

102-

MOTC-IOT-102-H1DB006a

港灣構造物耐震性能設計架構之 研究(3/4)



交通部運輸研究所

中華民國 103 年 2 月

102-

MOTC-IOT-102-H1DB006a

港灣構造物耐震性能設計架構之 研究(3/4)

著者：賴瑞應、顧承宇、張景鐘、曾韋繇、陳明鈺
余孟勳、蔡勇賢

交通部運輸研究所

中華民國 103 年 2 月

港灣構造物耐震性能設計架構之研究
(3/4)

交通部運輸研究所

港灣構造物耐震性能設計架構之研究(3/4)

著 者：賴瑞應、顧承宇、張景鐘、曾韋繡、陳明鈺、余孟勳、蔡勇賢

出版機關：交通部運輸研究所

地 址：10548 臺北市敦化北路 240 號

網 址：www.ihmt.gov.tw (中文版> 中心出版品)

電 話：(04)26587176

出版年月：中華民國 103 年 2 月

印 刷 者：

版(刷)次冊數：初版一刷 100 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所網站

定 價：全套 冊 元

展 售 處：

交通部運輸研究所運輸資訊組・電話：(02)23496880

國家書店松江門市：10485 臺北市中山區松江路 209 號 F1・電話：(02) 25180207

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

GPN： ISBN： (全套:平裝)

著作財產權人：中華民國(代表機關：交通部運輸研究所)

本著作保留所有權利，欲利用本著作全部或部份內容者，

須徵求交通部運輸研究所書面授權。

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品摘要表

| | | | |
|---|-----------|--|--|
| 出版品名稱：港灣構造物耐震性能設計架構之研究(3/4) | | | |
| 國際標準書號（或叢刊號） ISBN(平裝) | 政府出版品統一編號 | 運輸研究所出版品編號 | 計畫編號 MOTC-IOT-102-H1DB006a |
| 本所主辦單位：港研中心 主管：林志明 計畫主持人：賴瑞應 聯絡電話：04-26587170 傳真號碼：04-26564418 | | 合作研究單位：國立臺灣海洋大學 計畫主持人：顧承宇 協同主持人：張景鐘 研究人員：曾韋繇、陳明鈺、余孟勳、蔡勇賢 地址：20224 基隆市中正區北寧路2號 聯絡電話：(02)24622192 | |
| 研究期間 自 102 年 01 月 至 102 年 11 月 | | | |
| 關鍵詞：耐震設計、性能設計、板樁式碼頭 | | | |
| <p>摘要：</p> <p>本研究為第三期研究計畫，主要是板樁式碼頭耐震性能設計案例研究並將依過去兩年期所得之研究成果，開始著手探討現行碼頭設計基準之研修，藉由第一期計畫所研究之成果，如港灣構造物耐震性能設計目標、耐震性能規定與耐震性能驗證方法等，建立板樁式碼頭之耐震性能設計程序，而後經由設計示範例規劃，訂定適當且具代表性的設計條件，以進行板樁碼頭的耐震性能設計案例實作，另外再針對前述各項研究結果來探討目前建議之性能設計法的適宜性，最後依過去兩年期所得之研究成果，開始著手探討現行碼頭設計基準之研修。本研究成果可以提昇國內產官學研界之相關設計與研究水準，以因應技術發展及國際化之需求。</p> | | | |
| 出版日期 | 頁數 | 定價 | 本出版品取得方式 |
| 103 年 2 月 | | | 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。 |
| <p>機密等級：</p> <p><input type="checkbox"/>限閱 <input type="checkbox"/>機密 <input type="checkbox"/>極機密 <input type="checkbox"/>絕對機密</p> <p>（解密【限】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）</p> <p><input checked="" type="checkbox"/>普通</p> | | | |
| 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: A Study on Performance-Based Seismic Design Framework of Port Structures (3/4) | | | |
| ISBN(OR ISSN) ISBN | GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER | IOT SERIAL NUMBER | PROJECT NUMBER MOTC-IOT- 102-H1DB006a |
| DIVISION: Harbor & Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Chih-Ming Lin PRINCIPAL INVESTIGATOR: Jui-Ying Lai PHONE: (04) 26587170 FAX: (04) 26564418 | | | PROJECT PERIOD FROM January 2013 TO November 2013 |
| RESEARCH AGENCY: SINOTECH ENGINEERING CONSULTANTS, INC. PRINCIPAL INVESTIGATOR: Cheng-Yu Ku Co-PRINCIPAL INVESTIGATOR: Ching-Chung Chang PROJECT STAFF: Wei-Fan Tseng, Ming-Yu Chen, Meng-Hsun Yu, Yung-Hsien Tsai ADDRESS: 2 Pei-Ning Road, Keelung 20224, Taiwan, R.O.C. PHONE: (02) 24622192 | | | |
| KEY WORDS: Seismic Design; Performance-Based Design; Sheet-Pile Wharf | | | |
| <p>ABSTRACT:</p> <p>The third year project focuses on the performance-based seismic design case studies of sheet pile wharves. Based on study results from previous two years, we initiate the revision of Standards for Harbor Structure Design. By means of the research results of the previous phases of the project, such as the performance objectives and corresponding acceptance criteria of damage parameters and analysis methods of wharf structures, the performance-based seismic design procedure for the sheet pile wharves can be established. Then, using the appropriate and representative design conditions, a practical design case study of the sheet pile wharf can be conducted. Furthermore, the discussion of the applicability between the suggested performance-based design and the current design standard is addressed as well. It is expected that the research result can be used to improve domestic design and research standard to catch up with the international technology development.</p> | | | |
| DATE OF PUBLICATION February 2014 | NUMBER OF PAGES | PRICE | <p style="text-align: center;">CLASSIFICATION</p> <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. | | | |

港灣構造物耐震性能設計架構之研究(3/4)

目 錄

| | |
|---------------------------|------|
| 中文摘要..... | I |
| 英文摘要..... | II |
| 圖目錄 | VII |
| 表目錄 | XV |
| 第一章 計畫背景..... | 1-1 |
| 1.1 研究緣起..... | 1-1 |
| 1.2 研究目的..... | 1-6 |
| 1.3 研究範圍與對象..... | 1-6 |
| 1.4 研究內容與工作項目 | 1-6 |
| 1.5 研究方法及進行步驟..... | 1-8 |
| 第二章 板樁式碼頭設計流程之建立..... | 2-1 |
| 2.1 耐震性能設計概念..... | 2-1 |
| 2.2 耐震性能設計架構與流程..... | 2-2 |
| 2.2.1 第一階段設計 | 2-3 |
| 2.2.2 第二階段驗證..... | 2-15 |
| 2.3 板樁式碼頭耐震性能第一階段設計 | 2-18 |
| 2.3.1 設計範例基本條件..... | 2-18 |
| 2.3.2 建立性能可接受標準..... | 2-18 |
| 2.3.3 結構系統..... | 2-22 |
| 2.3.4 土壤液化評估..... | 2-23 |
| 2.3.5 初步設計 | 2-26 |

| | |
|-----------------------------|------|
| 2.4 板樁式碼頭耐震第二階段驗證..... | 2-26 |
| 2.4.1 簡化分析法..... | 2-27 |
| 2.4.2 簡化動力分析法(滑動塊體分析法)..... | 2-32 |
| 2.4.3 動力分析法..... | 2-36 |
| 第三章 板樁式碼頭設計例實作..... | 3-1 |
| 3.1 碼頭概述..... | 3-1 |
| 3.1.1 設計目標..... | 3-1 |
| 3.1.2 設計基準..... | 3-1 |
| 3.1.3 自然條件..... | 3-2 |
| 3.2 耐震性能要求與規定..... | 3-3 |
| 3.2.1 性能要求..... | 3-3 |
| 3.2.2 性能規定..... | 3-3 |
| 3.3 構造物系統規劃..... | 3-7 |
| 3.4 土壤液化評估..... | 3-7 |
| 3.5 初步設計..... | 3-10 |
| 3.5.1 地震力係數計算..... | 3-10 |
| 3.5.2 碼頭設計斷面與參數表..... | 3-11 |
| 3.5.3 安全性檢核..... | 3-12 |
| 3.6 驗證分析..... | 3-16 |
| 3.6.1 等級 I 地震性能驗證檢核..... | 3-16 |
| 3.6.2 等級 II 地震性能驗證檢核..... | 3-20 |
| 3.6.3 等級 III 地震性能驗證檢核..... | 3-47 |
| 3.7 設計結果說明..... | 3-86 |
| 第四章 板樁式碼頭之性能適宜性探討..... | 4-1 |
| 4.1 性能設計與地震等級之對應..... | 4-1 |

| | | |
|--------------------------------|--------------------------------|------|
| 4.2 | 性能規定..... | 4-1 |
| 4.3 | 初步設計之適宜性探討..... | 4-3 |
| 4.4 | 案例分析方法適宜性探討..... | 4-3 |
| 4.5 | 簡化分析與構件檢核之結合..... | 4-5 |
| 4.6 | 等級 I 與等級 II 之非線性動力分析結果與比較..... | 4-7 |
| 4.7 | 非線性動力分析適宜性探討..... | 4-9 |
| 第五章 碼頭現行設計基準之耐震設計規定內容研修方向..... | | 5-1 |
| 5.1 | 現行耐震設計基準..... | 5-1 |
| 5.1.1 | 耐震性能設計..... | 5-2 |
| 5.1.2 | 可接受標準..... | 5-3 |
| 5.1.3 | 耐震性能設計架構與流程..... | 5-8 |
| 5.1.4 | 非剛性構造物之設計地震力..... | 5-12 |
| 5.1.5 | 譜加速度係數..... | 5-17 |
| 5.1.6 | 韌性設計..... | 5-32 |
| 5.2 | 鋼鐵與混凝土材料之使用性與可修復性標準..... | 5-36 |
| 5.2.1 | 現行規範鋼鐵材料之規定..... | 5-36 |
| 5.2.2 | 現行規範混凝土之規定..... | 5-38 |
| 5.3 | 碼頭工程之碼頭非線性分析方法與破壞機制..... | 5-39 |
| 5.3.1 | 容量震譜法之概念..... | 5-39 |
| 5.3.2 | 碼頭破壞型式..... | 5-49 |
| 第六章 結論與建議..... | | 6-1 |
| 6.1 | 結論..... | 6-1 |
| 6.1.1 | 耐震性能設計流程之建立..... | 6-1 |
| 6.1.2 | 板樁式碼頭設計例..... | 6-1 |
| 6.1.3 | 現行設計基準內容研修..... | 6-2 |

| | |
|------------------------------|--------|
| 6.2 建議..... | 6-3 |
| 參考文獻..... | 參 1-1 |
| 附錄一 碼頭現行設計基準之耐震設計規定研修內容..... | 附錄 1-1 |
| 附錄二 動力分析邊界之分析領域探討..... | 附錄 2-1 |
| 附錄三 第一次專家學者座談會議紀錄..... | 附錄 3-1 |
| 附錄四 第二次專家學者座談會議紀錄..... | 附錄 4-1 |
| 附錄五 期中報告審查意見處理情形表..... | 附錄 5-1 |
| 附錄六 期末報告審查意見處理情形表..... | 附錄 6-1 |
| 附錄七 期末報告簡報資料..... | 附錄 7-1 |

圖目錄

| | |
|--|------|
| 圖 1.1 東日本大地震(碼頭的岸壁法線向海側位移) | 1-2 |
| 圖 1.2 東日本大地震(陸海側軌道間岸間下陷) | 1-2 |
| 圖 1.3 東日本大地震(後側地盤差異沉陷) | 1-3 |
| 圖 1.4 東日本大地震(大面積土壤液化) | 1-3 |
| 圖 1.5 東日本大地震(機械設備軌道彎曲變形) | 1-4 |
| 圖 1.6 東日本大地震(鋼板樁式碼頭破壞機制) | 1-4 |
| 圖 1.7 研究步驟流程圖 | 1-9 |
| 圖 2.1 碼頭耐震性能設計基本設計流程 | 2-3 |
| 圖 2.2 現行港灣構造物設計基準土壤粒徑與土壤液化分析圖 | 2-8 |
| 圖 2.3 NCEER 土壤液化潛能評估流程 | 2-10 |
| 圖 2.4 土層之有效覆土剪應力比與修正後 SPT-N 值之關係 | 2-11 |
| 圖 2.5 土壤之深度-折減係數關係圖 | 2-12 |
| 圖 2.6 板樁式碼頭之破壞模式 | 2-21 |
| 圖 2.7 板樁式碼頭之性能參數 | 2-20 |
| 圖 2.8 板樁式碼頭標準斷面示意圖 | 2-23 |
| 圖 2.9 板樁式碼頭工址填土可能液化狀態 | 2-25 |
| 圖 2.10 地震時背填土壤未液化板樁式碼頭受力示意圖 | 2-27 |
| 圖 2.11 作用於板樁之水壓力分布示意圖 | 2-30 |
| 圖 2.12 板樁最大彎矩分析模式示意圖 | 2-31 |
| 圖 2.13 NEWMARK 之滑動塊體分析法的觀念 | 2-34 |
| 圖 2.14 板樁式碼頭簡便動力分析法評估流程圖 | 2-35 |

| | |
|--|------|
| 圖 2.15 以 FLAC 程式模擬板樁式碼頭之分析流程圖 | 2-38 |
| 圖 3.1 板樁式碼頭標準斷面圖 | 3-7 |
| 圖 3.2 板樁式碼頭土壤性質分布圖 | 3-12 |
| 圖 3.3 板樁式碼頭等級 II 地震之設計反應譜 | 3-20 |
| 圖 3.4 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震反應譜 | 3-21 |
| 圖 3.5 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時 | 3-21 |
| 圖 3.6 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震反應譜 | 3-22 |
| 圖 3.7 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時 | 3-22 |
| 圖 3.8 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜 | 3-23 |
| 圖 3.9 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時 | 3-23 |
| 圖 3.10 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震反應譜 | 3-24 |
| 圖 3.11 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時 | 3-24 |
| 圖 3.12 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震反應譜 | 3-25 |
| 圖 3.13 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時 | 3-25 |
| 圖 3.14 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜 | 3-26 |
| 圖 3.15 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時 | 3-26 |
| 圖 3.16 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震反應譜 | 3-27 |
| 圖 3.17 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時 | 3-27 |
| 圖 3.18 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震反應譜 | 3-28 |
| 圖 3.19 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時 | 3-28 |
| 圖 3.20 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜 | 3-29 |
| 圖 3.21 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時 | 3-29 |
| 圖 3.22 土壤分層示意圖 | 3-31 |

| | |
|--|------|
| 圖 3.23 土壤實際主動破壞面示意圖 | 3-32 |
| 圖 3.24 土壤等效主動破壞面示意圖 | 3-34 |
| 圖 3.25 碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析永久水平位移(無液化)..... | 3-38 |
| 圖 3.26 碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析永久水平位移(25%液化) . | 3-38 |
| 圖 3.27 碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析永久水平位移(50%液化) . | 3-39 |
| 圖 3.28 碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析永久水平位移(75%液化) . | 3-39 |
| 圖 3.29 碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析永久水平位移(全液化)..... | 3-40 |
| 圖 3.30 碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析永久水平位移(無液化)..... | 3-41 |
| 圖 3.31 碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析永久水平位移(25%液化) . | 3-41 |
| 圖 3.32 碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析永久水平位移(50%液化) . | 3-42 |
| 圖 3.33 碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析永久水平位移(75%液化) . | 3-42 |
| 圖 3.34 碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析永久水平位移(全液化)..... | 3-43 |
| 圖 3.35 碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析永久水平位移(無液化)..... | 3-44 |
| 圖 3.36 碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析永久水平位移(25%液化) . | 3-44 |
| 圖 3.37 碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析永久水平位移(50%液化) . | 3-45 |
| 圖 3.38 碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析永久水平位移(75%液化) . | 3-45 |
| 圖 3.39 碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析永久水平位移(全液化)..... | 3-46 |
| 圖 3.40 板樁式碼頭等級 III 地震之設計反應譜 | 3-48 |
| 圖 3.41 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組南北向人造地震反應譜 | 3-48 |
| 圖 3.42 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時 .. | 3-49 |
| 圖 3.43 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組東西向人造地震反應譜 | 3-49 |
| 圖 3.44 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時 .. | 3-50 |
| 圖 3.45 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜 | 3-50 |

| | | |
|--------|--------------------------------|-----------|
| 圖 3.46 | 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時 | ..3-51 |
| 圖 3.47 | 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組南北向人造地震反應譜 |3-51 |
| 圖 3.48 | 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時 | ..3-52 |
| 圖 3.49 | 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組東西向人造地震反應譜 |3-52 |
| 圖 3.50 | 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時 | ..3-53 |
| 圖 3.51 | 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜 |3-53 |
| 圖 3.52 | 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時 | ..3-54 |
| 圖 3.53 | 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組南北向人造地震反應譜 |3-54 |
| 圖 3.54 | 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時 | ..3-55 |
| 圖 3.55 | 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組東西向人造地震反應譜 |3-55 |
| 圖 3.56 | 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時 | ..3-56 |
| 圖 3.57 | 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜 |3-56 |
| 圖 3.58 | 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時 | ..3-57 |
| 圖 3.59 | 板樁式碼頭 FLAC 程式網格建置 |3-58 |
| 圖 3.60 | 楊氏模數與標準貫入試驗值之關係 |3-60 |
| 圖 3.61 | FLAC 程式材料參數分層圖 |3-61 |
| 圖 3.62 | FLAC 程式模型之邊界條件 |3-62 |
| 圖 3.63 | 板樁式碼頭結構元素與界面元素模型 |3-64 |
| 圖 3.64 | 板樁式碼頭達重力平衡之不平衡力 |3-64 |
| 圖 3.65 | 板樁式碼頭海水側向力模型建立 |3-65 |
| 圖 3.66 | 板樁式碼頭流體計算達平衡之不平衡力 |3-65 |
| 圖 3.67 | 板樁式碼頭地下水位面模型建立 |3-66 |
| 圖 3.68 | 板樁式碼頭達力學平衡之不平衡力圖示 |3-66 |

| | |
|---|------|
| 圖 3.69 板樁式碼頭孔隙水壓之分布圖示 | 3-67 |
| 圖 3.70 FINN 模式模型建立 | 3-68 |
| 圖 3.71 不同材料之動力荷載輸入及動態邊界選定示意圖 | 3-70 |
| 圖 3.72 自由場邊界選用示意圖 | 3-71 |
| 圖 3.73 FLAC 動態邊界條件 | 3-71 |
| 圖 3.74 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組歷時分析破壞情況 | 3-74 |
| 圖 3.75 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組土層之彈塑性破壞結果 | 3-75 |
| 圖 3.76 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組破壞水平位移圖 | 3-75 |
| 圖 3.77 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組地震歷時之樁頂位移監測 .. | 3-76 |
| 圖 3.78 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組板樁受力彎矩圖 | 3-76 |
| 圖 3.79 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組最大受力位置歷時-彎矩圖 .. | 3-77 |
| 圖 3.80 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組之歷時分析孔隙水壓 | 3-77 |
| 圖 3.81 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組歷時分析破壞情況 | 3-78 |
| 圖 3.82 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組土層之彈塑性破壞結果 | 3-78 |
| 圖 3.83 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組破壞水平位移圖 | 3-79 |
| 圖 3.84 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組地震歷時之樁頂位移監測 .. | 3-79 |
| 圖 3.85 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組板樁受力彎矩圖 | 3-80 |
| 圖 3.86 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組板樁受力位置歷時-彎矩圖 .. | 3-80 |
| 圖 3.87 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組之歷時分析孔隙水壓 | 3-81 |
| 圖 3.88 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組歷時分析破壞情況 | 3-81 |
| 圖 3.89 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組土層之彈塑性破壞結果 | 3-82 |
| 圖 3.90 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組破壞水平位移圖 | 3-82 |
| 圖 3.91 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組地震歷時之樁頂位移監測 | 3-83 |

| | |
|---|------|
| 圖 3.92 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組板樁受力彎矩圖..... | 3-83 |
| 圖 3.93 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組板樁受力位置歷時-彎矩圖 . | 3-84 |
| 圖 3.94 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組之歷時分析孔隙水壓 | 3-84 |
| 圖 4.1 板樁式碼頭等級 I 地震破壞水平位移圖 | 4-7 |
| 圖 4.2 板樁式碼頭等級 I 地震樁頂地震之歷時分析水平位移監測..... | 4-8 |
| 圖 5.1 重力式碼頭之性能參數 | 5-3 |
| 圖 5.2 圓筒式碼頭之性能參數 | 5-4 |
| 圖 5.3 棧橋式碼頭之性能參數 | 5-5 |
| 圖 5.4 橋式起重機的性能參數 | 5-6 |
| 圖 5.5 四港區平均地震危害度曲線 | 5-15 |
| 圖 5.6 震區短週期設計水平譜加速度係數(S_s^{II})分布圖 | 5-28 |
| 圖 5.7 震區一秒週期設計水平譜加速度係數(S_1^{II})分布圖 | 5-29 |
| 圖 5.8 震區短週期最大考量水平譜加速度係數(S_s^{III})分布圖 | 5-29 |
| 圖 5.9 震區一秒週期最大考量水平譜加速度係數(S_1^{III})分布圖 | 5-30 |
| 圖 5.10 臺北盆地設計地震微分區圖 | 5-31 |
| 圖 5.11 容量震譜法分析簡介圖 | 5-40 |
| 圖 5.12 工址彈性反應譜 | 5-43 |
| 圖 5.13 彈性地震需求震譜 | 5-43 |
| 圖 5.14 非彈性地震需求震譜 | 5-44 |
| 圖 5.15 ATC-40 等效阻尼比折減法 | 5-45 |
| 圖 5.16 雙線性模式之遲滯迴圈 | 5-46 |
| 圖 5.17 ATC-40 彈性需求震譜之折減示意圖 | 5-48 |
| 圖 5.18 重力式碼頭之破壞模式 | 5-51 |

| | |
|--------------------------|------|
| 圖 5.19 圓筒式碼頭之破壞模式 | 5-51 |
| 圖 5.20 圓筒斷面變形之破壞模式 | 5-52 |
| 圖 5.21 棧橋式碼頭之破壞模式 | 5-52 |
| 圖 5.22 橋式起重機的破壞模式 | 5-53 |

表目錄

| | |
|-------------------------------------|------|
| 表 2-1 本研究建議之各等級碼頭所對應的耐震性能要求..... | 2-4 |
| 表 2-2 各重要度等級之碼頭特性..... | 2-5 |
| 表 2-3 碼頭性能設計三等級地震力..... | 2-5 |
| 表 2-4 耐震性能等級定性規定之建議..... | 2-6 |
| 表 2-5 各類驗證分析法之應用時機..... | 2-17 |
| 表 2-6 板樁式碼頭性能可接受標準..... | 2-21 |
| 表 2-7 非液化工址板樁式碼頭變位參數與安全係數之關係..... | 2-24 |
| 表 2-8 板樁式碼頭結構之性能驗證分析法..... | 2-26 |
| 表 3-1 碼頭之特性等級..... | 3-3 |
| 表 3-2 板樁式 B 級碼頭之耐震性能要求..... | 3-4 |
| 表 3-3 板樁式碼頭性能設計三等級地震力..... | 3-5 |
| 表 3-4 板樁式碼頭性能可接受標準..... | 3-6 |
| 表 3-5 板樁式碼頭工址土層鑽探資料表..... | 3-8 |
| 表 3-6 板樁式碼頭等級 I 地震土壤液化潛能評估結果..... | 3-9 |
| 表 3-7 板樁式碼頭等級 II 地震土壤液化潛能評估結果..... | 3-9 |
| 表 3-8 板樁式碼頭等級 III 地震土壤液化潛能評估結果..... | 3-9 |
| 表 3-9 板樁式碼頭設計參數表..... | 3-11 |
| 表 3-10 板樁式碼頭之各土層主動土壓力係數..... | 3-13 |
| 表 3-11 板樁式碼頭之各土層主動土壓力..... | 3-13 |
| 表 3-12 板樁式碼頭之各土層被動土壓力係數..... | 3-14 |
| 表 3-13 板樁式碼頭之各土層被動土壓力..... | 3-14 |

| | |
|--|------|
| 表 3-14 板樁式碼頭地震時之動態水壓力 | 3-14 |
| 表 3-15 板樁式碼頭殘留水壓力 | 3-15 |
| 表 3-16 各層之被動土壓力之力矩計算結果 | 3-15 |
| 表 3-17 各層之主動土壓力之力矩計算結果 | 3-15 |
| 表 3-18 動水壓與殘留水壓之力矩計算結果 | 3-16 |
| 表 3-19 板樁式碼頭之各土層主動土壓力 | 3-17 |
| 表 3-20 板樁式碼頭地震時之動態水壓力 | 3-17 |
| 表 3-21 板樁式碼頭殘留水壓力 | 3-18 |
| 表 3-22 各層之主動土壓力之力矩計算結果 | 3-18 |
| 表 3-23 各潮位之動水壓與殘留水壓之合力矩計算結果 | 3-18 |
| 表 3-24 板樁式碼頭等級 I 地震時之性能規定檢核 | 3-19 |
| 表 3-25 實際主動破壞面夾角及對應體積 | 3-33 |
| 表 3-26 滑動塊體總重 | 3-33 |
| 表 3-27 超額孔隙水壓 | 3-36 |
| 表 3-28 臨界滑動震度係數 | 3-36 |
| 表 3-29 臨界滑動加速度 | 3-37 |
| 表 3-30 板樁式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析 | 3-37 |
| 表 3-31 板樁式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析 | 3-40 |
| 表 3-32 板樁式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析 | 3-43 |
| 表 3-33 板樁式碼頭等級 II 地震歷時分析比較 | 3-46 |
| 表 3-34 板樁式碼頭等級 II 地震時之性能規定檢核 | 3-47 |
| 表 3-35 包松比選用參考 (KULHAWY AND MAYNE, 1990) | 3-59 |
| 表 3-36 摩擦角選用參考 | 3-60 |

| | |
|---|------|
| 表 3-37 土壤滲透係數 (DAS, 2010) | 3-61 |
| 表 3-38 板樁式碼頭材料參數表 | 3-61 |
| 表 3-39 板樁式碼頭結構元素參數 | 3-63 |
| 表 3-40 板樁式碼頭界面元素參數 | 3-63 |
| 表 3-41 板樁式碼頭等級 III 地震時之性能規定檢核 | 3-85 |
| 表 4-1 重力式碼頭性能可接受標準 | 4-2 |
| 表 4-2 板樁碼頭設計例滑動塊與動力分析之位移反應比較 | 4-9 |
| 表 5-1 圓筒式碼頭性能可接受標準 | 5-7 |
| 表 5-2 棧橋式碼頭性能可接受標準 | 5-8 |
| 表 5-3 起重機性能可接受標準 | 5-8 |
| 表 5-4 各類驗證分析法之應用時機 | 5-11 |
| 表 5-5 分析方法彙整 | 5-12 |
| 表 5-6 各國耐震規範地震等級之大小 | 5-14 |
| 表 5-7 國內建築及橋梁之中度地震所對應的回歸期概略值 | 5-16 |
| 表 5-8 國內港灣構造物設計基準之三等級設計地震力 | 5-16 |
| 表 5-9 橋梁耐震設計規範之三等級地震力 | 5-16 |
| 表 5-10 臨海鄉鎮之 S_s'' 、 S_1'' 、 S_s''' 與 S_1''' 值 | 5-17 |
| 表 5-11 臨海且鄰近斷層鄉鎮之 S_s'' 、 S_1'' 、 S_s''' 與 S_1''' 值 | 5-21 |
| 表 5-12 中央地質調查所調查第一類活動斷層性質表* | 5-23 |
| 表 5-13 近車籠埔、梅山、大尖山-觸口、新化、花東縱谷、獅潭、屯子 腳、彰化、大甲、鐵砧山、大茅埔-雙冬等斷層之 475 年設計 地震近斷層調整因子(N_A) | 5-24 |
| 表 5-14 近新城、三義、六甲、旗山等斷層之 475 年設計地震近斷層調 整因子(N_A) | 5-25 |

| | |
|--|------|
| 表 5-15 近車籠埔、梅山、大尖山-觸口、新化、花東縱谷、獅潭、屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山、大茅埔-雙冬等斷層之 475 年設計地震近斷層調整因子(N_V) | 5-25 |
| 表 5-16 近新城、三義、六甲、旗山等斷層之 475 年設計地震近斷層調整因子(N_V) | 5-26 |
| 表 5-17 近車籠埔、梅山、大尖山-觸口、新化、花東縱谷、獅潭、屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山、大茅埔-雙冬等斷層之 2500 年最大考量地震近斷層調整因子(N_A) | 5-26 |
| 表 5-18 近新城、三義、六甲、旗山等斷層之 2500 年最大考量地震近斷層調整因子(N_A) | 5-27 |
| 表 5-19 近車籠埔、梅山、大尖山-觸口、新化、花東縱谷、獅潭、屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山、大茅埔-雙冬等斷層之 2500 年最大考量地震近斷層調整因子(N_V) | 5-27 |
| 表 5-20 近新城、三義、六甲、旗山等斷層之 2500 年最大考量地震近斷層調整因子(N_V) | 5-28 |
| 表 5-21 新北市屬臺北盆地臨海微分區劃分表 | 5-32 |
| 表 5-22 新北市屬一般震區臨海之里其震區短週期與一秒週期之 475 年回歸期水平譜加速度係數(S_s'')與(S_1'')，與 2500 年回歸期水平譜加速度係數(S_s''')與(S_1''') | 5-32 |
| 表 5-23 細長比參數限制 | 5-35 |
| 表 5-24 第 I、II 級性能等級之材料應變上限值 | 5-37 |
| 表 5-25 第 I、II 級性能等級之材料應變上限值 | 5-38 |
| 表 5-26 結構物分類及所屬型式 | 5-47 |
| 表 5-27 阻尼修正因子 K | 5-47 |
| 表 5-28 最小容許 SR_A 及 SR_V | 5-48 |

第一章 計畫背景

1.1 研究緣起

臺灣位於環太平洋地震帶，加上海島型之氣候與海象條件，使得臺灣之港灣構造物在其壽命中的安全性受到地震、海潮流、波浪、海嘯、土壤液化、鹽分腐蝕等之影響，因此，如何考量構造物整個壽命期之經濟性，據以提出合理的耐震設計規範，以使所設計之構造物能滿足預期之安全度一直是目前熱門的研究課題，特別是過去之十年內，全球發生了多次強烈地震，如 1994 年美國加州北嶺地震、1995 年日本神戶地震、1999 年臺灣 921 集集大地震以及 2011 年東日本大地震等，均導致人員傷亡、房屋、橋梁、道路、大壩、港口、非結構構件及設備等的倒塌與破壞，迫使先進國家之工程界針對現行耐震設計規範重新加以檢討，以確保構造物能之性能滿足使用、運作、安全、經濟等目標。

一般碼頭結構物可分為四大類，分別為板樁式碼頭、重力式碼頭、棧橋式碼頭及其他形式之碼頭。針對港灣地區，過去曾發生了許多擋土設施受震破壞之案例，使得港灣功能完全癱瘓，而其損失與復原工作所需費用與時間則難以估計。就板樁式碼頭而言，容易引致嚴重的地震災害，原因可能為：(1) 錨碇板樁被動土壓區土壤液化，使錨碇板樁產生傾斜、位移或斷裂，岸肩土壤液化、下陷(2) 板樁背填區、主動土壓區土壤液化，使板樁產生傾斜、位移或斷裂(3) 因錨碇板樁或板樁破壞使拉桿鬆垮或斷裂(4) 因土壤液化，使岸肩產生龜裂或下陷。而 2011 年東日本的 311 地震，小名浜港 3 號碼頭之鋼板樁式碼頭的岸壁法線向海側位移約達一百六十公分(如圖 1.1)，陸、海側軌道間之鋪面板下線約三十公分(如圖 1.2)，陸側軌道後側約有一公尺左右之高低差(如圖 1.3)、後線大面積液化(如圖 1.4)、地面設備軌道彎曲變形(如圖 1.5)。而鋼板樁式碼頭破壞機制推定為鋼板樁式碼頭承受超過設計值以上地震荷重作用，伴隨背後土壤液化，後土壓力又大增，因此造成鋼板樁往海側傾斜之現象，其破壞機制如圖 1.6 所示。



圖 1.1 東日本大地震(碼頭的岸壁法線向海側位移)



圖 1.2 東日本大地震(陸海側軌道間岸間下陷)



圖 1.3 東日本大地震(後側地盤差異沉陷)



圖 1.4 東日本大地震(大面積土壤液化)

「性能工程(Performance-Based Engineering)」是一種全新的工程觀念，它包含工程構造物之設計、施工、維護及監測的全過程，以滿足構造物之預估性能目標，其目的在使構造物之設計及施工，均能保證在各種規模的荷載作用時，它們的性能特性可滿足業主和社會之各種安全、經濟、文化、歷史需求，且對構造物整個壽命期之性能特性具有一定的可靠性。「性能地震工程」(Performance-Based Earthquake Engineering 簡稱 PBEE)是「性能工程」之一支，著重於構造物之整體系統、結構和非結構構件以及附屬設備之耐震性能，並以構造物之耐震性能和經濟性(包括設計費、建造費、維護費及可能之損失和修復費用)為主要設計目標，鑒於美國、日本等國對於性能設計已有相當之研究成果，而臺灣也已著手推動橋梁及建築物之耐震性能設計法，交通部運輸研究所港灣技術研究中心(簡稱「運研所」)也考慮將構造物耐震性能設計方法應用在港灣構造物，俾提升國內之港灣工程技術水準，使本國與國際上之工程技術接軌，以便將來進一步建立臺灣之港灣構造物耐震性能設計規範，使國內之港灣工程界採用合理之工程設計，故擬與國內具港灣研究、設計實務經驗之相關研究機構、顧問公司合作研究，以使本研究之成果能落實及充分應用於國內之港灣工程界。

過去數十年來，性能設計理念已是國際工程界研訂技術規範的重要議題，發展至今，美國、歐洲與日本皆已採用其精神與內涵，納為編訂技術規範之基本架構；為順應此國際潮流，行政院公共工程委員會自民國 97 年開始推動國內公共工程設計規範性能設計化之研究，已於 98 年 6 月完成適用於國內之「公共工程性能設計準則」^[29]，可為未來國內公共工程相關設計規範朝性能化發展所依循。

為使港灣結構之耐震設計朝性能化發展，除重新檢討現行基準耐震設計相關內容外，亦應對耐震性能設計之架構進行完整研究，並研擬配套之設計分析方法，才能使新訂的設計基準確實可行。目前本計畫已執行至第三期，第一期計畫已針對各類碼頭結構之性能目標、性能可接受標準及驗證方法作詳細之探討與說明，並做出明確之定義，而第二期則已建立棧橋式碼頭與重力式碼頭之設計例實作，以驗證第

一期計畫成果之可行性，第三期將接續第二期之設計例實作之建立，針對板樁式碼頭作耐震性能設計實例探討，以驗證第一期計畫成果之可行性，並將前兩期所得之研究成果，逐步探討現行碼頭設計基準之研修。

1.2 研究目的

本計畫主要是依據 99 年度交通部年度施政目標中第十項、提升研發量能，並就主管法規進行檢討訂修，以推動法規鬆綁為基礎，在順應國際潮流，並參照公共工程委員會所提出之公共工程性能設計準則架構下，對港灣構造物耐震設計之性能化進行研究，期能提升港灣構造物耐震設計方面之技術，並研擬出港灣構造物之耐震性能設計架構，提供未來制訂性能設計基準之參考。

1.3 研究範圍與對象

本研究以碼頭結構物為研究對象，目前第三期計畫主要是進行板樁式碼頭之設計例實作，並將過去兩年期所得之研究成果，開始著手探討現行碼頭設計基準之研修。

1.4 研究內容與工作項目

國內設計本研究目的為發展一港灣構造物耐震性能設計架構，與國際工程規範之潮流接軌，供日後港灣構造物耐震設計之用。工作重點包含現行港灣結構物設計基準耐震設計之檢討與國外相關規範之研析，對於港灣構造物耐震性能設計要求、耐震性能規定與耐震性能驗證方法等方面進行港灣構造物耐震性能設計準則架構之研擬。再根據前述耐震性能設計準則架構為基礎，針對各種類型之港灣碼頭構造物耐震性能設計與檢核方法進行研究，包含沉箱式碼頭、板樁式碼頭與棧橋式碼頭耐震性能設計程序之研擬，未來建立此三大類型港灣碼頭

構造物之設計檢核示範例，供工程師設計參考之用。

本研究計畫第一年(100年)完成基準及美、歐、日性能設計準則探討，並針對國內基準未來耐震性能設計修訂，如何制訂性能要求、性能目標與相關分析方法做初步的探討。第二年(101年)則基於第一期的研究成果，針對棧橋式碼頭與重力式碼頭做性能設計實例探討，以建立詳細設計流程，並探討棧橋式碼頭與重力式碼頭性能設計法的適宜性。第三年(102年)亦基於前二年的研究成果，針對板樁式碼頭做性能設計實例探討，以建立詳細設計流程，並探討板樁式碼頭耐震性能設計法的適宜性。另外，將依過去兩年期所得之研究成果，開始著手探討現行碼頭設計基準之研修。故本年度(第三年)主要工作內容如下：

1. 板樁式碼頭耐震性能要求與規定
2. 板樁式碼頭耐震性能設計流程之建立
3. 板樁式碼頭耐震性能設計例實作
 - (1)設計範例資料蒐集
 - (2)耐震性能要求與規定
 - (3)土壤液化評估
 - (4)初步設計
 - (5)驗證分析
 - (6)設計結果說明
4. 探討板樁式碼頭耐震性能設計法之適宜性
5. 針對碼頭現行基準探討其耐震性能設計之相關規定與要求
6. 探討碼頭現行設計之耐震設計規定內容研修方向
 - (1)設計條件之耐震設計規定
 - (2)設計條件之砂質土壤液化規定
 - (3)鋼鐵與混凝土材料之使用性與可修復性標準

(4)基礎非線性模擬與參數計算方式

(5)碼頭工程之碼頭非線性分析方法與破壞機制

1.5 研究方法及進行步驟

本研究係藉由設計案例蒐集與設計分析，以及與港研中心合作之方式，進行板樁式碼頭的耐震性能設計案例實作探討，參考本計畫第一期所研究之成果^[27]、日本港灣構造物設計相關規範^{[20][21]}、國際航海協會港灣構造物設計規範^[8]等相關資料，建立板樁式碼頭耐震性能設計程序，之後經由過去設計案例資料規劃本案設計範例，訂定適當且具代表性的設計條件，進行板樁式碼頭的耐震性能設計實作，並依研究之結果來探討目前建議之性能設計法的適宜性，另外，將依過去兩年期所得之研究成果，開始著手探討現行碼頭設計基準之研修，本案並分期中、期末提送研究成果。

採用之研究步驟如圖 1.7 所示。

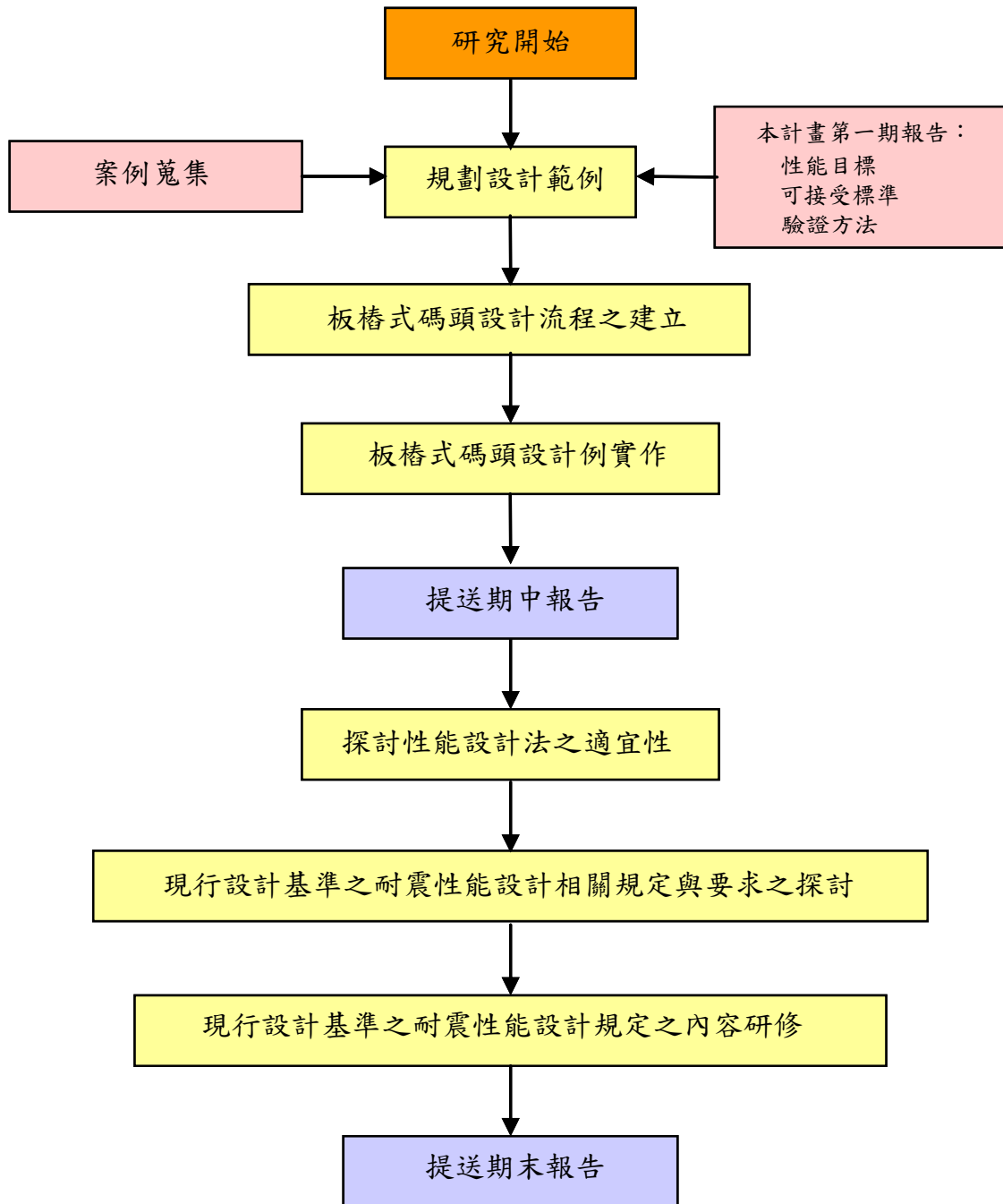


圖 1.7 研究步驟流程圖

第二章 板樁式碼頭設計流程之建立

2.1 耐震性能設計概念

耐震性能設計法(seismic performance design)是以控制構造物在地震力作用下之破壞程度為標的，該方法之基本理念在強調構造物在強烈地震力作用下之非線性變形行為，注重構造物及附屬設施之耐震性能，並以構造物整個生命週期之耐震性能和經濟性(包括設計費、建造費、維護費及可能之損失和修復費用)為主要設計目標，以保證構造物能在各種不同規模的地震力作用下，其耐震性能可滿足業主與國家社會的各種安全、經濟、文化與歷史需求，此法為現今結構耐震設計規範所遵循之方向。

傳統之耐震設計方法係以強度的供需關係為基礎，並以構造物承受單一特定地震力作用下之人命安全為唯一設計目標。雖此一假設使設計方法大為簡化，但若遭遇不同頻率或強度之地震，則難以得知所設計的構造物是否能滿足預期之結構性能及變形行為。儘管傳統之耐震設計方法允許構造物在大地震力作用下之非彈性破壞，但這種非線性變形僅隱含地根據構造物預期之韌性來折減設計地震力，其結構分析方式只限於彈性範圍，此種設計方法較難控制構造物受地震力作用之降伏消能機制及塑性行為。

另外，傳統耐震設計係要求構造物在使用年限內，有足夠的能力抵抗某一可能發生之大地震而不造成生命損失，但結構設計及建造過程之誤差及未來遭遇地震力大小的不確定性，使得這種耐震能力要求仍受到威脅。以往由美國、日本與臺灣等各地所發生的震害顯示，除人命安全外，更多的經濟損失來自於構造物或其附屬設施之損壞所帶來的維修、補強，以及正常營運中斷等。為滿足構造物整個使用年限之綜合經濟利益考量，性能設計法增加了構造物破壞控制的耐震目標，讓設計者及使用者均能瞭解構造物在遭遇不同強度的地震時之結構反應及其所具有的耐震能力。

以往耐震設計規範係要求構造物設計須滿足「小震不壞」、「中震可修」、「大震不倒」的原則，因而耐震設計規範採用構造物之重要性係數 I 來間接表達其預期性能，該耐震要求僅定性地隱含在傳統的強度設計法中，並未明確地加以量化，然而性能設計法則要求以直接且透明之參數來表達構造物之破壞狀態或性能，使設計者、業主及使用者等能充分瞭解未來在不同等級地震作用時，構造物可能產生的損失程度及破壞狀況與使用性。性能設計法同時考量結構整體、構件與附屬設施在不同等級的地震危害下之多等級耐震性能目標 (performance objectives)，並將構造物在某一設計地震危害下被期望具有的耐震性能加以量化，以建立容許限制值(即性能標準 performance criteria)，如此構造物之耐震性能即可採用「在各等級設計地震作用下分析構造物之內力、變形、能量或其他破壞指標 \leq 性能可接受標準」的方式進行檢核。

2.2 耐震性能設計架構與流程

結構物的耐震性能，是指其在各級地震作用下所產生的狀態，以及這些狀態所造成的影響或後果，包括安全性、服務性、修復性等。耐震性能設計法即是以控制結構耐震性能為標的，以符合相關安全性、服務性與修復性等需求之耐震設計方法。該方法之基本理念主要包括：結構物於不同等級地震危害下之耐震設計目標直觀透明；設計由目標導向出發；強調結構物在強大地震作用下之非線性變形行為；注重結構物整體系統、結構構材和非結構構材以及附屬設備在整個生命週期各階段之耐震性能；確保結構物滿足設計目標具有滿意的可靠度或可接受震害之風險。本研究第二期計畫之耐震性能設計法的設計流程內容如圖 2.1 所示。上述整體耐震性能設計流程之內容詳細說明如下。

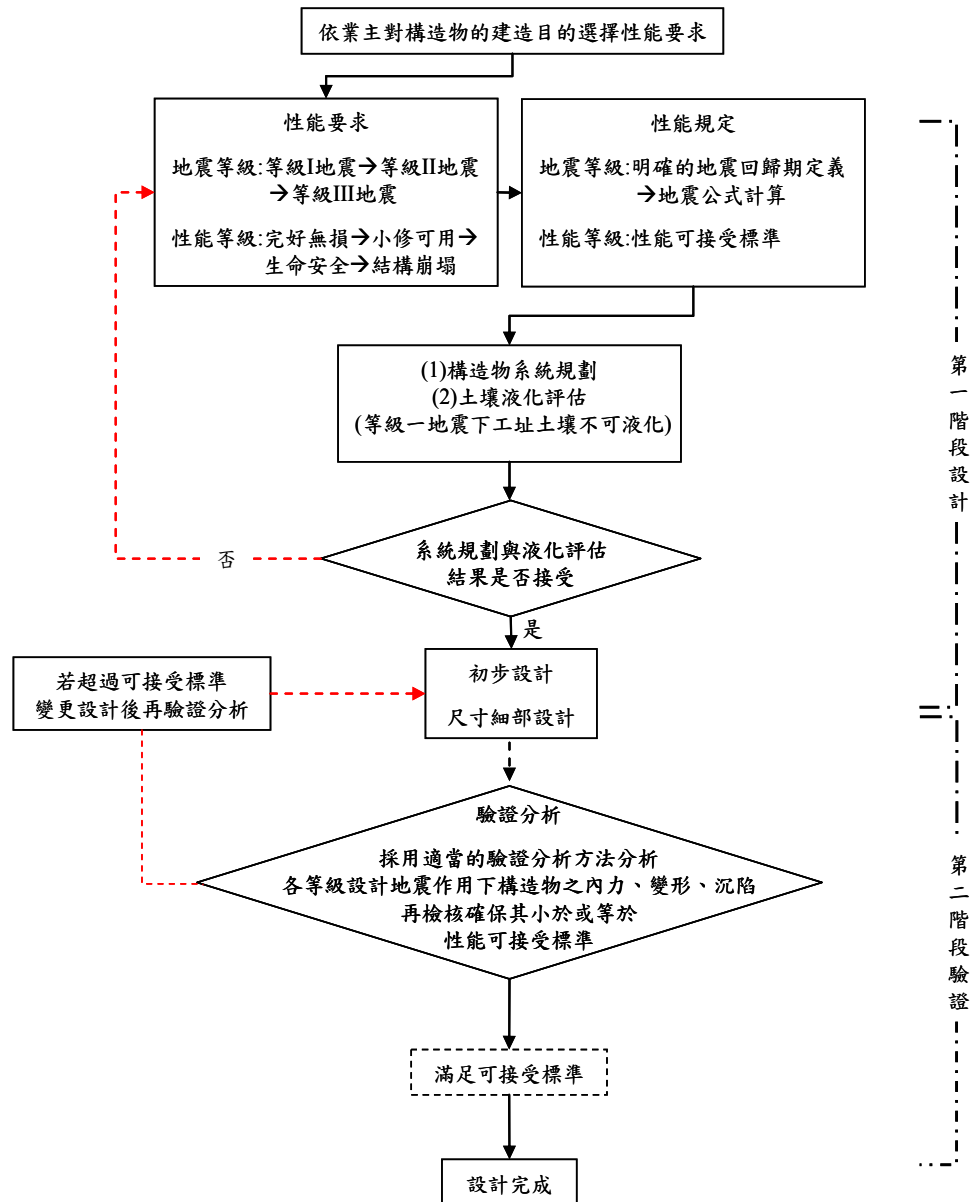


圖 2.1 碼頭耐震性能設計基本設計流程

2.2.1 第一階段設計

1. 選擇性能要求

第一階段設計首先要建立性能要求及性能規定，性能要求是以「定性」的描述方式訂立結構物設計目標，而性能規定是將結構物之性能要求轉化成「定量」的方式來表示。上述之性能要求與規定之內容則包括地震等級之定性劃分與地震力定量表達方式，以及所

對應性能等級之定性劃分與定量表達。

本研究第一期計畫已針對碼頭之耐震設計性能要求作探討，研究日本港灣設施技術上基準同解說^[21]與國際航海協會港灣構造物設計規範^[8]之性能要求的訂立方式及理念，並與國內「港灣構造物設計基準」之耐震設計要求作差異性討論，以提出適合國內設計實務的耐震性能設計要求，如表 2-1；工程師可依據環境條件與業主對功能之要求來選擇合適的碼頭等級，再依據該等級碼頭所對應之性能要求進行設計、分析與檢核。

表 2-1 本研究建議之各等級碼頭所對應的耐震性能要求

| 性能等級 地震等級 | 第 I 級 | 第 II 級 | 第 III 級 | 第 IV 級 |
|-------------------------|------------|--------|---------|--------|
| 等級 I (50 年回歸期地震) | A 級 B 級 | C 級 | — | — |
| 等級 II (475 年回歸期地震) | 特定級 | A 級 | B 級 | C 級 |
| 等級 III (2500 年回歸期地震) | — | 特定級 | A 級 | B 級 |

本研究所提之碼頭耐震性能要求中，地震等級之建議更以港灣技術研究中心過去對各港區的地震危害度曲線分析結果進行研究，並參考國外規範訂定之地震等級，提出適合國內碼頭設計的地震等級修正建議；另外，亦針對國內「公共工程性能設計準則」^[29]三等設計地震力的要求，探討在不同性能要求下各地震等級所應對應的性能等級，以滿足國內工程設計環境。以下將就性能要求中之碼頭重要度分類、地震力等級、性能等級做進一步說明。

(1)重要度分類：

為維持業主及工程師既有的設計習慣，本研究建議採用國內現行規範 4 種重要度等級碼頭分類，依序為「特定級、A 級、B 級與 C 級」，其分類內容如表 2-2。

表 2-2 各重要度等級之碼頭特性

| 等級 | 碼頭之特性 |
|----|---|
| 特定 | 明顯具有 A 級結構物之特性 1 至 3 項之情形者 |
| A | <ol style="list-style-type: none"> 1. 結構物在遭受地震災害時，將有可能造成多數人命及財產之損失者。 2. 負有震災後復建工作之重要任務者。 3. 儲存有害或危險物品之結構物，在遭受地震災害時，將可能造成人命或財產之重大損失者。 4. 結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 5. 結構物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。 |
| B | 凡不屬於特定、A 級、C 級者 |
| C | 特定及 A 級以外之小規模結構物復舊作業容易者。 |

(2)地震等級：

本研究第一期計畫建議之三等級地震力如表 2-3。

表 2-3 碼頭性能設計三等級地震力

| 地震等級 | | 地震力計算公式 |
|----------------------------------|-------------|--|
| 等級 I 地震 | 中度地震 | $V_I = \frac{S_{a,I}}{3.25\alpha_y} W$ |
| 等級 II 地震 | 475 年回歸期地震 | $V_{II} = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{a,II}}{F_{u,II}} \right)_m W$ |
| 等級 III 地震 | 2500 年回歸期地震 | $V_{III} = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} \right)_m W$ |
| 註：剛性結構 F_u 或 $F_{u,III}$ 為 1.0 | | |

(3)性能等級：

本研究第一期計畫中依各國性能規範之慣例，從構造物之「使用性」、「修復性」、「安全性」三方面考量，並參考國內現行「港灣構造物設計基準」之性能等級定義，建議國內港灣碼頭耐震性能設計之性能等級。由於國內碼頭結構設計之重要度分類為4種(特定、A級、B級、C級)，此與國際規範相同；再者，「公共工程性能設計準則」中亦說明，耐震性能設計的基本概念主要是採用構造物的非線性行為分析進行設計，故應將「用途係數」轉換於耐震性能等級的要求上面，而非用於設計地震力的放大；因此欲區分4種不同重要度構造物之性能等級，即須具有4等級性能等級之制定，如表2-4。

表 2-4 耐震性能等級定性規定之建議

| 損壞等級 | 使用性 | 修復性 | 安全性 |
|------|--------|--------|--------------------------|
| 第Ⅰ等級 | 功能正常 | 不需修復 | 結構保持彈性 |
| 第Ⅱ等級 | 短期功能喪失 | 可快速修復 | 損壞輕微 |
| 第Ⅲ等級 | 長期功能喪失 | 修復非常困難 | 結構不倒以維持生命安全 (未超過韌性容量) |
| 第Ⅳ等級 | 無法恢復營運 | 須拆除重建 | 結構崩塌 (超過韌性容量) |

2. 構造物系統規劃

在進行細部設計前先確定構造物形狀、結構系統、結構佈置、基礎、非結構構材以及材料，需設計者的經驗、直覺和判斷，主要目的在於減小因結構分析或不確定因素所造成分析結果與結構之真實行為之間的差異。

3. 土壤液化評估

對港灣構造物所在位置土壤液化潛能之分析，了解該工址土壤液化之可能性，確定耐震性能要求是否可以達到，否則應經由 (1) 地盤改良或變更基礎設計；(2) 遷移工址；(3) 修改設計性能要求等

方式進行調整，以保證所選定之工址、設計及營造方法最終能使構造物滿足業主及規範之性能要求。

土壤液化潛能的評估方式在本國規範及國外相關規範均已較成熟的方法，因此土壤液化評估方法理論對於耐震性能設計法而言並非重點，但值得注意的是，對於板樁式碼頭，土壤液化極可能為導致其破壞的原因，如 2011 年日本 311 地震對小名浜港碼頭造成嚴重損壞，除地震力已超過設計震度外，尚因土壤液化致使碼頭後線產生不均勻沉陷、坍塌，碼頭錨碇設施位移，而導致碼頭板樁向海側位移及傾倒，碼頭上部各種相關設施及結構物產生破壞。

而由本研究第一期計畫探討各國規範對土壤液化的防治規定可知，其設計目標皆立基於須避免構造物基礎土壤產生液化現象，倘若評估出基礎有液化之可能性，則必須施予土壤改良或作深基礎之設計，因此對於土壤液化之設計要求相當清楚，即單一要求為「不可因土壤液化而造成碼頭應有性能喪失」；另外，本案第一期研究建議在等級 I 地震下，工址土壤不允許發生液化。在等級 II 與等級 III 地震下，液化的機會大增，若硬性規定不得液化，則土壤改良的處理費用可能所費不貲，故規定容許液化發生，但必要時須降低基面，並以折減後之土壤參數求算基礎等值勁度，重新分析檢核其安全性；而「日本港灣設施基準同解說」亦有相同之規定。

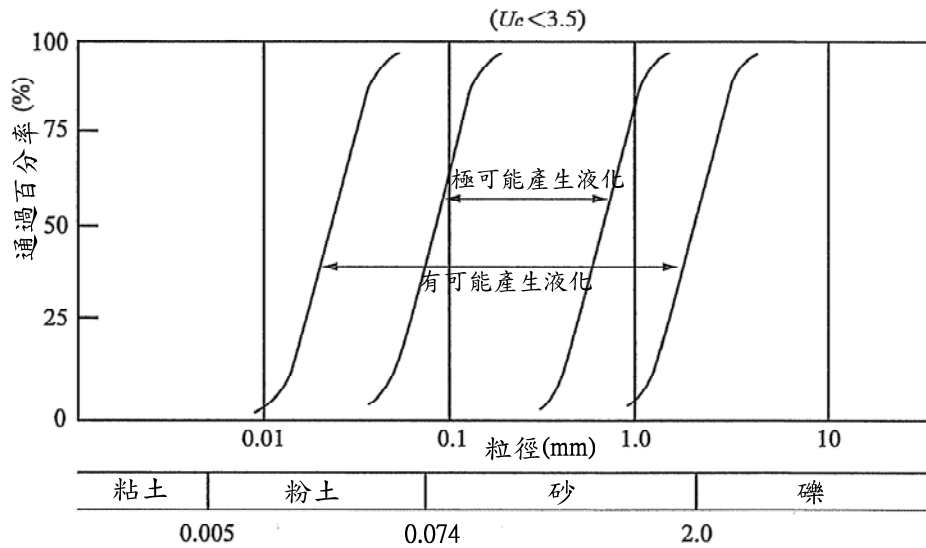
以下說明國內現行「港灣構造物設計基準」的土壤液化潛能評估法，該法與日本現行規範及國際航海協會規範相同，可用於各等級地震的土壤液化評估：

一般地質調查土層若符合以下條件之一時，則土層可能發生液化潛能，需參照規範所建議之液化評估方式作進一步之分析，(1) 地表下 20m 以內之沖積土層且地下水位在地表下 10 m 以內；(2) 過 #200 篩細料含量 FC(%) 在 35% 以下；(3) FC(%) 在 35% 以上，但黏土含量 PC(%) 在 12 % 以下；(4) 塑性指數 PI(%) 在 15 % 以下。

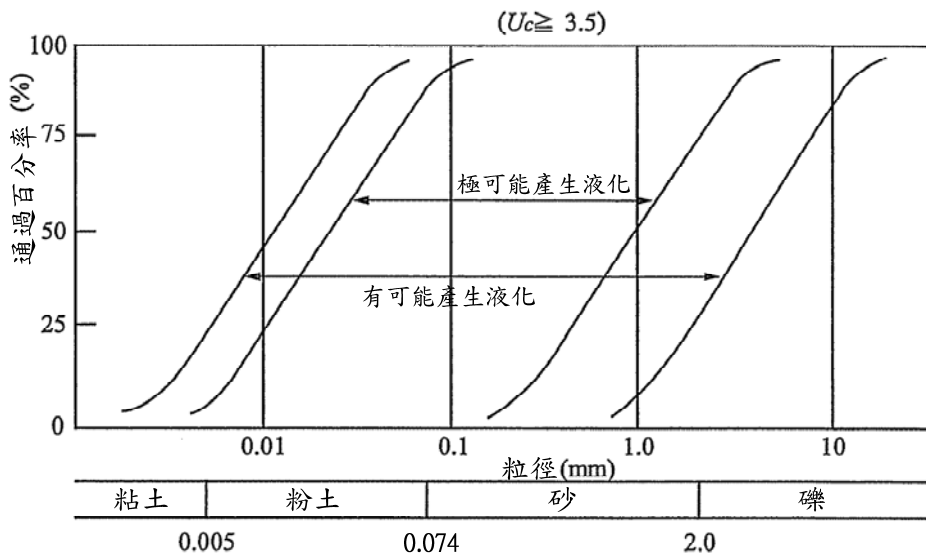
國內港灣構造物設計基準之規定有關砂土層液化分析，可採取下列三種方法。

(1) 簡易判斷法

簡易判斷法液化之預測及判定，是依據土壤粒徑分佈進行土壤分類。利用均勻係數 $U_c = D_{60}/D_{10} = 3.5$ 為基準作為分野之依憑，由圖 2.2 判別之。



(a) 均勻係數小之土壤



(b) 均勻係數大之土壤

圖 2.2 現行港灣構造物設計基準土壤粒徑與土壤液化分析圖

資料來源：參考文獻^{[21][24]}

(2)經驗準則法

經驗準則法土壤液化潛能預測及判定方式，是採用現地試驗參數標準貫入試驗打擊數(SPT-N 值)及細料含量作為砂土抗液化強度之預測。國內現行港灣構造物設計基準係參考美國「Seed 液化評估法」^[12]作為液化之判定基礎，說明如下。

其液化潛能分析基本上可分為兩部分的計算：第一部份是利用未來在土層中可能(或已發生)最大地表加速度配合地震規模，以半經驗之簡易公式估計現地土層在遭遇地震時所受之反覆剪應力比(Cyclic Stress Ratio, CSR);第二部份則是由各種調查試驗資料估計土層之液化阻抗比(Cyclic Resistance Ratio, CRR)，而由比較兩者推算出土壤液化之安全係數值(F_L)，並根據港灣構造物設計規範建議，當地動資料趨於保守時， F_L 大於 1 即可。

根據美國國家地震工程研究中心(National Center For Earthquake Engineering Resrarch,NCEER)Robertson 與 Wride 於 1997 年對 Seed 法所提出之修正方法。

1986 年 Skempton 建議採用標準貫入試驗 N 值做為土層之液化阻抗比(CRR)時，應先使用式(2.1)予以修正。

$$(N_1)_{60} = C_N C_E C_B C_R C_S \times N \dots\dots\dots(2.1)$$

式中，

C_N ：有效覆土應力修正因數

C_E ：能量修正因數

C_B ：鑽孔尺寸修正因數

C_R ：桿長修正因數

C_S ：取樣管型式修正因數

$(N_1)_{60}$ ：鑽桿打擊能量為 60 %標準落錘能量之修正 SPT-N 值。

依上述參數進行液化分析，分析流程如圖 2.3。

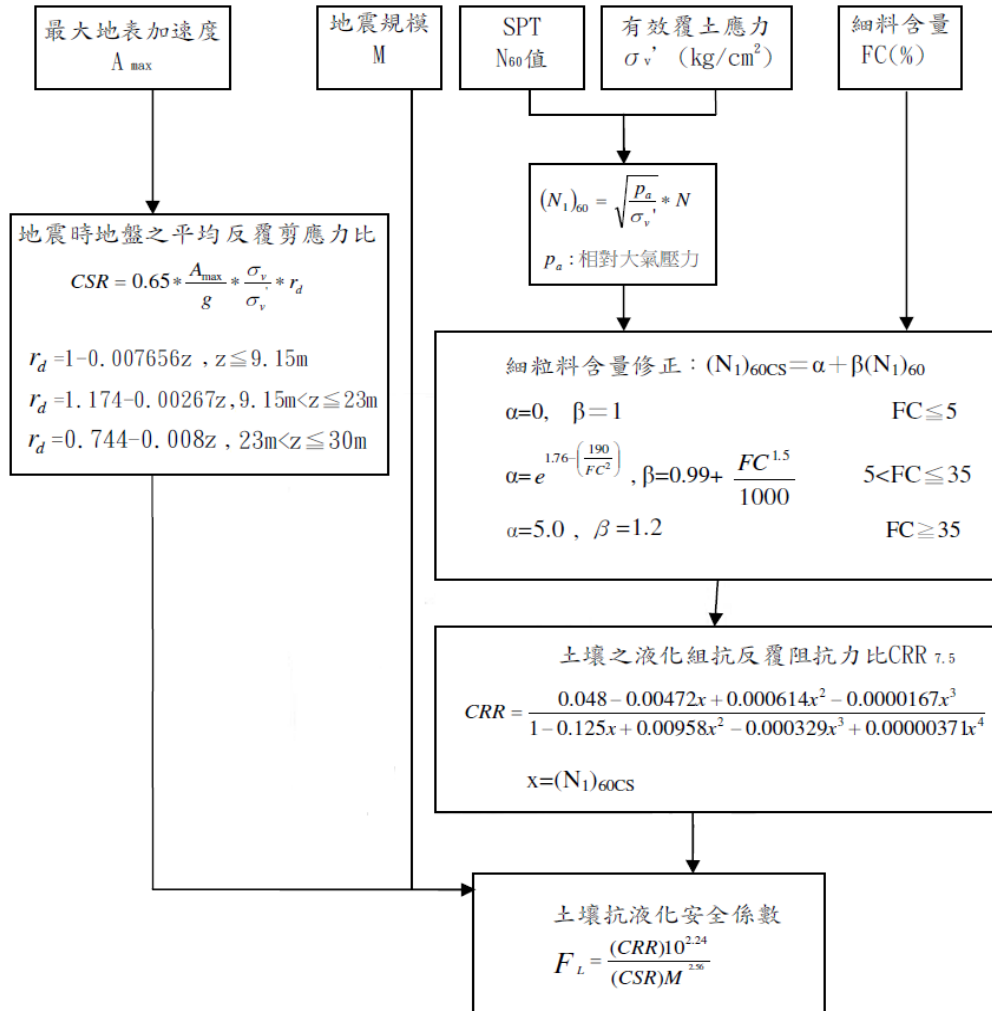


圖 2.3 NCEER 土壤液化潛能評估流程

資料來源：參考文獻 [12]

當地震發生時，土層之液化潛能分析評估流程如圖 2.3，其計算步驟與公式如下：

a. 反覆剪應力比(Cyclic Stress Ratio, CSR)

$$CSR = 0.65 \times \frac{A_{max}}{g} \times \frac{\sigma_v'}{\sigma_v} \times r_d(z) \dots\dots\dots(2.2)$$

其中，CSR 為地震引致的反覆剪應力比， $r_d(z)$ 為深度折減係數， A_{max} 為地表最大加速度， σ_v/σ'_v 為覆土總應力與有效覆土應力之比值， g 為重力加速度。CSR 與 σ_v/σ'_v 之關係如圖 2.4。

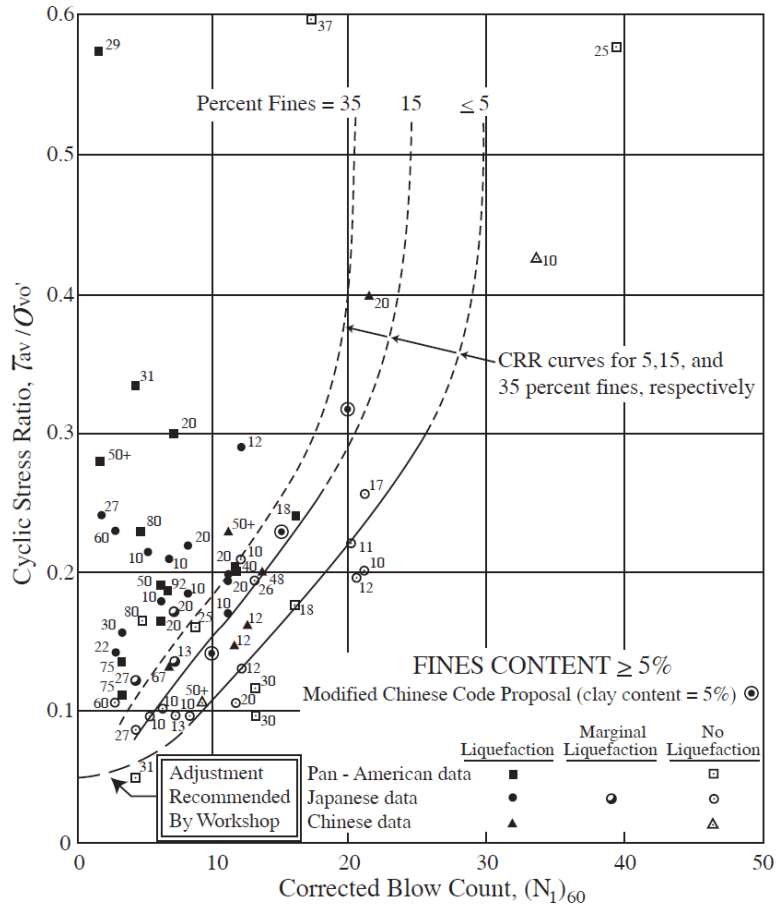


圖 2.4 土層之有效覆土剪應力比與修正後 SPT-N 值之關係

資料來源：Seed et al. 1985 [12]

而深度折減係數(如圖 2.5 所示)其公式如下：

$$\begin{aligned}
 r_d &= 1.0 - 0.00765z && , z \leq 9.15\text{m} \\
 r_d &= 1.174 - 0.00267z && , 9.15\text{m} < z \leq 23\text{m} \\
 r_d &= 0.744 - 0.008z && , 23\text{m} < z \leq 30\text{m} \\
 r_d &= 0.5 && , 30\text{m} < z
 \end{aligned}$$

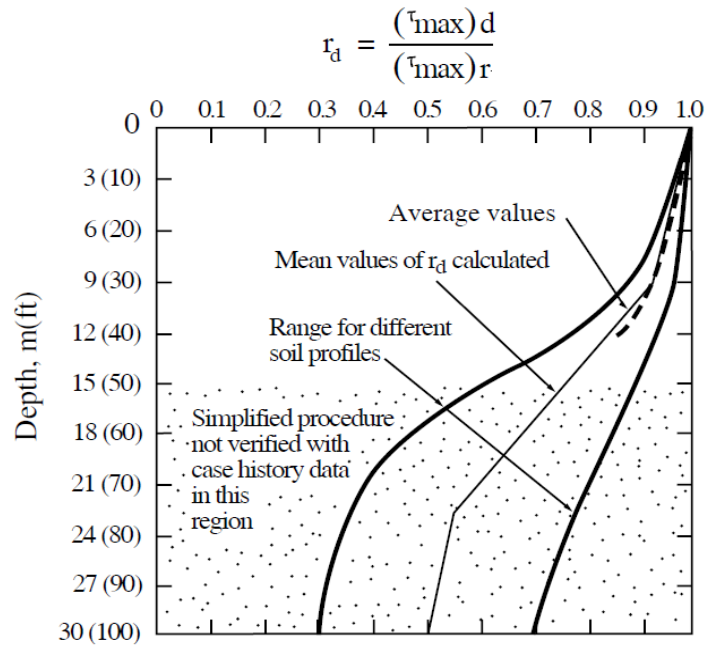


圖 2.5 土壤之深度-折減係數關係圖

b. 液化阻抗比(Cyclic Resistance Ratio, CRR)

以細粒料含量修正現地量測之 SPT-N 值如下式：

$$(N_1)_{60CS} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \dots\dots\dots(2.3)$$

其中，

$$\begin{aligned} \alpha &= 0 && , C \leq 5\% \\ \alpha &= \exp\left[1.76 - \frac{190}{FC^2}\right] && , 5\% < FC \leq 35\% \\ \alpha &= 5.0 && , 35\% \leq FC \\ \beta &= 1.0 && , FC \leq 5\% \\ \beta &= \left[0.99 - \frac{FC^{1.5}}{1000}\right] && , 5\% < FC \leq 35\% \\ \beta &= 1.2 && , 35\% \leq FC \end{aligned}$$

而土層抗液化強度 $CRR_{7.5}$ 公式為：

$$CRR_{7.5} = \frac{a - cx + ex^2 - gx^3}{1 - bx + dx^2 - fx^3 + hx^4} \quad x < 30 \dots\dots\dots(2.4)$$

其中， $CRR_{7.5}$ 為地震規模 $M=7.5$ 之臨界土壤液化阻抗比， $x = (N_1)_{60CS}$ 為經修正後之 SPT-N 值， $a=0.048$ ， $b=0.125$ ， $c=0.00472$ ， $d=0.00958$ ， $e=0.000614$ ， $f=0.000329$ ， $g=0.0000167$ ， $h=0.00000371$ 。

c. 土壤液化之安全係數值(F_L)

$$F_L = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \times MSF \dots\dots\dots(2.5)$$

其中， MSF 為地震規模修正因子， $MSF = \frac{CRR_M}{CRR_{7.5}}$ 。

(3) 試驗分析法

依據土壤粒徑與 SPT-N 值檢討地盤是否會液化，其結果無法確實判定，或重要度高的港灣結構物工程時，建議採用試驗分析法進行液化之預測及判定。

試驗分析法土壤液化預測及判定方式，首先應進行地盤之地震反應解析，求得地震時土壤內之剪應力，以及採用現地不擾動土樣進行動力三軸試驗，求得地盤之動態抗剪強度，比較二者之大小，進行地盤液化之預測及判定，以確保港灣工程結構物之安全。其液化潛能分析評估步驟如下：

a. 建立地下土層資料

使用本分析法所需各土層之資料包括地下水位深度、每一土層之厚度、SPT-N 值、取樣位置、土壤比重、孔隙比和含水量。

b. 建立土層設計地震資料

分析所需之地震資料主要有土層液化評估地區之地震規模及水平地震最大地表加速度。

c. 地震引致反覆剪應力比計算

對於地盤之地震反應解析，可使用地盤反應解析程式，考慮設計地震及地盤特性，估計不同深度地盤所承受地震作用引致的反覆剪應力比及等值反覆作用次數。

d. 土壤抗液化強度之剪應力比

對於地盤之抗液化強度應採用現地高品質不擾動土樣進行動力三軸試驗，求取不同深度土壤抗液化強度曲線。另由不同地震規模可概略估算轉換為等值反覆作用循環數，評估不同深度地盤土壤抗液化強度之剪應力比 $(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma'_c})_t$ 。

考慮動力三軸試驗與現地土壤應力狀況之差異及土壤試體之擾動等因素，動力三軸試驗所得土壤抗液化強度之剪應力比，可以下式修正為現地土壤抗液化強度之剪應力比。

$$(\frac{\tau_1}{\sigma'_v})_f = C_r (\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma'_c})_t \dots\dots\dots (2.6)$$

C_r ：修正係數，考慮試體之應力情況與試驗過程等綜合影響，認為 C_r 值隨土壤相對密度而變化。

σ'_v ：垂直有效覆土壓力(kN/m²)。

σ_{dc} ：動力三軸試驗所施加之反覆應力(kN/m²)。

σ'_c ：動力三軸試驗所施加之有效圍壓(kN/m²)。

e. 液化之預測及判定

比較地震時地層產生之剪應力比與土層本身抗液化強度之剪應力比，即可進行地盤液化之預測及判定。

f. 綜合研判

地盤之液化潛能，需依各土層液化之預測及判定結果，綜合研判之。

等級 I 地震作用下，工址土壤須經土壤液化評估確定不會發生液化，方可進行第二階段驗證流程，而等級 II、III 地震作用下，若評估結果為土壤有液化之可能，則於第二階段驗證流程時必須保守模擬液化土層對構造物之影響，以確實檢核構造物受震反應是否滿足性能規定。若液化後之結構反應超過可接受標準值時，應即進行土層液化防治與處理，以維持應有的耐震性能等級。

地盤產生液化的過程及結構物之反應均很複雜，故應同時考量液化與不液化二種狀況，並取較為嚴格的分析結果作為設計之依據，一般而言土壤液化評估方法的選用，應按碼頭之重要度及設計地震等級而定，本研究參考國內現行港灣構造物設計基準，並對應國際航海協會耐震性能設計規範^[8]之規定。

4. 初步設計

對於初步設計由本研究第二期建議可按構造物的耐震性能要求，先以最低之地震等級進行彈性分析及設計，決定結構斷面尺寸與細部設計，此種方式無論設計工程師慣用何種舊有設計法，皆可進行初步設計，因此在碼頭的初步設計方法上是較無限制的；在決定構造物細部尺寸後，即可依所設計的構件斷面建立詳細分析模型，以進行耐震能力與結構變形量分析，進而進入第二階段之性能驗證。

2.2.2 第二階段驗證

1. 內容概述

第一階段設計結束後，方能進行第二階段驗證，即經由數值分析計算出設計地震力作用下之相關地震力反應參數(如應力或應變、韌性比、變形、能量或其他破壞指標等)，並與第一階段設計所建立之性能要求參數之可接受標準比較，以「在各地震等級危害下，分析所得之結構量化反應(如應力或應變、韌性比、變形或其他破壞指標) \leq 性能可接受標準值」作為結構設計條件。

對於初步設計本研究第二期報告建議可按構造物的耐震性能要求，先以最低之地震等級進行彈性分析及設計，決定結構斷面尺寸與細部設計，此種方式無論設計工程師慣用何種舊有設計法，皆可進行初步設計；在決定構造物細部尺寸後，工程師可依結構重要度所要求的驗證分析方法，去驗證各地震等級作用下之結構行為是否滿足對應的性能等級要求，若計算所得構造物之性能未能滿足設計性能要求，則須修改原設計，再以同樣的方式校核，直到滿足既定之設計性能要求，才完成最終設計。耐震性能設計以「第一階段設計+第二階段驗證」之循環流程完成最終設計是目前最簡單的一種設計流程。

2. 驗證分析方法說明

對於耐震能力分析方法可分為二維或三維之線性與非線性(包括幾何非線性與材料非線性)之靜力與動力分析。有關幾何非線性之分析法主要為考量大變形或大位移之結構行為，一般簡化設計僅考量靜力之效應，材料非線性主要考量結構之彈性與塑性行為。對於非剛性結構物，傳統之分析方法通常將地震力轉換為等效之側向作用力，再考量結構可能之塑性行為加以折減，以彈性分析之方法計算結構物在隨時間變動之地震力作用下之動態行為，對於規則結構，採用彈性靜力分析法，對於不規則結構，則採用屬於彈性動力分析之多振態疊加法，僅特殊情況下進行非線性動力歷時分析。性能設計法強調韌性結構物在大地震作用下之塑性行為，但因非線性動力歷時分析之複雜與計算耗時，對於重要度較低或規則之結構物，可借助容量震譜法(非線性靜力側推分析)來估算結構在設計地震力下之變形行為。

在性能設計流程之第二階段驗證，結構物之性能是否滿足設計要求通常需要經由數值分析來檢核：性能參數計算值 \leq 性能等級之可接受標準，以保證設計者能準確地掌握結構之行為，即通過數值分析預測結構之真實行為，要求所採用的分析方法要合理、可靠，因此必須根據構造物不同之結構型式及性能要求之高低，來選用不

同的分析工具，原則上，性能要求越高者所對應之分析工具就可能越複雜。

本研究將分析碼頭結構物耐震行為之分析方法由簡到繁分為簡化分析(simplified analysis)、簡化動力分析(simplified dynamic analysis)以及動力分析(dynamic analysis)三類，選用這三種不同複雜與精確度等級之分析方法，除了與碼頭重要度等級之高低相關以外，還與所作用的地震等級相關，如表 2-5 所示；由於性能要求中在最低等級地震作用下之性能等級要求多需保持結構在彈性狀態，因此一般實務設計上多採最低等級地震作用下先進行彈性分析做初步設計，而初步設計之分析方法並不限制採用何種精確度的驗證分析法，甚至可依過去經驗初步假設一合理的結構斷面亦可，而在得到初步設計的結構尺寸後，接著再按規定之各等級地震作用下所要求的性能等級進行驗證分析檢核，此時則必須按表 2-5 規定的驗證方法，依性能要求所要求的所有地震等級皆進行驗證，若不滿足可接受標準則重新進行初步設計後再驗證檢核，直到滿足所有性能要求為止。

表 2-5 各類驗證分析法之應用時機

| 碼頭重要度 地震等級 | 特定級 | A 級 | B 級 | C 級 |
|-----------------------|------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| 等級 I (中度地震) | — | 簡化分析 或 簡化動力分析 或 動力分析 | 簡化分析 或 簡化動力分析 或 動力分析 | 簡化分析 或 簡化動力分析 或 動力分析 |
| 等級 II (475 年回歸期) | 動力分析 | 動力分析 | 簡化動力分析 或 動力分析 | 簡化分析 或 簡化動力分析 或 動力分析 |
| 等級 III (2500 年回歸期) | 動力分析 | 動力分析 | 簡化動力分析 或 動力分析 | — |

2.3 板樁式碼頭耐震性能第一階段設計

2.3.1 設計範例基本條件

以下列出板樁式碼頭設計例所需之基本條件，包括一般條件、自然條件、外力條件、材料條件…等。

1. 一般條件

包含：碼頭泊船噸位、設計水深、碼頭面高程、繫船柱能力。

2. 自然條件

包含：潮位高度、地質條件。

3. 外力條件

a. 超載：分為「地震時」與「常時」。

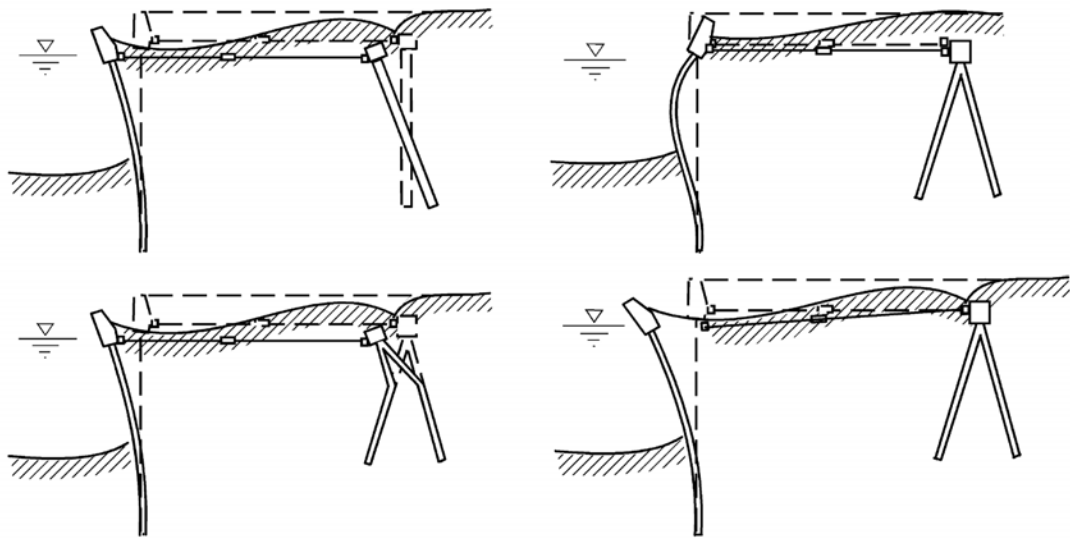
b. 地震力(地震係數)：分為「水面上」、「水面下」、「碼頭結構體」。

4. 材料條件

包含：材料單位重、摩擦係數、混凝土容許強度(或標稱強度)、鋼筋容許強度(或標稱強度)，以及板樁軸向強度(拉壓容許應力)、撓曲強度、剪力強度。

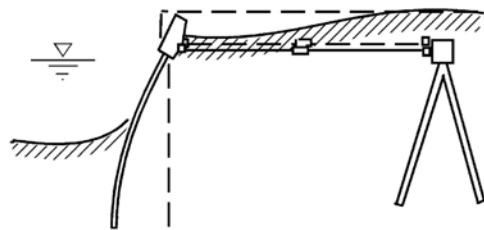
2.3.2 建立性能可接受標準

板樁式碼頭通常由相互連接的 RC 或鋼板樁、腰梁或圍梁、冠牆、拉桿、錨碇設施與回填料等組成，由上部之拉桿與下部埋設於土壤來支撐，仍以考量水平地震力為主。此類碼頭主要破壞型式包括：因背填土較軟弱或液化增加了土壤及水對板樁之壓力，使得板樁所承受之彎矩過大而開裂，或拉桿拉力破壞，或使錨碇設施失去作用導致板樁與錨碇設施向海側傾倒或移動，根據以往板樁式碼頭的震害案例中，可概略歸納出板樁式碼頭受地震力作用下可能的破壞模式如圖 2.6 所示。



(A) 錨碇設施破壞

(B) 板樁撓曲拉桿拉力破壞



(C) 板樁埋入處破壞

圖 2.6 板樁式碼頭之破壞模式

資料來源：參考文獻^[8]

考量板樁的破壞與使用運作之可行性，此類碼頭之破壞參數，如圖 2.7 所示，以應力(包括基盤面上下板樁部分、拉桿與錨碇設施)及位移(包括板樁與岸肩之變位參數-類似重力式碼頭與錨碇設施之沉陷量、附近路面開裂、拉拔位移量等)來表達。根據板樁式碼頭結構可能的破壞模式，可利用板樁碼頭結構系統之位移或應力狀態作為判斷其損害等級之指標參數，如下所列：

1. 以位移為評估參數：

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

2. 以應力狀態為評估參數：

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

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

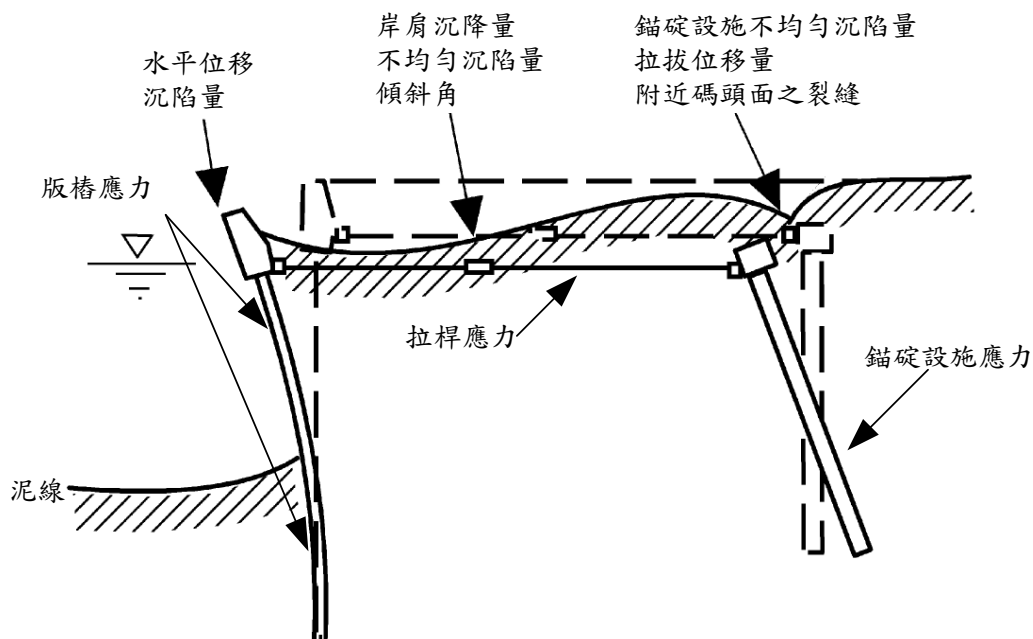


圖 2.7 板樁式碼頭之性能參數

資料來源：參考文獻^[8]

根據本研究第一期計畫之探討結果，參考國際航海協會^[8]所頒布之港灣結構物耐震設計準則加以修訂，將各等級性能以性能參數之可接受標準值加以限定，板樁變位與岸肩變位僅對第 I 級有量化限制，分別為水平位移小於 30 公分、向海側傾斜角小於 3 度、岸肩沉陷量約於 3 公分至 10 公分與岸肩與後線陸地之沉陷差約 30 公分至 70 公分等。另外，對於基樁可接受標準亦可參考表 2-6。

表 2-6 板樁式碼頭性能可接受標準

| 參數 | | 性能水準 | | | | |
|-------------|---------|-------------|-------------------|-----------------|-----------------|----------------|
| | | 第 I 級 | 第 II 級 | 第 III 級 | 第 IV 級 | |
| 殘餘變位 | 板樁變位 | 正規化水平位移 d/H | <1.5% 或 d<30cm | N/A | N/A | N/A |
| | | 向海側傾斜角 | <3° | N/A | N/A | N/A |
| | 岸肩變位 | 岸肩沉陷量 | 3cm~10cm | N/A | N/A | N/A |
| | | 岸肩與後線陸地之沉陷差 | 30cm~70cm | N/A | N/A | N/A |
| | | 向海側傾斜角 | <2°~3° | N/A | N/A | N/A |
| 最大反應下之應力或應變 | 基盤面以上板樁 | | 彈性 | 塑性，不超過韌性容量或應變極限 | 塑性，不超過韌性容量或應變極限 | 塑性，超過韌性容量或應變極限 |
| | 基盤面以下板樁 | | 彈性 | 彈性 | 塑性，不超過韌性容量或應變極限 | 塑性，超過韌性容量或應變極限 |
| | 拉桿 | | 彈性 | 彈性 | 塑性，不超過韌性容量或應變極限 | 塑性，超過韌性容量或應變極限 |
| | 錨碇設施 | | 彈性 | 彈性 | 塑性，不超過韌性容量或應變極限 | 塑性，超過韌性容量或應變極限 |

註：針對補強板樁比補強錨碇設施容易，即板樁較錨碇設施先降伏之機制。

H 為基面以上板樁之高度。

N/A 之原文註解為「Not Applicable」，由 INA 設計例可知實際設計時不予檢核。

資料來源：參考文獻^[8]

工程實務中，在進行設計時，除了參照規範規定之標準值(最低要求)以外，亦可根據業主之實際要求加以修訂。工程師在建立性能要求時，需視對該等級地震力下之性能是否關注，以及所選用之性能參數在所考量之各等級地震力作用下的結構反應分析量化是否有把握，進而選用一個或多個參數表達其性能。

2.3.3 結構系統

板樁式碼頭係打設板樁及回填土組成，主要利用海側之被動土壓力及拉桿來抵抗陸側之主動土壓力及殘留水壓力。板樁之材料為鋼材、鋼筋混凝土、預力混凝土、木材等。由於鋼板樁之容許應力較大、成品亦可得較大之斷面係數，可用於水深較深之碼頭，因此目前鋼板樁較為常用。板樁式碼頭主要特性有(1)施工設備比較簡單，工程費較省。(2)多數場合不需作水下基礎工程，因此施工迅速。(3)牆體極輕，富彈性，耐震性強，可容許適當之不均勻沈陷。(4)原地層水深較深時，板樁打設後，如未回填及錨碇設施未放妥時，波浪來襲容易損壞。(5)鋼板樁於水中易腐蝕，耐久性較重力式差，所以宜採用陰極防蝕法，或依腐蝕程度採用較大斷面。

通常為了支撐至於碼頭之設備機具，可以打如直樁或斜樁，用以分擔所承受之重力垂直力。板樁式碼頭按型式，可分為自立式、錨碇式，臺灣地區各港之板樁碼頭中，以錨碇式板樁碼頭最為常見，其為靠板樁埋入海底之被動土壓與後拉之錨碇設施形成之結構物，結構形式如圖 2.8 所示。

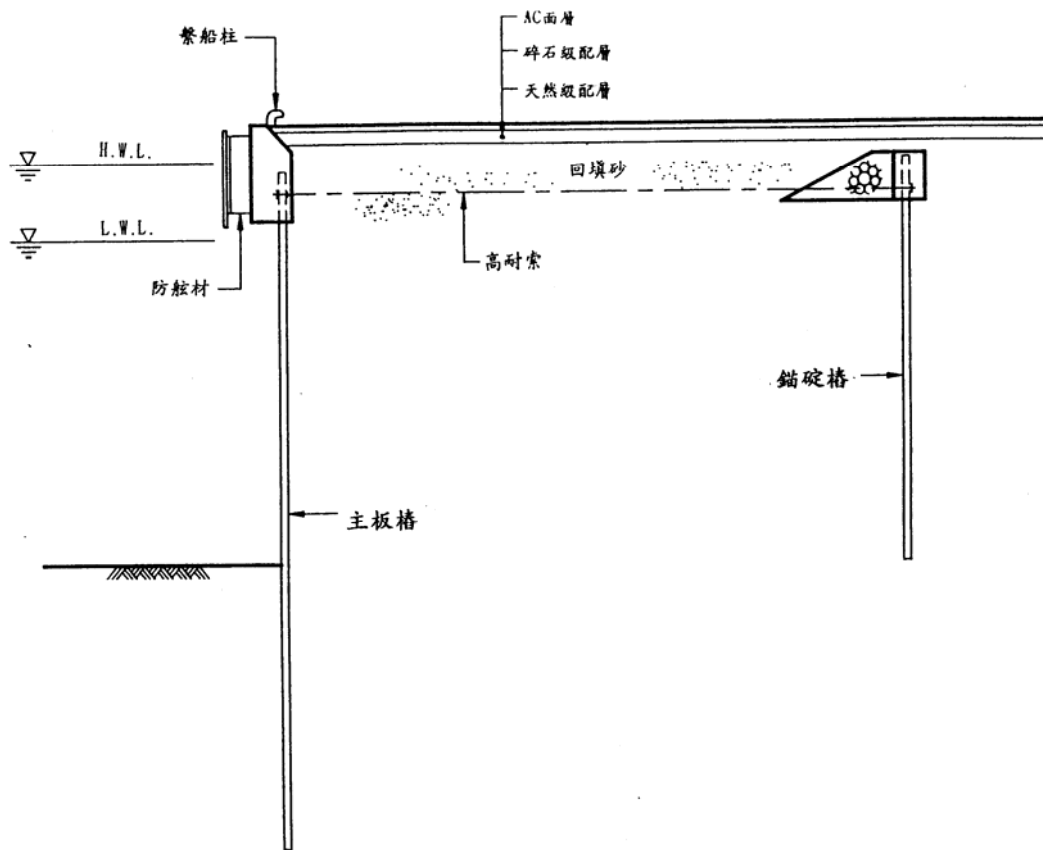


圖 2.8 板樁式碼頭標準斷面示意圖

資料來源：參考文獻^[24]

2.3.4 土壤液化評估

港灣構造物性能設計法所採用之簡化分析法與傳統設計所採用之分析方法類似，但設計原理完全不同，傳統設計法將地震力以一等效之靜態側向力施加於結構主體上，以確保結構主體在所考量之設計外力作用下，具有一定安全餘裕(以安全係數 F_s 表示)之安定計算來確定結構之細部設計；性能設計法雖然在第二階段驗證採用類似擬靜力分析方法，但其設計原理是以確保在各等級地震力作用下，結構主體之反應滿足預期之性能要求，即計算所得之性能參數值不超過預定性能可接受標準值。例如：若以板樁位移或沉陷量等作為性能參數，在性能設計法中，需要計算板樁位移或沉陷量，並與所建立之性能可接受標

準做比較，以確定所預期之性能是否滿足標準。一些研究已根據統計數據之回歸分析，建立了位移指標與傳統設計法中安定計算的安全係數間之相關性經驗公式，依據表 2-7 所列非液化工址板樁式碼頭變位參數與耐震安全係數之經驗關係式，並利用所得之耐震安全係數 F_s ，可推估最大水平位移 d (cm)、沉陷量 s (cm) 及正規化水平位移 d/H (%) 等。將所求得之碼頭變位以及拉桿與板樁之應力狀態，與板樁式碼頭性能可接受標準(如表 2-6)相互對照檢核，即可判定結構物之性能是否滿足可接受標準。

對於該類碼頭在具有液化潛能工址之位移量， I_{ai} ^[3]之案例分析統計出：在規範設計地震力作用下，對非液化、僅壁體後局部背填土液化、壁體後包括錨碇設施在內之背填土全部液化、背填土與基礎土壤均液化等四類工址(如圖 2.9 所示)，正規化位移 d/H 分別為：0~5%、5~15%、15~25%與 25~50%，這些參數可用來粗略估算水平位移之大小範圍。在 1.5~2.0 倍規範設計地震力作用下該水平位移之統計尚未取得。

表 2-7 非液化工址板樁式碼頭變位參數與安全係數之關係

| 變位參數 | 經驗公式 | 相關係數 | 標準偏差 |
|-------------------|-----------------------------------|------|------|
| 最大水平位移 d (cm) | $d = -1.6 + 34.9 \times (1/F_s)$ | 0.68 | 27 |
| 沉陷量 s (cm) | $s = -5.3 + 14.7 \times (1/F_s)$ | 0.40 | 20 |
| 正規化水平位移 d/H (%) | $d/H = -1.5 + 5.8 \times (1/F_s)$ | 0.65 | 5 |

資料來源：參考文獻^[14]

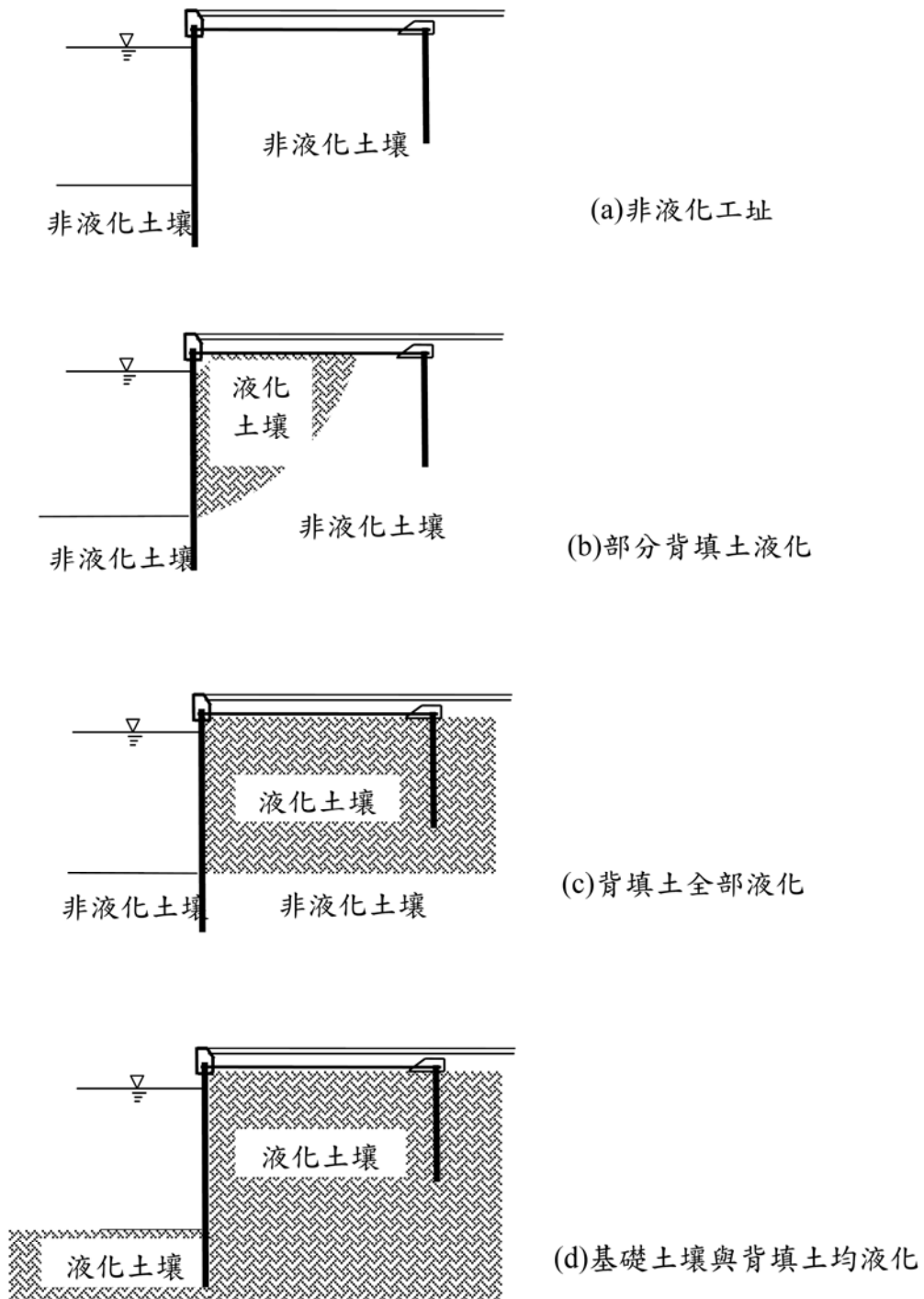


圖 2.9 板樁式碼頭工址填土可能液化狀態

資料來源：參考文獻^[8]

2.3.5 初步設計

板樁式碼頭之初步設計可採等級 I 地震之性能要求做設計標準，依據板樁式碼頭在等級 I 地震作用下所須滿足的性能可接受標準，按表 2-7 經驗公式反算得到的安全係數 F_s 值，再用傳統之靜力設計法進行穩性分析，即先前所述之簡化分析，目的是先將板樁尺寸與配重算得一初步的結果，方可進行後續的性能驗證檢核；關於簡化分析法的詳細說明請參閱 2.4.1 節。

2.4 板樁式碼頭耐震第二階段驗證

本章詳細說明 2.2.2 節第二階段驗證中關於板樁式碼頭的驗證分析法，參照碼頭所需之耐震性能要求，並依其不同地震等級與碼頭重要程度之下，選擇簡化分析、簡化動力分析及動力分析。

簡化分析為傳統的擬靜力分析法，可應用於初步設計階段及等級 I 地震作用下之性能驗證，甚至允許應用於 C 級碼頭等級 II 地震的性能檢核。而簡化動力分析法(滑動塊分析)與動力分析法(有限元素或有限差分法)則通常應用於等級 II 與等級 III 地震的性能驗證分析。

本研究參考現有耐震設計規範與相關研究報告所建議的分析方法與耐震性能準則，可利用簡化分析法(擬靜力分析)、簡化動力分析法(滑動塊體法)與動力分析法(有限元素或有限差分法)等三種方法進行板樁式碼頭的耐震能力評估，如表 2-8 所示，以下將分別詳細說明。

表 2-8 板樁式碼頭結構之性能驗證分析法

| 碼頭種類 | 簡化分析 | 簡化動力分析 | 動力分析 | |
|-------|---|---|---|---|
| | | | 結構模擬 | 土壤模擬 |
| 板樁式碼頭 | <ul style="list-style-type: none"> 經驗公式或靜力分析法(考量有或無土壤液化) | <ul style="list-style-type: none"> 滑動塊分析 利用簡化圖表的參數分析法 | <ul style="list-style-type: none"> 有限元素法或有限差分法 線性或非線性分析 二或三維分析 | <ul style="list-style-type: none"> 有限元素法或有限差分法 線性(等效線性)或非線性分析 二或三維分析 |

2.4.1 簡化分析法

板樁式碼頭之簡化分析方法原理與重力式碼頭的簡化分析方法原理相同，採用擬靜力分析方法，將結構物所承受的地震力簡化為施加於構造物側向的靜態慣性力，並將構造物與承載土體視為剛體，以檢核其穩定性。

進行耐震能力檢核時，碼頭構造物所遭受到之地震力為施加於構造物側向的靜態慣性力，由設計震度係數 K_e 表示。分析時，逐步地增加震度係數，透過一系列的穩定分析，計算出當碼頭結構達到臨界穩定狀態時(即安全係數 S.F.=1 的情況)，所能夠承受的地震力大小(此即臨界震度係數 K_l)。再求算臨界震度係數與設計震度係數之比值，即為此結構之耐震安全係數($F_s = K_l/K_e$)，其可搭配相關經驗公式推算變位量，用於評估結構物之耐震性能。以下將說明板樁式碼頭之簡化分析方法。

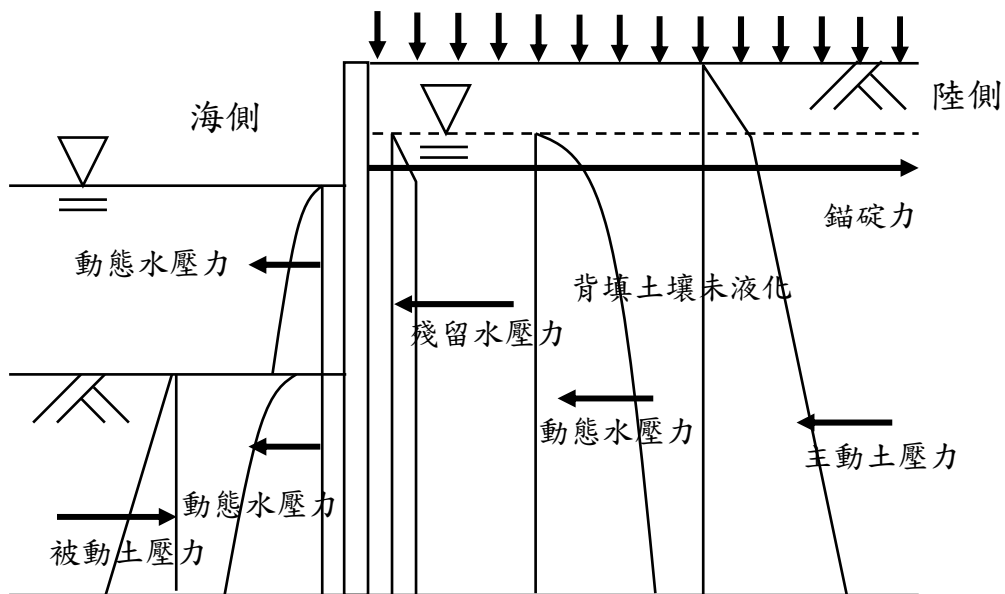


圖 2.10 地震時背填土壤未液化的板樁式碼頭受力示意圖

資料來源：參考文獻^[40]

板樁式碼頭構造物在地震力作用之下，如考慮土壤未發生液化，其受力情形如圖 2.10 所示，主要包括動態主動土壓力、動態被動土壓力、動態水壓力、殘留水壓力等。參考「港灣構造物功能性設計法之研究(3/3)」^[40]，其中所提列之耐震評估簡化分析法步驟簡述如下：

(1) 給定設計震度係數 K_e 。

(2) 計算殘留水位 $R.W.L.$ ^[38]：

$$R.W.L. = \frac{2}{3}(M.H.W.L. - M.L.W.L.) + M.L.W.L. \dots\dots\dots(2.1)$$

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

(3) 計算地震時主動土壓力 $P_{AE,i}$

依 Mononobe-Okabe 之建議，作用於板樁牆體第 i 土層之動態主動土壓力 $P_{AE,i}$ 水平分量，可依下式計算：

$$P_{AE,i} = K_{AE,i} \cdot (\sum \gamma_i h_i + w_{OL}) \cdot \cos \delta \dots\dots\dots(2.2)$$

式中， γ_i 為第 i 土層土壤之單位重，如位於水面下，則取水中單位重 $\gamma'_i = \gamma_{sat} - \gamma_w$ ； γ_w 為海水單位重，取為 $\gamma_w = 1.03 t/m^3$ ； h_i 為第 i 土層土壤之厚度； w_{OL} 為碼頭超載重 (t/m^2)，地震時取 $1.15 t/m^2$ ； δ 在板樁式碼頭中即板樁與土壤間之摩擦角(度)； K_{AEi} 為第 i 土層主動土壓力係數，計算如下：

$$K_{AEi} = \frac{\cos^2(\phi_i - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \cdot \sin(\phi_i - \theta)}{\cos(\theta + \delta)}} \right]^2} \dots\dots\dots(2.3)$$

式中， ϕ_i 為第 i 土層土壤之內摩擦角(度)； θ 為地震合成角，殘留水位以上土層 $\theta = \tan^{-1} K_e$ ；殘留水位以下土層 $\theta = \tan^{-1} K'_e$ ； K'_e 為修

正後的震度係數， $K'_e = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - 1} \cdot K_e$ 。

(4) 計算地震時被動土壓力 $P_{PE,i}$

被動土壓力計算與主動土壓力雷同，作用於板樁牆體第 i 土層之動態被動土壓力 $P_{PE,i}$ 水平分量，可依下式計算：

$$P_{PE,i} = K_{PE,i} \cdot (\sum \gamma_i h_i + w_{OL}) \cdot \cos \delta \dots\dots\dots(2.4)$$

式中，因板樁被動側位在海面下埋置部份，碼頭超載重 w_{OL} 取為 0 t/m^2 ； $K_{PE,i}$ 為被動土壓力係數，計算如下：

$$K_{PE,i} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi)}{\cos \psi \cdot \cos(\psi + \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \cdot \sin(\phi_i - \psi)}{\cos(\psi + \delta)}} \right]^2} \dots\dots\dots(2.5)$$

(5) 計算地震時之動態水壓合力 P_{DW}

作用於板樁牆體之動態水壓力 P_{DW} ，依 Westergaard 所提出隨深度 y 之分布情況，如圖 2.11 (a) 所示，並可表示如下：

$$P_{DW} = \pm \frac{7}{8} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_w} \cdot y \dots\dots\dots(2.6)$$

式中， H_w 為海水潮位深度(m)。因此，作用於板樁牆體之動態水壓合力 P_{DW} ，即可依下式計算，且合力作用位置位於海底面上 $0.4H_w$ 處。

$$P_{DW} = \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \dots\dots\dots(2.7)$$

因動態水壓力與潮位深度有關，故於分析過程須考量各相關設計潮位之動態水壓力。

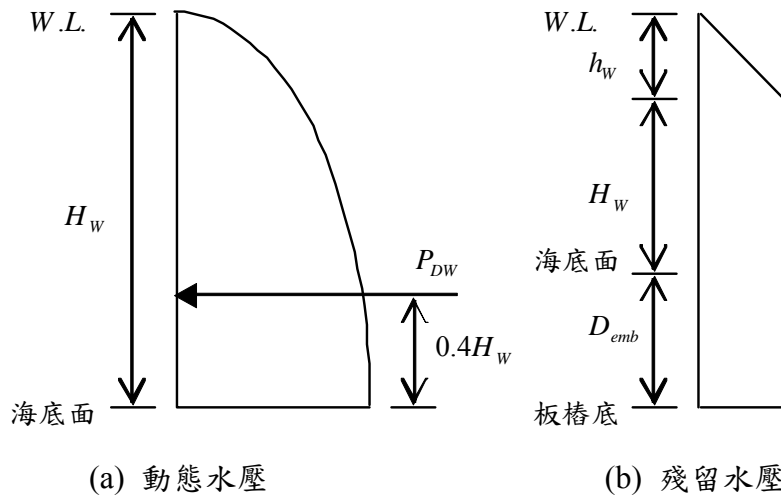


圖 2.11 作用於板樁之水壓力分布示意圖

(6) 計算殘留水壓合力 P_{RW}

若碼頭海側之潮位高於碼頭陸側之殘留水位時，則無需考量殘留水壓力；而當海潮位低於殘留水位時，作用於板樁上之殘留水壓分布如圖 2.11(b)所示，殘留水壓力 P_{RW} 可由下式計算：

$$P_{RW} = \gamma_w \cdot h_w \dots\dots\dots(2.8)$$

式中， h_w 為殘留水深(m)，即殘留水位與海潮位之差。故殘留水壓之合力 P_{RW} 為：

$$P_{RW} = \frac{1}{2} \cdot p_{RW} \cdot h_w + p_{RW} (H_w + D_{emb}) \dots\dots\dots(2.9)$$

