

97-19-7306

MOTC-IOT-96-H1DA006

臺灣近岸地震潛勢及海嘯影響 範圍分析(1/4)



交通部運輸研究所

中華民國 97 年 3 月

97-19-7306

MOTC-IOT-96-H1DA006

臺灣近岸地震潛勢及海嘯影響 範圍分析(1/4)

著者：賴聖耀、蘇青和、謝明志、單誠基
林雅雯、陳志芳、陳正興、陳陽益
陳冠宇、葉錦勳、陳文山、簡文郁
鄭魁香、邱俊翔、楊鶴雄、柯永彥

交通部運輸研究所

中華民國 97 年 3 月

國家圖書館出版品預行編目資料

臺灣近岸地震潛勢及海嘯影響範圍分析. (1/4)
/ 賴聖耀等著. -- 初版. -- 臺北市 : 交通部運輸研究所, 民97. 03
面 ; 公分
參考書目:面
ISBN 978-986-01-3847-4(平裝)

1. 地震 2. 海嘯 3. 臺灣

354. 4933

97006423

臺灣近岸地震潛勢及海嘯影響範圍分析(1/4)

著 者：賴聖耀、蘇青和、謝明志、單誠基、林雅雯、陳志芳
陳正興、陳陽益、陳冠宇、葉錦勳、陳文山、簡文郁
鄭魁香、邱俊翔、楊鶴雄、柯永彥

出版機關：交通部運輸研究所

地 址：臺北市敦化北路 240 號

網 址：www.ihmt.gov.tw (中文版>中心出版品)

電 話：(04) 26587176

出版年月：中華民國 97 年 3 月

印 刷 者：承亞興企業有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 120 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所臺灣技術研究中心網站

定 價：400 元

展 售 處：

交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880

五南文化廣場：臺中市中山路 6 號 • 電話：(04)22260330

GPN：1009700765

ISBN：978-986-01-3847-4 (平裝)

著作財產權人：中華民國(代表機關：交通部運輸研究所)

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

交通部運輸研究所自行研究計畫出版品摘要表

| | | | |
|--|-------------------------|--------------------------|--|
| 出版品名稱：臺灣近岸地震潛勢及海嘯影響範圍分析(1/4) | | | |
| 國際標準書號（或叢刊號） ISBN 978-986-01-3847-4 (平裝) | 政府出版品統一編號 1009700765 | 運輸研究所出版品編號 97-19-7306 | 計畫編號 96- H1DA006 |
| 主辦單位：港灣技術研究中心 主管：邱永芳 計劃主持人：賴聖耀 共同主持人：蘇青和、謝明志、單誠基 研究人員：林雅雯、陳志芳、陳正興、陳陽益、陳冠宇、葉錦勳、陳文山 簡文郁、鄭魁香、邱俊翔、楊鶴雄、柯永彥 參與人員：陳義松、張阿平、李春榮、何木火、陳毓清 聯絡電話：04-26587186 傳真號碼：04-26564418 | | | 研究期間 自 96 年 01 月 至 96 年 12 月 |
| 關鍵詞：地震潛勢、易損性分析、臺灣地震損失評估系統、海嘯影響範圍 | | | |
| 摘要： 自從 921 集集大地震發生後，地震相關的研究甚受各界重視；2005 年南亞海嘯造成的重大傷亡，讓國人在心驚之餘，更進一步正視地震與海嘯可能造成的威脅。由於港灣地區之地質多屬疏鬆軟弱之沖積土層及海埔新生地，在強烈地震作用下，可能發生液化現象，造成港灣碼頭災害，另根據歷史與地方誌記載，高雄、安平與基隆亦曾發生大海嘯，因此近岸及港灣地區地震與海嘯之影響研究，極為重要；地震既難以預測，震波傳遞速度之快也令人難以及時反應，因此地震預報目前而言仍距應用之途尚遠；相對來講，以機率統計方法評估地震潛勢，以了解各種大小地震可能發生之機率及地震特性之技術已漸趨成熟，而以灰色理論之時間序列法，模擬地震可能發生之時間序列或地域之分析技術亦已漸萌芽。另與地震有密切關連的海嘯，亦極有可能發展出實用的預報系統並能有效發揮作用。這是因為相對於地震波，海嘯的速度較慢，因此民眾有時間逃離海灘等危險區域。為了減少海嘯可能的造成的災難，海嘯預報系統及海嘯影響範圍之研究與規劃似應及早著手進行。 因此，本計畫本年度擬分別於近岸及港灣地區進行(1)港灣地區地震潛勢之評估。(2)臺灣近岸海嘯影響範圍分析之研究。 | | | |
| 出版日期 | 頁數 | 定價 | 本出版品取得方式 |
| 97 年 3 月 | 390 | 400 | 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： <input type="checkbox"/> 密 <input type="checkbox"/> 機密 <input type="checkbox"/> 極機密 <input type="checkbox"/> 絕對機密 （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， <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） <input checked="" type="checkbox"/> 普通 | | | |
| 備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。 | | | |

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

| | | | |
|---|--|---------------------------------|--|
| TITLE: Analyses of Earthquake Potential and Tsunami Threat Zone near the Shore of Taiwan (1/4) | | | |
| ISBN (OR ISSN) ISBN978-986-01-3847-4 (pbk) | GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1009700765 | IOT SERIAL NUMBER 97-19-7306 | PROJECT NUMBER 96-H1DA006 |
| DIVISION: HARBOR & MARINE TECHNOLOGY CENTER DIVISION DIRECTOR: Yung-Fang Chiu PRINCIPAL INVESTIGATOR: Sheng-Yao Lai PROJECT STAFF: C. H. Su, M. J. Hsieh, C. G. Sian PROJECT TECHNICIAN: Y. S. Chen, A. P. Zhang, C. R. Lee, M. H. He, Y. C. Chen PHONE: 04-26587186 FAX: 04-26564418 | | | PROJECT PERIOD FROM January 2007 TO December 2007 |
| KEY WORDS: Earthquake Potential, Fragility Analysis, TELES, Tsunami Threat Zone | | | |
| ABSTRACT : <p>Research in seismic hazards has gained significant attentions after the Chichi earthquake. The extensive damages by the tsunami, triggered by the India earthquake in 2005, raised concerns of tsunami threats to Taiwan. In offshore areas, soil liquefaction and tsunami are two major seismic hazards. Loose alluviums and hydraulic filled deposits are common in harbor areas and are both highly liquefiable. Historical documents show that tsunamis have been observed in Kaohsiung, Anping, and Keelung. The two facts clearly demonstrate the importance of developing countermeasures against local earthquakes and tsunamis from a long distance. Because of the complexity of triggering mechanisms, local earthquake forecasts are unavailable in current technology. Furthermore, fast propagation of velocities of seismic waves makes the alarm system difficult to implement. However, evaluations of the recurrence probability and seismic characteristics on the probability framework are relatively sound. Recently, grey theorem in time series analyses has been implementing the simulation of the temporal and spatial effects of earthquakes. In contrast with local earthquakes, developments of effective alarm systems for tsunamis is more promising because of its relatively slow propagating speed and long propagating distance. To reduce the hazardous effects of tsunamis, continuous research in tsunami alarm systems and identification of threat zones are in highly demand. The annual goals of this project are to perform two types of analyses: (1) evaluations of earthquake potential in harbor areas, and (2) identification of tsunami threat zones in Taiwan.</p> | | | |
| DATE OF PUBLICATION March 2008 | NUMBER OF PAGES 390 | PRICE 400 | CLASSIFICATION <input type="checkbox"/> RESTRICTED <input type="checkbox"/> CONFIDENTIAL <input type="checkbox"/> SECRET <input type="checkbox"/> TOP SECRET <input checked="" type="checkbox"/> UNCLASSIFIED |
| The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications. | | | |

子計畫一

港灣地區地震潛勢之評估(1/4)

計畫主持人：賴聖耀 研究員

共同主持人：謝明志 研究員

研究人員：林雅雯、陳志芳、陳正興

葉錦勳、簡文郁、鄭魁香

邱俊翔、楊鶴雄、柯永彥

港灣地區地震潛勢之評估(1/4)

目 錄

| | |
|--|------|
| 表目錄..... | III |
| 圖目錄..... | VIII |
| 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..... | 1-3 |
| 第二章 港灣地區地震潛勢之評估..... | 2-1 |
| 2.1 臺中港區鄰近測站強震歷時記錄及場址特性..... | 2-1 |
| 2.2 臺中港區地震危害度分析..... | 2-2 |
| 2.2.1 斷層與歷史地震活動..... | 2-3 |
| 2.2.2 地震危害度分析..... | 2-4 |
| 2.2.2.1 地震目錄..... | 2-5 |
| 2.2.2.2 震源分區與震源深度..... | 2-6 |
| 2.2.2.3 地震規模與再現頻率(Magnitude Recurrence Relations)..... | 2-7 |
| 2.2.2.4 地震動衰減律與地震動參數..... | 2-7 |
| 2.2.3 地震潛勢評估..... | 2-9 |
| 2.2.3.1 斷層之地震危害評估..... | 2-9 |
| 2.2.3.2 PGA 地震危害度曲線..... | 2-12 |
| 2.2.3.3 設計地震 PGA 值..... | 2-13 |
| 2.2.3.4 地震危害度參數拆解分析..... | 2-14 |
| 2.2.3.5 活動斷層定值法地震危害度分析..... | 2-15 |

| | | |
|---------|-----------------------------|------|
| 2.2.4 | 小結 | 2-17 |
| 2.3 | 臺中港區地震可能發生時間序列與規模分析 | 2-18 |
| 2.3.1 | 歷史地震目錄及彰化斷層 | 2-18 |
| 2.3.2 | 預測模式分析 | 2-18 |
| 2.3.3 | 時間序列可能地震分析 | 2-22 |
| 2.3.4 | 分析結果統計 | 2-23 |
| 2.3.5 | 時間序列預測結果說明與設計地震結論 | 2-24 |
| 第三章 | 港灣構造物之災害境況模擬 | 3-1 |
| 3.1 | 臺灣地震災害損失評估系統－TELES 概要 | 3-1 |
| 3.1.1 | 臺灣地震損失評估系統－TELES 發展歷程 | 3-1 |
| 3.1.2 | 地震損失評估分析流程 | 3-2 |
| 3.1.3 | TELES 於港灣構造物之應用 | 3-6 |
| 3.2 | 港灣構造物震害評估架構 | 3-7 |
| 3.3 | 港灣構造物之易損性分析 | 3-9 |
| 3.3.1 | 沉箱式碼頭易損性分析 | 3-9 |
| 3.3.1.1 | 臺中港沉箱式碼頭與代表性分析斷面 | 3-11 |
| 3.3.1.2 | 臺中港港區土壤液化分析 | 3-13 |
| 3.3.1.3 | 沉箱式碼頭穩定性分析 | 3-17 |
| 3.3.1.4 | 滑動塊體分析法之簡介與驗證 | 3-25 |
| 3.3.1.5 | 沉箱式碼頭易損性曲線之建立與初步結果 | 3-32 |
| 3.3.2 | 棧橋碼頭易損性分析 | 3-36 |
| 3.3.2.1 | 棧橋式碼頭易損性分析流程 | 3-37 |
| 3.3.2.2 | 棧橋式碼頭易損性曲線之建立與初步成果 | 3-39 |
| 3.3.3 | 易損分析曲線參數化 | 3-44 |

| | |
|------------------------------|--------|
| 3.4 港灣構造物之地震災損評估系統模組建立..... | 3-46 |
| 3.4.1 臺中港區地盤液化敏感類別..... | 3-46 |
| 3.4.2 各分析模組參數表單建置..... | 3-48 |
| 3.4.3 港灣構造物之震災境況模擬模組之建立..... | 3-49 |
| 3.4.4 臺中港區震損境況模擬示範..... | 3-50 |
| 第四章 結論與建議..... | 4-1 |
| 參考文獻..... | 參-1 |
| 附錄一 工址附近相關斷層與地震活動摘要..... | 附錄 1-1 |
| 附錄二 地震危害度分析..... | 附錄 2-1 |
| 附錄三 地震動衰減律比較..... | 附錄 3-1 |
| 附錄四 簡報資料..... | 附錄 4-1 |

表 目 錄

| | | |
|------------|--|------|
| 表 2.1.1 | 臺中港區鄰近 8 個測站之部分地震紀錄($M>5.0$)相關資料... | 2-26 |
| 表 2.1.2 | 臺中港區之 38 個 SPT 鑽探孔位相關資料..... | 2-27 |
| 表 2.2.1 | 工址附近 50 公里內活動斷層之參數..... | 2-28 |
| 表 2.2.2 | 各震源區地震活動模型 (G-R 關係式) 參數 Catalog : (1900 年~2007 年 07 月), Zone B | 2-28 |
| 表 2.2.2(續) | 各震源區地震活動模型 (G-R 關係式) 參數 Catalog : (1900 年~2007 年 07 月), Zone D | 2-29 |
| 表 2.2.3 | 本研究所使用不同地動值之地震動衰減律(Ground Motion Attenuation law)係數..... | 2-30 |
| 表 2.2.4 | 臺中港區附近活動斷層之活動參數及未來發生機率 | 2-30 |
| 表 2.2.5 | 臺中港區在不同回歸期下的設計地震參數..... | 2-30 |
| 表 2.2.6 | 臺中港區附近活動斷層之定值法分析結果..... | 2-31 |
| 表 2.3.1 | 1800 年~2006 年台中港區規模 ≥ 5.5 地震目錄($N_{23.78\sim 24.78}$, $E_{120.02\sim 121.02}$)..... | 2-32 |
| 表 2.3.2 | 臺中港區間隔 5 年最大地震統計表..... | 2-34 |
| 表 2.3.3 | 臺中港區 $5.0 \leq M < 6.0$ 預測分析 | 2-35 |
| 表 2.3.4 | 臺中港區 $6.0 \leq M < 7.0$ 預測分析 | 2-35 |
| 表 2.3.5 | 臺中港區 $M \geq 7.0$ 預測分析 | 2-35 |
| 表 2.3.6 | 臺中港區 $M \geq 6.0$ 序號表 | 2-35 |
| 表 2.3.7 | 臺中港區 $M \geq 6.0$ 災變預測 | 2-36 |
| 表 2.3.8 | 臺中港區 $M \geq 6.5$ 災變預測 | 2-36 |
| 表 2.3.9 | 臺中港區 $M \geq 7.0$ 災變預測 | 2-36 |

| | | |
|----------|---|------|
| 表 2.3.10 | 臺中港區 M7.0 拓樸預測分析表 | 2-36 |
| 表 2.3.11 | 臺中港區 M6.8 拓樸預測分析表 | 2-37 |
| 表 2.3.12 | 臺中港區 M6.6 拓樸預測分析表 | 2-37 |
| 表 2.3.13 | 臺中港區 M6.4 拓樸預測分析表 | 2-37 |
| 表 2.3.14 | 臺中港區 M6.2 拓樸預測分析表 | 2-38 |
| 表 2.3.15 | 臺中港區 $M \geq 6.0$ 地震次數統計表 | 2-38 |
| 表 2.3.16 | 臺中港區 $M \geq 6.5$ 地震次數統計表 | 2-38 |
| 表 2.3.17 | 臺中港區 $M \geq 7.0$ 地震次數統計表 | 2-39 |
| 表 2.3.18 | 臺中港區每 20 年 $M \geq 6.0$ 地震次數預測表 | 2-39 |
| 表 2.3.19 | 臺中港區每 20 年 $M \geq 6.5$ 地震次數預測表 | 2-39 |
| 表 2.3.20 | 臺中港區每 20 年 $M \geq 7.0$ 地震次數預測表 | 2-40 |
| 表 2.3.21 | 臺中港區模糊灰色預測 ($\mu_k = 0.5$ 、 $M \geq 6.25$) | 2-40 |
| 表 2.3.22 | 臺中港區模糊灰色預測 ($\mu_k = 0.1$ 、 $M \geq 6.5$) | 2-40 |
| 表 3.3.1 | 臺中港沉箱式碼頭一覽表 | 3-53 |
| 表 3.3.2 | 23~24 號沉箱式碼頭分析斷面在不同液化程度之安全係數 (921 地震) | 3-54 |
| 表 3.3.3 | 1~3 號沉箱式碼頭分析斷面在不同液化程度之安全係數 (921 地震、採用震前未補強之分析斷面) | 3-55 |
| 表 3.3.4 | 4 號沉箱式碼頭分析斷面在不同液化程度之安全係數 (921 地 震、採用震前未補強之分析斷面) | 3-56 |
| 表 3.3.5 | 西 1 號沉箱式碼頭分析斷面在不同液化程度之安全係數 (921 地震) | 3-57 |
| 表 3.3.6 | 23~24 號沉箱碼頭分析斷面在不同液化程度之臨界加速度值 | 3-58 |
| 表 3.3.7 | 西 1 沉箱碼頭分析斷面在不同液化程度之臨界加速度值 | 3-59 |

| | | |
|-----------|----------------------------------|------|
| 表 3.3.8 | 1~3 沉箱碼頭修復前斷面在不同液化程度之臨界加速度值 | 3-60 |
| 表 3.3.9 | 4 號沉箱碼頭修復前斷面在不同液化程度之臨界加速度值 | 3-61 |
| 表 3.3.10 | 1~3 號沉箱碼頭修復後斷面在不同液化程度之臨界加速度值 | 3-62 |
| 表 3.3.11 | 4 號沉箱碼頭修復後斷面在不同液化程度之臨界加速度值 | 3-63 |
| 表 3.3.12 | 921 地震後臺中港沉箱碼頭受震滑移量分析結果 | 3-64 |
| 表 3.3.13 | 國際航海協會性能等級 (定性) (PIANC, 2001) | 3-64 |
| 表 3.3.14 | 國際航海協會重力式碼頭性能等級(定量)(PIANC, 2001) | 3-64 |
| 表 3.3.15 | 沉箱式碼頭易損性曲線研究所用之地震樣本 | 3-65 |
| 表 3.3.16 | 23~24 號碼頭受震滑移量各地震群組分析結果 | 3-66 |
| 表 3.3.17 | 西 1 碼頭受震滑移量各地震群組分析結果 | 3-67 |
| 表 3.3.18 | 1~3 號碼頭受震滑移量各地震群組分析結果 | 3-68 |
| 表 3.3.19 | 4 號碼頭受震滑移量各地震群組分析結果 | 3-69 |
| 表 3.3.20 | 國際航海協會棧橋式碼頭性能等級(定量)(PIANC, 2001) | 3-70 |
| 表 3.3.21a | 臺中港 5~8A 號碼頭之損壞狀態容許值(X 向) | 3-70 |
| 表 3.3.21b | 臺中港 5~8A 號碼頭之損壞狀態容許值(Y 向) | 3-70 |
| 表 3.3.22a | 臺中港 5~8A 號碼頭損壞等級之各地震群組分析結果(X 向) | 3-71 |
| 表 3.3.22b | 臺中港 5~8A 號碼頭損壞等級之各地震群組分析結果(Y 向) | 3-72 |
| 表 3.3.23a | 臺中港 9~11 號碼頭之損壞狀態容許值(X 向) | 3-73 |
| 表 3.3.23b | 臺中港 9~11 號碼頭之損壞狀態容許值(Y 向) | 3-73 |
| 表 3.3.24a | 臺中港 9~11 號碼頭損壞等級之各地震群組分析結果(X 向) | 3-74 |
| 表 3.3.24b | 臺中港 9~11 號碼頭損壞等級之各地震群組分析結果(Y 向) | 3-75 |
| 表 3.3.25a | 臺中港西 3~西 4 號碼頭之損壞狀態容許值(X 向) | 3-76 |
| 表 3.3.25b | 臺中港西 3~西 4 號碼頭之損壞狀態容許值(Y 向) | 3-76 |
| 表 3.3.26a | 臺中港西 3~西 4 號碼頭損壞等級之各地震群組分析結果(X | |

| | |
|---|------|
| 向)..... | 3-77 |
| 表 3.3.26b 臺中港西 3~西 4 號碼頭損壞等級之各地震群組分析結果(Y 向)..... | 3-78 |
| 表 3.3.27 臺中港棧橋式碼頭易損曲線參數 (向海側) | 3-79 |
| 表 3.3.28 臺中港沉箱式碼頭易損曲線參數 (向海側) | 3-79 |
| 表 3.4.1 液化潛能指數推估式之參數 α_i 和 β_i | 3-80 |
| 表 3.4.2 液化引致沈陷量推估式之參數 \bar{S}_i 、 μ_i 和 λ_i | 3-80 |
| 表 3.4.3 各碼頭區液化敏感類別設定..... | 3-80 |
| 表 3.4.4 港灣設施分類 (摘自 HAZUS 99) | 3-81 |
| 表 3.4.5 濱水結構 PGD 相關之易損性曲線參數..... | 3-82 |
| 表 3.4.6 起重搬運設備 PGA 與 PGD 相關之易損性曲線參數 | 3-82 |
| 表 3.4.7 倉庫 PGA 與 PGD 相關之易損性曲線參數..... | 3-83 |
| 表 3.4.8 燃料設施 PGA 與 PGD 相關之易損性曲線參數..... | 3-84 |
| 表 3.4.9 港灣設施損失比參數..... | 3-85 |
| 表 3.4.10 濱水結構與起重搬運設備之修復曲線參數..... | 3-85 |
| 表 3.4.11 港區主要設施重建成本..... | 3-86 |
| 表 3.4.12 各碼頭區直接經濟損失..... | 3-86 |
| 表 3.4.12 各碼頭區修復費用 (續) | 3-87 |
| 表 A.1 本計畫工址鄰近斷層 | A-7 |
| 表 C.1 各類衰減律的各項係數及標準偏差 (Jean et al., 2006) | C-6 |
| 表 C.2 各類衰減律的各項係數及標準偏差 (Boore et al.,1997) | C-6 |

圖目錄

| | |
|--|------|
| 圖 2.1.1 臺中港區鄰近地震測站分佈及地質條件與水系圖..... | 2-41 |
| 圖 2.1.2 臺中港 26 號碼頭觀測站 300m 地震監測孔地質調查概況 (賴聖耀等人, 2002) | 2-41 |
| 圖 2.1.3 臺中港 26 號碼頭觀測站 300m 地震監測孔之剪力波速剖面 (賴聖耀等人, 2002)..... | 2-42 |
| 圖 2.1.4 臺中港區之 38 個 SPT 鑽探孔位分佈圖 | 2-42 |
| 圖 2.1.5 臺中港區 38 個 SPT 鑽探孔位之 SPT-N 值隨深度變化圖 | 2-53 |
| 圖 2.1.6 臺中港區 38 個 SPT 鑽探孔位之細料含量(FC)隨深度變化圖 .. | 2-43 |
| 圖 2.2.1(a) 臺灣地區死亡百人以上之重大災害地震震央分佈圖 (西元 1604 年 - 2003 年; 資料來源: 鄭世楠)..... | 2-44 |
| 圖 2.2.1(b) 臺灣地區自西元 1900 年以來之重大災害地震震央分佈圖 (資料來源: 中央氣象局) | 2-45 |
| 圖 2.2.2 地震震源分區與及震央分佈情形..... | 2-46 |
| 圖 2.2.3 特徵地震模式考慮各活動斷層對工址之地震危害貢獻量 | 2-47 |
| 圖 2.2.4 臺中港區之地震危害度曲線 (考慮彰化斷層及彰化斷層系統) | 2-48 |
| 圖 2.2.5 臺中港區之地震危害度曲線 (考慮第一類活動斷層) | 2-49 |
| 圖 2.3.1 臺灣中西部地區活動斷層分佈圖(a.)活動斷層分佈; (b.)活動斷層剖面圖(摘自鄭世楠、葉永田, 2003)..... | 2-50 |
| 圖 2.3.2 GM(1,1)灰色預測流程圖..... | 2-51 |
| 圖 2.3.3 灰色模糊預測流程圖 | 2-51 |
| 圖 2.3.4 序號 1 - 200 地震頻率圖..... | 2-52 |

| | | |
|----------|---|------|
| 圖 3.1.1 | 地震損失評估系統分析分析流程與架構 (HAZ-Taiwan) ... | 3-88 |
| 圖 3.1.2 | 一般建築物損害評估模式示意圖..... | 3-88 |
| 圖 3.1.3 | 不同損害狀態易損曲線與機率示意圖..... | 3-89 |
| 圖 3.1.4 | 一般結構物之結構系統與非結構構件地震損害評估流程 | 3-89 |
| 圖 3.1.5 | 一般建築物損害所引致人員傷亡評估模式示意圖..... | 3-90 |
| 圖 3.3.1 | 沉箱式碼頭易損性曲線建立流程..... | 3-91 |
| 圖 3.3.2 | 臺中港 1~3 號碼頭之標準斷面 (921 震災修復後) | 3-92 |
| 圖 3.3.3 | 臺中港 4 號碼頭之標準斷面 (921 震災修復後) | 3-92 |
| 圖 3.3.4 | 臺中港 23~24 號碼頭之標準斷面 | 3-93 |
| 圖 3.3.5 | 臺中港西 1 碼頭之標準斷面..... | 3-93 |
| 圖 3.3.6 | 臺中港 1~3 號沉箱式碼頭簡化模型與分析參數 | 3-94 |
| 圖 3.3.7 | 臺中港 4 號沉箱式碼頭簡化模型與分析參數..... | 3-94 |
| 圖 3.3.8 | 臺中港 23~24 號沉箱式碼頭簡化模型與分析參數 | 3-95 |
| 圖 3.3.9 | 臺中港西 1 沉箱式碼頭簡化模型與分析參數..... | 3-95 |
| 圖 3.3.10 | 臺中港 26 號碼頭觀測站 30m 地震監測孔地質調查概況 (賴聖 耀等人, 2002)..... | 3-96 |
| 圖 3.3.11 | 臺中港 26 號碼頭觀測站 300m 地震監測孔地質調查概況 (賴 聖耀等人, 2002)..... | 3-97 |
| 圖 3.3.12 | 不同液化程度之 PGA 門檻值..... | 3-98 |
| 圖 3.3.13 | 背填土未液化之沉箱式碼頭受力示意圖 (修改自賴聖耀等, 2007) | 3-99 |
| 圖 3.3.14 | 背填土全液化之沉箱式碼頭受力示意圖 (修改自賴聖耀等, 2007) | 3-99 |
| 圖 3.3.15 | 背填土部份液化之沉箱式碼頭受力示意圖 (修改自賴聖耀 | |

| | |
|---|-------|
| 等，2007) | 3-100 |
| 圖 3.3.16 921 地震時清水國小測站(TCU059)之地震紀錄 | 3-101 |
| 圖 3.3.17 臺中港 23~24 號碼頭背填土未液化之碼頭滑移量分析結果 | 3-102 |
| 圖 3.3.18 臺中港 23~24 號碼頭背填土部份液化之碼頭滑移量分析結果 | 3-103 |
| 圖 3.3.20 臺中港 23~24 號碼頭分析模型材料分區與監測點位示意圖 | 3-104 |
| 圖 3.3.21 臺中港 23~24 號碼頭分析所得變形網格 | 3-105 |
| 圖 3.3.22 臺中港 23~24 號碼頭有限元素分析所得沉箱傾斜角歷時 | 3-106 |
| 圖 3.3.23 臺中港 23~24 號碼頭有限元素分析所得沉箱滑移量歷時 | 3-106 |
| 圖 3.3.24 臺中港 23~24 號碼頭有限元素分析所得超額孔隙水壓歷時 | 3-107 |
| 圖 3.3.25 滑動塊體分段分析法示意圖 | 3-107 |
| 圖 3.3.26 23~24 號碼頭背填土液化程度與臨界加速度示意圖 | 3-108 |
| 圖 3.3.27 西 1 碼頭背填土液化程度與臨界加速度示意圖 | 3-108 |
| 圖 3.3.28 1~3 號碼頭背填土液化程度與臨界加速度示意圖 | 3-109 |
| 圖 3.3.29 4 號碼頭背填土液化程度與臨界加速度示意圖 | 3-109 |
| 圖 3.3.30 沉箱式碼頭受震滑移量與性能等級之評估模式 | 3-110 |
| 圖 3.3.31 23~24 號碼頭之易損性曲線 | 3-110 |
| 圖 3.3.32 西 1 碼頭之易損性曲線 | 3-111 |
| 圖 3.3.33 1~3 號碼頭之易損性曲線 | 3-111 |
| 圖 3.3.34 4 號碼頭之易損性曲線 | 3-112 |
| 圖 3.3.35 棧橋式碼頭易損性曲線建立流程 | 3-112 |
| 圖 3.3.36 非線性靜力分析(側推分析)模型示意圖 | 3-113 |
| 圖 3.3.37 臺中港 5~8A 號碼頭案例分析之標準斷面 | 3-113 |
| 圖 3.3.38a 臺中港 5~8A 號碼頭易損曲線(X 向) | 3-114 |
| 圖 3.3.38b 臺中港 5~8A 號碼頭易損曲線(Y 向) | 3-114 |

| | |
|---|-------|
| 圖 3.3.39 臺中港 9~11 號碼頭案例分析之標準斷面..... | 3-115 |
| 圖 3.3.40a 臺中港 9~11 號碼頭易損曲線(X 向)..... | 3-115 |
| 圖 3.3.40b 臺中港 9~11 號碼頭易損曲線(Y 向)..... | 3-116 |
| 圖 3.3.41 臺中港西 3~西 4 號碼頭案例分析之標準斷面 | 3-116 |
| 圖 3.3.42a 臺中港西 3~西 4 號碼頭易損曲線(EX)..... | 3-117 |
| 圖 3.3.42b 臺中港西 3~西 4 號碼頭易損曲線(EY) | 3-117 |
| 圖 3.4.1 臺中港區鑽孔分佈圖 | 3-118 |
| 圖 3.4.2 臺中港區地盤液化敏感類別圖 | 3-118 |
| 圖 3.4.3 模擬地震設定 | 3-119 |
| 圖 3.4.4 梧棲鎮與清水鎮村里 PGA 分佈 | 3-119 |
| 圖 3.4.5 臺中港區港灣設施所在位置 PGA 值分佈..... | 3-120 |
| 圖 3.4.6 臺中港區各項設施達至少嚴重損害狀態機率分佈..... | 3-120 |
| 圖 A.1 臺灣地區活動斷層分布圖(中央地質調查所，2000)..... | A-8 |
| 圖 B.1 臺灣地區地震危害度分析常見的地震震源分區方式 | B-11 |
| 圖 B.2 單一震源分區之地震規模與在現頻率關係比較..... | B-12 |
| 圖 B.3 單一震區能量累積釋放圖與上限規模 m_u 值估算比較..... | B-12 |
| 圖 C.1 地震動衰減律分析時之地震震央分佈 | C-6 |
| 圖 C.2 本研究所使用之地震動衰減律與地震資料之比較..... | C-7 |
| 圖 C.3 本研究所使用之地震動衰減律與 Abrahamson and Silva' 97 Form 之比較 | C-7 |
| 圖 C.4 Abrahamson and Silva' 97 Form 中針對斷層形式及斷層上盤之考 量因子 | C-8 |
| 圖 C.5 本研究所使用之 921 地震紀錄 | C-8 |
| 圖 C.6 本研究所使用之地震動衰減律與 Abrahamson and Silva' 97 Form | |

| | |
|---|-----|
| 之比較..... | C-9 |
| 圖 C.7 Abrahamson and Silva' 97 Form 中不同震度之堅硬地盤與軟弱地盤之關係..... | C-9 |
| 圖 C.8 本研究所使用之地震動衰減律與 Boore, Joyner, and Fumal '97 Form 之比較..... | C-9 |

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，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。

港灣地區，過去曾發生了許多擋土設施受震破壞之案例，而且，通常是沿著港灣全線同時發生（長達數十或是數百公尺），因此造成港灣功能完全癱瘓，而其損失與復原工作所需費用與時間則難以估計。關於港灣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，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，則港灣擋土結構之安全係數遠低於未液化之狀況，與現地之破壞情形相符。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；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。

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

本計畫之全部工作內容規劃分成四年執行，現為第一年計畫，工作重點在於發展與建立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、以及地震災害境況模擬之初步分析。

因此，研究範圍為針對臺中港區進行地震潛勢分析，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。未來則將逐年針對蘇澳港、花蓮港、基隆港、臺北港，以及高雄港等港區進行分析，完成全部研究工作。本(96)年期之主要研究內容與項目，分列如下：

1. 針對臺中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. 蒐集與建置TELES系統港灣設施災損模組基本參數與資料，並以臺中港為對象，研擬災損評估分析程序。

其中研究項目1包括：臺中港區鄰近測站強震歷時及場址特性資料之蒐集、臺中港區地震危害度分析、以及臺中港區地震可能發生時間序列或地域分析等。研究項目2包括：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，此部分研究內容可分為三個主要工作項目：(1)基本資料庫建置，以提供各階段分析模組之基本資料或參數；(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；以及(3)經濟損失評估模式建立，則是在經濟損失分析模組加入專屬港灣地區之地震經濟損失評估模式。

第二章 臺中港區地震潛勢之評估

本章主要以臺中港區為範圍，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。藉由地震潛勢的評估結果，便能對於耐震設計中之地震參數擬定、地震震害分析及土壤液化評估等獲得更具體可靠的結果。

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、確值法地震危害度分析，以及場址效應分析等。

2.1 臺中港區鄰近測站強震歷時記錄及場址特性

欲評估一場址之地震潛勢，首須了解場址附近過去所發生地震之特性，以及場址所在處及鄰近位置之地質條件。在地震特性方面，本研究所蒐集到44筆近年來臺中港區鄰近測站之歷時紀錄（包括921地震）如表2.1.1所示，鄰近測站包括東海大學(TCU048)、清水國小(TCU059)、順天國小(TCU064)、公明國小(TCU104)、竹林國小(TCU105)、和美國小(TCU111)、線西國小(TCU117)，以及大同國小(TCU146)等8個強震測站（圖2.1.1）。這些地震之地震規模(M)均大於5.0，最大地表加速度(PGA)大於50gal。這些資料篩選後將用來進行後續之場址效應分析。

在場址特性方面，根據陳圭璋(1993)之研究顯示，臺中港區之地盤構造係屬新第三紀地槽盆地中之臺西～臺中構造盆地，地表為大甲溪和烏溪沖積形成之幼年期海岸平原，屬全新世現代沖積層，地勢低平。地層自東向西傾斜，土層極厚，達300m深以上。地質組成大致可分為砂質土壤、粉土及黏土夾層，部分地區在深達20m才夾有黏土層及粉土，偶有礫石層出現。由於港區內土壤受到河川、海洋及風力之影響，在土壤沉積過程中所受之環境影響因素較為複雜，全區土層分佈零亂，並無明顯之垂直分層，為典型之海岸沖積層特性。碼頭後線之基礎土壤，多為未經適當地質改良之水力回填地。

根據臺中港26號碼頭觀測站之300m深地震監測孔地質調查資料

(圖2.1.2)顯示，除近地表約2m深為填土級配外，在整個300m深之地層中，幾乎均為粉質(細)砂層，偶夾礫石或薄層粘土，且並未發現較堅實之岩盤。另從圖2.1.3之剪力波速(V_s)剖面也可知，近地表除8~13m深度之 V_s 較高外，在83m深度範圍內之 V_s 大多小於250m/s；而在83m~283m深度範圍之 V_s 也僅介於328~400 m/s間。因此，須謹慎考慮臺中港區受震之場址效應。

另外，臺中港碼頭區38孔陸上之SPT鑽探資料，其孔位分佈、SPT-N值及細料含量(fines content, FC) 隨深度變化之情況，以及相關資料等分別如圖2.1.4~圖2.1.6及表2.1.2所示。根據前述38個SPT鑽探孔位之相關圖表資料顯示，臺中港區近地表20m深度範圍內大部份均為粉質砂土層，SPT-N值大多在30以下，而地下水位很高，在5m以內。受震時，亦須謹慎考慮土壤液化可能引致之危害。

2.2 臺中港區地震危害度分析

臺灣位於歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊的複雜交界面上，是屬於西太平洋板塊、菲律賓海板塊中一系列島弧群島之一。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。菲律賓海板塊每年以約7-14公分的速度向東北方向推擠歐亞大陸板塊，臺灣因正位於此二板塊複雜的交界面上，地震頻繁，尤其是花東地區；相對而言，臺中港區是位於地質較安定的區域，地震相對也較少。

在臺中港區進行地震危害度分析前，需確認工址附近潛在震源區與活動斷層之地震潛勢，蒐集斷層調查資料，評估其活動性與影響，以機率分析法及定值分析法完成地震危害度分析。本節以中央氣象局TCUP強震測站座標(120.5156°E, 24.2563°N)為代表位置，針對活動斷層及歷史地震之活動性，識別出各震源對臺中港區未來可能之地震危害。並對危害度分析結果進行參數拆解，以決定控制地震(MC及RC)，識別對該港灣地區最具潛在影響能力之地震規模及震源距離。由前節

之鑽井資料顯示，臺中港區地質主要為軟弱地盤，需考慮其場址效應。本節採用堅硬地盤衰減律進行地震危害度相關分析，故擬定耐震設計地震力或土壤液化分析時，需再按照一般規範程序乘上局部地盤放大係數來考慮地盤效應。

2.2.1 斷層與歷史地震活動

臺中港區位於地震發生較為稀少之區域，圖 2.1.1 所示為港灣附近之地質概況，圖中包含中央地質調查所公布之活動斷層(林啟文，2000)。一般而言，地震潛勢危害主要的影響來自於工址附近 50 公里範圍內的相關斷層及地震，表 2.2.1 列出港灣地區鄰近之活動斷層，其中屯子腳斷層最近，約 8.13 公里；車籠埔斷層距離為 21.21 公里，這二條斷層皆為第一類活動斷層，此距離下顯示其對於港灣區域危害度之貢獻有一定影響力。而經中央地調所分類為存疑性斷層則是清水斷層及彰化斷層，其距離工址則約為 4.08 公里及 15.82 公里。相關之斷層調查與活動性評估詳見附錄 A。

評估工址地震危害度時必須考慮所有歷史地震紀錄(包括未有地震儀觀測前之歷史地震)，並分析歷史地震對地震活動度之影響。由於臺灣地區的強震觀測網始於 1900 年代，因此，1900 年以後有較為完整之地震資料(目錄)；而 1900 年以前只能由歷史文獻蒐集有限之地震災害紀錄，從而推估其可能之地震位置與規模。鄭世楠等(1989)根據歷史文獻紀錄研究與分析，整理出西元 1604 年以來之臺灣地區地震目錄，其中因地震造成死亡百人以上之重大災害地震震央分佈如圖 2.2.1(a)所示(鄭世楠等，1989)；圖 2.2.1(b)則將近百年來的重大災害地震震央標示出來。由圖 2.2.1 所標示的災害地震震央位置，可以發現鄰近臺中港區 50 公里範圍內，影響最大的地震有二個，分別為(1) 1935 年芮氏規模 ML7.1 的新竹-臺中烈震，其規模經修正後為 ML6.8，此地震的發生產生了獅潭斷層、神卓山斷層及屯子腳斷層，屬於地震錯動所發生的斷層地震，並造成了一萬四千多人傷亡；(2) 1999 年臺灣因車籠埔斷層的錯動，造成了 ML7.1 的重大災害地震，超過 7780 人傷亡。兩者皆造成臺灣經濟損失慘重，這些災害性地震皆考慮至地震危害度分析資料庫

中。在歷史地震中的規模大小對於地震危害度分析影響甚劇，針對本研究使用之地震目錄說明詳如本文 2.2.2.2 節。

斷層活動所引起地震動之影響相對需特別注意，故結構物耐震設計需考量近斷層效應。地震危害度機率分析除考慮一般性的區域震源外，亦以特徵地震模式(Characteristic Earthquake model)考量近域斷層之影響。進行地震危害度分析時，將以特徵地震再現期可預測模型(time-predictable model)模擬活動斷層的地震活動，進而計算斷層的特徵地震對工址的地震危害度的貢獻量。其他區域地震以平穩態 Poisson 模式進行 PSHA 的分析，結果直接與活動斷層的地震危害度的貢獻相加而得到工址地震危害度曲線，作為耐震設計參考或其他分析之依據。

以活動斷層之活動特性而言，第一類活動斷層之活動性較為明朗完整，機率分析法將參考其活動斷層參數以特徵地震模式模擬，考慮其對港灣地區危害度之貢獻。而針對彰化斷層及清水斷層等活動性不明顯的斷層乃以特定之參數分析其危害貢獻，其結果僅供參考並不建議應用於未來其他分析上。除此之外，本節以定值分析法瞭解近臺中港區之活動斷層錯動時可能影響之地震動大小，提供後續分析研究之參考。

2.2.2 地震危害度分析

地震危害度分析是評估選定區域在未來某一定期間內，因地震所引致的地表震動程度，通常視評估對象以最大地表加速度 PGA 或其他足以反映地表震動(ground motion)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_{a1} 等來表示。地震危害度分析的結果是以危害度曲線或震度分佈圖來表現，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仔細的加以研究，使能真實反映區域地震地質特性。地震危害度分析之理論與相關的參數說明示可參考附錄 B。

由於地震發生在時間與空間的分佈上具有高度的不確定性，因此

地震危害度分析必須建立地震特性的統計模型，所需考慮之參數與因素相當多且複雜，除了附錄 B 針對臺灣地區地震危害度分析所作之概要說明外，以下針對幾個重要的影響因子與參數作進一步詳細說明：

2.2.2.1 地震目錄

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，而造成地震目錄的完整性不一致。葉永田等(Yeh et al., 1982)以臺灣地區標準地動衰減函數為基準所計算的規模 $M_L(Y)$ ，在過去數年以來一直廣為各界使用；鄭世楠和葉永田(1989)亦根據此一規模 $M_L(Y)$ 整理臺灣地區地震目錄並留存於中央氣象局，提供工程界進行地震危害度分析及相關研究使用。然而在許多國內外專家之研究中均認為部分 $M_L(Y)$ 規模尺度有高估的情形(Shin, 1993；葉永田等, 1993, 1994, 1995)。其高估的規模數值約在 0.3 至 0.5。

鄭世楠於 2003 年根據世界地震網資料及前述研究成果，對臺灣地區地震目錄重新校準，完成新的地震目錄。校準結果發現在原先之地震目錄中有許多地震重複計數或有重新定位、規模改訂的情形，這些改變均會影響地震危害度分析之結果。列舉數個重大改變的例子如下：在規模重新評估中，臺灣地區最大地震是 1920 年花蓮外海地震，表面波地震規模(M_S)8.0、地震矩規模(M_W)7.8、徐明同(1980, 1989； M_H)為 8.3、鄭世楠和葉永田(1989)所登錄的規模(M_L)為 8.1、其後修正為 8.0(M_L)；根據 Wu et al.(2001)經驗式再修正為 M_L 7.3。在歷史地震中 1906 年梅山地震($M_L=7.1$)、1935 年新竹—臺中地震($M_L=7.1$)、1941 年中埔地震($M_L=7.1$)、1951 年花蓮地震($M_L=7.3$)修正後的規模分別為 6.7、6.8、6.8、6.9。由此可知這些地震原登錄之規模應為 M_S 而非 M_L 。

臺灣地區重新校準後的地震目錄在地震規模的定義上已經一致，均改為規模 M_L ，最大地震規模為 M_L 7.3，符合地震學上近震規模會趨於飽和的認知(飽和的規模約為 M_L 7.3)。另一方面，在臺灣花東外海的板塊隱沒帶早期(1900 年至 1973 年)的地震數目也明顯降低。在新的地震目錄中，不同時間區間的平均地震數目相當一致；而舊的地震目錄在 1935 年至 1973 年間的平均地震數目明顯高於其他時間區之平均數

目並不合理。以上說明顯示臺灣地區重新校準後之地震目錄的可靠度明顯提昇，以此目錄建構的地震震源參數也因此更合理，危害度分析的結果也更可靠。

進行地震危害度分析時，對於地震的時空分佈的特徵與其不確定性必須特別加以考慮。而適當的震源分區與完整的地震目錄收集正是為反映此一要求。本研究所採用地震目錄資料長度為 1,900 年至 2007 年 7 月。此地震目錄完整收錄大規模地震，可信度極高，為地震危害度分析之重要依據。

2.2.2.2 震源分區與震源深度

考慮臺灣附近之地震分佈與地體構造特性，將地震震源分區劃分如圖 2.2.2 所示，採用兩種震源分區方式分別稱為震源分區 B 及 D。震源分區 B 直接引用我國第四核能電廠地震危害分析報告；而震源分區 D 與震源分區 B 在臺灣東部地區的分區方式完全相同，僅西部地區略異，以臺中港區附近而言，震源分區 D 採用較小分區而震源分區 B 則採用大分區。根據此兩種分區圖與歷年之地震資料可以分別計算震源參數，包括 G-R 關係式、上限規模等。為反映地震之空間分佈的不均勻性，將各分區之地震以 0.25 度為單位加以網格化(每個網格 0.25 度，約 25 公里見方)，如圖 2.2.2 所示，並假設地震震央集中於網格中心位置。

震源分區依臺灣地區地震之震源深度分佈特性，以 35 公里為界區分為淺層地震及深層地震。危害度分析時，深層地震以點震源模擬，而淺層地震則以位置及方向均不確定的線震源模擬(TYPE III 震源)。對於中央地質調查所發佈的第一類活動斷層(例如車籠埔斷層、屯子腳斷層等)則以其地表破裂線為斷層位置，以 TYPE I 線震源模擬。除此之外，針對鄰近之活動斷層亦以特徵地震模式，假設斷層破裂至地表，加以考量至地震危害度分析上。

地震危害度分析時，震源分區 B、D 將各子震源區的地震發生率依面積比例平均分配於每個網格，並考慮過去一百年來發生地震的地

方在未來仍有可能發生地震。臺中港區位於兩震源分區，分別落於 ZB10 及 ZD10 中，其所考慮的地震危害程度因含括的地震數目不同而有所差異，經由 G-R 關係式可計算地震發生機率。針對臺中港區進行地震危害度分析，同時考慮這兩種不同震源分區，應可適時反映地震時、空間之分佈的不均勻性。

2.2.2.3 地震規模與再現頻率(Magnitude Recurrence Relations)

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：

$$\log N(m) = a - bm, \quad m_0 < m < m_u \dots\dots\dots (2.2.1)$$

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 為常數，可由回歸分析而得； (m_u, m_0) 為上、下限規模，其適用範圍可由地震紀錄或工程考量決定（詳附錄 B）。

以圖 2.2.2 之震源分區與地震紀錄，根據等地震能量釋放率之假設，假設地震下限規模 m_0 為 4.5，計算上限規模 m_u ，並對式(2.2.1)回歸分析出各子分區地震規模與再現頻率之關係。根據對地震目錄的不確定性（地震目錄之說明詳 2.2.2.2 節）採用兩階段分析，分別回歸計算相關係數如表 2.2.2 所列，表中亦將記錄到的最大地震規模列出以茲比較。

臺中港區所在之震源分區 B 的 BS10 子分區及震源分區 D 的 DS10 子分區，兩分區之 G-R 關係式在表 2.2.2 中顯示 b 值因地震數目而有所差異， b 值越小則表示該區域地震危害多由大地震貢獻。換言之，地震危害度若單考慮震源分區 D，則可能低估臺中港灣區之地震危害。故為保守估計，本研究採用兩種震源分區應可合理反映臺中港區之地震危害度。

2.2.2.4 地震動衰減律與地震動參數

衰減律分析主要使用中央氣象局所記錄的臺灣地區地震資料。由於地震動的衰減特性或趨勢除了距離的影響外，也受地震規模之影

響，小規模地震的地震動衰減特性與大規模地震的地震動衰減特性並不相同。而地震危害度的主要貢獻來自大規模地震，因此，衰減律回歸分析的地震資料庫選用地震規模 $ML = 5.0-7.5$ 共 59 個淺源地震(震源深度 = 0-35 公里)。所選用地震資料庫之地震震央位置分佈足以反映臺灣地區地震特性。中央氣象局速報站之設置在地理位置分佈上較均勻，強震網站之設置則有集中在人口密集之都會區的趨勢，會導致某些設站密集的地區有相當多的資料，形成資料的權重不一的現象。因此回歸分析時應盡量使用速報站資料，以避免上述現象。但因速報站資料缺乏近距離的紀錄，會使得分析結果在近距離部分不合理。衰減式回歸分析時採用所有速報站的資料，再加上強震網資料中所有距離小於 25 公里的資料。衰減律分析資料庫包括 921 主震及餘震資料。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。分析時取兩水平向之幾何均值(Geo-Mean)，其定義為兩水平向值之乘積開平方根，如下式所示：

$$GeoMean = \sqrt{(EW \times NS)} \dots\dots\dots (2.2.2)$$

配合地震危害度分析之傳統程序，衰減律分析乃根據第一類地盤 (S1) 的地震資料進行回歸分析。所使用之地震動衰減律如下式所列：

$$PGA(g) = 0.00284 e^{1.7331M} [R + 0.0999 \exp(0.7719M)]^{-2.0639} \dots\dots\dots (2.2.3)$$

此地震動衰減律對地震資料之預測誤差的標準偏差值約在 0.75 左右。此一公式為臺灣地區第一類地盤的地震動平均衰減特性，然而由實際觀測發現地震動衰減特性具有局部區域的差異性。換言之，在實際應用時應以區域地震資料再進行比對，以確定其適用性，或另定一個工址相依(site-specific)的地震動衰減律，通常只需修正其預測誤差的系統性誤差(bias)即可。應用表 2.2.3 所列之地震動衰減律所得之地震危害度結果，乃適用於堅硬地盤。不同地盤及不同分析應用時，如液化分析，未來須依地盤特性，乘以規範規定之地盤修正因子，以茲應用於不同耐震設計層面。

2.2.3 地震潛勢評估

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)。機率分析法乃將工址附近(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佈模型，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，決定對工址所引致的地表運動參數值。

2.2.3.1 斷層之地震危害評估

對於工址 200 公里內的地震危害，皆採用一般區域地震與特徵地震兩種模式之組合。評估斷層系統之地震危害，可將震源型態分為與斷層相關之區域地震，且不會造成地表錯動(破裂)的地震，其規模較小，震源深度設定為 0 公里至 20 公里均勻分佈，此類型之地震活動則利用地震規模與再現頻率關係(G-R law)加以模擬。另一種特徵地震(characteristic earthquake)，為造成地表錯動或破裂的活動斷層地震，所呈現出地震規模與回歸期可視為可預期的現象(magnitude and time predictable)，如屯子腳斷層及車籠埔斷層所引起之斷層地震。一般再現期可預測之特徵地震規模不會變化太大，一般假設其規模變化範圍 Δ_M 約為 0.5，規模區間為 $m = [M_c - \frac{1}{2}\Delta_M, M_c + \frac{1}{2}\Delta_M]$ 。分析時特徵地震的發生率，乃假設 G-R 關係之 b 值為 0.2。

活動斷層特徵地震的回歸期等活動參數，必須藉由地震學研究、斷層與地質調查等相關資料加以綜合評估，如古地震研究等。斷層的復發週期、長度及曾經發生之相關地震紀錄等活動參數，可評估各活動斷層地震可能錯動之機率，並引入地震危害度分析模式。發生機率之模型乃假設為對數常態分佈，COV 值(Coefficient of Variation)訂為 0.5。此假設乃參考車籠埔斷層之古地震調查結果，其 COV 值約為 0.3~0.5 之間，與美國地質調查所(USGS)的統計結果 0.5 相近。藉由各活動斷層參數，配合危害度函數，未來可能錯動之機率可被計算自各活動斷層之機率模型(溫國樑等人，2005)。針對臺中港灣地區所鄰近

之震源，除考慮區域震源外，對於活動斷層之活動度以特徵地震模型進行分析。影響本工址最重要之斷層為車籠埔斷層、屯子腳斷層(與獅潭斷層於 1935 年臺中地震時同時錯動)、彰化斷層等三條活動斷層。臺中港區鄰近之各活動斷層未來 50 年之發生機率列於表 2.2.3。其中，車籠埔斷層經實際槽溝開挖得到之回歸期約為 300 年，以再現期可預測模型分析其未來 50 年之發生機率趨近於 0%。屯子腳斷層距離工址 8.31 公里，其回歸期並無確切資料，由斷層長度及 GPS 觀測等資料研判，本研究假設其回歸期為 200-350 年，以再現期可預測模型分析其未來 50 年之發生機率約為 2%-18%。彰化斷層並非中央地調所發布的第一類活斷層，其相關之活動資料相當缺乏，但根據鄭世楠之研究，彰化斷層可能與 1848 年彰化地震有關，且可能與清水、大甲斷層為同一系統，本研究假設其回歸期與車籠埔斷層相當；以再現期可預測模型分析其未來 50 年之發生機率為 9%。

表 2.2.3 中之各活動斷層參數應用於地震危害度分析時之使用說明，詳述如下：

1. 屯子腳斷層：

該斷層與獅潭、神卓山等斷層同為 1935 年新竹-臺中地震之地震斷層，且可能為同一系列斷層，延伸長度可能超過 50 公里。統計西部 GPS 監測站在屯子腳斷層的測量結果，跨斷層 GPS 速度場變化量為 3.86mm/yr (中央地調所，2004)。若以 1935 年地震所造成的水平錯動量 1.5 公尺作估算，屯子腳斷層特徵地震的再現期約為 389 年/次。對於此斷層系統規模大小及回歸期之假設，主要採用延伸之斷層長度推估，換算成地震規模則為 $M_L 6.9$ 。而回歸期乃採用觀察滑移速率及錯動量所得到之再現期，並考慮 GPS 網觀察長度之不足，訂為 350 年左右。分析時，此斷層之地震活動由兩個部分構成：(1)以一般 TYPE III 震源模擬，假設震源深度由 0 公里至 20 公里平均變化，為保守計，其上限定地震規模(μ)設為 6.65；(2)特徵地震模式則以規模 $M_L 6.65$ 至 $M_L 7.15$ 模擬，未來 50 年之發生機率為 2.25%，換算等值平均年發生率為 0.000450 (2007-2057 年)。

2.車籠埔斷層：

破裂長度約為 105 公里，在實際鑽井及槽溝開挖的資料(陳文山等，2007)，顯示在南北段可解析出 6 次的地震事件，每次地震相距時間約 300-400 年，由古地震的特性可以推演下次發生大地震的可能發生時間約在西元 2340±90 年 (Chen et al., 2005, 2007)。根據槽溝開挖資料分析所得到的車籠埔斷層滑移率，經過統計後，車籠埔斷層在過去 2000 年以來，再發生週期並不均勻，約為 100-700 年(Chen et al, 2007)。對於車籠埔斷層的特徵參數，以 921 地震之規模 $M_L7.1$ 作為特徵地震，並採陳文山等人(2007)之成果分析計算，假定 300 年為其再現週期。此斷層之地震活動由兩個部分構成：(1)上限地震規模 (μ)設為 6.85，規模小於 6.85 的地震以線震源模擬(TYPE III 震源)；(2)特徵地震模式則以規模 $M_L6.85$ 至 $M_L7.35$ 模擬，未來 50 年之發生機率為 0.06%，換算等值平均年發生率為 0.000012 (2007-2057 年)。

3.彰化斷層及清水斷層：

該二條斷層因活動特徵並不明確，為中央地調所列為存疑性斷層。以彰化斷層長度換算其可能之特徵地震規模為 $M_L6.6$ 。根據鄭世楠及葉永田(2002)之分析報告，其認為該區域之彰化、清水及大甲等斷層應視為彰化斷層系統，總長度為 65 公里，經規模與斷層長度關係換算可達 $M_L7.0$ ，與彰化斷層系統相關之 1848 年彰化地震其規模亦大於 $M_L7.0$ 以上。除此之外，對於彰化斷層目前並無任何資料可供推估其回歸期，且存疑性斷層在目前的地震危害度分析中乃認定其無錯動之可能性而無考量。基於審查委員之要求，本案以車籠埔斷層南段槽溝調查結果的回歸期=400 年，假設為彰化斷層系統特徵規模之再現期。在機率分析法分析時，彰化斷層之規模範圍為 6.35~6.85；彰化斷層系統特徵地震規模為 6.75~7.25，未來 50 年之發生機率為 8.9%，換算等值平均年發生率為 0.001780(2007-2057 年)。

單獨考慮各鄰近活動斷層對臺中港區之地震危害貢獻，如圖 2.2.3 所示。特徵地震因規模較大，分析時假設其錯動至地表，並採用工址至斷層地表破裂線之最短距離。圖中比較各斷層特徵地震之

地震危害貢獻量，依距離遠而近，逐步疊加各活動斷層之特徵地震危害度。

由臺中港區附近未來 50 年可能之地震來源的累積年超越機率比較(圖 2.2.3)，車籠埔斷層因距離較遠，且未來發生率極低，對於臺中港區之危害度極低。而彰化斷層以特定之假設參數得到其未來 50 年之錯動機率高達 8.9%，此結果使得臺中港區在短回歸期處之地震危害來自於彰化斷層。長回歸期處會有獅潭、屯子腳斷層系統之貢獻，屯子腳斷層未來 50 年 2% 的發生率(2007~2057 年之等值平均年發生率為 0.000450)，已屬於臺中港區附近震源中的高危害貢獻來源之一，建議對屯子腳斷層以定值法分析，作為臺中港灣結構設計用之控制地震。

對於鄭世楠等人(2002)認定的整段彰化斷層系統，本小節亦分析其對臺中港區的危害貢獻，分析結果顯示該斷層完全控制臺中港區之地震危害，如圖 2.2.3。換言之，臺中港區的地震危害將全來自於彰化斷層系統，對於被中央地質調查所分類為存疑性的彰化、清水等斷層，該結果呈現太過於保守且不合理。基於機率分析法之假設條件，乃在所使用之參數必須確定且在合理的假設之上，配合分析模型統計未來各震源可能會發生錯動或破裂的機率及危害貢獻，例如第一類活動斷層。因此，對於存疑性斷層的彰化斷層或彰化斷層系統的地震危害貢獻量，本分析結果僅供參考，並不建議應用於未來的各項分析中。

2.2.3.2 PGA 地震危害度曲線

針對臺中港區之地震危害度評估，本節乃使用臺灣地區 1900 年至 2007 年 7 月之地震目錄，並考慮兩種震源分區(ZB、ZD)，鄰近之各活動斷層將以特徵地震模式及未來 50 年之發生機率考慮至分析模型。由於震源分區 B 在工址附近採用較大的子震源分區，且震源網格之地震發生率以平均值假設，因此會把部分近距離的地震遠離工址附近(參考震源分區圖 2.2.2)，而可能低估地震危害度。震源分區 D 則採用小分區

改善此情形。本節之地震危害分析以一般性區域震源之危害貢獻，疊加以特徵地震模式考慮各鄰近斷層之危害度，建立未來 50 年適用之地震危害度曲線。考慮各參數之結果共產生二條 PGA 危害度曲線，分別為兩個震源分區(ZB、ZD)分析結果，最終之地震危害度曲線為兩曲線之平均結果。以下就分別討論第一類活動斷層及彰化斷層之地震危害度曲線進行討論。

1. 考量彰化斷層之地震危害度曲線

由於臺中港區鄰近鄭世楠等人(2002)認定的彰化斷層系統(彰化、清水及大甲等斷層)僅約 4 公里，彰化斷層約 16 公里，以客觀的角度來看，該距離下一旦斷層發生錯動，對工址的威脅極大。但彰化、清水、大甲等斷層在中央地質調查所公布的活動斷層分類，乃屬於存疑性斷層，未來是否有錯動機率並不明確。表 2.2.4 中所列彰化斷層近 400 年的回歸期，乃根據古地震調查最為完整的車籠埔斷層南段的回歸期為假設參數。將該回歸期引入機率分析模型中，在 1848 年彰化地震發生後，彰化斷層從現今至未來 50 年之錯動的機率可達 9%，該結果對存疑性斷層而言，乃過於保守考慮的參考數據。本部分之地震危害度曲線乃考慮臺中港區鄰近之活動斷層，除考慮第一類活動斷層外，亦考量彰化斷層之貢獻，結果如圖 2.2.4 所示。該結果顯示在此些條件假設下，臺中港區整個地震危害會被彰化斷層系統完全控制。圖 2.2.4 的分析結果僅供參考，並不建議應用於未來的各項分析中。

2. 考量第一類活動斷層之地震危害度曲線

圖 2.2.5 為臺中港區完全考慮第一類活動斷層之地震危害度曲線，該活動斷層之活動參數皆有明確之調查資料可供建立，所用參數如表 2.2.3 所列。本結果顯示臺中港灣地區主要為屯子腳斷層所控制，為主要危害來源，應以定值法考量之。

2.2.3.3 設計地震 PGA 值

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，一般的建築物則採用 475 年回歸期設計地震，並須檢核在 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。將前述分析所得之地震危害度曲線對應幾個結構設計常用的回歸期的設計參數摘出如表 2.2.4 所列。將兩個震源分區之危害度曲線分析結果平均，並取其 475 年及 2500 年回歸期之設計地震參數。表中所列之 PGA 值為地震危害度分析時採用中值衰減律曲線 (UNC) 計算，適用於堅硬地盤之工程設計。表中亦列出設計震度 PGA 中值 (UNC)、UNC+1 倍及 +2 倍標準偏差的結果。

由表 2.2.4 中所列，在排除彰化斷層之影響下，未考慮標準偏差分析所得到之 PGA 危害度曲線，對應 475 年回歸期之 PGA 值為 0.214g。考慮一個標準偏差修正後，其 PGA 值為 0.23g，考慮兩個標準偏差修正後提高為 0.29 g。耐震設計規範規定臺中港區 475 年之設計 EPA 值為 0.28g，其結果主要根據修正 1.5 個標準偏差的危害度曲線(臺中縣梧棲鎮之設計地震對應於 84 年版的耐震規範，其屬於地震一乙區，PGA 值為 0.28g，為考慮 1.5 倍的標準偏差後的結果)。本研究修正 1.5 個標準偏差的 475 年回歸期之 PGA 值為 0.26 g，與規範規定相當。將彰化斷層之影響列入考慮進行機率分析法，修正 1.5 個標準偏差後，475 年回歸期之 PGA 值約為 0.28 g。

2.2.3.4 地震危害度參數拆解分析

地震危害度分析是將工址附近所有具有潛勢之地震源的影響機率予以加總，做為評估設計地震與震損之參考，在分析過程只留下地震動相關之參數，地震規模等參數已在分析中消去。而地震危害度參數拆解則是根據潛勢地震源對工址之地震危害度之貢獻量分析出最具威脅潛勢之震源，可以將其位置(工址距離)及規模分析出來，對於需要地震規模做為分析設計參數的應用，如土壤液化分析，甚具參考價值。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)。由平均的危害度曲線，以 2.11×10^{-3} (回歸期 475 年)、 4.04×10^{-4} (回歸期 2475 年) 為參考超越機率以參數拆解方式，求得在不同回歸期下的控制地震，所得之控制地震規模如表 2.2.5，所列數值均為第一類地盤適用設計地震參數。由於參數拆解分析以關鍵性震源的地震規模及距離表示，表中亦比較考量彰化斷層之差異。由考慮第一類活動斷層之地震危害度曲線經參數拆解後之規模(圖 2.2.5)，為 ML6.6~6.7 之間。對於彰化斷層或彰化斷層系統對臺中港區的可能危害貢獻，建議以定值法評估之地震潛勢較為合理。

2.2.3.5 活動斷層定值法地震危害度分析

為考量近斷層之影響，地震危害度必須額外考慮活動斷層之危害貢獻量，由表 2.2.1 中所列出臺中港區鄰近之活動斷層，屯子腳斷層及車籠埔斷層為第一類活動斷層。而彰化斷層及清水斷層的距離約 15.82 公里及 4.08 公里，其中彰化斷層未來之活動性為大家所注視，但目前根據中央地質調查所實際調查則列為存疑性斷層，清水斷層亦然。因此，針對這些近距離的活動斷層，本節利用斷層長度與規模之關係計算最具潛勢地震，以瞭解活動斷層一旦錯動，對於臺中港區可能造成之地震動大小。

活動斷層特徵地震之規模大小，在過去由地震機制與觀測地震的研究成果中發現，其大小與活動斷層之破裂長度關係密切。Wells and Coppersmith(1994)及 Tsai et al.(1987)針對斷層長度與規模關係所發展之經驗式，可提供評估各活動斷層最具潛勢地震規模：

$$L = \exp[1.006M_L - 3.232] , \text{ (Tsai et al., 1987) } \dots\dots\dots (2.2.4)$$

$$M_w = 5.00 + 1.22 \cdot \text{Log}(L) , \text{ (Wells \& Coppersmith, 1994) } \dots (2.2.5)$$

而地震規模 M_w 與 M_L 之間的轉換關係，則根據 Wu et al.(2000)依據臺灣地震紀錄所建立之經驗式換算。

$$M_L = 4.533Ln(M_w) - 2.091 \pm 0.14 \dots\dots\dots (2.2.6)$$

由式(2.2.4)~(2.2.6)評估各活動斷層之地震規模結果列於表 2.2.6 中。參考中央地質調查所實際調查得之斷層長度換算結果，可發現屯子腳斷層一旦錯動時可能造成之最大規模約為 $M_L6.4$ ，若以 1 個標準偏差(Standard Deviation)考慮其不確定性，則可達到 $M_L6.6$ ，但由於獅潭、神卓山、屯子腳斷層同為 1935 年地震所觸發，就地形上來看，調查結果顯示獅潭與屯子腳斷層雖在地表面之破裂呈不連續狀，但二者亦可能於地底下為同一延伸的斷層，其潛在之斷層長度可能超過 50 公里，未來當其中一條進行錯動時，則可能引發另一個大規模的地震。因此，對此三條斷層應可視為一系統斷層，以延伸之總長度估算地震規模，保守採用之特徵規模為 $M_L6.9$ 。另外在彰化斷層、清水斷層及大甲斷層部分，單獨考慮彰化斷層，規模為 $M_L6.6$ 。根據鄭世楠及葉永田(2002)針對彰化斷層進行探討，認為 1848 年彰化地震與整段彰化地震斷層(包括大甲、鐵砧山、清水與彰化斷層)的錯動有直接的關聯，長度約為 65 公里，以此長度換算規模並考慮一個標準偏差則可達 $M_L7.0$ 。

定值法之境況模擬地震規模採用 Wells and Coppersmith 建議經驗式之分析，並保守考慮 1 個標準偏差，本分析所使用之活動斷層規模如表 2.2.6 所列。配合 PGA 之堅硬地盤衰減律及臺中港區與各活動斷層之最短距離，可以評估其影響，結果如表 2.2.6 所列。距離最近的彰化斷層系統(包括大甲、鐵砧山、清水與彰化斷層)，其 PGA 值可達 0.62g；彰化斷層因規模較小，為 0.205g。屯子腳斷層在機率分析法中，未來 50 年發生地震的機率約為 2%-18% (2007~2057 年)，以地震危害度分析的理論來看，已屬於高危害貢獻來源，以定值法考慮屯子腳斷層，其地震規模 $M_L6.9$ 進行定值法分析，其 PGA 值達 0.435g。

2005 年耐震設計規範中，臺中縣梧棲鎮之設計地震 $Sas=0.7g$ ，對應之 EPA 為 0.28g，規範以近斷層因子 N_A 間接考慮地震危害度定值法之分析結果，但為降低其對設計地震之衝擊，對定值法 (DSHA) 分析結果只部分反映。考慮近斷層因子 N_A 後，設計 EPA 值為 0.31g。為主要考慮車籠埔斷層及屯子腳斷層對臺中縣梧棲鎮之危害度貢獻。但是

以特徵地震模式考慮車籠埔斷層的分析結果來看，其貢獻可以忽略（在下一版的耐震設計規範應會採用特徵地震模式之分析結果，重新檢討設計地震，使結果更為合理）。

定值法分析結果明顯高於規範之規定，主要因為對斷層之地震活動模型與參數考慮不同，且規範並未完全反映定值法之分析結果。另外，規範亦未考慮彰化斷層之影響。

2.2.4 小結

本研究詳細分析臺中港區附近之地震與斷層資料，進行地震危害度分析，評估本工址耐震設計參數。因為不同時期地震儀的密度與精度的差異，且我國的地震目錄在 1973 年以前較不完整，近年中央氣象局持續委託學者進行校準，已獲有成果，本研究為了考慮地震震源分佈在時、空上的不確定性，同時考慮二種震源分區型式進行地震危害度分析。針對鄰近的彰化斷層，本研究亦特定之活動斷層參數考量至地震危害度分析中比較，並以定值法加以分析之。最終地震危害度曲線採用前述兩種地震震源分區分析之平均值。經由本研究之分析獲致以下結論並提出相關建議。

1. 地震危害度分析時，所使用之地震目錄為1900年至2007年7月，並考慮震源分區B、D，以考慮地震分佈的不確定性，最終結果為兩者平均之地震危害度曲線。
2. 臺中港灣地區之設計地震PGA值（本報告2.2.3.3節），由地震危害度分析考慮1.5倍標準偏差修正後，約為 $PGA=0.26g$ 與規範規定相當。該結果適用於堅硬地盤，依據耐震設計規範，軟弱地盤需再額外考慮場址放大係數。
3. 由分析結果中顯示臺中港灣地區之地震危害，主要來自於屯子腳斷層及區域震源，且其未來50年的地震發生機率約2%-18%（2007~2057年），是屬於高貢獻震源，建議以定值法的結果考慮屯子腳斷層。以斷層長度換算其規模可達ML6.9，考慮統計偏差可採用上限規模ML7.1，用於液化分析時換算 M_w 約為7.6。

4. 定值法分析之PGA值為0.435g-0.62g。在工程設計分析時，可以此進行結構物極限狀態之檢核，確保結構在此地震作用下不會發生崩塌之極限狀態。

2.3 臺中港區地震可能發生時間序列與規模分析

本節主要針對臺中港區(臺中港周邊半徑50km的範圍內，其經緯度為N23.78~24.78，E120.02~121.02)，利用灰色系統理論與模糊數學進行分析，以臺灣中部地區四百年地震規模 ≥ 5.0 的地震目錄(1604年~2006年)為基礎，進行地震可能發生時間與規模的預測分析。

2.3.1 歷史地震目錄及彰化斷層

根據以中研院地球所所整理的歷史地震目錄為主的所有歷史地震目錄的資料，整理出提供後續分析利用的歷史地震目錄如表 2.3.1 所示。臺灣中部地區的歷史地震目錄雖然可以上溯至 1600 年左右，但若縮小範圍到臺中港區而言，地震紀錄年限最早的是 1815 年的 M7.1。因此，實際分析的歷史地震目錄是由 1815 年至 2006 年。

由此地震目錄來看，200 年內，平均大約每 50 年(1800、1850、1900、1950、2000)，臺中港區會發生規模 7.0 以上的強震一次(實際上是：1815、1848、1935、1935、1999)。由頻次與規模的潛勢看來都是相當高的。臺中港東側 6 公里有彰化斷層，25 公里外有車籠埔斷層，36 公里外則有大茅埔-雙冬斷層，均為向東側傾斜的逆移斷層。其分佈與橫剖面如圖 2.3.1 所示。

2.3.2 預測模式分析

灰色預測方法如下列五種：

1. 數列預測：這是對系統行為特徵值大小的發展變化進行預測，稱為系統行為數據列的變化預測，簡稱數列預測。
2. 災變預測：這是對系統行為特徵值超出某個閾值(界限值)的預測，顯示異常值將在何時再出現的預測稱為災變預測。

3. 季節災變預測：這是對季節變化行為的預測。
4. 拓樸預測：這是對一段時間內行為特徵數據波形變化的預測。
5. 系統綜合預測：這是將某一系統各種因素的動態關係找出，並建立系統的動態框架圖。

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

1. GM(1,1) 模型的定義

由灰色系統理論的定義，GM(1,1) 模型的灰差分方程式為

$$x^{(0)}(k) + az^{(1)}(k) = b \dots\dots\dots (2.3.1)$$

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： $x^{(0)}(k) + az^{(1)}(k) = b$

上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(2.3.2) 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。

$$\frac{dx^{(1)}}{dt} + ax^{(1)} = b \dots\dots\dots (2.3.2)$$

3. GM(1,1) 模型的白化響應式

在 GM(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：

$$\hat{x}(k+1) = \left[x^{(0)}(1) - \frac{b}{a} \right] e^{-ak} + \frac{b}{a} \dots\dots\dots (2.3.3)$$

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(2.3.3)式化簡成

$$\hat{x}^{(1)}(k+1) = (x^{(0)}(1))e^{-ak} + \frac{b}{a}(1 - e^{-ak}) \dots\dots\dots (2.3.4)$$

$$\hat{x}^{(0)}(k+1) = (1 - e^{-a})(x^{(0)}(1) - \frac{b}{a})e^{-ak} \dots\dots\dots (2.3.5)$$

(2.3.4)式中第一項是反映初始值 $x^{(0)}(1)$ 所引用的動態過程。第二項則是反映參數比 $\frac{b}{a}$ 的動態作用。顯然當 $b=0$ 或 $a \rightarrow \infty$ 時，該項會消失。因此我們稱第一項 $(x^{(0)}(1))e^{-ak}$ 為初值項，而 $\frac{b}{a}(1 - e^{-ak})$ 為數值。

對於當 $k+1$ 時，則稱為預測值。

4.GM(1,1)參數的求法

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

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

$$\begin{aligned} x^{(0)}(2) &= az^{(1)}(2) + b \\ x^{(0)}(3) &= az^{(1)}(3) + b \\ \dots\dots\dots & \dots\dots\dots (2.3.6) \\ x^{(0)}(n) &= az^{(1)}(n) + b \end{aligned}$$

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

出。

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

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

$$a = \frac{CD - (n-1)E}{(n-1)F - C^2}, b = \frac{DF - CE}{(n-1)F - C^2} \dots\dots\dots (2.3.7)$$

$$C = \sum_{k=2}^n z^{(1)}(k), D = \sum_{k=2}^n x^{(0)}(k), \dots\dots\dots (2.3.8)$$

$$E = \sum_{k=2}^n z^{(1)}(k)x^{(0)}(k), F = \sum_{k=2}^n z^{(1)}(k)^2 \dots\dots\dots (2.3.9)$$

5.GM(1,1)模型的誤差：利用傳統的方式求出誤差。

$$e(k) = \left| \frac{x^{(0)}(k) - \hat{x}^{(0)}(k)}{x^{(0)}(k)} \right| \times 100\% \dots\dots\dots (2.3.10)$$

其中 i. $x^{(0)}(k)$ ：真實值。ii. $\hat{x}^{(0)}(k)$ ：預測值

在給定地區，給定時間段內某一震級範圍的灰色模糊預測模型，其分析方法如下：

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

2.求震級模糊數

$$\text{由 } \mu = \exp \left[- \left(\frac{M - M_\lambda}{\sigma} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (2.3.11)$$

可得到 $\{\mu\}$ 數列。

3.取一開始 μ_k (例如 $\mu_k = 0.5$ ， $\mu_k = 0.1$) 作映射，即可得出發震時段數列

{P}。

4.進行灰色GM(1,1)預測。

5.計算預測誤差

$$e_{k+1} = p(k+1) - \hat{p}(k+1) \dots\dots\dots (2.3.12)$$

其分析流程詳如流程圖 2.3.2 與圖 2.3.3。

2.3.3 時間序列可能地震分析

有關地震可能發生時間序列分析，本研究主要的分析模式有五種：

1.時間鏈數列預測模式

(1)將1800~2006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下的地震統計表2.3.2。

(2)由時間序中取 $5.0 \leq M < 6.0$ 、 $6.0 \leq M < 7.0$ 、 $M \geq 7$ 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2.3.3至表2.3.5的結果。

2.災變預測模式

(1)將1800~2006年的地震目錄以一年為單位作時間間隔，選出 $M \geq 6.0$ 地震進行序號編排，即可得下表2.3.6的地震統計表。

(2)以 $M \geq 6.0$ 、 $M \geq 6.5$ 、 $M \geq 7.0$ 為閥值，把序號代入GM(1,1)模組進行運算可得表2.3.7至表2.3.9的結果。

3.拓樸預測模式

(1)將1815~2014年以年為單位編成序號1-200，統計每年所發生的最大地震，並畫成頻率圖（如圖2.3.4所示）。

(2)以 $M=7.0$ 、 6.8 、 6.6 、 6.4 、 6.2 為截線，求出與頻率圖相交的截點座標。

$$1、\langle M7.0 \rangle = [1、34、121、185]。$$

2、 $\langle M6.8 \rangle = [1、34、102、120.9、121.3、184.9、185.1]$ 。

3、 $\langle M6.6 \rangle = [1、34、102、102.3、120.8、121.3、184.8、185.2]$ 。

4、 $\langle M6.4 \rangle = [1、31、34、101.9、102.7、120.7、121.7、124、184.7、185.3]$ 。

5、 $\langle M6.2 \rangle = [1、31、33.8、34.3、67、68、101.8、103、106、107、120.6、121.8、123.8、124、184.6、185.4]$ 。

(3)將各截點座標值帶入GM(1,1)模組進行運算，即可得表2.3.10至表2.3.14。

4.次數時間數列預測模式

(1)將1800~2006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 $M \geq 6.0$ 、 $M \geq 6.5$ 、 $M \geq 7.0$ 所發生的地震次數，即可得下表2.3.15至表2.3.17。

(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2.3.18至表2.3.20。

5.灰色模糊預測模式

如果取震級均方差 $\sigma = 0.3$ ，下限震級 $M_\lambda = 6.5$ ，模糊數：

$\mu = \exp[-(\frac{M - M_\lambda}{\sigma})^2]$ ，進行模糊灰色預測，則可得到表2.3.21至表2.3.22

的結果。

2.3.4 分析結果統計

依上述五種預測模式計算，可統計出如下的分析結果：

| 預測 時段 | 預測結果 |
|---------------------------------|--|
| 2007 ~ 2056 (50 年) | 1、1974~2024 年會有 $M \geq 6.0$ 的地震。 2、1991~2051 年會有 $M \geq 6.4$ 的地震發生。 3、1995~2014 年有 3 次 $M \geq 6.0$ 地震發生。 4、1995~2014 年有 1 次 $M \geq 6.5$ 地震發生。 5、1995~2014 年不會有 $M \geq 7.0$ 地震發生。 6、2006~2010 年會有 $6.0 \leq M < 7.0$ 的地震。 7、2015~2034 年有 3 次 $M \geq 6.0$ 地震發生。 8、2015~2034 年有 1 次 $M \geq 6.5$ 地震發生。 9、2015~2034 年不會有 $M \geq 7.0$ 地震發生。 10、2018~2084 年會有 $M \geq 6.6$ 的地震發生。 11、2031~2035 年會有 $5.0 \leq M < 6.0$ 的地震。 12、2031~2101 年會有 $M \geq 6.8$ 的地震發生。 13、2056~2060 年會有 $M \geq 6.25$ 的地震。 |
| 2057 ~ 2106 (100 年) | 14、2082~2124 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震。 15、2086~2090 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震。 16、2116~2120 年會有 $M \geq 6.25$ 的地震。 17、2142~2182 年會有 $M \geq 7.0$ 的地震發生。 18、2142~2183 年會有 $M \geq 7.0$ 的地震。 19、2291~2295 年會有 $M \geq 7.0$ 的地震。 20、2351~2355 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震。 |

2.3.5 時間序列預測結果說明與設計地震結論

1.時間序列預測綜合說明

綜合上述的分析結果，臺中港區未來50年、100年的地震潛勢說明如下：

(1)臺中港區未來50年內（2007~2056年）的地震潛勢

A. 2007~2014年最多一次 $6 \leq M < 7.0$ 的地震。

B. 2015~2034年最多二次 $6 \leq M < 6.5$ 地震與最多一次 $6.5 \leq M < 7.0$ 的地震。

C. 2049~2057年最多一次 $6.4 \leq M \leq 6.6$ 的地震。

(2)臺中港區未來50至100年內（2057~2106年）的地震潛勢

A. 2082~2124年至少一次 $6.5 \leq M < 7.0$ 的地震。

(3)以未來100年來看，臺中港區在2015~2034年是未來百年間地震的高峰期。20年間可能會發生2次 $M \geq 6.0$ 地震和1次 $M \geq 6.5$ 地震，但不會發生 $M \geq 7.0$ 的地震。

依地震地質綜合研判，未來100年內臺中港區彰化斷層或大茅埔-雙冬斷層的錯動，發生的時間可能有三：一為2015~2034年的20年間、一為2049~2057年間、另一則為2103年 \pm 21年間（2082~2124年），地震規模均為大於六但小於七的強震。未來50年內應以彰化斷層系列之一發生錯動的可能性較高；未來的50年至100年間則以大茅埔-雙冬斷層錯動較為可能。

2.臺中港區設計地震結論

以未來100年而言，臺中港區地震災害模擬的設計地震為規模6.5至6.9(對應規範中的回歸期近於475年)。可能震央位置有二：一為彰化斷層錯動，震央距離為6km，一為大茅埔-雙冬斷層的錯動，震央距離為36km。

表 2.1.1 臺中港區鄰近 8 個測站之部分地震紀錄(M>5)相關資料

| Station | S lon | S lat | M | Depth(km) | PGA_NS(gal) | PGA_EW(gal) | PGA_UD(gal) | Record_year |
|---------|---------|--------|------|-----------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| TCU048 | 120.671 | 23.980 | 5.08 | 10.88 | 58.98 | 57.54 | 24.64 | 1999 |
| TCU048 | 121.031 | 23.765 | 6.20 | 17.38 | 72.50 | 63.70 | 23.02 | 1999 |
| TCU048 | 121.002 | 23.854 | 6.80 | 12.06 | 72.74 | 36.66 | 28.00 | 1999 |
| TCU048 | 121.041 | 23.861 | 6.66 | 12.53 | 74.70 | 74.40 | 30.20 | 1999 |
| TCU048 | 121.109 | 23.901 | 6.70 | 16.21 | 138.54 | 120.34 | 63.34 | 2000 |
| TCU048 | 121.047 | 23.826 | 6.80 | 15.59 | 149.24 | 80.74 | 63.28 | 1999 |
| TCU048 | 121.067 | 23.865 | 6.70 | 12.49 | 168.98 | 123.16 | 66.58 | 1999 |
| TCU048 | 120.816 | 23.852 | 7.30 | 8.00 | 175.62 | 116.94 | 97.32 | 1999 |
| TCU059 | 120.861 | 23.797 | 6.60 | 9.75 | 53.84 | 50.72 | 14.06 | 1999 |
| TCU059 | 121.067 | 23.865 | 6.70 | 12.49 | 67.76 | 107.24 | 26.86 | 1999 |
| TCU059 | 121.044 | 23.912 | 6.44 | 7.68 | 72.02 | 72.80 | 23.14 | 1999 |
| TCU059 | 121.002 | 23.854 | 6.80 | 12.06 | 76.68 | 76.20 | 21.60 | 1999 |
| TCU059 | 120.766 | 23.951 | 5.24 | 13.04 | 82.36 | 122.38 | 24.22 | 1999 |
| TCU059 | 121.031 | 23.765 | 6.20 | 17.38 | 93.96 | 91.76 | 10.64 | 1999 |
| TCU059 | 121.109 | 23.901 | 6.70 | 16.21 | 132.78 | 90.56 | 26.68 | 2000 |
| TCU059 | 121.047 | 23.826 | 6.80 | 15.59 | 136.62 | 155.70 | 25.12 | 1999 |
| TCU059 | 121.041 | 23.861 | 6.66 | 12.53 | 140.38 | 126.62 | 44.26 | 1999 |
| TCU059 | 120.816 | 23.852 | 7.30 | 8.00 | 161.92 | 156.66 | 64.48 | 1999 |
| TCU064 | 121.067 | 23.865 | 6.70 | 12.49 | 34.94 | 55.02 | 36.06 | 1999 |
| TCU064 | 121.109 | 23.901 | 6.70 | 16.21 | 43.42 | 50.18 | 21.18 | 2000 |
| TCU064 | 120.816 | 23.852 | 7.30 | 8.00 | 113.52 | 109.10 | 82.36 | 1999 |
| TCU104 | 121.109 | 23.901 | 6.70 | 16.21 | 45.82 | 75.00 | 38.46 | 2000 |
| TCU104 | 121.041 | 23.861 | 6.66 | 12.53 | 56.16 | 112.22 | 36.30 | 1999 |
| TCU104 | 121.047 | 23.826 | 6.80 | 15.59 | 58.50 | 72.38 | 51.50 | 1999 |
| TCU104 | 120.816 | 23.852 | 7.30 | 8.00 | 86.92 | 101.38 | 90.32 | 1999 |
| TCU104 | 121.067 | 23.865 | 6.70 | 12.49 | 134.82 | 93.60 | 40.08 | 1999 |
| TCU105 | 121.047 | 23.826 | 6.80 | 15.59 | 58.62 | 89.06 | 34.70 | 1999 |
| TCU105 | 121.002 | 23.854 | 6.80 | 12.06 | 73.46 | 35.24 | 21.24 | 1999 |
| TCU105 | 121.109 | 23.901 | 6.70 | 16.21 | 74.52 | 82.72 | 34.34 | 2000 |
| TCU105 | 121.067 | 23.865 | 6.70 | 12.49 | 87.38 | 86.68 | 32.84 | 1999 |
| TCU105 | 120.816 | 23.852 | 7.30 | 8.00 | 124.30 | 111.26 | 61.14 | 1999 |
| TCU111 | 121.654 | 23.542 | 5.38 | 28.26 | 89.48 | 88.94 | 86.62 | 2003 |
| TCU111 | 120.816 | 23.852 | 7.30 | 8.00 | 93.96 | 124.60 | 76.92 | 1999 |
| TCU117 | 120.981 | 23.739 | 6.00 | 24.02 | 29.54 | 51.14 | 11.06 | 1999 |
| TCU117 | 120.861 | 23.797 | 6.60 | 9.75 | 29.72 | 56.64 | 15.98 | 1999 |
| TCU117 | 121.031 | 23.765 | 6.20 | 17.38 | 55.98 | 43.42 | 22.90 | 1999 |
| TCU117 | 120.422 | 23.517 | 6.40 | 16.59 | 73.22 | 58.98 | 21.66 | 1999 |
| TCU117 | 121.041 | 23.861 | 6.66 | 12.53 | 80.16 | 84.40 | 47.20 | 1999 |
| TCU117 | 121.047 | 23.826 | 6.80 | 15.59 | 88.94 | 103.48 | 60.66 | 1999 |
| TCU117 | 121.726 | 23.362 | 6.90 | 31.33 | 92.12 | 79.98 | 16.68 | 1999 |
| TCU117 | 121.109 | 23.901 | 6.70 | 16.21 | 111.62 | 113.28 | 61.08 | 2000 |
| TCU117 | 120.816 | 23.852 | 7.30 | 8.00 | 113.46 | 121.30 | 89.96 | 1999 |
| TCU117 | 121.067 | 23.865 | 6.70 | 12.49 | 207.26 | 163.72 | 70.34 | 1999 |
| TCU146 | 121.699 | 23.504 | 6.48 | 32.31 | 51.80 | 55.92 | 22.14 | 2003 |

表2.1.2 臺中港區之38個SPT鑽探孔位相關資料

| ID | Tag_key | Project | Hole_no | Locat_desc | H_depth | Gw_level1 |
|----|---------|--------------------------|---------|-------------|---------|-----------|
| 1 | TC09-04 | 臺中港倉庫基礎地質鑽探 | S5 | 臺中港 碼頭區倉庫 | 40 | -4.12 |
| 2 | TC10-01 | 臺中港倉庫基礎地質鑽探 | S10 | 臺中港 碼頭區倉庫 | 40 | -4.83 |
| 3 | TC10-09 | 臺中港倉庫基礎地質鑽探 | S15 | 臺中港 碼頭區倉庫 | 40 | -4.99 |
| 4 | TC10-10 | 臺中港第二座六萬噸穀倉基礎鑽探 | W-1 | 臺中港 3 號 碼頭 | 70 | -3.36 |
| 5 | TC13-01 | 南海堤地質鑽探 | SS-6A | 南海堤 | 15.1 | -3.38 |
| 6 | TC13-02 | 臺中港土壤液化研究(一) | SS-1 | 南海堤信號臺 | 33 | -0.65 |
| 7 | TC14-03 | 臺中港碼頭區倉庫 | 20 | 臺中港北突堤 | 40 | -3.48 |
| 8 | TC14-04 | 臺中港碼頭區倉庫 | 19 | 臺中港北突堤 | 25 | -3.28 |
| 9 | TC14-05 | 第二期碼頭基礎鑽探 | C-22 | 臺中港北突堤 | 39.95 | 0 |
| 10 | TC14-08 | 第二期碼頭基礎鑽探 | C-26 | 臺中港北突堤 | 40.1 | 0 |
| 11 | TC15-02 | 臺中港沉箱製作場 | C-5 | 貯木池 | 13 | 0 |
| 12 | TC15-03 | 臺中港沉箱製作場 | C-6 | 貯木池 | 12.75 | 0 |
| 13 | TC15-04 | 臺中港船舶航行管制中心塔臺新建工程 | B-1 | | 80 | 0 |
| 14 | TC17-04 | 臺中港土壤液化研究(一) | SS-6 | 南海堤 | 40 | 0 |
| 15 | TC18-01 | 臺中港土壤液化研究(一) | SS-12 | 南海堤 | 40 | -3.4 |
| 16 | TC18-03 | 臺中港土壤液化研究(一) | SS-8 | 中突堤 | 40 | -3.35 |
| 17 | TC19-01 | 中突堤地質鑽探 | SS-8A | 中突堤 | 15.2 | -3.35 |
| 18 | TC19-02 | 臺中港土壤液化研究(一) | SS-3 | 中突堤 | 40 | -3.55 |
| 19 | TC19-03 | 中突堤地質鑽探 | SS-3A | 中突堤 | 18 | -3.55 |
| 20 | TC19-04 | 臺中港土壤液化研究(一) | SS-9 | 中突堤 | 40 | -3.66 |
| 21 | TC19-05 | 中突堤地質鑽探 | SS-4A | 中突堤 | 15 | -3.67 |
| 22 | TC19-06 | 臺中港土壤液化研究(一) | SS-4 | 中突堤 | 40 | -3.67 |
| 23 | TC19-07 | 臺中港土壤液化研究(一) | SS-10 | 中泊渠 | 40 | -3.66 |
| 24 | TC19-09 | 第二期碼頭基礎鑽探 | C--36 | 臺中港北突堤 | 40 | 0 |
| 25 | TC19-10 | 第二期碼頭基礎鑽探 | C--35 | 臺中港北突堤 | 40 | 0 |
| 26 | TC20-01 | 第二期碼頭基礎鑽探 | C--33 | 臺中港北突堤 | 39.9 | 0 |
| 27 | TC20-02 | 臺中港土壤液化研究(一) | SS--5 | 中泊渠 | 40 | 0 |
| 28 | TC20-04 | 第二期碼頭基礎鑽探 | C--28 | 臺中港北突堤 | 40 | 0 |
| 29 | TC20-06 | 第二期碼頭基礎鑽探 | C--31 | 臺中港北突堤 | 40 | 0 |
| 30 | TC22-03 | 臺中港土壤液化研究(一) | SS--18 | 中突堤 | 40 | -3.44 |
| 31 | TC22-04 | 中突堤地質鑽探 | SS--18A | 中突堤 | 15.2 | -3.44 |
| 32 | TC22-05 | 臺中港土壤液化研究(一) | SS--13 | 中突堤 | 40 | -3.48 |
| 33 | TC23-05 | 臺中港土壤液化研究(一) | SS--20 | 中突堤 | 55 | -3.5 |
| 34 | TC34-01 | 臺中火力發電廠址土壤調查分析工作追加 | A--12 | 臺中港 | 20 | 0 |
| 35 | TCH1_03 | 臺中港 1 至 4 號碼頭地震災害分析與鑽探試驗 | H1-3 | 臺中港 1 號碼頭後線 | 25 | -0.85 |
| 36 | TCH2_01 | 臺中港 1 至 4 號碼頭地震災害分析與鑽探試驗 | H2-1 | 臺中港 2 號碼頭後線 | 11.5 | -0.7 |
| 37 | TCH3_04 | 臺中港 1 至 4 號碼頭地震災害分析與鑽探試驗 | H3-4 | 臺中港 3 號碼頭後線 | 18.7 | -0.9 |
| 38 | TCH4_01 | 臺中港 1 至 4 號碼頭地震災害分析與鑽探試驗 | H4-1 | 臺中港 4 號碼頭後線 | 10 | -1.05 |

表2.2.1 工址附近50公里內活動斷層之參數

| 斷層名稱 | 斷層分類 | 斷層形式 | 斷層長度 (km) | 與工址 距離 (km) | 斷層相關地震 |
|----------------------|------|------|---------------|-----------------------|------------------------------|
| 屯子腳斷層 | 第一類 | SS | 14 | 8.13 | 1935年 M_L 6.8 新竹-臺中烈震地震 |
| 車籠埔斷層 | 第一類 | R | 105 | 21.21 | 1999年 M_L 7.1 集集地震 |
| 彰化斷層 清水斷層 大甲斷層 | 存疑性 | R | 32 20 6 | 15.82 4.08 4.64 | - |

表2.2.2 各震源區地震活動模型 (G-R關係式) 參數

Catalog : (1900年~2007年07月), Zone B

| SubZone | The parameters of the G-R magnitude recurrence relationship | | | Upper Magnitude M_{L_u} | |
|-------------|--|---------------|---------------|------------------------------|-------------|
| | a | b | N(M=4.5) | $M_{u,r}$ | $M_{u,c}$ |
| BD01 | 6.3067 | 1.2389 | 5.3885 | 7.20 | 7.31 |
| BD02 | 4.8030 | 0.9413 | 3.6922 | 7.10 | 7.23 |
| BD03 | 5.9205 | 1.1966 | 3.4342 | 6.90 | 7.06 |
| BD04 | 5.6471 | 1.1537 | 2.8534 | 6.50 | 6.72 |
| BD05 | 3.1230 | 0.7534 | 0.5402 | 6.99 | 7.20 |
| BS01 | 1.4050 | 0.4816 | 0.1729 | 7.10 | 7.20 |
| BS02 | 6.9846 | 1.3434 | 8.6938 | 7.00 | 7.20 |
| BS03 | 6.3952 | 1.1551 | 15.7488 | 7.30 | 7.42 |
| BS04 | 4.7243 | 1.0135 | 1.4578 | 6.58 | 6.65 |
| BS05 | 5.3289 | 1.0058 | 6.3541 | 6.80 | 7.22 |
| BS06 | 5.6611 | 1.0694 | 7.0619 | 6.70 | 7.02 |
| BS07 | 4.6049 | 0.9655 | 1.8210 | 6.70 | 6.91 |
| BS08 | 5.1854 | 1.0242 | 3.7728 | 6.80 | 7.08 |
| BS09 | 5.2264 | 1.0746 | 2.4588 | 7.00 | 7.01 |
| BS10 | 3.9639 | 0.8809 | 0.9995 | 6.90 | 7.02 |
| BS11 | 5.3087 | 1.1025 | 2.2257 | 6.30 | 6.66 |
| BS12 | 5.5454 | 1.1091 | 3.5837 | 6.80 | 7.05 |
| BS13 | 4.9456 | 0.9731 | 3.6859 | 7.10 | 7.33 |
| BS14 | 4.1194 | 1.0996 | 0.1484 | 5.40 | 5.68 |
| BS15 | 3.8730 | 0.9219 | 0.5304 | 6.70 | 6.70 |
| BS16 | 7.4075 | 1.6138 | 1.3983 | 6.50 | 6.58 |

表2.2.2(續) 各震源區地震活動模型 (G-R關係式) 參數

Catalog : (1900年~2007年07月), Zone D

| SubZone | The parameters of the G-R magnitude recurrence relationship | | | Upper Magnitude ML_u | |
|-------------|---|---------------|---------------|------------------------|-------------|
| | a | b | N(M=4.5) | Mu,r | Mu,c |
| DD01 | 6.3076 | 1.2389 | 5.4003 | 7.20 | 7.31 |
| DD02 | 4.8023 | 0.9413 | 3.6868 | 7.10 | 7.23 |
| DD03 | 5.8083 | 1.1786 | 3.1975 | 6.90 | 7.06 |
| DD04 | 5.6798 | 1.1576 | 2.9554 | 6.50 | 6.72 |
| DD05 | 3.1230 | 0.7534 | 0.5402 | 6.99 | 7.20 |
| DS01 | 1.5021 | 0.4951 | 0.1880 | 7.10 | 7.20 |
| DS02 | 6.9846 | 1.3434 | 8.6938 | 7.00 | 7.20 |
| DS03 | 6.3952 | 1.1551 | 15.7488 | 7.30 | 7.42 |
| DS04 | 4.7243 | 1.0135 | 1.4578 | 6.58 | 6.65 |
| DS05 | 5.3289 | 1.0058 | 6.3541 | 6.80 | 7.22 |
| DS06 | 5.6611 | 1.0694 | 7.0619 | 6.70 | 7.02 |
| DS07 | 4.6049 | 0.9655 | 1.8210 | 6.70 | 6.91 |
| DS08 | 5.1929 | 1.0254 | 3.7888 | 6.80 | 7.08 |
| DS09 | 5.2078 | 1.0714 | 2.4350 | 7.00 | 7.01 |
| DS10 | 4.7027 | 0.9222 | 3.5707 | 7.10 | 7.32 |
| DS11 | 6.8708 | 1.3107 | 9.3931 | 6.80 | 7.05 |
| DS12 | 4.5781 | 1.0670 | 0.5980 | 6.90 | 6.90 |
| DS13 | 5.3486 | 1.1629 | 1.3049 | 6.70 | 6.82 |

表2.2.3 臺中港區附近活動斷層之活動參數及未來發生機率

| 斷層名稱 | 上次發生時間 | 距今之靜止時間 | 回歸期 (year) | 潛勢規模 ML | 未來 50 年發生機率 |
|----------------------|--------|---------|------------|---------|------------------|
| 獅潭系統斷層 (屯子腳斷層) | 1935 | 72.42 | 350 | 6.9 | 2% |
| 車籠埔斷層 | 1999 | 8.00 | 300 | 7.1 | 0% |
| 彰化斷層系統 (彰化、大甲、清水) | 1848 | 159.58 | 400 | 7.0 | 9% ^{註1} |

