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 $k_e$ ，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( $F_s = k_t / k_h$ )，可搭配相關準則用於評估結構物之耐震性能。

#### 1. 版樁式碼頭

版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3-73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。參考「港灣構造物功能性設計法之研究(3/3)」(賴瑞應等人，2005a)，其中所提列之耐震評估簡易分析法步驟簡述如下：

(1)給定設計地震係數 $k_h$

(2)計算殘留水位（曾志煌等人，2005）

$$R.W.L. = \frac{2}{3}(M.H.W.L. - M.L.W.L.) + M.L.W.L. \dots\dots\dots (3-9)$$

式中， $M.H.W.L.$ ：朔望平均高潮位； $M.L.W.L.$ ：朔望平均低潮位。

### (3)計算地震時主動與被動土壓力

依Mononobe-Okabe之建議，作用於版樁牆體之動態主動土壓力  $P_{aei}$  水平分量，可依下式計算：

$$P_{aei} = K_{aei} \cdot (\sum \gamma_i h_i + w) \cdot \cos \delta \quad \dots\dots\dots (3-10)$$

式中，主動土壓力係數：

$$K_{aei} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi)}{\cos \psi \cdot \cos(\psi + \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \cdot \sin(\phi_i - \psi)}{\cos(\psi + \delta)}} \right]^2} \quad \dots\dots\dots (3-11)$$

$\phi_i$ ： $i$  土層土壤之內摩擦角

$\gamma_i$ ： $i$  土層土壤之單位重；如位於水面下，則取水中單位重

$$\gamma'_i = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad \circ$$

$h_i$ ： $i$  土層土壤之厚度

$w$ ：碼頭超載重，地震時取為  $1.15 t/m^2$ 。

$\delta$ ：版樁與土壤間之摩擦角，本研究取為  $15^\circ$ 。

$\psi$ ：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

$$\psi = \tan^{-1} k' \quad ; \quad k' \text{ 為換算震度，} k' = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - 1} \cdot k \quad \circ$$

作用於版樁牆體之動態被動土壓力  $P_{pei}$  水平分量，可依下式計算：

$$P_{pei} = K_{pei} \cdot (\sum \gamma_i h_i + w) \cdot \cos \delta \quad \dots\dots\dots (3-12)$$

式中，被動土壓力係數：

$$K_{pei} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi)}{\cos \psi \cdot \cos(\psi + \delta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \cdot \sin(\phi_i - \psi)}{\cos(\psi + \delta)}} \right]^2} \quad \dots\dots\dots (3-13)$$

$w$ ：碼頭超載重，因版樁被動側位在海面下埋置部份，取為  $0 t/m^2$ 。

$\gamma_i$  :  $i$  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

作用於版樁牆體之動態水壓力，依Westergaard所提出隨深度  $y$  之分布情況如圖3-74(a)所示。

$$p_{dw} = \pm \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_w \cdot y} \dots\dots\dots (3-14)$$

$\gamma_w$  : 海水單位重，取為  $\gamma_w = 1.03t/m^3$ 。

$H_w$  : 海水深度。

作用於版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。

$$P_{dw} = \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \dots\dots\dots (3-15)$$

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，作用於版樁上之殘留水壓分布如圖3-74(b)所示，殘留水壓力可  $p_{rw}$  由下式計算：

$$p_{rw} = \gamma_w \cdot h_w \dots\dots\dots (3-16)$$

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：

$$P_{rw} = \frac{1}{2} \cdot p_{rw} \cdot h_w + p_{rw} (H_w + D_{emb}) \dots\dots\dots (3-17)$$

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)檢核版樁貫入長度

分別計算影響結構穩定之相關作用力後，即可計算版樁貫入長度之安全係數。依規範規定版樁入土長度須滿足下式：

$$S.F. \leq \frac{M_p}{M_a} \dots\dots\dots (3-18)$$

式中，

$S.F.$ ：貫入長度安全係數，常時1.5、地震時1.2。

$M_p$ ：被動土壓力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對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)依前述步驟反推臨界穩定狀態（版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：

$$F_s = k_t / k_h \dots\dots\dots (3-19)$$

#### (8)計算拉桿張力與版樁樁身最大彎矩

假設版樁為以拉桿裝設位置及海底面作為支承之簡支梁，而以海底面以上之主動土壓、動態水壓、及殘留水壓為載重，如圖3-75所示（賴瑞應等人，2005b），便可計算出拉桿錨錠張力，進而可計算作用於版樁樁身之最大彎矩，並判斷拉桿與版樁是否降伏。

#### (9)評估構造物之變位量與損害等級

依據表3-22所列非液化工址版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版樁之應力狀態，與表3-13所列之版樁

式碼頭損害等級相互對照，即可判定結構物之損害等級。

## 2. 鋼版樁圓筒式碼頭

鋼版樁圓筒式碼頭之擋土機制類似於重力式碼頭，在地震力作用下，如考慮土壤未發生液化，其受力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、作用於圓筒內填料之慣性力、以及作用於圓筒底面之土壤抗剪力等，如圖3-76所示。參考現行港灣構造物設計基準（交通部，2000），圓筒式碼頭擬靜力分析應檢核之項目包括：

### (1)圓筒壁體剪力變形：

圓筒壁體應檢討於海底面之剪力變形，即圓筒壁體於海底面之抵抗力矩，應足以抵抗於海底面之變形力矩。然而，根據港灣構造物設計基準修訂（曾志煌等人，2005），此項檢核一般僅針對常時作用荷重進行檢討，並忽略圓筒壁體之變形，此外，一般認為在圓筒的直徑極小，回填土之強度較低時，方須進行剪力變形之檢核。

### (2)版樁入土長度：

圓筒海側之版樁，須打設至能達到足夠承载力之深度為止。圓筒陸側之版樁如海底地盤良好時，打設至海底面下 1m~2m 即可，如係軟弱地盤，其入土深度則採與海側版樁相同。

### (3)圓筒壁體安定檢討：

係參考重力式碼頭安並分析為之，但由於其較重力式碼頭仍屬相對柔性之構造，故一般僅檢討滑動安定，傾覆安定及承载力則可不予檢討。參考圖 3-76 之鋼版樁圓筒式碼頭受力示意圖，由於動態主動土壓與被動土壓在地震作用下並不會同時發揮到最大，故在此不考慮動態被動土壓所提供之抵抗力，僅考慮圓筒底部土壤抗剪強度提供之抵抗力  $(1-K_v)W$ ，並考慮作用於圓筒內填料之慣性力  $K_h W$ 、動態主動土壓合力  $P_{ae}$ 、動態水壓合力  $P_{dw}$ 、

與殘留水壓合力  $P_{rw}$  造成之驅動力，則抗滑動安全係數如下式所示：

$$F.S. = \frac{\mu(1-K_v)W}{K_h W + P_{ae} + P_{dw} + P_{rw}} \dots\dots\dots (3-20)$$

抗滑安全係數常時 $>1.2$ ，地震時 $>1.0$ （曾志煌等人，2005）。

#### (4)版樁應力檢核：

版樁斷面之環向應力應小於材料容許應力。參考圖 3-72，可由下式計算版樁斷面環向應力：

$$P_i \cdot 2R = 2T = 2 \cdot \sigma \cdot t \Rightarrow \sigma = \frac{P_i \cdot R}{t} \dots\dots\dots (3-21)$$

### 3.3.4 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。將考慮主版樁、拉桿、錨錠版樁、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。

本計畫對於版樁式碼頭，擬以動力分析法，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。

### 3.3.5 分析案例 1-東 6 號版樁式碼頭

本節選定目前鋼版樁腐蝕情況較嚴重之東6號版樁式碼頭（饒正等人，2002；柯正龍等人，2007），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. 簡易分析法

在此採用3.3.3節所述簡易分析法之分析步驟進行耐震能力評估。

### (1)設計地震係數

在此採用現行港灣構造物設計基準（交通部，2000）所建議供基隆地區設計參考之475年回歸期 $PGA=0.23g$ ，作為耐震能力評估之用，其同時也與第二章港區地震危害度分析之結果相符。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 $1/3\sim 1/2$ 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。故在此取設計地震係數為 $PGA$ 之 $1/2$ ，亦 $k_h = 0.23 / 2 = 0.115$ 。

### (2)計算殘留水位

依式(3-9)，可算得殘留水位(R.W.L.)位於 $EL.+1.03m$ 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3-23所示，依此可計算出動態主動與被動土壓力水平分量沿版樁樁身之分布情況，如圖3-77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)，計算各設計潮位所造成之動態水壓與殘留水壓力，如表3-24所示。其中，動態水壓與殘留水壓所引致合力矩之最大值，係發生於朔望平均低潮位，該狀況下水壓沿版樁樁身分佈之情況如圖3-78所示。則後續安全係數之計算，將僅考慮朔望平均低潮位之情況。

(5)計算版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，根據所求得作用於版樁樁身之各土、水壓力，對拉桿位置(AP)計算抵抗力矩( $M_p$ )與驅動力矩( $M_a$ )，再依式(3-18)，便可求得版樁貫入長度安全係數S.F. =  $2.80 > 1.2$ ，故版樁貫入深度符合要求。

求取臨界地震係數時，需逐步加大地震係數 $k_h$ ，並重複前述計算步驟，即可推得當抗傾覆安全係數S.F.為1.0時，地震係數值為 $k_h = k_t = 0.252$ ，此即臨界地震係數。依式(3-12)，可得475年回歸期地震等級下之耐震安全係數為 $F_s = 0.252/0.115 = 2.19$ 。

(6)計算拉桿張力與版樁樁身最大彎矩

依圖3-75之分析模式，考慮主動土壓、動態水壓、及殘留水壓之作用下，即可求得拉桿所承受之張力為174.2 kN/m，小於拉桿之降伏張力475.1 kN/m（見表3-18），海底面上樁身彎矩之最大值為506.1 kN-m/m，亦小於版樁降伏彎矩804.7 kN-m/m（見表3-18），如圖3-79所示。

(7)評估構造物之變位量與損害等級

依表3-22所列非液化工址版樁式碼頭變位經驗式(Uwabe, 1983)，將耐震安全係數 $F_s = 2.19$ 代入，估算得在475年回歸期地震作用下，版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%。

根據所求得之碼頭變位以及前面求得之結構構件應力狀態，並參考表3-13之版樁式碼頭損害等級定義，可研判基隆港東6號鋼版樁式碼頭，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

本研究於去年針對花蓮港，以PLAXIS軟體建立版樁式碼頭之有限元素模型，進行耐震能力評估及易損性分析，結果證明所建立之

模型能有效分析版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，並針對基隆港東6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。分析模型如圖3-80所示，詳細模型設定如下：

#### (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3-16，係根據設計條件與現地鑽探資料予以設定（見3.2節），且不考慮土壤液化之可能性。近域土壤（包含拋石、回填砂、接近版樁之沉泥質砂層）採莫耳~庫倫模式模擬土體之塑性破壞，至於遠域土壤（包含模型左右兩端之沉泥質砂層與底部之風化砂層），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。模型底部設定於風化砂岩與風化頁岩之交界（見表3-15），並視為基盤所在位置，地震運動將於此輸入。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）。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。

#### (2)結構構件：

主要鋼版樁與錨錠版樁係以版元素模擬，拉桿則以二力桿件模擬，並根據表3-20設定結構構件之參數。分析時將結構非彈性行為列入考量，降伏彎矩與降伏張力依表3-18設定，且降伏彎矩將考慮與軸力互制之效應，視實際軸力狀態予以適度折減。

#### (3)輸入地震：

採用在位於基隆港區附近之協和電廠測站(TAP104)所記錄

到之兩筆臺灣近年發生的代表性強震歷時：1999年9月21日所發生，規模7.3之集集地震，以及2002年3月31日所發生，規模6.8之花蓮外海地震。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 $PGA=0.23g$ 。由於協和電廠座落於岩層露頭之上，故在此將該輸入運動視為基盤運動，直接於所建立地盤模型之底部輸入。

動力分析所得結果如下所述：

a. 921 地震， $PGA=0.23g$

圖 3-81 為版樁壁頂與基盤加速度歷時之比較，版樁壁頂最大加速度約  $0.332g$ ，較自由場地表最大加速度  $0.23g$  為高，故可由此看出土壤~結構互制效應之影響。

圖 3-82 為版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，可視為版樁壁體之最大殘餘位移。因此，後續之損害等級判定，將根據表 3-13(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 3-13(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 3-83 為分析所得最終之變形網格、版樁壁體變形、岸肩沉陷、與後線沉陷曲線，由圖可知，版樁壁頂最大變位量為  $23.7cm$ ，岸肩最大沉陷量為  $7.5cm$ ，後線最大沉陷量為  $22.5cm$ 。

圖 3-84 為分析所得最終之主版樁彎矩分佈、拉桿張力、與錨錠版樁彎矩分佈，由圖可知，主版樁最大彎矩為  $641.8 kN\cdot m/m$ ，發生於基盤面以上；拉桿張力為  $227.6 kN/m$ ；錨錠版樁最大彎矩為  $79.3kN\cdot m/m$ ，發生於拉桿錨錠處。各構件均尚未達到降伏狀態。

根據表 3-13，各結構構件均未達降伏，壁頂殘餘位移小於  $30cm$ ，岸肩與後線之差異沉陷亦小於門檻值，故歸納出基隆港東 6 號碼頭於此 921 地震案例中，損害等級屬於第 I 級。

b. 331 地震，PGA=0.23g

圖 3-85 為版樁壁頂與基盤加速度歷時之比較，版樁壁頂最大加速度約 0.353g，可看出土壤~結構互制效應之影響。

圖 3-86 為版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，故分析所得最終位移，可視為版樁壁體之最大殘餘位移。

圖 3-87 為分析所得最終之變形網格、版樁壁體變形、岸肩沉陷、與後線沉陷曲線，由圖可知，版樁壁頂最大變位量僅 4.0cm，岸肩最大沉陷量為 5.6cm，後線最大沉陷量為 9.3cm。

圖 3-88 為分析所得最終之主版樁彎矩分佈、拉桿張力、與錨錠版樁彎矩分佈，由圖可知，主版樁最大彎矩為 353.6 kN-m/m，發生於基盤面以上；拉桿張力為 225.4 kN/m；錨錠版樁最大彎矩為 147.0 kN-m/m，發生於錨錠版接近下緣處。各構件均尚未達到降伏狀態。則根據表 3-13，歸納出基隆港東 6 號碼頭於此 331 地震案例中，損害等級屬於第 I 級。

綜合以上，可知基隆港東 6 號版樁碼頭，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。根據本章最前面所述，若將基隆港碼頭視為 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版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。

值得一提的是，921 地震案例中分析所得之碼頭變形狀態與主版樁最大彎矩，均較 331 地震案例中所得者明顯為大。若比較圖 3-81 與圖 3-85，可發現兩案例輸入加速度之頻率特性略有不同，921 地震與 331 地震相比，其振動較偏低頻。此類較低頻之運動將易於引致牆背土體發生較大之變形，也因此造成版樁變形量與彎矩較大。

### 3.3.6 分析案例 2- 西 25 號鋼版樁圓筒式碼頭

本節選定可觀察到明顯鏽蝕現象之西25號鋼版樁圓筒式碼頭，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. 簡易分析法

在此採用3.3節所述簡易分析法之分析步驟進行耐震能力評估。

##### (1)圓筒壁體剪力變形：

由於此項一般僅針對常時作用荷重，且在圓筒的直徑極小，回填土之強度較低時，方須進行檢核，故在此無須進行檢核。

##### (2)版樁入土長度：

根據設計斷面（圖 3-70）及場址土層剖面（表 3-19），西 25 號碼頭圓筒海側之版樁，已打設至細沙層下 1.2m，該層平均 SPT-N 值為 17.4，尚具足夠承载力；陸側則已打至海底面下 5.2m，大致符合版樁入土長度之要求。

##### (3)圓筒壁體安定檢討：

根據現行碼頭構造物設計基準（交通部，2000），在此僅檢討滑動安定。雖然圓筒底部並非異種材料介面，但為保守之故，圓筒底部土壤之抗剪角採土壤  $\phi$  值之  $2/3$ ，取  $20^\circ$ ，則  $\phi = \tan 20^\circ = 0.364$ 。另外，根據設計斷面（圖 3-70），該碼頭版樁打設深度採漸變方式，則此處採用平均值 EL. -19.2m。參考 3.3.5 節，計算作用於圓筒陸側之動態土壓與水壓分佈如圖 3-89 所示。同 3.2 節，鉛垂向地震係數取為  $K_v = 1/3 K_h$ ，則由式(3-13)，可得  $K_h = 0.23/2 = 0.115$  時，西 25 號碼頭抗滑動安全係數為  $1.44 > 1.0$ ，符合要求。

##### (4)版樁應力檢核：

依式(3-14)可計算版樁斷面之環向應力。其中，圓筒內填料引致之靜土壓係數一般採 0.6（曾志煌等人，2005）；由於筒內外靜水壓可達平衡，故採有效應力計算圓筒內壓；在地震情況

下，需另外考慮動態土壓與動態水壓之作用。在此選取圓筒海測海底面高程位置(EL. -13m)進行檢核，因該處在無被動土壓平衡作用下，承受最大之內壓，屬最極端之情況。經計算該處內壓為196.66kPa，則版樁環向應力為  $196.66\text{kPa} \times 12.356\text{m} / (0.0089\text{m}) = 273.03\text{kPa} < 294\text{kPa}$ ，符合要求。事實上，動態土壓具有方向性，並不會同時作用於筒內各處；且筒內土壤受圓筒束制，動態土壓可能未完全如理論發揮作用；另外，圓筒旁側與後側仍有土體存在，抵銷內壓作用。因此，實際狀況應該更偏安全。

## 2. 動力分析法

分析模型如圖3-90所示，詳細模型設定如下：

### (1)地盤模型：

與東6號碼頭之地盤模型類似，係由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設定（見3.3.2節），且不考慮土壤液化之可能性。近域土壤（包含圓筒內與圓筒背側之回填砂、圓筒附近之沉泥層與細砂層）採莫耳~庫倫模式模擬土體之塑性破壞，至於遠域土壤（包含模型左右兩端之回填砂、沉泥層與細砂層），為了分析效率與分析收斂性之考量，將視其為彈性。模型底部設定於細砂層與風化頁岩之交界（見表3-15），並視為基盤所在位置。土壤遲滯阻尼以雷利阻尼模擬，利用剛性拉桿連接同一層面之左右兩端點，以適切模擬地盤受震反應，並在模型左右邊界施加吸收邊界以減少波傳反射之不利影響。

### (2)結構構件：

由於此處採用平面應變分析模式，故圓筒構造係利用3.3.2節所述之方式予以模擬，也就是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版樁牆，模擬圓筒形擋土構造之力學行為。其中，圓筒形構造與兩道等值版樁牆之單元長度整體斷面慣性矩相等，圓筒形鋼版樁環向互鎖之效應則由垂直間距為2m

之等值拉桿模擬，等值結構構件之參數根據表 3-21 設定。分析時將考慮等值拉桿之非彈性行為，藉以檢核版樁環向應力，降伏張力則依表 3-21 給定；至於等值平面版樁之非彈性行為，由於圓筒形構造在版樁間之環向互鎖效應作用下不易發生撓曲破壞，故在此不予考慮。

### (3)輸入地震：

與東 6 號碼頭之分析相同，採用在位於基隆港區附近協和電廠測站(TAP104)所記錄到之 921 地震與 331 地震之歷時，選取有效延時 50 秒，並放大至  $PGA=0.23g$ ，視其為基盤運動，直接於所建立地盤模型之底部輸入。

動力分析所得結果如下所述：

#### a. 921 地震， $PGA=0.23g$

圖 3-91 為岸肩前緣（亦即，圓筒海側之版樁頂）與基盤加速度歷時之比較，岸肩前緣最大加速度約  $0.274g$ ，較自由場地表最大加速度  $0.23g$  為高，可看出土壤~結構互制效應之影響，然其較東 6 號碼頭版樁頂最大加速度  $0.332g$  為低。

圖 3-92 為岸肩前緣相對於基盤之位移量，可知與版樁式碼頭類似，當加速度起伏趨緩後，位移將趨於定值。然由於鋼版樁圓筒式碼頭之擋土機制與受震行為類似於重力式碼頭，故後續之損害等級決定，係將岸肩前緣位移除上牆高，得到正規化水平位移  $d/H$  後，根據重力式碼頭之損害等級定義（表 3-4）予以研判。牆高為保守之故，係由海底面計算至岸肩高程，則西 25 號碼頭之牆高為 16m。

圖 3-93 為分析所得最終之變形網格、圓筒海側壁體變形、岸肩沉陷、與後線沉陷曲線，由圖可知，壁頂最大變位量為 39.2cm，換算正規化水平位移  $d/H=2.45\%$ ，岸肩最大沉陷量為 12.3cm，後線最大沉陷量為 41.5cm。值得一提的是，從變形網格可以看出，圓筒構造於海底面以上，其行為較偏剛性，與

重力式碼頭類似；但在海底面以下，版樁構造發揮其結構強度，產生撓曲變形，且牆前土壤亦發揮束制作用，故於圓筒底部並未發生明顯滑動。

圖 3-94 為分析所得最終之圓筒陸側與海側等值版樁牆彎矩分佈，以及模擬版樁環向互鎖效應之等值拉桿張力。由圖可知，由於等值拉桿之作用，等值版樁牆彎矩最大值約僅 20 kN-m/m 左右，且由於等值拉桿係將環向互鎖效應集中於特定點位模擬，故彎矩變化較為劇烈。但事實上，版樁係為連續體，故彎矩變化將更為平緩，最大彎矩也將更為降低，故雖然等值版樁牆於海底面以下產生撓曲變形，但在版樁環向束制作用之下，並不致發生撓曲破壞。等值拉桿最大張力為則為 230.2 kN/m，發生於接近海底面高程之位置，尚未達到降伏狀態，故版樁環向應力仍低於材料容許應力。

根據表 3-13，正規化水平位移  $d/H$  介於 1.5%與 5%間，岸肩不均匀沉陷量大於 0.1m，因此歸納出基隆港西 25 號碼頭於此 921 地震案例中，損害等級屬於第 II 級。

#### b. 331 地震， $PGA=0.23g$

圖 3-95 為岸肩前緣（亦即，圓筒海側之版樁頂）與基盤加速度歷時之比較，岸肩前緣最大加速度達 0.482g，可看出土壤~結構互制效應之影響，並較東 6 號碼頭版樁頂最大加速度 0.353g 為高。

圖 3-96 為岸肩前緣相對於基盤之位移量，當加速度起伏趨緩後，位移亦趨於定值。

圖 3-97 為分析所得最終之變形網格、圓筒海側壁體變形、岸肩沉陷、與後線沉陷曲線，由圖可知，壁頂最大變位量為 7.24cm，換算正規化水平位移  $d/H=0.45\%$ ，岸肩最大沉陷量為 2.38cm，後線最大沉陷量為 7.45cm。

圖 3-98 為分析所得最終之圓筒陸側與海側等值版樁牆彎矩分佈，以及模擬版樁環向互鎖效應之等值拉桿張力。由圖可知，由於等值拉桿之作用，等值版樁牆彎矩大致上不超過 15 kN-m/m，不至於發生撓曲破壞。等值拉桿張力為則為 147.1 kN/m，尚未達到降伏狀態，故版樁環向應力仍低於材料容許應力。

根據表 3-13，正規化水平位移  $d/H$  小於 1.5%，岸肩不均勻沉陷量及岸肩與後線之差異沉陷均小於門檻值，故歸納出基隆港西 25 號碼頭於此 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 號版樁碼頭，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版樁腐蝕引致之強度折減後，其耐震能力仍符合設計要求。

值得一提的是，與東 6 號碼頭分析類似，西 25 號碼頭在 921 地震案例中分析所得之碼頭變形狀態，較 331 地震案例中所得者明顯為大，這可能是因為 921 地震之振動較偏低頻而引致土體發生較大之變形。此外，西 25 號碼頭於 921 地震案例中，其岸肩最大加速度較東 6 號碼頭為低，但在 331 地震案例中則較東 6 號碼頭為高，推測此係因為鋼版樁圓筒式碼頭之力學行為較一般版樁碼頭偏剛性，系統顯著頻率較高，故在較偏高頻之 331 地震下，會產生較明顯的加速度反應。

### 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，利用樁基礎作為支柱，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，即來自於樁基礎之承载力。此類碼頭之主

要特性概有：(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。因此，在棧橋式碼頭之設計分析上，需特別考量樁體之位移需求與韌性。

本研究採用現行港灣構造物設計基準（交通部，2000）所建議供基隆地區設計用之475年回歸期 $PGA=0.23g$ ，亦為對應到國際航海協會(PIANC, 2001)建議設計時應考量之L2等級地震，針對基隆港區既有的棧橋式碼頭結構物，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，於本節中即對於基隆港區既有棧橋式碼頭之選取案例，採用簡易動力分析與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。

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：

- 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 3-23 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，主要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，以及向海側之傾斜角，最大反應部分則對基樁之損壞程度加以討論。惟針對殘留變位所作之定量分級，僅對於第 I 級有相關規定(岸肩與後線陸地沉陷量 $<0.1\sim0.3\text{m}$ 、朝海側傾斜角 $<2\sim3^\circ$ )，而對於基樁之最大反應，則於各等級提出其狀態的定性之描述。本節之棧橋式碼頭耐震能力評估，與後續之碼頭易損分析，將參考上述基準據以判定。

### 3.4.2 簡易分析法

本研究參考臺灣設計準則中之簡易分析法，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

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、超載、操作機具及基樁等項目，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：

$$H = K_h \times V \dots\dots\dots (3-22)$$

基樁之自重及所引起之地震水平力，可採用下述方法求取：

### (1) 樁之特徵長度與假想固定點推求

首先將基樁之埋入部分理想化為位於Winkler型式基礎上之梁模型，接著採用張有齡之等效固定端法，分析時基樁之固定端設定於假想地表面以下之 $1/\beta$ 處深度，其中基樁之特徵值 $\beta$ 之計算方式如下：

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D_p}{4EI}} \dots\dots\dots (3-23)$$

式中， $k_h$ ：橫向地層反力係數(kg/m<sup>3</sup>)，依交通部港灣構造物設計基準， $k_h = 0.15N$ ，其中 $N$ 為標準貫入試驗SPT-N值； $D_p$ ：樁直徑或等效寬度； $EI$ ：抗彎剛度。

假想地表面如圖3-99所示，若定義假想地表面上之樁長為 $h_i$ ，則基樁樁頭至假想固定點之長度即為：

$$l_i = h_i + \frac{1}{\beta} \dots\dots\dots (3-24)$$

(2) 計算假想固定點以上之樁重，其所導致之地震水平力即為樁重與水平地震係數之乘積。

## 2. 基樁軸力計算

應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。

## 3. 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，前一步驟中所求直樁與斜樁之最大軸向應力，應低於1.5倍之容許應力值。

如基樁採用SS41鋼材，則其常時容許應力可依下式計算：

$$\sigma_{sa} = 1300 - 0.06 \left( \frac{l}{\gamma} \right)^2, 0 < \frac{l}{\gamma} < 110 \quad \dots\dots\dots (3-25)$$

## 4. 直樁水平抵抗力及樁頭彎矩計算

在斜群樁棧橋式碼頭之直樁假定不承受水平力，因斜群樁可用非常小的變位抵抗水平力，所以直樁所產生彎曲應力在分析中不考慮，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，依此位移由式(3-26a)計算直樁相對應之水平抵抗力，再由式(3-26b)計算直樁之樁頭彎矩，式中 $\Delta$ 為斜樁受軸力壓縮所產生之水平位移量

$$H_i = \frac{12EI\beta^3}{(1 + \beta h)^3 + 2} \Delta \quad \dots\dots\dots (3-26a)$$

$$M_i = \frac{1 + \beta h_i}{2\beta h_i} H_i h_i \quad \dots\dots\dots (3-26b)$$

## 5. 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(3-27)計算之，且斷面應力要小於容許軸向壓應力

$$\sigma_i = \frac{P_i}{A} \pm \frac{M_i}{Z} \frac{\sigma_{ca}}{\sigma_{ba}} < \sigma'_{ca} \quad \dots\dots\dots (3-27)$$

式中P為樁之軸力、A為樁之斷面積、Z為樁之斷面係數、M為

樁之彎矩、 $\sigma_{ca}$  表樁之軸向容許壓縮應力強度、 $\sigma_{ba}$  表樁之容許彎曲應力強度、 $\sigma'_{ca}$  表容許軸向壓應力其值為1.5倍  $\sigma_{ca}$ 。

### 3.4.3 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(Winkler foundation)，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3-100左所示，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3-100右所示。
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3-101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3-100中所示)。

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. 建立所採用輸入地震歷時之實際反應譜，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，在所採用之強震事件下對應之性能績效點，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，判定碼頭之性能等級。

上述分析流程中，與原方法最主要的差異即在於需求震譜係直接由所採用之輸入地震運動來求取，而非引用設計反應譜，此方式將更能有效展現碼頭的實際受震反應。且若再與動力分析法之結果相互比對，驗證兩者可得到相近的結果時，即能進一步將此方法運用於碼頭

易損性分析，不僅能有效掌握棧橋式碼頭於地震作用下之行為，並且可大量減省動力分析法所耗費的運算成本。

#### 3.4.4 動力分析法

為求取棧橋式碼頭在實際地震作用下的受震反應，可由有限元素法(FEM)程式來進行非線性動力分析，分析時考慮棧橋式碼頭之土壤與結構互制作用。結構之模擬亦採用樁頭產生塑鉸，來模擬棧橋式碼頭之非彈性行為，土壤可採用等值非線性土壤彈簧來模擬。棧橋式碼頭受震反應分析屬於典型之土壤與結構互制問題，分析時為了保守之故，將僅以溫克基礎模式考慮柔性基礎效應；至於基礎之阻尼與散射效應，由於較為複雜，且通常會造成結構物實際承受之地震強度，較地表自由場運動為低，故在此不予考慮，亦即，直接以地表自由場地震歷時作為輸入運動。另為了與前節所進行側力豎向分配之側推分析結果進行比較，地震運動將沿碼頭短軸(向海測)輸入，且同樣僅考慮地震慣性力之作用，不考慮因液化引致之地盤變位或土壤強度折減。

利用非線性動態歷時分析，雖能充分考量真實情況，獲得可信的受震反應結果，但其運算成本耗費過於龐大。於本節中利用已建立供側推分析用之棧橋式碼頭數值分析模型，再以基隆港鄰近測站之實測加速度歷時紀錄作為輸入運動，進行非線性動力歷時分析；並與容量震譜法所求得之棧橋式碼頭受震反應進行比較。主要目的即在於將簡易動力分析法(容量震譜法)與非線性動態歷時分析之結果相互驗證，期望能提供適切的分析方法，並在合理的運算成本下，獲得具代表性之結果，以供後續進行易損性分析或同類型構造物耐震評估時之參考。

#### 3.4.5 分析案例 1-東 8 號棧橋式碼頭

本研究以基隆港區東 8 號碼頭為例，碼頭標準斷面及平面配置如 1 圖 3-102 及 3-103 所示，該組碼頭為貨櫃用途，碼頭總長度 240 公尺、水深-12 公尺。碼頭上部結構主要為鋼筋混凝土版系統，下部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  $210 \text{ kg/cm}^2$ ，底版厚 45 公分其上鋪

有 100 公分厚之填充級配，最上面則有 20 公分厚之 RC 耐磨處理面層。

鋼管樁使用之鋼材為 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。

## 1. 簡易分析法

進行基隆港東8號棧橋式碼頭簡易分析法時，所考量之地震係數取為  $k_h = 0.23$ ，並依據基樁之配置狀況，沿碼頭之縱向(X向)擷取4m 為含一組完整直樁與斜樁之小單元，七支直樁之編號為由海側向陸側依序編列(1號至7號)，三支斜樁亦同(8號至10號)；各分析步驟計算如下：

### (1)載重分析

由碼頭相關斷面資料可計算得到，4 m寬小單元之上部結構垂直載為  $3.73t/m^3$ ，其所造成之水平力可表示為  $H = V \times k_h = (3.73 \times 20 \times 4) \times 0.23 = 69t$ ；地震時超載為  $2t/m^2$ ，其所造成之水平力  $H = (2 \times 20 \times 4) \times 0.23 = 36.8t$ ；基樁之特徵值  $\beta = 2.872 \times 10^{-3} cm^{-1}$ ，故特徵長度為 3.48 m，則假想固定點上之樁自重及其地震水平力如表3-24所示。

### (2)外力分析

每 4 m小單元所受到之地震外力，其單位面積之垂直載重為  $3.73 + 2 = 5.73 t/m^2$ 。起重設施之總重為 800 t、長 16.5 m，則其於 4 m小單元上所造成之垂直載重為  $(800/16.5) \times 4 = 193.94t$ 、所造成之水平力為  $193.94 \times 0.23 = 44.6t$ ，故考量上部結構、超載、起重設施及基樁等項目，所造成地震時之總水平力

$$H = 69 + 36.8 + 44.6 + 7.74 = 158.14t。$$

### (3)軸力計算

經考量前述外力以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3-24(a)所列，由表中可知直樁最大軸力為157.2 t(7號樁)，斜樁之最大軸力為166.7 t(8、9、10號)。

### (4)直樁水平抵抗力及樁頭彎矩計算

考慮斜樁受軸力後所產生之壓縮量於水平向之分量 $\Delta$ ，作為直樁之水平位移量。根據考量8號斜樁所產生之軸向壓縮量為0.44 cm，則所造成之直樁水平位移分量為0.14 cm。以此數值代入式(3-5a)、(3-5b)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，再依各樁之應力，以式(3-6)檢核容許壓縮應力值，詳細計算結果如表表3-24(b)所示。在此須注意的是部份直樁會受拉應力作用( $P < 0$ )，故式(3-6)中應以負號表示由彎矩所造成之額外軸應力。

由以上分析結果可知，運用簡易分析法檢核基隆港東8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，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，建立東8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3-104所示。其中，X向為單元縱向(長軸)、Y向為單元橫向(短軸)、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。分析模式之相關設定概述如下：

- (1)假設其為獨立單元，不考慮單元間及臨陸側的束制作用。
- (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 $K_h=1500N$  ( $kN/m^3$ )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，採用等值雙線性彈簧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3-105考量邊坡至樁身之水平距離( $\lambda D$ )進行修正：

$$\begin{aligned} k_H &= 0 & , 0 < \lambda < 0.5 \\ k_H &= (0.3 \log \lambda + 0.7) \cdot k_0 & , 0.5 \leq \lambda \leq 10 \\ k_H &= k_0 & , 10 < \lambda \end{aligned} \dots\dots\dots (3-28)$$

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

- (1)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。
- (2)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畜之上方及下方共約2倍樁徑範圍處，依相同方式設置塑鉸。
- (3)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)，位移監測點位置為碼頭頂版質心處。
- (4)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

首先對東8號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，第一模態(Mode 1)頻率為2.95Hz，模態振形主要為X向位移，並伴隨Z向扭轉，如圖3-106(a)所示，造成扭轉之原因應為碼頭單元斷面之斜樁配置，造成結構於X方向之勁度不均；第二模態(Mode 2)頻率為3.91 Hz，模態振形主要為X及Y向之位移，如圖3-106(b)所示。

### 4. 側推分析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，再施加Y向之側向力於頂板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3-107。由自重平衡結果顯示，頂版監測點之Y向位移量為-0.0021m，另由容量曲線顯示當側向推力約達31,215kN時基樁開始產生塑鉸，容量曲線開始進入初始降伏階段，此時所對應之頂版位移約為0.0159m，故絕對位移量為0.018m。並由表3-23可之此時之頂版變位量已落於性能等級I之範圍，並且此時基樁開始產生塑鉸，故此時之頂版位移量即可訂為西19棧橋式碼頭耐震性能等級I之門檻值。

再將所選取之331地震與921地震歷時紀錄，等倍率縮放至其PGA=0.23g後，製作實際地震反應譜輸入分析模型後，運用容量震譜法即可經由程式運算迭代得到棧橋式碼頭性能點，如圖3-108所示為331地震(PGA=0.23g)作用時，其性能點之頂層位移為-0.0019m、絕對位移量為0.0002m，此時結構物所承受之基底剪力為365.6kN，且基樁均未出現塑鉸，依據表3-23之準則可判定其耐震性能未達等級I。

圖3-109所示為921地震(PGA=0.23g)作用時，其性能點之頂層位移為-0.001824m、絕對位移量為0.0003m，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，依據表3-23之準則可判定其

耐震性能未達等級I。故由簡易動力分析結果顯示，於考量海水對鋼管樁之鏽蝕效應後，基隆港區東8號棧橋式碼頭之耐震性能上可符合現行規範之要求。

#### 3.4.6 分析案例 2- 西 19 號棧橋式碼頭

本研究另以基隆港區西 19 號碼頭為例，碼頭標準斷面及平面配置如圖 3-110 所示，該組碼頭為貨櫃用途，碼頭總長度 324.23 公尺、水深-13.5 公尺。碼頭上部結構主要為鋼筋混凝土版系統，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  $210 \text{ kg/cm}^2$ 。

鋼管樁使用之鋼材為 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。

##### 1. 簡易分析法

進行基隆港西19號棧橋式碼頭簡易分析法時，所考量之地震係數取為  $k_h = 0.23$ ，並依據基樁之配置狀況，沿碼頭之縱向(X向)擷取 5m 為含一組完整直樁與斜樁之小單元，12 支直樁之編號為由海側向陸側依序編列(1號至12號)，其中1、6、7、12號為直徑 80 cm 之鋼管樁 P1，其餘為直徑 90 cm 之鋼管樁 P2；各分析步驟計算如下：

##### (1) 載重分析

由碼頭相關斷面資料可計算得到，5m 寬小單元之上部結構垂直載重為  $2 \text{ t/m}^2$ ，其所造成之水平力為  $H = V \times k_h = (2.9 \times 40 \times 5) \times 0.23 = 133.4 \text{ t}$ ；地震時超載為  $2 \text{ t/m}^2$ ，其所造成之水平力  $H = (2 \times 40 \times 5) \times 0.23 = 92 \text{ t}$ ；P1 基樁之特徵值  $\beta = 3.227 \times 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$ ，故特徵長度為 3.0985 m；P2 基樁之特徵值

$\beta = 3.039 \times 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$ ，故特徵長度為3.2908 m。則假想固定點上之樁自重及其地震水平力如表3-25(a) 所示。

## (2)外力分析

每5 m小單元所受到之地震外力，其單位面積之垂直載重為  $2.9 + 2 = 4.9 \text{ t/m}^2$ 。起重設施之總重為800t、長16.5m，則其於5 m小單元上所造成之垂直載重為  $(800/16.5) \times 4 = 193.94 \text{ t}$ 、所造成之水平力為  $193.94 \times 0.23 = 44.6 \text{ t}$ ，故考量上部結構、超載、起重設施及基樁重量等項目，所造成地震時之總水平  $H = 133.4 + 92 + 44.6 + 13.29 = 283.29 \text{ t}$ 。

## (3)軸力計算

經考量前述外力以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3-25(a)所列，由表中可知直樁最大軸力為149.8 t (4、5、8、9號樁)。

## (4)應力檢核

考量鋼樁受海水腐蝕作用後，其P1樁斷面積為  $254.4 \text{ cm}^2$ ，P2樁斷面積為  $286.8 \text{ cm}^2$ ，則各基樁之最大軸應力檢核如表3-25(b) 所示。

由以上分析結果可知，運用簡易分析法檢核基隆港東8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，其耐震能力仍在容許範圍內。

## 2. 簡易動力分析法

本研究採用與前一案例相同之有限元素分析軟體SAP 2000、構件元素及相關條件，建立西19號棧橋式碼頭單元之三維分析模型，如圖3-111所示。惟因棧橋下方之海底面為水平土層，故土壤彈簧即無需考慮前述邊坡效應之影響。其中，X向為單元縱向(長軸)、Y向為單元橫向(短軸)、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。

### 3. 模態分析結果

首先對西19號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，第一模態(Mode 1)頻率為0.30 Hz，模態振形主要為X向位移，如圖3-112(a)所示；第二模態(Mode 2)頻率為0.40 Hz，模態振形主要為Y向位移，如圖3-112(b)所示。

### 4. 側推分析與容量震譜法之結果

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，再施加Y向之側向力於頂板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3-114。因此直樁棧橋式碼頭結構形式對稱，故自重平衡結果顯示頂版監測點之Y向位移量趨近於0，而由側向推力約達30,645kN時基樁開始產生塑鉸，容量曲線開始進入初始降伏階段，此時所對應之頂版位移約為0.19m。並由表3-23可之此時之頂版變位量已落於性能等級I之範圍，並且此時基樁開始產生塑鉸，故此時之頂版位移量即可訂為西19棧橋式碼頭耐震性能等級I之門檻值。

再將所選取之331地震與921地震歷時紀錄，等倍率縮放至其PGA=0.23g後，製作實際地震反應譜輸入分析模型後，運用容量震譜法即可經由程式運算迭代得到棧橋式碼頭性能點，如圖3-115所示為331地震(PGA=0.23g)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，且基樁均未出現塑鉸，依據表3-23之準則可判定其耐震性能未達等級I。

圖3-116所示為921地震(PGA=0.23g)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，且基樁均未出現塑鉸，依據表3-23之準則可判定其耐震性能未達等級I。故由簡易動力分析結果顯示，於考量海水對鋼管樁之鏽蝕效應後，基隆港區東8號棧橋式碼頭之耐震性能上可符合現行規範之要求。

另依據期中報告所提出之案例分析結果，本研究所建議基於容

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，且在完成側推分析而獲得碼頭結構之容量曲線後，只要引入不同的實際地震反應譜，便可快速獲得其在不同地震事件下結構物之受震反應，無須重新進行結構分析；因此，所需之運算時間較動態分析法大幅降低且相當便利，應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。

### 3.5 橋墩式碼頭耐震能力評估

所謂耐震能力評估是求取結構物崩塌時對應之地表最大加速度值，簡稱為崩塌地表加速度。另一方面，目前美、日、歐等先進國家之地震工程研究者極力提倡新式之耐震設計理念—性能設計法，其主要論點為耐震設計不應僅照顧人命之安全，亦須兼顧非結構構材或設備的損壞對使用功能造成之困擾程度。所謂「性能設計法」，即保證結構物在不同地表加速度作用下，可發揮不同程度之使用功能，因此須在不同之地震水準下分析結構物之反應，目前發展有不同之分析方法，一般可區分為彈性及非彈性分析方法。

在彈性分析方法方面，包括規範採用之彈性分析法及動力分析法等。雖然非線性動力法為最基本且直接之方法，但因其模擬太複雜及計算耗時而在應用上不切實際，取而代之的為簡化之非線性靜力分析法(Simplified nonlinear static analysis procedure)，即所謂簡便動力分析法。非線性靜力分析法中較具代表性的包括(1) ATC-40 之能耐頻譜法(Capacity spectrum method)、(2) FEMA-273 之位移係數法(Displacement coefficient method)，及(3) COLA 1995 (City of Los Angeles, Division 95) 之割線方法 (Secant method)。上述方法中，能耐頻譜法在應用上最為普遍，因此本節將詳細介紹該法，其基本原理是利用能耐頻譜(Capacity spectrum) 與考慮系統非彈性或遲滯(Hysteretic)動力反應之需求頻譜(Demand spectrum)的交點，求取結構系統之最大位移與加速度。橋墩

式碼頭之耐震能力評估，並不同於性能設計法之耐震分析，唯仍可利用ATC-40 之能耐頻譜法之概念，先求取橋墩式碼頭對應之能耐頻譜，設定橋墩式碼頭之目標崩塌點，再配合適當之反應譜或需求頻譜，調整其最大地表加速度，即調整反應譜之比例，使其恰與能耐頻譜交於目標崩塌點，此時對應之最大地表加速度即為崩塌地表加速度。

### 3.5.1 橋墩式碼頭受震破壞機制

橋墩式碼頭是由橋面版及 T 型樑、砌石柱、袋裝混凝土、基底群樁(木樁)與海堤 (dike/slope) 系統組成。因海堤一邊為斜坡，致砌石邊在海堤面以上之高度不盡相同。橋墩式碼頭結構物之反應受結構土壤互制效應之影響甚鉅，典型之破壞模式包括：(1)橋墩產生塑性鉸在 T 型樑；(2)橫樑與砌石接合處產生斷裂；(3)海堤下方拋石護坡層因牆式橋墩側向位移造成之變形。

在橋墩式碼頭之結構系統中，應特別注意接合方式之使用。使用的接合方式會影響系統破壞之模式，橫樑與砌石接合處較為可能為系統最先產生斷裂破壞。

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，因此下面兩節分別介紹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，為依據之初步評估法及以 ATC-40 之能耐頻譜法為主要架構之非線性靜力分析評估法。

### 3.5.2 橋墩式碼頭初步評估方法

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，由以下公式計算崩塌地表加速度：

$$A_C^* = F_I F_T F_U^* a_0^* \dots\dots\dots (3-29)$$

其中，

FI：形狀係數

FT：經年係數

F\*U：韌性係數

a<sub>0</sub>：為設計地表加速度

而

$$a_0^* = \frac{V^*}{S_a(T) \frac{W}{g} F_d} \dots\dots\dots (3-30)$$

上式中，V\*：設計地震總橫力，根據建築物耐震能力評估手冊建築物耐震能力主要來自牆跟柱，而橋墩式碼頭的耐震能力是來自於牆式橋墩，因此在計算牆式橋墩耐震能力可以使用類似的方式。建築物無極短柱時  $V^* = C_w + \alpha I C_c$ ，因牆式橋墩兩端無柱故  $\alpha I C_c$  為零，所以  $V^* = C_w = \tau_w^* A_w$ 。牆式橋墩兩側無柱之極限剪應力  $\tau_w$  可設為  $10 \text{ kg/cm}^2$ ， $A_w$  為牆的有效水平斷面積之和。

W：建築物之靜載重

T：建築物之基本震動週期

S<sub>a</sub>(T)：地表加速度 1.0g 之工址正規化加速度反應譜

F<sub>d</sub>：單自由度之修正係數

### 3.5.3 非線性靜力分析法（側推分析與反應譜法）

非線性靜力分析方法中較具代表性的包括：(1)ATC-40 之能耐頻譜法、(2)FEMA-273 之位移係數法，及(3)COLA 1995 之割線方法。性能設計法的兩個主要要素為需求(Demand)與能耐(Capacity)。需求代表的是地震或地表加速度，能耐代表結構抵抗耐震需求之能力與特性。而性能(Performance)則和結構能耐抵抗耐震需求之方式有關。易言之，所謂性能設計法即結構能耐抵抗地震力之方式，須滿足設計之目標。

上述方法中，能耐頻譜法在應用上最為普遍，其基本原理是利用能耐頻譜與考慮系統非彈性(或遲滯)動力反應之需求反應譜的交點，求取結構系統之最大位移與加速度。該法最初是由 Freeman 在 1975 年提出的，基本上是利用圖解之方式顯示結構體承受不同震動強度時之因應方式，因此其基本原理相當淺顯易懂。首先須求得結構物之耐震能耐曲線(Capacity curve)，具體作法為進行非線性靜力分析或側推分析

(Push-over analysis)，求得對應之力-位移(即基底剪力-頂層位移)關係圖。典型之能耐曲線示意圖如圖 3-117 所示，在曲線中以(降伏強度  $A_y$ ，降伏位移  $D_y$ )及(極限強度  $A_u$ ，極限位移  $D_u$ )等兩個控制點來描述結構系統之行為。到降伏強度前結構仍在彈性範圍內，此時勁度固定，週期為結構系統之基本振動週期；當結構達到降伏強度之後，勁度逐漸變小，此時週期也會變大；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破壞。為了配合需求頻譜之格式，將基底剪力轉化為單自由度系統之頻譜加速度(Spectral acceleration,  $S_a$ )，頂層位移則轉化為單自由度系統之頻譜位移 (Spectral displacement,  $S_d$ )。因此由能耐曲線轉化之縱軸為頻譜加速度與橫軸為頻譜位移之關係圖，即所謂之能耐頻譜。

另一方面，彈性反應譜為單自由度線性系統受特定強度地震力作用時之最大反應，控制之參數為系統之阻尼與自然振動週期。反應譜之特性為某一頻率內涵之地表加速度歷時作用下，不同週期，阻尼為 0.05 之結構系統的最大反應。根據以往研究顯示，彈性反應譜大致依系統之自然振動週期分為等加速度反應譜值區、等速度反應譜值區及等位移反應譜值區。非彈性之耐震需求頻譜(即反應譜)可由彈性之耐震需求頻譜推求而得。結構系統之耐震需求頻譜可以考慮高阻尼或韌性因子效應之折減後彈性反應譜，抑或是考慮遲滯效應之非彈性反應譜表示。惟該反應譜之格式與一般反應譜之格式不一樣，該格式稱為加速度-位移反應譜(Acceleration-displacement response spectrum，簡稱 ADRS)格式，其縱軸為頻譜加速度，橫軸為頻譜位移，而通過原點之不同斜率直線則代表不同振動週期之結構系統(如圖 3-119)。耐震需求頻譜與能耐頻譜之交點，即結構系統受震時之最大位移反應與加速度反應值。至於能耐頻譜法所使用之需求頻譜與能耐頻譜及交點之求法將在下面之三節詳加介紹。

### 1. 能耐頻譜之求取

ATC-40 中建築物之耐震能耐是以建築物能耐頻譜的形式來表示。建築物能耐曲線可用以描述建築物承受地表振動的能力與特

性，此能力與結構物之材料、高度、結構系統及建築年代有相當密切之關係。將建築物模擬成單質點單自由度之非線性系統，假設建築物經過適當之韌性設計，不會脆性破壞或倒塌，建築物可根據適當之靜力或動力分析方式，建立基底剪力與頂層位移之關係圖，即為模型建築物的能耐曲線。ATC-40將建築物模擬成單質點單自由度非線性系統，同時也為了配合耐震需求頻譜之格式，因此須將節能耐曲線轉化為單自由度系統之能耐曲線，即所謂之能耐頻譜。換言之，將建築物基底剪力轉化為單自由度系統之頻譜加速度，而質點位移則轉化為頻譜位移，此即為能耐頻譜之型式。

能耐頻譜法中能耐頻譜非線性靜力分析法，以下將進一步介紹。

以臺灣現行之設計規範而言，設計強度係數

$$C_s = V / W \quad \dots\dots\dots (3-31)$$

它是由耐震規範之最小設計水平總橫力  $V$  及建築物全部靜載重  $W$  計算而得。影響  $V$  的因素包含了建築物的地震分區  $Z$ 、工址土壤狀況  $C$ 、建築物週期與側向力抵抗系統。事實上，

$$V = \max\left(\frac{ZICW}{1.4\alpha_y F_u}, \frac{ZICW}{3.5\alpha_y}\right) \quad \dots\dots\dots (3-32)$$

上式中， $I$  為用途係數， $\alpha_y$  為起始降伏地震力放大倍數， $F_u$  為結構系統地震力折減係數。

假設由等值靜力法所建立之建築物能耐曲線為雙線性形式，並根據設計強度、降伏強度與極限強度三者間之關係，則建築物能耐頻譜亦有類似能耐曲線  $(A_y, D_y)$  與  $(A_u, D_u)$  兩個控制點，表為  $(S_{ay}, S_{dy})$  與  $(S_{au}, S_{du})$ ，可分別以下式估算：

$$\begin{aligned} S_{ay} &= C_s \times \gamma / \alpha_1 \\ S_{dy} &= S_{ay} \times T_e^2 / (2\pi)^2 \\ S_{au} &= \lambda \times S_{ay} \\ S_{du} &= \lambda \times \mu \times S_{dy} \quad \dots\dots\dots (3-33) \end{aligned}$$

式中， $T_e$  為彈性反應時的基本模態週期，可以各類建物基本振動週期的經驗公式估算，或進行振態分析求得； $\alpha_i$  為基本振態之質量參與係數，即基本振態之有效重量與總重量的比值，可表為：

$$\alpha_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[ \sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \dots\dots\dots (3-34)$$

$\gamma$  是降伏強度與設計強度的比值，約等於規範所定之  $\alpha_y$ ，與構材所採用之設計規範有關； $\lambda$  是極限強度與降伏強度的比值，約等於規範之 1.4； $\mu$  為韌性容量，對應於規範之韌性容量  $R$ 。(3-34) 式中， $w_i$  為第  $i$  層樓層重， $\phi_{i1}$  為第  $i$  層對應之第一振態形狀。

#### (1) 非線性靜力分析法

影響結構系統之整體耐震能力主要因素為其各桿件之強度與變形能力。為決定系統對應非彈性變形之耐震能力，必須進行像是側推分析之非線性分析。其計算流程為進行一系列之彈性分析，並將分析結果疊加而得整體結構系統之力-位移曲線，即基底剪力  $V$  與頂層位移  $\Delta_{roof}$  之關係圖。在分析過程中，結構系統之數學模式須因應桿件之降伏修正，再進行下一階段之彈性分析，如此逐漸增大側向力直到系統破壞或產生不穩定現象。同樣地，我們須將建築物能耐曲線轉化為單自由度系統之能耐頻譜，其具體作法為將能耐曲線之每一點 ( $V_i$ ,  $\Delta_{roof,i}$ ) 依下列公式轉成 ( $S_{ai}$ ,  $S_{di}$ )

$$S_{ai} = \frac{V_i / W}{\alpha_1}$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{roof,i}}{PF_1 \times \phi_{i,roof}} \dots\dots\dots (3-35)$$

其中， $\phi_{i,roof}$  為頂層對應之第一振態形狀， $PF_1$  為第一振態參與因子，即如下式：

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \dots\dots\dots (3-36)$$

## 2. 耐震需求頻譜之求取

### (1) 阻尼比為5%之反應譜

一般在耐震設計中採用的傳統反應譜，其縱軸為頻譜加速度，橫軸為週期。惟在能耐頻譜法中採用之需求頻譜(即反應譜)格式為 ADRS 反應譜格式。圖 3-118 表示的即為上述兩種不同格式之反應譜。在加速度-位移反應譜格式中，通過原點之直線表示某特定週期 T，因此，在 ADRS 反應譜上之任意點的週期為  $T = 2\pi \times (S_d/S_a)^{1/2}$ 。同樣地，在傳統反應譜中，其頻譜位移  $S_d = S_a T^2 / 4\pi^2$ 。事實上，上述兩公式是可經適當運算互換的。

圖 3-119 所示為將同一能耐頻譜疊放在圖 3-118 之不同反應譜格式上。在能耐頻譜線上，從起始點開始一直到 A 點間，其週期為固定值 T1，而從 A 點到 B 點間，其週期從 T1 變化到 T2。該現象表示結構有所謂之非彈性反應，因此週期加長。這種加長之現象在 ADRS 反應譜格式上尤其明顯。

標準反應譜形式包括：(1)最大地表加速度(PGA)；(2)等頻譜加速度範圍( $0 < T < T_{AV}$ )；(3)等頻譜速度範圍( $T_{AV} < T < T_{VD}$ )；及(4)等頻譜位移( $T > T_{VD}$ )等四部分。在圖 3-120 中，將上述標準反應譜形式表示在加速度-位移反應譜格式上。其中等頻譜加速度範圍之頻譜加速度值可以週期  $T=0.3$  秒時對應之頻譜加速度值，即  $(S_a)_{T=0.3}$  決定；而等頻譜速度範圍內，其頻譜加速度  $S_a$  與  $1/T$  成正比，其對應之頻譜速度值可由週期  $T=1$  秒時對應之頻譜加速度值，即  $(S_a)_{T=1}$  之值轉換而得。因此，

$$T_{AV} = \frac{(S_a)_{T=1.0}}{(S_a)_{T=0.3}} \dots\dots\dots (3-37)$$

$$T_{VD} = \frac{4 \times \pi^2 (S_d)_{T > T_{VD}}}{(S_a)_{T=1.0}} \dots\dots\dots (3-38)$$

在 ATC-40 中之需求頻譜形式如圖 3-121 所顯示的(若忽略最大地表加速度及等頻譜位移兩部分)，則僅有等頻譜加速度及等頻譜速度兩範圍。當阻尼比為 5%且 PGA 為 CA 時，等頻譜加速度值為 2.5 CA，而等頻譜速度範圍之 Sa 值為 CV/T，其中 CV 為 T=1.0sec 時之頻譜加速度值。

### (2)能耐頻譜之簡化

由於結構在強震中可進入非彈性反應範圍，因此應將前述反應譜轉換為非彈性反應譜，以適當降低耐震需求。為方便估計非彈性反應之有效阻尼效應，必須將能耐頻譜簡化為雙線性形式，如圖 3-122。在建立雙線性需求頻譜時，首先須定義點 (api,dpi)，它是建立非彈性反應譜之測試性能點(Trial performance point)，如果根據該點建立之非彈性反應譜與能耐頻譜相交於點 (api,dpi)時，則此點即所謂性能點，抑或反應該結構之最大反應。起始之測試性能點可表為 (ap1,dp1)，第二輪迴之測試性能點為 (ap2,,dp2)，其餘可以依此類推。通常起始之測試性能點可根據等位移原則求得，而所謂之等位移原則指的是非彈性系統之最大位移與完全彈性系統之最大位移相同，該原則通常適用於長週期系統。

圖 3-122 為能耐頻譜簡化為雙線性模式之例子，由該圖知可從原點作直線，而該直線之斜率係考慮建物桿件之勁度組合所得之建物起始勁度。接著再由測試性能點 (api,dpi) 往回作直線並與第一段直線交於點 (ay,dy)，其中決定第二段直線斜率之原則為使原來之能耐頻譜與雙線性能耐頻譜下之面積相等，即消散之能量相等。

### (3)折減之需求頻譜

結構受震進入非彈性範圍之阻尼效應可視為結構體之黏滯

阻尼(Viscous damping)及遲滯阻尼(Hysteretic damping)之組合。所謂遲滯阻尼之大小可以地震力與結構位移關係圖中所圍面積估測而得。事實上，在過去文獻中曾提及如何將遲滯阻尼轉換成等值黏滯阻尼。對應最大位移  $d_{pi}$  之等值黏滯阻尼  $\beta_{eq}$  可以下式估測：

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad \dots\dots\dots (3-39)$$

其中， $\beta_0$ =以等值黏滯阻尼表示之遲滯阻尼  
 0.05=結構系統本身之 5%黏滯阻尼

而  $\beta_0$  項可表為：

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{So}} \quad \dots\dots\dots (3-40)$$

其中  $E_D$ =阻尼消散之能量， $E_{So}$ =最大應變能。 $E_D$  及  $E_{So}$  之物理意義可以圖 3-123 說明。根據圖 3-123~3-125 可知：

$$\begin{aligned} E_D &= 4(a_{pi}d_{pi} - 2A_1 - 2A_2 - 2A_3) \\ &= 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \\ E_{So} &= a_{pi}d_{pi} / 2 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (3-41)$$

因此，

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 5 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi}d_{pi}} + 5 \quad \dots\dots\dots (3-42)$$

上式所計算所得之等值黏滯阻尼值，可用來估測 Newmark 及 Hall 發展之非彈性反應譜折減係數。由圖 3-126 可看出反應譜折減係數之用處，為將 5%阻尼比之彈性反應譜轉換為大於 5%阻尼比之反應譜。

當地震延時不長時，經韌性設計之建物因桿件尚未受損，其回復力特性將如圖 3-123 所顯示之理想之遲滯迴圈型態。大部分建物之遲滯迴圈面積是會隨地震歷時而減小的，如此一來，對於

等值黏滯阻尼會有高估之現象，因而呈現低估反應之不保守現象。大部分現存之鋼筋混凝土建築物並非典型之韌性建築物，因此上式計算等值黏滯阻尼比之公式及圖 3-123 之理想遲滯迴圈假設將高估系統實際之阻尼。為考慮上述現象，ATC-40 引入了阻尼修正因子  $\kappa$ 。因此所謂等值黏滯阻尼  $\beta_{eq}$  則修正為：

$$\beta_{eff} = \kappa\beta_0 + 5 = \frac{63.7\kappa(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad \dots\dots\dots (3-43)$$

$\kappa$  因子之用途係用來評估實際建物起始或已劣化之遲滯，係為與圖九之遲滯模式之近似度。 $\kappa$  因子之大小與建物之結構行為有關，具體而言，即和地震延時長度及結構之耐震機制有關。為簡化起見，ATC-40 將結構行為分為三類，類型 A 之  $\kappa$  值為 1.0，代表類似圖 3-124 之穩定且完整的遲滯迴圈。類型 B 之  $\kappa$  值為 2/3，代表遲滯迴圈之衰減情形屬中等情形。類型 C 之  $\kappa$  值則降為 1/3，代表遲滯迴圈之衰減情形嚴重。上述三類型之  $\kappa$  值範圍與極限可參見表 3-26。

反應譜折減因子 SRA 及 SRV 則可由下列二式求得：

$$\begin{aligned} SR_A &\approx \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} \geq \text{表3.2.2之值} \\ SR_V &\approx \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} \geq \text{表3.2.2之值} \quad \dots\dots\dots (3-44) \end{aligned}$$

阻尼比 5% 之反應譜求法可參考 3.5.2(1) 所述。折減之 5% 阻尼比反應譜，即需求頻譜則可參考圖 3-126；並可參考 3.5.2(1) 節將反應譜由標準之頻譜加速度-周期格式改為頻譜加速度-位移格式，圖 3-127 表相同地表加速度但阻尼比不同之需求頻譜。

### 3. 最大反應或損壞狀態之求法

當能耐頻譜與考慮非彈性反應的需求頻譜之交點所代表位移  $d_i$  之誤差為測試性能點所代表之位移  $d_{pi}$  的 5% 範圍內（即  $0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$ ），則  $d_{pi}$  即所謂之性能點。反之若該交點不在容

許之範圍內時，則應另選一測試性能點 ( $a_{pi}, d_{pi}$ ) 重覆上述步驟。圖 3-128 即表示以上之觀念。

性能點之意義為將結構物視為單自由度系統時，承受特定地震作用產生之最大位移反應，因此原結構系統之最大反應或損壞狀態可利用(3-10)式由已知之單自由度系統之頻譜位移與頻譜加速度反推而得。

#### 4. 利用能耐頻譜與需求頻譜之交點

橋墩式碼頭之耐震能力評估，並不同於性能設計法之耐震分析，唯仍可利用用 ATC-40 之能耐頻譜法之概念，先求取橋墩式碼頭對應之能耐頻譜，設定橋墩式碼頭之目標崩塌點，再配合適當之反應譜或需求頻譜，調整其最大地表加速度，即調整反應譜之比例，使其恰與能耐頻譜交於目標崩塌點，此時對應之最大地表加速度即為崩塌地表加速度。其具體步驟如下：(1)先求取橋墩式碼頭對應之能耐頻譜；(2)設定橋墩式碼頭之目標崩塌點後，首先可根據崩塌點將能耐頻譜簡化為雙線性形式，根據崩塌點計算遲滯迴圈之面積及對應之等值黏滯阻尼  $\beta_{eq}$ ，再利用(3-16)式計算反應譜折減因子 SRA 及 SRV；(3)接著選擇最大地表加速度之起始值，根據選擇之最大地表加速度調整最大地表加速度之為  $1g$  之適當彈性反應或需求頻譜之比例，再利用前面計算之反應譜折減因子 SRA 及 SRV，得到折減彈性反應譜；(4)求取能耐頻譜與需求頻譜之交點，交點對應的位移為  $d_i$ ，判斷誤差是否在容許之範圍內，即交點位移  $d_i$  是否落在崩塌點對應之位移  $d_{pi}$  的 5% 範圍內 (即  $0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$ )；(5)若求得之能耐頻譜與需求頻譜交點位移  $d_i$  的誤差不在容許範圍內，則視交點之位移與崩塌點位移之大小關係調整最大地表加速度值，並回到步驟(3)；(6)若求得之能耐頻譜與需求頻譜交點位移  $d_i$  的誤差在容許範圍內，則  $d_{pi}$  即所謂之崩塌點位移，此時對應之最大地表加速度即為崩塌地表加速度。上述過程可歸納如圖 3-128 所示。

### 3.5.4 模型建立

#### 1. 模型配置

本研究以基隆港2號碼頭為例，碼頭標準斷面圖及平面圖如圖3-129、3-130所示，而碼頭上部結構為鋼筋混凝土橋面版和T型樑系統，下部結構之橋墩為大型牆式砌石組成，共有20跨。

每跨跨度9.09公尺，寬7.72公尺；T型樑寬1.544公尺，高1.17公尺，翼版深0.3公尺，腹版寬0.4公尺；Γ型樑寬1.544公尺，高1.17公尺，翼版深0.3公尺，腹版寬0.4公尺，砌石長7.72公尺，寬2.42公尺。

因碼頭興建年代較早而在上部樑結構系統中應該不為連續樑，所以應該為單跨系統，故此研究之簡化系統模擬實際情況，即只使用一跨來模擬，見圖3-131，其材料性質混凝土抗壓強度為 $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ，但因考慮年代久遠，折減為 $175 \text{ kg/cm}^2$ 在橋體兩端上方各施加一個半跨度的橋面板和T型樑的重量，一半跨度的重量需要扣除砌石橋墩上方之上部結構一半的重量，所以半跨長度為3.335m，該半跨重量之計算如下；

$$\begin{aligned} \text{版} & 0.3 \times 7.72 \times 3.335 = 7.724 \text{ m}^3 \\ \text{T型樑} & (1.544 \times 0.3 + 0.87 \times 0.4) \times 3.335 \times 4 = 10.821 \text{ m}^3 \\ \Gamma \text{型樑} & (0.772 \times 0.3 + 0.87 \times 0.4) \times 3.335 \times 2 = 3.866 \text{ m}^3 \\ & (7.724 + 10.821 + 3.866) \times 2.4 \text{ t/m}^3 \end{aligned}$$

因此在橋樑左右兩端支樑上平均放置53.786t的重量，橋面版上部均佈設計載重 $2 \text{ t/m}^2$ ，在砌石橋墩的邊緣側施加非線性土壤彈簧模擬拋石護坡，橫樑與砌石接合處使用剪力鉸模擬接合處產生剪力破壞模式，因為橋墩堆疊方式是用砂漿跟砌石堆疊而成，類似磚牆堆疊的方式，文獻中提及兩端無柱的磚牆之剪力強度來自於紅磚與砂漿的黏結強度，所以牆式橋墩的剪力強度也可以依照類似的方法計算，因此砌石本身的強度對橋墩的強度並無直接影響，其牆式橋墩的剪力強度在本節第三部份介紹該剪力強度的計算，得到剪力強度均勻分配在佈設剪力鉸上，橋墩砌石使用Solid元素來模擬。

## 2. 上部結構 T 型樑的撓曲塑性鉸參數設定

橋墩式碼頭的橋墩是砌石而成不會產生塑鉸，所以撓曲塑性鉸會產生在上部結構的每跨T型樑左右兩端，所以以下介紹撓曲塑性鉸計算。因樑的撓曲塑性鉸計算方法與柱的計算方法類似，只是樑不受軸力作用。以下介紹柱的塑性鉸計算方法，Elwood 及Moehle由50個各種尺寸及不同箍筋比之鋼筋混凝土柱試體，試驗後得到柱體剪力破壞時剪應力與變位角(drift ratio)之關係曲線，計算之撓曲塑性鉸，使用最小平方差的數值方法，歸納出剪力破壞時的變位角(drift ratio)可由下是計算

$$\frac{\Delta_s}{H} = \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{133} \frac{v_m}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \quad \dots\dots\dots (3-45)$$

式中H為柱淨高； $\rho'' = \frac{A_{st}}{b \times s}$  為剪力箍筋體積比； $A_{st}$ 為剪力筋總斷面積，計算剪力鋼筋於箍筋間距(s)內之斷面積；b為柱寬；s為箍筋間距； $v_m = V_b/bd$ 為剪應力； $V_b$ 雙曲率柱撓曲強度；d 為柱斷面的有效深度，可設為樑柱h 的0.8 倍； $f'_c$ 為混凝土抗壓強度； $A_g$ 為柱斷面積；及P 為柱承受之軸力。

當柱的箍筋量較大、混凝土強度較高時、承受的側力及軸力較小時，剪力破壞之變位角會較大，即表示柱的韌性值會較大。

Elwood 及Moehle亦由試驗得到柱試體到達軸向破壞時軸力與變位角之關係，並歸納出軸向破壞時的變位角(drift ratio)可由下式計算：

$$\frac{\Delta_a}{H} = \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \frac{S}{A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta}} \quad \dots\dots\dots (3-46)$$

式中  $f_{yt}$  箍筋降伏強度； $d_c$ 為柱核心混凝土的深度，由箍筋中心至中心計算之；及  $\theta$  為剪力裂縫與水平的夾角，一般可定為 $65^\circ$ ，但不可超過  $\tan^{-1}(H/h)$ 。

### (1) 彎矩非線性鉸參數

以一根長(梁柱的淨間距；clear length)為H的雙曲率柱，在撓剪破壞模式下的側向載重位移曲線，可保守地定義反映撓剪或撓曲破壞模式的彎矩非線性鉸參數。其非線性鉸參數與側向載重位移曲線間的關係如圖3-133所示，參數之設定值如表3-28 所示，表中SF(scale factor)所相對應之Moment SF為 $M_{SF}$ ；而 $\theta_{SF}$  固定為1。表3-28中之參數定義如下：

$$a = \frac{\Delta_s}{H} - \frac{\Delta_y}{H} \dots\dots\dots (3-47)$$

$$b = \max\left\{\frac{\Delta_a}{H}, \frac{\Delta_s}{H}\right\} \dots\dots\dots (3-48)$$

$$\Delta_y = \frac{V_b}{k} = \frac{V_b H^3}{12(EI)_c} \dots\dots\dots (3-49)$$

依照以上彎矩非線性鉸之參數，為M3 非線性鉸(若為Y方向側推分析則為M2)。這裡需要注意的是由A~E 五個點來定義非線性鉸曲線，但根據本文柱撓剪破壞之側力載重位移曲線，僅需要四個點即可定義非線性鉸曲線，因此在非線性鉸參數設定上，將D 與E 點的值皆設定為到達軸向破壞位移時之參數。其中為使之側推分析較不易造成非線性求解發散，可將E 點之位移值放大為D 點10 倍甚至20 倍，此項設定並不會影響使用者所求得結果之準確性。

根據材料力學，雙曲率柱撓曲強度 $V_b$ ，可由下式計算，

$$V_b = 2M_n / H \dots\dots\dots (3-50)$$

式中 $M_n$  為鋼筋混凝土柱斷面之標稱彎矩強度(nominal moment strength)。

### (2) RC 梁之模擬及非線性鉸設定

RC 梁之彎矩非線性鉸可以依據本文所建議之RC 柱彎矩非

線性鉸參數進行設定，惟必須考慮軸力為0，使其符合梁不受軸力之行為。

RC 梁之斷面設定：結構之梁常與樓版連接形成T 型梁，使梁的模擬應考慮T 型梁之行為，因此T 型梁在受負彎矩作用時，在有效翼緣寬度內之版鋼筋會參與作用，而增加其計算彎矩強度。而有效翼緣寬度之計算應依下列規定計算之：

- a. T 型梁翼緣之有效版寬不得超過該梁跨度之 1/4；梁腹每側懸出之有效翼緣寬度不得超過翼緣厚(版厚)之 8 倍或該梁與鄰梁間淨距之 1/2。
- b. 梁僅一側有翼緣者，其有效懸出翼緣寬度不得超過該梁跨度之 1/12、翼緣厚(版厚)之 6 倍或該梁與鄰梁間淨距之 1/2。

### 3. 橋墩式碼頭剪力鉸之設定

由文獻磚牆之面內水平剪力牆度受不同高寬比、RC構架束制條件的影響而有不同破壞路徑，可由下列公式計算磚牆面內水平剪力強度，無側邊圍束-只左右雙側均未連接邊界柱之磚牆：

$$V_n = T_b \times (W_b \times \tau_f) \quad (3-51)$$

$$\tau_g = 0.0337(f_{mc})^{0.885} + (0.654 + 0.0005047 f_{mc})\sigma_n \quad (3-52)$$

$$f_{mbt} = 1.079(f_{mc})^{0.338} \quad (3-53)$$

$$f_{bt} = 0.22 f_{bc} \quad (3-54)$$

其中，fmc與fbc分別為砂漿及紅磚為國家標準規定單軸抗壓強度。根據計算之磚牆之剪力強度，設定墩頂之剪力鉸設定，在此使用脆性破壞模式，即達到該強度時剪力鉸即破壞。

### 3.5.5 案例分析

#### 1. 結構物耐震能力初步評估法

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，建築物之崩塌地表加速度計算為：

$$A_C^* = F_I F_T F_U^* a_0 \dots\dots\dots (3-55)$$

先計算結構物之總重W=(版重+T型樑重+Γ型樑+砌石橋墩重+袋裝混凝土重)(考慮鄰跨)

$$\text{版重} = 0.3\text{m} \times 7.72\text{m} \times 9.09\text{m} \times 2 \times 2.4 \text{ t/m}^2 = 101.06 \text{ t}$$

$$\text{T型樑重} = (0.3\text{m} \times 1.544\text{m} + 0.4\text{m} \times 0.87\text{m}) \times 9.09\text{m} \times 4 \times 2 \times 2.4\text{t/m}^2 = 141.57 \text{ t}$$

$$\text{Γ型樑} = (0.3\text{m} \times 1.544\text{m} + 0.4\text{m} \times 0.87\text{m}) \times 9.09\text{m} \times 2 \times 2 \times 2.4 \text{ t/m}^2 = 70.8\text{t}$$

$$\text{砌石橋墩重} = 2.42\text{m} \times 7.72\text{m} \times 7.89\text{m} \times 2 \times 2.3 \text{ t/m}^2 = 678.06\text{t}$$

$$\text{因此總重} W = 849.92\text{t}$$

計算設計地震總橫力

$$V^* = 10 \times (7.72 \times 2.42 \times 2) = 373.65 \text{ t-m}^2$$

計算對應週期的譜加速度

$$S_a(T) = 1.457$$

單自由度的修正係數採用

$$F_d = 0.8$$

將上面參數代入設計地表加速度之公式

$$a_0^* = \frac{373.65\text{t} / \text{m}^2}{1.457 \times 849.92\text{t} \times 0.8} = 0.38g$$

因為立面會有拋石護坡呈現不規則，所以形狀係數FI=0.9

因橋墩式碼頭年份超過30年且建築物傾斜，所以經年係數FT=0.7

韌性係數因無極短柱FU=1.0

將上面參數代入崩塌地表加速度之公式得：

$$A_C^* = 0.9 \times 0.7 \times 1 \times 0.38g = 0.24g$$

## 2. 非線性靜力分析法（側推分析與反應譜法）

本研究提供兩種破壞模式之結果，一為橋墩兩側有護坡時在橋墩頂上的剪力破壞模式，二為假設護坡已破壞(即去除橋墩兩側的土壤彈簧)橋墩頂上的剪力破壞模式，兩種分析結果可供比較護坡破壞前後耐震能力之差異。

橋墩式碼頭依照前節模型配置來建立SAP2000模型和撓曲塑性鉸參數設定完成後進行振態分析，見圖3-132、圖3-133，得到第一振態為縱向，振態週期為0.05531sec，第二振態為橫向，振態週期0.0179sec。由振態分析可知第一振態對應之縱向週期較低，相對地其勁度較低，因此在側推分析時是以第一模態即縱向側向力分佈加載來進行的，進行分析後得到能耐曲線如圖3-134所示，求該圖顯示其極限側向強度為16142T。利用(3-7)式可將能耐曲線轉為ADRS形式之能耐頻譜，其結果如圖3-136。

考慮有護坡之情形下塑性鉸產生的順序見圖3-135~圖3-138，圖3-135顯示為第一階段先在靠陸側第一根樑產生塑鉸，圖3-136顯示為在上部的樑除了靠陸側第三根樑未產生塑鉸其餘樑都產生塑鉸，圖3-137顯示為上部全部的樑都已產生塑鉸，圖3-138顯示上部樑的塑鉸都已達到下一階段，此橋墩與橫樑間的剪力繳已產生剪力破壞。在無護坡之塑鉸產生狀況見圖3-139~圖3-141，圖3-139顯示為無護坡之塑性鉸的第一階段，其產生位置為靠海、陸側第一根樑產生塑性鉸，圖3-140顯示為上部樑全部都已產生塑性鉸，圖3-141顯示為上部樑塑性鉸已達到下一階段，此時橋墩與橫樑間的剪力鉸已產生剪力破壞。因此，橋墩式碼頭所分析出來的破壞模式是跟一開始我們判定破壞模式是一致的，因此我們的分析的模式符合現況的。

接著建立對應本案例場址之需求需求頻譜，參考耐震設計規範可知一般工址或近斷層區域之工址設計(475年回歸期)水平譜加速度係數 $S_{aD}$ ，隨建築物基本振動週期 $T$ 、工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 $S_{DS}$ 與 $S_{D1}$ 而改變；工址最大考量(2500年回歸期)水平譜加速度係數 $S_{aM}$ ，亦是隨建築物基本振動週期 $T$ 、工址短週期

與一秒週期之最大考量水平譜加速度係數  $S_{MS}$  及  $S_{M1}$  而改變。工址設計水平譜加速度係數  $S_{aD}$  根據規範如下所示

$$S_{aD} = \begin{cases} S_{DS}(0.4 + 3T/T_0^D) & T \leq 0.2T_0^D \\ S_{DS} & 0.2T_0^D < T \leq T_0^D \\ S_{D1}/T & T_0^D < T \leq 2.5T_0^D \\ 0.4S_{DS} & 2.5T_0^D < T \end{cases} \dots\dots\dots (3-56)$$

最大考量水平譜加速度係數  $S_{aM}$  則將上式之D換成M即可。短週期與中、長週期的分界  $T_0^D$  與  $T_0^M$  分別滿足

$$T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \dots\dots\dots (3-57)$$

$$T_0^M = \frac{S_{M1}}{S_{MS}} \dots\dots\dots (3-58)$$

因基隆港在基隆市中山區，所以查閱耐震設計規範可得基隆市中山區之水平譜加速度係數。

$$S_S^D = 0.6; S_I^D = 0.35; S_S^M = 0.8; S_I^M = 0.5$$

根據表2-4可計算本碼頭之平均SPT-N值，如下式

$$\overline{N} = \frac{19.74}{\frac{8.29}{50} + \frac{11.45}{4.36}} = 7.07$$

由於所計算出來的  $\overline{N}$  值小於15，再由規範地盤分類查得場址為第三類地盤，因此查得設計地震之土壤放大係數為

$$F_a = 1.2 ; F_v = 1.7$$

最大考量地震之土壤放大係數為

$$F_a = 1 ; F_v = 1.4$$

總和以上之數據並依規範計算工址對應設計地震及最大考量地震之短週期及一秒週期設計水平譜加速度係數為

$$S_{DS} = 1.2 \times 0.6 = 0.72; \quad S_{MS} = 1 \times 0.8 = 0.8; \quad N_A \geq 1.0$$

$$S_{D1} = 1.7 \times 0.35 = 0.595; \quad S_{M1} = 1.4 \times 0.5 = 0.7; \quad N_V \geq 1.0$$

將能耐頻譜與需求頻譜繪製於ADRS格式上可求得對應之性能點，由於SAP2000可考慮非彈性效應，將彈性反應譜折減為非彈性反應譜，期中報告中提及基隆港灣地區於不同回歸期之耐震設計地震動值475、2500年分別為0.23、0.38g，根據規範查得基隆中山區的設計地震值475、2500年為0.288、0.32g，規範值較期中報告提供高故使用規範之設計地震值，因此由圖3-142可看出在475年回歸期之地震(PGA=0.288g)作用下，性能點之 $S_d = 0.01659cm$ ， $S_a = 0.395g$ ，結構系統考慮非彈性變形效應之等值黏滯阻尼為5%，由該值與原假設系統之5%阻尼比相同可知系統尚未降伏階段而已。而由圖3-143可看出在2500年回歸期之地震(PGA=0.32g)作用下， $S_d = 0.02262cm$ ， $S_a = 0.539g$ ，等值黏滯阻尼為5%，由該值得知應無非彈性反應之效應。

另外，將牆式橋墩兩側拋石護坡的LINK移除，模擬拋石護坡破壞後對主結構系統耐震能力的影響，因此由圖3-144可看出在475年性能點之 $S_d = 0.01707cm$ ， $S_a = 0.397g$ ，結構系統考慮非彈性變形效應之等值黏滯阻尼為5%，由該值與原假設系統之5%阻尼比相同可知系統尚未降伏階段而已，而由圖3-145可看出在2500年回歸期之地震作用下， $S_d = 0.02327cm$ ， $S_a = 0.541g$ ，等值黏滯阻尼為5%，由該值得知應無非彈性反應之效應。

由上述兩種結果可看出該碼頭之性能點值差異不大，且兩者都顯示出該碼頭強度甚高。

### 3.6 港區非剛性碼頭微振量測與分析

在微振動量測中，振源係為環境微振(ambient vibration)，也就是經由自然及人為活動作用產生的能量，如海浪作用、氣壓變化、車輛行駛等，在地表附近不斷地振盪疊加形成的信號，涵蓋了各種頻率範圍。若假設環境微振可視為白噪訊號(white noise)，亦即功率譜密度為常數

的隨機過程(random process)，其於各頻段之功率係為一致，則藉由量測並分析某系統受環境微振激發之反應，便可用來幫助識別該系統之特性。因微振動量測試的設備及人力需求較少，試驗操作簡便、費用較低，且不影響待測標的之正常使用，屬於較容易進行之動態試驗，因此經常用來幫助評估結構與地盤之振動特性。

本研究針對基隆港區，進行碼頭構造物之微振動量測試，記錄在週遭環境微振源作用下，碼頭結構~土壤互制系統的振動歷時反應訊號資料，並對所量得的歷時記錄進行頻譜分析，以瞭解碼頭構造物之振動特性，藉此輔助判斷其是否有結構異常情況。

### 3.6.1 微振動量測試配置

#### 1. 量測對象

在此針對版樁式與棧橋式碼頭等相對非剛性之碼頭構造物進行量測，並選取實際檢測得之平均腐蝕速率可達0.1mm/yr，屬於腐蝕情況較為嚴重之東6號鋼版樁式碼頭與東10號鋼管樁棧橋式碼頭(饒正等人，2002；陳桂清等人，2004；柯正龍等人，2007)，來進行微振動量測分析。

#### 2. 量測設備

於微振動量測試中，量測振動所使用之感應器，為日本東京測振所生產之VSE-15D速度型感應器，如圖3-146所示，操作頻率為0.2~70Hz，最大容許振動量為10cm/s。

試驗中所採用之集錄系統，為日本東京測振所生產之SPC-51集錄系統，如圖3-147所示，為一16頻道之攜帶型集錄系統，解析度為16位元，且各個頻道之量測精度可個別調整，並可將各感應器之量測資料轉換為真實物理量後，存檔於個人電腦之貯存設備內。

#### 3. 量測方法

由於實際上環境微振並非理想白噪訊號，其頻率含量特性會隨著環境情況改變而變化，故量測時每筆資料將連續記錄20分鐘，以

充分掌握環境振動之依時變異性。量測時採用之取樣率為200Hz，能涵蓋一般結構振動之頻率範圍。

微振量測試中，測點將設置於最能夠反映碼頭構造物結構特性之位置，版樁式碼頭之測點位於岸肩前緣接近鋼版樁壁頂之位置，棧橋式碼頭則位於碼頭單元之面版中點，如圖3-148所示；每一測點均佈設三個感應器，量測方向為x向（水平且平行於碼頭面線，或水平軸向）、y向（水平且垂直於碼頭面線，或水平橫向）及z向（鉛垂向），如圖3-146與圖3-148所示。現場量測情況如圖3-149所示。

### 3.6.2 微振動量測紀錄分析與探討

#### 1. 分析方法

進行碼頭現地微振動量測時，常易受電磁雜訊、碼頭機械設備運轉、感應器訊號飄移、以及波浪運動之影響，故首先對原始量測資料進行濾波，將振動頻率在1.0Hz以下與50Hz以上之訊號予以濾除。

接著，對於經濾波後之歷時記錄進行頻譜分析，由所量測振動反應頻譜之尖峰值所在頻率，也就是所謂的顯著頻率(predominant frequency)，藉以判斷碼頭結構之振動特性。然而，如前所述，環境微振之頻率特性會隨著環境情況改變而變化，為了能握其變化趨勢，首先進行短時傅利葉分析(short time Fourier transform, STFT)，其屬於時頻分析方法之一，主要概念係將原始訊號分成許多連續的時間視窗，並假設每一時間視窗內的訊號均為穩態，分別對其做快速傅利葉轉換(fast Fourier transform, FFT)，得到各時段之傅氏頻譜(Fourier spectrum)，綜合所有時段之傅氏頻譜，便可繪製振動振幅~時間~頻率之關係圖，如圖3-150所示。其有助於掌握振動顯著頻率隨時間變化之趨勢，以避免特定振源影響碼頭構造物振動特性之判釋。

利用短時傅利葉頻譜初步判別碼頭構造物振動顯著頻率之可能

範圍後，再參考Samizo et al. (2007)提出之概念，利用長時間監測記錄之平均傅氏頻譜進行更清楚的判釋。與短時傅利葉分析類似，將訊號分成許多時間視窗，但各時間視窗間有2/3的重疊，分別計算各時段之傅氏頻譜後再予以平均，如圖3-151所示。如此一來，不但能稀釋量測過程中異常事件與特定振源之影響，且有助消除依時變異性，便於判別具代表性之碼頭構造物顯著頻率。

## 2. 量測結果

由於碼頭構造物地震穩定性問題主要為水平向地震力所引致，故在此僅針對x向（水平軸向）與y向（水平橫向）之振動進行分析。

### (1)基隆港東6號鋼版樁式碼頭

港研中心於2001年間針對基隆港東6號鋼版樁式碼頭進行檢測（饒正等人，2002），發現鋼版樁有多處發生穿孔、破洞等現象，後續均以鋼板焊補工法修復之。本次檢測選取2001年所檢測出之最大破洞位置（測點1，距東5號與東6號碼頭交界95m處）之版樁壁頂處進行量測，並同時量測距其30m處另一位置（測點2）作為比對之用，以判斷該修補工法是否有效發揮作用。

圖3-152為測點1之x向振動短時傅利葉頻譜，由於本測點鄰近一般道路，由歷時曲線可看出時有車輛經過所引致之明顯振動，於此時會激發偏高頻之振動量；然整體而言，主要振動能量集中於3Hz附近。接著觀察測點1之x向振動平均傅利葉頻譜，如圖3-153所示，可知顯著頻率位於2.95Hz處，對應之傅氏譜振幅為 $2.47 \times 10^{-4}$ cm。

圖3-154為測點2之x向振動短時傅利葉頻譜，與測點1類似，在車輛經過引致明顯振動之時段會出現偏高頻之振動量，整體之主要振動能量則亦集中於3Hz附近。由測點2之x向振動平均傅利葉頻譜（圖3-155），可知顯著頻率位於2.95Hz處，對應之傅氏譜振幅為 $2.86 \times 10^{-4}$ cm。

圖 3-156 為測點 1 之 y 向振動短時傅利葉頻譜，同樣地，在車輛經過引致明顯振動之時段會激發偏高頻之振動量，但整體之主要振動能量亦集中於 3Hz 附近。接著觀察測點 1 之 y 向振動平均傅利葉頻譜，如圖 3-157 所示，可知顯著頻率位於 3.07Hz 處，對應之傅氏譜振幅為  $4.74 \times 10^{-4}$  cm。

圖 3-158 為測點 2 之 y 向振動短時傅利葉頻譜，與測點 1 類似，在車輛經過引致明顯振動之時段會出現偏高頻之振動量，整體之主要振動能量則亦集中於 3Hz 附近。由測點 2 之 y 向振動平均傅利葉頻譜（圖 3-159），可知顯著頻率位於 3.08Hz 處，對應之傅氏譜振幅為  $4.63 \times 10^{-4}$  cm。

綜合以上，可知測點 1 與測點 2 不論在 x 向或 y 向振動之特性均類似，不論顯著頻率或對應之傅氏譜振幅均無明顯差異，故此碼頭鋼版樁破洞之修補應已達預期之功效。

## (2)基隆港東10號鋼管樁棧橋式碼頭

港研中心於 2003 年間針對基隆港東 10 號鋼管樁棧橋式碼頭進行檢測（陳桂清等人，2004），發現未施作防蝕工法之區域鋼管樁平均腐蝕速率約為 0.09~0.11mm/yr，施作防蝕工法之區域則為 0.06~0.07mm/yr，兩者有顯著之差異。故本次檢測選取未防蝕區之第四單元面版中點（測點 1）及防蝕區之第五單元面版中點（測點 2）同時進行量測，比較兩處之振動特性是否有所差異。

圖 3-160 為測點 1 之 x 向振動短時傅利葉頻譜，由於本碼頭屬於貨櫃碼頭，由歷時曲線可看出時有貨櫃車經過所引致之明顯振動，此時會激發偏高頻之振動量；然整體而言，主要振動能量集中於 3Hz 附近。接著觀察測點 1 之 x 向振動平均傅利葉頻譜，如圖 3-161 所示，可知顯著頻率位於 2.97Hz 處，對應之傅氏譜振幅為  $1.81 \times 10^{-4}$  cm。

圖 3-162 為測點 2 之 x 向振動短時傅利葉頻譜，與測點 1 類似，在貨櫃車經過引致明顯振動之時段會出現偏高頻之振動量，

整體之主要振動能量則亦集中於 3Hz 附近。由測點 2 之 x 向振動平均傅利葉頻譜（圖 3-163），可知顯著頻率位於 2.97Hz 處，對應之傅氏譜振幅為  $1.70 \times 10^{-4} \text{cm}$ 。

圖 3-164 為測點 1 之 y 向振動短時傅利葉頻譜，同樣地，在車輛經過引致明顯振動之時段會出現偏高頻之振動含量，尤以 5~7Hz 附近最為顯著，可能與貨櫃車行車特性有關；然整體而言，主要振動能量係集中於 3~4Hz 附近。接著觀察測點 1 之 y 向振動平均傅利葉頻譜，如圖 3-165 所示，可知顯著頻率位於 3.40Hz 處，對應之傅氏譜振幅為  $3.34 \times 10^{-4} \text{cm}$ 。

圖 3-166 為測點 2 之 y 向振動短時傅利葉頻譜，與測點 1 類似，在車輛經過引致明顯振動之時段會出現偏高頻之振動含量，整體之主要振動能量則亦集中於 3~4Hz 附近。由測點 2 之 y 向振動平均傅利葉頻譜（圖 3-167），可知顯著頻率位於 3.40Hz 處，對應之傅氏譜振幅為  $3.65 \times 10^{-4} \text{cm}$ 。

綜合以上，可知測點 1 與測點 2 不論在 x 向或 y 向振動之特性均類似，不論顯著頻率或對應之傅氏譜振幅均無明顯差異，故此碼頭鋼管樁之鏽蝕程度尚未對碼頭結構強度造成重大影響，然後續宜持續追蹤觀察，並以適當手段控制鏽蝕，以確保結構安全性。

此外，由量測結果亦可看出，東 10 號棧橋式碼頭振動顯著頻率（x 向：2.97Hz；y 向：3.40Hz），與 3.4 節東 8 號棧橋式碼頭模態分析所得之振動基本頻率（Mode 1- x 向位移伴隨 z 向扭轉：2.95Hz；Mode 2- y 向位移：3.91Hz）大致接近，且兩者均反映出當棧橋式碼頭具有斜樁之配置時，將使其 y 向勁度較 x 向勁度為大之現象，故 3.4 節所建立之棧橋式碼頭分析模型具相當程度之代表性。

表3-1 基隆港西岸區營運碼頭資料(資料來源：基隆港務局)

| 編號  | 用途    | 長度       | 寬度     | 深度        | 泊船總噸   | 固定設備 |      |     |     | 碼頭型式(註) |
|-----|-------|----------|--------|-----------|--------|------|------|-----|-----|---------|
|     |       | (公尺)     | (公尺)   | (公尺)      | (公噸)   | 管道   | 起重設備 | 鐵路  | 水栓  |         |
|     |       |          |        |           |        | (節)  | (台)  | (股) | (具) |         |
| 小計  | 27座   | 5,278.87 |        |           |        | 15   | 22   | 7   | 53  |         |
| 2   | 客貨運碼頭 | 204.50   | 12.40  | 9.00      | 10,000 | -    | -    | 1   | 3   | 橋墩式     |
| 3   | 雜貨碼頭  | 183.00   | 12.40  | 9.00      | 10,000 | -    | -    | 1   | 3   | 橋墩式     |
| 4   | 雜貨碼頭  | 167.00   | 12.40  | 9.00      | 10,000 | -    | -    | 1   | 3   | 橋墩式     |
| 7   | 雜貨碼頭  | 106.00   | 12.90  | 9.00      | 5,000  | -    | -    | -   | 1   | 混凝土擁壁式  |
| 8   | 雜貨碼頭  | 136.42   | 12.90  | 8.00      | 5,000  | -    | -    | -   | 1   | 基樁式     |
| 12B | 水泥碼頭  | 251.00   | 17.60  | 3.00-9.00 | 10,000 | 5    | -    | -   | -   | 方塊式     |
| 14  | 雜貨碼頭  | 172.40   | 14.80  | 9.00      | 10,000 | -    | -    | -   | 2   | 基樁式     |
| 15  | 雜貨碼頭  | 148.30   | 14.80  | 9.00      | 10,000 | 1    | -    | -   | 2   | 方塊式     |
| 16  | 貨櫃碼頭  | 156.50   | 34.00  | 12.00     | 20,000 | -    | 2    | -   | 2   | 鋼管樁棧橋   |
| 17  | 貨櫃碼頭  | 207.00   | 34.00  | 12.00     | 30,000 | -    | 1    | -   | 2   | 鋼管樁棧橋   |
| 18  | 貨櫃碼頭  | 256.50   | 34.00  | 12.00     | 30,000 | -    | 3    | -   | 2   | 鋼管樁棧橋   |
| 18B | 水泥碼頭  | 110.00   | 41.00  | 8.00      | 3,000  | 1    | -    | -   | -   | 鋼管樁棧橋   |
| 19  | 貨櫃碼頭  | 323.23   | 120.00 | 14.50     | 60,000 | -    | 3    | -   | 1   | 鋼管樁棧橋   |
| 20  | 貨櫃碼頭  | 325.62   | 120.00 | 10.50     | 30,000 | -    | 3    | -   | 1   | 鋼管樁棧橋   |
| 21  | 貨櫃碼頭  | 236.60   | 120.00 | 10.00     | 20,000 | -    | 1    | -   | 2   | 鋼板樁     |
| 22  | 貨櫃碼頭  | 190.00   | 120.00 | 11.00     | 30,000 | -    | 1    | -   | 3   | 鋼板樁     |
| 23  | 貨櫃碼頭  | 210.00   | 120.00 | 11.00     | 30,000 | -    | 2    | -   | 3   | 鋼板樁井筒式  |
| 24  | 貨櫃碼頭  | 240.00   | 120.00 | 13.00     | 30,000 | -    | 2    | -   | 4   | 鋼板樁井筒式  |
| 25  | 貨櫃碼頭  | 300.00   | 120.00 | 13.00     | 30,000 | -    | 2    | -   | 4   | 鋼板樁井筒式  |
| 26  | 貨櫃碼頭  | 210.00   | 120.00 | 11.00     | 30,000 | -    | 2    | -   | 4   | 鋼板樁井筒式  |
| 27  | 砂石碼頭  | 150.00   | 13.00  | 7.00      | 5,000  | -    | -    | -   | 2   | 鋼板樁     |
| 29  | 雜貨碼頭  | 178.00   | 11.00  | 4.50-6.50 | 3,000  | -    | -    | -   | 1   | L型重力式   |
| 30  | 散裝碼頭  | 180.00   | 11.00  | 10.50     | 20,000 | -    | -    | -   | 1   | 沉箱式     |
| 31  | 散裝碼頭  | 165.00   | 15.00  | 10.50     | 20,000 | -    | -    | -   | 2   | 沉箱式     |
| 32  | 煤炭碼頭  | 165.00   | 15.00  | 11.00     | 20,000 | -    | -    | 4   | 2   | 沉箱式     |
| 33  | 油類碼頭  | 210.00   | 14.80  | 11.50     | 30,000 | 7    | -    | -   | 1   | 排樁式     |
| 33B | 油類碼頭  | 95.80    | 11.90  | 6.50      | 3,000  | 1    | -    | -   | 1   | L型重力式   |