式中， D_{emb} 為板樁埋入深度(m)。因殘留水壓力亦與潮位深度有關，故於分析過程須考量各相關設計潮位所產生之殘留水壓力。

(7) 檢核板樁貫入長度

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

$$S.F. \leq \frac{M_p}{M_a} \dots\dots\dots(2.10)$$

式中， $S.F.$ 為貫入長度安全係數，平常時 1.5、地震時 1.2； M_p 為被動土壓力對拉桿裝設點之抵抗力矩； M_a 為主動土壓、動態水壓及殘留水壓等對拉桿裝設點之驅動力矩；動態水壓與殘留水壓取合力矩最大時之潮位即可。

(8) 計算耐震安全係數 F_s

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

$$F_s = \frac{K_l}{K_e} \dots\dots\dots(2.11)$$

(9) 計算拉桿張力與板樁樁身最大彎矩

若安全係數小於 1 時，可假設板樁以拉桿裝設位置及海底面作為支承之簡支梁，而以海底面以上之主動土壓、動態水壓、及殘留水壓為載重，如圖 2.12 所示，便可計算出拉桿錨碇張力，進而可計算作用於板樁樁身之最大彎矩，並判斷拉桿與板樁是否降伏。

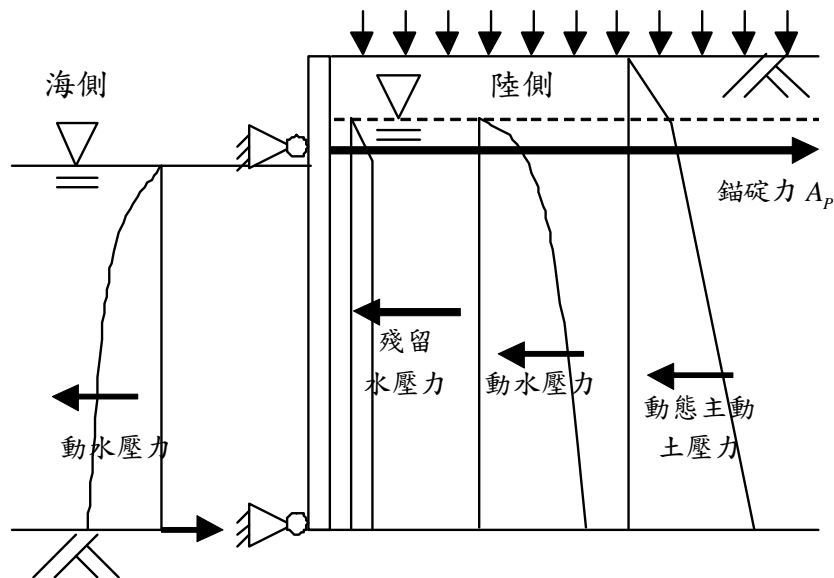


圖 2.12 板樁最大彎矩分析模式示意圖

資料來源：參考文獻^[40]

2.4.2 簡化動力分析法(滑動塊體分析法)

1. 滑動塊體分析法

板樁式碼頭之簡化動力分析原理與重力式碼頭相同，係運用滑動塊體法於結構之耐震能力檢核評估。參考 Seed 與 Whitman^[10]之研究，以 K_{AE} 與 K_{PE} 分別表示地震時之主動土與被動土之動態土壓力係數，地震時極限錨碇反力為 T_e ，以 K_A 與 K_P 表示常時之主動土與被動土之靜態土壓力係數，常時之極限錨碇反力為 T_s ，Towhata 與 Islam^[13]得到如下關係式：

$$K_{AE} = K_A + \Delta K_{AE} = K_A + \frac{3}{4} K_h \dots\dots\dots(2.12)$$

$$K_{PE} = K_P + \Delta K_{PE} = K_P - \frac{17}{8} K_h \dots\dots\dots(2.13)$$

$$T_e = T_s \cdot \frac{K_{PE} - K_{AE}}{K_P - K_A} \dots\dots\dots(2.14)$$

採用壁體與背填土壤合為一體作剛體運動之假設，得到臨界滑動之水平地震係數 K_t 如下：

$$K_t = \frac{a \tan \alpha_{AE} - b + \tan(\phi - \alpha_{AE})(1 + b \tan \alpha_{AE})}{1 + c \tan \alpha_{AE}} \dots\dots\dots(2.15)$$

其中，

$$a = \frac{mT_s + P_p + 1/2 \gamma_w (H_w + D_{emb})^2 + \Delta U_p}{W_m} \dots\dots\dots(2.16)$$

$$b = \frac{1/2 \gamma_w (H_w + D_{emb})^2 \tan \phi + \Delta U_A \sin \alpha_{AE}}{W_m} \tan \psi \dots\dots\dots(2.17)$$

$$c = \frac{1}{W_m} \left[\frac{23mnT_s}{8(K_P - K_A)} + \frac{17P_p \gamma_{sat}}{8K_P \gamma'} + \frac{7}{12} \gamma_w H_w^2 \right] \dots\dots\dots(2.18)$$

$$W_m = \frac{1}{2} [\gamma_{sat} (H_w + D_{emb})^2 + \gamma_{wet} (H - H_w)(H + 2D_{emb} + H_w)] \dots\dots\dots(2.19)$$

其中，當錨碇完全有效時， $m=1$ 、無效時， $m=0$ ； P_p 為靜態被動土壓力， ΔU_A 與 ΔU_p 分別為主動土與被動土因反覆剪力所產生之附加孔隙水壓；當錨碇部分在地下水位(假設為海平面)以上時， $n=1$ ，若完全淹沒於水中時， $n = \gamma_{sat} / \gamma' = \gamma_{sat} / (\gamma_{sat} - \gamma_w)$ ， γ_w 與 γ_{sat} 分別為海水與飽和土壤之單位體積重量； α_{AE} 為主動破壞面與水平面之夾角， H 、 H_w 與 D_{emb} 分別為板樁基盤面以上總長度、基盤面以上水深與板樁在土中埋設之長度。

在得到臨界滑動震度係數 K_t 後，便可利用滑動塊分析進行分析，滑動塊體分析法(sliding block analysis)的精神是將結構主體視為可滑動之剛體，地震力為作用於結構基礎之地震加速度歷時，主要分析土工結構受地震超出抗滑能力時的反應，以及計算地震所引致總滑移量。土層破壞面之產生係由板樁後方產生主動土壓破壞，其破壞時之破壞面所決定，故滑動塊體之定義於本研究中係指為沿破壞面所產生之楔型塊體。為了評估重力式碼頭結構物受地震作用之滑移量，根據 Newmark 提出的簡易滑動塊體法來分析剛性塊體在於水平地表運動過程期間所導致的總滑移量。如圖 2.13 所示，假設質量 m 的塊體為剛體，放置於水平表面上，而滑動面的力學行為與彈塑性模式相符合；當地震發生時，塊體之水平方向慣性力由滑動面之抗剪力來維持塊體的動態平衡，所以塊體之運動狀態與滑動面所提供的抗剪力有關。

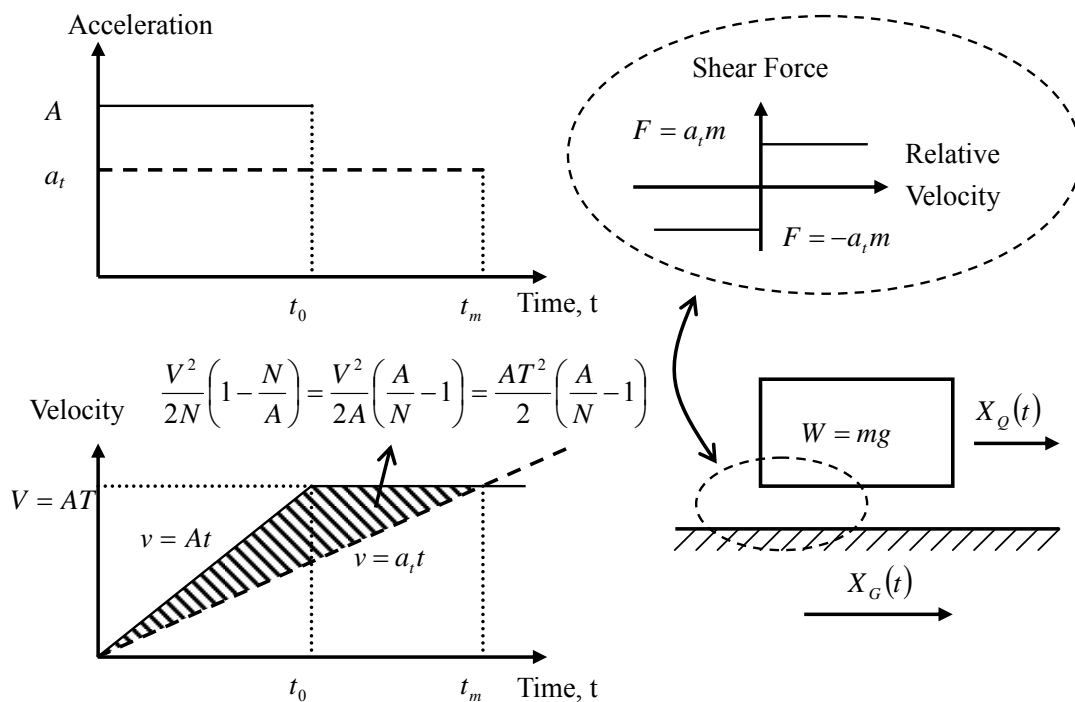


圖 2.13 Newmark 之滑動塊體分析法的觀念

資料來源：參考文獻 [7]

當地震發生時，假設地表位移歷時為 $X_G(t)$ ，塊體位移歷時為 $X_Q(t)$ ，塊體因受慣性力作用而有向外滑動之趨勢，並由滑動面之抗剪力來維持塊體的動態平衡。當塊體未滑動時，塊體與地盤一起運動；當塊體之水平慣性力大於滑動面之極限抗剪力之瞬時，則塊體與地表之間會就有相對運動發生，此時之加速度稱為臨界滑動加速度 a_i ；而在滑動期間，若地盤與滑動塊體之相對速度減為零時，則滑動停止，塊體再次與地表一起運動。根據滑動面為彈塑性模式之假設，滑動期間之滑動塊體以等加速度 a_i 運動，因而將塊體與地表間之相對加速度積分二次則可求得塊體滑移量。板樁式碼頭利用滑動塊體分析法之簡便動力分析流程如圖 2.14 所示，詳細分析方法說明如下。

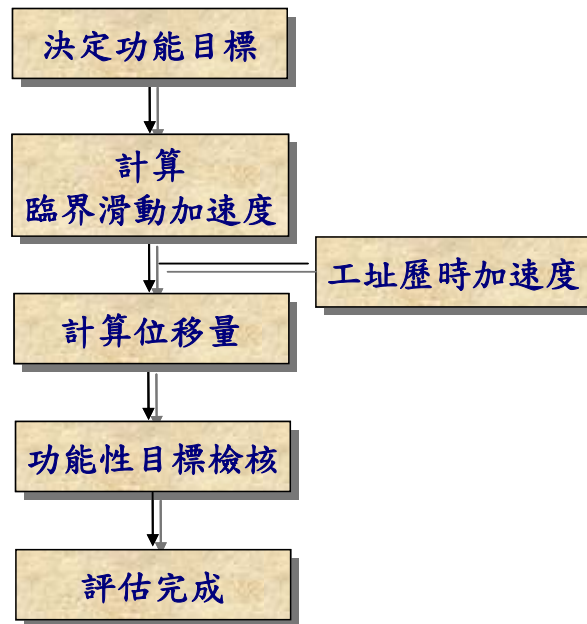


圖 2.14 板樁式碼頭簡便動力分析法評估流程圖

2. 簡易圖表法

類似重力式碼頭，通過有限元素或有限差分法等較精確解法探討影響板樁變位之參數，例如：板樁錨碇深度、板樁勁度、拉桿長度、回填土壤密實度、土壤改良範圍以及地震強度^[6]等如同重力式碼頭，這些圖表均基於一定之假設及特定之地震資料，國內若要應用該圖表法，需以本土之地震資料來製作及驗證後，才能應用於工程實務。相對於靜力分析法與有限元素分析法而言，滑動塊體分析法的精神是將結構主體視為可滑動之剛體，地震力為作用於結構基礎之地震加速度歷時，主要分析土工結構受地震超出抗滑能力時的反應，以及計算地震所引致總滑移量。為了評估重力式碼頭結構物受地震作用之滑移量，根據 Newmark 提出的簡易滑動塊體法來分析剛性塊體在於水平地表運動過程期間所導致的總滑移量。如圖 2.13 所示，假設質量 m 的塊體為剛體，放置於水平表面上，而滑動面的力學行為與彈塑性模式相符合；當地震發生時，塊體之水平方向慣性力由滑動面之抗剪力來維持塊體的動態平衡，所以塊體之運動狀態與滑動面所提供的抗剪力有關。

2.4.3 動力分析法

板樁式碼頭的動力分析法，一般可採用有限元素(finite element method, FEM)或有限差分(finite difference method, FDM)等數值方法，模擬「板樁-背填材料」之結構土壤介面之滑動行為，並考慮超額孔隙水壓激發對碼頭穩定性及變位之影響，以及土層之非彈性行為，利用具代表性之實際地震記錄作為輸入運動，進行非線性動力歷時數值分析，探討在所考量地震等級下，板樁式碼頭結構之性能表現能否符合性能要求，以評估其耐震能力。

具體內容可參考前期報告之重力式碼頭，惟對板樁結構，國內將之歸為剛性結構物，然而國際航海協會的設計準則^[8]容許此類結構發生超過彈性反應極限之行為，而以彈塑性模型來模擬此類結構物之行為。板樁式碼頭同樣由有限元素法程式來進行非線性動力分析，據以評估其耐震能力。如透過有限差分分析軟體 FLAC 或是有限元素分析軟體 PLUSH、PLAXIS，以考慮板樁、拉桿、錨碇板及土層之非彈性行為，利用具代表性之實際地震記錄作為輸入運動，進行考慮土壤－結構互制效應之非線性動力歷時分析，並探討在所考量之地震等級下，碼頭結構之性能表現能否符合性能目標，以評估其耐震能力。因碼頭屬於線形結構，於平行碼頭面線之方向變異性小，故可採用二維平面應變分析模式以簡化分析量。

同前所述，對於板樁式碼頭之耐震評估主要採用簡化分析法及動力分析法，簡化分析法雖然便捷，但其將碼頭所承受之地震力簡化為側向靜態慣性力，來進行擬靜力分析，並未將地震之延時效應、頻率、振動速度、地盤位移等特性納入考慮，無法表現不同地震事件之變異性。而動力分析法中，由於採用實際地震記錄作為輸入運動，能充分展現地震之變異性，此外動力分析法較能真實考量結構與土層材料的非線性、結構與土壤的互制作用等條件，且分析結果可搭配相關定性或定量的準則，據以判定是否滿足性能可接受標準，其缺點為較為耗費資源與時間。

目前較典型的有限差分法應用軟體為二維與三維之非線性分析軟體 FLAC；較著名的有限元素法應用軟體為 FLUSH 與 PLAXIS 應用軟體。由於 FLAC 程式中具類似副程式作用的 FISH 功能，同時亦可考慮前述之 Mohr-Coulomb 模式與 Finn 模式，本計畫將使用有限差分法程式 FLAC 進行板樁式碼頭之動力分析，其程式簡述如下：

FLAC 程式簡述：

FLAC(Fast Lagrangian Analysis of Continua)程式為美國 Itasca Consulting Group, Inc.所發展，而 FLAC 程式是以外顯有限差分程式(Explicit Finite Difference Code)處理二維平面應變之數值分析問題，以模擬土壤、岩石彈塑性或其他達降伏限度後成塑性流動的材料所組成的構造物行為，並將欲分析之物體分割成有限之網格，決定材料之組成律及邊界條件，若材料所遭受之應力場較大亦可能產生大變形，則需使用大應變模式模擬材料變形行為。另外，FLAC 另有 Fish(FLACish)程式可供使用者自行撰寫附加之副程式，以符合特殊材料及案例情況之需求。

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

如圖 2.15 所示，以 FLAC 進行板樁式碼頭之動態數值模擬分析主要分為八大步驟：(一)建立網格；(二) 給予材料強度參數；(三)設定邊界條件；(四) 加入結構元素及界面元素並達重力平衡；(五) 施加海水之側向力；(六) 指定地下水位面；(七) 力學平衡；(八) 使用 Finn 模式；(九) 給予阻尼參數和動態邊界條件；(十) 施加地震力。

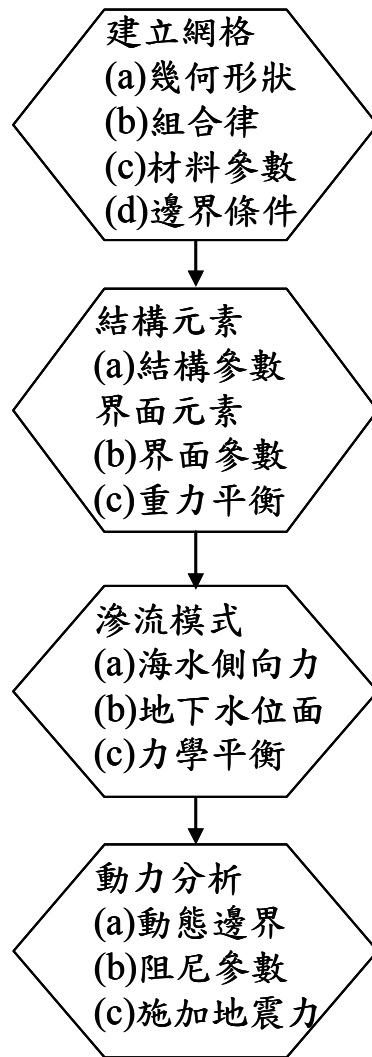


圖 2.15 以 FLAC 程式模擬板樁式碼頭之分析流程圖

第三章 板樁式碼頭設計例實作

3.1 碼頭概述

3.1.1 設計目標

本示範例設計目標為高雄港 B 級碼頭，構造型式採用錨碇板樁式，主板樁單元長 22 公尺，與錨碇設施距離 30 公尺，設計高水位水深-15 公尺。

3.1.2 設計基準

1. 設計規範

- (1)國際航海協會九十年「港灣構造物耐震設計準則」。
- (2)交通部運輸研究所九十四年二月「港灣構造物設計基準修訂」。
- (3)港灣構造物耐震性能設計架構研究(第一期)。
- (4)港灣構造物耐震性能設計架構研究(第二期)。

2. 分析程式

採用美國 Itasca 公司所發展之 Fast Lagrangian Analysis of Continua 程式 FLAC 6.00 程式。

3. 材料強度

- (1)土壤單位重：根據鑽探資料可以得知土層多為砂土，其單位重量介於 1.8 tf/m^3 至 2.0 tf/m^3 之間。
- (2)土壤透水係數：砂土為中透水性之材料，其透水係數之範圍約為 10^{-1} cm/s 至 10^{-4} cm/s 之間。
- (3)鋼板樁單位重：屬剛性材料，依港灣構造物設計基準修訂建議之單位重約為 7.85 tf/m^3 。

(4)鋼板樁材料(參考取 Puller, Malcolm, Deep excavations : a practical manual,1996) :

a. HZ-775b 與 ZH-12 複合斷面 :

斷面積為 380.1 cm^2 ; 慣性矩為 $335,410 \text{ cm}^4$; 彈性截面係數為 $8,610 \text{ cm}^3$; 降伏強度為 $3,600 \text{ kg/cm}^2$ 。

b. BH-26 :

斷面積為 216 cm^2 ; 慣性矩為 $45,320 \text{ cm}^4$; 彈性截面係數為 $2,600 \text{ cm}^3$; 降伏強度為 $3,200 \text{ kg/cm}^2$ 。

(5)錨碇拉桿(高耐索)規格:F-130T,間距為 2 公尺,容許拉力為 50.4 公噸。

(6)板樁與土壤間之摩擦角 δ : 15 度。

(7)超載重 : 常時 3 tf/m^2 , 地震時 1.5 tf/m^2 。

4. 設計地震

地震係數計算係依據「港灣構造物耐震性能設計架構研究(第一期)」計算地震力,先以等級 I 地震作初步設計,所在位置無近斷層,工址之 $S_S^D = S_S^H = 0.5$ 、 $S_1^D = S_1^H = 0.35$ 、 $S_S^M = S_S^I = 0.7$ 、 $S_1^M = S_1^I = 0.5$ (S_S^D 、 S_1^D 、 S_S^M 、 S_1^M 之值請查閱現行設計規範^[錯誤! 找不到參照來源。]),地盤為第二類地盤(普通地盤),依其周期分別計算相對之地震力。

3.1.3 自然條件

潮位 :

H.H.W.L. (最高高潮位) : EL.+ 2.40

M.H.W.L. (朔望平均高潮位) : EL.+ 1.60

M.W.L. (平均海平面) : EL.+ 0.76

M.L.W.L. (朔望平均低潮位) : EL.+ 0.00

L.L.W.L. (最低低潮位) : EL.+ 0.00

3.2 耐震性能要求與規定

3.2.1 性能要求

以「定性」的描述方式訂立構造物性能要求，碼頭之特性等級共分為特定級、A 級、B 級與 C 級，本研究之設計例設定為 B 級板樁式碼頭，其特性定義詳表 3-1。

而 B 級碼頭之耐震性能要求則依據地震等級 I、II、與 III 三級地震對應至耐震性能之要求，如表 3-2 所示。

表 3-1 碼頭之特性等級

| 等級 | 碼頭之特性 |
|----|---|
| 特定 | 明顯具有 A 級結構物之特性 1 至 3 項之情形者 |
| A | <ol style="list-style-type: none">1. 結構物在遭受地震災害時，將有可能造成多數人命及財產之損失者。2. 負有震災後復建工作之重要任務者。3. 儲存有害或危險物品之結構物，在遭受地震災害時，將可能造成人命或財產之重大損失者。4. 結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。5. 結構物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。 |
| B | 凡不屬於特定、A 級、C 級者 |
| C | 特定及 A 級以外之小規模結構物復舊作業容易者。 |

3.2.2 性能規定

性能規定是將結構物定性的性能要求轉化為「定量」的方式來表示，因此依上述之性能要求可分為地震等級之定量表達，以及所對應性能等級之定量表達，如下所述。

1. 地震等級

B 級板樁式碼頭之三等級地震力，如表 3-3 所示。

表 3-2 板樁式 B 級碼頭之耐震性能要求

| 地震等級 | 對應之性能等級描述 | | | |
|-------------------------|-----------|--------|--------|------------------------------|
| | 等級數 | 使用性描述 | 修復性描述 | 安全性描述 |
| 等級 I (50 年回歸期地震) | 第 I 級 | 功能正常 | 不需修復 | 結構保持彈性 |
| 等級 II (475 年回歸期地震) | 第 III 級 | 長期功能喪失 | 修復非常困難 | 結構不倒以維持 生命安全 (未超過韌性容量) |
| 等級 III (2500 年回歸期地震) | 第 IV 級 | 無法恢復營運 | 須拆除重建 | 結構崩塌 (超過韌性容量) |

2. 性能等級(可接受標準)

將 B 級板樁式碼頭各性能等級以性能參數之可接受標準值加以限定，板樁變位與岸肩變位僅對第 I 級有量化限制，分別為水平位移小於 30 公分、向海側傾斜角小於 3 度、岸肩沉陷量約於 3 公分至 10 公分與岸肩與後線陸地之沉陷差約 30 公分至 70 公分等。另外，對於基樁可接受標準亦可參考。

表 3-3 板樁式碼頭性能設計三等級地震力

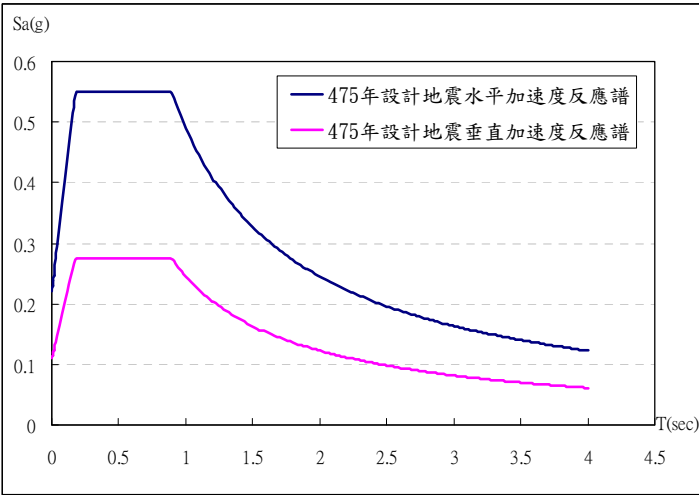
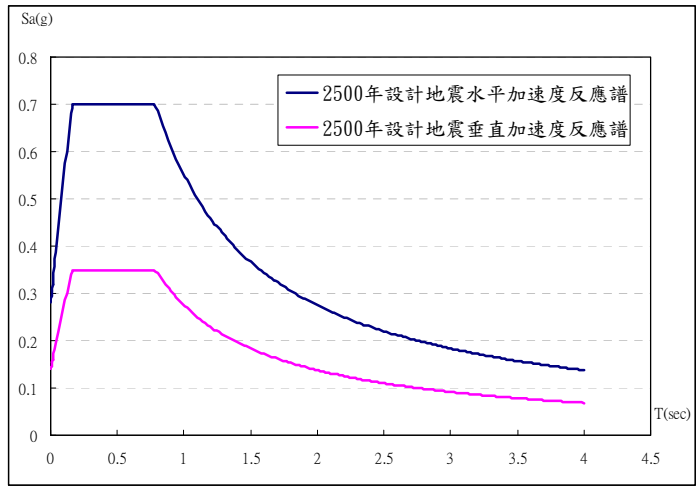
| 地震等級 | 地震力定量 |
|----------------------------------|---|
| <p>等級 I 地震 中度地震</p> | <p>靜力分析中等級 I 地震力計算為 $V_I = \frac{S_{a,II}}{3.25\alpha_y} W$，結構設計採強度設計法，依現行規範規定 $\alpha_y=1.0$。</p> |
| <p>等級 II 地震 475 年回歸期地震</p> | <p>結構性能檢核採非線性分析，因此地震力以未經韌性折減之反應譜 $S_{a,II}$ 作表示如下。</p>  |
| <p>等級 III 地震 2500 年回歸期地震</p> | <p>結構性能檢核採非線性分析，因此地震力以未經韌性折減之反應譜 $S_{a,III}$ 作表示如下。</p>  |

表 3-4 板樁式碼頭性能可接受標準

| 參數 | | 性能水準 | | | |
|---------|-------------|-------------|-------------------------|--------------------|-------------------------|
| | | 第 I 級 | 第 III 級 | 第 IV 級 | |
| 殘餘變位 | 板樁變位 | 正規化水平位移 d/H | <1.5% 或 d<30cm | N/A | N/A |
| | | 向海側傾斜角 | <3° | N/A | N/A |
| | 岸肩變位 | 岸肩沉陷量 | 3cm~10cm | N/A | N/A |
| | | 岸肩與後線陸地之沉陷差 | 30cm~70cm | N/A | N/A |
| | | 向海側傾斜角 | <2°~3° | N/A | N/A |
| | 最大反應下之應力或應變 | 基盤面以上板樁 | | 彈性 | 塑性，不超過 韌性容量或 應變極限 |
| 基盤面以下板樁 | | 彈性 | 塑性，不超過 韌性容量或 應變極限 | 塑性，超過韌性容 量或應變極限 | |
| 拉桿 | | 彈性 | 塑性，不超過 韌性容量或 應變極限 | 塑性，超過韌性容 量或應變極限 | |
| 錨碇設施 | | 彈性 | 塑性，不超過 韌性容量或 應變極限 | 塑性，超過韌性容 量或應變極限 | |

註：針對補強板樁比補強錨碇設施容易，即板樁較錨碇設施先降伏之機制。

H 為基面以上板樁之高度。

N/A 之原文註解為「Not Applicable」，由 INA 設計例可知實際設計時不予檢核。

資料來源：參考文獻^[8]

後續第二階段驗證之驗證分析將以上述的性能可接受標準值進行檢核，確保所設計之板樁式碼頭耐震性能滿足性能要求。

3.3 構造物系統規劃

本案例以 B 及碼頭為例，本碼頭採用錨碇式鋼板樁碼頭，並假設為雜貨之碼頭。碼頭規劃之標準斷面如圖 3.1 所示。碼頭單元靠海側為主鋼板樁，標準單元長為 22 m；陸側為一錨碇設施，單元長為 12 m；錨碇設施與主鋼板樁之距離為 30 m，錨碇拉桿(高耐索)置於碼頭表面下 1 m 深度。

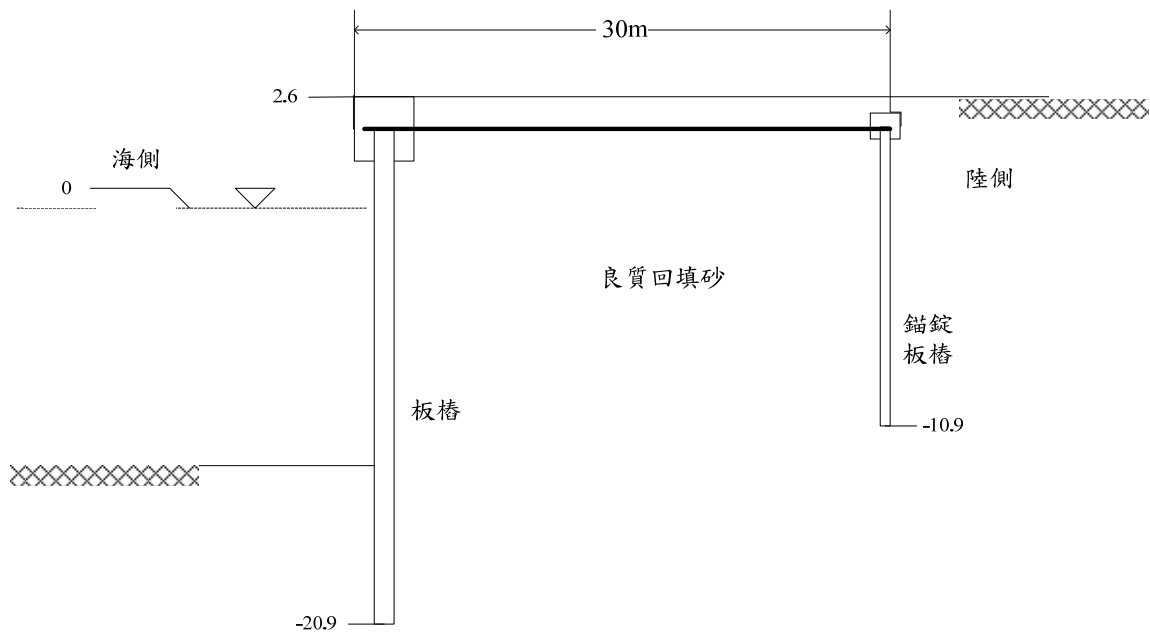


圖 3.1 板樁式碼頭標準斷面圖

3.4 土壤液化評估

本案例板樁式碼頭之工址地層鑽探資料如表 3-5 所示，遵照 2.3.4 節中，土壤液化評估之經驗準則法之流程。

本研究建議在等級 I 地震下，工址土壤不允許發生液化，因此第一階段設計即須先進行等級 I 地震的土壤液化潛能評估。在等級 II 與等級 III 地震下，液化的機會大增，若硬性規定不得液化，土壤改良的處理費用可能將所費不貲，故規定容許液化發生。現行港灣構造物設計基準對地盤有液化潛能的重要港灣結構物耐震設計，工程師應先判

斷，將不合適之軟弱土層予以挖除，並進行土壤改良或回填之相關工作。

將鑽探資料簡化，並經過改良或回填之軟弱土層，其於三等級地震下之土壤液化潛能評估結果詳

表 3-6、表 3-7、表 3-8，高雄港位置周圍並無近斷層，其有紀錄之最大地震規模為 7.3，所以土壤液化評估之地震規模設定值為 7.3，而液化潛能評估之尖峰地表加速度 PGA 設定值以三等級地震之設計 PGA 作輸入，分別為等級 I 地震 $PGA=0.4 S_{II,S}/3.25=0.068 g$ ，等級 II 地震 $PGA=0.4 S_{II,S}=0.22 g$ ，等級 III 地震 $PGA=0.4 S_{III,S}=0.28 g$ 。

表 3-5 板樁式碼頭工址土層鑽探資料表

| 地下水深度：-1.5 m | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------|----------------|-------------|-----|--------|------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|----------------------------|-----------------------|------------------|-----------------------------|--------------|------------------|
| 日期： | | | | | | | | | | | | | | | |
| 深 度 (m) | 土壤岩層說明 岩石分類 | 取 樣 率 | RQD | N 值 | 採 樣 編 號 | 礫 石 % | 砂 土 % | 粉 土 % | 黏 土 % | 自 然 含 水 量 % | 液 性 限 度 % | 塑 性 指 數 | 總 單 位 重 t/m^3 | 比 重 Gs | 孔 隙 比 e |
| 0.15 | 回填砂石 | | | | | | | | | | | | | | |
| 1.3 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1.85 | 灰色細砂含沉泥SM | 0 | 0 | 14 | S-1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 3.5 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3.85 | 灰色細砂含沉泥ML-CL | 0 | 0 | 2 | S-2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 5.5 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 5.85 | 灰色沉泥質黏土 ML | 0 | 0 | 2 | S-3 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 7.6 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 7.85 | 灰色沉泥質黏土 SM | 0 | 0 | 3 | S-4 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 9.85 | 灰色沉泥質砂細砂M | 0 | 0 | 15 | S-5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 11.85 | 灰色沉泥質砂細砂M | 0 | 0 | 16 | S-6 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 13.85 | 灰色沉泥質砂細砂M | 0 | 0 | 15 | S-7 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 15.85 | 灰色沉泥質砂細砂M | 0 | 0 | 14 | S-8 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 17.85 | 灰色沉泥質砂細砂M | 0 | 0 | 18 | S-9 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 20.1 | 灰色沉泥質砂細砂M | 0 | 0 | 13 | S-10 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 21.3 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 21.85 | 灰色黏土質細砂 SM-ML | 0 | 0 | 20 | S-11 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 23.85 | 灰色泥質細砂 SM-ML | 0 | 0 | 24 | S-12 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 25.85 | 灰色泥質細砂 SM-ML | 0 | 0 | 26 | S-13 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 27.85 | 灰色泥質細砂 SM-ML | 0 | 0 | 23 | S-14 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 0.0 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 29.85 | 灰色泥質細砂 SM | 0 | 0 | 20 | S-15 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 30.5 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 31.85 | 灰色沉泥質細砂 SM-ML | 0 | 0 | 34 | S-16 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 33.1 | | | | | | | | | | | | | | | |

表 3-6 板樁式碼頭等級 I 地震土壤液化潛能評估結果

| 孔號： 地下水位=GL-1.5 地震規模=7.3 PGA=0.068 | | | | | | | | | | | | | | | |
|------------------------------------|------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|----|---------|------------|----------|---------|----|-------------------|---------|------------------------|----------------------|------------------------|
| 深度 (m) | 土壤類別 | γt (t/m ³) | $\sigma'v$ (t/m ²) | σv (t/m ²) | N | 有效覆土 Cn | 地震規模修正 MSF | α | β | N1 | 應力折減係數 γd | CSR (1) | CRR _{7.5} (2) | CRR _M (3) | F _L (3)/(1) |
| 6.6 | SM | 2.0 | 7.7 | 13.2 | 10 | 1.14 | 1.07 | 0.87 | 1.02 | 12 | 0.95 | 0.07 | 0.13 | 0.14 | 1.93 |
| 19.6 | SM | 2.0 | 20.7 | 39.2 | 15 | 0.70 | 1.07 | 3.61 | 1.08 | 15 | 0.64 | 0.05 | 0.16 | 0.17 | 3.18 |
| 31.6 | SM | 2.0 | 32.7 | 63.2 | 27 | 0.55 | 1.07 | 2.50 | 1.05 | 18 | 0.50 | 0.04 | 0.19 | 0.21 | 4.84 |
| 37.6 | ML | 2.0 | 38.7 | 75.2 | 32 | 0.51 | 1.07 | 4.06 | 1.10 | 22 | 0.47 | 0.04 | 0.24 | 0.26 | not susceptible |
| 42.6 | ML | 2.0 | 43.7 | 85.2 | 50 | 0.48 | 1.07 | 4.88 | 1.18 | 33 | 0.45 | 0.04 | 1.36 | 1.45 | not susceptible |

表 3-7 板樁式碼頭等級 II 地震土壤液化潛能評估結果

| 孔號： 地下水位=GL-1.5 地震規模=7.3 PGA=0.22 | | | | | | | | | | | | | | | |
|-----------------------------------|------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|----|---------|------------|----------|---------|----|-------------------|---------|------------------------|----------------------|------------------------|
| 深度 (m) | 土壤類別 | γt (t/m ³) | $\sigma'v$ (t/m ²) | σv (t/m ²) | N | 有效覆土 Cn | 地震規模修正 MSF | α | β | N1 | 應力折減係數 γd | CSR (1) | CRR _{7.5} (2) | CRR _M (3) | F _L (3)/(1) |
| 6.6 | SM | 2.0 | 7.7 | 13.2 | 10 | 1.14 | 1.07 | 0.87 | 1.02 | 12 | 0.95 | 0.23 | 0.13 | 0.14 | 0.60 |
| 19.6 | SM | 2.0 | 20.7 | 39.2 | 15 | 0.70 | 1.07 | 3.61 | 1.08 | 15 | 0.64 | 0.17 | 0.16 | 0.17 | 0.98 |
| 31.6 | SM | 2.0 | 32.7 | 63.2 | 27 | 0.55 | 1.07 | 2.50 | 1.05 | 18 | 0.50 | 0.14 | 0.19 | 0.21 | 1.50 |
| 37.6 | ML | 2.0 | 38.7 | 75.2 | 32 | 0.51 | 1.07 | 4.06 | 1.10 | 22 | 0.47 | 0.13 | 0.24 | 0.26 | not susceptible |
| 42.6 | ML | 2.0 | 43.7 | 85.2 | 50 | 0.48 | 1.07 | 4.88 | 1.18 | 33 | 0.45 | 0.13 | 1.36 | 1.45 | not susceptible |

表 3-8 板樁式碼頭等級 III 地震土壤液化潛能評估結果

| 孔號： 地下水位=GL-1.5 地震規模=7.3 PGA=0.28 | | | | | | | | | | | | | | | |
|-----------------------------------|------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|----|---------|------------|----------|---------|----|-------------------|---------|------------------------|----------------------|------------------------|
| 深度 (m) | 土壤類別 | γt (t/m ³) | $\sigma'v$ (t/m ²) | σv (t/m ²) | N | 有效覆土 Cn | 地震規模修正 MSF | α | β | N1 | 應力折減係數 γd | CSR (1) | CRR _{7.5} (2) | CRR _M (3) | F _L (3)/(1) |
| 6.6 | SM | 2.0 | 7.7 | 13.2 | 10 | 1.14 | 1.07 | 0.87 | 1.02 | 12 | 0.95 | 0.30 | 0.13 | 0.14 | 0.47 |
| 19.6 | SM | 2.0 | 20.7 | 39.2 | 15 | 0.70 | 1.07 | 3.61 | 1.08 | 15 | 0.64 | 0.22 | 0.16 | 0.17 | 0.77 |
| 31.6 | SM | 2.0 | 32.7 | 63.2 | 27 | 0.55 | 1.07 | 2.50 | 1.05 | 18 | 0.50 | 0.18 | 0.19 | 0.21 | 1.18 |
| 37.6 | ML | 2.0 | 38.7 | 75.2 | 32 | 0.51 | 1.07 | 4.06 | 1.10 | 22 | 0.47 | 0.17 | 0.24 | 0.26 | not susceptible |
| 42.6 | ML | 2.0 | 43.7 | 85.2 | 50 | 0.48 | 1.07 | 4.88 | 1.18 | 33 | 0.45 | 0.16 | 1.36 | 1.45 | not susceptible |

由表 3-6 可知在等級 I 地震作用下，工址所有土層皆不會產生液化 (F_L 值皆大於 1.0)，符合等級 I 地震土壤液化的性能要求；由表 3-7 可知在等級 II 地震作用下，深度 6.6 m 至深度 16.9 m 之土層 F_L 小於 1.0，表示可能會發生液化，故在分析等級 II 地震作用下，必須考慮土層液化之影響；由表 3-8 可知在等級 III 地震作用下，深度 6.6 m 至深度 16.9 m 之土層 F_L 為小於 1.0，表示可能會發生液化。

3.5 初步設計

3.5.1 地震力係數計算

使用不同的分析方法時，將依其方法輸入不同所需設計震度參數，若其所需之設計震度參數為地震力係數，則進行分析計算時，需將設計震度轉換為地震力係數，方可進行分析，轉換公式如下：

1. 水平地震力係數

水平地震力係數公式如下所示：

$$K_h = \frac{0.4 \cdot (S_{DS} \text{ 或 } S_{II,S})}{1.2 \cdot \alpha_y} \dots\dots\dots (3.1)$$

其中 $0.4 \cdot (S_{DS} \text{ 或 } S_{II,S})$ 單位為 g， α_y 為起始降伏放大倍數。目前由規範查表算得：

等級 I 地震 $PGA = 0.4 \cdot (S_{DS} \text{ 或 } S_{II,S}) / 3.25 = 0.068 \text{ g}$ ；

等級 II 地震 $PGA = 0.4 \cdot (S_{DS} \text{ 或 } S_{II,S}) = 0.22 \text{ g}$ ；

等級 III 地震 $PGA = 0.4 \cdot (S_{MS} \text{ 或 } S_{III,S}) = 0.28 \text{ g}$ 。

港灣構造物設計規範規定 RC 強度設計法 α_y 取 1.0，因此容許應力設計法 α_y 則保守取 1.2。故水平地震力係數計算可得：

等級 I 地震 $K_h = 0.068/(1.2 \times 1.2) = 0.047$ ；

等級 II 地震 $K_h = 0.22/(1.2 \times 1.2) = 0.153$ ；

等級 III 地震 $K_h = 0.28/(1.2 \times 1.2) = 0.194$ 。而此時之 K_h 即為 2.4.1 節所描述之有效震度係數 K_e 。

2. 垂直地震力係數

垂直地震力係數為水平地震力係數的二分之一倍，計算可得：

等級 I 地震 $K_v = 0.068/(1.2 \times 1.2) \times (1/2) = 0.024$ ；

等級 II 地震 $K_v = 0.22/(1.2 \times 1.2) \times (1/2) = 0.077$ ；

等級 III 地震 $K_v = 0.28/(1.2 \times 1.2) \times (1/2) = 0.097$ 。

3.5.2 碼頭設計斷面與參數表

本研究案例之設計斷面碼頭單元靠海側為主鋼板樁，標準單元長為 22 m；陸側為一錨碇設施，單元長為 12 m；錨碇設施與主鋼板樁之距離為 30 m，錨碇拉桿(高耐索)置於碼頭表面下 1 m 深度。碼頭土壤性質分布與設計參數表分別如表 3-9 及圖 3.2 所示。

表 3-9 板樁式碼頭設計參數表

| | | | |
|----------------------------------|-------|---------------------------|-------|
| 板樁埋入深度 D_{emb} (m) | 5.9 | 海側土層高程 (m) | -15 |
| 海水單位重 r_w (tf/m ³) | 1.03 | 殘留水位至樁底高 H_{sub} (m) | 21.9 |
| 板樁深度高程 (m) | -20.9 | 殘留水位(m) | +1.07 |
| 碼頭超載重 w (tf/m ²) | 1.5 | 板樁與土壤間之摩擦角 δ (deg) | 15 |

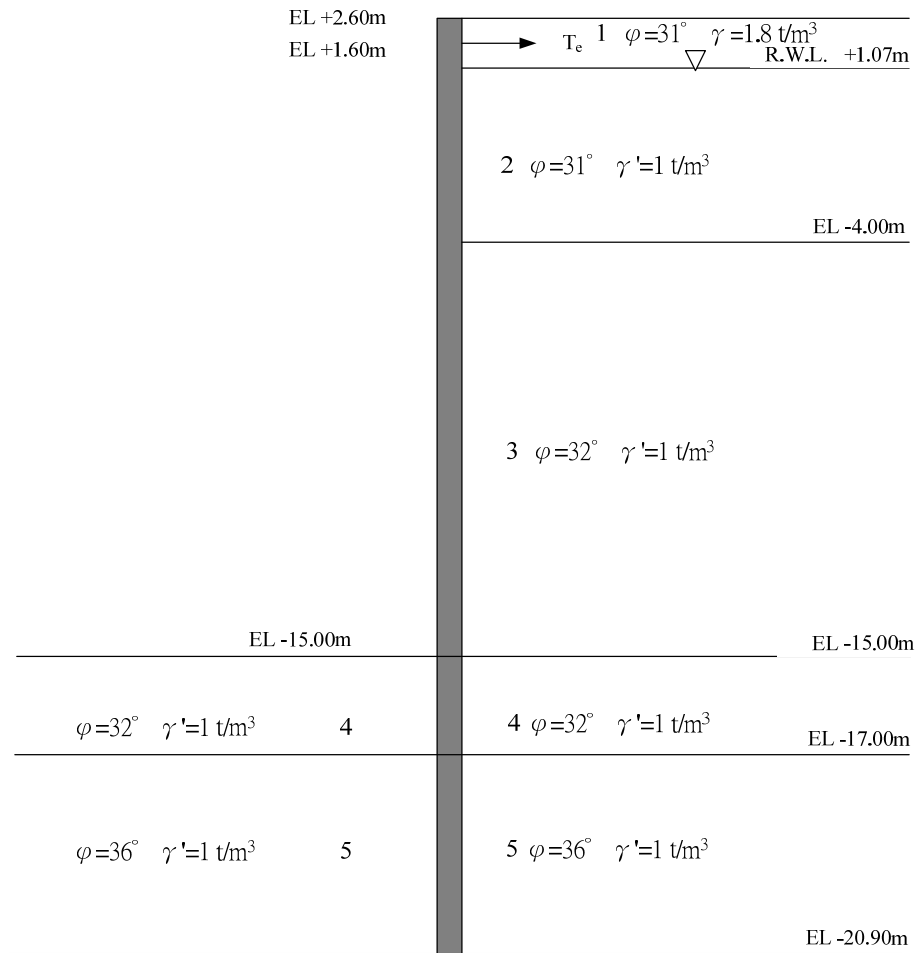


圖 3.2 板樁式碼頭土壤性質分布圖

3.5.3 安全性檢核

依照 2.4.1 節之步驟進行簡化分析

1. 給定設計震度係數

由上小節可知等級 I 設計震度係數為 0.047

2. 計算殘留水位

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

$$= \frac{2}{3}(1.6 - 0) + 0 = 1.07\text{m}$$

3. 計算地震時主動土壓力

主動土壓力係數與主動土壓力之計算結果分別如表 3-10、表 3-11 所示。

表 3-10 板樁式碼頭之各土層主動土壓力係數

| | 設計地震係數 | 內摩擦角 | 凝聚力 | 地震合成角 | 板樁與土壤間之摩擦角 | 主動土壓力係數 |
|----|----------|----------|-----|--------|------------|----------|
| 土層 | K_{hi} | ϕ_i | c | Ψ | δ | K_{AE} |
| 1 | 0.047 | 31 | 0 | 2.691 | 15 | 0.319 |
| 2 | 0.094 | 31 | 0 | 5.370 | 15 | 0.351 |
| 3 | 0.094 | 32 | 0 | 5.370 | 15 | 0.338 |
| 4 | 0.094 | 32 | 0 | 5.370 | 15 | 0.338 |
| 5 | 0.094 | 36 | 0 | 5.370 | 15 | 0.291 |

表 3-11 板樁式碼頭之各土層主動土壓力

| 土層 | 厚度 (m) | 單位重 (tf/m ³) | 各層水平主動土壓力值 (tf/m ²) | | 各層水平主動土壓合力值 (tf/m) | 各層主動土壓力作用位置 (m) |
|----|--------|--------------------------|---------------------------------|-------|--------------------|-----------------|
| | | | 上緣 | 下緣 | | |
| 1 | 1.53 | 1.8 | 上緣 | 0.462 | 1.360 | 1.711 |
| | | | 下緣 | 1.312 | | |
| 2 | 5.07 | 1* | 上緣 | 1.443 | 11.656 | -1.782 |
| | | | 下緣 | 3.159 | | |
| 3 | 11 | 1* | 上緣 | 3.046 | 53.261 | -10.180 |
| | | | 下緣 | 6.638 | | |
| 4 | 2 | 1* | 上緣 | 6.638 | 13.929 | -16.016 |
| | | | 下緣 | 7.291 | | |
| 5 | 3.9 | 1* | 上緣 | 6.285 | 26.651 | -19.002 |
| | | | 下緣 | 7.383 | | |

註：*代表土壤在水中之單位重

4. 計算地震時被動土壓力

被動土壓力係數與被動土壓力之計算結果分別如表 3-12、表 3-13 所示。

表 3-12 板樁式碼頭之各土層被動土壓力係數

| | 設計地震係數 | 內摩擦角 | 凝聚力 | 地震合成角 | 板樁與土壤間之摩擦角 | 被動土壓力係數 |
|----|----------|----------|-----|--------|------------|----------|
| 土層 | K_{hi} | ϕ_i | c | Ψ | δ | K_{PE} |
| 4 | 0.094 | 32 | 0 | 5.370 | 15 | 5.127 |
| 5 | 0.094 | 36 | 0 | 5.370 | 15 | 6.472 |

表 3-13 板樁式碼頭之各土層被動土壓力

| 土層 | 厚度(m) | 單位重(tf/m ³) | 各層水平主動土壓力值(tf/m ²) | | 各層水平主動土壓合力值(tf/m) | 各層主動土壓力作用位置(m) |
|----|-------|-------------------------|--------------------------------|--------|-------------------|----------------|
| | | | 上緣 | 下緣 | | |
| 4 | 2 | 1* | 上緣 | 0 | 9.904 | E.L.-16.33 |
| | | | 下緣 | 9.904 | | |
| 5 | 3.9 | 1* | 上緣 | 12.503 | 96.303 | E.L.-19.27 |
| | | | 下緣 | 36.883 | | |

註：*代表土壤在水中之單位重

5. 計算地震時之動態水壓力

將 3.1.3 節之潮位資料加入動態水壓力之計算考量，並以最低潮位進行計算，其結果如表 3-14 所示。

表 3-14 板樁式碼頭地震時之動態水壓力

| 潮位高度(m) | 各潮位地震動水壓力值(tf/m) | 各潮汐地震動水壓力作用位置(m) |
|-----------|------------------|------------------|
| E.L.+0.00 | 4.066 | E.L.-7.20 |

6. 計算殘留水壓合力

其計算亦需加入潮位資料之考量，計算結果如表 3-15 所示。

表 3-15 板樁式碼頭殘留水壓力

| 潮位高度(m) | 各潮位殘留水壓力值 (tf/m) | 各潮汐殘留水壓力作用 位置(m) |
|-----------|---------------------|---------------------|
| E.L.+2.40 | 0 | 0 |
| E.L.+1.60 | 0 | 0 |
| E.L.+0.76 | 5.943 | E.L.-11.469 |
| E.L.+0.00 | 20.252 | E.L.-11.594 |

7. 檢核板樁貫入長度之安全係數

以板樁上之拉力桿件之裝設位置為支承，進行力平衡之估算，將表 3-16、表 3-17、表 3-18 之結果進行計算，可知 $S.F.$ 為 1.22。

表 3-16 各層之被動土壓力之力矩計算結果

| 土層 | 力量(tf/m) | 作用位置(m) | 力矩(tf-m/m) |
|----|----------|---------|------------|
| 1 | 0 | 1.6 | 0 |
| 2 | 0 | 1.6 | 0 |
| 3 | 0 | 1.6 | 0 |
| 4 | 9.904 | 17.930 | 177.606 |
| 5 | 96.303 | 20.871 | 2009.925 |
| 總和 | 106.207 | - | 2187.531 |

表 3-17 各層之主動土壓力之力矩計算結果

| 土層 | 力量(tf/m) | 作用位置(m) | 力矩(tf-m/m) |
|----|----------|---------|------------|
| 1 | 1.360 | -0.111 | -0.151 |
| 2 | 11.656 | 3.382 | 39.417 |
| 3 | 53.261 | 11.780 | 627.417 |
| 4 | 13.929 | 17.616 | 245.371 |
| 5 | 26.651 | 20.602 | 549.075 |
| 總和 | 106.857 | - | 1461.129 |

表 3-18 動水壓與殘留水壓之力矩計算結果

| | 計算式 | 力矩 (tf-m/m) |
|------|--|----------------|
| 動水壓 | $\frac{7}{12} \times 0.047 \times 1 \times 15^2 \times (\frac{3}{5} \times 15 + 1.6)$ | 65.389 |
| 殘留水壓 | $\frac{1}{2} \times 1 \times 1.07^2 \times (\frac{2}{3} \times 1.07 + 0.53)$ $+ 1 \times 1.07 \times 20.9 \times (\frac{1}{2} \times 20.9 + 1.6)$ | 269.343 |

$$S.F. \leq \frac{M_p}{M_a} = \frac{2187.531}{1461.129 + 65.389 + 269.343} = 1.22 \rightarrow OK$$

由上述計算過程可知碼頭之安全性檢核計算結果為符合要求，故設計之斷面尺寸通過檢核，不需進行修改，可進行下一階段之驗證分析。

3.6 驗證分析

本節詳細說明板樁式碼頭的驗證分析，參照碼頭耐震性能要求，依不同地震等級與碼頭重要度下，選擇驗證分析方法，而本研究案例為 B 級板樁式碼頭，其等級 I 地震之驗證分析法可為「簡化分析」、「簡化動力分析」、「動力分析」，而等級 II 與等級 III 地震之驗證分析則須「簡化動力分析」或「動力分析」。

本章初步設計已使用簡化分析法進行設計，本節驗證分析時擬採用簡化分析結合經驗公式(如表 2-7 所示)檢核等級 I 地震之性能規定，以及採用「滑動塊分析法」檢核等級 II 地震之性能規定，而等級 III 地震之性能規定則採用「動力分析法」進行檢核。

3.6.1 等級 I 地震性能驗證檢核

本研究案例等級 I 地震之驗證分析採用簡化分析法，檢核板樁式碼頭之破壞機制是否符合要求，為準確得到其定量之分析結果，本研究

使用安定分析之計算結果，並結合表 2-7 之經驗公式進行量化之驗證檢核，如分析結果之安全係數大於 1，則表示結構物穩定未產生破壞，反之安全係數小於 1，則顯示發生破壞，須結合表 2-7 以判定是否符合要求。此一部分由於性能可接受標準之檢核為殘餘變位之位移，而將表 2-7 公式之最大水平位移假設為殘餘變位之位移係為較保守之計算。另外而經由前述之設計尺寸之模擬方式所得之碼頭模型，亦得用於等級 II 與等級 III 性能驗證之簡化動力分析與動力分析。

安定分析完成之後，接著計算拉桿張力，板樁式碼頭壁體或錨碇拉桿應力分析之主動土壓力、動態水壓力與殘留水壓力計算式與上小節所述相同，其結果分別如表 3-19 至表 3-21 所示。而以基礎面之支承為力矩原點進行計算，如表 3-22、表 3-23 所示。計算結果拉桿力為 36.1 公噸小於 50.4 公噸，故表示拉桿為彈性。

表 3-19 板樁式碼頭之各土層主動土壓力

| 土層 | 厚度 (m) | 單位重 (tf/m ³) | 各層水平主動土壓力值(tf/m ²) | | 各層水平主動土壓合力值(tf/m) | 各層主動土壓力作用位置(m) |
|----|--------|--------------------------|--------------------------------|-------|-------------------|----------------|
| | | | 上緣 | 下緣 | | |
| 1 | 1.53 | 1.8 | 上緣 | 0.462 | 1.360 | 1.711 |
| | | | 下緣 | 1.312 | | |
| 2 | 5.07 | 1* | 上緣 | 1.443 | 11.656 | -1.782 |
| | | | 下緣 | 3.159 | | |
| 3 | 11 | 1* | 上緣 | 3.046 | 53.261 | -10.180 |
| | | | 下緣 | 6.638 | | |

註：*代表土壤在水中之單位重

表 3-20 板樁式碼頭地震時之動態水壓力

| 潮位高度(m) | 各潮位地震動水壓力 (tf/m) | 各潮汐地震動水壓力作用位置(m) |
|-----------|------------------|------------------|
| E.L.+2.40 | 5.855 | E.L.-6.24 |
| E.L.+1.60 | 5.223 | E.L.-6.56 |
| E.L.+0.76 | 4.598 | E.L.-6.90 |
| E.L.+0.00 | 4.066 | E.L.-7.20 |

表 3-21 板樁式碼頭殘留水壓力

| 潮位高度(m) | 各潮位殘留水壓力值 (tf/m) | 各潮汐殘留水壓力作用 位置(m) |
|-----------|---------------------|---------------------|
| E.L.+2.40 | 0 | 0 |
| E.L.+1.60 | 0 | 0 |
| E.L.+0.76 | 5.943 | E.L.-11.469 |
| E.L.+0.00 | 20.252 | E.L.-11.594 |

表 3-22 各層之主動土壓力之力矩計算結果

| 土層 | 力量 | 作用位置 | 力矩 |
|----|--------|--------|---------|
| 1 | 1.356 | 16.711 | 22.724 |
| 2 | 11.656 | 13.218 | 154.078 |
| 3 | 53.261 | 4.820 | 256.713 |
| 總和 | 66.273 | - | 433.515 |

表 3-23 各潮位之動水壓與殘留水壓之合力矩計算結果

| | 計算式 | 力矩 (tf-m/m) |
|------|---|----------------|
| 動水壓 | $\frac{7}{12} \times 0.047 \times 1 \times 15^2 \times (\frac{2}{5} \times 15)$ | 37.013 |
| 殘留水壓 | $\frac{1}{2} \times (1 \times 1.07^2 \times (\frac{1.07}{3} - 15) - 1 \times 1.07 \times 15 \times 15)$ | 128.736 |

$$\text{錨碇拉桿力為 } A_p = \frac{433.515 + 37.013 + 128.736}{16.6} = 36.1 \text{ t}$$

1. 分析結果

依照前一小節之分析過程所示，其安全係數 $F_s = 1$ 時， $K_h = 0.081$ 。由 2.4.1 節可知安全係數值為 $F_s = K_t / K_e$ ，其中臨界震度係數 K_t 、有效震度係數 K_e 皆為已知，則安全係數值計算結果如下：

$$F_s = K_t / K_e = 0.081 / 0.047 = 1.723$$

2. 性能規定驗證

本研究案例之性能規定驗證可由上述之計算結果來判定所設計之碼頭之受震反應是否滿足性能可接受標準，如表 3-24 之檢核內容，碼頭在等級 I 地震作用下，其安全係數大於 1，即表示碼頭未發生破壞，可滿足性能可接受標準與耐震性能要求。

表 3-24 板樁式碼頭等級 I 地震時之性能規定檢核

| 參數 | | 性能水準 | 第 I 級 |
|-------------|---------|---------------|---|
| 殘餘變位 | 板樁變位 | 正規化水平位移 d/H | 正規化水平位移為 $<1.5\%$ 或 $d < 30\text{cm}$ 滿足使用性要求 → 通過 |
| | | 向海側傾斜角 | $<3^\circ$ 在此無法定量得知，不予檢核 |
| | 岸肩變位 | 岸肩沉陷量 | 3cm~10cm 滿足使用性要求 → 通過 |
| | | 岸肩與後線陸地之沉陷差 | 30cm~70cm 在此無法定量得知，不予檢核 |
| | | 向海側傾斜角 | $<2^\circ \sim 3^\circ$ 在此無法定量得知，不予檢核 |
| 最大反應下之應力或應變 | 基盤面以上板樁 | | 彈性 滿足使用性要求(參考錯誤! 找不到參照來源。節) → 通過 |
| | 基盤面以下板樁 | | 彈性 滿足使用性要求(參考錯誤! 找不到參照來源。節) → 通過 |
| | 拉桿 | | 彈性 滿足使用性要求 → 通過 |
| | 錨碇設施 | | 彈性 滿足使用性要求 → 通過 |

3.6.2 等級 II 地震性能驗證檢核

1. 人造地震製作

本設計例輸入的地表加速度歷時是依據現行規範對人造地震之規定所製作而得，符合規範彈性設計反應譜之人造地震歷時必須能反映工址之實際地震特性，因此所製作之人造地震歷時必須與工址附近測站所記錄之地震歷時波相符，而其轉換成反應譜之譜加速度亦須與等級 II 地震設計反應譜相符，歷時分析每一方向地動分量須至少使用三個人造地震，並取各主軸反應最大者為設計依據。

針對任一組人造地震歷時，其 5% 阻尼比之譜加速度值在 0.2 T 至 1.5 T 週期(T 為基本振動週期)範圍內不得低於設計地震規定之譜加速度值之 90%，且在此週期範圍內之平均值不得低於上述規定之譜加速度值之平均值。

本設計例工址位置係假設為高雄港，因此以港灣技術研究中心在高雄港所設測站之地震紀錄，進行人造地震製作，等級 II 地震之三組三方向人造地震歷時如圖 3.4 至圖 3.21 所示。

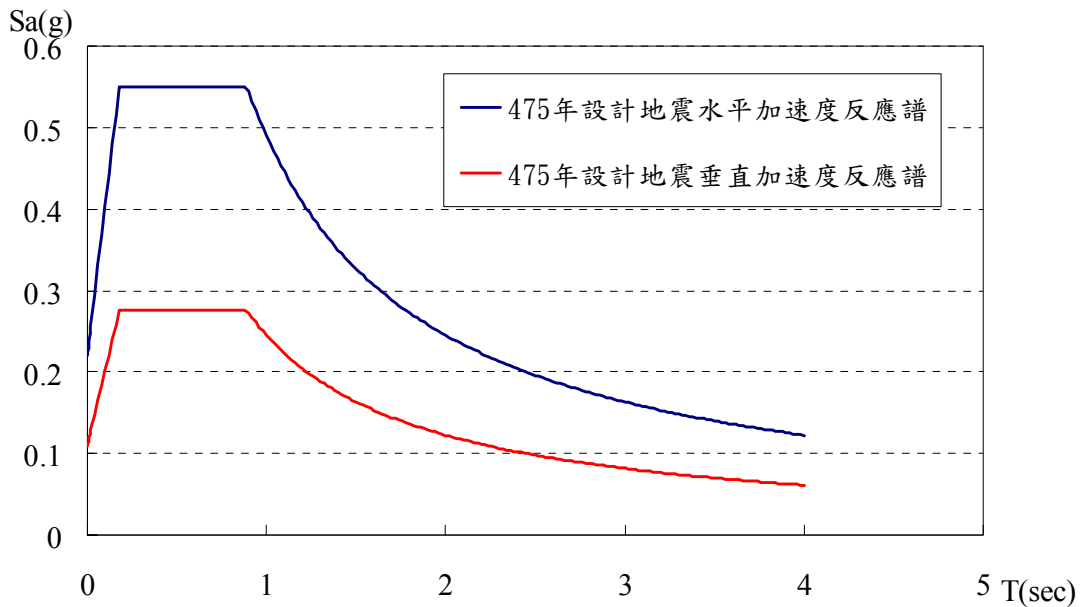


圖 3.3 板樁式碼頭等級 II 地震之設計反應譜

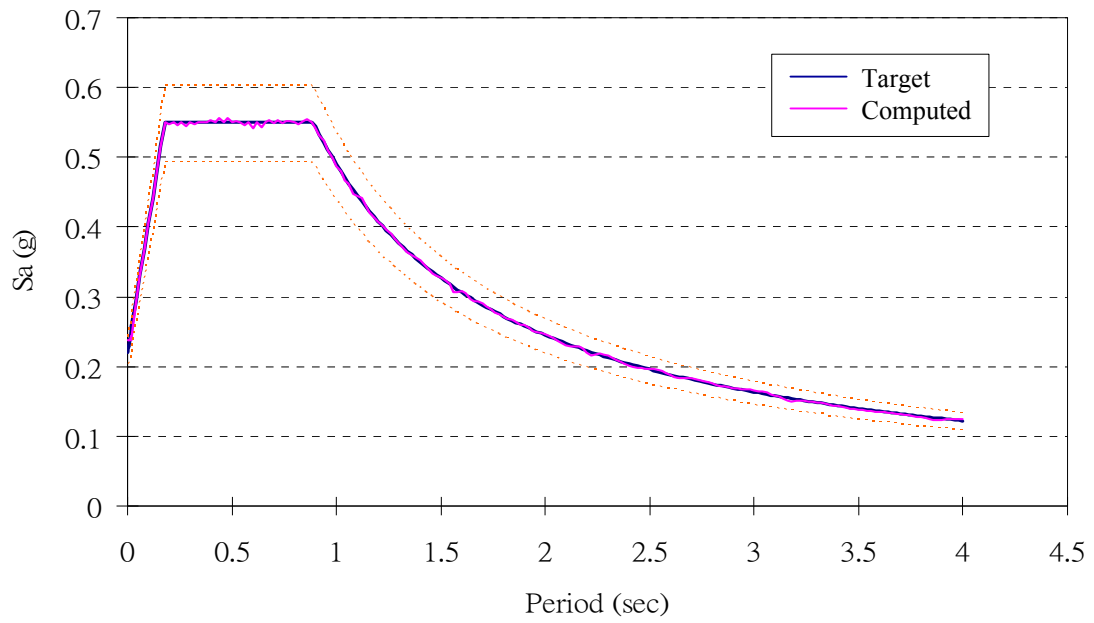


圖 3.4 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震反應譜

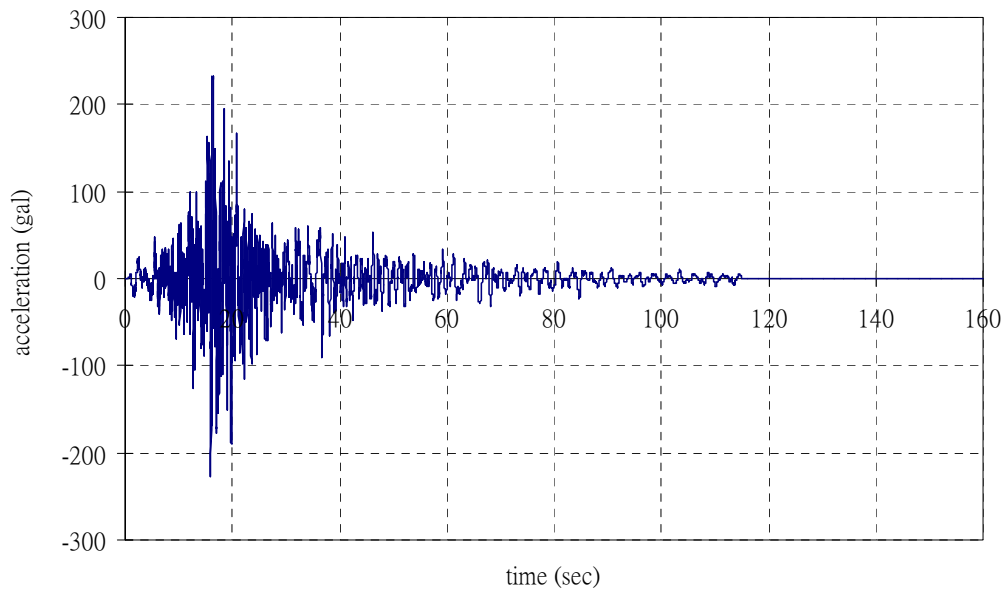


圖 3.5 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時

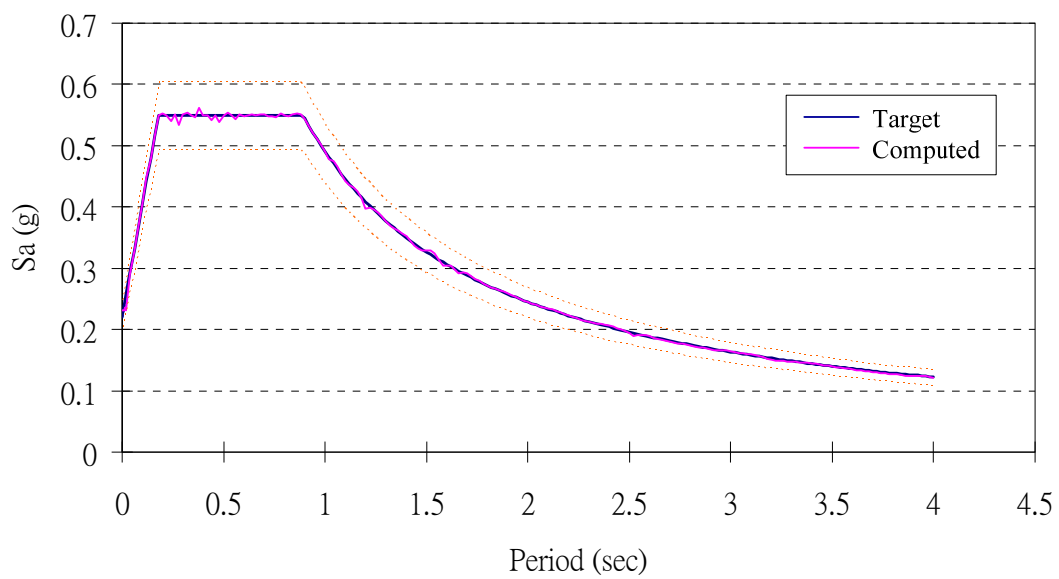


圖 3.6 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震反應譜

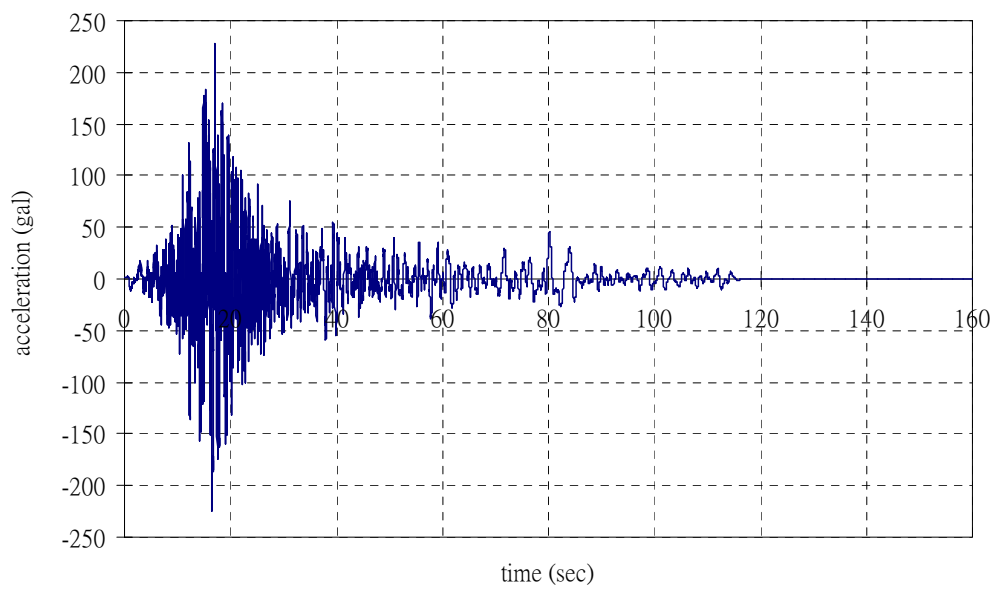


圖 3.7 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時

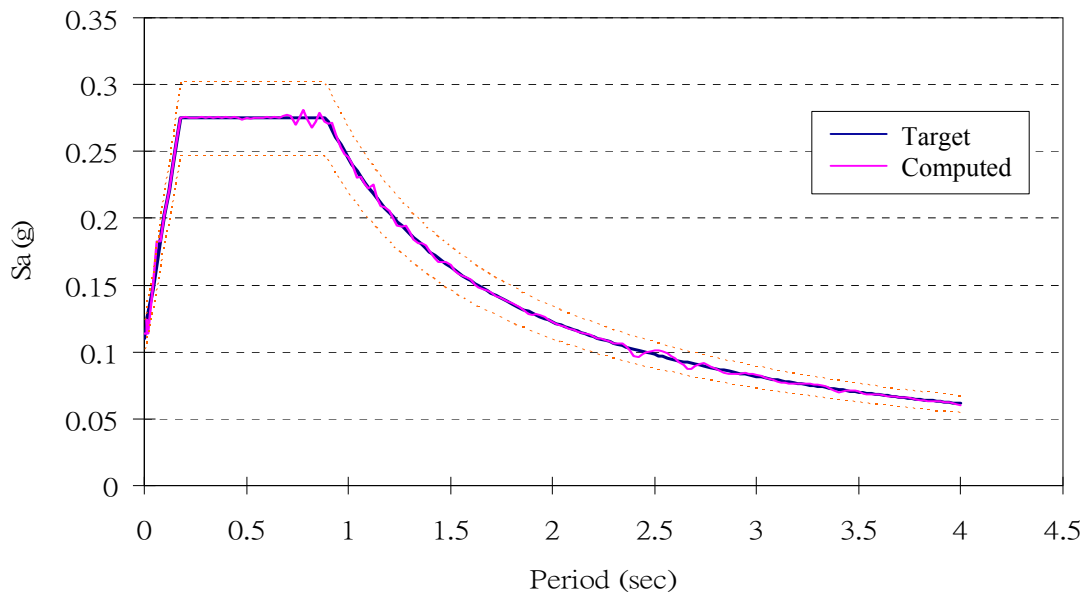


圖 3.8 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜

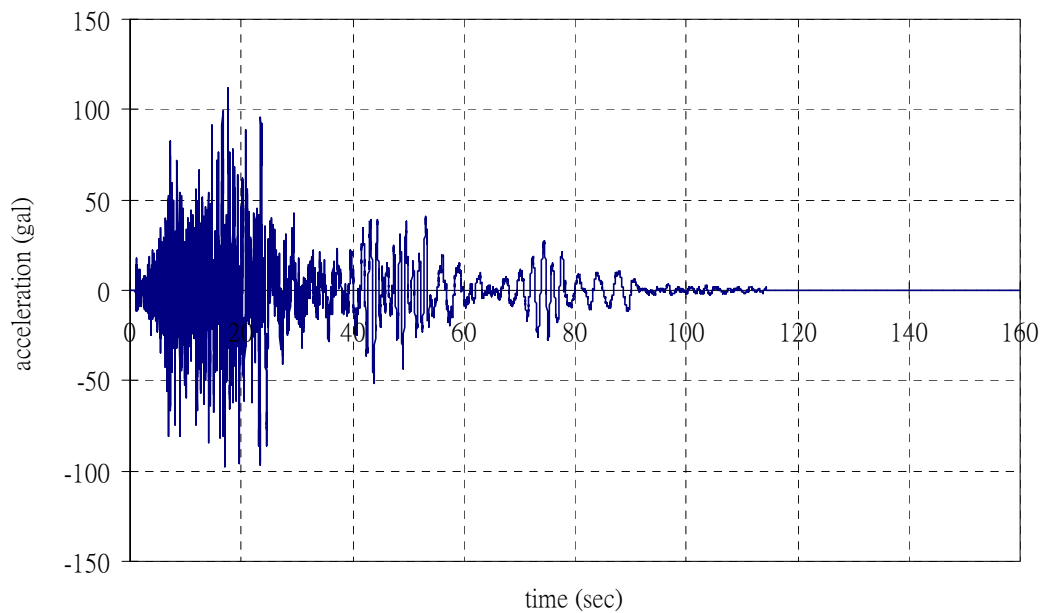


圖 3.9 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時

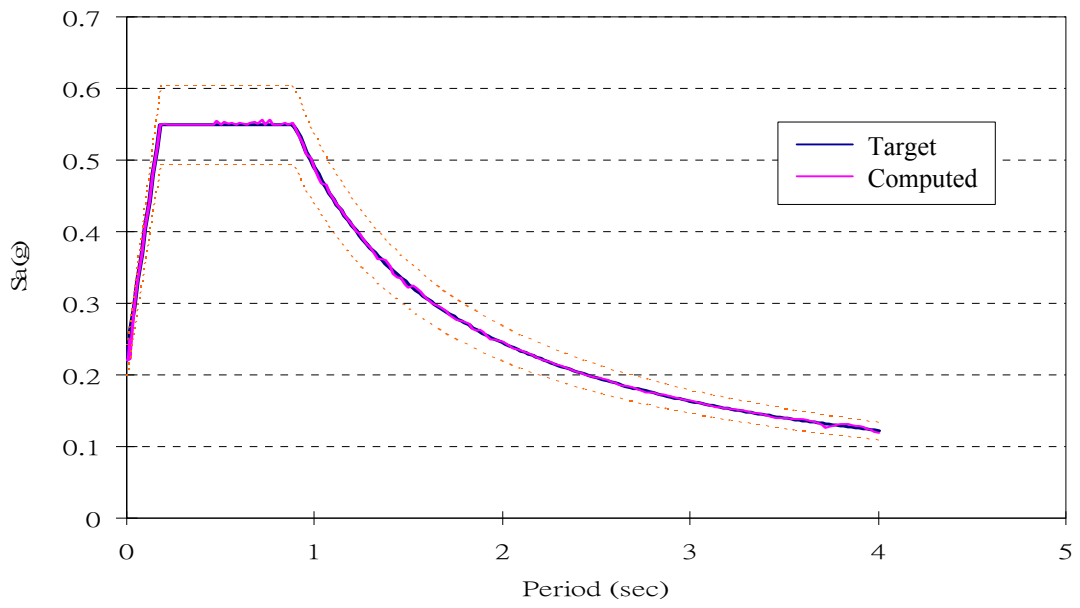


圖 3.10 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震反應譜

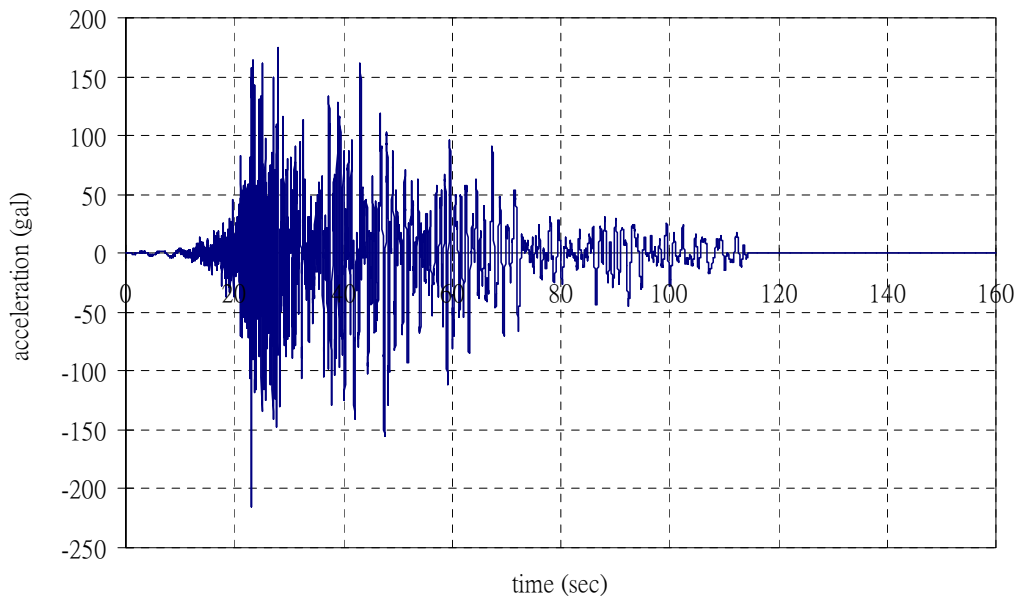


圖 3.11 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時

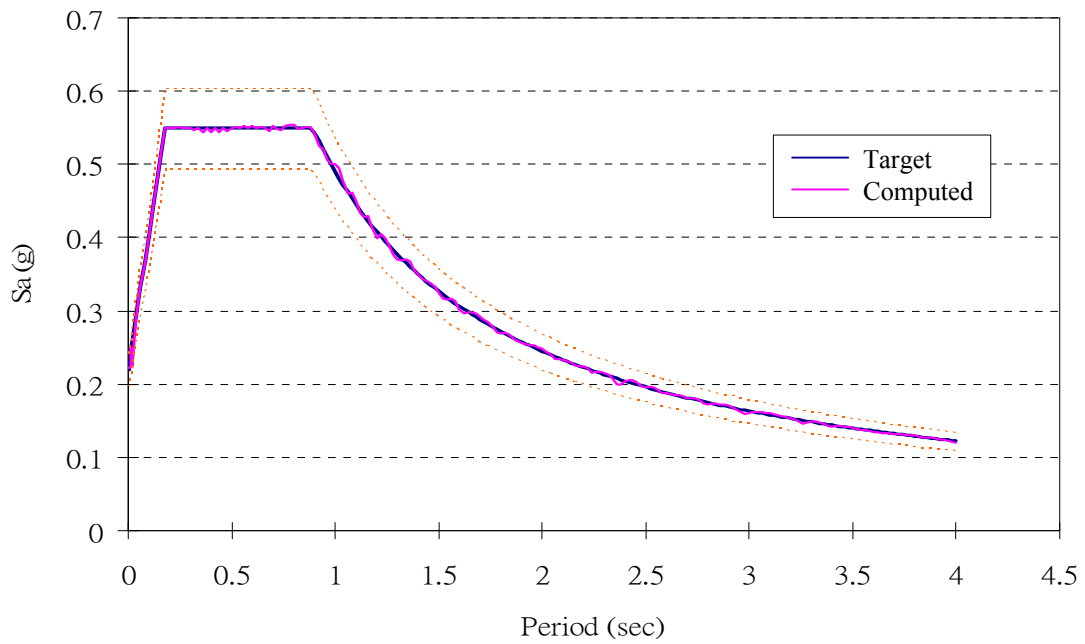


圖 3.12 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震反應譜

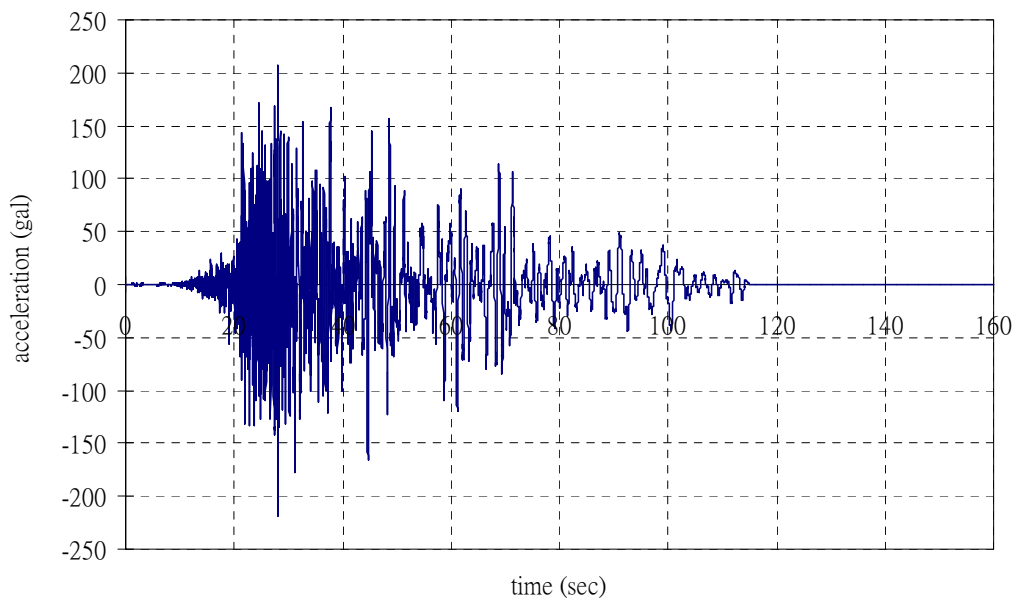


圖 3.13 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時

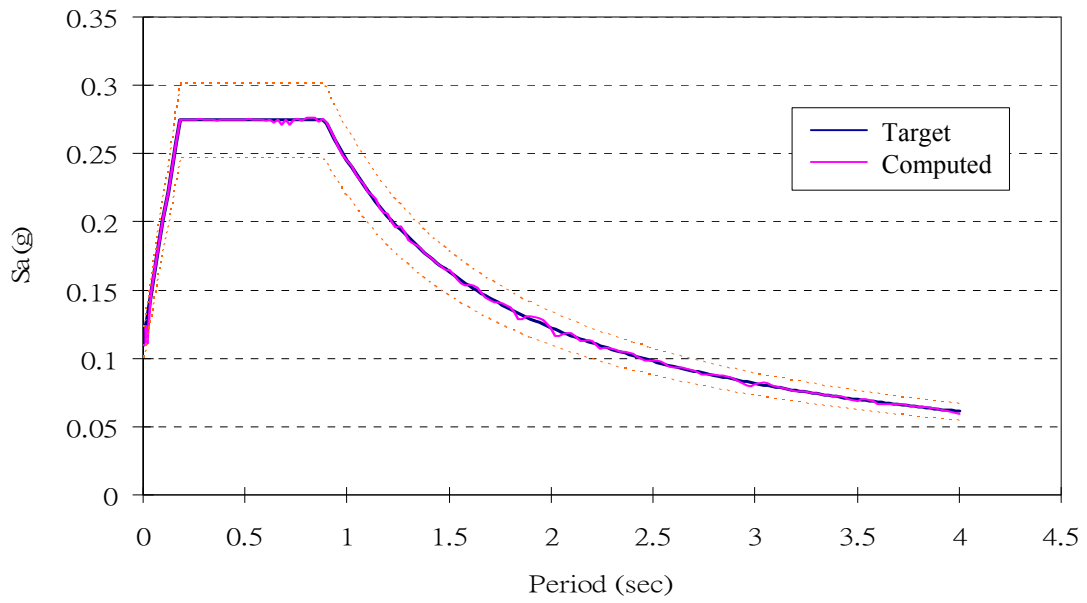


圖 3.14 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜

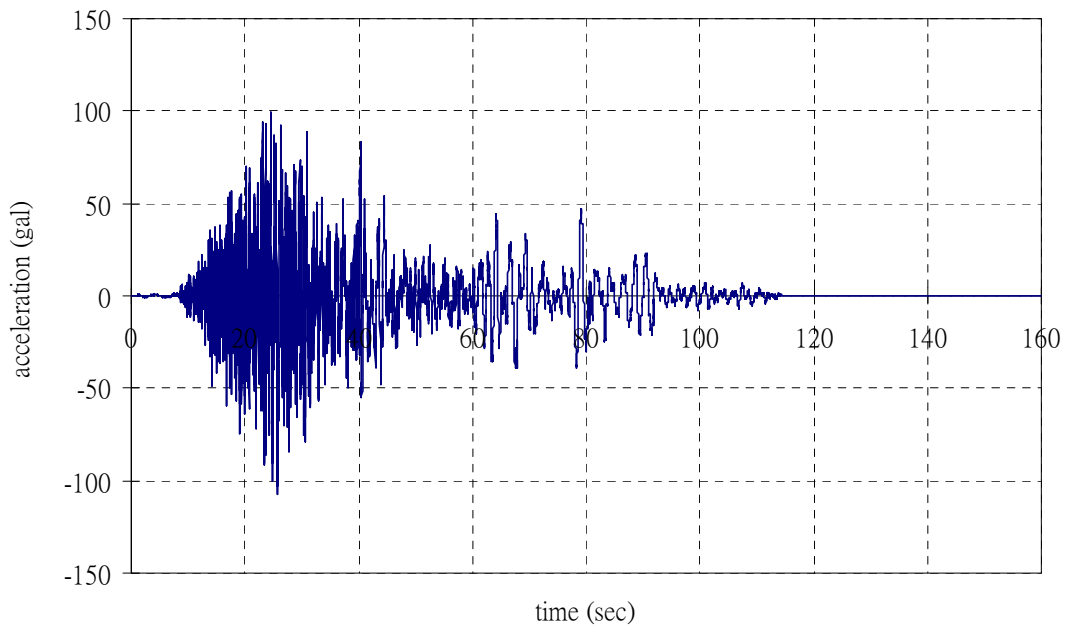


圖 3.15 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時

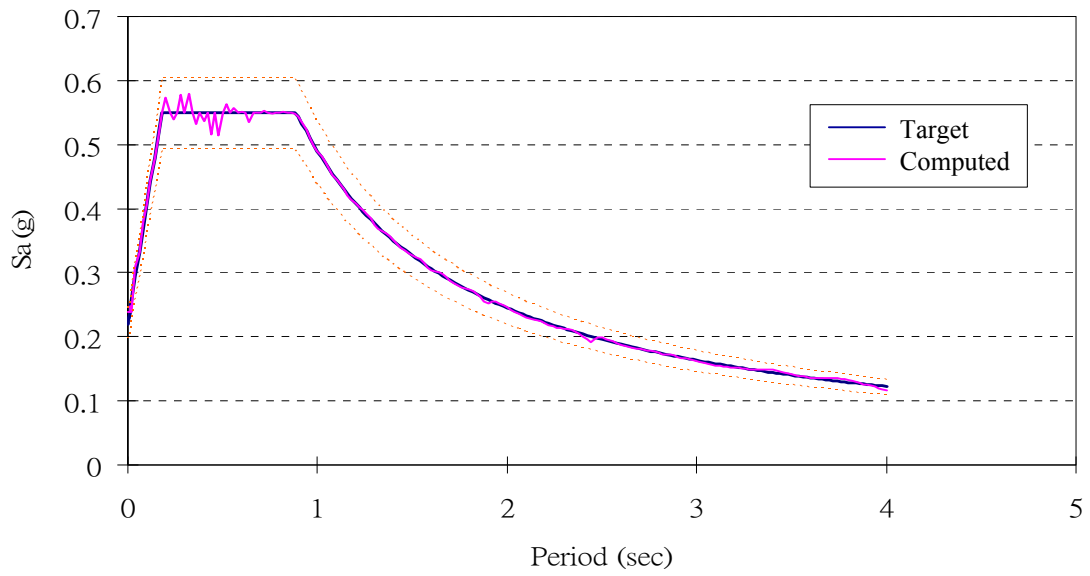


圖 3.16 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震反應譜

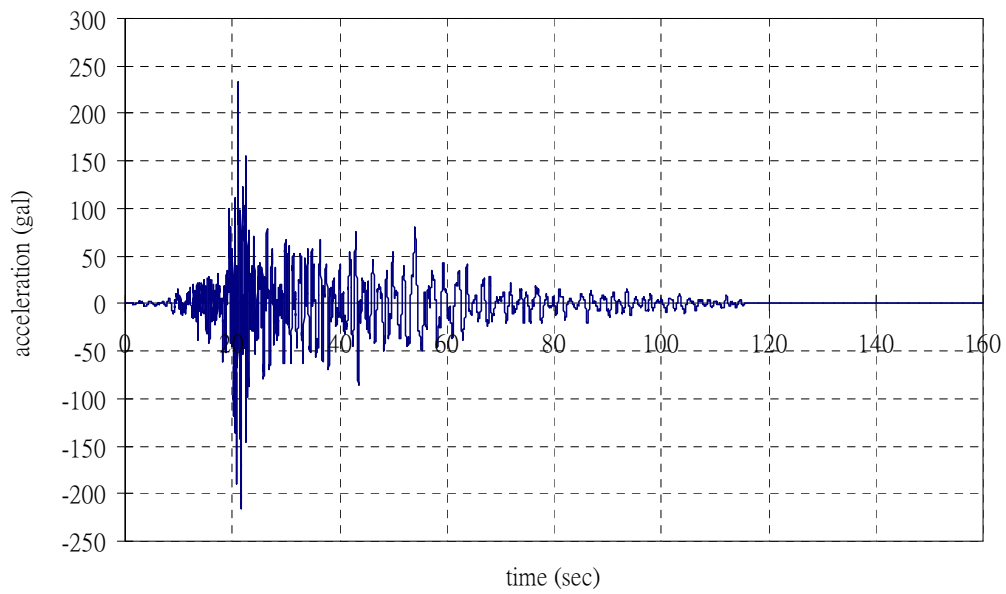


圖 3.17 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時

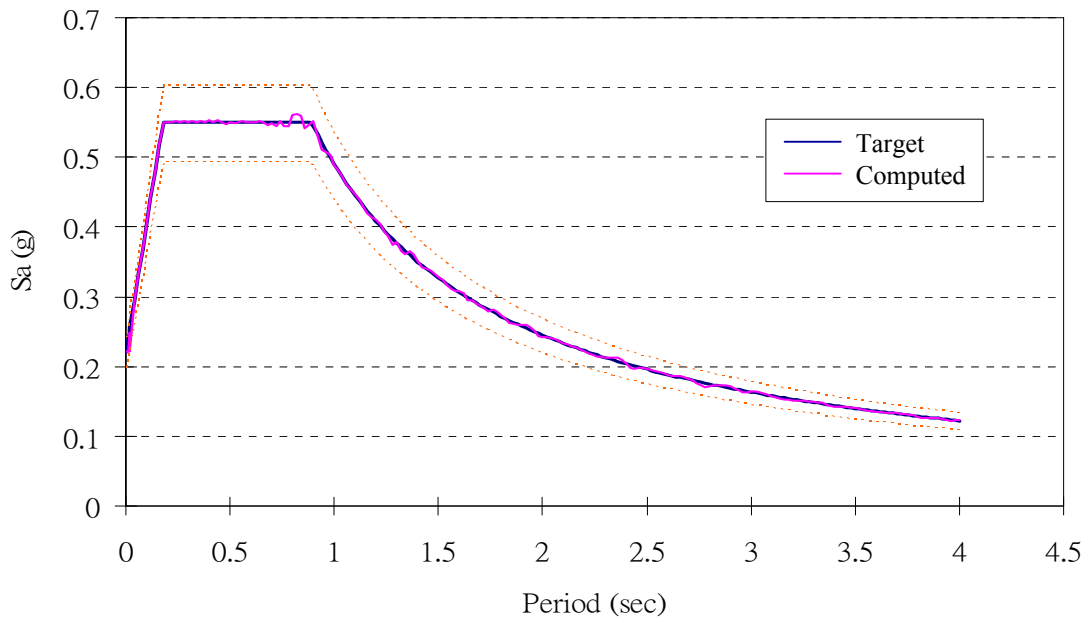


圖 3.18 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震反應譜

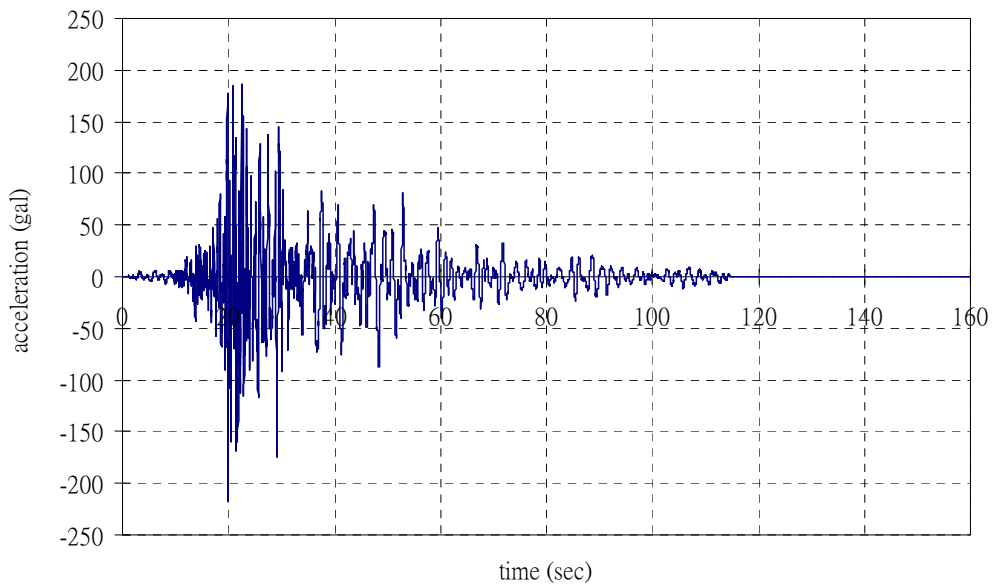


圖 3.19 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時

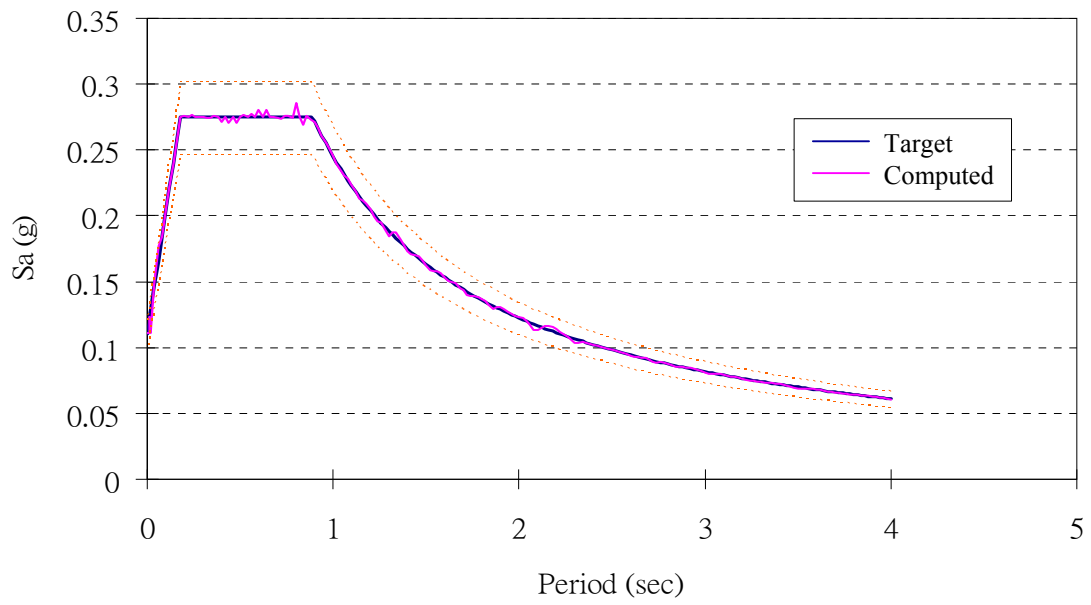


圖 3.20 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜

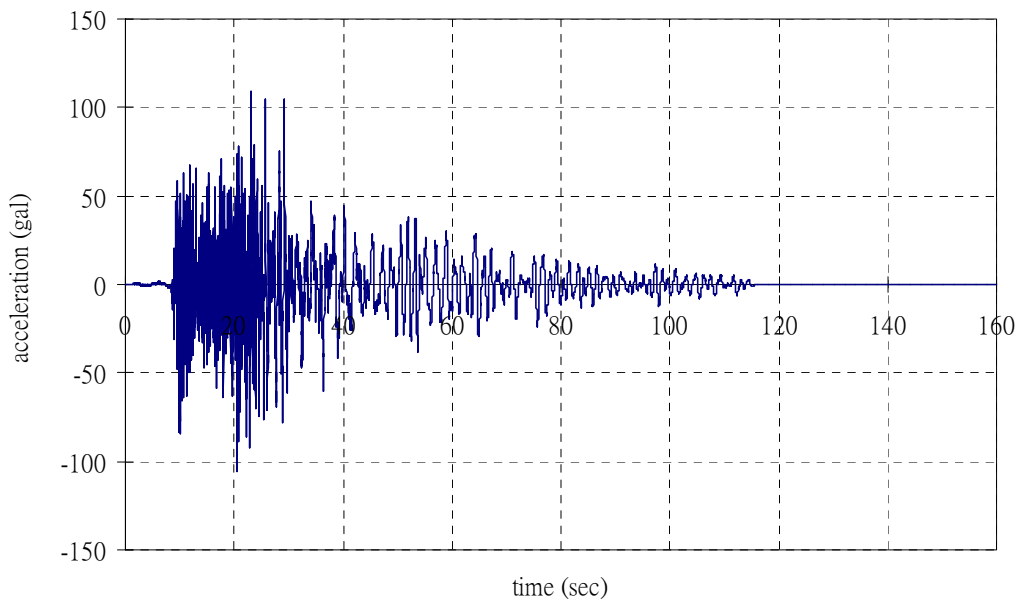


圖 3.21 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時

2. 分析方法

簡化動力分析

本研究案例之簡化動力分析依據 2.4.2 節之滑動塊體法來分析剛性塊體於水平地表運動過程期間所導致的總滑移量。滑動塊分析為求取板樁式碼頭在實際地震作用下的受震反應，分析時需找出板樁式碼頭之臨界加速度值，將超過臨界加速度值之部分，再經由二次積分，方可得知結果。

滑動塊分析時，考慮板樁式碼頭的座落方向，選擇影響程度最劇的地動分量之地震歷時進行輸入，在本案例中選擇東西向之地震歷時進行分析。

分析步驟：

(1) 計算臨界滑動加速度

應用滑動塊體分析法原理，板樁與破壞面以上土壤視為一理想化之滑動剛體，地震作用於滑動塊剛體，當滑動塊體受地震力作用時，有向外滑移現象，而當向外滑移之地震力超越抵抗塊體向外滑移之極限力時，塊體則開始會有滑移的情況產生，此時地震力之震度係數為臨界滑動震度係數，並將此震度係數轉換為臨界滑動加速度 a_t ，再將地表加速度大於臨界滑動加速度 a_t 的部分作雙重積分，即可獲得構造物之滑動位移量。因此，首先需推估結構之臨界滑動震度係數 K_t ，此震度係數可由以下方式求得。

$$K_t = \frac{1}{W} \left[\frac{P_{PE} + m \cdot T_e + (U_2 + \Delta U_{i2} + \Delta U_{s2}) - W \tan(\alpha_{AE} - \Phi_{eq})}{-(U_1 + \Delta U_{i1} + \Delta U_{s1}) \cdot \frac{\sin \Phi_{eq}}{\cos(\alpha_{AE} - \Phi_{eq})}} \right] \dots\dots\dots (3.2)$$

α_{AE} ：土壤等效破壞面夾角

W ：滑動塊體總重

P_{PE} ：被動土壓力合力

m ：當錨碇完全有效時， $m=1$ 、無效時， $m=0$

T_e ：地震時板樁之錨碇力

U ：靜態水壓力，下標 1 為陸側；2 為海側

ΔU_i ：動態水壓力

ΔU_s ：超額孔隙水壓力

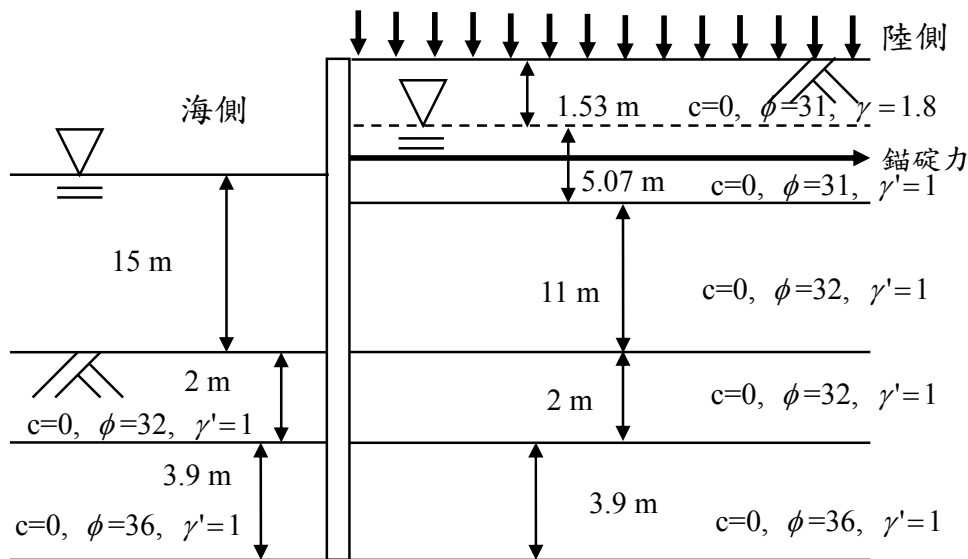


圖 3.22 土壤分層示意圖

(a) 土壤等效破壞面夾角

本設計例由圖 3.22 各層土壤性質分佈情形可知，板樁底端位於陸側第五土層，若以板樁底部土層計算整體之主動破壞面夾角，則會與真實狀態不符，故需計算等效主動破壞面夾角 α_{AE} ，由式(3.3)知等效破壞面夾角與土層之內摩擦角相關。因此，需先算出整體土層之等值內摩擦角 Φ_{eq} ，等值內摩擦角可依各土層之實際主動破壞面其所對應之體積換算求得，如式(3.4)所示。

$$\alpha_{AE} = \Phi_{eq} + \tan^{-1} \left[\frac{-\tan\Phi_{eq} + \sqrt{\tan\Phi_{eq}(\tan\Phi_{eq} + \cot\Phi_{eq}) \cdot (1 + \tan\delta \cdot \cot\Phi_{eq})}}{1 + \tan\delta \cdot (\tan\Phi_{eq} + \cot\Phi_{eq})} \right] \dots\dots\dots(3.3)$$

$$\Phi_{eq} = \frac{\sum \Phi_i \cdot m_i}{\sum m_i} \dots\dots\dots(3.4)$$

δ : 板樁與土壤間的摩擦角， 15°

Φ_i : 第 i 層土壤內摩擦角

m_i : 第 i 層土壤實際主動破壞面所對應體積

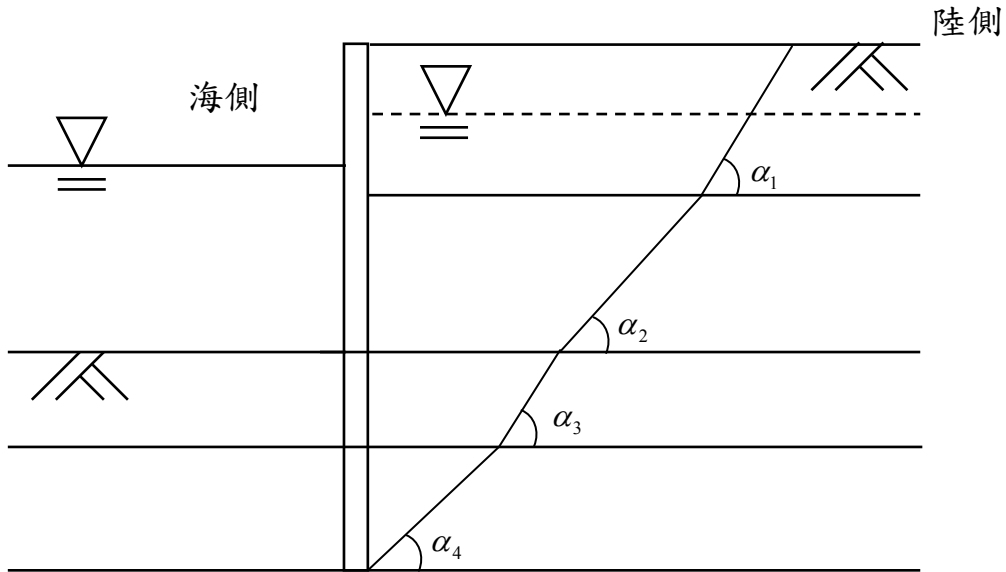


圖 3.23 土壤實際主動破壞面示意圖

如圖 3.23，計算各層實際主動破壞面夾角與其所對應體積，計算結果如表 3-25 所示，依表 3-25 之結果代入式(3.4)求得等值內摩擦角如下所示

$$\Phi_{eq} = \frac{\sum \Phi_i \cdot m_i}{\sum m_i} = \frac{4695.26}{149.67} = 31.37^\circ$$

再依上式計算結果代入式(3.3)求得等效破壞面夾角為

$$\begin{aligned} \alpha_{AE} &= 31.39 + \tan^{-1} \left[\frac{-\tan 31.39 + \sqrt{\tan 31.39(\tan 31.39 + \cot 31.39) \cdot (1 + \tan 15 \cdot \cot 31.39)}}{1 + \tan 15 \cdot (\tan 31.39 + \cot 31.39)} \right] \\ &= 57.77^\circ \end{aligned}$$

表 3-25 實際主動破壞面夾角及對應體積

| 土層 編號 | 土層厚度 (m) | Φ_i (度) | α_i (度) | 對應體積 (m^3) |
|----------|-------------|--------------|----------------|-------------------|
| 1 | 1.53 | 31 | 60.25 | 19.17 |
| 2 | 5.07 | 31 | 60.25 | 53.96 |
| 3 | 11 | 32 | 61 | 67.59 |
| 4 | 2 | 32 | 61 | 5.08 |
| 5 | 3.9 | 36 | 63 | 3.88 |

(b)滑動塊體總重

地震加速度超出臨界加速度時，向外滑移之塊體為破壞面上方土層。因此，計算滑動塊體總重，需先估算位於破壞面上之各土層體積，並與其單位重相乘，如式(3.5)所示，本研究利用算得之等效破壞面夾角(如圖 3.24 所示)，估算位於破壞面上之各土層所對應之體積及其土壤重，計算結果如表 3-26 所示。

$$W = \sum M_i \cdot \gamma_i \dots\dots\dots(3.5)$$

M_i ：等效後第 i 層土壤破壞面以上所對應之體積

表 3-26 滑動塊體總重

| 土層 編號 | 土層厚度 (m) | 單位重 (t/m^3) | α_{AE} (度) | M_i (m^3) | W_i (t) | 總重 (t) |
|----------------|-------------|--------------------|----------------------|--------------------|--------------|-----------|
| 1 | 1.53 | 1.8 | 57.77 | 21.93 | 39.48 | 313.41 |
| 2 | 5.07 | 1* | 57.77 | 62.13 | 111.84 | |
| 3 | 11 | 1* | 57.77 | 79.07 | 142.33 | |
| 4 | 2 | 1* | 57.77 | 6.18 | 11.12 | |
| 5 | 3.9 | 1* | 57.77 | 4.80 | 8.63 | |
| 註：*代表土壤在水中之單位重 | | | | | | |

