

103-16-7731

MOTC-IOT-102-H1DB006

港灣構造物耐震性能設計架構及 安全檢查評估之研究(3/4)



交通部運輸研究所

中華民國 103 年 3 月

103-16-7731

MOTC-IOT-102-H1DB006

港灣構造物耐震性能設計架構及 安全檢查評估之研究(3/4)

著 者：賴瑞應、柯正龍、顧承宇、張景鐘
張嘉峰、廖振程、李賢華、簡臣佑

交通部運輸研究所

中華民國 103 年 3 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

港灣構造物耐震性能設計架構及安全檢查評估之研究. (3/4) / 賴瑞應等著. -- 初版. -- 臺北市：交通部運輸研究所，民 103.03
面；公分
ISBN 978-986-04-0447-0(平裝)

1.港埠工程

443.2

103002069

港灣構造物耐震性能設計架構及安全檢查評估之研究(3/4)

著者：賴瑞應、柯正龍、顧承宇、張景鐘、張嘉峰、廖振程、李賢華
簡臣佑

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 3 月

印刷者：

版(刷)次冊數：初版一刷 75 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所港灣技術研究中心網站

定價：300 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：1010300189

ISBN：978-986-04-0447-0 (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及安全檢查評估之研究(3/4)			
國際標準書號 ISBN 978-986-04-0447-0 (平裝)	政府出版品統一編號 1010300189	運輸研究所出版品編號 103-16-7731	計畫編號 102-H1DB006
本所主辦單位：港研中心 主管：邱永芳 計畫主持人：賴瑞應 共同主持人：柯正龍 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 財團法人臺灣營建研究院 計畫主持人：顧承宇 共同主持人：張嘉峰 研究人員：張景鐘、廖振程、李賢華 地址：20224 基隆市中正區北寧路2號 新北市新店區中興路二段190號11F 聯絡電話：(02)24622192、02-89195000		研究期間 自 102 年 1 月 至 102 年 12 月
關鍵詞：港灣構造物、耐震性能設計、檢測標準			
摘要： 性能設計理念是目前國際工程界研訂技術規範的重要議題，為順應此國際潮流，本計畫參照公共工程委員會所提出之公共工程性能設計準則，對港灣構造物耐震設計之性能化進行研究，期能研擬出港灣構造物之耐震性能設計架構以供未來制訂性能設計規範之參考。 另外，臺灣對外經貿運輸主要以海運為主，港埠設施之完善、營運正常與安全，攸關貨物之流暢與經濟發展，故港灣設施需建立安全檢測與維護機制，以確保能安全營運。因此，如何確保港灣構造物維持安全堪用，落實安全檢查評估制度(包括建立現地檢測、安全分析、效能評估及維護管理系統)，實為重要之研究課題。本計畫主要以五大國際商港現有之港灣構造物進行安全檢查評估，主要工作包括現地檢測、安全分析與效能評估，並蒐集及研擬維修工法，建置維護管理系統資料庫，以利於日後現地人員檢測及管理自動化作業。 因此，本計畫於102年度完成 (1)板樁式碼頭設計例實作(2)性能設計法的適宜性探討(3)現行碼頭耐震設計基準編修(4)修訂港灣構造物檢測標準(5)精進港灣構造物安全評估方法(6)建置維護管理系統。 成果效益與應用情形： 在施政上，本研究成果可提供交通部未來修訂碼頭設計基準之參考。在實務上，本研究成果可提供各港務分公司未來設計與維護港灣構造物之依據。			
出版日期	頁數	定價	本 出 版 品 取 得 方 式
103 年 3 月	450	300	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
機密等級： ☐ 密 ☐ 機密 ☐ 極機密 ☐ 絕對機密 （解密條件： ☐ 年 ☐ 月 ☐ 日解密， ☐ 公布後解密， ☐ 附件抽存後解密， ☐ 工作完成或會議終了時解密， ☐ 另行檢討後辦理解密） ☒ 普通			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

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

TITLE: Performance-Based Seismic Design Framework and Evaluation of Security Checks for Harbor Structures (3/4)			
ISBN 978-986-04-0447-0 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010300189	IOT SERIAL NUMBER 103-16-7731	PROJECT NUMBER 102-H1DB006
DIVISION: Harbor & Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Yung-Fang Chiu PRINCIPAL INVESTIGATOR: Jui-Ying Lai COMMON INVESTIGATOR: Jeng-Long Ko PHONE: (04) 26587170 FAX: (04) 26564418			PROJECT PERIOD FROM January 2013 TO December 2013
RESEARCH AGENCY: National Taiwan Ocean University PRINCIPAL INVESTIGATOR: Cheng-Yu Ku Co-PRINCIPAL INVESTIGATOR: C.F. Chang PROJECT STAFF: C.C. Chang, J. C. Liao, H. H. Lee ADDRESS: 2 Pei-Ning Road, Keelung 20224, Taiwan, R.O.C. PHONE: (02) 24622192			
KEY WORDS: harbor structure, performance-based seismic design, inspection standard			
ABSTRACT: Performance is an international engineering design specifications and an important research topic. This project refers to the performance design criteria that was proposed by Public Construction Commission for public works to do case studies. We look forward to developing the performance-based seismic design framework for harbor structures for developing performance design specifications in the future. In addition, Taiwan's foreign trade transportation is mainly by shipping, improvement of port facilities, the normal operation and safety are very important to the flow of goods and economic development. Therefore, harbor facilities need to establish safety inspection and maintenance mechanisms to ensure safe operation. Implementation of the safety inspection and evaluation system (including the establishment of in situ detection, security analysis, performance assessment and maintenance management system) becomes an important research topic. The project starts with five major international commercial ports' existing structures for safety inspection and evaluation. Its main tasks are to detect, security analysis and performance assessment, and methods to collect and develop maintenance workers, building maintenance management system database to facilitate the management of detection and management automation in the future. Therefore, this project carries out the following at 102 year, including : (1) the design case studies of the sheet pile wharves, (2) discussing the suitability of the performance-based design, (3) editing the current pier seismic design basis, (4) editing an appropriate harbor structure inspection standard, (5) enhancement the safety evaluation methods for harbor structures, (6) establishing maintenance management system.			
BENEFITS AND APPLICATIONS:			
The Ministry of Transportation and Communications can refer to the research results for revising design specifications. The research results can provide various port branch basis for future design and maintenance of harbor structures.			
DATE OF PUBLICATION March 2014	NUMBER OF PAGES 450	PRICE 300	CLASSIFICATION ☐ RESTRICTED ☐ CONFIDENTIAL ☐ SECRET ☐ TOP SECRET ☒ UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

港灣構造物耐震性能設計架構及 安全檢查評估之研究(3/4)

目 錄

中文摘要	I
英文摘要	II
目錄	III
圖目錄	VII
表目錄	XV II
第一章 前言	1-1
1.1 研究緣起	1-1
1.2 研究目的	1-2
1.3 研究範圍	1-2
1.4 研究方法	1-2
1.5 研究內容與流程	1-3
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
2.3 板樁式碼頭耐震性能第一階段設計	2-18
2.4 板樁式碼頭耐震第二階段驗證	2-26
第三章 板樁式碼頭設計例實作	3-1
3.1 碼頭概述	3-1
3.2 耐震性能要求與規定	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
3.6 驗證分析.....	3-16
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
5.2 鋼鐵與混凝土材料之使用性與可修復性標準	5-36
5.3 碼頭工程之碼頭非線性分析方法與破壞機制	5-39
第六章 港灣構造物檢測作業標準制訂.....	6-1
6.1 目前成果與本期工作內容.....	6-1
6.2 碼頭構造物構件編碼原則與檢測表格修正.....	6-9
6.3 目視檢測標準內容之修正.....	6-13
6.4 儀器檢測內容之補充.....	6-16
6.5 水下檢測儀器之適用性探討與試做.....	6-22
6.6 修復工法之處置對策補充與單價建置.....	6-24
6.7 小結	6-45

第七章 現有港灣構造物安全評估方法之檢討.....	7-1
7.1 現有碼頭結構破壞評估方式之檢討.....	7-2
7.2 港灣碼頭結構破壞新型評估方式進一步驗證及修正.....	7-4
7.3 棧橋式碼頭之新型評估方式.....	7-5
7.4 鋼板樁碼頭破壞之新型評估方式.....	7-13
7.5 重力式碼頭結構破壞之新型評估方式研議.....	7-24
第八章 港灣構造物維護管理系統建置.....	8-1
8.1 維護管理系統更新與港灣構造物資料擴充.....	8-1
8.2 檢測報告產出模組建置.....	8-28
8.3 分析預測工具之研擬.....	8-28
8.4 小結.....	8-34
第九章 結論與建議.....	9-1
9.1 結論.....	9-1
9.2 建議.....	9-3
9.3 成果效益與應用情形.....	9-4
參考文獻.....	參-1
附錄一 碼頭構造物維護管理手冊.....	附錄 1-1

圖目錄

圖 1.1 研究步驟流程圖.....	1-4
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.....	2-19
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()分布圖	5-28
圖 5.7 震區一秒週期設計水平譜加速度係數()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()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()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
圖 6.1 港灣構造物維護管理作業流程	6-2
圖 6.2 重力、板樁與棧橋式碼頭單元編碼示意	6-3

圖 6.3 碼頭構造物檢測技術列表	6-5
圖 6.4 單一構件評估說明	6-7
圖 6.5 整體構造物評估說明	6-7
圖 6.6 碼頭構造物處置對策程序	6-8
圖 6.7 重力與板樁式碼頭單元編碼方式修正	6-10
圖 6.8 重力、板樁式碼頭構件劣化位置記錄方式圖示	6-10
圖 6.9 起重機軌道損壞鋼軌接縫高差照片	6-15
圖 6.10 3D 光達量測原理	6-16
圖 6.11 脈衝式測量法	6-16
圖 6.12 相位差法	6-17
圖 6.13 小足跡光達(a)與大足跡光達(b)示意圖(Mallet & Bretar, 2009)	6-18
圖 6.14 植被在全波形與多重回波點雲的比較(Mallet & Bretar, 2009)	6-18
圖 6.15 三維光達量測程序與檢測照片	6-19
圖 6.16 三維光達測繪碼頭岸肩成果	6-21
圖 6.17 碼頭岸肩沉陷區測繪成果	6-21
圖 6.18 光達安裝於船首照片	6-21
圖 6.19 船載光達測繪海堤成果	6-22
圖 6.20 防蝕效果的判定方法	6-22
圖 6.21 電位測定示意圖	6-23
圖 6.22 碼頭構造物劣化處置對策表	6-24
圖 6.23 FRP 接合工法示意圖	6-36
圖 6.24 鉚釘打設工法示意圖	6-37

圖 6.25 防蝕包覆修補法示意圖	6-38
圖 6.26 拋石護基工法示意圖	6-39
圖 6.27 拋放麻袋混凝土法示意圖	6-39
圖 6.28 新增護基方塊法示意圖	6-40
圖 7.1 板樁由 Z-型型鋼組合之斷面圖	7-13
圖 7.2 板樁由 Z-型型鋼組合之斷面開裂情形圖	7-14
圖 7.3 受測之典型鋼板樁示意圖	7-19
圖 7.4 典型鋼板樁碼頭構造情形	7-23
圖 7.5 典型鋼板樁碼頭構造銹損破壞現象	7-23
圖 7.6 典型鋼板樁碼頭構造局部破損穿孔現象	7-23
圖 7.7 清理鋼版樁表面附著海生物	7-23
圖 7.8 表面附著海生物清除後情形	7-23
圖 7.9 鋼版樁厚度檢測情形	7-23
圖 7.10 鋼板樁碼頭防蝕塊檢測發現鏽蝕情形	7-24
圖 8.1 本案維護管理軟體架構	8-3
圖 8.2 關聯式查詢方式示意	8-3
圖 8.3 碼頭維護管理系統功能架構	8-10
圖 8.4 港灣基本資料展示-以基隆港為例	8-11
圖 8.5 港灣基本資料展示-以基隆港為例	8-11
圖 8.6 港灣碼頭地圖選擇-以基隆港為例	8-12
圖 8.7 碼頭基本資料展示-以基隆港西 2 號碼頭為例	8-12
圖 8.8 單元基本資料展示-以基隆港西 2 號碼頭為例	8-13
圖 8.9 檢測資料模組巡查類型之查詢與新增-以基隆港為例	8-14

圖 8.10 碼頭經常巡查資料列表-以基隆港東 2 號碼頭為例	8-14
圖 8.11 碼頭經常巡查紀錄表-以基隆港東 2 號碼頭為例	8-14
圖 8.12 碼頭經常巡查紀錄編輯-1-以基隆港東 2 號碼頭為例	8-15
圖 8.13 碼頭經常巡查紀錄編輯-2-以基隆港東 2 號碼頭為例	8-15
圖 8.14 碼頭經常巡查基本資料編輯-以基隆港東 2 號碼頭為例	8-16
圖 8.15 碼頭經常巡查資料新增-以基隆港西 2 號碼頭為例	8-16
圖 8.16 碼頭定期巡查資料列表-以基隆港西 2 號碼頭為例	8-17
圖 8.17 碼頭定期巡查紀錄表-以基隆港西 2 號碼頭為例	8-17
圖 8.18 碼頭定期巡查紀錄編輯-以基隆港西 2 號碼頭為例	8-18
圖 8.19 碼頭定期巡查資料列表(未完成檢測範例)-以基隆港西 2 號碼頭 為例	8-18
圖 8.20 碼頭特別巡查資料新增-以基隆港西 1b 號碼頭為例	8-19
圖 8.21 碼頭特別巡查紀錄表-以花蓮港 25 號碼頭為例	8-19
圖 8.22 維修排序模組之維修方式與碼頭選擇-以基隆港為例	8-20
圖 8.23 緊急維修構件列表-以基隆港東 2 號碼頭為例	8-20
圖 8.24 年度維修構件列表-以基隆港西 3 號碼頭為例	8-21
圖 8.25 緊急搶修構件列表-以基隆港東 1 號碼頭為例	8-21
圖 8.26 維修紀錄模組功能示意	8-22
圖 8.27 維修紀錄模組-新增維修紀錄示意	8-22
圖 8.28 維修紀錄模組-查詢維修紀錄示意	8-22
圖 8.29 帳號管理模組-使用者列表	8-23
圖 8.30 帳號管理模組-使用者新增	8-23
圖 8.31 帳號管理模組-使用者編輯	8-24

圖 8.32 港灣資料擴充後之碼頭檢視圖	8-27
圖 8.33 基隆港東 3 號碼頭單元基本資料.....	8-27
圖 8.34 基隆港東 2 號碼頭經常巡查紀錄表.....	8-27
圖 8.35 基隆港東 2 號碼頭防舷材劣化異狀照片	8-27
圖 8.36 定期巡查報告資料料表-以基隆港西 2 號碼頭為例	8-28
圖 8.37 定期巡查報告照片	8-28
圖 8.38 各年度估算修復經費($C(E,i)$)	8-30
圖 8.39 各年度實際修復經費($C(R,i)$)與估算修復經費($C(E,i)$)	8-31
圖 8.40 未來修復費用預測.....	8-31
圖 8.41 各年修復費用($C(P,i)$).....	8-33
圖 8.42 分析預測修復費用示意.....	8-33
圖 8.43 分析預測修復費用迴歸趨勢斜率應用	8-34

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 、 、 與 值	5-17
表 5-11 臨海且鄰近斷層鄉鎮之 、 、 與 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(NA)	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(NA)	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(NV)	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(NV).....	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(NA)	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(NA)	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(NV)	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(NV)	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()與()，與 2500 年回歸期水平譜加速度係數()與()	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 SRA 及 SRV	5-48
表 6-1 檢測作業種類比較	6-2

表 6-2 重力式碼頭目視檢測標準(節錄).....	6-4
表 6-3 重力式碼頭-碼頭本體-岸肩裂縫異狀輔助判斷圖示.....	6-4
表 6-4 重力式碼頭構件儀器檢測對應	6-5
表 6-5 板樁式碼頭構件儀器檢測對應	6-5
表 6-6 棧橋式碼頭構件儀器檢測對應	6-6
表 6-7 碼頭構造物儀器檢測技術適用性表	6-6
表 6-8 重力式碼頭劣化異狀與處置對策(節錄).....	6-9
表 6-9 重力與板樁式碼頭構件劣化位置記錄方式說明	6-10
表 6-10 碼頭經常巡查檢測表	6-11
表 6-11 碼頭定期巡查檢測表(節錄)-以重力式碼頭為例	6-12
表 6-12 碼頭特別巡查檢測表	6-13
表 6-13 板樁式碼頭-碼頭本體-壁體接縫開裂目試檢測標準修正表	6-14
表 6-14 起重機軌道損壞目試檢測標準修正表	6-15
表 6-15 防蝕系統(陽極塊)腐蝕電位測定成果範例.....	6-23
表 6-16 重力式碼頭各劣化狀況等級與其處置對策矩陣	6-25
表 6-17 板樁式碼頭各劣化狀況等級與其處置對策矩陣	6-25
表 6-18 棧橋式碼頭各劣化狀況等級與其處置對策矩陣	6-26
表 6-19 重力式碼頭劣化異狀與處置對策	6-27
表 6-20 板樁式碼頭劣化異狀與處置對策	6-29
表 6-21 棧橋式碼頭劣化異狀與處置對策	6-31
表 6-22 碼頭附屬設施劣化異狀與處置對策	6-34
表 6-23 修復工法單價列表	6-42
表 6-24 樹脂砂漿塗抹工法(C1)單價分析表	6-42

表 6-25 灌注環氧樹脂工法(C2)單價分析表	6-43
表 6-26 修補水泥砂漿工法(C3)單價分析表	6-44
表 6-27 混凝土及鋼筋修補(C4)單價分析表	6-44
表 6-28 新增鋼板焊補法(S1).....	6-44
表 6-29 拋石護基工法(O1).....	6-45
表 6-30 拋放麻袋混凝土法(O2).....	6-45
表 6-31 新增護基方塊法(O3).....	6-45
表 6-32 防蝕塗料維修(O6).....	6-45
表 6-33 置換繫船柱(O7).....	6-45
表 6-34 置換防舷材(O9).....	6-46
表 7-1 混凝土構造棧橋式碼頭整體結構破壞指標相關之係數	7-10
表 7-2 各構件破壞指數計算表	7-11
表 7-3 整體破壞指標所需參數值	7-12
表 7-4 鋼板樁碼頭整體結構破壞指標相關之係數	7-17
表 7-5 高雄港 39 號碼頭鋼板檢測案例數據	7-19
表 7-6 高雄港 39 號碼頭鋼板檢測案例演算	7-19
表 7-7 高雄港 39 號碼頭冠牆臨水面混凝土強度	7-21
表 7-8 整體破壞指標所需參數值	7-22
表 7-9 重力式碼頭整體結構安全指標相關之係數	7-28
表 7-10 碼頭高程測量沉陷檢測數據	7-30
表 7-11 碼頭壁體混凝土強度檢測結果.....	7-31
表 7-12 重力式碼頭壁體混凝土強度檢測結果	7-32
表 8-1 港灣基本資料表架構	8-5

表 8-2 碼頭基本資料表架構	8-6
表 8-3 單元基本資料表架構	8-6
表 8-4 構件基本資料表架構	8-6
表 8-5 劣化類型資料表架構	8-7
表 8-6 劣化描述資料表架構	8-7
表 8-7 經常巡查基本資料表架構	8-7
表 8-8 經常巡查詳細資料表架構	8-7
表 8-9 定期巡查基本資料表架構	8-8
表 8-10 定期巡查詳細資料表架構	8-8
表 8-11 特別巡查基本資料表架構.....	8-9
表 8-12 特別巡查詳細資料表架構	8-9
表 8-13 修復工法資料表架構	8-9
表 8-14 修復工法對應資料表架構	8-9
表 8-15 維修紀錄表架構.....	8-10
表 8-16 本年度港灣構造物資料擴充單元基本資料列表	8-24
表 8-17 各分析預測方法比較表	8-29
表 8-18 2010 年基隆港西 14 號碼頭定期巡查構件估算修復費用(節錄)	8-32

第一章 前言

1.1 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及維護措施，使所建造之港灣構造物能滿足預期之安全度及服務品質一直是目前熱門的研究課題。

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 年日本神戶地震以及 1999 年臺灣 921 集集大地震等，均導致人員傷亡、房屋、橋梁、道路、大壩、港灣構造物、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，以確保構造物之性能滿足使用、運作、安全、經濟等目標。有鑒於美國、歐洲、日本等國已經著手於性能設計之研究，而國內也已著手推動橋梁及建築物之耐震功能性設計，故本所也考慮將構造物功能性設計應用在港灣構造物，俾提升國內港灣工程技術之水準，使我國與國際上之工程技術接軌。

而港灣結構物之維護是為確保結構安全，使用功能及延長使用年限的必要措施，以往我國港灣工程與設施較注重興建，對於平常之維護均認為是例行公事，僅編列少數維護經費，做低效益、無專業技術之表面粗淺之維護工作。而英、美、日等先進國家則均依環境腐蝕特性，規劃一套完整之維護計畫，不但使維護經費做最有效之運用，並可杜絕龐大維護費用之浪費。因此，我國港灣結構物實有必要建立一套完善的港灣構造物檢測程序與安全評估方法。

1.2 研究目的

本研究目的可摘列整理如下：

1. 配合國際潮流之趨勢，對港灣構造物耐震設計之性能化進行研究，研擬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。
2. 建立港灣構造物維護管理制度
3. 建置港灣構造物維護管理系統

1.3 研究範圍

在耐震性能設計架構之研究部份，主要以碼頭結構物為研究對象，第三期(102 年)計畫主要是進行板樁式碼頭之設計例實作。在安全檢查評估之研究部份，主要以碼頭(包含重力式、板樁式與棧橋式三種)與防波堤等港灣構造物為主，由於本所過去已執行「基隆港西 14 至西 15 號碼頭結構安全檢測評估與系統建置」與「基隆港西 2 至西 4 號碼頭結構檢測評估及維護管理系統建置之研究」兩研究案，故希望能藉著過去的研究基礎，以基隆港為對象，持續進行更深入之探討，以利未來建置港灣設施維護管理系統。

1.4 研究方法

在耐震性能設計架構之研究部份，本研究係藉由文獻資料蒐集與彙整，分析國內設計基準概況，比較國外性能設計準則，並依據國內耐震性能設計準則之架構，探討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，提出港灣構造物耐震性能設計準則架構。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與案例實作。

在安全檢查評估之研究部份，本研究主要針對港灣構造物檢測標準，配合國內外之文獻資料，進行比較分析，藉以制訂適合我國之標準外，亦針對港灣構造物檢測建置其執执行程序，配合手冊之撰寫(包含施檢測類型與頻率、構件編碼原則、目視檢測評估標準等)，藉以讓現場工程師能便於操作。至於安全評估部分，本研究亦將針對現有評估方式進行探討，並提出結合目視與儀器檢測之新式評估方法。

1.5 研究內容與流程

本研究之主要工作項目如下所示，其工作流程如圖 1.1 所示。

1. 板樁式碼頭設計流程之建立
2. 板樁式碼頭設計例實作
3. 板樁式碼頭之性能適宜性探討
4. 碼頭現行設計基準之耐震設計規定內容研修方向
5. 港灣構造物檢測作業標準制訂
6. 現有港灣構造物安全評估方法之檢討
7. 港灣構造物維護管理系統建置

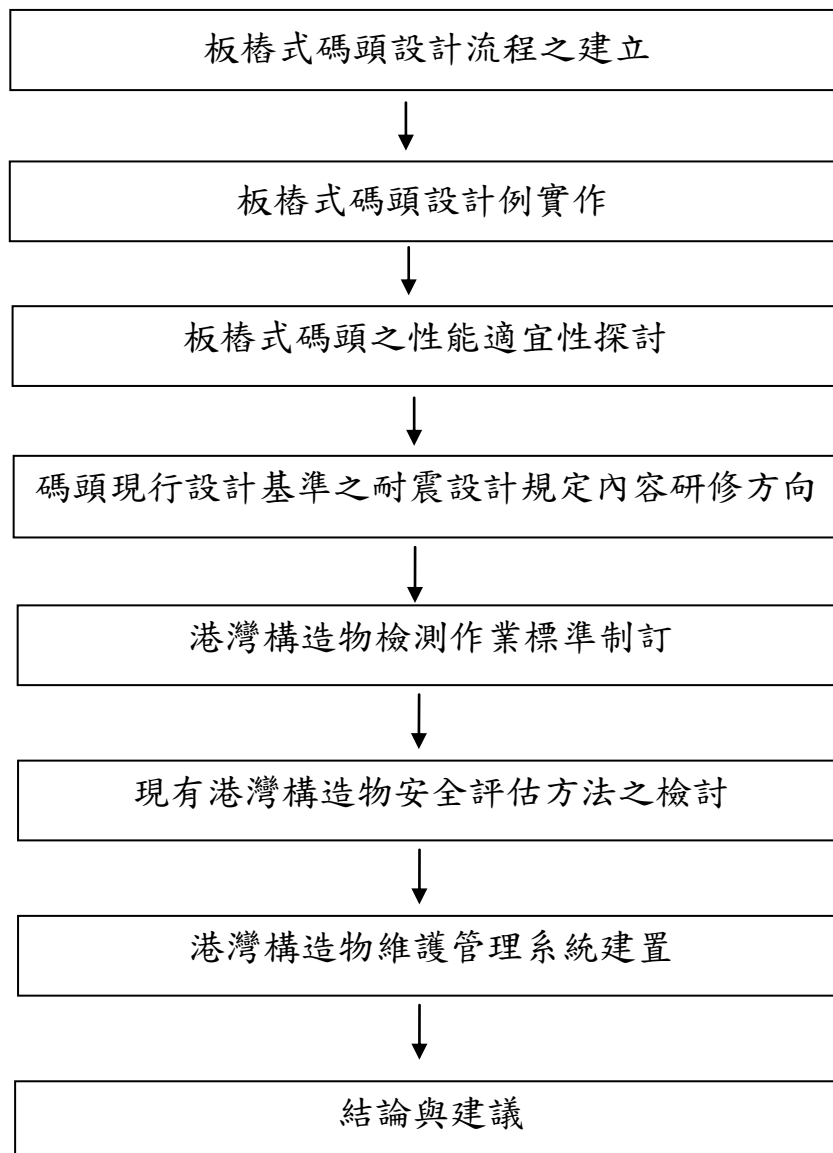


圖 1.1 研究流程圖

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。

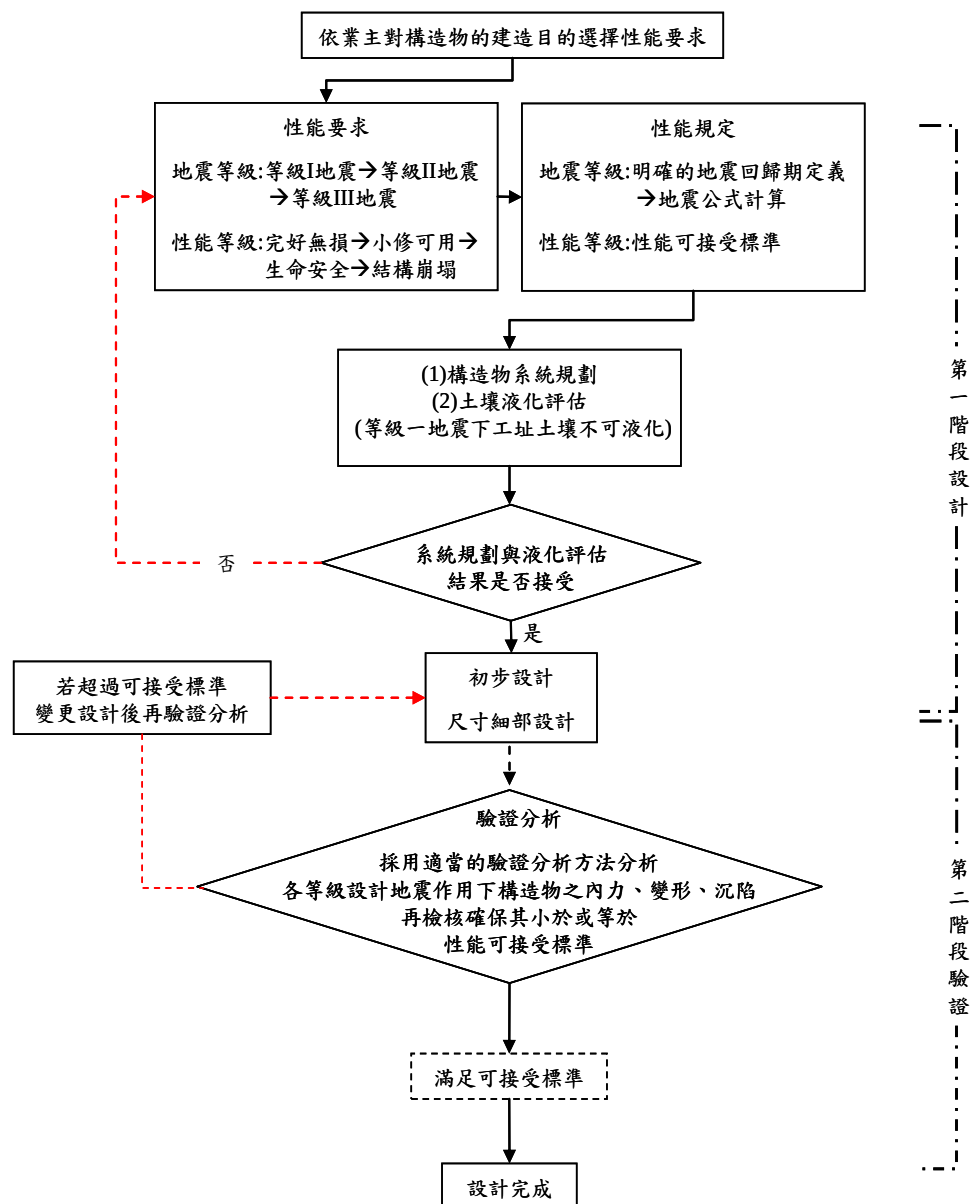


圖 2.1 碼頭耐震性能設計基本設計流程

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	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	$V_I = \frac{S_{a,II}}{3.25\alpha_y} W$
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 $F_{u,III}$ 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。

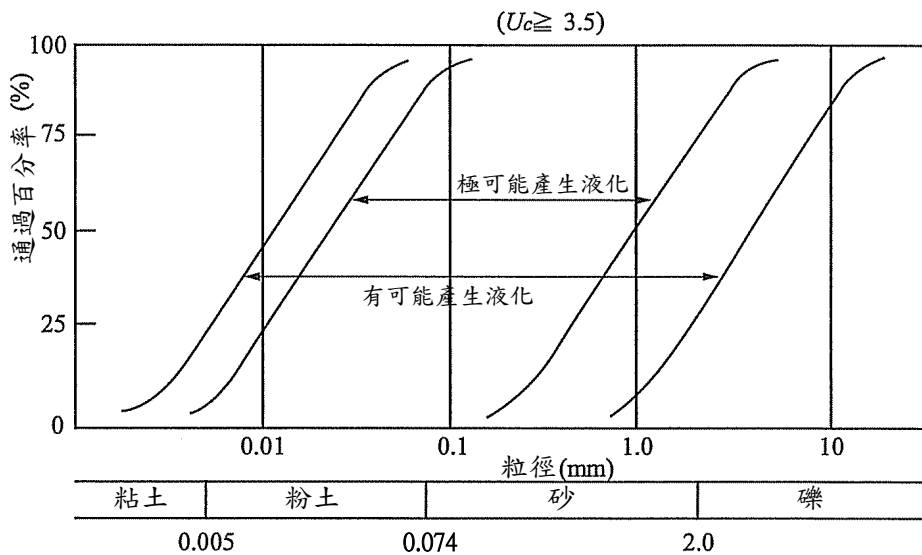
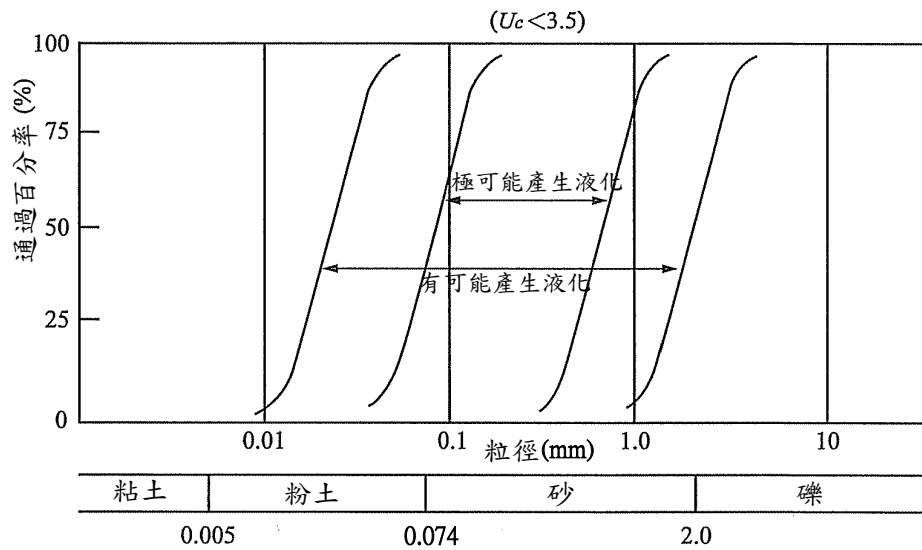


圖 2.2 現行港灣構造物設計基準土壤粒徑與土壤液化分析圖

資料來源：參考文獻^{[21][22]}

(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。

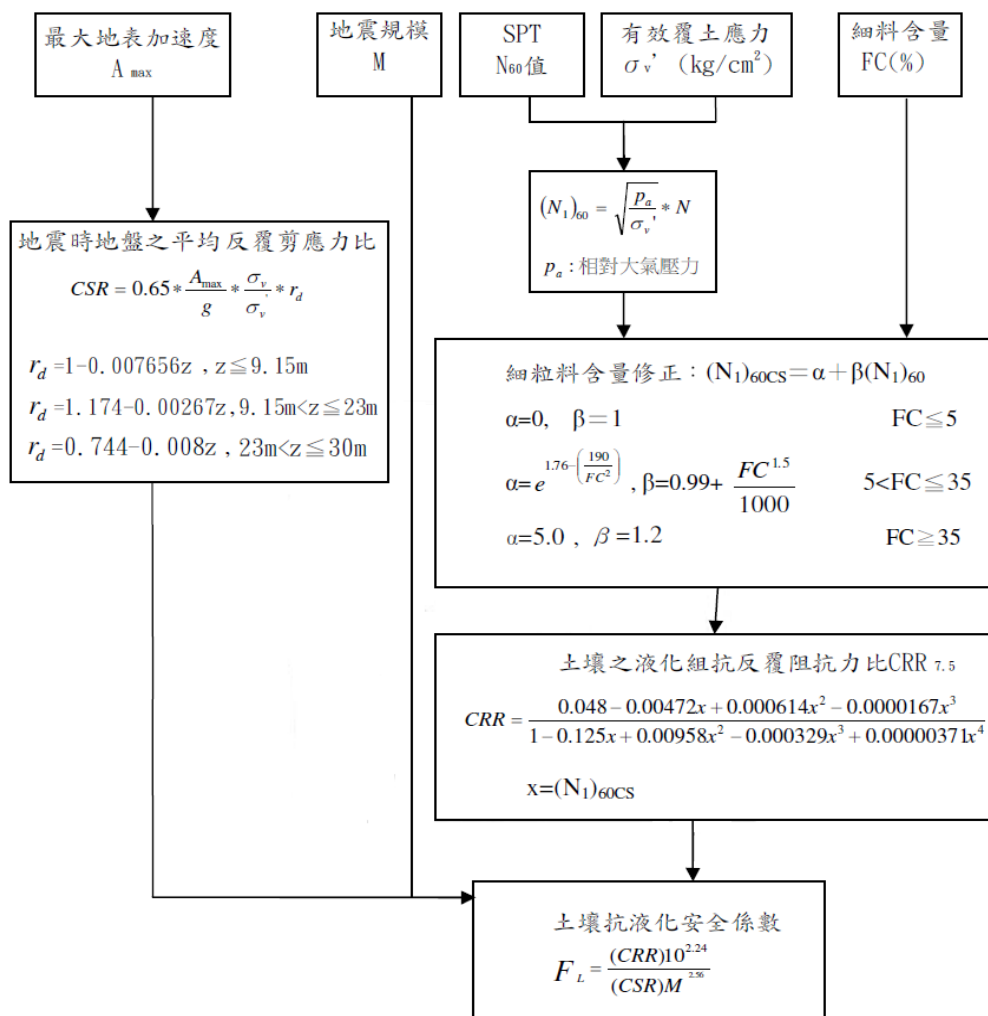


圖 2.3 NCEER 土壤液化潛能評估流程

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。

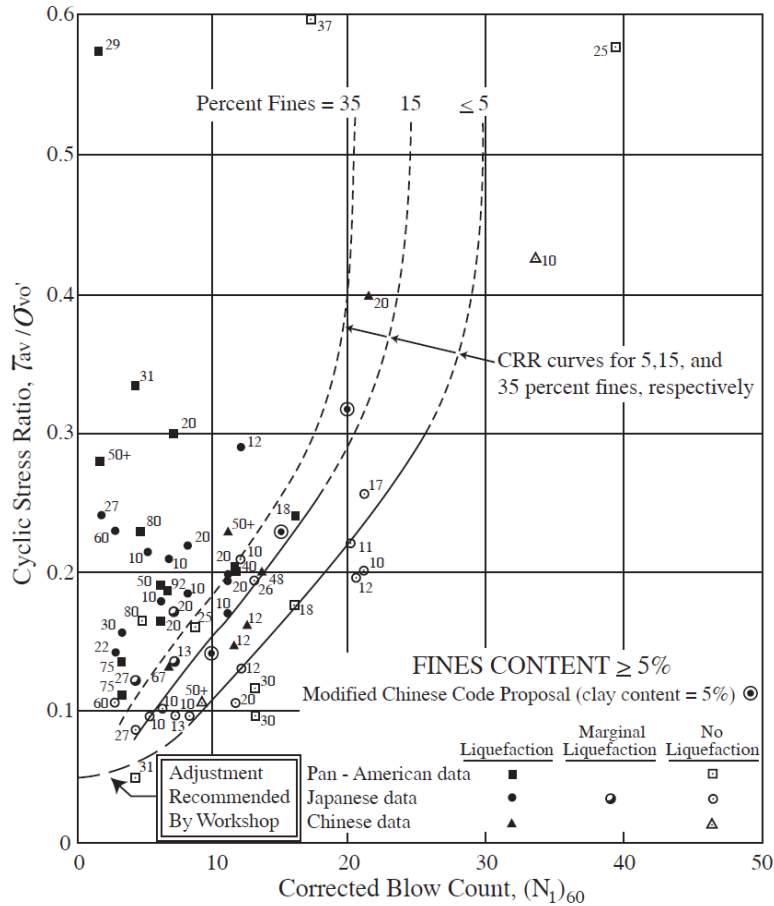


圖 2.4 土層之有效覆土剪應力比與修正後 SPT-N 值之關係

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：

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

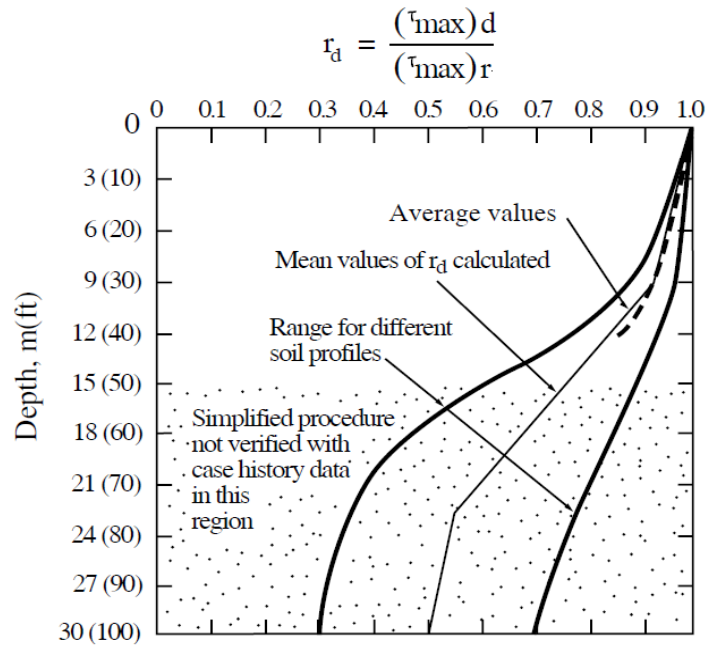


圖 2.5 土壤之深度-折減係數關係圖

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，

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

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

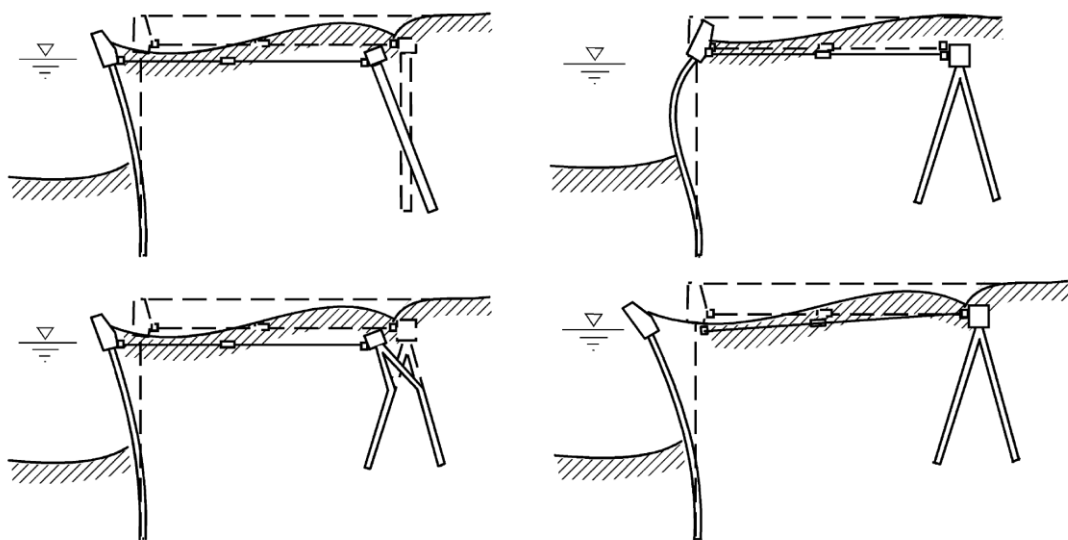
- a. 超載：分為「地震時」與「常時」。
- b. 地震力(地震係數)：分為「水面上」、「水面下」、「碼頭結構體」。

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。

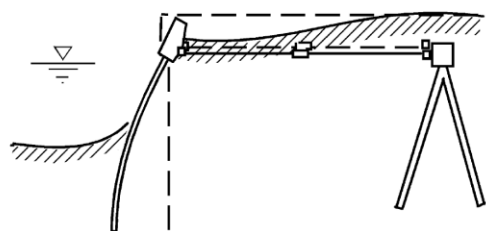
2.3.2 建立性能可接受標準

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。

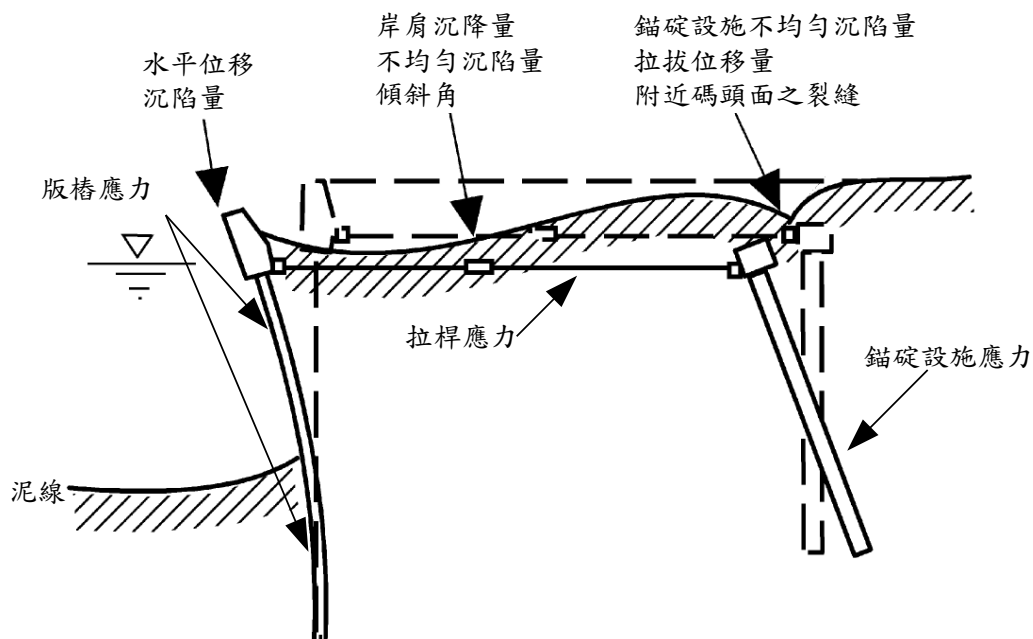


圖 2.7 板樁式碼頭之性能參數

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

性能水準 參數			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。

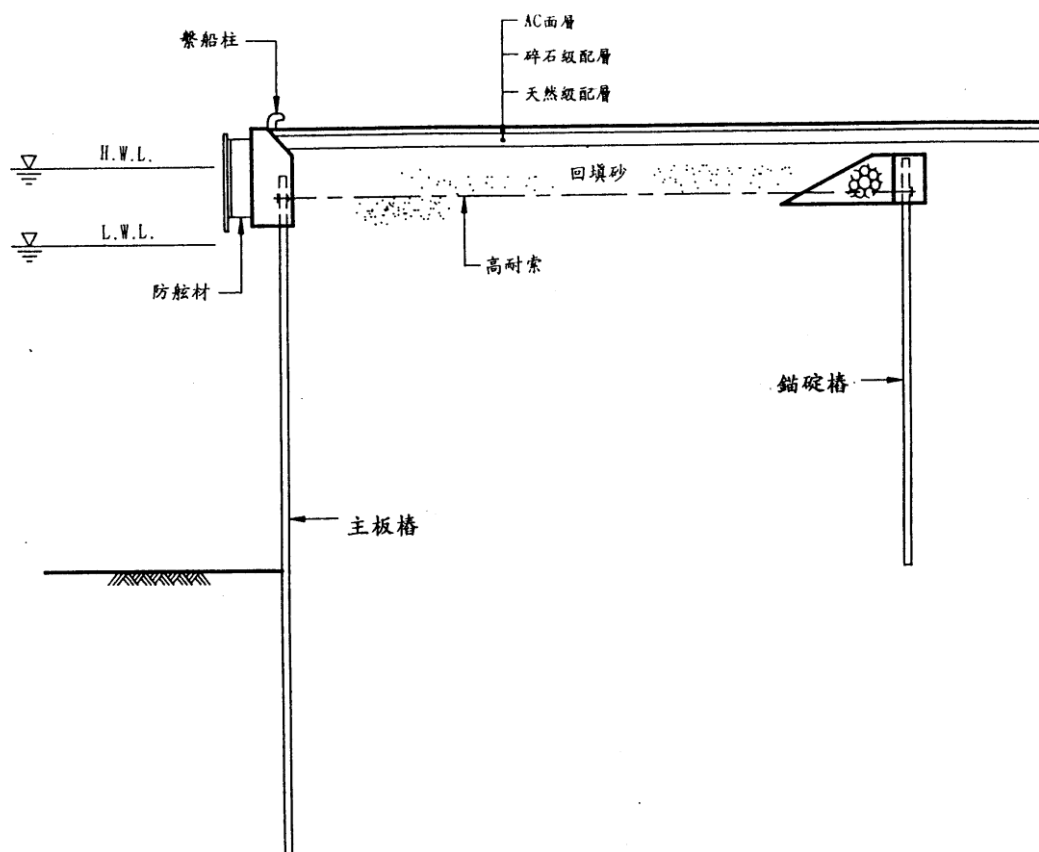


圖 2.8 板樁式碼頭標準斷面示意圖

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，Iai^[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]

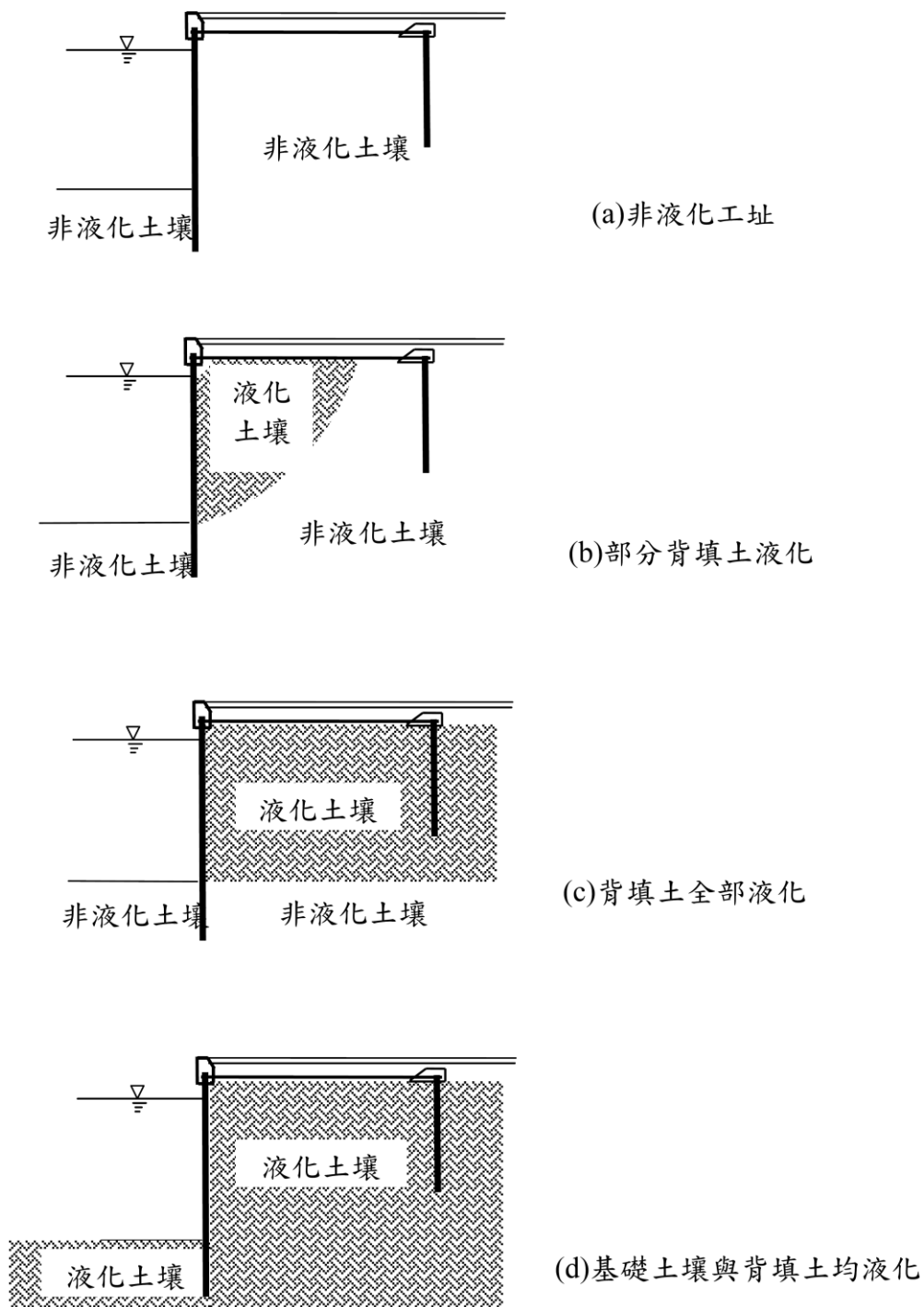


圖 2.9 板樁式碼頭工址填土可能液化狀態

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	經驗公式或靜力分析法(考量有或無土壤液化)	- 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

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。

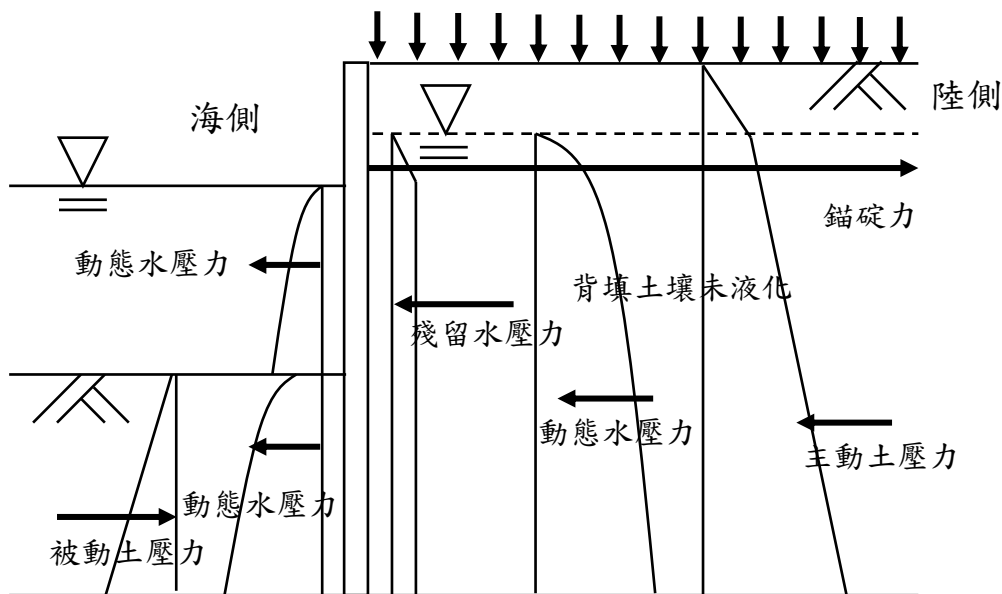


圖 2.10 地震時背填土壤未液化板樁式碼頭受力示意圖

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)」^[41]，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 $R.W.L.$ ：

$$R.W.L. = \frac{2}{3}(M.H.W.L. - M.L.W.L.) + M.L.W.L. \dots\dots\dots (2-7)$$

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：

$$P_{AE,i} = K_{AE,i} \cdot (\sum \gamma_i h_i + w_{OL}) \cdot \cos \delta \dots\dots\dots (2-8)$$

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：

$$K_{AEi} = \frac{\cos^2(\phi_i - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \cdot \sin(\phi_i - \theta)}{\cos(\theta + \delta)}} \right]^2} \dots\dots\dots (2-9)$$

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：

$$P_{PE,i} = K_{PE,i} \cdot (\sum \gamma_i h_i + w_{OL}) \cdot \cos \delta \dots\dots\dots (2-10)$$

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：

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

(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：

$$P_{DW} = \pm \frac{7}{8} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_w \cdot y} \dots\dots\dots (2-12)$$

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。

$$P_{DW} = \frac{7}{12} \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \dots\dots\dots (2-13)$$

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。

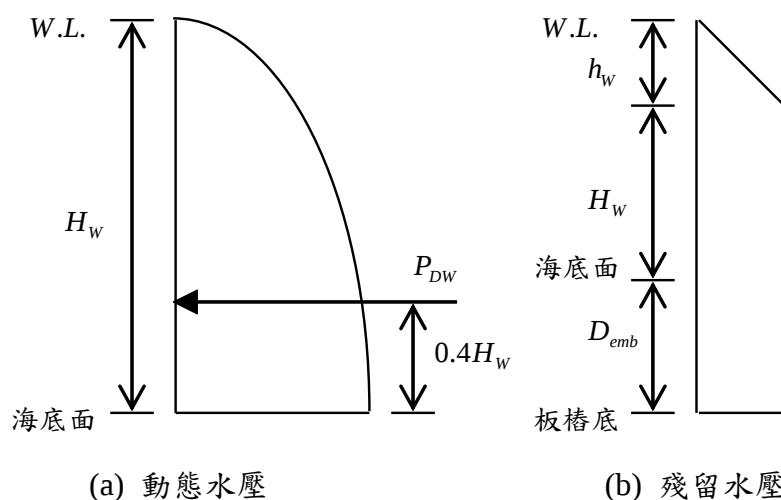


圖 2.11 作用於板樁之水壓力分布示意圖

(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：

$$P_{RW} = \gamma_w \cdot h_w \dots\dots\dots (2-14)$$

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：

$$P_{RW} = \frac{1}{2} \cdot p_{RW} \cdot h_w + p_{RW} (H_w + D_{emb}) \dots\dots\dots (2-15)$$

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：

$$S.F. \leq \frac{M_p}{M_a} \dots\dots\dots (2-16)$$

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_t ，其與設計震度係數 K_e 之比值即為耐震安全係數：

$$F_s = \frac{K_t}{K_e} \dots\dots\dots (2-17)$$

(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。

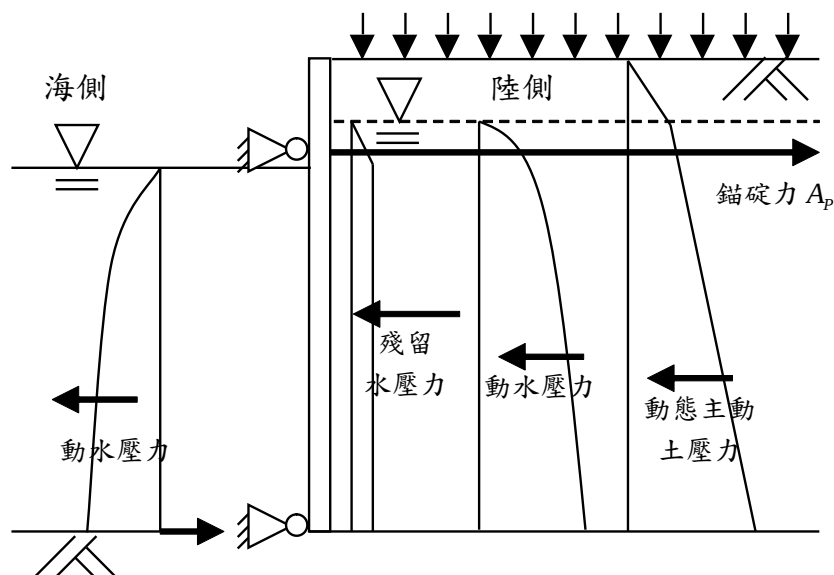


圖 2.12 板樁最大彎矩分析模式示意圖

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：

$$K_{AE} = K_A + \Delta K_{AE} = K_A + \frac{3}{4} K_h \dots\dots\dots (2-18)$$

$$K_{PE} = K_P + \Delta K_{PE} = K_P - \frac{17}{8} K_h \dots\dots\dots (2-19)$$

$$T_e = T_s \cdot \frac{K_{PE} - K_{AE}}{K_P - K_A} \dots\dots\dots (2-20)$$

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：

$$K_t = \frac{a \tan \alpha_{AE} - b + \tan(\phi - \alpha_{AE})(1 + b \tan \alpha_{AE})}{1 + c \tan \alpha_{AE}} \dots\dots\dots (2-21)$$

其中，

$$a = \frac{mT_s + P_p + 1/2 \gamma_w (H_w + D_{emb})^2 + \Delta U_p}{W_m} \dots\dots\dots (2-22)$$

$$b = \frac{1/2 \gamma_w (H_w + D_{emb})^2 \tan \phi + \Delta U_A \sin \alpha_{AE}}{W_m} \tan \psi \dots\dots\dots (2-23)$$

$$c = \frac{1}{W_m} \left[\frac{23mnT_s}{8(K_P - K_A)} + \frac{17P_p \gamma_{sat}}{8K_p \gamma'} + \frac{7}{12} \gamma_w H_w^2 \right] \dots\dots\dots (2-24)$$

$$W_m = \frac{1}{2} [\gamma_{sat}(H_w + D_{emb})^2 + \gamma_{wet}(H - H_w)(H + 2D_{emb} + H_w)] \dots\dots\dots (2-25)$$

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。

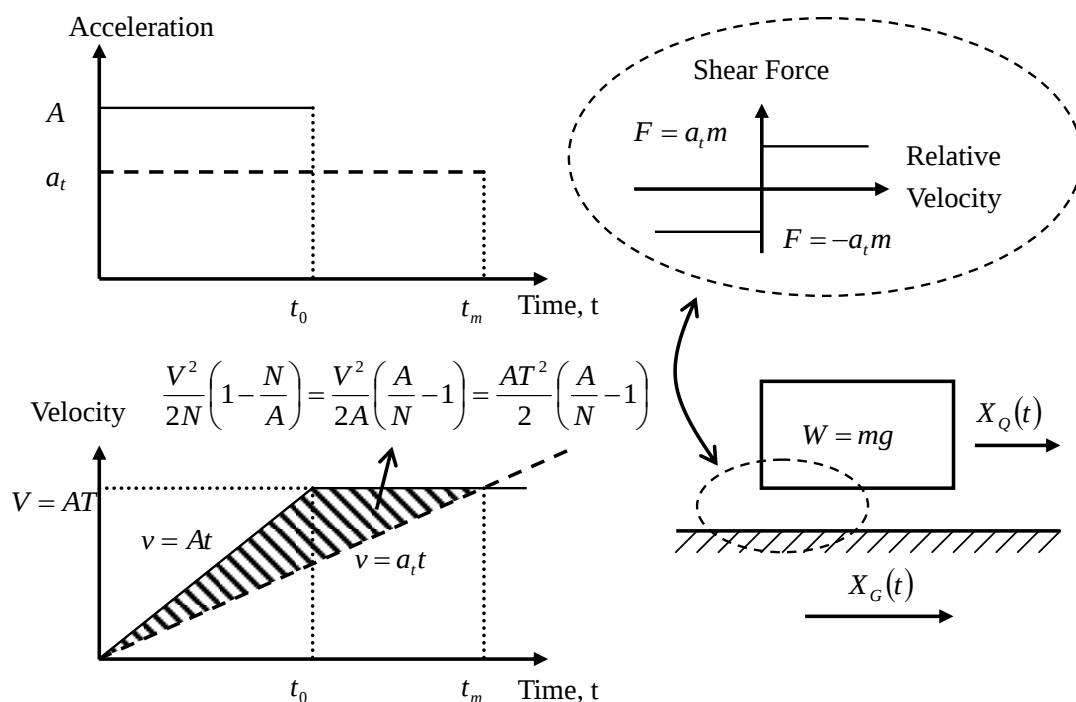


圖 2.13 Newmark 之滑動塊體分析法的觀念

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_t ；而在滑動期間，若地盤與滑動塊體之相對速度減為零時，則滑動停止，塊體再次與地表一起運動。根據滑動面為彈塑性模式之假設，滑動期間之滑動塊體以等加速度 a_t 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。

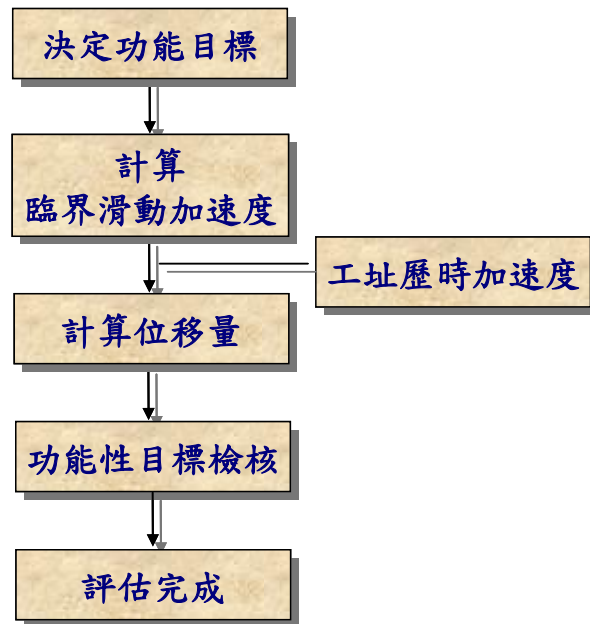


圖 2.14 板樁式碼頭簡便動力分析法評估流程圖

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

板樁式碼頭之動力分析法，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是否符合性能要求，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是否符合性能目標，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。

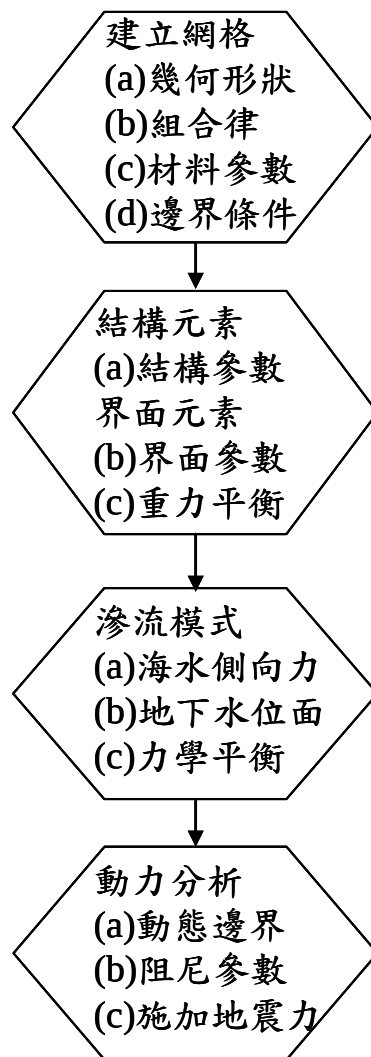


圖 2.15 以 FLAC 程式模擬板樁式碼頭之分析流程圖

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^[23])，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	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。

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)

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。

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，如表 3-4 所示，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

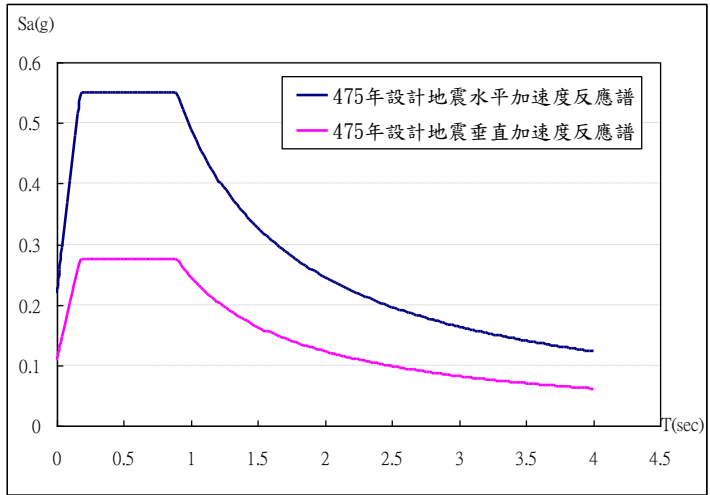
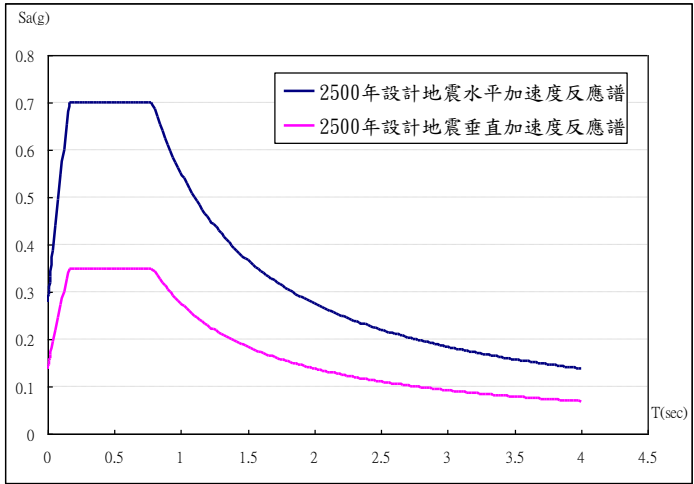
地震等級	地震力定量
等級 I 地震 中度地震	靜力分析中等級 I 地震力計算為 $V_I = \frac{S_{a,II}}{3.25\alpha_y} W$，結構設計採強度設計法，依現行規範規定 $\alpha_y = 1.0$。
等級 II 地震 475 年回歸期地震	結構性能檢核採非線性分析，因此地震力以未經韌性折減之反應譜 $S_{a,II}$ 作表示如下。 
等級 III 地震 2500 年回歸期地震	結構性能檢核採非線性分析，因此地震力以未經韌性折減之反應譜 $S_{a,III}$ 作表示如下。 

表 3-4 板樁式碼頭性能可接受標準

性能水準			第 I 級	第 III 級	第 IV 級
參數					
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。

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。

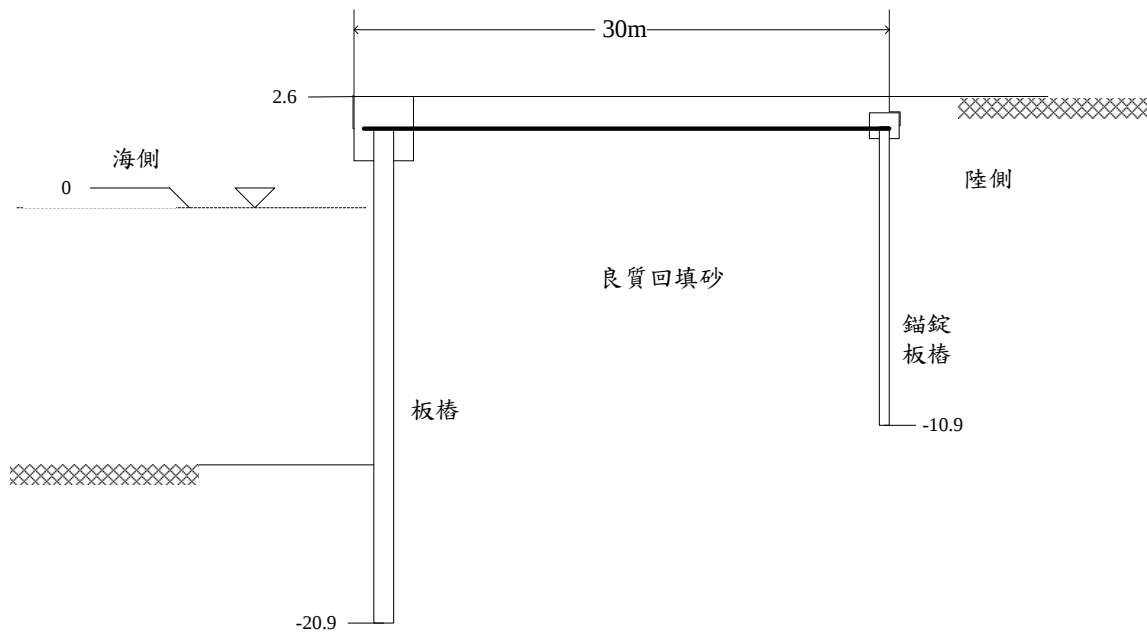


圖 3.1 板樁式碼頭標準斷面圖

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 $PGA=0.4S_{II,S}/3.25=0.068\text{ g}$ ，等級 II 地震 $PGA=0.4 S_{II,S}=0.22\text{ g}$ ，等級 III 地震 $PGA=0.4S_{III,S}=0.28\text{ g}$ 。

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	土壤 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 tm 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	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	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	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	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	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	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	γ_t (t/m ³)	$\sigma'_{v'}$ (t/m ²)	σ_v (t/m ²)	N	有效 覆土 C _n	地震 規模 修正 MSF	α	β	N1	應力折 減係數 γ_d	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	γ_t (t/m ³)	$\sigma'_{v'}$ (t/m ²)	σ_v (t/m ²)	N	有效 覆土 C _n	地震規 模修正 MSF	α	β	N1	應力折 減係數 γ_d	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	γ_t (t/m ³)	$\sigma'_{v'}$ (t/m ²)	σ_v (t/m ²)	N	有效 覆土 C _n	地震規 模修正 MSF	α	β	N1	應力折 減係數 γ_d	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

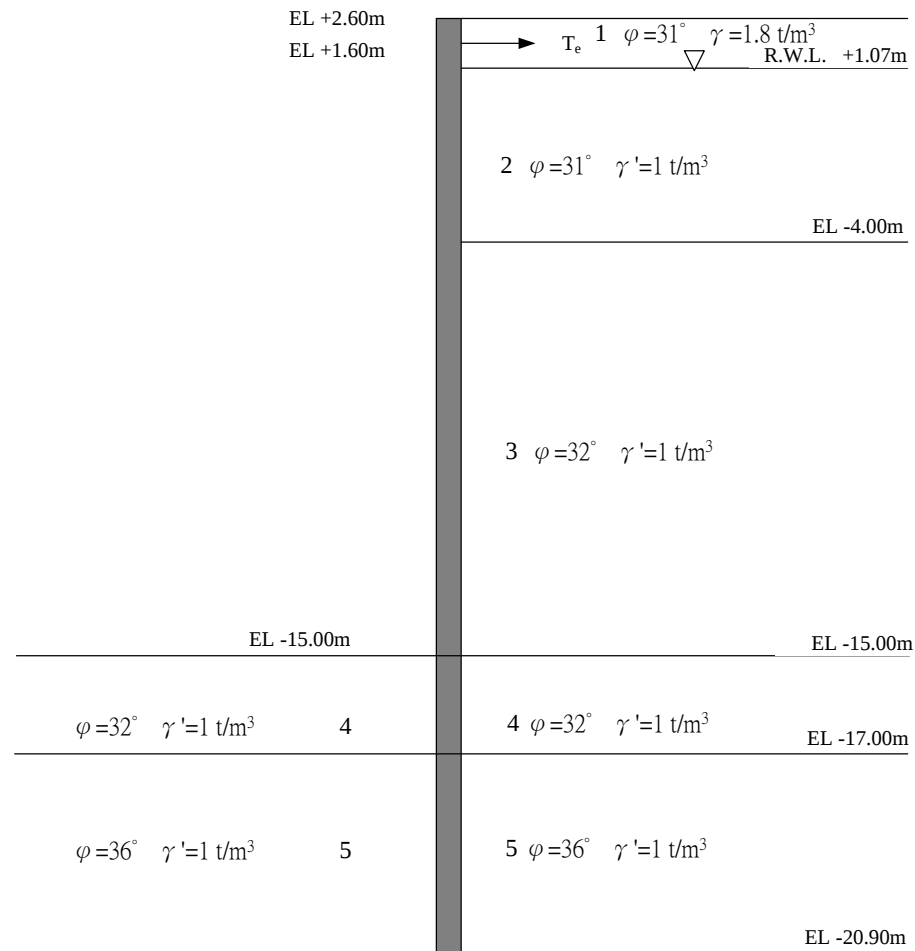


圖 3.2 板樁式碼頭土壤性質分布圖

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

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

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

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)
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 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)
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 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)
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

性能水準			第 I 級
參數			
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	$3\text{cm} \sim 10\text{cm}$ 滿足使用性要求 → 通過
		岸肩與後線陸地之 沉陷差	$30\text{cm} \sim 70\text{cm}$ 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 → 通過
	基盤面以下板樁		彈性 滿足使用性要求 → 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，如圖 3.3 所示，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 $0.2T$ 至 $1.5T$ 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。