註：碼頭型式以佔該碼頭長度最大者為主

表3-2 基隆港東岸區營運碼頭資料(資料來源：基隆港務局)

| 編號 | 用途    | 長度       | 寬度    | 深度        | 泊船總噸   | 固定設備 |     | 碼頭型式(註) |
|----|-------|----------|-------|-----------|--------|------|-----|---------|
|    |       | (公尺)     | (公尺)  | (公尺)      | (公噸)   | 起重設備 | 水栓  |         |
|    |       |          |       |           |        | (台)  | (具) |         |
| 小計 | 14座   | 2,522.60 |       |           |        | 7    | 25  |         |
| 2  | 客貨運碼頭 | 200.00   | 10.50 | 9.00      | 20,000 | -    | 2   | 板樁式     |
| 3  | 雜貨碼頭  | 170.00   | 10.50 | 9.00      | 10,000 | -    | 2   | 鋼板樁     |
| 4  | 雜貨碼頭  | 145.00   | 10.50 | 9.00      | 10,000 | -    | 2   | 鋼板樁     |
| 6  | 雜貨碼頭  | 180.00   | 15.00 | 9.00      | 20,000 | -    | 2   | 鋼板樁     |
| 7  | 雜貨碼頭  | 178.00   | 27.00 | 9.00      | 10,000 | -    | 2   | 鋼板樁     |
| 8  | 貨櫃碼頭  | 240.00   | 47.00 | 12.00     | 30,000 | 2    | 2   | 鋼管樁棧橋   |
| 9  | 貨櫃碼頭  | 220.00   | 76.00 | 12.00     | 30,000 | 2    | 2   | 鋼管樁棧橋   |
| 10 | 貨櫃碼頭  | 200.00   | 76.00 | 12.00     | 30,000 | 2    | 5   | 鋼管樁棧橋   |
| 11 | 貨櫃碼頭  | 200.00   | 76.00 | 13.00     | 30,000 | 1    | 1   | 鋼管樁棧橋   |
| 17 | 雜貨碼頭  | 223.60   | 8.00  | 3.00-8.00 | 500    | -    | 1   | 方塊式     |
| 19 | 散裝碼頭  | 220.00   | 30.00 | 9.00      | 15,000 | -    | 1   | 鋼板樁棧橋式  |
| 20 | 雜貨碼頭  | 120.00   | 30.00 | 6.00      | 3,000  | -    | 1   | L型重力式   |
| 21 | 散裝碼頭  | 113.00   | 20.00 | 9.00      | 5,000  | -    | 1   | 沉箱式     |
| 22 | 散裝碼頭  | 113.00   | 20.00 | 9.00      | 5,000  | -    | 1   | 沉箱式     |

註：碼頭型式以佔該碼頭長度最大者為主

表3-3 基隆港碼頭歷年營運使用資料(資料來源：基隆港務局)

| 年別      | 總計   |        | 貨櫃碼頭 |       | 穀類碼頭 |      | 雜貨碼頭 |        | 其他碼頭 |       |
|---------|------|--------|------|-------|------|------|------|--------|------|-------|
|         | 艘次   | 停靠時數   | 艘次   | 停靠時數  | 艘次   | 停靠時數 | 艘次   | 停靠時數   | 艘次   | 停靠時數  |
| 民國 88 年 | 8422 | 202050 | 4818 | 57325 | 91   | 7273 | 2054 | 71459  | 1900 | 65993 |
| 民國 89 年 | 8934 | 218018 | 5350 | 61893 | 90   | 7030 | 2100 | 70363  | 1879 | 78732 |
| 民國 90 年 | 8949 | 189789 | 5171 | 52346 | 101  | 7111 | 2077 | 64141  | 2004 | 66191 |
| 民國 91 年 | 8680 | 188549 | 5084 | 53357 | 100  | 6679 | 1869 | 60851  | 2000 | 67662 |
| 民國 92 年 | 8773 | 178537 | 5164 | 50251 | 103  | 6513 | 2090 | 56576  | 1898 | 65197 |
| 民國 93 年 | 8953 | 182447 | 4966 | 52226 | 155  | 7344 | 3230 | 94098  | 954  | 28779 |
| 民國 94 年 | 8933 | 186755 | 4805 | 51257 | 204  | 8262 | 3433 | 101020 | 807  | 26216 |
| 民國 95 年 | 8653 | 181593 | 4857 | 50047 | 175  | 7036 | 3210 | 97271  | 723  | 27239 |
| 民國 96 年 | 8138 | 169725 | 4709 | 51746 | 133  | 5659 | 2785 | 90181  | 730  | 22139 |
| 民國 97 年 | 7592 | 157058 | 4392 | 48396 | 0    | 0    | 2503 | 84608  | 994  | 24054 |

表3-4 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<br>體     | 正規化水平位移 $d/H$ | $< 1.5\%$                | $1.5\sim 5\%$   | $5\sim 10\%$    | $> 10\%$    |
|            | 朝海側傾斜角        | $< 3^\circ$              | $3\sim 5^\circ$ | $5\sim 8^\circ$ | $> 8^\circ$ |
| 岸<br>肩     | 不均勻沉陷量        | $< 0.03\sim 0.1\text{m}$ | —               | —               | —           |
|            | 岸肩與後線陸地沉陷量    | $< 0.3\sim 0.7\text{m}$  | —               | —               | —           |
|            | 朝海側傾斜角        | $< 2\sim 3^\circ$        | —               | —               | —           |

表3-5 基隆港西32號沉箱式碼頭滑動穩定性分析與臨界加速度

|                                |        |        |
|--------------------------------|--------|--------|
| 水平地震係數 $K_H$                   | 0.115  | 0.127  |
| 垂直地震係數 $K_V$ ( $K_V=1/3K_H$ )  | 0.038  | 0.042  |
| 沉箱有效重量 $W'$ (t/m)              | 189.93 |        |
| 抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_vW)$ (t/m)    | 106.77 | 106.02 |
| 陸側水面高度 $h_1$ (m)               | 12.07  |        |
| 海側平均水面高度 $h_2$ (m)             | 11.89  |        |
| 殘留水位 (m)                       | 0.18   |        |
| 水平慣性力 $K_h*W$ (t/m)            | 35.93  | 39.67  |
| 陸側靜水壓力 $P_{WL}$ (t/m)          | 75.03  |        |
| 海側靜水壓力 $P_{WS}$ (t/m)          | 72.81  |        |
| 海側動水壓力 $P_{WES}$ (t/m)         | 9.77   | 10.79  |
| 水位上動態主動土壓力係數 $K_{AE}$          | 0.26   | 0.27   |
| 水位下動態主動土壓力係數 $K_{AE}'$         | 0.34   | 0.36   |
| 土層動態土壓力(以水中震度計) $P_{AE}$ (t/m) | 50.78  | 53.72  |
| 安全係數 $F_S$                     | 1.08   | 1.00   |

表3-6 基隆港西32號沉箱式碼頭動態基礎承载力安全係數

|                                   |        |
|-----------------------------------|--------|
| $\gamma_1$ (t/m <sup>3</sup> )    | 1      |
| $\gamma_2$ (t/m <sup>3</sup> )    | 1      |
| 基礎寬度 B (m)                        | 10     |
| 基礎覆土深度 $D_f$ (m)                  | 1      |
| $N_c$                             | 95.7   |
| $N_q$                             | 81.2   |
| $N_r$                             | 114    |
| 基礎極限承载力 $q_u$ (t/m <sup>2</sup> ) | 570    |
| 碼頭有效重量 $W'$ (t/m)                 | 189.93 |
| 設計載重 $w$ (t/m)                    | 2.00   |
| $K_v \cdot W$ (t/m)               | 11.98  |
| 動態土壓力合力 $P_{AE}$ (t/m)            | 60.66  |
| 牆面與背填土之摩擦角 $\delta$ (°)           | 15     |
| 基礎所承受之垂直力 $F_v$ (t/m)             | 219.61 |
| $F_s$                             | 25.96  |

表 3-7 基隆港東21~22號沉箱式碼頭受震滑動穩定性分析結果

|                                |        |       |
|--------------------------------|--------|-------|
| 水平地震係數 $K_H$                   | 0.115  | 0.13  |
| 垂直地震係數 $K_V$ ( $K_V=1/3K_H$ )  | 0.038  | 0.042 |
| 沉箱有效重量 $W'$ (t/m)              | 152.41 |       |
| 抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_vW)$ (t/m)    | 87.29  | 86.70 |
| 陸側水面高度 $h_1$ (m)               | 10.01  |       |
| 海側平均水面高度 $h_2$ (m)             | 9.89   |       |
| 殘留水位 (m)                       | 0.18   |       |
| 水平慣性力 $K_h*W$ (t/m)            | 28.54  | 32.26 |
| 陸側靜水壓力 $P_{WL}$ (t/m)          | 51.6   |       |
| 海側靜水壓力 $P_{WS}$ (t/m)          | 50.37  |       |
| 海側動水壓力 $P_{WES}$ (t/m)         | 6.76   | 7.64  |
| 水位上動態主動土壓力係數 $K_{AE}$          | 0.26   | 0.27  |
| 水位下動態主動土壓力係數 $K_{AE}'$         | 0.35   | 0.37  |
| 土層動態土壓力(以水中震度計) $P_{AE}$ (t/m) | 38.9   | 41.72 |
| 安全係數 $F_S$                     | 1.14   | 1.00  |

表3-8 基隆港東21~22號沉箱式碼頭動態基礎承载力安全係數

|                                   |        |
|-----------------------------------|--------|
| $\gamma_1$ (t/m <sup>3</sup> )    | 1      |
| $\gamma_2$ (t/m <sup>3</sup> )    | 1      |
| 基處寬度 B (m)                        | 9.4    |
| 基礎覆土深度 Df (m)                     | 1      |
| Nc                                | 37.16  |
| Nq                                | 22.46  |
| Nr                                | 19.13  |
| 基礎極限承载力 $q_u$ (t/m <sup>3</sup> ) | 58.5   |
| 碼頭有效重量 W' (t/m)                   | 154.92 |
| 設計載重 w (t/m)                      | 3.3    |
| $K_v \cdot W$ (t/m)               | 9.43   |
| 動態土壓力合力 $P_{AE}$ (t/m)            | 39.72  |
| 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)             | 177.93 |
| FS                                | 4.77   |

表3-9 基隆港FLAC數值模擬之界面元素參數表

| 部 位      | 正向勁度<br>(MPa/m) | 切向勁度<br>(MPa/m) | 界面摩擦角<br>( $^{\circ}$ ) |
|----------|-----------------|-----------------|-------------------------|
| 沉箱與背填礫石間 | 2               | 2               | 15                      |
| 沉箱與基礎礫石間 | 2               | 2               | 30                      |

表3-10 基隆港西32號碼頭數值模擬參數

| 地層種類 | $\gamma_{unsat}$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_{sat}$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $c$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $\phi$<br>(deg) | $E$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $\nu$ | $k$<br>(m/s) |
|------|------------------------------------------|----------------------------------------|-----------------------------|-----------------|-----------------------------|-------|--------------|
| 回填拋石 | 18.0                                     | 20.0                                   | 5.0                         | 40              | $1.0 \times 10^6$           | 0.45  | $10^{-1}$    |
| 回填土層 | 18.0                                     | 20.0                                   | 5.0                         | 35              | $3.0 \times 10^5$           | 0.45  | $10^{-5}$    |
| 岩層   | 18.0                                     | 20.0                                   | 10.0                        | 45              | $1.14 \times 10^6$          | 0.45  | —            |
| 沉箱   | 22.0                                     | 22.0                                   | —                           | —               | $2.18 \times 10^7$          | 0.2   | —            |

表3-11 基隆港數值模擬之界面元素參數表

| 部 位      | 界面摩擦角 (°) | 凝聚力 C (t/m <sup>2</sup> ) |
|----------|-----------|---------------------------|
| 沉箱與背填礫石間 | 15        | 0                         |
| 沉箱與基礎礫石間 | 31        | 0                         |

表3-12 基隆港東21~22號碼頭數值模擬參數表

|      | $\gamma_{\text{unsat}}$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_{\text{sat}}$ (kN/m <sup>3</sup> ) | E(kN/m <sup>2</sup> ) | $\nu$ | c(kN/m <sup>2</sup> ) | $\phi$ (deg) | k(m/s)                |
|------|----------------------------------------------|--------------------------------------------|-----------------------|-------|-----------------------|--------------|-----------------------|
| 沉箱   | 22                                           | 22                                         | $2.18 \times 10^7$    | 0.2   |                       |              |                       |
| 回填砂  | 18                                           | 20                                         | $3.00 \times 10^5$    | 0.45  | 5                     | 35           | $1.00 \times 10^{-5}$ |
| 拋石   | 18                                           | 20                                         | $1.00 \times 10^6$    | 0.45  | 5                     | 40           | 0.1                   |
| 岩層   | 18                                           | 20                                         | $1.14 \times 10^6$    | 0.45  | 10                    | 45           | 0.1                   |
| 沉泥質砂 | 18                                           | 20                                         | $2.27 \times 10^5$    | 0.45  | 10                    | 30           | $1.00 \times 10^{-6}$ |

表3-13 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)<br>Uwabe (1983) | 壁頂永久位移(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3-14 基隆港板樁式碼頭一覽表

| 碼頭編號 | 用途   | 長度 (m) | 寬度(m) | 深度(m) | 碼頭結構        |
|------|------|--------|-------|-------|-------------|
| 西 21 | 貨櫃   | 236.6  | 120.0 | -10.0 | Z-38 鋼板樁    |
| 西 22 | 貨櫃   | 190.0  | 120.0 | -11.0 | Z-38 鋼板樁    |
| 西 23 | 貨櫃   | 210.0  | 120.0 | -11.0 | Z-45 鋼板樁井筒式 |
| 西 24 | 貨櫃   | 240.0  | 120.0 | -13.0 | Z-45 鋼板樁井筒式 |
| 西 25 | 貨櫃   | 300.0  | 120.0 | -13.0 | Z-45 鋼板樁井筒式 |
| 西 26 | 貨櫃   | 210.0  | 120.0 | -11.0 | Z-45 鋼板樁井筒式 |
| 西 27 | 砂石雜貨 | 150.0  | 13.0  | -7.0  | Z-25 鋼板樁    |
| 東 2  | 客貨運  | 200.0  | 10.5  | -9.0  | Z-38 鋼板樁    |
| 東 3  | 雜貨   | 170.0  | 10.5  | -9.0  | Z-38 鋼板樁    |
| 東 4  | 雜貨   | 306.3  | 10.5  | -9.0  | Z-38 鋼板樁    |
| 東 5  | 軍用   | 169.2  | 10.5  | -9.0  | Z-38 鋼板樁    |
| 東 6  | 雜貨   | 180.0  | 15.0  | -9.0  | Z-38 鋼板樁    |
| 東 7  | 雜貨   | 178.0  | 27.0  | -9.0  | Z-38 鋼板樁    |

表3-15 基隆港東6號碼頭場址地層剖面

| 層次  | 土層描述      | 土壤分類 | 厚度 (m) | 平均 SPT-N 值 |
|-----|-----------|------|--------|------------|
| I   | 黑色沉泥      | ML   | 0.85   | —          |
| II  | 灰沉泥質細砂含貝屑 | SM   | 11.15  | 17.3       |
| III | 黃棕色風化砂岩   | SS   | 2.0    | >50        |
| IV  | 棕灰色風化頁岩   | SH   | —      | >50        |

表3-16 基隆港東6號碼頭分析用地層參數

| 地層種類 | $\gamma_{unsat}$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $\gamma_{sat}$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | $c$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $\phi$<br>(deg) | $E$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | $\nu$ |
|------|------------------------------------------|----------------------------------------|-----------------------------|-----------------|-----------------------------|-------|
| 回填拋石 | 18.0                                     | 20.0                                   | 5.0                         | 40              | $1.0 \times 10^6$           | 0.45  |
| 回填砂  | 18.0                                     | 20.0                                   | 5.0                         | 35              | $3.0 \times 10^5$           | 0.45  |
| 沉泥質砂 | 18.0                                     | 20.0                                   | 10.0                        | 30              | $2.27 \times 10^5$          | 0.45  |
| 風化砂岩 | 18.0                                     | 20.0                                   | —                           | —               | $1.14 \times 10^6$          | 0.45  |

表3-17 Z-38鋼板樁斷面性質（柯正龍等人，2007）

| 尺寸      |         |                                     | 鋼板樁單支時               |           |                                   |                                   |                                   | 壁長 1 公尺時  |                                      |                                      |
|---------|---------|-------------------------------------|----------------------|-----------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| 有效寬     | 高度      | 厚度                                  | 斷面積                  | 單位重       | 斷面二次矩                             | 斷面係數                              | 斷面二次半徑                            | 單位重       | 斷面二次矩                                | 斷面係數                                 |
| b<br>mm | h<br>mm | t <sub>1</sub> t <sub>2</sub><br>mm | A<br>cm <sup>2</sup> | W<br>Kg/m | I <sub>x</sub><br>cm <sup>4</sup> | Z <sub>x</sub><br>cm <sup>3</sup> | Z <sub>w</sub><br>cm <sup>3</sup> | W<br>Kg/m | I <sub>x</sub><br>cm <sup>4</sup> /m | Z <sub>x</sub><br>cm <sup>3</sup> /m |
| 400     | 364     | 17.2、11.4                           | 122.2                | 96        | 27720                             | 1520                              | 5.21                              | 240       | 69200                                | 3800                                 |

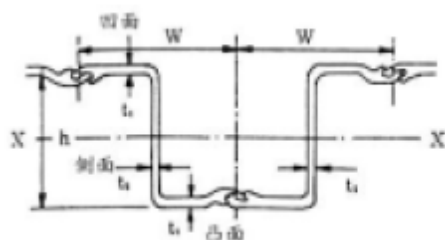


表3-18 基隆港東6號碼頭結構構件參數

| 結構種類 | 斷面規格             | 自重 $w$<br>(kN/m/m) | $EA$<br>(kN/m)     | $EI$<br>(kN-m <sup>2</sup> /m) | 降伏彎矩 $M_p$<br>(kN-m/m) | 降伏張力 $F_{max}$<br>(kN/m) |
|------|------------------|--------------------|--------------------|--------------------------------|------------------------|--------------------------|
| 鋼板樁  | Z-38             | 2.354              | $4.40 \times 10^6$ | $1.28 \times 10^5$             | 804.7                  | —                        |
| 拉桿   | φ75mm<br>(間距 2m) | —                  | $7.92 \times 10^5$ | —                              | —                      | 475.1                    |

**表3-19 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3-20 基隆港東6號碼頭 $k_h=0.115$ 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                 | <b>0.32</b> | <b>5.99</b> |
| 殘留水面下(回填土層) | 0.23                   | 35               | 12.95            | 15                 | <b>0.40</b> | <b>5.41</b> |
| 殘留水面下(原始土層) | 0.23                   | 30               | 12.95            | 15                 | <b>0.48</b> | <b>3.99</b> |

**表3-21 花蓮港8號碼頭 $k_h=0.115$ 時各設計潮位之動態水壓力**

| 潮位      | 水面高程<br>(m) | 動水壓合力<br>(kN/m) | 作用高程<br>(m) | 殘水壓合力<br>(kN/m) | 作用高程<br>(m) | 水壓引致合力矩<br>(kN-m/m) |
|---------|-------------|-----------------|-------------|-----------------|-------------|---------------------|
| 朔望平均高潮位 | 2.30        | 70.08           | -4.93       | —               | —           | 415.70              |
| 平均海平面   | 1.80        | 66.81           | -5.03       | 22.20           | -10.01      | 647.14              |
| 朔望平均低潮位 | 0.50        | 64.41           | -5.10       | 61.90           | -10.05      | <b>1077.24</b>      |

**表3-22 非液化工址版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3-23 國際航海協會棧橋式碼頭性能等級 (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       | 岸肩與後線陸地沉陷量 | $< 0.1 \sim 0.3\text{m}$ | —     | —       | —                              |
|            | 朝海側傾斜角     | $< 2 \sim 3^\circ$       | —     | —       | —                              |
| 最大反應       | 基樁         | 保持彈性                     | 控制彈性  | 韌性容量未用完 | 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 |

表3-24 東8碼頭簡易分析結果

(a)假想固定點以上之樁重、水平力及所受軸力

| 樁號 | 配置型式 | 假想固定點上樁長 $l_i$ (m) | 單位長度樁重 $w$ (t/m) | 樁重 $W$ (t) | 水平力 $H_i$ | 軸力 (t) |
|----|------|--------------------|------------------|------------|-----------|--------|
| 1  | 直樁   | 15.95              | 0.237            | 3.78       | 0.86      | 113.6  |
| 2  | 直樁   | 15.48              | 0.237            | 3.68       | 0.84      | 110.1  |
| 3  | 直樁   | 15.01              | 0.237            | 3.56       | 0.82      | 136.8  |
| 4  | 直樁   | 13.89              | 0.237            | 3.30       | 0.76      | -61.1  |
| 5  | 直樁   | 13.23              | 0.237            | 3.14       | 0.72      | -61.1  |
| 6  | 直樁   | 13.23              | 0.237            | 3.14       | 0.72      | 20.1   |
| 7  | 直樁   | 13.23              | 0.237            | 3.14       | 0.72      | 157.2  |
| 8  | 斜樁   | 15.01              | 0.237            | 3.56       | 0.82      | 166.7  |
| 9  | 斜樁   | 13.89              | 0.237            | 3.30       | 0.76      | 166.7  |
| 10 | 斜樁   | 13.23              | 0.237            | 3.14       | 0.72      | 166.7  |

(b)直樁容許軸力檢核

| 樁號 | H (kg) | M (kg-cm) | Z (cm <sup>3</sup> ) | r     | L/r   | $\sigma_{ca}$<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | $\sigma'_{ca}$<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | $\sigma$<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) |    |
|----|--------|-----------|----------------------|-------|-------|----------------------------------------|-----------------------------------------|-----------------------------------|----|
| 1  | 183.33 | 146203.34 | 5251.46              | 28.27 | 56.43 | 1108.95                                | 1663.42                                 | 450.48                            | ok |
| 2  | 200.16 | 154920.54 | 5251.46              | 28.27 | 54.77 | 1120.04                                | 1680.06                                 | 439.00                            | ok |
| 3  | 219.09 | 164420.77 | 5251.46              | 28.27 | 53.10 | 1130.80                                | 1696.20                                 | 541.12                            | ok |
| 4  | 274.73 | 190791.63 | 5251.46              | 28.27 | 49.14 | 1155.11                                | 1732.66                                 | -268.70                           | ok |
| 5  | 316.41 | 209299.81 | 5251.46              | 28.27 | 46.81 | 1168.55                                | 1752.83                                 | -272.49                           | ok |
| 6  | 316.41 | 209299.81 | 5251.46              | 28.27 | 46.81 | 1168.55                                | 1752.83                                 | 111.28                            | ok |
| 7  | 316.41 | 209299.81 | 5251.46              | 28.27 | 46.81 | 1168.55                                | 1752.83                                 | 626.34                            | ok |

表3-25 西19碼頭簡易分析結果

(a)假想固定點以上之樁重、水平力及所受軸力

| 樁號 | 配置型式 | 假想固定點上樁長 $l_i$ (m) | 單位長度樁重 $w$ (t/m) | 樁重 $W$ (t) | 水平力 $H_i$ | 軸力 $P$ (t) |
|----|------|--------------------|------------------|------------|-----------|------------|
| 1  | 直樁   | 1859.85            | 0.237            | 4.41       | 1.01      | 123.4      |
| 2  | 直樁   | 1879.08            | 0.267            | 5.02       | 1.15      | 114.2      |
| 3  | 直樁   | 1879.08            | 0.267            | 5.02       | 1.15      | 124.7      |
| 4  | 直樁   | 1879.08            | 0.267            | 5.02       | 1.15      | 149.8      |
| 5  | 直樁   | 1879.08            | 0.267            | 5.02       | 1.15      | 149.8      |
| 6  | 直樁   | 1859.85            | 0.237            | 4.41       | 1.01      | 149.4      |
| 7  | 直樁   | 1859.85            | 0.237            | 4.41       | 1.01      | 149.4      |
| 8  | 直樁   | 1879.08            | 0.267            | 5.02       | 1.15      | 149.8      |
| 9  | 直樁   | 1879.08            | 0.267            | 5.02       | 1.15      | 149.8      |
| 10 | 直樁   | 1879.08            | 0.267            | 5.02       | 1.15      | 124.7      |
| 11 | 直樁   | 1879.08            | 0.267            | 5.02       | 1.15      | 114.2      |
| 12 | 直樁   | 1859.85            | 0.237            | 4.41       | 1.01      | 123.2      |

(b)直樁容許軸力檢核

| 樁號 | $A_c(\text{cm}^2)$ | $P/A_c$<br>( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) | $r$   | $L/r$ | $\sigma'_{ca}$<br>( $\text{kg}/\text{cm}^2$ ) |    |
|----|--------------------|----------------------------------------|-------|-------|-----------------------------------------------|----|
| 1  | 254.4341           | 485.1203                               | 27.80 | 66.90 | 1031.50                                       | ok |
| 2  | 286.7925           | 398.2048                               | 31.34 | 59.96 | 1084.27                                       | ok |
| 3  | 286.7925           | 434.7678                               | 31.34 | 59.96 | 1084.27                                       | ok |
| 4  | 286.7925           | 522.2457                               | 31.34 | 59.96 | 1084.27                                       | ok |
| 5  | 286.7925           | 522.2457                               | 31.34 | 59.96 | 1084.27                                       | ok |
| 6  | 254.4341           | 587.19                                 | 27.80 | 66.90 | 1031.50                                       | ok |
| 7  | 254.4341           | 587.19                                 | 27.80 | 66.90 | 1031.50                                       | ok |
| 8  | 286.7925           | 522.2457                               | 31.34 | 59.96 | 1084.27                                       | ok |
| 9  | 286.7925           | 522.2457                               | 31.34 | 59.96 | 1084.27                                       | ok |
| 10 | 286.7925           | 434.7678                               | 31.34 | 59.96 | 1084.27                                       | ok |
| 11 | 286.7925           | 398.2048                               | 31.34 | 59.96 | 1084.27                                       | ok |
| 12 | 254.4341           | 484.35                                 | 27.80 | 66.90 | 1031.50                                       | ok |

表3-26 阻尼修正因子值  $\kappa$

| Structural Behavior Type | $\beta_0$ (percent) | $\kappa$                                                       |
|--------------------------|---------------------|----------------------------------------------------------------|
| Type A                   | $\leq 16.25$        | 1.0                                                            |
|                          | $> 16.25$           | $1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$   |
| Type B                   | $\leq 25$           | 0.67                                                           |
|                          | $> 25$              | $0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$ |
| Type C                   | Any value           | 0.33                                                           |

表3-27 最小容許 SRA及SRV值

| Structural Behavior Type | SR <sub>A</sub> | SR <sub>V</sub> |
|--------------------------|-----------------|-----------------|
| Type A                   | 0.33            | 0.50            |
| Type B                   | 0.44            | 0.56            |
| Type C                   | 0.56            | 0.67            |

表3-28 RC 柱彎矩非線性鉸之參數(M3 Type)

| Points | Moment/SF | Rotation/SF |
|--------|-----------|-------------|
| A      | 0         | 0           |
| B      | 1         | 0           |
| C      | 1         | 0           |
| D      | 0         | A           |
| E      | 0         | 10b         |



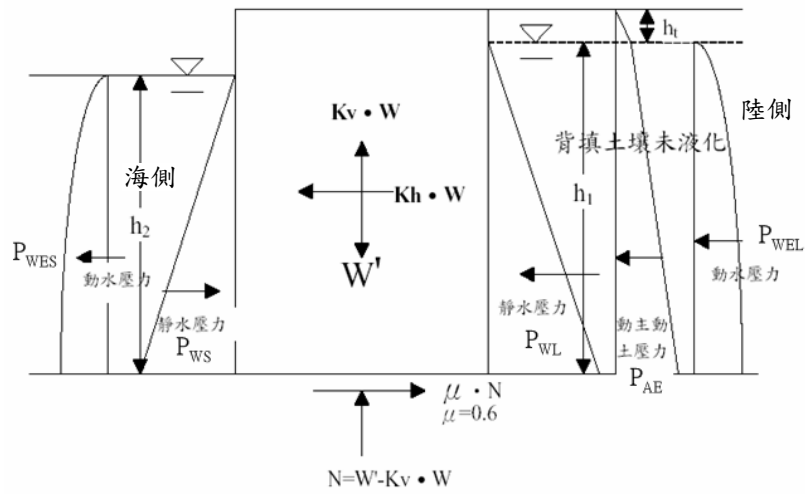


圖3-2 背填土未液化之沉箱式碼頭受力示意圖

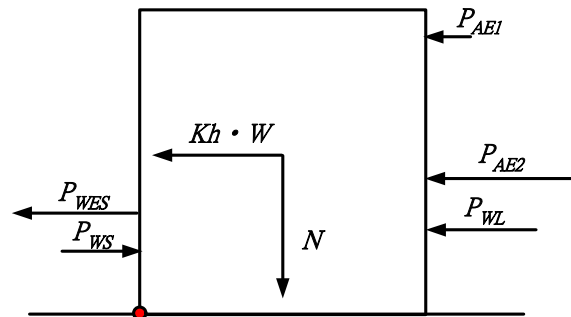


圖3-3 沉箱式碼頭受震傾覆穩定性分析示意圖

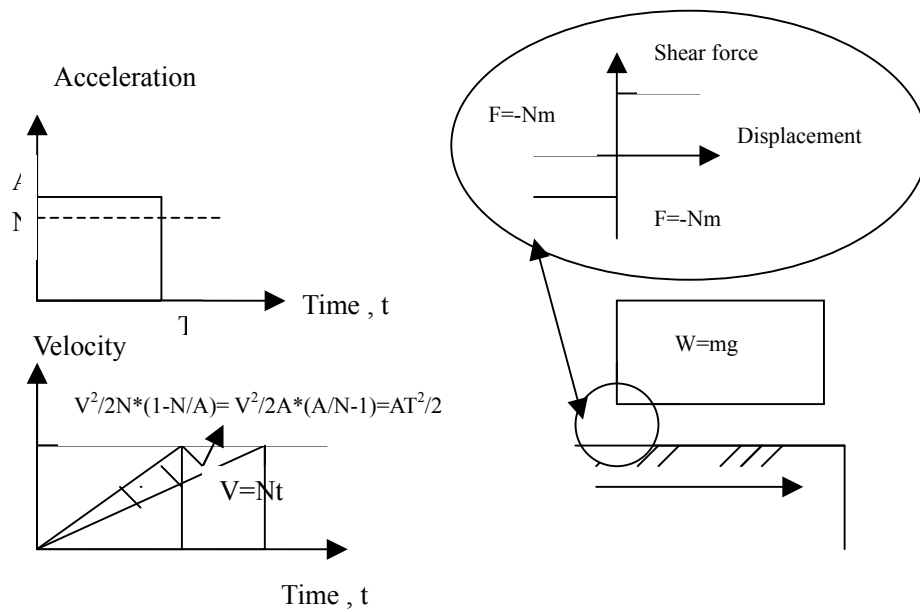


圖3-4 Newmark滑動塊體分析法示意圖

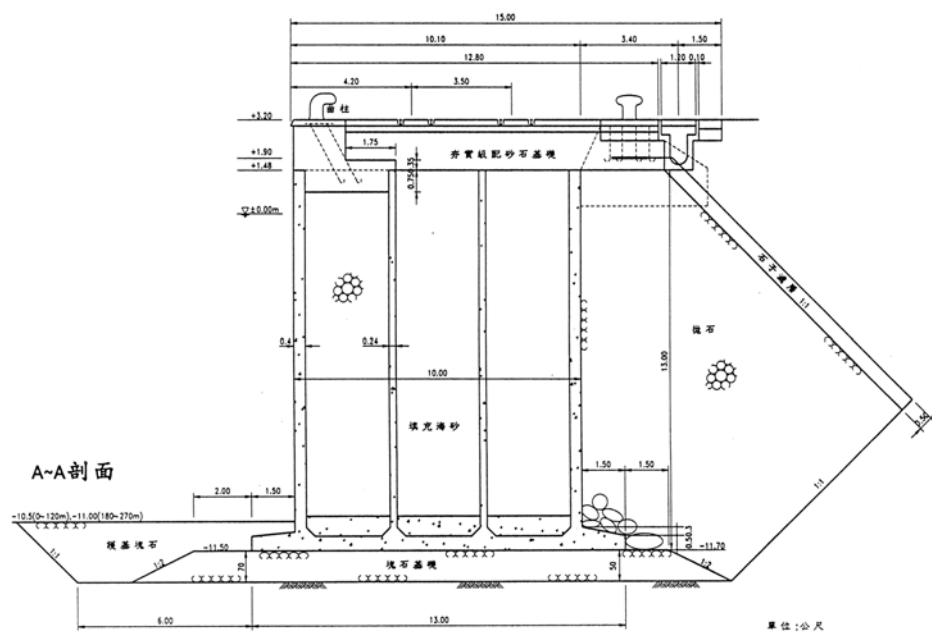


圖3-5 基隆港西32號碼頭之標準設計斷面

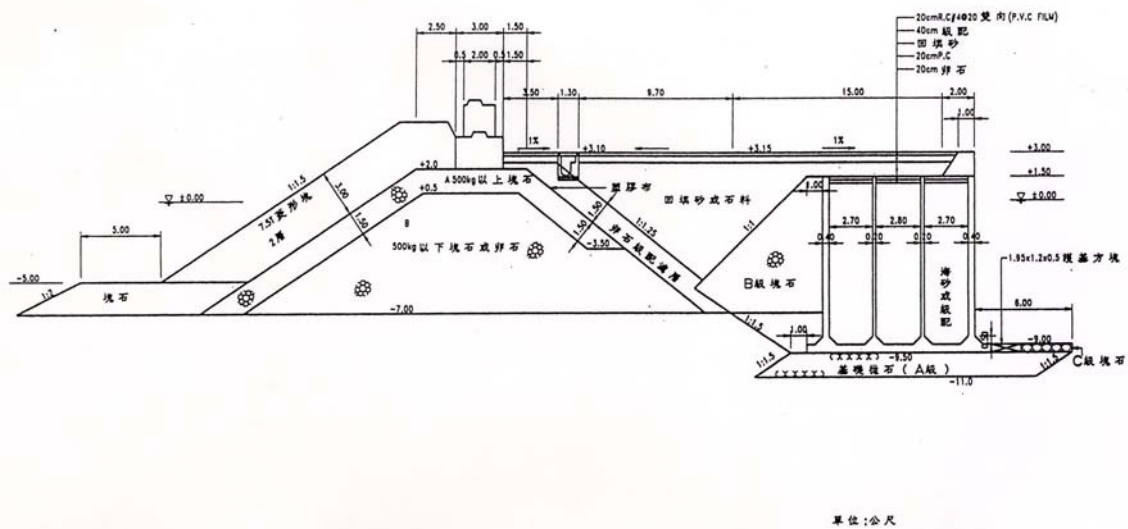
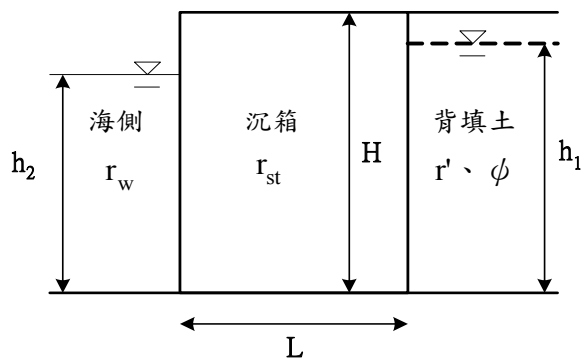


圖3-6 基隆港東21~22號碼頭之標準設計斷面



|                              |       |
|------------------------------|-------|
| 沉箱高度 $H$ (m)                 | 13.2  |
| 沉箱長度 $L$ (m)                 | 10    |
| 海側平均水面高度 $h_2$ (m)           | 11.89 |
| 殘留水位 (m)                     | 0.18  |
| 陸側水面高度 $h_1$ (m)             | 12.07 |
| 海水單位重 $r_w$ ( $t/m^3$ )      | 1.03  |
| 沉箱總單位重 $r_{st}$ ( $t/m^3$ )  | 2.2   |
| 沉箱底部摩擦係數 $\mu$               | 0.6   |
| 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 $\Psi$ (deg)        | 0     |
| 背填土內摩擦角 $\psi$ (deg)         | 40    |
| 背填土與強面摩擦角 $\delta$ (deg)     | 15    |
| 上部載重 ( $t/m^2$ )             | 2     |

圖3-7 基隆港西32號沉箱式碼頭簡化模型與分析參數

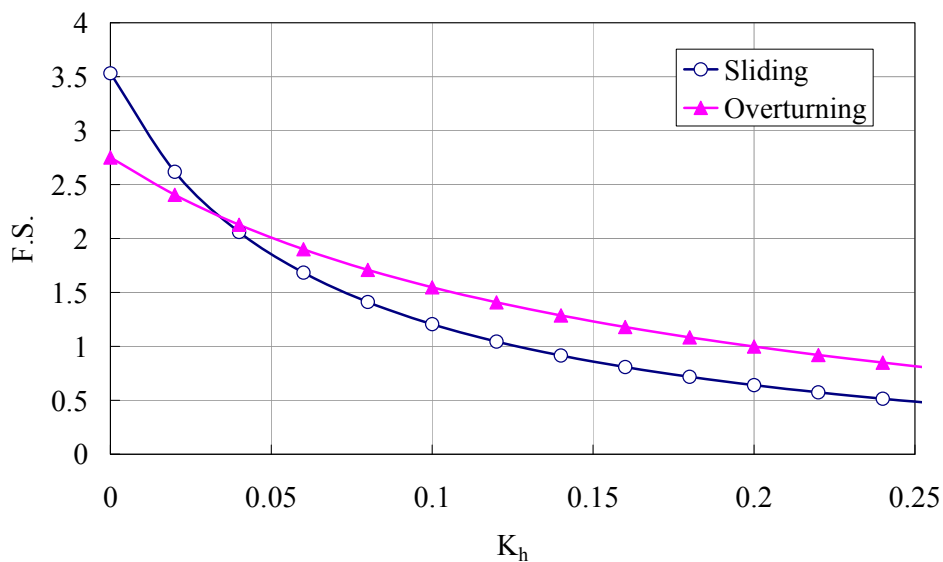


圖3-8 基隆港西32號碼頭受震穩定性與水平地震係數關係圖

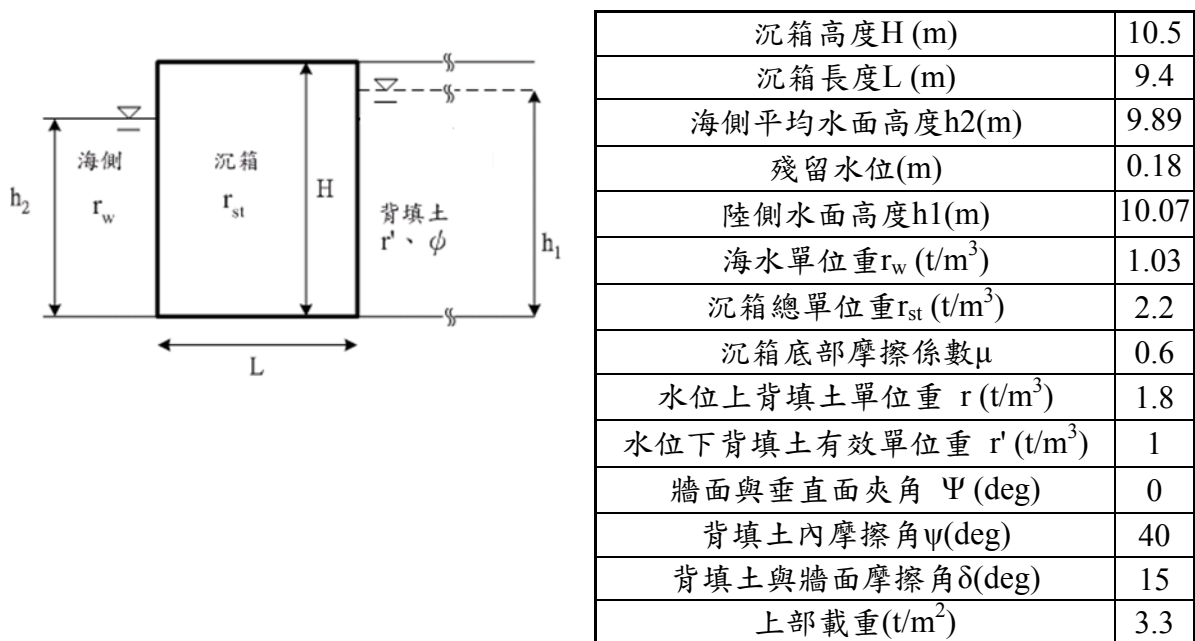


圖3-9 基隆港東21~22號沉箱式碼頭簡化模型與分析參數

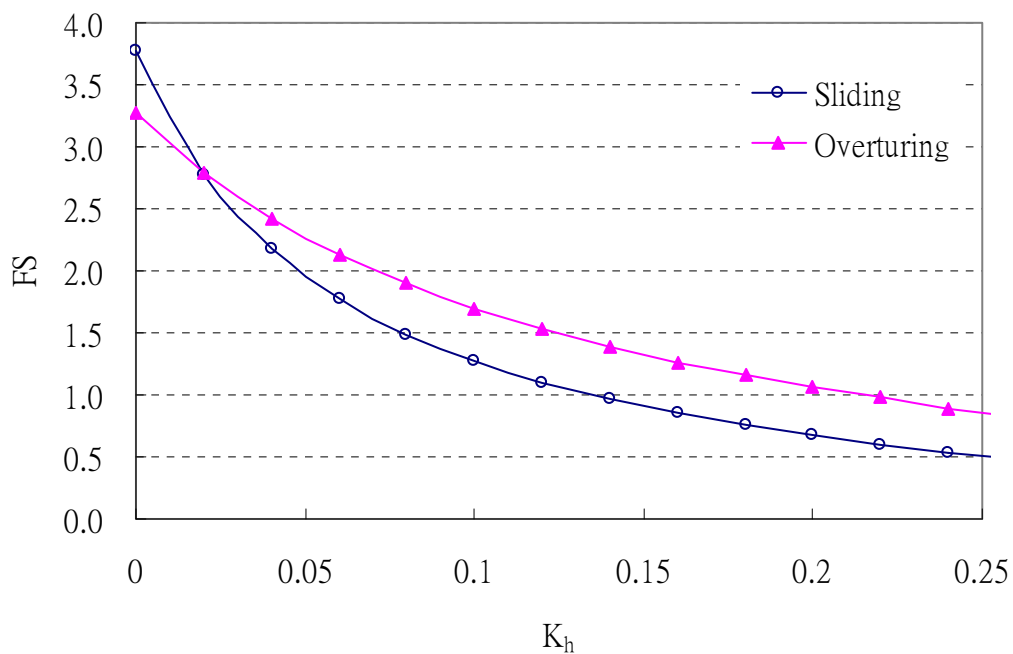


圖3-10 基隆港東21~22號碼頭受震穩定性與水平地震係數關係圖

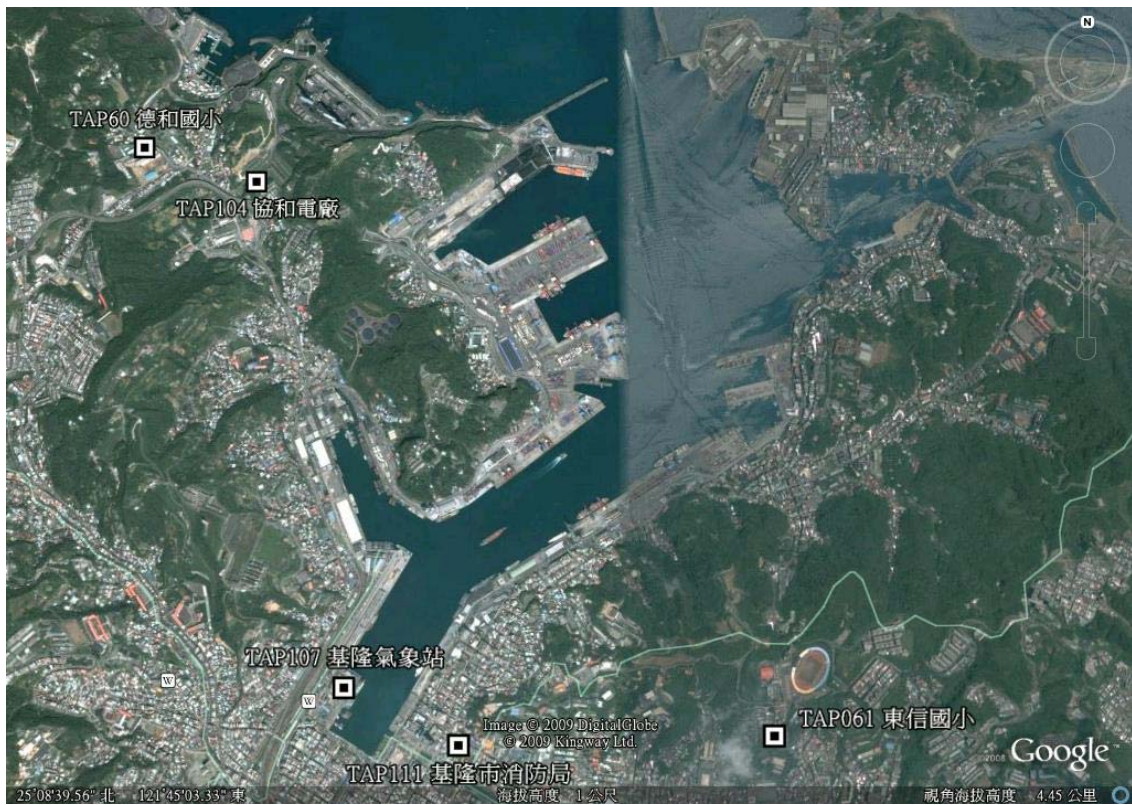


圖3-11 基隆港區鄰近地震測站

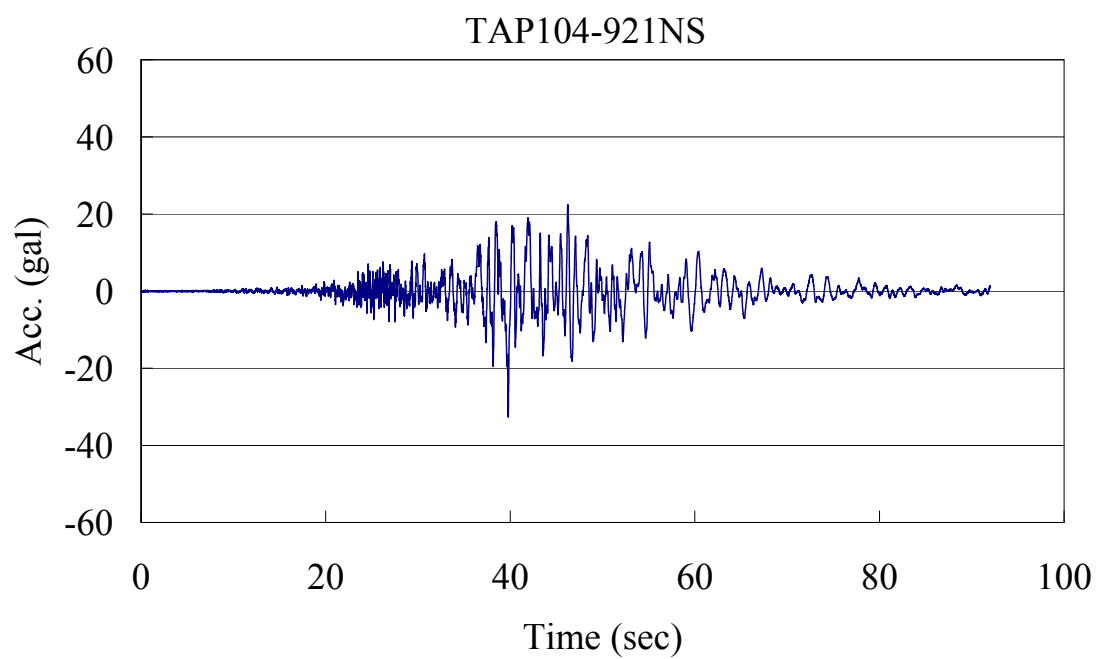
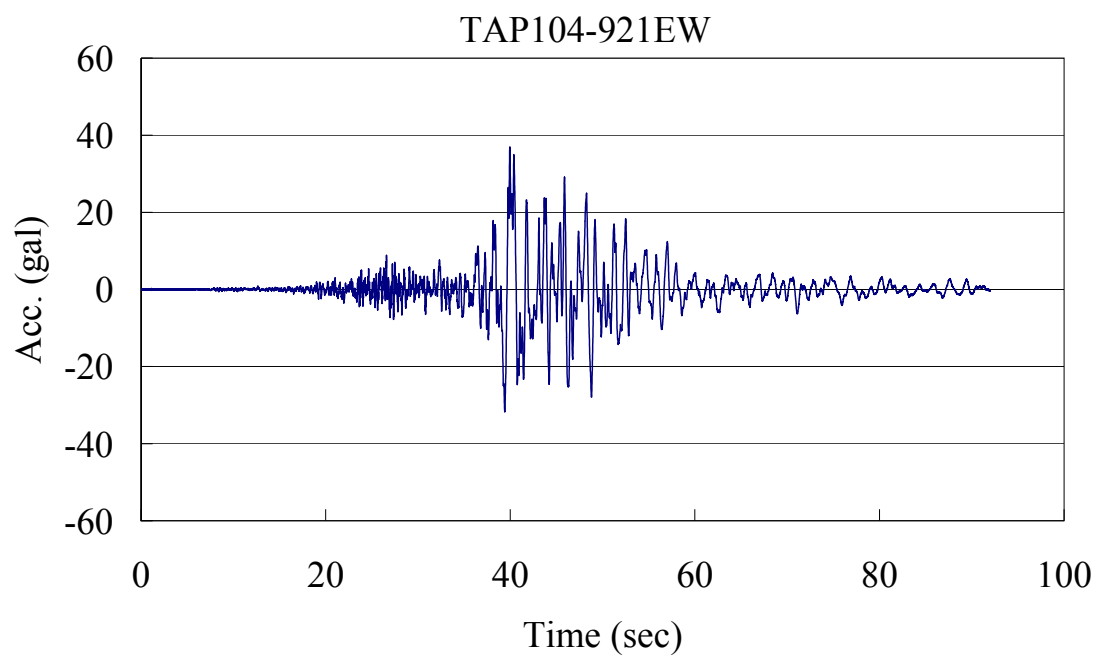


圖3-12 協和電廠測站(TAP104)之921地震地震紀錄

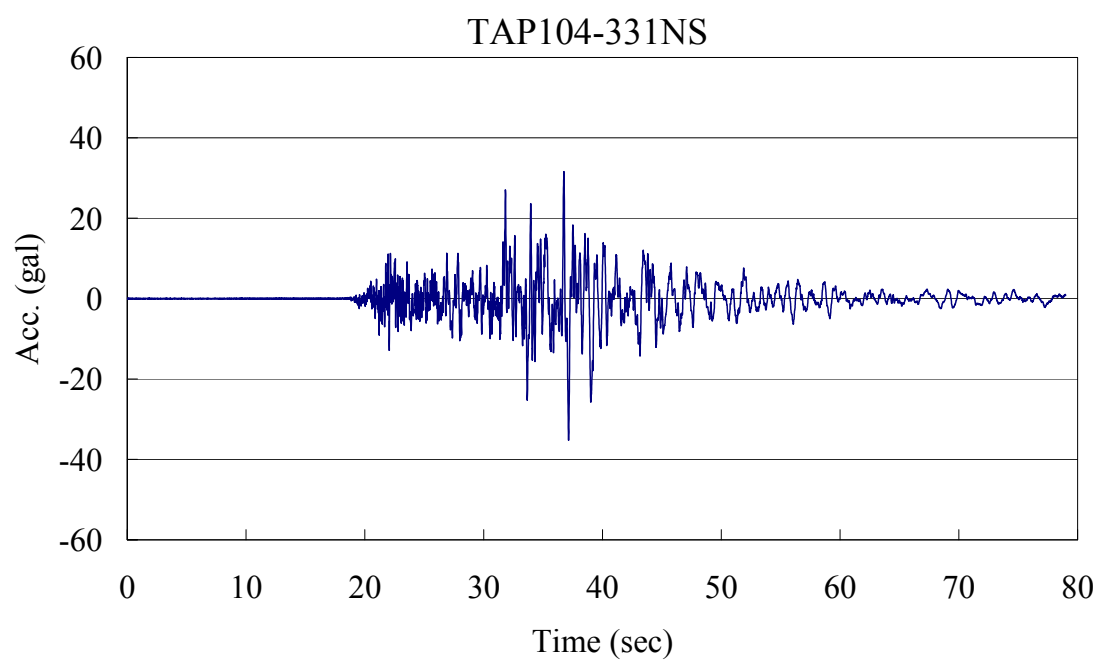
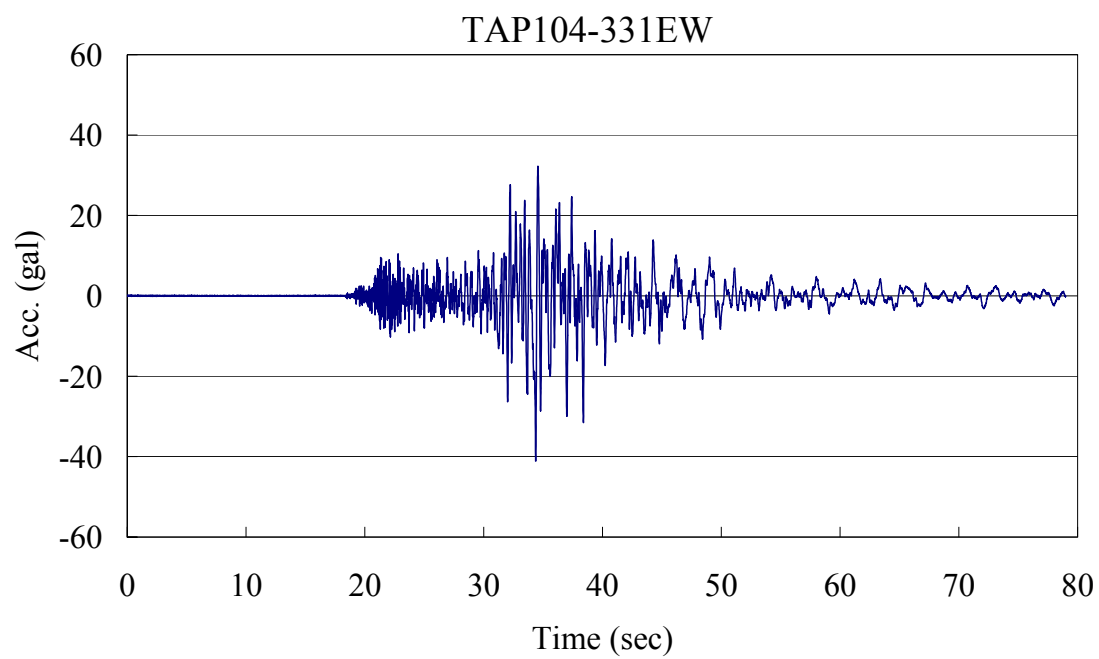


圖3-13 協和電廠測站(TAP104)之331地震地震紀錄

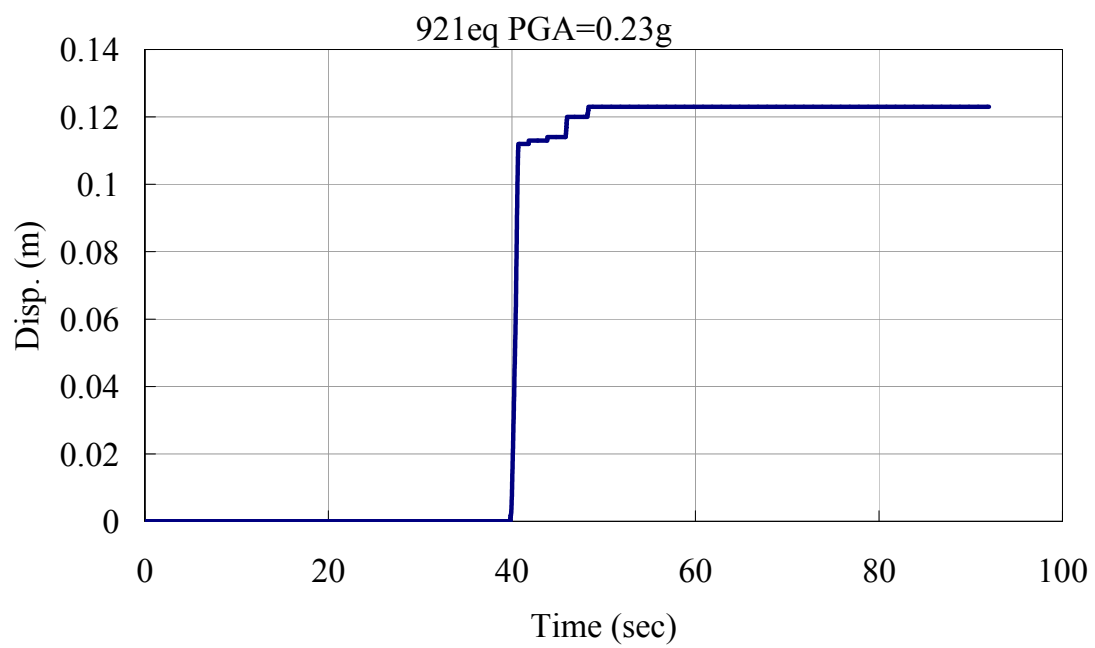
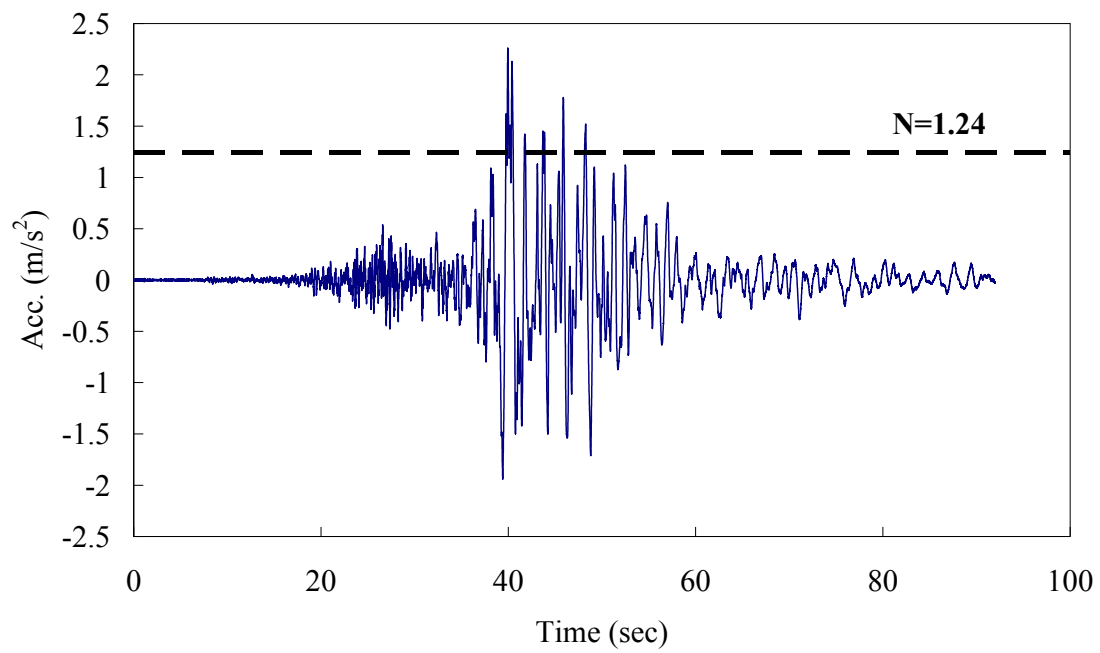


圖3-14 基隆港西32號碼頭滑移量分析(921地震正規化PGA=0.23g)

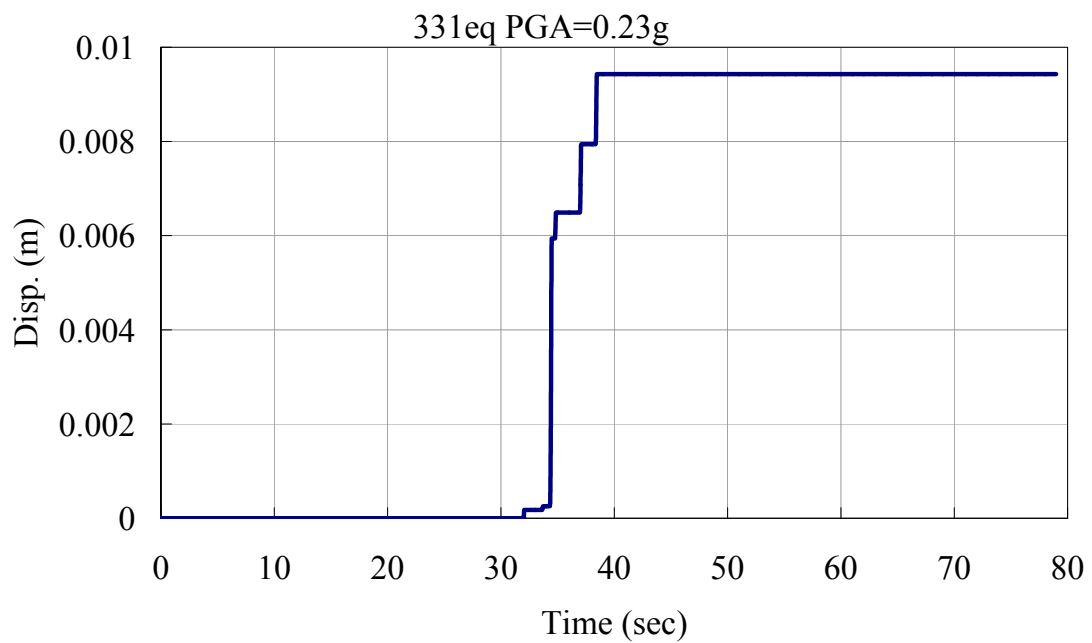
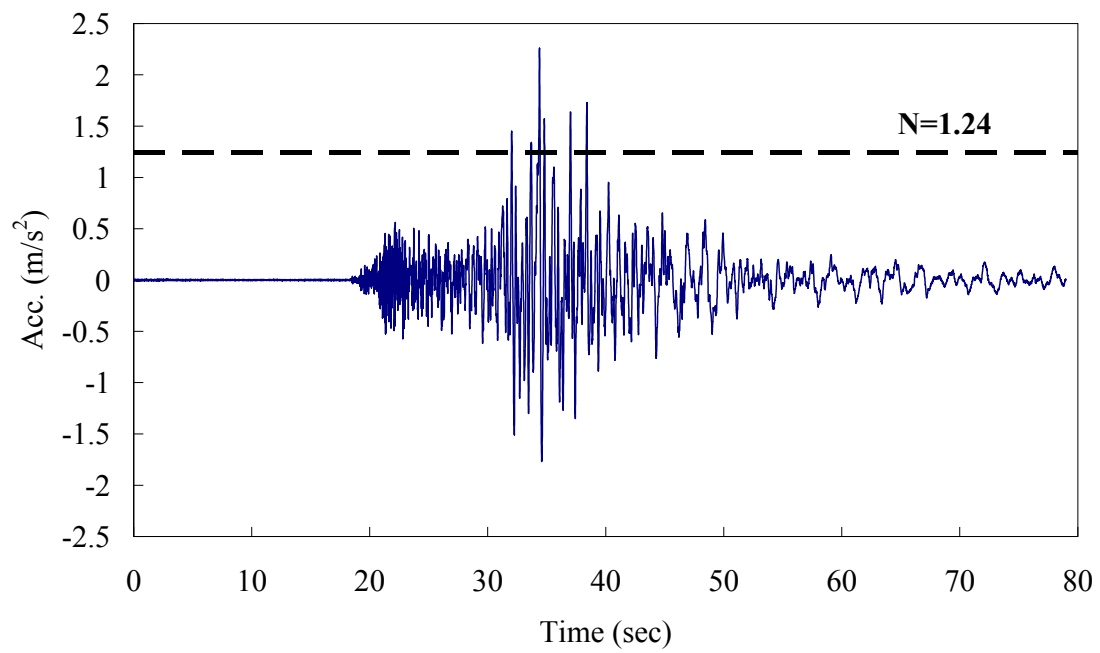
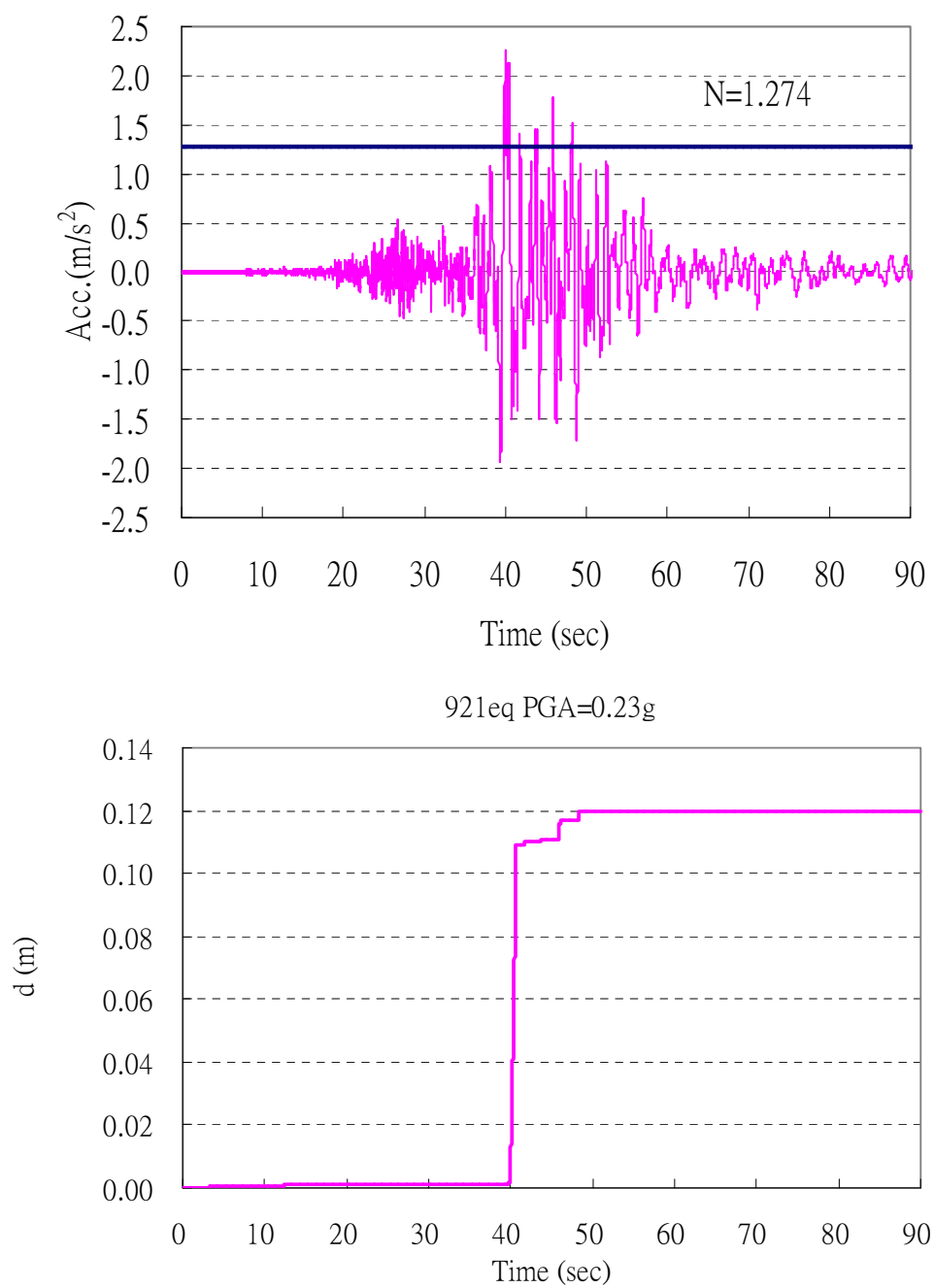
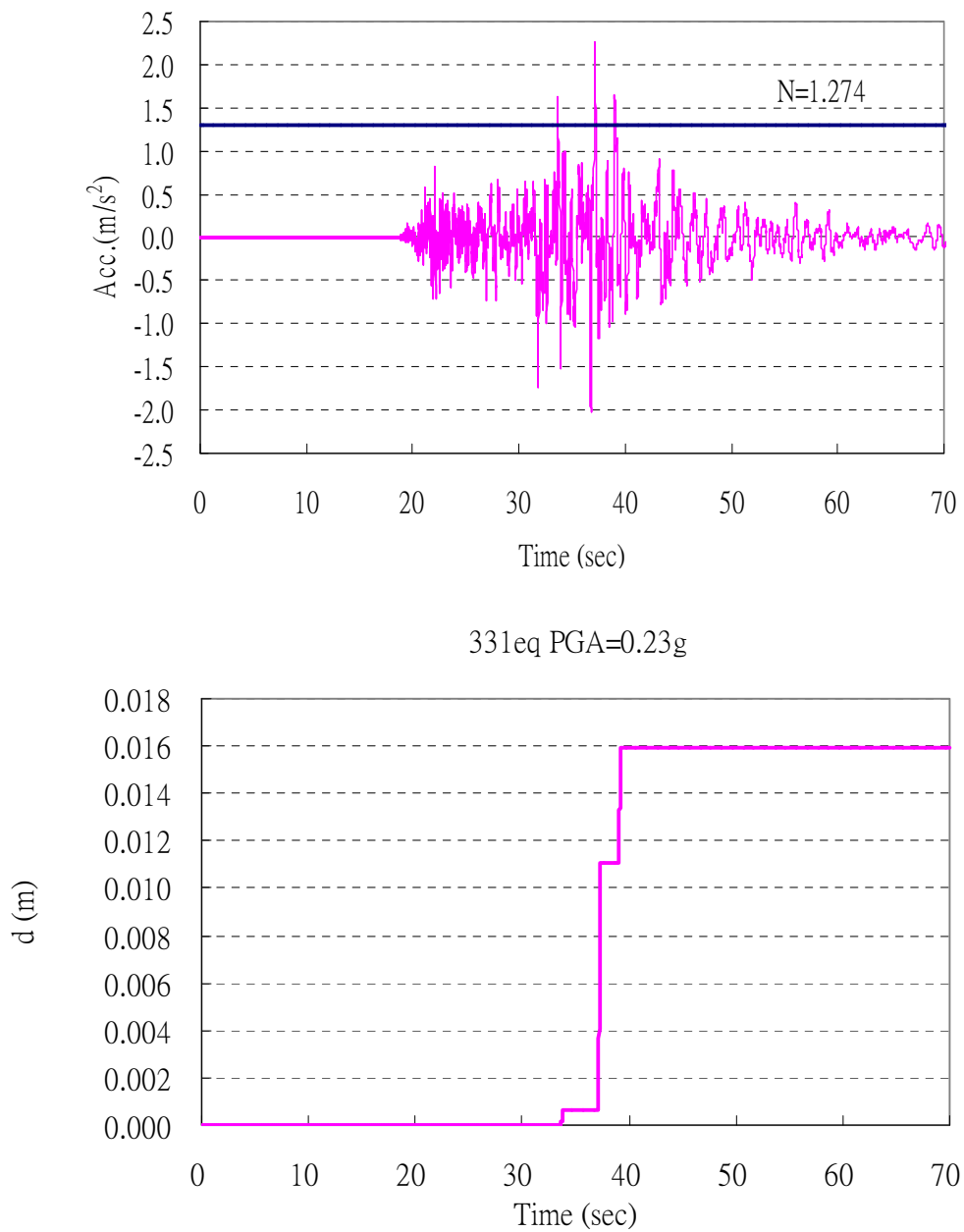


圖3-15 基隆港西32號碼頭滑移量分析(331地震正規化PGA=0.23g)



**圖3-16 基隆港東21~22號碼頭滑移量分析  
(921地震正規化PGA=0.23g)**



**圖3-17 基隆港東21~22號碼頭滑移量分析  
(331地震正規化PGA=0.23g)**

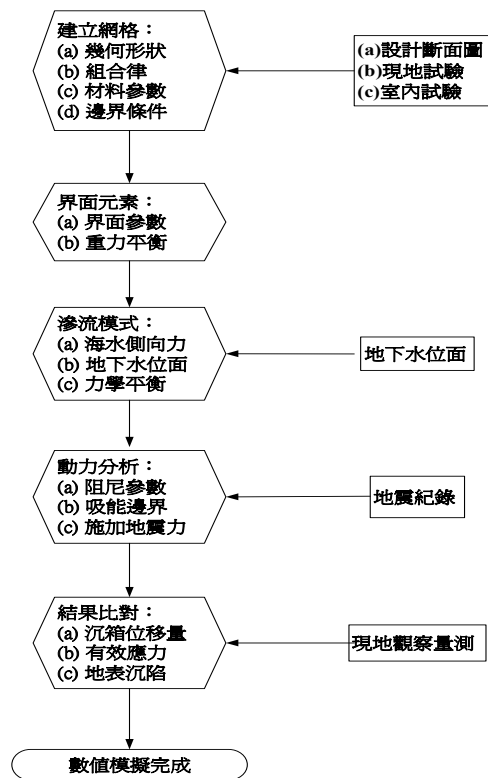


圖3-18 以FLAC程式模擬沉箱式碼頭之分析流程圖(李佳翰，2001)