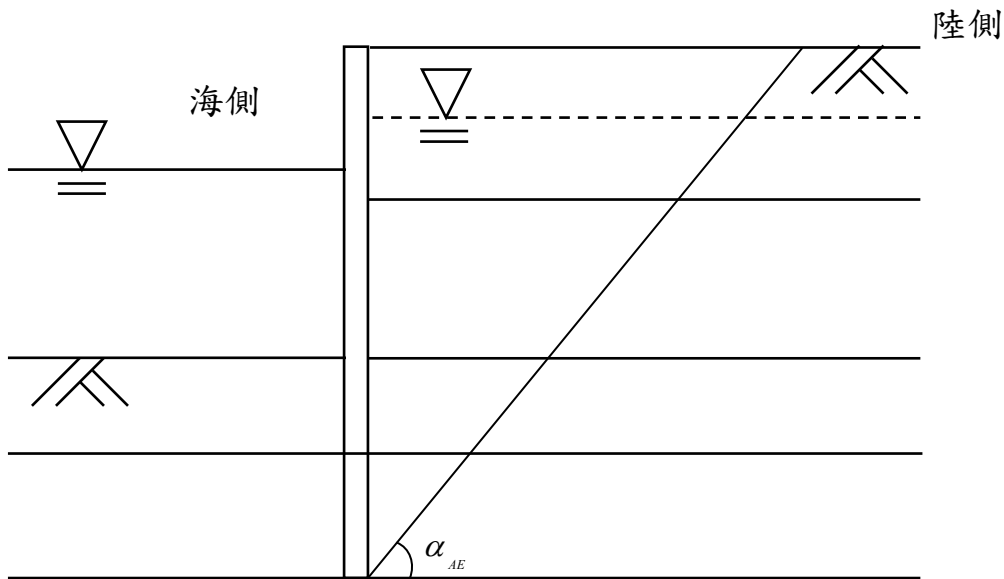


圖 3.24 土壤等效主動破壞面示意圖

(c)地震時板樁之錨碇力

本案例使用的錨碇高耐索為 F-130T，容許拉力為 50.4 t/m，且錨碇完全有效，故 $m=1$ 。

(d)靜水水壓力

靜水壓力如式(3.6)與式(3.7)所示，其中海側靜水壓力與潮汐水位有關，且海側靜水壓力為抵抗地震時向外滑移之力量，本研究考量其最危險的狀態下，故採用最低潮位進行計算，計算結果如下所示：

陸側靜水壓力：

$$U_1 = \frac{\gamma_w \cdot H_{sub}^2}{2 \cdot \sin(\alpha_{AE})} \dots\dots\dots (3.6)$$

H_{sub} ：殘留水位至板樁底端高度=21.97 m

γ_w ：海水單位重=1.03 t/m³

α_{AE} ：等效破壞面夾角=57.77°

$$U_1 = \frac{1.03 \cdot 21.97^2}{2 \cdot \sin(57.77)} = 293.78 \quad t/m$$

海側靜水壓力：

$$U_2 = \frac{\gamma_w \cdot (H_w + D_{emb})^2}{2} \dots\dots\dots(3.7)$$

H_w ：潮位深度(最低潮位)= 15 m

D_{emb} ：板樁埋入深度= 5.9 m

$$U_2 = \frac{1.03 \cdot (15 + 5.9)^2}{2} = 224.96 \quad t/m$$

(e)地震動水壓力

$$U_i = \frac{7}{12} K_h \gamma_w H_w^2 \dots\dots\dots(3.8)$$

γ_w ：海水單位重=1.03 t/m^3

H_w ：潮位深度(最低潮位)= 15 m

K_h ：等於臨界滑動震度係數 K_c

(f)超額孔隙水壓

本研究將背填土第一層土層可能液化之程度分別計算之，可分為無液化、25%液化、50%液化、75%液化、100%液化等之情況，計算公式如式(3.9)，計算結果如表 3-27 所示。

$$U_s = \frac{1}{2} \times (2w + \gamma_1 \times H_1 + \sum \gamma_i \times H_i) \times (\sum H_i) \dots\dots\dots(3.9)$$

w ：碼頭超載=1.5 t/m^2

H_i ：液化土層厚度

表 3-27 超額孔隙水壓

| 土壤液化程度 | 超額孔隙水壓 U_s t/m |
|--------|------------------|
| 無液化 | 0 |
| 25% | 3.69 |
| 50% | 14.75 |
| 75% | 29.48 |
| 100% | 49.1 |

(g)被動土壓力:同簡化分析。

(h)計算臨界滑動震度係數

利用式(3.2)計算臨界滑動震度係數，其中，被動土壓力合力 P_{PE} 及地震動水壓力 U_i 與 K_i 有關，故以疊代方式重複 (a) ~ (g) 步驟，計算至 K_i 收斂，此時 K_i 即為臨界滑動震度係數。依不同之液化程度，而有不同之 K_i 值，如表 3-28 所示。

表 3-28 臨界滑動震度係數

| 液化程度 | 0% | 25% | 50% | 75% | 100% |
|---------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| W | 313.4 | 313.4 | 313.4 | 313.4 | 313.4 |
| Φ_{eq} | 31.37 | 31.37 | 31.37 | 31.37 | 31.37 |
| α_{AE} | 57.77 | 57.77 | 57.77 | 57.77 | 57.77 |
| U_1 | 293.78 | 293.78 | 293.78 | 293.78 | 293.78 |
| U_2 | 224.96 | 224.96 | 224.96 | 224.96 | 224.96 |
| U_i | 13.33 | 12.56 | 10.24 | 7.14 | 2.99 |
| U_s | 0 | 3.69 | 14.75 | 29.48 | 49.1 |
| P_{PE} | 95.17 | 96.3 | 99.66 | 104.1 | 109.94 |
| T_e | 50.4 | 50.4 | 50.4 | 50.4 | 50.4 |
| K_i | 0.099 | 0.093 | 0.076 | 0.053 | 0.022 |

註：被動土壓力合力 P_{PE} 及地震動水壓力 U_i 與 K_i 有關，故隨之變化。

(i)轉換成臨界滑動加速度

利用式(3.10)將臨界滑動震度轉換為臨界滑動加速度，計算結果如表 3-29 所示

$$a_t = K_t \times g \dots\dots\dots(3.10)$$

表 3-29 臨界滑動加速度

| 液化程度 | 臨界滑動震度係數 | 臨界滑動加速度 (m/s ²) |
|------|----------|--------------------------------|
| 0% | 0.099 | 0.97 |
| 25% | 0.093 | 0.91 |
| 50% | 0.076 | 0.74 |
| 75% | 0.053 | 0.52 |
| 100% | 0.022 | 0.22 |

(2)計算塊體滑移量

(a)板樁式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析

對於等級 II 第 1 組歷時於土層不同液化程度所產生之結果如圖 3.25 至圖 3.29 所示，其不同液化程度之臨界滑動加速度與永久水平位移整理如表 3-30 所示：

表 3-30 板樁式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析

| 液化程度 | 臨界滑動加速度 (m/s ²) | 永久水平位移 (cm) |
|------|--------------------------------|----------------|
| 0% | 0.97 | 4.1 |
| 25% | 0.91 | 5.2 |
| 50% | 0.74 | 10 |
| 75% | 0.52 | 24.3 |
| 100% | 0.22 | 105.2 |

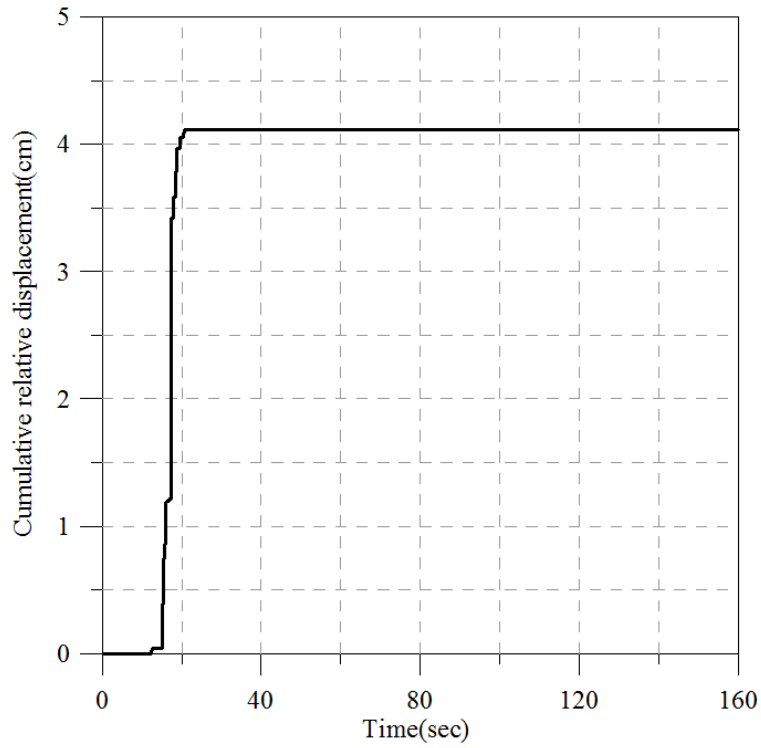


圖 3.25 板樁式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析永久水平位移(無液化)

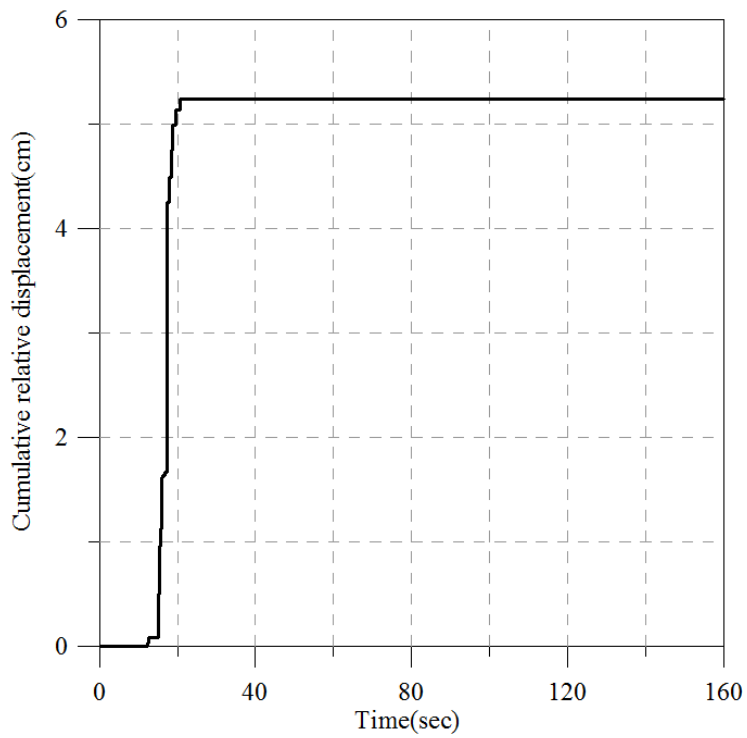


圖 3.26 板樁式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析永久水平位移(25%液化)

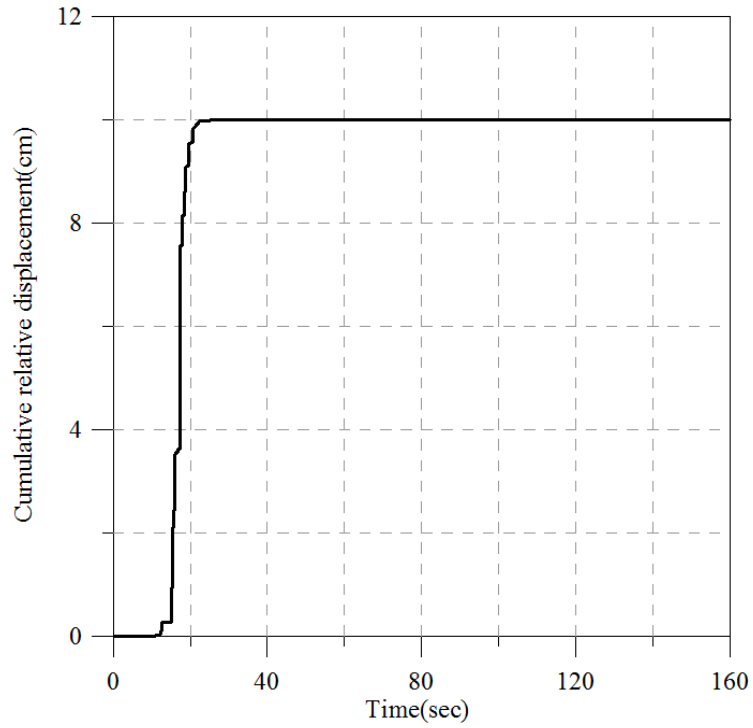


圖 3.27 板樁式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析永久水平位移(50%液化)

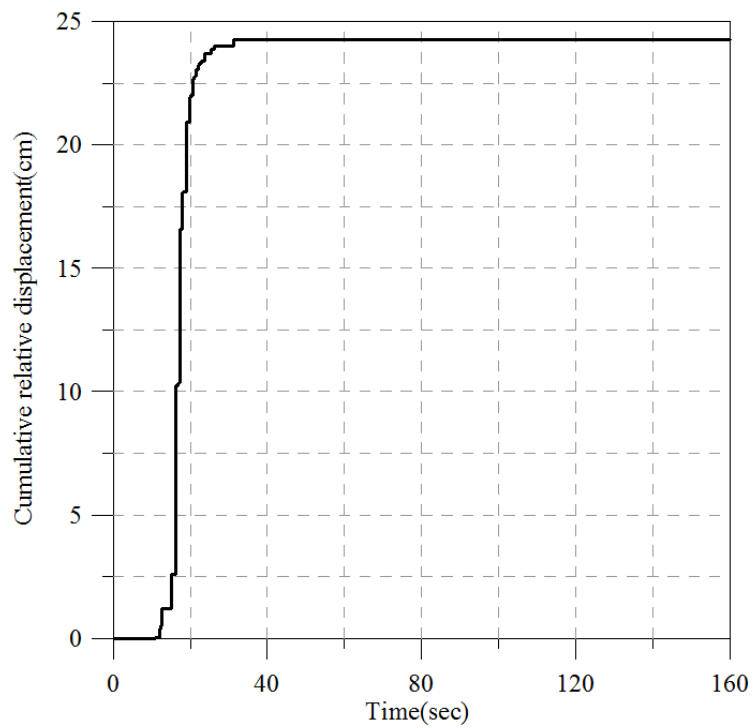


圖 3.28 板樁式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析永久水平位移(75%液化)

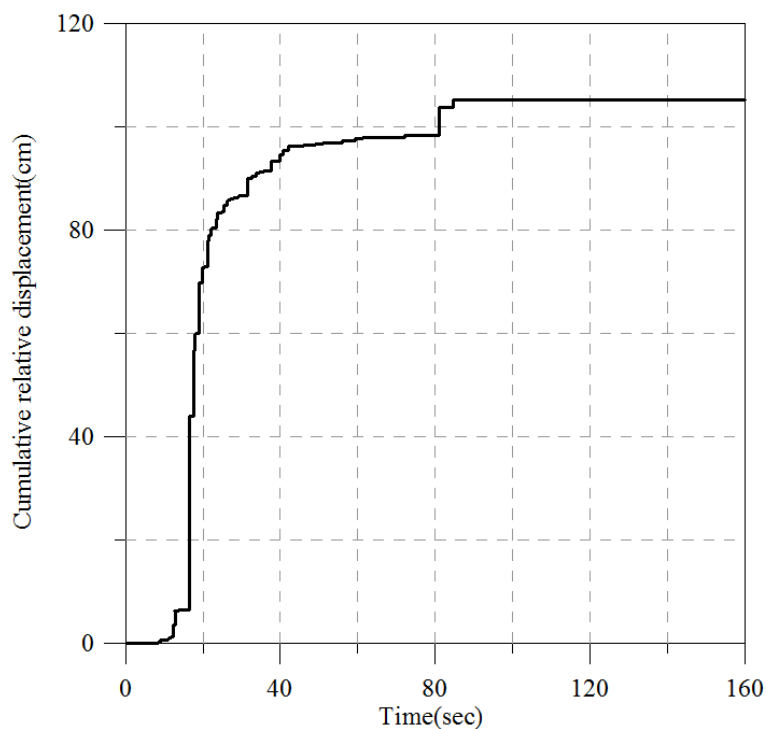


圖 3.29 板樁式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析永久水平位移(全液化)

(b)板樁式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析

對於等級 II 第 2 組歷時於土層不同液化程度所產生之結果如圖 3.31 至圖 3.34 所示，其不同液化程度之臨界滑動加速度與永久水平位移整理如表 3-31 所示：

表 3-31 板樁式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析

| 液化程度 | 臨界滑動加速度 (m/s^2) | 永久水平位移 (cm) |
|------|------------------------|----------------|
| 0% | 0.97 | 5 |
| 25% | 0.91 | 6.7 |
| 50% | 0.74 | 16.3 |
| 75% | 0.52 | 49.5 |
| 100% | 0.22 | 234.9 |

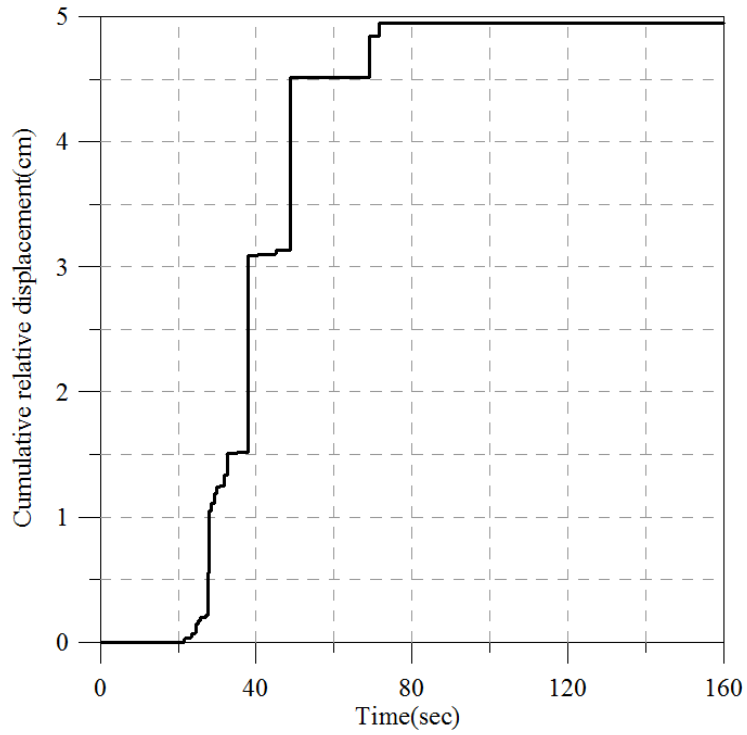


圖 3.30 板樁式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析永久水平位移(無液化)

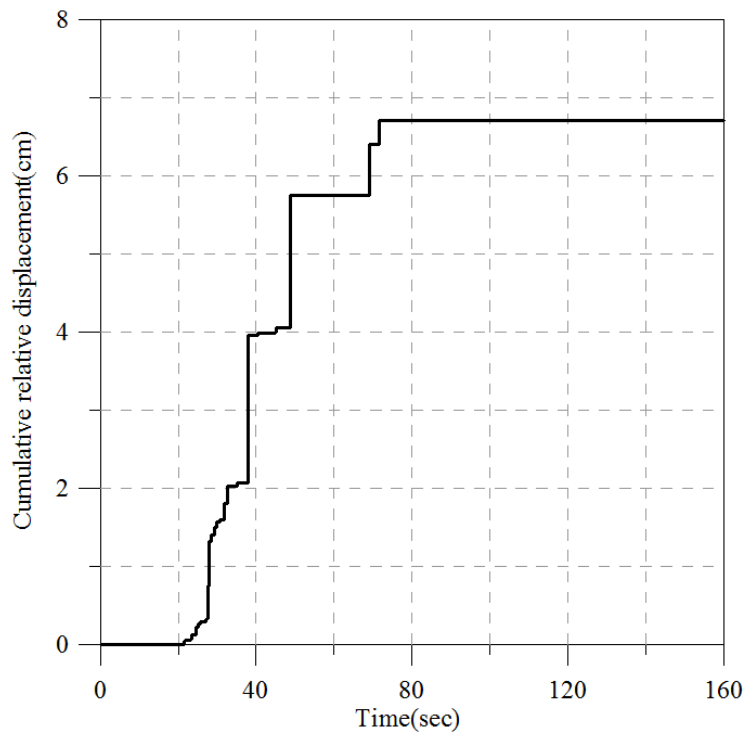


圖 3.31 板樁式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析永久水平位移(25%液化)

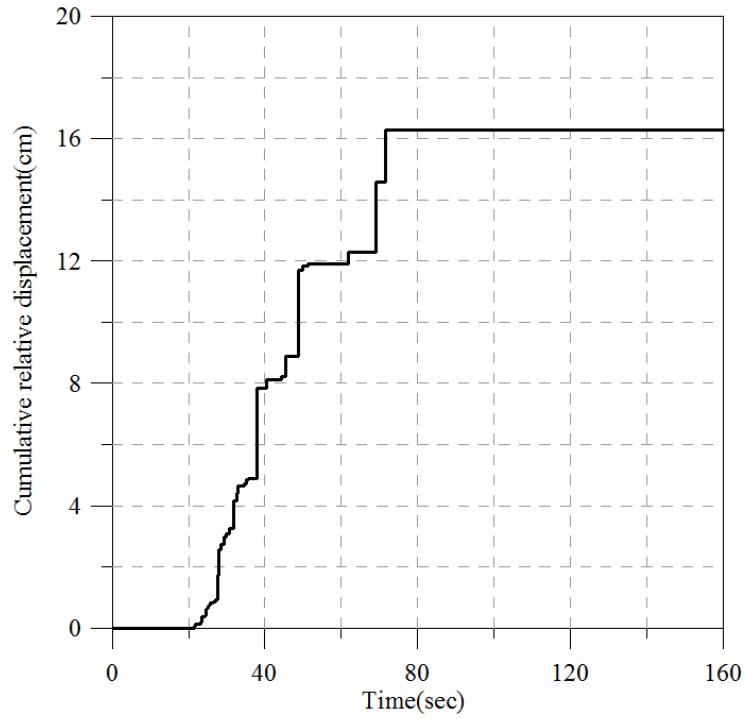


圖 3.32 板樁式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析永久水平位移(50%液化)

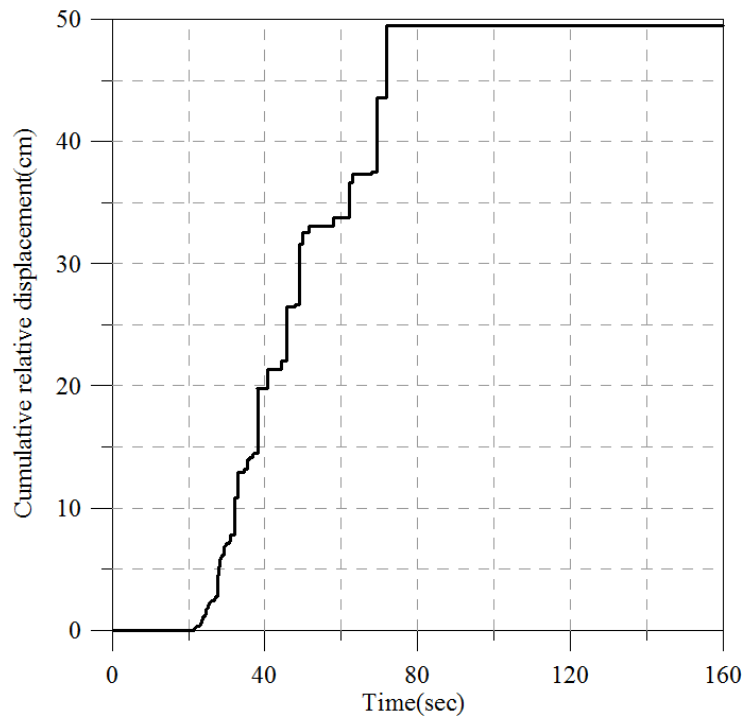


圖 3.33 板樁式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析永久水平位移(75%液化)

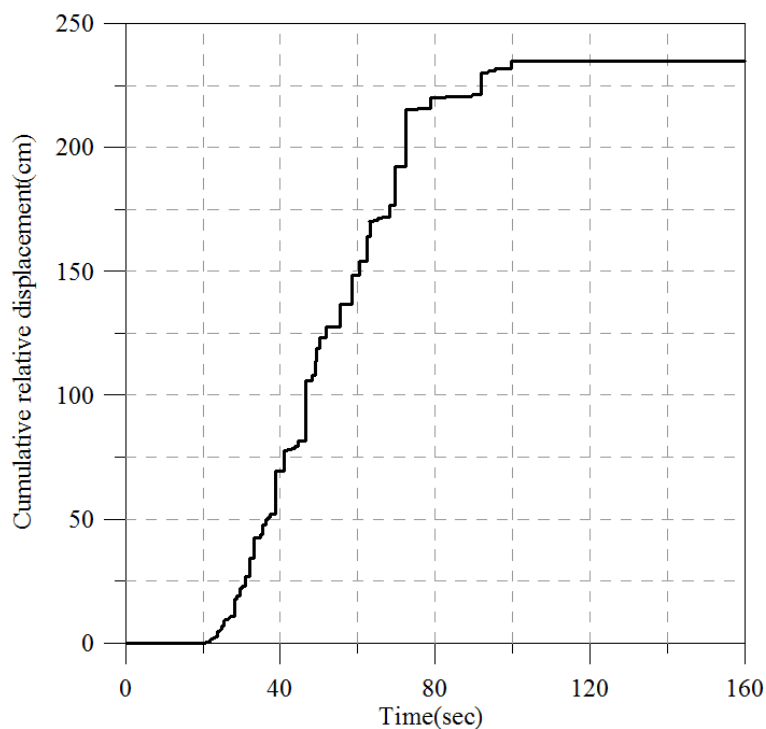


圖 3.34 板樁式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析永久水平位移(全液化)

(c)板樁式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析

對於等級 II 第 3 組歷時於土層不同液化程度所產生之結果如圖 3.35 至圖 3.39 所示，其不同液化程度之臨界滑動加速度與永久水平位移整理如表 3-32 所示：

表 3-32 板樁式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析

| 液化程度 | 臨界滑動加速度 (m/s^2) | 永久水平位移 (cm) |
|------|------------------------|----------------|
| 0% | 0.97 | 4.8 |
| 25% | 0.91 | 6.5 |
| 50% | 0.74 | 13.8 |
| 75% | 0.52 | 35.8 |
| 100% | 0.22 | 148 |

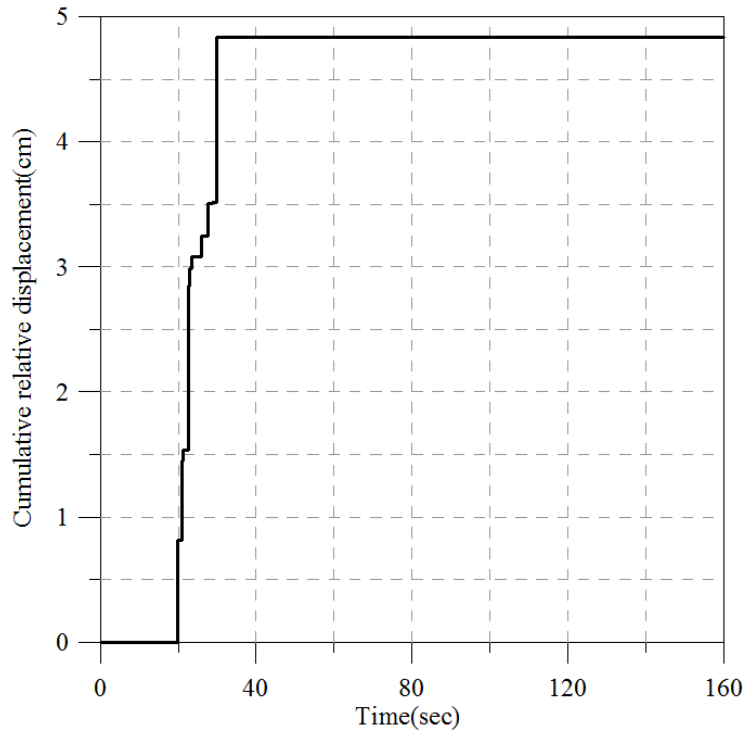


圖 3.35 板樁式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析永久水平位移(無液化)

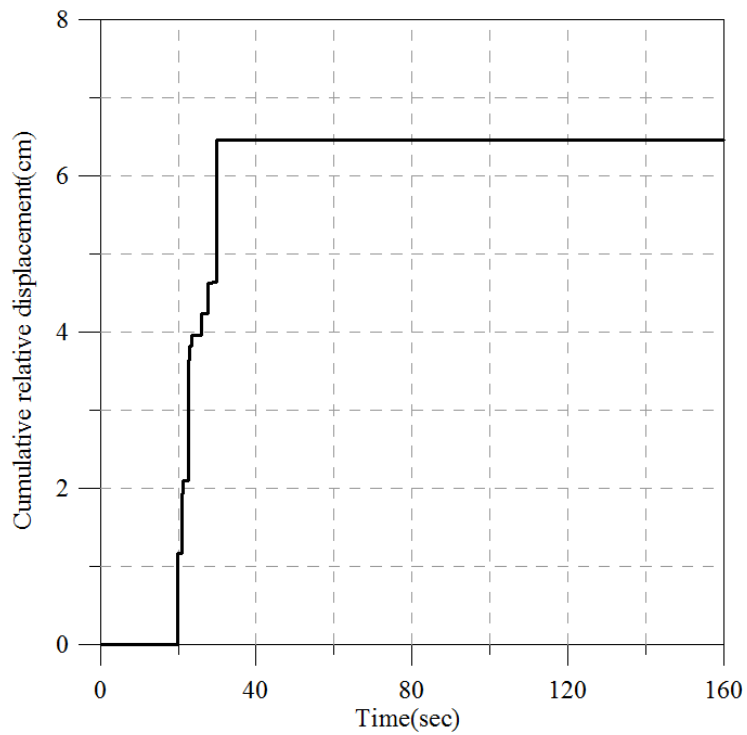


圖 3.36 板樁式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析永久水平位移(25%液化)

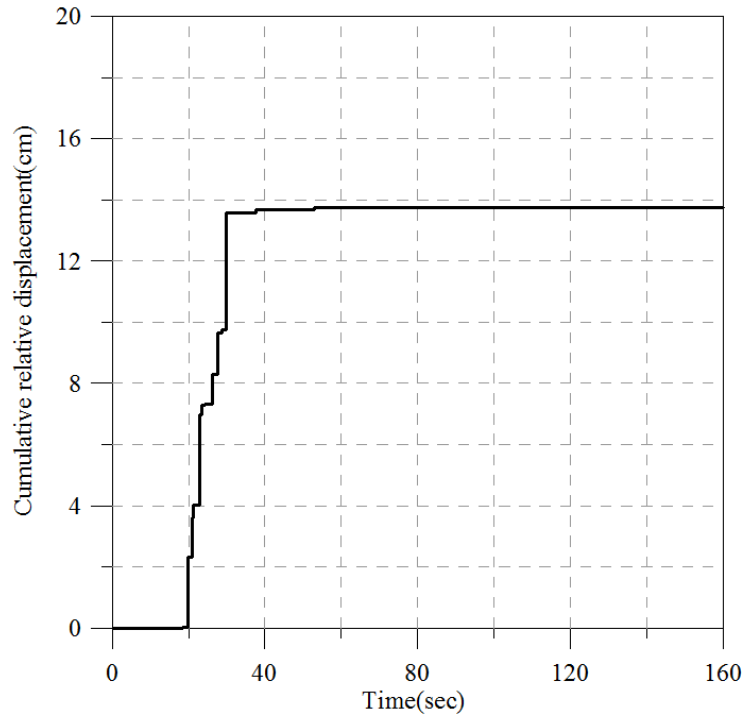


圖 3.37 板樁式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析永久水平位移(50%液化)

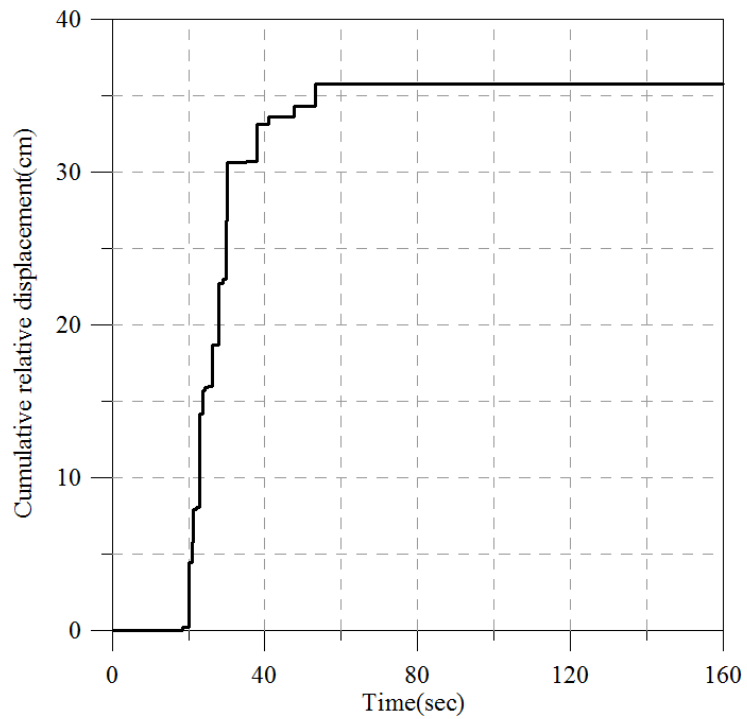


圖 3.38 板樁式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析永久水平位移(75%液化)

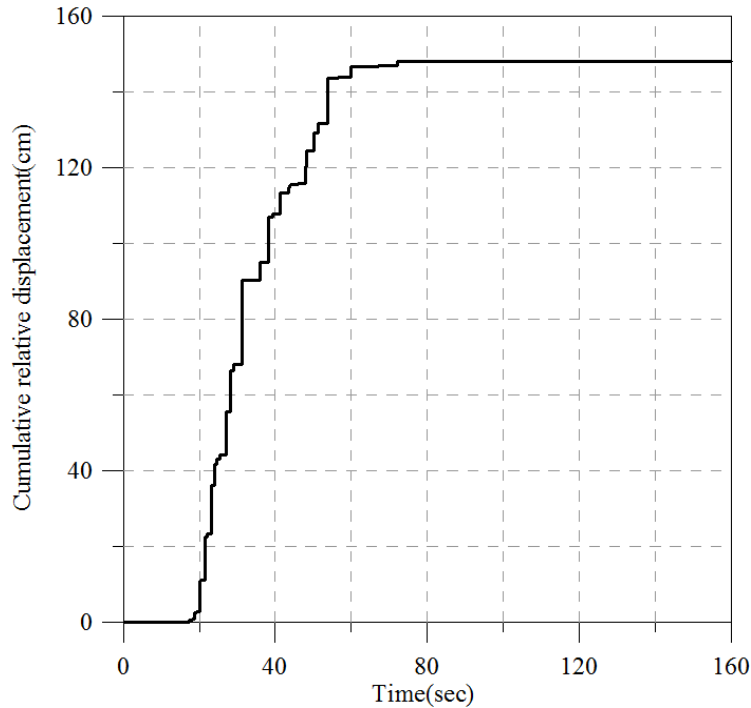


圖 3.39 板樁式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析永久水平位移(全液化)

分析結果：

由板樁式碼頭等級 II 地震歷時分析與液化程度比較可知土層液化程度的高低對於永久水平位移影響甚大，如表 3-33 所示：

表 3-33 板樁式碼頭等級 II 地震歷時分析比較

| | 無液化 | 25%液化 | 50%液化 | 75%液化 | 全液化 |
|-----|-----|-------|-------|-------|-------|
| 第1組 | 4.1 | 5.2 | 10 | 24.3 | 105.2 |
| 第2組 | 5 | 6.7 | 16.3 | 49.5 | 234.9 |
| 第3組 | 4.8 | 6.5 | 13.8 | 35.8 | 148 |

3. 性能規定驗證

由上述之滑動塊分析結果來判定所設計之碼頭的受震反應是否滿足性能可接受標準，如表 3-34 之檢核內容，碼頭在等級 II 地震作用下，性能可接受標準，對位移量部分並無參考之量化規定，故本研究初步建議以重力式碼頭之性能可接受標準做為參考依據，並於

適宜性探討之章節進行討論。而本研究在以重力式碼頭之性能可接受標準之基礎的檢核上，滿足性能之規定要求。

表 3-34 板樁式碼頭等級 II 地震時之性能規定檢核

| 參數 | | 性能水準 | |
|-------------|---------|-------------|---------------------------|
| | | 第 III 級 | |
| 殘餘變位 | 板樁變位 | 正規化水平位移 d/H | N/A |
| | | 向海側傾斜角 | N/A |
| | 岸肩變位 | 岸肩沉陷量 | N/A |
| | | 岸肩與後線陸地之沉陷差 | N/A |
| | | 向海側傾斜角 | N/A |
| 最大反應下之應力或應變 | 基盤面以上板樁 | | 塑性，不超過韌性容量或應變極限 在此無法得知 |
| | 基盤面以下板樁 | | 塑性，不超過韌性容量或應變極限 在此無法得知 |
| | 拉桿 | | 塑性，不超過韌性容量或應變極限 在此無法得知 |
| | 錨碇設施 | | 塑性，不超過韌性容量或應變極限 在此無法得知 |

3.6.3 等級 III 地震性能驗證檢核

1. 人造地震製作

等級 III 地震之人造地震製作與等級 II 地震相同，惟其轉換所得反應譜之譜加速度亦須與等級 III 地震設計反應譜相符，三組三方向之人造地震歷時如圖 3.41 至圖 3.58 所示。

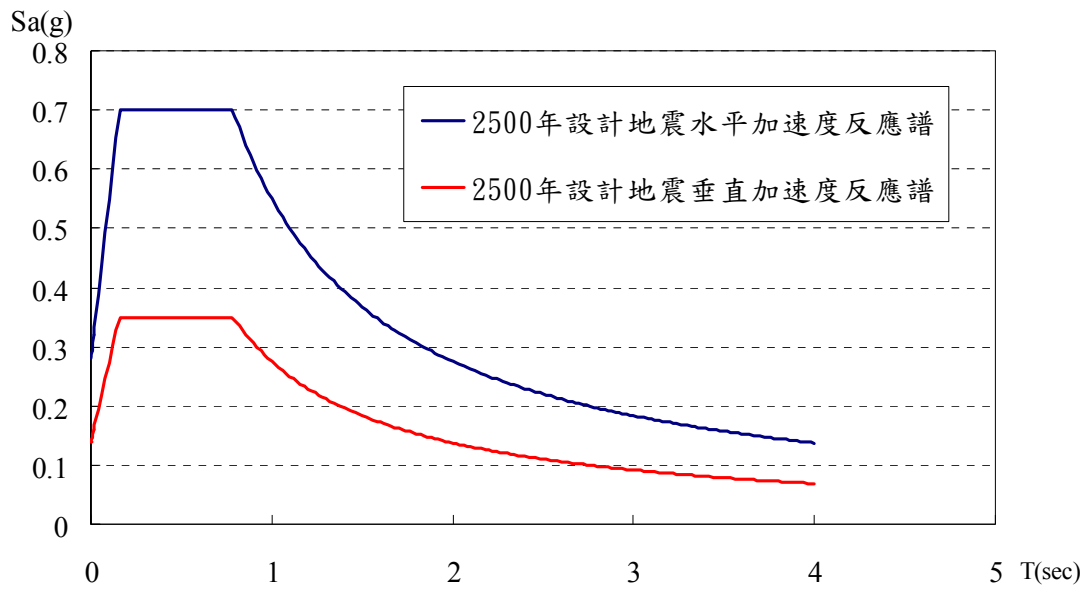


圖 3.40 板樁式碼頭等級 III 地震之設計反應譜

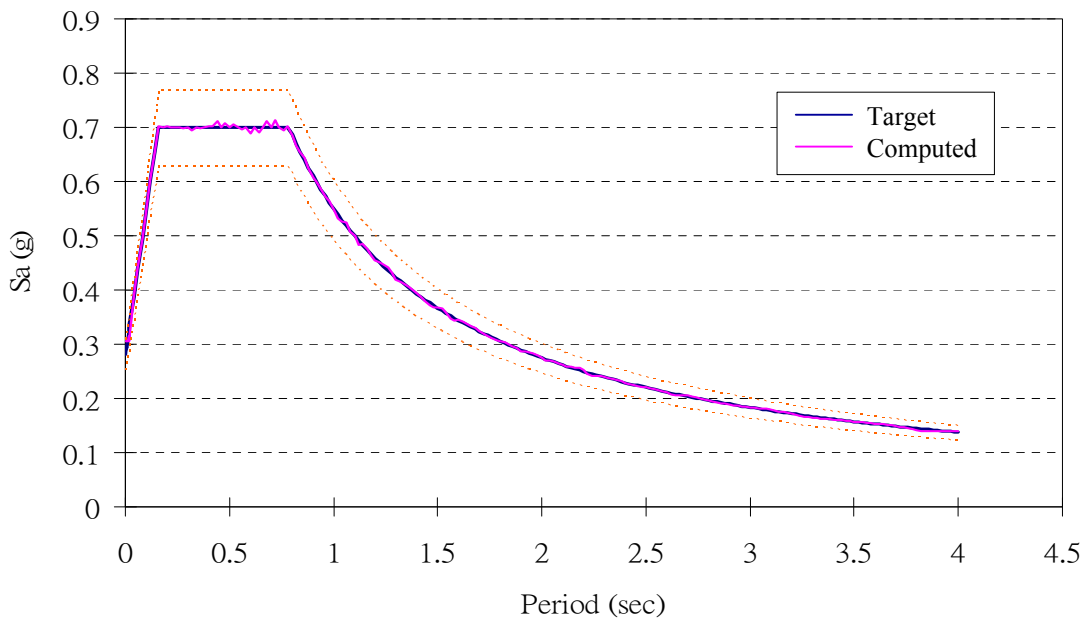


圖 3.41 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組南北向人造地震反應譜

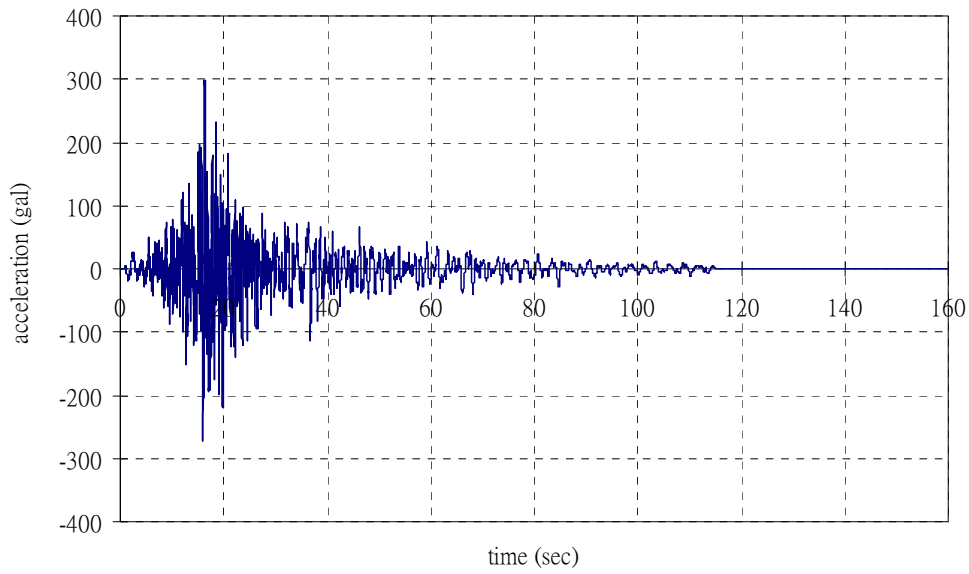


圖 3.42 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時

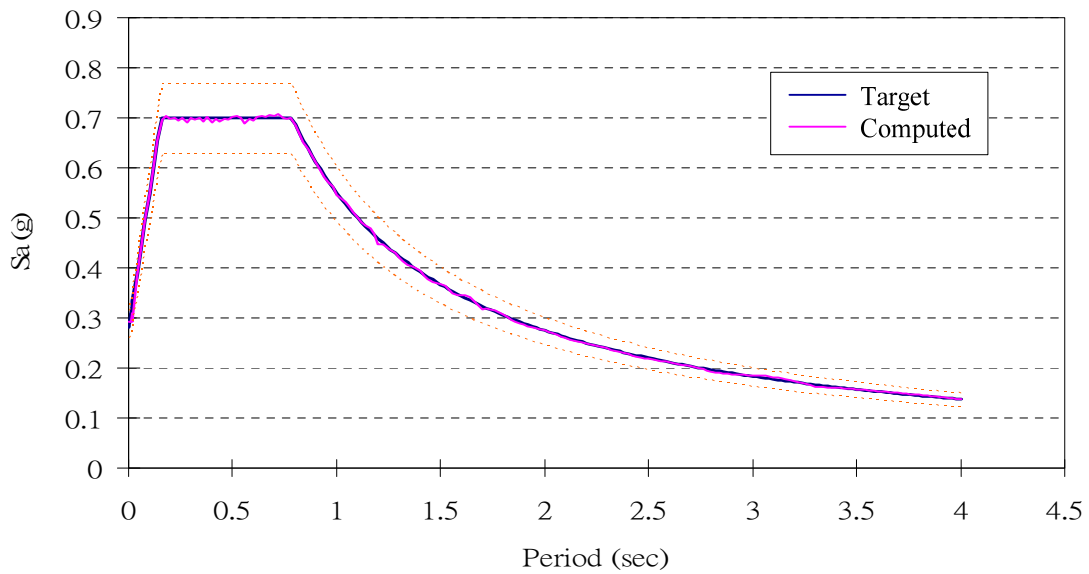


圖 3.43 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組東西向人造地震反應譜

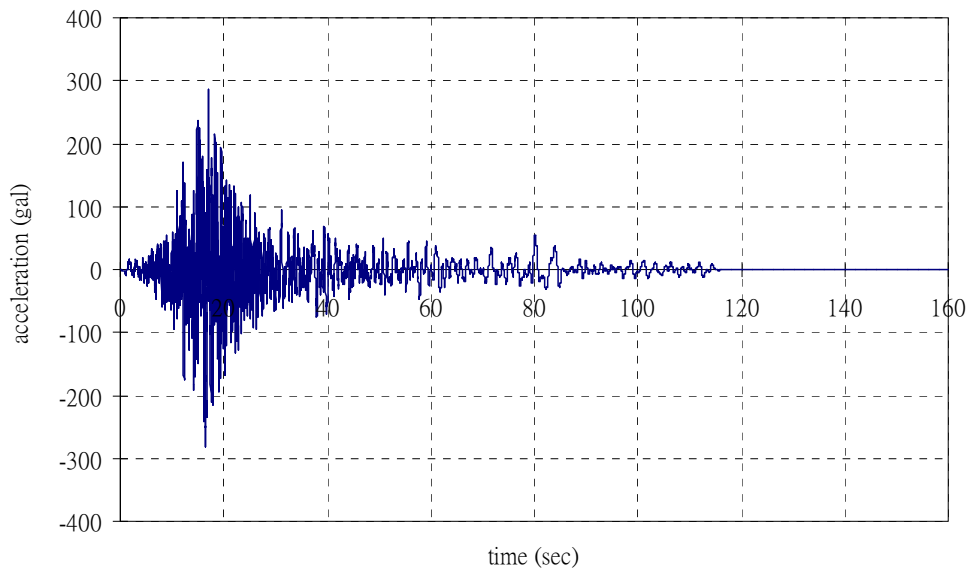


圖 3.44 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時

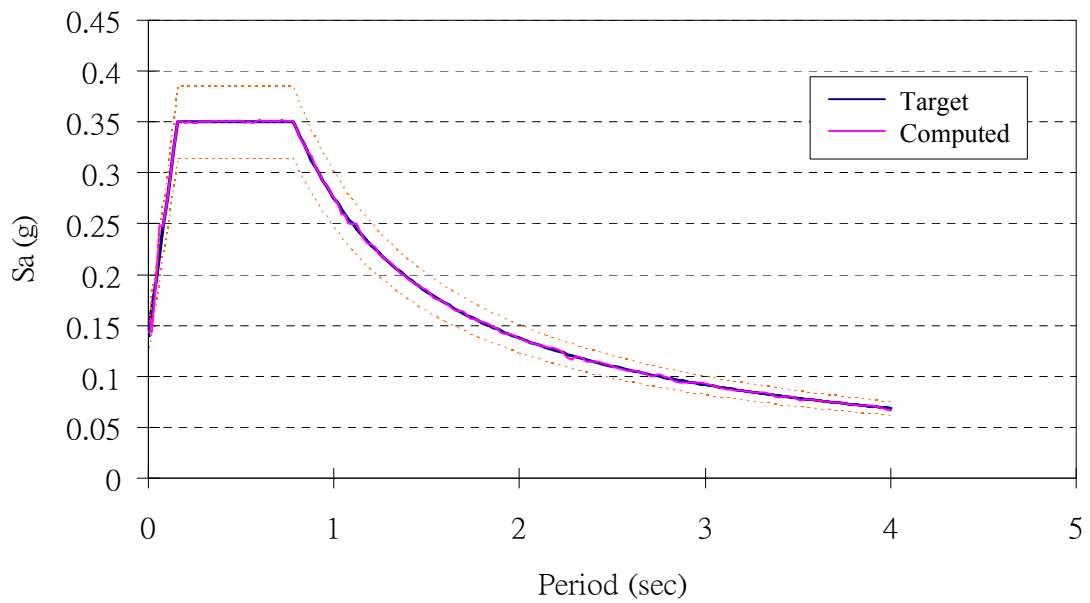


圖 3.45 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜

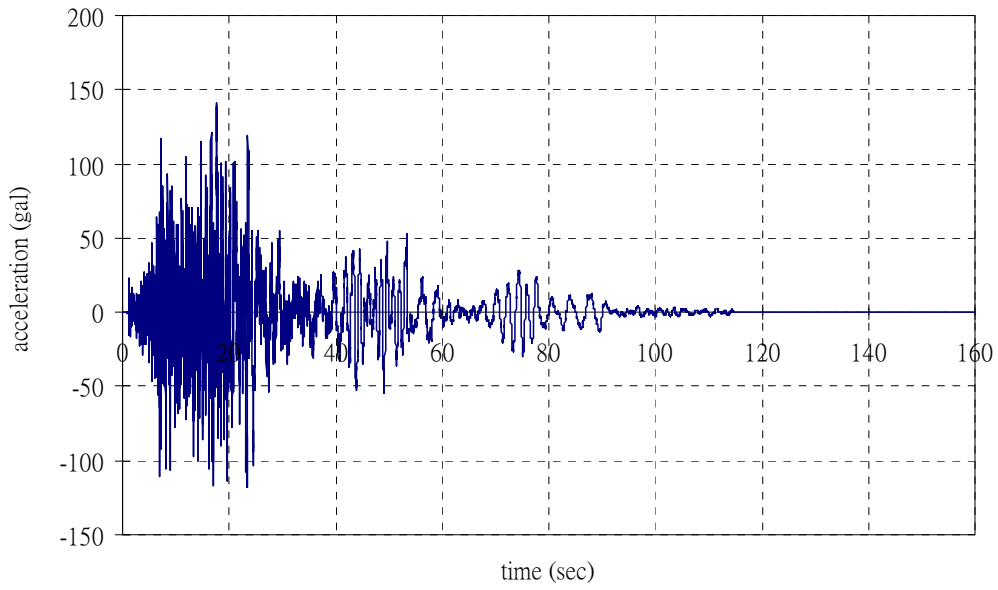


圖 3.46 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時

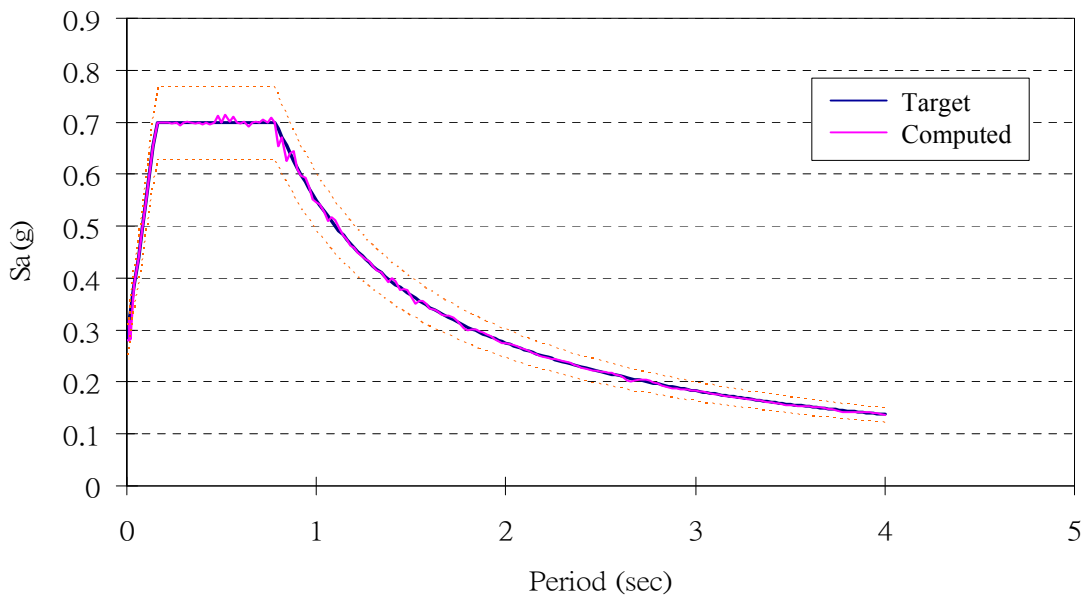


圖 3.47 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組南北向人造地震反應譜

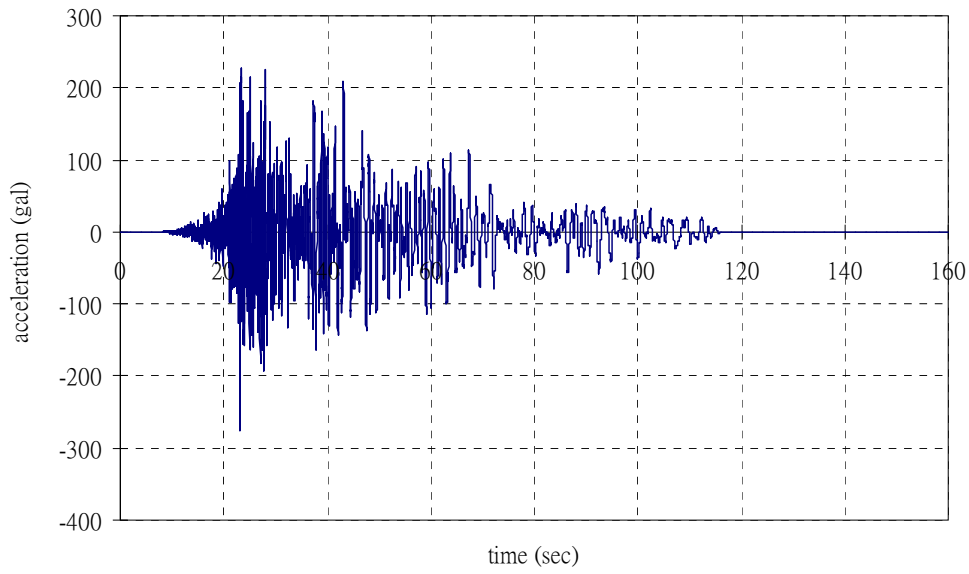


圖 3.48 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時

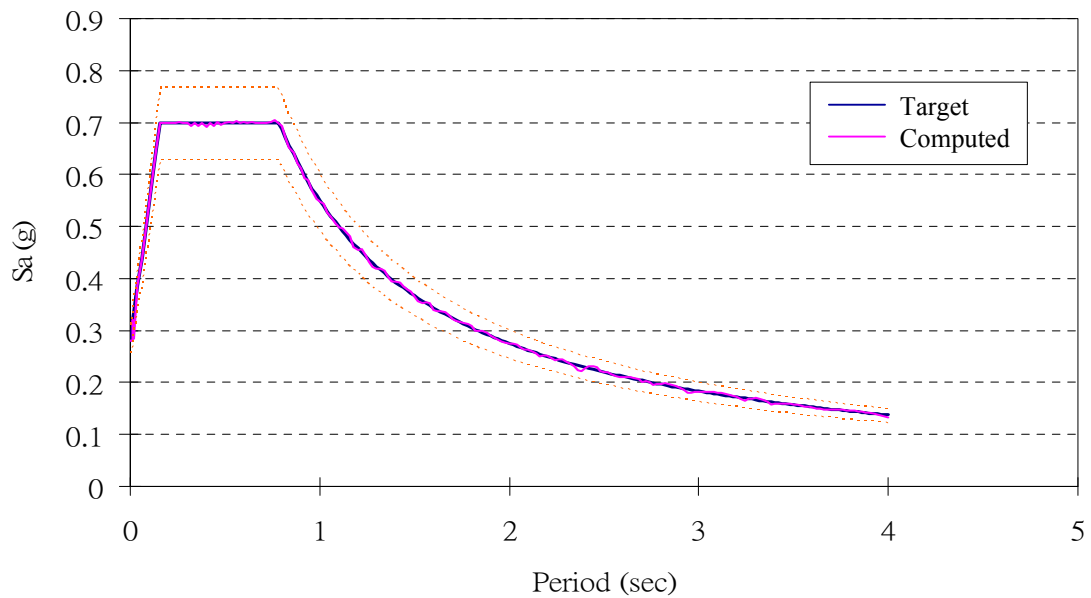


圖 3.49 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組東西向人造地震反應譜

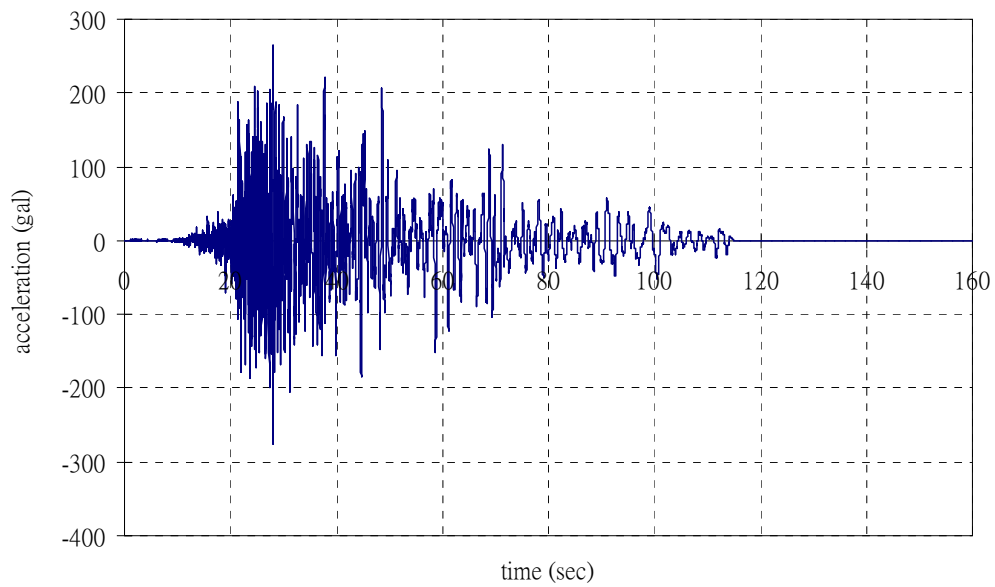


圖 3.50 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時

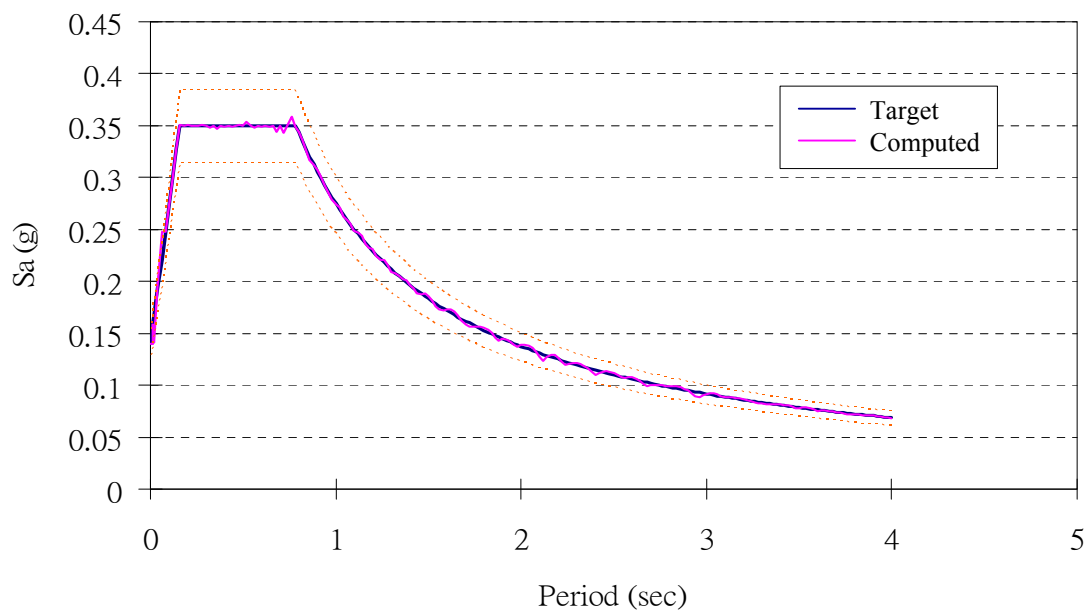


圖 3.51 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜

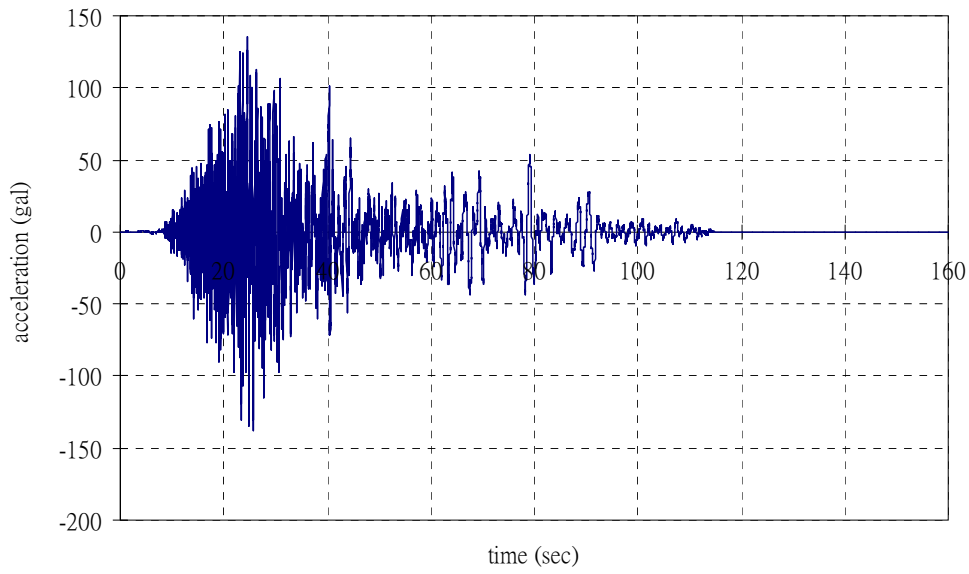


圖 3.52 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時

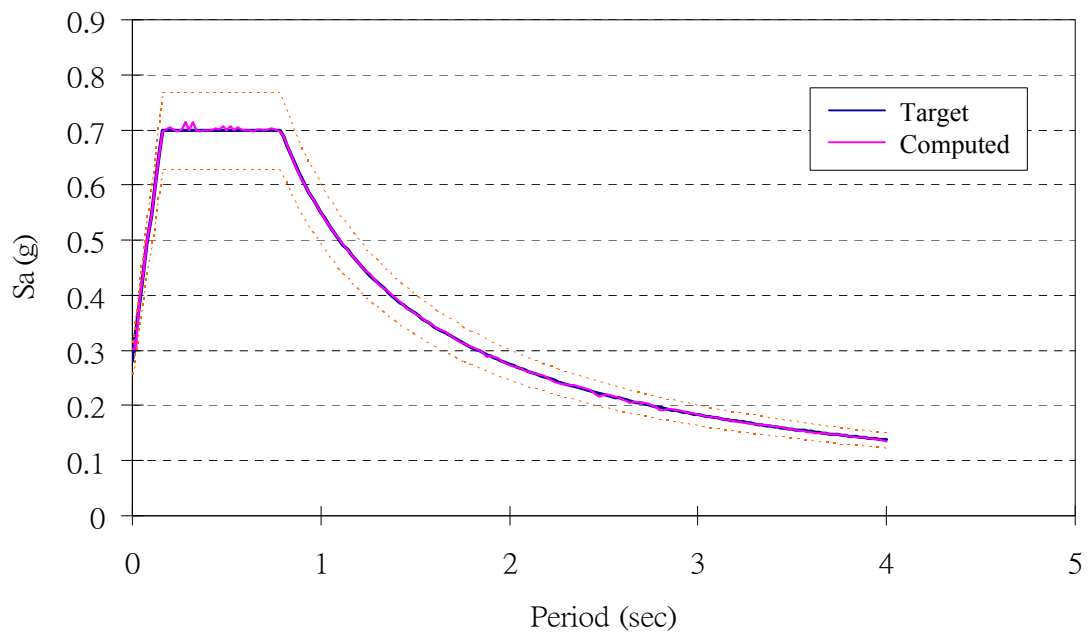


圖 3.53 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組南北向人造地震反應譜

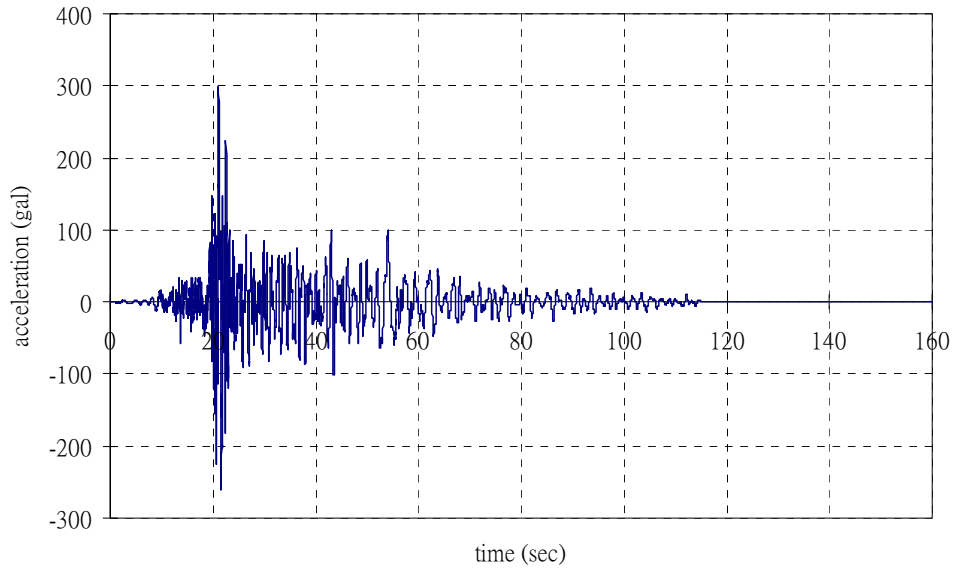


圖 3.54 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時

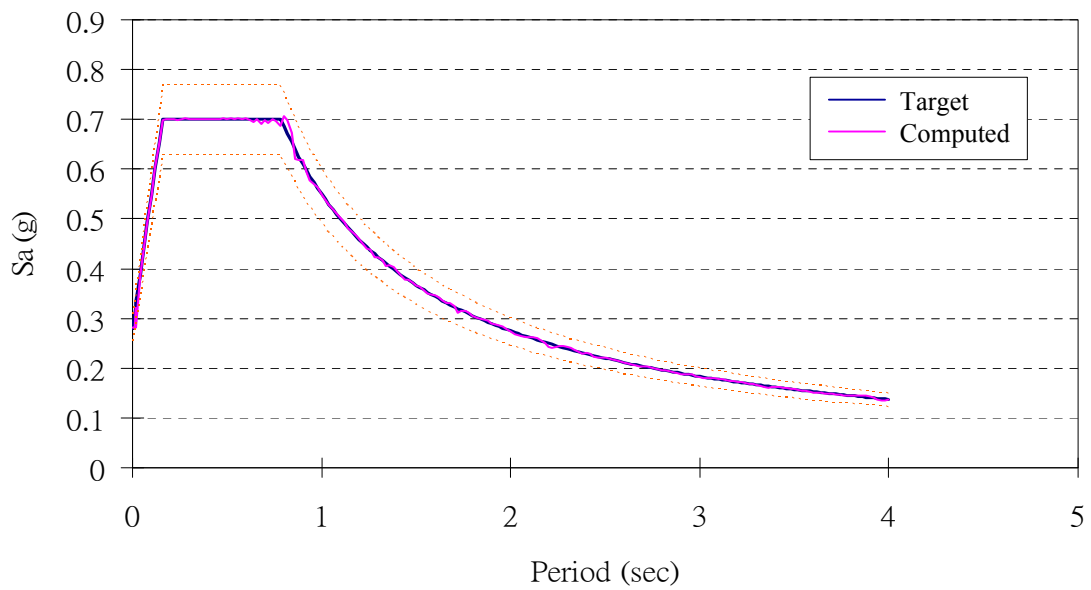


圖 3.55 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組東西向人造地震反應譜

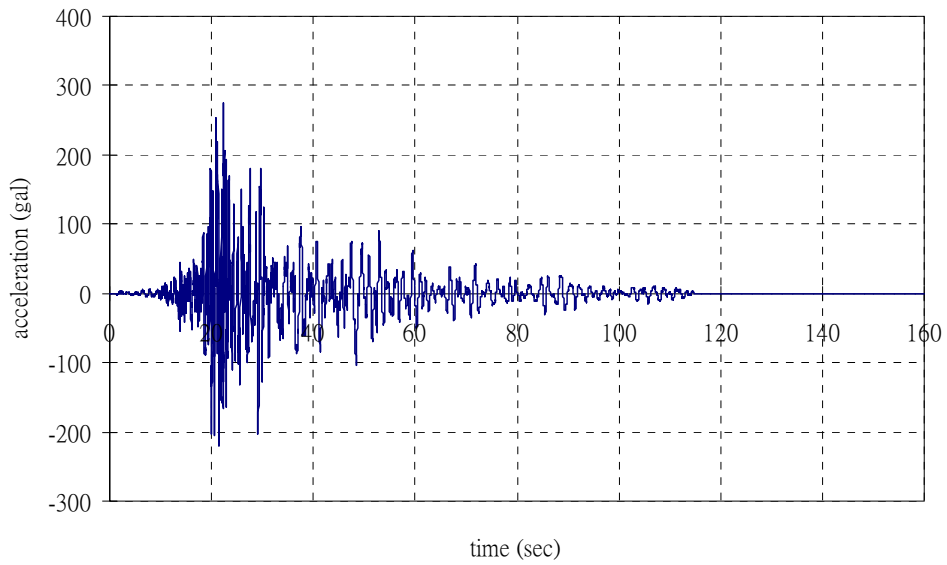


圖 3.56 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時

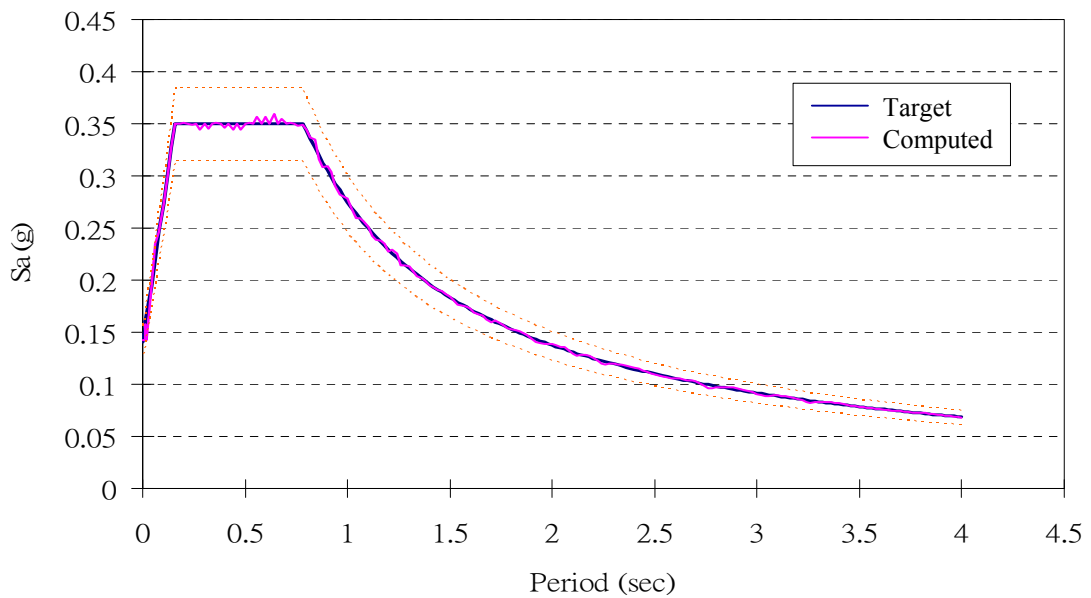


圖 3.57 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜

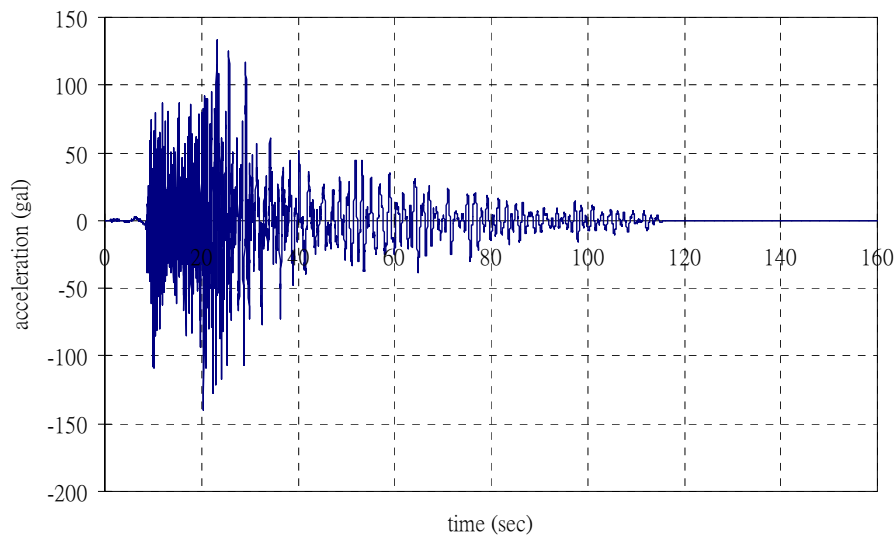


圖 3.58 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時

2. 分析方法

動力分析

FLAC 動力分析程式是以外顯有限差分程式處理二維平面應變之數值分析問題，以模擬土壤、岩石彈塑性或其他達降伏限度後成塑性流動的材料所組成的構造物行為，並將欲分析之物體分割成有限之網格，決定材料之組成律及邊界條件，若材料所遭受之應力場較大亦可能產生大變形，則需使用大應變模式模擬材料變形行為。依據 2.4.3 節可詳知板樁式碼頭之動力分析分析流程，而流程中各參數選用原則及邊界條件之設定，以下則詳細說明分析步驟。

(1) 幾何形狀

參考圖 3.1 及表 3-5 之資訊，依板樁式碼頭的斷面尺寸與附近土層之分析範圍，進行網格之建置如圖 3.59 所示，分析網格劃分為 42×22 計 924 個差分網格，回填土層與地底土層總體高度為 47.6 公尺，垂直網格數為 22；主板樁之向海側之土層範圍長為 20 公尺，網格數為 10；主板樁與錨碇板樁間距離為 30 公尺，網格數為 15；錨碇板樁陸側之土層範圍長為 30 公尺，網格數為 15。

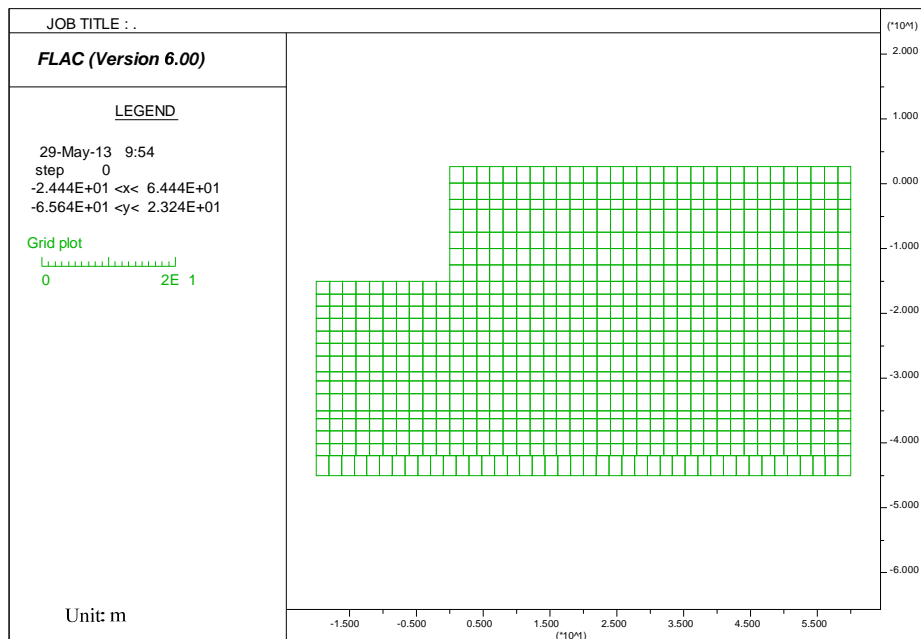


圖 3.59 板樁式碼頭 FLAC 程式網格建置

本計畫中，土壤非線性與不可恢復應變將以彈塑性力學模式來考慮。彈塑性力學模式採用常用之 Mohr-Coulomb 模式，此模式需要之相關參數包括：定義土壤降伏面之參數（凝聚力、摩擦角）與定義土壤塑性潛能函數之參數（膨脹角）；此外，尚需要定義彈性模數 E （楊氏模數）與 G （剪力模數）；於本研究中， G 假設為靜態（地震前）有效應力之函數，並假設 E 與 G 間之比值為定值。

有效應力動態分析依序進行 靜力平衡分析、蓄水至滿水位有效應力靜平衡分析、特定地震波作用之動態分析，共三個分析階段。在三個階段中土壤材料皆假設為標準的 Mohr-Coulomb 模式。惟前二個階段中，因為並非動態之反覆荷載情況，因此，不開啟孔隙水壓激發模式；只有在第三個階段（動態分析），才開啟土壤之孔隙水壓激發模式（即標準的 Mohr-Coulomb 模式再加入 Finn 模式）。

(2)材料參數

於 FLAC 程式分析過程中，所需輸入之材料參數包括單位重、標準貫入試驗(SPT-N)值、包松比(Poisson ratio)、摩擦角(friction angle)、楊氏模數、剪力模數、統體模數、孔隙率及滲透係數等。其中，單位重、標準貫入試驗(SPT-N)值，可由表 3-5 之地層鑽探資料得知。而包松比、摩擦角及楊氏模數則參考 Kulhawy and Mayne, 1990^[5]所建議參考值與 SPT-N 值之轉換公式獲得，其參數值分別表 3-35、表 3-36、圖 3.60 所示。剪力模數、統體模數之轉換公式分別利用式(3.11)與式(3.12)分別求出，如下所示：

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots(3.11)$$

$$B = \frac{E}{3(1-2\nu)} \dots\dots\dots(3.12)$$

其中 G 為剪力模數；B 為統體模數；E 為楊氏模數； ν 為包松比，而孔隙率及滲透係數如表 3-37 所示，細粒砂土粗粒砂土之孔隙率介於 0.3 至 0.5 之間；滲透係數則如表 3-37 所示。材料參數設定完成後，並將其地層材料性質依序在 FLAC 程式內建立分層，成果如圖 3.61 所示。

表 3-35 包松比選用參考 (Kulhawy and Mayne, 1990)

| Soil Type | Drained Poisson's Ratio, ν |
|------------|--------------------------------|
| Clay | 0.2-0.4 |
| Dense Sand | 0.3-0.4 |
| Loose Sand | 0.1-0.3 |

表 3-36 摩擦角選用參考

| N Value (blow/ft or 305mm) | Relative Density | Approximate ϕ (degrees) | |
|-------------------------------|------------------|------------------------------|-------|
| | | (a) | (b) |
| 0-4 | very loose | <28 | <30 |
| 4-10 | Loose | 28-30 | 30-35 |
| 10-30 | medium | 30-36 | 35-40 |
| 30-50 | Dense | 36-41 | 40-45 |
| >50 | very dense | >41 | >45 |

a -Source : Peck,Hanson,and Thornburn
b -Source : Meyerhof

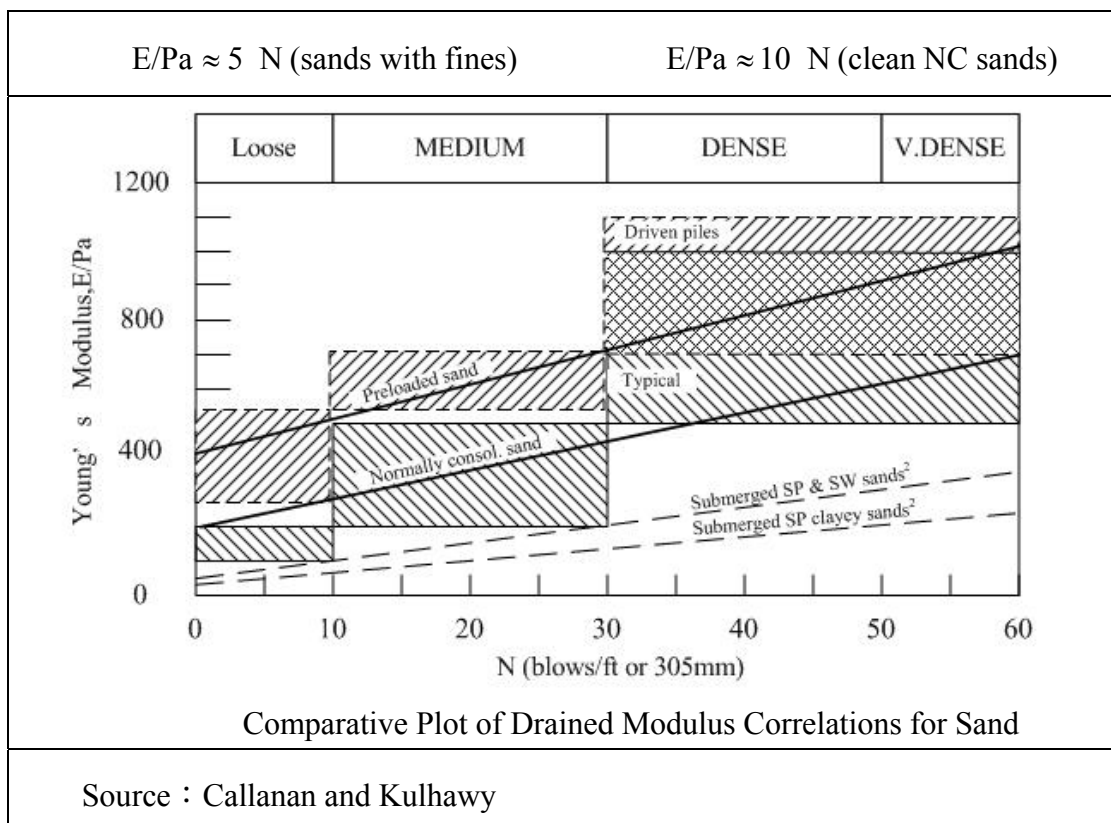


圖 3.60 楊氏模數與標準貫入試驗值之關係

表3-37 土壤滲透係數 (Das, 2010)

| Soil type | k | |
|--------------|-----------------|-----------------|
| | cm/sec | ft/min |
| Clean gravel | 100 – 1.0 | 200 – 2.0 |
| Coarse sand | 1.0 – 0.01 | 2.0 – 0.02 |
| Fine sand | 0.01 – 0.001 | 0.02 – 0.002 |
| Silty clay | 0.001 – 0.00001 | 0.002 – 0.00002 |
| Clay | <0.000001 | <0.000002 |

表 3-38 板樁式碼頭材料參數表

| 深度 (m) | 地層位置 (m) | 模式型式 | 單位重 (t/m ³) | 摩擦角 (度) | 包松比 | 統體模數 (Mpa) | 剪力模數 (MPa) | 孔隙率 | 滲透係數 (cm/s) |
|--------|----------|--------------|-------------------------|---------|-----|------------|------------|-----|------------------|
| 6.6 | -4.0 | M-C/ Finn | 1.8 | 30.5 | 0.3 | 4.22 | 1.95 | 0.3 | 10 ⁻⁴ |
| 19.6 | -17 | M-C/ Finn | 1.8 | 32 | 0.3 | 6.33 | 2.92 | 0.3 | 10 ⁻⁴ |
| 31.6 | -29 | M-C | 1.8 | 36 | 0.3 | 11.4 | 5.26 | 0.3 | 10 ⁻⁴ |
| 37.6 | -35 | M-C | 1.8 | 37 | 0.4 | 27 | 5.79 | 0.3 | 10 ⁻⁴ |
| 42.6 | -40 | M-C | 1.8 | 41.5 | 0.4 | 42.2 | 9.05 | 0.3 | 10 ⁻⁴ |

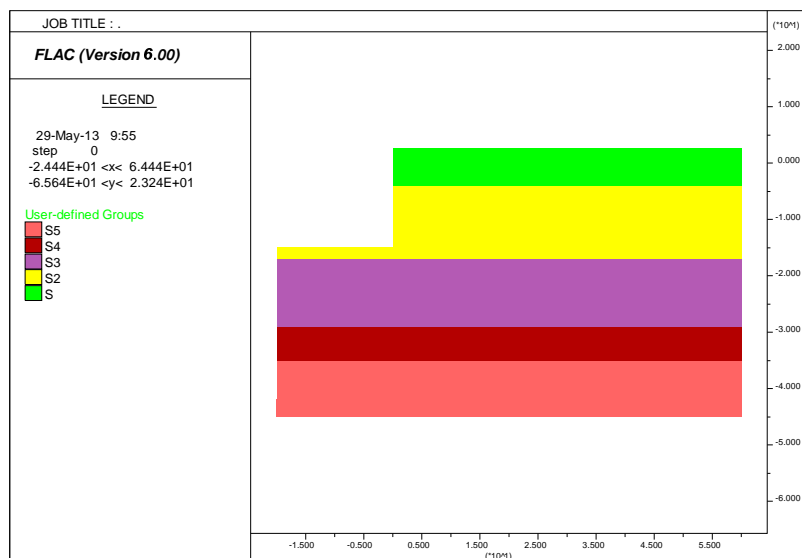


圖 3.61 FLAC 程式材料參數分層圖

(3) 邊界條件

計算域左右兩邊土層之邊界為固定 x 軸，即只允許縱向變位；而底部堅硬土層之邊界則固定 y 軸，即只允許橫向變位；上部邊界設定為自由邊界，即不束制其變位，如圖 3.62 所示。

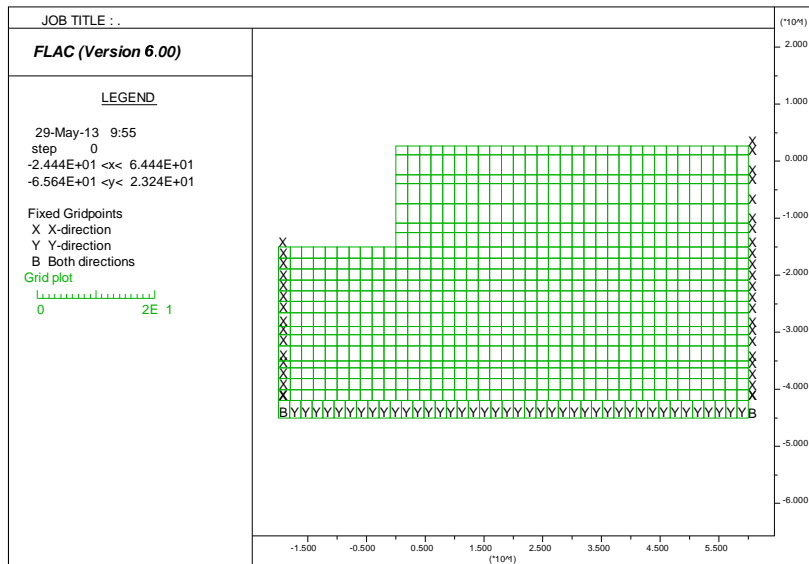


圖 3.62 FLAC 程式模型之邊界條件

(4) 結構元素與界面元素並達重力平衡

本研究案例之板樁式碼頭主要構造物包含板樁、高耐索等結構構件與水力回填砂，板樁係為一剛性結構物件，而與板樁接觸之水力回填砂之土層係較為柔性之土壤，為模擬真實土壤與剛性結構物件之間之不連續界面，同時考量不連續界面之變形行為，故需於板樁與鄰近土壤間加入界面元素以模擬板樁受土壓作用之位移行為，同時反應土壤與結構互制情況。

板樁以 beam 元素模擬，並將其間距假設為零，以模擬板樁之連續特性；而高耐索則以 cable 元素進行模擬，若將高耐索間距假設為零，則亦模擬其連續特性，並將其兩端節點固定在主板樁與錨碇板樁之高程位置為 1.6 公尺之節點上，而 FLAC 程

式界面元素之主要參數包括摩擦角、正向勁度與切向勁度，依據 FLAC 使用手冊之建議，通常切向勁度建議值為鄰近土層剪力模數之十倍，而正向勁度為切向勁度之四倍至十倍間，對無經驗之工程師來說，亦可使用建議公式(3.13)式進行設定，另外軟弱土層與堅硬岩盤之摩擦角則介於 15 度至 30 度之間。

本案例選用之結構元素參數、界面元素參數及模型示意圖分別如、表 3-40 及圖 3.63 所示。而後開始計算初始重力平衡，當計算過程中最大不平衡力達到內建程式所要求之精度，即可視為達到重力平衡，如圖 3.64 所示。

$$K_n = 10K_s = \max \left[\frac{(K + \frac{4}{3}G)}{\Delta z_{\min}} \right] \dots\dots\dots(3.13)$$

其中 K_n 為正向勁度； K_s 為切向勁度； K 為統體模數； G 為剪力模數； Δz_{\min} 界面鄰近網格之最小寬度。

表 3-39 板樁式碼頭結構元素參數

| | 彈性模數 (GPa) | 慣性矩 (m ⁴) | 斷面積 (m ²) | 密度 (kg/m ³) |
|-------|---------------|--------------------------|--------------------------|----------------------------|
| Beam1 | 200 | 3.35×10 ⁻³ | 0.038 | 7850 |
| Beam2 | 200 | 4.53×10 ⁻⁴ | 0.022 | 7850 |
| cable | 200 | - | 6.91×10 ⁻⁴ | 7850 |

表 3-40 板樁式碼頭界面元素參數

| 部位 | 正向勁度 K _n (Mpa) | 切向勁度 K _s (Mpa) | 界面摩擦角 (度) |
|-----------|------------------------------|------------------------------|--------------|
| 板樁與接觸土層之間 | 100 | 10 | 20 |

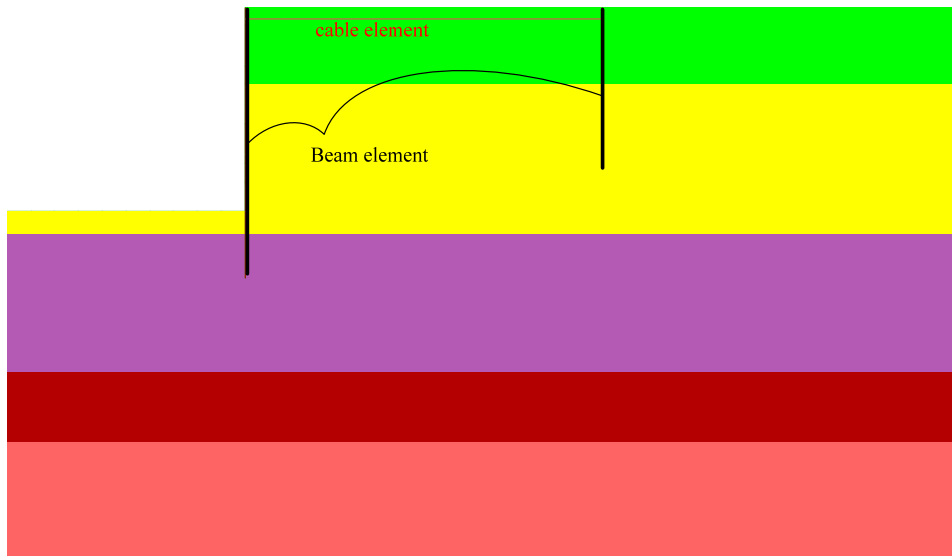


圖 3.63 板樁式碼頭結構元素與界面元素模型

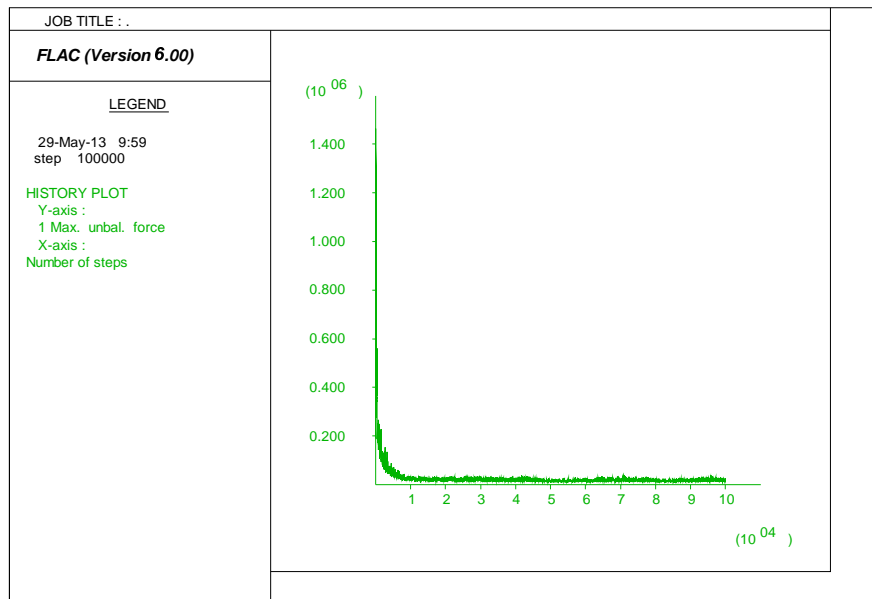


圖 3.64 板樁式碼頭達重力平衡之不平衡力

(5) 海水側向力與地下水位面

海水側向力之壓力公式計算如式(3.14)所示，計算完成之海水側向力在 FLAC 模型建置後，如圖 3.65 所示，參數輸入完畢並開啟流體之計算功能並使之計算達平衡，如圖 3.66 所示。

$$P = \gamma_w H \dots\dots\dots(3.14)$$

其中 P 為壓力，單位 Pa； γ_w 為海水單位重；H 為水深。

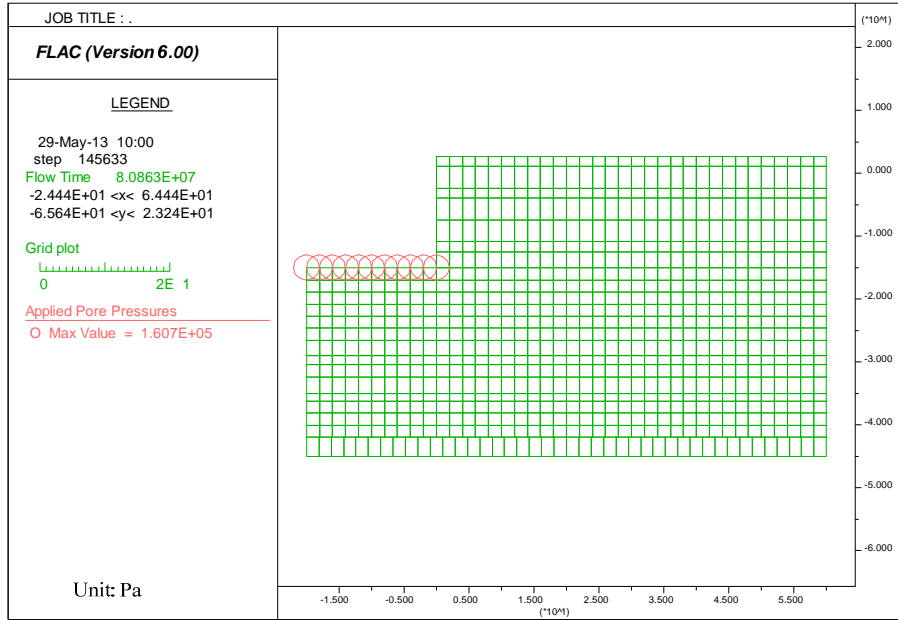


圖 3.65 板樁式碼頭海水側向力模型建立

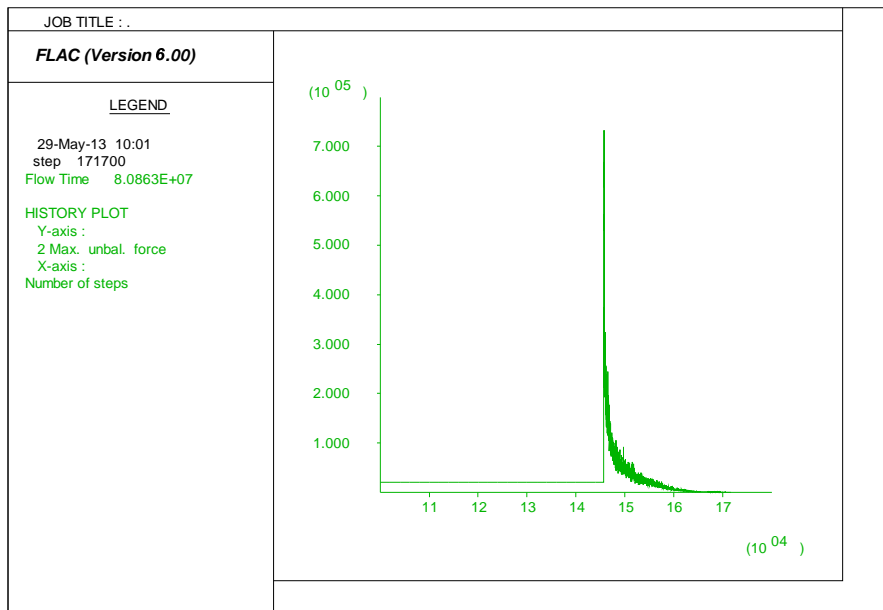


圖 3.66 板樁式碼頭流體計算達平衡之不平衡力

(6) 地下水水位面及力學平衡

而地下水水位面設定為-1.5 公尺，FLAC 模型設定結果如圖 3.67 所示。而後將碼頭所受之力(包括重力、水壓力、流力等)進行力學之平衡，如圖 3.68 所示，並可知曉各土層之孔隙水壓分布，如圖 3.69 所示。

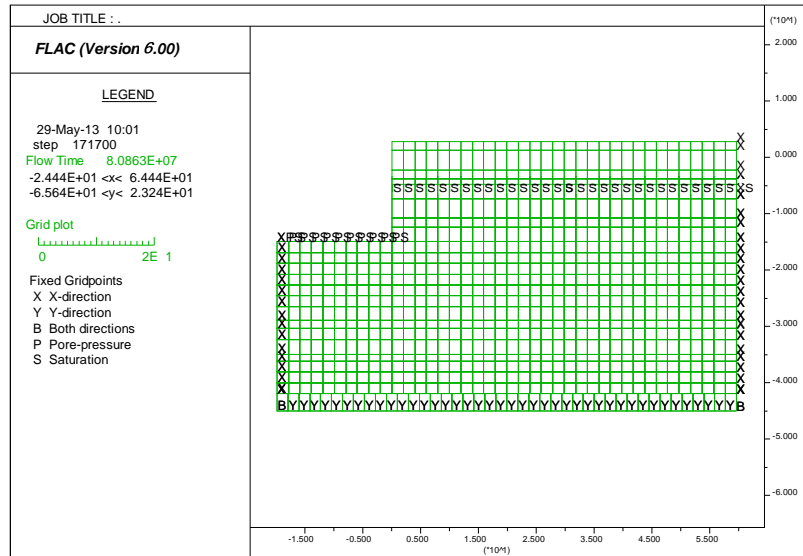


圖 3.67 板樁式碼頭地下水水位面模型建立

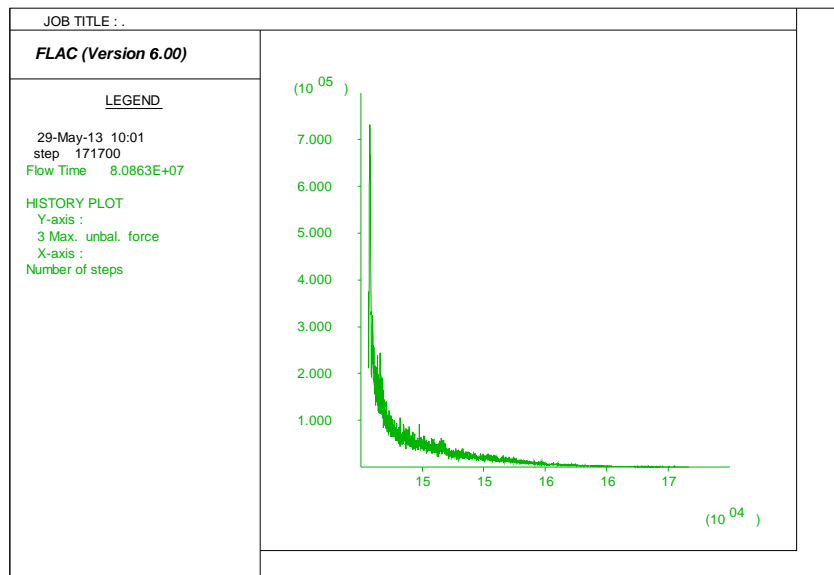


圖 3.68 板樁式碼頭達力學平衡之不平衡力圖示

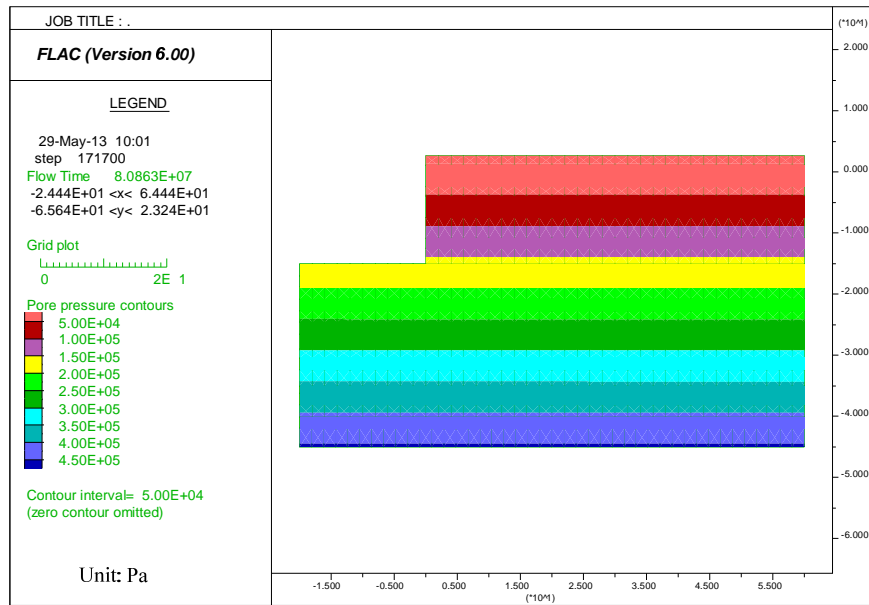


圖 3.69 板樁式碼頭孔隙水壓之分布圖示

(7)Finn 模式

當動態-地下水滲流計算模組採用時，FLAC 對於動態荷重所造成孔隙水壓激發，基本上只是考量荷載作用時，孔隙體積改變所造成之孔隙水壓改變，並無法模擬剪力波傳遞所造成之沉陷及孔隙水壓上升現象，其平均孔隙水壓維持定值。然而，事實上對於某些砂土中，在反覆剪力荷重作用下，孔隙水壓會有相當高之增量，在此一過程中可能使元素之有效應力趨近為零，導致液化現象的產生。為模擬孔隙水壓激發之物理現象，Martin 等人於 1975 發展四參數模式，如式(3.15)所示，而 Byrne 於 1991 發展兩參數模式，如式(3.16)所示，上述孔隙水壓激發模式稱之 Finn 模式，於 FLAC 分析時可用以模擬土壤受震後之孔隙水壓激發情形。Finn 模式為應變控制型之孔隙水壓激發模式，考量分析參數於不同階段之可取得性，本研究採用 Byrne 於 1991 發展兩參數模式進行分析，此模式之參數可利用鑽探資料取得之標準貫入試驗(SPT-N)值，間接獲得 Finn 模式所需之輸入參數，將可能產生液化之土層，以 Finn 模式進行建置，模式

模型建立成果如圖 3.70 所示。

$$\Delta\varepsilon_{vd} = C_1(\gamma - C_2\varepsilon_{vd}) + \frac{C_3\varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4\varepsilon_{vd}} \dots\dots\dots(3.15)$$

$$\frac{\Delta\varepsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp\left(-C_2 \frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma}\right) \dots\dots\dots(3.16)$$

其中， C_1, C_2, C_3, C_4 為常數； $C_1 = 8.7(N_1)_{60}^{-1.25}$ ； $C_2 = \frac{0.4}{C_1}$ ； γ 為反覆剪切應變振幅； $\Delta\varepsilon_{vd}$ 為體積應變增量； ε_{vd} 為體積應變量。

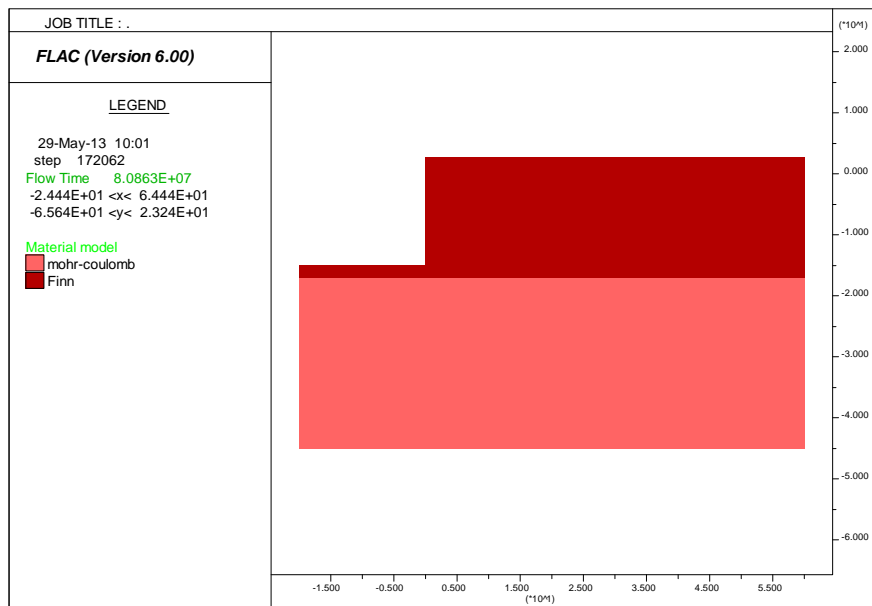


圖 3.70 Finn 模式模型建立

(8)動態邊界條件

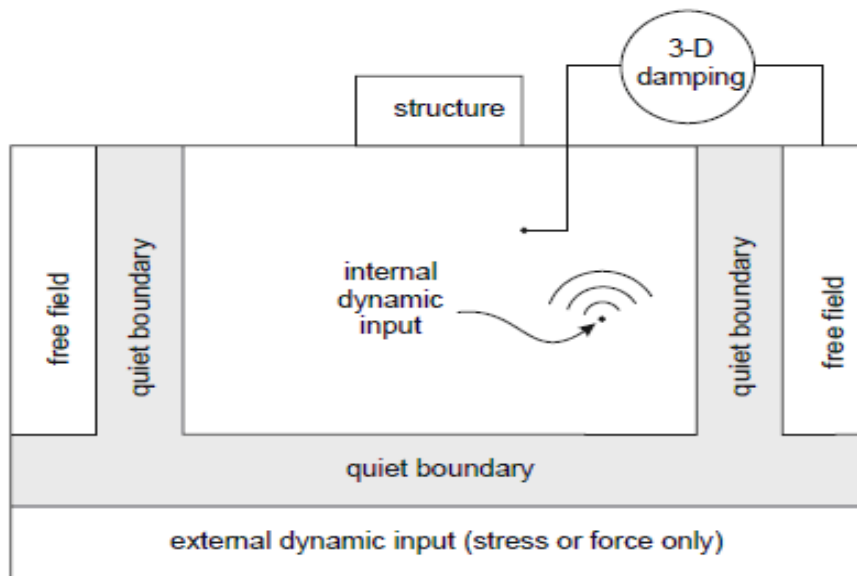
於 FLAC 使用手冊之建議，當選擇動力分析模擬時，有三个方面需要考慮並準備，分別是動力荷載、動態邊界條件與機械阻尼。動力荷載的輸入方式有加速度歷時、速度歷時、應力歷時與外力歷時等四種方式，依據不同的材料條件而選擇不同的荷載輸入方式如圖 3.71 所示。

在靜態分析中，可在分析域一定之距離設置固定或自由邊

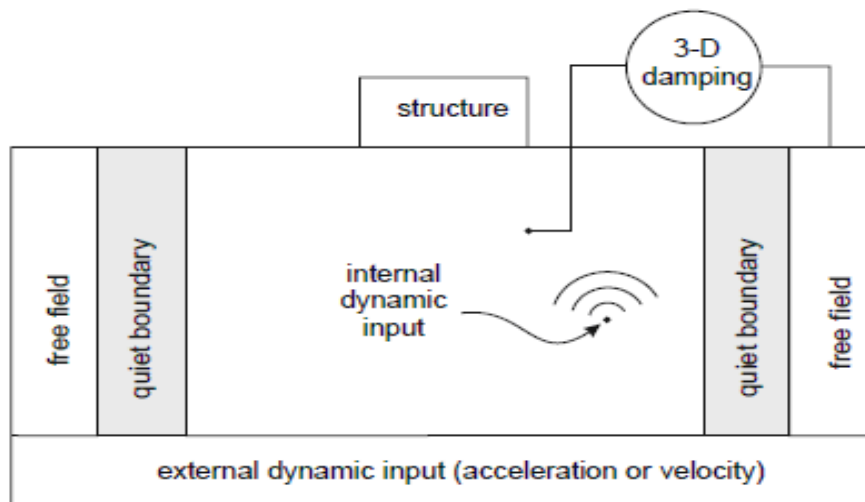
界，然而在動態問題中，這樣的邊界條件會導致向外傳遞之波反射回傳至模型內產生干擾的現象，且無法使能量輻射。雖使用過大的模型可降低波反射回傳之問題，因為材料阻尼會吸收大部分的反射波能量，但也會因此造成高數值運算量計算時間過久的問題。FLAC 提供動態邊界條件來解決此一問題，其邊界條件可分成兩種，其一為吸能邊界(quiet boundary)，另一為自由場邊界(free-field boundary)。

吸能邊界於 1969 年由 Lysmer 和 Kuhlemeyer 提出，其是在模型的法向和切向分別設置自由的阻尼器，進而吸收入射波之能量，其對於入射角大於 30 度之入射波，由於基本上能夠完全吸收。對於入射角較小的波(如面波)，雖仍有其吸收之功能，但會有吸收不完全的問題。此邊界條件較適合震源位於模型內之動力問題；反之，若當震源位於上下邊界時，吸能邊界則不適用於模型兩側，此將使震波由兩側邊界產生洩漏的問題。