註 1:由於彰化斷層活動特性並不明確，因鄰近車籠埔斷層，則保守以車籠埔斷層南段之調查資料 400 年回歸期為參考。

表2.2.4 臺中港區在不同回歸期下的設計地震參數

| 回歸期 | 設計 PGA 地震動值(g) | | |
|--------|----------------|--------|--------|
| | UNC | UNC+1S | UNC+2S |
| 475 年 | 0.214 | 0.234 | 0.288 |
| 2500 年 | 0.393 | 0.728 | 0.419 |

表2.2.5 臺中港區最具潛勢地震規模及距離 (參數拆解分析結果)

| 地震危害度曲線 | 回歸期 | Mc | Rc(km) |
|--|--------|-----|--------|
| Type1 Active Fault (including ChangHua Fault) | 475 年 | 6.6 | 15.9 |
| | 2500 年 | 6.7 | 13.8 |
| Type1 Active Fault | 475 年 | 6.6 | 17.0 |
| | 2500 年 | 6.7 | 13.8 |

表2.2.6 臺中港區附近活動斷層之定值法分析結果

| 斷層名稱 | 斷層形式 | 斷層長度(km) | Tsai, 1987 | Wells et al.,1994 | | 與工址距離(km) | 潛勢規模 M _L | PGA(g) |
|------------------------|------|----------|----------------|-------------------|----------------|-----------|------------------------|--------|
| | | | M _L | M _w | M _L | | | |
| 獅潭、屯子腳斷層 ^{註1} | SS | 14 | 7.1±0.42 | 7.07 | 6.78±0.14 | 8.13 | 6.9 | 0.435 |
| 彰化斷層 | R | 32 | 6.66±0.42 | 6.84 | 6.62±0.14 | 15.82 | 6.6 | 0.205 |
| 彰化斷層系統 ^{註2} | R | 65 | 7.36±0.42 | 7.21 | 6.86±0.14 | 4.08 | 7 | 0.620 |

註1:因屯子腳斷層與獅潭斷層可視為為同一地震斷層，故以整段長度考慮錯動時對工址之影響

註2:根據鄭世楠等(2002)之報告，認為其與彰化斷層、清水斷層及大甲斷層視為彰化斷層系統，總長度為65公里

表2.3.1 1800年~2006年臺中港區規模 ≥ 5.5 地震目錄
(N23.78~24.78，E120.02~121.02)

| date_utc | time_utc | latitude | longitude | depth | magnitude |
|------------|-------------|----------|-----------|-------|-----------|
| 1815/10/13 | | 24.30 | 120.90 | | 7.10 |
| 1845/03/04 | | 23.90 | 120.50 | | 6.50 |
| 1845/03/04 | | 24.06 | 120.42 | | 6.00 |
| 1845/03/04 | | 24.10 | 120.70 | | 6.00 |
| 1848/02/12 | | 24.06 | 120.30 | | 7.10 |
| 1881/02/18 | | 24.36 | 120.42 | | 6.20 |
| 1881/02/18 | | 24.40 | 121.00 | | 6.00 |
| 1881/02/18 | | 24.60 | 120.70 | | 6.20 |
| 1882/12/09 | | 23.80 | 120.50 | | 6.25 |
| 1906/08/07 | 14:50:50 | 24.00 | 121.00 | | 5.80 |
| 1909/05/23 | 06:44 | 24.00 | 120.54 | | 5.90 |
| 1916/11/15 | 06:31 | 24.20 | 120.48 | | 6.00 |
| 1916/08/28 | 07:27:42.00 | 24.00 | 120.03 | 45.0 | 6.80 |
| 1916/11/14 | 22:31:58.00 | 24.10 | 120.89 | 3.0 | 6.20 |
| 1917/01/04 | 16:50:00.00 | 24.00 | 120.98 | 5.0 | 6.20 |
| 1919/07/17 | 17:49:05 | 24.00 | 121.00 | | 6.00 |
| 1919/08/07 | 14:50:50 | 24.00 | 121.00 | | 5.80 |
| 1920/12/05 | 07:08:28 | 24.18 | 120.12 | | 6.30 |
| 1921/08/29 | 23:09:00 | 24.24 | 120.48 | | 6.30 |
| 1927/02/20 | 10:00:30 | 24.00 | 120.30 | | 5.50 |
| 1928/08/27 | 06:11:00 | 24.00 | 121.00 | | 5.50 |
| 1935/04/20 | 22:01:54.00 | 24.18 | 120.48 | 5.0 | 7.10 |
| 1935/04/21 | 06:01:54 | 24.18 | 120.48 | 5.0 | 7.10 |
| 1935/04/21 | 06:26:26 | 24.42 | 120.54 | | 6.20 |
| 1935/05/05 | 07:02:24 | 24.30 | 120.48 | | 6.20 |
| 1935/05/30 | 03:43:00 | 24.06 | 120.48 | | 5.90 |
| 1935/06/07 | 10:51:00 | 24.12 | 120.30 | | 6.00 |
| 1935/07/17 | 00:19:00 | 24.36 | 120.42 | 30.0 | 6.40 |
| 1936/07/20 | 23:54 | 24.24 | 120.48 | | 6.00 |
| 1936/09/12 | 17:59 | 24.18 | 120.48 | | 6.10 |
| 1938/09/14 | 08:50 | 24.24 | 120.36 | | 5.80 |
| 1938/10/13 | 16:26 | 24.00 | 121.60 | | 6.40 |
| 1943/07/02 | 07:48 | 24.24 | 120.42 | | 5.80 |
| 1943/08/29 | 11:20 | 24.42 | 120.30 | | 5.70 |
| 1947/03/08 | 00:02 | 24.12 | 120.48 | | 5.60 |
| 1951/10/22 | 11:19 | 24.00 | 121.60 | 40.0 | 5.90 |

| date_utc | time_utc | latitude | longitude | depth | magnitude |
|-----------------|-----------------|-----------------|------------------|--------------|------------------|
| 1967/09/15 | 23:57 | 24.06 | 120.42 | 50.0 | 5.70 |
| 1999/09/20 | 17:47:15.85 | 23.85 | 120.82 | 8.0 | 7.30 |
| 1999/09/20 | 17:49:40.07 | 23.98 | 120.83 | 19.7 | 6.10 |
| 1999/09/20 | 17:57:15.08 | 23.91 | 121.02 | 2.2 | 6.50 |
| 1999/09/20 | 17:59:29.34 | 24.10 | 120.95 | 1.5 | 5.50 |
| 1999/09/20 | 18:03:40.83 | 23.79 | 120.88 | 3.5 | 6.60 |
| 1999/09/20 | 18:05:52.90 | 23.95 | 120.84 | 19.6 | 6.00 |
| 1999/09/20 | 18:11:26.55 | 23.93 | 121.00 | 2.1 | 5.50 |
| 1999/09/20 | 19:28:42.12 | 23.89 | 120.98 | 2.9 | 5.50 |
| 1999/09/20 | 20:02:14.73 | 23.96 | 120.79 | 1.6 | 5.70 |
| 1999/09/21 | 00:45:39.99 | 23.88 | 120.99 | 8.2 | 5.50 |
| 1999/09/25 | 23:52:49.51 | 23.86 | 121.01 | 9.9 | 6.80 |
| 2001/03/01 | 16:37:50.19 | 23.84 | 121.00 | 10.9 | 5.80 |

註：地震規模均為近震規模(M_L)

表2.3.2 臺中港區間隔5年最大地震統計表

| | | | | | |
|------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 序號 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 年 | 1815~1820 | 1821~1825 | 1826~1830 | 1831~1835 | 1836~1840 |
| 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 | 7.1 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 序號 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| 年 | 1841~1845 | 1846~1850 | 1851~1855 | 1856~1860 | 1861~1865 |
| 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 | 6.5 | 7.1 | 0 | 0 | 0 |
| 序號 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 |
| 年 | 1866~1870 | 1871~1875 | 1876~1880 | 1881~1885 | 1886~1890 |
| 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 | 0 | 0 | 0 | 6.25 | 0 |
| 序號 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 |
| 年 | 1891~1895 | 1896~1900 | 1901~1905 | 1906~1910 | 1911~1915 |
| 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 | 5.9 | 0 |
| 序號 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 |
| 年 | 1916~1920 | 1921~1925 | 1926~1930 | 1931~1935 | 1936~1940 |
| 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 | 6.8 | 6.3 | 5.5 | 7.1 | 6.4 |
| 序號 | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 |
| 年 | 1941~1945 | 1946~1950 | 1951~1955 | 1956~1960 | 1961~1965 |
| 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 | 5.8 | 5.6 | 5.2 | 5.1 | 0 |
| 序號 | 31 | 32 | 33 | 34 | 35 |
| 年 | 1966~1970 | 1971~1975 | 1976~1980 | 1981~1985 | 1986~1990 |
| 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 | 5.7 | 0 | 0 | 0 | 5.2 |
| 序號 | 36 | 37 | 38 | 39 | |
| 年 | 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 | |
| 最大強度 | 5.1 | 7.3 | 5.8 | 0 | |

表2.3.3 臺中港區 $5.0 \leq M < 6.0$ 預測分析

| 規模 | $5.0 \leq M < 6.0$ | | | | | | 預測值 |
|-----|--------------------|------|-------|------|-------|------|-----------|
| 實際值 | 19 | 23 | 26-29 | 31 | 35-36 | 38 | |
| 模型值 | 20 | 23 | 26 | 30 | 34 | 39 | 44 |
| 殘差% | 9.27 | 2.68 | 7.36 | 1.41 | 3.43 | 4.07 | — |

說明：預測值 44 表示在第 44 個 5 年(2031~2035 年)會有 $5.0 \leq M < 6.0$ 的地震。

表2.3.4 臺中港區 $6.0 \leq M < 7.0$ 預測分析

| 規模 | $6.0 \leq M < 7.0$ | | | | 預測值 |
|-----|--------------------|------|-------|------|-----------|
| 實際值 | 6 | 14 | 21-22 | 25 | |
| 模型值 | 9 | 13 | 18 | 26 | 39 |
| 殘差% | 54.93 | 5.31 | 14.07 | 7.84 | — |

說明：預測值 39 表示在第 39 個 5 年(2006~2010 年)會有 $6.0 \leq M < 7.0$ 的地震。

表2.3.5 臺中港區 $M \geq 7.0$ 預測分析

| 規模 | $M \geq 7.0$ | | | | 預測值 |
|-----|--------------|-------|------|------|-----------|
| 實際值 | 1 | 7 | 24 | 37 | |
| 模型值 | 5 | 11 | 23 | 47 | 96 |
| 殘差% | 490.72 | 69.51 | 0.69 | 29.4 | — |

說明：預測值 96 表示在第 96 個 5 年(2291~2295 年)會有 $M \geq 7.0$ 的地震。

表2.3.6 臺中港區 $M \geq 6.0$ 序號表

| 序號 | date_utc | time_utc | latitude | longitude | depth | magnitude |
|-----|------------|----------|----------|-----------|-------|-----------|
| 1 | 1815/10/13 | | 24.30 | 120.90 | | 7.1 |
| 31 | 1845/03/04 | | 23.90 | 120.50 | | 6.5 |
| 34 | 1848/02/12 | | 24.06 | 120.30 | | 7.1 |
| 67 | 1881/02/18 | | 24.36 | 120.42 | | 6.2 |
| 68 | 1882/12/09 | | 23.80 | 120.50 | | 6.25 |
| 102 | 1916/8/28 | 07:27:42 | 24.00 | 120.03 | 45.0 | 6.8 |
| 103 | 1917/1/4 | 16:50:00 | 24.00 | 120.98 | 5.0 | 6.2 |
| 105 | 1919/7/17 | 17:49:05 | 24.00 | 121.00 | | 6 |
| 106 | 1920/12/5 | 07:08:28 | 24.18 | 120.12 | | 6.3 |
| 107 | 1921/8/29 | 23:09:00 | 24.24 | 120.48 | | 6.3 |
| 121 | 1935/4/20 | 22:01:54 | 24.18 | 120.48 | 5.0 | 7.1 |
| 122 | 1936/9/12 | 17:59:00 | 24.18 | 120.48 | | 6.1 |
| 134 | 1938/10/13 | 16:26:00 | 24.00 | 121.60 | | 6.4 |
| 185 | 1999/9/20 | 17:47:16 | 23.85 | 120.82 | 8.0 | 7.3 |

表2.3.7 臺中港區M \geq 6.0災變預測

| 規模 | M \geq 6.0 | | | | | | | |
|-------|--------------|-------|-------|-------|-------|------|------------|-------|
| 序號 | 1 | 31 | 34 | 67 | 68 | 102 | 103 | 105 |
| 模型值 | 1 | 52 | 57 | 63 | 70 | 77 | 85 | 93 |
| 殘差(%) | 0 | 68.53 | 69.42 | 5.2 | 2.97 | 24.3 | 17.34 | 10.59 |
| 規模 | M \geq 6.0 | | | | | | 預測值 | |
| 序號 | 106 | 107 | 121 | 122 | 134 | 185 | | |
| 模型值 | 103 | 114 | 125 | 138 | 152 | 168 | 185 | |
| 殘差(%) | 2.35 | 6.66 | 4 | 13.73 | 14.17 | 8.82 | — | |

說明：預測值 185 表示在 1999 年 \pm 25 年會有 M \geq 6.0 的地震。

表2.3.8 臺中港區M \geq 6.5災變預測

| 規模 | M \geq 6.5 | | | | | | 預測值 |
|-------|--------------|------|-------|-------|------|------|------------|
| 序號 | 1 | 31 | 34 | 102 | 121 | 185 | |
| 模型值 | 1 | 34 | 53 | 81 | 124 | 189 | 288 |
| 殘差(%) | 0 | 12.8 | 56.87 | 20.24 | 2.56 | 2.31 | — |

說明：預測值288表示在2103年 \pm 21年會有M \geq 6.5的地震。

表2.3.9 臺中港區M \geq 7.0災變預測

| 規模 | M \geq 7.0 | | | | 預測值 |
|-------|--------------|------|-------|------|------------|
| 序號 | 1 | 34 | 121 | 185 | |
| 模型值 | 1 | 53 | 100 | 187 | 348 |
| 殘差(%) | 0 | 58.7 | 16.94 | 1.18 | — |

說明：預測值248表示在2162年 \pm 21年會有M \geq 7.0的地震。

表2.3.10 臺中港區M7.0拓樸預測分析表

| 規模 | M7.0 | | | | 預測值 |
|-------|------|------|-------|-------|------------|
| 截點值 | 1 | 34 | 121 | 185 | |
| 模型值 | 1 | 54 | 100.5 | 187.2 | 348 |
| 殘差(%) | 0 | 58.7 | 16.94 | 1.18 | — |

說明：預測值為 348 表示在 2162 年 \pm 20 年會有 M \geq 7.0 的地震發生。

表2.3.11 臺中港區M6.8拓樸預測分析表

| 規模 | M6.8 | | | | | | | 預測值 |
|-------|------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|------------|
| 截點值 | 1 | 34 | 102 | 120.9 | 121.3 | 184.9 | 185.1 | |
| 模型值 | 1 | 69.7 | 86.3 | 107 | 132.5 | 164.2 | 203.4 | 252 |
| 殘差(%) | 0 | 104.98 | 15.35 | 11.52 | 9.25 | 11.21 | 9.89 | — |

說明：預測值為 252 表示在 2066 年±35 年會有 $M \geq 6.8$ 的地震發生。

表2.3.12 臺中港區M6.6拓樸預測分析表

| 規模 | M6.6 | | | | | 預測值 |
|-------|-------|-------|-------|------------|-------|-----|
| 截點值 | 1 | 34 | 102 | 102.3 | 120.8 | |
| 模型值 | 1 | 67 | 80.3 | 96.2 | 115.2 | |
| 殘差(%) | 0 | 97.14 | 21.28 | 5.97 | 4.61 | |
| 規模 | M6.6 | | | | 預測值 | |
| 交點值 | 121.3 | 184.8 | 185.2 | | | |
| 模型值 | 138 | 165.4 | 198.1 | 237 | | |
| 殘差(%) | 13.8 | 10.52 | 6.96 | — | | |

說明：預測值為 237 表示在 2051 年±33 年會有 $M \geq 6.6$ 的地震發生。

表2.3.13 臺中港區M6.4拓樸預測分析表

| 規模 | M6.4 | | | | | |
|-------|-------|-------|-------|-------|------------|-------|
| 截點值 | 1 | 31 | 34 | 101.9 | 102.7 | 120.7 |
| 模型值 | 1 | 55.7 | 65.4 | 76.7 | 90.1 | 105.7 |
| 殘差(%) | 0 | 79.6 | 92.22 | 24.72 | 12.32 | 12.43 |
| 規模 | M6.4 | | | | | 預測值 |
| 截點值 | 121.7 | 124 | 184.7 | 185.3 | | |
| 模型值 | 124.1 | 145.6 | 170.9 | 200.7 | 235 | |
| 殘差(%) | 1.95 | 17.45 | 7.45 | 8.29 | — | |

說明：預測值為 235 表示在 2049 年±34 年會有 $M \geq 6.4$ 的地震發生。

表2.3.14 臺中港區M6.2拓樸預測分析表

| 規模 | M6.2 | | | | | | | | |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 截點值 | 1 | 31 | 33.8 | 34.3 | 67 | 68 | 101.8 | 103 | 106 |
| 模型值 | 1 | 47.4 | 52.3 | 57.7 | 63.7 | 70.3 | 77.6 | 85.6 | 94.5 |
| 殘差(%) | 0 | 52.92 | 54.78 | 68.32 | 4.9 | 3.4 | 23.77 | 16.86 | 10.84 |
| 規模 | M6.2 | | | | | | | 預測值 | |
| 截點值 | 107 | 120.6 | 121.8 | 123.8 | 124 | 184.6 | 185.4 | | |
| 模型值 | 104.3 | 115.1 | 127 | 140.2 | 154.7 | 170.7 | 188.4 | 207 | |
| 殘差(%) | 2.52 | 4.56 | 4.29 | 13.23 | 24.76 | 7.51 | 1.63 | — | |

說明：預測值為 207 表示在 2021 年±30 年會有 $M \geq 6.4$ 的地震發生。

表2.3.15 臺中港區 $M \geq 6.0$ 地震次數統計表

| 序號 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|----|------------|------------|------------|------------|------------|
| 年 | 1815~1834 | 1835~1854 | 1855~1874 | 1875~1894 | 1895~1914 |
| 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 | 4 | 0 | 4 | 0 |
| 序號 | 6 | 7 | 8 | 9 | |
| 年 | 1915~1934 | 1935~1954 | 1955~1974 | 1975~1994 | |
| 時區 | 第 6 個 20 年 | 第 7 個 20 年 | 第 8 個 20 年 | 第 9 個 20 年 | |
| 次數 | 7 | 9 | 0 | 0 | |

表2.3.16 臺中港區 $M \geq 6.5$ 地震次數統計表

| 序號 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|----|------------|------------|------------|------------|------------|
| 年 | 1815~1834 | 1835~1854 | 1855~1874 | 1875~1894 | 1895~1914 |
| 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 | 2 | 0 | 0 | 0 |
| 序號 | 6 | 7 | 8 | 9 | |
| 年 | 1915~1934 | 1935~1954 | 1955~1974 | 1975~1994 | |
| 時區 | 第 6 個 20 年 | 第 7 個 20 年 | 第 8 個 20 年 | 第 9 個 20 年 | |
| 次數 | 1 | 3 | 0 | 0 | |

表2.3.17 臺中港區 $M \geq 7.0$ 地震次數統計表

| M ≥ 7.0 每 20 年地震次數表 | | | | | |
|--------------------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| 序號 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 年 | 1815~1834 | 1835~1854 | 1855~1874 | 1875~1894 | 1895~1914 |
| 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 | 1 | 0 | 0 | 0 |
| 序號 | 6 | 7 | 8 | 9 | |
| 年 | 1915~1934 | 1935~1954 | 1955~1974 | 1975~1994 | |
| 時區 | 第 6 個 20 年 | 第 7 個 20 年 | 第 8 個 20 年 | 第 9 個 20 年 | |
| 次數 | 0 | 2 | 0 | 0 | |

表2.3.18 臺中港區每20年 $M \geq 6.0$ 地震次數預測表

| | | | | | | |
|-----|-------|-------|---|-------|-----|-------|
| 實際值 | 1 | 4 | 0 | 4 | 0 | 7 |
| 模型值 | 1 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| 殘差% | 0 | 20.66 | — | 23.17 | — | 57.49 |
| 實際值 | 9 | 0 | 0 | 預測值 | 預測值 | |
| 模型值 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | |
| 殘差% | 67.46 | — | — | — | — | |

說明：預測值 3 和 3 表示在未來 1995~2014 年和 2015~2034 年各有 3 次 $M \geq 6.0$ 地震發生。

表2.3.19 臺中港區每20年 $M \geq 6.5$ 地震次數預測表

| | | | | | | |
|-----|-------|-------|---|-----|-----|-------|
| 實際值 | 1 | 2 | 0 | 0 | 0 | 1 |
| 模型值 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 殘差% | 0 | 54.74 | — | — | — | 27.52 |
| 實際值 | 3 | 0 | 0 | 預測值 | 預測值 | |
| 模型值 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | |
| 殘差% | 77.15 | — | — | — | — | |

說明：預測值 1 和 1 表示在未來 1995~2014 年和 2015~2034 年各有 1 次 $M \geq 6.5$ 地震發生。

表2.3.20 臺中港區每20年 $M \geq 7.0$ 地震次數預測表

| | | | | | | |
|-----|-------|-------|---|-----|-----|---|
| 實際值 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 模型值 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 殘差% | 0 | 58.72 | — | — | — | — |
| 實際值 | 2 | 0 | 0 | 預測值 | 預測值 | |
| 模型值 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| 殘差% | 82.05 | — | — | — | — | |

說明：預測值 0 和 0 表示在未來 1995 年~2014 年和 2015 年~2034 年不會有 $M \geq 7.0$ 地震發生。

表2.3.21 臺中港區模糊灰色預測 ($\mu_k=0.5$ 、 $M \geq 6.25$)

| | | | | | | |
|-------|--------|-------|-------|-----------|-----------|------|
| 實際值 | 1 | 6 | 7 | 14 | 21 | 22 |
| 模型值 | 6 | 8 | 10 | 13 | 16 | 20 |
| 殘差(%) | 592.42 | 43.58 | 53.11 | 4.76 | 21.01 | 6.19 |
| 實際值 | 24 | 25 | 37 | 預測值 | 預測值 | |
| 模型值 | 25 | 31 | 39 | 49 | 61 | |
| 殘差(%) | 6.99 | 27.78 | 7.41 | 2056~2060 | 2116~2120 | |

說明：預測值 49 表示在第 49 個 5 年(2056~2060 年)和預測值 61 表示在第 61 個 5 年(2116~2120 年)會有 $M \geq 6.25$ 的地震。

表2.3.22 臺中港區模糊灰色預測 ($\mu_k=0.1$ 、 $M \geq 6.5$)

| | | | | | | | | |
|-------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-----------|-----------|
| 實際值 | 1 | 6 | 7 | 21 | 24 | 37 | 預測值 | 預測值 |
| 模型值 | 4 | 7 | 11 | 18 | 28 | 44 | 69 | 108 |
| 殘差(%) | 383.53 | 25.74 | 68.17 | 12.53 | 19.42 | 20.87 | 2086~2090 | 2351~2355 |

說明：預測值 69 表示在第 69 個 5 年(2086~2090 年)和預測值 108 表示在第 108 個 5 年(2351~2355 年)會有 $M \geq 6.5$ 的地震。

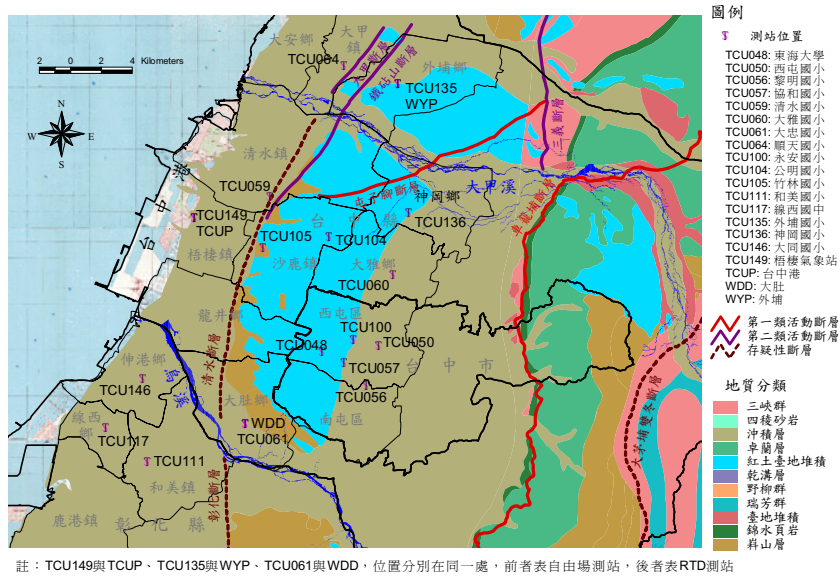


圖2.1.1 臺中港區鄰近地震測站分佈及地質條件與水系圖

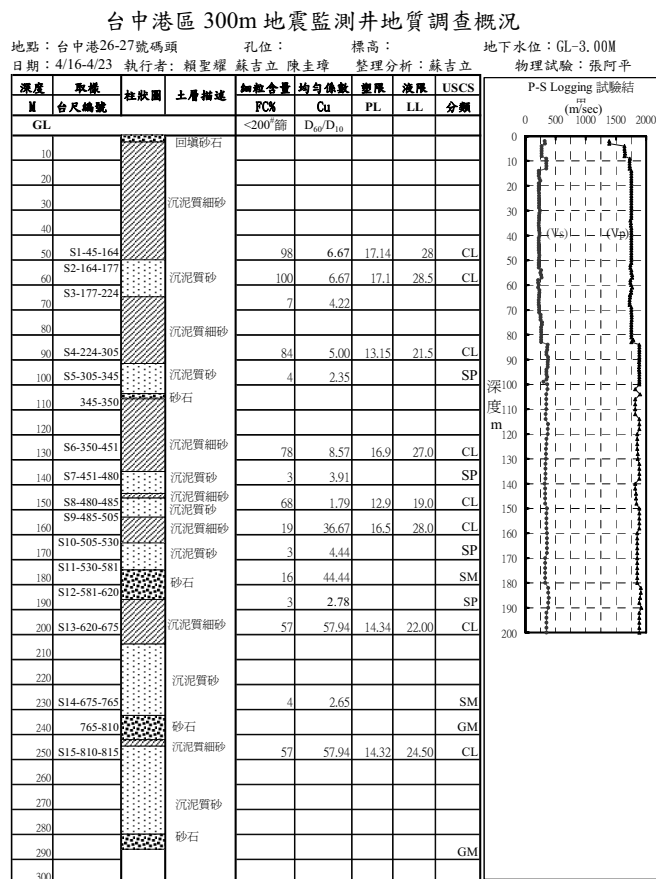


圖2.1.2 臺中港26號碼頭觀測站300m地震監測孔地質調查概況 (賴聖耀等人, 2002)

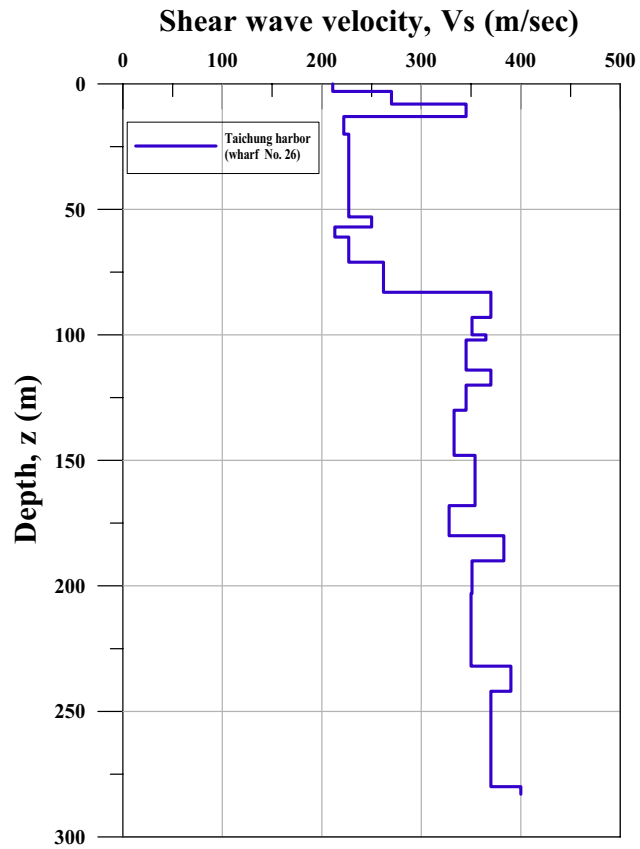


圖2.1.3 臺中港26號碼頭觀測站300m地震監測孔之剪力波速剖面 (賴聖耀等人, 2002)

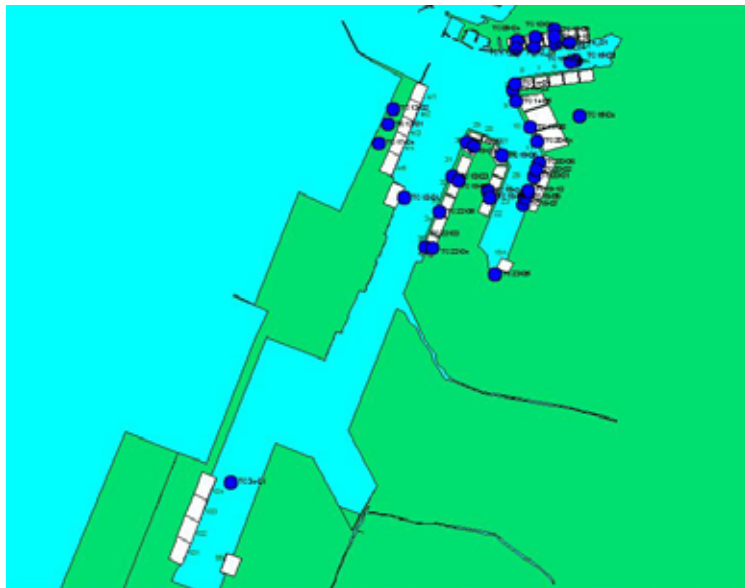


圖2.1.4 臺中港區之38個SPT鑽探孔位分佈圖

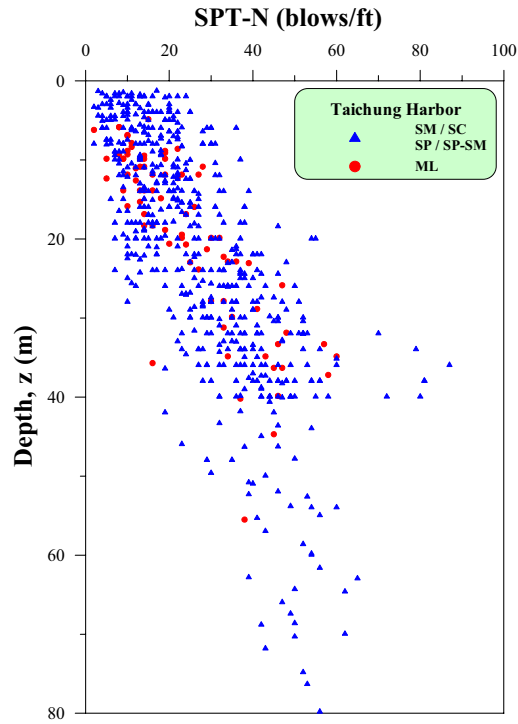


圖2.1.5 臺中港區38個SPT鑽探孔位之SPT-N值隨深度變化圖

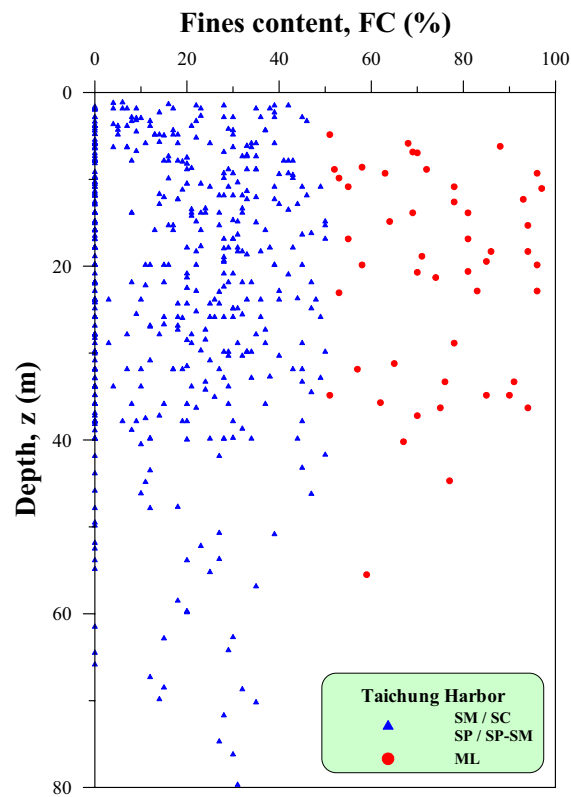


圖2.1.6 臺中港區38個SPT鑽探孔位之細料含量(FC)隨深度變化圖

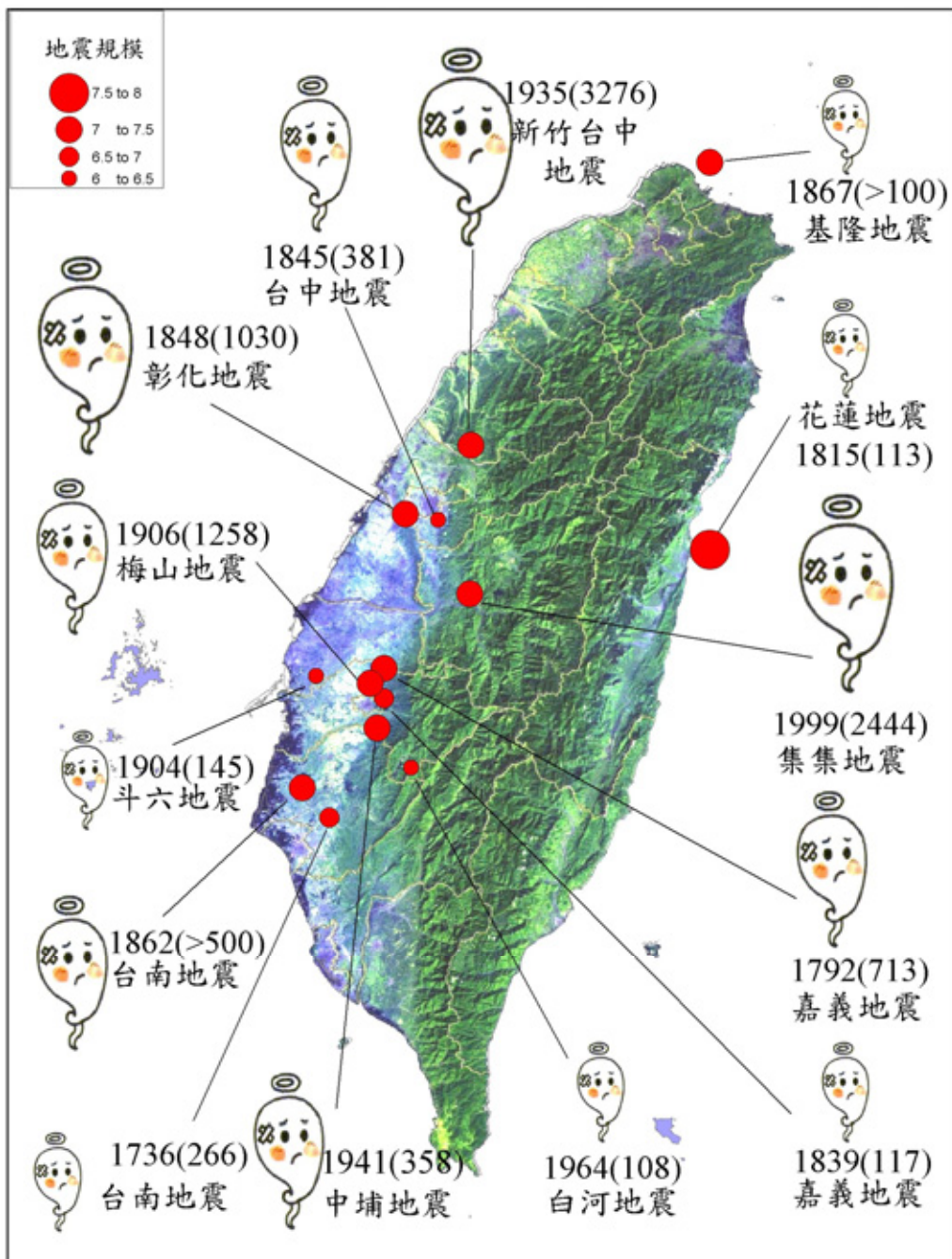


圖2.2.1(a) 臺灣地區死亡百人以上之重大災害地震震央分佈圖
(西元1604年 - 2003年；資料來源：鄭世楠)

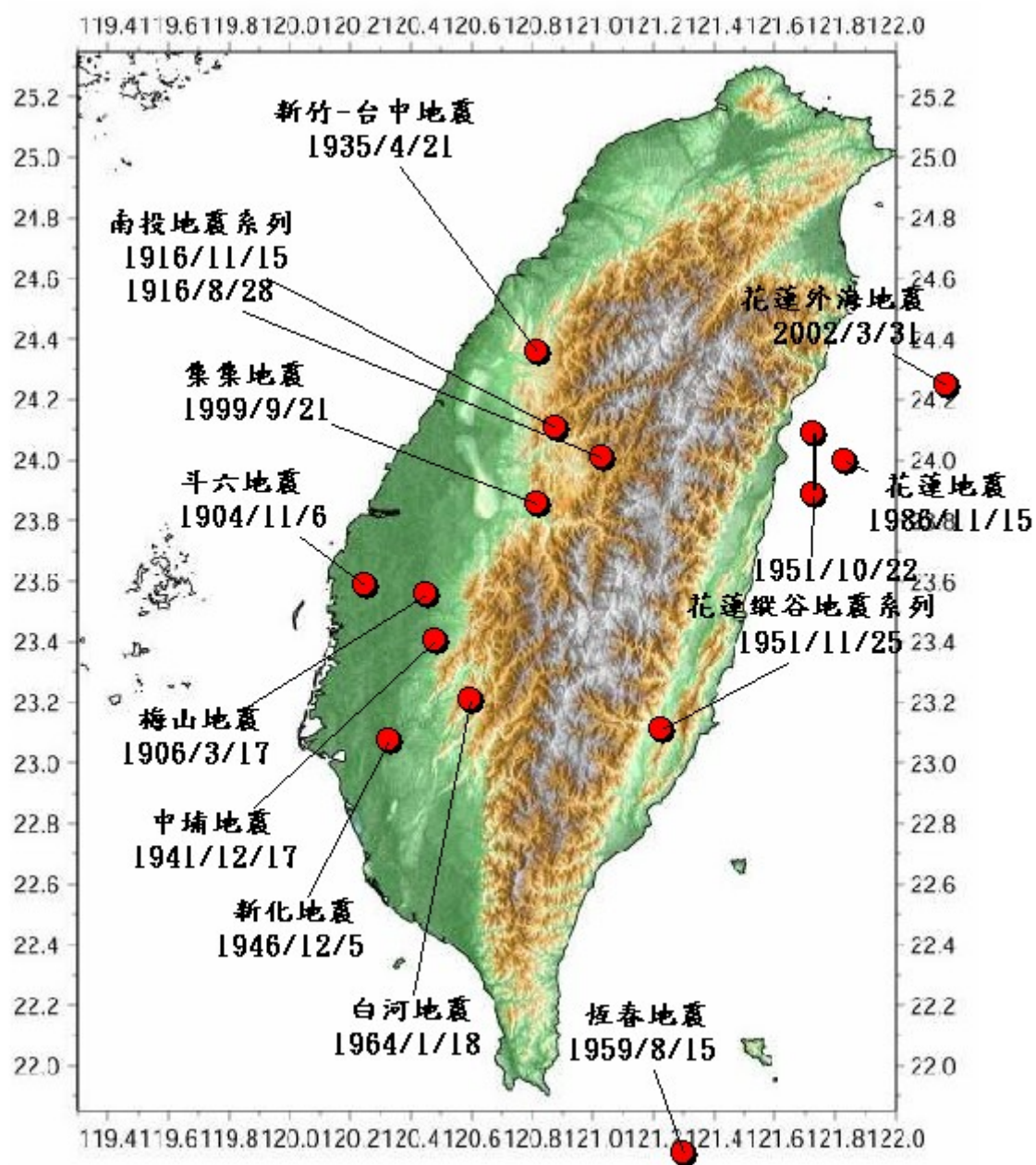


圖2.2.1(b) 臺灣地區自西元1900年以來之重大災害地震震央分佈圖
(資料來源：中央氣象局)

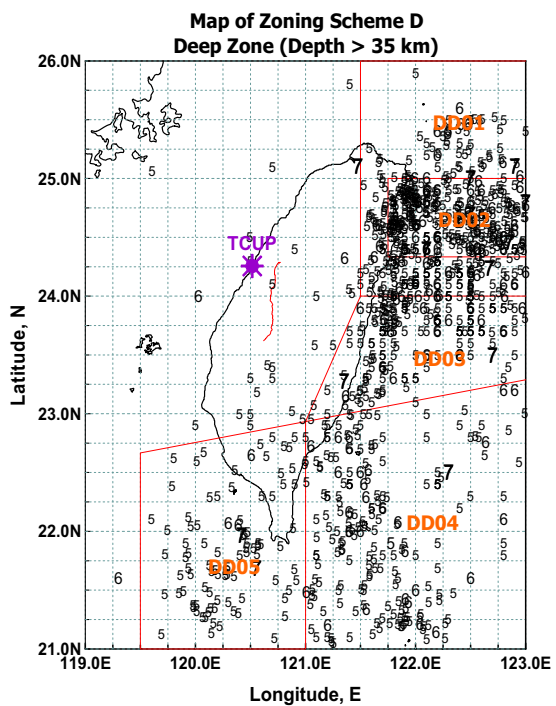
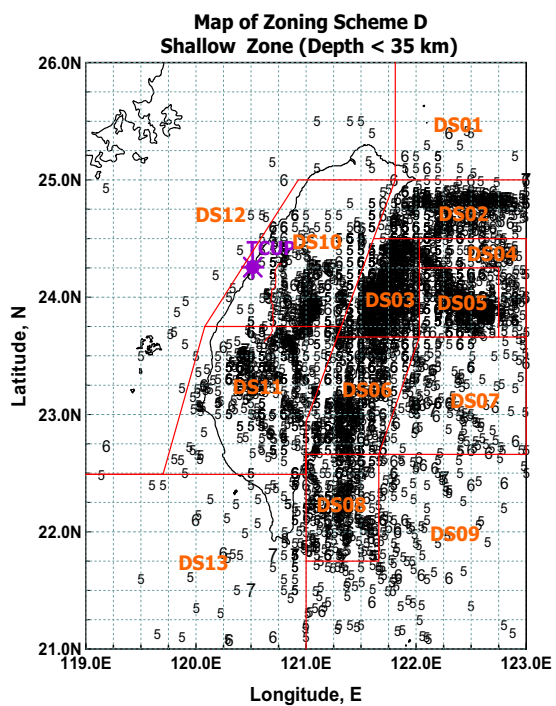
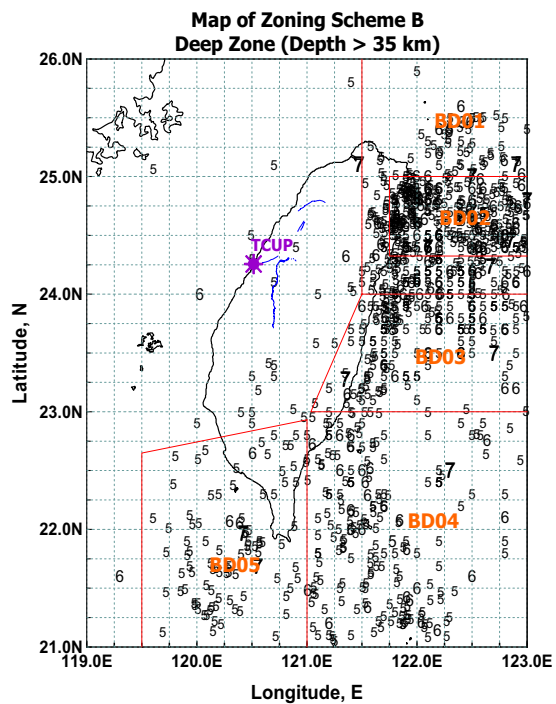
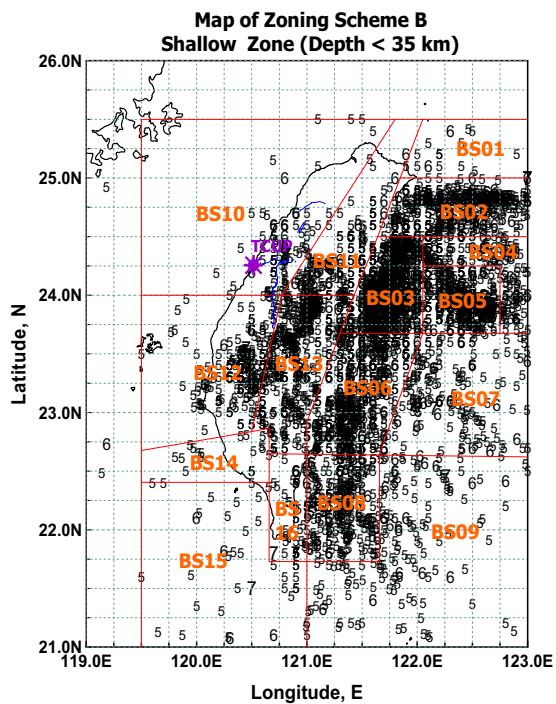


圖2.2.2 地震震源分區與震央分佈情形

Time-Predictable Characteristic Earthquake Model

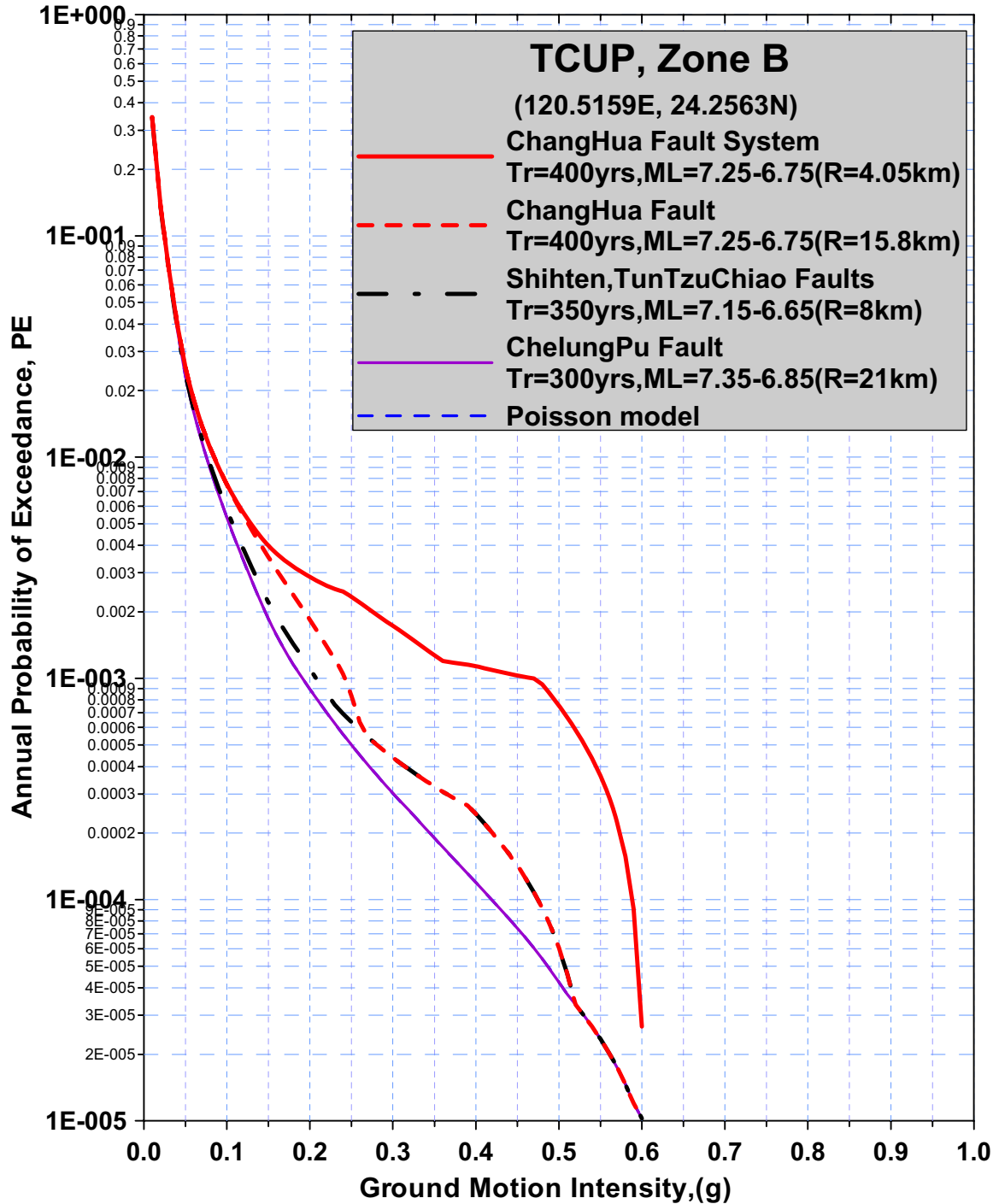


圖2.2.3 特徵地震模式考慮各活動斷層對工址之地震危害貢獻量

Seismic Hazard Curve, PGA (including ChangHua Fault)

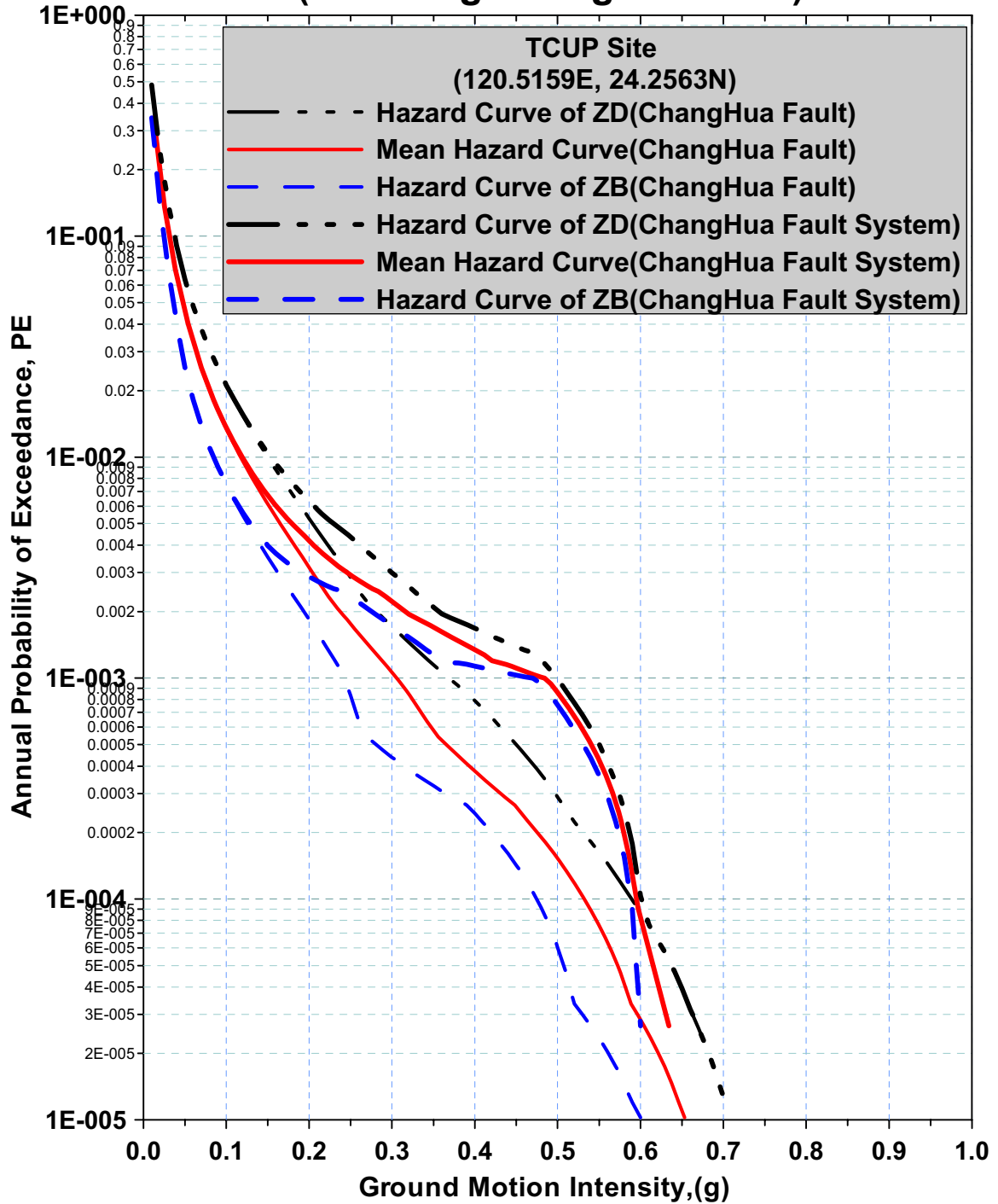


圖2.2.4 臺中港區之地震危害度曲線
(考慮彰化斷層及彰化斷層系統)

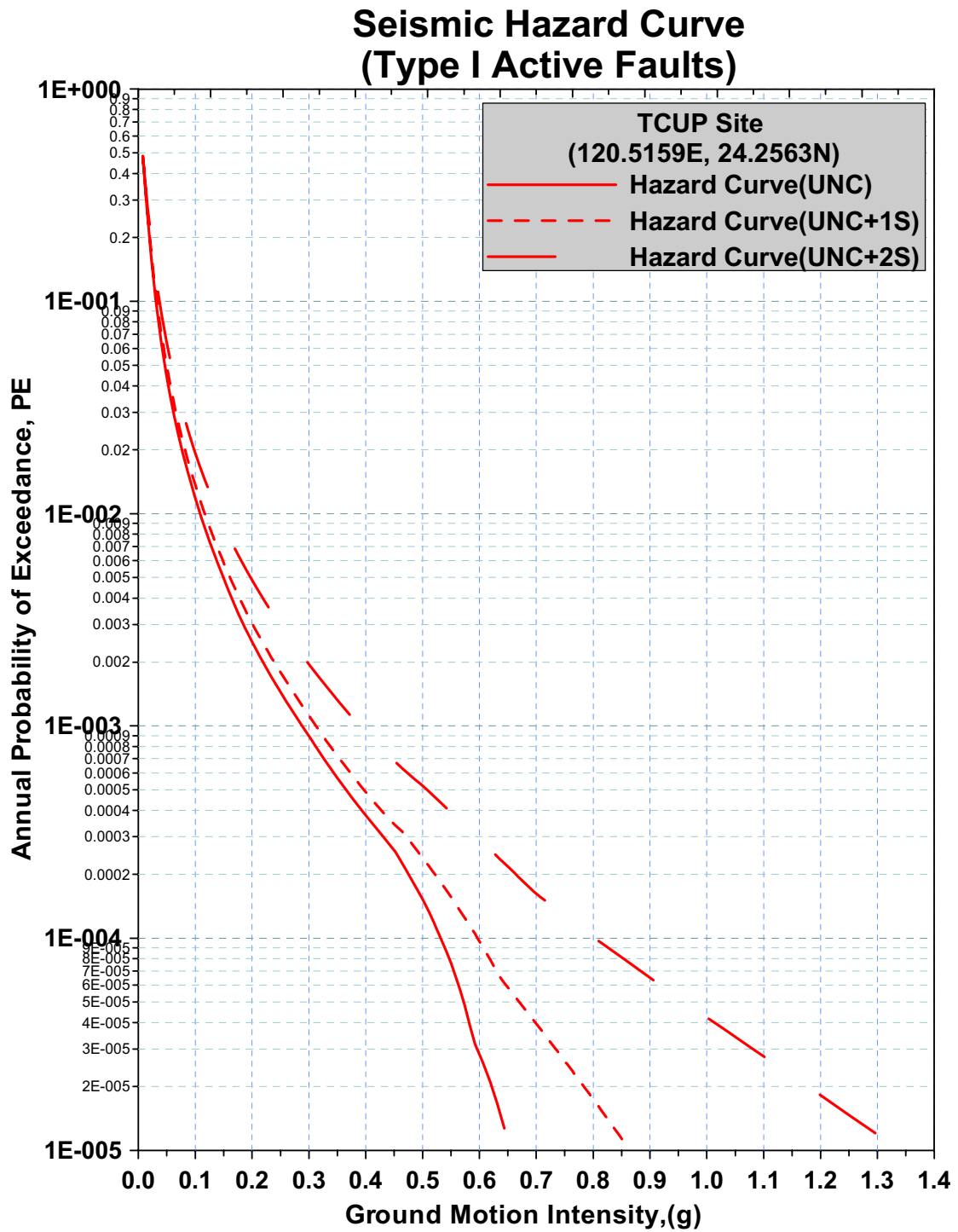


圖 2.2.5 臺中港區之地震危害度曲線(PGA)

(考慮第一類活動斷層)

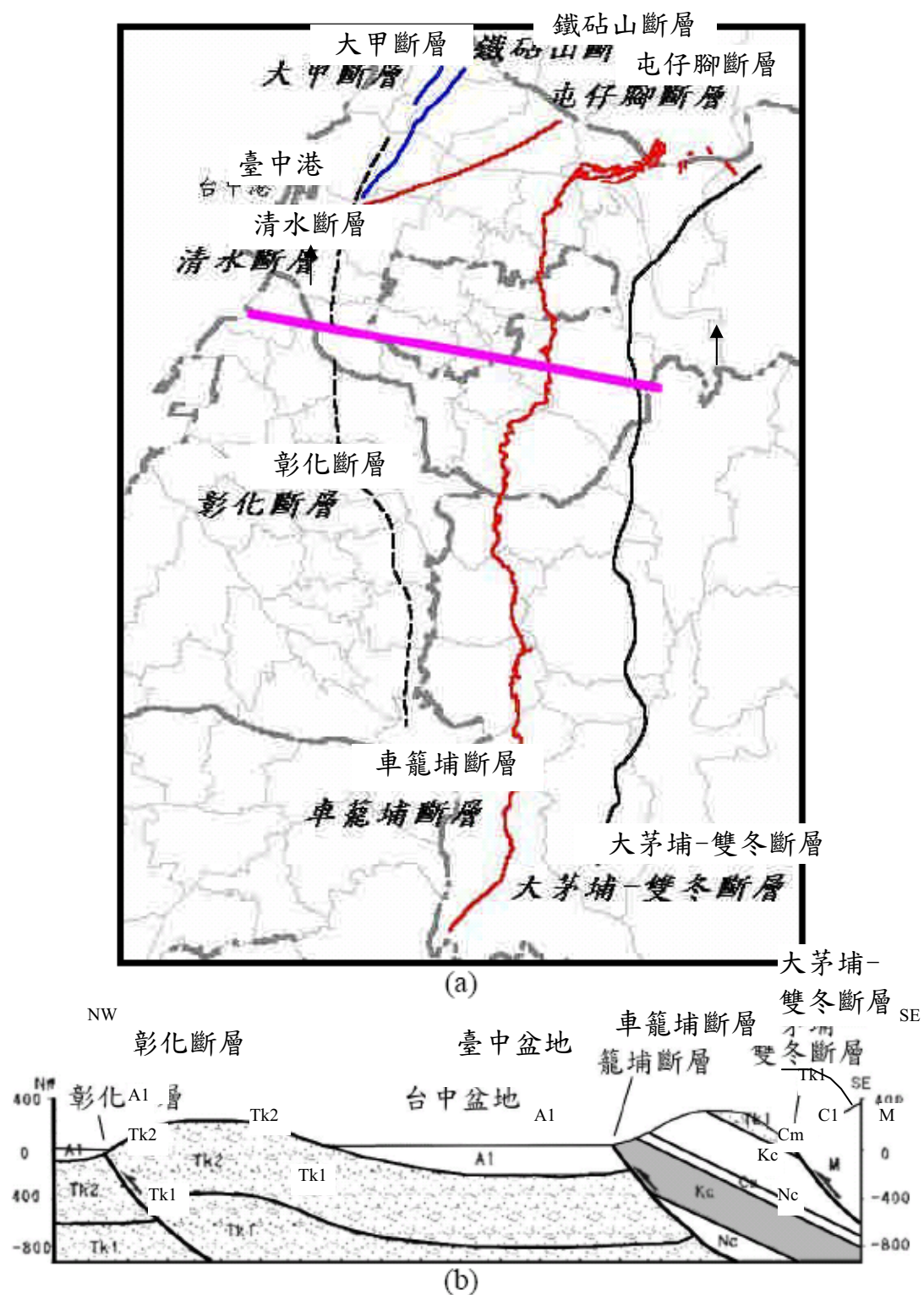


圖2.3.1 臺灣中西部地區活動斷層分佈圖(a.)活動斷層分佈；(b.)活動斷層剖面圖(摘自鄭世楠、葉永田，2003)

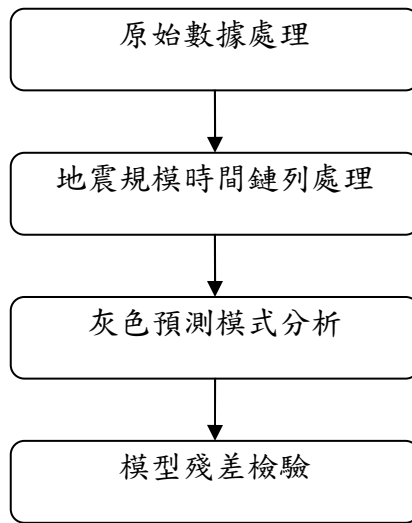


圖2.3.2 GM(1,1)灰色預測流程圖

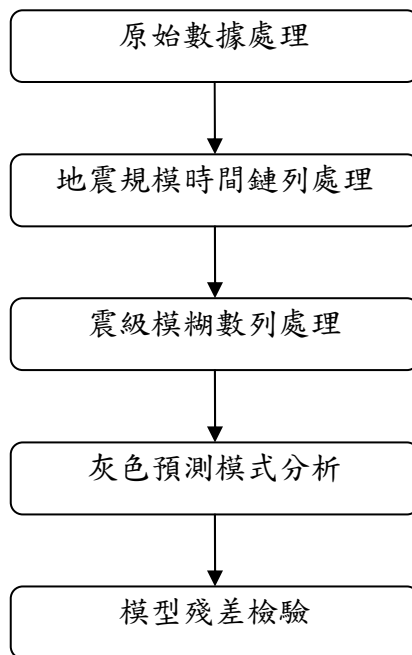


圖2.3.3 灰色模糊預測流程圖

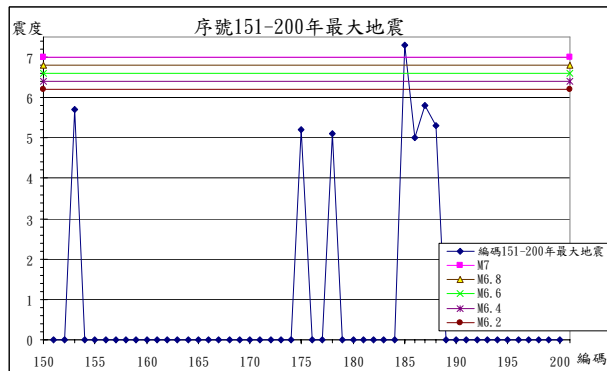
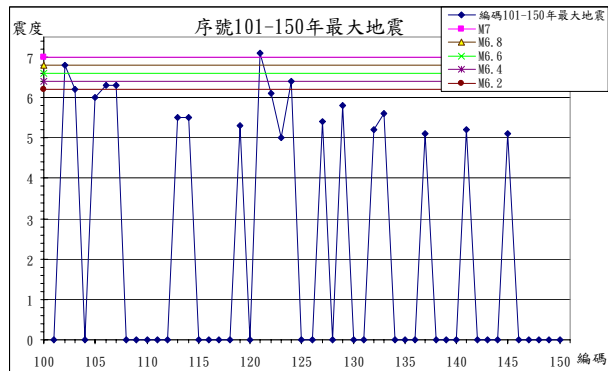
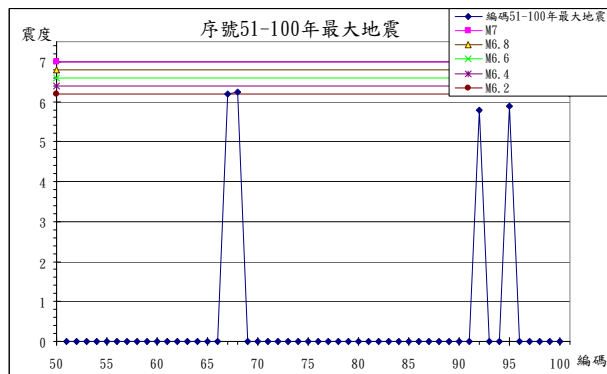
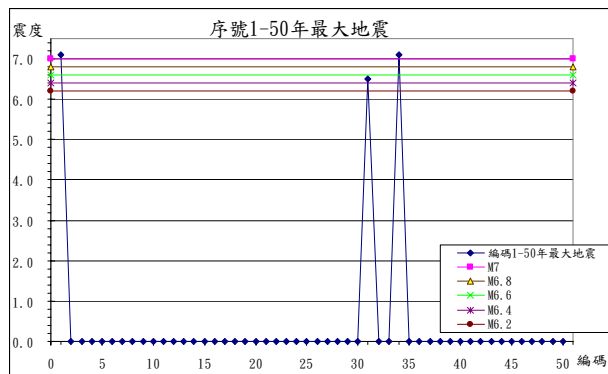


圖2.3.4 序號1-200地震頻率圖

第三章 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。

3.1 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。

3.1.1 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，開發適用於臺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。

3.1.2 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3.1.1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 3.1.2 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 3.1.2 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 3.1.2 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 3.1.3 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(3.1.1)式，亦即指相鄰之易損曲線的差值代表某損害狀態的機率。

$$P[DS = d_s | S_d = D] = P[DS \geq d_s | S_d = D] - P[DS \geq d_{s+1} | S_d = D] \dots (3.1.1)$$

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 3.1.4，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 3.1.5 所示，由一般建築物損害評估模組推得不同模型建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 3.1.5 所示，模型建物 WIL 內人員死亡的機率可表為：

$$P_{killed} = P_{d_2} P_{k|d_2} + P_{d_3} P_{k|d_3} + P_{d_4} P_{k|d_4} + P_{d_5} (P_{d_{51}|d_5} P_{k|d_{51}} + P_{d_{52}|d_5} P_{k|d_{52}}) \dots\dots\dots (3.1.2)$$

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：

$$E[N_{killed}] = NP_{killed} \dots\dots\dots (3.1.3)$$

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。

3.1.3 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，必須根據臺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。本研究即針對臺中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。

3.2 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3.1.1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，因研究初期係著眼於整個分析模式的研擬與建置，故將先參考HAZUS 99所定義之預設值來設定。但由於這些參數值並非全部適用於臺灣地區，對於部分較不適用的參數或本土災損資料較充分之結構物或設施，後續亦將實際透過易損性分析，來校正原有之易損曲線參數或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。

3.3 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（常用之強地動因子有PGA、PGV、PGD、Sa等），結構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。由於易損性曲線與損害程度的不確定性，其所需分析參數值的訂定可依照歷史性震災的經驗、數值分析或可參考專家的意見。

本研究在考量港灣設施的地震災損影響方面，主要著重於營運觀點，因此在易損曲線之建立上，係由功能性觀點出發。本節即針對港灣構造物之沉箱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，並提出案例之分析結果以供參考。

3.3.1 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。

沉箱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。沉箱式碼頭結構之

易損曲線分析流程，如圖 3.3.1 所示，敘述如后：

1. 針對過去曾發生之地震引致碼頭破壞案例進行調查，根據前人代表性之沉箱式碼頭受震行為研究與分析結果，掌握實際沉箱式碼頭受震破壞之機制與重要影響因素。
2. 建立沉箱式碼頭標準斷面分析模型，並決定其分析參數。
3. 建立可針對沉箱式碼頭受震滑移量進行定量評估之分析模式。
3. 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沉箱式碼頭結構物之易損性曲線。

針對沉箱式碼頭而言，經由 921 震災調查與分析結果以及前人研究所得，發現可明確量化評估沉箱式碼頭損壞情況之參數仍以碼頭受震滑移量為主，而為了建立易損性曲線需要大量的地震樣本進行分析，歸納分析結果與損壞等級並計算出損壞等級之機率分佈，若考量其分析方法之經濟性與時效性，如此一來勢必無法以 FEM 或 FDM 等複雜之數值程式大量進行碼頭滑移量分析；此外，碼頭受震滑移受到整體碼頭配置以及背填區土壤不同液化程度之影響，這些影響因素應該在易損分析所選用之分析方法加以考量；碼頭受震滑移行為應採用歷時分析為主且所得結果較具有代表性。

綜合上面各項因素，本研究選用 Newmark 塊體滑動分析方法作為易損分析中針對沉箱式碼頭受震滑移量之分析模式，此方法已廣泛應用於邊坡受震分析以及港灣設施受震分析，且該分析方法可考慮不同條件（如碼頭幾何型式與配置、背填土液化程度、碼頭補強後之支

撐系統等)下沉箱式碼頭之受震滑移量，實為可有效分析碼頭受震滑移量之代表性方法。

以下就沉箱式碼頭易損性曲線之建立，分別針對臺中港沉箱式碼頭各代表性斷面與其設計參數、臺中港港區土層液化分析以及其對沉箱式碼頭穩定性影響、滑動塊體法分析與初步沉箱式碼頭易損性曲線之建立敘述說明。

3.3.1.1 臺中港沉箱式碼頭與代表性分析斷面

臺中港沉箱式碼頭包含了北碼頭區的 1~4 號碼頭與 4A 碼頭，中突堤區的 23~25 號碼頭以及西碼頭區的西 1 碼頭共九座，各碼頭的主要設計參數與功能用途可參見表 3.3.1 所示。

由於臺中港經歷 921 集集地震後，1~4 號及 4A 碼頭皆有程度不一的災損情況，造成沉箱碼頭側移、背填土下陷以及港灣碼頭附屬設施如倉儲設備、軌道及管線受損等災情。經復建後臺中港 1~3 號與 4 號碼頭除了修復原有碼頭結構與背填土外，並在沉箱結構施以高耐索 (Tible) 與錨樁系統增加沉箱碼頭之穩定性，與其他沉箱碼頭有所不同，具有特殊代表性，故在此選擇復建後臺中港 1~3 號與 4 號碼頭為沉箱式碼頭易損性曲線之代表性分析剖面。此外，位於臺中港中突堤區的 23~24 號碼頭及西碼頭區的西 1 碼頭，由於考慮這些碼頭位置與其功能用途之代表性，亦選為本研究沉箱式碼頭易損性曲線之分析斷面。

臺中港 1~3 號碼頭位於臺中港區北端之北碼頭區範圍，主要用於穀類、油品倉儲運輸之用。碼頭區高程均為+6.2m，平均海側水深為 15.7m，沉箱寬度為 17.6m，高度為 19.2m，沉箱碼頭基礎為厚約 1m 之塊石及 1m 厚之卵石基礎拋石。修復後碼頭背填土以卵石與河床料之濾層回填，其上再以水力回填砂回填。在沉箱背部以 F-T200 之高耐索連接錨樁固定，錨樁距離沉箱 32m 處，為直徑 0.8m、樁長 20m 之鋼管樁，其高耐索之設計拉力強度為 100ton，每根鋼索間距為 2.1m。臺中港 1~3 號修復後設計斷面圖如圖 3.3.2 所示。

臺中港 4 號碼頭同樣位於臺中港區之北碼頭區，主要用途為液體倉儲運輸之用。碼頭區高程均為+6.2m，平均海側水深為 13.7m，沉箱寬度為 16.12m，高度為 17.2m，沉箱碼頭基礎為厚約 1.4m 之塊石及 0.6m 厚之卵石基礎拋石。碼頭基礎浚挖坡度為 EL.0 以上為 1：8，EL.0 以下為 1：3.5，其上再施以卵石、濾料、級配以及回填砂回填。在沉箱背部以 F-T160 之高耐索連接錨樁固定，錨樁距離沉箱 28m 處為直徑 0.6m、樁長 20m 之鋼管樁，其高耐索之設計拉力強度為 82ton，每根鋼索間距為 1.915m。臺中港 4 號修復後設計斷面圖如圖 3.3.3 所示。

臺中港 23~24 號碼頭位於臺中港區中央地區之中突堤區範圍，主要用於雜貨運輸之用，碼頭區高程均為+6.2m，平均海側水深為 12.7m，沉箱寬度為 15.6m，高度為 16.2m，沉箱碼頭基礎為厚約 1.2m 之塊石及 1.2m 厚之卵石基礎拋石。23~24 號碼頭基礎浚挖坡度為 EL.0 以上為 1：8，EL.0 以下為 1：3.5，其上再以水力回填砂回填。臺中港 23~24 號碼頭之標準設計斷面，如圖 3.3.4 所示。

臺中港西 1 碼頭位於臺中港區西碼頭區範圍，主要用途為管線運輸之用，碼頭區高程均為+6.2m，平均海側水深為 15.7m，沉箱寬度為 17.15m，高度為 19.2m，沉箱碼頭基礎為厚約 1.2m 之塊石及 1m 厚之卵石基礎拋石。西 1 碼頭基礎浚挖坡度同樣為 EL.0 以上為 1：8，EL.0 以下為 1：3.5，其上再以水力回填砂回填。臺中港西 1 碼頭之標準設計斷面，如圖 3.3.5 所示。

整個沉箱式碼頭可將其區分為海側與陸側，海側有海水，陸側背填土壤區域有地下水，且陸側之地下水位通常高於海側之海水位，地下水位高於海水位之部分稱為殘留水位，一般計算殘留水位以朔望平均低潮位(M.L.W. EL.)至朔望平均高潮位(M.H.L. EL.)潮差之 1/3 為標準(港,1997)。

本研究根據各碼頭標準斷面資料以及前人針對臺中港區碼頭受震評估研究分析結果，將沉箱與碼頭背填土壤參數予以適當之假設，其中，沉箱之總單位重 γ_{st} 為 2 t/m^3 ，沉箱與基礎拋石之間摩擦係數 μ

=0.6，海水單位重為 1.03 t/m³，整體背填土壤之抗剪角 $\phi=35^\circ$ ，單位重 r 為 1.8 t/m³，地下水位面下之土壤有效單位重 r' 為 1.0 t/m³。沉箱牆面與垂直面夾角 Ψ 為 0° ，同時為了保守起見，壁土間的摩擦角 δ 亦假設為 0° ，如此一來背填土壤之動態土壓力作用於沉箱時，不至於產生垂直向下分量使得沉箱所受之正向力增加，進而增加沉箱滑動時之摩擦阻抗。圖 3.3.6 至圖 3.3.9 分別為本研究針對 1~3 號碼頭、4 碼頭、23~24 號碼頭以及西 1 碼頭分析斷面所採用之各項參數。

3.3.1.2 臺中港港區土壤液化分析

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

1. 液化評估方法

本研究根據建築物耐震設計規範中第 11.1.3 節砂土層之液化潛能判定方法，針對臺中港區來進行土壤液化分析，此一方法乃是依 1996 年日本「道路橋示方書 V 耐震設計編」中所提到的評估方法，概述如下。

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

$$F_L = \frac{R}{L} \dots\dots\dots (3.3.1)$$

上式(3.3.1)中 L 為地震引致之土壤剪應力與有效覆土壓力之比值，可表示如下：

$$L = \gamma_d \frac{A \sigma_0}{g \sigma_0'} \dots\dots\dots (3.3.2a)$$

$$\gamma_d = 1.0 - 0.015x \dots\dots\dots (3.3.2b)$$

$$\sigma_0 = \{\gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2} (x - h_w)\} / 10 \dots\dots\dots (3.3.2c)$$

$$\sigma_0' = \{\gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2}' (x - h_w)\} / 10 \dots\dots\dots (3.3.2d)$$

其中，

γ_d ：地震時尖峰剪應力比沿深度方向之折減係數。

A ：水平地表加速度。

σ_0 ：總覆土壓力 (kgf/cm²)。

σ_0' ：有效覆土壓力 (kgf/cm²)。

x ：受評估土層距離地表面之深度 (m)。

γ_{t1} ：地下水位面上方之土壤單位體積重 (tf/m³)。

γ_{t2} ：地下水位面下方之土壤單位體積重 (tf/m³)。

γ_{t2}' ：地下水位面下方之土壤有效單位體積重 (tf/m³)。

h_w ：地下水位之深度 (m)。

另外，式(3.3.1)中 R 表示土壤抵抗液化強度與有效覆土壓力之比值，即反覆三軸剪力強度比，可依(3.3.3)計算：

$$R = \begin{cases} 0.0882 \sqrt{N_a / 1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882 \sqrt{N_a / 1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \times (N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases} \dots\dots\dots (3.3.3a)$$

對砂質土而言：

$$N_a = C_1 N_1 + C_2 \dots\dots\dots (3.3.3b)$$

$$N_1 = 1.7 \times \frac{N}{(\sigma'_0 + 0.7)} \dots\dots\dots(3.3.3c)$$

$$C_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 40)/50 & (10\% \leq FC < 60\%) \\ FC/20 - 1 & (60\% \leq FC) \end{cases} \dots\dots\dots(3.3.3d)$$

$$C_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC - 10)/18 & (10\% \leq FC) \end{cases} \dots\dots\dots(3.3.3e)$$

其中，

R ：反覆三軸剪力強度比。

N ：由標準貫入試驗所得之 N 值。

N_1 ：以有效覆土壓力 1kgf/cm^2 等值換算求得之 N 值。

C_1 、 C_2 ：與細料含量 FC 相關之 N 值修正係數。

2.臺中港港區代表性地層資料

根據初步蒐集之資料顯示（陳圭璋，1993），臺中港區之地盤構造係屬新第三紀地槽盆地中之臺西～臺中構造盆地，地表為大甲溪和烏溪沖積形成之幼年期海岸平原，屬全新世現代沖積層，地勢低平。地層自東向西傾斜，土層極厚，達300m深以上。地質組成大致可分為砂質土壤、粉土及黏土夾層，部分地區在深達20m才夾有黏土層及粉土，偶有礫石層出現。碼頭後線之基礎土壤，多為未經適當地質改良之水力回填地。由港區26號碼頭觀測站30m地震監測孔地質調查概況（圖3.3.10）以及港區26號碼頭觀測站300m地震監測孔地質調查概況（圖3.3.11）之資料可知，臺中港區場址確屬軟弱沖積地盤，且在200m深度範圍內並未存在岩石基盤。

本研究選定此一鑽孔作為臺中港區代表性之地質資料，根據此鑽探資料以上節所述之評估方法進行液化評估分析，可得出碼頭背填土在不同液化程度下所需之PGA門檻，藉此反映至稍後的沉箱式

碼頭擬靜態分析與滑動位移分析中，進一步求得港區沉箱式碼頭初步之易損性曲線，作為地震災損評估之用。

3.背填土液化分析結果

由碼頭觀測站30m地震監測孔地質調查資料（圖3.3.10），針對地下水位以下至地表下深度20m處土層進行液化評估分析，為了分析方便起見並且考慮與擬靜態分析、滑動量分析的關聯性，在此假設土層在地下水面上之單位重為 1.8 t/m^3 ，地下水位面下之有效單位重為 1.0 t/m^3 ，並以鑽探資料所得之SPT-N值與細料含量FC，來進行921地震時土層液化評估與液化程度PGA門檻值之反算分析。

(1)921地震分析結果

在921地震時，鄰近港之清水國小測站（TCU059）所記錄之NS向PGA約為 162 gal ，本研究以此測站紀錄為分析依據來進行液化評估。分析結果顯示，在深度 $12.5\text{m} \sim 15.5\text{m}$ 及 $17\text{m} \sim 18.5\text{m}$ 處液化抵抗率 F_L 值小於 1.0 ，顯示該處已有液化發生。此一現象顯示若以921地震紀錄針對沉箱式碼頭擬靜態分析與滑移量進行分析時，必須考慮背填土部分液化後對於整個沉箱土壤系統安全係數 F_s 以及臨界加速度 N 之影響。

(2)液化程度PGA門檻值反算分析

由式(3.3.1)與式(3.3.2a)可知土壤液化與PGA有關，隨著PGA增加土層液化範圍也會隨之增加。因此，本研究針對背填土不同液化深度範圍之PGA門檻值 A_L 進行分析，由於本研究所選取之四個不同碼頭分析斷面之陸側地下水位高度不一，若以圖3.3.6中1~3號碼頭沉箱式碼頭斷面為分析模型，碼頭背填土在地下水位面以下之範圍 h_l 為 16.93m ，假設 h_L 為由沉箱底部高度起算之背填土液化高度，則可定義碼頭背填土液化程度參數 α_L 如下

$$\alpha_L = \frac{h_L}{h_l} \dots\dots\dots (3.3.4)$$

當 $\alpha_L=0$ 時，表示碼頭背填土沒有液化發生； $\alpha_L=1$ 時，則表示背填土在地下水位面下已完全液化。根據臺中港港區代表性地質參數資料，分別反算當碼頭背填土液化程度參數 $\alpha_L=0、0.25、0.5、0.75、1$ 時之PGA門檻值 A_L ，分析結果如圖3.3.12(a)所示。當PGA=0.13g時，背填土土層剛要開始發生液化；而當PGA持續增大至0.323g，此時背填土土層在沉箱高度範圍內則是剛處於完全液化的狀況。若針對4號碼頭、23~24號碼頭及西1碼頭斷面之液化門檻值反算分析，則如圖3.3.12(b)~(d)所示。

分析結果顯示港區背填土層液化發生順序是由沉箱底部所在之土層向上發展至水位面所在之土層，而在稍後的沉箱穩定性分析中背填土部份液化之分析模型，所設定之液化土層範圍亦是根據此一分析結果。

3.3.1.3 沉箱式碼頭穩定性分析

臺灣地區於1986年與1999年分別遭受花蓮地震與集集地震之災害，造成蘇澳港與港受損。其中民國75年11月15日，花蓮東方約25km海底發生規模6.8之強烈地震，此地震在蘇澳港引致之地表水平最大加速為0.2g，造成沉箱碼頭側移20~50cm，碼頭後線並未發現液化之噴砂現象；民國88年9月21日集集發生規模7.3之強烈地震，臺中港之地表水平最大加速度為0.163g，造成臺中港1~4號與4A碼頭側移50~170cm，其碼頭後線背填土壤發生嚴重液化、噴砂、下陷等災害。

由上述兩個地震災害案例比較可發現：雖然蘇澳港案例之地震力較大，但背填土未發生液化，且碼頭僅有輕微外移；臺中港案例之地震力較蘇澳港案例小，但背填土壤發生液化，碼頭亦發生較大之滑動側移現象。顯示港灣碼頭受到地震力時，背填土壤液化與否對於碼頭穩定性有重要之影響。因此，本研究針對沉箱式碼頭背填土壤未液化、全部液化以及部分液化發生之情況，探討碼頭抗滑動之穩定性。

1.碼頭背填土壤未液化

背填土壤未液化之沉箱式碼頭模型，其分析示意圖如圖3.3.13，由圖中顯示，當其受地震力作用時，碼頭在水平方向之驅動力，包含了沉箱本身之慣性力 $K_h \cdot W$ 、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} ；而抗滑動力僅有摩擦力阻抗 $\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)$ 。

因此背填土壤未液化之沉箱受地震力時，其抗滑動之安全係數 F_S ，可以表示如下

$$F_S = \frac{\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE} + (P_{WL} - P_{WS}) + (P_{WEL} + P_{WES})} \dots\dots\dots (3.3.5)$$

上式中，

μ ：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。 $P_{WL} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_1^2$ ， γ_w 為海水之單位重 1.03 t/m^3 ， h_1 為陸側地下水位面至沉箱底部之深度(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， $P_{WEL} = 0.7 \cdot \frac{7}{12} K_h \cdot \gamma_w \cdot h_1^2$ ，若以水中震度計算動

態主動土壓力時，由於已經包含背填土壤地下水位震盪所引致之動水壓力，因此不必另外計算動水壓力（港，1997）。

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

P_{AE} ：為背填土壤之動態主動土壓力，包含殘留水位以上及殘留水位以下至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(3.3.6)及(3.3.7)所示：

$$P_{AE} = \left[K_{AE} \left(\frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_t^2 \right) + K'_{AE} \left(\gamma_t \cdot h_t + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_1 \right) h_1 \right] \cos \psi \dots\dots\dots (3.3.6)$$

式中，

γ' ：為地下水位以下之土壤有效單位重，約為1t/m³。

γ_t ：為地下水位以上之土壤單位重，約為1.8t/m³。

h_t ：為地下水位以上之土層厚度(m)。

ψ ：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：

$$K_{AE} = \frac{\cos(\phi - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos \psi}} \right]^2} \dots\dots\dots (3.3.7)$$

ϕ ：為土層土壤內摩擦角。

δ ：為沉箱壁面與土壤間之摩擦角。

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

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

若考慮此時沉箱後有高耐索及錨樁系統提供額外拉力（如1~4號碼頭修復後之配置，參見圖3.3.6與圖3.3.7），可增加碼頭受震時之抗滑動力，則整體沉箱系統抗滑動之安全係數 F_S ，可以表示成

$$F_S = \frac{\mu \cdot (W' - K_v \cdot W) + T/I}{K_h \cdot W + P_{AE} + (P_{WL} - P_{WS}) + (P_{WEL} + P_{WES})} \dots\dots\dots (3.3.8)$$

上式中，

T ：為高耐索之設計拉力(t)。

I ：為相鄰高耐索之間距(m)。

而 T/I 表碼頭剖面中單位厚度高耐索所提供之拉力值。

2.碼頭背填土壤全液化

當背填土壤液化時，超額孔隙水壓上升至與土壤覆土應力相等，此時土壤之有效應力為零，因此不再有動態土壓力，而以液化時所激發之超額孔隙水壓力取代，由於超額孔隙水壓上升至與土壤原先之有效應力相等，因此超額孔隙水壓力等於土壤原來之有效應力，此時背填土壤液化之沉箱式碼頭，其受力示意圖如圖3.3.14。

由圖3.3.14可知，此時碼頭在水平方向之驅動力與背填土壤未液化時之驅動力有所不同，沉箱本身之慣性力與兩側之靜水壓力不變，而背填土壤因液化而不再有動態土壓力，而是以液化時激發之超額孔隙水壓取代，海側潮位震盪變化之動水壓力不變，但陸側地下水位震盪變化之動水壓力以液化時重流體之動流體壓力取代，而抗滑動力仍然是 $\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)$ ，因此背填土液化時，沉箱抗滑動之安全係數 F_S 為

$$F_S = \frac{\mu \cdot (W' - K_V \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE} + (P_{WL} - P_{WS}) + P_{WES} + (P_{LE1} + P_{LE2})} \dots\dots\dots (3.3.9)$$

式中，

液化之側壓力=液化時之超額孔隙水壓力+液化時之動流體
 壓力= $P_{LE1} + P_{LE2}$

P_{LE1} ：為液化時之超額孔隙水壓力，等於土壤原來之有效應力，

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

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

P_{AE} ：為地下水位以上與地下水位以下至沉箱底部動態主動土壓力之總合， $P_{AE} = K_{AE1} \cdot \frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_t^2 + K_{AE2} \cdot \left(\gamma_t \cdot h_t \cdot h_1 + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_1^2 \right)$ 。 K_{AE1} 為地下水位以上之動態主動土壓係數， K_{AE2} 為地下水位以下之動態主動土壓係數。

若考慮此時沉箱後有高耐索及錨樁系統提供額外拉力，增加碼頭受震時之抗滑動力，則整體沉箱系統抗滑動之安全係數 F_S ，可以表示成

$$F_S = \frac{\mu \cdot (W' - K_V \cdot W) + T/I}{K_h \cdot W + P_{AE} + (P_{WL} - P_{WS}) + P_{WES} + (P_{LE1} + P_{LE2})} \dots\dots\dots (3.3.10)$$

上式中，

T ：為高耐索之設計拉力(t)。

I ：為相鄰高耐索之間距(m)。

而 T/I 表碼頭剖面中單位厚度下高耐索之拉力值。

3.碼頭背填土壤部分液化

當背填土壤部分深度液化，其餘部分非液化時，其沉箱之受力

示意圖如圖3.3.15所示。根據前述臺中港港區土壤液化分析結果顯示，當碼頭背填土壤受震發生液化時，其液化範圍隨著地表最大水平加速度PGA值增大而會從沉箱底部處之土層向上發展至地下水位面處。因此，本研究碼頭背填土壤部分液化之分析模型即設定液化土層範圍是從沉箱底部高度之背填土層由下往上發展，其中背填土液化層之高度為 h_L ，非液化土層之高度為 h_{NL} 。

由圖3.3.15可知碼頭背填土壤部分深度液化在水平方向之驅動力為液化部分與非液化部分之總合，而抗滑動力仍是 $\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)$ ，因此其抗滑動之安全係數 F_S 可以寫成：

$$F_S = \frac{\mu \cdot (W' - K_v \cdot W)}{K_h \cdot W + P_{AE} + (P_{WL} - P_{WS}) + P_{WES} + (P_{LE1} + P_{LE2}) + (P_{AENL} + P_{WENL})} \dots (3.3.11)$$

其中，

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

$$\begin{aligned} & \text{非液化側壓力} = \text{非液化部分之動態土壓力} + \text{非液化部分之動水壓力} \\ & = P_{AENL} + P_{WENL} \end{aligned}$$

$$P_{LE1} : \text{為液化土層厚度 } h_L \text{ 之超額孔隙水壓力， } P_{LE1} = \left(\gamma_t \cdot h_L + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_L \right) \cdot h_L \circ$$

$$P_{LE2} : \text{為液化土層厚度 } h_L \text{ 之動流體壓力， } P_{LE2} = \frac{7}{12} K_h \cdot \gamma_{sat} \cdot (h_1^2 - h_{NL}^2) \circ$$

$$P_{AE1} : \text{為地下水位以上之動態主動土壓力， } P_{AE1} = K_{AE1} \cdot \frac{1}{2} \gamma_t \cdot h_t^2 \circ$$

$$\begin{aligned} & P_{AENL} : \text{為非液化土層厚度 } h_{NL} \text{ 之動態主動土壓力，} \\ & P_{AENL} = K_{AENL} \cdot \left(\gamma_t \cdot h_t + \frac{1}{2} \gamma' \cdot h_{NL} \right) \cdot h_{NL} \circ K_{AENL} \text{ 為地下水位以下非液} \\ & \text{化土層之動態主動土壓係數。} \end{aligned}$$

$$P_{WENL} : \text{為非液化土層厚度 } h_{NL} \text{ 之動水壓力， } P_{WENL} = 0.7 \cdot \frac{7}{12} K_h \cdot \gamma_w \cdot h_{NL}^2 \circ$$

若以水中震度計算動態土壓力，因已包含背填土壤非液化土層之動水壓力，因此此部分土層之動水壓力不必另外計算。

若考慮此時沉箱後有高耐索及錨樁系統提供額外拉力，則整體沉箱系統抗滑動之安全係數 F_S ，可以表示成

$$F_S = \frac{\mu \cdot (W' - K_v \cdot W) + T/I}{K_h \cdot W + P_{AE} + (P_{WL} - P_{WS}) + P_{WES} + (P_{LE1} + P_{LE2}) + (P_{AENL} + P_{WENL})} \dots (3.3.12)$$

式中，

T ：為高耐索之設計拉力(t)。

I ：為相鄰高耐索之間距(m)。

而 T/I 表碼頭剖面中單位厚度下高耐索之拉力值。

4. 臺中港沉箱式碼頭各代表性斷面之穩定性分析

本研究針對臺中港沉箱式碼頭各代表性斷面，分別以背填土壤未液化、全部液化及部分液化之抗滑動穩定性加以分析，其分析模型如前圖3.3.13至圖3.3.15所示。921地震時，以距離臺中港最近之清水國小測站地震紀錄，其地表最大水平加速度為0.163g、最大垂直加速度為0.06g，作為臺中港地震力分析依據並進行穩定性分析。

(1) 23~24號碼頭穩定性分析

在921地震時，23~24號碼頭之穩定性分析結果如表3.3.2所示，其背填土若未液化，其抗滑動安全係數 $F_s=0.819$ ，碼頭屬於較不穩定之狀況；根據背填土部份液化與全部液化之穩定性分析結果可知，隨著碼頭背填土液化範圍發展越大，此時抗滑動安全係數 F_s 亦會隨之下降，在碼頭背填土全部液化時，超額孔隙水壓力及動流體壓力所產生之側壓力甚至達到未液化主動土壓力之2倍，顯示沉箱碼頭受震之穩定性受背填土液化程度影響甚大。

根據921地震臺中港區代表性地層資料所進行之液化分析結果，此時液化土層深度範圍為12.5m ~ 15.5m，若以23~24號碼頭斷面中背填土地下水位距沉箱底部高度 $h_l=13.13\text{m}$ 計，則其碼頭背填土液化程度參數 α_L 約為0.25，對照穩定性分析結果後可知，若考慮碼頭背填土液化程度，其抗滑動安全係數 $F_s=0.668$ ，屬極不穩定之狀況。

(2) 1~3號碼頭穩定性分析

在921地震時，1~3號碼頭之穩定性分析結果如表3.3.3所示，此時所採用之分析模型乃是921震災前尚未有高耐索與錨樁系統補強之碼頭斷面。在碼頭背填土尚未有液化發生時，其抗滑動安全係數 $F_s=0.789$ ，碼頭屬於較不穩定之狀況；隨著碼頭背填土液化範圍發展越大，此時抗滑動安全係數 F_s 亦會隨之下降，當背填土全部液化時，抗滑動安全係數 F_s 則會下降至0.496，屬極不穩定之狀況。

(3) 4號碼頭穩定性分析

在921地震時，4號碼頭之穩定性分析結果如表3.3.4所示，所採用之分析模型同樣為921震災前之碼頭斷面。在碼頭背填土尚未有液化發生時，其抗滑動安全係數 $F_s=0.806$ ；當背填土全部液化時，抗滑動安全係數 F_s 則會下降至0.510。

(4) 西1碼頭穩定性分析

在921地震時，西1碼頭之穩定性分析結果如表3.3.5所示，其背填土若未液化，其抗滑動安全係數 $F_s=0.789$ ，碼頭屬於較不穩定之狀況；當背填土全部液化時，抗滑動安全係數 F_s 則會下降至0.496。

在921地震時，臺中港23~24號碼頭與西1碼頭並未有嚴重災情傳出，顯示本研究分析結果稍嫌保守，推測其原因在於本研究分析所用之參數較為保守，本研究不考慮沉箱壁體與背填土壤之

摩擦效應，且本研究中沉箱模型之總單位重 γ_{st} 假設為 2 t/m^3 ，小於港研中心分析報告中所用之 2.24 t/m^3 。

此外，在921地震時臺中港1~4號與4A碼頭均有程度不一的災損傳出，其主要原因經由震後勘測調查可知與背填土液化範圍有關，造成碼頭沉箱結構大量側向滑移，相關研究將會於下一節中另行討論。

3.3.1.4 滑動塊體分析法之簡介與驗證

滑動塊體分析法的觀念是由 Newmark (1965) 所提出，假設塊體為置於水平地表之剛體，而滑動面的力學機制符合剛塑性模式。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。

當塊體位滑動時，塊體與地盤一起運動；當塊體之慣性力增加至滑動的極限抗剪力，則塊體與地表之間就有相對運動發生，此時之加速度稱為臨界加速度 N 。而在滑動期間，若塊體與地盤之相對速度減為零時，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，滑動期間塊體以相反於地盤運動方向之等加速度 N 運動，滑移量即為地表對塊體之相對速度積分一次而得。

1. 考量碼頭背填土液化程度影響之臨界加速度 N

由前節所述之沉箱式碼頭斷面穩定性分析可知，碼頭背填土液化程度會影響整體碼頭受震之擬靜力分析安全係數，在同樣之地表水平與垂直最大加速度下，隨著分析模型中背填土液化程度參數 α_L 增大，其安全係數會隨之減少。因此，本研究依據上節中各種不同液化程度之分析模型，假設垂直地震係數 K_v 為水平地震係數 K_h 之0.33倍，針對 $\alpha_L=0$ （碼頭背填土未液化）、 $\alpha_L=0.25$ 、 $\alpha_L=0.5$ 、 $\alpha_L=0.75$ （碼頭背填土部份液化）以及 $\alpha_L=1$ （碼頭背填土全液化）等情況，進行擬靜力反算分析，得出不同液化程度下沉箱碼頭模型在 $F_S=1$ 時所需之水平地震力係數，此即為該分析模型之臨界加速度 N 值，可據此臨界

加速度值進行滑動塊體分析，得出沉箱之受震滑移量。

23~24號碼頭分析結果如表3.3.6所示，當碼頭背填土未發生液化時（ $\alpha_L=0$ ）沉箱碼頭之臨界加速度 N 值為0.130g，隨著背填土液化土層範圍增加，沉箱碼頭之臨界加速度亦隨之降低。當碼頭背填土達到完全液化之程度（ $\alpha_L=1$ ），此時臨界加速度 N 值為0.009g。其餘臺中港西1碼頭、1~3號碼頭及4號碼頭修復前之分析結果分別如表3.3.7、表3.3.8及表3.3.9所示。