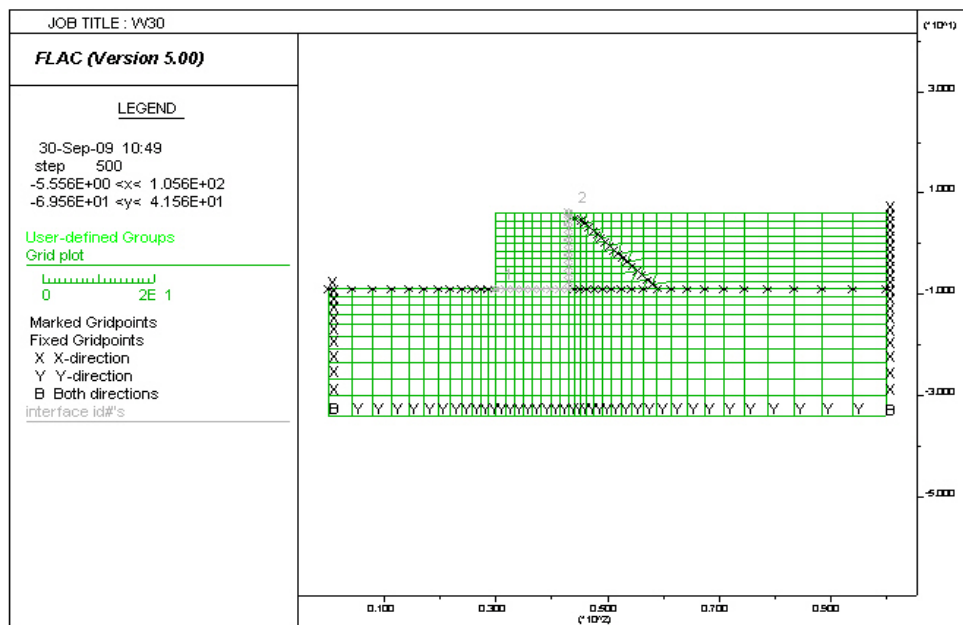


圖3-19 基隆港西30號沉箱式碼頭分析模擬網格圖

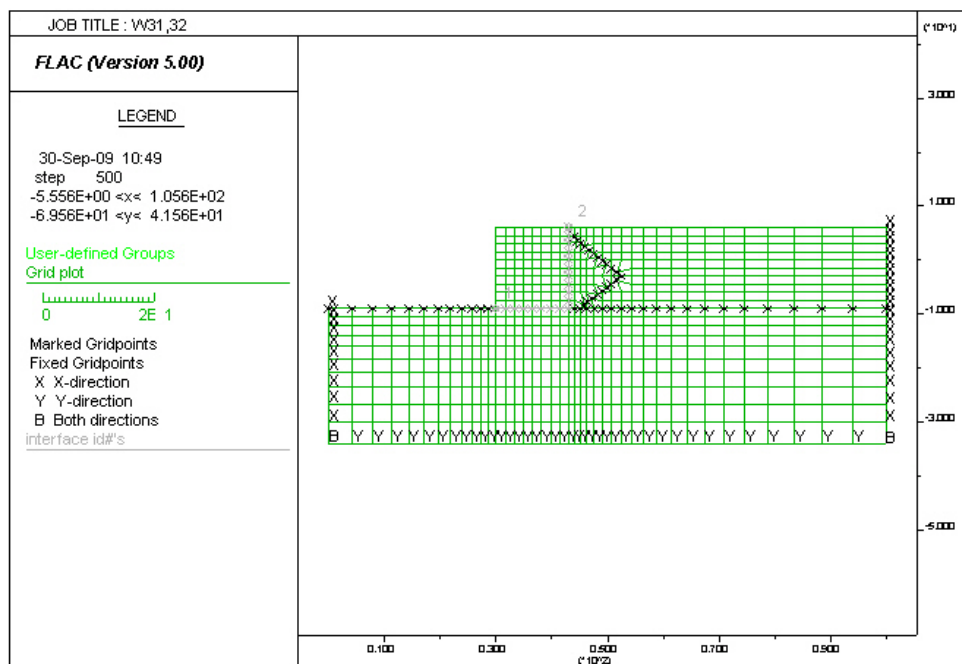


圖3-20 基隆港西31-32號沉箱式碼頭分析模擬網格圖

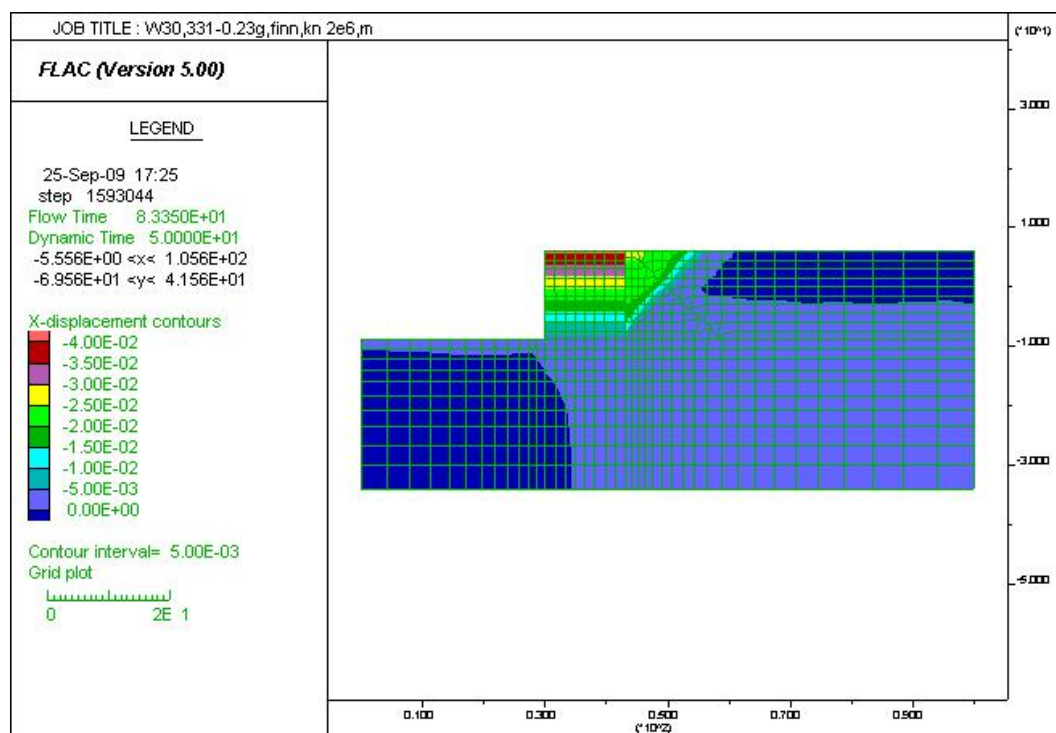


圖3-21 基隆港西30號沉箱碼頭331時X方向位移量分布圖

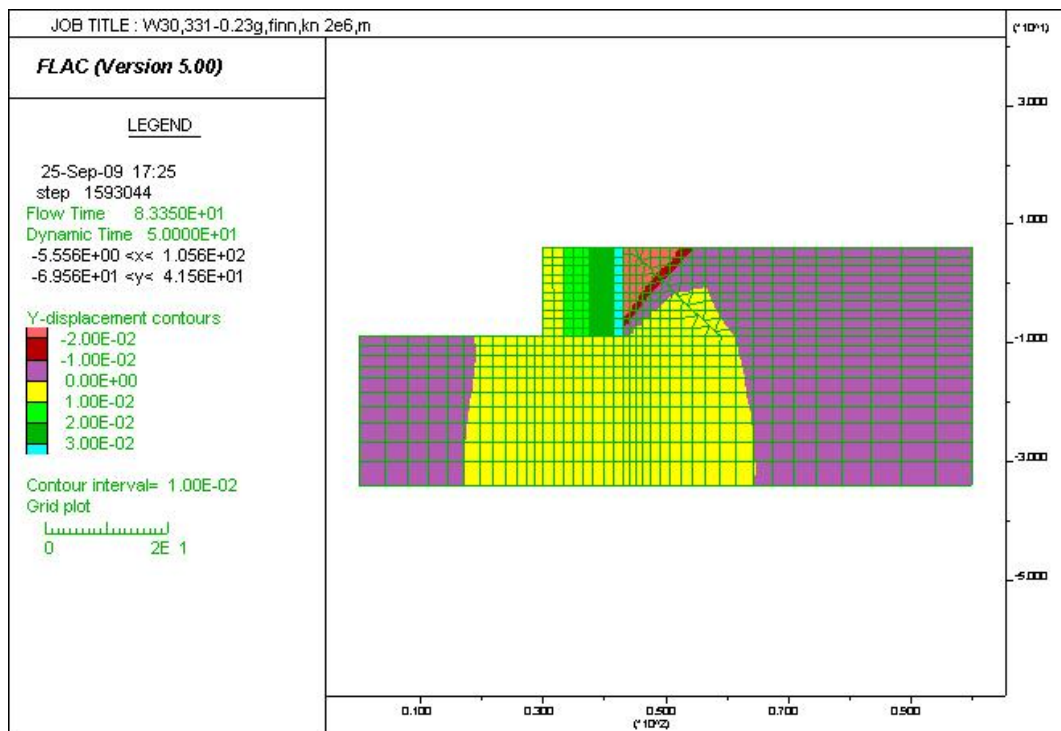


圖3-22 基隆港西30號沉箱碼頭331時Y方向位移量分布圖

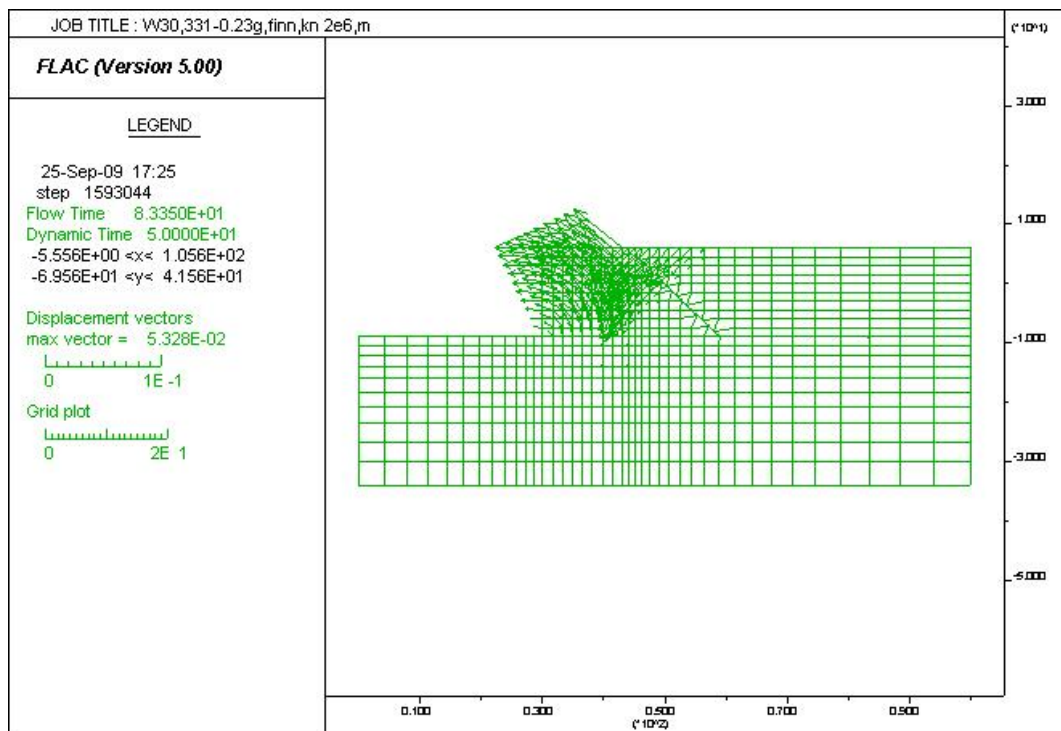


圖3-23 基隆港西30號沉箱碼頭331時位移向量

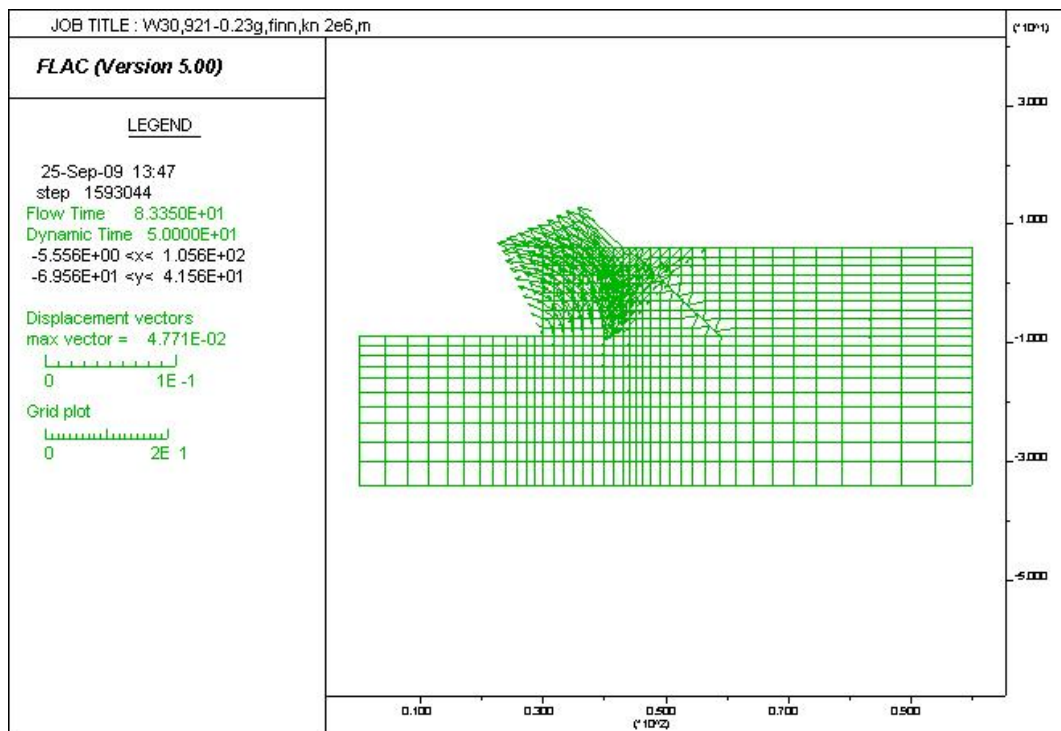


圖3-24 基隆港西30號沉箱碼頭921時位移向量

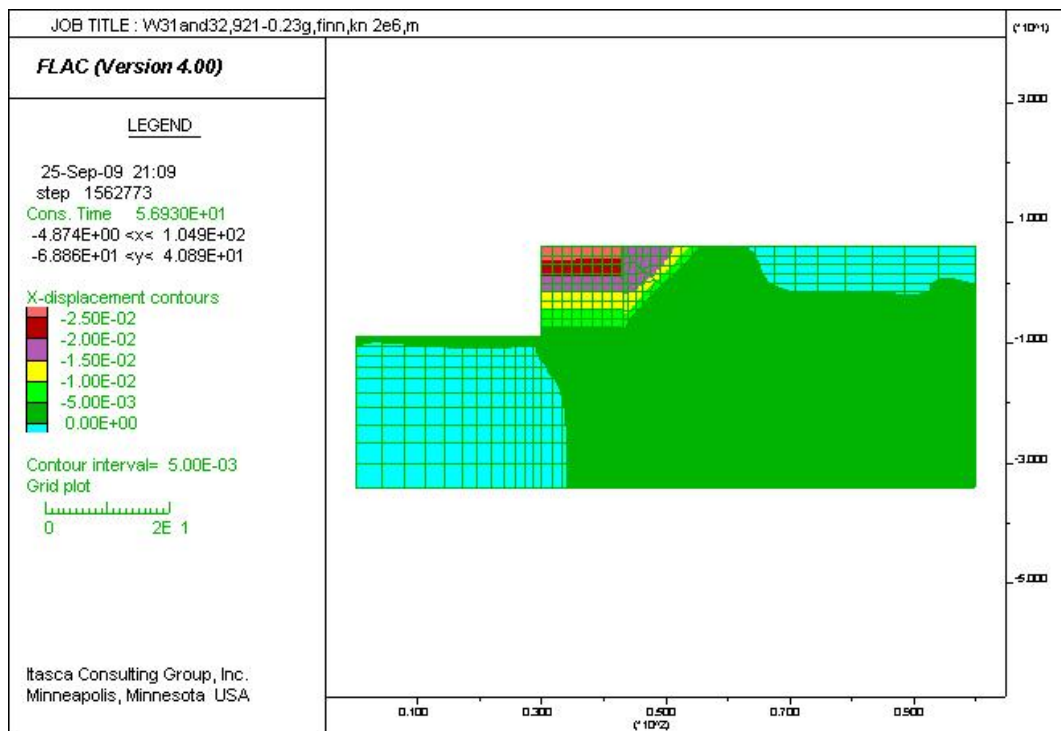


圖3-25 基隆港西31-32號沉箱碼頭921時X方向位移量分布圖

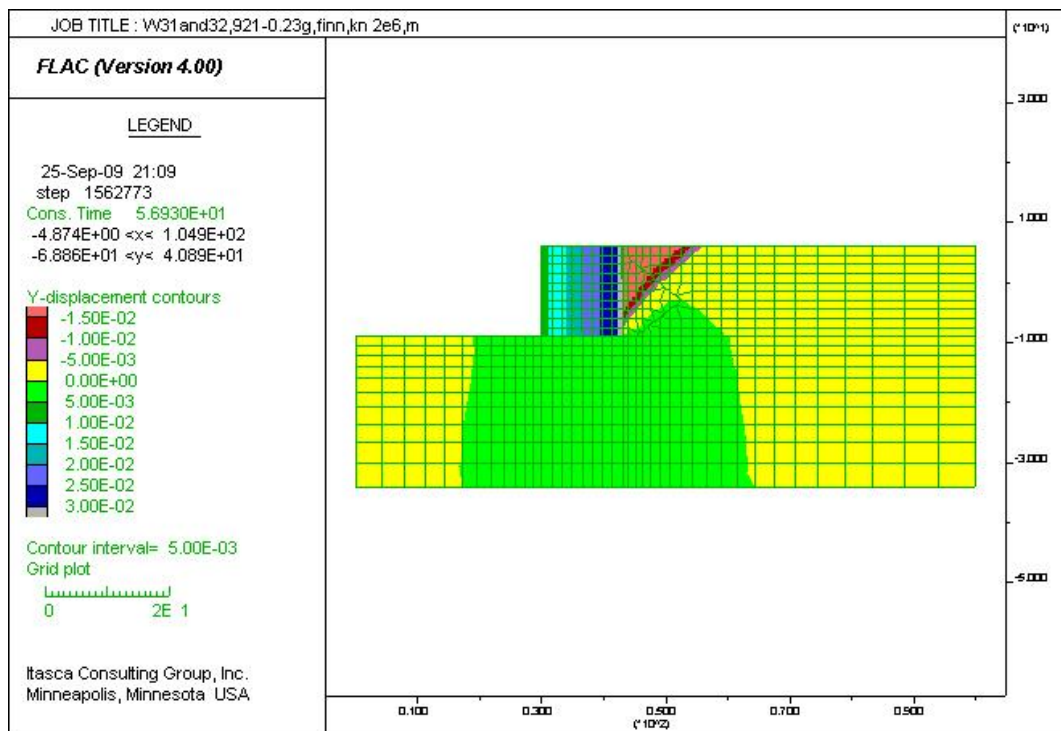


圖3-26 基隆港西31-32號沉箱碼頭921時Y方向位移量分布圖

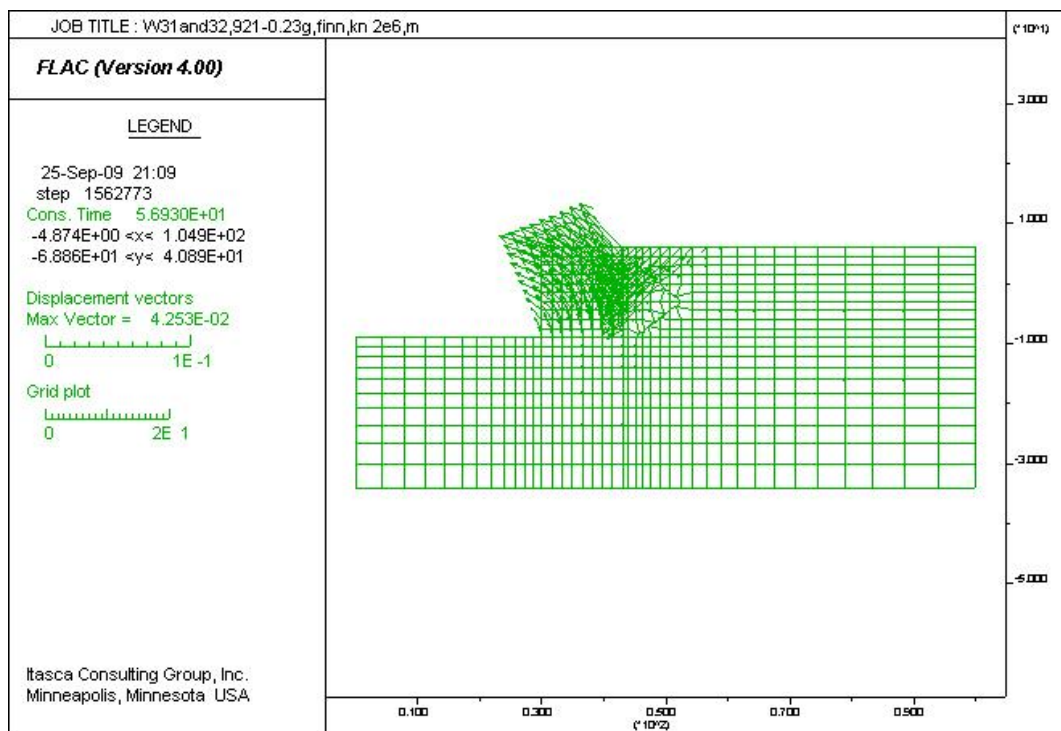


圖3-27 基隆港西31-32號沉箱碼頭921時位移向量圖

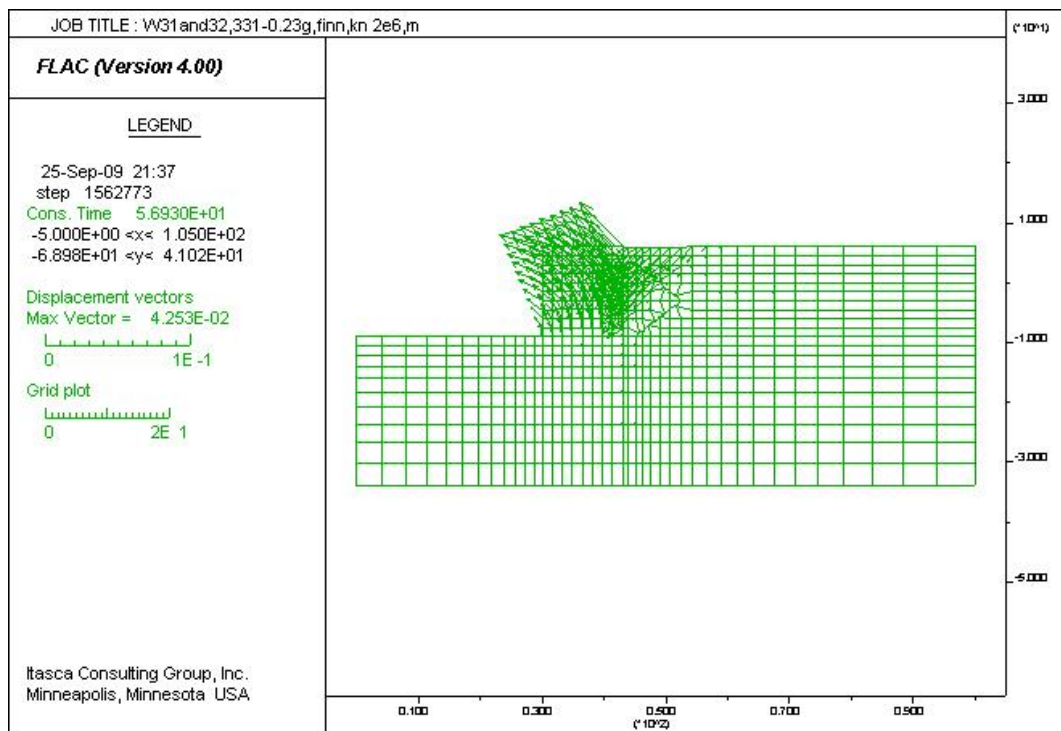


圖3-28 基隆港西31-32號沉箱碼頭331時位移向量

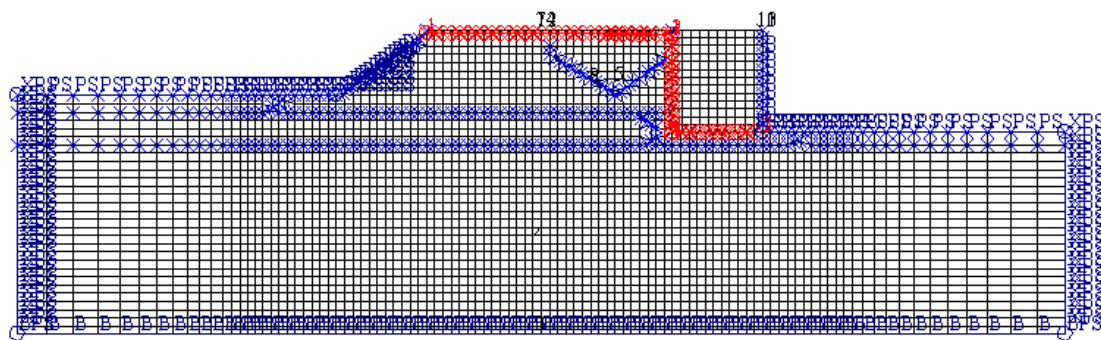


圖3-29 基隆港東21-22號沉箱式碼頭分析模擬網格及地層分佈

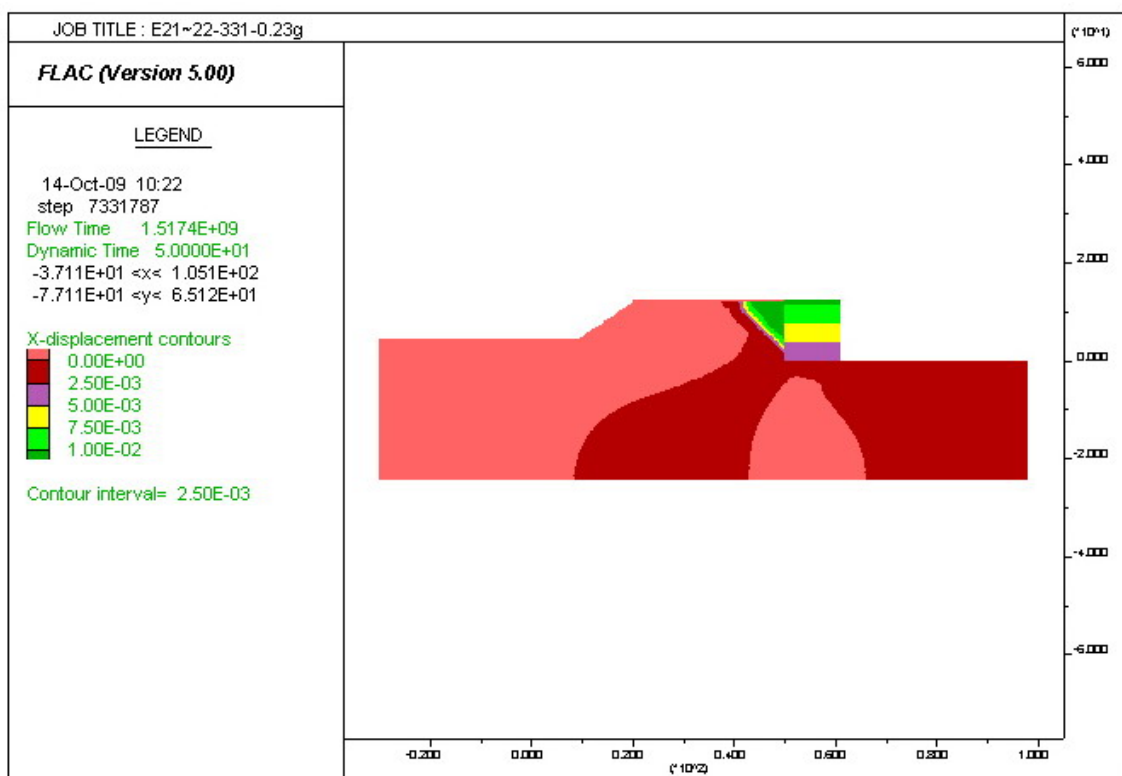


圖3-30 基隆港東21-22號沉箱碼頭331時X方向位移分布

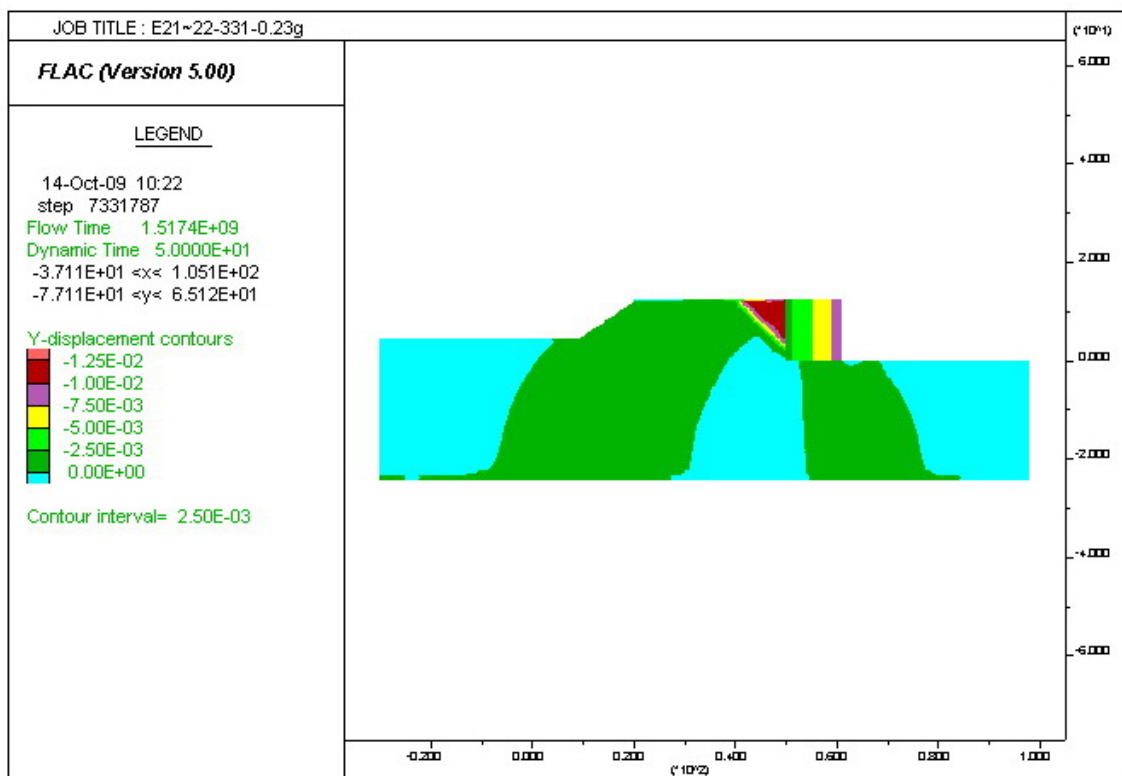


圖3-31 基隆港東21-22號沉箱碼頭331時 Y方向位移分布

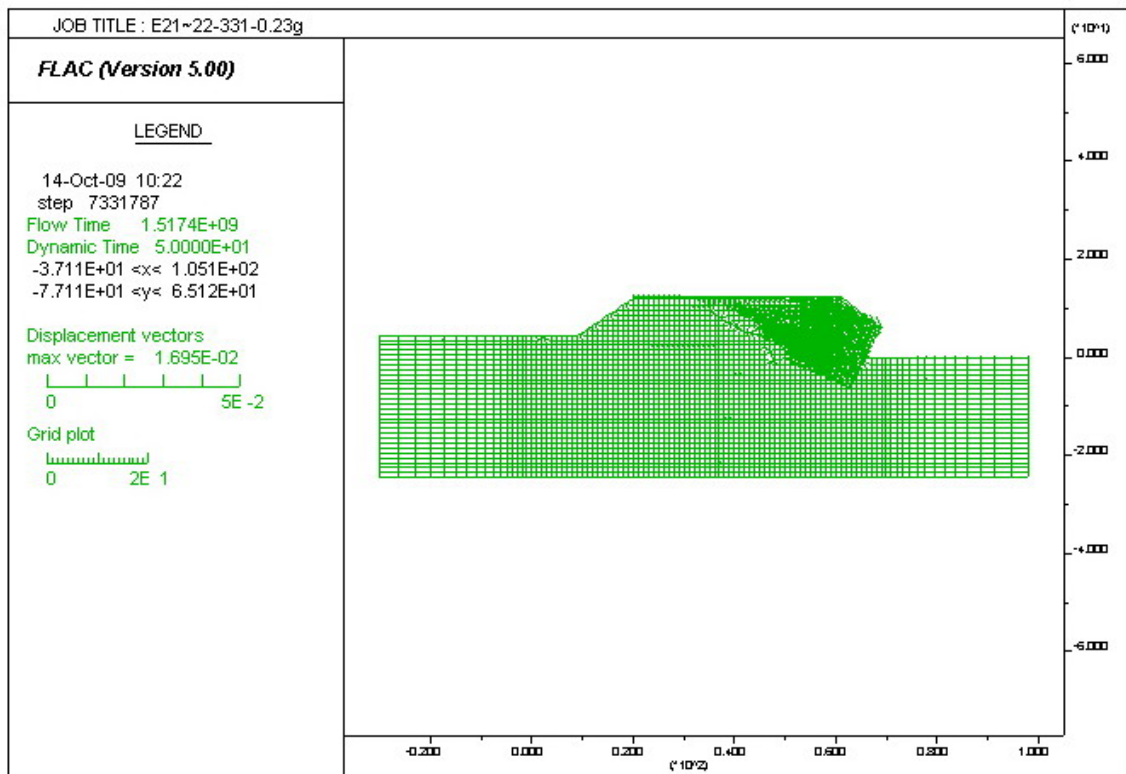


圖3-32 基隆港東21-22號沉箱碼頭331時位移向量



圖3-33 基隆港東21-22號碼頭卵礫石弱化時X方向位移分布

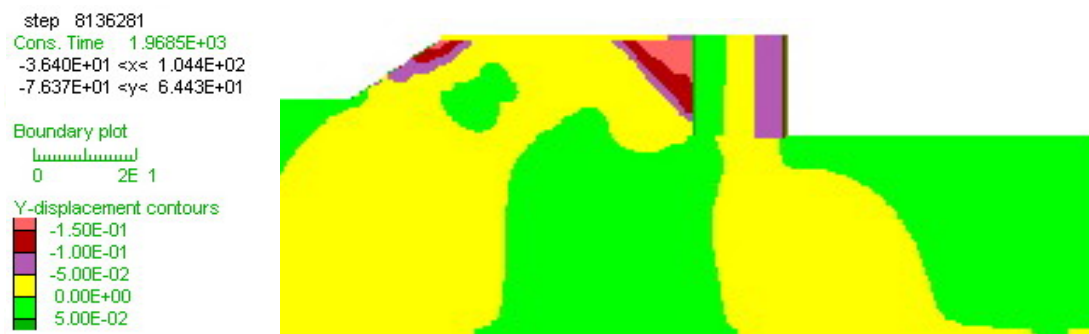


圖3-34 基隆港東21-22號碼頭卵礫石弱化時Y方向位移分布

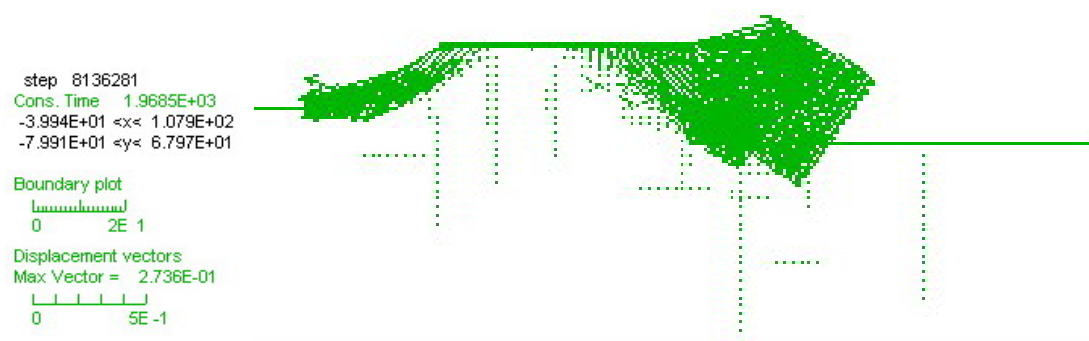


圖3-35 基隆港東21-22號碼頭卵礫石弱化時位移向量

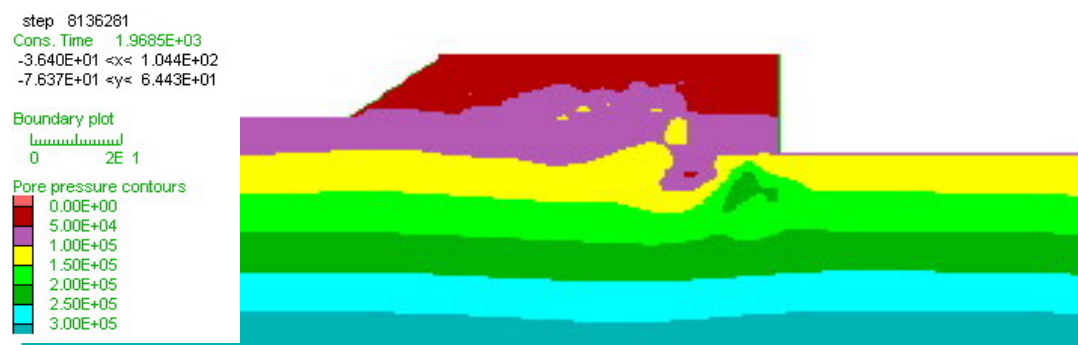


圖3-36 基隆港東21-22號碼頭卵礫石弱化時之孔隙水壓變化

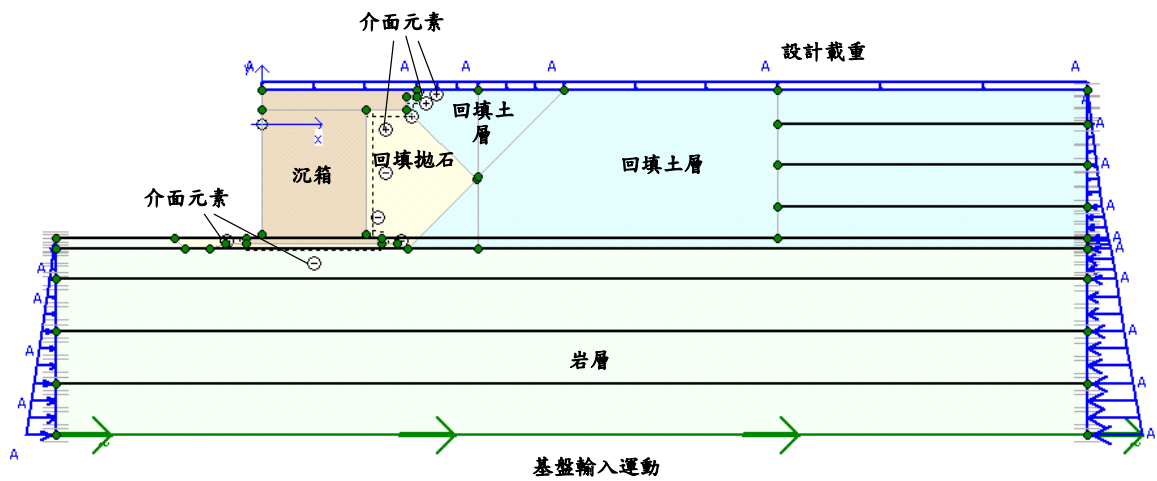


圖3-37 基隆港西32號碼頭有限元素分析模型

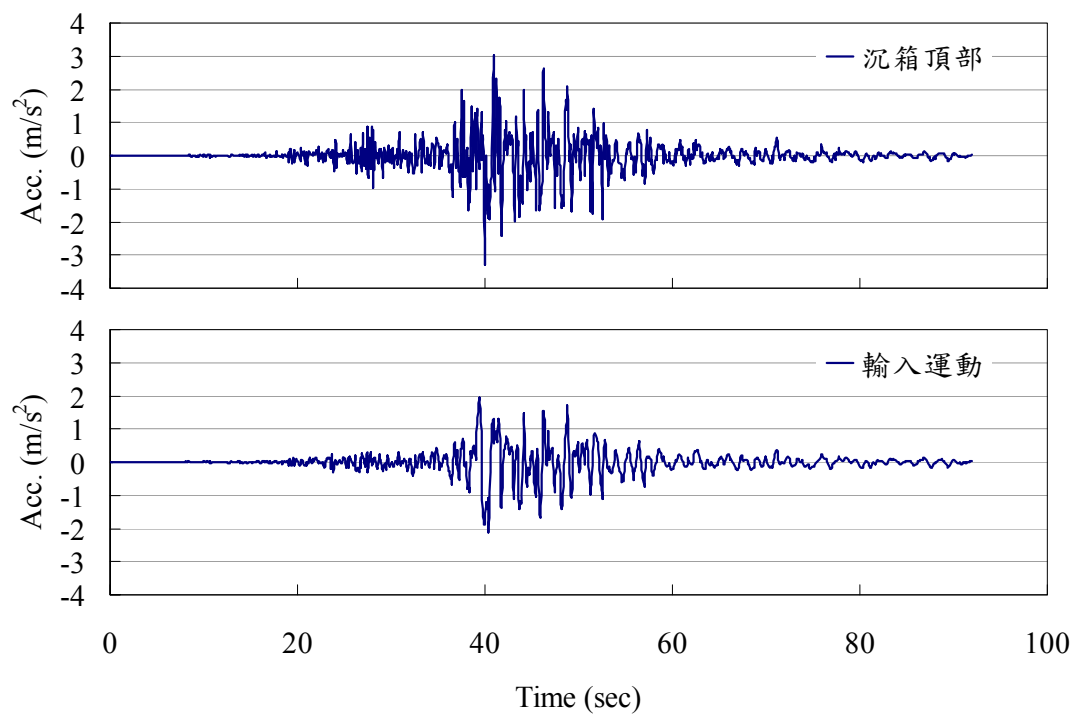
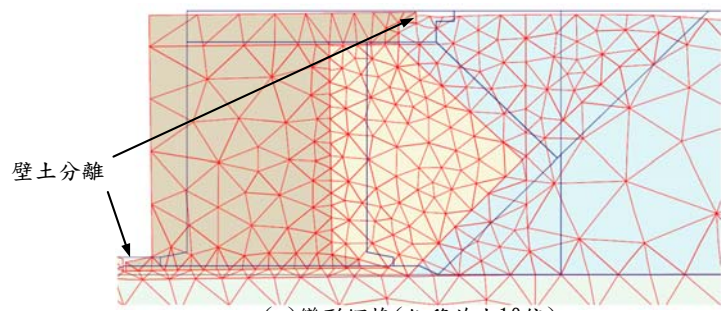
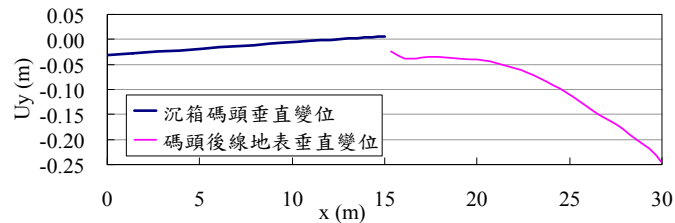


圖3-38 西32號碼頭沉箱頂加速度歷時 (921地震,  $PGA=0.23g$ )

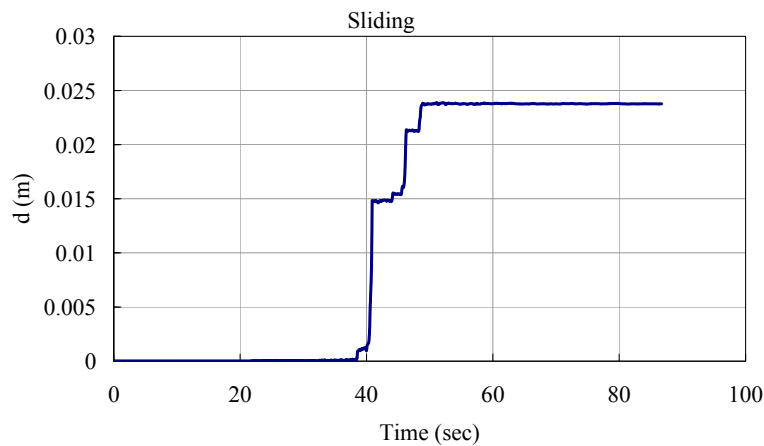


(a) 變形網格(位移放大10倍)

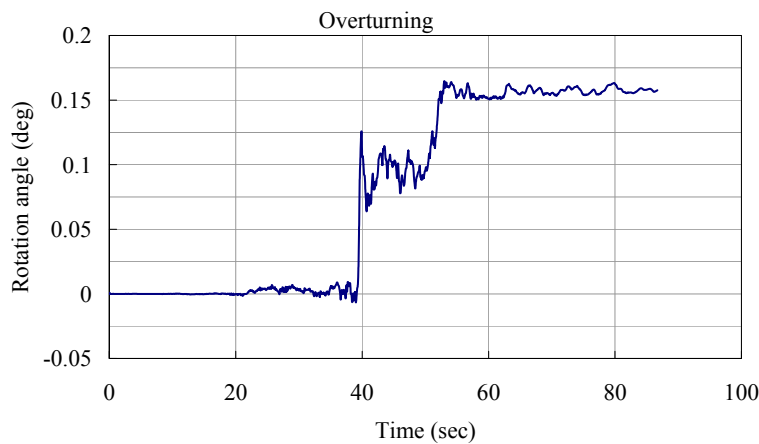


(b) 碼頭與地表垂直變位

圖3-39 基隆港西32號碼頭受震變形反應 (921地震,  $PGA=0.23g$ )

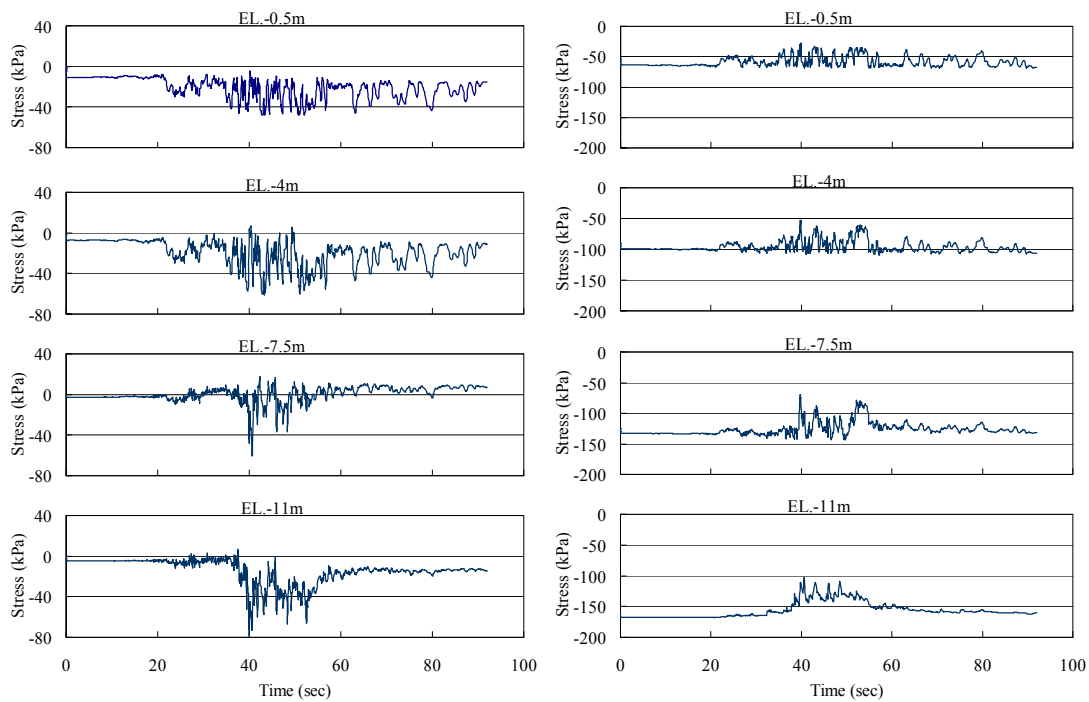


(a) 沉箱滑移量



(b) 沉箱朝海側傾斜角

圖3-40 基隆港西32號碼頭沉箱變位 (921地震,  $PGA=0.23g$ )



(a)超額孔隙水壓

(b)垂直有效應力

圖3-41 基隆港西32號碼頭背填區超額孔隙水壓與垂直有效應力  
(921地震，PGA=0.23g)

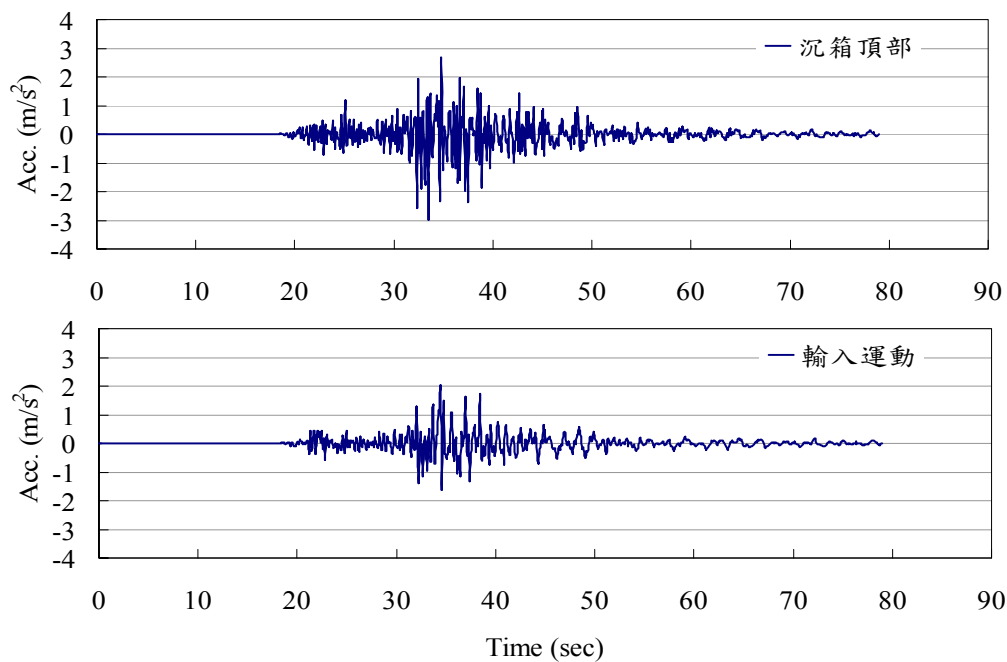


圖3-42 基隆港西32號碼頭沉箱頂加速度歷時 (331地震，PGA=0.23g)

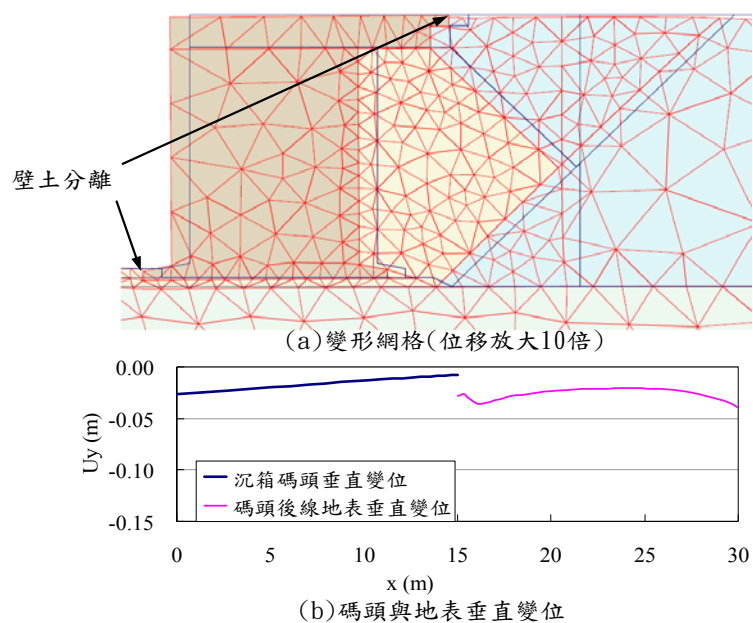


圖3-43 基隆港西32號碼頭受震變形反應 (331地震，PGA=0.23g)

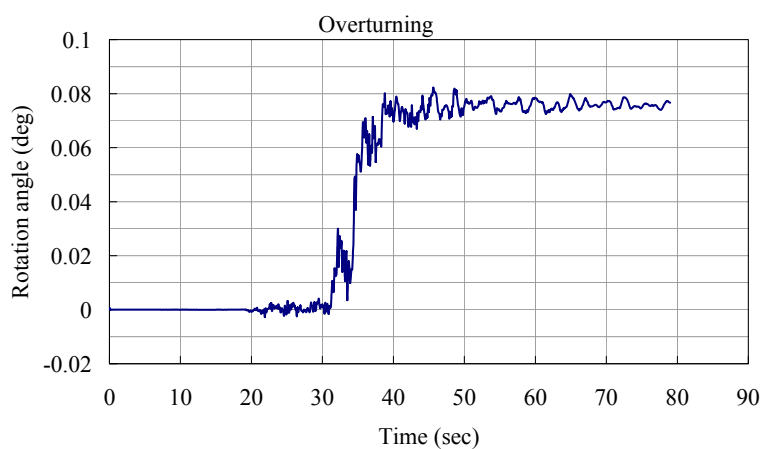
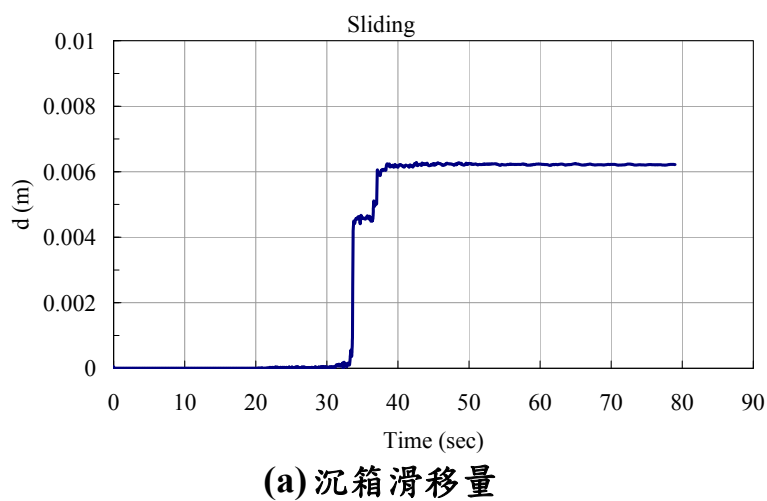


圖3-44 基隆港西32號碼頭沉箱變位 (331地震，PGA=0.23g)

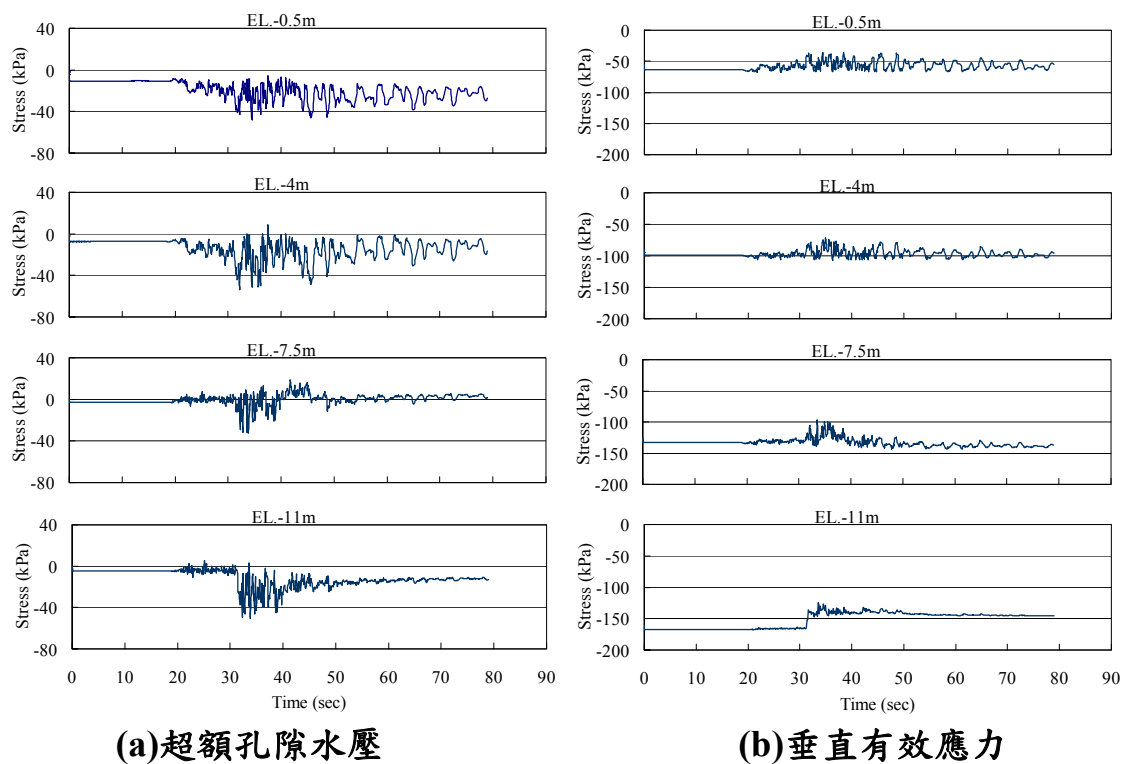


圖3-45 西32號碼頭背填區超額孔隙水壓與垂直有效應力  
(331地震，PGA=0.23g)



圖3-46 基隆港地區SPT鑽孔孔口高程等值線圖



圖3-47 基隆港地區SPT鑽孔基岩高程等值線圖

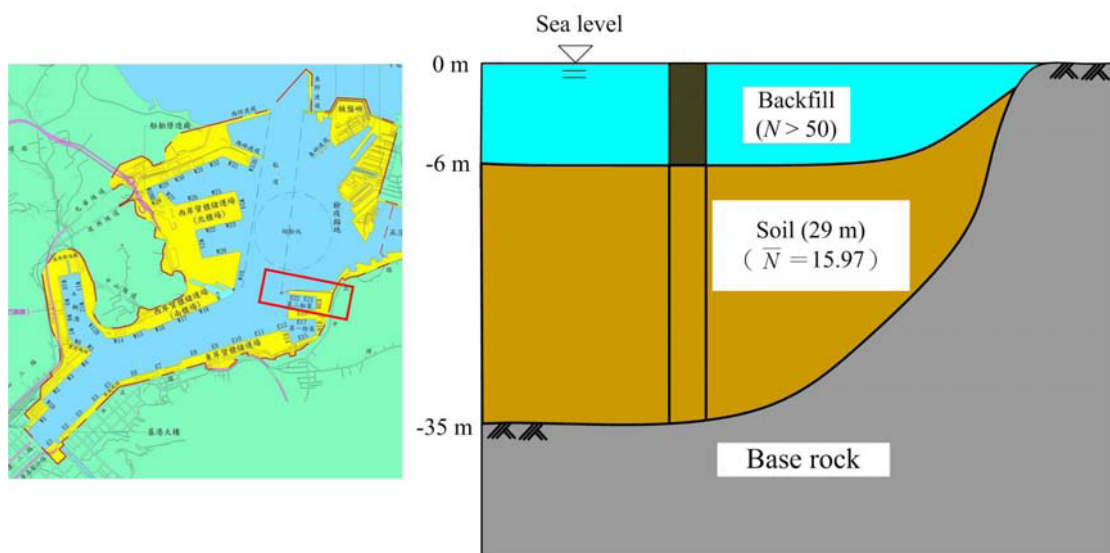


圖3-48 E21~E22號碼頭之簡化土層剖面圖

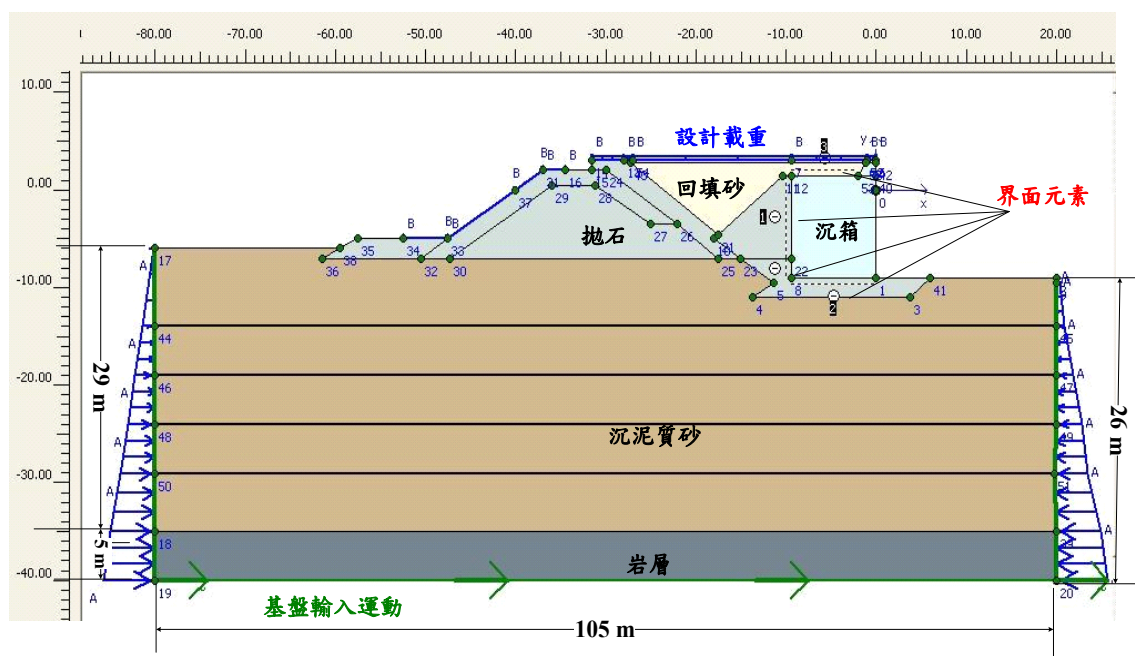


圖3-49 基隆港東21~22號碼頭有限元素分析模型

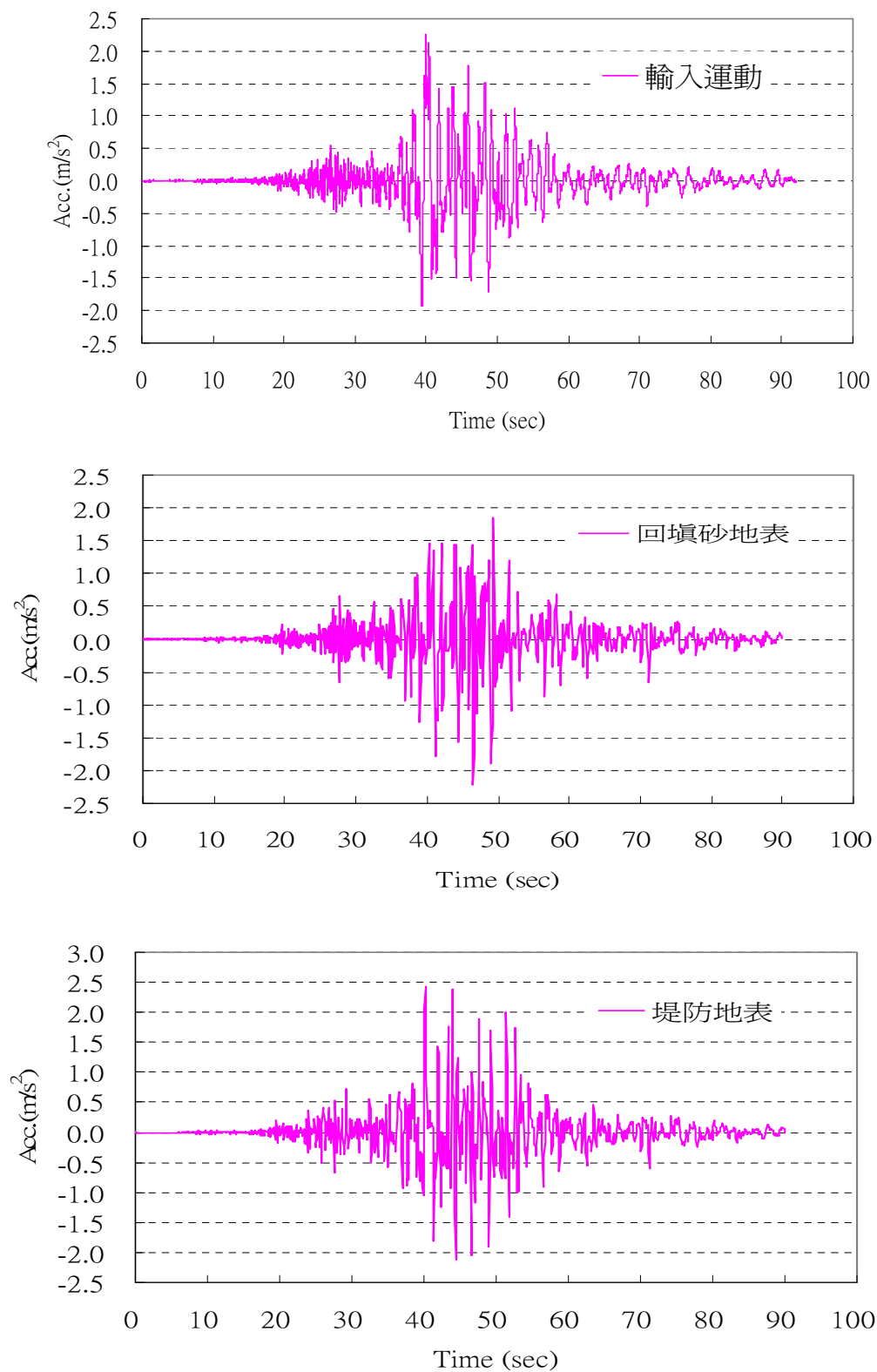
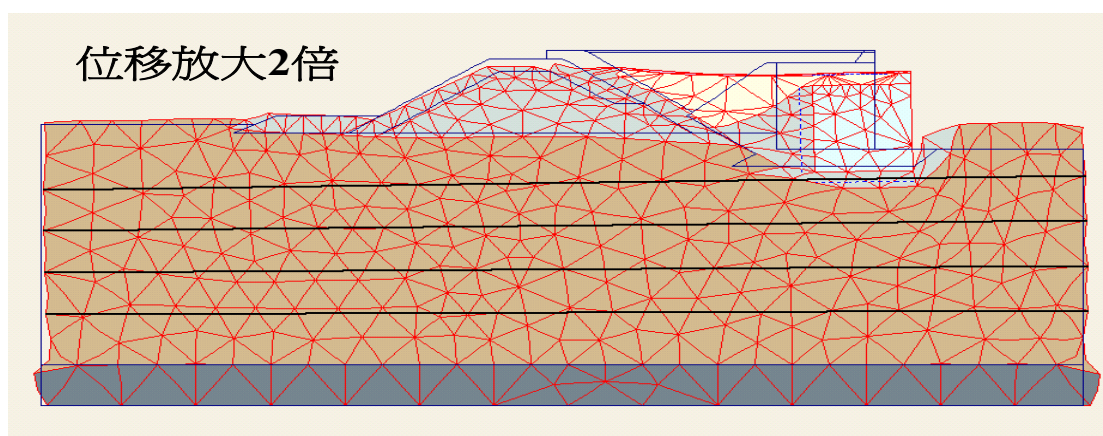
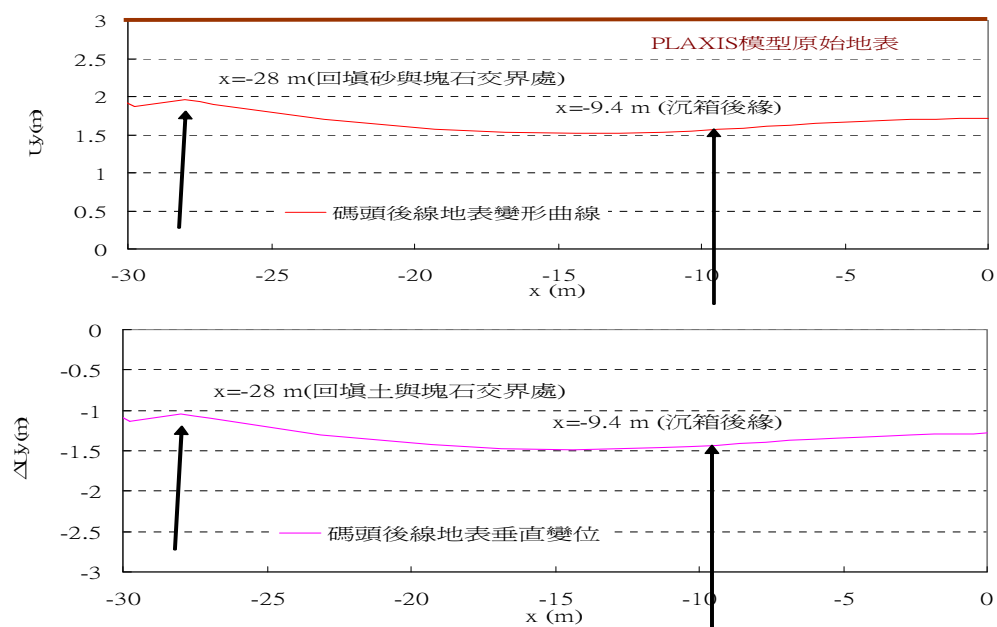
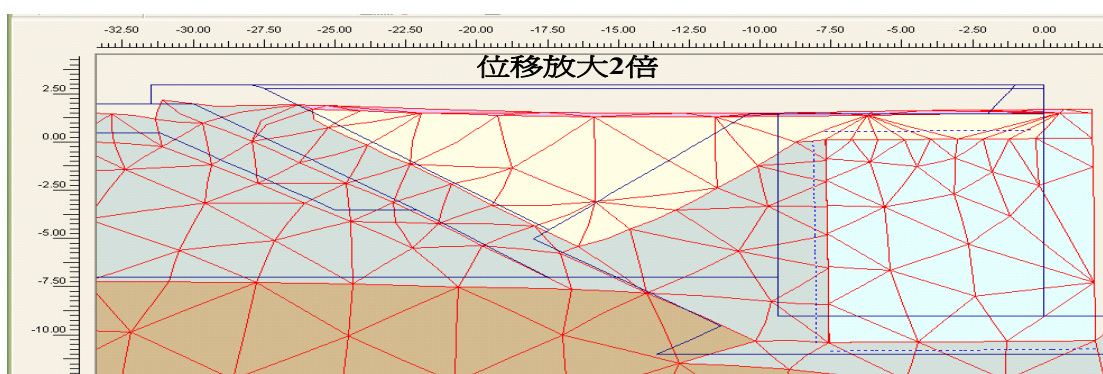


圖3-50 東21~22號碼頭模型地表和輸入運動加速度歷時  
(921地震,  $\text{PGA}=0.23\text{g}$ )



(a)



(b)

圖3-51 基隆港東21~22號碼頭受震變形反應  
(921地震,  $PGA=0.23g$ )

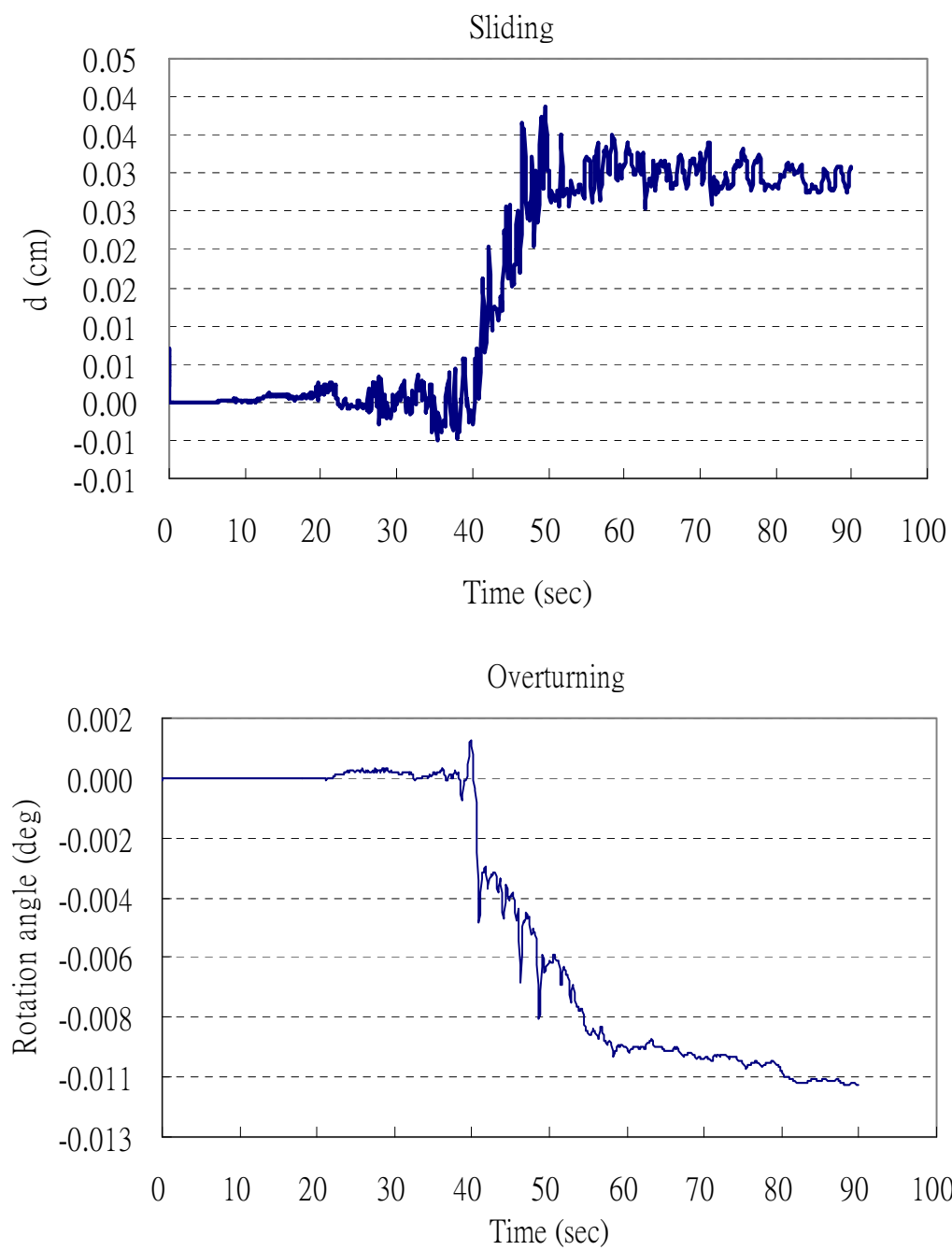


圖3-52 基隆港東21~22號碼頭沉箱變位（921地震，PGA=0.23g）

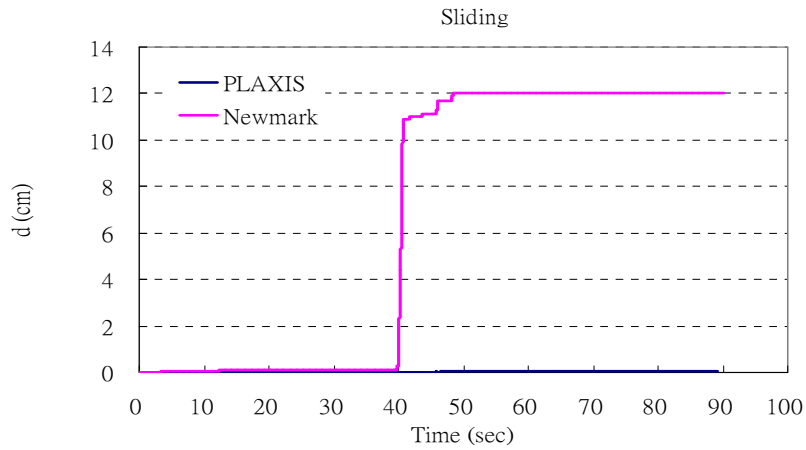


圖3-53 PLAXIS與Newmark滑移量比較

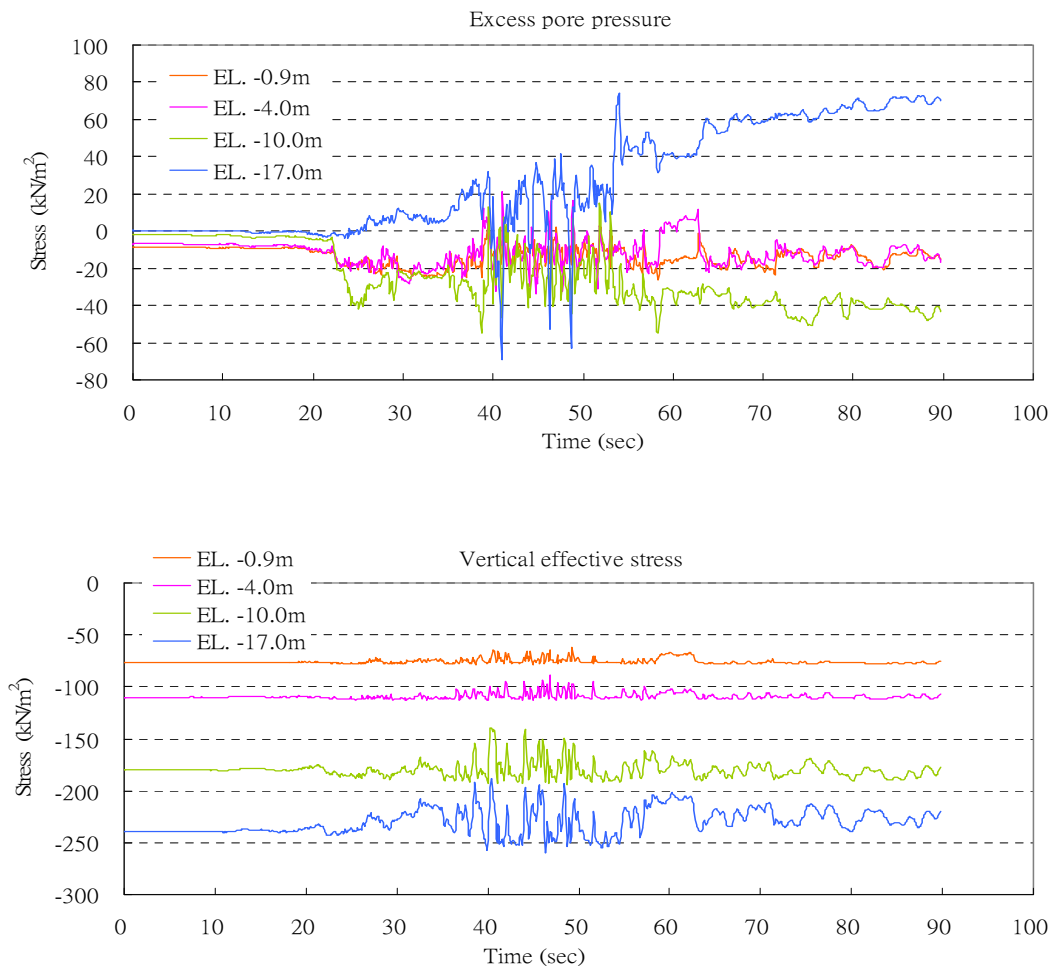


圖3-54 基隆港東21~22號碼頭背填區超額孔隙水壓與垂直有效應力  
(921地震，PGA=0.23g)

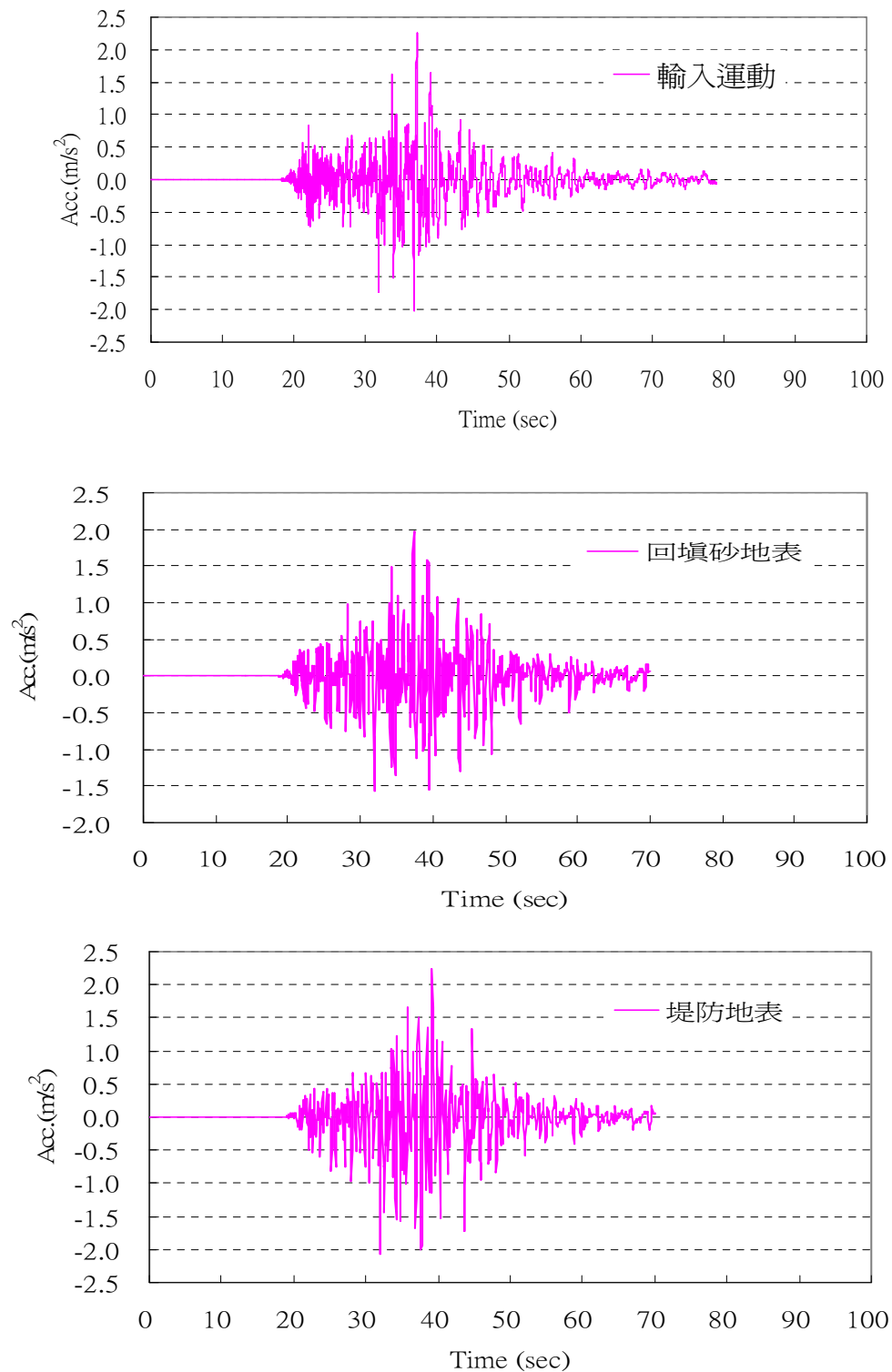
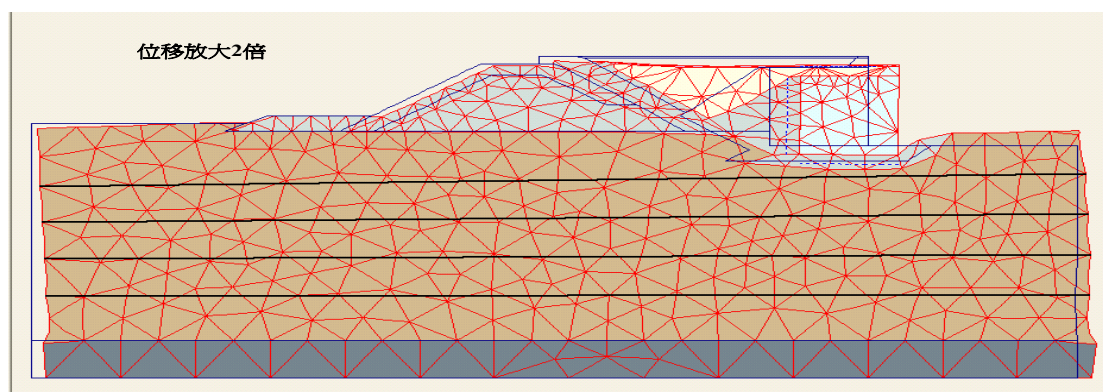
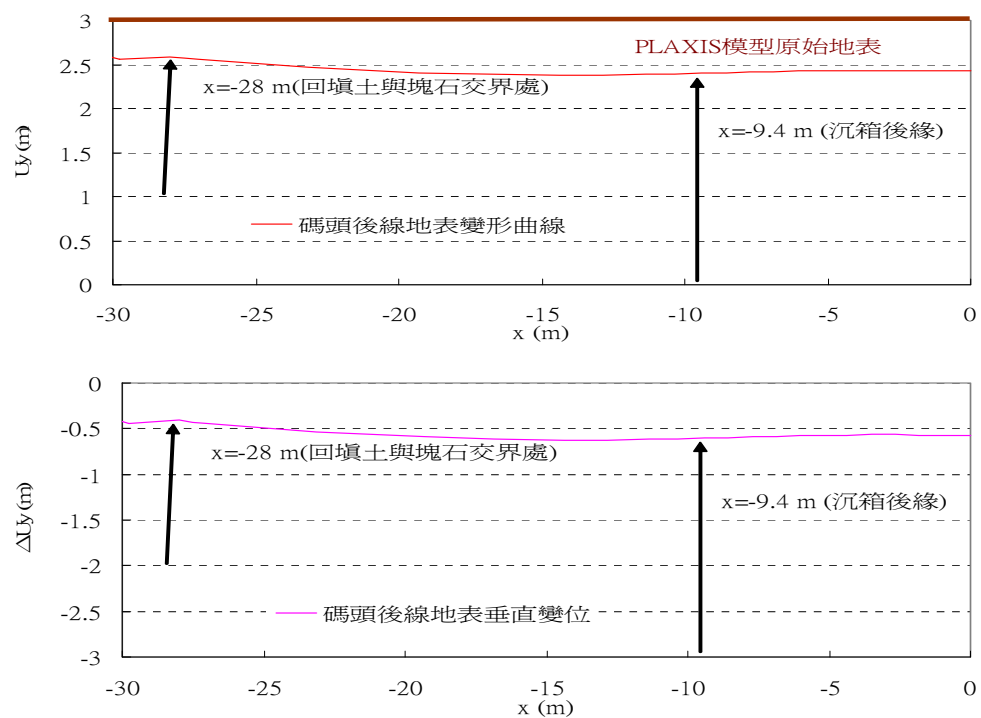
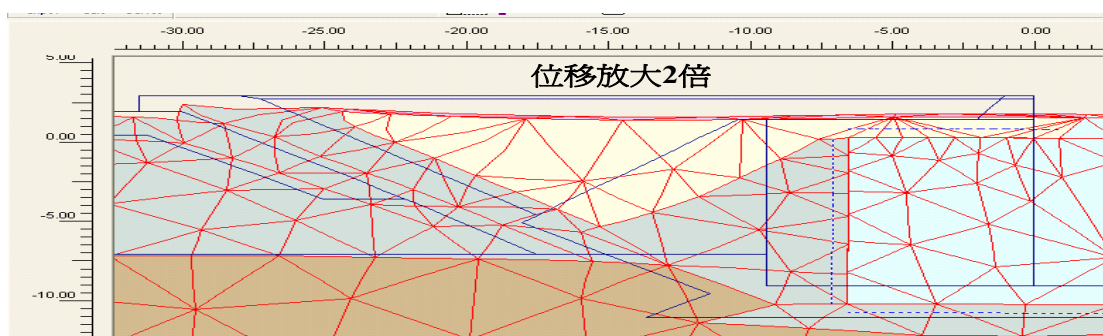


圖3-55 基隆港東21~22號碼頭模型地表和輸入運動加速度歷時  
(331地震，PGA=0.23g)



(a)



(b)

圖3-56 基隆港東21~22號碼頭受震變形反應  
(331地震，PGA=0.23g)

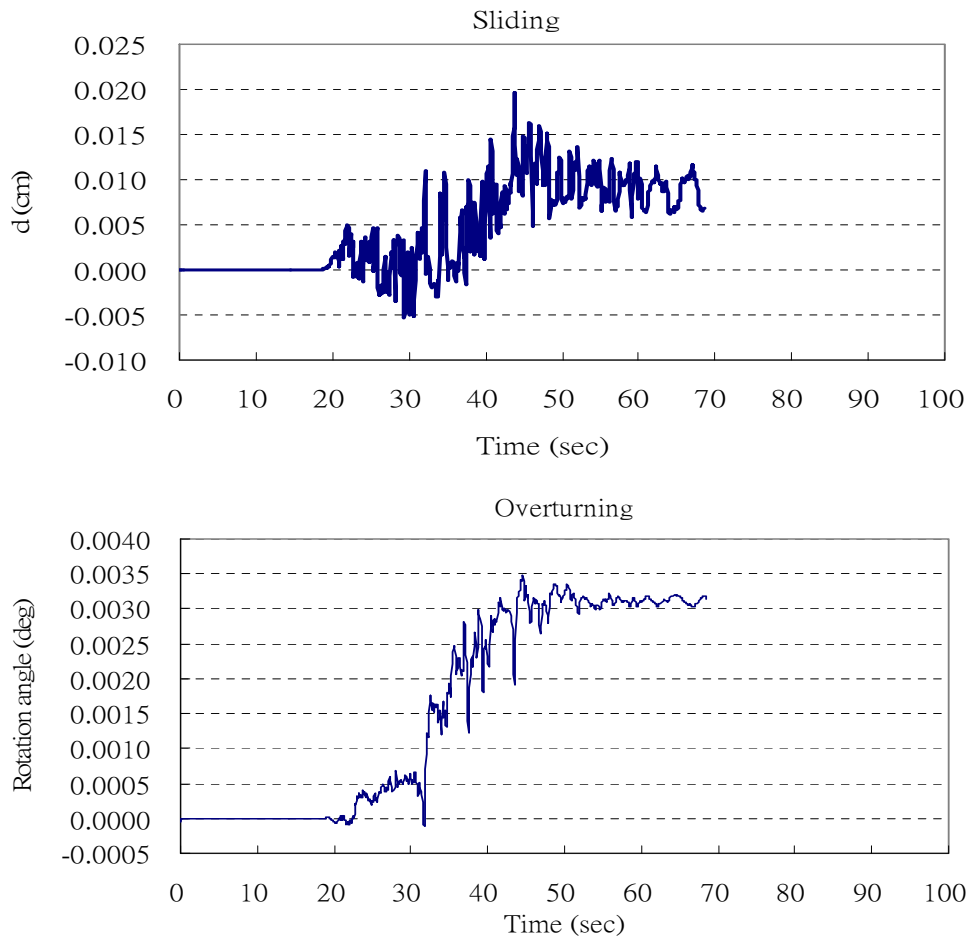


圖3-57 基隆港東21~22號碼頭沉箱變位（331地震，PGA=0.23g）

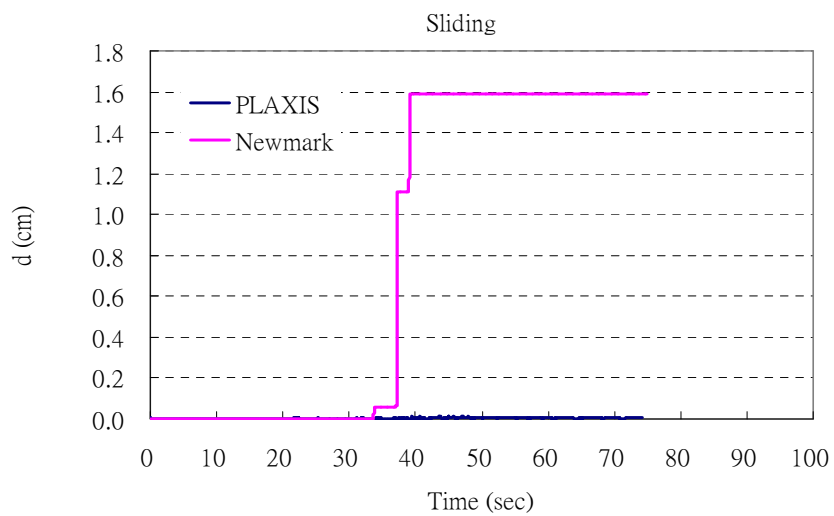


圖3-58 PLAXIS與Newmark滑移量比較

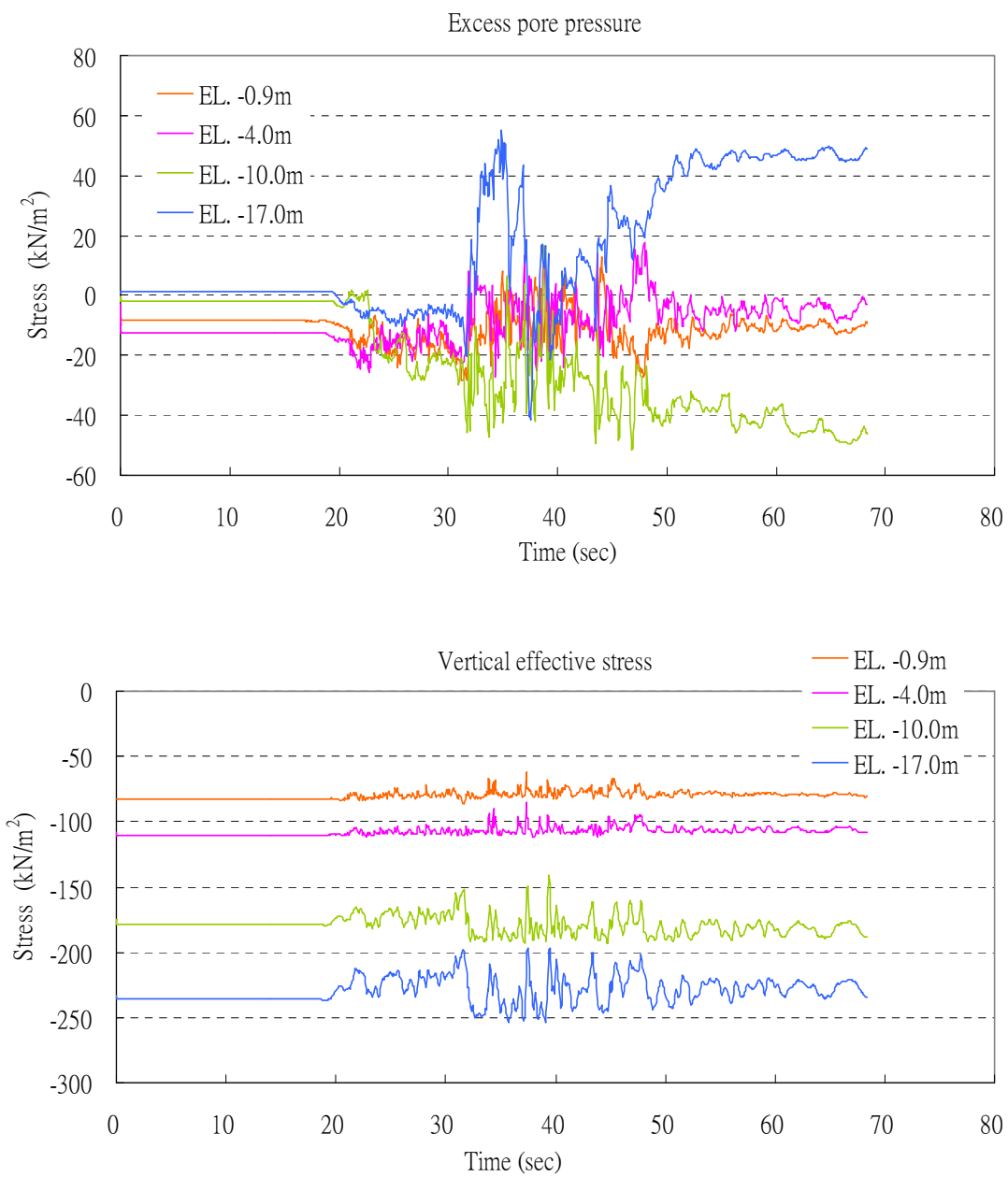
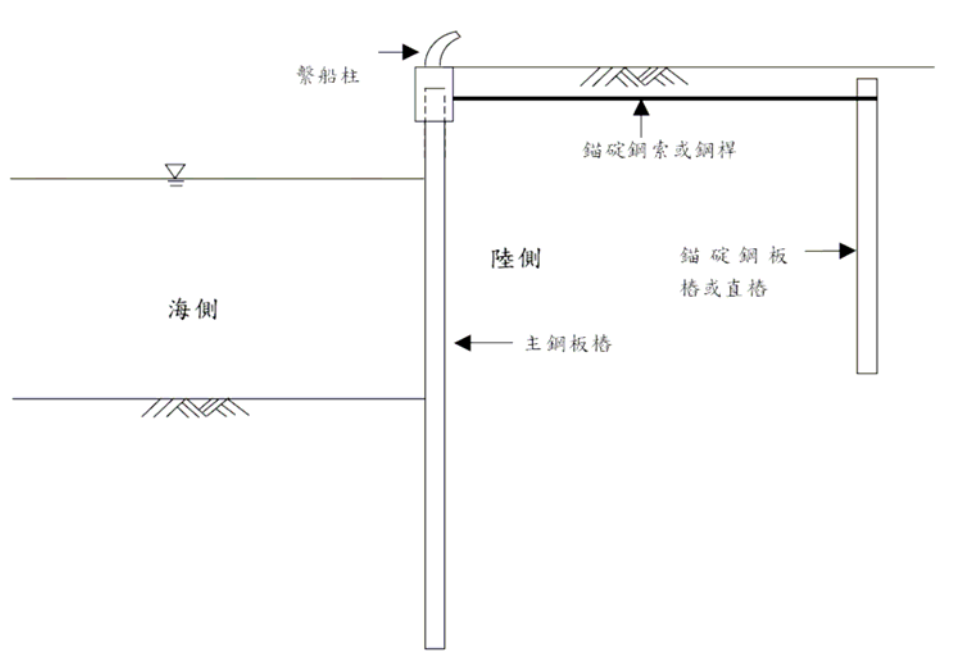
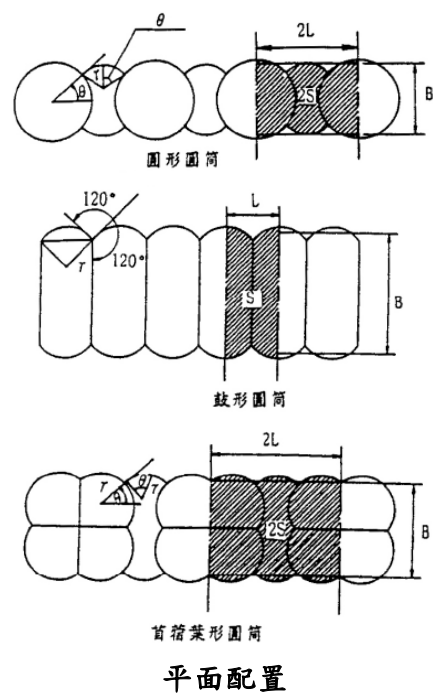


圖3-59 東21~22號碼頭背填區超額孔隙水壓與垂直有效應力  
(331地震，PGA=0.23g)



(a)一般版樁式碼頭示意圖（賴瑞應等人，2005b）

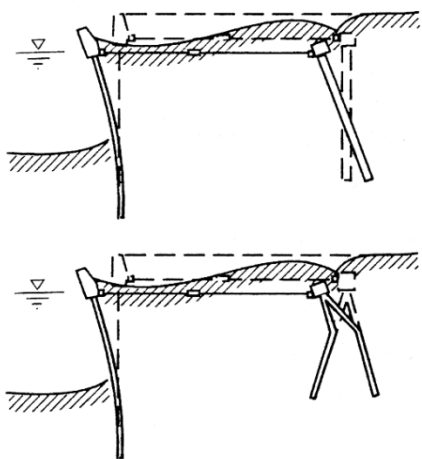


斷面

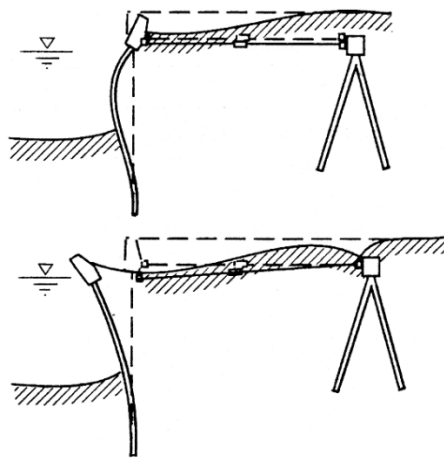
平面配置

(b)鋼版樁圓筒式碼頭示意圖（曾志煌等人，2005）

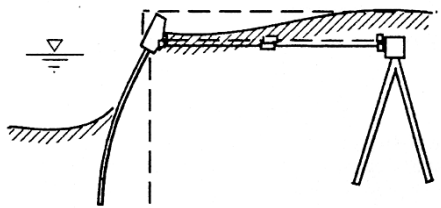
圖3-60 兩種版樁式碼頭示意圖



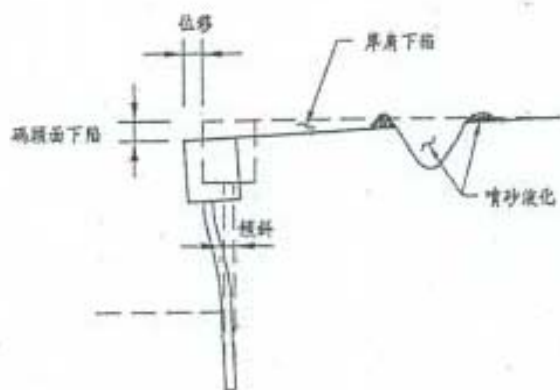
(a) 錨錠設施之變形/破壞



(b) 板樁/拉桿之破壞



(c) 填土之破壞



(d) 土層液化

圖3-61 板樁式碼頭破壞機制  
(PIANC, 2001；陳永祥等人，2000)

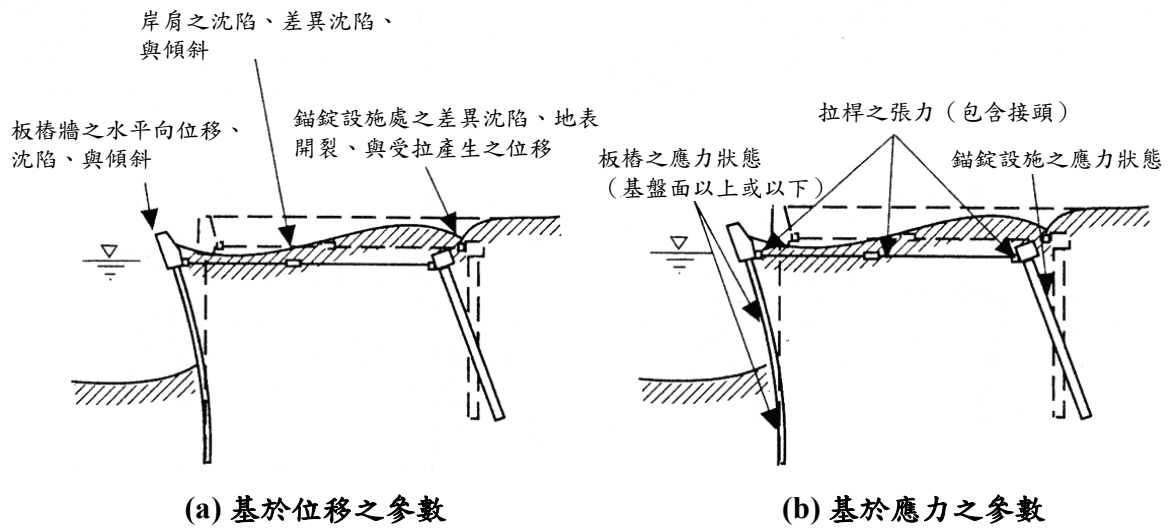


圖3-62 板樁式碼頭結構損害等級之指標參數(PIANC, 2001)

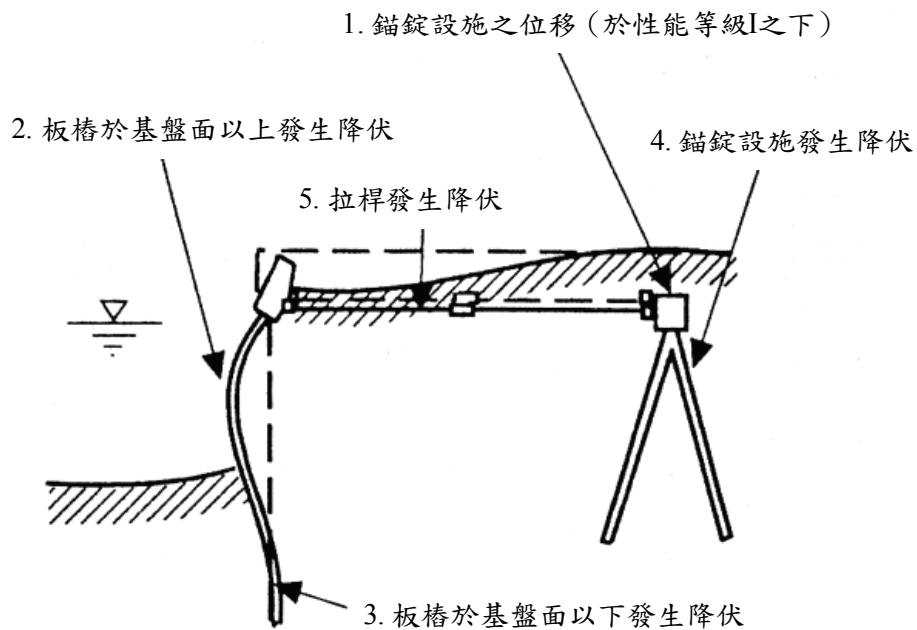


圖3-63 適當之板樁式碼頭結構降伏發生順序(PIANC, 2001)

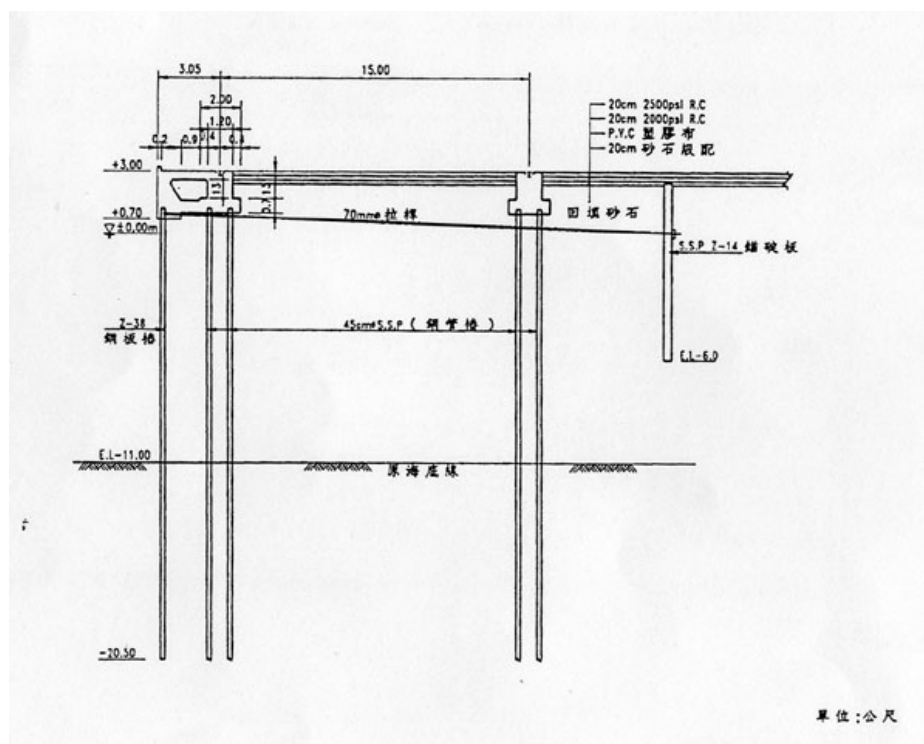
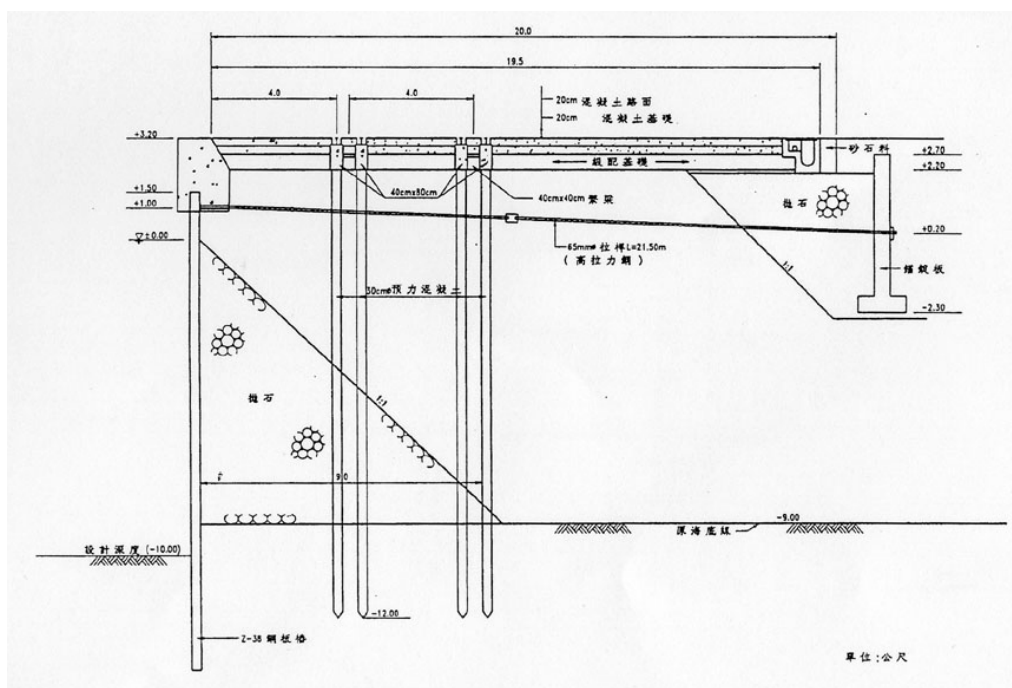