如圖 3.72 所示，當大壩結構物坐落於土層材料之上，一剪力波於水平方向之邊界 AC 向上傳遞，則兩側垂直方向之邊界 AB 與 CD 將會被固定，此狀態下，採用自由場邊界條件，便不會產生洩漏的問題。自由場邊界條件主要採用足夠遠之邊界來消除反射波的影響，其對於整體網格之分析模型並無要求，還可與流體計算相耦合。自由場邊界條件具有保持不反射之性質，強迫模型成為自由場，使得由結構外傳之波適當地被吸收。由於本研究之設計案例之底部土層係依據鑽探資料判定下方為堅實土層，且震源輸入位於下部邊界，故選用自由場邊界為碼頭分析之動態邊界條件較為妥當，如圖 3.73 所示。



(a) Flexible base



(b) Rigid base

圖 3.71 不同材料之動力荷載輸入及動態邊界選定示意圖

資料來源：參考文獻^[4]

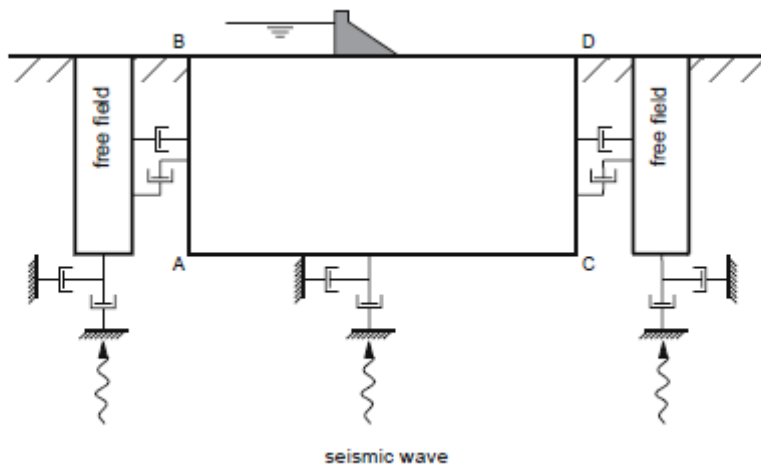


圖 3.72 自由場邊界選用示意圖

資料來源：參考文獻^[4]



圖 3.73 FLAC 動態邊界條件

(9) 阻尼參數

在動態數值模擬時，須考慮能量的損失，故必須給定力學阻尼，本案例於 FLAC 程式中使用雷利阻尼(Rayleigh damping)，以矩陣 C 表示，其包含質量阻尼 (M) 和勁度阻尼 (K)，如式

(3.17)。而臨界阻尼比之計算如式(3.18)，大地工程材料建議值為 2%~5%，在此選用 5 % 進行分析。另一輸入參數為共振頻率如式(3.19)，因此案例為較複雜之土層，故共振頻率之決定較為困難，一般介於 6 至 10 之範圍。本研究選用臨界阻尼比為 5%、共振頻率為 6。

$$C = \alpha M + \beta K \dots\dots\dots(3.17)$$

$$\xi_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega_i} + \beta \omega_i \right) \dots\dots\dots(3.18)$$

$$f_{\min} = \omega_{\min} / 2\pi \dots\dots\dots(3.19)$$

其中， α 為質量阻尼係數； β 為勁度阻尼係數； ω_i 為角頻率； ξ_i 為臨界阻尼比。

(10) 地震力輸入

動力分析時，考慮板樁式碼頭的座落方向，選擇影響程度最劇的地動分量之地震歷時進行分析，在本案例中選擇東西向之地震歷時進行分析，由於地震歷時分析之資料最高長達 160 秒，因此在 FLAC 程式輸入之歷時分析秒數取一段影響程度最劇烈之時間進行分析，其中第 1 組人造地震加速度歷時，取 20 秒至 60 秒，共 40 秒；第 2 組人造地震加速度歷時，取 20 秒至 80 秒，共 60 秒；而第 3 組人造地震加速度歷時，取 10 秒至 50 秒，共 40 秒。

(11) 分析結果

經由第 1 組人造加速度歷時作用之板樁式碼頭，其破壞情況如圖 3.74 所示，鋼板樁與錨碇板樁受土壓之作用而向海側位移。而受震後土層之彈塑性行為，如圖 3.75 所示，大部分土層已降伏且產生剪力或張力破壞。碼頭破壞之水平位移，如圖 3.76 所示，由此可明顯看出楔型之破壞滑動面，且靠近板樁頂端之位置其位移量最劇，並以此位置設置水平位移之觀測，如圖 3.77

所示，其最大之位移量為 47 公分，而錨碇板樁之位移量亦有 52 公分。

板樁構件之受力彎矩圖，如圖 3.78 所示，由此可知曉板樁最大彎矩之位置，並以此作為監測歷時-彎矩圖之位置，如圖 3.79 所示，其結果顯示鋼板樁最大彎矩為 3100000 牛頓-公尺大於降伏彎矩 3040710 牛頓-公尺，達塑性標準。而錨碇板樁最大彎矩為 1050000 牛頓-公尺大於降伏彎矩 816190 牛頓-公尺，已達塑性。而高耐索在地震加速度歷時 36.9 秒時有最大應力為 48.5 公噸小於容許拉力 50.4 公噸。在分析模型選取幾個觀測點以瞭解孔隙水壓激發之情況，如圖 3.80 所示，可看出具有液化潛能之土層孔隙水壓隨震動之時間遞增。

經由第 2 組人造加速度歷時作用之板樁式碼頭，其破壞情況如圖 3.81 所示，鋼板樁與錨碇板樁受土壓之作用而向海側位移。而受震後土層之彈塑性行為，如圖 3.82 所示，大部分土層已降伏且產生剪力或張力破壞。碼頭破壞之水平位移，如圖 3.83 所示，由此可明顯看出楔型之破壞滑動面，且靠近板樁頂端之位置其位移量最劇，並以此位置設置水平位移之觀測，如圖 3.84 所示，其最大之位移量為 203 公分，而錨碇板樁之位移量亦有 235 公分。

板樁構件之受力彎矩圖，如圖 3.85 所示，由此可知曉板樁最大彎矩之位置，並以此作為監測歷時-彎矩圖之位置，如圖 3.86 所示，其結果顯示鋼板樁最大彎矩為 3040000 牛頓-公尺小於降伏彎矩 3040710 牛頓-公尺，並未達塑性標準。而錨碇板樁最大彎矩為 1150000 牛頓-公尺大於降伏彎矩 816190 牛頓-公尺，已達塑性。而高耐索在地震加速度歷時 68.5 秒時有最大應力為 49.8 公噸小於容許拉力 50.4 公噸。在分析模型選取幾個觀測點以瞭解孔隙水壓激發之情況，如圖 3.87 所示，可看出具有液化潛能之土層孔隙水壓隨震動之時間遞增。

經由第 3 組人造加速度歷時作用之板樁式碼頭，其破壞情況如圖 3.88 所示，鋼板樁與錨碇板樁受土壓之作用而向海側位移。而受震後土層之彈塑性行為，如圖 3.89 所示，大部分土層已降伏且產生剪力或張力破壞。碼頭破壞之水平位移，如圖 3.90 所示，由此可明顯看出楔型之破壞滑動面，且靠近板樁頂端之位置其位移量最劇，並以此位置設置水平位移之觀測，如圖 3.91 所示，其最大之位移量為 144 公分，而錨碇板樁之位移量亦有 166 公分。

板樁構件之受力彎矩圖，如圖 3.92 所示，由此可知曉板樁最大彎矩之位置，並以此作為監測歷時-彎矩圖之位置，如圖 3.93 所示，其結果顯示鋼板樁最大彎矩為 3130000 牛頓-公尺大於降伏彎矩 3040710 牛頓-公尺，達塑性標準。而錨碇板樁最大彎矩為 1350000 牛頓-公尺大於降伏彎矩 816190 牛頓-公尺，已達塑性。而高耐索在地震加速度歷時 49.4 秒時有最大應力為 50.4 公噸已達容許拉力 50.4 公噸。在分析模型選取幾個觀測點以瞭解孔隙水壓激發之情況，如圖 3.94 所示，可看出具有液化潛能之土層孔隙水壓隨震動之時間遞增。

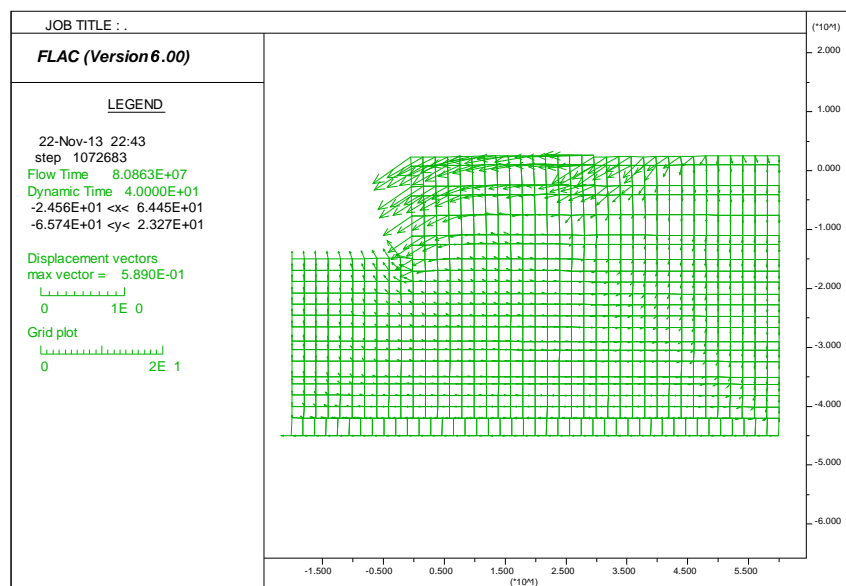


圖 3.74 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組歷時分析破壞情況

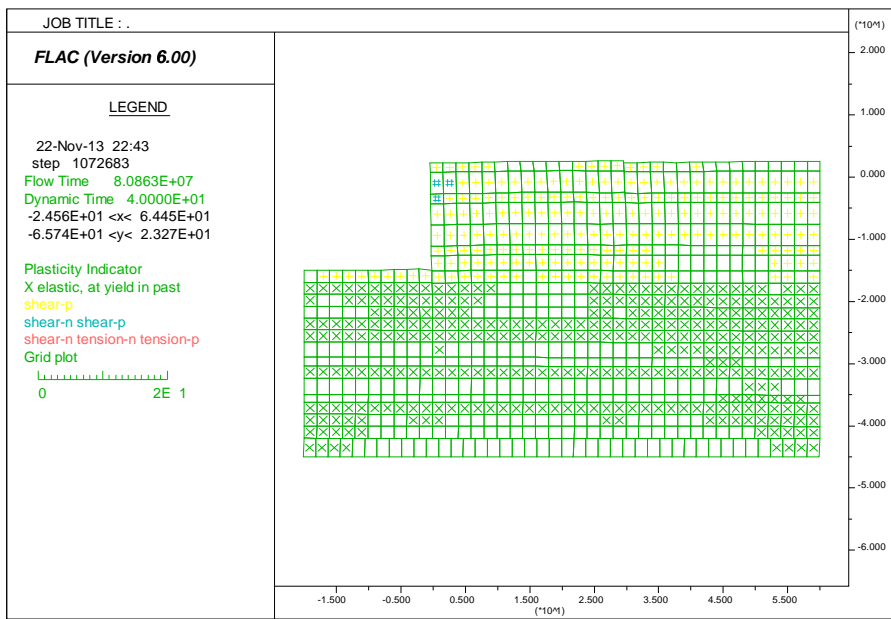


圖 3.75 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組土層之彈塑性破壞結果

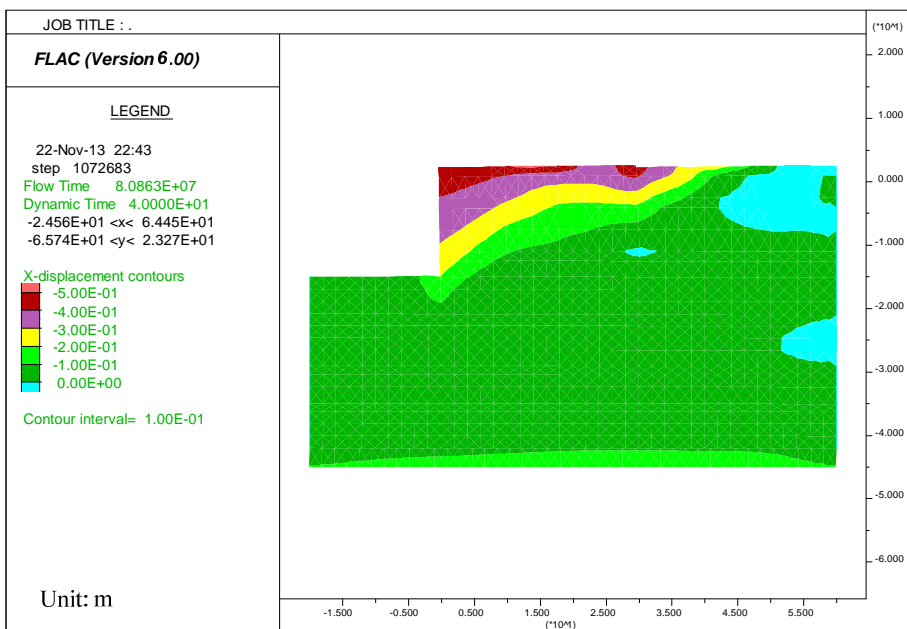


圖 3.76 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組破壞水平位移圖

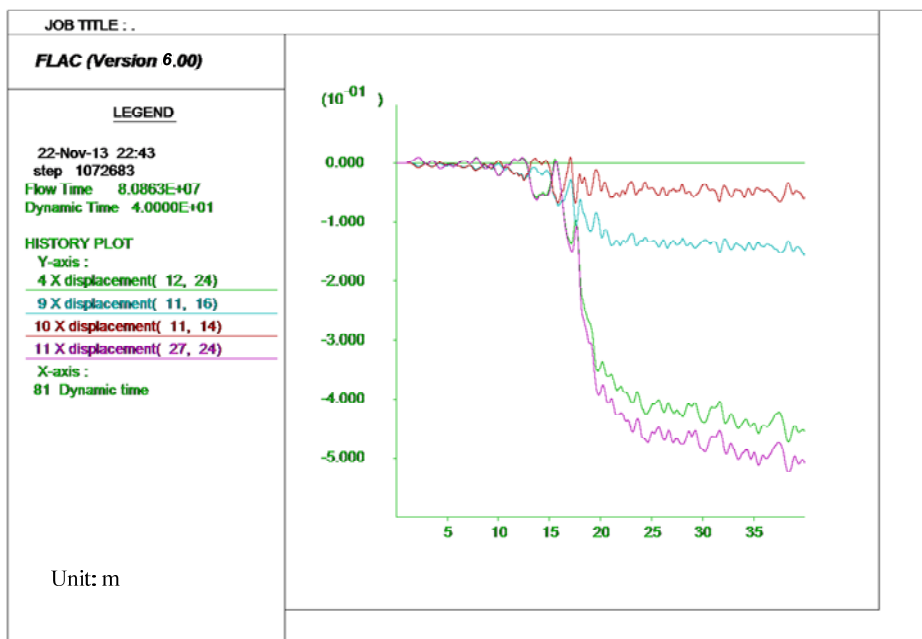


圖 3.77 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測

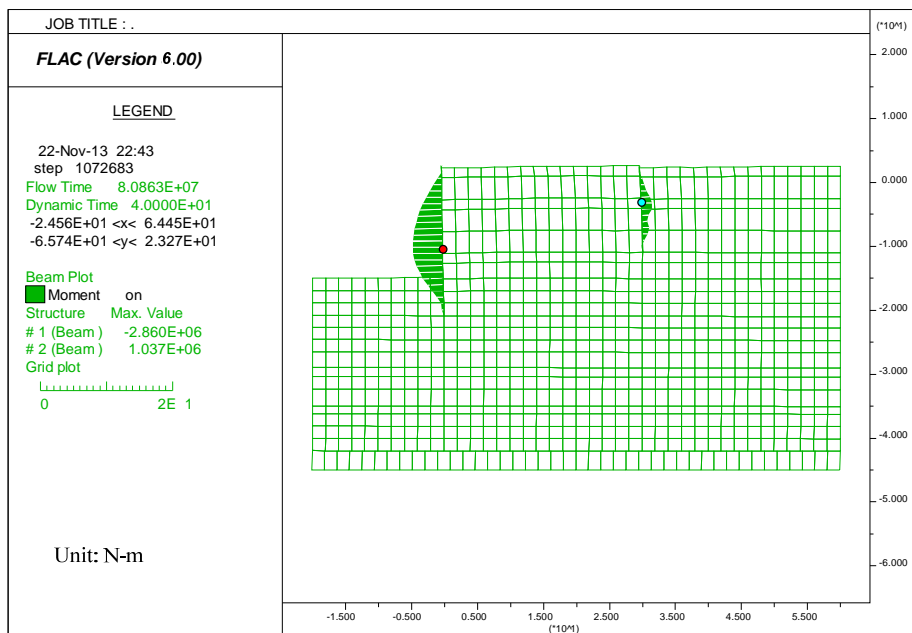


圖 3.78 樁式碼頭等級 III 地震第 1 組板樁受力彎矩圖

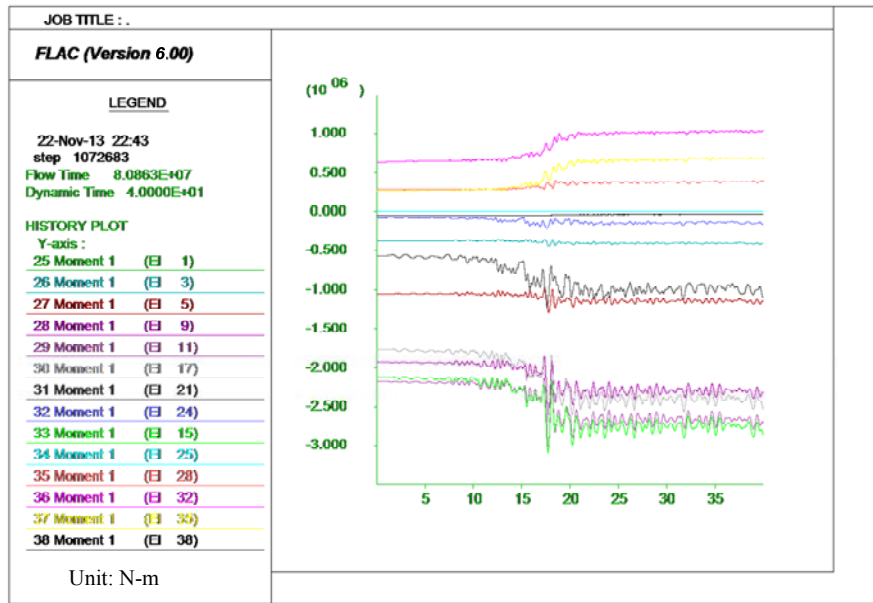


圖 3.79 樁式碼頭等級 III 地震第 1 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖

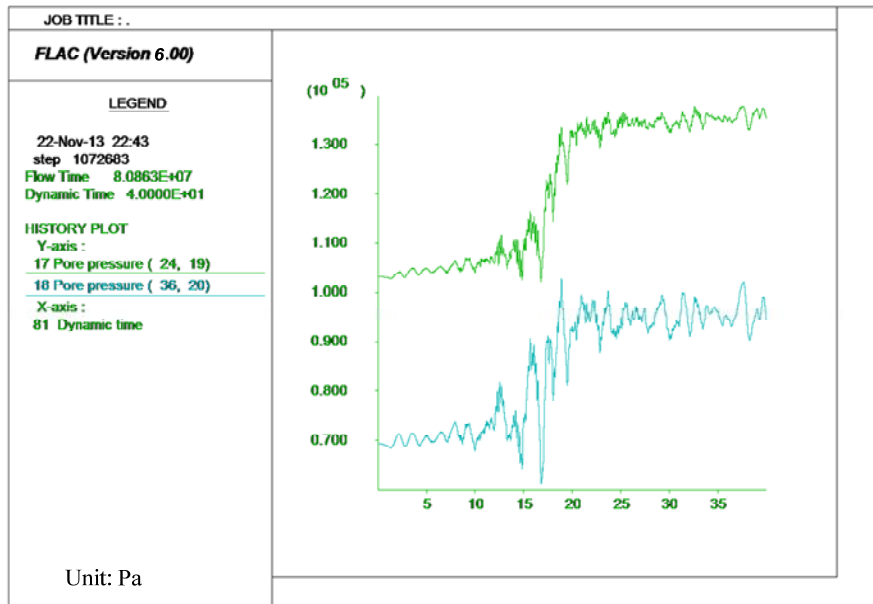


圖 3.80 樁式碼頭等級 III 地震第 1 組之歷時分析孔隙水壓

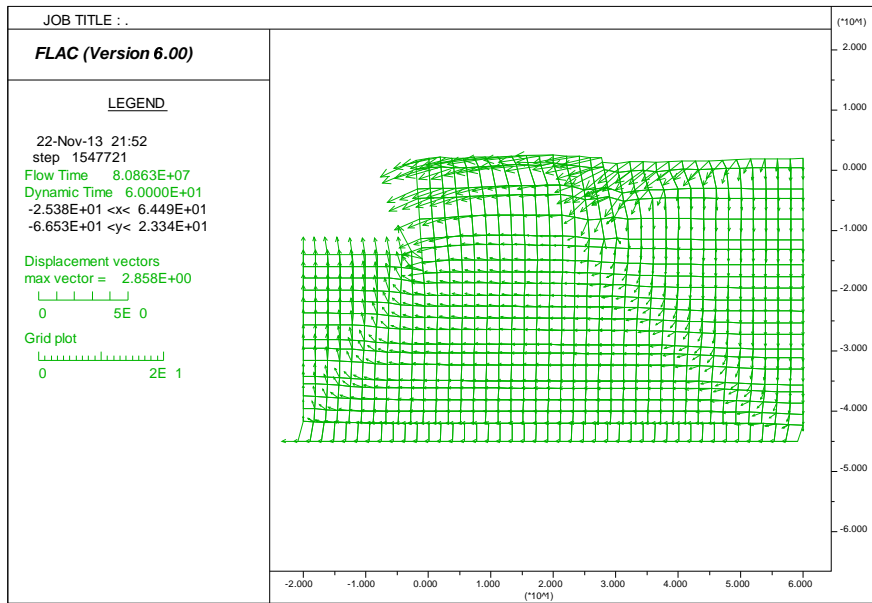


圖 3.81 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組歷時分析破壞情況

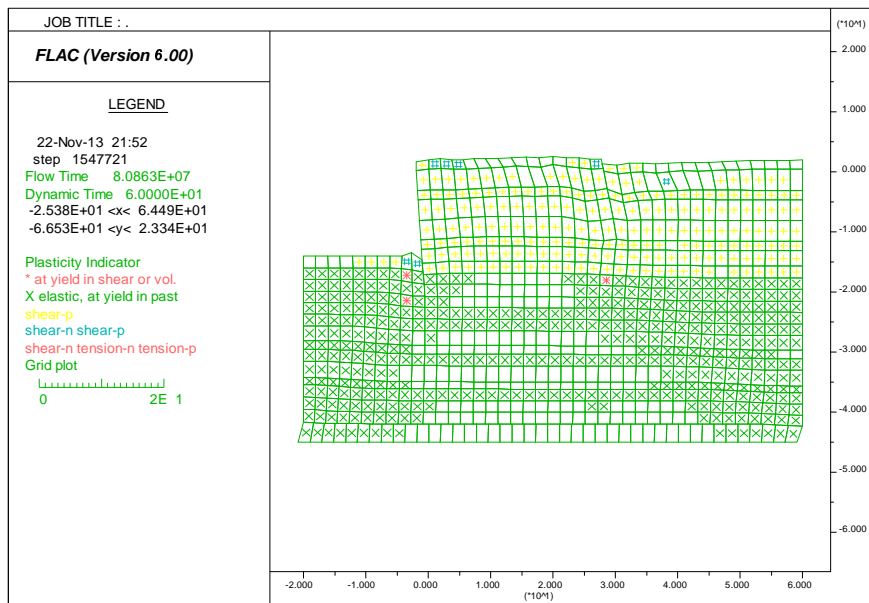


圖 3.82 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組土層之彈塑性破壞結果

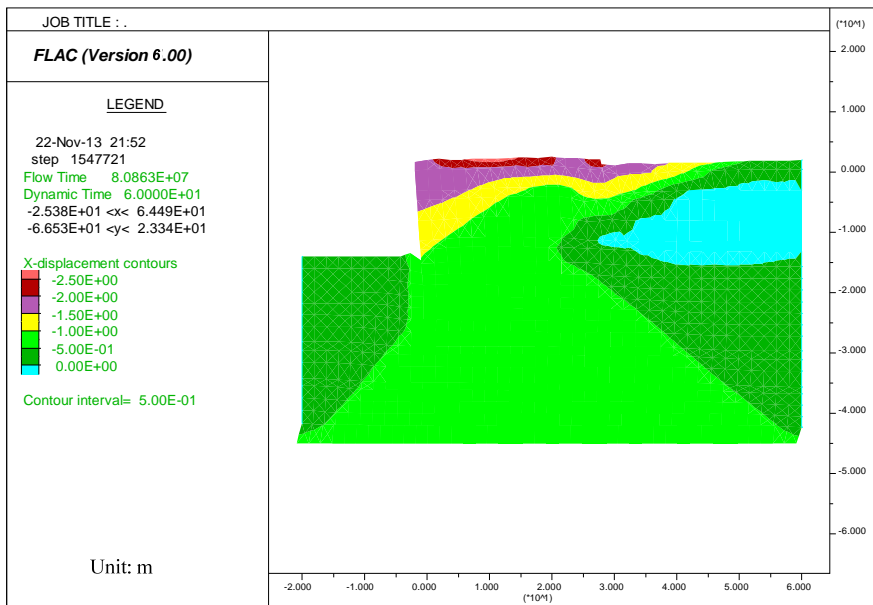


圖 3.83 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組破壞水平位移圖

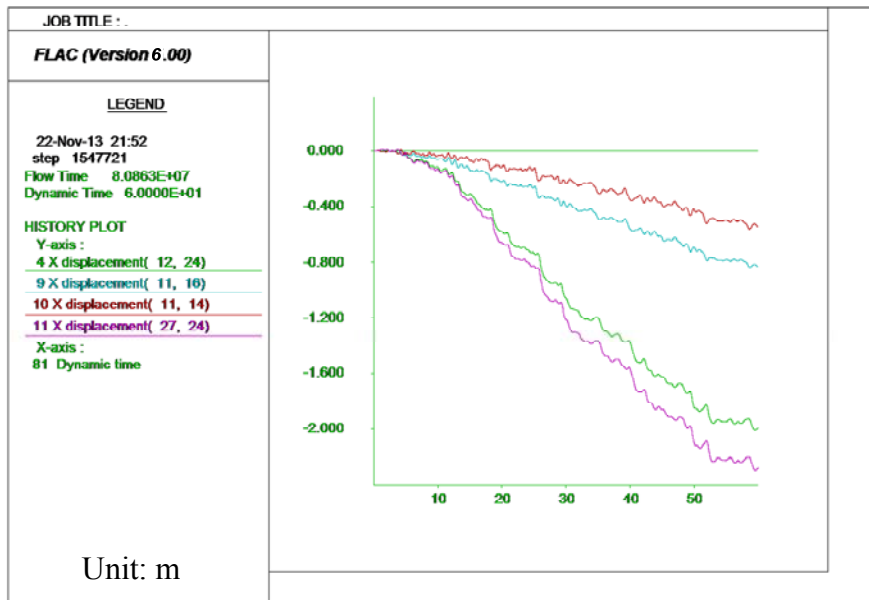


圖 3.84 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測

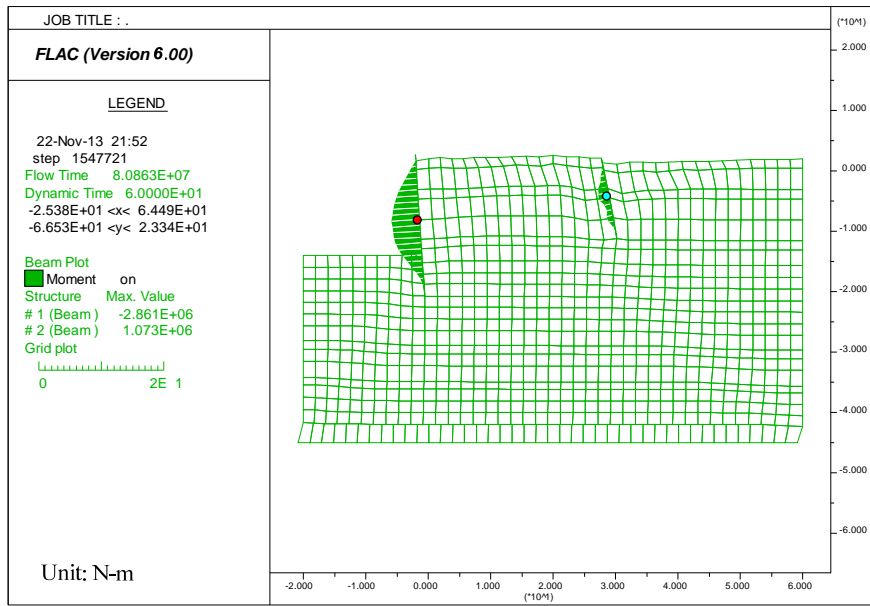


圖 3.85 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組板樁受力彎矩圖

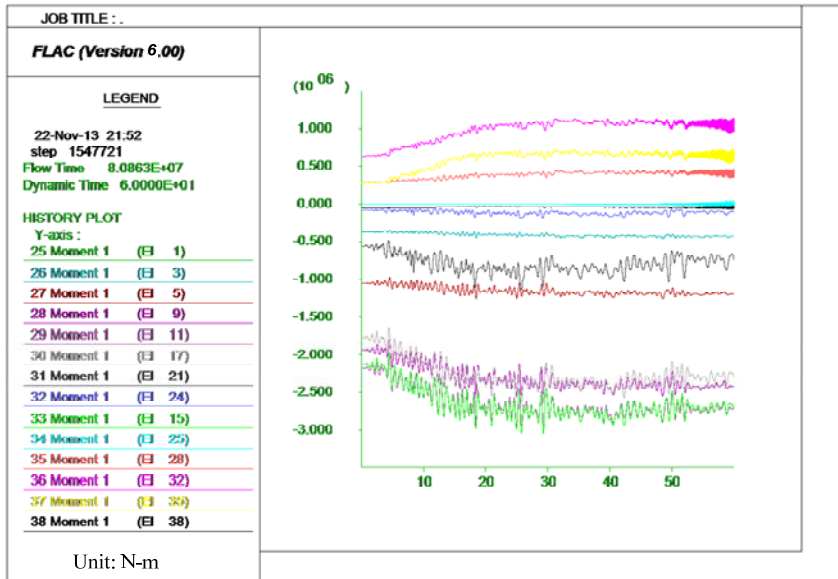


圖 3.86 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖

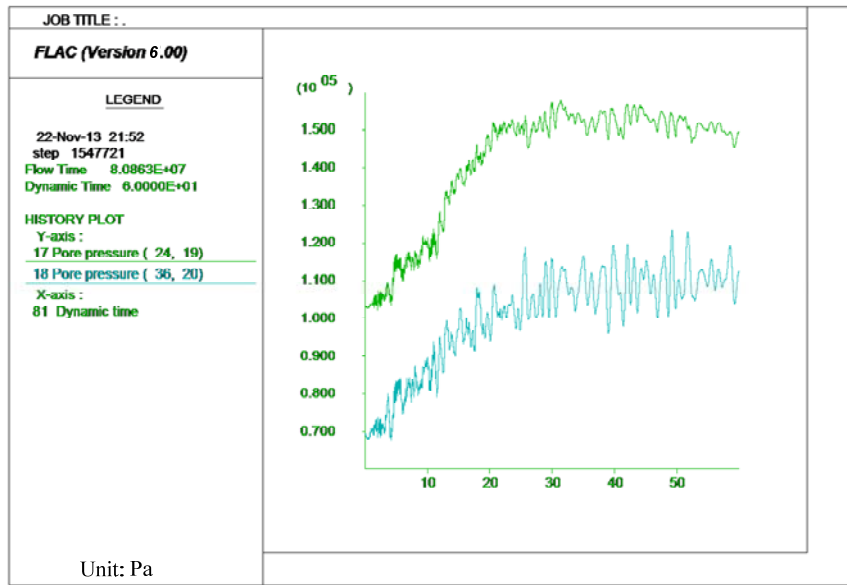


圖 3.87 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組之歷時分析孔隙水壓

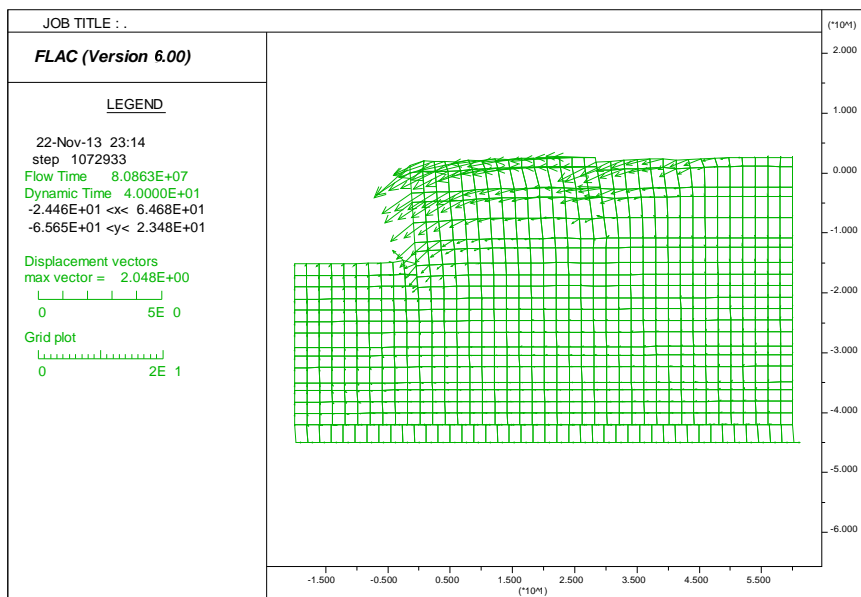


圖 3.88 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組歷時分析破壞情況

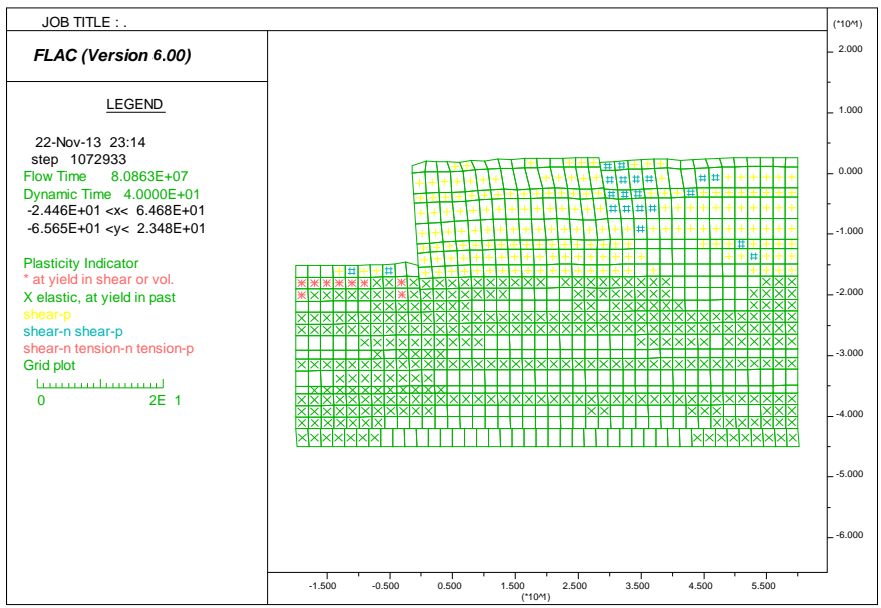


圖 3.89 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組土層之彈塑性破壞結果

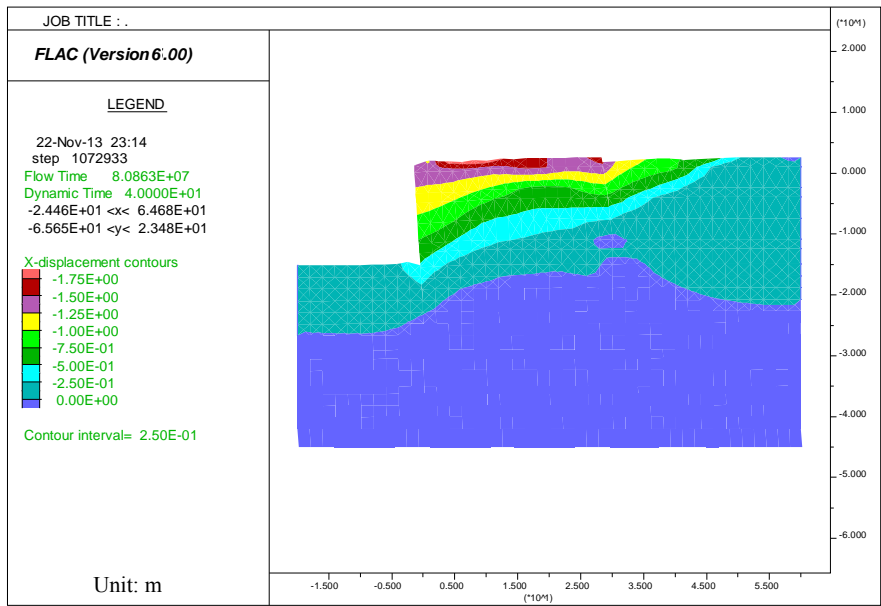


圖 3.90 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組破壞水平位移圖

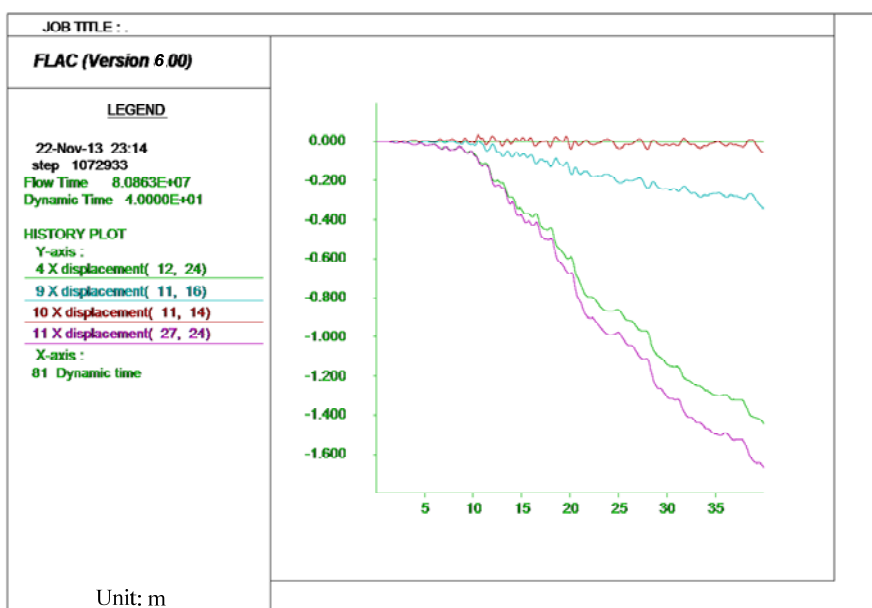


圖 3.91 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測

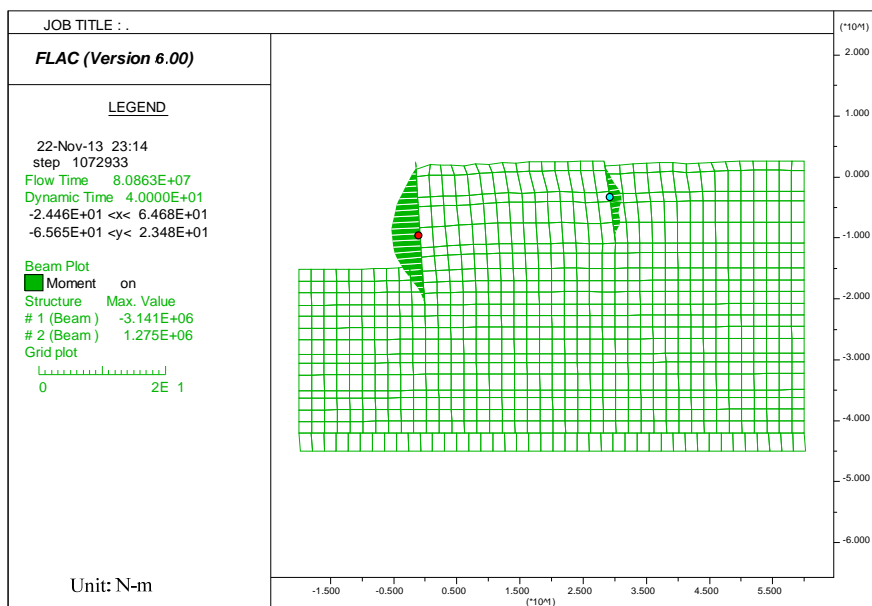


圖 3.92 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組板樁受力彎矩圖

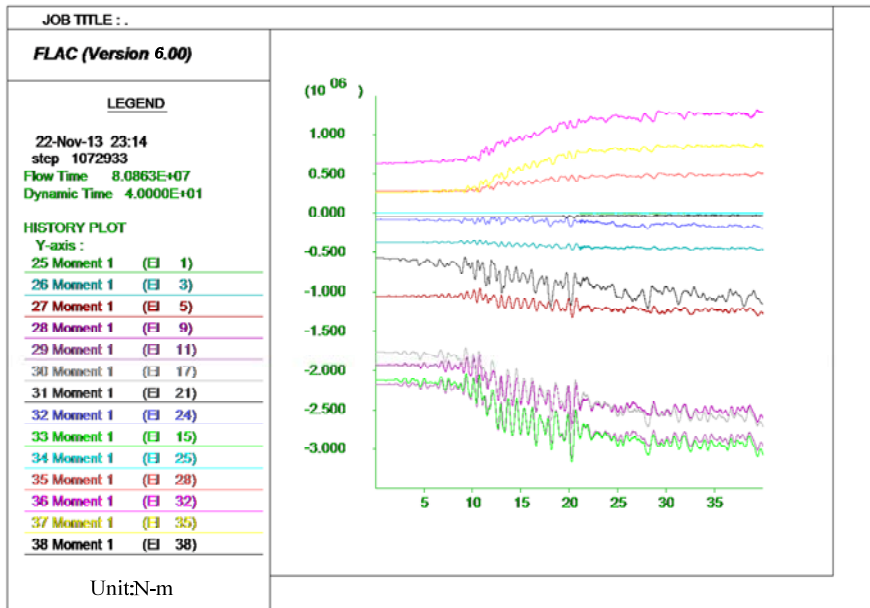


圖 3.93 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖

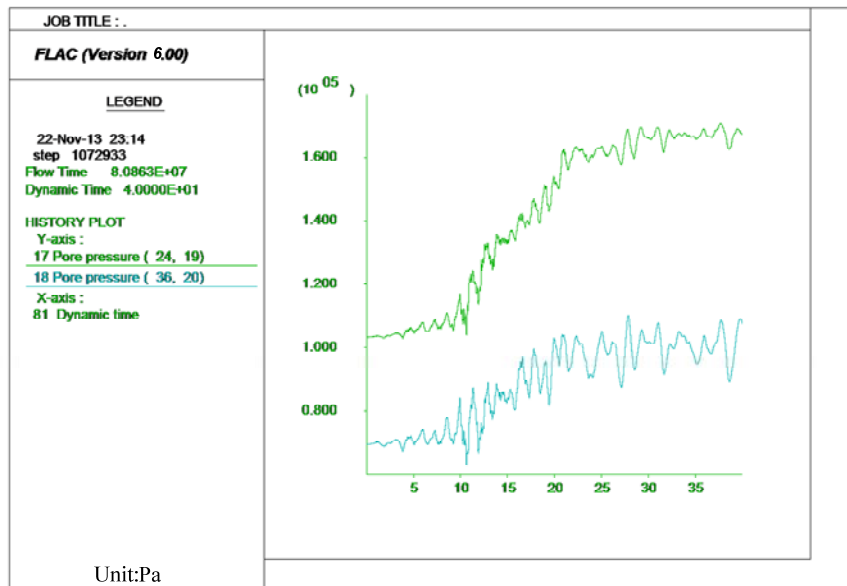


圖 3.94 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組之歷時分析孔隙水壓

3. 能規定驗證

由上述之 FLAC 動力分析之結果來判定所設計之碼頭之受震反應是否滿足性能可接受標準，如表 3-41 之檢核內容，碼頭在等級 III 地震作用下，其碼頭變位應變量滿足性能可接受標準與耐震性能要求。

表 3-41 板樁式碼頭等級 III 地震時之性能規定檢核

| 參數 | | 性能水準 | |
|-------------|---------|-------------|--|
| | | 第 IV 級 | |
| 殘餘變位 | 板樁變位 | 正規化水平位移 d/H | N/A |
| | | 向海側傾斜角 | N/A |
| | 岸肩變位 | 岸肩沉陷量 | N/A |
| | | 岸肩與後線陸地之沉陷差 | N/A |
| | | 向海側傾斜角 | N/A |
| 最大反應下之應力或應變 | 基盤面以上板樁 | | 塑性，超過韌性容量或應變極限 |
| | 基盤面以下板樁 | | 塑性，超過韌性容量或應變極限 |
| | 拉桿 | | 塑性，超過韌性容量或應變極限 第 1 組：未達塑性 第 2 組：未達塑性 第 3 組：已達塑性 |
| | 錨碇設施 | | 塑性，超過韌性容量或應變極限 第 1 組：已達塑性 第 2 組：已達塑性 第 3 組：已達塑性 |

3.7 設計結果說明

等級 I 地震簡化分析法分析結果，碼頭安全係數大於 1，且不發生土壤液化，結合經驗公式檢核其應變量皆小於性能可接受標準為不需維修，整體驗證結果滿足功能正常之性能要求；等級 II 地震滑動塊分析檢核結果，其在可接受標準之位移量不予檢核，故無法準確得知是否滿足性能標準，但依本研究之建議方式，其檢核結果滿足性能之要求；等級 III 地震動力分析檢核結果，錨碇設施皆已達到塑性之性能要求，惟以 FLAC 之分析之限制，難以判斷其是否超過韌性容量或應變極限，但就位移量之破壞結果可發現，結構物已嚴重毀損，應無法恢復營運作業。本研究之分析結果顯示，性能規定之驗證絕大部份滿足耐震性設計之建議可接受標準，惟對於殘留變位之量化資料於第 II 級、第 III 級、第 IV 級，建議仍須加以建立其量化資料。

第四章 板樁式碼頭之性能適宜性探討

本研究依據第二章所述之設計步驟進行第三章板樁式碼頭耐震性能案例設計，案例設計之過程中，尚無窒礙難行之處，可順利完成分析，證實本研究所提之設計流程具可行性，若未來碼頭耐震性能設計規範採用此設計方式，設計單位參照相同的設計流程，應可順利完成板樁式碼頭耐震性能設計。

4.1 性能設計與地震等級之對應

本研究對於板樁式碼頭地震力計算公式係完全參照現行規範規定，根據規範之說明 α_y 為構材降伏時與地震力的比值，結構物距第一個斷面降伏所對應之地震力尚有一段距離，當地震力增加為 α_y 倍達 P_y 後，便開始產生第一個構材降伏斷面，即 $\alpha_y = P_y/P_d$ (P_y 為降伏地震力； P_d 設計地震力)。非剛性結構物一般取 1.2，鋼筋混凝土構材強度設計法取 1.65，鋼構材容許應力設計法取 1.70，由於剛性結構物不考慮其斷面降伏，故 α_y 可以取為 1.0。

另外，由本研究前述章節可知地震力分為三個等級，而碼頭重要度分為四個等級，考慮港灣構造物之使用性、修復性與安全性可分為四個等級，並依其精神訂定出定性與定量之標準，故可由某一重要度碼頭找出其在不同地震力下所對應的性能等級，以進行檢核。

4.2 性能規定

本研究設計之板樁式碼頭，其土層設定為普通地盤，在遭受等級 III 地震力作用之下，會產生孔隙水壓激發，有效應力降低的現象產生。因而，使得貫入土層之剛性板樁構件與土層同步產生位移，致使板樁難以達到超過韌性容量或應變極限之性能要求。

表 4-1 重力式碼頭性能可接受標準

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

註：d 為壁頂的殘餘水平變位

N/A 為「Not Applicable」，設計時不予檢核。

資料來源：參考文獻 [8]

針對板樁式碼頭在國際航海協會所建議之性能可接受標準，其位移量檢核僅在性能等級 I 有明確的定量規定，但對於土層強度較為弱之工址的耐震性能評估上，實屬不易。有鑒於此，考量板樁式碼頭與重力式碼頭在分析方法上之原理相同，因此，本研究初步建議將重力式碼頭性能可接受標準（如表 4-1 所示）之位移量檢核部分加入考量，作為性能判斷之依據。

而對於國際航海協會建議之板樁式碼頭屬剛性結構物；位移量可作為檢核之一部分，但是結構構件之檢核更重要是用以判斷修復性之參考。性能可接受標準位移量檢核之部分，由於板樁式碼頭性能參數除結構構件之應力狀態外，尚包括水平位移沉陷、岸肩沉陷與錨碇設施之沉陷等，現階段雖以重力式碼頭性能可接受標準做為參考，但其適用性及準確性應略帶保留，未來建議可作大量之實際案例破壞分析與整合，訂定出精確且適宜之可接受標準，以作為後續設計之參考依據。

4.3 初步設計之適宜性探討

對於初步設計之部分，本研究第二章所提及之建議為按構造物的耐震性能要求，先以最低之地震等級進行彈性分析及設計，決定結構斷面尺寸與細部設計。此種方式無論設計工程師慣用何種舊有設計法，皆可進行初步設計，因此在碼頭的初步設計方法上是較無限制的。

本研究設計案例為重要度等級 B 之板樁式碼頭，並選用擬靜力之簡化分析進行初步設計。依據上述之設計原則，以等級 I 之地震力進行初步分析，結果顯示符合其所規定之要求，可進行設計尺寸之採用。反之，若選用重要度等級為 S 之碼頭構造物，則須以等級 II 之地震力進行初步分析，直至符合其所規定之要求，方可停止。

4.4 案例分析方法適宜性探討

本研究針對 B 級板樁式碼頭設計所需之簡化分析、簡化動力分析、與非線性動力分析進行完整之案例分析(詳第三章)，分析結果顯示以證明本研究耐震性能設計的可行性。惟分析過程中尚有部分細節值得後續進行研究及討論，分述如下：

1. 簡化分析法

在等級 I 地震性能驗證檢核時，使用簡化分析法。簡化分析法根據國際航海協會港灣構造物耐震設計準則，採用基於力平衡概念的擬靜力分析法，其基本原理係將構造物與承載土壤視為剛體，計算結構抵抗實際發生之地震具有之耐震安全係數，故分析結果僅只能獲得安全係數之值，而無法確切得知性能要求所提及之滑動位移量及傾角，因此，在等級 I 地震性能驗證檢核時，本研究將簡化分析法結合 Uwabe 在於 1983 年進行多組試驗之結果，再將其結果進行迴歸分析，以建立位移指標與安全係數之相關性經驗公式。而此經驗公式之標準偏差偏大，因此，其可信度應略帶保留，但為因應檢核位移量之性能要求，在無其他更好方法的情況下，此舉是實務上較為可行之方式。

板樁式碼頭係由 RC 或鋼板樁、拉桿、錨碇設施與回填料等組成，除依照國際航海協會所提及之安全係數分析計算外，本研究建議將國內港灣構造物設計基準之鋼板樁最大彎矩、錨碇力、錨碇樁最大彎矩與貫入深度等檢核與之結合，以提供更為周全之分析計算方式，並於下節說明之。

2. 簡化動力分析法

在等級 II 地震性能驗證檢核時，所使用之簡化動力方法為滑動塊分析法，本法依據 Newmark (1965) 所提出之永久位移量之分析方法。其永久位移量之決定係以滑動塊(沿破壞面方向延伸所形成之楔型塊體)受到地震加速度值超過臨界滑動加速度時，其滑動塊將會產生永久位移量。因此臨界滑動加速度對此法來說，是相當重要之參數。然而，臨界加速度值對於土層是否液化及其液化之程度影響相當地大，意即對於板樁式碼頭來說，其水力回填料之材料將扮演重要的角色。若材料液化程度很高，則板樁式碼頭破壞程度亦相當大。

而就現階段國際航海協會對板樁式碼頭訂定之性能可接受標準，位移檢核僅在性能等級 I 有明確的定量規定，雖此一訂定方式符合性能設計之精神，然而針對分析方法上卻存在其檢核之難處，亦呼應了 4.1 節之建議的必要性。另外，亦可將滑動塊分析與非線性動力分析之分析結果進行比較，這樣的方式可提供設計者對於設計例之破壞行為的掌握。

3. 非線性動力分析法

等級 III 地震性能驗證檢核時，使用非線性動力分析法。本研究 FLAC 程式進行有效應力分析，同時為考量實務上設計可能遭遇之地層之分層，本研究採用實際鑽探資料進行地層分層，因此分析案例具有多層不同材料之地層，分析參數值係參考 Kulhawy 與 Mayne 提出之試驗回歸值，而表 3-35 主要為排水之包松比選用參照表，若需選用不排水之試驗值，即受荷載作用不發生體積變化，則包松比為 0.5。由於在動態分析時需考慮能量的損失，故必須給定力學阻

尼，FLAC 程式提供多項阻尼以供使用者依據不同條件情況下，選用合適之阻尼，如遲滯阻尼與雷利阻尼等，分析時可以選用遲滯阻尼來進行模擬，但其需具備較多之參數輸入及冗長的校準過程，使用者可視參數之可取得性及時程的掌握予以選用。為簡化工程實務上之複雜性，本案例分析時採用雷利阻尼(Rayleigh damping)，其包含質量阻尼和勁度阻尼。臨界阻尼比對於大地工程材料已有建議值(一般為 2%~5%之間)，然而共振頻率輸入參數之決定，對於實務上較複雜之土層，其共振頻率之決定仍為不易，未來或許可透過參數研究的方式訂定出共振頻率值。

4.5 簡化分析與構件檢核之結合

依照國際航海協會的簡化分析計算，可將國內之設計基準之構件檢核與之結合，其計算詳述如下：

1. 板樁最大彎矩與錨碇力檢核

依據基準之作用於板樁之最大彎矩規定，係假設板樁以拉桿裝設位置及海底面作為支承之簡支梁，而以海底面以上之土壓力、動態水壓力及殘留水壓力等為載重計算之，依此即可求得錨碇力、板樁最大彎矩與發生位置。

依據本研究報 3.6.1 節中，高耐索的錨碇力經由計算可得 36.1 公噸，而其間距為 2 公尺，檢核式如下所示：

$$\begin{aligned} A_p \times \text{高耐索間距} &= 36.1 \times 2 \\ &= 72.2 \text{ t} < 100.8 \text{ t (F130T 之高耐索 2 支)} \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

另經由 Excel 試算表計算得最大彎矩發生於距離碼頭面 10.2 公尺處(即高程-7.6 公尺處)。最大彎矩為 190 公噸-公尺小於基準規定之容許最大彎矩 $247(0.6 \times F_y \times z \times 1.33 = 0.6 \times 3600 \times 8610 \times 1.33)$ 公噸-公尺，表示通過檢核。

2. 錨碇板樁最大彎矩檢核

依據基準「樁之橫向容許承载力」的章節中，以張有齡方法為參考，如下所示：

$$M_{\max} = \frac{T}{\beta} e^{-\pi/4} \cdot \sin \frac{\pi}{4} = 0.322 \frac{T}{\beta}$$

其中，

T ：作用於樁頭之橫向力；

β ：樁變形因素， $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h \times B}{4EI}}$ ；

k_h ：橫向地盤反力係數；

B ：樁寬(或直徑)；

EI ：基樁之撓曲剛度；

N ：標準貫入試驗值。

由本研究報告第三章設計案例資料可得錨碇樁附近土層之平均標準貫入 SPT-N 值為 10($k_h = 0.15N = 1.5$)； $B = 50 \text{ cm}$ ； $E = 2.1 \times 10^6$ ； $I = 45320$ ；代入 β 可得 0.0038，錨碇樁之最大彎矩檢核如下所示：

$$M_{\max} = 0.322 \frac{T}{\beta} = 0.322 \frac{36.1 \times 1000}{0.0038}$$

$$= 30.59 \text{ tf-m} < 66.39 \text{ tf-m} \rightarrow \text{OK}$$

註：容許最大彎矩為 $0.6 \times F_y \times z \times 1.33 = 0.6 \times 3200 \times 2600 \times 1.33 = 66.39 \text{ tf-m}$

3. 錨碇板樁貫入深度檢核

依據基準樁之橫向容許承载力之章節中，以張有齡方法為參考，其錨碇板樁埋入土層長度式，如下所示：

$$L_m = \frac{\pi}{\beta}$$

其中，

L_m : 錨碇板樁長度；

β : 樁變形因素， $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h \times B}{4EI}}$ 。

由第三章設計案例可知錨碇鋼板樁長 12.5 公尺，依據前述之計算可得 $\beta = 0.0038$ ，以此代入錨碇板樁長度之計算式，如下所示：

$$L_m = \frac{\pi}{\beta} = 8.39 \text{ m} < 12.5 \text{ m} \rightarrow \text{OK}$$

其檢核結果表示長度足夠。

4.6 等級 I 與等級 II 之非線性動力分析結果與比較

1. 等級 I 之非線性動力分析結果

由圖 4.1、圖 4.2 可知等級 I 地震力作用下，碼頭之位移量為 3.58 公分小於性能可接受標準之 30 公分要求，故滿足性能可接受標準與耐震性能要求。

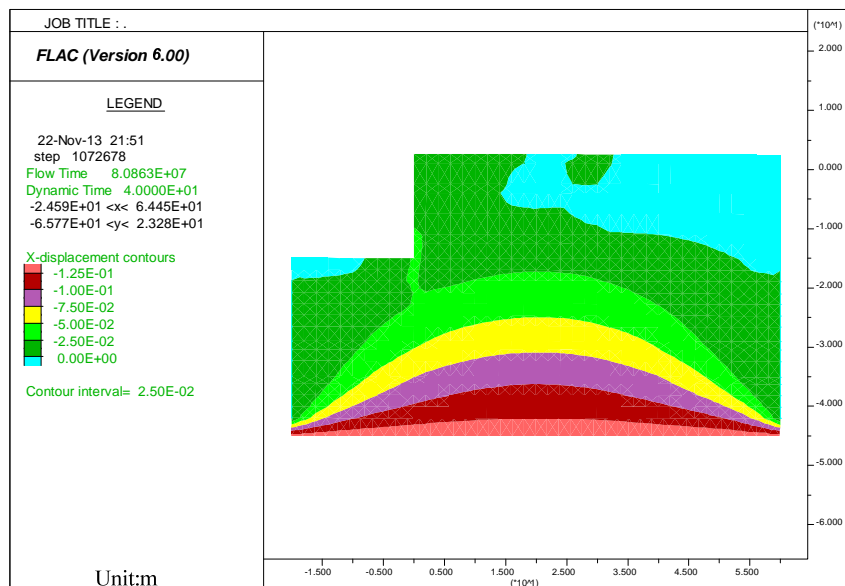


圖 4.1 板樁式碼頭等級 I 地震破壞水平位移圖

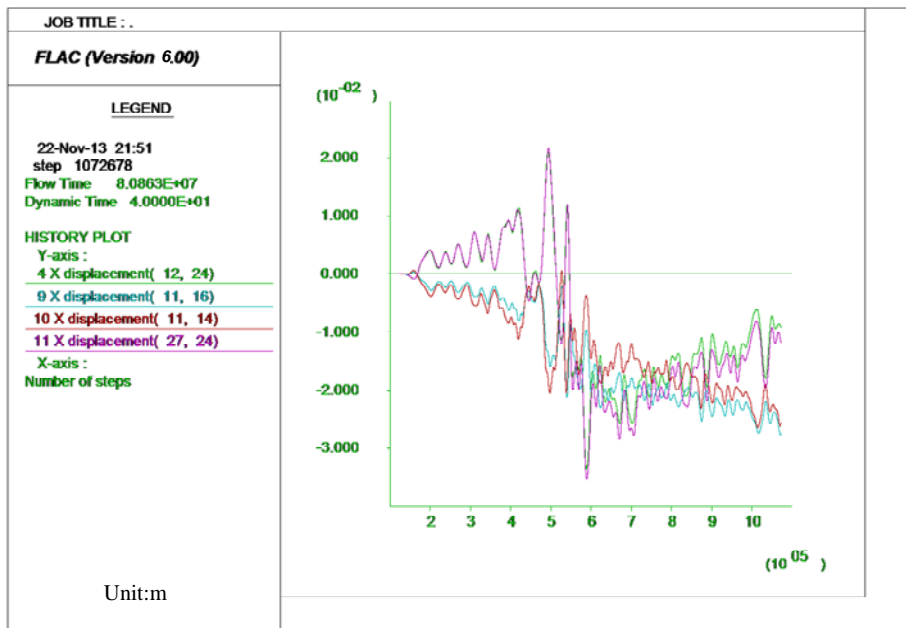


圖 4.2 板樁式碼頭等級 I 地震樁頂地震之歷時分析水平位移監測

2. 等級 II 之非線性動力分析結果與滑動塊體法比較

由下表可知，三組非線性歷時分析的最大位移反應平均值，等級 II 地震之分析結果位移量為 86 cm，其位移量約較滑動塊體法所得結果低，換言之，若採用非線性歷時分析結果作碼頭性能驗證是較為嚴格的；而單就結構構件之檢核的分析方法上，目前亦僅能以非線性動力分析之結果為檢核之依據。

另外，此一分析結果之比較，尚可提供本研究設計案例在簡化動力分析時，其土層液化百分比的選定上作為參考依據。而在遭受同一等級地震力之情況下，其破壞位移量並非相同，此一現象顯示，雖然三組人造地震之尖峰加速度相同，但地震歷時波的特性隱含不同的能量大小，因而有不同的分析結果產生。

表 4-2 板樁碼頭設計例滑動塊與動力分析之位移反應比較

| 等級 II 地震 | Newmark 滑動塊體法 | 動力分析 | 備註 |
|----------------------|------------------|--------|--------------------|
| 第 1 組 碼頭面水平最大位移反應 | 105.2 cm | 32 cm | 錨碇樁已達塑性 |
| 第 2 組 碼頭面水平最大位移反應 | 234.9 cm | 137 cm | 錨碇樁已達塑性 |
| 第 3 組 碼頭面水平最大位移反應 | 148 cm | 89 cm | 錨碇樁已達塑性 鋼板樁已達塑性 |

4.7 非線性動力分析適宜性探討

板樁式碼頭其功能為承受碼頭之加載載重，抵抗背後之土壓力、內外之水壓力及船舶之撞擊力、拉力等。在地震作用時，為了更精確探討板樁式碼頭之 RC 或鋼板樁、錨碇樁、拉桿和背填土壤受地震加速度作用下之影響，多利用數值分析法模擬土壤-板樁等結構互制的非線性動力行為。目前數值分析法對土壤材料力學行為模擬大致可分為二種，分述如下：

1. 總應力分析法

總應力分析法考慮土壤之材料組合律係建立於總應力與應變之間的關係，因此，若土體內發生應變改變只會改變總應力，卻不能描述土體內有效應力的改變；既然不能描述地震過程中土體內有效應力的改變，自然亦不能計算地震過程中孔隙水壓的變化。

2. 有效應力分析法

有效應力分析法考慮在動態剪應力作用下，土壤材料孔隙水壓隨地震動態剪應力作用下之提昇，土壤在反覆剪應力作用下有收縮之趨勢，但在飽和同時不排水條件下，體積因為受到限制無法改變，間接造成孔隙水受壓因而水壓上昇。倘若土壤之材料組合律建立於有效應力與應變之間的關係，在動態剪應力作用下，有效應力之變

化也意味著土體內孔隙水壓的變化。因此，若能在數值應力分析中納入以有效應力為基礎之組合律，則可望在有效應力動態分析中得知碼頭土體內孔隙水壓分佈、有效應力分佈與變形分佈等。

由於土壤內之有效應力代表土體所承擔之平均應力，加上飽和土體內部孔隙水所承擔之孔隙水壓，一起承擔土體所承受之總應力。然而因為孔隙水不能承受剪應力，因此土壤之力學行為受有效應力有絕對影響。因此板樁式碼頭非線性動力分析若應考慮有效應力和孔隙水壓力，故有效應力分析法較能符合實際情形。

本研究於非線性動力分析採用美國 Itasca 公司所發展之 Fast Lagrangian Analysis of Continua, FLAC^{2D} 程式。FLAC^{2D} 程式也是目前業界廣泛使用之程式之一，因此在實務上以 FLAC 程式進行板樁式碼頭耐震性能設計應無窒礙難行之處。唯有效應力分析法需考慮孔隙水壓力激發模式，而本研究採用 FLAC^{2D} 程式內嵌之 Finn 模式。由於分析模式均需輸入合理且適宜之參數，在調查、規劃、初步設計與詳細設計階段時，受限於分析參數之可取得性，對於分析結果可能會有影響，因此對於分析參數之訂定方式若有更明確之規範依據，則有效應力分析法之分析結果則可更具一致之代表性。

第五章 碼頭現行設計基準之耐震設計規定內容研修方向

5.1 現行耐震設計基準

民國 86 年部頒「港灣構造物設計基準」^[22]中第二篇設計條件內之第九章耐震設計，其主要內容為耐震目標、設計地震力與分析方法，耐震設計目標訂為至少承受工址 475 年回歸期之地震，故設計地震力以 475 年回歸期為主，以工址及用途係數調整不同重要度碼頭的設計地震力。剛性碼頭不得發生滑動、傾覆及結構強度與基礎承载力不足之破壞，非剛性碼頭容許塑性變形，但韌性比不得超過韌性容量。民國 93 年修訂「港灣構造物設計基準」^[23]中第二篇設計條件內之第十章耐震設計，耐震設計目標為「小震不壞、中震可修與大震不倒」，設計地震力考慮碼頭工址及碼頭用途，並分成「中小度地震、設計地震與最大考量地震」。

耐震設計從只考慮單一地震下的影響到「小震不壞、中震可修與大震不倒」，同一結構物在不同等級地震下能有不同程度的反應。而耐震性能設計則進一步考慮不同重要度結構物受震後的反應，並將其作性能分級檢核，性能分級考慮使用性、可修復性與安全性分為三個等級，使結構物性能有等級之分；在耐震性能設計的精神下，業主可以依照碼頭設計目標及預算選擇性能等級，使該碼頭具有使用性及經濟性。

過去數十年來，性能設計理念已是國際工程界研定技術規範的重要議題，發展至今，歐洲與日本皆以採用其精神與內涵，而現行「港灣構造物設計基準」在耐震性能設計之趨勢下，於碼頭設計基準第十章節耐震設計中，應加入耐震性能設計之架構、流程及可接受標準；將地震力之分級名稱改成與上位基準「公共工程性能設計準則」^[29]中之分級名稱相同，統一使用之詞彙；非剛性設計地震力調整成與公路橋梁耐震規範^[23]相同，並且將譜加速度係數表之內容調整使其與內政部地政司土地資料庫最新公布之行政區劃分吻合；增加臺北微分區表及譜加速度係數公式；非剛性構造物韌性設計中增加細長比與寬厚比的限制。

在耐震性能設計中需考慮碼頭重要度分類、地震等級以及性能等級，而設計分為兩階段：第一階段設計部分，需先進行選擇性能要求、構造物系統規劃及土壤液化評估；第二階段驗證部分，則需依照碼頭之重要度選擇分析方法，對第一階段設計之成果進行驗證，若通過檢核則完成設計，若不通過檢核，則回到第一階段設計進行修正，直到檢核通過為止。

5.1.1 耐震性能設計

性能設計需考慮結構整體、構件與附屬設施在地震下的反應以及地震後的使用性、可修復性與安全性，更進一步了解碼頭設施破壞對經濟、環境及社會的影響。性能設計法以直接且透明之參數來表達構造物之破壞狀態或性能，使設計者及業主能夠充分了解未來在不同等級地震作用時，結構物可能產生的破壞程度及損失情況。進行性能設計時考慮碼頭之重要度分類、地震等級與性能等級，分述如下：

1. 重要度分類

依照碼頭使用特性上的不同，重要度分類依序為「特定級、A級、B級與C級」，其分類內容如表 2-2。

2. 地震等級

耐震設計目標中分為中小度地震、設計地震及最大考量地震，對應到性能設計中地震分類依序為等級 I、等級 II 與等級 III。

3. 性能等級

從構造物之「使用性」、「修復性」、「安全性」三方面考量將性能等級為四級，國際航海協會對於耐震性能等級有定性規定參考表 2-4，配合碼頭重要度分類，共有四種分別為特定級、A級、B級與C級，在性能設計主要以非線性行為考量下，將用途係數轉換於性能等級的要求上，因此性能等級分級為四級，依序為 I 級、II 級、III 級與 IV 級，各等級碼頭所對應的性能等級如表 2-1。

5.1.2 可接受標準

在國際航海協會的港灣構造物耐震性能設計準則中，對於各類型碼頭及碼頭附屬設施依照使用性、可修復性及安全性之考量進行分級，訂定出可接受標準，並且提出各型碼頭及碼頭附屬設施之性能參數圖，以供參考。

重力式碼頭性能參數，如圖 5.1 所示；板樁式碼頭性能參數，如圖 2.7 所示；圓筒式碼頭性能參數，如圖 5.2 所示；棧橋式碼頭性能參數，如圖 5.3 所示；起重機性能參數，如圖 5.4 所示。

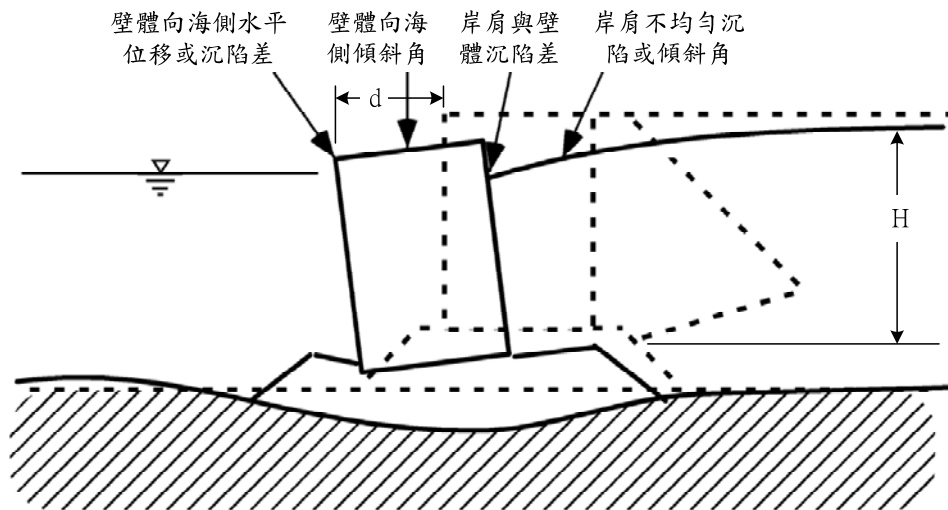


圖 5.1 重力式碼頭之性能參數

資料來源：參考文獻^[8]

考慮水平地震力作用下之重力式碼頭破壞模式，由於重力式碼頭屬於剛性結構物，以位移做為檢核參數，壁體相關參數如向海側之水平位移或正規水平位移、向海側不均勻沉陷量或沉陷量差、向海側傾斜角等；岸肩相關參數如碼頭壁體與岸肩之沉陷差、岸肩不均勻沉陷量或傾斜角等。可利用其結構系統或控制點的位移以作為判斷損害等級之參考指標，依位移為參數之指標如下所列：

- (1) 壁體之正規化水平位移及傾斜
- (2) 岸肩之沉陷、差異沉陷與傾斜

為評估板樁式碼頭之使用性，其破壞程度可依位移(包括板樁與岸肩)及應力(包括基盤面上下板樁部分、拉桿與錨碇設施)為評估之參數。根據板樁式碼頭結構可能的破壞模式，可以利用其結構系統或控制點的位移或應力狀態來做為其判斷損害等級之參考指標，如下所列：

1. 以位移為參數

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

2. 以應力為參數

- (1) 板樁之應力狀態(基盤面以上或以下)
- (2) 拉桿支張力(包含接頭)
- (3) 錨碇設施支應力狀態

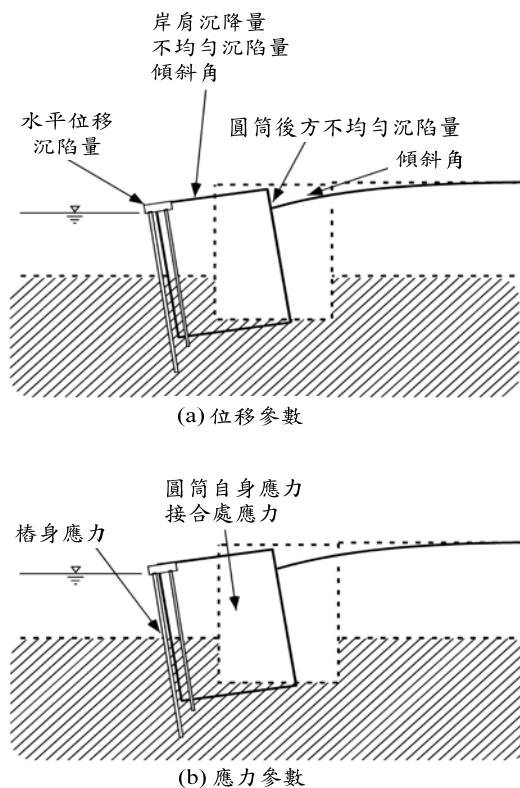


圖 5.2 圓筒式碼頭之性能參數

資料來源：參考文獻^[8]

為評估圓筒式碼頭之使用性，其破壞程度可依位移（包括圓筒與岸肩）及應力（包括圓筒或接合處）作為評估之參數。根據圓筒式碼頭結構可能之破壞模式，可利用其結構系統或控制點的位移或應力狀態以作為其判斷損害等級之參考指標，如下所列：

1. 以位移為參數

- (1)圓筒之水平向位移、沉陷與傾斜
- (2)岸肩之沉陷、差異沉陷與傾斜

2. 以應力為參數

- (1)圓筒之應力狀態
- (2)圓筒與岸肩接合處

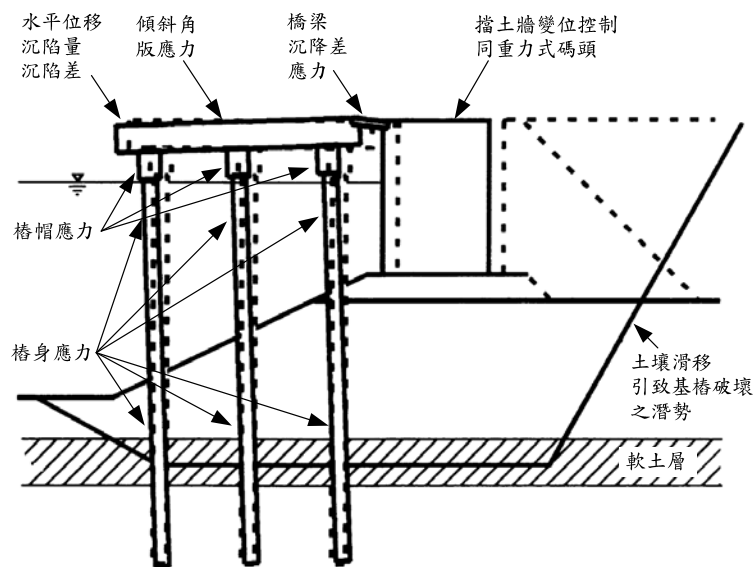


圖 5.3 棧橋式碼頭之性能參數

資料來源：參考文獻^[8]

考量棧橋式碼頭運作之使用性，此類碼頭之破壞參數為應力(包括基盤面上下樁基部分、橋面版與樁基承臺、連接擋土設施之橋梁)、位移(包括樁基、橋面版與樁基承臺之沉陷量、傾斜角與位移量，橋面版與擋土設施在岸肩部分之沉陷差、岸肩傾斜角、連接擋土設施之橋梁變位等)，或位移韌性比等表示，如下所列：

1. 以位移為參數
 - (1) 樁基之水平向位移、沉陷與傾斜
 - (2) 橋面版之水平向位移、沉陷與傾斜
 - (3) 岸肩之沉陷、差異沉陷與傾斜
2. 以應力為參數
 - (1) 樁基之應力狀態(基盤面以上或以下)
 - (2) 橋面版與樁基承臺
 - (3) 擋土設施
3. 以韌性比為參數
 - (1) 基樁

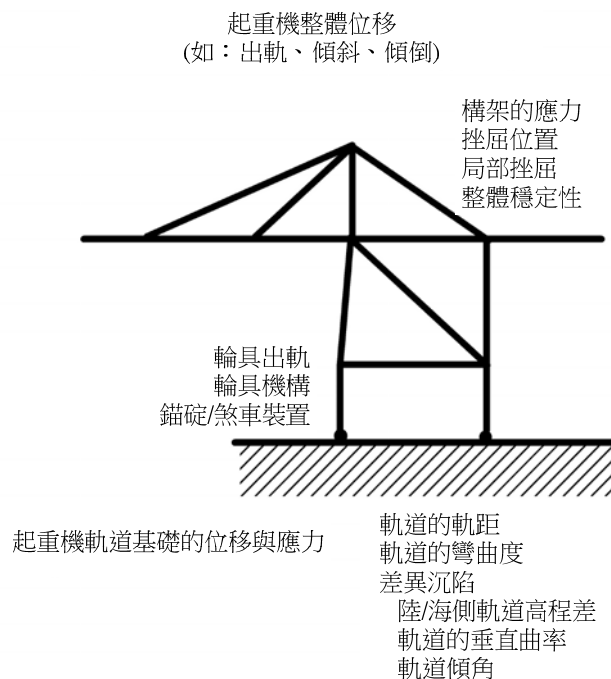


圖 5.4 橋式起重機的性能參數

資料來源：參考文獻^[8]

重機碼頭的耐震性能定訂應著重在起重機之使用性及其可能之結構損害，起重機使用性要求與其上部結構的掛載功能及支撐結構的運行功能相關。而起重機之結構損壞不僅需以變位、出軌、

傾斜及結構應力作定義，另外亦需考量軌道及其基礎支應力與變形量，最後尚需考量起重機運轉之電力供應。以應力為參數之指標如下所列：

- (a) 上部結構
- (b) 支撐結構的主架構
- (c) 海陸側腳底部

國際航海協會提出之港灣構造物耐震性能設計準則於設計地震力下之五種型式碼頭可接受標準，分別為重力式碼頭(如表 4-1 所示)、板樁式碼頭(如表 3-4 所示)、圓筒式碼頭(如表 5-1 所示)、棧橋式碼頭(如表 5-2 所示)、起重機等附屬設施(如表 5-3 所示)。

表 5-1 圓筒式碼頭性能可接受標準

| 參數 | | 性能等級 | | | | |
|-------------|----------|-------------|--------------------|------------|------------|-----------|
| | | 第 I 級 | 第 II 級 | 第 III 級 | 第 IV 級 | |
| 殘餘變位 | 板樁變位 | 正規化水平位移 d/H | <1.5% 或 d<30 cm | N/A | N/A | N/A |
| | | 向海側傾斜角 | <3° | N/A | N/A | N/A |
| | 岸肩變位 | 岸肩沉陷量 | 3 ~10 cm | N/A | N/A | N/A |
| | | 岸肩與後線陸地之沉陷差 | 30~70 cm | N/A | N/A | N/A |
| | | 向海側傾斜角 | <2°~3° | N/A | N/A | N/A |
| 最大反應下之應力或應變 | 圓筒或板樁圓筒 | | 彈性 | 彈性 | 塑性，不超過應變極限 | 塑性，超過應變極限 |
| | 圓筒或板樁接合處 | | 彈性 | 塑性，不超過應變極限 | 塑性，超過應變極限 | 塑性，超過應變極限 |

註：H 為基面以上板樁之高度。

N/A 之原文註解為「Not Applicable」，由 INA 設計例可知實際設計時不予檢核。

資料來源：參考文獻^[8]

表 5-2 棧橋式碼頭性能可接受標準

| 性能等級 | | 第 I 級 | 第 II 級 | 第 III 級 | 第 IV 級 |
|------|-------------------|---------------------|-----------------|------------------------|-----------------|
| 參數 | | | | | |
| 殘餘變位 | 橋面板與肩岸沉陷差異 | <10~30 cm | N/A | N/A | N/A |
| | 向海側傾斜角 | <2°~3° | N/A | N/A | N/A |
| 最大反應 | 基樁 (須避免剪力破壞發生) | 保持彈性 (僅輕微或無殘餘變形) | 控制韌性 (結構可修復) | 小於韌性容量 (韌性反應接近崩塌狀態) | 超過 第 III 級要求 |

註：擋土設施與岸肩相關部分可參考重力式碼頭

N/A 之原文註解為「Not Applicable」，由 INA 設計例可知實際設計時不予檢核。

資料來源：參考文獻^[8]

表 5-3 起重機性能可接受標準

| 性能等級 | | 第 I 級 | 第 II 級 | 第 III 級 | 第 IV 級 |
|----------------------|----------|-------|----------------|----------------|----------------|
| 參數 | | | | | |
| 位移 | | 不可出軌 | 允許出軌 | 不可傾倒 | 允許傾倒 |
| 最大反應 (應力) (應變) | 上部結構 | 保持彈性 | 保持彈性 | 塑性，小於韌性容量或應變極限 | 塑性，超過韌性容量或應變極限 |
| | 支撐結構的主構架 | 保持彈性 | 塑性，小於韌性容量或應變極限 | 不可崩塌 | 崩塌 |
| | 海陸側腳底部 | 保持彈性 | 允許輪具及錨碇/煞車裝置破壞 | 允許輪具及錨碇/煞車裝置破壞 | 允許輪具及錨碇/煞車裝置破壞 |

資料來源：參考文獻^[8]

5.1.3 耐震性能設計架構與流程

性能設計分為兩個階段，第一階段設計為選擇性能要求、構造物系統規劃及土壤液化評估，第二階段驗證則為驗證內容概述及驗證分析方法說明，透過第一階段設計跟第二階段驗證，不斷修正設計及檢核，完成最終設計，耐震性能設計法之設計流程如圖 2.1 所示。

第一階段設計

1. 選擇性能要求

第一階段設計首先要建立性能要求及性能規定，性能要求是以「定性」的描述方式訂立結構物設計目標，而性能規定是將結構物之性能要求轉化成「定量」的方式來表示。上述之性能要求與規定內容則包括地震等級之定性劃分與地震力定量表達方式，以及所對應性能等級之定性劃分與定量表達。第一階段設計分為重要度分類、地震等級與性能等級，概述如下：

(1) 重要度分類

重要度分類為「特定級、A 級、B 級與 C 級」，依照碼頭重要度選擇級別，其分類內容如表 2-2 所示。

(2) 地震等級

依照耐震設計劃分之三等級地震力。

(3) 性能等級

從構造物之「使用性」、「修復性」、「安全性」三方面考量，決定設計之性能等級，耐震性能等級定性規定如表 2-4 所示。

2. 構造物系統規劃

在進行細部設計前先確定構造物形狀、結構系統、結構佈置、基礎、非結構構材以及材料，經由設計者的經驗、直覺和判斷，主要目的在於減小因結構分析或不確定因素所造成分析結果與結構之真實行為之間的差異。

3. 土壤液化評估

對港灣構造物所在位置土壤液化潛能之分析，了解該工址土壤液化之可能性，確定耐震性能要求是否可以達到，否則應經由 (1) 地盤改良或變更基礎設計；(2) 遷移工址；(3) 修改設計性能要求等

方式進行調整，以保證所選定之工址、設計及營造方法最終能使構造物滿足規範之性能要求。

第二階段驗證

1. 內容概述

第一階段設計結束後，方能進行第二階段驗證，即經由數值分析計算出設計地震力作用下之相關地震力反應參數(如應力或應變、韌性比、變形、能量或其他破壞指標等)，並與第一階段設計所建立之性能要求參數之可接受標準比較，以「在各地震等級危害下，分析所得之結構量化反應(如應力或應變、韌性比、變形或其他破壞指標)小於或等於性能可接受標準值」作為結構設計條件。工程師可依結構重要度所要求的驗證分析方法，去驗證各地震等級作用下之結構行為是否滿足對應的性能等級要求，若計算所得構造物之性能未能滿足設計性能要求，則需修改原設計，再以同樣的方式校核，直到滿足既定之設計性能要求，才完成最終設計。耐震性能設計以「第一階段設計及第二階段驗證」之循環過程完成設計流程。

2. 驗證分析方法說明

在性能設計流程之第二階段驗證，結構物之性能是否滿足設計要求通常需要經由數值分析來檢核：性能參數計算值小於或等於性能等級之可接受標準，以保證設計者能準確地掌握結構之行為，即通過數值分析預測結構之真實行為，要求所採用的分析方法要合理、可靠，因此必須根據構造物不同之結構型式及性能要求之高低，來選用不同的分析工具，原則上，性能要求越高者所對應之分析工具就越複雜(如表 5-4 所示)。

簡化分析是經由簡單的分析計算所得之結果去近似結構之真實反應，對於較低重要度等級之結構，如擬靜力分析法，此類分析法可適用於所有地震等級作用下之性能評估；對於重要度等級較高者，則可應用在等級 I 地震力作用下之初步設計階段或服務使用性

之評析。

簡化動力分析方法比簡化分析法較複雜，如滑動塊體法及容量震譜法，對 B 級與其以下重要度之耐震結構，可適用於所有地震等級作用下之性能評估；對於重要度等級較高者，可應用在等級 I 地震力作用下之初步設計階段或服務使用性之評析。

動力分析方法為三類分析方法中之最複雜者，如動力歷時分析，可適用於具有較高重要度等級之耐震結構物在三個地震等級作用下之性能評估。

依碼頭結構類型來決定適當的分析方法，並按簡化分析、簡化動力分析及動力分析三類將各種分析方法加以分類如表 5-5 所示。

表 5-4 各類驗證分析法之應用時機

| 碼頭重要度 地震等級 | 特定級 | A 級 | B 級 | C 級 |
|-----------------------|------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| 等級 I (50 年回歸期) | — | 簡化分析 或 簡化動力分析 或 動力分析 | 簡化分析 或 簡化動力分析 或 動力分析 | 簡化分析 或 簡化動力分析 或 動力分析 |
| 等級 II (475 年回歸期) | 動力分析 | 動力分析 | 簡化動力分析 或 動力分析 | 簡化分析 或 簡化動力分析 或 動力分析 |
| 等級 III (2500 年回歸期) | 動力分析 | 動力分析 | 簡化動力分析 或 動力分析 | — |

資料來源：參考文獻^[8]

表 5-5 分析方法彙整

| 碼頭種類 | 簡化分析 | 簡化動力分析 | 動力分析 | |
|-------|-----------------------|-----------------------|-------------------------|-------------------------------|
| | | | 結構模擬 | 土壤模擬 |
| 重力式碼頭 | 經驗公式或擬靜力分析法(考量有無土壤液化) | 滑動塊分析 利用簡化圖表的參數分析法 | 有限元素法或有限差分法 線性或非線性分析 | 有限元素法或有限差分法 線性(等效線性)或非線性分析 |
| 板樁式碼頭 | | | | |
| 圓筒式碼頭 | 擬靜力分析法 | 滑動塊分析 | 二或三維分析 | 二或三維分析 |
| 棧橋式碼頭 | 擬靜力分析法 反應譜法 | 容量震譜法(非線性側推) 反應譜法 | 動力歷時分析法 | 非線性土壤彈簧 |
| 起重機 | 擬靜力分析法 反應譜法 | 容量震譜法(非線性側推) 反應譜法 | 動力歷時分析法 | (不需模擬) |

資料來源：參考文獻^[8]

5.1.4 非剛性構造物之設計地震力

非剛性構造物設計地震力考慮結構物週期不同、加速度之放大或降低而使用不同地盤的工址設計水平譜加速度係數，且非剛性構造物具有韌性，因此可使用結構系統地震力折減係數 F_u 。

民國 86 年部頒「港灣構造物設計基準」中以設計年限 50 年及超越機率 10% 作為設計地震力。民國 93 年修訂「港灣構造物設計基準」中對於耐震設計地震力的分成中小度地震、設計地震及最大考量地震三種，中小度地震是設計年限 50 年及超越機率 80% (回歸期約為 30 年) 之地震，因此中小度地震是考量韌性較佳的結構物在地震不大即產生降伏；設計地震是設計年限 50 年及超越機率為 10% (回歸期約為 475 年) 之地震，並作為最小設計水平總橫力；最大考量地震是設計年限 50 年及超越機率 2% (回歸期約為 2500 年) 之地震，其考量結構物在受大地震下之情況下避免崩塌。因此，耐震性能設計中，地震力可分級為三個等級，分別對應到耐震設計中的三種地震力，在上位基準「公共工

程性能設計準則」中將地震力分成「等級 I、等級 II 與等級 III」，故將中小度地震改為等級 I 地震、設計地震改為等級 II 地震及最大考量地震改為等級 III 地震。

在本研究前期報告中，將國內耐震設計相關規範與國外規範作比較(如表 5-6 所示)，港灣構造物設計基準中耐震設計之三等級地震力與建築物耐震設計規範相同，但低於公路橋梁耐震設計規範。本研究前期報告參考港灣技術研究中心之「港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究」，其報告中包含基隆港、臺中港、高雄港及蘇澳港，各港區平均地震危害度曲線(如圖 5.8 所示)，推估目前國內建築及橋梁各重要度等級之中度地震所對應的回歸期(概略值)，如表 5-7 所示，由表可知，中度地震所對應之回歸期亦低於國外規範。再者將港灣構造物的結構型式與一般建築物相較之下，靜不定度是較低的。一般建築物在設計均勻，各斷面降伏時機接近下，取保守估計外力，因此靜不定度低的港灣構造物與一般建築物採用相同地震力，可能有低估設計地震力之虞，即使是棧橋式碼頭之韌性，約近似於橋梁，但仍不及建築結構之韌性。從用途來看，港灣構造物必須有受到地震之後仍可保持對外運送物資之功能，故從用途之重要性來做比較，碼頭的重要度應高過於公路橋梁，而公路橋梁則高過於一般建築物。

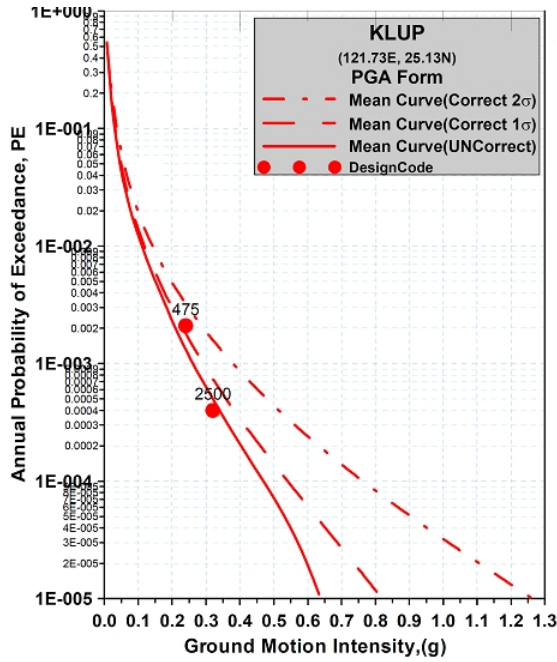
在考量上述之結果，可知港灣構造物耐震設計地震力應該高過或等於公路橋梁之地震力，等級 I 地震力公式 $\frac{IF_u}{4.2\alpha_y} \left(\frac{S_{ad}}{F_u}\right)_m W$ 應改為於公路橋梁相同的 $\frac{S_{a,II}}{3.25\alpha_y} W$ ，等級 II 地震力公式 $\frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{ad}}{F_u}\right)_m W$ 中的係數 1.4 應改為 1.2，等級 III 地震力公式 $\frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m W$ 中的係數 1.4 應改為 1.2，原設計基準地震力參考表 5-8，修正後之地震力參考表 5-9；其中， $S_{a,II}$ 、 S_{ad} 為設計地震譜加速度係數， $S_{a,III}$ 、 S_{aM} 為最大考量譜加速度係數， F_u 為結構系統地震力折減係數， F_{uM} 為最大考量地震結構系統地震力折減係數， α_y 為起始降伏地震力放大倍數。

民國 93 年修訂「港灣構造物設計基準」中耐震設計章節第二小節，設計地震力與中小度地震及最大考量地震分別於不同章節，本研究建議將地震分級名稱改為與上位基準相同，並將等級 I、等級 II 及等級 III 地震置於同一小節中加以描述。

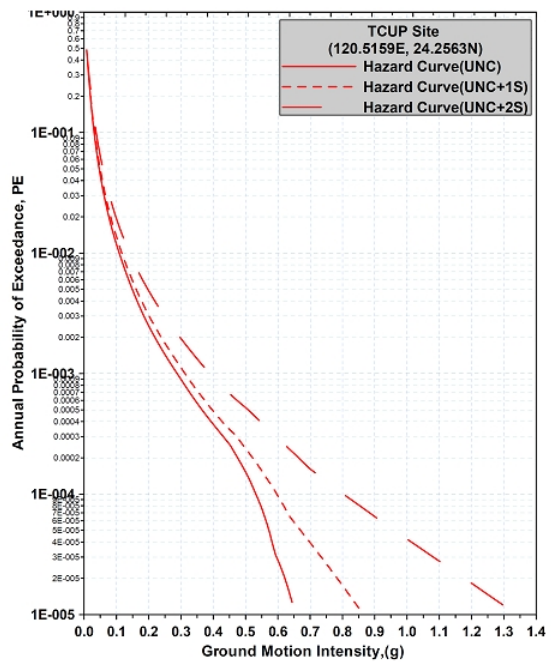
表 5-6 各國耐震規範地震等級之大小

| 規範名稱 | 等級 I 地震 | 等級 II 地震 | 等級 III 地震 |
|----------------------|--------------------------|---------------------------------|----------------|
| 美國 AASHTO 2009 | 無 | 975 年回歸期地震 | 無 |
| 美國 Caltrans 2010 | 無 | 975 年回歸期地震 | 無 |
| 日本 JRA 2002 | 使用期間發生機率高之地震 | 使用期間發生機率低強度大之地震 (1)遠域 (2)近斷層 | 無 |
| 日本 RTRI 1999 | 50 年回歸期地震 | 使用期間發生機率低強度大之地震 (1)遠域 (2)近斷層 | 無 |
| 日本建築基準法 | 50 年回歸期地震 | 500 年回歸期地震 | 無 |
| 臺灣建築物耐震設計規範 2006 | 約 30 年回歸期等級 II 地震之 1/4.2 | 475 年回歸期地震 | 2500 年回歸期地震 |
| 臺灣現行港灣構造物設計基準修訂 2005 | (同臺灣建築物耐震設計規範) | (同臺灣建築物耐震設計規範) | (同臺灣建築物耐震設計規範) |
| 臺灣橋梁耐震設計規範 2008 | 超越機率不明等級 II 地震之 1/3.25 | 475 年回歸期地震 | 2500 年回歸期地震 |
| 日本港灣構造物設計基準 2009 | 75 年回歸期地震 | 危害度分析所得之可能發生最大規模的地震 | 無 |
| 國際航海協會 INA 2001 | 75 年回歸期地震 | 475 年回歸期地震 | 無 |

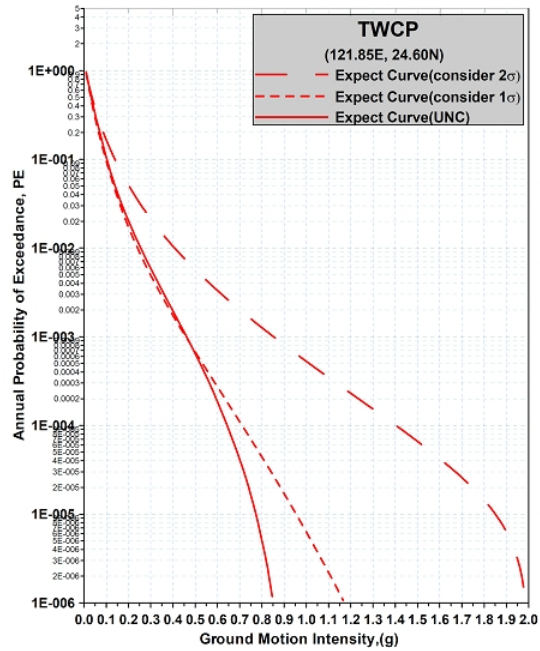
資料來源：參考文獻^[43]



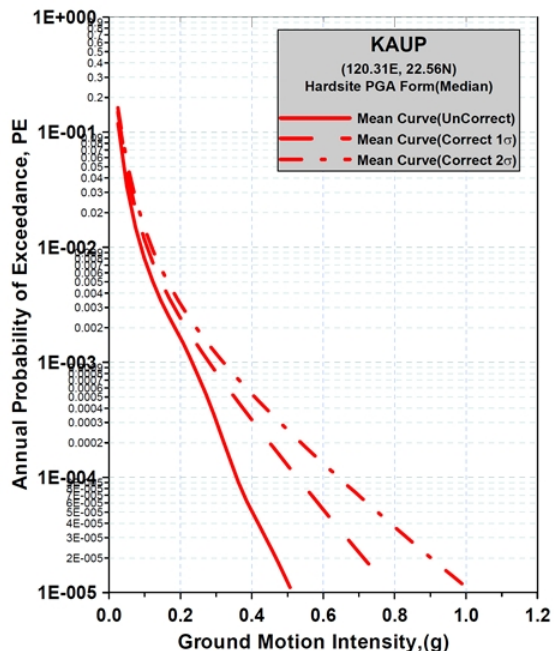
基隆港區平均地震危害度曲線



台中港區平均地震危害度曲線



蘇澳港區平均地震危害度曲線



高雄港區平均地震危害度曲線

圖 5.5 四港區平均地震危害度曲線

資料來源：港灣地區地震潛勢及港灣構造物耐震能力評估之研究

表 5-7 國內建築及橋梁之中度地震所對應的回歸期概略值

| 中度地震等級 | 建築 I×475 年地震/4.2 | 橋梁 I×475 年地震/3.25 |
|------------|---------------------------|---------------------------|
| 約 15 年回歸期 | 0.8×475 年/4.2=475 年/5.25 | — |
| 約 30 年回歸期 | 1.0×475 年/4.2=475 年/4.2 | 0.8×475 年/3.25=475 年/4.06 |
| 約 50 年回歸期 | 1.25×475 年/4.2=475 年/3.36 | 1.0×475 年/3.25=475 年/3.25 |
| 約 75 年回歸期 | 1.5×475 年/4.2=475 年/2.8 | 1.25×475 年/3.25=475 年/2.6 |
| 約 100 年回歸期 | — | 1.5×475 年/3.25=475 年/2.17 |

註：I 為重要度係數

資料來源：參考文獻^[43]

表 5-8 國內港灣構造物設計基準之三等級設計地震力

| 地震等級 | | 地震力計算公式 |
|--------|--------------|--|
| 中度地震 | 解說：約 30 年回歸期 | $V^* = \frac{IF_u}{4.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$ |
| 設計地震 | 475 年回歸期 | $V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$ |
| 最大考量地震 | 2500 年回歸期 | $V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W$ |

資料來源：參考文獻^[22]

表 5-9 橋梁耐震設計規範之三等級地震力

| 地震等級 | | 地震力計算公式 |
|--------|-----------|--|
| 中度地震 | 約 50 年回歸期 | $V_{\min} = \frac{S_{a,II}}{3.25\alpha_y} W$ |
| 設計地震 | 475 年回歸期 | $V_D = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{a,II}}{F_u} \right)_m W$ |
| 最大考量地震 | 2500 年回歸期 | $V_M = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} \right)_m W$ |

資料來源：參考文獻^[23]

5.1.5 譜加速度係數

港灣構造物設計基準修訂草案為民國 93 年修訂，其中耐震設計參考之震區短週期與一秒週期之水平水平譜加速度係數，與國內其他耐震設計規範略有不同；中央地質調查所調查第一類活動斷層表增加為 12 個，並隨著第一類活動斷層表將近斷層調整因子表修正。

1. 震區短週期與一秒週期之水平水平譜加速度係數

現行港灣構造物設計基準中震區短週期與一秒週期譜加速度係數表中，區域劃分與現行行政區劃分不同，臺北縣、臺中縣市、臺南縣市、高雄縣市於民國 99 年縣市合併升級為直轄市，各縣市靠海鄉鎮之譜加速度係數(如表 5-10 所示)，並將近斷層之靠海鄉鎮整理(如表 5-11 所示)。

表 5-10 臨海鄉鎮之 S_s^{II} 、 S_1^{II} 、 S_s^{III} 與 S_1^{III} 值

| 縣市 | 鄉鎮市區 | S_s^{II} | S_1^{II} | S_s^{III} | S_1^{III} | 臨近之斷層 |
|-----|------|------------|------------|-------------|-------------|-------|
| 基隆市 | 安樂區 | 0.6 | 0.3 | 0.8 | 0.5 | |
| | 中正區 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | |
| | 仁愛區 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | |
| | 中山區 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | |
| 宜蘭縣 | 蘇澳鎮 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | |
| | 頭城鎮 | 0.8 | 0.45 | 0.9 | 0.55 | |
| | 礁溪鄉 | 0.8 | 0.45 | 0.9 | 0.55 | |
| | 壯圍鄉 | 0.8 | 0.45 | 0.9 | 0.55 | |
| | 五結鄉 | 0.8 | 0.45 | 0.9 | 0.55 | |
| | 南澳鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | |
| 桃園縣 | 蘆竹鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 大園鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 新屋鄉 | 0.6 | 0.3 | 0.8 | 0.45 | |
| | 觀音鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| 新竹縣 | 竹北市 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | 新城斷層 |
| | 新豐鄉 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.45 | |
| 新竹市 | 北區* | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.7 | 新城斷層 |
| | 香山區 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.7 | 新城斷層 |

| 縣市 | 鄉鎮市區 | S_S^{II} | S_1^{II} | S_S^{III} | S_1^{III} | 臨近之斷層 |
|-----|------|------------|------------|-------------|-------------|------------------------------|
| 苗栗縣 | 苑裡鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 通霄鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 三義斷層；屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 竹南鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 新城斷層 |
| | 後龍鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 造橋鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 獅潭與神卓山斷層 |
| 臺中市 | 大甲鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 三義斷層；屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 清水鎮 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 梧棲鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 大安鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 龍井鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| 彰化縣 | 鹿港鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 線西鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 伸港鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 福興鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 芳苑鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 彰化、大甲及鐵 |

| 縣市 | 鄉鎮市區 | S_S^{II} | S_1^{II} | S_S^{III} | S_1^{III} | 臨近之斷層 |
|-----|------|------------|------------|-------------|-------------|-------|
| | | | | | | 砧山斷層 |
| | 大城鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| 雲林縣 | 麥寮鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 臺西鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 四湖鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 口湖鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 布袋鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| 嘉義縣 | 東石鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | | | | | | |
| 臺南市 | 七股鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 將軍鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 北門鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 南區* | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 安南區 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.55 | 新化斷層 |
| | 安平區 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| 高雄市 | 林園鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.45 | |
| | 茄萣鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 永安鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 彌陀鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 梓官鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 鹽埕區 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | |
| | 鼓山區 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | |
| | 左營區 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | 旗山斷層 |
| | 楠梓區 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | 旗山斷層 |
| | 苓雅區 | 0.5 | 0.35 | 0.7 | 0.5 | |
| | 前鎮區 | 0.5 | 0.35 | 0.7 | 0.5 | |
| | 旗津區 | 0.5 | 0.35 | 0.7 | 0.5 | |
| | 小港區 | 0.5 | 0.35 | 0.7 | 0.45 | |
| 屏東縣 | 東港鎮 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 恆春鎮 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 枋寮鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 新園鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.45 | |
| | 林邊鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 佳冬鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 車城鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 滿州鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 枋山鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 獅子鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |

| 縣市 | 鄉鎮市區 | S_s'' | S_1'' | S_s''' | S_1''' | 臨近之斷層 |
|-----|------|---------|---------|----------|----------|--------|
| | 牡丹鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 琉球鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| 澎湖縣 | 馬公市 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 西湖鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 白沙鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 西嶼鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 望安鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 臺東市 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| 臺東縣 | 成功鎮 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 卑南鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 東河鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 長濱鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 太麻里鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.55 | |
| | 大武鄉 | 0.6 | 0.3 | 0.8 | 0.45 | |
| | 綠島鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | |
| | 達仁鄉 | 0.6 | 0.3 | 0.8 | 0.45 | |
| | 蘭嶼鄉 | 0.8 | 0.4 | 0.9 | 0.55 | |
| | 花蓮縣 | 花蓮市 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 |
| 新城鄉 | | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| 吉安鄉 | | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| 壽豐鄉 | | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| 豐濱鄉 | | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| 秀林鄉 | | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| 金門縣 | 金沙鎮 | 0.35 | 0.2 | 0.5 | 0.35 | |
| | 金湖鎮 | 0.4 | 0.25 | 0.5 | 0.35 | |
| | 金寧鄉 | 0.35 | 0.2 | 0.45 | 0.3 | |
| | 金城鎮 | 0.35 | 0.2 | 0.5 | 0.35 | |
| | 烈嶼鄉 | 0.35 | 0.2 | 0.45 | 0.3 | |
| | 烏坵鄉 | 0.8 | 0.5 | 1 | 0.55 | |
| 連江縣 | 南竿鄉 | 0.35 | 0.2 | 0.45 | 0.3 | |
| | 東引鄉 | 0.35 | 0.2 | 0.45 | 0.3 | |
| | 北竿鄉 | 0.35 | 0.2 | 0.45 | 0.3 | |
| | 莒光鄉 | 0.35 | 0.2 | 0.45 | 0.3 | |

資料來源：參考文獻^[26]

表 5-11 臨海且鄰近斷層鄉鎮之 S_S^{II} 、 S_1^{II} 、 S_S^{III} 與 S_1^{III} 值

| 縣市 | 鄉鎮市區 | S_S^{II} | S_1^{II} | S_S^{III} | S_1^{III} | 臨近之斷層 |
|-----|------|------------|------------|-------------|-------------|------------------------------|
| 新竹縣 | 竹北市 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | 新城斷層 |
| 新竹市 | 北區* | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.7 | 新城斷層 |
| | 香山區 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.7 | 新城斷層 |
| 苗栗縣 | 苑裡鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 通霄鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 三義斷層；屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 造橋鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 獅潭與神卓山斷層 |
| 臺中縣 | 大甲鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 三義斷層；屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 清水鎮 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 梧棲鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 大安鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 龍井鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| 彰化縣 | 鹿港鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 彰化、大甲及鐵砧山斷層 |

| 縣市 | 鄉鎮市區 | S_s'' | S_1'' | S_s''' | S_1''' | 臨近之斷層 |
|-----|------|---------|---------|----------|----------|-------------|
| | 線西鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 伸港鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 福興鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 芳苑鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| 臺南市 | 安南區 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.55 | 新化斷層 |
| 高雄市 | 左營區 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | 旗山斷層 |
| | 楠梓區 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | 旗山斷層 |
| 臺東縣 | 臺東市 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 成功鎮 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 卑南鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 東河鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 長濱鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| 花蓮縣 | 花蓮市 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 新城鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 吉安鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 壽豐鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 豐濱鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 秀林鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |

資料來源：參考文獻^[26]

2. 近斷層調整因子

現行港灣構造物設計基準中第一類活動斷層調查表有七條斷層，中央地質調查所最新公佈之斷層活動表有 12 條 (如表 5-12 所示)，並參考國家地震中心之近斷層調整因子表，將原有近斷層調整因子表作調整，參考表 5-13 到表 5-20，水平譜加速度係數分布參考圖 5.6 到圖 5.9。

表 5-12 中央地質調查所調查第一類活動斷層性質表*

| 編號 | 斷層名稱 | 長度 (公里) | 斷層性質 | 歷史地震規模 |
|----|--------------|------------|---------|---|
| 1 | 新城斷層 | 28 | 逆移斷層 | |
| 2 | 獅潭斷層 | 12 | 逆移斷層 | M _L 7.1** (1935.04.21) 新竹-臺中地震 |
| | 屯子腳斷層 | 14 | 右移斷層 | |
| 3 | 三義斷層 | 24 | 逆移斷層 | |
| 4 | 大甲斷層 | 8 | 逆移斷層 | |
| | 大甲斷層(清水, 南段) | 22 | | |
| | 鐵砧山斷層 | 13 | | |
| | 彰化斷層 | 36 | | |
| 5 | 車籠埔斷層(北段) | 38 | 逆移斷層 | M _L 7.3 (1999.09.21) 集集地震 |
| | 車籠埔斷層(南段) | 38 | | |
| 6 | 大茅埔-雙冬斷層 | 69 | 逆移斷層 | |
| 7 | 梅山斷層 | 13 | 右移斷層 | M _L 7.1 (1906.03.17) 梅山地震 |
| 8 | 大尖山斷層 | 25 | 逆移兼右移斷層 | M _L 7.1 (1941.12.17) 中埔地震 |
| | 觸口斷層 | 28 | 逆移斷層 | |
| 9 | 六甲斷層 | 17 | 逆移兼左移斷層 | |
| 10 | 新化斷層 | 6 | 右移斷層 | M _L 6.1 (1946.12.05) 新化地震 |
| 11 | 旗山斷層 | 30 | 逆移斷層 | |
| 12 | 米崙斷層 | 8 | 左移兼逆移斷層 | M _L 7.3 (1951.11.25) 縱谷地震序列 |
| | 瑞穗斷層 | 33 | 逆移兼左移斷層 | |
| | 玉里斷層 | 23 | 左移兼逆移斷層 | |
| | 池上斷層 | 67 | 逆移兼左移斷層 | |
| | 鹿野斷層 | 17 | 逆移斷層 | |

*本表所列之活動斷層為 2010 年中央地質調查所公告之第一類活動斷層

**歷史地震規模參考臺灣十大災害地震圖集（鄭世楠等人著，1999）

資料來源：修改自參考文獻^[26]