2. 考慮沉箱碼頭有被動式支撐系統影響之臨界加速度 N_T

由前節之沉箱式碼頭斷面穩定性分析可知，整體碼頭受震之擬靜力分析安全係數除了受背填土液化程度影響之外，對於921震後修復之臺中港1~3號碼頭與4號碼頭，由於在碼頭後方有拉設高耐索與錨樁系統，這會提供沉箱額外的抗滑拉力增加碼頭受震之穩定性。若此支撐系統達到其設計強度時，可由整體沉箱系統之極限平衡狀態可反算此時整體沉箱與支撐系統之臨界加速度 N_T 值，意即沉箱所受之地震加速度大於 N_T 值時，沉箱便會開始滑動。

臺中港1~3號碼頭及4號碼頭修復後，考慮被動式支撐系統達到其設計強度時，整體系統之臨界加速度 N_T 反算結果分別如表3.3.10及表3.3.11所示。

3. 921地震時沉箱式碼頭滑移量之滑動塊體分析

為了檢驗抗滑動穩定性分析之正確性，本研究根據先前臺中港23~24號碼頭斷面背填土未液化模型（臨界加速度 N 值為0.13g），及液化程度參數 $\alpha_L=0.25$ 之背填土部份液化模型（臨界加速度 N 值為0.084g），以921地震時清水國小測站之EW向紀錄當作臺中港區23~24號碼頭之地震歷時（如圖3.3.16(a)），利用Newmark滑動塊體分析法計算臺中港23~24號碼頭在921地震時之碼頭滑移量，分析結果如圖3.3.17至圖3.3.18所示。

由圖3.3.17之碼頭滑移量分析結果可知，背填土壤未液化狀態

下，雖然抗滑動安全係數 $F_S=0.819 < 1.0$ ，但滑移量僅0.25cm，沉箱滑移量甚小；若根據代表性地層資料之液化分析結果，假定背填土液化程度參數 $\alpha_L=0.25$ 之背填土部份液化狀態，此時抗滑動安全係數 $F_S=0.668 < 1.0$ ，較未液化模型為不穩定，所分析得出之沉箱滑移量約為6cm左右（如圖3.3.17），與921震後臺中港現地勘災結果相近，23~24號沉箱皆無明顯破壞情況或滑移發生。

另外，921震後臺中港1~4號碼頭與4A碼頭皆有明顯的災損發生，造成沉箱有程度不一的滑移量，根據921震後臺中港現地勘災報告之調查結果，1~3號碼頭沉箱位移量約為52cm~168cm；4號碼頭沉箱位移量約為11cm~130cm；4A碼頭受損情況較輕微，沉箱位移量約為15cm~44cm。報告中分別針對各碼頭背填土鑽孔之地質資料，利用Seed液化評估法進行在 $PGA=0.16g$ 時各碼頭背填土區液化分佈高程分析，詳細資料參見表3.3.12，本研究針對各碼頭液化分佈高程評估結果，以背填土部分液化之分析模型進行臨界加速度 N 值之評估，再代入Newmark塊體滑動法分析沉箱滑移量 D ，分析結果如表3.3.12所示。由各碼頭分析所得之滑移量與災損報告調查結果比較，可發現除了在4A碼頭分析所得之滑移量4cm小於實際碼頭現場勘災量測結果以外，其餘各碼頭Newmark法分析所得之沉箱滑移量皆與實際現場調查量測結果差異不大，顯示若能有效地掌握碼頭背填土液化範圍，以Newmark法進行沉箱碼頭受震滑移量分析仍具有一定程度的可靠性與準確性，可供工程師參考之用。

4. 921地震時沉箱式碼頭滑移量之有限元素分析

為了進一步驗證以滑動塊體法進行沉箱碼頭受震滑移分析之可行性，本研究利用有限元素分析軟體PLAXIS，針對臺中港區23~24號沉箱碼頭，根據其標準斷面建立液化程度參數 $\alpha_L=0.25$ 之背填土部分液化模型，如圖3.3.19所示，進行921地震作用下之受震滑移分析。模型之設定茲簡述如下：

(1) 本模型之目的係與滑動塊體法所得結果進行比較，故關注之重點

為沉箱與卵石基礎間之剪力破壞，暫不考慮液化引致之地盤沈陷以及大區域之土體破壞。

- (2) 模型之材料分區如圖3.3.20所示，由於結構與地盤之材料破壞非本分析之重點，故沉箱、地盤、及背填土III設定為彈性；卵石基礎與背填土I、II採莫耳-庫倫模式，以模擬沉箱與基礎間之剪力破壞，及背填土造成之動態主動土壓。材料參數之設定係參考23~24號碼頭設計條件，及港區代表性地層資料。
- (3) 自由水位面依據23~24號碼頭區之平均潮位設定。
- (4) 背填土II厚度為沉箱底至自由水位面高差之1/4，表 $\alpha_L=0.25$ 。
- (5) 沉箱設定為不透水之無孔隙材料；卵石基礎與背填土I、III由於不發生液化，設定為排水材料；地盤與背填土II由於有液化之可能，設定為不排水材料，以容許孔隙水壓之激發。
- (6) 動態水壓效應以附加質量模擬之。
- (7) 模型兩側與底部設置吸收邊界(absorbent boundary)，以避免模型邊界波傳反射所帶來之不利影響。
- (8) 由於沉箱碼頭非深基礎結構，土壤結構互制效應較不明顯，故以921地震時清水國小測站之地表EW向歷時記錄，擷取其中之50秒有效延時（90秒記錄中之25~75秒，參考圖3.3.16(a)）作為輸入運動，輸入位置為模型底部。因模型兩側設置吸收邊界，故地盤放大效應無法展現，不致造成該模型之地表加速度過於保守，但仍可模擬結構散射與土層界面反射效應。

分析所得變形趨勢如圖3.3.21，可看出卵石基礎之剪力破壞，以及背填土之沈陷。以下進一步之討論將針對圖3.3.20之各監測點為之：

- (1) 由A點與B點之位移差，可得如圖3.3.22之沉箱傾斜角歷時，可知最大傾斜角僅約0.3度，參考表3.3.14，屬損壞等級I。

(2)由B點與C點之位移差，可得如圖3.3.23之沉箱滑移量歷時，可知最大滑移量約0.25m，大於滑動塊體法所得(6cm)，正規化水平位移 $d/H=0.25/16.2=1.54\%$ ，屬損壞等級I~II間，另滑動趨勢為連續變形，與滑動塊體法所得之不連續變形有所差異，但滑動位移主要發展時段則相符。此乃因為整個卵石基礎區均發生塑性變形，而滑動塊體法僅考慮界面摩擦。事實上，沉箱受震滑移可能僅為卵石基礎與沉箱接觸區域附近之局部塑性破壞所造成，故本模型獲得之滑移量可能偏於保守。

(3)G點最大沈陷量約0.23m，G點與H點之差異沈陷約0.065m，屬損壞等級I。

(4)圖3.3.24為D點、E點與F點之超額孔隙水壓歷時。由圖可知位於沉箱底部之D點，超額孔隙水壓明顯被激發，最高可達有效應力之50~60%；位於背填土液化區之E點，最高超額孔隙水壓可達有效應力之20~30%，但後期因向海側變形，而出現負值超額孔隙水壓；E點下方之F點最高超額孔隙水壓則可達有效應力之50%左右。上述各點均發生相當程度之液化現象，而且根據背填土區土層受震所激發之超額孔隙水壓分佈，同樣顯示出越深層土層之有效應力越低，越容易有液化發生。此一現象與本研究中所假設之沉箱後背填土區液化是由沉箱底部之高度往上發展趨勢一致。由此觀之，本案例中液化程度參數 $\alpha_L=0.25$ 應屬合理之假設。

綜合以上，可知以PLAXIS程式建立有限元素模型，能合理模擬沉箱碼頭受震引致之滑移反應，其中滑移位移所得結果偏保守，但綜合沉箱傾斜角與後線陸地變形之程度後，可知臺中港23~24號碼頭在921地震作用下，屬損壞等級I（無損壞或小損壞），與實際災損情況相近，亦與滑動塊體分析所得相符。

5.考慮有被動式支撐系統影響之滑動塊體分段分析法

臺中港1~4號碼頭由於在921地震時受損嚴重，造成相當大程度的破壞，在之後修復工程設計時便於碼頭沉箱後背填土區施作高耐索及

錨樁系統提供拉力來增加沉箱受震時之穩定性。由於高耐索及錨樁系統屬於被動式支撐系統，在高耐索之拉力為 T 時，高耐索本身會產生因受張力變形之伸長量 D_T ，且錨樁樁頭亦會受此拉力 T 而產生樁頭位移 D_P ，因此整個支撐系統受拉力 T 所產生之變位 D_S 為

$$D_S = D_T + D_P \dots\dots\dots (3.3.13)$$

上式中

$$D_T = \frac{T}{AE_S} L_T \dots\dots\dots (3.3.14)$$

$$D_P = \frac{T}{2E_p I_p \beta^3} \dots\dots\dots (3.3.15)$$

A ：為高耐索之截面積，臺中港1~3號碼頭所用之T200高耐索 $A = 1.04 \times 10^{-3} \text{ m}^2$ ，而臺中港4號碼頭所用之T160高耐索 $A = 9.71 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ 。

L_T ：為高耐索之總長度，臺中港1~3號碼頭所用之T200高耐索 $L_T = 32 \text{ m}$ ，而臺中港4號碼頭所用之T160高耐索 $L_T = 28 \text{ m}$ 。

E_S ：為鋼材之彈性係數，為 $2.1 \times 10^{11} \text{ Pa}$ 。

E_p ：為錨樁之彈性係數，由於臺中港1~4號碼頭之錨樁形式皆為鋼管樁，其 E_p 值為 $2.1 \times 10^{11} \text{ Pa}$ 。

I_p ：為錨樁斷面之慣性矩，根據宇泰工程顧問之結構計算書資料，臺中港1~3號碼頭錨樁之 $I_p = 2.07 \times 10^{-3} \text{ m}^4$ ，而臺中港4號碼頭錨樁之 $I_p = 7.073 \times 10^{-4} \text{ m}^4$ 。

β ：為樁之特徵係數，根據宇泰工程顧問之結構計算書資料，臺中港1~3號碼頭錨樁之 $\beta = 0.295 \text{ m}^{-1}$ ，而臺中港4號碼頭錨樁之 $\beta = 0.362 \text{ m}^{-1}$ 。

由上述資料可計算臺中港1~3號碼頭所用之T200高耐索與錨樁支

撐系統在其設計拉力強度100t時，高耐索伸長量 $D_T=13.6\text{cm}$ ，錨樁樁頭位移 $D_P=3.47\text{cm}$ ，此支撐系統總變位 $D_S=19.07\text{cm}$ ；而臺中港4號碼頭所用之T160高耐索與錨樁支撐系統在其設計拉力強度82t時，高耐索伸長量 $D_T=11.3\text{cm}$ ，錨樁樁頭位移 $D_P=5.82\text{cm}$ ，此支撐系統之總變位 $D_S=17.12\text{cm}$ 。

由上式之計算可知，被動式支撐系統之拉力與其變位有關；在擬靜力平衡狀態下沉箱的臨界加速度值亦會隨著支撐系統所提供的張力而變化；且若支撐系統達到極限強度發生破壞後，便無法提供額外拉力來穩定沉箱系統。若以臨界加速度 N_T 值進行傳統塊體滑動法計算滑移量時，勢必無法反應出實際沉箱受震滑移行為。

基於上述原因，本研究提出考慮有被動式支撐系統影響之滑動塊體分段分析法，其示意圖如圖3.3.25，簡單敘述如下：

- (1) 當沉箱所受之地震加速度 A 小於無支撐系統反算所得之臨界加速度 N 值時 ($t < t_1$)，沉箱系統無滑動發生且整體被動式支撐系統不會提供額外拉力，因此沉箱之總滑移量 D 為零。
- (2) 當沉箱所受之地震加速度 A 介於 N 值與 N_T 值之間，此時沉箱系統由於被動式支撐系統開始發揮作用，仍然處於平衡狀態，不會因為地震力而滑動。但因為被動式支撐系統必須有變形量才能發揮作用，所以假設此時沉箱之總滑移量 D 由被動式支撐系統之變位所提供，可表示為

$$D = \frac{A - N}{N_T - N} D_S \dots\dots\dots (3.3.16)$$

- (3) 當高耐索受力超過其設計拉力強度 T 時 ($t = t_2$)，為了保守起見，本研究假設此時高耐索便產生斷裂破壞，則沉箱系統不再受到額外之拉力，意即當沉箱所受之地震加速度大於有支撐系統臨界加速度 N_T 值時，支撐系統失效，整體沉箱系統變為原先無支撐系統狀態。此時沉箱開始受震滑動，其臨界加速度採用原無支撐系統反算所得之臨界加速度 N 值，可以此進行傳統Newmark滑動分析得

到滑移量 D_N ，而總沉箱之滑移量 $D=D_S+D_N$ 。值得注意的是，本研究分析假設錨樁與高耐索支撐系統所提供的額外穩定力量並未考慮當錨樁週遭附近背填土層發生液化後對於整體支撐系統之影響。由於此項問題屬於複雜的樁土互制分析，無法在簡易的塊體滑動法中加以考慮，建議應可另開研究主題詳細討論之。

根據上述之滑動塊體分段分析法，可針對臺中港1~4號碼頭修復後設計斷面進行沉箱受震滑移量分析。

3.3.1.5 沉箱式碼頭易損性曲線之建立與初步結果

1. 沉箱式碼頭之性能等級

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，針對港灣構造物之性能等級有提出建議與說明。港灣構造物之性能等級分為等級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3.3.13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性能等級對應之損壞程度，如表3.3.14即為重力式碼頭定量之性能等級，包括壁體之正規化水平位移 d/H 、朝海側傾斜角，與岸肩之不均勻沉陷量、岸肩與後線陸地沉陷差、岸肩朝海側傾斜角之相關參考數據。

本研究參照國際航海協會所建議之重力式碼頭定量性能等級，針對沉箱式碼頭標準斷面進行其易損性曲線研究。本研究以滑動塊體法分析所得之沉箱滑移量 d 作為沉箱式碼頭性能等級評估之參數，根據表3.3.14壁體正規化水平位移 d/H ，若以沉箱式碼頭標準斷面高度 $H=16.2\text{m}$ 計，則當滑移量 d 小於 0.243m 時，其碼頭性能等級為等級I可使用，即不影響整體運作；當滑移量 d 大於 0.243m 且未達 0.81m 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 0.81m 且未達 1.62m 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 1.62m 時，碼頭性能等級為等級IV崩塌破壞，完全無法使用且結構完全破壞。據此，可針對分析所得之沉

箱滑移量，評估碼頭在地震下之性能等級，進而建立沉箱式碼頭易損性曲線。

2.地震樣本

本研究針對沉箱式碼頭結構之易損曲線研究所採用之地震樣本，初步選取距離臺中港區最近之清水國小測站（TCU059），收集此測站所紀錄到地震規模5以上的10筆地震紀錄作為本研究分析所用之樣本，如表3.3.15所示，其中包含9筆921集集地震期間之主震與餘震資料，其PGA範圍由50.72gal到161.92gal。

3.分析模式

根據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。因此，本研究結合前述臺中港區地層液化門檻值 A_L 評估結果，與23~24號碼頭標準斷面在不同液化程度參數 α_L 下的臨界加速度 N 反算值，得出圖3.3.26之簡易圖表，藉其可得出在特定地震水平最大加速度值作用下，沉箱式碼頭背填土液化程度，與在該液化程度狀態下進行滑動塊體分析時所需的臨界加速度值。

舉例來說，若有一地震發生且其在臺中港所造成之PGA值為0.2g，則由圖3.3.26可辨識出此時碼頭背填土液化程度參數 α_L 約為0.4，對照圖中得出此時碼頭之臨界加速度 N 值為0.06g，可依此進行傳統Newmark滑移量分析。同樣的，圖3.3.27為西1碼頭標準斷面在不同液化程度參數 α_L 下的臨界加速度 N 反算值，可依此進行傳統Newmark滑移量分析，分析西1碼頭在不同地震樣本下之沉箱受震滑移量。

至於臺中港1~3號碼頭與4號碼頭標準斷面在不同液化程度參數 α_L 下的臨界加速度 N 反算值，則如圖3.3.28與圖3.3.29所示，其中無支撐系統反算所得之臨界加速度 N 值曲線為圖中實線帶菱形空心資料點者，而考慮被動式支撐系統影響反算所得之臨界加速度 N_T 值曲線為圖中實線帶三角形空心資料點。

根據上述碼頭背填土液化程度與臨界加速度之簡易評估法，本研究提出考慮碼頭背填土液化程度對於沉箱式碼頭滑移量影響之評估流程（如圖3.3.30所示），可依此進行沉箱式碼頭受震時性能等級之評估，簡要說明如下：

- (1)首先針對前述之10筆地震樣本共20個地震紀錄(考慮EW向與NS向)，依個別PGA值與液化程度門檻 A_L 值之比值，等比例縮放至相同震度大小之群組，意即此群組內20筆地震紀錄之PGA值皆等於 A_L 值。
- (2)以不同震度等級之地震群組作為輸入運動，根據所分析之碼頭斷面不同分別進行傳統滑動塊體分析法（無被動支撐系統）或滑動塊體分段分析法（有被動支撐系統），計算不同PGA值下之滑移量分佈，並據以建立強地動需求參數PGA相關之滑移量分佈。
- (3)根據各損害狀態對應之容許滑移量，配合上述步驟建立之滑移量分佈，則可建立各損壞狀態下對應不同強地動需求值，滑移量超過容許值之機率分佈，此曲線即代表沉箱式碼頭之易損性曲線。

4.初步結果

(1)23~24號碼頭

根據上述分析模式，本研究以等比例放大後之地震群組PGA值為0.176g、0.19g、0.215g、0.23g、0.27g、0.323g、0.34g、0.37g及0.54g等9個群組，共180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與相對應之性能等級分佈情況如表3.3.16所示。

地震群組PGA選取原則是為了考量分析所求得易損性曲線之代表性與完整性。故先於PGA=0.176g~0.215g之間以及0.23g~0.323g之間各選取一組PGA群組作分析，建立所對應之易損性曲線；而為補充曲線之完整性，在大於0.323g後地震群組選取原則則是利用反算分析得出碼頭性能等級二、三、四之臨界

PGA值，作為地震群組PGA分析之依據。由表中分析結果可知，當PGA小於0.176g時，沉箱碼頭之性能等級皆為等級I；隨著地震PGA上升至0.27g時，沉箱碼頭之性能等級皆達到等級II以上；地震PGA達到0.37g時，碼頭性能等級皆達到等級三以上，而最後當地震PGA為0.54g，根據地震樣本分析結果顯示，此時沉箱碼頭之性能等級皆處於等級IV完全破壞之狀況。

將上述分析結果計算各損壞狀態之對應不同PGA值下，滑移量超過容許值之機率分佈，如圖3.3.31所示，此即為23~24號碼頭針對PGA值之易損性曲線初步分析結果，可將其納入TELES中進行初步災損評估。

(2)西1碼頭

根據上述分析模式，本研究以等比例放大後之地震群組PGA值為0.14g、0.18g、0.215g、0.23g、0.323g、0.4g及0.5g等7個群組，共140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與相對應之性能等級分佈情況如表3.3.17所示。

將上述分析結果計算各損壞狀態之對應不同PGA值下，滑移量超過容許值之機率分佈，如圖3.3.32所示，此為西1碼頭針對PGA值之易損性曲線初步分析結果，同樣可納入TELES中進行初步災損評估。

(3)1~3號碼頭

本研究以等比例放大後之地震群組PGA值為0.14g、0.18g、0.215g、0.23g、0.323g、0.4g及0.5g等7個群組，共140筆紀錄當作輸入運動，根據本研究所提出之滑動塊體分段分析模式進行碼頭滑移量分析，分析所得之滑移量結果與相對應之性能等級分佈情況亦如表3.3.18所示。

將上述分析結果計算各損壞狀態之對應不同PGA值下，滑移量超過容許值之機率分佈，如圖3.3.33所示，此為1~3號碼頭針對

PGA值之易損性曲線初步分析結果，同樣可納入TELES中進行初步災損評估。

(4)4號碼頭

根據上述分析模式，本研究以等比例放大後之地震群組PGA值為0.14g、0.215g、0.217g、0.23g、0.323g、0.4g及0.5g等7個群組，共140筆紀錄當作輸入運動，同樣以滑動塊體分段分析模式進行碼頭滑移量分析，分析結果如表3.3.19所示。

將上述分析結果計算各損壞狀態之對應不同PGA值下，滑移量超過容許值之機率分佈，如圖3.3.34所示，此為4號碼頭針對PGA值之易損性曲線初步分析結果，同樣可納入TELES中進行初步災損評估。

3.3.2 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。

3.3.2.1 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。

一般建築或橋梁結構物常採用非線性靜力分析法（容量震譜法）來建立易損曲線之程序，大致可分成以下四個步驟：

1. 針對各類型建築物或橋梁之模型結構建立結構分析模型，利用非線性側推分析建立結構容量曲線（側力與位移關係），並定義出各性能等級（損壞等級）下，結構所對應之反應容許值。
2. 由不同損害等級所定義之建築物或橋梁結構反應容許值，推求該容許值所對應之強地動需求值。
3. 以步驟2.所求之各損害狀態所對應之強地動需求值來代表各狀態易損曲線之中值。對於易損曲線之標準偏差主要係考量損壞狀態容許值選取的不確定性、結構物容量之變異性及地表運動本身之不確定性等，但由於目前對損壞狀態之不確定性及結構物容量變異性尚未有足夠之具體研究成果，故一般多以實測地震記錄位移反應譜的分佈來決定易損曲線之標準偏差值。
3. 在求得不同損壞狀態所對應之易損性曲線的中值及標準偏差值後，則可以建立不同損壞狀態下代表某一類型建築或橋梁結構物之易損性曲線。

由於棧橋式碼頭之結構特性近似於橋梁，故將採用上述流程來研擬並建立棧橋式碼頭之易損曲線分析流程，應為可行之方法。但因碼頭結構多集中在特定場址，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 3.3.35 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(如圖3.3.36所示)，其中X向為單元縱軸方向、Y向為單元橫軸方向、Z向為垂直方向。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：

- (1) 假設為獨立單元，不考慮單元間及臨陸側的束制作用。
- (2) 上部結構之碼頭橋版部分，初步先視為剛性版。
- (3) 基樁以樑元素模擬，假設樁頭與上部結構為剛接。
- (4) 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。
- (5) 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。
- (6) 側推分析時採用位移控制，監測點位為頂版質心處。
- (7) 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，採用距離

臺中港區最近之清水國小測站（TCU059），收集此測站所記錄到地震規模5以上的10筆地震紀錄作為本研究分析所用之樣本，如表3.3.5所示，其中包含9筆921集集地震期間之主震與餘震資料，其PGA範圍由50.72gal到161.92gal。

- 3.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3.3.20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之性能狀態，訂定棧橋式碼頭之相關損壞狀態容許值。
- 5.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。

3.3.2.2 棧橋式碼頭易損性曲線之建立與初步成果

本研究已研擬適用在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，本節選取臺中港 5~8A 號（八角中空預力直樁）、9~11 號（八角中空預力直樁含斜樁）以及西 3~西 4 號碼頭（鋼管直樁含斜樁），作為棧橋式碼頭易損性曲線分析之標準剖面案例，以確認所研擬分析流程與方法之可行性。

由目前之分析結果顯示，此類碼頭其於 921 地震之 PGA 作用下，

損壞達到等級 II 之機率極低，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。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。以下即列述各案例之分析概況與結果。

1. 臺中港5~8A號碼頭

(1) 分析模式概要

臺中港5~8A號碼頭位於北突堤，其功能為散雜貨碼頭，碼頭型式為八角中空預力直樁棧橋式、設計水深-11.0 m、岸肩法線高程+6.20 m、碼頭長度200 m/座（一般單元長度為30 m、南北角隅單元長度為40 m）、岸肩寬度為23.5 m、樁間距離於縱向為6.0 m、於橫向為3m。於此採用單元長度30 m者作為分析案例之標準斷面，如圖3.3.37所示。

(2) 損害等級容許值

將分析模型進行縱向(X向)及橫向(Y向；向海側)之側推分析求得容量曲線後，依據基樁塑鉸發生之狀態，參考國際航海協會所建議棧橋式碼頭之基樁損壞定性描述(表3.3.20)，即可初步定訂出損壞狀況與相對應之容許值，分別如表3.3.21a、表3.3.21b所示，且Y向之損壞狀態容許值較X向者為低。當其位移值小於碼頭性能等級為降伏(B)之容許值時，結構物應仍未發生損壞；當性能等級大於降伏但未達立即使用(IO)之容許值時，等級I可使用，即不影響整體運作；當性能等級大於立即使用(IO)但未達預防崩塌(CP)之容許值時，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；當位移值大於預防崩塌(CP)但未達完全損壞(C)之容許值時，為等級III接近崩塌破壞，構造物為嚴重破化之狀態；而當位移值大於完全損壞(C)之容許值時，碼頭性能等級為等級IV崩塌破壞，視為無法使用。據此，可針對側推分

析與容量震譜法所得之性能點位移值，評估碼頭在各地震下所對應之性能等級，進而建立5-8A號碼頭之易損性曲線。

(3)地震樣本

根據前述分析模式與易損性分析流程，本研究以等比例放大後之地震群組PGA值為0.06g、0.08g、0.11g、0.15g、0.20g、0.27g、0.37g及0.50g等8個群組，共160筆紀錄當作輸入運動，求取其固有阻尼比0.05之反應譜。

(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3.3.22a與表3.3.22b所示。將分析結果計算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，如圖3.3.38a與3.3.38b所示，此即為臺中港5-8A號棧橋式碼頭與PGA值相關之易損性曲線。由X向易損分析之結果可知（如圖3.3.38a），當PGA小於0.11g時，此一棧橋式碼頭之狀態為無損壞；隨著地震PGA上升至0.15g時，棧橋式碼頭之性能等級達等級I機率為15%，達等級II之機率為5%；而當地震PGA需高於0.27g時才有可能發生等級IV之損壞；當地震PGA為0.5g，根據地震樣本分析結果顯示，此時棧橋式碼頭處於等級IV嚴重損壞狀況之機率為15%。由Y向易損分析之結果可知（如圖3.3.38b），當PGA小於0.11g時，棧橋式碼頭皆為無損壞；隨著地震PGA上升至0.15g時，棧橋式碼頭之損壞狀態達等級I之機率為15%；而當地震PGA於0.37g時可能發生損壞等級III之機率為15%；最後當地震PGA為0.5g，根據地震樣本分析結果顯示，此時棧橋式碼頭處於等級IV嚴重損壞狀況之機率為20%。

2.臺中港9~11號碼頭

(1)分析模式概要

臺中港9~11號碼頭位於北突堤，其功能為貨櫃碼頭，碼頭型式為八角中空預力斜樁棧橋式、設計水深-13.0 m、岸肩法線高程+6.20 m、碼頭長度260~320 m/座（一般單元長度為40.6 m）、岸肩寬度27 m，分析案例之標準斷面，如圖3.3.39所示。

(2) 損害等級容許值

將分析模型進行縱向(X向)及橫向(Y向；向海側)之側推分析以求得容量曲線，再依據基樁塑鉸發生之狀態可初步定訂損壞狀況，分別如表3.3.23a、表3.3.23b所示，且Y向之損壞狀態容許值較X向者為低。後續即針對分析所得之位移值，評估碼頭在各地震下所對應之性能等級，進而建立9-11號碼頭之易損性曲線。

(3) 地震樣本

根據前述分析模式與易損性分析流程，本研究以等比例放大後之地震群組PGA值為0.11g、0.20g、0.27g、0.37g、0.40g、0.50g、0.60g及0.70g等8個群組，共160筆紀錄當作輸入運動，求取其固有阻尼比0.05之反應譜。

(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3.3.24a與3.3.24b所示。將上述分析結果計算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，如圖3.3.40a與圖3.3.40b所示，此即為9-11號棧橋式碼頭於PGA值之易損性曲線。

由X向易損分析之結果可知（圖3.3.40a），當PGA小於0.2g時，棧橋式碼頭之性能等級皆為無損壞；隨著地震PGA上升至0.27g時，棧橋式碼頭之性能等級達等級I之機率為5%；而當地震PGA達0.37g時發生損壞等級II之機率僅為5%；而PGA高達0.4g時

發生損壞等級III之機率僅為5%；縱使當PGA達0.7g，根據地震樣本分析結果顯示，此一棧橋式碼頭處於等級IV之機率極低。

由Y向易損分析之結果可知（圖3.3.40b），當PGA小於0.2g時，棧橋式碼頭之性能等級皆為無損壞；隨著地震PGA上升至0.27g時，棧橋式碼頭之性能等級達等級I之機率為5%；而當地震PGA達0.37g時發生損壞等級II之機率僅為10%；而PGA高達0.4g時發生損壞等級III之機率僅為5%；縱使當PGA達0.7g，根據地震樣本分析結果顯示，此時棧橋式碼頭處於等級IV嚴重損壞狀況之機率極低。分析結果顯示同為八角中空預力樁之基礎材料，採用部份斜樁較全為直樁之基礎配置型式，於同一地震力作用下，可降低碼頭在高損壞等級之發生機率。

3.臺中港西3~西4號碼頭

(1)分析模式概要

臺中港西3~西4號碼頭位於臺中港區西碼頭區，為化學品碼頭，主要為臺灣中油所租用以輸運油品等物資，皆屬於鋼管斜樁棧橋型式、設計水深-13.0 m、岸肩法線高程+6.20 m、碼頭長度250.2 m/座(單元長度為37.8 m者，共計6個；單元長度為23.4 m者，共計1個)、岸肩寬度27 m、樁間距離3.0 m。於此採用單元長度為37.8 m者作為分析案例之標準斷面，如圖3.3.41所示。

(2)損害等級容許值

將分析模型進行縱向(X向)及橫向(Y向；向海側)之側推分析以求得容量曲線，依據基樁塑鉸發生之狀態可初步定訂出損壞狀況，分別如表3.3.25a、表3.3.25b所示，且Y向之損壞狀態容許值較X向者為低。後續即針對分析所得之位移值，評估碼頭在各地震下所對應之性能等級，進而建立西3-西4號碼頭易損性曲線。

(3)地震樣本

根據前述分析模式與易損性分析流程，本研究以等比例放大

後之地震群組PGA值為0.30g、0.50g、0.80g、1.10g、1.35g、1.60g、1.80及2.00g等8個群組，共160筆紀錄當作輸入運動，求取其固有阻尼比0.05之反應譜。

(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3.3.26a與3.3.26b所示。將上述分析結果計算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，如圖3.3.42a與圖3.3.42b所示，此即為西3-西4號棧橋式碼頭於PGA值之易損性曲線。

由X向易損分析之結果可知（圖3.3.42a），當PGA小於0.3g時，棧橋式碼頭之性能等級皆為無損壞；隨著地震PGA上升至0.5g時，棧橋式碼頭之性能等級達等級I之機率僅為10%；而當地震PGA需高於1.6g時發生損壞等級II之機率為15%；並且當達2.0g仍未發生超過等級II之破壞。

由Y向易損分析之結果可知（圖3.3.42b），當PGA小於0.5g時，棧橋式碼頭之性能等級皆為無損壞；隨著地震PGA上升至0.95g時，棧橋式碼頭之性能等級達等級I之機率僅為5%；並且當達2.0g仍未發生超過等級I之破壞。分析結果顯示此一棧橋式碼頭，因使用鋼管樁為材料與並配置斜樁，相較於前兩個分析模型，於相同地震力作用下，具有更高之耐震能力。

3.3.3 易損分析曲線參數化

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固定的函數形式，並求取該函數之相關參數，將參數輸入於災損評估系統 TELES 中加以運用。而此種將易損曲線以已知函數形式加以標準化並求取相關參數之過程，稱為港灣結構物易損曲線參數化。

一般文獻中大多將易損曲線形式假設為符合對數常態分布函數累積機率函數(lognormal cumulative probability function)，如式(3.3.15)所示。由該式可知僅需決定對數常態分配之中位數與對數標準差兩個參數，即可完整描述該函數。

$$F(x) = P(X \leq x) = \int_0^x \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma}\right)^2\right] dx \dots\dots\dots (3.3.15)$$

式中， X 為隨機變數， μ 為 $\ln(X)$ 之中位數或平均數， σ 為 $\ln(X)$ 之標準差。

將前述棧橋式與沉箱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其最佳化近似的對數常態分配函數之中位數與標準差，即可求得各案例之各等級易損曲線參數，彙整如表 3.3.27 及表 3.3.28。

另依據表中所列相關碼頭之易損參數代入式(3.3.15)，即可繪製出以對數常態分配累積機率函數所預測的各損壞等級易損曲線。棧橋式碼頭案例之預測結果如圖 3.3.38b、圖 3.3.40b 及圖 3.3.42b 中虛線所示，與分析所得之易損曲線（實線）近似情況大多良好，符合對數常態分布的假設。沉箱式碼頭案例之預測結果如圖 3.3.31、圖 3.3.32、圖 3.3.33 及圖 3.3.34 中虛線所示，與分析所得之易損曲線（實線）差異較大，顯示該曲線之函數形式較不符合假設的對數常態分配形式，應與所採用的分析方法有關，後續將隨本研究之進行再加持續探討。

本研究目前已研擬易損曲線參數化之流程與方法，並求得棧橋式與沉箱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運用。

3.4 港灣構造物之地震災損評估系統模組建立

地震災害損失評估及境況模擬是以實用為導向，可依據不同使用者的需求與不同精確度的資料來源，提供標準且一致化的地震災害損失評估方法，及人性化的使用者介面。

本研究將「港灣構造物」納入TELES中，並依據此類別之需求，逐步進行建立基本資料與相關評估參數資料庫、開發系統模組與使用介面程式等作業，以擴充TELES於港灣構造物的地震災損評估功能。

3.4.1 臺中港區地盤液化敏感類別

在 TELES 之地震潛勢分析評估項目中，進行液化造成之地層破壞評估前，須事先給定地盤液化潛勢類別之基本資料。每一液化敏感類別的土壤在給定地表最大加速度(PGA)、地震規模和地下水位深度後，便可概估場址發生液化的機率，以及一旦發生液化時可能引致的地表沉陷量。葉錦勳等(2002)和 Yeh, et al. (2002a, 2002b)利用國家地震工程研究中心所蒐集的一萬一千多孔的工程地質鑽探資料，進行土壤液化潛能和引致永久位移量之推估研究。由各鑽孔在不同地震規模、地下水位和 PGA 作用下，液化潛能指數 P_L 的變化情形定義出六種液化敏感類別，以各鑽孔在地震規模 7.5、地下水位 1.5 公尺的條件下，使 P_L 達 15 的 PGA 值來區分液化敏感類別。土壤液化敏感類別分為極高、高、中、低、極低和無等六級，各液化敏感類別之 P_L 達 15 所對應的 PGA 值分別落於下列各區間內：0-0.15g (6)、0.15g-0.2g (5)、0.2g-0.25g (4)、0.25g-0.35g (3)、0.35g-0.45g (2)和 0.45g (1)以上。

TELES 假設液化機率與液化潛能指數 P_L 成線性關係，當 $P_L=15$ ，液化機率為 75%，當 $P_L \geq 20$ ，液化機率為 100%，各液化敏感類別之液化潛能指數與地震規模和地下水位組合條件之統計關係式如下：

$$(P_L)_i = \alpha_i \cdot f(M) \cdot g(d_w)(PGA) + \beta_i \dots\dots\dots (3.4.1)$$

$$f(M) = 0.0353M^2 - 0.1855M + 0.4069 \dots\dots\dots (3.4.2)$$

$$g(d_w) = 0.0002d_w^4 - 0.0051d_w^3 + 0.0535d_w^2 - 0.2758d_w + 1.3105 \dots\dots\dots (3.4.3)$$

其中，下標 i 代表液化敏感類別， $f(M)$ 與 $g(d_w)$ 分別為地震規模和地下水位修正函數， α_i 和 β_i 為常數，其值隨液化敏感類別而不同，詳如表 3.4.1。

不同液化敏感類別之地盤，因液化所引致的沈陷量，經 Yeh, et al. (2002b) 統計分析，可利用下式推估：

$$S = \bar{S}_i \cdot \int_0^A \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_i x} e^{-\frac{[\ln(x/m_i)]^2}{\sigma_i^2}} dx = \bar{S}_i \cdot \Phi \left[\frac{\ln(A/m_i)}{\sigma_i} \right] \dots\dots\dots (3.4.4)$$

$$m_i = \mu_i \cdot \bar{f}(M) \cdot \bar{g}(d_w) \dots\dots\dots (3.4.5)$$

$$\sigma_i = \lambda_i \cdot \bar{h}(d_w) \dots\dots\dots (3.4.6)$$

$$\bar{f}(M) = 0.1231M^2 - 2.2052M + 10.5954 \dots\dots\dots (3.4.7)$$

$$\bar{g}(d_w) = -0.007188d_w^2 + 0.145195d_w + 0.7919 \dots\dots\dots (3.4.8)$$

$$\bar{h}(d_w) = 0.003208d_w^2 - 0.042331d_w + 1.0611 \dots\dots\dots (3.4.9)$$

其中， $\bar{f}(M)$ 、 $\bar{g}(d_w)$ 與 $\bar{h}(d_w)$ 分別為地震規模和地下水位修正函數； \bar{S}_i 、 μ_i 和 λ_i 為與液化敏感類別相關之常數，如表 3.4.2 所示。

有關上述各液化敏感類別之液化潛能指數與液化引致沈陷量之推估式之詳細推導，可參考葉錦勳（2003）。

目前先以自港研中心蒐集到 31 孔地質鑽孔資料，來決定臺中港區地盤之液化敏感類別。這些鑽孔分佈如圖 3.4.1 所示，主要散佈於北碼頭區。利用 TELES 建置之液化敏感類別計算模組，可計算各鑽孔對應之液化敏感類別，並繪製液化敏感類別圖，如圖 3.4.2 所示。此液化敏感類別圖係在各鑽孔位置依極高、高、中、低、極低和無液化敏感類別，分別畫出半徑為 200 公尺、300 公尺、400 公尺、600 公尺、800 公尺和 1000 公尺的圓形區域，來代表各液化敏感類別之影響區域，對於重疊區域則歸屬為較高的液化敏感類別，譬如"高"液化敏感區和"低"液

化敏感區的重疊部分，視為"高"液化敏感區。依照此液化敏感類別圖，後續根據港區各項設施所處位置便可決定設施位置地盤之液化敏感類別。

由於目前蒐集到之鑽孔並未能完全涵蓋所有港灣設施，且鑽孔深度與實際現地不盡相符，以液化敏感類別圖來設定各港灣設施之液化敏感類別，恐不能代表實際情形，因此現階段並不此採用此敏感類別圖來設定各項港灣設施之液化敏感類別。參酌港研中心之過去進行臺中港區液化分析之經驗與 921 地震下臺中港區之實地震損情形，將依表 3.4.3 各碼頭區來設定液化敏感類別。

3.4.2 各分析模組參數表單建置

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表單。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。本研究已利用 MapInfo 程式建置相關表單，由於這些參數國內目前尚未有完整之本土化參數，於研究初期可參考 HAZUS 99 之系統預設值設定。

HAZUS 99 將港灣設施分成四類，為濱水結構物(waterfront structures)、起重搬運設備(cranes and cargo handling equipment)、倉庫(warehouses)以及燃料設施(fuel facilities)；每類設施，HAZUS 又再進一步分類，如表 3.4.4 所示。

在易損性曲線參數方面，主要考量結構物或設施於不同損壞等級時之對應值。對於濱水結構，HAZUS 99 建議與永久位移 (PGD) 相關之易損曲線參數，預設值詳如表 3.4.5。對於起重搬運設備，HAZUS 99 分別建議對尖峰地表加速度 (PGA) 與永久位移 (PGD) 相關之易損曲線參數，預設值詳如表 3.4.6。對於倉庫及燃料設施，HAZUS 參考鐵路系統，分別建議對尖峰地表加速度 (PGA) 與永久位移 (PGD) 相關之易損性參數，預設值詳如表 3.4.7 與表 3.4.8。

在損失比參數方面，HAZUS 預設值如表 3.4.9 所示，考量結構物

或設施於不同損壞等級時之對應值，建議損失比最佳值及損失比範圍。在修復時間曲線參數上，HAZUS 認為燃料設施與倉庫對港灣營運影響較小，因此僅考量濱水結構與起重搬運設備損害造成之影響，其系統預設參數值依 slight/minor、moderate、extensive、complete 四級損壞狀態，詳如表 3.4.10 所示。

3.4.3 港灣構造物之震災境況模擬模組建立

港灣構造物 TELES 震損評估系統之震災境況模擬模組的開發與建立，除專業技術外，尚須搭配幾個軟體來達成。在本研究中，TELES 將利用微軟公司出版的 Visual C++和 MapInfo 公司出版的 MapBasic 兩種程式語言來開發整套的地震損失評估系統。TELES 充分利用 VC++ 的特性，將 MapBasic 予以包裝，故在程式設計上可達物件化和模組化的要求，茲概述如下：

1. 定義作為展示地圖、資料表、圖例、版面配置或條狀圖...等等的物件類別(class)，除統一使用者介面以方便學習如何操作外，可重複使用這些物件，以便日後程式之維護。
2. 輸入或輸出資料表的內容包含文字與圖形兩種，兩者皆可使用 MapInfo所內建的地圖視窗或表格視窗來瀏覽。為方便資料的儲存與管理，有時也為減少檔案的個數而將同一類的資料存放在一個資料表內；但使用者在檢視這些資料時又希望能分門別類地顯示。因此 TELES 定義可重複使用的對話框，以同時滿足簡潔和方便的雙重要求。該對話框可將資料表內的紀錄依行政區界(村里、鄉鎮區或縣市)來展示，也同時可根據資料的不同分類依其類別分開展示。資料表的欄位數目和屬性沒有任何限制。
3. TELES 充分利用物件導向程式語言的特性，將地震損失評估系統所涵蓋的各個分析模組予以分門別類，定義個別的物件。各物件的資料(member variable)與功能(member function)相結合後，使整個軟體架構類別(class)，除統一使用者介面以方便學習如何操作外，可重複使用這些物件以便利日後維護程式的工作。

- 4.各研究區域所使用的輸入與輸出資料庫的檔案名稱、路徑、重要參數設定等，都可利用外部資料庫儲存，並可隨使用者需要作適當調整或變更。譬如一般建築物的分類系統可以在程式外部調整，不須更改程式的整體架構。
- 5.TELES軟體設計上可與MapInfo的既有功能結合且具有相同的操作方式。但為避免使用者混淆而喪失本軟體的主要功能，僅選擇納入MapInfo的部份功能。未來視需要可逐一增加MapInfo所提供的功能。
- 6.本研究現階段已逐步建置港灣結構或設施、地質鑽探資料、易損性曲線參數、經濟損失評估用參數等基本資料表單，據以測試或擴充TELES 港灣構造物震損評估之相關功能模組，目前包括有：地震災害潛勢分析、港灣構造物損害評估、直接經濟損失等主要模組，用以分析臺中港地區之地震災害潛勢、港灣構造物的損害狀況及直接經濟損失等災損境況之模擬。

3.4.4 臺中港區震損境況模擬示範

迄今在 TELES 系統中已將港灣設施震損分析模組雛形開發完成，並以前節所述 HAZUS99 中所建議的參數值建置災損分析基本參數資料庫。本節將進一步利用此模組來示範臺中港區震損境況模擬。依照 TELES 震損評估架構，整個震損分析依序應包含：1.臺中港區地震災害潛勢分析，2.臺中港區港灣結構物損害評估，以及 3.臺中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，依序介紹如后。

1.臺中港區地震災害潛勢分析

首先需選定模擬地震，現階段採用曾對臺中港造成災害之921集集地震進行測試。選定模擬地震後，以TELES系統中「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。以第

一個方式來設定模擬地震，採用TELES系統預設之集集地震震源參數進行設定，設定內容如下圖3.4.3所示。

以此模擬地震進行臺中港區震災潛勢分析，圖3.4.4所示為梧棲鎮與清水鎮各村里之加速度分佈。對照實際921地震下，在清水國小測站（TCU059）所量測到之PGA值達約0.16g，顯示分析所得之PGA分佈應屬合理。臺中港區各碼頭依所處位置，分成北碼頭區、北突堤區、西碼頭區、中碼頭、中突堤區以及南碼頭區。由圖可觀察到北碼頭及北突堤區所在村里之PGA值介於0.18-0.20g之間，中碼頭、中突堤與西突堤區所在村里之PGA值介於0.16-0.18g。

2. 臺中港區港灣結構物損害評估

在完成臺中港區地震潛勢分析後，繼則針對港灣各項主要設施進行結構物損害評估，由於前節係以村里為目標，針對每個村里來進行地震潛勢分析，係以每個村里之形心為代表位置來計算。

由於以各碼頭區所處村里之PGA值來代表碼頭區內各港灣設施之PGA值，並不能反映局部性之差異，本節將對每項港灣設施所處位置及所屬地盤種類，再作更細部之分析，可得各設施所在位置的PGA值分佈如圖3.4.5所示，圖中顯示PGA值約介於0.15-0.16g之間，略小於以村里為目標的分析結果，這是因為村里地震潛勢分析係以村里形心位置計算所得之PGA來代表整個村里，並且以村里為整體來考量場址效應所致。

在此模擬地震作用下，配合各港灣設施之地震潛勢，經由震損分析模組可估算港區各設施對應各損害狀態之損害機率。圖3.4.6所示為臺中港區各設施損害狀態達至少嚴重損害狀態之機率（包含嚴重損害D4與完全損害D5），其中以北碼頭區1-4號與4A號碼頭結構（紅色線型符號）以及北突堤區10與11號碼頭上之起重設施（紅色星形符號）有最高之損害機率，其值超過10%；中碼頭區之12與13號碼頭結構（橘色線型符號）之損害機率次之，其餘設施之損害機率較低。

3.臺中港區震害經濟損失評估

在完成臺中港區各設施震損分析之後，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，將視港灣設施修復所需費用為其直接經濟損失。在計算直接經濟損失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。與港研中心討論後，初步假設港區各主要設施之重建成本如表3.4.11所示。一旦重建成本設定後，便可計算各碼頭區港灣設施直接經濟損失如表3.4.12所示，整個臺中港區損失約810百萬元，以北碼頭區損失最大，約531百萬元，其次為北突堤區，約128百萬元。

經由本節測試案例分析後可知，目前 TELES 系統中所建置之港灣設施震損分析模組已大致能完成整個臺中港區之震損評估分析。惟目前相關分析參數，如易損曲線參數等係採用 HAZUS99 之建議值，且港區各設施之重建成本也是由假設決定，後續仍須透過一些驗證模擬來校正目前系統中所採用之分析參數，以使整個臺中港區震損評估結果更趨合理。

表3.3.1 臺中港沉箱式碼頭一覽表

| 碼頭編號 | 設計幾何參數 | 設計水深 | 碼頭功能用途 |
|------|------------|------|--------|
| 1 | 長250m×寬20m | 13m | 穀類 |
| 2 | 長250m×寬20m | 13m | 油品 |
| 3 | 長250m×寬20m | 13m | 穀類 |
| 4 | 長200m×寬20m | 11m | 液體 |
| 4A | 長185m×寬20m | 9m | 水泥 |
| 23 | 長360m×寬20m | 10m | 雜貨 |
| 24 | 長360m×寬20m | 10m | 雜貨 |
| 25 | 長400m×寬20m | 11m | 雜貨 |
| W1 | 長250m×寬25m | 13m | 管道 |

表3.3.2 23~24號沉箱式碼頭分析斷面在不同液化程度之安全係數
(921地震)

| 碼頭背填土液化程度參數 α_L | 0 | 0.25 | 0.5 | 0.75 | 1 |
|--|--------|-------|--------|--------|--------|
| 921地表水平最大加速度 (g) | 0.163 | | | | |
| 921地表垂直最大加速度 (g) | 0.06 | | | | |
| 抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_vW)$ (t/m) | 160.70 | | | | |
| 液化土層厚度 h_L (m) | 0.00 | 3.53 | 7.07 | 10.60 | 13.13 |
| 非液化土層厚度 h_{NL} (m) | 13.13 | 10.60 | 7.07 | 3.53 | 0.00 |
| 水平慣性力 K_h*W (t/m) | 82.39 | | | | |
| 液化時超額孔隙水壓力 P_{LE1} (t/m) | 0.00 | 56.84 | 101.20 | 133.08 | 152.48 |
| 陸側液化時動流體壓力 P_{LE2} (t/m) | 0.00 | 16.86 | 28.90 | 36.13 | 38.54 |
| 陸側靜水壓力 P_{WL} (t/m) | 102.82 | | | | |
| 海側靜水壓力 P_{WS} (t/m) | 85.70 | | | | |
| 海側動水壓力 P_{WES} (t/m) | 16.30 | | | | |
| 水位上動態主動土壓力係數 K_{AE} | 0.38 | | | | |
| 水位下動態主動土壓力係數 K_{AE}' | 0.52 | | | | |
| 水位上動態土壓力 P_{AEI} (t/m) | 1.40 | | | | |
| 非液化土層動態土壓力(以水中震度計) P_{AE} or P_{AENL} (t/m) | 80.45 | 49.55 | 26.57 | 10.05 | 0.00 |
| 安全係數 F_S | 0.819 | 0.668 | 0.587 | 0.542 | 0.521 |

表3.3.3 1~3號沉箱式碼頭分析斷面在不同液化程度之安全係數
(921地震、採用震前未補強之分析斷面)

| 碼頭背填土液化程度參數 α_L | 0 | 0.25 | 0.5 | 0.75 | 1 |
|--|--------|-------|--------|--------|--------|
| 921地表水平最大加速度 (g) | 0.163 | | | | |
| 921地表垂直最大加速度 (g) | 0.06 | | | | |
| 抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_vW)$ (t/m) | 160.70 | | | | |
| 液化土層厚度 h_L (m) | 0.00 | 3.23 | 8.465 | 12.70 | 16.93 |
| 非液化土層厚度 h_{NL} (m) | 16.93 | 12.70 | 8.465 | 3.23 | 0.00 |
| 水平慣性力 K_h*W (t/m) | 110.16 | | | | |
| 液化時超額孔隙水壓力 P_{LE1} (t/m) | 0.00 | 79.99 | 142.07 | 186.24 | 212.49 |
| 陸側液化時動流體壓力 P_{LE2} (t/m) | 0 | 23.20 | 41.49 | 51.87 | 55.32 |
| 陸側靜水壓力 P_{WL} (t/m) | 147.61 | | | | |
| 海側靜水壓力 P_{WS} (t/m) | 126.94 | | | | |
| 海側動水壓力 P_{WES} (t/m) | 23.14 | | | | |
| 水位上動態主動土壓力係數 K_{AE} | 0.38 | | | | |
| 水位下動態主動土壓力係數 K_{AE}' | 0.52 | | | | |
| 水位上動態土壓力 P_{AEI} (t/m) | 1.54 | | | | |
| 非液化土層動態土壓力(以水中震度計) P_{AE} or P_{AENL} (t/m) | 111.83 | 68.64 | 36.48 | 13.60 | 0.00 |
| 安全係數 F_S | 0.789 | 0.639 | 0.559 | 0.515 | 0.496 |

表3.3.4 4號沉箱式碼頭分析斷面在不同液化程度之安全係數
(921地震、採用震前未補強之分析斷面)

| 碼頭背填土液化程度參數 α_L | 0 | 0.25 | 0.5 | 0.75 | 1 |
|--|--------|-------|--------|--------|--------|
| 921地表水平最大加速度 (g) | 0.163 | | | | |
| 921地表垂直最大加速度 (g) | 0.06 | | | | |
| 抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_vW)$ (t/m) | 175.18 | | | | |
| 液化土層厚度 h_L (m) | 0.00 | 3.30 | 8.60 | 12.90 | 17.20 |
| 非液化土層厚度 h_{NL} (m) | 17.20 | 12.90 | 8.60 | 3.30 | 0.00 |
| 水平慣性力 K_h*W (t/m) | 89.83 | | | | |
| 液化時超額孔隙水壓力 P_{LE1} (t/m) | 0.00 | 63.01 | 113.09 | 150.24 | 172.46 |
| 陸側液化時動流體壓力 P_{LE2} (t/m) | 0 | 18.82 | 32.27 | 40.34 | 43.02 |
| 陸側靜水壓力 P_{WL} (t/m) | 113.80 | | | | |
| 海側靜水壓力 P_{WS} (t/m) | 96.66 | | | | |
| 海側動水壓力 P_{WES} (t/m) | 18.83 | | | | |
| 水位上動態主動土壓力係數 K_{AE} | 0.38 | | | | |
| 水位下動態主動土壓力係數 K_{AE}' | 0.52 | | | | |
| 水位上動態土壓力 P_{AE1} (t/m) | 1.54 | | | | |
| 非液化土層動態土壓力(以水中震度計) P_{AE} or P_{AENL} (t/m) | 91.09 | 56.18 | 30.24 | 11.51 | 0.00 |
| 安全係數 F_S | 0.806 | 0.656 | 0.575 | 0.531 | 0.510 |

表3.3.5 西1號沉箱式碼頭分析斷面在不同液化程度之安全係數
(921地震)

| 碼頭背填土液化程度參數 α_L | 0 | 0.25 | 0.5 | 0.75 | 1 |
|--|--------|-------|--------|--------|--------|
| 921地表水平最大加速度 (g) | 0.163 | | | | |
| 921地表垂直最大加速度 (g) | 0.06 | | | | |
| 抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_vW)$ (t/m) | 160.70 | | | | |
| 液化土層厚度 h_L (m) | 0.00 | 3.53 | 7.07 | 10.60 | 13.13 |
| 非液化土層厚度 h_{NL} (m) | 13.13 | 10.60 | 7.07 | 3.53 | 0.00 |
| 水平慣性力 K_h*W (t/m) | 110.74 | | | | |
| 液化時超額孔隙水壓力 P_{LE1} (t/m) | 0.00 | 80.76 | 143.60 | 188.52 | 215.54 |
| 陸側液化時動流體壓力 P_{LE2} (t/m) | 0.00 | 23.20 | 41.49 | 51.87 | 55.32 |
| 陸側靜水壓力 P_{WL} (t/m) | 147.61 | | | | |
| 海側靜水壓力 P_{WS} (t/m) | 126.94 | | | | |
| 海側動水壓力 P_{WES} (t/m) | 23.14 | | | | |
| 水位上動態主動土壓力係數 K_{AE} | 0.38 | | | | |
| 水位下動態主動土壓力係數 K_{AE}' | 0.52 | | | | |
| 水位上動態土壓力 P_{AEI} (t/m) | 1.61 | | | | |
| 非液化土層動態土壓力(以水中震度計) P_{AE} or P_{AENL} (t/m) | 80.45 | 49.55 | 26.57 | 10.05 | 0.00 |
| 安全係數 F_S | 0.789 | 0.640 | 0.560 | 0.516 | 0.496 |

表3.3.6 23~24號沉箱碼頭分析斷面在不同液化程度之臨界加速度值

| | | | | | |
|---|--------|--------|--------|--------|--------|
| 碼頭背填土液化程度參數 α_L | 0 | 0.25 | 0.5 | 0.75 | 1 |
| 水平地震力係數 K_h | 0.130 | 0.084 | 0.048 | 0.024 | 0.009 |
| 垂直地震力係數 K_v | 0.043 | 0.028 | 0.016 | 0.008 | 0.003 |
| 抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_vW)$ (t/m) | 165.76 | 170.41 | 173.01 | 176.52 | 177.99 |
| 液化土層厚度 h_L (m) | 0.00 | 3.53 | 7.07 | 10.60 | 13.13 |
| 非液化土層厚度 h_{NL} (m) | 13.13 | 10.60 | 7.07 | 3.53 | 0.00 |
| 水平慣性力 K_h*W (t/m) | 65.71 | 42.46 | 23.46 | 11.88 | 3.55 |
| 液化時超額孔隙水壓力 P_{LE1} (t/m) | 0.00 | 56.84 | 101.20 | 133.08 | 152.48 |
| 陸側液化時動流體壓力 P_{LE2} (t/m) | 0.00 | 8.69 | 8.58 | 5.21 | 2.13 |
| 陸側靜水壓力 P_{WL} (t/m) | 102.82 | 102.82 | 102.82 | 102.82 | 102.82 |
| 海側靜水壓力 P_{WS} (t/m) | 85.70 | 85.70 | 85.70 | 85.70 | 85.70 |
| 海側動水壓力 P_{WES} (t/m) | 13.00 | 8.40 | 3.84 | 2.35 | 0.90 |
| 水位上動態主動土壓力係數 K_{AE} | 0.35 | 0.32 | 0.30 | 0.28 | 0.28 |
| 水位下動態主動土壓力係數 K_{AE}' | 0.45 | 0.37 | 0.33 | 0.30 | 0.28 |
| 水位上動態土壓力 P_{AEI} (t/m) | 1.35 | 1.19 | 1.11 | 1.06 | 1.03 |
| 非液化土層動態土壓力(以水中震度計) P_{AE} or P_{AENL} (t/m) | 69.91 | 35.78 | 16.71 | 5.75 | 0.00 |
| 安全係數 F_S | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 臨界加速度 N (g) | 0.130 | 0.084 | 0.048 | 0.024 | 0.009 |

表3.3.7 西1沉箱碼頭分析斷面在不同液化程度之臨界加速度值

| | | | | | |
|--|--------|--------|--------|--------|--------|
| 碼頭背填土液化程度參數 α_L | 0 | 0.25 | 0.5 | 0.75 | 1 |
| 水平地震力係數 K_h | 0.124 | 0.077 | 0.040 | 0.015 | 0.000 |
| 垂直地震力係數 K_v | 0.041 | 0.026 | 0.013 | 0.005 | 0.000 |
| 抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_vW)$ (t/m) | 220.00 | 226.46 | 231.42 | 233.87 | 236.85 |
| 液化土層厚度 h_L (m) | 0.00 | 3.23 | 8.47 | 12.70 | 13.13 |
| 非液化土層厚度 h_{NL} (m) | 13.13 | 12.70 | 8.47 | 3.23 | 0.00 |
| 水平慣性力 K_h*W (t/m) | 83.24 | 51.97 | 27.17 | 9.92 | 0.01 |
| 液化時超額孔隙水壓力 P_{LE1} (t/m) | 0.00 | 80.76 | 143.60 | 188.52 | 215.54 |
| 陸側液化時動流體壓力 P_{LE2} (t/m) | 0.00 | 11.36 | 10.18 | 3.65 | 0.00 |
| 陸側靜水壓力 P_{WL} (t/m) | 147.61 | 147.61 | 147.61 | 147.61 | 147.61 |
| 海側靜水壓力 P_{WS} (t/m) | 126.94 | 126.94 | 126.94 | 126.94 | 126.94 |
| 海側動水壓力 P_{WES} (t/m) | 13.95 | 11.33 | 5.92 | 2.16 | 0.00 |
| 水位上動態主動土壓力係數 K_{AE} | 0.35 | 0.31 | 0.29 | 0.28 | 0.27 |
| 水位下動態主動土壓力係數 K_{AE}' | 0.44 | 0.36 | 0.32 | 0.29 | 0.27 |
| 水位上動態土壓力 P_{AE1} (t/m) | 1.16 | 1.34 | 1.25 | 1.19 | 1.16 |
| 非液化土層動態土壓力(以水中震度計) P_{AE} or P_{AENL} (t/m) | 96.32 | 48.97 | 22.70 | 7.74 | 0.00 |
| 安全係數 F_S | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 臨界加速度 N (g) | 1.216 | 0.750 | 0.392 | 0.143 | 0.000 |

表3.3.8 1~3沉箱碼頭修復前斷面在不同液化程度之臨界加速度值

| 碼頭背填土液化程度參數 α_L | 0 | 0.25 | 0.5 | 0.75 | 1 |
|--|--------|--------|--------|--------|--------|
| 水平地震力係數 K_h | 0.130 | 0.077 | 0.040 | 0.015 | 0.009 |
| 垂直地震力係數 K_v | 0.043 | 0.026 | 0.013 | 0.005 | 0.003 |
| 抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_vW)$ (t/m) | 217.94 | 223.40 | 229.33 | 232.71 | 233.68 |
| 液化土層厚度 h_L (m) | 0.00 | 3.23 | 8.47 | 12.70 | 16.93 |
| 非液化土層厚度 h_{NL} (m) | 16.93 | 12.70 | 8.47 | 3.23 | 0.00 |
| 水平慣性力 K_h*W (t/m) | 83.01 | 51.70 | 27.03 | 10.14 | 0.27 |
| 液化時超額孔隙水壓力 P_{LE1} (t/m) | 0.00 | 79.99 | 142.07 | 186.24 | 212.49 |
| 陸側液化時動流體壓力 P_{LE2} (t/m) | 0.00 | 11.36 | 10.18 | 3.77 | 0.14 |
| 陸側靜水壓力 P_{WL} (t/m) | 147.61 | 147.61 | 147.61 | 147.61 | 147.61 |
| 海側靜水壓力 P_{WS} (t/m) | 126.94 | 126.94 | 126.94 | 126.94 | 126.94 |
| 海側動水壓力 P_{WES} (t/m) | 18.41 | 11.33 | 5.92 | 2.22 | 0.06 |
| 水位上動態主動土壓力係數 K_{AE} | 0.35 | 0.31 | 0.29 | 0.28 | 0.27 |
| 水位下動態主動土壓力係數 K_{AE}' | 0.44 | 0.36 | 0.32 | 0.29 | 0.27 |
| 水位上動態土壓力 P_{AEI} (t/m) | 1.61 | 1.29 | 1.20 | 1.14 | 1.11 |
| 非液化土層動態土壓力(以水中震度計) P_{AE} or P_{AENL} (t/m) | 93.95 | 48.14 | 22.22 | 7.53 | 0.00 |
| 安全係數 F_S | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 |
| 臨界加速度 N (g) | 1.275 | 0.750 | 0.392 | 0.147 | 0.088 |

表3.3.9 4號沉箱碼頭修復前斷面在不同液化程度之臨界加速度值

| | | | | | |
|--|--------|--------|--------|--------|--------|
| 碼頭背填土液化程度參數 α_L | 0 | 0.25 | 0.5 | 0.75 | 1 |
| 水平地震力係數 K_h | 0.127 | 0.084 | 0.048 | 0.024 | 0.009 |
| 垂直地震力係數 K_v | 0.042 | 0.028 | 0.016 | 0.008 | 0.003 |
| 抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_vW)$ (t/m) | 180.98 | 186.15 | 190.15 | 192.97 | 193.67 |
| 液化土層厚度 h_L (m) | 0.00 | 3.30 | 8.60 | 12.90 | 17.20 |
| 非液化土層厚度 h_{NL} (m) | 17.20 | 12.90 | 8.60 | 3.30 | 0.00 |
| 水平慣性力 K_h*W (t/m) | 70.21 | 43.36 | 23.36 | 10.25 | 1.76 |
| 液化時超額孔隙水壓力 P_{LE1} (t/m) | 0.00 | 63.01 | 23.36 | 133.08 | 152.48 |
| 陸側液化時動流體壓力 P_{LE2} (t/m) | 0.00 | 9.30 | 8.58 | 5.21 | 2.13 |
| 陸側靜水壓力 P_{WL} (t/m) | 113.80 | 113.80 | 113.80 | 113.80 | 113.80 |
| 海側靜水壓力 P_{WS} (t/m) | 96.66 | 96.66 | 96.66 | 96.66 | 96.66 |
| 海側動水壓力 P_{WES} (t/m) | 13.37 | 9.08 | 3.98 | 2.10 | 0.36 |
| 水位上動態主動土壓力係數 K_{AE} | 0.35 | 0.32 | 0.30 | 0.28 | 0.27 |
| 水位下動態主動土壓力係數 K_{AE}' | 0.44 | 0.37 | 0.32 | 0.29 | 0.27 |
| 水位上動態土壓力 P_{AEI} (t/m) | 1.62 | 1.30 | 1.21 | 1.15 | 1.11 |
| 非液化土層動態土壓力(以水中震度計) P_{AE} or P_{AENL} (t/m) | 69.91 | 40.02 | 18.72 | 6.46 | 0.00 |
| 安全係數 F_S | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 臨界加速度 N (g) | 1.250 | 0.824 | 0.475 | 0.231 | 0.088 |

表3.3.10 1~3號沉箱碼頭修復後斷面在不同液化程度之臨界加速度值

| | | | | | |
|---|--------|--------|--------|--------|--------|
| 碼頭背填土液化程度參數 α_L | 0 | 0.25 | 0.5 | 0.75 | 1 |
| 水平地震力係數 K_h | 0.159 | 0.113 | 0.077 | 0.052 | 0.038 |
| 垂直地震力係數 K_v | 0.053 | 0.038 | 0.026 | 0.017 | 0.013 |
| 抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_vW)$ (t/m) | 229.60 | 219.46 | 223.33 | 227.71 | 213.25 |
| 液化土層厚度 h_L (m) | 0.00 | 3.23 | 8.47 | 12.70 | 16.93 |
| 非液化土層厚度 h_{NL} (m) | 16.93 | 12.70 | 8.47 | 3.23 | 0.00 |
| 水平慣性力 K_h*W (t/m) | 107.46 | 76.37 | 52.04 | 35.14 | 25.68 |
| 液化時超額孔隙水壓力 P_{LE1} (t/m) | 0.00 | 79.99 | 142.07 | 186.24 | 212.49 |
| 陸側液化時動流體壓力 P_{LE2} (t/m) | 0.00 | 16.78 | 19.60 | 16.55 | 12.90 |
| 陸側靜水壓力 P_{WL} (t/m) | 147.61 | 147.61 | 147.61 | 147.61 | 147.61 |
| 海側靜水壓力 P_{WS} (t/m) | 126.94 | 126.94 | 126.94 | 126.94 | 126.94 |
| 海側動水壓力 P_{WES} (t/m) | 13.00 | 16.74 | 11.40 | 7.70 | 5.63 |
| 水位上動態主動土壓力係數 K_{AE} | 0.35 | 0.34 | 0.32 | 0.30 | 0.29 |
| 水位下動態主動土壓力係數 K_{AE}' | 0.45 | 0.42 | 0.36 | 0.33 | 0.31 |
| 水位上動態土壓力 P_{AEI} (t/m) | 1.35 | 1.38 | 1.29 | 1.23 | 1.19 |
| 非液化土層動態土壓力(以水中震度計) P_{AE} or P_{AENL} (t/m) | 69.91 | 55.61 | 25.63 | 8.67 | 0.00 |
| 高耐索設計拉力強度 T (t) | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| 高耐索設計間距 I (m) | 2.1 | 2.1 | 2.1 | 2.1 | 2.1 |
| 安全係數 F_S | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 考慮高耐索拉力之臨界加速度 N_T (g) | 1.560 | 1.109 | 0.755 | 0.510 | 0.373 |

表3.3.11 4號沉箱碼頭修復後斷面在不同液化程度之臨界加速度值

| | | | | | |
|---|--------|--------|--------|--------|--------|
| 碼頭背填土液化程度參數 α_L | 0 | 0.25 | 0.5 | 0.75 | 1 |
| 水平地震力係數 K_h | 0.165 | 0.121 | 0.085 | 0.059 | 0.042 |
| 垂直地震力係數 K_v | 0.055 | 0.040 | 0.028 | 0.020 | 0.014 |
| 抗滑動摩擦力 $\mu(W'-k_vW)$ (t/m) | 181.59 | 186.53 | 190.57 | 193.48 | 195.39 |
| 液化土層厚度 h_L (m) | 0.00 | 3.73 | 7.47 | 11.20 | 13.93 |
| 非液化土層厚度 h_{NL} (m) | 13.93 | 11.20 | 7.47 | 3.73 | 0.00 |
| 水平慣性力 K_h*W (t/m) | 92.56 | 67.88 | 47.68 | 33.10 | 23.56 |
| 液化時超額孔隙水壓力 P_{LE1} (t/m) | 0.00 | 65.36 | 116.78 | 153.27 | 177.83 |
| 陸側液化時動流體壓力 P_{LE2} (t/m) | 0.00 | 13.97 | 16.83 | 13.60 | 11.09 |
| 陸側靜水壓力 P_{WL} (t/m) | 113.80 | 113.80 | 113.80 | 113.80 | 113.80 |
| 海側靜水壓力 P_{WS} (t/m) | 96.66 | 96.66 | 96.66 | 96.66 | 96.66 |
| 海側動水壓力 P_{WES} (t/m) | 18.61 | 13.65 | 9.59 | 6.65 | 3.74 |
| 水位上動態主動土壓力係數 K_{AE} | 0.38 | 0.34 | 0.32 | 0.30 | 0.29 |
| 水位下動態主動土壓力係數 K_{AE}' | 0.52 | 0.43 | 0.38 | 0.34 | 0.32 |
| 水位上動態土壓力 P_{AE1} (t/m) | 2.07 | 1.53 | 1.42 | 1.35 | 1.31 |
| 非液化土層動態土壓力(以水中震度計) P_{AE} or P_{AENL} (t/m) | 93.63 | 48.75 | 22.93 | 8.00 | 0.00 |
| 高耐索設計拉力強度 T (t) | 82 | 82 | 82 | 82 | 82 |
| 高耐索設計間距 I (m) | 1.915 | 1.915 | 1.915 | 1.915 | 1.915 |
| 安全係數 F_S | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 考慮高耐索拉力之臨界加速度 N_r (g) | 1.619 | 1.187 | 0.834 | 0.579 | 0.412 |

表3.3.12 921地震後臺中港沉箱碼頭受震滑移量分析結果

| No | 沉箱高度 H (m) | 液化範圍 h _L (m) | 液化程度參數 α | 臨界加速度 N (g) | 滑移量D (m) |
|----|---------------|----------------------------|-------------|----------------|-------------|
| 1 | 19.2 | 8 | 0.417 | 0.052 | 0.35 |
| 2 | 19.2 | 6.5 | 0.339 | 0.064 | 0.21 |
| 3 | 19.2 | 10 | 0.521 | 0.038 | 0.74 |
| | 19.2 | 7.5 | 0.391 | 0.056 | 0.29 |
| | 19.2 | 3 | 0.156 | 0.094 | 0.05 |
| | 19.2 | 12.5 | 0.651 | 0.025 | 1.54 |
| 4 | 17.2 | 2.5 | 0.145 | 0.101 | 0.04 |
| | 17.2 | 11 | 0.640 | 0.030 | 1.08 |
| 4A | 15.4 | 3 | 0.195 | 0.1 | 0.04 |

表3.3.13 國際航海協會性能等級(定性) (PIANC, 2001)

| 損壞等級(功能性等級) | 結構方面 | 使用方面 |
|---------------|---------|-------------|
| 等級 I：可使用 | 無損壞或小損壞 | 輕微或沒有影響使用性能 |
| 等級 II：可修復 | 控制的破壞 | 短時間無法使用 |
| 等級 III：接近崩塌破壞 | 嚴重破壞 | 長時間或完全無法使用 |
| 等級 IV：崩塌破壞 | 完全破壞 | 完全無法使用 |

表3.3.14 國際航海協會重力式碼頭性能等級(定量)(PIANC, 2001)

| 損壞等級(性能等級) | | 等級 I | 等級 II | 等級 III | 等級 IV |
|------------|-------------|------------|--------|--------|-------|
| 壁體 | 正規化水平位移 d/H | <1.5% | 1.5~5% | 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° | — | — | — |

表3.3.15 沉箱式碼頭易損性曲線研究所用之地震樣本

| No. | ORIGIN TIME (UT) | PGA (gal) | | | DEPTH (km) | LOCAL MAG.(ML) | LOCATION | |
|-----|---------------------|-----------|--------|--------|---------------|-------------------|----------|----------|
| | | V | NS | EW | | | Lon. (E) | Lat. (N) |
| 1 | 1999/09/20/18/03 | 13.06 | 53.84 | 50.72 | 9.75 | 6.6 | 120.861 | 23.797 |
| 2 | 1999/09/20/18/11 | 26.86 | 67.76 | 107.24 | 17.78 | 5.13 | 121.001 | 23.95 |
| 3 | 1999/09/20/17/57 | 23.14 | 72.02 | 72.8 | 7.68 | 6.44 | 121.044 | 23.912 |
| 4 | 1999/09/25/23/52 | 21.6 | 76.68 | 76.2 | 12.06 | 6.8 | 121.002 | 23.854 |
| 5 | 1999/09/20/18/05 | 23.22 | 82.36 | 122.38 | 13.04 | 5.24 | 120.766 | 23.951 |
| 6 | 1999/09/22/00/49 | 10.64 | 93.96 | 91.76 | 17.38 | 6.2 | 121.031 | 23.765 |
| 7 | 1999/09/22/00/14 | 25.12 | 136.62 | 155.7 | 15.59 | 6.8 | 121.047 | 23.826 |
| 8 | 1999/09/20/18/16 | 43.26 | 140.38 | 126.62 | 12.53 | 6.66 | 121.041 | 23.861 |
| 9 | 1999/09/20/17/47 | 63.48 | 161.92 | 156.66 | 8.00 | 7.3 | 120.816 | 23.852 |
| 10 | 2000/06/10/18/23 | 26.68 | 132.78 | 90.56 | 16.21 | 6.7 | 121.109 | 23.901 |

表3.3.16 23~24號碼頭受震滑移量各地震群組分析結果

| PGA (G) | | 0.176 | 0.19 | 0.215 | 0.23 | 0.27 | 0.323 | 0.34 | 0.37 | 0.54 |
|--------------|----------------|-------|------|-------|------|------|-------|------|------|------|
| 滑移量分佈 | < 0.243m | 20 | 17 | 11 | 5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | 0.243m ~ 0.81m | 0 | 3 | 7 | 7 | 8 | 2 | 1 | 0 | 0 |
| | 0.81m ~ 1.62m | 0 | 0 | 2 | 6 | 5 | 6 | 6 | 5 | 0 |
| | > 1.62m | 0 | 0 | 0 | 2 | 7 | 12 | 13 | 15 | 20 |
| 性能等級 機率分佈 | < 0.243m | 100% | 85% | 55% | 25% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% |
| | 0.243m ~ 0.81m | 0% | 15% | 35% | 35% | 40% | 10% | 5% | 0% | 0% |
| | 0.81m ~ 1.62m | 0% | 0% | 10% | 30% | 25% | 30% | 30% | 25% | 0% |
| | > 1.62m | 0% | 0% | 0% | 10% | 35% | 60% | 65% | 75% | 100% |

表3.3.17 西1碼頭受震滑移量各地震群組分析結果

| PGA (g) | | 0.14 | 0.18 | 0.215 | 0.23 | 0.323 | 0.4 | 0.5 |
|--------------|----------------|------|------|-------|------|-------|-----|-----|
| 滑移量分佈 | < 0.29m | 20 | 17 | 11 | 4 | 0 | 0 | 0 |
| | 0.29m ~ 0.965m | 0 | 3 | 7 | 8 | 4 | 1 | 0 |
| | 0.965m ~ 1.93m | 0 | 0 | 2 | 6 | 5 | 7 | 4 |
| | > 1.93m | 0 | 0 | 0 | 2 | 11 | 12 | 16 |
| 性能等級 機率分佈 | < 0.29m | 100% | 85% | 55% | 25% | 0% | 0% | 0% |
| | 0.29m ~ 0.965m | 0% | 15% | 35% | 35% | 20% | 5% | 0% |
| | 0.965m ~ 1.93m | 0% | 0% | 10% | 30% | 25% | 35% | 20% |
| | > 1.93m | 0% | 0% | 0% | 10% | 55% | 60% | 80% |

表3.3.18 1~3號碼頭受震滑移量各地震群組分析結果

| PGA (g) | | 0.14 | 0.18 | 0.215 | 0.23 | 0.323 | 0.4 | 0.5 |
|--------------|----------------|------|------|-------|------|-------|-----|-----|
| 滑移量分佈 | <0.288m | 20 | 17 | 13 | 5 | 0 | 0 | 0 |
| | 0.288m ~ 0.96m | 0 | 3 | 6 | 11 | 11 | 7 | 4 |
| | 0.96m ~ 1.92m | 0 | 0 | 1 | 3 | 5 | 6 | 7 |
| | > 1.92m | 0 | 0 | 0 | 1 | 4 | 7 | 9 |
| 性能等級 機率分佈 | <0.288m | 100% | 85% | 65% | 25% | 0% | 0% | 0% |
| | 0.288m ~ 0.96m | 0% | 15% | 30% | 55% | 55% | 35% | 20% |
| | 0.96m ~ 1.92m | 0% | 0% | 5% | 15% | 25% | 30% | 35% |
| | > 1.92m | 0% | 0% | 0% | 5% | 20% | 35% | 45% |

表3.3.19 4號碼頭受震滑移量各地震群組分析結果

| PGA (g) | | 0.14 | 0.215 | 0.217 | 0.23 | 0.323 | 0.4 | 0.5 |
|--------------|----------------|------|-------|-------|------|-------|-----|-----|
| 滑移量分佈 | <0.288m | 20 | 16 | 16 | 10 | 0 | 0 | 0 |
| | 0.288m ~ 0.96m | 0 | 4 | 3 | 7 | 11 | 7 | 4 |
| | 0.96m ~ 1.92m | 0 | 0 | 1 | 2 | 5 | 6 | 7 |
| | > 1.92m | 0 | 0 | 0 | 1 | 4 | 7 | 9 |
| 性能等級 機率分佈 | <0.288m | 100% | 80% | 80% | 50% | 0% | 0% | 0% |
| | 0.288m ~ 0.96m | 0% | 20% | 15% | 35% | 55% | 35% | 20% |
| | 0.96m ~ 1.92m | 0% | 0% | 5% | 10% | 25% | 30% | 35% |
| | > 1.92m | 0% | 0% | 0% | 5% | 20% | 35% | 45% |

表3.3.20 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 | < 0.1~0.3m | — | — | — |
| | 朝海側傾斜角 | < 2~3° | — | — | — |
| 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 3.3.21a 臺中港5~8A號碼頭之損壞狀態容許值(X向)

| 性能等級 | 位移 (m) | 損壞狀態 |
|----------|--------|-----------------|
| 降伏(B) | 0.045 | 輕微損壞(minor) |
| 立即使用(IO) | 0.062 | 中度損壞(moderate) |
| 預防崩塌(CP) | 0.110 | 嚴重損壞(extensive) |
| 完全損壞(C) | 0.224 | 完全損壞(complete) |

表 3.3.21b 臺中港5~8A號碼頭之損壞狀態容許值(Y向)

| 性能等級 | 位移 (m) | 損壞狀態 |
|----------|--------|-----------------|
| 降伏(B) | 0.032 | 輕微損壞(minor) |
| 立即使用(IO) | 0.044 | 中度損壞(moderate) |
| 預防崩塌(CP) | 0.102 | 嚴重損壞(extensive) |
| 完全損壞(C) | 0.198 | 完全損壞(complete) |

表3.3.22a 臺中港5~8A號碼頭損壞等級之各地震群組分析結果(X向)

| PGA (g) | | 0.06 | 0.08 | 0.11 | 0.15 | 0.20 | 0.27 | 0.37 | 0.50 |
|-------------------|----------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| amount | < minor | 20 | 20 | 20 | 16 | 10 | 6 | 2 | 0 |
| | minor ~ moderate | 0 | 0 | 0 | 3 | 7 | 5 | 5 | 3 |
| | moderate ~ extensive | 0 | 0 | 0 | 1 | 3 | 7 | 7 | 7 |
| | extensive ~ complete | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 2 | 5 | 7 |
| | > complete | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 3 |
| P (Ds = ds PGA) | | 100% | 100% | 100% | 80% | 50% | 30% | 10% | 0% |
| P (Ds > ds PGA) | minor ~ moderate | 0% | 0% | 0% | 15% | 35% | 25% | 25% | 15% |
| | moderate ~ extensive | 0% | 0% | 0% | 5% | 15% | 35% | 35% | 35% |
| | extensive ~ complete | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 10% | 25% | 35% |
| | > complete | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 5% | 15% |
| | minor | 0% | 0% | 0% | 20% | 50% | 70% | 90% | 100% |
| moderate | 0% | 0% | 0% | 5% | 15% | 45% | 65% | 85% | |
| extensive | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 10% | 30% | 50% | |
| complete | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 5% | 15% | |

表3.3.22b 臺中港5~8A號碼頭損壞等級之各地震群組分析結果(Y向)

| PGA (g) | | 0.06 | 0.08 | 0.11 | 0.15 | 0.20 | 0.27 | 0.37 | 0.50 |
|-------------------|----------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| amount | < minor | 20 | 20 | 20 | 17 | 9 | 3 | 1 | 0 |
| | minor ~ moderate | 0 | 0 | 0 | 3 | 8 | 8 | 3 | 1 |
| | moderate ~ extensive | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | 9 | 12 | 8 |
| | extensive ~ complete | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | 7 |
| | > complete | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 4 |
| P (Ds = ds PGA) | < minor | 100% | 100% | 100% | 85% | 45% | 15% | 5% | 0% |
| | minor ~ moderate | 0% | 0% | 0% | 15% | 40% | 40% | 15% | 5% |
| | moderate ~ extensive | 0% | 0% | 0% | 0% | 15% | 45% | 60% | 40% |
| | extensive ~ complete | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 15% | 35% |
| | > complete | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 5% | 20% |
| P (Ds > ds PGA) | minor | 0% | 0% | 0% | 15% | 55% | 85% | 95% | 100% |
| | moderate | 0% | 0% | 0% | 0% | 15% | 45% | 80% | 95% |
| | extensive | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 20% | 55% |
| | complete | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 5% | 20% |

表 3.3.23a 臺中港9~11號碼頭之損壞狀態容許值(X向)

| 性能等級 | 位移 (m) | 損壞狀態 |
|----------|--------|-----------------|
| 降伏(B) | 0.053 | 輕微損壞(minor) |
| 立即使用(IO) | 0.070 | 中度損壞(moderate) |
| 預防崩塌(CP) | 0.118 | 嚴重損壞(extensive) |
| 完全損壞(C) | 0.165 | 完全損壞(complete) |

表 3.3.23b 臺中港9~11號碼頭之損壞狀態容許值(Y向)

| 性能等級 | 位移 (m) | 損壞狀態 |
|----------|--------|-----------------|
| 降伏(B) | 0.045 | 輕微損壞(minor) |
| 立即使用(IO) | 0.057 | 中度損壞(moderate) |
| 預防崩塌(CP) | 0.103 | 嚴重損壞(extensive) |
| 完全損壞(C) | 0.140 | 完全損壞(complete) |

表3.3.24a 臺中港9~11號碼頭損壞等級之各地震群組分析結果(X向)

| PGA (g) | | 0.11 | 0.20 | 0.27 | 0.37 | 0.40 | 0.50 | 0.60 | 0.70 |
|-------------------|----------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| amount | < minor | 20 | 20 | 19 | 18 | 17 | 3 | 1 | 0 |
| | minor ~ moderate | 0 | 0 | 1 | 1 | 2 | 15 | 8 | 3 |
| | moderate ~ extensive | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 1 | 10 | 16 |
| | extensive ~ complete | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 1 |
| | > complete | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| P (Ds = ds PGA) | < minor | 100% | 100% | 95% | 90% | 85% | 15% | 5% | 0% |
| | minor ~ moderate | 0% | 0% | 5% | 5% | 10% | 75% | 40% | 15% |
| | moderate ~ extensive | 0% | 0% | 0% | 5% | 5% | 5% | 50% | 80% |
| | extensive ~ complete | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 5% | 5% | 5% |
| | > complete | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% |
| P (Ds > ds PGA) | minor | 0% | 0% | 5% | 10% | 15% | 85% | 95% | 100% |
| | moderate | 0% | 0% | 0% | 5% | 5% | 10% | 55% | 85% |
| | extensive | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 5% | 5% | 5% |
| | complete | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% |
| | | | | | | | | | |

表3.3.24b 臺中港9~11號碼頭損壞等級之各地震群組分析結果(Y向)

| PGA (g) | | 0.11 | 0.20 | 0.27 | 0.37 | 0.40 | 0.50 | 0.60 | 0.70 |
|----------------------|----------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| amount | < minor | 20 | 20 | 19 | 11 | 5 | 0 | 0 | 0 |
| | minor ~ moderate | 0 | 0 | 1 | 7 | 13 | 11 | 3 | 0 |
| | moderate ~ extensive | 0 | 0 | 0 | 2 | 1 | 8 | 16 | 18 |
| | extensive ~ complete | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 1 | 2 |
| | > complete | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| P (Ds = ds PGA) | | 100% | 100% | 95% | 55% | 25% | 0% | 0% | 0% |
| minor ~ moderate | | 0% | 0% | 5% | 35% | 65% | 55% | 15% | 0% |
| moderate ~ extensive | | 0% | 0% | 0% | 10% | 5% | 40% | 80% | 90% |
| extensive ~ complete | | 0% | 0% | 0% | 0% | 5% | 5% | 5% | 10% |
| > complete | | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% |
| minor | | 0% | 0% | 5% | 45% | 75% | 100% | 100% | 100% |
| moderate | | 0% | 0% | 0% | 10% | 10% | 45% | 85% | 100% |
| extensive | | 0% | 0% | 0% | 0% | 5% | 5% | 5% | 10% |
| complete | | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% |

表 3.3.25a 臺中港西3~西4號碼頭之損壞狀態容許值(X向)

| 性能等級 | 位移 (m) | 損壞狀態 |
|----------|--------|-----------------|
| 降伏(B) | 0.020 | 輕微損壞(minor) |
| 立即使用(IO) | 0.124 | 中度損壞(moderate) |
| 預防崩塌(CP) | 0.381 | 嚴重損壞(extensive) |
| 完全損壞(C) | 0.500 | 完全損壞(complete) |

表 3.3.25b 臺中港西3~西4號碼頭之損壞狀態容許值(Y向)

| 性能等級 | 位移 (m) | 損壞狀態 |
|----------|--------|-----------------|
| 降伏(B) | 0.013 | 輕微損壞(minor) |
| 立即使用(IO) | 0.103 | 中度損壞(moderate) |
| 預防崩塌(CP) | 0.395 | 嚴重損壞(extensive) |
| 完全損壞(C) | 0.482 | 完全損壞(complete) |

表3.3.26a 臺中港西3~西4號碼頭損壞等級之各地震群組分析結果(X向)

| PGA (g) | | 0.30 | 0.50 | 0.80 | 1.10 | 1.35 | 1.60 | 1.80 | 2.00 |
|-------------------|----------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| amount | < minor | 20 | 18 | 6 | 3 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | minor ~ moderate | 0 | 2 | 14 | 17 | 20 | 17 | 17 | 12 |
| | moderate ~ extensive | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | 3 | 8 |
| | extensive ~ complete | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | > complete | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| P (Ds = ds PGA) | < minor | 100% | 90% | 30% | 15% | 0% | 0% | 0% | 0% |
| | minor ~ moderate | 0% | 10% | 70% | 85% | 100% | 85% | 85% | 60% |
| | moderate ~ extensive | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 15% | 15% | 40% |
| | extensive ~ complete | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% |
| | > complete | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% |
| P (Ds > ds PGA) | minor | 0% | 10% | 70% | 85% | 100% | 100% | 100% | 100% |
| | moderate | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 15% | 15% | 40% |
| | extensive | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% |
| | complete | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% |
| | | | | | | | | | |

表3.3.26b 臺中港西3~西4號碼頭損壞等級之各地震群組分析結果(Y向)

| PGA (g) | | 0.50 | 0.95 | 1.10 | 1.20 | 1.40 | 1.60 | 1.80 | 2.00 |
|-------------------|----------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| amount | < minor | 20 | 19 | 16 | 14 | 8 | 5 | 4 | 1 |
| | minor ~ moderate | 0 | 1 | 4 | 6 | 12 | 15 | 16 | 19 |
| | moderate ~ extensive | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | extensive ~ complete | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| P (Ds = ds PGA) | > complete | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | < minor | 100% | 95% | 80% | 70% | 40% | 25% | 20% | 5% |
| | minor ~ moderate | 0% | 5% | 20% | 30% | 60% | 75% | 80% | 95% |
| | moderate ~ extensive | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% |
| P (Ds > ds PGA) | extensive ~ complete | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% |
| | > complete | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% |
| | minor | 0% | 5% | 20% | 30% | 60% | 75% | 80% | 95% |
| | moderate | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% |
| P (Ds > ds PGA) | extensive | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% |
| | complete | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% |

表3.3.27 臺中港棧橋式碼頭易損曲線參數（向海側）

| | 5-8A 號 | | 9-11 號 | | 西 3-西 4 | |
|-----------|-------------|-----------|-------------|-----------|-------------|-----------|
| 損壞等級 | Median(PGA) | Deviation | Median(PGA) | Deviation | Median(PGA) | Deviation |
| Minor | 0.202 | 0.202 | 0.373 | 0.199 | 1.405 | 0.249 |
| Moderate | 0.277 | 0.277 | 0.470 | 0.198 | - | - |
| Extensive | 0.475 | 0.475 | 0.961 | 0.281 | - | - |
| Complete | - | - | - | - | - | - |

表3.3.28 臺中港沉箱式碼頭易損曲線參數（向海側）

| | 1-3 號 | | 4 號 | | 23-24 | |
|------------------------|-------------|-----------|-------------|-----------|-------------|-----------|
| 損壞等級 | Median(PGA) | Deviation | Median(PGA) | Deviation | Median(PGA) | Deviation |
| Minor | 0.214 | 0.136 | 0.244 | 0.163 | 0.215 | 0.112 |
| Moderate | 0.349 | 0.353 | 0.377 | 0.364 | 0.257 | 0.168 |
| Extensive/ Complete | 0.521 | 0.510 | 0.542 | 0.481 | 0.308 | 0.243 |

表3.4.1 液化潛能指數推估式之參數 α_i 和 β_i

| 液化敏感類別 | α_i | β_i |
|--------|------------|-----------|
| 極高 | 227.52 | -13.63 |
| 高 | 188.3 | -18.45 |
| 中 | 157.35 | -20.51 |
| 低 | 103.02 | -13.95 |
| 極低 | 66.95 | -10.64 |

表3.4.2 液化引致沈陷量推估式之參數 \bar{S}_i 、 μ_i 和 λ_i

| 液化敏感類別 | \bar{S}_i (cm) | μ_i (g) | λ_i |
|--------|------------------|-------------|-------------|
| 極高 | 47.43 | 0.0872 | 0.4522 |
| 高 | 50.22 | 0.1292 | 0.3657 |
| 中 | 46.21 | 0.1613 | 0.3433 |
| 低 | 35.89 | 0.1875 | 0.3430 |
| 極低 | 25.66 | 0.2104 | 0.3764 |

表3.4.3 各碼頭區液化敏感類別設定

| 碼頭區 | 液化敏感類別 |
|-----------|--------|
| 1-4A 號碼頭 | 5 |
| 5-8 號碼頭 | 3 |
| 9-13 號碼頭 | 4 |
| W3-W6 號碼頭 | 3 |
| 其他 | 2 |

表3.4.4 港灣設施分類 (摘自HAZUS 99)

| Label | Description |
|-------|---|
| | Waterfront Structures |
| PWS1 | Waterfront Structures |
| | Cranes/Cargo Handling Equipment |
| PEQ1 | Stationary Port Handling Equipment |
| PEQ2 | Rail Mounted Port Handling Equipment |
| | Warehouses |
| PWH1L | Port Warehouses, Reinforced Concrete Shear Walls (C2L) |
| PWH2L | Port Warehouses, Braced Steel Frame (S2L) |
| PWH3L | Port Warehouses, Moment Resisting Steel Frame (S1L) |
| PWH4L | Port Warehouses, Steel Frame & URM (S5L) |
| PWH5L | Port Warehouses, Precast Concrete Tilt-Up (PC1) |
| PWH6L | Port Warehouses, Reinforced Concrete Frame & URM (C3L) |
| PWH7L | Port Warehouses, Wood (W1) |
| PWH1M | Port Warehouses, Reinforced Concrete Shear Walls (C2L) |
| PWH2M | Port Warehouses, Braced Steel Frame (S2L) |
| PWH3M | Port Warehouses, Moment Resisting Steel Frame (S1L) |
| PWH4M | Port Warehouses, Steel Frame & URM (S5L) |
| PWH5M | Port Warehouses, Precast Concrete Tilt-Up (PC1) |
| PWH6M | Port Warehouses, Reinforced Concrete Frame & URM (C3L) |
| PWH7M | Port Warehouses, Wood (W1) |
| PWH1H | Port Warehouses, Reinforced Concrete Shear Walls (C2L) |
| PWH2H | Port Warehouses, Braced Steel Frame (S2L) |
| PWH3H | Port Warehouses, Moment Resisting Steel Frame (S1L) |
| PWH4H | Port Warehouses, Steel Frame & URM (S5L) |
| PWH5H | Port Warehouses, Precast Concrete Tilt-Up (PC1) |
| PWH6H | Port Warehouses, Reinforced Concrete Frame & URM (C3L) |
| PWH7H | Port Warehouses, Wood (W1) |
| | Fuel Facility |
| PFF1 | Port Fuel Facility w/ Anchored Tanks, w/ Back-Up (BU) Power |
| PFF2 | Port Fuel Facility w/ Anchored Tanks, w/o BU Power |
| PFF3 | Port Fuel Facility w/ Unanchored Tanks, w/ BU Power |
| PFF4 | Port Fuel Facility w/ Unanchored Tanks, w/o BU Power |
| PFF5 | Port Fuel Facility w/ Buried Tanks |

表3.4.5 濱水結構PGD相關之易損性曲線參數

| Permanent Ground Deformation | | | |
|------------------------------|--------------|-------------|---------|
| Components | Damage State | Median (cm) | β |
| Waterfront Structures (PWS1) | slight/minor | 12.7 | 0.5 |
| | moderate | 30.5 | 0.5 |
| | extensive | 43.2 | 0.5 |
| | complete | 109.2 | 0.5 |

表3.4.6 起重搬運設備PGA與PGD相關之易損性曲線參數

| Peak Ground Acceleration | | | |
|--------------------------------|--------------------|-------------|---------|
| Classification | Damage State | Median (g) | β |
| Anchored/Stationary (PEQ1) | slight/minor | 0.3 | 0.6 |
| | moderate | 0.5 | 0.6 |
| | extensive/complete | 1.0 | 0.7 |
| Unanchored/Rail mounted (PEQ2) | slight/minor | 0.15 | 0.6 |
| | moderate | 0.35 | 0.6 |
| | extensive/complete | 0.8 | 0.7 |
| Permanent Ground Deformation | | | |
| Classification | Damage State | Median (cm) | β |
| Anchored/Stationary (PEQ1) | slight/minor | 7.6 | 0.6 |
| | moderate | 15.2 | 0.6 |
| | extensive/complete | 30.5 | 0.7 |
| Unanchored/Rail mounted (PEQ2) | slight/minor | 5.1 | 0.6 |
| | moderate | 10.2 | 0.6 |
| | extensive/complete | 25.4 | 0.7 |

表3.4.7 倉庫PGA與PGD相關之易損性曲線參數

| Peak Ground Acceleration | | | | | |
|------------------------------|-----------------|---|------------|------------|---------|
| | | H | M | L | |
| Classification | Damage State | Median (g) | Median (g) | Median (g) | β |
| PWH1 | slight/minor | 0.26 | 0.19 | 0.14 | 0.65 |
| | moderate | 0.49 | 0.35 | 0.23 | 0.65 |
| | extensive | 0.95 | 0.69 | 0.41 | 0.65 |
| | complete | 1.54 | 1.12 | 0.64 | 0.65 |
| PWH2 | slight/minor | 0.24 | 0.18 | 0.12 | 0.65 |
| | moderate | 0.48 | 0.33 | 0.22 | 0.65 |
| | extensive | 1.05 | 0.77 | 0.44 | 0.65 |
| | complete | 1.78 | 1.3 | 0.71 | 0.65 |
| PWH3 | slight/minor | 0.13 | 0.1 | 0.08 | 0.65 |
| | moderate | 0.33 | 0.23 | 0.16 | 0.65 |
| | extensive | 0.77 | 0.55 | 0.36 | 0.65 |
| | complete | 1.9 | 1.36 | 0.76 | 0.65 |
| PWH4 | slight/minor | 0.12 | 0.12 | 0.12 | 0.65 |
| | moderate | 0.16 | 0.16 | 0.16 | 0.65 |
| | extensive | 0.29 | 0.29 | 0.29 | 0.65 |
| | complete | 0.46 | 0.46 | 0.46 | 0.65 |
| PWH5 | slight/minor | 0.11 | 0.08 | 0.07 | 0.65 |
| | moderate | 0.25 | 0.17 | 0.11 | 0.65 |
| | extensive | 0.63 | 0.45 | 0.31 | 0.65 |
| | complete | 1.07 | 0.78 | 0.47 | 0.65 |
| PWH6 | slight/minor | 0.11 | 0.11 | 0.11 | 0.65 |
| | moderate | 0.14 | 0.14 | 0.14 | 0.65 |
| | extensive | 0.26 | 0.26 | 0.26 | 0.65 |
| | complete | 0.41 | 0.41 | 0.41 | 0.65 |
| PWH7 | slight/minor | 0.38 | 0.3 | 0.23 | 0.65 |
| | moderate | 0.69 | 0.49 | 0.36 | 0.65 |
| | extensive | 1.23 | 0.9 | 0.69 | 0.65 |
| | complete | 1.79 | 1.31 | 0.98 | 0.65 |
| Permanent Ground Deformation | | | | | |
| Classification | Damage State | Median (cm) | | β | |
| PWH1-7 | least extensive | 25.4 | | 1.2 | |
| | complete | 20% of least extensive is assumed to be complete. | | | |

表3.4.8 燃料設施PGA與PGD相關之易損性曲線參數

| Peak Ground Acceleration | | | |
|------------------------------|--------------------|-------------|---------|
| Classification | Damage State | Median (g) | β |
| PFF1 | slight/minor | 0.23 | 0.50 |
| | moderate | 0.43 | 0.45 |
| | extensive | 0.64 | 0.60 |
| | complete | 1.10 | 0.60 |
| PFF2 | slight/minor | 0.12 | 0.50 |
| | moderate | 0.27 | 0.45 |
| | extensive | 0.64 | 0.60 |
| | complete | 1.0 | 0.60 |
| PFF3 | slight/minor | 0.10 | 0.50 |
| | moderate | 0.23 | 0.45 |
| | extensive | 0.48 | 0.60 |
| | complete | 0.80 | 0.60 |
| PFF4 | slight/minor | 0.09 | 0.50 |
| | moderate | 0.20 | 0.45 |
| | extensive | 0.48 | 0.60 |
| | complete | 0.80 | 0.60 |
| Permanent Ground Deformation | | | |
| Classification | Damage State | Median (cm) | β |
| PFF5 | slight/minor | 10.2 | 0.5 |
| | moderate | 20.3 | 0.5 |
| | extensive/complete | 61.0 | 0.5 |