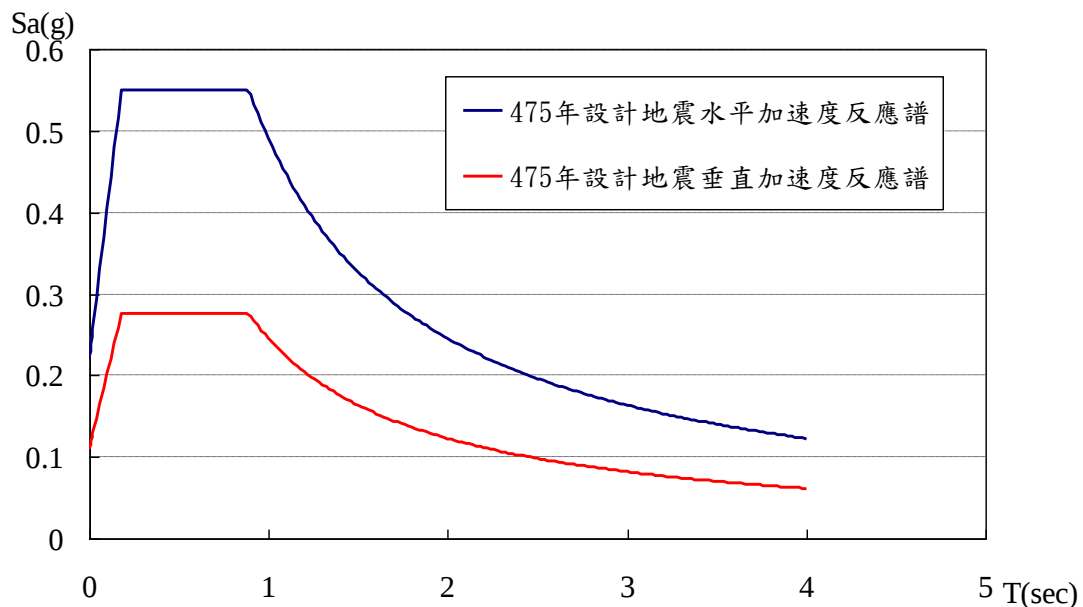


圖 3.3 板樁式碼頭等級 II 地震之設計反應譜

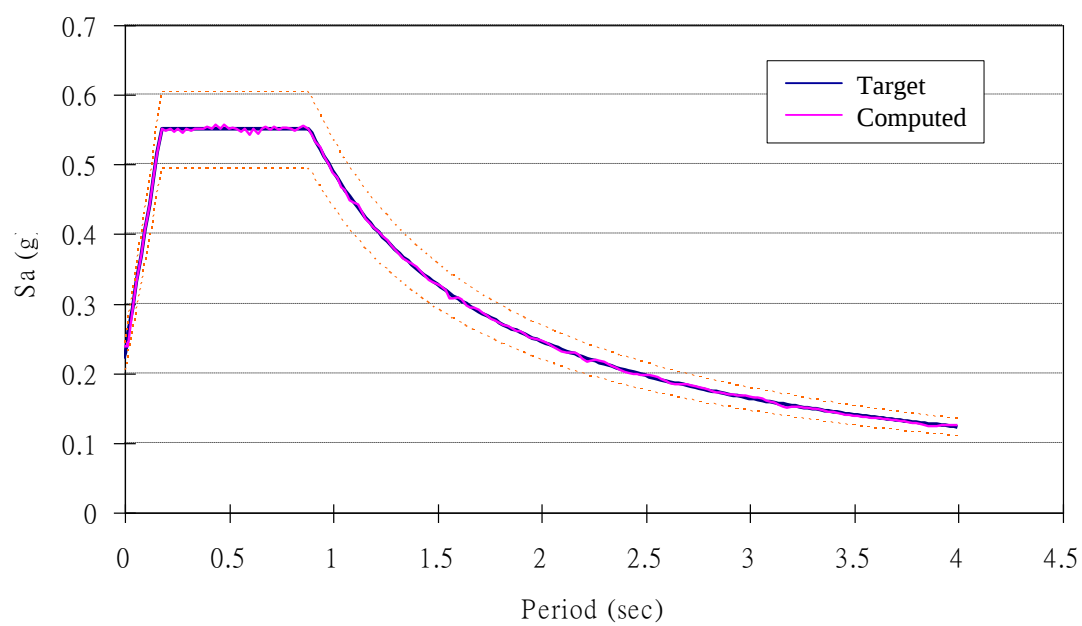


圖 3.4 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震反應譜

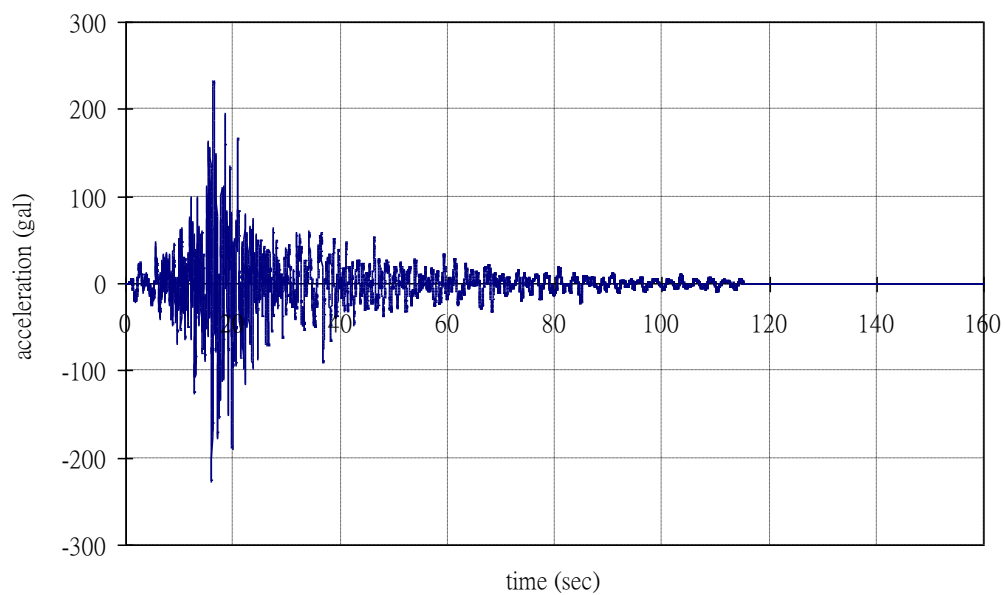


圖 3.5 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時

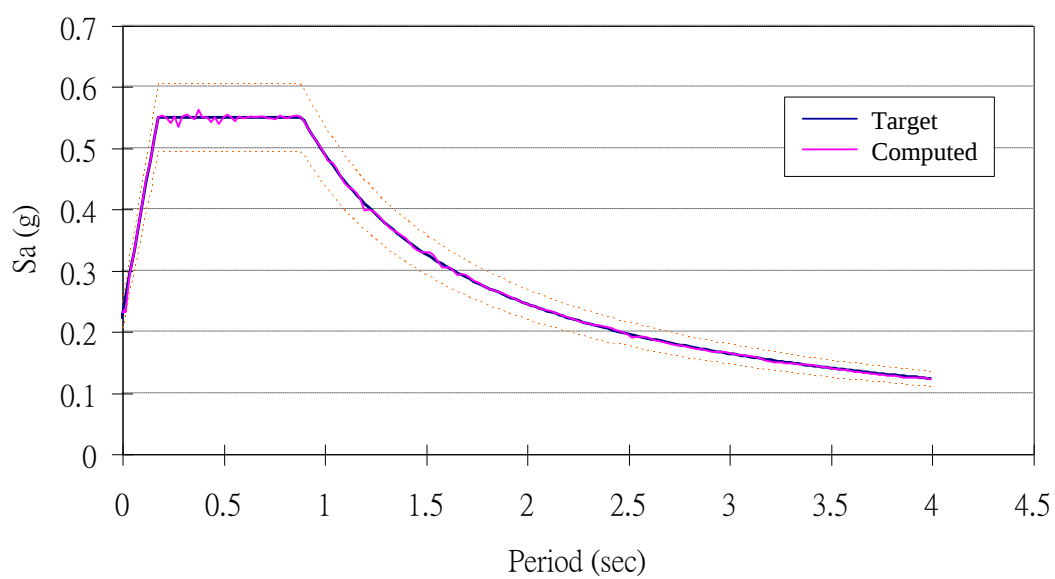


圖 3.6 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震反應譜

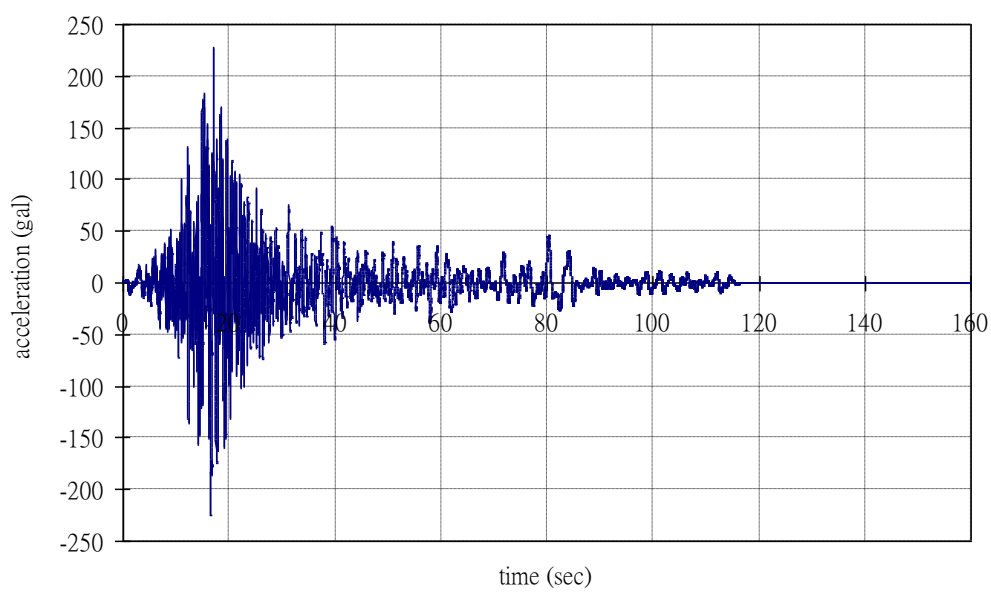


圖 3.7 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時

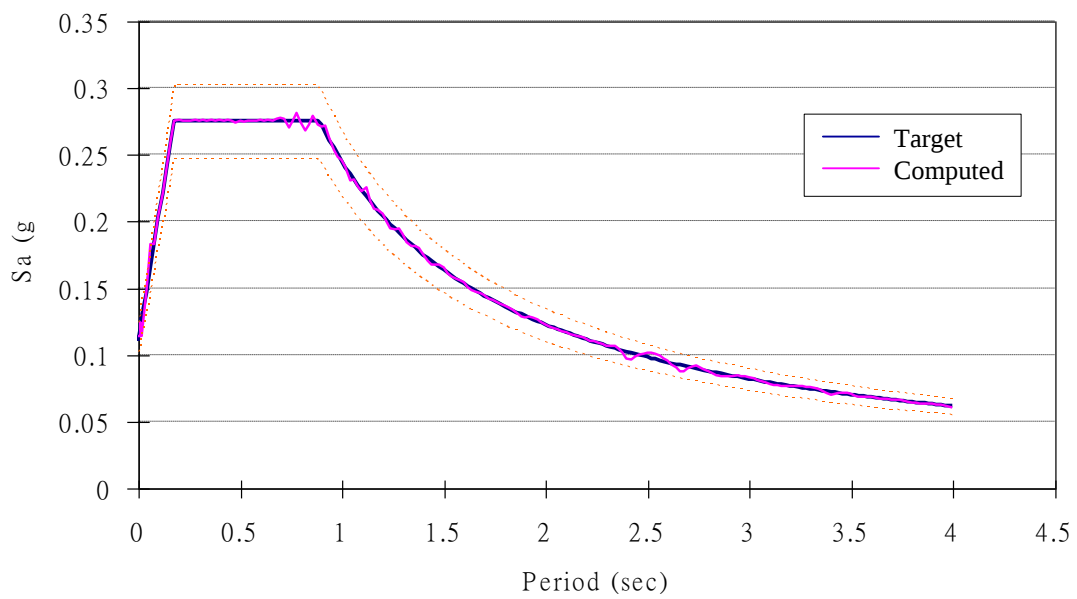


圖 3.8 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜

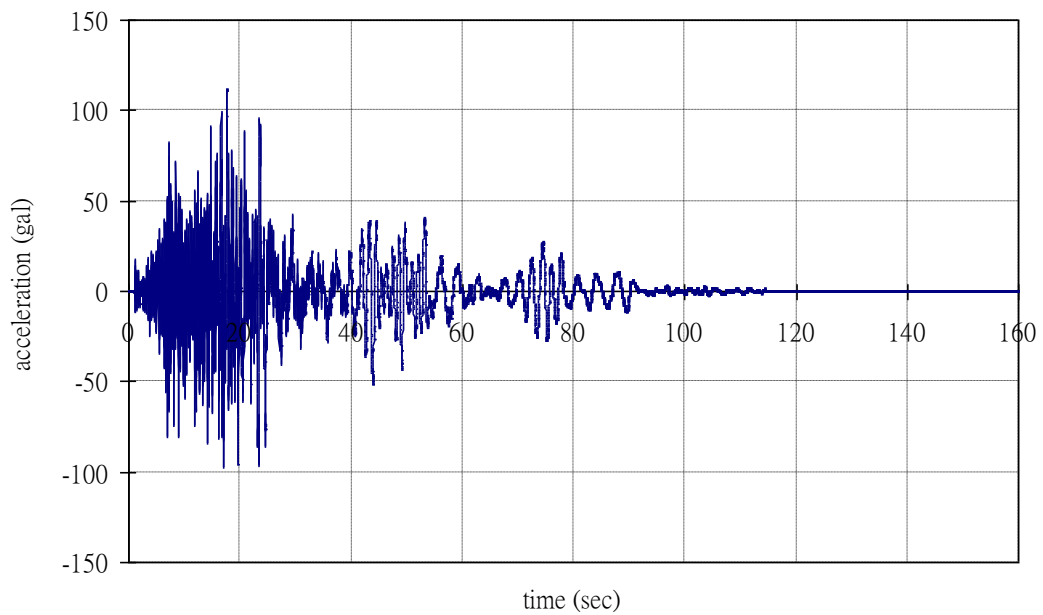


圖 3.9 板樁碼頭等級 II 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時

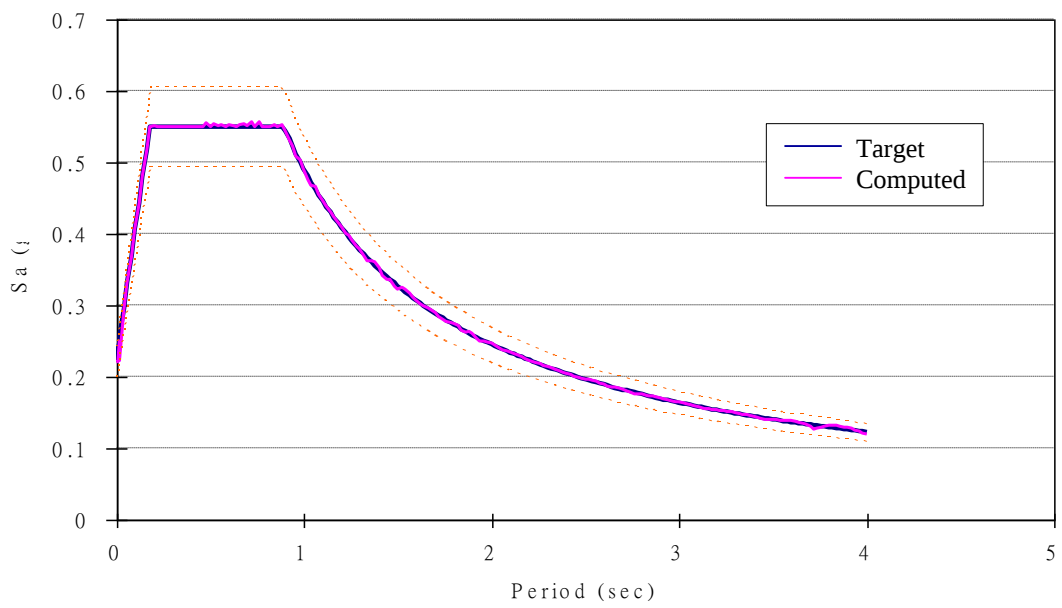


圖 3.10 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震反應譜

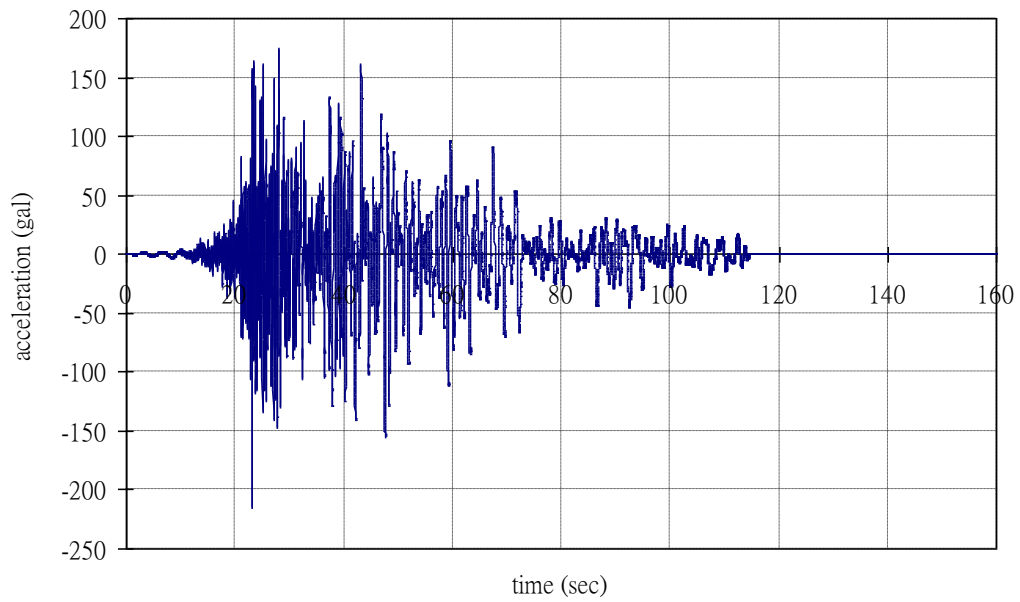


圖 3.11 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時

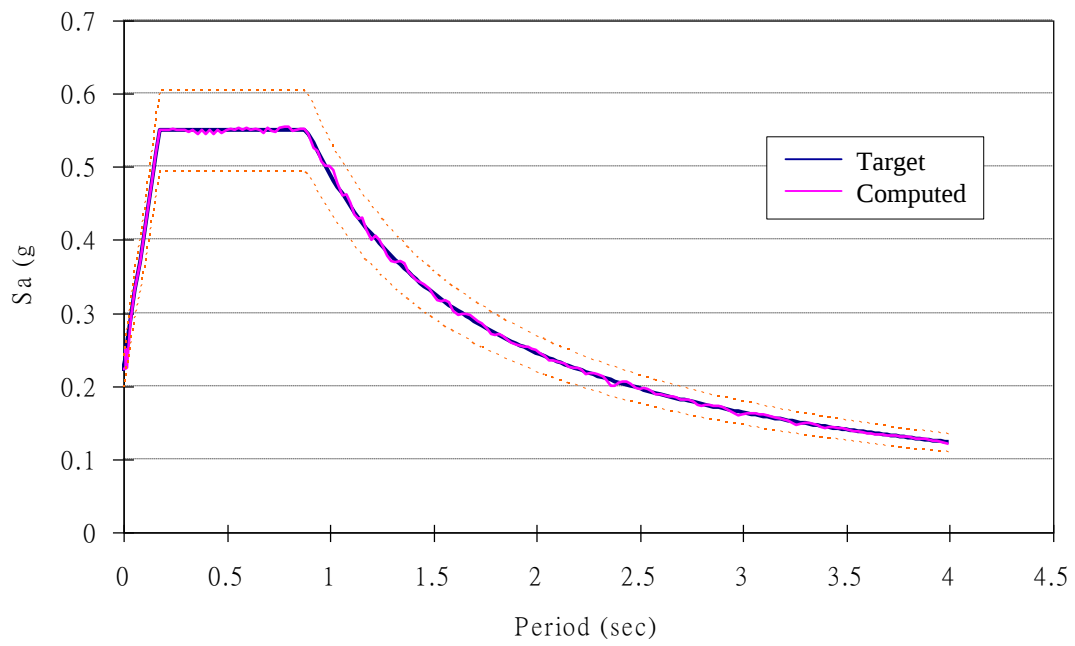


圖 3.12 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震反應譜

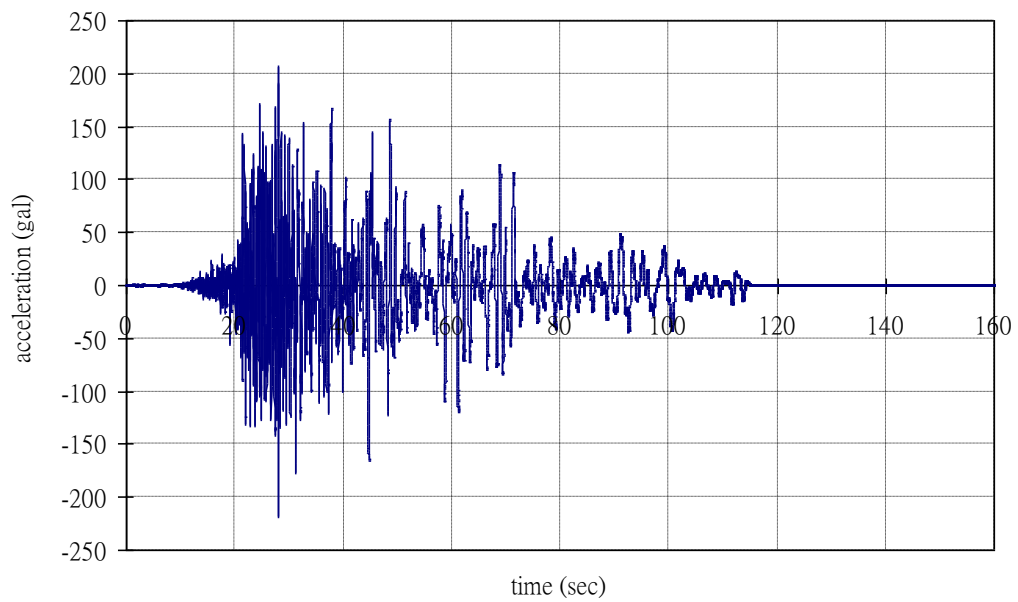


圖 3.13 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時

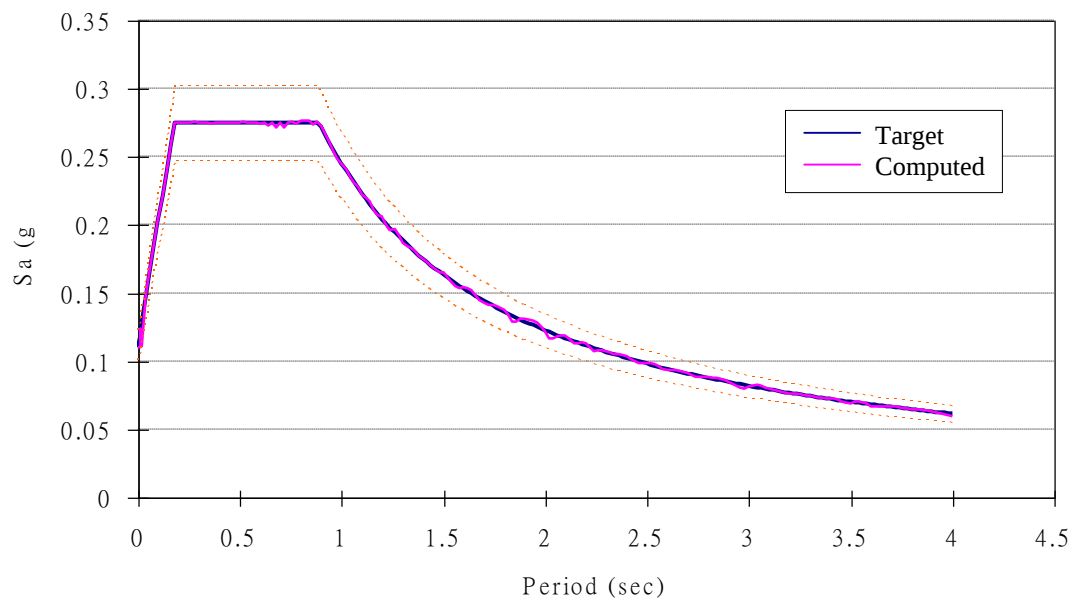


圖 3.14 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜

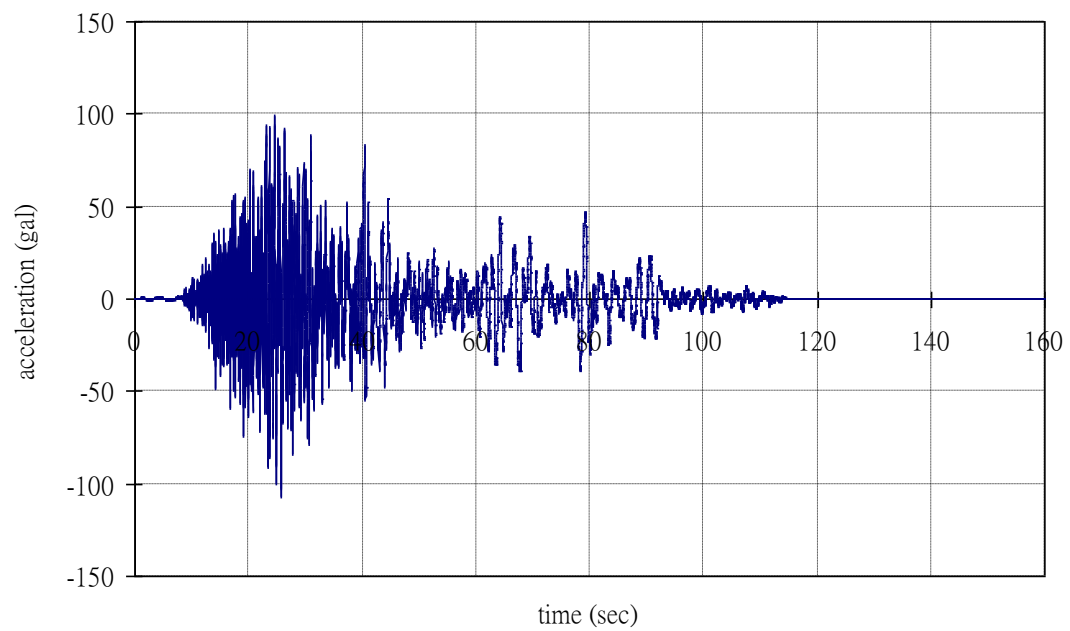


圖 3.15 板樁碼頭等級 II 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時

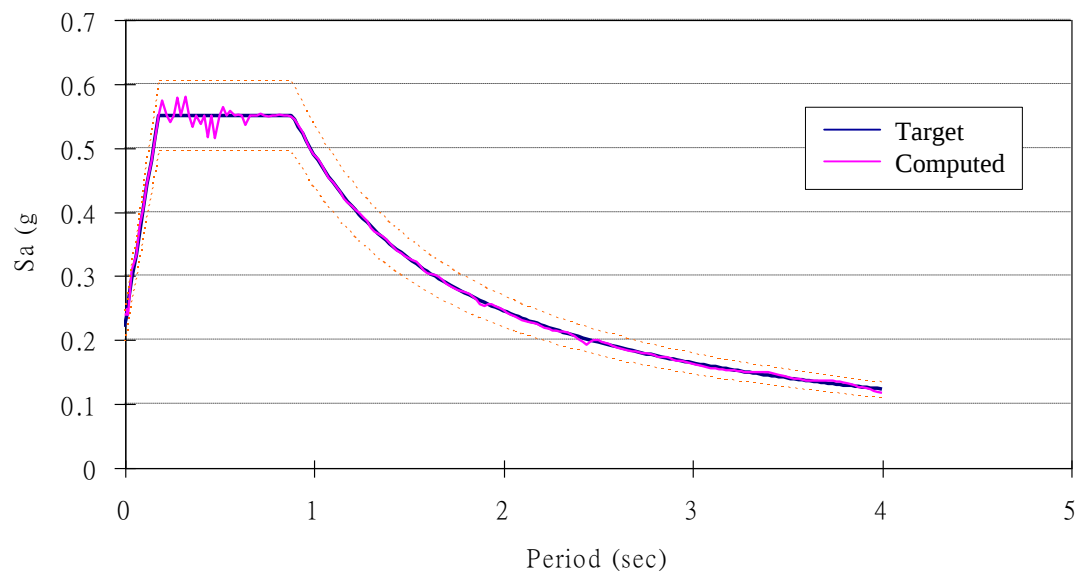


圖 3.16 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震反應譜

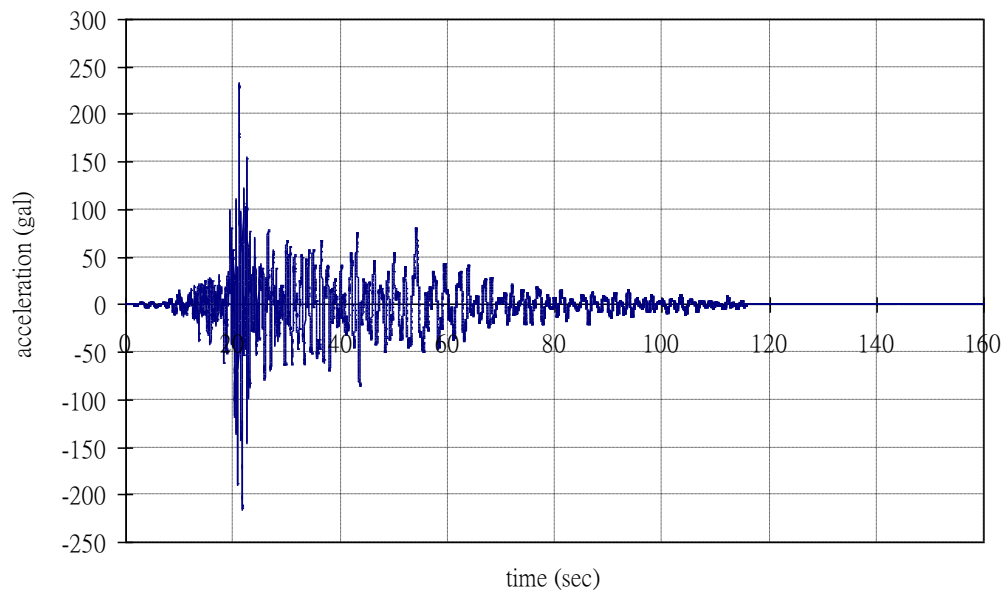


圖 3.17 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時

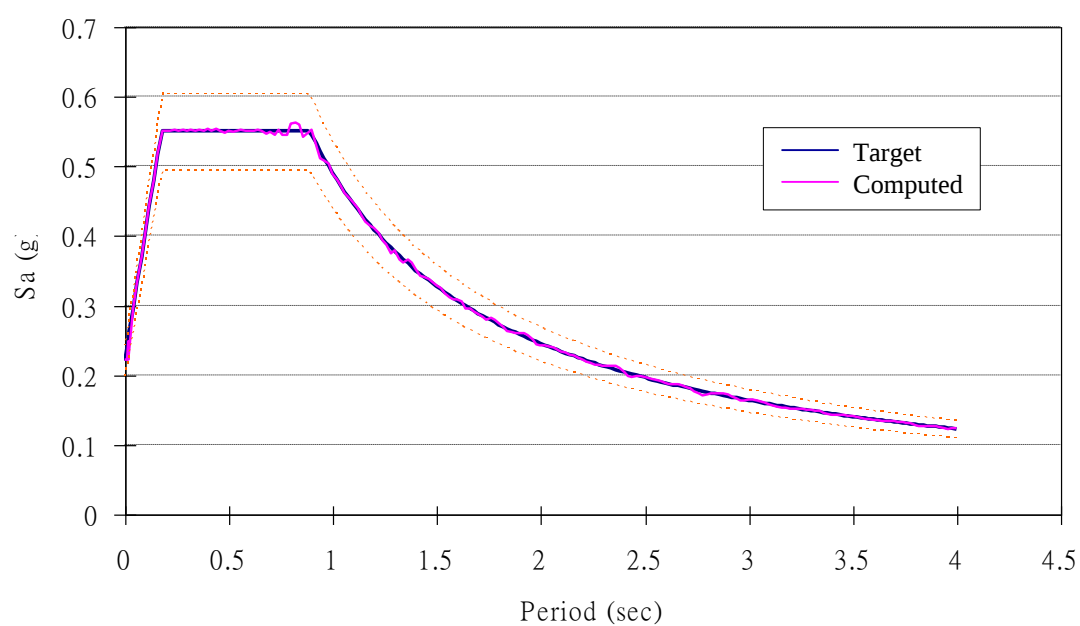


圖 3.18 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震反應譜

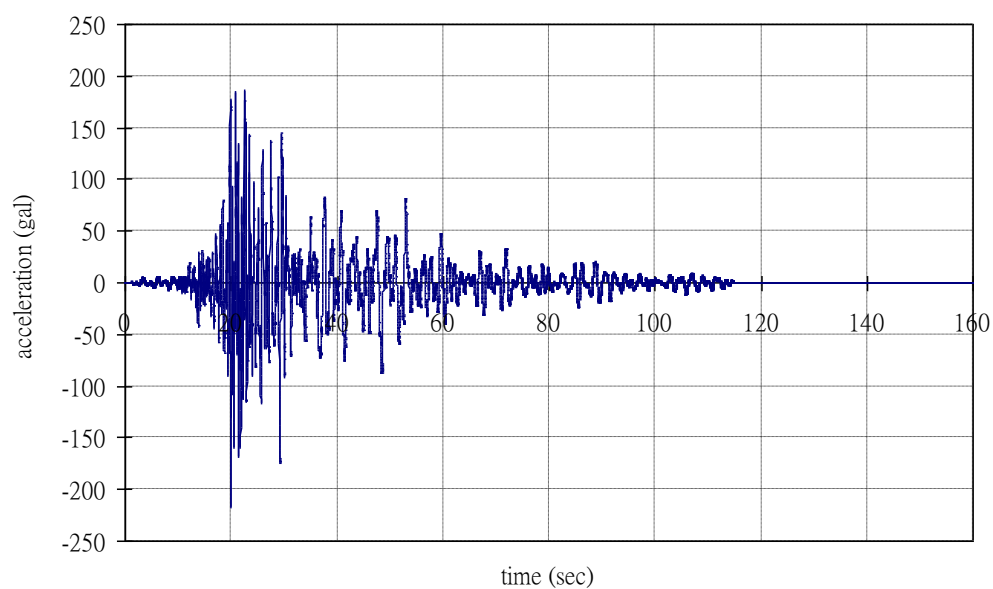


圖 3.19 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時

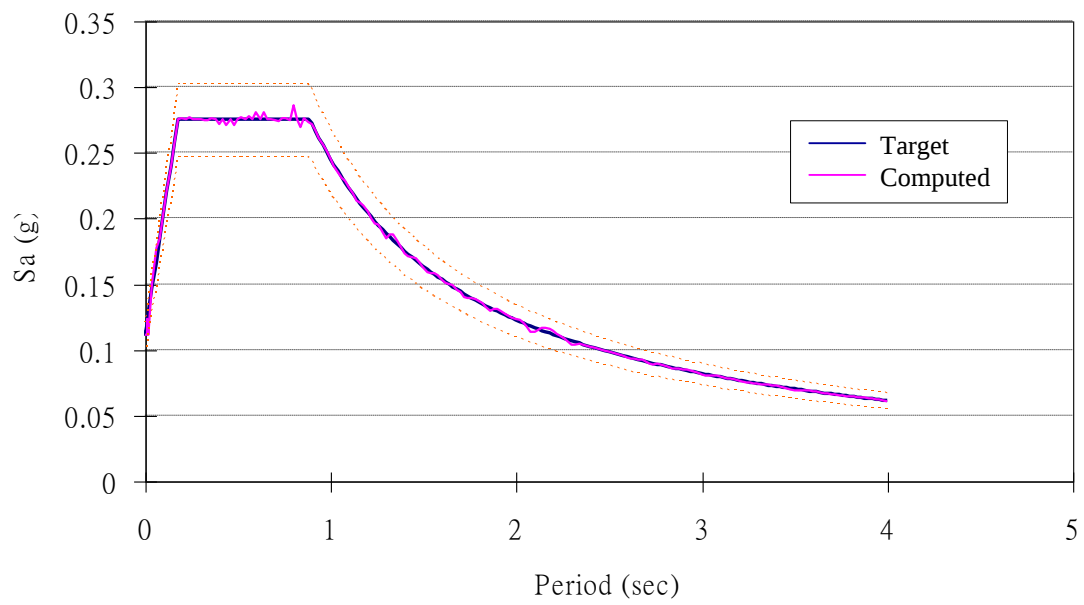


圖 3.20 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜

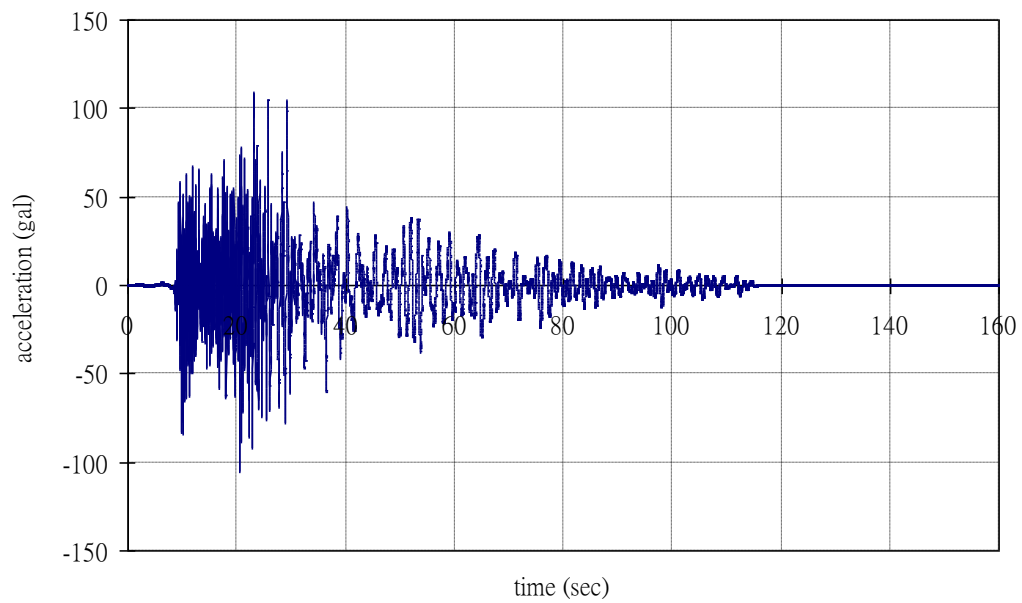


圖 3.21 板樁碼頭等級 II 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時

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

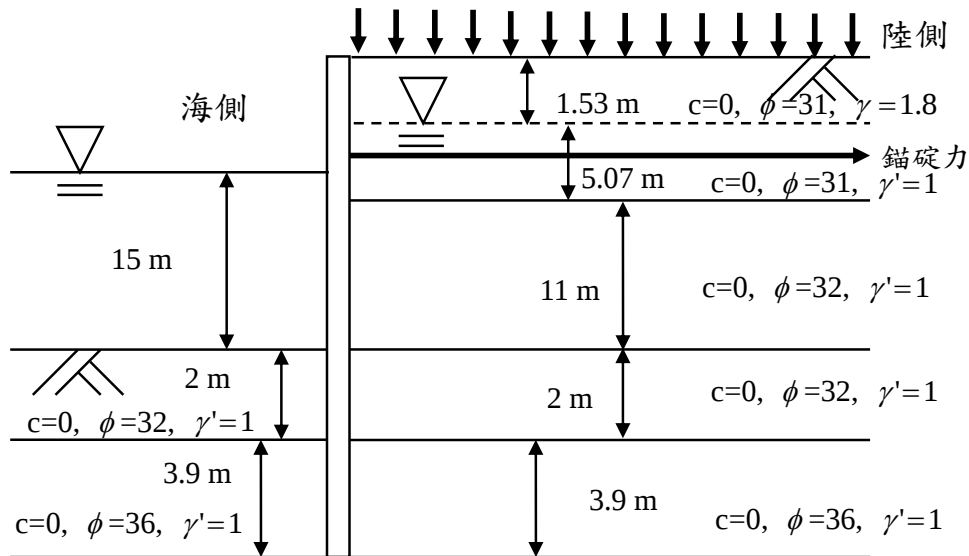


圖 3.22 土壤分層示意圖

(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

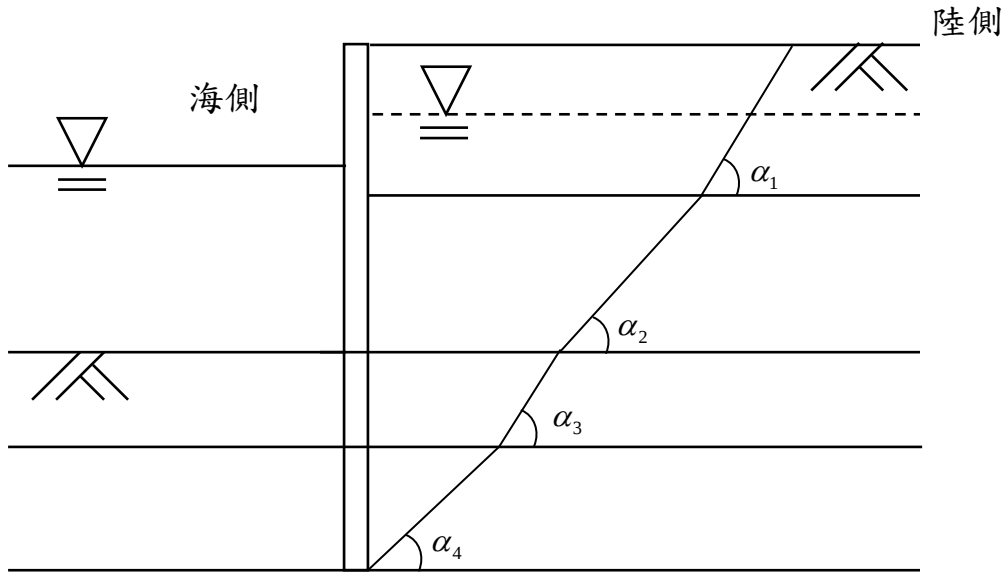


圖 3.23 土壤實際主動破壞面示意圖

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 (<i>m</i>)	單位重 (<i>t / m</i> ³)	<i>α</i> _{AE} (度)	<i>M</i> _{<i>i</i>} (<i>m</i> ³)	<i>W</i> _{<i>i</i>} (<i>t</i>)	總重 (<i>t</i>)
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						

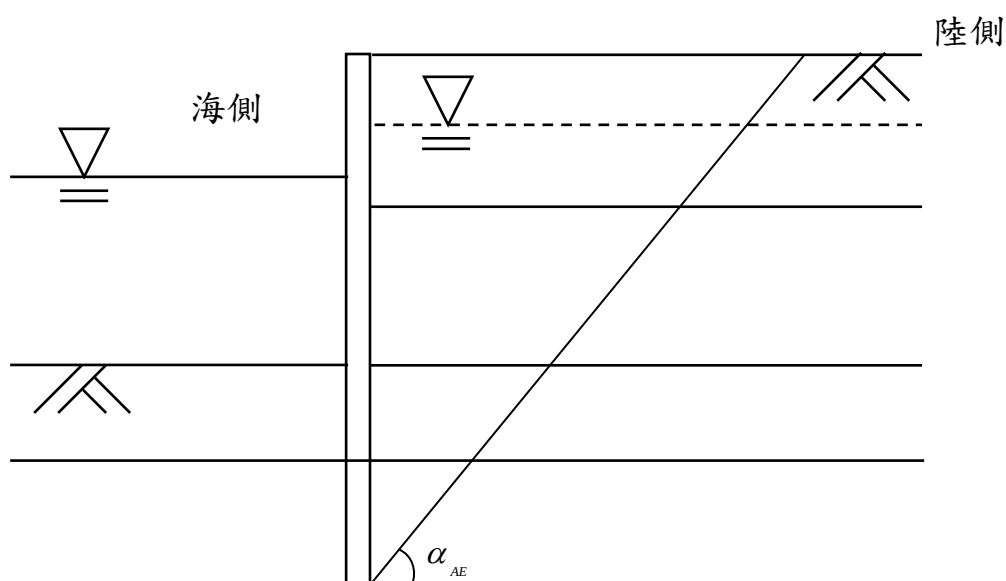


圖 3.24 土壤等效主動破壞面示意圖

(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_t

(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_t 有關，故以疊代方式重複 (a) ~ (g) 步驟，計算至 K_t 收斂，此時 K_t 即為臨界滑動震度係數。依不同之液化程度，而有不同之 K_t 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_t	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_t 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

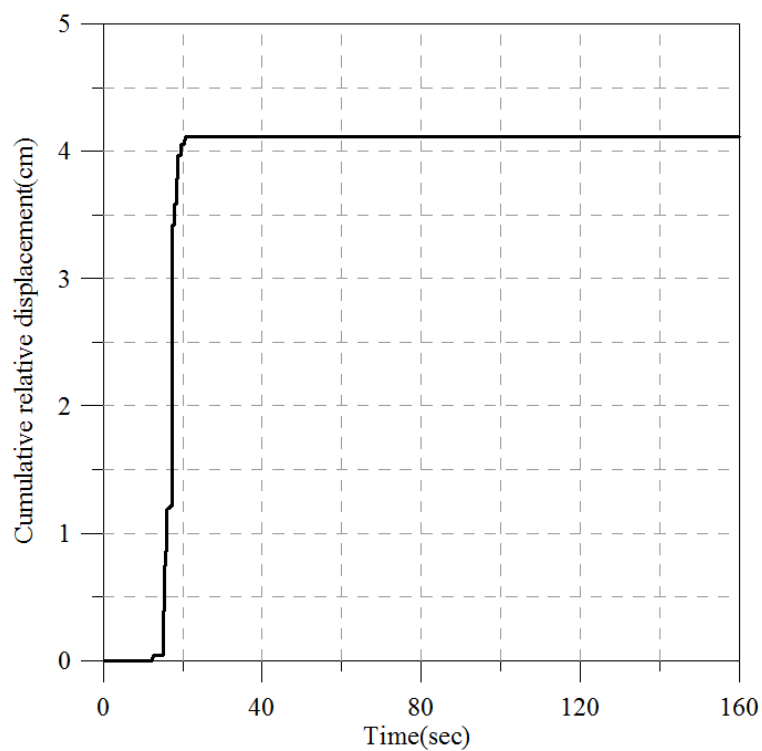


圖 3.25 板樁式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析永久水平位移(無液化)

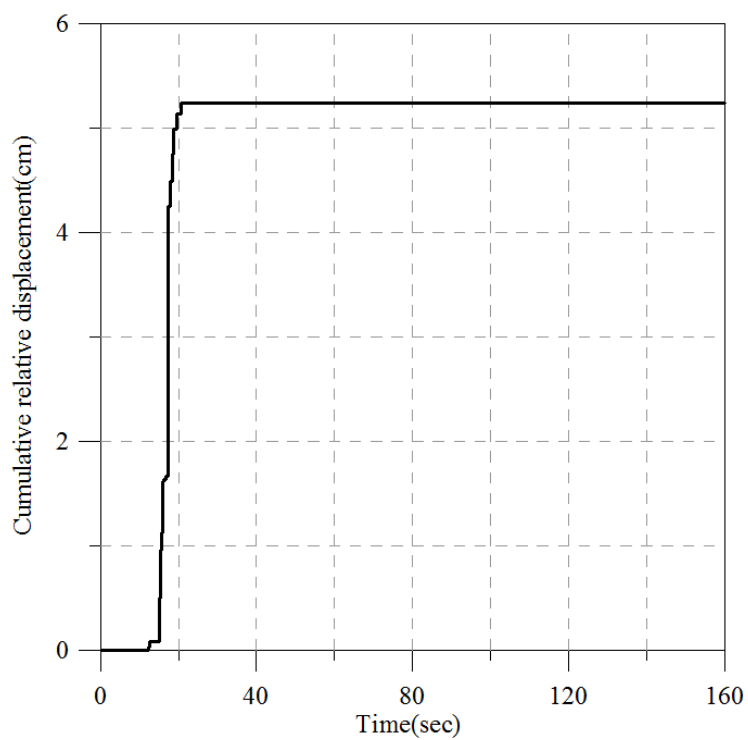


圖 3.26 板樁式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析永久水平位移(25%液化)

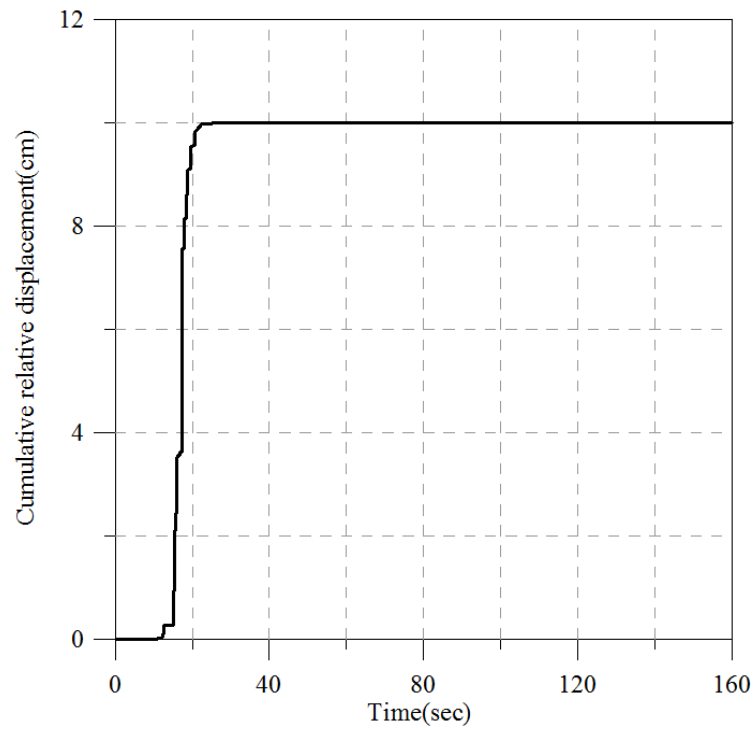


圖 3.27 板樁式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析永久水平位移(50%液化)

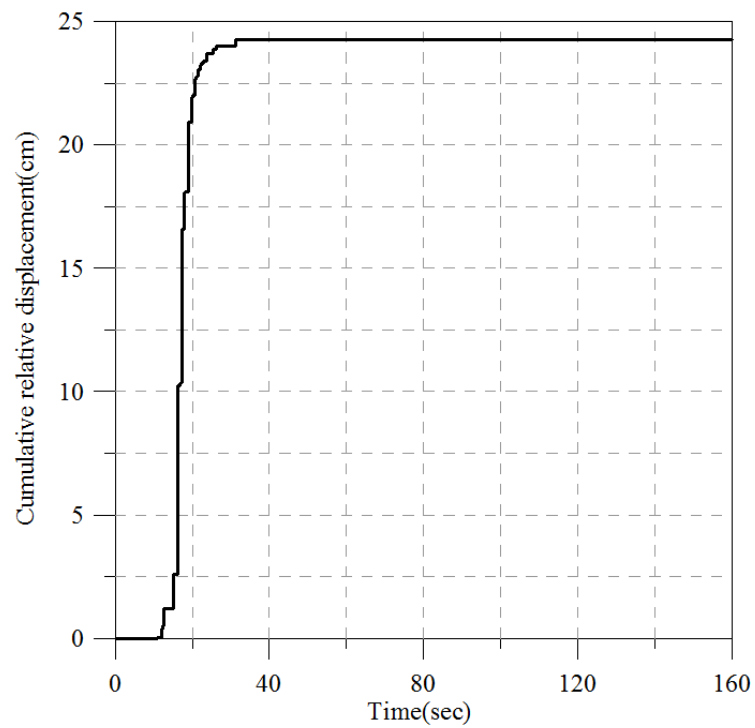


圖 3.28 板樁式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析永久水平位移(75%液化)

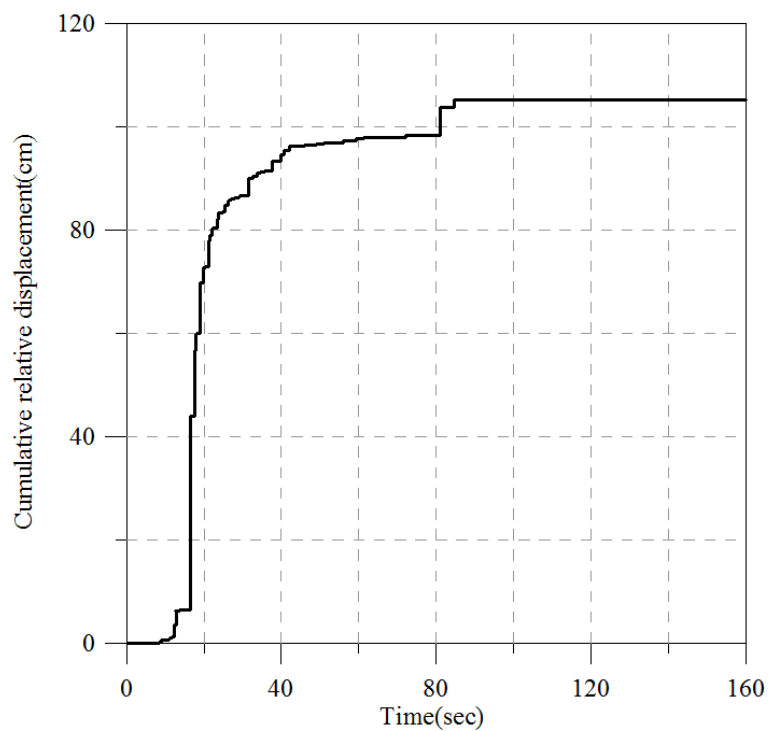


圖 3.29 板樁式碼頭等級 II 地震第 1 組歷時分析永久水平位移(全液化)

(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 3.310 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

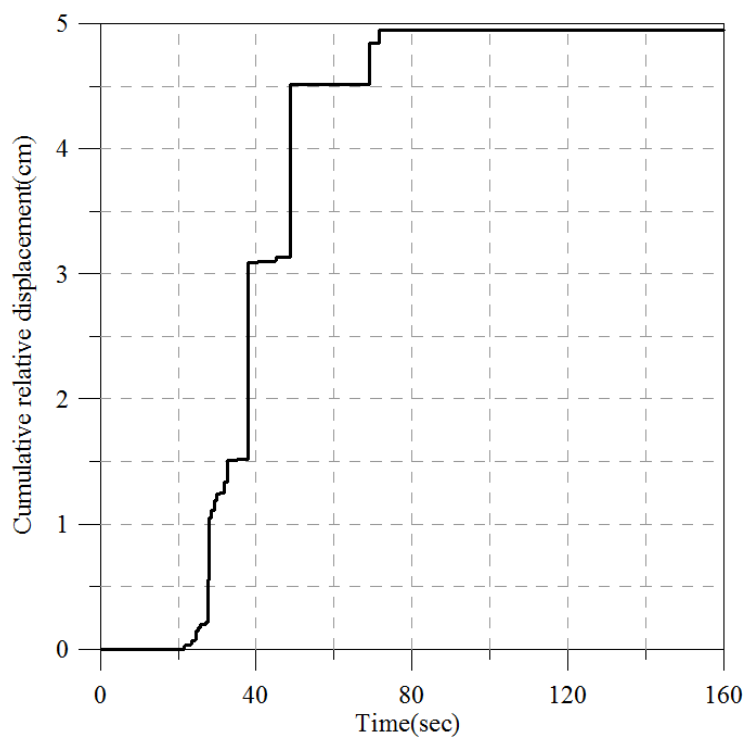


圖 3.30 板樁式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析永久水平位移(無液化)

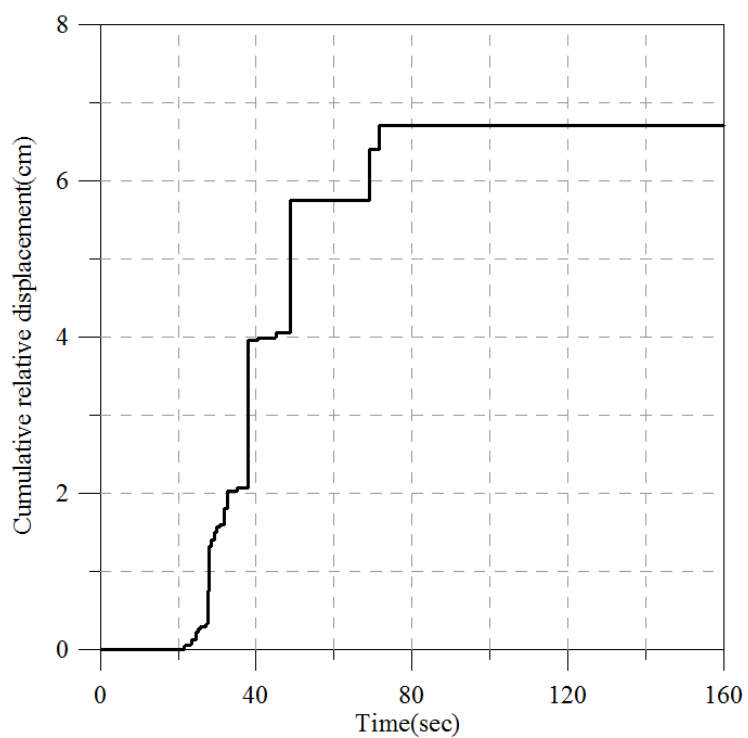


圖 3.31 板樁式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析永久水平位移(25%液化)

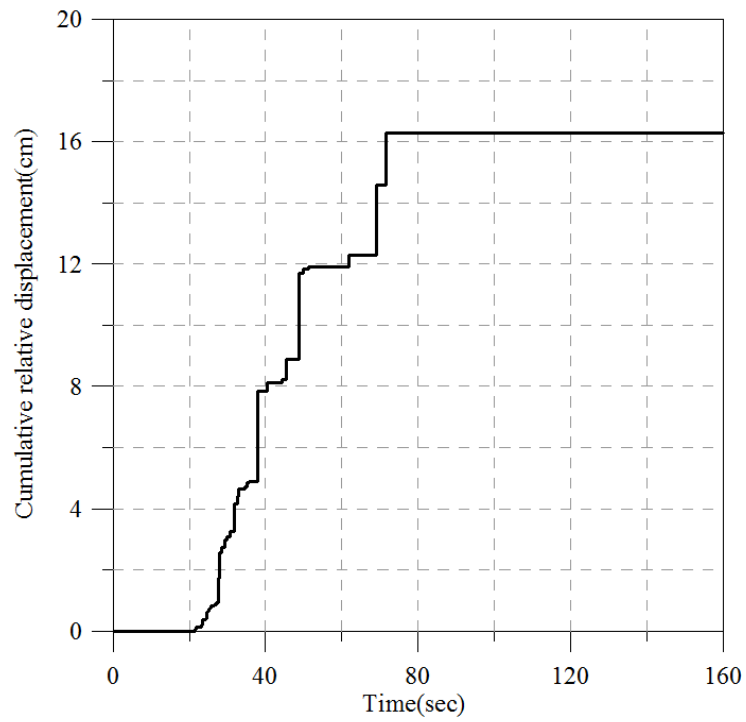


圖 3.32 板樁式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析永久水平位移(50%液化)

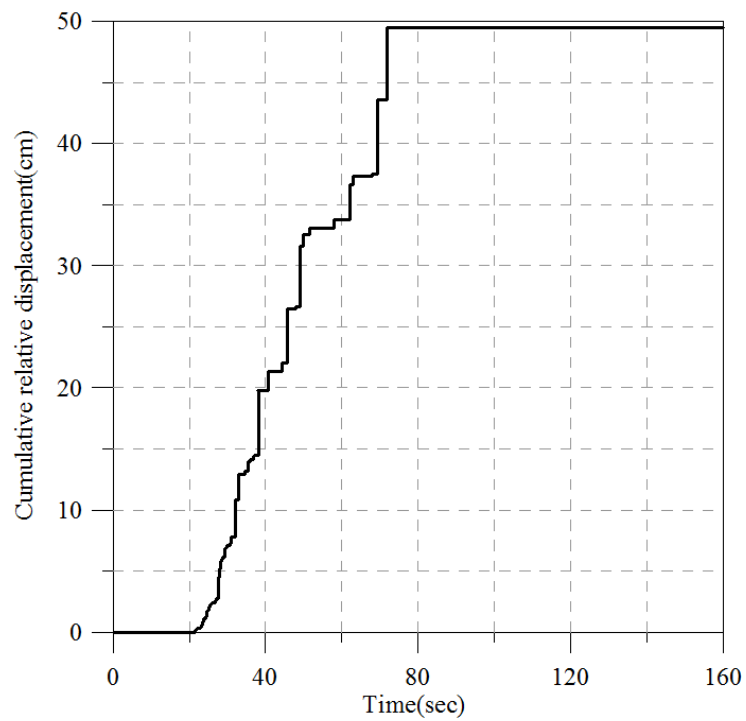


圖 3.33 板樁式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析永久水平位移(75%液化)

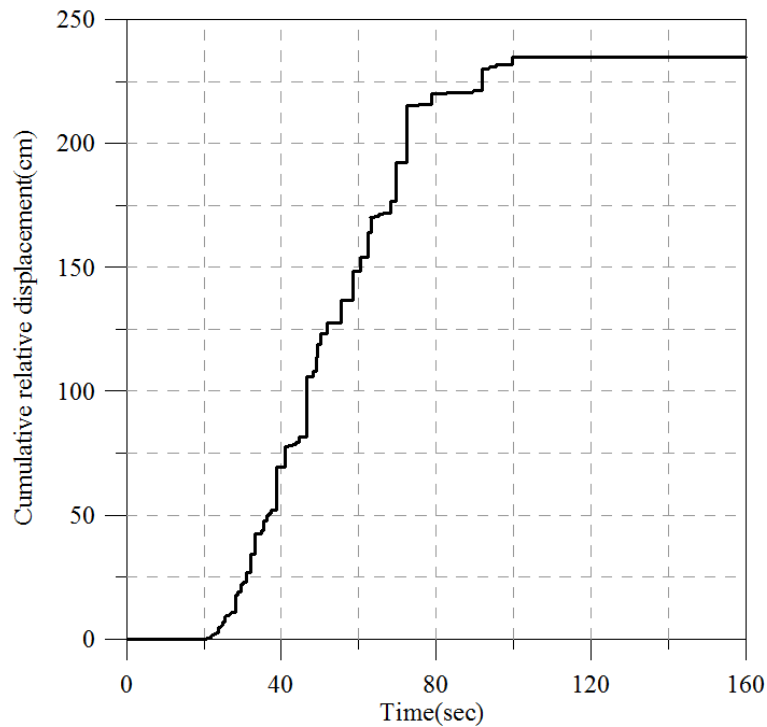


圖 3.34 板樁式碼頭等級 II 地震第 2 組歷時分析永久水平位移(全液化)

(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

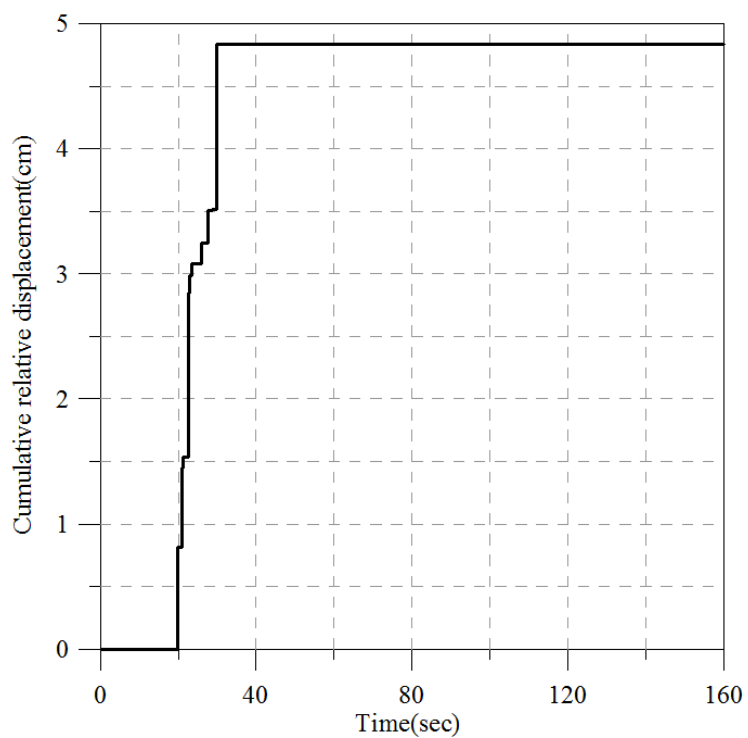


圖 3.35 板樁式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析永久水平位移(無液化)

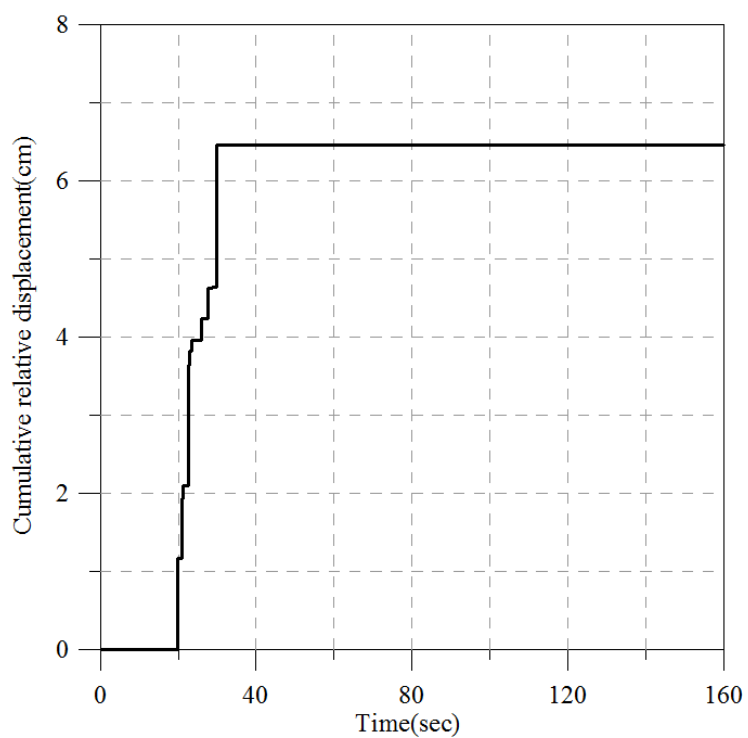


圖 3.36 板樁式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析永久水平位移(25%液化)

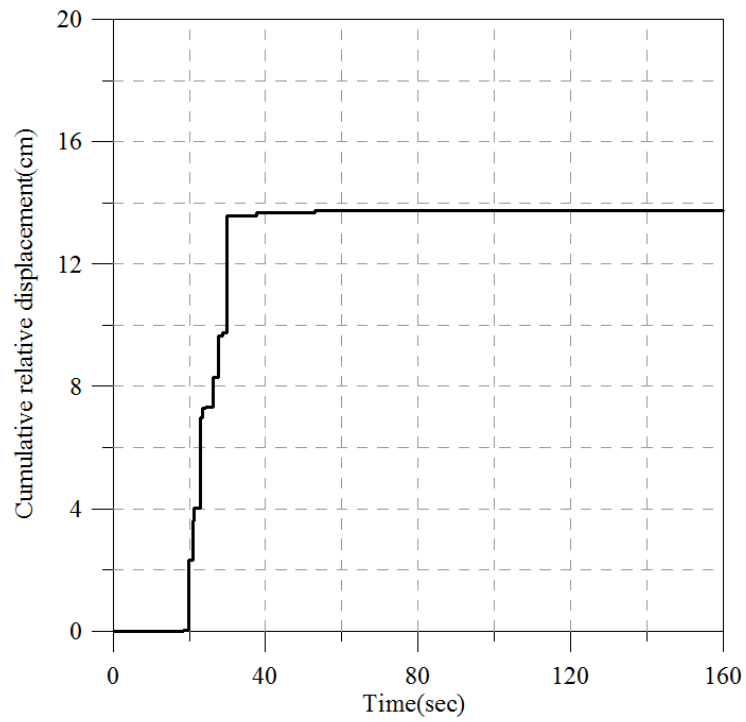


圖 3.37 板樁式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析永久水平位移(50%液化)

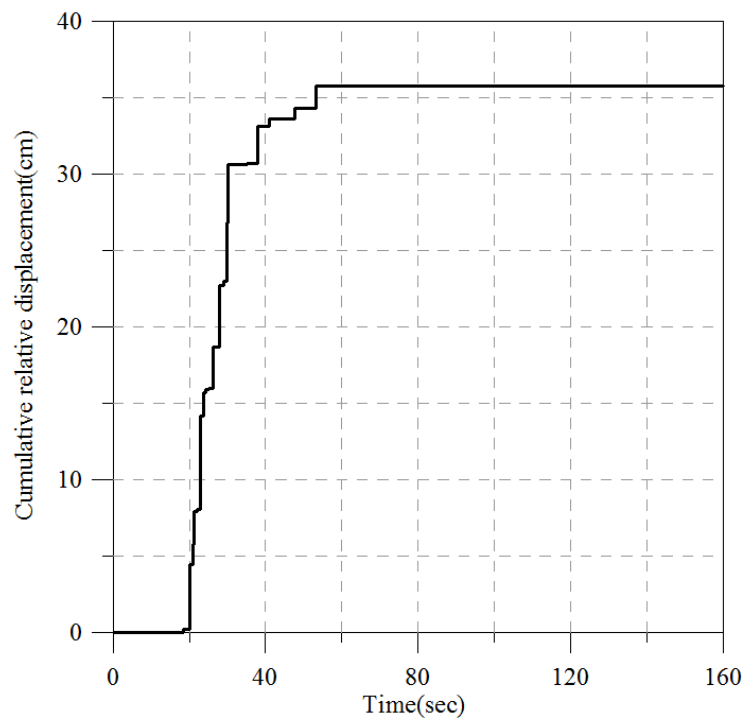


圖 3.38 板樁式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析永久水平位移(75%液化)

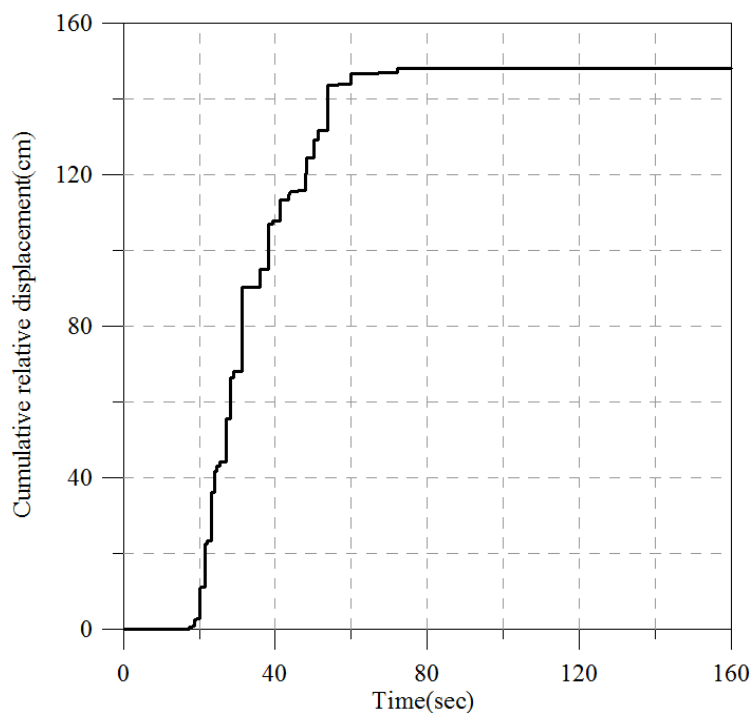


圖 3.39 板樁式碼頭等級 II 地震第 3 組歷時分析永久水平位移(全液化)

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

性能水準			第 III 級
參數			
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，如圖 3.40 所示，三組三方向之人造地震歷時如圖 3.41 至圖 3.58 所示。