圖3-65 基隆港西22號鋼板樁式碼頭斷面設計圖（陳森河等人，2000）

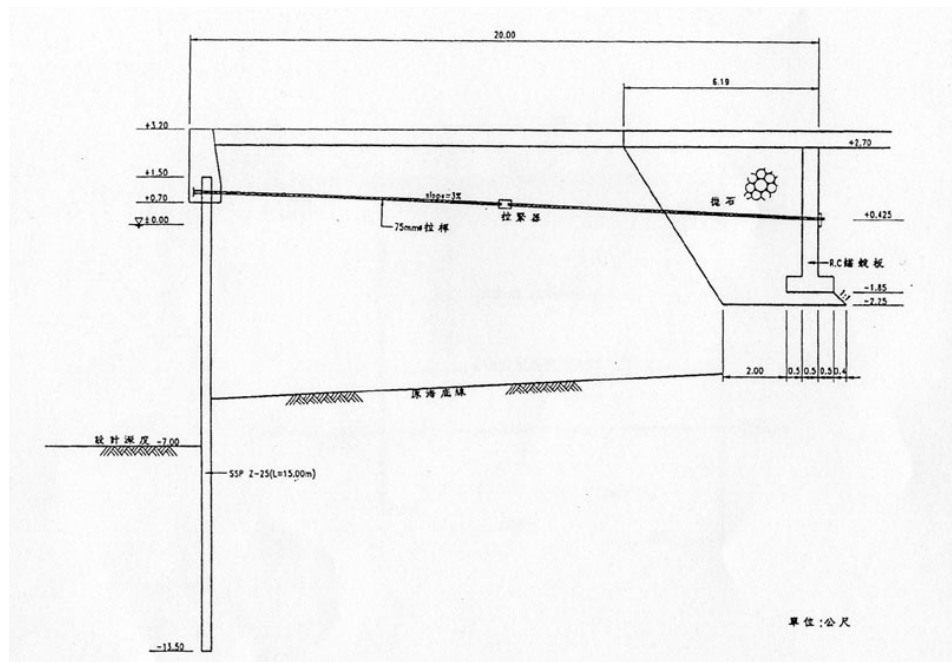


圖3-66 基隆港西27號鋼板樁式碼頭斷面設計圖（陳森河等人，2000）

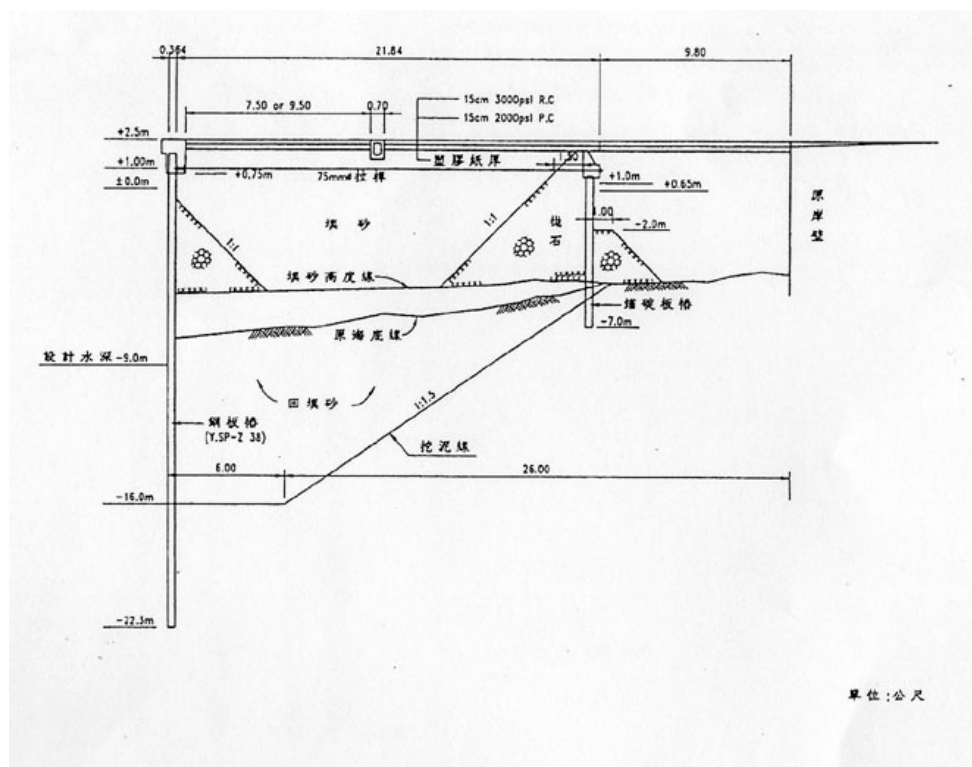


圖3-67 基隆港東2~東4號鋼板樁式碼頭斷面設計圖（陳森河等人，2000）

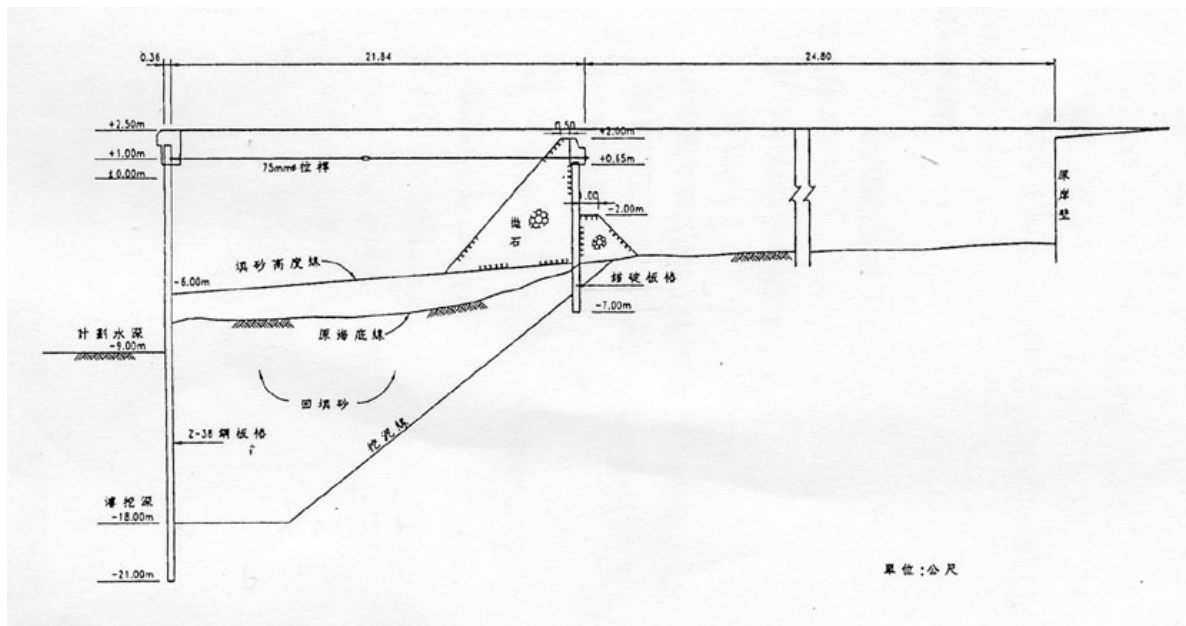


圖3-68 基隆港東5~東7號鋼板樁式碼頭斷面設計圖  
(陳森河等人, 2000)

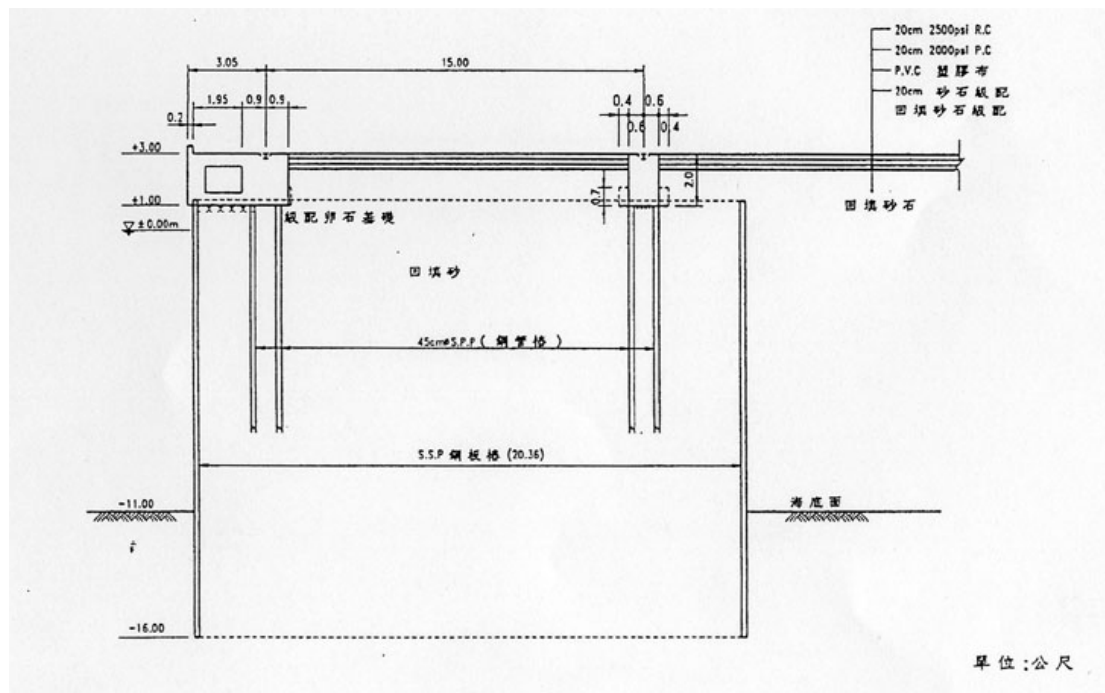


圖3-69 基隆港西23號、西26號鋼板樁井筒式碼頭斷面設計圖  
(陳森河等人, 2000)

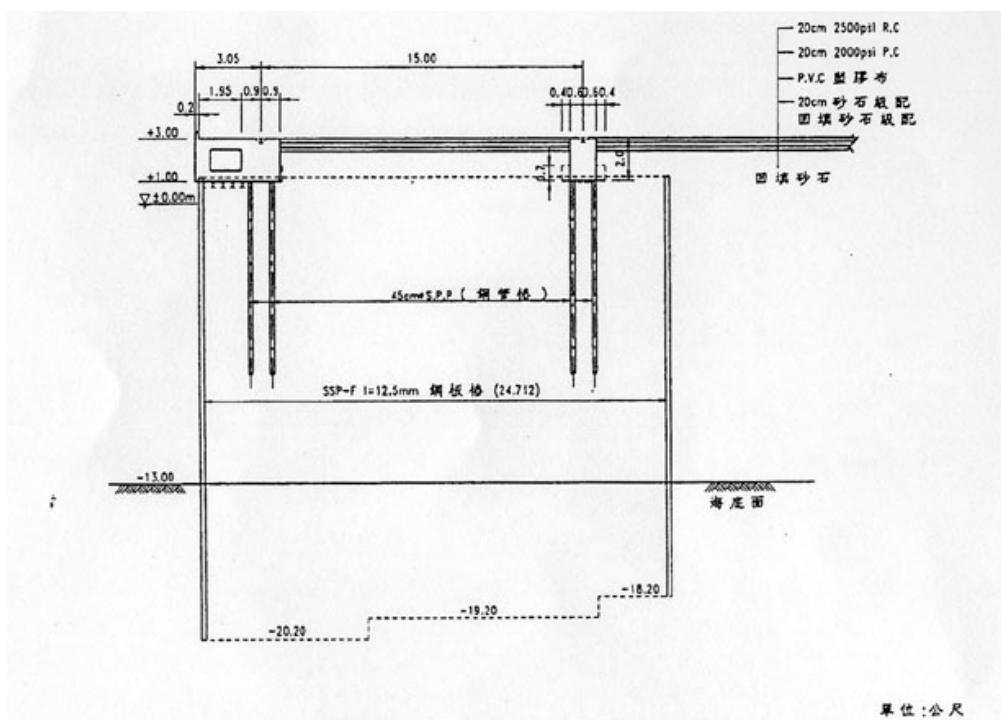


圖3-70 基隆港西24~西25號鋼板樁井筒式碼頭斷面設計圖  
(陳森河等人, 2000)

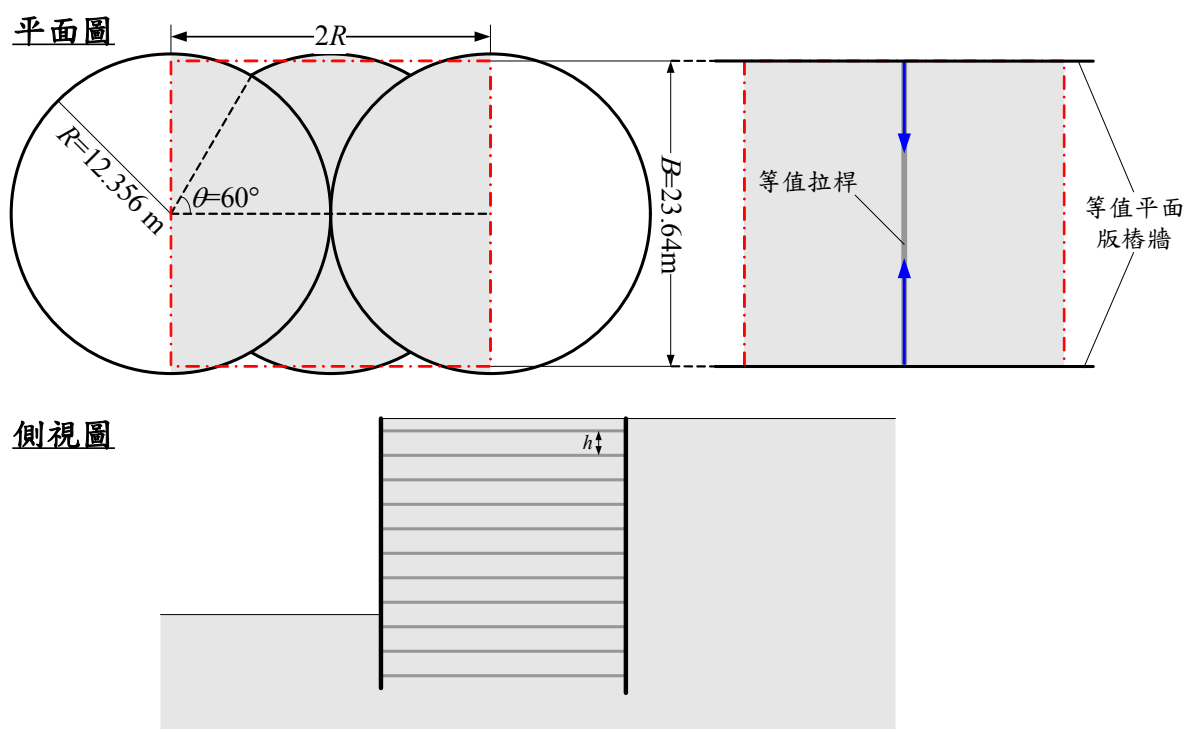


圖3-71 基隆港西25號圓筒式碼頭平面配置與平面應變分析模式示意圖

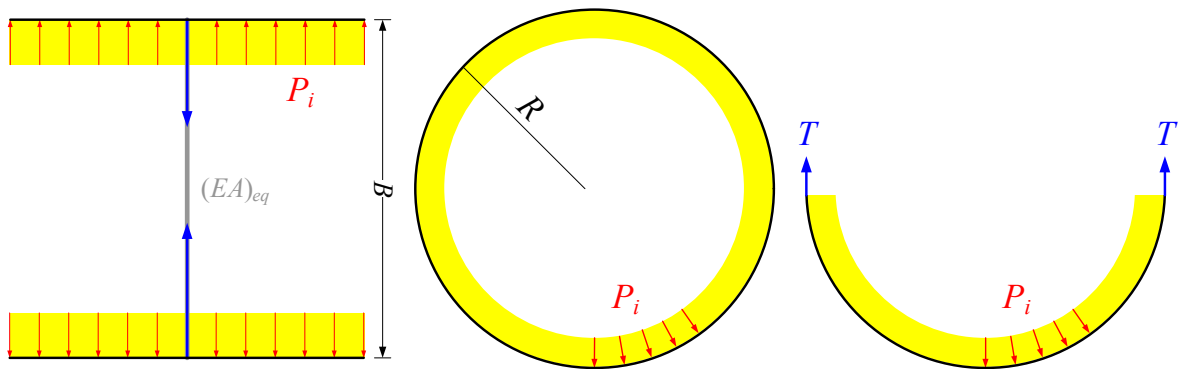


圖3-72 圓筒式碼頭平面應變分析模式等值拉桿計算示意圖

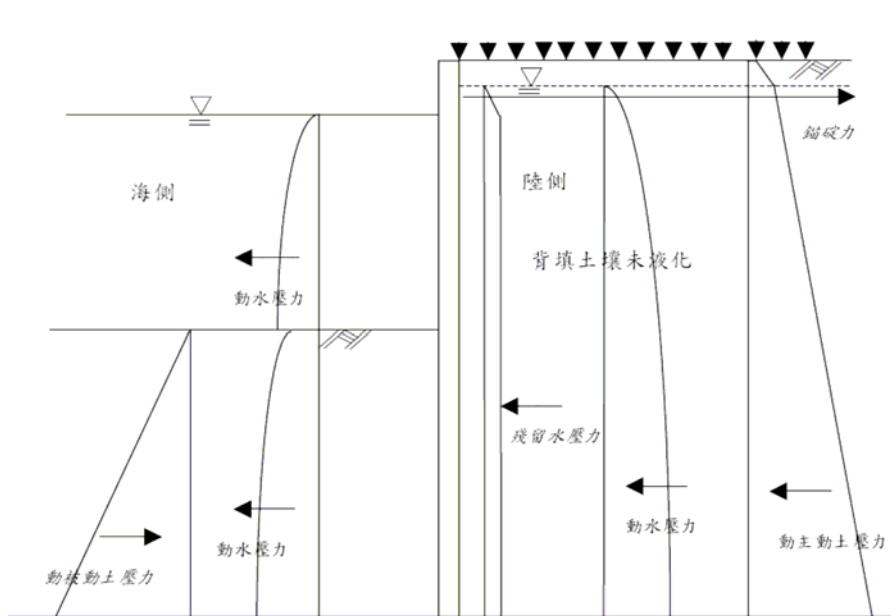


圖3-73 地震時背填土壤未液化版樁式碼頭受力示意圖  
(賴瑞應等人，2005b)

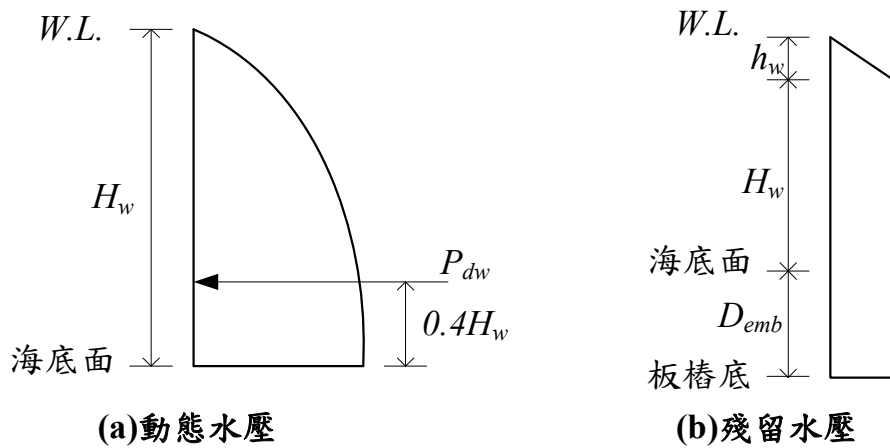


圖3-74 作用於版樁之水壓力分布示意圖

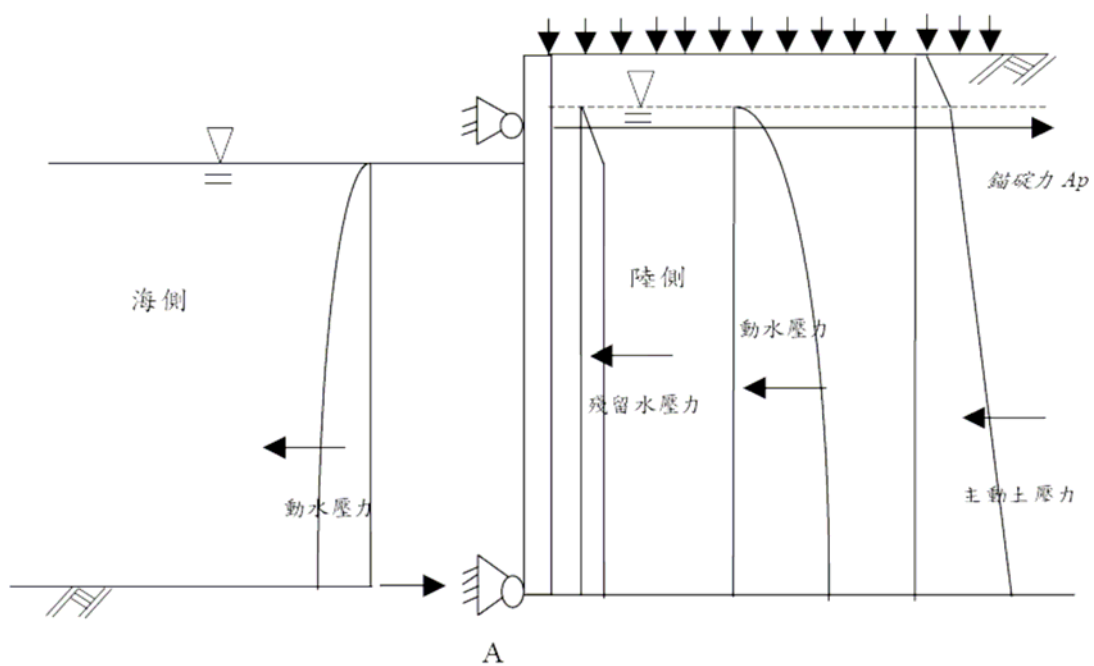


圖3-75 版樁最大彎矩分析模式示意圖（賴瑞應等人，2005b）

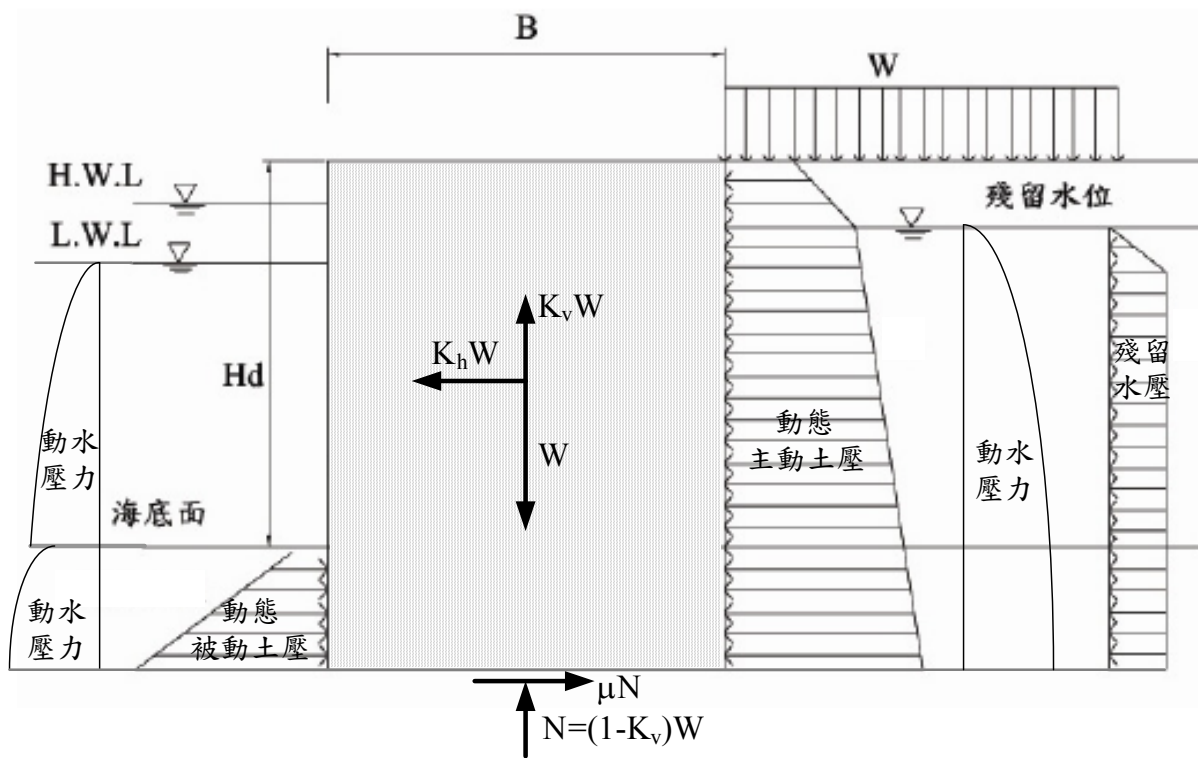


圖3-76 地震時背填土壤未液化鋼版樁圓筒式碼頭受力示意圖  
(改繪自曾志煌等人，2005)

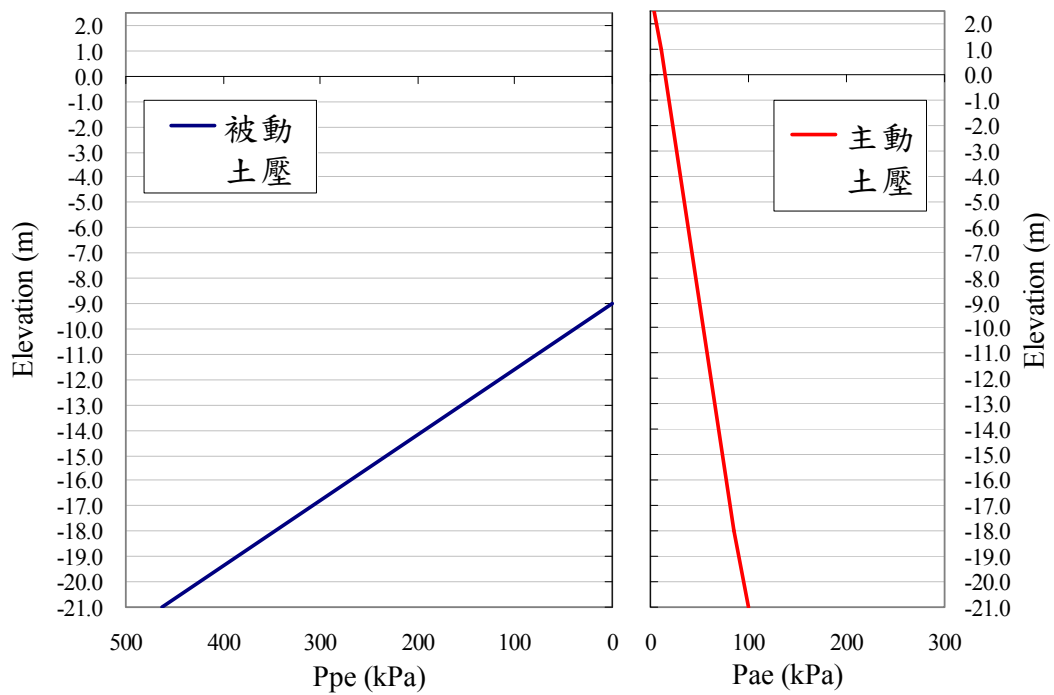


圖3-77 基隆港東6號碼頭動態主動與被動土壓水平分量沿版樁樁身分布

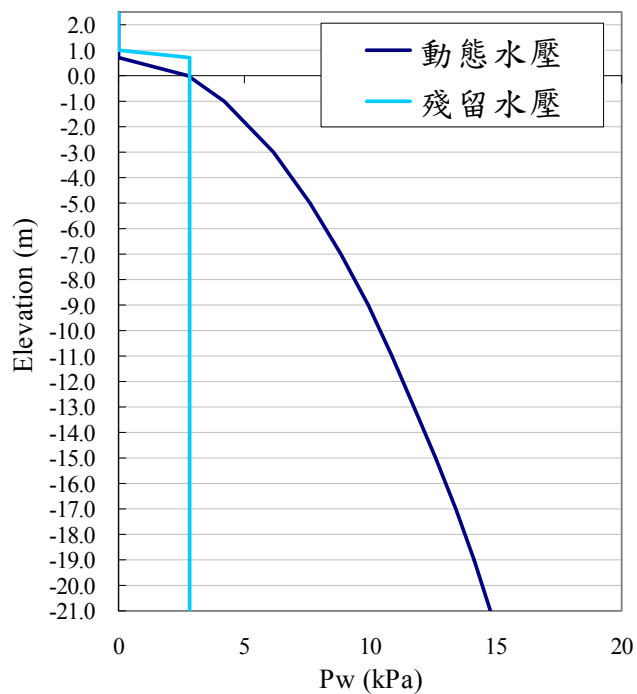


圖3-78 基隆港東6號碼頭動態水壓與殘留水壓沿版樁樁身分布

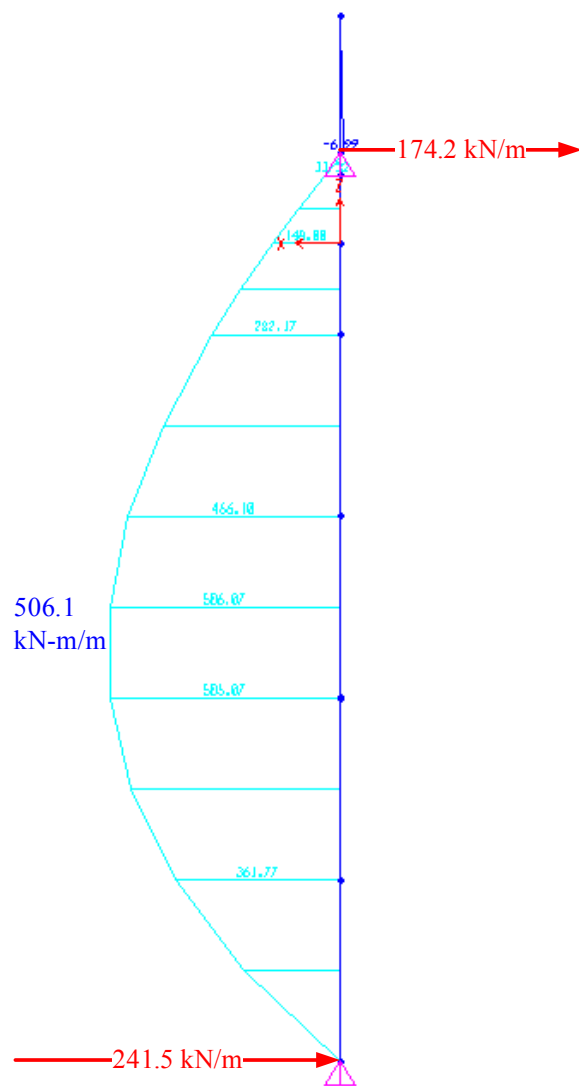


圖3-79 基隆港東6號碼頭簡易分析所得拉桿張力與版樁樁身彎矩分布

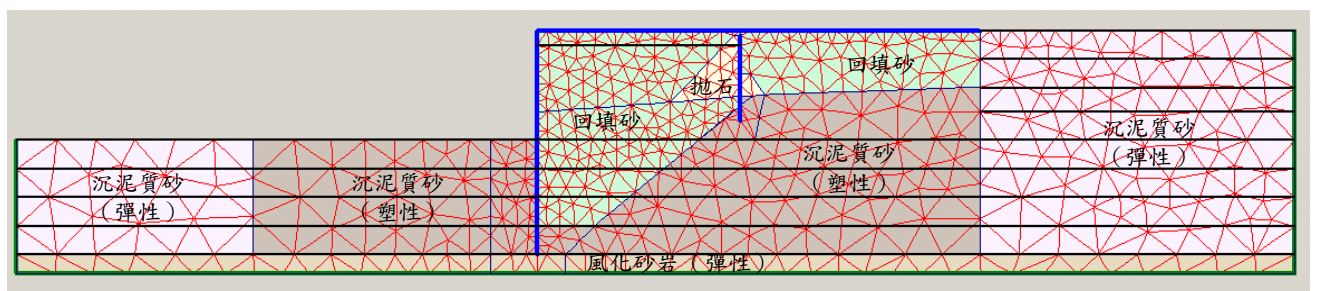


圖3-80 基隆港東6號碼頭有限元素分析模型

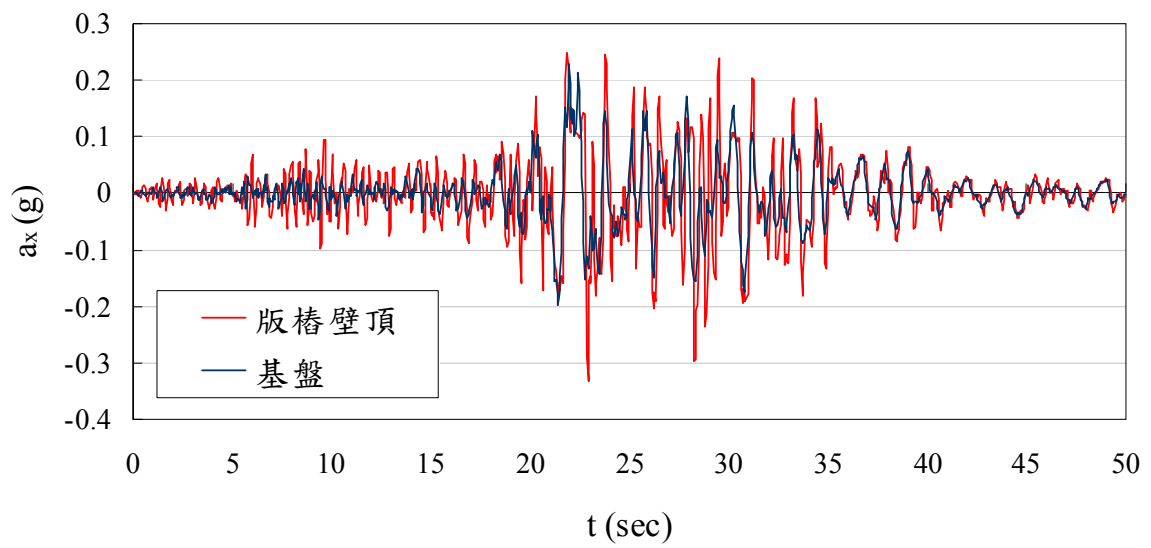


圖3-81 基隆港東6號碼頭版樁壁頂加速度歷時 (921地震, PGA=0.23g)

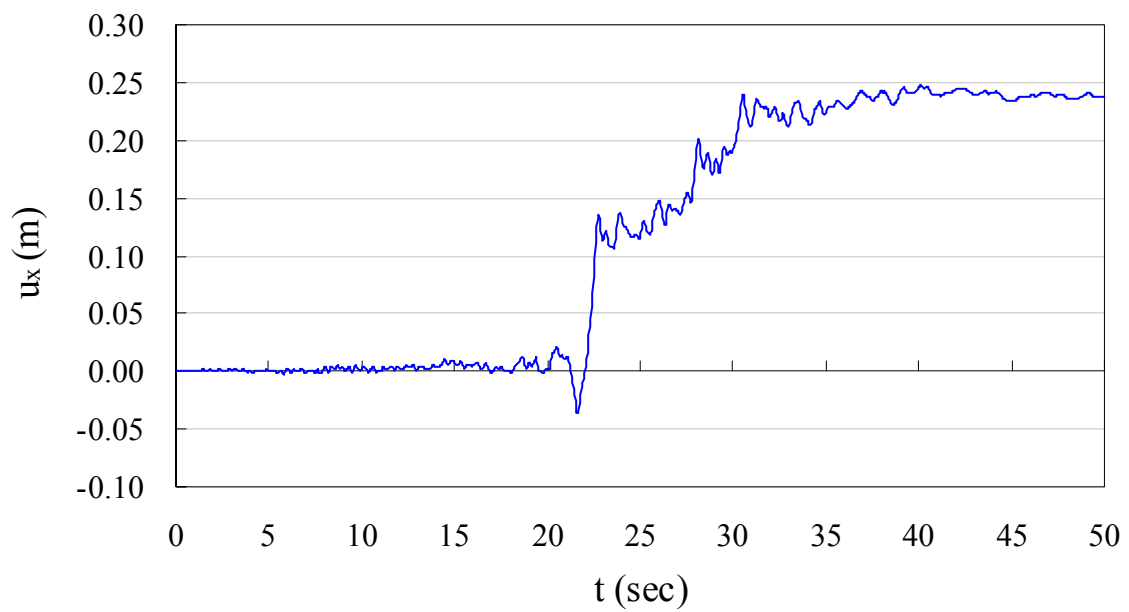
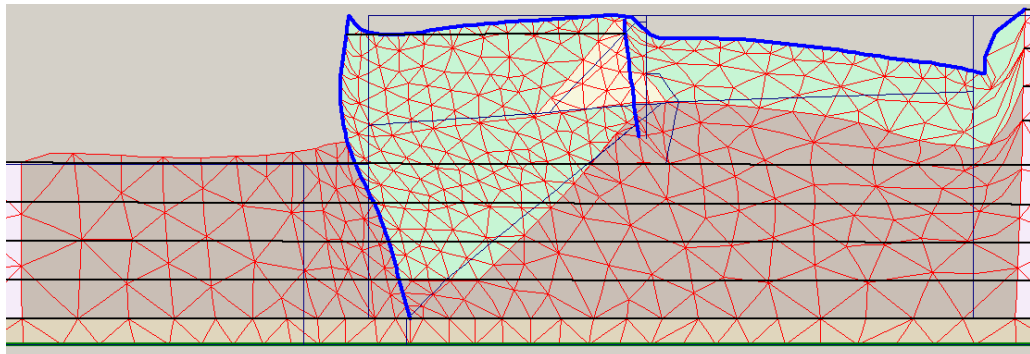
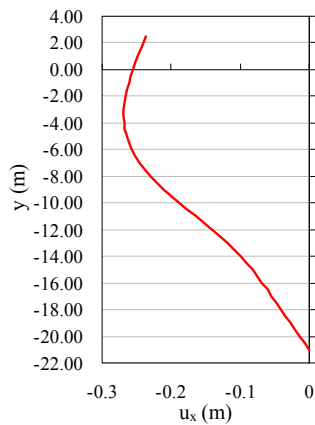


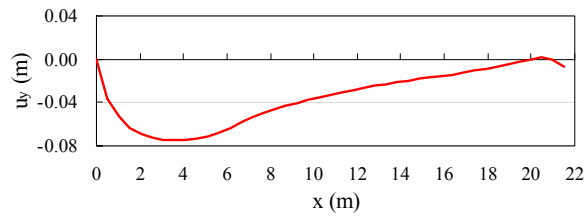
圖3-82 基隆港東6號碼頭版樁壁頂位移歷時 (921地震, PGA=0.23g)



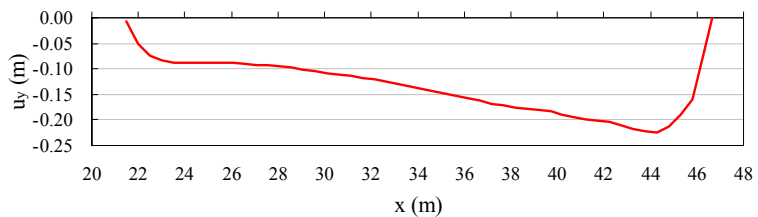
(a) 變形網格（位移放大20倍）



(b) 主版樁壁體變形

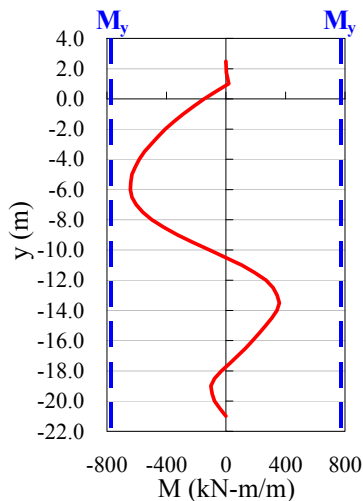


(c) 岸肩沉陷

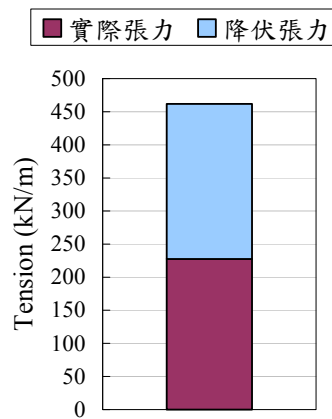


(d) 後線沉陷

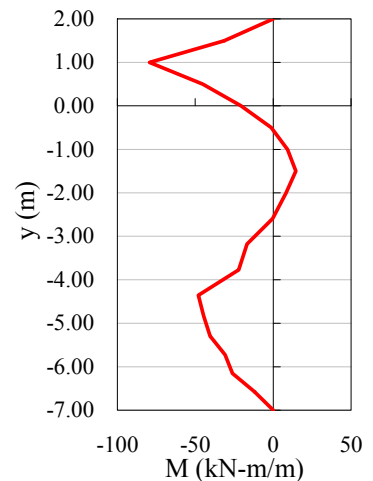
圖3-83 基隆港東6號碼頭受震變形反應（921地震，PGA=0.23g）



(a) 主版樁彎矩



(b) 拉桿張力



(c) 錨錠版樁彎矩

圖3-84 基隆港東6號碼頭結構構件受震應力狀態（921地震，PGA=0.23g）

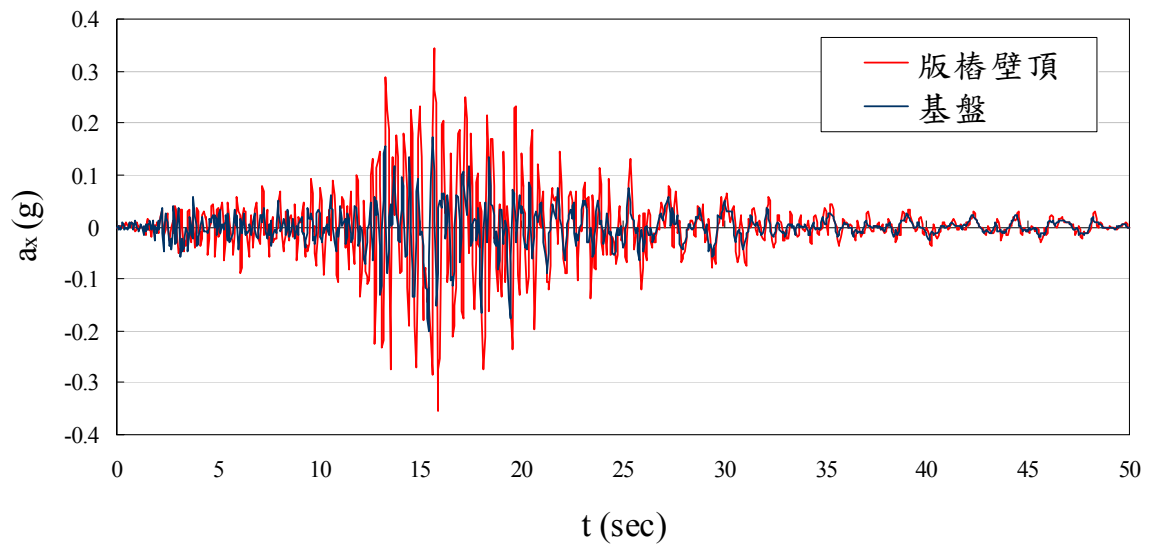


圖3-85 基隆港東6號碼頭版樁壁頂加速度歷時 (331地震，PGA=0.23g)

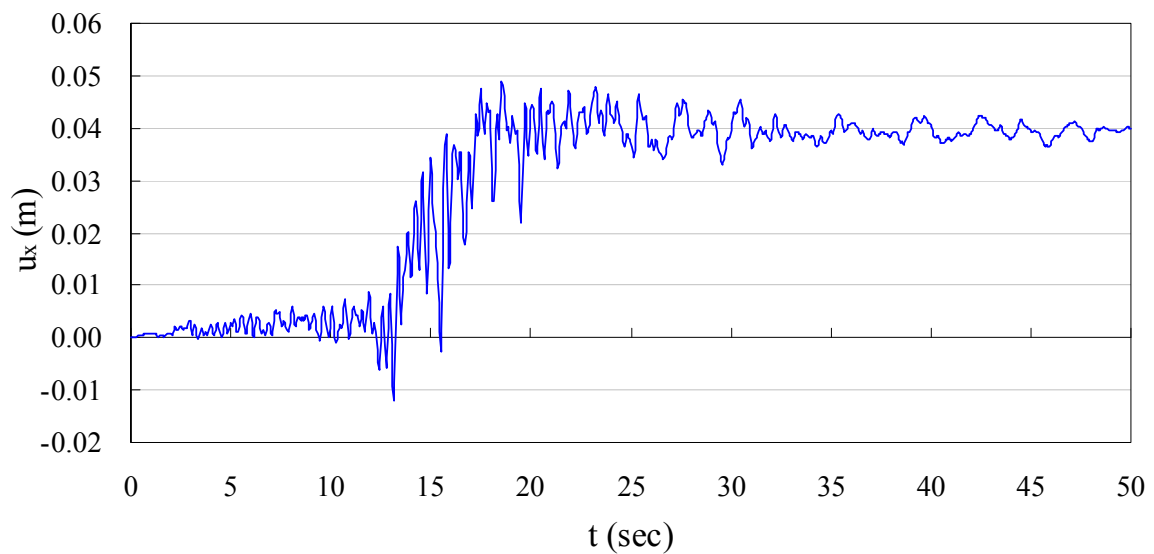
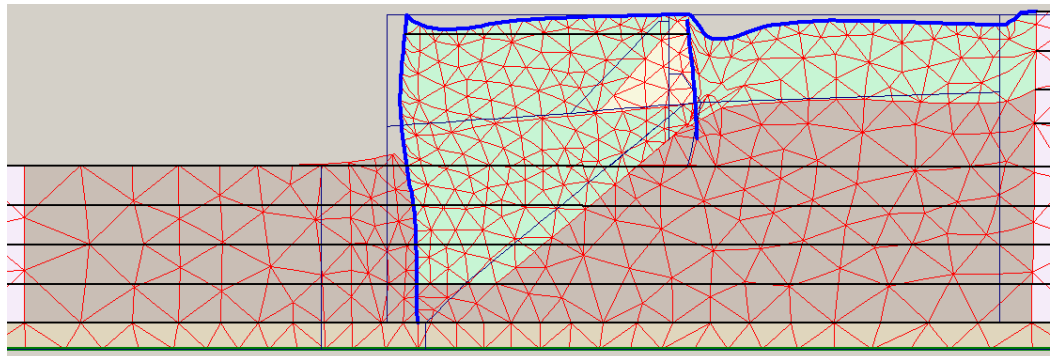
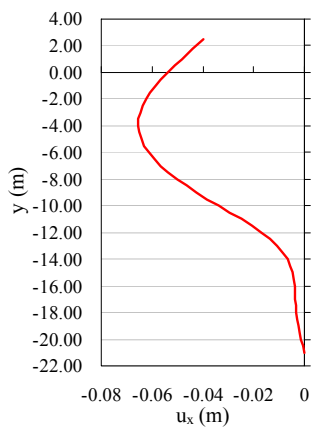


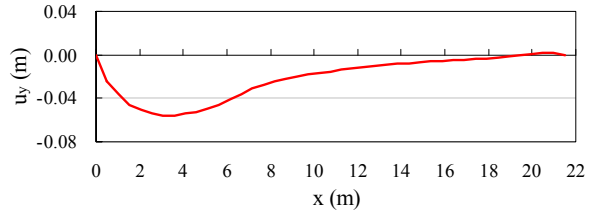
圖3-86 基隆港東6號碼頭版樁壁頂位移歷時 (331地震，PGA=0.23g)



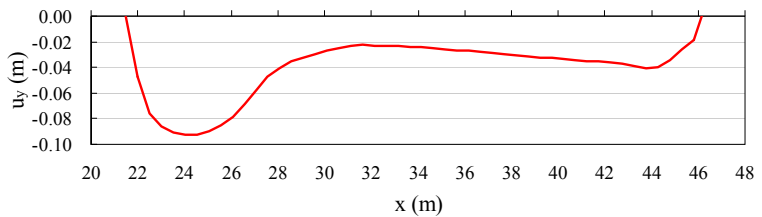
(a)變形網格（位移放大20倍）



(b)主版樁壁體變形

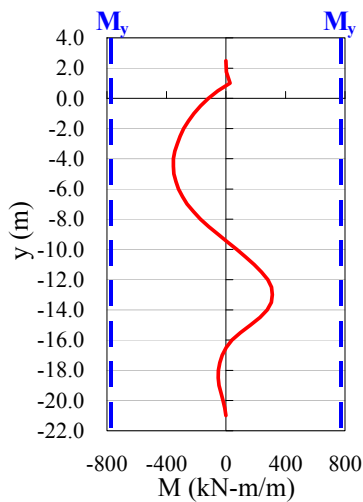


(c)岸肩沉陷

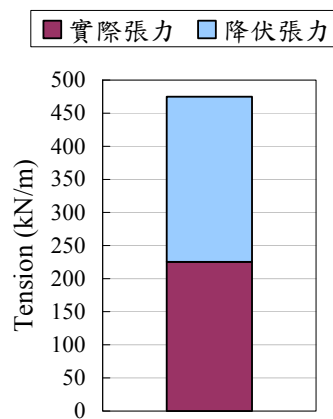


(d)後線沉陷

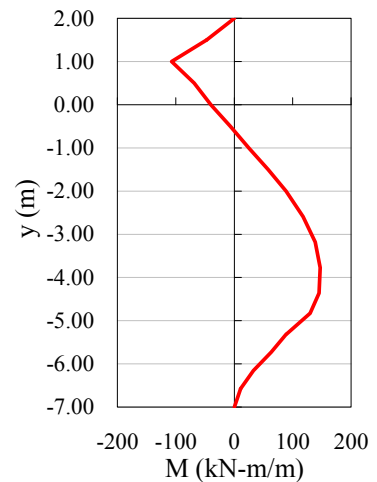
圖3-87 基隆港東6號碼頭受震變形反應（331地震，PGA=0.23g）



(a)主版樁彎矩



(b)拉桿張力



(c)錨錠版樁彎矩

圖3-88 基隆港東6號碼頭結構構件受震應力狀態（331地震，PGA=0.23g）

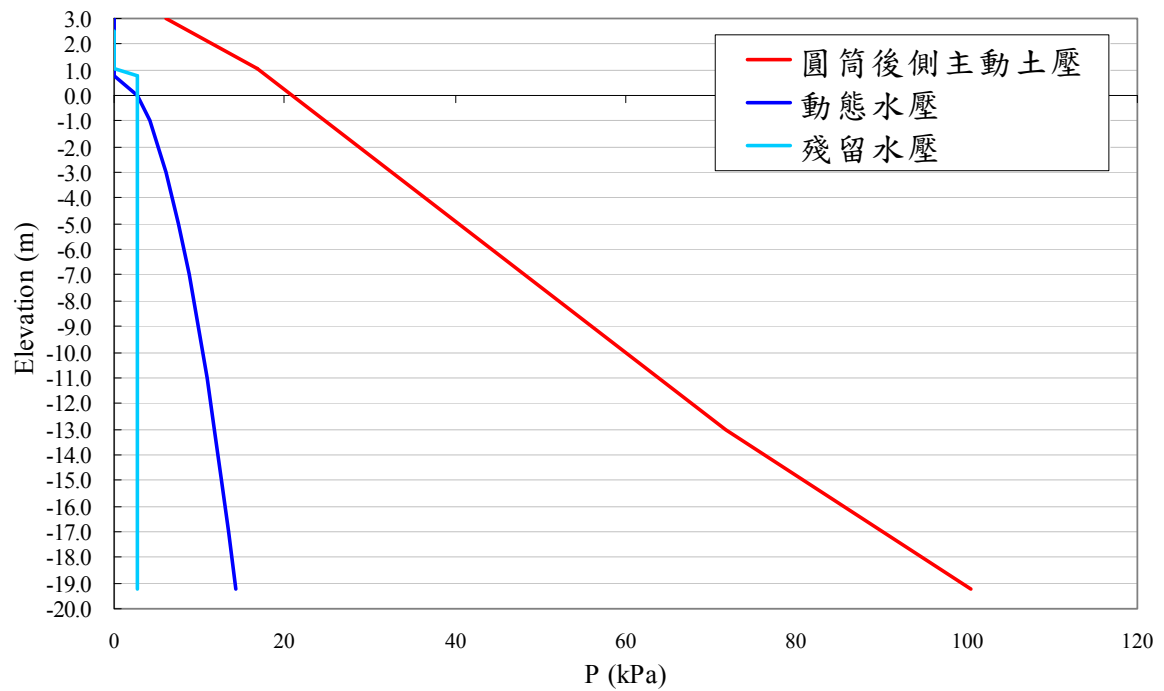


圖3-89 基隆港西25號碼頭陸側動態土壓、動態水壓與殘留水壓分布

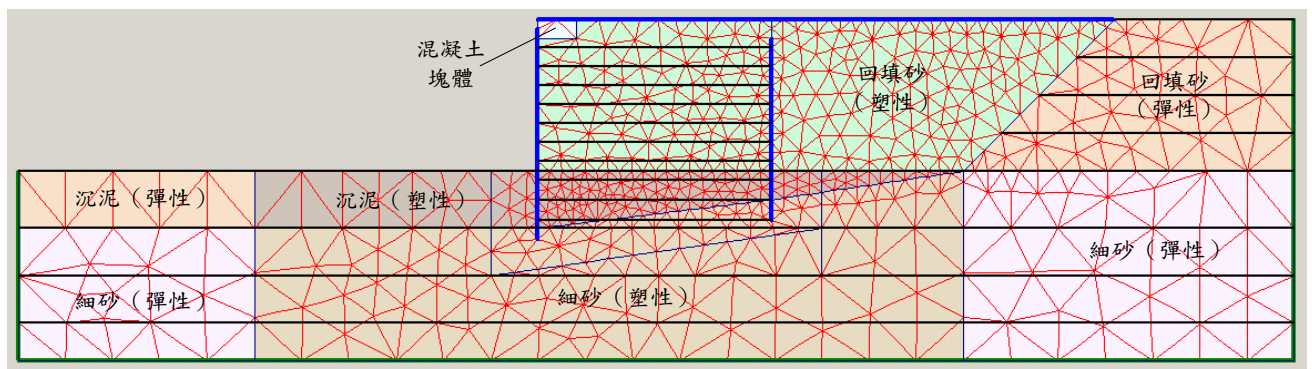


圖3-90 基隆港西25號碼頭有限元素分析模型

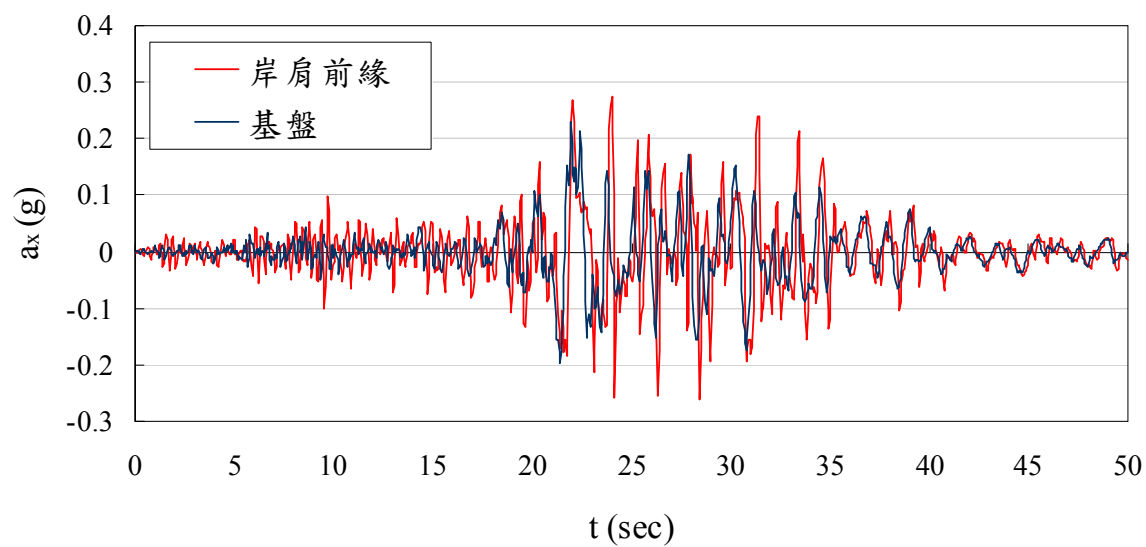


圖3-91 基隆港西25號碼頭岸肩前緣加速度歷時(921地震,PGA=0.23g)

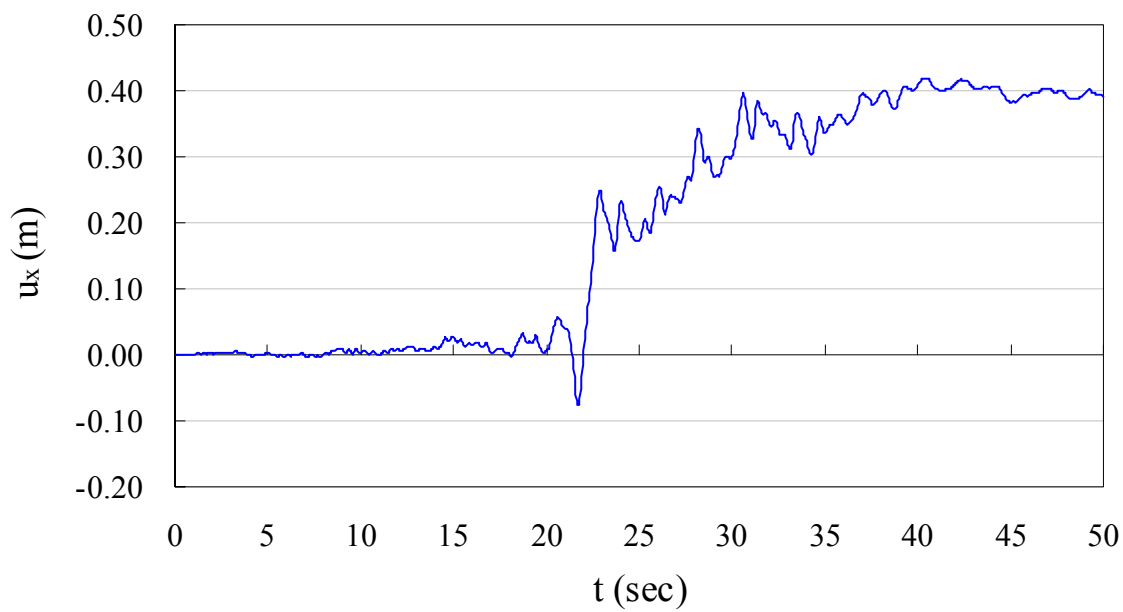
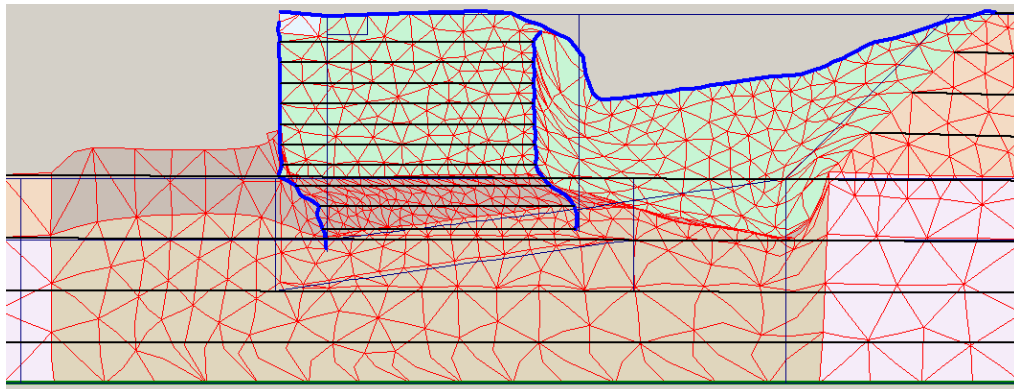
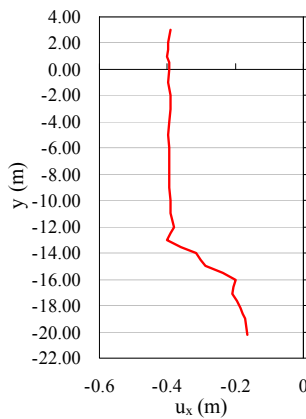


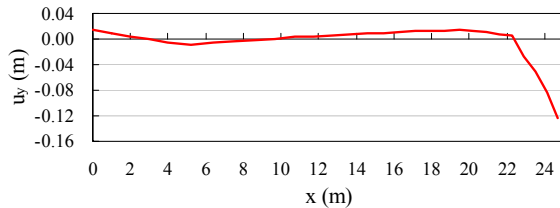
圖3-92 基隆港西25號岸肩前緣位移歷時 (921地震,PGA=0.23g)



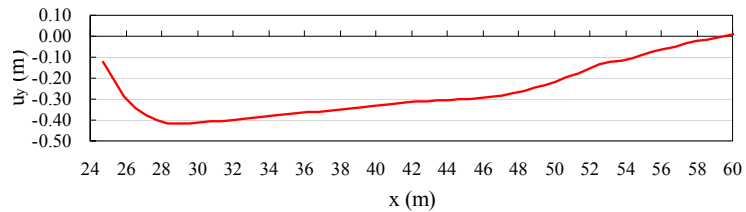
(a)變形網格（位移放大20倍）



(b)圓筒海側壁體變形

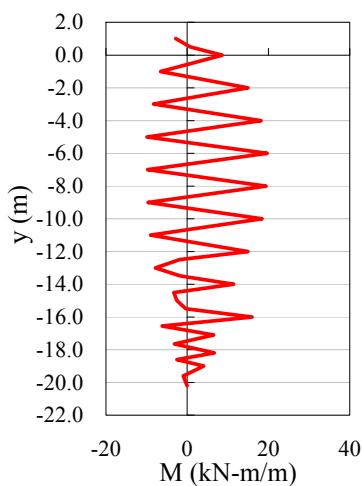


(c)岸肩沉陷

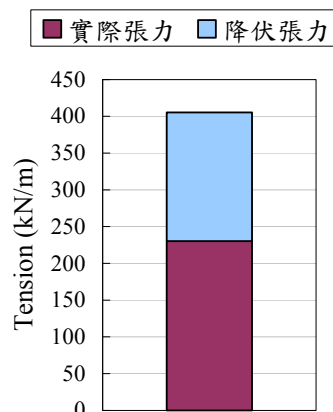


(d)後線沉陷

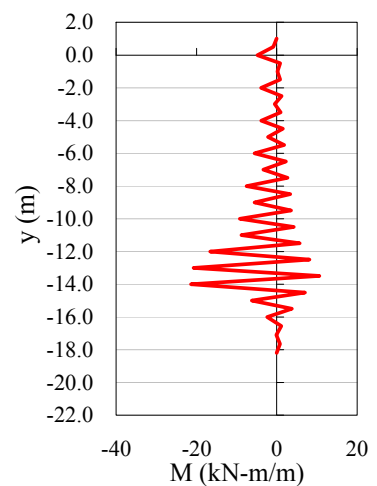
圖3-93 基隆港西25號碼頭受震變形反應（921地震，PGA=0.23g）



(a)海側等值版樁牆彎矩



(b)等值拉桿張力



(c)陸側等值版樁牆彎矩

圖3-94 基隆港西25碼頭結構構件受震應力狀態(921地震，PGA=0.23g)

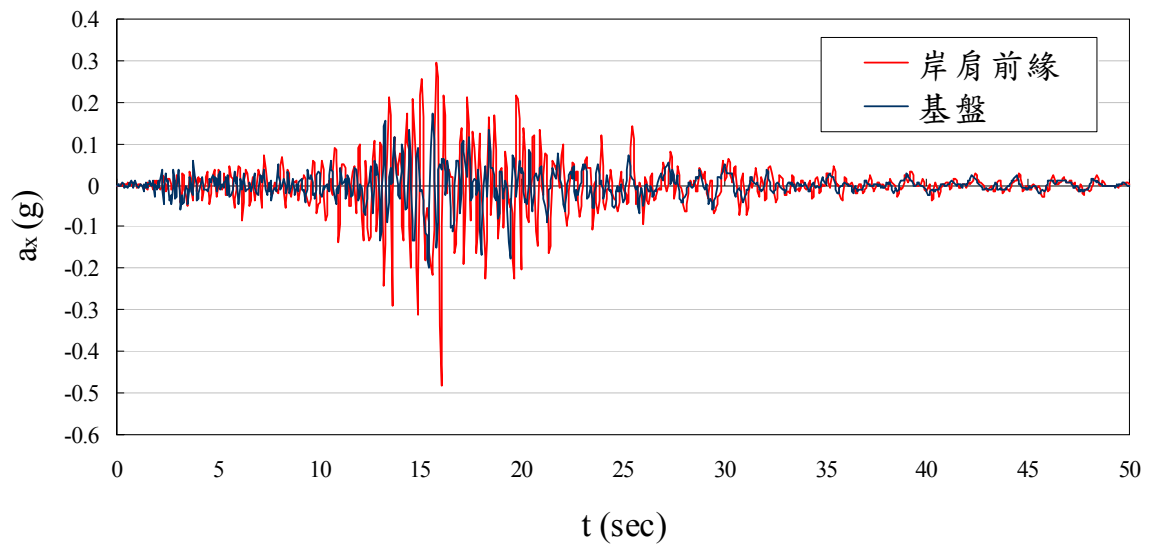


圖3-95 基隆港西25號碼頭岸肩前緣加速度歷時(331地震, PGA=0.23g)

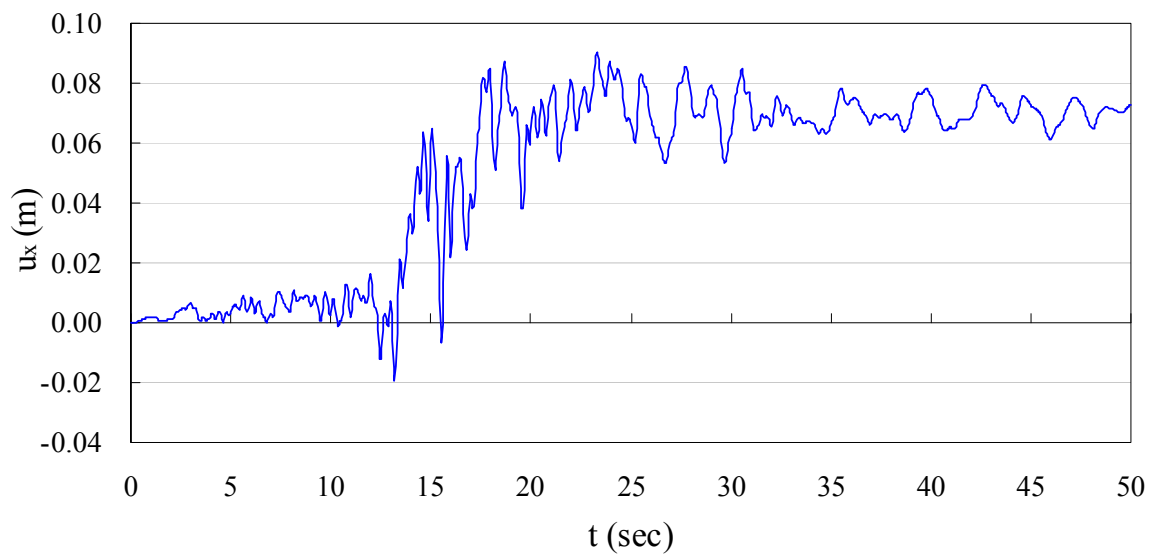


圖3-96 基隆港西25號碼頭岸肩前緣位移歷時 (331地震, PGA=0.23g)

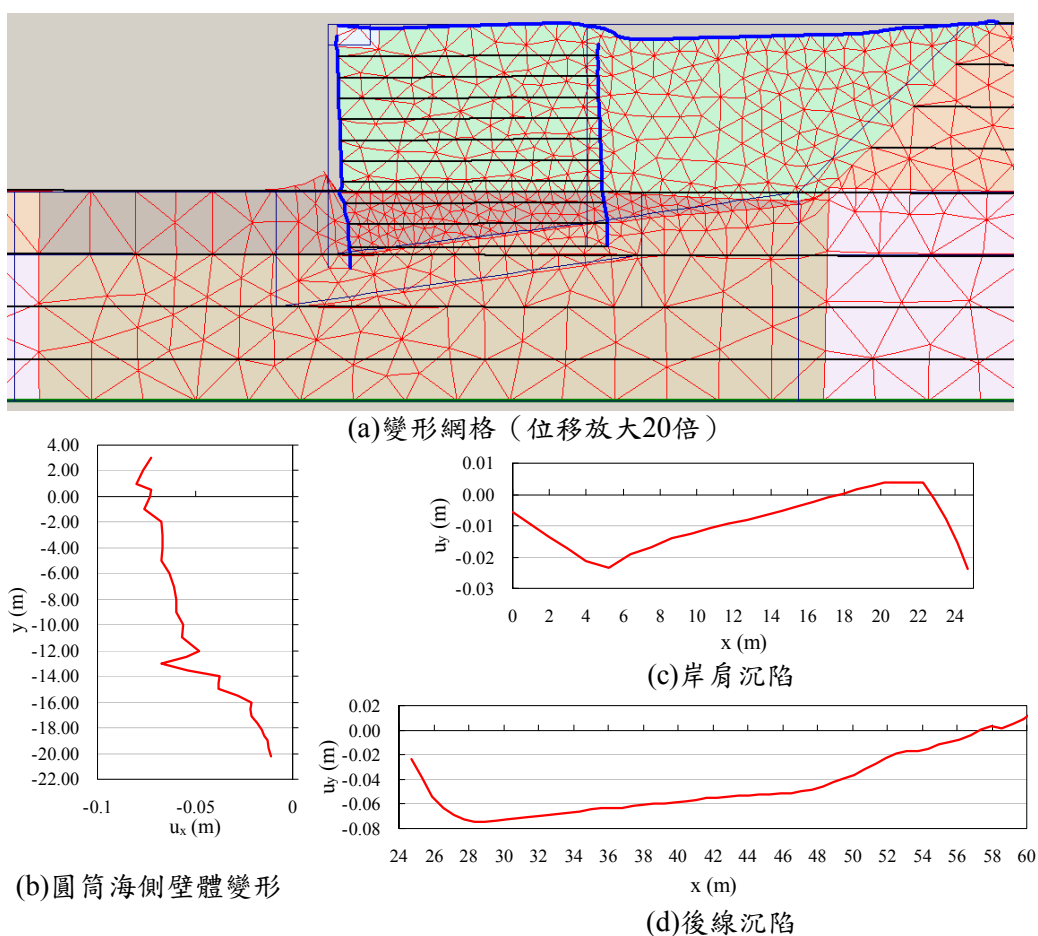


圖3-97 基隆港西25號碼頭受震變形反應 (331地震, PGA=0.23g)

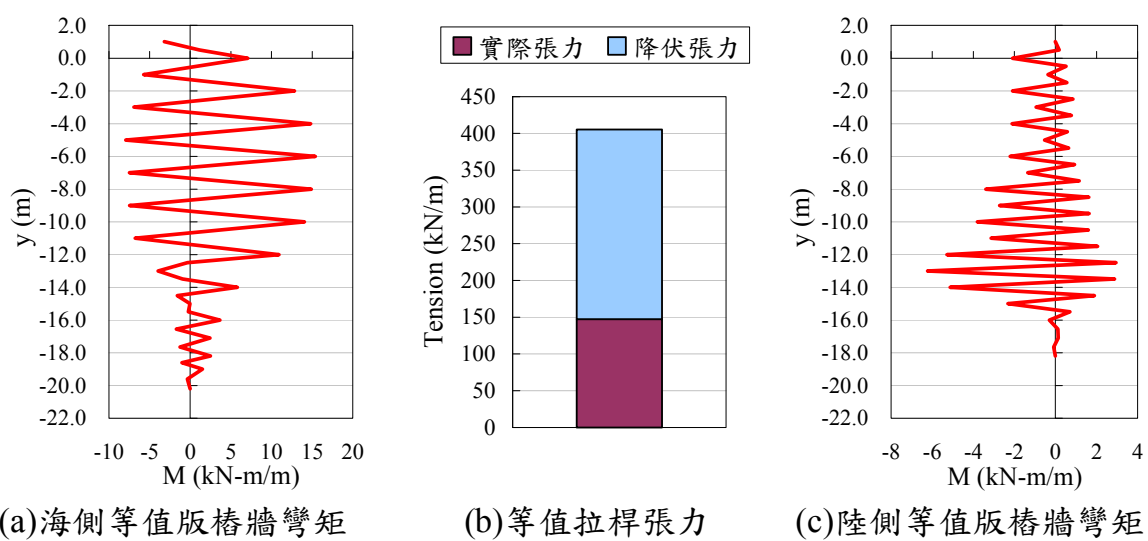
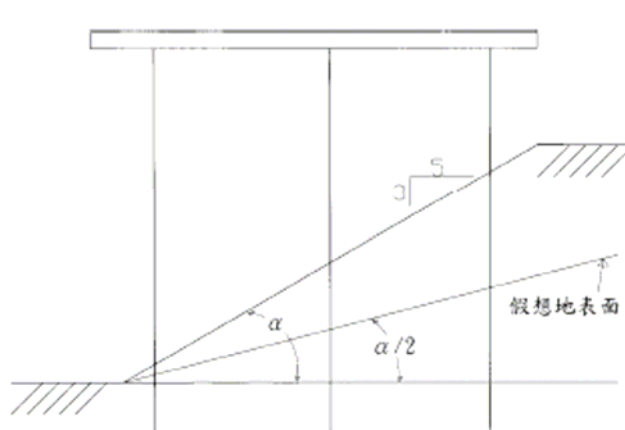


圖3-98 基隆港西25碼頭結構構件受震應力狀態(331地震, PGA=0.23g)



(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3-99 假想地表面示意圖

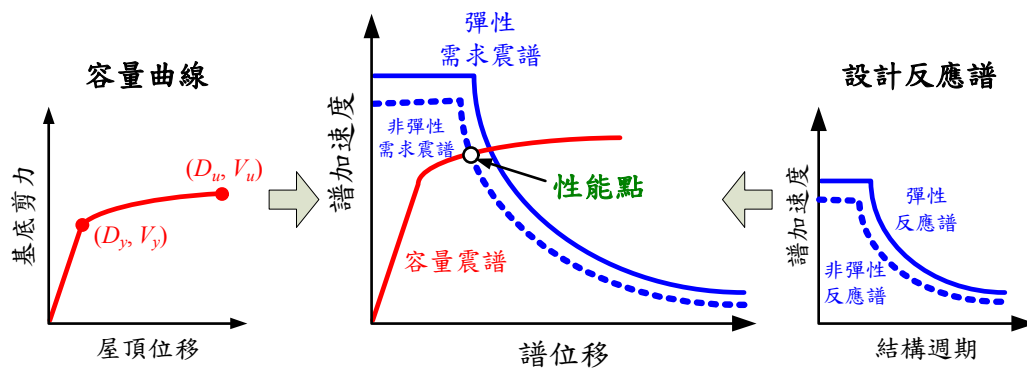


圖3-100 容量震譜法示意圖

圖3-101 傳統反應譜與ADRS格式反應譜之比較

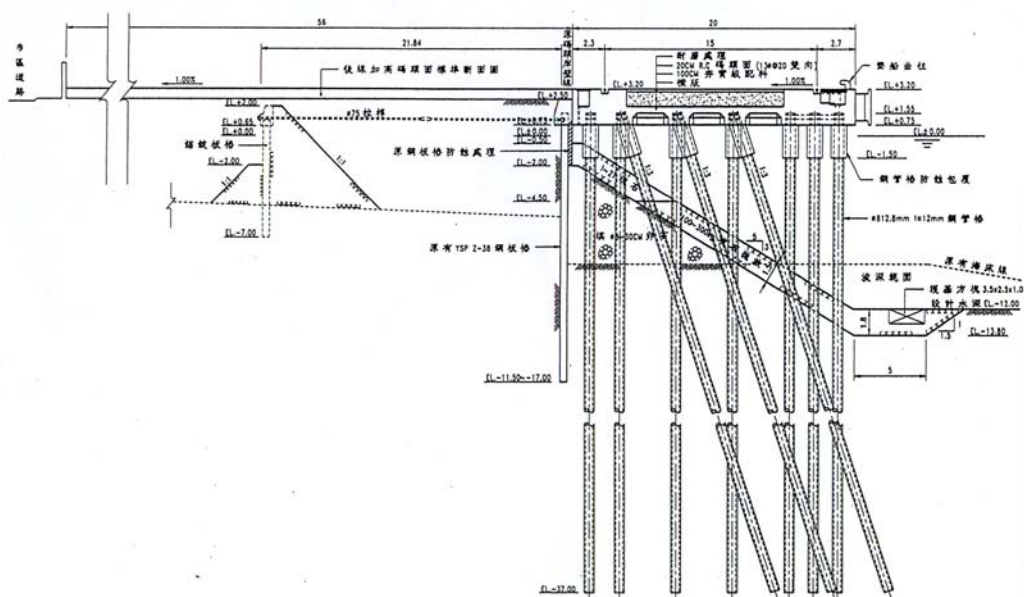


圖3-102 基隆港東8號碼頭單元斷面圖

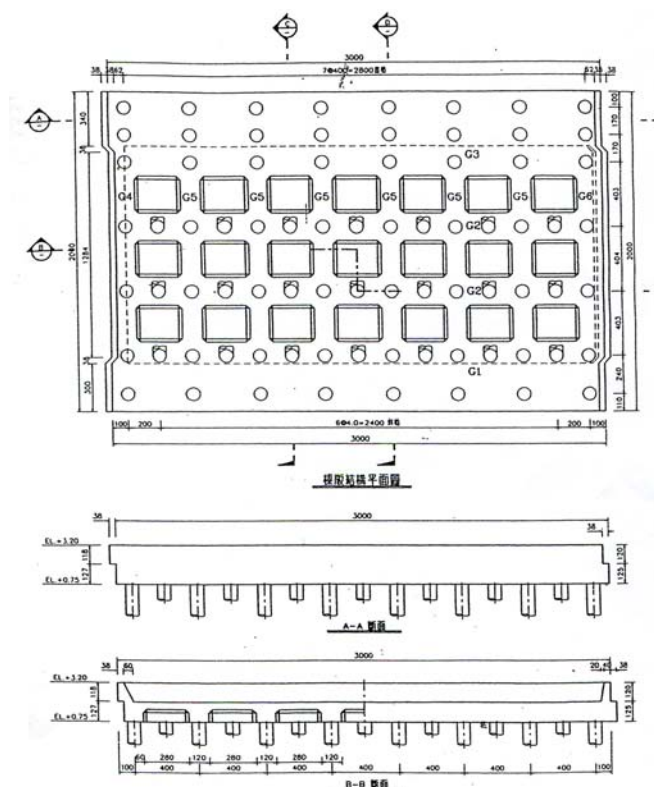


圖3-103 基隆港東8號碼頭單元平面圖

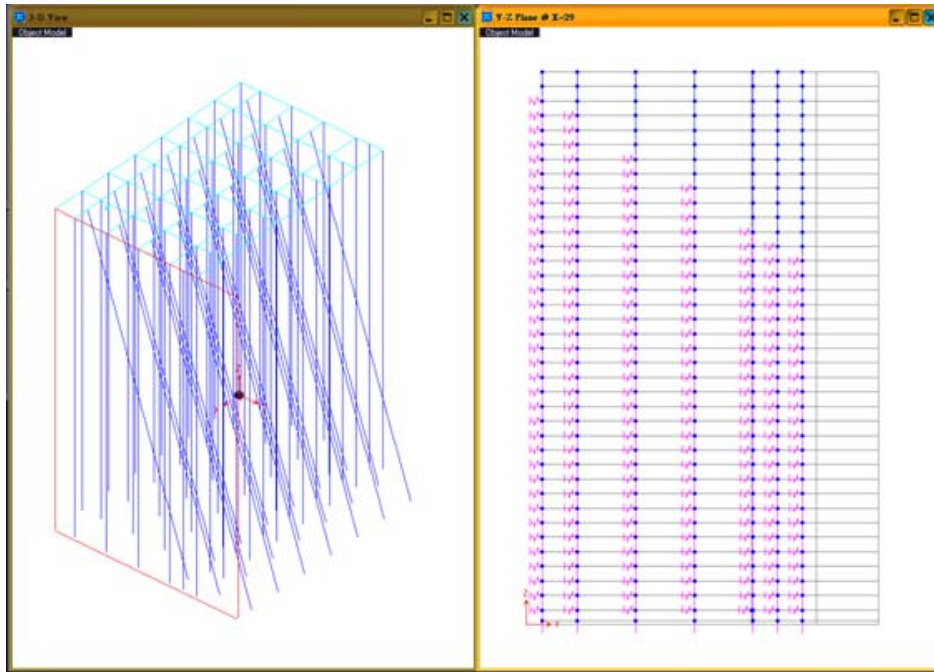


圖3-104 東8號碼頭之SAP2000分析模型

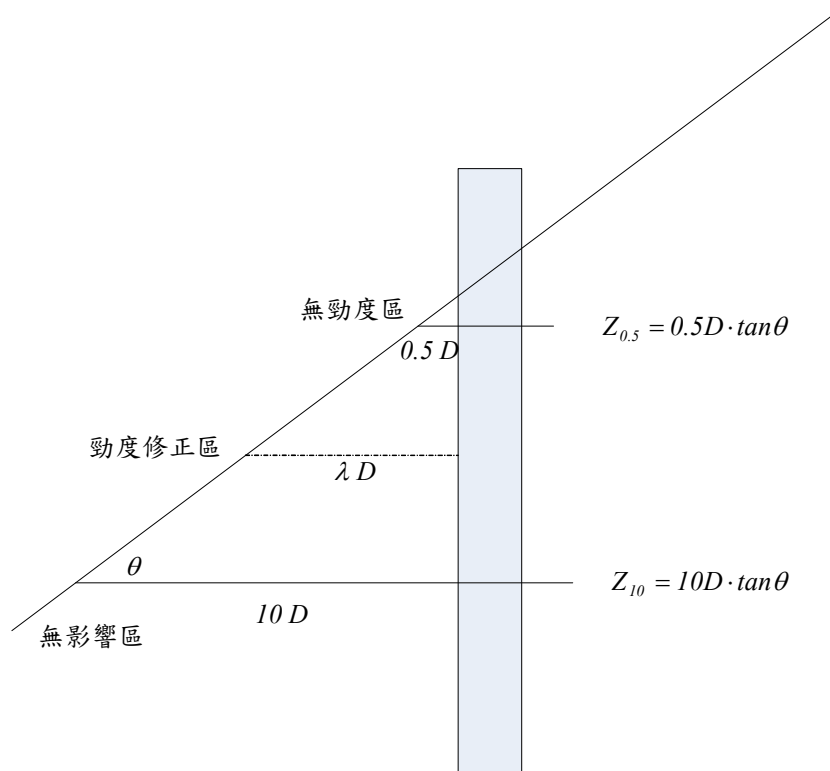


圖3-105 邊坡對水平地盤反力係數之影響範圍示意圖

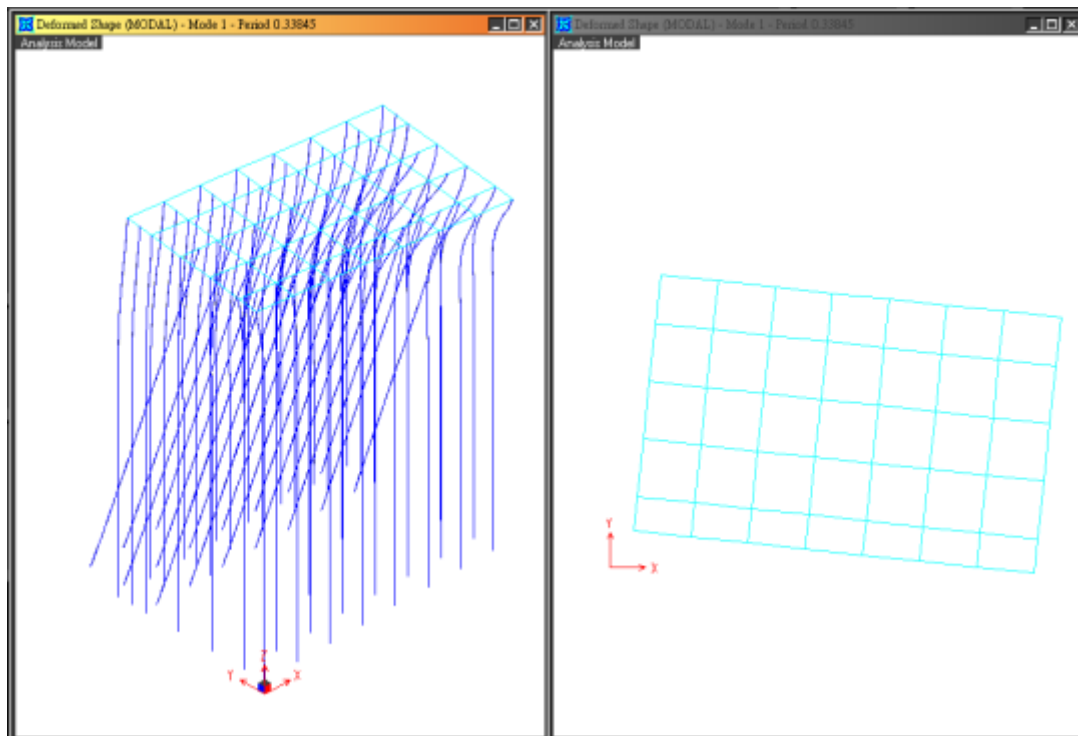


圖3-106 (a) 東8號碼頭之第一振態(  $f = 2.95 \text{ Hz}$  )

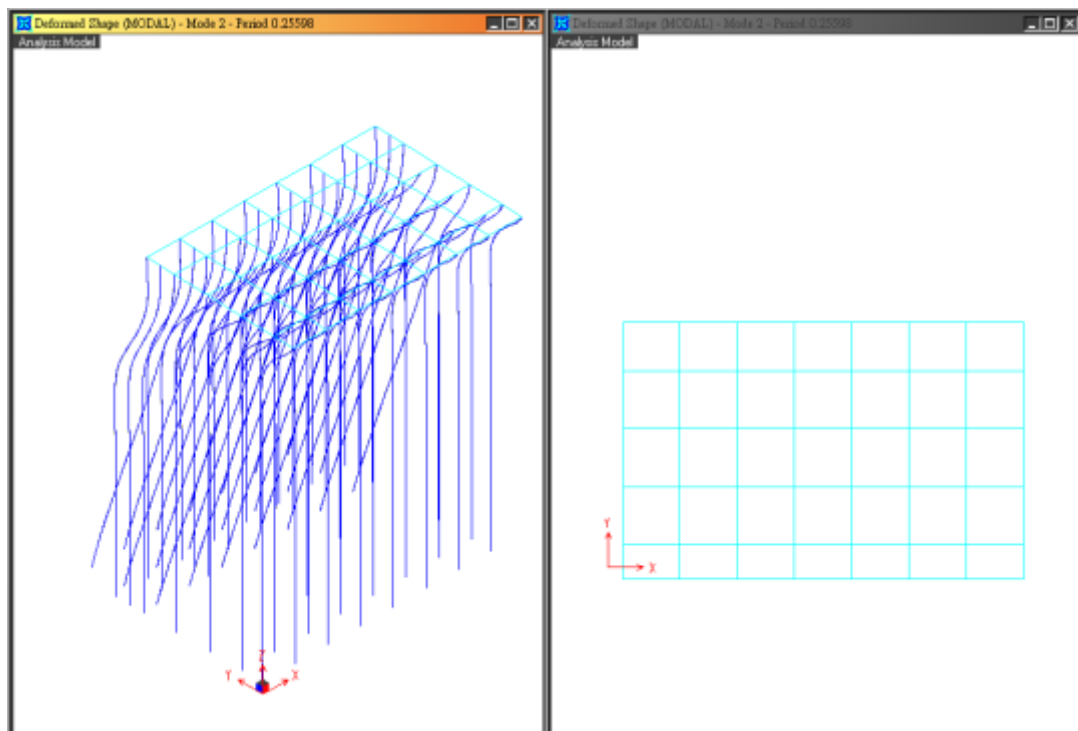


圖3-106 (b) 東8號碼頭之第二振態(  $f = 3.91 \text{ Hz}$  )

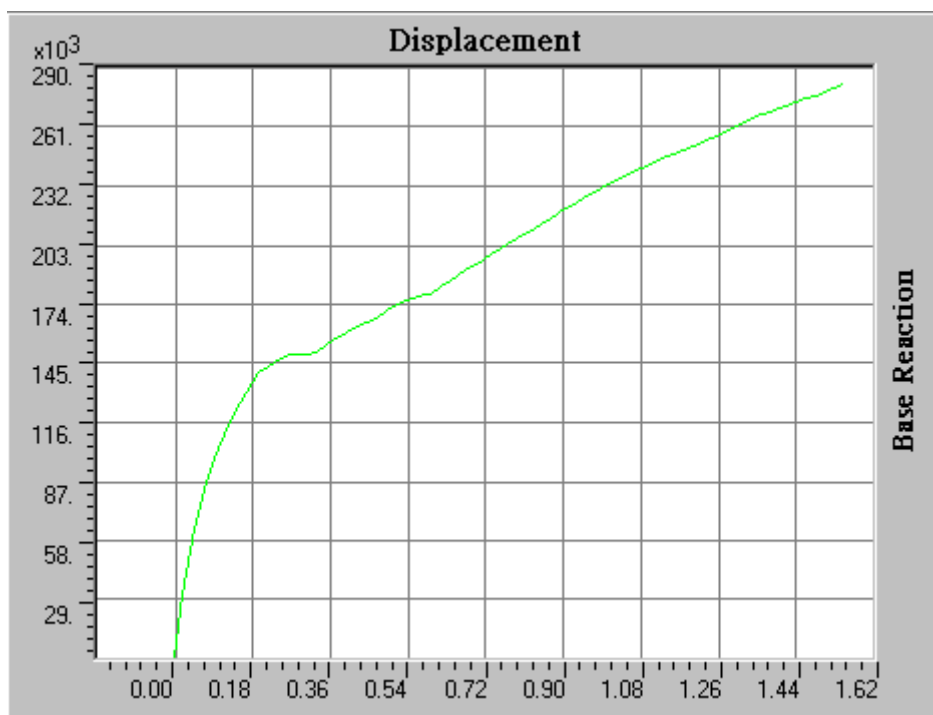


圖3-107 東8號碼頭之容量曲線(Y向)

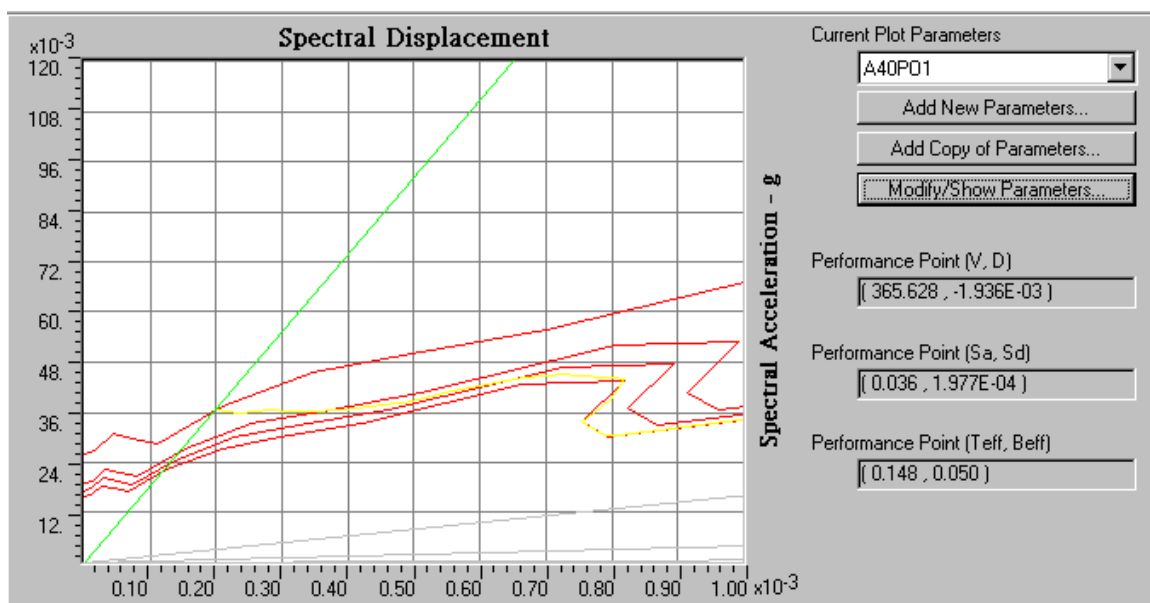


圖3-108 東8號碼頭容量震譜法之性能點(331地震、PGA=0.23g)



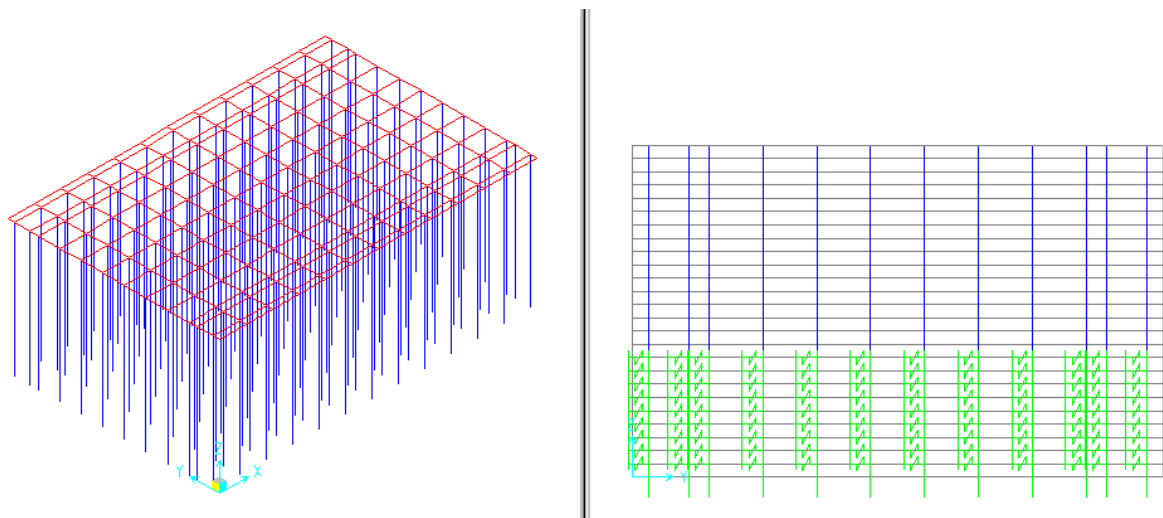


圖3-111 西19號碼頭之SAP2000分析模型

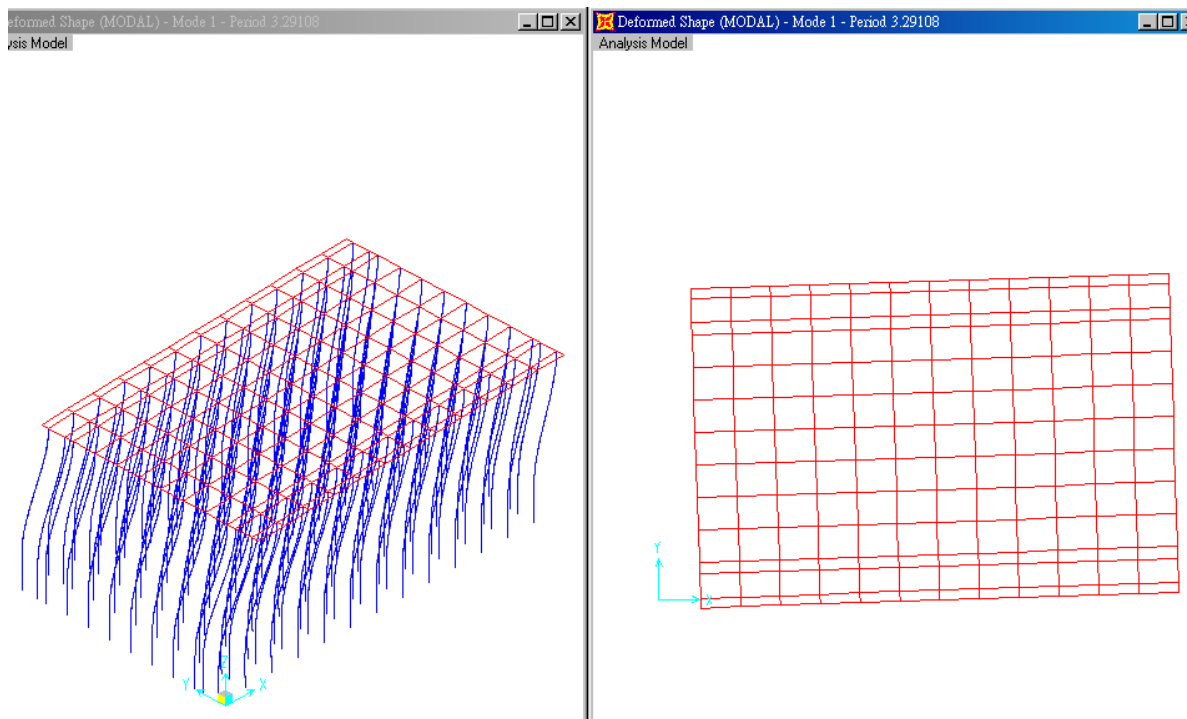


圖3-112 (a) 西19號碼頭之第一振態( $f = 0.30$  Hz)