表 5-13 近車籠埔、梅山、大尖山-觸口、新化、花東縱谷、獅潭、屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山、大茅埔-雙冬等斷層之 475 年設計地震近斷層調整因子(N_A)

| 斷層名稱 | $r \leq 2$ | $2 < r \leq 5$ | $5 < r \leq 8$ | $8 < r \leq 10$ | $10 < r \leq 12$ | $12 < r \leq 14$ | $r > 14$ |
|------------------------|------------|----------------|----------------|-----------------|------------------|------------------|----------|
| | km | km | km | km | km | km | km |
| 車籠埔斷層 | 1.23 | 1.16 | 1.07 | 1.03 | 1.03 | 1.00 | N.C. |
| 梅山斷層 | 1.37 | 1.28 | 1.15 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. |
| 大尖山斷層 | 1.15 | 1.08 | 1.00 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. |
| 觸口斷層 | | | | | | | |
| 新化斷層 | 1.23 | 1.06 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. | N.C. |
| 花東縱谷斷層(米崙、瑞穗、玉里、池上、鹿野) | 1.42 | 1.37 | 1.28 | 1.14 | 1.14 | 1.00 | N.C. |
| 獅潭斷層 | 1.28 | 1.20 | 1.10 | 1.10 | 1.00 | N.C. | N.C. |
| 屯子腳斷層 | 1.28 | 1.20 | 1.10 | 1.10 | 1.00 | N.C. | N.C. |
| 彰化斷層 | | | | | | | |
| 大甲斷層 | 1.35 | 1.25 | 1.10 | 1.05 | 1.05 | 1.00 | N.C. |
| 鐵砧山斷層 | | | | | | | |
| 大茅埔-雙冬斷層 | 1.35 | 1.25 | 1.10 | 1.05 | 1.05 | 1.00 | N.C. |

註：r 為與近斷層之距離；N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。
資料來源：參考文獻^[26]

表 5-14 近新城、三義、六甲、旗山等斷層之 475 年設計地震近斷層調整因子(N_A)

| | | 斷層名稱 | $r \leq 2$ km | $2 < r \leq 4$ km | $4 < r \leq 6$ km | $6 < r \leq 8$ km | $r > 8$ km |
|----------------|------|------|---------------|-------------------|-------------------|-------------------|------------|
| N_A (475) | 新城斷層 | | 1.10 | 1.05 | 1.00 | 1.00 | N.C. |
| | 三義斷層 | | 1.10 | 1.05 | 1.00 | 1.00 | N.C. |
| | 六甲斷層 | | 1.10 | 1.05 | 1.00 | N.C. | N.C. |
| | 旗山斷層 | | 1.15 | 1.10 | 1.05 | 1.00 | N.C. |

註：r 為與近斷層之距離；N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。

資料來源：參考文獻^[26]

表 5-15 近車籠埔、梅山、大尖山-觸口、新化、花東縱谷、獅潭、屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山、大茅埔-雙冬等斷層之 475 年設計地震近斷層調整因子(N_V)

| | | 斷層名稱 | $r \leq 2$ km | $2 < r \leq 5$ km | $5 < r \leq 8$ km | $8 < r \leq 10$ km | $10 < r \leq 12$ km | $12 < r \leq 14$ km | $r > 14$ km |
|----------------|------------------------|------|---------------|-------------------|-------------------|--------------------|---------------------|---------------------|-------------|
| N_V (475) | 車籠埔斷層 | | 1.36 | 1.32 | 1.22 | 1.10 | 1.10 | 1.00 | N.C. |
| | 梅山斷層 | | 1.44 | 1.36 | 1.20 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. |
| | 大尖山斷層 | | 1.15 | 1.10 | 1.03 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. |
| | 觸口斷層 | | 1.15 | 1.10 | 1.03 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. |
| | 新化斷層 | | 1.15 | 1.05 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. | N.C. |
| | 花東縱谷斷層(米崙、瑞穗、玉里、池上、鹿野) | | 1.58 | 1.53 | 1.38 | 1.20 | 1.20 | 1.00 | N.C. |
| | 獅潭斷層 | | 1.33 | 1.27 | 1.10 | 1.10 | 1.00 | N.C. | N.C. |
| | 屯子腳斷層 | | 1.31 | 1.25 | 1.15 | 1.15 | 1.00 | N.C. | N.C. |
| | 彰化斷層 | | 1.40 | 1.25 | 1.10 | 1.05 | 1.05 | 1.00 | N.C. |
| | 大甲斷層 | | 1.40 | 1.25 | 1.10 | 1.05 | 1.05 | 1.00 | N.C. |
| | 鐵砧山斷層 | | 1.40 | 1.25 | 1.10 | 1.05 | 1.05 | 1.00 | N.C. |
| 大茅埔-雙冬斷層 | | 1.40 | 1.25 | 1.10 | 1.05 | 1.05 | 1.00 | N.C. | |

註：r 為與近斷層之距離；N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。

資料來源：參考文獻^[26]

表 5-16 近新城、三義、六甲、旗山等斷層之 475 年設計地震近斷層調整因子(N_V)

| N_V (475) | 斷層名稱 | $r \leq 2$ km | $2 < r \leq 4$ km | $4 < r \leq 6$ km | $6 < r \leq 8$ km | $r > 8$ km |
|----------------|------|---------------|-------------------|-------------------|-------------------|------------|
| | 新城斷層 | 1.15 | 1.10 | 1.05 | 1.00 | N.C. |
| 三義斷層 | 1.15 | 1.10 | 1.05 | 1.00 | N.C. | |
| 六甲斷層 | 1.15 | 1.10 | 1.00 | N.C. | N.C. | |
| 旗山斷層 | 1.20 | 1.10 | 1.05 | 1.00 | N.C. | |

註：r 為與近斷層之距離；N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。
資料來源：參考文獻^[26]

表 5-17 近車籠埔、梅山、大尖山-觸口、新化、花東縱谷、獅潭、屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山、大茅埔-雙冬等斷層之 2500 年最大考量地震近斷層調整因子(N_A)

| N_A (2500) | 斷層名稱 | $r \leq 2$ km | $2 < r \leq 5$ km | $5 < r \leq 8$ km | $8 < r \leq 10$ km | $10 < r \leq 12$ km | $12 < r \leq 14$ km | $r > 14$ km |
|----------------------------|-------|---------------|-------------------|-------------------|--------------------|---------------------|---------------------|-------------|
| | 車籠埔斷層 | 1.25 | 1.20 | 1.10 | 1.03 | 1.03 | 1.00 | N.C. |
| 梅山斷層 | 1.30 | 1.20 | 1.05 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. | |
| 大尖山斷層 觸口斷層 | 1.21 | 1.17 | 1.05 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. | |
| 新化斷層 | 1.29 | 1.10 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. | N.C. | |
| 花東縱谷斷層 (米崙、瑞穗、玉里、池上、鹿野) | 1.32 | 1.26 | 1.10 | 1.02 | 1.02 | 1.00 | N.C. | |
| 獅潭斷層 | 1.26 | 1.18 | 1.05 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. | |
| 屯子腳斷層 | 1.26 | 1.17 | 1.05 | 1.05 | 1.00 | N.C. | N.C. | |
| 彰化斷層 大甲斷層 鐵砧山斷層 | 1.33 | 1.18 | 1.10 | 1.05 | 1.05 | 1.00 | N.C. | |
| 大茅埔-雙冬斷層 | 1.25 | 1.15 | 1.10 | 1.05 | 1.05 | 1.00 | N.C. | |

註：r 為與近斷層之距離；N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。
資料來源：參考文獻^[26]

表 5-18 近新城、三義、六甲、旗山等斷層之 2500 年最大考量地震近斷層調整因子(N_A)

| N_A (2500) | 斷層名稱 | $r \leq 2$ km | $2 < r \leq 4$ km | $4 < r \leq 6$ km | $6 < r \leq 8$ km | $r > 8$ km |
|-----------------|------|---------------|-------------------|-------------------|-------------------|------------|
| | 新城斷層 | 1.20 | 1.10 | 1.05 | 1.00 | N.C. |
| | 三義斷層 | 1.20 | 1.10 | 1.05 | 1.00 | N.C. |
| | 六甲斷層 | 1.10 | 1.05 | 1.00 | N.C. | N.C. |
| | 旗山斷層 | 1.20 | 1.10 | 1.05 | 1.00 | N.C. |

註：r 為與近斷層之距離；N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。
資料來源：參考文獻^[26]

表 5-19 近車籠埔、梅山、大尖山-觸口、新化、花東縱谷、獅潭、屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山、大茅埔-雙冬等斷層之 2500 年最大考量地震近斷層調整因子(N_V)

| N_V (2500) | 斷層名稱 | $r \leq 2$ km | $2 < r \leq 5$ km | $5 < r \leq 8$ km | $8 < r \leq 10$ km | $10 < r \leq 12$ km | $12 < r \leq 14$ km | $r > 14$ km |
|-----------------|------------------------|---------------|-------------------|-------------------|--------------------|---------------------|---------------------|-------------|
| | 車籠埔斷層 | 1.50 | 1.45 | 1.30 | 1.15 | 1.15 | 1.00 | N.C. |
| | 梅山斷層 | 1.48 | 1.36 | 1.15 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. |
| | 大尖山斷層 觸口斷層 | 1.42 | 1.35 | 1.15 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. |
| | 新化斷層 | 1.30 | 1.15 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. | N.C. |
| | 花東縱谷斷層(米崙、瑞穗、玉里、池上、鹿野) | 1.58 | 1.48 | 1.30 | 1.16 | 1.16 | 1.00 | N.C. |
| | 獅潭斷層 | 1.42 | 1.32 | 1.15 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. |
| | 屯子腳斷層 | 1.42 | 1.32 | 1.15 | 1.15 | 1.00 | N.C. | N.C. |
| | 彰化斷層 大甲斷層 鐵砧山斷層 | 1.50 | 1.32 | 1.20 | 1.10 | 1.10 | 1.00 | N.C. |
| | 大茅埔-雙冬斷層 | 1.50 | 1.35 | 1.20 | 1.10 | 1.10 | 1.00 | N.C. |

註：r 為與近斷層之距離；N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。
資料來源：參考文獻^[26]

表 5-20 近新城、三義、六甲、旗山等斷層之 2500 年最大考量地震近斷層調整因子(N_V)

| N_V (2500) | 斷層名稱 | $r \leq 2$ km | $2 < r \leq 4$ km | $4 < r \leq 6$ km | $6 < r \leq 8$ km | $r > 8$ km |
|-----------------|------|---------------|-------------------|-------------------|-------------------|------------|
| | 新城斷層 | 1.35 | 1.20 | 1.10 | 1.00 | N.C. |
| | 三義斷層 | 1.35 | 1.20 | 1.10 | 1.00 | N.C. |
| | 六甲斷層 | 1.25 | 1.10 | 1.00 | N.C. | N.C. |
| | 旗山斷層 | 1.35 | 1.20 | 1.10 | 1.00 | N.C. |

註：r 為與近斷層之距離；N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。
資料來源：參考文獻^[26]

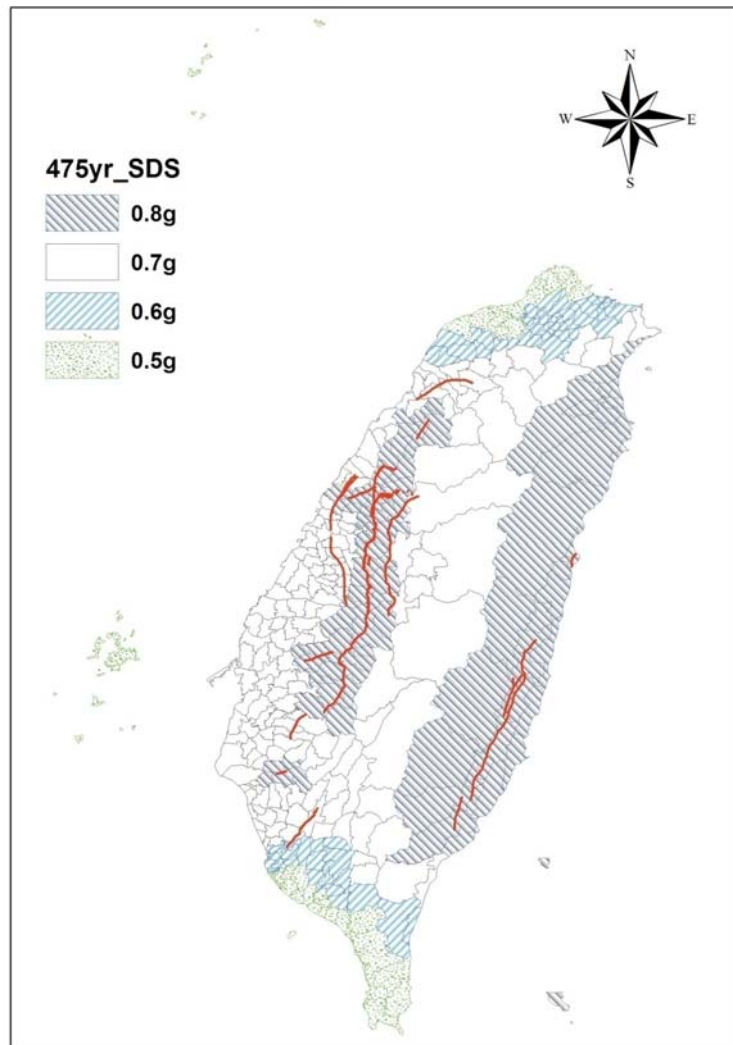


圖 5.6 震區短週期設計水平譜加速度係數(S_s^{II})分布圖

資料來源：參考文獻^[26]

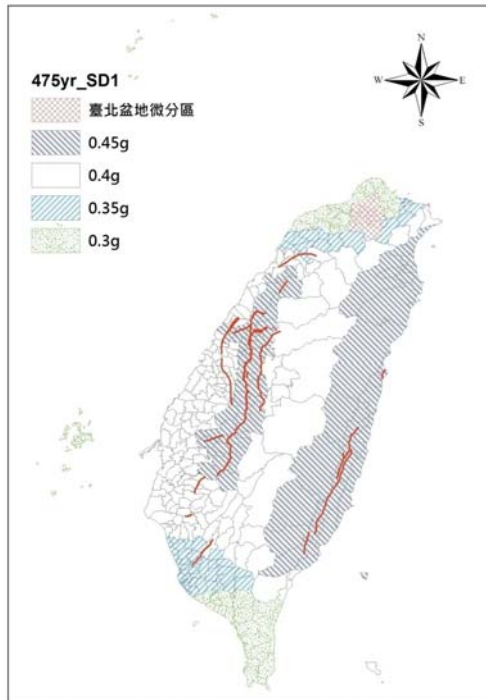


圖 5.7 震區一秒週期設計水平譜加速度係數(S_1^{II})分布圖

資料來源: 參考文獻^[26]

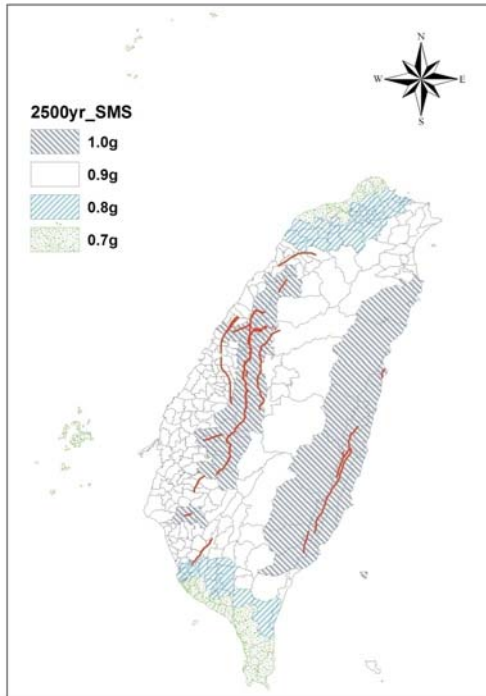


圖 5.8 震區短週期最大考量水平譜加速度係數(S_S^{III})分布圖

資料來源: 參考文獻^[26]

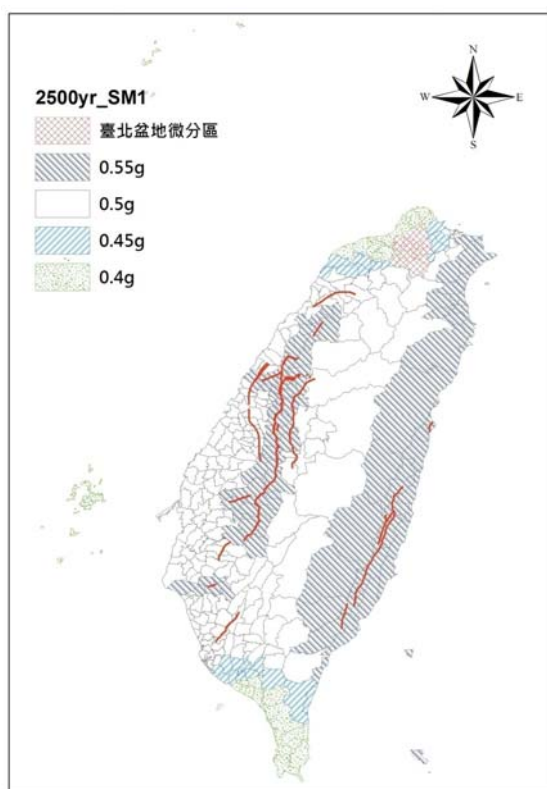


圖 5.9 震區一秒週期最大考量水平譜加速度係數(S_1^{III})分布圖

資料來源: 參考文獻^[26]

(3) 新北市(臺北盆地及一般震區)

國家地震工程研究中心訂定臺北盆地範圍為淡水河水系內海拔 20 公尺以下區域(如圖 5.10 所示)，包括臺北市及新北市之三重區、新莊區、板橋區、中和區、永和區、新店區、土城區、樹林區、蘆洲區、五股區、泰山區、淡水區、八里區、汐止區等轄區之全部或部分里，並劃分為臺北一區、臺北二區及臺北三區，新北市屬臺北盆地臨海微分區(如表 5-21 所列)。以臺北港為例，港址位於八里區，屬於臺北盆地，則需依照臺北盆地之譜加速度係數計算公式如下：

a. 等級 II 地震

$$S_{II,S} = 0.6 \dots\dots\dots(5.1)$$

$$S_{II,I} = S_{II,S} T_0^{II} \dots\dots\dots(5.2)$$

$$T_0^{\text{II}} = \begin{cases} 1.60 \text{ 秒(臺北一區)} \\ 1.30 \text{ 秒(臺北二區)} \\ 1.05 \text{ 秒(臺北三區)} \end{cases} \dots\dots\dots(5.3)$$

b. 等級 III 地震

$$S_{\text{III},S} = 0.8 \dots\dots\dots(5.4)$$

$$S_{\text{III}} = S_{\text{III},S} T_0^{\text{III}} \dots\dots\dots(5.5)$$

$$T_0^{\text{III}} = \begin{cases} 1.60 \text{ 秒(臺北一區)} \\ 1.30 \text{ 秒(臺北二區)} \\ 1.05 \text{ 秒(臺北三區)} \end{cases} \dots\dots\dots(5.6)$$

其中， S 為譜加速度係數； T 為週期；下標 II 為 475 年回歸期；下標 III 為 2500 年回歸期；下標 S 為短週期；下標 I 為 1 秒週期。

非屬於臺北盆地範圍內則回歸一般震區譜加速度係數計算公式，並參考表 5-22。

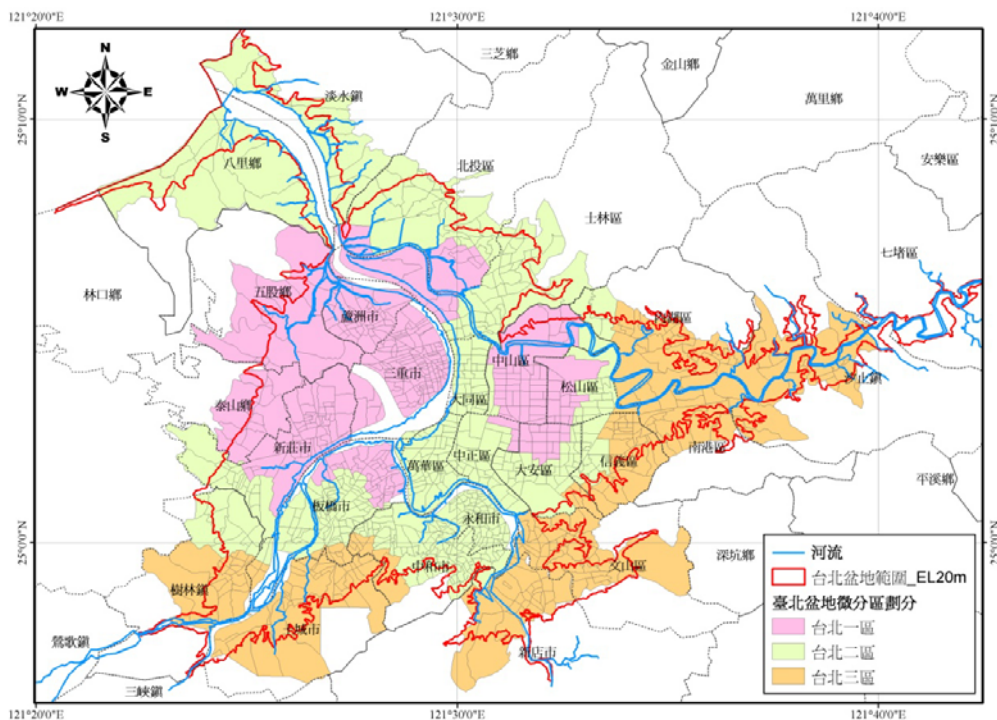


圖 5.10 臺北盆地設計地震微分區圖

資料來源：參考文獻^[2]

表 5-21 新北市屬臺北盆地臨海微分區劃分表

| 市 | 區 | 里 | 微分區 |
|-----|-----|---|------|
| 新北市 | 淡水區 | 福德里、竹園里、民生里、八勢里、竿蓁里、鄧公里、長庚里、清文里、草東里、永吉里、民安里、新生里、文化里、油車里、沙崙里(共 15 里) | 臺北二區 |
| | 八里區 | 龍源里、米倉里、大坎里、埤頭里、頂罟里、舊城里、訊塘里、荖阡里、下罟里 (共 9 里) | 臺北二區 |

資料來源: 參考文獻^[26]

表 5-22 新北市屬一般震區臨海之里其震區短週期與一秒週期之 475 年回歸期水平譜加速度係數(S_S^{II})與(S_I^{II})，與 2500 年回歸期水平譜加速度係數(S_S^{III})與(S_I^{III})

| 市 | 區 | 里 | S_S^{II} | S_I^{II} | S_S^{III} | S_I^{III} |
|-----|-----|--|------------|------------|-------------|-------------|
| 新北市 | 淡水區 | 中和里、屯山里、賢孝里、興仁里、蕃薯里、義山里、忠山里、坎頂里、埤島里、新興里、水碓里、北投里、水源里、忠寮里、樹興里、坪頂里、中興里、協元里 (共 18 里) | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.45 |
| | 八里區 | 長坑里(共 1 里) | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.45 |
| | 瑞芳區 | 全區所有里 (共 34 里) | 0.6 | 0.35 | 0.9 | 0.55 |
| | 三芝區 | 全區所有里 (共 13 里) | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.45 |
| | 石門區 | 全區所有里 (共 9 里) | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.45 |
| | 貢寮區 | 全區所有里 (共 11 里) | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.55 |
| | 金山區 | 全區所有里 (共 15 里) | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.45 |
| | 萬里區 | 全區所有里 (共 10 里) | 0.5 | 0.3 | 0.8 | 0.5 |

註：下標 II 為 475 年回歸期；下標 III 為 2500 年回歸期；下標 S 為短週期；下標 I 為 1 秒週期。

資料來源: 參考文獻^[26]

5.1.6 韌性設計

非剛性結構物之設計地震力中使用結構系統地震力折減係數 F_u ，因此結構物應配合韌性設計，使結構物具有預期之韌性容量。韌性設

計需保證其塑鉸產生在預定的位置上，且不得在塑鉸成熟發展前發生其他的破壞。

現行港灣構造物設計基準中對非剛性構造物鋼筋混凝土之韌性要求如下：

- (1) 樁之主鋼筋量與全斷面積之比值，不得小於 0.01，亦不得大於 0.06。
- (2) 樁頂若與梁剛接，樁頂主筋之錨碇，應使其能發展 $1.25f_y$ 之應力，其中 f_y 為主筋之標稱降伏強度。
- (3) 計算樁之剪力強度時，當樁之塑鉸成熟產生時，若當時之軸力產生之平均壓應力小於 $0.1f'_c$ 時，塑鉸區混凝土抵抗剪力之能力應視為零，斷面之剪力全由剪力鋼筋承擔之，其中 $0.1f'_c$ 為混凝土抗壓強度。
- (4) 塑鉸區附近應配置圍束箍筋將柱心予以圍束，橫向圍束箍筋可與剪力鋼筋相較取其大者，而不必重複配置。圍束鋼筋的降伏強度不可大於主筋的降伏強度。
- (5) 橫向圍束鋼筋配置的範圍與其間距，應符合下列要求：
 - a. 橫向圍束鋼筋應配置於樁頂發生塑鉸之圍束區內，其範圍至少等於樁深，樁之塑鉸至反曲點距離約六分之一，或 45 cm。圍束鋼筋亦應延伸配置進入樁頂與梁之接頭區，其延伸距離至少應等於樁長邊之半，但不得小於 40 cm。
 - b. 樁之底部橫向圍束鋼筋配置之範圍，應從開始產生降伏的斷面起，往下配置 3 倍樁徑的距離，往上則應配置至超出現有地面線以上一倍樁徑之距離，但不得小於 45 cm。
 - c. 橫向圍束箍筋之間距不得超過 15 cm，亦不得超過樁短邊尺寸之四分之一。
 - d. 螺箍筋不得在圍束區內塔接，但容許採用強度達 $1.25f_{yh}$ 的疊焊接，或其他許可的續接方式，其中 f_{yh} 為螺箍筋或環箍筋之

降伏強度。

- (6) 樁中主筋之搭接，不得在可能發生塑鉸之圍束區內。主筋之續接可採符合規定之焊接或採用認可之聯接器，惟最多僅容許在某斷面上隔根續接，且相鄰兩根主筋之續接處至少應錯開 60 cm 以上。樁頂與梁剛接之接頭部，其剪應力對常重混凝土言，不得超過 $3.18\sqrt{f'_c}$ ；對輕質混凝土言，不得超過 $2.39\sqrt{f'_c}$ 。

除鋼筋混凝土韌性設計要求之外，鋼構材之韌性設計尚須注意構件之細長比以及寬厚比，使韌性容量足以保護構件，細長比及寬厚比限制如下：

主要受壓構材之細長比參數 λ_c 和主要受撓構材之細長比參數 λ_b 不得超過(如表 5-23 所示)之極限值 λ_{cp} 和 λ_{bp}

其中，主要受壓構材之細長比參數定義如下：

$$\lambda_c = \left(\frac{kL}{r\pi} \right) \sqrt{\frac{f_y}{E}} \dots\dots\dots(5.7)$$

主要受撓構材之細長比參數定義如下：

$$\lambda_b = \frac{L}{r_y} \dots\dots\dots(5.8)$$

其中，符號定義如下：

λ_{cp} ：主要受壓構件之細長參數限制值；

λ_{bp} ：主要受撓構材之細長參數限制值；

k ：構件之有效長度係數；

L ：構件之無支撐長度(cm)；

r ：迴轉半徑(cm)；

r_y ：相對於弱軸之迴轉半徑(cm)；

f_y ：鋼材之規定最小降伏強度(kgf/cm²)；

E ：鋼材的彈性模數(kgf/cm²)。

斜撐構件(bracing member)之細長比 kL/r 不得超過 120，其中 kL 為構件之有效未支撐長度。支撐結構受壓構件之有效長度因數 k 應取為 0.85，但若有適當分析佐證，小於 0.85 之 k 值亦可採用。

表 5-23 細長比參數限制

| 構件分類 | | 細長比參數之限制值 | |
|-----------------|---|----------------|----------------------------|
| 韌性構件 | 主要受壓構件 $\frac{P_u}{P_n} \geq \frac{M_u}{M_{ns}}$ | λ_{cp} | 0.75 |
| | 主要受撓構材 $\frac{P_u}{P_n} < \frac{M_u}{M_{ns}}$ | λ_{bp} | $\frac{0.086E}{f_y}$ |
| 彈性構件/ 容量保護構件 | 主要受壓構件 $\frac{P_u}{P_n} \geq \frac{M_u}{M_{ns}}$ | λ_{cp} | 1.50 |
| | 主要受撓構材 $\frac{P_u}{P_n} < \frac{M_u}{M_{ns}}$ | λ_{bp} | $4.4 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ |

註： M_u ：作用於構件之係數化彎矩需求(kgf-m)；

M_{ns} ：構件之標稱撓曲彎矩強度(kgf-m)；

P_u ：作用於構件之係數化軸壓力(kgf)；

P_n ：構件之標稱軸壓強度(kgf)。

資料來源：參考文獻^[26]

一般碼頭結構使用之樁為圓形斷面，對於容量保護構材，其寬厚比 $(\frac{D}{t})$ 不得超過式(5.9)所列之 λ_r ；對於韌性構材，其寬厚比不得超過式(5.10)所列之 λ_p 。

對於容量保護構材

$$\lambda_r = \frac{0.009E}{f_y} \dots\dots\dots(5.9)$$

對於韌性構材

$$\lambda_p = \frac{0.044E}{f_y} \dots\dots\dots(5.10)$$

加勁材之慣性矩 I_s 須符合(5.11)式或(5.12)式規定。

若等間距縱向受壓翼板之加勁板數目 $n=1$ ，則

$$k = \left(\frac{8I_s}{bt^3} \right)^{1/3} \leq 4 \dots\dots\dots (5.11)$$

若等間距縱向受壓翼板之加勁板數目 $n > 1$ ，則

$$k = \left(\frac{14.3I_s}{bt^3n^4} \right)^{1/3} \leq 4 \dots\dots\dots(5.12)$$

其中，符號定義如下：

k ：受均勻正向應力板之挫曲係數；

I_s ：相對於通過該加勁板底且平行下翼板之加勁板慣性矩(cm^4)；

b ：無加勁構件之寬度(cm)；

t ：無加勁構件之厚度、板厚或中空斷面之壁厚(cm)。

5.2 鋼鐵與混凝土材料之使用性與可修復性標準

5.2.1 現行規範鋼鐵材料之規定

民國九十九年修訂「港灣構造物設計基準」中鋼鐵材料之規定主要是依循鋼結構容許應力法設計規範及鋼結構極限設計法之設計規範，其設計理念是鋼鐵材料強度與韌性間的關係，而性能設計以結構

物性能分級為主要精神，因此現行規範對於結構物中鋼鐵材料沒有耐震性能設計之概念，性能等級的分級雖具有使用性以及修復性的考量，但現行規範對於鋼鐵材料的使用性及修復性並無特別說明，因此有必要增加使用性與可修復性到現行鋼鐵材料相關規定中。

於港灣構造物設計基準中鋼鐵材料第三節設計強度中增加使用性與可修復性；性能等級分為四級，其對使用性規定由高到低為「功能正常」、「短期功能喪失」、「長期功能喪失」與「無法恢復營運」，以使用性為考量則以第 I 級性能等級為標準；從性能等級中對修復性規定由高到低分別為「不須修復」、「可快速修復」、「修復非常困難」與「須拆除重建」，以可修復性為考量則以第 II 級性能等級為標準。

鋼鐵材料的使用性與可修復性透過量化，並在設計時使用應變較為容易，可參考國際航海協會中港灣構造物耐震性能設計準則對於鋼鐵材料的材料應變上限值，如表 5-24 所示。

表 5-24 第 I、II 級性能等級之材料應變上限值

| 性能等級 | 材料類別 | | 應變上限值 |
|--------------------|------------------|-----------------|-------|
| 第 I 級 (滿足服務性) | 鋼筋拉應變 | | 0.010 |
| | 預力鋼絞線應變增量 | | 0.005 |
| | 鋼構件與內灌混凝土鋼管樁壓應變 | | 0.008 |
| | 中空鋼管樁壓應變 | | 0.008 |
| 第 II 級 (滿足可修復性) | 樁-版 接頭 塑性鉸 | 鋼筋拉應變 | 0.05 |
| | | 預力鋼絞線應變增量 | 0.04 |
| | | 鋼構件與內灌混凝土鋼管樁壓應變 | 0.035 |
| | | 中空鋼管樁壓應變 | 0.025 |
| | 樁身 入土部 塑性鉸 | 鋼筋拉應變 | 0.010 |
| | | 預力鋼絞線應變增量 | 0.015 |
| | | 鋼構件與內灌混凝土鋼管樁壓應變 | 0.035 |
| | | 中空鋼管樁壓應變 | 0.025 |

資料來源：參考文獻^[8]

5.2.2 現行規範混凝土之規定

民國 99 年修訂「港灣構造物設計基準」中混凝土之相關規定參照「鋼筋混凝土工程設計規範與解說」及「混凝土工程施工規範」，其中主要為工作應力法，以結構處於工作狀態下設計之容許應力的設計法，而性能設計的精神在於結構物性能分級，其中使用性及修復性為現行規範無法準確描述，所以在考慮使用性及修復性時，現行規範仍有改進空間。

於「港灣構造物設計基準」中第三篇工程材料內第三章混凝土的 8.3 節混凝土規定強度中增加使用性與可修復性，性能等級分為四級，其對使用性規定由高到低為「功能正常」、「短期功能喪失」、「長期功能喪失」與「無法恢復營運」，以使用性為考量則以第 I 級性能等級為標準；從性能等級中對修復性規定由高到低分別為「不須修復」、「可快速修復」、「修復非常困難」、「須拆除重建」，以可修復性為考量則以第 II 級性能等級為標準。

混凝土的使用性與可修復性透過量化，並在設計時使用應變較為容易，可參考國際航海協會中港灣構造物耐震性能設計準則對於混凝土的材料應變上限值，如表 5-25 所示。

表 5-25 第 I、II 級性能等級之材料應變上限值

| 性能等級 | 材料類別 | | 應變上限值 |
|--------------------|------------------|--------|--------------------|
| 第 I 級 (滿足服務性) | 混凝土壓應變 | | 0.004 |
| 第 II 級 (滿足可修復性) | 樁-版 接頭 塑性鉸 | 混凝土壓應變 | 採註解公式 但小於 0.025 |
| | 樁身 入土部 塑性鉸 | 混凝土壓應變 | 採註解公式 但小於 0.008 |

註： $\varepsilon_{cu} = 0.004 + (1.4\rho_{sh}f_{yh}\varepsilon_{smh})/f'_{cc} \geq 0.005$

資料來源：參考文獻^[8]

5.3 碼頭工程之碼頭非線性分析方法與破壞機制

民國 86 年頒布「港灣構造物設計基準」中動力分析方法僅有多振態反應譜疊加法；民國 93 年修訂「港灣構造物設計基準」中動力分析方法有多振態反應譜疊加法與歷時分析，對於非線性分析方法，僅有動力分析中的非線性歷時分析。在耐震性能設計架構下分析方法分為簡化分析、簡化動力分析及動力分析，在不同重要度的碼頭分析下採用不同分析方法，隨著碼頭重要度增加，為求得結構物在受到地震後之真實反應，除考慮動力特性外，亦將材料之非線性特性加入分析。

港灣構造物耐震性能設計準則中，分析方法分為簡化分析、簡化動力分析及動力分析，其中考慮材料非線性的分析方法有容量震譜法(非線性側推分析)、非線性歷時分析及土壤有效應力分析，容量震譜法及土壤有效應力分析為原規範所沒有，因此新增容量震譜法及土壤有效應力分析於現行規範中。

透過各種分析方法計算出碼頭受到地震後的反應，並依照性能等級檢核是否達成，國際航海協會的港灣構造物耐震性能設計準則將各型碼頭破壞型式整理分類後，提出碼頭性能參數作為檢核分析結果，作為耐震性能設計時參考，新增碼頭破壞形式與各行碼頭性能參數。

現行規範第六節地震時之動土壓力與第七節地震時之動水壓兩章節內容為剛性碼頭進行動力分析時所需注意之項目，因此將此兩節之內容與分析方法併入同一段落中，以便設計時提供參考。

5.3.1 容量震譜法之概念

非剛性碼頭(如棧橋式碼頭)進行簡化動力分析，對其結構系統包括頂版、基樁與土壤間的受震反應可採用容量震譜法。容量震譜法之基本原理為將結構物視為一廣義單自由度振動系統，由結構物的頂層側推曲線及地震反應譜，經 ADRS (Acceleration - Displacement Response Spectra) 轉換後求得結構側推容量震譜與地震需求震譜(如圖 5.11 所示)所得之交點，可視為結構物承受地震力作用時，其近似的最大地震反應。

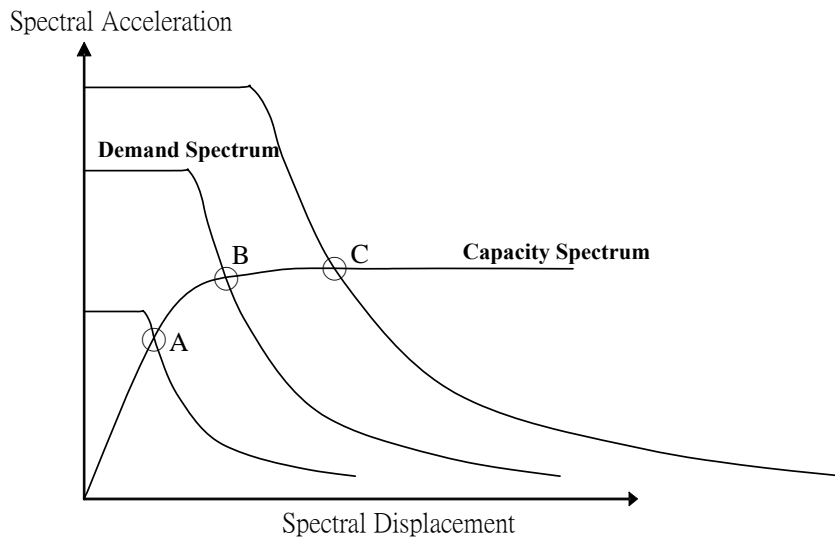


圖 5.11 容量震譜法分析簡介圖

資料來源：參考文獻^[44 錯誤! 找不到參照來源。]

3. ADRS 座標轉換

ADRS 格式為以 S_d 及 S_a 為座標之關係圖。容量震譜法(capacity spectrum method)中最後的功能績效點的求得，是將結構側推曲線及地震反應譜轉換成 ADRS 格式之結構側推容量震譜及地震需求震譜，再經結構非彈性之韌性的消能折減進而疊代計算得到。

結構之側推曲線原為基底剪力及頂層位移量之關係圖，經基本震態因子轉換所得之 S_d 及 S_a 關係圖。其轉換公式如下列所示：

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (m_i \phi_{i,1})}{\sum_{i=1}^N (m_i \phi_{i,1}^2)} \dots\dots\dots(5.13)$$

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (m_i \phi_{i,1})}{\sum_{i=1}^N (m_i \phi_{i,1}^2)} \dots\dots\dots(5.14)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \dots\dots\dots(5.15)$$

$$S_d = \frac{\Delta}{PF_1 \cdot \phi_{roof,1}} \dots\dots\dots(5.16)$$

其中，

PF_1 = 第一模態之模態參與係數；

α_1 = 第一模態之模態質量參與係數；

$\phi_{i,1}$ = 正規化第一模態第 i 層振幅；

V = 基底剪力；

Δ = 橋柱頂層位移量；

m_i = 第 i 層質量；

W = 結構總重；

N = 結構離散質量總數。

而地震反應譜為結構物週期 T 與 S_a 之關係圖，則地震需求震譜亦為由地震反應譜經轉換所得之 S_d 及 S_a 關係圖。轉換公式如下列所示：

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \cdot g \dots\dots\dots(5.17)$$

由上述之轉換公式亦可得知，在 ADRS 座標格式中，與座標原點輻射向之結構週期保持常數。

4. 地震需求震譜

地震需求震譜乃反應橋梁結構所承受地震力的大小，經由工址地層資料、土壤特性及震區等因素而求得，並考慮橋梁結構進入非

線性後非彈性變形產生之消能折減反應譜，其可使用結構之韌性程度對彈性反應譜做折減，此處列舉兩種折減方法：

(1) Newmark and Hall 之 $R-T-\mu$ 折減法

所謂的 $R-T-\mu$ 修正方法主要是將彈性反應譜，依結構之韌性與長短週期之反應譜特性，分段加以折減而產生非彈性反應譜，因此對於折減因子、結構自然週期與結構韌性的交互關係稱為 $R-T-\mu$ 關係。

由於結構物在強震下進入非彈性階段可產生遲滯消能之作用，以降低結構系統於強震時所須提供之耐震強度，因此如何準確的求出非彈性反應譜，即為影響耐震評估結果之關鍵步驟，其非彈性反應譜的求取方法為將結構之彈性反應譜除上一折減因子 R 而形成非彈性反應譜。

一般折減因子 R 的取得主要是以彈性反應譜為基準，再根據特定韌性比之非彈性反應譜，來計算彈性極限強度與非彈性降伏強度之比值，其值即為折減因子 R ，其定義如式(5.18)所示：

$$R = \frac{V_u(\mu=1)}{V_y} \dots\dots\dots(5.18)$$

其中： $V_u(\mu=1)$ 為彈性極限強度、 V_y 為非彈性降伏強度。惟式(5.18)為簡化之折減模式，實際上彈性反應譜與非彈性反應譜間之轉換受甚多因素影響，當然其中最重要的是週期與韌性比，而目前對於 $R-T-\mu$ 非彈性反應譜修正方法已有大量之研究成果，其結果大致相近。

基本上強度折減因子 R 與韌性比 μ 的關係，可依長短週期分為等位移與等能量兩種法則，其關係如下所示：

短週期時，依等能量法則： $R = \sqrt{2\mu - 1}$

長週期時，依等位移法則： $R = \mu$

而折減因子 R 之使用方法，將以下列各圖按流程說明之。

(2) 取得受評估之工址彈性反應譜(如圖 5.12 所示)

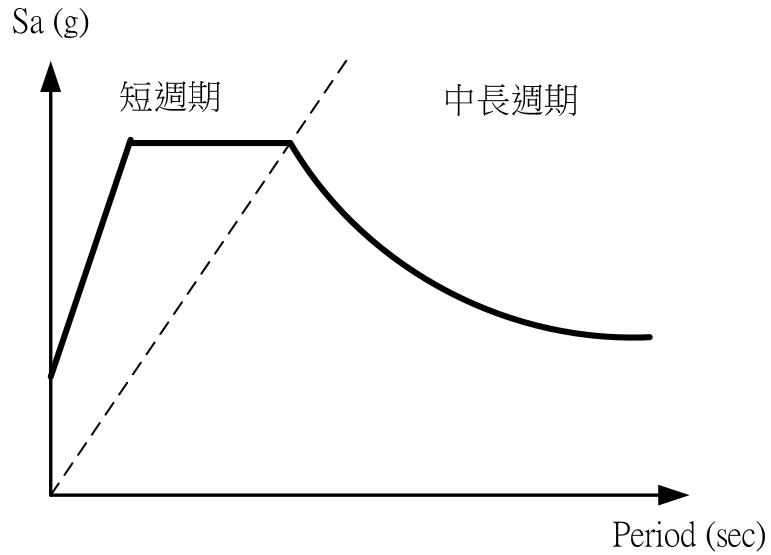


圖 5.12 工址彈性反應譜

資料來源：參考文獻^[44]

(3) 經 ADRS 格式轉換後求得彈性地震需求震譜(如圖 5.13 所示)

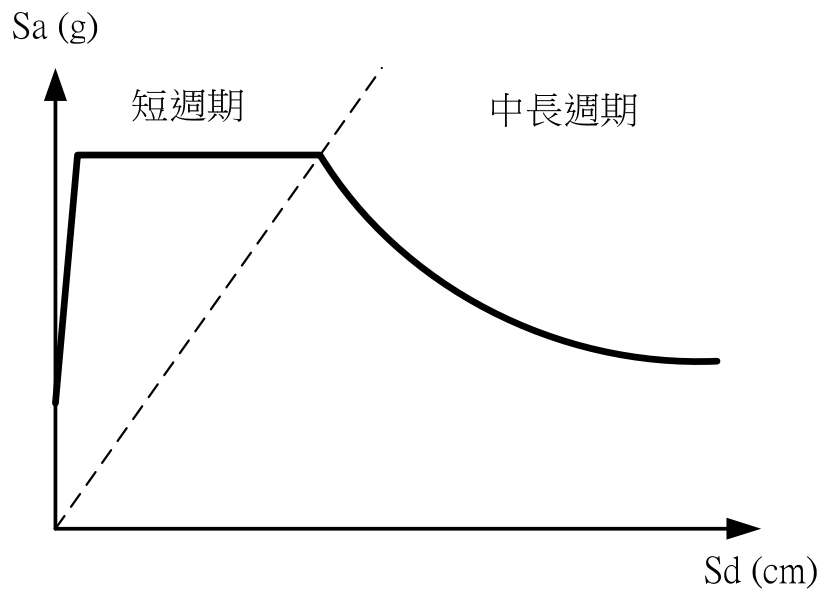


圖 5.13 彈性地震需求震譜

資料來源：參考文獻^[44]

(4)經由折減因子 R ，折減為非彈性地震需求震譜(如圖 5.14 所示)

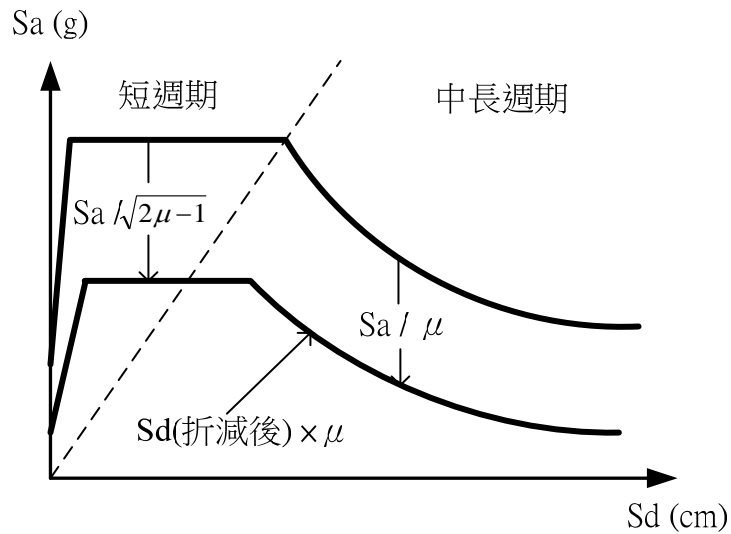


圖 5.14 非彈性地震需求震譜

資料來源: 參考文獻^[44]

(2) ATC-40 之等效阻尼比折減法

結構物之最大反應可視為是「自然振動週期」與「阻尼比」的函數，關於結構物非彈性模式的研究有許多文獻可參考，這些研究都涵蓋結構系統的韌性考量和彈性系統性質的修正，ATC-40 的方法是使用結構物的等效阻尼的性質，以修正彈性系統性質，並模擬非彈性的反應。當地震力使結構物進入非線性時，其阻尼可視為黏滯阻尼(viscous damping)與遲滯阻尼(hysteretic damping)的組合，而遲滯阻尼可以等效黏滯阻尼比(equivalent viscous damping ratio)代表其效應，其兩者相加後以等效阻尼表示之。

前述之 ADRS 格式轉換，可將傳統的以週期和譜加速度所構成之地震反應譜，轉成 ADRS 格式之地震需求震譜(demand spectrum)，如圖 5.15 所示。

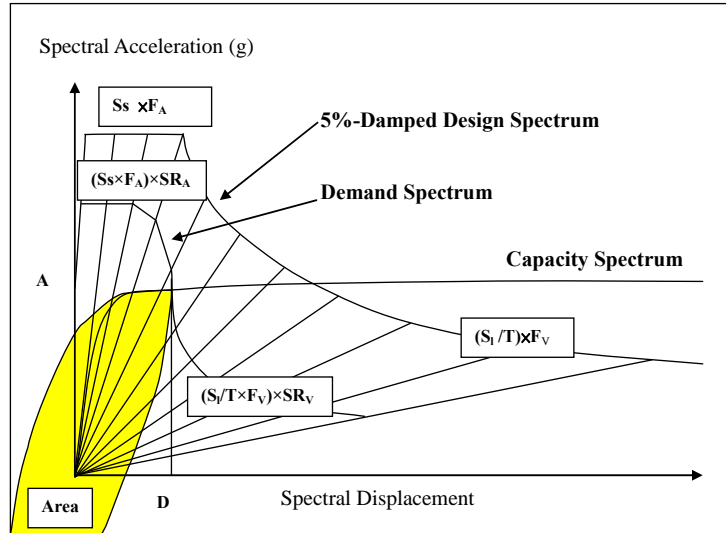


圖 5.15 ATC-40 等效阻尼比折減法

資料來源: 參考文獻^[44]

等效阻尼 β_{eff} ，定義為在地震尖峰的反應期間結構物消散的總能量，而且是結構在彈性時之黏滯阻尼部份 β_E ，和遲滯阻尼部份 β_H 的和，假設超過降伏點有著非彈性反應，則等效阻尼將以下列式 (5.19) 來表示：

$$\beta_{eff} = \beta_E + \beta_H \dots\dots\dots(5.19)$$

彈性阻尼的部份 β_E ，是一個常數，而遲滯阻尼的部份 β_H ，是靠著結構降伏後的遲滯圈在尖峰反應位移為 D 、加速度為 A 時所圍出的面積，如圖 5.15 所示。遲滯阻尼 β_H ，定義如式(5.20)。

$$\beta_H = \kappa \left(\frac{Area}{2\pi DA} \right) \dots\dots\dots(5.20)$$

其中，

$Area$ ：遲滯迴圈所圍的面積

D ：容量曲線的尖峰位移反應

A ：在尖峰位移 D 時的尖峰加速度反應

κ ：阻尼修正因子

於 ATC-40 中，為考量實際結構物狀況，以阻尼修正因子 κ 來修正結構物實際遲滯迴圈與理想情況下之遲滯迴圈的差異，式 (5.18) 中之 κ 因子折減了遲滯阻尼的大小，以所設計的結構物韌性與地震振動時間來模擬循環反應期間遲滯圈的衰減。振動時間以短、中、長來作各別定性的描述，而振動的時間對於結構物的損害仍是最重要的因素。

在實際的需求震譜修正計算上，其遲滯迴圈可以雙線性模式模擬之，如圖 5.15，而所求得之非彈性需求震譜是將彈性需求震譜乘以震譜折減因子 (SR_A 和 SR_V)，此處之修正方法亦和 $R-T-\mu$ 修正方法類似，亦即 SR_A 是用在反應譜中等加速度段之週期範圍作折減，而 SR_V 是用在反應譜中等速度段之週期範圍作折減。

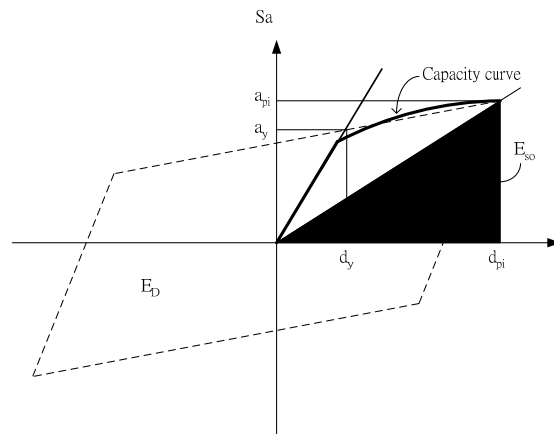


圖 5.16 雙線性模式之遲滯迴圈

資料來源: 參考文獻^[44]

如圖 5.16 所示，其等效阻尼比可以下列式子表示：

$$\beta_{eq}(\%) = 5 + \beta_0 \dots\dots\dots(5.21)$$

其中：5 代表 5% 之結構本身的黏性阻尼

β_0 則代表理想遲滯迴圈下所計算之遲滯阻尼，並轉化為等效黏滯阻尼。

$$\beta_0(\%) = \left(\frac{Area}{2\pi DA} \right) = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{so}} = \frac{63.7 \cdot (a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} \cdot d_{pi}} \dots\dots\dots(5.22)$$

其中：E_D 是阻尼之消耗能量，E_{so} 是最大應變能。

若為考量實際結構物之狀況，以阻尼修正因子κ來修正結構物實際遲滯迴圈與理想情況下之遲滯迴圈的差異時，則等效阻尼比改為下式(5.23)表示：

$$\beta_{eff}(\%) = 5 + \kappa\beta_0 = 5 + \frac{63.7 \cdot \kappa \cdot (a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} \cdot d_{pi}} (\%) \dots\dots\dots(5.23)$$

其中，κ依 ATC-40 中之建議值計算，如表 5-26 及表 5-27 所示，按結構型式及強震歷時分類之。

表 5-26 結構物分類及所屬型式

| 強震延時 | 新結構物 | 一般現存結構物 | 結構行為較差的現存結構物 |
|------|--------|---------|--------------|
| 短 | TYPE A | TYPE B | TYPE C |
| 長 | TYPE B | TYPE C | TYPE C |

資料來源：參考文獻^[44]

表 5-27 阻尼修正因子 κ

| 結構行為種類 | β ₀ (%) | κ |
|--------|--------------------|---|
| TYPE A | ≤ 16.25 | 1.0 |
| | > 16.25 | $1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$ |
| TYPE B | ≤ 25 | 0.67 |
| | > 25 | $0.85 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$ |
| TYPE C | Any value | 0.33 |

資料來源：參考文獻^[44]

彈性需求震譜因等效阻尼而折減為非彈性需求震譜，其折減量為 SR_A 和 SR_V 兩反應譜折減因子決定之，震譜折減因子是結構物等效阻尼(β_{eff})的函數，定義如下式(5.24)和式(5.25)。

$$SR_A = (3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})) / 2.12 \dots\dots\dots(5.24)$$

$$SR_V = (2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})) / 1.65 \dots\dots\dots(5.25)$$

而 SR_A 和 SR_V 兩反應譜折減因子必須大於等於表 5-28 所規定之最小值，則最後反應譜折減之結果如圖 5.17 所示。

表 5-28 最小容許 SR_A 及 SR_V

| 結構物行為種類 | SR_A | SR_V |
|---------|--------|--------|
| TYPE A | 0.33 | 0.50 |
| TYPE B | 0.44 | 0.56 |
| TYPE C | 0.56 | 0.67 |

資料來源: 參考文獻^[44]

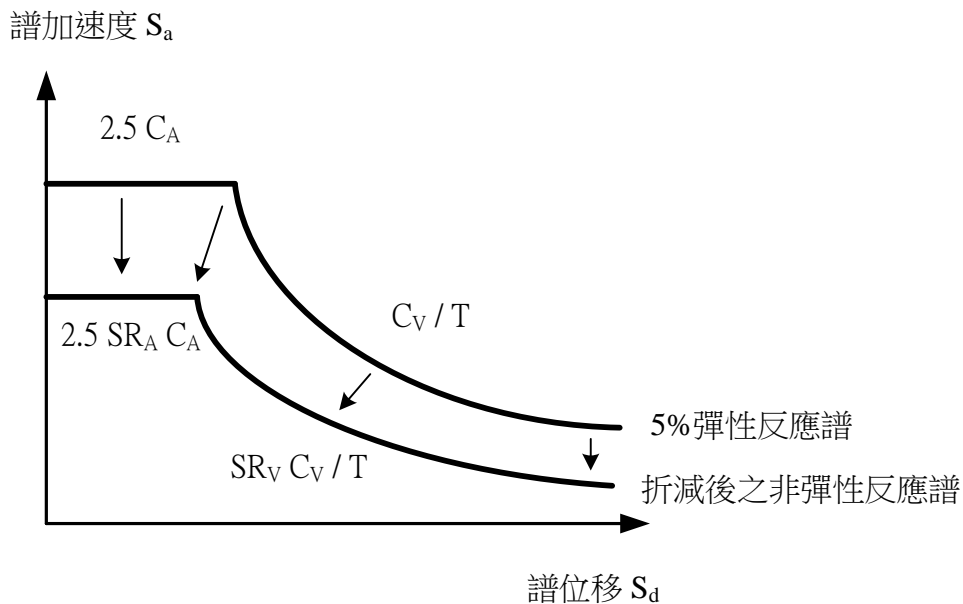


圖 5.17 ATC-40 彈性需求震譜之折減示意圖

資料來源: 參考文獻^[44]

1. 結構側推容量震譜

結構側推曲線是由側向位移與所對應結構物側向的抵抗力而成的函數所繪製出的曲線，也就是棧橋式碼頭基底剪力-頂層變位關係圖，用以代表碼頭的受震行為。根據 ATC-40 規定，以結構基本振態分佈豎向力進行結構側推分析，求得結構基底剪力對應結構物頂層位移。為使方便對照地震需求震譜，基底剪力轉變為譜加速度而頂層位移轉換為譜位移，即 ADRS 轉換。

2. 性能點

性能點(performance point)代表結構物在承受之地震強度下的最大反應。性能點已表示成 ADRS 座標格式的結構側推容量震譜及地震需求震譜疊代計算而得。其中，彈性地震需求震譜隨著結構物進入非線性區域，因構件降伏而使得週期延長且勁度降低，非彈性變形消散部份地震能量，使得結構物耐震能力需求減少，允許依結構韌性程度折減地震需求震譜。當折減後之非彈性地震需求震譜及結構側推容量震譜疊代產生交點時，該點即為性能點。

3. 性能點之結構反應和性能等級要求

由上述容量震譜法產生性能點時，其整體結構行為代表著棧橋式碼頭的最大反應，此時可依其各部構件之應力或應變狀態去判定所設計之碼頭的受震反應是否滿足性能可接受標準。

5.3.2 碼頭破壞型式

國際航海協會訂定出之港灣構造物耐震性能設計準則中，對於各型式碼頭以及碼頭附屬設施受到地震之後的破壞型式整理歸納，以便設計者了解地震力影響下各類型碼頭與附屬設施之破壞型式，重力式碼頭破壞型式(如圖 5.18 所示)；板樁式碼頭破壞型式(如圖 2.6 所示)；圓筒式碼頭破壞型式(如圖 5.19 及圖 5.20 所示)；棧橋式碼頭破壞型式(如圖 5.21 所示)；附屬設施(橋式起重機)破壞型式(如圖 5.22 所示)。

重力式碼頭由壁體與背填料組成，屬於剛性結構，水平地震力比垂直地震力之影響來的大。過去之震害中，依照傳統耐震設計規範設計的此類碼頭，常見破壞型式為：向海側之位移(滑動)、沉陷與傾倒，當基礎地層較堅硬時，較典型之破壞型式為向海側之位移與傾倒，若基礎地層較軟弱時，較易發生較大的向海側之位移、傾倒以及沉陷。

板樁式碼頭通常由相互連接的 RC 或鋼板樁、腰梁或圍梁、冠牆、拉桿、錨碇設施與回填料等組成，由上部之拉桿與下部埋設於土壤來支撐，仍以考量水平地震力為主。此類碼頭主要破壞型式包括：因背填土較軟或液化增加了土壤及水對板樁之壓力，使得板樁所承受之彎矩過大而開裂，或拉桿拉力破壞，或使錨碇設施失去作用導致板樁與錨碇設施向海側傾倒或移動。

一般圓筒式碼頭為鋼板樁圓筒式或鋼板圓筒式，係靠鋼板圓筒內填料自重及剪力強度抵抗外力之結構物。鋼板樁圓筒式碼頭之擋土機制類似於重力式碼頭，在地震力作用下，如考慮土壤未發生液化，其受力主要包括動態主動土壓力、動態被動土壓力、動態水壓力、殘留水壓力、作用於圓筒內填料之慣性力、以及作用於圓筒底面之土壤抗剪力等。

棧橋式碼頭形如橋梁，由橋面版、樁基承臺、樁基、與擋土設施組成，此類碼頭在地震中的行為主要受到土壤與結構互制效應之影響。其破壞型式主要有：地震太強烈使結構本身無法抵抗施加於其上之慣性力及其他土、水壓力之作用，造成樁基或頂面之破壞，或因擋土設施背填土較軟或液化使得擋土設施向海側移動，產生水平推力，導致樁基彎矩過大，形成塑性鉸，或因地基含有較軟土層，在地震中發生位移導致基樁破壞。

另外，碼頭附屬設施常見種類為橋式起重機，橋式起重機主要由上部結構及支撐結構的主架構所組成，起重機下部結構需要承受所有地震力，加上方便作業，支柱間隔設計較大，因此地震後起重機可能傾倒或是支柱變形，亦有可能因為碼頭本身傾斜，造成起重機脫軌或傾倒。

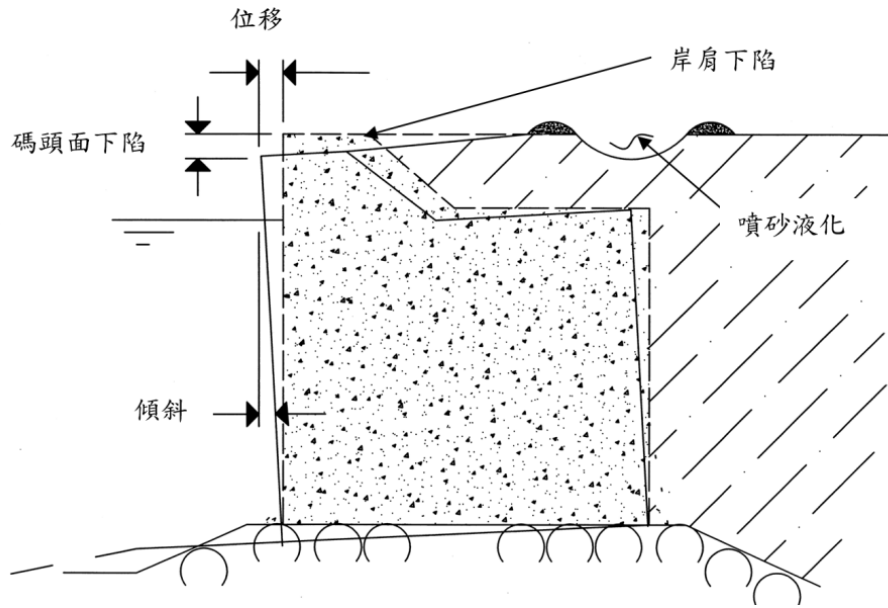


圖 5.18 重力式碼頭之破壞模式

資料來源：參考文獻^[8]

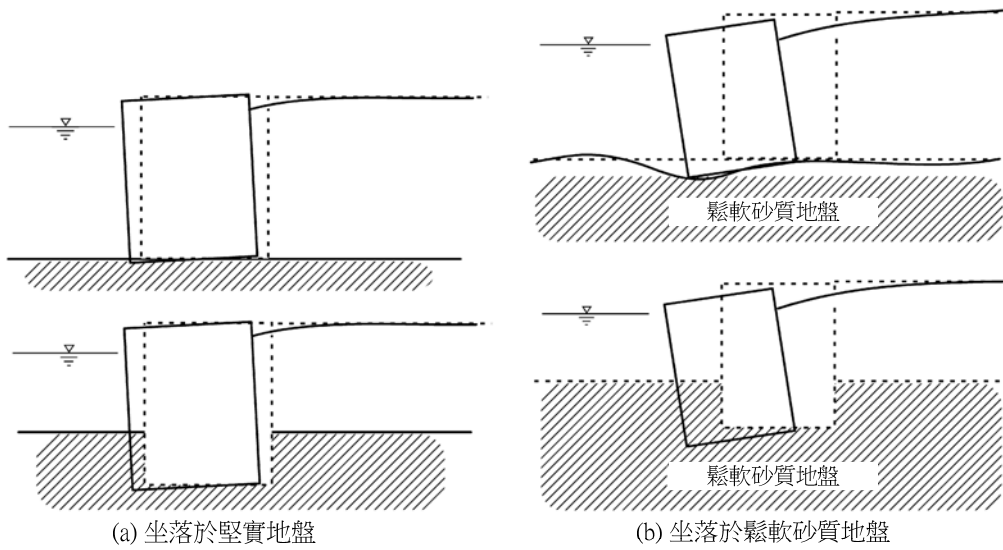


圖 5.19 圓筒式碼頭之破壞模式

資料來源：參考文獻^[8]

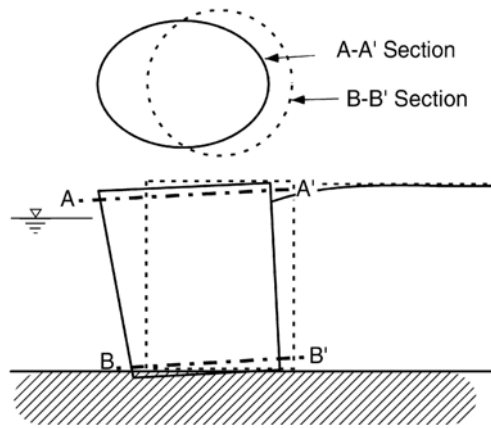
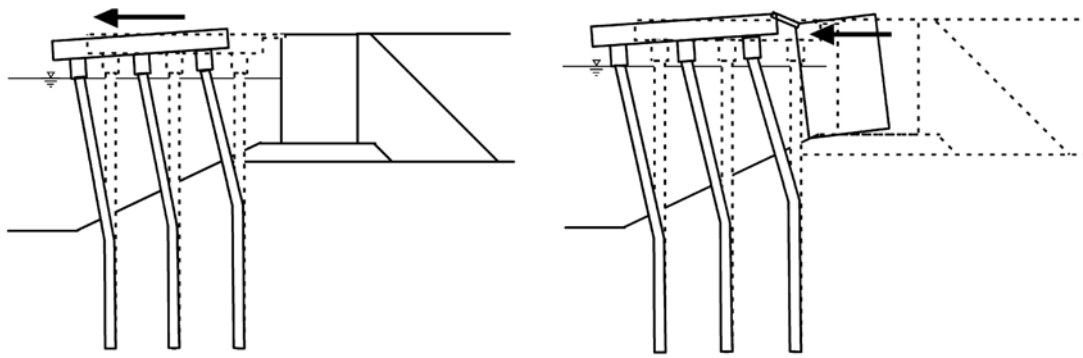


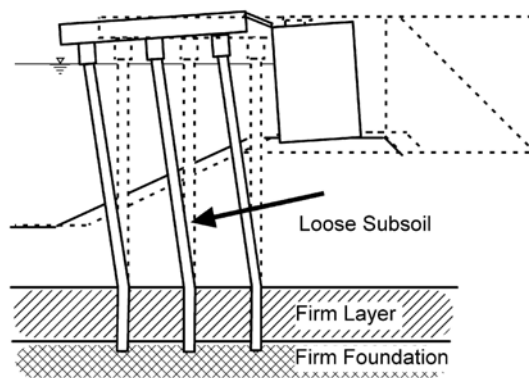
圖 5.20 圓筒斷面變形之破壞模式

資料來源：參考文獻^[8]



(A) 橋面板慣性力作用破壞

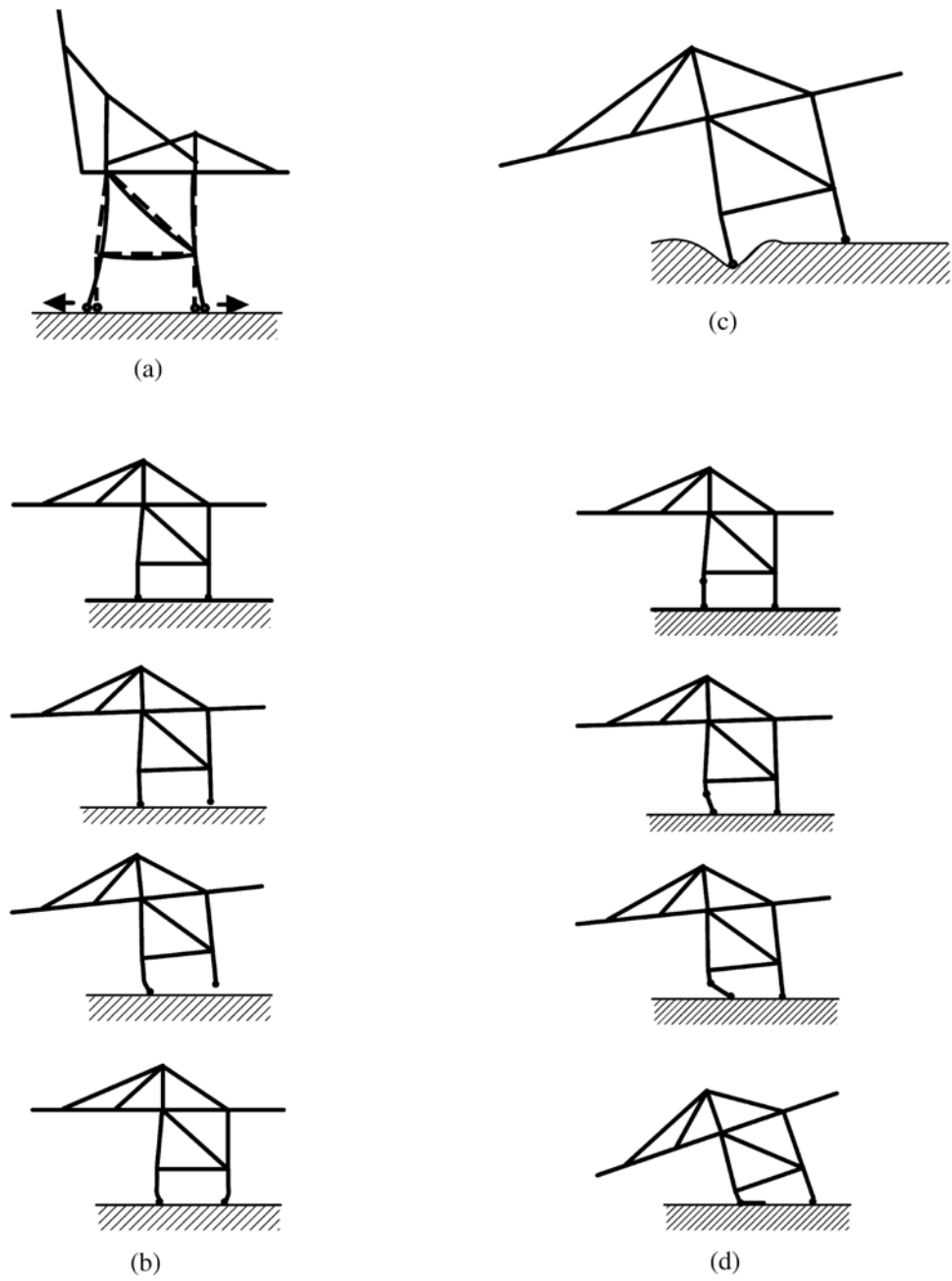
(B) 擋土設施水平慣性力破壞



(C) 基底土壤流失破壞

圖 5.21 棧橋式碼頭之破壞模式

資料來源：參考文獻^[8]



- (a) 陸側支柱與海側支柱間跨距擴張
- (b) 陸側支柱與海側支柱間跨距因震動位移變窄
- (c) 起重機因碼頭沉陷而傾斜
- (d) 因震動或側移造成起重機鉸接支柱傾覆

圖 5.22 橋式起重機的破壞模式

資料來源：參考文獻^[8]

第六章 結論與建議

6.1 結論

6.1.1 耐震性能設計流程之建立

板樁式碼頭之耐震性能設計流程詳細整理於本報告第二章，其中相較於本研究計畫第一期與第二期研究額外補充：(1)日本 331 地震板樁式碼頭之破壞情形、(2)板樁式碼頭靜力分析公式與流程綜整、(3)板樁式碼頭 Newmark 滑動塊體分析公式與流程綜整。

6.1.2 板樁式碼頭設計例

1. 本報告第三章之板樁式碼頭設計例，係按第二章之設計流程進行分析檢核，若依適宜性探討之建議可接受標準，可順利完成設計，亦證實性能設計流程之可行性。
2. 由板樁式碼頭示範例設計過程，可得到下列設計要點：
 - (1) 板樁式碼頭對於其背填土的材料與特性之影響甚大，因此板樁式碼頭設計時，對於背填土材料之動力特性要求需特別注意，尤其是背填土材料發生液化之控制，係設計時之重要考量。
 - (2) 本計畫液化深度之評估係依據第一階段設計之液化潛勢分析結果，判定可能之液化深度，後續計算採保守考量，以第一階段分析之液化深度作為土層之液化厚度進行第二階段之驗證分析。
 - (3) 初步設計以簡化分析法進行設計，此法亦為驗證檢核分析之方法，除可使初步假設之參數及尺寸的失敗機率降低，更可增加使用者對分析方法的熟悉度，對工程師在分析及檢核的過程中，亦大大減少選擇眾多分析方法之複雜程度。
 - (4) 板樁式碼頭示範例係假設以 B 級碼頭做設計，因此等級 I 地震

性能檢核採用擬靜力分析法(簡化分析)，等級 II 地震性能檢核採用滑動塊體法(簡化動力分析)，而等級 III 地震性能檢核採用非線性歷時分析法(動力分析)以滿足設計要求，在本設計例中，國際航海協會制定之板樁式碼頭性能可接受標準於性能等級 II 以上並無位移檢核之量化標準，此一限制對於非堅硬土層之案例，在進行檢核的部分可能面臨較多之困難。

- (5) 板樁式碼頭受三個等級地震作用，分別由簡化分析、簡化動力分析及動力分析之分析結果，其依照碼頭重要程度及地震震度在等級 I 之檢核可符合規定之性能要求，在等級 II 之檢核依適宜性探討所建議之採用重力式碼頭性能可接受標準為參考依據可符合規定之性能要求，而等級 III 之檢核結果亦可符合規定之性能要求。
- (6) 本研究之耐震性能分析方法雖以國際航海協會所訂定之基準為主要參考依據，但為使分析方法之適用性更完善、更本土化，本研究已將國內設計基準之方法與其相作結合，並於適宜性探討之章節作詳細說明。

6.1.3 現行設計基準內容研修

1. 原設計基準之耐震設計是為民國 85 年交通部頒，而現今性能設計已是國際工程界研訂技術規範的重要議題，因此本研究加入耐震性能設計之精神於部頒之耐震設計基準。
2. 本研究於設計基準中之耐震設計、鋼鐵材料與混凝土作調整。其中，耐震設計：增加性能設計架構與流程，設計流程分為兩個階段，第一個階段設計包含碼頭重要度、地震力等級與性能等級；而第二階段驗證，則需視不同重要度等級與地震力選擇不同分析方法，分析方法又分為簡化分析、簡化動力分析與動力分析。鋼鐵材料與混凝土則分別加入使用性與修復性，納入性能設計之精神，以供設計者參考。

3. 地震力分級之名稱修改，同上位基準「公共工程性能設計準則」，分別為等級 I 地震、等級 II 地震與等級 III 地震。而本研究前期報告，已說明原設計基準與國內公路橋梁及建築物耐震設計規範作比較，並將現行設計基準之地震力調整為同「公路橋梁耐震設計規範」。
4. 性能等級分為四個等級，分別對使用性、修復性與安全性有定性規定，量化之後建立可接受標準，並且依照碼頭特性列出性能參數，作為檢核設計時參考。另外，提出各類型碼頭破壞模式供設計者參考是必要的，其可使設計者充分掌握碼頭破壞之行為與機制。

6.2 建議

1. 板樁式碼頭之結構包含 RC 或鋼板樁、錨碇樁、拉桿和背填土壤，在非線性動力分析時需考慮土壤-結構互制的非線性動力行為及複雜之土壤材料力學行為。在地震作用時，板樁後方之背填土壤是否液化及其液化之程度對於碼頭之耐震性能影響相當地大，因此板樁式碼頭非線性動力分析於土壤材料力學行為模擬應考慮有效應力和孔隙水壓力之受震時力學行為，有效應力分析法係較能符合實際情形之分析方法。惟本研究孔隙水壓力激發模式係採用 FLAC^{2D} 程式內嵌之 Finn 模式，Finn 模式對於臺灣地區不同土層材料之適宜性建議後續可進行更詳細之研究探討。
2. 板樁式碼頭之有效應力分析需輸入合理且適宜之參數，在調查、規劃、初步設計與詳細設計階段時，受限於分析參數之可取得性，對於分析結果可能會有影響，對於動力分析之參數決定，建議後續可做一系列之參數研究以建立更完善之參數選用原則，達到分析結果更具一致之代表性。
3. 本研究於非線性動力分析採用 FLAC^{2D} 程式，FLAC^{2D} 程式係假設板樁式碼頭內地層與幾何形狀為二維分佈，同時碼頭在沿海線軸方向無明顯之地層與幾何變化，故分析時僅考慮板樁式碼頭受震時之二維平面應變之力學行為。然而對於地層非二維分布或碼頭之幾何具

三維空間變化時，則建議需採用三維程式(諸如 FLAC^{3D} 等)進行分析。

4. 目前，各類碼頭之性能可接受標準皆沿用國際航海學會訂定之，而此一數據結果是否能完全套用至國內基準並適時反應各型式之破壞行為，尚值得作進一步之探討，以期未來能制定一系列適用於台灣標準。
5. 碼頭重要度等級應高於公路橋梁及一般建築物，然現階段已將地震力調整同公路橋梁耐震規範，建議未來可再依港灣結構物之重要程度與於其特性，制訂出更完善之地震力以供分析使用。

參考文獻

1. ATC, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol. 1, ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, 1996.
2. Franklin, A. G. and Chang, F. K. , Earthquake Resistance of Earth and Rockfill Dams, Report 5: Permanent displacements of earth dams by Newmark analysis, US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Miscellaneous Paper 2-71-17, 1977.
3. Iai, S., Ichii, K., Sato, Y. and Liu, H., Residual Displacement of Gravity Quaywalls – parameter study through effective stress analysis, Proc. 7th U.S.-Japan workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Soil Liquefaction, Seattle, MCEER-99-0019, pp.549-563, 1999.
4. Itasca, FLAC & FLAC3D- Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 5.0, User's Guide, Itasca Consulting Group, Inc, Minneapolis, U.S.A, 2005.
5. Kulhawy and Mayne, Manual On Estimatumg Soil Properties for foundation design, 1990.
6. Nagao, T., Koizumi, T. Kisaka, T., Terauchi, K., Hosokawa, K., Kadowaki, Y. and Uno, K., Evaluation of Stability of Caisson Type Quaywalls based on Sliding Block Analysis, Technical Note of Port and Harbour Research Institute, No. 813, pp.306-336 (in Japanese), 1995.
7. Newmark, N. M., Effect of Earthquake on Dam and Embankment, Geotechnique, Vol.15, No. 2, pp.139-159, 1965.
8. PIANC/International Navigation Association, Seismic Design Guidelines for Port Structures, A.A Balkema Publishers, 2001.
9. Richards, R. Jr. and Elms, D., Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE

- 105(GT4):449-464, 1979.
10. Seed, H. B. and Whitman, R.V., Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads, ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, Ithaca, pp. 103-147, 1970.
 11. Seed, H.B., K. Tokimatsu, L.F.Harder,and R.M. Chung, Influence of Spt Procedures in soil liquefaction resistance evaluation, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.111, No.12, pp.1425-1445, 1985.
 12. Seed, et.al, Recent Advances In Soil Liquef Action Engineering And Seismic Site Response Evaluation, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium, California, 2001.
 13. Towhata, I. And Islam, S., Prediction of Lateral Movement of Anchored Bulkheads Induced by Seismic Liquefaction, Soils and Foundations 27(4): 137-147, 1987.
 14. Uwabe, T., Estimation of Earthquake Damage Deformation and Cost of Quaywalls based on Earthquake Damage Records, Technical Note of Port and Harbour Research Institute, No.473, pp. 197, 1983 (in Japanese)
 15. Whitman, R. V. and Liao, S., Seismic Design of Retaining Walls, US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Miscellaneous Paper GL-85-1, 1985.
 16. 中國土木工程學會，鋼筋混凝土工程設計規範與解說(土木402)，2007。
 17. 中國土木工程學會，建築物耐震設計規範與解說(土木401-100)，2011。
 18. 內政部，建築物耐震設計規範與解說修正草案，2003。
 19. 日本港灣協會，港灣の施設の技術上の基準・同解説，運輸省港灣局監修，1999。

20. 日本財團法人沿岸技術研究中心，港灣構造物設計事例集，2007。
21. 日本港灣協會，港灣の施設の技術上の基準・同解説，運輸省港灣局監修，2007。
22. 交通部，港灣構造物設計基準，1996。
23. 交通部，公路橋梁耐震設計規範，2008。
24. 交通部運輸研究所，港灣構造物設計基準修訂，2005年2月。
25. 宋裕祺、張國鎮、蔡益超、陳正興、薛強，公路橋梁耐震性能設計規範研究(第2期)上冊，2012。
26. 宋裕祺、張國鎮、蔡益超、陳正興、薛強，公路橋梁耐震性能設計規範研究(第2期)下冊，2012。
27. 邱永芳、賴瑞應、張權、薛強、陳正忠、徐偉誌、石豐銘，港灣構造物耐震性能設計架構之研究(1/4)，交通部運輸研究所，臺北，2011。
28. 孫一鴻、黃安斌、廖志中、潘以文、張嘉偉、王承德、石建愉，寶山第二水庫工程計畫-壩體動態分析與試驗，經濟部水利處中區水資局，臺中，2000。
29. 財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心，公共工程性能設計準則之研究，行政院公共工程委員會專案研究計畫，2009。
30. 張道光、陳桂清、饒正、柯正龍，鋼筋混凝土耐久性之研究，2006。
31. 張荻薇、廖學瑞、丁金彪，2011年東日本大震災-震後六個月-港灣及海岸，臺灣世曦股份有限公司，臺北，2011。
32. 許文豪，港灣碼頭結構物功能性耐震能力評估之研究，國立臺灣海洋大學，河海工程學系，碩士論文，2005。
33. 曾韋鯨、顧承宇、張權、薛強、賴瑞應，重力式碼頭耐震性能設計

- 架構之研究，第 34 屆海洋工程研討會論文集，2012。
34. 曾韋鯤、顧承宇、賴瑞應，動力分析於板樁式碼頭耐震性能設計研究，第 15 屆水下技術研討會論文集，2013。
 35. 曾韋鯤、顧承宇、張權、薛強、賴瑞應，耐震性能設計之研究-以重力式碼頭為例，第 15 屆大地工程學術研究討論會論文集，2013。
 36. 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。
 37. 蔡益超、張國鎮、陳正興、宋裕祺、薛強，公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 1 期)，2011。
 38. 蕭江碧、葉祥海、王亭復、薛強、陳柏端、吳嘉偉、陳正忠、王茂興、辛希，建築物耐震性能設計規範架構之研究，內政部建築研究所 093301070000G3015，2004。
 39. 賴瑞應、王慶福、曾文傑、張道光，碼頭結構物耐震設計之研究，2002。
 40. 賴瑞應、賴聖耀，地震引致板樁式碼頭之穩定性分析，交通部運輸研究所，2004。
 41. 賴瑞應、曾文傑、張道光、薛強、張景鐘、許文豪，港灣構造物功能性設計法之研究(3/3)，交通部運輸研究所，2005。
 42. 賴聖耀，謝明志，林雅雯，曾文傑，陳正興，黃富國，邱俊翔，港灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(1/4)，交通部運輸研究所，臺北，2008。
 43. 賴瑞應、陳志芳、謝明志、張道光、謝幼屏、林玲煥、謝大勇，港區現地監測與碼頭耐震功能性評估(1/4)，2012。
 44. 賴瑞應、張權、薛強、顧承宇、曾韋鯤、徐偉誌、翁健煌、蔡勇賢，港灣構造物耐震性能設計架構之研究(2/4)，交通部運輸研究所，臺

北，2013。

45. 薛強、陳正忠、陳國慶，碼頭結構物耐震性能設計目標與分析方法，結構工程，第二十卷，第一期：95-110，2005。
46. 謝明志、陳志芳、張文忠、林炳森、黃安斌，港灣現地碼頭結構與土壤動態互制監測之研究(2/2)，2011。
47. 顧承宇、曾韋繇、張權、薛強、賴瑞應，動力分析於重力式碼頭耐震性能設計研究，第34屆海洋工程研討會論文集，2012。

附錄一

碼頭現行設計基準之耐震設計規定 研修內容

第九章 耐震設計

9.1 性能設計架構與流程

(參考港灣構造物耐震性能設計架構之研究 2/4)

性能設計考慮結構整體、構件與附屬設施在地震下的反應，地震後的使用性與可修復性，以及碼頭設施破壞對經濟、環境及社會的影響。性能設計法則要求以直接且透明之參數來表達構造物之破壞狀態或性能，使設計者及業主能夠充分了解未來在不同等級地震作用時，結構物可能產生的損失程度及破壞情況。

性能設計分為兩個階段，第一個階段要選擇性能要求、構造物系統規劃及土壤液化評估，第二階段為驗證內容概述及驗證分析方法說明，透過第一階段設計跟第二階段驗證，不斷修正設計及檢核，完成最終設計，耐震性能設計法之設計流程如圖 9-1.1。

註：

本章節各字體代表之意義說明如下：

斜體字:新增段落

普通字體:原有段落

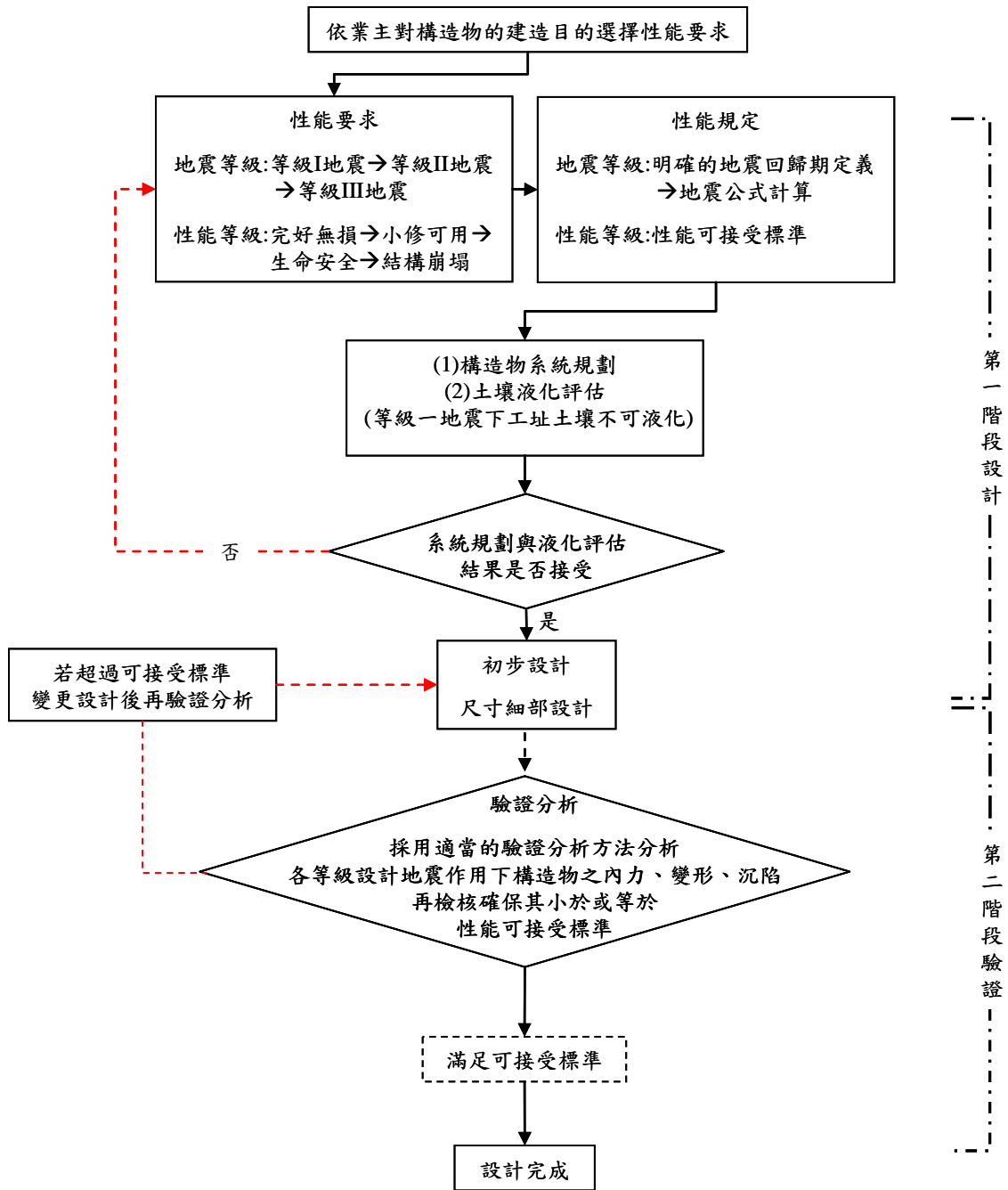


圖 9-1.1 耐震性能設計法之設計流程

資料來源:港灣構造物耐震性能設計架構之研究(2/4)

第一階段設計

1. 選擇性能要求

第一階段設計首先要建立性能要求及性能規定，性能要求是以「定性」的描述方式訂立結構物設計目標，而性能規定是將結構物之性能要求轉化成「定量」的方式來表示。上述之性能要求與規定之內容則包括地震等級之定性劃分與地震力定量表達方式，以及所對應性能等級之定性劃分與定量表達，各等級碼頭所對應的耐震性能要求如表 9-1.3。

(1) 重要度分類

重要度分類為「特定級、A 級、B 級與 C 級」，依照碼頭重要度選擇級別，其分類內容如表 9-1.1。

表 9-1.1 各重要度等級之碼頭特性

| 等級 | 碼頭之特性 |
|----|--|
| 特定 | 明顯具有 A 級結構物之特性 1 至 3 項之情形者 |
| A | 1.結構物在遭受地震災害時，將有可能造成多數人命及財產之損失者。 2.負有震災後復建工作之重要任務者。 3.儲存有害或危險物品之結構物，在遭受地震災害時，將可能造成人命或財產之重大損失者。 4.結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 5.結構物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。 |
| B | 凡不屬於特定、A 級、C 級者 |
| C | 特定及 A 級以外之小規模結構物復舊作業容易者。 |

(2) 地震等級

三個等級地震力分別為等級 I 地震、等級 II 地震與等級 III 地震，等級 I 地震為回歸期 50 年之地震，其 50 年

超越機率為 63 %；等級 II 地震為回歸期 475 年之地震，其 50 年超越機率為 10 %；等級 III 地震為回歸期 2500 年之地震，其 50 年超越機率為 2 %。各等級地震力參考 9.2 章節。

(3) 性能等級

從構造物之「使用性」、「修復性」、「安全性」三方面考量，決定設計之性能等級，耐震性能等級定性規定如表 9-1.8。

表 9-1.2 耐震性能等級定性規定之建議

| 損壞等級 | 使用性 | 修復性 | 安全性 |
|----------|--------|--------|--------------------------|
| 第 I 等級 | 功能正常 | 不需修復 | 結構保持彈性 |
| 第 II 等級 | 短期功能喪失 | 可快速修復 | 損壞輕微 |
| 第 III 等級 | 長期功能喪失 | 修復非常困難 | 損壞嚴重但維持生命安全 (未超過韌性容量) |
| 第 IV 等級 | 無法恢復營運 | 須拆除重建 | 結構崩塌 (超過韌性容量) |

資料來源: [INA 2001]

從構造物之「使用性」、「修復性」、「安全性」三方面考量，配合碼頭重要度分類，共有四種分別為特定級、A 級、B 級、C 級，在性能設計主要以非線性行為考量下，將重要度轉換於性能等級的要求上，因此性能等級分級為四級，依序為 I 級、II 級、III 級與 IV 級，各等級碼頭所對應的性能等級如表 9-1.3。

表 9-1.3 各等級碼頭所對應的耐震性能要求

| 性能等級 地震等級 | 第 I 級 | 第 II 級 | 第 III 級 | 第 IV 級 |
|-------------------------|------------|--------|---------|--------|
| 等級 I (50 回歸期地震) | A 級 B 級 | C 級 | — | — |
| 等級 II (475 年回歸期地震) | 特定級 | A 級 | B 級 | C 級 |
| 等級 III (2500 年回歸期地震) | — | 特定級 | A 級 | B 級 |

資料來源：[INA 2001]

考量受到地震利影響下，各類型碼頭及附屬設施可能發生之破壞模式，藉由碼頭破壞可以初步判斷其破壞機制，重力式參考圖 9-1.2；板樁式碼頭參考圖 9-1.3；圓筒式碼頭參考圖 9-1.4 及圖 9-1.5；棧橋式碼頭參考圖 9-1.6；附屬設施如橋式起重機參考圖 9-1.7。

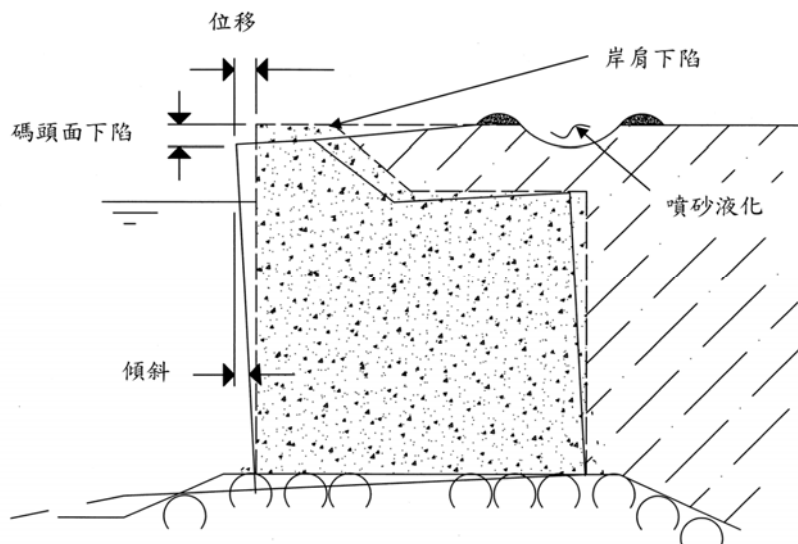
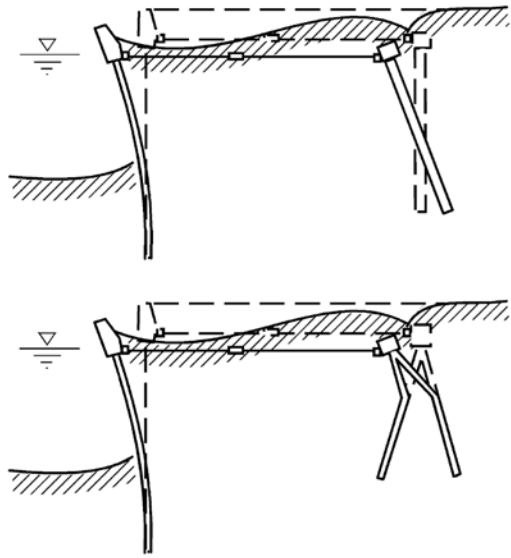
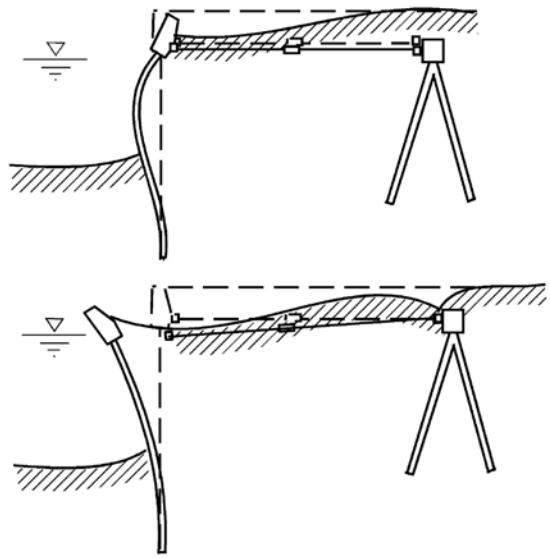


圖 9-1.2 重力式碼頭之破壞模式

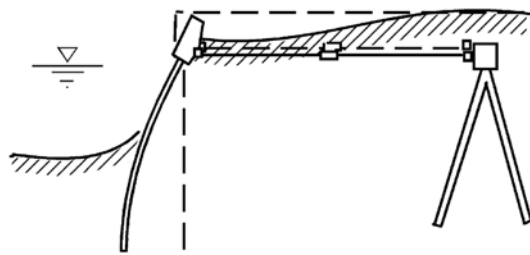
資料來源：[INA 2001]



(A) 錨碇設施破壞



(B) 板樁撓曲拉桿拉力破壞



(C) 板樁埋入處破壞

圖 9-1.3 板樁式碼頭之破壞模式

資料來源：[INA 2001]

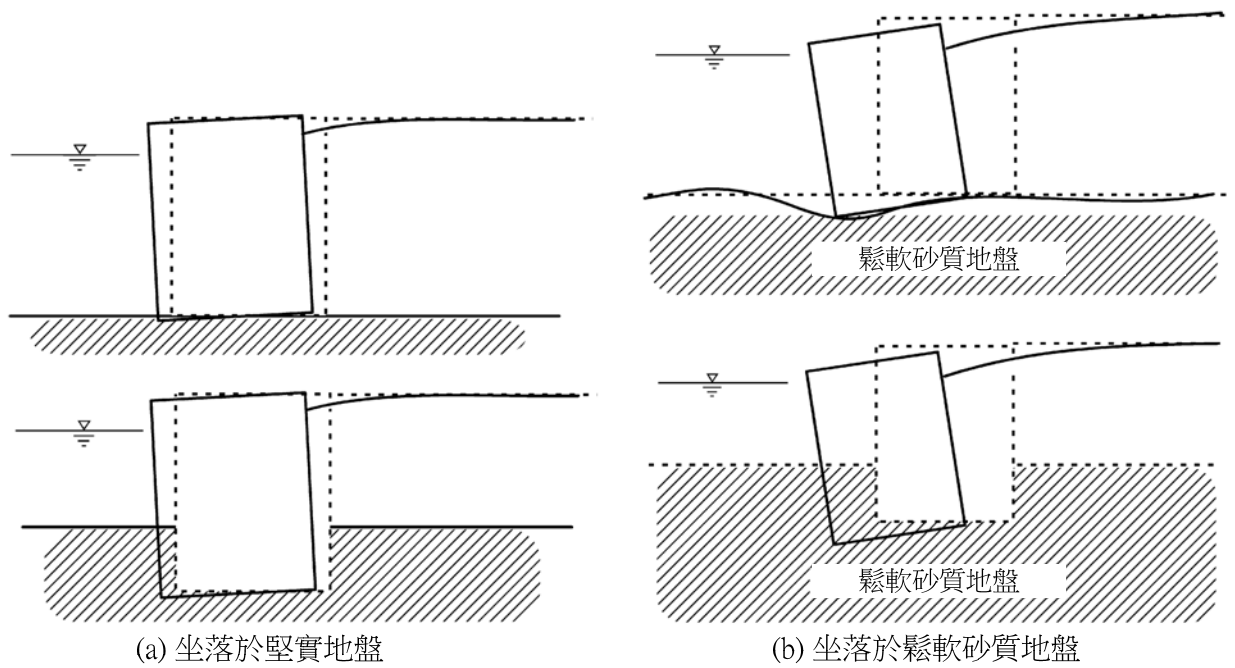


圖 9-1.4 圓筒式碼頭之破壞模式

資料來源：[INA 2001]

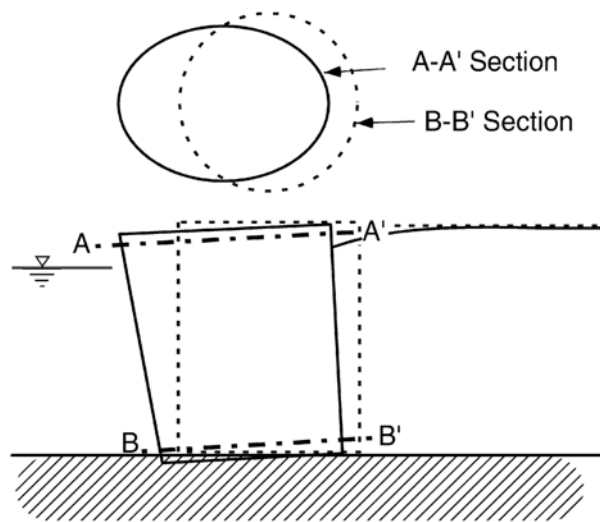
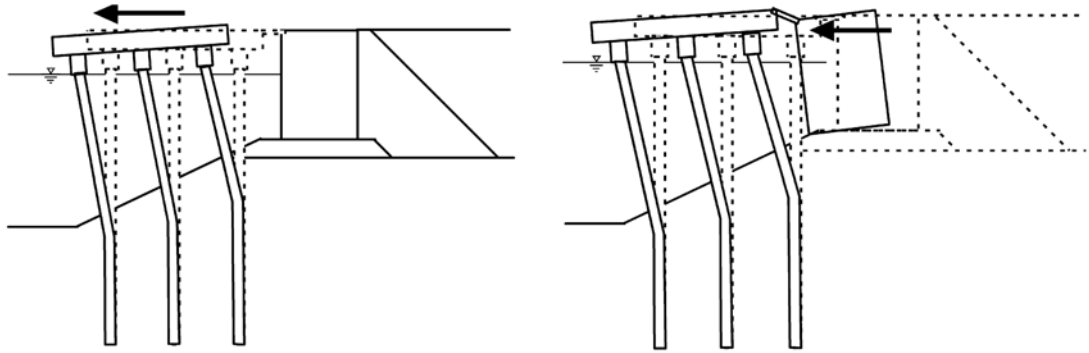


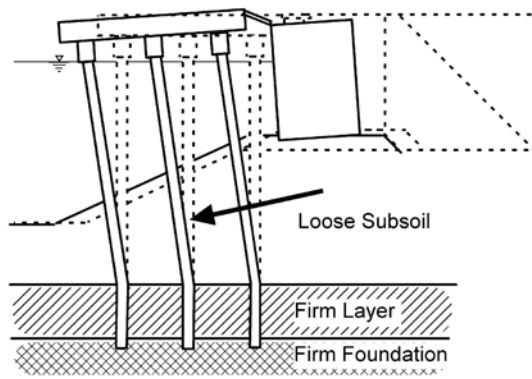
圖 9-1.5 圓筒斷面變形之破壞模式

資料來源：[INA 2001]



(A) 橋面板慣性力作用破壞

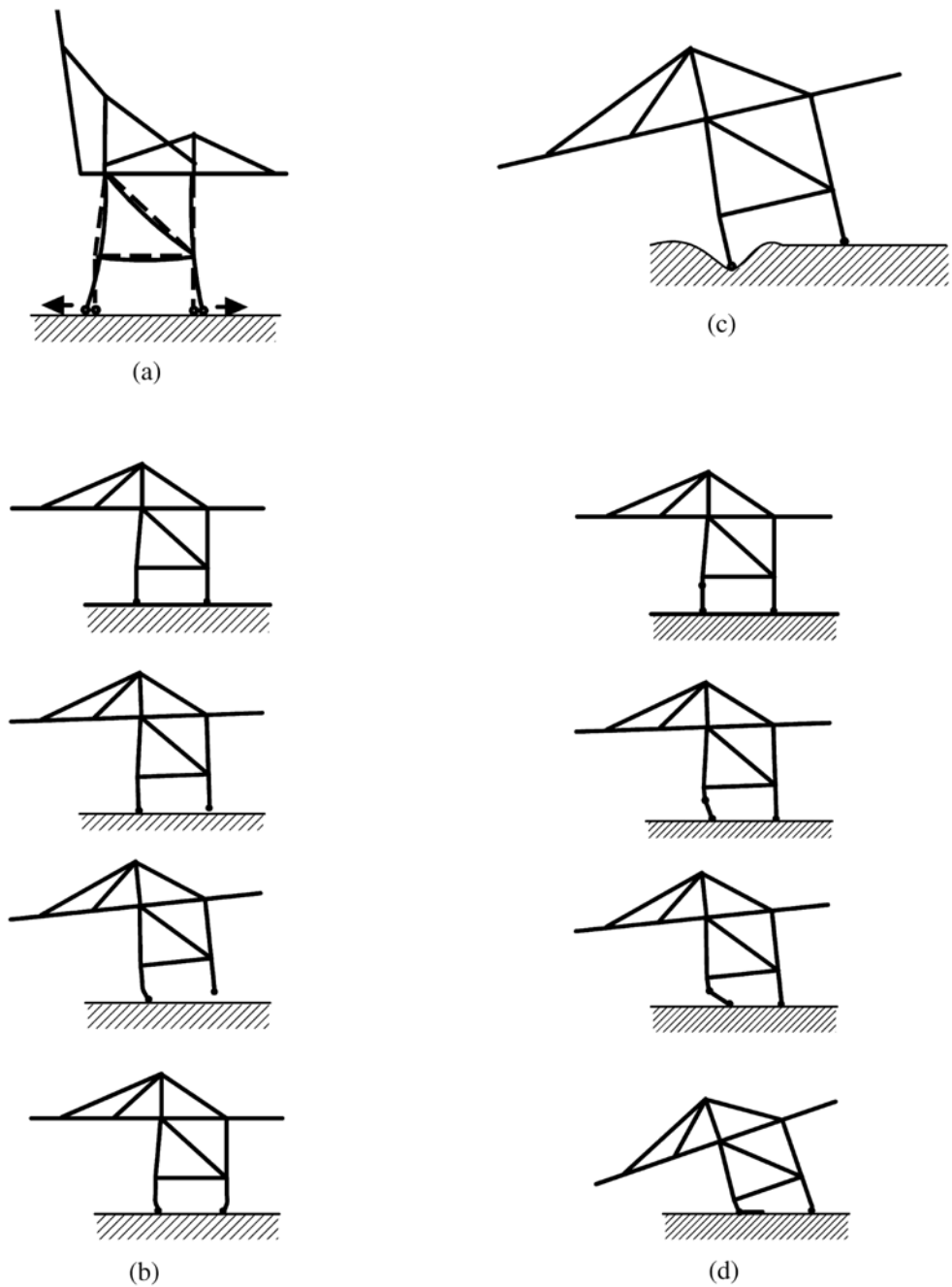
(B) 擋土設施水平慣性力破壞



(C) 基底土壤流失破壞

圖 9-1.6 棧橋式碼頭之破壞模式

資料來源：[INA 2001]



- (a) 陸側支柱與海側支柱間跨距擴張
- (b) 陸側支柱與海側支柱間跨距因震動位移變窄
- (c) 起重機因碼頭沉陷而傾斜
- (d) 因震動或側移造成起重機鉸接支柱傾覆

圖 9-1.7 橋式起重機的破壞模式

資料來源：[INA 2001]

從各型碼頭破壞模式中可以歸納出代表碼頭特性之性能參數作為參考，重力式碼頭性能參數參考圖 9-1.8；板樁式碼頭性能參數參考圖 9-1.9；圓筒式碼頭參照圖 9-1.10；棧橋式碼頭性能參數參考圖 9-1.11；橋式起重機性能參數參考圖 9-1.12。

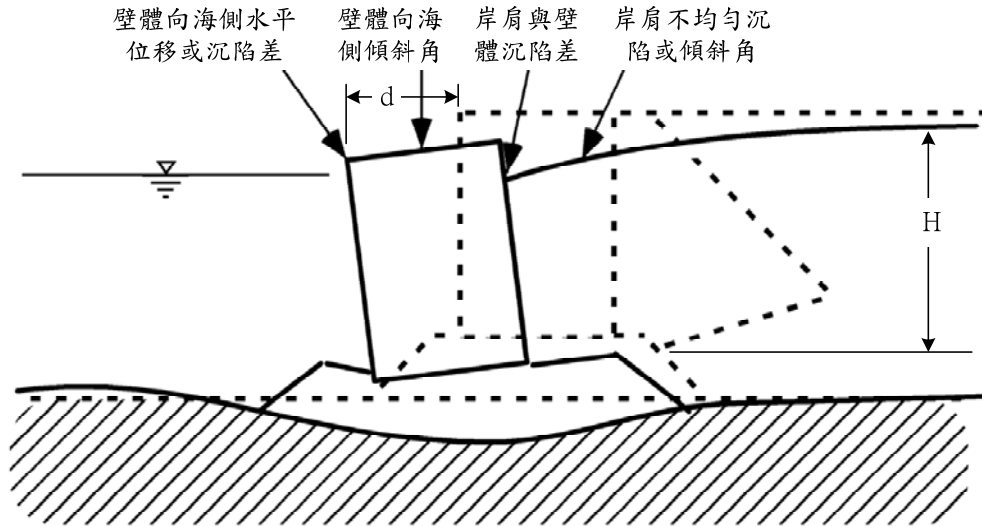


圖 9-1.8 重力式碼頭之性能參數

資料來源：[INA 2001]

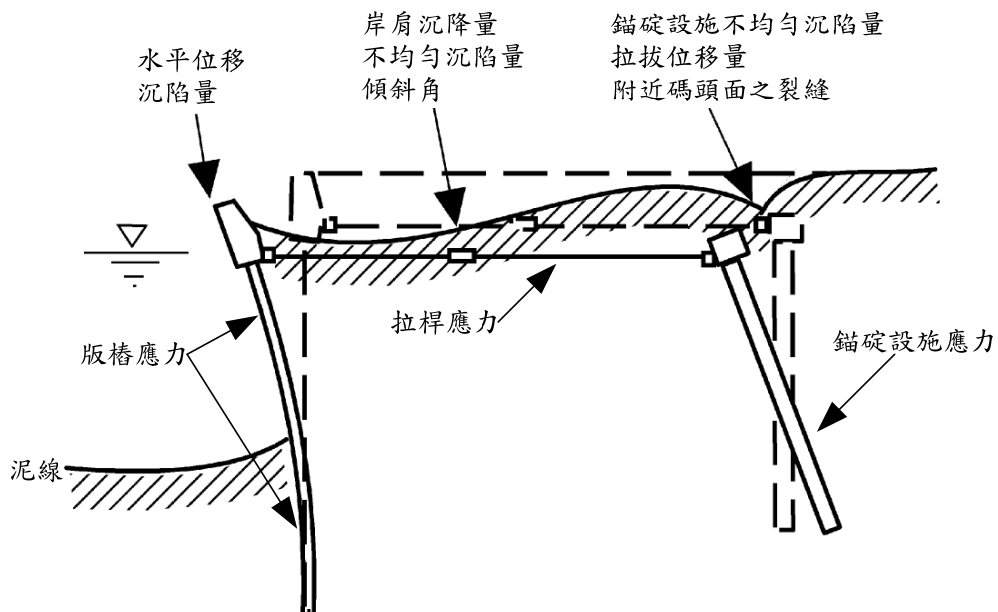
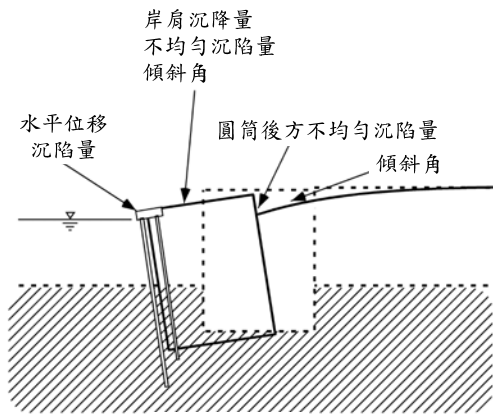
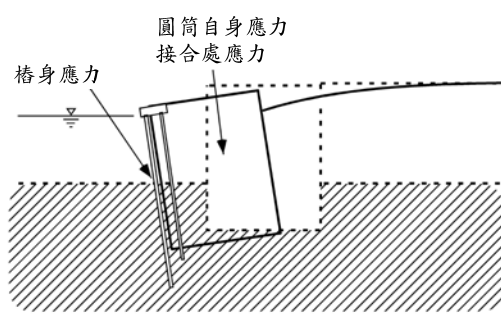