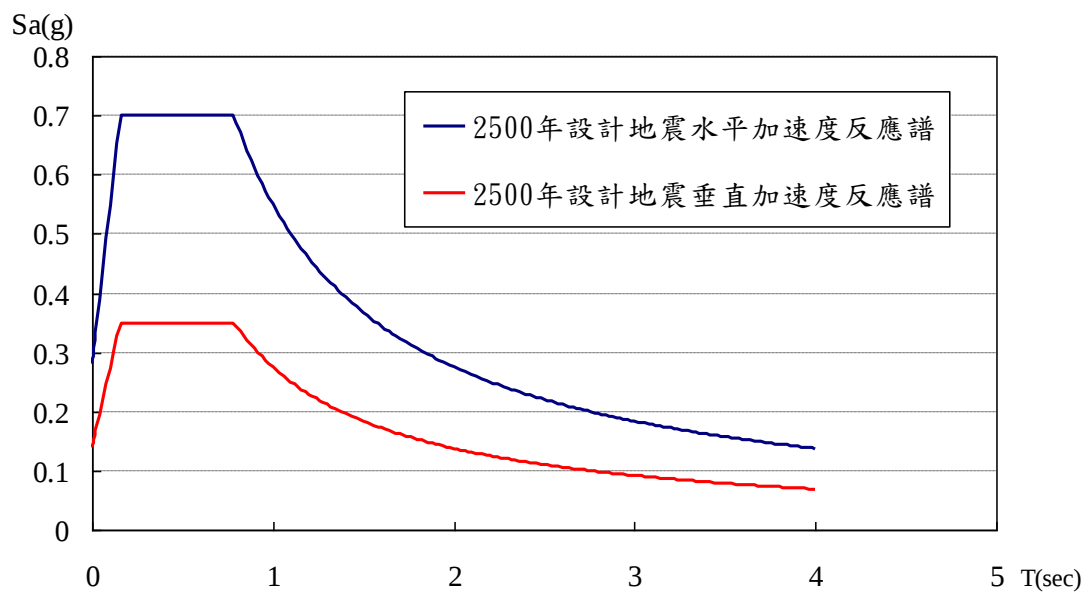


圖 3.40 板樁式碼頭等級 III 地震之設計反應譜

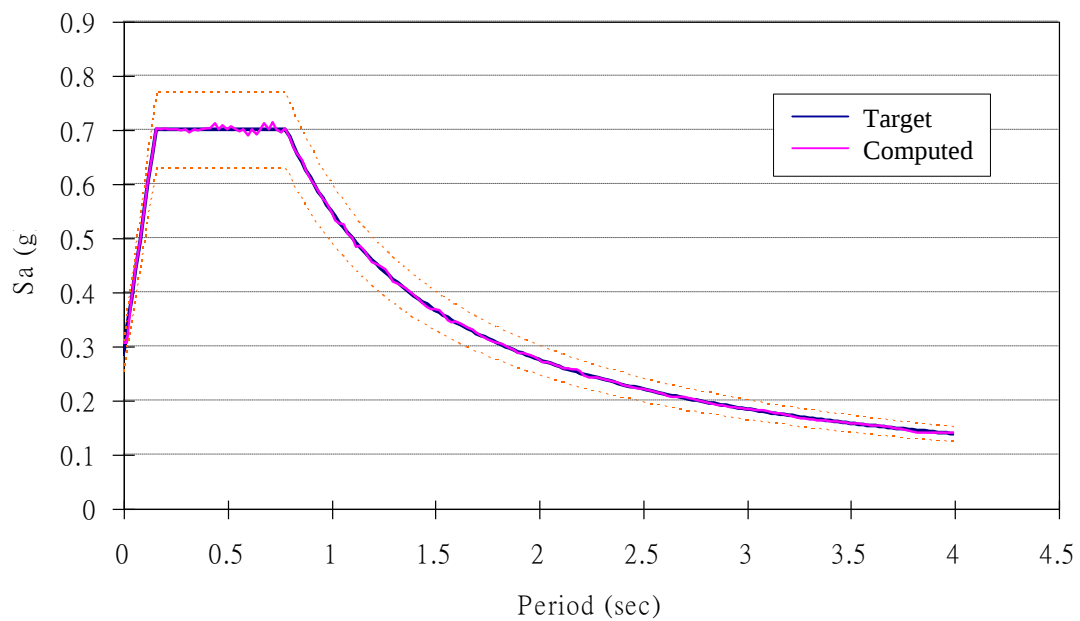


圖 3.41 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組南北向人造地震反應譜

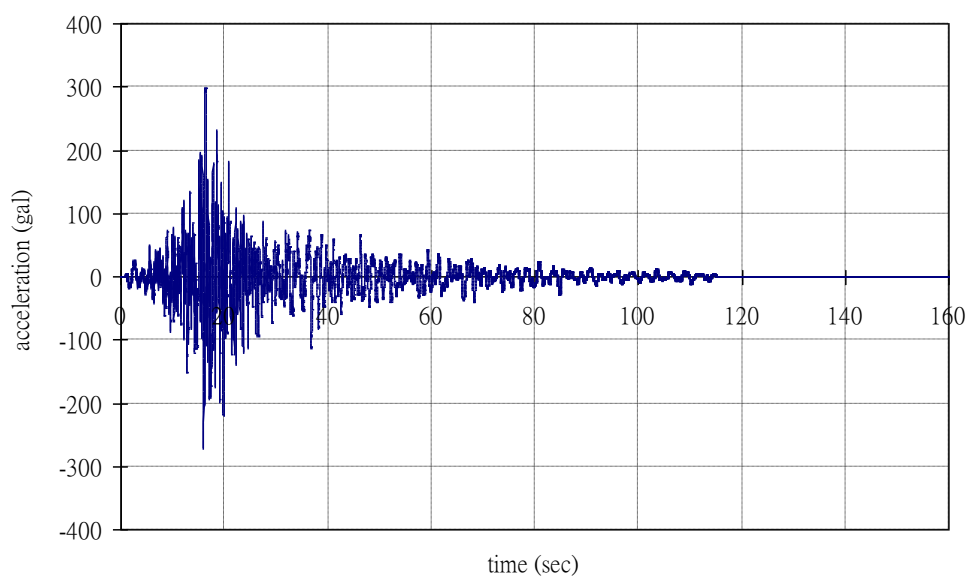


圖 3.42 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組南北向人造地震加速度歷時

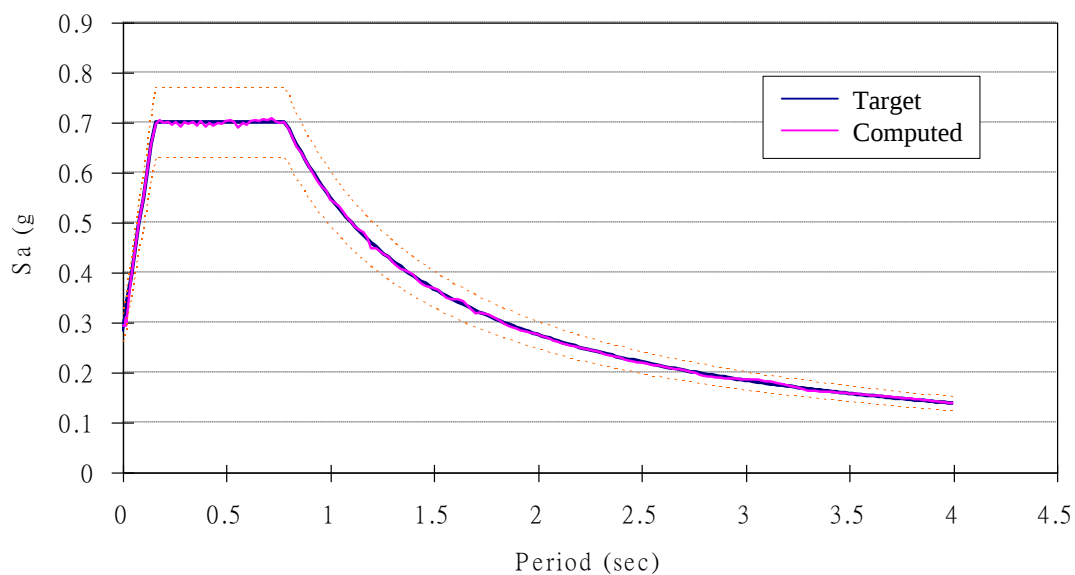


圖 3.43 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組東西向人造地震反應譜

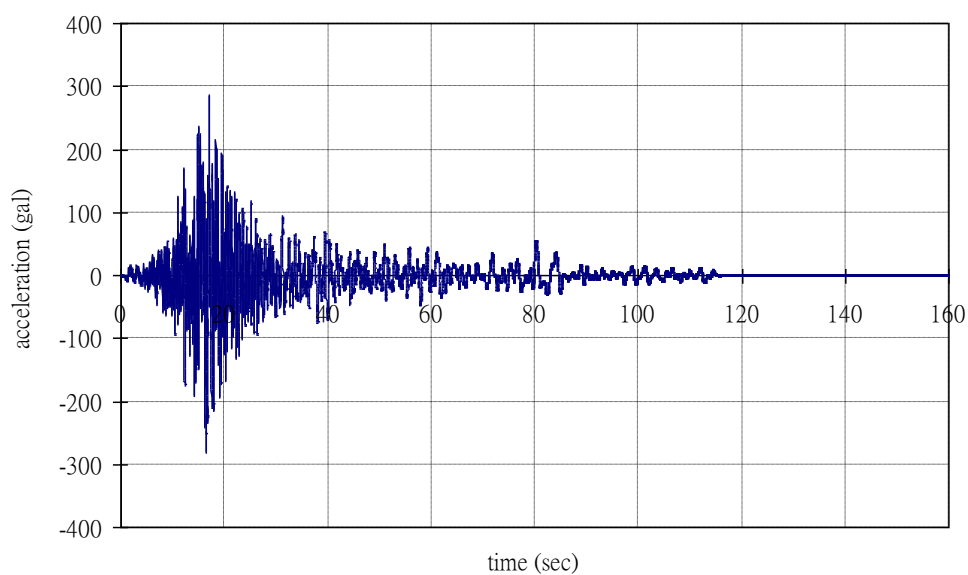


圖 3.44 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組東西向人造地震加速度歷時

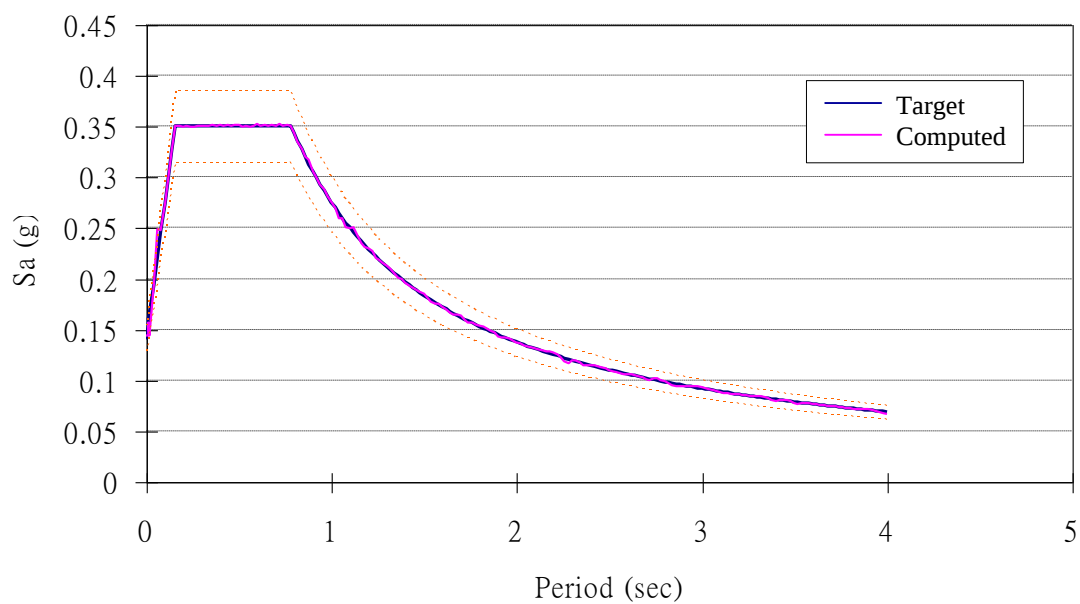


圖 3.45 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組垂直向人造地震反應譜

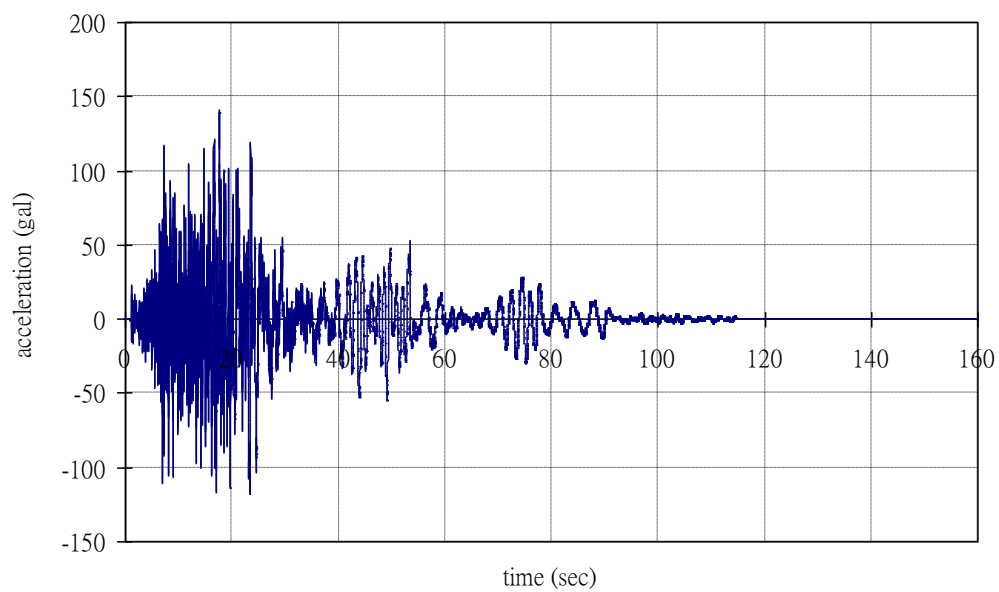


圖 3.46 板樁碼頭等級 III 地震第 1 組垂直向人造地震加速度歷時

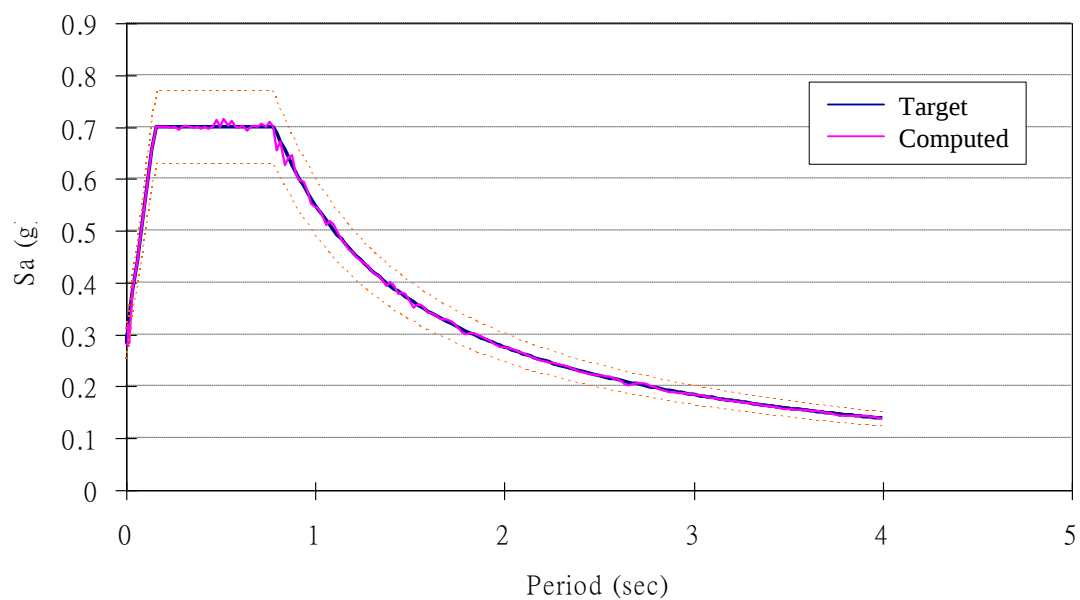


圖 3.47 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組南北向人造地震反應譜

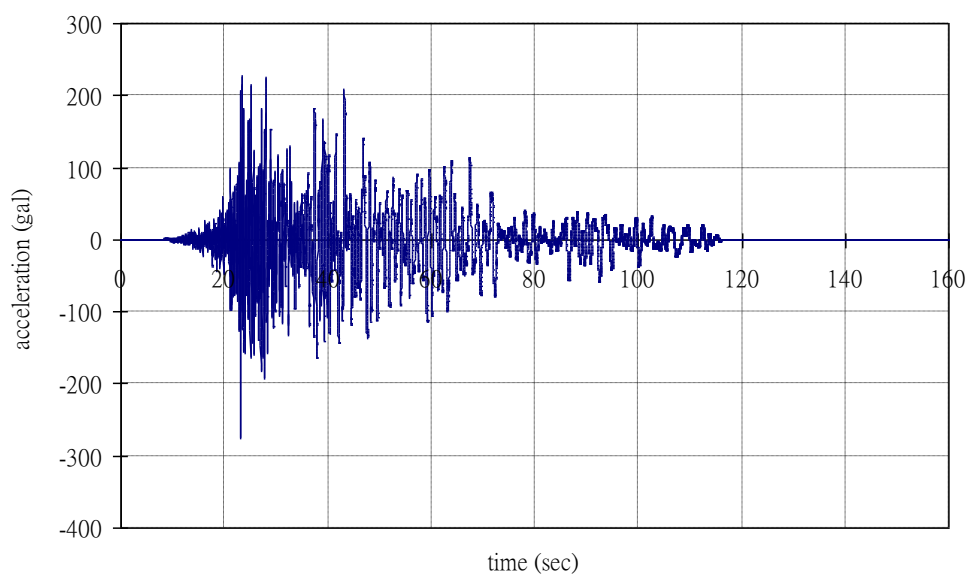


圖 3.48 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組南北向人造地震加速度歷時

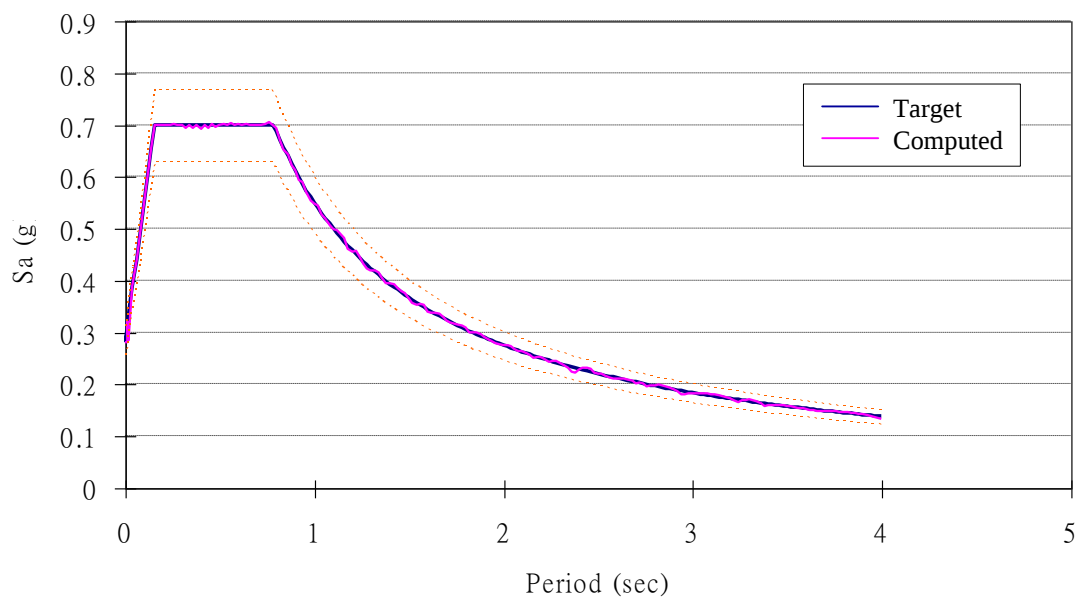


圖 3.49 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組東西向人造地震反應譜

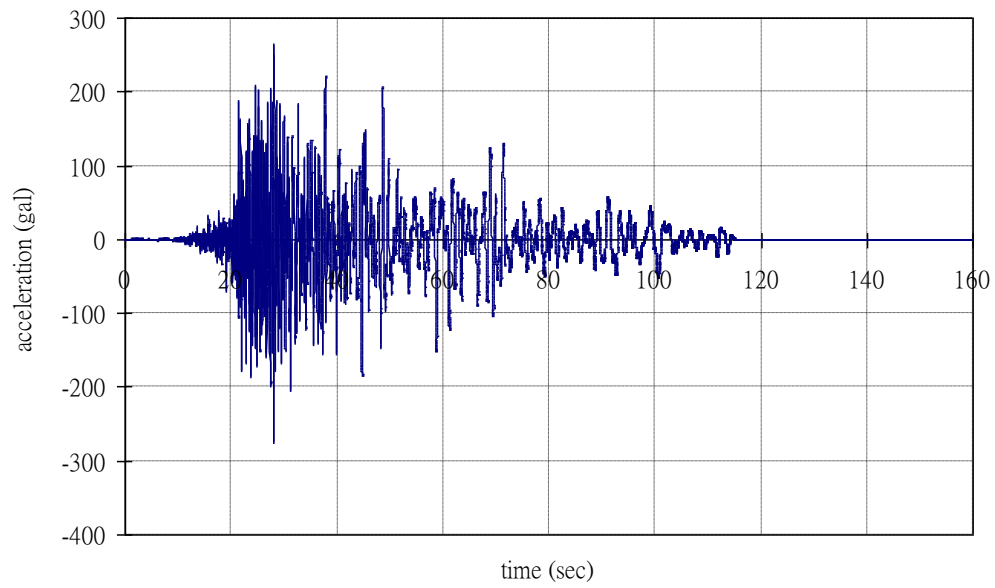


圖 3.50 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組東西向人造地震加速度歷時

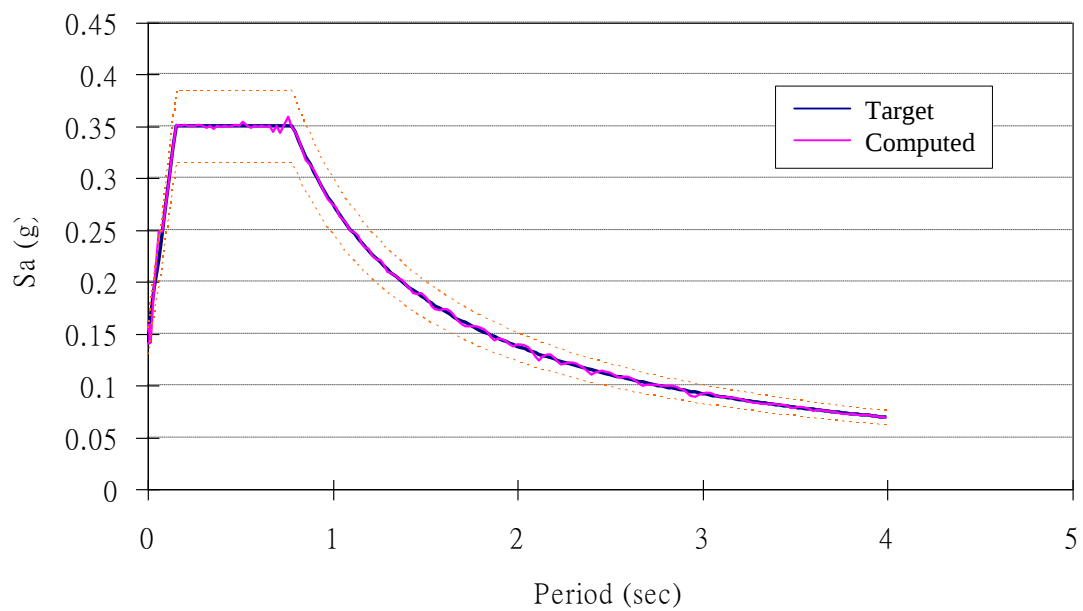


圖 3.51 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組垂直向人造地震反應譜

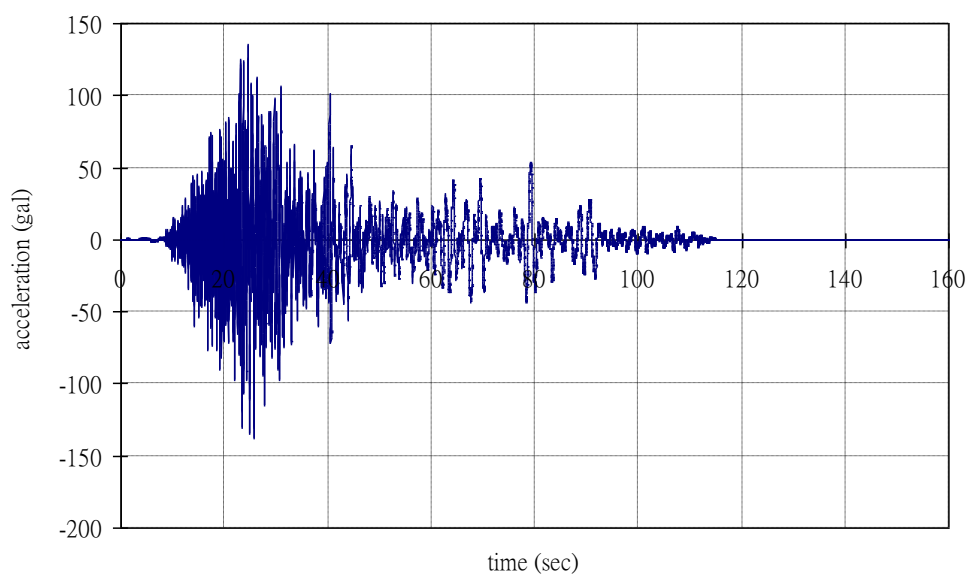


圖 3.52 板樁碼頭等級 III 地震第 2 組垂直向人造地震加速度歷時

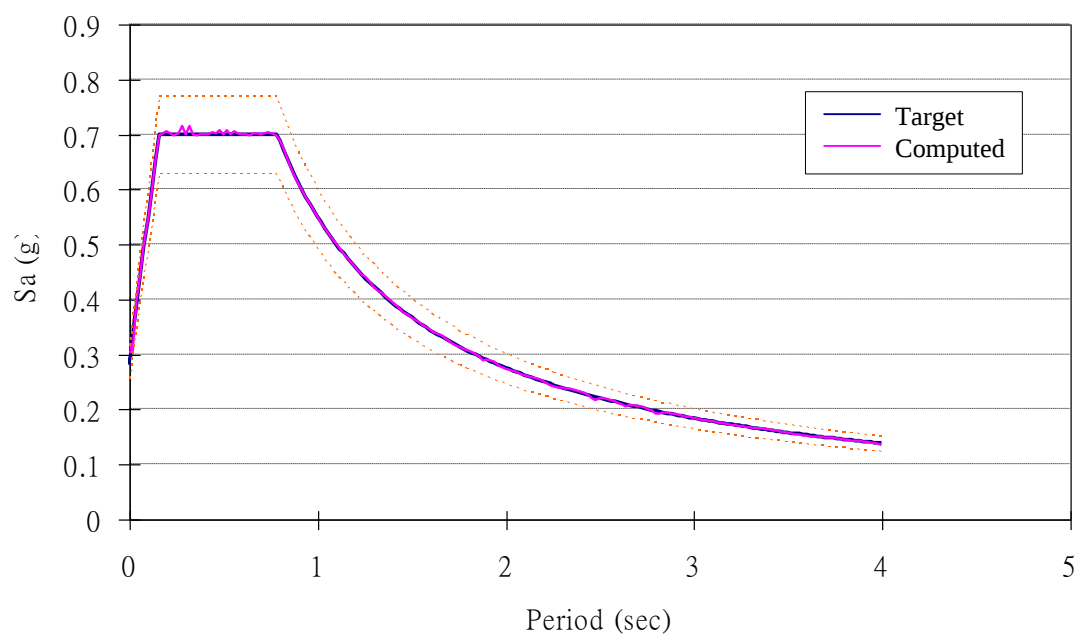


圖 3.53 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組南北向人造地震反應譜

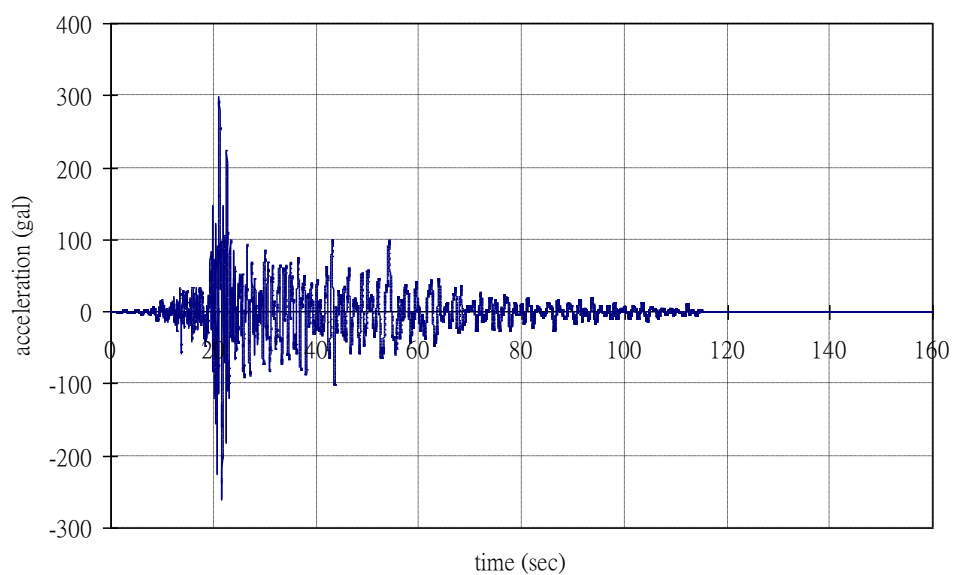


圖 3.54 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組南北向人造地震加速度歷時

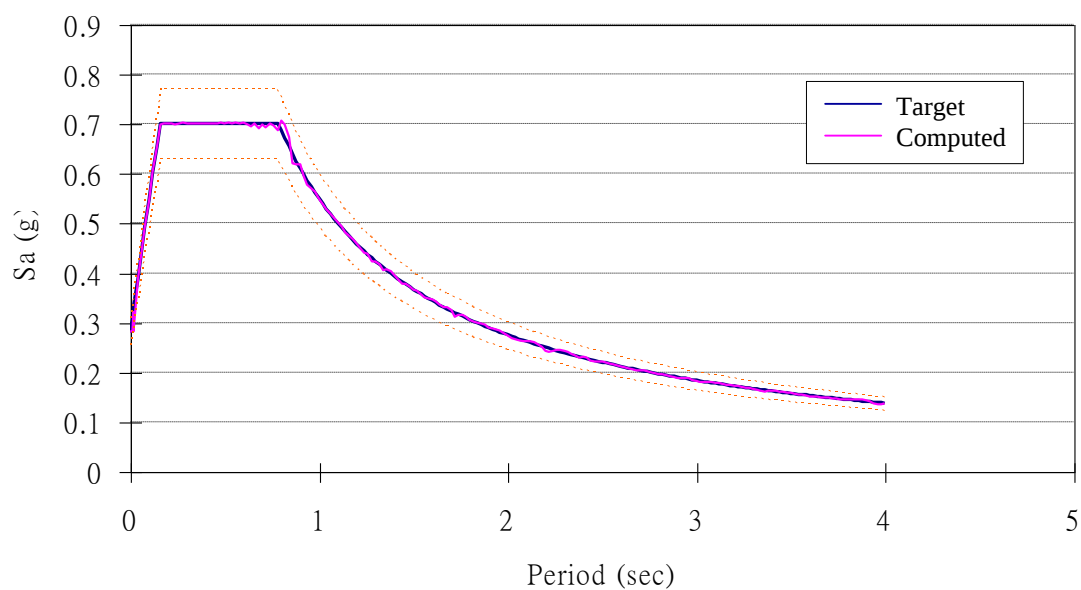


圖 3.55 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組東西向人造地震反應譜

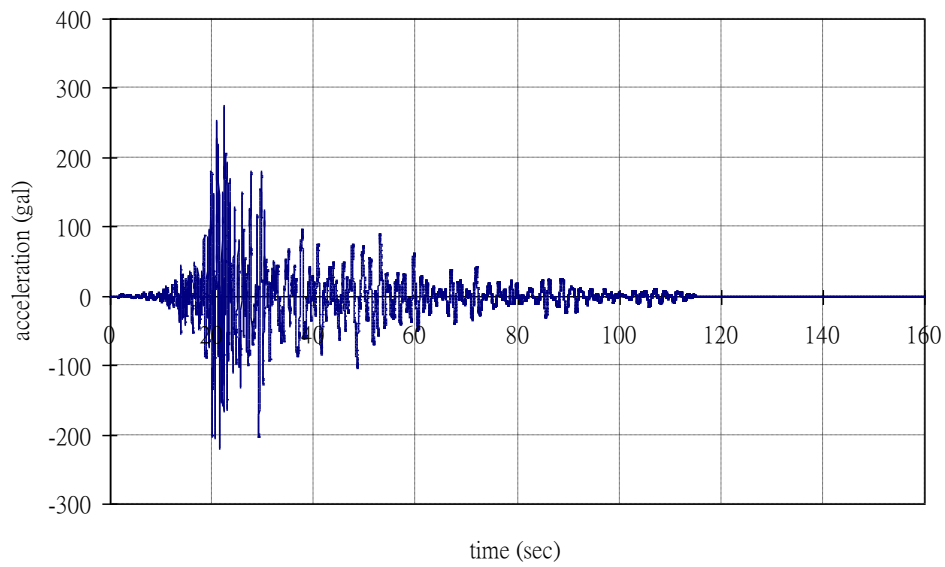


圖 3.56 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組東西向人造地震加速度歷時

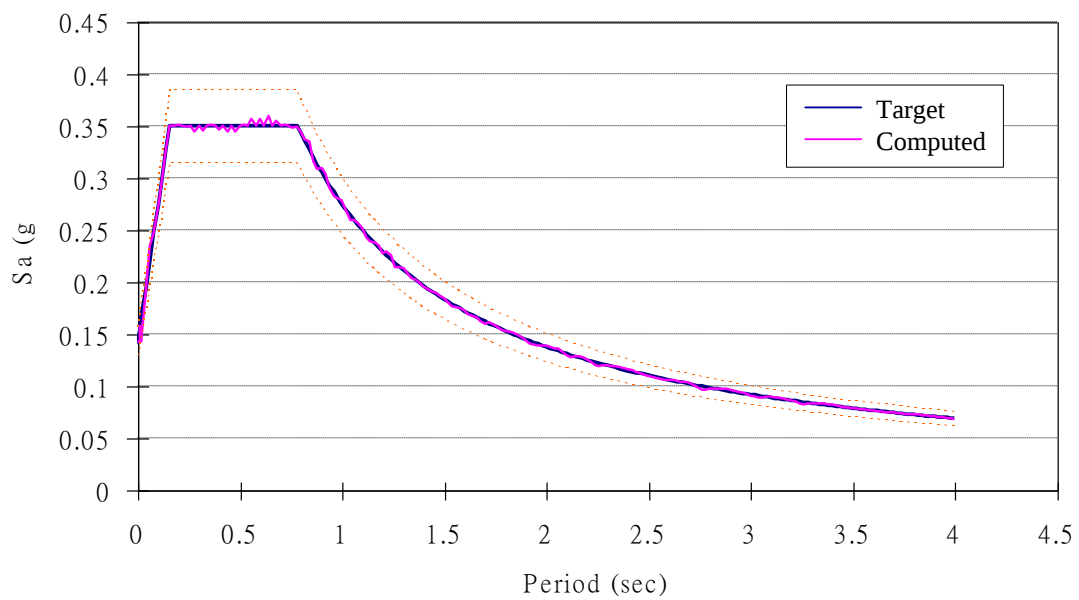


圖 3.57 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組垂直向人造地震反應譜

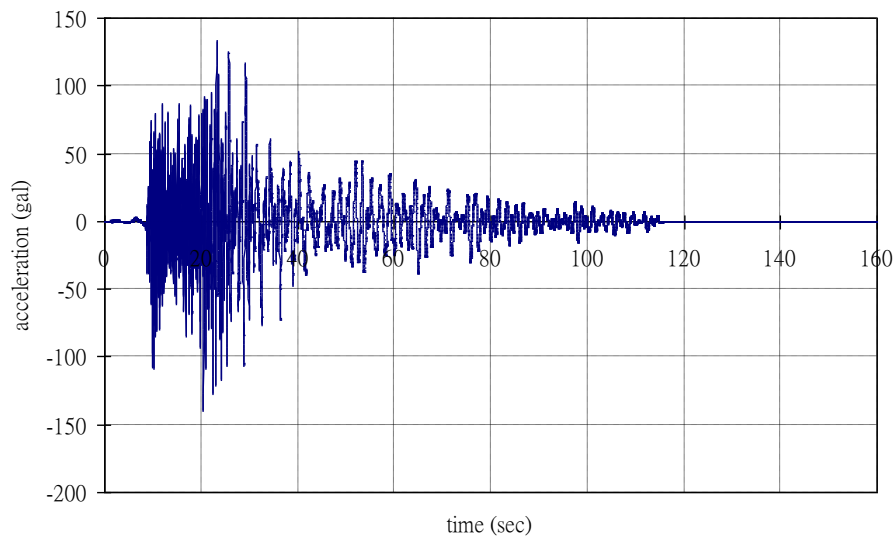


圖 3.58 板樁碼頭等級 III 地震第 3 組垂直向人造地震加速度歷時

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。

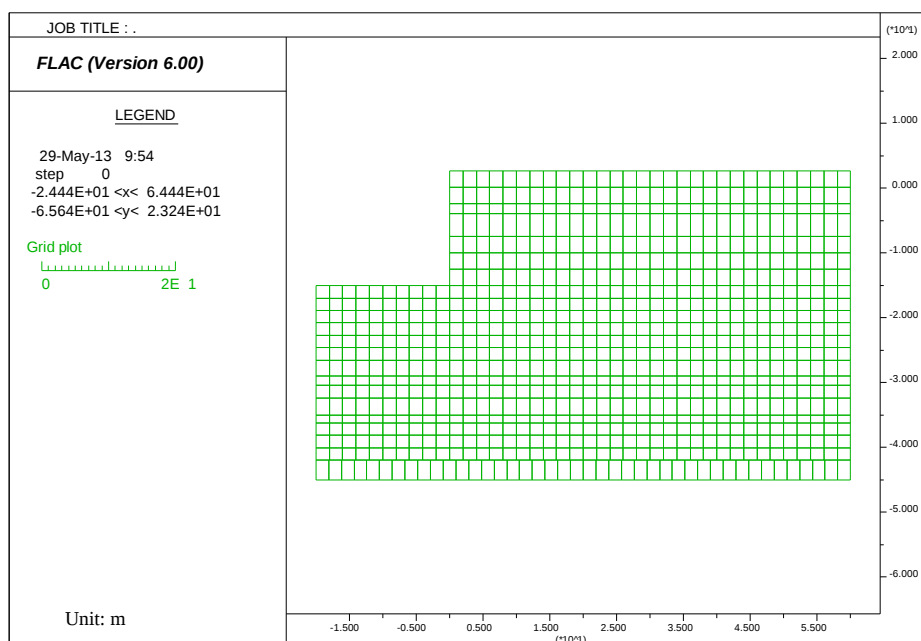


圖 3.59 板樁式碼頭 FLAC 程式網格建置

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，如表 3-38 所示，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			

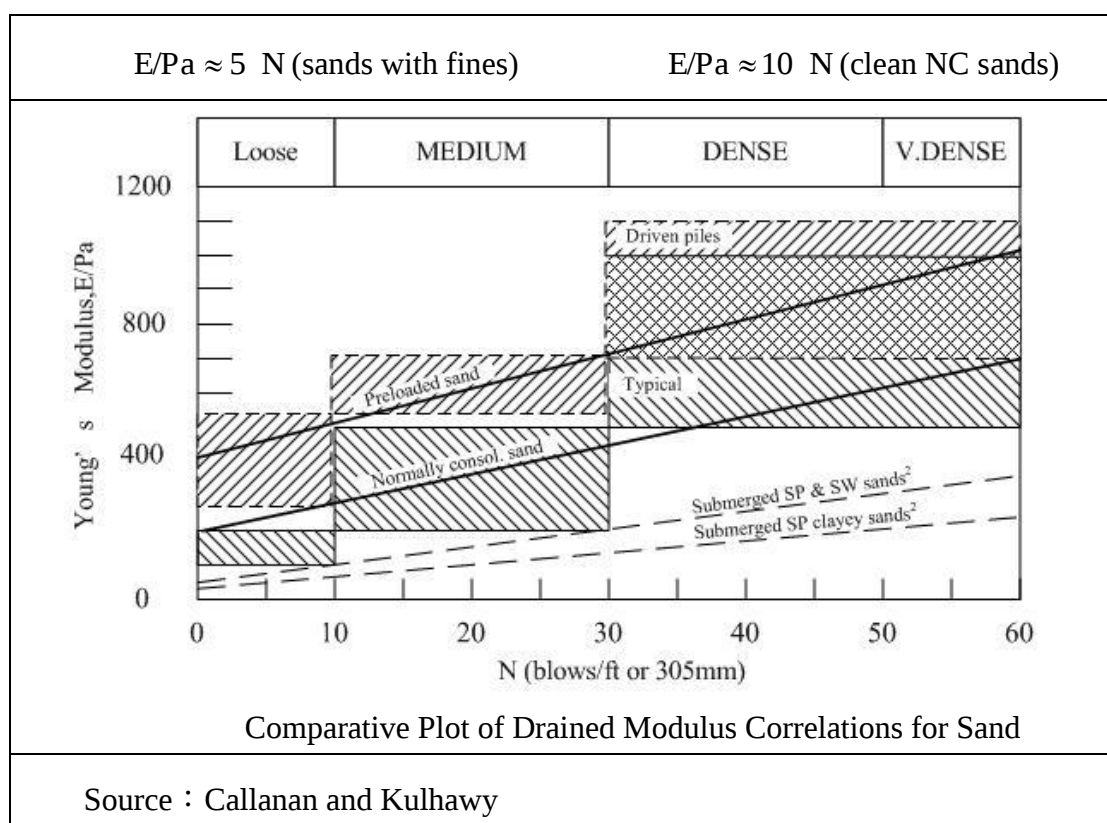


圖 3.60 楊氏模數與標準貫入試驗值之關係

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

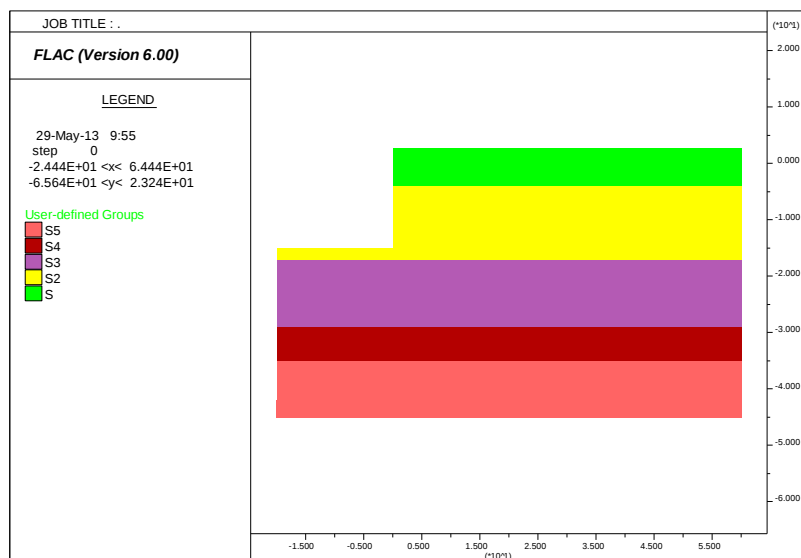


圖 3.61 FLAC 程式材料參數分層圖

(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。

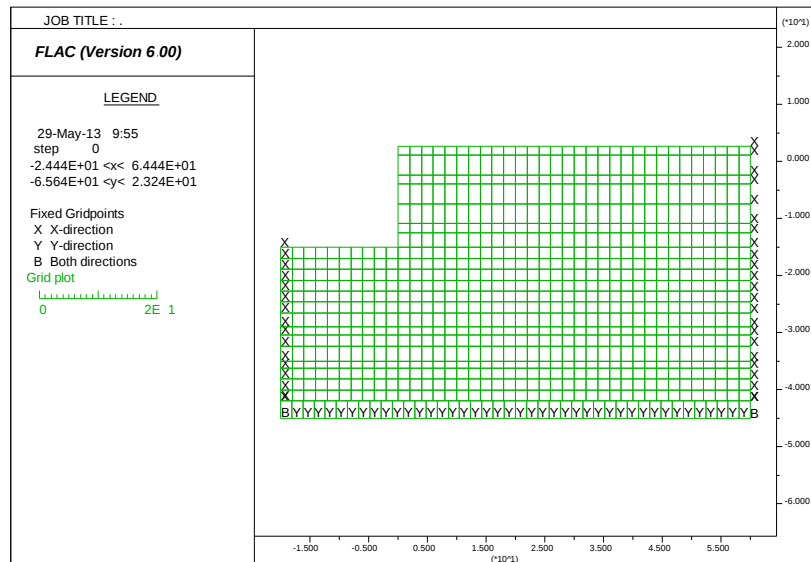


圖 3.62 FLAC 程式模型之邊界條件

(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(相關參數如表 3-39 所示)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(相關參數如表 3-40 所示)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； $\Delta z_{\min}$ 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

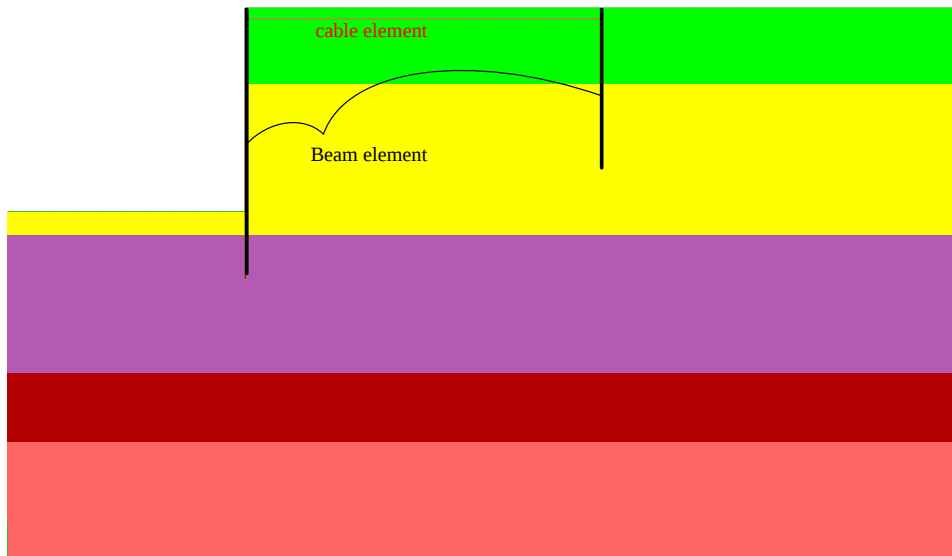


圖 3.63 板樁式碼頭結構元素與界面元素模型

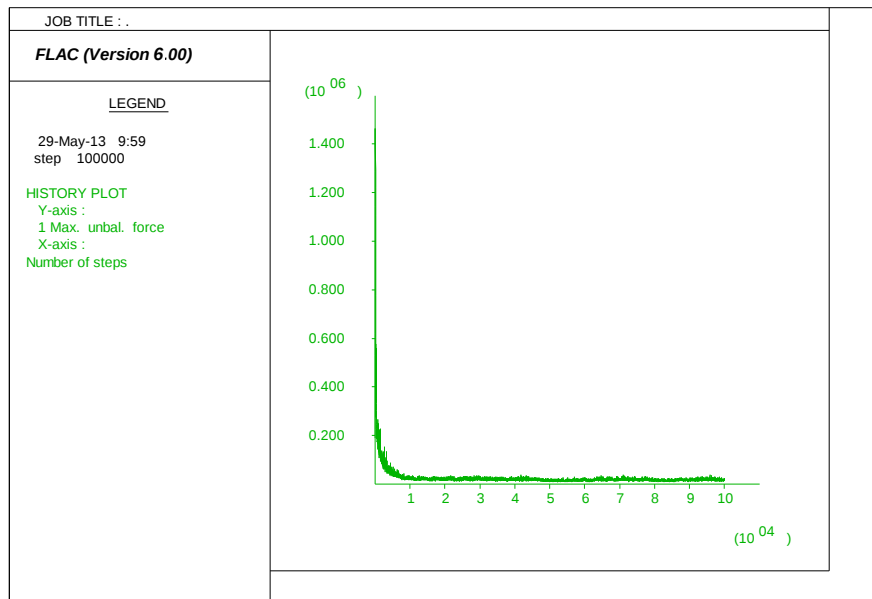


圖 3.64 板樁式碼頭達重力平衡之不平衡力

(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。

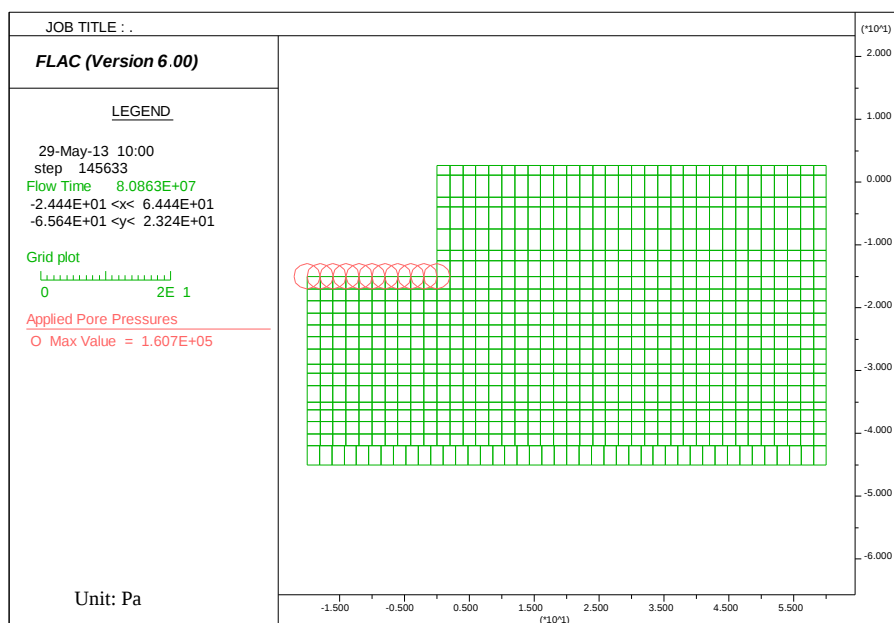


圖 3.65 板樁式碼頭海水側向力模型建立

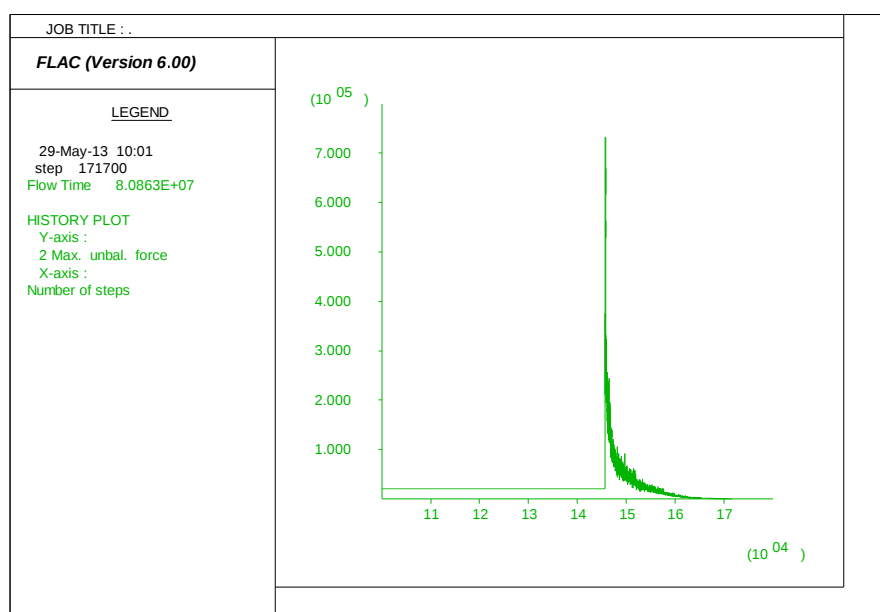


圖 3.66 板樁式碼頭流體計算達平衡之不平衡力

(6)地下水位面及力學平衡

而地下水位面設定為-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。

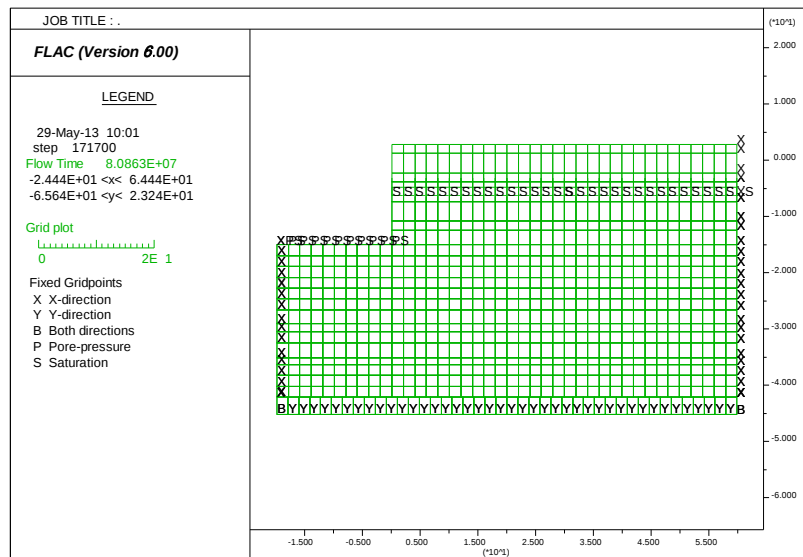


圖 3.67 板樁式碼頭地下水位面模型建立

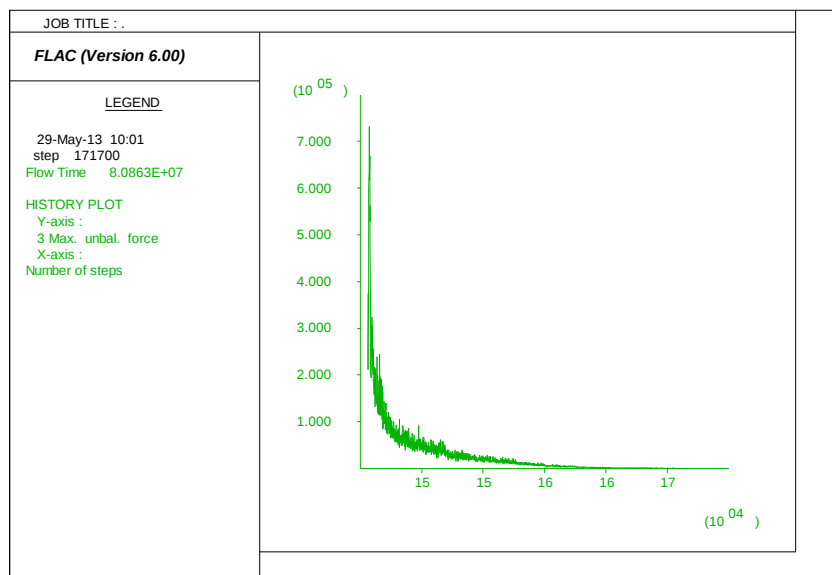


圖 3.68 板樁式碼頭達力學平衡之不平衡力圖示

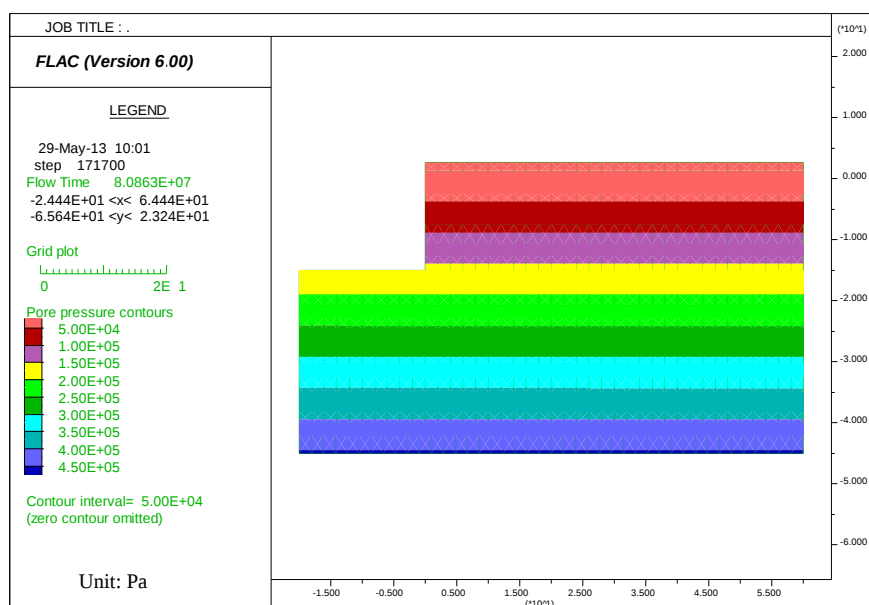


圖 3.69 板樁式碼頭孔隙水壓之分布圖示

(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。

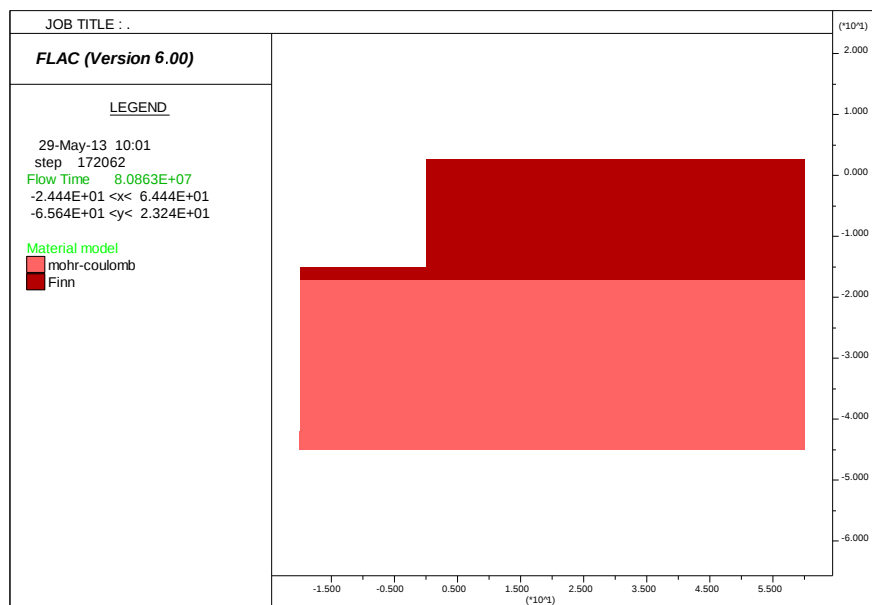


圖 3.70 Finn 模式模型建立

(8)動態邊界條件

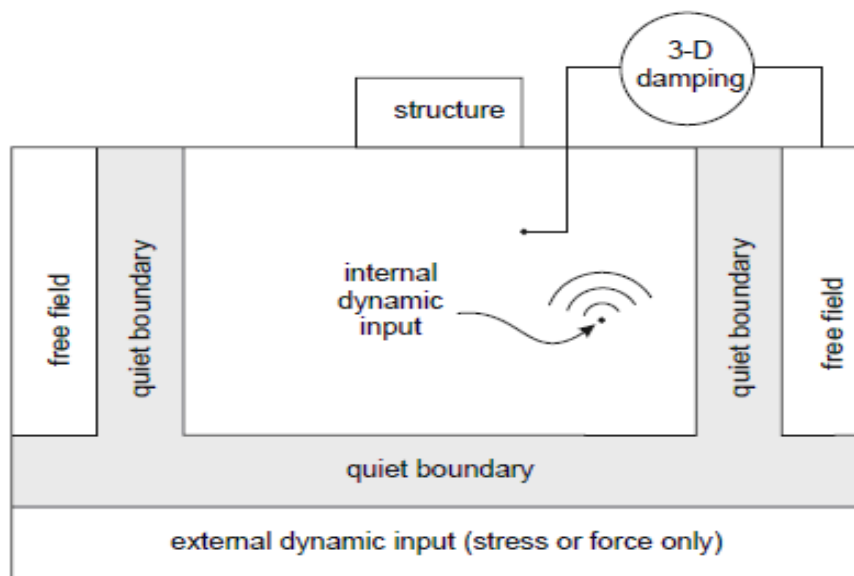
於 FLAC 使用手冊之建議，當選擇動力分析模擬時，有三个方面需要考慮並準備，分別是動力荷載、動態邊界條件與機械阻尼。動力荷載的輸入方式有加速度歷時、速度歷時、應力歷時與外力歷時等四種方式，依據不同的材料條件而選擇不同的荷載輸入方式如圖 3.71 所示。

在靜態分析中，可在分析域一定之距離設置固定或自由邊

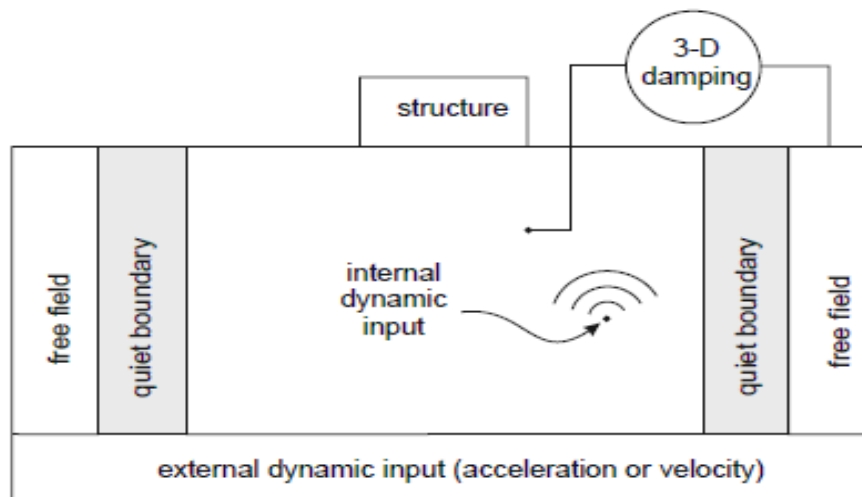
界，然而在動態問題中，這樣的邊界條件會導致向外傳遞之波反射回傳至模型內產生干擾的現象，且無法使能量輻射。雖使用過大的模型可降低波反射回傳之問題，因為材料阻尼會吸收大部分的反射波能量，但也會因此造成高數值運算量計算時間過久的問題。FLAC 提供動態邊界條件來解決此一問題，其邊界條件可分成兩種，其一為吸能邊界(quiet boundary)，另一為自由場邊界(free-field boundary)。

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]

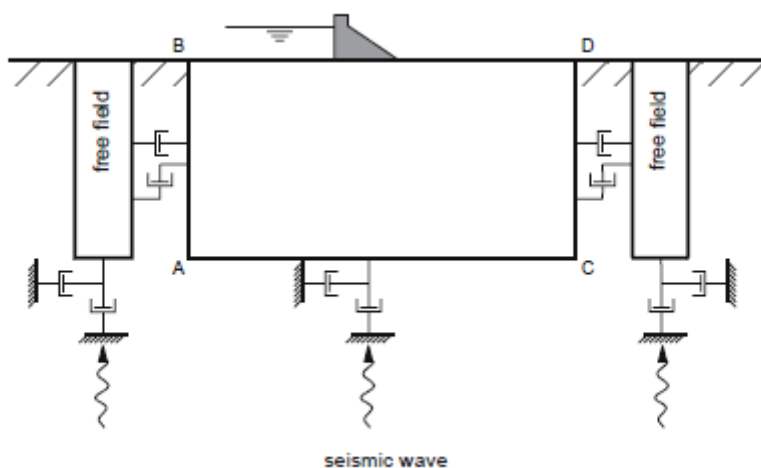


圖 3.72 自由場邊界選用示意圖

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。

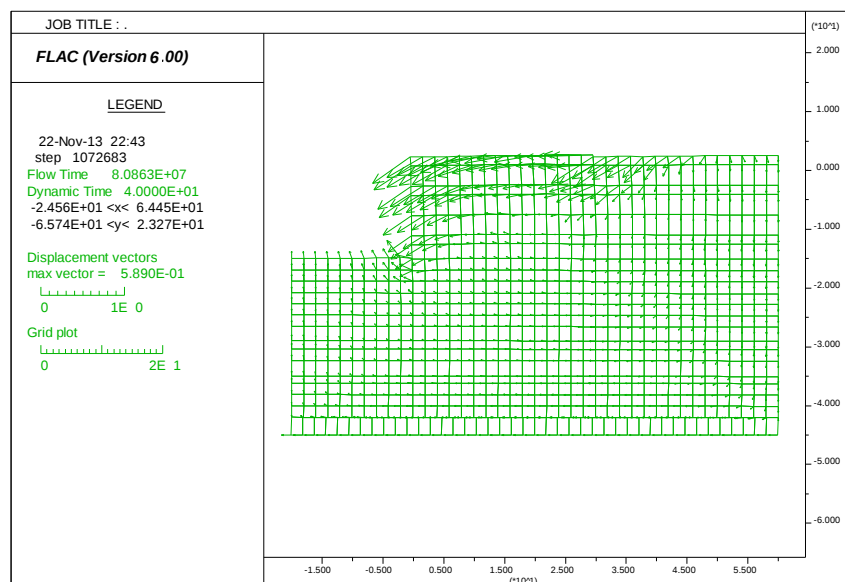


圖 3.74 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組歷時分析破壞情況

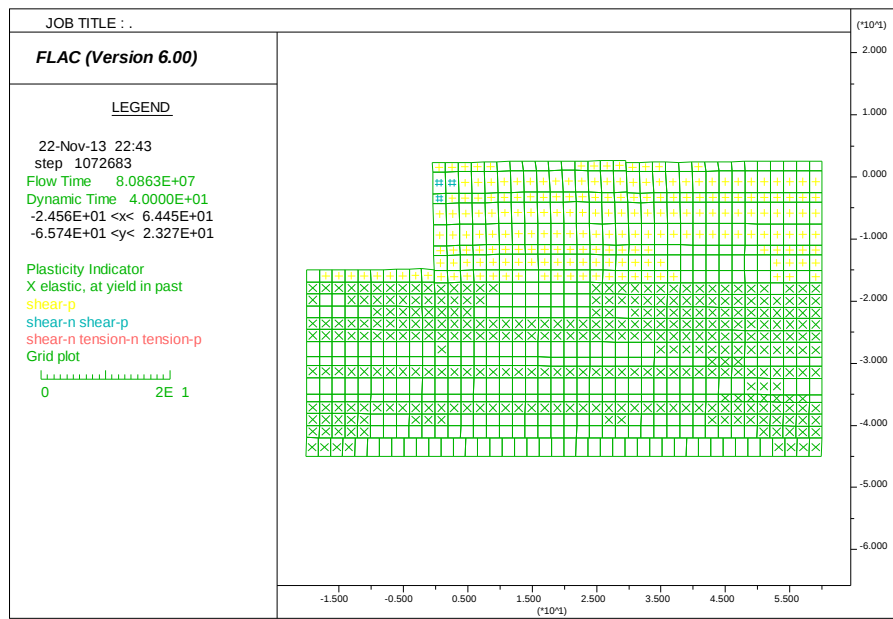


圖 3.75 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組土層之彈塑性破壞結果

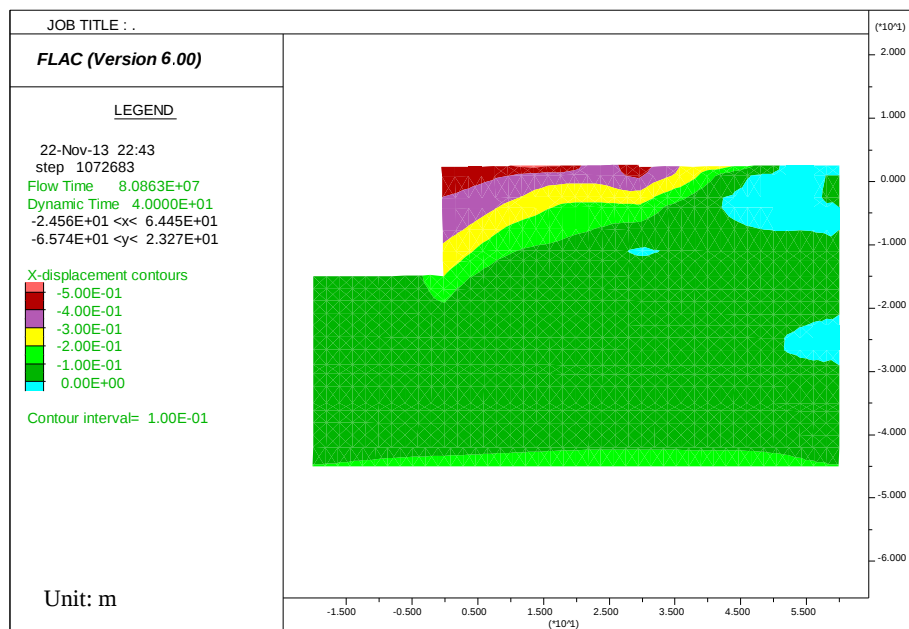


圖 3.76 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組破壞水平位移圖

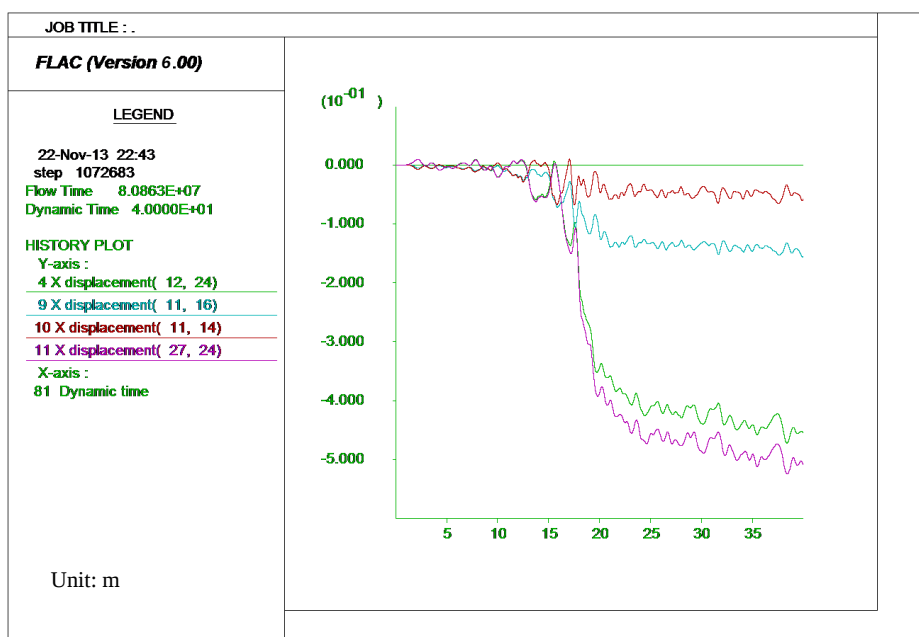


圖 3.77 板樁式碼頭等級 III 地震第 1 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測

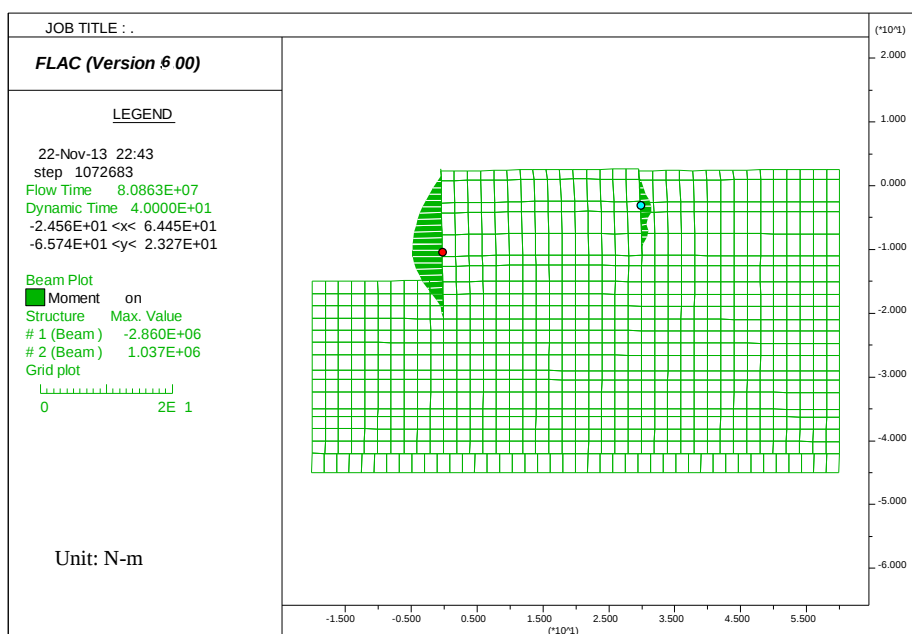


圖 3.78 樁式碼頭等級 III 地震第 1 組板樁受力彎矩圖

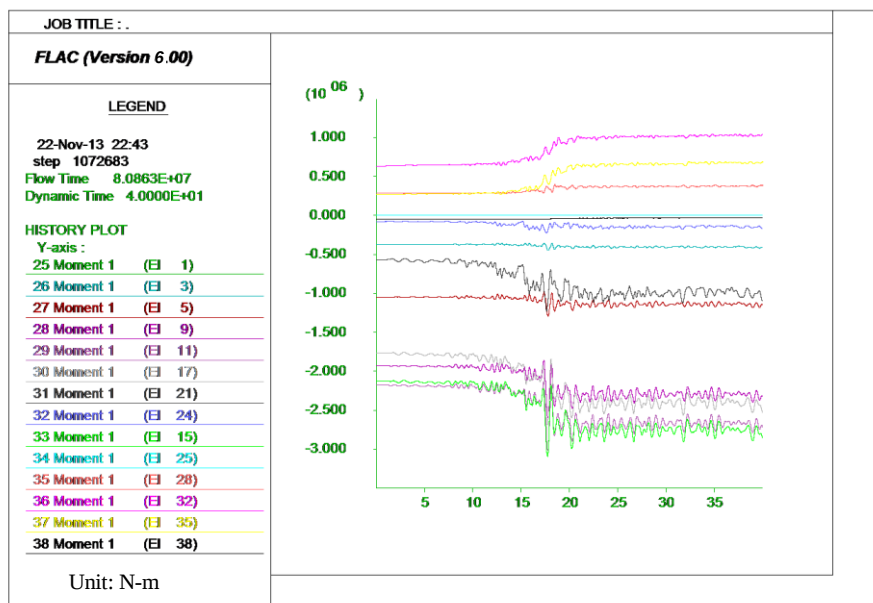


圖 3.79 樁式碼頭等級 III 地震第 1 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖

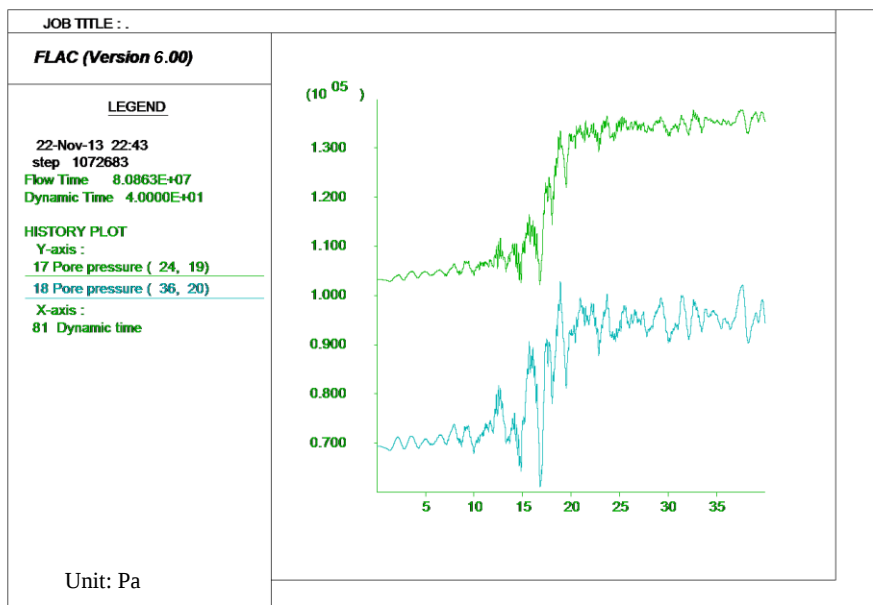


圖 3.80 樁式碼頭等級 III 地震第 1 組之歷時分析孔隙水壓

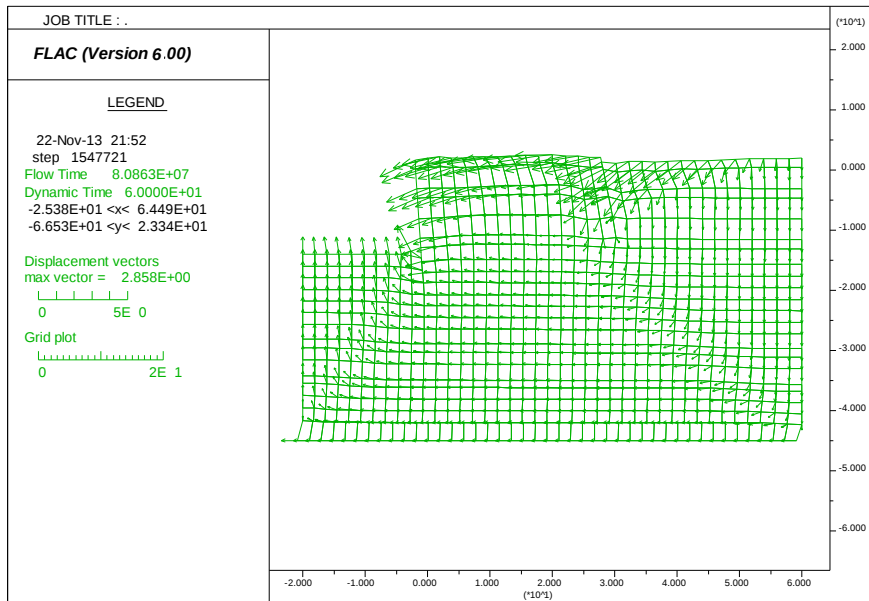


圖 3.81 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組歷時分析破壞情況

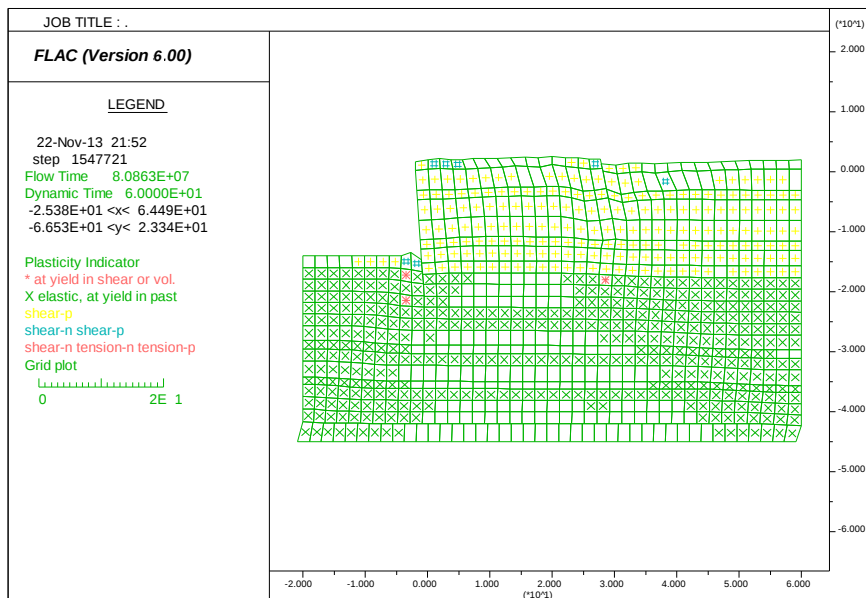


圖 3.82 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組土層之彈塑性破壞結果

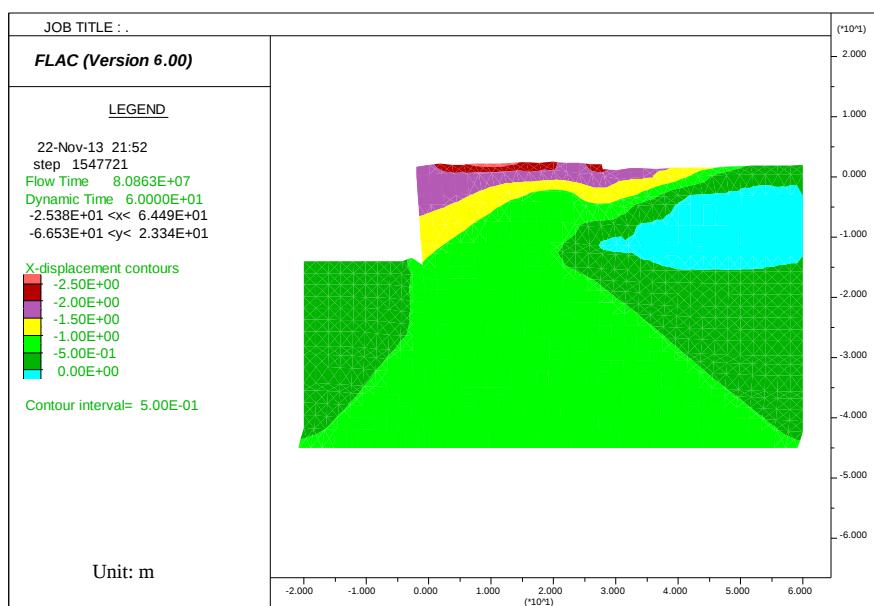


圖 3.83 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組破壞水平位移圖

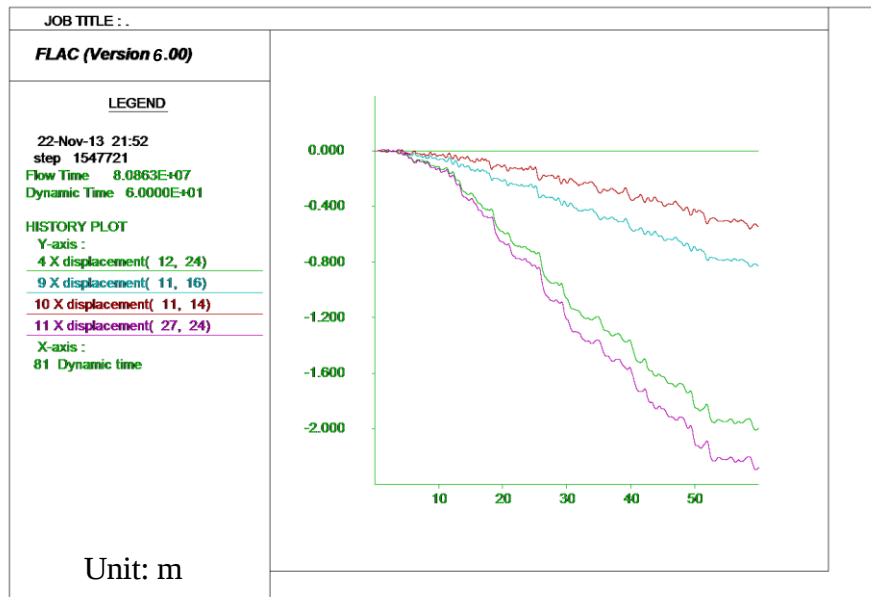


圖 3.84 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測

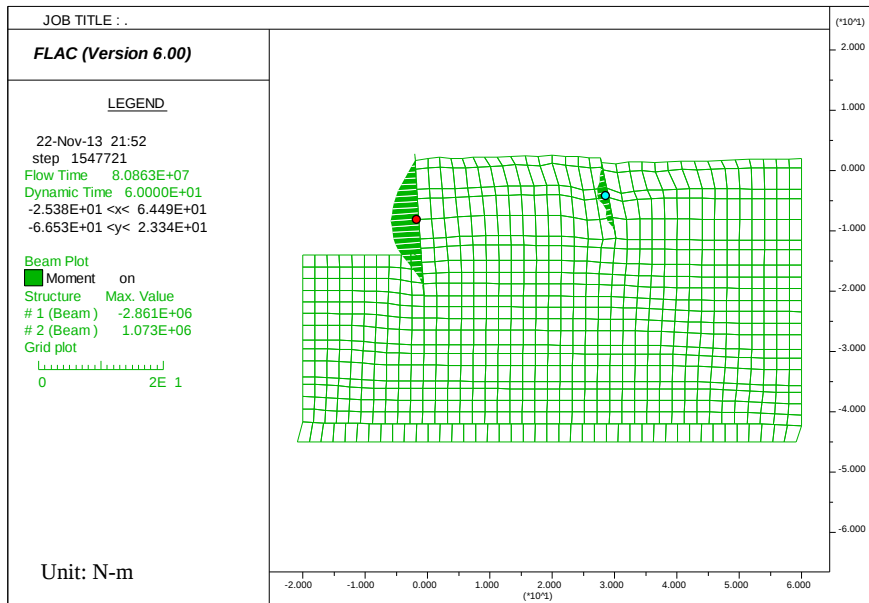


圖 3.85 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組板樁受力彎矩圖

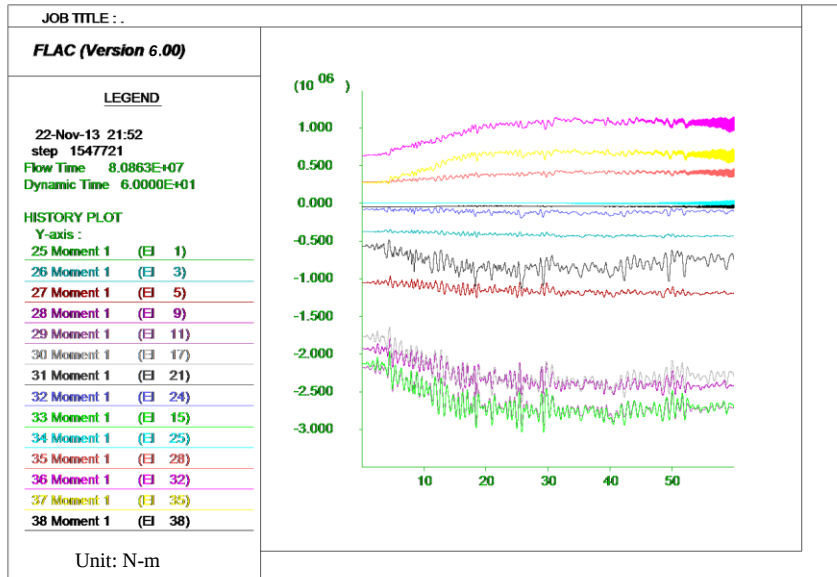


圖 3.86 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖

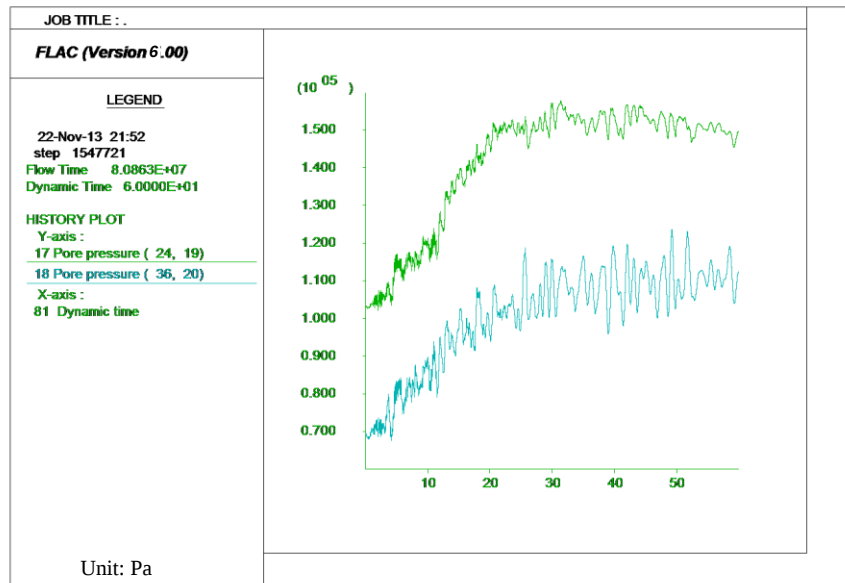


圖 3.87 板樁式碼頭等級 III 地震第 2 組之歷時分析孔隙水壓

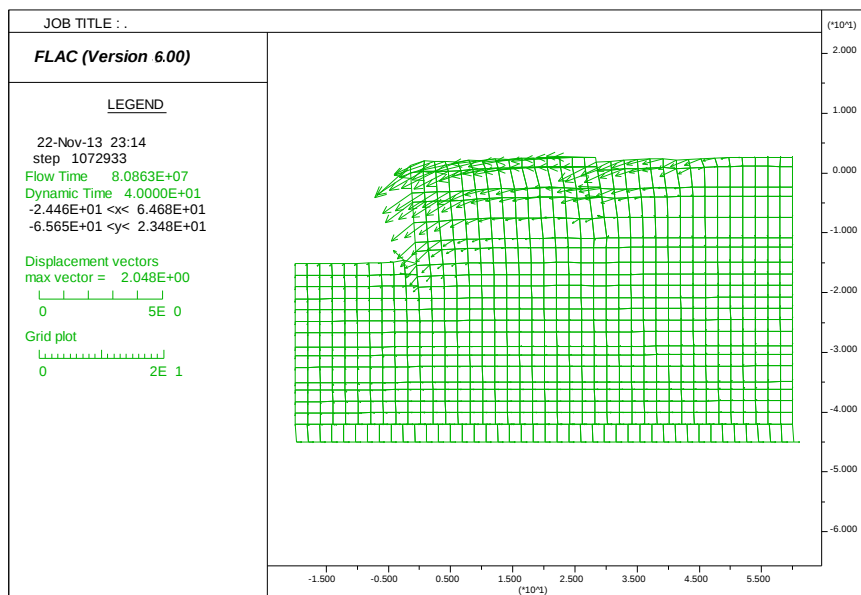


圖 3.88 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組歷時分析破壞情況

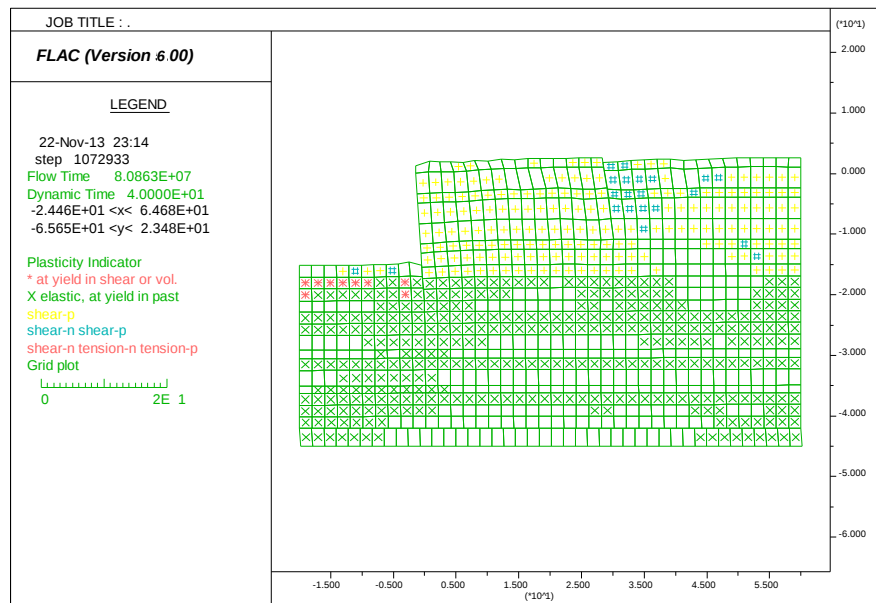


圖 3.89 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組土層之彈塑性破壞結果

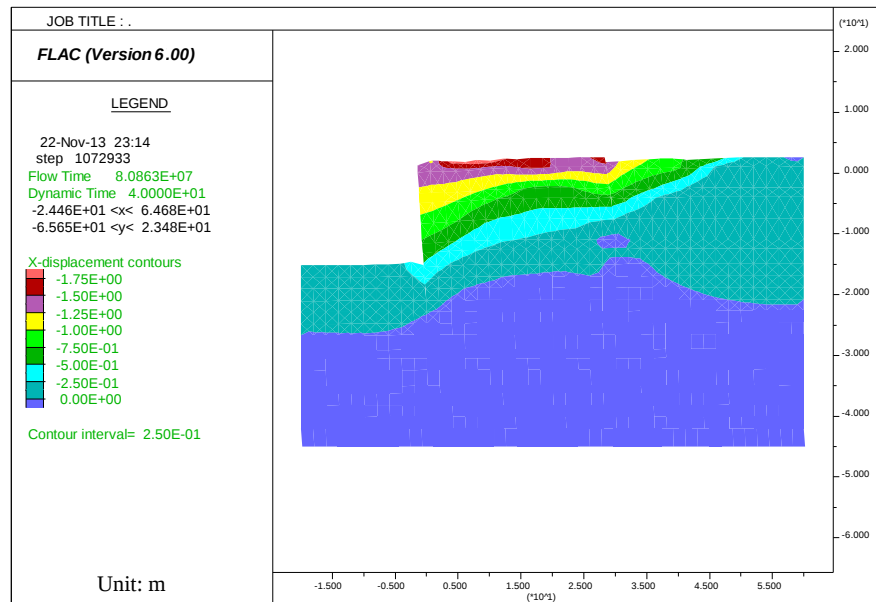


圖 3.90 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組破壞水平位移圖

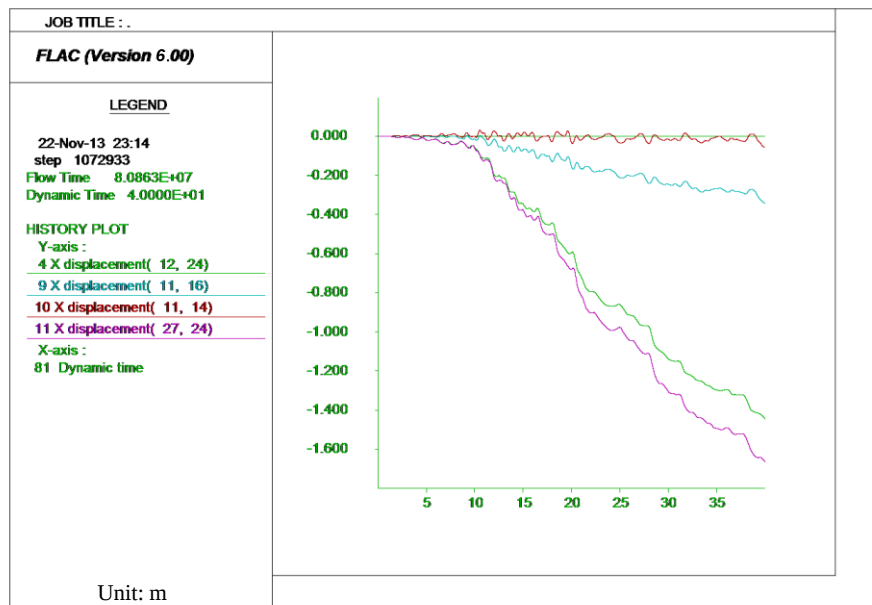


圖 3.91 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組樁頂地震之歷時分析水平位移監測

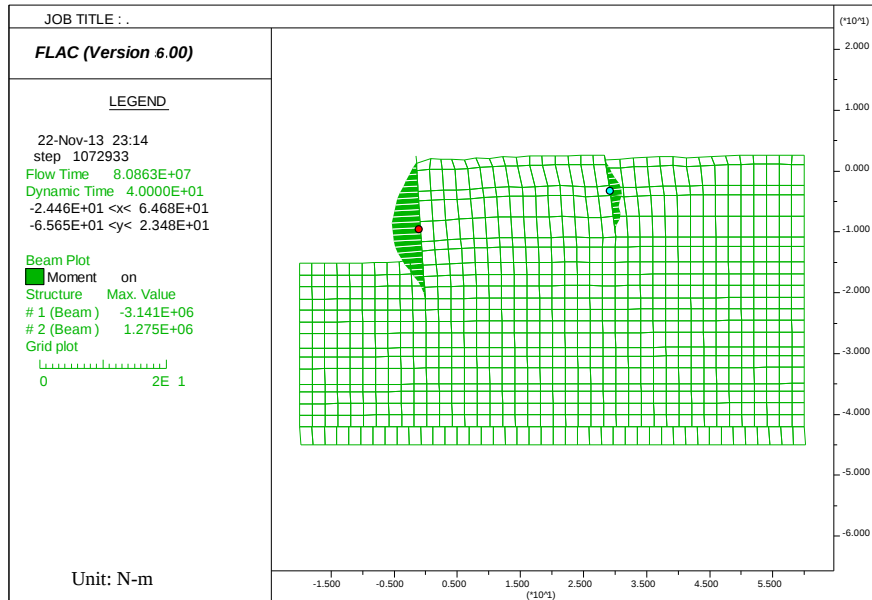


圖 3.92 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組板樁受力彎矩圖

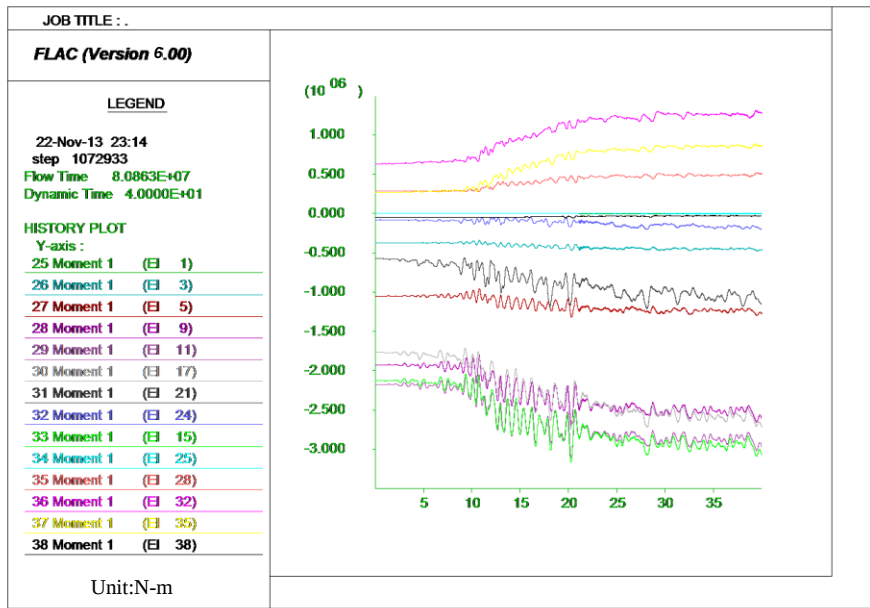


圖 3.93 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組板樁最大受力位置歷時-彎矩圖

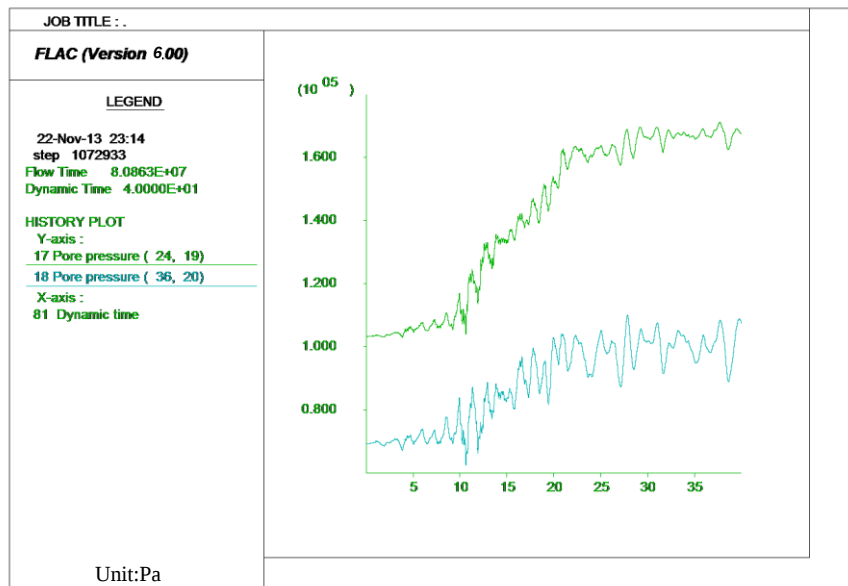


圖 3.94 板樁式碼頭等級 III 地震第 3 組之歷時分析孔隙水壓

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

性能水準			第 IV 級
參數			
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

性能等級			第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
參數						
殘餘變位	壁體	正規化水平位移 d/H	$<1.5\%$ 或 $d<30\text{cm}$	$1.5\%\sim 5\%$	$5\%\sim 10\%$	$>10\%$
		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	$3\text{cm}\sim 10\text{cm}$	N/A	N/A	N/A
		岸肩與後線陸地之沉陷差	$30\text{cm}\sim 70\text{cm}$	N/A	N/A	N/A
		向海側傾斜角	$<2^\circ\sim 3^\circ$	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，其水力回填土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：