表3.4.9 港灣設施損失比參數

| Classification | Damage State | Best Estimate Damage Ratio | Range of Damage Ratios |
|---------------------------------|--------------------|----------------------------|------------------------|
| Waterfront Structures | slight | 0.10 | 0.01-0.15 |
| | moderate | 0.40 | 0.15-0.4 |
| | extensive | 0.80 | 0.4-0.8 |
| | complete | 1.00 | 0.8-1.0 |
| Cranes/Cargo Handling Equipment | slight | 0.05 | 0.01-0.15 |
| | moderate | 0.25 | 0.15-0.4 |
| | extensive/complete | 0.75 | 0.4-1.0 |
| Warehouses | slight/minor | 0.1 | 0.01-0.15 |
| | moderate | 0.4 | 0.15-0.4 |
| | extensive | 0.8 | 0.4-0.8 |
| | complete | 1.0 | 0.8-1.0 |
| Fuel Facility | slight/minor | 0.16 | 0.01-0.15 |
| | moderate | 0.39 | 0.15-0.4 |
| | extensive | 0.8 | 0.4-0.8 |
| | complete | 1.0 | 0.8-1.0 |

表3.4.10 濱水結構與起重搬運設備之修復曲線參數

| Restoration Functions (All Normal Distributions) | | | |
|--|--------------|-------------|----------|
| Classification | Damage State | Mean (Days) | σ |
| Buildings, Waterfront Structures | slight/minor | 0.6 | 0.2 |
| | moderate | 3.5 | 3.5 |
| | extensive | 22 | 22 |
| | complete | 85 | 73 |
| Cranes/Cargo Handling Equipment | slight/minor | 0.4 | 0.35 |
| | moderate | 6 | 6 |
| | extensive | 30 | 30 |
| | complete | 75 | 55 |

表3.4.11 港區主要設施重建成本

| 設施 | 重建成本 (百萬元/座) |
|-----------|--------------|
| 沈箱式碼頭結構 | 1,000 |
| PC 樁棧橋式碼頭 | 600 |
| 鋼管樁棧橋式碼頭 | 800 |
| 起重設施 | 100 |
| 儲槽 | 50 |

表3.4.12 各碼頭區直接經濟損失

| 碼頭編號 | 位置 | 損失 (百萬元) | 小計 (百萬元) |
|---------|-------|----------|----------|
| TCU001 | 北碼頭區 | 43.38 | 530.80 |
| TCU002 | | 43.42 | |
| TCU003 | | 242.60 | |
| TCU004 | | 128.37 | |
| TCU004A | | 71.03 | |
| TCU005 | 北突堤區 | 2.13 | 128.15 |
| TCU005A | | 2.14 | |
| TCU006 | | 2.11 | |
| TCU007 | | 2.09 | |
| TCU008 | | 2.06 | |
| TCU008A | | 2.09 | |
| TCU009 | | 15.31 | |
| TCU010 | | 56.71 | |
| TCU011 | | 43.52 | |
| TCU012 | | 15.99 | |
| TCU013 | 16.09 | | |
| TCU014 | 0.15 | | |
| TCU015 | 0.15 | | |
| TCU019A | 0.17 | | |
| TCU022 | 0.15 | | |
| TCU023 | 0.25 | | |
| TCU024 | 0.24 | | |
| TCU025 | 0.24 | | |
| TCU026 | 0.14 | | |
| TCU027 | 3.13 | | |
| TCU028 | 5.33 | | |
| TCU029 | 0.13 | | |
| TCU030 | 0.17 | | |
| TCU031 | 0.13 | | |
| TCU032 | 3.33 | | |
| TCU033 | 3.42 | | |
| TCU034 | 3.46 | | |
| TCU035 | 3.49 | | |

表3.4.12 各碼頭區直接經濟損失（續）

| 碼頭編號 | 位置 | 損失（百萬元） | 小計（百萬元） |
|--------|------|---------|---------|
| TCU099 | 南碼頭區 | 0.26 | 1.21 |
| TCU101 | | 0.25 | |
| TCU102 | | 0.24 | |
| TCU103 | | 0.23 | |
| TCU104 | | 0.23 | |
| W1 | 西碼頭區 | 28.62 | 93.35 |
| W2 | | 47.95 | |
| W3 | | 5.55 | |
| W4 | | 5.58 | |
| W5 | | 2.77 | |
| W6 | | 2.88 | |
| 總計 | | 809.65 | |

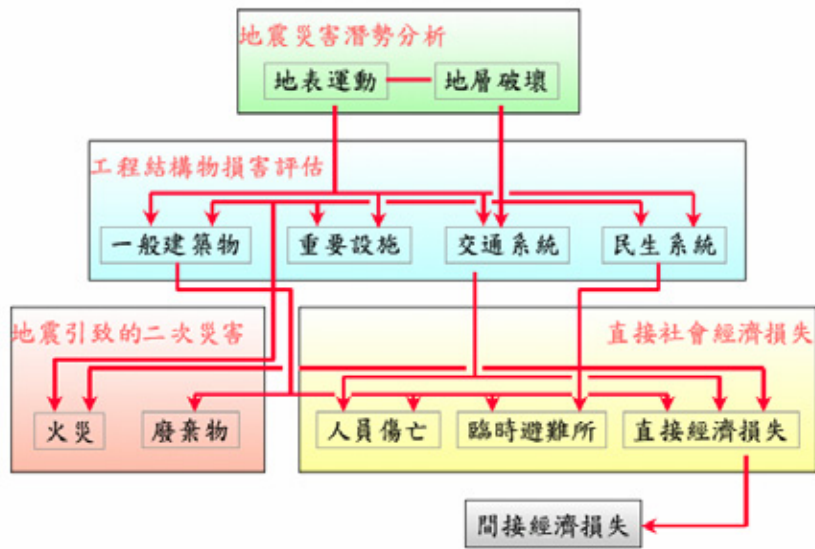


圖 3.1.1 地震損失評估系統分析分析流程與架構 (HAZ-Taiwan)

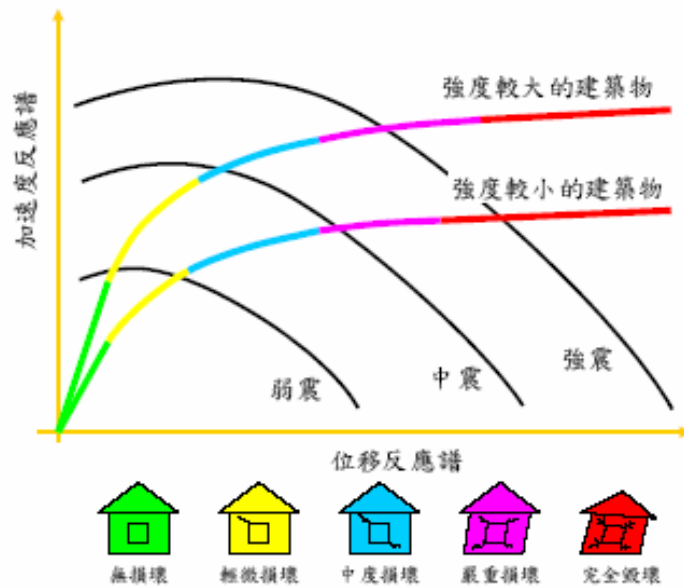


圖 3.1.2 一般建築物損害評估模式示意圖

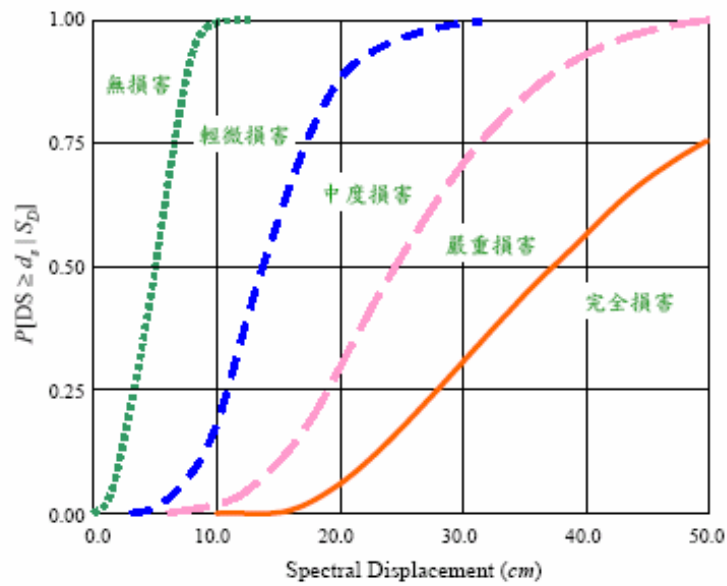
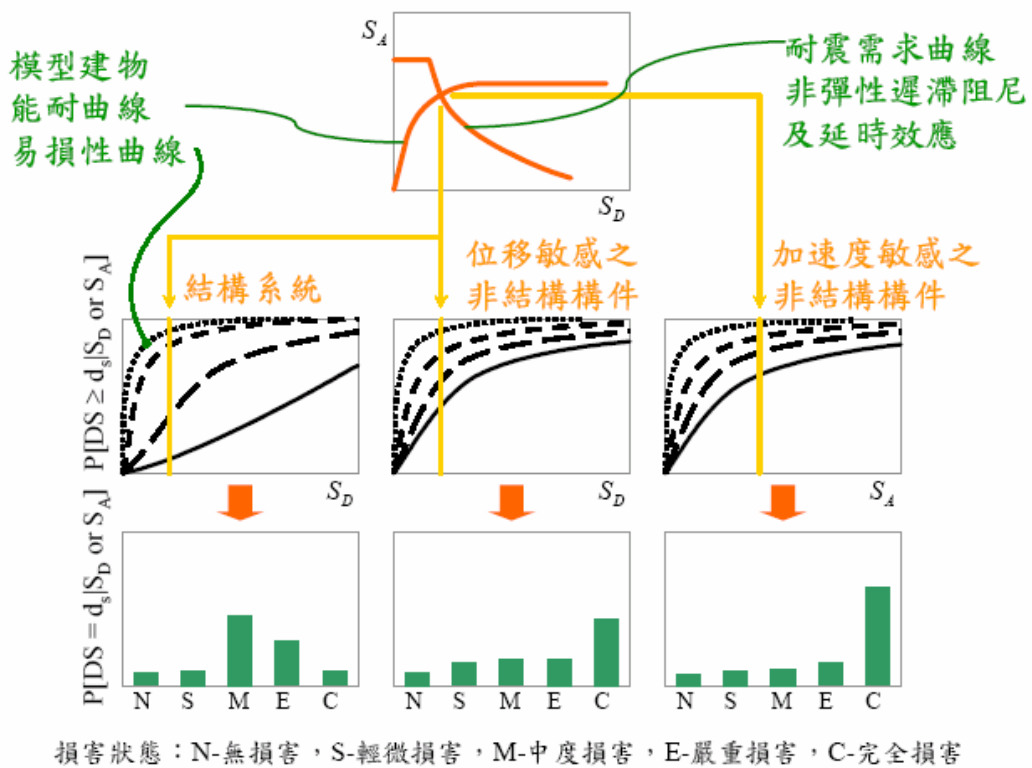


圖 3.1.3 不同損害狀態易損曲線與機率示意圖



損害狀態：N-無損害，S-輕微損害，M-中度損害，E-嚴重損害，C-完全損害

圖 3.1.4 一般結構物之結構系統與非結構構件地震損害評估流程

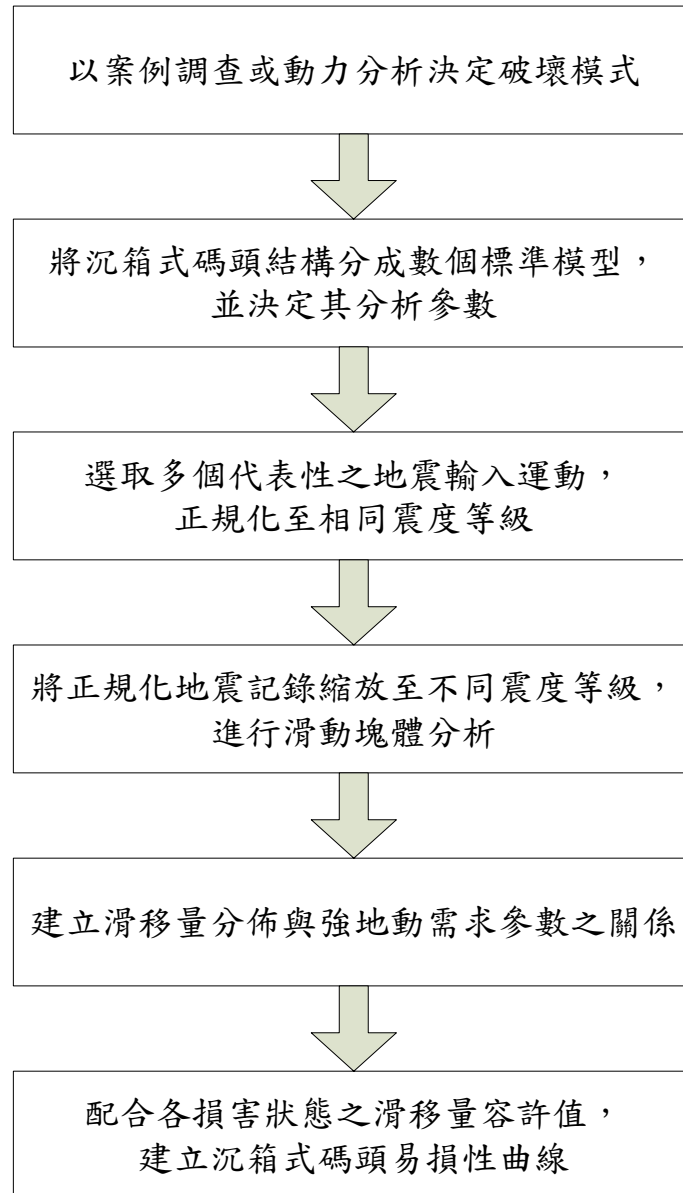
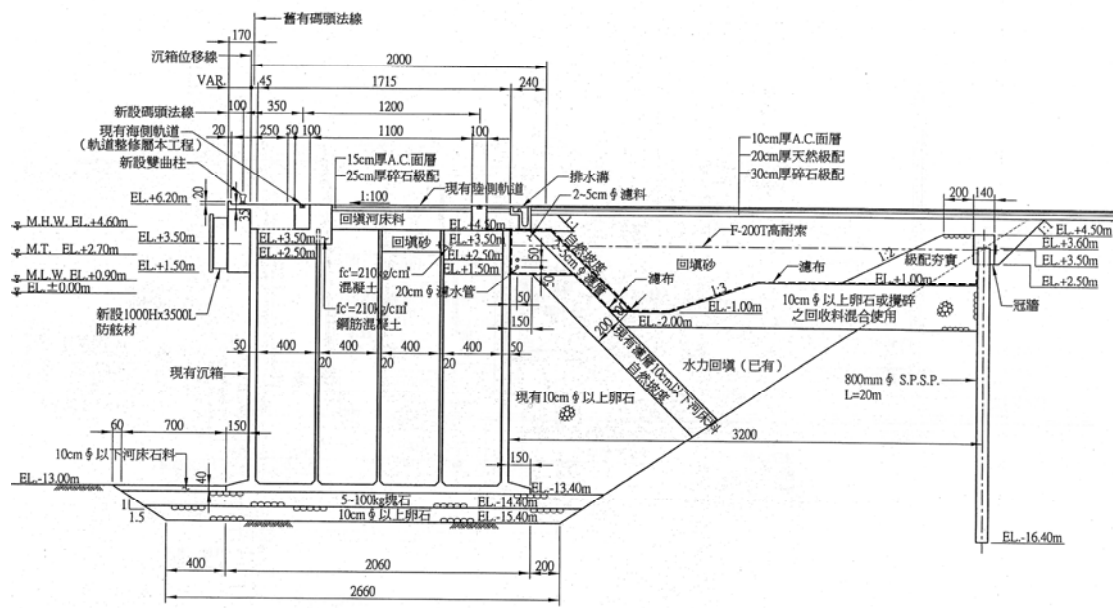
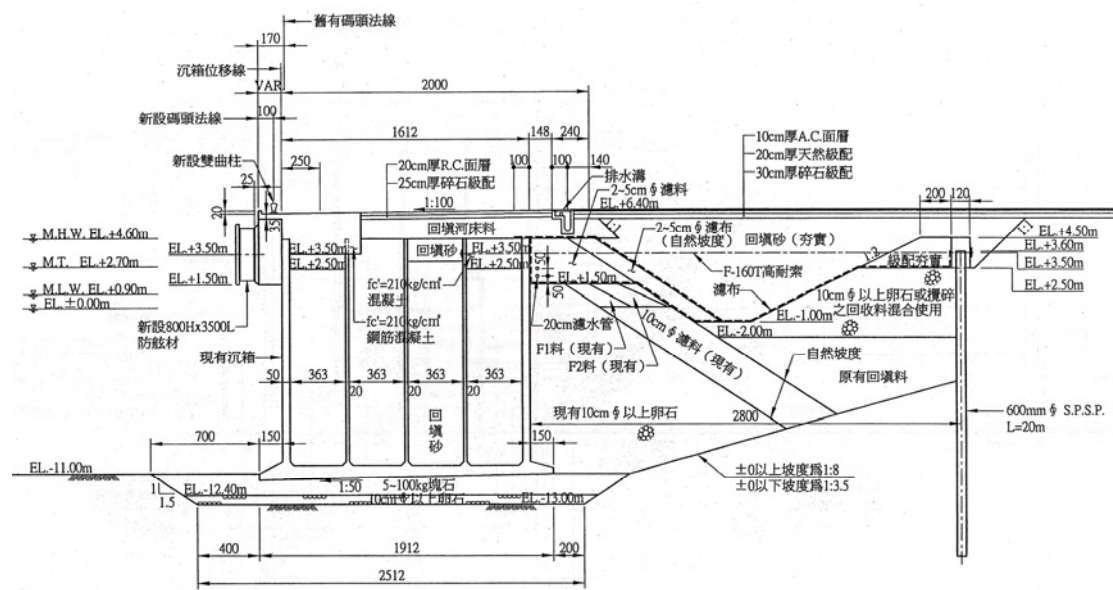


圖 3.3.1 沉箱式碼頭易損性曲線建立流程



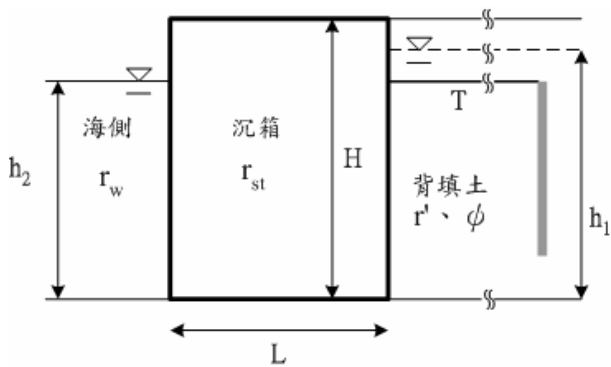
資料來源：宇泰工程顧問公司

圖 3.3.2 臺中港 1~3 號碼頭之標準斷面 (921 震災修復後)



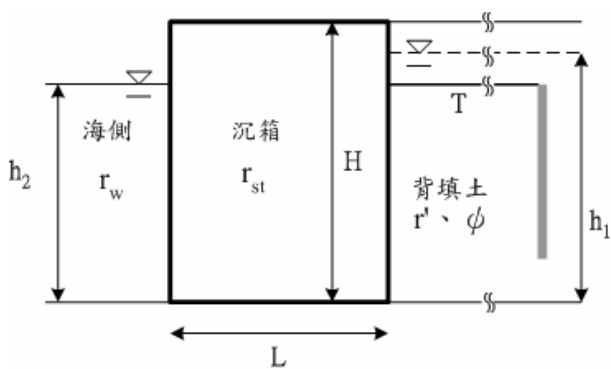
資料來源：宇泰工程顧問公司

圖 3.3.3 臺中港 4 號碼頭之標準斷面 (921 震災修復後)



| | |
|--------------------------------------|-------|
| 沉箱高度H (m) | 19.2 |
| 沉箱長度L (m) | 17.6 |
| 海側平均水面高度h2(m) | 15.7 |
| 殘留水位(m) | 1.23 |
| 陸側水面高度h1(m) | 16.93 |
| 海水單位重 r_w (t/m ³) | 1.03 |
| 沉箱總單位重 r_{st} (t/m ³) | 2 |
| 沉箱底部摩擦係數 μ | 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 Ψ (deg) | 0 |
| 背填土內摩擦角 ϕ (deg) | 35 |
| 高耐索設計拉力強度T (ton) | 100 |
| 高耐索設計間距 (m) | 2.1 |
| 高耐索設計長度 (m) | 32 |

圖 3.3.6 臺中港 1~3 號沉箱式碼頭簡化模型與分析參數



| | |
|--------------------------------------|-------|
| 沉箱高度H (m) | 17.4 |
| 沉箱長度L (m) | 16.12 |
| 海側平均水面高度h2(m) | 13.7 |
| 殘留水位(m) | 1.23 |
| 陸側水面高度h1(m) | 13.93 |
| 海水單位重 r_w (t/m ³) | 1.03 |
| 沉箱總單位重 r_{st} (t/m ³) | 2 |
| 沉箱底部摩擦係數 μ | 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 Ψ (deg) | 0 |
| 背填土內摩擦角 ϕ (deg) | 35 |
| 高耐索設計拉力強度T (ton) | 82 |
| 高耐索設計間距 (m) | 1.915 |
| 高耐索設計長度 (m) | 28 |

圖 3.3.7 臺中港 4 號沉箱式碼頭簡化模型與分析參數

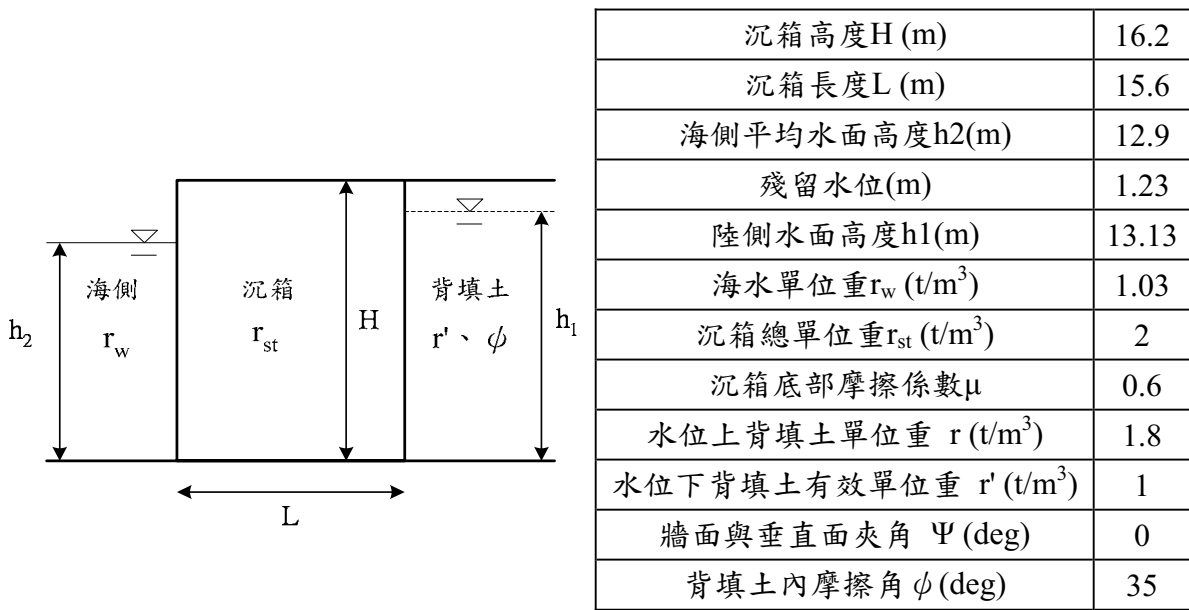


圖 3.3.8 臺中港 23~24 號沉箱式碼頭簡化模型與分析參數

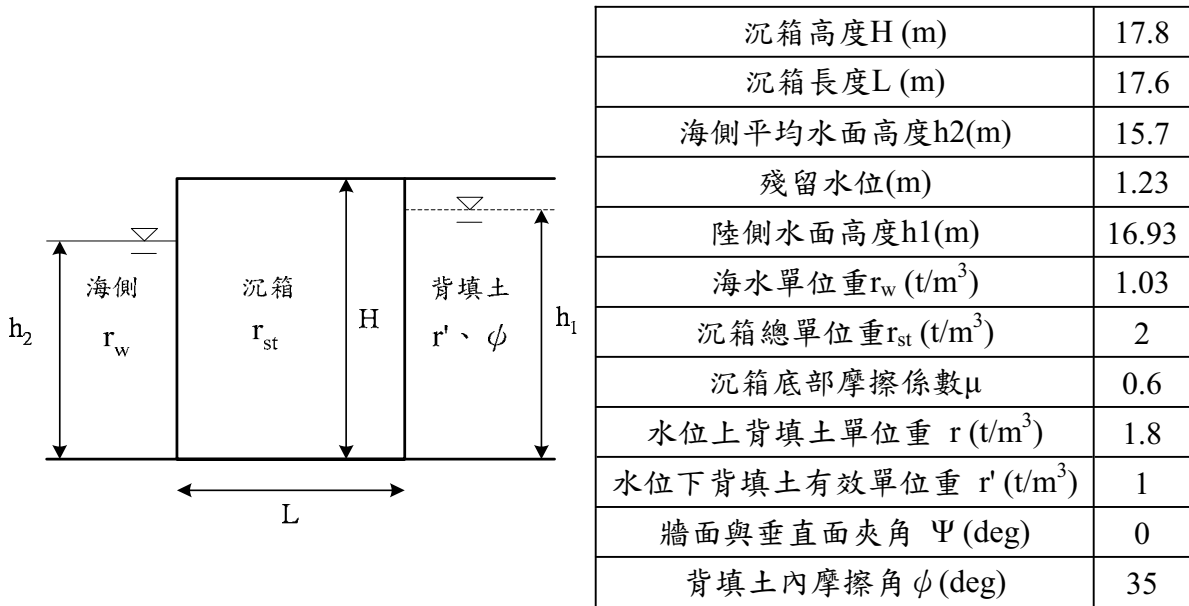


圖 3.3.9 臺中港西 1 沉箱式碼頭簡化模型與分析參數

台中港區 30m 動水壓監測井地質調查概況

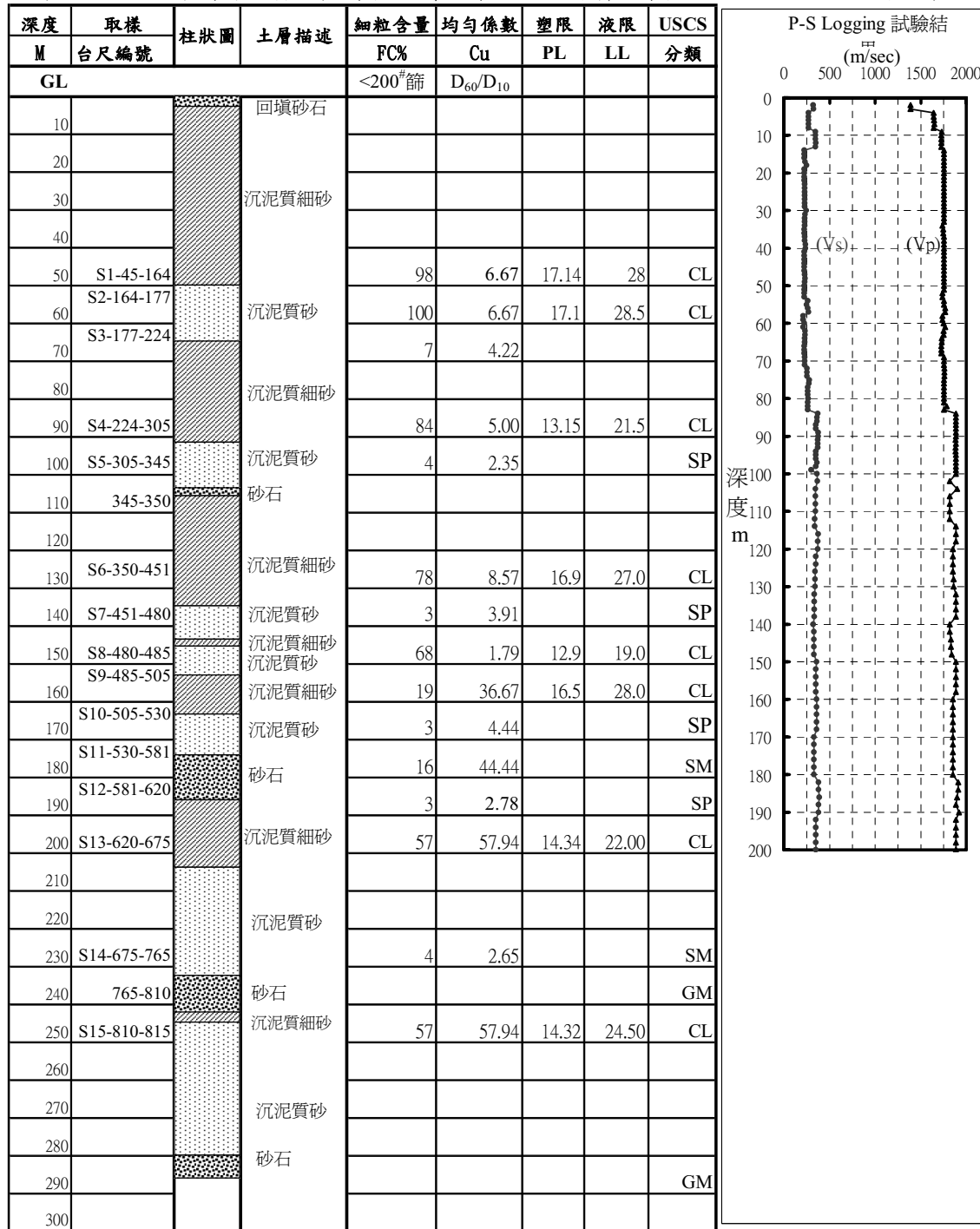
| 地點：台中港26-27號碼頭 | | 孔位 | 標高 | 孔深 | -GL 30m | | | | | | | | | | |
|-----------------|----------|-------------|-----------------|----------|---------|----|---------------|----------------------------------|------------|----------------------|-------------------|-----------|-----------|----------|----|
| 孔號：90THP1 | | | 水位 | -GL 3m | | | | | | | | | | | |
| 日期：2001/6/18-19 | | 執行者：賴聖耀 蘇吉立 | | 分析：蘇吉立 | 試驗：張阿平 | | | | | | | | | | |
| 深度 M | 取樣 編號 | 柱狀圖 | 土層描述 | 現地SPT-N值 | | | | 細粒含量 FC%(<200#) | 均勻係數 Cu | 單位重 原土 γ_d | 含水量 % ω | 塑限 PL% | 液限 LL% | 比重 Gs | 分類 |
| | | | | 15 | 30 | 45 | 計 | | | | | | | | |
| GL | | | | | | | 0 10 20 30 40 | D ₆₀ /D ₁₀ | | | | | | | |
| 0.5 | | | 卵礫石砂石及水泥塊回填料 | | | | | | | | | | | | |
| 1.0 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1.5 | S-1-2 | | | 6 | 7 | 11 | 18 | 7.58 | 3.27 | 1.562 | 5.15 | | | | SM |
| 2.0 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2.5 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3.0 | S-2-2 | | 灰色粉土質中細砂 | 3 | 5 | 6 | 11 | 12.76 | 4.17 | 1.735 | 23.52 | | | | |
| 3.5 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 4.0 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 4.5 | S-3-2 | | 灰色粉土質中細砂 | 3 | 6 | 8 | 14 | 25.38 | 75.00 | 1.717 | 22.63 | | | | |
| 5.0 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 5.5 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 6.0 | S-4-2 | | 灰色粉土質細砂 | 3 | 8 | 10 | 18 | 12.93 | 35.00 | 1.733 | 22.48 | | | | |
| 6.5 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 7.0 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 7.5 | S-5-2 | | 灰色粉土質細砂 | 4 | 6 | 6 | 12 | 57.05 | 32.00 | 1.673 | 28.4 | | | | |
| 8.0 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 8.5 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 9.0 | S-6-2 | | 灰色粉土質細砂 | 4 | 8 | 10 | 18 | 21.32 | 34.17 | 1.676 | 24.7 | | | | |
| 9.5 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 10.0 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 10.5 | S-7-2 | | 灰色粉土質細砂偶夾砂質粉土薄層 | 4 | 6 | 7 | 13 | 41.5 | 36.67 | 1.658 | 29.09 | | | | |
| 11.0 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 11.5 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 12.0 | S-8-2 | | 灰色砂質粉土 | 3 | 4 | 6 | 10 | 47.83 | 33.33 | 1.625 | 33.1 | | | | |
| 12.5 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 13.0 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 13.5 | S-9-2 | | 灰色砂質粉土 | 3 | 4 | 6 | 10 | 21.78 | 26.00 | 1.638 | 31.66 | | | | |
| 14.0 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 14.5 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 15.0 | S-10-2 | | 灰色砂質粉土偶夾細砂薄層 | 3 | 3 | 7 | 10 | 16.69 | 3.60 | 1.72 | 28.62 | | | | |
| 15.5 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 16.0 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 16.5 | S-11-2 | | 灰色砂質粘土與粘土互層 | 6 | 9 | 12 | 21 | 49.25 | 36.00 | 1.687 | 24.56 | | | | |
| 17.0 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 17.5 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 18.0 | S-12-2 | | 灰色粉土質細砂 | 6 | 5 | 5 | 10 | 24.16 | 4.10 | 1.533 | 30.1 | | | | |
| 18.5 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 19.0 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 19.5 | S-13-2 | | 灰色砂質粉土偶夾粘土薄層 | 7 | 10 | 6 | 16 | 37.18 | 18.00 | 1.641 | 36.1 | | | | |
| 20.0 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 20.5 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 21.0 | S-14-2 | | 灰色粘土粘偶夾細砂薄層 | 2 | 4 | 5 | 9 | 51.34 | 16.92 | 1.567 | 32.23 | | | | |
| 21.5 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 22.0 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 22.5 | S-15-2 | | 灰色粉土質細砂 | 12 | 13 | 19 | 32 | 26.66 | 41.54 | 1.739 | 21.16 | | | | |
| 23.0 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 23.5 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 24.0 | S-16-0 | | 灰色粉土質中細砂 | 0 | 10 | 8 | 18 | | | | | | | | |
| 24.5 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 25.0 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 25.5 | S-17- | | | 7 | 9 | 10 | 19 | 51 | 22.50 | 1.687 | 28.23 | | | | |
| 26.0 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 26.5 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 27.0 | S-18- | | 灰色砂質粉土偶夾粘土薄層 | 5 | 8 | 15 | 23 | 75.25 | 24.00 | 1.578 | 30.27 | | | | |
| 27.5 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 28.0 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 28.5 | S-19- | | | 10 | 13 | 12 | 25 | 14.32 | 3.67 | 1.751 | 22.32 | | | | |
| 29.0 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 29.5 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 30.0 | S-20- | | | 10 | 12 | 19 | 31 | 43.23 | 21.11 | 1.697 | 26.43 | | | | |

東京測振PWG-35G型水壓計No.010288-埋設深度--GL-29.5m
PWG-35G型水壓計No.010287-埋設深度--GL-19.75m

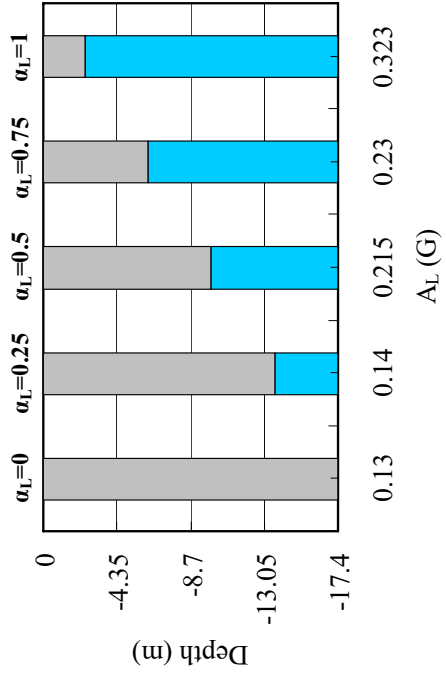
圖 3.3.10 臺中港 26 號碼頭觀測站 30m 地震監測孔地質調查概況 (賴聖耀等人, 2002)

台中港區 300m 地震監測井地質調查概況

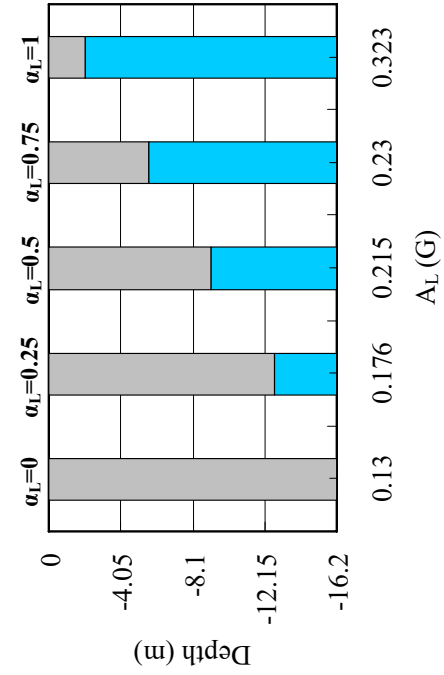
地點：台中港26-27號碼頭 孔位： 標高： 地下水位：GL-3.00M
 日期：4/16-4/23 執行者：賴聖耀 蘇吉立 陳圭璋 整理分析：蘇吉立 物理試驗：張阿平



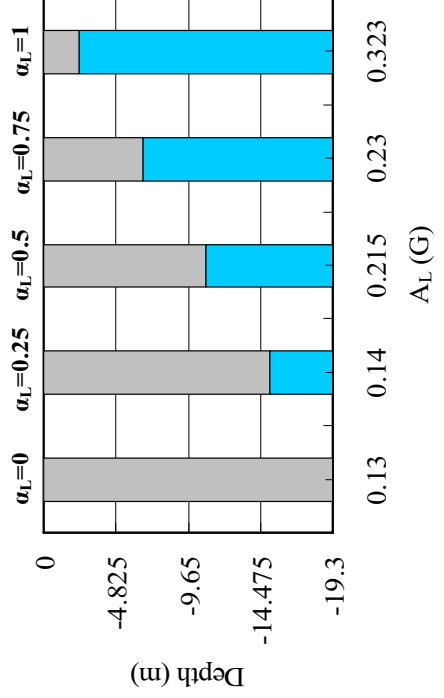
**圖 3.3.11 臺中港 26 號碼頭觀測站 300m 地震監測孔地質調查概況
(賴聖耀等人, 2002)**



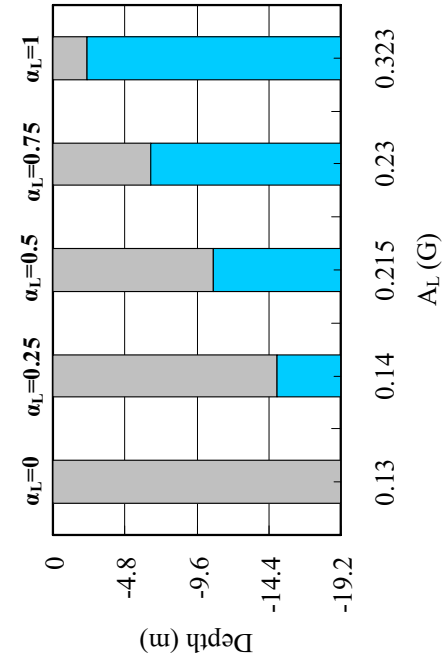
(a) 1~3 號碼頭



(c) 23~24 號碼頭



(b) 4 號碼頭



(d) 西 1 號碼頭

圖 3.3.12 不同液化程度之 PGA 門檻值

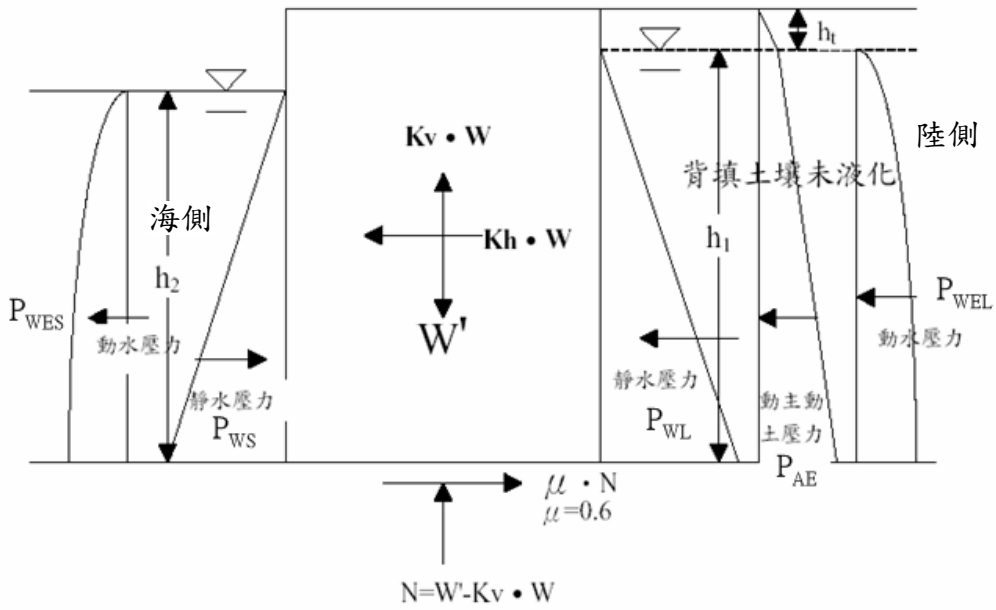


圖 3.3.13 背填土未液化之沉箱式碼頭受力示意圖
(修改自賴聖耀等，2007)

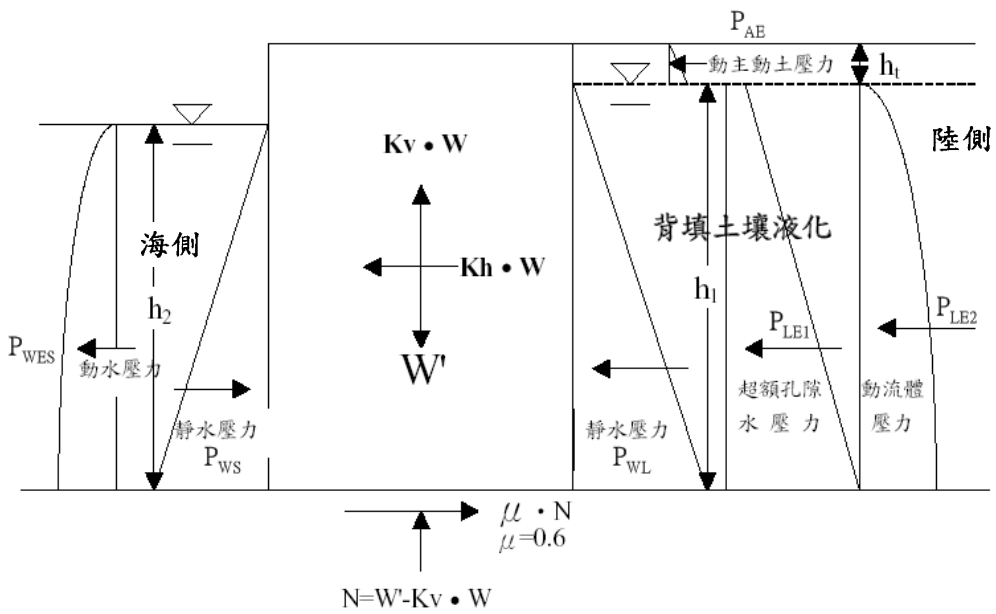


圖 3.3.14 背填土全液化之沉箱式碼頭受力示意圖
(修改自賴聖耀等，2007)

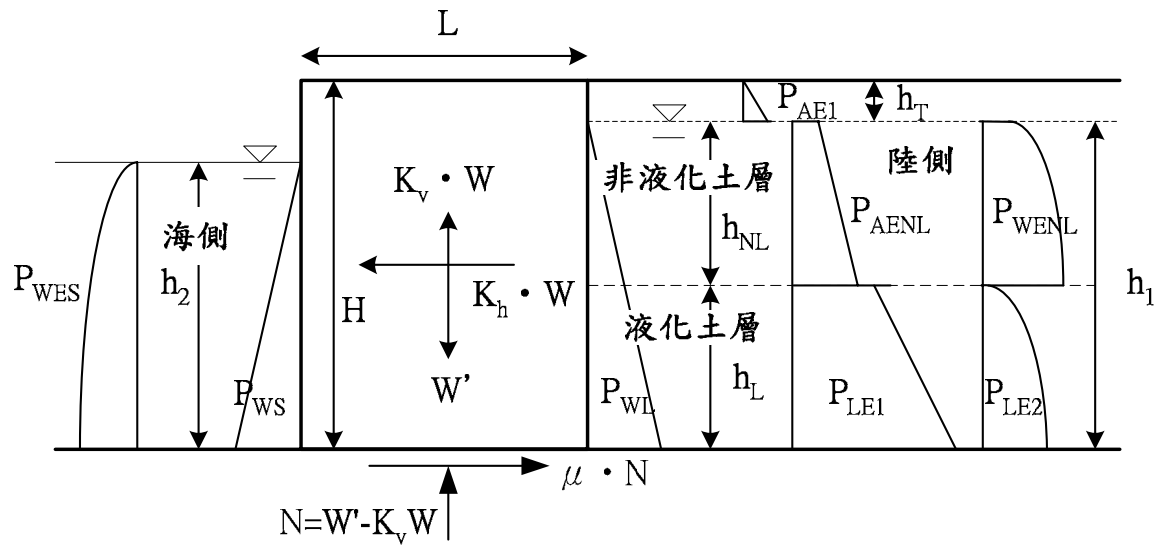
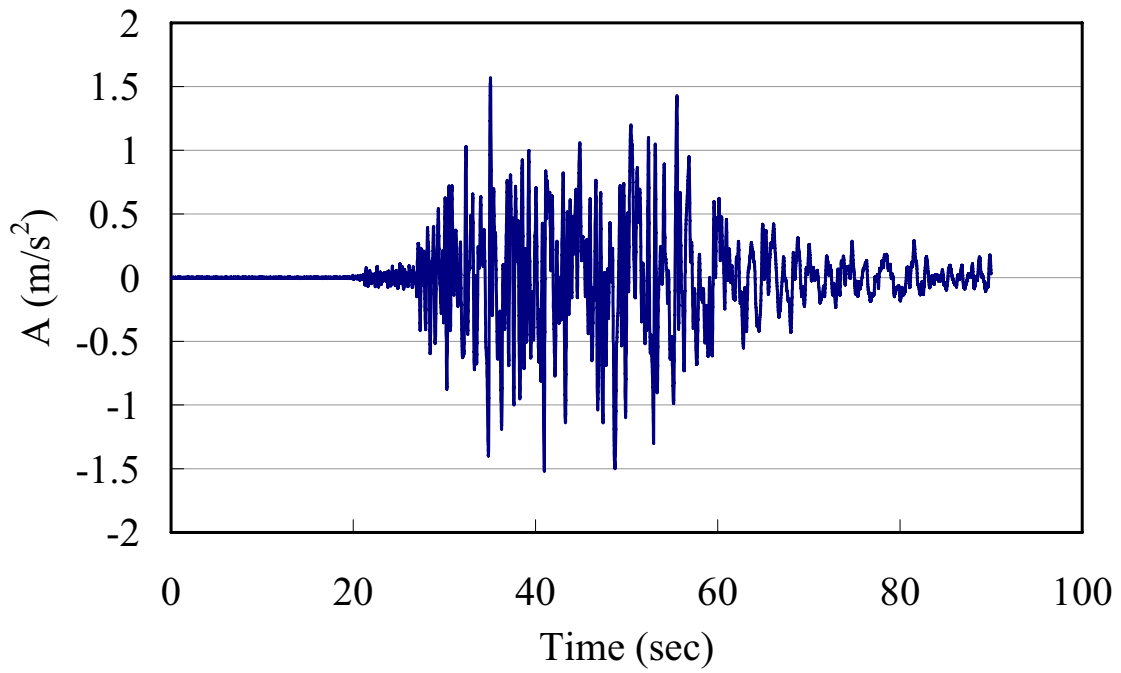
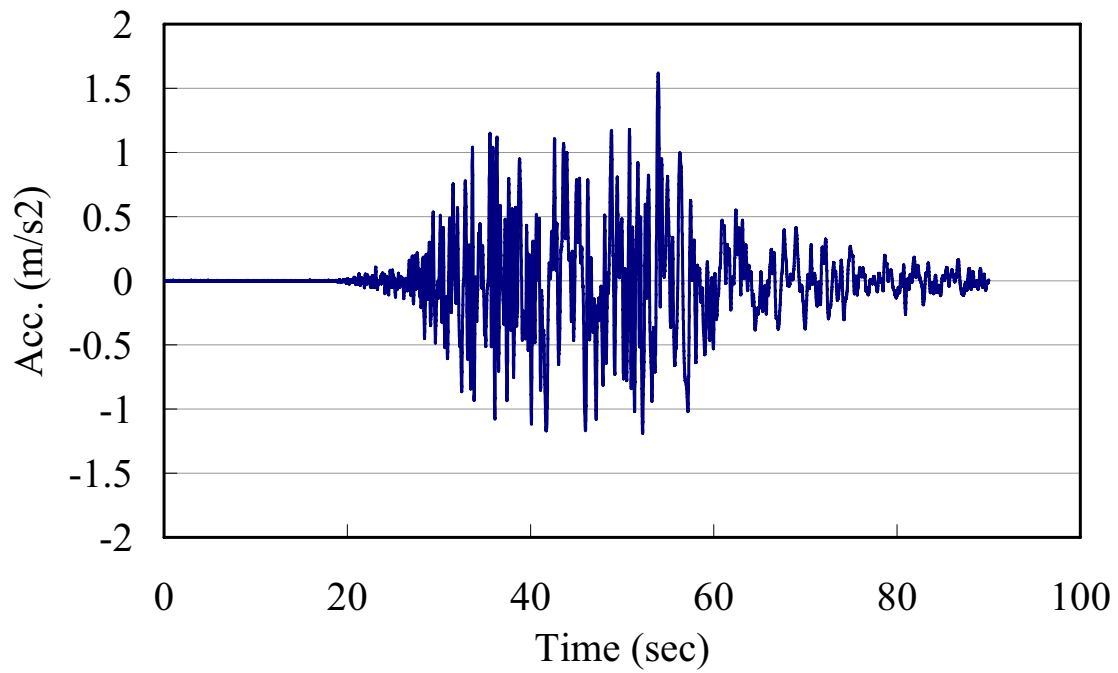


圖 3.3.15 背填土部份液化之沉箱式碼頭受力示意圖
(修改自賴聖耀等，2007)



(a) EW 向



(b) NS 向

圖 3.3.16 921 地震時清水國小測站(TCU059)之地震紀錄

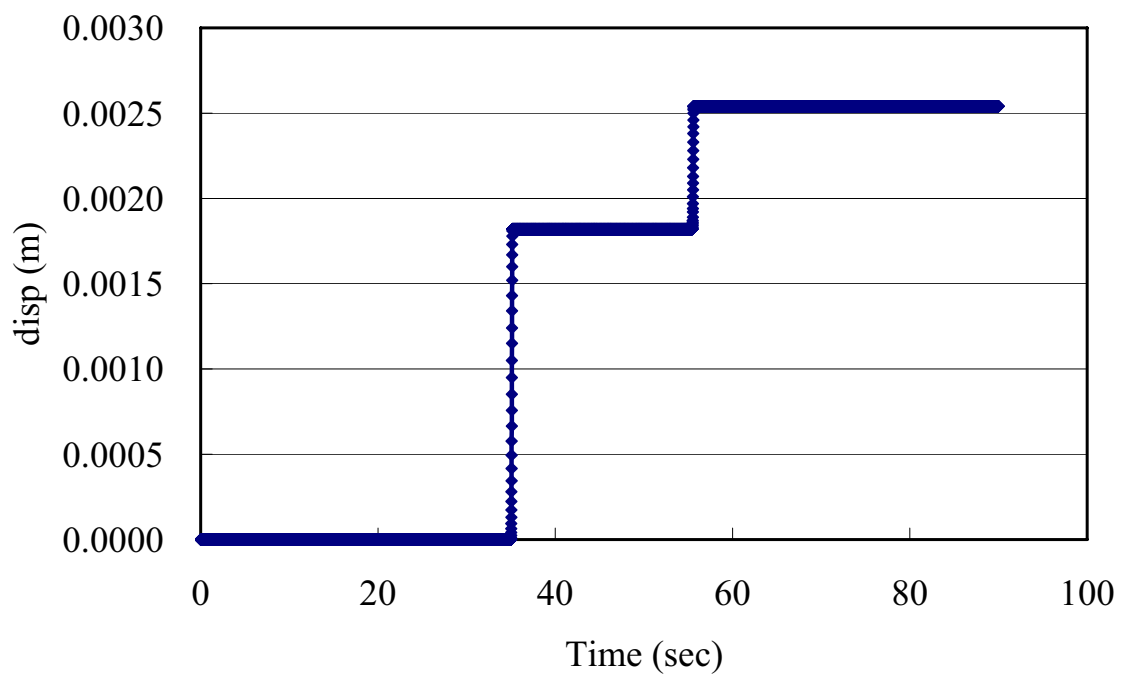
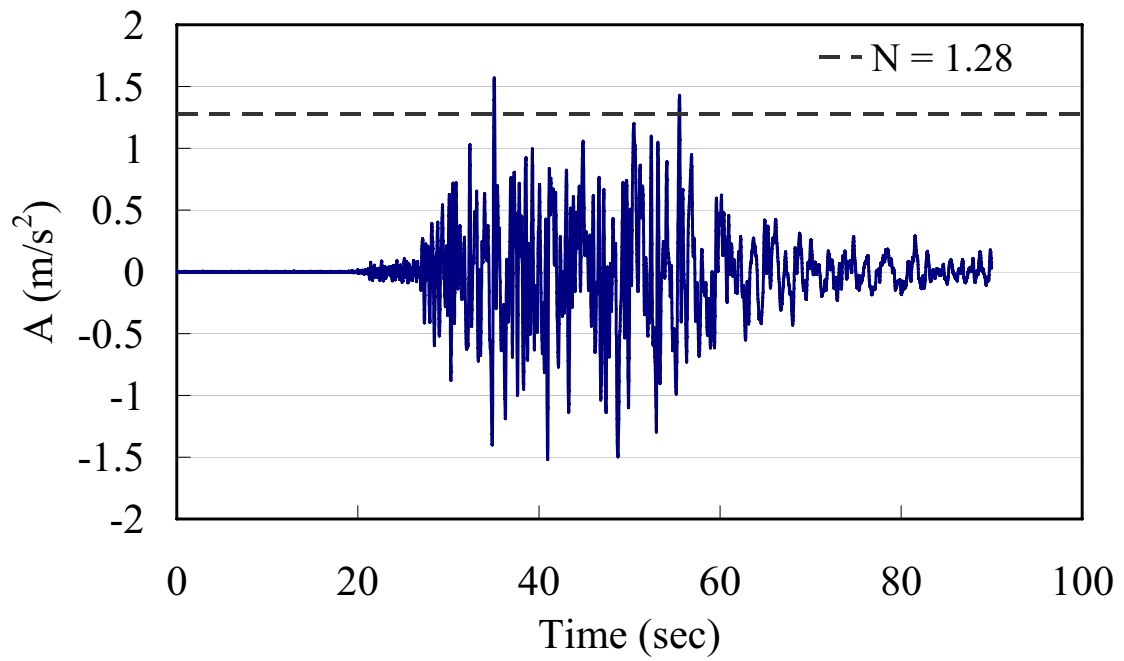


圖 3.3.17 臺中港 23~24 號碼頭背填土未液化之碼頭滑移量分析結果

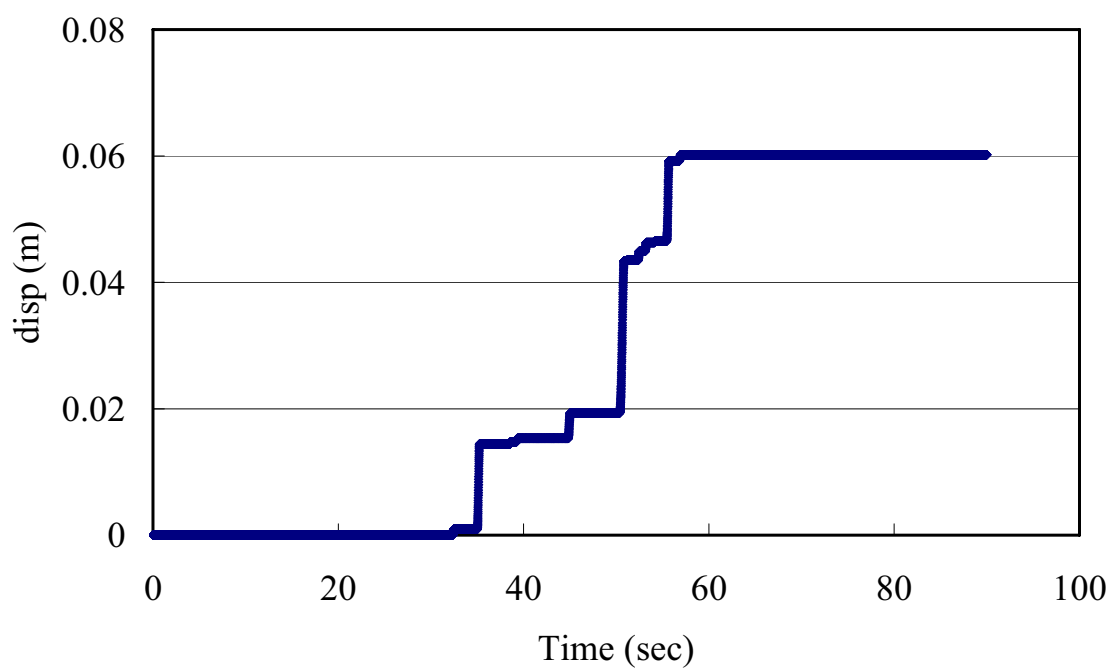
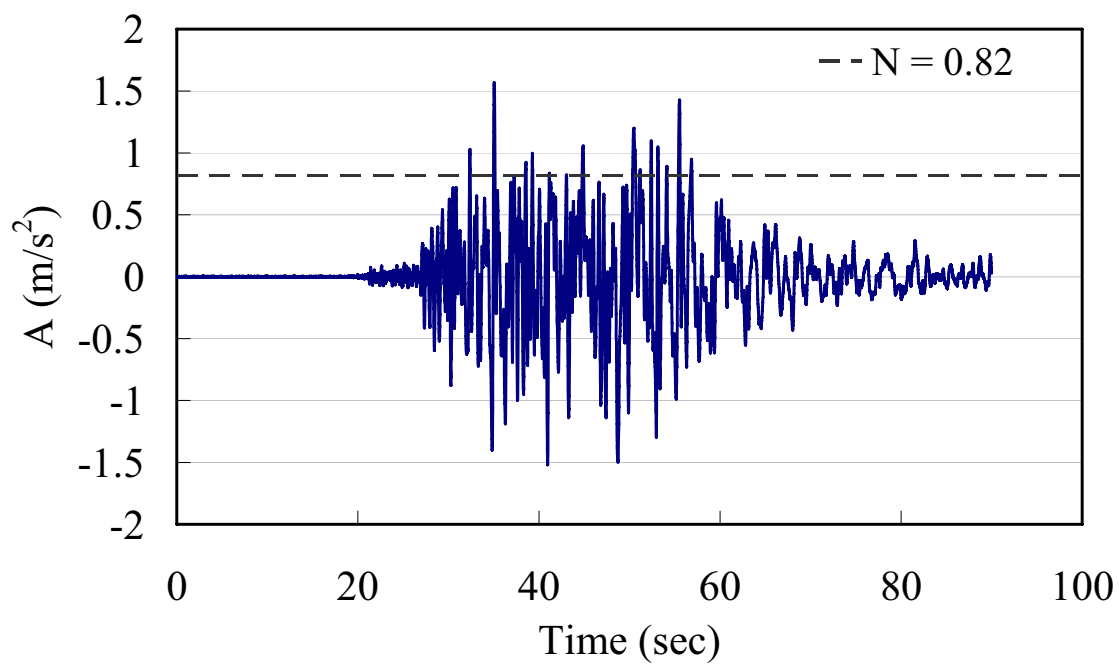


圖 3.3.18 臺中港 23~24 號碼頭背填土部份液化之碼頭滑移量分析結果

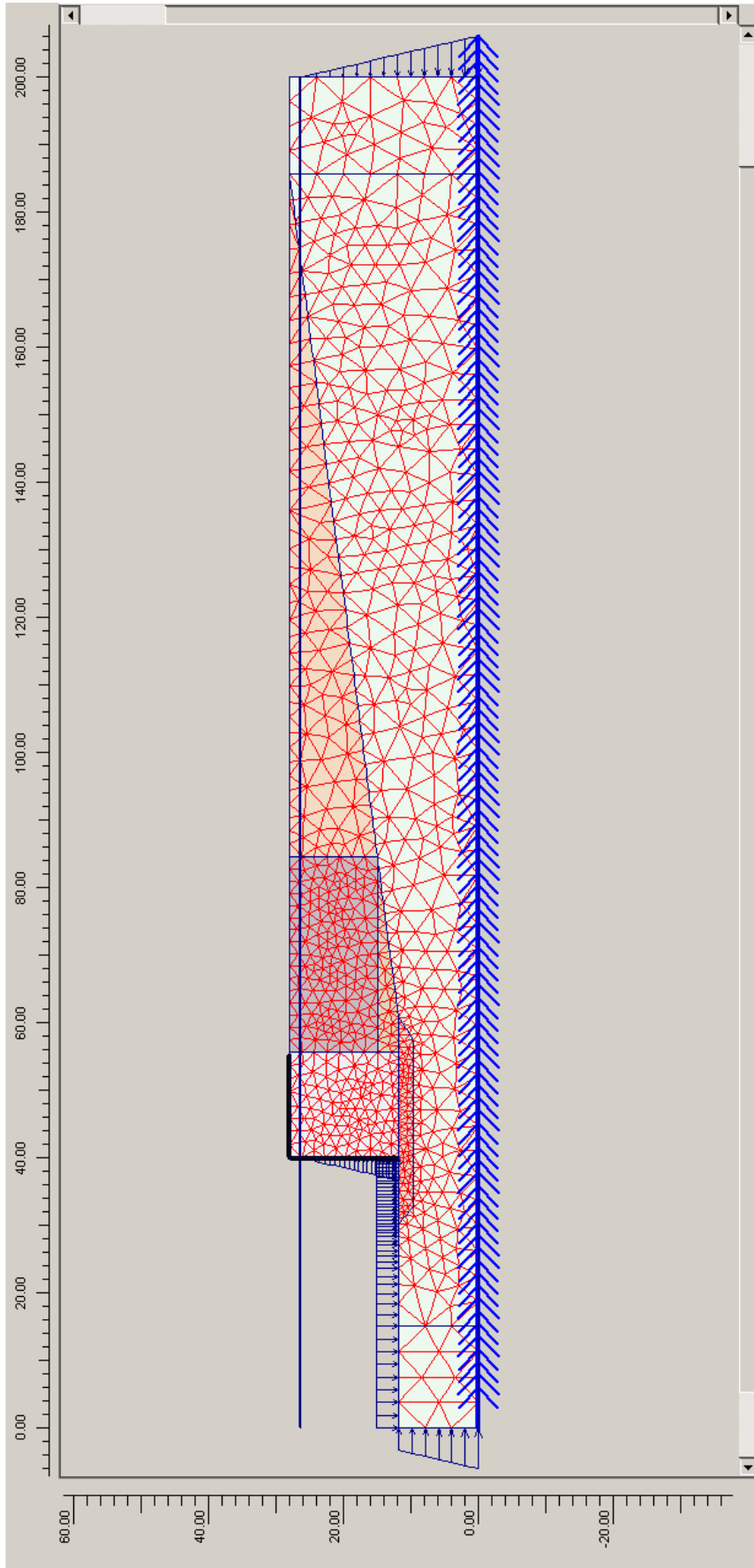


圖 4.3.19 臺中港 23~24 號碼頭背填土部份液化之有限元素分析模型

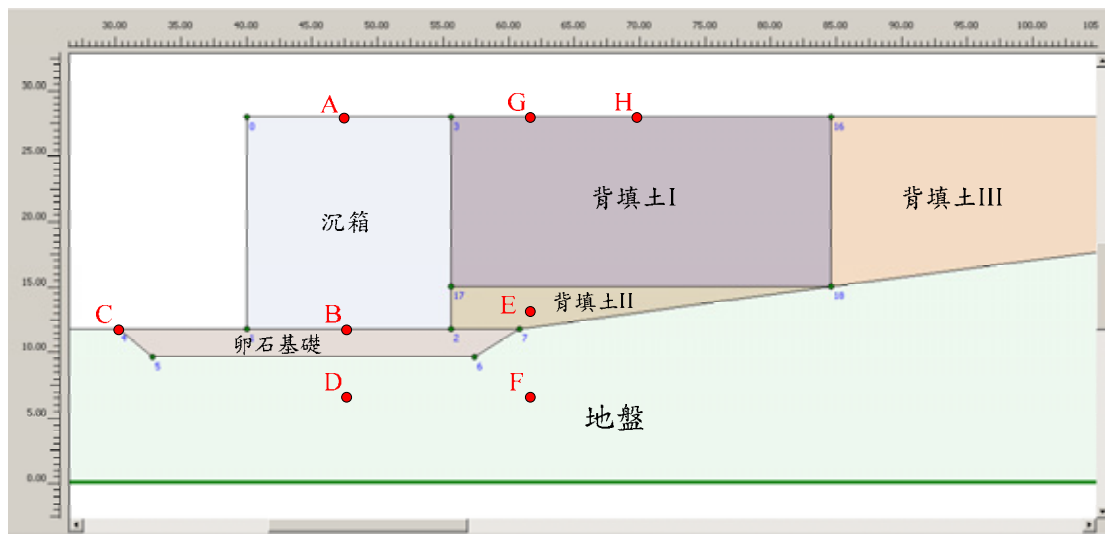


圖 3.3.20 臺中港 23~24 號碼頭分析模型材料分區與監測點位示意圖

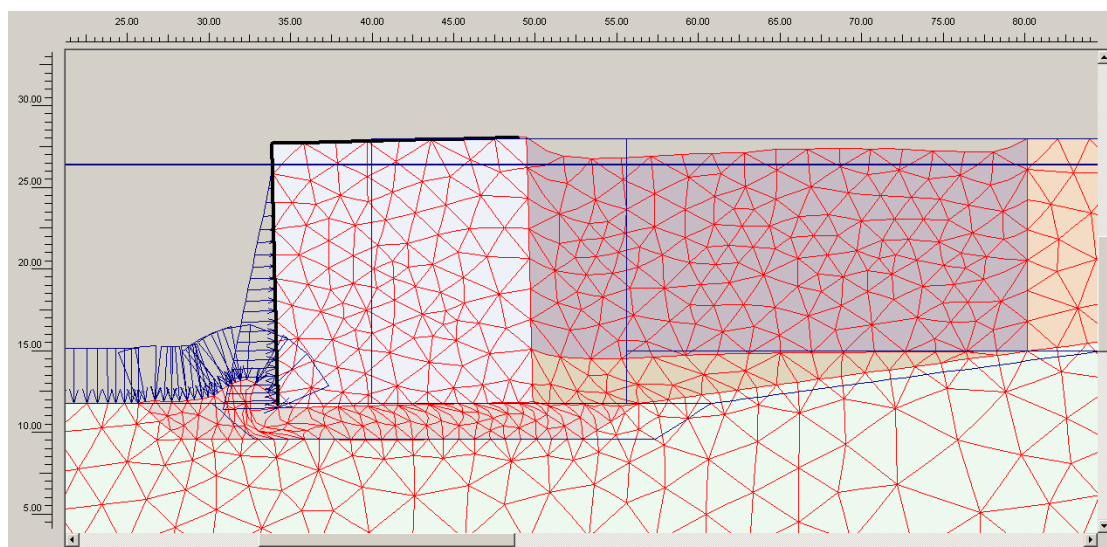


圖 3.3.21 臺中港 23~24 號碼頭分析所得變形網格

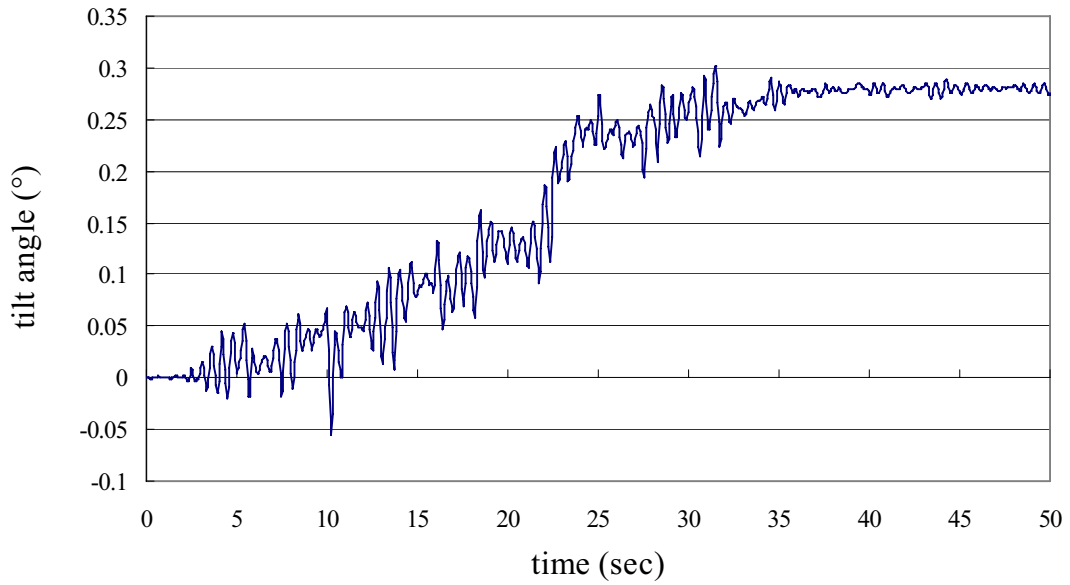


圖 3.3.22 臺中港 23~24 號碼頭有限元素分析所得沉箱傾斜角歷時

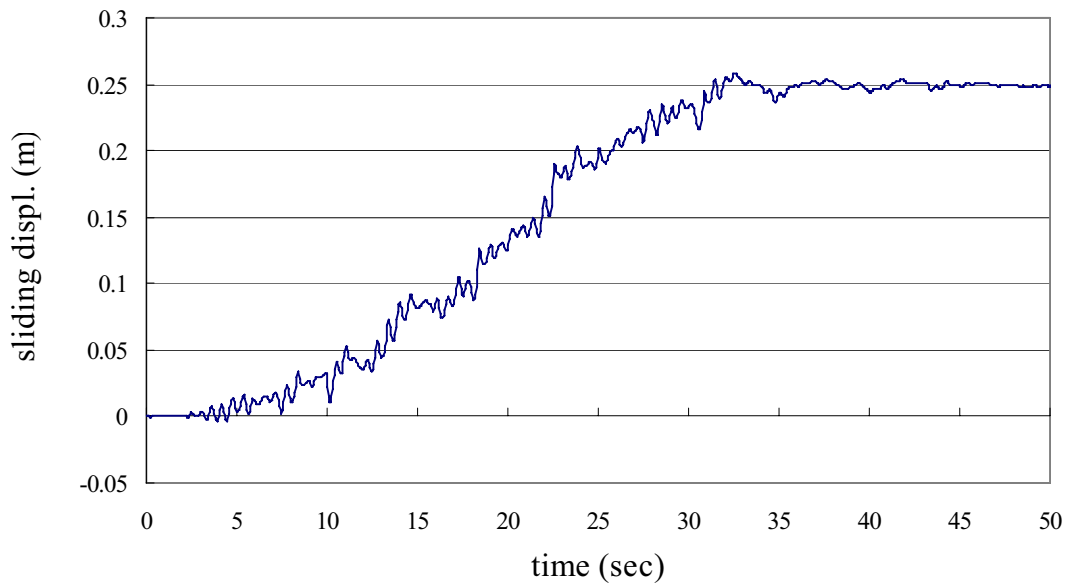


圖 3.3.23 臺中港 23~24 號碼頭有限元素分析所得沉箱滑移量歷時

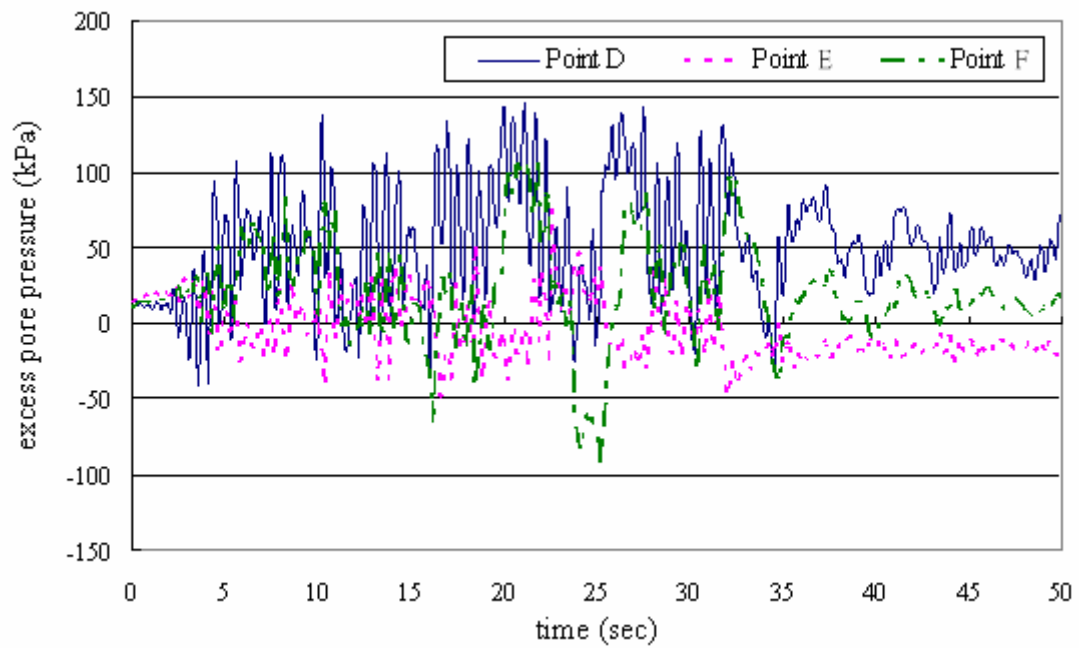


圖 3.3.24 臺中港 23~24 號碼頭有限元素分析所得超額孔隙水壓歷時

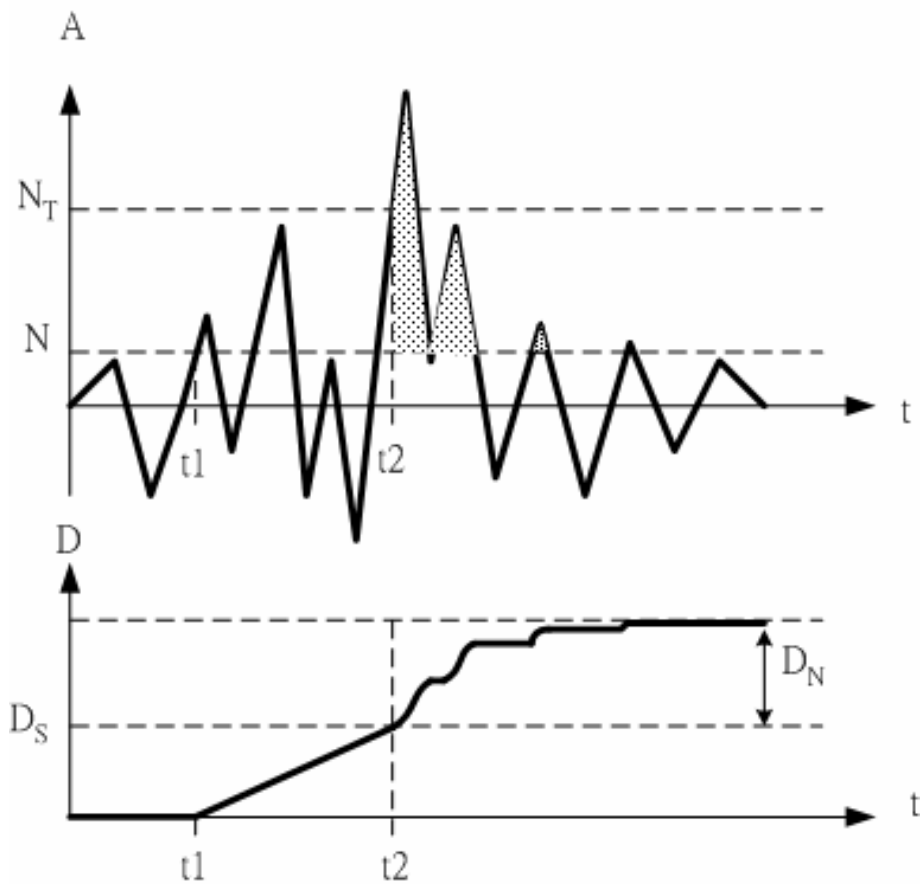


圖 3.3.25 滑動塊體分段分析法示意圖

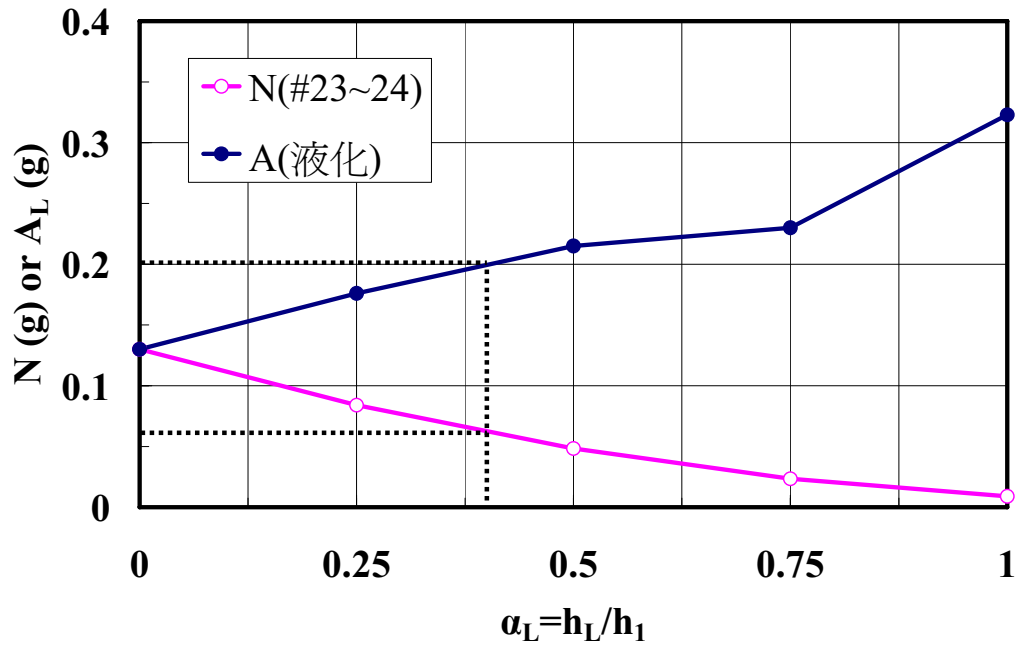


圖 3.3.26 23~24 號碼頭背填土液化程度與臨界加速度示意圖

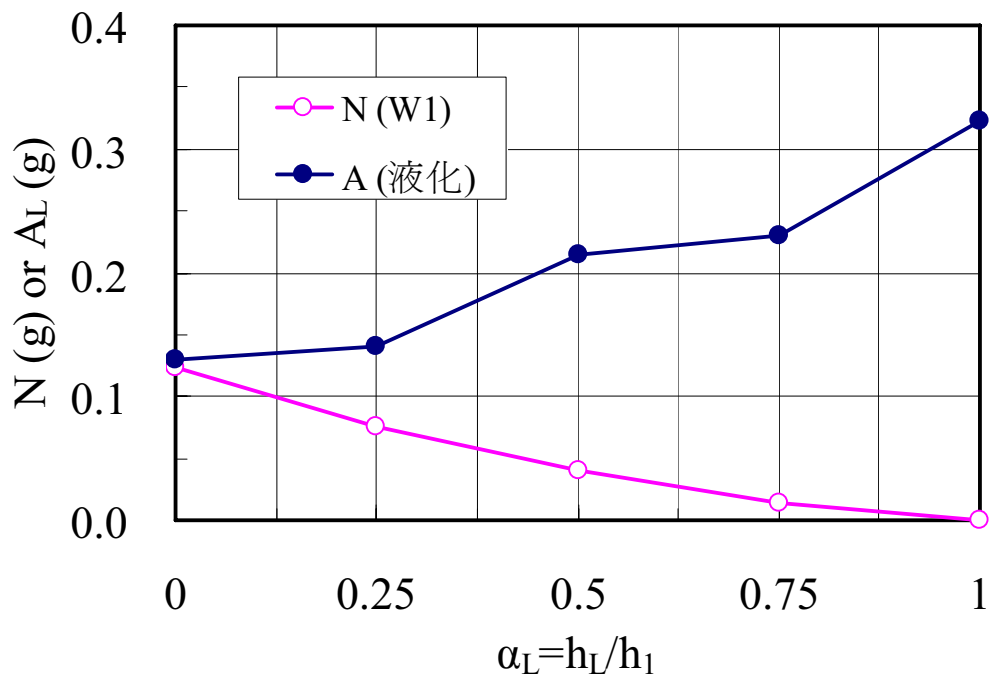


圖 3.3.27 西 1 碼頭背填土液化程度與臨界加速度示意圖

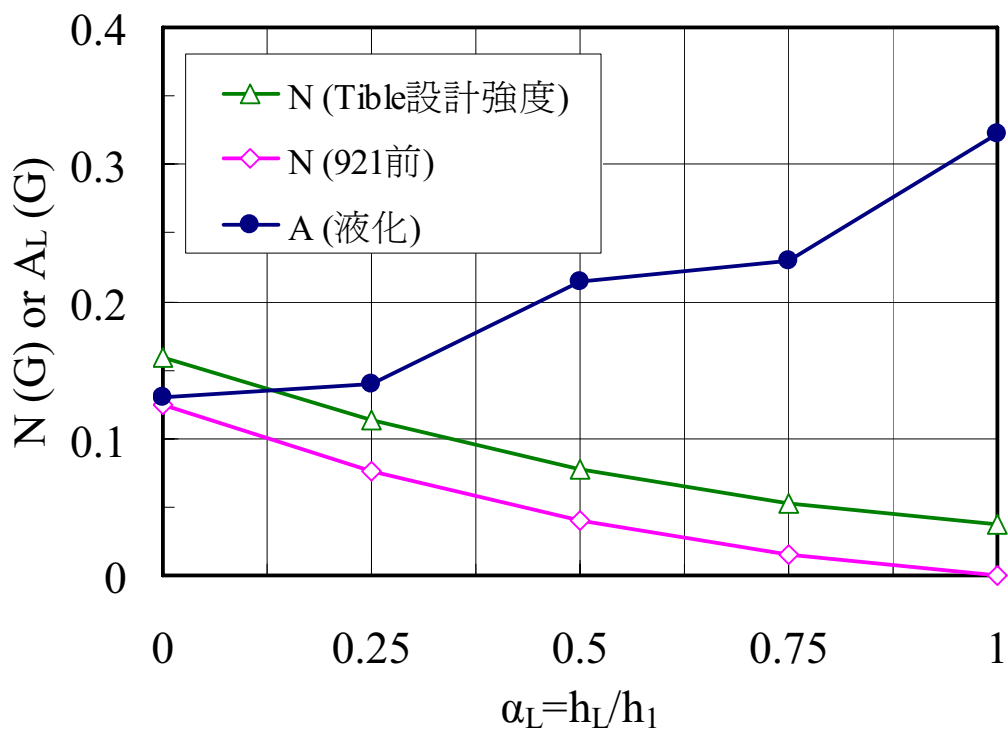


圖 3.3.28 1~3 號碼頭背填土液化程度與臨界加速度示意圖

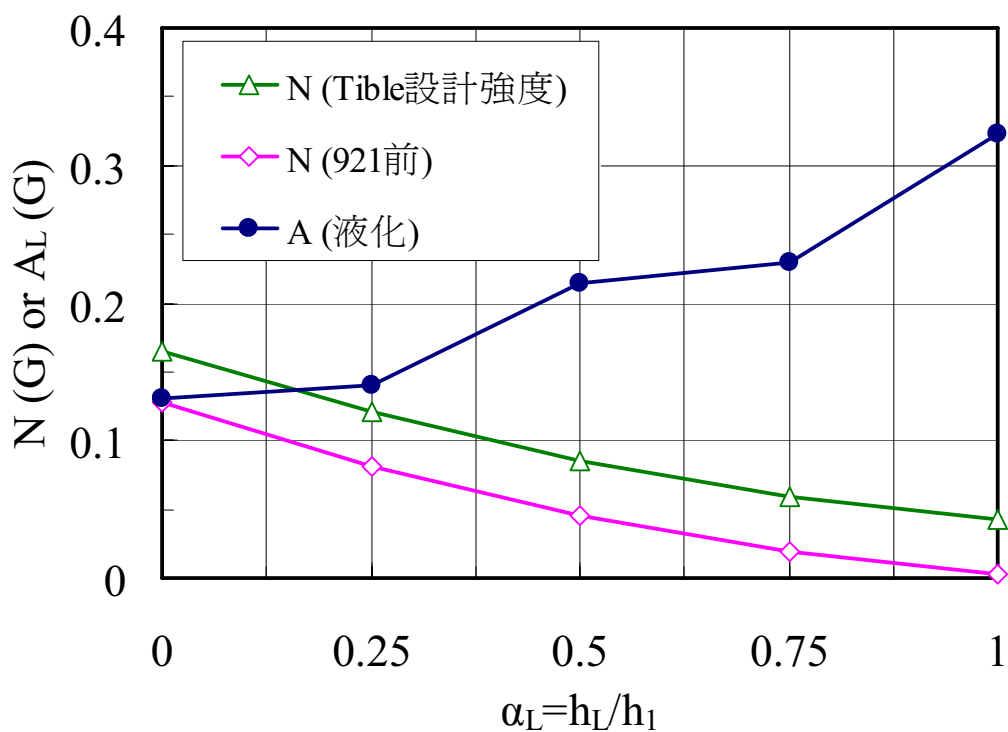


圖 3.3.29 4 號碼頭背填土液化程度與臨界加速度示意圖

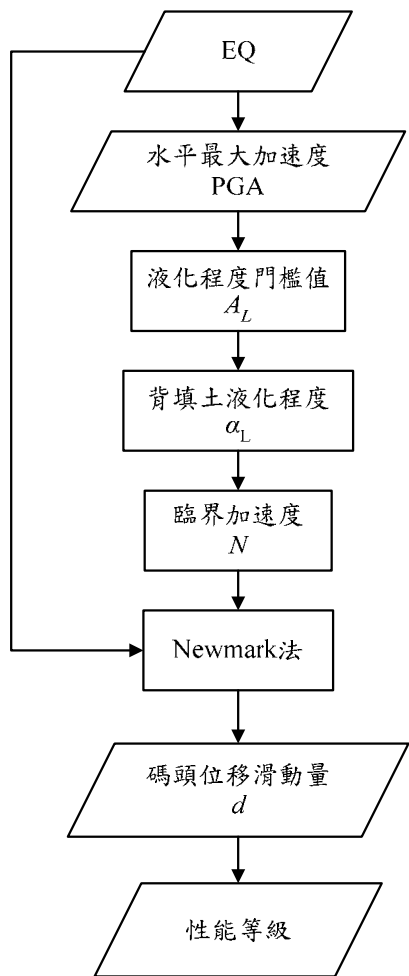


圖 3.3.30 沉箱式碼頭受震滑移量與性能等級之評估模式

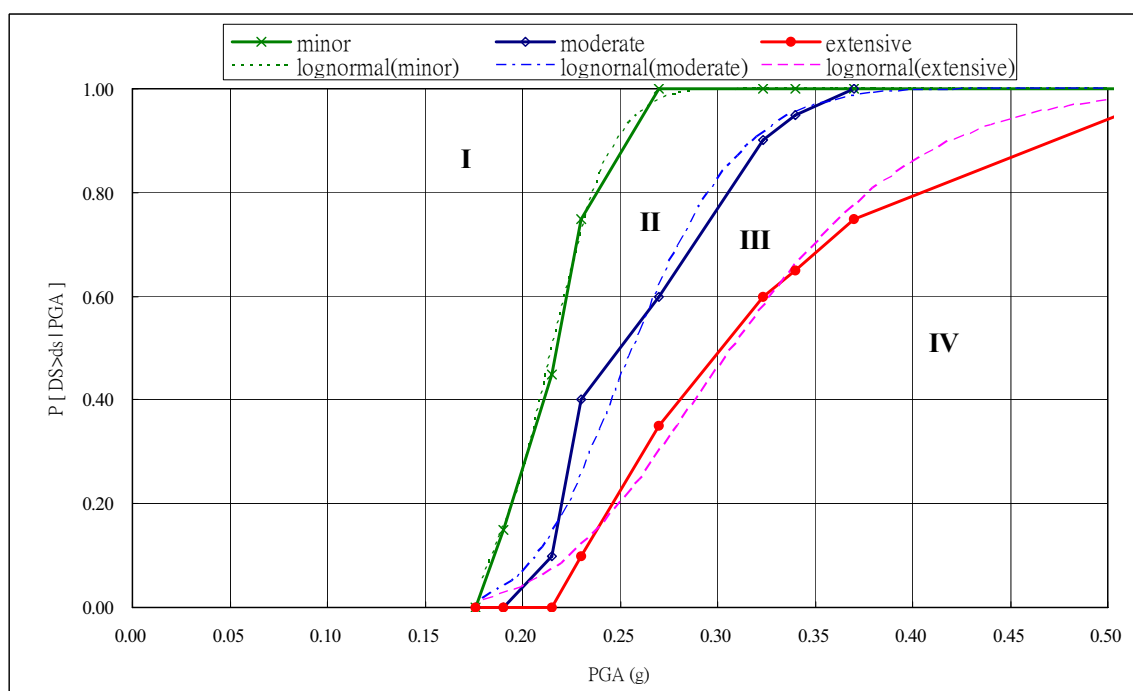


圖 3.3.31 23~24 號碼頭之易損性曲線

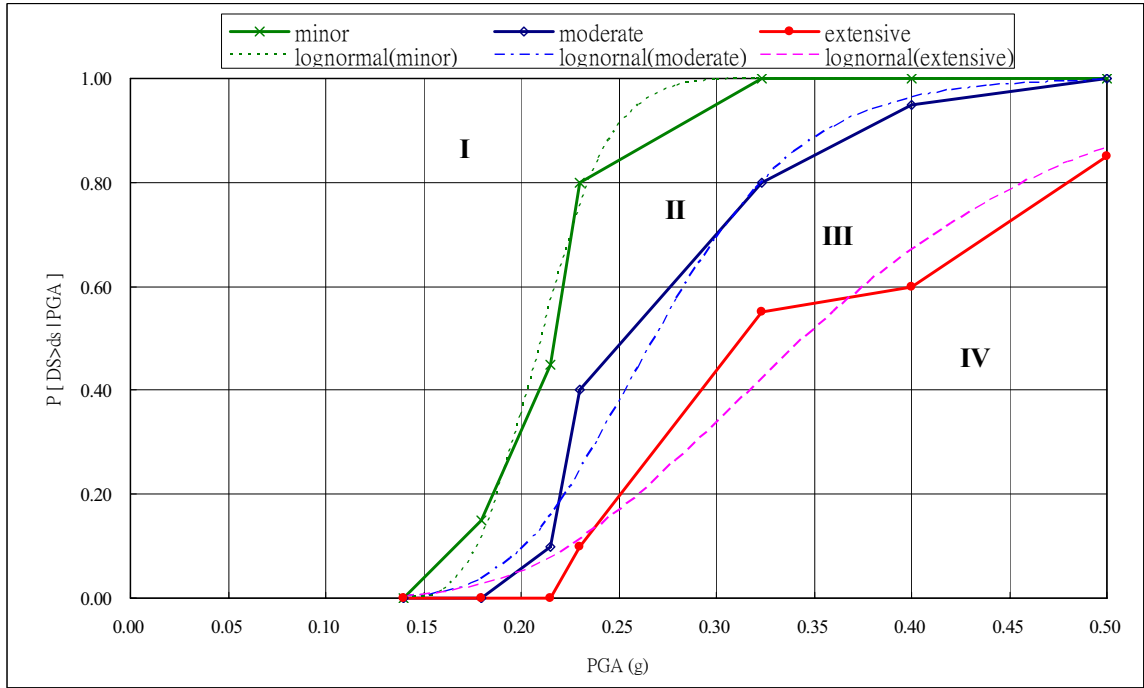


圖 3.3.32 西 1 碼頭之易損性曲線

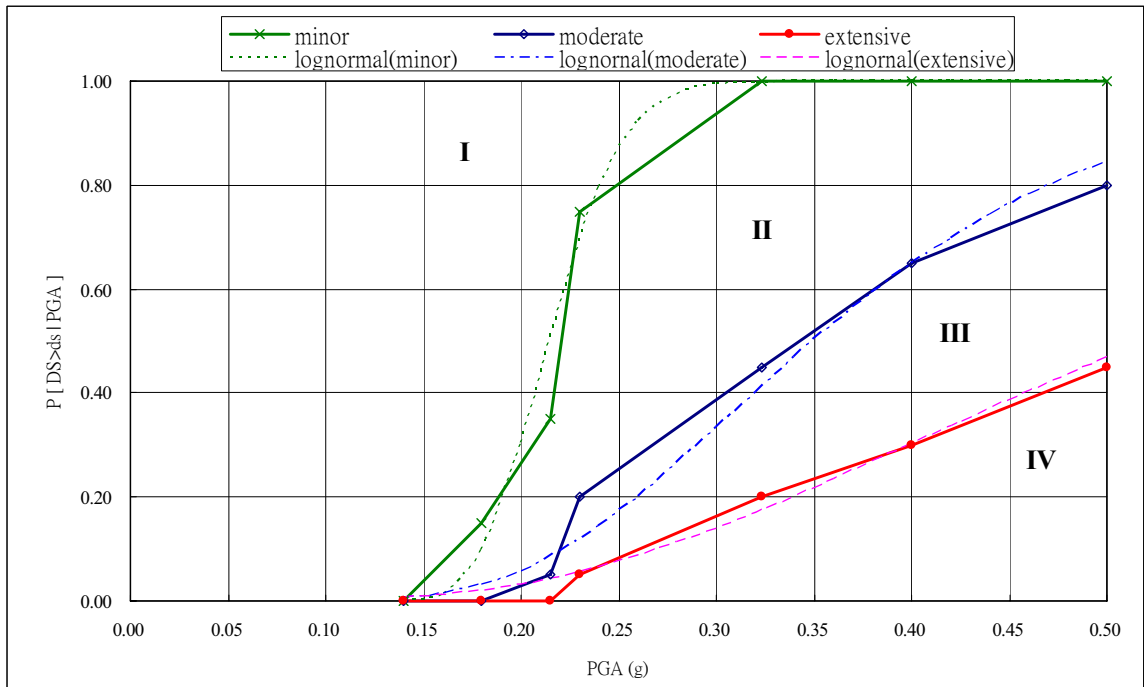


圖 3.3.33 1~3 號碼頭之易損性曲線

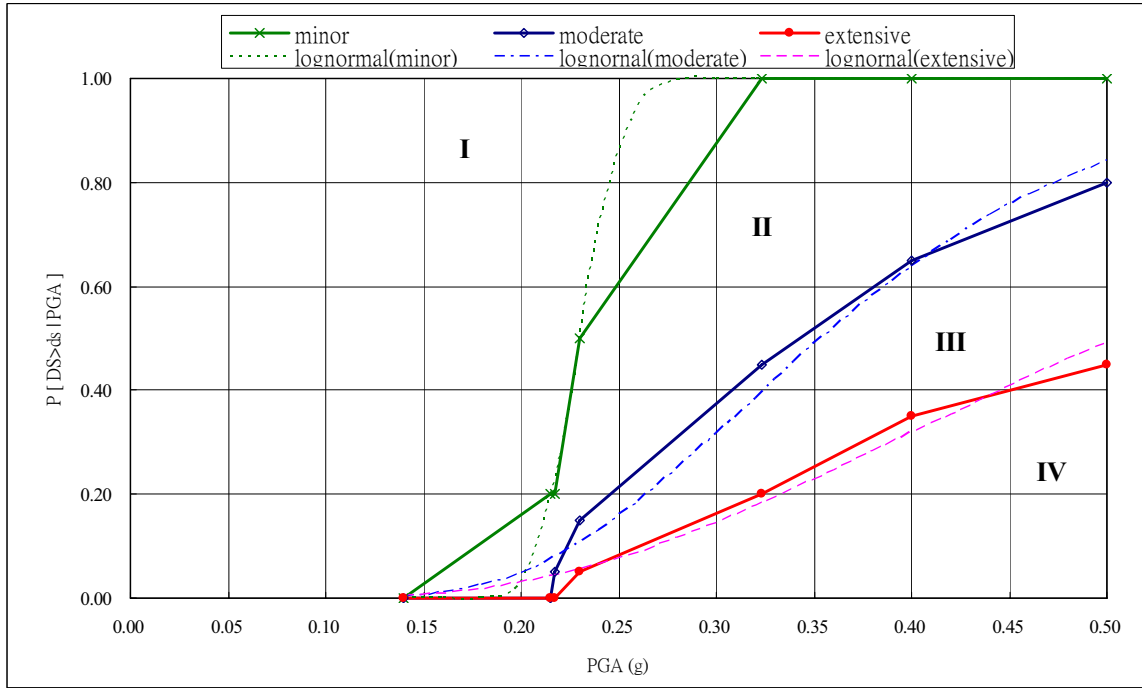


圖 3.3.34 4 號碼頭之易損性曲線

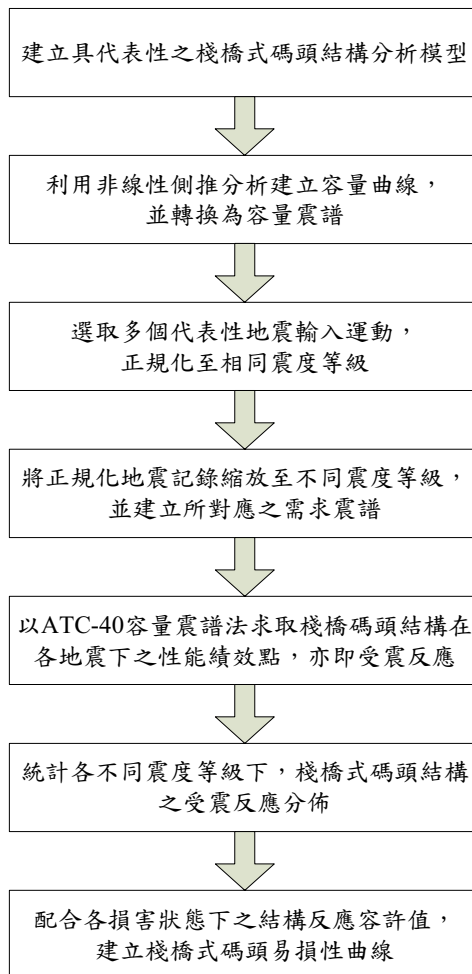


圖 3.3.35 棧橋式碼頭易損性曲線建立流程

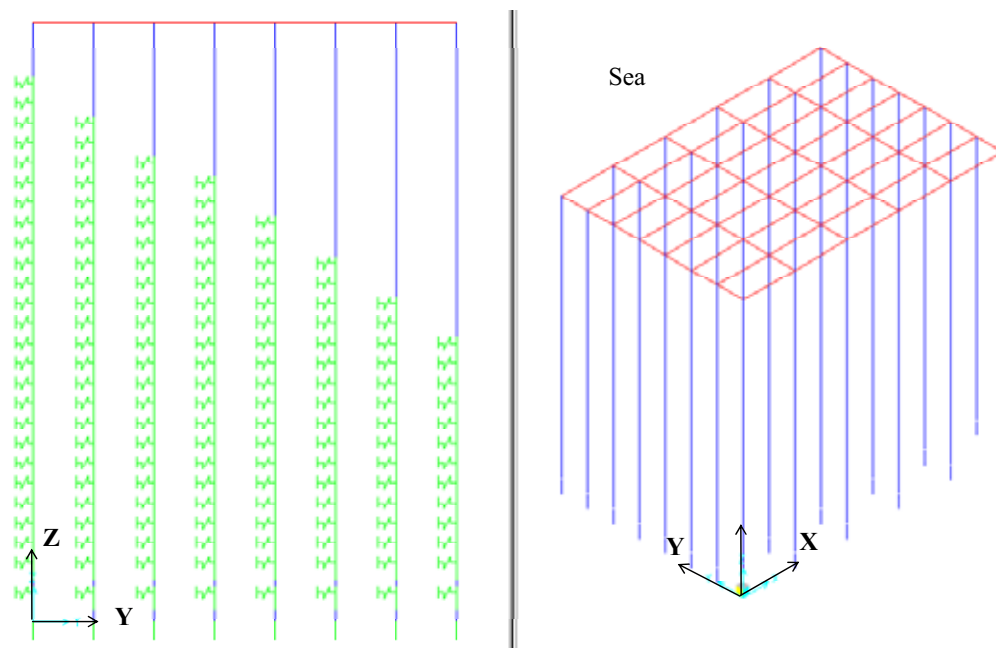


圖 3.3.36 非線性靜力分析（側推分析）模型示意圖

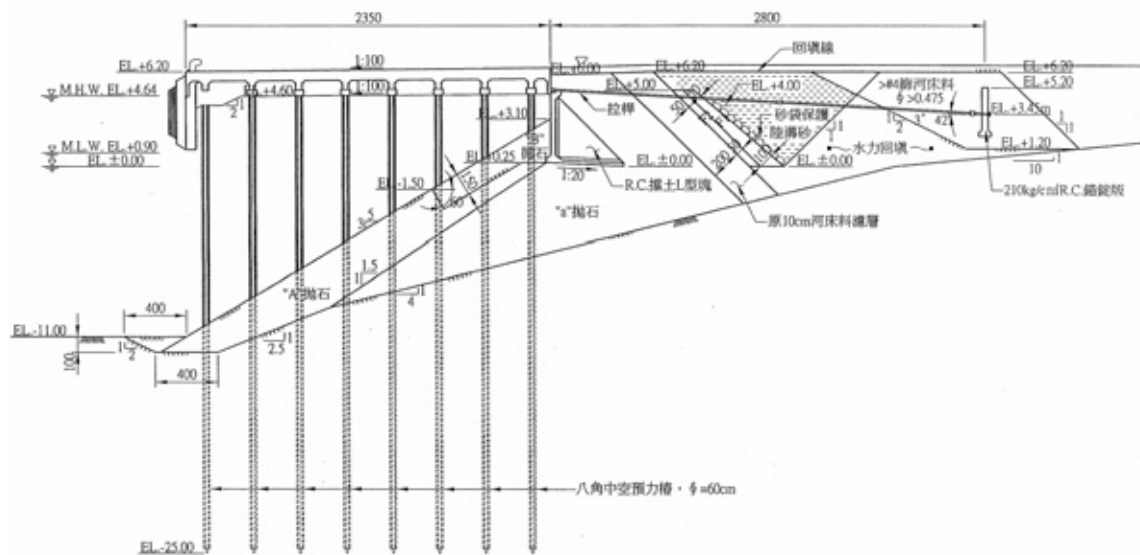


圖 3.3.37 臺中港 5~8A 號碼頭案例分析之標準斷面

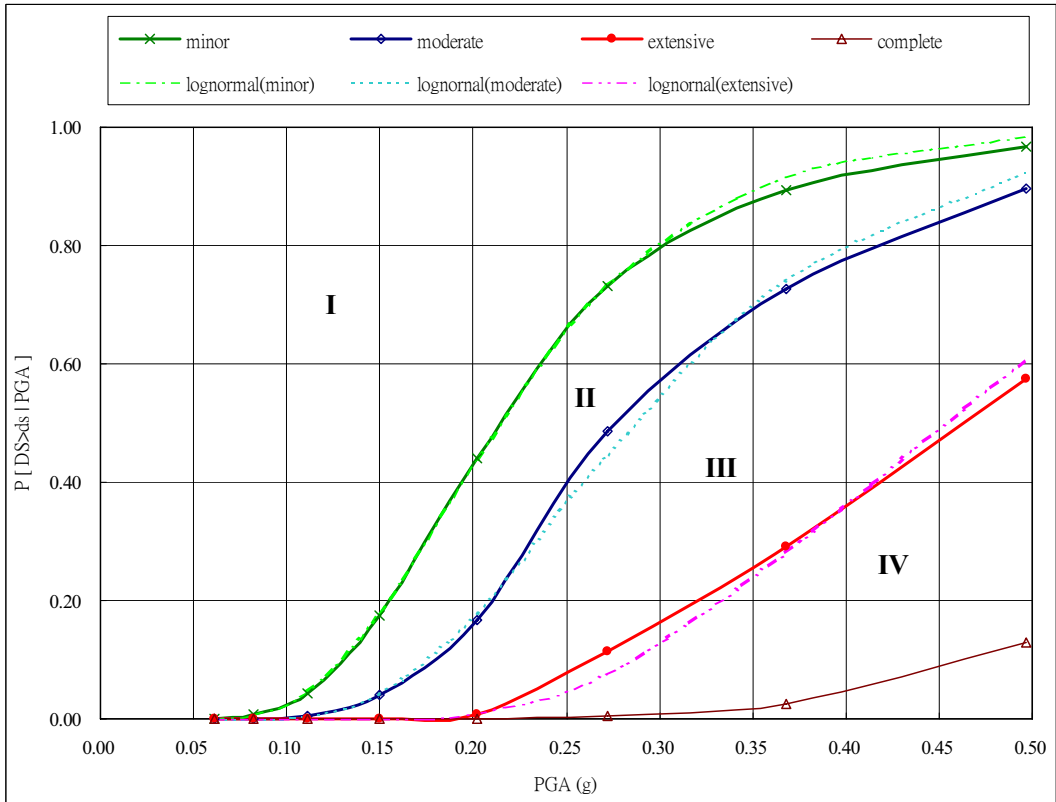


圖 3.3.38a 臺中港 5~8A 號碼頭易損曲線(X 向)