圖 9-1.9 板樁式碼頭之性能參數

資料來源：[INA 2001]



(a) 位移參數



(b) 應力參數

圖 9-1.10 圓筒式碼頭之性能參數

資料來源：[INA 2001]

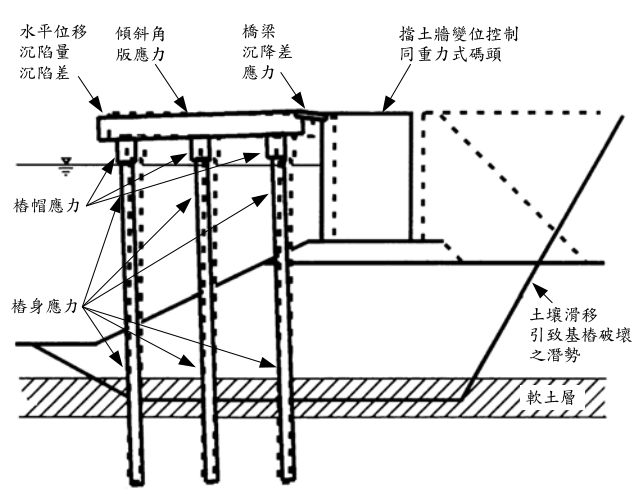


圖 9-1.11 棧橋式碼頭之性能參數

資料來源：[INA 2001]

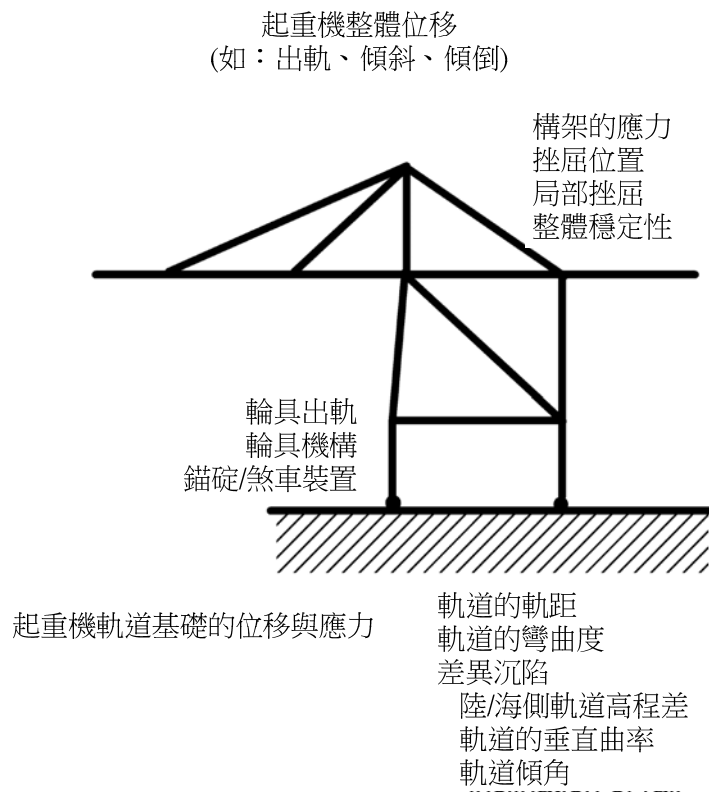


圖 9-1.12 橋式起重機的性能參數

資料來源：[INA 2001]

於設計地震力下各型碼頭可接受標準，重力式碼頭參考表 9-1.4；板樁式碼頭參考表 9-1.5；圓筒式碼頭參考表 9-1.6；棧橋式碼頭參考表 9-1.7；附屬設施如起重機之可接受標準如表 9-1.8。

表 9-1.4 重力式碼頭性能可接受標準

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

註：d 為壁頂的殘餘水平變位

N/A 之原文註解為「Not Applicable」，由 INA 設計例可知實際設計時不予檢核。

資料來源：[INA 2001]

表 9-1.5 板樁式碼頭性能可接受標準

| 參數 | | 性能等級 | | | | |
|-------------|---------|-------------|----------------|-----------------|-----------------|-----|
| | | 第 I 級 | 第 II 級 | 第 III 級 | 第 IV 級 | |
| 殘餘變位 | 板樁變位 | 正規化水平位移 d/H | <1.5% 或 d<30cm | N/A | N/A | N/A |
| | | 向海側傾斜角 | <3° | N/A | N/A | N/A |
| | 岸肩變位 | 岸肩沉陷量 | 3cm~10cm | N/A | N/A | N/A |
| | | 岸肩與後線陸地之沉陷差 | 30cm~70cm | N/A | N/A | N/A |
| | | 向海側傾斜角 | <2°~3° | N/A | N/A | N/A |
| 最大反應下之應力或應變 | 基盤面以上板樁 | | 彈性 | 塑性，不超過韌性容量或應變極限 | 塑性，超過韌性容量或應變極限 | |
| | 基盤面以下板樁 | | 彈性 | 彈性 | 塑性，不超過韌性容量或應變極限 | |
| | 拉桿 | | 彈性 | 彈性 | 塑性，不超過韌性容量或應變極限 | |
| | 錨碇設施 | | 彈性 | 彈性 | 塑性，不超過韌性容量或應變極限 | |

註：針對補強板樁比補強錨碇設施容易，即板樁較錨碇設施先降伏之機制。

H 為基面以上板樁之高度。

N/A 之原文註解為「Not Applicable」，由 INA 設計例可知實際設計時不予檢核。

資料來源：[INA 2001]

表 9-1.6 圓筒式碼頭性能可接受標準

| 參數 | | 性能等級 | | 第 I 級 | 第 II 級 | 第 III 級 | 第 IV 級 |
|-----------------|----------|-------------|----|-------------------|------------|-----------|--------|
| | | | | | | | |
| 殘餘變位 | 板樁變位 | 正規化水平位移 d/H | | <1.5% 或 d<30cm | N/A | N/A | N/A |
| | | 向海側傾斜角 | | <3° | N/A | N/A | N/A |
| | 岸肩變位 | 岸肩沉陷量 | | 3cm~10cm | N/A | N/A | N/A |
| | | 岸肩與後線陸地之沉陷差 | | 30cm~70cm | N/A | N/A | N/A |
| | | 向海側傾斜角 | | <2°~3° | N/A | N/A | N/A |
| 之應力或應變 最大反應下 | 圓筒或板樁圓筒 | | 彈性 | 彈性 | 塑性，不超過應變極限 | 塑性，超過應變極限 | |
| | 圓筒或板樁接合處 | | 彈性 | 塑性，不超過應變極限 | 塑性，超過應變極限 | 塑性，超過應變極限 | |

註：H 為基面以上板樁之高度。

N/A 之原文註解為「Not Applicable」，由 INA 設計例可知實際設計時不予檢核。

資料來源：[INA 2001]

表 9-1.7 棧橋式碼頭性能可接受標準

| 參數 | | 性能等級 | | | |
|------|-------------------|---------------------|-----------------|------------------------|-----------------|
| | | 第 I 級 | 第 II 級 | 第 III 級 | 第 IV 級 |
| 殘餘變位 | 橋面板與岸肩沉陷差異 | <10~30cm | N/A | N/A | N/A |
| | 向海側傾斜角 | <2°~3° | N/A | N/A | N/A |
| 最大反應 | 基樁 (須避免剪力破壞發生) | 保持彈性 (僅輕微或無殘餘變形) | 控制韌性 (結構可修復) | 小於韌性容量 (韌性反應接近崩塌狀態) | 超過 第 III 級要求 |

註：擋土設施與岸肩相關部分可參考重力式碼頭

N/A 之原文註解為「Not Applicable」，由 INA 設計例可知實際設計時不予檢核。

資料來源：[INA 2001]

表 9-1.8 起重機性能可接受標準

| 性能等級 參數 | | 第 I 級 | 第 II 級 | 第 III 級 | 第 IV 級 |
|--------------------------|--------------|-------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | | 不可出軌 | 允許出軌 | 不可傾倒 | 允許傾倒 |
| 最大 反應 (應力) (應變) | 上部結構 | 保持彈性 | 保持彈性 | 塑性，小於韌性 容量或應變極限 | 塑性，超過韌性 容量或應變極限 |
| | 支撐結構 的主構架 | 保持彈性 | 塑性，小於韌性 容量或應變極限 | 不可崩塌 | 崩塌 |
| | 海陸側腳 底部 | 保持彈性 | 允許輪具及錨碇/ 煞車裝置破壞 | 允許輪具及錨碇/ 煞車裝置破壞 | 允許輪具及錨碇/ 煞車裝置破壞 |

資料來源：[INA 2001]

2. 構造物系統規劃

在進行細部設計前先確定構造物形狀、結構系統、結構佈置、基礎、非結構構材以及材料，經由設計者的經驗、直覺和判斷，主要目的在於減小因結構分析或不確定因素所造成分析結果與結構之真實行為之間的差異。

3. 土壤液化評估

對港灣構造物所在位置土壤液化潛能之分析，了解該工址土壤液化之可能性，確定耐震性能要求是否可以達到，否則應經由 (1)地盤改良或變更基礎設計； (2)遷移工址； (3)修改設計性能要求等方式進行調整，以保證所選定之工址、設計及營造方法最終能使構造物滿足規範之性能要求。

第二階段驗證

1. 內容概述

第一階段設計結束後，方能進行第二階段驗證，即經由數值分析計算出設計地震力作用下之相關地震力反應參數(如應

力或應變、韌性比、變形、能量或其他破壞指標等)，並與第一階段設計所建立之性能要求參數之可接受標準比較，以「在各地震等級危害下，分析所得之結構量化反應(如應力或應變、韌性比、變形或其他破壞指標)小於或等於性能可接受標準值」作為結構設計條件。工程師可依結構重要度所要求的驗證分析方法，去驗證各地震等級作用下之結構行為是否滿足對應的性能等級要求，若計算所得構造物之性能未能滿足設計性能要求，則須修改原設計，再以同樣的方式校核，直到滿足既定之設計性能要求，才完成最終設計。耐震性能設計以「第一階段設計及第二階段驗證」之循環過程完成設計流程。

2. 驗證分析方法說明

在性能設計流程之第二階段驗證，結構物之性能是否滿足設計要求通常需要經由數值分析來檢核：性能參數計算值小於或等於性能等級之可接受標準，以保證設計者能準確地掌握結構之行為，即通過數值分析預測結構之真實行為，要求所採用的分析方法要合理、可靠，因此必須根據構造物不同之結構型式及性能要求之高低，來選用不同的分析工具，原則上，性能要求越高者所對應之分析工具就越複雜，參考表 9-1.9。

簡化分析是經由簡單的分析計算所得之結果去近似結構之真實反應，對於較低重要度等級之結構，如擬靜力分析法，此類分析法可適用於所有地震等級作用下之性能評估；對於重要度等級較高者，則可應用在等級 I 地震力作用下之初步設計階段或服務使用性之評析。

簡化動力分析方法比簡化分析法較複雜，如滑動塊體法及容量震譜法，對 B 級及 B 級以下重要度之耐震結構，可適用於所有地震等級作用下之性能評估；對於重要度等級較高者，可應用在等級 I 地震力作用下之初步設計階段或服務使用性之評析。

動力分析方法為三類分析方法中之最複雜者，如動力歷時分析，可適用於包括具有較高重要度等級在內之耐震結構物之所有地震等級作用下之性能評估。

依碼頭結構類型來決定適當的分析方法，並按簡化分析、簡化動力分析及動力分析三類將各種分析方法加以分類如表 9-1.10 所示。

表 9-1.9 各類驗證分析法之應用時機

| 碼頭重要度 地震等級 | 特定級 | A 級 | B 級 | C 級 |
|-----------------------|------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| 等級 I (50 年回歸期) | — | 簡化分析 或 簡化動力分析 或 動力分析 | 簡化分析 或 簡化動力分析 或 動力分析 | 簡化分析 或 簡化動力分析 或 動力分析 |
| 等級 II (475 年回歸期) | 動力分析 | 動力分析 | 簡化動力分析 或 動力分析 | 簡化分析 或 簡化動力分析 或 動力分析 |
| 等級 III (2500 年回歸期) | 動力分析 | 動力分析 | 簡化動力分析 或 動力分析 | — |

資料來源: [INA 2001]

表 9-1.10 碼頭結構之性能驗證分析法

| 碼頭種類 | 簡化分析 | 簡化動力分析 | 動力分析 | |
|-------|---------------------------|--------------------------|-------------------------|-------------------------------|
| | | | 結構模擬 | 土壤模擬 |
| 重力式碼頭 | 經驗公式或擬靜力分析法 (考量有無土壤液化) | 滑動塊分析 利用簡化圖表的參數分析法 | 有限元素法或有限差分法 線性或非線性分析 | 有限元素法或有限差分法 線性(等效線性)或非線性分析 |
| 板樁式碼頭 | | | | |
| 圓筒式碼頭 | 擬靜力分析法 | 滑動塊分析 | 二或三維分析 | 二或三維分析 |
| 棧橋式碼頭 | 擬靜力分析法 反應譜法 | 容量震譜法 (非線性側推) 反應譜法 | 動力歷時分析法 | 非線性土壤彈簧 |
| 起重機 | 擬靜力分析法 反應譜法 | 容量震譜法 (非線性側推) 反應譜法 | 動力歷時分析法 | (不需模擬) |

資料來源: [INA 2001]

9.2 非剛性構造物之設計地震力

(參考港灣構造物耐震設計架構之研究第一期與 98 年公路橋梁耐震設計規範)

9.2.1 概要

非剛性結構物，如棧橋式碼頭等，其設計地震力應考慮結構物因週期不同，加速度之放大或縮小而使用不同地盤的工址設計水平譜加速度係數。此等結構物必須設計為具有韌性，因此可使用結構系統地震力折減係數(F_u)。

9.2.2 震區水平譜加速度係數

震區短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 S_s'' 與 S_1'' 分別代表工址所屬震區在堅實地盤下，設計地震作用時之短週期結構與一秒週期結構之 5% 阻尼譜加速度與重力加速度 g 之比值。

震區短週期與一秒週期之最大考量水平譜加速度係數 S_s''' 與 S_1''' 分別代表工址所屬震區在堅實地盤下，最大考量地震作用時之短週期結構與一秒週期結構之 5% 阻尼譜加速度與重力加速度 g 之比值。

因應我國之震區係以鄉、鎮、市等行政區為單位劃分，各微分區內之震區設計水平譜加速度係數 S_s'' 與 S_1'' 乃根據 50 年 10% 超越機率之均佈危害度分析訂定，地震回歸期為 475 年；震區最大考量水平譜加速度係數 S_s''' 與 S_1''' 根據 50 年 2% 超越機率之均佈危害度分析訂定，地震回歸期為 2500 年。其震區設計水平譜加速度係數 S_s'' 與 S_1'' ，以及震區最大考量水平譜加速度係數 S_s''' 與 S_1''' 之分布概況，如表 9-2.1 所示。

9-2.1(a) 臨海鄉鎮之 S_s'' 、 S_1'' 、 S_s''' 與 S_1''' 值

| 縣市 | 鄉鎮市區 | S_s'' | S_1'' | S_s''' | S_1''' | 臨近之斷層 |
|-----|------|---------|---------|----------|----------|-------|
| 基隆市 | 安樂區 | 0.6 | 0.3 | 0.8 | 0.5 | |
| | 中正區 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | |
| | 仁愛區 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | |
| | 中山區 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | |
| 宜蘭縣 | 蘇澳鎮 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | |
| | 頭城鎮 | 0.8 | 0.45 | 0.9 | 0.55 | |
| | 礁溪鄉 | 0.8 | 0.45 | 0.9 | 0.55 | |
| | 壯圍鄉 | 0.8 | 0.45 | 0.9 | 0.55 | |
| | 五結鄉 | 0.8 | 0.45 | 0.9 | 0.55 | |
| | 南澳鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | |
| 桃園縣 | 蘆竹鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 大園鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 新屋鄉 | 0.6 | 0.3 | 0.8 | 0.45 | |

| 縣市 | 鄉鎮市區 | S_s^{II} | S_1^{II} | S_s^{III} | S_1^{III} | 臨近之斷層 |
|-----|------|------------|------------|-------------|-------------|------------------------------|
| | 觀音鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| 新竹縣 | 竹北市 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | 新城斷層 |
| | 新豐鄉 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.45 | |
| 新竹市 | 北區* | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.7 | 新城斷層 |
| | 香山區 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.7 | 新城斷層 |
| 苗栗縣 | 苑裡鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 通霄鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 三義斷層；屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 竹南鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 新城斷層 |
| | 後龍鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 造橋鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 獅潭與神卓山斷層 |
| 台中市 | 大甲鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 三義斷層；屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 清水鎮 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 梧棲鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 大安鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層 |

| 縣市 | 鄉鎮市區 | S_s^{II} | S_1^{II} | S_s^{III} | S_1^{III} | 臨近之斷層 |
|-----|------|------------|------------|-------------|-------------|---------------------------|
| | 龍井鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 屯子腳斷層； 彰化、大甲及 鐵砧山斷層 |
| 彰化縣 | 鹿港鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 彰化、大甲及 鐵砧山斷層 |
| | 線西鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 彰化、大甲及 鐵砧山斷層 |
| | 伸港鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 彰化、大甲及 鐵砧山斷層 |
| | 福興鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 彰化、大甲及 鐵砧山斷層 |
| | 芳苑鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 彰化、大甲及 鐵砧山斷層 |
| | 大城鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| 雲林縣 | 麥寮鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 臺西鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 四湖鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 口湖鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| 嘉義縣 | 布袋鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 東石鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| 台南市 | 七股鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 將軍鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 北門鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 南區* | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| | 安南區 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.55 | 新化斷層 |
| | 安平區 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | |
| 高雄市 | 林園鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.45 | |
| | 茄萣鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 永安鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 彌陀鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |
| | 梓官鄉 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | |

| 縣市 | 鄉鎮市區 | S_s^{II} | S_1^{II} | S_s^{III} | S_1^{III} | 臨近之斷層 |
|-----|------|------------|------------|-------------|-------------|--------|
| | 鹽埕區 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | |
| | 鼓山區 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | |
| | 左營區 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | 旗山斷層 |
| | 楠梓區 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | 旗山斷層 |
| | 苓雅區 | 0.5 | 0.35 | 0.7 | 0.5 | |
| | 前鎮區 | 0.5 | 0.35 | 0.7 | 0.5 | |
| | 旗津區 | 0.5 | 0.35 | 0.7 | 0.5 | |
| | 小港區 | 0.5 | 0.35 | 0.7 | 0.45 | |
| 屏東縣 | 東港鎮 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 恆春鎮 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 枋寮鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 新園鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.45 | |
| | 林邊鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 佳冬鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 車城鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 滿州鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 枋山鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 牡丹鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 琉球鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| 澎湖縣 | 馬公市 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 湖西鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 白沙鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 西嶼鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| | 望安鄉 | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | |
| 台東縣 | 台東市 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 成功鎮 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 卑南鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 東河鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 長濱鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 太麻里鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.55 | |
| | 大武鄉 | 0.6 | 0.3 | 0.8 | 0.45 | |

| 縣市 | 鄉鎮市區 | S_s^{II} | S_1^{II} | S_s^{III} | S_1^{III} | 臨近之斷層 |
|-----|------|------------|------------|-------------|-------------|--------|
| | 綠島鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | |
| | 達仁鄉 | 0.6 | 0.3 | 0.8 | 0.45 | |
| | 蘭嶼鄉 | 0.8 | 0.4 | 0.9 | 0.55 | |
| 花蓮縣 | 花蓮市 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 新城鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 吉安鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 壽豐鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 豐濱鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 秀林鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| 金門縣 | 金沙鎮 | 0.35 | 0.2 | 0.5 | 0.35 | |
| | 金湖鎮 | 0.4 | 0.25 | 0.5 | 0.35 | |
| | 金寧鄉 | 0.35 | 0.2 | 0.45 | 0.3 | |
| | 金城鎮 | 0.35 | 0.2 | 0.5 | 0.35 | |
| | 烈嶼鄉 | 0.35 | 0.2 | 0.45 | 0.3 | |
| | 烏坵鄉 | 0.8 | 0.5 | 1 | 0.55 | |
| 連江縣 | 南竿鄉 | 0.35 | 0.2 | 0.45 | 0.3 | |
| | 東引鄉 | 0.35 | 0.2 | 0.45 | 0.3 | |
| | 北竿鄉 | 0.35 | 0.2 | 0.45 | 0.3 | |
| | 莒光鄉 | 0.35 | 0.2 | 0.45 | 0.3 | |

註：其中， S 為譜加速度係數； T 為週期；下標 II 為 475 年回歸期；下標 III 為 2500 年回歸期；下標 S 為短週期；下標 I 為 1 秒週期。

9-2.1(b) 臨海且鄰近斷層鄉鎮之 S_s'' 、 S_1'' 、 S_s''' 與 S_1''' 值

| 縣市 | 鄉鎮市區 | S_s'' | S_1'' | S_s''' | S_1''' | 臨近之斷層 |
|-----|------|---------|---------|----------|----------|------------------------------|
| 新竹縣 | 竹北市 | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.5 | 新城斷層 |
| 新竹市 | 北區* | 0.7 | 0.35 | 0.9 | 0.7 | 新城斷層 |
| | 香山區 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.7 | 新城斷層 |
| 苗栗縣 | 苑裡鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 三義斷層；屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 通霄鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 三義斷層；屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 造橋鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 獅潭與神卓山斷層 |
| 臺中縣 | 大甲鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 三義斷層；屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 清水鎮 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 屯子腳斷層；車籠埔斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 梧棲鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 大安鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 龍井鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 屯子腳斷層；彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| 彰化縣 | 鹿港鎮 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 線西鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 伸港鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| | 福興鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 彰化、大甲及鐵砧山斷層 |

| 縣市 | 鄉鎮市區 | S_s'' | S_1'' | S_s''' | S_1''' | 臨近之斷層 |
|-----|------|---------|---------|----------|----------|-------------|
| | 芳苑鄉 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.5 | 彰化、大甲及鐵砧山斷層 |
| 台南市 | 安南區 | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.55 | 新化斷層 |
| 高雄市 | 左營區 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | 旗山斷層 |
| | 楠梓區 | 0.6 | 0.35 | 0.8 | 0.5 | 旗山斷層 |
| 台東縣 | 台東市 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 成功鎮 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 卑南鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 東河鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 長濱鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| 花蓮縣 | 花蓮市 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 新城鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 吉安鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 壽豐鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 豐濱鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |
| | 秀林鄉 | 0.8 | 0.45 | 1 | 0.55 | 花東地區斷層 |

9.2.3 工址水平譜加速度係數

一般工址區域之工址短週期與一秒週期設計水平譜加速度係數 $S_{II,S}$ 與 $S_{II,1}$ (475 年回歸期)，以及工址短週期與一秒週期最大考量水平譜加速度係數 $S_{III,S}$ 與 $S_{III,1}$ (2500 年回歸期) 可依下式計算：

$$\begin{aligned}
 S_{II,S} &= F_a S_s'' & S_{III,S} &= F_a S_s''' & \dots\dots\dots (9-2.1) \\
 S_{II,1} &= F_v S_1'' & S_{III,1} &= F_v S_1'''
 \end{aligned}$$

其中， F_a 為反應譜等加速度段之工址放大係數，隨地盤種類與震區短週期水平譜加速度係數 S_s (S_s'' 或 S_s''') 而改變；而 F_v 為反應譜等速度段之工址放大係數，隨地盤種類與震區一秒週期水平譜加速度係數 S_1 (S_1'' 或 S_1''') 而改變，可分別由表 9-2.2 (a) 與 9-2.2 (b) 求得工址放大係數 F_a 與 F_v 。

表 9-2.2 (a) 短週期結構之工址放大係數， F_a (線性內插求值)

| 地盤分類 | 震區短週期水平譜加速度係數 S_s (S_s^{II} 或 S_s^{III}) | | | | |
|-------|--|-------------|-------------|-------------|----------------|
| | $S_s \leq 0.5$ | $S_s = 0.6$ | $S_s = 0.7$ | $S_s = 0.8$ | $S_s \geq 0.9$ |
| 第一類地盤 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| 第二類地盤 | 1.1 | 1.1 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| 第三類地盤 | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.0 | 1.0 |

表 9-2.2 (b) 長週期結構之工址放大係數， F_v (線性內插求值)

| 地盤分類 | 震區一秒週期水平譜加速度係數 S_1 (S_1^{II} 或 S_1^{III}) | | | | |
|-------|---|--------------|--------------|--------------|-----------------|
| | $S_1 \leq 0.30$ | $S_1 = 0.35$ | $S_1 = 0.40$ | $S_1 = 0.45$ | $S_1 \geq 0.50$ |
| 第一類地盤 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| 第二類地盤 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.1 |
| 第三類地盤 | 1.8 | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 |

地盤之分類可依表 9-2.3 以工址地表面下 30 公尺之土層平均特性決定之。

表 9-2.3 地盤分類表

| 地盤種類 | \bar{V}_s (m/sec) | \bar{N} 或 \bar{N}_{CH} | \bar{S}_u (N/cm^2) |
|-------------|-------------------------------|----------------------------|--------------------------------|
| 第一類地盤(堅實地盤) | $\bar{V}_s \geq 360$ | $\bar{N} > 50$ | $\bar{S}_u > 10.2$ |
| 第二類地盤(普通地盤) | $180 \leq \bar{V}_s \leq 306$ | $15 \leq \bar{N} \leq 50$ | $5.1 \leq \bar{S}_u \leq 10.2$ |
| 第三類地盤(軟弱地盤) | $\bar{V}_s < 180$ | $\bar{N} < 15$ | $\bar{S}_u < 5.1$ |

工址地表面下 30 公尺之土層平均剪力波速 \bar{V}_s 依下列公式計算：

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n d_i / V_{si}} \dots \dots \dots (9-2.2a)$$

其中， d_i 為第 i 層土層之厚度(m)，滿足 $\sum_{i=1}^n d_i = 30m$ 。 V_{si} 為第 i 層土層之平均剪應力波速(m/sec)。

工址地表面下 30 公尺內之土層平均標準貫入試驗 \bar{N} 值依下列公式計算：

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n (d_i/N_i)} \dots\dots\dots(9-2.2b)$$

其中 N_i 為各土層之標準貫入試驗 N 值，但不得大於 100。

\bar{N}_{CH} 為砂質土壤(塑性指數 $PI < 20$)之土層的標準貫入試驗 N 值，依下列公式計算：

$$\bar{N}_{CH} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^m (d_{si}/N_{CHi})} \dots\dots\dots(9-2.2c)$$

其中 d_s 為地表面下 30 公尺內所有砂質土層的厚度總合； N_{CHi} 為各砂質土層之標準貫入試驗 N 值，但不得大於 100。

\bar{s}_u 為黏質土層(塑性指數 $PI \geq 20$)的平均不排水剪力強度，依下列公式計算：

$$\bar{s}_u = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^m (d_{ci}/s_{ui})} \dots\dots\dots(9-2.2d)$$

式中， d_c 為地表面下 30 公尺內所有黏質土層的厚度總合； s_{ui} 為各黏質土層之不排水剪力強度 s_u ，但不得大於 25.5 N/cm^2 。對於同一地盤，若採用(9-2.2c)與(9-2.2d)式計算所得結果不同時，則應取保守之結果為設計用地盤。

9.2.4 近斷層區之工址水平譜加速度係數

必須考慮近斷層效應之台灣地區活動斷層如表 9-2.4 所列，而屬近斷層區域之設計地震力調整因子呈如表 9-2.5 (i)至表 9-2.5 (v)所列。近斷層區域工址短週期與一秒週期設計水平譜加速度係數 $S_{II,S}$ 與 $S_{II,1}$ ，以及工址短週期與一秒週期最大考量水平譜加速度係數 $S_{III,S}$ 與 $S_{III,1}$ 直接依下式計算：

$$S_{II,S} = 0.8F_a N_A \quad ; \quad S_{III,S} = 1.0F_a N_A \quad ; \quad N_A \geq 1.0 \quad \dots\dots\dots(9-2.3)$$

$$S_{II,1} = 0.45F_v N_V \quad ; \quad S_{III,1} = 0.55F_v N_V \quad ; \quad N_V \geq 1.0 \quad \dots\dots\dots(9-2.4)$$

其中， F_a 與 F_v 分別為反應譜等加速度段與等速度段之工址放大係數， N_A 與 N_V 分別為 475 年及 2500 年近斷層調整因子，依本節規定計算，但採水平譜加速度係數 $0.8N_A$ (或 $1.0N_A$) 與 $0.45N_V$ (或 $0.55N_V$) 配合表 9-2.2 (a) 與 9-2.2 (b) 來求值。 N_A 與 N_V 分別代表反應譜等加速度段與等速度段之近斷層調整因子，其值在設計地震與最大考量地震下並不相同，並隨工址與斷層之水平距離 r 而改變，如表 9-2.5 (A) 至表 9-2.5 (H) 所列。

本小節之規範所訂定者，包括獅潭斷層、神卓山斷層、屯子腳斷層、車龍埔斷層、新化斷層與花東斷層(含米崙、玉里、池上與奇美斷層)等曾經引至大規模地震之第一類活動斷層，必須考量區域近斷層效應。

表 9-2.4 中央地質調查所調查第一類活動斷層性質表*

| 編號 | 斷層名稱 | 長度 (公里) | 斷層性質 | 歷史地震規模 |
|----|--------------|------------|---------|---|
| 1 | 新城斷層 | 28 | 逆移斷層 | |
| 2 | 獅潭斷層 | 12 | 逆移斷層 | M _L 7.1** (1935.04.21) 新竹-台中地震 |
| | 屯子腳斷層 | 14 | 右移斷層 | |
| 3 | 三義斷層 | 24 | 逆移斷層 | |
| 4 | 大甲斷層 | 8 | 逆移斷層 | |
| | 大甲斷層(清水, 南段) | 22 | | |
| | 鐵砧山斷層 | 13 | | |
| | 彰化斷層 | 36 | | |
| 5 | 車籠埔斷層(北段) | 38 | 逆移斷層 | M _L 7.3 (1999.09.21) 集集地震 |
| | 車籠埔斷層(南段) | 38 | | |
| 6 | 大茅埔-雙冬斷層 | 69 | 逆移斷層 | |
| 7 | 梅山斷層 | 13 | 右移斷層 | M _L 7.1 (1906.03.17) 梅山地震 |
| 8 | 大尖山斷層 | 25 | 逆移兼右移斷層 | M _L 7.1 (1941.12.17) 中埔地震 |
| | 觸口斷層 | 28 | 逆移斷層 | |
| 9 | 六甲斷層 | 17 | 逆移兼左移斷層 | |
| 10 | 新化斷層 | 6 | 右移斷層 | M _L 6.1 (1946.12.05) 新化地震 |
| 11 | 旗山斷層 | 30 | 逆移斷層 | |
| 12 | 米崙斷層 | 8 | 左移兼逆移斷層 | M _L 7.3 (1951.11.25) 縱谷地震序列 |
| | 瑞穗斷層 | 33 | 逆移兼左移斷層 | |
| | 玉里斷層 | 23 | 左移兼逆移斷層 | |
| | 池上斷層 | 67 | 逆移兼左移斷層 | |
| | 鹿野斷層 | 17 | 逆移斷層 | |

*本表所列之活動斷層為 2010 年中央地質調查所公告之第一類活動斷層

**歷史地震規模參考臺灣十大災害地震圖集(鄭世楠等人著, 1999)

資料來源:公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 2 期)下冊

表 9-2.5(A) 近車籠埔、梅山、大尖山-觸口、新化、花東縱谷、獅潭、屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山、大茅埔-雙冬等斷層之 475 年設計地震近斷層調整因子(N_A)

| N_A (475) | 斷層名稱 | $r \leq 2$ km | $2 < r \leq 5$ km | $5 < r \leq 8$ km | $8 < r \leq 10$ km | $10 < r \leq 12$ km | $12 < r \leq 14$ km | $r > 14$ km |
|----------------|------------------------|------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|----------------|
| | 車籠埔斷層 | 1.23 | 1.16 | 1.07 | 1.03 | 1.03 | 1.00 | N.C. |
| | 梅山斷層 | 1.37 | 1.28 | 1.15 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. |
| | 大尖山斷層 觸口斷層 | 1.15 | 1.08 | 1.00 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. |
| | 新化斷層 | 1.23 | 1.06 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. | N.C. |
| | 花東縱谷斷層(米崙、瑞穗、玉里、池上、鹿野) | 1.42 | 1.37 | 1.28 | 1.14 | 1.14 | 1.00 | N.C. |
| | 獅潭斷層 | 1.28 | 1.20 | 1.10 | 1.10 | 1.00 | N.C. | N.C. |
| | 屯子腳斷層 | 1.28 | 1.20 | 1.10 | 1.10 | 1.00 | N.C. | N.C. |
| | 彰化斷層 大甲斷層 鐵砧山斷層 | 1.35 | 1.25 | 1.10 | 1.05 | 1.05 | 1.00 | N.C. |
| | 大茅埔-雙冬斷層 | 1.35 | 1.25 | 1.10 | 1.05 | 1.05 | 1.00 | N.C. |

註：r 為與近斷層之距離；N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。
資料來源：公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 2 期)下冊

表 9-2.5(B) 近新城、三義、六甲、旗山等斷層之 475 年設計地震近斷層調整因子(N_A)

| N_A (475) | 斷層名稱 | $r \leq 2$ km | $2 < r \leq 4$ km | $4 < r \leq 6$ km | $6 < r \leq 8$ km | $r > 8$ km |
|----------------|------|------------------|----------------------|----------------------|----------------------|---------------|
| | 新城斷層 | 1.10 | 1.05 | 1.00 | 1.00 | N.C. |
| | 三義斷層 | 1.10 | 1.05 | 1.00 | 1.00 | N.C. |
| | 六甲斷層 | 1.10 | 1.05 | 1.00 | N.C. | N.C. |
| | 旗山斷層 | 1.15 | 1.10 | 1.05 | 1.00 | N.C. |

註：r 為與近斷層之距離；N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。
資料來源：公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 2 期)下冊

表 9-2.5(C) 近車籠埔、梅山、大尖山-觸口、新化、花東縱谷、獅潭、
屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山、大茅埔-雙冬等斷層之 475
年設計地震近斷層調整因子(N_V)

| N_V (475) | 斷層名稱 | $r \leq 2$ km | $2 < r \leq 5$ km | $5 < r \leq 8$ km | $8 < r \leq 10$ km | $10 < r \leq 12$ km | $12 < r \leq 14$ km | $r > 14$ km |
|----------------------------|-------|------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|----------------|
| | 車籠埔斷層 | 1.36 | 1.32 | 1.22 | 1.10 | 1.10 | 1.00 | N.C. |
| 梅山斷層 | 1.44 | 1.36 | 1.20 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. | |
| 大尖山斷層 觸口斷層 | 1.15 | 1.10 | 1.03 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. | |
| 新化斷層 | 1.15 | 1.05 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. | N.C. | |
| 花東縱谷斷層 (米崙、瑞穗、玉里、池上、鹿野) | 1.58 | 1.53 | 1.38 | 1.20 | 1.20 | 1.00 | N.C. | |
| 獅潭斷層 | 1.33 | 1.27 | 1.10 | 1.10 | 1.00 | N.C. | N.C. | |
| 屯子腳斷層 | 1.31 | 1.25 | 1.15 | 1.15 | 1.00 | N.C. | N.C. | |
| 彰化斷層 大甲斷層 鐵砧山斷層 | 1.40 | 1.25 | 1.10 | 1.05 | 1.05 | 1.00 | N.C. | |
| 大茅埔-雙冬斷層 | 1.40 | 1.25 | 1.10 | 1.05 | 1.05 | 1.00 | N.C. | |

註：r 為與近斷層之距離；N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。
資料來源:公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 2 期)下冊

表 9-2.5(D) 近新城、三義、六甲、旗山等斷層之 475 年設計地震近斷
層調整因子(N_V)

| N_V (475) | 斷層名稱 | $r \leq 2$ km | $2 < r \leq 4$ km | $4 < r \leq 6$ km | $6 < r \leq 8$ km | $r > 8$ km |
|----------------|------|------------------|----------------------|----------------------|----------------------|---------------|
| | 新城斷層 | 1.15 | 1.10 | 1.05 | 1.00 | N.C. |
| 三義斷層 | 1.15 | 1.10 | 1.05 | 1.00 | N.C. | |
| 六甲斷層 | 1.15 | 1.10 | 1.00 | N.C. | N.C. | |
| 旗山斷層 | 1.20 | 1.10 | 1.05 | 1.00 | N.C. | |

註：r 為與近斷層之距離；N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。

資料來源:公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 2 期)下冊

表 9-2.5(E) 近車籠埔、梅山、大尖山-觸口、新化、花東縱谷、獅潭、
 屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山、大茅埔-雙冬等斷層之 2500
 年最大考量地震近斷層調整因子(N_A)

| 斷層名稱 | $r \leq 2$ | $2 < r \leq 5$ | $5 < r \leq 8$ | $8 < r \leq 10$ | $10 < r \leq 12$ | $12 < r \leq 14$ | $r > 14$ |
|------------------------|------------|----------------|----------------|-----------------|------------------|------------------|----------|
| | km | km | km | km | km | km | km |
| 車籠埔斷層 | 1.25 | 1.20 | 1.10 | 1.03 | 1.03 | 1.00 | N.C. |
| 梅山斷層 | 1.30 | 1.20 | 1.05 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. |
| 大尖山斷層 | 1.21 | 1.17 | 1.05 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. |
| 觸口斷層 | | | | | | | |
| 新化斷層 | 1.29 | 1.10 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. | N.C. |
| 花東縱谷斷層(米崙、瑞穗、玉里、池上、鹿野) | 1.32 | 1.26 | 1.10 | 1.02 | 1.02 | 1.00 | N.C. |
| 獅潭斷層 | 1.26 | 1.18 | 1.05 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. |
| 屯子腳斷層 | 1.26 | 1.17 | 1.05 | 1.05 | 1.00 | N.C. | N.C. |
| 彰化斷層 | 1.33 | 1.18 | 1.10 | 1.05 | 1.05 | 1.00 | N.C. |
| 大甲斷層 | | | | | | | |
| 鐵砧山斷層 | | | | | | | |
| 大茅埔-雙冬斷層 | 1.25 | 1.15 | 1.10 | 1.05 | 1.05 | 1.00 | N.C. |

註：r 為與近斷層之距離；N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。

資料來源:公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 2 期)下冊

表 9-2.5(F) 近新城、三義、六甲、旗山等斷層之 2500 年最大考量地震近斷層調整因子(N_A)

| N_A (2500) | 斷層名稱 | $r \leq 2$ km | $2 < r \leq 4$ km | $4 < r \leq 6$ km | $6 < r \leq 8$ km | $r > 8$ km |
|-----------------|------|------------------|----------------------|----------------------|----------------------|---------------|
| | 新城斷層 | 1.20 | 1.10 | 1.05 | 1.00 | N.C. |
| 三義斷層 | 1.20 | 1.10 | 1.05 | 1.00 | N.C. | |
| 六甲斷層 | 1.10 | 1.05 | 1.00 | N.C. | N.C. | |
| 旗山斷層 | 1.20 | 1.10 | 1.05 | 1.00 | N.C. | |

註：r 為與近斷層之距離；N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。

資料來源:公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 2 期)下冊

表 9-2.5(G) 近車籠埔、梅山、大尖山-觸口、新化、花東縱谷、獅潭、屯子腳、彰化、大甲、鐵砧山、大茅埔-雙冬等斷層之 2500 年最大考量地震近斷層調整因子(N_V)

| N_V (2500) | 斷層名稱 | $r \leq 2$ km | $2 < r \leq 5$ km | $5 < r \leq 8$ km | $8 < r \leq 10$ km | $10 < r \leq 12$ km | $12 < r \leq 14$ km | $r > 14$ km |
|------------------------|-------|------------------|----------------------|----------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|----------------|
| | 車籠埔斷層 | 1.50 | 1.45 | 1.30 | 1.15 | 1.15 | 1.00 | N.C. |
| 梅山斷層 | 1.48 | 1.36 | 1.15 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. | |
| 大尖山斷層 | 1.42 | 1.35 | 1.15 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. | |
| 觸口斷層 | 1.42 | 1.35 | 1.15 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. | |
| 新化斷層 | 1.30 | 1.15 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. | N.C. | |
| 花東縱谷斷層(米崙、瑞穗、玉里、池上、鹿野) | 1.58 | 1.48 | 1.30 | 1.16 | 1.16 | 1.00 | N.C. | |
| 獅潭斷層 | 1.42 | 1.32 | 1.15 | 1.00 | N.C. | N.C. | N.C. | |
| 屯子腳斷層 | 1.42 | 1.32 | 1.15 | 1.15 | 1.00 | N.C. | N.C. | |
| 彰化斷層 | 1.50 | 1.32 | 1.20 | 1.10 | 1.10 | 1.00 | N.C. | |
| 大甲斷層 | 1.50 | 1.32 | 1.20 | 1.10 | 1.10 | 1.00 | N.C. | |
| 鐵砧山斷層 | 1.50 | 1.32 | 1.20 | 1.10 | 1.10 | 1.00 | N.C. | |
| 大茅埔-雙冬斷層 | 1.50 | 1.35 | 1.20 | 1.10 | 1.10 | 1.00 | N.C. | |

註：r 為與近斷層之距離；N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。

資料來源:公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 2 期)下冊

表 9-2.5(H) 近新城、三義、六甲、旗山等斷層之 2500 年最大考量地震
近斷層調整因子(N_V)

| N_V (2500) | 斷層名稱 | $r \leq 2$ km | $2 < r \leq 4$ km | $4 < r \leq 6$ km | $6 < r \leq 8$ km | $r > 8$ km |
|-----------------|------|------------------|----------------------|----------------------|----------------------|---------------|
| | 新城斷層 | 1.35 | 1.20 | 1.10 | 1.00 | N.C. |
| 三義斷層 | 1.35 | 1.20 | 1.10 | 1.00 | N.C. | |
| 六甲斷層 | 1.25 | 1.10 | 1.00 | N.C. | N.C. | |
| 旗山斷層 | 1.35 | 1.20 | 1.10 | 1.00 | N.C. | |

註：r 為與近斷層之距離；N.C.為不須考慮近斷層效應，回歸一般震區辦理。

資料來源：公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 2 期)下冊

9.2.5 工址設計與最大考量水平譜加速度係數

一般工址或近斷層區域之工址設計水平譜加速度係數 $S_{a,II}$ ，隨結構物基本震動週期 T 與工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 $S_{II,S}$ 與 $S_{II,1}$ 而改變；工址最大考量水平譜加速度係數 $S_{a,III}$ ，隨結構物基本震動週期 T 與工址短週期與一秒週期之最大考量水平譜加速度係數 $S_{III,S}$ 與 $S_{III,1}$ 而改變。工址設計水平譜加速度係數 $S_{a,II}$ 與最大考量水平譜加速度係數 $S_{a,III}$ 分別如表 9-2.6 (a)與 9-2.6 (b)所示。其中，表 9-2.6(a)與 9-2.6(b)中之短週期與中、長週期的分界 T_0^{II} 與 T_0^{III} 分別滿足：

$$T_0^{II} = \frac{S_{II,1}}{S_{II,S}} ; T_0^{III} = \frac{S_{III,1}}{S_{III,S}} \dots\dots\dots(9-2.5)$$

結構物之基本震動週期 T ，單位為秒，主要乃依據交通部”公路橋梁耐震設計規範”中 2.5 節所述方法求取。

表 9-2.6 (a)一般工址或近斷層區域之工址設計水平譜加速度係數($S_{a,II}$)

| 較短週期 | 短週期 | 中週期 | 長週期 |
|--|------------------------------------|---------------------------------|--------------------------|
| $T \leq 0.2T_0^{II}$ | $0.2T_0^{II} \leq T \leq T_0^{II}$ | $T_0^{II} < T \leq 2.5T_0^{II}$ | $2.5T_0^{II} < T$ |
| $S_{a,II} = S_{II,S}(0.4 + 3T/T_0^{II})$ | $S_{a,II} = S_{II,S}$ | $S_{a,II} = S_{II,1}/T$ | $S_{a,II} = 0.4S_{II,S}$ |

表 9-2.6 (b)一般工址或近斷層區域之工址最大水平譜加速度係數($S_{a,III}$)

| 較短週期 | 短週期 | 中週期 | 長週期 |
|---|--------------------------------------|-----------------------------------|----------------------------|
| $T \leq 0.2T_0^{III}$ | $0.2T_0^{III} \leq T \leq T_0^{III}$ | $T_0^{III} < T \leq 2.5T_0^{III}$ | $2.5T_0^{III} < T$ |
| $S_{a,III} = S_{III,S}(0.4 + 3T/T_0^{III})$ | $S_{a,III} = S_{III,S}$ | $S_{a,III} = S_{III,1}/T$ | $S_{a,III} = 0.4S_{III,S}$ |

9.2.6 新北市(臺北盆地及一般震區)

國家地震工程研究中心訂定臺北盆地範圍為淡水河水系內海拔 20 公尺以下區域，如圖 9-2.1 所示，包括臺北市及新北市之三重區、新莊區、板橋區、中和區、永和區、新店區、土城區、樹林區、蘆洲區、五股區、泰山區、淡水區、八里區、汐止區等轄區之全部或部分里，並劃分為臺北一區、臺北二區及臺北三區，新北市屬台北盆地臨海微分區如表 9-2.7 所列。以臺北港為例，港址位於八里區，屬於台北盆地，則需依照台北盆地之譜加速度係數計算公式如下：

1. 等級 II 地震

$$S_{II,S} = 0.6 \dots\dots\dots (9-2.6)$$

$$S_{II,1} = S_{II,S}T_0^{II} \dots\dots\dots (9-2.7)$$

$$T_0^{II} = \begin{cases} 1.60 \text{ 秒(臺北一區)} \\ 1.30 \text{ 秒(臺北二區)} \dots\dots\dots (9-2.8) \\ 1.05 \text{ 秒(臺北三區)} \end{cases}$$

2. 等級 III 地震

$$S_{III,S} = 0.8 \dots\dots\dots (9-2.9)$$

$$S_{III,1} = S_{III,S} T_0^{III} \dots\dots\dots (9-2.10)$$

$$T_0^{III} = \begin{cases} 1.60 \text{ 秒(臺北一區)} \\ 1.30 \text{ 秒(臺北二區)} \dots\dots\dots (9-2.11) \\ 1.05 \text{ 秒(臺北三區)} \end{cases}$$

其中，S 為譜加速度係數；T 為週期；下標 II 為 475 年回歸期；下標 III 為 2500 年回歸期；下標 S 為短週期；下標 1 為 1 秒週期。

非屬於臺北盆地範圍內則回歸一般震區譜加速度係數計算公式，並參考表 9-2.8。

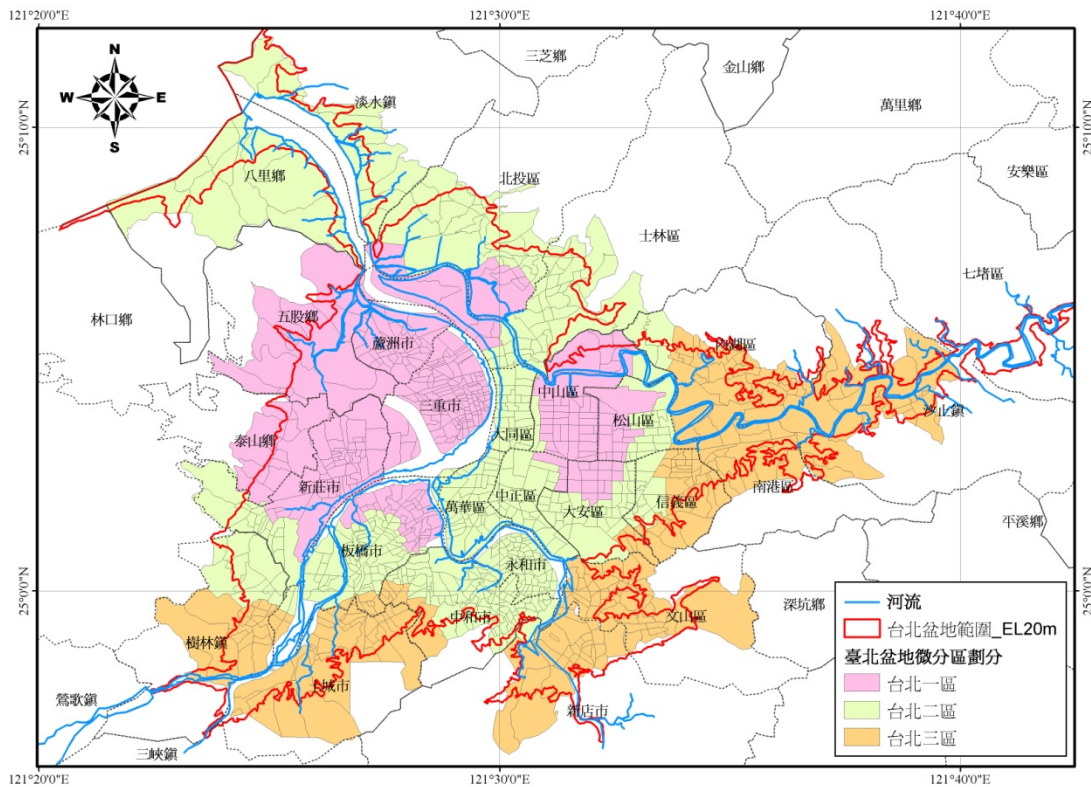


圖 9-2.1 臺北盆地設計地震微分區圖

資料來源:公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 2 期)下冊

表 9-2.7 新北市之臺北盆地臨海微分區劃分表

| 市 | 區 | 里 | 微分區 |
|-----|-----|--|------|
| 新北市 | 淡水區 | 福德里、竹園里、民生里、八勢里、竿蓁里、鄧公里、長庚里、清文里、草東里、永吉里、民安里、新生里、文化里、油車里、沙崙里 (共 15 里) | 臺北二區 |
| | 八里區 | 龍源里、米倉里、大崁里、埤頭里、頂罟里、舊城里、訊塘里、荖阡里、下罟里 (共 9 里) | 臺北二區 |

資料來源:公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 2 期)下冊

表 9-2.8 新北市屬一般震區臨海之里其震區短週期與一秒週期之 475 年回歸期水平譜加速度係數(S_S'')與(S_I''),與 2500 年回歸期水平譜加速度係數(S_S''')與(S_I''')

| 市 | 區 | 里 | S_S'' | S_I'' | S_S''' | S_I''' |
|-----|-----|--|---------|---------|----------|----------|
| 新北市 | 淡水區 | 中和里、屯山里、賢孝里、興仁里、蕃薯里、義山里、忠山里、崁頂里、埤島里、新興里、水碓里、北投里、水源里、忠寮里、樹興里、坪頂里、中興里、協元里 (共 18 里) | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.45 |
| | 八里區 | 長坑里 (共 1 里) | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.45 |
| | 瑞芳區 | 全區所有里 (共 34 里) | 0.6 | 0.35 | 0.9 | 0.55 |
| | 三芝區 | 全區所有里 (共 13 里) | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.45 |
| | 石門區 | 全區所有里 (共 9 里) | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.45 |
| | 貢寮區 | 全區所有里 (共 11 里) | 0.7 | 0.4 | 0.9 | 0.55 |
| | 金山區 | 全區所有里 (共 15 里) | 0.5 | 0.3 | 0.7 | 0.45 |
| | 萬里區 | 全區所有里 (共 10 里) | 0.5 | 0.3 | 0.8 | 0.5 |

資料來源:公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 2 期)下冊

9.2.7 起始降伏地震力放大倍數與結構系統地震力折減係數

起始降伏地震力放大倍數(α_y)，為設計地震地表加速度放大(α_y)倍後，結構體開始產生第一個降伏斷面之值，其值與所採用之設計方法有關，如鋼筋混凝土結構若採用強度設計法設計時，(α_y)可取 1.0。若按其他設計方法設計者，應分析決定應採用之(α_y)值。

結構系統地震力折減係數(F_u)與結構系統韌性容量(R)以及結構基本振動週期(T)有關。 R 值與抵抗地震力之各種結構系統有關。其結構系統容許韌性容量(R_a)與韌性容量(R)間之關係如下：

一般工址與近斷層區域：

$$R_a = 1 + \frac{(R-1)}{1.5} \dots\dots\dots (9-2.12)$$

結構系統地震力折減係數 F_u 與容許韌性容量 R_a 及基本振動週期 T 的關係式如下：

$$F_u = \begin{cases} R_a & ; T \geq T_0'' \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) * \frac{T - 0.6T_0''}{0.4T_0''} & ; 0.6T_0'' \leq T \leq T_0'' \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.2T_0'' \leq T \leq 0.6T_0'' \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) * \frac{T - 0.2T_0''}{0.2T_0''} & ; T \leq 0.2T_0'' \end{cases} \dots\dots\dots (9-2.13)$$

其中， T_0'' 為設計水平譜加速度係數短週期與中週期的分界點，其定義如(9-2.5)式所示， T_0'' 本身已納入不同地盤型式之考量，是以不需再對於不同地盤型式之地震力折減係數 F_u 來做一調整。

9.2.8 設計地震力

(參考港灣構造物耐震性能設計架構之研究(1/4)及 98 年公路橋梁耐震設計規範)

1. 等級 I 地震力

為避免韌性較佳之結構物在地震不大時即產生降伏，(9-2.14b)式之地震設計最小總橫力不得低於 V_I ，中小度地震降伏之設計地震力對應到性能設計中的等級 I 地震力，其計算公式如下：

$$V_I = \frac{S_{a,II}}{3.25\alpha_y} W \dots\dots\dots (9-2.14a)$$

式中，

$S_{a,II}$ ：工址設計水平譜加速度係數

W ：結構物全部靜載重。

α_y ：起始降伏地震力放大倍數。

F_u ：結構系統地震力折減係數。

對於屬於 9.2.2 節規定之近斷層區域的震區，採用(9-2.14)式計算 $S_{a,II}$ 時不需要考慮近斷層調整因子 N_A 與 N_V 之放大效應，及取 N_A 及 N_V 等於 1.0。

2. 等級 II 地震力

非剛性結構物，如棧橋式碼頭，其所受到地震之最小設計水平總橫力對應到性能設計中為等級 II 之地震，其計算公式如下

$$V_{II} = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{a,II}}{F_{u,II}} \right)_m W \dots\dots\dots (9-2.14b)$$

式中，

$$\left(\frac{S_{a,II}}{F_{u,II}} \right)_m = \begin{cases} \frac{S_{a,II}}{F_{u,II}} & ; \quad \frac{S_{a,II}}{F_{u,II}} \leq 0.3 \\ 0.20 \frac{S_{a,II}}{F_{u,II}} + 0.24 & ; \quad 0.3 < \frac{S_{a,II}}{F_{u,II}} < 0.8 \dots\dots\dots (9-2.15) \\ 0.50 \frac{S_{a,II}}{F_{u,II}} & ; \quad \frac{S_{a,II}}{F_{u,II}} \geq 0.8 \end{cases}$$

其中，工址設計水平譜加速度係數值($S_{a,III}$)將隨著工址地盤種類與所在區域不同而有所調整。此外，對於整體結構之設計地震力而言，除了考量上述近斷層效應之影響外，亦須納入避免中小度地震降伏設計地震力與避免最大考量地震崩塌設計地震力之考量，尤其是針對所謂近斷層區域的工址而言。

3. 等級 III 地震力

為避免結構物在最大考量地震下崩塌，(9-2.14b)式之地震設計最小總橫力不得低於 V_{III} ，最大考量地震力對應到性能設計中的等級 III 地震力，其計算公式如下：

$$V_{III} = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} \right)_m W \dots\dots\dots (9-2.14c)$$

$$\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m = \begin{cases} \frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} & ; \quad \frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} \leq 0.3 \\ 0.20 \frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} + 0.24 & ; \quad 0.3 < \frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} < 0.8 \dots\dots\dots (9-2.16) \\ 0.50 \frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} & ; \quad \frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} \geq 0.8 \end{cases}$$

其中， $F_{u,III}$ 為在(9-2.14c)式中以韌性容量 R 取代容許韌性容量 R_a 計算所得之結構系統地震力折減係數 F_u 值，對於屬於9.2.2節規定之近斷層區域的震區，採用(9-2.14c)式計算 S_{aM} 時則須要考慮近斷層調整因子 N_A 與 N_V 之放大效應。

9.2.9 結構物地震時水體作用之力

水中結構物於地震時，水體作用之力主要為拖曳力及附加質量效應。作用於樁上之曳力與樁體地震時的絕對速度的平方成正比，附加質量則與樁體排開水的質量有關。考慮曳力作用時，結構運動之控制方程式變為非線性，較不易求解。考慮附加質量較應對結構物的地震反應影響較為顯著，不宜忽略，因此建議僅考慮附加質量效應，在水

中樁體的節點加上附加質量，其值為樁體排開水的質量乘以附加質量係數(C_m)，一般可取為 1.0。

9.2.10 地震力之分布

參照上述章節所求得之設計地震力 V ，應分佈至結構體各節點上，其值與該節點的重量以及各節點施加與節點重量相同之水平力所產生的位移成正比。其分佈狀態如圖 9-2.8 及 9-2.9 所示。

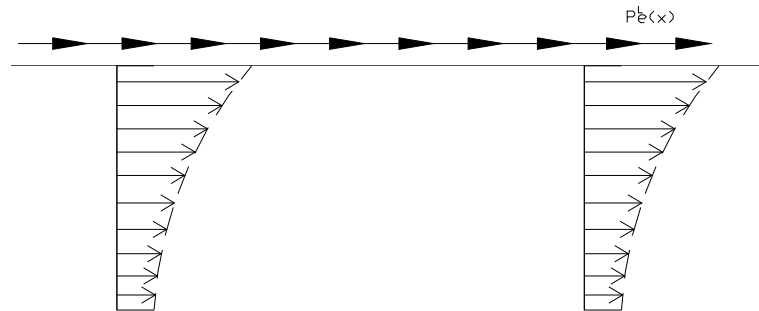


圖 9-2.8 沿面板縱向施加之設計地震力示意圖

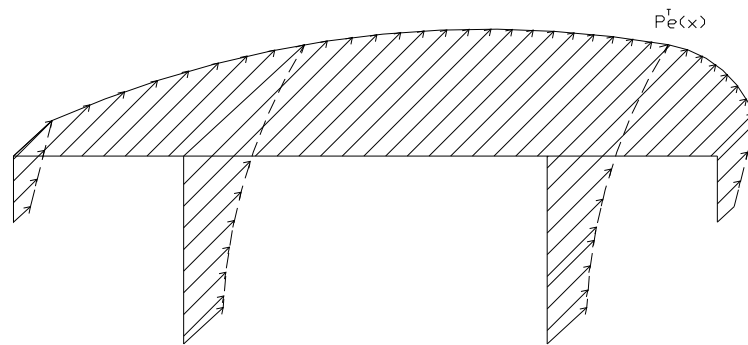


圖 9-2.9 沿面板法線側向施加之設計地震力示意圖

9.3 剛性結構物之設計地震力

在設計地震力的分析方面，對於剛性結構物而言，主要是針對基本振動週期低於 0.06 秒之剛性結構物而訂，除了所屬震區之基本考量外，亦可同時納入鄰近工址斷層之評估，對設計地震力作一較為細部

的估算。其先行求出結構位址之設計震度(K_h)，而後再乘以結構本體之靜載重即可求得當地之設計地震力。公式如(9-3.1)式所示：

當結構基本週期趨近於零，參考表 9-2.6，則 $S_{a,H} = 0.4S_{H,S}$ ；

$$V_h = \frac{S_{a,H}W}{1.2\alpha_y} = \frac{S_{H,S}}{3\alpha_y} \times W = K_h \times W \dots\dots\dots (9-3.1)$$

其中 V_h 為水平設計地震力； W 為結構物全部之靜載重； α_y 為 921 震後所修正之起始降伏地震力放大倍數； $S_{H,S}$ 則為在考量工址地盤特性、可能斷層與震源距離等相關因素分析下所得之工址短週期水平譜加速度係數(如 9.2.3 節所述)。 $S_{a,H}$ 為工址設計水平譜加速度係數，為工址水平向之設計譜加速度與重力加速度(g)之比值。工址設計水平譜加速度係數 $S_{a,H}$ ，隨結構基本震動週期(T)與工址短週期與一秒周期之設計水平譜加速度係數($S_{H,S}$)與($S_{H,1}$)而改變。

9.4 垂直地震力

為提升結構物抵抗垂直向地震之能力，垂直地震力應做適當之考量。水平懸臂構材與水平預力構材等尤其應就垂直地震效應做適當的考慮。垂直向之設計譜加速度係數($S_{a,H,V}$)可藉由水平向之設計譜加速度係數($S_{a,H}$)定義為：

$$\text{一般震區： } S_{a,H,V} = \frac{1}{2} S_{a,H}$$

$$\text{近斷層區域： } S_{a,H,V} = \frac{2}{3} S_{a,H}$$

在垂直地震力的考量上，剛性結構物相較於非剛性結構物而言，其主要差別乃在於結構物之基本震動週期，是以在垂直地震力的設計方面和非剛性結構物之設計並無多大差異性，只將原水平向之設計譜加速度係數($S_{a,H}$)改以工址短週期水平譜加速度係數($S_{H,S}$)替代之。

9.5 分析方法

(參考港灣構造物耐震性能設計架構之研究(2/4))

9.5.1 簡化分析法

1. 非剛性碼頭簡化分析法

非剛性碼頭如棧橋式碼頭，簡化分析中將碼頭簡化為一平面結構，並假設地震力由路側均勻作用於碼頭上部結構，其地震力作用之水平力皆由樁群負擔，計算各樁之應力，並檢核其應力大小是否小於容許應力。

2. 剛性碼頭簡化分析法

剛性碼頭如重力式碼頭、板樁式及圓筒式碼頭簡化分析方法可以採用擬靜力分析法，以力平衡概念的擬靜力分析法，將構造物與承載土體視為剛體，地震力為施加於構造物之側向慣性力，地震力由設計最大地表加速度 PGA 或震度係數 K_h 表示，分析時，逐步地增加 PGA 或 K_h ，透過一系列的穩定分析，計算結構達到臨界穩定狀態時(即安全係數 $F_s = 1$ 的情況)之臨界滑動、臨界傾覆或臨界穩定性狀態之最大地表加速度或震度係數，取其最小值作為結構臨界安定最大地表加速度或震度係數 K_t ，而結構抵抗實際發生之地震(有效震度係數為 K_e)具有之耐震安全係數即可表示為 $F_s = K_t / K_e$ ，可搭配相關準則用於評估碼頭結構之耐震性能。

(1) 地震時之動土壓

對剛性結構物，如重力式碼頭與版樁式碼頭等，當進行耐震設計時，除須考慮因壁體質量所產生的慣性力(見 9.3 節)外，尚須考慮與壁體接觸土壤在地震時作用在壁體上之動土壓。

就重力式碼頭與版樁式碼頭等而言，地震時容許其向外位

移，可使用主動動土壓，且計算動土壓的公式中，震度 K 可取

$$\text{設計震度 } K_h, \text{ 即 } K_h = \frac{S_{a,H}}{1.2\alpha_y} \text{ or } \frac{S_{H,S}}{3\alpha_y}。$$

(2) 地震時之動水壓

對剛性結構物，如重力式碼頭與版樁式碼頭等，當進行耐震設計時，除須考慮因壁體質量所產生的慣性力(見 9.3 節)外，尚須考慮與壁體接觸水體在地震時作用在壁體上之動水壓。地震時之動水壓說明中，設計震度 K 可取為設計震度 K_h ，即

$$K_h = \frac{S_{a,H}}{1.2\alpha_y} \text{ or } \frac{S_{H,S}}{3\alpha_y}。$$

地震時之動水壓係地震時水壓減掉靜態水壓的部份，因此以重力式碼頭為例，當地震時考慮碼頭往海側變位，此時作用在壁體的水壓，除了要考慮靜態的殘留水壓外，還要考慮海側的動水壓小於靜水壓，因此海側的動水壓係拉壁體往海側的方向。至於陸側壁體內的動水壓亦指向海側，但因計算地震時之動土壓已在殘留水位下使用換算震度 K' ，因此陸側內之動水壓不必再加以計算。

9.5.2 簡化動力分析法

1. 非剛性碼頭簡化動力分析法

非剛性碼頭如棧橋式碼頭，進行簡化動力分析，對其結構系統包括頂版、基樁與土壤間的受震反應可採用容量震譜法。容量震譜法之基本原理，是將結構物視為一廣義單自由度振動系統，由結構物的頂層側推曲線及地震反應譜經 ADRS (Acceleration - Displacement Response Spectra) 轉換後求得結構側推容量震譜與地震需求震譜，如圖 10-5.1 所示。所得之交點及為性能點，可視為結構物承受地震力作用時，其近似的最大地震反應。

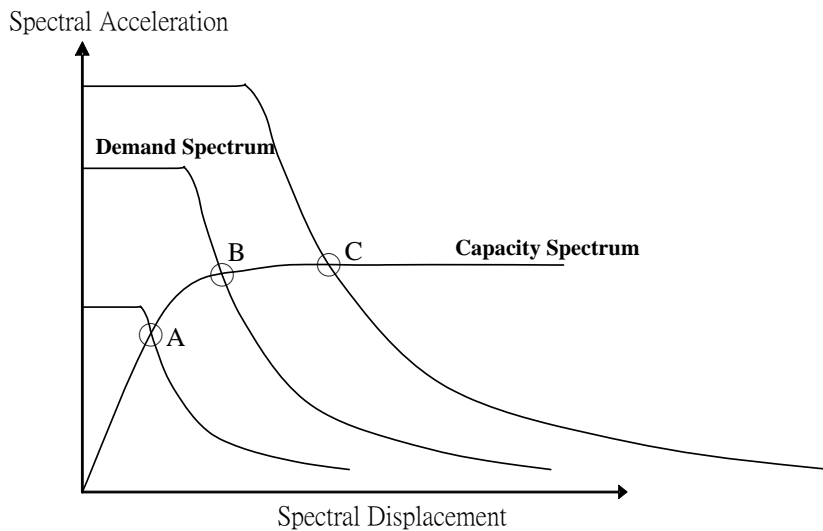


圖 9-5.1 容量震譜法分析簡介圖

資料來源:港灣構造物耐震性能設計架構之研究(2/4)

(1) ADRS 座標轉換

ADRS 格式為以 S_d 及 S_a 為座標之關係圖。容量震譜法 (capacity spectrum method) 中最後的功能績效點的求得，是將結構側推曲線及地震反應譜轉換成 ADRS 格式之結構側推容量震譜及地震需求震譜，再經結構非彈性之韌性的消能折減進而疊代計算得到。

(2) 地震需求譜

地震需求震譜乃反應橋梁結構所承受地震力的大小，經由工址地層資料、土壤特性及震區等因素而求得，並考慮橋梁結構進入非線性後非彈性變形產生之消能折減反應譜。

(3) 結構側推容量譜

結構側推曲線是由側向位移與所對應結構物側向的抵抗力而成的函數所繪製出的曲線，也就是棧橋式碼頭基底剪力-頂層變位關係圖，用以代表碼頭的受震行為，ATC-40 規定，以結構

基本振態分佈豎向力進行結構側推分析，求得結構基底剪力對應結構物頂層位移。為了方便對照地震需求震譜，基底剪力轉變為譜加速度而頂層位移轉換為譜位移，也就是 ADRS 轉換。

(4) 性能點

性能點(performance point)代表結構物在承受之地震強度下的最大反應。性能點為已表示成 ADRS 座標格式的結構側推容量震譜及地震需求震譜迭代計算而得。其中彈性地震需求震譜隨著結構物進入非線性區域，因構件降伏而使得週期延長且勁度降低，非彈性變形消散部份地震能量，使得結構物耐震能力需求減少，允許依結構韌性程度折減地震需求震譜。當折減後之非彈性地震需求震譜及結構側推容量震譜迭代產生交點時，該點便為性能點。

2. 剛性碼頭簡化動力分析法

剛性碼頭簡化分析方法可採用滑動塊體法，相對於靜力分析法與有限元素分析法而言，滑動塊體分析法(sliding block analysis)的精神是將結構主體視為可滑動之剛體，地震力為作用於結構基礎之地震加速度歷時，主要分析土工結構受地震超出抗滑能力時的反應，以及計算地震所引致總滑移量。為了評估重力式碼頭結構物受地震作用之滑移量，根據 Newmark 提出的簡易滑動塊體法來分析剛性塊體在於水平地表運動過程期間所導致的總滑移量。如圖 10-5.2 所示，假設質量 m 的塊體為剛體，放置於水平表面上，而滑動面的力學行為與彈塑性模式相符合；當地震發生時，塊體之水平方向慣性力由滑動面之抗剪力來維持塊體的動態平衡，所以塊體之運動狀態與滑動面所提供的抗剪力有關。

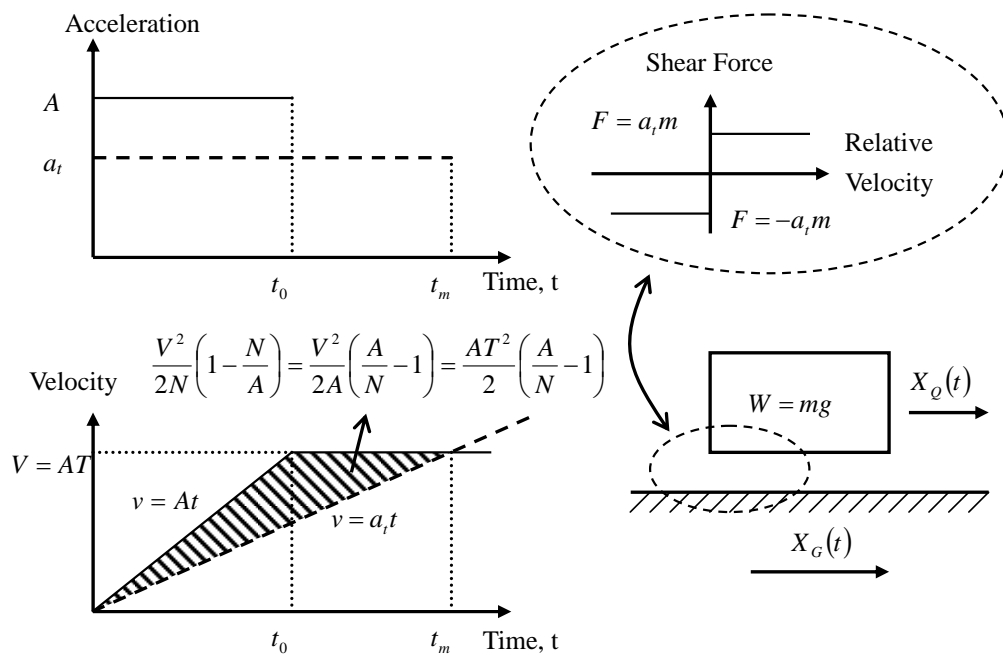


圖 9-5.2 Newmark 之滑動塊體分析法的觀念

資料來源：港灣構造物耐震性能設計架構之研究(2/4)

當地震發生時，假設地表位移歷時為 $X_G(t)$ ，塊體位移歷時為 $X_Q(t)$ ，塊體因受慣性力作用而有向外滑動之趨勢，並由滑動面之抗剪力來維持塊體的動態平衡。當塊體未滑動時，塊體與地盤一起運動；當塊體之水平慣性力大於滑動面之極限抗剪力時，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滑動加速度 (a_i)；而在滑動期間，若地盤與滑動塊體之相對速度減為零時，則滑動停止，塊體再次與地表一起運動。根據滑動面為彈塑性模式之假設，滑動期間之滑動塊體以等加速度 a_i 運動，因而將塊體與地表間之相對加速度積分二次則可求得塊體滑移量。

9.5.3 動力分析法

動力分析時，結構物之模擬應儘量反映實際情形，因此要力求幾何形狀之模擬、質量分析、構材斷面性質及土壤與基礎結構之互制之模擬能夠準確。

1. 多振態反應譜疊加法

形狀不規則結構物為計及軸向與橫向地震反應具有耦合作用以及高振態之影響者，應採用多振態反應譜疊加法進行動力分析。

所考慮的振態數目應足夠，使軸向與橫向之有效振態質量和均超過結構物質量之 90 %。惟振態數超過 25 個，且振態最短周期小於 0.2 秒時，可不受此限。

各振態最大構材內力與變位等，須以各種認可的方法加以疊加。疊加法則最好能計及振態間之互制作用，倘若結構物甚不規則時，地震輸入的方向應多考慮幾個角度。進行振態間之疊加時，宜採用 CQC(Complete Quadratic Combination)法則，惟若振態間之週期不甚相近，可採用 SRSS(Square root of sum square method)疊加法。

CQC 法，其振態疊加考慮了兩振態間的相關性。某物理量依下式進行振態疊加：

$$r_a = \left(\sum_{j=1}^N \sum_{k=1}^N S_{jk} r_j r_k \right)^{1/2} \dots\dots\dots(9-5.1)$$

$$S_{jk} = \frac{8\sqrt{\xi_j \xi_k} (\xi_j + r \xi_k) r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi_j \xi_k r(1+r^2) + 4(\xi_j^2 + \xi_k^2) r^2} \dots\dots\dots(9-5.2)$$

$$r = \frac{w_k}{w_j} \dots\dots\dots(9-5.3)$$

其中 r_j ， r_k 分別為第 j 振態及第 k 振態最大反應值， S_{jk} 為第 j 振態與第 k 振態之關係係數， ξ_j 、 ξ_k 分別為第 j、k 振態的阻尼比， w_k 、 w_j 分別為第 k、j 振態的圓周頻率。

2. 歷時分析法

(1) 輸入地震要求

至少三個與設計反應譜相符之水平地震紀錄，其應能確切

反應工址設計地震(或最大考量地震)之地震規模、斷層距離與震源效應。

針對任一個水平地震紀錄，計算其 5% 阻尼之反應譜。同時，調整地震紀錄使得位於 0.2T 至 1.5T 週期範圍內任一點之譜加速度值不得低於設計譜加速度值之 90 % 及於此週期範圍內之平均值不得低於設計譜加速度值之平均值，其中 T 為結構物基本模態之振動週期。

(2) 線性歷時分析

線性歷時分析之調整係數為 $I/(1.4\alpha_y F_u)$ ，但為了避免中小度地震時結構物過早降伏，對一般工址與近斷層區域，調整係數不得低於 $I/(4.2\alpha_y)$ 。對多組地震紀錄分析所得之反應值，採最大反應值進行設計。

(3) 非線性歷時分析

進行非線性歷時分析，結構物之模擬應儘量反映實際情形，因此要力求幾何形狀之模擬、質量分析、構材斷面性質及土壤與基礎結構之互制之模擬能夠準確。構材之非線性分析模型須要能確切反映構材真實之非線性行為；非線性歷時分析所得之反應值不得再以調整係數 $I/(1.4\alpha_y F_u)$ 予以折減。

強地動紀錄之選取，儘量採用能確切反應工址設計地震(或最大考慮地震)之地震規模、斷層距離與震源效應的實測地震紀錄來進行模擬與調整得到與設計反應譜相符之紀錄；地震紀錄模擬之方法，應為具有可信理論之方法或為由公信單位所提供之方法。

進行線性歷時分析時，為考量短週期結構與土壤互制後之阻尼比較高，分析時可依靜力分析所得 $S_{a,II} / F_u$ 值求得等效之阻尼比來進行分析，等效阻尼比可依下式計算：

$$\xi = \begin{cases} 5\% & ; S_{a,II} / F_u \leq 0.3 \\ (16S_{a,II} / F_u + 0.2)\% & ; 0.3 < S_{a,II} / F_u < 0.8 \dots\dots\dots(9-5.4) \\ 13\% & ; S_{a,II} / F_u \geq 0.8 \end{cases}$$

進行非線性歷時分析時，其輸入地震紀錄之振幅需要先乘以用途係數 I 來調整後再進行分析；結構材料之非線性分析模型，在降伏強度、破壞機制及遲滯行為，各方面皆需要能切卻反應出構材真實之非線性行為；非線性歷時分析之結果除需檢核整體結構之任性需求是否小於規定之容許韌性容量外，還需要考量結構物構材之韌性需求是否妥當。

9.6 載重組合

檢核港灣結構物地震時安全性所須考慮的載重組合，除地震力載重效應 EQ 外，尚須包含靜載重效應 D、裝載載重效應 S、活載重效應 L、動態土壓力效應 E、水壓力(含動態水壓)效應 H、浮力效應 B 等。與地震有關之載重效應不必乘以載重因數，而結構物強度檢核或土壤承载力檢核均以其極限設計強度為準。

地震時港灣結構物所承受的載重，除地震力外，尚併合靜載重(自重)、裝載載重(Surcharge)、活載重動土壓力、水壓力(含靜態與動態水壓)、浮力等，應經載重組合後來檢核結構物的安全性。

大地震時結構物的安全性檢核，應採用極限強度設計法才合理。本來各種載重應乘以適當的載重因數後再組合，而載重因數係反映估計此種載重效應的變異性大小。因為影響地震載重效應最主要的因素為為工址設計水平譜加速度係數 $S_{a,II}$ ，而於分析 $S_{a,II}$ 值時，已考慮了變異性，是以不必另外再使用載重因數。

建議包括地震力載重效應 EQ 在內的載重組合，須考慮下列幾個：

$$1.2D+0.5S+1.0L+1.0B \pm (EQ+E+H)$$

$$0.9D+1.0B \pm (EQ+E+H)$$

其中靜載重效應(D)取載重係數 1.2，裝載載重效應(S)取載重係數 0.5，係參照 ANSI/ASCE 規範 [ASCE, 1990]。地震時要考慮的活載重(L)，只包括固定式的裝卸機械設備等，且此部份要計入會引致地震力的 W 中。至於裝載載重 0.5 S，亦要計入 W 中。

動土壓效應(E)，動水壓效應(H)，均與工址設計水平譜加速度係數 ($S_{a,H}$) 有關，且因分析 $S_{a,H}$ 值時已考慮其變異性，因此載重係數亦均取 1.0。依極限強度設計法檢核結構體的安全性時，由載重組合所得的設計載重(L_u)必須小於或等於設計強度(S_d)，而設計強度係標稱強度(S_n)乘以強度折減因數，即：

$$L_u \leq \phi S_n \dots\dots\dots(9-6.1)$$

檢核土壤承载力時亦同，即由載重組合算得之設計土壓力(q_u)不得大於土壤標稱極限承载力(q_n)乘以強度折減因數，即：

$$q_u \leq \phi q_n \dots\dots\dots(9-6.2)$$

檢核碼頭結構物地震時之穩定性時，亦比照處理。譬如載重組合造成結構物的傾倒彎矩(M_u)，不得大於標稱抗傾倒彎矩(M_n)乘以強度折減因數(ϕ)，即：

$$M_u \leq \phi M_n \dots\dots\dots(9-6.3)$$

上式 ϕ 的倒數，即為安全係數。

結構物之設計，宜儘量採用上述的極限強度設計法，如使用容許應力設計法時，載重組合亦如上述，但靜載重效應的載重係數 1.2 可改為 1.0，地震力載重效應(EQ)，動態土壓力效應(E)及動態水壓效應(H)之載重係數方可酌予調整，使容許應力設計法之設計結果與極限強度設計法之設計結果相近。

9.7 韌性設計

非剛性結構物計算設計地震力(V)時，若使用結構系統地震力折減係數(F_u)，應配合進行韌性設計，使塑鉸能順利產生在預定的位置上。此外，應在塑鉸區配置圍束箍筋及注意其他相關要求，使結構物具有預期之韌性容量。

9.7.1 概要

以前述(9-2.9)式計算非剛性結構物之設計地震力(V)時，因已使用結構系統地震力折減係數(F_u)將設計地震力折減，因此結構物應配合進行韌性設計，使其具有預期之韌性容量。

韌性設計有兩個重點，其一要保證塑鉸產生在預定的位置上，且不得在塑鉸成熟發展前發生其他的破壞，如脆性的剪力破壞，因此需以塑鉸成熟產生後之情況，求取構材之設計剪力，以防止剪力破壞的發生(見 9.6.2 節)。在塑鉸能順利產生的情況下，為使結構物具有良好的韌性容量，塑鉸區應配置圍束箍筋，使其具有良好的曲率韌性及極限塑鉸轉角，如此才能獲得良好的韌性容量(見 9.6.3 節)。

9.7.2 塑鉸產生後之構材內力

以棧橋式碼頭為例，如樁頂與碼頭版之梁係剛接或鉸接，預定的塑鉸產生位置係在樁頂或樁之底部某處。塑鉸發生時塑性彎矩 M_p 為何，可依結構分析結果，在靜載重作用下，逐漸提高地震力引致內力的倍數，至產生軸力—彎矩交互作用破壞為止，得當時的標稱彎矩強度 M_n 。就鋼筋混凝土結構言， M_p 可取為 $1.3M_n$ ，此係考慮到實際鋼筋降伏應力高於標稱降伏應力，且在大的應變下鋼筋可能達應變硬化而提高其強度。此外，柱受圍束箍筋之圍束，混凝土之極限抗壓強度與對應之應變亦會提高之故。對鋼管樁而言，塑性彎矩 M_p 可取標稱降伏彎矩強度 M_y 乘以 1.25。

鋼筋混凝土樁之剪力設計，應以樁頂的塑性彎矩 M_p 除以樁頂至反曲點的距離，求出設計剪力。若樁頂與梁係鉸接，只有樁底泥線附近產生塑鉸，則樁之設計剪力係以塑性彎矩 M_p 除以樁頂至塑鉸的距離。此外，若樁頂與梁剛接，為保證塑鉸產生在樁頂而非梁上，應做強梁弱柱之檢核。

9.7.3 鋼筋混凝土構材之韌性設計

以棧橋式碼頭為例，塑鉸之預定位置係在樁上，其韌性設計大致應符合柱之韌性設計要求：

1. 樁之主鋼筋量與全斷面積(A_g)之比值，不得小於 0.01，亦不得大於 0.06。
2. 樁頂若與梁剛接，樁頂主筋之錨定，應使其能發展 $1.25f_y$ 之應力，其中 f_y 為主筋之標稱降伏強度。
3. 計算樁之剪力強度時，當樁之塑鉸成熟產生時，若當時之軸力產生之平均壓應力小於 $0.1f'_c$ 時，塑鉸區混凝土抵抗剪力之能力應視為零，斷面之剪力全由剪力鋼筋承擔之。
4. 塑鉸區附近應配置圍束箍筋將柱心予以圍束，橫向圍束箍筋可與剪力鋼筋相較取其大者，而不必重複配置。圍束鋼筋的降伏強度不可大於主筋的降伏強度。

圓形樁使用之螺箍筋體積比 ρ_s 以下列二式計算，並取大者：

$$\rho_s = 0.45 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \dots\dots\dots (9-7.1)$$

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(0.5 + \left(\frac{2.5P_u}{f'_c A_g} \right) \right) \leq 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \dots\dots\dots (9-7.2)$$

上列二式算得之大值，不得小於下式：

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{sD'} \geq 0.005 \dots\dots\dots (9-7.3)$$

式中

a ：矩形環箍筋之垂直間距，以 cm 計，但不得大於 15cm。

A_c ：樁心之面積。

A_g ：樁之全斷面積。

P_e ：樁產生成熟塑鉸時之軸力，(kN)。

f'_c ：混凝土之規定受壓強度，(kN/cm²)。

f_{yh} ：螺箍筋或環箍筋之降伏強度，(kN/cm²)。

h_c ：橫箍樁樁心在所考慮方向之尺寸，(cm)。

ρ_s ：環箍筋體積與樁心體積(算至螺箍筋兩外側)之比。

橫向圍束鋼筋可採用單個環箍筋或多個相互疊交之環箍筋。輔助箍筋的大小可與環箍筋的大小相同，輔助箍筋之每一端應勾住主筋，彎勾角度不得小於 135 度，並延伸至少 6 倍箍筋直徑，且不小於 10 cm。

5. 橫向圍束鋼筋配置的範圍與其間距，應符合下列要求：

- (1)橫向圍束鋼筋應配置於樁頂發生塑鉸之圍束區內，其範圍至少等於樁深，樁之塑鉸至反曲點距離約六分之一，或 45 cm。圍束鋼筋亦應延伸配置進入樁頂與梁之接頭區，其延伸距離至少應等於樁長邊之半，但不得小於 40 cm。
- (2)樁之底部橫向圍束鋼筋配置之範圍，應從開始產生降伏的斷面起，往下配置 3 倍樁徑的距離，往上則應配置至超出現有地面線以上一倍樁徑之距離，但不得小於 45 cm。
- (3)橫向圍束箍筋之間距不得超過 15 cm，亦不得超過樁短邊尺寸之四分之一。

(4)螺箍筋不得在圍束區內塔接，但容許採用強度達 $1.25f_{yh}$ 的疊焊接，或其他許可的續接方式。

6. 樁中主筋之搭接，不得在可能發生塑鉸之圍束區內。主筋之續接可採符合規定之焊接或採用認可之聯接器，惟最多僅容許在某斷面上隔根續接，且相鄰兩根主筋之續接處至少應錯開 60 cm 以上。
7. 樁頂與梁剛接之接頭部，其剪應力對常重混凝土言，不得超過 $3.18\sqrt{f'_c}$ ；對輕質混凝土言，不得超過 $2.39\sqrt{f'_c}$ 。

9.7.4 鋼構材之韌性設計

1. 細長比限制

主要受壓構材之細長比參數(λ_c)和主要受撓構材之細長比參數(λ_b)不得超過如表 9-7.1 所示之極限值(λ_{cp})和(λ_{bp})

其中，主要受壓構材之細長比參數定義如下：

$$\lambda_c = \left(\frac{kL}{r\pi} \right) \sqrt{\frac{f_y}{E}} \dots\dots\dots (9-7.4)$$

主要受撓構材之細長比參數定義如下：

$$\lambda_b = \frac{L}{r_y} \dots\dots\dots (9-7.5)$$

其中，符號定義如下：

λ_{cp} ：主要受壓構件之細長參數限制值；

λ_{bp} ：主要受撓構材之細長參數限制值；

k ：構件之有效長度係數；

L ：構件之無支撐長度(cm)；

r ：迴轉半徑(cm)；

r_y ：相對於弱軸之迴轉半徑(cm)；

f_y ：鋼材之規定最小降伏強度(kgf/cm²)；

E ：鋼材的彈性模數(kgf/cm²)。

斜撐構件(bracing member)之細長比(kL/r)不得超過 120，其中 kL 為構件之有效未支撐長度。支撐結構受壓構件之有效長度因數 k 應取為 0.85，但若有適當分析佐證，小於 0.85 之 k 值亦可採用。

表 9-7.1 細長比參數限制

| 構件分類 | | 細長比參數之限制值 | |
|-----------------|---|----------------|----------------------------|
| 韌性構件 | 主要受壓構件 $\frac{P_u}{P_n} \geq \frac{M_u}{M_{ns}}$ | λ_{cp} | 0.75 |
| | 主要受撓構材 $\frac{P_u}{P_n} < \frac{M_u}{M_{ns}}$ | λ_{bp} | $\frac{0.086E}{f_y}$ |
| 彈性構件/ 容量保護構件 | 主要受壓構件 $\frac{P_u}{P_n} \geq \frac{M_u}{M_{ns}}$ | λ_{cp} | 1.50 |
| | 主要受撓構材 $\frac{P_u}{P_n} < \frac{M_u}{M_{ns}}$ | λ_{bp} | $4.4 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ |

註：

M_u ：作用於構件之係數化彎矩需求(kgf-m)；

M_{ns} ：構件之標稱撓曲彎矩強度(kgf-m)；

P_u ：作用於構件之係數化軸壓力(kgf)；

P_n ：構件之標稱軸壓強度(kgf)。

資料來源:公路橋梁耐震性能設計規範研究(第 2 期)下冊

2. 構材寬厚比及加勁材慣性矩之限制

受軸壓或撓曲壓力之圓形中空斷面對於容量保護構材，其寬厚比 $\frac{D}{t}$ 不得超過式 9-7.6 所列之 λ_r ；對於韌性構材，其寬厚比不得超過式 9-7.7 所列之 λ_p 。

對於容量保護構材

$$\lambda_r = \frac{0.009E}{f_y} \dots\dots\dots (9-7.6)$$

對於韌性構材

$$\lambda_p = \frac{0.044E}{F_y} \dots\dots\dots (9-7.7)$$

加勁材之慣性矩 I_s 須符合(9-7.8)式或(9-7.9)式規定。

若等間距縱向受壓翼板之加勁板數目 $n=1$ ，則

$$k = \left(\frac{8I_s}{bt^3} \right)^{1/3} \leq 4 \dots\dots\dots (9-7.8)$$

若等間距縱向受壓翼板之加勁板數目 $n>1$ ，則

$$k = \left(\frac{14.3I_s}{bt^3n^4} \right)^{1/3} \leq 4 \dots\dots\dots (9-7.9)$$

其中，符號定義如下：

k ：受均勻正向應力板之挫曲係數；

I_s ：相對於通過該加勁板底且平行下翼板之加勁板慣性矩(cm^4)；

b ：無加勁構件之寬度(cm)；

t ：無加勁構件之厚度、板厚或中空斷面之壁厚(cm)。

附錄二

動力分析邊界之分析領域探討

動力分析邊界之分析領域探討

1. 分析域尺寸小於原分析尺寸

(1)幾何形狀

板樁式碼頭的斷面尺寸之網格建置如圖 1 所示，分析網格劃分為 32×22 計 704 個差分網格，回填土層與地底土層總體高度為 47.6 公尺，垂直網格數為 22；主板樁之向海側之土層範圍長為 10 公尺，網格數為 5；主板樁與錨碇板樁間距離為 30 公尺，網格數為 15；錨碇板樁陸側之土層範圍長為 20 公尺，網格數為 10。

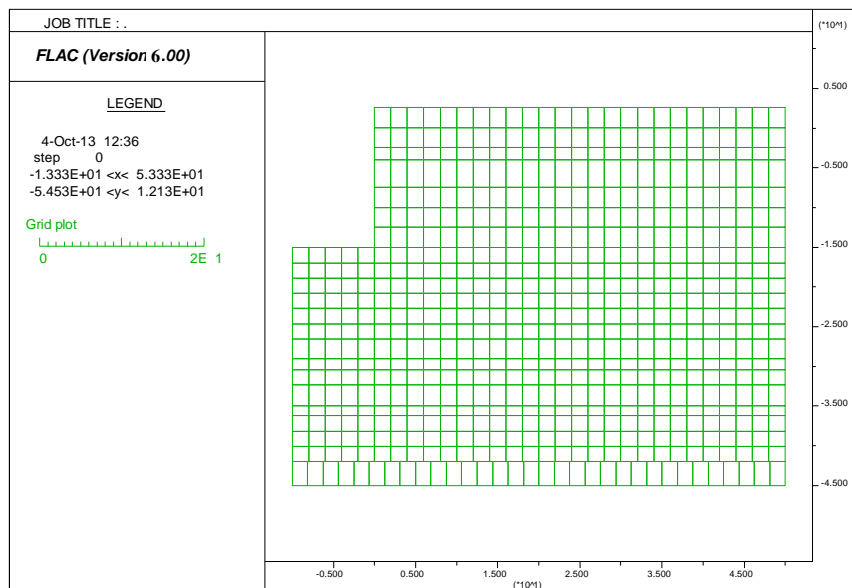


圖 1 板樁式碼頭斷面尺寸之網格建置

(2)分析結果

經由第 1 組人造加速度歷時作用之板樁式碼頭，分析結果如圖 2、圖 3、圖 4 所示。依破壞情況圖可知靠近板樁頂端之位置其破壞最劇。板樁構件之受力彎矩圖可知曉板樁最大彎矩之位置，並以此作為監測歷時-彎矩圖之位置其結果顯示鋼板樁最大彎矩為 1900000 牛頓-公尺小於降伏彎矩 3040710 牛頓-公尺，並

未達塑性標準。而錨碇板樁最大彎矩為 882000 牛頓-公尺大於降伏彎矩 816190 牛頓-公尺，已達塑性。

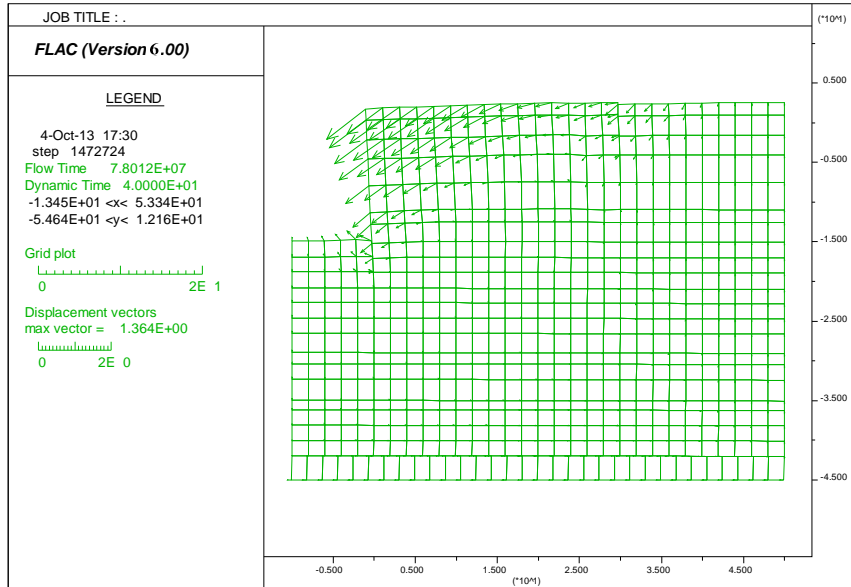


圖 2 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組歷時分析破壞情況

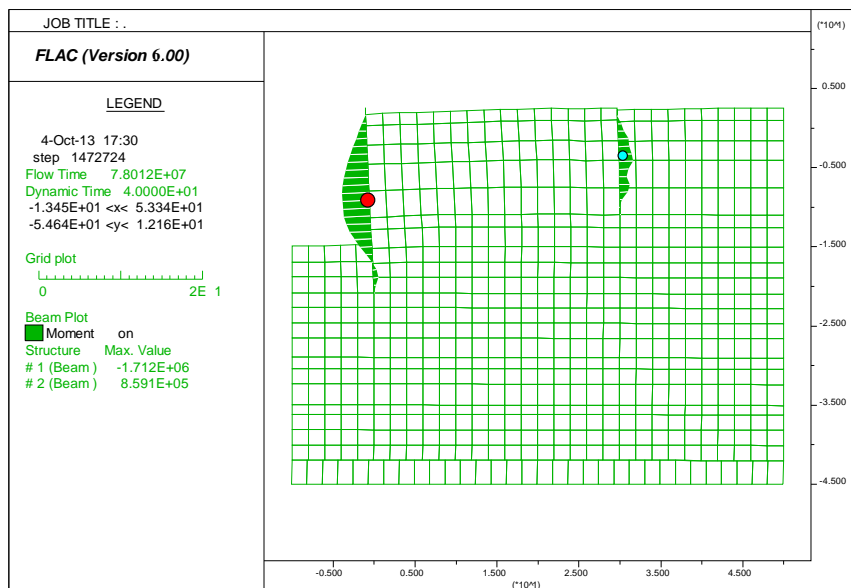


圖 3 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組板樁受力彎矩圖

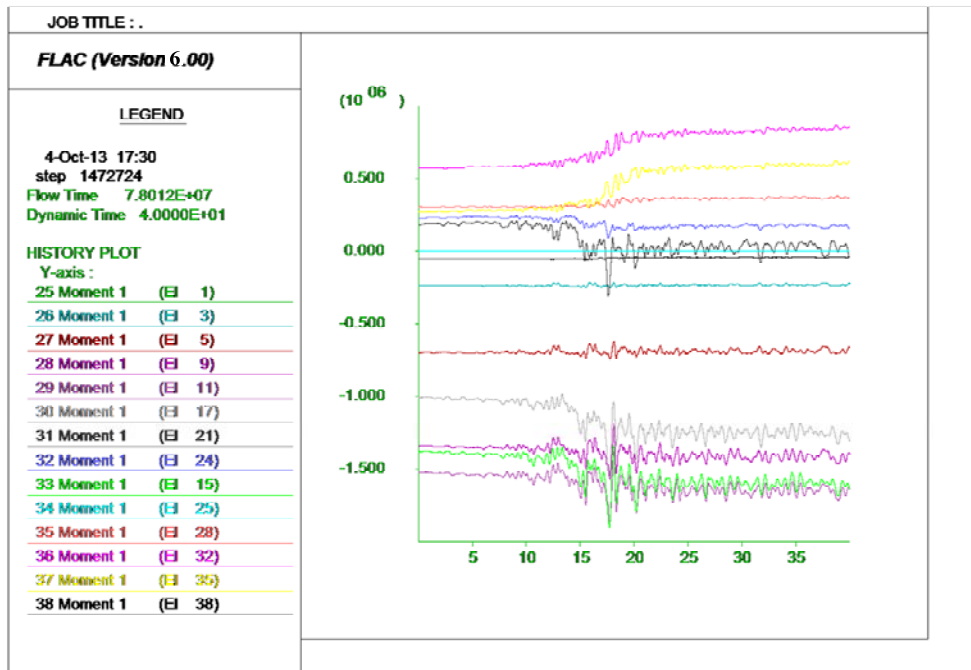


圖 4 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖

經由第 2 組人造加速度歷時作用之板樁式碼頭，分析結果如圖 5、圖 6、圖 7 所示。依破壞情況圖可知靠近板樁頂端之位置其破壞最劇。板樁構件之受力彎矩圖可知曉板樁最大彎矩之位置，並以此作為監測歷時-彎矩圖之位置其結果顯示鋼板樁最大彎矩為 1930000 牛頓-公尺小於降伏彎矩 3040710 牛頓-公尺，並未達塑性標準。而錨碇板樁最大彎矩為 1070000 牛頓-公尺大於降伏彎矩 816190 牛頓-公尺，已達塑性。

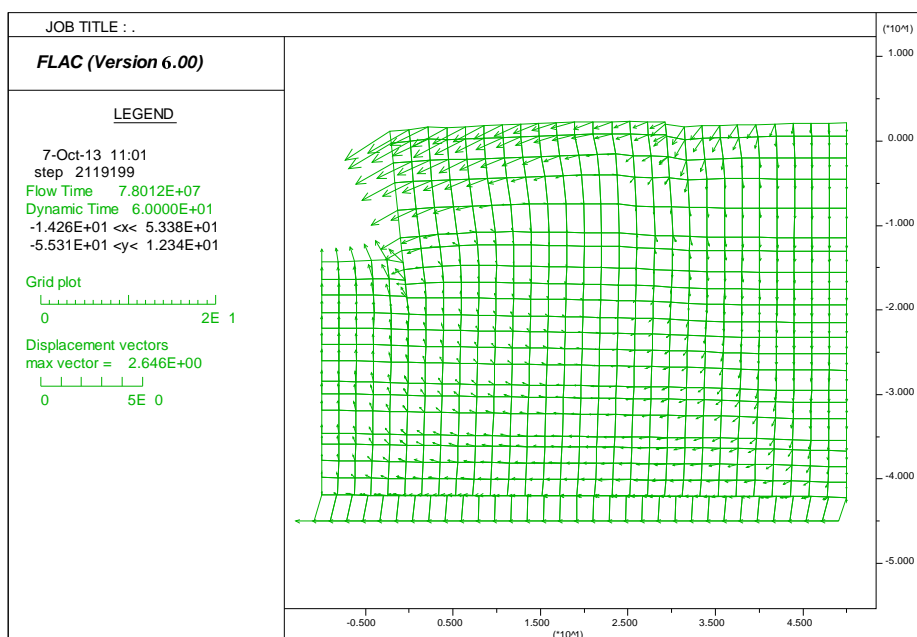


圖 5 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組歷時分析破壞情況

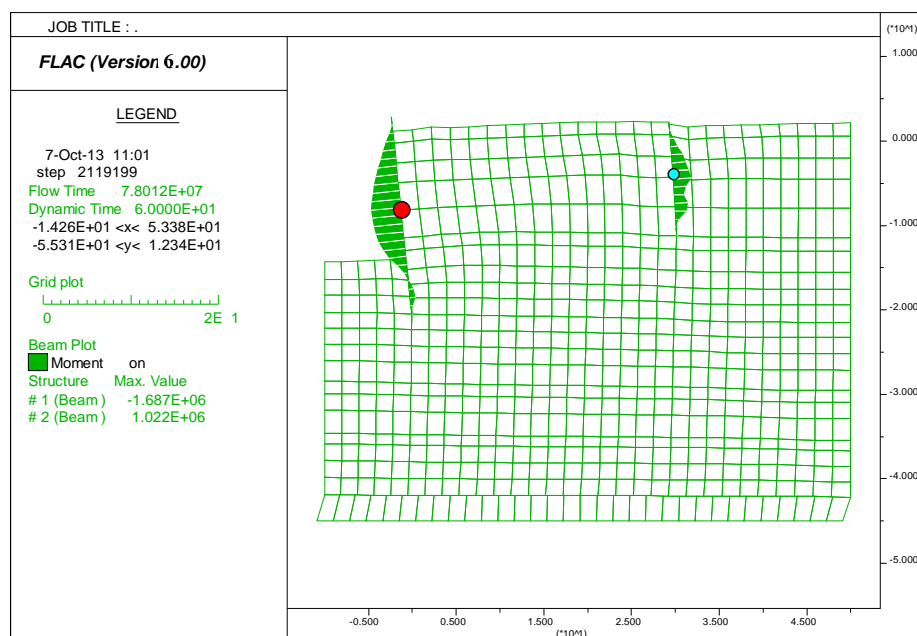


圖 6 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組板樁受力彎矩圖

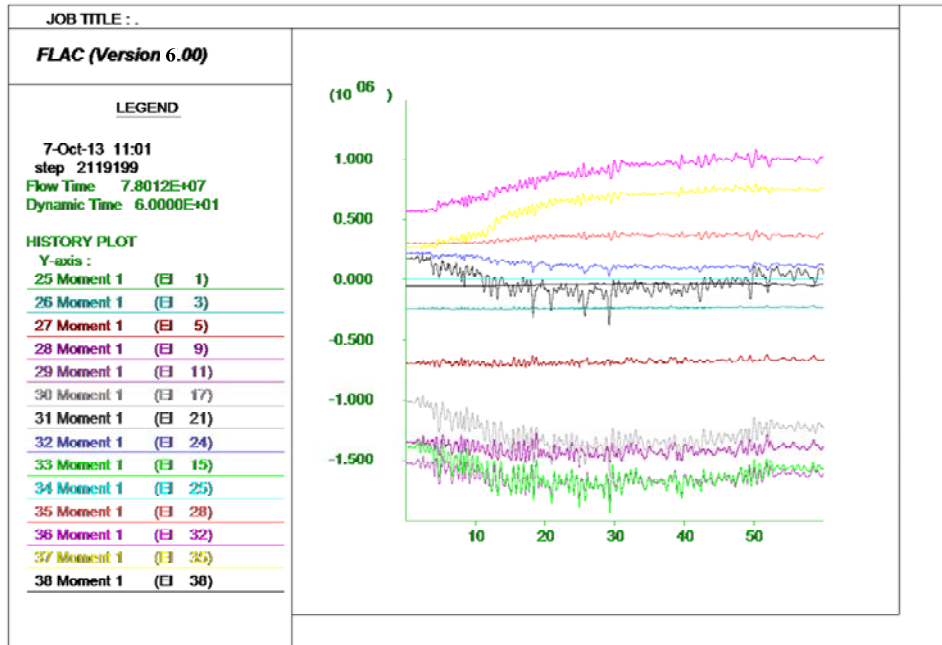


圖 7 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖

經由第 3 組人造加速度歷時作用之板樁式碼頭，分析結果如圖 8、圖 9、圖 10 所示。依破壞情況圖可知靠近板樁頂端之位置其破壞最劇。板樁構件之受力彎矩圖可知曉板樁最大彎矩之位置，並以此作為監測歷時-彎矩圖之位置其結果顯示鋼板樁最大彎矩為 1850000 牛頓-公尺小於降伏彎矩 3040710 牛頓-公尺，並未達塑性標準。而錨碇板樁最大彎矩為 912000 牛頓-公尺大於降伏彎矩 816190 牛頓-公尺，已達塑性。

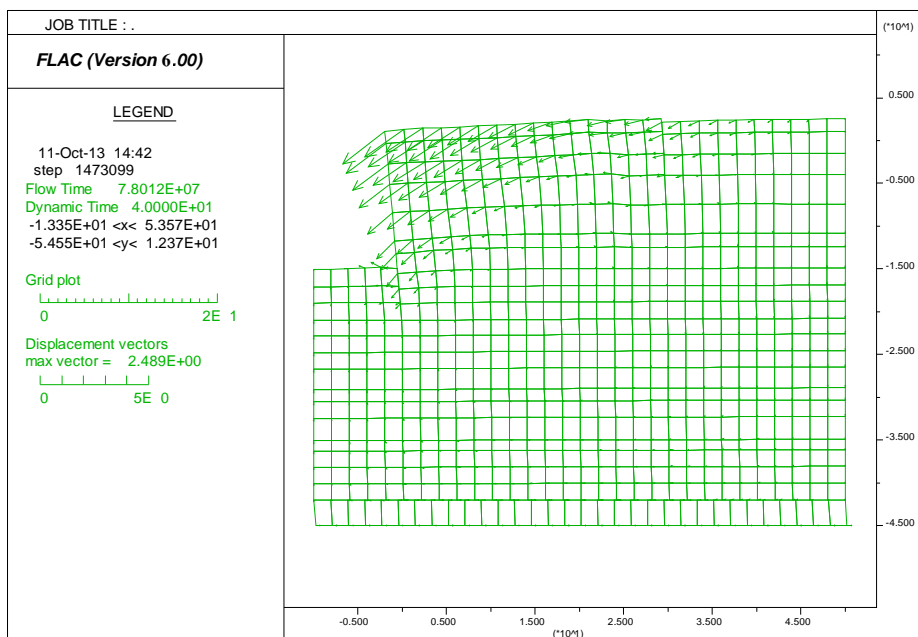


圖 8 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組歷時分析破壞情況

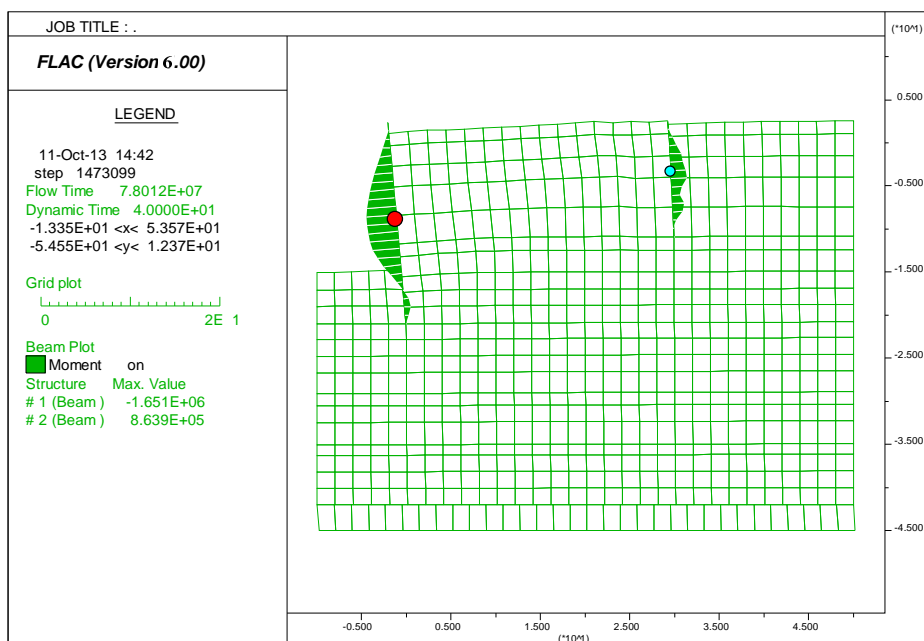


圖 9 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組板樁受力彎矩圖

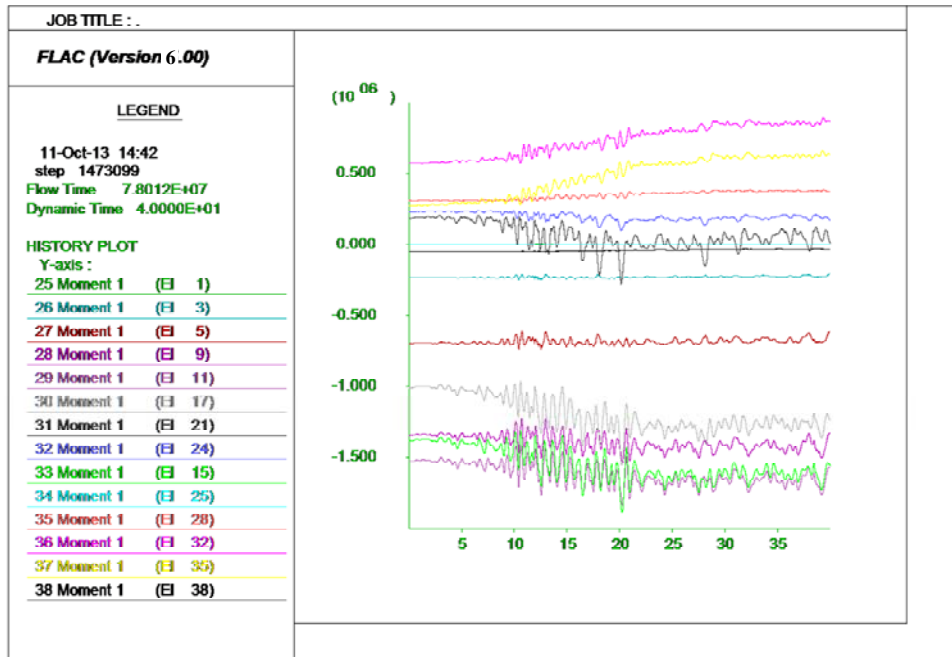


圖 10 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖

2. 分析域尺寸大於原分析尺寸

(1) 幾何形狀

板樁式碼頭的斷面尺寸之網格建置如圖 11 所示，分析網格劃分為 57×22 計 1254 個差分網格，回填土層與地底土層總體高度為 47.6 公尺，垂直網格數為 22；主板樁之向海側之土層範圍長為 30 公尺，網格數為 15；主板樁與錨碇板樁間距離為 30 公尺，網格數為 15；錨碇板樁陸側之土層範圍長為 50 公尺，網格數為 25。