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 0.322 \frac{T}{\beta} = 0.322 \frac{36.1 \times 1000}{0.0038} \\ &= 30.59 \text{ tf-m} < 66.39 \text{ tf-m} \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

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的章節中，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。

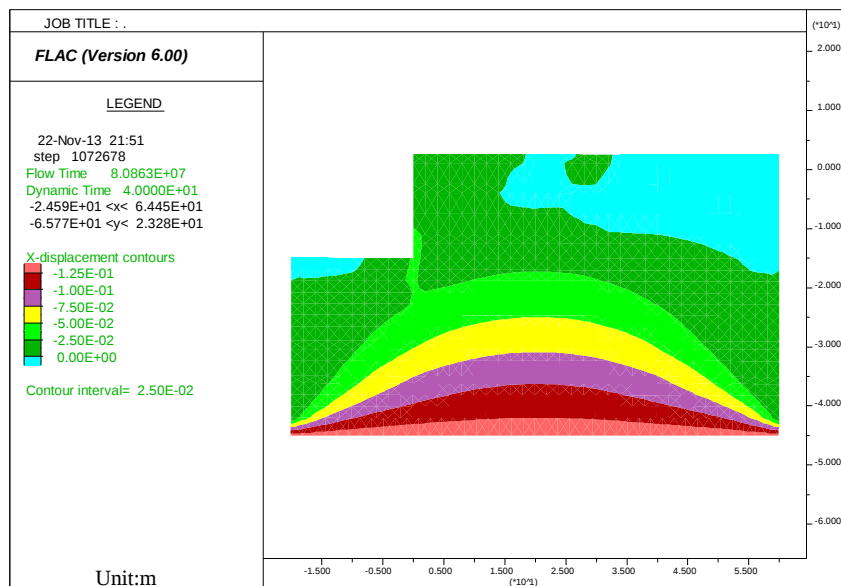


圖 4.1 板樁式碼頭等級 I 地震破壞水平位移圖

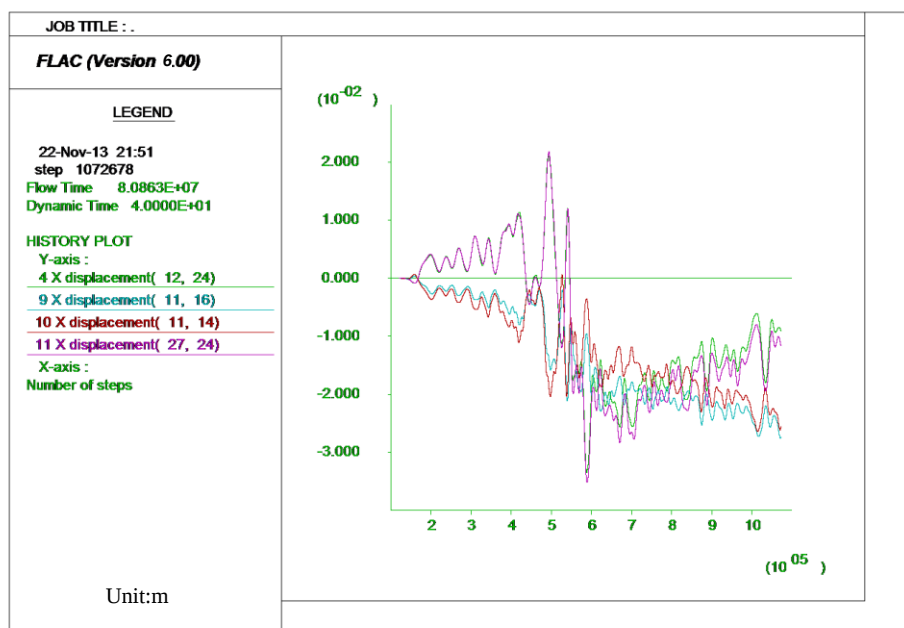


圖 4.2 板樁式碼頭等級 I 地震樁頂地震之歷時分析水平位移監測

2. 等級 II 之非線性動力分析結果與滑動塊體法比較

由表 4-2 可知，等級 II 地震之三組非線性歷時分析位移結果均較滑動塊體法所得結果低，換言之，滑動塊體法之分析結果應是較為保守；另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」^[24]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。

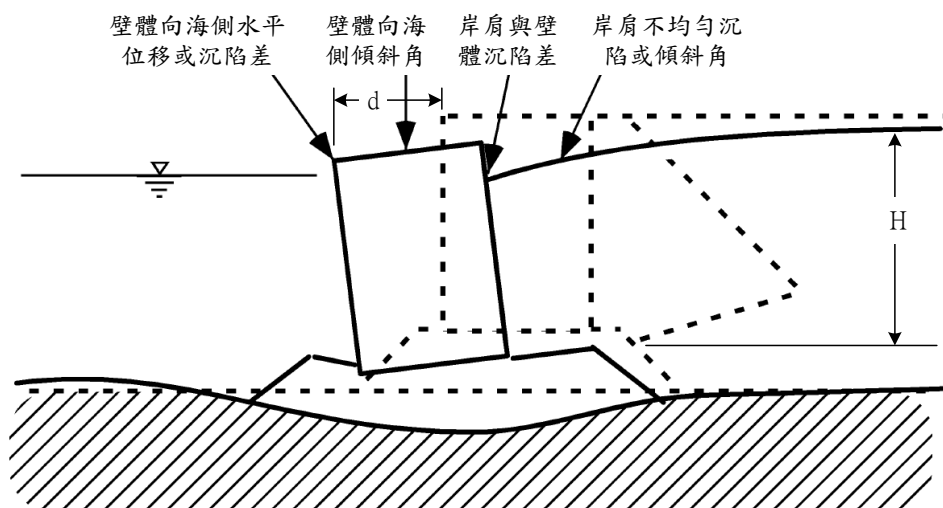


圖 5.1 重力式碼頭之性能參數

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

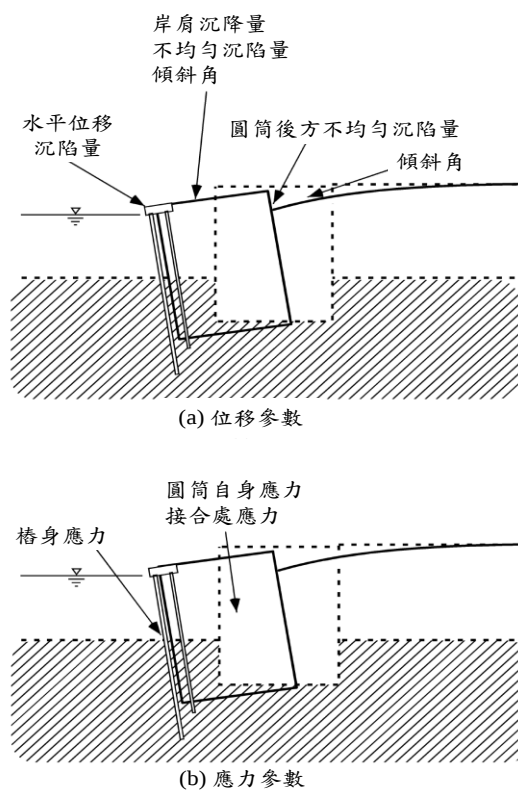


圖 5.2 圓筒式碼頭之性能參數

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

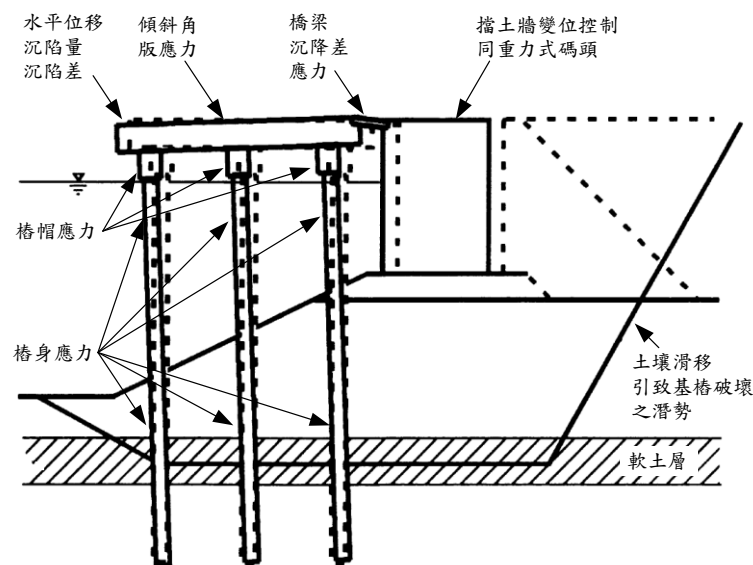


圖 5.3 棧橋式碼頭之性能參數

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

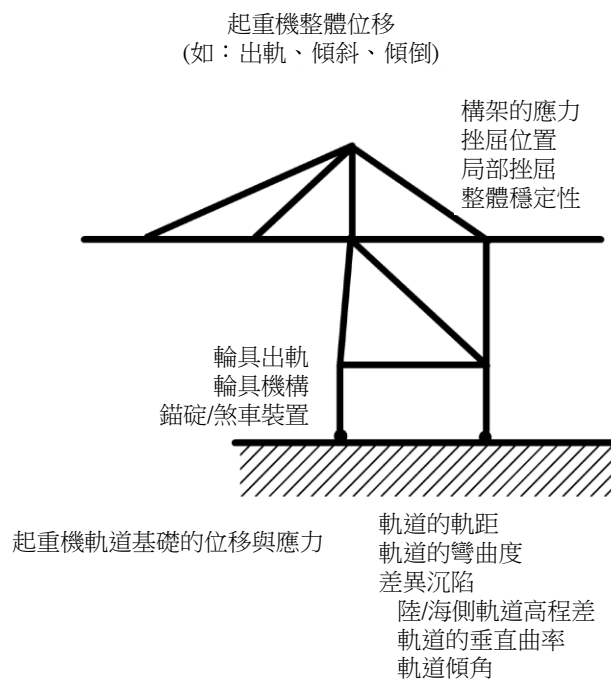


圖 5.4 橋式起重機的性能參數

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

性能等級			第 I 級	第 II 級	第 III 級	第 IV 級
參數			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 參數		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	<10~30 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 參數		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

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 5.5 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 $\frac{IF_u}{4.2\alpha_y}(\frac{S_{aD}}{F_u})_m W$ 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 $\frac{I}{1.4\alpha_y}(\frac{S_{aD}}{F_u})_m W$ 中的係數 1.4 應改為 1.2，等級 III 地震力公式 $\frac{I}{1.4\alpha_y}(\frac{S_{aM}}{F_{uM}})_m W$ 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]

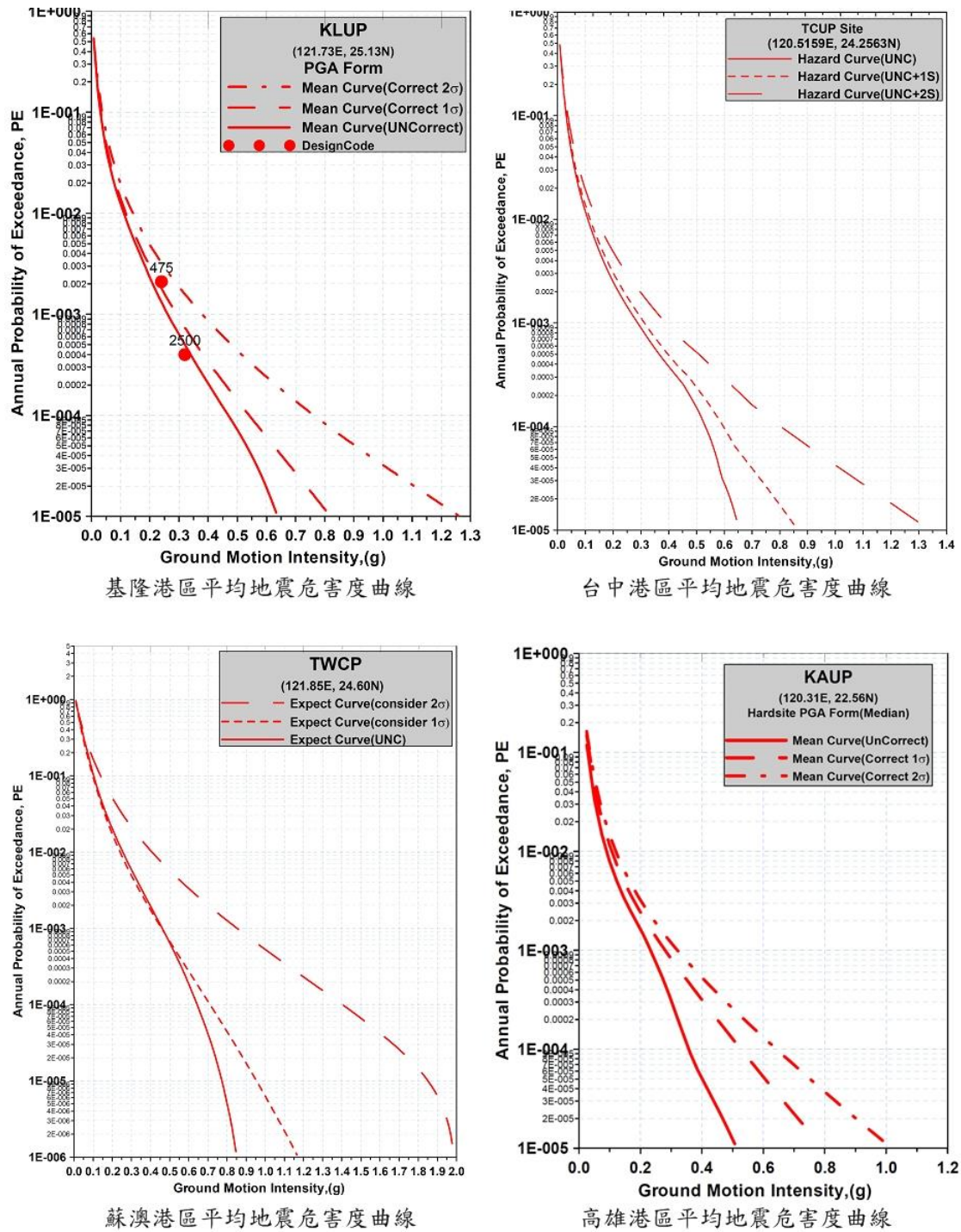


圖 5.5 四港區平均地震危害度曲線

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^[42]

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^[24]

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^[28]

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^H 、 S_1^H 、 S_s^M 與 S_1^M 值

縣市	鄉鎮市區	S_s^H	S_1^H	S_s^M	S_1^M	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	
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	
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^{II}	S_1^{II}	S_S^{III}	S_1^{III}	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	
	花蓮市	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
花蓮縣	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
	金沙鎮	0.35	0.2	0.5	0.35	
金門縣	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	
	南竿鄉	0.35	0.2	0.45	0.3	
連江縣	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^[28]

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^{II}	S_1^{II}	S_S^{III}	S_1^{III}	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^[28]

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^[28]

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)

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	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 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：參考文獻^[28]

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^[28]

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	1.05	1.00	N.C.	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^[28]

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)

	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_V (475)	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^[28]

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)

	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_A (2500)	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^[28]

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^[28]

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	1.42	1.35	1.15	1.00	N.C.	N.C.	N.C.
	觸口斷層							
	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	1.50	1.32	1.20	1.10	1.10	1.00	N.C.
	鐵砧山斷層							
	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^[28]

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^[28]

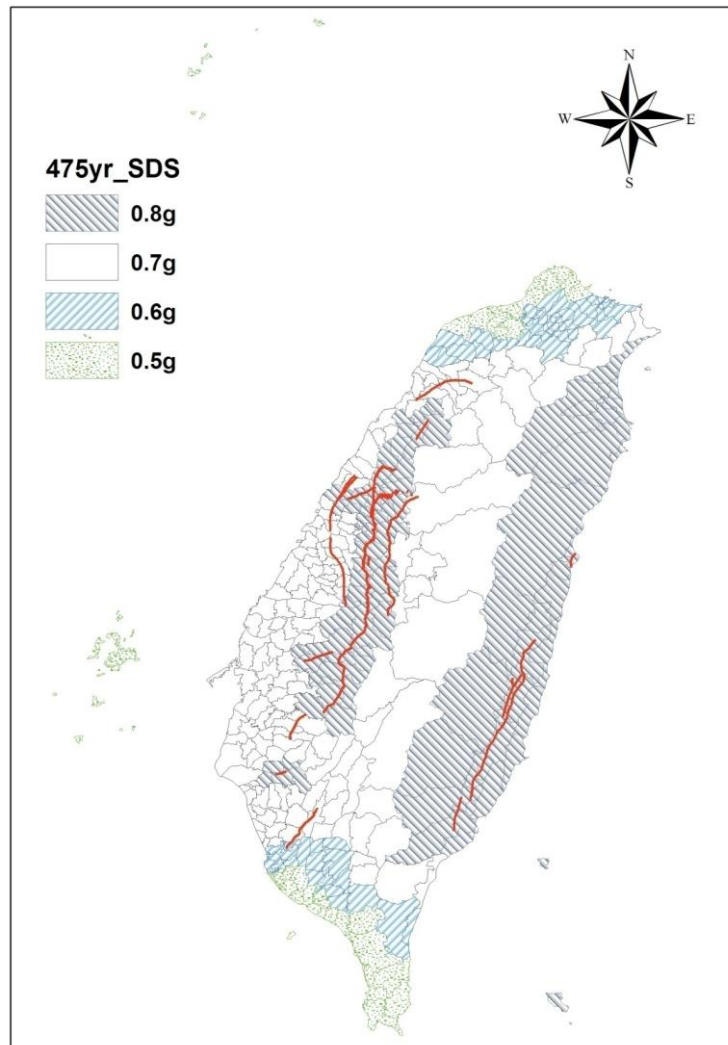


圖 5.6 震區短週期設計水平譜加速度係數(S_s^{II})分布圖

資料來源：參考文獻^[28]

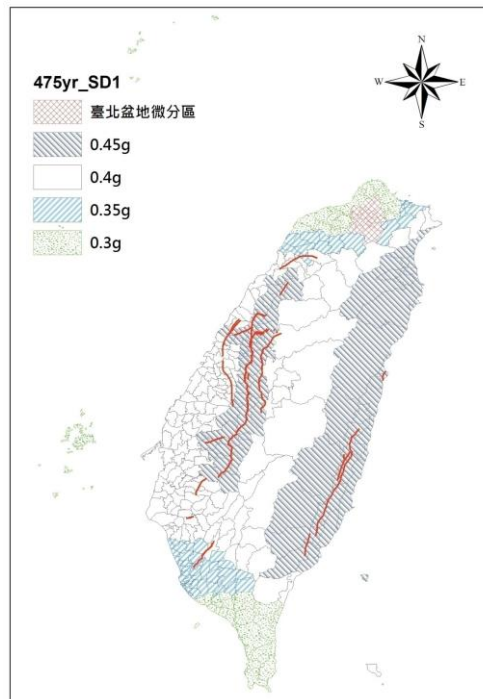


圖 5.7 震區一秒週期設計水平譜加速度係數(S_I^{II})分布圖

資料來源：參考文獻^[28]

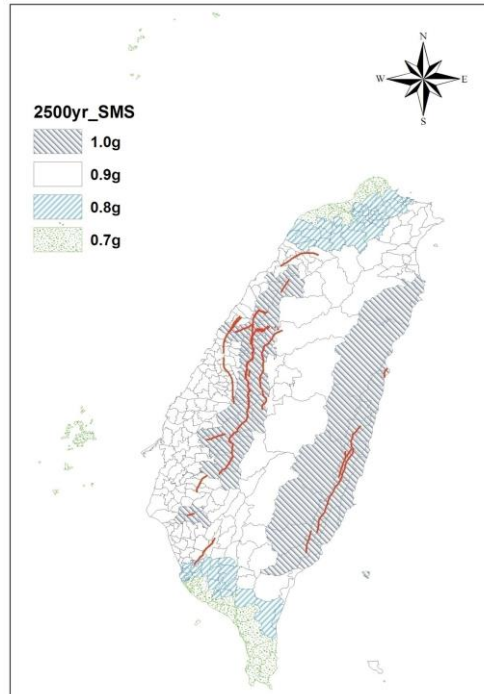


圖 5.8 震區短週期最大考量水平譜加速度係數(S_S^{III})分布圖

資料來源：參考文獻^[28]

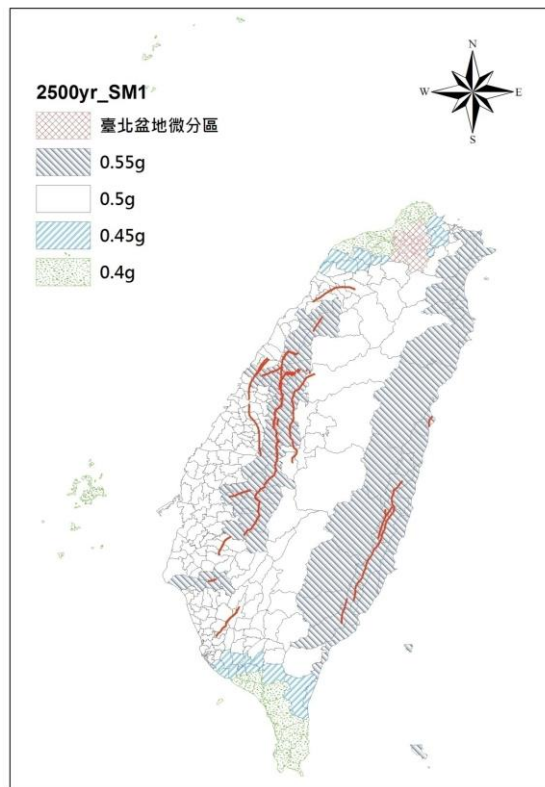


圖 5.9 震區一秒週期最大考量水平譜加速度係數(S_1^{III})分布圖

資料來源：參考文獻^[28]

(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

$$S_{II,S} = 0.6 \dots\dots\dots (5-1)$$

$$S_{II,1} = S_{II,S} T_0^{\text{II}} \dots\dots\dots (5-2)$$

$$T_0^{II} = \begin{cases} 1.60 \text{ 秒(臺北一區)} \\ 1.30 \text{ 秒(臺北二區)} \\ 1.05 \text{ 秒(臺北三區)} \end{cases} \dots\dots\dots (5-3)$$

b. 等級 III 地震

$$S_{III,S} = 0.8 \dots\dots\dots (5-4)$$

$$S_{III,1} = S_{III,S} T_0^{III} \dots\dots\dots (5-5)$$

$$T_0^{III} = \begin{cases} 1.60 \text{ 秒(臺北一區)} \\ 1.30 \text{ 秒(臺北二區)} \\ 1.05 \text{ 秒(臺北三區)} \end{cases} \dots\dots\dots (5-6)$$

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 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 5-22。

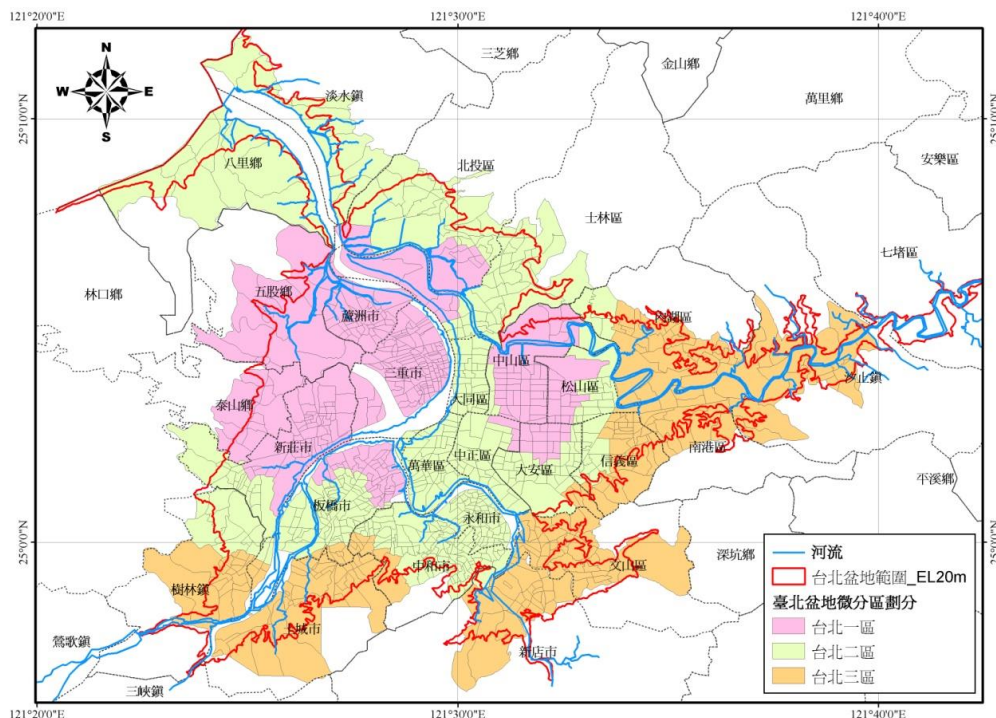


圖 5.10 臺北盆地設計地震微分區圖

資料來源：參考文獻^[28]

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^[28]

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_1^{II})，與 2500 年回歸期水平譜加速度係數(S_S^{III})與(S_1^{III})

市	區	里	S_S^{II}	S_1^{II}	S_S^{III}	S_1^{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 1 為 1 秒週期。

資料來源：參考文獻^[28]

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^[28]

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。

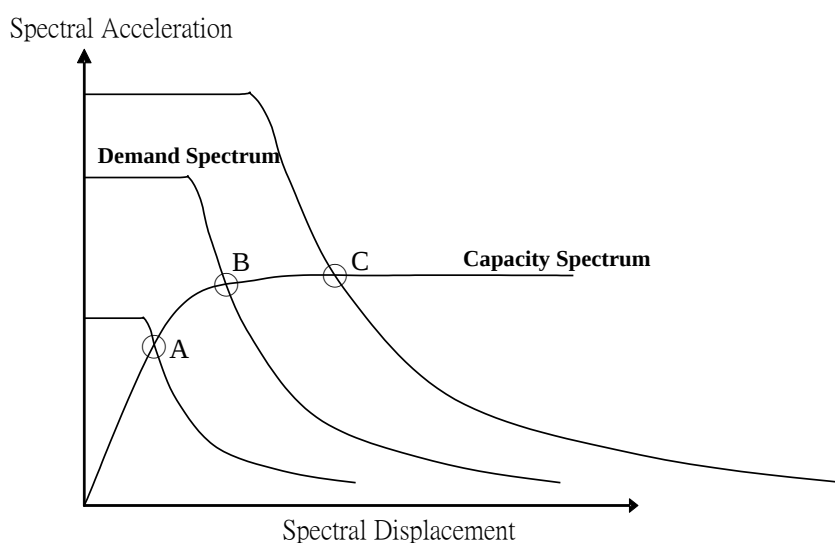


圖 5.11 容量震譜法分析簡介圖

資料來源：參考文獻^[44]

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)

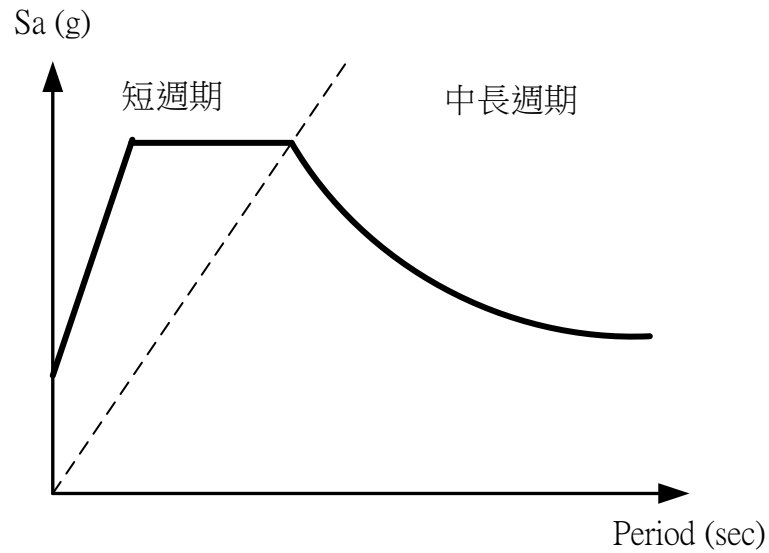


圖 5.12 工址彈性反應譜

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)

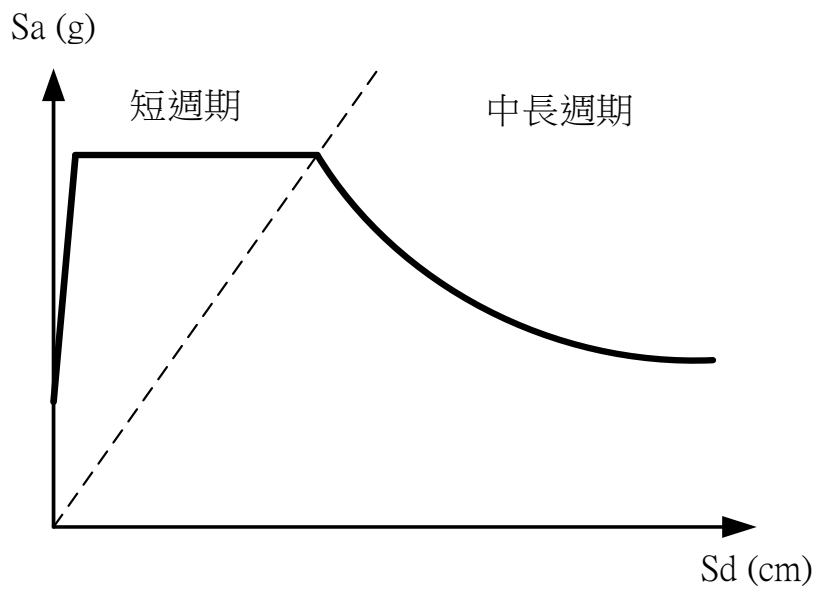


圖 5.13 彈性地震需求震譜

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)

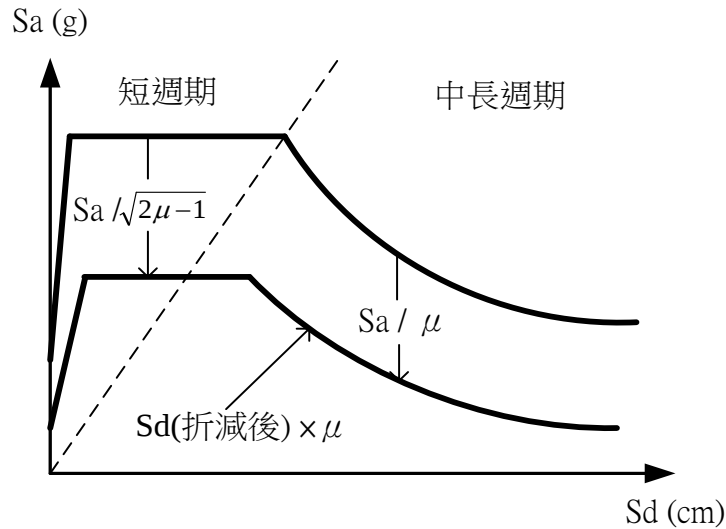


圖 5.14 非彈性地震需求震譜

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。

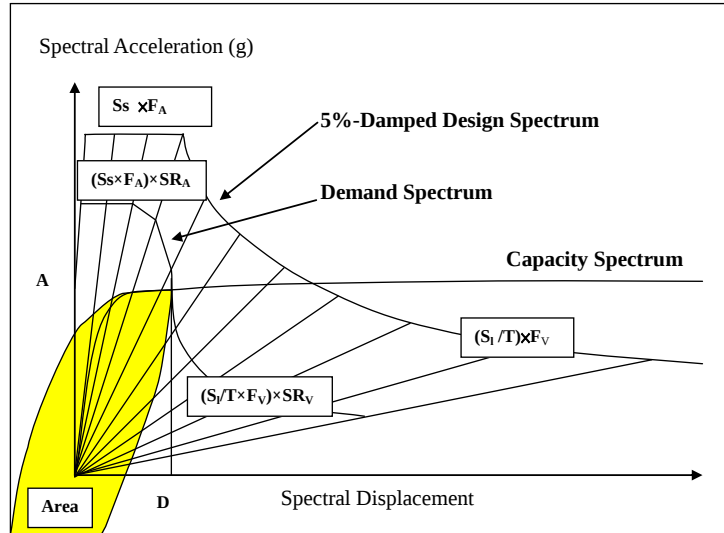


圖 5.15 ATC-40 等效阻尼比折減法

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：

$$\beta_{eff} = \beta_E + \beta_H \quad \dots\dots\dots (5-19)$$

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)。

$$\beta_H = \kappa \left(\frac{Area}{2\pi DA} \right) \quad \dots\dots\dots (5-20)$$

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。

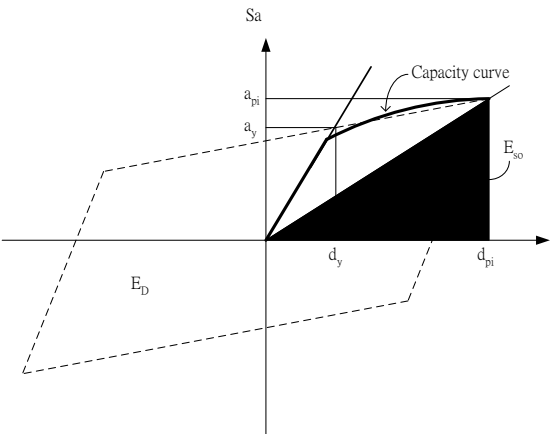


圖 5.16 雙線性模式之遲滯迴圈

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]

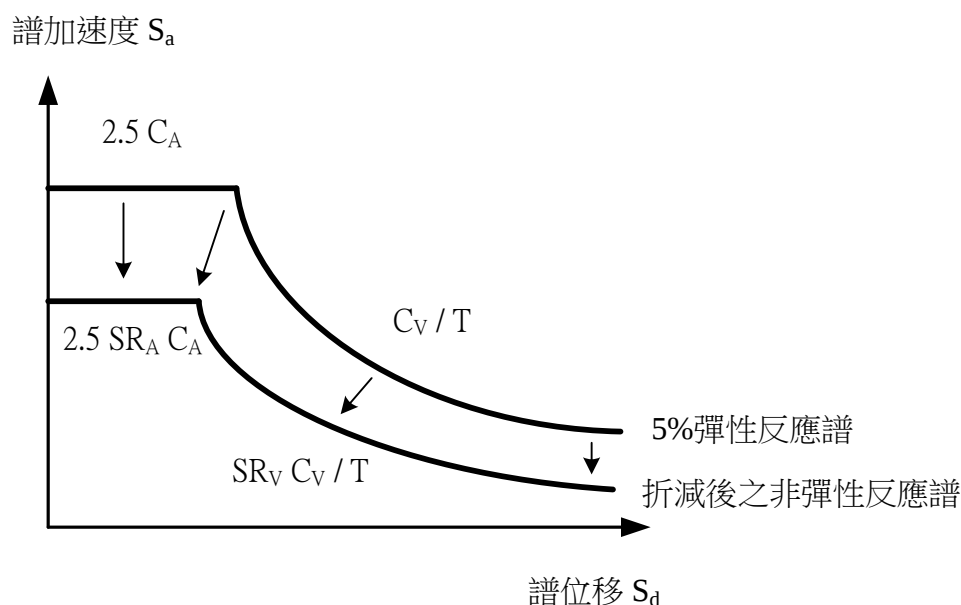


圖 5.17 ATC-40 彈性需求震譜之折減示意圖

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。

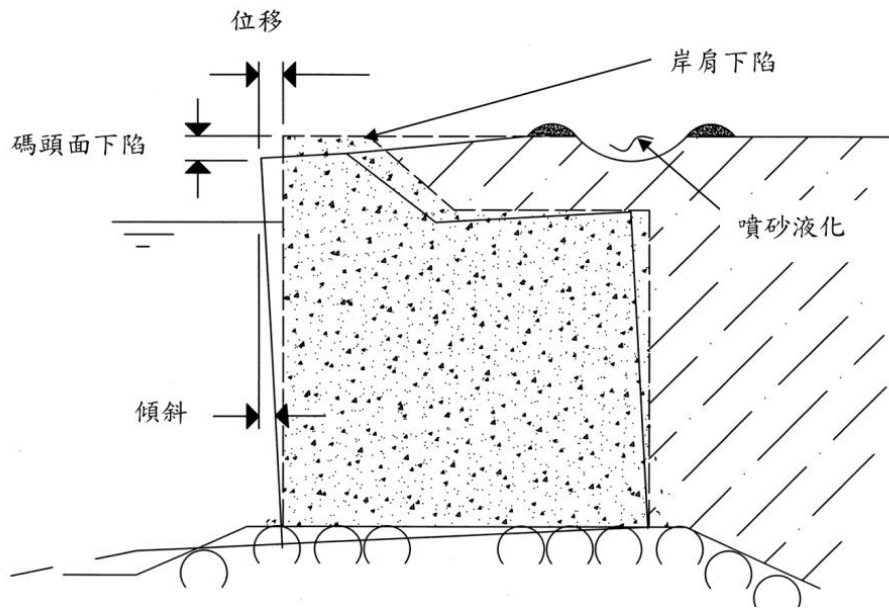


圖 5.18 重力式碼頭之破壞模式

資料來源：參考文獻^[8]

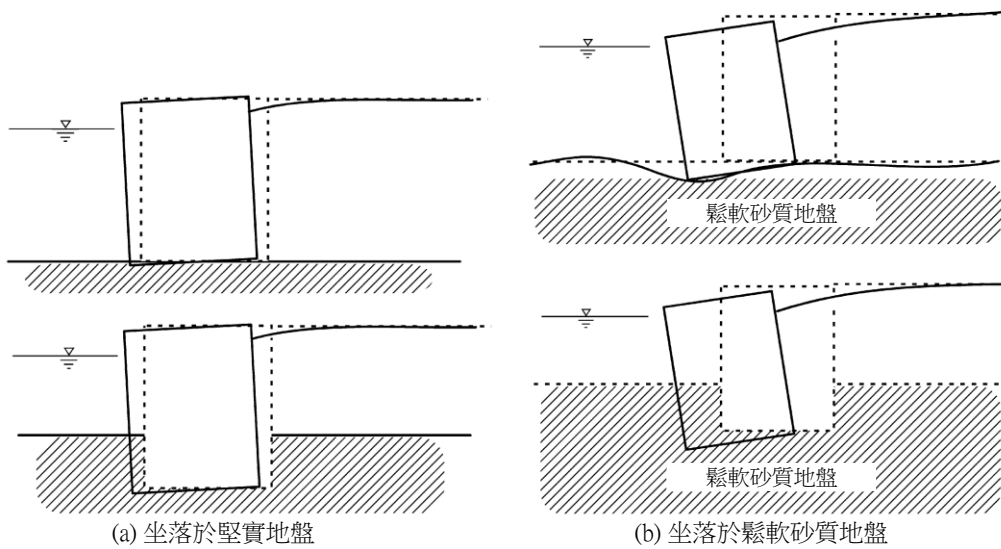


圖 5.19 圓筒式碼頭之破壞模式

資料來源：參考文獻^[8]

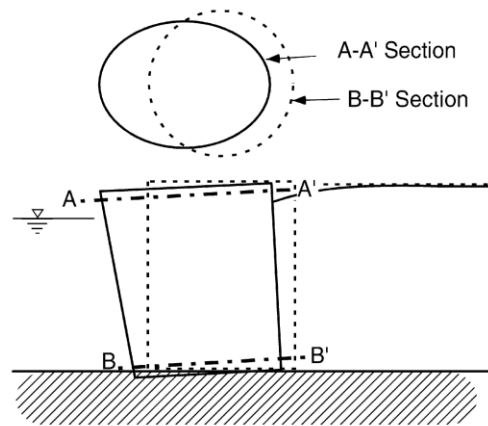
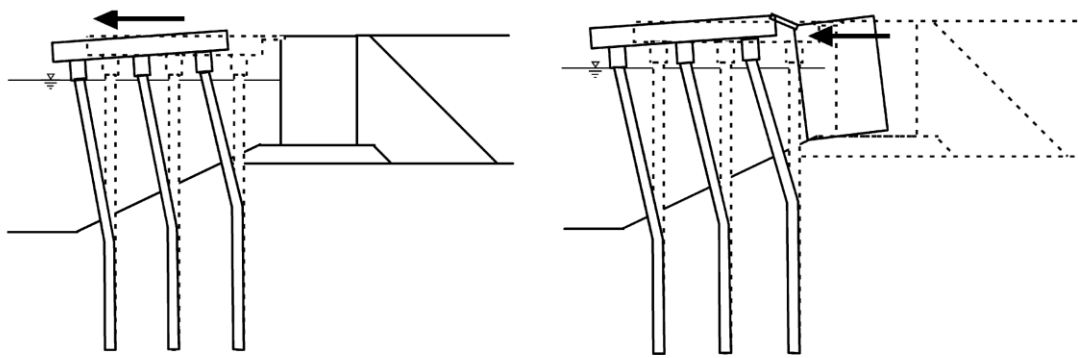


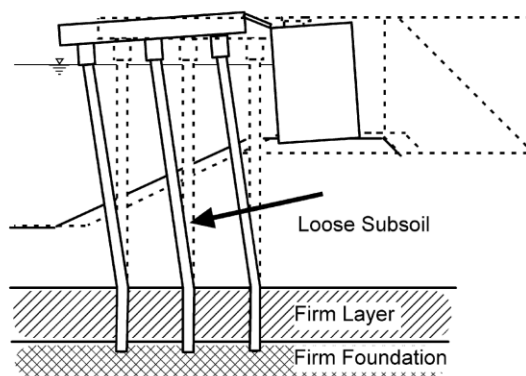
圖 5.20 圓筒斷面變形之破壞模式

資料來源：參考文獻^[8]



(A) 橋面板慣性力作用破壞

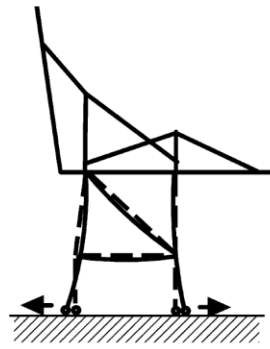
(B) 擋土設施水平慣性力破壞



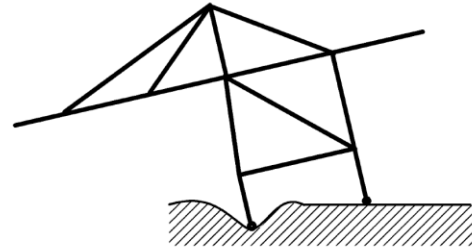
(C) 基底土壤流失破壞

圖 5.21 棧橋式碼頭之破壞模式

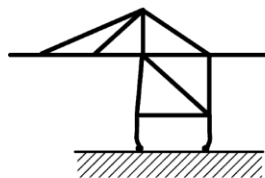
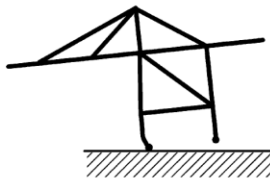
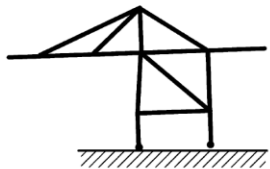
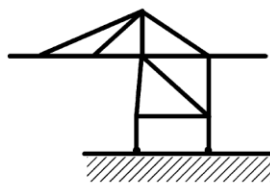
資料來源：參考文獻^[8]



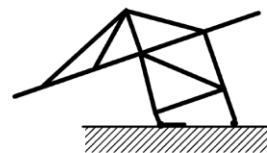
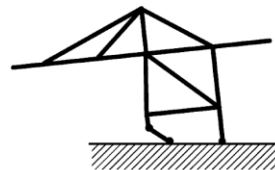
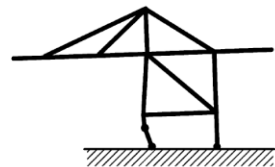
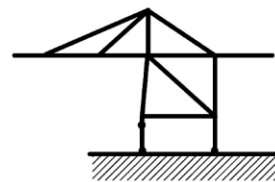
(a)



(c)



(b)



(d)

(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 港灣構造物檢測作業標準制訂

本章首先就本案迄今之成果藉由圖 6.1 港灣構造物維護管理作業流程進行概述，說明目前已完成之目視檢測標準、儀器檢測標準、初步檢測安全評估、詳細檢測安全評估與處置對策(緊急維修、緊急搶修、年度維修)。本期目視檢測標準除由前一年度舉行之教育訓練持續回饋各港務分公司對於劣化異狀判別之方式與數值外，亦藉由歷次工作會議修正，並且希望藉由本期舉行之座談會議(已於 7 月 11 日舉行)討論「碼頭構造物維護管理手冊」內容之適宜性。儀器檢測標準目前已就混凝土與鋼構造物羅列非破壞檢測技術(如應用敲擊回音法確認裂縫深度)，就海床深度、地下孔洞分布與碼頭岸肩狀況，分別以水深多音束、透地雷達與光學測量等技術，撰寫其各自之檢測原理、檢測程序、檢測注意事項與檢測成果等內容，供現場檢測人員參考之用，本期報告再補充三維光達(3D Lidar)應用於確認碼頭岸肩地形或防波堤堤體是否有異常之情況，確認碼頭與防波堤水下構造物之情況；水下儀器檢測部分針對防蝕系統檢測技術除原有之檢測技術說明外，亦補充實例檢測案例，以作為適用性與視作之參考。修復工法之處置對策，目前已就劣化異狀(分就鋼筋混凝土與鋼構造物)提供 7 項維護工法，本期再藉由資料之蒐集補充各類型碼頭與其附屬設施之建議處置對策。

6.1 目前成果與本期工作內容

本節先就港灣構造物檢測作業標準制訂之研究成果進行概述，作業標準之程序如圖 6.1 所示，圖中針對經常巡查、定期巡查與特別巡查制定其「碼頭構造物檢測類型與頻率」、「碼頭構造物構件編碼原則」與「碼頭構造物目視檢測評估標準」，其後制定對目視檢測後需進行之「碼頭構造物儀器檢測」與「碼頭構造物初步安全評估」之內容，最後針對各劣化異狀制定其「處置對策」。以下就上述內容進行說明：

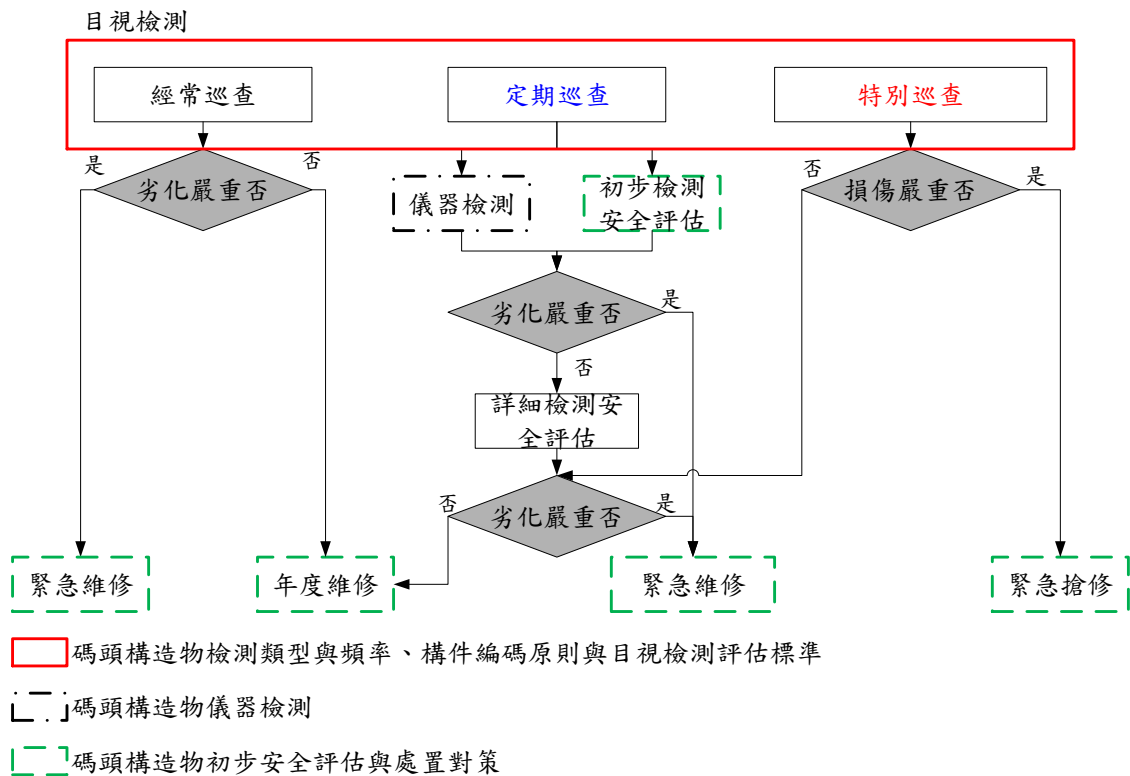


圖 6.1 港灣構造物維護管理作業流程

1. 碼頭構造物檢測類型與頻率

巡查類型與頻率依「經常巡查」、「定期巡查」與「特別巡查」而分就「建議執行單位」、「巡查時機」與「巡查方式」來進行制定，如表 6-1 所示，詳細說明請參閱附錄 1 碼頭構造物維護管理手冊第一章所示。

表 6-1 檢測作業種類比較

種類	建議執行單位	巡查時機	巡查方式
經常巡查	工務權責單位	日常 (建議每季一次)	目視巡查(岸上)
定期巡查	委外發包廠商	固定時間 (建議兩年一次)	目視巡查(包含水下)、簡單儀器、依需求配合詳細儀器檢測
特別巡查	工務權責單位	重大災害 事故發生後	目視巡查(岸上)

2.碼頭構造物構件編碼原則

重力與板樁式碼頭為連續式結構，原以 10m 為一單元(Block)區分，若屬重力式沈箱碼頭，則以各沈箱作為單元區分，編碼之順序以面向碼頭編號增加方向進行，此兩型式碼頭今年度將修正編碼方式，請參閱 6.2 節所述。棧橋式碼頭單元則依墩柱縱向柱線間距進行單元編碼，棧橋式墩柱編碼方式 P_{nm} (n 為橫向編號、 m 為縱向編號)。各類碼頭劣化位置之描述請參閱附錄 1 碼頭構造物維護管理手冊第二章所示。

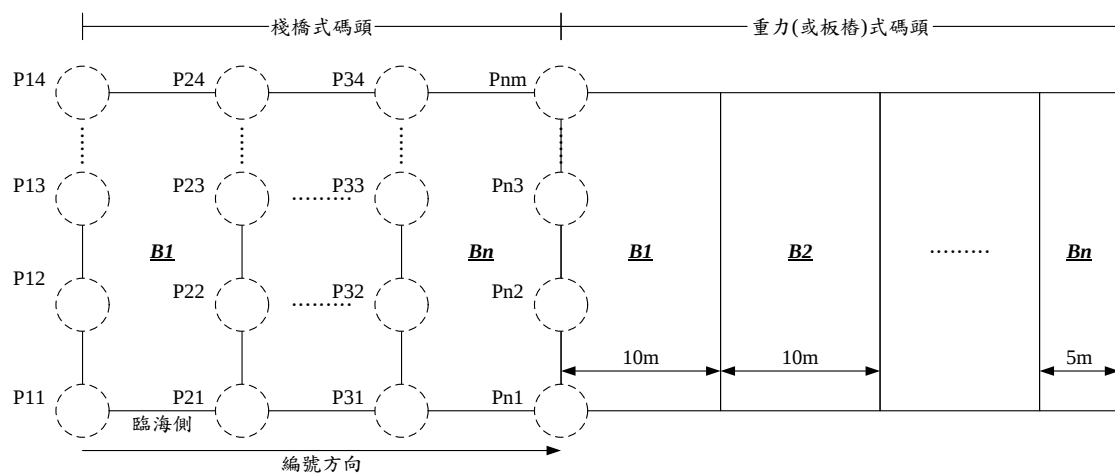


圖 6.2 重力、板樁與棧橋式碼頭單元編碼示意

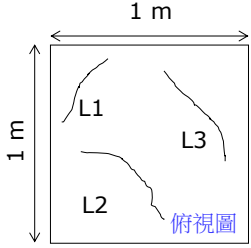
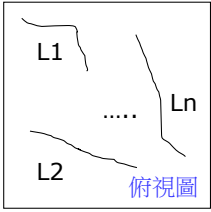
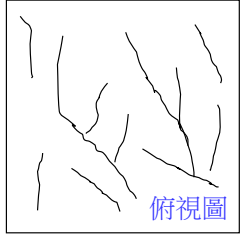
3.碼頭構造物目視檢測評估標準

評估標準依各類碼頭型式而有所區別，其標準依前述編碼將各構件劣化異狀以 1~4 等狀況予以文字(如表 6-2 所示)與圖示(或照片)(如表 6-3 所示)之描述，各類碼頭劣化位置之描述請參閱附錄 1 碼頭構造物維護管理手冊第三章所示，其中劣化狀況為 1 者，即為狀況良好；劣化狀況為 2 者，即為劣化狀況輕微；劣化狀況為 3 者，即為劣化狀況明顯；劣化狀況為 4 者，即為劣化狀況嚴重，以下將就劣化狀況等級 2、3 與 4 說明之。

表 6-2 重力式碼頭目視檢測標準(節錄)

第 1 層構件	第 2 層構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明
碼頭本體	岸肩	裂縫	1	無異狀
			2	局部(1m ²)可見到 2~3 個寬度 3mm 以下的裂縫
			3	裂縫寬度約 3~5mm 以內
			4	裂縫擴散至整個岸肩或裂縫寬度約 5mm 以上
		剝落	1	無異狀
			2	混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑<15 cm，深度<2.5 cm
			3	鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑≤15 cm，深度>2.5 cm 或剝落寬度直徑>15 cm，深度≤2.5 cm
			4	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑>15 cm，深度>2.5 cm
		沈陷 (雨天 檢視)	1	無異狀
			2	岸肩輕微下陷(面積<5 m ² 、高度<2.5 cm)
			3	岸肩明顯下陷(面積≤5 m ² 、高度>2.5 cm 或面積>5 m ² 、高度≤2.5 cm)
			4	岸肩嚴重下陷(面積>5 m ² 、高度>2.5 cm)

表 6-3 重力式碼頭-碼頭本體-岸肩裂縫異狀輔助判斷圖示

劣化狀況	2	3	4
劣化狀況圖示	 局部(1m²)可見到2~3個寬度3mm以下的裂縫	 裂縫寬度約3~5mm以內	 裂縫擴散至整個岸肩或裂縫寬度約5mm以上

4.碼頭構造物儀器檢測

檢測儀器技術依組成材料分為「混凝土」與「鋼材」，並就其他非屬上述兩種材料之檢測技術，以「其他」類型羅列，如圖 6.3 所示。各檢測技術就其檢測原理、檢測程序、檢測注意事項與檢測成果進行撰寫以供現場工程人員參閱，並就各技術應用之對象(如表 6-4~表 6-6 所示)與適用性(如表 6-7 所示)進行列表以供參閱，詳請參閱附錄 1 碼頭構造物維護管理手冊第四章所示。

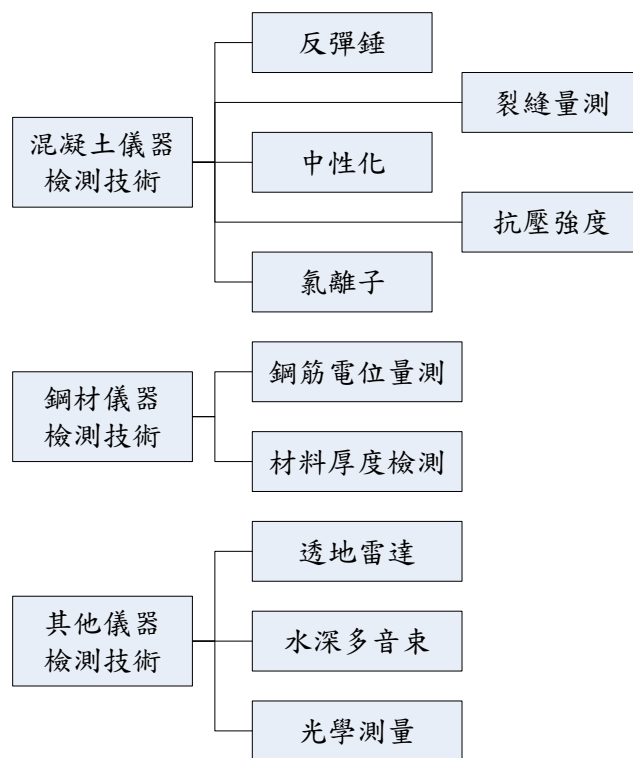


圖 6.3 碼頭構造物檢測技術列表

表 6-4 重力式碼頭構件儀器檢測對應

第 1 層 構件	第 2 層 構件	建議儀器檢測項目	
		結構性檢測	材料性檢測
碼頭本體	岸肩	透地雷達、光學測量、混凝土裂縫探測	反彈錘法、鋼筋電阻係數量測、鋼筋電位值量測、中性化試驗、抗壓試驗、超音波脈波速度量測、氯離子檢測
	壁體		
	後線	光學測量	—
海床		水深多音束探測	—

表 6-5 板樁式碼頭構件儀器檢測對應

第 1 層 構件	第 2 層 構件	建議儀器檢測項目	
		結構性檢測	材料性檢測
碼頭本體	岸肩	透地雷達、光學測量、混凝土裂縫探測	反彈錘法、鋼筋電阻係數量測、鋼筋電位值量測、中性化試驗、抗壓試驗、超音波脈波速度量測、氯離子檢測
	壁體		
	後線	光學測量	材料厚度檢測、防蝕系統檢測
海床		水深多音束探測	—

表 6-6 棧橋式碼頭構件儀器檢測對應

第 1 層構件	第 2 層構件	建議儀器檢測項目	
		結構性檢測	材料性檢測
面版	梁	混凝土裂縫探測	反彈錘法、鋼筋電阻係數量、鋼筋電位值量測、超音波脈波速度量測
	岸肩底部		
	岸肩	透地雷達、光學測量、混凝土裂縫探測	反彈錘法、鋼筋電阻係數量測、鋼筋電位值量測、中性化試驗、抗壓試驗、超音波脈波速度量測、氯離子檢測
	後線	光學測量	—
拋石護坡		—	—
海床		水深多音束探測	

其中表 6-7 之抗壓強度、中性化、氯離子與腐蝕電位，如需鑽心者，建議應先行考量鑽心為一破壞試驗，應妥善考慮其必要性。如欲鑽心取樣進行抗壓強度，作為後續混凝土強度，代入數值模型，建議可以反彈錘取得混凝土強度之數值。

表 6-7 碼頭構造物儀器檢測技術適用性表

	混凝土強度	混凝土品質	裂縫深度	鋼筋配置	鋼筋腐蝕狀態	防蝕性能	海床狀態	孔洞	沈陷
1.抗壓強度	●	●							
2.中性化		●							
3.氯離子		●							
4.腐蝕電位					●				
5.板(管)樁厚度檢測						●			
6.應力波法		●	●	●					
7.反彈錘	●	●							
8.透地雷達				●				●	
9.水深多音束							●		
10.光學測量									●

5.碼頭構造物初步安全評估與處置對策

(1)碼頭構造物初步安全評估：評估方式可分為單一構件與整體構造物，前者可作為單一構件修復排序之依據，如圖 6.4 所示，配合

後續之處置對策選擇修復工法，未來再配合各處置對策之修復單價，藉以估算修復經費；後者藉由各構件權重(藉由層級分析法發放 20 份問卷針對專家學者以構件兩兩比較之方式決定，權重表依各類型碼頭而分請參閱附錄 1 碼頭構造物維護管理手冊第五章 5.1 節所示)，評估各碼頭整體狀況，如圖 6.5 所示，藉以提供管理者做維修排序決策管理之用。

單元編號	構件名稱	劣化類型	劣化位置	劣化程度	採用	權重	結果
B11	面板-梁	裂縫	B1	3	3	0.07	0.21
B11	面板-梁	腐蝕	B1	2			
B11	面板-梁	腐蝕	B2	2			
B12	面板-岸肩底部	腐蝕	S1	2	2	0.02	0.04
B12	面板-岸肩底部	腐蝕	S2	2	2		0.04

圖 6.4 單一構件評估說明

				權重	判定	評估
棧橋式碼頭	面版	梁		0.07	4	0.28
		岸肩		0.02	3	0.06
		岸肩底部		0.02	4	0.08
		後線		0.01	1	0.01
	墩柱			0.49	3	1.47
	拋石護坡			0.24	1	0.24
	海床			0.15	1	0.15
	Sum					2.29

圖 6.5 整體構造物評估說明

(2)碼頭構造物處置對策：處置對策依前述圖 6.1 分為「年度維修」、「緊急維修」與「緊急搶修」方式，如圖 6.6 所示：

- ①年度維修：確認能否掌握劣化原因，若否則需進行詳細檢測，再擬定維修補強策略後，進行施工；若能掌握劣化原因，則可直接擬定維修補強策略並進行施工。
- ②緊急維修：為構件為目視檢測標準為等級 4 之狀況，需確認是否掌握劣化原因，若否則需交由專案檢測小組了解其劣化原因後，遴選顧問公司與營造廠進行施工；若能掌握其劣化原因，則可直接遴選顧問公司與營造廠進行施工。
- ③緊急搶修：由於屬重大人為事故或天然災害後之修復，其目視檢測標準為等級 4 之狀況，屬緊急狀況，為避免二次災害的發生，故直接委由顧問公司與營造廠商進行快速補強設計，進行施工，以利安全。

處置對策依各劣化異狀(針對狀況等級為 2 與 3 者)對應建議的修復工法，並於其後說明各工法的施工說明與工料分析，以供現地工程師使用，惟在此僅針對一般性修復工法進行說明，補強工法部分針對劣化狀況等級為 4 者，因涉及結構分析與設計，故僅提供維修補強工法以供參考。一般性修復補強之處置對策依鋼筋混凝土構造物(C)、鋼構造物(S)與其他工法(O)加以區分，並藉由目視檢測標準訂定之劣化等級對應其修復方式，如表 6-8 所示。

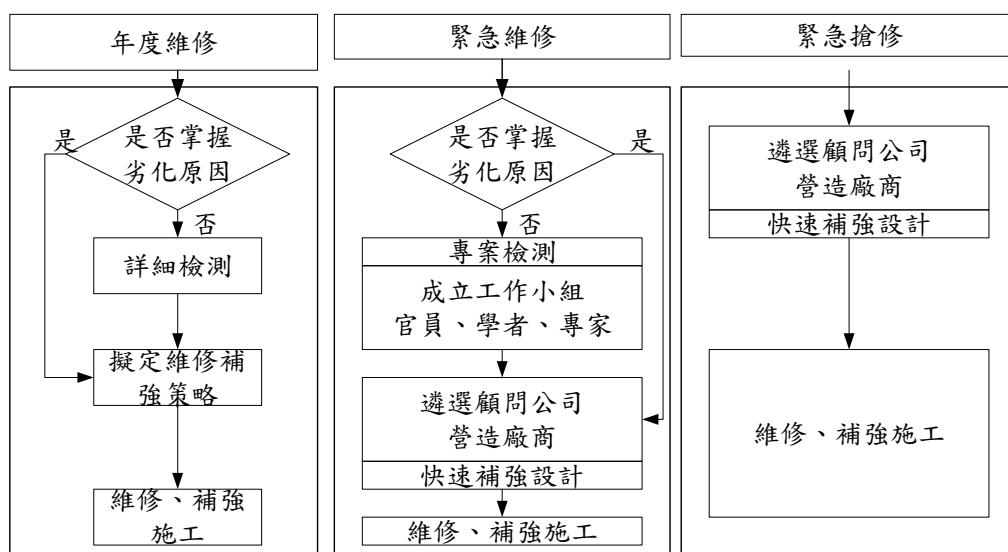


圖 6.6 碼頭構造物處置對策程序

表 6-8 重力式碼頭劣化異狀與處置對策(節錄)

第 1 層構件	第 2 層構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明	建議處置對策
碼頭本體	岸肩	裂縫	2	局部(1m ²)可見到 2~3 個寬度 3mm 以下的裂縫	樹脂砂漿塗抹工法(C1)
			3	裂縫寬度約 3~5mm 以內	灌注環氧樹脂工法(C2)
			4	裂縫擴散至整個岸肩或裂縫寬度約 5mm 以上	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強
		剝落	2	混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑<15 cm，深度<2.5 cm	修補水泥砂漿工法(C3)
			3	鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑≤15 cm，深度>2.5 cm 或剝落寬度直徑>15 cm，深度≤2.5 cm	修補水泥砂漿工法(C3)
			4	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑>15 cm，深度>2.5 cm	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強 混凝土及鋼筋修補(C4)

6.2 碼頭構造物構件編碼原則與檢測表格修正

1. 碼頭構造物構件編碼原則修正

目前重力與板樁式碼頭以 10 m 為一單元進行編碼，惟此編碼方式單元切割較多且檢測進行時較不易判別單元，故經專家座談會議後之建議，修正為以繫船柱進行編碼(棧橋式因其結構型式與判別較為容易，故仍維持原有方式)。故針對此兩類碼頭，以兩繫船柱間為一單元(Block)如圖 6.7 所示，若各碼頭間之交界若非繫船柱，則仍須編列為一單元，如圖 6.7(1)所示。各碼頭單元構件拆解分為碼頭本體、海床與附屬設施。碼頭本體再拆分成岸肩、壁體與後線；附屬設施拆分成繫船柱、防舷材、車擋與起重機軌道。各構件之劣化狀況位置記錄如表 6-9 所示。

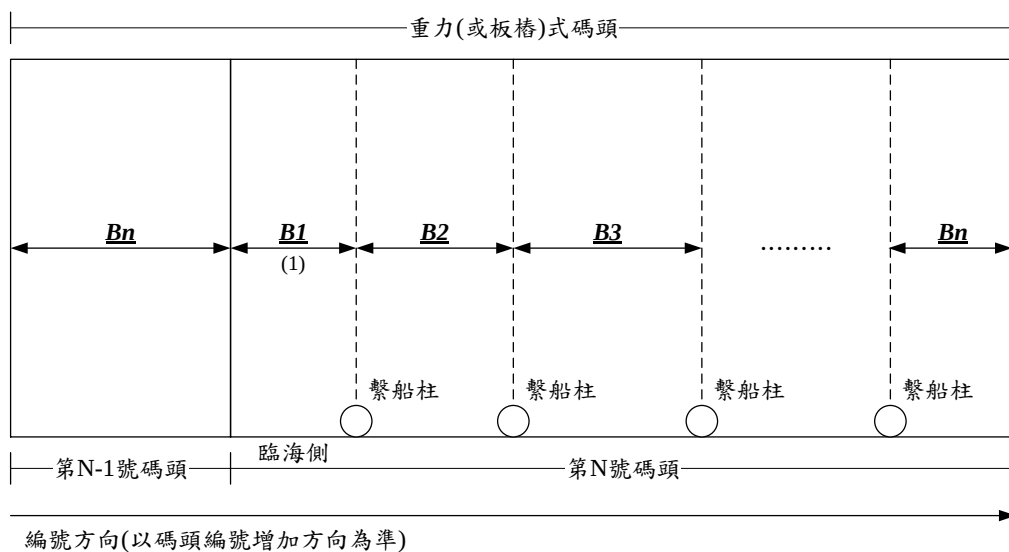


圖 6.7 重力與板樁式碼頭單元編碼方式修正

表 6-9 重力與板樁式碼頭構件劣化位置記錄方式說明

第 1 層構件	第 2 層構件	劣化位置描述
碼頭本體	岸肩	紀錄 X、Y 值(如圖 6.8(a)之(1)所示)
	壁體	紀錄 X、Z 值(如圖 6.8(b)之(2)所示)
	後線	紀錄 X 值(如圖 6.8(a)之(2)所示)
海床		紀錄 X 值(如圖 6.8(b)之(1)所示)
附屬設施	車擋	紀錄第 n 個
	繫船柱	無(一單元僅有一個)
	防舷材	紀錄第 n 個
	吊車軌道	紀錄 X 值

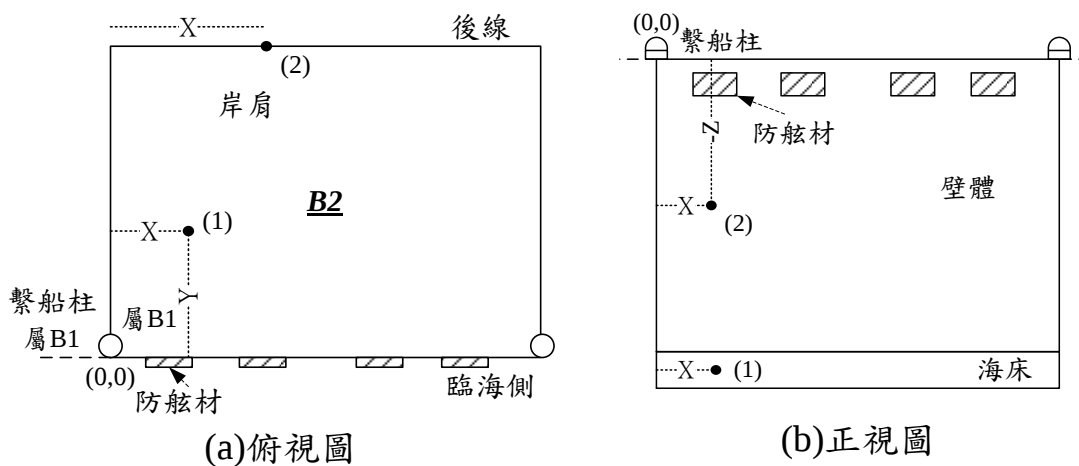


圖 6.8 重力、板樁式碼頭構件劣化位置記錄方式圖示

2.碼頭構造物檢測表格修正

(1)經常巡查檢測表

經常巡查以表 6-10 進行。由於該表建議為提供碼頭工務權責單位平時使用，其檢測方式以整體碼頭岸上構件進行記錄，故若各構件有劣化異狀發生，則填寫其最嚴重的劣化狀況等級(表格中僅顯示數值，對應之劣化狀況等級描述附加於其後)，並紀錄其所發生的單元位置與劣化位置，數量則以總數量為準，照片編號則紀錄拍攝相片編號之用。

表 6-10 碼頭經常巡查檢測表

檢測日期		年 月 日		檢測天氣		☐ 晴 ☐ 陰 ☐ 雨	
碼頭資料	港灣名稱				碼頭編號		
檢測單位：				檢測人：			
碼頭本體							
構件名稱	劣化類型	劣化狀況	劣化單元	劣化位置	劣化數量	照片編號	
岸肩	裂縫	☐ 1、 ☐ 2、 ☐ 3、 ☐ 4		X__,Y__	m		
	剝落	☐ 1、 ☐ 2、 ☐ 3、 ☐ 4		X__,Y__	m ²		
	沈陷	☐ 1、 ☐ 2、 ☐ 3、 ☐ 4		X__,Y__	m ²		
後線	沈陷	☐ 1、 ☐ 2、 ☐ 3、 ☐ 4		X____	m ²		
附屬設施							
構件名稱	劣化類型	劣化狀況	劣化單元	劣化位置	劣化數量	照片編號	
繫船柱	腐蝕龜裂	☐ 1、 ☐ 2、 ☐ 3、 ☐ 4		—	個		
防舷材	龜裂破損	☐ 1、 ☐ 2、 ☐ 3、 ☐ 4		第____個	個		
車擋	龜裂破損	☐ 1、 ☐ 2、 ☐ 3、 ☐ 4		第____個	個		
起重機軌道	腐蝕位移	☐ 1、 ☐ 2、 ☐ 3、 ☐ 4		X____	m		
檢測員意見：							

(2)定期巡查檢測表

定期巡查以單一單元方式進行，如表 6-11 所示。巡查時除岸上目視檢測外，尚包含水下目視檢測，因此以碼頭各單元檢視各構件劣化異狀，並紀錄最嚴重者之劣化狀況等級與其劣化位置，並將該類型劣化數量以總量紀錄(照片編號同前述之經常巡查)。

表 6-11 碼頭定期巡查檢測表(節錄)-以重力式碼頭為例

編號：_____

檢測日期		年 月 日		檢測天氣		☐ 晴 ☐ 陰 ☐ 雨	
碼頭基本資料	港灣名稱				碼頭編號		
	碼頭用途		☐ 貨櫃碼頭 ☐ 散雜貨碼頭 ☐ 客運碼頭 ☐ 其他碼頭				
	碼頭型式		☐ 重力式 ☐ 板樁式 ☐ 棧橋式 ☐ 混合式(_____)				
檢測資料		檢測單元		B_____			
檢測單位：_____ 檢測人：_____							
碼頭本體							
巡查項目		劣化輕微(D=2)	劣化中等(D=3)	劣化嚴重(D=4)	劣化數量	劣化位置 ^{註3}	照片編號
岸肩	裂縫	☐ 局部可見到2~3個部位有裂縫(裂縫寬度約3mm以下)	☐ 局部可見到數個部位有裂縫(裂縫寬度約3~5mm之間)	☐ 裂縫擴散至整個岸肩(裂縫寬度約5mm以上)	m	X: m Y: m	
	剝落	☐ 混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑≤15 cm，深度≤2.5 cm	☐ 鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑≤15 cm，深度>2.5 cm 或剝落寬度直徑>15 cm，深度≤2.5 cm	☐ 鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑>15 cm，深度>2.5 cm	m ²	X: m Y: m	

(3)特別巡查檢測表

特別巡查乃針對天然或人為災後發生後為主，故以檢視岸上構件是否有達到劣化狀況為 4 之情形，故並非紀錄碼頭構件劣化狀況等級，而以紀錄「是/否」值，如表 6-12 所示。由於該表建議由工務權責單位於重大災害事故後進行快速岸上目視檢測，確認是否需進行緊急搶修，故除此部份外，其餘方式相同於經常巡查方式。

表 6-12 碼頭特別巡查檢測表

檢測日期		年 月 日		檢測天氣		☐ 晴 ☐ 陰 ☐ 雨	
碼頭資料	港灣名稱				碼頭編號		
檢測單位：				檢測人：			
碼頭本體							
構件名稱	劣化類型	劣化狀況	劣化單元	劣化位置	劣化數量	照片編號	
岸肩	裂縫	裂縫擴散至整個岸肩? 是 ☐ /否 ☐		X__,Y__	m		
	剝落	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑>15 cm，深度>2.5 cm 是 ☐ /否 ☐		X__,Y__	m ²		
	沈陷	岸肩嚴重下陷(面積>5 m ² 、高度>2.5 cm)(雨天檢視) 是 ☐ /否 ☐		X__,Y__	m ²		
後線	沈陷	岸肩嚴重下陷(高度>10 cm、面積>10 m ²) 是 ☐ /否 ☐		X____	m ²		
附屬設施							
構件名稱	劣化類型	劣化狀況	劣化單元	劣化位置	劣化數量	照片編號	
繫船柱	腐蝕龜裂	材質嚴重鏽損與剝落，基座嚴重龜裂是 ☐ /否 ☐		—	個		
防舷材	龜裂破損	材質老化、構件變形或掉落是 ☐ /否 ☐		第____個	個		
車擋	龜裂破損	材質嚴重龜裂或脫落是 ☐ /否 ☐		第____個	個		
起重機軌道	腐蝕位移	兩軌間距高差>=4.25mm、兩軌間距左右差>=10mm、大範圍生鏽影響功能是 ☐ /否 ☐		X____	m		
檢測員意見：							

6.3 目視檢測標準內容之修正

檢測標準藉由前期之教育訓練與歷次工作會議討論回饋修正板樁式碼頭本體—壁體之接縫開裂與附屬設施—起重機軌道之損壞等劣化異狀。

1.板樁式碼頭本體－壁體－接縫開裂

經第二次季工作會議討論後，在板樁式碼頭本體－壁體－接縫開裂劣化異狀上，因壁後回填粒料粒徑較大，故在劣化描述說明上將漏砂狀況數值予以調整，並將其名稱改為開裂深度，此項劣化異狀更新前後之表格如表 6-13 所示。

表 6-13 板樁式碼頭-碼頭本體-壁體接縫開裂目試檢測標準修正表

構件	劣化類型	劣化狀況	原有劣化狀況說明	更新劣化狀況說明
壁體	接縫開裂	1	無異狀	無異狀
		2	有輕微開裂(長度約達 10~20cm)，漏砂狀況(鋼棒可入裂縫約<5cm 深)	開裂深度輕微(文公尺可入裂縫約<10cm 深)
		3	有明顯開裂(長度約達 20~30cm)，漏砂狀況(鋼棒可入裂縫約 5~10cm 深)	開裂深度中等(文公尺可入裂縫 10~20cm 深)
		4	有嚴重開裂(長度約達 30cm 以上)，漏砂狀況(鋼棒可入裂縫約>10cm 深)	開裂深度嚴重(文公尺可入裂縫約>20cm 深)

2.附屬設施－起重機軌道之損壞

雖已將藉由文獻收集而羅列之起重機軌道損壞予以簡化，以便於現場工程師進行檢測，但經意見回饋與現場勘查後，再將「兩軌間距高差」與「鋼軌生鏽」等描述予以刪除，餘下之兩軌間距左右差與鋼軌接縫高差較容易判別，如圖 6.9 所示，此項劣化異狀更新前後之表格如表 6-14 所示。