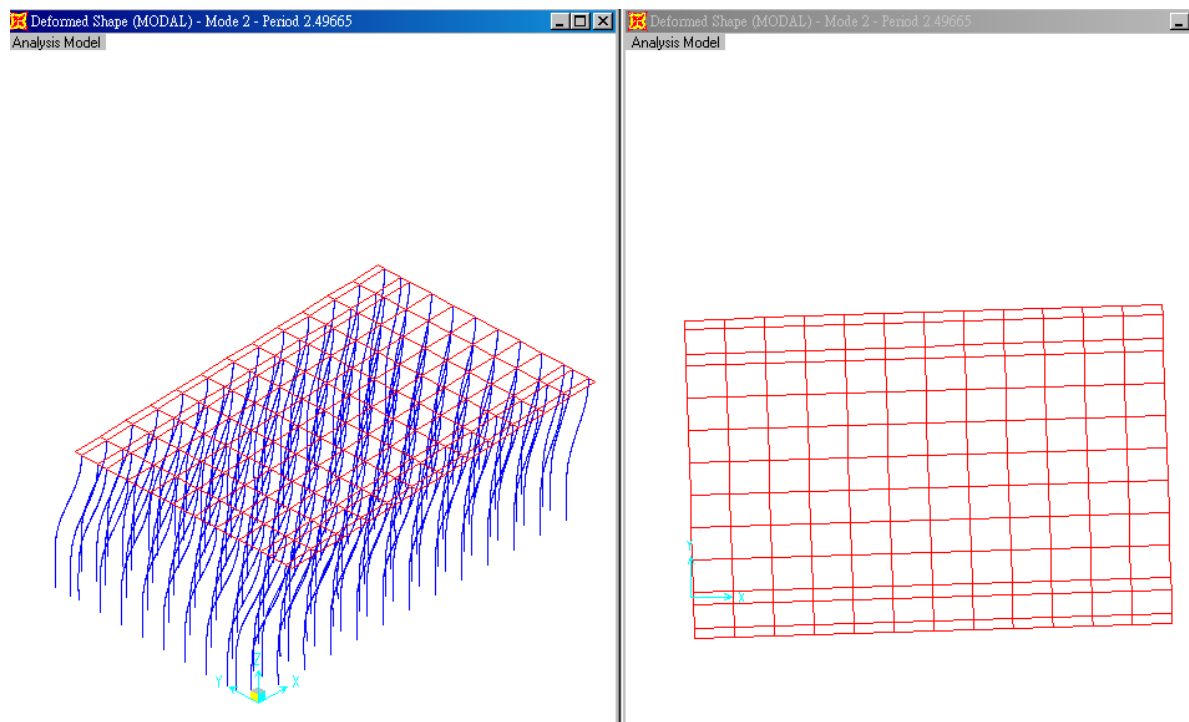


圖3-112 (b) 西19號碼頭之第二振態( $f = 0.40 \text{ Hz}$ )

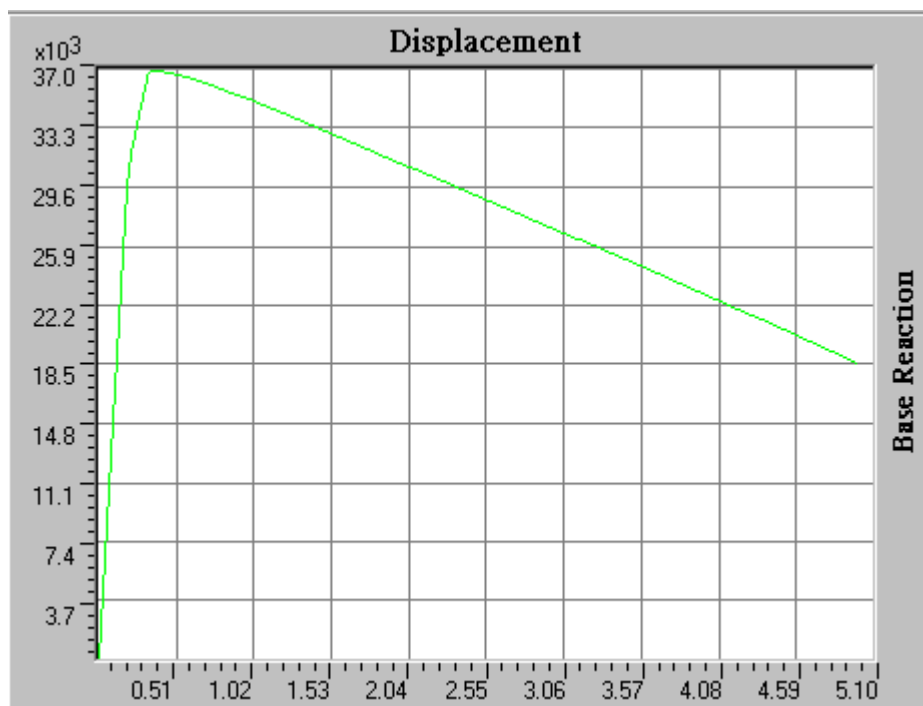


圖3-113 西19號碼頭之容量曲線(Y向)

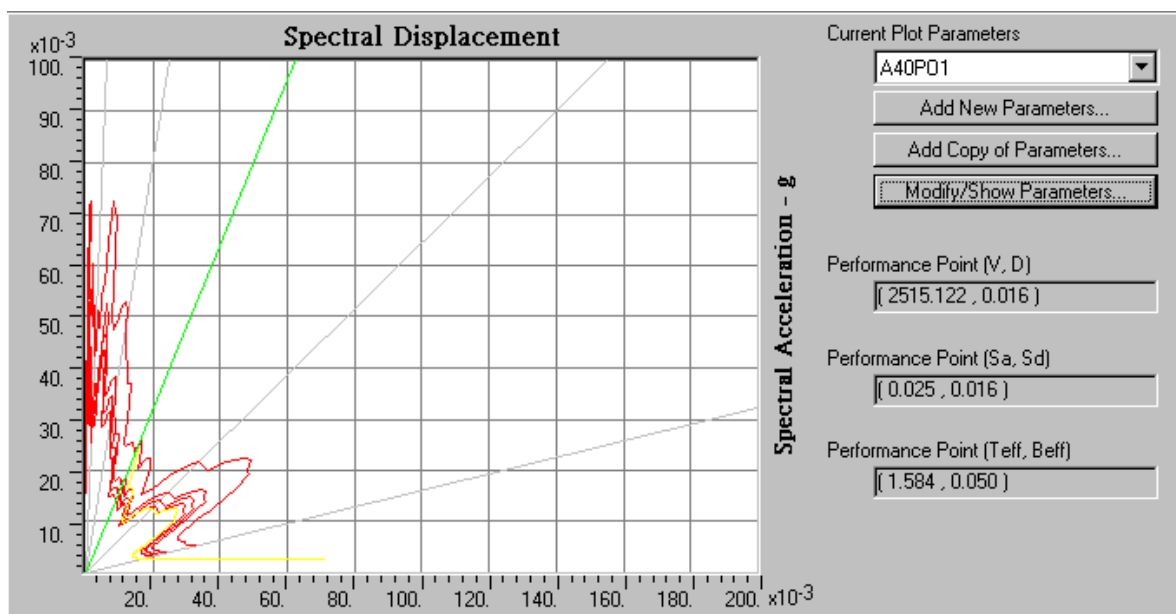


圖3-114 西19號碼頭容量震譜法之性能點(331地震、PGA=0.23g)

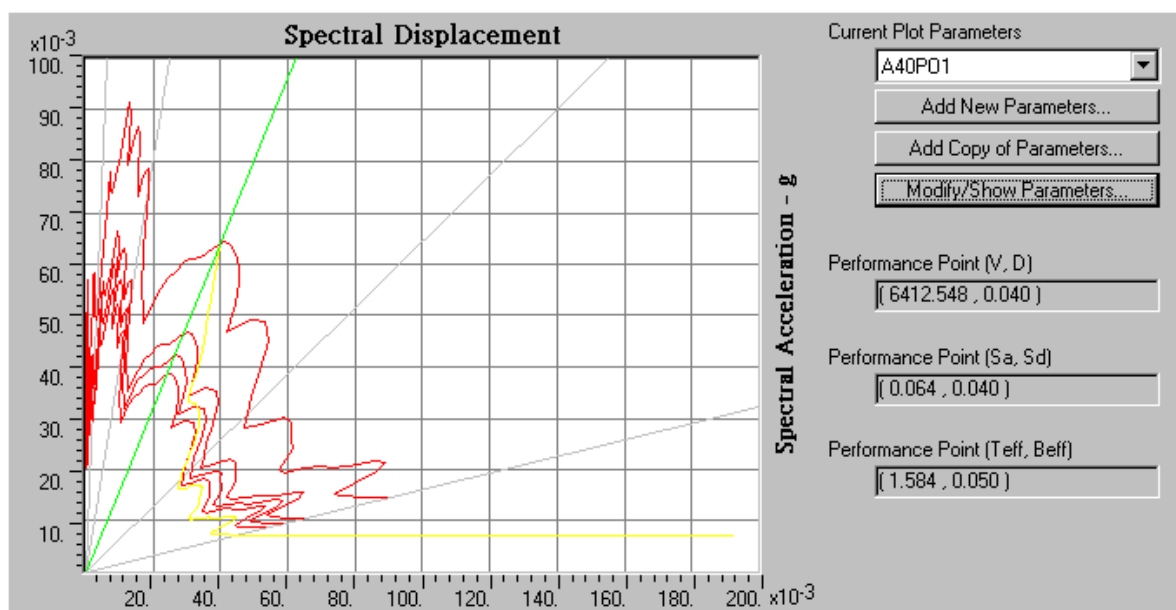


圖3-115 西19號碼頭容量震譜法之性能點(921地震、PGA=0.23g)

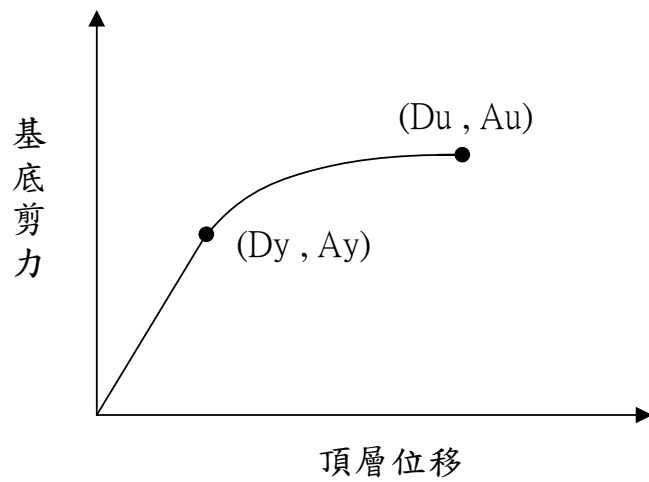


圖3-116 建築物能耐曲線

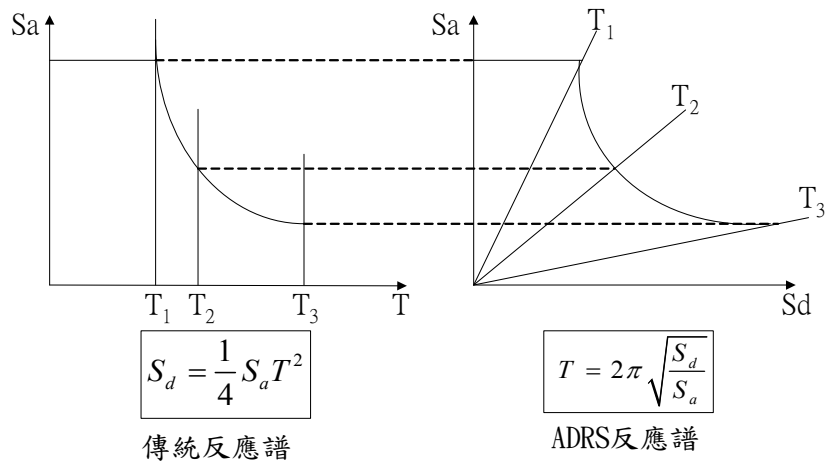


圖3-117 傳統反應譜與ADRS反應譜

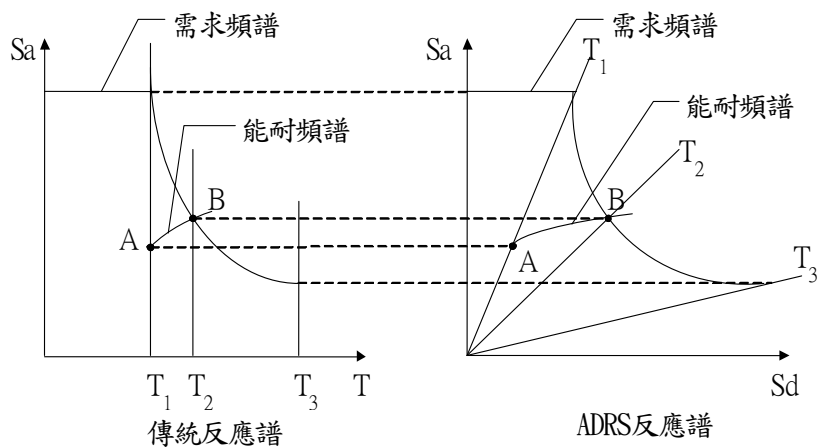


圖3-118 將能耐頻譜置於傳統與ADRS反應譜上之示意圖

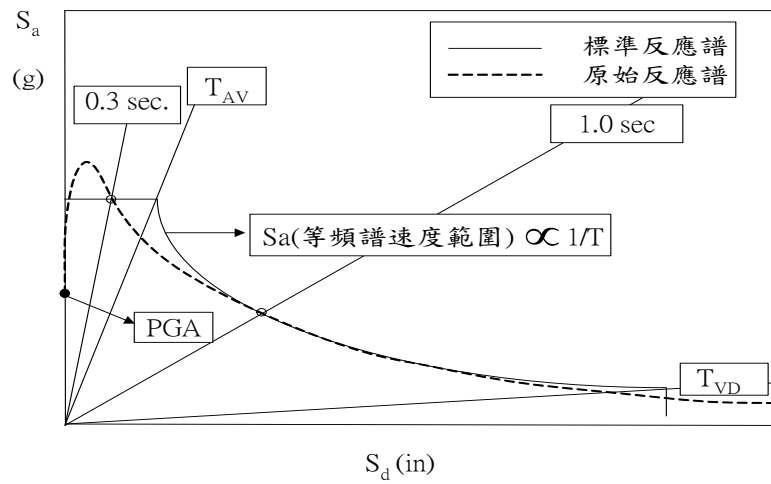


圖3-119 標準反應譜

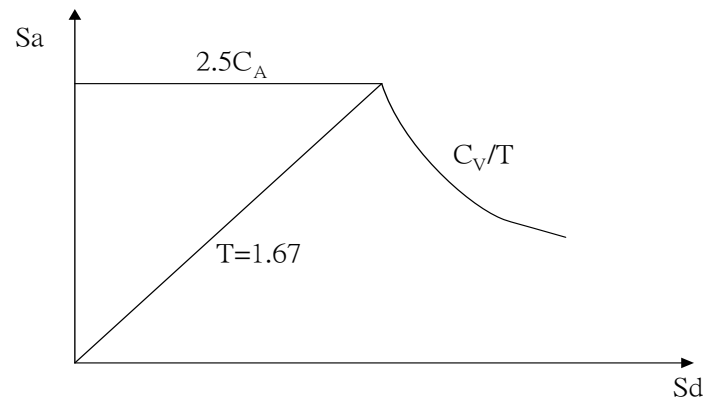


圖3-120 需求頻譜示意圖

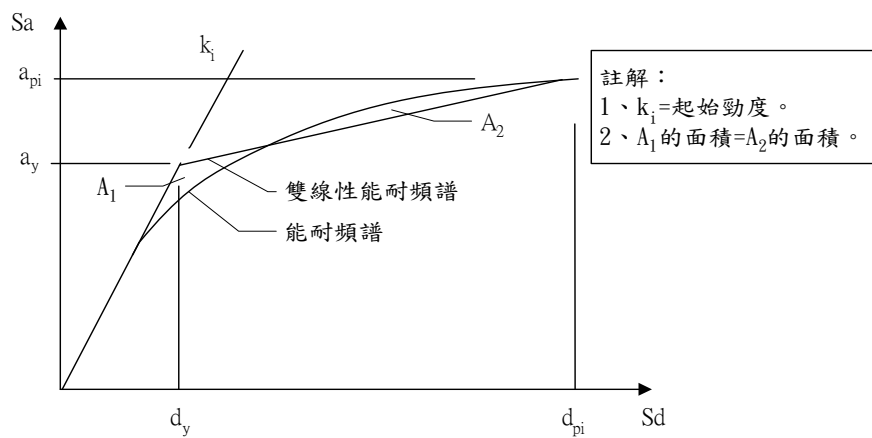


圖3-121 能耐頻譜簡化為雙線性模式之示意圖

$E_D$  = 阻尼消散之能量 = 平行四邊形面積

$E_{S0}$  = 最大應變能 =  $a_{pi} d_{pi} / 2$

$\beta_0$  = 等值遲滯阻尼 =  $\frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}}$

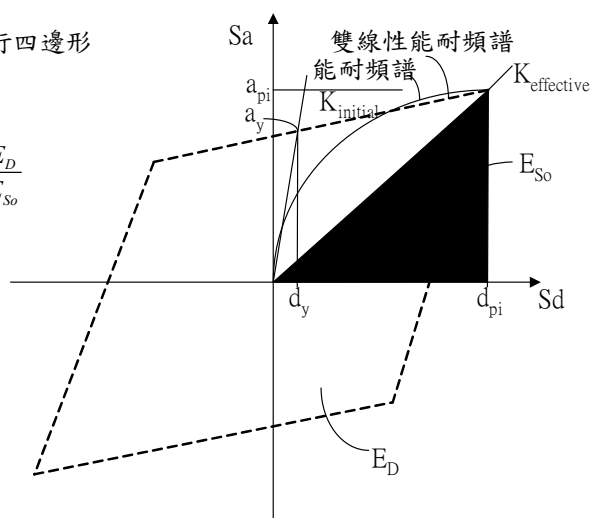


圖3-122 等值遲滯阻尼示意圖

$E_D$  = 遲滯圈之面積  
= 平行四邊形之面積

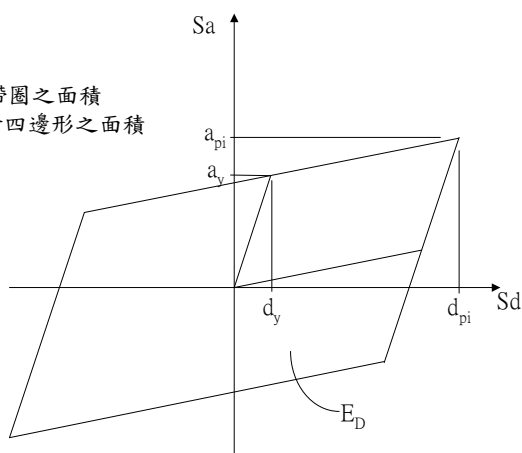


圖3-123 由 $E_D$ 阻尼導致之能量消散示意圖之一

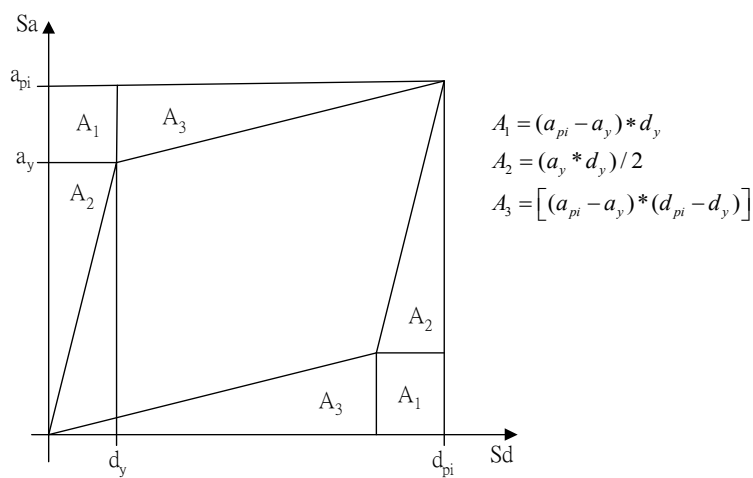


圖3-124 由 $E_D$ 阻尼導致之能量消散示意圖之二

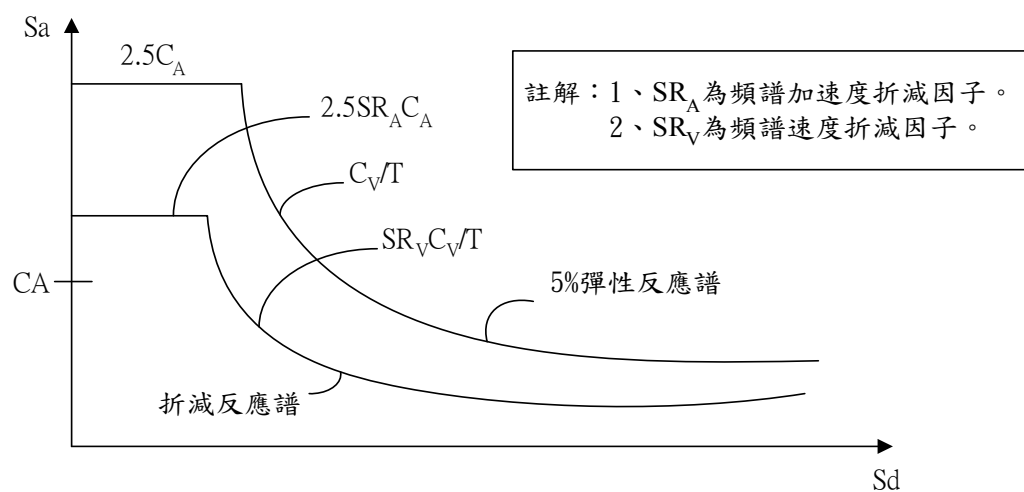


圖3-125 折減反應譜

$\beta_{eff}$  of 5%, 10%, 15%, 20%, 25%, 30%, 35%, and 40%

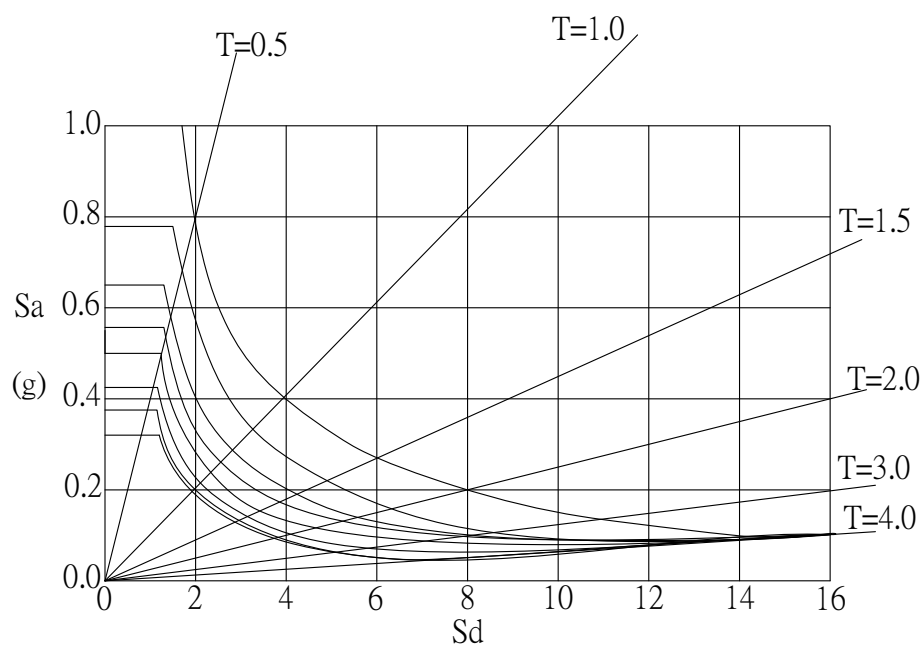


圖3-126 ADRS形式之需求頻譜

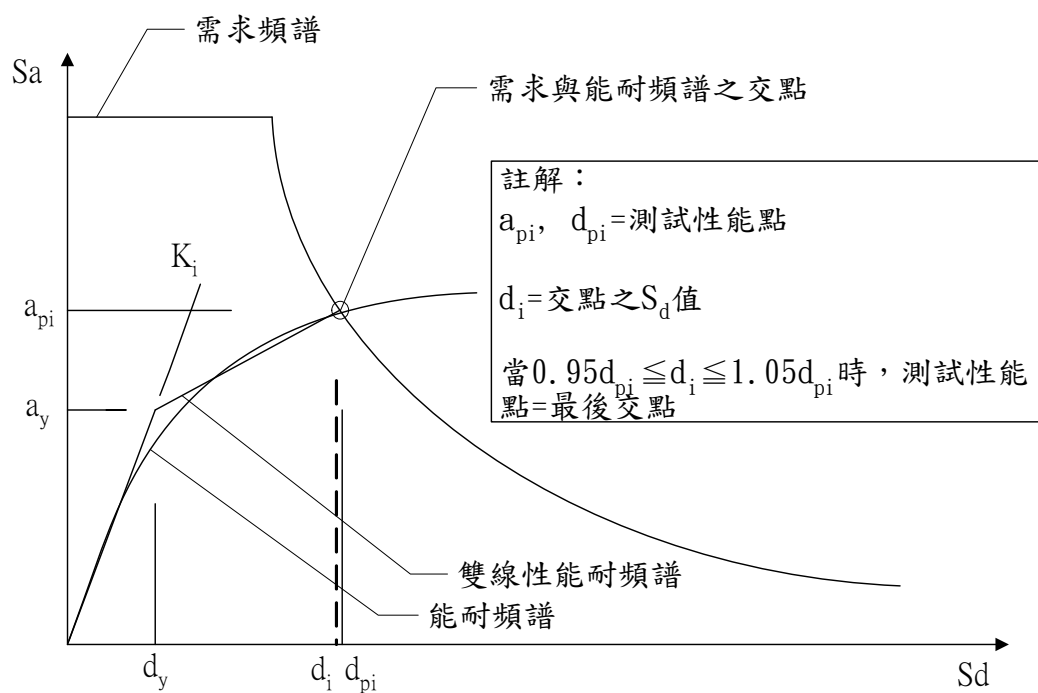


圖3-127 於容許誤差下需求與能耐頻譜之交點

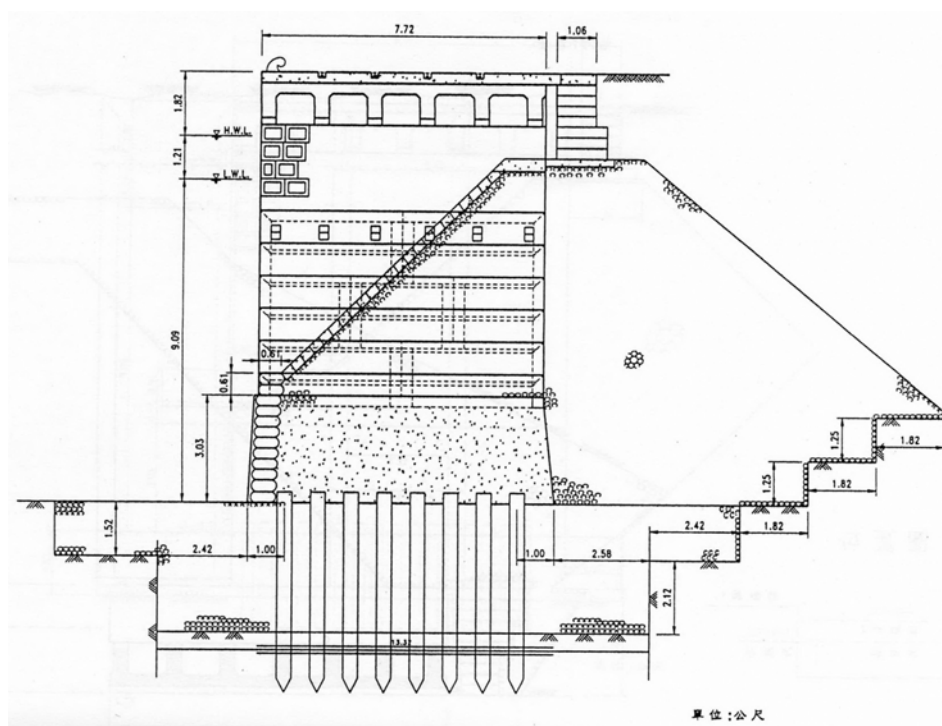


圖3-128 西2號碼頭標準斷面圖(港研中心，2008)

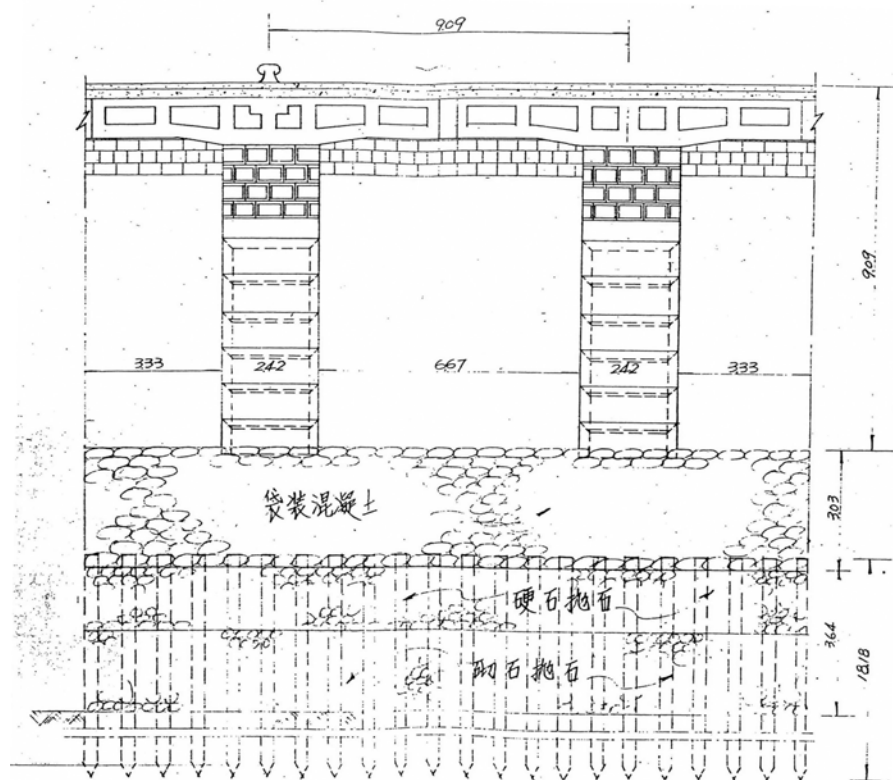


圖3-129 西2號碼頭單元標準立面圖(港研中心，2008)

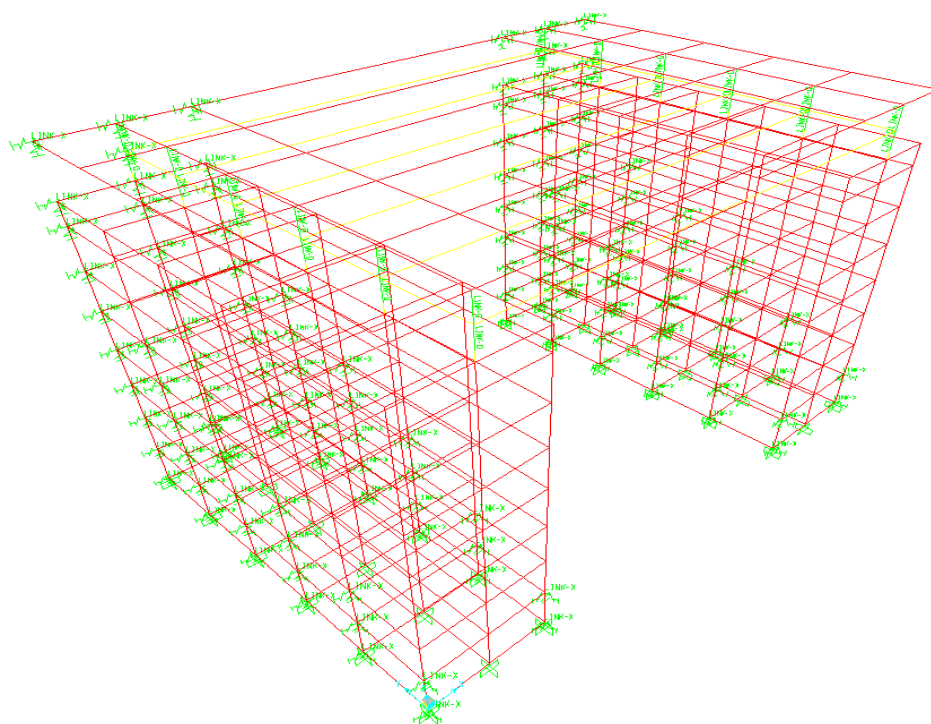


圖3-130 3D模型

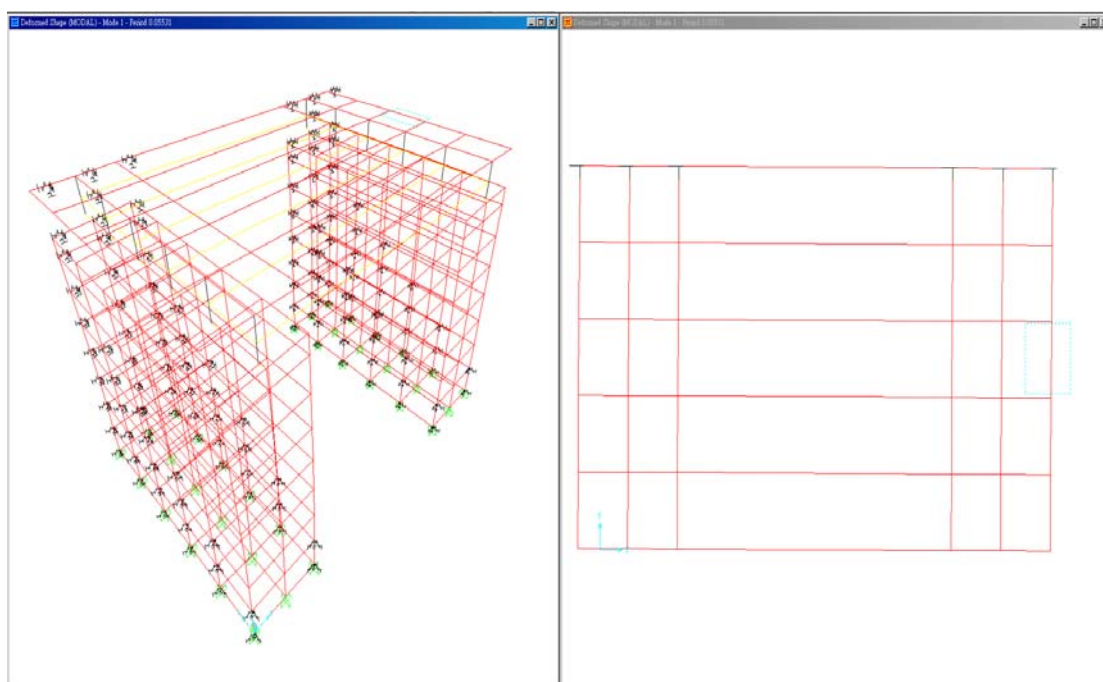


圖3-131 橋墩式碼頭第一振態

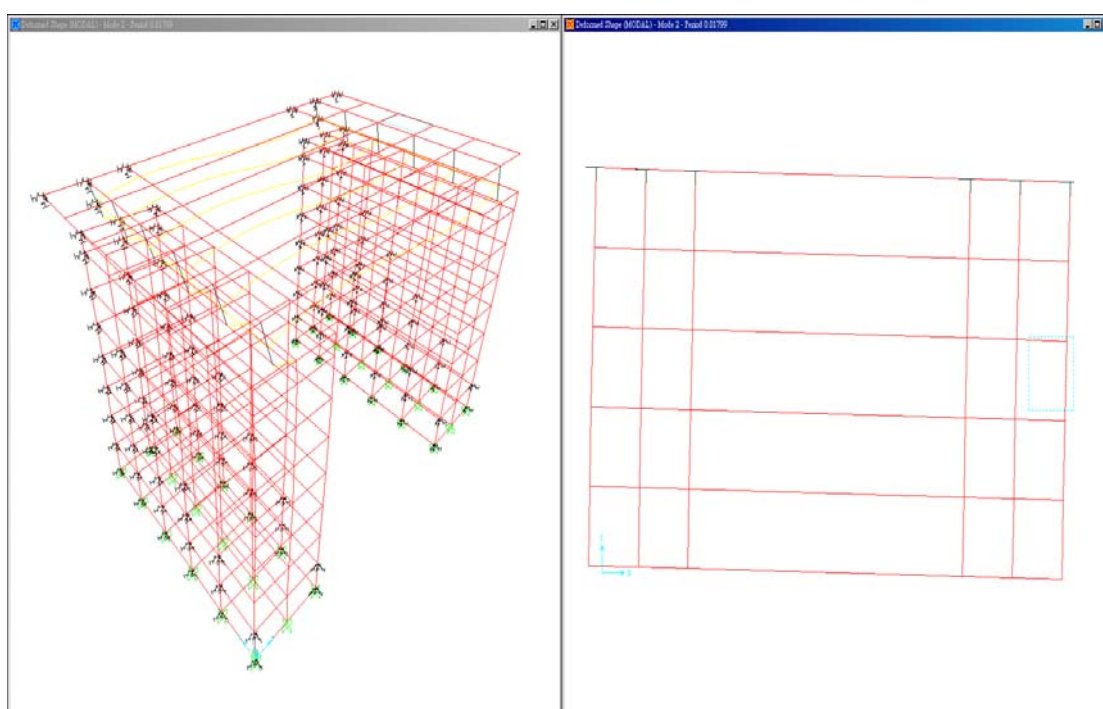


圖3-132 橋墩式碼頭第二振態

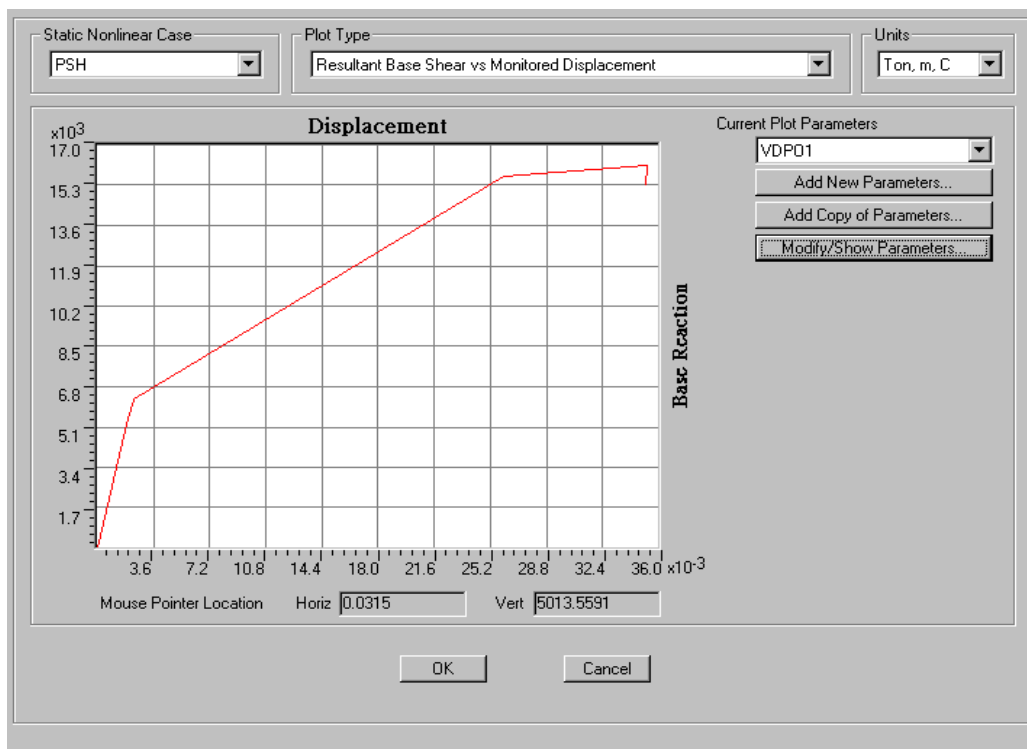


圖3-133 耐震性能曲線

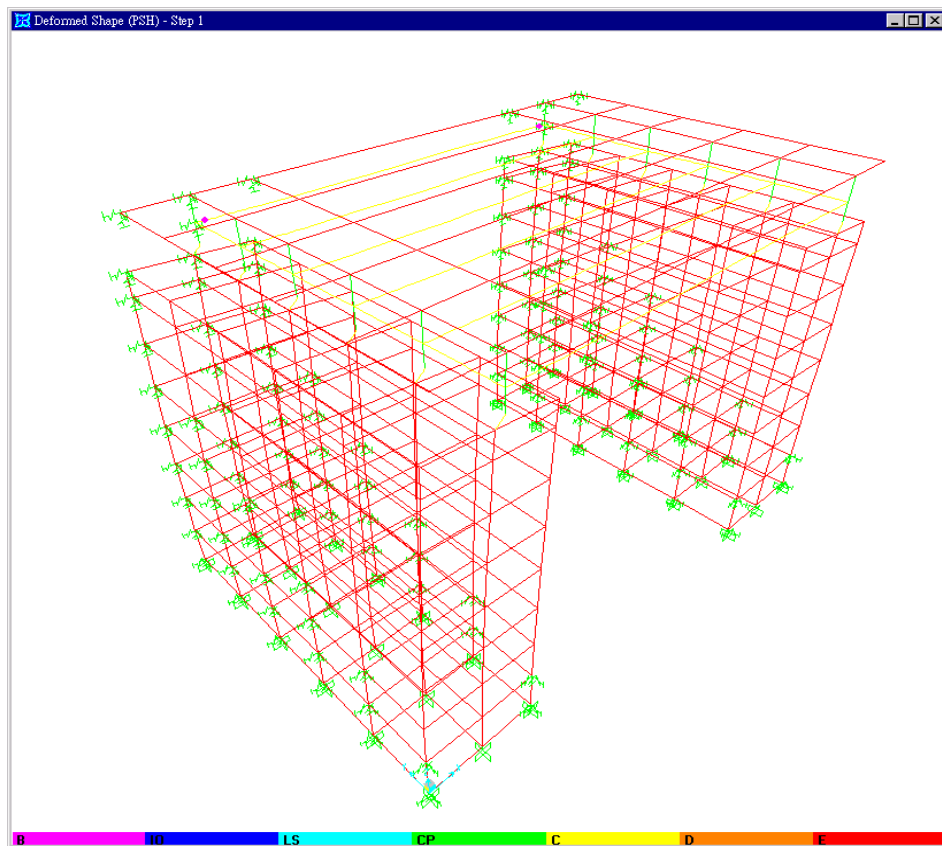


圖3-134 橋墩式碼頭有護坡之第一階段塑性鉸

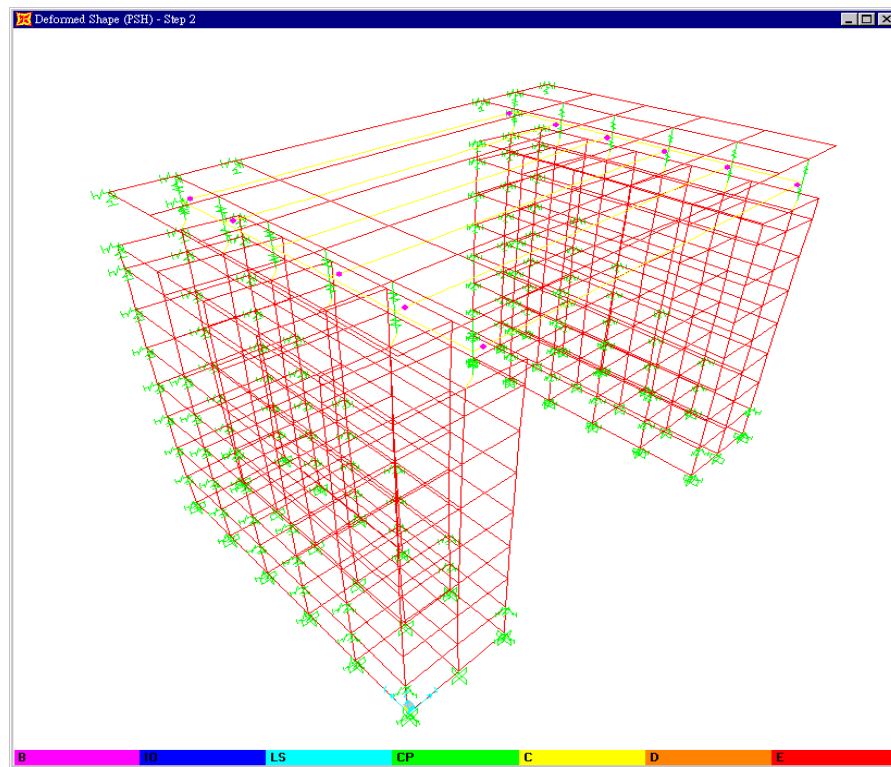


圖3-135 橋墩式碼頭有護坡之第二階段塑性鉸

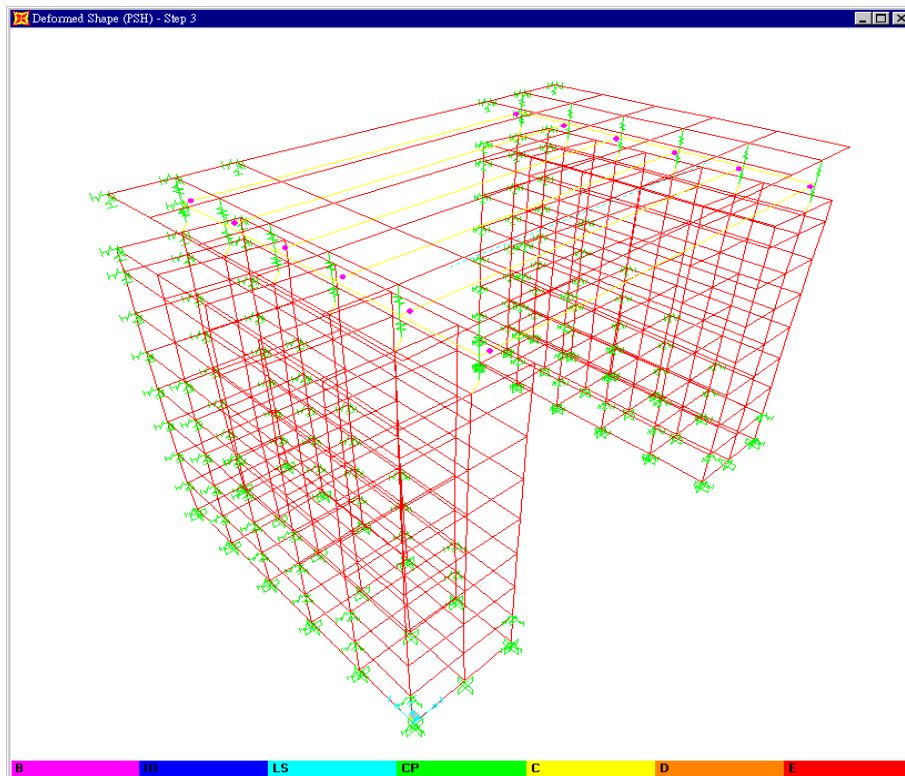


圖3-136 橋墩式碼頭有護坡之第三階段塑性鉸

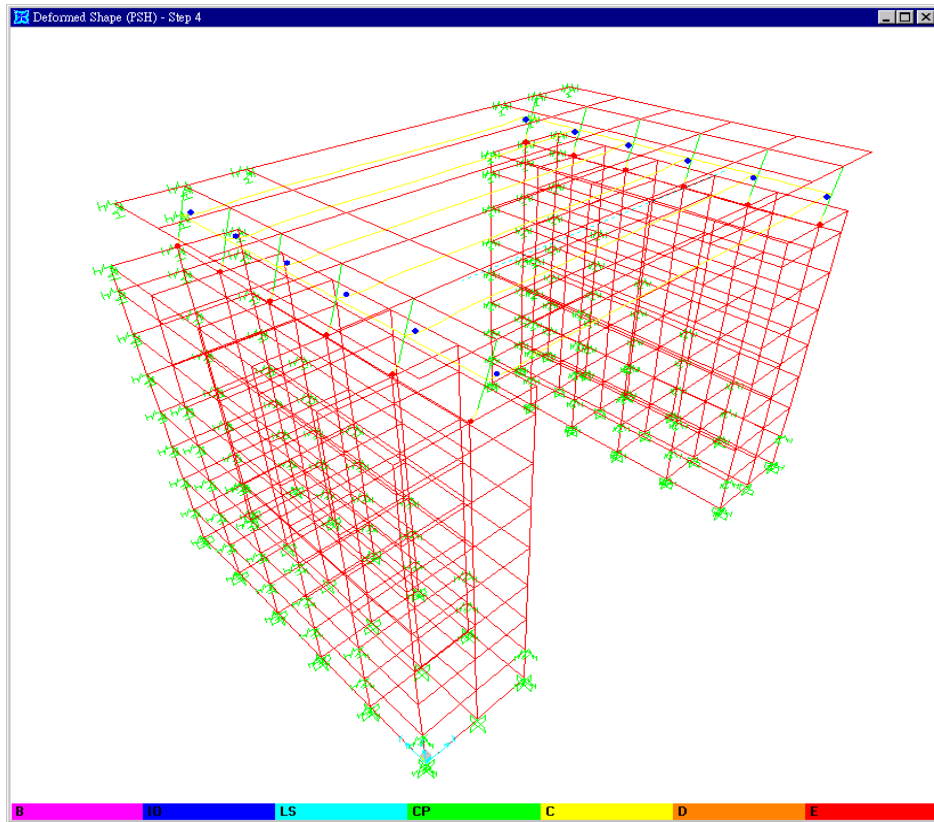


圖3-137 橋墩式碼頭有護坡之第四階段塑性鉸

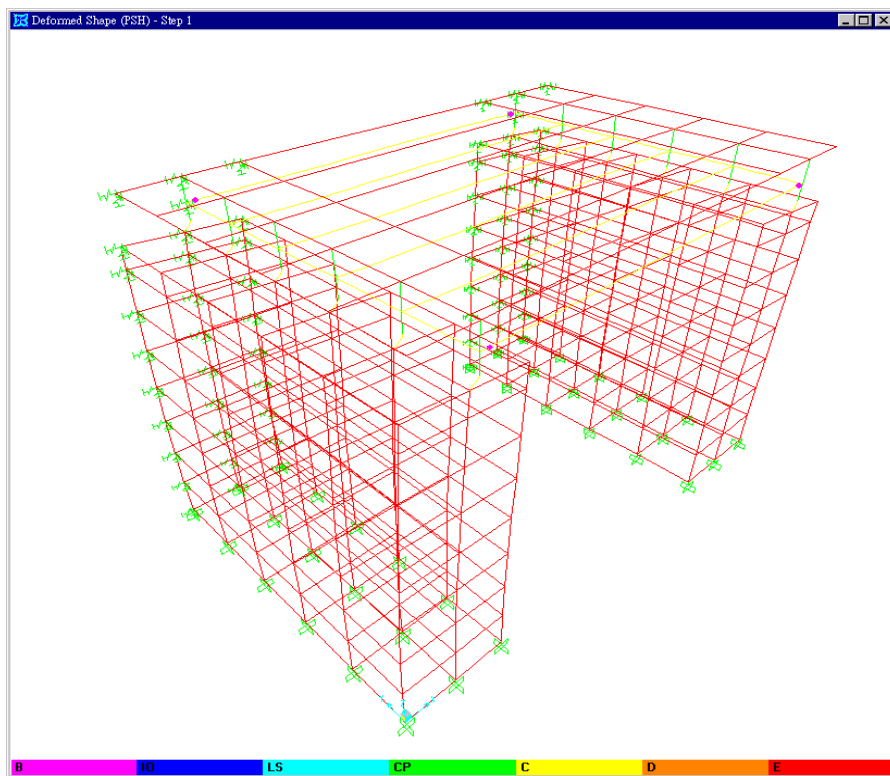


圖3-138 橋墩式碼頭無護坡之第一階段塑性鉸

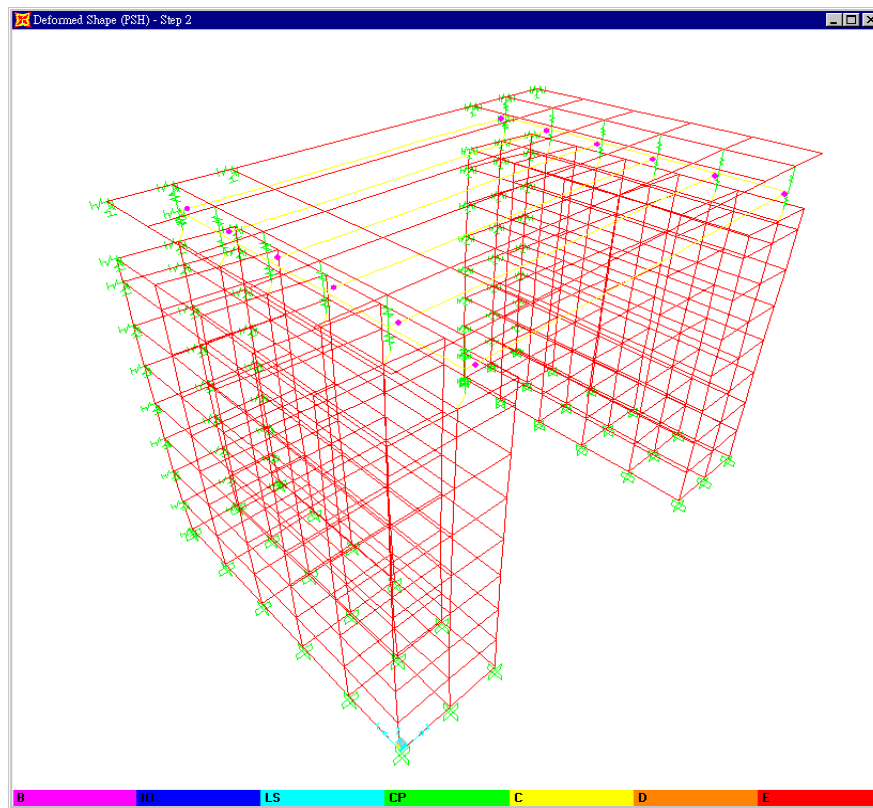


圖3-139 橋墩式碼頭有護坡之第二階段塑性鉸

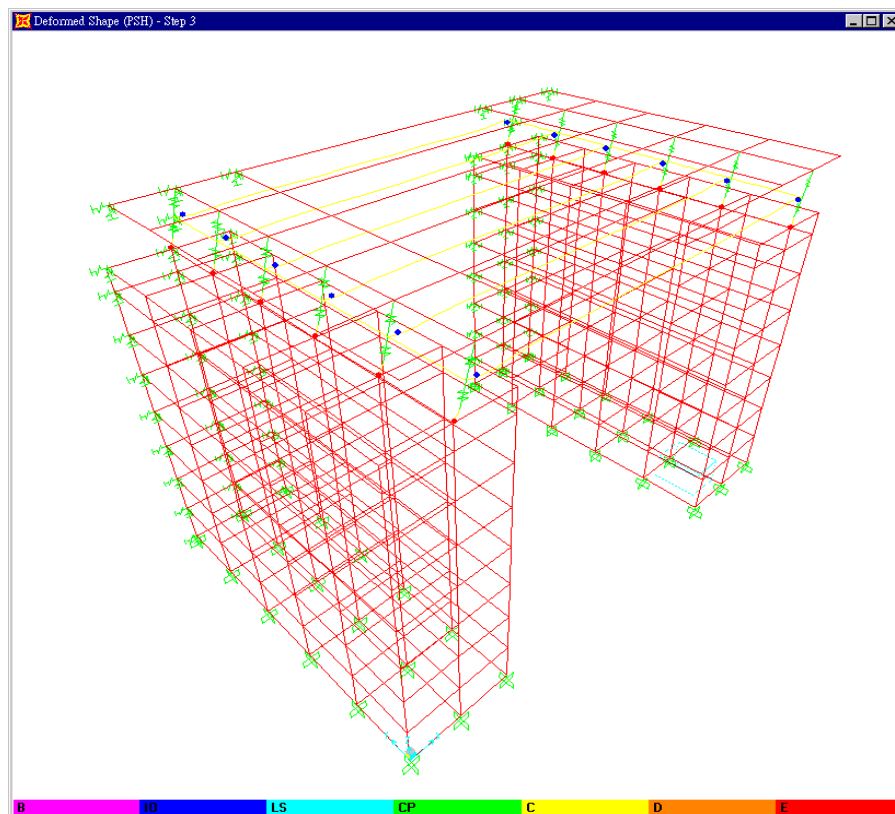


圖3-140 橋墩式碼頭有護坡之第三階段塑性鉸

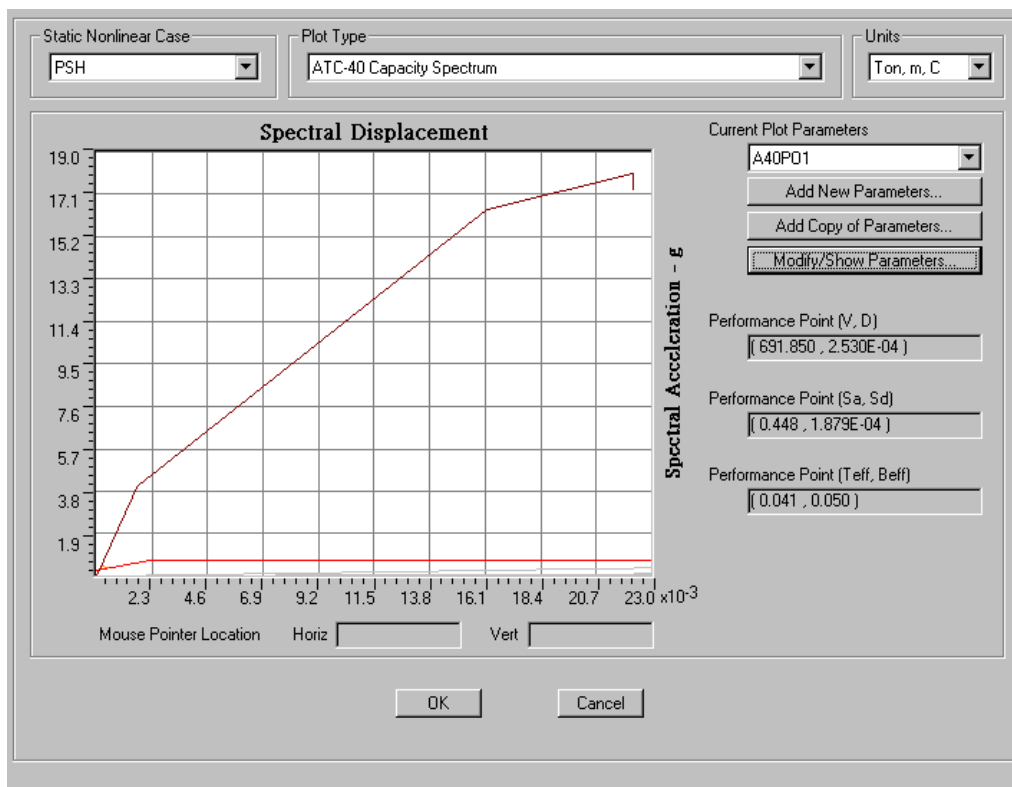


圖3-141 橋墩式碼頭之能耐頻譜與475年回歸期之需求頻譜

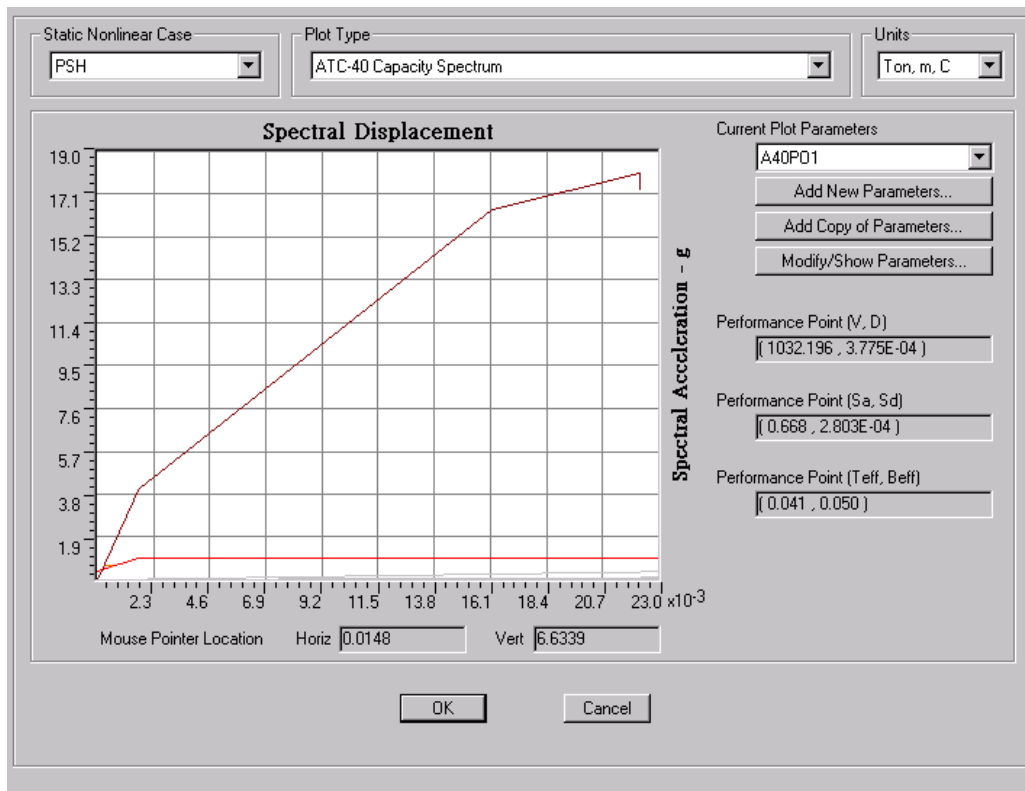


圖3-142 橋墩式碼頭之能耐頻譜與2500年回歸期之需求頻譜

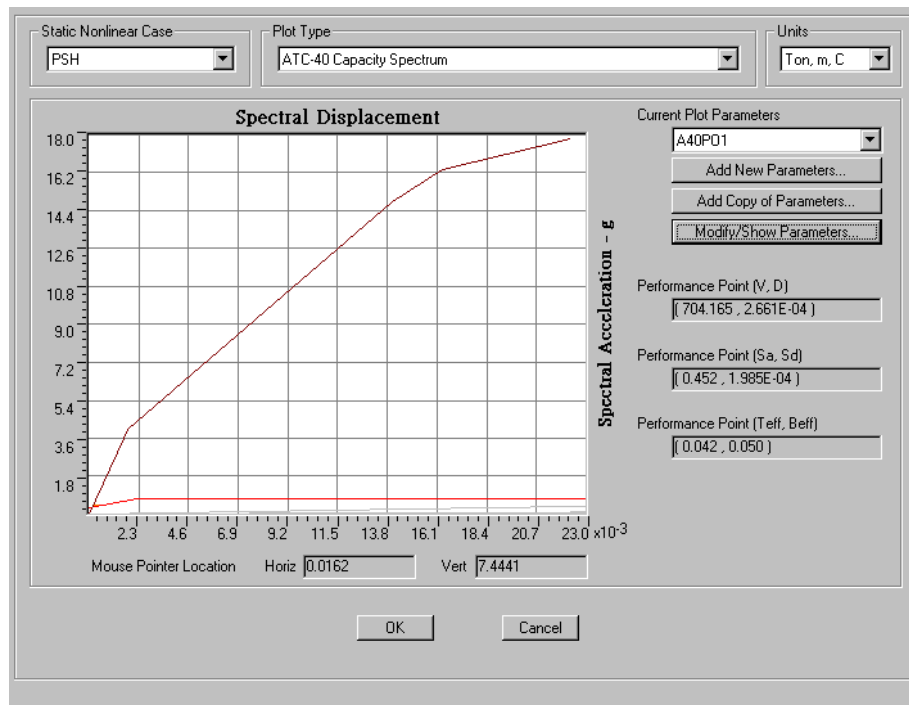


圖3-143 橋墩式碼頭之能耐頻譜與475年回歸期之需求頻譜  
(無護坡)

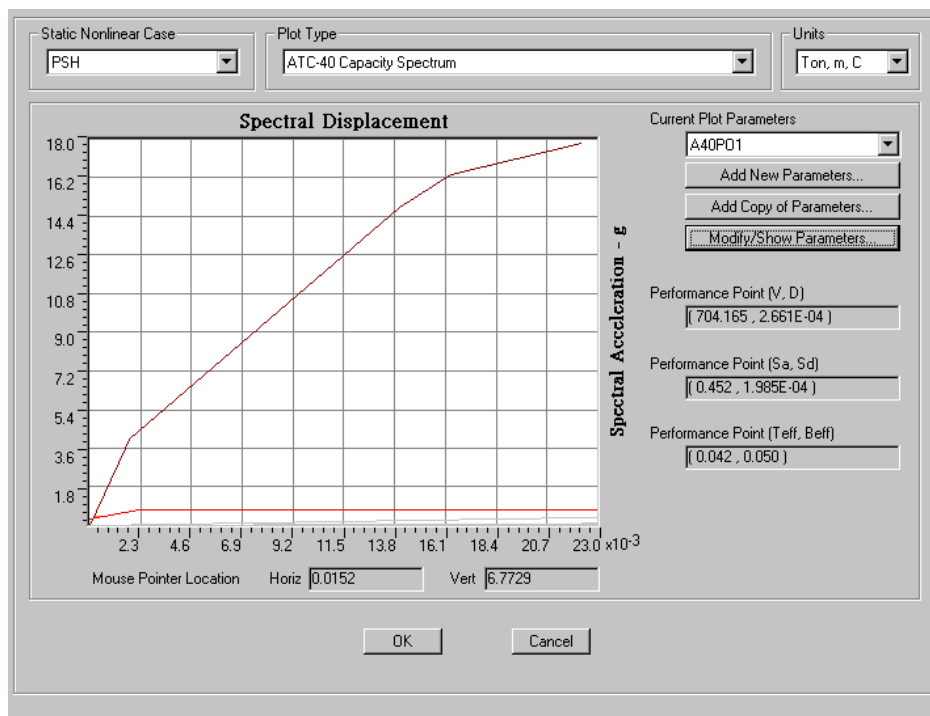


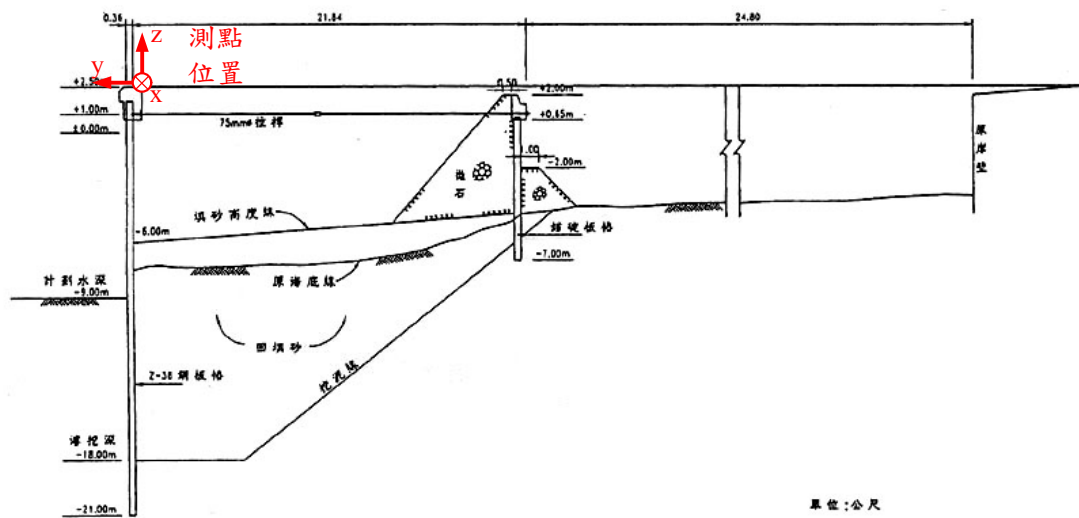
圖3-144 橋墩式碼頭之能耐頻譜與2500年回歸期之需求頻譜  
(無護坡)