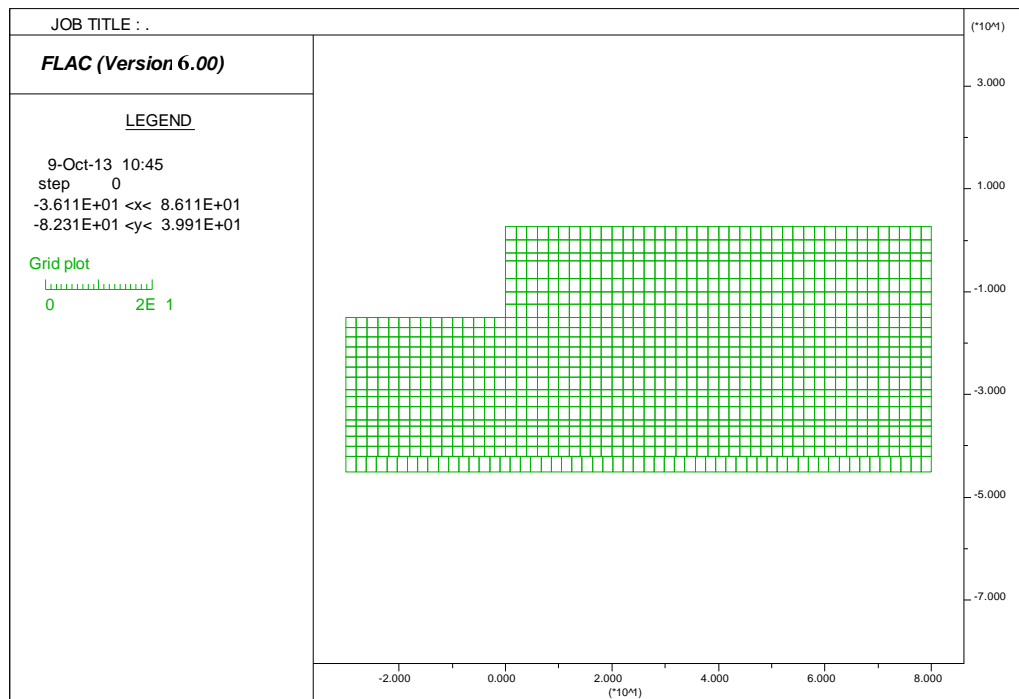


圖 11 板樁式碼頭斷面尺寸之網格建置

(2)分析結果

經由第 1 組人造加速度歷時作用之板樁式碼頭，分析結果如圖 12、圖 13、14 所示。依破壞情況圖可知靠近板樁頂端之位置其破壞最劇。板樁構件之受力彎矩圖可知曉板樁最大彎矩之位置，並以此作為監測歷時-彎矩圖之位置其結果顯示鋼板樁最大彎矩為 2140000 牛頓-公尺小於降伏彎矩 3040710 牛頓-公尺，並未達塑性標準。而錨碇板樁最大彎矩為 821400 牛頓-公尺大於降伏彎矩 816190 牛頓-公尺，已達塑性。

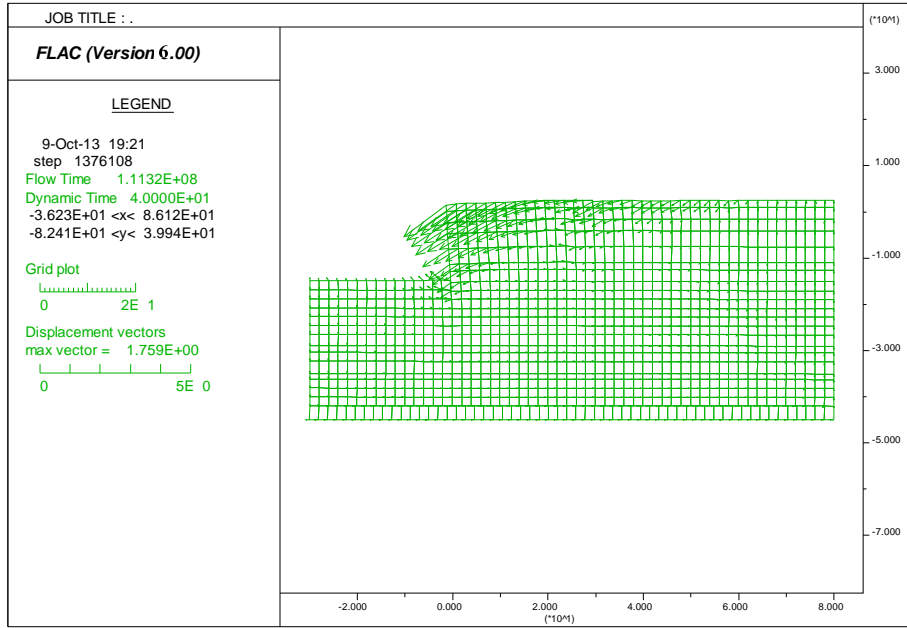


圖 12 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組歷時分析破壞情況

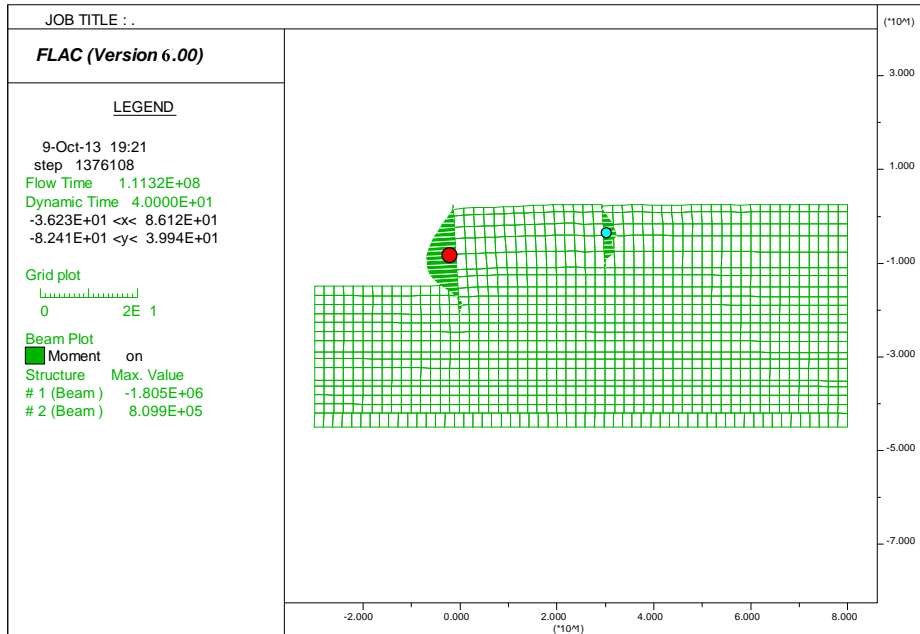


圖 13 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組板樁受力彎矩圖

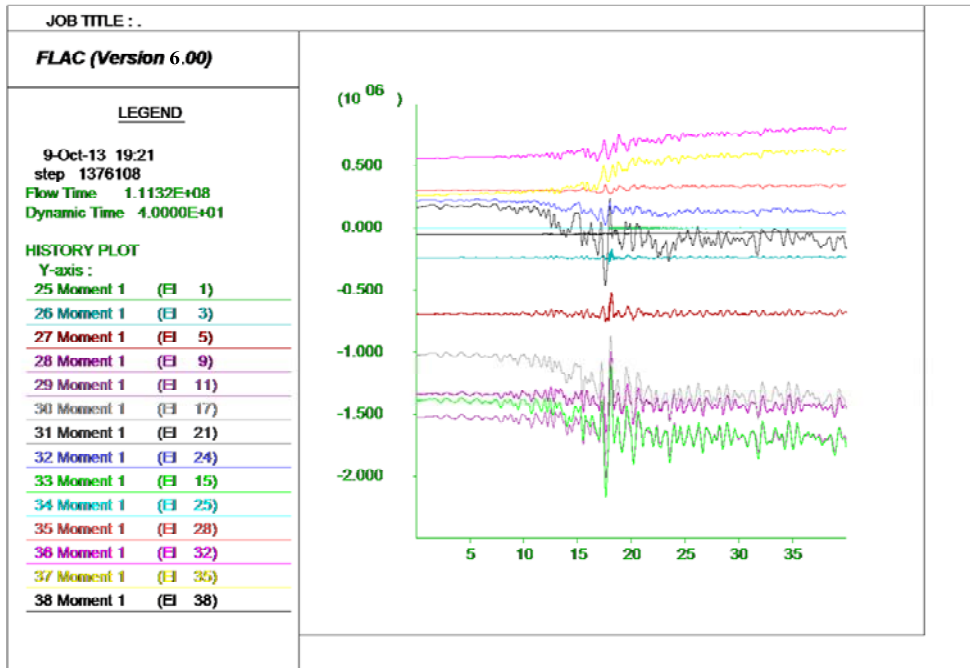


圖 14 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖

經由第 2 組人造加速度歷時作用之板樁式碼頭，分析結果如圖 15、圖 16、圖 17 所示。依破壞情況圖可知靠近板樁頂端之位置其破壞最劇。板樁構件之受力彎矩圖可知曉板樁最大彎矩之位置，並以此作為監測歷時-彎矩圖之位置其結果顯示鋼板樁最大彎矩為 2000000 牛頓-公尺小於降伏彎矩 3040710 牛頓-公尺，並未達塑性標準。而錨碇板樁最大彎矩為 930000 牛頓-公尺大於降伏彎矩 816190 牛頓-公尺，已達塑性。

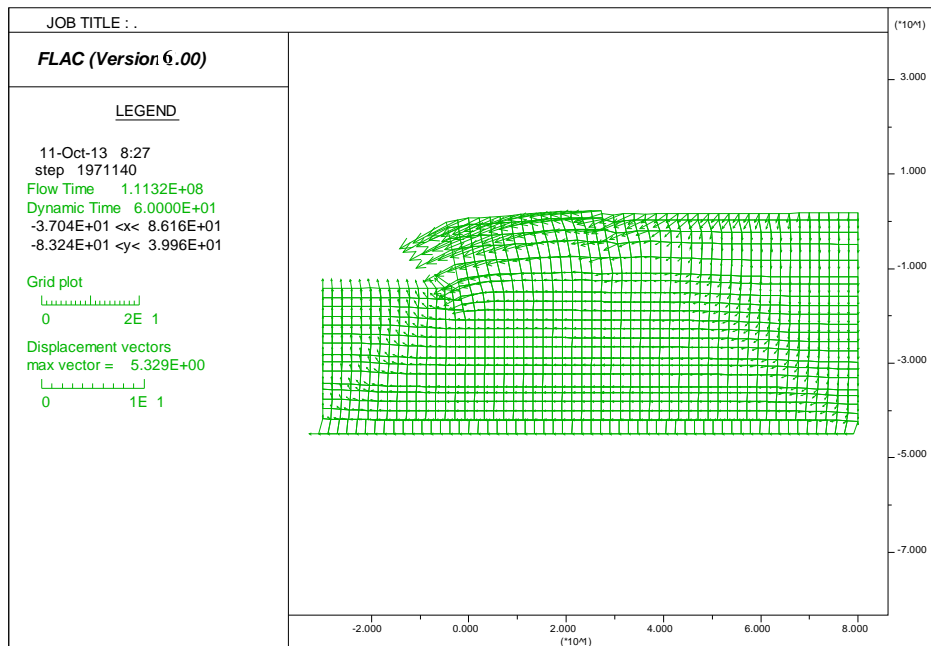


圖 15 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組歷時分析破壞情況

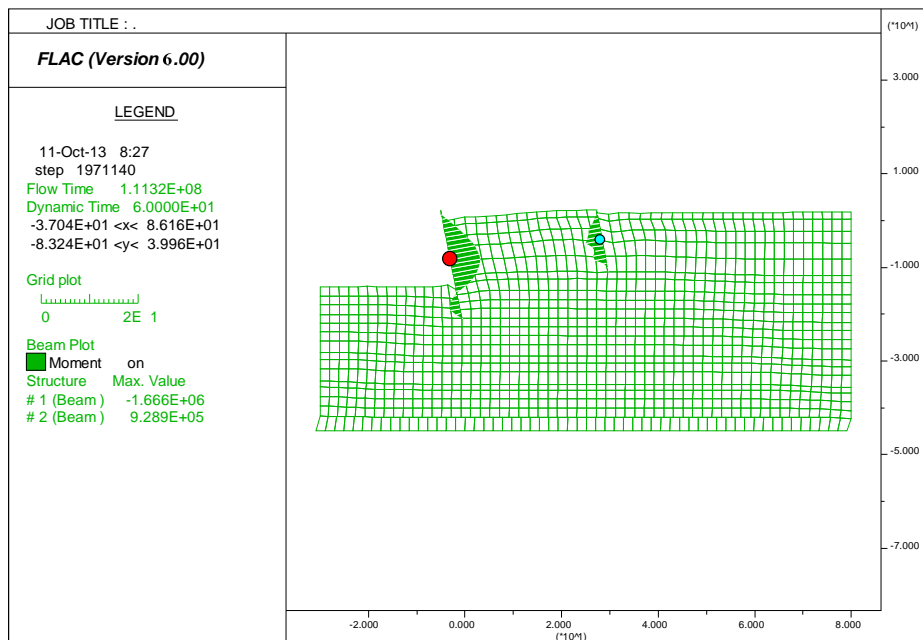


圖 16 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組板樁受力彎矩圖

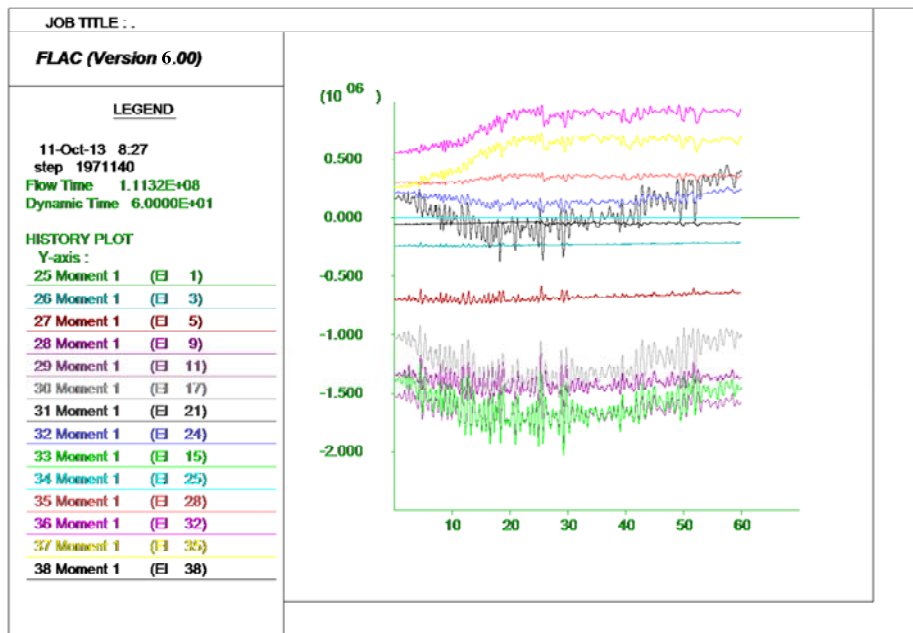


圖 17 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖

經由第 3 組人造加速度歷時作用之板樁式碼頭，分析結果如圖 18、圖 19、圖 20 所示。依破壞情況圖可知靠近板樁頂端之位置其破壞最劇。板樁構件之受力彎矩圖可知曉板樁最大彎矩之位置，並以此作為監測歷時-彎矩圖之位置其結果顯示鋼板樁最大彎矩為 2070000 牛頓-公尺小於降伏彎矩 3040710 牛頓-公尺，並未達塑性標準。而錨碇板樁最大彎矩為 930000 牛頓-公尺大於降伏彎矩 816190 牛頓-公尺，已達塑性。

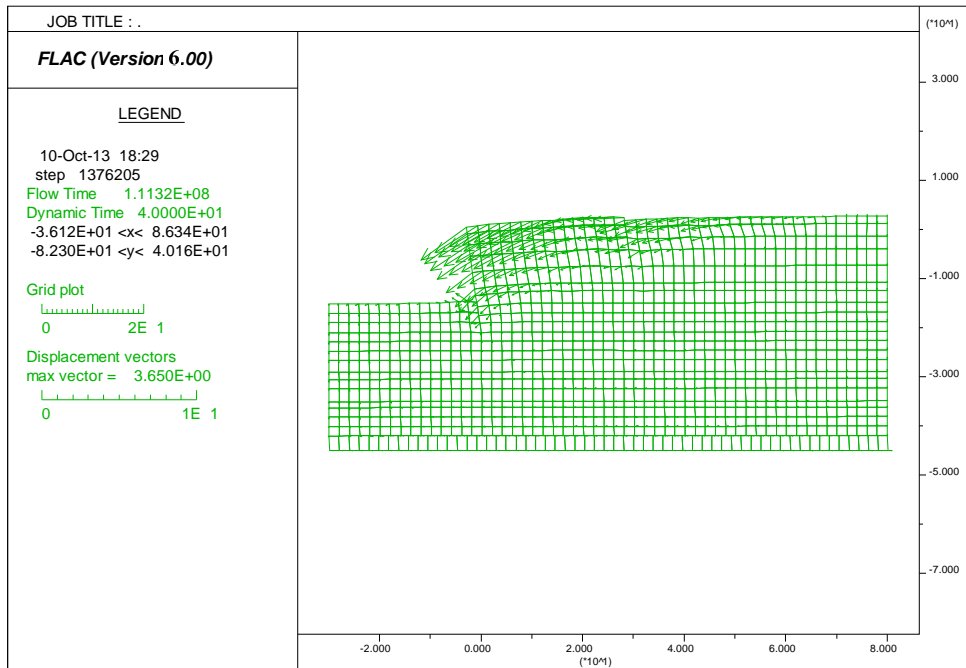


圖 18 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組歷時分析破壞情況

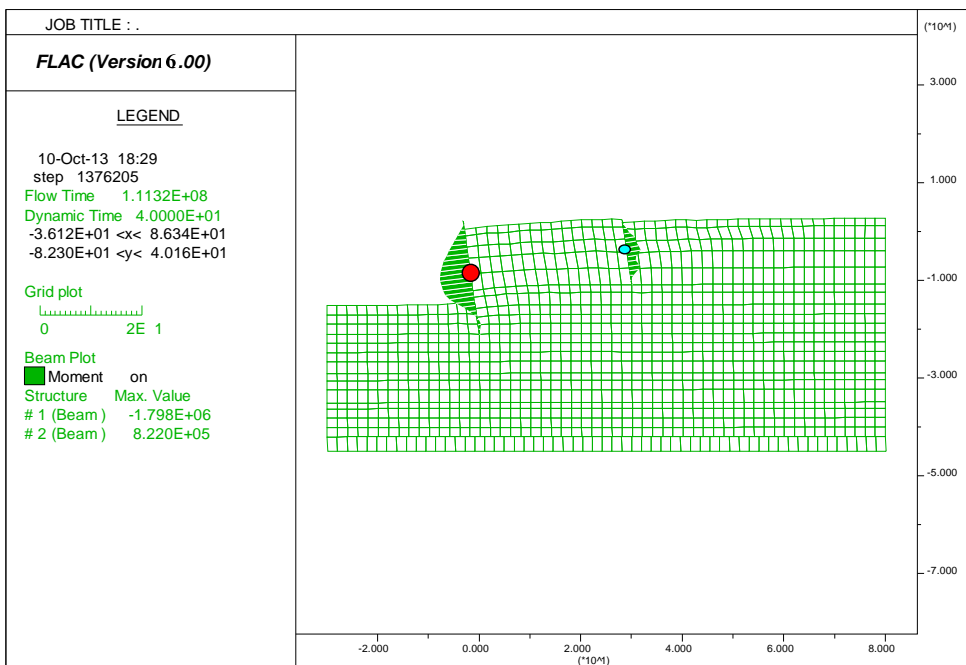


圖 19 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組板樁受力彎矩圖

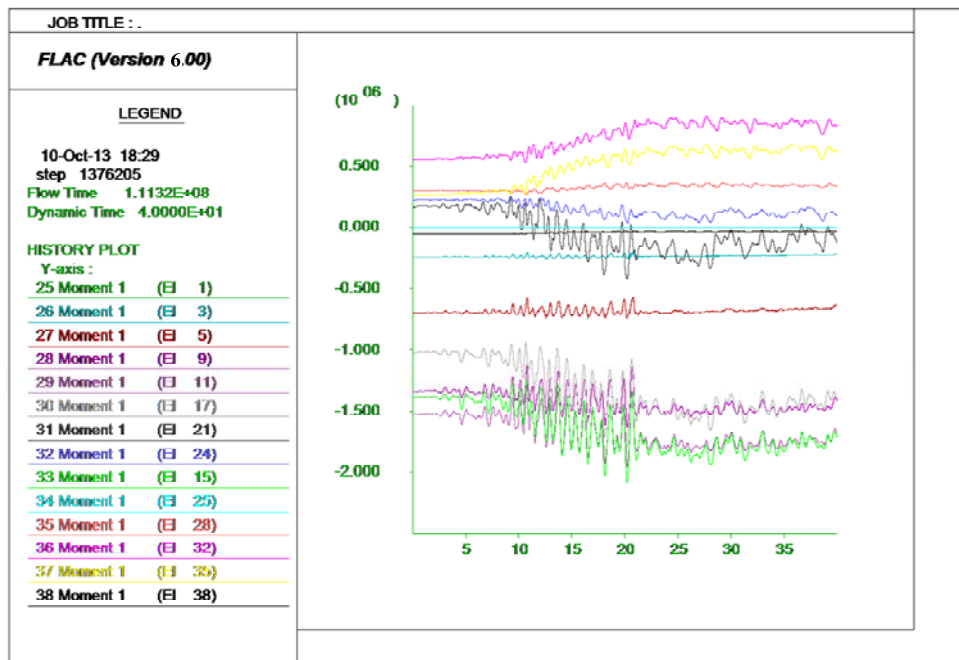


圖 20 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖

3. 小結

由上述之研究結果，可以發現選用自由場邊界條件，其主要採用足夠遠之邊界來消除反射波的影響，而其對於分析域大小的選用，基本上，對破壞之結果影響不大，而各結構構件是否產生降伏以及其所受最大彎矩作用之位置皆相近。

附錄三

第一次專家學者座談會議紀錄

交通部運輸研究所港灣技術研究中心 102 年度科學及技術類計畫「港灣構造物耐震性能設計架構之研究(3/4)」研究計畫

專家座談會議議程

壹、日期：民國 102 年 7 月 30 日(星期二)上午 10 時 00 分

貳、地點：國立臺灣海洋大學，河海工程學系一館 104 會議室(基隆市中正區北寧路 2 號)。

參、主持人：河海工程學系 副系主任 顧承宇。

肆、議程

- 一、主席致詞
- 二、與會專家學者介紹
- 三、計畫簡報
- 四、專家學者綜合討論
- 五、午餐
- 六、散會

一、研究緣起

臺灣位於環太平洋地震帶，加上海島性之氣候與海象條件，使得臺灣之港灣構造物在其壽命中的安全性受到地震、海潮流、波浪、海嘯、土壤液化、鹽分腐蝕等之影響，因此，如何考量構造物整個壽命期之經濟性，據以提出合理的耐震設計規範，以使所設計之構造物能滿足預期之安全度一直是目前熱門的研究課題，特別是過去之十年內，全球發生了多次強烈地震，如 1994 年美國加州北嶺地震、1995 年日本神戶地震、1999 年臺灣 921 集集大地震以及 2011 年東日本大地震等，均導致人員傷亡、房屋、橋梁、道路、大壩、港口、非結構構件及設備等的倒塌與破壞，迫使先進國家之工程界針對現行耐震設計規範重新加以檢討，以確保構造物能之性能滿足使用、運作、安全、

經濟等目標。

一般碼頭結構物可分為四大類，分別為板樁式碼頭、重力式碼頭、棧橋式碼頭及其他形式之碼頭。針對港灣地區，過去曾發生了許多擋土設施受震破壞之案例，使得港灣功能完全癱瘓，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(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，而 1995 年日本的神戶地震，重力式沉箱碼頭的滑動位移達三公尺之多，至於臺灣 1999 年集集地震，臺中港之重力式沉箱碼頭的滑動位移高達一百七十公分，以及碼頭後方區域土壤液化等災害，2011 年日本 311 地震亦造成許多的震害。

另外，就板樁式碼頭而言，容易引致嚴重的地震災害，原因可能為：(1)錨碇板樁被動土壓區土壤液化，使錨碇板樁產生傾斜、位移或斷裂岸肩土壤液化、下陷(2)板樁背填區主動土壓區土壤液化，使板樁產生傾斜、位移或斷裂(3)因錨碇板樁或板樁破壞使拉桿鬆垮或斷裂(4)因土壤液化，使岸肩產生龜裂或下陷。而 2011 年東日本的 311 地震，小名浜港 3 號碼頭之鋼板樁式碼頭的岸壁法線向海側位移約達一百六十公分，陸、海側軌道間之鋪面板下線約三十公分，陸側軌道後側約有一公尺左右之高低差，後線大面積液化。而鋼板樁式碼頭破壞機制推定為鋼板樁式碼頭承受超過設計值以上地震荷重作用，伴隨背後土壤液化，後土壓力又大增，因此造成鋼板樁往海側傾斜之現象。

「性能工程(performance-based engineering)」是一種全新的工程觀念，它包含工程構造物之設計、施工、維護及監測的全過程，以滿足構造物之預估性能目標，其目的在使構造物之設計及施工，均能保證在各種規模的荷載作用時，它們的性能特性可滿足業主和社會之各種安全、經濟、文化、歷史需求，且對構造物整個壽命期之性能特性具有一定的可靠性。「性能地震工程」(performance-based earthquake engineering 簡稱 PBEE)是「性能工程」之一支，著重於構造物之整體系統、結構和非結構構件以及附屬設備之耐震性能，並以構造物之耐震性能和經濟性(包括設計費、建造費、維護費及可能之損失和修復費

用)為主要設計目標，鑒於美國、日本等國對於性能設計已有相當之研究成果，而臺灣也已著手推動橋梁及建築物之耐震性能設計法，交通部運輸研究所港灣技術研究中心(簡稱「運研所」)也考慮將構造物耐震性能設計方法應用在港灣構造物，俾提升國內之港灣工程技術水準，使本國與國際上之工程技術接軌，以便將來進一步建立臺灣之港灣構造物耐震性能設計規範，使國內之港灣工程界採用合理之工程設計，故擬與國內具港灣研究、設計實務經驗之相關研究機構、顧問公司合作研究，以使本研究之成果能落實及充分應用於國內之港灣工程界。

過去數十年來，性能設計理念已是國際工程界研訂技術規範的重要議題，發展至今，美國、歐洲與日本皆已採用其精神與內涵，納為編訂技術規範之基本架構；為順應此國際潮流，行政院公共工程委員會自民國 97 年開始推動國內公共工程設計規範性能設計化之研究，已於 98 年 6 月完成適用於國內之「公共工程性能設計準則」，可為未來國內公共工程相關設計規範朝性能化發展所依循。

為使港灣結構之耐震設計朝性能化發展，除重新檢討現行基準耐震設計相關內容外，亦應對耐震性能設計之架構進行完整研究，並研擬配套之設計分析方法，才能使新訂的設計基準確實可行。

二、研究內容

本研究目的為發展一港灣構造物耐震性能設計架構，與國際工程規範之潮流接軌，供日後港灣構造物耐震設計之用。工作重點包含現行港灣結構物設計基準耐震設計之檢討與國外相關規範之研析，對於港灣構造物耐震性能設計要求、耐震性能規定與耐震性能驗證方法等方面進行港灣構造物耐震性能設計準則架構之研擬。再根據前述耐震性能設計準則架構為基礎，針對各種類型之港灣碼頭構造物耐震性能設計與檢核方法進行研究，包含沉箱式碼頭、板樁式碼頭與棧橋式碼頭耐震性能設計程序之研擬，未來建立此三大類型港灣碼頭構造物之設計檢核示範例，供工程師設計參考之用。

本研究計畫第一年(100年)：

完成國內設計基準及美、歐、日性能設計準則探討，並針對國內基準未來耐震性能設計修訂，如何制訂性能要求、性能目標與相關分析方法做初步的探討。

本研究計畫第二年(101年)：

基於第一年之研究成果，針對棧橋式碼頭與重力式碼頭做性能設計實例探討，以建立詳細設計流程，並探討棧橋式碼頭與重力式碼頭性能設計法的適宜性，另外，還針對性能設計與現行基準之設計地震力進行比較。

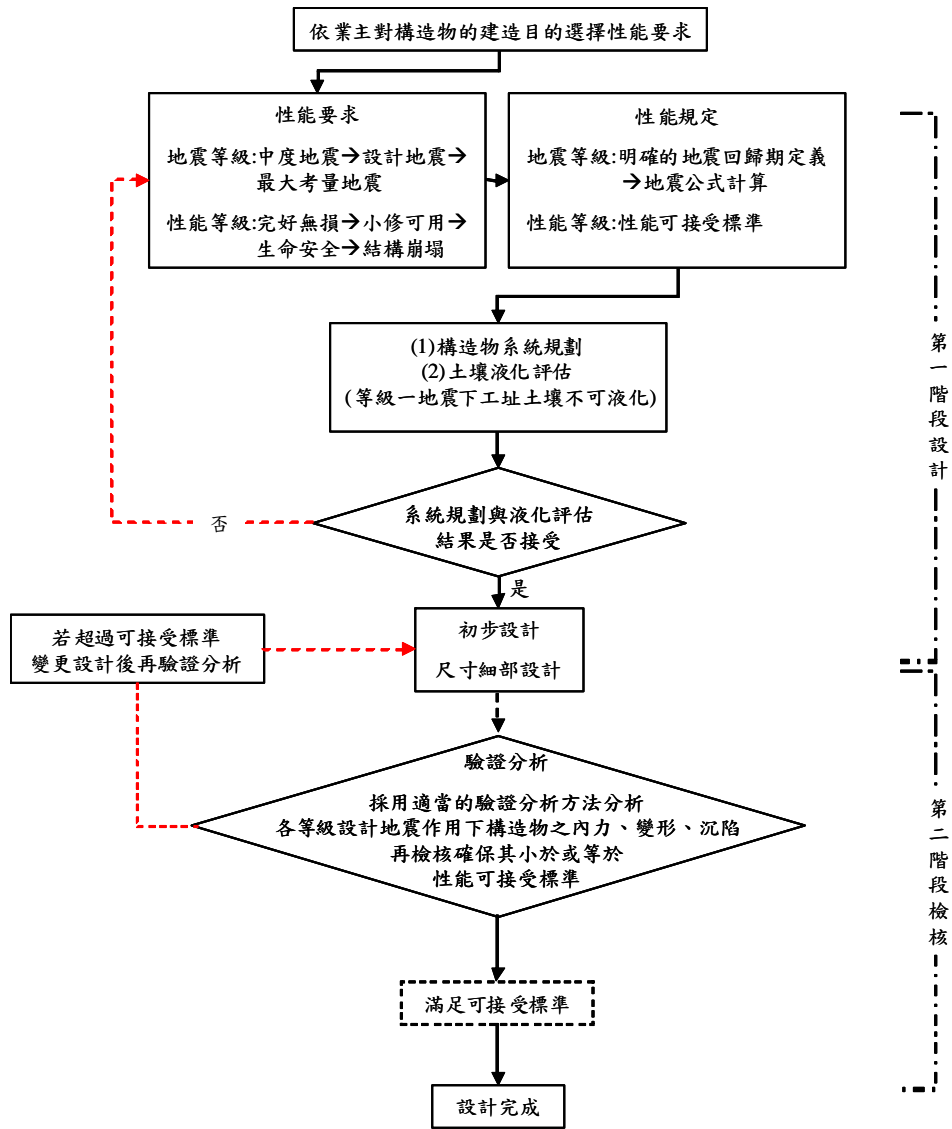
本研究計畫第三年(102年)：

本年度亦基於前二年的研究成果，針對板樁式碼頭做性能設計實例探討，以建立詳細設計流程，並探討板樁式碼頭耐震性能設計法的適宜性。另外，將依過去兩年所得之研究成果，開始著手探討現行碼頭設計基準之研修。

三、研究方法

本研究係藉由第一年之國內設計基準及美、歐、日性能設計準則探討及如何制訂性能要求、性能目標與相關分析方法做初步的探討之研究成果為基礎，第二年建立碼頭之性能設計流程，並以此作為設計例實作之流程，建立完整之碼頭設計案例，以供後續之參考依循。本年度研究以碼頭之性能設計流程進行板樁式碼頭設計例實作，後續將針對國內現行設計基準，研修並新增性能設計之理念與其設計流程與驗證方法。

耐震性能設計流程，如下圖所示，其內容說明如下。



耐震性能設計流程

第一階段設計

1. 選擇性能要求

第一階段設計首先要建立性能要求及性能規定，性能要求是以「定性」的描述方式訂立結構物設計目標，而性能規定是將結構物之性能要求轉化成「定量」的方式來表示。上述之性能要求與規定之內容則包括地震等級之定性劃分與地震力定量表達方式，以及所對應性能等級之定性劃分與定量表達。

本研究第一期計畫提出適合國內設計實務的耐震性能設計要求，如下表；工程師可依據環境條件與業主對功能之要求來選擇合適的碼頭等級，再依據該等級碼頭所對應之性能要求進行設計、分析、檢核。

本研究建議之各等級碼頭所對應的耐震性能要求

| 性能等級 地震等級 | 第 I 級 | 第 II 級 | 第 III 級 | 第 IV 級 |
|-------------------------|------------|--------|---------|--------|
| 等級 I (中度地震) | A 級 B 級 | C 級 | — | — |
| 等級 II (475 年回歸期地震) | 特定級 | A 級 | B 級 | C 級 |
| 等級 III (2500 年回歸期地震) | — | 特定級 | A 級 | B 級 |

(1) 重要度分類：

各重要度等級之碼頭特性

| 等級 | 碼頭之特性 |
|----|---|
| 特定 | 明顯具有 A 級結構物之特性 1 至 3 項之情形者 |
| A | <ol style="list-style-type: none"> 1. 結構物在遭受地震災害時，將有可能造成多數人命及財產之損失者。 2. 負有震災後復建工作之重要任務者。 3. 儲存有害或危險物品之結構物，在遭受地震災害時，將可能造成人命或財產之重大損失者。 4. 結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 5. 結構物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。 |
| B | 凡不屬於特定、A 級、C 級者 |
| C | 特定及 A 級以外之小規模結構物復舊作業容易者。 |

(2)地震等級：

碼頭性能設計三等級地震力

| 地震等級 | | 地震力計算公式 |
|------------------------|-------------|--|
| 等級 I 地震 | 中度地震 | $V_I = \frac{S_{aD}}{3.25\alpha_y} W$ |
| 等級 II 地震 | 475 年回歸期地震 | $V_{II} = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_{uD}} \right)_m W$ |
| 等級 III 地震 | 2500 年回歸期地震 | $V_{III} = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W$ |
| 註：剛性結構 FuD 或 FuM 為 1.0 | | |

(3)性能等級：

耐震性能等級定性規定之建議

| 損壞等級 | 使用性 | 修復性 | 安全性 |
|----------|--------|--------|--------------------------|
| 第 I 等級 | 功能正常 | 不需修復 | 結構保持彈性 |
| 第 II 等級 | 短期功能喪失 | 可快速修復 | 損壞輕微 |
| 第 III 等級 | 長期功能喪失 | 修復非常困難 | 結構不倒以維持生命安全 (未超過韌性容量) |
| 第 IV 等級 | 無法恢復營運 | 須拆除重建 | 結構崩塌 (超過韌性容量) |

2. 構造物系統規劃

在進行細部設計前先確定構造物形狀、結構系統、結構佈置、基礎、非結構構材以及材料，需設計者的經驗、直覺和判斷，主要目的在於減小因結構分析或不確定因素所造成分析結果與結構之真實行為之間的差異。

3. 土壤液化評估

對港灣構造物所在位置土壤液化潛能之分析，了解該工址土壤液化之可能性，確定耐震性能要求是否可以達到，否則應經由 (1) 地盤改良或變更基礎設計；(2) 遷移工址；(3) 修改設計性能要求等方式進行調整，以保證所選定之工址、設計及營造方法最終能使構造物滿足業主及規範之性能要求。

土壤液化潛能的評估方式在本國規範及國外相關規範均已較成熟的方法，因此土壤液化評估方法理論對於耐震性能設計法而言並非重點，但值得注意的是，對於板樁式碼頭，土壤液化極可能為導致其破壞的原因，如 2011 年日本 311 地震對小名浜港碼頭造成嚴重損壞，除地震力已超過設計震度，因土壤液化致使碼頭後線產生不均勻沉陷、坍塌，碼頭錨碇設施位移，導致碼頭板樁向海側位移及傾倒，碼頭上各種相關設施及結構物產生破壞。

一般地質調查土層若符合以下條件之一時，則土層可能發生液化潛能，需參照規範所建議之液化評估方式作進一步之分析，(1) 地表下 20m 以內之沖積土層且地下水位在地表下 10m 以內；(2) 過 #200 篩細料含量 FC(%) 在 35% 以下；(3) FC(%) 在 35% 以上，但黏土含量 PC(%) 在 12% 以下；(4) 塑性指數 PI(%) 在 15% 以下。

國內港灣構造物設計基準之規定有關砂土層液化分析，可採取 (1) 簡易判斷法 (2) 經驗準則法 (3) 試驗分析法，進行土壤液化評估。

4. 初步設計

對於初步設計由本研究第二期建議可按構造物的耐震性能要求，先以最低之地震等級進行彈性分析及設計，決定結構斷面尺寸與細部設計，此種方式無論設計工程師慣用何種舊有設計法，皆可進行初步設計，因此在碼頭的初步設計方法上是較無限制的；在決定構造物細部尺寸後，即可依所設計的構件斷面建立詳細分析模型，以進行耐震能力與結構變形量分析，進而進入第二階段之性能驗證。

第二階段驗證

1. 內容概述

第一階段設計結束後，方能進行第二階段驗證，即經由數值分析計算出設計地震力作用下之相關地震力反應參數(如應力或應變、韌性比、變形、能量或其他破壞指標等)，並與第一階段設計所建立之性能要求參數之可接受標準比較，以「在各地震等級危害下，分析所得之結構量化反應(如應力或應變、韌性比、變形或其他破壞指標) \leq 性能可接受標準值」作為結構設計條件。

對於初步設計本研究第二期報告建議可按構造物的耐震性能要求，先以最低之地震等級進行彈性分析及設計，決定結構斷面尺寸與細部設計，此種方式無論設計工程師慣用何種舊有設計法，皆可進行初步設計；在決定構造物細部尺寸後，工程師可依結構重要度所要求的驗證分析方法，去驗證各地震等級作用下之結構行為是否滿足對應的性能等級要求，若計算所得構造物之性能未能滿足設計性能要求，則須修改原設計，再以同樣的方式校核，直到滿足既定之設計性能要求，才完成最終設計。耐震性能設計以「第一階段設計+第二階段驗證」之循環流程完成最終設計是目前最簡單的一種設計流程。

2. 驗證分析方法說明

對於耐震能力分析方法可分為二維或三維之線性與非線性(包括幾何非線性與材料非線性)之靜力與動力分析。有關幾何非線性之分析法主要為考量大變形或大位移之結構行為，一般簡化設計僅考量靜力之效應，材料非線性主要考量結構之彈性與塑性行為。對於非剛性結構物，傳統之分析方法通常將地震力轉換為等效之側向作用力，再考量結構可能之塑性行為加以折減，以彈性分析之方法計算結構物在隨時間變動之地震力作用下之動態行為，對於規則結構，採用彈性靜力分析法，對於不規則結構，則採用屬於彈性動力分析之多振態疊加法，僅特殊情況下進行非線性動力歷時分析。性

能設計法強調韌性結構物在大地震作用下之塑性行為，但因非線性動力歷時分析之複雜與計算耗時，對於重要度較低或規則之結構物，可借助容量震譜法(非線性靜力側推分析)來估算結構在設計地震力下之變形行為。

在性能設計流程之第二階段驗證，結構物之性能是否滿足設計要求通常需要經由數值分析來檢核：性能參數計算值 \leq 性能等級之可接受標準，以保證設計者能準確地掌握結構之行為，即通過數值分析預測結構之真實行為，要求所採用的分析方法要合理、可靠，因此必須根據構造物不同之結構型式及性能要求之高低，來選用不同的分析工具，原則上，性能要求越高者所對應之分析工具就可能越複雜。

本研究將分析碼頭結構物耐震行為之分析方法由簡到繁分為簡化分析(simplified analysis)、簡化動力分析(simplified dynamic analysis)以及動力分析(dynamic analysis)三類，選用這三種不同複雜與精確度等級之分析方法，除了與碼頭重要度等級之高低相關以外，還與所作用的地震等級相關，如右表所示；由於性能要求中在最低等級地震作用下之性能等級要求多需保持結構在彈性狀態，因此一般實務設計上多採最低等級地震作用下先進行彈性分析做初步設計，而初步設計之分析方法並不限制採用何種精確度的驗證分析法，甚至可依過去經驗初步假設一合理的結構斷面亦可，而在得到初步設計的結構尺寸後，接著再按規定之各等級地震作用下所要求的性能等級進行驗證分析檢核，此時則必須按右表規定的驗證方法，依性能要求所要求的所有地震等級皆進行驗證，若不滿足可接受標準則重新進行初步設計後再驗證檢核，直到滿足所有性能要求為止。

各類驗證分析法之應用時機

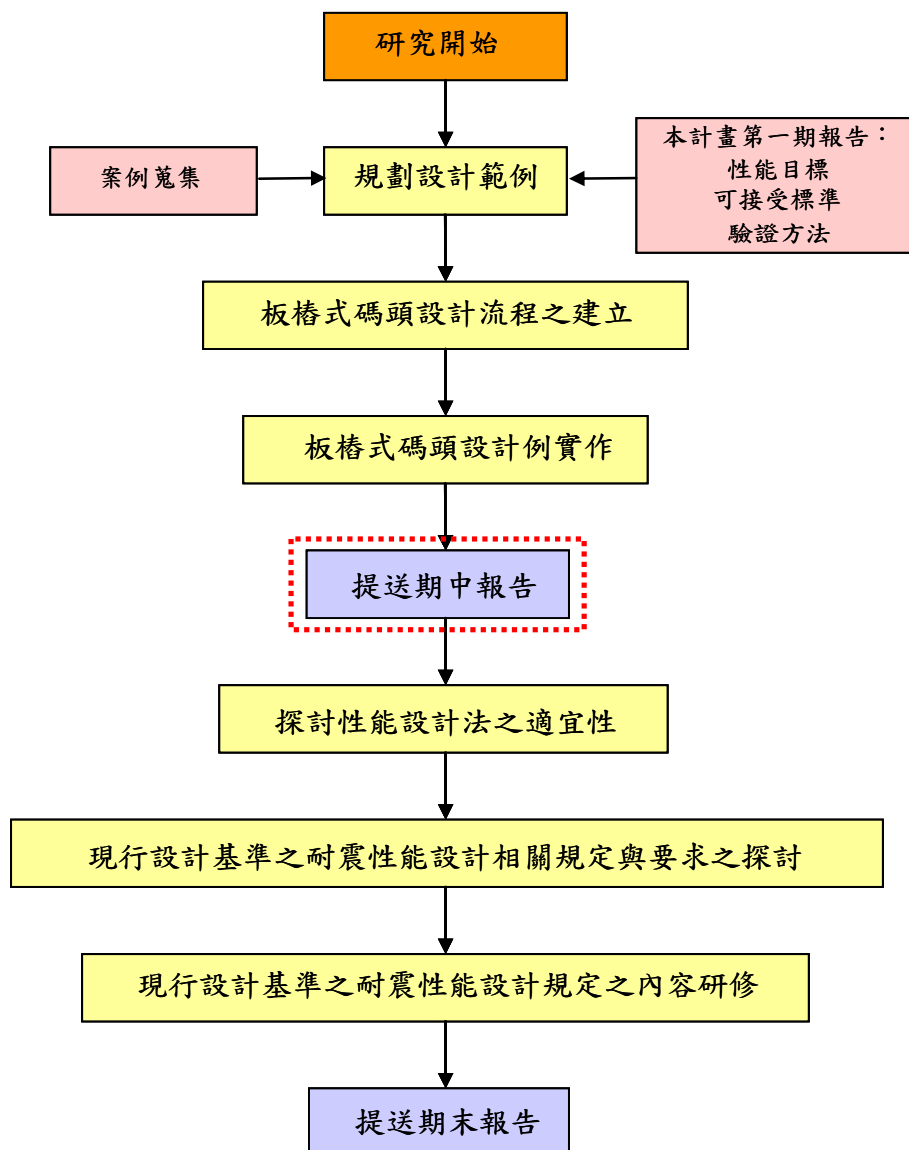
| 碼頭重要度 地震等級 | 特定級 | A 級 | B 級 | C 級 |
|-----------------------|------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| 等級 I (中度地震) | — | 簡化分析 或 簡化動力分 析 或 動力分析 | 簡化分析 或 簡化動力分 析 或 動力分析 | 簡化分析 或 簡化動力分 析 或 動力分析 |
| 等級 II (475 年回歸期) | 動力分析 | 動力分析 | 簡化動力分 析 或 動力分析 | 簡化分析 或 簡化動力分 析 或 動力分析 |
| 等級 III (2500 年回歸期) | 動力分析 | 動力分析 | 簡化動力分 析 或 動力分析 | — |

四、目前進度

本年度研究工作項目進度表

| 工作項目 | 第 1 月 | 第 2 月 | 第 3 月 | 第 4 月 | 第 5 月 | 第 6 月 | 第 7 月 | 第 8 月 | 第 9 月 | 第 10 月 | 第 11 月 | 備註 |
|------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|----|
| 1. 案例蒐集與設計範 例規劃 | ■ | | | | | | | | | | | |
| 2. 板樁式碼頭設計流 程之建立 | | ■ | | | | | | | | | | |
| 3. 板樁式碼頭設計例 實作 | | | ■ | | | | | | | | | |
| 4. 期中報告編撰 | | | | | ■* | | | | | | | |
| 5. 探討板樁式性能設 計法之適宜性 | | | | | ■ | | | | | | | |
| 6. 探討耐震性能設計 之相關規定與要求 | | | | | | ■ | | | | | | |
| 7. 探討碼頭現行設計 基準之耐震設計規 定內容研修方向 | | | | ■ | | | | | | | | |
| 8. 期末報告編撰及修 訂 | | | | | | | | | ■* | | | |
| 工作進度估計百分比(累積數) | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 | 95 | 100 | |

現階段進度及時程：計畫期中審查結束



五、討論事項

1. 研究工作說明。
2. 針對第一次專家學者座談會議進行討論（簡報）。
 - (1)性能設計於港灣構造物耐震性能設計之應用
 - (2)未來國內設計基準研修之探討

六、專家座談會議照片



專家會議簡報情形



專家會議委員發言



專家會議委員發言



專家會議主持人回覆

七、第一次專家座談會議紀錄

出席人員簽到單

2013年7月30日

港灣構造物耐震性能設計架構之研究(3/4)第一次專家座談會議

| 出席人員簽到 | |
|--------|-----|
| 方福祥 | |
| 林淑寬 | |
| 邱俊翔 | |
| 張耀 | |
| 張德文 | |
| 陳逸軒 | 蘇勇賢 |
| 賴瑞真 | 余孟勳 |
| 張景鏞 | 陳明鈺 |
| 謝永亨 | 曾韋傑 |

八、第一次專家會議回覆紀錄

- 一、案名『港灣構造物耐震性能設計架構之研究(3/4)』
 - 二、時間：102年7月30日（星期二）上午10時00分
 - 三、地點：國立臺灣海洋大學，河海工程學系一館104會議室(基隆市中正區北寧路2號)。
 - 四、主持人：顧承宇 副系主任。
 - 五、記錄：余孟勳 兼任助理
 - 六、出席學者專家：
 - 中興工程顧問股份有限公司陳逸軒博士
 - 臺灣世曦工程顧問股份有限公司林倣寬副理
 - 交通部運輸研究所港灣技術研究中心賴瑞應研究員
 - 財團法人中興工程顧問社張權博士
 - 財團法人國家實驗研究院地震工程研究中心邱俊翔博士
 - 國立臺灣海洋大學河海工程學系方禎祥教授
 - 淡江大學土木工程學系張德文教授
- 主辦單位：國立臺灣海洋大學 顧承宇教授、張景鐘教授、蔡勇賢、
曾韋繇、陳明鈺、余孟勳研究助理
- 協辦單位：交通部運輸研究所港灣技術研究中心 賴瑞應研究員

九、會議內容與建議：

1. 方禎祥教授：

- (1)建議本研究收集臺灣碼頭失敗的案例，並檢討失敗原因。
- (2)由於本研究沒有提到設計方法，設計方法分 Free 與 Fixed 兩種，兩種計算出的板樁長度和斷面寬度都會有所不同，故建議本研究加入設計方法的考量。
- (3)關於土壤液化的部分，建議原地盤與回填土分別計算土壤液化潛能。
- (4)建議參考失敗案例後訂定出設計時板樁式碼頭岸壁高度的合理範圍。

2. 林倣寬副理：

- (1)碼頭設計須考慮碼頭用途，載重會有所差異，建議研究團隊加入考慮。
- (2)建議加入板樁式碼頭的水深適用範圍，並整理水深與碼頭型式的對應。
- (3)建議加入海水水壓的考量，除了靜態水壓外，考慮加入波高對板樁的動態水壓的模擬，而殘留水壓力通常用低潮線來算。

3. 邱俊翔博士：

- (1)建議 FLAC 分析亦應用於 475 年地震，並與 Newmark 方法比較。
- (2)設計應強調錨碇端不能位於液化層內。
- (3)簡報 33 頁與 35 頁左上圖之 K_t (臨界震度係數)的差異原因？

4. 張權博士：

- (1)建議應另針對板樁式結構與重力式碼頭訂定其設計地震力，因其地震力公式與韌性結構之決定原理不同。
- (2)可檢討滑動塊體法之適用性。當應用滑動塊體法，應針對如何決定塊體總重做說明，且塊體總重亦會受液化程度之影響。
- (3)特定級與 A 級之區分，其明顯程度該如何定義。

5. 張德文教授：

- (1)美國 PEER 所建議的 PBEE 分析是以 Seismic Hazard Curve 為主，配合設計重現週期決定設計標靶 PGA，並採用可能的地震測站加速度紀錄作為分析案例。故考量的地震加速度歷時分析有許多。本研究是以工址可能的加速度譜作為基礎進行分析，相關作法較符合目前我國顧問工程公司所採用的方法。其間的差異性建議研究團隊加以考量。
- (2)採用 Seed 法進行分析有其限制性。建議可使用 FLAC 進行液化分析以驗證基本分析結果的可信度。使用 FLAC 分析有關孔隙水壓模式是以 Finn 所建議者為主。該模式以塑性體積應變為主，是否能將塑性剪應變影響納入其同僚 Byrne(2010)所建議者可加以考量，以使分析結果更為精準。

6. 陳逸軒博士：

- (1)港灣構造物常因海水侵蝕造成混凝土材料產生剝落、鋼筋鏽蝕，本案是否可將此因素納入未來設計架構研究中。
- (2)地震等級及性能等級名稱過於接近，是否可重新換個名稱。
- (3)碼頭的容量性能分析與結構不同，未來是否會納入本案例中。

7. 賴瑞應研究員：

- (1) 針對板樁式碼頭位移量檢核部分，在沒有相關本土化破壞案例統計資料及相關研究的前提下，建議比照 INA 之相關規定，不要冒然修改而造成未來適應問題。
- (2) 板樁式碼頭案例之簡化分析部分，請在檢核過是否正確。
- (3) 在修訂相關基準條文部分，建議參考國內橋梁、建築物等性能設計相關規範之相關規定。

2. 顧承宇計畫主持人：

感謝與會專家學者提供寶貴之意見與建議，使本計畫之推動能更盡善盡美，本研究團隊會採納可行之意見與建議並收錄於本計畫之計畫報告內。

十、散會

附錄四

第二次專家學者座談會議紀錄

交通部運輸研究所港灣技術研究中心 102 年度科學及技術類計畫「港灣構造物耐震性能設計架構之研究(3/4)」研究計畫

第二次專家座談會議議程表

壹、日期：102 年 11 月 26 日(二) 14 時 30 分~17 時 00 分

貳、地點：國立臺灣海洋大學，河海工程學系一館 104 會議室。

參、主持人：河海工程學系 副系主任 顧承宇。

肆、議程

| 時 間 | 內 容 |
|---------------------|---|
| 14:30~14:35 | 計畫主持人與協同主持人介紹 顧承宇 副系主任 國立臺灣海洋大學河海工程學系 張景鐘 教授 國立臺灣海洋大學河海工程學系 |
| 14:35~14:40 | 委辦單位介紹 賴瑞應 研究員 交通部運輸研究所港灣技術研究中心 |
| 14:40~14:45 | 與會專家學者介紹 |
| | 陳正興 教授 國立臺灣大學土木工程學系 |
| | 宋裕祺 教授 國立臺北科技大學土木工程系 |
| | 丁金彪 經理 臺灣世曦工程顧問股份有限公司 |
| | 張 權 博士 財團法人中興工程顧問社 |
| 吳新路 經理 浩海工程顧問股份有限公司 | |
| 14:45~15:05 | 計畫主持人簡報 |
| 15:05~15:35 | 綜合討論 1. 現行耐震設計基準 2. 鋼鐵材料相關規定 3. 混凝土相關規定 4. 非線性分析方法與破壞機制 |
| | 交流發言 |
| 15:35~ | 會 議 結 束 (散會) |

一、會議資料

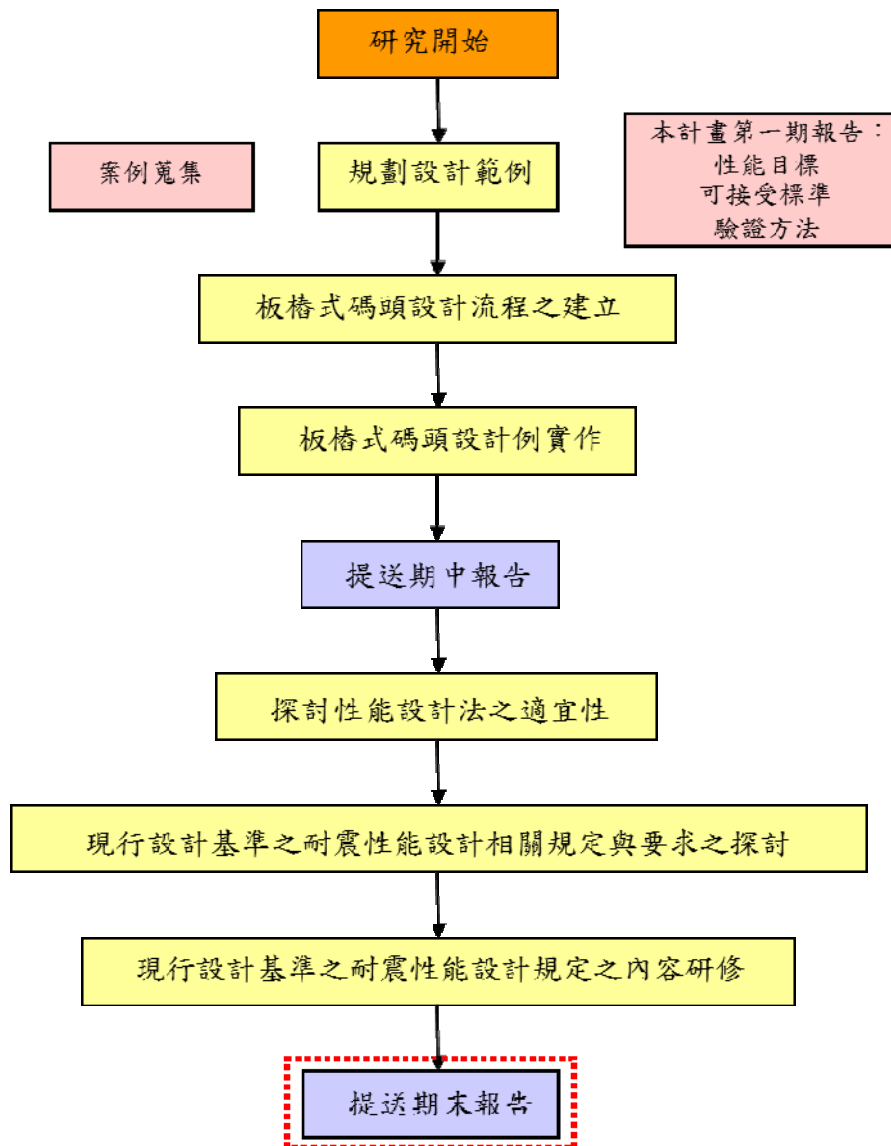
如附錄一：碼頭現行設計基準之耐震設計規定研修內容。

二、目前進度

本年度研究工作項目進度表

| 工作項目 | 第1月 | 第2月 | 第3月 | 第4月 | 第5月 | 第6月 | 第7月 | 第8月 | 第9月 | 第10月 | 第11月 | 備註 |
|----------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|------|----|
| 1. 案例蒐集與設計範例規劃 | ■ | ■ | | | | | | | | | | |
| 2. 板樁式碼頭設計流程之建立 | | ■ | ■ | ■ | | | | | | | | |
| 3. 板樁式碼頭設計例實作 | | | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | | | | |
| 4. 期中報告編撰 | | | | | ■* | | | | | | | |
| 5. 探討板樁式性能設計法之適宜性 | | | | | ■ | ■ | ■ | | | | | |
| 6. 探討耐震性能設計之相關規定與要求 | | | | | | ■ | ■ | | | | | |
| 7. 探討碼頭現行設計基準之耐震設計規定內容研修方向 | | | | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | | | |
| 8. 期末報告編撰及修訂 | | | | | | | | | ■* | ■ | ■ | |
| 工作進度估計百分比(累積數) | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 | 95 | 100 | |

現階段進度及時程：計畫期末審查結束



三、討論事項

1. 研究工作說明。
2. 針對第二次專家學者座談會議進行討論（簡報）。
 - (1)現行耐震設計基準相關規定與要求
 - (2)探討碼頭現行設計基準之耐震設計規定內容研修方向

四、第二次專家座談會議照片



第二次專家會議簡報情形



第二次專家會議委員發言



第二次專家會議委員發言



第二次專家會議主持人回覆

五、第二次專家座談會議紀錄

出席人員簽到單

2013年11月26日

港灣構造物耐震性能設計架構之研究(3/4)第二次專家座談會議

| 出席人員簽到 | |
|-----------------------------|-----|
| 國立台灣大學土木工程學系 陳正興 教授 | 陳正興 |
| 國立台北科技大學土木工程系 宋裕祺 教授 | 宋裕祺 |
| 台灣世曦工程顧問股份有限公司 丁金彪 經理 | 丁金彪 |
| 財團法人中興工程顧問社 張 權 博士 | 張 權 |
| 浩海工程顧問股份有限公司 吳新路 經理 | 吳新路 |
| 交通部運輸研究所港灣技術研究中心 賴瑞應 研究員 | 賴瑞應 |
| 國立台灣海洋大學河海工程學系 張景鐘 協同主持人 | 張景鐘 |
| 國立台灣海洋大學河海工程學系 顧承宇 主持人 | 顧承宇 |
| | 陳明鈺 |
| | 曾韋錄 |
| | 余孟勳 |
| | |

六、第二次專家會議回覆紀錄

一、案名『港灣構造物耐震性能設計架構之研究(3/4)』

二、時間：102年11月26日(二)14時30分~17時00分

三、地點：國立臺灣海洋大學，河海工程學系一館104會議室(基隆市中正區北寧路2號)。

四、主持人：顧承宇 副系主任。

五、記錄：余孟勳 兼任助理

六、出席學者專家：

國立台灣大學土木工程學系陳正興教授

國立台北科技大學土木工程系宋裕祺教授

台灣世曦工程顧問股份有限公司丁金彪經理

財團法人中興工程顧問社張權博士

浩海工程顧問股份有限公司吳新路經理

交通部運輸研究所港灣技術研究中心賴瑞應研究員

主辦單位：國立臺灣海洋大學 顧承宇教授、張景鐘教授、蔡勇賢、曾韋繇、陳明鈺、余孟勳研究助理

協辦單位：交通部運輸研究所港灣技術研究中心 賴瑞應研究員

七、會議內容與建議：

1. 陳正興教授：

- (1)針對本研究所建議之耐震性能目標，包括四個等級的重要度分類、三級地震及四級性能水準，分類似乎較多，所構成之性能矩陣很大，若要針對各等級訂定性能目標(或指標)將很困難，建議宜由港研中心邀集各相關單位與顧問業者舉行座談會，探討適宜性，盡量將各分級簡化，以簡化後續實質規範之制定工作。
- (2)建議將四個等級的重要度分類簡化成三級或二級，另將四級性能水準的第四級取消，因第四級已達超出極限達到破壞，已無檢核之必要。
- (3)報告中第一階段設計已出現性能矩陣，實際設計將面臨困難。通常第一階段設計會選用服務載重(service load)決定設計結構物之基本配置與尺寸，然後再依性能矩陣作第二階段之檢核。
- (4)對於剛性構造物取 $F_u=1$ ，則對於等級二與等級三的設計地震力將很大，建議應請顧問公司作案例分析，並參考日本規範之規定訂出合宜之設計地震力。

2. 宋裕祺教授：

- (1)如何驗證性能矩陣所揭示的性能目標，建議再行說明。
- (2)碼頭重要度分類表示方式乍看等級 A 似乎比特定等級之需求更高，建議加註說明。
- (3)碼頭性能設計三等級地震力係持目前規範規定者，其與第二階段檢核之關係為何？
- (4)驗證分析方法建議再予以強化，對於如何進行非線性分析建議再交代清楚，另分析模式中如何考量結構、土壤、水等之互制效應，建議再行說明。

(5)有關結構構材與土壤非線性特性如何設定，建議再行補充。

3. 丁金彪經理：

(1)目前內政部讓未公告等級 I 之地震相關數值，現階段有無標準可依循利用，另特定級構造於等級 III 之地震是否須列入第 II 級，建請考量。

(2)圓筒式碼頭性能示意圖，其海側第一支樁建議移入筒身最外緣內，較符合習慣用法。

(3)除重力式碼頭有第 I 級~第 IV 級性能標準，其他構造物尚缺，是否列入第四期計畫工作範圍內。

(4)內政部 100 年 1 月部頒「建築物耐震設計規範及解說」已有相當修正，包括地盤分類表、活動斷層性質表、近斷層調整因子、設計地震力等，是否配合合併修正。

(5)動力分析法之線性歷時分析之調整係數為 $\frac{1}{1.4\alpha_y F_u}$ 、 $\frac{1}{4.2\alpha_y}$ 是否須配合本研究一併修正。

(6)建議舉辦研討會供業界瞭解其內容。

4. 張權博士：

(1)建議塑性角設計應納入規範中。

(2)簡報 P.43 材料應變上限值僅適用於棧橋式碼頭。

(3)因港灣性能設計過於複雜，建議去掉第 IV 級性能標準。

(4)建議表中 N/A 可以直接寫不予檢核。

(5)第九章耐震設計(初稿)P.50，9-3.1 式中之 1.2 應該不需要。

5. 吳新路經理：

- (1)地震等級與「建築物耐震設計規範及解說」略有調整，而震區水平譜加速度係數係依據 100 年公告值臚列，代號與現行慣用法不同，建議因應日後可能之修 9.2.2 節改採參照說明即可，也可避免誤植漏項，例如表 9-2.8 遺漏林口區。
- (2)性能設計為本國港灣新的創舉，雖然日本在 1999 年級以推行，日本規範解說詳盡，本版宜加強名詞定義之解說，例如地震等級第二頁及第三頁就不一致，其中設計流程「等級一地震」與「等級 I 地震」，第二頁中度地震、設計地震、最大考量地震用語尚不一致。
- (3)先前研究中建議在配合動力分析的情況下，針對特殊耐震與高重要性碼頭結構其在 2500 年回歸期之地震作用下，最大容許破壞值不得高於等級 II 地震 475 年回歸期地震下之設計水準，建請納入註解。
- (4)圖 9-1.1 第一階段設計明列「等級一地震下工址土壤不可液化」，等級 I 地震屬中度地震規模，以台中港為例以往 M5 以上規模才產生液化，因此是否應以設計地震檢核，建請註解說明，另外土壤液化折減係數等問題宜解說清楚，即動力分析時當土壤液化該如何折減，是否由取消土壤承载力作動力分析之考量建議註解說明。
- (5)重要度為等級 C 之重力式碼頭，依表 9-1.3 屬地震性能等級 IV 之性能要求，照表 9-1.4 可接受標準位移傾斜角均無上限值，本國許多漁港水深僅 2~3 m 之結構應可歸納為等級 C 之重力式碼頭，此類碼頭之第二階段驗證是否仍需要，例如日本漁港除耐震強化岸壁外不作第二階段驗證，建議等級 C 碼頭可省略第二階段驗證。

- (6)日本在 1999 年版仍規範用途係數(重要度係數)，2007 版雖與取消，惟在「漁港・漁場の設施の手引」地震係數分區上，以岸壁重要度有係留設施 A 及係留設施 B 岸壁之分，北海道設計震度係留設施 A 為 0.18，係留設施 B 為 0.15，其中依岸壁重要度有折減因子，現行「建築物耐震設計規範及解說」亦有用途係數之規定，本規範取消用途係數對次要用途類為等級 C，建議得以折減。
- (7)表 9-1.3 各級碼頭所對應的耐震性能要求中等級 III 未定義。
- (8)表 9-1.6 H 基面之定義未敘明。
- (9)表 9-1.7 擋土設施不僅有重力式尚有板樁式。
- (10)圖 9-1.9 應註明 d 及 H。
- (11)表 9-1.5 板樁式碼頭係指拉桿錨碇設施相關規定，自立式板樁宜另訂標準。
- (12)9.3 剛性結構物之設計地震力與現行部頒 86 年版規範規定「工址震度 A 隨震區不同而異，其值為工址 475 年回歸期之地震地表水平加速度係數 Z 除以 2.0」，相較本版 SaD 除以 1.2，震度提高約 39% 以上，回顧 35 年漁港碼頭設計依舊設計地震力幾乎沒有發生地震破壞情形，混凝土耐久性为主要損壞機制，依目前規範同工址 921 前後工程以重力式結構為例，地基承载力為主控因子，相較 921 之前基礎拋石厚度大幅提高，基礎寬度加寬，下層方塊吊重往往超過五十公噸，以漁港施工能力而言，誠屬不易，因此本版震度提高影響未來造價成本勘鉅，建議檢討放寬之可行性。
- (13)9.4 垂直地震力一般震區亦包括台北盆地。
- (14)9.5.2 圖號 10-5.1 宜修為 9-5.1。

(15)9.5.3 動力分析方法仍沿用「用途係數」，本規範未定義，且調整係數為修改前之建築標準。

(16)9.6 地震時之動土壓效應 E 未定義說明。

(17)表 9-1.7 材料應變上限值建議依「港灣構造物耐震性能設計架構之研究 2/4」中表 2-7 棧橋式碼頭第 I、II 及性能等級之材料應變上限值，納入規範中。

7. 願承宇計畫主持人：

感謝與會專家學者撥冗來到海大提供寶貴之意見與建議，幫助明年度計畫之推動能更順利，本研究團隊會採納可行之意見與建議並收錄於本計畫之計畫報告內及明年計畫推動上。

八、散會

附錄五

期中報告審查意見處理情形表

交通部運輸研究所合作研究計畫

■期中□期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：H1DB006a 港灣構造物耐震性能設計架構之研究(3/4)

執行單位：國立臺灣海洋大學

| 參與審查人員 及其所提之意見 | 合作研究單位 處理情形 |
|---|--|
| 陳正興委員 | |
| <p>一、本計畫之工作項目相當多，目前均已分析具初步結果，進度符合預期目標。</p> <p>二、建議報告應附摘要，另結論 3 之語意不明確應加以修正。</p> <p>三、簡化動力分析採 Newmark 滑動塊體法，對板樁系統而言，塊體之定義應作說明。</p> <p>四、FLAC 數值分析模式係二維分析，對於不連續之錨碇樁與拉桿，在 2D 分析模式如何考慮應作說明。</p> | <p>一、感謝委員肯定。</p> <p>二、感謝委員建議，本研究團隊將於期末報告進行語意與文字之補充及修正。</p> <p>三、感謝委員意見，本研究團隊已於報告之簡化動力分析章節說明土層破壞面之產生係由板樁後方產生主動土壓破壞，其破壞時之破壞面所決定，故滑動塊體之定義於本研究中係指為沿破壞面所產生之楔型塊體。</p> <p>四、感謝委員意見，本研究團隊對於數值分析之不連續之錨碇樁與拉桿之考量，在 FLAC 分析程式內有針對此部分進行參數間距之輸入，間距設定為零即表示錨碇樁與拉桿為連續，反之則否。</p> |
| 劉俊秀委員 | |
| <p>一、FLAC 動力分析必須說明在既定之 Boundary Conditions 須要建議分析的 domain 的大小。</p> <p>二、強調必須在 Stable 的情況下，才可進行設計分析。</p> | <p>一、感謝委員意見，本研究團隊依 FLAC 使用手冊之說明，已於期末報告補充文字說明，另外也針對此一步分進行參數研究，收錄於附錄中。</p> <p>二、感謝委員意見，本研究團隊之設計分析依報告中所述之流程進行設計，初步設計尺寸須通過簡化分析進行初步檢核後，其設計尺寸方可採納。</p> |

| 參與審查人員 及其所提之意見 | 合作研究單位 處理情形 |
|---|---|
| 張文忠委員 | |
| <p>一、進度符合原規劃目標。</p> <p>二、數值分析仍須進一步調整，並說明相關參數給定。</p> <p>三、建議加入土壤材料阻尼。</p> <p>四、板樁入土深度建議以靜力方法進行初步檢核。</p> | <p>一、感謝委員肯定。</p> <p>二、感謝委員意見，本研究團隊之數值分析相關參數給定已於報告之動力分析章節說明，尚需再進行調整之部分，後續將於期末報告呈現。</p> <p>三、感謝委員建議，本研究團隊於數值模擬，使用分析手冊建議之 Rayleigh 阻尼，其可考慮質量阻尼與勁度阻尼之影響。</p> <p>四、感謝委員建議，本研究團隊以擬靜力之簡化分析方法進行板樁入土深度之初步檢核，並以等級 I 地震之震度係數進行分析計算，此一計算結果符合安全係數大於 1.2 之要求。</p> |
| 胡啟文委員 | |
| <p>一、P3-68，報告中提及要滿足自由場邊界條件其與材料阻尼高低與模型大小（距離）有關，惟本研究選用案例之滿足自由場邊界條件為何？請補充說明。</p> <p>二、P3-74~P3-81 圖 3.75、圖 3.77、圖 3.78、圖 3.82、圖 3.84、圖 3.85、圖 3.89、圖 3.91、圖 3.92，為板樁式碼頭等級 III 地震於板樁最大受力位置歷時-彎矩變化圖及歷時分析孔隙水壓變化圖，請加註各顏色(監測點)編號於模型網格上，以利比對瞭解該物理量變化之意義。</p> | <p>一、感謝委員意見，本研究之設計案例之底部土層係依據鑽探資料判定下方為堅實土層，此一條件於 FLAC 使用手冊建議應選用自由場之邊界條件進行分析，本研究團隊會於期末報告補充說明之。</p> <p>二、感謝委員意見，關於板樁式碼頭等級 III 地震於板樁最大受力位置歷時-彎矩變化圖及歷時分析孔隙水壓變化圖，本研究團隊會加註監測點於圖示並於期末報告呈現。</p> |

| 參與審查人員 及其所提之意見 | 合作研究單位 處理情形 |
|---|--|
| <p>三、第四章板樁式碼頭之性能適宜性探討中，建議補充非線性動力分析適宜性之探討，說明以數值分析模擬土壤-結構互制非線性動力行為時，總應力分析法與有效應力分析法之適宜性。</p> <p>四、P3-3，表 3.1 中 A 級碼頭碼頭之特性欄說明中遺漏第 5 點之編號。P3-2，圖 3.1 海測與陸測，「測」字有誤。P3-44，3.性能規定驗證...，「對位移並參考之量化檢核」...，「」處語意不明。P4-2，...碼頭性能可接受標準（如表表 4.1 所示）...，「表」為贅字。以上誤繕之處，請修正。</p> | <p>三、感謝委員建議，總應力分析法考慮土壤之材料組合律係建立於總應力與應變之間的關係，因此，若土體內發生應變改變只會改變總應力，卻不能描述土體內有效應力的改變；而有效應力分析法考慮在動態剪應力作用下，土壤材料孔隙水壓隨地震動態剪應力作用下之提昇，土壤在反覆剪應力作用下有收縮之趨勢，但在飽和同時不排水條件下，體積因為受到限制無法改變，間接造成孔隙水受壓因而水壓上昇。針對此一部分，本研究團隊將會於期末報告補充文字說明。</p> <p>四、感謝委員意見，本研究團隊會將遺漏及誤繕之部分於期末報告撰寫予以修正，並針對語意不明之處加以補充說明。</p> |
| 謝委員 | |
| <p>一、建議摘要前兩年完成工作的成果摘要。</p> <p>二、建議期末報告將期中審查意見回覆表附上以利委員審查。</p> | <p>一、感謝委員建議，本研究團隊於報告第一章之研究內容與工作項目小節中，對前兩年之工作已有說明。</p> <p>二、感謝委員建議，本研究團隊會於期末報告附上期中審查意見回覆。</p> |
| 主辦單位意見 | |
| <p>一、報告第 2-29 頁倒數第 2 行提到三種方法進行「重力式」碼頭的耐震能力評估，請修正為板樁式。</p> | <p>一、感謝主辦單位意見，本研究團隊會於期末報告之撰寫，將「重力式」碼頭的耐震能力評估，予以修正為板樁式。</p> |

| 參與審查人員 及其所提之意見 | 合作研究單位 處理情形 |
|---|--|
| <p>二、報告第 2-31 頁圖 2.10 及殘留水位計算之參考文獻有誤，第 2-35 頁圖 2.12 參考文獻有誤請修正。</p> <p>三、報告第 3-6 頁垂直地震力係數取水平地震力係數之三分之二倍計算，似乎有誤，本案例工址非近斷層，垂直地震力係數應取水平地震力係數之二分之一倍計算即可，請確認。</p> <p>四、港灣結構物設計時採中潮位系統設計，中潮位系統以各港平均海水面為零點，故報告第 3-12 頁表 3.18 之動水壓力計算以潮位高程零計算，殘留水壓以報告第 2-31 頁殘留水位公式計算殘留水壓力即可。另外，為何板樁式碼頭要檢核抗滑動安全係數，請補充說明。</p> <p>五、報告第 3-31 頁表 3.25 之土壤摩擦角 Φ 是否有誤，請確認。另外，第 3-32 頁圖 3.24 之主動破壞面示意圖是否有誤，請確認。</p> <p>六、報告第 3-62 頁之表 3.40 板樁式碼頭界面元素參數之正向勁度與切向勁度之比非報告第 3-61 頁之說明為四倍至十倍間，請說明。</p> <p>七、報告部份錯字請加強校訂。</p> | <p>二、感謝主辦單位意見，本研究團隊會於期末報告之撰寫，將參考文獻修正為「賴瑞應、賴聖耀，地震引致板樁式碼頭之穩定性分析，交通部運輸研究所，2004」。</p> <p>三、感謝主辦單位意見，本研究團隊經確認後，其為誤繕，正確為垂直地震力係數取水平地震力係數之二分之一倍計算，會於期末報告之撰寫進行修正。</p> <p>四、感謝主辦單位意見，本研究團隊於報告 3-12 頁以潮位水面零點之動水壓力及殘留水壓力進行安全係數之計算，表 3.18 顯示各潮位之計算結果僅供參考，於期末報告會稍作修改，使其更精簡易懂。而檢核抗滑動安全係數之部分，經審慎確認後，認為將此評估視為判斷依據之價值不高，後續於期末報告將予以移除。</p> <p>五、感謝主辦單位意見，報告第 3-31 頁表 3.25 之土壤摩擦角 Φ，其為誤植，關於此部分，將會修正於期末報告。</p> <p>六、感謝主辦單位意見，關於報告中第 3-62 頁之表 3.40 板樁式碼頭界面元素參數之正向勁度與切向勁度之比非報告第 3-61 頁之說明為四倍至十倍間，本研究團隊會再行確認，並於期末報告補充說明。</p> <p>七、感謝主辦單位意見，本研究報告後續將加強報告校訂。</p> |

附錄六

期末報告審查意見處理情形表

交通部運輸研究所合作研究計畫（具委託性質）

□期中■期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：H1DB006a 港灣構造物耐震性能設計架構之研究(3/4)

執行單位：國立臺灣海洋大學

| 參與審查人員及其所提之意見 | 合作研究單位處理情形 | 本所計畫承辦單位審查意見 |
|---|---|-----------------|
| 張委員文忠 | | |
| 1. 報告符合工作項目與計畫目的。 | 感謝委員肯定。 | 同意。 |
| 2. 建議增加設計地震譜及地震歷時之程序。 | 感謝委員提供意見，本研究人造地震之製作，係由港研中心提供該中心於高雄港區所佈設之測站加速度紀錄，擷取該測站至今之最大三筆地震三方向紀錄為基準，來調整製作與地震彈性反應譜相符的三方向人造地震加速度歷時。 | 同意研究單位之說明。 |
| 3. 土壤參數分析情況其描述及檢討其適用性 (ex. Poisson's ratio, damping)。 | 感謝委員提供意見，有關於土壤分析之參數，將於結案報告中之適宜性探討章節酌予補充說明。 | 同意研究單位之說明及處理情形。 |
| 劉委員俊秀 | | |
| 1. 設計地震(人工地震)之 Response Spectrum 應與設計反應譜畫在同一圖上。 | 感謝委員提供意見，關於反應譜比較圖撰於本研究報告第三章，如圖 3.4、圖 3.6、圖 3.8、圖 3.10、圖 3.12、圖 3.14、圖 3.16、圖 3.18、圖 3.20、圖 3.41、圖 3.43、圖 3.45、圖 3.47、圖 3.49、圖 3.51、圖 3.53、圖 3.57 所示，而本研究人造地震之製作，係由港研中心提供該中心於高雄港區所佈設之測站加速度紀錄，擷取該測站至今之最大三 | 同意研究單位之說明及處理情形。 |

| 參與審查人員及其所提之意見 | 合作研究單位處理情形 | 本所計畫承辦單位審查意見 |
|--|---|-----------------|
| | 筆地震三方向紀錄為基準，來調整製作與地震彈性反應譜相符的三方向人造地震加速度歷時，以上完全符合規範對於人造地震製作之規定。 | |
| 2. 簡化動力分析之步驟應要求如何決定液化深度之計算。 | 感謝委員提供意見，本計畫液化深度之評估係依據第一階段設計之液化潛勢分析結果，判定可能之液化深度，後續計算採保守考量，以第一階段分析之液化深度作為土層之液化厚度進行第二階段之驗證分析。 | 同意研究單位之說明及處理情形。 |
| 3. 破壞的定義應明確分類說明。 | 感謝委員提供意見，在本研究之簡化動力分析章節已有說明及定義土層破壞面之產生係由板樁後方產生主動土壓破壞，其破壞時之破壞面所決定，故滑動塊體之定義於本研究中係指為沿破壞面所產生之楔型塊體。 | 同意研究單位之說明及處理情形。 |
| 邱委員俊翔 | | |
| 1. p2-3 圖 2.1，地震等級已採三等級地震，皆屬設計地震，建議不要出現中度地震、設計地震、最大考量地震之敘述。 | 感謝委員提供建議，本計畫已將中度地震改為等級 I 地震、設計地震改為等級 II 地震、最大考量地震改為等級 III 地震。 | 同意研究單位之說明及處理情形。 |
| 2. p2-4，表 2.1 所述之各重要性等級碼頭在三地震等級下之性能要求應再檢討，因為部分性能要求可能會使設計不安全。 | 感謝委員提供意見，本研究所列之表係參照 2001 年國際航海協會之港灣構造物耐震設計準則，建議可於後續相關計畫再做進一步研究探討。 | 同意研究單位之說明及處理情形。 |
| 3. p2-6, 3-5，由於板樁與重力式碼頭結構與韌 | 感謝委員提供意見。本研究主要 | 同意研究單位之說明及 |

| 參與審查人員及其所提之意見 | 合作研究單位處理情形 | 本所計畫承辦單位審查意見 |
|--|---|-----------------|
| 性結構物之耐震設計方法不同，對於該類型結構物，不適合採用1.2ayFu 參數來計算設計地震力。 | 目標在耐震性能設計架構之研究探討，對於板樁式碼頭地震力計算公式係完全參照現行規範規定。將於適宜性探討章節酌予補充文字說明。 | 處理情形。 |
| 4. 對於第一與第二等級地震，建議亦進行FLAC 動力歷時分析，據以檢討並歸納目前所使用之性能檢核標準的適用性。 | 感謝委員提供建議，對於等級一與等級二地震，本研究於適宜性探討章節已有針對動力分析進行比較及討論。 | 同意研究單位之說明及處理情形。 |
| 5. 本研究將表 2.7 所得之變位量，以表 2.6 之標準進行檢核，而實際上表 2.6 之變位檢核係指殘餘變位，表 2.7 公式所指之變位為最大變位，報告中應註明兩者在應用上之假設。 | 感謝委員提供意見，關於表 2.6 之殘餘變位及表 2.7 公式所指之最大變位部分，將於結案報告中驗證分析章節之簡化分析補充說明其應用上的假設。 | 同意研究單位之說明及處理情形。 |
| 6. FLAC 分析所得之圖形建議加註數值之單位。 | 感謝委員提供建議，將於結案報告動力分析之章節補充數值單位之文字說明。 | 同意研究單位之說明及處理情形。 |
| 7. 文字修正：p3-91，「唯」以...、「唯」對於... =>「惟」 | 感謝委員提供意見，已於結案報告中修正完畢。 | 同意。 |
| 胡委員啟文 | | |
| 1. 缺漏中英文摘要，請修正。 | 感謝委員提供意見，將於結案報告中補充。 | 同意。 |
| 2. P5-29，近斷層調整因子，本研究主要標的為港灣構造物，建議距離海岸已大於 14km 或 8km 之斷層，予以檢討刪除。 | 感謝委員提供意見，因考慮內陸地區未來興建碼頭之可能性，故現階段仍建議保留距離海岸大於 14km 及 8km 之斷層。 | 同意研究單位之說明及處理情形。 |

| 參與審查人員及其所提之意見 | 合作研究單位處理情形 | 本所計畫承辦單位審查意見 |
|--|--|--------------|
| 主辦單位意見 | | |
| 1. 報告第 3-7 頁圖 3.1 中之海側水位高程應為 0.0，請修正。 | 感謝主辦單位提供意見，圖中之海側水位高程，已於結案報告中修正完畢。 | 同意。 |
| 2. 報告第 3-11 頁表 3.9 之板樁深度、海側土層位置及殘留水位請以高程統一表示。 | 感謝主辦單位提供意見，板樁深度、海側土層位置及殘留水位之表示，已遵照辦理修正完畢。 | 同意。 |
| 3. 報告第 3-21 頁若簡化分析結果安全係數 F_s 大於 1 時表示結構穩定，建議無須計算變位及沉陷量。 | 感謝主辦單位提供建議，關於簡化分析結果安全係數 F_s 大於 1 時之部分，依照建議將計算變位及沉陷量刪除，並於結案報告修正完畢。 | 同意。 |
| 4. 報告第 3-37 頁地震時板樁之錨碇力 $T_e=65$ ton，與動力分析之 T_e 容許值 50.4 ton 不一致，請確認。 | 感謝主辦單位提供意見，參考(港務局)高耐索規格表，有關錨碇力地震時之容許拉力值，本計畫統一採用 50.4 ton，並於結案報告予以修正。 | 同意。 |
| 5. 報告中之部分參考文獻之標註出處有誤，定稿報告請再確認。 | 感謝主辦單位提供意見，關於報告中之參考文獻誤標之部分，已於結案報告中修正完畢。 | 同意。 |

附錄七

期末報告簡報資料

港灣構造物耐震性能設計架構 委託研究案（第3期） 期末審查簡報

計畫主持人：顧承宇博士

研究人員：曾韋繇、陳明鈺

協同主持人：張景鐘博士

余孟勳、蔡勇賢

研究團隊：國立台灣海洋大學

102年11月15日

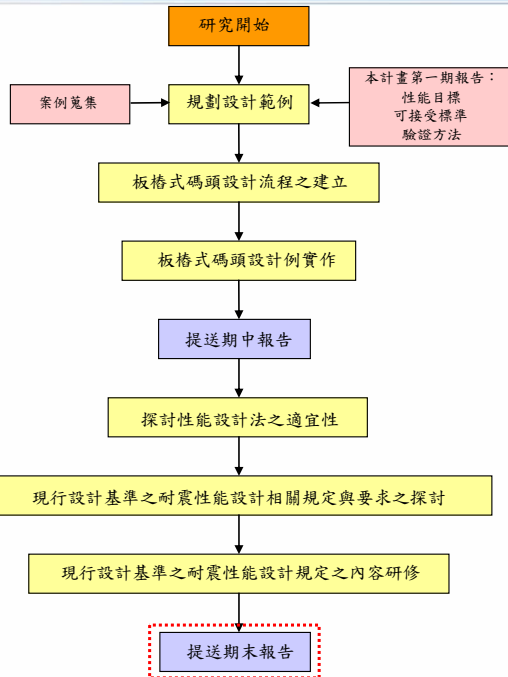


<http://www.ntou.edu.tw>

研究進度

| 工作項目 | 第1月 | 第2月 | 第3月 | 第4月 | 第5月 | 第6月 | 第7月 | 第8月 | 第9月 | 第10月 | 第11月 | 備註 |
|----------------------------|---------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|------|----|
| 1. 案例蒐集與設計範例規劃 | █ | | | | | | | | | | | |
| 2. 板樁式碼頭設計流程之建立 | | █ | | | | | | | | | | |
| 3. 板樁式碼頭設計例實作 | | | █ | | | | | | | | | |
| 4. 期中報告編撰 | | | | | | * | | | | | | |
| 5. 探討板樁式性能設計法之適宜性 | | | | █ | | | | | | | | |
| 6. 探討耐震性能設計之相關規定與要求 | | | | | █ | | | | | | | |
| 7. 探討碼頭現行設計基準之耐震設計規定內容研修方向 | | | | █ | | | | | | | | |
| 8. 期末報告編撰及修訂 | | | | | | | | | | █ | | |
| 工作進度估計百分比(累積數) | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 | 95 | 100 | |
| 預定里程碑 | 6/28 前提交期中報告 | | | | | | | | | | | |
| | 10/28 前提交期末報告 | | | | | | | | | | | |

說明：(1)工作項目請視計畫性質及需要或依研究計畫綱要說明訂定，預定進度以粗線表示其起訖日期。



簡報內容

- 板樁式碼頭耐震性能設計流程說明
- 板樁式碼頭設計例實作
- 板樁式碼頭性能設計適宜性探討
- 碼頭現行設計規定內容研修方向
- 結論與建議

1. 碼頭概述
2. 耐震性能要求與規定
3. 碼頭規劃
4. 土壤液化評估
5. 初步設計
6. 等級 I 地震驗證分析
7. 等級 II 地震驗證分析
8. 等級 III 地震驗證分析
9. 設計結果說明

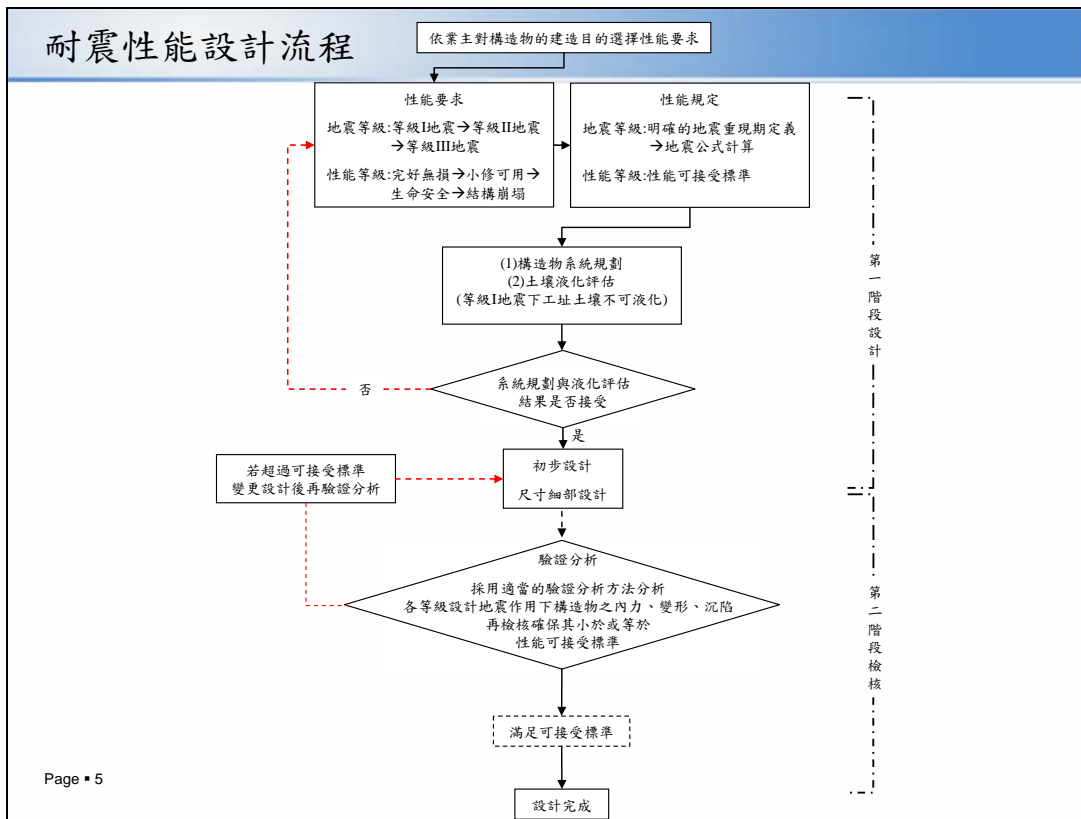
Page • 3

1. 碼頭重要度等級與設計地震力
2. 碼頭耐震性能要求
3. 碼頭耐震性能規定
4. 土壤液化潛能評估
5. 驗證分析方法選用
6. 板樁式碼頭耐震性能設計流程
7. 板樁式碼頭受震破壞機制
8. 板樁式碼頭結構系統與土壤液化評估
9. 板樁式碼頭初步設計與驗證分析

1. 現行耐震設計基準
2. 鋼鐵材料相關規定
3. 混凝土相關規定
4. 非線性分析方法與破壞機制

板樁式碼頭耐震性能設計流程說明

Page • 4



一、碼頭重要度等級與設計地震力

| 等級 | 碼頭之特性 | |
|----|---|--|
| 特定 | 明顯具有A級結構物之特性1至3項之情形者 | |
| A | 1. 結構物在遭受地震災害時，將有可能造成多數人命及財產之損失者。 2. 負有震災後復建工作之重要任務者。 3. 儲存有害或危險物品之結構物，在遭受地震災害時，將可能造成人命或財產之動大損失者。 4. 結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 5. 結構物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。 | |
| B | 凡不屬於特定、A級、C級者 | |
| C | 特定及A級以外之小規模結構復舊作業容易者。 | |

| 地震等級 | 地震力計算公式 | |
|-------------------------------------|----------------|--|
| 等級I地震 | 中度地震(約50年回歸期) | $V_I = \frac{S_{a,II}}{3.25\alpha_y} W$ |
| 等級II地震 | 475年 回歸期地震 | $V_{II} = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{a,II}}{F_u} \right)_m W$ |
| 等級III地震 | 2500年 回歸期地震 | $V_{III} = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} \right)_m W$ |
| 註：剛性結構 F_u 或 $F_{u,III}$ 以1.0計算震度 | | |

二、碼頭耐震性能要求

碼頭耐震性能要求

| 地震等級 \ 性能等級 | 第 I 級 | 第 II 級 | 第 III 級 | 第 IV 級 |
|-------------------------|---------|--------|---------|--------|
| 等級 I (中度地震) | A 級 B 級 | C 級 | — | — |
| 等級 II (475 年回歸期地震) | 特定級 | A 級 | B 級 | C 級 |
| 等級 III (2500 年回歸期地震) | — | 特定級 | A 級 | B 級 |

碼頭性能等級定性規定

| 損壞等級 | 使用性 | 修復性 | 安全性 |
|----------|--------|--------|--------------------------|
| 第 I 等級 | 功能正常 | 不需修復 | 結構保持彈性 |
| 第 II 等級 | 短期功能喪失 | 可快速修復 | 損壞輕微 |
| 第 III 等級 | 長期功能喪失 | 修復非常困難 | 結構不倒以維持生命安全 (未超過韌性容量) |
| 第 IV 等級 | 無法恢復營運 | 須拆除重建 | 結構崩塌 (超過韌性容量) |

三、碼頭耐震性能規定

板樁式碼頭性能規定

| 性能水準 | | 第 I 級 | 第 II 級 | 第 III 級 | 第 IV 級 |
|------------|---------|---------------|---------------------------------|-----------------|----------------|
| 殘餘變位 | 板樁變位 | 正規化水平位移 d/H | $<1.5\%$ 或 $d < 30\text{cm}$ | N/A | N/A |
| | 板樁傾斜角 | 向海側傾斜角 | $<3^\circ$ | N/A | N/A |
| | 岸肩變位 | 岸肩沉陷量 | 3cm~10cm | N/A | N/A |
| | | 岸肩與後陸地之沉陷差 | 30cm~70cm | N/A | N/A |
| 最大反應下應力或應變 | 基盤面以上板樁 | 向海側傾斜角 | $<2^\circ \sim 3^\circ$ | N/A | N/A |
| | | 彈力 | 彈性 | 塑性，不超過韌性容量或應變極限 | 塑性，超過韌性容量或應變極限 |
| | 基盤面以下板樁 | 彈力 | 彈性 | 塑性，不超過韌性容量或應變極限 | 塑性，超過韌性容量或應變極限 |
| | 拉桿 | 彈力 | 彈性 | 塑性，不超過韌性容量或應變極限 | 塑性，超過韌性容量或應變極限 |
| 錨碇設施 | 彈力 | 彈性 | 塑性，不超過韌性容量或應變極限 | 塑性，超過韌性容量或應變極限 | |

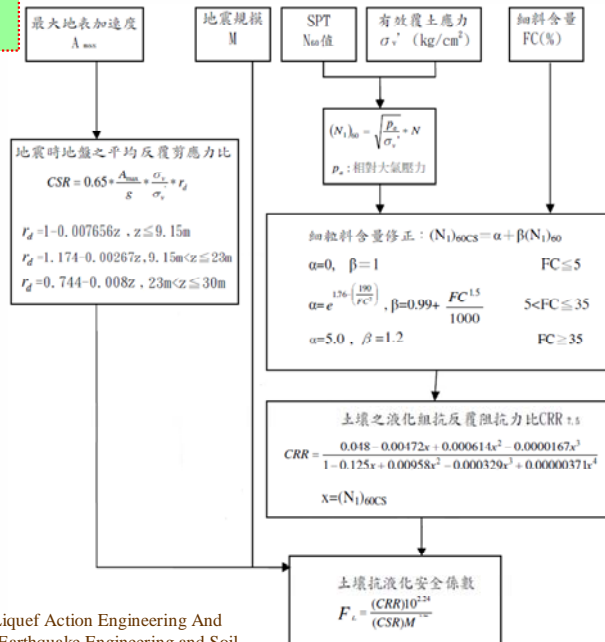
四、土壤液化潛能評估

日本規範 & INA & 本國規範
建議土壤液化評估法相同

經驗準則法土壤液化潛能預測及判定方式，是採用現地試驗參數標準貫入試驗打擊數(SPT-N 值)及細料含量作為砂土抗液化強度之預測。國內現行港灣構造物設計基準係參考美國「Seed液化評估法」作為液化之判定基礎。

NCEER土壤液化潛能評估流程

資料來源：Seed, et al, Recent Advances In Soil Liquefaction Engineering And Seismic Site Response Evaluation, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics and Symposium, California, 2001.