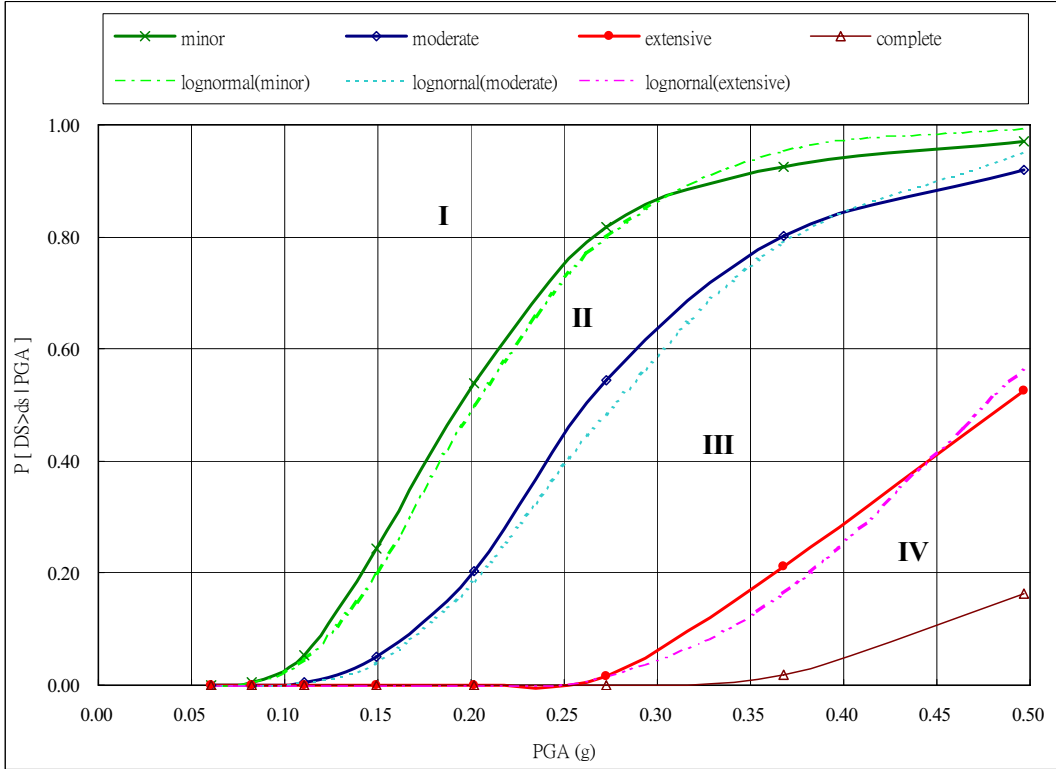


圖 3.3.38b 臺中港 5~8A 號碼頭易損曲線(Y 向)

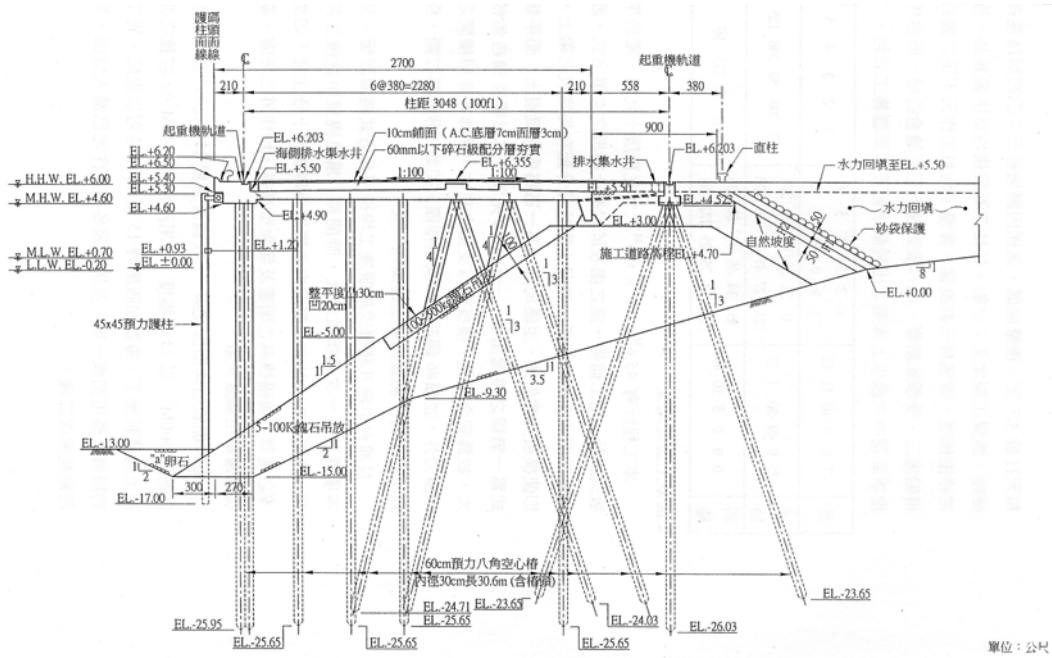


圖 3.3.39 臺中港 9~11 號碼頭案例分析之標準斷面

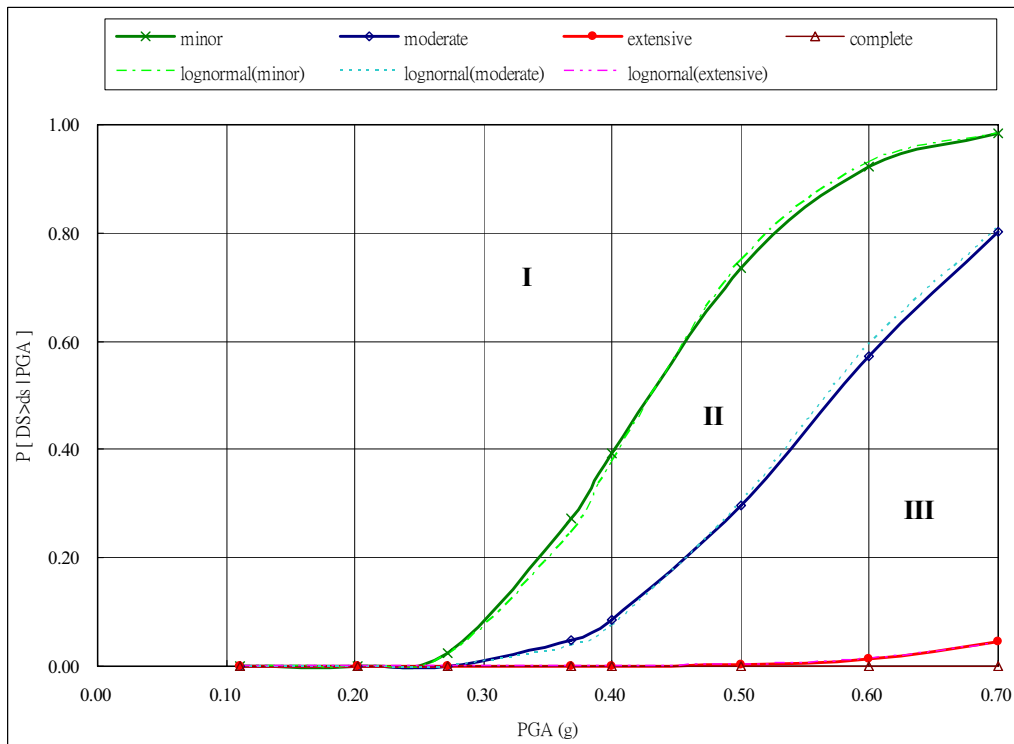


圖 3.3.40a 臺中港 9~11 號碼頭易損曲線(X 向)

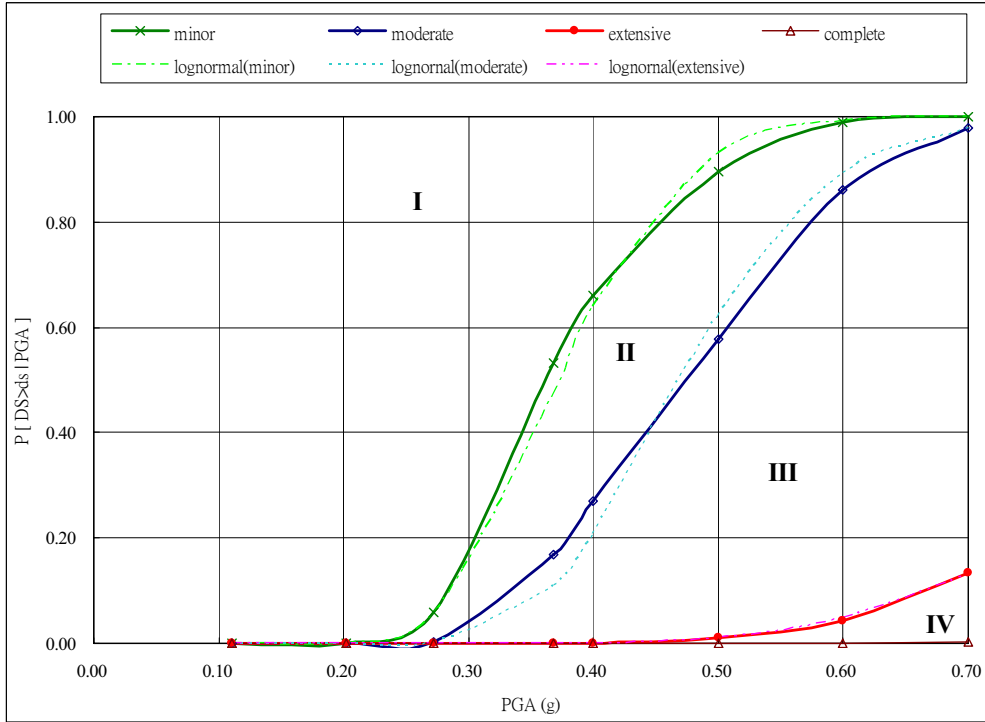
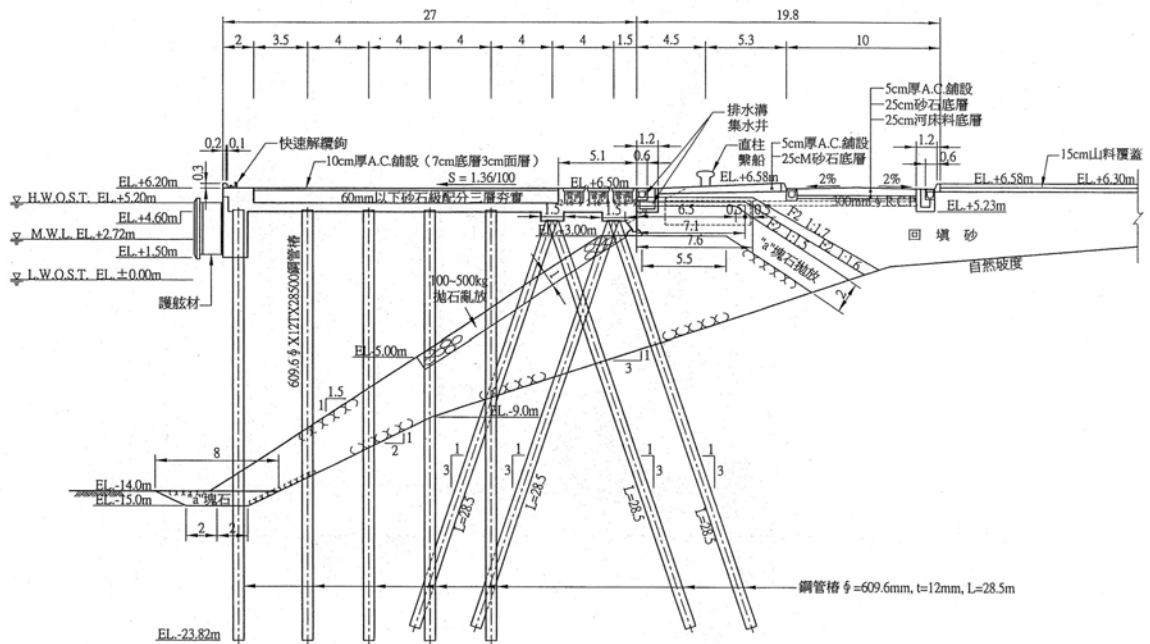


圖 3.3.40b 臺中港 9~11 號碼頭易損曲線(Y 向)



單位：公尺

圖 3.3.41 臺中港西 3~西 4 號碼頭案例分析之標準斷面

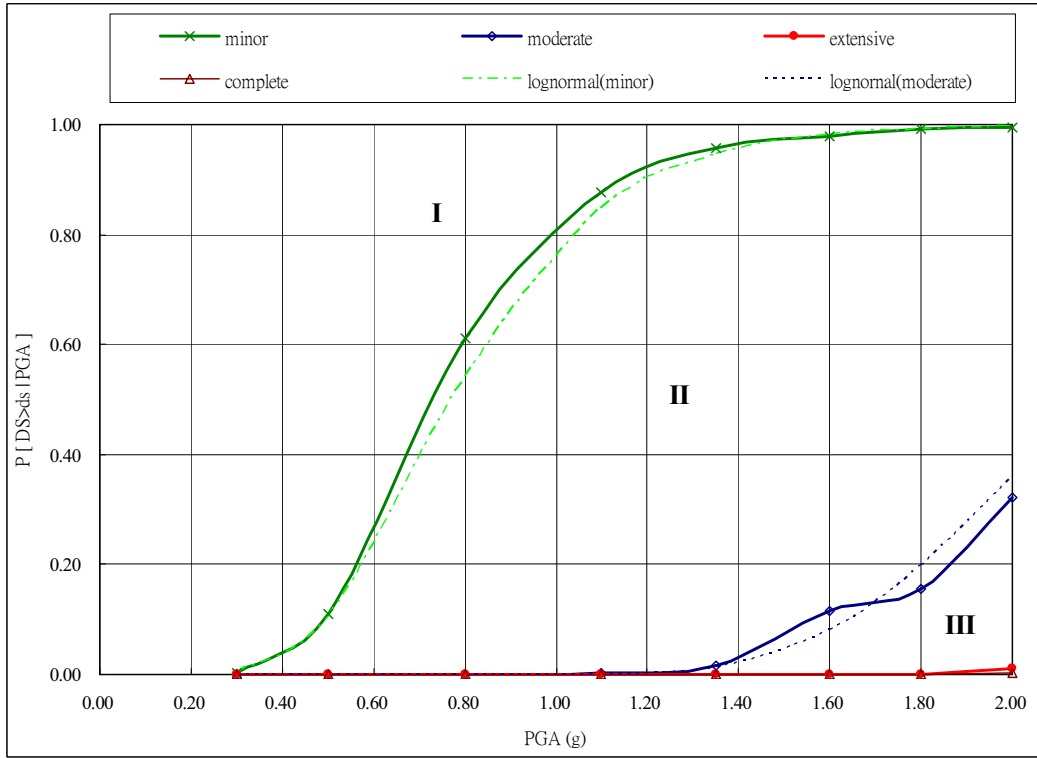


圖 3.3.42a 臺中港西 3~西 4 號碼頭易損曲線(X 向)

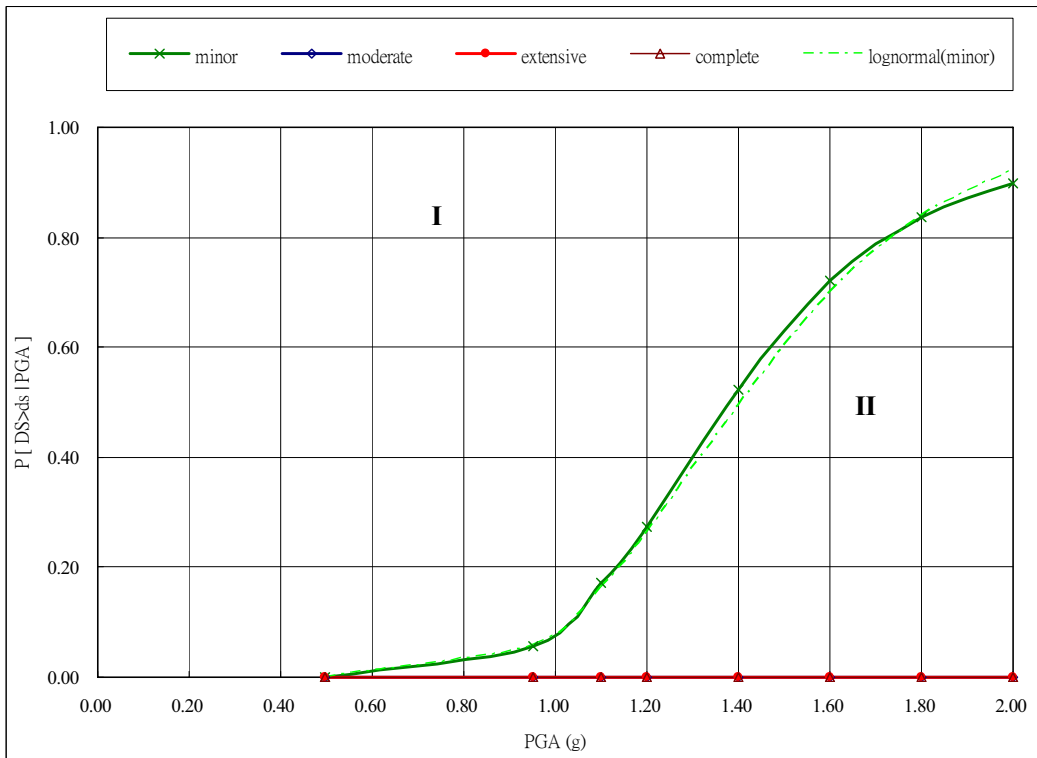


圖 3.3.42b 臺中港西 3~西 4 號碼頭易損曲線(Y 向)

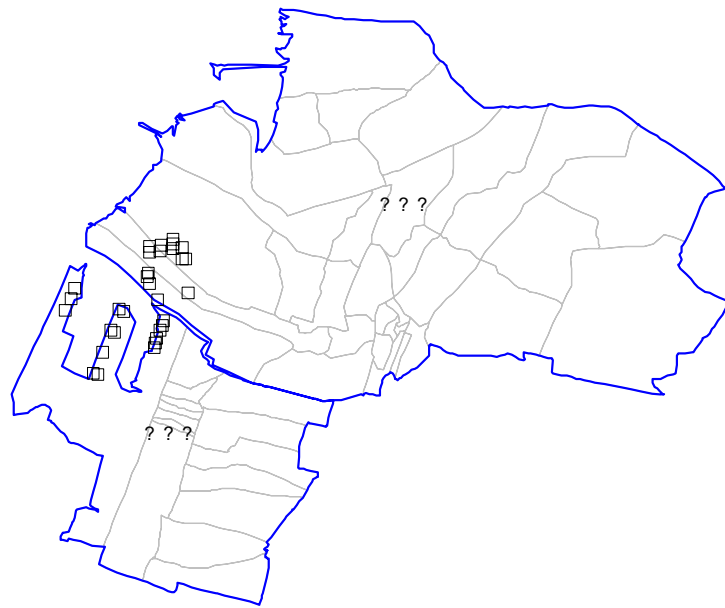


圖 3.4.1 臺中港區鑽孔分佈圖

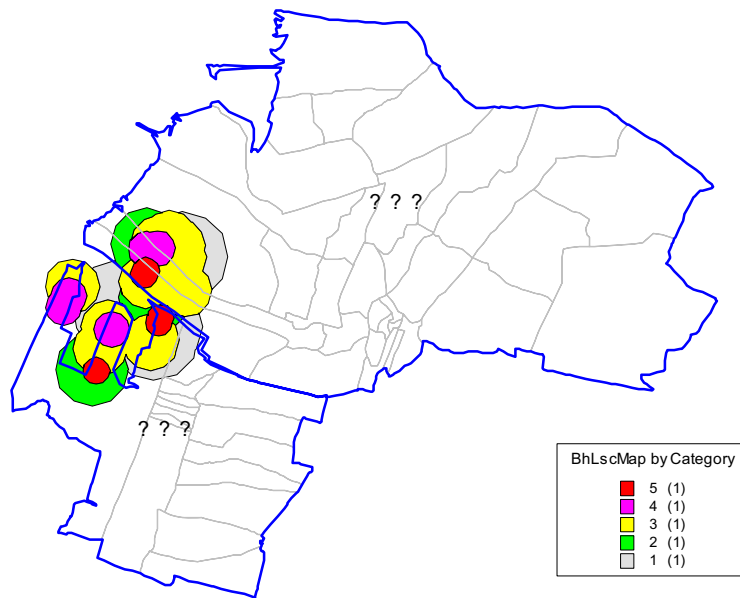


圖 3.4.2 臺中港區地盤液化敏感類別圖

定義模擬地震

計畫名稱: TCU 事件識別: CHICHI OK

儲存目錄: C:\Haz-Taiwan\TCU071009\SCENARIO\CHI 瀏覽 Cancel

事件描述: 集集地震模擬

地震類型: 依歷史性地震的震源參數

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: 120.8155

震源深度: 8 公里 震央緯度: 23.8525

斷層名稱: 圖形

斷層開裂

方向: 0 度 (0 - 180)

傾角: 90 度 (-89 - 90)

長度: 0 公里 修改

寬度: 0 公里 修改

斷層種類

平移斷層

逆斷層

正斷層

圖 3.4.3 模擬地震設定

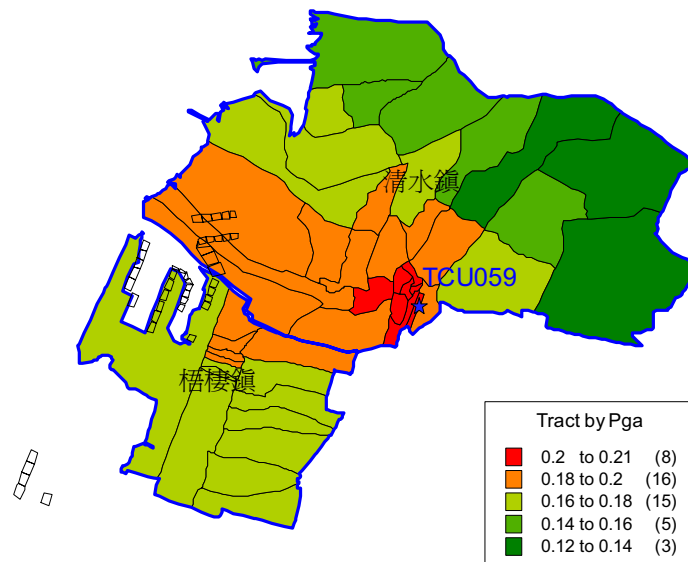


圖 3.4.4 梧棲鎮與清水鎮村里 PGA 分佈

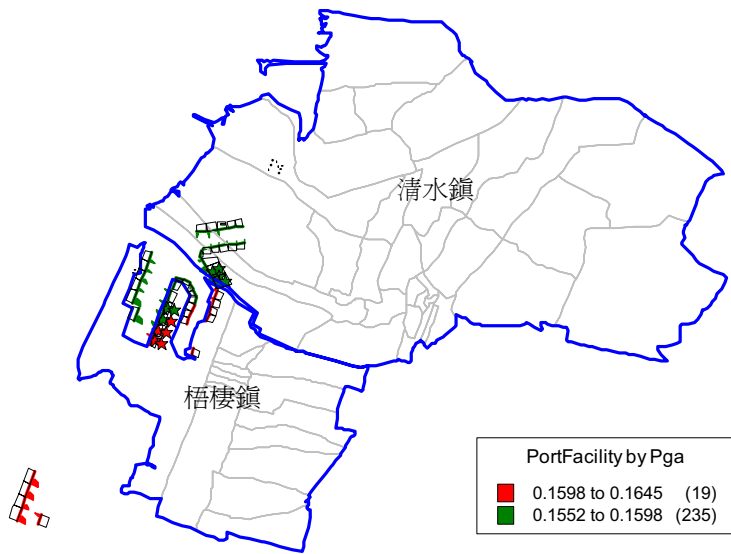


圖 3.4.5 臺中港區港灣設施所在位置 PGA 值分佈

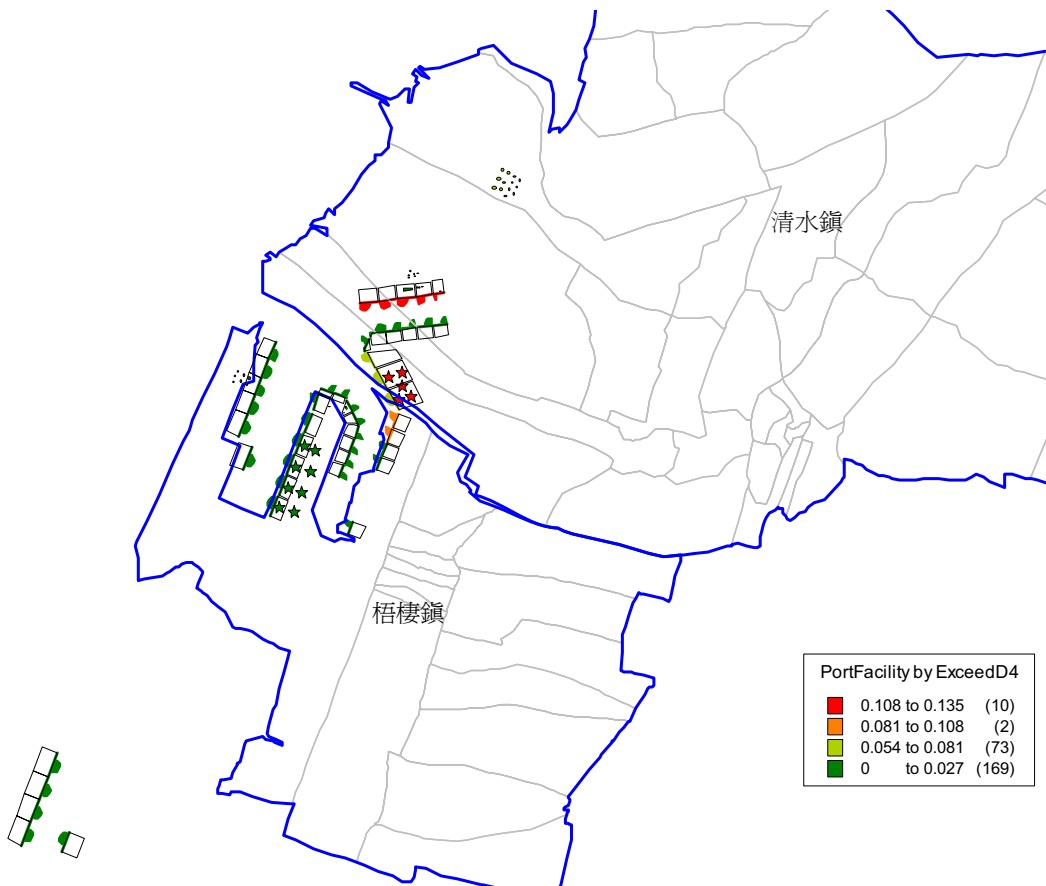


圖 3.4.6 臺中港區各項設施達至少嚴重損害狀態機率分佈

第四章 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96年度已進行臺中港區地震危害度分析、臺中港區地震可能發生時間序列分析、以及臺中港碼頭之災害境況模擬等，並提出具體結論以供參考。列舉數點簡要結論如下：

1. 臺中港區地震危害度分析

- (1) 臺中港區位於地震活動較稀少之地區，附近有兩條第一類活動斷層（屯子腳斷層與車籠埔斷層），及屬存疑性斷層之彰化斷層系統。
- (2) 在考慮第一類活動斷層危害下，地震危害度分析結果顯示工址地表危害度在長回歸期處會由獅潭、屯子腳斷層系統所控制。
- (3) 臺中港灣地區之設計地震PGA值，由地震危害度分析考慮1.5倍標準偏差修正後，約為 $PGA=0.26g$ 與規範規定相當。該結果適用於堅硬地盤，依據耐震設計規範，軟弱地盤需再額外考慮場址放大係數。
- (4) 由分析結果中顯示臺中港灣地區之地震危害，主要來自於屯子腳斷層及區域震源，且其未來50年的地震發生機率約2%-18%（2007~2057年），是屬於高貢獻震源，建議以定值法的結果考慮屯子腳斷層。以斷層長度換算其規模可達 $ML6.9$ ，考慮統計偏差可採用上限規模 $ML7.1$ ，用於液化分析時換算 Mw 約為7.6。
- (5) 定值法分析之PGA值為 $0.435g-0.62g$ 。在工程設計分析時，可以此進行結構物極限狀態之檢核，確保結構在此地震作用下不會發生崩塌之極限狀態。

2. 臺中港區地震可能發生時間序列分析

(1) 臺中港區未來50年內（2007~2056年）的地震潛勢

A. 2007~2014年最多一次 $6 \leq M < 7.0$ 的地震。

B. 2015~2034年最多二次 $6 \leq M < 6.5$ 地震與最多一次 $6.5 \leq M < 7.0$ 的地震。

C. 2049~2057年最多一次 $6.4 \leq M \leq 6.6$ 的地震。

(2) 臺中港區未來50至100年內（2057~2106年）的地震潛勢

A. 2082~2124年至少一次 $6.5 \leq M < 7.0$ 的地震。

(3) 以未來100年來看，臺中港區在2015~2034年是未來百年間地震的高峰期。20年間可能會發生2次 $M \geq 6.0$ 地震和1次 $M \geq 6.5$ 地震，但不會發生 $M \geq 7.0$ 的地震。

(4) 依地震地質綜合研判，未來100年內臺中港區彰化斷層或大茅埔-雙冬斷層的錯動，發生的時間可能有三：一為2015~2034年的20年間、一為2049~2057年間、另一則為2103年 \pm 21年間（2082~2124年），地震規模均為大於六但小於七的強震。未來50年內應以彰化斷層系列之一發生錯動的可能性較高；未來的50年至100年間則以大茅埔-雙冬斷層錯動較為可能。

(5) 以未來100年而言，臺中港區地震災害模擬的設計地震為規模6.5至6.9（對應規範中的回歸期近於475年）。可能震央位置有二：一為彰化斷層錯動，震央距離為6km，一為大茅埔-雙冬斷層的錯動，震央距離為36km。

3. 港灣構造物之災害境況模擬

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，並完成下列三個主要工作項目：

- (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，並初步參考HAZUS 99所建議之相關參數，以供港灣構造物災損評估相關模組之開發運用。
- (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；研擬沉箱式與棧橋式碼頭之易損性分析程序、易損曲線標準化程序與參數計算方法，並進行實際案例之易損性分析、建立易損曲線及易損參數。
- (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。

最後並以臺中港碼頭震災模擬測試案例，以驗證所建置之相關模組之執行與運作功能。

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. FEMA, **NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings**, FEMA 273, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1996.
9. Finn, W. D. L, Lee, K. W., and Martin, G. R., “An Effective Stress

Model for Liquefaction”, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.103, No.GT6, 1977, pp.517-533.

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. 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.
13. 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.
14. Idriss, I. M., “Response of Soft Soil Sites During Earthquakes,” *Proceedings of the Symposium to Honor Professor H. B. Seed*, 1990, pp. 273-289.
15. 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.
16. 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.
17. 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.

18. Itasca, **FLAC- Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 5.0, User's Guide**, Itasca Consulting Group, Inc, Minneapolis, U.S.A, 2005.
19. 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.
20. Kaul, M. K., "Spectrum Consistent Time History Generation," *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol. 104 (EM4), 1978, pp. 781-788.
21. 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.
22. 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.
23. 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.
24. Newmark, N. M., "Effect of Earthquake on Dam and Embankment," *Geotechnique*, Vol. 15, No. 2, 1965, pp.139-159.
25. 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.
26. Newmark, N. M., and Hall, W. J., **Earthquake Spectra and Design**, EERI Monograph Series, EERI, Berkeley, 1982.
27. 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.
28. 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.

29. SEAOC, **Vision 2000, Performance Based Seismic Engineering of Buildings**, Structural Engineering Association of California, Sacramento, 2000.
30. 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.
31. 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 °
32. 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.
33. 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.
34. 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.
35. Westergaard, H. M., “Water Pressure on Dams during Earthquake,” *Transactions of ASCE*, Vol.98, 1993, pp.418-433.
36. 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.

37. 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.
38. 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.
39. 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.
40. 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.
41. 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.
42. 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.
43. 日本道路協會，*道路橋示方書・同解説*，V耐震設計編，丸善株式

- 會社，東京，1996。
44. 內政部營建署，**建築物耐震設計規範及解說**，營建雜誌社，2006。
 45. 臺中港務局，**臺中港第一期工程完工報告**，榮工處，臺北，1976。
 46. 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。
 47. 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。
 48. 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。
 49. 港灣技術研究中心，**臺中港#1 至#4A 碼頭 921 地震液化災損初步調查研究**，專刊 172 號，交通部運輸研究所，臺北，1999。
 50. 臺中港務局，**九二一地震臺中港北碼頭區現況資料蒐集與補實成果**，宇泰工程顧問公司，臺北，1999。
 51. 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。
 52. 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。
 53. 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。
 54. 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。
 55. 林啟文、張徽正、盧詩丁、石同生、黃文正，**臺灣活動斷層概論---臺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。
 56. 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。
 57. 黃富國、陳正興，「土壤液化之機率分析法」，**土工技術**，第 82 期，

2000，第 43～56 頁。

58. 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。
59. 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，國立臺灣大學土木工程學研究所博士論文，臺北，2002。
60. 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。
61. 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。
62. 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。
63. 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。
64. 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。
65. 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。
66. 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。
67. 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。
68. 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。

69. <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。
70. 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。
71. 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。
72. 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。
73. 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。
74. 馮德益、林命周，*模糊地震學*，地震出版社，北京，1992，第 259～264 頁。
75. 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。
76. 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。
77. 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。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。
78. 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 年。

附錄一 工址附近相關斷層與地震活動摘要

本計畫工址鄰近斷層，由近至遠分別如下表 A.1 所示，分佈如圖 A.1。針對經濟部中央地質調查所對此些斷層完成的地震地質調查報告，簡單整理如下，詳細說明請參考國家地震工程研究中心報告 (NCREE-05-032)。

獅潭、屯子腳、神卓山斷層

1935 年 4 月 21 日晨 6 時 2 分，在苗栗縣大安溪中游附近 (24.35° N, 120.82° E, 震源深度 5 公里) 發生規模 7.1 的強烈災害地震，有感區域幾乎遍及全島。此次地震的災區範圍甚大，南北約 110 公里、東西寬約 40 公里，以新竹、苗栗與臺中三縣受害最為嚴重，共造成 3,276 人死亡、12,053 人受傷、17,907 間房屋全倒、36,781 間房屋受損。此次地震伴隨三條地震斷層，即獅潭斷層、神卓山斷層及屯子腳斷層。由地震觀測方面判定其目前仍具有潛在之活動性。其斷層長度分別為 12、5 及 14 公里。以下針對上述各斷層之參數詳加解釋。

獅潭斷層：

獅潭斷層為 1935 年新竹—臺中大地震的地震斷層之一。斷層位在苗栗縣獅潭鄉紙湖（百壽）東方，大地震過後至今，陸續有學者專家利用不同的方式對獅潭斷層進行調查，各學者所推估該斷層的位置大體上一致，但所推估斷層的延伸長度卻有 21 公里、15 公里及 12 公里等差異。

大塚彌之助（1936）的調查結果顯示變形帶於大東勢至上十股段岩層斷裂且具錯移，長度為 12 公里，若包括上十股至竹湖的裂縫（無錯移）則有 15 公里，往北於峨眉也有大地裂出現，至此則有 21 公里長，走向約北 $30\sim 40$ 度東，最大落差約 3 公尺，水平位移不明顯，斷層面向西傾 $72\sim 85$ 度。大江二郎（1936）調查斷層於小東勢至三洽坑段 7 公里間斷層面出露，北方斷續出現龜裂至峨眉總長約 21 公里。顏

滄波（1985）認為獅潭斷層為逆移斷層，斷層面為南北走向，向西傾斜 70 度，全長約 12 公里。其中小東勢至三洽坑具明顯垂直落差，最大 3 公尺，平均 0.6 公尺。地調所最新調查發現斷層面向西傾約 70-85 度，最大落差 3 公尺，無明顯的水平位移。

經濟部中央地質調查所認為獅潭斷層延伸長度應以地震地質報告中地表破裂且具錯移的 12 公里較佳，其符合斷層的定義。

神卓山斷層：

本斷層亦為 1935 年 4 月 21 日形成之地震斷層，呈北北東走向，可能為逆移斷層。本斷層平行於獅潭斷層，位於後者東方約 2 公里的八卦力山脈稜脊西側，為斷續出現的裂縫及延伸不長的小斷層。根據調查神卓山變形帶僅是一系列的裂縫及小斷層所組成，主要部份約 5 公里長（大江二郎，1935），小斷層最大垂直落差 0.6 公尺，無明顯水平位移，東側為相對昇側，位於山脊人煙罕至處，中央地調所調查結論建議該斷層由「第一類活動斷層」中除名。

屯子腳斷層：

為右移斷層，兼具逆移性質，呈 N60°E 走向，其出露在枕頭山地表的斷層崖經野外實測結果，高差約 60 公尺，而崖面兩側高差達 70.4 公尺，該斷層於 1935 年以前可能曾經活動跡象。斷層經過枕頭山，向東北似沿著關刀山主峰西南向支稜之東南側山腰，切過古崩塌地冠部附近，並越過十分北邊呈西北走向的山稜，向東北方向延展，最後可能與獅潭地震斷層連接。

屯子腳地表破裂線的分佈，東北起自大安溪南岸泰安，以約為 S60°W 方向朝西南延伸，經今后里、內埔（墩子腳）、新莊，終止於東山一帶，全長約 14 公里。地表變形同時呈現均勻的右移與不均勻垂直位移，右移分量均在 0.3~0.5m 之譜，最大在舊社一帶，可達 1.5m。垂直分量上，在后里台地東北端，西北盤相對於東南盤抬升 0.7m，而自后里市向西南，則主要為東南盤相對於西北盤抬升 0.3~0.5m，但仍有間歇

西北盤抬升的現象。主要為水平變位，最大變位在后里東北方，水平移動約 150 公分。

彰化斷層

彰化斷層暫列為逆移的盲斷層，此因地表並未有斷層露頭證據，推測其在地表上的位置，仍具相當之不確定性。概略言之，彰化斷層位於八卦丘陵西緣，長約 32 公里。

石再添與楊貴三（1985）依地形特徵將「彰化斷層」分為三段：北段稱為彰化斷層，中段稱為員林斷層，南段稱為田中斷層。本研究地形分析顯示，位於八卦丘陵西緣的彰化斷層並未有明顯的斷層跡，且無較平滑明顯的線形，僅在台地中部與南部的西緣有類似崩積層堆積。野外受人為開發與植被影響，無法確認斷層跡的位置。顯然在彰化斷層以東八卦丘陵的中段、南段有明顯的線形，但是無明顯的地質證據。中央地質調查所綜合各類調查結果做出以下結論（資料來源：中央地質調查所網站）

1. 斷層僅見地形特徵，地表未見直接地質證據，依地球物理及淺層震測結果，本斷層應為逆衝的盲斷層，斷層面東傾。
2. 本斷層依地形特徵可分為北中南三段，由北而南分別為彰化-花壇段、花壇-員林段、員林-二水段。其中北段可能已逆衝至地表。
3. 地形上所見線形特徵仍為重要之訊息，而新舊扇崖所呈之變動地形累積位移現象亦不可忽視。此雖暫未有充分之地質證據顯示石再添等（1985）所定義的員林斷層、田中斷層為斷層，此但其仍為一相當活躍的活動構造線，值得注意。
4. 盲斷層尚未納入本所活動斷層之分類，或可暫以其在地表的位置不確定，而列入存疑性斷層。雖彰化斷層為盲斷層，其活動已形成活動構造--八卦山背斜與一些構造線形，由災害防救的觀點，本斷層仍需注意，而本所未來對盲斷層的地位，應作更進一步釐清。在階段性任務完成後，未來應朝向以活動構造圖來替代活動斷層圖。
5. 由 1990 年以來至 2000 年 5 月間，在臺灣中西部所發生的地震震央

分佈顯示，集集大地震之後，在測區的東南方，位於彰化斷層與車籠埔斷層之間的地震次數增加了許多，顯示了這一區域增高地震的活動性，相對的也提高了對於本區的威脅，因此，這一區域斷層的活動性應不可忽視。

6. 彰化斷層雖為盲斷層（認為前緣斷層-西側分支，仍在地下），考量其是否仍有分支（東側分支即石等之員林斷層、田中斷層）出露地表之不確定性，故建議將之仍暫列為存疑性活動斷層。

車籠埔斷層

1999年9月21日凌晨1時47分，臺灣地區發生芮氏規模7.3（修正後為ML7.1）之強震，根據氣象局公佈的震央在南投集集附近，座標：北緯23.85°，東經120.78°，約在日月潭西南方6.5公里處，震源深度在地表下7.5公里。此次地震造成2,333人死亡，39人失蹤，一萬餘人受傷，數萬間房屋損毀。本次地震係因車籠埔斷層發生錯動所造成，並於地表產生延長約達100公里之地表錯動，斷層上下盤間之高差最大可達7-8公尺，使得沿線斷層帶上的建築物、橋樑等無一倖免，均遭到嚴重之破壞。此外，因車籠埔斷層屬逆衝斷層型態，斷層東側之上盤地區，震力額外激烈，由於上述地震斷層及強地動之特性，導致車籠埔斷層以東地區災情加重。

車籠埔斷層因1999年地震活動造成長約一百公里的地表破裂，其形成約在70萬年前，長期以來隨著斷層活動已造成約5000公尺的垂直抬升量（陳文山等，2000；2001）。由階地變形推估的活動週期約在400-1000年之間（陳文山等，2004）。

目前已在車籠埔斷層從豐原至竹山進行多處的槽溝開挖，綜合過去研究顯示，在豐原地區，此處挖溝地點在一階面的交界處，此處可觀察到2次的古地震事件，前次地震發生時間約在1000-2000年前，在霧峰鳳梨園的槽溝研究中4次古地震事件，前一次地震發生時間在150-430之間，而1800年以來，含921地震共歷經4次地震事件。但在霧峰垃圾掩埋廠附近的槽溝顯示近200-300年並無古地震事件發

生，但在霧峰附近萬豐一帶，陳文山等認為該處有一小於 200 年的事件發生，但草屯地區挖溝卻顯示自 500-600 年前以來並無地震發生，在南投地區，前次地震發生時間在 640-710 年以前，但陳文山（2001）在名間地區發現 200 年間有一次古地震事件。綜合槽溝調查資料，陳文山教授（2004）認為車籠埔斷層可解析出 5 次的古地震事件（不含 921 集集地震），發生的年代為西元 1999 年、西元 1650-1520 年、西元 1270-1160 年、西元 1060-1030 年、西元 570-400 年、西元 240-50 年（Chen et al., 2001a, b, 2004, 2005）。從上述的研究來看，車籠埔斷層每一次的地表破裂的隆起高度約 1-2.5 公尺之間，這個高度變化大致與 921 集集地震時產生的隆起高度相當，所以從這些古地震的資料分析，之前的古地震規模可能都在 7.0 以上。另外，由古地震至 921 地震的地震時間間距來看，每次地震相距時間約 300-400 年。另外可以由古地震的特性可以推演下次發生大地震的可能發生時間約在西元 2340±90 年（陳文山，2005）。

清水斷層

林朝榮（1957）指出清水斷層向北延伸接后里台地西緣之大甲斷層，向南延伸則連接八卦台地西緣的彰化斷層。本斷層在大肚台地的長度約為 22 公里，由甲南經清水到沙鹿的一段，呈東北走向，沙鹿以南為北北東走向，龍井以南呈北北西走向，斷層跡略呈弧形（楊貴三，1986）。中央地質調查所初步調查結果，未在清水斷層沿線發現斷層露頭，僅具斷層地形特徵，野外未發現斷層證據，可能為一向東傾斜的盲斷層（斷層前端尚未出露地表）暫列為存疑性活動斷層。

大甲斷層

大甲斷層為一長約 6 公里，近乎北至北北東走向的逆移斷層，於后里台地之西緣具有明顯的地形崖線型，由大甲東緣，向南延伸至大甲溪北岸。中央地調所依推測大甲斷層上盤地層形成斷層彎曲摺皺（Fault-Bend Folds）之型態，斷層由東向西逆衝，斷層面約 45 度，在深度約 500 公尺處有停止向上延伸，轉為沿入層間近水平滑動。但仍

可能沿軸部向上破裂至目前的斷層位置，岩層越接近斷坡則越為彎曲。而鑽井結果顯示主斷面可能已經相當接近地表，或已達地表，而受崩積層掩蓋。

參考文獻

- A.1 林啟文、張徽正、盧詩丁、石同生、黃文正(2000)，臺灣活動斷層概論---臺灣活動斷層分布圖說明書，中央地質調查所特刊第十三號。
- A.2 溫國樑、簡文郁、張毓文(2005)，最具潛勢及歷史災害地震之強地動模擬，國家地震工程研究中心成果報告，NCREE-05-032。

表A.1 本計畫工址鄰近斷層

| 斷層名稱 | 斷層分類 | 斷層形式 | 斷層長度(km) | 與工址距離(km) | 斷層相關地震 |
|----------------------|------|------|---------------|-----------------------|------------------------------|
| 屯子腳斷層 | 第一類 | SS | 14 | 8.13 | 1935年 M_L 6.8 新竹-臺中烈震地震 |
| 車籠埔斷層 | 第一類 | R | 105 | 21.21 | 1999年 M_L 7.1 集集地震 |
| 彰化斷層 清水斷層 大甲斷層 | 存疑性 | R | 32 20 6 | 15.82 4.08 4.64 | - |

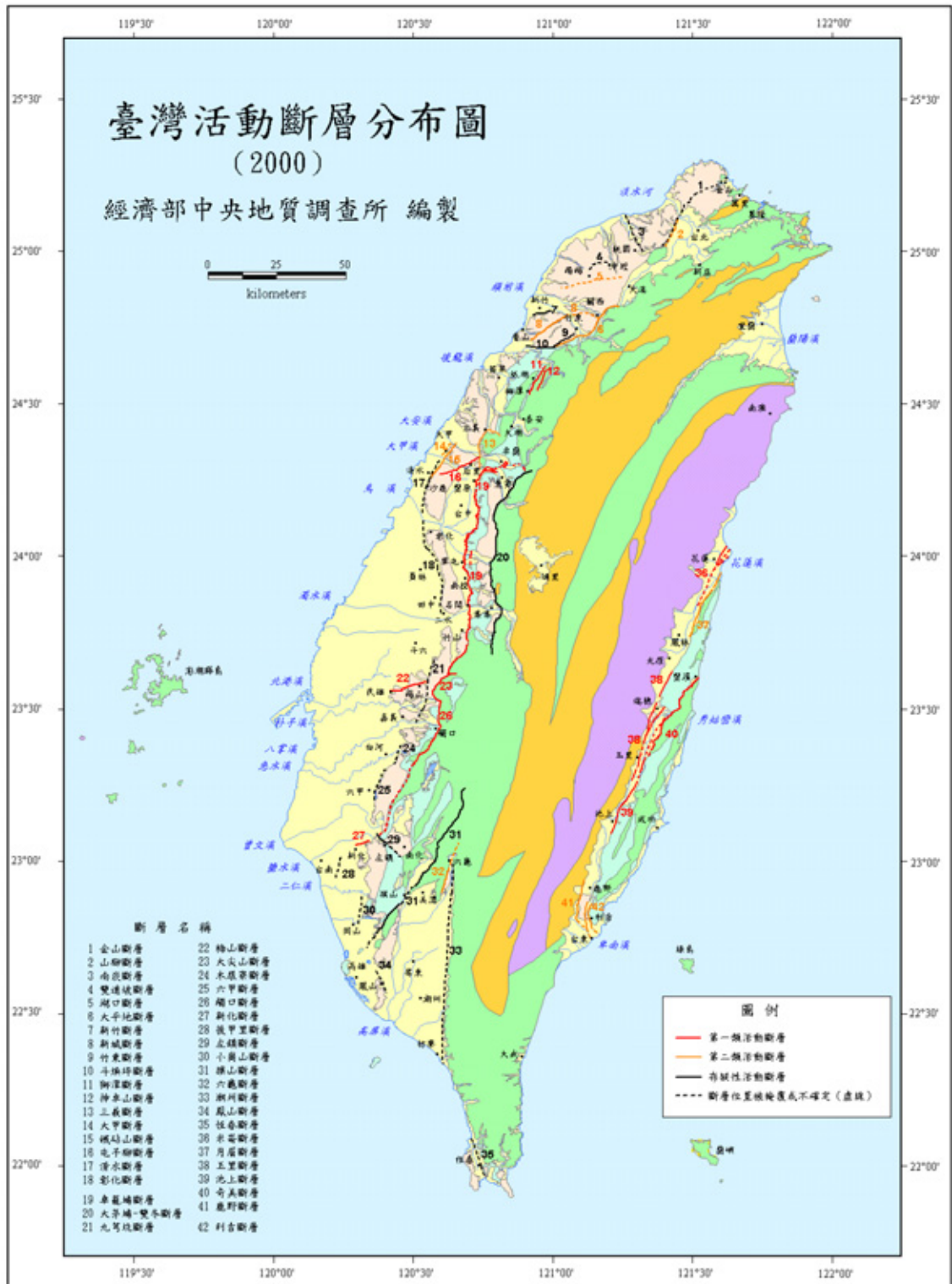


圖 A.1 臺灣地區活動斷層分布圖(中央地質調查所，2000)

附錄二 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。這個時期的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($M \leq 5.5$)的地震紀錄並不够完整。從 1936 至 1975 年間地震規模 ≥ 4.0 的地震紀錄已可完整的被記錄到，然而此時期之地震儀之精密度仍不足以記錄到所有小規模地震，因此，僅有地震規模 ≥ 5.0 之紀錄才是可靠而完整的。1976 年以後由於臺灣地區強震網之佈設及儀器精度提昇，已可完整而可靠地記錄到規模 ≥ 4.0 之地震紀錄。

1. 機率分析法(PSHA)

地震危害度機率分析的目的乃在建立工址某一地震參數(PGA、

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

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

$$P(k) = \frac{e^{-\lambda T} (\lambda T)^k}{k!}; k = 0, 1, 2 \dots \quad (1.1)$$

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 λ , 為所有影響震源區之總合, 可表為

$$\begin{aligned} \lambda &= P[Y > y]_{1 \text{ year}} \\ &= \sum_{i=1}^n \left\{ \int_{m_0}^{m_u} P[Y > y | E_{i,m}] f_M(m) dm \right\}_i \cdot \nu_i \end{aligned} \quad (1.4)$$

其中 n 為震源區數目, ν_i 為第 i 個震源地震規模大於等於 m_0 的年平均發生率。 $\{...\}_i$ 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回歸分析而獲得; m_0 、 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°)開始向北隱沒於歐亞板塊下，隱沒傾角約為 $45^\circ\sim 50^\circ$ ，其西邊的界限大約與東經 121.5° 平行。因此主要較深的地震發生在臺灣東北部，即 121.5°E 以東與 24°N 以北。在臺灣南部則因歐亞大陸板塊在東經 121°E 隱沒至菲律賓海板塊的下方，亦形成另一個板塊隱沒的深層地震區。

由於臺灣位於前述的複雜板塊構造環境下，地震多且分布亦相當複雜。為能合理的反映區域地震在時、空分布的特性，必須配合地質構造、地體構造模式及過去發生在臺灣地區的地震資料綜合研判，將地震震源加以分區。根據近 20 年來臺灣地區地震危害度分析之成果，常見的地震震源分區如圖 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

- (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回歸分析之結果，回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透過平均的關係減少短期波動。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_o 及 m_u 可用以決定地震規模機率密度函數 f_M 。根據定義，規模之機率分佈函數 $F_M(m)$ 可表示如下

$$F_M(m) = \begin{cases} 0 & ; m \leq m_o \\ \frac{N(m) - N(m_u)}{N(m_o) - N(m_u)} & ; m_o \leq m \leq m_u \\ 1.0 & ; m_u \leq m \end{cases} \quad (1.7)$$

將式(1.5)之結果代入並微分可得

$$f_M(m) = \begin{cases} 0 & ; m \leq m_o \\ \frac{\beta \cdot \exp[-\beta(m - m_o)]}{1 - \exp[-\beta(m_u - m_o)]} & ; m_o \leq m \leq m_u \\ 0 & ; m_u \leq m \end{cases} \quad (1.8)$$

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

$$L = \exp [1.006 M_L - 3.232] \quad (1.9)$$

回歸分析之標準偏差 $\sigma_{\ln L} = 0.422$ 。

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，可由回歸分析求得。

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

$$\begin{aligned} P[Y_a > y] &= P[NY > y] \\ &= \int_0^{\infty} P[NY > y | N = \eta] f_N(\eta) d\eta \\ &= \int_0^{\infty} P\left[Y > \frac{y}{\eta}\right] f_N(\eta) d\eta \end{aligned} \quad (1.12)$$

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 -2σ 到 2σ ，而得到最後的平均(mean) 危害度曲線。

影響地震危害度分析結果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動斷層在 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。

2. 危害度參數拆解與定值分析法 DSHA

參考 USNRC/GR1.165 決定最具威脅潛勢的模擬地震的程序，建立設計規劃使用的模擬地震或控制地震。建立危害度曲線，再進行參數拆解分析以獲得關鍵性震源(以地震規模 M_c 及工址距離 R_c 表示)。此一模擬地震可以用來進行定值分析法計算設計用 PGA 值或反應譜，可以考慮長週期反應譜值隨距離的衰減較不明顯的特性。對主要潛在地震威脅來自遠距地震的地區像臺北盆地的地區，其控制地震將來自於遠

距離的較大規模地震，這一部份可以反映真實地震情況下臺北盆地的震災現象。進行步驟如下：

1. 對臺灣地區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}

$$P_{mr} = \frac{H_{mr}}{\sum_m \sum_r H_{mr}} \quad (2.1)$$

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。

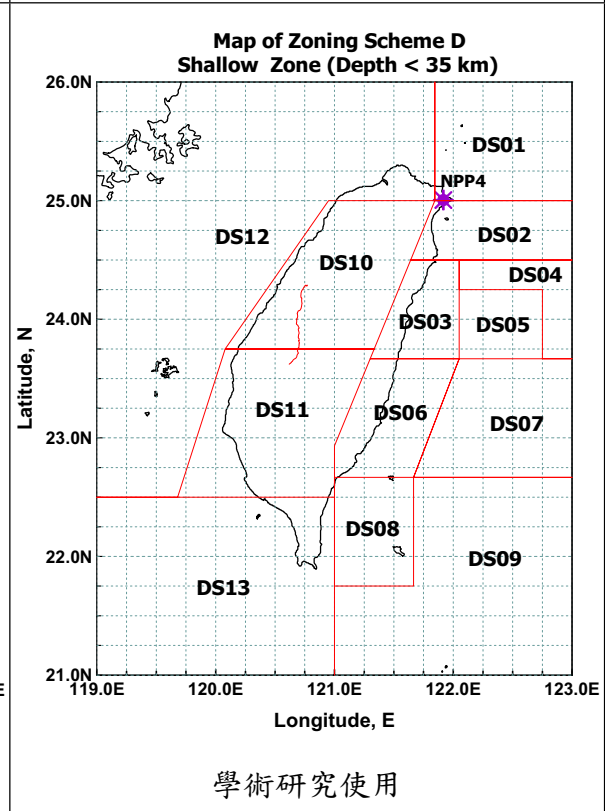
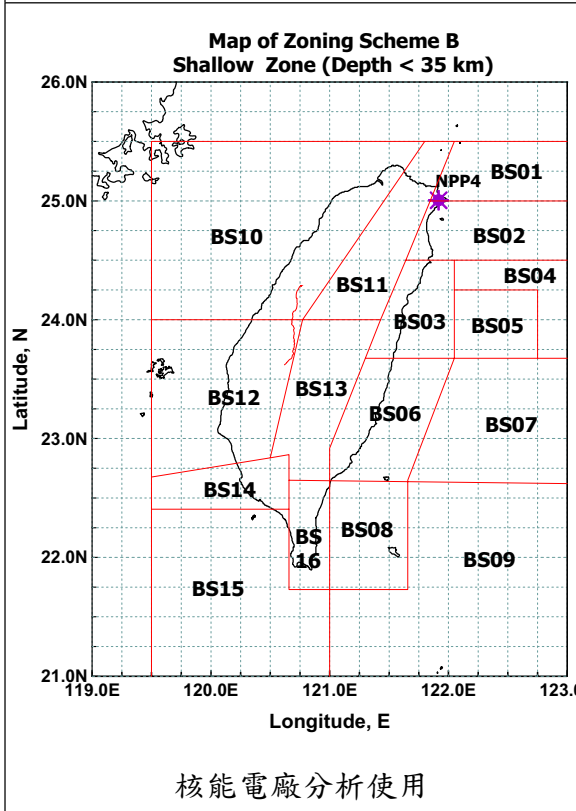
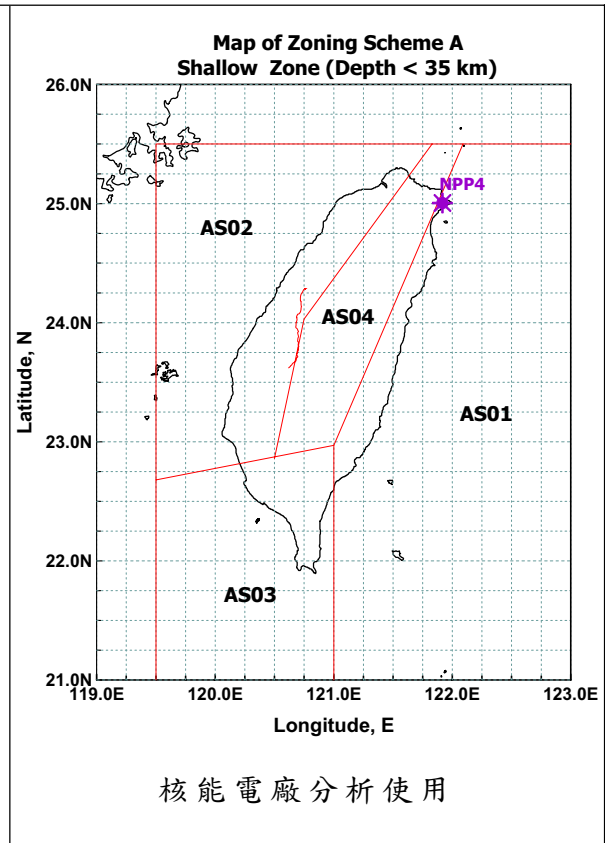
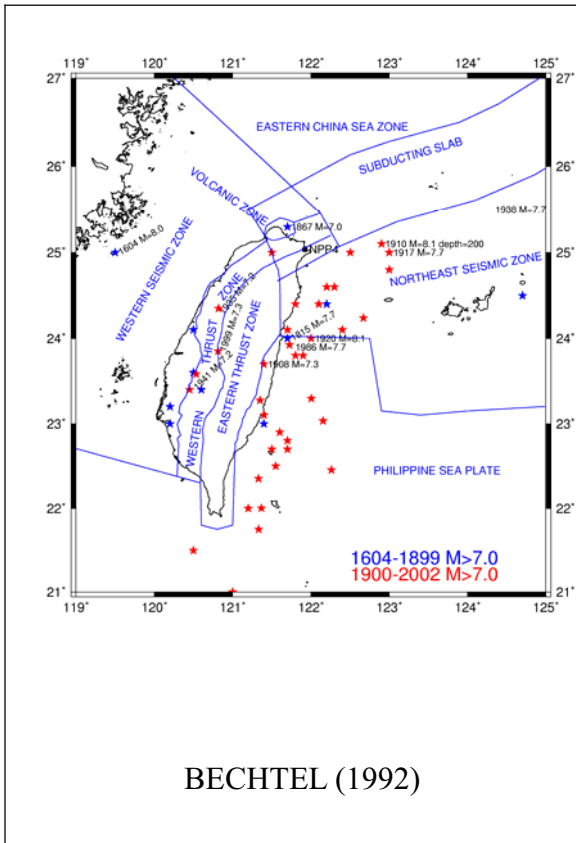
$$M_c = \sum_m m \cdot \sum_r P_{mr} \quad (2.2)$$

$$\ln(R)_c = \sum_r \ln(r) \cdot \sum_m P_{mr} \quad (2.3)$$

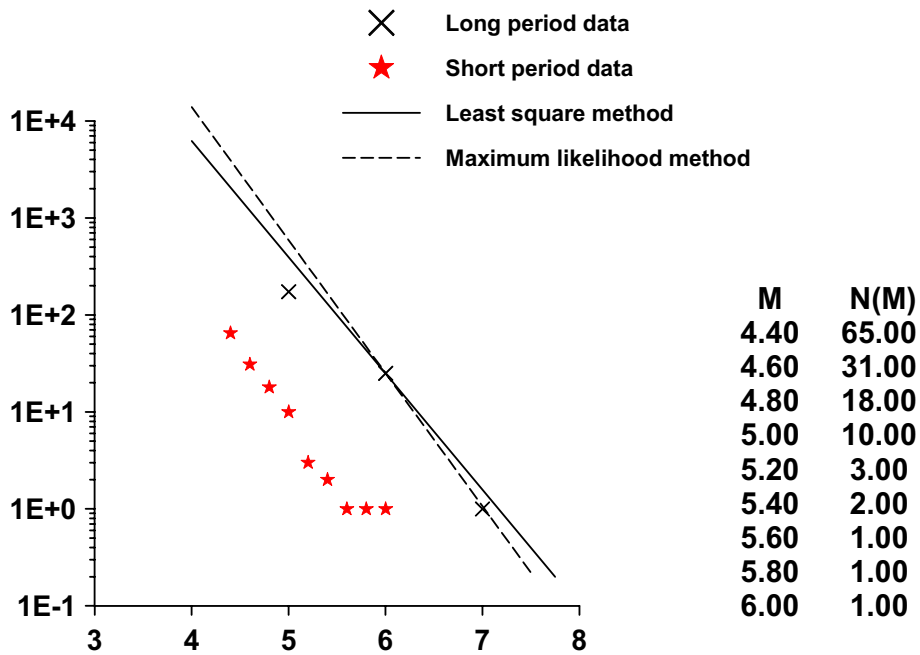
前述(M_c, R_c)適用於各種地震動參數。但是對於長週期反應譜值的計算，將參考 USNRC/GR1.165 的建議，若遠距離震源(震源距離超過 100 公里)的相對貢獻度 P_{mr} 之加總超過 5%，亦即 $\sum_{r>100} P_{mr} > 5\%$ ，則對於計算長週期反應譜值時採用的控制地震，在步驟 4 及 5 之計算均指採用 $r>100$ 的資料進行分析。

參考文獻

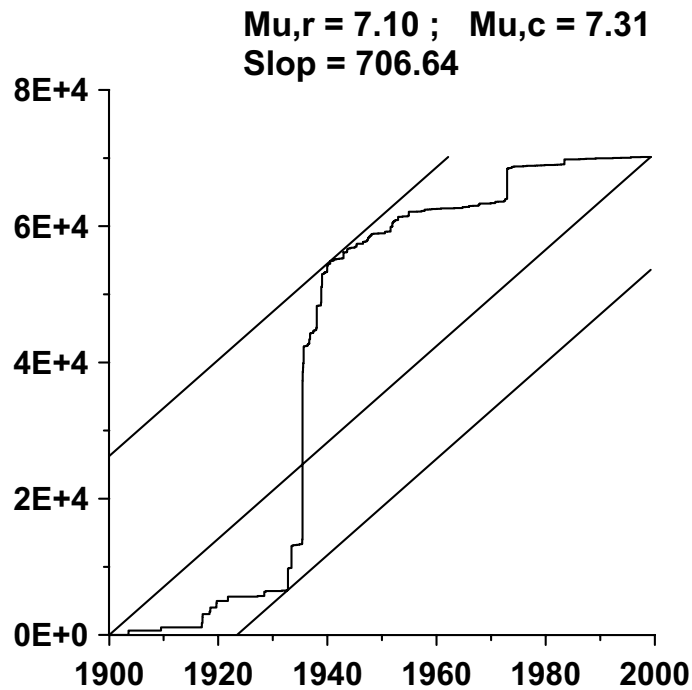
- B.1 簡文郁(2001)，考慮特徵地震與地盤特性之震度分析與其在震害評估應用，國家地震工程研究中心報告



圖B.1 臺灣地區地震危害度分析常見的地震震源分區方式



圖B.2 單一震源分區之地震規模與在現頻率關係比較



圖B.3 單一震區能量累積釋放圖與上限規模 μ_u 值估算比較

附錄三 地震動衰減律比較

地震動預測是地震災害風險評估的重要基礎，實務分析經常採用衰減律的經驗模型進行地震動預測等應用。中央氣象局的「強地動觀測計畫」(Taiwan Strong Motion Instrumentation Program, TSMIP)，迄今已設置了約 700 餘個自由場加速度儀，蒐集完整強震紀錄，提供學術及工程上進行統計分析，以建立地震動衰減律。

C.1 地震資料庫

地震動衰減律回歸分析，使用中央氣象局自由場強地動觀測網 (TSMIP) 及速報系統 (TREIRS) 從 1995 年以後所記錄之強震資料，包括平均分散於全臺灣共 70 餘個即時站，及 650 餘個強震網測站。主要資料庫為芮氏規模 5.0 以上，震源深度為 35 公里以內的淺源地震，包括 921 主餘震及 331 地震資料，分析資料庫所選用之地震震央分布如圖 C.1 所示。

考量速報站之設置地點在地理上較為均勻，而 TSMIP 強震網有集中於人口較多的都會區的趨勢，可能會導致某些設站密集的地區有相當多的資料，形成分析時權重不一的現象。因此衰減律回歸分析之地震紀錄，包括全部即時站地震紀錄。速報站分布均勻為其優點，但其數量較少(站距較大)而使得資料庫缺乏近距離的紀錄，故以距離小於 25 公里為條件，篩選強震網資料加入資料庫。在進行分析時，排除有場址放大效應明顯的臺北盆地及宜蘭平原的測站紀錄，以避免進行分析時有過大誤差。地震動參數取二水平向紀錄的幾何平均值進行分析。

C.2 地動衰減律分析

採用 Campbell (1981) 所提出的衰減律模型，採臺灣地區之地震資料回歸分析，以下簡稱為 Taiwan Campbell Form：

$$y = PGA(g) = f(M, R) = C_1 e^{C_2 M} [R + C_4 \exp(C_5 M)]^{-C_3} \quad (C.1)$$

其中，PGA 為地表最大加速度值，M 為芮氏規模，R 為距離， $C_1 \sim C_5$ 分別為待定係數，由回歸分析決定。在進行分析時，將實測資料對式 (C.1) 之的誤差平方和作最小化分析求得最適合的係數 (如表 C.1)。

圖 C.2 回歸分析所得衰減曲線繪出規模分別為 5.0、6.0 及 7.0 之衰減律做一比較。分析時取用第一類及第二類地盤資料，分類乃根據 Lee et al.(2001)之研究成果，所得結果為堅硬地盤所適用。將簡文郁等人於 1995 年發展之地震動衰減律，與上述考量 921 地震紀錄之衰減律比較下，差異性並不大。顯示 1995 年之地震動衰減律已可清楚地描述臺灣地震特性，對於地表破裂之斷層地震亦可以有定量的結果。

C.3 地震動衰減律之比較

世界各國對於地動衰減模式方面的研究一直在進行中，影響地震動大小之因素可以有場址類別 (site condition)、淺層 30m 深度的剪力波速 V_{s30} 、震源機制 (focal mechanism)、隱沒帶 (subduction zone) 與地殼 (crustal) 地震、斷層上盤 (hanging wall) 與下盤 (foot wall)、斷層破裂方向 (fault rupture directivity) 等差異，考量各因素發展合適之地震度衰減律，如 Abrahamson and Silva(1997)、Boore, Joyner and Fumal(1997)、Campbell(1997)等。

臺灣因 921 地震發生後，對於近斷層之地震紀錄豐富，且場址特性因實際鑽探資料而有分類結果，本研究將 Taiwan Campbell Form，除利用 921 集集地震紀錄與國外衰減律進行比較外，亦同時比較本研究所使用之地震動衰減律 Taiwan Campbell Form 之適用性。比較時選取 Abrahamson and Silva (1997)及 Boore, Joyner and Fumal (1997)之衰減律，分析結果如下：

1. Abrahamson and Silva '97 Form:

該研究使用 58 個地震共 655 筆地震紀錄，回歸分析淺層地震所使用之地震動衰減律，除考量斷層形式外，並探討斷層上、下盤資料對衰減律之影響。針對場址特性並考慮土壤之非線性效應，所使用之公式如下：

$$\ln Sa(g) = f_1(M, r_{rup}) + Ff_3(M) + HWf_4(M, r_{rup}) + Sf_5(p\hat{g}a_{rock}) \quad (C.2)$$

其中 M 為地震矩規模， r_{rup} 為距破裂面之最短距離， F 為斷層形式之控制參數（1=平移斷層，0.5=逆衝斷層，其他為 0）， HW 為斷層上盤資料（1=hanging wall，0=otherwise）， S 為地盤特性（1=rocksite or shallow soil，0=deep soil），使用之紀錄為兩水平紀錄之平均值。詳細之參數設定請詳見 [Abrahamson, N.A. and Silva, W.J., 1997]。

本研究之 Taiwan Campbell Form 與 Abrahamson and Silva '97 Form 之比較結果如圖 C.3 所示，圖中亦加入短週期譜加速度值衰減律。圖中分別比較 $M_L7.0$ 及 $M_L6.0$ 之地震，同時考量逆斷層與平移斷層等斷層形式之影響。Abrahamson and Silva '97 Form 分別對斷層形式及對上盤資料有調整因子（Scale factor）如圖 C.4 所示。以斷層形式比較結果顯示本研究衰減律在各震度中，大致上趨勢相同，Taiwan Campbell Form 在近斷層處與 Abrahamson and Silva '97 Form 在平移斷層之模擬結果較為接近，顯示 Taiwan Campbell Form 可含蓋推算一般斷層形式之地震震度值，且存在一定的準確性。

為進一步瞭解本研究之 Taiwan Campbell Form 與 Abrahamson and Silva '97 Form 之差異，乃以 921 地震資料，包括斷層上盤及下盤之地震紀錄，進行比較。921 地震資料分佈如圖 C.5 所示。圖 C.6 將兩種衰減律以集集地震規模 $M_L7.1(M_W7.54)$ 為參數，針對 Abrahamson and Silva '97 Form 所使用之參數分別考量車籠埔斷層之逆衝及平移形式，及上盤資料，分別建立三條地震動衰減律。圖中亦將圖 C.5 之 921 地震實際紀錄點出進行比較。圖中將臺灣地震資料與考量逆斷層的上盤參數之 Abrahamson and Silva '97 Form 比較，結果顯示 Abrahamson and Silva '97 Form 在距離 10 至 50 公里反應車籠埔斷層的上盤資料特性並不佳，顯示國外衰減律並無法清楚描述臺灣的地震紀錄。Taiwan Campbell Form 分析時所用之資料庫，含括 921 地震紀錄，乃含括到整個臺灣地區，分析結果可包含臺灣的地震特性，因此由比較結果顯示 Taiwan Campbell Form 對於臺灣地區資料及一般斷層特性的擬合度會較佳於 Abrahamson and Silva '97 Form。而在場址放大係數方面，Abrahamson and Silva '97 Form 中考量

軟弱地盤之結果如圖 C.7 所示，臺灣地區之地質狀況會較國外場址軟弱，因此臺灣的堅硬地盤的結果，會略高於 Abrahamson and Silva '97 Form。

2. Boore, Joyner, and Fumal '97 Form:

Joyner and Boore et al. (1997) 收集北美西部規模 5.0~7.7，深度在 80 公里以內的大陸淺源地震，以震矩規模 (M_w) 為震源參數，採用距斷層破裂面垂直投影到地表上的最短距離。場址分類方面採取平均超過 30 公尺以上之剪力波速值，並採用 NEHRP 規範分為三類，分別以 1070 (m/sec)、520 (m/sec)、250 (m/sec) 為界，以二水平向紀錄之最大值採用二階段回歸分析：

$$\ln(Y) = b_1 + b_2(M - 6) + b_3(M - 6)^2 + b_5 \ln r + b_V \ln \left(\frac{V_S}{V_A} \right), \quad r = \sqrt{r_{jb}^2 + h^2} \quad (C.3)$$

其中 $Y(g)$ 根據週期可分為 PGA 及各週期之譜加速度值，考量之參數包含斷層形式、地盤類別等，式 (C.3) 中之各項回歸參數列於表 C.2，表中列出臺灣常用的 PGA 及 0.3 秒短週期譜加速度及 1.0 秒長週期譜加速度值，以利於與 Taiwan Campbell Form 比較。其中 b_1 係數為考量斷層形式之用， b_{ISS} 為平移斷層地震 (strike-slip earthquake)， b_{IRV} 為逆斷層地震 (reverse-slip earthquake)， b_{IAH} 為不分類係數。

將場址特性的剪力波速值 (V_{s30}) 考量至地震動衰減律的 BJJ'97 Form，針對不同場址對應不同之考量因子予以調整。將 Taiwan Campbell Form 與之比較，結果如圖 C.8 所示。對考量堅硬地盤衰減律而言，Taiwan Campbell Form 在近距離的地方會高於 BJJ'97 Form 中考量平移斷層的結果，此原因在於臺灣堅硬地盤特性及分類會較國外軟弱且低，以 1 秒的譜加速度為例，臺灣堅硬地盤的平均剪力波速約在 800m/sec 左右，按照 BJJ'97 Form，其場址放大倍率需放大至 1.5 倍左右，故在堅硬地盤之結果會高於 BJJ'97 Form。另一方面，臺灣地震網密度高，近斷層資料豐富，因此近距離之擬合結果會優於國外的衰減律。

由上述比較結果顯示，本研究所使用之地震動衰減律，對於斷層形式及地盤效應特性之考量，大致上可涵蓋臺灣地震特性，且適用於堅硬地

盤，對於反應區域場址特性，則需以場址修正係數進行放大。

參考文獻

- C.1: Jean, Wen-Yu, Yu-Wen Chang, Kuo-Liang Wen, Chin-Hsiung Loh, “Early Estimation of Seismic Hazard for Strong Earthquakes in Taiwan,” *Natural Hazards*, 37(1-2), pp.39–53 (2006).
- C.2: Abrahamson, N.A. and Silva, W.J. (1997) “Empirical response spectral attenuation relations for shallow crustal earthquakes,” *Seism. Research Letters*, 68(1), 94-127
- C.3: Boore, D.M., Joyner, W.B., and Fumal, T.E. (1997). “Equations for estimating horizontal response spectra and peak acceleration from western North American earthquakes: A summary of recent work,” *Seism. Res. Letters*, 68(1), 128-153.
- C.4: Lee, C. T., C. T. Cheng, C. W. Liao, and Y. B. Tsai (2001). “Site classification of Taiwan free-field strong-motion stations”, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 91, 5, 1283-1297.