圖 6.9 起重機軌道損壞鋼軌接縫高差照片

表 6-14 起重機軌道損壞目試檢測標準修正表

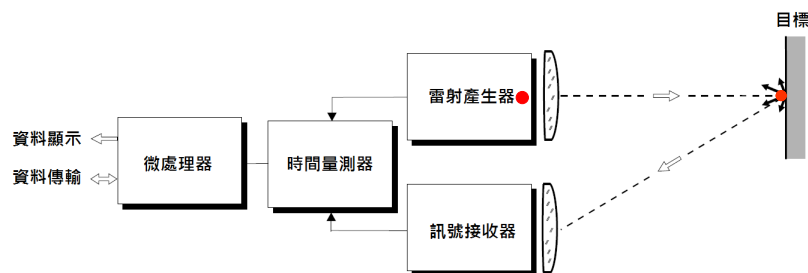
構件	劣化類型	劣化狀況	原有劣化狀況說明	更新劣化狀況說明
起重機軌道	腐蝕位移	1	無異狀	無異狀
		2	兩軌間距高差<3mm、兩軌間距左右差<5mm、鋼軌接縫高差<3mm	兩軌間距左右差<5mm、鋼軌接縫高差<3mm
		3	兩軌間距高差 3mm~4.25mm、兩軌間距左右差 5mm~10mm、局部區域有生鏽、鋼軌接縫高差 3mm~4.25mm	兩軌間距左右差 5mm~10mm、鋼軌接縫高差 3mm~4.25mm
		4	兩軌間距高差>=4.25mm、兩軌間距左右差>=10mm、大範圍生鏽影響功能、鋼軌接縫高差>4.25mm	兩軌間距左右差>10mm、鋼軌接縫高差>4.25mm

6.4 儀器檢測內容之補充

1.三維光達(3D Lidar)檢測技術

(1)檢測原理

光達為 LADAR(Laser Detection And Ranging)或是 LiDar(Light Detection And Ranging)如圖 6.10 所示。雷射測距中有兩個主要的量測方法，分別為脈衝式測量法(pulsed ranging)與相位差法(phase difference method)，前者是計算測量光脈衝從發出到接收所花費的時間如圖 6.11 所示，後者是應用連續波雷射(Continuous Wave lasers)量測從傳送出去的訊號與打到物體散射回來所接收訊號的相位差，如圖 6.12 所示。



$$R=CT/2 \quad C \text{ 代表光速}=300,000 \text{ km/s}$$

圖 6.10 3D 光達量測原理

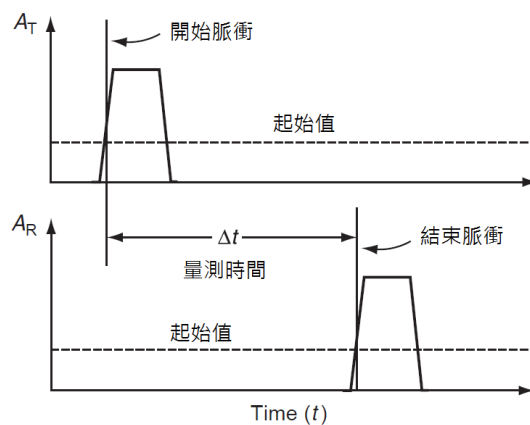


圖 6.11 脈衝式測量法

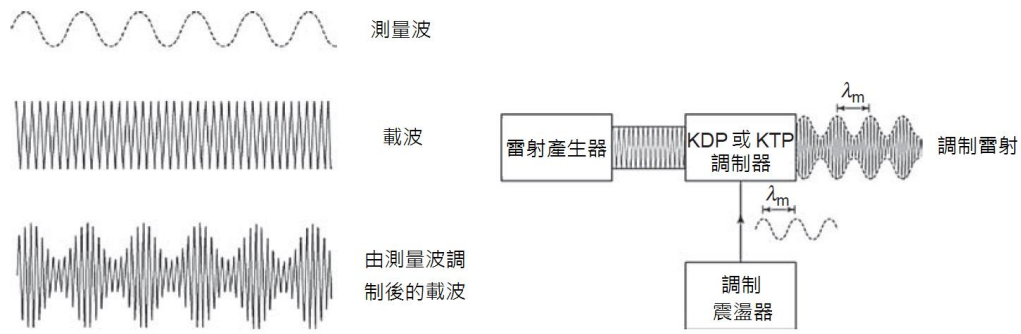


圖 6.12 相位差法

光達是雷射掃描系統(Laser scanner system)、全球定位系統(Global Positioning System, GPS)以及慣性導航系統(Inertial Navigation System, INS)的結合，透過雷射掃描儀向地面發出雷射光對地物進行掃描並記錄，同時 GPS 系統提供掃描儀精確的三維位置以及 INS 系統提供飛機姿態數據。

其中 INS 系統由慣性測量單位(Inertial Measurement Unit, IMU)及導航電腦所組成，一個 IMU 包含了三個單軸加速度儀(accelerometer)及三個單軸的陀螺儀(gyroscope)，再透過這些標資料可以將物體從其所在的環境中擷取出來製成 3D 模型，其資料通常以許多點分布於一個三維的空間中的方式儲存稱為點雲，大部分光達的研究是利用點雲的幾何與強度值來進行。

一束雷射光打出可以有數個回波反射回來，在小足跡光達系統(光斑直徑 0.2~3m)中是使用多脈衝系統(multiple pulse systems)來記錄，而另外一種全波形(full-waveform)系統則是大足跡光達系統(光斑直徑 10~70m)，如圖 6.13 所示，在小足跡光達中雷射光通過的物體較為單一所以對於波形的影響比較明顯，但是很有可能無法一直穿透到打到地面的點，大足跡光達可以確保打到地面點但是在每個回波都是受到數個目標物在不同的位置與不同的特性所影響。

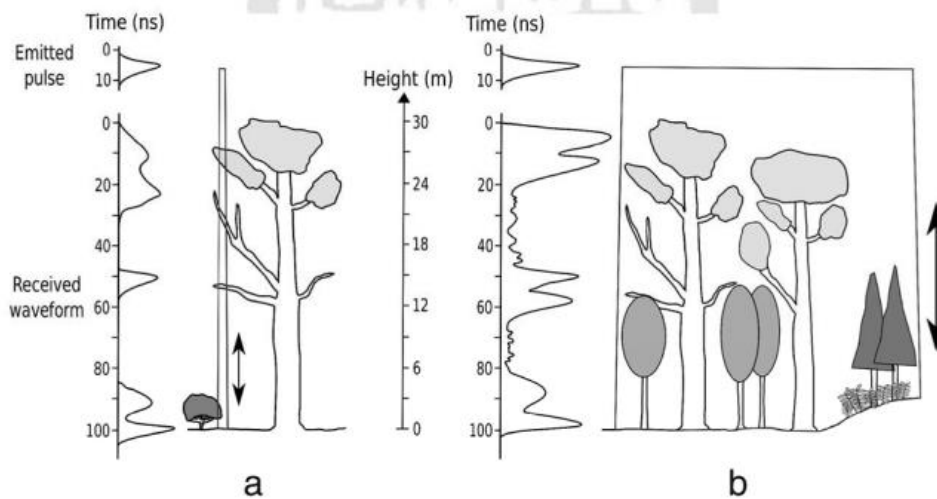


圖 6.13 小足跡光達(a)與大足跡光達(b)示意圖(Mallet & Bretar, 2009)

全波形系統在訊號分解與增強脈衝探測法上很有貢獻，其較嵌入式即時系統(embedded real-time systems)更能夠準確地接收大量的回波，可以得到密度略高的點雲與較好的距離探測，如圖 6.14。

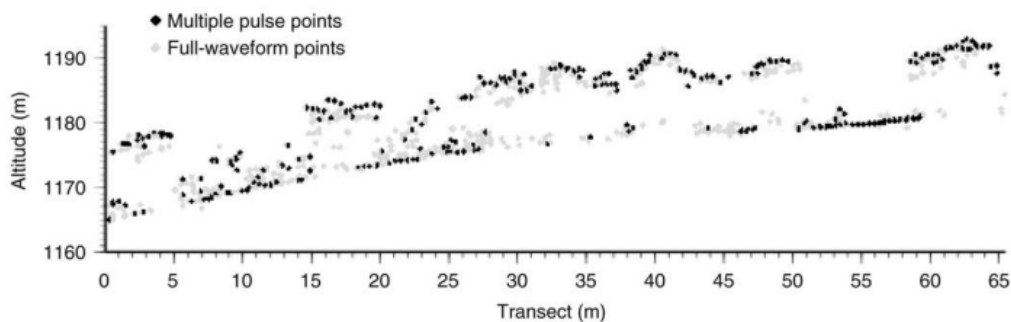


圖 6.14 植被在全波形與多重回波點雲的比較(Mallet & Bretar, 2009)

根據(Meng, Currit, & Zhao, 2010)光達技術於產製 DEM 上的能力相較於傳統方法(如攝影技術、自動影像比對、高程擷取技術)來的優越，主要有五點：

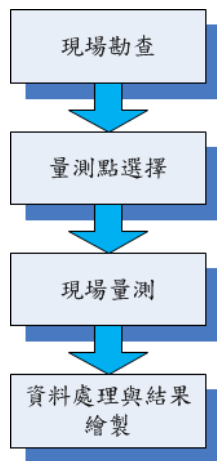
- ①點雲的密度高。
- ②基於光達點在高程的分析上可以擷取出表面特徵。
- ③可以細微的分出高程上的差異。

④透過多重回波可以辨別植被的樹冠。

⑤因為有多重回波所以可以載有高密度植被的地方進行地面測量。

光達可以有效運用對於地滑監測(McKean & Roering, 2004)，也可對於地質構造特徵的辨識與擷取上的使用(Sturzenegger & Stead, 2009)。

(2)檢測程序(如圖 6.15(a)所示)：藉由「現場勘查」進行固定式光達「量測點選擇」，其後進行「現場量測」，如圖 6.15(b)所示，最後將量測資料進行處理與結果繪製。



(a)



(b)

圖 6.15 三維光達量測程序與檢測照片

(3)檢測注意事項：檢測方式依採用之儀器類型而有其差異，其特性如下：

①脈衝式雷射的特點：距離測量準確和精度高是基於飛行-時間差的雷射掃描儀的性能特點。

a.測距範圍：大於 200m，最遠的甚至達到 6,000m

b.測距精度

(a)中距離脈衝雷射掃描儀(最大測距： $< 2,000\text{m}$)： $\pm 2\text{ mm} - \pm$

7 mm(測距<50m 時)。

(b)超長距離脈衝雷射掃描儀(最大測距:< 6,000m): ± 15 mm(測距< 50m 時)。

c.最大雷射掃描頻率: 2,000~300,000Hz。

d.太陽光和室外光線對掃描點數和精度影響: 小。

e.植被覆蓋區域: 能夠應用, 並且能夠去除植被。

②相位式雷射的特點

a.測距範圍: <79m。

b.測距精度: 5 mm(距離:< 25m): ± 12 mm(距離:< 50m)。

c.最大雷射發射頻率: 300,000~600,000Hz。

d.太陽光和室外光線對掃描點數和精度影響: 大。

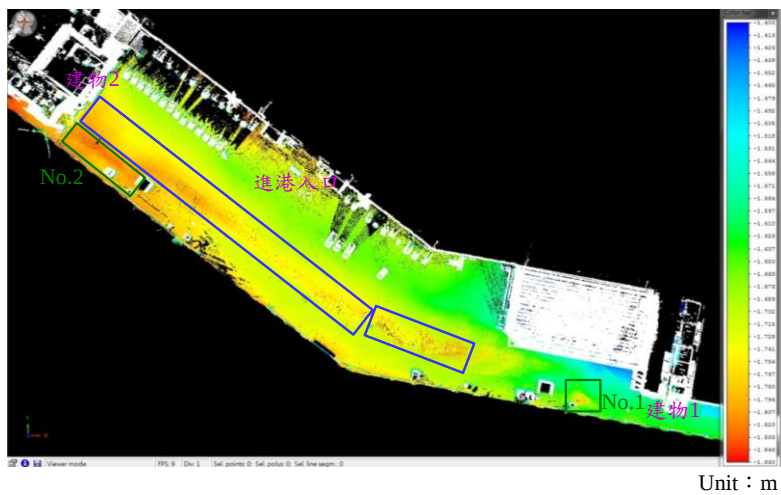
e.不適宜在陽光和晴天下室外進行大於 20m 的測距工作。

f.植被覆蓋區域: 不能夠應用。

g.使用範圍侷限: 在掃描物件具有多重目標的情況(如網狀、籬笆、樹木後的房子, 設備)下不能使用。

(4)檢測成果

圖 6.16 為某板樁式碼頭岸肩地形地物之測繪成果, 藉此瞭解岸肩高程狀況, 圖中 No.1 與 No.2 區域為下陷區域, No.1 沉陷區域放大如圖 6.17 所示。此技術可快速針對碼頭岸肩進行大範圍之地形量測, 除作為現況高程瞭解外, 亦可藉由定期之量測, 發現沉陷趨勢, 以輔助判別重力或板樁式碼頭是否壁體有破損漏砂之情形。由於此技術可藉由定期之檢測進行資料判別作為長期監測之目的, 故亦有案例將三維光達架設於船隻上, 如圖 6.18 所示, 測繪港灣防波堤構造物, 以確認其狀況, 如圖 6.19 所示。



Unit : m

圖 6.16 三維光達測繪碼頭岸肩成果

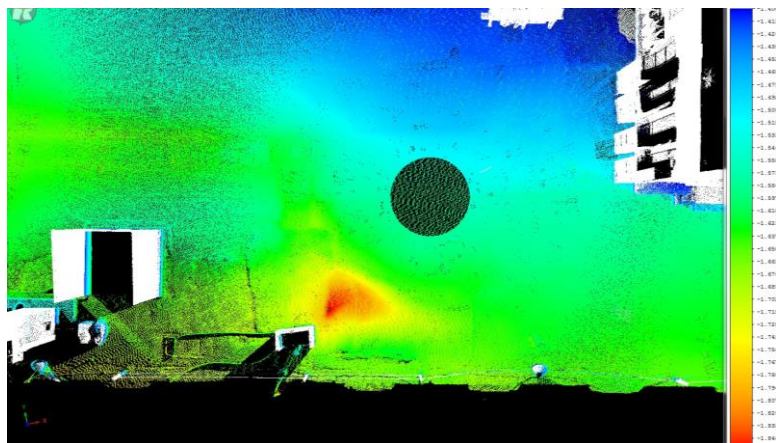


圖 6.17 碼頭岸肩沉陷區測繪成果



圖 6.18 光達安裝於船首照片

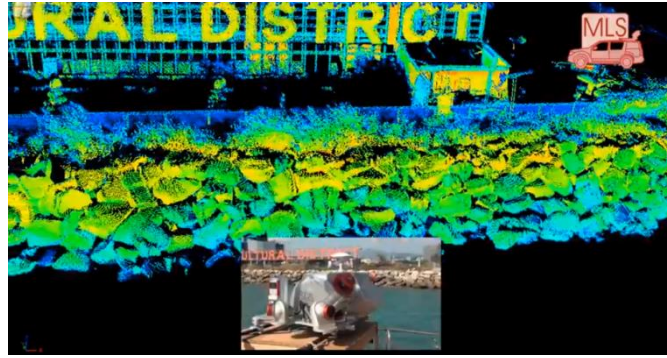


圖 6.19 船載光達測繪海堤成果

6.5 水下檢測儀器之適用性探討與試做

1. 防蝕系統(陽極塊)腐蝕電位測定

防蝕系統效果的檢測通常是以電位的測定來進行，透過高電阻電壓計與檢驗電極來測定鋼質構造物的電位，掌握防蝕設施的電位分佈狀況進而得知防蝕狀態。如圖 6.20 所示，使用海水氯化銀電極進行電位測定，數值假如比-780 mV(腐蝕電位)低的話，就表示處在防蝕狀態。電位測定裝置，如圖 6.21 所示，測定儀器包含高電阻電壓計、檢驗電極及電位測定裝置。實施電位測定的地點通常是在測定裝置設置地點與其相鄰的中間點。但是若在這些測定地點不包括陽極中間點的場合，為了掌握整個防蝕設施電位分佈狀況，則可在距離陽極最遠的地點進行電位測定。在構造物的深度方向的測定是以 1m 間隔在進行，另外在棧橋式鋼管樁未安裝陽極的場合，必須選定前列樁進行測定，檢測結果如表 6-15 所示，表中顯示其陽極塊 1~10 號小於-900 mV，故皆處於防蝕狀態。

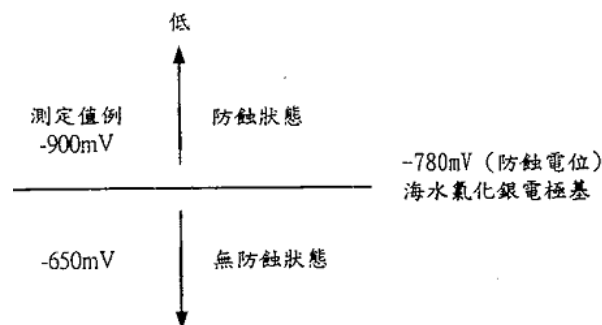


圖 6.20 防蝕效果的判定方法

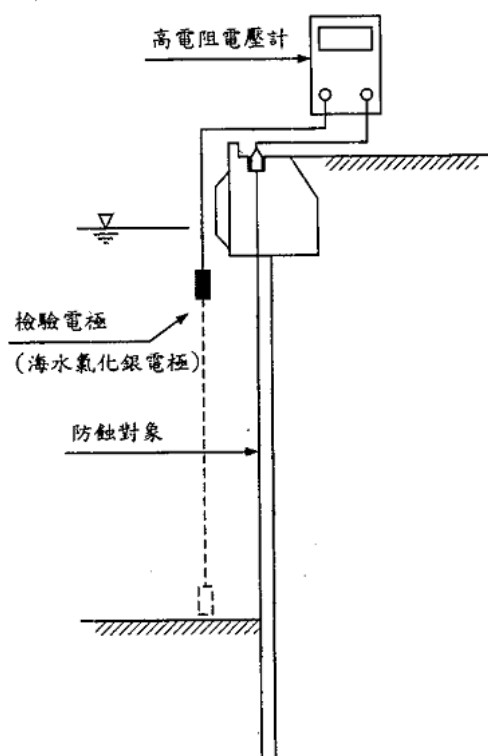


圖 6.21 電位測定示意圖

表 6-15 防蝕系統(陽極塊)腐蝕電位測定成果範例

碼頭 編號	陽極塊 編號	海生物清除前			海生物清除後		
		發生電位(mV)			發生電位(mV)		
		上	中	下	上	中	下
#4	1	-995	-990	-995	-998	-994	-1001
	2	-994	-992	-994	-997	-999	-998
	3	-993	-992	-992	-993	-992	-992
	4	-994	-997	-994	-996	-1002	-997
	5	-993	-995	-992	-999	-1000	-997
	6	-996	-996	-994	-998	-998	-996
	7	-999	-1001	-998	-1001	-1004	-1001
	8	-997	-995	-997	-999	-1001	-1001
	9	-998	-1000	-995	-1001	-1006	-997
	10	-1003	-1004	-1001	-1006	-1012	-1004

6.6 修復工法之處置對策補充與單價建置

6.6.1 修復工法之處置對策補充

目前本計劃所建議之處置對策皆依各類型碼頭劣化異狀之等級而有所對應，本期藉由資料蒐集補充此項內容，處置對策之對應如下表 6-19~表 6-22 所示，表中，增列部分為「*」中所述，新增內容將於其後述明其工法內容，各型式碼頭構件各劣化狀況等級與其處置對策矩陣如表 6-16~表 6-18 所示。既有修復工法(C1~C4、C7~C9 與 S3~S4)，既有建議之處置對策列表如圖 6.22 所示(圖中粗體字為本次新增部分)。表中對各構件劣化狀況 2~4 皆有其對應之建議處置對策。但針對狀況 4，由於需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強之故，故雖有提出但僅供參考。應用上還是以狀況 2~3 之一般性修復方式為主(附屬設施外，因其狀況等級為 4 即需更換與結構性構件不同)。

鋼筋混凝土構件修復工法	C1	樹脂砂漿塗抹工法	鋼構件修復工法	S1	新增鋼板焊補法
	C2	灌注環氧樹脂工法		S2	水中硬化環氧樹脂塗附法
	C3	修補水泥砂漿工法		S3	犧牲陽極式防蝕系統
	C4	混凝土及鋼筋修補		S4	外加電流式防蝕系統
	C5	陸側水中混凝土填補法		S5	鉚釘打設工法
	C6	回填料填補壓實法		S6	防蝕包覆修補法
	C7	水泥砂漿注射工法		S7	防蝕包覆重鋪法
	C8	水中混凝土澆置工法	其他構件修復工法	O1	拋石護基工法
	C9	噴凝土修復		O2	拋放麻袋混凝土法
	C10	增厚工法		O3	新增護基方塊法
	C11	FRP接合工法		O4	鋼軌矯正
				O5	鋼軌汰換
				O6	防蝕塗料維修
				O7	置換繫船柱
				O8	構件脫落之維修
				O9	置換防舷材

圖 6.22 碼頭構造物劣化處置對策表

表 6-16 重力式碼頭各劣化狀況等級與其處置對策矩陣

劣化 狀況	岸肩、壁體									壁體			後線			海床		
	裂縫			剝落			沉陷			漏砂			沈陷			沖刷		
	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4
持續 觀察										√	√		√					
C01	√																	
C02		√																
C03				√	√								√					
C04																		
C05																		
C06												√			√			
O01																√		
O02																	√	
O03																		√

註：劣化狀況 4 為需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強

表 6-17 板樁式碼頭各劣化狀況等級與其處置對策矩陣

劣化 狀況	岸肩									壁體									後線			海床		
	裂縫			剝落			沉陷			接縫 開裂			穿孔			防蝕 系統			沈陷			沖刷		
	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4
持續 觀察																			√					
C01	√																							
C02		√																						
C03				√	√														√					
C05										√	√													
C06																					√			
S01									√		√		√	√										
S02												√		√										
S03																		√						
S04															√	√								
O01																						√		
O02																							√	
O03																								√

註：劣化狀況 4 為需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強

表 6-18 棧橋式碼頭各劣化狀況等級與其處置對策矩陣

劣化 狀況	岸肩、梁						岸肩			壁體			後線			海床			岸肩底部						墩柱(鋼管樁)						墩柱(混凝土樁)						拋石護坡		
	裂縫			剝落			沉陷			漏砂			沈陷			沖刷			裂縫			剝落			腐蝕			防蝕包 覆損壞			裂縫			剝落			破壞		
	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4
持續 觀察										√	√		√																	√									
C01	√																		√																				
C02		√																		√																			
C03					√	√								√								√	√											√	√				
C04																							√												√				
C06												√			√																								
C07																													√										
C08																														√									
C09																						√								√									
C10																															√								
C11																			√																				
S01																									√														
S02																								√		√													
S05																									√														
S06																											√												
S07																												√											
O01																√																				√			
O02																	√																				√		
O03																		√																					√

註：劣化狀況 4 為需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強

表 6-19 重力式碼頭劣化異狀與處置對策

第 1 層構件	第 2 層構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明	建議處置對策
碼頭本體	岸肩	裂縫	2	局部(1m ²)可見到 2~3 個寬度 3mm 以下的裂縫	樹脂砂漿塗抹工法(C1)
			3	裂縫寬度約 3~5mm 以內	灌注環氧樹脂工法(C2)
			4	裂縫擴散至整個岸肩或裂縫寬度約 5mm 以上	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強
		剝落	2	混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑 <15 cm，深度 <2.5 cm	修補水泥砂漿工法(C3)
			3	鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑 ≤ 15 cm，深度 >2.5 cm 或剝落寬度直徑 >15 cm，深度 ≤ 2.5 cm	修補水泥砂漿工法(C3)
			4	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑 >15 cm，深度 >2.5 cm	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強 混凝土及鋼筋修補(C4)
		沈陷(雨天檢視)	2	岸肩輕微下陷(面積 <5 m ² 、高度 <2.5 cm)	持續觀察
			3	岸肩明顯下陷(面積 ≤ 5 m ² 、高度 >2.5 cm 或面積 >5 m ² 、高度 ≤ 2.5 cm)	持續觀察，並同時確認壁體狀況。
			4	岸肩嚴重下陷(面積 >5 m ² 、高度 >2.5 cm)	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強，必要時重新鋪設
	壁體	裂縫	2	局部(1m ²)可見到 2~3 個寬度 3mm 以下的裂縫	樹脂砂漿塗抹工法(C1)
			3	裂縫寬度約 3~5mm 以內	灌注環氧樹脂工法(C2)
			4	裂縫擴散至整個岸肩或裂縫寬度約 5mm 以上	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強
碼頭本體	壁體	剝落	2	混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑 <15 cm，深度 <2.5 cm	修補水泥砂漿工法(C3)
			3	鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑 ≤	修補水泥砂漿工法(C3)

第 1 層構件	第 2 層構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明	建議處置對策
				15 cm，深度>2.5 cm 或剝落寬度直徑>15 cm，深度 $\leq$ 2.5 cm	
			4	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑>15 cm，深度>2.5 cm	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強 混凝土及鋼筋修補(C4)
			2	壁體出現孔洞，但並未漏砂	持續觀察
			3	壁體裂縫已可觀察出漏砂	持續觀察並回填粒料
		漏砂	4	背填砂經由大型破洞露出，或孔內看不到砂	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強 回填料填補壓實法(C6)*
			2	後線輕微下陷(高度<10 cm、面積<10 m ²)	持續觀察
			3	後線明顯下陷(10 $\leq$ 高度 $\leq$ 15 cm、10 m ² $\leq$ 面積 $\leq$ 20 m ²)	持續觀察或修補水泥砂漿工法(C3)
			4	後線嚴重下陷(高度>15 cm、面積>20 m ²)	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強 回填料填補壓實法(C6)*
	後線	沈陷 (雨天檢視)			
海床		沖刷	2	基礎輕微淘刷(沖刷坑深度目視約 50cm 以下)	持續觀察 拋石護基工法(O1)*
			3	基礎明顯淘刷(沖刷坑深度目視約 50~100cm)	設置消波塊 拋放麻袋混凝土法(O2)*
			4	基礎嚴重淘刷(沖刷坑深度目視約 100cm 以上)	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強 新增護基方塊法(O3)*

表 6-20 板樁式碼頭劣化異狀與處置對策

第 1 層構件	第 2 層構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明	建議處置對策
碼頭本體	岸肩	裂縫	2	局部(1m ²)可見到 2~3 個寬度 3mm 以下的裂縫	樹脂砂漿塗抹工法(C1)
			3	裂縫寬度約 3~5mm 以內	灌注環氧樹脂工法(C2)
			4	裂縫擴散至整個岸肩或裂縫寬度約 5mm 以上	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強
		剝落	2	混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑 <15 cm，深度 <2.5 cm	修補水泥砂漿工法(C3)
			3	鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑 ≤ 15 cm，深度 >2.5 cm 或剝落寬度直徑 >15 cm，深度 ≤ 2.5 cm	修補水泥砂漿工法(C3)
			4	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑 >15 cm，深度 >2.5 cm	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強 混凝土及鋼筋修補(C4)
		沈陷 (雨天檢視)	2	岸肩輕微下陷(面積 <5 m ² 、高度 <2.5 cm)	持續觀察
			3	岸肩明顯下陷(面積 ≤ 5 m ² 、高度 >2.5 cm 或面積 >5 m ² 、高度 ≤ 2.5 cm)	持續觀察，並同時確認壁體狀況。
			4	岸肩嚴重下陷(面積 >5 m ² 、高度 >2.5 cm)	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強，必要時重新鋪設
碼頭本體	壁體	接縫開裂	2	有輕微開裂(長度約達 10~20cm)，漏砂狀況(鋼棒可入裂縫約 <5cm 深)	持續觀察、水中硬化環氧樹脂塗附法(S2)*
			3	有中等開裂(長度約達 20~30cm)，漏砂狀況(鋼棒	持續觀察、新增鋼板焊補法(S1)*

第 1 層構件	第 2 層構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明	建議處置對策	
		穿孔		可入裂縫 5~10cm 深)		
			4	有嚴重開裂(長度約達 30cm 以上), 漏砂狀況(鋼棒可入裂縫約>10cm 深)	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性, 再進行結構補強。新增鋼板焊補法(S1)*+陸側水中混凝土填補法(C5)*	
			2	帶狀區域的鏽蝕、局部小型穿孔(面積小於 5 cm ²)現象	水中硬化環氧樹脂塗附法(S2)*	
			3	帶狀區域的鏽蝕、並有局部小型穿孔(面積介於 5~20 cm ²)現象	新增鋼板焊補法(S1)*	
			4	連續性多範圍鏽蝕, 鋼板樁表面穿孔(面積大於 20 cm ²)擴大且有漏砂現象	新增鋼板焊補法(S1)*+水中硬化環氧樹脂塗附法(S2)*	
			防蝕系統	2	防蝕塊耗損小於 1/3	確認其腐蝕電流是否符合規定, 若是則持續觀察, 若否則進行外加電流式防蝕系統(S4)
				3	防蝕塊耗損介於 1/3~2/3	外加電流式防蝕系統(S4)
				4	防蝕塊耗損大於 2/3	犧牲陽極式防蝕系統(S3)
		後線	沈陷 (雨天檢視)	2	後線輕微下陷(高度<10 cm、面積<10 m ²)	持續觀察
				3	後線明顯下陷(10≤高度≤15 cm、10m ² ≤面積≤20 m ²)	持續觀察或修補水泥砂漿工法(C3)
				4	後線嚴重下陷(高度>15 cm、面積>20 m ²)	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性, 再進行結構補強 回填料填補壓實法(C6)*
		海床	冲刷	2	基礎輕微淘刷(冲刷坑深度目視約 50cm 以下)	持續觀察 拋石護基工法(O1)*
				3	基礎明顯淘刷(冲刷坑深度目視約 50~100cm)	設置消波塊 拋放麻袋混凝土法(O2)*
				4	基礎嚴重淘刷(冲刷坑深度目視約 100cm 以上)	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性, 再

第 1 層構件	第 2 層構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明	建議處置對策
					進行結構補強 新增護基方塊法(O3) *

表 6-21 棧橋式碼頭劣化異狀與處置對策

第 1 層構件	第 2 層構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明	建議處置對策
面版	梁	裂縫	2	局部(1m ²)可見到 2~3 個寬度 3mm 以下的裂縫	樹脂砂漿塗抹工法(C1)
			3	裂縫寬度約 3~5mm 以內	灌注環氧樹脂工法(C2)
			4	裂縫擴散至整個岸肩或裂縫寬度約 5mm 以上	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強
		剝落	2	混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑 <15 cm，深度 <2.5 cm	修補水泥砂漿工法(C3)
			3	鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑 ≤15 cm，深度 >2.5 cm 或剝落寬度直徑 >15 cm，深度 ≤2.5 cm	修補水泥砂漿工法(C3)
			4	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑 >15 cm，深度 >2.5 cm	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強 混凝土及鋼筋修補(C4)
	岸肩	裂縫	2	局部(1m ²)可見到 2~3 個寬度 3mm 以下的裂縫	樹脂砂漿塗抹工法(C1)
			3	裂縫寬度約 3~5mm 以內	灌注環氧樹脂工法(C2)
			4	裂縫擴散至整個岸肩或裂縫寬度約 5mm 以上	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強
		剝落	2	混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑 <15 cm，深度 <2.5 cm	修補水泥砂漿工法(C3)
			3	鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑 ≤15 cm，深度 >2.5 cm 或剝落寬度直徑 >15 cm，深度 ≤2.5 cm	修補水泥砂漿工法(C3)
			4	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑 >15 cm，深度 >2.5 cm	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強 混凝土及鋼筋修補(C4)
		沈陷	2	岸肩輕微下陷(面積 <5 m ² 、	持續觀察

第 1 層構件	第 2 層構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明	建議處置對策
		(雨天檢視)		高度<2.5 cm)	
			3	岸肩明顯下陷(面積 $\leq 5 \text{ m}^2$ 、高度>2.5 cm 或面積>5 m^2 、高度 $\leq 2.5 \text{ cm}$)	持續觀察
			4	岸肩嚴重下陷(面積>5 m^2 、高度>2.5 cm)	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強
	岸肩底部	裂縫	2	局部(1 m^2)可見到 2~3 個寬度 3mm 以下的裂縫	樹脂砂漿塗抹工法(C1)、FRP 接合工法(C11)*
			3	裂縫寬度約 3~5mm 以內	灌注環氧樹脂工法(C2)
			4	裂縫擴散至整個岸肩或裂縫寬度約 5mm 以上	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強
	面版	岸肩底部	剝落	2	混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑<15 cm，深度<2.5 cm
3				鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑 $\leq 15 \text{ cm}$ ，深度>2.5 cm 或剝落寬度直徑>15 cm，深度 $\leq 2.5 \text{ cm}$	修補水泥砂漿工法(C3)、噴凝土修復(C9)*
4				鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑>15 cm，深度>2.5 cm	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強 混凝土及鋼筋修補(C4)
後線		沈陷(雨天檢視)	2	後線輕微下陷(深度<10 cm、面積<10 m^2)	持續觀察
			3	後線明顯下陷(10 $\leq$ 深度 $\leq 15 \text{ cm}$ 、10 $\text{m}^2 \leq$ 面積 $\leq 20 \text{ m}^2$)	持續觀察或 修補水泥砂漿工法(C3)
			4	後線嚴重下陷(深度>15 cm、面積>20 m^2)	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強 回填料填補壓實法(C6)*
墩柱(鋼管樁)		腐蝕	2	局部區域有鏽蝕集中	水中硬化環氧樹脂塗佈法(S2)*
			3	帶狀區域的鏽蝕，並有局部小型穿孔	新增鋼板焊補法(S1)*
			4	連續性之鋼管樁鏽蝕，鋼管樁表面穿孔擴大	鉚釘打設工法(S5)*

第 1 層 構件	第 2 層 構件	劣化 類型	劣化 狀況	劣化狀況說明	建議處置對策
	防蝕包 覆損壞	2	劣化面積 0.3%以下	水中硬化環氧樹脂塗佈 法(S2)*	
		3	劣化面積介於 0.3~10%之間	防蝕包覆修補法(S6)*	
		4	劣化面積 10%以上	需進行結構分析瞭解成 因與是否影響安全性，再 進行結構補強 防蝕包覆重鋪法(S7)*	
墩柱 (混凝土樁)	裂縫	2	局部(1m ²)可見到 2~3 個寬度 3mm 以下的裂縫	持續觀察 微細混凝土(C7)	
		3	裂縫寬度約 3~5mm 以內	特密管灌漿(C8)、噴凝土 修復(C9)	
		4	裂縫擴散至整個岸肩或裂縫 寬度約 5mm 以上	需進行結構分析瞭解成 因與是否影響安全性，再 進行結構補強 增厚工法(C10)*	
	剝落	2	混凝土輕微剝落且鋼筋尚未 露出或剝落寬度直徑<15 cm，深度<2.5 cm	修補水泥砂漿工法(C3)	
		3	鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露 腐蝕，剝落寬度直徑≤15 cm，深度>2.5 cm 或剝落寬 度直徑>15 cm，深度≤2.5 cm	修補水泥砂漿工法(C3)	
		4	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼 筋底部混凝土剝落，且剝落 寬度直徑>15 cm，深度>2.5 cm	需進行結構分析瞭解成 因與是否影響安全性，再 進行結構補強 混凝土及鋼筋修補(C4)	
	拋石護坡	破壞	2	局部(1m ²)可見到 2~3 個寬度 3mm 以下的裂縫	拋石護基工法(O1)*
			3	裂縫寬度約 3~5mm 以內	拋放麻袋混凝土法(O2)*
			4	裂縫擴散至整個岸肩或裂縫 寬度約 5mm 以上	需進行結構分析瞭解成 因與是否影響安全性，再 進行結構補強 新增護基方塊法(O3)*
海床	沖刷	2	基礎輕微淘刷(沖刷坑深度 目視約 50cm 以下)	拋石護基工法(O1)*	
		3	基礎中等淘刷(沖刷坑深度 目視約 50~100cm)	拋放麻袋混凝土法(O2)*	
		4	基礎嚴重淘刷(沖刷坑深度	需進行結構分析瞭解成	

第 1 層構件	第 2 層構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明	建議處置對策
				目視約 100cm 以上)	因與是否影響安全性，再進行結構補強 新增護基方塊法(O3) *

表 6-22 碼頭附屬設施劣化異狀與處置對策

構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明	建議處置對策
繫船柱	腐蝕龜裂	2	材質輕微鏽損狀況，基座無明顯龜裂情形	防蝕塗料維修(O6)
		3	材質明顯鏽損狀況，基座有明顯龜裂情形	防蝕塗料維修(O6) 灌注環氧樹脂工法(C2)
		4	材質嚴重鏽損與剝落，基座嚴重龜裂	置換繫船柱(O7)
防舷材	龜裂破損	2	材質表面褪色、輕微劣化，螺帽鬆脫或缺損	持續觀察
		3	材質表面劣化明顯，螺栓缺損，靠船時能明顯觀察到龜裂現象	構件脫落之維修(O8)
		4	材質老化、構件變形或掉落	置換防舷材(O9)
車擋	龜裂破損	2	材質表面輕微龜裂情形	持續觀察
		3	材質表面有明顯龜裂，基座有龜裂情形	持續觀察
		4	材質嚴重龜裂貫穿車擋或多處破損	置換車擋
起重機軌道	腐蝕位移	2	兩軌間距左右差<5mm、鋼軌接縫高差<3mm	持續觀察
		3	兩軌間距左右差 5mm~10mm、鋼軌接縫高差 3mm~4.25mm	鋼軌矯正(O4)
		4	兩軌間距左右差>10mm、鋼軌接縫高差>4.25mm	鋼軌汰換(O5)

報告主文僅以增列之處置對策之進行說明(原有部分請參閱附錄 1 碼頭構造物維護管理手冊 5.1 節所示)，並依鋼筋混凝土構造物(C)與鋼構造物(S)加以區分，亦撰寫針對無法歸類材料之其他修復工法(O)，說明如下：

1.鋼筋混凝土構造物(C)修復工法

(1)陸側水中混凝土填補法(C5)：於開裂處之陸側打設水中混凝土。待

混凝土完成養護後以原開挖起之級配料運回進行填補壓實，最後進行基底層及碼頭面層鋪設。

①施工項目：水中混凝土打設、級配填補壓實、碼頭面層鋪設。

②相關規範：公共工程施工綱要規範第 02316 章、第 02317 章、第 02463 章、第 02722 章、第 02726 章、第 02742 章、第 02745 章、第 02747 章、第 03110 章、第 03390 章。

(2)回填料填補壓實法(C6)：挖除原鋪面及基底層，並壓實下層回填砂後，重新鋪基底層及鋪面。

①施工項目：下陷區域混凝土挖除、回填料填補壓實、基底層鋪設、混凝土面層鋪設、表面鏟整。

②相關規範：公共工程施工綱要規範第 02316 章、第 02317 章、第 02722 章、第 02726 章、第 03210 章、第 03310 章、第 03350 章、第 03390 章。

(3)增厚工法(C10)：係於構材上、下面或側面重新配置鋼筋並與舊構材結合後打設新混凝土，使其結合一體。

①施工項目：鋼筋彎紮，打設混凝土。

②相關規範：公共工程施工綱要規範第 03050 章、第 03110 章及第 03210 章。

(4)FRP 接合工法(C11)：混凝土斷面的外面接合玻璃纖維、碳纖維等纖維材料，使其與既有構材成為一體，而且在其上面反覆塗上環氧樹脂等基材，如圖 6.23 所示。

①施工項目：表面清洗、塗敷接著劑、纖維強化複合材料黏貼、塗敷面層。

②相關規範：公共工程施工綱要規範第 09969 章。

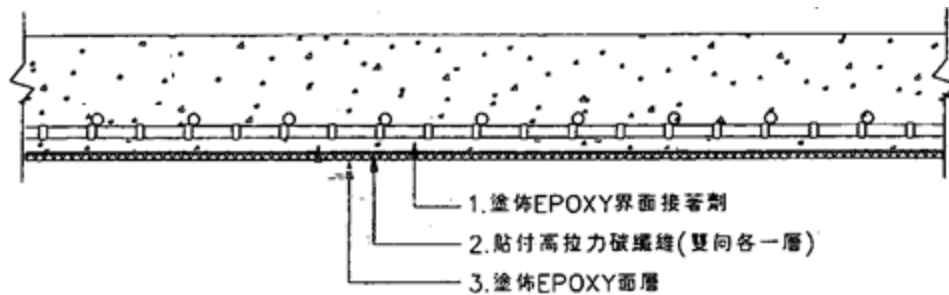


圖 6.23 FRP 接合工法示意圖

2.鋼構造物(S)修復工法

(1)新增鋼板焊補法(S1)：一般處理方法為裂縫周圍鋼板表面處理後，以水下電焊將新增之鋼板焊補於穿孔或劣化之鋼板樁位置，並於補焊鋼板表面塗裝水中硬化環氧樹脂。

①施工項目：潛水俠清除海生物、水下電焊焊補鋼板樁、分層塗裝水中硬化環氧樹脂。

②相關規範：公共工程施工綱要規範第 05091 章、第 05125 章，以及「一般鋼料焊接」、「水中硬化劑塗裝工程」。(詳請參閱碼頭構造物維護管理手冊)

(2)水中硬化環氧樹脂塗附法(S2)：一般處理方法為刮除鏽點及海生物後，鏽蝕位置分層塗附水中硬化環氧樹脂，阻絕持續腐蝕因子。

①施工項目：板樁表面處理、水中硬化環氧樹脂塗裝。

②相關規範：詳請參閱碼頭構造物維護管理手冊。

(3)鉚釘打設工法(S5)：帶狀區域的鏽蝕部位噴砂處理完全後，先以防蝕帶覆蓋，其上再以 PE/PU 材被覆，並於兩邊用剛性高之 U 型 FRP 壓條密貼，其上以攻牙鉚釘鑽入鋼管樁固定，鉚頭外部以黏土及保護套保護之，如圖 6.24 所示。

①施工項目：表面噴砂處理、防蝕帶覆蓋、PE/PU 材被覆，U 型 FRP 壓條以鉚釘固定。

②相關規範：詳請參閱碼頭構造物維護管理手冊。

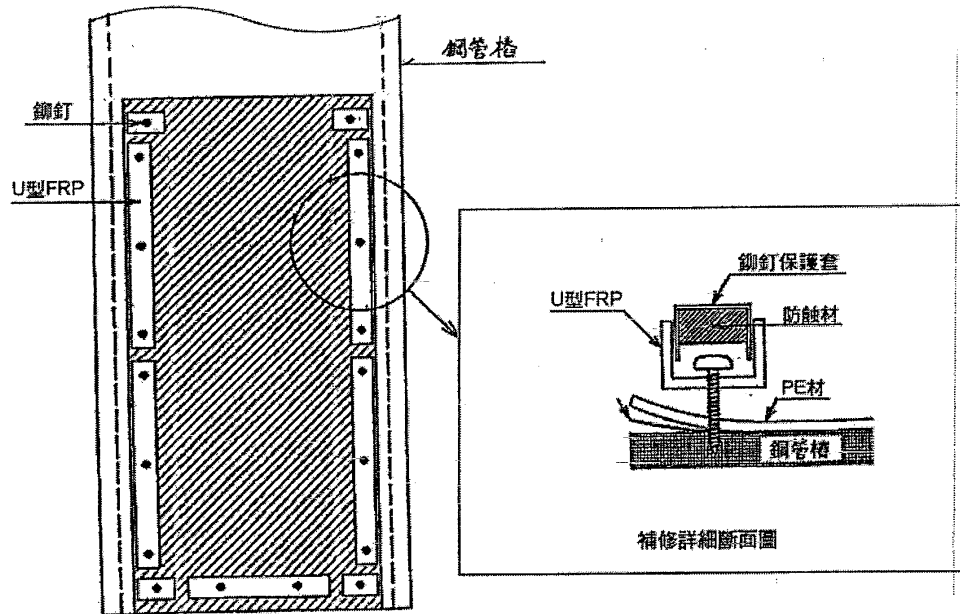


圖 6.24 鉚釘打設工法示意圖

(4)防蝕包覆修補法(S6)：鋼管樁平滑處先固定剪力釘，其餘部位以重防蝕材被覆，以弧形鋼板壓住防蝕材並以螺栓固定於剪力釘上，弧形內空間注入漿材形成保護層，其補修斷面圖如圖 6.25 所示。

①施工項目：剪力釘焊接、固定弧形鋼板、灌注漿材。

②相關規範：公共工程施工綱要規範第 03050 章、第 05091 章、第 05123 章。

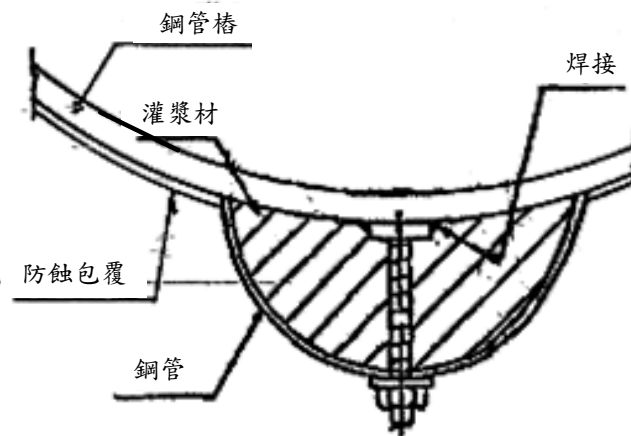


圖 6.25 防蝕包覆修補法示意圖

(5)防蝕包覆重鋪法(S7)：重新施作包裹防蝕施工，並加強固定方式。

①施工項目：表面清理、安設固定箍並確實鎖緊、包覆防蝕帶(應確保能緊貼鋼管表面)、保護套(FRP)組合及安裝等。

②相關規範：鋼管樁包裹防蝕(詳參見碼頭構造物維護管理手冊)。

3.其他修復工法(O)

(1)拋石護基工法(O1)：先進行水深地形勘測確認沖刷區位與規模，再局部拋放卵塊石護基，如圖 6.26 所示。

①施工項目：水深地形勘測、卵塊石拋放。

②相關規範：公共工程施工綱要規範第 02381 章、第 02391 章、第 02392 章。

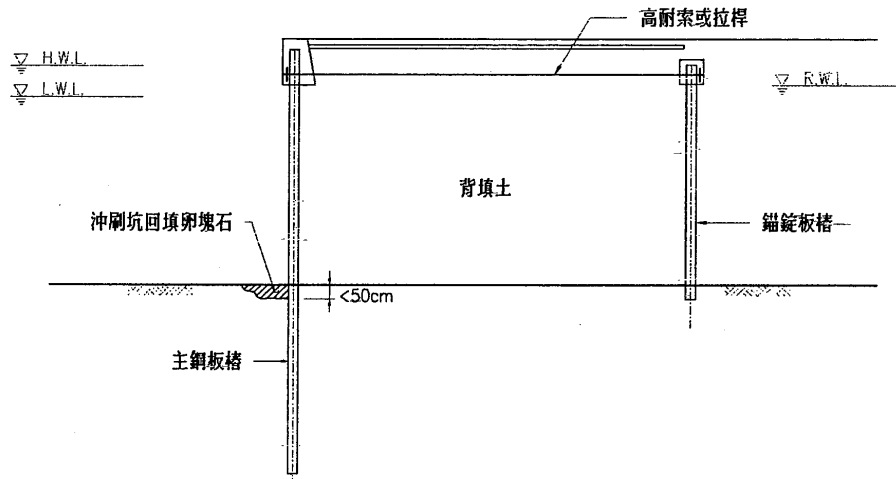


圖 6.26 拋石護基工法示意圖

(2)拋放麻袋混凝土法(O2)：先進行水深地形勘測確認冲刷區位與規模，再進行麻袋混凝土拋放之冲刷防護措施，如圖 6.27 所示。

①施工項目：水深地形勘測、麻袋混凝土拋放。

②相關規範：公共工程施工綱要規範第 02381 章、第 02391 章、第 02392 章。

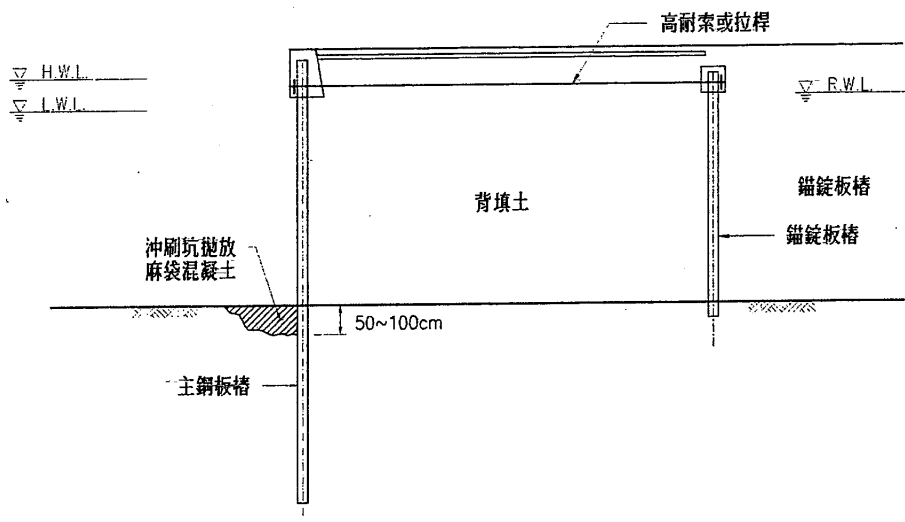


圖 6.27 拋放麻袋混凝土法示意圖

(3)新增護基方塊法(O3)：先進行水深地形勘測確認冲刷區位與規模，再進行新增護基方塊之冲刷防護措施，如圖 6.28 所示。

①施工項目：水深地形勘測、襯墊鋪設、卵塊石拋放、護基方塊新製、護基方塊吊拋。

②相關規範：公共工程施工綱要規範第 02392 章、第 03110 章、02342 章、第 02381 章、第 02391 章、第 03310 章、第 03390 章。

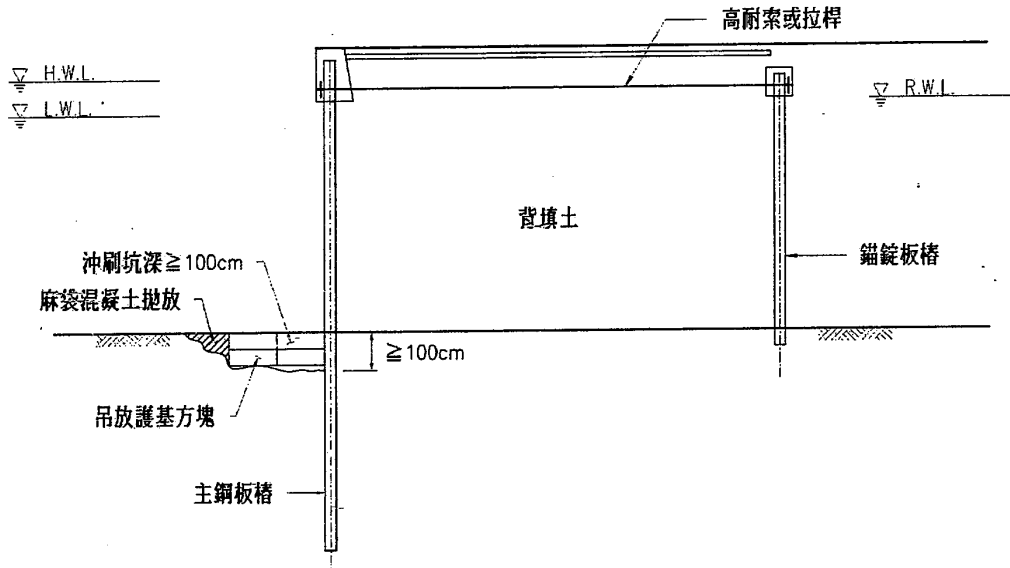


圖 6.28 新增護基方塊法示意圖

(4)鋼軌矯正(O4)：鋼軌傾斜、歪扭或上下左右彎曲或波浪狀變形應予矯正，鋼軌發生流潰時，應及時以鋼軌研磨機修整之。鋼軌與魚尾板之接觸處，如已生鏽，應清除之，並使達於密合程度。而取下螺栓帽應將螺旋部分施以清潔潤油。

①施工項目：鋼軌矯正、鋼軌拆裝。

②相關規範：公共工程施工綱要規範第 02394 章、第 05651 章、第 05652 章、第 05653 章、第 05654 章、第 05655 章、第 05656 章、第 05658 章、第 05659 章。

(5)鋼軌汰換(O5)：損壞之鋼軌汰換。

①施工項目：鋼軌拆卸、鋼軌安置。

②相關規範：公共工程施工綱要規範第 02394 章、第 05651 章、第

05652 章、第 05653 章、第 05654 章、第 05655 章、第 05656 章、第 05658 章、第 05659 章。

(6)防蝕塗料維修(O6)：參閱公共工程施工綱要規範第 09960 章。

(7)置換繫船柱(O7)、構件脫落之維修(O8)與置換防舷材(O9)為構件之更換，故在此不另行說明。

6.6.2 修復工法之單價建置

修復工法單價建置之目的乃作為各構件劣化異狀在不同狀況等級下的對應，以便配合巡查後之劣化數量進行修復費用估算。針對此項工作，本案收集工程會「公共工程價格資料庫」、交通部運輸研究所臺灣技術研究中心「碼頭本體設施維護管理系統建置之研究」、臺灣營建研究院「營建物價」與臺北市政府「RC 橋梁維修補強手冊」進行彙整。

各處置對策之修復工法單價與其計價單位如表 6-23 所示，各修復工法單價分析如表 6-24~表 6-34 所示。其應用有以下限制：

- 1.修復工法僅針對一般常見之方式提供單價建議，故乃針對 6.6.1 節表 6-19~表 6-22 所列之劣化狀況為 2、3 之等級。惟礙於資料收集，目前鋼筋混凝土修復工法 C7~C9 與 C11、鋼構件修復工法 S2、S4 與 S6 與其他構件修復工法 O4~O5 並未羅列。由於本案建置之維護管理系統提供維修紀錄模組之功能，如圖 8.26、圖 8.27、圖 8.28 所示，可將修復之預算書上傳系統儲存，未來可做進一步之分析，以便完備其餘工法部分。
- 2.針對 6.6.1 節表 6-19~表 6-22 羅列之處置對策，若其劣化狀況等級為 4 者，因需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強。故因其需另進行結構設計，非以巡查紀錄所載之劣化數量來進行計算，故並包含於修復工法單價之內。
- 3.表 6-23 所列之修復工法單價，未包含假設工程費用，因此費用會因個案而有所差異，故使用時，需再另行估計此費用。

4.因緊急維修與緊急搶修有時間急迫性，修復單價難以估計，故不屬本案修復工法單價範疇。

表 6-23 修復工法單價列表

工法名稱	單位	單價(元)
1.鋼筋混凝土修復工法(C)		
(1)樹脂砂漿塗抹工法(C1)	m	937.5
(2)灌注環氧樹脂工法(C2)	m	2,600
(3)修補水泥砂漿工法(C3)	m ²	1,000
(4)混凝土及鋼筋修補(C4)	m ²	2,350
2.鋼構造物修復工法		
(1)新增鋼板焊補法(S1)	m	2,082
3.其他修復工法(O)		
(1)拋石護基工法(O1)	m ³	870
(2)拋放麻袋混凝土法(O2)	m ³	2,950
(3)新增護基方塊法(O3)	m ³	3,290
(4)防蝕塗料維修(O6)	個	617
(5)置換繫船柱(O7)	個	22,944
(6)構件脫落之維修(O8)	個	5,629
(7)置換防舷材(O9)	個	56,295
(8)置換車擋(O10)	個	1,350

表 6-24 樹脂砂漿塗抹工法(C1)單價分析表

項次	項目及說明	單位	數量	單價	複價	備註
	樹脂砂漿塗抹工法(裂縫寬度小於 0.3mm、龜裂、保護層不足及白華)	m	1			
1	混凝土修復，水刀鑿除，工資	m	1	250	250	
2	混凝土修復，底漆，工料	式	1	30	30	
3	混凝土修復，水性壓克力樹脂砂漿，補平	KG	0.1	58.30	5.83	
4	混凝土修復，補平，工資	m ²	0.1	170	17	
5	混凝土修復，水性壓克力樹脂砂漿，軟性保護	KG	2.50	180	450	
6	產品，卜特蘭水泥	KG	2.50	3	7.50	
7	混凝土修復，噴塗，工資	m ²	1.0	150	150	
8	零星工料(含耗損)	式	1	27.17	27.17	
	計	m	1		937.50	

註：單價調查日期：2006.06。

表 6-25 灌注環氧樹脂工法(C2)單價分析表

項次	項目及說明	單位	數量	單價	複價	備註
	裂縫寬度大於 0.3mm 之灌注環氧樹脂工法	m	1			
1	水刀鑿除鬆脫混凝土及表面清理	式	1	150	150	
2	環氧樹脂接著劑	式	1	100	100	
3	環氧樹脂注入器底座	個	3	150	450	
4	裂縫塞縫劑	m	1	150	150	
5	灌注環氧樹脂	m	1	400	400	
6	大工	工	0.4	2,400	680	
7	小工	工	0.4	1,840	600	
8	廢料處理	式	1	30	30	
9	零星工料(含耗損)	式	1		40	
	計	m	1		2600	

註：單價調查日期：2006.06。

表 6-26 修補水泥砂漿工法(C3)單價分析表

項次	項目及說明	單位	數量	單價	複價	備註
	混凝土剝落修復、蜂窩及無鋼筋外露銹蝕	m ²	1			
1	水刀鑿除鬆脫混凝土及表面	式	1	150	150	
2	環氧樹脂接著劑	式	1	100	100	
3	樹脂砂漿修補材料	式	1	510	510	
4	大工	工	0.1	2,400	170	
5	廢料處理	式	1	30	30	
6	零星工料(含耗損)	式	1		40	
	計	m ²	1		1,070	

註：單價調查日期：2006.06。

表 6-27 混凝土及鋼筋修補(C4)單價分析表

項次	項目及說明	單位	數量	單價	複價	備註
	混凝土剝落及鋼筋銹蝕修補	m ²	1			
1	水刀鑿除鬆脫混凝土及表面	式	1	150	150	
2	環氧樹脂接著劑	式	1	100	100	
3	鋼筋除銹並塗上防銹漆	式	1	150	150	
4	樹脂砂漿修補材料	式	1	910	910	
5	二級技工	工	0.3	2,400	510	
6	小工	工	0.5	1,840	450	
7	廢料處理	式	1	30	30	
8	零星工料(含耗損)	式	1		50	
	計	m ²	1		2,730	

註：單價調查日期：2006.06。

表 6-28 新增鋼板焊補法(S1)

項次	項目及說明	單位	數量	單價	複價	備註
	新增鋼板焊補法	m	1			
1	結構用鋼材 (0.4m×0.01m)/m	kg	31.6	26	850	
2	水中電焊(含潛水設備)	式	1	2,000	2,000	
	計	m	1		2,850	

註：單價調查日期：2012.11。

表 6-29 拋石護基工法(O1)

項次	項目及說明	單位	數量	單價	複價	備註
	拋石護基工法	m ³	1			
1	5~100Kg 塊石採拋	m ³	1	870	870	
	計	m ³	1		870	

註：單價調查日期：2003.01。

表 6-30 拋放麻袋混凝土法(O2)

項次	項目及說明	單位	數量	單價	複價	備註
	拋放麻袋混凝土法	m ³	1			
1	麻袋混凝土(II 型水泥)採拋	m ³	1	2,950	2,950	
	計	m ³	1		2,950	

註：單價調查日期：2003.01。

表 6-31 新增護基方塊法(O3)

項次	項目及說明	單位	數量	單價	複價	備註
	新增護基方塊法	m ³	1			
1	護基方塊(45T)採拋	m ³	1	3,290	3,290	
	計	m ³	1		3,290	

註：單價調查日期：2003.01。

表 6-32 防蝕塗料維修(O6)

項次	項目及說明	單位	數量	單價	複價	備註
	防蝕塗料維修	個	1			
1	油漆工	時	1	462	462	
2	油漆(材料)	m ²	1	155	155	
	計	1	個		617	

註：單價調查日期：2012.11。

表 6-33 置換繫船柱(O7)

項次	項目及說明	單位	數量	單價	複價	備註
	置換繫船柱	個	1			
1	原有繫船柱拆除及運棄	個	1	3,000	3,000	
2	15T 繫纜柱及安裝	個	1	19,944	19,944	
	計	個	1		22,944	

註：單價調查日期：1998.03。

表 6-34 置換防舷材(O9)

項次	項目及說明	單位	數量	單價	複價	備註
	置換防舷材	個	1			
1	400H×1500L 橡膠防舷材及安裝	個	1	56,295	56,295	
	計	個	1		56,295	

註：單價調查日期：1998.01。

6.7 小結

本期針對港灣構造物檢測作業標準制訂部分，針對構件編碼部分，修正重力與板樁式碼頭單元以繫船柱為進行編碼，以便於檢測人員巡查時對單元的辨識度，而檢測表格之修正亦針對各巡查類型之特性，予以修正，以符實際之需求；而目視檢測標準部分，藉由前期教育訓練與工作會議之討論予以修正鋼板樁接縫開裂與附屬設施起重機軌道之標準，以便貼切於現實情形；儀器檢測之部分增列 3D 光達檢測技術與防蝕系統(陽極塊)腐蝕電位測定之案例，以供檢測人員參考使用；最後，本期針對構件各劣化狀況等級除增列新的處置對策外，亦嘗試建置其對應之單價資料，以便與巡查時紀錄之劣化數量，以便後續估算修復費用。

第七章 現有港灣構造物安全評估方法之檢討

碼頭維護管理系統中，最重要為在使用階段中能夠正確瞭解碼頭之各種狀況，其中最重要的則為結構的安全性及碼頭功能的健全性。因此每一座碼頭都應該有個別的檔案，各座碼頭之檔案復能相互連結並建立關聯性，以方便管理。因此在日常的維護工作中，即應針對碼頭結構的安全性及碼頭功能的健全性進行適當的檢測工作，包括建立數據、紀錄異常狀況、拍照紀錄，並定期做檢測數據之分析。

碼頭檔案之建立，首先必須在碼頭一開始規劃及設計的階段時即取得碼頭之各種設計資料，包括各種設計條件、碼頭需求及完成設計時之各項碼頭參數，加以建檔。然後在施工階段是否有重大工程違失之建檔，如材料數量或強度不實，施工流程不當或意外等。而在日常使用的管理中，檢測數據之紀錄宜以表格化執行，避免檢測者的個別差異。為了管理的一致性及兼顧各種不同碼頭的異質性，不同型式的碼頭宜有不同之檢測重點，但在日常例行檢測中，特別針對碼頭使用功能性之檢測，則宜有一致之檢測標準。

所有檢測之資料最後均以數值方式存入系統管理之電腦中，管理者及檢測者均可透過網路系統，分析或輸入檢測之資料。但為避免資料被任意更改或被不當使用，在使用區分上則必須有所區隔，在資料更改時亦必須獲得一定層級之授權。每隔一段時間存檔備份後之資料，則視為當時之記錄不再更改。

本階段計畫中將延續系列計畫之研究成果，針對目前港灣構造物之檢測成果之安全評估方式進行檢討，並針對儀器檢測之量化成果提供一較為可靠之安全評估法。相較於複雜之結構力學分析及計算方法，本安全評估方法的目標為化繁為簡，且無須具備複雜之結構分析訓練背景，只要取得適當、足夠之檢測數據資料，即可進行安全評估及分析之工作。

大部分的港灣構造物所使用之材料為混凝土及鋼鐵材料，結構型

式則可大致分成兩大類：一為重力式構造、另一為非重力式構造。重力式構造在設計分析時較為簡便，以靜力分析為主，非重力式構造因考慮結構構件之變形，其分析方法則較為複雜。在結構破壞之檢測上也更加困難，而大部分儀器檢測施行之重點亦以非重力式碼頭結構為主。本研究之安全評估方式，除了延續非重力式結構棧橋式碼頭之評估之外，並將延續發展板樁式碼頭之評估方式，以及另行研議重力式碼頭之新型安全評估方法。因為、基於模型試驗之限制：包括尺度因素、結構複雜度差異、使用材料之個別差異，以及外力作用無法完全包含環境因素等限制，非重力式碼頭結構之評估適用對象、將以混凝土及鋼管樁剛架式構造(concrete frame structure)如棧橋式碼頭，以及鋼板樁碼頭為目標(鋼板樁碼頭整體結構雖然可視為重力式構造，但就板樁結構而言，其受力時為非剛性之構件行為)。

7.1 現有碼頭結構破壞評估方式之檢討

目前臺灣所使用之碼頭結構破壞評估方式主要以現場觀測數據為主之評估方法(damage assessment based on field investigation data)，或俗稱之 D.E.R.或 D.E.R.&U.方法為主。

此一方法所使用之數據，為現場檢測之破壞現象，以簡便之方法歸類及分級，然後以構件為單位加以統計，在應用上較為簡單。其中如目前在臺灣廣被應用於橋梁破壞檢測之方法即為其之一，參考交通部國道高速公路局「高速公路橋梁管理系統」，該方法將目視檢測之要項分為：破壞程度(degree D)、破壞延伸範圍(extension E)及破壞處與主結構體之相關性(relevance R)，或進一步包含維修之急迫性時(urgency U)，則加入急迫性參數，然後再統計成為數據化之破壞指標，故亦簡稱為 D.E.R.或 D.E.R.&U.檢測法。

但是該方法的使用上則有一些問題存在，其中包括：(1)各類單獨指標之判定方式不一；(2)各類單獨指標之判定標準訂定困難；(3)某些指標之訂定爭議性甚高；(4)計算出來之最終破壞性指標可靠性不足；(5)最重要的問題為與力學理論無法結合。以下分別詳細說明：

1.各類單獨指標之判定方式不一

例如以 D 值(破壞程度)為例，以構造物損壞的程度為判定標準，目前的建議標準為敘述性(定性)，如「嚴重」、「稍嚴重」、「良好」等，不同的檢測人員判定時可能有不同的解讀。

2.各類單獨指標之判定標準訂定困難

同樣如前述之 D 值為例，目前所見的相關研究中有多種訂定方式，部分有一致性、部分則差距較大，顯見在該值訂定時確有困難，同樣在訂定 E 值(破壞延伸範圍)時亦有類似困難。

3.某些指標之訂定爭議性甚高

其中較為困難且爭議較大的為 R 值(相關性指標)以及 U 值(急迫性指標)的訂定標準。構件與構件間的相關性，或材料劣化與構件的相關性等常不易釐清。另外 U 值的判定標準與相關性的爭議相似，如非經現場有長足經驗的工程師則無法適切的判定，若述諸於文字或手冊中，在某些複雜的破壞狀況下也有困難。

4.計算出來之最終破壞性指標可靠性不足

最終計算出來的破壞性指標，其可靠性或實際代表性如何，始終免不了受到質疑。原因為計算過程為簡單的統計運算，無法在力學基礎上做有效驗證，而在實例上由於結構物太龐大，作用的因素也過於複雜，似乎除此之外、難以找到比較可靠且可行的評估方法。

5.最重要的問題為與力學理論無法結合

一如前述、目前所使用的評估方法為簡單的統計運算，與力學理論並無相關性。事實上在計算總破壞指標前之所得之各項破壞參數，與力學理論之關聯亦不密切，也因此造成此一評估方式具有檢討改進之處。

7.2 港灣碼頭結構破壞新型評估方式進一步驗證及修正

前節介紹之碼頭破壞評估方式，主要根據交通部於 2000 年所委託之相關計畫中所建議，以及後續研究中局部修正之結果。其中將港灣構造物之破壞評估分成初步檢測及細部(或詳細)檢測兩個階段，如果將目前討論之 D.E.R. 檢測評估方式，應用於初步檢測所得結果之初步評估可能較為適宜，當然針對前節之檢討項目必須做相關的釐清，並且能統整使具有一致性。

至於新型港灣碼頭破壞評估方法，目前在發展中的則有考慮力學理論與現場觀測數據之整合性評估法(damage assessment based on both mechanical theorem and field investigation data, 李等、2010)。其目標為讓港灣結構破壞之評估方法具有簡便性，同時又具有充足之材料力學基礎，使得評估之結果具有更高之準確度。該方法又分成個別構件之評估方式，及整體結構體之評估方式。而整體結構體之評估方式為個別構件之破壞指標已知之情況下綜合得出之結果，整體評估時並分別考慮各種不同構件設計時之減強因子及載重因子之影響。

而新型評估模式面臨的問題則如 D.E.R. 評估法一樣，缺乏與結構體實際破壞情況之相互驗證。當然驗證之工作在實務上有非常大的困難，尤其牽涉之結構體為巨大之港灣構造時。但是，縮小尺度之模型試驗或縮小尺度之構件破壞試驗應不失為可行之方法。如果能縮尺試驗之驗證上獲致一致之結果，該評估法將能在應用上具較佳之可靠性。

由於與結構實際破壞之驗證工作，包括各種參數之選擇是否適當、參數之使用範圍、數值大小，各種參數在結構上取得之可行性等，工作量非常大。因此、本研究在初期階段以方便在實驗室中試驗之單一構件進行了針對單一構件破壞指標 De 進行驗證工作。主要因為：1. 整體破壞指標必須由單一構件破壞指標獲得；2. 該指標之破壞評估則由應變能之累積消耗而估算(實驗室中可實際獲得模擬為連續破壞之過程)、其與安全檢測觀察之量測數值(非連續過程且為非同步獲得)之間具有一定差距，如能經由實驗比較而獲得其間相互關係，則構件破壞

指標之正確性便能更加確保。根據前階段的研究中一系列單一構件(抗彎構件之懸臂樑往復荷載)破壞試驗之分析比較，試驗過程中擷取不同階段之破壞參數，代入破壞評估指標中，再與試驗結果之破壞現象比較，發現單一構件破壞指標 De 對於相關之破壞現象具有指標意義。

試驗結果分析中，在不同數量鋼筋之構件設計時，觀察構件受力後破壞面變化情形，發現混凝土強度之影響在鋼筋量較大之構件設計上似乎較不明顯，但於構件鋼筋量較低時之影響較為明顯，其影響度隨著混凝土強度之降低而增加。而鋼筋含量對於傳統上設計為抗拉破壞之鋼筋混凝土構件，則具有較明顯之影響。因此在安全評估之影響上，必須在相關權重上作調整。

7.3 棧橋式碼頭之新型評估方式

7.3.1 棧橋式碼頭個別構件破壞指標

個別構件之評估方式以破壞指標來敘述，表示如下：

$$D_e = \frac{\delta_{Me}}{\delta_{ue}} + \frac{\beta_e}{pQ_{ye}\delta_{ue}} \sum_i^p E_i^e \dots\dots\dots (7-1)$$

式中， δ_{Me} = 外力作用下，e 構件之最大變形量(maximum deformation of e member)。

δ_{ue} = 靜力設計時，e 構件之極限變形量(ultimate deformation of e member)。

β_e = 非負值試驗常數，依構件型式而稍有不同(empirical number, if not available $\beta_e=1$)。

Q_{ye} = 構件之降伏強度(yielding strength of e member)。

$\sum E_i^e$ = 構件 e 破壞前累計吸收之應變能量(accumulated strain energy)。

該評估式主要由 ParkandWen(ParkandWen,1986)所發展之鋼筋混凝土

土梁破壞指標之發展而來。為了適合現地檢測資料之應用(該式子之發展較適合即時監測之數據應用)，在參數的使用上則做了若干修正。其中構件 e 破壞前累計吸收之能量，則依據不同型式碼頭及材料構造而加以區分，以下首先以破壞檢測之施作較為普遍之棧橋式及板樁式碼頭加以說明。

前階段研究中以混凝土構造之棧橋式碼頭為主要之研究對象，其中構件 e 破壞前累計吸收之能量，假設為由數個(p 個)斷面之破壞情形累積得出，單一斷面之破壞能量表示如下為。

$$E_i^e = \sigma_{ri} \delta_{est,i} \dots\dots\dots (7-2)$$

式中 σ_{ri} = 實測所得斷面 i 之強度(remaining strength)。

$\delta_{est,i}$ = 估算之該斷面最大可能變形能力(experienced deforming capability)。

結構構件如果為抗彎矩構件如以梁構件為例，若考慮主要變形為旋轉角時，其估算方式則為可能作用之最大彎矩值，除以斷面損失下之殘餘剛度值除以中性軸深度(EI/y)。另外若有其他明顯之撓度變形資料時可以撓度及梁之長度換算為旋轉角；或在 i 與 $i+1$ 段中若有其他(n 個)裂縫之檢測資料時，亦可參照 Park 及 Paulay(1975)之方法將兩檢測斷面間(i 與 $i+1$ 段)裂縫形成之撓角加以累計，其旋轉角表示如下：

$$\theta = \sum_{j=1}^n \frac{S_j}{d - k_j d} \dots\dots\dots (7-3)$$

其中 S_j 為某量測段(j 段)鋼筋之伸長量。由於無法實際測出，可以梁斷面上裂縫寬來替代；其餘參數如 d 為梁之原始深度， $k_j d$ 則為裂縫深度。而該斷面最大可能變形 $\delta_{est,i}$ 可進一步表示為 $\delta_{est,i} = d \cdot \theta$ 。

但破壞檢測對象並不完全為抗彎矩構件，若以建築物為例子，通常包括有梁、柱、樓版、牆及其他相關之基礎構造。若以港灣構造之棧橋式碼頭為例，則包括有大梁、小梁、基樁、面版及其他相關之基礎構造。當然以上所述基本構件均可能有彎矩力之作用，特別如大梁、

小梁、基樁及面版等。但除了彎矩力造成之破壞之外，剪力造成之破壞亦為相當普遍可見之破壞現象。

7.3.2 混凝土構造棧橋式碼頭之整體破壞評估

整體結構破壞指標代表的意義為，該整體結構在持續性使用下之破壞狀態指標。構件現況破壞指標代表構件使用至今之破壞現況，主要以其材料強度損失及變形能力之變化主要考量依據。整體結構體之評估方式中，舉凡材料腐蝕、劣化之檢測數據、構件斷面損失、強度損失、構件間結合損失等檢測數據均列入考慮。該方法與傳統 D.E.R. 評估方式比較時，具有許多優點包括如：(1)具有一定的力學理論基礎，尤其某些參數計算時必須使用到材料力學之相關公式；(2)各種檢測數據的代入為量化資料，較能避免人為檢測經驗不足的疏失；(3)充分考量個別構件與整體結構之相關性，其相關性之訂定以設計時個別構件之受力作用而有不同之承載型式或強度修正考慮，在整體評估時均予考慮；(4)整體破壞指標之計算看似複雜，但只要 WINDOWS 之 EXCEL 所提供之方程式即能得出，對於使用者而言仍具簡便性(計算式亦能輕易併入管理系統中)。

本階段研究中整體結構破壞指標，經重新整合並簡化，以便應用於其他型式之碼頭結構後，修正如下：

$$\Phi = \frac{2}{M} \sum_e^M \left[\frac{\phi_r}{\phi_l} \cdot \delta_e^{\alpha_e} \right] \dots\dots\dots (7-4)$$

或如下式，若相互銜接之構件為同一型式之構件，如均屬版構件，或均為梁構件時

$$\Phi = \frac{1}{M} \sum_e^M [\delta_e^{\alpha_e}] \dots\dots\dots (7-5)$$

式中，M 為結構體中屬於主結構構件之總數， ϕ_l = 結構設計之荷載因子， ϕ_r = 結構設計時與構件型式相關之減強因子，其他相關參數則

表示如下：

$$\delta_e = \frac{1}{2} \left[1 - \frac{\sum E_i}{\Delta} + \frac{\delta_{Me}}{\delta_{ue}} \right] \dots\dots\dots (7-6)$$

$$\alpha_e = \frac{1}{\alpha_{le} \alpha_{ve}} \dots\dots\dots (7-7)$$

α_{ve} 及 α_{le} 則分別為現場檢測數據相關之參數。其中 Δ 為相關材料之延展性，目前依據鋼筋混凝土最大應變與彈性應變之比設 $\Delta=5$ ， α_{ve} 為檢測數據變異數參數，其表示式為： $\alpha_{ve}=(1-\text{檢測數據誤差百分比})$ 。 α_{le} 則為包含斷面損失、裂縫分佈及延展性損失等檢測結果之參數，依檢測對象不同，如棧橋式碼頭及板樁式碼頭分別說明如後。

混凝土構造棧橋式碼頭之整體破壞評估以(7-4)式為主。式(7-4)中 ϕ = 結構設計之荷載因子，由鋼筋混凝土之原設計資料得出； ϕ_r = 結構設計時與構件型式相關之減強因子，同樣可由鋼筋混凝土之原設計資料得出。

至於 α_{le} 則為包含斷面損失、裂縫分佈及延展性損失等檢測結果之係數，其可表示如下：

$$\alpha_{le} = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \dots\dots\dots (7-8)$$

其中影響 α_{le} 係數之參數 β_1 為鋼筋斷面損失係數，表示如下

$$\beta_1 = (1 - \text{線材斷面損失率}) = (1 - R_{sl}) \dots\dots\dots (7-9)$$

但一般來說鋼筋斷面損失不容易測出，本計畫中以腐蝕電位之數據及其與腐蝕機率之關係，推估其與斷面損失之關係式來計算。當腐蝕機率為中時、假設其斷面損失為 5%；當腐蝕機率為高(電位達-350mV 更負時)、則假設其斷面損失為 10%；若腐蝕機率為高且腐蝕電位達 -450mV 以上時、假設每增加-10mV 之腐蝕電位則其斷面損失增加 1%。

β_2 為混凝土材料劣化係數，為類似斷面損失之深度損失係數，但以混凝土部分之破壞為主，表示為：

$$\beta_2 = (d - \text{混凝土斷面劣化深度}) / d = (1 - R_{dl}) \dots\dots\dots (7-10)$$

當材料無劣化現象時 $\beta_2 = 1$ 。

β_3 為延展性及脆性材料間之接合情形，或材料脆性行為之影響範圍。當不同材料間之接合良好且無任何脆性破壞現象如龜裂現象被檢測出來時，則 $\beta_3 = 1$ 。但一般而言、在檢測工作執行時，脆性與延展性材料間是否接合良好並不容易被檢測出來；最具體之例證為鋼筋與混凝土間之接合(握裹力)即為典型之脆性與延展性接合，目前並無有效之非破壞性檢測方式。例如鋼筋混凝土梁於抗彎面所產生之裂縫，即顯示鋼筋與混凝土間已非完全接合之狀態。因此、本研究中考慮可觀察甚至具體測出大小之裂縫作為脆性行為之參考指標，以測得之裂縫面積與原面積比做為指標(參考 Lee and Chang, 2001)。一則因為裂縫數據為檢測工作中相對容易取得，其次為該檢測數據雖具有明顯之辨識性，但卻未能在安全評估過程中被有效應用。因此脆性材料及脆性行為之影響係數 β_3 定義如下為

$$\beta_3 = (1 - \text{裂縫面積占原面積比}) \dots\dots\dots (7-11)$$

裂縫面積 A_c 之計算方式為裂縫發展前(X1,Y1)後(X2,Y2)兩點之局部坐標為計算依據如下式所示：

$$A_c = |(X2 - X1) \cdot (Y2 - Y1)| \dots\dots\dots (7-12)$$

若有多條裂縫時，如 A_1 、 A_2 、 A_3 等其計算出來之面積有相互重疊現象時，重疊部分不重複計算，計算其總裂縫面積 A_{tc} 為

$$A_{tc} = \sum A_i - (A_1 \cap A_2 \cap A_3) \dots\dots\dots (7-13)$$

最後所得之脆性材料及脆性行為之影響係數則重寫為

$$\beta_3 = (1 - \text{裂縫面積占原面積比}) = (1 - A_{tc} / A_0) = (1 - R_{al}) \dots\dots\dots (7-14)$$

式中 A_0 為該檢測範圍之總面積。混凝土構造棧橋式碼頭整體結構破壞指標相關之各種係數，經本階段研究修正後均條列於表 7-1 中。

表 7-1 混凝土構造棧橋式碼頭整體結構破壞指標相關之係數

參數	範圍	定義	判斷依據
D_e	≥ 1.0	構件現況破壞係數	依檢測數據計算
α_{ve}	≤ 1	實測數據變異係數	(1-檢測數據誤差%，若 $\leq 5\%$ 則不以計入)
α_{le}	≤ 1	延展性損失係數	$\alpha_{le} = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3$
β_1	≤ 1	延展性線材(鋼筋)斷面損失係數	$(1-R_{sl})$
β_2	≤ 1	構件材料(混凝土)劣化係數	$(1-R_{dl})$
β_3	≤ 1	脆性影響係數	$(1-R_{al})$

7.3.3 混凝土棧橋式碼頭結構安全評估

$$S_d \leq S_n \cdot \Phi \dots\dots\dots (7-15)$$

上式中 S_n 為設計時之標稱強度(nominal strength)，例如所使用之材料強度； S_d 則為設計時實際所用之強度(design strength)，如混凝土材料使用工作應力法設計時以 0.45 倍之標稱強度設計之，使用強度設計法時則以 0.85 倍之標稱強度設計之。若檢測之數據經過以上之過程運算後，能滿足整體結構安全評估指標，則結構在使用上為安全，僅需做日常一般性檢測維修即可，若否則必須做進一步較大規模之維修或更複雜之改建或重建等。之改建或重建等。

若單獨以 Φ 值作安全判定時，其與結構安全之相關性建議如下：

Level1： Φ 值 ≥ 0.85 時，結構基本為安全僅需日常檢測維修即可。

Level2： $0.85 > \Phi$ 值 ≥ 0.68 時，結構安全有局部威脅，需進一步進行檢修，但仍可使用。

Level3： $0.68 > \Phi$ 值 ≥ 0.50 時，結構安全有重大問題，應停止使用或做即時監測並進行大型檢修。

Level4： Φ 值 < 0.50 時，結構已重大毀損為不堪用狀態，應立即停止使用並考慮重建計畫。

7.3.4 混凝土棧橋式碼頭結構安全評估案例說明

本案例分析主要參考文獻有關棧橋式碼頭檢測相關研究(港灣技術研究中心 2010 年)，將所需數據代入後，再依修正後之整體破壞評估方式，重新評估。該案例中有七個構件(梁構件)，而每一構件有若干檢測斷面如表 7-2 所示。