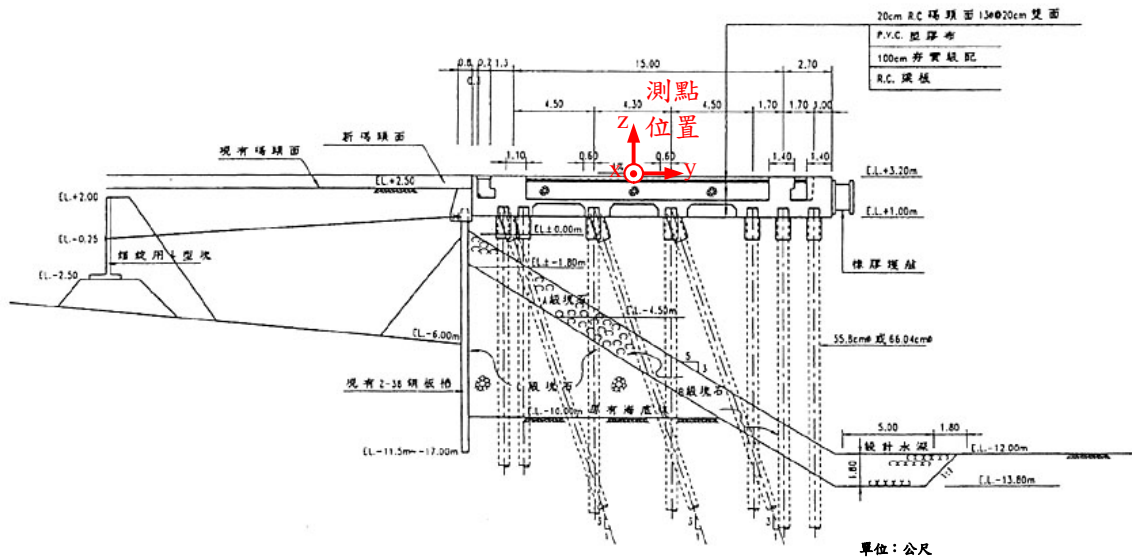
圖3-146 VSE-15D速度型感應器



圖3-147 SPC-51集錄系統



(a) 東6號鋼版樁式碼頭



(b) 東10號鋼管樁棧橋式碼頭

圖3-148 基隆港碼頭微振動量測配置



(a) 東6號鋼版樁式碼頭



(b) 東10號鋼管樁棧橋式碼頭

圖3-149 現場量測情況

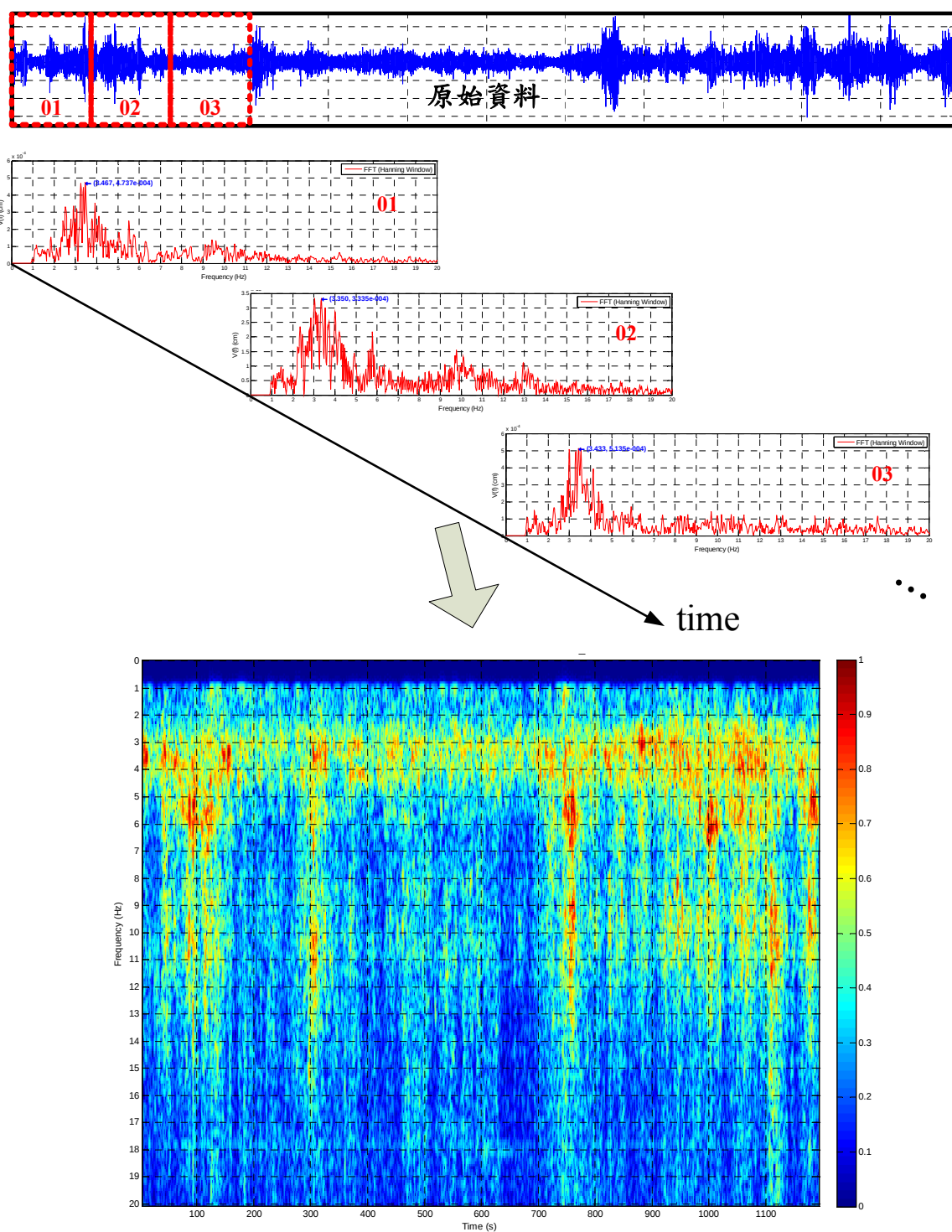


圖3-150 短時傅利葉分析流程



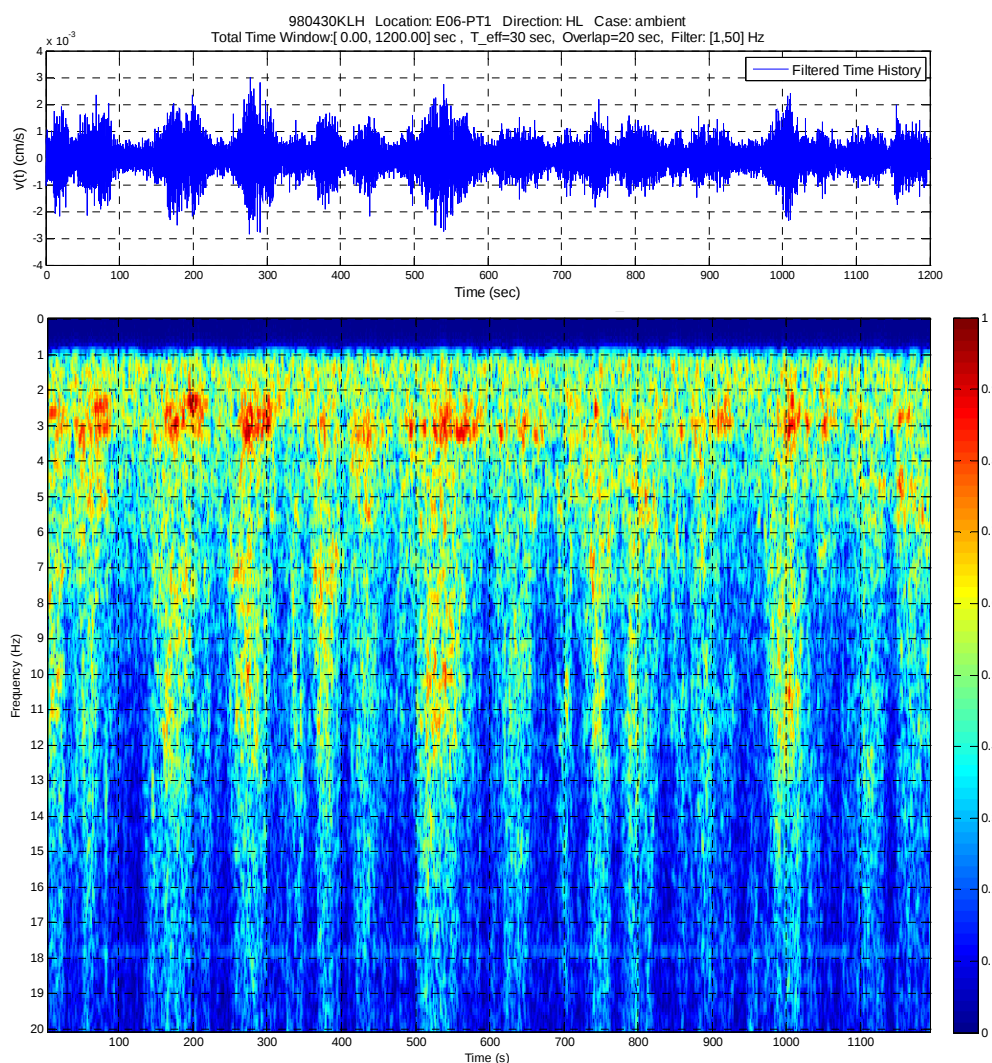


圖3-152 基隆港東6號鋼版樁式碼頭測點1之x向振動短時傅利葉頻譜

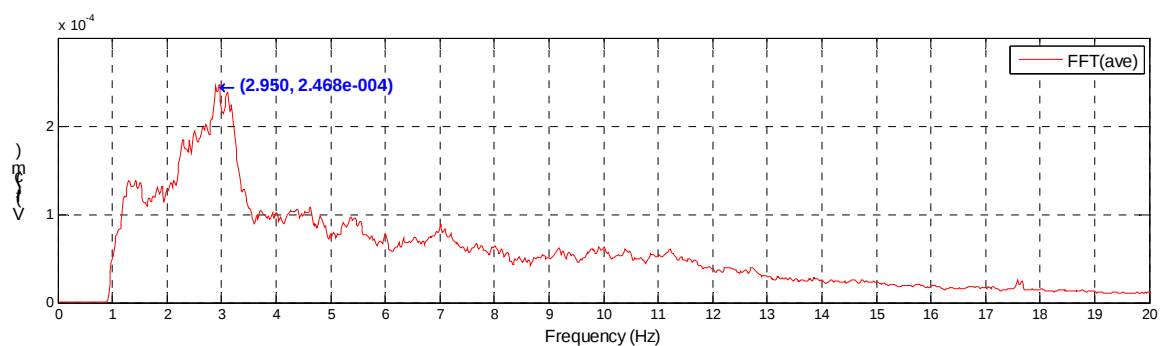


圖3-153 基隆港東6號鋼版樁式碼頭測點1之x向振動平均傅利葉頻譜

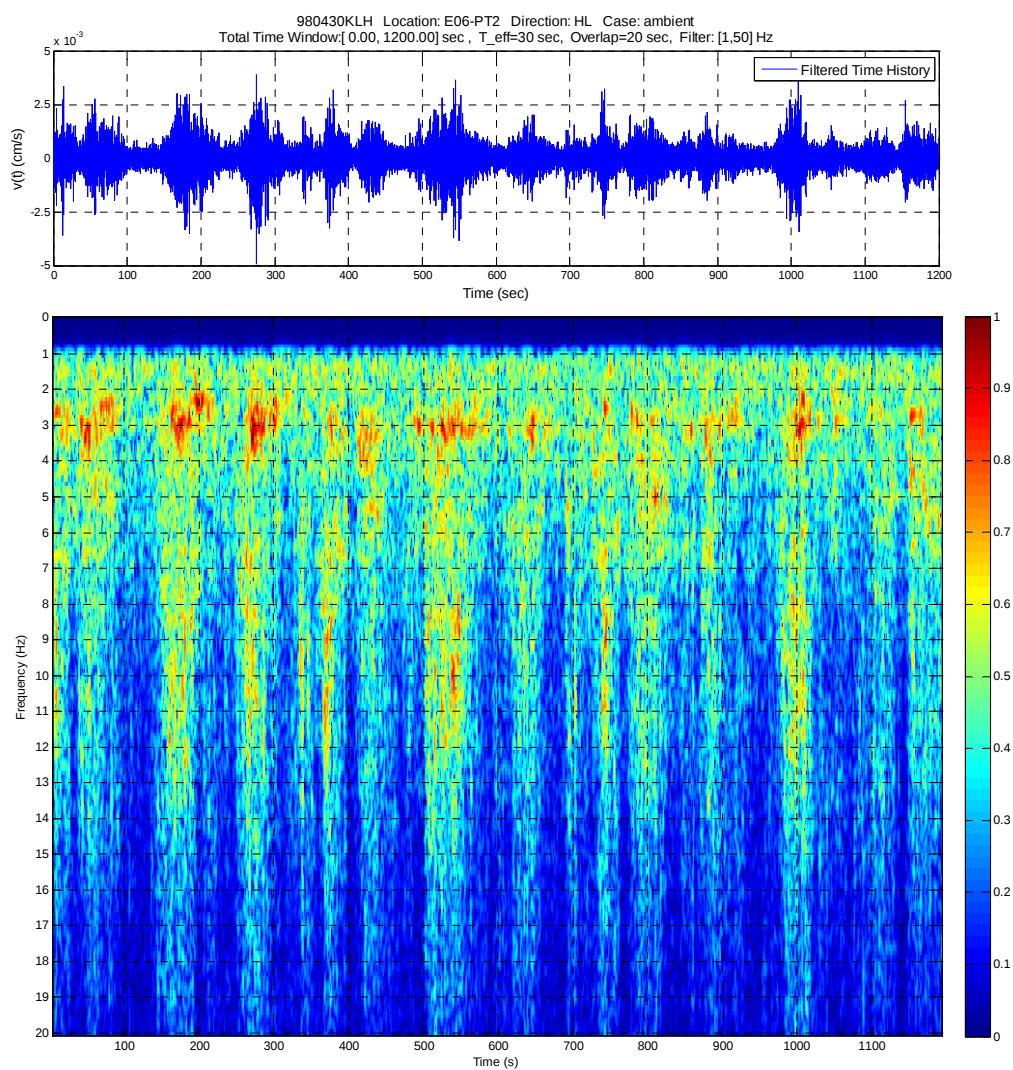


圖3-154 基隆港東6號鋼版樁式碼頭測點2之x向振動短時傅利葉頻譜

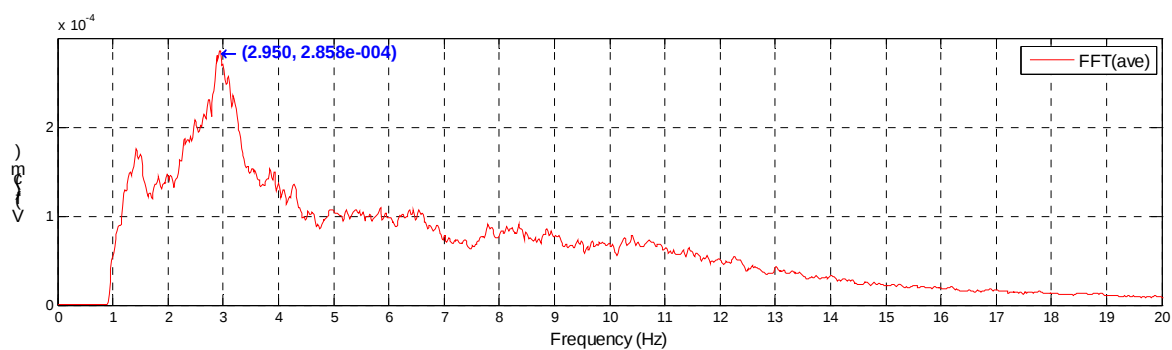


圖3-155 基隆港東6號鋼版樁式碼頭測點2之x向振動平均傅利葉頻譜

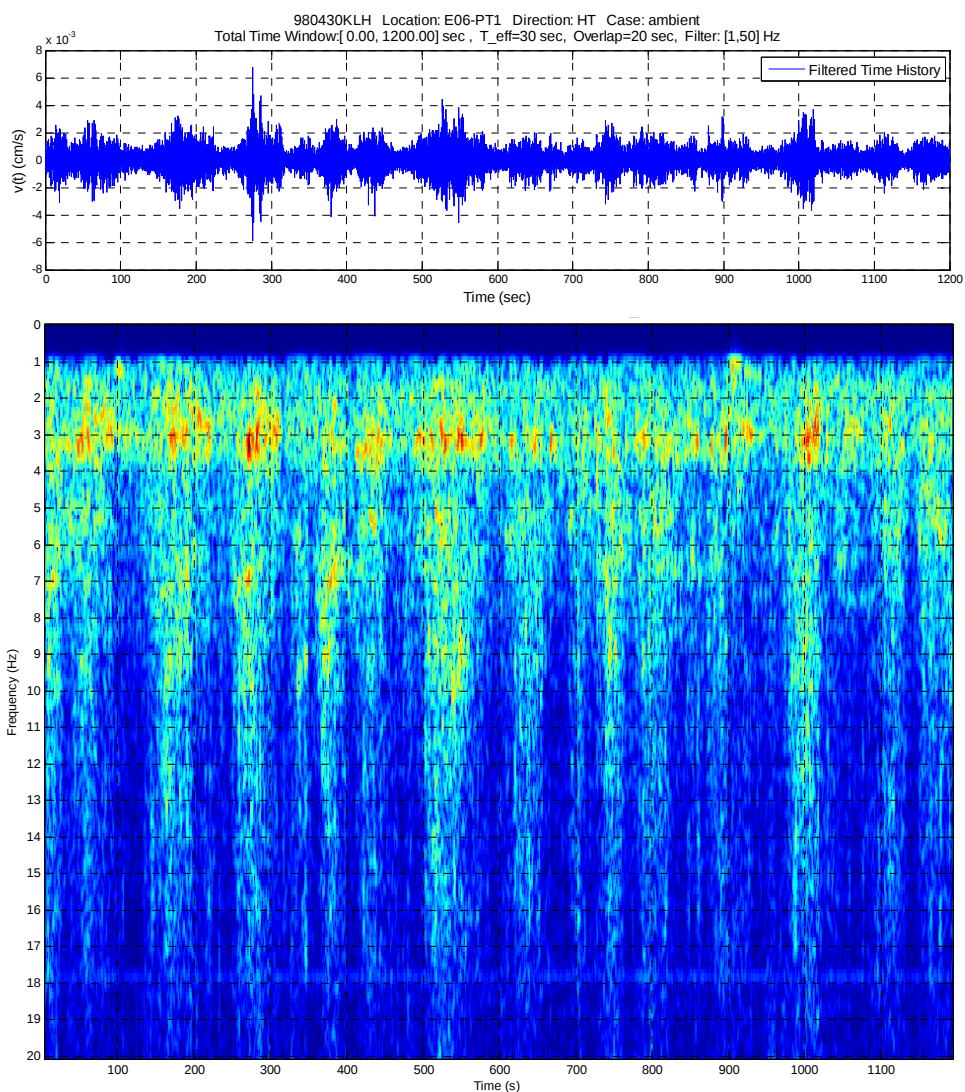


圖3-156 基隆港東6號鋼版樁式碼頭測點1之y向振動短時傅利葉頻譜

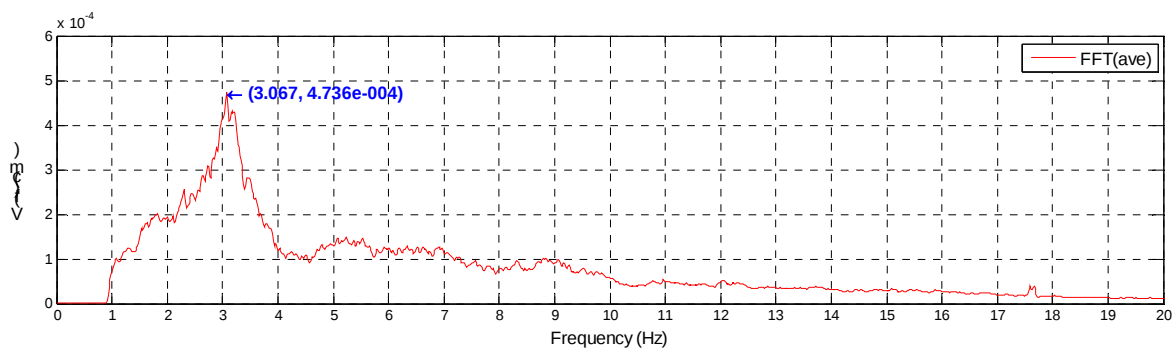


圖3-157 基隆港東6號鋼版樁式碼頭測點1之y向振動平均傅利葉頻譜

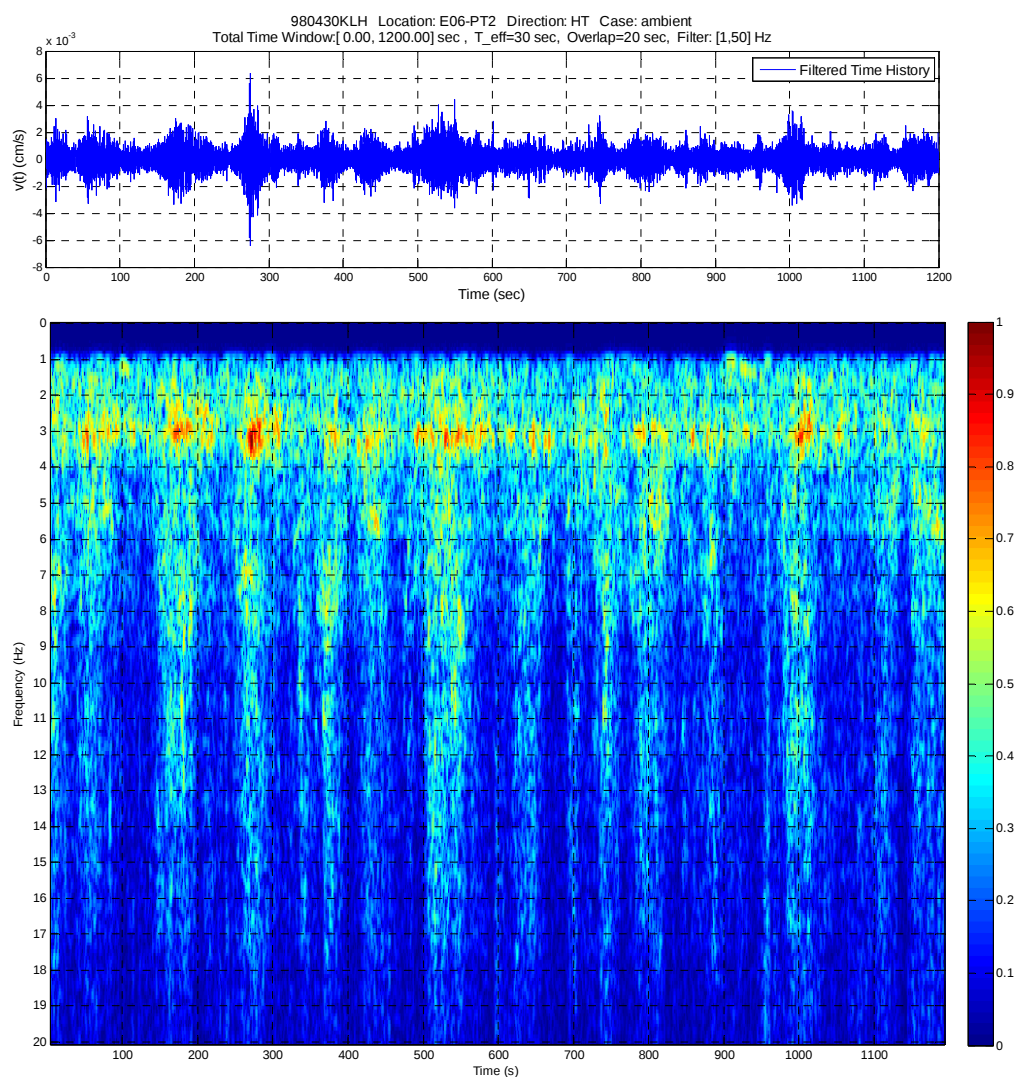


圖3-158 基隆港東6號鋼版樁式碼頭測點2之y向振動短時傅利葉頻譜

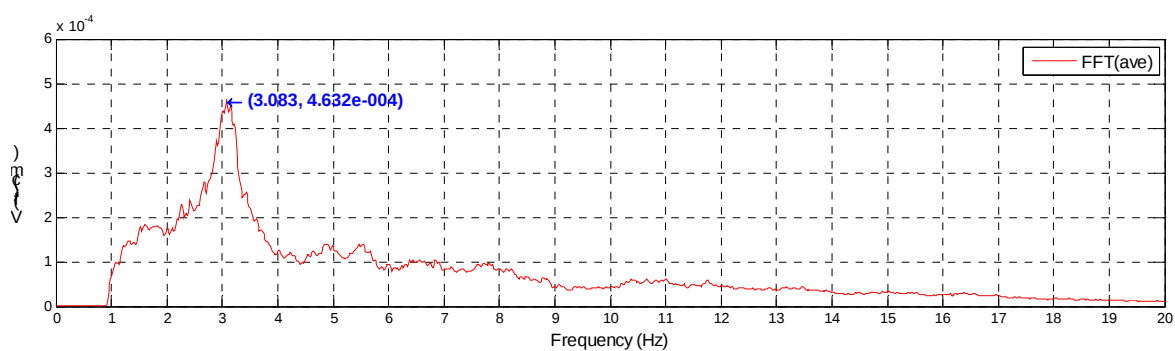


圖3-159 基隆港東6號鋼版樁式碼頭測點2之y向振動平均傅利葉頻譜

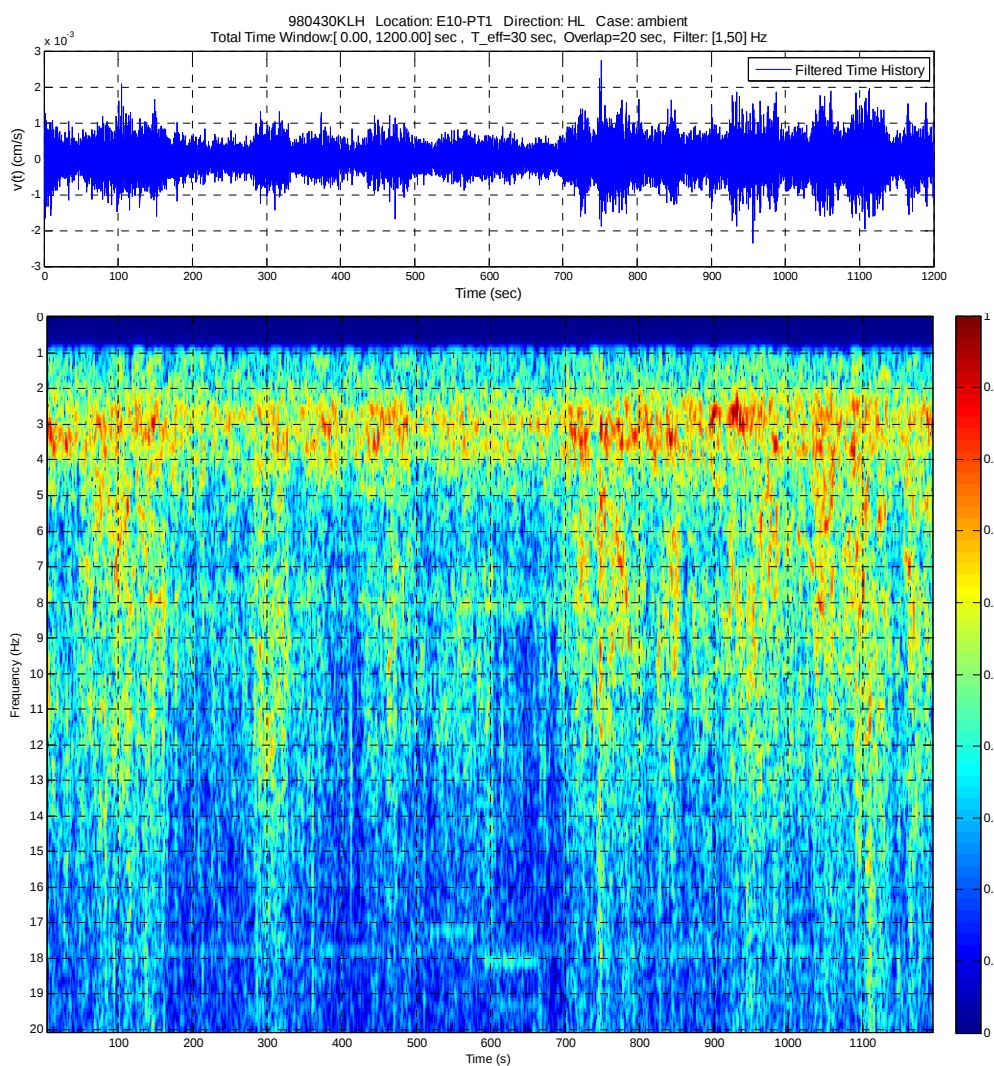


圖3-160 基隆港東10號鋼管樁棧橋碼頭測點1之x向振動短時傅利葉頻譜

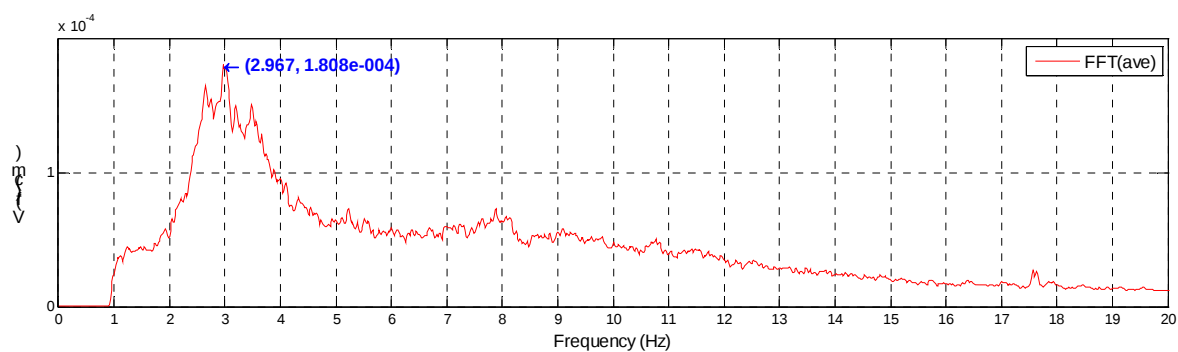


圖3-161 基隆港東10號鋼管樁棧橋碼頭測點1之  
x向振動平均傅利葉頻譜

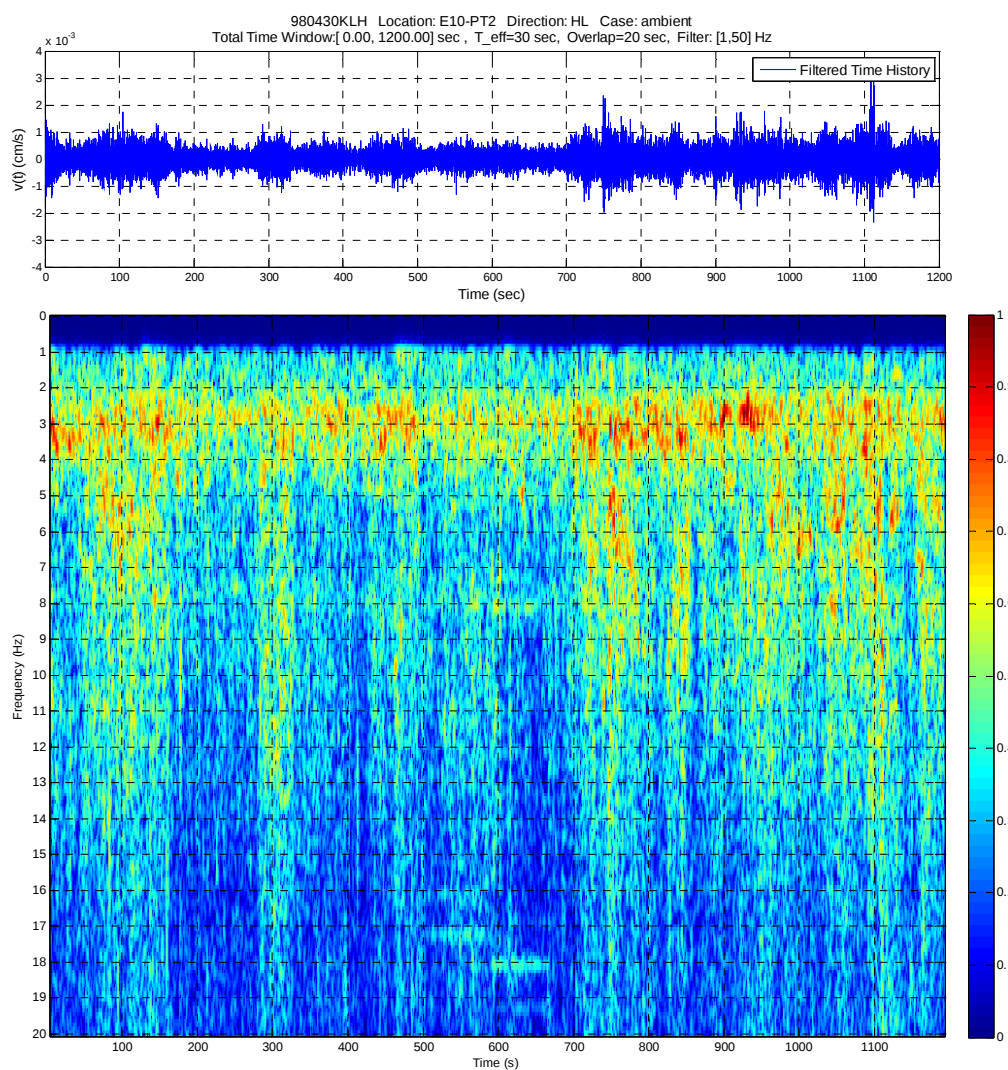


圖3-162 基隆港東10號鋼管樁棧橋碼頭測點2之  
x向振動短時傅利葉頻譜

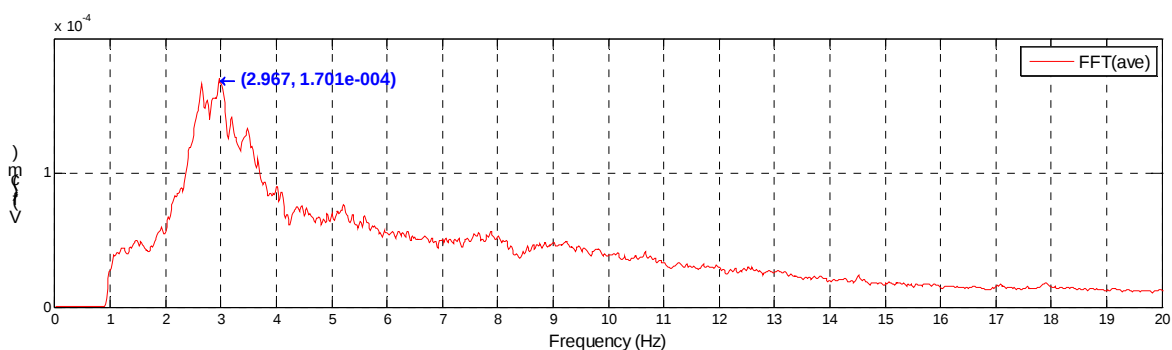


圖3-163 基隆港東10號鋼管樁棧橋碼頭測點2  
之x向振動平均傅利葉頻譜

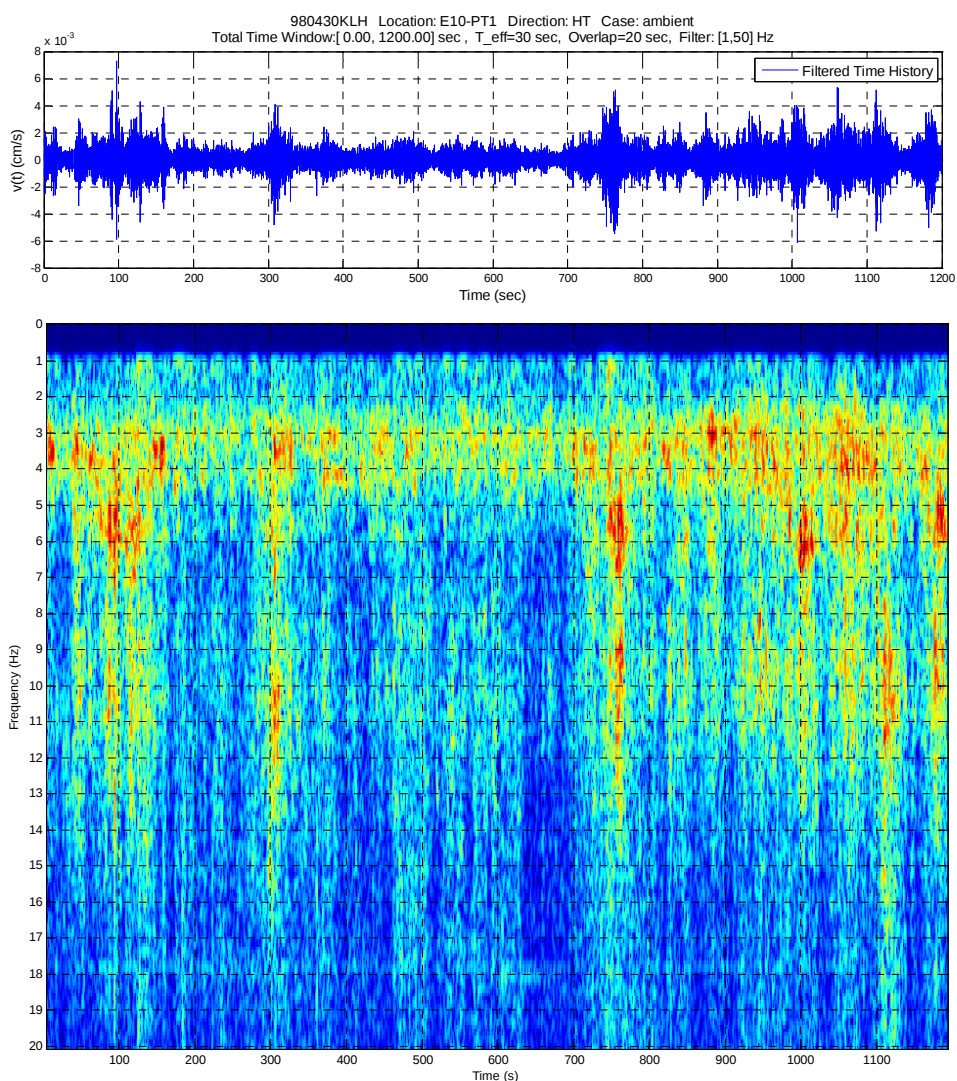


圖3-164 基隆港東10號鋼管樁棧橋碼頭測點1之  
y向振動短時傅利葉頻譜

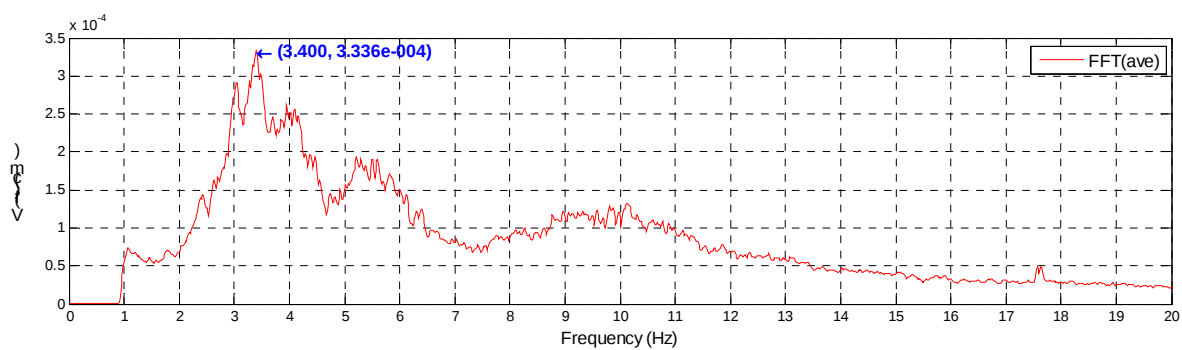


圖3-165 基隆港東10號鋼管樁棧橋碼頭測點1之  
y向振動平均傅利葉頻譜

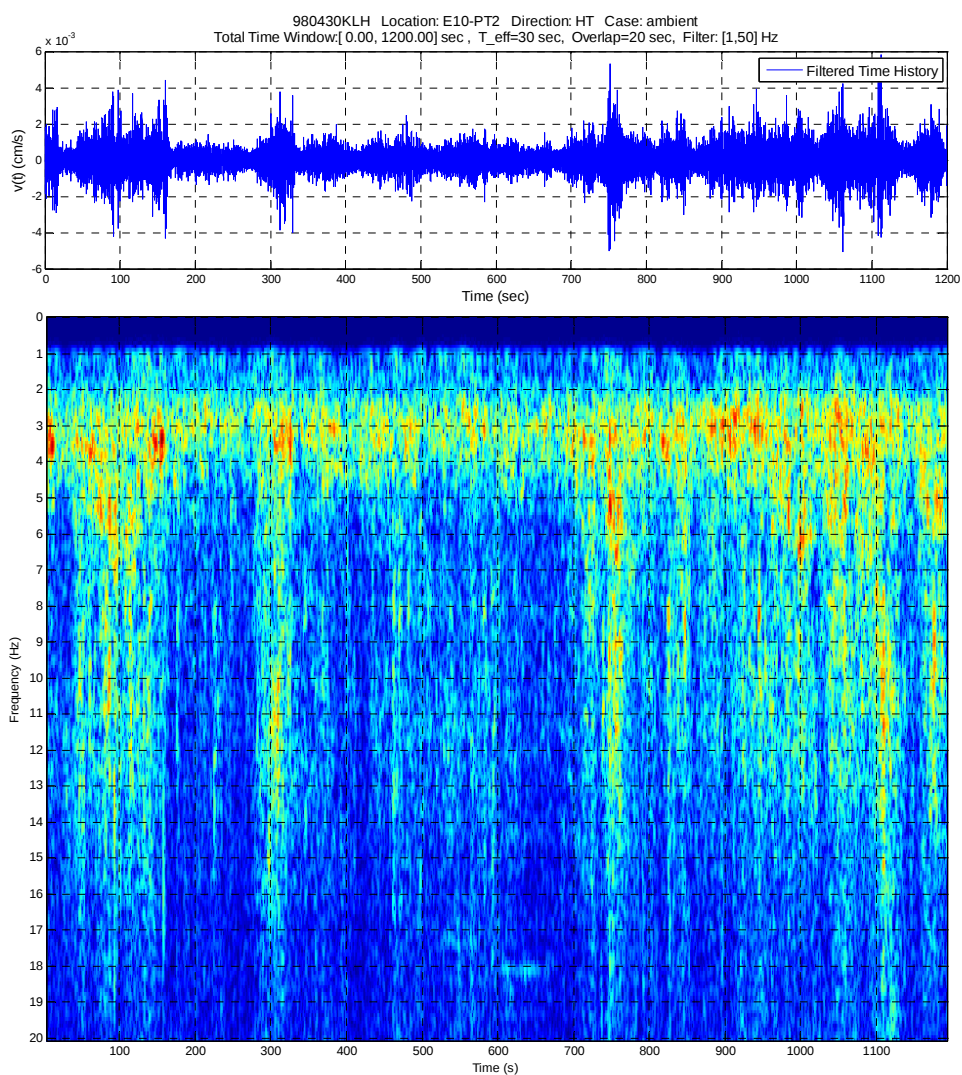


圖3-166 基隆港東10號鋼管樁棧橋碼頭測點2之  
y向振動短時傅利葉頻譜

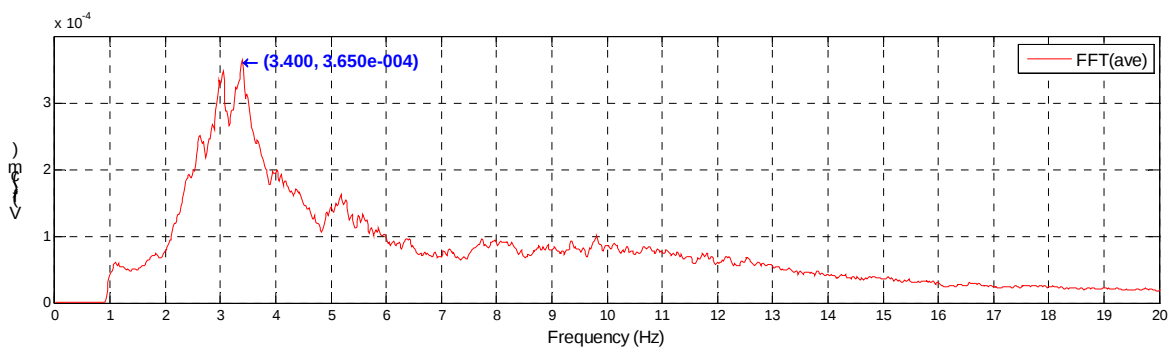


圖3-167 基隆港東10號鋼管樁棧橋碼頭測點2之  
y向振動平均傅利葉頻譜

## 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。本研究即針對基隆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重力式碼頭（包含沉箱式碼頭與方塊式碼頭）版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，並以基隆港區碼頭為例進行分析。

#### 4.3.1 沉箱式碼頭易損性分析

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。重力式碼頭結構之易損曲線分析流程，如圖4-6所示，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，根據前人代表性之重力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。

以下就基隆港重力式碼頭易損性分析所選定之代表性碼頭，以及各碼頭易損性曲線之建立敘述說明如後。

## 1. 基隆港重力式碼頭與代表性分析斷面

依碼頭結構型式區分，基隆港碼頭可大致分為重力式碼頭（包含沉箱式、混凝土擁壁式與方塊式）沉箱式碼頭多位於靠近迴船池之外港地區，與其他重力式碼頭相比，沉箱式碼頭設計水深較深，可達9公尺以上，本研究考量碼頭營運重要性、碼頭結構型式與碼頭代表性，針對西30~32號碼頭與東21~22號碼頭區域之沉箱式碼頭作為港重力式碼頭易損性分析之代表性剖面，進行易損性曲線分析研究。

## 2. 重力式碼頭易損性曲線之建立與初步結果

### (1) 沉箱式碼頭之損害等級

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，如表4-1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地表達各損害等級對應之損壞程度，如表4-2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，針對沉箱式碼頭與方塊式碼頭進行其易損性曲線研究，以滑動塊體法分析所得之沉箱滑移量 $d$ 作為重力式碼頭損害等級評估之參數。根據表4-2壁體正規化水平位移 $d/H$ ，若以東20~21號沉箱式碼頭設計高度 $H = 10.5$  m計，則當滑移量 $d$ 小於0.1575 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0.1575 m且未達0.525 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0.525 m且未達1.05 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1.05 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，進而建立沉箱式碼頭與方塊式碼頭之易損性曲線。

## (2)地震樣本

基隆港地處台灣北端，主要地震影響大多來自於宜蘭外海地震，屬於遠域地震延時不長。

本研究針對基隆港重力式碼頭易損曲線研究所採用之地震樣本，在港區附近之測站包括有TAP060德和國小、TAP061東信國小、TAP104協和電廠、TAP107基隆氣象站、TAP111基隆市消防局等五個測站，其中TAP107測站位於基隆港西岸海港大樓，為最接近港區之測站，位於港區西岸之海港大樓地下一樓。TAP107、TAP111、TAP061三個測站啟用時間較晚，所紀錄之地震紀錄資料庫並未包含921集集地震。考量各測站地理位置與所紀錄之地震資料庫，選擇靠近基隆港區北邊之TAP104協和電廠測和

TAP061東信國小，收集這些測站所記錄到震度3級以上的12筆地震記錄，如表4-2所示。此地震樣本包含1999年921集集地震、2002年331地震，以此作為易損性分析所用。

### (3)分析模式

根據前期計畫台中花蓮港沉箱式碼頭之受震穩定性分析顯示，在地震時碼頭背填土之液化程度，會影響碼頭之臨界加速度值，進一步影響滑移量分析結果。由基隆港液化潛勢評估以及現地勘查結果顯示，基隆港港區屬於液化敏感程度較低，因此本研究針對各碼頭背填土無液化發生的情況進行重力式碼頭易損性分析。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：

- a. 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。
- b. 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。
- c. 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

#### a. 基隆港西 30~32 號沉箱式碼頭

根據上述分析模式及第三章西 30~32 號沉箱式碼頭之臨界加速度反算結果，本碼頭的臨界加速度值為 0.127，本研究以等比例放大後之地震群組 PGA 值為 0.2g、0.23g、0.3g、0.4g、0.5g、0.6g、0.7g、0.8g、0.9g 及 1g 等 10 個群組共 240 筆紀錄

當作輸入運動進行沉箱式碼頭滑移量分析，分析所得之滑移量結果如表 4-4 所示。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，如表 4-5 及圖 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，此即為西 30~32 號碼頭之易損曲線。

#### b. 基隆港東 20~21 號沉箱式碼頭

根據第三章號東 20~21 號沉箱式碼頭之臨界加速度反算結果，本碼頭的臨界加速度值為 0.130，本研究以等比例放大後之地震群組 PGA 值為 0.2g、0.23g、0.3g、0.4g、0.5g、0.6g、0.7g、0.8g、0.9g 及 1g 等 10 個群組，共 240 筆紀錄當作輸入運動進行沉箱式碼頭滑移量分析，分析所得之滑移量結果如表 4-6 所示。同樣假設碼頭滑移量呈對數常態分佈，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，可求得本碼頭於各損壞狀態下不同 PGA 值下滑移量超過門檻值之機率，如表 4-7 及圖 4-9 中各空心點所示，此為東 20~21 號碼頭之易損曲線。

### 4.3.2 版樁式碼頭易損性分析

版樁式碼頭結構是由相互連鎖的版樁、繫索拉桿、以及錨碇設施等所組成；鋼版樁圓筒式碼頭則係利用鋼版樁打設入地盤成圓筒型，圍束其內之土壤，利用圓筒結構強度與土壤剪力強度之互制作用，形成一整體擋土構造。因此，當地震發生時，版樁牆或圓筒構造之受震反應將受到版樁或圓筒結構體與周圍土壤互制作用之影響，故於進行

一般版樁式碼頭與鋼版樁圓筒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。

本研究對於一般版樁式碼頭與鋼版樁圓筒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，如前章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版樁式碼頭，以建立其易損曲線。

## 1. 版樁式碼頭易損性分析流程

因碼頭結構多集中在特定場址，有關版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，本研究研擬版樁式碼頭結構易損曲線之建立流程如圖4-10與方法如下：

- (1)建立具代表性之版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。

## 2. 版樁式碼頭易損性曲線之建立與初步成果

本節延續3.3節版樁式碼頭耐震能力評估之成果，選取基隆港東6號版樁式碼頭及西25號鋼版樁圓筒式碼頭，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，將版樁式碼頭的易損曲線加以參數化，即可求得易損參數。

### (1)分析模式概要

版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，並沿用前章中基隆港東6號版樁式碼頭及西25號鋼版樁圓筒式碼頭之有限元素模型（參考圖3-80及圖3-90），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3.3.5與3.3.6節之動力分析部分。

### (2)損害等級門檻值

根據3.3節東6號版樁式碼頭耐震能力評估之結果可知，利用表3-13(a)以壁頂最大殘餘位移為評估參數之標準，以及應用表3-13(b)以結構構件應力狀態作為評估參數之標準，兩者所判定之版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版樁式碼頭損壞狀態評估參數，並根據表3-13(a)界定各損害等級門檻值。至於鋼版樁圓筒式碼頭，則參考表3-4重力式碼頭損害等級定義，以正規化水平位移 $d/H$ 作為評估參數，並依該表界定門檻值。

### (3)地震樣本

根據前述分析模式與易損性分析流程，本研究與沉箱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)分析結果

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，版樁壁頂/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，便可由表3-13(a)與表3-4中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。針對每個分析的PGA值重複為之，便可得到基隆港東6號版樁式碼頭及西25號鋼版樁圓筒式碼頭與PGA值相關之易損性曲線，分別如圖4-11及圖4-12所示之空心點。

由基隆港東6號版樁式碼頭之易損分析結果可知，當PGA於0.1g時，此版樁式碼頭之損害等級幾乎不超過等級I，屬無或輕微損壞；而當PGA為0.5g時，發生等級II（可控制損壞）以上損壞之機率約為27.7%；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16.2%；當地震PGA為1.0g時，損壞達到等級IV（完全破壞）之機率約11.2%。

由基隆港西25號鋼版樁圓筒式碼頭之易損分析結果可知，當PGA於0.1g時，此版樁式碼頭之損害等級亦幾乎不超過等級I；而當PGA為0.5g時，發生等級II以上損壞之機率約為29.8%；當地震PGA為0.8g時，發生等級III以上損壞之機率僅約21.3%；當地震

PGA為1.0g時，損壞達到等級IV之機率僅約15.1%。

由以上結果可知，與東6號碼頭相比，西25號碼頭在地震中較容易發生破壞，原因可能是其擋土機制與重力式碼頭接近，因而於地震中碼頭結構體會承受較大的慣性力。

#### (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：

$$F(x) = P(X \leq x) = \int_0^x \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right)^2\right] dx \quad \dots\dots\dots (4-4)$$

其中， $X$  為隨機變量，在此為PGA值， $\mu$  為 $\ln(X)$ 之平均數， $\sigma$  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。

將前述版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，即可求得各案例之各等級易損曲線參數，彙整如表4-8，其中，表列參數為PGA值之中位數（亦即， $\exp(\mu)$ ）及對數標準差。

另依據表中所列相關碼頭之易損參數代入式(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的各損壞等級易損曲線。東6號版樁式碼頭與西25號鋼版樁圓筒式碼頭之結果分別如圖4-11至圖4-12中虛線所示，均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。

本研究目前已研擬易損曲線參數化之流程與方法，並求得版樁式碼頭易損分析案例之易損曲線參數。後續研究需再廣泛選取具代表性的標準碼頭型式及相關樣本，進行易損分析及參數化程序，歸納出較具代表性的參數表並輔以專家意見，訂定出本土化易損曲線參數，供作港灣構造物震災損失評估使用。

#### 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4-13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. 假設為獨立單元，不考慮單元間及臨陸側的束制作用。
- 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，塑鉸設定於每根鋼管樁之樁頭位置，並再加考量側向勁度差異大之介面處，於地表下 1-3 倍樁徑範圍亦予已佈設。
- 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3-23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，本節選取基隆港東8號及西19號，作為基隆港棧橋式碼頭易損性曲線分析之標準剖面案例。

由目前之分析結果顯示，東8號碼頭因為鋼樁且具有斜樁之配置型式，其於所採用的地震事件作用下，例如921地震(當PGA放大至2.0g)，其性能等級仍維持在彈性範圍，與當時的災損調查並未發現損壞之結果相符，此結果應可顯示如在單純受地震慣性力作用之情況下，此一棧橋式碼頭分析單元之損壞機率極低，在地震力為PGA=2.0g範圍內並無易損曲線。相較於地震慣性力，地震所引致之地盤永久變位(液化沉陷或側潰)對棧橋式碼頭結構之功能性與結構性能影響或許較為顯著，後續可再探討此方面之易損性曲線分析方法與流程。以下即就西19碼頭案例之分析概況與結果加以說明。

#### (1)分析模式概要

沿用前章中基隆港西 19 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

根據前章西 19 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 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，分別如表 4-8 所示，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。再於進行 ATC-40 容量震譜法時，再考量縮放其 PGA 值至不同等級之反應譜，依序為 0.1g、0.23g、0.5g、1.0g、

1.1g、1.2g、1.4g、1.5g、1.6g、1.8g 及 2.0g，共計 264 筆地震反應譜作為後續評估性能點之用。

#### (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，各性能點之譜位移值與相對應之性能等級分佈情況如表 4-9 所示，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 Y 向易損分析之結果可知(表 4-9)，當 PGA 小於 1.0g 時，棧橋式碼頭之性能等級皆為無損壞；隨著地震 PGA 上升至 1.1g 時，棧橋式碼頭之性能等級達等級 I 之機率為 4.2%；而當地震 PGA 達 1.2g 時發生損壞等級 I 之機率僅為 8.3%；縱使當 PGA 達 2.0g，根據地震樣本分析結果顯示，此一棧橋式碼頭處於等級 I 之機率極低，仍僅為 8.3%。

再將上述分析結果依前節 5.易損曲線參數化之假設與方法，即可得如圖 4-14 所示之易損曲線，此即為西 19 號棧橋式碼頭於 PGA 值之易損性曲線，並可求得如表 4-10 所示之易損參數。

#### 4.3.4 橋墩式碼頭易損性分析

橋墩式碼頭係為大型砌石與拋石護坡組成下部來支撐上部之結構，其結構體之穩定性來自於大型砌石體積夠大，而砌石因兩側有拋石護坡會使得整體結構的剛性要來得大。

本節橋墩式碼頭易損性曲線之計算方式係參考文獻之方法。首先假設易損性曲線為對數常態分佈之累積分佈函數型式，描述對數常態分佈函數需定義中值與對數標準偏差等兩個參數，這兩個參數的決定是由 Bernoulli 試驗假設及最大概率法(maximum likelihood method)，所謂 Bernoulli 試驗是假設事件只有發生和不發生兩種狀況，而最大概率法則是對應所產生之一系列試驗樣本可能性為最大，來決定試驗樣本對應分佈之參數，因此概率函數可表示以下之公式：

$$M = \prod_{k=1}^N [F(a_k)]^{y_k} [1 - F(a_k)]^{1-y_k} \dots\dots\dots (4-5)$$

上式中， $F(\cdot)$ 代表易損性曲線之函數形式， $a_k$  為最大地表加速度(PGA)值， $y_k$  為伯努利試驗之結果，為一隨機變數， $y_k=1$  即為事件發生， $y_k=0$  則為不發生。事件發生則代入公式前半部，不發生則代入公式後半部，本節之易損性曲線利用對數常態分佈，該分佈之兩個參數  $\alpha$ 、 $\beta$  即為中值與對數標準偏差，則易損性曲線之函數可表示為下式：

$$F(a) = \Phi \left[ \frac{\ln\left(\frac{a}{\alpha}\right)}{\beta} \right] \dots\dots\dots (4-6)$$

其中， $\alpha$  和  $a_k$  一樣同為 PGA 值，標準常態分佈之累積分布函數， $\alpha$ 、 $\beta$  各別為中值、對數標準偏差，接著利用最大概率法的精神求取公式 4-5 概率函數之最大值，其中  $\alpha$ 、 $\beta$  須滿足下式偏微分方程式，因此在公式 4-6 之  $\alpha$ 、 $\beta$  值可使用最佳化演算法求得：

$$\frac{d \ln M}{d \alpha} = \frac{d \ln M}{d \beta} = 0 \dots\dots\dots (4-7)$$

在求取對應各損壞狀態之易損性曲線前，須先定義橋墩式碼頭損壞狀態之臨界值，其訂定方式見圖 4-15，第一個轉折點為降伏點，因此定義為輕度損壞狀態之臨界點，第二及第三個轉折點則各定義為中度損壞及崩塌狀態之臨界值。圖中對應各損壞狀態臨界點之  $S_d$  值見表 4-11。

本研究使用容量震譜法合最大概似法來建立易損性曲線之程序，分為以下四個步驟：

1. 首先利用 SAP 2000 有限元素分析程式建立代表橋墩式碼頭結構之分析模型，對該模型進行非線性側推分析，以求得橋墩式碼頭之容量曲線並將轉換成容量震譜曲線。此部分已在前節 3.5.5 案例分析部分完成。
2. 收集基隆港場址具代表性的地震紀錄，本文利用二十個地震紀錄求取正規化反應譜，假設該場址之反應譜符合對數常態分佈，可求得

中值與對數標準偏差，利用上述二參數可以隨機產生多組對應不同 PGA 值之反應譜。一般來說易損性曲線 PGA 值是定義在 2g 以內，但因橋墩式碼頭在 2g 的試驗樣本大部份皆在輕度損壞狀態內，為了將完整呈現橋墩式碼頭易損性曲線，故將隨機產生的反應譜 PGA 值調整在 0.1~13g 之間的範圍內。

3. 依據 ATC-40 之容量震譜法，將上述假設對數常態分佈產生的多組反應譜輸入 SAP 2000 程式，利用容量震譜求取在各個地震需求下的性能點，即得各不同震度等級下，配合各損害狀況下之結構反應臨界值，並判定橋墩式碼頭是否達到特定之損壞。
4. 接下來利用第三步驟所得到的樣本點，配合最大概率法求得易損性曲線。以輕微損壞狀態為例，見圖 4-16 可看出產生的多數樣本點都會造成橋墩式碼頭發生輕微損壞，圖上看到分布在機率為 0 和 1 上的樣本點，為對應不同 PGA 值之地震是否造成橋墩式碼頭損壞，1 即為該 PGA 值達到輕度損壞，0 為未造成輕度損壞。利用公式 4-15 可計算概率函數，利用最佳化演算法即可求得讓該函數值最大之參數值。本研究探討橋墩式碼頭兩種破壞模式，一、橋墩頂產生剪力破壞，二、橋墩兩側拋石護坡產生破壞後之橋墩頂剪力破壞，因此損壞曲線應該考慮兩種破壞模式，表 4-12 為以最大概率法求得易損性曲線對數常態分布之中值與對數標準偏差值，將參數代入公式即可繪製出各損壞等級之易損性曲線。橋墩式碼頭兩種模式之易損性曲線結果見圖 4-17~圖 4-18。依兩種破壞模式的易損性曲線看出兩者在輕度損壞、中度損壞的易損性曲線是不同的，而兩者在崩塌狀態之易損性曲線並無差異。由兩者分析結果可知在 PGA=2g 時，有無護坡狀況下達到輕度損壞 I 機率分別為 35%、40%，隨著地震 PGA 上升到 10g 時，達到中度損壞 II 機率分別為 20%、30%。分析結果顯示橋墩式碼頭因橋墩為大型砌石堆砌，橋墩體積過大而使橋墩式整體勁度變大，擁有很高之耐震能力。

## 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 4-13 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 4-14。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 4-15 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 4-16。對於燃料設施，HAZUS 參考鐵路系統，其易損性參數值如表 4-17 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 4-18 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 4-19 所示。

基隆港區上主要有 56 座碼頭結構，其結構易損性曲線參數可參考 HAZUS 中針對濱水結構建議之易損性曲線，然而對於濱水結構 HAZUS 僅建議 PGD 相關之易損性曲線，並未建議 PGA 相關之易損性曲線。對於碼頭結構 PGA 相關之易損曲線，其參數則採用前節易損性分析所

得之結果。此外，基隆港區另有 29 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 基隆港碼頭重建成本**

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。基隆港碼頭結構與起重設施重建成本係參考民國 85 年「基隆港整體規劃及未來發展計畫」研究報告所擬定，重建成本估算如表 4-20 所示。

#### **4.4.3 基隆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基隆港碼頭結構物重建成本建置完成後，本節進一步利用此模組來對基隆港區進行震損境況模擬。

基隆港區各碼頭結構地理位置，如圖 4-19 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)山腳斷層引致地震。

依照 TELES 震損評估架構，整個震損分析依序應包含：(A)基隆港區地震災害潛勢分析，(B)基隆港區港灣結構物損害評估，以及(C)基隆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)基隆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4-20所示。

以此模擬地震進行基隆港區震災潛勢分析，圖4-21所示為基隆市中山區與中正區各村里之加速度分佈。對照實際921地震發生後，在協和電廠地震測站（TAP104）所記錄到之南北向與東西向PGA值分別達約0.032g與0.037g，與該測站所在村里之PGA分析值接近（介於0.036-0.037g），顯示分析所得之PGA分佈應屬合理。由圖中亦可觀察到碼頭所在村里PGA值介於0.036-0.037g之間。

## (2)基隆港區港灣結構物損害評估

在完成基隆港區地震潛勢分析後，繼則針對基隆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4-22所示，圖中顯示PGA值約介於0.036-0.037g之間。

經此模組分析後，在此模擬地震作用下，碼頭結構與起重設施在各損害狀態所對應之損害狀態機率相當小。

## (3)基隆港區震害經濟損失評估

在完成基隆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. 山腳斷層引致地震境況模擬

## (1)基隆港區地震災害潛勢分析

採用第三個方式—任意指定的斷層位置、規模與斷層開裂方向來設定模擬地震，相關設定參數參考第二章中斷層定值法地震

危害度分析所採用之參數與中央地質調查所之「台灣北部的活動斷層」報告（林啟文等人，民國九十六年），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。

以此模擬地震進行基隆港區震災潛勢分析，圖4-23所示為基隆市中山區及中正區之村里之加速度分佈。由圖中亦可觀察到碼頭所在村里PGA值介於0.24-0.28g之間。略小於與第二章定值法估算值。

### (2)基隆港區港灣結構物損害評估

在完成基隆港區地震潛勢分析後，繼則針對基隆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4-24所示，圖中顯示PGA值約介於0.24-0.26g之間。

在此模擬地震作用下，配合各起重設施之地震潛勢，經由結構物損害分析模組可估算港區各起重設施對應於各損害狀態之機率。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，其中以圓筒式與鋼版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%。

### (3)基隆港區震害經濟損失評估

在完成基隆港區起重設施損害分析之後，利用重建成本與損失比參數便可計算各碼頭結構與起重設施之直接經濟損失，對於碼頭結構，損失約33百萬元（總重建成本14682百萬元），而起重設施方面，損失約720百萬元（總重建成本5800百萬元）。

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整個基隆港區之震損評估分析。

日後須累積更多實際的震損案例，以使整個基隆港區震損評估結果更趨合理。

**表 4-1 國際航海協會損害等級（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 4-2 國際航海協會重力式碼頭損害等級（定量）（PIANC, 2001）**

| 損壞等級   |             | 等級 I       | 等級 II  | 等級 III | 等級 IV |
|--------|-------------|------------|--------|--------|-------|
| 壁<br>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<br>肩 | 不均勻沉陷量      | <0.03~0.1m | —      | —      | —     |
|        | 岸肩與後線陸地沉陷量  | <0.3~0.7m  | —      | —      | —     |
|        | 朝海側傾斜角      | <2~3°      | —      | —      | —     |

**表 4-3 基隆港重力式碼頭易損性曲線研究所用之地震樣本**

| Station | Strength | Dist   | PGA_Z | PGA_NS | PGA_EW | Duration |
|---------|----------|--------|-------|--------|--------|----------|
| TAP104  | 3        | 49.57  | 8.26  | 13.34  | 17.34  | 48       |
| TAP104  | 4        | 171.21 | 17.76 | 32.6   | 37.02  | 92       |
| TAP104  | 3        | 58.08  | 3.46  | 13.46  | 7.66   | 37       |
| TAP104  | 3        | 198.94 | 3.52  | 8.02   | 9.98   | 49       |
| TAP104  | 3        | 84.53  | 8.86  | 20.76  | 22.72  | 61       |
| TAP104  | 4        | 122.45 | 14.06 | 35.24  | 41.1   | 79       |
| TAP104  | 3        | 1.44   | 8.8   | 12.5   | 12.98  | 61       |
| TAP104  | 4        | 58.21  | 9.1   | 31.34  | 22.14  | 61       |
| TAP104  | 3        | 40.25  | 11.3  | 7.84   | 10.94  | 61       |
| TAP104  | 3        | 137.09 | 8.14  | 13.52  | 20.28  | 68       |
| TAP061  | 4        | 74.84  | 20.58 | 55.5   | 44.38  | 56       |
| TAP061  | 4        | 59.03  | 22.14 | 46.54  | 46.12  | 72       |

表 4-4 基隆港西 30~32 號碼頭受震滑移量各地震群組分析結果

| PGA(g)                              |         | 0.2    | 0.23   | 0.3    | 0.4    | 0.5    | 0.6    | 0.7    | 0.8    | 0.9    | 1      |
|-------------------------------------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Newmark<br>法分析<br>所得之<br>滑移量<br>(m) | csaes   | D (m)  | D (m)  | D (m)  | D (m)  | D (m)  | D (m)  | D (m)  | D (m)  | D (m)  | D (m)  |
|                                     | eq1-ew  | 0.000  | 0.121  | 0.444  | 1.100  | 1.950  | 2.970  | 4.120  | 5.410  | 6.790  | 8.300  |
|                                     | eq1-ns  | 0.001  | 0.034  | 0.019  | 0.140  | 0.397  | 0.876  | 1.510  | 2.270  | 3.130  | 4.100  |
|                                     | eq2-ew  | 0.000  | 0.001  | 0.000  | 0.001  | 0.003  | 0.005  | 0.008  | 0.011  | 0.015  | 0.019  |
|                                     | eq2-ns  | 0.002  | 0.001  | 0.006  | 0.015  | 0.025  | 0.037  | 0.050  | 0.064  | 0.088  | 0.096  |
|                                     | eq3-ew  | 0.007  | 0.014  | 0.091  | 0.263  | 0.521  | 0.842  | 1.230  | 1.670  | 2.130  | 2.630  |
|                                     | eq3-ns  | 0.000  | 0.015  | 0.036  | 0.156  | 0.397  | 0.735  | 1.150  | 1.630  | 2.160  | 2.730  |
|                                     | eq4-ew  | 0.005  | 0.009  | 0.063  | 0.187  | 0.393  | 0.692  | 1.100  | 1.600  | 2.220  | 2.970  |
|                                     | eq4-ns  | 0.004  | 0.008  | 0.030  | 0.106  | 0.276  | 0.583  | 0.981  | 1.530  | 2.230  | 3.040  |
|                                     | eq5-ew  | 0.000  | 0.000  | 0.001  | 0.003  | 0.006  | 0.009  | 0.013  | 0.019  | 0.025  | 0.031  |
|                                     | eq5-ns  | 0.000  | 0.000  | 0.001  | 0.003  | 0.004  | 0.006  | 0.009  | 0.013  | 0.017  | 0.021  |
|                                     | eq6-ew  | 0.000  | 0.002  | 0.019  | 0.058  | 0.128  | 0.235  | 0.377  | 0.559  | 0.776  | 1.040  |
|                                     | eq6-ns  | 0.002  | 0.002  | 0.012  | 0.041  | 0.097  | 0.178  | 0.285  | 0.421  | 0.576  | 0.747  |
|                                     | eq7-ew  | 0.001  | 0.004  | 0.019  | 0.068  | 0.147  | 0.259  | 0.397  | 0.558  | 0.739  | 0.940  |
|                                     | eq7-ns  | 0.003  | 0.003  | 0.017  | 0.050  | 0.050  | 0.190  | 0.295  | 0.425  | 0.574  | 0.747  |
|                                     | eq8-ew  | 0.001  | 0.005  | 0.021  | 0.073  | 0.164  | 0.315  | 0.500  | 0.711  | 0.957  | 1.230  |
|                                     | eq8-ns  | 0.001  | 0.006  | 0.014  | 0.053  | 0.116  | 0.198  | 0.301  | 0.432  | 0.580  | 0.748  |
|                                     | eq9-ew  | 0.000  | 0.000  | 0.001  | 0.002  | 0.005  | 0.009  | 0.015  | 0.022  | 0.032  | 0.043  |
|                                     | eq9-ns  | 0.000  | 0.001  | 0.001  | 0.004  | 0.011  | 0.019  | 0.030  | 0.043  | 0.057  | 0.073  |
|                                     | eq10-ew | 0.000  | 0.001  | 0.025  | 0.115  | 0.296  | 0.556  | 0.861  | 1.220  | 1.610  | 2.050  |
|                                     | eq10-ns | 0.001  | 0.011  | 0.024  | 0.098  | 0.219  | 0.396  | 0.636  | 0.927  | 1.270  | 1.650  |
|                                     | eq11-ew | 0.000  | 0.006  | 0.007  | 0.029  | 0.066  | 0.112  | 0.168  | 0.232  | 0.303  | 0.379  |
|                                     | eq11-ns | 0.001  | 0.002  | 0.007  | 0.029  | 0.041  | 0.071  | 0.108  | 0.150  | 0.200  | 0.256  |
|                                     | eq12-ew | 0.002  | 0.004  | 0.010  | 0.029  | 0.059  | 0.098  | 0.141  | 0.189  | 0.243  | 0.302  |
|                                     | eq12-ns | 0.002  | 0.005  | 0.016  | 0.038  | 0.067  | 0.102  | 0.144  | 0.193  | 0.250  | 0.312  |
| 滑移量<br>對數<br>常態<br>分佈<br>參數         | 標準差     | 1.195  | 1.756  | 1.710  | 1.711  | 1.725  | 1.749  | 1.756  | 1.762  | 1.767  | 1.767  |
|                                     | 平均數     | -8.548 | -5.881 | -4.446 | -3.255 | -2.485 | -1.933 | -1.507 | -1.164 | -0.631 | -0.631 |

表 4-5 基隆港西 32 號號碼頭受震損害等級分析結果

| PGA (g)                  |                    | 0.2    | 0.23  | 0.3   | 0.4   | 0.5   | 0.6   | 0.7   | 0.8   | 0.9   | 1     |
|--------------------------|--------------------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 經對數常態分佈參數所求<br>之損害等級次數分佈 | < 0.1575 m         | 24.0   | 23.8  | 22.9  | 20.2  | 17.0  | 14.1  | 11.8  | 9.9   | 7.3   | 7.3   |
|                          | 0.1575 m ~ 0.525 m | 0.0    | 0.1   | 0.9   | 2.8   | 4.5   | 5.5   | 6.1   | 6.4   | 6.3   | 6.3   |
|                          | 0.525 m ~ 1.05 m   | 0.0    | 0.0   | 0.1   | 0.6   | 1.4   | 2.1   | 2.6   | 3.0   | 3.5   | 3.5   |
|                          | > 1.05 m           | 0.0    | 0.0   | 0.1   | 0.4   | 1.2   | 2.3   | 3.5   | 4.7   | 6.9   | 6.9   |
| 經對數常態分佈參數所求<br>之損害等級機率分佈 | < 0.213 m          | 100.0% | 99.9% | 94.7% | 80.2% | 63.9% | 50.2% | 39.6% | 31.4% | 25.2% | 20.5% |
|                          | 0.213 m ~ 0.71 m   | 0.0%   | 0.1%  | 4.7%  | 15.7% | 25.1% | 30.3% | 32.3% | 32.5% | 31.5% | 29.8% |
|                          | 0.71 m ~ 1.42 m    | 0.0%   | 0.0%  | 0.5%  | 2.9%  | 6.8%  | 10.7% | 13.8% | 16.0% | 17.5% | 18.3% |
|                          | > 1.42 m           | 0.0%   | 0.0%  | 0.1%  | 1.2%  | 4.2%  | 8.8%  | 14.3% | 20.1% | 25.8% | 31.3% |

表 4-6 基隆港東 20~21 號碼頭受震滑移量各地震群組分析結果

| PGA(g)                              |         | 0.2   | 0.23   | 0.3    | 0.4    | 0.5    | 0.6    | 0.7    | 0.8    | 0.9    | 1      |
|-------------------------------------|---------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Newmark<br>法分析<br>所得之<br>滑移量<br>(m) | csaes   | D (m) | D (m)  | D (m)  | D (m)  | D (m)  | D (m)  | D (m)  | D (m)  | D (m)  | D (m)  |
|                                     | eq1-ew  | 0.000 | 0.121  | 0.444  | 1.100  | 1.950  | 2.970  | 4.120  | 5.410  | 6.790  | 8.300  |
|                                     | eq1-ns  | 0.001 | 0.034  | 0.019  | 0.140  | 0.397  | 0.876  | 1.510  | 2.270  | 3.130  | 4.100  |
|                                     | eq2-ew  | 0.000 | 0.001  | 0.000  | 0.001  | 0.003  | 0.005  | 0.008  | 0.011  | 0.015  | 0.019  |
|                                     | eq2-ns  | 0.002 | 0.001  | 0.006  | 0.015  | 0.025  | 0.037  | 0.050  | 0.064  | 0.088  | 0.096  |
|                                     | eq3-ew  | 0.007 | 0.014  | 0.091  | 0.263  | 0.521  | 0.842  | 1.230  | 1.670  | 2.130  | 2.630  |
|                                     | eq3-ns  | 0.000 | 0.015  | 0.036  | 0.156  | 0.397  | 0.735  | 1.150  | 1.630  | 2.160  | 2.730  |
|                                     | eq4-ew  | 0.005 | 0.009  | 0.063  | 0.187  | 0.393  | 0.692  | 1.100  | 1.600  | 2.220  | 2.970  |
|                                     | eq4-ns  | 0.004 | 0.008  | 0.030  | 0.106  | 0.276  | 0.583  | 0.981  | 1.530  | 2.230  | 3.040  |
|                                     | eq5-ew  | 0.000 | 0.000  | 0.001  | 0.003  | 0.006  | 0.009  | 0.013  | 0.019  | 0.025  | 0.031  |
|                                     | eq5-ns  | 0.000 | 0.000  | 0.001  | 0.003  | 0.004  | 0.006  | 0.009  | 0.013  | 0.017  | 0.021  |
|                                     | eq6-ew  | 0.000 | 0.002  | 0.019  | 0.058  | 0.128  | 0.235  | 0.377  | 0.559  | 0.776  | 1.040  |
|                                     | eq6-ns  | 0.002 | 0.002  | 0.012  | 0.041  | 0.097  | 0.178  | 0.285  | 0.421  | 0.576  | 0.747  |
|                                     | eq7-ew  | 0.001 | 0.004  | 0.019  | 0.068  | 0.147  | 0.259  | 0.397  | 0.558  | 0.739  | 0.940  |
|                                     | eq7-ns  | 0.003 | 0.003  | 0.017  | 0.050  | 0.050  | 0.190  | 0.295  | 0.425  | 0.574  | 0.747  |
|                                     | eq8-ew  | 0.001 | 0.005  | 0.021  | 0.073  | 0.164  | 0.315  | 0.500  | 0.711  | 0.957  | 1.230  |
|                                     | eq8-ns  | 0.001 | 0.006  | 0.014  | 0.053  | 0.116  | 0.198  | 0.301  | 0.432  | 0.580  | 0.748  |
|                                     | eq9-ew  | 0.000 | 0.000  | 0.001  | 0.002  | 0.005  | 0.009  | 0.015  | 0.022  | 0.032  | 0.043  |
|                                     | eq9-ns  | 0.000 | 0.001  | 0.001  | 0.004  | 0.011  | 0.019  | 0.030  | 0.043  | 0.057  | 0.073  |
|                                     | eq10-ew | 0.000 | 0.001  | 0.025  | 0.115  | 0.296  | 0.556  | 0.861  | 1.220  | 1.610  | 2.050  |
|                                     | eq10-ns | 0.001 | 0.011  | 0.024  | 0.098  | 0.219  | 0.396  | 0.636  | 0.927  | 1.270  | 1.650  |
|                                     | eq11-ew | 0.000 | 0.006  | 0.007  | 0.029  | 0.066  | 0.112  | 0.168  | 0.232  | 0.303  | 0.379  |
|                                     | eq11-ns | 0.001 | 0.002  | 0.007  | 0.029  | 0.041  | 0.071  | 0.108  | 0.150  | 0.200  | 0.256  |
|                                     | eq12-ew | 0.002 | 0.004  | 0.010  | 0.029  | 0.059  | 0.098  | 0.141  | 0.189  | 0.243  | 0.302  |
|                                     | eq12-ns | 0.002 | 0.005  | 0.016  | 0.038  | 0.067  | 0.102  | 0.144  | 0.193  | 0.250  | 0.312  |
| 滑移量<br>對數<br>常態<br>分佈<br>參數         | 標準差     | —     | 1.656  | 1.741  | 1.673  | 1.724  | 1.746  | 1.753  | 1.762  | 1.761  | 1.767  |
|                                     | 平均數     | —     | -5.788 | -4.556 | -3.285 | -2.569 | -1.975 | -1.545 | -1.199 | -0.904 | -0.660 |

表 4-7 基隆港東 20~21 號碼頭受震損害等級分析結果

| PGA (g)                  |                    | 0.2 | 0.23  | 0.3   | 0.4   | 0.5   | 0.6   | 0.7   | 0.8   | 0.9   | 1     |
|--------------------------|--------------------|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 經對數常態分佈參數所求<br>之損害等級次數分佈 | < 0.1575 m         | -   | 23.8  | 22.6  | 19.3  | 15.9  | 12.7  | 10.4  | 8.5   | 7.1   | 6.0   |
|                          | 0.1575 m ~ 0.525 m | -   | 0.2   | 1.1   | 3.3   | 4.9   | 6.0   | 6.4   | 6.4   | 6.3   | 6.1   |
|                          | 0.525 m ~ 1.05 m   | -   | 0.0   | 0.2   | 0.8   | 1.6   | 2.4   | 2.9   | 3.3   | 3.5   | 3.7   |
|                          | > 1.05 m           | -   | 0.0   | 0.1   | 0.6   | 1.5   | 3.0   | 4.4   | 5.7   | 7.1   | 8.3   |
| 經對數常態分佈參數所求<br>之損害等級機率分佈 | < 0.1575 m         | -   | 99.1% | 94.0% | 80.5% | 66.2% | 52.9% | 43.1% | 35.6% | 29.6% | 25.1% |
|                          | 0.1575 m ~ 0.525 m | -   | 0.8%  | 4.8%  | 13.8% | 20.6% | 24.8% | 26.5% | 26.7% | 26.3% | 25.3% |
|                          | 0.525 m ~ 1.05 m   | -   | 0.1%  | 0.8%  | 3.4%  | 6.8%  | 10.0% | 12.2% | 13.7% | 14.7% | 15.2% |
|                          | > 1.05 m           | -   | 0.0%  | 0.4%  | 2.3%  | 6.4%  | 12.3% | 18.2% | 23.9% | 29.4% | 34.4% |

表 4-8 基隆港版樁式碼頭易損曲線參數

| 損壞等級               | 東 6 號版樁式碼頭 |       | 西 25 號鋼版樁圓筒式碼頭 |       |
|--------------------|------------|-------|----------------|-------|
|                    | 中位數        | 對數標準差 | 中位數            | 對數標準差 |
| Minor              | 0.954      | 0.681 | 0.857          | 0.868 |
| Moderate           | 1.438      | 0.627 | 1.442          | 0.783 |
| Extensive/Complete | 1.769      | 0.599 | 1.861          | 0.741 |

表 4-9 基隆港西 19 號碼頭受震損害等級分析結果

| PGA (g)  |                 | 0.1    | 0.23   | 0.5    | 1      | 1.1   | 1.2   | 1.4   | 1.5   | 1.6   | 1.8   | 2     |
|----------|-----------------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 損害等級次數分佈 | < 0.19 m        | 24     | 24     | 24     | 24     | 23    | 22    | 22    | 22    | 22    | 22    | 22    |
|          | 0.19 m ~ 1.20 m | 0      | 0      | 0      | 0      | 1     | 2     | 2     | 2     | 2     | 2     | 2     |
|          | 1.20 m ~ 2.80 m | 0      | 0      | 0      | 0      | 0     | 0     | 0     | 0     | 0     | 0     | 0     |
|          | > 2.80 m        | 0      | 0      | 0      | 0      | 0     | 0     | 0     | 0     | 0     | 0     | 0     |
| 損害等級機率分佈 | < 0.19 m        | 100.0% | 100.0% | 100.0% | 100.0% | 95.8% | 91.7% | 91.7% | 91.7% | 91.7% | 91.7% | 91.7% |
|          | 0.19 m ~ 1.20 m | 0.0%   | 0.0%   | 0.0%   | 0.0%   | 4.2%  | 8.3%  | 8.3%  | 8.3%  | 8.3%  | 8.3%  | 8.3%  |
|          | 1.20 m ~ 2.80 m | 0.0%   | 0.0%   | 0.0%   | 0.0%   | 0.0%  | 0.0%  | 0.0%  | 0.0%  | 0.0%  | 0.0%  | 0.0%  |
|          | > 2.80 m        | 0.0%   | 0.0%   | 0.0%   | 0.0%   | 0.0%  | 0.0%  | 0.0%  | 0.0%  | 0.0%  | 0.0%  | 0.0%  |

表 4-10 基隆港直樁棧橋式碼頭易損曲線參數

|                    | 西 19 號鋼版樁圓筒式碼頭 |       |
|--------------------|----------------|-------|
| 損壞等級               | 中位數            | 對數標準差 |
| Minor              | 2.45           | 1.61  |
| Moderate           | —              | —     |
| Extensive/Complete | —              | —     |

**表 4-11 基隆港橋墩式碼頭之損壞狀態臨界值**

| 損壞狀態           | 位移(m)  |
|----------------|--------|
| 輕度損壞(minor)    | 0.0017 |
| 中度損壞(moderate) | 0.0162 |
| 完全損壞(complete) | 0.0222 |

**表 4-12 基隆港橋墩式碼頭易損性曲線參數**

|      | 橋墩兩側有護坡     |           | 橋墩兩側無護坡     |           |
|------|-------------|-----------|-------------|-----------|
| 損壞等級 | Median(PGA) | Deviation | Median(PGA) | Deviation |
| 輕度損壞 | 0.78832     | 0.2654    | 0.75103     | 0.22979   |
| 中度損壞 | 2.4977      | 0.20699   | 2.4175      | 0.20845   |
| 崩塌損壞 | 2.9235      | 0.28238   | 2.9235      | 0.28238   |

表 4-13 港灣設施分類（摘自 HAZUS 99）

| Label | Description                                                 |
|-------|-------------------------------------------------------------|
|       | <b>Waterfront Structures</b>                                |
| PWS1  | Waterfront Structures                                       |
|       | <b>Cranes/Cargo Handling Equipment</b>                      |
| PEQ1  | Stationary Port Handling Equipment                          |
| PEQ2  | Rail Mounted Port Handling Equipment                        |
|       | <b>Warehouses</b>                                           |
| 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)                                  |
|       | <b>Fuel Facility</b>                                        |
| 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 4-14 濱水結構 PGD 相關之易損性曲線參數

| Permanent Ground Deformation |              |             |         |
|------------------------------|--------------|-------------|---------|
| Components                   | Damage State | Median (cm) | $\beta$ |
| 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 4-15 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)  | $\beta$ |
| 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) | $\beta$ |
| 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 4-16 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                                  | Median | Median  | $\beta$ |
| 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    |
| Permanent Ground Deformation |                 |                                         |        |         |         |
| Classification               | Damage State    | Median (cm)                             |        | $\beta$ |         |
| PWH1-7                       | least extensive | 25.4                                    |        | 1.2     |         |
|                              | complete        | 20% of least extensive is assumed to be |        |         |         |

表 4-17 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)  | $\beta$ |
| 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) | $\beta$ |
| PFF5                         | slight/minor       | 10.2        | 0.5     |
|                              | moderate           | 20.3        | 0.5     |
|                              | extensive/complete | 61.0        | 0.5     |

表 4-18 港灣設施損失比參數

| Classification                  | Damage State       | Best Estimate | Range of Damage |
|---------------------------------|--------------------|---------------|-----------------|
| 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 4-19 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) | $\sigma$ |
| 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 4-20 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 (百萬元/座)  |

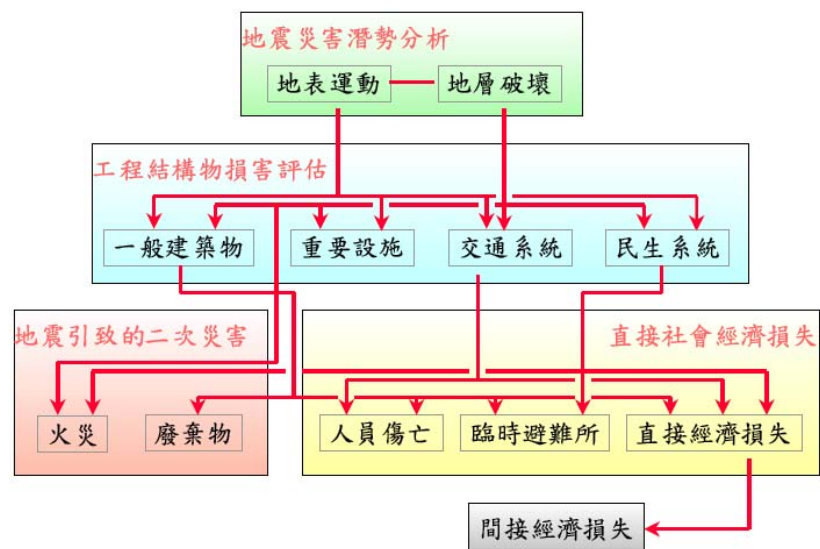


圖 4-1 地震損失評估系統分析分析流程與架構（HAZ-Taiwan）

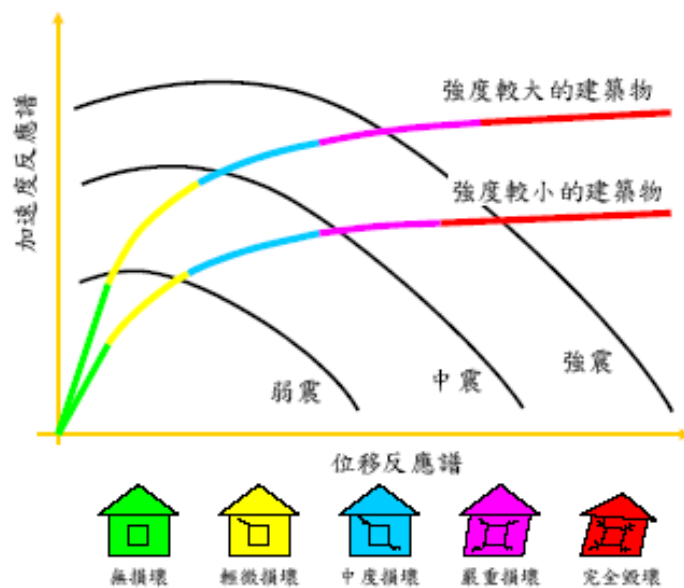


圖 4-2 一般建築物損害評估模式示意圖

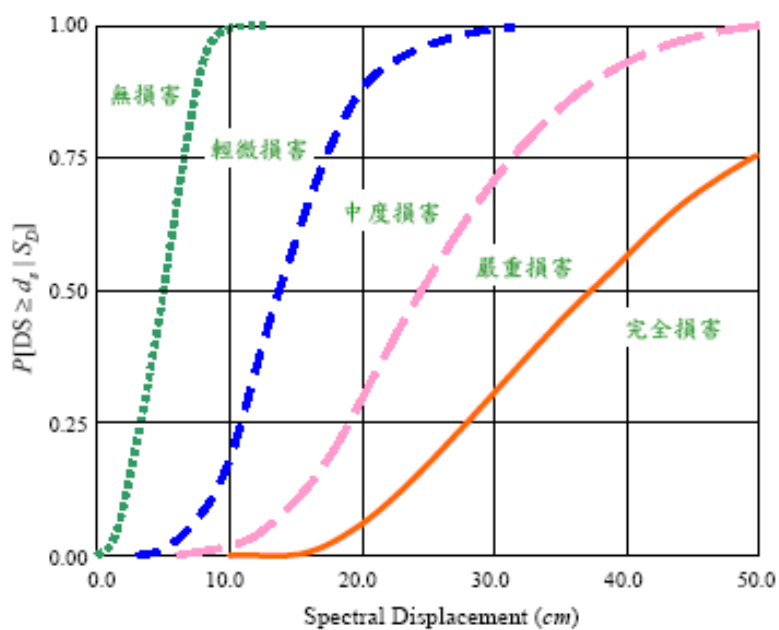


圖 4-3 不同損害狀態易損曲線與機率示意圖

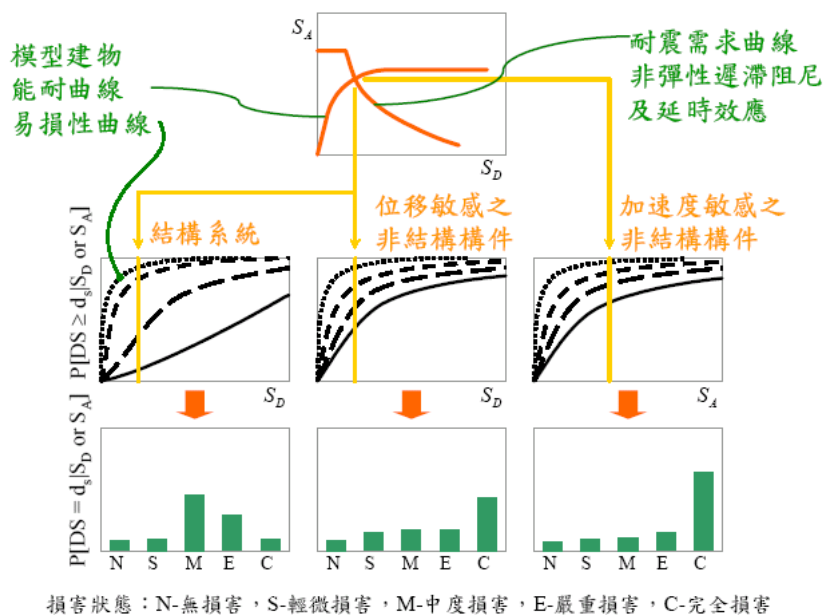


圖 4-4 一般結構物之結構系統與非結構構件地震損害評估流程



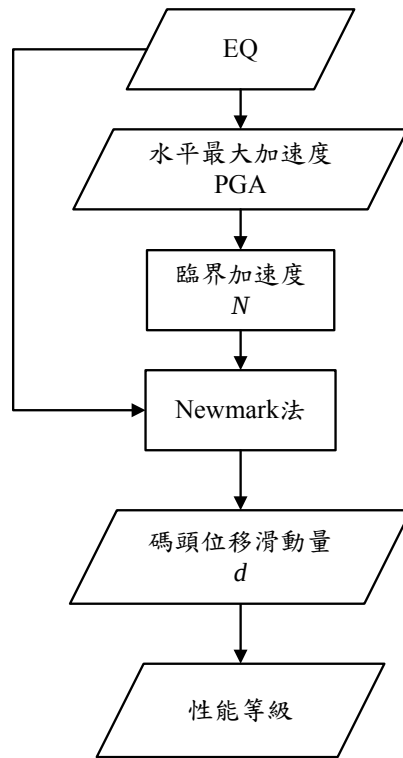


圖 4-7 重力式碼頭受震滑移量與損害等級之評估模式

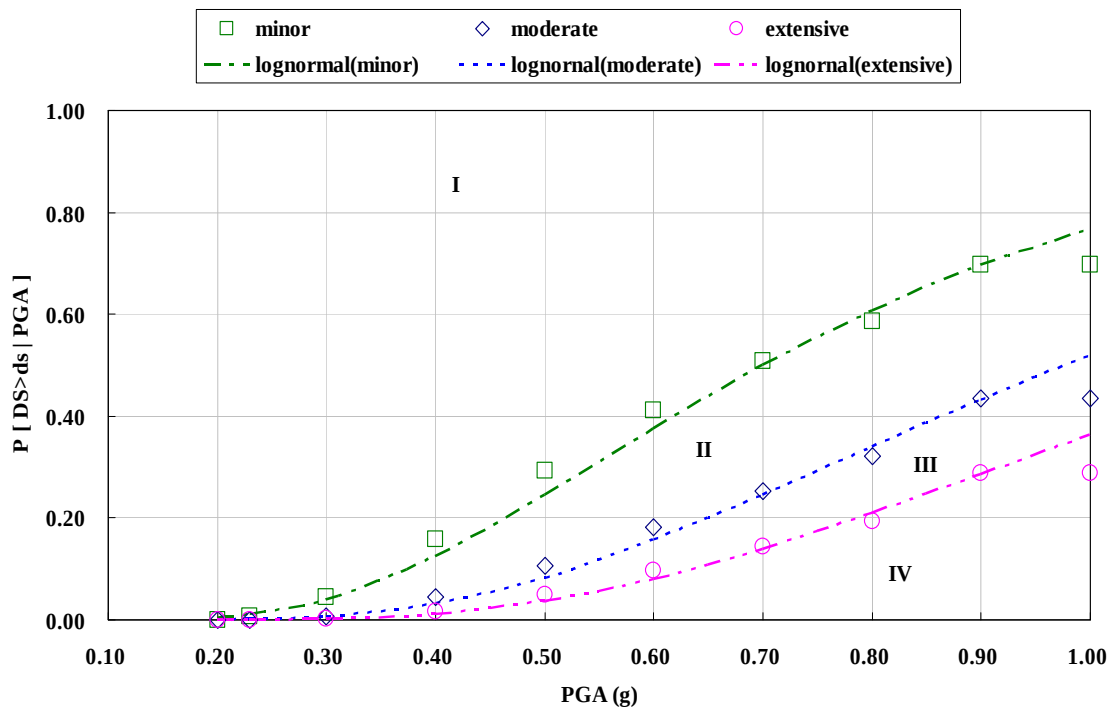


圖 4-8 基隆港西 32 號碼頭之易損性曲線

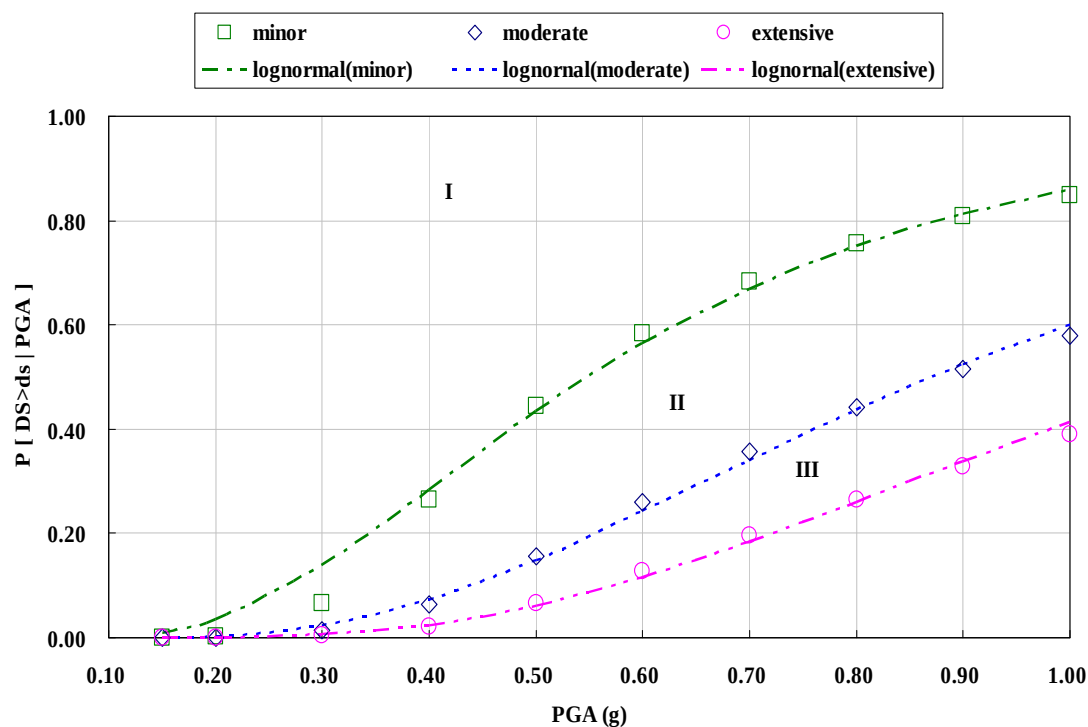


圖 4-9 基隆港東 20~21 號碼頭之易損性曲線

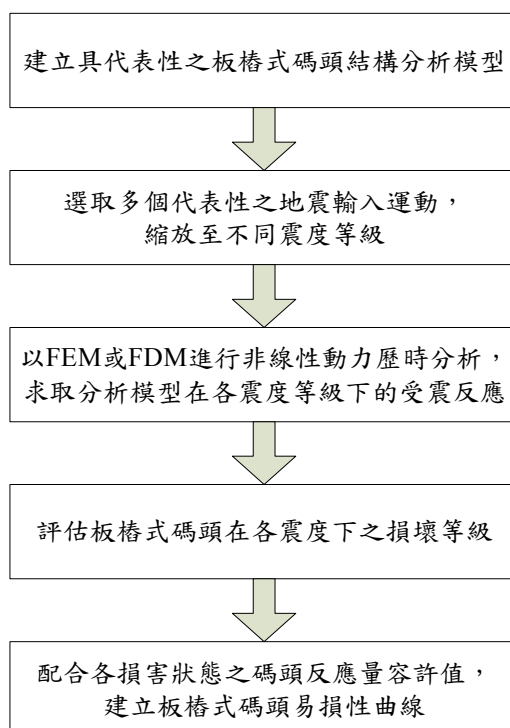


圖 4-10 版樁式碼頭易損分析流程

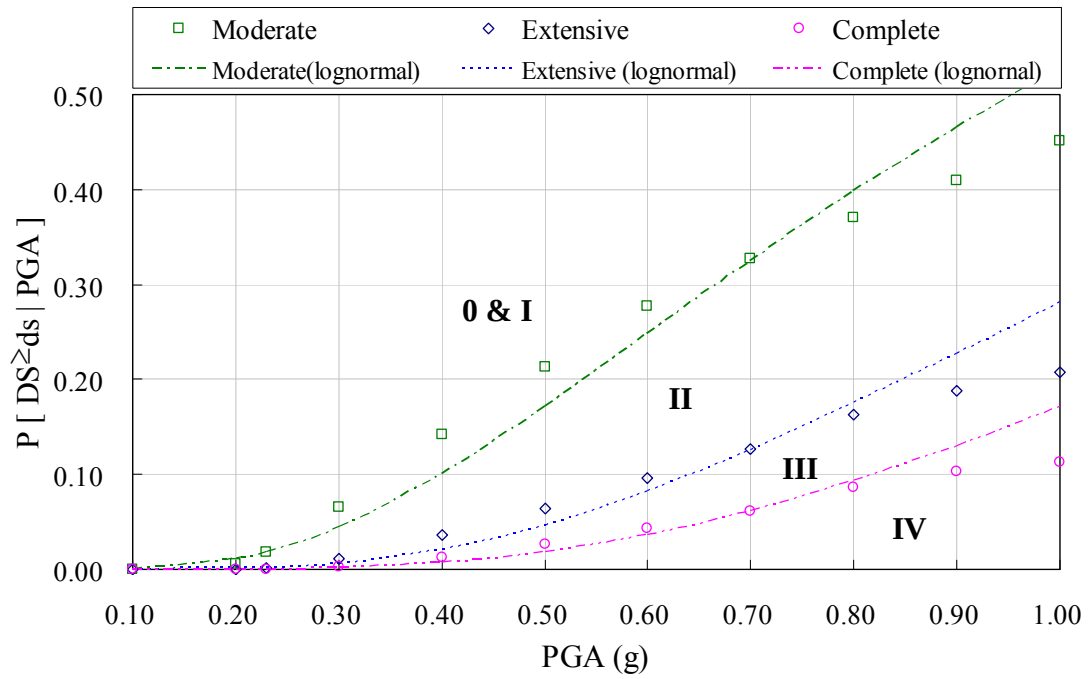


圖 4-11 基隆港東 6 號版樁式碼頭易損曲線

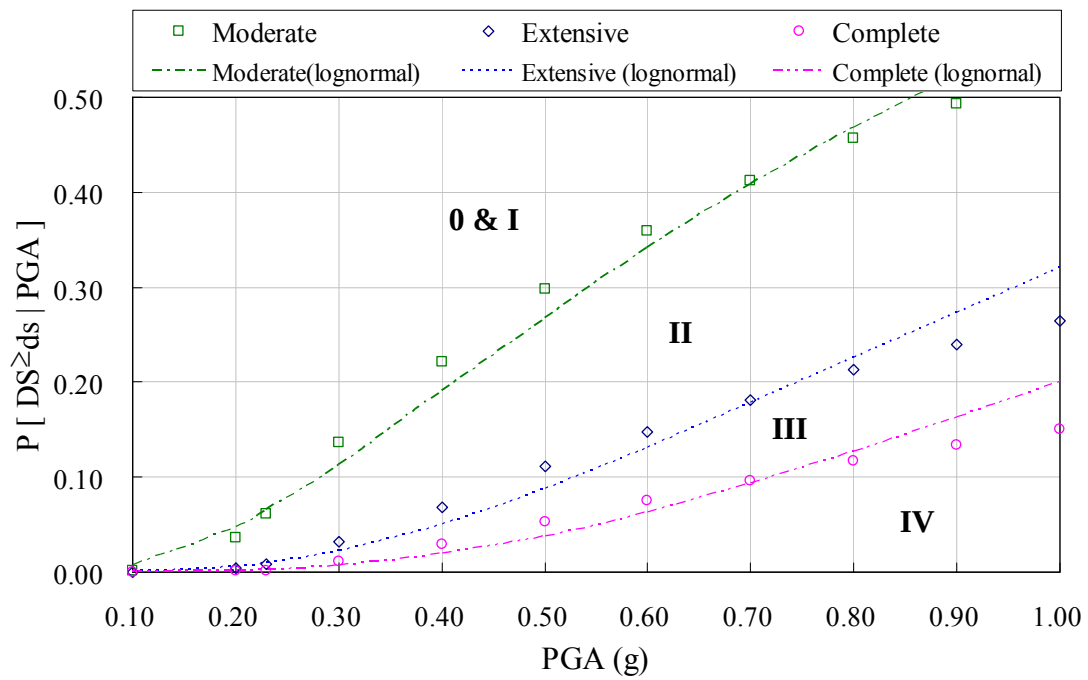


圖 4-12 基隆港西 25 號鋼版樁圓筒式碼頭易損曲線

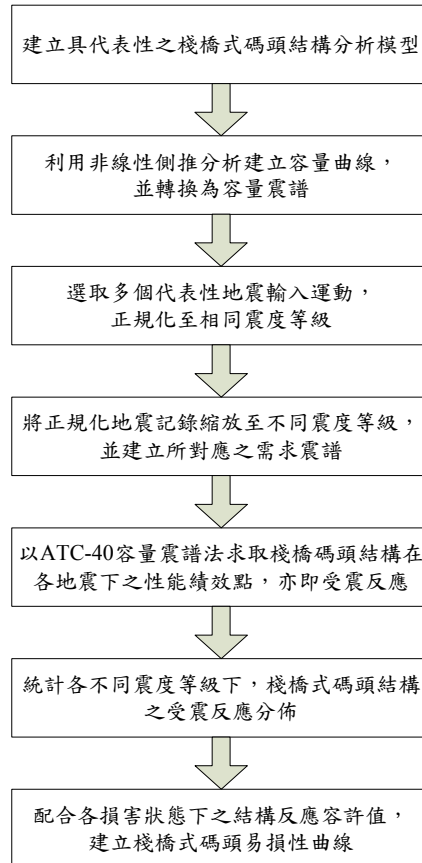


圖 4-13 棧橋式碼頭易損性曲線建立流程

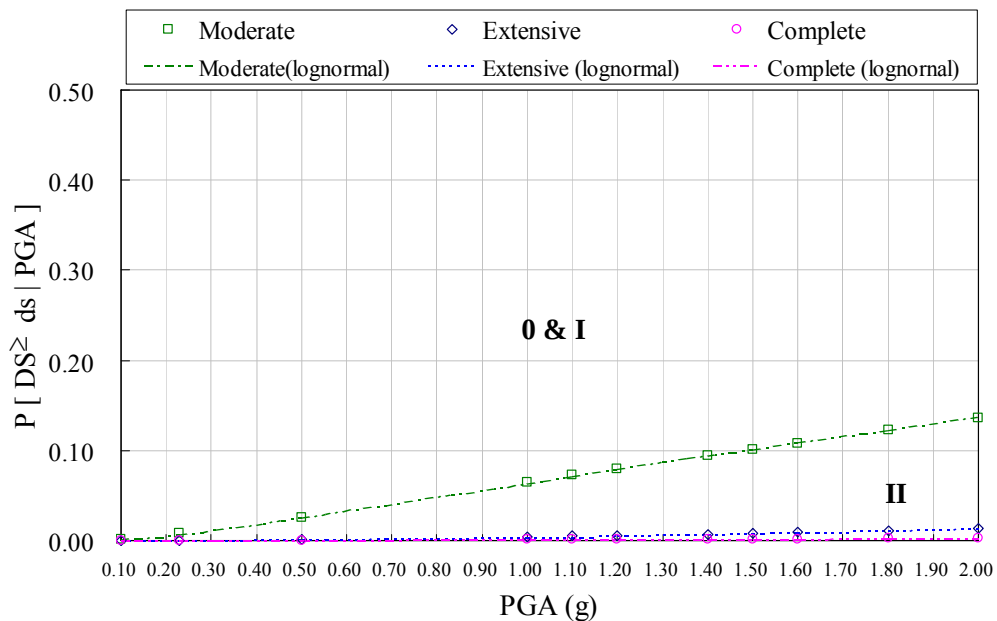


圖 4-14 基隆港西 19 號棧橋式碼頭易損曲線

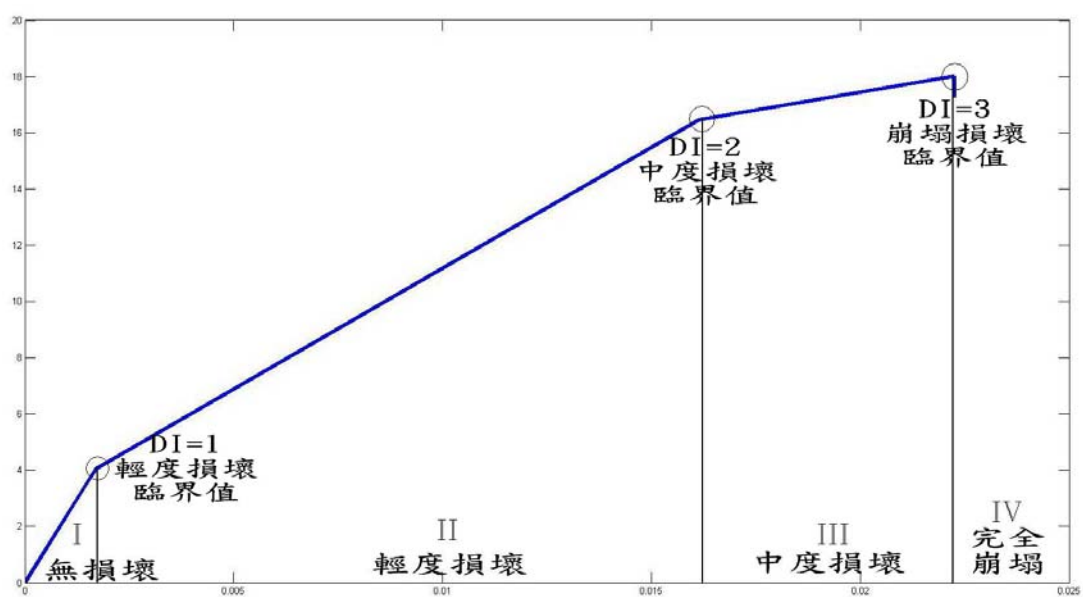


圖 4-15 橋墩式碼頭之各個損壞狀態

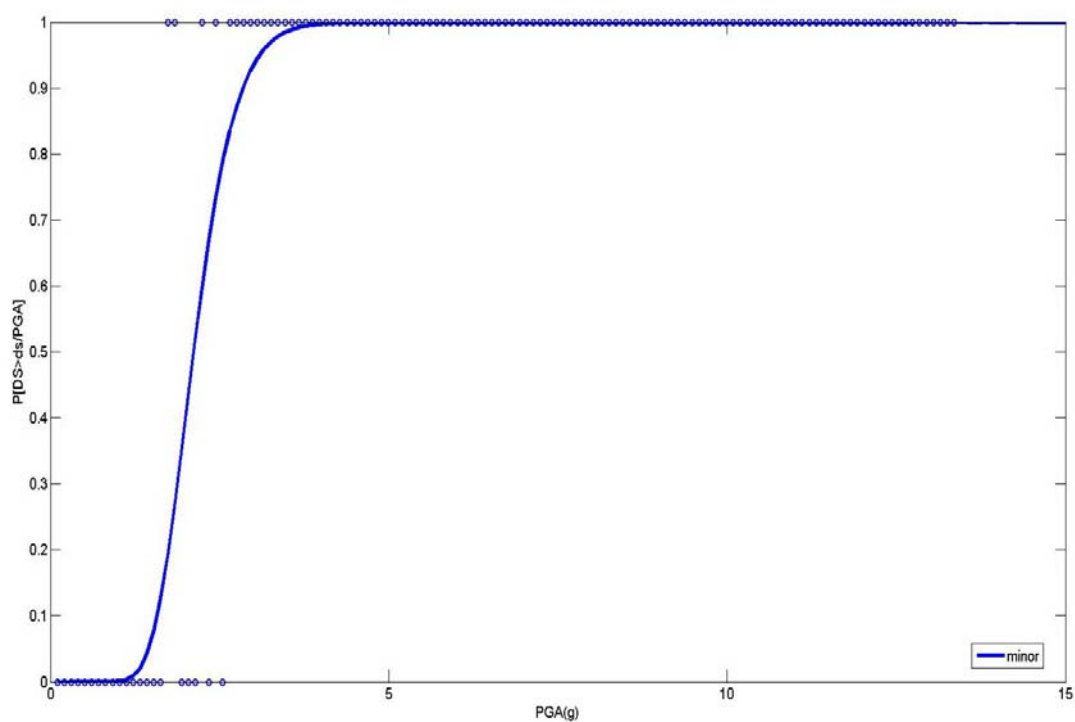


圖 4-16 輕度損壞狀態之易損性曲線

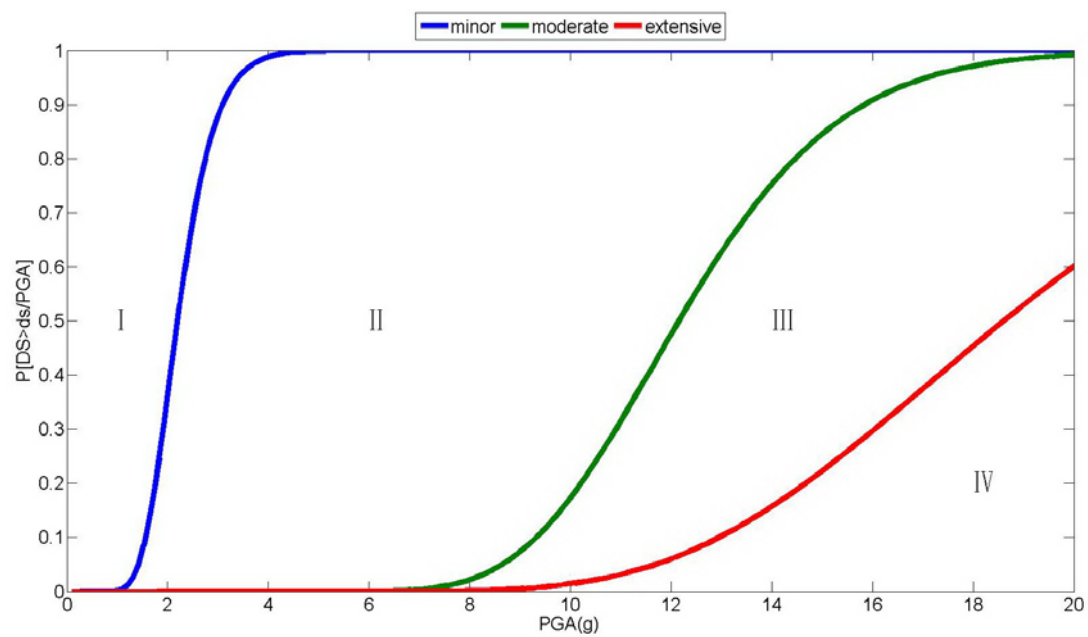


圖 4-17 橋墩式碼頭之易損性曲線

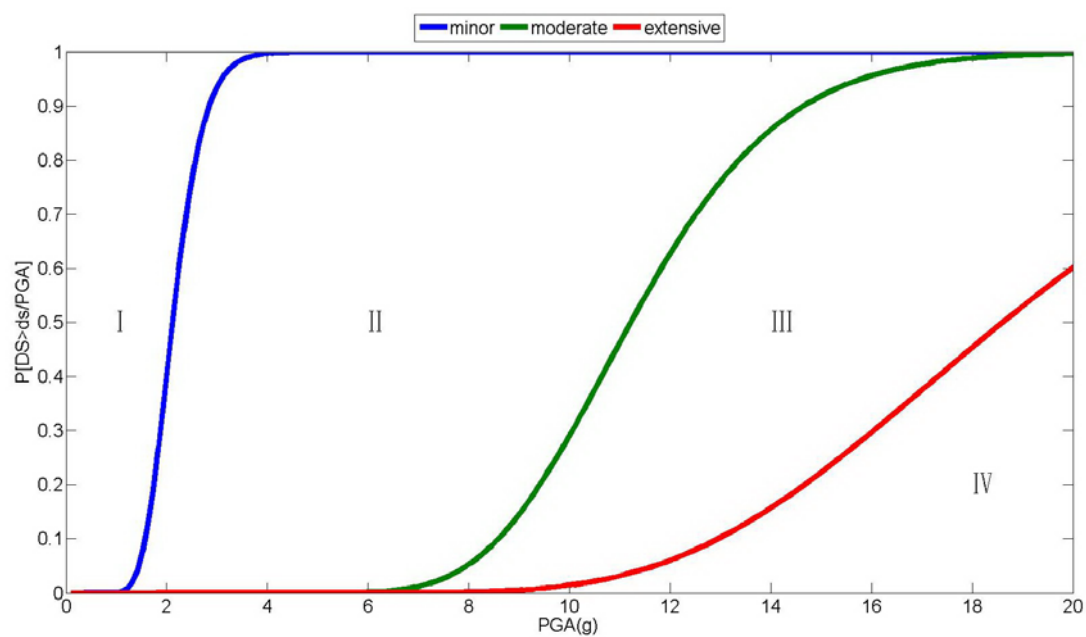


圖 4-18 橋墩式碼頭之易損性曲線(無護坡)