表 C.1 各類衰減律的各項係數及標準偏差 (Jean et al., 2006)

| | C_1 | C_2 | C_3 | C_4 | C_5 | σ_{lnErr} |
|-----|--------|--------|--------|--------|--------|------------------|
| PGA | 0.0028 | 1.7331 | 2.0639 | 0.0999 | 0.7719 | 0.7815 |
| Sas | 0.0079 | 1.7253 | 2.0489 | 0.1199 | 0.7850 | 0.7201 |
| Sa1 | 0.0027 | 1.7731 | 2.0419 | 0.1154 | 0.7714 | 0.7018 |

表 C.2 各類衰減律的各項係數及標準偏差 (Boore et al.,1997)

| Period | b_{ISS} | b_{IRV} | b_{IAH} | b_2 | b_3 | b_5 | b_V | V_A | h |
|--------|-----------|-----------|-----------|-------|--------|--------|--------|-------|------|
| PGA | -0.313 | -0.117 | -0.242 | 0.527 | 0.000 | -0.778 | -0.371 | 1396 | 5.57 |
| 0.3 | 0.598 | 0.803 | 0.700 | 0.769 | -0.161 | -0.893 | -0.401 | 2133 | 5.94 |
| 1 | -1.133 | -1.009 | -1.080 | 1.036 | -0.032 | -0.798 | -0.698 | 1406 | 2.90 |

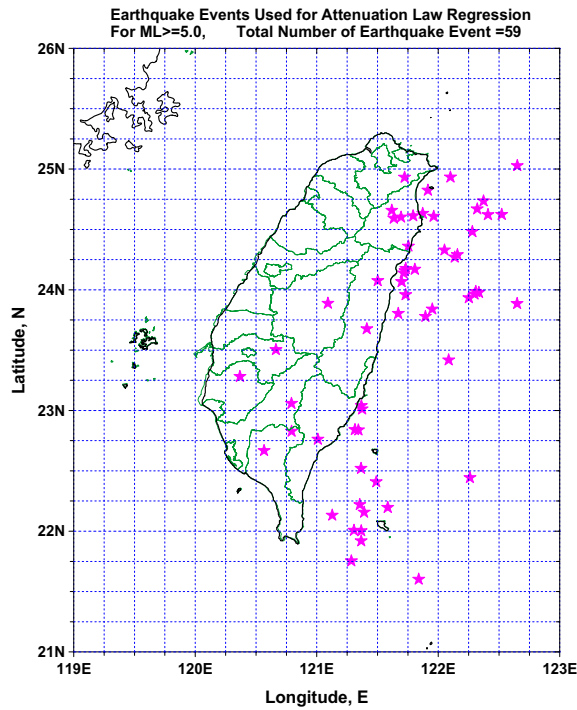


圖 C.1 地震動衰減律分析時之地震震央分佈

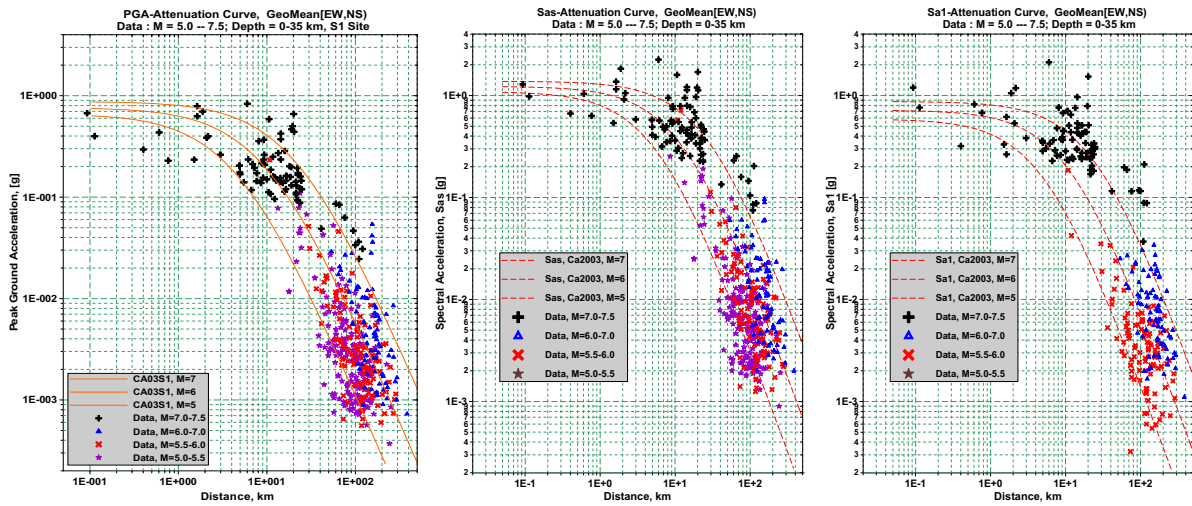


圖 C.2 本研究所使用之地震動衰減律與地震資料之比較

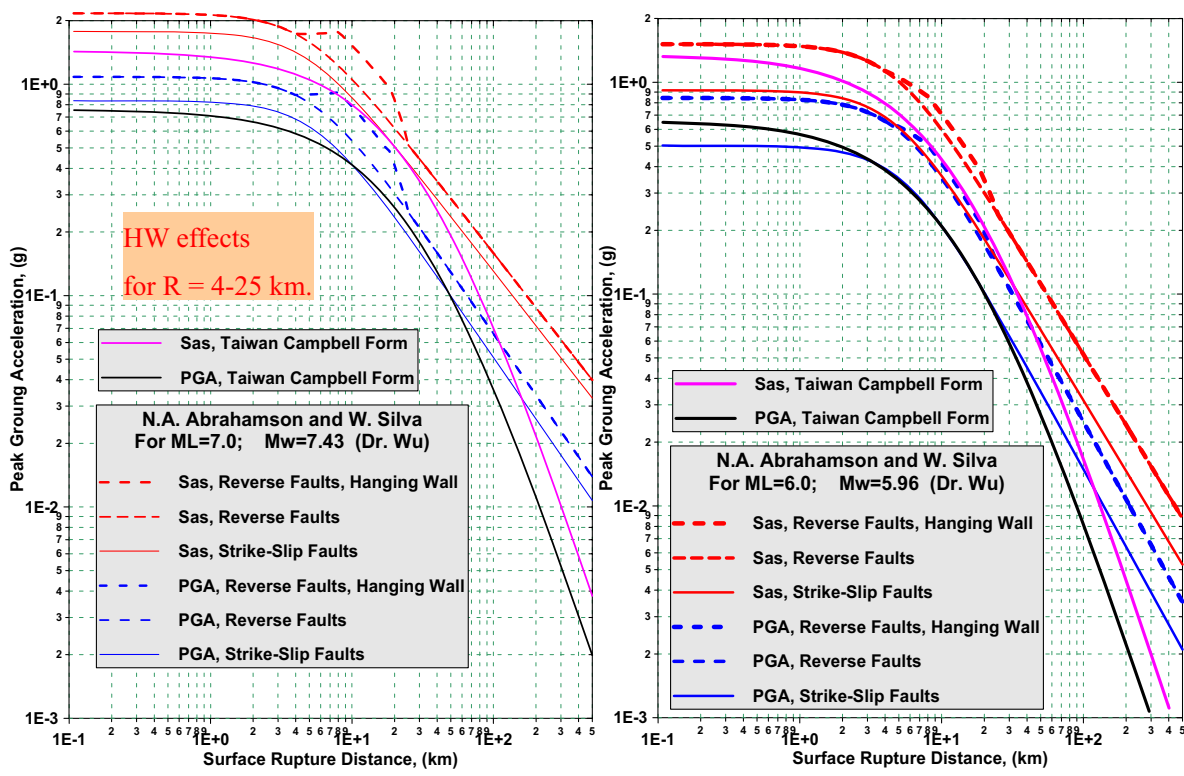


圖 C.3 本研究所使用之地震動衰減律與 Abrahamson and Silva' 97 Form 之比較

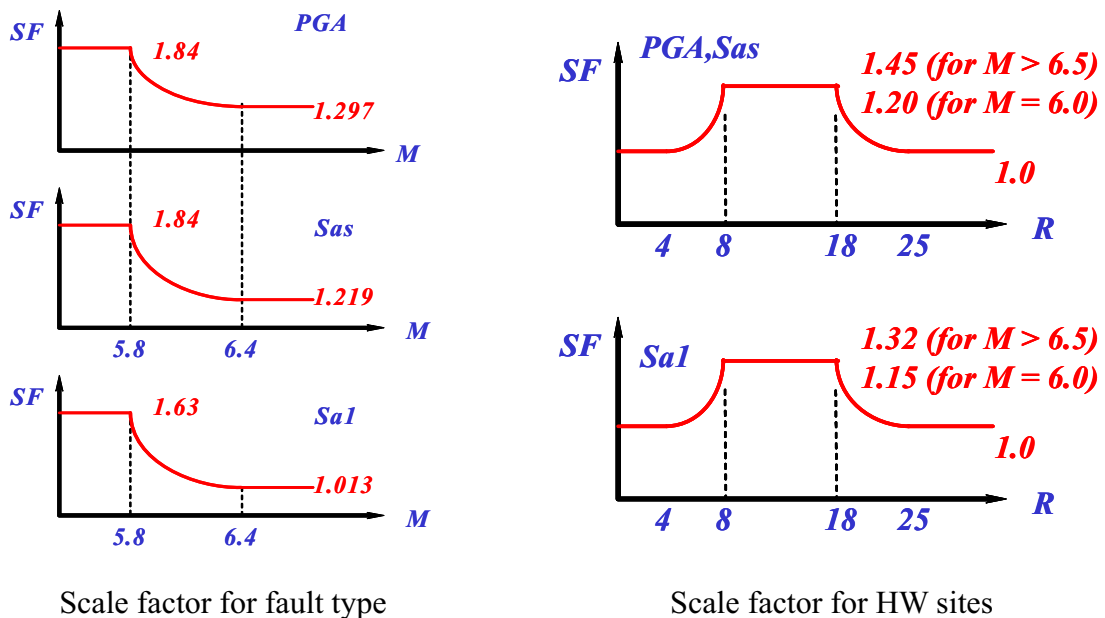
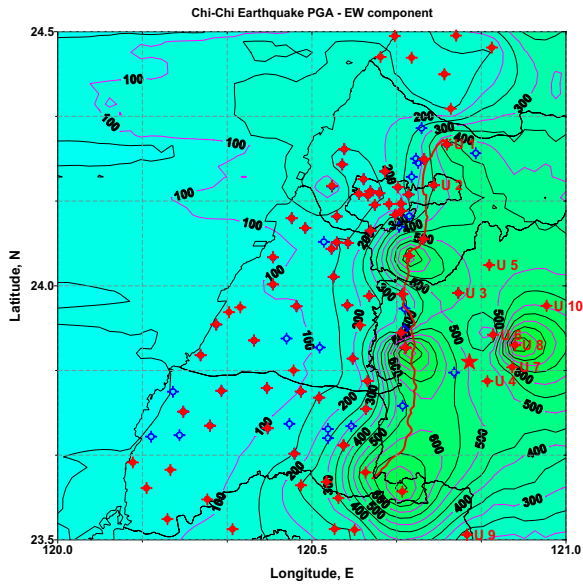
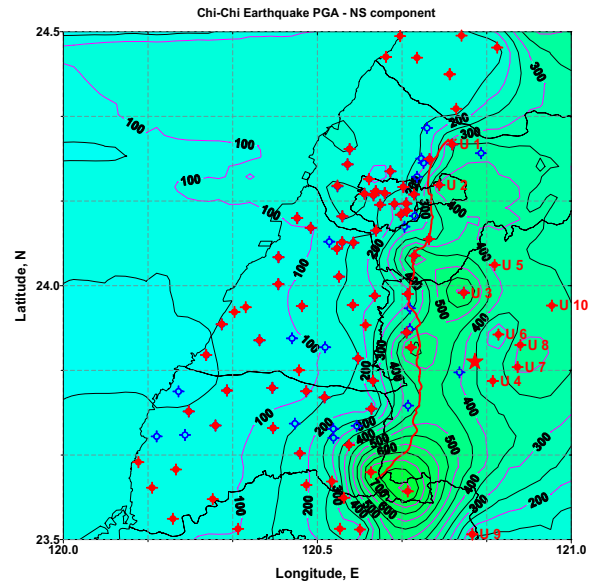


圖 C.4 Abrahamson and Silva' 97 Form 中針對斷層形式及斷層上盤之考量因子



EW 方向



NS 方向

圖 C.5 本研究所使用之 921 地震紀錄

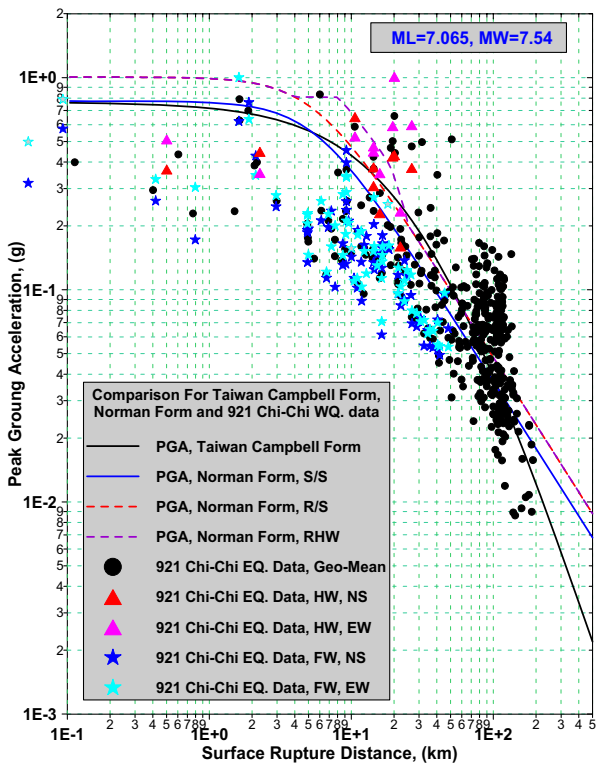


圖 C.6 本研究所使用之地震動衰減律與 Abrahamson and Silva' 97 Form 之比較

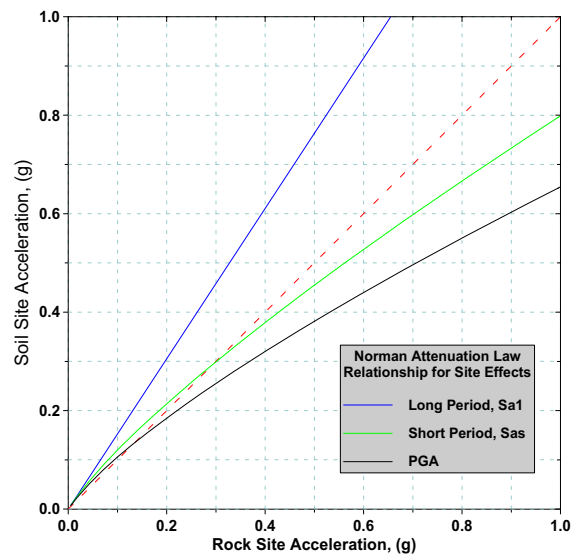


圖 C.7 Abrahamson and Silva' 97 Form 中不同震度之堅硬地盤與軟弱地盤之關係

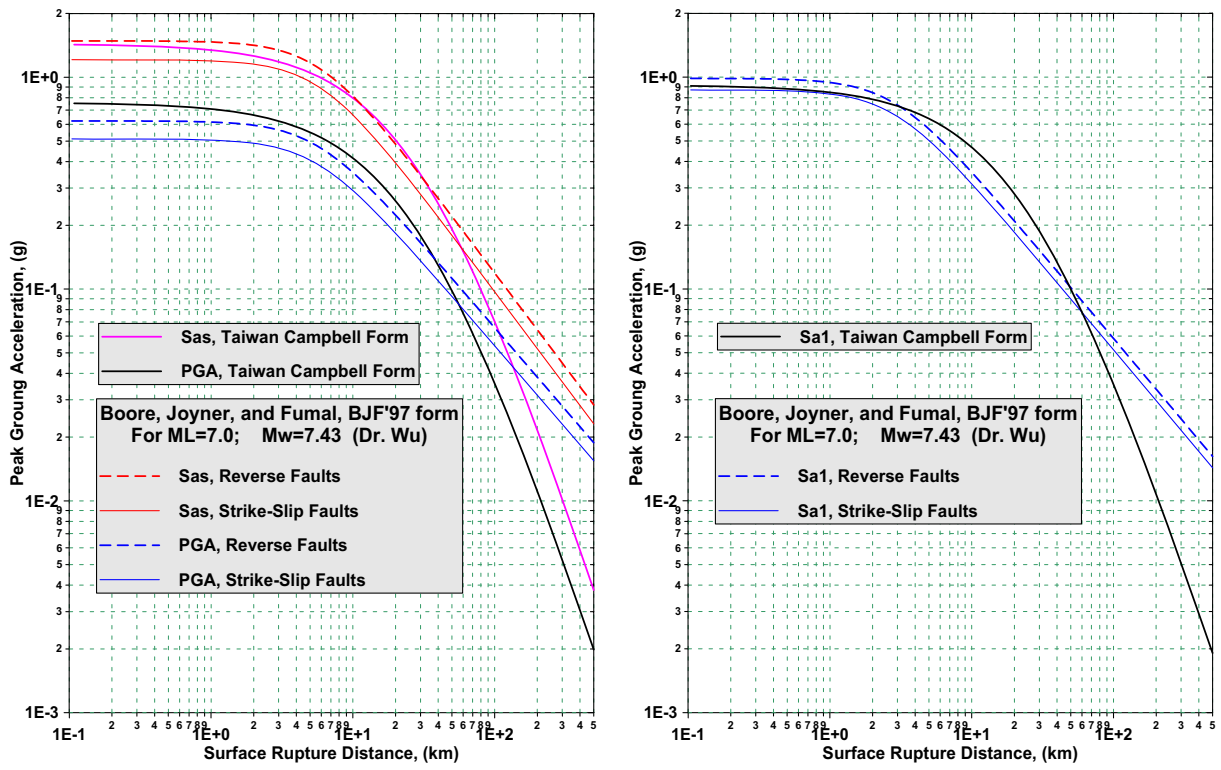


圖 C.8 本研究所使用之地震動衰減律與 Boore, Joyner, and Fumal '97 Form 之比較



港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究 (1/4)

期末報告

主持人：陳正興

中華民國 96 年 11 月 14 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 港灣構造物耐震評估
- 4 港灣構造物易損性分析
與災害境況模擬



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



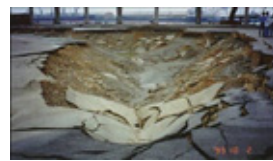
研究目的與範疇

1



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。



研究範圍與對象

- 本計畫為第一年計畫，首先針對台中港區，進行地震潛勢分析以及港灣結構物耐震能力評估，並初步研擬TELES系統港灣設施震損評估模組之架構，以應用於評估港灣地區震後災損情形。



- 全程計畫需時四年，以後逐年針對蘇澳港、花蓮港、基隆港、台北港，以及高雄港等港區進行分析，完成全部工作。

本年度工作項目及內容說明

- 針對台中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。
- 建立並驗證港灣構造物耐震能力評估模式，包括沈箱式碼頭、棧橋式碼頭，並以此模式評估台中港14座碼頭之耐震能力。
- 蒐集與建置TELES系統港灣設施災損模組基本參數與資料，並以台中港為對象，研擬災損評估分析程序。
- 完成研究報告書。



港灣地區地震 潛勢評估

2



子計畫一：港灣地區地震潛勢之評估

■ 目的

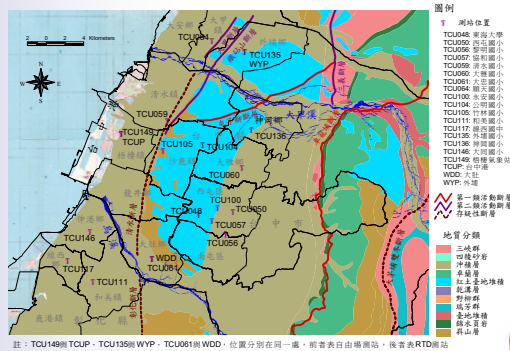
- 了解台中港區之地震潛勢，以及場址效應，作為評估既有港灣構造物耐震能力、模擬地震災損之依據。

■ 主要工作項目：

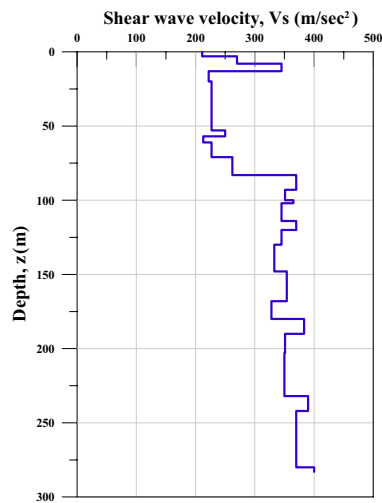
- 台中港區鄰近測站強震歷時及場址特性資料之蒐集
- 台中港區地震危害度分析
- 台中港區地震可能發生時間序列或地域分析
- 台中港區之場址效應分析
- 台中港區土壤液化之危害度分析



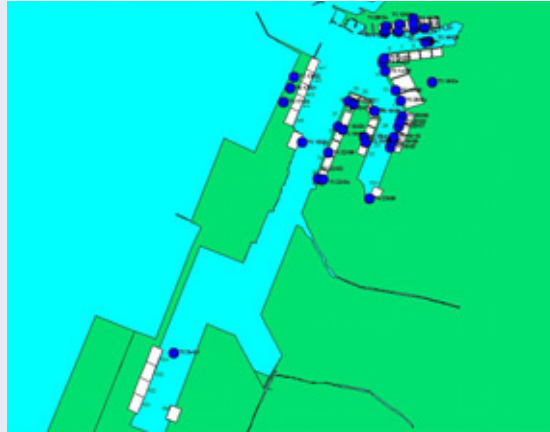
- 在**地震特性**方面，所蒐集到台中港區鄰近測站之強震歷時紀錄，共包括東海大學(TCU048)、清水國小(TCU059)、順天國小(TCU064)、公明國小(TCU104)、竹林國小(TCU105)、和美國小(TCU111)、線西國小(TCU117)，以及大同國小(TCU146)等8個強震測站近年來（包括九二一地震）之44筆紀錄。
- 地震規模(M)均大於5.0，最大地表加速度(PGA)大於50gal。



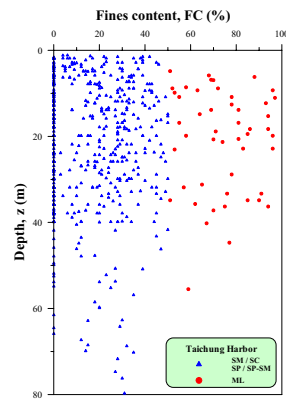
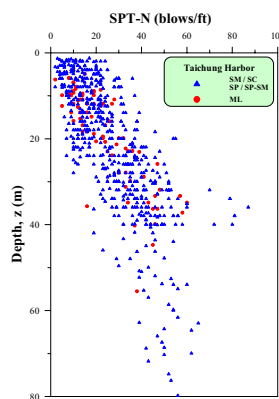
- 在**場址特性**方面，根據台中港26號碼頭觀測站之300m深地震監測孔地質調查資料顯示，除近地表約2m深為填土級配外，在整個300m深之地層中，幾乎均為粉質(細)砂層，偶夾礫石或薄層粘土，且並未發現較堅實之岩盤。
- 近地表除8~13m深度之Vs較高外，在83m深度範圍內之Vs大多小於250m/s；而在83m~283m深度範圍之Vs也僅介於328~400 m/s間。
- 可見台中港區為一軟弱之現代沖積地盤，須謹慎考慮受震之場址效應。



- 在鑽探資料方面，本研究從港研中心取得了台中港區38孔之SPT鑽探資料。

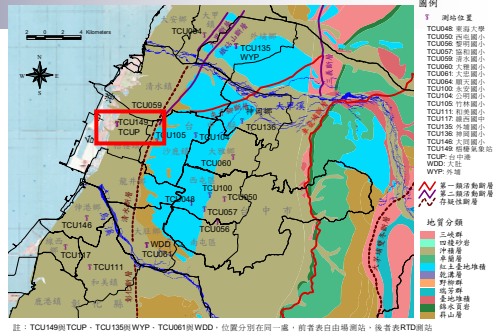


- 台中港區近地表20m深度範圍內大部份均為粉質砂土層，SPT-N值大多在30以下，而地下水位很高，在5m以內。
- 受震時，須謹慎考慮土壤液化可能引致之危害。



台中港區地震危害度分析(1/10)

- 以中央氣象局TCUP強震測站座標 (120.5156°E, 24.2563°N) 為代表工址。
- 工址附近50公里內的相關斷層及地震。



| 斷層名稱 | 斷層分類 | 斷層形式 | 斷層長度(km) | 與工址距離(km) | 斷層相關地震 |
|-------|------|------|----------|-----------|--------------------------------------|
| 屯子腳斷層 | 第一類 | SS | 14 | 8.13 | 1935年M _L 6.8新竹-台中 烈震地震 |
| 車籠埔斷層 | 第一類 | R | 105 | 21.21 | 1999年M _L 7.1集集地震 |
| 彰化斷層 | 存疑性 | R | 32 | 15.82 | - |
| 清水斷層 | | R | 20 | 4.08 | |
| 大甲斷層 | | R | 6 | 4.64 | |

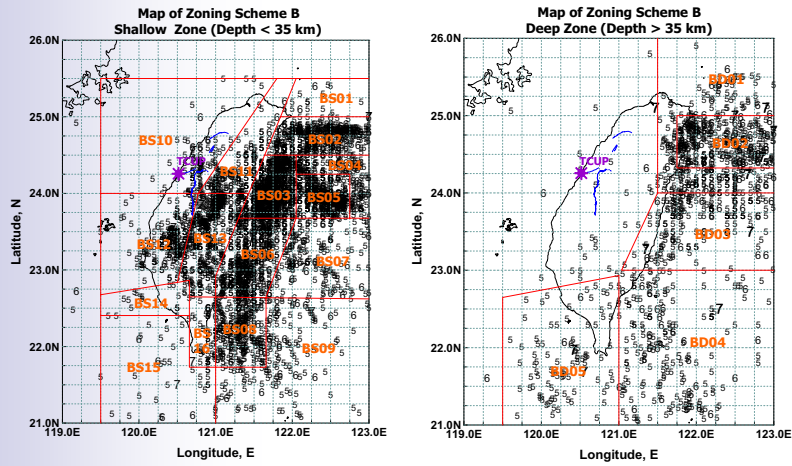
13

台中港區地震危害度分析(2/10)

- 地震目錄：1900年~2007年7月
- 地震分區：採用兩種震源分區
 - 震源分區B直接引用我國第四核能電廠地震危害分析報告。
 - 震源分區D在西部地方與震源分區B略異。
 - 計畫工址位置於兩震源分區中，落於ZB10及ZD10中。

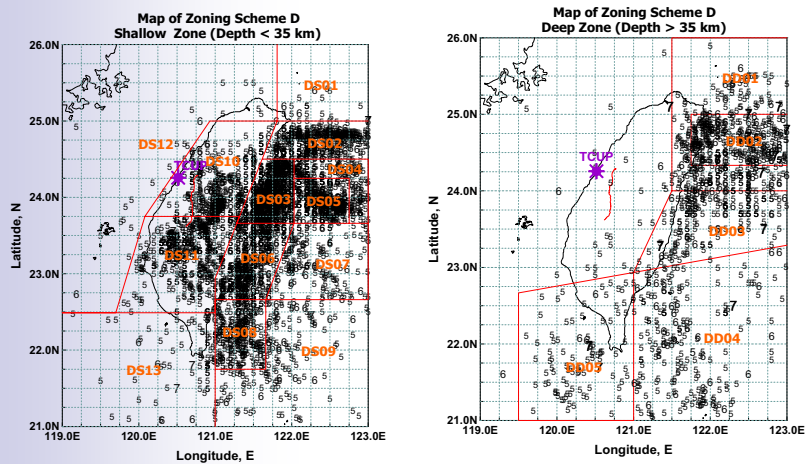
14

震源分區B



15

震源分區D



16



台中港區地震危害度分析(5/10)

■ 分析方法

- 同時考慮兩種震源分區（ZB、ZD），以反映地震之空間分布的不均勻性。
- 對於活動斷層乃以實際調查資料，以特徵地震模式考慮未來50年之發生機率，建立地震危害度曲線。

17



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



台中港區地震危害度分析(6/10)

■ 活動斷層特徵地震參數及未來發生機率

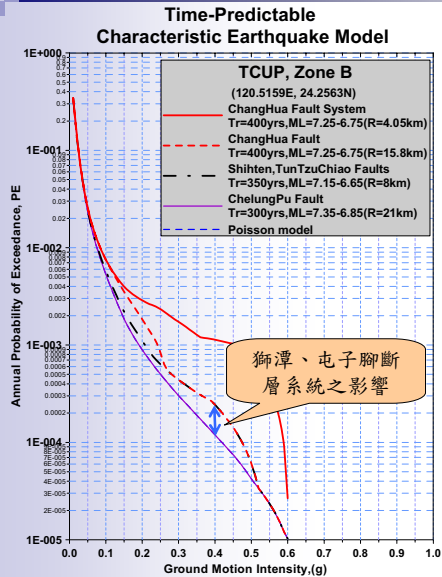
| 斷層名稱 | 上次發生時間 | 距今之等待時間 | 回歸期 (year) | 潛勢規模 ML | 未來50年發生機率 |
|----------------------|--------|---------|------------|---------|-----------|
| 獅潭系統斷層 (屯子腳斷層) | 1935 | 72.42 | 350 | 6.9 | 2% |
| 車籠埔斷層 | 1999 | 8.00 | 300 | 7.1 | 0% |
| 彰化斷層系統 (彰化、大甲、清水) | 1848 | 159.58 | 400 | 7 | 9% |

18



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

台中港區地震危害度分析(7/10)



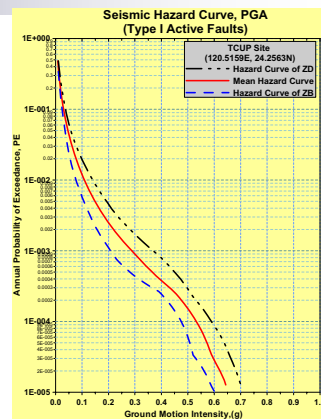
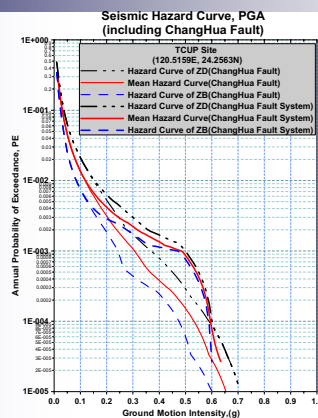
■ 工址單獨考慮各鄰近活動斷層之危害貢獻

- 以適用於未來50年之累積的年超越機率比較，各活動斷層對台中港灣地區之危害貢獻，則可有其差異得知。
- 針對彰化斷層之貢獻，由於其未來發生機率在9%，因此台中港灣地區之危害貢獻會為彰化斷層系統所控制。
- 彰化斷層的未來發生機率，因其活動參數並不明確，其9%的發生率僅為一參考值，並不建議為地震危害度分析中所考慮，亦即考慮彰化斷層之地震危害度曲線為僅供參考用。

19

台中港區地震危害度分析(8/10)

- 以兩種分區之結果為參考，最終建議之地震危害度曲線為其平均值。



- 針對彰化斷層亦以特徵地震模式考慮至機率分析法，但因其活動參數並不明確，建議對於未來耐震設計及分析時，採用考慮第一活動斷層之地震危害度曲線
- 彰化斷層建議以定值法分析結果考量之

20

■ 活動斷層定值法

- 主要針對對工址極可能帶來危害之來源進行分析
- 境況模擬地震規模採用Wells and Coppersmith建議經驗式之分析，並保守考慮1個標準偏差。

$$L = \exp[1.006M_L - 3.232] \quad (\text{Tsai et al., 1987})$$

$$M_w = 5.00 + 1.22 \cdot \text{Log}(L) \quad (\text{Wells and Coppersmith, 1994})$$

$$M_L = 4.533 \text{Ln}(M_w) - 2.091 \pm 0.14 \quad (\text{Wu et al., 2000})$$

| 斷層名稱 | 斷層形式 | 斷層長度 (km) | Tsai, 1987 | Wells et al., 1994 | | 與工址距離 (km) | 潛勢規模 M_L | 地震動大小 PGA(g) |
|-------|------|-----------|------------|--------------------|-----------|------------|-------------------|--------------|
| | | | M_L | Mw | M_L | | | |
| 屯子腳斷層 | SS | 14 | 5.84±0.42 | 6.44 | 6.35±0.14 | 8.13 | 6.9 ^{註1} | 0.435 |
| 清水斷層 | R | 20 | 6.19±0.42 | 6.59 | 6.45±0.14 | 4.08 | 7.0 ^{註2} | 0.620 |

註1:因屯子腳斷層與獅潭斷層為同一地震斷層，故考慮其延伸之長度50公里，則規模可達6.9

註2:根據鄭世楠等(2002)之報告，認為其與彰化斷層、大甲斷層視為彰化斷層系統，

故考慮其延伸之長度65公里，則規模可達7.0



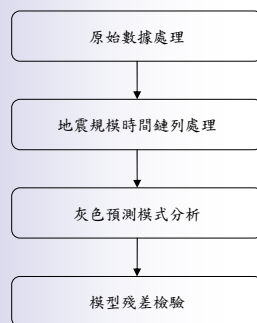
- 地震危害度分析時，所使用之地震目錄為1900年至2007年7月，並考慮震源分區B、D，以考慮地震分佈的不確定性，最終結果為兩者平均之地震危害度曲線。
- 將最終之地震危害度曲線進行參數拆解，根據潛勢地震源對工址之地震危害度之貢獻量分析出最具威脅潛勢之震源，可以將其位置(工址距離)及規模分析出來，對於需要地震規模做為分析設計參數的應用，如土壤液化分析
- 建議使用考慮第一類活動斷層地震危害度曲線，及其地震危害潛勢PGA值。

| 地震危害度曲線 | 回歸期 | Mc | Rc(km) | PGA(g) |
|--|-------|-----|--------|--------|
| Type1 Active Fault (including ChangHua Fault) | 475年 | 6.6 | 15.9 | 0.233 |
| | 2500年 | 6.8 | 13.9 | 0.393 |
| Type1 Active Fault | 475年 | 6.6 | 17.1 | 0.214 |
| | 2500年 | 6.8 | 13.8 | 0.393 |

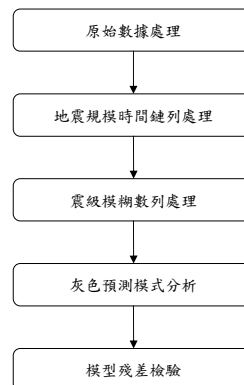


- 利用 **灰色系統理論** 與 **模糊數學** 進行分析
- 歷史地震目錄
 - 範圍：台中港地區半徑50km內
 - 地震規模：大於5.0以上
 - 資料年限：1604~2006年共400餘年

■ 預測模式



GM(1,1)灰色預測流程圖



灰色模糊預測流程圖

■ 時間序列可能地震分析模式

- 時間鏈數列預測模式
- 災變預測模式
- 拓樸預測模式
- 次數時間數列預測模式
- 灰色模糊預測模式

■ 分析結果統計

| 預測 時段 | 預測結果 |
|--------------------------------|--|
| 2007 ~ 2056 (50 年) | 1、1974~2024 年會有 $M \geq 6.0$ 的地震。 |
| | 2、1991~2051 年會有 $M \geq 6.4$ 的地震發生。 |
| | 3、1995~2014 年有 3 次 $M \geq 6.0$ 地震發生。 |
| | 4、1995~2014 年有 1 次 $M \geq 6.5$ 地震發生。 |
| | 5、1995~2014 年不會有 $M \geq 7.0$ 地震發生。 |
| | 6、2006~2010 年會有 $6.0 \leq M < 7.0$ 的地震。 |
| | 7、2015~2034 年有 3 次 $M \geq 6.0$ 地震發生。 |
| | 8、2015~2034 年有 1 次 $M \geq 6.5$ 地震發生。 |
| | 9、2015~2034 年不會有 $M \geq 7.0$ 地震發生。 |
| | 10、2018~2084 年會有 $M \geq 6.6$ 的地震發生。 |
| | 11、2031~2035 年會有 $5.0 \leq M < 6.0$ 的地震。 |
| | 12、2031~2101 年會有 $M \geq 6.8$ 的地震發生。 |
| | 13、2056~2060 年會有 $M \geq 6.25$ 的地震。 |
| 2057 ~ 2106 100 年 | 14、2082~2124 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震。 |
| | 15、2086~2090 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震。 |
| | 16、2116~2120 年會有 $M \geq 6.25$ 的地震。 |
| | 17、2142~2182 年會有 $M \geq 7.0$ 的地震發生。 |
| | 18、2142~2183 年會有 $M \geq 7.0$ 的地震。 |
| | 19、2291~2295 年會有 $M \geq 7.0$ 的地震。 |
| | 20、2351~2355 年會有 $M \geq 6.5$ 的地震。 |



台中港區地震可能發生時間序列與規模分析(5/7)

- 台中港區**未來50年內**（2007~2056年）的地震潛勢
 - 2007~2014年最多一次 $6 \leq M < 7.0$ 的地震
 - 2015~2034年最多二次 $6 \leq M < 6.5$ 地震與最多一次 $6.5 \leq M < 7.0$ 的地震
 - 2049~2057年最多一次 $6.4 \leq M \leq 6.6$ 的地震
- 台中港區**未來50至100年內**（2057~2106年）的地震潛勢
 - 2082~2124年一次 $6.5 \leq M < 7.0$ 的地震
- 以未來100年來看，台中港區在2015~2034年是未來百年間地震的高峰期。20年間會發生2次 $M \geq 6.0$ 地震和1次 $M \geq 6.5$ 地震，但不會發生 $M \geq 7.0$ 的地震。

27



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



台中港區地震可能發生時間序列與規模分析(6/7)

- 依地震地質綜合研判，未來**100年內**台中港區**彰化斷層**或**大茅埔-雙冬斷層**的錯動，發生的時間可能有三：地震規模均為大於六但小於七的強震。
 - 一為2015~2034年的20年間
 - 一為2049~2057年間
 - 另一則為2103年 \pm 21年間（2082~2124年）
- 未來**50年內**應以**彰化斷層系列**之一發生錯動的可能性較高；未來的**50年至100年間**則以**大茅埔-雙冬斷層**錯動較為可能

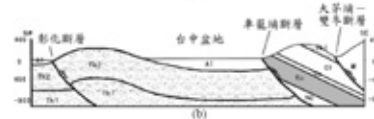
28



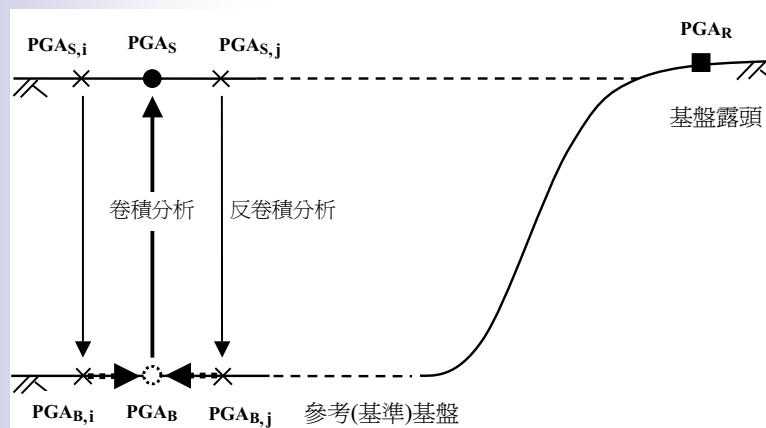
國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

■ 台中港區設計地震結論

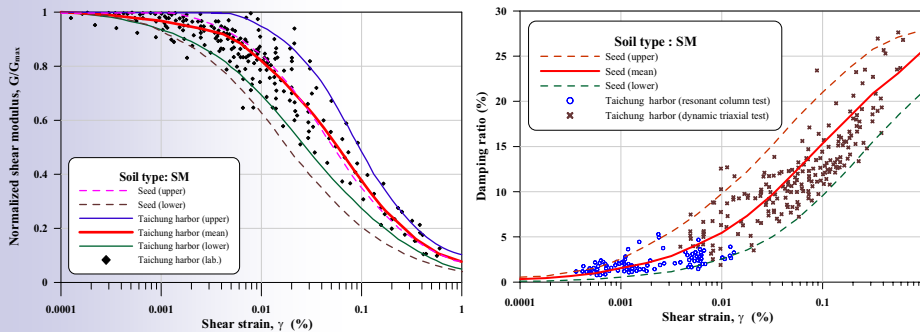
- 以未來100年而言，台中港區地震災害模擬的設計地震為規模6.5至6.9
- 可能震央位置有二：一為彰化斷層錯動，震央距離為6km，一為大茅埔-雙冬斷層的錯動，震央距離為36km。



■ 地盤反應分析模式



■ 土壤動態特性試驗資料



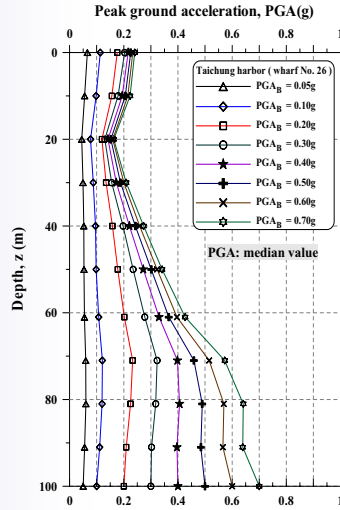
33

■ 輸入運動選擇

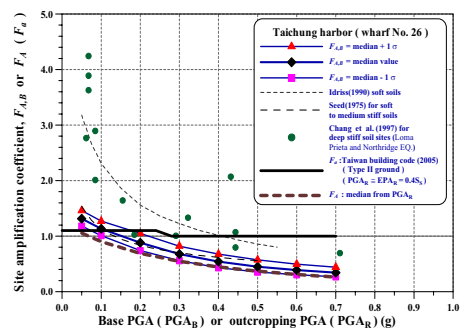
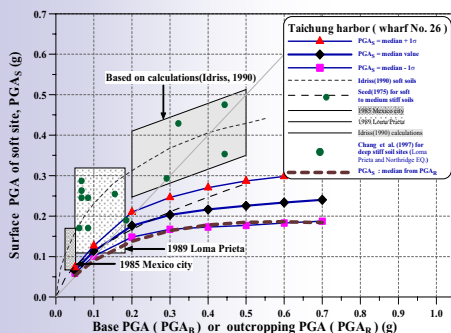
- 採用測站：清水國小(TCU059)、順天國小(TCU064)、和美國小(TCU111)
線西國小(TCU117)、大同國小(TCU146)
- 地震紀錄數目：包括近年來9次地震共25組加速度歷時紀錄(每組包含EW及NS方向)，其中包含1999年921大地震及其餘震資料
- 地震規模(M)：大於5.0，介於5.24~7.30之間
- 最大地表加速度(PGA_s)：大於50gal，最大者為207gal
- 震源深度：介於8~32km之間
- 震央距離：介於42~158km之間
- 這些資料係目前所能蒐集到之場址附近較完整之地震紀錄，已大致涵蓋了近震及遠震、淺震及深震、小震及烈震等不同地震之特性

34

■ 地盤反應分析



■ PGA放大係數



$$F_A = -0.162 + \frac{0.529}{PGA_R + 0.373}$$

■ 液化條件機率

◆ 邏輯迴歸機率

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

◆ 貝氏映射機率

$$P_{Liq} = \frac{f_L(FS)}{f_L(FS) + f_{NL}(FS)} \qquad P_{Liq} = \frac{1}{1 + \left(\frac{FS}{A}\right)^B}$$

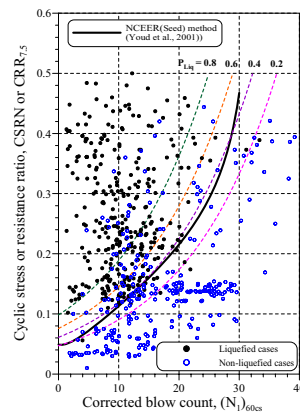
■ 液化條件機率-邏輯迴歸機率

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

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

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

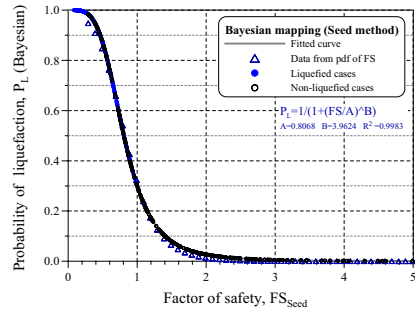
| 迴歸模式 | 迴歸係數 | | | Nagelkerke R^2 | 預測液化 成功率(%) | 預測不液化 成功率(%) | 綜合預測 成功率(%) |
|------------------------|-----------|-----------|-----------|---------------------|----------------|-----------------|----------------|
| | β_0 | β_1 | β_2 | | | | |
| Seed 形式 | 10.097 | -0.245 | 3.757 | 0.699 | 86 | 87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



Seed形式之邏輯迴歸機率

■ 液化條件機率-貝氏映射機率

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



Seed法之貝氏映射機率

| 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 | — |

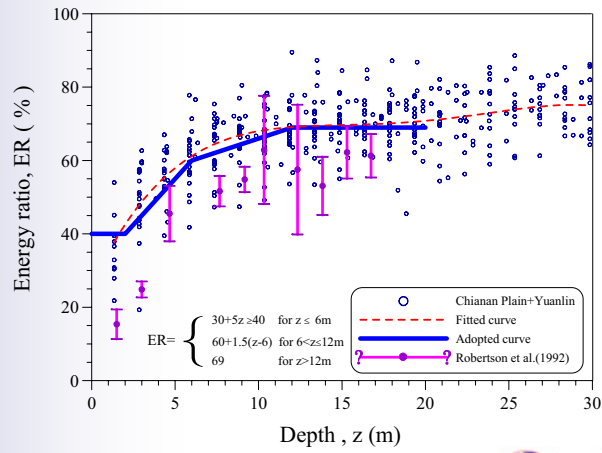
■ 液化機率指數 P_w

$$P_w = \frac{\int_0^{20} P_{Liq}(z)W(z)dz}{\int_0^{20} W(z)dz}$$

■ 液化損害程度分類

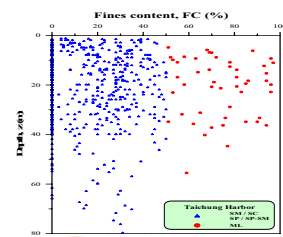
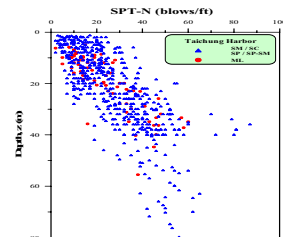
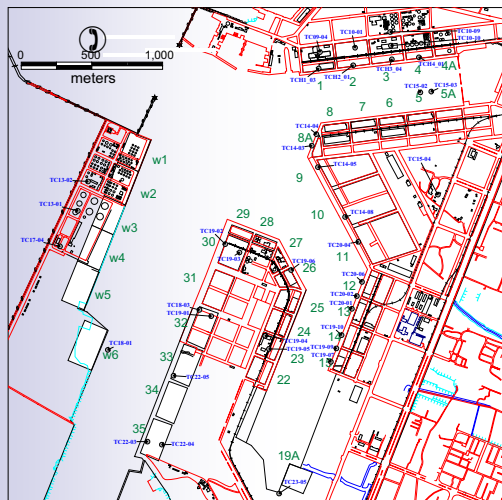
| 液化損害程度分類 | P_w | 液化損害程度 |
|----------|---------|--------|
| I | <0.4 | 輕微液化 |
| II | 0.4-0.8 | 中度液化 |
| III | >0.8 | 嚴重液化 |

■ SPT變異性考慮 - 對鑽桿打擊能量比ER作修正



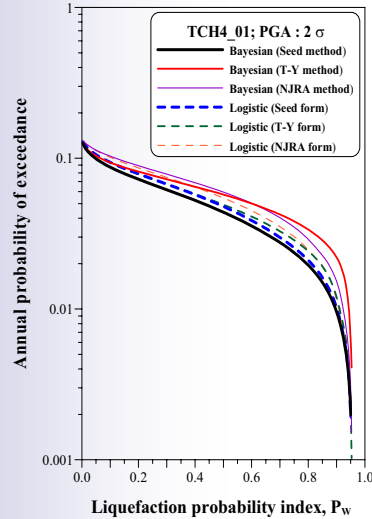
43

■ 台中港區場址之SPT鑽探孔位分佈詳圖



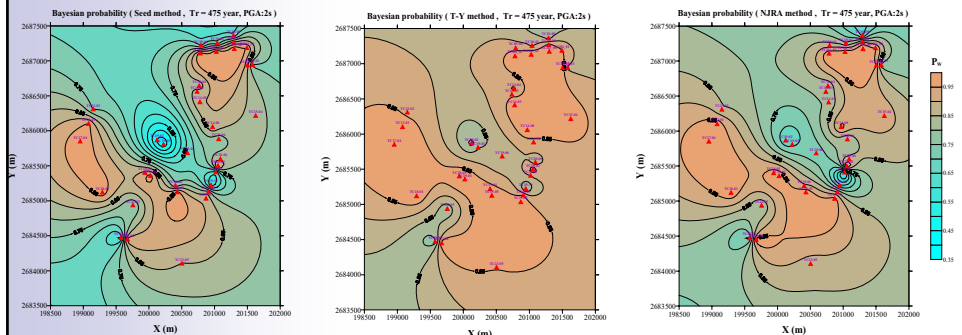
44

■ 各方法/形式之分析結果比較(以TCH4_01鑽孔為例)



- ◆ $Tr = 475$ 年時，各方法/形式分析所得之液化機率指數 P_w 皆非常接近，且 $P_w > 0.8$
- ◆ 液化損害程度屬於「嚴重液化」

■ 貝氏映射機率模式 ($Tr = 475$ 年 ; $PGA : 2\sigma$)

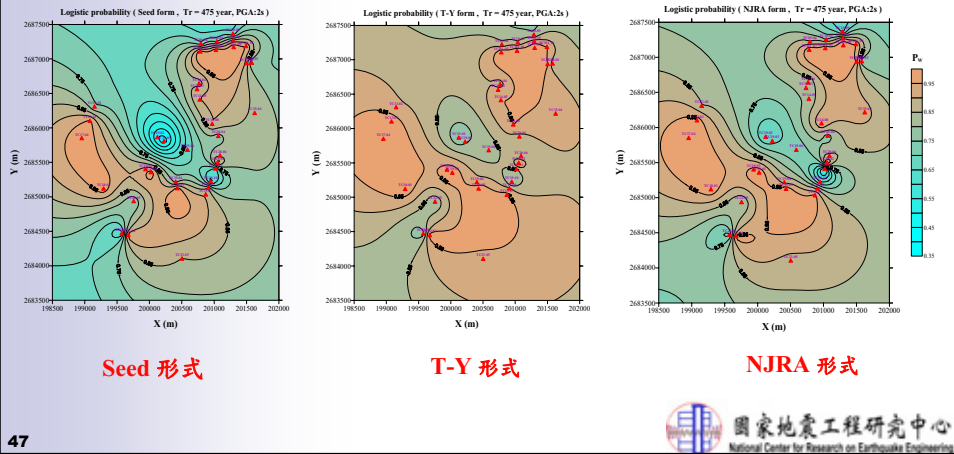


Seed 法

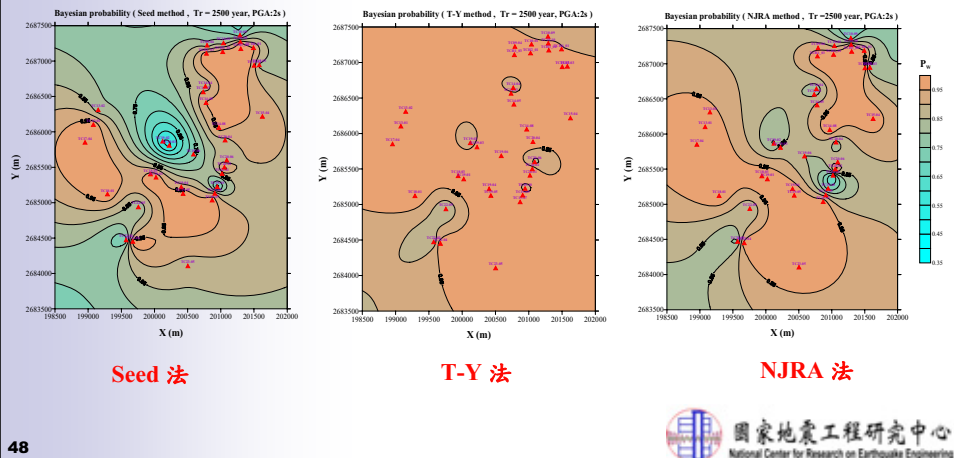
T-Y 法

NJRA 法

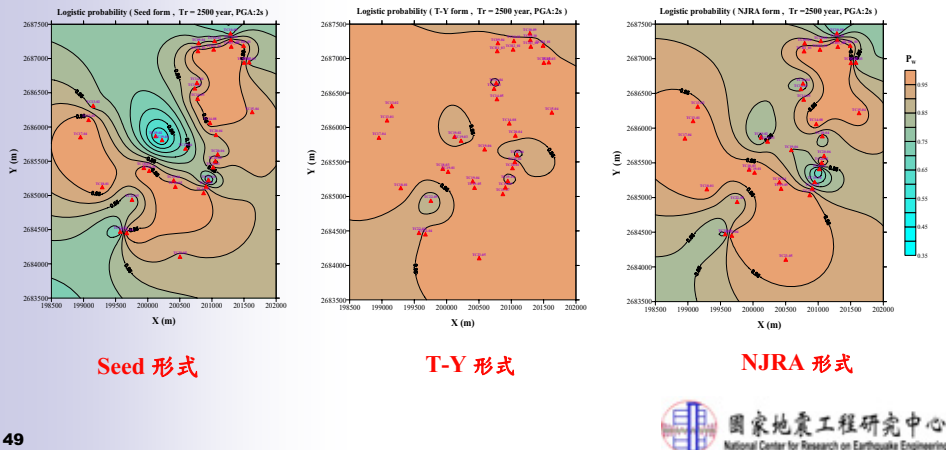
邏輯迴歸機率模式 (Tr = 475年 ; PGA : 2σ)



貝氏映射機率模式 (Tr = 2500年 ; PGA : 2σ)



■ 邏輯迴歸機率模式 ($Tr = 2500$ 年 ; $PGA : 2\sigma$)



■ 台中港區場址液化危害度分析結果

- ◆ $Tr = 475$ 年：不管採用哪一種方法/形式之條件機率模式，皆顯示出整個台中港區場址除少數幾個點位屬於「中度液化」損害程度外，大部分皆為「嚴重液化」程度，皆須嚴防土壤液化可能產生之災損。
- ◆ $Tr = 2500$ 年：因2500年回歸期之地震力較大，因此 P_w 之分析結果皆較475年回歸期所得者為大，但其結論仍與前述相同，即台中港區場址之大部分點位皆屬於「嚴重液化」程度，為防範將來可能之土壤液化災損，港灣設施須及早擬定適當之防治液化措施。



港灣構造物耐震 能力評估

3



港灣構造物耐震能力之評估

■ 目的

- 了解在控制地震作用下，既有港灣構造物之耐震能力，作為建立災損分析模式之依據。

■ 主要工作項目：

- 台中港區碼頭設計及施工資料蒐集
- 港灣結構受震之破壞機制研究
- 台中港區碼頭之耐震能力評估



3-1 沉箱式碼頭損壞情形

- 921集集大地震震災，集中在**台中港1~4A沉箱式碼頭(北碼頭區域)**，主要災害型式包括**沉箱外移、沉箱沉陷傾斜、背填土區土壤液化與漏失塌陷**，及碼頭後線部分倉儲與機具設施損壞。
- 台中港區1號至4A號沉箱式碼頭破壞情形，後線場地之**沉陷量由碼頭岸肩約60~100 cm**，逐漸遞減至碼頭岸壁後方**80 m處(鐵路軌道處)之20~50 cm**。

53



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



台中港區1~4A與4號沉箱式碼頭分析模擬

- 利用**FLAC**程式中動態分析模式及**FINN Model**
- 模擬沉箱式碼頭受地震影響而產生土壤液化之問題。

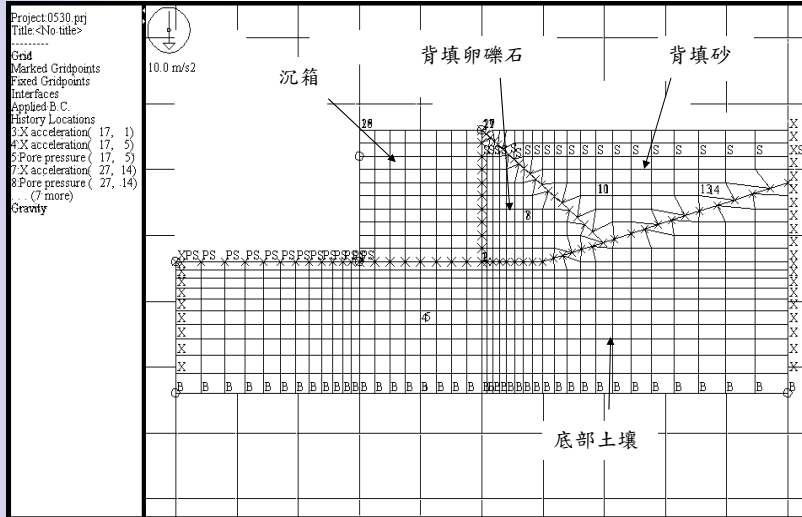
54



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



台中港1-4號碼頭數值分析格網圖



55

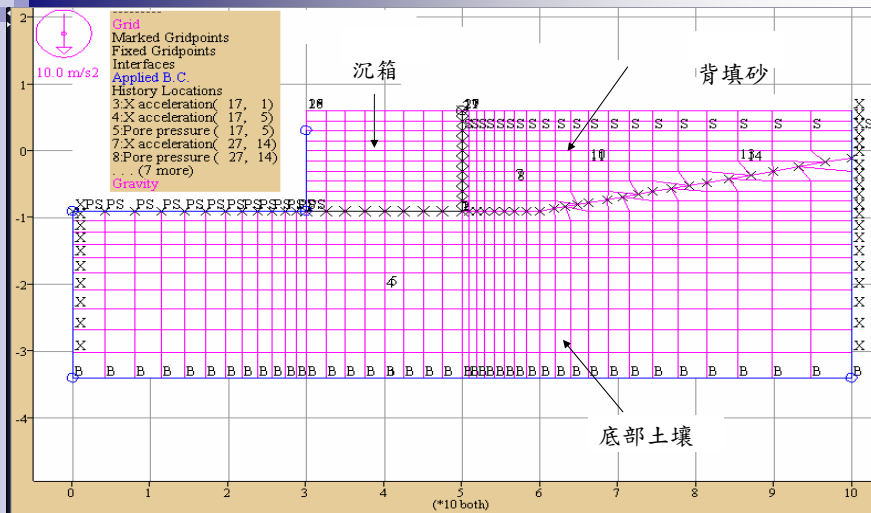
台中港數值模擬之受震前網格圖



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



台中港23~25號碼頭數值模擬分析



56

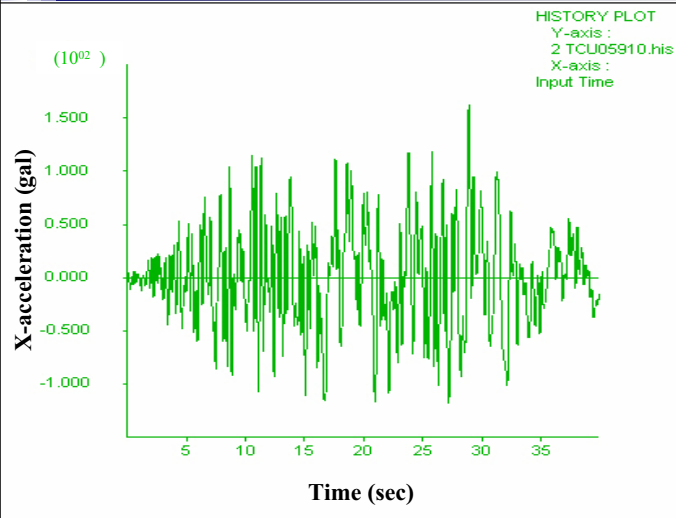
台中港23~24號碼頭數值模擬之受震前網格圖



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



台中港1~4A碼頭後續模擬分析與探討



- 李佳翰(2001) 模擬之輸入地震力太大
- 以實際地震力參數後之歷時曲線圖如左
- 擷取25-65sec 作為FLAC分析

台中港1~4A碼頭後續模擬分析地震力之歷時曲線圖



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

59



背填及底部土壤參數敏感度分析

台中港1~4a沉箱式碼頭

| | 最大位移量 (cm) | X方向 最大位移量 (cm) | Y方向 最大位移量 (cm) |
|--|---------------|----------------------|----------------------|
| 底部土壤(李佳翰) $C=0.05 \phi=33^\circ$ | 27 | 20 | 15 |
| 背填砂土 $\phi=25^\circ$ (原為 30°) | 27 | 20 | 15 |
| 底部土壤 $C=0 \phi=33^\circ$ | 56 | 40 | 30 |
| 底部土壤 $C=0 \phi=30^\circ$ | 66 | 40 | 40 |



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

60



假設底部土壤可能液化深度

| | 最大位移量 (cm) | X方向 最大位移量 (cm) | Y方向 最大位移量 (cm) |
|--|---------------|----------------------|----------------------|
| 底部土壤 C=0.05 $\phi=33^\circ$ (6m液化深度) | 31 | 20 | 20 |
| 底部土壤 C=0.05 $\phi=33^\circ$ (10m液化深度) | 29 | 20 | 15 |
| 底部土壤 C=0 $\phi=33^\circ$ (6m液化深度) | 79 | 50 | 50 |
| 底部土壤 C=0 $\phi=33^\circ$ (10m液化深度) | 104 | 80 | 60 |

61



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



台中港1~4A碼頭後續模擬分析

- 針對台中港1~4A與4號沉箱式碼頭
- 底部土壤之材料參數以C=0， $\phi=33^\circ$ 來進行分析與探討
- 假設底部土壤無液化可能

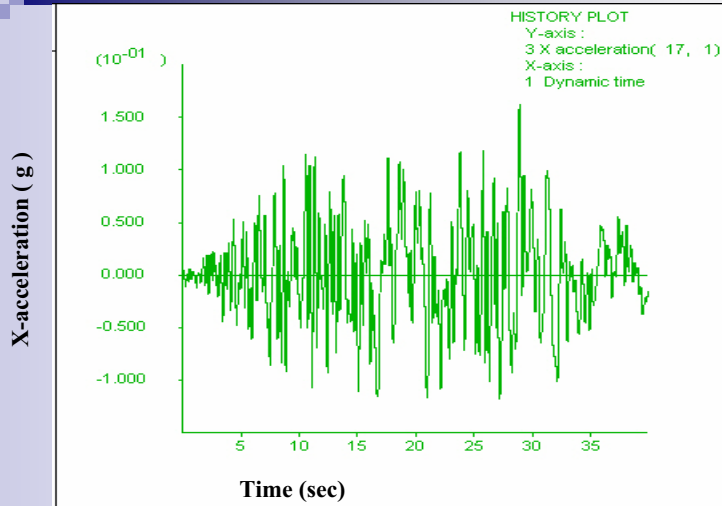
62



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



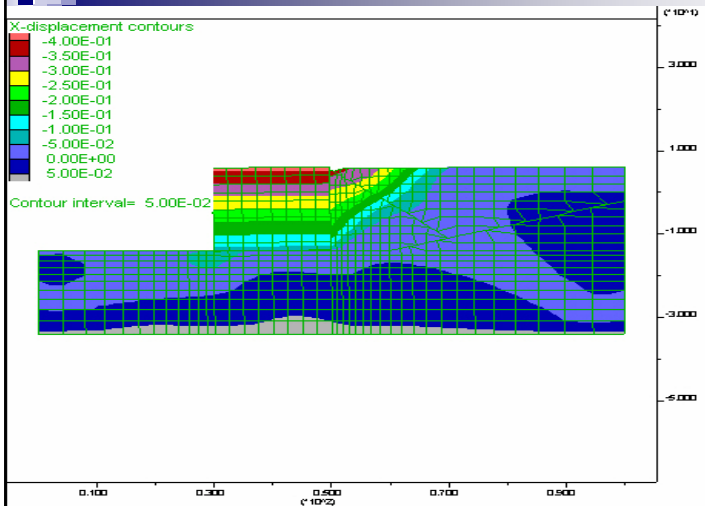
台中港1~4A碼頭後續模擬分析



在底部量到之X方向加速度之歷時曲線圖



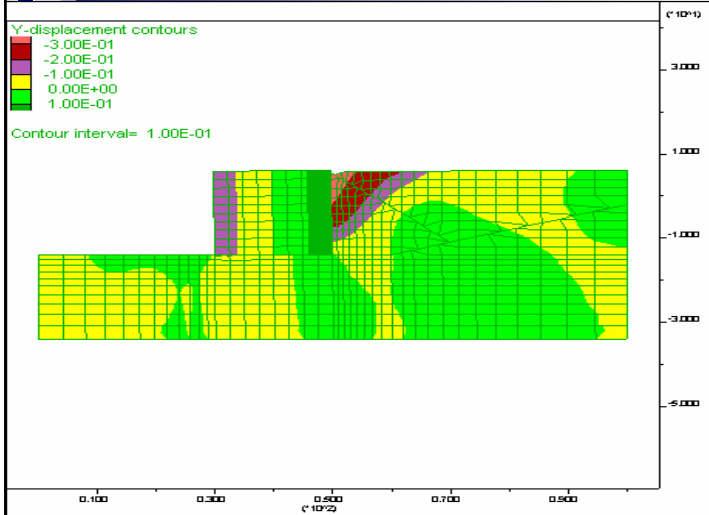
台中港1~4A碼頭後續模擬分析(3/20)



如圖所示台中港1~4A碼頭後續模擬分析X方向之最大位移量為40公分。

圖33 台中港1~4A碼頭後續模擬分析X方向位移量之變位圖

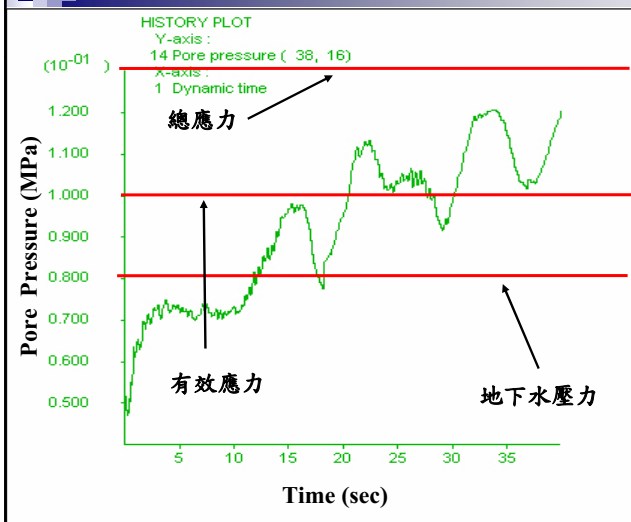
台中港1~4A碼頭後續模擬分析(4/20)



如圖所示台中港1~4A碼頭後續模擬分析Y方向之最大位移量為30公分。

圖34 台中港1~4A碼頭後續模擬分析Y方向位移量之變位圖

台中港1~4A碼頭後續模擬分析(14/20)



- 背填土中孔隙水壓之歷時曲線圖
- 現地總應力為0.18Mpa；現地水壓為0.08Mpa；有效應力為0.1Mpa。

3-2 棧橋式碼頭耐震能力評估

- **耐震能力評估:**
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。
- **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為目前設計理念，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可區分為彈性及非彈性分析方法。

67



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

棧橋式碼頭受震破壞機制

- 棧橋式碼頭結構物之反應受結構土壤互制效應之影響甚劇，典型之破壞模式包括：
 - 因慣性力造成橋面版之變形
 - 作用於擋土牆之水平力造成之變形
 - 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。
 - 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。

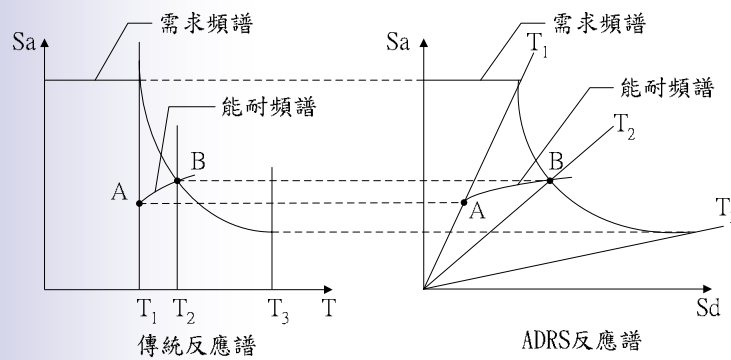
68



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

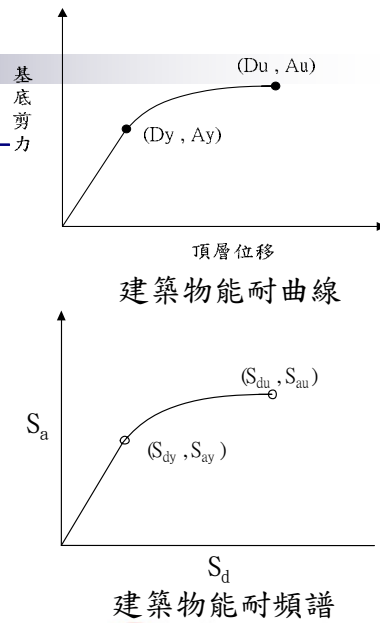
- 彈性分析方法
 - 等值靜力法
 - 動力分析法
- 非彈性分析方法
 - 非線性動力分析法
 - 簡化之非線性靜力分析法 (Simplified nonlinear static analysis procedure)

ATC-40 之能耐頻譜法 (Capacity spectrum method)



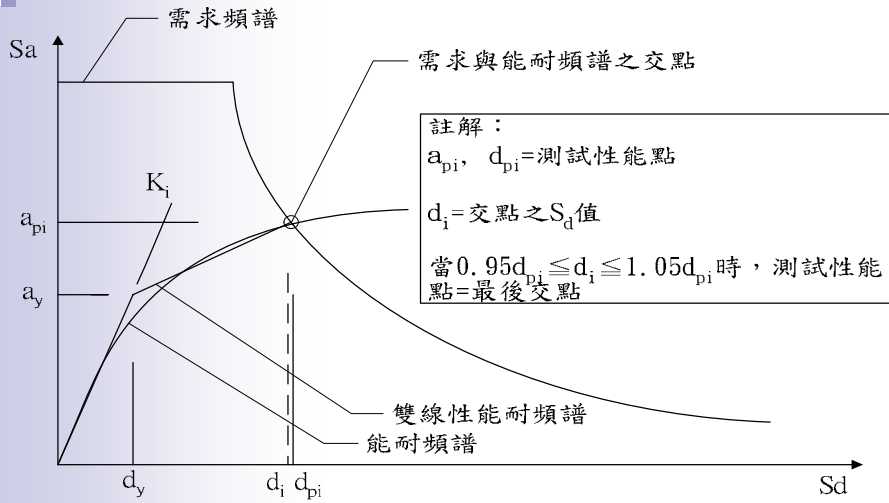
將能耐頻譜置於傳統與ADRS反應譜上之示意圖

- 為了配合需求頻譜為加速度-位移反應譜(Acceleration-displacement response spectrum, 簡稱ADRS)格式, 將基底剪力轉化為單自由度系統之頻譜加速度, 頂層位移則轉化為單自由度系統之頻譜位移, 易言之, 將能耐曲線轉化成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。

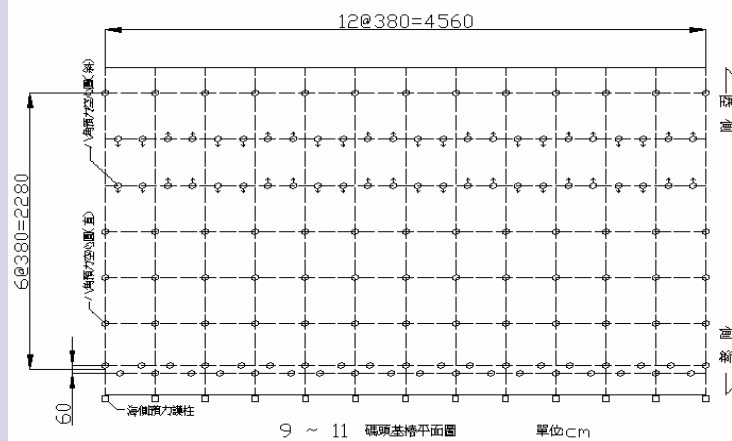


- 非線性靜力分析法
影響結構系統之整體耐震能力主要因素為其各桿件之強度與變形能力, 其決定系統對應非彈性變形之耐震能力, 必須進行像是側推分析之非線性分析, 以**SAP2000**來進行模擬分析。

於容許誤差下需求與能耐頻譜之交點



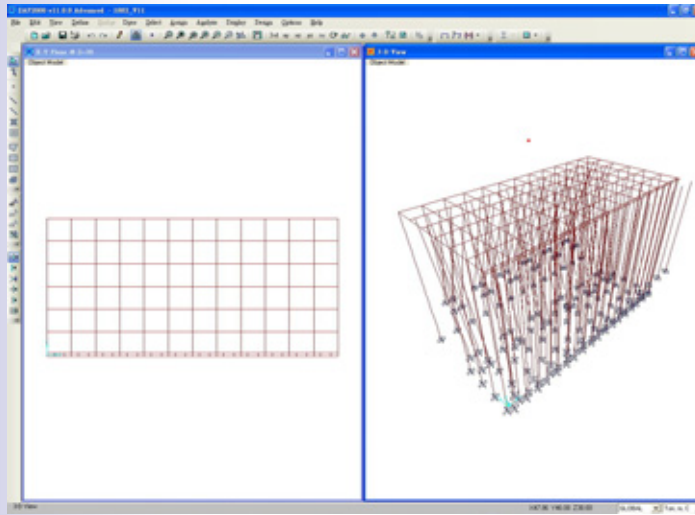
9 ~ 11 號碼頭



9 ~ 11號碼頭46.5m單元標準基樁平面配置圖



9 ~ 11 原始模型



原始模型

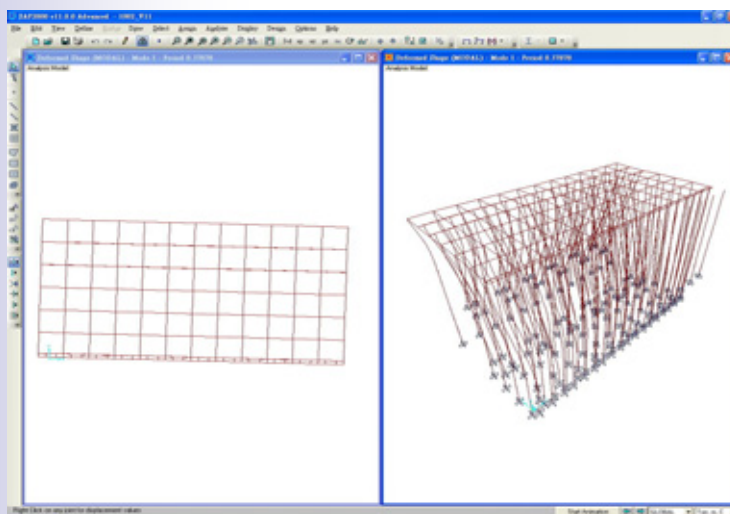


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

75



第一振態 振態周期為0.379sec

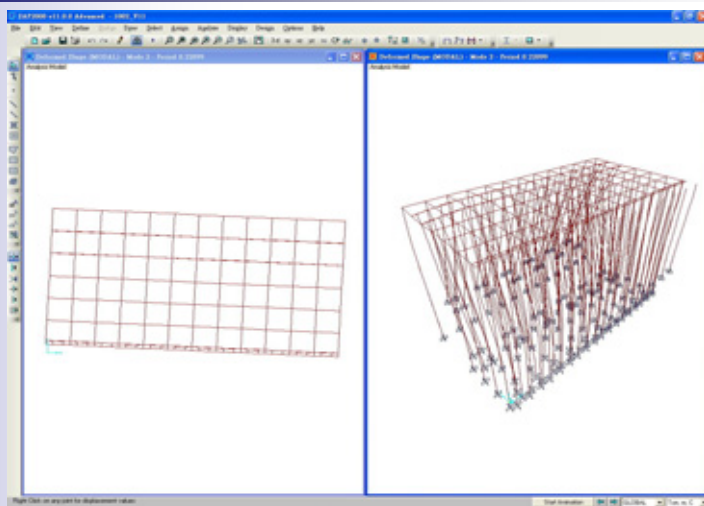


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

76



第二振態 振態周期為0.221sec



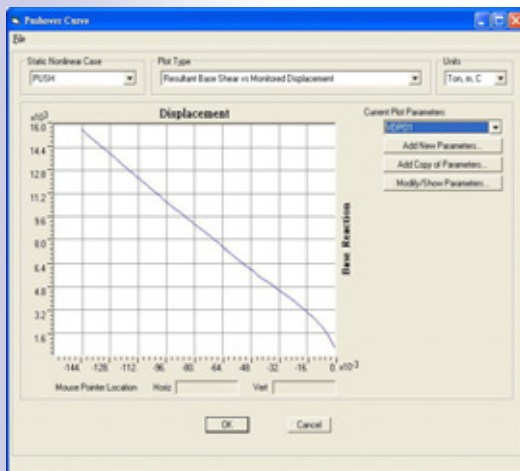
77



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



能耐頻譜曲線



■ 極限側向強度
=15730 T

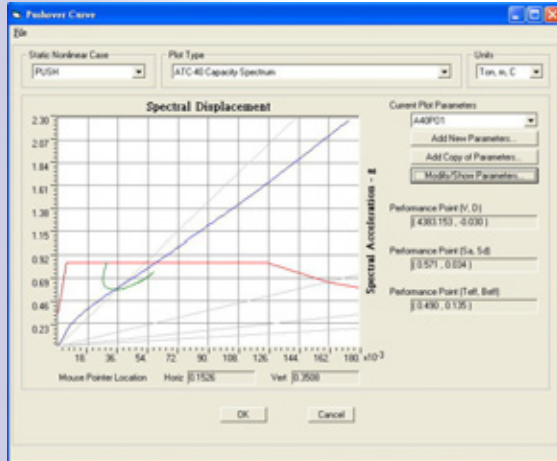
78



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



475年回歸期需求頻譜



- 結構系統遲滯阻尼=5 %
- 降伏位移=1.8 cm
- Sd=3.4 cm
- Sa=0.571 g

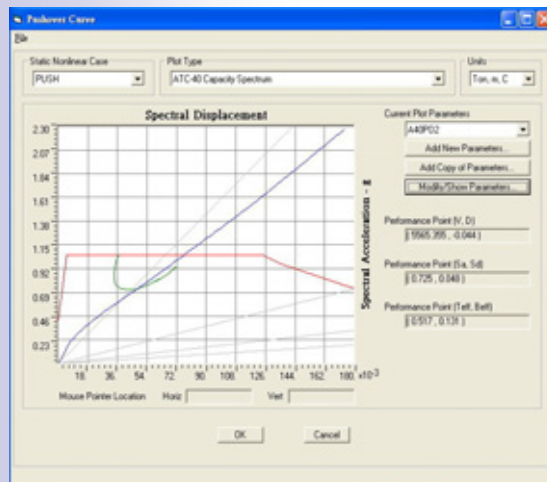


國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

79



2500年回歸期需求頻譜



- 結構系統遲滯阻尼=5 %
- Sd=4.8 cm
- Sa=0.725 g



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

80



港灣構造物易損性分析與災害境況模擬

4



港灣構造物之災害境況模擬

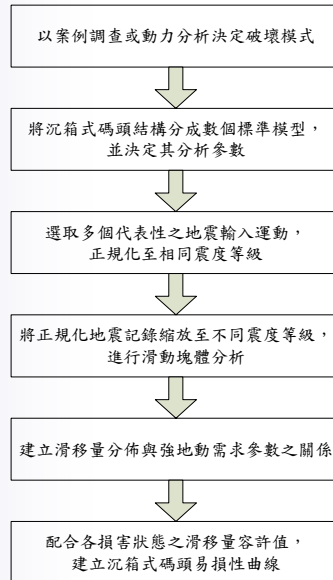
■ 目的

- 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。
- 以台中港區為對象進行初步災損評估分析。

■ 主要工作項目：

- 港灣構造物易損性分析
- 基本資料庫建置
- 結構損害評估模式建立
- 經濟損失評估模式建立

沉箱式碼頭易損性曲線建立流程



83

台中港沉箱式碼頭

■ 沉箱式碼頭分區

- 北碼頭區：#1~4A
- 中突堤區：#23~25
- 西碼頭區：W1

■ 易損性分析代表性碼頭

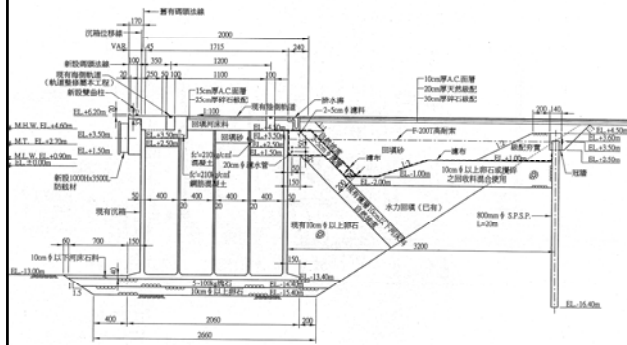
- 考量震後修復型式、碼頭區域性以及功能性，針對以下碼頭進行分析
 - #1~3
 - #4
 - #23~24
 - W1

| 碼頭編號 | 設計幾何參數 | 設計水深 | 碼頭功能用途 |
|------|------------|------|--------|
| 1 | 長250m×寬20m | 13m | 穀類 |
| 2 | 長250m×寬20m | 13m | 油品 |
| 3 | 長250m×寬20m | 13m | 穀類 |
| 4 | 長200m×寬20m | 11m | 液體 |
| 4A | 長185m×寬20m | 9m | 水泥 |
| 23 | 長360m×寬20m | 10m | 雜貨 |
| 24 | 長360m×寬20m | 10m | 雜貨 |
| 25 | 長400m×寬20m | 11m | 雜貨 |
| W1 | 長250m×寬25m | 13m | 管道 |

84



#1~3碼頭分析剖面

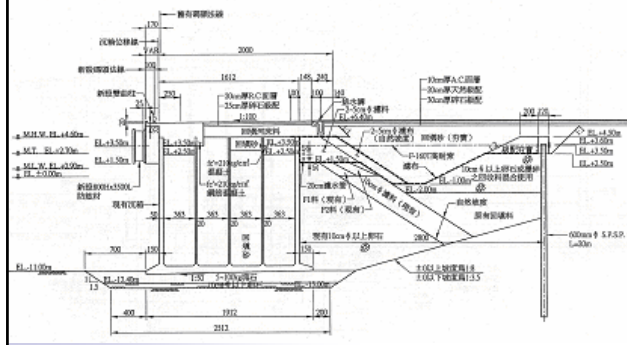


| | |
|--------------------------------------|-------|
| 沉箱高度H(m) | 19.2 |
| 沉箱長度L(m) | 17.6 |
| 海側平均水面高度h2(m) | 15.7 |
| 殘留水位(m) | 1.23 |
| 陸側水面高度h1(m) | 16.93 |
| 海水單位重 r_w (t/m ³) | 1.03 |
| 沉箱總單位重 r_{st} (t/m ³) | 2 |
| 沉箱底部摩擦係數 μ | 0.6 |
| 水位上背填土單位重 r (t/m ³) | 1.8 |
| 水位下背填土有效單位重 r' (t/m ³) | 1 |
| 牆面與垂直面夾角 Ψ (deg) | 0 |
| 背填土內摩擦角 ϕ (deg) | 35 |
| 高耐索設計拉力強度T (ton) | 100 |
| 高耐索設計間距 (m) | 2.1 |
| 高耐索設計長度 (m) | 32 |

85



#4碼頭分析剖面

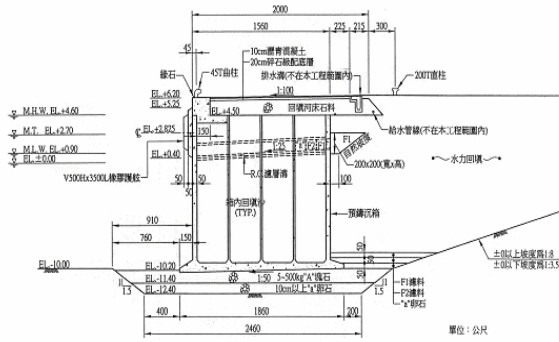


| | |
|--------------------------------------|-------|
| 沉箱高度H(m) | 17.4 |
| 沉箱長度L(m) | 16.12 |
| 海側平均水面高度h2(m) | 13.7 |
| 殘留水位(m) | 1.23 |
| 陸側水面高度h1(m) | 14.93 |
| 海水單位重 r_w (t/m ³) | 1.03 |
| 沉箱總單位重 r_{st} (t/m ³) | 2 |
| 沉箱底部摩擦係數 μ | 0.6 |
| 水位上背填土單位重 r (t/m ³) | 1.8 |
| 水位下背填土有效單位重 r' (t/m ³) | 1 |
| 牆面與垂直面夾角 Ψ (deg) | 0 |
| 背填土內摩擦角 ϕ (deg) | 35 |
| 高耐索設計拉力強度T (ton) | 82 |
| 高耐索設計間距 (m) | 1.915 |
| 高耐索設計長度 (m) | 28 |

86



#23~24碼頭分析剖面

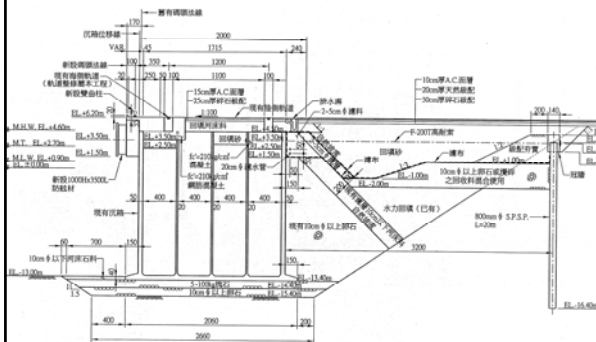


| | |
|------------------------------|-------|
| 沉箱高度H (m) | 16.2 |
| 沉箱長度L (m) | 15.6 |
| 海側平均水面高度h2(m) | 12.9 |
| 殘留水位(m) | 1.23 |
| 陸側水面高度h1(m) | 14.13 |
| 海水單位重 r_w (t/m^3) | 1.03 |
| 沉箱總單位重 r_{st} (t/m^3) | 2 |
| 沉箱底部摩擦係數 μ | 0.6 |
| 水位上背填土單位重 r (t/m^3) | 1.8 |
| 水位下背填土有效單位重 r' (t/m^3) | 1 |
| 牆面與垂直面夾角 Ψ (deg) | 0 |
| 背填土內摩擦角 ϕ (deg) | 35 |

87



西1碼頭分析剖面



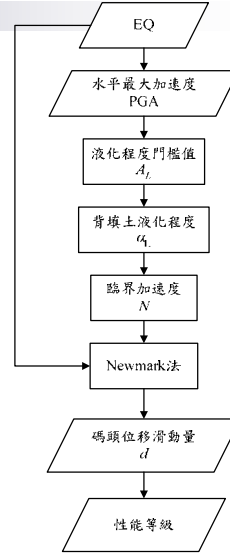
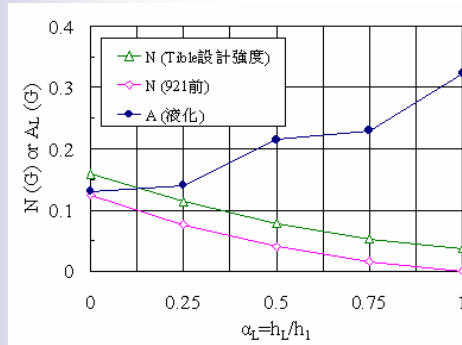
| | |
|------------------------------|-------|
| 沉箱高度H (m) | 17.8 |
| 沉箱長度L (m) | 17.6 |
| 海側平均水面高度h2(m) | 15.7 |
| 殘留水位(m) | 1.23 |
| 陸側水面高度h1(m) | 16.93 |
| 海水單位重 r_w (t/m^3) | 1.03 |
| 沉箱總單位重 r_{st} (t/m^3) | 2 |
| 沉箱底部摩擦係數 μ | 0.6 |
| 水位上背填土單位重 r (t/m^3) | 1.8 |
| 水位下背填土有效單位重 r' (t/m^3) | 1 |
| 牆面與垂直面夾角 Ψ (deg) | 0 |
| 背填土內摩擦角 ϕ (deg) | 35 |

88

碼頭易損性分析模式

■ 滑動塊體分析

- 沉箱滑移量
- 考慮背填土液化之影響
- 考慮修復後支撐系統之影響



滑動塊體分析法(Newmark, 1965)

■ 基本假設

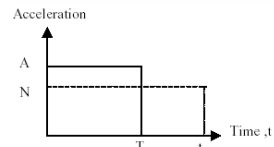
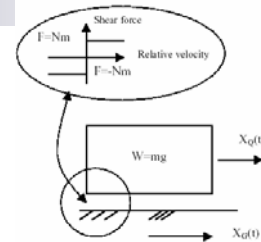
- 塊體為剛性
- 滑動面力學行為符合剛塑性模式
- 塊體運動狀態與滑動面抗剪力有關

■ 極限抗剪力 Nm 與臨界加速度 N

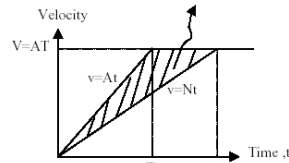
- 塊體慣性力 $> Nm$ → 滑動
- 滑動期間塊體以等加速度 N 運動
- 塊體與地盤相對速度為零 → 滑動停止

■ 塊體滑移量

- 地表對塊體之相對速度積分一次



$$(V^2/2N) (1-N/A) = (V^2/2A) (A/N-1) = (AT^2/2) (A/N-1)$$





地震樣本

TCU059

10 evens, 20 cases

| No. | ORIGIN TIME (UT) | PGA (gal) | | | DEPTH (km) | LOCAL MAG.(ML) | LOCATION | |
|-----|---------------------|-----------|--------|--------|---------------|-------------------|----------|----------|
| | | V | NS | EW | | | Lon. (E) | Lat. (N) |
| 1 | 1999/09/20/18/03 | 14.06 | 53.84 | 50.72 | 9.75 | 6.6 | 120.861 | 23.797 |
| 2 | 1999/09/20/18/11 | 26.86 | 67.76 | 107.24 | 17.78 | 5.13 | 121.001 | 23.95 |
| 3 | 1999/09/20/17/57 | 23.14 | 72.02 | 72.8 | 7.68 | 6.44 | 121.044 | 23.912 |
| 4 | 1999/09/25/23/52 | 21.6 | 76.68 | 76.2 | 12.06 | 6.8 | 121.002 | 23.854 |
| 5 | 1999/09/20/18/05 | 24.22 | 82.36 | 122.38 | 13.04 | 5.24 | 120.766 | 23.951 |
| 6 | 1999/09/22/00/49 | 10.64 | 93.96 | 91.76 | 17.38 | 6.2 | 121.031 | 23.765 |
| 7 | 1999/09/22/00/14 | 25.12 | 136.62 | 155.7 | 15.59 | 6.8 | 121.047 | 23.826 |
| 8 | 1999/09/20/18/16 | 44.26 | 140.38 | 126.62 | 12.53 | 6.66 | 121.041 | 23.861 |
| 9 | 1999/09/20/17/47 | 64.48 | 161.92 | 156.66 | 8.00 | 7.3 | 120.816 | 23.852 |
| 10 | 2000/06/10/18/23 | 26.68 | 132.78 | 90.56 | 16.21 | 6.7 | 121.109 | 23.901 |

91



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



沉箱式碼頭損害等級容許值

國際航海協會重力式碼頭性能等級 (定量) (PIANC, 2001)

| 損壞等級(性能等級) | | 等級 I | 等級 II | 等級 III | 等級 IV |
|------------|------------|------------|--------|--------|-------|
| 壁體 | 正規化水平位移d/H | <1.5% | 1.5~5% | 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° | — | — | — |

92



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



沉箱式碼頭損害等級之機率分析

台中港23~24號碼頭之各地震群組分析結果

| PGA (g) | 0.176 | 0.19 | 0.215 | 0.23 | 0.27 | 0.323 | 0.34 | 0.37 | 0.54 |
|--------------|--------------|------|-------|------|------|-------|------|------|------|
| 滑移量分佈 | <0.243m | 20 | 17 | 11 | 5 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | 0.243m~0.81m | 0 | 3 | 7 | 7 | 8 | 2 | 1 | 0 |
| | 0.81m~1.62m | 0 | 0 | 2 | 6 | 5 | 6 | 6 | 5 |
| | >1.62m | 0 | 0 | 0 | 2 | 7 | 12 | 13 | 15 |
| 性能等級 機率分佈 | <0.243m | 100% | 85% | 55% | 25% | 0% | 0% | 0% | 0% |
| | 0.243m~0.81m | 0% | 15% | 35% | 35% | 40% | 10% | 5% | 0% |
| | 0.81m~1.62m | 0% | 0% | 10% | 30% | 25% | 30% | 25% | 0% |
| | >1.62m | 0% | 0% | 0% | 10% | 35% | 60% | 65% | 100% |

台中港西1號碼頭之各地震群組分析結果

| PGA (g) | 0.14 | 0.18 | 0.215 | 0.23 | 0.323 | 0.4 | 0.5 |
|--------------|--------------|------|-------|------|-------|-----|-----|
| 滑移量分佈 | <0.29m | 20 | 17 | 11 | 4 | 0 | 0 |
| | 0.29m~0.965m | 0 | 3 | 7 | 8 | 4 | 1 |
| | 0.965m~1.93m | 0 | 0 | 2 | 6 | 5 | 7 |
| | >1.93m | 0 | 0 | 0 | 2 | 11 | 12 |
| 性能等級 機率分佈 | <0.29m | 100% | 85% | 55% | 25% | 0% | 0% |
| | 0.29m~0.965m | 0% | 15% | 35% | 35% | 20% | 5% |
| | 0.965m~1.93m | 0% | 0% | 10% | 30% | 25% | 35% |
| | >1.93m | 0% | 0% | 0% | 10% | 55% | 60% |

台中港1-3號碼頭之各地震群組分析結果

| PGA (g) | 0.14 | 0.18 | 0.215 | 0.23 | 0.323 | 0.4 | 0.5 |
|--------------|--------------|------|-------|------|-------|-----|-----|
| 滑移量分佈 | <0.288m | 20 | 17 | 13 | 5 | 0 | 0 |
| | 0.288m~0.96m | 0 | 3 | 6 | 11 | 11 | 7 |
| | 0.96m~1.92m | 0 | 0 | 1 | 3 | 5 | 6 |
| | >1.92m | 0 | 0 | 0 | 1 | 4 | 7 |
| 性能等級 機率分佈 | <0.288m | 100% | 85% | 65% | 25% | 0% | 0% |
| | 0.288m~0.96m | 0% | 15% | 30% | 55% | 55% | 35% |
| | 0.96m~1.92m | 0% | 0% | 5% | 15% | 25% | 30% |
| | >1.92m | 0% | 0% | 0% | 5% | 20% | 35% |

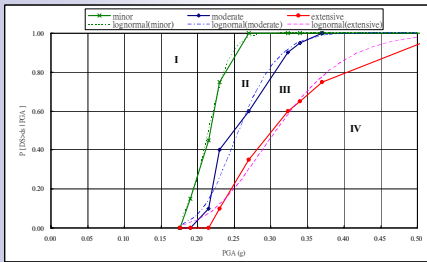
台中港4號碼頭之各地震群組分析結果

| PGA (g) | 0.14 | 0.215 | 0.217 | 0.23 | 0.323 | 0.4 | 0.5 |
|--------------|--------------|-------|-------|------|-------|-----|-----|
| 滑移量分佈 | <0.288m | 20 | 16 | 16 | 10 | 0 | 0 |
| | 0.288m~0.96m | 0 | 4 | 3 | 7 | 11 | 7 |
| | 0.96m~1.92m | 0 | 0 | 1 | 2 | 5 | 6 |
| | >1.92m | 0 | 0 | 0 | 1 | 4 | 7 |
| 性能等級 機率分佈 | <0.288m | 100% | 80% | 80% | 50% | 0% | 0% |
| | 0.288m~0.96m | 0% | 20% | 15% | 35% | 55% | 20% |
| | 0.96m~1.92m | 0% | 0% | 5% | 10% | 25% | 30% |
| | >1.92m | 0% | 0% | 0% | 5% | 20% | 35% |

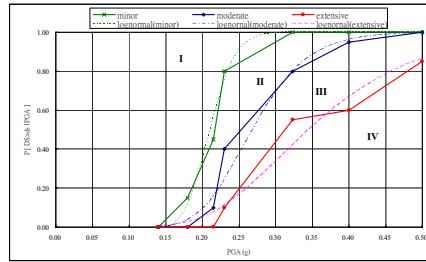


沉箱式碼頭之易損曲線

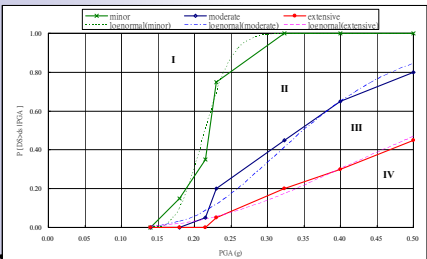
台中港23~24A號碼頭之易損曲線



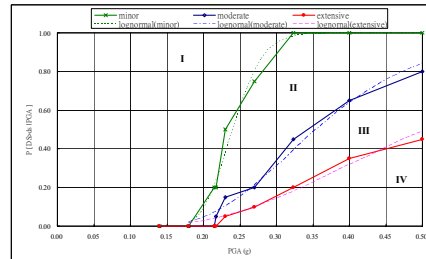
台中港西1號碼頭之易損曲線



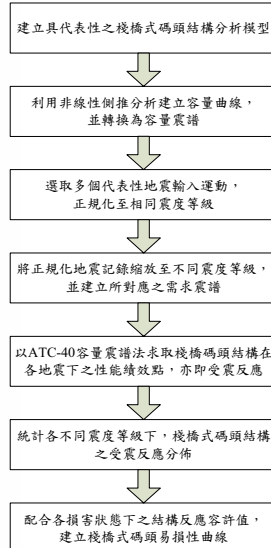
台中港1-3號碼頭之易損曲線



台中港4號碼頭之易損曲線



棧橋式碼頭易損性分析流程



95

台中港棧橋式碼頭

■ 棧橋式碼頭分類

- 北突堤區：八角中空預力樁(直樁)
- 北突堤區：八角中空預力樁(含斜樁)
- 西碼頭區：鋼管樁(含斜樁)

■ 易損性分析代表性碼頭

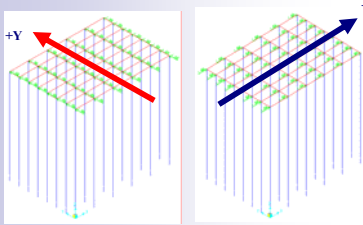
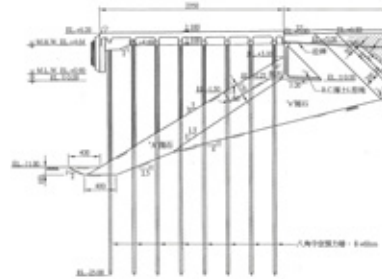
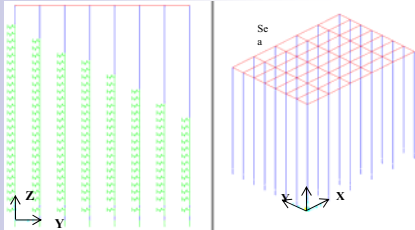
- 考量碼頭區域性、樁基礎型式以及功能性，針對以下碼頭進行分析
 - #5~8
 - #9-11
 - 西3-西4

96

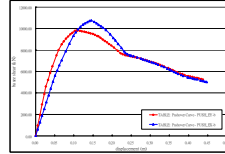


棧橋式碼頭側推分析

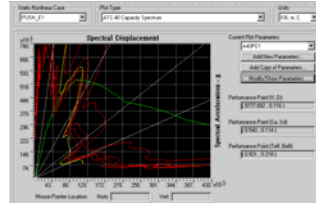
分析模型示意圖(直棧橋橋式) 標準斷面



容量曲線



性能點



97



棧橋式碼頭損害等級容許值

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 | 岸角與後線陸地 沉陷量 | < 0.1-0.3m | — | — |
| | 朝海側傾斜角 | < 2-3° | — | — |
| 最大反應 | 基樁 | 保持彈性 | 控制彈性 | 超過等級 III 之要求，但至少 在剪力破壞發生前須 先彎矩破壞 |

台中港5-8A號碼頭之損壞狀態容許值(向海側)

| 性能等級 | 位移 (m) | 損壞狀態 |
|----------|--------|-----------------|
| 降伏(B) | 0.032 | 輕微損壞(minor) |
| 立即使用(IO) | 0.044 | 中度損壞(moderate) |
| 預防崩塌(CP) | 0.102 | 嚴重損壞(extensive) |
| 完全損壞(C) | 0.198 | 完全損壞(complete) |

台中港9-11號碼頭之損壞狀態容許值(向海側)

| 性能等級 | 位移 (m) | 損壞狀態 |
|----------|--------|-----------------|
| 降伏(B) | 0.045 | 輕微損壞(minor) |
| 立即使用(IO) | 0.057 | 中度損壞(moderate) |
| 預防崩塌(CP) | 0.103 | 嚴重損壞(extensive) |
| 完全損壞(C) | 0.140 | 完全損壞(complete) |

台中港西3-西4號碼頭之損壞狀態容許值(向海側)

| 性能等級 | 位移 (m) | 損壞狀態 |
|----------|--------|-----------------|
| 降伏(B) | 0.013 | 輕微損壞(minor) |
| 立即使用(IO) | 0.103 | 中度損壞(moderate) |
| 預防崩塌(CP) | 0.395 | 嚴重損壞(extensive) |
| 完全損壞(C) | 0.482 | 完全損壞(complete) |

98



棧橋式碼頭損害等級之機率分析

台中港5-8A號碼頭之各地震群組分析結果(向海側)

| PGA (g) | | 0.06 | 0.08 | 0.11 | 0.15 | 0.20 | 0.27 | 0.37 | 0.50 |
|-------------------|----------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| amount | < minor | 20 | 20 | 20 | 17 | 9 | 3 | 1 | 0 |
| | minor - moderate | 0 | 0 | 0 | 3 | 8 | 8 | 3 | 1 |
| | moderate - extensive | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | 9 | 12 | 8 |
| | extensive - complete | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | 7 |
| | > complete | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 4 |
| P (Ds = ds PGA) | < minor | 100% | 100% | 100% | 85% | 45% | 15% | 5% | 0% |
| | minor - moderate | 0% | 0% | 0% | 15% | 40% | 40% | 15% | 5% |
| | moderate - extensive | 0% | 0% | 0% | 0% | 15% | 45% | 60% | 40% |
| | extensive - complete | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 15% | 35% |
| P (Ds > ds PGA) | minor | 0% | 0% | 0% | 15% | 55% | 85% | 95% | 100% |
| | moderate | 0% | 0% | 0% | 0% | 15% | 45% | 80% | 95% |
| | extensive | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 20% | 55% |
| | complete | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 5% | 20% |

台中港9-11號碼頭之各地震群組分析結果(向海側)

| PGA (g) | | 0.11 | 0.20 | 0.27 | 0.37 | 0.40 | 0.50 | 0.60 | 0.70 |
|-------------------|----------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| amount | < minor | 20 | 20 | 19 | 11 | 5 | 0 | 0 | 0 |
| | minor - moderate | 0 | 0 | 1 | 7 | 13 | 11 | 3 | 0 |
| | moderate - extensive | 0 | 0 | 0 | 2 | 1 | 8 | 16 | 18 |
| | extensive - complete | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 1 | 2 |
| | > complete | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| P (Ds = ds PGA) | < minor | 100% | 100% | 95% | 55% | 25% | 0% | 0% | 0% |
| | minor - moderate | 0% | 0% | 5% | 35% | 65% | 55% | 15% | 0% |
| | moderate - extensive | 0% | 0% | 0% | 10% | 5% | 40% | 80% | 90% |
| | extensive - complete | 0% | 0% | 0% | 0% | 5% | 5% | 5% | 10% |
| P (Ds > ds PGA) | minor | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 5% | 10% |
| | moderate | 0% | 0% | 5% | 45% | 75% | 100% | 100% | 100% |
| | extensive | 0% | 0% | 0% | 0% | 10% | 45% | 85% | 100% |
| | complete | 0% | 0% | 0% | 0% | 5% | 5% | 5% | 10% |

台中港西3-西4號碼頭之各地震群組分析結果(向海側)

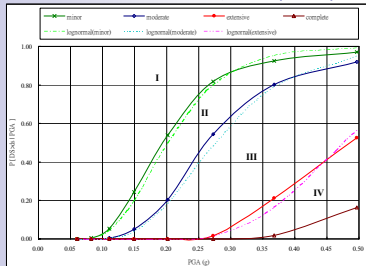
| PGA (g) | | 0.50 | 0.95 | 1.10 | 1.20 | 1.40 | 1.60 | 1.80 | 2.00 |
|-------------------|----------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| amount | < minor | 20 | 19 | 16 | 14 | 8 | 5 | 4 | 1 |
| | minor - moderate | 0 | 1 | 4 | 6 | 12 | 15 | 16 | 19 |
| | moderate - extensive | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | extensive - complete | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | > complete | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| P (Ds = ds PGA) | < minor | 100% | 95% | 80% | 70% | 40% | 25% | 20% | 5% |
| | minor - moderate | 0% | 5% | 20% | 30% | 60% | 75% | 80% | 95% |
| | moderate - extensive | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% |
| | extensive - complete | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% |
| P (Ds > ds PGA) | minor | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% |
| | moderate | 0% | 5% | 20% | 30% | 60% | 75% | 80% | 95% |
| | extensive | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% |
| | complete | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% | 0% |

99

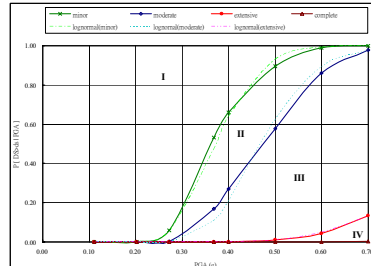


棧橋式碼頭之易損曲線

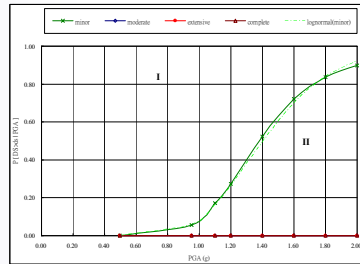
台中港5-8A號碼頭之易損曲線(向海側)



台中港9-11號碼頭之易損曲線(向海側)



台中港西3-西4號碼頭之易損曲線(向海側)



100

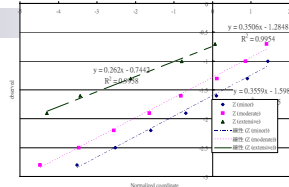




棧橋式碼頭易損曲線本土化參數

假設：對數常態分布函數累積機率函數

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



台中港沉箱式碼頭易損曲線參數 (向海側)

| 損壞等級 | 1-3號 | | 4號 | | 23-24 | |
|------------------------|-------------|-----------|-------------|-----------|-------------|-----------|
| | Median(PGA) | Deviation | Median(PGA) | Deviation | Median(PGA) | Deviation |
| Minor | 0.214 | 0.136 | 0.244 | 0.163 | 0.215 | 0.112 |
| Moderate | 0.349 | 0.353 | 0.377 | 0.364 | 0.257 | 0.168 |
| Extensive/ Complete | 0.521 | 0.510 | 0.542 | 0.481 | 0.308 | 0.243 |

台中港棧橋式碼頭易損曲線參數 (向海側)

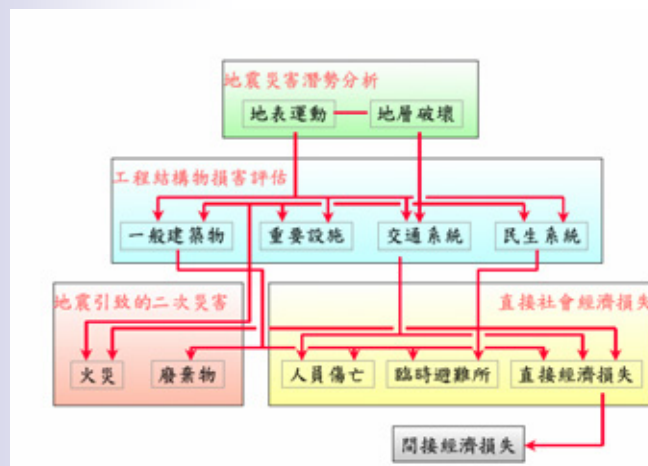
| 損壞等級 | 5-8A號 | | 9-11號 | | 西3-西4 | |
|-----------|--------------|-----------|--------------|-----------|--------------|-----------|
| | Median (PGA) | Deviation | Median (PGA) | Deviation | Median (PGA) | Deviation |
| Minor | 0.202 | 0.202 | 0.373 | 0.199 | 1.405 | 0.249 |
| Moderate | 0.277 | 0.277 | 0.470 | 0.198 | - | - |
| Extensive | 0.475 | 0.475 | 0.961 | 0.281 | - | - |
| Complete | - | - | - | - | - | - |



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



TELES 分析架構



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



基本資料建置

- 分析所需基本資料
 - 鑽孔資料
 - 港灣設施基本資料
 - 易損曲線參數 (Fragility curves)
 - PGA相關
 - PGD相關
 - 損失比參數 (Damage ratio)
 - 修復時間曲線 (Restoration curves)

103



國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering



鑽孔資料之應用

- 決定評估地點之耐震地盤種類
- 決定評估地點之液化敏感類別
 - TELES將液化敏感度分成：「極高(6)、高(5)、中(4)、低(3)、極低(2)、無(1)」等六個等級。
 - 分類標準係根據在地震規模7.5、地下水位1.5公尺的條件下，液化潛能指數 P_L 值超過15時的PGA值大小來分類。
 - 根據液化敏感類別，可計算發生液化之條件機率及可能引起沈陷量。

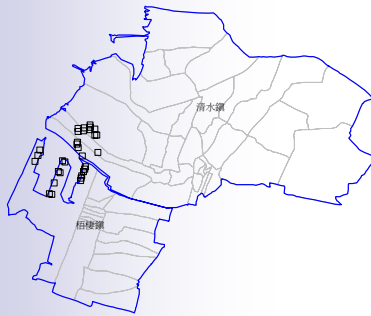
104



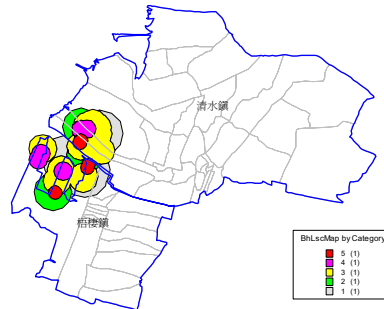
國家地震工程研究中心
National Center for Research on Earthquake Engineering

台中港區液化敏感類別評估

台中港區鑽孔分佈圖



台中港區地盤液化敏感類別圖



105

港區各項設施基本資料

■ 港灣設施種類

- **Waterfront structures**
 - Geographic location of port (longitude and latitude)
 - PGA & PGD
 - Classification
- **Cranes/Cargo Handling Equipment**
 - Geographic location of port (longitude and latitude)
 - PGA and PGD
 - Classification (i.e. stationary or rail mounted)
- **Fuel Facilities**
 - Geographic location of port (longitude and latitude)
 - PGA & PGD
 - Classification
- **Warehouses**
 - Geographical location of warehouse [longitude and latitude]
 - PGA and PGD
 - Classification (i.e. building type)

106

港灣設施分類 (參考Hazus 99)

Table 3.10: Port and Harbor System Classification

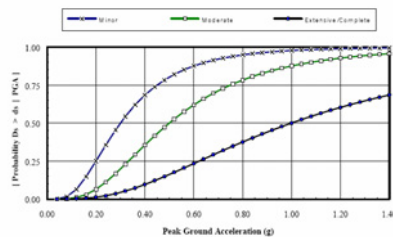
| Label | Description |
|--|---|
| Waterfront Structures | |
| PWS1 | Waterfront Structures |
| Cranes/Cargo Handling Equipment | |
| PEQ1 | Stationary Port Handling Equipment |
| PEQ2 | Rail Mounted Port Handling Equipment |
| Warehouses | |
| PWH1L | Port Warehouses, Reinforced Concrete Shear Walls (C2L) |
| PWH2L | Port Warehouses, Braced Steel Frame (S2L) |
| PWH3L | Port Warehouses, Moment Resisting Steel Frame (S1L) |
| PWH4L | Port Warehouses, Steel Frame & URM (S5L) |
| PWH5L | Port Warehouses, Precast Concrete Tilt-Up (PC1) |
| PWH6L | Port Warehouses, Reinforced Concrete Frame & URM (C3L) |
| PWH7L | Port Warehouses, Wood (W1) |
| PWH1M | Port Warehouses, Reinforced Concrete Shear Walls (C2L) |
| PWH2M | Port Warehouses, Braced Steel Frame (S2L) |
| PWH3M | Port Warehouses, Moment Resisting Steel Frame (S1L) |
| PWH4M | Port Warehouses, Steel Frame & URM (S5L) |
| PWH5M | Port Warehouses, Precast Concrete Tilt-Up (PC1) |
| PWH6M | Port Warehouses, Reinforced Concrete Frame & URM (C3L) |
| PWH7M | Port Warehouses, Wood (W1) |
| PWH1H | Port Warehouses, Reinforced Concrete Shear Walls (C2L) |
| PWH2H | Port Warehouses, Braced Steel Frame (S2L) |
| PWH3H | Port Warehouses, Moment Resisting Steel Frame (S1L) |
| PWH4H | Port Warehouses, Steel Frame & URM (S5L) |
| PWH5H | Port Warehouses, Precast Concrete Tilt-Up (PC1) |
| PWH6H | Port Warehouses, Reinforced Concrete Frame & URM (C3L) |
| PWH7H | Port Warehouses, Wood (W1) |
| Fuel Facility | |
| PFF1 | Port Fuel Facility w/ Anchored Tanks, w/ Back-Up (BU) Power |
| PFF2 | Port Fuel Facility w/ Anchored Tanks, w/o BU Power |
| PFF3 | Port Fuel Facility w/ Unanchored Tanks, w/ BU Power |
| PFF4 | Port Fuel Facility w/ Unanchored Tanks, w/o BU Power |
| PFF5 | Port Fuel Facility w/ Buried Tanks |

H = high, M = moderate, L = low seismic design level.