表 7-2 各構件破壞指數計算表

Members	d(cm)	(b)(cm)	Si(cm)	θ_i	$\sigma_i(\text{kgf/cm}^2)$	Avg. E_i	D_e
#1-E3	25	5.3	0.2643	0.013416	450.6	2.871	3.87
#2-F4	25	2.2	0.1011	04434	550.0	0.800	--
#2-F7	25	2.8	0.0785	03536	572.2	0.615	1.71
#3-F2	25	3.4	0.2833	0.013116	584.7	2.232	3.23
#4-E5	25	4.2	0.311	0.014952	465.1	3.121	--
#4-E6	25	3.7	0.0516	02423	585.2	0.412	2.77
#5-F1	25	4	0.1457	06938	529.6	1.297	--
#5-F4	25	1.8	0.0981	04228	505.9	0.823	2.06
#6-F2	25	2.4	0.032	01416	554.8	0.253	--
#6-F3	25	3.2	0.0981	045	465.2	0.939	1.59
#7-F3	25	2.7	0.032	01435	479.8	0.292	--
#7-F4	25	4.1	0.1685	08062	574.7	1.395	1.84
			Max.	0.014952	585.2		
			Avg	0654	536.5		

1. 個別構件破壞指標計算

(1) $\sum E_i^e$ = 構件 e 破壞前累計吸收之應變能量(accumulated strain energy)。

(2) δ_{Me} = 外力作用下，e 構件之最大變形量， $\delta_{Me} = \text{Max}(\delta_{est.i}) = 0.014952$ 。

(3) D_e 值計算

在 δ_{ue} 值無法事先得知時，可以相關材料之經驗值代入，或以實測所得之最大變位數據 $\delta_{Me} = \text{Max}(\delta_{est,i})$ 代入之； Q_{ye} 值之計算亦同以實測最大值。本試算例中暫以此方式行之，則 De 值之計算結果如表 7-2 中所示。

2. 整體結構破壞指標(structural damage index, Φ)

$$\Phi = \frac{2}{M} \sum_e^M \left[\frac{\phi_r}{\phi_l} \cdot \delta_e^{\alpha_e} \right] \dots\dots\dots (7-16)$$

其中 β_1 為鋼筋斷面損失係數，但一般來說鋼筋斷面損失不容易測出。本計畫中以腐蝕電位之數據及其與腐蝕機率之關係，推估其與斷面損失之關係式來計算。計算 Φ 值時，若均為同類型構件時，其式可簡化，在計算過程中，各相關參數值則依相關公式算出如表 7-3 所列，表中 α_{ve} 之值為 1 時，則代表同一組檢測數據間之誤差值小於 5%，最後得到整體結構破壞標之計算結果如下：

$$\Phi = \frac{1}{M} \sum_e^M [\delta_e^{\alpha_e}] = 0.856 \dots\dots\dots (7-17)$$

表 7-3 整體破壞指標所需參數值

Member	β_1	β_2	β_3	$\beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3$	α_{ve}	α_e	δ_e
#1	0.9	0.92	1.0	0.828	0.8	1.51	.713
#2	0.9	0.98	1.0	0.882	1.0	1.134	.929
#3	0.9	1.0	1.0	0.9	0.9	1.234	.777
#4	0.9	0.92	1.0	0.828	0.7	1.725	.823
#5	0.95	0.98	1.0	0.931	1.0	1.074	.894
#6	0.9	0.96	1.0	0.864	0.8	1.447	.941
#7	0.9	0.92	1.0	0.828	0.8	1.501	.916
Avg							.856

3. 整體結構安全評估

$$S_d \leq S_n \cdot \Phi \dots\dots\dots (7-18)$$

若為強度設計法、則 S_d 值為 $0.85f_c'$ 。目前試算的結果(在相當有限的檢測數據及設計參數下)，#118 號碼頭之 Φ 值經代入公式計算後得出為 0.856。當 Φ 值為 0.856 時表示結構位於第一級之安全程度，亦即僅需進行日常檢測作業即可。

7.4 鋼板樁碼頭破壞之新型評估方式

7.4.1 鋼板樁碼頭之破壞檢測

鋼板樁碼頭之破壞檢測上，研究團隊在過去曾做過包括理論研究及現場實測之許多相關工作。發現鋼板樁之破壞主要有三大原因：一為鋼板樁本身鏽蝕、二為鋼板樁接合處破壞、此兩者均可能造成碼頭後線回填區土壤之淘空、三為及整體位移及岸壁上方冠牆破壞。鋼板樁鏽蝕後即使未形成破洞，亦可能由於均勻腐蝕作用而造成板樁斷面不足，以致無法達到設計強度而破壞。

圖 7.4 中所示為典型之鋼板樁構造情形，其構造為凹凸相間之鋼板彼此組合而成一片牆狀之擋土結構。而實際的構造若從斷面圖(圖 7.1)中，可以看出來其為兩片 Z-型鋼板組合而成。為了加強側向抵抗力，對於較深的鋼板樁碼頭陸側有時還加上 I-型鋼板，以增加其對於側向外力之抵抗，如圖 7.1 下方所示。

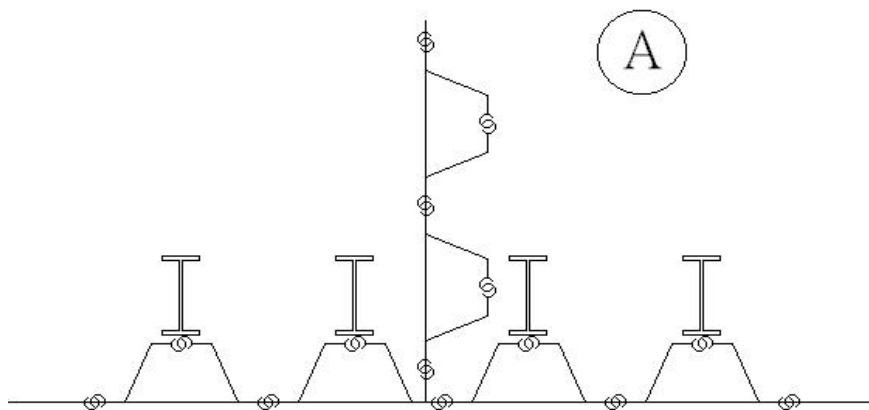


圖 7.1 板樁由 Z-型型鋼組合之斷面圖

圖 7.2 所示則為典型鋼板樁因組合不夠牢靠而在接合處產生開裂現象時之示意圖。圖 7.2 上部所示為斷面開裂情形，下部所示則為沿著鋼板樁之碼頭高程面其可能開裂之位置，圖中所示為碼頭之接近海床處產生開裂現象，但在實務上則任何高程處均可能發生此開裂情形。當發生在接近海床時可能因為施工不當而發生；但也可能因設計時因斷面不足，接近海床處因承受較大之應力作用而發生。圖 7.5 為典型鋼板樁碼頭構造銹損破壞現象，可觀察出其銹損位置並非完全在水線下方，而是在在潮間上下移動處較為嚴重。圖 7.6 則為典型鋼板樁碼頭構造局部穿孔破壞現象。鋼板樁碼頭即使沒有上述明顯可見之破壞現象時，仍可能因為長時間之鋼板表面氧化均勻銹蝕而造成斷面損失，此時則必須借助儀器檢測方能進一步發現。圖 7.7、圖 7.8、圖 7.9 中所示，為本團隊過去進行港灣碼頭鋼板樁破壞檢測時，以儀器進行鋼板樁之厚度檢測，圖 7.7 為清理鋼版樁表面附著海生物、圖 7.8 及圖 7.9 則為鋼版樁表面附著生物清除後以儀器進行厚度檢測情形。圖 7.10 則為鋼板樁碼頭防蝕塊檢測發現鏽蝕破壞情形。

鋼板樁之設計及分析均假設外力為均勻分佈時，取鋼板樁剖面以類似懸臂樑之受力方式來分析。因此在有限寬度鋼板樁之岸壁間，若有以上述之破壞現象時，亦可以設計時所使用之分析方法加以分析。

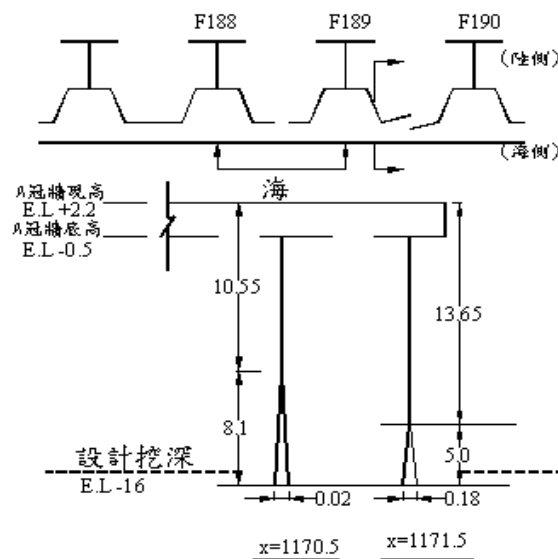


圖 7.2 板樁由 Z-型型鋼組合之斷面開裂情形圖

本階段研究中將以目前發展之應用於抗彎構件之新型安全評估方法，在相關參數重新修正後應用用於鋼板樁碼頭之安全評估，其重點將如前述，一為鋼板樁本身鏽蝕、二為鋼板樁接合處破壞、及三整體位移。其優點為：一、不同構造型式但受力方式類似之碼頭，所使用之安全評估方式具有一致性；二、依構造型式之差異、評估重點也加以區分，對於構造物應力行為之掌控將更為貼切；三則為不同材料之檢測方法及結果之應用能更加適切之考慮。

7.4.2 鋼板樁碼頭之個別破壞指標

鋼板樁碼頭之檢測一如其他碼頭，概分為水上陸側檢測及海側水下檢測。鋼板樁碼頭為整片組合之牆面，無法明確區分出不同之構件，水下檢測時則以一定長度段之碼頭進行不同深度處之檢測，由於水中光線不足目視檢測能進行者較為有限，通常以儀器進行檢測，項目中除了目視可見之破洞、開裂、明顯變位等破壞外，還包括鋼板樁厚度、腐蝕電位、防蝕塊殘餘量等檢測。

因此鋼板樁構件之指標估算，其中如構件 e 代表某一長度段碼頭(依實際檢測時之規劃而定)。該段碼頭破壞前累計吸收之能量，假設為由數個(p 個)斷面之破壞情形累積得出，斷面之定義為檢測時不同深度之檢測位置。單一斷面(檢測深度處斷面)之破壞能量表示如下為：

$$E_i^e = \sigma_{ri} \delta_{est,i} \dots\dots\dots (7-19)$$

式中 σ_{ri} = 斷面 i 之強度(remaining strength)；

$\delta_{est,i}$ = 估算之該斷面最大可能變形能力(deforming capability)。

但由於鋼板樁通常不進行強度檢測，且鋼鐵材料構造物之承載能力(構件勁度)之損失通常肇因於構件斷面損失，因此本研究中、鋼板樁之斷面強度將以廣義之剩餘斷面強度(remaining resistance)表示如下：

$$\sigma_{ri} = \sigma_{oi} \times \left(1 - \frac{t_l}{d_o}\right)^3 \dots\dots\dots (7-20)$$

式中 σ_{oi} 為鋼板樁設計時之原始強度、 t_l 及 d_o 則分別為鋼板樁之損失厚度，及鋼板樁斷面計算慣性矩之原始深度(通常為沿碼頭面法線方向，斷面最外側及最內沿之垂直距離)。

而鋼板樁之變形 $\delta_{est,i}$ 則以碼頭法線變形量來估算，估算時若岸肩(bulk head)位移與鋼板樁變形無直接關係時，不宜將岸肩之位移直接作為板樁之變形。

7.4.3 鋼板樁碼頭破壞之整體破壞指標

鋼板樁碼頭之整體破壞指標將以式(7-21)為主如下

$$\Phi = \frac{1}{M} \sum_e^M [\delta_e^{\alpha_e}] \dots\dots\dots (7-21)$$

式中，M 為結構體中屬於主結構構件之總數，其他各相關參數則如式(7-6)至式(7-11)所示，但應用於鋼板樁時則略做修正並說明如下。其中 α_{le} 為包含斷面損失、裂縫分佈及延展性損失等檢測結果之係數，但由於鋼板樁本身為延展性材料，且在構造中無其他脆性材料相結合之。因此、 α_{le} 係數應用於鋼板樁構造時將較為簡化。影響 α_{le} 係數之參數則包含 β_1, β_2 及 β_3 ，其中 β_1 為鋼板樁斷面損失係數，表示如下：

$$\beta_1 = (1 - \text{鋼板樁斷面損失率}) = (1 - R_{sl}) \dots\dots\dots (7-22)$$

但因鋼板樁斷面損失中之厚度損失已有考慮，其造成原因為均勻腐蝕作用，故在 α_{le} 係數應用於鋼板樁構造時，則考慮鋼板樁之腐蝕電位變化。因鋼板樁檢測時除了厚度量測之外，通常會同時進行腐蝕電位量測，如果有腐蝕進行時鋼板樁之腐蝕電位亦會產生變化。因此、若鋼板樁因為厚度量測執行困難度較大、經費需求較高而沒有進行而未取得任何厚度損失資料時，可暫時以腐蝕電位之數據及其與腐蝕機率之關係，推估其與斷面損失之關係式來計算。當腐蝕機率為中時、假設其斷面損失為 5%；當腐蝕機率為高(電位達 -350mV 更負時)、則假

設其斷面損失為 10%；若腐蝕機率為高且腐蝕電位達-450mV 以上時、假設每增加-10mV 之腐蝕電位則其斷面損失增加 1%。

β_2 對於鋼筋混凝土結構斷面而言，為類似斷面損失之深度損失係數，鋼板樁之主要材料為鋼，其主要劣化現象為腐蝕氧化，該部分的強度變化已經在厚度損失時考慮，因此、對於鋼板樁碼頭結構則可考慮岸壁混凝土材料劣化材料現象。鋼板樁碼頭若無其他材料劣化現象時時 β_2 不予考慮，或令 $\beta_2=1$ 。

β_3 為延展性及脆性材料間之接合情形，或材料脆性行為之影響範圍。當不同材料間之接合良好且無任何脆性破壞現象如龜裂現象被檢測出來時，則 $\beta_3=1$ 。於混凝土棧橋式碼頭中 β_3 另定義為扣除裂縫後之殘餘面積，作為脆性行為之參考指標。而鋼板樁碼頭若產生裂縫，其影響將比混凝土材料之脆性裂縫影響為大；但混凝土裂縫通常占較大面積，而鋼板樁裂縫則較少發生。因此、鋼板樁之破壞指數中仍將考慮裂縫之影響，以具體測出大小之裂縫，以測得之裂縫面積與原面積比做為指標(參考 Leeand Chang,2001)。裂縫行為之影響係數 β_3 定義如下為

$$\beta_3=(1-\text{裂縫面積占原面積比})=(1-A_{tc}/A_0)=(1-R_{al})$$

式中 A_0 為該檢測範圍之總面積。鋼板樁碼頭整體結構破壞指標相關之各種係數，經本階段研究修正後條列於表 7-4 中。

表 7-4 鋼板樁碼頭整體結構破壞指標相關之係數

參數	範圍	定義	判斷依據
De	≥ 1.0	構件現況破壞係數	依檢測數據計算
α_{ve}	≤ 1	實測數據變異係數	(1-檢測數據誤差%)，若 $\leq 5\%$ 則不以計入
α_{le}	≤ 1	延展性損失係數	$\alpha_{le} = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3$
β_1	≤ 1	鋼板樁損失係數	(1- R_{sl})
β_2	≤ 1	板樁厚度損失外，材料劣化係數	(1- R_{dl})
β_3	≤ 1	裂縫或破損係數	(1- R_{al})

7.4.4 鋼板樁碼頭安全評估

鋼板樁碼頭之結構安全評估，若設計時特別針對材料強度作折減時，可以使用(7-14)式做為評估依據，或者直接以結構整體破壞指標評估，並參考 7.3.3 節中各階層安全性對應之 Φ 值。一般而言其值必須至少為原設計綜合安全係數值 Φ_D 之 0.85 倍，結構方視為安全。若檢測之數據經過以上之過程運算後，能滿足整體結構安全評估指標，則結構在使用上為安全，僅需做日常維修即可，若否則必須做進一步較大規模之維修或更複雜之改建或重建等。

7.4.5 鋼板樁碼頭結構安全評估案例說明

本案例說明中將以高雄港過去曾執行過之鋼板樁碼頭檢測成果為對象。該碼頭所使用之板樁型式為 Z-型，如下圖 7.3 所示，該板樁經組合後則為凹凸狀，形成三個面，一為凸面、一為凹面、以及側面或斜面，各面之實測厚度如表 7-5 中所示，其中凸面至凹面垂直深度，因無實際數據，暫以其他類似板樁數據 330mm 計入。檢測時、沿碼頭面寬方向先規劃檢測斷面，每一檢測斷面再沿水深位置規劃測點。本檢測案例中規劃了九個測點，包括水面上、水面位置(以平均水位為準)、以及水下若干測點，表中所標示為檢測得出之剩餘厚度。除了厚度檢測之外，亦進行了腐蝕電位之檢測，其檢測位置與厚度量測時位置相同，但檢測點在檢測結果一致性良好時，則適度加以減少，結果同樣標示於表 7-6 中。從鋼版樁電位檢測之結果顯示，各檢測點之腐蝕電位值相當一致，大部分介於-970mV 至-990mV 之間，依據港灣技術研究中心(96 年)所做之“港灣構造陰極防蝕設計規範-草案”-2.4 節“防蝕電位”之規定，防蝕電位宜小於-780mV 或更負，本檢測案例中均小於-780mV 之臨界值，顯示 39 號碼頭之鋼版樁之陰極保護能充分發揮防腐蝕之效用。本檢測中亦無發現孔洞腐蝕、或大型開裂現象，因此演算案例中將以厚度損失為主要內容。

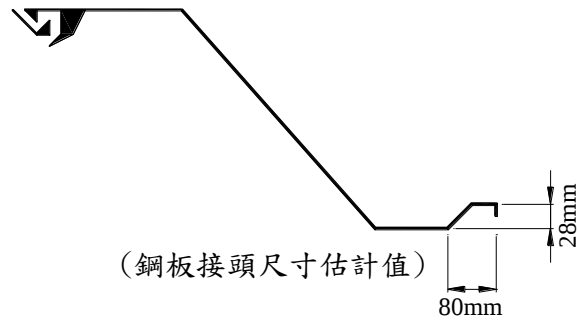


圖 7.3 受測之典型鋼板樁示意圖

表 7-5 高雄港 39 號碼頭鋼板檢測案例數據

測點編號	水深(m)	原始厚度	檢測厚度: 凸面(mm)	側面(mm)	凹面(mm)	電位(-mV)
#3900101	0.20	凸=17.2	15.800	11.900	17.700	993
#3900102	0	側=11.4	15.900	12.200	18.800	995
#3900103	-1.50	凹=17.2	16.300	12.900	16.600	997
#3900104	-3	深度估計 330mm	16.100	11.700	16.600	988
#3900105	-4.50		16.300	11.100	16.600	998
#3900106	-6		15.800	11.400	17.100	983
#3900107	-7.50		17.200	10.600	17.400	990
#3900108	-9		16.800	10.800	17.200	992
#3900109	-10.50		16.100	11.400	17.400	978

表 7-6 高雄港 39 號碼頭鋼板檢測案例演算

測點編號	水深(m)	原始厚度(mm)	損失厚度凸面(mm)	側面(mm)	凹面(mm)	平均損失	剩餘慣性矩比
#3900101	0.20	凸=17.2	1.4	0.0	0.0	0.47	0.9885
#3900102	0	側=11.4	1.5	0.0	0.0	0.5	0.9877
#3900103	-1.50	凹=17.2	0.9	0.0	0.6	0.5	0.9877
#3900104	-3	總深度: 364.4mm	1.1	0.0	0.6	0.57	0.986
#3900105	-4.50		0.9	0.3	0.6	0.6	0.9877
#3900106	-6		1.4	0.0	0.1	0.5	0.9877
#3900107	-7.50		0.0	0.8	0.0	0.27	1.0
#3900108	-9		1.4	0.6	0.0	0.67	0.9885
#3900109	-10.50		1.1	0.0	0.0	0.37	0.991
Average							0.98942

1. 個別構件破壞指標計算

- (1) $\sum E_i^e$ = 構件 e 破壞前累計吸收之應變能量 (accumulated strain energy)。
- (2) δ_{Me} = 外力作用下， e 構件之最大變形量， $\delta_{Me} = \text{Max}(\delta_{est,i}) = 0.1$ 。
- (3) D_e 值計算。

在 δ_{ue} 值無法事先得知時，可以相關材料之經驗值代入，或以實測所得之最大變位數據 $\delta_{Me} = \text{Max}(\delta_{est,i})$ 代入之； Q_{ye} 值之計算亦同以實測最大值，本試算例中暫以此方式行之。則 D_e 值之計算結果依表格 7-6 中所示，由於各檢測斷面之剩餘厚度幾乎仍接近原設計值，某些斷面甚至無任何損失現象，而經過演算後其剩餘慣性矩比平均值達 0.99，顯示腐蝕防治之成效良好，此單一版樁 D_e 值依式(7-1)為 2.989。

2. 整體結構破壞指標(structural damage index, Φ)

$$\Phi = \frac{2}{M} \sum_e^M \left[\frac{\phi_r}{\phi_l} \cdot \delta_e^{\alpha_e} \right]$$

其中 β_1 為鋼板樁斷面損失係數，本計畫中以腐蝕電位之數據及其與腐蝕機率之關係，推估其與斷面損失之關係式來計算。 β_2 為混凝土材料劣化係數，對於鋼筋混凝土結構斷面而言，為混凝土於結構斷面深度損失係數，對於鋼板樁碼頭結構則可考慮岸壁混凝土材料劣化材料現象。本案中曾進行了混凝土之強度檢測，本案例分析中假設各檢測點之位置與對應鋼板樁檢測點一致，其檢測之成果如下表 7-7 所示。

表 7-7 高雄港 39 號碼頭冠牆臨水面混凝土強度

測點	平均 R 值	查表強度	修正強度	設計強度 相差值	劣化 損失率	各測點平均劣 化損失率
P1-1	47.2	467.2	350.40	0	1	
P1-2	47.3	468.8	351.60	0	1	
P1-3	45.0	432.0	324	-26	0.926	
P1-4	44.3	420.8	315.60	-35	0.9	0.956
P2-1	45.8	444.8	333.60	-17	0.951	
P2-2	45.9	446.4	334.80	-16	0.954	
P2-3	45.0	432.0	324	-26	0.926	
P2-4	45.6	441.6	331.20	-19	0.946	0.944
P3-1	45.5	440.0	330	-20	0.943	
P3-2	45.7	443.2	332.40	-18	0.948	
P3-3	44.6	425.6	319.20	-31	0.911	
P3-4	46.5	456.0	342	-8	0.977	0.945
P4-1	47.8	476.8	357.60	0	1	
P4-2	45.9	446.4	334.80	-16	0.954	
P4-3	47.0	464.0	348	-2	0.994	
P4-4	47.7	475.2	356.40	0	1	0.987
P5-1	47.3	468.8	351.60	0	1	
P5-2	48.6	489.6	367.20	0	1	
P5-3	45.8	444.8	333.60	-17	0.951	
P5-4	49.4	508.0	381	0	1	0.988
P6-1	46.1	449.6	337.20	-13	0.963	
P6-2	43.5	408.0	306	-44	0.874	
P6-3	47.2	467.2	350.40	0	1	
P6-4	42.9	398.4	298.80	-52	0.851	0.922
P7-1	45.4	438.4	328.80	-22	0.937	
P7-2	43.7	411.2	308.40	-42	0.88	
P7-3	46.4	454.4	340.80	-10	0.971	
P7-4	42.6	393.6	295.20	-55	0.842	0.907
P8-1	46.8	460.8	345.60	-5	0.985	
P8-2	43.1	401.6	301.20	-49	0.86	
P8-3	45.9	446.4	334.80	-16	0.954	
P8-4	47.2	467.2	350.40	0	1	0.949
P9-1	46.0	448.0	336	-14	0.96	
P9-2	46.5	456.0	342	-8	0.977	
P9-3	43.4	406.4	304.80	-46	0.868	
P9-4	45.8	444.8	333.60	-17	0.951	0.939

註：查表、修正與設計強度相差值單位為 kg/cm^2

β_3 為延展性及脆性材料間之接合情形，或材料脆性行為之影響範圍。當不同材料間之接合良好且無任何脆性破壞現象如龜裂現象被檢測出來時，則 $\beta_3=1$ 。於混凝土棧橋式碼頭中 β_3 另定義為扣除裂縫後之殘餘面積，作為脆性行為之參考指標。而鋼板樁碼頭若產生裂縫，其影響將比混凝土材料之脆性裂縫影響為大；但混凝土裂縫通常占較大面積，而鋼板樁裂縫則較少發生。因此、鋼板樁之破壞指數中仍將考慮裂縫之影響，以具體測出大小之裂縫，以測得之裂縫面積與原面積比做為指標。本檢測案例中，無任何孔洞或開裂現象檢測數據，故 $\beta_3=1$ 。

計算 Φ 值時，本案例演算中若考慮所有斷面，其將占大部分篇幅，因此將以上各水深斷面之破壞指標值，假設為各構件之破壞指標代入演算整體結構破壞指標值。若均為同類型構件時，其式可簡化，並得到計算結果如下表 7-8 所示：

$$\Phi = \frac{1}{M} \sum_e^M [\delta_e^{\alpha_e}] = 0.8943$$

表 7-8 整體破壞指標所需參數值

Member	β_1	β_2	β_3	$\beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3$	α_{ve}	α_e	δ_e	Φ
#1	1	0.956	1.0	0.956	0.95	1.1	.901	.891
#2	1	0.944	1.0	0.944	0.95	1.115	.901	.890
#3	1	0.945	1.0	0.945	0.9	1.176	.901	.885
#4	1	0.987	1.0	0.987	0.9	1.126	.901	.889
#5	1	0.988	1.0	0.988	0.95	1.065	.901	.895
#6	1	0.922	1.0	0.922	0.9	1.205	.901	.882
#7	1	0.907	1.0	0.907	0.9	1.225	.95	.939
#8	1	0.949	1.0	0.949	0.95	1.114	.901	.890
#9	1	0.939	1.0	0.939	0.95	1.121	.9	.888
Avg								.8943

3. 整體結構安全評估指標(safety capability Sd)

目前試算的結果，#39 號碼頭之 Φ 值經代入公式計算後得出為 0.8943。當 Φ 值為 0.8943 時表示結構位於第一級之安全程度，亦即僅需進行日常一般性之檢測作業即可。



圖 7.4 典型鋼板樁碼頭構造情形



圖 7.5 典型鋼板樁碼頭構造銹損破壞現象



圖 7.6 典型鋼板樁碼頭構造局部破損穿孔現象



圖 7.7 清理鋼版樁表面附著海生物



圖 7.8 表面附著海生物清除後情形



圖 7.9 鋼版樁厚度檢測情形



A 下



B 上



B 中



B 下

圖 7.10 鋼板樁碼頭防蝕塊檢測發現鏽蝕情形

7.5 重力式碼頭結構破壞之新型評估方式研議

重力式碼頭構造在設計分析時較為簡便，主要以靜力分析為主。其考慮要件主要為以結構物本身之重力抵抗外力之作用，其中包括了抗彎矩作用及抗剪力作用，結構材料之主要性質則為重量及底床土壤性質。因此在安全分析上、傳統結構之材料力學行為及分析方法將不適用，必須另訂以靜力分析為主之詳細安全評估方式。

7.5.1 重力式碼頭之破壞檢測

典型重力式碼頭破壞方式中，與結構安全關係較為密切者如：岸壁破壞或孔洞、塊石脫落、碼頭下方淘空等，均為破壞檢測之重要項

目，其對於安全評估亦為重要之因素。至於與結構材料力學關係較為密切之材料力學性質，如材料強度等在重力式碼頭之安全評估方法中，將不如前述兩類碼頭、棧橋式及板樁式來的重要。

重力式碼頭檢測的項目又可分為整體結構變形檢測及附屬設施檢測，整體結構變形檢測中包含之檢測項目有：碼頭壁體(海側冠牆面)傾斜、位移檢測，碼頭法線平直度偏移檢測，碼頭面破壞、沈陷檢測，混凝土方塊及冠牆破壞檢視等。碼頭非主結構體的檢測項目則不限於碼頭型式包括有：護舷材(或防舷材)破損、劣化及裂縫檢查；繫船柱外觀鏽蝕程度、基座混凝土裂縫、柱體損壞、移位及變形檢測；其他附屬設施如擋車牆破損、斷裂等。

7.5.2 重力式碼頭之個別破壞指標

重力式碼頭在設計時必須做壁體滑動、壁體傾覆及基礎承载力檢討，以確定碼頭之安全性。可見壁體滑動、壁體傾覆及基礎承載為造成重力式碼頭可能破壞之主要機制。碼頭建造完成後，會造成壁體滑動或壁體傾覆之可能性相當罕見，除非遇到大地震或海嘯或洪水等巨大之天然災害。平時則以海浪掏刷、不當及過度之堤腳濬深，以及範圍較大之孔洞發生時，可能對重力式碼頭之安全造成危害。

因此本節訂定重力式碼頭之破壞指標時，將以壁體滑動、壁體傾覆及基礎承載之危害為主要依據，安全評估方法主要以整體結構為考慮，個別構件之定義則以檢測段或個別結構段(如沉箱碼頭以每座沉箱段或塊石堆疊碼頭以塊石段)加以區別。

重力式碼頭個別破壞指標估算時，如前所述不以能量累積做為破壞指標，而以壁體滑動、壁體傾覆及基礎承載之危害為指標。其中如構造段 e 代表某一長度段碼頭之檢測單元(依實際檢測時之規劃而定)，該段碼頭於破壞調查及檢測時之數據，再由其中數個(p 個)較小段碼頭之破壞情形平均得出。單一小段之破壞指標表示如式(7-23)及(7-24)，其中(7-23)式為碼頭壁體傾覆危害指標，(7-24)則為碼頭壁體滑動危害

指標：

$$D_m = 1.2 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{l_l}{l_0} \right) \dots\dots\dots (7-23)$$

$$D_f = 1.2 \cdot \left(1 - \frac{l_l}{l_0} \right) \dots\dots\dots (7-24)$$

式中 l_l 及 l_0 分別為重力式碼頭壁體之損失底寬及原設計底寬，而損失底寬則依照壁體基礎之土壤性質，及檢測時超挖或掏刷深度，配合土壤力學原理加以估算得出。假設超挖深度沿壁體下方及底部之基礎土壤可能崩塌，其崩塌時依個別土壤崩塌腳而破壞，如此可估算出超挖深度內土壤崩塌範圍，亦即壁體寬度內損失之單位長度土壤面積。其計算方式表示如下：

$$l_l = \frac{h_o}{\frac{\gamma - \gamma_0}{\gamma} \tan \phi} = \frac{h_o \gamma}{(\gamma - \gamma_0) \tan \phi} \dots\dots\dots (7-25)$$

式中 h_o 為超挖深度、 γ 為土壤單位體積重、 γ_0 則為海水單位體積重、 ϕ 為土壤崩塌角。各檢測單元之破壞指標，可由單元內之檢測段累計得出訂為：

$$D_e = \frac{1}{p} \sum_i^p \frac{1}{2} (D_{mi} + D_{fi}) \dots\dots\dots (7-26)$$

7.5.3 重力式碼頭之整體指標(structural state index)

重力式碼頭之整體破壞指標，在計算時把其他檢測項目之數據一併考慮進來，其中包括碼頭沉陷量、尤其非均勻沉陷部分、一定深度材料劣化面積，及岸壁或碼頭壁體內孔洞及破損。另外檢測時所產生之變異度(當其差值高於 5%時方列入考慮)，如前述棧橋式及板樁式碼頭之破壞指標訂定，亦一併考慮。假設整體重力式碼頭檢測後，共有 M 個結構單元之數據，則重力式碼頭之整體破壞指標如(7-5)式訂定如下：

$$\Phi = \frac{1}{M} \sum_e^M [\delta_e^{\alpha_e}]$$

式中，各相關參數則修正後說明如下： $\delta_e = \frac{D_e}{1.2}$ ， α_e 則如(7-7)及(7-8)式所示，唯與 β 相關之參數則另定義如下。

其中 α_{le} 為包含碼頭沉陷量、一定深度材料劣化面積，及岸壁或碼頭壁體內孔洞及破損等檢測結果之係數。影響 α_{le} 係數之參數則包含 β_1 、 β_2 、及、 β_3 ，其中 β_1 為重力式碼頭沉陷量係數，以原平面扣除不均匀沉陷後之角度差 θ_s 表示如下：

$$\beta_1 = (1 - \text{碼頭不均匀沉陷損失率}) = (1 - R_{sl})$$

其中 $R_{sl} = \frac{\theta_s}{180}$ (setting loss of tilting ground)，以個別檢測單元之範圍估算。

β_2 對於重力式基礎結構斷面而言，為類似斷面損失之材料劣化損失係數，其主要破壞現象為岸壁混凝土材料劣化。材料劣化對於重力式碼頭之影響，主要為沉箱式碼頭較為明顯，因此、除了沉箱式碼頭之外， $\beta_2 = 1$ 。沉箱式碼頭時則須加以考慮，並修正(7-10)式，將構件斷面修正為沉箱壁體之版斷面，定義如下：

$$\beta_2 = (d - \text{混凝土壁面劣化深度}) / d = (1 - R_{dl})$$

對於重力式基礎結構而言，其對於外力作用時最重要之抵抗力即為重力，故名之為「重力式碼頭」，所以、無論為混凝土方塊式或沉箱式，其結構內部均不宜有孔洞現象。尤其是沉箱式碼頭、若沉箱壁破損後造成內部填充材料流失，將損及整體碼頭之安全。而塊石碼頭若有位移或孔洞破壞，也將危及整體結構之安全。故 β_3 定義為重力碼頭孔洞體積損失比(或重量損失比)。檢測時類似面積比之計算方式，以測得之孔洞體積與原體積比做為指標，孔洞之影響係數 β_3 定義如下為：

$$\beta_3 = (1 - \text{孔洞體積占原體積比}) = (1 - V_{tc}/V_0) = (1 - R_{vl})$$

式中 V_0 為該檢測範圍重力式碼頭之總體積。重力式碼頭整體結構安全指標相關之各種係數，經本階段研究修正後條列於表 7-9 中。

表 7-9 重力式碼頭整體結構安全指標相關之係數

參數	範圍	定義	判斷依據
De	≥ 1.0	構件現況破壞係數	依檢測數據計算
α_{ve}	≤ 1	實測數據變異係數	(1-檢測數據誤差%)/0.95，若 $\leq 5\%$ 則不以計入
α_{le}	≤ 1	綜合損失係數	$\alpha_{le} = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3$
β_1	≤ 1	碼頭沉陷量係數	$(1 - R_{sl})$
β_2	≤ 1	材料劣化係數	$(1 - R_{dl})$
β_3	≤ 1	孔洞體積係數	$(1 - R_{vl})$

7.5.4 重力式碼頭結構安全評估

重力式碼頭的檢測數據代入上式相關公式計算後，可得出整體碼頭破壞指標 Φ 值。由於在個別指標運算中已考慮安全係數之影響，如碼頭壁體傾覆安全係數，根據交通部頒訂之港灣設計準則，於平時訂為 1.2，考慮地震時則訂為 1.1；碼頭壁體滑動安全係數，於平時訂為 1.2，考慮地震時則訂為 1.0。故整體碼頭破壞指標 Φ 值可以單獨作為安全評估依據，其與結構安全之相關性建議如下：

Level1： Φ 值 ≥ 0.85 時，結構基本為安全僅需日常檢測維修即可。

Level2： $0.85 > \Phi$ 值 ≥ 0.68 時，結構安全有局部威脅，需進一步進行檢修，但仍可使用。

Level3： $0.68 > \Phi$ 值 ≥ 0.50 時，結構安全有重大問題，應停止使用或做即時監測並進行大型檢修。

Level4： Φ 值 < 0.50 時，結構已重大毀損為不堪用狀態，應立即停止使用並考慮重建計畫。

7.5.5 重力式碼頭結構安全評估案例說明

本案例說明所引用之碼頭為高雄港#5 碼頭，為混凝土塊石構造，檢測時進行了碼頭高程沈陷測量，整體結構變形檢測中包含之檢測項目有：碼頭壁體(海側冠牆面)傾斜、位移檢測，碼頭法線平直度偏移檢測，碼頭面破壞，混凝土方塊及冠牆破壞檢視等。

1.個別(單元)構件破壞指標

本案例中水下檢測因限於經費，只進行了碼頭岸壁之檢測，而無堤腳刷深或浚深之相關資料。因此、假設超挖深度為 $h_o=0.1\text{m}$ ，壁體總寬度為 $l_o=5.0\text{m}$ 。其他設計相關之土質及環境條件為：基礎地盤之土壤崩塌角 $\phi=30^\circ$ 、土壤單位重 $\gamma=1.8\text{t/m}^3$ 、土壤於水中單位重($\gamma-\gamma_o$)= 1.0t/m^3 ，則相關參數計算如下：

$$l_l = \frac{h_o}{\frac{\gamma-\gamma_o}{\gamma} \tan \phi} = \frac{h_o \gamma}{(\gamma-\gamma_o) \tan \phi} = (0.1)(1.8)/1.0/0.577 = 0.312\text{m}$$

$$D_m = 1.2 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{l_l}{l_o} \right) = 1.05$$

$$D_f = 1.2 \cdot \left(1 - \frac{l_l}{l_o} \right) = 1.125$$

$$D_e = \frac{1}{p} \sum_i^p \frac{1}{2} (D_{mi} + D_{fi}) = 1.0875$$

2.整體結構安全指標

表 7-10 為碼頭高程沉陷之檢測數據，從其相對沉陷量之計算結果中發現，該碼頭的確有沉陷現象。除了整體碼頭有約 10cm 之沉陷之外，局部也有最大約 20cm 之沉陷；但與碼頭安全關係密切的不均勻、傾斜性沉陷則沒有發現。因此、 $\beta_1=(1-\text{碼頭不均勻沉陷損失率})=(1-R_{sl})=1.0$ 。

表 7-10 碼頭高程測量沉陷檢測數據

座標(二分度帶)		測量 高程 (m)	相對 沈陷量 (m)	座標(二分度帶)		測量 高程 (m)	相對 沈陷量 (m)
緯度	經度			緯度	經度		
2502314.7	175145.5	1.76	-0.16	2502300.6	175173.5	1.79	-0.13
2502314.7	175145.5	1.79	-0.13	2502299.9	175174.7	1.82	-0.10
2502314.7	175145.5	1.79	-0.13	2502299.3	175175.9	1.82	-0.10
2502314.7	175145.5	1.79	-0.13	2502298.8	175177.1	1.83	-0.09
2502314.6	175145.6	1.81	-0.11	2502298.1	175178.3	1.85	-0.07
2502314.6	175145.6	1.81	-0.11	2502297.5	175179.6	1.82	-0.10
2502314.7	175145.6	1.81	-0.11	2502296.9	175180.8	1.86	-0.06
2502314.7	175145.5	1.80	-0.12	2502296.3	175182.0	1.83	-0.09
2502314.7	175145.5	1.81	-0.11	2502295.7	175183.2	1.85	-0.07
2502314.7	175145.6	1.80	-0.12	2502295.0	175184.7	1.71	-0.21
2502314.5	175146.0	1.77	-0.15	2502294.6	175185.4	1.74	-0.18
2502314.0	175147.0	1.77	-0.15	2502294.5	175185.6	1.76	-0.16
2502313.5	175148.1	1.82	-0.10	2502294.5	175185.6	1.76	-0.16
2502312.9	175149.2	1.79	-0.13	2502294.5	175185.6	1.77	-0.15
2502312.4	175150.4	1.79	-0.13	2502294.5	175185.7	1.75	-0.17
2502311.8	175151.5	1.78	-0.14	2502294.5	175185.7	1.74	-0.18
2502311.2	175152.7	1.79	-0.13	2502294.0	175186.4	1.77	-0.15
2502310.6	175153.9	1.76	-0.16	2502293.4	175187.5	1.80	-0.12
2502309.9	175155.2	1.79	-0.13	2502292.9	175188.7	1.82	-0.10
2502309.3	175156.4	1.77	-0.15	2502292.3	175189.9	1.79	-0.13
2502308.7	175157.6	1.79	-0.13	2502291.6	175191.2	1.75	-0.17
2502308.1	175158.8	1.76	-0.16	2502290.9	175192.4	1.76	-0.16
2502307.4	175160.1	1.77	-0.15	2502290.3	175193.6	1.78	-0.14
2502306.8	175161.3	1.84	-0.08	2502289.7	175194.9	1.76	-0.16
2502306.1	175162.4	1.84	-0.08	2502289.2	175196.1	1.73	-0.19
2502305.5	175163.6	1.83	-0.09	2502288.5	175197.3	1.74	-0.18
2502304.8	175164.8	1.82	-0.10	2502287.9	175198.5	1.75	-0.17
2502304.2	175166.1	1.81	-0.11	2502287.3	175199.7	1.79	-0.13
2502303.6	175167.3	1.78	-0.14	2502286.8	175201.0	1.77	-0.15
2502303.0	175168.6	1.77	-0.15	2502286.2	175202.3	1.79	-0.13
2502302.4	175169.8	1.81	-0.11	2502285.6	175203.6	1.82	-0.10
2502301.8	175171.0	1.78	-0.14	2502285.0	175204.8	1.81	-0.11
2502301.2	175172.3	1.80	-0.12	2502284.3	175205.9	1.79	-0.13

另外表 7-11 中所列則為碼頭壁體混凝土強度檢測結果，表中列出 7 個檢測單元，每單元各有 4 個檢測數據。假設設計強度為 $350(\text{kg}/\text{cm}^2)$ ，則可算出各檢測點之強度差異值。經由表 7-12 則可算出混凝土材料之劣化損失率。雖然本案例並非沉箱碼頭， $\beta 2$ 之值可以不列入考慮，算例中則加以考慮以做為分析案例。 $\beta 3$ 為孔洞所佔碼頭體之體基比，檢測結果顯示測點 P4 處，岸壁下方約 3.7 公尺處，一處明顯的空洞現象，其最大寬度及深度約 15 公分；測點 P5 之岸壁下方碼頭塊石基礎之破壞情形，該處裂縫主要為垂直方向，長達 1.35 公尺，顯示為塊石與塊石交接處有位移發生，裂縫深度最大達約 51 公分，最大寬度則達 10 公分，其餘檢測數據中未測出孔洞，故除了 P4 及 P5 單元外、 $\beta 3$ 之值為 1。相關計算成果經計算後得出。

$$\Phi = \frac{1}{M} \sum_e^M [\delta_e^{\alpha_e}] = 0.9043$$

表 7-11 碼頭壁體混凝土強度檢測結果

Member	$\beta 1$	$\beta 2$	$\beta 3$	$\beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3$	α_{ve}	α_e	δ_e	Φ
#1	1	0.982	1.0	0.982	0.928	1.018	.90625	.9046
#2	1	0.995	1.0	0.995	1	15	.90625	.9058
#3	1	0.992	1.0	0.992	1	18	.90625	.9055
#4	1	0.983	0.99	0.983	1	1.028	.90625	.9037
#5	1	1.0	0.98	1.0	1	1.02	.90625	.9045
#6	1	0.983	1.0	0.983	0.948	1.017	.90625	.9047
#7	1	0.946	1.0	0.946	0.934	1.057	.90625	.9011
Avg								.9043

表 7-12 重力式碼頭壁體混凝土強度檢測結果

測點	平均 R 值	查表強度	修正強度	設計強度 相差值	1-劣化損失率	各測點平均 (1-劣化損失率)
P1-1	45.1	433.6	325.20	-25	0.928	
P1-2	48.7	491.2	368.40	0	1	
P1-3	51.3	537.1	402.83	0	1	
P1-4	50.2	518.4	388.80	0	1	0.982
P2-1	50.4	521.8	391.35	0	1	
P2-2	47.1	465.6	349.20	-1	0.997	
P2-3	46.7	459.2	344.40	-6	0.983	
P2-4	51.1	533.7	400.28	0	1	0.995
P3-1	50.9	530.3	397.73	0	1	
P3-2	46.3	452.8	339.60	-11	0.968	
P3-3	47.4	470.4	352.80	0	1	
P3-4	49.9	513.3	384.98	0	1	0.992
P4-1	47.1	465.6	349.20	-1	0.997	
P4-2	47.6	473.6	355.20	0	1	
P4-3	46.4	454.4	340.80	-10	0.971	
P4-4	45.3	436.8	327.60	-13	0.963	0.983
P5-1	50.1	516.7	387.53	0	1	
P5-2	48.8	494.6	370.95	0	1	
P5-3	50.8	528.6	396.45	0	1	
P5-4	50.9	530.3	397.73	0	1	1.0
P6-1	49.0	496.0	372	0	1	
P6-2	50.6	525.2	393.90	0	1	
P6-3	45.7	443.2	332.40	-18	0.948	
P6-4	46.7	459.2	344.40	-6	0.983	0.983
P7-1	45.8	444.8	333.60	-17	0.951	
P7-2	45.3	436.8	327.60	-23	0.934	
P7-3	45.9	446.4	334.80	-16	0.954	
P7-4	45.6	441.6	331.20	-19	0.946	0.946

註：查表、修正與設計強度相差值單位為 kg/cm^2

3.碼頭結構安全評估

因此、依照本計算過程中得出，整體結構安全指標 Φ 為 0.9043 ≥ 0.85 。符合 Level1： Φ 值 ≥ 0.85 時，結構基本為安全僅需日常檢測維修即可。

第八章 港灣構造物維護管理系統建置

本案建置之系統乃依循「基隆港西 2 至西 4 號碼頭結構檢測評估及維護管理系統建置之研究」、「基隆港西 14 至西 15 號碼頭結構安全檢測評估與系統建置」與本案前兩年期等進行系統建置，系統亦已納入基隆港西 2~4 號與西 14~15 號碼頭之定期巡查資料(基隆港西 14 號碼頭包含連續兩年之定期巡查資料)，由於系統建置迄今已約 5 年，執行相關案件期間，檢測執行流程亦已有所變革，且原始設計資料庫與系統架構亦需配合修正，考量上述之因素，故本案將以原有的系統功能模組架構下重新建置系統，以便符合未來之需求。另外，原有系統模組並未包含報表印製之功能，為便於系統使用者將巡查資料輸出，今年度亦配合新增「檢測報告產出模組」，以增加系統使用性。而研擬分析預測工具可藉由系統化的計算方式，以作為未來維護管理系統執行之用。以下即就上述內容進行說明：

8.1 維護管理系統更新與港灣構造物資料擴充

8.1.1 維護管理系統更新

1.系統軟體架構

架構內容包含伺服器軟體、資料庫軟體與地理資訊系統等，如圖 8.1 所示，本案伺服器使用 Apache 系統，其支援 HTML、PHP 與 JavaScript 等語言，而採用的資料庫為 MySQL，並藉由 PHP 語言進行資料庫的輸出入，地理資訊系統採用 Googlemaps，並藉由 JavaScript 語言將相關資訊展示地圖中。以下伺服器軟體、資料庫軟體與地理資訊系統等說明如下：

- (1)伺服器 Apache：Apache 是目前全世界使用得最多的網頁伺服器，原本 Apache 只是一個開放原始碼的網頁伺服器計畫，但隨著開放原始碼的蓬勃發展，它從只支援網頁伺服器軟體的組織，變成了支援了許多與全球資訊網應用相關的大計畫，並且改名為 Apache

Foundation。根據 Netcraft 在 2009 年 12 月的統計數據，Apache 的市佔率為 53.67%，IIS(Microsoft 系統)為 18.26%。其支援語言簡述如下：

- ①HTML：超文件標示語言(Hypertext Markup Language，HTML)是為「網頁建立和其它可在網頁瀏覽器中看到的訊息」設計的一種標示語言。HTML 被用來結構化訊息，例如標題、段落和列表等等，也可用來在一定程度上描述文件的外觀和語意。HTML 檔案最常用的副檔名是.html，可以用任何文字編輯器或所見即所得的 HTML 編輯器來編輯 HTML 檔案。
 - ②PHP：超文字預處理器(Hypertext Preprocessor，PHP)是一種開源的通用電腦指令碼語言，尤其適用於網路開發並可嵌入 HTML 中使用。PHP 的語法借鑒吸收了 C 語言、Java 和 Perl 等流行電腦語言的特點，易於一般程式設計師學習。PHP 的主要標的是允許網路開發人員快速編寫動態頁面，但 PHP 也被用於其他很多領域。
 - ③JavaScript：為一種直譯式程式語言，是一種動態型別、弱型別、基於原型的語言，內建支援型別。它的直譯器被稱為 JavaScript 引擎，為瀏覽器的一部份，廣泛用於客戶端的腳本語言，最早是在 HTML 網頁上使用，用來給 HTML 網頁增加動態功能。
- (2)資料庫 MySQL：MySQL 是一個開放原始碼的關聯式資料庫管理系統，原開發者為瑞典的 MySQLAB 公司，該公司於 2008 年被昇陽微系統(Sun Micro systems)收購。2009 年，甲骨文公司(Oracle)收購昇陽微系統公司，MySQL 成為 Oracle 旗下產品。MySQL 由於效能高、成本低、可靠性好，已經成為最流行的開源資料庫，因此被廣泛地應用在 Internet 上的中小型網站中。隨著 MySQL 的不斷成熟，它也逐漸用於更多大規模網站和應用，比如維基百科、Google 和 Facebook 等網站。
- (3)地理資訊系統 Google maps：是 Google 公司向全球提供的電子地

圖服務，地圖包含地標、線條、形狀等訊息，提供向量地圖、衛星照片、地形圖等三種視圖。



圖 8.1 本案維護管理軟體架構

2.系統資料庫架構

維護管理系統資料庫為建置之核心，若資料拆分合宜，會降低儲存空間並增加執行效率，本案系統資料庫中各資料表說明如下。各資料可將不同的資料表以聯集方式查詢，以便於資料的使用，如圖 8.2 所示，可將港灣基本資料、碼頭基本資料與單元基本資料，藉由港灣編碼(hbID)與碼頭編碼(portCode)將三個資料表聯集，以便於系統中獲得所有資料。

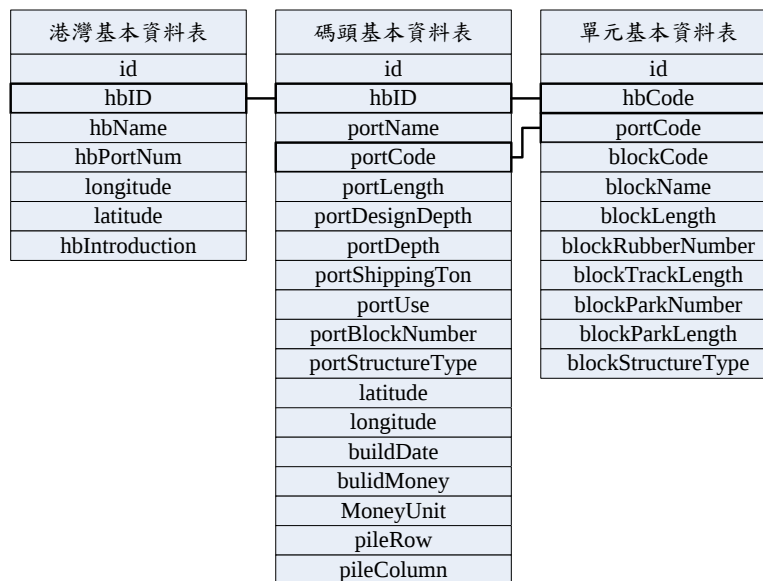


圖 8.2 關聯式查詢方式示意

- (1)港灣基本資料：建置內容為港灣編碼、港灣名稱、碼頭數量、港灣經度、港灣緯度與港灣簡述等，其欄位設定與資料範例如表 8-1 所示。
- (2)碼頭基本資料：建置內容為港灣編碼、碼頭名稱、碼頭編號、碼頭長度、設計水深、可靠泊水深、停泊噸位、使用性質、單元數量、結構型式、碼頭經度、碼頭緯度、建造日期、建造經費、經費單位、墩柱列數與墩柱行數等，其欄位設定與資料範例如表 8-2 所示。
- (3)單元基本資料：建置內容為港灣編號、碼頭編號、單元名稱、單元長度、防舷材數量、吊車軌道長度、車擋數量、車擋長度、單元結構型式等，其欄位設定與資料範例如表 8-3 所示。
- (4)構件基本資料：建置內容為第一層構件名稱、第二層構件名稱、構件編碼、結構型式、巡查型式、權重等，其欄位設定與資料範例如表 8-4 所示。
- (5)劣化類型資料：建置內容為構建編碼、結構型式、劣化類型、劣化編碼、劣化位置編碼與劣化數量編碼等，其欄位設定與資料範例如表 8-5 所示。
- (6)劣化描述資料：建置內容為構件編碼、結構型式、劣化類型、劣化編碼、劣化等級與劣化描述等，其欄位設定與資料範例如表 8-6 所示。
- (7)經常巡查基本資料：建置內容為港灣編號、碼頭編號、檢測日期、使用者代號、檢測意見等，其欄位設定與資料範例如表 8-7 所示。
- (8)經常巡查詳細資料表：建置內容為港灣編號、碼頭編號、單元編碼、構件編碼、劣化編碼、劣化等級、劣化數量(長度)、劣化數量(面積)、劣化數量(數量)、劣化位置(X 值)、劣化位置(Y 值)、劣化位置(N 值)、劣化照片、檢測日期等，其欄位設定與資料範例如表 8-8 所示。
- (9)經常巡查基本資料：建置內容為港灣編號、碼頭編號、檢測日期、使用者代號、檢測意見、是否完成檢測等，其欄位設定與資料範例如表 8-9 所示。

- (10)經常巡查詳細資料表：建置內容為港灣編號、碼頭編號、單元編碼、構件編碼、劣化編碼、劣化等級、劣化數量(長度)、劣化數量(面積)、劣化數量(數量)、劣化數量(百分比)、劣化數量(體積)、劣化位置(X 值)、劣化位置(Y 值)、劣化位置(Z 值)、劣化位置(N 值)、劣化位置(R 值，墩柱行值)、劣化位置(C 值，墩柱列值)、劣化照片、檢測日期等，其欄位設定與資料範例如表 8-10 所示。
- (11)特別巡查基本資料：建置內容為港灣編號、碼頭編號、檢測日期、使用者代號、檢測意見等，其欄位設定與資料範例如表 8-11 所示。
- (12)特別巡查詳細資料表：建置內容為港灣編號、碼頭編號、單元編碼、構件編碼、劣化編碼、嚴重否、劣化數量(長度)、劣化數量(面積)、劣化數量(數量)、劣化位置(X 值)、劣化位置(Y 值)、劣化位置(N 值)、劣化照片、檢測日期等，其欄位設定與資料範例如表 8-12 所示。
- (13)修復工法資料表：建置內容為修復工法編碼、修復工法名稱、修復工法單價等，其欄位設定與資料範例如表 8-13 所示。
- (14)修復工法對應資料：建置內容為修復工法編碼、構件編碼、劣化等級等，其欄位設定與資料範例如表 8-14 所示。
- (15)維修紀錄表架構：建置內容為修復日期、港灣編碼、維修契約編號、維修金額、維修碼頭編碼、維修照片、維修檔案等，其欄位設定與資料範例如表 8-15 所示。

表 8-1 港灣基本資料表架構

欄位名稱	欄位屬性	資料範例
id	int(5)	1
hbID	varchar(3)	klh
hbName	varchar(10)	基隆港
hbPortNum	int(5)	56
longitude	float	121.745
latitude	float	25.1375
hbIntroduction	text	

表 8-2 碼頭基本資料表架構

欄位名稱	欄位屬性	資料範例
id	int(11)	1
hbID	varchar(3)	klh
portName	varchar(10)	西 2 號碼頭
portCode	varchar(5)	0w02
portLength	int(3)	205
portDesignDepth	float	9
portDepth	float	9
portShippingTon	int(5)	1,000
portUse	varchar(20)	客貨碼頭
portBlockNumber	int(3)	22
portStructureType	varchar(10)	棧橋式
latitude	double	25.134839
longitude	double	121.741411
buildDate	varchar(8)	
bulidMoney	int(10)	
MoneyUnit	varchar(5)	
pileRow	int(2)	1
pileColumn	int(2)	10

表 8-3 單元基本資料表架構

欄位名稱	欄位屬性	資料範例
id	int(11)	1
hbCode	varchar(3)	klh
portCode	varchar(5)	0w02
blockCode	varchar(3)	B01
blockName	varchar(10)	1 號單元
blockLength	float	30
blockRubberNumber	int(2)	1
blockTrackLength	float	30
blockParkNumber	int(2)	3
blockParkLength	float	
blockStructureType	varchar(10)	棧橋

表 8-4 構件基本資料表架構

欄位名稱	欄位屬性	資料範例
id	int(4)	1
elementNameL1	varchar(10)	碼頭本體
elementNameL2	varchar(10)	壁體
elementCode	varchar(4)	mswa
structureType	varchar(10)	重力
elementType	varchar(3)	RE
weight	double	0.29

表 8-5 劣化類型資料表架構

欄位名稱	欄位屬性	資料範例
id	int(11)	1
elementCode	varchar(10)	mswa
structureType	varchar(10)	重力
defectType	varchar(10)	裂縫
defectCode	varchar(10)	cr
positionType	int(2)	3(代表為記錄 xz 值)
quantityType	int(2)	1(代表記錄長度)

表 8-6 劣化描述資料表架構

欄位名稱	欄位屬性	資料範例
id	int(4)	1
elementCode	varchar(4)	mswa
structureType	varchar(10)	重力
defectType	varchar(10)	裂縫
defectCode	varchar(10)	cr
defectLevel	varchar(1)	2
defectScript	varchar(200)	局部可見到 2~3 個部位有裂縫 (裂縫寬度約 3mm 以下)

表 8-7 經常巡查基本資料表架構

欄位名稱	欄位屬性	資料範例
id	Int(10)	1
hbID	varchar(3)	klh
portCode	varchar(5)	0w02
inspectionDate	varchar(8)	20130910
inspectionWeather	varchar(2)	晴
inspectionUserName	varchar(10)	cyjian
inspectorComment	varchar(400)	無

表 8-8 經常巡查詳細資料表架構

欄位名稱	欄位屬性	資料範例
id	int(10)	1
hbID	varchar(3)	klh
portCode	varchar(5)	0w02
blockCode	varchar(3)	B01
elementCode	varchar(4)	mssh
defectCode	varchar(10)	cr
defectGrade	int(1)	2

欄位名稱	欄位屬性	資料範例
defectQuantityL	float	10
defectQuantityA	float	
defectQuantityN	int(2)	
defectPositionX	float	2
defectPositionY	float	3
defectPositionN	int(2)	
defectPhoto	varchar(50)	20130910klh0w02Rumsshcr.jpg
inspectionDate	varchar(8)	20130910

表 8-9 定期巡查基本資料表架構

欄位名稱	欄位屬性	資料範例
id	Int(10)	1
hbID	varchar(3)	klh
portCode	varchar(5)	0w02
inspectionDate	varchar(8)	20130910
inspectionWeather	varchar(2)	晴
inspectionUserName	varchar(10)	cyjian
inspectorComment	varchar(400)	無
isFinished	Int(1)	1(0 為未完成、1 為完成)

表 8-10 定期巡查詳細資料表架構

欄位名稱	欄位屬性	資料範例
id	int(10)	1
hbID	varchar(3)	klh
portCode	varchar(5)	0w02
blockCode	varchar(3)	B01
elementCode	varchar(4)	mssh
defectCode	varchar(10)	cr
defectGrade	int(1)	2
defectQuantityL	float	10
defectQuantityA	float	
defectQuantityN	int(2)	
defectQuantityP	float	
defectQuantityV	int(2)	
defectPositionX	float	2
defectPositionY	float	3
defectPositionZ	float	
defectPositionN	float	
defectPositionR	int(2)	
defectPositionC	int(2)	
defectPhoto	varchar(50)	20130910klh0w02Rumsshcr.jpg
inspectionDate	varchar(8)	20130910

表 8-11 特別巡查基本資料表架構

欄位名稱	欄位屬性	資料範例
id	Int(10)	1
hbID	varchar(3)	klh
portCode	varchar(5)	0w02
inspectionDate	varchar(8)	20130910
inspectionWeather	varchar(2)	晴
inspectionUserName	varchar(10)	cyjian
inspectorComment	varchar(400)	無

表 8-12 特別巡查詳細資料表架構

欄位名稱	欄位屬性	資料範例
id	int(10)	1
hbID	varchar(3)	klh
portCode	varchar(5)	0w02
blockCode	varchar(3)	B01
elementCode	varchar(4)	mssh
defectCode	varchar(10)	cr
ynValue	varchar(5)	yes
defectQuantityL	float	10
defectQuantityA	float	
defectQuantityN	int(2)	
defectPositionX	float	2
defectPositionY	float	3
defectPositionN	float	
defectPhoto	varchar(50)	20130910klh0w02Rumsshcr.jpg
inspectionDate	varchar(8)	20130910

表 8-13 修復工法資料表架構

欄位名稱	欄位屬性	資料範例
id	int(10)	1
methodCode	varchar(10)	C01
methodName	varchar(50)	樹脂砂漿塗抹工法
methodUnitCost	float	937.5

表 8-14 修復工法對應資料表架構

欄位名稱	欄位屬性	資料範例
id	int(5)	1
methodCode	varchar(10)	C01
elementCode	varchar(8)	msshcr
defectGrade	int(1)	2

表 8-15 維修紀錄表架構

欄位名稱	欄位屬性	資料範例
id	int(20)	1
repairDate	int(8)	20130910
hbID	varchar(10)	klh
contractNum	varchar(20)	1021023-R01
money	int(20)	500,000
maintenancePort	varchar(400)	0e01,0e02
maintenancePhoto	varchar(50)	klhPhoto201310232969.jpg
maintenanceFile	varchar(50)	klhFile201310232969.xls

3.系統功能架構與建置成果

系統功能架構如圖 8.3 所示，各模組功能概述如下，詳細之操作說明請參閱附錄 1 碼頭構造物維護管理手冊第六章所示：

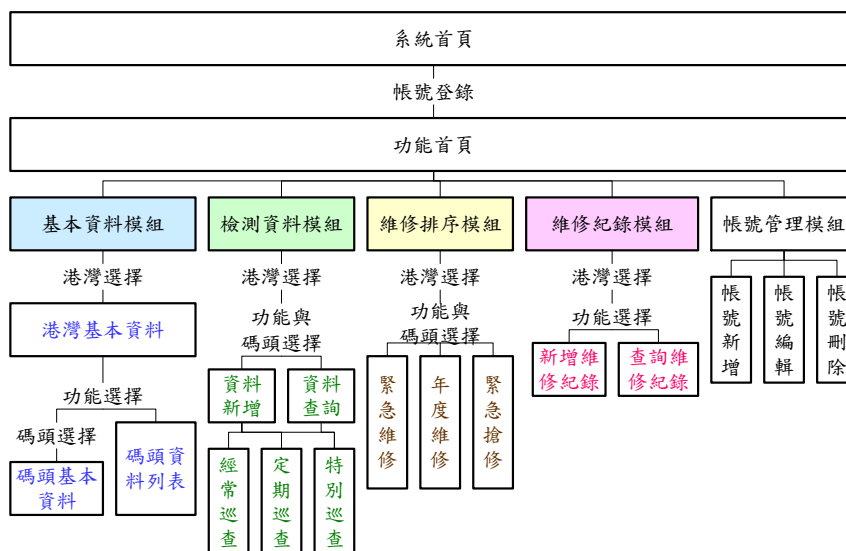


圖 8.3 碼頭維護管理系統功能架構

- (1)基本資料模組：此模組可展示港灣資料，包含港灣名稱、碼頭數量、港灣簡介，如圖 8.4 所示，並可選擇「碼頭資料列表」與「碼頭選擇」(以地圖型式)來查閱碼頭資料。「碼頭資料列表」可展示碼頭名稱、碼頭長度、設計水深、可靠泊水深泊船噸位、用途、單元數量、結構型式、建造日期、建造經費、碼頭照片與斷面圖，如圖 8.5 所示。「碼頭選擇」(以地圖型式)，如圖 8.6 所示，可藉由已選

港區之地圖選擇欲查詢的碼頭來展示其基本資料(資料與前述列表資料相同，如圖 8.7 所示)，並可查詢已選碼頭的單元基本資料，包含單元名稱、單元長度、防舷材數量、吊車軌道長度、車擋數量(或長度)與單元照片，如圖 8.8 所示。

碼頭維護管理資訊系統

基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登出

港灣名稱	基隆港
碼頭數量	10個
碼頭資料列表	選擇
碼頭選擇[地圖]	選擇

基隆港為國際港埠，肩負促進國際貿易及發展航業之重責大任，尤其接近政治、經濟中心之大台北都會區，都會週邊又密佈各類型工業區，腹地廣大，人口稠密，資源豐富，向為台灣高價值貨物吞吐最主要之門戶，港埠地位甚為顯要。為突破營運瓶頸，積極改善聯外道路系統，進行台北港之興建及基隆新港之規劃，為當前首要的工作。

由於國際貿易持續繁榮成長和貨櫃運輸的發展，根據財政部統計資料，民國101年（西元2012年）度全國關稅總收入（基隆、台北、台中、高雄）共為1,562億餘元，其中經基隆港收入為725億餘元，佔總收入46.42%，由此可見，基隆港對國家經濟發展的重大貢獻。

基隆港是屬於大家的，衷心期望您能瞭解本港，更多利用本港，本港優良安全之設備，高效率、高品質之人力，均隨時為您提供服務，希望我們的努力，能獲得您的滿意與肯定，也盼望在您我之愛護、耕耘、照顧，讓基隆港永遠展現國際大港的活力與希望。

圖 8.4 港灣基本資料展示-以基隆港為例

碼頭維護管理資訊系統

基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登出

碼頭名稱	碼頭長度 (M)	設計水深 (M)	可靠泊水深 (M)	泊船噸位 (T)	用途	單元數量 (個)	結構型式	建造日期	建造經費	碼頭照片	斷面圖
東1號碼頭	96	4.5	4.5	0	港勤碼頭	4	板樁式	無	無	照片	無
東2號碼頭	200	9	9	10000	客貨碼頭	7	板樁式	無	無	照片	無
東3號碼頭	183	9	9	10000	雜貨碼頭	7	板樁式	無	無	照片	無
西2號碼頭	205	9	9	0	客貨運碼頭	22	重力、棧橋式	無	無	照片	無
西3號碼頭	100	9	9	0	雜貨碼頭	20	重力、棧橋式	無	無	照片	無
西4號碼頭	100	9	9	0	雜貨碼頭	19	重力、棧橋式	無	無	照片	無
西14號碼頭	100	9	9.5	1000	砂石碼頭	0	重力、棧橋式	無	無	照片	無
西15號碼頭	100	9	9.5	1000	砂石碼頭	0	重力、棧橋式	無	無	照片	無
西16號碼頭	157	12	12	10000	貨櫃碼頭	8	板樁式	無	無	照片	無
西1b號碼頭	91	9	9	0	軍方碼頭	10	棧橋式	無	無	照片	無

圖 8.5 港灣基本資料展示-以基隆港為例



圖 8.6 港灣碼頭地圖選擇-以基隆港為例

碼頭名稱	西2號碼頭
碼頭長度(M)	205
設計水深(M)	9
可靠泊水深(M)	9
泊船噸位(T)	0
用途說明	客貨運碼頭
單元數量	22
碼頭型式	重力、棧橋式
建造日期	—
建造經費	—
斷面圖	圖片

顯示碼頭單元資料

圖 8.7 碼頭基本資料展示-以基隆港西 2 號碼頭為例

碼頭維護管理資訊系統					
基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登 出					
單元名稱	單元長度(M)	防舷材數量(個)	吊車軌道(M)	車擋數量或長度(個或M)	照片
1號單元	8.9	0	無	無	
2號單元	9.2	1	無	無	
3號單元	9.3	1	無	無	

圖 8.8 單元基本資料展示-以基隆港西 2 號碼頭為例

(2)檢測資料模組：與此模組中選擇港灣後，可以進入各類型巡查之查詢與新增功能中，如圖 8.9 所示。

- ①經常巡查之新增與查詢：選擇經常巡查之查詢並以碼頭為標的，可進入經常巡查資料列表，如圖 8.10 所示，列表資料包含檢測時間、檢測天候、檢測者、檢測者意見、並可針對各料表資料查詢、編輯、刪除與列印(此部份於下節檢測報告模組說明)。詳細的巡查資料如圖 8.11 所示，可展示各檢測時間，經常巡查資料的內容，包含各構件劣化異狀的狀況、劣化單元、劣化位置、劣化數量與照片等，並可編輯與刪除各構件。巡查資料的編輯可針對選擇構件劣化異狀發生之單元進行變更、並可變更劣化狀況等級、劣化位置、劣化數量與劣化照片，亦可刪除此筆巡查紀錄(即此劣化構件異狀為 1 無異狀)，如圖 8.12、圖 8.13 所示。而圖 8.10 之編輯功能，則為針對各筆巡查資料修正巡查天候與檢測者意見，如圖 8.14 所示。選擇經常巡查之新增並以碼頭為標的，即可新增一筆新的經常巡查資料，如圖 8.15 所示，檢測者除可輸入一般性的巡查資料，如檢測天氣、與檢測員意見，並可針對岸上構件劣化異狀輸入其劣化等級(有不同的劣化描述與圖示予以對應)、劣化單元、劣化位置、劣化數量與劣化照片等。



圖 8.9 檢測資料模組巡查類型之查詢與新增-以基隆港為例

碼頭維護管理資訊系統							
基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登出							
花蓮港-東2號碼頭經常巡查資料列表							
檢測時間	檢測天候	檢測者	檢測者意見	詳細資料	刪除記錄	編輯記錄	檢測報告
20131024	晴	簡臣佑	無	查詢	刪除	編輯	列印

圖 8.10 碼頭經常巡查資料列表-以基隆港東 2 號碼頭為例

碼頭維護管理資訊系統							
基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登出							
基隆港-東2號碼頭-經常巡查記錄表							
港灣名稱	花蓮港	碼頭編號	東2號碼頭	檢測日期	20131024		
構件名稱	劣化類型	劣化狀況	劣化單元	劣化位置	劣化數量	劣化照片	編輯
岸肩	裂縫	1					編輯
	剝落	1					編輯
	沉陷	4	B04	X=3m, Y=2m	20m ²	照片	編輯
後線	沉陷	1					編輯
繫船柱	腐蝕龜裂	1					編輯
防舷材	龜裂破損	2	B04	3個	1個	照片	編輯
車擋	龜裂破損	1					編輯
起重機軌道	腐蝕位移	1					編輯

圖 8.11 碼頭經常巡查紀錄表-以基隆港東 2 號碼頭為例



碼頭維護管理資訊系統

2012.11.7 15:42

基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登 出

回到碼頭選擇 回到碼頭資料列表 回到碼頭資料列表

經常巡查資料編輯		
檢測時間	20131024	
港灣名稱	基隆港	
碼頭名稱	東2號碼頭	
單元名稱	B04	
構件名稱	附屬設施-防舷材	
劣化類型	龜裂破損	
劣化狀況	1	
劣化位置X	X=	0 m
劣化位置Y	Y=	0 m
劣化位置N	第	3 個
劣化數量(面積)		0 m ²
劣化數量(長度)		0 m

圖 8.12 碼頭經常巡查紀錄編輯-1-以基隆港東 2 號碼頭為例



碼頭維護管理資訊系統

2012.11.7 15:42

基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登 出

劣化照片



照片更新 選擇檔案 未選擇檔案

確認更改資料

圖 8.13 碼頭經常巡查紀錄編輯-2-以基隆港東 2 號碼頭為例



基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登 出

經常巡查基本資料編輯

檢測天氣	晴
檢測員意見	無

確認修改

圖 8.14 碼頭經常巡查基本資料編輯-以基隆港東 2 號碼頭為例



基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登 出

檢測日期	2013年10月23日				檢測天氣	晴
港灣名稱	基隆港	碼頭名稱	西2號碼頭		檢測人員	簡臣佑
構件名稱	劣化類型	劣化狀況	劣化描述	劣化單元	劣化位置	劣化數量
岸肩	裂縫	2	局部可見到2~3個部位有裂縫(裂縫寬度約3mm以下)圖示	1	X Y	m
	照片 選擇檔案 未選擇檔案					
	剝落	1	無異狀	1	X Y	m ²
	照片 選擇檔案 未選擇檔案					
後線	沉陷	1	無異狀	1	X Y	m ²
	照片 選擇檔案 未選擇檔案					

圖 8.15 碼頭經常巡查資料新增-以基隆港西 2 號碼頭為例

- ② 定期巡查之新增與查詢：選擇定期巡查之查詢並以碼頭為標的，可進入定期巡查資料列表，如圖 8.16 所示，與經常巡查不同之處為，增加了「繼續檢測」選項，此部分將於定期巡查之新增進行說明。而定期巡查的詳細資料則以各單元構件劣化異狀進行表列，且為便於各單元間的資料檢視，表首提供快速切換至各單元的選項，如圖 8.17 所示。巡查資料之編輯同經常巡查方式，但

由於定期巡查是針對各單元構件劣化異狀進行紀錄，故編輯功能中單元不能選擇，如圖 8.18 所示。選擇定期巡查之新增並以碼頭為標的，即可新增一筆新的定期巡查資料，但由於定期巡查較為繁複，故紀錄之新增方式不同於經常巡查，在使用者進入後，系統即自行產生碼頭各單元構件劣化異狀資料，並皆以劣化狀況為 1 表列，此表列方式與圖 8.17 相同，但表中增加「完成檢測」功能，若使用者確認已完成所有紀錄，則可如圖 8.16 選擇相關的功能，若為否，則該筆資料僅能「刪除」與「繼續檢測」兩功能可選擇，如圖 8.19 所示。

檢測時間	檢測天候	檢測者	檢測者意見	詳細資料	刪除記錄	編輯記錄	繼續檢測	檢測報告
20080625	晴	簡臣佑	無	查詢	刪除	編輯	編輯	列印

圖 8.16 碼頭定期巡查資料列表-以基隆港西 2 號碼頭為例

單元編號	構件類型	劣化類型	劣化程度	劣化位置	劣化數量	劣化照片	編輯
B01 回頂層	碼頭本體岸肩	裂縫	1				編輯
B01	碼頭本體岸肩	剝落	1				編輯
B01	碼頭本體岸肩	沉陷	1				編輯
B01	碼頭本體後緣	沉陷	1				編輯
B01	海床	冲刷	1				編輯
B01	附屬設施繫船柱	腐蝕龜裂	1				編輯
B01	附屬設施防絞材	龜裂破損	1				編輯

圖 8.17 碼頭定期巡查紀錄表-以基隆港西 2 號碼頭為例



基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登 出

定期巡查資料編輯	
檢測時間	20080625
港灣名稱	基隆港
碼頭名稱	西2號碼頭
單元名稱	B01
構件名稱	碼頭本體-岸肩
劣化類型	裂縫
劣化狀況	1
劣化位置X	X= m
劣化位置Y	Y= m
劣化位置Z	Z=- m
劣化位置N	第 個
劣化位置(For墩柱)	第 行

圖 8.18 碼頭定期巡查紀錄編輯-以基隆港西 2 號碼頭為例



基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登 出

基隆港-西2號碼頭定期巡查資料列表 回到碼頭選擇								
檢測時間	檢測天候	檢測者	檢測者意見	詳細資料	刪除記錄	編輯記錄	繼續檢測	檢測報告
20080625	晴	簡臣佑	無	查詢	刪除	編輯	編輯	列印
20131023	晴	簡臣佑	無	查詢	刪除	編輯	編輯	列印

圖 8.19 碼頭定期巡查資料列表(未完成檢測範例)
-以基隆港西 2 號碼頭為例

- ③特別巡查之新增與查詢：選擇特別巡查之查詢(或新增)並以碼頭為標的，可進入特別巡查資料列表，由於特別巡查方式為災後的巡視，故僅確認是否有發生劣化狀況等級 4 的狀況，故其巡查紀錄表之新增，如圖 8.20 所示與查詢，如圖 8.21 所示，皆以「yes/no」顯示劣化狀況，其餘功能與經常巡查相同。

碼頭維護管理資訊系統

基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登 出

特別巡查檢測表						
檢測日期	2013年10月25日				檢測天氣	晴
港灣名稱	基隆港	碼頭名稱	西1b號碼頭		檢測人員	簡臣佑
構件名稱	劣化類型	是/否	劣化描述	劣化單元	劣化位置	劣化數量
岸肩	裂縫	☐ 是 / ☒ 否	裂縫擴散至整個岸肩(裂縫寬度約5mm以上)	1	X Y	m
	照片 選擇檔案 未選擇檔案					
	剝落	☐ 是 / ☒ 否	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑>15 cm，深度>2.5 cm	1	X Y	m ²
	照片 選擇檔案 未選擇檔案					
岸肩	沉陷	☐ 是 / ☒ 否	岸肩嚴重下陷(面積>5 m ² 、高度>2.5 cm)	1	X Y	m ²
	照片 選擇檔案 未選擇檔案					
後線嚴重下陷(高度>15 cm、面積						

圖 8.20 碼頭特別巡查資料新增-以基隆港西 1b 號碼頭為例

碼頭維護管理資訊系統

基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登 出

回到碼頭選擇		回到碼頭資料列表		20131025			
港灣名稱	花蓮港	碼頭編號	東1號碼頭	檢測日期			
構件名稱	劣化類型	緊急搶修否	劣化單元	劣化位置	劣化數量	劣化照片	編輯
岸肩	裂縫	no					編輯
	剝落	no					編輯
	沉陷	no					編輯
後線	沉陷	yes	B01	X=30m	10m ²	照片	編輯
繫船柱	腐蝕龜裂	no					編輯
防舷材	龜裂破損	no					編輯
車擋	龜裂破損	no					編輯
起重機軌道	腐蝕位移	no					編輯

圖 8.21 碼頭特別巡查紀錄表-以花蓮港 25 號碼頭為例

(3)維修排序模組：此模組在選擇港灣後，可進入港區地圖並針對「緊急維修」、「年度維修」與「緊急搶修」於選擇碼頭後進行查詢，如圖 8.22 所示，排序資料以最近一次巡查紀錄進行分析。排序方式若為結構性構件，則依「附錄 1 碼頭維護管理手冊」中，將各構件劣化狀況等級配合構件權重配合進行計算與排序，若為附屬設施則

僅以劣化狀況等級排序。圖 8.23 為緊急維修範例，若構件發生狀況等級 4 之狀況，則會顯示紅色字體，以便讓維修人員便於確認狀況；圖 8.24 為年度維修範例，構件劣化狀況表列排序，並提供劣化異狀處置對策(如剝落等級為 2 採用修補水泥砂漿工法，其餘詳見「附錄 1 碼頭維護管理手冊」)；圖 8.25 為緊急搶修，表列出碼頭狀況等級為 4 之構件，並提供處置對策供決策之用。



圖 8.22 維修排序模組之維修方式與碼頭選擇-以基隆港為例

碼頭維護管理資訊系統								
基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登出								
緊急維修 年度維修 緊急搶修								
緊急維修構件列表								
回到碼頭選擇 回到港灣選擇								
港灣名稱		基隆港		碼頭名稱		東2號碼頭	檢測時間	20131024
構件類型	構件名稱	劣化類型	劣化狀況	劣化單元	劣化位置	劣化數量	修復排序	處置對策
結構性構件	碼頭本體-岸肩	沉陷	4	B04	X=3m Y=2m	20m ²	1	持續觀察並回填粒料
附屬設施	附屬設施-防舷材	腐蝕龜裂	2	B04	第3個	1個	1	持續觀察

圖 8.23 緊急維修構件列表-以基隆港東 2 號碼頭為例

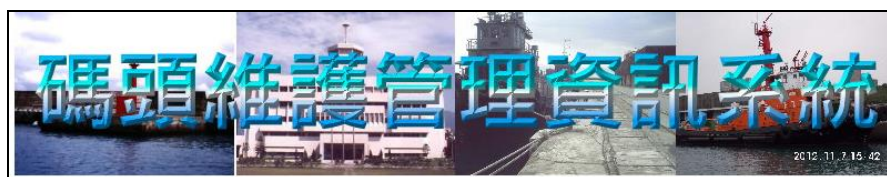
碼頭維護管理資訊系統								
基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登 出								
年度維修構件列表								
回到碼頭選擇 回到港灣選擇								
港灣名稱		基隆港		碼頭名稱		西3號碼頭	檢測時間	20080625
構件類型	構件名稱	劣化類型	劣化狀況	劣化單元	劣化位置	劣化數量	修復排序	處置對策
結構性構件	面版-岸肩底部	剝落	2	B20	第1個	0.02m ²	1	修補水泥砂漿工法
	面版-岸肩底部	剝落	2	B19	第1個	0.5m ²	2	修補水泥砂漿工法
	面版-岸肩底部	剝落	2	B17	第5個	0.02m ²	3	修補水泥砂漿工法
	面版-岸肩底部	剝落	2	B16	第5個	0.4m ²	4	修補水泥砂漿工法
	面版-梁	裂縫	3	B11	第3個	1.5m	5	灌注環氧樹脂工法
	面版-岸肩底部	剝落	2	B10	第5個	0.15m ²	6	修補水泥砂漿工法
	面版-岸肩底部	剝落	2	B03	第1個	0.25m ²	7	修補水泥砂漿工法