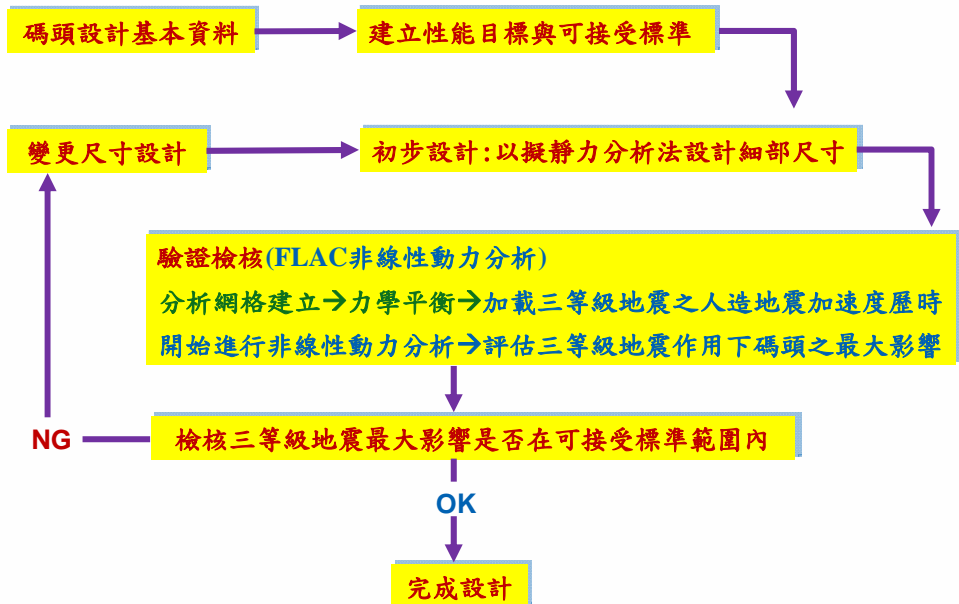
五、驗證分析方法選用

| 碼頭重要度 地震等級 | 特定級 | A級 | B級 | C級 |
|---------------------|------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| 等級I (中度地震) | — | 簡化分析 或 簡化動力分析 或 動力分析 | 簡化分析 或 簡化動力分析 或 動力分析 | 簡化分析 或 簡化動力分析 或 動力分析 |
| 等級II (475年回歸期) | 動力分析 | 動力分析 | 簡化動力分析 或 動力分析 | 簡化分析 或 簡化動力分析 或 動力分析 |
| 等級III (2500年回歸期) | 動力分析 | 動力分析 | 簡化動力分析 或 動力分析 | — |

板樁式碼頭性能驗證分析法

| 碼頭種類 | 簡化分析 | 簡化動力分析 | 動力分析 | |
|-------|---|---|---|---|
| | | | 結構模擬 | 土壤模擬 |
| 板樁式碼頭 | <ul style="list-style-type: none"> 經驗公式或靜力分析法(考量有或無土壤液化) | <ul style="list-style-type: none"> 滑動塊分析 利用簡化圖表的參數分析法 | <ul style="list-style-type: none"> 有限元素法或有限差分法 線性或非線性分析 二或三維分析 | <ul style="list-style-type: none"> 有限元素法或有限差分法 線性(等效線性)或非線性分析 二或三維分析 |

六、板樁式碼頭耐震性能設計流程



Page • 11

七、板樁式碼頭受震破壞機制(1)

■ 板樁式碼頭破壞機制

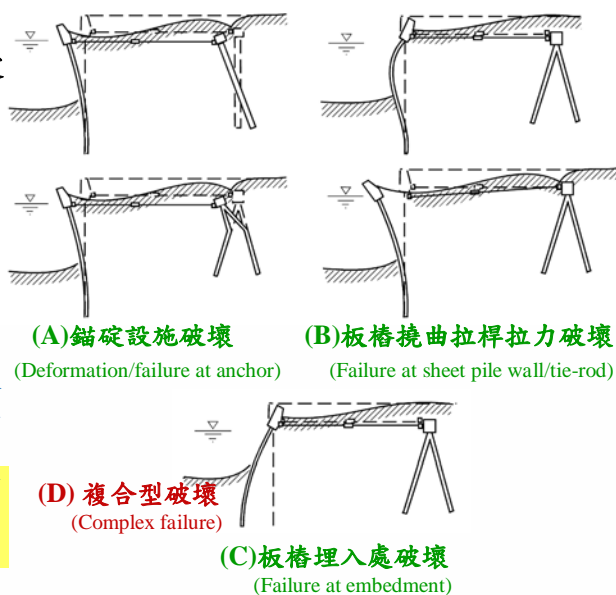
- 由RC或鋼板樁、拉桿、錨碇設施與回填料組成
- 水平地震力比垂直地震力之影響來的大
- 常見破壞型式

- 板樁所承受之彎矩過大而開裂。

- 拉桿拉力破壞。

- 錨碇設施失去作用導致板樁與錨碇設施向海側傾倒或移動。

- 值得注意的是：土壤液化可能是導致板樁式碼頭破壞的原因之一。



Page • 12

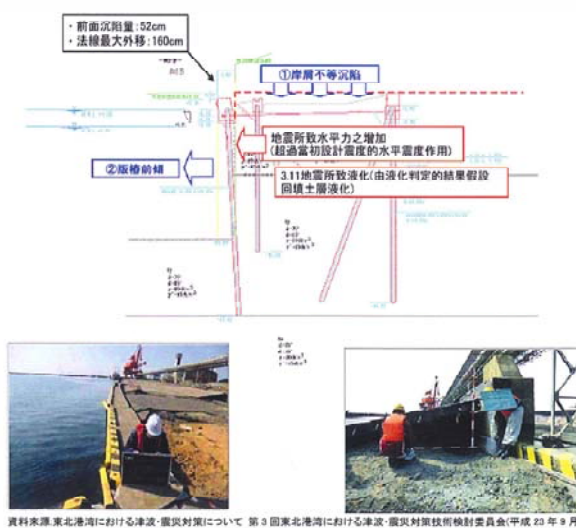
資料來源：國際航海協會，INA 2001

七、板樁式碼頭受震破壞機制(2)

■東日本大地震破壞機制

小名浜港

- 位於福島縣、最南端盤城市沿岸。
- 311東日本大地震於小名浜得之最大地表加速度值為1430 gal 約為1.5 G (重力加速度)遠遠超過以往之記錄，小名浜港之破壞主要係由地震所造成，海嘯之破壞程度不大。
- 本次311地震在小名浜之受損機制為**大面積土壤液化**引起相關破壞。



小名浜港板樁式碼頭破壞機制示意圖

Page • 13

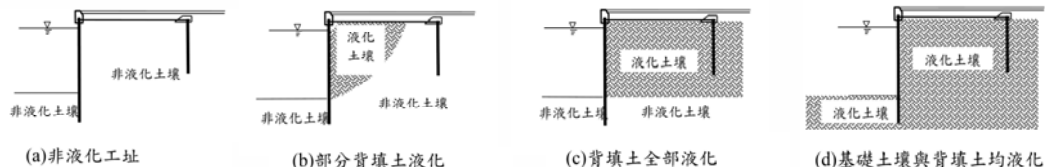
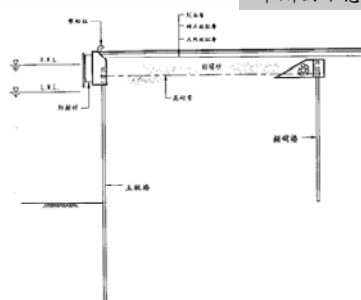
資料來源：陳吉紀，日本311東北地震的省思與檢討，2011。

八、板樁式碼頭結構系統與土壤液化評估

■板樁式碼頭由RC或鋼板樁、拉桿、錨碇設施與回填料組成。

- ◆ RC或鋼板樁、拉桿、錨碇設施之部份
 - 需具備**充分之強度**，足以抵抗外力的作用。
- ◆ 背填料之部分
 - 若採用良好的石塊、碎石或礫石作為背填石料時，可使**土壤液化發生的可能降低**。

板樁式碼頭標準斷面示意圖



板樁式碼頭工址土壤可能液化狀態

Page • 14

資料來源：國際航海協會，INA 2001

九、板樁式碼頭初步設計與驗證分析(1)

■ 板樁式碼頭分析方法

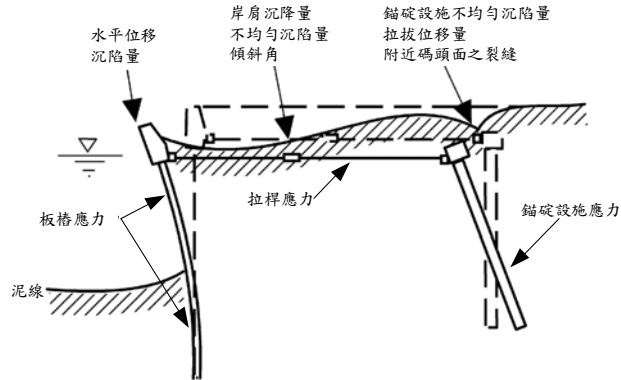
— 簡化分析

- 可應用於初步設計階段

— 簡化動力分析

— 動力分析

- 可考慮加速度歷時
- 有效應力分析
 - 可考慮孔隙水壓激發
 - 模擬土壤液化
- 土壤與板樁結構互制
 - 界面元素
 - 模擬板樁受土壓動力推擠位移
- 土壤彈塑性組合率
 - Mohr-Coulomb 模式
 - Finn 動力模式



1. 以位移為評估參數：

- ◆ 板樁牆之水平向位移、沉陷、與傾斜
- ◆ 岸肩之沉陷、差異沉陷、與傾斜
- ◆ 錨碇設施處之差異沉陷、地表開裂、與受拉產生之位移

2. 以應力狀態為評估參數：

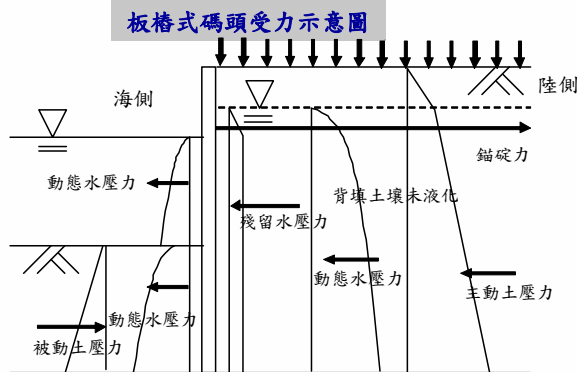
- ◆ 板樁之應力狀態（基盤面以上或以下）
- ◆ 拉桿之張力（包含接頭）
- ◆ 錨碇設施之應力狀態

Page 15

九、板樁式碼頭初步設計與驗證分析(2)–簡化分析

- 採用擬靜力分析方法，將結構物所承受的地震力簡化為施加於構造物側向的靜態慣性力，並將構造物與承載土體視為剛體，以檢討其穩定性。

$$FS = \frac{K_t}{K_e}$$



$$P_{AE,i} = K_{AE,i} \cdot \left(\sum \gamma_i h_i + w_{OL} \right) \cos \delta \quad P_{RW} = \frac{1}{2} p_{RW} \cdot h_w + p_{RW} (H_w + D_{emb})$$

$$P_{PE,i} = K_{PE,i} \cdot \left(\sum \gamma_i h_i + w_{OL} \right) \cos \delta \quad P_{DW} = \frac{7}{12} K_h \cdot \gamma_w \cdot H_w^2$$

FS ：安全係數
 K_t ：設計震度係數
 K_e ：臨界震度係數

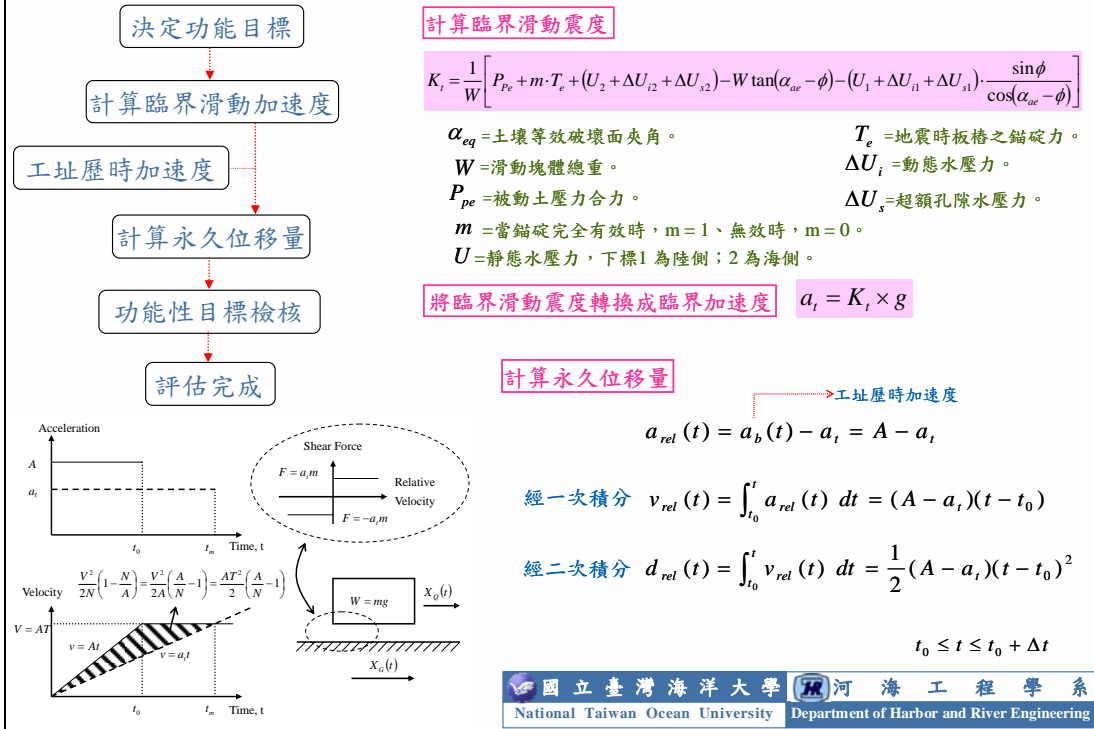
$$S.F. \leq \frac{M_p}{M_a}$$

$S.F.$ ：貫入長度安全係數，平時1.5、地震時1.2。
 M_p ：為被動土壓力對拉桿裝設點之抵抗力矩。
 M_a ：為主動土壓、動態水壓及殘留水壓等對拉桿裝設點之驅動力矩。

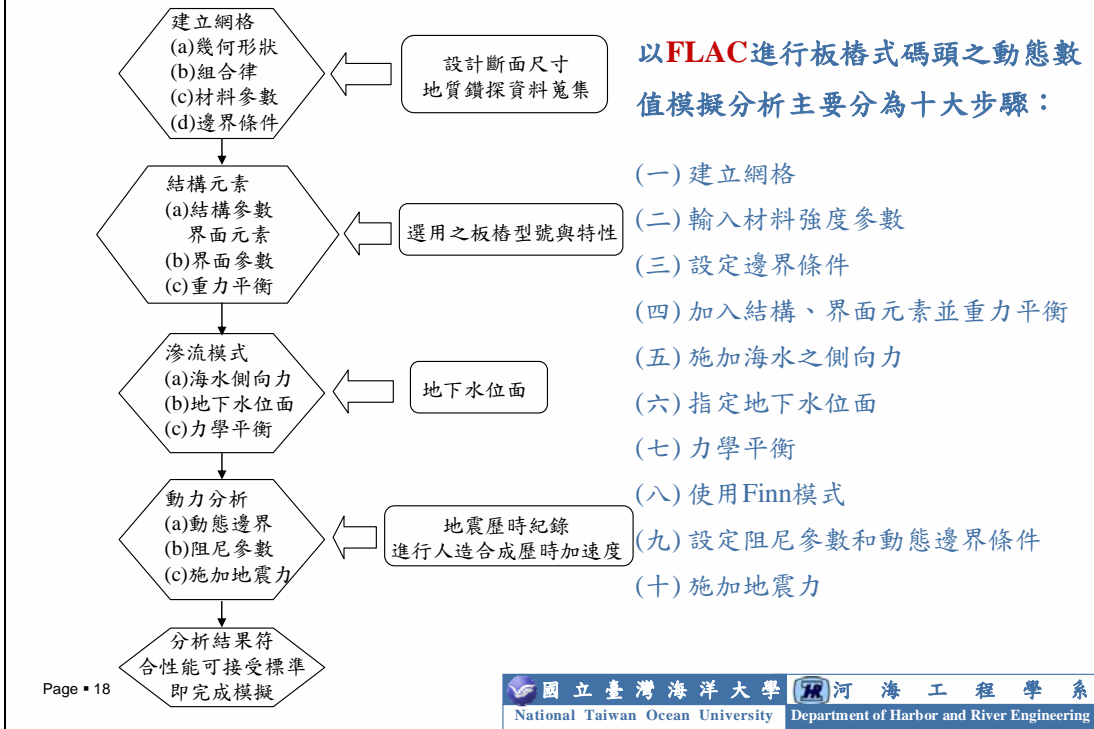
Page 16

資料來源：國際航海協會，INA 2001

九、板樁式碼頭初步設計與驗證分析 (3) - 簡化動力分析



九、板樁式碼頭初步設計與驗證分析 (4) - 動力分析



板樁式碼頭設計例實作

一、碼頭概述 (1)

板樁式碼頭係打設板樁及回填料築成，主要利用海側之被動土壓力及拉桿來抵抗陸側之主動土壓力及殘留水壓力，其特性為：

- 施工設備比較簡單，工程費較省。
- 多數場合不需作水下基礎工程，因此施工迅速。
- 牆體極輕，富彈性，耐震性強，可容許適當之不均勻沈陷。
- 原地層水深較深時，板樁打設後，如未回填及錨碇設施未放妥時，波浪來襲容易損壞。
- 鋼板樁於水中易腐蝕，耐久性較重力式差，所以宜採用陰極防蝕法，或依腐蝕程度採用較大斷面。

一、碼頭概述 (2)

設計目標

本示範例設計目標為高雄港B級碼頭，構造型式採用錨碇板樁式，主板樁單元長22公尺，與錨碇設施距離30公尺，設計高水位水深-15公尺。

設計基準

1. 設計規範

- (1) 國際航海協會九十年「港灣構造物耐震設計準則」。
- (2) 交通部運輸研究所九十四年二月「港灣構造物設計基準修訂」。
- (3) 港灣構造物耐震性能設計架構研究(第一期)。
- (4) 港灣構造物耐震性能設計架構研究(第二期)。

2. 分析程式

採用美國Itasca公司所發展之Fast Lagrangian Analysis of Continua 程式FLAC 6.00程式。

3. 材料條件

- (1) 土壤單位重：根據鑽探資料可以得知土層多為砂土，其單位重量介於 1.8 t/m^3 至 2.0 t/m^3 之間。
- (2) 土壤透水係數：砂土為中透水性之材料，其透水係數之範圍約為 10^{-1} cm/s 至 10^{-4} cm/s 之間。
- (3) 鋼板樁單位重：屬剛性材料，依港灣構造物設計基準修訂建議之單位重約為 7.85 t/m^3 。

一、碼頭概述 (3)

(4) 鋼板樁材料：

a. HZ-775b與ZH-12複合斷面：

斷面積為 380.1 cm^2 ；慣性矩為 335410 cm^4 ；彈性截面係數為 8610 cm^3 ；降伏強度為 3600 kg/cm^2 。

b. BH-26：

斷面積為 216 cm^2 ；慣性矩為 45320 cm^4 ；彈性截面係數為 2600 cm^3 ；降伏強度為 3200 kg/cm^2 。

(5) 錨碇拉桿(高耐索)規格：F-130T，間距為2公尺，容許拉力為50.4公噸。

4. 設計荷重

碼頭靜荷重DL依實際情況計算，碼頭活荷重LL為 3 tf/m^2 ，地震時取 1.5 tf/m^2 。

5. 設計地震

地震係數計算係依據「港灣構造物耐震性能設計架構研究(第一期)」計算地震力，先以等級I地震作初步設計，無近斷層，工址之 S_S^D (或 S_S^{II})=0.5、 S_1^D (或 S_1^{II})=0.35、 S_S^M (或 S_S^{III})=0.7、 S_1^M (或 S_1^{III})=0.5，地盤為第二類地盤(普通地盤)，依其周期分別計算相對之地震力。

二、耐震性能要求與規定 (1)

板樁式B級碼頭特性

| 等級 | 碼頭之特性 |
|----|---|
| 特定 | 明顯具有A級結構物之特性1至3項之情形者 |
| A | <ol style="list-style-type: none"> 1. 結構物在遭受地震災害時，將有可能造成多數人命及財產之損失者。 2. 負有震災後復建工作之重要任務者。 3. 儲存有害或危險物品之結構物，在遭受地震災害時，將可能造成人命或財產之動大損失者。 4. 結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 5. 結構物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。 |
| B | 凡不屬於特定、A級、C級者 |
| C | 特定及A級以外之小規模結構物復舊作業容易者。 |

性能要求

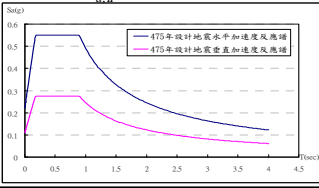
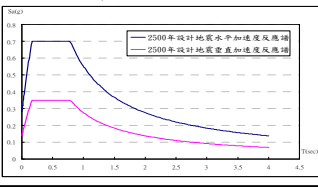
以「定性」的描述方式訂立構造物性能要求，本設計例設定為**板樁式B級碼頭**，其特性定義與耐震性能要求如表。

板樁式B級碼頭之耐震性能要求

| 地震等級 | 對應之性能等級描述 | | | |
|-----------------------|-----------|--------|--------|--------------------------|
| | 等級數 | 使用性描述 | 修復性描述 | 安全性描述 |
| 等級I (中度地震) | 第I級 | 功能正常 | 不需修復 | 結構保持彈性 |
| 等級II (475年回歸期地震) | 第III級 | 長期功能喪失 | 修復非常困難 | 結構不倒以維持生命安全 (未超過韌性容量) |
| 等級III (2500年回歸期地震) | 第IV級 | 無法恢復營運 | 須拆除重建 | 結構崩塌 (超過韌性容量) |

二、耐震性能要求與規定 (2)

板樁式碼頭性能設計三等級地震力

| 地震等級 | 地震力定量 |
|-----------------------|--|
| 等級I地震 中度地震 | 靜力分析中等級I地震力計算為 $V_i = \frac{S_{a,II}}{3.25\alpha_y} W$ ， 結構設計採強度設計法，依現行規範規定 $\alpha_y = 1.2$ 。 |
| 等級II地震 475年回歸期地震 | 結構性能檢核採非線性分析，因此地震力以未經韌性折減之反應譜 $S_{a,II}$ 作表示如下  |
| 等級III地震 2500年回歸期地震 | 結構性能檢核採非線性分析，因此地震力以未經韌性折減之反應譜 $S_{a,III}$ 作表示如下  |

性能規定

性能規定是將結構物定性的性能要求轉化為「定量」的方式來表示，因此依上述之性能要求可分為：

「地震等級」之定量表達。

「性能等級」之定量表達。

二、耐震性能要求與規定 (3)

「性能等級」之定量表達，即性能可接受標準。

B 級板樁式碼頭所採用之性能可接受標準

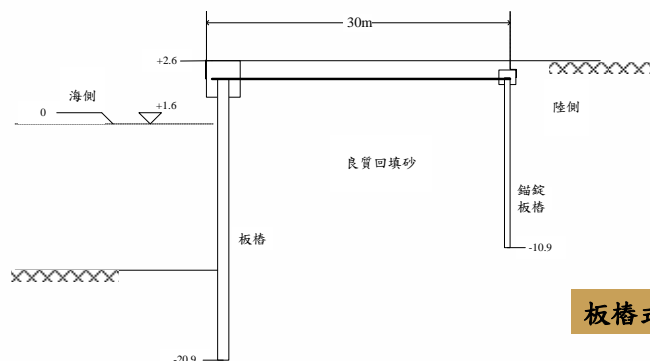
| 參數 | | 性能水準 | | | |
|-------------|---------|-------------|------------------|----------------|-----|
| | | 第I級 | 第III級 | 第IV級 | |
| 殘餘變位 | 板樁變位 | 正規化水平位移d/H | <1.5% 或d<30cm | N/A | N/A |
| | | 向海側傾斜角 | <3° | N/A | N/A |
| | 岸肩變位 | 岸肩沉陷量 | 3cm~10cm | N/A | N/A |
| | | 岸肩與後線陸地之沉陷差 | 30cm~70cm | N/A | N/A |
| | | 向海側傾斜角 | <2°~3° | N/A | N/A |
| 最大反應下之應力或應變 | 基盤面以上板樁 | 彈性 | 塑性，不超過韌性容量或應變極限 | 塑性，超過韌性容量或應變極限 | |
| | 基盤面以下板樁 | 彈性 | 塑性，不超過韌性容量或應變極限 | 塑性，超過韌性容量或應變極限 | |
| | 拉桿 | 彈性 | 塑性，不超過韌性容量或應變極限 | 塑性，超過韌性容量或應變極限 | |
| | 錨碇設施 | 彈性 | 塑性，不超過韌性容量或應變極限 | 塑性，超過韌性容量或應變極限 | |

註：針對補強板樁比補強錨碇設施容易，即板樁較錨碇設施先降伏之機制。
H為基面以上板樁之高度。
N/A之原文註解為「Not Applicable」，由INA設計例可知實際設計時不予檢核。

三、板樁碼頭系統規劃

本案例係

- 以重要度中等之B級錨碇板樁式碼頭為例，並假設以雜貨用途之碼頭。
- 一般碼頭向海延伸之寬度與設計水深以實際之需求決定。
- 碼頭結構類似一剛性結構物，主鋼板樁單元長為22 m，錨碇板樁單元長為12 m，錨碇板樁與主剛板樁距離30 m，板樁土層鑽探深度為40 m，得到上述之碼頭結構系統規劃後即可繼續下一步土壤液化評估檢核。



四、土壤液化評估(1)

因高雄港無臨近斷層，有紀錄之最大地震規模為7.3，所以土壤液化評估之地震規模設定值為7.3，而液化潛能評估之尖峰地表加速度PGA設定值以三等級地震之設計PGA作輸入，分別為

等級I地震PGA=0.4S_{II,S}/3.25=0.068 g

等級II地震PGA=0.4S_{II,S}=0.22 g

等級III地震PGA=0.4S_{III,S}=0.28 g

工址土層鑽探資料

| 深度 (m) | 土壤層說明 | 土壤分類 | 取樣率 | RQD | N | 採樣編號 | 礫石 % | 砂 % | 粉土 % | 黏土 % | 自然含水量 % | 液性限度 % | 塑性指數 | 總單位重 t/m ³ | 比重 G _s | 孔隙比 e |
|--------|---------|-------|-----|-----|----|------|------|-----|------|------|---------|--------|------|-----------------------|-------------------|-------|
| 0.15 | 回填砂石 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1.3 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1.85 | 灰色細砂含沉泥 | SM | 0 | 0 | 14 | S-1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 3.5 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3.85 | 灰色細砂含沉泥 | ML-CL | 0 | 0 | 2 | S-2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 5.5 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 5.85 | 灰色沉泥質黏土 | ML | 0 | 0 | 2 | S-3 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 7.6 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 7.85 | 灰色沉泥質黏土 | SM | 0 | 0 | 3 | S-4 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 9.85 | 灰色沉泥質細砂 | SM | 0 | 0 | 15 | S-5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 11.85 | 灰色沉泥質細砂 | SM | 0 | 0 | 16 | S-6 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 13.85 | 灰色沉泥質細砂 | SM | 0 | 0 | 15 | S-7 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 15.85 | 灰色沉泥質細砂 | SM | 0 | 0 | 14 | S-8 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 17.85 | 灰色沉泥質細砂 | SM | 0 | 0 | 18 | S-9 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 20.1 | 灰色沉泥質細砂 | SM | 0 | 0 | 13 | S-10 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 21.3 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 21.85 | 灰色黏土質細砂 | SM-ML | 0 | 0 | 20 | S-11 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 23.85 | 灰色泥質細砂 | SM-ML | 0 | 0 | 24 | S-12 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 25.85 | 灰色泥質細砂 | SM-ML | 0 | 0 | 26 | S-13 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 27.85 | 灰色泥質細砂 | SM-ML | 0 | 0 | 23 | S-14 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 30.5 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 31.85 | 灰色沉泥質細砂 | SM-ML | 0 | 0 | 34 | S-16 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 32.1 | | | | | | | | | | | | | | | | |

底下土層假設為堅實土層

四、土壤液化評估(2)

板樁式碼頭等級I地震土壤液化潛能評估結果

| 孔號： 地下水位=GL-1.5 地震規模=7.3 PGA=0.068 | | | | | | | | | | | | | | | |
|------------------------------------|------|--------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|----|---------------------|------------|----------|---------|----------------|-------------------|---------|------------------------|----------------------|------------------------|
| 深度 (m) | 土壤類別 | γ_t (t/m ³) | σ'_v (t/m ²) | σ_v (t/m ²) | N | 有效覆土 C _u | 地震規模修正 MSF | α | β | N ₁ | 應力折減係數 γ_d | CSR (1) | CRR _{2.5} (2) | CRR _M (3) | F _L (3)/(1) |
| 6.6 | SM | 2.0 | 7.7 | 13.2 | 10 | 1.14 | 1.07 | 0.87 | 1.02 | 12 | 0.95 | 0.07 | 0.13 | 0.14 | 1.93 |
| 19.6 | SM | 2.0 | 20.7 | 39.2 | 15 | 0.70 | 1.07 | 3.61 | 1.08 | 15 | 0.64 | 0.05 | 0.16 | 0.17 | 3.18 |
| 31.6 | SM | 2.0 | 32.7 | 63.2 | 27 | 0.55 | 1.07 | 2.50 | 1.05 | 18 | 0.50 | 0.04 | 0.19 | 0.21 | 4.84 |
| 37.6 | ML | 2.0 | 38.7 | 75.2 | 32 | 0.51 | 1.07 | 4.06 | 1.10 | 22 | 0.47 | 0.04 | 0.24 | 0.26 | not susceptible |
| 42.6 | ML | 2.0 | 43.7 | 85.2 | 50 | 0.48 | 1.07 | 4.88 | 1.18 | 33 | 0.45 | 0.04 | 1.36 | 1.45 | not susceptible |

板樁式碼頭等級II地震土壤液化潛能評估結果

| 孔號： 地下水位=GL-1.5 地震規模=7.3 PGA=0.22 | | | | | | | | | | | | | | | |
|-----------------------------------|------|--------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|----|---------------------|------------|----------|---------|----------------|-------------------|---------|------------------------|----------------------|------------------------|
| 深度 (m) | 土壤類別 | γ_t (t/m ³) | σ'_v (t/m ²) | σ_v (t/m ²) | N | 有效覆土 C _u | 地震規模修正 MSF | α | β | N ₁ | 應力折減係數 γ_d | CSR (1) | CRR _{2.5} (2) | CRR _M (3) | F _L (3)/(1) |
| 6.6 | SM | 2.0 | 7.7 | 13.2 | 10 | 1.14 | 1.07 | 0.87 | 1.02 | 12 | 0.95 | 0.23 | 0.13 | 0.14 | 0.60 |
| 19.6 | SM | 2.0 | 20.7 | 39.2 | 15 | 0.70 | 1.07 | 3.61 | 1.08 | 15 | 0.64 | 0.17 | 0.16 | 0.17 | 0.98 |
| 31.6 | SM | 2.0 | 32.7 | 63.2 | 27 | 0.55 | 1.07 | 2.50 | 1.05 | 18 | 0.50 | 0.14 | 0.19 | 0.21 | 1.50 |
| 37.6 | ML | 2.0 | 38.7 | 75.2 | 32 | 0.51 | 1.07 | 4.06 | 1.10 | 22 | 0.47 | 0.13 | 0.24 | 0.26 | not susceptible |
| 42.6 | ML | 2.0 | 43.7 | 85.2 | 50 | 0.48 | 1.07 | 4.88 | 1.18 | 33 | 0.45 | 0.13 | 1.36 | 1.45 | not susceptible |

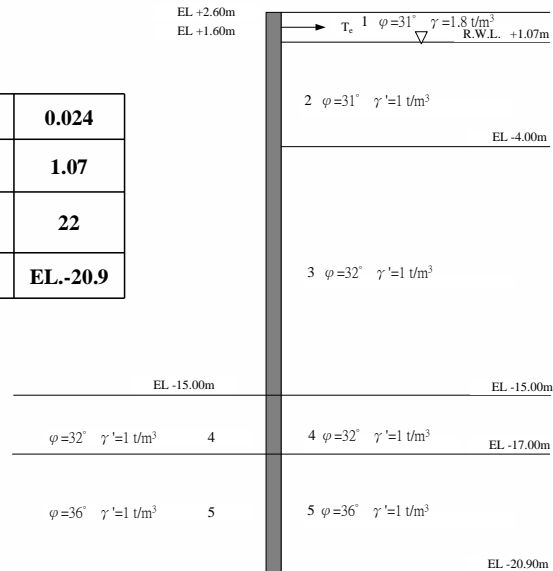
板樁式碼頭等級III地震土壤液化潛能評估結果

| 孔號： 地下水位=GL-1.5 地震規模=7.3 PGA=0.28 | | | | | | | | | | | | | | | |
|-----------------------------------|------|--------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|----|---------------------|------------|----------|---------|----------------|-------------------|---------|------------------------|----------------------|------------------------|
| 深度 (m) | 土壤類別 | γ_t (t/m ³) | σ'_v (t/m ²) | σ_v (t/m ²) | N | 有效覆土 C _u | 地震規模修正 MSF | α | β | N ₁ | 應力折減係數 γ_d | CSR (1) | CRR _{2.5} (2) | CRR _M (3) | F _L (3)/(1) |
| 6.6 | SM | 2.0 | 7.7 | 13.2 | 10 | 1.14 | 1.07 | 0.87 | 1.02 | 12 | 0.95 | 0.30 | 0.13 | 0.14 | 0.47 |
| 19.6 | SM | 2.0 | 20.7 | 39.2 | 15 | 0.70 | 1.07 | 3.61 | 1.08 | 15 | 0.64 | 0.22 | 0.16 | 0.17 | 0.77 |
| 31.6 | SM | 2.0 | 32.7 | 63.2 | 27 | 0.55 | 1.07 | 2.50 | 1.05 | 18 | 0.50 | 0.18 | 0.19 | 0.21 | 1.18 |
| 37.6 | ML | 2.0 | 38.7 | 75.2 | 32 | 0.51 | 1.07 | 4.06 | 1.10 | 22 | 0.47 | 0.17 | 0.24 | 0.26 | not susceptible |
| 42.6 | ML | 2.0 | 43.7 | 85.2 | 50 | 0.48 | 1.07 | 4.88 | 1.18 | 33 | 0.45 | 0.16 | 1.36 | 1.45 | not susceptible |

五、初步設計(1)

設計參數表

| | | | |
|--------------------------|-------|---------|----------|
| 水平地震係數 | 0.047 | 垂直地震係數 | 0.024 |
| 板樁與土壤間之摩擦角(deg) | 15 | 殘留水位 | 1.07 |
| 海水單位重 r_w (tf/m^3) | 1.03 | 樁長(m) | 22 |
| 最低潮位(m) | EL.+0 | 板樁深度(m) | EL.-20.9 |



Page • 29

板樁式碼頭斷面尺寸簡化圖

五、初步設計(2)

安全性檢核

■ 簡化分析

| 層數 | 設計地震係數 | 內摩擦角 | 碼頭超載重 | 凝聚力 | 板樁與土壤間之摩擦角 | 地震合成角 | 主動土壓力係數 | 被動土壓力係數 |
|----|--------|------|-------|-----|------------|-------|---------|---------|
| 1 | 0.047 | 31 | 1.5 | - | 15 | 2.691 | 0.319 | - |
| 2 | 0.094 | 31 | 1.5 | - | 15 | 5.370 | 0.351 | - |
| 3 | 0.094 | 32 | 1.5 | - | 15 | 5.370 | 0.338 | - |
| 4 | 0.094 | 32 | 1.5 | - | 15 | 5.370 | 0.338 | 5.127 |
| 5 | 0.094 | 36 | 1.5 | - | 15 | 5.370 | 0.291 | 6.472 |

| 計算主動土壓力 | | 各層水平主動土壓力值(tf/m^2) | | 各層水平主動土壓力合力(tf/m) | | 各層主動土壓力作用位置(m) | |
|---------|-------|------------------------|-------|-----------------------|--------|----------------|----|
| 層數 | 厚度(m) | 單位重(tf/m^3) | 上線 | 下線 | 合力 | 作用位置 | 位置 |
| 1 | 1.53 | 1.8 | 0.462 | 1.312 | 1.360 | 1.711 | |
| 2 | 5.07 | 1* | 1.443 | 3.159 | 11.656 | -1.782 | |
| 3 | 11 | 1* | 3.046 | 6.638 | 53.261 | -10.180 | |
| 4 | 2 | 1* | 6.638 | 7.291 | 13.929 | -16.016 | |
| 5 | 3.9 | 1* | 6.285 | 7.383 | 26.651 | -19.002 | |

Page • 30

五、初步設計(3)

安全性檢核

| 計算被動土壓力 | | | | | | |
|---------|-----|-----|------------|--------|-------------|-------------|
| | 厚度 | 單位重 | 各層水平被動土壓力值 | | 各層水平被動土壓力合力 | 各層被動土壓力作用位置 |
| 1 | 0 | 1.8 | 上緣 | 0 | 0 | - |
| | | | 下緣 | 0 | | |
| 2 | 0 | 1* | 上緣 | 0 | 0 | - |
| | | | 下緣 | 0 | | |
| 3 | 0 | 1* | 上緣 | 0 | 0 | - |
| | | | 下緣 | 0 | | |
| 4 | 2 | 1* | 上緣 | 0 | 9.904 | -16.33 |
| | | | 下緣 | 9.904 | | |
| 5 | 3.9 | 1* | 上緣 | 12.503 | 96.303 | -19.27 |
| | | | 下緣 | 36.883 | | |

| 被動土壓 | | | |
|------|--------|--------|----------|
| 土層 | 力量 | 作用位置 | 力矩 |
| 1 | 0 | 1.6 | 0 |
| 2 | 0 | 1.6 | 0 |
| 3 | 0 | 1.6 | 0 |
| 4 | 9.904 | 17.930 | 177.606 |
| 5 | 96.303 | 20.871 | 2009.925 |

| 主動土壓 | | | |
|------|--------|--------|---------|
| 土層 | 力量 | 作用位置 | 力矩 |
| 1 | 1.360 | -0.111 | -0.151 |
| 2 | 11.656 | 3.382 | 39.417 |
| 3 | 53.261 | 11.780 | 627.417 |
| 4 | 13.929 | 17.616 | 245.371 |
| 5 | 26.651 | 20.602 | 549.075 |

Page ▪ 31

五、初步設計(4)

安全性檢核

| 動水壓與殘留水壓 | 計算式 | 力矩(tf-m/m) |
|----------|--|------------|
| 動水壓 | $\frac{7}{12} \times 0.047 \times 1 \times 15^2 \times (\frac{3}{5} \times 15 + 1.6)$ | 65.389 |
| 殘留水壓 | $\frac{1}{2} \times 1 \times 1.07^2 \times (\frac{2}{3} \times 1.07 + 0.53)$ $+ 1 \times 1.07 \times 20.9 \times (\frac{1}{2} \times 20.9 + 1.6)$ | 269.343 |

$$S.F. = \frac{M_p}{M_a} = \frac{2187.531}{334.732 + 1461.129} = 1.22 \rightarrow \text{OK}$$

初步尺寸設計予以採用

Page ▪ 32

六、等級 I 地震驗證分析 (簡化分析)

經由簡化分析計算可得板樁貫入安全係數為1時， K_h 為0.081(臨界震度係數值)，此時 K_h 等於 K_t 。

$$FS = K_t / K_e = 0.081 / 0.047 = 1.72$$

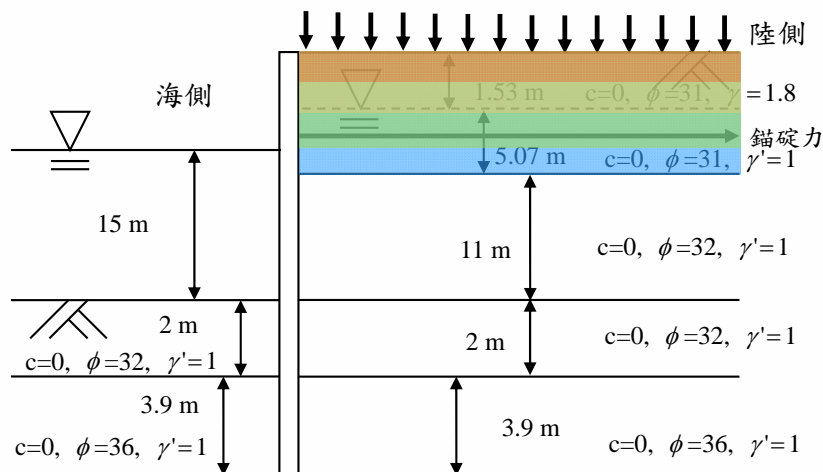
驗證結果

| 性能水準 | | 第I級 | |
|-------------|------|-------------------|--|
| 殘餘變位 | 板樁變位 | 正規化水平位移 d/H | 正規化水平位移為<1.5% 或 d<30cm 滿足使用性要求 → 通過 |
| | | 向海側傾斜角 | <3° 在此無法定量得知，不予檢核 |
| | 岸肩變位 | 岸肩沉陷量 | 3cm~10cm 在此無法得知，不予檢核 |
| | | 岸肩與後線陸地之沉陷差 | 30cm~70cm 在此無法定量得知，不予檢核 |
| 最大反應下之應力或應變 | 板樁 | 基盤面以上板樁 | 彈性 在此無法得知，不予檢核 |
| | | 基盤面以下板樁 | 彈性 在此無法得知，不予檢核 |
| | 拉桿 | 彈性 在此無法得知，不予檢核 | |
| | 錨碇設施 | 彈性 在此無法得知，不予檢核 | |

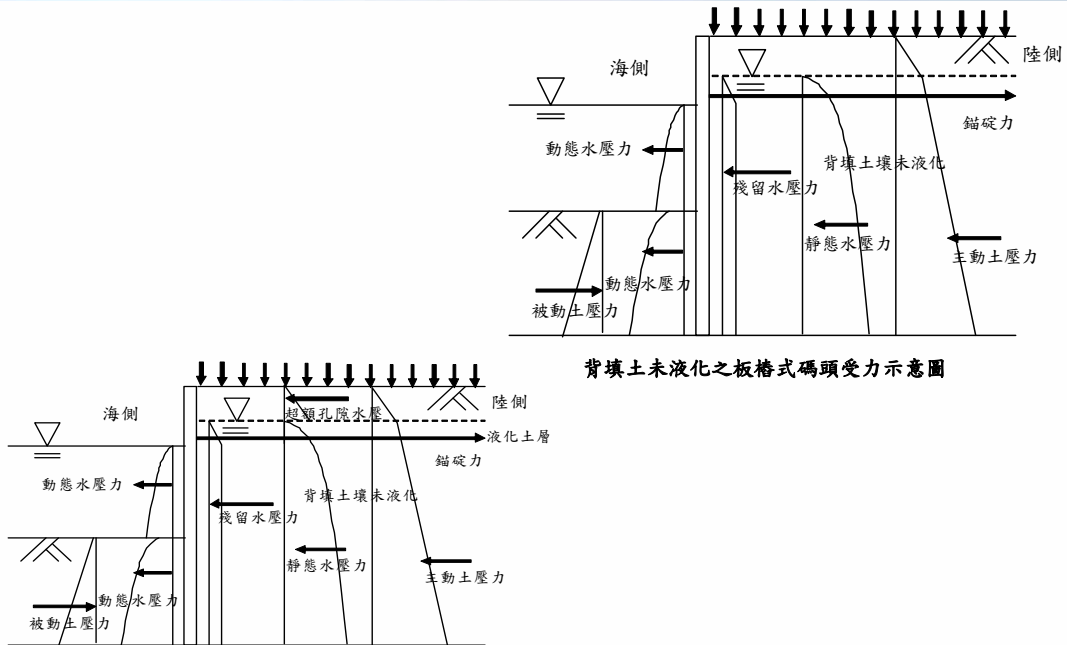
七、等級 II 地震驗證分析 (1)



土壤分層示意圖



七、等級 II 地震驗證分析 (2)



背填土部分液化之板樁式碼頭受力示意圖

Page = 35

七、等級 II 地震驗證分析 (3)

疊代 K_t 至收斂

未液化

$K_t = 0.099$ 時之各項計算值

| K_t | Φ_{eq} | α_{ae} | U_1 | U_2 |
|-------|-------------|---------------|--------|--------|
| 0.099 | 31.37 | 57.77 | 293.78 | 224.96 |
| U_i | P_{pe} | W | U_s | T_e |
| 13.33 | 95.17 | 313.4 | 0 | 50.4 |

將臨界滑動震度轉換成臨界加速度

$$a_t = k_t \times g = \times 9.81 = 0.97 \text{ m/s}^2$$

疊代 K_t 至收斂

25% 液化

$K_t = 0.093$ 時之各項計算值

| K_t | Φ_{eq} | α_{ae} | U_1 | U_2 |
|-------|-------------|---------------|--------|--------|
| 0.093 | 31.37 | 57.77 | 293.78 | 224.96 |
| U_i | P_{pe} | W | U_s | T_e |
| 12.56 | 96.30 | 313.41 | 3.69 | 50.4 |

將臨界滑動震度轉換成臨界加速度

$$a_t = k_t \times g = \times 9.81 = 0.91 \text{ m/s}^2$$

疊代 K_t 至收斂

50% 液化

$K_t = 0.076$ 時之各項計算值

| K_t | Φ_{eq} | α_{ae} | U_1 | U_2 |
|-------|-------------|---------------|--------|--------|
| 0.076 | 31.37 | 57.77 | 293.78 | 224.96 |
| U_i | P_{pe} | W | U_s | T_e |
| 10.24 | 99.66 | 313.41 | 104.10 | 50.4 |

將臨界滑動震度轉換成臨界加速度

$$a_t = k_t \times g = \times 9.81 = 0.74 \text{ m/s}^2$$

Page = 36

疊代 K_t 至收斂

75% 液化

$K_t = 0.053$ 時之各項計算值

| K_t | Φ_{eq} | α_{ae} | U_1 | U_2 |
|-------|-------------|---------------|--------|--------|
| 0.053 | 31.37 | 57.77 | 293.78 | 224.96 |
| U_i | P_{pe} | W | U_s | T_e |
| 7.14 | 109.94 | 313.41 | 29.48 | 50.4 |

將臨界滑動震度轉換成臨界加速度

$$a_t = k_t \times g = \times 9.81 = 0.52 \text{ m/s}^2$$

七、等級 II 地震驗證分析 (4)

疊代 K_t 至收斂

全液化

$K_t = 0.022$ 時之各項計算值

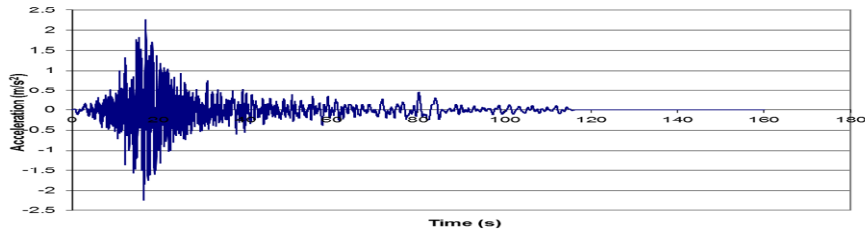
| | | | | |
|-------|-------------|---------------|--------|--------|
| K_t | Φ_{eq} | α_{ae} | U_1 | U_2 |
| 0.022 | 31.37 | 57.77 | 293.78 | 224.96 |
| U_i | P_{pe} | W | U_s | T_e |
| 2.99 | 109.94 | 313.41 | 49.10 | 50.4 |

將臨界滑動震度轉換成臨界加速度

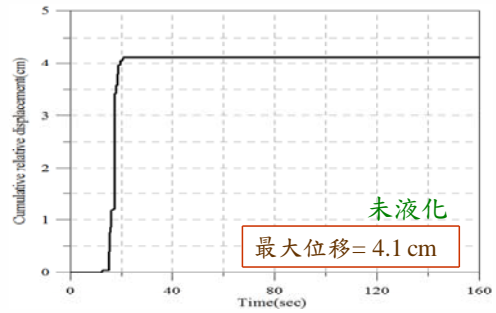
$$a_t = k_t \times g = 0.022 \times 9.81 = 0.22 \text{ m/s}^2$$

簡化動力分析法(滑動塊體法)

475年人造地震第一組



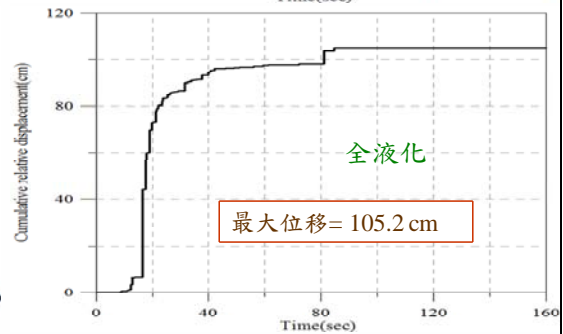
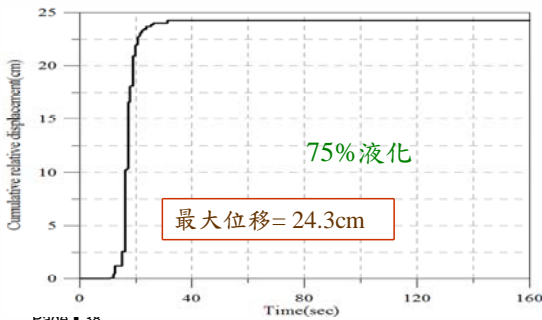
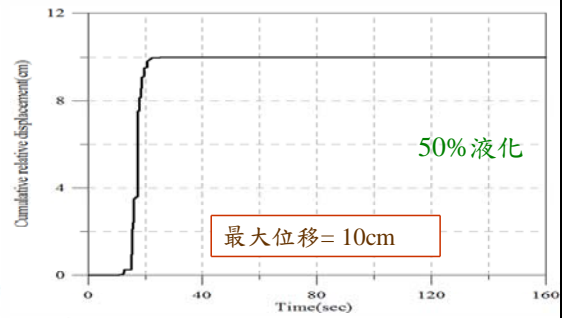
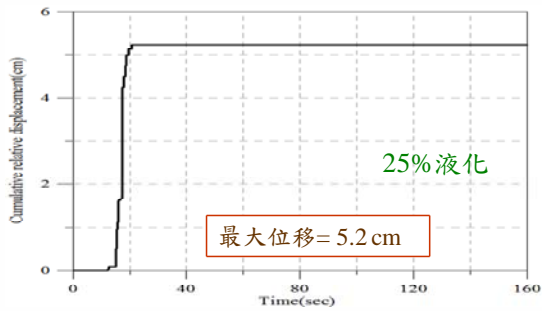
Page # 37



七、等級 II 地震驗證分析 (5)

簡化動力分析法(滑動塊體法)

475年人造地震第一組



Page # 30

七、等級 II 地震驗證分析 (6)

簡化動力分析法(滑動塊體法)

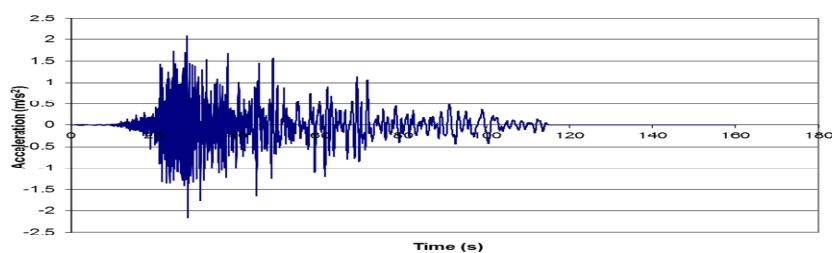
475年人造地震第一組歷時分析

| 液化程度 | 臨界滑動加速度 (m/s^2) | 永久水平位移 (cm) |
|------|------------------------|----------------|
| 0% | 0.97 | 4.1 |
| 25% | 0.91 | 5.2 |
| 50% | 0.74 | 10 |
| 75% | 0.52 | 24.3 |
| 100% | 0.22 | 105.2 |

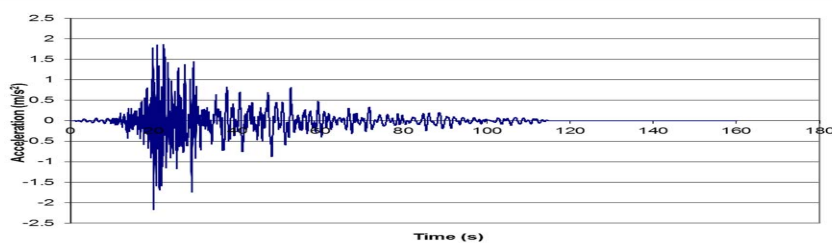
七、等級 II 地震驗證分析 (7)

簡化動力分析法(滑動塊體法)

475年人造地震第二組



475年人造地震第三組



七、等級 II 地震驗證分析 (8)

475年人造地震第二組歷時分析

| 液化程度 | 臨界滑動加速度 (m/s ²) | 永久水平位移 (cm) |
|------|--------------------------------|----------------|
| 0% | 0.97 | 5 |
| 25% | 0.91 | 6.7 |
| 50% | 0.74 | 16.3 |
| 75% | 0.52 | 49.5 |
| 100% | 0.22 | 234.9 |

475年人造地震第三組歷時分析

| 液化程度 | 臨界滑動加速度 (m/s ²) | 永久水平位移 (cm) |
|------|--------------------------------|----------------|
| 0% | 0.97 | 4.8 |
| 25% | 0.91 | 6.5 |
| 50% | 0.74 | 13.8 |
| 75% | 0.52 | 35.8 |
| 100% | 0.22 | 148 |

三組 475年人造地震比較表

| | 無液化 | 25%液化 | 50%液化 | 75%液化 | 全液化 |
|-----|-----|-------|-------|-------|-------|
| 第1組 | 4.1 | 5.2 | 10 | 24.3 | 105.2 |
| 第2組 | 5 | 6.7 | 16.3 | 49.5 | 234.9 |
| 第3組 | 4.8 | 6.5 | 13.8 | 35.8 | 148 |

七、等級 II 地震驗證分析 (9)

由滑動塊分析結果來判定所設計之碼頭的受震反應是否滿足性能可接受標準，如右表之檢核內容，碼頭在等級II地震作用下，性能可接受標準，對位移並無參考之量化檢核，故簡化分析法在此，尚無法檢核，對此一結果將於適宜性探討進行討論。

| 參數 | | 性能水準 | |
|-------------|---------|-------------|-----------------------|
| | | 第III級 | 第III級 |
| 殘餘變位 | 板樁變位 | 正規化水平位移 d/H | N/A |
| | | 向海側傾斜角 | N/A |
| | 岸肩變位 | 岸肩沉陷量 | N/A |
| | | 岸肩與後線陸地之沉陷差 | N/A |
| | | 向海側傾斜角 | N/A |
| 最大反應下之應力或應變 | 基盤面以上板樁 | | 塑性，不超過韌性容量或應變極限在此無法得知 |
| | 基盤面以下板樁 | | 塑性，不超過韌性容量或應變極限在此無法得知 |
| | 拉桿 | | 塑性，不超過韌性容量或應變極限在此無法得知 |
| | 錨碇設施 | | 塑性，不超過韌性容量或應變極限在此無法得知 |

八、等級 III 地震驗證分析 (1)

以FLAC進行板樁式碼頭之動態數

值模擬分析步驟：

- (一) 建立網格
- (二) 輸入材料強度參數
- (三) 設定邊界條件
- (四) 加入結構、界面元素並重力平衡
- (五) 施加海水之側向力
- (六) 指定地下水水位
- (七) 力學平衡
- (八) Finn模式
- (九) 設定動態邊界條件和阻尼參數
- (十) 施加地震力
- (十一) 符合可接受標準
- (十二) 設計完成

若超過可接受標準
變更設計後再驗證分析

初步設計
尺寸細部設計

驗證分析
採用適當的驗證分析方法
「各等級設計地震作用下構
造物之內力、變形、沉陷」
再檢核確保其小於或等於
「性能可接受標準」

簡化分析法
簡化動力分析法
動力分析法

滿足可接受標準

設計完成

建立網格
(a) 幾何形狀
(b) 組合律
(c) 材料參數
(d) 邊界條件

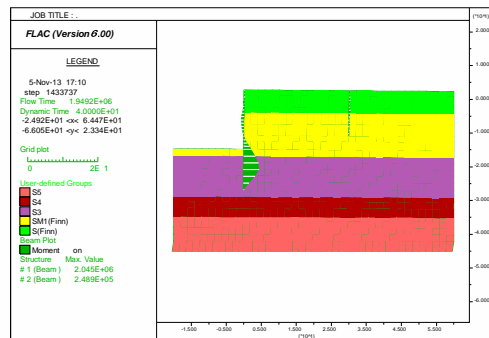
結構元素
(a) 結構參數
(b) 界面參數
(c) 重力平衡

滲流模式
(a) 海水側向力
(b) 地下水水位
(c) 力學平衡

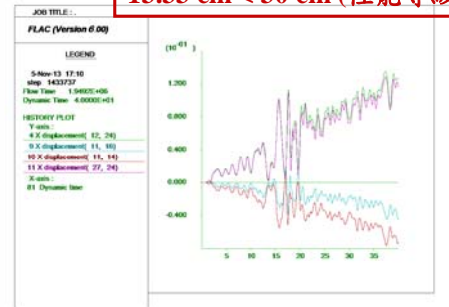
動力分析
(a) 動態邊界
(b) 阻尼參數
(c) 施加地震力

FLAC程式模擬板樁式碼頭之分析流程圖

動力分析(板樁加長) 475回歸期地震

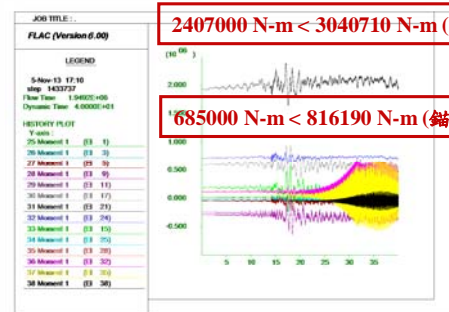


板樁受力彎矩



13.33 cm < 30 cm (性能等級I)

破壞水平位移圖

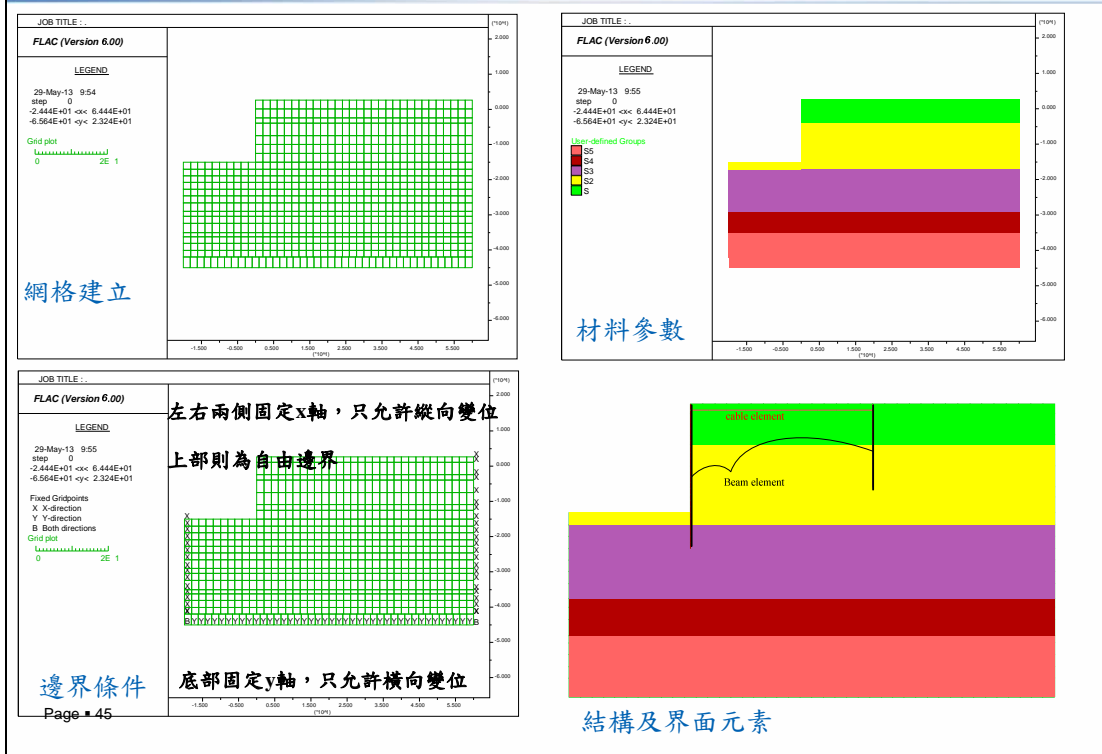


2407000 N-m < 3040710 N-m (板樁)

685000 N-m < 816190 N-m (錨碇樁)

板樁歷時受力彎矩

八、等級 III 地震驗證分析 (2)



八、等級 III 地震驗證分析 (3)

土壤模式及其參數

板樁式碼頭材料參數表

| 深度(m) | 地層位置(m) | 模式型式 | 單位重(t/m ³) | 摩擦角(度) | 飽松比 | 統體模數(Mpa) | 剪力模數(MPa) | 孔隙率 | 滲透係數(cm/s) |
|-------|---------|-----------|------------------------|--------|-----|-----------|-----------|-----|--------------------|
| 6.6 | -4.0 | M-C/ Finn | 1.8 | 30.5 | 0.3 | 4.22 | 1.95 | 0.3 | 1x10 ⁻² |
| 19.6 | -17 | M-C/ Finn | 1.8 | 32 | 0.3 | 6.33 | 2.92 | 0.3 | 1x10 ⁻³ |
| 31.6 | -29 | M-C | 1.8 | 36 | 0.3 | 11.4 | 5.26 | 0.3 | 1x10 ⁻³ |
| 37.6 | -35 | M-C | 1.8 | 37 | 0.4 | 27 | 5.79 | 0.3 | 1x10 ⁻⁴ |
| 42.6 | -40 | M-C | 1.8 | 41.5 | 0.4 | 42.2 | 9.05 | 0.3 | 1x10 ⁻⁴ |

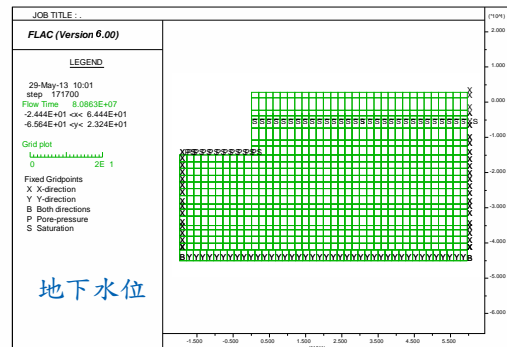
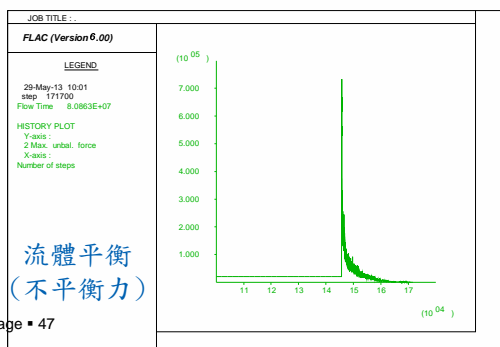
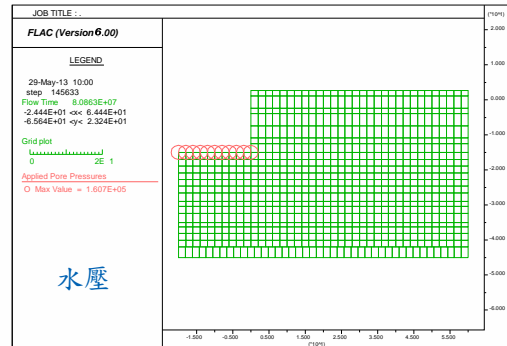
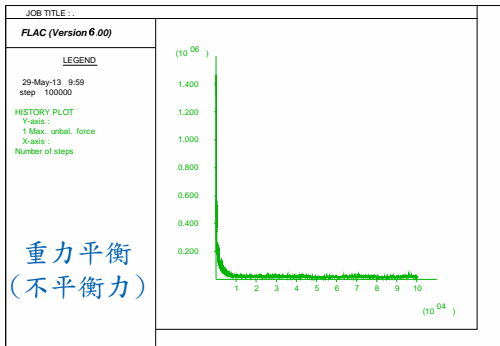
板樁式碼頭結構元素參數

| | 彈性模數(GPa) | 慣性矩(m ⁴) | 斷面積(m ²) | 密度(kg/m ³) |
|-------|-----------|-----------------------|-----------------------|------------------------|
| Beam1 | 200 | 3.35x10 ⁻³ | 0.038 | 7850 |
| Beam2 | 200 | 4.53x10 ⁻⁴ | 0.022 | 7850 |
| cable | 200 | - | 6.91x10 ⁻⁴ | 7850 |

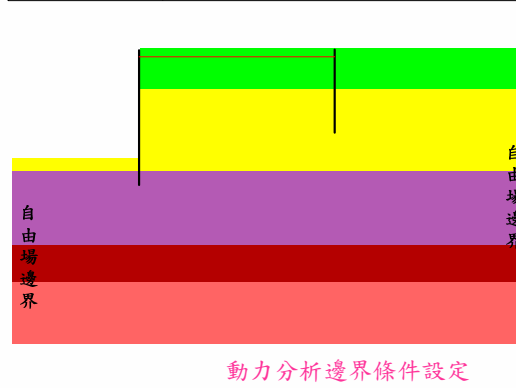
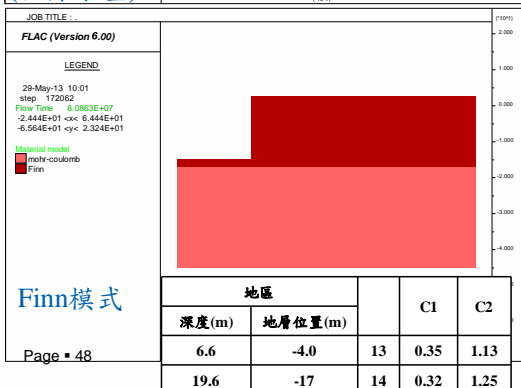
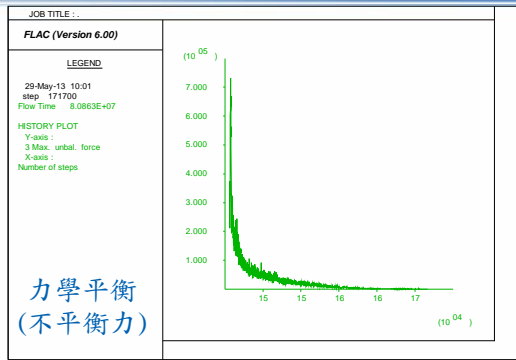
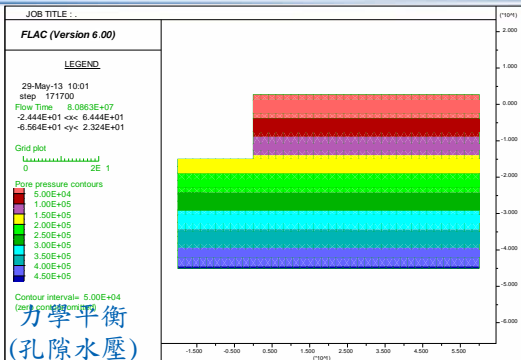
板樁式碼頭界面元素參數

| 部位 | 正向勁度K _n (Mpa) | 切向勁度K _s (Mpa) | 界面摩擦角(度) |
|-----------|--------------------------|--------------------------|----------|
| 板樁與接觸土層之間 | 100 | 10 | 20 |

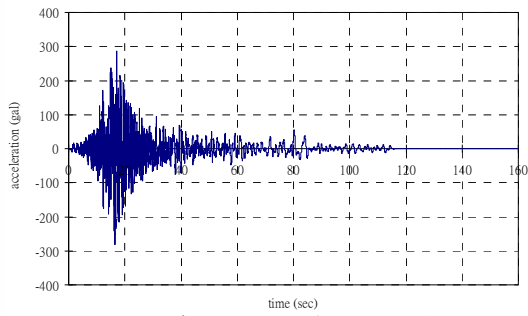
八、等級 III 地震驗證分析 (4)



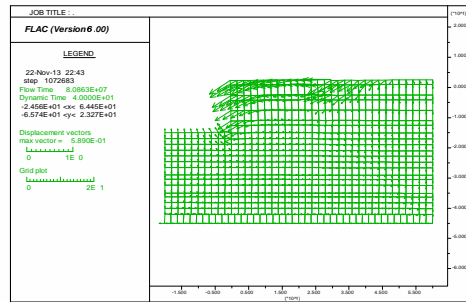
八、等級 III 地震驗證分析 (5)



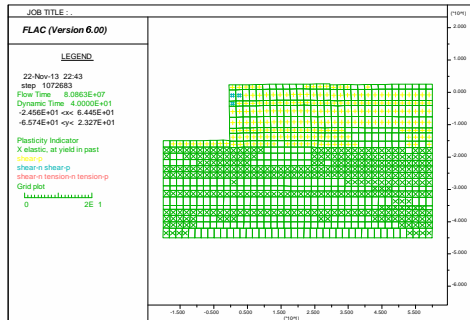
八、等級 III 地震驗證分析 (6)



FLAC第1組人造地震加速度歷輸入

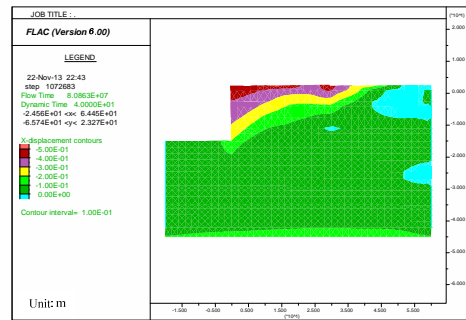


第1組歷時分析破壞情況



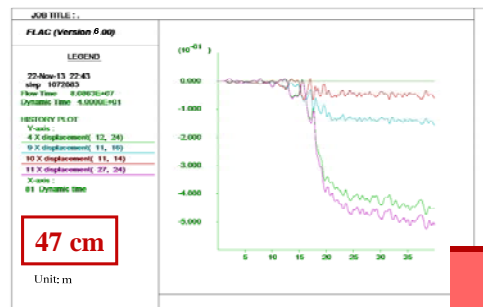
Page 49

第1組土層之彈塑性破壞結果

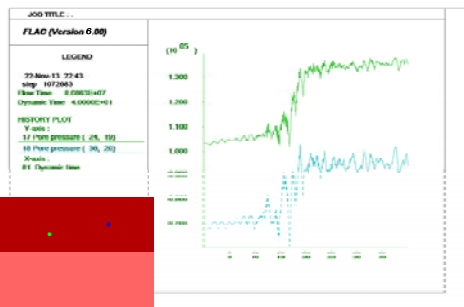


第1組破壞水平位移圖

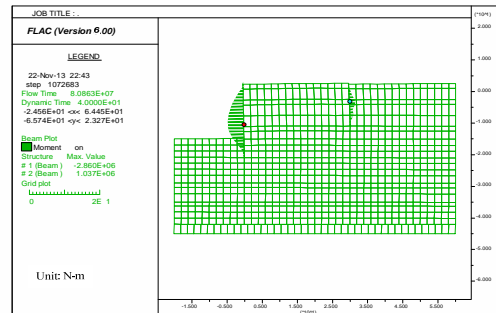
八、等級 III 地震驗證分析 (7)



第1組樁頂歷時分析水平位移

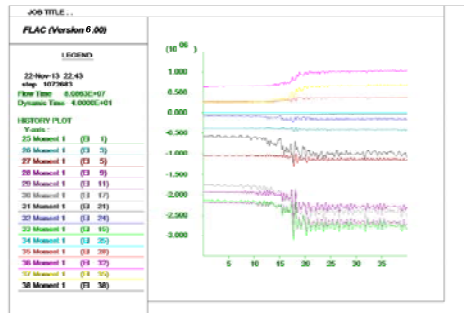


第1組歷時分析孔隙水壓



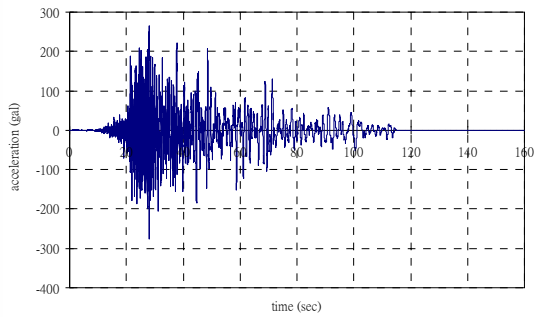
Page 50

第1組板樁受力彎矩

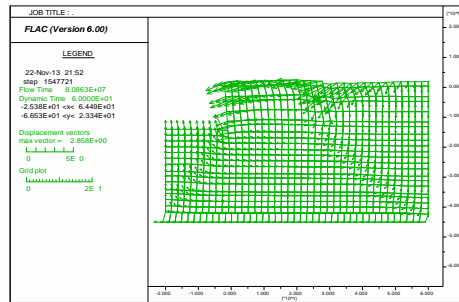


第1組樁歷時彎矩

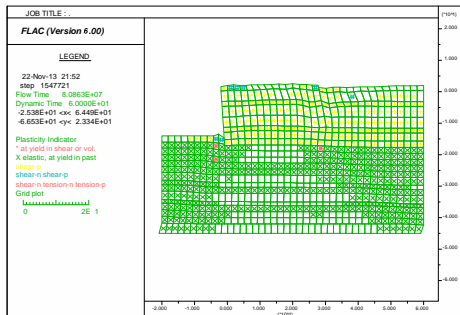
八、等級 III 地震驗證分析 (8)



FLAC第2組人造地震加速度歷輸入

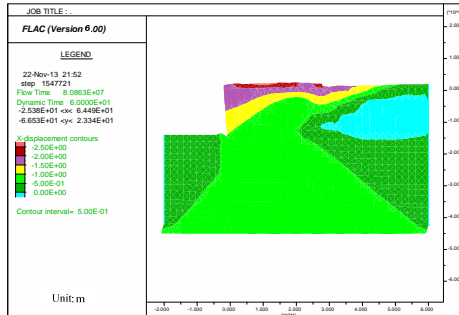


第2組歷時分析破壞情況



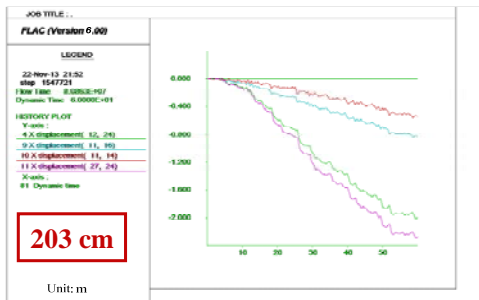
Page 51

第2組土層之彈塑性破壞結果

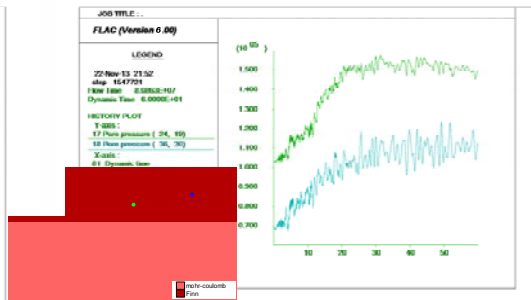


第2組破壞水平位移圖

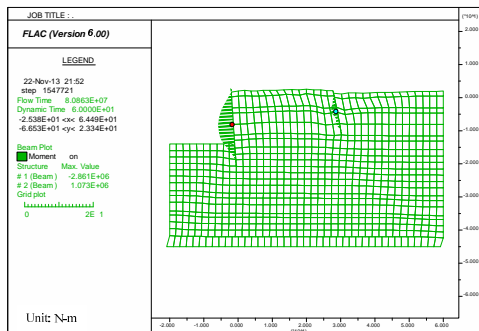
八、等級 III 地震驗證分析 (9)



第2組樁頂歷時分析水平位移

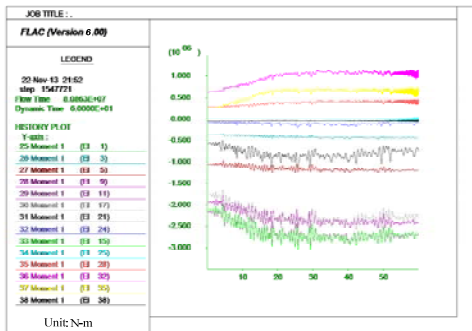


第2組歷時分析孔隙水壓



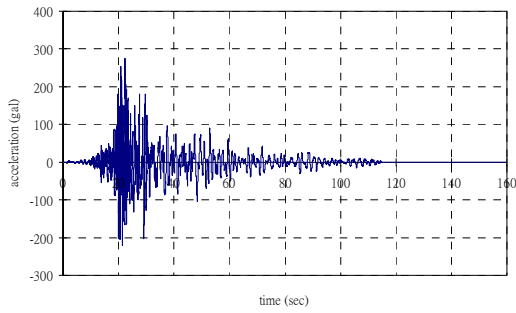
Page 52

第2組板樁受力彎矩

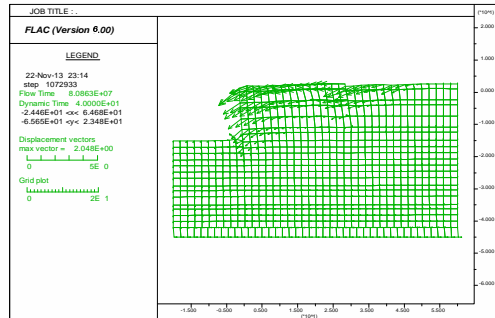


第2組樁歷時彎矩

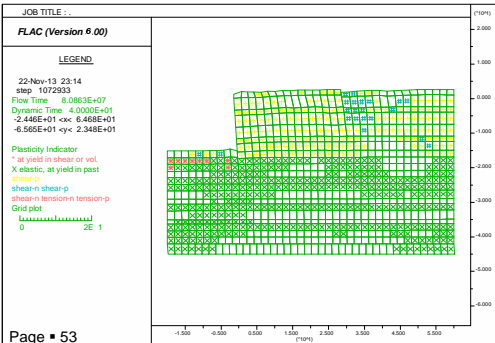
八、等級 III 地震驗證分析 (10)



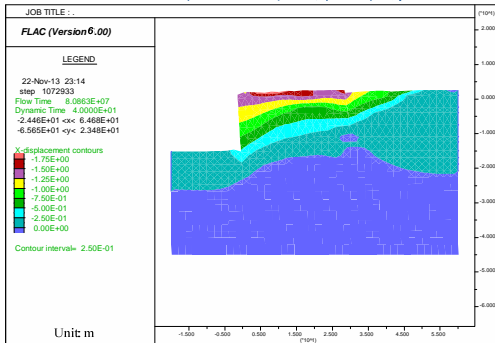
FLAC第3組人造地震加速度歷輸入



第3組歷時分析破壞情況

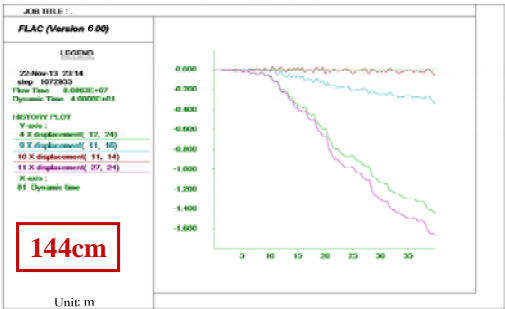


第3組土層之彈塑性破壞結果

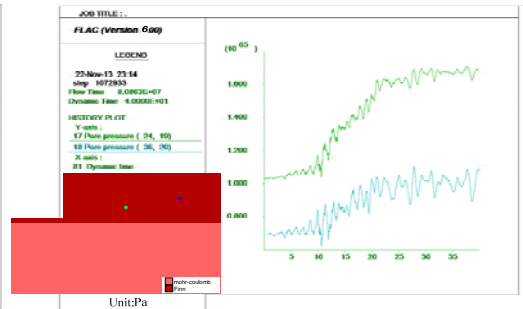


第3組破壞水平位移圖

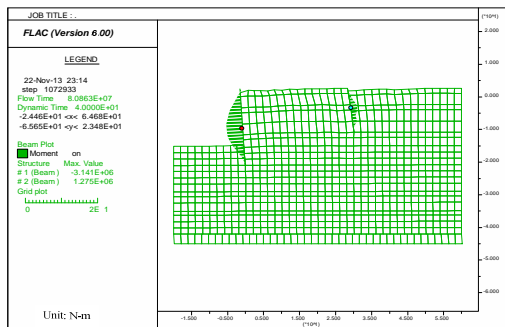
八、等級 III 地震驗證分析 (11)



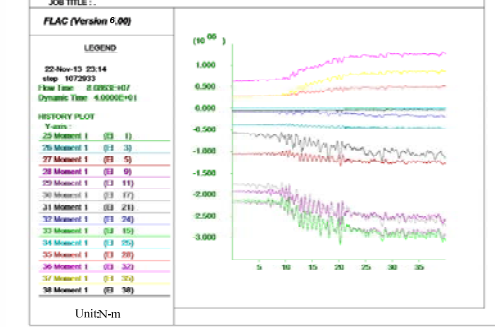
第3組樁頂歷時分析水平位移



第3組歷時分析孔隙水壓



第3組板樁受力彎矩



第3組樁歷時彎矩

八、等級 III 地震驗證分析 (12)

第1組

鋼板樁最大彎矩為3100000牛頓-公尺大於降伏彎矩3040710牛頓-公尺，達塑性標準。而錨碇板樁最大彎矩為1050000牛頓-公尺大於降伏彎矩816190牛頓-公尺，已達塑性。而高耐索在36.9秒時有最大應力為48.5公噸小於容許拉力50.4公噸。

第2組

鋼板樁最大彎矩為3040000牛頓-公尺小於降伏彎矩3040710牛頓-公尺，並未達塑性標準。而錨碇板樁最大彎矩為1150000牛頓-公尺大於降伏彎矩816190牛頓-公尺，已達塑性。而高耐索在68.5秒時有最大應力為49.8公噸小於容許拉力50.4公噸。

第3組

鋼板樁最大彎矩為3130000牛頓-公尺大於降伏彎矩3040710牛頓-公尺，達塑性標準。而錨碇板樁最大彎矩為1350000牛頓-公尺大於降伏彎矩816190牛頓-公尺，已達塑性。而高耐索在49.4秒時有最大應力為50.4公噸已達容許拉力50.4公噸。

Page 55

驗證結果

| 性能水準 參數 | | 第IV級 | |
|-------------|---------|-------------|--|
| 殘餘變位 | 板樁變位 | 正規化水平位移 d/H | N/A |
| | | 向海側傾斜角 | N/A |
| | 岸肩變位 | 岸肩沉陷量 | N/A |
| | | 岸肩與後陸地之沉陷差 | N/A |
| 最大反應下之應力或應變 | 基盤面以上板樁 | 拉桿 | 塑性，超過韌性容量或應變極限 第1組：未達塑性 第2組：未達塑性 第3組：已達塑性 |
| | | 錨碇設施 | 塑性，超過韌性容量或應變極限 第1組：已達塑性 第2組：已達塑性 第3組：已達塑性 |
| | 基盤面以下板樁 | 拉桿 | 塑性，超過韌性容量或應變極限 第1組：未達塑性 第2組：未達塑性 第3組：已達塑性 |
| | | 錨碇設施 | 塑性，超過韌性容量或應變極限 第1組：已達塑性 第2組：已達塑性 第3組：已達塑性 |

九、設計結果說明

- 等級I地震簡化分析法分析結果，碼頭安全係數大於1，且不發生土壤液化，結合經驗公式檢核其應變量皆小於性能可接受標準為不需維修，整體驗證結果滿足功能正常之性能要求；
- 等級II地震滑動塊分析檢核結果，其在可接受標準之位移量不予檢核，故無法得知是否滿足性能標準；
- 等級III地震動力分析檢核結果，錨碇設施皆已達到塑性之性能要求，唯以FLAC之分析之限制，難以判斷其是否超過韌性容量或應變極限，但就位移量之破壞結果可發現，結構物已嚴重毀損，應無法恢復營運作業。
- 本研究之分析結果顯示，性能規定之驗證絕大部份滿足耐震性設計之建議可接受標準，唯對於殘留變位之量化資料於第II級、第III級、第IV級，建議仍須加以建立其量化資料。

Page 56

板樁式碼頭性能設計適宜性探討

板樁式碼頭性能設計法之適宜性

- 板樁式碼頭在國際航海協會所建議之性能可接受標準，其位移量檢核僅在性能等級I有明確的定量規定，但對於土層強度較為弱之工址的耐震性能評估上，實屬不易。考量板樁式碼頭與重力式碼頭在分析方法上之原理相同，本研究初步建議將重力式碼頭性能可接受標準之位移量檢核部分加入考量，作為性能判斷之依據。
- 板樁式碼頭屬非剛性結構物，位移量可作為檢核之一部分，但結構構件之檢核更重要是用以判斷修復性之參考。性能可接受標準位移量檢核之部分，由於板樁式碼頭性能參數除結構構件之應力狀態外，尚包括水平位移沉陷、岸肩沉陷與錨碇設施之沉陷等，現階段雖以重力式碼頭性能可接受標準做為參考，但其適用性及準確性應略帶保留，未來建議可作大量之實際案例破壞分析與整合，訂定出精確且適宜之可接受標準，以作為後續設計之參考依據。

板樁式碼頭性能設計法之適宜性

- 簡化分析結合了Uwabe在西於元1983年進行多組試驗之結果，再將其結果進行迴歸分析，以建立位移指標與安全係數獲得之相關性經驗公式。而此經驗公式之標準偏差大，但為因應檢核位移量之性能要求，在無其他更好方法的情況下，此舉是實務上較為可行之方式。另外，本研究建議將國內港灣構造物設計基準之鋼板樁最大彎矩、錨碇力、錨碇樁最大彎矩與貫入深度等檢核與國際航海協會之安全係數分析結合，以提供更為周全之分析計算方式。
- 使用非線性動力分析法之FLAC程式進行分析，由於在動態分析時需考慮能量的損失，故必須給定力學阻尼，本案例分析時採用雷利阻尼(Rayleigh damping)，其包含質量阻尼和勁度阻尼。臨界阻尼比對於大地工程材料已有建議值(一般為2%~5%之間)，然而共振頻率輸入參數之決定，對於實務上較複雜之土層，其共振頻率之決定仍為不易，未來或許可透過參數研究的方式訂定出共振頻率值。

板樁式碼頭性能設計法之適宜性

- 由下表可知，三組非線性歷時分析的最大位移反應平均值，等級II地震之分析結果位移量為86 cm，其位移量約較滑動塊體法所得結果低，換言之，若採用非線性歷時分析結果作碼頭性能驗證是較為嚴格的；而單就結構構件之檢核的分析方法上，目前亦僅能以非線性動力分析之結果為檢核之依據。
- 另外，此一分析結果之比較，尚可提供本研究設計案例在簡化動力分析時，其土層液化百分比的選定上作為參考依據。而在遭受同一等級地震力之情況下，其破壞位移量並非相同，此一現象顯示，雖然三組人造地震之尖峰加速度相同，但地震歷時波的特性隱含不同的能量大小，因而有不同的分析結果產生。

板樁碼頭設計例滑動塊與動力分析之位移反應比較

| 等級II地震 | Newmark滑動塊體法 | 非線性動力分析 |
|--------------------|--------------|---------|
| 第1組 碼頭面水平最大位移反應 | 105.2 cm | 47 cm |
| 第2組 碼頭面水平最大位移反應 | 234.9 cm | 203 cm |
| 第3組 碼頭面水平最大位移反應 | 148 cm | 144 cm |

碼頭現行設計規定內容研修方向

一、現行耐震設計基準

現行港灣構造物設計基準調整綱要

- 耐震性能設計之架構及流程
- 建立可接受標準
- 統一使用詞彙
- 調整一般震區譜加速度係數表
- 增加臺北微分區表及譜加速度係數公式
- 增加韌性設計之細長比與寬厚比限制

一、現行耐震設計基準

現行港灣構造物設計基準 設計條件第九章耐震設計

1. 耐震設計之目標：

小震不壞、中震可修與大震不倒

2. 剛性構造物之設計地震力

3. 非剛性構造物之設計地震力：

- 1) 概要
- 2) 震區水平譜加速度係數
- 3) 工址水平譜加速度係數
- 4) 近斷層區之工址水平譜加速度係數

一、現行耐震設計基準

- 5) 工址設計與最大考量水平譜加速度係數
- 6) 用途係數
- 7) 起始降伏地震力放大倍數與結構系統地震力折減係數
- 8) 中小度地震與最大考量地震之設計地震力
- 9) 結構物地震時水體作用之力
- 10) 地震力之分布

4. 動力分析方法

5. 地震時之動土壓

一、現行耐震設計基準

6. 地震時之動水壓

7. 載重組合

8. 結構物之韌性設計

- 1) 概要
- 2) 塑鉸產生後之構材內力
- 3) 構材之韌性設計

一、現行耐震設計基準

現行耐震設計之目標 V.S 港灣構造物耐震性能設計準則 (INA, 2001)

- 現行碼頭設計基準：耐震設計目標為小震不壞、中震可修、大震不倒。
- 性能設計：結構物性能依照使用性、修復性與安全性分為四個等級，滿足設計者及業主的設計目標與預算控制。
- 性能設計考慮碼頭重要度、地震等級與性能水準。
- 國際規範之未來趨勢以性能設計為標的。

一、現行耐震設計基準

耐震設計之目標建議調整如下：

- 於現行港灣構造物設計基準中加入性能設計介紹、耐震性能設計流程。

一. 性能設計

- ① 重要度分類:分為四等個級。
- ② 地震等級:分為三個等級。
- ③ 性能水準:分為四個等級。
- ④ 各型碼頭性能參數:位移或應力狀態。
- ⑤ 各型碼頭可接受標準

一、現行耐震設計基準

碼頭重要度分類

| 等級 | 碼頭之特性 |
|----|--|
| 特定 | 明顯具有A級結構物之特性1至3項之情形者 |
| A | 1.結構物在遭受地震災害時，將有可能造成多數人命及財產之損失者。 2.負有震災後復建工作之重要任務者。 3.儲存有害或危險物品之結構物，在遭受地震災害時，將可能造成人命或財產之動大損失者。 4.結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 5.結構物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。 |
| B | 凡不屬於特定、A級、C級者 |
| C | 特定及A級以外之小規模結構物復舊作業容易者。 |

一、現行耐震設計基準

地震等級依照上位基準「公共工程性能設計準則」中對於地震力分級採三個等級，分別為等級I地震、等級II地震與等級III地震，地震回歸期與計算公式如下表。

碼頭性能設計三等級地震力

| 地震等級 | | 地震力計算公式 |
|--------------------------------------|------------|--|
| 等級I地震 | 50年回歸期地震 | $V_I = \frac{S_{a,II}}{3.25\alpha_y} W$ |
| 等級II地震 | 475年回歸期地震 | $V_{II} = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{a,II}}{F_{u,II}} \right) W$ |
| 等級III地震 | 2500年回歸期地震 | $V_{III} = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} \right) W$ |
| 註：剛性結構 $F_{u,II}$ 或 $F_{u,III}$ 為1.0 | | |

一、現行耐震設計基準

性能水準

考慮

使用性
修復性
安全性

可分為四個等級

性能水準定性規定(INA,2001)

| 損壞等級 | 使用性 | 修復性 | 安全性 |
|--------|--------|--------|------------------------------|
| 第I等級 | 功能正常 | 不需修復 | 結構保持彈性 |
| 第II等級 | 短期功能喪失 | 可快速修復 | 損壞輕微 |
| 第III等級 | 長期功能喪失 | 修復非常困難 | 損壞嚴重但維持生命 安全 (未超過韌性容量) |
| 第IV等級 | 無法恢復營運 | 須拆除重建 | 結構崩塌 (超過韌性容量) |

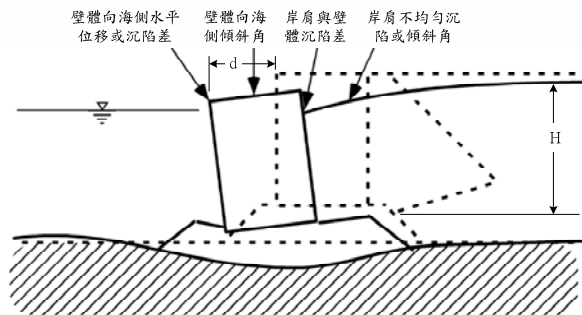
一、現行耐震設計基準

碼頭性能參數[INA, 2001]

■ 重力式碼頭性能參數：

- 以位移為參數

- 1) 壁體之正規化水平位移及傾斜
- 2) 岸肩之沉陷、差異沉陷與傾斜



Page • 71

一、現行耐震設計基準

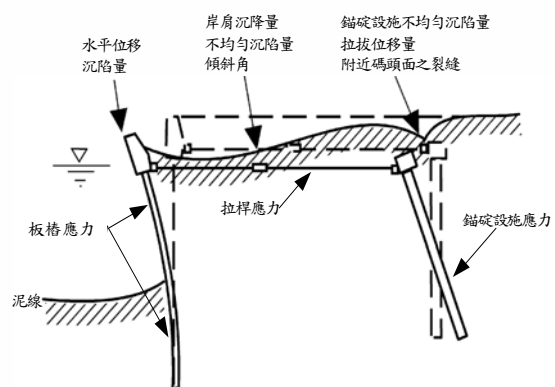
■ 板樁式碼頭性能參數：

- 以位移為參數

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

- 以應力為參數

- 1) 板樁之應力狀態(基盤面以上或以下)
- 2) 拉桿支張力(包含接頭)



Page • 72

一、現行耐震設計基準

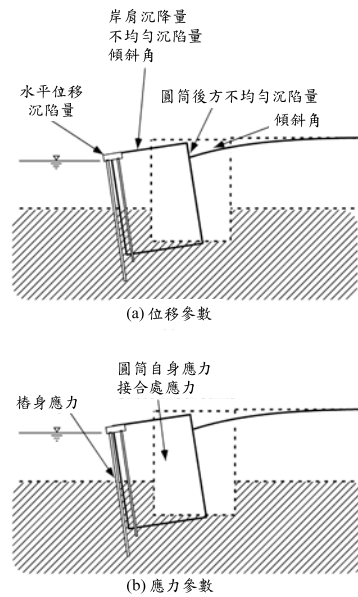
■圓筒式碼頭性能參數：

- 以位移為參數

- 1) 圓筒之水平向位移、沉陷與傾斜
- 2) 岸肩之沉陷、差異沉陷與傾斜

- 以應力為參數

- 1) 圓筒之應力狀態
- 2) 圓筒與岸肩接合處



一、現行耐震設計基準

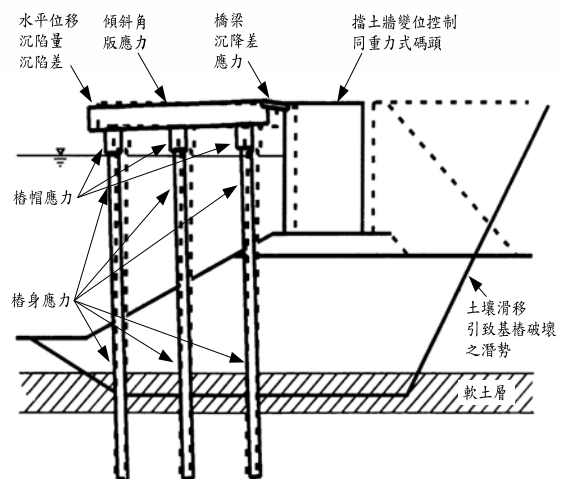
■棧橋式碼頭性能參數：

- 以位移為參數

- 1) 樁基之水平向位移、沉陷與傾斜
- 2) 橋面版之水平向位移、沉陷與傾斜
- 3) 岸肩之沉陷、差異沉陷與傾斜

- 以應力為參數

- 1) 樁基之應力狀態(基盤面以上或以下)
- 2) 橋面版與樁基承台

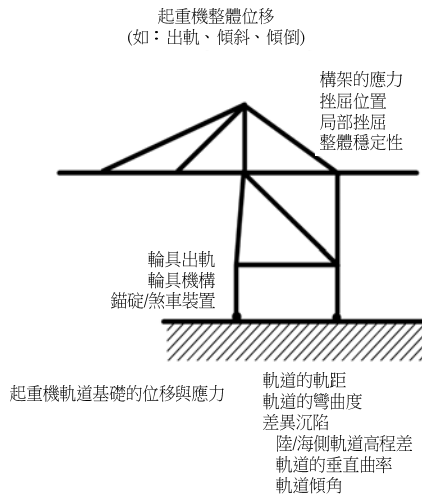


一、現行耐震設計基準

■ 附屬設施(橋式起重機)性能參數:

- 以應力為參數

- 1) 上部結構
- 2) 支撐結構的主架構
- 3) 海陸側腳底部



一、現行耐震設計基準

各型碼頭性能可接受標準 [INA, 2001]

重力式碼頭性能可接受標準

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

一、現行耐震設計基準

板樁式碼頭性能可接受標準

| 參數 | | 性能水準 | | 第I級 | 第II級 | 第III級 | 第IV級 |
|-------------|---------|-------------|------------------|-------------------------|---------------------|--------------------|------|
| | | 第I級 | 第II級 | 第III級 | 第IV級 | | |
| 殘餘變位 | 板樁變位 | 正規化水平位移d/H | <1.5% 或d<30cm | N/A | N/A | N/A | N/A |
| | | 向海側傾斜角 | <3° | N/A | N/A | N/A | |
| | 岸肩變位 | 岸肩沉陷量 | ~ | N/A | N/A | N/A | |
| | | 岸肩與後線陸地之沉陷差 | ~ | N/A | N/A | N/A | |
| | | 向海側傾斜角 | <2°~3° | N/A | N/A | N/A | |
| 最大反應下之應力或應變 | 基盤面以上板樁 | | 彈性 | 塑性，不超過 韌性容量或應 變極限 | 塑性，不超過韌性 容量或應變極限 | 塑性，超過韌性容 量或應變極限 | |
| | 基盤面以下板樁 | | 彈性 | 彈性 | 塑性，不超過韌性 容量或應變極限 | 塑性，超過韌性容 量或應變極限 | |
| | 拉桿 | | 彈性 | 彈性 | 塑性，不超過韌性 容量或應變極限 | 塑性，超過韌性容 量或應變極限 | |
| | 錨碇設施 | | 彈性 | 彈性 | 塑性，不超過韌性 容量或應變極限 | 塑性，超過韌性容 量或應變極限 | |

Page • 77

一、現行耐震設計基準

圓筒式碼頭性能可接受標準

| 參數 | | 性能水準 | | 第I級 | 第II級 | 第III級 | 第IV級 |
|-------------|----------|-----------------|---------------|--------------------|--------------------|-------------------|------|
| | | 第I級 | 第II級 | 第III級 | 第IV級 | | |
| 殘餘變位 | 板樁變位 | 正規化水平位移 d/H | <1.5% 或d<m | N/A | N/A | N/A | N/A |
| | | 向海側傾斜角 | <3° | N/A | N/A | N/A | |
| | 岸肩變位 | 岸肩沉陷量 | ~ | N/A | N/A | N/A | |
| | | 岸肩與後線陸地之 沉陷差 | ~ | N/A | N/A | N/A | |
| | | 向海側傾斜角 | <2°~3° | N/A | N/A | N/A | |
| 最大反應下之應力或應變 | 圓筒或板樁圓筒 | | 彈性 | 彈性 | 塑性，不 超過應變 極限 | 塑性，超 過應變極 限 | |
| | 圓筒或板樁接合處 | | 彈性 | 塑性，不 超過應變 極限 | 塑性，超 過應變極 限 | 塑性，超 過應變極 限 | |

Page • 78

一、現行耐震設計基準

棧橋式碼頭性能可接受標準

| 參數 | | 性能水準 | | | |
|------|-----------------------|-------------------------|-----------------|----------------------------|---------------|
| | | 第I級 | 第II級 | 第III級 | 第IV級 |
| 殘餘變位 | 橋面板與肩岸 沉陷差異 | <10~ | N/A | N/A | N/A |
| | 向海側傾斜角 | <2°~3° | N/A | N/A | N/A |
| 最大反應 | 基樁 (須避免剪力 破壞發生) | 保持彈性 (僅輕微或無殘 餘變形) | 控制韌性 (結構可修復) | 小於韌性容量 (韌性反應接近 崩塌狀態) | 超過 第III級要求 |

Page • 79

一、現行耐震設計基準

起重機性能可接受標準

| 參數 | | 性能水準 | | | |
|----------------------|--------------|------|--------------------|--------------------|--------------------|
| | | 第I級 | 第II級 | 第III級 | 第IV級 |
| 位移 | | 不可出軌 | 允許出軌 | 不可傾倒 | 允許傾倒 |
| 最大反應 (應力) (應變) | 上部結構 | 保持彈性 | 保持彈性 | 塑性，小於韌性 容量或應變極限 | 塑性，超過韌性 容量或應變極限 |
| | 支撐結構的 主構架 | 保持彈性 | 塑性，小於韌性 容量或應變極限 | 不可崩塌 | 崩塌 |
| | 海陸側腳底 部 | 保持彈性 | 允許輪具及錨碇/ 煞車裝置破壞 | 允許輪具及錨碇/ 煞車裝置破壞 | 允許輪具及錨碇/ 煞車裝置破壞 |

Page • 80

一、現行耐震設計基準

二. 耐震性能設計架構與流程

① 第一階段設計

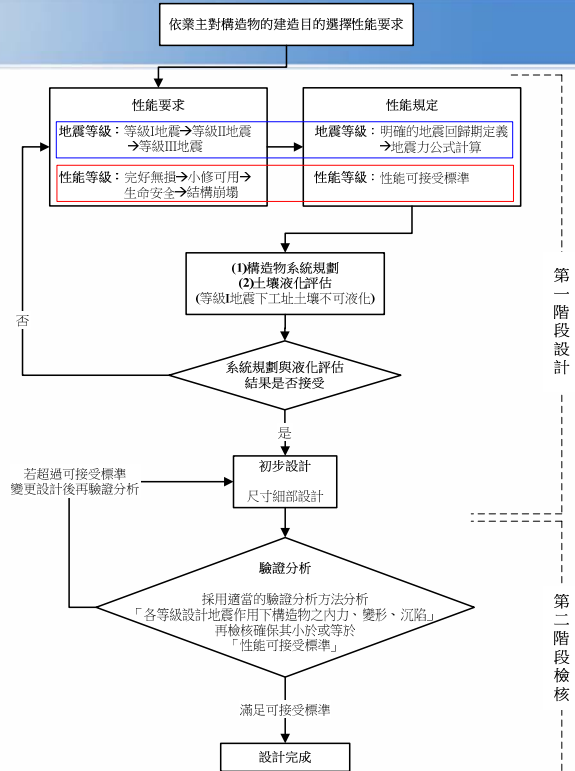
- A. 性能選擇
- B. 構造物系統規劃
- C. 土壤液化評估

② 第二階段驗證

- A. 內容概述
- B. 驗證分析方法說明

一、現行耐震設計基準

耐震性能設計透過第一階段設計以及第二階段檢核不斷修正設計及檢核，完成最終設計。



耐震性能設計流程圖

一、現行耐震設計基準

第一階段設計：

A. 選擇性能要求

- 重要度分類
- 地震等級
- 性能等級

各等級碼頭對應性能等級

| 地震等級 \ 性能等級 | 第 I 級 | 第 II 級 | 第 III 級 | 第 IV 級 |
|------------------------|----------|--------|---------|--------|
| 等級 I (50年回歸期地震) | A級 B級 | C級 | — | — |
| 等級 II (475年回歸期地震) | 特定級 | A級 | B級 | C級 |
| 等級 III (2500年回歸期地震) | — | 特定級 | A級 | B級 |

一、現行耐震設計基準

B. 構造物系統規劃

在進行細部設計前先確定構造物形狀、結構系統、結構佈置、基礎、非結構構材以及材料，需設計者的經驗、直覺和判斷，主要目的在於減小因結構分析或不確定因素所造成分析結果與結構之真實行為之間的差異。

C. 土壤液化評估

對港灣構造物所在位置土壤液化潛能之分析，了解該工址土壤液化之可能性，確定耐震性能要求是否可以達到。

一、現行耐震設計基準

第二階段驗證

A. 內容概述

第一階段設計結束後，方能進行第二階段驗證，即經由數值分析計算出設計地震力作用下之相關地震力反應參數，並與第一階段設計所建立之性能要求參數之可接受標準比較。

B. 驗證分析方法說明

在性能設計流程之第二階段設計，結構物之性能是否滿足設計要求通常需要經由數值分析來檢核。

一、現行耐震設計基準

驗證方法說明

- 驗證方法分為簡化分析、簡化動力分析與動力分析。
- 結構性能要求越高，則分析方法越複雜。

各類驗證分析方法之應用時機

| 碼頭重要度 地震等級 | 特定級 | A級 | B級 | C級 |
|---------------------|------|------------------------|------------------------|------------------------|
| 等級I (50年回歸期) | — | 簡化分析 簡化動力分析 動力分析 | 簡化分析 簡化動力分析 動力分析 | 簡化分析 簡化動力分析 動力分析 |
| 等級II (475年回歸期) | 動力分析 | 動力分析 | 簡化動力分析 動力分析 | 簡化分析 簡化動力分析 動力分析 |
| 等級III (2500年回歸期) | 動力分析 | 動力分析 | 簡化動力分析 動力分析 | — |

一、現行耐震設計基準

驗證方法說明

碼頭結構之性能驗證分析法

| 碼頭種類 | 簡化分析 | 簡化動力分析 | 動力分析 | |
|-------|-----------------------------|---------------------------|---|---|
| | | | 結構模擬 | 土壤模擬 |
| 重力式碼頭 | • 經驗公式或擬靜力分析法 (考量有無土壤液化) | • 滑動塊分析 • 利用簡化圖表的參數分析法 | • 有限元素法或有限差分法 • 線性或非線性分析 • 二或三維分析 | • 有限元素法或有限差分法 • 線性(等效線性)或非線性分析 • 二或三維分析 |
| 板樁式碼頭 | | | | |
| 圓筒式碼頭 | • 擬靜力分析法 | • 滑動塊分析 | | |
| 棧橋式碼頭 | • 擬靜力分析法 • 反應譜法 | • 容量震譜法(非線性側推) • 反應譜法 | • 動力歷時分析法 | • 非線性土壤彈簧 |
| 起重機 | • 擬靜力分析法 • 反應譜法 | • 容量震譜法(非線性側推) • 反應譜法 | • 動力歷時分析法 | (不需模擬) |

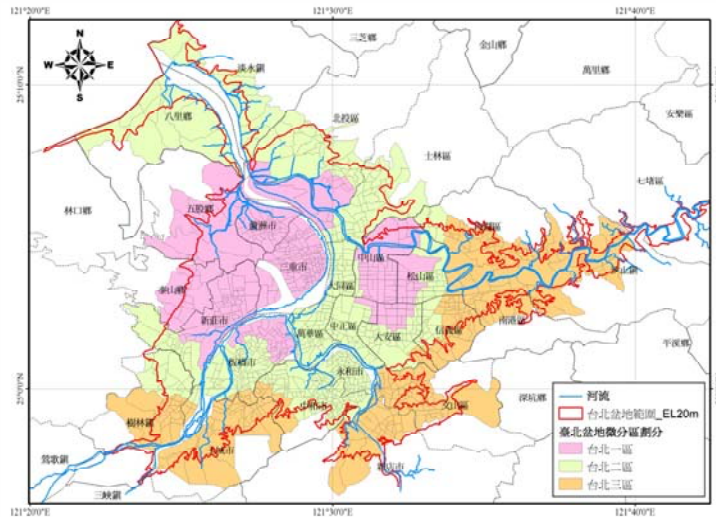
一、現行耐震設計基準

非剛性構造物之設計地震力建議調整原因如下：

- 非剛性構造物之設計地震力於現行設計基準中分別為中小度地震、設計地震與最大考量地震，在上位基準「公共工程性能設計準則」中將地震力分為等級I地震、等級II地震與等級III地震。
- 現行設計基準設計地震力參考建築物耐震設計規範，前期報告中考慮碼頭之使用特性、重要度與結構物力學特性並進行危害度曲線分析，建議地震力比照橋梁耐震設計規範。
- 將設計基準中譜加速度係數震區短週期一秒週期之臨海鄉鎮表更新，行政分區於民國99年部分縣市合併。
- 第一類活動斷層表於增加為十二條。

一、現行耐震設計基準

- 近斷層調整因子因應第一類活動斷層調整其內容。
- 臺北微分區中新北市分為臺北盆地與一般震區，臺北盆地定義為淡水河水系海拔20公尺以下區域。



Page • 89

一、現行耐震設計基準

非剛性構造物之設計地震力調整如下

| 地震等級 | | 地震力計算公式 |
|--------|------------|--|
| 中度地震 | 解說：約30年回歸期 | $V' = \frac{F_u}{4.2\alpha_y} \left(\frac{S_{a0}}{F_u} \right)_m W$ |
| 設計地震 | 475年回歸期 | $V = \frac{1}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{a0}}{F_u} \right)_m W$ |
| 最大考量地震 | 2500年回歸期 | $V_M = \frac{1}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W$ |

將原地震力調整為下表

橋梁耐震設計規範

| 地震等級 | | 地震力計算公式 |
|---------|----------|--|
| 等級I地震 | 約50年回歸期 | $V_I = \frac{S_{a,I}}{3.25\alpha_y} W$ |
| 等級II地震 | 475年回歸期 | $V_{II} = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{a,II}}{F_u} \right)_m W$ |
| 等級III地震 | 2500年回歸期 | $V_{III} = \frac{1}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} \right)_m W$ |

Page • 90

一、現行耐震設計基準

韌性設計建議調整：

- 韌性設計尚須注意構件之細長比與寬厚比，使韌性容量足以保護構件。
- 於韌性設計中新增

a. 細長比

b. 寬厚比

細長比之限制

| 構件分類 | | 細長比參數之限制值 | |
|-----------------|---|----------------|-----------------------------|
| 韌性構件 | 主要受壓構件 $\frac{P_u}{P_n} \geq \frac{M_u}{M_{ns}}$ | λ_{cp} | 0.75 |
| | 主要受撓構材 $\frac{P_u}{P_n} < \frac{M_u}{M_{ns}}$ | λ_{bp} | $\frac{0.086E}{f_y}$ |
| 彈性構件/ 容量保護構件 | 主要受壓構件 $\frac{P_u}{P_n} \geq \frac{M_u}{M_{ns}}$ | λ_{cp} | 1.50 |
| | 主要受撓構材 $\frac{P_u}{P_n} < \frac{M_u}{M_{ns}}$ | λ_{bp} | $4.40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$ |

Page • 91

一、現行耐震設計基準

- 碼頭構造物常用之樁為圓形中空斷面，透過寬厚比的限制使韌性容量足以保護構件。

寬厚比限制如下表：

| 構件類別 | 寬厚比 | 彈性構件 | 韌性構件 |
|--------|---------------|---------------------|----------------------|
| 圓形中空斷面 | $\frac{D}{t}$ | $\frac{0.09E}{f_y}$ | $\frac{0.044E}{f_y}$ |

Page • 92

二、鋼鐵材料相關規定

現行港灣構造物設計基準 工程材料第二章鋼鐵材料

1. 鋼鐵材料之規格及性質

2. 鋼鐵材料設計用常數

常用之彈性模數、剪力彈性模數、溫度膨脹係數，
仍需檢驗出廠時之數值。

3. 設計強度

若採用鋼結構作為主要構件則依照鋼結構設計規
範，鋼樁及鋼管板樁、鋼板樁依照本章規定。

4. 防蝕

防蝕方法、腐蝕檢測。

二、鋼鐵材料相關規定

現行鋼鐵材料之規定依循鋼結構容許應力法及鋼結構
極限設計法。

鋼鐵材料相關規定建議調整如下：

- 加入性能設計之性能分級概念。
- 強調使用性與可修復性，將於設計強度中增加**使用性
與可修復性**。

二、鋼鐵材料相關規定

使用性與修復性參考如下表所示：

材料應變上限值(INA,2001)

| 性能水準 | 材料類別 | | 應變上限值 |
|------------------|------------------|---------------------|-------|
| 第I級 (滿足服務性) | 鋼筋拉應變 | | 0.010 |
| | 預力鋼絞線應變增量 | | 0.005 |
| | 鋼構件與內灌混凝土鋼管樁壓應變 | | 0.008 |
| | 中空鋼管樁壓應變 | | 0.008 |
| 第II級 (滿足可修復性) | 樁-版 接頭 塑性鉸 | 鋼筋拉應變 | 0.05 |
| | | 預力鋼絞線應變增量 | 0.04 |
| | | 鋼構件與內灌混凝土 鋼管樁壓應變 | 0.035 |
| | | 中空鋼管樁壓應變 | 0.025 |
| | 樁身 入土部 塑性鉸 | 鋼筋拉應變 | 0.010 |
| | | 預力鋼絞線應變增量 | 0.015 |
| | | 鋼構件與內灌混凝土 鋼管樁壓應變 | 0.035 |
| | | 鋼管樁壓應變 | 0.035 |
| | | 中空鋼管樁壓應變 | 0.025 |
| | | 中空鋼管樁壓應變 | 0.025 |

Page • 95

三、混凝土相關規定

現行港灣構造物設計基準 工程材料第三篇混凝土

1. 概論
2. 耐久性
 - 保護層要求、應注意項目。
3. 材料
4. 混凝土品質
5. 水中混凝土
6. 預力混凝土
7. 容許應力
8. 混凝土結構維護管理

Page • 96

三、混凝土相關規定

現行碼頭設計基準中混凝土相關規定參照「鋼筋混凝土工程設計規範與解說」與「混凝土工程施工規範」。

■ 主要為容許應力法與極限設計法

混凝土相關規定建議調整如下：

- 加入性能設計之性能分級概念。
- 強調使用性與可修復性，將於混凝土規定強度中增加**使用性與可修復性**。

三、混凝土相關規定

使用性與修復性參考國際航海協會對於性能水準定性規定提出材料應變上限值。

| 性能水準 | 材料類別 | | 應變上限值 |
|------------------|------------------|--------|-------------------|
| 第I級 (滿足服務性) | 混凝土壓應變 | | 0.004 |
| 第II級 (滿足可修復性) | 樁-版 接頭 塑性鉸 | 混凝土壓應變 | 採註解公式 但小於0.025 |
| | 樁身 入土部 塑性鉸 | 混凝土壓應變 | 採註解公式 但小於0.008 |

四、非線性分析方法與破壞機制

動力分析方法建議調整如下：

■ 將現行碼頭設計基準

動力分析方法

章節更改

分析方法

性能設計之分析方法分為簡化分析、簡化動力分析與動力分析。

■ 於簡化動力分析中增加容量震譜法、Newmark法。

◆ 非剛性碼頭可使用容量震譜法(非線性側推分析)

◆ 剛性碼頭可使用Newmark法

四、非線性分析方法與破壞機制

現行耐震設計如下：

動力分析方法

1. 概要
2. 設計水平加速度反應譜係數
3. 結構動力分析模式
4. 多振態反應譜疊加法
5. 歷時分析法

建議調整如下：

分析方法

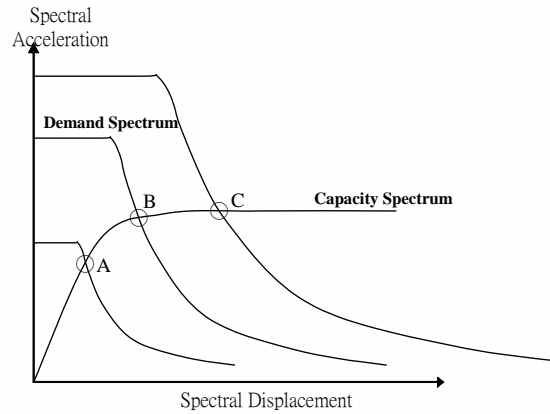
1. 簡化分析法
 - a. 非剛性碼頭
 - b. 剛性碼頭
2. 簡化動力分析
 - a. 容量震譜法
 - b. Newmark法
3. 動力分析
 - a. 多振態反應譜疊加法
 - b. 歷時分析法

四、非線性分析方法與破壞機制

簡化動力分析

容量震譜法

將結構物視為一廣義單自由度震動系統，由結構物的頂層側推曲線及地震反應譜經ADRS轉換後求得結構側推容量震譜與地震需求震譜，所得之交點，可視為結構物承受地震力作用時，其近似的最大反應。

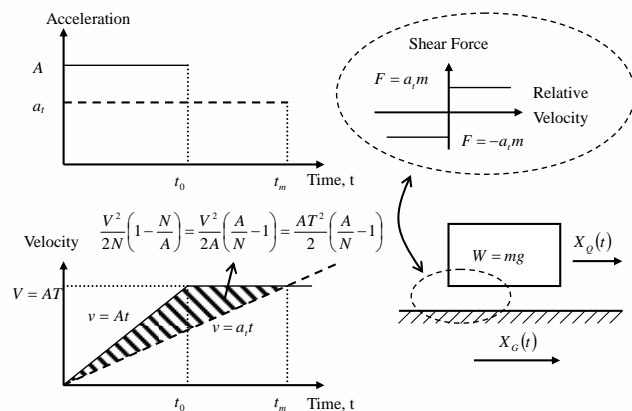


容量震譜法分析簡介圖

四、非線性分析方法與破壞機制

Newmark法

將結構主體視為可滑動之剛體，地震力為作用於結構基礎之地震加速度歷時，主要分析土工結構受地震超出抗滑能力時的反應，以及計算地震所引致總滑移量。



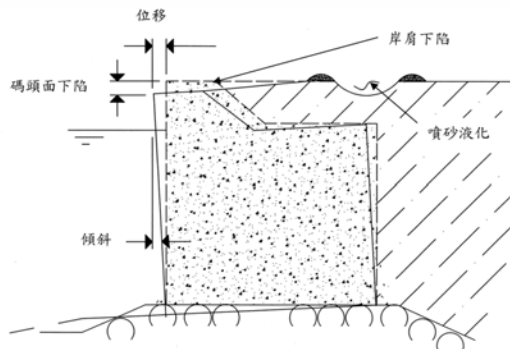
Newmark之滑動塊體分析法的觀念

四、非線性分析方法與破壞機制

國際航海協會蒐集碼頭破壞案例，提出各類型碼頭及附屬設施破壞模式。

建議調整如下：

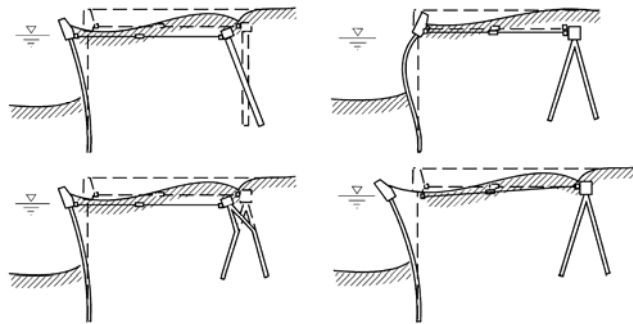
於性能設計增加**碼頭破壞模式**。



Page • 103

重力式碼頭破壞模式

四、非線性分析方法與破壞機制



錨定設施破壞

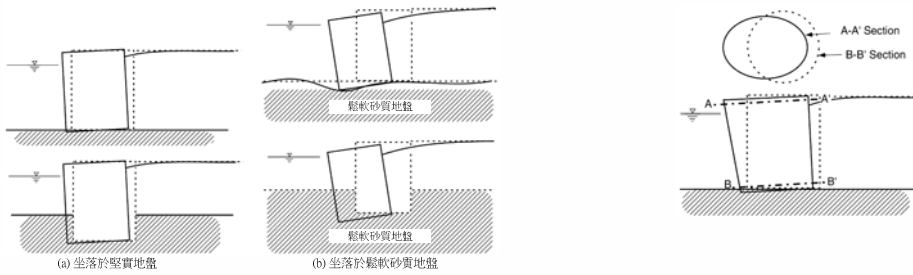
板樁撓曲拉桿拉力破壞

板樁埋入處破壞

板樁式碼頭破壞模式

Page • 104

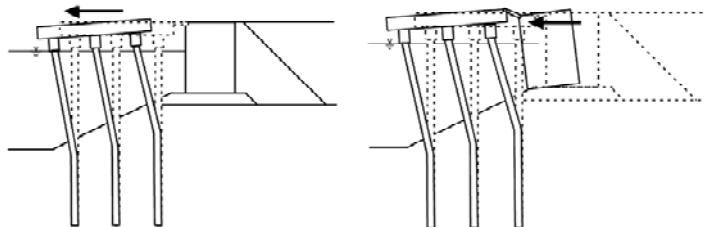
四、非線性分析方法與破壞機制



圓筒式碼頭破壞模式

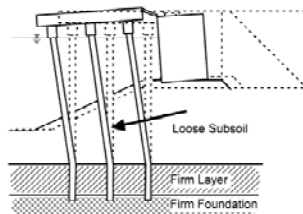
圓筒斷面變形之破壞模式

四、非線性分析方法與破壞機制



橋面板慣性力作用破壞

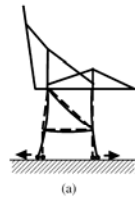
擋土設施水平慣性力破壞



基底土壤流失破壞
板樁式碼頭破壞模式

四、非線性分析方法與破壞機制

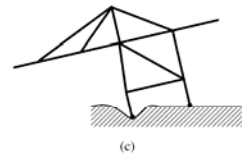
(a)陸側支柱與海側支柱間跨距擴張



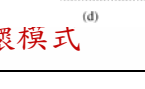
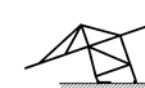
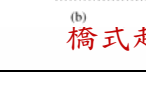
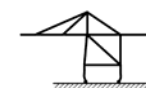
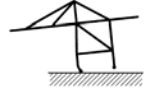
(b)距因震動位移變窄



(c)起重機因碼頭沉陷而傾斜



(d)因震動或側移造成起重機
鉸接支柱傾覆



Page • 107

橋式起重機破壞模式

結論

Page • 108

結論

- 板樁式碼頭之耐震性能設計流程，詳細說明整理於報告第二章。
- 第三章之板樁式碼頭設計例，係按第二章之設計流程進行分析檢核，過程中尚無窒礙難行之處。
- 由板樁式碼頭示範例設計過程，可得到下列設計要點：
 - 板樁式碼頭對於其背填土的材料與特性之影響甚大，故選擇較不易產生液化之材料，可使碼頭產生破壞之程度降低。
 - 初步設計以簡化分析法進行設計，此法亦為驗證檢核分析之方法，除可使初步假設之參數及尺寸的失敗機率降低，更可增加使用者對分析方法的熟悉度，對工程師在分析及檢核的過程中，亦大大減少選擇眾多分析方法之複雜程度。
 - 板樁式碼頭示範例係假設以B級碼頭做設計，因此等級I地震性能檢核採用擬靜力分析法(簡化分析)，等級II地震性能檢核採用滑動塊體法(簡化動力分析)，而等級III地震性能檢核採用非線性歷時分析法(動力分析)以滿足設計要求，在本設計例中，國際航海協會制定之板樁式碼頭性能可接受標準於性能等級II以上並無位移檢核之量化標準，此一限制對於非堅硬土層之案例，在進行檢核的部分可能面臨較多之困難。
 - 板樁式碼頭受三個等級地震作用，分別由簡化分析、簡化動力分析及動力分析之分析結果，其依照碼頭重要程度及地震震度在等級I之檢核可符合規定之性能要求，在等級II之檢核依適宜性探討所建議之採用重力式碼頭性能可接受標準為參考依據可符合規定之性能要求，而等級III之檢核結果亦可符合規定之性能要求。
 - 本研究之耐震性能分析方法雖以國際航海協會所訂定之基準為主要參考依據，但為使分析方法之適用性更完善、更本土化，本研究已將國內設計基準之方法與其相作結合，並於適宜性探討之章節作詳細說明。

Page ■ 109

結論

- 原設計基準之耐震設計是為民國85年交通部部頒，而現今性能設計已是國際工程界研訂技術規範的重要議題，本研究加入耐震性能設計之精神於部頒之耐震設計基準。
- 本研究於設計基準中之耐震設計、鋼鐵材料與混凝土作調整。耐震設計增加性能設計架構與流程。鋼鐵材料與混凝土則分別加入使用性與修復性，納入性能設計之精神，以供設計者參考。
- 地震力分級之名稱修改，同上位基準「公共工程性能設計準則」，分別為等級I地震、等級II地震與等級III地震。而本研究前期報告，已說明原設計基準與國內公路橋梁及建築物耐震設計規範作比較，並將現行設計基準之地震力調整為同「公路橋梁耐震設計規範」。
- 性能等級分為四個等級，分別對使用性、修復性與安全性有定性規定，量化之後建立可接受標準，並且依照碼頭特性列出性能參數，作為檢核設計時參考。另提出各類型碼頭破壞模式供設計者參考是必要的，其可使設計者充分掌握碼頭破壞之行為與機制。

Page ■ 110

簡報結束敬請指教