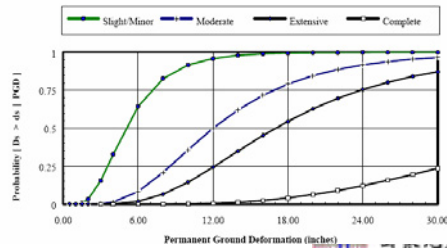
易損曲線

■ 定義結構物處於某損害狀態之機率

□ PGA相關



□ PGD相關



損失比參數

- 損失比：各損害狀態下結構物修復成本與重建成本之比值

Hazus 99 預設各損害狀態損失比

Table 15.22: Damage Ratios for Port System Components

| Classification | Damage State | Best Estimate Damage Ratio | Range of Damage Ratios |
|---------------------------------|--------------------|----------------------------|------------------------|
| Waterfront Structures | slight | 0.10 | 0.01 to 0.15 |
| | moderate | 0.40 | 0.15 to 0.4 |
| | extensive | 0.80 | 0.4 to 0.8 |
| | complete | 1.00 | 0.8 to 1.0 |
| Cranes/Cargo Handling Equipment | slight | 0.05 | 0.01 to 0.15 |
| | moderate | 0.25 | 0.15 to 0.4 |
| | extensive/complete | 0.75 | 0.4 to 1.0 |
| | | | |
| Warehouses | slight | 0.10 | 0.01 to 0.15 |
| | moderate | 0.40 | 0.15 to 0.4 |
| | extensive | 0.80 | 0.4 to 0.8 |
| | complete | 1.00 | 0.8 to 1.0 |
| Fuel Facilities | slight | 0.16 | 0.01 to 0.15 |
| | moderate | 0.39 | 0.15 to 0.4 |
| | extensive | 0.8 | 0.4 to 0.8 |
| | complete | 1.00 | 0.8 to 1.0 |

修復時間曲線 (Restoration curves)

- 定義各損害狀態結構物所需之修復時間
 - fuel facilities 與 warehouses 對港灣營運影響較小
 - 僅考量 waterfront structures 與 crane/cargo handling equipment

Table 7.14.a Restoration Functions for Port Sub-Components

| Restoration Functions (All Normal Distributions) | | | |
|--|--------------|-------------|----------|
| Classification | Damage State | Mean (Days) | σ |
| Buildings, Waterfront Structures | slight/minor | 0.6 | 0.2 |
| | moderate | 3.5 | 3.5 |
| | extensive | 22 | 22 |
| | complete | 85 | 73 |
| Cranes/Cargo Handling Equipment | slight/minor | 0.4 | 0.35 |
| | moderate | 6 | 6 |
| | extensive | 30 | 30 |
| | complete | 75 | 55 |

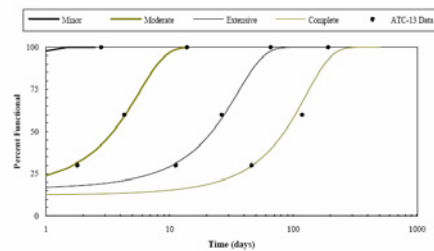


Figure 7.23 Restoration Curves for Port Waterfront Structures.

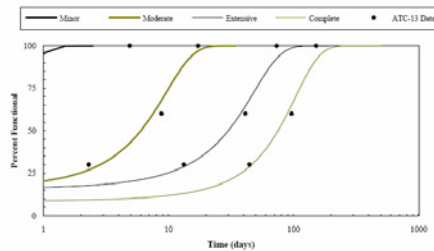


Figure 7.24 Restoration Curves for Cranes/Cargo Handling Equipment.



台灣地震損失評估系統
Taiwan Earthquake Loss Estimation System

■ 液化敏感類別

| 碼頭區 | 液化敏感類別 |
|----------|--------|
| 1-4A號碼頭 | 5 |
| 5-8號碼頭 | 3 |
| 9-13號碼頭 | 4 |
| W3-W6號碼頭 | 3 |
| 其他 | 2 |

■ 重建成本

| 設施 | 重建成本 (百萬元/座) |
|----------|--------------|
| 沈箱式碼頭結構 | 1,000 |
| PC樁棧橋式碼頭 | 600 |
| 鋼管樁棧橋式碼頭 | 800 |
| 起重設施 | 100 |
| 儲槽 | 50 |

■ 易損性參數及損失比參數

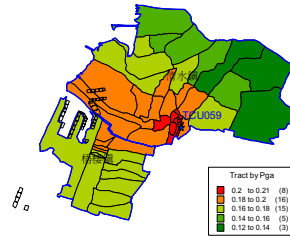
HAZUS 預設值

港灣構造物地震災害境況模擬案例

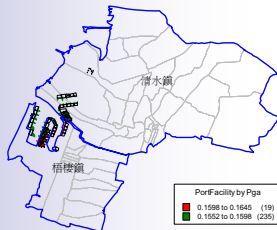
模擬地震設定



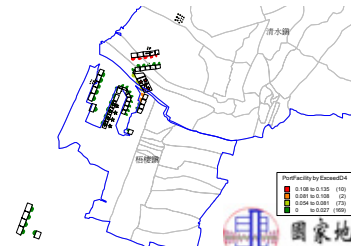
梧棲鎮與清水鎮村里PGA分佈



台中港區設施PGA值分佈



設施達至少嚴重損害狀態機率分佈



直接經濟損失

| 碼頭編號 | 位置 | 損失(百萬元) | 小計(百萬元) |
|---------|------|---------|---------|
| TCU001 | 北碼頭區 | 44.38 | 530.80 |
| TCU002 | | 44.42 | |
| TCU003 | | 242.60 | |
| TCU004 | | 128.37 | |
| TCU004A | 北突堤區 | 71.03 | 128.15 |
| TCU005 | | 2.13 | |
| TCU005A | | 2.14 | |
| TCU006 | | 2.11 | |
| TCU007 | | 2.09 | |
| TCU008 | | 2.06 | |
| TCU008A | | 2.09 | |
| TCU009 | | 15.31 | |
| TCU010 | | 56.71 | |
| TCU011 | | 43.52 | |
| TCU012 | 西碼頭區 | 15.99 | 93.35 |
| TCU013 | | 16.09 | |
| TCU014 | | 0.15 | |
| TCU015 | | 0.15 | |
| TCU019A | | 0.17 | |
| TCU022 | | 0.15 | |
| TCU023 | | 0.25 | |
| TCU024 | | 0.24 | |
| TCU025 | | 0.24 | |

| | | | |
|--------|------|--------|-------|
| TCU026 | 中突堤區 | 0.14 | 56.14 |
| TCU027 | | 3.13 | |
| TCU028 | | 5.33 | |
| TCU029 | | 0.13 | |
| TCU030 | | 0.17 | |
| TCU031 | | 0.13 | |
| TCU032 | | 3.33 | |
| TCU033 | | 3.42 | |
| TCU034 | | 3.46 | |
| TCU035 | | 3.49 | |
| TCU099 | 南碼頭區 | 0.26 | 1.21 |
| TCU101 | | 0.25 | |
| TCU102 | | 0.24 | |
| TCU103 | | 0.23 | |
| TCU104 | 0.23 | 93.35 | |
| W1 | 西碼頭區 | | 28.62 |
| W2 | | | 47.95 |
| W3 | | | 5.55 |
| W4 | | | 5.58 |
| W5 | | | 2.77 |
| W6 | | 2.88 | |
| 總計 | | 809.65 | |

敬 · 請 · 指 · 教



子計畫二

台灣近岸海嘯影響範圍分析之研究(1/4)

計畫主持人：蘇青和 研究員

共同主持人：單誠基 研究員

研究人員：陳陽益、陳冠宇、陳文山

臺灣沿岸海嘯影響範圍與淹水潛勢分析(1/4)

目 錄

| | |
|------------------------------|------|
| 中文摘要 | I |
| 英文摘要 | II |
| 目錄 | III |
| 圖目錄 | V |
| 表目錄 | VIII |
| 第一章 緒論 | 1-1 |
| 1-1 計畫背景分析 | 1-1 |
| 1-2 研究範圍及對象 | 1-1 |
| 1-3 研究內容與工作項目 | 1-2 |
| 1-4 執行步驟與方法 | 1-3 |
| 第二章 海嘯數值模式 | 2-1 |
| 2-1 模式介紹 | 2-1 |
| 2-2 數值計算流程圖 | 2-9 |
| 2-3 輸入參數設定 | 2-9 |
| 第三章 臺灣西南海域中的活動斷層資料及其特性 | 3-1 |
| 3-1 海嘯與地震之關係 | 3-1 |
| 3-2 臺灣西南海域之大地構造及特性 | 3-2 |
| 第四章 臺灣西南海域之海嘯模擬 | 4-1 |
| 4-1 前言 | 4-1 |
| 4-2 參數設定 | 4-1 |

| | |
|-------------------------------------|--------|
| 4-3 穩定性條件 | 4-3 |
| 4-4 斷層參數 | 4-4 |
| 4-5 模式輸出結果及驗證比較 | 4-6 |
| 第五章 以 GIS 地形資料建立高雄地區之溢淹數值模型 | 5-1 |
| 5-1 地形資料之處理 | 5-1 |
| 5-2 高雄海域資料 | 5-4 |
| 5-3 溢淹模型之測試 | 5-6 |
| 5-4 高雄區域之溢淹模型 | 5-7 |
| 5-5 結果與討論 | 5-15 |
| 第六章 結論 | 6-1 |
| 參考文獻 | 參-1 |
| 附錄一 本模式參數設定檔案格式 | 附錄 1-1 |
| 附錄二 美國哈佛中心地震矩張量解(Harvard CMT) | 附錄 2-1 |
| 附錄三 高雄溢淹模式輸入參數表 | 附錄 3-1 |
| 附錄四 期末簡報 | 附錄 4-1 |

圖 目 錄

| | |
|---|------|
| 圖 2-1 海嘯計算的流程..... | 2-10 |
| 圖 3-1 隱沒帶發生海嘯示意圖 | 3-2 |
| 圖 3-2 臺灣地區之逆斷層系統 | 3-3 |
| 圖 3-3 A-A' 剖面及 B-B' 剖面示意圖..... | 3-4 |
| 圖 4-1 模式計算範圍及地形圖 | 4-2 |
| 圖 4-2 斷層位址及驗潮站位置 | 4-3 |
| 圖 4-3 Hiroo Kanamori 座標系統-斷層參數之示意圖..... | 4-5 |
| 圖 4-4(a)~(f) 驗潮站之波高時序圖..... | 4-7 |
| 圖 4-5 各地之最大波高分佈圖 | 4-7 |
| 圖 4-6 各地之傳播時間圖 | 4-8 |
| 圖 4-7 永安潮位站水位 | 4-8 |
| 圖 4-8 小琉球潮位站水位 | 4-9 |
| 圖 4-9 東港潮位站水位 | 4-9 |
| 圖 4-10 後壁湖潮位站水位 | 4-10 |
| 圖 4-11 鱒廣嘴潮位站水位..... | 4-10 |
| 圖 4-12 與永安潮位站水位之比對 | 4-11 |
| 圖 4-13 與小琉球潮位站水位之比對 | 4-11 |
| 圖 4-14 與東港潮位站水位之比對 | 4-12 |
| 圖 4-15 與後壁湖潮位站水位之比對 | 4-12 |
| 圖 4-16 與鱒廣嘴潮位站水位之比對 | 4-13 |
| 圖 5-1 操作一、選擇”插入圖塊” | 5-1 |

| | | |
|--------|------------------------------------|------|
| 圖 5-2 | 操作二、選擇檔案格式 | 5-2 |
| 圖 5-3 | 操作三、選擇存檔位置及輸入檔名 | 5-2 |
| 圖 5-4 | 操作四、執行程式匯出資料 | 5-3 |
| 圖 5-5 | 座標點取得..... | 5-3 |
| 圖 5-6 | 高雄市數值地形圖 | 5-4 |
| 圖 5-7 | 高雄市週邊海域水深圖 | 5-5 |
| 圖 5-8 | 數值地形與水深資料結合圖 | 5-5 |
| 圖 5-9 | 近岸溢淹模型測試(溢淹前)..... | 5-6 |
| 圖 5-10 | 近岸溢淹模型測試(溢淹後)..... | 5-7 |
| 圖 5-11 | 遠域海嘯發生時..... | 5-8 |
| 圖 5-12 | 海嘯傳遞至近岸時(當海嘯發生約 20 分鐘後)..... | 5-8 |
| 圖 5-13 | 當海嘯到達旗津區時(當海嘯發生約 24 分鐘後)..... | 5-9 |
| 圖 5-14 | 當海嘯已溢淹至旗津區(當海嘯發生約 26.5 分鐘後) | 5-9 |
| 圖 5-15 | 當海嘯已溢淹至港區(當海嘯發生約 27 分鐘後)..... | 5-10 |
| 圖 5-16 | 模擬點位分布圖 | 5-10 |
| 圖 5-17 | 高雄港第一港口入口處(A 點)..... | 5-11 |
| 圖 5-18 | 港區內中洲地區(B 點)..... | 5-11 |
| 圖 5-19 | 高雄港第二港口入口處(C 點)..... | 5-12 |
| 圖 5-20 | 高雄港第一港口出口處(01 點)..... | 5-12 |
| 圖 5-21 | 高雄港第二港口出口處(02 點)..... | 5-13 |
| 圖 5-22 | 旗津區近岸處 (03 點)..... | 5-13 |
| 圖 5-23 | 旗津區離岸處(等深線 25M 處)(04 點) | 5-14 |
| 圖 5-24 | 一般波浪的地形淺化效應 | 5-15 |
| 圖 5-25 | 寬度不變($b_1 = b_2$)下波浪的淺化示意圖 | 5-16 |

表 目 錄

| | |
|-------------------|-----|
| 表 4-1 地層參數設定..... | 4-4 |
|-------------------|-----|

第一章 緒論

1.1 計畫背景分析

2004 年南亞海嘯造成的重大傷亡，讓國人進一步的正視地震與海嘯可能造成的威脅；我國發生海嘯災害距今已年代久遠，且無具體科學記錄為憑，政府及民間機構皆欠缺相關研究資料，一般民眾更缺乏對海嘯之正確認知。臺灣位於環太平洋地震帶，鄰近區域亦常發生海底地震；若地震於鄰近海域發生，則臺灣則可能受到海嘯波及，造成重大損失。事實上，自南亞海嘯後，週遭可能受地震與海嘯威脅的世界各國亦多開始致力於本土性海嘯預報系統之引進與研究及整合；相形之下，對於此一事前防範預警作業，目前我國進展甚為緩慢。再者，地震與海嘯皆屬天然重大災害，兩者相對照之下，雖都屬有高度之不可預測性，但海嘯傳播的時間甚長，若有足夠之預警時間以進行疏散作業，則可大幅度降低傷亡程度，因此建立適合臺灣本土之海嘯數值模式應屬必要之舉。海嘯的發生十分罕見，因此任何相關的資料都可能對海嘯之研究有相當的助益。然而政府或民間機關對於其相關資料收集極為匱乏，若以其為基礎重新建立適用於臺灣地區之海嘯數值模式，無論校正或檢核，皆有面臨資料不足之困難；為克服此一困難，去年度即透過「海嘯模式建置研究」之計畫，成功引進日本港灣空港研究所（PARI）所發展之模式並具有基本操作能力；由於日本與臺灣同屬環太平洋地震帶，但日本本土常受海嘯侵襲，其目標即為徹底瞭解已發生的海嘯災害並模擬之，此一模式已用來模擬日本北海道大海嘯及南亞海嘯，證明已有相當良好之精度，故此模式相當適合我國作為海嘯研究之基礎。

1.2 研究目的與範圍

臺灣有關地震的研究一向甚受各界重視，但較著重於臺灣本島地區之斷層帶，較少研究臺灣附近海域之斷層；2004 年南亞海嘯令國人

開始思考地震與海嘯之相關性及可能造成的威脅。地震既難以預測，震波傳遞速度之快也令人難以及時反應，因此目前而言，地震預報距應用之途尚遠；相對而言，海嘯雖與地震有密切之關係，但傳播所需時間較長且相關監測科技日新月異，極有可能發展出實用的預報系統並有效發揮作用。為了減少海嘯可能造成的災難，海嘯力學機制、傳播行為及模擬與相關預報系統之研究與規畫，應有其之必要性。

根據歷史與地方誌記載，高雄、安平與基隆曾發生大海嘯之紀錄，多集中於臺灣南端與北端；而臺灣東岸外海雖然地震頻仍，但因東部海岸坡度陡峭，即使發生海嘯，地形淺化造成的海嘯波高放大效應多不顯著。本研究目標為建立臺灣高雄地區近海之海嘯數值模式，並建立溢淹數值模型。當相關預報系統發佈預報時，必須有溢淹區域圖與避難路線以供民眾緊急逃生用，因此必須根據當地海岸與陸上地形以及相應的數值模式建立溢淹模型，所得出之模擬結果亦可據以作為教育民眾防災自救知識的教材；故本計劃海嘯模型之建立，將以高雄、安平與基隆等三處為優先。最後待研究結束，統整所有模擬結果彙成一資料庫，以便爾後系統實際應用操作時，節省遠域海嘯數值模擬所需之時間。

本研究屬交通部運輸研究所「臺灣沿岸海嘯影響範圍與淹水潛勢分析」計畫規劃四年合作研究計畫之第一年，本研究之主要目的為建立臺灣高雄近海之海嘯數值模式，並建立蒐集高雄周邊海域中的活動斷層資料並分析其特性。本計畫將配合運輸研究所防災科技研究計畫「臺灣近岸地震潛勢及海嘯影響範圍分析研究」之綱要計畫總目標，以進行相關配合研究。

1.3 研究內容與工作項目

本研究全期計有四年，本年度預期完成的工作項目有：

(1) 新建或引進適用於臺灣近海之海嘯數值模式。

- (2)測試海嘯數值模式之穩定性並進行修正，使之未來適用於臺灣近海。
- (3)測試海嘯數值模式之波浪溯昇特性並與理論相比較。
- (4)建立高雄地區之溢淹數值模型。
- (5)利用高雄周邊海域之斷層參數及數值模式，進行模擬。
- (6)蒐集高雄周邊海域中的活動斷層資料並分析其特性，以利爾後模擬計算高雄地區受不同高度的海嘯侵襲時之溢淹區域範圍。

1.4 執行步驟與方法

本計劃主要利用日本空港所之海嘯暴潮模式，配合海底地形，模擬西南海域中某一逆斷層產生地震時引發海嘯時，其對高雄港區的影響以及可能溢淹的情況。首先，由於海嘯與海底地震有關，而地震又與海底斷層型態有關。國內對於對海底斷層之分佈及資料蒐集遠不及陸域斷層，故本研究先行蒐集有關西南海域逆斷層相關資訊，歸納出其地質狀況、活動性等特性，並據以假設模式中斷層位址及相關參數。

由於模式經由南亞及北海道海嘯測試證實對遠域海嘯有良好的模擬能力，但對於近域海嘯、溢淹等仍需進一步配合西南海域海底地形作測試及修正。臺灣西南海域鮮少由逆斷層所引發的海底地震，本研究利用 2006 年 12 月 26 日發生於恆春外海的海底地震，及美國哈佛中心地震矩張量解(Havard CMT)所計算出之斷層參數進行實例驗證。

第二章 海嘯數值模式

由於日本在海嘯科技及預警系統發展較早，且海嘯案例甚多，故相關模式驗證較為容易。對於本計畫而言，引進一套已經過實際案例驗證之海嘯模式作為研究基礎，實不失為一良策。

2.1 模式介紹

本模式為自日本運輸省港灣空港研究所 (PARI) 引進，由於已經過南亞大海嘯及北海道大海嘯之驗證，驗證結果與實測資料頗為吻合，適合本研究所需。在本模式中，除可進行海嘯計算外，尚可應用於暴潮計算；由於使用非線性方程式作為模式主要理論，故可以選擇線性長波計算、非線性長波計算及非線性長波的陸上溯上計算 (包含防波堤及防潮堤的溢流計算)。與其他相關模式比較下，更可以同時進行多層水層及複合網格的數值計算，是本模式特點之一。本模式為「PARIS」與「PARID」，S 表示 Shallow water equation，D 表示 Dispersion。此下對本數值模式之理論做一概略性之介紹。

考慮一連續方程式，其可被表示為：

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad \dots\dots\dots (2-1)$$

若從海底 $z = -h$ 積分至海面 $z = \eta$ 處，則方程式(2-1)可成為下列型態：

$$\int_{-h}^{\eta} \left[\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right] dz = -(w_{z=\eta} - w_{z=-h}) \quad \dots\dots\dots (2-2)$$

在深度 $D = h + \eta$ 之範圍內，以斷面平均流速 (U, V) 代表每一點之流

速(u, v)，則

$$(h + \eta)U = \int_{-h}^z u dz \quad (h + \eta)V = \int_{-h}^z v dz \dots\dots\dots (2-3)$$

利用萊布尼茲定理，對連續方程式(2-2)之左項作積分，

$$\begin{aligned} \int_{-h}^{\eta} \frac{\partial u}{\partial x} dz &= \frac{\partial}{\partial x} \int_{-h}^{\eta} u dz - u \frac{\partial \eta}{\partial x} - u \frac{\partial h}{\partial x} \\ \int_{-h}^{\eta} \frac{\partial v}{\partial y} dz &= \frac{\partial}{\partial y} \int_{-h}^{\eta} v dz - v \frac{\partial \eta}{\partial y} - v \frac{\partial h}{\partial y} \end{aligned} \dots\dots\dots (2-4)$$

右邊海面垂直方向的流速 w ，依據波形連續條件則有：

$$w_{z=\eta} = \frac{d\eta}{dt} = \frac{\partial \eta}{\partial t} + u \frac{\partial \eta}{\partial x} + v \frac{\partial \eta}{\partial y} \dots\dots\dots (2-5)$$

同樣地，利用底床邊界條件，海底垂直方向的流速 w 也可以表示成：

$$w_{z=-h} = -\frac{dh}{dt} = -u \frac{\partial h}{\partial y} - v \frac{\partial h}{\partial y} - \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \dots\dots\dots (2-6)$$

將式(2-4)、(2-5)、(2-6)代入式(2-2)，則方程式(2-3)若用斷面平均流速(U, V)可被改寫為：

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial \{(h + \eta)U\}}{\partial x} + \frac{\partial \{(h + \eta)V\}}{\partial x} = 0 \quad (2-7)$$

另外，運動方程式為

$$\begin{aligned} \frac{du}{dt} &= fv - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + A_h \left[\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right] + A_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \\ \frac{dv}{dt} &= -fu - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + A_h \left[\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right] + A_v \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \dots\dots\dots (2-8) \\ \frac{dw}{dt} &= -g - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} \end{aligned}$$

式中， (x, y, z) 代表卡氏座標軸， (x, y) 表示水平面， z 表示平均海面垂直向下， (u, v, w) 為代表 (x, y, z) 之流速分量， p 為壓力， f 為折向係數 ($f = 2\omega \sin \phi$ ， ω 表示地球自轉角速度， ϕ 是緯度)， A_h 、 A_v 分別代表水平及垂直方向之渦動黏性係數。

$$\frac{d}{dt} = \frac{\partial}{\partial t} + u \frac{\partial}{\partial x} + v \frac{\partial}{\partial y} + w \frac{\partial}{\partial z} \dots\dots\dots (2-9)$$

$\frac{dw}{dt}$ 與其他項相比之下甚小，故可予以忽略；故 z 方向運動方程式

沿水深方向作積分，壓力 p 可得：

$$p = -\rho gz + f(x, y) \dots\dots\dots (2-10)$$

現在，若考慮離平均海面高 η 處之氣壓 p_0 ，可寫為：

$$p = \rho g(\eta - z) + p_0 \dots\dots\dots (2-11)$$

則式(2-11)分別計算 $\frac{\partial p}{\partial x}$ ， $\frac{\partial p}{\partial y}$ ，代入運動方程式(2-8)，可得：

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} &= fv - g \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p_0}{\partial x} + A_h \left[\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right] + A_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \\ \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} &= -fu - g \frac{\partial \eta}{\partial y} - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p_0}{\partial y} + A_h \left[\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right] + A_v \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \end{aligned} \quad (2-12)$$

$$\begin{aligned} \frac{du}{dt} &= \frac{\partial u}{\partial t} + u \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) = \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} + u \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right) \\ &= \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial(u^2)}{\partial x} + \frac{\partial(uv)}{\partial y} + \frac{\partial(uw)}{\partial z} \end{aligned} \quad (2-13)$$

同樣地，y 方向亦可做同樣的表示。

此外，將式(2-12)中的流速(u,v)從海底 $z=-h$ 積分至海面 $z=\eta$ 處，則可得(x,y)方向的流量(M,N)

$$M = \int_{-h}^{\eta} u dz = u(h + \eta) = uD \quad , \quad N = \int_{-h}^{\eta} v dz = v(h + \eta) = vD \dots\dots\dots (2-14)$$

再一次使用萊布尼茲積分定理，將式(2-13)中的局部項及慣性項沿垂直分項作積分，可得：

$$\begin{aligned} \int_{-h}^{\eta} \frac{\partial u}{\partial x} dz &= \frac{\partial}{\partial t} \int_{-h}^{\eta} u dz - u \frac{\partial \eta}{\partial t} - u \frac{\partial h}{\partial t}, \frac{\partial h}{\partial t} = 0, \int_{-h}^{\eta} \frac{\partial(u^2)}{\partial x} dz = \frac{\partial}{\partial x} \int_{-h}^{\eta} u^2 dz - u^2 \frac{\partial \eta}{\partial x} - u^2 \frac{\partial h}{\partial x} \\ \int_{-h}^{\eta} \frac{\partial(uv)}{\partial x} dz &= \frac{\partial}{\partial y} \int_{-h}^{\eta} uv dz - uv \frac{\partial \eta}{\partial y} - uv \frac{\partial h}{\partial y} \\ \int_{-h}^{\eta} \frac{\partial(uw)}{\partial x} dz &= (uw)_{z=\eta} - (uw)_{z=-h} = u \left[\frac{\partial \eta}{\partial t} + u \frac{\partial \eta}{\partial x} + v \frac{\partial \eta}{\partial y} \right] + u \left[u \frac{\partial h}{\partial x} + v \frac{\partial h}{\partial y} \right] \end{aligned} \quad (2-15)$$

同樣地，y 方向亦採用相同的處理方法。

此外，利用垂直渦動黏性項，海面剪應力 τ_s 及海底剪應力 τ_b 可被表示如下：

$$A_v \int_{-h}^{\eta} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz = A_v \left\{ \left[\frac{\partial u}{\partial z} \right]_{z=\eta} - \left[\frac{\partial u}{\partial z} \right]_{z=-h} \right\} = \frac{1}{\rho_w} (\tau_{sx} - \tau_{bx})$$

$$A_v \int_{-h}^{\eta} \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} dz = A_v \left\{ \left[\frac{\partial v}{\partial z} \right]_{z=\eta} - \left[\frac{\partial v}{\partial z} \right]_{z=-h} \right\} = \frac{1}{\rho_w} (\tau_{sy} - \tau_{by})$$

..... (2-16)

故以上所述，若使用 (M, N) 來表示，則沿垂直方向積分後之連續方程式及運動方程式可被表示如下：

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{M^2}{D} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{MN}{D} \right]$$

$$= fN - gD \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{D}{\rho} \frac{\partial p_0}{\partial x} + \frac{1}{\rho} (\tau_{sx} - \tau_{bx}) + A_h \left[\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 M}{\partial y^2} \right] \quad \text{..... (2-17)}$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{MN}{D} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{N^2}{D} \right]$$

$$= fM - gD \frac{\partial \eta}{\partial y} - \frac{D}{\rho} \frac{\partial p_0}{\partial y} + \frac{1}{\rho} (\tau_{sy} - \tau_{by}) + A_h \left[\frac{\partial^2 N}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 N}{\partial y^2} \right]$$

然後，如果把垂直方向之水深分為上下兩層，則每層之間各有獨立的連續方程式及運動方程式；如果以 D_1 及 D_2 分別代表上下層之水深厚度，則有：

$$D_1 = h_1 + \eta, D_2 = D - D_1 = h - h_1 \quad \text{..... (2-18)}$$

則各層之間的流量可分別表示為：

$$M_1 = \int_{-h_1}^z u dz = u(h_1 + \eta) = uD_1 \quad , \quad N_1 = \int_{-h}^z v dz = v(h_1 + \eta) = vD_1 \quad \dots (2-19)$$

$$M_2 = \int_{-h}^{-h_1} u dz = u(h - h_1) = uD_2 \quad , \quad N_2 = \int_{-h}^{-h_1} v dz = v(h - h_1) = vD_2$$

(2-19)式可用來表示上下層的連續方程式及運動方程式；另外，上下層間的慣性項亦可表示如下：

$$\int_{-h_1}^{\eta} \frac{\partial(uw)}{\partial x} dz = (uw)_{z=\eta} - (uw)_{z=-h_1} = (uw)_{z=\eta} - (uw)_{z=i} \quad \dots (2-20)$$

$$\int_{-h}^{-h_1} \frac{\partial(uw)}{\partial x} dz = (uw)_{z=-h_1} - (uw)_{z=-h} = (uw)_{z=i} - (uw)_{z=-h}$$

若(2-20)式中的 $z=\eta$ 及 $z=-h$ 等項，因其他慣性項的垂直方向積分有出現相同的項次時，可互相抵消；如此，僅會剩下 $z=-h_1$ 的項。同樣地，垂直方向的渦動黏性項，

$$A_v \int_{-h_1}^{\eta} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz = A_v \left\{ \left[\frac{\partial u}{\partial z} \right]_{z=\eta} - \left[\frac{\partial u}{\partial z} \right]_{z=-h_1} \right\} = \frac{1}{\rho_w} (\tau_{sx} - \tau_{ix}) \quad \dots (2-21)$$

$$A_v \int_{-h}^{-h_1} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} dz = A_v \left\{ \left[\frac{\partial u}{\partial z} \right]_{z=-h_1} - \left[\frac{\partial u}{\partial z} \right]_{z=-h} \right\} = \frac{1}{\rho_w} (\tau_{ix} - \tau_{bx})$$

如同之前的各項，y 方向也可以採用同樣的方式。

分別使用式(2-21)、(2-22)，則上下兩層個別的連續方程式及運動方程式可被表示如下：

上層表示式：

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial M_1}{\partial x} + \frac{\partial N_1}{\partial y} = w_i \\
& \frac{\partial M_1}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{M_1^2}{H_1} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{M_1 N_1}{H_1} \right] + (uw)_i = \\
& \quad fN_1 - gH_1 \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{H_1}{\rho_w} \frac{\partial p_0}{\partial x} + \frac{1}{\rho} (\tau_{sx} - \tau_{ix}) + A_h \left[\frac{\partial^2 M_1}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 M_1}{\partial y^2} \right] \\
& \frac{\partial N_1}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{M_1 N_1}{H_1} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{N_1^2}{H_1} \right] + (uw)_i = \\
& \quad -fM_1 - gH_1 \frac{\partial \eta}{\partial y} - \frac{H_1}{\rho} \frac{\partial p_0}{\partial y} + \frac{1}{\rho} (\tau_{sy} - \tau_{iy}) + A_h \left[\frac{\partial^2 N_1}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 N_1}{\partial y^2} \right]
\end{aligned} \tag{2-22}$$

下層表示式：

$$\begin{aligned}
& w_i + \frac{\partial M_2}{\partial x} + \frac{\partial N_2}{\partial y} = 0 \\
& \frac{\partial M_2}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{M_2^2}{H_2} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{M_2 N_2}{H_2} \right] - (uw)_i = \\
& \quad fN_2 - gH_2 \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{H_2}{\rho_w} \frac{\partial p_0}{\partial x} + \frac{1}{\rho} (\tau_{ix} - \tau_{bx}) + A_h \left[\frac{\partial^2 M_2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 M_2}{\partial y^2} \right] \\
& \frac{\partial N_2}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{M_2 N_2}{H_2} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{N_2^2}{H_2} \right] - (vw)_i = \\
& \quad -fM_2 - gH_2 \frac{\partial \eta}{\partial y} - \frac{H_2}{\rho} \frac{\partial p_0}{\partial y} + \frac{1}{\rho} (\tau_{iy} - \tau_{by}) + A_h \left[\frac{\partial^2 N_2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 N_2}{\partial y^2} \right]
\end{aligned} \tag{2-23}$$

海面上因風作用所產生的剪應力：

$$\begin{aligned}
\tau_{sx} &= \rho_a C_D W_x \sqrt{W_x^2 + W_y^2} \\
\tau_{sy} &= \rho_a C_D W_y \sqrt{W_x^2 + W_y^2} \dots\dots\dots (2-24)
\end{aligned}$$

式中， ρ_a 是空氣密度， C_D 是海面的阻抗係數， (W_x, W_y) 是海平面上 10 公尺高之速度分量。海床上因摩擦所引起的剪應力：

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_w g n^2}{H_2^{7/3}} M_2 \sqrt{M_2^2 + N_2^2}, \tau_{by} = \frac{\rho_w g n^2}{H_2^{7/3}} N_2 \sqrt{M_2^2 + N_2^2} \dots\dots\dots (2-25)$$

式中， ρ_w 是海水密度(1.03 g/cm^3)， g 是重力加速度， n 是粗糙係數($n=0.026$)。

至於交界面上的剪應力，依式(21)的定義可改寫如下：

$$\tau_{ix} = 2\rho_w A_v \frac{U_1 - U_2}{D}, \tau_{iy} = 2\rho_w A_v \frac{V_1 - V_2}{D} \dots\dots\dots (2-26)$$

式中， (U_1, V_1) 是上層兩方向的平均流速分量； (U_2, V_2) 是下層兩方向的平均流速分量。

交界面上的動量傳輸是以 $(uw)_i$ 、 $(vw)_i$ 來表示。交界面上的流速假設為

$$u_i = \frac{U_1 + U_2}{2}, v_i = \frac{V_1 + V_2}{2} \dots\dots\dots (2-27)$$

下層有以下的連續方程式關係存在：

$$w_i = \frac{\partial M_2}{\partial x} + \frac{\partial N_2}{\partial y}$$

則動量可被表示如下的計算方式：

$$(uw)_i = \frac{U_1 + U_2}{2} \left[\frac{\partial M_2}{\partial x} + \frac{\partial N_2}{\partial y} \right], (vw)_i = \frac{V_1 + V_2}{2} \left[\frac{\partial M_2}{\partial x} + \frac{\partial N_2}{\partial y} \right] \dots\dots\dots (2-28)$$

2.2 數值計算流程圖

數值計算的流程圖參見圖 2.1。

2.3 參數輸入設定

表 2.1 為本模式應用於海嘯模擬中所需之參數設定檔案格式(詳見附錄一)。

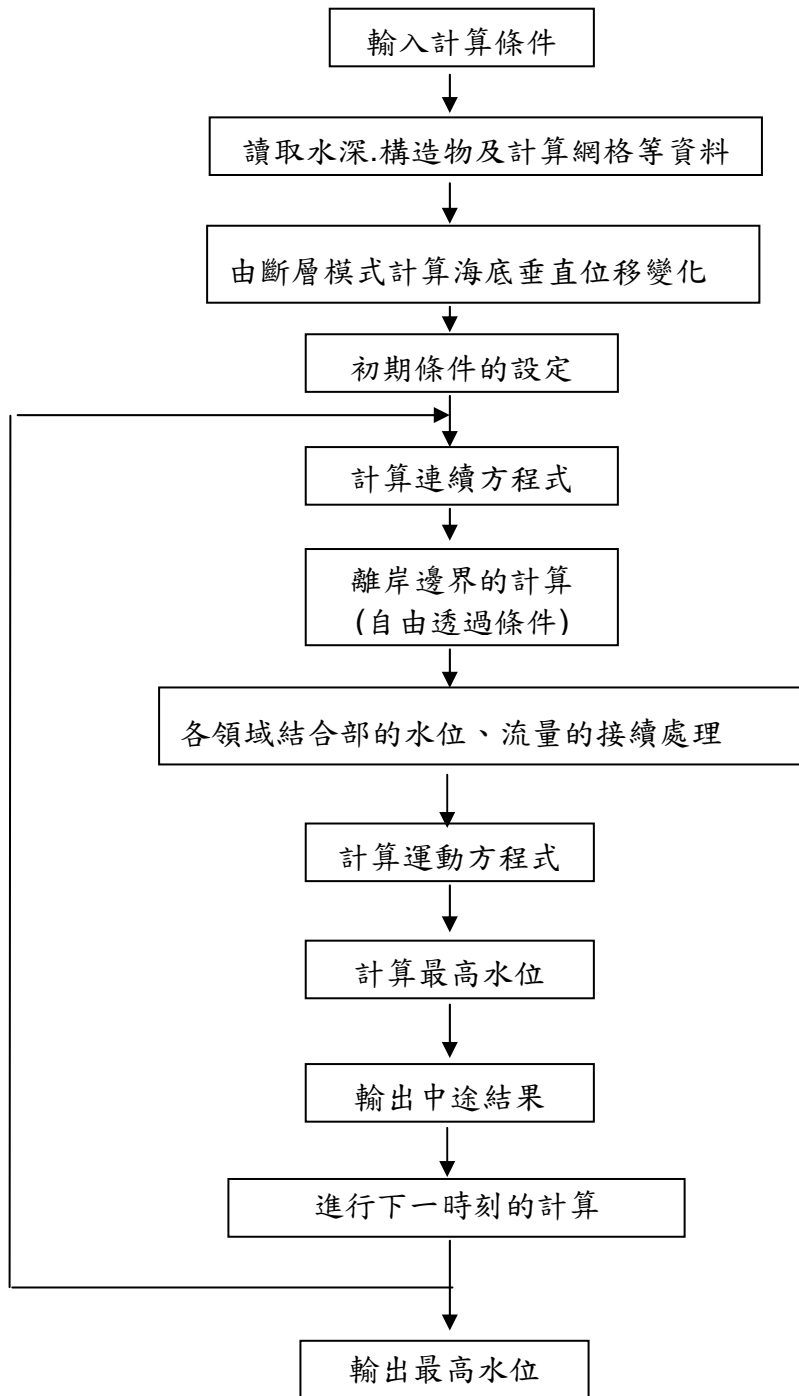


圖 2-1 海嘯計算的流程

第三章 臺灣西南海域中的活動斷層資料及其特性

3.1 海嘯與地震之關係

海嘯成因甚多，本研究僅討論由地震所產生者。地震之成因主要來自於地表斷層發生錯動所產生之巨大能量釋出。斷層系統一般可分為三類，即是斷層可水平移動之平移斷層及可上下移動之正斷層、逆斷層。海底若發生地震時，斷層發生平移運動，則對海洋水體影響有限；但若是斷層發生上下錯動之行為，則有引發海嘯的可能。對於海洋尺度而言，海底斷層所引發的海底地震可視為一個點波源，故海嘯即是由海底地震所引發的長週期波，是一種頻率介於潮波和湧浪之間的重力長波，其波長約為幾十至幾百公里，週期為 2 ~200 分。一般而言，海底發生地震時並不一定會引起海嘯，根據歷史資料，會產生海嘯的地震保守估計要 6.7 級以上，震源深度最多不超過 100 公里。

通常對海嘯有一普遍的觀念，即海邊水位會先大幅度降低，此種觀念需有澄清的必要。目前一般海嘯的數值模擬直接以海底隆起或降低的高程差做為水面的初始波；如前一章的結果所示，海底抬昇的方向，波峰先到；海底降低的方向，波谷先到。若是位於初始水位抬昇的方向，波峰會先到，海邊水位不會先降低。事實上，之所以會有海嘯侵襲時海邊水位會先大幅度降低的觀念，主要原因是許多海嘯都發生在隱沒帶。如圖 3-1 所示，海洋板塊(oceanic crust)比較重，因此會隱沒到大陸板塊(continental crust)底下而形成所謂的隱沒帶。海洋板塊向下隱沒，大陸板塊則被推擠向上；發生地震時，大陸板塊向上推擠，使初始的水位抬昇，但在靠近大陸的方向由於地殼的彈性，海底轉而向下。如前所述，海底降低的方向，波谷會先到，因此對大陸板塊上的居民，海邊水位會先降低；久而久之，於是形成了海嘯侵襲時海邊水位會先大幅度降低的觀念。

3.2 臺灣西南海域之大地構造及特性

海嘯之發生與逆斷層系統發生錯動有關，臺灣西南部與南部海域雖然較少活動斷層，地震頻率及規模均較本島為少，歷史紀錄顯示斷層活動引發海嘯的機率甚低。但是位於臺灣南方的菲律賓與臺灣同屬於菲律賓海板塊與歐亞板塊的聚合帶，地震頻繁，呂宋島有許多活動斷層延伸至海域，大規模斷層活動可能引發海嘯，於數十分鐘至一小時即可到達臺灣西南部海域，衝擊臺灣南部及西南部海岸。

斷層活動與地震都是目前科技無法預測的地質作用，尤其海域的斷層，調查困難，斷層的分布及活動特性均無法有效的掌握。火山活動雖然較容易監測及預警，但是海底火山的調查困難，不易有效的達到監測預警的效果。而菲律賓與臺灣均位於歐亞板塊與菲律賓海板塊的聚合處，地震頻繁。呂宋島陸上許多活動斷層延伸至海域，這些海底斷層的活動可能引發海嘯，於一小時內抵達臺灣南部及西部海岸。

圖 3-2 為臺灣本島之逆斷層系統，由此圖可以看出臺灣西南海域與呂宋海峽間有許多逆斷層系統存在，這些斷層帶若發生規模足夠之地震，則有引發近岸海嘯之可能。

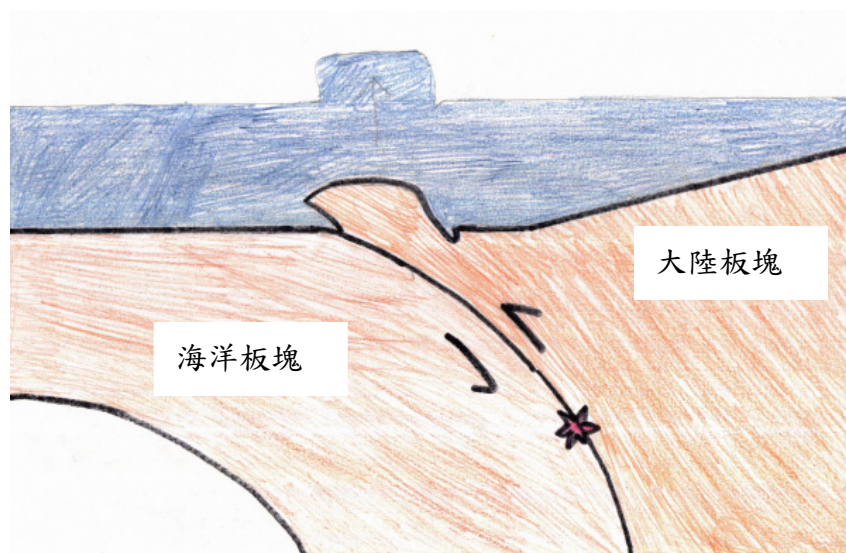


圖 3-1 隱沒帶發生海嘯示意圖

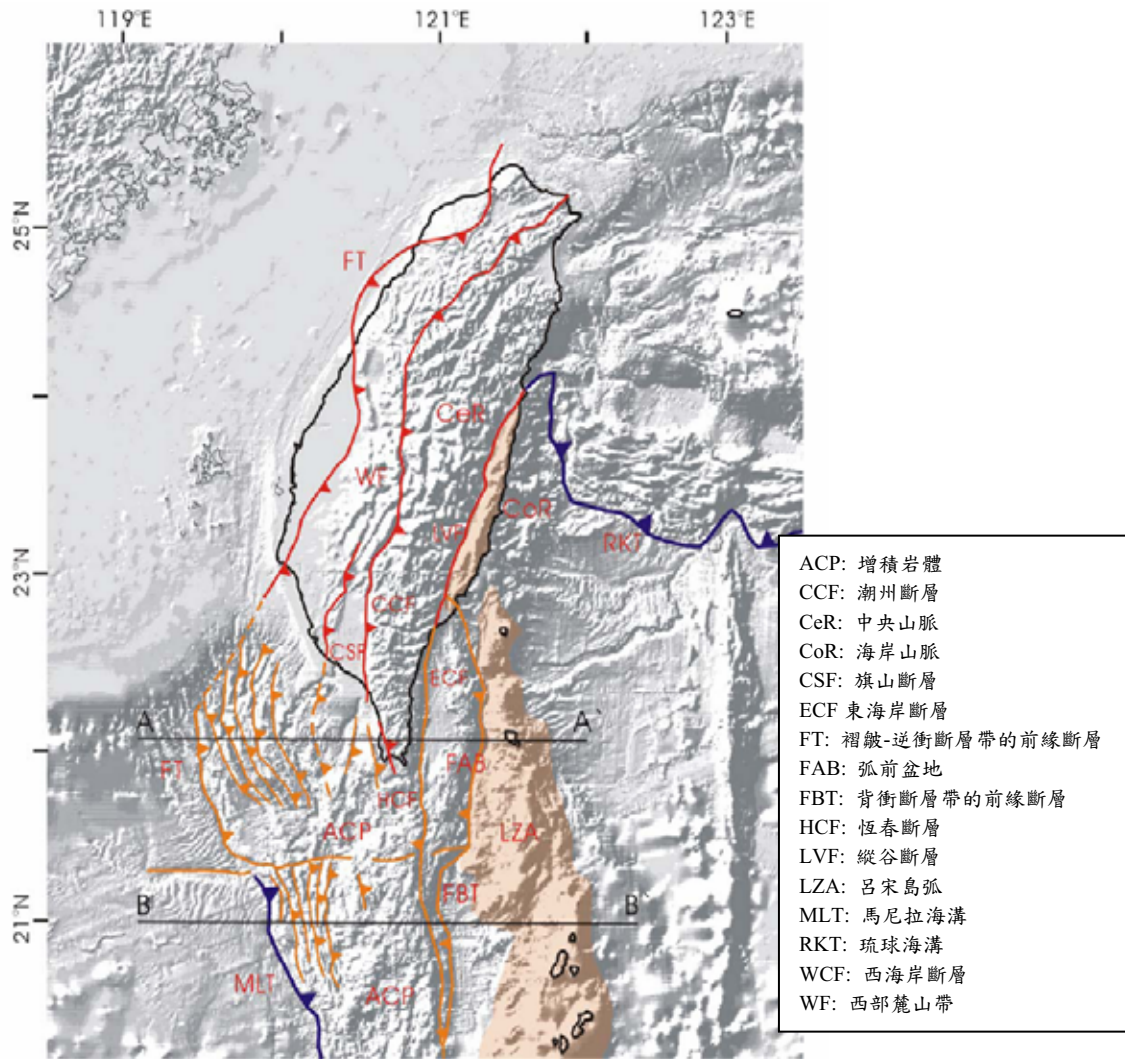


圖 3-2 臺灣地區之逆斷層系統

以高雄週遭海域而言，其中最引人注目的是位於屏東外海的恆春斷層及潮州斷層，96年12月26日所引發之恆春地震，已確定是位於該處斷層發生錯動；因此，有必要對此一處斷層之地質狀態作一了解。

根據臺灣地質系陳文山教授之研究報告中指出，臺灣南側海域大地構造環境以北緯21.5°為界，主要差異是以北區域不具弧前盆地，形成碰撞的構造環境。增積岩體的範圍被局限在兩條主要斷層之間，西側邊界為向西逆衝斷層帶的前緣斷層（FT），北緯21.5°以南為馬尼拉海溝隱沒帶的前緣斷層；東側為向東逆衝斷層帶的前緣斷層（FBT），

並與東海岸斷層連接至陸上的縱谷斷層。A-A' 與 B-B' 剖面為圖 3-3 所示。

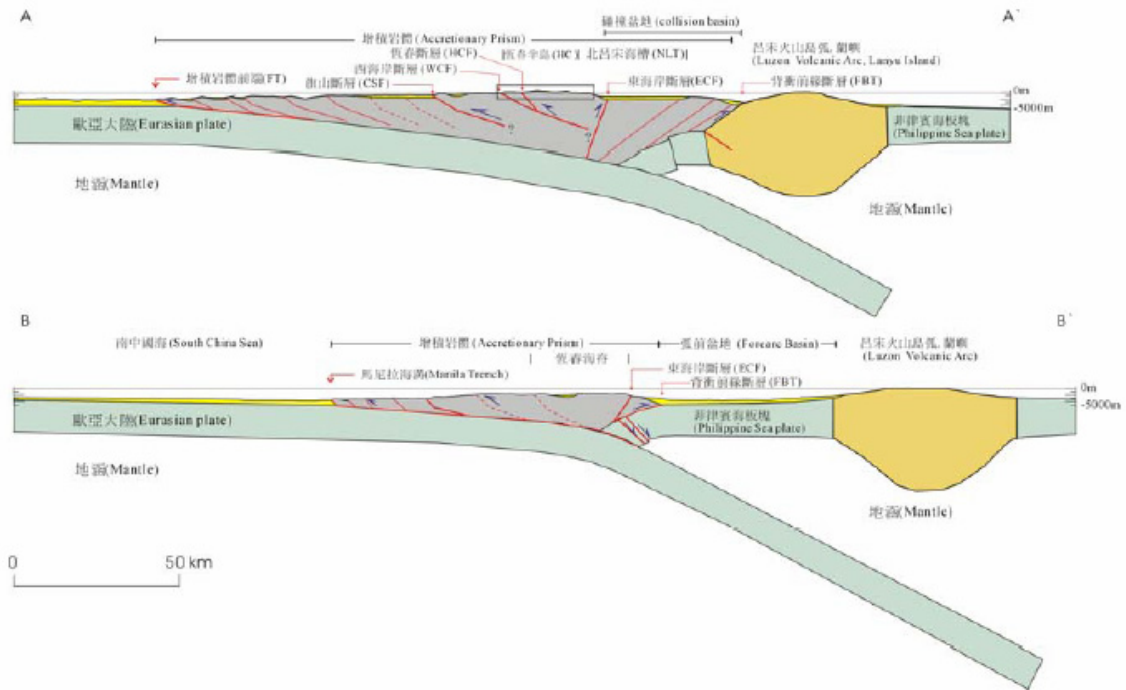


圖 3-3、A-A' 剖面及 B-B' 剖面示意圖

恆春半島基本的構造是由一系列的南北走向的逆斷層與褶皺所構成的褶皺-逆衝斷層。由東向西之逆斷層分別有滿州斷層、大梅斷層、恆春斷層以及位於西側海域中的逆斷層。其中恆春斷層就是半島中最重要的構造線，上下盤分別代表不同年代的岩層。由圖 3-3 可以看出恆春斷層是由陸地延伸至海域，一般是根據中新統及更新統的接觸關係，進而推斷此一逆斷層之存在，但文獻並未記載恆春斷層之露頭。有學者利用重力線之梯度變化來推測恆春斷層之位址，認為為一向東傾斜之高角度，並且認為該斷層是潮州斷層向南之延伸。至於其活動性，以文獻觀之，正巧呈現兩極化的論點；Bonilla(1975)利用碳十四法測定斷層兩側海階，認為其活動性不高；但陳(1993)卻認為在全新世之後都處於隆升狀態，推斷恆春斷層活動性依然十分活躍。

從臺灣南部的斷層分布，潮州斷層與旗山斷層均可以延伸到南部

海域增積岩體構造區，因此這兩條斷層有可能可以連接至增積岩體的逆斷層系統。陳認為潮州斷層亦可能與西海岸之斷層相連接，但目前沒有足夠證據說明此項論點。此外，比較旗山斷層、潮州斷層與恆春斷層之相互關係，由旗山斷層上盤的沉積構造來推測，旗山斷層應該在早期更新世末期就已經開始活動了。恆春斷層位於較東側，推測形成年代應該在早期更新世。

由於恆春斷層是恆春半島上最主要之斷層，配合海底震測剖面資料分析顯示，恆春斷層是增積岩體中位在最東側的向西逆斷層系統，其在晚新世後活動性為何，是一個值得關注的問題；從隆起珊瑚礁定年與鑽井資料分析其活動性，可以概略了解。從沉積層序觀察，四溝層至太平層呈現向上變淺之層序，研判應與海水面之變動有關，在 9-14 萬年之間共有 4 次海水面的變化，其中一次可能是形成四溝層至太平層之沉積。該期海面高度相較於現今，最高為+2 公尺，最低為-130 公尺，而鑽井資料位於恆春斷層上盤，其高程約為海拔 70 公尺，故若依露出在斷層兩側之石灰岩來估算恆春斷層之垂直變動量，其抬升速率約為 0.8-1.4mm/yr。綜合其他類似研究結果顯示，晚全新世以來斷層上盤抬升速率約為 4.4-6.0mm/yr，愈東側遠離斷層之速率降為 2.3-3.0mm/yr，此變化可能是斷層面向東變緩所形成之結果。由鑽井顯示剪切面角度主要是 50-70 度。恆春西臺地可能也受到西側海域之逆斷層系統所影響，由珊瑚礁海階年代分析估算西海岸地區的抬升速率約為 3.4-4.0mm/yr。

中其中新世，弧前盆地西側的增積作用開始影響到歐亞大陸邊緣，晚期上新世，恆春半島也受到影響，恆春斷層及西海岸斷層可能在此一期間形成，至今仍保持活動性。以晚全新世隆起海階來評估，恆春斷層的垂直錯移速率約為 7.5mm/yr，西海岸斷層的垂直錯移速率應該大於 3.4-4.0mm/yr。整體而言，恆春半島是受到恆春斷層與西海岸斷層向西的逆衝作用以及東海岸斷層向東的背衝作用造成增積岩體的隆起。

第四章 臺灣西南海域之海嘯模擬

4.1 前言

由前章所述，本模式計算所需之參數，皆以檔案形式輸入進行模式運算，故若要符合臺灣近海特性所需，最簡單之方式僅需建立臺灣近海的檔案資料即可；但臺灣欠缺近海地區之海嘯紀錄足供驗證之用，僅有 95 年 12 月 26 日所發生的恆春地震可資驗證，故本章即是以前章所述之模式，配合適合臺灣近海之數值資料進行模擬，並取恆春地震時，中央氣象局之永安、小琉球、東港、後壁湖及蟬廣嘴測站之水位資料作為比對。

4.2 參數設定

模式計算之範圍如圖 4-1 所示，網格大小為 46×46 ，地形資料為 2 分精度，並設定 4-1 節所述設五個潮位站作為驗證之用，斷層位址及潮位站相關位置如圖 4-2 所示。所需資料為計算範圍內之地形水深資料及地層參數資料。

輸入地形資料必須符合模式所讀取的格式，本研究之地形水深從 NOAA 網站(http://www.ngdc.noaa.gov/mgg/gdas/gd_designagrid.html)下載的資料，但從此網站下載資料並非是模式所容許的格式，必須轉換格式排列才能使用；此模式地形資料的排列必須由左至右，由下到上。

由於海嘯與海底地震所造成的斷層變化關係密切，故如何尋求合理的海洋表面水位變化作為模擬海嘯時的初始波形，變成了一個重要課題。本模式應用Mansinha 和Smylie (1971)所提出之彈性理論作為計算地震的基礎方法，其基本上是利用斷層活動所造成的strike-slip與dis-slip位移所得，其結果便是本模式之海嘯初始波形。通常，是把海底瞬時間的變化直接傳遞給海面上。而實際上的地震斷層運動，有的是瞬間產生變動，有的會持續100秒左右。根據研究顯示利用瞬間的

變位及長延時變化完畢時之變位作為海嘯的初始水位變動，這兩者的差異並不大。

因海底斷層之位置及相關參數由於不如陸地斷層可以用地球物理之方式進行必要的探測及實地勘查，目前主要採用震測資料求出最接近海底一公里內的斷層結構，配合海底地形推算該斷層的各项參數；此外國內的水下鑽探技術並不發達，為節省鑽探的費用，並取得完整的海底斷層資料，部分學者開始採用短週期的海底地震測量系統，即 Ocean Bottom Seismometer (OBS) system。但此法過於昂貴且有遺失儀器之風險。所以，本模式利用美國哈佛中心地震矩張量解(Havard CMT)計算結果作為斷層輸入條件。如表 4-1 所示，其所計算出之相關資料如附錄二所示。

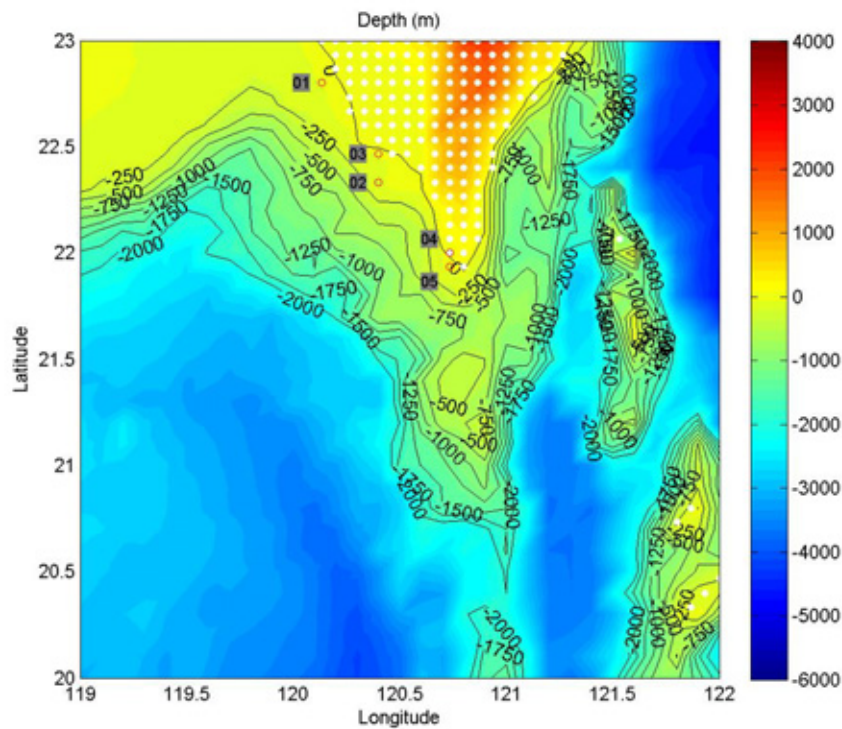


圖 4-1 模式計算範圍及地形圖

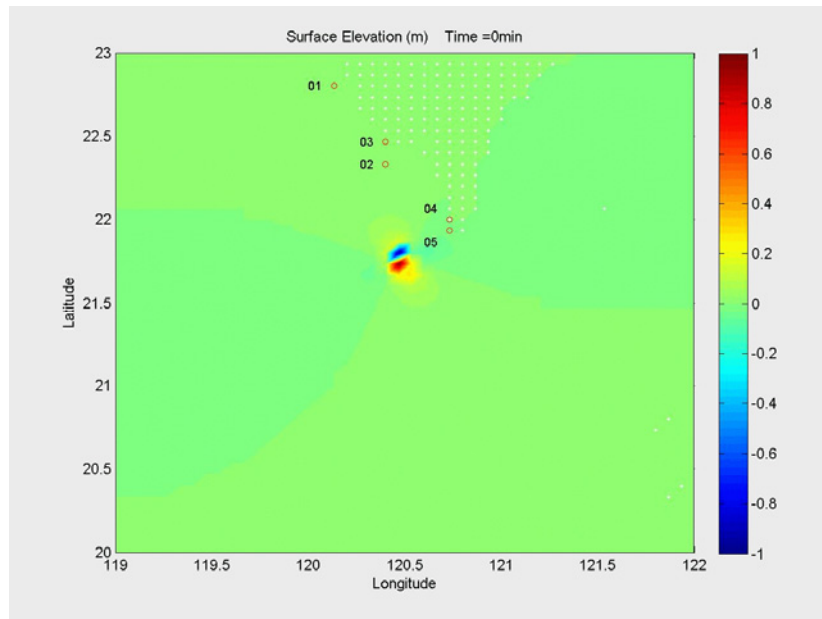


圖 4-2 斷層位址及驗潮站位置

4.3 穩定性條件

在模式計算中，為了差分模式的穩定性，必須採用相同的時間間隔 Δt ，即是(C.F. L.條件)

$$\frac{\Delta s}{\Delta t} > \sqrt{2gh_{\max}} \dots\dots\dots(4-1)$$

Δt 之設定必須在每個地點都滿足此條件。這時候， Δs 為網格間距， h_{\max} 為各計算網格中最大水深值。

表 4-1 地層參數設定

| 參數名稱 | 參數資訊 |
|---------------------------|---------|
| 斷層深度(d,depth) | 19.6 km |
| 斷層平面長度(L,length) | 16 km |
| 斷層平面寬度(W,width) | 8 km |
| 斷層走向方向(θ ,Strike) | 165° |
| 斷層傾斜角度(δ ,Dip) | 30° |
| 斷層滑動方向(λ ,Slip) | -76° |

4.4 斷層參數

海嘯之主要成因，是來自於斷層運動所引發的海底地震。故利用數值模式來模擬海嘯傳遞過程中，斷層行為的研判及參數設定，是一項重要的工作。斷層參數之意義，則如圖 4-3 所示(Hiroo Kanamori 座標系統)。本模式需求之主要斷層資料說明如下：

N：緯度[degree]

E：經度[degree]

d：深度(depth)[km]

θ ：走向方向(strike)[degree]：由地理正北方向順時針旋轉到X1方向的夾角稱為走向，範圍0°~360°。

δ ：傾斜角度(dip)[degree]：地面與斷層面間的夾角，即由X2方向向下旋轉到斷層面的角度稱為傾角，範圍0°~90°。斷層面傾角 δ 與海嘯發生源擾動海水體積有關。

λ ：滑動方向(slip)[degree]：代表斷層面上盤相對於下盤的滑動方向，是在斷層面上由X1方向逆時針旋轉到此滑動方向的夾角。

L：斷層長度(length)[km]：即為斷層破裂面長度，其與地震矩 M_0 之間

有數學關係存在。

W：傾斜方向的寬度(width)[km]。

U：滑移量(dislocation)[m]：在地震發生時，斷層間之相對垂直或水平方向移動量。

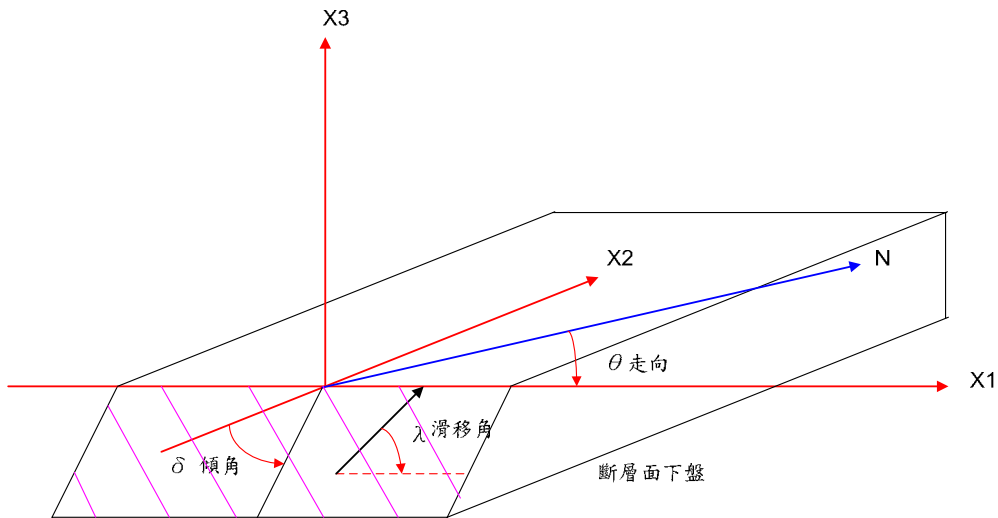


圖 4-3 Hiroo Kanamori 座標系統-斷層參數之示意圖

以上這些數據必須事先得知，方得以透過模式模擬海嘯；但因海底斷層之位置及相關參數由於不如陸地斷層可以用地球物理之方式進行必要的探測及實地勘查，故對於海底斷層所掌握之資訊遠不如陸域斷層；目前主要採用震測資料求出最接近海底一公里內的斷層結構，配合海底地形推算該斷層的各项參數；此外國內的水下鑽探技術並不發達，為節省鑽探的費用，並取得完整的海底斷層資料，部分學者開始採用短週期的海底地震測量系統，即 Ocean Bottom Seismometer (OBS) system。但此法過於昂貴且有遺失儀器之風險。所以，本模式利用美國哈佛中心地震矩張量解(Havard CMT)計算結果作為斷層輸入條件，由於此種方式是某地發生地震後，才計算求解而得，必須提出說明的是，由 CMT 所得到的斷層數據中，並沒有包含斷層長度及寬度、斷層位移量等資料，必須靠適當的經驗公式或假設求之，我國的中央氣象局目前並無提供這方面的資訊。

4.5 模式輸出結果及驗證比較

4.5.1 輸出結果

輸入資料：

DIMENSION (網格大小)

DEPTH DATA (水深資料)

TIDE STATION POINT (測潮站網格坐標)

FAULT (斷層參數設定)

PARAMETER01 (輸出資料參數設定)

PARAMETER02 (真實原點坐標設定)

輸出資料：

ZZ AT ANY TIME (波高的時序分佈)

SUFLV MAXIMUM DATA (各網格點最大波高值)

TRANS TIME DATA (各網格點傳播時間值)

TIME SERIES AT POINT (各測潮站水位時序排列)

(1)波高的時序分佈(圖 4-4(a)~(f))如下：

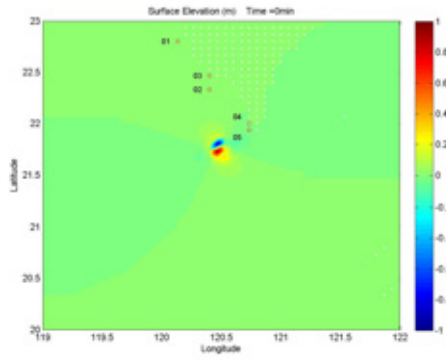


圖 4-4(a)

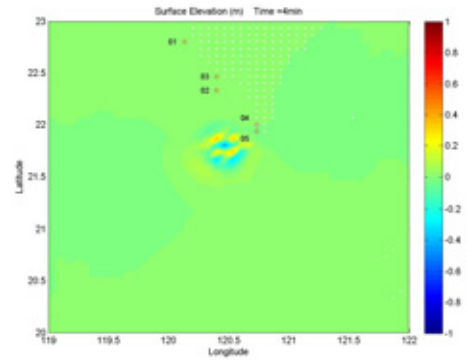


圖 4-4(b)

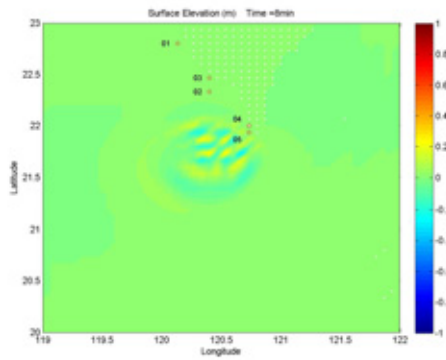


圖 4-4(c)

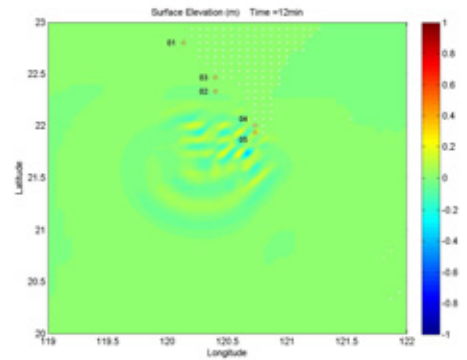


圖 4-4(d)

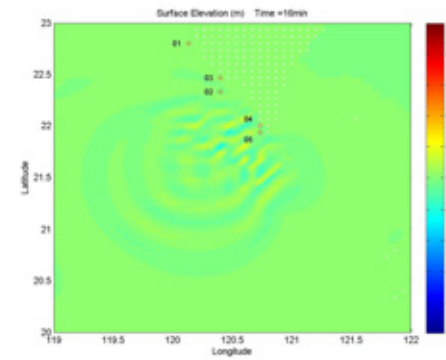


圖 4-4(e)

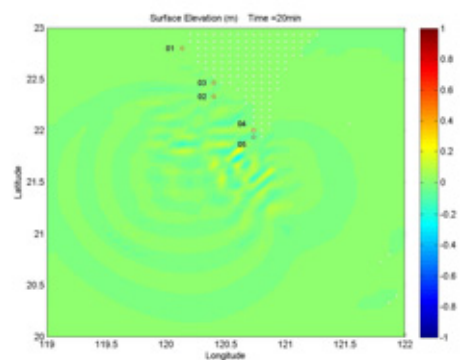


圖 4-4(f)

圖 4-4(a)~(f) 驗潮站之波高時序圖

(2)最大波高值：如圖 4-5 所示。

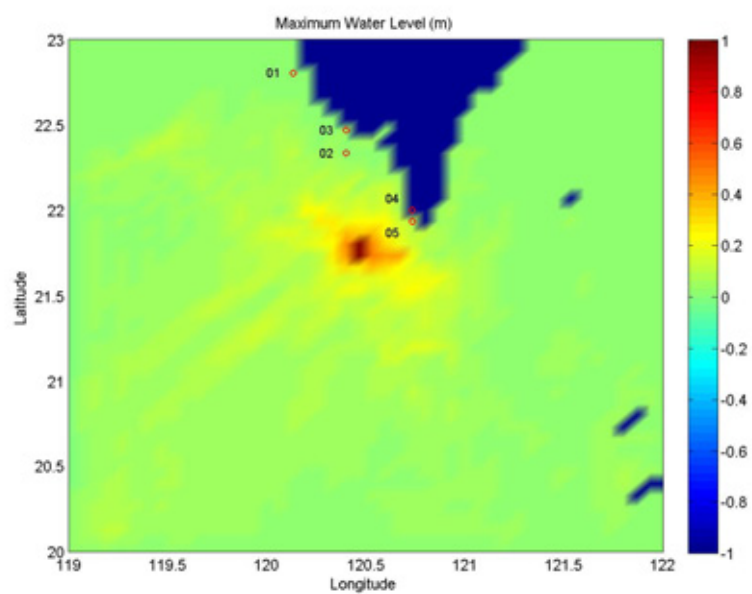


圖 4-5 各地之最大波高分佈圖

(3)各網格點傳播時間：如圖 4-6 所示。

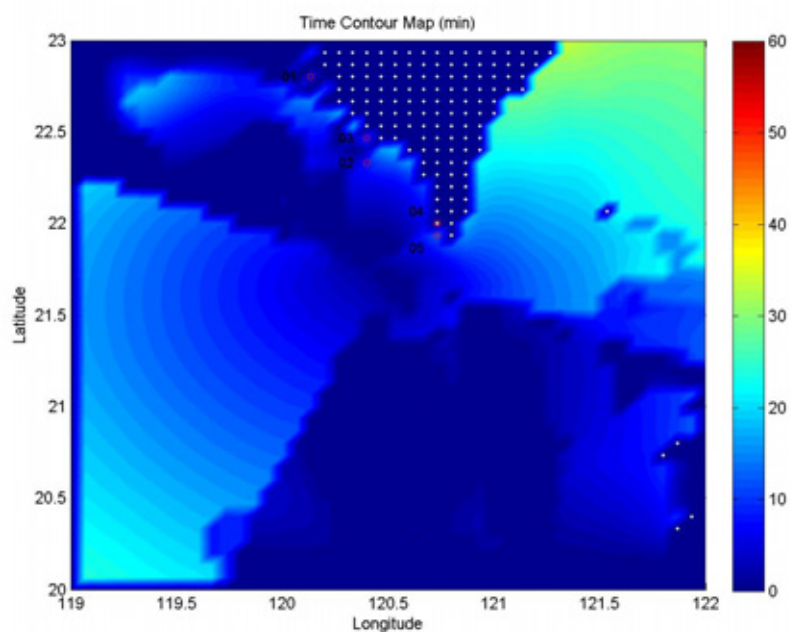


圖 4-6 各地之傳播時間圖

4.5.2 驗證比較

利用高通濾波(high pass), 將測潮站資料濾掉潮汐資料, 以保留海嘯的資料, 藉以比對模式與實測資料的差異。圖4-7~圖4-11分別為各地驗潮站實測資料經高通濾波後之結果, 圖4-12~圖4-16為模式與實測水位驗證圖。

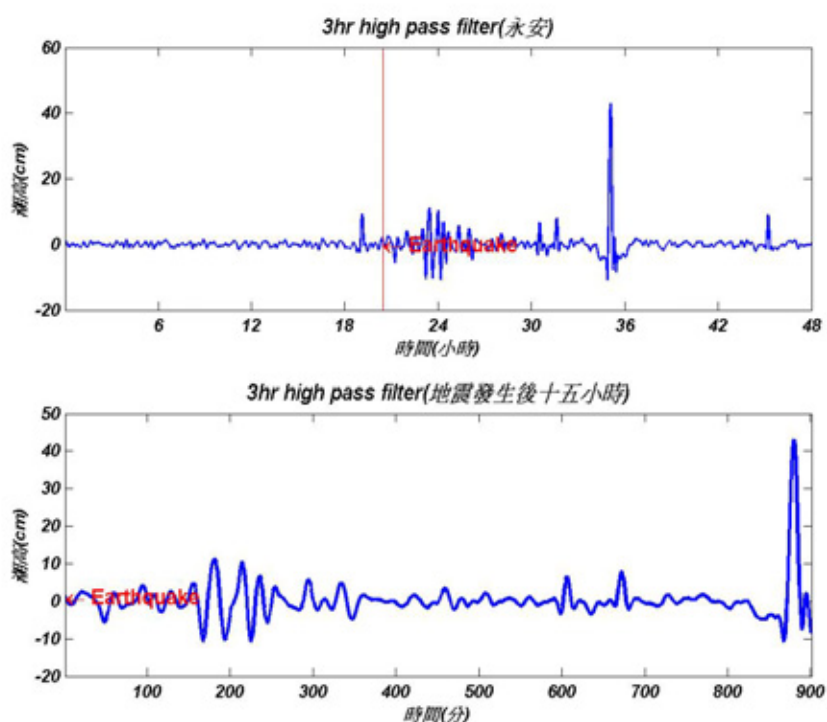


圖 4-7 永安潮位站水位

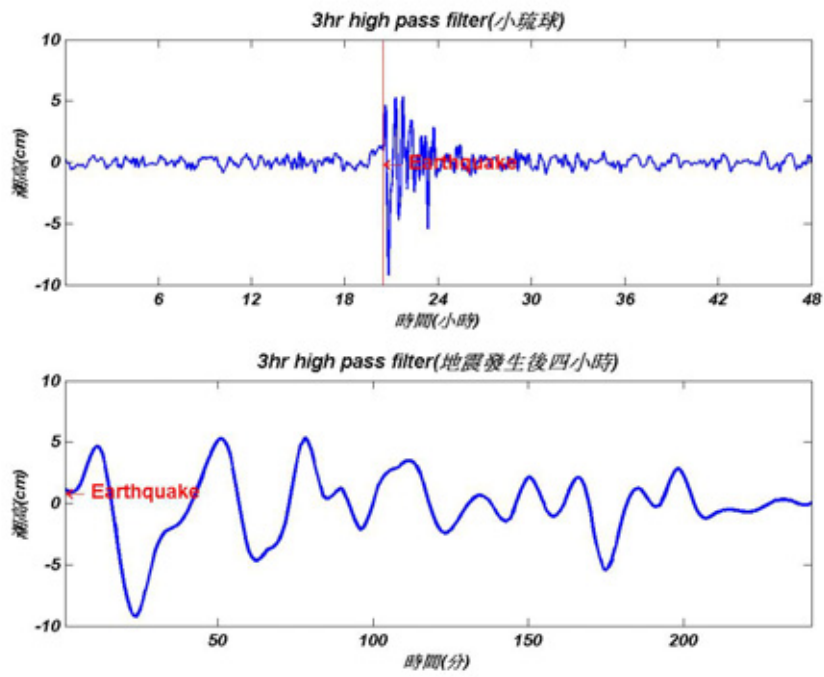


圖 4-8 小琉球潮位站水位

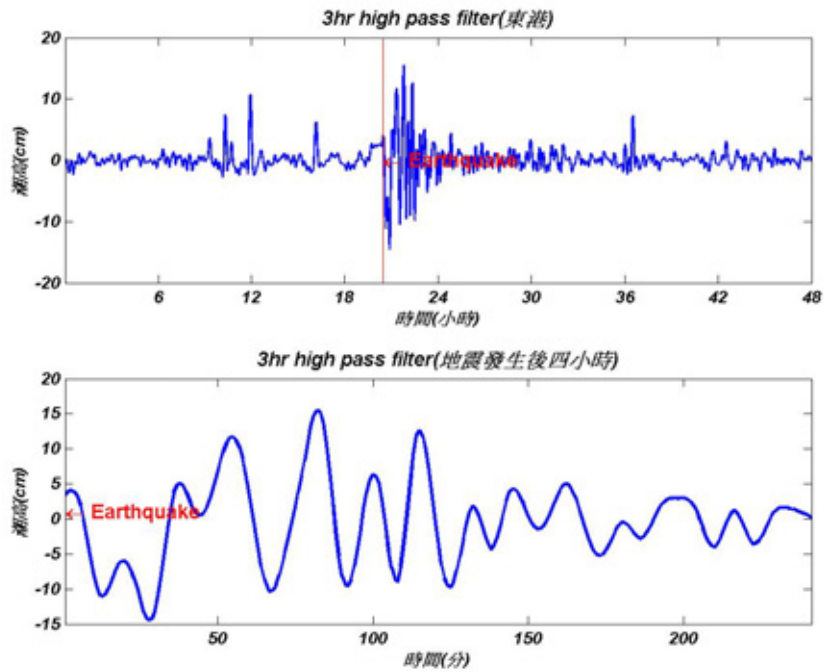


圖 4-9 東港潮位站水位

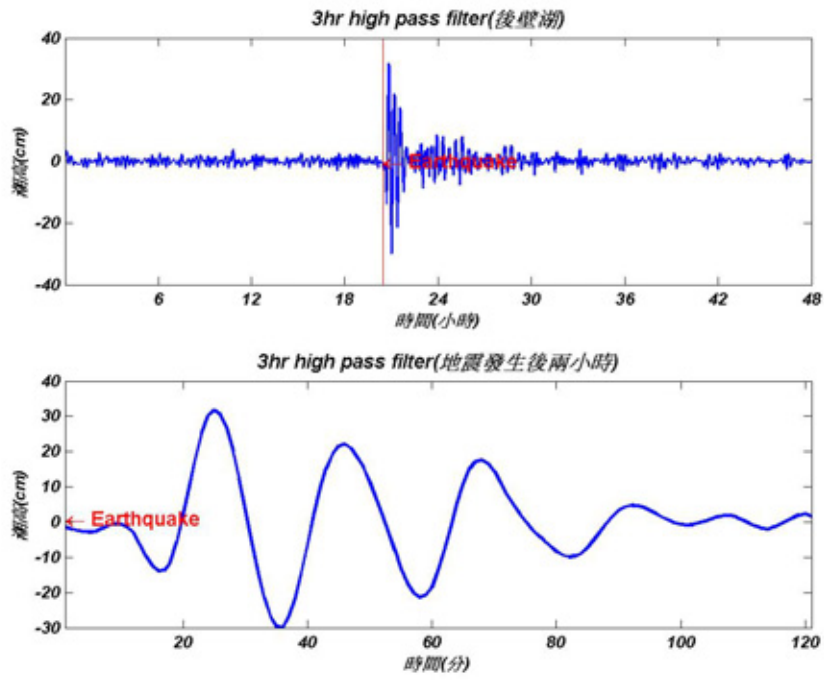


圖 4-10 後壁湖潮位站水位

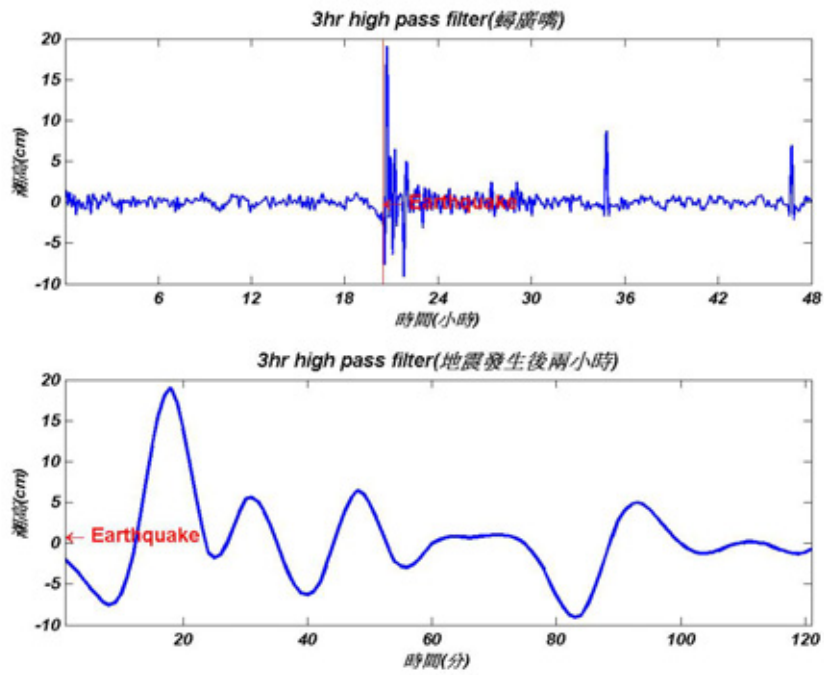


圖 4-11 鱓廣嘴潮位站水位

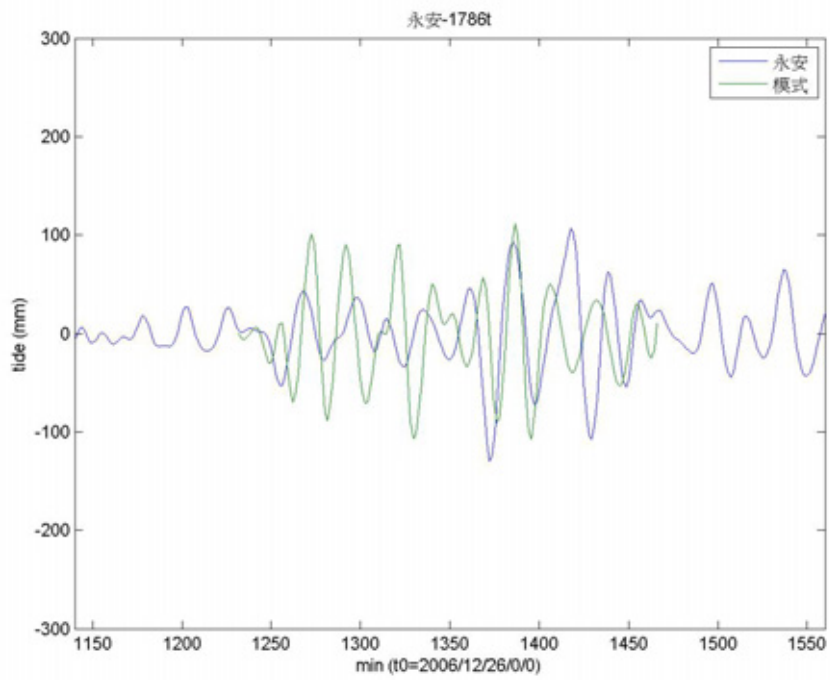


圖 4-12 與永安潮位站水位之比對

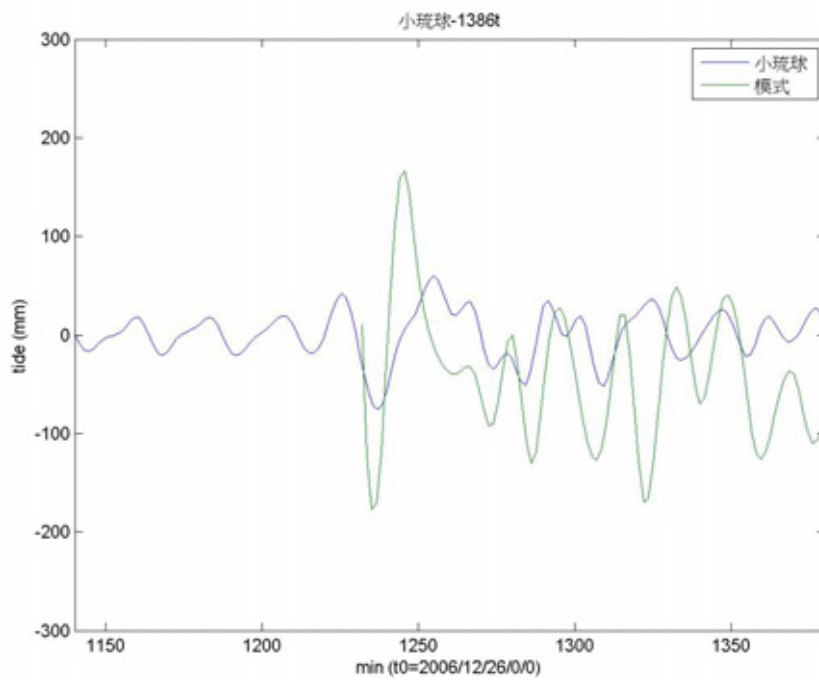


圖 4-13 與小琉球潮位站水位之比對

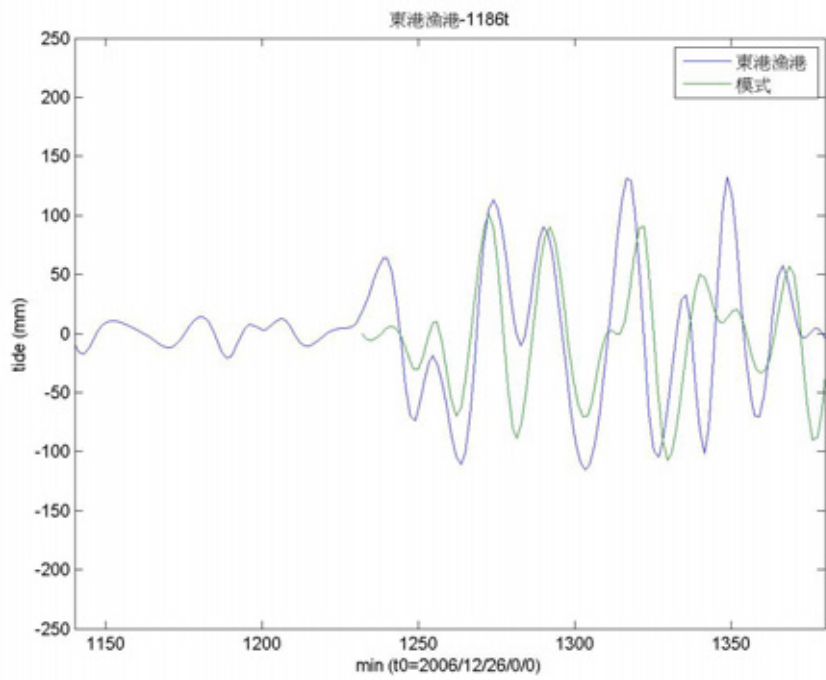


圖 4-14 與東港潮位站水位之比對

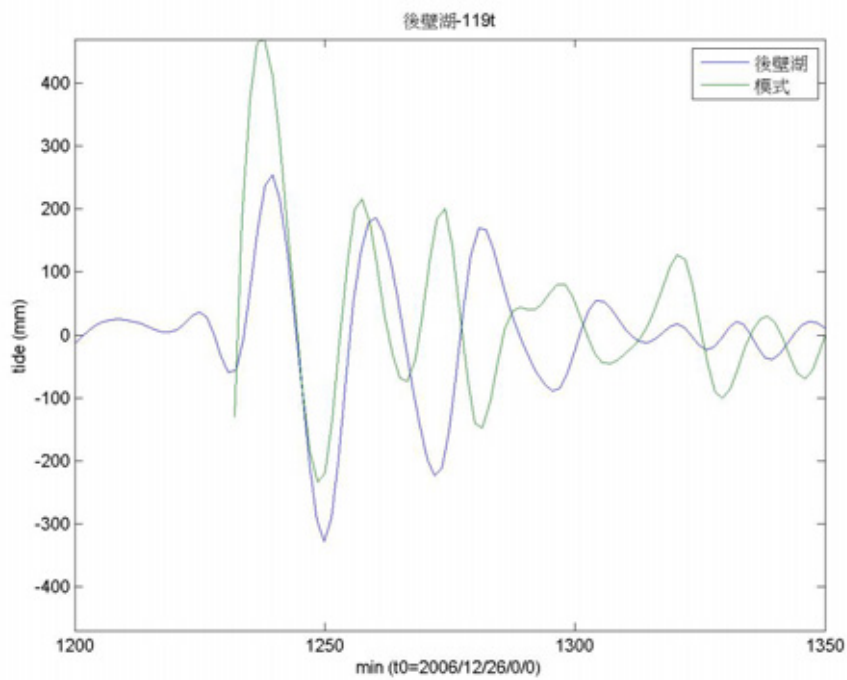


圖 4-15 與後壁湖潮位站水位之比對

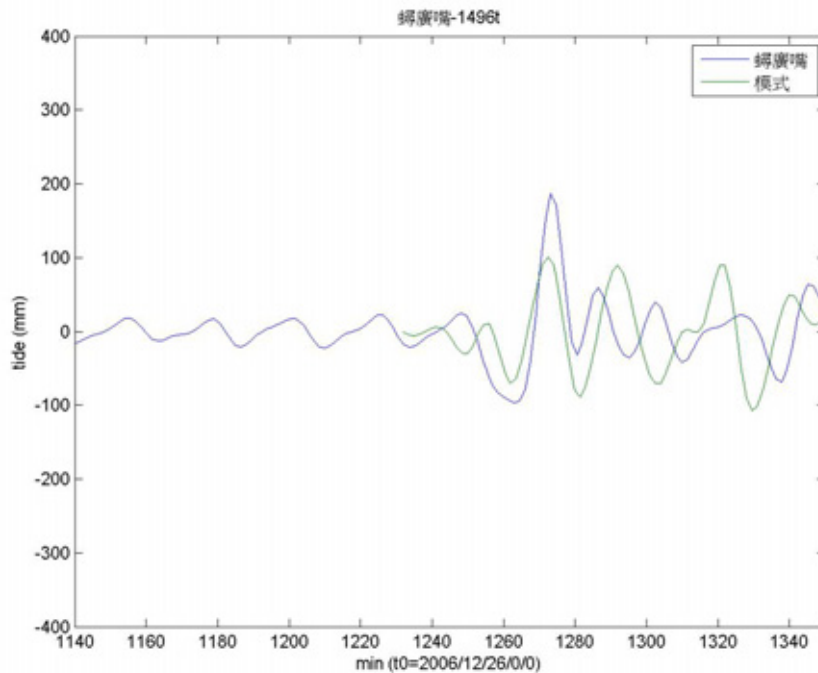


圖 4-16 與蟳廣嘴潮位站水位之比對

由圖 4.12~4.16 可發現，本模式初步模擬結果，對於波谷先至或是波峰先至已有不錯的模擬能力。由於本次地震發生地點位於南灣外海之恆春斷層或是潮州斷層，故在極值的模擬能力上，除鄰近斷層地點之蟳廣嘴測站外，其他測站比對結果均偏高；在最大值到達時間上，後壁湖及蟳廣嘴測站頗為一致，其他測站仍有些許偏移現象。模式結果顯示，對於海嘯波波高最大值及到達時間已有初步的模擬能力，但是相關穩定度及精度上仍需加強；此一原因研判與輸入參數有相當大的關係，一個可能的原因，在於水深資料為 2 分之地形資料，其解析度仍嫌不足；另一個可能的原因可能是斷層參數的設定，由於從 CMT 所取得的資料僅為計算出來的結果，並非是實際的參數值，此外，斷層參數所需斷層長度、寬度及深度，除深度外，其餘必須經由適當假設估算之，以目前海底斷層之資訊推估實有相當大之誤差。

另由於本計算模式設定網格大小為 2 分(約 3.6 公里)，實際點位難以與數值模擬相符；另一方面，由於兩次地震發生時間相鄰甚短，數值模擬僅能模擬單一次地震所造成之影響，故對於定量上仍有相當大

的改良空間。

另一方面，結果顯示，當近海發生地震造成海嘯時，因為地形的效應確會於近岸地區產生波高急遽升高的現象。

第五章 以 GIS 地形資料建立高雄地區之溢淹 數值模型

5-1 地形資料之處理

欲建立溢淹數值模型，除了數值模式外，還必須有適當的陸域地形數值資料；本計劃是利用高雄市全市地圖 AutoCAD 圖檔及 GIS 圖檔作為基本資料。兩者的差別是在於 AutoCAD 圖檔有高程資料，雖精度不如 GIS 圖檔，但符合溢淹數值模型。

由於全市是由相當多之圖塊所組成，若要配合模式運作，必須先將其合併為一，但所需記憶體會變得非常龐大，建議要分批處理。要將 AutoCAD 圖檔匯出成為數值資料必需透過程式軟體轉換，利用 AutoLisp 語法會較為容易。圖 5-1~圖 5-5 概略說明轉換的過程。

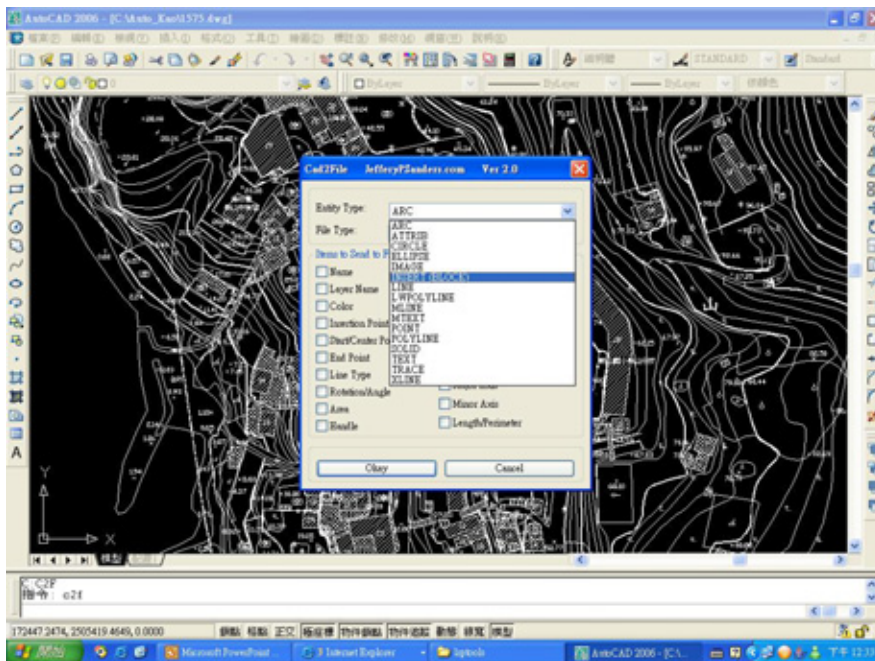


圖 5-1 操作一、選擇”插入圖塊”