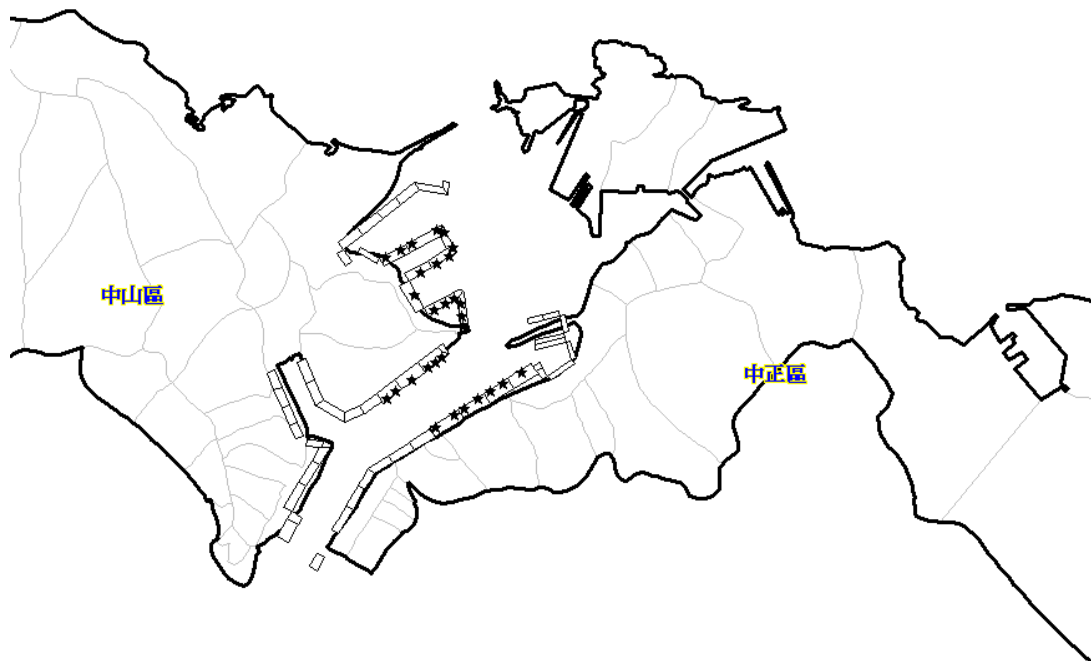


圖 4-19 基隆港區碼頭配置圖

**定義模擬地震**

計畫名稱: KL 事件識別: ChiChi OK Cancel

儲存目錄: F:\Haz-Taiwan\KL\_090522\SCENARIO\ChiChi 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 <input checked="" type="checkbox"/> 修改 |
| 寬度 | 18  | 公里 <input checked="" type="checkbox"/> 修改 |

斷層種類

- ☐ 平移斷層
- ☒ 逆斷層
- ☐ 正斷層

圖 4-20 模擬地震設定

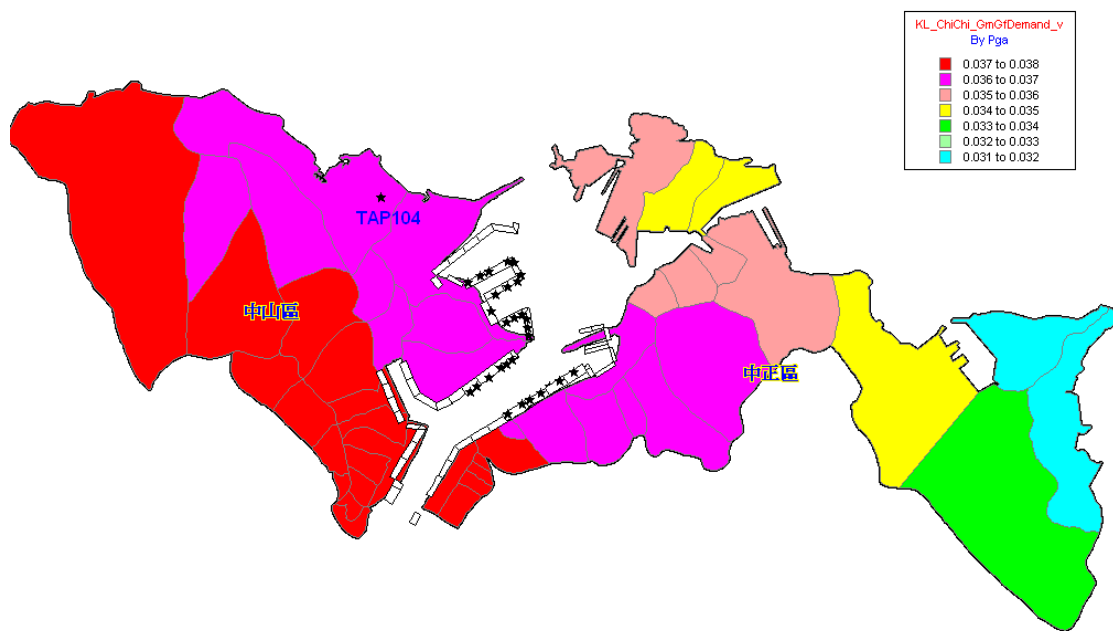


圖 4-21 基隆市中山及中正區村里 PGA 分佈（集集地震模擬）

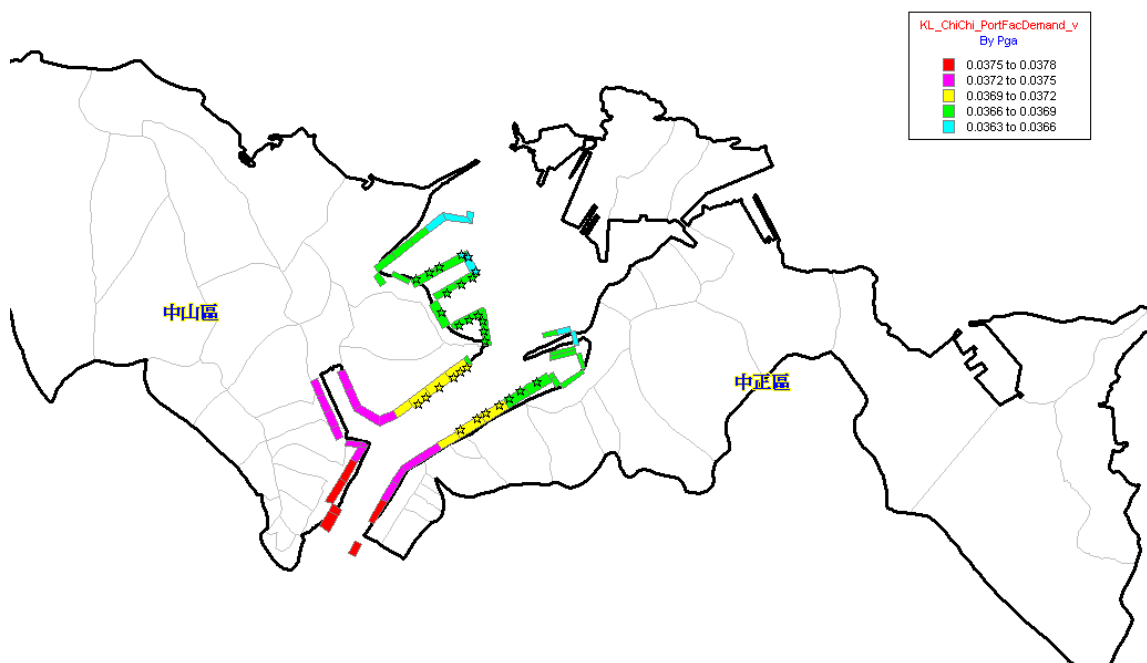


圖 4-22 基隆港碼頭所在位置 PGA 值分佈（集集地震模擬）

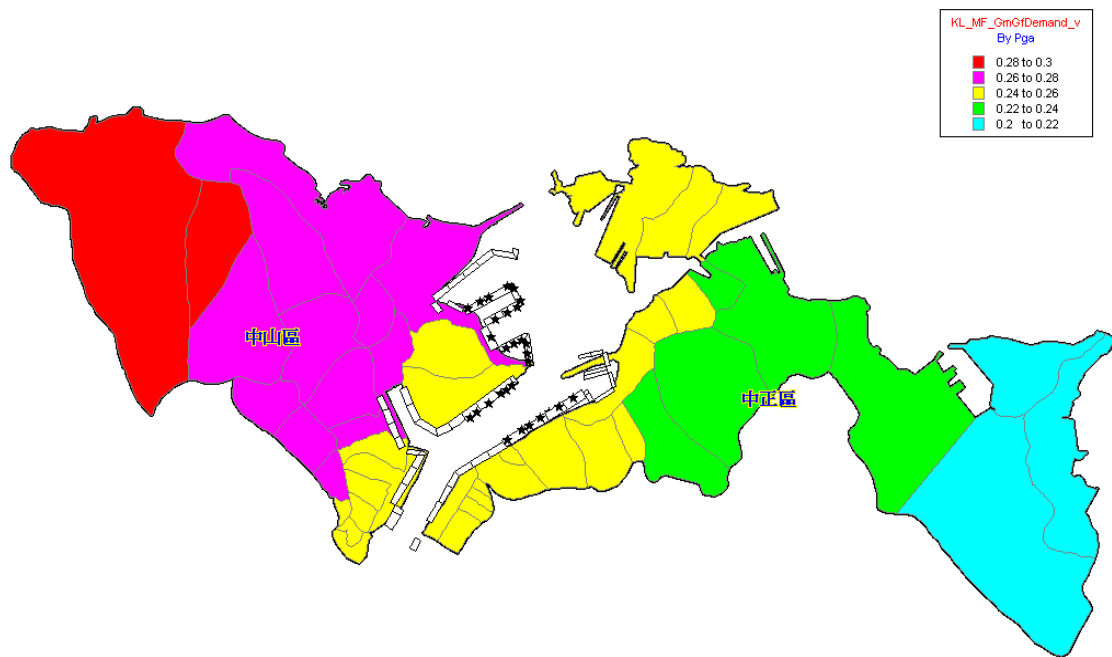


圖 4-23 基隆市中山及中正區村里 PGA 分佈（山腳斷層模擬）

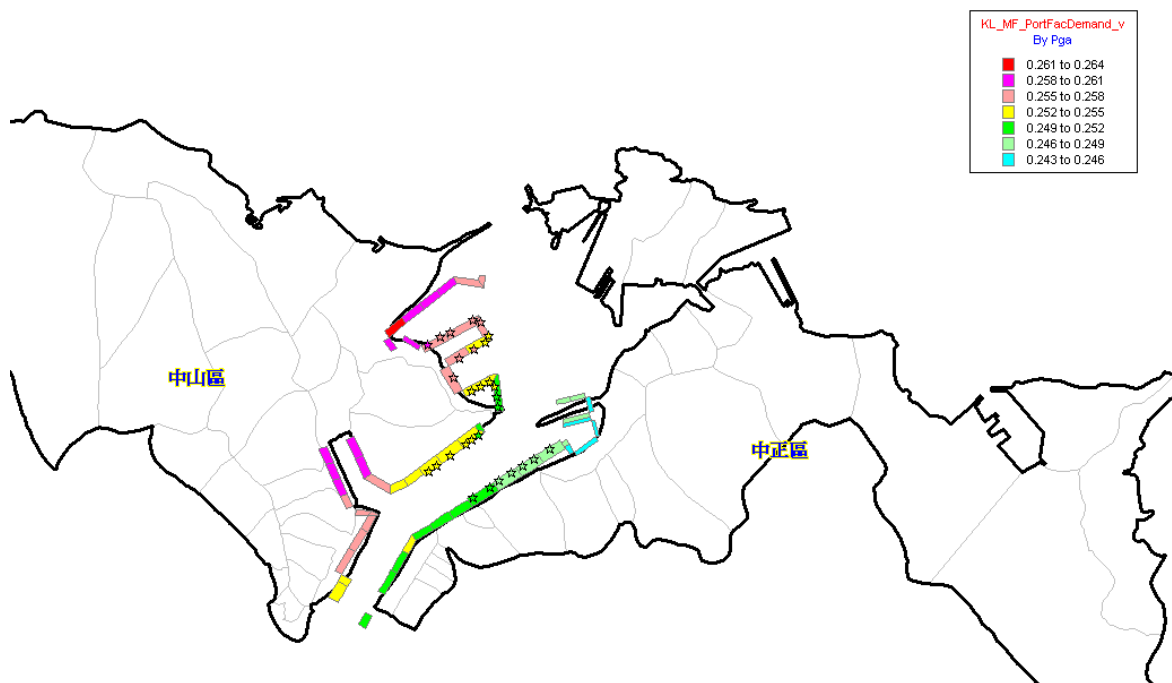


圖 4-24 基隆港碼頭所在位置 PGA 值分佈（山腳斷層模擬）

## 第五章 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。最終期能增進對台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，於前二年(96、97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、蘇澳港與花蓮港區為研究標的，進行該區地震潛勢之評估、並進行臺中港區與花蓮港區內沈箱式、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。

現為第三年(98年)計畫，依據招標文件與服務建議書所提出之執行範疇，以基隆港區為研究標的，進行地震潛勢分析；針對基隆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，以應用於基隆港區之震損境況模擬。本年度計畫之全部期程為自98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：

### 1. 港灣地區地震潛勢之評估

已進行基隆港區之鄰近測站強震歷時及場址特性資料蒐集、基

隆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)根據基隆港區鑽孔高程、基岩高程，以及 SPT-N 值之平均值 等各項鑽孔地質統計資料，初步擬定了五處六個簡化土層剖面及相關數據，可因應後續各類碼頭耐震評估選用斷面之需。
- (2)本研究針對基隆港區以二個地震震源分區（ZB、ZD），及對於上限規模不確定性之考量，並以邏輯樹方式考量對各參數之信心度，給於權重，並考量 $\pm 1\sigma$  資料離散性的期望值，建立基隆港之地震危害度曲線。以 75 年、475 年及 2500 年回歸期為參考，所對應之地震動值分別為 0.10g、0.23g 及 0.38g。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 ML6.3 及 ML6.4，多為宜蘭外海地區之地震所控制，此結果為供防救災應用規劃所需。另於土壤液化評估等研究，多採震矩規模  $M_w$  為考量，則 475 年及 2500 年回歸期所對應之控制地震規模為  $M_w 7.1$  及  $M_w 7.2$ 。
- (3)本研究並採用定值法分析山腳斷層對基隆港區可能之地震危害。參考中央地調所近期調查資料，判斷山腳斷層之長度可能延伸至東北海域，長約為 50.6 公里，換算可能之地震規模為  $MW 7.4$  (ML7.0)。其距離基隆港區約 15.85 公里，參考地震動衰減律，估算基隆港區在山腳斷層錯動下可能之 PGA 值約為 0.29g，此結果為堅硬地盤之參考值。
- (4)依時間序列預測結果顯示，基隆港區未來 50 年內(2007~2056 年)的地震潛勢於 2011~2030 年最少一次  $6.0 \leq M \leq 6.2$  的地震、2017~2059 年最少一次  $6.1 \leq M \leq 6.2$  的地震、2031~2060 年最少一次  $6.0 \leq M \leq 6.2$  的地震。未來 50 至 100 年內(2057~2106 年)的地震潛勢於 2062~2104 年最多一次  $M \geq 6.2$  的地震、2096~2101 年最多一次  $M \geq 6.0$  的地震。以未來 100 年來看，在 2011~2060 年是未來百年間地震的高峰期。40 年間會發生 2 次  $M \geq 6.0$  地震，但不會發生  $M \geq 7.0$  的地震。

(5)依基隆港區場址各不同地盤深度之 PGA 中值(median)隨深度變化關係可知，除基盤震度 PGAB 較小者外，當基盤震度 PGAB 較大時，地盤 PGA 值隨深度變淺而漸變小，當震波接近地表 10m 內時，PGA 值轉趨放大之趨勢相當明顯；而個別剖面 PGA 放大之範圍及大小與實際地層之分布及基盤深度有關，當基盤深度較深時，地表回填層內之 PGA 值變化較和緩，但基盤較淺時，近地表地層 PGA 值之放大效應則相當明顯。

(6)根據 Ishihara (1985)所建議之經驗評估準則，分析 5 個簡化土層剖面場址（W26 & W27 號、W22 號、W15~W18 號、E7~E9 號碼頭淺區，及 E7~E9 號碼頭深區等），在 475 年回歸期地震力作用下，將不致發生液化災損。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。

## 2. 港灣構造物耐震能力之評估

已進行基隆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、沉箱式、板樁式、棧橋式碼頭及橋墩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)沉箱式碼頭：

### a. 簡易分析法之結果

- 基隆港西 32 號沉箱式碼頭抗滑動穩定性分析結果顯示，在水平地震係數  $k_h$  值為 0.115 條件下，此時碼頭的抗滑動安全係數為 1.08、抗傾覆穩定性安全係數為 1.73、動態基礎承载力安全係數為 25.96。經由反算分析結果顯示，則此碼頭的臨界加速度為 0.127g。
- 基隆港東 21 號沉箱式碼頭抗滑動穩定性分析結果顯示，在水平地震係數  $k_h$  值為 0.115 條件下，此時碼頭的抗滑動安全係數為 1.14、抗傾覆穩定性安全係數為 1.54、動態基礎承载力安全係數為 4.78。經由反算分析結果顯示，則此碼頭的臨界加速度為 0.13g。

### b. 簡易動力分析法之結果

- 針對基隆港西 32 號沉箱式碼頭進行受震滑移量分析，在 921 地震案例時本碼頭之受震滑移量為 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一性能需求（即結構體無損害或小損害之情況）。
- 針對基隆港東 21 號沉箱式碼頭進行受震滑移量分析，在 921 地震案例時本碼頭之受震滑移量為 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一性能需求（即結構體無損害或小損害之情況）。

### c. 動力分析法之分析結果

- 以 FLAC 程式針對基隆港西 30 號、31~32 號沉箱式碼頭剖

面進行數值分析，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：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。

- 以 FLAC 程式針對基隆港東 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：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。如果同時假設碼頭後方與下方卵礫石區之強度因風化而下降，且等同背填土壤時，最大位移量除出現在碼頭及其背後之回填填砂區外，在碼頭後方塊石回填區之堤防邊坡也會發生較大位移滑動，最大位移量接近 30 公分。在碼頭左右側將有 20 多公分之水平滑移量向海側移動，且碼頭後方之地面將發生約 20 公分之下陷量。
- 以 Plaxis 程式針對基隆港西 32 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( $PGA=0.23g$ )，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。
- 以 Plaxis 程式針對基隆港東 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( $PGA=0.23g$ )，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  $1.5^\circ$ ，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。

#### d. 簡易動力分析與動力分析法之比較

- 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：

### a. 簡易分析法之結果

—基隆港東 6 號碼頭：當地震係數 $k_{hl} = 0.115$ 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。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 $F_s = 0.252/0.115 = 2.19$ 。將耐震安全係數 $F_s = 2.19$ 代入，估算版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 號鋼版樁式碼頭，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。

—基隆港西 25 號碼頭：當地震係數 $k_{hl} = 0.115$ 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。

### b. 動力分析法之結果

—基隆港東 6 號版樁碼頭，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版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。

- 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 號版樁碼頭，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版樁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：

#### a. 簡易分析法之結果

- 基隆港東 8 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。
- 基隆港西 19 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

- 根據東 8 號棧橋式碼頭模態分析結果顯示，第一模態之基本週期為 0.34sec，模態振形主要為 X 向位移，並伴隨 Z 向扭轉，造成扭轉之原因應為碼頭單元斷面配置於海側與陸側之差異，造成結構於 X 方向之勁度不均；第二模態 (Mode 2) 之基本週期為 0.26sec，模態振形主要為 Y 向位移。
- 根據東 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 ( $PGA=0.23g$ ) 作用時，其性能點之頂層

位移為  $-0.001824\text{m}$ ，此時結構物所承受之基底剪力為  $559.7\text{kN}$ ，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  $-0.0019\text{m}$ ，此時結構物所承受之基底剪力為  $365.6\text{kN}$ 。故由簡易動力分析結果顯示，於考量海水對鋼管樁之鏽蝕效應後，基隆港區東 8 號棧橋式碼頭之耐震性能上可符合現行規範之要求。

—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  $0.04\text{m}$ ，此時結構物所承受之基底剪力為  $6412.5\text{kN}$ ，在 331 地震( $\text{PGA}=0.23\text{g}$ )作用時，其性能點之頂層位移為  $0.016\text{m}$ ，此時結構物所承受之基底剪力為  $2515.1\text{kN}$ ，且兩案例中基樁均未出現塑鉸，其耐震性能未達等級 I。故由簡易動力分析結果顯示，於考量海水對鋼管樁之鏽蝕效應後，基隆港區東 8 號棧橋式碼頭之耐震性能上可符合現行規範之要求。

—本研究所建議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。

#### (4)橋墩式碼頭：

##### a. 結構物耐震能力初步評估法之結果

—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 號碼頭之建築物崩塌地表加速度為  $0.24\text{g}$ 。

##### b. 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，性能點之  $S_d = 0.01879\text{cm}$ 、 $S_d = 0.487\text{g}$ ，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。

#### (5)港區非剛性碼頭微振量測與分析

##### a. 基隆港東 6 號鋼板樁式碼頭

—本研究選取此碼頭檢測出之最大破洞位置與檢測結果正常處的板樁壁頂進行量測，根據分析結果可知兩測站不論在 x 向或 y 向振動之特性均類似，其顯著頻率或對應之傅氏譜振幅均無明顯差異，故判斷基隆港東 6 號碼頭鋼板樁破洞之修補應已達預期之功效。

##### b. 基隆港東 10 號鋼管樁棧橋式碼頭

—本研究選取此碼頭未防蝕區及防蝕區同時進行量測，比較兩處測點之振動特性均類似，其顯著頻率或對應之傅氏譜振幅皆無明顯差異，故判斷此碼頭鋼管樁之鏽蝕程度尚未對碼頭結構強度造成重大影響，然後續宜持續追蹤觀察，並以適當手段控制鏽蝕，以確保結構安全性。

### 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基隆港區模擬測試：

#### (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；研擬沉箱式、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，將沉箱式、板樁式、棧橋式與橋墩式碼頭之 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)山腳斷層引致地震，進行基隆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，以使整個基隆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基隆港區之震損評估分析。

由基隆港區震害經濟損失評估結果顯示，在完成921集集地震對基隆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。而山腳斷層引致地震則對於碼頭結構，損失約33百萬元（總重建成本14,682百萬元），而起重設施方面，損失約720百萬元（總重建成本5,800百萬元）。

本研究目前於TELES系統中所建置之港灣設施震損分析模組，已能進行整個基隆港區之震損評估分析。

## 參考文獻

1. ATC, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol. 1, ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, 1996.
2. 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.
3. 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.
4. 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.
5. 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.
6. Cornell, C. A., "Engineering Seismic Risk Analysis," Bulletin of The Seismological Society of America, Vol. 58, No. 5, 1968, pp. 1583-1606.
7. 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.
8. 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.

9. FEMA, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 273, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1996.
10. Freeman, S. A., "Development and Use of Capacity Spectrum Method," Proceedings of 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Oakland, 1998.
11. 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, 1975, pp. 113-122.
12. 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, 1990, 232-250.
13. 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, 2001, pp. 237-257.
14. 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.
15. I-Chin Yen, Wen-Shan Chen, Chih-Cheng Barry Yang, Neng-Wei Huang, and Chii-Wen Lin (2008), "Paleoseismology of the Rueisuei Segment of the Longitudinal Valley Fault", Eastern Taiwan, BULLETIN OF THE SEISMOLOGICAL SOCIETY OF AMERICA ,p1737-1749.
16. Idriss, I. M., "Response of Soft Soil Sites During Earthquakes," Proceedings of the Symposium to Honor Professor H. B. Seed, 1990, pp. 273-289.

17. 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.
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. 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.
20. 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, 1990, pp.725~735.
21. Ishihara, K. and Yoshimine, M., "Evaluation of Settlements in Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes," Soils and Foundations, Vol.32, No.1, 1992, pp173-188.
22. Itasca, FLAC- Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 5.0, User's Guide, Itasca Consulting Group, Inc, Minneapolis, U.S.A, 2005.
23. 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.
24. 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.

25. 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.
26. Kaul, M. K., "Spectrum Consistent Time History Generation," *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol. 104 (EM4), 1978, pp. 781-788.
27. Kramer, S.L., *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice Hall, 1996.
28. Liao, S. S., Veneziano, D., and Whitman, R. V., "Regression Models for Evaluating Liquefaction Probability," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.114, No.4, 1988, pp. 389-411.
29. Lilhanand, K., and Tseng, W. S., "Generation of Synthetic Time Histories Compatible with Multiple-Damping Response Spectra," *Proceedings of SMiRT-9*, Vol. 2, 1987, pp. 819-924.
30. 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.
31. 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, 1983, pp. 247-267.
32. Newmark, N. M., "Effect of Earthquake on Dam and Embankment," *Geotechnique*, Vol. 15, No. 2, 1965, pp.139-159.
33. 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, 1973, pp.209-237.
34. Newmark, N. M., and Hall, W. J., *Earthquake Spectra and Design*, EERI Monograph Series, EERI, Berkeley, 1982.
35. PIANC/International Navigation Association, *Seismic Design*

Guidelines for Port Structures, A.A Balkema Publishers, 2001.

36. Preumont, A., "The Generation of Spectrum Compatible Accelerogram for the Design of Nuclear Power Plants," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.12, 1984, pp. 481-497.
37. 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.
38. SEAOC, Vision 2000, Performance Based Seismic Engineering of Buildings, Structural Engineering Association of California, Sacramento, 2000.
39. 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 .
40. 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.
41. Seed, H. B., and Idriss, I. M., "Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes," Monograph published by Earthquake Engineering Research Institute, 1982.
42. 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.
43. 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.

44. 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.
45. US-NRC Committee on Earthquake Engineering, "Liquefaction of Soils During Earthquakes," Report No.CETS-EE-001, Washington, D.C., 1985.
46. Uwabe, T. (1983) "Estimation of Earthquake Damage Deformation and Cost of Quaywalls based on Earthquake Damage Records," Technical Note of Port and Harbour Research Institute, No.473, 197 p. (in Japanese).
47. 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, 1994, pp. 974-1002.
48. Westergaard, H. M., "Water Pressure on Dams during Earthquake," *Transactions of ASCE*, Vol.98, 1993, pp.418-433.
49. 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.
50. 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.
51. 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.
52. 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.

53. 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.
54. 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 York, Buffalo, 1997, pp.149-165.
55. 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.
56. 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).
57. 花蓮港碼頭四期擴建工程（No. 17, 18 碼頭）細部設計計算書，財團法人中華顧問工程司，臺北，1981。
58. 鄭世楠、葉永田，西元 1604 年至 1988 年臺灣地區地震目錄，中央研究院地球科學研究所研究報告，IES-R-661，臺北，1989。
59. 日本道路協會，道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，東京，1990。
60. 馮德益、林命周，模糊地震學，地震出版社，北京，1992，第 259～264 頁。

61. 鄧聚龍，灰色系統基本方法，華中理工大學出版社，武昌，1992，第 145～158 頁。
62. 陳圭璋，港灣地區地層構造調查研究(1/3)，交通部運輸研究所，臺北，1993。
63. 李延恭，臺灣西部海岸土壤動態性質資料建檔研究，臺灣省政府交通處港灣技術研究所（現交通部運輸研究所港灣技術研究中心），臺中，1995。
64. 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。
65. 港灣技術研究所，「基隆港整體規劃及未來發展計畫」，基隆港務局委託，1996。
66. 大台北地區特殊地質災害調查與監測，中央地質調查所 96 年年報。
67. 既有鋼筋混凝土建築物耐震能力評估手冊，內政部建築研究所編，中華民國八十五年四月。
68. 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。
69. 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。
70. 李崇正、陳慧慈，「集集大地震中港穀類碼頭側移及沈陷初勘」，港灣報導季刊，第 50 期，1999，第 1～10 頁。
71. 鄧聚龍、郭洪、溫坤禮、張廷政、張偉哲，灰預測模型方法與應用，高立圖書，臺北，1999，第 72～79 頁。
72. 溫坤理等，灰預測模型方法與應用，高立圖書，台北，1999，pp.72-79。
73. 鄭世楠、葉永田、徐明同、辛在勤，台灣十大災害地震圖集，1999。

74. 交通部，港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明，2000，民國 89 年 5 月 8 日頒佈。
75. 陳森河、陳吉紀、王志成、胡聰明，港灣工程技術庫—花蓮港部分，交通部運輸研究所，2000。
76. 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。
77. 馬志睿，沉箱式碼頭受震反應之數值模擬，國立中央大學土木工程研究所碩士論文，中壢，2000。
78. 林啟文、張徽正、盧詩丁、石同生、黃文正，臺灣活動斷層概論---台灣活動斷層分布圖說明書，中央地質調查所特刊第十三號，2000。
79. 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。
80. 黃富國、陳正興，「土壤液化之機率分析法」，地工技術，第 82 期，2000，第 43～56 頁。
81. 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。
82. 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。
83. 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。
84. 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。
85. 黃國祥，滑動塊體分析法及其應用在港灣重力式擋土牆之研究，國立台灣大學土木工程學研究所博士論文，臺北，2002。

86. 李元希、石同生、盧詩丁、林燕慧、林偉雄，「新城斷層與新竹斷層活動性研究」，「臺灣之第四紀」第九次研討會論文集，2002，第 12~15 頁。
87. 賴聖耀、李豐博、蘇吉立、陳志芳，港灣地區地震監測與土壤液化潛能評估之研究，交通部運輸研究所，臺北，2002。
88. 葉錦勳、謝旻諺、李君宇、張光仁、羅俊雄，「土壤液化潛能分區與評估參數研究」，液化潛能評估方法及潛能圖之製作研討會論文集，國家地震工程研究中心，臺北，2002。
89. 葉錦勳，地震災害境況模擬方法與應用軟體整合研究，國家地震工程研究中心報告，NCREE-02-009，臺北，2002。
90. 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。
91. 鄭世楠、葉永田，「1848 年彰化地震與彰化斷層關係的初步研究」，港灣報導季刊，第 61 期，2002，第 38~47 頁。
92. 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。
93. 黃紀禎，地震引致邊坡滑移之分析，國立臺灣大學土木工程學研究所博士論文，臺北，2003。
94. 陳文山，地震地質調查及活動斷層資料庫建置：槽溝開挖與古地震研究計畫(2/5)——三、花蓮瑞穗槽溝 1951 年地震斷層的古地震研究，經濟部中央地質調查所報告，臺北，2003。
95. 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。
96. 葉錦勳，臺灣地震損失評估系統-TELES，國家地震工程研究中心報告，NCREE-03-002，臺北，2003。
97. 賴瑞應、曾文傑、張道光、薛強、林澤熙、鄧耀里、陳斌哲、陳

正忠、陳國慶、王茂興、辛希，碼頭結構物功能設計分析方法之研究，交通部運輸研究所，臺北，2004。

98. <http://cgsweb.moeacgs.gov.tw/result/Fault/web/activefault/index.htm>，中央地質調查所活動斷層調查報告，2004。
99. 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。
100. 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。
101. 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。
102. 鐘令和、石同生等，米崙活動斷層調查報告，經濟部中央地質調查所，台北，2004。
103. 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。
104. 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。
105. 林雅雯、賴勝耀、謝明志，港灣地區大地災害調查與常態監測之研究—港灣碼頭災害案例之探討分析(1/2)，交通部運輸研究所，2005。
106. 葉錦勳，瓦斯系統之耐震損害評估及其應用，國家地震工程研究中心，2005，NCREE-05-021。
107. 黃富國、王淑娟，「液化分析最大地表加速度之決定與應用」，地工技術，第 103 期，2005，第 65～82 頁。
108. 陳文山、楊志成、楊小青、顏一勤、陳勇全、黃能偉，「臺灣地區活動斷層的古地震研究」，臺灣之活動斷層與地震災害研討會論文集，2005，第 131～135 頁。

109. 內政部營建署，建築物耐震設計規範及解說，營建雜誌社，2006。
110. 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。
111. 黃富國，「土壤液化機率評估」，兩岸地工風險管理研討會論文集，2006，第 113~128 頁。
112. 溫坤禮、張簡士琨、葉鎮愷、王建文、林慧珊，MATLAB 在灰色系統理論的應用，全華科技圖書，臺北，2006，第 4-1~4-6 頁。
113. 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。
114. 林啟文、盧詩丁、石同生、陳致言、林燕慧，臺灣北部的活動斷層：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 130 頁，2007
115. 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。
116. 黃富國，「SPT 液化機率及損害評估模式之建立與應用」，中國土木水利工程學刊，第二十卷，第二期，2008a，第 155-174 頁。
117. 黃富國，「基於訊息理論之液化機率與損害評估模式建立與應用」，中國土木水利工程學刊，第二十卷，第三期，2008b。
118. 校舍結構耐震評估與補強技術手冊，國家地震研究中心，中華民國九十七年九月(NCREE-08-023)。
119. <http://www.klhb.gov.tw/>，基隆港務局，2008。
120. <http://www.cwb.gov.tw/>，中央氣象局，2008。
121. <http://www.e-harbor.com.tw/ehome/e-utech.htm>，宇泰工程顧問公司，2008。

## 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震度分佈圖來表現；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 $\geq 4.0$ 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 $\geq 5.0$ 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 $\geq 4.0$ 之地震紀錄。

## 一、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(例如工址震度 $Y > y$ )的年平均發生率為 $\lambda$ , 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

$$P(k) = \frac{e^{-\lambda T} (\lambda T)^k}{k!}; k = 0, 1, 2 \dots \quad (1.1)$$

因此 $T$ 年內發生此事件一次以上的超越機率為

$$P(k | k \geq 1) = 1 - e^{-\lambda T} \quad (1.2)$$

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 $P[E_i]$ , 其引致工址震度 $Y > y$ 的機率可表為

$$p[Y > y] = P[Y > y | E_i] \cdot P[E_i] \quad (1.3)$$

則工址震度 $Y > y$ 的年平均發生率 $\lambda$ 為所有影響震源區之總合, 可表為

$$\begin{aligned} \lambda &= P[Y > y]_{1 \text{ year}} \\ &= \sum_{i=1}^n \left\{ \int_{m_o}^{m_u} P[Y > y | E_{i,m}] f_M(m) dm \right\} \cdot \nu_i \end{aligned} \quad (1.4)$$

其中 $n$ 為震源區數目,  $\nu_i$ 為第 $i$ 個震源地震規模大於等於 $m_o$ 的年發生率。 $\{...\}_i$  表示在震源 $i$ 發生一次地震造成工址震度 $Y > y$ 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,  $P[...]$  則為在 $E_{i,m}$ 的情況下致使工址發生震度 $Y > y$ 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 $24^{\circ}$ )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 $121.5^{\circ}$ 平行。因此主要較深的地震發生在臺灣東北部，即 $121.5^{\circ}$ E以東與 $24^{\circ}$ N以北。在臺灣南部則因歐亞大陸板塊在東經 $121^{\circ}$ 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B.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，可區分為點震源、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

$$\log N(m) = a - bm \quad (1.5)$$

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B.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B.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

$$\log E = 12.66 + 1.4 M_L \quad (1.6)$$

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 $a$ ,  $b$ ,  $m_0$ 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

$$F_M(m) = \begin{cases} 0 & ; m \leq m_0 \\ \frac{N(m) - N(m_u)}{N(m_0) - N(m_u)} & ; m_0 \leq m \leq m_u \\ 1.0 & ; m_u \leq m \end{cases} \quad (1.7)$$

將式(1.5)之結果代入並微分可得

$$f_M(m) = \begin{cases} 0 & ; m \leq m_0 \\ \frac{\beta \cdot \exp[-\beta(m - m_0)]}{1 - \exp[-\beta(m_u - m_0)]} & ; m_0 \leq m \leq m_u \\ 0 & ; m_u \leq m \end{cases} \quad (1.8)$$

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

$$L = \exp [1.006 M_L - 3.232] \quad (1.9)$$

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，震度(以PGA為例)必定發生衰減現象，在工程上震度 $y$ 之衰減律可表為

$$Y = f(M, R) \quad (1.10)$$

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：

$$Y_r = PGA(g) = f(M, R) = b_1 e^{b_2 M} [R + b_4 \exp(b_5 M)]^{-b_3} \quad (1.11)$$

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。假設真正的震度 $Y_a$ (PGA)為 $Y_a = N \cdot Y$ ，其中 $N$ 為預測震度 $Y$ 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

$$\begin{aligned}
P[Y_a > y] &= P[NY > y] \\
&= \int_0^{\infty} P[NY > y | N = \eta] f_N(\eta) d\eta \\
&= \int_0^{\infty} P\left[Y > \frac{y}{\eta}\right] f_N(\eta) d\eta
\end{aligned} \tag{1.12}$$

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 $-2\sigma$ 到 $2\sigma$ ，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震度衰減律。

## 二、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  $P_{mr}$

$$P_{mr} = \frac{H_{mr}}{\sum_m \sum_r H_{mr}}$$

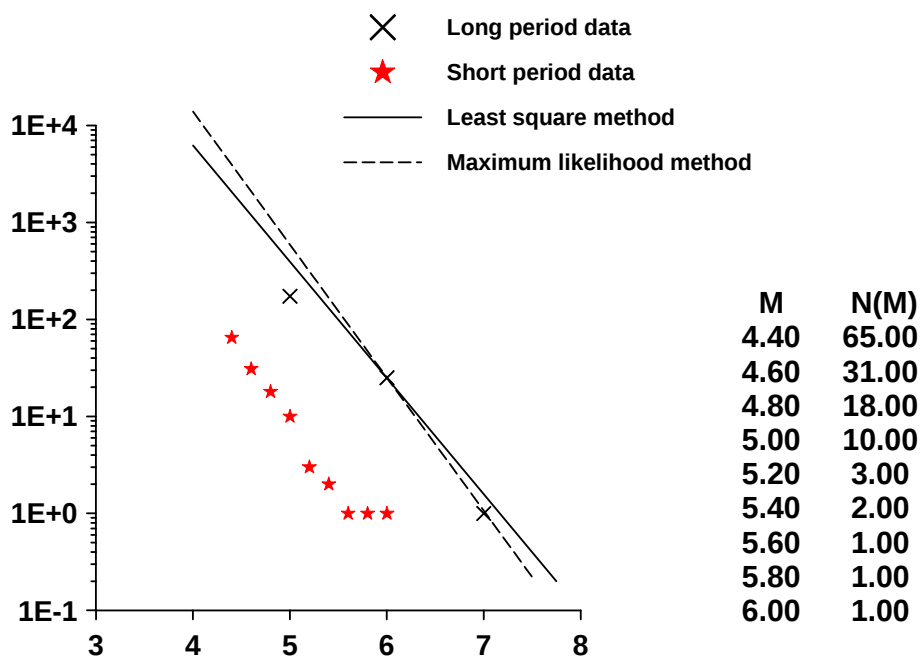
- (5) 計算關鍵性震源。這些分析結果以  $(M_c, R_c)$  的組合呈現，並將其年發生率或其對危害度的貢獻量清楚算出。

$$M_c = \sum_m m \cdot \sum_r P_{mr}$$

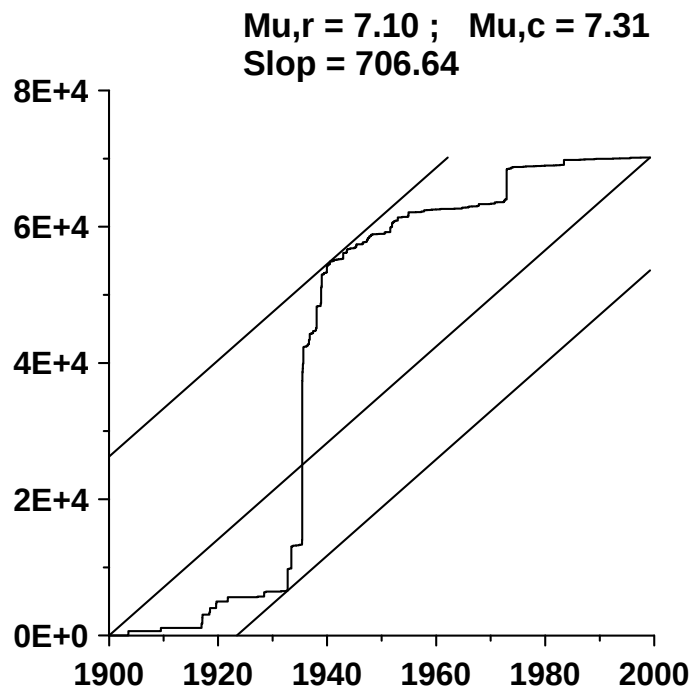
$$Ln(R)_c = \sum_r Ln(r) \cdot \sum_m P_{mr}$$

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。





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 (3/4)

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 |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|
| 高苑科技大學建築系<br>劉白梅教授：                                                                                                                 |                                                                                                                                                                                         |              |
| 1. 疏漏與錯別字請校正，P.2-2、2-3、2-37、3-2 節文內公式編號、圖、表編號，P.3-8 公式 (4.2.4) 與 P.3-86 不符，P.3-9 至 P.3-17 均須調整，P.3-44、P.3-113 (x,y 字太小)。            | 感謝委員指正，於期末報告時一併修正。                                                                                                                                                                      | 同意。          |
| 2. P.3-4、3-2 節描述 Kh 取 0.115 會不會不保守？                                                                                                 | 本研究在此取水平地震係數 Kh 為設計地震 PGA 之一半，主要是依據現行港灣耐震設計規範規定，並以此檢核基隆港區依循舊規範設計之各碼頭，其耐震能力是否達到現行規範要求，故以 Kh 取 0.115 進行後續各項分析。至於實際碼頭受震時，整體動態行為是否符合設計規範所假設之條件、是否有不保守設計之虞，本研究後續也會針對各型式碼頭之受震行為與破壞機制進行分析探討。   | 同意。          |
| 3. P.3-61 描述側推分析與反應譜法是否已應用於本案的模型？參考 P.3-114 圖 3.4.8、P.3-115 圖 3.4.9 圖 3.4.10 可否進一步演化成 P.3-122 的圖 3.5.14？如不能，則 P.3-61 第二段放在此處，則稍顯不當。 | 本研究針對橋墩式碼頭所採用之容量震譜分析法，其分析程序與棧橋式碼頭相同。而 p3-60 的內容主要是闡述以容量震譜分析所得之性能點(Sd, Sa) <sub>p</sub> ，與對應此性能點狀態下之地表加速度 Ap 兩者關係與計算模式，此關係式為國震中心進行校舍耐震能力評估與補強技術手冊所採用的評估方法之一，本期中報告之橋墩式碼頭耐震能力評估並未以此方式進行分析， | 同意。          |

| 參與審查人員及其所提之意見                                                                                                                                                                                             | 合作研究單位處理情形                                                                                                                                                                      | 本所計畫承辦單位審查意見 |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|
|                                                                                                                                                                                                           | 後續將針對橋墩式碼頭進行相關研究，評估此分析之可行性與必要性。                                                                                                                                                 |              |
| 4. 東8號棧橋式簡易分析時水平力 $H=79.07t$ (P.3-44) 簡易動力分析時，側推力 $43,880KN$ 時頂板位移 $0.0238m$ ，Base Shear $=230 \times 103KN$ (P.3-46) P.3-114，進入容量震譜法時 $PGA=0.23g$ ，Base Shear $=367.2KN$ ，位移 $=0.0019m$ ，觀察現場，東8號是否毫無損害？ | 東8號棧橋式碼頭簡易動力分析時，側推力 $43,880KN$ 時頂板位移 $0.0238m$ (P.3-46)，此係指側推分析之容量曲線上，當構件塑鉸達到降伏狀態時，所對應之碼頭頂版位移與基底剪力。容量振譜法之結果，係為將容量與需求振譜交疊後所求得之性能點。<br>另於微振試驗期間之現場勘查以及與基隆港務局詢問，顯示未有因地震所造成之碼頭損害情況。 | 同意。          |
| 中山大學海洋環境及工程學系<br>李賢華教授：                                                                                                                                                                                   |                                                                                                                                                                                 |              |
| 1. 章節內部份圖、公式之編號不符，請修正。                                                                                                                                                                                    | 感謝委員指正，於期末報告時一併修正。                                                                                                                                                              | 同意。          |
| 2. 本計畫應為研究型，非產業服務計畫，方程式及分析方法請儘量詳述，或列於附件中，以供後人參考。                                                                                                                                                          | 將於期末報告完稿中以附錄的方式說明相關分析模式與分析方法。                                                                                                                                                   | 同意。          |
| 3. 本研究在內容上進行相當豐富的調查及分析，為了將來在工程實際應用之方便，希望針對不同港口、不同型式之碼頭，能提供設計上的 Guideline，尤其針對抗震性能之加強上。                                                                                                                    | 感謝委員肯定。由於本計畫執行時程為四年，本研究於計畫執行結束時，擬整合各港區碼頭耐震能力評估結果，針對港灣碼頭構造物耐震評估與抗震性能，提供初步研究成果與分析經驗分享，供港灣工程實際應用參考。                                                                                | 同意。          |
| 4. 針對現行碼頭之分析上，結構現狀在不同碼頭的分析考慮為何，如腐蝕接縫混凝土材料等，請補充。                                                                                                                                                           | 由於基隆港區碼頭建造年代久遠，碼頭大多面臨材料老化或腐蝕之情況。本計畫針對板樁式碼頭與棧橋式碼頭耐震能力評估工作，已參考基隆港務局與港研中心先前進行之碼頭腐蝕檢測成果，依照設計規範進行鋼材受海                                                                                | 同意。          |

| 參與審查人員及其所提之意見                                                                                        | 合作研究單位處理情形                                                                                                                                                                                                    | 本所計畫承辦單位審查意見 |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|
|                                                                                                      | 水腐蝕後斷面折減；針對橋墩式碼頭則是採用混凝土強度參數折減的方式，將材料老化之情況反映至碼頭耐震能力評估分析中；針對沉箱式碼頭而言，由於此類重力式碼頭主要受震破壞型式為整體碼頭滑移或傾覆破壞，區域性結構體破壞除因沉箱混凝土壁體有破損造成內部回填料受水掏空外，對於碼頭耐震能力影響並不顯著，故針對此類重力式碼頭暫不考慮混凝土舊化影響。但仍建議各港區針對老舊碼頭進行完整現況調查，可作為港區碼頭實際耐震評估之依據。 |              |
| 5. 側推分析是否適用於碼頭構造（水體如何考慮）宜再確認。                                                                        | 在同一級地震作用下，由棧橋式碼頭之非線性動力分析與側推分析之結果，可驗證兩者所得到的性能狀態相近。另有關水體所造成之動態水壓力，已與地震力合併考量後豎向分配於結構物各樓層，以進行側推分析。                                                                                                                | 同意。          |
| <b>台灣海洋大學河海工程學系<br/>張景鐘教授：</b>                                                                       |                                                                                                                                                                                                               |              |
| 1. 本計畫已進行到第三年，本年度以基隆港區為主，報告文字有部份誤植，請改正。                                                              | 感謝委員指正，於期末報告時一併修正。                                                                                                                                                                                            | 同意。          |
| 2. 地震潛勢中採參數拆解法得到 475 年與 2500 年之控制地震分別為 ML=6.3 及 ML=6.4，對應其它方法估算地表加速度值分別為 0.23g 及 0.38g，幾乎沒有差別，請加以說明。 | 本研究針對基隆港區地震危害度貢獻來源及分佈，以參數拆解分析結果如圖 2.2.9(a)、(b)所示，在 2500 年回歸期下基隆港區地震危害度貢獻是有達 ML>7.0 以上地震發生，但就危害度機率分佈而言，港區地震潛勢仍受震源距離<10 km 且 ML 介於 6~6.5 間此類地震影響最大，此部份分析結果將於期末報告進行詳細分析與補充說明。                                    | 同意。          |

| 參與審查人員及其所提之意見                                                                                                                   | 合作研究單位處理情形                                                                                                                                                                           | 本所計畫承辦單位審查意見 |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|
| 3. 本計畫採用很多不同方法計算地震潛勢，其中採用時間序列分析得出重要結論為 $ML=6.0\sim 6.2$ ，很有參考價值，然而依據模式計算出特定時間段之可能結果（如 P.2-19）實用價值性可能不大，建議不同分析方法之結果應加以歸納、比較、討論。  | P.2-19 為四種預測模式未來 100 年之分析結果。其綜合結論(將同預測時間結果加以綜合)則依未來 50 年以及 100 年歸納、分述於 P.2-20。                                                                                                       | 同意。          |
| 4. 報告第 3-43 頁計算上部載重所造成之水平力 $H=34.5$ 與 3-44 頁中所列計算值“ $\dots=35.4+\dots$ ”有出入。另外，第 3-44 頁中總水平力 $H$ 計算式出現之 3.87，其值由來為何？在報告中並未詳細說明。 | P.3-44 文中所列之 35.4 係為誤植，且 3.87 係為單樁水平地震慣性力，後續將再依據委員建議採用合宜之水平地震係數重新計算後，並同於期末報告中修正及說明。                                                                                                  | 同意。          |
| 5. 構造物耐震能力評估中，各種碼頭型式都屬於等級 I，安全無虞。其加速度與位移量均很小，均為彈性反應，如此似乎就無進行非線性動力分析之必要。                                                         | 碼頭構造物耐震能力評估研究工作，主要是針對基隆港各碼頭以現行規範進行檢核，驗證其耐震能力是否仍符合設計規範要求，然而進行非線性動力分析主要則是針對後續碼頭構造物易損性分析工作。為了探討碼頭在不同地震力需求下之耐震性能與損害狀態，故必須考慮碼頭結構、背填土壤等非線性行為進行分析，得出各碼頭之易損性曲線與參數，並應用於 TELES 模擬分析中港區各碼頭震損情況。 | 同意。          |
| <b>前本所港研中心賴聖耀研究員：</b>                                                                                                           |                                                                                                                                                                                      |              |
| 1. 研究團隊已累積 2 年於港區的研究經驗，並以很高的效率進行第 3 年的研究計畫，使期中報告就有很好的研                                                                          | 感謝委員肯定。                                                                                                                                                                              | 同意。          |

| 參與審查人員及其所提之意見                                                                                                                                                                                             | 合作研究單位處理情形                                                                                                                                                                               | 本所計畫承辦單位審查意見 |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|
| 究成果，本委員在此給予高度的肯定。                                                                                                                                                                                         |                                                                                                                                                                                          |              |
| 2. 基隆港的地質狀況非常複雜，研究團隊能將其分區域，以 P.2-56~P.2-60 的簡化土層剖面圖表示，並做為後續場址效應及液化潛勢評估的基礎，實為不錯的做法。                                                                                                                        | 感謝委員肯定。                                                                                                                                                                                  | 同意。          |
| 3. 本研究已完成基隆港的地震潛勢評估，並分析出未來 100 年內設計地震規模為 6.0~6.2，475 年的控制地震規模為 6.3、地震動值為 0.23g，對基隆港的耐震設計及維修補強，提供很具體的數據。                                                                                                   | 感謝委員肯定。                                                                                                                                                                                  | 同意。          |
| 4. 本研究以微地動試驗的比對結果，做為鋼板樁破洞修補效果及鋼管樁腐蝕對結構強度影響的檢測，可能需要提出更有力的分析依據。據本人的認知，微地動試驗對局部深度材質的改變，其顯著頻率的反應並不明顯；而且此試驗所得的顯著頻率，並非只是碼頭結構的反應，而是碼頭結構與基礎土壤的聯合反應，甚至於基礎土壤的反應大於碼頭結構的反應；研究團隊可以在同區域的碼頭後線土壤做測試，該後線土壤的顯著頻率或許也是 3-4Hz。 | 碼頭微振量測試中，所得者實為碼頭結構~土壤互制系統之振動反應，故碼頭構造物本身之振動特性與地盤振動特性，對碼頭微振反應之頻率特性均有所影響。由於所施測之各個碼頭後線區域均有鋪面而非素地，故目前尚未進行素地微振量測。後續將根據期中報告所歸納之場址地層特性，選定具代表性之位置，進行素地微振量測，以瞭解場址之地盤振動特性，並進一步釐清地盤振動特性對碼頭振動特性之影響程度。 | 同意。          |

| 參與審查人員及其所提之意見                                                                                                                                                                                                                                               | 合作研究單位處理情形                                                                                                                              | 本所計畫承辦單位審查意見 |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|
| <b>本所港研中心賴瑞應研究員：</b>                                                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                         |              |
| 1. 報告第 3.4 節棧橋式碼頭耐震能力評估部份，基準僅針對剛性碼頭(重力式碼頭及板樁式碼頭)等檔土結構，容許地震發生時向海側產生稍許變形，則計算壁體地震慣性力或動態土壓及水壓的設計震度 $K_h$ 可取為地震地表加速度係數的一半，但不適用於棧橋式碼頭之耐震能力分析上。另外，在含有斜樁之棧橋式碼頭水平橫力分析上，基準為簡化分析，可將所有水平橫力由斜樁來承受，也就是不考慮直樁之水平勁度。由 3-44 頁(4)應力檢核部份，只考慮樁之軸力，未考慮水平變位造成之樁底彎矩效應，會低估樁之應力，請再檢核。 | 棧橋式碼頭之簡易分析法部分之相關步驟與程序，原係參考該碼頭之結構計算書來進行耐震能力之計算與評估；後續將依據委員意見採取未折減之設計震度係數，並進一步考量水平變位所產生之樁底彎矩效應，並於期末報告中提出重新計算後之評估結果。                        | 同意。          |
| 2. 橋墩式碼頭之耐震能力評估部份，建議將碼頭之護坡部份納入考量。                                                                                                                                                                                                                           | 本研究橋墩式碼頭耐震能力評估工作於期中報告中，主要是針對橋墩結構受震行為進行分析，將護坡以非線性土壤彈簧加以考慮，若超過其極限強度，則土壤彈簧即護坡可視為不存在或不參與整體橋墩式碼頭抵抗地震力之機制。至於碼頭（包含護坡與背填土區）整體受震穩定性評估將於後續進行研究分析。 | 同意。          |
| 3. 橋墩式碼頭及圓筒式板樁碼頭為基隆港較為特殊之                                                                                                                                                                                                                                   | 由於圓筒式碼頭耐震能力評估方法之現有參考文獻較為缺乏，故本年度計                                                                                                        | 同意。          |

| 參與審查人員及其所提之意見                                                 | 合作研究單位處理情形                                              | 本所計畫承辦單位審查意見 |
|---------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------|--------------|
| <p>碼頭型式，基準未提供相關之分析步驟，建議本研究能針對此種特殊結構提供分析建議，相信對工程界能產生很大的貢獻。</p> | <p>畫規劃較長時程來進行相關研究，以確保所研擬分析程序之可行性與可信度，相關成果將於期末報告中呈現。</p> |              |

### 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 (3/4)

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 |
|----------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|
| 高苑科技大學建築系<br>劉白梅教授：                    |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                     |              |
| 1. P.2-7 TYPE III 與 TYPE I 再確認是否如文中所述。 | <p>承如意見，經確認後如文中所述。關於此段說明，報告中將修改如下：</p> <p>“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。本分析所採用的震源模型，在一般性區域震源部分，若震源深度大於 35 公里的深層地震以點震源模擬，淺層地震則以面震源模擬。面震源為假設地震均勻分佈發生在某一區域內，故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，令其斷層方向在 360 度範圍內為均勻分佈。在淺層區之地震若無法確定其為斷層或斷層帶則一律以 TYPE III 的線震源模擬。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，為位置及方向均確定的線震源，屬於 TYPE I 震源，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</p> | 同意。          |

| 參與審查人員及其所提之意見         | 合作研究單位處理情形                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              | 本所計畫承辦單位審查意見 |
|-----------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|
|                       | 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。”                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                        |              |
| 2. P.2-93 將 75 年標示出來。 | P.2-93 圖中所標示之紅點為目前建築物耐震設計規範中對於基隆市在 475 年、2500 年回歸期的設計標準。目前規範中考量三種地震水準，除設計地震為回歸期 475 年之地震，其 50 年超越機率為 10%，以及最大考量地震的 2500 年回歸期，其 50 年超越機率為 2%外，針對中小度地震的考量則設定為回歸期為 30 年之地震，其 50 年超越機率約為 80%。除設計地震及最大考量地震之設計標準採取地震危害度分析，並無明確規定其他回歸期之準則，僅於第 2.10 節的解說中提及，中小度地震之設計標準依據，即 30 年回歸期之地震其水平譜加速度約可取回歸期 475 年地震之 1/4 左右。為比較所得之基隆港地震危害度分析結果是否恰當，分別將 30 年、475 年及 2500 年回歸期之設計標準標示於圖 2.2.10 基隆港區之平均地震危害度曲線中。本分析結果中以考量 $\pm 1\sigma$ 資料離散性的期望值所建立的地震危害度曲線，在 475 年回歸期會較規範保守。由基隆港的地震危害度曲線中對應 30 年、475 年回歸期的 PGA 值分別為 0.063g 及 0.23g，接近規範設定之 1/4，顯示本分析結果應為恰當作為基隆港區之耐震設計之依據。 | 同意。          |

| 參與審查人員及其所提之意見                                                                         | 合作研究單位處理情形                                                                                                                                                                                                                                                                                        | 本所計畫承辦單位審查意見 |
|---------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|
| 3. 山腳斷層 PGA=0.29 g 堅硬地盤參考值，如何應用於後續第三章的評估？                                             | <p>由於山腳斷層之地震潛勢分析屬於定址法，並未考慮山腳斷層錯動發生之機率，而第三章碼頭耐震能力評估分析主要是以性能設計的觀念以符合地震危害度分析中 475 年回歸期之設計地震需求(同時亦為現行港灣設計規範中之地震力需求)，檢核基隆港區舊有碼頭之耐震能力，若於第三章分析中考量山腳斷層(PGA=0.29 g)對於基隆港區碼頭之受震影響，並非第三章研究之主要目的。</p> <p>因此，本研究於第四章港灣構造物之災害境況模擬之評估示範例中，特別將山腳斷層所引致之地震事件，對於基隆港區各碼頭與起重設施的受震損失進行分析評估，本案例之震損評估結果如文中 4.4.3 節所述。</p> | 同意。          |
| 4. 分析中大部份以 PGA=0.23 g 乃是採 475 年迴歸期地震的結果，亦與現行法規規定相去不遠，是否須考慮最大地震的可能？能否找出各類型港灣構造的崩塌 PGA？ | <p>由於基隆港現有各碼頭建造年代久遠(民國 40 年代至 70 年代)，各碼頭當時所依循的設計規範也並不一致，故本研究以現行港灣設計規範所規定之地震需求(回歸期 475 年，PGA=0.23g)，利用各方法評估基隆港區各類型代表性碼頭之耐震能力，驗證其是否符合現行規範之耐震要求，可作為港區碼頭構造物震損評估與補強之參考。</p> <p>至於各類型港灣碼頭構造物之崩塌 PGA，本計畫港灣構造物之耐震能力評估研究中並未直接進行探討。以結構物耐震設計觀點所定義之崩塌 PGA，對於碼頭構造物性能性設計觀點而言，其適用性與代表性仍有待探討。但各類型港灣碼頭構造物之崩塌</p>   | 同意。          |

| 參與審查人員及其所提之意見                                               | 合作研究單位處理情形                                                                                                                                                                                                                                                       | 本所計畫承辦單位審查意見 |
|-------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|
|                                                             | <p>PGA 仍可由易損性分析結果反推得出初步結果，若碼頭之極限崩塌狀態可由碼頭易損性分析中所定義之 Extensive/Complete(嚴重損害與完全損害)等級來表示，並假設累積機率達某一門檻值以上(例如大於 95%)可定義為該事件發生，則依照本計畫第四章易損性分析所得的碼頭 Extensive/Complete 狀態之易損曲線參數(對數常態分配累積機率函數之中位數與對數標準差)，計算累積機率大於 95%時所對應之 PGA 值，此 PGA 值即代表港灣碼頭構造物的崩塌 PGA。</p>          |              |
| <p>5. HAZUS99 (P.5-9) 在本報告書中第一次出現是否略作描述或引用文獻以便後續研究者的了解。</p> | <p>文中所出現之 HAZUS 97、HAZUS 99 係指美國地震損失評估系統(HAZUS)於 1997 年、1999 年之版本，而本研究震損分析所用之台灣地震損失評估系統 TELES，其前身 HAZ-Taiwan 系統則是與美國 HAZUS 97 所用之分析模式相同，至於 P.5-9 所提之「參考 HAZUS99 所建議之相關參數」乃是指 P.4-23 所述之工程結構物損害評估模組之易損性參數、經濟損失評估模組之損失筆參數與修復時間曲線參數。此外，相關文獻會補充列於期末報告定稿之參考文獻一章中。</p> | <p>同意。</p>   |
| <p>6. 本報告結合 TELES 中沿用的參數有哪些？修正的參數有哪些？未來須達成的目標為何？</p>        | <p>本計畫中 TELES 分析模組參數建置於 P.4.23 中詳細說明，包含了工程結構物損害評估模組之易損性參數、經濟損失評估模組之損失筆參數與修復時間曲線參數，分列於表 4.4.3 至表 4.4.7。</p> <p>由於 HAZUS 中針對港灣碼頭此類之</p>                                                                                                                            | <p>同意。</p>   |

| 參與審查人員及其所提之意見                                                                | 合作研究單位處理情形                                                                                                                                                                                                                                                                 | 本所計畫承辦單位審查意見 |
|------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|
|                                                                              | <p>濱水結構僅列出與最大永久地表位移參數 PGD 相關之易損性曲線參數，本計畫另於子計畫三中，針對基隆港區四種不同類型之碼頭結構進行與最大地表加速度參數 PGA 相關之易損性分析，提出了基隆港區代表性碼頭易損性曲線供後續 TELES 震損模擬分析所用。</p> <p>由於目前所採用之易損性曲線參數係參考 HAZUS 或利用數值分析方法來建立，其適用性有賴更多的震損資料來驗證，未來若有更多之震損資料，或可藉以校正目前所採用之參數值。</p>                                             |              |
| 中山大學海洋環境及工程學系<br>李賢華教授：                                                      |                                                                                                                                                                                                                                                                            |              |
| 1. 部份參考資料出現於內文中，但文獻中並未呈現出來，請補充。                                              | 參照委員意見，於期末報告定稿中將未列出之參考文獻予以補充列出。                                                                                                                                                                                                                                            | 同意。          |
| 2. 東六號碼頭鋼板樁分析中表 3.3.6 之結果與 P.3-36 及 P.3-47 之相關敘述有出入，其中降伏張力、降伏應力定義不清，單位請保持一致。 | 表 3.3.6 誤植為期中報告所採用考慮設計年限鏽蝕程度之結構參數，因此與 P.3-47 所述有出入，將於期末報告定稿中更正為考慮建造迄今鏽蝕程度之參數。另外，P.3-36 中所述為材料基本參數，表 3.3.6 則為根據材料基本參數計算出之結構斷面參數。降伏張力為拉桿材料降伏時承受之張力，單位為力，但由於分析時採平面應變模式，故表 3.3.6 中採用之單位為 kN/m，代表單根拉桿降伏張力除以拉桿間距後之單位寬度張力；降伏應力則為材料降伏時承受之單位面積作用力（應力），單位為 MPa (MN/m <sup>2</sup> )。 | 同意。          |
| 3. 基隆港區中碼頭型式種類甚多，版樁、圓筒、                                                      | 感謝委員肯定，另外本計畫針對基隆港區橋墩式碼頭耐震能力評估分析研                                                                                                                                                                                                                                           | 同意。          |

| 參與審查人員及其所提之意見                                                                                                     | 合作研究單位處理情形                                                                                                                                                                                                            | 本所計畫承辦單位審查意見 |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|
| 墩式等，能納入分析值得肯定，唯墩式碼頭案例分析中是否以基隆港碼頭為分析案例，其現況含材料及構件等是否納入考量，宜更清晰說明。                                                    | 究，以基隆港西 2 號碼頭為例。該碼頭的立面、剖面圖，見圖 3.5.13、圖 3.5.14，由圖說中只有跨度尺寸沒有細部尺寸圖，只能由跨度尺寸推估細部尺寸；因無大樑配筋圖其配筋量則使用最小配筋量；混凝土抗壓強度依港研所報告「基隆港西 2 至西 4 碼頭結構檢測評估及維護管理系統建置之研究」提供 $f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$ ，因考慮碼頭年代久遠，折減為 $175 \text{ kg/cm}^2$ 。 |              |
| 4. 基隆港過去曾遭受海嘯侵襲之歷史，本港現為地震潛勢分析，未來海嘯侵襲潛勢分析為何？可否補充。                                                                  | 本年度計畫主要研究內容為基隆港區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估，然而海嘯侵襲潛勢分析或由地震引致之海嘯潛勢分析並未在本研究範圍內，實需另闢專案計畫由相關專家學者討論研究之。                                                                                                                               | 同意。          |
| <b>前本所港研中心<br/>賴聖耀研究員：</b>                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                       |              |
| 1. 本研究對港區地質及碼頭資料的搜集相當完整，並以嚴謹的活動斷層定值法及創新的時間序列分析法，評估基隆港的地震潛勢；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。                                                                                                                                                                                                               | 同意。          |
| 2. 個人對液化分析方法極感興趣，對 $P_L$ 與 $P_w$ 之區別亦有些研究，茲簡述相關心得供研究團隊參考。雖然 P.2-58 表 2.5.4 之 $P_w$ 與 P.2-37 式 2.5.15 $P_L$ 皆是機率，但 | 1. $P_w$ 為液化機率指數，係各深度土層液化條件機率以土層深度為權重之權重機率值。離地表越近，土層一旦液化，液化損害之影響也越大，因此所賦與之權重值越高。 $P_w$ 雖非直接之機率值，但為具有工程意涵之機率指數。                                                                                                        | 同意。          |

| 參與審查人員及其所提之意見                                                                                                                                                                                                                                                  | 合作研究單位處理情形                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          | 本所計畫承辦單位審查意見 |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|
| <p><math>P_w</math> 之物理意義，非等同於 <math>P_L</math> 液化機率之物理意義，如果 P.2-58 表 2.5.4 液化損害程度分類之指數為 <math>P_L</math>，則此分類等級沒錯，但若以 <math>P_w</math> 為液化損害程度分類之指數，則此分類等級可能有問題。此可由 P.2-59 表 2.5.7 之 BH-9 的 <math>I_L</math>、<math>P_w</math>、<math>S_t</math> 之比較看出一些訊息。</p> | <p>2. 液化損害程度應綜合 <math>I_L</math>、<math>P_w</math>、<math>S_t</math> 三個損害指數綜合評估；個別參數往往無法適當反映完整之液化損害情況。</p> <p>3. BH-9 鑽孔場址雖然有高的 <math>S_t</math> 值，乃因其可液化砂土層有 11.9m 厚（具較大沉陷潛能）；然其上覆有 6.7m 厚之非液化回填層，因此 <math>P_w</math> 較低。即使下覆砂土層液化，液化損害程度也將較低，此時 <math>P_w</math> 忠實地反映了這種情況。因此液化機率指數 <math>P_w</math> 也是一個適當的液化損害指標，其值高低，可作為液化損害程度之分類。</p> <p>4. 欲更了解前述第 2 及第 3 點之說明，可再由 P.2-59 表 2.5.7 之 BH-1 鑽孔場址的 <math>I_L</math>、<math>P_w</math>、<math>S_t</math> 數值之比較看出更些訊息。BH1 之可液化砂土層有 4.4m 厚，且僅距地表 0.4m，土層一旦液化，其液化損害將很高。此時，<math>I_L</math>、<math>P_w</math>、<math>S_t</math> 三個損害指數之值皆很高，充分地反映了這種情況，因此本研究所建議之 <math>P_w</math> 應可作為液化損害程度分類之適當評估指數。</p> |              |
| <p>3. 本年度的研究地點是基隆港，其中有關碼頭的耐震能力，研究團隊花了很多心思，以多種方法分析各類型碼頭的安全性，分析結果，各類型碼頭均相當安全，此資訊讓港區的工程人員放心許多。</p>                                                                                                                                                                | <p>感謝委員肯定。</p>                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                      | <p>同意。</p>   |

| 參與審查人員及其所提之意見                                                                                                                                                              | 合作研究單位處理情形                                                                                                                                                                                                                                                         | 本所計畫承辦單位審查意見 |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|
| <p>4. 本研究已累積 3 年的研究經驗，亦分別完成台中、花蓮、蘇澳、基隆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。明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。</p> | <p>感謝委員肯定，本團隊會參考委員建議，於明年度計畫執行時提出相關研究成果與建議。</p>                                                                                                                                                                                                                     | <p>同意。</p>   |
| <p><b>本所港研中心謝明志研究員：</b></p>                                                                                                                                                |                                                                                                                                                                                                                                                                    |              |
| <p>1. 易損性曲線在報告中只有出現圖表，是否能提供過去 3 個年度每個碼頭使用的易損公式，以利往後本所分析使用。</p>                                                                                                             | <p>本計畫針對各代表性碼頭所提出之易損性曲線乃是採用對數常態分配累積機率函數進行回歸，碼頭在各損害狀態之易損性曲線可用中位數與對數標準差兩個參數代表，其公式如式(4.3.2.1)所示。目前本計畫執行至今已針對台中港(沉箱式及棧橋式碼頭)、花蓮港(沉箱式及版樁式碼頭)與基隆港(沉箱式、棧橋式、版樁式及橋墩式碼頭)三個港區之各類型碼頭進行易損性分析，其中以沉箱式碼頭之易損性分析成果較為完備，將另整理此部分研究初步成果予港研中心參考，其餘各式碼頭則會於明年度計畫彙整成果後提供初步成果供港研中心分析參考使用。</p> | <p>同意。</p>   |

| 參與審查人員及其所提之意見                                                                  | 合作研究單位處理情形                                                                                                                                                                                                     | 本所計畫承辦單位審查意見 |
|--------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|
| 2. 地震樣本在第三章採用單一測站 TAP104 協和電廠測站之地震紀錄，而在第四章另採用了測站 TAP061 東信國小測站的地震紀錄，意義為何，請說明之。 | 本計畫在第四章碼頭易損性分析中所使用之地震樣本主要以 TAP104 測站為主共有 10 筆地震記錄，地震樣本之時間由 1999 年至 2004 年，另外加入 TAP061 測站兩筆 1994 年與 1995 年花蓮地震記錄，此二地震在基隆地區引致四級以上之震度，PGA 值可達 46~55 gal，屬本區地震事件資料庫中較大者，具有相當代表性。因此，以二測站共 12 筆地震記錄作為碼頭結構物易損分析之地震樣本。 | 同意。          |
| <b>本所港研中心賴瑞應研究員：</b>                                                           |                                                                                                                                                                                                                |              |
| 1. 在鋼版樁圓筒式碼頭耐震能力評估案例中，簡易分析法係參考重力式碼頭，而動力分析法則為版樁式分析，二者差異何在，請說明之。                 | 由於鋼版樁圓筒式碼頭之係由筒內土體自重提供類似於重力式碼頭之穩固機制，故其簡易分析模式係參考重力式碼頭；然而，相對於沉箱式碼頭而言，其仍為一相對偏柔性之構造，故動力分析模式係基於版樁式碼頭分析模式，並以等值平面版樁牆模擬圓筒形擋土構造之力學機制，以等值拉桿模擬圓筒形鋼版樁之環向互鎖效應，藉由 PLAXIS 數值程式模擬分析檢核版樁構件之耐震能力以及碼頭整體受震穩定性(包含碼頭後線地表與背填土區之受震行為)。  | 同意。          |
| 2. 探討簡易分析法、簡易動力分析法、動力分析法三種分析法結果的差異，並比較哪種分析法比較合理且適合。                            | 簡易分析法主要是假設碼頭在某特定破壞模式下，依設計條件計算整體土壤結構在此破壞模式下驅動力與抵抗力兩者間的安全係數，作為初步設計之檢核與依據；簡易動力分析法則是依循簡易分析法的概念，計算出此特定破壞模式之臨界加速度，用此進行地震歷時分析得出碼頭受震滑移量                                                                                | 同意。          |

| 參與審查人員及其所提之意見                              | 合作研究單位處理情形                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                    | 本所計畫承辦單位審查意見 |
|--------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|
|                                            | <p>(Newmark 法)，或者以結構模型進行靜態側推分析(隱含此結構受震時所引致之慣性力以側推分析所用之模式進行分配)，將地震歷時轉為反應譜，以容量震譜法得出性能點；動力分析法則是 FEM 或 FDM 考量空間幾何條件與材料性質，可完整模擬出土壤結構系統之動態行為與動態水壓效應，分析得出整體系統受震之破壞模式與完整動態歷時反應。</p> <p>三種分析模式以動力分析法最為完備周全，但其缺點在於分析耗時、分析模式複雜與所需之分析參數不易求取；簡易分析法雖然其方法簡單、計算便利，常見於目前規範設計法中，但由於本法只能針對特定破壞模式下檢核系統穩定性，對於碼頭性能之評估參數(如位移量、應力應變值)無法直接求取，此為本法之限制；簡易動力分析法雖改進簡易分析法之限制性，但由於本法仍基於簡易分析法之精神，仍只能針對特定破壞狀態下之特定性能參數進行分析評估。</p> <p>因此，若碼頭構造物之受震破壞模式確定(如沉箱碼頭受震以滑移破壞為主)，可用簡易動力分析法進行耐震能力評估，並求取性能狀態；若碼頭構造物受震破壞模式複雜或不明確，建議仍以完整動力分析法進行碼頭耐震能力評估。</p> |              |
| 本所港研中心朱金元科長：                               |                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               |              |
| 1. 簡報第 21 頁基隆港區未來 50 年內的地震潛勢，分為 2011~2030、 | 此處所述乃是根據 2.3.5 一節中整理基隆地區地震可能發生時間序列之不同分析方法所得綜合結論，其中結論                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                          | 同意。          |

| 參與審查人員及其所提之意見                                          | 合作研究單位處理情形                                                                                                                                                                                                                                                                            | 本所計畫承辦單位審查意見 |
|--------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|
| 2017~2059 及 2031~2060，請說明此三個時間為何會有重疊。                  | (1)-a.2011~2030 年最少一次 $6.0 \leq M \leq 6.2$ 的地震及(1)-c.2031~2060 年最少一次 $6.0 \leq M \leq 6.2$ 的地震之結論主要是根據次數時間數列預測模式結果(參見期末報告定稿中之表 2-20 ~表 2-22)，而(1)-b. 2017~2059 年最少一次 $6.1 \leq M \leq 6.2$ 的地震之結論主要是根據表 2-13 基隆地區 $M \geq 6.1$ 災變預測結果(2038 年 $\pm$ 21 年會有 $M \geq 6.1$ 的地震)，在此補充說明之。 |              |
| 2. 碼頭耐震能力評估有納入功能性設計的考量，是否有分析考量碼頭與裝卸設施互制情形，地震時對裝卸設施之影響。 | 本計畫中港灣地區碼頭構造物耐震能力評估主要是針對碼頭結構物為主，至於碼頭與裝卸設施互制情形，在分析中則是將裝卸設施之重量視為碼頭構造物的活載重加以考慮，本計畫並未實際針對裝卸設施等其他碼頭附屬設施構造本體進行其耐震能力評估。                                                                                                                                                                      | 同意。          |
| 3. 簡報第 104 頁所指起重設施為何？輕微損害的「輕微」如何定義。                    | 關於起重設施之輕微損害定義，參考 HAZUS99，對於固定式設備，輕微損害係指設備結構構件發生輕微損壞，但不影響設備的運作功能；而對於非錨定或軌道式設備，輕微損害係指設備發生輕微出軌或錯位，但軌道座並沒有任何主要之結構損害。在此損害狀態下，在操作起重機前，須進行小幅維修與調整。<br>本計畫在此所定義之起重設施係指基隆港各碼頭之橋氏起重機，並參照 HAZUS99 中所定義之非錨定或軌道式設備之易損性參數進行基隆港區震損分析。                                                                | 同意。          |
| 4. 簡報第 101 頁重建成本參考民國 85 年基隆港整體規劃及未來發                   | 本計畫針對基隆港之各項營運費用及經濟成本等數據，亦有參考基隆港務局網站上所提供各年度各項營運數                                                                                                                                                                                                                                       | 同意。          |

| 參與審查人員及其所提之意見                   | 合作研究單位處理情形                                                                                        | 本所計畫承辦單位審查意見 |
|---------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------|
| <p>展計畫研究報告，應該參考近期最新的整體規劃報告。</p> | <p>據，但仍以民國 85 年基隆港整體規劃及未來發展計畫研究報告最為詳盡，故參考此報告所列之各碼頭重建成本為主，並考慮 85 年至今的物價指數，以此參數反應現今基隆港區各碼頭重建成本。</p> |              |

## 附錄四

### 期末報告簡報資料



# 港灣地區地震潛勢及 港灣構造物耐震能力 評估之研究 (3/4)

期 末 報 告

主持人：陳 正 興

中華民國 98 年 11 月 16 日



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 碼頭構造物易損性分析
- 與災害境況模擬
- 5 結論與建議



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



3



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

## 研究背景與目的

- 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。
- 研究目的即為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。



4



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

- [illegible]



5

- 

6



## 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

## 港灣地區地震潛勢之評估

### ■ 目的

- 了解基隆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
6. 港區土壤液化之易損性分析

8



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

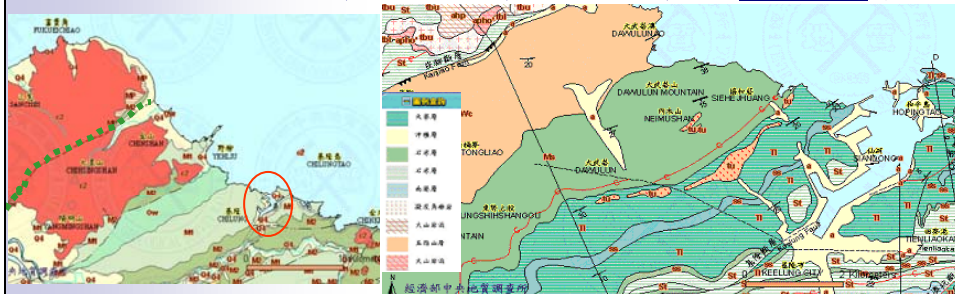
## 基隆港區場址地質資料 與簡化土層剖面



## 基隆港區地層與地質概況

### ■ 地質概況

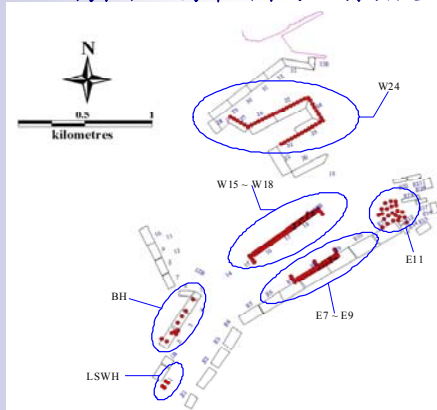
- 基隆港附近海岸其地質大概係屬沖積層，以砂岩為主
- 港區岩層多為大寮層砂岩，屬中新世沉積岩地層
- 港區附近地質構造線包含摺皺軸及斷層線等呈現東北或東北東走向
- 工址鄰近臺北斷層、基隆斷層、炭腳斷層、山腳斷層等



## 基隆港區場址地層特性(1/3)

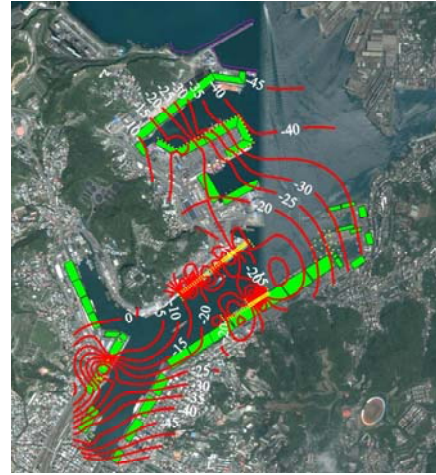
### ■ 286筆標準貫入試驗鑽孔資料

- BH區10筆為陸上鑽探
- 其餘皆為海底鑽探，大部分孔口高程位於海平面下方10餘公尺



基隆港區鑽探孔位分布圖

### ■ 港區岩盤面起伏變化甚大



基隆港區鑽孔基岩高程等值線圖

國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

11

## 基隆港區場址地層特性(2/3)

### ■ 海底鑽孔剖面資料

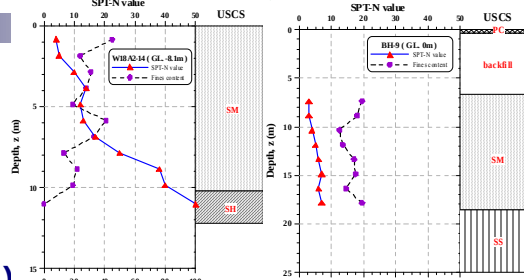
- 基岩深度變化大，地層性質變化也甚大
- 土層主要為粉質砂土、砂質粉土、粉質黏土
- 岩層主要為風化砂岩，部分為頁岩或砂頁岩互層

### ■ 陸上鑽孔剖面資料(BH區)

- 回填層，夾雜岩塊， $N > 50$
- 原沖積層，CL為主，部分SM， $N = 2 \sim 6$
- 砂岩層

### ■ 平均SPT-N值

- 介於3.71~20.25之間
- 最小者為BH區之CL
- 最大者為W15~W18
- 變化情況相當大



W18A2-14孔號剖面圖

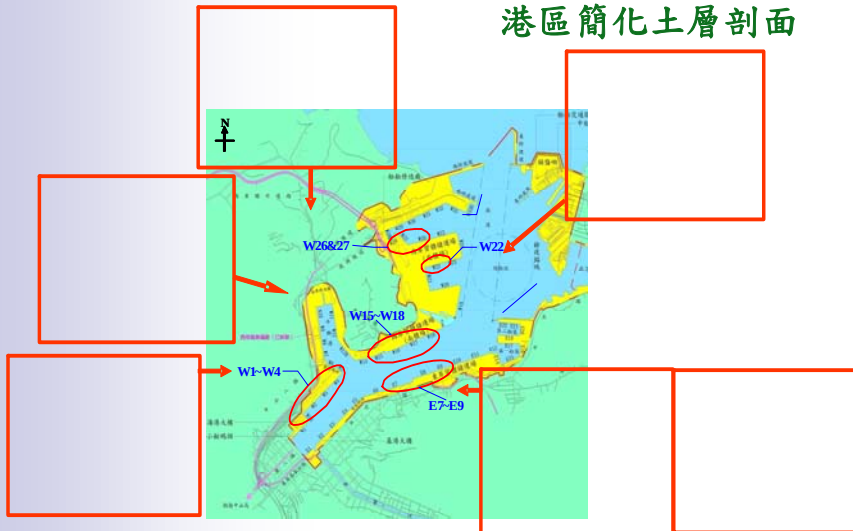
BH-9孔號剖面圖

| 碼頭區域          | 平均值<br>( $\mu$ ) | 標準偏差<br>( $\sigma$ ) | 變異係數<br>(C.O.V.) |
|---------------|------------------|----------------------|------------------|
| W26 & W27     | 12.31            | 11.47                | 0.93             |
| W22           | 19.46            | 9.30                 | 0.48             |
| W15~W18       | 19.54            | 13.36                | 0.68             |
| 靠陸側           | 20.25            | 14.00                | 0.69             |
| 靠海側淺區         | 17.57            | 6.87                 | 0.39             |
| 靠海側深區         | 16.09            | 6.33                 | 0.39             |
| E7~E9         | 14.93            | 8.04                 | 0.54             |
| 靠陸側深區         | 15.29            | 7.32                 | 0.48             |
| BH<br>(W1~W4) | 3.71             | 1.11                 | 0.30             |
| CL            | 5.00             | 0.00                 | 0.00             |
| SM            | 4.24             | 2.54                 | 0.60             |
| LSWH          | 9.06             | 6.20                 | 0.68             |
| E11           |                  |                      |                  |

12

## 基隆港區場址地層特性(3/3)

### 港區簡化土層剖面



13



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

## 基隆港區地震危害度分析

14



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

## 地震目錄：

- 資料長度為1900年~2007年7月。

## 震源分區：

- Zone B與Zone D

## 震源深度：以35公里為界

- 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：

- Gutenberg & Richter, 1954

## 考慮地震規模上限 $M_u$ 的不確定性 $\log N(m) = a - bm; m_0 < m < m_u$

## 地震發生率

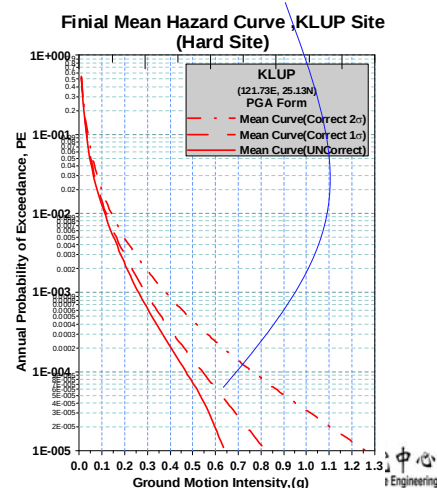
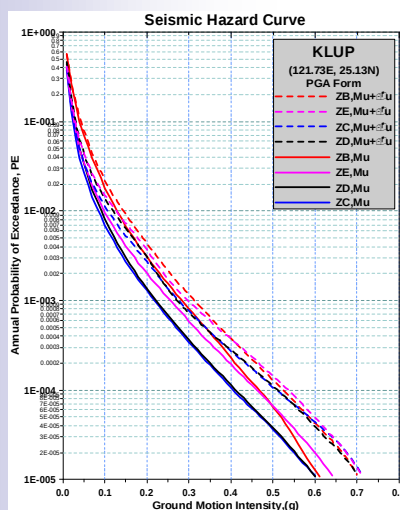
## PGA地震動衰減律(堅硬地盤)：

- Jean et al., 2006  $PGA(g) = 0.00284e^{1.73306M} [R + 0.09994\exp(0.77185M)]^{-2.06392}$



## 考量地震動衰減律 $\pm 1\sigma$ 之變異性的地震危害度曲線

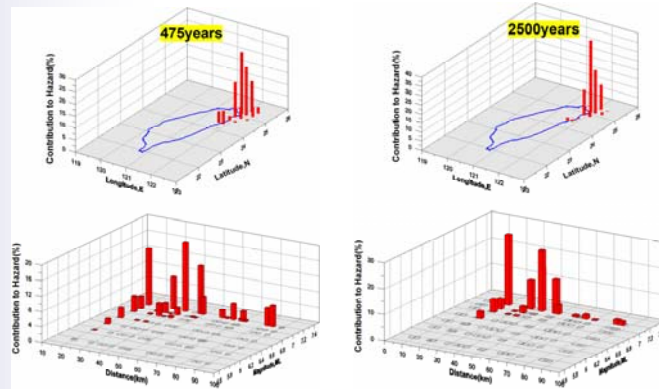
| 回歸期(年)  | 75    | 475   | 2500  |
|---------|-------|-------|-------|
| PGA值(g) | 0.103 | 0.228 | 0.382 |



### ■ 參數拆解分析

- 475年及2500年回歸期之地震規模分別為 $M_L 6.3$ 及 $M_L 6.4$
- 對土壤液化評估→以地震矩規模 $M_w$ 為考量
- 475年及2500年回歸期分別為 $M_w 7.1$ 及 $M_w 7.2$

地震危害度  
貢獻之來源  
與分佈



17

研究中心  
Shanghai Engineering

### ■ 活動斷層定值法

- 主要針對對工址極可能帶來危害之震源進行分析
- 境況模擬地震規模採用 Wells and Coppersmith(1994)建議經驗式來分析。

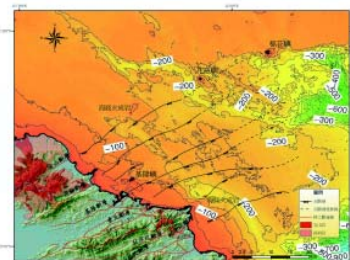
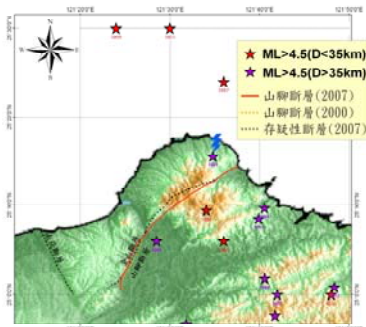
$$M_w = 5.00 + 1.22 \cdot \log(L)$$

- 地震規模轉換採用吳逸民等人(2000)之經驗式

$$M_L = 4.533 \ln(M_w) - 2.091$$

### ■ 山腳斷層

- 距基隆港區15.85 km
- 可能錯動規模：總長度34 km + 海外延伸16.6 km = 50.6 km
- 可能之地震規模為 $M_w 7.4$  ( $M_L 7.0$ )，以本研究使用之地震動衰減律，估算基隆港區在山腳斷層錯動下可能之PGA值約為0.29g，此結果為堅硬地盤之參考值。



18

## 基隆港區地震可能發生時間序列 與規模分析

19



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

## 基隆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，進行地震發生之時間序列與規模的預測分析。
  - 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：基隆地區半徑50km內
    - 經緯度：N24.64~25.64，E121.25~122.25
  - 地震規模：大於6.0
  - 總資料年限：1604~2007年，共400餘年
  - 基隆地區地震紀錄年限：1815~2007年，近200年
  - 由歷史紀錄觀察平均約每62年基隆地區發生規模6.2以上強震一次

20



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering



## 基隆港區地震可能發生時間序列與規模分析(2/2)

- 基隆港區未來50年內（2009~2058年）的地震潛勢
  - 2011~2030年最少一次 $6.0 \leq M \leq 6.2$ 的地震。
  - 2017~2059年最少一次 $6.1 \leq M \leq 6.2$ 的地震。
  - 2031~2060年最少一次 $6.0 \leq M \leq 6.2$ 的地震。
- 基隆港區未來50至100年內（2059~2108年）的地震潛勢
  - 2062~2104年最多一次 $M \geq 6.2$ 的地震。
  - 2096~2101年最多一次 $M \geq 6.0$ 的地震。
  - 以未來100年來看，基隆港區在2011~2060年是未來百年間地震的高峰期。40年間會發生2次 $M \geq 6.0$ 地震，但不會發生 $M \geq 7.0$ 的地震。
- 基隆港區設計地震結論
  - 以未來100年而言，基隆港區地震災害模擬的設計地震為規模6.0至6.2。

21



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering



## 基隆港區之場址效應分析

22

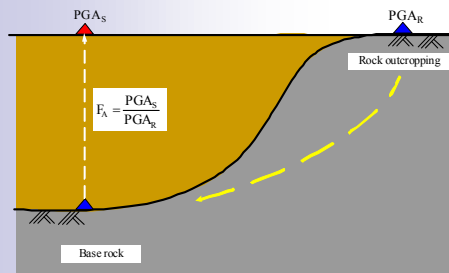


國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

## 港區之場址效應分析(1/2)

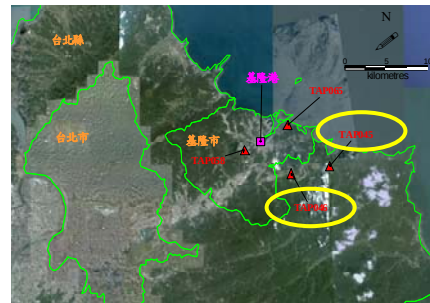
### ■ 基隆港區場址效應分析

- 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。 $F_A = PGA_S / PGA_R$
- 6個簡化土層剖面、BH鑽孔10孔
- 考量土壤非線性動態參數
  - $G$ 、 $\xi$
  - SM、CL、Gravel



### ■ 輸入運動之選擇

- TAP045 (瑞柑國小, 8.69 km)、TAP046 (瑞亭國小, 4.98 km)。
- 共收錄近年來6次地震共9組加速度歷時紀錄, 其中包括1999年921大地震, 及2002年331大地震等資料。其地震規模(M)介於5.90~7.30; 測站最大地表加速度 $PGA_R$ 均大於30gal, 最大者為81.46 gal。