圖 8.24 年度維修構件列表-以基隆港西 3 號碼頭為例

碼頭維護管理資訊系統								
基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登 出								
緊急搶修構件列表								
回到碼頭選擇 回到港灣選擇								
港灣名稱		基隆港		碼頭名稱		東1號碼頭	檢測時間	20131025
構件類型	構件名稱	劣化類型	劣化單元	劣化位置	劣化數量	修復排序	處置對策	
結構性構件	碼頭本體-後線	沉陷	B01	X=30m	10m ²	1	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強 回填料填補壓實法	

圖 8.25 緊急搶修構件列表-以基隆港東 1 號碼頭為例

(4)維修紀錄模組：此模組在選擇港灣後，即可選擇「新增」或「查詢」維修紀錄，如圖 8.26 所示。維修紀錄新增內容包含維修契約編號、維修金額、維修碼頭、維修照片與維修檔案(預算書)等資料，如圖 8.27 所示。圖 8.28 為查詢歷史維修紀錄資料，並可進行資料的編輯。



基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登出

維修記錄模組	
	
新增	查詢

圖 8.26 維修紀錄模組功能示意



基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登出

基隆港維修記錄新增	
維修契約編號	1021023-R01
維修金額	500000
維修碼頭	☒ 東1號碼頭 ☒ 東2號碼頭 ☐ 東3號碼頭 ☐ 西2號碼頭 ☐ 西3號碼頭 ☐ 西4號碼頭 ☐ 西14號碼頭 ☐ 西15號碼頭 ☐ 西16號碼頭 ☐ 西1b號碼頭
維修照片	選擇檔案 hla0008.jpg
維修檔案	選擇檔案 #21碼頭修復工程(預算書).xls
新增	

圖 8.27 維修紀錄模組-新增維修紀錄示意



基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登出

基隆港-維修記錄列表 回到維修記錄模組						
維修契約編號	維修金額(元)	維修碼頭	維修照片	維修檔案	編輯	刪除
1021023-R01 [20131023]	500000	東1號碼頭,東2號碼頭	照片	檔案	編輯	刪除

圖 8.28 維修紀錄模組-查詢維修紀錄示意

(5)帳號管理模組：此模組目前僅「系統管理者」可進入使用，進入後為使用者帳號列表，如圖 8.29 所示，可顯示使用者的姓名、服務單位、使用者代號、密碼、使用者類型，並可編輯與刪除使用者。使用者新增與編輯如圖 8.30、圖 8.31 所示。



帳號管理模組 新增帳號						
姓名	服務單位	使用者代號	密碼	使用者類型	編輯	新增
簡臣佑	財團法人臺灣營建研究院	cyjian		系統管理者	編輯	刪除
柯正龍	交通部運輸研究所臺灣技術研究中心	jerry		一般使用者	編輯	刪除

圖 8.29 帳號管理模組-使用者列表



使用者資料新增	
姓名	
服務單位	
使用者代號	
密碼	
使用者類型	系統管理者 ↓
新增	

圖 8.30 帳號管理模組-使用者新增

圖 8.31 帳號管理模組-使用者編輯

8.1.2 港灣構造物資料擴充

本案今年度針對基隆港碼頭基本資料與經常巡查資料(共 5 座)擴充如下表 8-16 所示，表中針對西 1b 號碼頭、西 16 號碼頭、東 1~3 號碼頭建置之單元基本資料包含單元長度、防舷材數量、吊車軌道長度、車擋數量、車擋長度與單元結構型式等。表列資料亦建置於維護管理系統中。圖 8.32 可視上述擴充碼頭圖示，圖 8.33 為基隆港東 2 號碼頭單元基本資料列表。圖 8.34 為基隆港東 2 號碼頭經常巡查紀錄表，圖 8.35 為前述紀錄表中劣化照片示意。

表 8-16 本年度港灣構造物資料擴充單元基本資料列表

港灣 編碼	碼頭編 碼	單元 編碼	單元 名稱	單元 長度	防舷材 數量	吊車軌道 長度	車擋 數量	車擋長 度	單元結 構型式
klh	0w02	B01	1 號單元	8.9	0	無	無	無	棧橋
klh	0w02	B02	2 號單元	9.2	1	無	無	無	棧橋
klh	0w02	B03	3 號單元	9.3	1	無	無	無	棧橋
klh	0w02	B04	4 號單元	8.8	1	無	無	無	棧橋
klh	0w02	B05	5 號單元	8.7	1	無	無	無	棧橋
klh	0w02	B06	6 號單元	9	1	無	無	無	棧橋
klh	0w02	B07	7 號單元	9	1	無	無	無	棧橋
klh	0w02	B08	8 號單元	9.3	1	無	無	無	棧橋
klh	0w02	B09	9 號單元	6	1	無	無	無	棧橋
klh	0w02	B10	10 號單元	12.2	1	無	無	無	棧橋

港灣 編碼	碼頭編 碼	單元 編碼	單元 名稱	單元 長度	防舷材 數量	吊車軌道 長度	車擋 數量	車擋長 度	單元結 構型式
klh	0w02	B11	11 號單元	9	1	無	無	無	棧橋
klh	0w02	B12	12 號單元	9.4	1	無	無	無	棧橋
klh	0w02	B13	13 號單元	9.5	1	無	無	無	棧橋
klh	0w02	B14	14 號單元	9.3	1	無	無	無	棧橋
klh	0w02	B15	15 號單元	9.5	1	無	無	無	棧橋
klh	0w02	B16	16 號單元	9.3	1	無	無	無	棧橋
klh	0w02	B17	17 號單元	9.1	1	無	無	無	棧橋
klh	0w02	B18	18 號單元	9.7	1	無	無	無	棧橋
klh	0w02	B19	19 號單元	8.4	1	無	3	無	棧橋
klh	0w02	B20	20 號單元	9.1	1	無	6	無	棧橋
klh	0w02	B21	21 號單元	9.3	1	無	6	無	棧橋
klh	0w02	B22	22 號單元	9.2	1	無	6	無	棧橋
klh	0w03	B01	1 號單元	7.2	1	無	6	無	棧橋
klh	0w03	B02	2 號單元	11.1	1	無	7	無	棧橋
klh	0w03	B03	3 號單元	9.3	1	無	6	無	棧橋
klh	0w03	B04	4 號單元	9.4	1	無	6	無	棧橋
klh	0w03	B05	5 號單元	9.1	1	無	無	無	棧橋
klh	0w03	B06	6 號單元	9.3	1	無	無	無	棧橋
klh	0w03	B07	7 號單元	9.1	1	無	無	無	棧橋
klh	0w03	B08	8 號單元	9.1	1	無	無	無	棧橋
klh	0w03	B09	9 號單元	8.9	1	無	無	無	棧橋
klh	0w03	B10	10 號單元	9.3	1	無	無	無	棧橋
klh	0w03	B11	11 號單元	9.1	1	無	無	無	棧橋
klh	0w03	B12	12 號單元	9.2	1	無	無	無	棧橋
klh	0w03	B13	13 號單元	9.3	1	無	無	無	棧橋
klh	0w03	B14	14 號單元	9.2	1	無	無	無	棧橋
klh	0w03	B15	15 號單元	9.1	1	無	無	無	棧橋
klh	0w03	B16	16 號單元	9.2	1	無	無	無	棧橋
klh	0w03	B17	17 號單元	8.9	1	無	無	無	棧橋
klh	0w03	B18	18 號單元	9.2	1	無	6	無	棧橋
klh	0w03	B19	19 號單元	9.2	1	無	6	無	棧橋
klh	0w03	B20	20 號單元	9.1	1	無	6	無	棧橋
klh	0w04	B01	1 號單元	9.2	2	無	6	無	棧橋
klh	0w04	B02	2 號單元	8.8	2	無	無	無	棧橋
klh	0w04	B03	3 號單元	9.3	1	無	無	無	棧橋
klh	0w04	B04	4 號單元	9.1	1	無	無	無	棧橋
klh	0w04	B05	5 號單元	9.5	1	無	無	無	棧橋
klh	0w04	B06	6 號單元	9	1	無	無	無	棧橋

港灣 編碼	碼頭編 碼	單元 編碼	單元 名稱	單元 長度	防舷材 數量	吊車軌道 長度	車擋 數量	車擋長 度	單元結 構型式
klh	0w04	B07	7 號單元	8.7	1	無	無	無	棧橋
klh	0w04	B08	8 號單元	9.7	1	無	無	無	棧橋
klh	0w04	B09	9 號單元	8.2	1	無	無	無	棧橋
klh	0w04	B10	10 號單元	10	1	無	無	無	棧橋
klh	0w04	B11	11 號單元	9.2	1	無	無	無	棧橋
klh	0w04	B12	12 號單元	9.7	1	無	無	無	棧橋
klh	0w04	B13	13 號單元	8.9	1	無	5	無	棧橋
klh	0w04	B14	14 號單元	8.7	1	無	6	無	棧橋
klh	0w04	B15	15 號單元	9.9	1	無	6	無	棧橋
klh	0w04	B16	16 號單元	8.8	1	無	6	無	棧橋
klh	0w04	B17	17 號單元	9.4	1	無	7	無	棧橋
klh	0w04	B18	18 號單元	9.4	1	無	6	無	棧橋
klh	0w04	B19	19 號單元	7.2	1	無	5	無	棧橋
klh	w01b	B10	10 號單元	9.3	1	無	無	無	棧橋
klh	w01b	B09	9 號單元	9.1	1	無	無	無	棧橋
klh	w01b	B08	8 號單元	9	1	無	無	無	棧橋
klh	w01b	B07	7 號單元	9.5	1	無	無	無	棧橋
klh	w01b	B06	6 號單元	8.6	1	無	無	無	棧橋
klh	w01b	B05	5 號單元	10.5	1	無	無	無	棧橋
klh	w01b	B04	4 號單元	8.5	1	無	無	無	棧橋
klh	w01b	B03	3 號單元	9.1	1	無	無	無	棧橋
klh	w01b	B02	2 號單元	9.8	1	無	無	無	棧橋
klh	w01b	B01	1 號單元	7	1	無	無	無	棧橋
klh	0e01	B01	1 號單元	28	6	無	無	無	板樁
klh	0e01	B02	2 號單元	28	6	無	無	無	板樁
klh	0e01	B03	3 號單元	10	3	無	無	無	板樁
klh	0e01	B04	4 號單元	28	6	無	無	無	板樁
klh	0e02	B01	1 號單元	30	5	無	9	無	板樁
klh	0e02	B02	2 號單元	30	5	無	19	無	板樁
klh	0e02	B03	3 號單元	30	5	20	19	無	板樁
klh	0e02	B05	5 號單元	30	5	30	20	無	板樁
klh	0e02	B04	4 號單元	30	5	30	19	無	板樁
klh	0e02	B06	6 號單元	30	5	30	20	無	板樁
klh	0e02	B07	7 號單元	20	3	20	19	無	板樁
klh	0e03	B01	1 號單元	10	2	10	7	無	板樁
klh	0e03	B02	2 號單元	10	6	30	20	無	板樁

港灣 編碼	碼頭編 碼	單元 編碼	單元 名稱	單元 長度	防舷材 數量	吊車軌道 長度	車擋 數量	車擋長 度	單元結 構型式
klh	0e03	B03	3 號單元	10	5	32	22	無	板樁
klh	0e03	B04	4 號單元	10	4	4.5	17	無	板樁
klh	0e03	B05	5 號單元	10	4	無	22	無	板樁
klh	0e03	B06	6 號單元	10	5	無	17	無	板樁
klh	0e03	B07	7 號單元	10	4	無	20	無	板樁
klh	0w16	B01	1 號單元	18	4	18	無	無	板樁
klh	0w16	B02	2 號單元	22	3	33	無	無	板樁
klh	0w16	B03	3 號單元	22	4	22	無	無	板樁
klh	0w16	B04	4 號單元	24	3	24	無	無	板樁
klh	0w16	B05	5 號單元	26	4	26	無	無	板樁
klh	0w16	B06	6 號單元	28	4	28	無	無	板樁
klh	0w16	B07	7 號單元	22	3	22	無	無	板樁
klh	0w16	B08	8 號單元	4.5	1	4.5	無	無	板樁



圖 8.32 港灣資料擴充後之碼頭檢視圖

單元名稱	單元長度 (M)	防舷材數 量(個)	吊車軌道(M)	車擋數量或長度 (個或M)	照片
1號單元	10	2	10	7 個	
2號單元	10	6	30	20 個	
3號單元	10	5	32	22 個	

圖 8.33 基隆港東 3 號碼頭單元基本資料

基隆港-東2號碼頭-經常巡查記錄表		碼頭編號	東2號碼頭	檢測日期	20131024		
構件名稱	劣化類型	劣化狀況	劣化單元	劣化位置	劣化數量	劣化照片	編輯
岸肩	裂縫	1					編輯
	剝落	1					編輯
	沉陷	1					編輯
後緣	沉陷	1					編輯
繫船柱	腐蝕龜裂	1					編輯
防舷材	龜裂破損	2	B04	3個	1個	照片	編輯
車擋	龜裂破損	1					編輯
起重機軌道	腐蝕位移	1					編輯

圖 8.34 基隆港東 2 號碼頭經常巡查紀錄表



圖 8.35 基隆港東 2 號碼頭防舷材劣化異狀照片

8.2 檢測報告產出模組建置

此模組並未建置獨立選項供使用者選擇，而是置於各類型巡查資料列表中，如圖 8.10、圖 8.16 所示。圖中選擇列印，即進入巡查報告下載頁面中。當點擊選擇，即會顯示以 PDF 格式產出之報告，報告分為兩部分，第一部分為港灣名稱、碼頭名稱與檢測時間等一般性資料與各構件劣化狀況列表，如圖 8.36 所示，列表資料包含劣化構件、劣化類型、劣化狀況、劣化單元、劣化位置與劣化數量；而第二部分為配合前述列表對應之劣化照片，如圖 8.37 所示。

基隆港定期巡查報告					
碼頭名稱：西2號碼頭			檢測時間：20080625		
劣化構件	劣化類型	劣化狀況	劣化單元	劣化位置	劣化數量
面版岸肩底部	剝落	2	E01	第3個	0.15m ²
面版岸肩底部	剝落	2	E02	第1個	0.25m ²
面版岸肩底部	剝落	2	E05	第2個	0.15m ²
面版岸肩底部	剝落	2	E06	第1個	0.15m ²
面版岸肩底部	剝落	2	E10	第4個	0.03m ²
面版岸肩底部	剝落	2	E12	第3個	0.05m ²
面版岸肩底部	剝落	2	E18	第2個	0.61m ²
面版岸肩底部	剝落	2	E20	第5個	0.61m ²
面版岸肩底部	剝落	2	E21	第3個	0.05m ²
面版岸肩底部	剝落	2	E22	第3個	0.05m ²
無檢測意見					
檢測者簽章：			審核單位簽章：		

圖 8.36 定期巡查報告資料料表-
以基隆港西 2 號碼頭為例



圖 8.37 定期巡查報告照片

8.3 分析預測工具之研擬

1.分析預測工具之選擇

本案研擬分析預測工具之目的，乃希望藉由碼頭構造物劣化，進行生命週期成本的分析，以便了解未來碼頭構造物未來修復成本估算，如此除可作為未來修復成本編列參考外，亦可藉由經費之投入，了解碼頭構造物狀況的修復成效。

目前設施劣化預測之方式以迴歸分析法、馬可夫鏈法、可靠度法與類神經網路法等較具研究成果，表 8-17 乃針對資料需求量、特性、準確性、使用性與產出成果使用等。惟馬可夫鏈法、可靠度法與類神經網路法等乃藉由數學方法計算劣化狀況後再間接求取維修經費，其計算上勢必加入更多假設，以便求取最後結果。為將碼頭檢測維護對策與修復費用預估編列加以連貫，本案開始之初即針對各構件的可能劣化狀況進行區分，以利各構件一旦有劣化產生，即可有其維護對策來因應，輔以檢測期間，記錄劣化數量與系統內建置的工法單價資料庫，即可產出修復費用預估的編列，提供現地工程師參考，為此，本案在分析預測目的上，為求得碼頭構造物未來修復經費，以供管理單位作為未來預算運用掌握之用，故採取直接以迴歸分析配合檢測後預估之修復費用估算與歷年修復成本，作為本研究計算之方式。

表 8-17 各分析預測方法比較表

	資料需 求量	特性	準確性	使用性	產出成果使用
迴歸 分析	普通	方法簡單，容 易進行	尚可	簡單	可針對構造物劣化狀況或 修復經費進行統計分析
馬可 夫鍊 法	少	連續兩年資 料即可進行 預測	尚可	簡單	產出成果為構件狀況轉換 機率，需再考量各狀況值 之修復成本方可估算修復 經費。
可靠 度法	較多	可解釋構件 狀況隨時間 變化的不確 定性	較高	複雜	產出成果為可靠度指標 β ，藉此計算失效構件比 率，藉此比率考量修復數 量以便估算修復經費。
類神 經網 路	較多	可考量更多 輸入因子以 作為輸出值 之考量	較高	複雜	產出各構件之狀況指標 (如碼頭的 D 值)，需考量 數量以估算修復經費。

- (1)各年度估算修復費用($C_{(E,i)}$,E 為估算金額(estimate),i 為年)計算: $C_{(E,i)}$ 藉由歷年巡查資料將各構件劣化數量配合劣化類型所需修復工法之單價進行計算而得，如圖 8.38 所示。
- (2)各年度實際修復累加費用($C_{(R,i)}$,R 為實際發生金額(Real),i 為年):如有該年度實際修復費用發生，則將各年度實際修復費用累加，如圖 8.39(a)所示。另外在實際狀況，可能多年皆無任何維護手段介入，如圖 8.39(b)與圖 8.39(a)相較，第 3 年未有實際修復，理論上，該年度的預估修復費用將會隨時間增加(劣化如未處理，其狀況等級將隨時間增加)。
- (3)預測修復累加費用($C_{(P,i)}$,P 為預測金額(Predict),i 為年):將各年修復費用($C_{(E,i)}+C_{(R,i)}$)迴歸分析，經迴歸分析後，可推估下一年度，或若干年後之年度預估修復總費用，如圖 8.40 之 $C_{(P,6)}$ 所示。第 6 年度修復費用需將 $C_{(P,6)}$ 扣除累加至前一年度之實際修復總費用($C_{(R,5)}$)即為該年度估算修復費用($C_{(E,6)}$)。

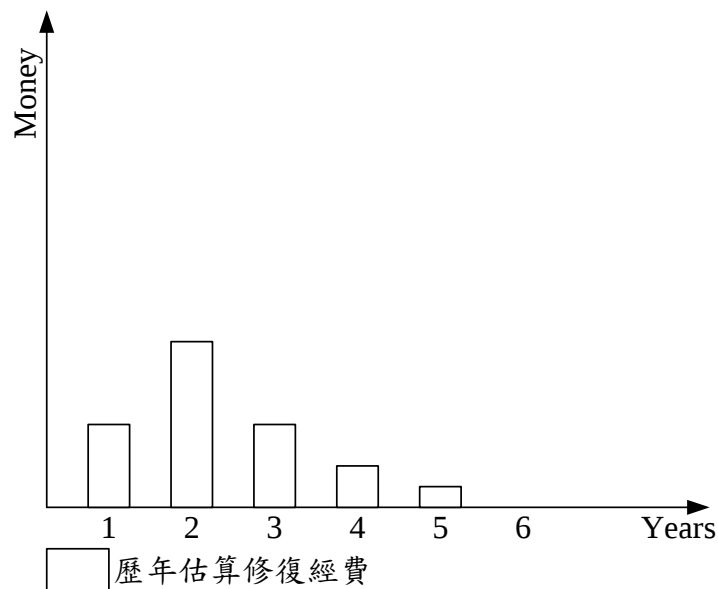


圖 8.38 各年度估算修復經費($C_{(E,i)}$)

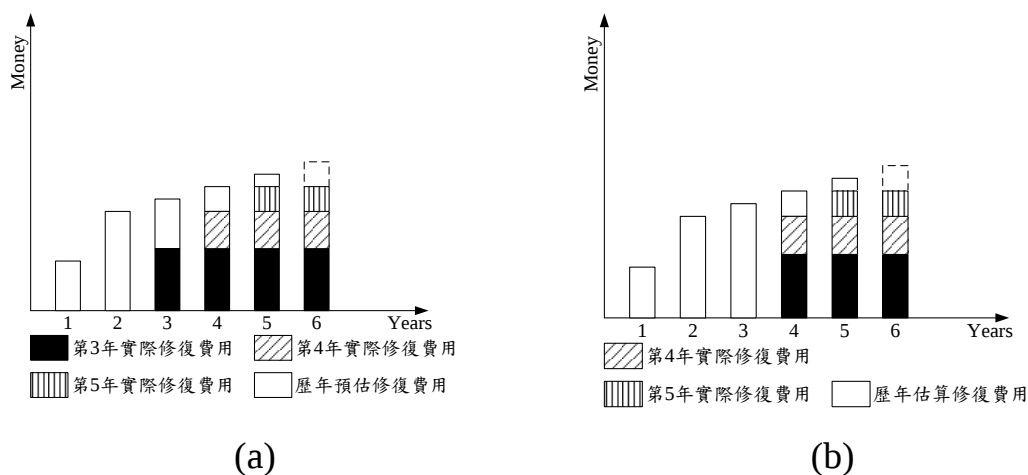


圖 8.39 各年度實際修復經費($C_{(R,i)}$)與估算修復經費($C_{(E,i)}$)

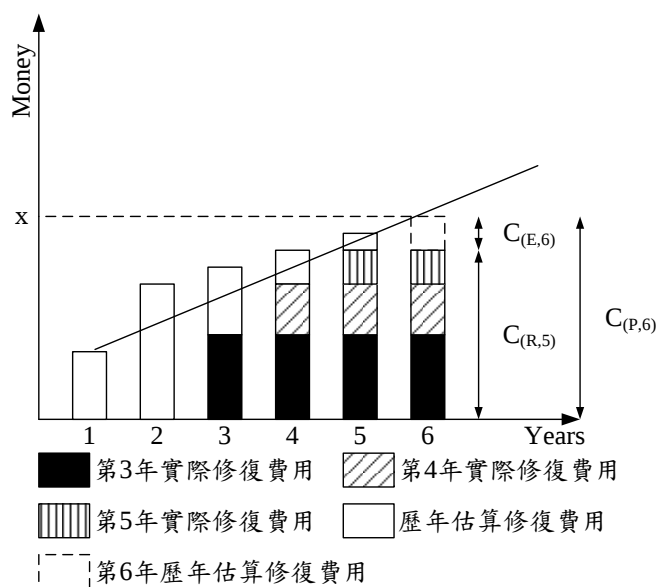


圖 8.40 未來修復費用預測

2.分析預測工具之實例計算

經上述流程之說明，本研究藉由實際資料計算以便說明，引用資料為基隆港西 14 號碼頭於 2011 與 2012 兩年之定期巡查資料，故可得知各構件劣化類型、劣化程度、劣化數量(面積或長度)，再配合各劣化類型與程度對應之修復對策與單價，估算此兩年度之估算修復費用(C_E)。惟計算內容需考量兩項因素：

- 兩次檢測中有記錄之壁體”層間位移”異狀因判斷上有疑慮故不列入修復經費之考量。
- 修復構件若為水下作業，則複價後需再考量假設工程費用，其中假設工程費用以構件修復費用的 10%加計。

計算內容如下所示：

(1)各年度估算修復費用($C_{(E,i)}$)計算：前述兩年期西 14 號碼頭各單元構件劣化類型、劣化程度、劣化數量(面積或長度)列表，如表 8-18 所示，配合附錄 1 碼頭構造物維護管理手冊 5.1 節處置對策之修復工法與單價計算各構件修復費用，以便計算該年度碼頭檢測後之修復費用，如表 8-18”複價”欄所示。

表 8-18 2010 年基隆港西 14 號碼頭定期巡查構件估算修復費用(節錄)

單元編號	構件名稱	劣化類型	劣化程度	劣化面積	劣化長度(m)	單價	複價
B7	土堤-岸肩	裂縫	2		10.34	937.5	9694
B15	土堤-岸肩	腐蝕	3	0.5		2350	1175
B7	土堤-岸肩	腐蝕	3	0.3		2350	705
B1	面板-岸肩	腐蝕	3	2.56		2350	6016
B10	面板-岸肩	腐蝕	3	0.84		2350	1974
B10	面板-岸肩	腐蝕	3	0.4		2350	940
B14	面板-岸肩	腐蝕	3	0.18		2350	423
B14	面板-岸肩	腐蝕	3	0.15		2350	353

(2)各年度實際修復累加費用($C_{(R,i)}$)：本研究目前並無實際修復費用($C_{(R,i)}$)資料。

(3)預測修復累加費用($C_{(P,i)}$)：2010 年度為 349,897 元，2011 年度為 364,781 元，由於目前僅兩個數值，故僅繪製一直線，如圖 8.41 所示。

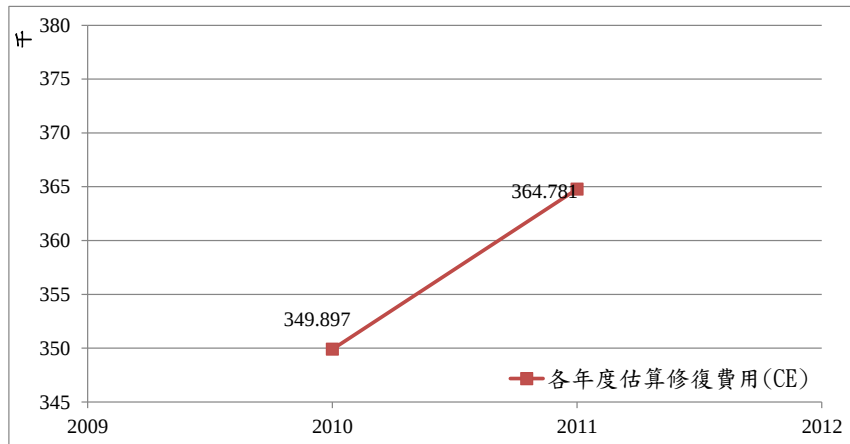


圖 8.41 各年修復費用($C_{(p,i)}$)

2.分析預測工具之討論

雖前述之實例僅兩數值可供計算，但亦可以此趨勢預測下一年度修復費用，如圖 8.42 所示，如經由修復預估趨勢線可計算出 2012 年度估算修復費用約 380,000 元，相信隨著估算修復費用與實際修復費用資料的增加，將更有效反應實際之情形；另外，由上述 2010 與 2011 年度之估算修復費用隨時間增加而增加。

未來，當迴歸資料越趨完善，若迴歸趨勢線斜率，如圖 8.43CaseA，穩定成長，代表碼頭構造物並無急劇劣化，則配合年度維修，其狀況應可有效掌握；但若迴歸趨勢線斜率急劇上升，如圖 8.43CaseB，代表碼頭狀況急劇惡化，其修復費用急劇上昇，代表其年度修復費用過高，則可進一步考量拆除重建是否更有效率。

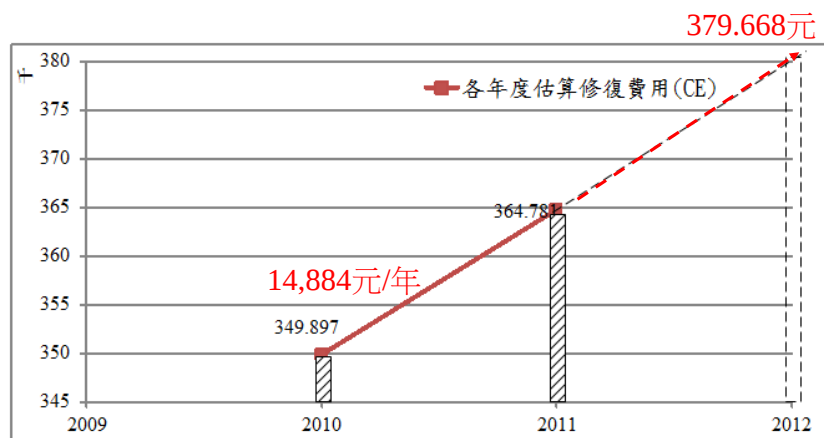


圖 8.42 分析預測修復費用示意

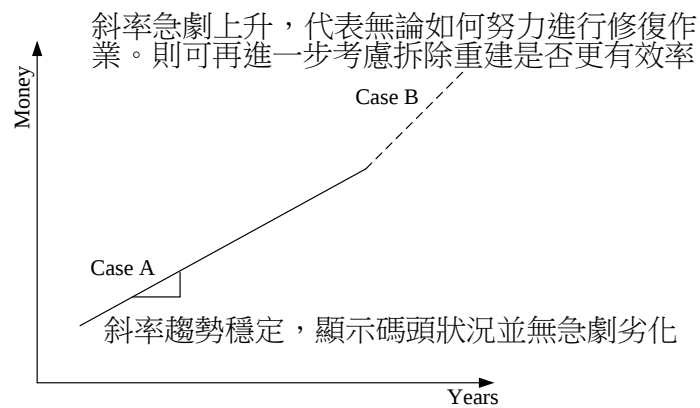


圖 8.43 分析預測修復費用迴歸趨勢斜率應用

8.4 小結

港灣構造物維護管理系統建置部分，本年度考量原有系統建置已因本案歷次之檢測作業標準更新，資料庫架構與巡查資料記錄均以不敷需求，故今年度將系統予以更新，另外，今年度亦針對基隆港增建 5 座碼頭之基本資料，以擴充資料庫內容，現有基隆港建置之碼頭數為 10 座碼頭，均可藉由系統進行各類型巡查作業；檢測報告產出模組部分，可藉由巡查後之資料，匯出檢測報告(PDF 檔)，以便管理單位使用；分析預測工具之研擬，乃藉由基隆港西 14 號碼頭連續兩年之定期巡查資料，藉由劣化數量與修復工法單價之計算，預估兩年之修復費用，藉以預測未來之修復費用。

第九章 結論與建議

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及維護措施，使所建造之港灣構造物能滿足預期之安全度及服務品質一直是目前熱門的研究課題。

有鑒於美國、歐洲、日本等國已經著手於性能設計之研究，而國內也已著手推動橋梁及建築物之耐震性能設計，故本研究考慮將構造物性能設計應用在港灣構造物，俾提升國內港灣工程技術之水準，使我國與國際上之工程技術接軌。

而港灣結構物之維護是為確保結構安全，使用功能及延長使用年限的必要措施，以往我國港灣工程與設施較注重興建，對於平常之維護均認為是例行公事，僅編列少數維護經費，做低效益、無專業技術之表面粗淺之維護工作。而英、美、日等先進國家則均依環境腐蝕特性，規劃一套完整之維護計畫，不但使維護經費做最有效之運用，並可杜絕龐大維護費用之浪費。因此，我國港灣結構物實有必要建立一套完善的港灣構造物檢測程序與安全評估方法。

9.1 結論

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. 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。

3. 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。
4. 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。
5. 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. 本研究在耐震設計基準編修部分，增加性能設計架構與流程，其中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。
7. 本研究完成經常、定期與特別巡查檢測表格、以符合各類型巡查之特性。
8. 本研究增加 3D 光達檢測與防蝕系統(陽極塊)腐蝕電位測定技術之案例，提供更便利的技術與案例於維護管理手冊中，供檢測人員參考。
9. 本研究更新既有維護管理系統，並已配合檢測作業標準，制定各類巡查方式與檢測標準進行資料記錄，資料庫並已增加 5 座碼頭之基本資料，亦可操作進行各類型之巡查。
10. 本研究藉由基隆港西 14 號碼頭連續兩年之定期巡查資料，由劣化數量與修復工法單價之計算，預估兩年之修復費用，藉以預測未來

之修復費用，作為示範案例供參。

9.2 建議

1. 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 FLAC2D 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. 本研究各類碼頭之性能可接受標準皆沿用國際航海學會訂定之規定，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本土之標準。
4. 由於本年度針對「港灣構造物檢測作業標準制定」部分，已初步完備，未來將於此架構上，擴大港灣設施資料的建置(例如剩餘之基隆港碼頭基本資料)，以增加「港灣構造物維護管理系統建置」部分的可操作性，並持續收集歷年維護工法的資料，充實單價資料庫。港灣構造物安全評估部分，目前已將各類型碼頭建置分析方法並提供案例，故後續建議針對分析方法擬定安全評估程序，以便使用時有所依循。

9.3 成果效益與應用情形

1. 在施政上，本研究成果可提供交通部未來修訂碼頭設計基準之參考。
2. 在實務上，本研究成果可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。
3. 本研究成果可提供各港務分公司未來設計與維護港灣構造物之依據。

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 Liquefaction 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. 日本運輸省港灣技術研究所，”港灣構造物腐蝕評價手法” No.501, P11，1984。

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. 交通部運輸研究所，”海洋環境下鋼筋混凝土與鋼材構造物陰極防蝕技術與應用研討會”，2004。
26. 交通部基隆港務局，”基隆港東防波堤延伸工程規劃評估”，2005。
27. 交通部高雄港務局，”高雄港港灣設施維護管理手冊”，2006。
28. 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)，2012。
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. 郭世榮、簡連貴、蕭松山等，”港灣設施防災技術之研究(一)－港灣構造物維護管理準則之研究”，交通部運輸研究所，2004。
31. 陳添宇，”類神經網路於橋梁老劣化預測之研究”，2005.01。
32. 許文政，”橋梁生命週期成本評估構件劣化預測模式之研究”，2005.06。
33. 張嘉峰、簡臣佑等，”基隆港西 2 至西 4 號碼頭結構檢測評估及維護管理系統建置之研究”，交通部運輸研究所港灣技術研究中心，2008。
34. 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。

35. 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。
36. 曾韋鯨、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。
37. 曾韋鯨、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。
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、謝大勇、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，2012。
44. 賴瑞應、張權、薛強、顧承宇、曾韋鯨、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. 蘇吉立、陳桂清等，”碼頭本體設施維護管理系統建置之研究(1/4)” ，交通部運輸研究所，2007。
 48. 蘇吉立、陳桂清等，”碼頭本體設施維護管理系統建置之研究(2/4)” ，交通部運輸研究所，2007。
 49. 饒正、陳桂清、柯正龍、張道光，”碼頭鋼板樁現況調查與腐蝕防治研究”，2002。
 50. 顧承宇、曾韋鯨、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

碼頭構造物維護管理手冊

(含系統手冊)

103-

MOTC-IOT-102-H1DB006b

碼頭構造物維護管理手冊 (含系統手冊)



交通部運輸研究所

中華民國 102 年

碼頭構造物維護管理手冊

目 錄

目錄	I
圖目錄	III
表目錄	VII
第一章 碼頭構造物檢測類型與頻率	1
1.1 巡查類型	1
1.2 巡查時應注意事項	3
第二章 碼頭構造物構件編碼原則	4
2.1 重力與板樁式碼頭	4
2.2 棧橋式碼頭	5
第三章 碼頭構造物目視檢測評估標準	7
3.1 重力式碼頭	7
3.2 板樁式碼頭	8
3.3 棧橋式碼頭	10
3.4 附屬設施	12
3.5 碼頭構造物目視檢測標準圖示	13
第四章 碼頭構造物儀器檢測	20
4.1 鋼筋混凝土構造物儀器檢測	20
4.2 鋼構造物儀器檢測	33
4.3 其他類型儀器檢測	38
4.4 碼頭構件儀器檢測建議	44
第五章 碼頭構造物初步安全評估與處置對策	46

5.1 初步安全評估	46
5.2 碼頭構造物處置對策	48
第六章 碼頭構造物維護管理資訊系統.....	77
6.1 系統模組說明	77
6.2 系統登錄與首頁資訊	78
6.3 基本資料模組	80
6.4 檢測資料模組	83
6.5 維修排序模組	92
6.6 維修紀錄模組	94
6.7 帳號管理模組	95
附件一 碼頭構造物經常、定期與特別巡查表	
附件二 一般鋼料焊接與水中硬化劑塗裝工程規範	

圖目錄

圖 1.1 碼頭構造物維護管理程序.....	1
圖 2.1 重力、板樁與棧橋式碼頭單元編碼示意.....	4
圖 2.2 重力或板樁式碼頭俯視圖.....	5
圖 2.3 重力或板樁式碼頭正視圖.....	5
圖 2.4 棧橋式碼頭岸肩底部梁版編號示意.....	6
圖 2.5 棧橋墩註劣化位置描述.....	6
圖 3.1 重力或板樁式構件層級.....	7
圖 3.2 棧橋式構件層級.....	10
圖 4.1 碼頭岸壁面繪製方格.....	21
圖 4.2 鋼筋腐蝕電位量測示意圖.....	23
圖 4.3 應力波與表面裂縫之互制作用.....	25
圖 4.4 敲擊式繞射波傳輸時間法之裂縫檢測.....	26
圖 4.5 鑽心試體切割.....	31
圖 4.6 試體之蓋平.....	31
圖 4.7 試體之抗壓試驗.....	31
圖 4.8 抗壓機讀取之數據.....	31
圖 4.9 混凝土粉末浸泡於蒸餾水煮沸.....	32
圖 4.10 靜置 24 小時後，過濾之澄清液.....	32
圖 4.11 離子層析儀試驗 1.....	32
圖 4.12 離子層析儀試驗 2.....	32
圖 4.13 水面下量測鋼板樁厚度之情形.....	33
圖 4.14 測厚儀量測之示意圖.....	34

圖 4.15 防蝕效果的判定方法	36
圖 4.16 電位測定示意圖	36
圖 4.17 陽極尺寸測定示意圖	37
圖 4.18 多音束水深測量音鼓正打側打差異示意圖	38
圖 4.19 RESON SEABAT 8124 多音束測深機	39
圖 4.20 多音束測深儀 RESON SEABAT8124 系統架構示意圖	39
圖 4.21 HYPACK MAX 軟體—多音束測深系統施測畫面	40
圖 4.22 水深測量作業流程圖	41
圖 4.23 透地雷達施測圖示說明	43
圖 4.24 各類型碼頭水準高程測量點位建議示意圖	44
圖 5.1 單一構件評估說明	46
圖 5.2 整體構造物評估說明	47
圖 5.3 碼頭構造物處置對策程序	49
圖 5.4 碼頭構造物劣化處置對策表	52
圖 5.5 使用水泥砂漿注射工法於牆面構造修復示意	68
圖 5.6 使用水泥砂漿注射工法於梁修復示意	69
圖 5.7 特密管於墩柱海床交接面之修復	69
圖 5.8 防水箱涵示意	70
圖 5.9 灌漿管示意	70
圖 5.10 FRP 接合工法示意圖	71
圖 5.11 碼頭鋼板(管)樁犧牲陽極法示意圖	72
圖 5.12 碼頭鋼板(管)樁外加電流法示意圖	72
圖 5.13 鉚釘打設工法示意圖	73
圖 5.14 防蝕包覆修補法示意圖	74

圖 5.15 拋石護基工法示意圖	74
圖 5.16 拋放麻袋混凝土法示意圖	75
圖 5.17 新增護基方塊法示意圖	76
圖 6.1 碼頭維護管理資訊系統功能架構	77
圖 6.2 系統登錄首頁示意	79
圖 6.3 系統首頁示意	79
圖 6.4 基本資料模組-港灣選擇	80
圖 6.5 基本資料模組--港灣基本資料展示	81
圖 6.6 基本資料模組-港灣基本資料展示	81
圖 6.7 基本資料模組-碼頭選擇	82
圖 6.8 基本資料模組-碼頭基本資料展示	82
圖 6.9 基本資料模組-單元基本資料展示	83
圖 6.10 檢測資料模組-碼頭選擇	84
圖 6.11 檢測資料模組-經常巡查資料展示與功能	84
圖 6.12 檢測資料模組-經常巡查詳細資料	85
圖 6.13 檢測資料模組-經常巡查詳細資料編輯	85
圖 6.14 檢測資料模組-經常巡查基本資料編輯	86
圖 6.15 檢測資料模組-經常巡查報告下載	86
圖 6.16 檢測資料模組-經常巡查資料新增	87
圖 6.17 檢測資料模組-定期巡查資料展示與功能	88
圖 6.18 檢測資料模組-定期巡查詳細資料	88
圖 6.19 檢測資料模組-定期巡查詳細資料編輯	89
圖 6.20 檢測資料模組-定期巡查資料展示(未完成檢測情形)	89
圖 6.21 檢測資料模組-特別巡查詳細資料	90

圖 6.22 檢測資料模組-特別巡查詳細資料編輯	91
圖 6.23 檢測資料模組-特別巡查資料新增	91
圖 6.24 維修排序模組-碼頭與維修類型選擇	92
圖 6.25 維修排序模組-緊急維修建議	93
圖 6.26 維修排序模組-年度維修建議	93
圖 6.27 維修排序模組-緊急搶修建議	93
圖 6.28 維修紀錄模組選項	94
圖 6.29 維修紀錄模組-資料查詢	94
圖 6.30 維修紀錄模組-資料新增	95
圖 6.31 帳號管理模組-使用者列表	95
圖 6.32 帳號管理模組-使用者新增	96

表目錄

表 1-1 檢測作業種類比較	2
表 2-1 重力與板樁式碼頭劣化位置描述說明	4
表 2-2 棧橋式碼頭劣化位置描述說明	5
表 3-1 重力式碼頭目視檢測標準	7
表 3-2 板樁式碼頭目視檢測標準	8
表 3-3 棧橋式碼頭目視檢測標準	10
表 3-4 附屬設施目視檢測標準	12
表 4-1 鋼筋腐蝕電位與腐蝕機率關係	23
表 4-2 圓柱試體長度直徑比	31
表 4-3 超音波脈波速度與混凝土品質之關係	32
表 4-4 防蝕率與海水浸水率之關係	35
表 4-5 重力式碼頭構件儀器檢測對應	44
表 4-6 板樁式碼頭構件儀器檢測對應	44
表 4-7 棧橋式碼頭構件儀器檢測對應	45
表 5-1 重力式碼頭權重.....	47
表 5-2 板樁式碼頭權重.....	47
表 5-3 棧橋式碼頭權重.....	48
表 5-4 碼頭附屬設施權重	48
表 5-5 重力式碼頭各劣化狀況等級與其處置對策矩陣	50
表 5-6 板樁式碼頭各劣化狀況等級與其處置對策矩陣	50
表 5-7 板樁式碼頭各劣化狀況等級與其處置對策矩陣	51
表 5-8 重力式碼頭劣化異狀與處置對策	53

表 5-9 重力式碼頭劣化異狀與處置對策(續)	54
表 5-10 板樁式碼頭劣化異狀與處置對策	55
表 5-11 板樁式碼頭劣化異狀與處置對策(續).....	56
表 5-12 板樁式碼頭劣化異狀與處置對策(續).....	57
表 5-13 棧橋式碼頭劣化異狀與處置對策	57
表 5-14 棧橋式碼頭劣化異狀與處置對策(續).....	58
表 5-15 棧橋式碼頭劣化異狀與處置對策(續).....	59
表 5-16 棧橋式碼頭劣化異狀與處置對策(續).....	60
表 5-17 棧橋式碼頭劣化異狀與處置對策(續).....	61
表 5-18 碼頭附屬設施劣化異狀與處置對策	61

第一章 碼頭構造物檢測類型與頻率

為確保碼頭構造物之完善、確保船舶停靠安全及維持其功能，各港灣養護單位必須確實執行巡查工作，隨時瞭解碼頭狀況並填具報告表陳報。如有重大特殊情況，則應以專案或緊急案件處理，以確保航運安全。其巡查範圍以碼頭本體與其所附屬之設施為主，

1.1 巡查類型

碼頭構造物的檢測工作，通常可分為平時進行的經常巡查、檢測時間及頻率固定之定期巡查與重大災害發生時之特別巡查(如下所示)。另外，當定期檢測作業或災後巡查無法確實掌握劣化原因及擬定適當維修對策，需依檢測評估結果辦理更精確的檢測。

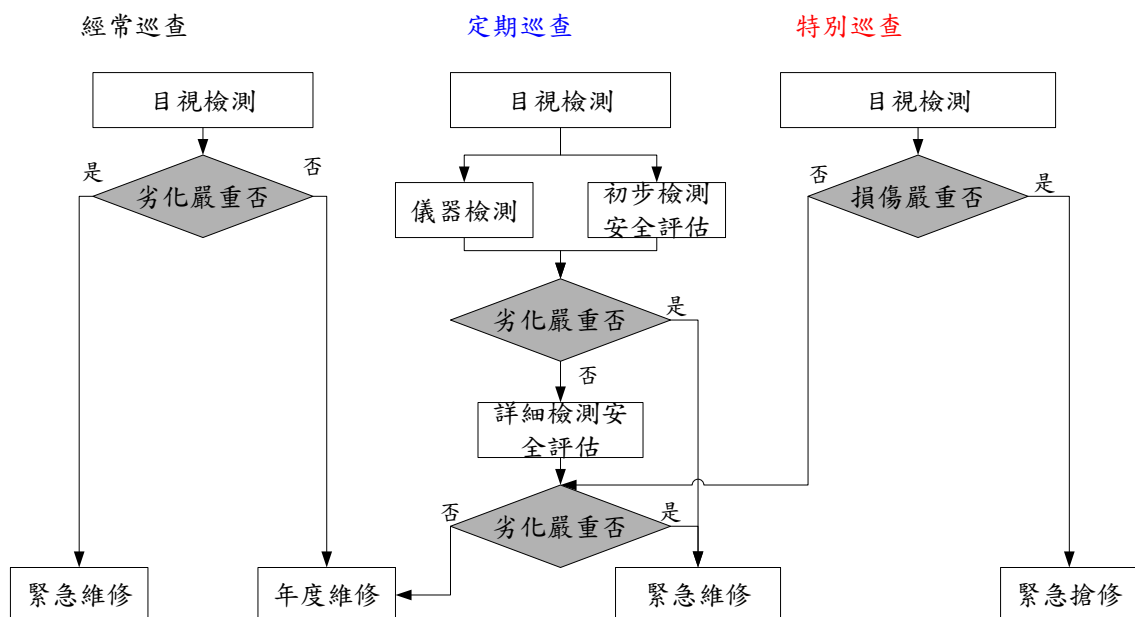


圖 1.1 碼頭構造物維護管理程序

(1) 經常巡查

經常巡查以附件 1 表格進行。由於該表建議為提供碼頭工務

權責單位平時使用，其檢測方式以整體碼頭岸上構件進行記錄，故若各構件有劣化異狀發生，則填寫其最嚴重的劣化狀況等級(表格中僅顯示數值，對應之劣化狀況等級描述附加於其後)，並紀錄其所發生的單元位置與劣化位置，數量則以總數量為準，照片編號則紀錄拍攝相片編號之用。

(2)定期巡查

定期巡查以單一單元方式進行，如附件 1 表格所示。巡查時除岸上目視檢測外，尚包含水下目視檢測，因此以碼頭各單元檢視各構件劣化異狀，並紀錄最嚴重者之劣化狀況等級與其劣化位置，並將該類型劣化數量以總量紀錄(照片編號同前述之經常巡查)。

(3)特別巡查

特別巡查乃針對天然或人為災後發生後為主，故以檢視岸上構件是否有達到劣化狀況為 4 之情形，故並非紀錄碼頭構件劣化狀況等級，而以紀錄「是/否」值，如附件 1 表格所示。由於該表建議由工務權責單位於重大災害事故後進行快速岸上目視檢測，確認是否需進行緊急搶修，故除此部份外，其餘方式相同於經常巡查方式。

上述三種巡查作業，可分別依負責單位、巡查時機及巡查方式等差異，整理如表 1-1 所示。

表 1-1 檢測作業種類比較

種類	建議執行單位	巡查時機	巡查方式
經常巡查	工務權責單位	日常 (建議每季一次)	目視巡查(岸上)
定期巡查	委外發包廠商	固定時間 (建議兩年一次)	目視巡查(包含水下)、簡單儀器、依需求配合詳細儀器檢測
特別巡查	工務權責單位	重大災害 事故發生後	目視巡查(岸上)

1.2 巡查時應注意事項

- (1)巡查時發現有影響結構安全者應即予處理。巡查完畢應即填具巡查報告表陳報，必要時應即派員處理。
- (2)依勞工安全衛生設施規則第 286-1 條：雇主對於勞工從事水下作業，應視作業危害性，使勞工配置必要之呼吸用具、潛水、緊急救生及連絡通訊等設備。
- (3)依勞工安全衛生組織管理及自動檢查辦法第 70 條：雇主使勞工從事下列異常氣壓作業時，應使該勞工就其作業有關事項實施檢點：
A.潛水作業、B.高壓室內作業、C.沈箱作業、D.氣壓沈箱、沈筒、潛盾施工等作業。
- (4)依勞工安全衛生教育訓練規則第 11 條與第 14 條，雇主應針對進行潛水作業勞工，使其接受有害作業主管之安全衛生教育訓練與特殊作業安全衛生教育訓練。
- (5)依異常氣壓危害預防標準相關規定執行潛水作業。
- (6)巡查工具之準備
 - ①巡查表格：使用附件各巡查表格進行以紙本方式進行現場檢測作業。
 - ②平板電腦：設備需能上網登錄碼頭維護管理資訊系統，並於現場選擇檢測資料模組進行各類型巡查。
 - ③數位相機：若使用①紙本方式進行巡查，則需搭配此設備作業，若使用②平板電腦，目前設備均附有相機功能，故可不用攜帶。
 - ④捲尺與輪距尺：巡查時若遇劣化異狀需進行記錄，需使用捲尺進行尺寸量測，而對於劣化異狀於單元位置之量測，可使用輪距尺作業，若無此設備，建議可以步測方式替代。

第二章 碼頭構造物構件編碼原則

2.1 重力與板樁式碼頭

重力與板樁式碼頭為連續式結構(重力式沈箱碼頭有結構單元區分)，故針對各碼頭單元編碼，以 10m 為一單元(Block)(若重力與板樁式編碼至最後一單元不足 10m，則仍需編列為一單元)，如圖 2.1 重力式碼頭 1 所示，則編碼為 B1，若屬重力式沈箱碼頭，則以各沈箱作為單元區分為 B1 與 B2(如圖 2.1 重力式碼頭 2 所示)，編碼之順序以碼頭編號增加方向進行。各單元構件劣化狀況評定依第三章填列，而其劣化位置之描述如表 2-1、圖 2.2 與圖 2.3 所示。

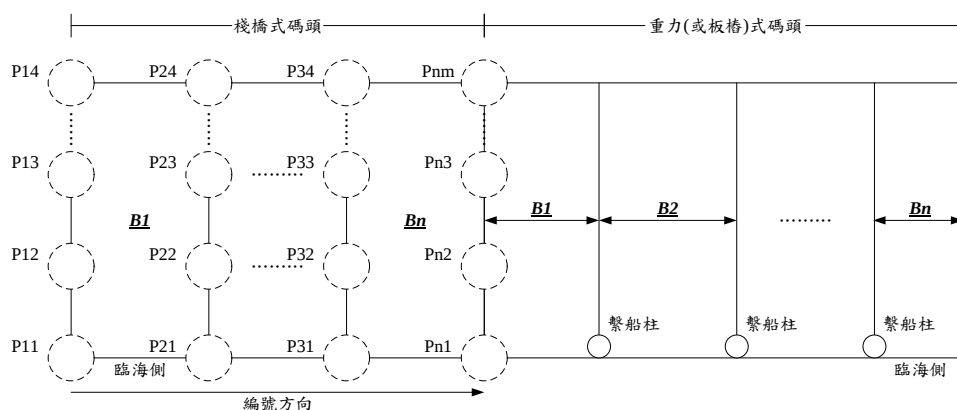


圖 2.1 重力、板樁與棧橋式碼頭單元編碼示意

表 2-1 重力與板樁式碼頭劣化位置描述說明

第 1 層構件	第 2 層構件	劣化位置描述
碼頭本體	岸肩	紀錄 X、Y 值(如圖 2.2 所示)
	壁體	紀錄 X、Z 值(如圖 2.3 所示)
	後線	紀錄 X 值(如圖 2.2 所示)
海床		紀錄 X 值(如圖 2.3 所示)
附屬設施	車擋	以整體性描述
	繫船柱	編號(如圖 2.3 所示)
	防舷材	編號(如圖 2.3 所示)
	吊車軌道	以整體性描述

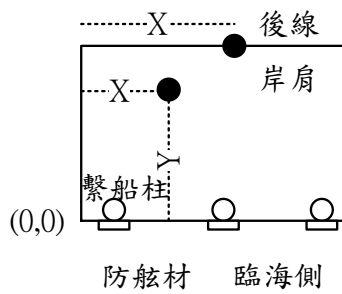


圖 2.2 重力或板樁式碼頭俯視圖

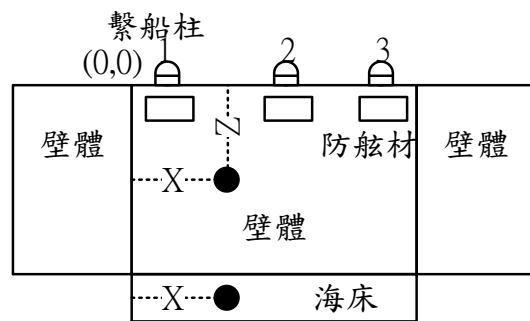


圖 2.3 重力或板樁式碼頭正視圖

2.2 棧橋式碼頭

棧橋式碼頭單元則依墩柱縱向柱線間距進行單元編碼(B1...Bn)(如圖 2.1 所示)，棧橋式墩柱編碼方式 Pnm(n 為橫向編號、m 為縱向編號)，如圖 2.1 中的 P22 為單一碼頭第 2 柱線由臨海側起算第 2 根墩柱。棧橋式岸肩底部與梁劣化位置記錄方式如圖 2.4 所示(編號方式由臨海側開始編號，Bn(n=1~n)為梁，Sn(n=1~n)為底板，依實際狀況進行編號)。墩柱依圖 2.5 A 記錄劣化位於墩柱之行列位置與其縱軸深度，如圖 2.5 B。

表 2-2 棧橋式碼頭劣化位置描述說明

第 1 層構件	第 2 層構件	劣化位置描述
面版	梁	編號(如圖 2.4 所示)
	岸肩	同重力與板樁式紀錄方式
	岸肩底部	編號(如圖 2.4 所示)
	後線	同重力與板樁式紀錄方式
墩柱		編號(如圖 2.5 所示)
拋石護坡		紀錄 X、Y 值
海床		同重力與板樁式紀錄方式

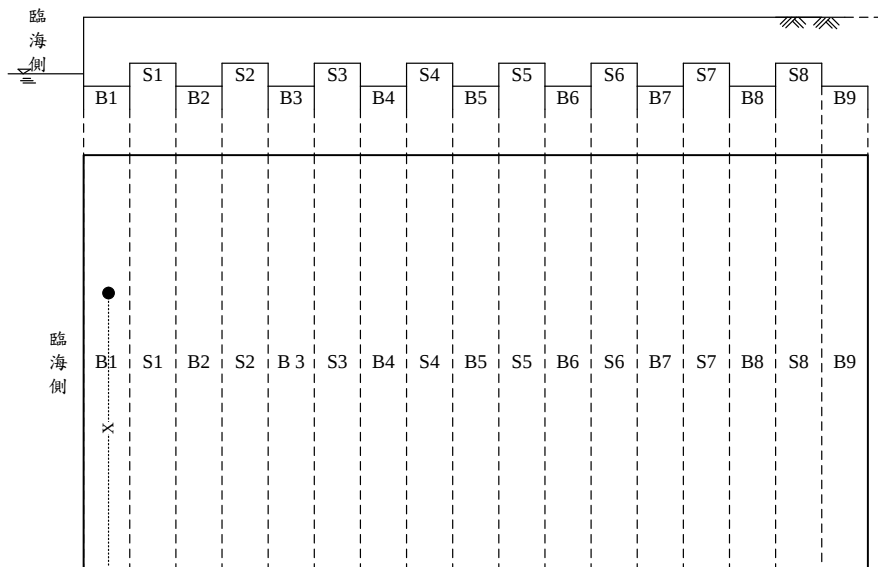


圖 2.4 棧橋式碼頭岸肩底部梁版編號示意

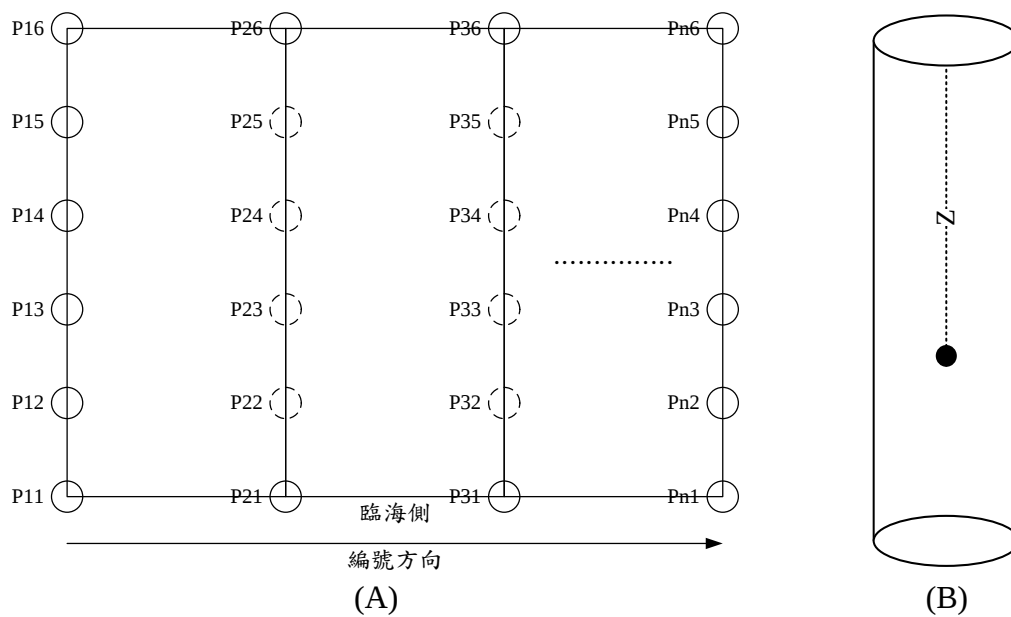


圖 2.5 棧橋墩註劣化位置描述

第三章 碼頭構造物目視檢測評估標準

以下即就重力式、板樁式、棧橋式碼頭(分鋼管樁與混凝土樁)與碼頭附屬設施等構造物目視檢測評估標準進行說明。

3.1 重力式碼頭

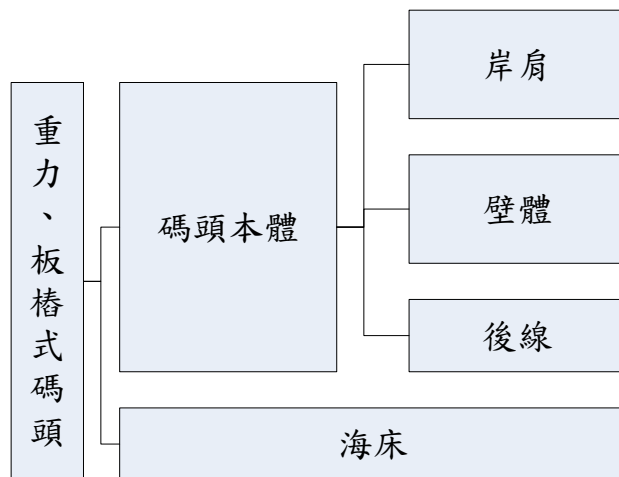


圖 3.1 重力或板樁式構件層級

表 3-1 重力式碼頭目視檢測標準

第 1 層構件	第 2 層構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明
碼頭本體	岸肩	裂縫	1	無異狀
			2	局部(1m ²)可見到 2~3 個寬度 3mm 以下的裂縫
			3	裂縫寬度約 3~5mm 以內
			4	裂縫擴散至整個岸肩或裂縫寬度約 5mm 以上
		剝落	1	無異狀
			2	混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑<15 cm，深度<2.5 cm
			3	鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑≤15 cm，深度>2.5 cm 或剝落寬度直徑>15 cm，深度≤2.5 cm
			4	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑>15 cm，深度>2.5 cm
		沈陷	1	無異狀
			2	岸肩輕微下陷(面積<5 m ² 、高度<2.5 cm)
			3	岸肩明顯下陷(面積≤5 m ² 、高度>2.5 cm 或面積>5 m ² 、高度≤2.5 cm)

第 1 層 構件	第 2 層 構件	劣化 類型	劣化 狀況	劣化狀況說明
碼頭 本體	壁 體	裂 縫	4	岸肩嚴重下陷(面積 $>5\text{ m}^2$ 、高度 $>2.5\text{ cm}$)
			1	無異狀
			2	局部(1 m^2)可見到 2~3 個寬度 3mm 以下的裂縫
			3	裂縫寬度約 3~5mm 以內
			4	裂縫擴散至整個岸肩或裂縫寬度約 5mm 以上
	壁 體	剝 落	1	無異狀
			2	混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑 $<15\text{ cm}$ ，深度 $<2.5\text{ cm}$
			3	鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑 $\leq 15\text{ cm}$ ，深度 $>2.5\text{ cm}$ 或剝落寬度直徑 $>15\text{ cm}$ ，深度 $\leq 2.5\text{ cm}$
			4	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑 $>15\text{ cm}$ ，深度 $>2.5\text{ cm}$
		漏 砂	1	無異狀
			2	壁體出現孔洞，但並未漏砂
			3	壁體裂縫已可觀察出漏砂
			4	背填砂經由大型破洞露出，或孔內看不到砂
	後 線	沈 陷	1	無異狀
			2	後線輕微下陷(高度 $<10\text{ cm}$ 、面積 $<10\text{ m}^2$)
			3	後線明顯下陷($10\leq\text{高度}\leq 15\text{ cm}$ 、 $10\text{ m}^2\leq\text{面積}\leq 20\text{ m}^2$)
			4	後線嚴重下陷(高度 $>15\text{ cm}$ 、面積 $>20\text{ m}^2$)
海床		沖 刷	1	無異狀
			2	基礎輕微淘刷(沖刷坑深度目視約 50cm 以下)
			3	基礎中等淘刷(沖刷坑深度目視約 50~100cm)
			4	基礎嚴重淘刷(沖刷坑深度目視約 100cm 以上)

3.2 板樁式碼頭

表 3-2 板樁式碼頭目視檢測標準

第 1 層 構件	第 2 層 構件	劣化 類型	劣化 狀況	劣化狀況說明
碼頭 本體	岸 肩	裂 縫	1	無異狀
			2	局部(1 m^2)可見到 2~3 個寬度 3mm 以下的裂縫
			3	裂縫寬度約 3~5mm 以內
			4	裂縫擴散至整個岸肩或裂縫寬度約 5mm 以上
		剝 落	1	無異狀
			2	混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑 $<15\text{ cm}$ ，深度 $<2.5\text{ cm}$
			3	鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑 $\leq 15\text{ cm}$ ，深度 $>2.5\text{ cm}$ 或剝落寬度直徑 $>15\text{ cm}$ ，深度 $\leq 2.5\text{ cm}$

第 1 層構件	第 2 層構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明
				cm
			4	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑>15 cm，深度>2.5 cm
		沈陷	1	無異狀
			2	岸肩輕微下陷(面積<5 m ² 、高度<2.5 cm)
			3	岸肩明顯下陷(面積≤5 m ² 、高度>2.5 cm 或面積>5 m ² 、高度≤2.5 cm)
			4	岸肩嚴重下陷(面積>5 m ² 、高度>2.5 cm)
	壁體	接縫開裂	1	無異狀
			2	開裂深度輕微(文公尺可入裂縫約<10cm 深)
			3	開裂深度中等(文公尺可入裂縫 10~20cm 深)
			4	開裂深度嚴重(文公尺可入裂縫約>20cm 深)
碼頭本體	壁體	穿孔	1	無異狀
			2	帶狀區域的鏽蝕、局部小型穿孔(面積小於 5 cm ²)現象
			3	帶狀區域的鏽蝕、並有局部小型穿孔(面積介於 5~20 cm ²)現象
			4	連續性多範圍鏽蝕，鋼板樁表面穿孔(面積大於 20 cm ²)擴大且有漏砂現象
		防蝕系統	1	無異狀
			2	防蝕塊耗損小於 1/3
			3	防蝕塊耗損介於 1/3~2/3
			4	防蝕塊耗損大於 2/3
	後線	沈陷	1	無異狀
			2	後線輕微下陷(深度<10 cm、面積<10 m ²)
			3	後線明顯下陷(10≤深度≤ 15 cm、10 m ² ≤面積≤ 20 m ²)
			4	後線嚴重下陷(深度>15 cm、面積>20 m ²)
海床		沖刷	1	無異狀
			2	基礎輕微淘刷(沖刷坑深度目視約 50cm 以下)
			3	基礎中等淘刷(沖刷坑深度目視約 50~100cm)
			4	基礎嚴重淘刷(沖刷坑深度目視約 100cm 以上)

3.3 棧橋式碼頭

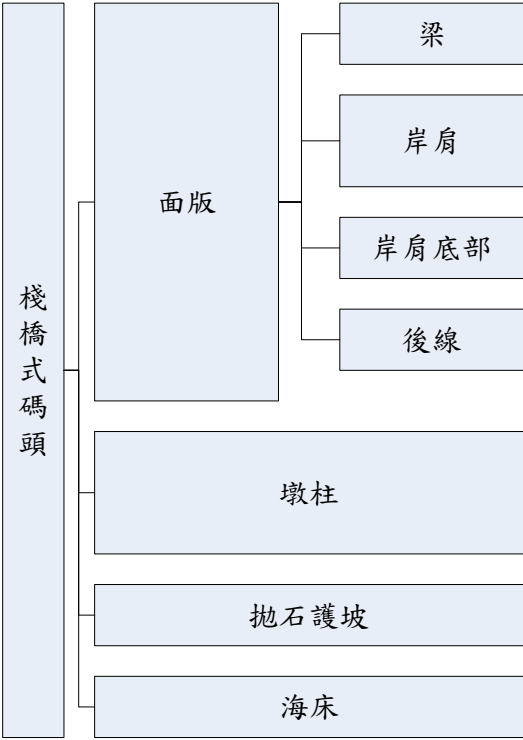


圖 3.2 棧橋式構件層級

表 3-3 棧橋式碼頭目視檢測標準

第 1 層構件	第 2 層構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明
面版	梁	裂縫	1	無異狀
			2	局部(1m ²)可見到 2~3 個寬度 3mm 以下的裂縫
			3	裂縫寬度約 3~5mm 以內
			4	裂縫擴散至整個岸肩或裂縫寬度約 5mm 以上
		剝落	1	無異狀
			2	混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑<15 cm，深度<2.5 cm
			3	鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑≤15 cm，深度>2.5 cm 或剝落寬度直徑>15 cm，深度≤2.5 cm
			4	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑>15 cm，深度>2.5 cm
	岸肩	裂縫	1	無異狀
			2	局部(1m ²)可見到 2~3 個寬度 3mm 以下的裂縫
			3	裂縫寬度約 3~5mm 以內
			4	裂縫擴散至整個岸肩或裂縫寬度約 5mm 以上
		剝	1	無異狀

第 1 層構件	第 2 層構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明
		落	2	混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑<15 cm，深度<2.5 cm
			3	鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑≤15 cm，深度>2.5 cm 或剝落寬度直徑>15 cm，深度≤2.5 cm
			4	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑>15 cm，深度>2.5 cm
		沈陷	1	無異狀
			2	岸肩輕微下陷(面積<5 m ² 、高度<2.5 cm)
			3	岸肩明顯下陷(面積≤5 m ² 、高度>2.5 cm 或面積>5 m ² 、高度≤2.5 cm)
			4	岸肩嚴重下陷(面積>5 m ² 、高度>2.5 cm)
	岸肩底部	裂縫	1	無異狀
			2	局部(1m ²)可見到 2~3 個寬度 3mm 以下的裂縫
			3	裂縫寬度約 3~5mm 以內
			4	裂縫擴散至整個岸肩或裂縫寬度約 5mm 以上
		剝落	1	無異狀
			2	混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑<15 cm，深度<2.5 cm
			3	鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑≤15 cm，深度>2.5 cm 或剝落寬度直徑>15 cm，深度≤2.5 cm
			4	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑>15 cm，深度>2.5 cm
	後線	沈陷	1	無異狀
			2	後線輕微下陷(深度<10 cm、面積<10 m ²)
			3	後線明顯下陷(10≤深度≤15 cm、10 m ² ≤面積≤20 m ²)
			4	後線嚴重下陷(深度>15 cm、面積>20 m ²)
墩柱 (鋼管樁)		腐蝕	1	無異狀
			2	局部區域有鏽蝕集中
			3	帶狀區域的鏽蝕，並有局部小型穿孔
			4	連續性之鋼管樁鏽蝕，鋼管樁表面穿孔擴大
		防蝕披覆損壞	1	無異狀
			2	劣化面積 0.3%以下
			3	劣化面積介於 0.3~10%之間
			4	劣化面積 10%以上
墩柱 (混凝土樁)		裂縫	1	無異狀
			2	局部(1m ²)可見到 2~3 個寬度 3mm 以下的裂縫
			3	裂縫寬度約 3~5mm 以內
			4	裂縫擴散至整個岸肩或裂縫寬度約 5mm 以上
		剝落	1	無異狀
			2	混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑<15 cm，深度<2.5 cm

第 1 層構件	第 2 層構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明
			3	鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑 ≤ 15 cm，深度 >2.5 cm 或剝落寬度直徑 >15 cm，深度 ≤ 2.5 cm
			4	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑 >15 cm，深度 >2.5 cm
拋石護坡	破壞		1	無異狀
			2	護坡塊石輕微受損(護坡塊石破壞率約 5%以下)
			3	護坡塊石明顯受損(護坡塊石破壞率約 5%~20%)
			4	護坡塊石嚴重受損(護坡塊石破壞率約 20%以上)
海床	沖刷		1	無異狀
			2	基礎輕微淘刷(沖刷坑深度目視約 50cm 以下)
			3	基礎中等淘刷(沖刷坑深度目視約 50~100cm)
			4	基礎嚴重淘刷(沖刷坑深度目視約 100cm 以上)

3.4 附屬設施

表 3-4 附屬設施目視檢測標準

構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明
繫船柱	腐蝕龜裂	1	無異狀
		2	材質輕微鏽損狀況，基座無明顯龜裂情形
		3	材質明顯鏽損狀況，基座有明顯龜裂情形
		4	材質嚴重鏽損與剝落，基座嚴重龜裂
防舷材	龜裂破損	1	無異狀
		2	材質表面褪色、輕微劣化，螺帽鬆脫或缺損
		3	材質表面劣化明顯，螺栓缺損，靠船時能明顯觀察到龜裂現象
		4	材質老化、構件變形或掉落
車擋	龜裂破損	1	無異狀
		2	材質表面輕微龜裂情形
		3	材質表面有明顯龜裂，基座有龜裂情形
		4	材質嚴重龜裂貫穿車擋或多處破損
起重機軌道	腐蝕位移	1	無異狀
		2	兩軌間距左右差 ≤ 5 mm、鋼軌接縫高差 ≤ 3 mm
		3	兩軌間距左右差 5mm~10mm、鋼軌接縫高差 3mm~4.25mm
		4	兩軌間距左右差 >10 mm、鋼軌接縫高差 >4.25 mm

3.5 碼頭構造物目視檢測標準圖示

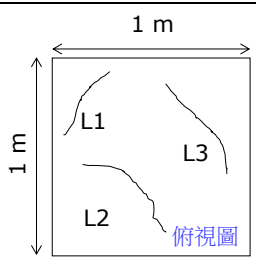
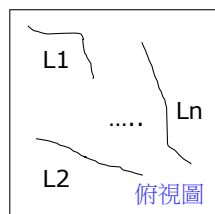
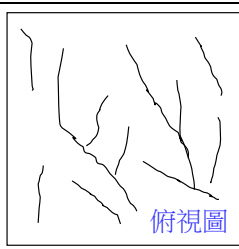
(1)碼頭構造物目視檢測標準圖示

①重力式碼頭

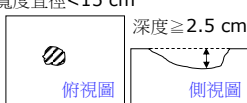
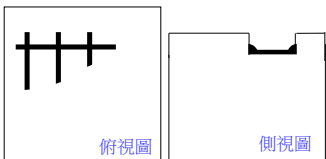
A.碼頭本體

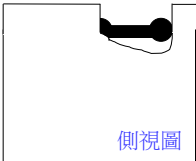
(A)岸肩

a.裂縫

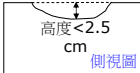
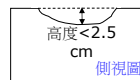
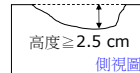
劣化狀況	2	3	4
劣化狀況圖示	 局部(1m²)可見到2~3個寬度3mm以下的裂縫	 裂縫寬度約3~5mm以內	 裂縫擴散至整個岸肩或裂縫寬度約5mm以上

b.剝落

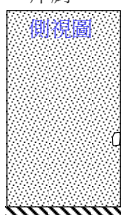
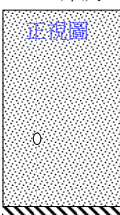
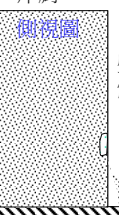
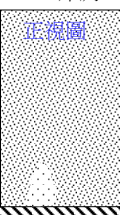
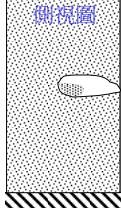
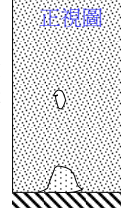
劣化狀況	劣化狀況圖示
2	 混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑<15 cm，深度<2.5 cm
3	寬度直徑≥15 cm  或 寬度直徑<15 cm   鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑≤15 cm，深度>2.5 cm 或剝落寬度直徑>15 cm，深度≤2.5 cm

劣化狀況	劣化狀況圖示		
4		 俯視圖	 側視圖
鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑>15 cm，深度>2.5 cm			

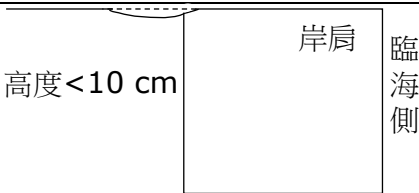
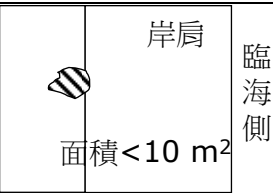
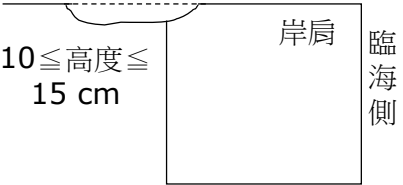
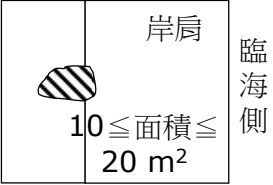
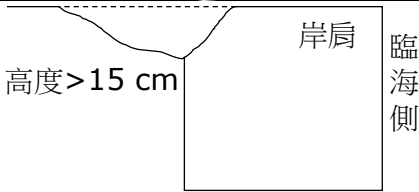
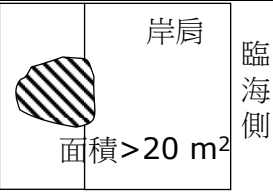
c. 沈陷

劣化狀況	2	3	4
劣化狀況圖示	 俯視圖  側視圖	 俯視圖  側視圖 或  俯視圖  側視圖	 俯視圖  側視圖

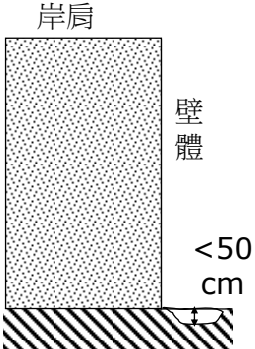
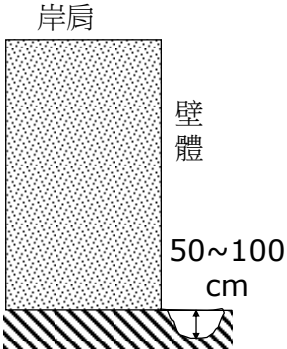
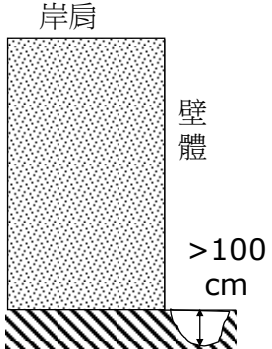
(B) 壁體-漏砂

劣化狀況	2	3	4
劣化狀況圖示	 岸肩 側視圖  岸肩 正視圖 壁體 牆面出現孔洞，但並未漏砂	 岸肩 側視圖  岸肩 正視圖 壁體 牆面裂縫已可觀察出漏砂	 岸肩 側視圖  岸肩 正視圖 壁體 背填砂經由大型破洞露出，或孔內看不到砂

(3)後線-沈陷

劣化狀況	劣化狀況圖示	
2	 高度$<10\text{ cm}$ 岸肩 臨海側 側視圖	 岸肩 面積$<10\text{ m}^2$ 臨海側 俯視圖
3	 $10\leq\text{高度}\leq 15\text{ cm}$ 岸肩 臨海側 側視圖	 岸肩 $10\leq\text{面積}\leq 20\text{ m}^2$ 臨海側 俯視圖
4	 高度$>15\text{ cm}$ 岸肩 臨海側 側視圖	 岸肩 面積$>20\text{ m}^2$ 臨海側 俯視圖

B.海床-沖刷

劣化狀況	2	3	4
劣化狀況圖示	 岸肩 壁體 $<50\text{ cm}$ 側視圖	 岸肩 壁體 $50\sim 100\text{ cm}$ 側視圖	 岸肩 壁體 $>100\text{ cm}$ 側視圖

②板樁式碼頭

A.碼頭本體-壁體-接縫開裂

劣化狀況	2	3	4
劣化狀況圖示	10m 開裂深度輕微(文公尺可入裂縫約<10cm深)	10m 開裂深度中等(文公尺可入裂縫10~20cm深)	10m 開裂深度嚴重(文公尺可入裂縫約>20cm深)

(3)碼頭本體-壁體-穿孔

劣化狀況	2	3	4
劣化狀況圖示	10m $\leq 5\text{cm}^2$ D=2 正視圖	10m 5~20cm² D=3 正視圖	10m >20cm² D=4 正視圖

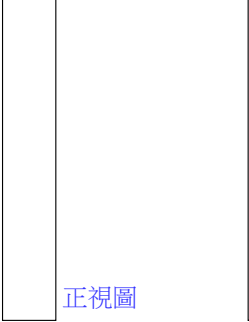
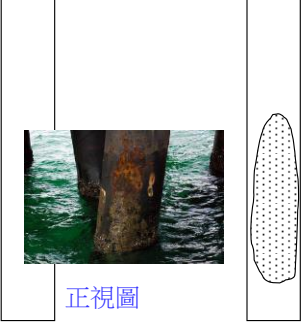
③棧橋式碼頭

A.墩柱(鋼管樁)

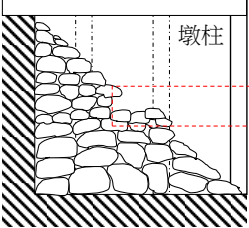
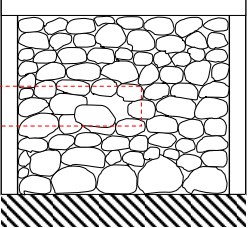
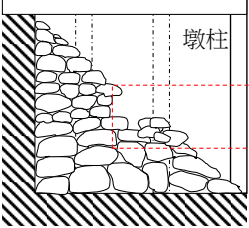
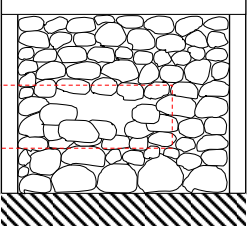
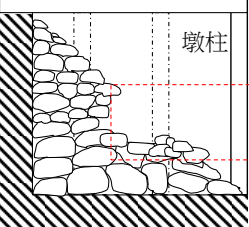
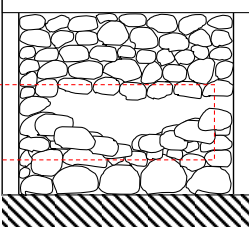
(A)腐蝕

劣化狀況	2	3	4
劣化狀況圖示	正視圖	正視圖 帶狀區域的鏽蝕，並有局部小型穿孔	正視圖 連續性之鋼管樁鏽蝕，鋼管樁表面穿孔擴大

(B)防蝕披覆損壞

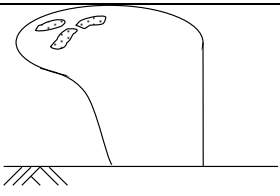
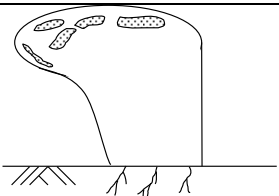
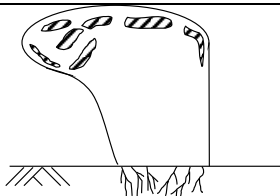
劣化狀況	2	3	4
劣化狀況圖示	 正視圖 劣化面積<0.3%	 正視圖 $0.3\% \leq \text{劣化面積} \leq 10\%$	 正視圖 劣化面積>10%

B.拋石護坡-破壞

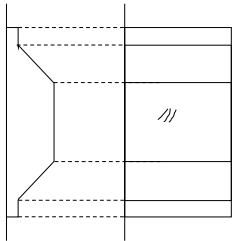
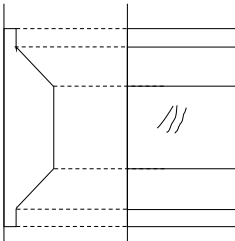
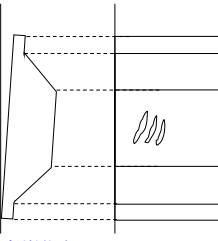
劣化狀況	劣化狀況圖示	
2	 側視圖 破壞率<5%	 正視圖
3	 側視圖 $5\% \leq \text{破壞率} \leq 20\%$	 正視圖
4	 側視圖 破壞率>20%	 正視圖