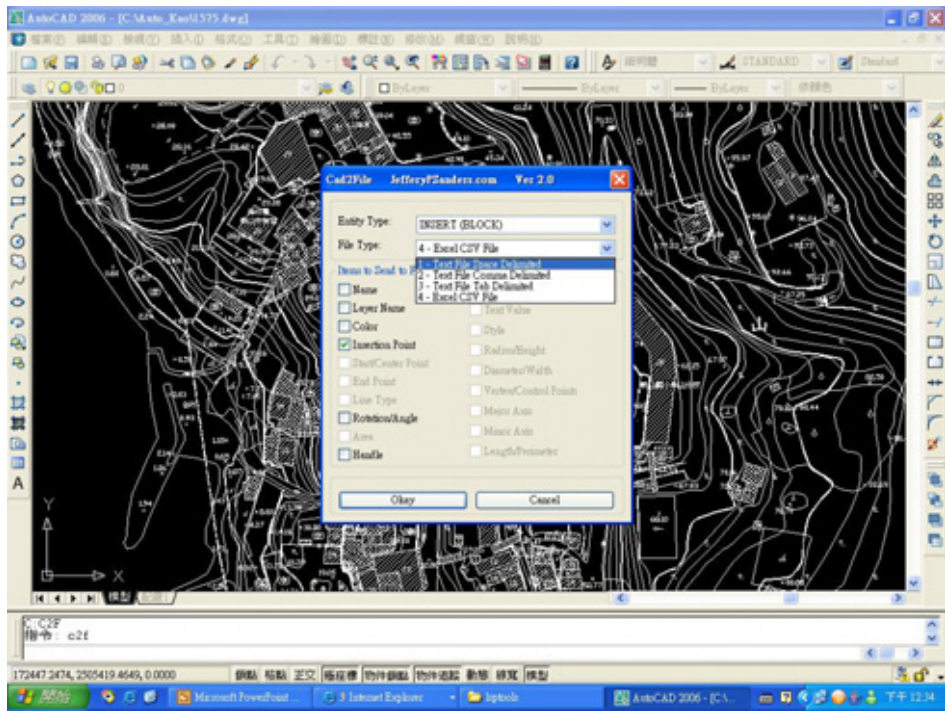


圖 5-2 操作二、選擇檔案格式

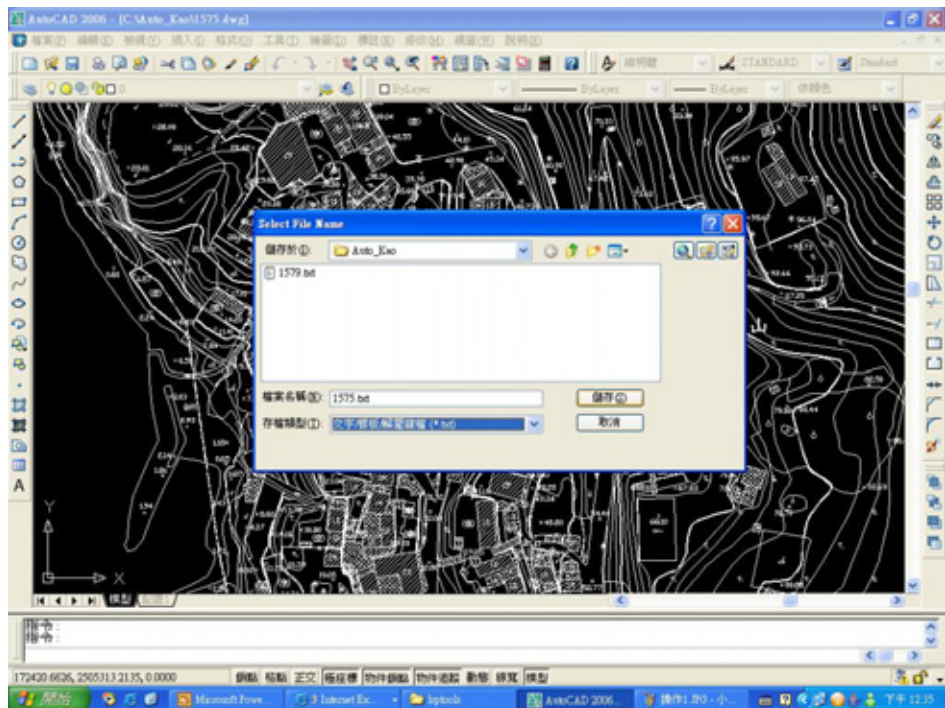


圖 5-3 操作三、選擇存檔位置及輸入檔名

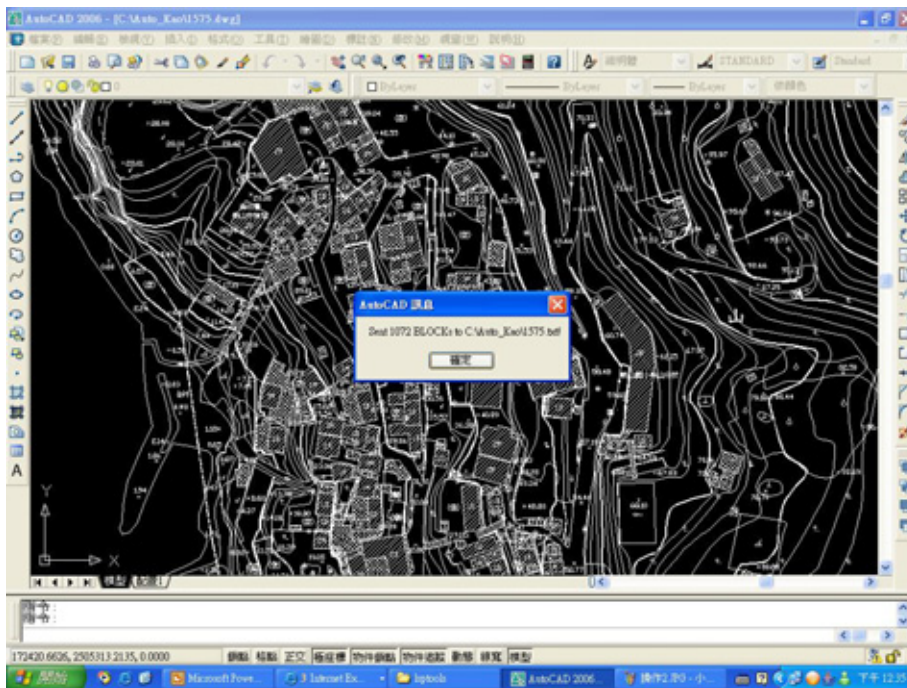


圖 5-4 操作四、執行程式匯出資料

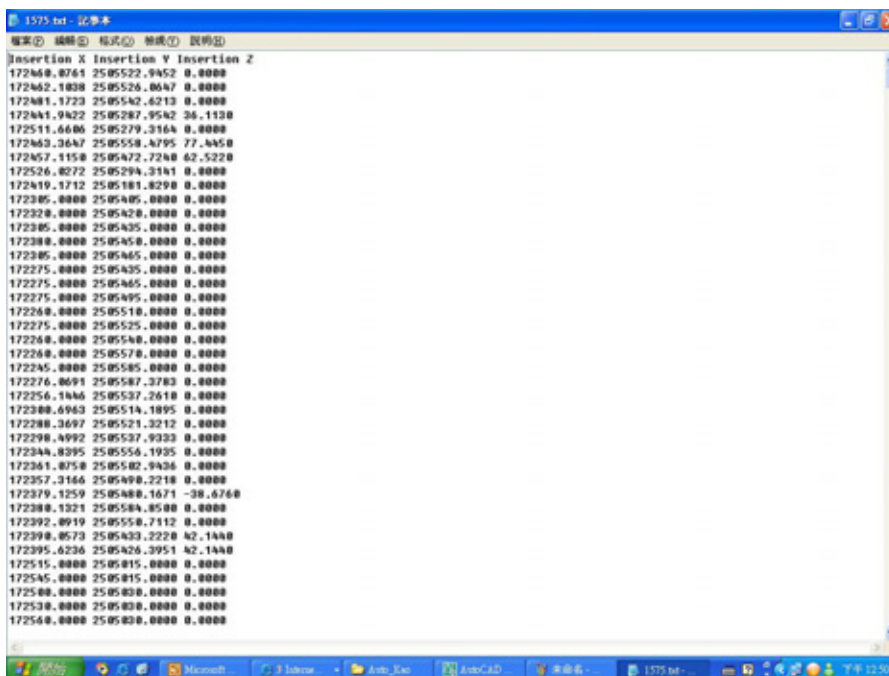


圖 5-5 座標點取得

5-2 高雄海域資料

高雄市附近海域之地形水深資料可從海科中心數值資料庫或從 NOAA 取得，為配合模式模擬，必須給予模式適當的陸域平面資料，圖 5-6 為經過處理過後之數值平面資料，主要範圍在高雄市旗津區、高雄港區(含第一、二港口)以及高雄市左營區、苓雅區部分區域。圖 5-7 為高雄市海域地形圖，主要是了解西南海域之水深分布並假設此地斷層發生錯動，圖 5-8 為將兩者配合之結果，其主要目的是用於海嘯波傳遞至近岸之溯昇過程。

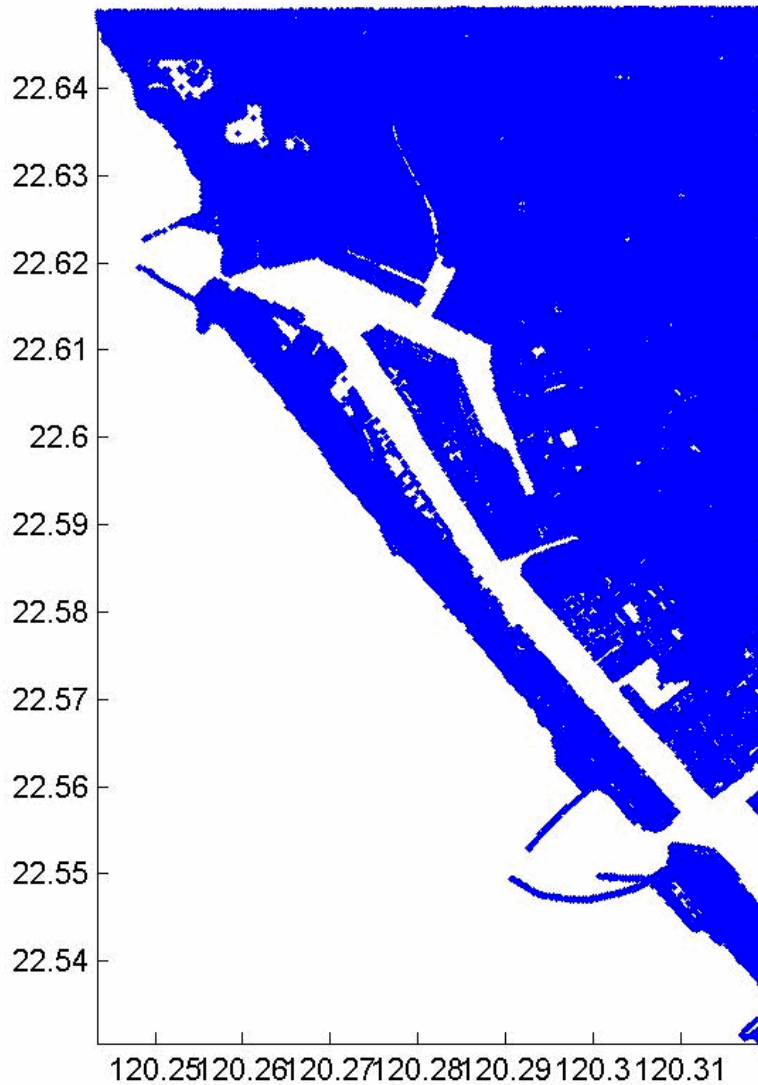


圖 5-6 高雄市數值地形圖

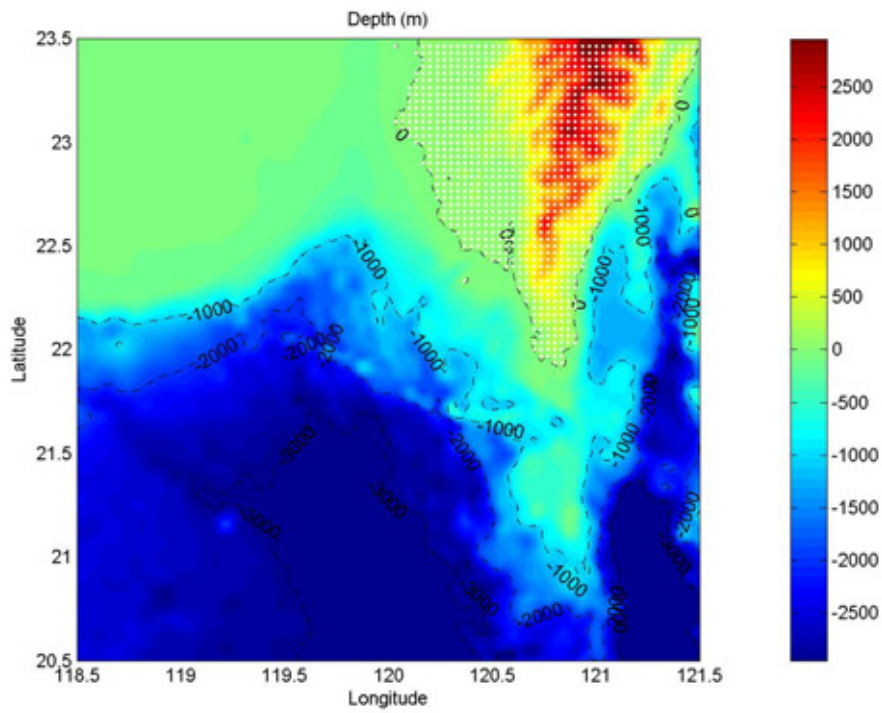


圖 5-7 高雄市週邊海域水深圖

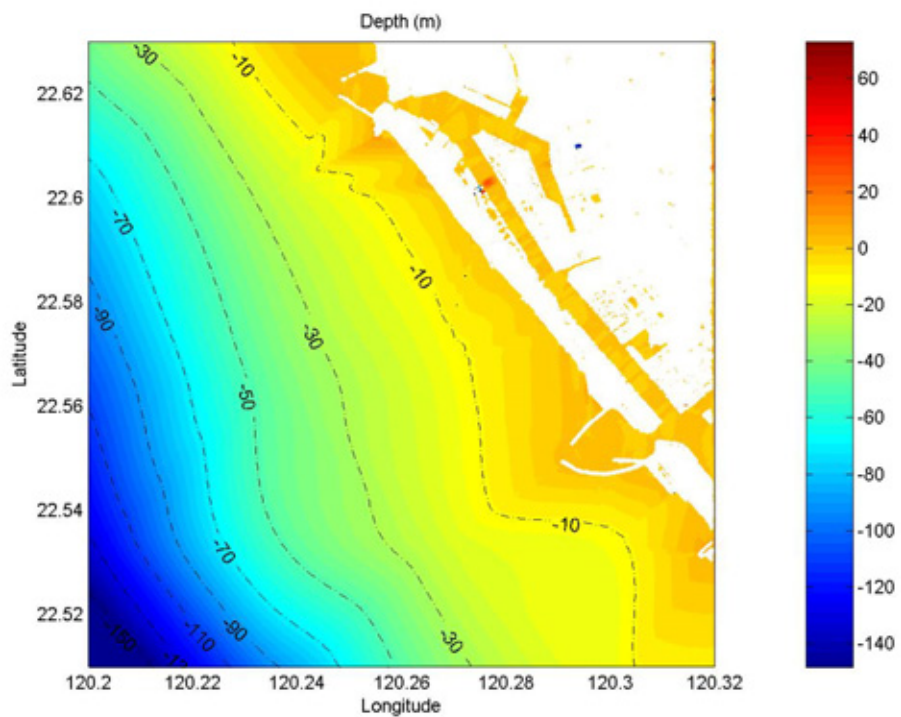


圖 5-8 數值地形與水深資料結合圖

5-3 溢淹模型之測試

本計劃利用 COMCOT 及前小節之數值地形資料進行近岸海嘯之模擬，在模擬之前先行測試。取一與海平面等高之方形平臺，並設網格大小為 5M×5M，近岸波高為 11 公尺進行模式測試，測試前後結果如圖 5.9~5.10 所示。由前兩圖可得知，當波浪傳遞至平臺時，其波高急遽抬升至約 14-16m，已越過平臺，波浪經由兩旁流至平臺後方，明顯有溢淹之效果，故對於溢淹應有適當之模擬程度。

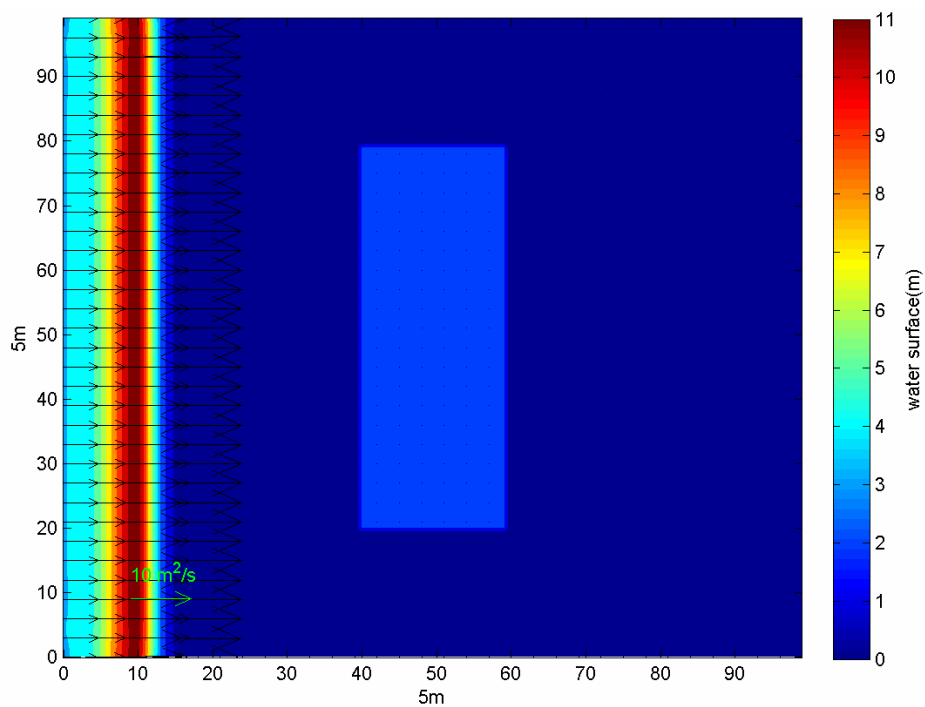


圖 5-9 近岸溢淹模型測試(溢淹前)

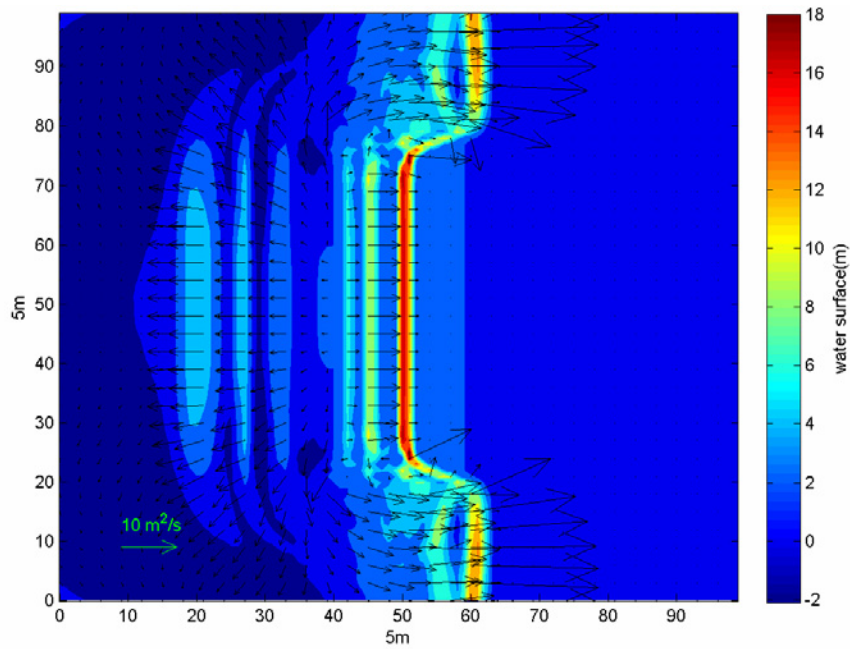


圖 5-10 近岸溢淹模型測試(溢淹後)

5-4 高雄區域之溢淹模型

本計劃模擬高雄地區受恆春斷層錯動後，其可能造成之溢淹狀況。其參數設定如附錄三所示。圖 5-11 為假設西南海域某一逆斷層發生錯動後，海嘯自遠域開始傳播至近岸；Layer21 代表高雄區域。圖 5-12 代表海嘯已傳到近岸地區(當海嘯發生約 20 分鐘後)，可以明顯看出波高因為地形淺化效應而有抬升之現象。圖 5-13 為當海嘯來臨時，高雄近岸之傳遞情形，圖 5-14 為當海嘯到達旗津區時之情形，可初步看出波高已放大約 8 公尺，同時已溢淹至旗津區並對港區及第一、二港口已有影響。圖 5-15 為海嘯已經溢淹至港區；圖 5-16 為本模式所模擬之各點分布圖，A 點為第一港口入口處，B 點為港區內中洲地區，C 點為第二港口入口處，01 點為第一港口出口處(即第一港口之堤防外)，02 點為第二港口出口處(即第二港口之堤防外)，03 點為旗津近岸處(即為旗津區接近陸地處)，04 點為旗津離岸處(即為等深線 25M 處)。圖 5-17~圖 5-23 分別表示高雄第一港口等四處之水位時序圖。由圖 5-17~圖 5-23 得知，當逆斷層發生地震引發海嘯時，其高雄區域皆為波谷先至，近岸波高約為 6-12 米，其最大波峰約在地震開始時 25 分鐘傳至高雄。初

步觀察得知，高雄港第一港口內外最大水位相差 3m，港口外之水位大於港口內；第二港口內外水位相差不大；以港口外而言，第一港口外最大水位值 4.5m 高於二港口外最大水位值 3.2m；港口內而言，二港口最大水位值 3.5m 高於一港口最大水位值 1.5m。港區內航道最大水位值 2.3m，發生於海嘯開始時第 42 分鐘，期間港區水位振盪逐步遞減至平均靜水位，其歷時約為 2 小時。本研究目前已建立初步之溢淹模型，但仍需進一步測試、驗證及改良。

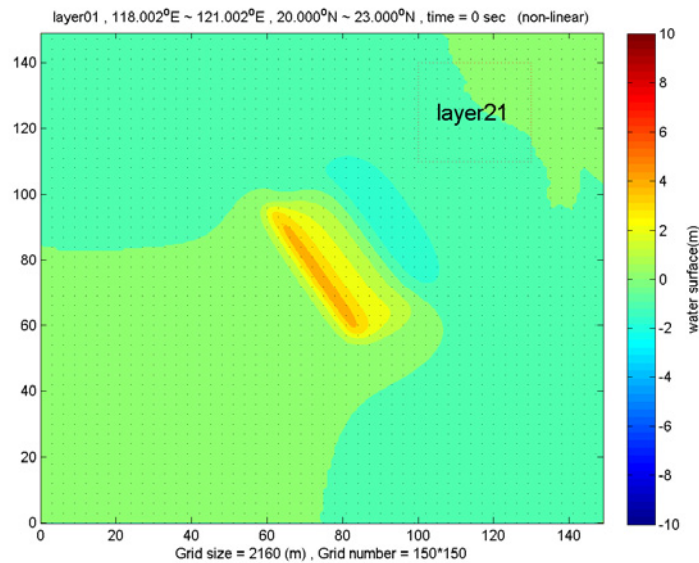


圖 5-11 遠域海嘯發生時

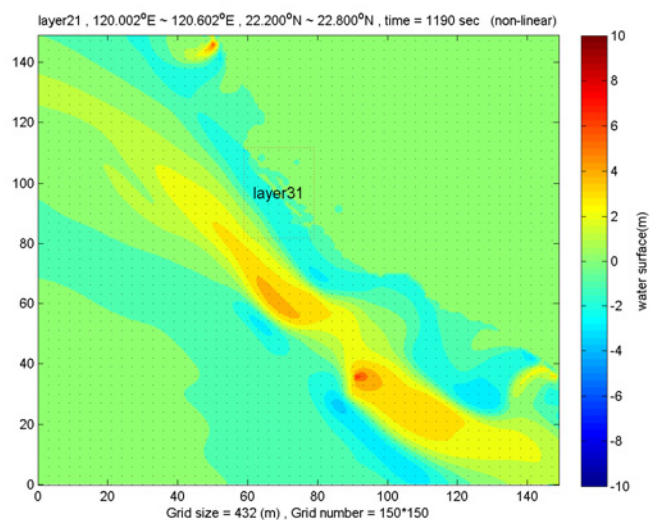


圖 5-12 海嘯傳遞至近岸時(當海嘯發生約 20 分鐘後)

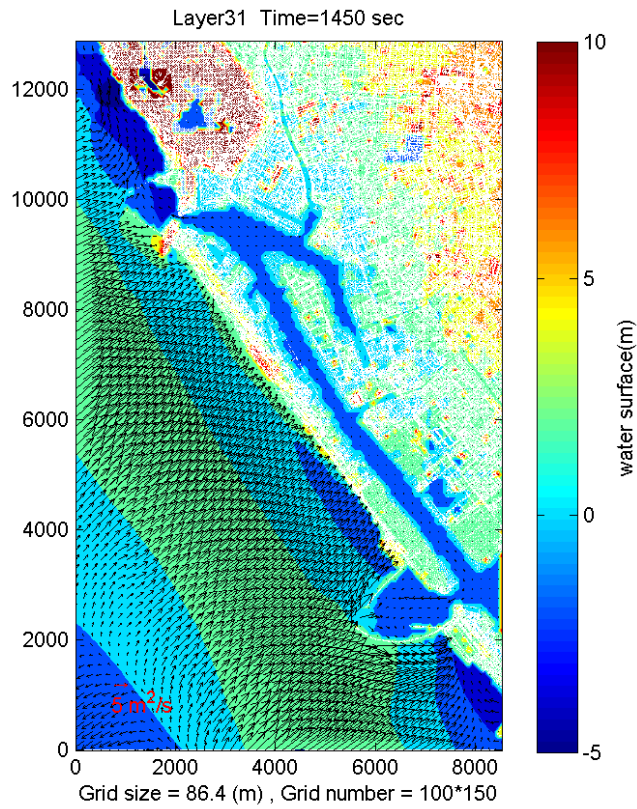


圖 5-13 當海嘯到達旗津區時(當海嘯發生約 24 分鐘後)

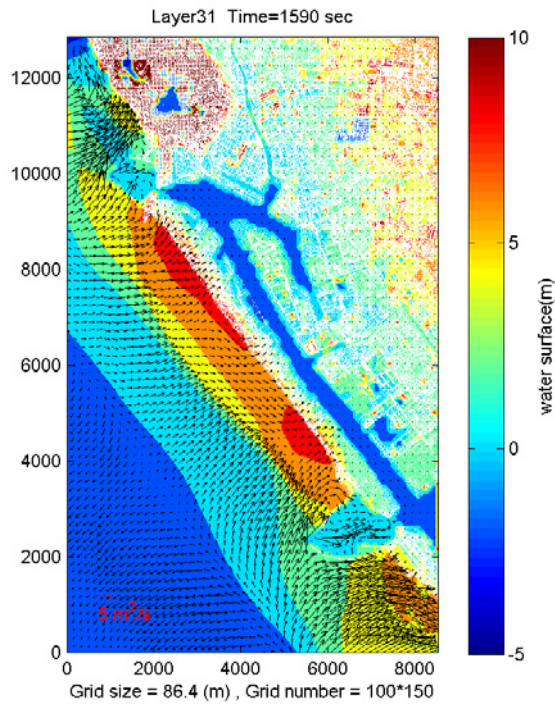


圖 5-14 當海嘯已溢淹至旗津區(當海嘯發生約 26.5 分鐘後)

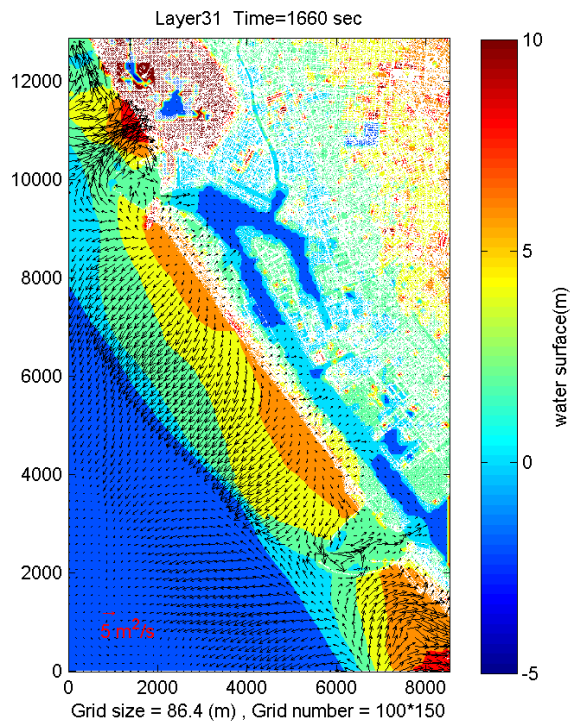


圖 5-15 當海嘯已溢淹至港區(當海嘯發生約 27 分鐘後)

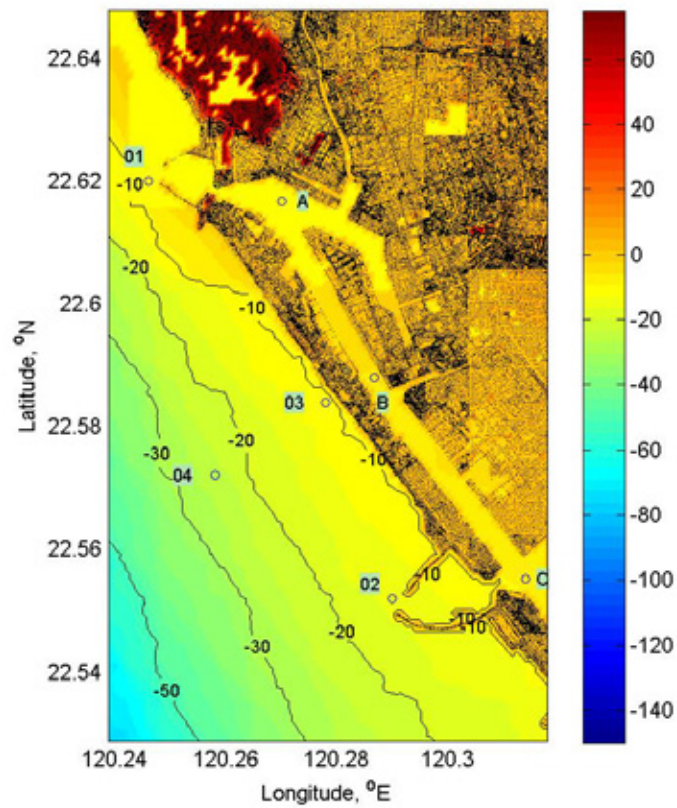


圖 5-16 模擬點位分布圖

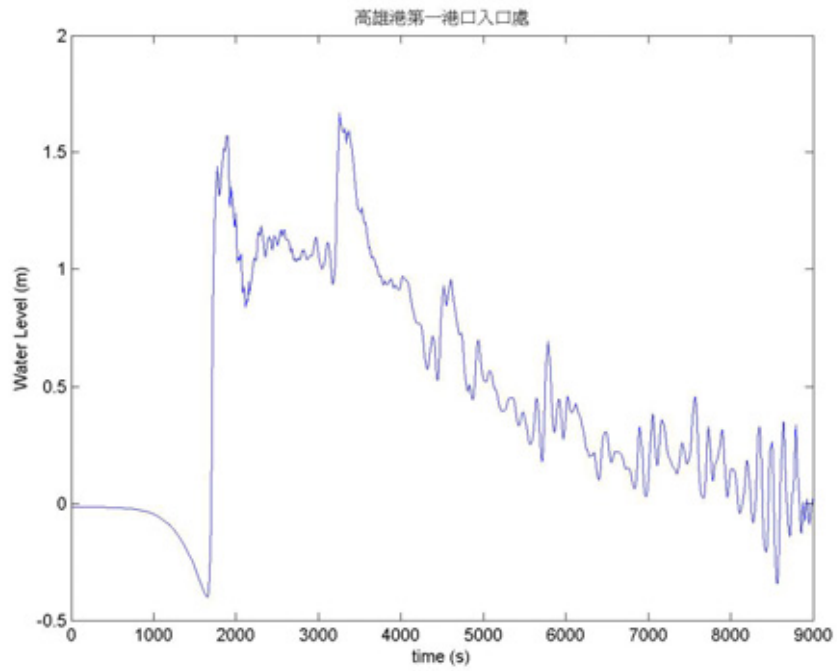


圖 5-17 高雄港第一港口入口處(A 點)

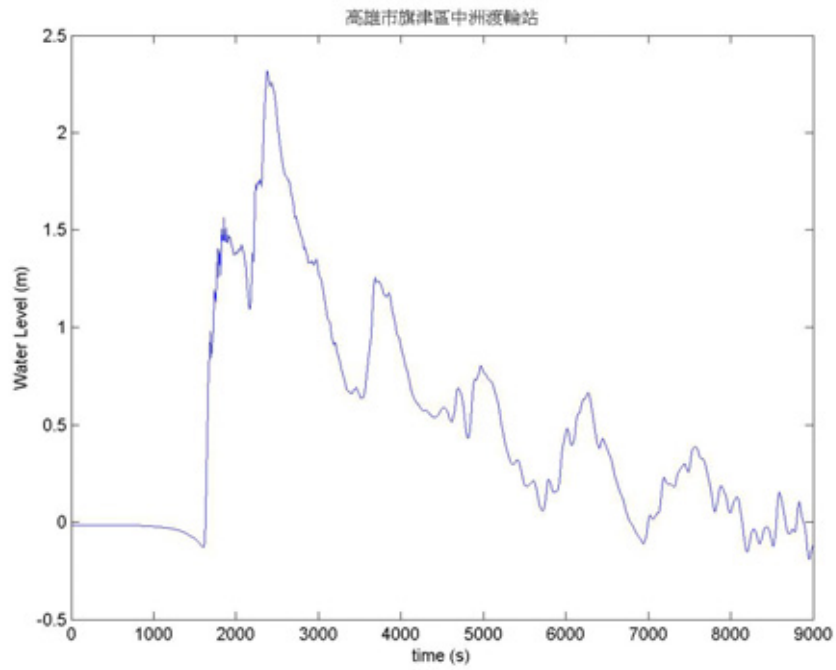


圖 5-18 港區內中洲地區(B 點)

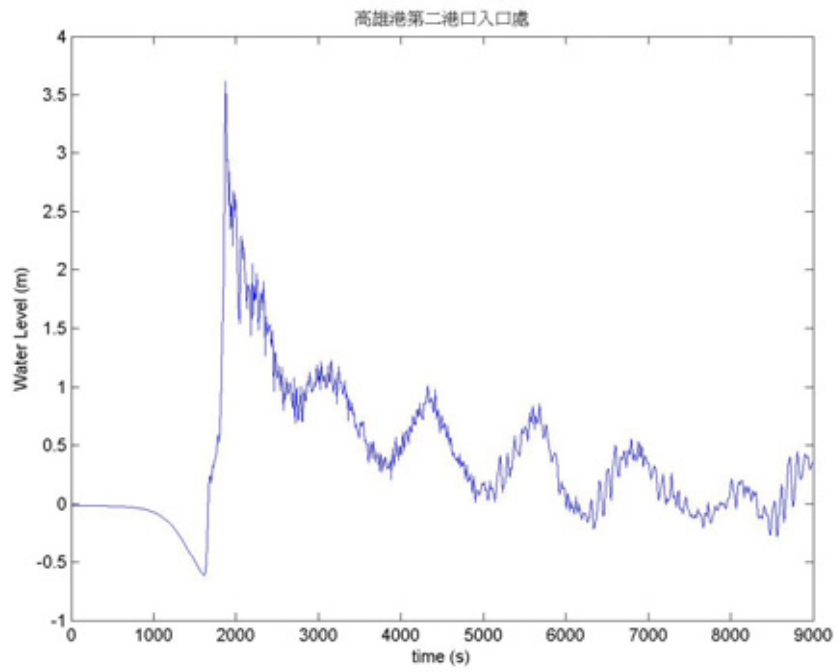


圖 5-19 高雄港第二港口入口處(C 點)

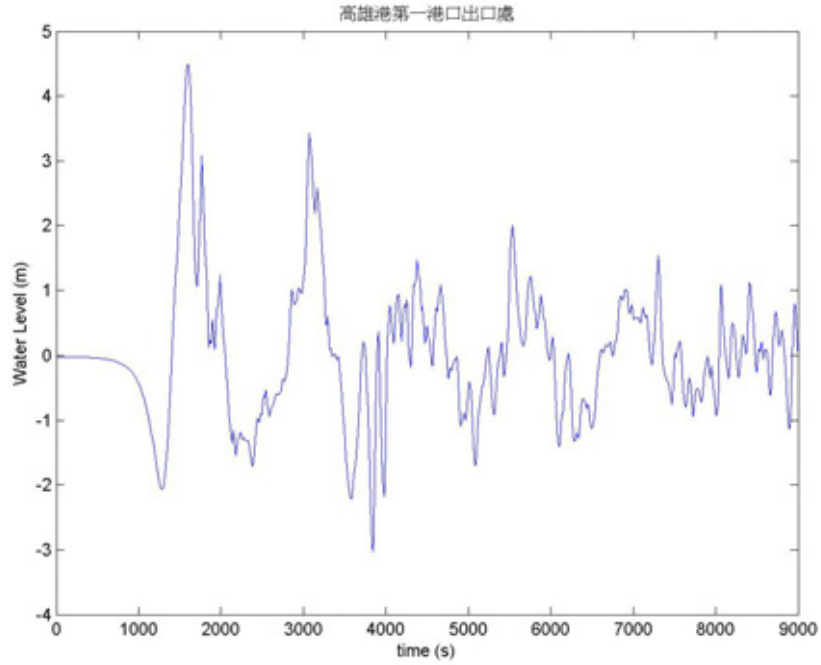


圖 5-20 高雄港第一港口出口處(01 點)

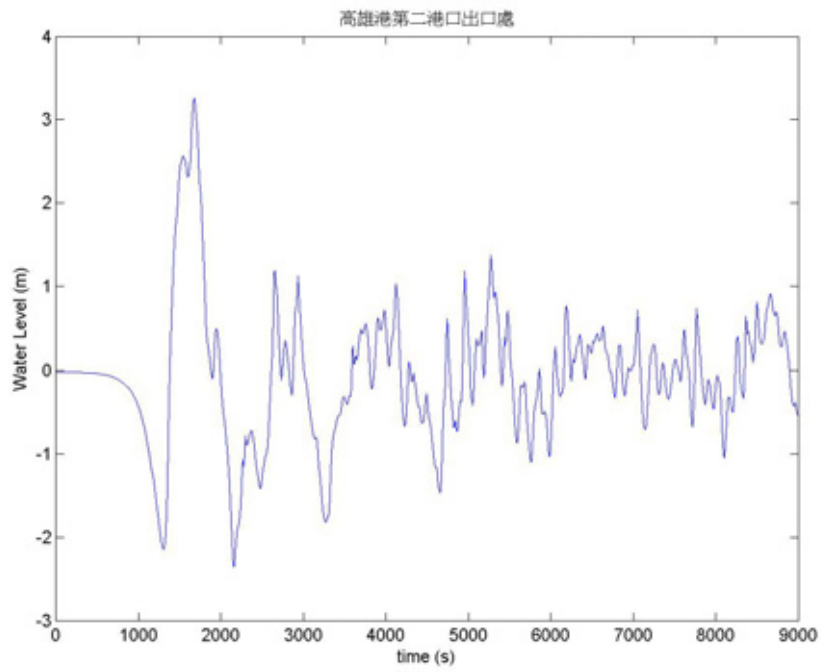


圖 5-21 高雄港第二港口出口處(02 點)

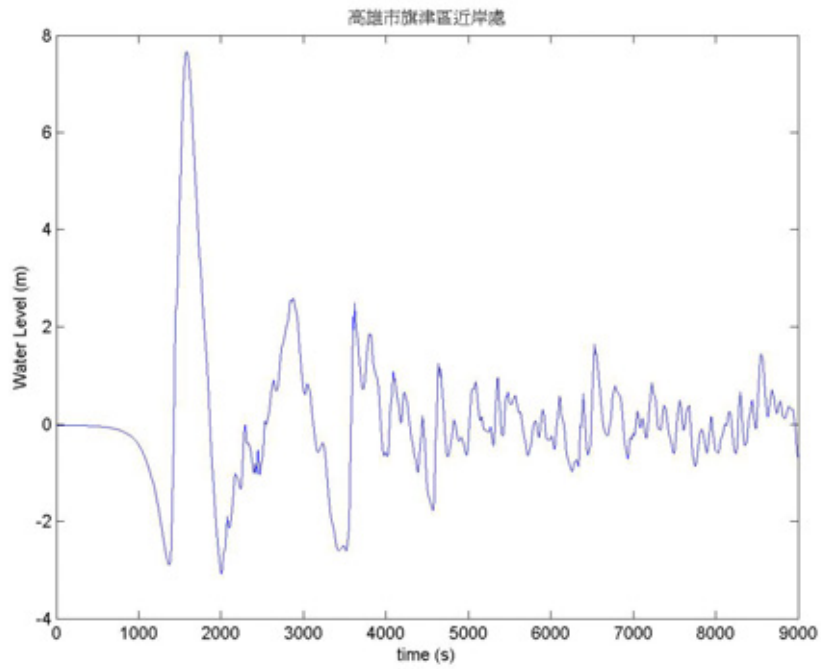


圖 5-22 旗津區近岸處 (03 點)

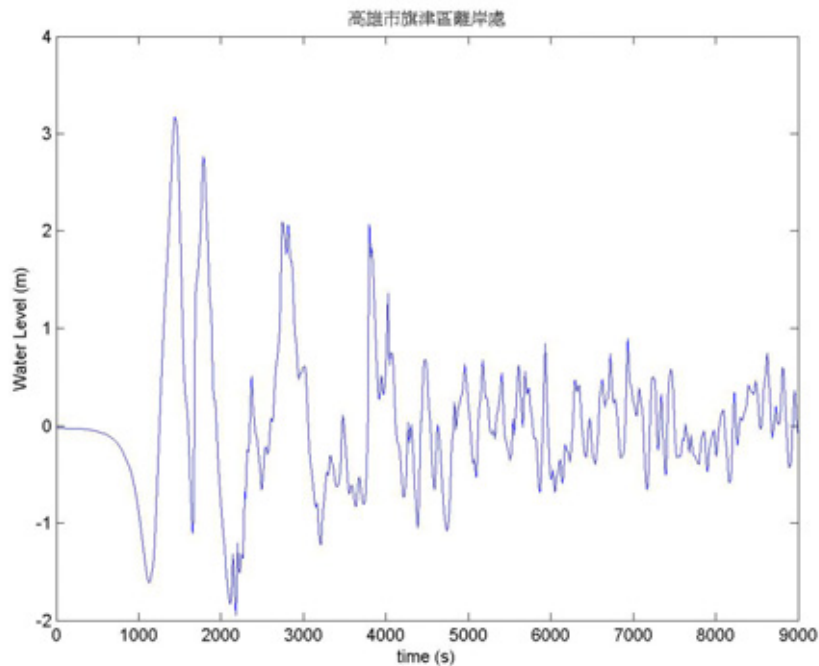


圖 5-23 旗津區離岸處(等深線 25M 處)(04 點)

5-5 結果與討論

5-5-1 海嘯溯上理論

當海嘯於大洋中傳遞時，因為非線性因子不若柯氏力來的重要，故利用線性淺水波理論足以描述整個海嘯波動的特性。但海嘯在近岸附近，由於受到淺化作用使得使波長變短、波高便大，同樣也造成海水流動與底床間的摩擦作用，此時非線性效應及底床摩擦就顯得較頻散效應來得重要，線性淺水方程式不再合用，為模擬海嘯溯上與造成的溢淹，必須採用非線性淺水方程式

海嘯之所以造成重大災害，主要是地形淺化所引致。這種淺化效應也存在於一般的波浪。如圖 5-24 所示，波浪在近岸處由於水深變淺，波長變短，導致波能集中、波高便大；原來在外海不顯著的波，到了近岸變得明顯許多。



圖 5-24 一般波浪的地形淺化效應

用簡單的理論可說明海嘯溯上的波高變化，如圖 5-25；假設海嘯由寬度 b_1 、深度 d_1 的海灣向岸傳播，波高 H_1 。水波能量與波高平方成正比；因此若不考慮反射，當海嘯傳播至寬度 b_2 、深度 d_2 處，根據能量守恆原理，

$$b_1 \sqrt{gd_1} H_1^2 = b_2 \sqrt{gd_2} H_2^2 \dots\dots\dots (5-1)$$

因此深度 d_2 處海嘯波高 H_2 應為

$$H_2 = \sqrt[4]{\frac{d_1}{d_2} \frac{b_1}{b_2}} H_1 \dots\dots\dots (5-2)$$

此即所謂格林定律(Green law)，可作為海嘯波高之近似估計值。

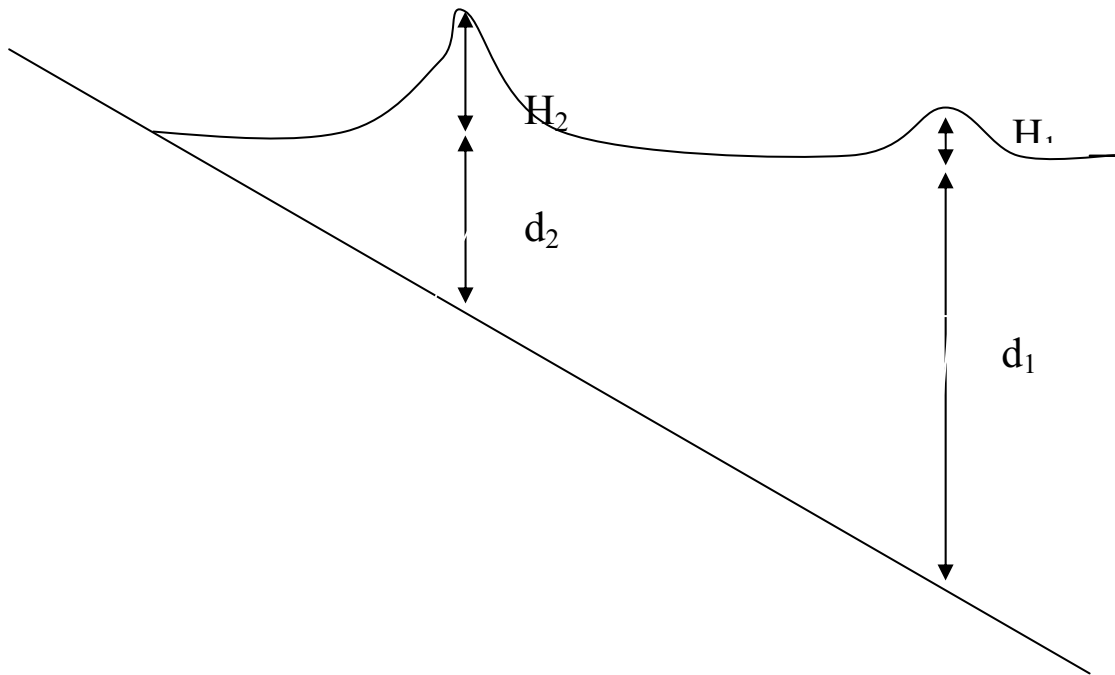


圖 5-25 寬度不變($b_1 = b_2$)下波浪的淺化示意圖

5-5-2 模擬結果比對

本模擬是考慮震源若發生地震時，其海嘯波對於高雄區域之影響。茲選取圖 5-21 及圖 5-22 作為溯上比對之對象。由格林定律式(5-2)可得出近岸波高 H_2 為：

$$H_2 = \sqrt[4]{\frac{d_1}{d_2}} H_1 = \sqrt[4]{\frac{25}{10}} \times 3.2 = 4.02m < 8m$$

小於模擬出之波高；但此僅為單一案例所呈現之初步結果，下一年度將取多種案例進行更深入之比對。

第六章 結論

1. 臺灣東部外海是強震較頻繁的區域，但是東部沿海地形陡峭，淺化作用不明顯縱有海嘯侵襲，歷史上造成災害之機率並不高；至於西部沿岸由於地震較容易發生在造山帶前緣，因此臺灣海峽發生強震的機率不高，要產生大海嘯的機率也不大。所以整體而言，最值得注意的區域有西南部高屏沿海低窪地區，以及東北外海（包括龜山島）。
2. 西南部高屏沿海低窪地區值得注意的原因如下：臺灣造山帶的斷層前緣由此處出海，延伸至活躍的馬尼拉海溝構造帶；這地區的外海多斜坡與峽谷，海底地形變化大，而且本區域地勢平坦甚至低窪。馬尼拉海溝是活躍的構造帶，容易引發強震，造成的海嘯可以傳導至臺灣西南部，而變化大的海底地形容易產生海底山崩；平坦的高屏沿海一帶一旦受到海嘯侵襲，淹溢範圍將相當大，容易造成嚴重災害。
3. 由大地構造得知，恆春斷層及潮州斷層雖其相關性仍有未明之處，但現場調查及實例均已說明恆春斷層之活動性仍持續保持，仍有發生地震之可能。
4. 本模式模擬恆春地震發生後之水位變動及最大波到達時間，已有良好的結果，惟仍有進一步之改善空間。
5. 對於近岸海嘯模擬，由於眾多參數必須一一檢驗測試，故以目前所蒐集之資料進行模擬測試，效果並不如預期，已就可能原因進行反覆測試及請教日本相關單位；預計下一年度即可完成。
6. 由於現行海嘯模式均必須假設斷層位址(即必須先得知初始條件)，方可藉此計算可能之影響範圍，這種模式最大缺點是計算效率，必須利用高規格電腦設備進行計算，對於預報及資料庫建立有困難：

Xu(2007)提出一種由可能受災區反算可能的斷層位址之格林函數演算模式，可有效避免傳統模式之問題，本計劃後續執行擬採用此一觀念進行其他港區之模擬。

參考文獻

1. 陳文山(1985), "臺灣南部恆春半島之地質", 國立臺灣大學地質研究所碩士論文
2. 陳于高(1993), "晚更新世以來南臺灣地區海水面變化與新構造運動研究", 國立臺灣大學地質學研究所博士論文
3. 陳冠宇(2004), "假警報恐引來觀潮人", 中國時報時論廣場。
4. 陳建良、林啟文、陳文山(2005)臺灣南部恆春半島地殼變形初步研究。經濟部中央地質調查所特刊, 16期, 55-74。
5. 陳冠宇、簡仲璟、邱永芳(2006) "臺灣近岸海象預報模式系統。(TaiCOMS)—海嘯模擬", 第二十八屆海洋工程研討會專題論文集-臺灣近岸海象預報模式系統(TaiCOMS)技術報告 99-105。
6. 陳陽益、陳冠宇(2006), "海嘯模式建置研究", 交通部運輸研究所合作研究計畫期末報告。
7. 李昭興、許明光、鄭文彬、蕭士俊、林欽隆、郭鎧紋、陳致宏(2006), "我國東北角海嘯警報系統建立之初始研究", 中央氣象局研究報告
8. 陳文山、黃能偉、顏一勤、楊志成、李偉彰、楊小青、陳勇全、宋時驊(2006), "恆春半島增積岩體的構造與地層特性：全新世恆春斷層的活動性", Western Pacific Earth Science(已接受)
9. 林祖慰(2006), "中大規模地震斷層參數之同步求解", 國立中央大學地球物理研究所博士論文
10. 許仕杰(2007), "東臺灣海嘯模擬", 國立高雄海洋科技大學海洋環境工程研究所碩士論文
11. 陳冠宇(2007), "淺談海嘯及其數值模擬", 港灣報導
12. 中央氣象局 <http://www.cwb.gov.tw/>
13. Havard CMT <http://www.globalcmt.org/>

14. Bonilla, M.G. (1975), "A review of recently active faults in Taiwan : U.S. Geological Survey Open-file Report", 75, 58p
15. Choi B.H., Pelinovsky E., Riabov I., Hong S.J. (2002) , "Distribution-functions of tsunami wave heights", Natural Hazards , Vol. 25, No.1, 1 - 21.
16. Hammack, A. (1973), "On Tsunamis: their Generation and Propagation in an Ocean of Uniform Depth", Journal of Fluid Mechanics, Vol. 60(4), pp. 769--799.
17. Kiyoshi Horikawa (1978), "Coastal Engineering: an introduction to ocean Engineering ", New York, Wiley.
18. D. R. King and P. H. LeBlond (1982), "The Lateral Wave at a Depth Discontinuity in the Ocean and its Relevance to Tsunami Propagation" , Journal of Fluid Mechanics, Vol. 117, pp. 269--282.
19. SATAKE, K. and TANIOKA, Y. (1999), Sources of Tsunami and Tsunamigenic Earthquakes in Subduction Zones, Pure Appl. Geophys 154, 467–483.
20. Y. Tony Song, Chen Ji, L.-L. Fu, Victor Zlotnicki, C. K. Shum, Yuchan Yi, and Vala Hjorleifsdottir (2005), "The 26 December 2004 tsunami source estimated from satellite radar altimetry and seismic waves", Geophysical Research Letters, Vol. 32, L20601, doi:10.1029/2005GL023683.
21. Tomita et al. (2005), "Report on 2004 Tsunami in the India Ocean", PARI, (in Japanese).
22. S. S. Voit (1987), "Tsunamis Annual review of fluid mechanics", Vol. 19, pp. 217-236.
23. Wiegel (1980), "Tsunamis along West Coast of Luzon", International Conference of Coastal Engineering, pp. 672-694.

24. Xu(2007),” THE ALL-SOURCE GREEN’S FUNCTION AND ITS APPLICATIONS TO TSUNAMI”, The International Journal of The Tsunami Society, Vol.26, No.1, pp.59-69.
25. Yeh, H., Liu, P. L.-F., Briggs, M., and Synolakis, C. (1994), “Propagation and Amplification of Tsunamis at Coastal Boundaries”, Nature, 372, 353-355.

附錄一 本模式參數設定檔案格式

輸入資料與內容表

| 編號 | 裝置 | 內容 | 檔案名稱 |
|----|------|----------------------|-----------|
| 1 | 文字格式 | 計算網格水深的資料 | ***.dep |
| 2 | 文字格式 | 計算網格訊息的資料 | ***.map |
| 3 | 文字格式 | 接續邊界參數 | ***.dat |
| 4 | 文字格式 | 時間波形輸出地點的位置資料 | ***.pnt |
| 5 | 文字格式 | 計算網格訊息數據 (判定海陸用網格數據) | ***.mag |
| 6 | 文字格式 | 構造物 (頂部高) 的基準高資料 | ***.reg |
| 7 | 文字格式 | 構造物 (頂部高)資料 | ***.bdh |
| 8 | 文字格式 | 斷層參數 | ***.fault |

附錄二 美國哈佛中心地震矩張量解 (即 Harvard CMT)

200612261226A TAIWAN REGION

Date: 2006/12/26 Centroid Time: 12:26:29.0 GMT

Lat= 21.81 Lon= 120.52

Depth= 19.6 Half duration= 7.6

Centroid time minus hypocenter time: 7.9

Moment Tensor: Expo=26 -3.160 0.419 2.740 1.230 -1.550 -1.230

Mw = 7.0 mb = 6.4 Ms = 7.3 Scalar Moment = 3.78e+26

Fault plane: strike=165 dip=30 slip=-76

Fault plane: strike=329 dip=61 slip=-98

200612261234A TAIWAN REGION

Date: 2006/12/26 Centroid Time: 12:34:22.3 GMT

Lat= 22.02 Lon= 120.40

Depth= 32.8 Half duration= 6.9

Centroid time minus hypocenter time: 8.5

Moment Tensor: Expo=26 -0.377 2.210 -1.830 2.110 0.145 -0.806

Mw = 6.9 mb = 6.5 Ms = 7.1 Scalar Moment = 2.87e+26

Fault plane: strike=151 dip=48 slip=0

Fault plane: strike=61 dip=90 slip=138

附錄三 高雄溢淹模式輸入參數表

```
#####
#
# Control file for COMCOT program (v1.6)
#
#####
--+---1--+---2--+---3--+---4--+---5--+---6--+---7
----+---8
#=====;=====
=====
# General Parameters for Simulation          : Value Field
|
#=====;=====
=====
Total run time (seconds)                    : 9000.000
Time interval for output file ( unit: sec ) : 10.0
Specify ini surface (0:FLT,1:File,2:WM,3:LS) : 0
Start Type (0-Cold start; 1-Hot start)      : 0
Starting step # (If hot start)              : 1000

#=====;=====
=====
# Parameters for Fault Model                :Values
|
#=====;=====
=====
Focal Depth(from see floor to epicenter) (meter): 7000.000
Length of source area (meter): 100000.000
Width of source area (meter): 50000.000
Dislocation of fault plate (meter): 11.000
Strike direction (theta) (degree): 329.000
Dip angle (delta) (degree): 15.000
Slip angle (lamda) (degree): 110.000
Origin of computation (Latitude, degree): 20.000
Origin of computation (Longitude, degree): 118.002
Location of epicenter (Latitude, degree): 21.500
Location of epicenter (Longitude, degree): 119.500

#=====;=====
```

```

=====
# Configurations for all grids :Values
|
#=====
=====
# Parameters for 1st-level grid -- layer 01 :Values  假設一度 1800M
|
#=====
=====
Coordinate          (0:spherical, 1:cartesian):    1
Governing Eqn.      (0:linear, 1:nonlinear):      0
Grid length(dx, sph:minute, cart:meter)      : 2160.0
Latitude of south boundary ( degree ):        20.0
Time step           ( second ):                0.5
Use Bottom friction ?(only cart,nonlin,0:y,1:n): 0
Manning's relative roughness coef.(bottom fric): 0.013
Output Volume Flux ? ( 0-Yes, 1-No )         : 0
ix                                                          : 150
jy                                                          : 150

#=====
=====
# Parameters for 2nd-level grid -- layer 21 :Values
|
#=====
=====
Run Layer 21 ?      (0:Yes, 1:No ):          0
Coordinate          (0:spherical, 1:cartesian):    1
Governing Eqn.      (0:linear, 1:nonlinear):      0
Use Bottom friction ?(only cart,nonlin,0:y,1:n): 1
Manning's relative roughness coef.(bottom fric): 0.013
Output Volume Flux ? ( 0-Yes, 1-No )         : 0
Grid Size Ratio of Layer01 to Layer21       : 5
X_start                                                     : 101
X_end                                                       : 130
Y_start                                                     : 111
Y_end                                                       : 140
Grid Identification Number (DONNOT CHANGE!!!) : 21
Parent Grid's ID Number                                  : 1

#=====
=====

```

```

# Parameters for 3rd-level grid -- layer 31 :Values
|
#=====:=====
=====
Run Layer 31 ?      (0:Yes,      1:No      ):      0
Coordinate          (0:spherical, 1:cartesian):      1
Governing Eqn.     (0:linear,   1:nonlinear):      1
Use Bottom friction ?(only cart,nonlin,0:y,1:n):      0
Manning's relative roughness coef. (bottom fric):      0.013
Output Volume Flux ? ( 0-Yes, 1-No )      :      0
Ratio of No. grid in Layer 2 to Layer 1 at bnd :      5
X_start             :      60
X_end               :      79
Y_start             :      83
Y_end               :      112
Grid Identification Number (DONNOT CHANGE!!!) :      31
Parent Grid's ID number      :      21

```


台灣沿岸海嘯影響範圍與淹水 潛勢分析(1/4)

期末報告

中山大學 陳陽益 陳冠宇
台灣大學 陳文山

緒論

- 台灣有海嘯的歷史紀錄，其中以基隆、安平及高雄等真實性頗高，正是目前重要國內港口，人口稠密
- 台灣西南海域存有逆斷層系統，與海嘯關係密切
- 模擬海嘯影響範圍及近岸傳播特性，藉以確立港區影響範圍及防災體系
- 海嘯波以及其他波動系統對港區的影響

本期工作目標

- 新建或引進適用於台灣近海之海嘯數值模式。
 - 測試海嘯數值模式之穩定性並進行修正，使之適用於台灣近海
 - 蒐集高雄周邊海域中的活動斷層資料並分析其特性
 - 測試海嘯數值模式之波浪溯昇特性並與理論相比較
 - 新建或引進適用於台灣近海之溢淹數值模型

第二章

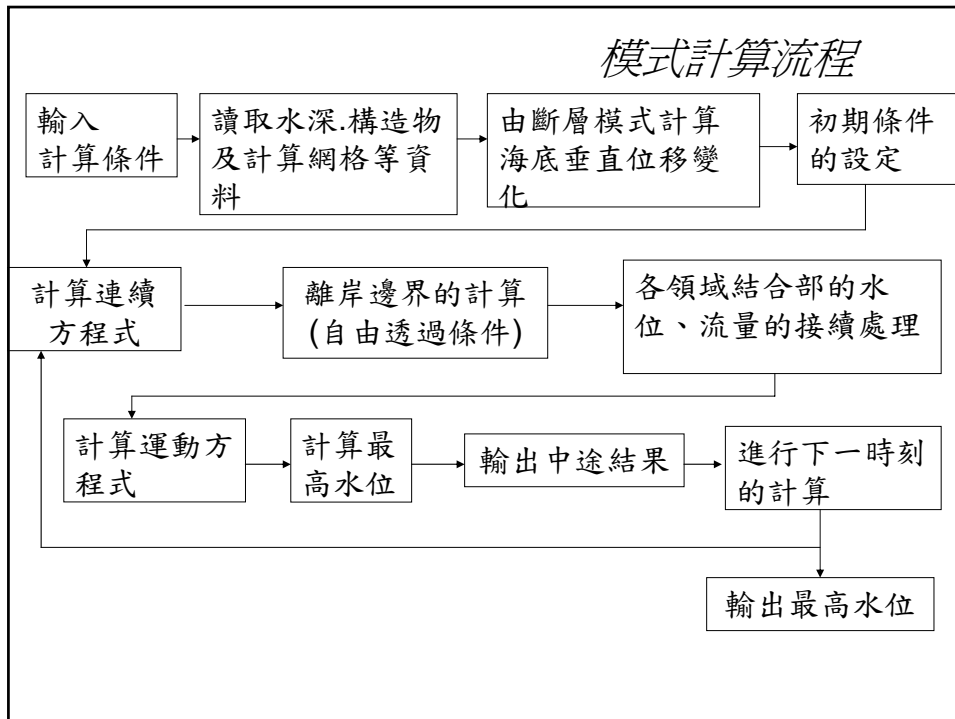
新建或引進適用於台灣近海之海嘯數值模式

- 以日本運輸省港灣空港研究所（PARI）之數值模式為基礎
 - (1) 採用非線性淺水方程式
 - (2) 可供計算暴潮之用
 - (3) 可以選擇線性長波計算、非線性長波計算及非線性長波的陸上溯上計算(包含防波堤及防潮堤的越流計算)。
 - (4) 可以同時進行多層水層及複合網格的數值計算。
 - (5) 已經過南亞海嘯及日本北海道海嘯測試，與實測相符
 - (6) 但對近岸海嘯模擬，仍待進一步修正或測試

模式輸入資料與內容

| 編號 | 裝置 | 內容 | 檔案名稱 |
|----|------|---------------------|-----------|
| 1 | 文字格式 | 計算網格水深的資料 | ***.dep |
| 2 | 文字格式 | 計算網格訊息的資料 | ***.map |
| 3 | 文字格式 | 接續邊界參數 | ***.dat |
| 4 | 文字格式 | 時間波形輸出地點的位置資料 | ***.pnt |
| 5 | 文字格式 | 計算網格訊息數據(判定海陸用網格數據) | ***.mag |
| 6 | 文字格式 | 構造物(頂部高)的基準高資料 | ***.reg |
| 7 | 文字格式 | 構造物(頂部高)資料 | ***.bdh |
| 8 | 文字格式 | 斷層參數 | ***.fault |

模式計算流程



第三章 台灣近海之海嘯數值模式

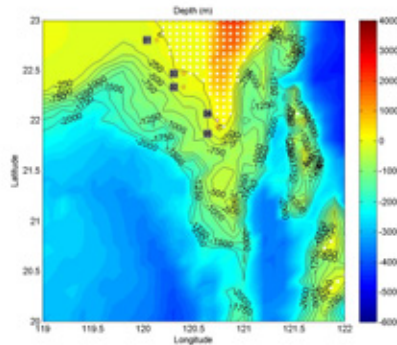
- 以95.12.26屏東恆春地震紀錄，取永安、小琉球、東港、後壁湖及鱒廣嘴之水位記錄做為比對。
- 地形水深取自NOAA 精度為4分
- 地震資料及斷層參數取自美國哈佛中心地震矩張量解(Havard CMT)
- 海嘯初始波型=斷層初始垂直位移
- 穩定性條件

$$\frac{\Delta s}{\Delta t} > \sqrt{2gh_{\max}}$$

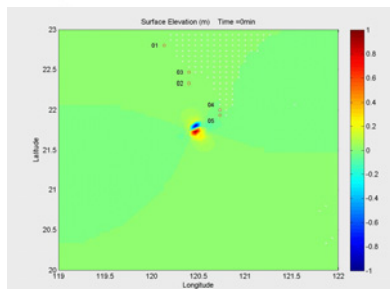
Δs 為網格間距， h_{\max} 為各計算網格中最大水深值。

參數設定

- 計算區域



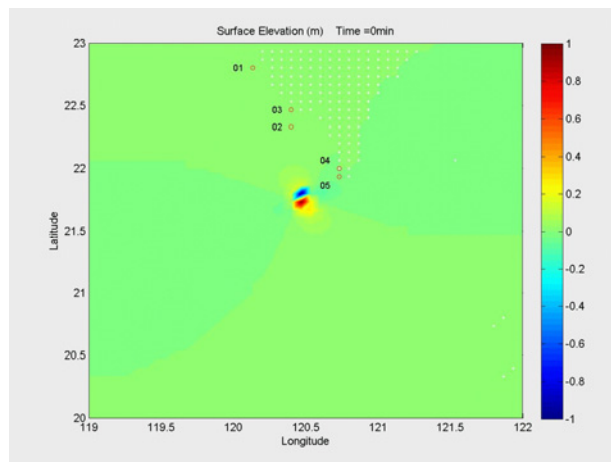
- 驗潮站及斷層位址



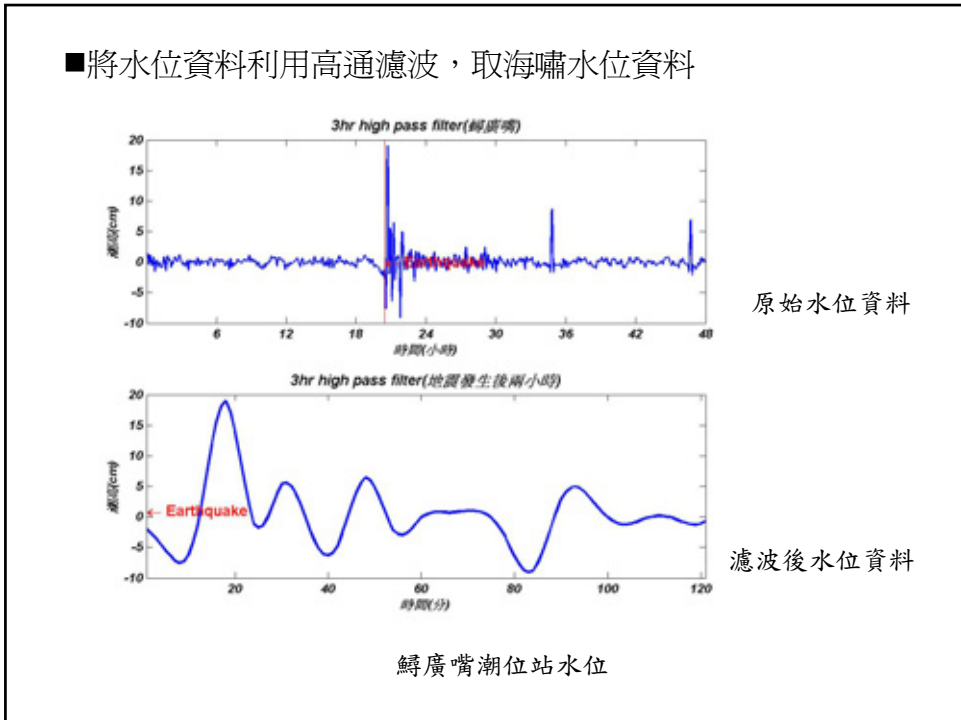
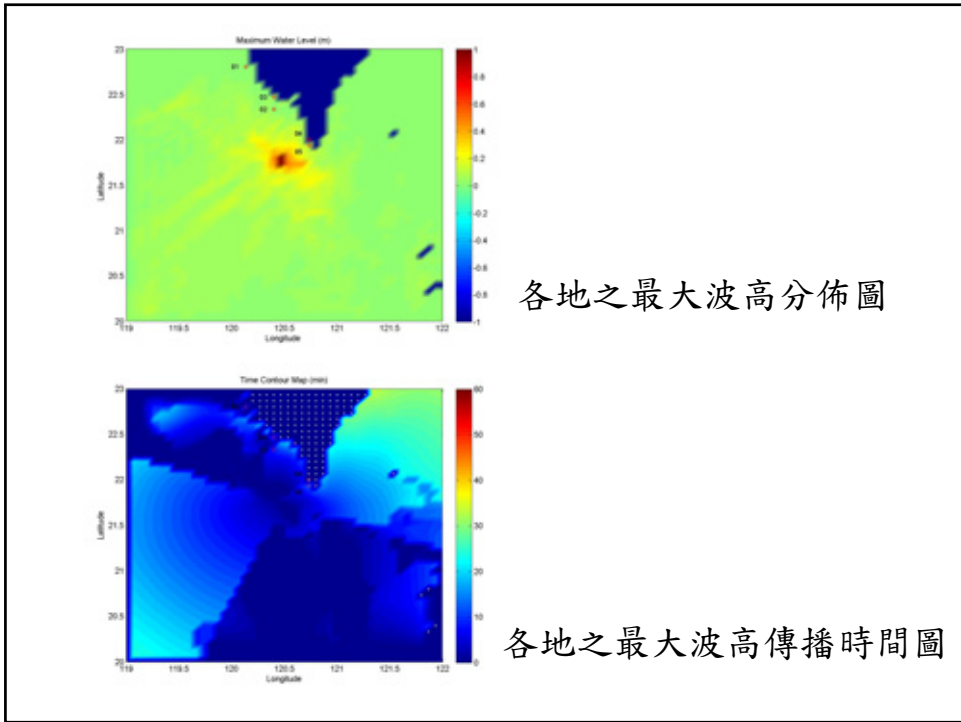
■斷層參數設定(取自CMT)

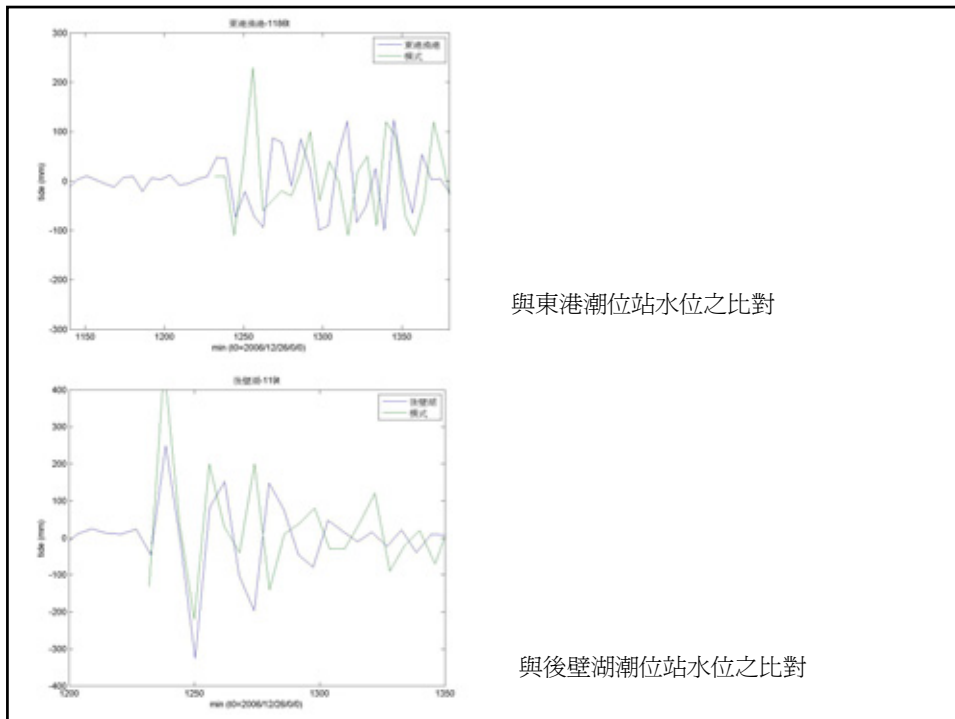
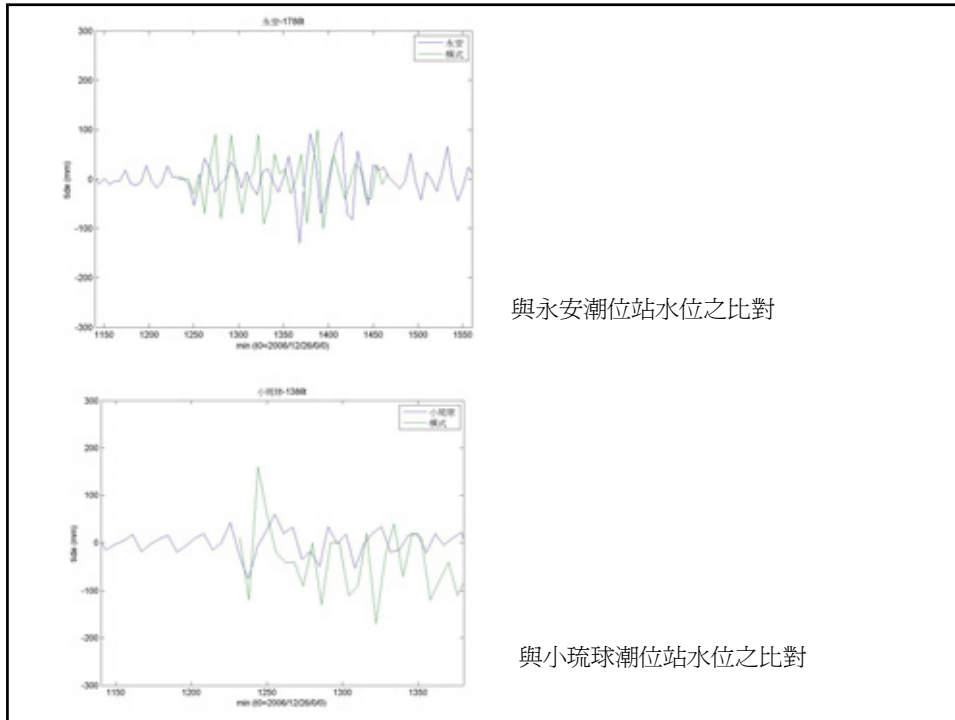
| 參數名稱 | 參數資訊 |
|---------------------------|---------|
| 斷層深度(d,depth) | 19.6 km |
| 斷層平面長度(L,length) | 16 km |
| 斷層平面寬度(W,width) | 8 km |
| 斷層走向方向(θ ,Strike) | 165° |
| 斷層傾斜角度(δ ,Dip) | 30° |
| 斷層滑動方向(λ ,Slip) | -76° |

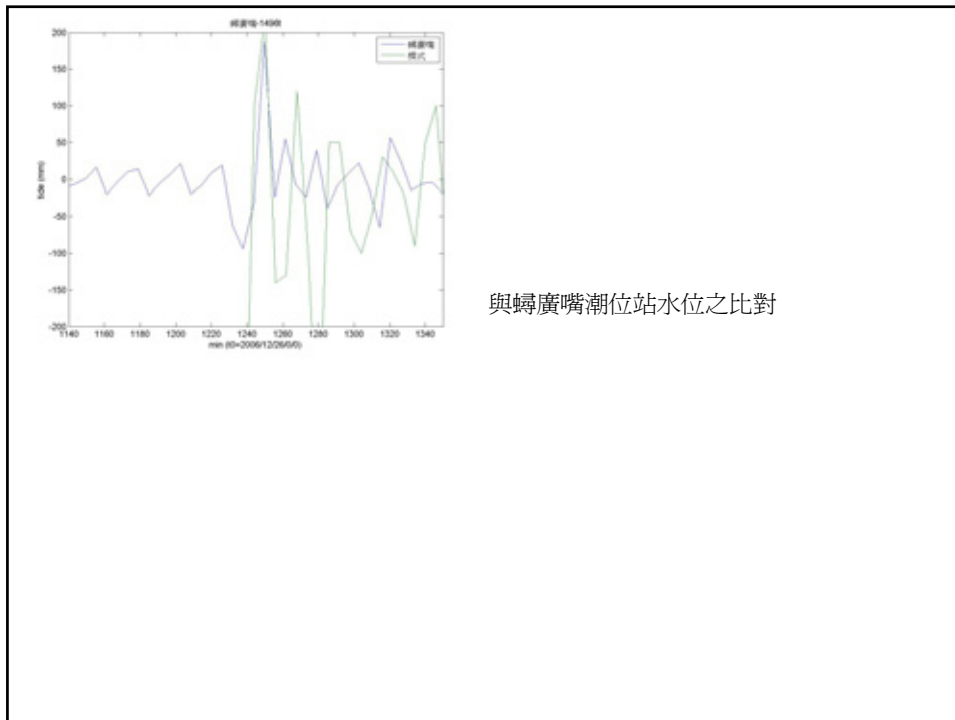
輸出結果與驗證



海嘯波傳遞







驗證結果與討論

- 對於波谷先至或是波峰先至已有不錯的模擬能力。
- 由於本次地震發生地點位於南灣外海之恆春斷層或是潮州斷層，故在極值的模擬能力上，除鄰近斷層地點之蠓廣嘴測站外，其他測站比對結果均偏高；在最大值到達時間上，後壁湖及蠓廣嘴測站頗為一致，其他測站仍有些許偏移現象。
- 模式結果顯示，對於海嘯波波高最大值及到達時間已有初步的模擬能力，但是相關穩定度及精度上仍需加強。
- 結果顯示，當近海發生地震造成海嘯時，因為地形的效應確會於近岸地區產生波高急遽升高的現象。

誤差可能因素

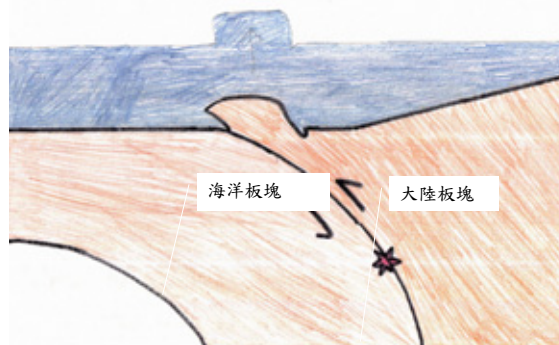
- 研判與輸入參數有相當大的關係，一個可能的原因，在於水深資料為4分之地形資料，其解析度仍嫌不足。
- 另一個可能的原因可能是斷層參數的設定，由於從CMT所取得的資料僅為計算出來的結果，並非是實際的參數值。
- 此外，斷層參數所需斷層長度、寬度及深度，除深度外，其餘必須經由適當假設估算之，以目前海底斷層之資訊推估實有相當大之誤差。

第四章

高雄周邊海域中的活動斷層資料及其特性

■ 地震與海嘯之關係

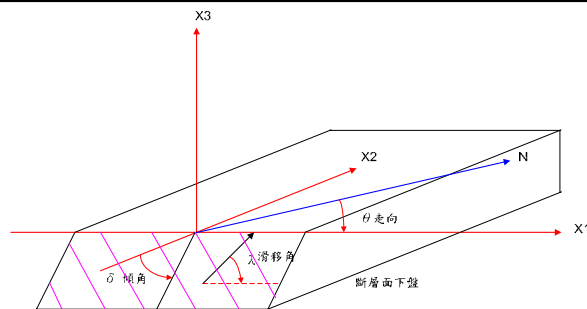
(1) 逆斷層系統



(2) 點波源的重力長波

- (3) 會產生海嘯的地震保守估計要6.7級以上，震源深度最多不超過100公里(淺源地震)。

斷層參數



Hiroo Kanamori 座標系統-
斷層參數之示意圖
(改繪自林祖蔚 2006)

N：緯度[degree]

E：經度[degree]

d：深度(depth)[km]

θ ：走向方向(strike)[degree]：由地理正北方向順時針旋轉到X1方向的夾角稱為走向，範圍 $0^{\circ} \sim 360^{\circ}$ 。

δ ：傾斜角度(dip)[degree]：地面與斷層面間的夾角，即由X2方向向下旋轉到斷層面的角度稱為傾角，範圍 $0^{\circ} \sim 90^{\circ}$ 。斷層面傾角 δ 與海嘯發生源擾動海水體積有關。

λ ：滑動方向(slip)[degree]：代表斷層面上盤相對於下盤的滑動方向，是在斷層面上由X1方向逆時針旋轉到此滑動方向的夾角。

L：斷層長度(length)[km]：即為斷層破裂面長度。

W：斷層的寬度(width)[km]。

U：滑移量(dislocation)[m]：在地震發生時，斷層間之相對垂直或水平方向移動量。

斷層參數之來源

- 震測資料求出最接近海底一公里內的斷層結構，配合海底地形推算該斷層的各项參數
- 短週期的海底地震測量系統，即Ocean Bottom Seismometer (OBS) system (儀器昂貴且有遺失風險)
- 利用CMT(必須在地震發生後才能得到資料)

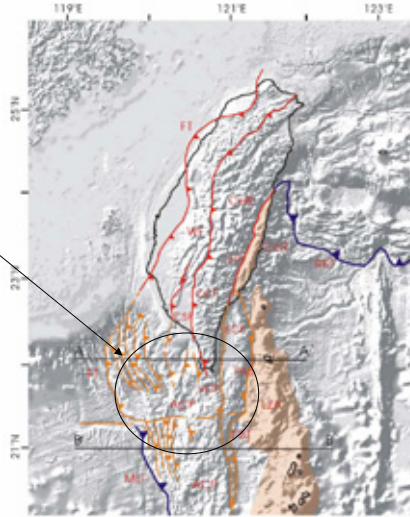
台灣西南海域之大地構造及特性

■台灣西南海域及周邊

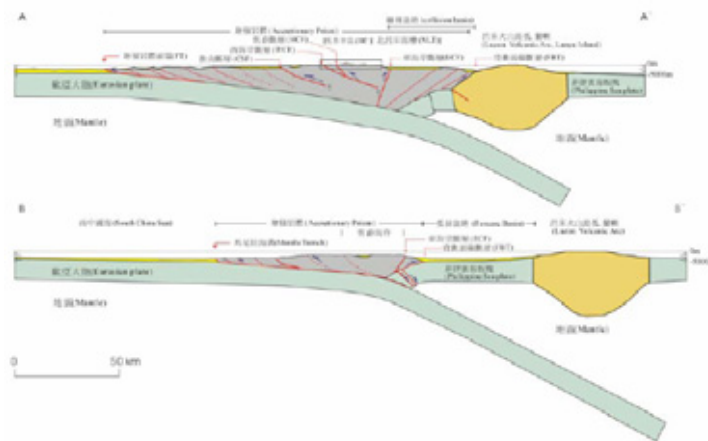
逆斷層分布

(1)恆春半島附近

(2)呂宋島附近



恆春半島地質條件概述



北緯21.5°為界 南北兩端的地質環境差異

- 西側邊界為向西逆衝斷層帶的前緣斷層（FT），北緯21.5°以南為馬尼拉海溝隱沒帶的前緣斷層；東側為向東逆衝斷層帶的前緣斷層（FBT），並與東海岸斷層連接至陸上的縱谷斷層。
- 恆春半島基本的構造是由一系列的南北走向的逆斷層與褶皺所構成的褶皺-逆衝斷層。由東向西之逆斷層分別有滿州斷層、大梅斷層恆春斷層以及位於西側海域中的逆斷層。
- 有學者認為，恆春斷層是潮州斷層的延伸。
- 有學者認為，恆春斷層活動性不高；陳(1993)推斷恆春斷層活動性依然十分活躍。

恆春半島

從研究匯整得知：

- 恆春斷層是主要逆斷層
 - 恆春斷層持續隆升，具有活動性
- 但
- 斷層參數仍有不足—因恆春斷層是由陸域延伸至海域，海域斷層資料取得困難
 - 與週遭逆斷層系統的關連性仍無足夠證據

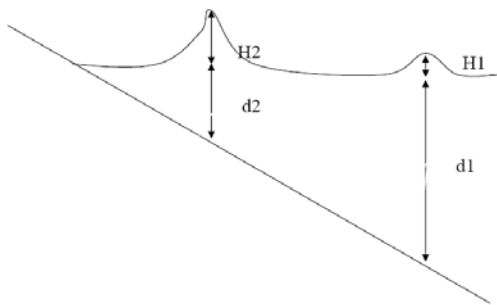
測試海嘯數值模式之波浪溯昇特性

溯上理論

- 遠域海嘯-科氏力 \gg 非線性：線性淺水波理論適用
- 近岸海嘯-非線性效應+底床摩擦 \gg 科氏力
 - :非線性淺水波理論適用
 - :用於溢淹模擬及溯上

淺化效應

- 波長變短，波高變大。
- 縱有能量損失，但仍使海嘯波擁有足夠的動能入侵陸地
- 災害的主因，為西部海岸之機率大於東部海域之主因



近岸海嘯波高H2的近似：
格林定律

$$H2 = \sqrt[4]{\frac{d1}{d2}} \sqrt{\frac{b1}{b2}} H1$$

本模式需要參數甚多：網格大小、斷層參數、水深資料等……………，亦無本模式應用於近岸海嘯之實例

改善對策

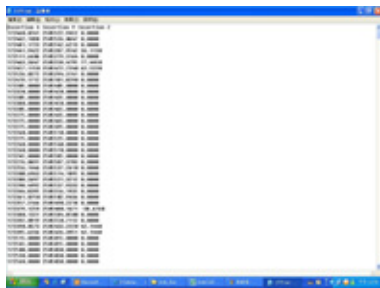
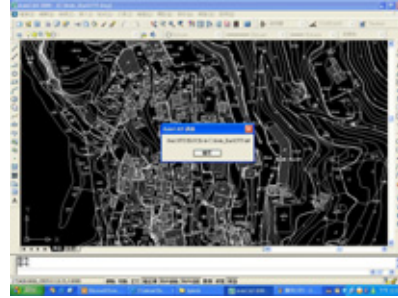
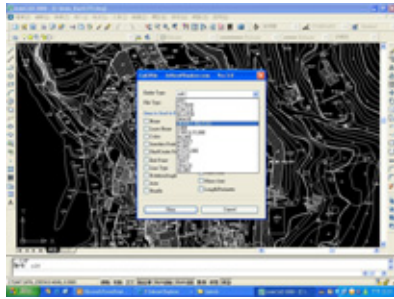
- 修正參數等驅動因子
- 測試模式對各參數之影響程度
- 與其他海嘯模式併用
- 請日籍專家進行技術指導

以GIS地形資料建立高雄地區之溢淹數值模型

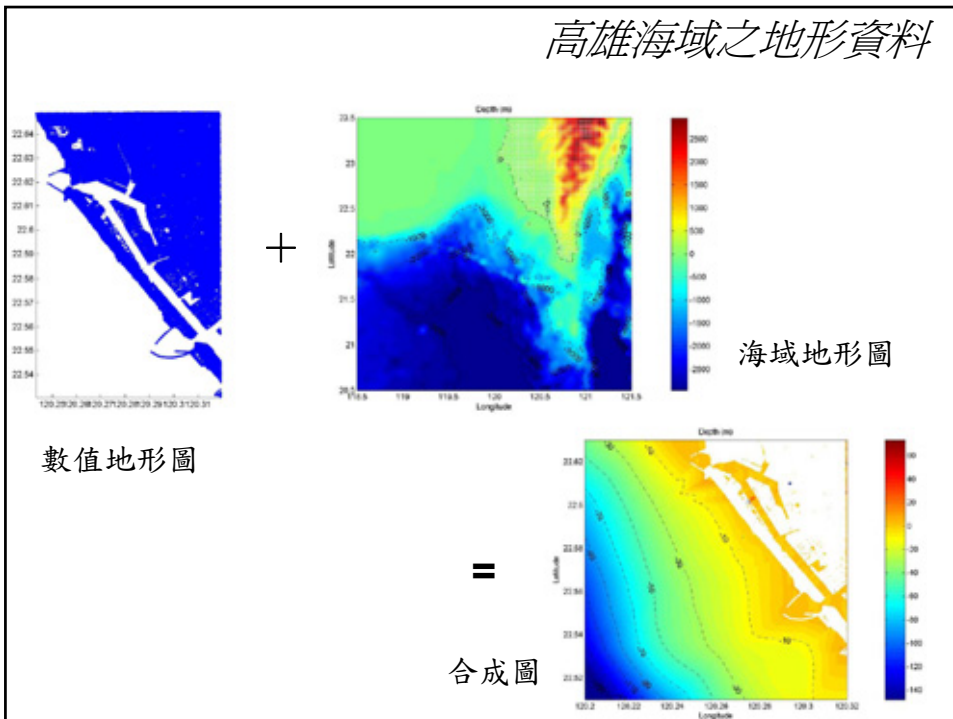
地形資料

- GIS地形資料**：精度高，但缺乏高程資料，故不符模式所需
- AutoCAD地形資料**：精度略低，但有足夠高程資料，符合需求
- 現行各縣市均有資料，但資料數龐大，須透過處理轉換成數值資料

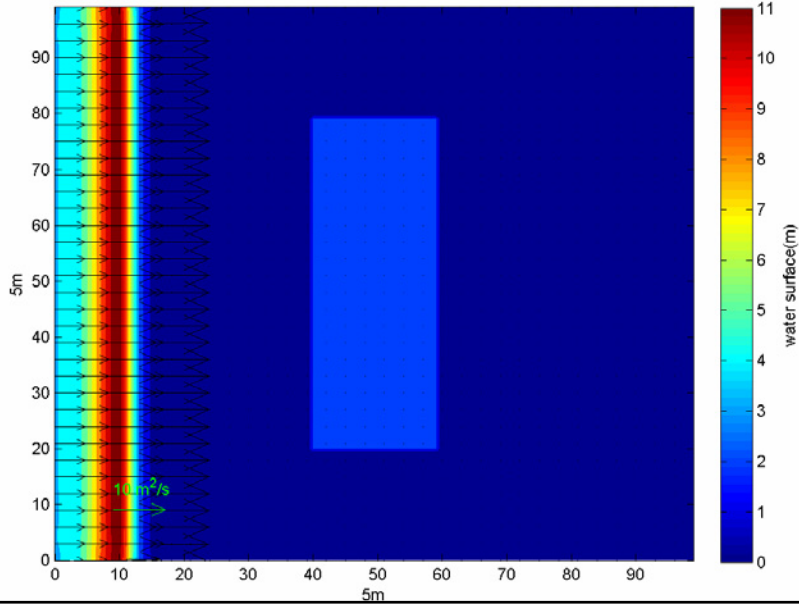
圖檔轉換成數值資料



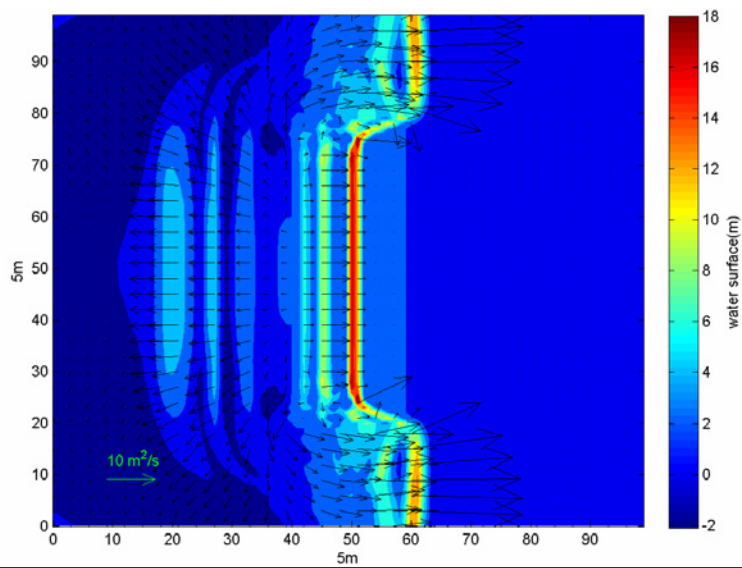
高雄海域之地形資料



溢淹數值模型測試 (溢淹前)



溢淹數值模型測試 (模擬與海平面等高之方形平台的溢淹)



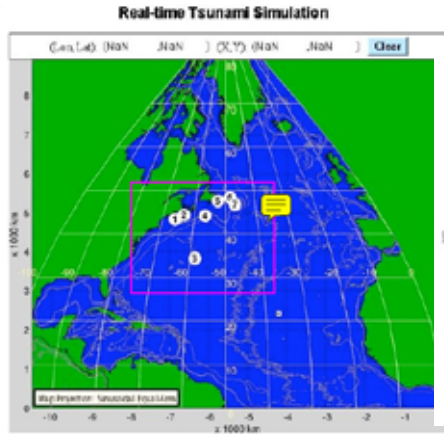
海嘯模式的限制

- 屬於one-source-all-receiver type，即是由一點震源推算全區域的反應
- 此種模式往往受限於計算區域，需用超級電腦或平行處理運算
- 另外，初始條件(即斷層參數)無法事先得知，必須先假設可能的地震源及海嘯傳遞路徑
- 所以，對於預報之時效及資料庫建立有困難。

海嘯模式的展望

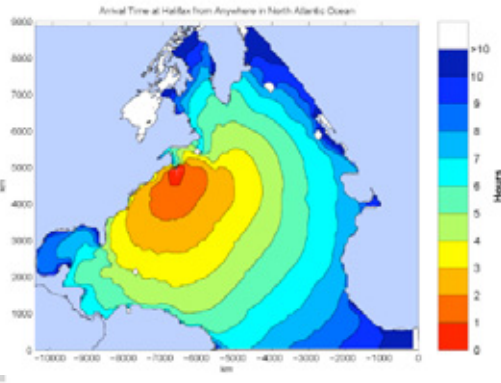
- Xu(2007)-A.S.G.F，屬於all-source-one-receiver type的格林函數，即是由可能的受災區域推算某些點位的反應
- 由格林定理，由受災區到地震源與由地震源到受災區的格林函數相同
- 可得到當地海嘯波高到達時間及相對波高值。
- 對於科氏力及其他效應亦可計入
- 對於預報有相當大助益。

應用實例(加拿大)

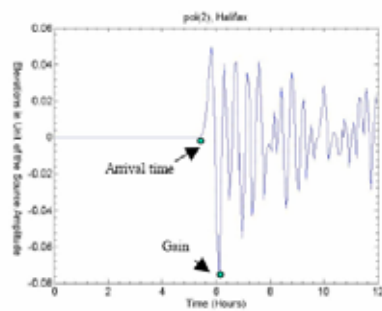
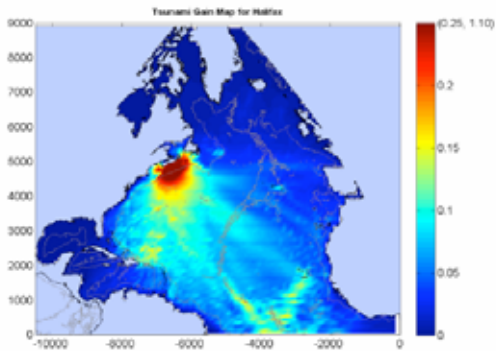


Choose among these points of interest:

在資料庫中，選擇計算區域及所需點位



可得到海嘯波到達時間



由相對波高可得到格林函數

結論

- 就地形而言，東海岸地震所引發海嘯機率雖高，但造成災害機率甚低。西南海岸坡度緩，有足夠的距離形成淺化
- 西南部高屏沿海低窪地區值得注意：因台灣西南海域及呂宋島一帶的逆斷層眾多，其中馬尼拉海域是活躍的構造帶有地震之虞，加以此區海底地形複雜易生海底山崩。一旦有海嘯，數十分鐘或幾小時之內會入侵高屏沿海；此地區地勢低窪，溢淹範圍大。
- 本模式對於最大波到達時間及最大波高已有初步模擬能力
- 近岸溢淹模擬已建立完成，預計明年可完成模擬
- 電腦及預報效率，可思考用Xu(2007)方法改善。

報告完畢
懇請指正