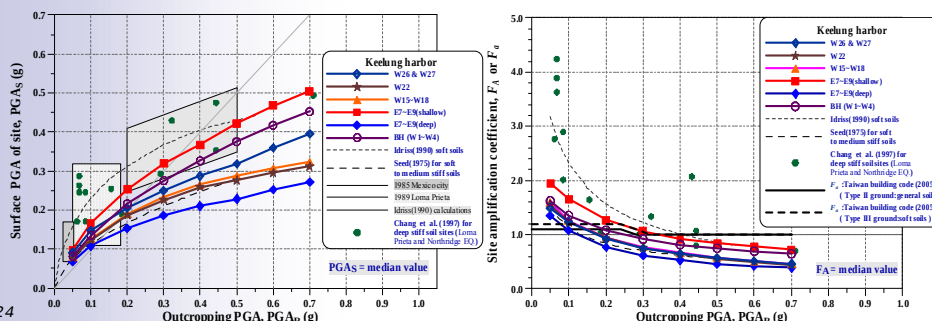


23

## 港區之場址效應分析(2/2)

### ■ 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。



24

## 基隆港區土壤液化之危害度分析 與土壤液化之易損性分析

25



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

## 土壤液化評估分析法

### ■ 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
- 據此初步判定基隆港區代表性簡化土層剖面之液化潛能

### ■ 確值法

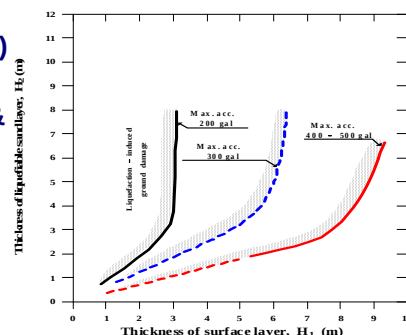
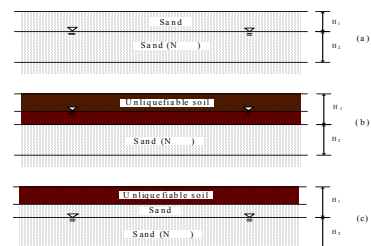
- SPT-N簡化分析法(Fs)
- 液化潛能指數 $I_L$  (Iwasaki et al, 1982)
- 地盤液化後之總沈陷量 $S_t$  (Ishihara & Yoshimine, 1992)

$$S_t = \sum_{i=1}^n \varepsilon_w H_i$$

### ■ 機率法

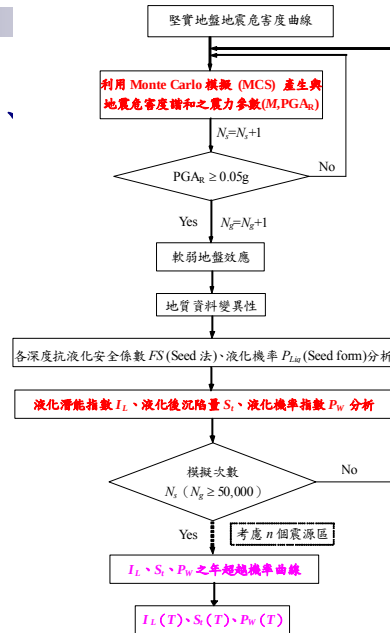
- 蒙地卡羅模擬(MCS)
- 液化機率指數 $P_w$

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



26

- 液化危害度分析流程
- 考慮W1~W4碼頭之4個鑽孔BH1、BH2、BH9、BH10



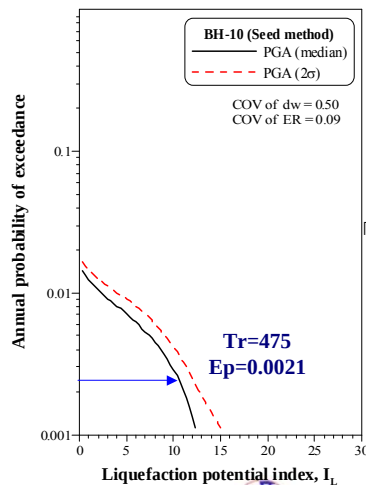
27

- BH10 鑽孔場址液化潛能指數  $I_L$  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    |



28

## ■ BH10 鑽孔液化機率指數 $P_w$ (Seed form) 之危害度

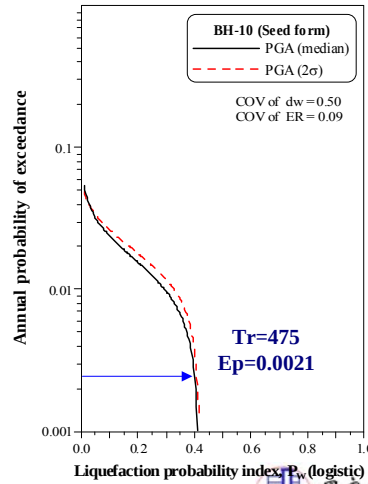
液化機率指數 (liquefaction probability index)  $P_w$  (黃富國, 2008) :

$$P_w = \frac{\int_0^{20} P_{Liq}(z) W(z) dz}{\int_0^{20} W(z) dz}$$

| 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 ~ 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) :

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



$P_w = 0.402$

液化損害程度  
「中度液化」

29



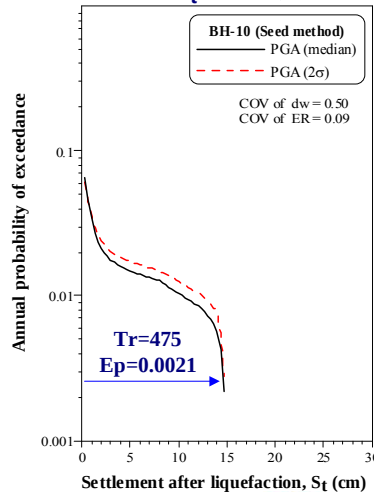
國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

## ■ BH10 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) :

$$S_t = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{vi} H_i$$

| 結構損害程度 | 沈陷量 $S_t$<br>(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 |



$S_t = 14.68 \text{ cm}$

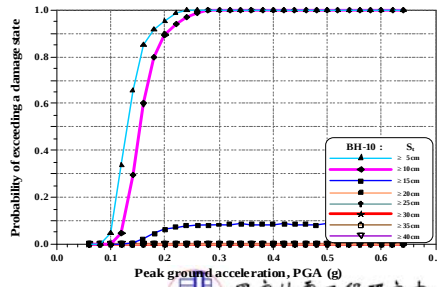
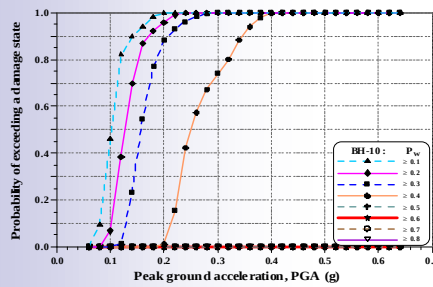
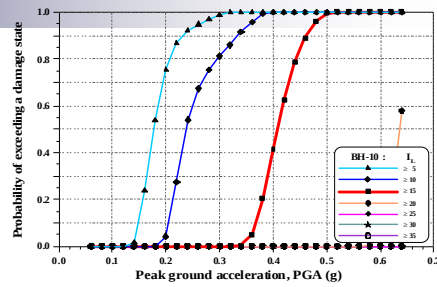
地表損害程度  
「中度損壞程度」

30



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

- 將各不同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，求取基隆港區鑽孔場址之液化易損性曲線。
- 以BH10 鑽孔場址為例



31



## 碼頭構造物 耐震能力評估

3



32

## 碼頭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. 基隆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. 沉箱式碼頭
  - b. 版樁式碼頭
  - c. 棧橋式碼頭
  - d. 橋墩式碼頭
4. 港區非剛性碼頭微振量測與分析

33



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

## 基隆港基本資料－港區碼頭配置

### ■ 基隆港碼頭(57座)

- 依營運功能區分
  - 貨櫃碼頭(15座)
  - 雜貨碼頭(24座)
  - 客運碼頭(2座)
  - 其他碼頭(16座)
- 依結構型式與營運重要性選取
  - 沉箱式碼頭(W32、E21~22)
  - 版樁式碼頭(E6、W25)
  - 棧橋式碼頭(E8、W19)
  - 橋墩式碼頭(W2)



34



## 地震需求參數與性能等級評估

### ■ 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年回歸期下基隆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半，即基隆港區之設計水平地震係數 $K_h$ 值為0.115

### ■ 導入性能設計之觀念

| 地震力等級        | 性能目標          |                |                    |                 |
|--------------|---------------|----------------|--------------------|-----------------|
|              | 損壞等級(性能等級)    |                |                    |                 |
|              | 等級 I<br>(可使用) | 等級 II<br>(可修復) | 等級 III<br>(接近崩塌破壞) | 等級 IV<br>(崩塌破壞) |
| Level I (L1) | S、A、B         | C              |                    |                 |
| Level 2 (L2) | S             | A              | B                  | C               |

35

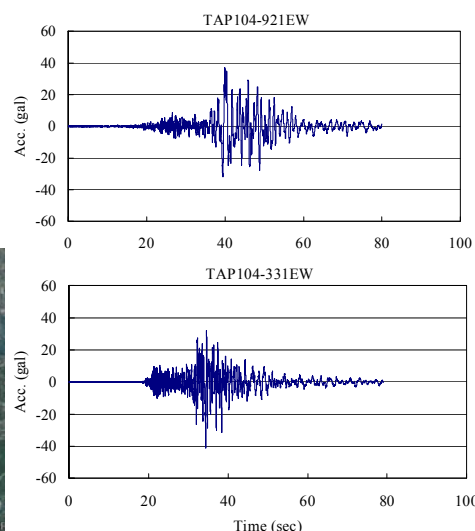
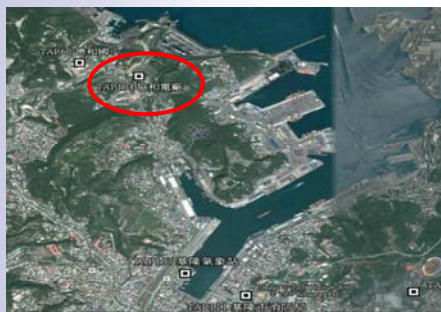
地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering



## 基隆港碼頭耐震能力評估-地震樣本

### ■ 動力分析之地震樣本

- TAP104 協和電廠視為鄰近岩層露頭
- 921集集地震
  - PGA=36.98 gal
- 331地震
  - PGA=40.85 gal



36

國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

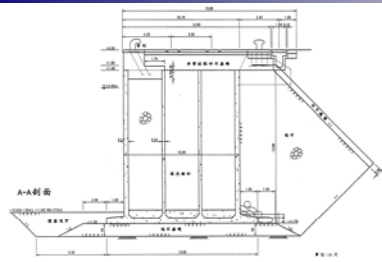
## 沉箱式碼頭耐震能力評估

37



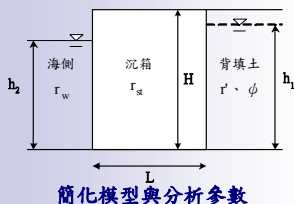
國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

## 基隆港西32號沉箱式碼頭—簡易分析法

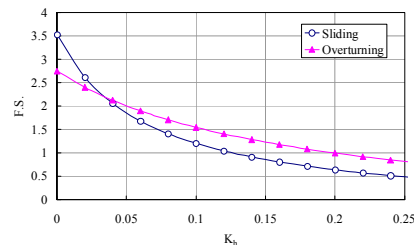


基隆港西32號碼頭之標準設計斷面

- 考慮背填土未液化之情況
- 設計地震需求 $k_h=0.115$
- 滑動穩定性F.S.=1.08
- 傾覆穩定性F.S.=1.44
- 基礎承載穩定性F.S.=25.96



|                                      |       |
|--------------------------------------|-------|
| 沉箱高度H(m)                             | 14.2  |
| 沉箱長度L(m)                             | 10    |
| 海側平均水面高度h2(m)                        | 11.89 |
| 殘留水位(m)                              | 0.18  |
| 陸側水面高度h1(m)                          | 12.07 |
| 海水單位重 $r_w$ (t/m <sup>3</sup> )      | 1.03  |
| 沉箱總單位重 $r_s$ (t/m <sup>3</sup> )     | 2.2   |
| 沉箱底部摩擦係數 $\mu$                       | 0.6   |
| 水位上背填土單位重 $r$ (t/m <sup>3</sup> )    | 1.8   |
| 水位下背填土有效單位重 $r'$ (t/m <sup>3</sup> ) | 1     |
| 牆面與垂直面夾角 $\Psi$ (deg)                | 0     |
| 背填土內摩擦角 $\phi$ (deg)                 | 40    |
| 背填土與牆面摩擦角 $\delta$ (deg)             | 15    |
| 上部載重 $(t/m^2)$                       | 2     |



受震穩定性與水平地震係數關係

38



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering



## 基隆港西32號沉箱式碼頭— 簡易動力分析法

- 滑動塊體分析
- 臨界加速度0.127 g
- 輸入運動(PGA正規化至0.23g)
  - TAP104-921EW：滑移量0.123m；d/H=0.87%
  - TAP104-331EW：滑移量0.0094m；d/H=0.07%

### ■ 性能(損害)等級

國際航海協會重力式碼頭性能等級(定量)(PIANC, 2001)

- 均為等級 I

| 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°   |
| 岸肩         | 不均勻沉陷量      | <0.03~0.1m | —      | —      | —     |
|            | 岸肩與後線陸地沉陷量  | <0.3~0.7m  | —      | —      | —     |
|            | 朝海側傾斜角      | <2~3°      | —      | —      | —     |



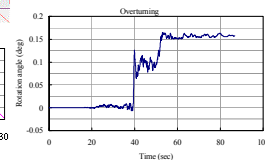
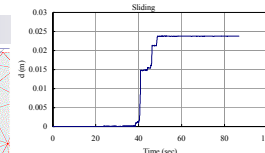
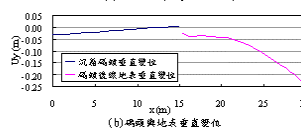
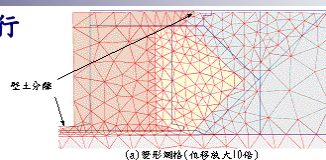
國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

39

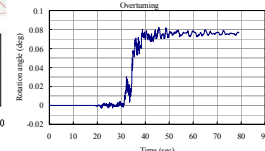
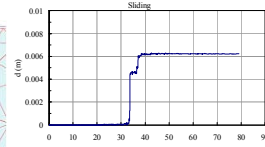
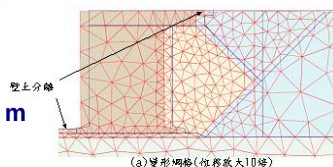


## 基隆港西32號沉箱式碼頭—動力分析法A

- 以PLAXIS程式(FEM)進行沉箱受震動力分析
- 921地震(PGA=0.23g)
  - 滑移量0.0238 m
  - 海側傾斜角0.158°
  - 地表最大沉陷量0.245 m
  - 損害等級 I



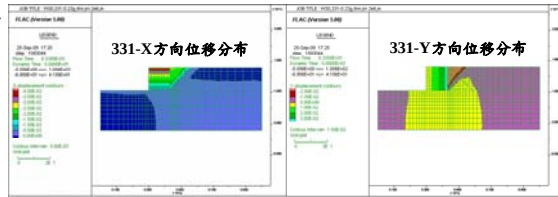
- 331地震(PGA=0.23g)
  - 滑移量0.0062 m
  - 海側傾斜角0.077°
  - 地表最大沉陷量0.039 m
  - 損害等級 I



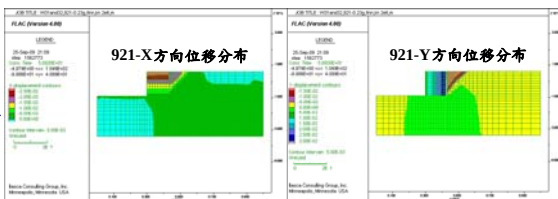
40

## 基隆港西30、31~32號沉箱式碼頭—動力分析法B

- 以FLAC程式(FDM)進行沉箱受震動力分析
- 西30號沉箱式碼頭
  - 331地震(PGA=0.23g)垂直與水平位移量均小於5 cm。
  - 921地震(PGA=0.23g)分析結果最大位移向量4.8 cm。
- 西31~32號沉箱式碼頭
  - 垂直與水平位移量均小於5 cm。
  - 331地震(PGA=0.23g)分析結果最大位移向量4.25 cm。



西30號沉箱式碼頭



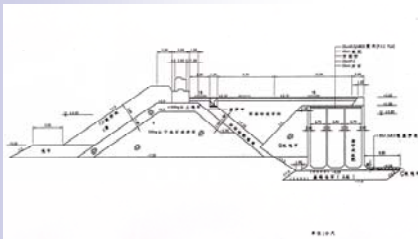
西31~32號沉箱式碼頭



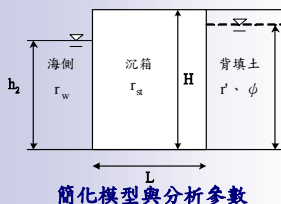
國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

41

## 基隆港東21~22號沉箱式碼頭—簡易分析法

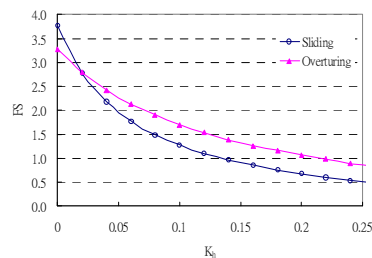


基隆港東21~22號碼頭之標準設計斷面



|                                           |       |
|-------------------------------------------|-------|
| 沉箱高度H (m)                                 | 10.5  |
| 沉箱長度L (m)                                 | 9.4   |
| 海側平均水面高度h <sub>2</sub> (m)                | 9.89  |
| 殘留水位(m)                                   | 0.18  |
| 陸側水面高度h <sub>1</sub> (m)                  | 10.07 |
| 海水單位重 $\gamma_w$ (t/m <sup>3</sup> )      | 1.03  |
| 沉箱總單位重 $\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> )     | 2.2   |
| 沉箱底部摩擦係數 $\mu$                            | 0.6   |
| 水位上背填土單位重 $\gamma'$ (t/m <sup>3</sup> )   | 1.8   |
| 水位下背填土有效單位重 $\gamma'$ (t/m <sup>3</sup> ) | 1     |
| 牆面與垂直面夾角? (deg)                           | 0     |
| 背填土內摩擦角? (deg)                            | 40    |
| 背填土與牆面摩擦角 $\alpha$ (deg)                  | 15    |
| 上部載重(t/m <sup>2</sup> )                   | 3.3   |

- 考慮背填土未液化之情況
- 設計地震需求 $k_h=0.115$
- 滑動穩定性F.S.=1.14
- 傾覆穩定性F.S.=1.54
- 基礎承載穩定性F.S.=4.78



受震穩定性與水平地震係數關係



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

42



## 基隆港東21~22號沉箱式碼頭— 簡易動力分析法

- 滑動塊體分析
- 臨界加速度0.130 g
- 輸入運動(PGA正規化至0.23g)
  - TAP104-921EW：滑移量0.12m；d/H=1.00%
  - TAP104-331EW：滑移量0.016m；d/H=0.13%

### ■ 性能(損害)等級

國際航海協會重力式碼頭性能等級(定量)(PIANC, 2001)

- 均為等級 I

| 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°   |
| 岸肩         | 不均勻沉陷量      | <0.03~0.1m | —      | —      | —     |
|            | 岸肩與後緣陸地沉陷量  | <0.3~0.7m  | —      | —      | —     |
|            | 朝海側傾斜角      | <2~3°      | —      | —      | —     |



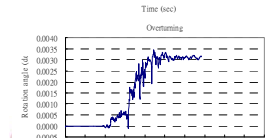
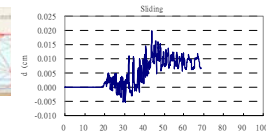
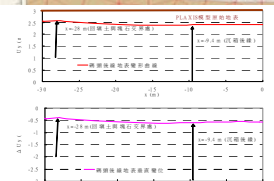
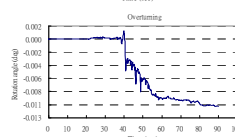
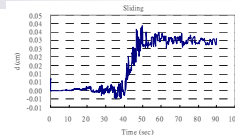
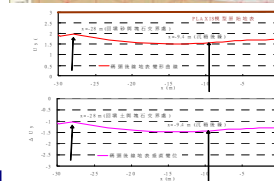
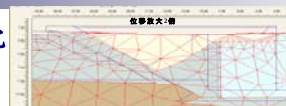
國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

43



## 基隆港東21~22號沉箱式碼頭—動力分析法A

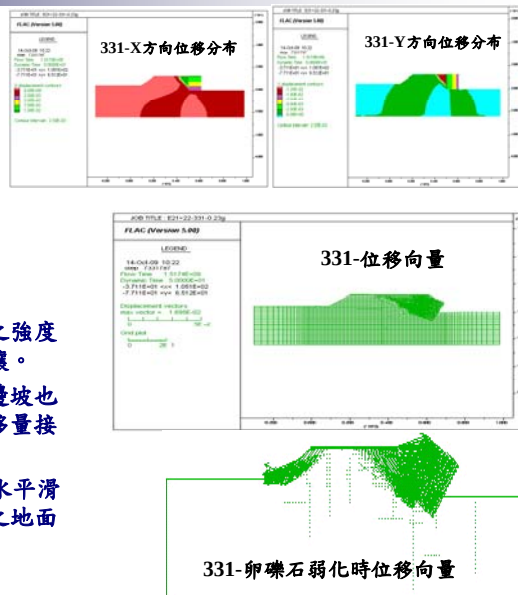
- 以PLAXIS程式(FEM)進行沉箱受震動力分析
- 921地震(PGA=0.23g)
  - 滑移量0.05 cm
  - 海側傾斜角-0.008°
  - 地表最大沉陷量1.50m
  - 滑移量&傾斜角:損害等級I
  - 地表最大沉陷量:損害等級II
- 331地震(PGA=0.23g)
  - 滑移量0.0004 cm
  - 海側傾斜角0.003°
  - 地表最大沉陷量0.62 m
  - 損害等級 I



44

## 基隆港東21~22號沉箱式碼頭—動力分析法B

- 以FLAC程式(FDM)進行沉箱受震動力分析
- 331地震(PGA=0.23g)
  - 滑移量均小於2 cm。
  - 921地震(PGA=0.23g)分析結果與其相同。
- 331地震(PGA=0.23g)
  - 假設碼頭後方與下方卵礫石區之強度因風化而下降，且等同背填土壤。
  - 在碼頭後方塊石回填區之堤防邊坡也會發生較大位移滑動，最大位移量接近30公分。
  - 在碼頭左右側將有20多公分之水平滑移量向海側移動，且碼頭後方之地面將發生約20公分之下陷量。



45

## 版樁式碼頭耐震能力評估

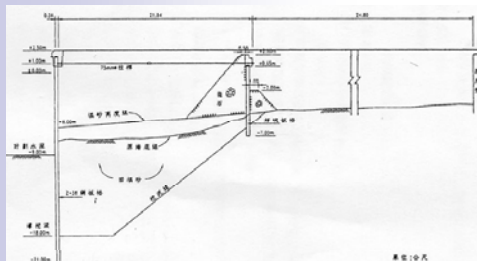
46



## 基隆港版樁式碼頭分析案例

### ■ 基隆港東6號鋼版樁式碼頭

版樁式碼頭損害等級(PIANC,2001)



| 損害等級       | 等級 I           | 等級 II | 等級 III      | 等級 IV       |
|------------|----------------|-------|-------------|-------------|
| 正視化水平位移d/H | <1.5% 或 d<30cm | —     | —           | —           |
| 側向傾斜角      | <3°            | —     | —           | —           |
| 岸角差異沉陷     | <3-10cm        | —     | —           | —           |
| 岸角與後緣差異沉陷  | <30-70cm       | —     | —           | —           |
| 側向傾斜角      | <2-3°          | —     | —           | —           |
| 板樁         | 水深以上           | 彈性    | 塑性 (小於韌性容量) | 塑性 (超出韌性容量) |
| 板樁         | 水深以下           | 彈性    | 彈性          | 塑性 (小於韌性容量) |
| 拉桿         | —              | 彈性    | 彈性          | 塑性 (小於韌性容量) |
| 端樁         | —              | 彈性    | 彈性          | 塑性 (小於韌性容量) |

- 考慮現行港灣構造物設計基準之475年回歸期PGA=0.23g
- 簡易分析法
- 動力分析法
- 考慮版樁碼頭性能等級

47



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering



## 基隆港東6號板樁式碼頭- 簡易分析法(1/2)

- 設計地震係數 $k_h = 0.115$
- 殘留水位

$$R.W.L. = \frac{2}{3}(M.H.W.L. - M.L.W.L.) + M.L.W.L. = +1.03 \text{ m}$$

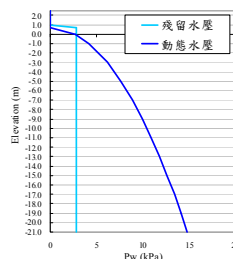
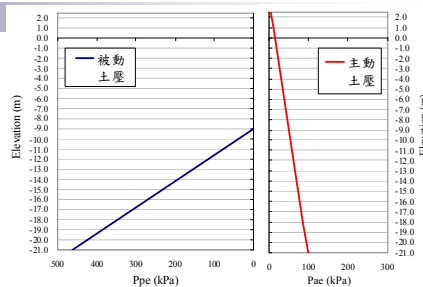
- 地震時主動與被動土壓力

- 地震時之動態水壓

- 殘留水壓

- 計算抗傾覆安全係數  $M_p / M_a = 2.8 > 1.2$

- 耐震安全係數  $k_t = 0.252$ ;  $F_s = k_t / k_h = 2.19$



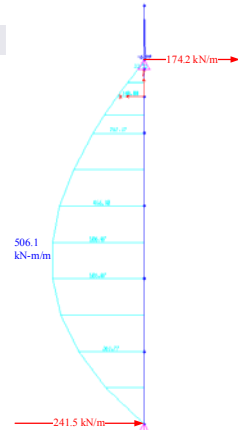
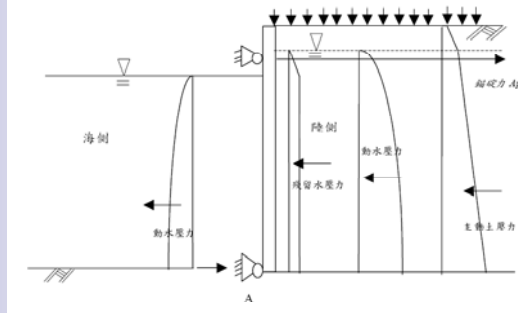
48



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

## 基隆港東6號板樁式碼頭- 簡易分析法(2/2)

### ■ 拉桿張力與板樁最大彎矩



### ■ 評估碼頭變位量與損害等級

- 最大水平位移=14.3cm
- 沉陷量=1.41cm
- 正規化水平位移=1.15%
- **損害等級屬於第I級**

非液化工址板樁式碼頭變位參數與安全係數之關係 (Uwabe, 1983)

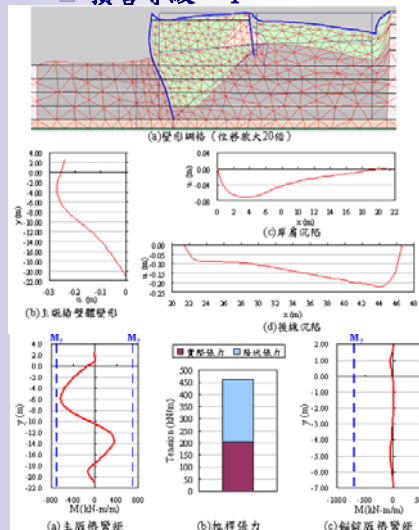
| 變位參數            | 經驗公式                      | 相關係數 | 標準偏差 |
|-----------------|---------------------------|------|------|
| 最大水平位移 d (cm)   | $d = -1.6 + 34.9(1/F_s)$  | 0.68 | 27   |
| 沉陷量 s (cm)      | $s = -5.3 + 14.7(1/F_s)$  | 0.40 | 20   |
| 正規化水平位移 d/H (%) | $d/H = -1.5 + 5.8(1/F_s)$ | 0.65 | 5    |

49

## 基隆港東6號板樁式碼頭—動力分析法

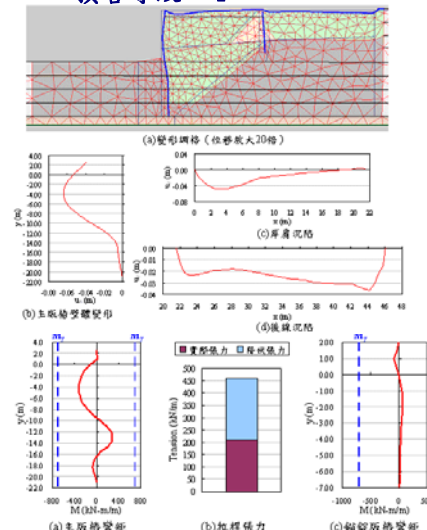
### ■ 921地震、PGA=0.23g

□ 損害等級：I



### ■ 331地震、PGA=0.23g

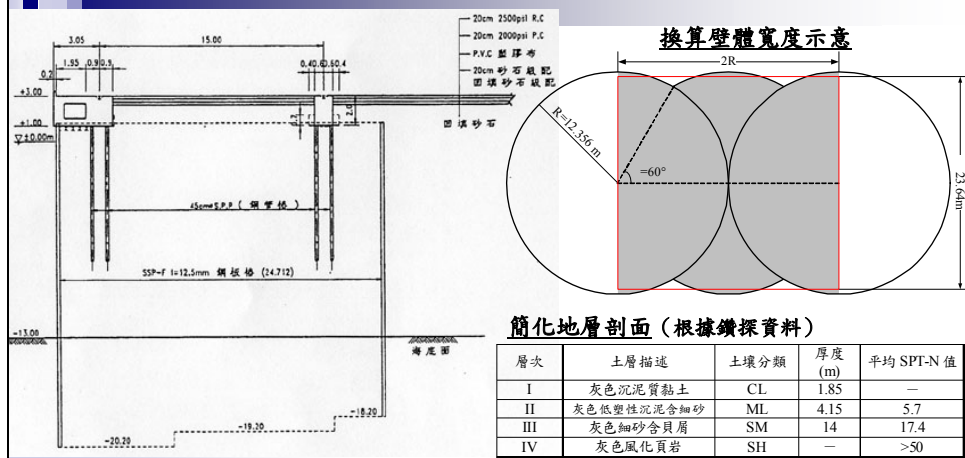
□ 損害等級：I



50



## 基隆港鋼板樁圓筒式碼頭耐震能力評估



- 基隆港西25號鋼板樁圓筒式碼頭
- 考慮475年回歸期  $PGA=0.23g$

### 分析用地層參數

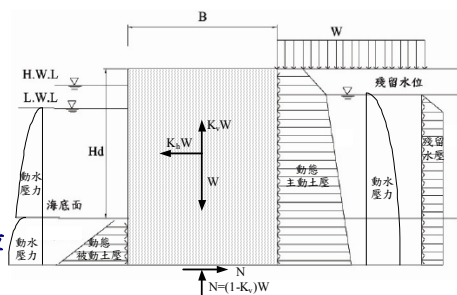
| 地層種類  | $\gamma_{unsat}$<br>( $kN/m^3$ ) | $\gamma_{sat}$<br>( $kN/m^3$ ) | $c$<br>( $kN/m^2$ ) | $\phi$<br>(deg) | $E$<br>( $kN/m^2$ ) | $\nu$ |
|-------|----------------------------------|--------------------------------|---------------------|-----------------|---------------------|-------|
| 回填拋石  | 18.0                             | 20.0                           | 5.0                 | 40              | $1.0 \times 10^6$   | 0.45  |
| 回填砂   | 18.0                             | 20.0                           | 5.0                 | 35              | $3.0 \times 10^5$   | 0.45  |
| 低塑性沉泥 | 17.5                             | 19                             | 10                  | 30              | $1.08 \times 10^5$  | 0.45  |
| 灰色細砂  | 18                               | 20                             | 5                   | 33              | $2.28 \times 10^5$  | 0.45  |

51



## 基隆港西25號鋼版樁圓筒式碼頭耐震能力評估 - 簡易分析法(1/2)

- 地震時作用於圓筒之外力
  - 動態主動與被動土壓力
  - 殘留水壓力與動態水壓力
  - 作用於圓筒內填料之地震力
  - 作用於圓筒底面之土壤抗剪力上載載重



- 圓筒壁體安定檢討 (比照重力式碼頭)

- 一般僅檢討滑動安定

$$F.S. = \frac{\mu(1-K_v)W}{K_h W + P_{AE} + P_{DW} + P_{RW}}$$

- 根據現行設計基準，傾覆安定及承载力則可不予檢討。
- $K_h=0.115$ ,  $K_v$ 取 $1/3K_h$ ，並保守取 $\mu=\tan(2/3\phi)=\tan 20^\circ=0.364$   
 $\rightarrow FS=1.44>1.1$  OK!

52



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering



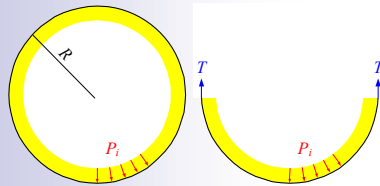
## 基隆港西25號鋼版樁圓筒式碼頭耐震能力評估 - 簡易分析法(2/2)

### ■ 版樁入土長度檢討

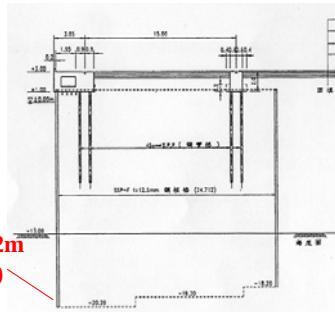
- 海側版樁須打設至能達足夠承载力之深度。
- 圓筒後面之版樁如海底地盤良好時，打設至海底面下1~2m即可，如係軟弱地盤，入土深度則採與海側版樁相同。

### ■ 版樁應力檢核

- 版樁斷面環向應力計算



入細砂層1.2m  
( $N_{av}=17.4$ )



$$P_i \cdot 2R = 2T = 2 \cdot \sigma \cdot t \Rightarrow \sigma = \frac{P_i \cdot R}{t}$$

- $\sigma = 273.03 \text{ MPa} < 294 \text{ MPa}$  OK!



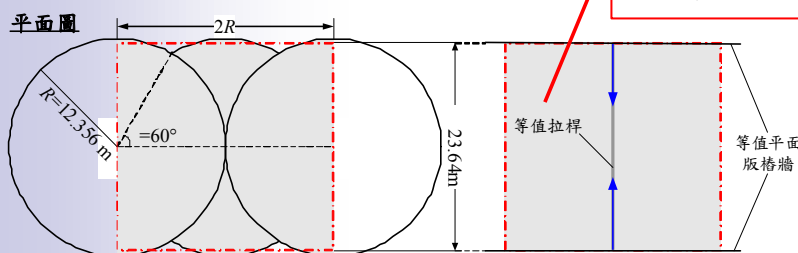
國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

53

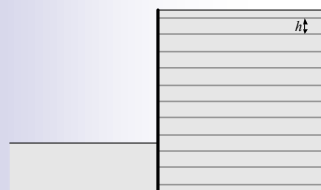


## 圓筒式碼頭二維分析模式 (胡道舜, 2005)

- 以兩道等值平面版樁牆模擬圓筒擋土機制
- 以等值拉桿模擬鋼版樁環向互鎖效應



側視圖



分析用結構參數 (考慮因鏽蝕之斷面折減)

| 結構種類              | 自重 $w$<br>(kN/m) | $EI$<br>(kN-m)      | $EL$<br>(kN-m <sup>2</sup> /m) | 降伏張力 $F_{max}$<br>(kN/m) |
|-------------------|------------------|---------------------|--------------------------------|--------------------------|
| 等值鋼板樁             | 4.032            | $3.728 \times 10^6$ | 31.04                          | —                        |
| 等值拉桿<br>(垂直間距 2m) | —                | $2.756 \times 10^5$ | —                              | 405.2                    |



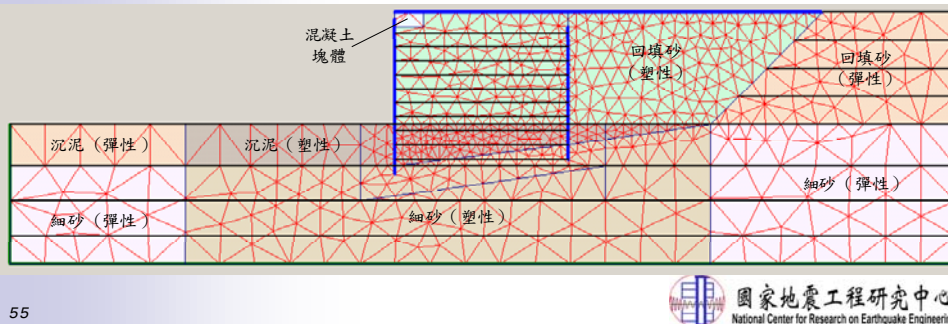
國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

54



## 基隆港西25號鋼版樁圓筒式碼頭耐震能力評估 - 動力分析法(1/3)

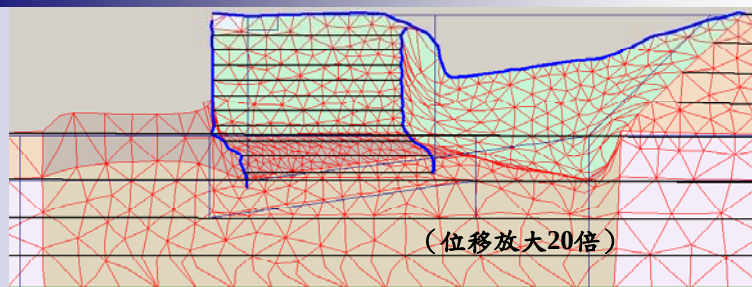
- 採FEM分析程式PLAXIS，以平面應變模式進行非線性歷時分析
- 地盤模型設定類似於東6號碼頭結構構件
- 等值平面版樁牆以版元素模擬；等值拉桿則以二力桿件模擬，並設定降伏拉力以檢核版樁環向應力。
- 輸入運動同樣採921地震與331地震於協和電廠測站之歷時記錄，選取有效延時50秒，並放大至PGA=0.23g。



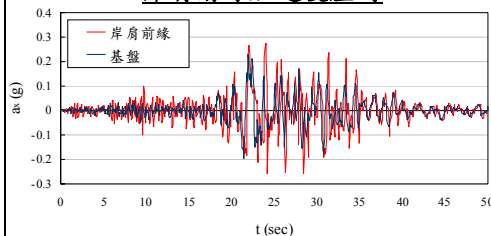
國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering



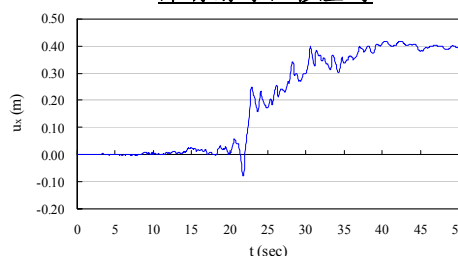
## 基隆港西25號鋼版樁圓筒式碼頭耐震能力評估 - 動力分析法(2/3)

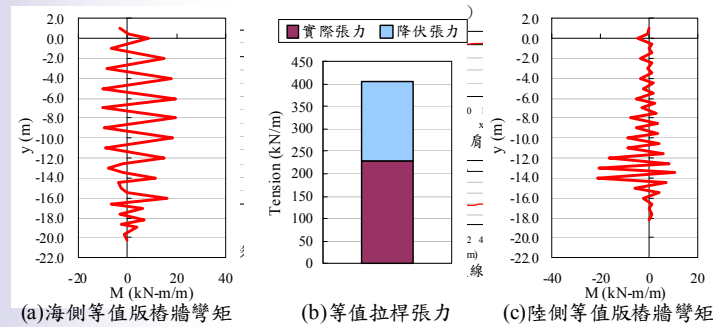
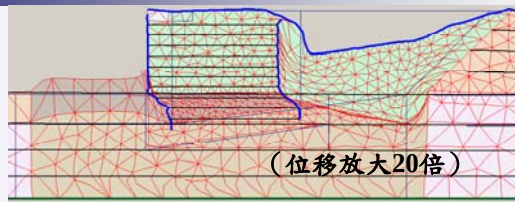


岸肩前緣加速度歷時



岸肩前緣位移歷時





■ 損害等級屬第II級

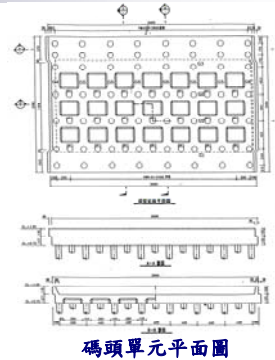
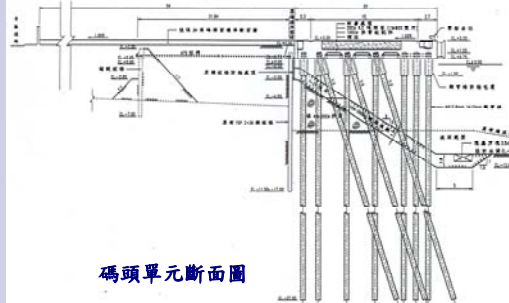
57

## 棧橋式碼頭耐震能力評估

58

## 基隆港棧橋式碼頭耐震能力評估

### ■ 東8號碼頭(直斜樁)



- 簡易分析法
- 簡易動力分析法(容量震譜法)
- 動力分析法
- 考量棧橋式碼頭性能等級

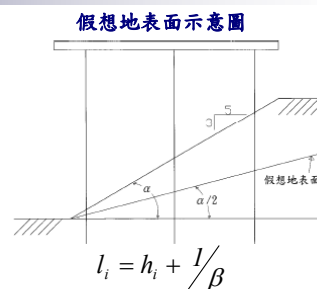
棧橋式碼頭性能等級 (PIANC, 2001)

| 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<br>沉陷量<br>$< 0.1-0.3\text{m}$ | —     | —      | —                                          |
| 最大反應       | 基樁                                    | 保持彈性  | 控制彈性   | 超過等級 III 之<br>要求，但至少在<br>剪力破壞發生前<br>須先彎矩破壞 |

59

## 基隆港東8號棧橋式碼頭—簡易分析法

- 水平地震係數  $k_h = 0.21$
- 載重分析與外力計算
  - 外力垂直荷重  $V = \text{上部結構} + \text{超載} + \text{操作機具} + \text{基樁自重}$
  - 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
  - 考量鋼樁受海水腐蝕後斷面折減
  - 直樁水平抵抗力及樁頭彎矩計算
- 根據東8號碼頭取4m寬之小單元計算結果，直樁與斜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

$l/\beta$ ：特徵長度

60

## 基隆港東8號棧橋式碼頭— 簡易動力分析法(1/3)

- 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，如圖考量邊坡至樁身之水平距離( $\lambda D$ )進行修正：

$$k_H = 0, \quad 0 < \lambda < 0.5$$

$$k_H = (0.3 \log \lambda + 0.7) \cdot k_0, \quad 0.5 \leq \lambda \leq 10$$

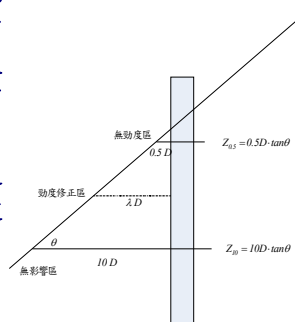
$$k_H = k_0, \quad 10 < \lambda$$

其中， $\lambda$ ：邊坡至樁身水平距離之樁徑比(0~10)；

$D$ ：樁徑；

$k_H$ ：考慮邊坡之地盤反力係數；

$k_0$ ：水平地盤之地盤反力係數。



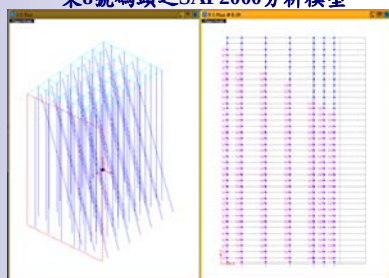
61



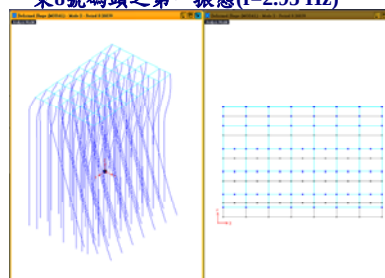
國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

## 基隆港東8號棧橋式碼頭— 簡易動力分析法(2/3)

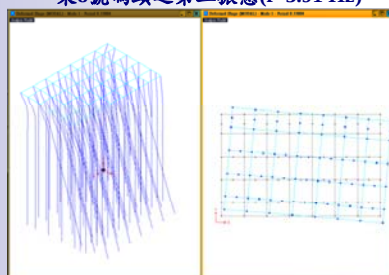
東8號碼頭之SAP2000分析模型



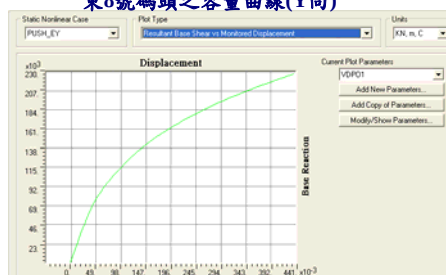
東8號碼頭之第一振態(f=2.95 Hz)



東8號碼頭之第二振態(f=3.91 Hz)



東8號碼頭之容量曲線(Y向)



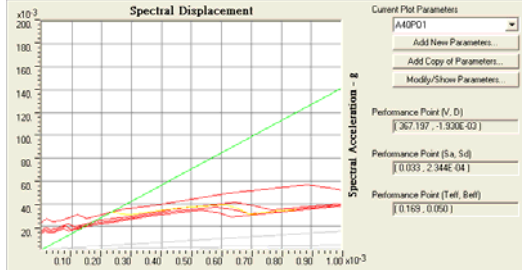
62



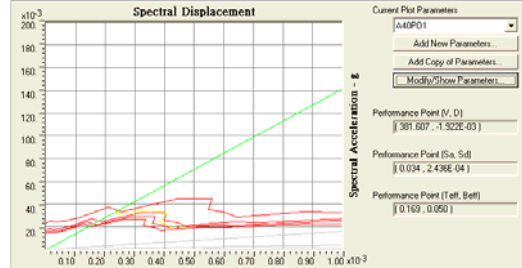
## 基隆港東8號棧橋式碼頭— 簡易動力分析法(3/3)

- 921地震，PGA=0.23g
  - 性能點頂層位移0.1824cm
  - 基底剪力559.7 kN
  - 基樁未出現塑鉸
  - 耐震性能等級 I
- 331地震，PGA=0.23g
  - 性能點頂層位移0.19cm
  - 基底剪力365.6 kN
  - 基樁未出現塑鉸
  - 耐震性能等級 I
- 顯示考量海水對鋼管樁之鏽蝕效應後，基隆港區東8號棧橋式碼頭之耐震性能上可符合現行規範之要求

東8號碼頭容量震譜法之性能點(331地震、PGA=0.23g)



東8號碼頭容量震譜法之性能點(921地震、PGA=0.23g)

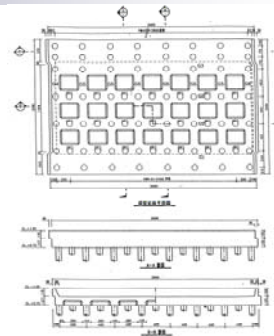
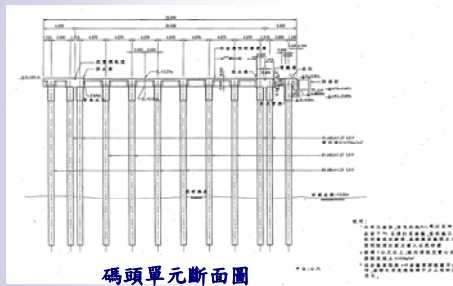


63



## 基隆港棧橋式碼頭耐震能力評估

### ■ 西19號碼頭(直樁)



- 簡易分析法
- 簡易動力分析法(容量震譜法)
- 動力分析法
- 考量棧橋式碼頭性能等級

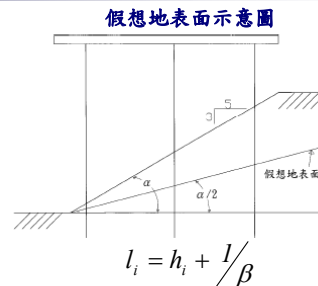
棧橋式碼頭性能等級 (PIANC, 2001)

| 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<br>沉降量 < 0.1~0.3m | —     | —           | —                                          |
| 最大反應       | 基樁<br>保持彈性                | 控制彈性  | 韌性容量<br>未用完 | 超過等級 III 之<br>要求，但至少在<br>剪力破壞發生前<br>須先彎矩破壞 |

64

## 基隆港西19號棧橋式碼頭—簡易分析法

- 水平地震係數 $k_h=0.21$
- 載重分析與外力計算
  - 外力垂直荷重 $V$ =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
  - 考量鋼樁受海水腐蝕後斷面折減
- 根據西19號碼頭取5m寬之小單元計算結果，直樁與斜樁最大軸應力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

$1/\beta$ ：特徵長度

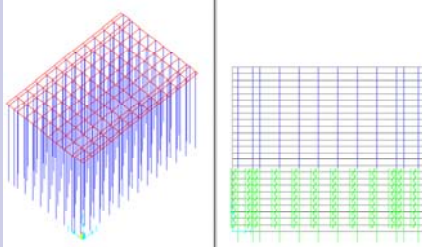


國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

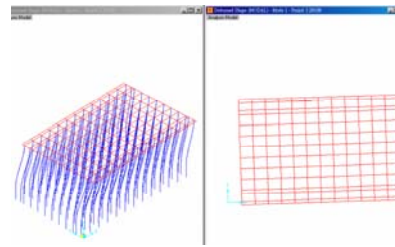
65

## 基隆港西19號棧橋式碼頭— 簡易動力分析法(2/3)

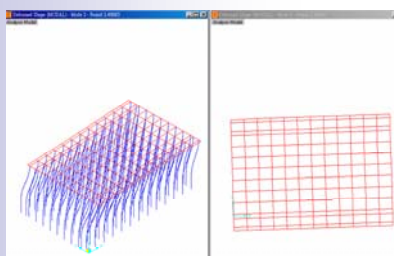
西19號碼頭之SAP2000分析模型



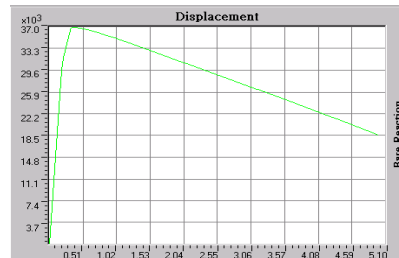
西19號碼頭之第一振態( $f=0.30$  Hz)



西19號碼頭之第二振態( $f=0.40$  Hz)



西19號碼頭之容量曲線(Y向)



66



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

## 基隆港西19號棧橋式碼頭— 簡易動力分析法(3/3)

### ■ 331地震，PGA=0.23g

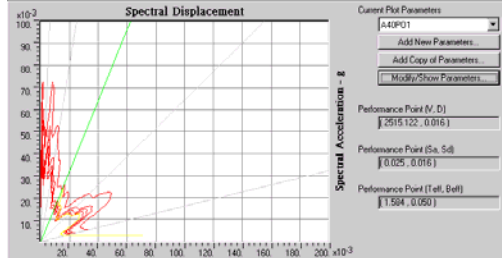
- ☐ 性能點頂層位移0.016m
- ☐ 基底剪力2515.1 kN
- ☐ 基樁未出現塑鉸
- ☐ 未達耐震性能等級 I

### ■ 921地震，PGA=0.23g

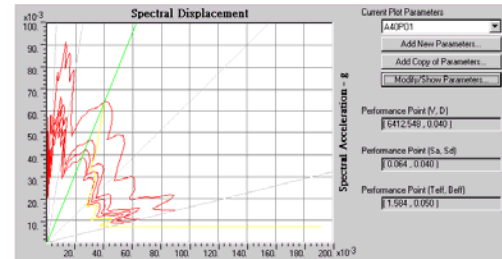
- ☐ 性能點頂層位移0.04m
- ☐ 基底剪力6412.5 kN
- ☐ 基樁未出現塑鉸
- ☐ 未達耐震性能等級 I

### ■ 顯示考量海水對鋼管樁之 鏽蝕效應後，基隆港區西 19號棧橋式碼頭之耐震 性能上可符合現行規範之 要求

西19號碼頭容量震譜法之性能點(331地震、PGA=0.23g)



西19號碼頭容量震譜法之性能點(921地震、PGA=0.23g)



67

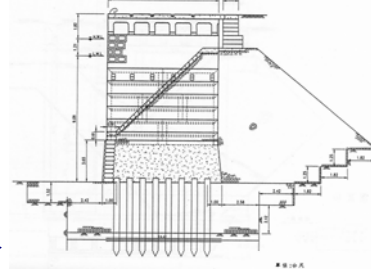
## 橋墩式碼頭耐震能力評估

68

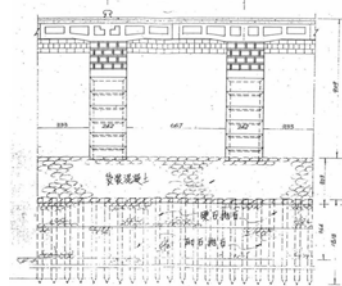
## 橋墩式碼頭耐震能力評估

- 橋墩式碼頭受震破壞機制
  - 橋墩產生塑性鉸在T型樑
  - T型樑與砌石接合處產生斷裂
  - 海堤下方軟弱土層側向位移造成之變形
- 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，本研究擬用下列二種方法進行橋墩式碼頭耐震能力評估
  - 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 計算崩塌地表加速度
  - 非線性靜力分析法（側推分析與反應譜法）

西2號碼頭標準斷面圖



西2號碼頭單元標準立面圖



69

## 基隆港西2號橋墩式碼頭—初步評估法

- 計算崩塌地表加速度(建築研究所，1996)

$$A_C^* = F_I F_T F_U^* a_0^*$$

- $F_I$ ：形狀係數=0.9(立面有拋石護坡不規則)
- $F_T$ ：經年係數=0.7(年限>30年)
- $F_U^*$ ：韌性係數=1.0(無極短柱)
- $a_0^*$ ：為設計地表加速度

- 基隆港西2號碼頭之崩塌地表加速度=0.24 g

$$a_0^* = \frac{V^*}{S_a(T) \frac{W}{g} F_d}$$

- $V^*$ ：設計地震總橫力
- $W$ ：建築物之靜載重
- $T$ ：建築物之基本震動週期
- $S_a(T)$ ：地表加速度1.0g之工址正規化加速度反應譜
- $F_d$ ：單自由度之修正係數=0.8



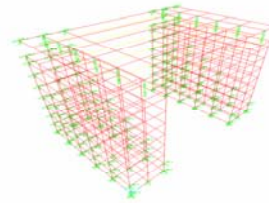
國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

70

## 基隆港西2號橋墩式碼頭— 非線性靜力分析 (1/4)

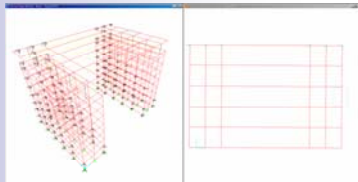
### ■ 3D分析模型(SAP2000)

3D模型

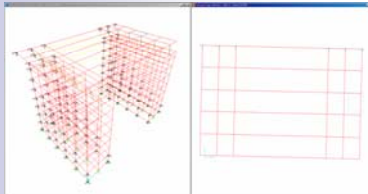


### ■ 振態分析

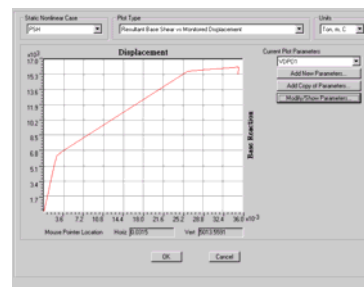
第一振態=0.05531s (縱向)



第二振態=0.0179s (橫向)



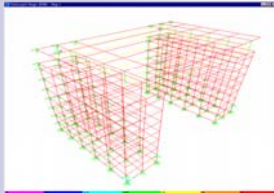
### ■ 能耐性能曲線



71

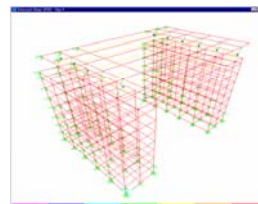
## 基隆港西2號橋墩式碼頭— 非線性靜力分析 (2/4)

### ■ 塑性鉸產生-有護坡



#### 第一階段塑性鉸

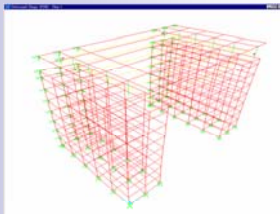
先在靠陸側第一根樑產生塑性鉸



#### 第四階段塑性鉸

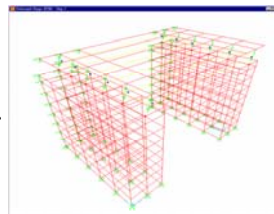
上部樑的塑性鉸都已達到下一階段，此橋墩與橫樑間的剪力鉸已產生剪力破壞。

### ■ 塑性鉸產生-無護坡



#### 第一階段塑性鉸

其產生位置為靠海、陸側第一根樑產生塑性鉸，



#### 第三階段塑性鉸

顯示為上部樑塑性鉸已達到下一階段，此時橋墩與橫樑間的剪力鉸已產生剪力破壞。

橋墩式碼頭所分析出來的破壞模式是跟初始判定破壞模式是一致的，故分析的模式符合現況的。

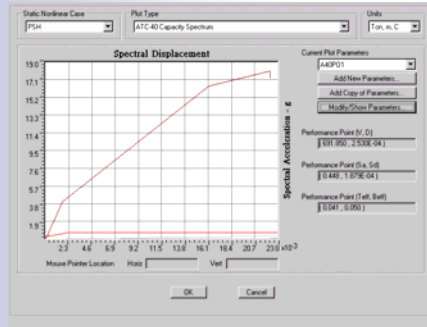
72



## 基隆港西2號橋墩式碼頭— 非線性靜力分析 (3/4)

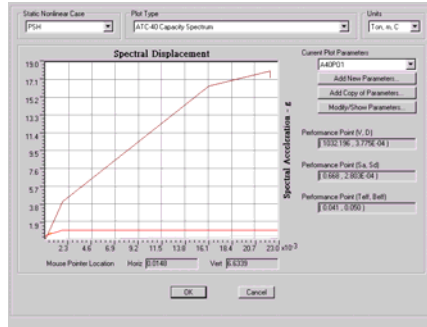
### ■ 有護坡

橋墩式碼頭之能耐頻譜與475年回歸期  
(PGA = 0.288g)之需求頻譜



性能點之 $S_d=0.01879\text{cm}$ 、  
 $S_a=0.448\text{g}$ 等值黏滯阻尼為5.0%

橋墩式碼頭之能耐頻譜與2500年回歸期  
(PGA = 0.384g)之需求頻譜



性能點之 $S_d=0.02803\text{cm}$ 、  
 $S_a=0.668\text{g}$ 等值黏滯阻尼為5.0%



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

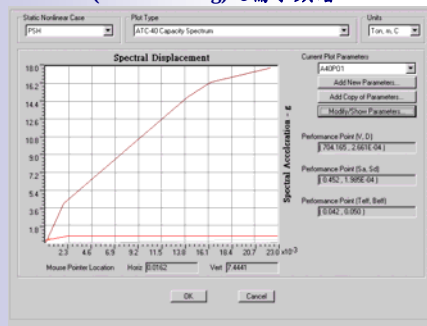
73



## 基隆港西2號橋墩式碼頭— 非線性靜力分析 (4/4)

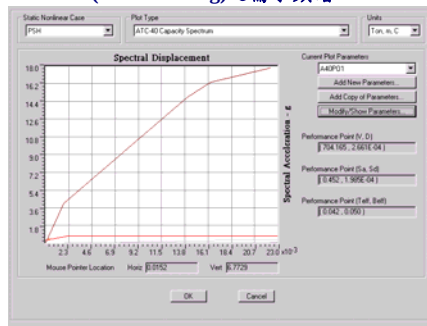
### ■ 無護坡

橋墩式碼頭之能耐頻譜與475年回歸期  
(PGA = 0.288g)之需求頻譜



性能點之 $S_d=0.01985\text{cm}$ 、  
 $S_a=0.452\text{g}$ 等值黏滯阻尼為5.0%

橋墩式碼頭之能耐頻譜與2500年回歸期  
(PGA = 0.384g)之需求頻譜



性能點之 $S_d=0.02966\text{cm}$ 、  
 $S_a=0.675\text{g}$ 等值黏滯阻尼為5.0%

由上述兩種結果可看出該碼頭之性能點值差異不大，  
且兩者都顯示出該碼頭強度甚高。



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

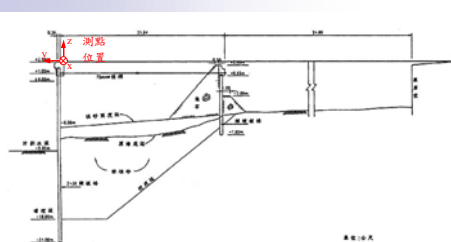
74

## 港區非剛性碼頭微振量測與分析

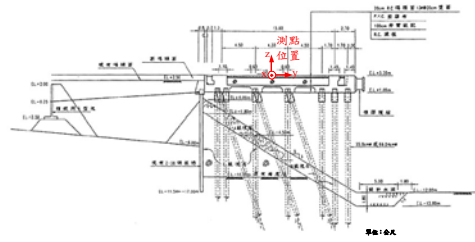


## 碼頭微振量測分析-量測目的與量測對象

- 量測碼頭構造物受環境微振激發之反應，以瞭解碼頭構造物之振動特性，藉此輔助判斷其是否有結構異常情況。
- 選取腐蝕較嚴重之東6鋼版樁式碼頭與東10鋼管樁棧橋式碼頭，量測x向(水平軸向)、y向(水平橫向)及z向(鉛垂向)振動



(a) 東6號鋼版樁式碼頭



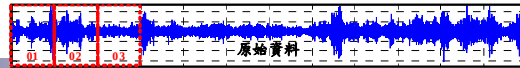
(b) 東10號鋼管樁棧橋式碼頭

### SPC-51集錄系統

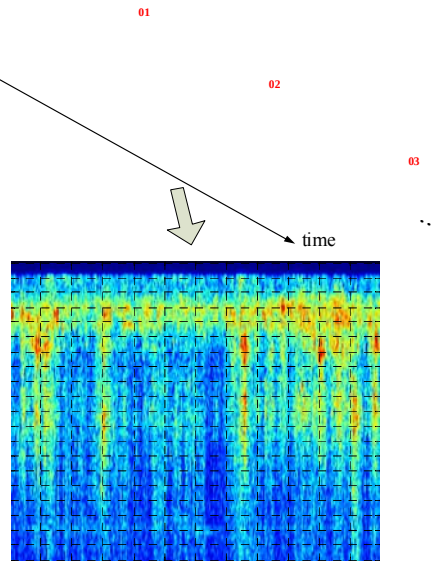


### VSE-15D速度計

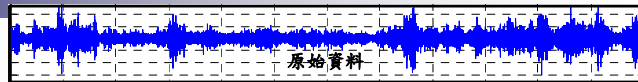




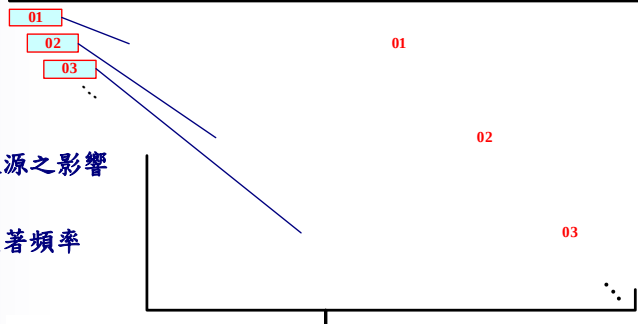
- Short time Fourier transform, STFT
- 屬於時頻分析方法
- 掌握振動顯著頻率隨時間變化之趨勢
- 避免特定振源影響振動特性之判釋



77



- 稀釋異常事件與特定振源之影響
- 有助消除依時變異性
- 便於判別具代表性之顯著頻率



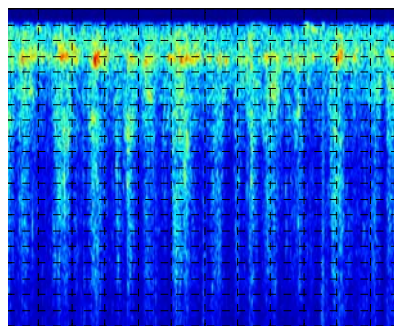
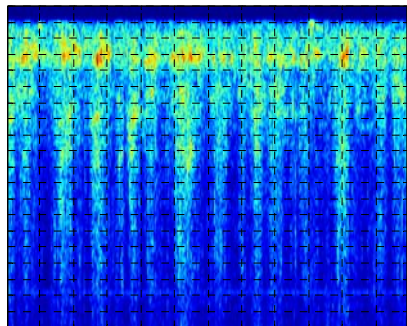
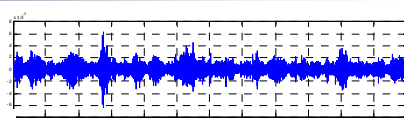
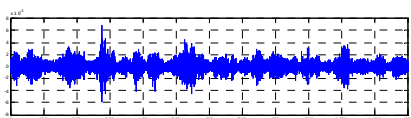
78



## 量測結果-東6號鋼版樁式碼頭y向振動

測點1：破洞位置(已修補)

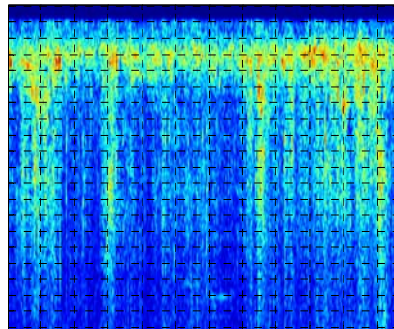
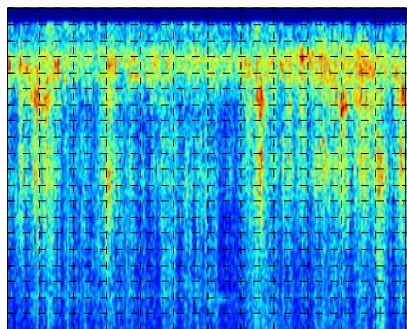
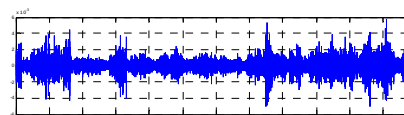
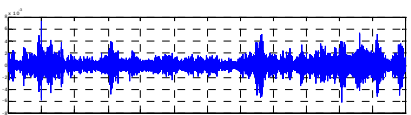
測點2：正常位置



## 量測結果-東10號棧橋式碼頭y向振動

測點1：未防蝕單元

測點2：防蝕單元





## 微振量測結論

- 兩施測碼頭在測點1與測點2之x向與y向振動特性均類似，不論顯著頻率或對應之傅氏譜振幅均無明顯差異，故此二碼頭之鏽蝕程度尚未對碼頭結構強度造成重大影響。
- 東10號棧橋式碼頭振動顯著頻率(x向: 2.97Hz; y向: 3.40Hz)，與本研究中所建立東8號棧橋式碼頭模型之模態分析所得振動基本頻率 (Mode 1- x向位移伴隨z向扭轉: 2.95Hz; Mode 2- y向位移: 3.91Hz) 大致接近，故可驗證該棧橋式碼頭分析模型具相當程度之代表性。

81



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering



## 碼頭構造物易損性 分析與災害境況模擬

# 4



82



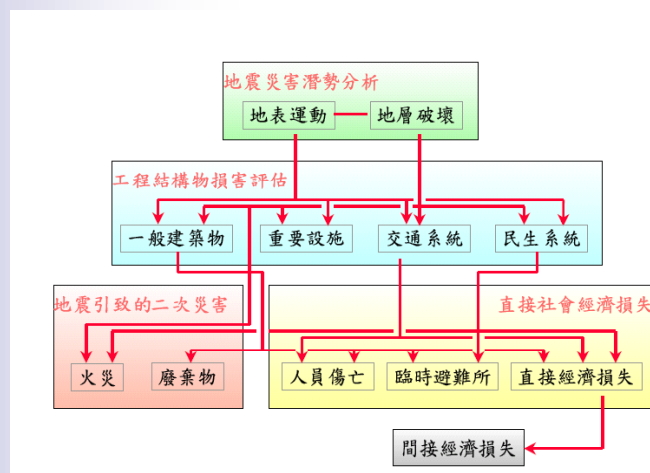
國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

## ■ 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。並以基隆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. 基本資料庫建置
2. 結構損害評估模式建立與修正
  - 碼頭構造物易損性分析
3. 經濟損失評估模式建立與修正
  - 基隆港區災損評估模擬與分析





## 1. 基本資料庫建置

- 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
    - 沉箱式碼頭
    - 板樁式碼頭
    - 棧橋式碼頭
    - 橋墩式碼頭
    - 非碼頭結構之其他設施
  - 經濟損失評估用參數

85



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering



## 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
- 初期參照HAZUS 99的建議值，後續將實際進行易損性分析，校正參數或重新建立。

86



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

## 港區各碼頭構造物易損性分析

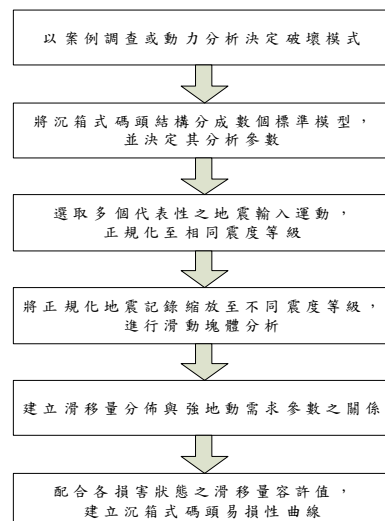
87



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

## 沉箱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，針對沉箱式碼頭與方塊式碼頭進行其易損性曲線研究。
- 以簡易動力分析法(滑動塊體法)分析所得之沉箱滑移量 $d$ 作為重力式碼頭損害等級評估之參數。
- 採用之地震事件
  - 選擇靠近基隆港區北邊之TAP104協和電廠測和TAP061東信國小，收集這些測站所記錄到震度3級以上的12筆地震記錄。
- 易損分析流程，如右圖所示。



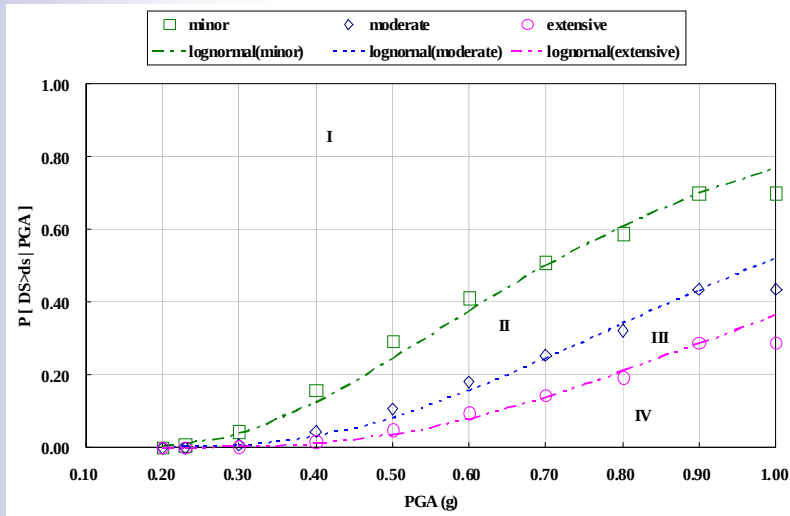
88



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering



## 基隆港西32號碼頭之易損性曲線



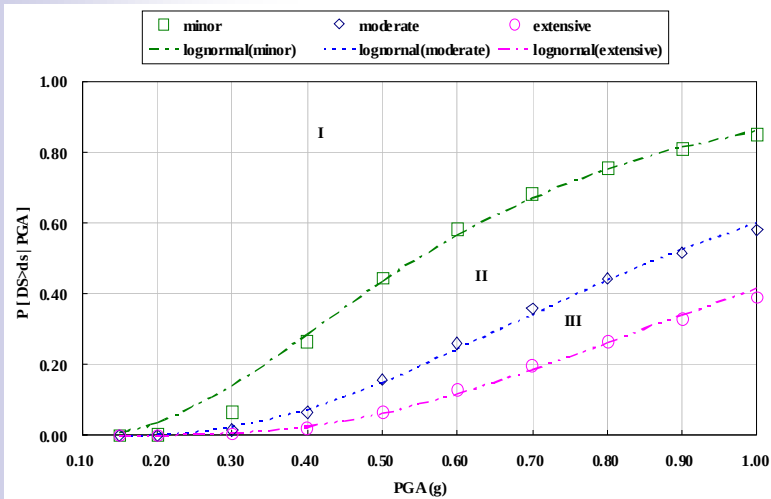
89



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering



## 基隆港東20~21號碼頭之易損性曲線



90



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering



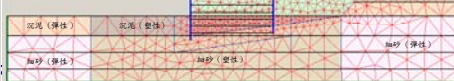
## 版樁式碼頭易損分析模式

- 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。

東6號碼頭



西25號碼頭



- 為了得到較合理的易損曲線，在此假設某一特定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

91

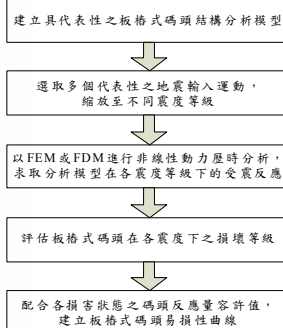


國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering



## 版樁式碼頭易損分析流程

- 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。

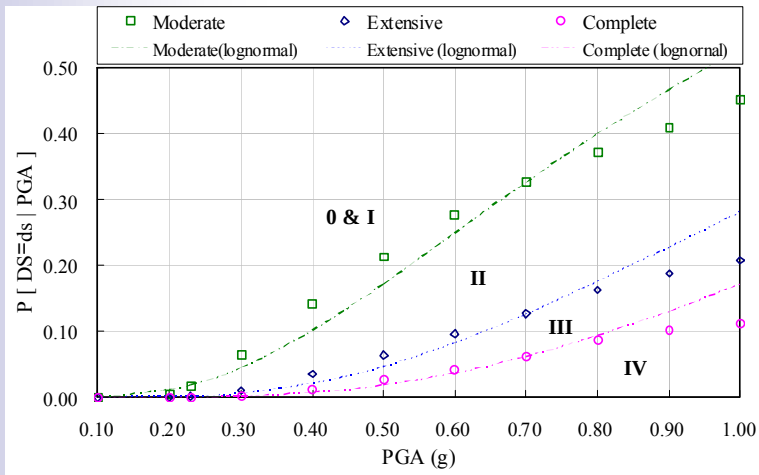


92



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

## 基隆港東6號鋼版樁式碼頭易損曲線

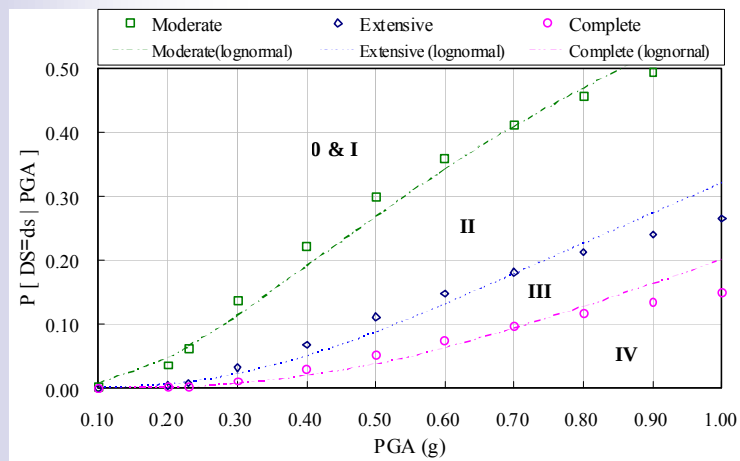


93



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

## 基隆港西25號鋼版樁圓筒式碼頭易損曲線



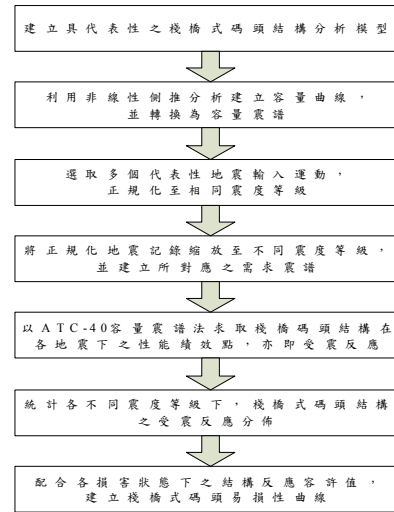
94



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

## 棧橋式碼頭易損分析模式

- 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。
- 採用之地震事件同重力式碼頭易損分析。
- 易損分析流程，如右圖所示。

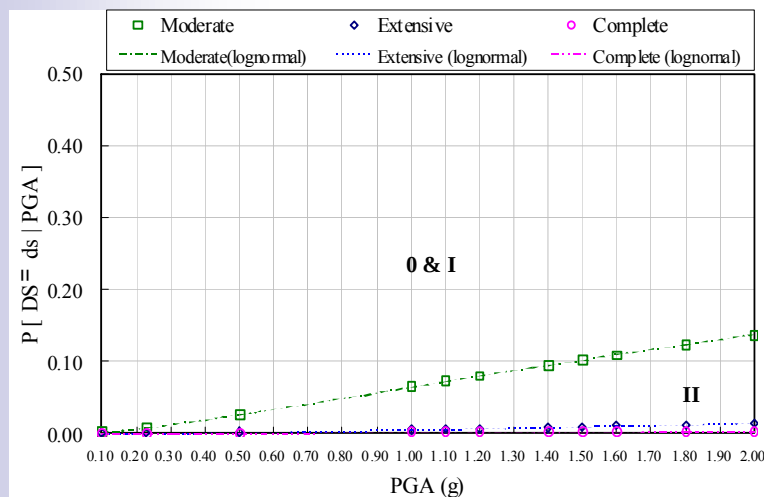


95



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

## 基隆港西19號棧橋式碼頭易損曲線



96



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

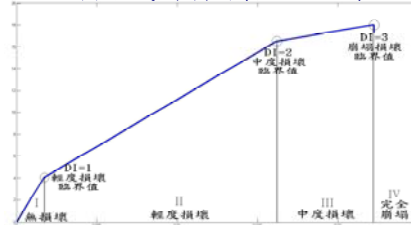
## ■ 損壞狀態臨界值

| 損壞狀態           | 位移(m)  |
|----------------|--------|
| 輕度損壞(minor)    | 0.0017 |
| 中度損壞(moderate) | 0.0162 |
| 完全損壞(complete) | 0.0222 |

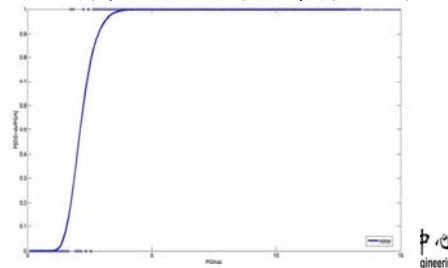
## ■ 易損性分析程序

- 非線性側推分析求得橋墩式碼頭之容量曲線
- 假設場址之反應譜為對數常態分佈，利用代表性地震記錄求得中值與對數標準偏差
- 利用容量震譜求取在各個地震需求下的性能點，判別損害狀態
- 利用最大概率法求得易損性曲線

橋墩式碼頭耐震性能曲線

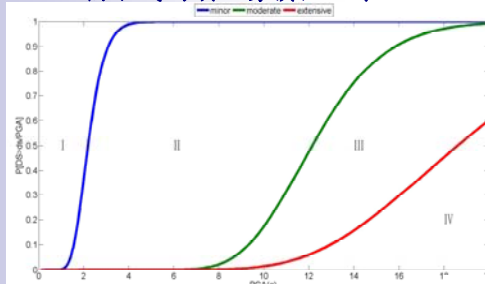


輕度損壞狀態之樣本與易損性曲線

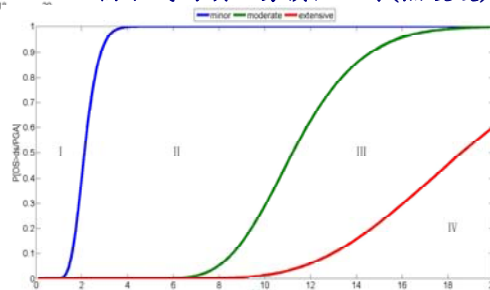


97

橋墩式碼頭之易損性曲線



橋墩式碼頭之易損性曲線(無護坡)



98



## 易損曲線參數化

- 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：

$$F(x) = P(X \leq x) = \int_0^x \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right)^2\right] dx$$

$\mu$ 為 $\ln(X)$ 之平均數  
 $\sigma$ 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。

| 東6號版橋式碼頭           |       |       | 西25號鋼板樁圓筒式碼頭 |       |  |
|--------------------|-------|-------|--------------|-------|--|
| 損壞等級               | 中位數   | 對數標準差 | 中位數          | 對數標準差 |  |
| Minor              | 0.954 | 0.681 | 0.857        | 0.868 |  |
| Moderate           | 1.438 | 0.627 | 1.442        | 0.783 |  |
| Extensive/Complete | 1.769 | 0.599 | 1.861        | 0.741 |  |

| 西32號沉箱式碼頭          |         |        | 東21-22號沉箱式碼頭 |        |  |
|--------------------|---------|--------|--------------|--------|--|
| 損壞等級               | 中位數     | 對數標準差  | 中位數          | 對數標準差  |  |
| Minor              | -0.3573 | 0.4867 | -0.4183      | 0.4852 |  |
| Moderate           | -0.0238 | 0.4847 | -0.0876      | 0.4789 |  |
| Extensive/Complete | 0.167   | 0.4836 | 0.0989       | 0.4754 |  |

|      |             | 橋墩兩側有護坡   |             | 橋墩兩側無護坡   |  |
|------|-------------|-----------|-------------|-----------|--|
| 損壞等級 | Median(PGA) | Deviation | Median(PGA) | Deviation |  |
| 輕度損壞 | 0.78832     | 0.2654    | 0.75103     | 0.22979   |  |
| 中度損壞 | 2.4977      | 0.20699   | 2.4175      | 0.20845   |  |
| 崩塌損壞 | 2.9235      | 0.28238   | 2.9235      | 0.28238   |  |

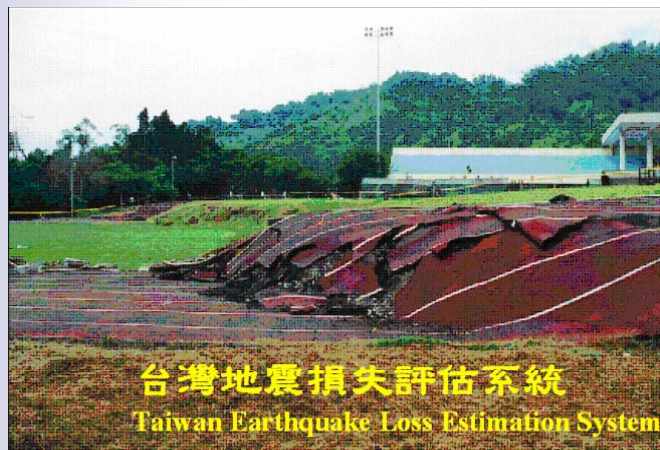
99



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering



## 地震損失評估系統



100



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

## TELES系統參數設定

- 重建成本(參考民國85年基隆港整體規劃及未來發展計畫研究報告)

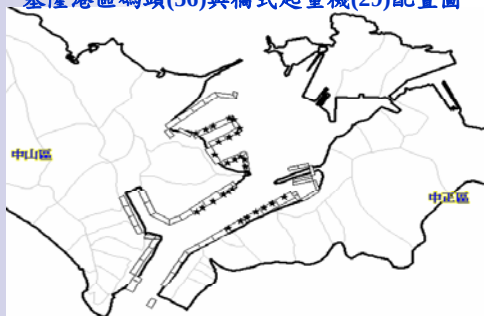
| 設施   | 重建成本         |
|------|--------------|
| 碼頭結構 | 1.5 (百萬元/公尺) |
| 起重設施 | 200 (百萬/座)   |

- 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

基隆港區碼頭(56)與橋式起重機(29)配置圖

模擬地震設定 (集集地震為例)



101

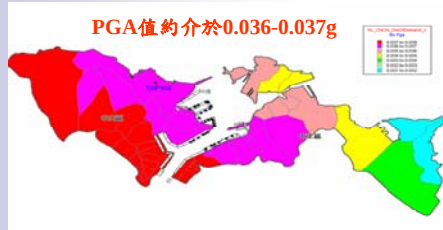
## 起重搬運設備之易損性曲線參數(HAZUS99)

| Peak Ground Acceleration       |                    |             |         |
|--------------------------------|--------------------|-------------|---------|
| Classification                 | Damage State       | Median (g)  | $\beta$ |
| 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) | $\beta$ |
| 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     |

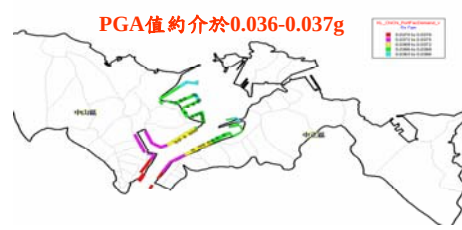
102

## 港灣構造物地震災害境況模擬案例

基隆市中山及中正區村里PGA值分佈  
(集集地震)



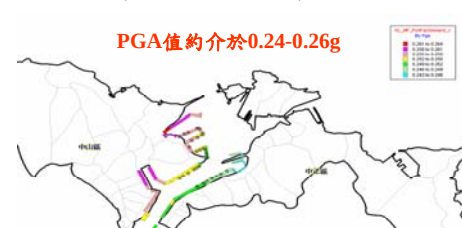
基隆港碼頭所在位置PGA值分佈  
(集集地震)



基隆市中山及中正區村里PGA值分佈  
(山腳斷層引致地震)



基隆港碼頭所在位置PGA值分佈  
(山腳斷層引致地震)



103

## 結構物損壞與震害經濟損失評估

### ■ 921地震境況模擬

- 經此模組分析後，在此模擬地震作用下，各碼頭構造物及設施在各損害狀態所對應之損害狀態機率相當小。
- 由於損害機率相當小所引致之損失亦甚少。

### ■ 山腳斷層引致地震境況模擬

- 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)之機率僅約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%；碼頭損害機率並不高，以圓筒式鋼板樁碼頭結構之損害機率最高，超過輕微損害(D2)機率僅約8%。
- 在完成基隆港區損害分析之後，可計算各起重設施之直接經濟損失，**總損失約720百萬元**（總重建成本5800百萬元）；碼頭結構損失約33百萬元（總重建成本14682百萬元）。

104

## 結論與建議

# 5



105



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

## 台灣地區地震潛勢之評估(1/2)

- 已進行基隆港區之鄰近測站強震歷時及場址特性資料蒐集、基隆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。
  - 根據基隆港區鑽孔高程、基岩高程，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**五處六個簡化土層剖面**，可因應後續各類碼頭耐震評估選用斷面之需。
  - 本研究初步所建立基隆港之地震危害度曲線，以**475年及2500年回歸期**為參考，所對應之地震動值分別為**0.23g及0.38g**。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**ML6.3及ML6.4**。
  - 本研究以定值法分析距離基隆港區15.85公里之**山腳斷層**，以參考各資料，判斷其可能之地震規模為**M<sub>L</sub>7.4**，估算基隆港區在山腳斷層錯動下可能之**PGA值約為0.29g**，此結果為堅硬地盤之參考值。

106



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(2/2)

- 依時間序列預測結果顯示，以未來100年來看，基隆港區在2011~2060年是未來百年間地震的高峰期。40年間會發生2次 $M \geq 6.0$ 地震，但不會發生 $M \geq 7.0$ 的地震。
- 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。
- 港區之場址效應分析
  - 除基盤震度PGAB較小者外，當基盤震度PGAB較大時，地盤PGA值隨深度變淺而漸變小，當震波接近地表10m內時，PGA值轉趨放大之趨勢相當明顯。
  - 當基盤深度較深時，地表回填層內之PGA值變化較和緩，但基盤較淺時，近地表地層PGA值之放大效應則相當明顯。
- 港區之土壤液化之危害度分析進行分析
  - 在475年回歸期地震力作用下，5個簡化土層剖面場址（W26 & W27號、W22號、W15-W18號、E7-E9號碼頭淺區，及E7-E9號碼頭深區等），將不致發生液化災損。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。

107



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering



## 港灣構造物耐震能力之評估(1/9)

- 已進行基隆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、沉箱式、板樁式、棧橋式碼頭及橋墩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 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。

108



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

## 港灣構造物耐震能力之評估(2/9)

### ■ 基隆港西32號沉箱式碼頭：

#### □ 簡易分析法之結果

- 本碼頭抗滑動穩定性分析結果顯示，在kh值為0.115條件下，此時碼頭的抗滑動安全係數為1.08、抗傾覆穩定性安全係數為1.73、動態基礎承载力安全係數為25.96。經由反算分析結果顯示，則此碼頭的臨界加速度為0.127g。

#### □ 簡易動力分析法之結果

- 針對本碼頭進行受震滑移量分析，在921地震與331地震案例時碼頭壁體正規化水平位移d/H均符合國際航海協會重力式碼頭損害等級中等級一性能需求。

#### □ 動力分析法之分析結果

- 以Plaxis程式針對基隆港西32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(PGA=0.23g)，損害等級屬於等級一。

#### □ 簡易動力分析與動力分析法之比較

- 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。

109

## 港灣構造物耐震能力之評估(3/9)

### ■ 基隆港東21~22號沉箱式碼頭：

#### □ 簡易分析法之結果

- 本碼頭抗滑動穩定性分析結果顯示，在kh值為0.115條件下，此時碼頭的抗滑動安全係數為1.14、抗傾覆穩定性安全係數為1.54、動態基礎承载力安全係數為4.78。經由反算分析結果顯示，則此碼頭的臨界加速度為0.13g。

#### □ 簡易動力分析法之結果

- 針對本碼頭進行受震滑移量分析，在921地震與331地震案例時碼頭壁體正規化水平位移d/H均符合國際航海協會重力式碼頭損害等級中等級一性能需求。

#### □ 動力分析法之分析結果

- 以Plaxis程式針對基隆港東21~22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(PGA=0.23g)，損害等級屬於等級一。

#### □ 簡易動力分析與動力分析法之比較

- 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。

110



## 港灣構造物耐震能力之評估(4/9)

### ■ 基隆港東6號板樁式碼頭：

#### □ 簡易分析法之結果

- 當地震係數 $k_h$ 值為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。抗傾覆安全係數 $S.F.$ 為1.0時，地震係數值為0.252，可得475年回歸期地震等級下之耐震安全係數為2.19。將耐震安全係數2.19代入，估算版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號鋼版樁式碼頭，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。

#### □ 動力分析法之結果

- 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版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。

111



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering



## 港灣構造物耐震能力之評估(5/9)

### ■ 基隆港西25號鋼版樁圓筒式碼頭：

#### □ 簡易分析法之結果

- 當地震係數 $k_h$ 值為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。 $K_h=0.23/2 = 0.115$ 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273.03kPa $<294$ kPa，符合要求。

#### □ 動力分析法之結果

- 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號版樁碼頭，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版樁腐蝕引致之強度折減後，其耐震能力仍符合設計要求。

112



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering



## 港灣構造物耐震能力之評估(6/9)

### ■ 基隆港東8號棧橋式碼頭：

#### □ 簡易分析法之結果

- 本碼頭於地震係數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。

#### □ 簡易動力分析法之結果

- 根據模態分析結果顯示，第一模態之基本週期為0.34sec，模態振形主要為X向位移，並伴隨Z向扭轉，造成扭轉之原因應為碼頭單元斷面配置於海側與陸側之差異，造成結構於X方向之勁度不均；第二模態(Mode 2)之基本週期為0.26sec，模態振形主要為Y向位移。
- 根據側推分析與容量震譜法之結果顯示，在921地震(PGA=0.23g)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。在331地震(PGA=0.23g)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，且基樁均未出現塑鉸，其耐震性能未達等級一，考量海水對鋼管樁之鏽蝕效應後，其耐震性能上可符合現行規範之要求。

#### □ 非線性動力歷時分析法之結果

- 本研究以921地震PGA=0.23g之地震歷時作為輸入運動進行非線性動態分析，結果顯示基隆港東8號碼頭受Y向地震作用下之頂版位移歷時，最大位移為0.0025m，與容量震譜法所得之0.0019m接近。

113



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering



## 港灣構造物耐震能力之評估(7/9)

### ■ 基隆港西19號棧橋式碼頭：

#### □ 簡易分析法之結果

- 本碼頭於地震係數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。

#### □ 簡易動力分析法之結果

- 根據模態分析結果顯示，第一模態之基本週期為3.3sec，模態振形主要為X向位移；第二模態(Mode 2)之基本週期為2.5sec，模態振形主要為Y向位移。
- 根據側推分析與容量震譜法之結果顯示，在921地震案例(PGA=0.23g)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(PGA=0.23g)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，且基樁均未出現塑鉸，其耐震性能未達等級一，考量海水對鋼管樁之鏽蝕效應後，其耐震性能上可符合現行規範之要求。
- 本研究所建議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。

114



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering



## 港灣構造物耐震能力之評估(8/9)

### ■ 基隆港西2號橋墩式碼頭：

- 結構物耐震能力初步評估法之結果
  - 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，計算本碼頭之建築物崩塌地表加速度為0.24 g。
- 非線性靜力分析法之結果
  - 根據本研究針對本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，性能點之 $S_d=0.01879$  cm， $S_a=0.487$  g，結構系統考慮非彈性變形效應之等值黏滯阻尼為5.0%，顯示系統應無非彈性反應之效應。

115



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering



## 港灣構造物耐震能力之評估(9/9)

### ■ 港區非剛性碼頭微振量測與分析

- 基隆港東6號鋼板樁式碼頭
  - 本研究選取此碼頭檢測出之最大破洞位置與檢測結果正常處的板樁壁頂進行量測，根據分析結果可知兩測站不論在X向或Y向振動之特性均類似，其顯著頻率或對應之傅氏譜振幅均無明顯差異，故判斷基隆港東6號碼頭鋼板樁破洞之修補應已達預期之功效。
- 基隆港東10號鋼管樁棧橋式碼頭
  - 本研究選取此碼頭未防蝕區及防蝕區同時進行量測，比較兩處測點之振動特性均類似，其顯著頻率或對應之傅氏譜振幅皆無明顯差異，故判斷此碼頭鋼管樁之鏽蝕程度尚未對碼頭結構強度造成重大影響，然後續宜持續追蹤觀察，並以適當手段控制鏽蝕，以確保結構安全性。

116



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering



## 港灣構造物之災害境況模擬(1/2)

- 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基隆港區模擬測試：
  - 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。
  - 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；研擬沉箱式、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，將沉箱式、板樁式、棧橋式與橋墩式碼頭之PGA相關的易損參數建置於系統中。
  - 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。

117



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering



## 港灣構造物之災害境況模擬(2/2)

- 針對兩個境況地震：(1) 921集集地震，與(2)山腳斷層引致地震，進行基隆港區震災模擬測試案例。
  - 921地震境況模擬：各起重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甚少。
  - 山腳斷層引致地震境況模擬：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)之機率僅約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%；碼頭損害機率並不高，以圓筒式鋼板樁碼頭結構之損害機率最高，超過輕微損害(D2)機率僅約8%。
  - 在完成基隆港區損害分析之後，可計算各起重設施之直接經濟損失，總損失約720百萬元（總重建成本5800百萬元）；碼頭結構損失約33百萬元（總重建成本14682百萬元）。
- 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基隆港區之震損評估分析。

118



國家地震工程研究中心  
National Center for Research on Earthquake Engineering

敬 • 請 • 指 • 教