④碼頭附屬設施目視檢測標準圖示

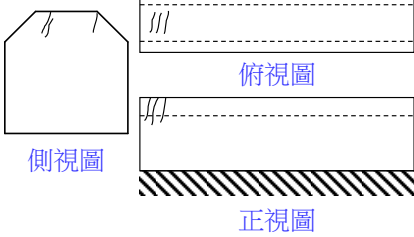
A.繫船柱

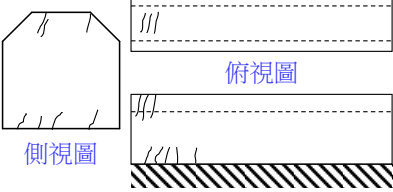
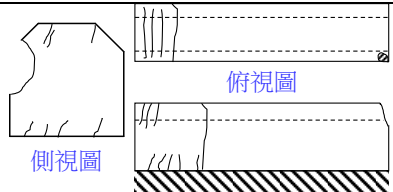
劣化狀況	2	3	4
劣化狀況圖示	 材質輕微鏽損狀況，基座無明顯龜裂情形	 材質明顯鏽損狀況，基座有明顯龜裂情形	 材質嚴重鏽損與剝落，基座嚴重龜裂

B.防舷材

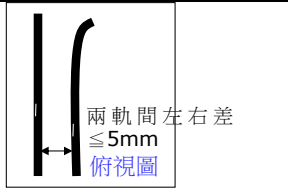
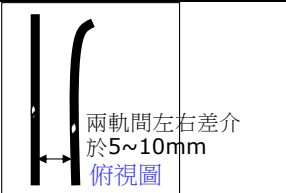
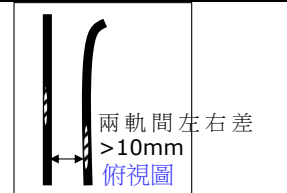
劣化狀況	2	3	4
劣化狀況圖示	 側視圖 正視圖 材質表面褪色、輕微劣化，螺帽鬆脫或缺損	 側視圖 正視圖 材質表面劣化明顯，螺栓缺損，靠船時能明顯觀察到龜裂現象	 側視圖 正視圖 材質老化、構件變形、掉落，靠船時開裂過大、失去避震功能

C.車擋

劣化狀況	劣化狀況圖示
2	 側視圖 俯視圖 正視圖 材質表面輕微龜裂情形

劣化狀況	劣化狀況圖示	
3	 側視圖 俯視圖 正視圖 材質表面有明顯龜裂，基座有龜裂情形	
4	 側視圖 俯視圖 正視圖 材質嚴重龜裂貫穿車擋或多處破損	

D.起重機軌道

劣化狀況	2	3	4
劣化狀況圖示	 兩軌間左右差 $\leq 5\text{mm}$ 俯視圖 兩軌間高差 $\leq 3\text{mm}$ 正視圖	 兩軌間左右差介於 5~10mm 俯視圖 兩軌間高差介於 3~4.25mm 正視圖	 兩軌間左右差 >10mm 俯視圖 兩軌間高差 >4.25mm 正視圖

第四章 碼頭構造物儀器檢測

4.1 鋼筋混凝土構造物儀器檢測

1. 非破壞性試驗

(1) 反彈錘法

參考規範為 CNS 10732 硬化混凝土反彈數試驗法與 ASTM C805 “Standard test method for rebound number of hardened concrete”，反彈錘的構造主要構件有四部份：(1)外殼；(2)衝擊桿；(3)錘塊；及(4)彈簧。實際檢測強度時，將突出儀器外面的衝擊桿與混凝土表面接觸，當衝擊桿還是突出儀器外面時，其內部的錘塊將會被卡損固定在桿頂端，此時把儀器外殼推向混凝土表面，使連接儀器外殼與錘塊的彈簧伸長，當外殼推到與桿頂接觸時，卡損將放開錘塊，使其衝向混凝土，而撞擊到衝擊桿上的突肩部分，並反彈回去。反彈錘塊將會帶動指針，以顯示反彈的距離。反彈距離的刻度數字由 10 到 100 之間，稱為反彈值。

在反彈錘法的檢測中，只有與衝擊桿接觸的混凝土部分影響反彈值，例如若接觸到硬石塊，會產生較高的反彈值；相反地，若接觸到空洞或較軟石塊將會產生較低的反彈值。所以同一塊混凝土會因取樣點的不同而有不同的數據。依 ASTM C 805 的規定，每次檢測時取 10 個值來平均之，假如其中有一個值超過平均值達 7 個單位以上時，此數值必須捨棄，然後再將剩餘的數值平均之；假若有二個值以上都是大於平均值 7 個單位時，則此 10 個值必須全部捨棄。

因為反彈錘法只檢測到混凝土表面層附近的強度，所以並不能代表就是混凝土內部的強度。若表面有碳化現象存在，會導致測得的表面強度大於內部的強度；同樣地，表面乾燥時測得強度會比內部潮溼的混凝土強度高。而鑄模的種類也會影響

表面強度，如木範本支撐而成的混凝土表面強度將比鋼範本支撐而成的混凝土表面強度高。只有表面數英吋的厚度情況會對強度有較大的影響而已。當表面較粗糙時，所測得的強度會比實際值低，故測粗糙表面情況的混凝土必須先磨平。如果表面有用墾刀處理過，其表面會較堅硬，而可以得到較高之反彈值。另外，檢測時儀器與表面的角度也會影響反彈值。

綜合以上而言，反彈錘法是一種非常簡單的檢測方法，但是影響混凝土表面強度的因素很多種，所得結果只能當作參考用，這是使用者必須事先認知的。雖然儀器製造商提供了反彈值和抗壓強度間的關係圖，但是由於混凝土本身有太多的變異及因數影響，所以使用者仍應自行建立適用材料的關係表，以提高預估強度的準確度及可信度。

此法檢測時依構造物面積大小，選擇面積約 1x2 m 的混凝土表面，繪製 20 cm 見方之方格進行試錘試驗，每一方格測試 12 個數據，計算時先將最大與最小值剔除後，求其平均值，再依儀器所附之反彈值與混凝土抗壓強度推估曲線，獲得混凝土表面硬度。比對反彈值推估所得與鑽心試體之抗壓強度試驗結果，試驗情形如圖 4.1。



圖 4.1 碼頭岸壁面繪製方格

(2)鋼筋電阻係數量測

由於混凝土構造物內部含水量增加或離子濃度增加時，電阻係數將會隨之降低；而微細裂縫的存在與否及其多寡、深度範圍等也將對電阻係數造成影響，因此本項試驗結果僅供參考。量測時係於混凝土表面鑽取定距離之兩孔(約 5 公分)，吹出孔內因鑽孔而產生之粉塵顆粒後，注入凡士林做為介質，接著利用具兩個探針(頭)之電阻量測儀進行試驗。

(3)鋼筋電位值量測

混凝土內鋼筋腐蝕是一種電化學反應(Electro Reaction)，在鋼筋表面會形成陰極(鈍態)和陽極(正在腐蝕中部份)，不同位置會有不同的電位和電流型態，利用此種原理，可有效地測量某一範圍之電位分佈情形，以評估在鋼筋表面上發生腐蝕的可能程度。

鋼筋腐蝕電位量測前，須先在結構物上找出鋼筋位置，用鑽孔機破壞鋼筋保護層混凝土，使鋼筋能與量測儀器連接成一通路，將導線與電錶連接後，移動參考電極即可量測出整個結構物內半電池腐蝕電位(Half Cell)，如圖 4.2 所示。電極棒內之硫酸銅溶液應在飽和狀態，電極移動時溶液與內部銅棒須完全接觸同時電極前面須用海綿填充。測定前導線應檢查內部銅線是否腐蝕或電阻過大，才能讀出正確的腐蝕電位，結構物表面在量測前應潑水使成面乾內飽和狀態。

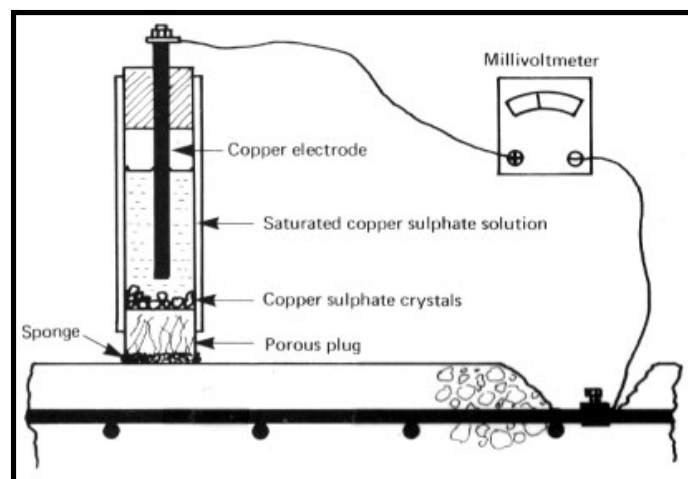


圖 4.2 鋼筋腐蝕電位量測示意圖

腐蝕電位與鋼筋腐蝕關係，依據 ASTM C-876 及 Van Daveer 建議電位在 -200mV CSE (飽和硫酸銅電極) 時腐蝕機率各為小於 10%和 5%電位在 -200mV 至 -350mV CSE 時腐蝕機率為大於 50%，電位若小於 -350mV CSE 時，腐蝕機率則提高至大於 90%和 95%。如表 4-1 所示。

表 4-1 鋼筋腐蝕電位與腐蝕機率關係

鋼筋電位值 mV (cse)	腐蝕機率
>-200	$<5\%$
$-200\sim-350$	$5\%\sim95\%$
<-350	$>95\%$

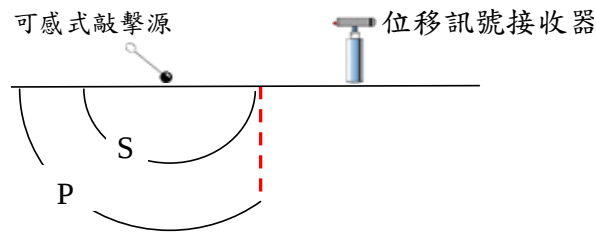
利用鋼筋電位推估鋼筋腐蝕相當簡便，但其缺點為：

- A.數據只能研判鋼筋是否可能發生腐蝕，無法測知鋼筋之腐蝕速率。
- B.不適用於中性化的結構或海砂結構體，理由是中性化所引起的介面電位元差，可能高達 -200 mV ，容易造成誤判。
- C.無法用於海水下方之構造物。

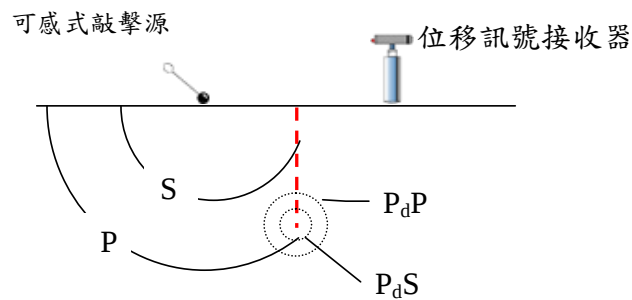
(4)混凝土裂縫探測

參考規範為 ASTM C1383 “Standard Test Method for Measuring the P-Wave Speed and the Thickness of Concrete Plates Using the Impact-Echo Method”。一般常用檢測方式為敲擊回音法(Impact echo)，可量測混凝土之裂縫深度以及保護層厚度。1983年起，在美國國家標準及科技院(National Institute of Standards and Technology)及康乃爾大學(Cornell University)資助下，由 Carino 及 Sansalone 博士研究發展敲擊回音法(Impact-Echo Method)，與超音波法同樣是利用應力波動原理，但其改變了應力波激發源為機械性的敲擊方式，接收器改成由點接觸之位移訊號接收器，除了直接在時間領域上，對量測到的位移波形作訊號分析外，亦透過快速傅利葉轉換(FFT)的處理，在頻率領域上作訊號分析。其原理與施測方式已列入 ASTM C-1383。

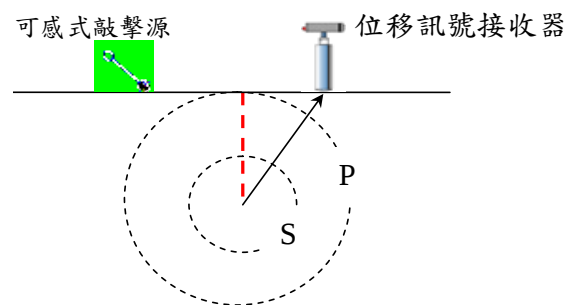
目前國內常採用敲擊式繞射波傳輸時間法，該方法是以應力波傳動原理為基礎，以小直徑的鋼珠當為敲擊源導入應力波，在表面敲擊後主要將產生三種形式的應力波，其中應力波 P-波及 S-波向物體內部傳動(如圖 4.3(a))，而另外一種表面 R 波主要是沿著混凝土表面傳動。這三種類型的應力波以 P 波波速最快，S 波次之。由於 P-波波速較快，所以 P-波之波前(Wave-front)先遇到裂縫之尖端，而 S-波則跟隨在後，入射 P-波在裂縫尖端處將產生繞射波(如圖 4.3(b))，如同在裂縫尖端處形成另一個波源，以球狀波形方式向四面八方傳動出去(如圖 4.3(c))；當繞射波傳回至敲擊表面時將會產生擾動，經由裂縫尖端繞射再抵達裂縫另一側表面的歷時，故在裂縫兩側各配置一個可感式敲擊源及位移接收器，監測所得之波形為紀錄可感式敲擊源敲擊起始時間(即訊號擷取系統啟動時間)，另與敲擊點不同側之接收器(Receiver)監測得之起始擾動訊號，為 P-波繞過裂縫尖端到達所引起，此乃因為表面開裂裂縫阻絕或延遲表面 P 波以及 R-波之到達所致，之後所測得的位移波形則為後續反射波及繞射波到達所引起。



(a)應力波導入測試物體



(b)應力波遭遇尖端產生繞射



(c)繞射應力波向外傳動

圖 4.3 應力波與表面裂縫之互制作用

圖 4.4(a)為敲擊式繞射波傳輸時間法之裂縫檢測示意圖，第一接收器與敲擊源相距 H_0 ，敲擊源及第二接收器與裂縫之距離分別為 H_1 及 H_2 ，當第一接收器接收到表面波向下的位移反應時，整個監測系統將被啟動，此一表面波之波到時間假設為 t_1 ，如圖 4.4(b)所示，而在第二接收器記錄到之裂縫繞射波之波到時間為 t_2 如圖 11(c)，從監測系統啟動到第二接收器感應到繞射波到達之時間為 $t_2 - t_1$ ，但是敲擊乃發生在監測系統啟動之前的某一時間，這個時間恰好是 R 波由敲擊源傳動至第一接收器所需時間，亦即是 H_0 除

以 R 波的波速(C_R)，於是 P 波由敲擊源至第二接收器所經歷的總時間(Δt)可依下列公式計算而得：

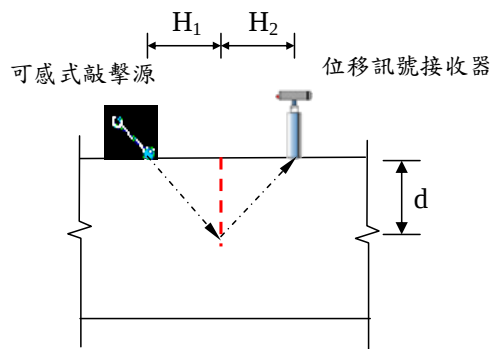
$$\Delta t = t_2 - t_1 \dots\dots\dots (1)$$

總時間得到後，P 波所走的總路徑則等於 P 波波速(C_p)乘以總時間。因此，表面開裂縫之深度(d)可依下列公式計算得到：

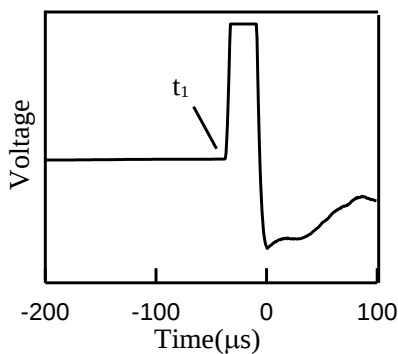
$$d = \sqrt{\left[\frac{(C_p \times \Delta t)^2 + H_1^2 - H_2^2}{2 \times C_p \times \Delta t} \right]^2 - H_1^2} \dots\dots\dots (2)$$

若是兩接收器與裂縫之距離相等(即 $H_1=H_2=H$)，則上式可改寫為：

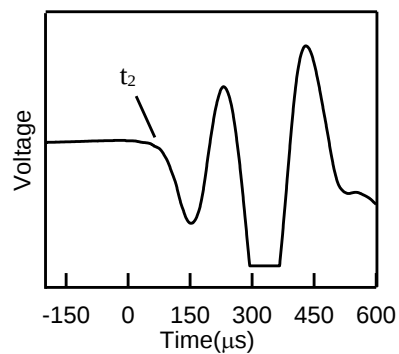
$$d = \sqrt{\left[\frac{(C_p \times \Delta t)}{2} \right]^2 - H^2} \dots\dots\dots (3)$$



(a)試驗配置-側視圖



(b)可感式敲擊源之波形圖



(c)位移接收器之波形圖

圖 4.4 敲擊式繞射波傳輸時間法之裂縫檢測

A.儀器介紹

敲擊式繞射波傳輸時間法所使用之試驗系統，係由四個主要元件組合而成：1.訊號擷取卡、2.筆記型電腦、3.可感測敲擊源、4.位移接收器，分別說明如下。

(A)訊號擷取卡：接收器接收連續之類比(Analog)訊號時，必須由 A/D 卡抓取並轉換成不連續之數位(Digital)之訊號，以便後續之訊號處理、分析及儲存。本案所使用之 PicoScope3224 之 A/D 卡以 USB port 連結電腦並提供兩個 BNC 插槽用以外接位移接收器，資料的最快擷取速率為 10MHz(每 0.1 μ s 紀錄一筆資料)，解析度(resolution)為 12 bits。

(B)筆記型電腦：A/D 卡轉換完成之數位訊號，可透過軟體抓取到記憶體中，再進行訊號處理、分析或儲存於硬碟裡。

(C)可感式敲擊源及位移接器其說明如下：

a.敲擊源：小直徑(3~12mm)的鋼珠即是一個很好的敲擊源，透過鋼珠自由落下與試體表面產生碰撞而導入應力波。本案採用可感測敲擊時間原點之敲擊源，此敲擊鋼珠內部裝設有可感測位移變化之壓電材料，可在能量導入檢測物體的同時，感應到時間的原點。

b.接收器：為一種很小成倒錐體形之壓電材料，因此可視為類似點之接觸，所反應出來之訊號與垂直表面位移量成正比。

B.使用時機與注意事項

國內針對表面開裂裂縫之深度量測常規範以超音波法進行量測。其應用範圍相當廣範，包括金屬材料瑕疵、焊接品質、殘留應力、人體檢查...等，惟其在混凝土材料上之應用並不理想，主要缺點為：(1)超音波引進混凝土內部之高頻波，容易被混凝土內部之小孔隙所散射，雖然後來已有較低頻之超音波儀器上市，但其透過電壓激發壓電材料變形所產生之波源，能量仍不足，限制了應力波傳動距離；(2)埋設在混凝土內部鋼筋之

影響，無法有效去除；(3)探頭尺寸過大，為了能有效產生激發源及訊號接收，混凝土表面必須特別處理並塗抹耦合液，施測時須給予適度壓力，容易產生誤差；(4)市售之數字化簡易型超音波儀器，無任何波形訊號供分析用，無法辨識第一波到訊號之真正來源，可能產生誤判情形。因此在無重大突破前，建議目前表面開裂裂縫仍宜使用敲擊式繞射波傳輸時間法

C.操作步驟

1998 年利用敲擊回音法量測鋼筋混凝土板之厚度已被納入 ASTM 之試驗標準(編號 ASTM C-1383)。利用敲擊回音法量測鋼筋混凝土板之厚度 ASTM C-1383 之檢測程式步驟，並加以改良即為目前現行表面裂縫開裂之裂縫深度量測。因此其操作程式包括：

- (1)表面縱波(P 波)波速(C_p)量測。
- (2)裂縫深度量測。
- (3)利用公式裂縫深度(D)。

其中步驟(1)表面 P 波波速(C_p)之量測，乃利用表面敲擊方式以產生暫態應力波，並以兩個置於已知距離(H)之接收器記錄由暫態應力波造成之表面位移，縱波(P 波)為最早到達二個接收器之應力波，由兩個接收器間之距離(H)及縱波(P 波)到達兩接收器之時間差(Δt)相除，即可求得縱波(P 波)波速。

步驟(2)再將儀器適當配置於裂縫的兩側，進行裂縫深度之檢測。並將步驟所得的波速，搭配自敲擊源經裂縫尖端，產生新的波源再到第二接收器之時間歷時。最後進入步驟三。步驟(3)將所得資料代入式 1~式 3 即可。

2.局部破壞性試驗

此試驗的主要目的是在決定結構體中部份區域之抗壓強度，同時取出之試體可做中性化試驗與超音波檢測。鑽心試驗是依據 CNS

規範中之規定，其取樣之試驗抗壓強度之圓柱試體，其試體直徑至少為最大粗粒料粒徑之 3 倍。鑽小試體長度最好為其直徑之 2 倍，或者不得小於其直徑。

(1) 中性化試驗

混凝土中的氫氧化鈣遇水後，會解離為鈣離子及氫氧離子，所以混凝土的 pH 值一般為 12~14，在此鹼度下鋼筋表面會形成一層具有保護性之鈍化膜。然而空氣中的酸性物質(如二氧化碳、二氧化硫等)會降低混凝土的鹼度，其原先的 pH 值會降到 7~9 左右，此即混凝土之中性化。中性化不僅使混凝土失去保護鋼筋的作用，且破壞鋼筋表面的鈍化膜，使鋼筋在低鹼的環境下產生銹蝕；中性化的另一作用會加速混凝土的收縮，產生拉裂與結構破壞，對港灣構造物之影響更值得注意與防範。

測定混凝土中性化深度及中性化區域，最簡便也最常用之方法為酚太試劑，將現場所鑽取之混凝土試體或敲除之混凝土，放置在乾燥環境讓試體自然乾燥後，再將混凝土表面上噴灑酚太指示劑。

觀察指示劑顏色的變化，以判斷其中性化深度，該試劑在 pH 值在 8.5 以上之鹼性環境中會變為紅色，而 pH 值在小於 8.5 的環境下則為無色，實際測定則以剖面的分界點來判定未中性化程度。一般在維修時，即以此方法來判定應敲除混凝土劣化區域與決定修復範圍。中性化深度量測時最容易產生誤差有兩個：第一是指示劑不能放太久，否則混凝土變色不易；第二是混凝土試體取出後不能和空氣接觸太久，否則試體表面混凝土均已中性化就無從判斷混凝土中性化的深度。

(2) 抗壓試驗

鑽心試體進行抗壓試驗(依 CNS 1232 混凝土圓柱試體抗壓強度檢驗法)時應依以下之步驟進行：

A. 兩端平整處理

抗壓試驗用的圓柱體，其兩端需平滑並垂直於中軸，整個試體之直徑應相同，試體兩端平面上的突出物不得高出 5mm，並與垂直軸不得成 5° 以上之角度，其直徑與試體之平均直徑相差不得大於 3 mm，超出上述三種情形時，需鋸切或鑿琢使合於上述規定。

B.潮濕狀況

試體未進行抗壓試驗 40-48 小時前，需全部浸入保持室溫之飽和石灰水中，試體自水中取出後需即行試驗，自水中取出至試驗前之一段時間內，試體需覆以潮濕之麻布或棉毯，試驗需在試體潮濕狀況下進行。

C.蓋平

抗壓試驗之試體，兩端需平整以符合 CNS 1230 混凝土抗壓及抗彎在試驗室澆置及養濕法之要求。

D.度量

試驗前應先量蓋平後之試體長度，準確至 1 mm。其平均直徑取試體長之中央，量二個成直角之直徑再平均得之，亦需準確至 1 mm。

E.試驗

可依 CNS1232 混凝土圓柱試體抗壓強度之檢驗法試驗之。

F.計算及報告

試體受力方向，與原結構物內受力方向之關係，需在報告內註明。試體之抗壓強度，可根據其平均直徑，算出每平方公分所受壓力。如試體長度直徑比小於 2 時，可將求得之抗壓強度乘以表 4-2 之更正因數(表中未列入之值，可由內差法求之)。

表 4-2 圓柱試體長度直徑比

試體長度直徑比	1.75	1.50	1.25	1.10	1.00
強度修正因數	0.98	0.96	0.93	0.90	0.87

註：抗壓試驗採用 ELE2000KN 之抗壓試驗機，試驗方法依據中國國家標準 CNS 1232 規範。



圖 4.5 鑽心試體切割



圖 4.6 試體之蓋平



圖 4.7 試體之抗壓試驗



圖 4.8 抗壓機讀取之數據

(3) 超音波脈波速度量測

使用英國 CNS 儀器公司出品之 PUNDIT(Portable Ultrasonic Non-Destructive Digital Indicating Tester)超音波脈波速度測定儀，量測在硬固混凝土材質內超音波脈波之傳遞速度，瞭解混凝土之品質狀況。脈波速度與混凝土品質關係如表 4-3 所示，可作初步研判。

表 4-3 超音波脈波速度與混凝土品質之關係

脈波速度(m/sec)	混凝土品質狀況
<2500	不良
2500~3000	中等
>3000	優良

(4)氯離子檢測

本試驗依 AASHTO-T260 規範硬固混凝土氯離子含量試驗(水溶法)與 CNS 12891 混凝土配比設計準則與 3090 預拌混凝土。此法乃是將混凝土粉末，浸泡於蒸餾水中，加熱沸騰後(如圖 4.9)，靜置 24 小時後過濾之(如圖 4.10)，以離子層析儀測得之 Cl^- 含量(如圖 4.11、圖 4.12 所示)。



圖 4.9 混凝土粉末浸泡於蒸餾水煮沸



圖 4.10 靜置 24 小時後，過濾之澄清液

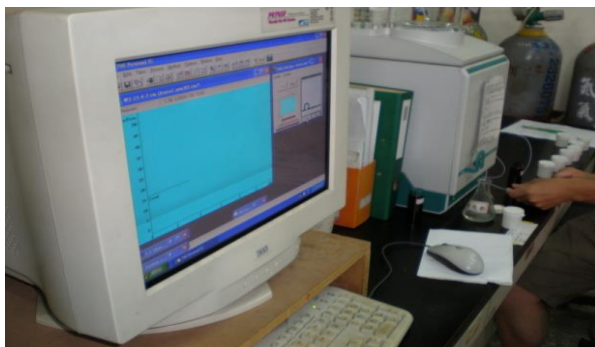


圖 4.11 離子層析儀試驗 1

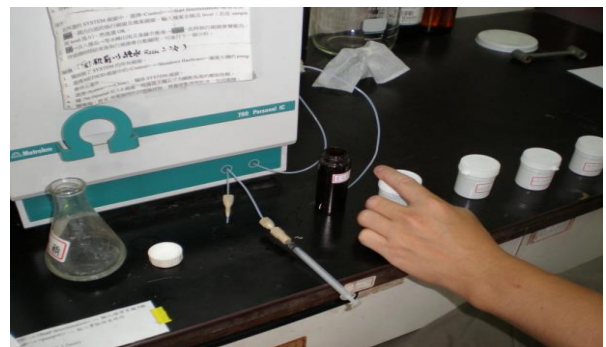


圖 4.12 離子層析儀試驗 2

4.2 鋼構造物儀器檢測

1.材料厚度檢測

以超音波厚度儀之探頭，接觸已敲除清理乾淨之鋼板表面，即可讀取鋼板樁厚度，鋼板樁每面於每一水深測點，量取兩次厚度數據，平均後即為現有厚度。圖 4.13 為潛水人員於海中量測鋼板(管)樁厚度之情形。

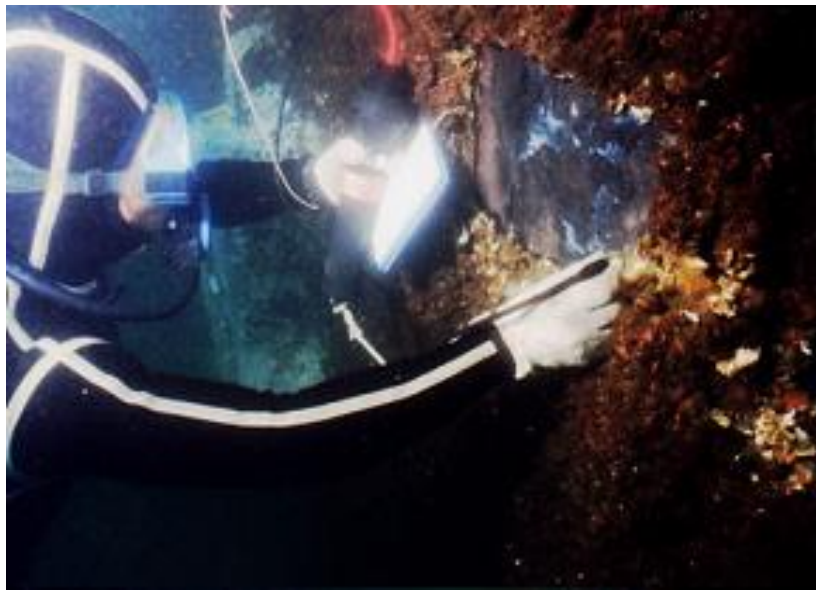


圖 4.13 水面下量測鋼板樁厚度之情形

(1)厚度量測之原理：超音波厚度儀係利用脈衝原理，由於音波在鋼材之傳播速率為一定值，因此，由探頭傳送出一彈性波，經鋼材表面至內壁之傳播時間，即可算出波通過路徑之距離(鋼材厚度)，精準度可達 $\pm 0.1\text{mm}$ ，可由接收器直接讀取厚度，其量測原理簡示於圖 4.14。

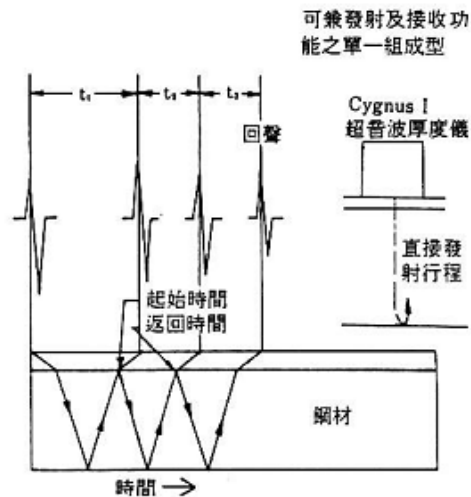


圖 4.14 測厚儀量測之示意圖

厚度計算可由下列數學式求得：

$$S_i = V \times \frac{1}{2}(T_{i+1} - T_i) \dots\dots\dots (4)$$

式中 V：超音波在鋼板樁中之傳播速度(5920m/sec)。

S_i ：現有鋼板樁厚度讀數(mm)。

T_{i+1} ， T_i ：探頭接受回聲及初始傳播的時間。

(2)腐蝕速率計算：將各測點所測得之厚度數據平均之，可得鋼板樁現有厚度，再以鋼板樁原有厚度減去現有厚度，即可得出鋼板樁實際減少之厚度(亦即腐蝕厚度)。將減少之厚度再除以鋼板樁使用之年期，可計算鋼板樁之實際腐蝕速率。腐蝕速率換算公式如下：

$$\begin{aligned} \text{腐蝕速率} &= \text{腐蝕量} / \text{使用年期} \\ &= (\text{原始厚度} - \text{現有厚度}) / \text{使用年期} \dots\dots\dots (5) \end{aligned}$$

腐蝕速率又可分為兩種：(1)未作防蝕措施前之腐蝕速率；(2)採用防蝕措施後之腐蝕速率，其公式如下：

$$V_c = \frac{C}{Y_c + (1-P)Y_p} \dots\dots\dots (6)$$

$$V_p = \frac{C - V_c \times Y_c}{Y_p} \dots\dots\dots (7)$$

式中 V_c =無防蝕措施之腐蝕速率(mm/yr.)

V_p =有防蝕措施之腐蝕速率(mm/yr.)

Y_c =無防蝕措施之年期(yr)

Y_p =有防蝕措施之年期(yr)

C =腐蝕量(mm)

P =防蝕率，防蝕率與海水浸水率之關係示如表 4-4。

表 4-4 防蝕率與海水浸水率之關係

海水浸水率(%)	防蝕率(%)
0~40	40 以下
41~80	41~60
81~99	61~90
100	90 以上

2.防蝕系統檢測

(1)腐蝕電位測定：電氣防蝕效果的檢測通常是以電位的測定來進行，透過高電阻電壓計與檢驗電極來測定鋼質構造物的電位，掌握防蝕設施的電位分佈狀況進而得知防蝕狀態。如圖 4.15 所示，使用海水氯化銀電極進行電位測定，數值假如比-780 mV(腐蝕電位)低的話，就表示處在防蝕狀態。電位測定裝置，如圖 4.16 所示，測定儀器包含高電阻電壓計、檢驗電極及電位測定裝置。實施電位測定的地點通常是在測定裝置設置地點與其相鄰的中間點。但是

若在這些測定地點不包括陽極中間點的場合，為了掌握整個防蝕設施電位分佈狀況，則可在距離陽極最遠的地點進行電位測定。在構造物的深度方向的測定是以 1 m 間隔在進行，另外在棧橋式鋼管樁未安裝陽極的場合，必須選定前列樁進行測定。

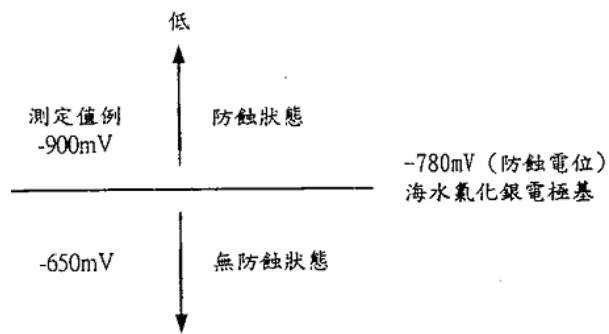


圖 4.15 防蝕效果的判定方法

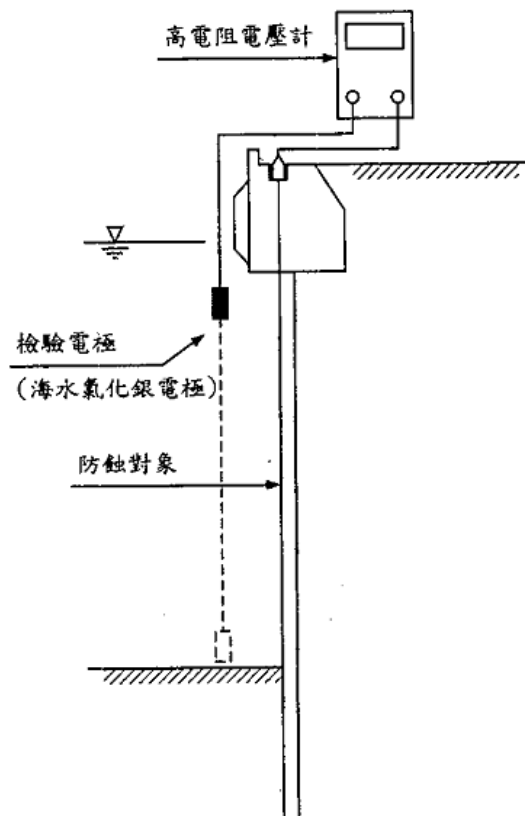


圖 4.16 電位測定示意圖

(2)陽極塊測定

A.利用陽極形狀尺寸的殘量計算：利用水中作業除去附在陽極表面的腐蝕生成物，依圖 4.17 所示的要領進行計測。此時必要的話，也需進行攝影。陽極殘量 $=[(D/4)^2 \times L - \text{蕊棒體積}] \times \text{陽極密度}$ ，在此 D 為平均周長 $(D_1 + D_2 + D_3)/3$ ， D_1 與 D_3 為距殘存洋極端頭約 10 cm 的位置的外周長， D_2 為殘存陽極中央不為的外周長， L 為殘存陽極長度。

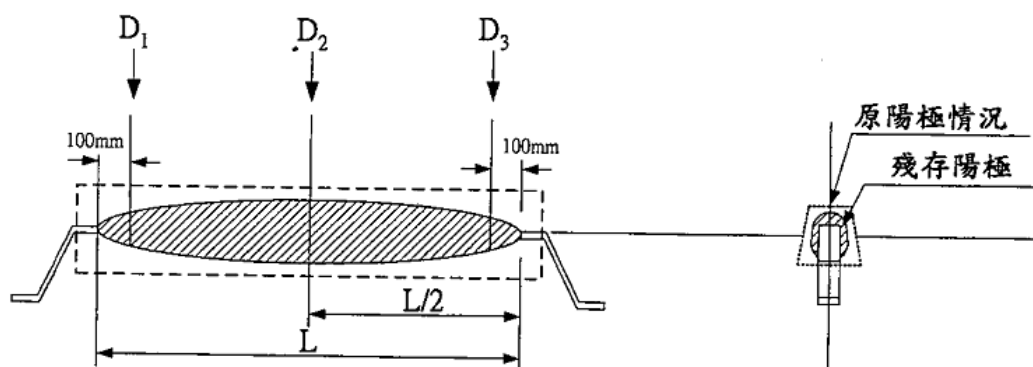


圖 4.17 陽極尺寸測定示意圖

B.陽極秤重：切斷陽極蕊棒部位拉上按秤重，扣除蕊棒部份求取陽極的殘量。

C.陽極殘存壽命計算：陽極的殘存壽命是從消耗的殘存重量及經過數年計算出。

陽極年間平均消耗量 $= (\text{陽極初期重量} - \text{陽極殘存重量}) / \text{經過年數}$

殘存壽命 $= \text{陽極殘存量} / \text{陽極年間平均消耗量}$

另外，也可從陽極平均發生電流求取殘存壽命

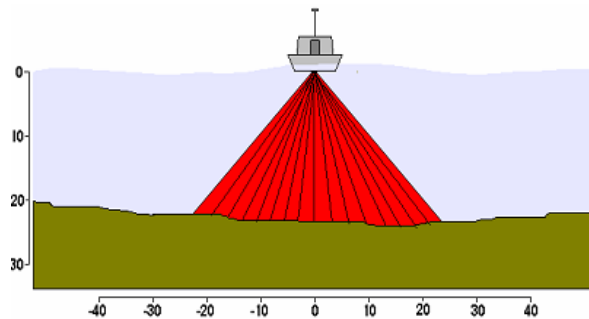
殘存壽命 $= (\text{陽極殘存量} \times \text{陽極有效電氣量}) / \text{陽極平均發生電流}$

4.3 其他類型儀器檢測

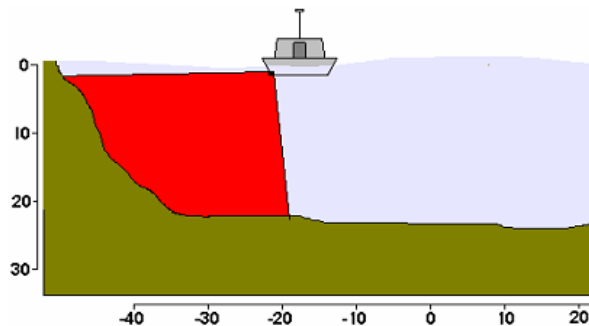
1. 水深多音束探測

(1) 探測原理

為精確詳實的呈現水深地形的細微變化，可採用高效率、高測點密度的多音束水深測量系統。多音束測深音鼓可以傾斜約 35 度角的方式安置，由音束側打方式主要針對碼頭面，且仍然可以施測碼頭旁水深地形。音鼓側打與正打差異之示意圖如圖 4.18 所示。



(A) 正打示意圖



(B) 側打示意圖

圖 4.18 多音束水深測量音鼓正打側打差異示意圖

一般採用的多音束測深機(以 RESON SeaBat 8124 為例)，其作業功能及系統架構如下圖 4.19、圖 4.20 所示：

A. 音束涵蓋範圍 120 度，約為 3.4 倍水深之寬度，共有 80 個音束，

每個音束大小為 1.5 度×1.5 度。

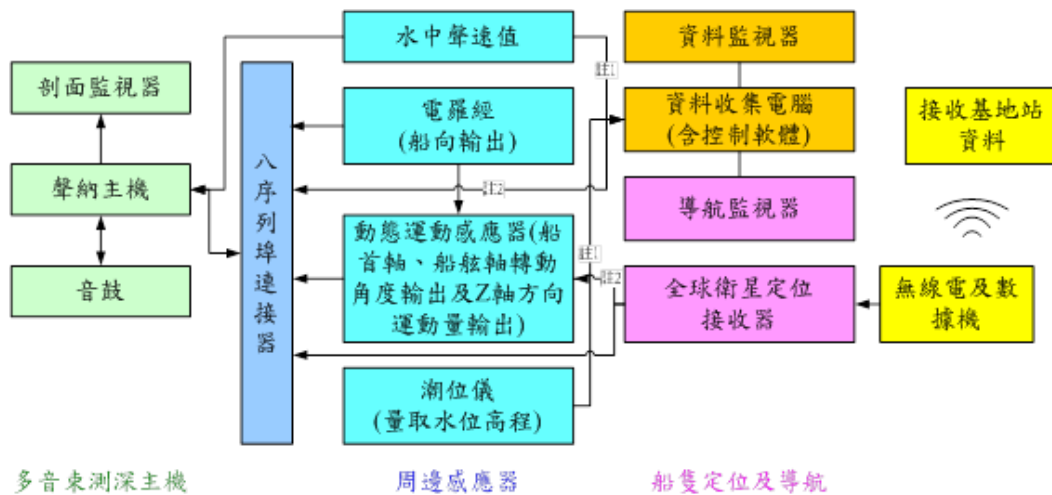
B.測深可達 300m，測深解析度 1 cm，測深精度符合國際海測組織 IHO 規範。

C.聲納頻率 200kHz，施測頻率最高可達 40 Hz，最高船行作業速度可達 12 節。

D.搭配 Hypack 資料收集軟體(如圖 4.21)，可即時了解測區深度，觀測覆蓋狀況等。



圖 4.19 RESON SeaBat 8124 多音束測深機



註 1：此資料可在資料處理時輸入。

註 2：用以修正船隻轉彎所引起之離心加速度。

圖 4.20 多音束測深儀 RESON SeaBat8124 系統架構示意圖

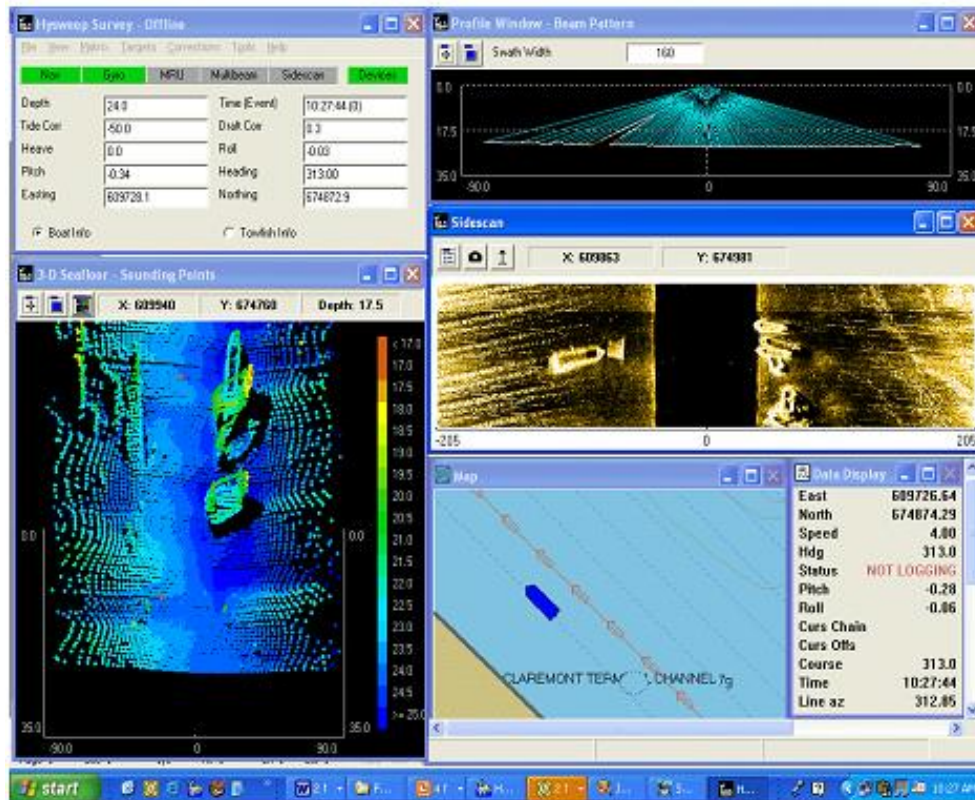


圖 4.21 HYPACK MAX 軟體—多音束測深系統施測畫面

多音束水深測量主要是以測深儀測深，搭配 GPS 衛星定位系統定位，並配合周邊設備如運動姿態感測器、電羅經、聲速儀、潮位儀等施測，達到高精度、高效率之海域地形測量方式。水深測量作業流程如圖 4.22 所示，各項作業步驟分述如下：

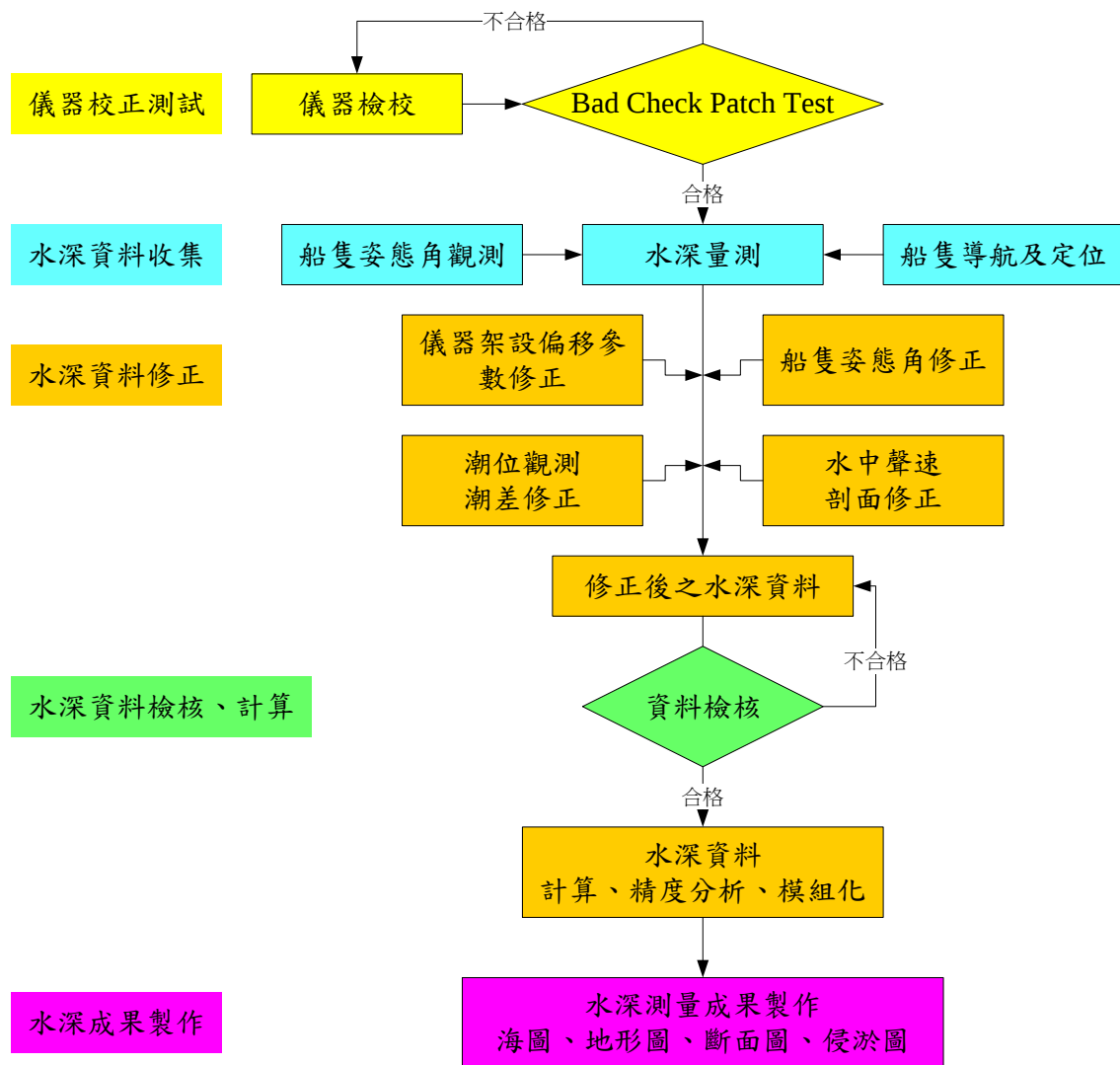


圖 4.22 水深測量作業流程圖

2.透地雷達檢測

(1)探測原理

透地雷達是一種類似反射震測的電磁波法，其施測原理如圖 4.23(a)所示，用天線將 $15\text{M}\sim 3\text{GHz}$ 之電磁波發射出去，使電磁波以 $V_m \approx \frac{C}{\sqrt{\epsilon_r}}$ 之波速在介質中傳遞，其中 $C = 2.998 \times 10^8 \text{ m/s}$ 為光速， ϵ_r 為介電常數(dielectric constant)，為相對空氣之容電率 (dielectric permittivity)，當電磁波碰到介電常數界面則發生部份反射，例如

空洞、地下管線、地層界面、水層等等界面，均會反射部份能量回到接收天線處，而由天線接收。其中反射係數為 $R = \frac{\sqrt{\epsilon_1} - \sqrt{\epsilon_2}}{\sqrt{\epsilon_1} + \sqrt{\epsilon_2}}$ ，其中 ϵ_1 為第 1 層之介電常數， ϵ_2 為第 2 層之介電常數。沿地表或襯砌表面連續掃描，將這些資料排在一起，則可得到地層或襯砌之剖面，當地表下方有地下管線或掏空之現象存在，則可看到明顯的反射訊號。

(2) 探測儀器

本探測使用美國 GSSI 公司生產之 SIR-3000 系列透地雷達，此系統之設計相當有彈性，發射之電磁波頻率及紀錄儀器之操作範圍相當廣，可適用於不同探測目的及探測場地之施測工作，其組件分為主機、天線罩及電源供應器三個部分，各組件之功能說明如下：

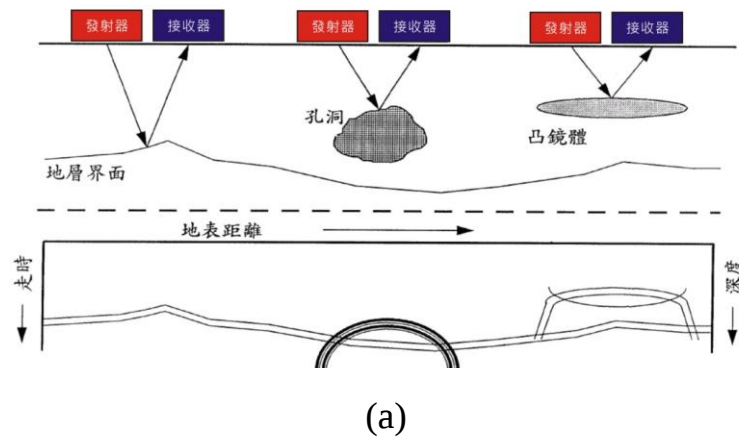
A. 透地雷達主機：主要在控制天線罩之發射信號及接收信號，內含數值轉換器、影像顯示器、掃描資料儲存設備等等。儀器輕巧防水可方便在各種不同環境底下施測。儀器之解析能力可達 16 位元，紀錄之動態範圍為 24 位元，並具有資料重合之功能，可重複疊加訊號，加強訊號之能量。此外主機內含硬式磁碟，方便現場工作資料之儲存。

B. 天線罩：天線罩中包含發射天線及接收天線，此系統之電磁波頻率操作範圍由 15MHZ 及 2GMHZ，其探測深度可由數十公分到數十公尺，依所需之探測深度選擇適用之天線罩頻率。

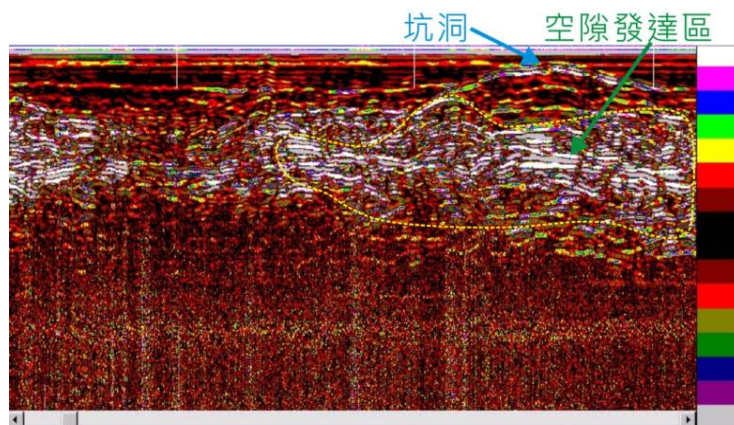
(3) 施測成果

施測參數設定為總歷時(total duration)100ns(10⁻⁹ sec)，每條描線(trace)取樣 1024 點，每公尺 50 次掃描。在資料處理分析上應用速度分析、頻率濾波、解迴旋、影像處理等技巧。圖 4.23(b)為透地雷達成果剖面範例，剖面圖中以 16 種不同色彩代表雷達波場振幅，色階中愈靠近中間之部分，色調愈暗表示反射愈弱，即介質

之介電常數的差異較小，如地層較為緊密或介質介電常數接近；而色階中愈靠近上下兩端之部分，色調愈亮表示反射愈強，介質之介電常數變化較大，如有坑洞、金屬管線、鋼支保或含水，均會造成強反射。



(a)



(b)

圖 4.23 透地雷達施測圖示說明

3. 光學測量檢測

此項儀器檢測以水準儀針對各型式碼頭岸肩進行高程量測，藉以確認是否有沈陷情況發生。若為棧橋式碼頭，則以各柱線間的墩柱位置進行高程量測，如圖 4.24 所示(是否需每個墩柱皆量測，視實際應用而定)，而重力與板樁式碼頭，則因為連續式結構，故量測上以離岸線固定距離(如圖 4.24 測線 A~C，本案以離岸線 5

公尺與 10 公尺劃設兩測線)為測線，並於每測線固定間隔(如圖 4.24 A₁、A₂~A_n所示，本案以 5 公尺間隔進行測線各點位的劃設)作為量測點進行高程測量。

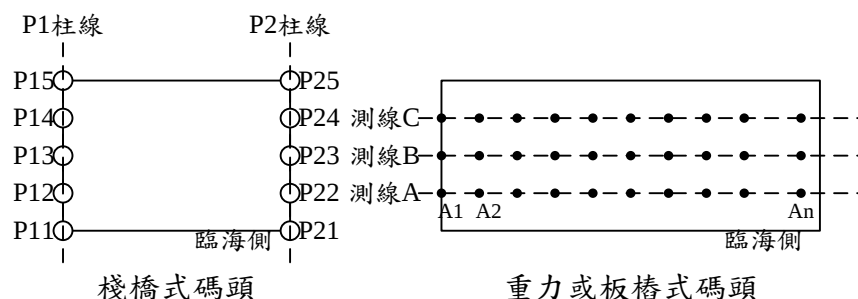


圖 4.24 各類型碼頭水準高程測量點位建議示意圖

4.4 碼頭構件儀器檢測建議

表 4-5 重力式碼頭構件儀器檢測對應

第 1 層構件	第 2 層構件	建議儀器檢測項目	
		結構性檢測	材料性檢測
碼頭本體	岸肩	透地雷達、光學測量、三維光達、混凝土裂縫探測	反彈錘法、鋼筋電阻係數量測、鋼筋電位值量測、中性化試驗、抗壓試驗、超音波脈波速度量測、氯離子檢測
	壁體		
	後線	光學測量、三維光達	—
海床		水深多音束探測	—

表 4-6 板樁式碼頭構件儀器檢測對應

第 1 層構件	第 2 層構件	建議儀器檢測項目	
		結構性檢測	材料性檢測
碼頭本體	岸肩	透地雷達、光學測量、三維光達、混凝土裂縫探測	反彈錘法、鋼筋電阻係數量測、鋼筋電位值量測、中性化試驗、抗壓試驗、超音波脈波速度量測、氯離子檢測
	壁體		材料厚度檢測、防蝕系統檢測
	後線	光學測量、三維光達	—
海床		水深多音束探測	—

表 4-7 棧橋式碼頭構件儀器檢測對應

第 1 層構件	第 2 層構件	建議儀器檢測項目	
		結構性檢測	材料性檢測
面版	梁	混凝土裂縫探測	反彈錘法、鋼筋電阻係數量、鋼筋電位值量測、超音波脈波速度量測
	岸肩底部		
	岸肩	透地雷達、光學測量、三維光達、混凝土裂縫探測	反彈錘法、鋼筋電阻係數量測、鋼筋電位值量測、中性化試驗、抗壓試驗、超音波脈波速度量測、氯離子檢測
	後線	光學測量、三維光達	—
墩柱		—	—
拋石護坡		—	—
海床		水深多音束探測	

第五章 碼頭構造物初步安全評估與處置對策

5.1 初步安全評估

1. 單一構件評估

各構件之評估以目視檢測後之劣化狀況乘上各構件權重值進行計算。若同一構件有不同劣化異狀，則以最嚴重值為代表。如圖 5.1 所示，單元 B11 有 B1 與 B2 兩個梁構件劣化，且 B1 梁同時有裂縫與腐蝕異狀，因裂縫劣化狀況較嚴重，故採用 3，而 B2 僅腐蝕異狀，故直接採用 2，而 B12 單元有 S1 與 S2 兩個位置有腐蝕異狀，因僅一種劣化異狀故直接採用劣化狀況為 2。其後為維修排序需求，將前述權重值配合構件採用之劣化狀況值進行計算，藉此將碼頭構件進行排序，依下表所示，B11 碼頭單元之面板-梁構件，其計算結果為 0.12，為最優先進行維修。

單元編號	構件名稱	劣化類型	劣化位置	劣化程度	採用	權重	結果
B11	面板-梁	裂縫	B1	3	3	0.07	0.21
B11	面板-梁	腐蝕	B1	2			
B11	面板-梁	腐蝕	B2	2			
B12	面板-岸肩底部	腐蝕	S1	2	2	0.02	0.04
B12	面板-岸肩底部	腐蝕	S2	2	2		0.04

圖 5.1 單一構件評估說明

2. 整體構造物評估

以碼頭或防波堤整體狀況進行計算，將構造物各構件最嚴重者，採用其劣化狀況配合各構件權重進行計算後累加，即為構造物整體狀況。如圖 5.2 所示以棧橋式碼頭為例，圖中各構件權重參照碼頭權重所示，各構件劣化狀況判定以採用該構造物構件最嚴重者，進行加權計算後累加即為整體評估。

棧橋式碼頭	面版	梁	權重 0.07	判定 4	評估 0.28
		岸肩	0.02	3	0.06
		岸肩底部	0.02	4	0.08
		後線	0.01	1	0.01
	墩柱		0.49	3	1.47
	拋石護坡		0.24	1	0.24
	海床		0.15	1	0.15
			Sum	2.29	

圖 5.2 整體構造物評估說明

表 5-1 重力式碼頭權重

構件名稱	第 2 層	各構件分配權重
碼頭本體 (0.53)	岸肩(0.35)	0.19
	壁體(0.55)	0.29
	後線(0.10)	0.05
海床(0.47)		0.47

表 5-2 板樁式碼頭權重

第 1 層	第 2 層	各構件分配權重
碼頭本體 (0.55)	岸肩(0.43)	0.24
	壁體(0.44)	0.24
	後線(0.13)	0.07
海床(0.45)		0.45

表 5-3 棧橋式碼頭權重

第 1 層	第 2 層	各構件分配權重
面版(0.12)	梁(0.58)	0.07
	岸肩(0.20)	0.02
	岸肩底部(0.15)	0.02
	後線(0.08)	0.01
墩柱(0.49)		0.49
拋石護坡(0.24)		0.24
海床(0.15)		0.15

表 5-4 碼頭附屬設施權重

構造物名稱	分配權重
繫船柱	0.22
防舷材	0.30
車擋	0.13
起重機軌道	0.36

5.2 碼頭構造物處置對策

處置對策依前述圖 1.1 分為「年度維修」、「緊急維修」與「緊急搶修」方式，如圖 5.3 所示：

1. 年度維修

確認能否掌握劣化原因，若否則需進行詳細檢測後，擬定維修補強策略後，進行施工。

2. 緊急維修

為構件為目視檢測標準為等級 4 之狀況，需確認是否掌握劣化原因，若否則需交由專案檢測小組進行探討後，遴選顧問公司與營造廠進行施工。

3. 緊急搶修

由於屬事故或災後之修復，亦為目視檢測標準為等級 4 之狀況，

因屬緊急狀況，故直接委由顧問公司與營造廠商進行快速補強設計，進行施工。

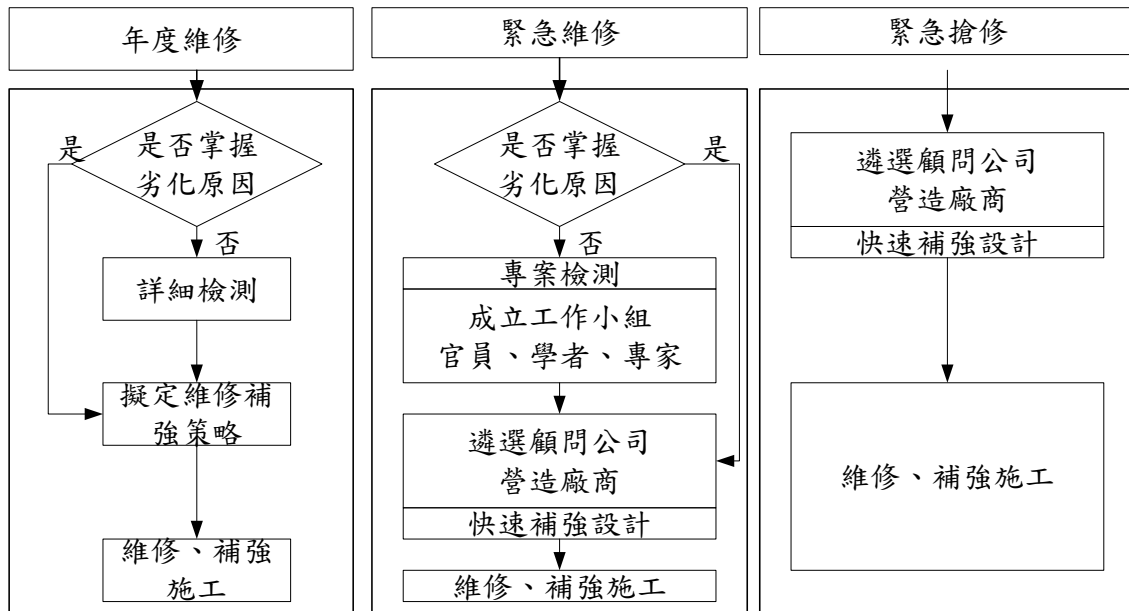


圖 5.3 碼頭構造物處置對策程序

本節針對各劣化異狀所建議的修復工法進行列表，並於其後說明各工法的施工說明與工料分析，以供現地工程師使用，惟在此僅針對一般性修復工法進行說明，補強工法部分因事涉進一步結構分析與設計，故在此不予以羅列。以下為各型式碼頭劣化異狀與處置對策對照表，處置對策中各工法說明如下表 5-5~表 5-8(表格中工法編號可參照圖 5.4 所示)，而工法說明以鋼筋混凝土構造物(C)、鋼構造物(S)與其他構造物(O)加以區分，各型式碼頭構件各劣化狀況等級與其處置對策矩陣如表 5-5、表 5-6、表 5-7 所示：

表 5-5 重力式碼頭各劣化狀況等級與其處置對策矩陣

劣化狀況	岸肩、壁體									壁體			後線			海床		
	裂縫			剝落			沉陷			漏砂			沈陷			沖刷		
	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4
持續觀察										√	√		√					
C01	√																	
C02		√																
C03				√	√								√					
C04																		
C05																		
C06											√			√				
O01																√		
O02																	√	
O03																		√

註：劣化狀況 4 為需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強

表 5-6 板樁式碼頭各劣化狀況等級與其處置對策矩陣

劣化狀況	岸肩									壁體									後線			海床		
	裂縫			剝落			沉陷			接縫開裂			穿孔			防蝕系統			沈陷			沖刷		
	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4
持續觀察																			√					
C01	√																							
C02		√																						
C03				√	√															√				
C05										√	√													
C06																					√			
S01									√		√		√	√										
S02												√		√										
S03																		√						
S04															√	√								
O01																						√		
O02																							√	
O03																								√
O10			√			√	√	√	√															

註：劣化狀況 4 為需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強

表 5-7 板樁式碼頭各劣化狀況等級與其處置對策矩陣

劣化 狀況	岸肩、梁						岸肩			壁體			後線			海床			岸肩底部						墩柱(鋼管樁)						墩柱(混凝土樁)						拋石護坡								
	裂縫			剝落			沉陷			漏砂			沈陷			沖刷			裂縫			剝落			腐蝕			防蝕包 覆損壞			裂縫			剝落			破壞								
	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4	2	3	4									
持續 觀察										√	√		√														√																		
C01	√																	√																											
C02		√																√																											
C03					√	√								√						√	√									√	√														
C04																					√													√											
C06												√			√																														
C07																										√																			
C08																											√																		
C09																				√							√																		
C10																												√																	
C11																		√																											
S01																							√																						
S02																						√			√																				
S05																								√																					
S06																										√																			
S07																											√																		
O01															√																								√						
O03																√																												√	
O10				√			√											√			√								√				√												

註：劣化狀況 4 為需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強

鋼筋混凝土構件修復工法	C1	樹脂砂漿塗抹工法	鋼構件修復工法	S1	新增鋼板焊補法
	C2	灌注環氧樹脂工法		S2	水中硬化環氧樹脂塗附法
	C3	修補水泥砂漿工法		S3	犧牲陽極式防蝕系統
	C4	混凝土及鋼筋修補		S4	外加電流式防蝕系統
	C5	陸側水中混凝土填補法		S5	鉚釘打設工法
	C6	回填料填補壓實法		S6	防蝕包覆修補法
	C7	水泥砂漿注射工法		S7	防蝕包覆重鋪法
	C8	水中混凝土澆置工法	其他構件修復工法	O1	拋石護基工法
	C9	噴凝土修復		O2	拋放麻袋混凝土法
	C10	增厚工法		O3	新增護基方塊法
	C11	FRP接合工法		O4	鋼軌矯正
				O5	鋼軌汰換
				O6	防蝕塗料維修
				O7	置換繫船柱
				O8	構件脫落之維修
				O9	置換防舷材

圖 5.4 碼頭構造物劣化處置對策表

表 5-8 重力式碼頭劣化異狀與處置對策

第 1 層構件	第 2 層構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明	建議處置對策
碼頭本體	岸肩	裂縫	2	局部(1m ²)可見到 2~3 個寬度 3mm 以下的裂縫	樹脂砂漿塗抹工法 (C1)
			3	裂縫寬度約 3~5mm 以內	灌注環氧樹脂工法 (C2)
			4	裂縫擴散至整個岸肩或裂縫寬度約 5mm 以上	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強
		剝落	2	混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑 <15 cm，深度 <2.5 cm	修補水泥砂漿工法 (C3)
			3	鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑 ≤ 15 cm，深度 >2.5 cm 或剝落寬度直徑 >15 cm，深度 ≤ 2.5 cm	修補水泥砂漿工法 (C3)
			4	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑 >15 cm，深度 >2.5 cm	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強 混凝土及鋼筋修補 (C4)
		沈陷	2	岸肩輕微下陷(面積 <5 m ² 、高度 <2.5 cm)	持續觀察
			3	岸肩明顯下陷(面積 ≤ 5 m ² 、高度 >2.5 cm 或面積 >5 m ² 、高度 ≤ 2.5 cm)	持續觀察，並同時確認壁體狀況。
			4	岸肩嚴重下陷(面積 >5 m ² 、高度 >2.5 cm)	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強，必要時重新鋪設
	壁體	裂縫	2	局部(1m ²)可見到 2~3 個寬度 3mm 以下的裂縫	樹脂砂漿塗抹工法 (C1)
			3	裂縫寬度約 3~5mm 以內	灌注環氧樹脂工法 (C2)
			4	裂縫擴散至整個岸肩或裂縫寬度約 5mm 以上	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強

表 5-9 重力式碼頭劣化異狀與處置對策(續)

第 1 層構件	第 2 層構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明	建議處置對策	
碼頭本體	壁體	剝落	2	混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑<15 cm，深度<2.5 cm	修補水泥砂漿工法(C3)	
			3	鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑≤15 cm，深度>2.5 cm 或剝落寬度直徑>15 cm，深度≤2.5 cm	修補水泥砂漿工法(C3)	
			4	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑>15 cm，深度>2.5 cm	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強 混凝土及鋼筋修補(C4)	
		漏砂	2	壁體出現孔洞，但並未漏砂	持續觀察	
			3	壁體裂縫已可觀察出漏砂	持續觀察並回填粒料	
			4	背填砂經由大型破洞露出，或孔內看不到砂	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強 回填料填補壓實法(C6)	
		後線	沈陷	2	後線輕微下陷(高度<10 cm、面積<10 m ²)	持續觀察
				3	後線明顯下陷(10≤高度≤15 cm、10 m ² ≤面積≤20 m ²)	持續觀察或 修補水泥砂漿工法(C3)
				4	後線嚴重下陷(高度>15 cm、面積>20 m ²)	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強 回填料填補壓實法(C6)
	海床	沖刷	2	基礎輕微淘刷(沖刷坑深度目視約 50cm 以下)	持續觀察 拋石護基工法(O1)	
			3	基礎明顯淘刷(沖刷坑深度目視約 50~100cm)	設置消波塊 拋放麻袋混凝土法(O2)	
			4	基礎嚴重淘刷(沖刷坑深度目視約 100cm 以上)	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強 新增護基方塊法(O3)	

表 5-10 板樁式碼頭劣化異狀與處置對策(續)

第 1 層構件	第 2 層構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明	建議處置對策
碼頭本體	岸肩	裂縫	2	局部(1m ²)可見到 2~3 個寬度 3mm 以下的裂縫	樹脂砂漿塗抹工法(C1)
			3	裂縫寬度約 3~5mm 以內	灌注環氧樹脂工法(C2)
			4	裂縫擴散至整個岸肩或裂縫寬度約 5mm 以上	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強
		剝落	2	混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑 <15 cm，深度 <2.5 cm	修補水泥砂漿工法(C3)
			3	鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑 ≤ 15 cm，深度 >2.5 cm 或剝落寬度直徑 >15 cm，深度 ≤ 2.5 cm	修補水泥砂漿工法(C3)
			4	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑 >15 cm，深度 >2.5 cm	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強 混凝土及鋼筋修補(C4)
		沈陷	2	岸肩輕微下陷(面積 <5 m ² 、高度 <2.5 cm)	持續觀察
			3	岸肩明顯下陷(面積 ≤ 5 m ² 、高度 >2.5 cm 或面積 >5 m ² 、高度 ≤ 2.5 cm)	持續觀察，並同時確認壁體狀況。
			4	岸肩嚴重下陷(面積 >5 m ² 、高度 >2.5 cm)	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強，必要時重新鋪設

表 5-11 板樁式碼頭劣化異狀與處置對策(續)

第 1 層構件	第 2 層構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明	建議處置對策
碼頭本體	壁體	接縫開裂	2	開裂深度輕微(文公尺可入裂縫約<10cm 深)	持續觀察、新增鋼板焊補法(S1)
			3	開裂深度中等(文公尺可入裂縫 10~20cm 深)	持續觀察、陸側水中混凝土填補法(C5)
			4	開裂深度嚴重(文公尺可入裂縫約>20cm 深)	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強。新增鋼板焊補法(S1)+陸側水中混凝土填補法(C5)
		穿孔	2	帶狀區域的鏽蝕、局部小型穿孔(面積小於 5 cm ²)現象	水中硬化環氧樹脂塗附法(S2)
			3	帶狀區域的鏽蝕、並有局部小型穿孔(面積介於 5~20 cm ²)現象	新增鋼板焊補法(S1)
			4	連續性多範圍鏽蝕，鋼板樁表面穿孔(面積大於 20 cm ²)擴大且有漏砂現象	新增鋼板焊補法(S1)+水中硬化環氧樹脂塗附法(S2)
		防蝕系統	2	防蝕塊耗損小於 1/3	確認其腐蝕電流是否符合規定，若是則持續觀察，若否則進行外加電流式防蝕系統(S4)
			3	防蝕塊耗損介於 1/3~2/3	外加電流式防蝕系統(S4)
			4	防蝕塊耗損大於 2/3	犧牲陽極式防蝕系統(S3)
	後線	沈陷	2	後線輕微($\leq 10 \text{ m}^2$)	持續觀察
			3	後線明顯下陷($10 \leq \text{高度} \leq 15 \text{ cm}$ 、 $10 \text{ m}^2 \leq \text{面積} \leq 20 \text{ m}^2$)	持續觀察或修補水泥砂漿工法(C3)
			4	後線嚴重下陷(高度>15 cm、面積>20 m ²)	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強 回填料填補壓實法(C6)

表 5-12 板樁式碼頭劣化異狀與處置對策(續)

第 1 層構件	第 2 層構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明	建議處置對策
海床	冲刷		2	基礎輕微淘刷(冲刷坑深度目視約 50cm 以下)	持續觀察 拋石護基工法(O1)
			3	基礎明顯淘刷(冲刷坑深度目視約 50~100cm)	設置消波塊 拋放麻袋混凝土法(O2)
			4	基礎嚴重淘刷(冲刷坑深度目視約 100cm 以上)	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強 新增護基方塊法(O3)

表 5-13 棧橋式碼頭劣化異狀與處置對策(續)

第 1 層構件	第 2 層構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明	建議處置對策
面版	梁	裂縫	2	局部(1m ²)可見到 2~3 個寬度 3mm 以下的裂縫	樹脂砂漿塗抹工法(C1)
			3	裂縫寬度約 3~5mm 以內	灌注環氧樹脂工法(C2)
			4	裂縫擴散至整個岸肩或裂縫寬度約 5mm 以上	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強
		剝落	2	混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑<15 cm，深度<2.5 cm	修補水泥砂漿工法(C3)
			3	鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑≤15 cm，深度>2.5 cm 或剝落寬度直徑>15 cm，深度≤2.5 cm	修補水泥砂漿工法(C3)
			4	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑>15 cm，深度>2.5 cm	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強 混凝土及鋼筋修補(C4)
	岸肩	裂縫	2	局部(1m ²)可見到 2~3 個寬度 3mm 以下的裂縫	樹脂砂漿塗抹工法(C1)
			3	裂縫寬度約 3~5mm 以內	灌注環氧樹脂工法(C2)
			4	裂縫擴散至整個岸肩或裂縫寬度約 5mm 以上	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強

表 5-14 棧橋式碼頭劣化異狀與處置對策(續)

第 1 層構件	第 2 層構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明	建議處置對策
面版	岸肩	剝落	2	混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑<15 cm，深度<2.5 cm	修補水泥砂漿工法(C3)
			3	鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑≤15 cm，深度>2.5 cm 或剝落寬度直徑>15 cm，深度≤2.5 cm	修補水泥砂漿工法(C3)
			4	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑>15 cm，深度>2.5 cm	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強 混凝土及鋼筋修補(C4)
		沈陷	2	岸肩輕微下陷(面積<5 m ² 、高度<2.5 cm)	持續觀察
			3	岸肩明顯下陷(面積≤5 m ² 、高度>2.5 cm 或面積>5 m ² 、高度≤2.5 cm)	持續觀察
			4	岸肩嚴重下陷(面積>5 m ² 、高度>2.5 cm)	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強
	岸肩底部	裂縫	2	局部(1m ²)可見到 2~3 個寬度 3mm 以下的裂縫	樹脂砂漿塗抹工法(C1)、FRP 接合工法(C11)
			3	裂縫寬度約 3~5mm 以內	灌注環氧樹脂工法(C2)
			4	裂縫擴散至整個岸肩或裂縫寬度約 5mm 以上	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強

表 5-15 棧橋式碼頭劣化異狀與處置對策(續)

第 1 層構件	第 2 層構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明	建議處置對策
面版	岸肩底部	剝落	2	混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑<15 cm，深度<2.5 cm	修補水泥砂漿工法(C3)
			3	鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑≤15 cm，深度>2.5 cm 或剝落寬度直徑>15 cm，深度≤2.5 cm	修補水泥砂漿工法(C3)、噴凝土修復(C9)
			4	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑>15 cm，深度>2.5 cm	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強 混凝土及鋼筋修補(C4)
	後線	沈陷	2	後線輕微下陷(深度<10 cm、面積<10 m ²)	持續觀察
			3	後線明顯下陷(10≤深度≤15cm、10m ² ≤面積≤20 m ²)	持續觀察或 修補水泥砂漿工法(C3)
			4	後線嚴重下陷(深度>15 cm、面積>20 m ²)	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強 回填料填補壓實法(C6)
墩柱(鋼管樁)		腐蝕	2	局部區域有鏽蝕集中	水中硬化環氧樹脂塗佈法(S2)
			3	帶狀區域的鏽蝕，並有局部小型穿孔	新增鋼板焊補法(S1)
			4	連續性之鋼管樁鏽蝕，鋼管樁表面穿孔擴大	鉚釘打設工法(S5)
		防蝕包覆損壞	2	劣化面積 0.3%以下	水中硬化環氧樹脂塗佈法(S2)
			3	劣化面積介於 0.3~10%之間	防蝕包覆修補法(S6)
			4	劣化面積 10%以上	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強 防蝕包覆重鋪法(S7)

表 5-16 棧橋式碼頭劣化異狀與處置對策(續)

第 1 層構件	第 2 層構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明	建議處置對策
墩柱 (混凝土樁)	裂縫	2	局部(1m ²)可見到 2~3 個寬度 3mm 以下的裂縫	持續觀察 水泥砂漿注射工法(C7)	
		3	裂縫寬度約 3~5mm 以內	水中混凝土澆置工法(C8)	
		4	裂縫擴散至整個岸肩或裂縫寬度約 5mm 以上	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強增厚工法(C10)	
	剝落	2	混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑<15 cm，深度<2.5 cm	修補水泥砂漿工法(C3)	
		3	鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑≤15 cm，深度>2.5 cm 或剝落寬度直徑>15 cm，深度≤2.5 cm	修補水泥砂漿工法(C3)	
		4	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑>15 cm，深度>2.5 cm	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強混凝土及鋼筋修補(C4)	
拋石護坡	破壞	2	護坡塊石輕微受損(護坡塊石破壞率約 5%以下)	拋石護基工法(O1)	
		3	護坡塊石明顯受損(護坡塊石破壞率約 5%~20%)	拋放麻袋混凝土法(O2)	
		4	護坡塊石嚴重受損(護坡塊石破壞率約 20%以上)	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強新增護基方塊法(O3)	

表 5-17 棧橋式碼頭劣化異狀與處置對策(續)

第 1 層構件	第 2 層構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明	建議處置對策
海床	冲刷		2	基礎輕微淘刷(冲刷坑深度目視約 50cm 以下)	拋石護基工法(O1)
			3	基礎中等淘刷(冲刷坑深度目視約 50~100cm)	拋放麻袋混凝土法(O2)
			4	基礎嚴重淘刷(冲刷坑深度目視約 100cm 以上)	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強 新增護基方塊法(O3)

表 5-18 碼頭附屬設施劣化異狀與處置對策(續)

構件	劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明	建議處置對策
繫船柱	腐蝕龜裂	2	材質輕微鏽損狀況，基座無明顯龜裂情形	防蝕塗料維修(O6)
		3	材質明顯鏽損狀況，基座有明顯龜裂情形	防蝕塗料維修(O6) 灌注環氧樹脂工法(C2)
		4	材質嚴重鏽損與剝落，基座嚴重龜裂	置換繫船柱(O7)
防舷材	龜裂破損	2	材質表面褪色、輕微劣化，螺帽鬆脫或缺損	持續觀察
		3	材質表面劣化明顯，螺栓缺損，靠船時能明顯觀察到龜裂現象	構件脫落之維修(O8)
		4	材質老化、構件變形或掉落	置換防舷材(O9)
車擋	龜裂破損	2	材質表面輕微龜裂情形	持續觀察
		3	材質表面有明顯龜裂，基座有龜裂情形	持續觀察
		4	材質嚴重龜裂貫穿車擋或多處破損	置換車擋
起重機軌道	腐蝕位移	2	兩軌間距左右差 $\leq 5\text{mm}$ 、鋼軌接縫高差 $\leq 3\text{mm}$	持續觀察
		3	兩軌間距左右差 $5\text{mm}\sim 10\text{mm}$ 、鋼軌接縫高差 $3\text{mm}\sim 4.25\text{mm}$	鋼軌矯正(O4)
		4	兩軌間距左右差 $>10\text{mm}$ 、鋼軌接縫高差 $>4.25\text{mm}$	鋼軌汰換(O5)

1.鋼筋混凝土修復工法

(1)樹脂砂漿塗抹工法(C1)

A.施工規範

- (A)在塗抹樹脂砂漿修補材料前，必須將混凝土表面以高壓水清洗乾淨。
- (B)如遇混凝土剝離或鋼筋鏽蝕則必須先完成混凝土表層修復及鋼筋除鏽及防蝕處理，並經工地工程司同意後以實做數量併入該修補工法計量與計價。
- (C)施作前徹底以清水浸濕混凝土表面，確保活性矽化合物能經由擴散作用深入混凝土毛細孔及通道形成結晶物質。
- (D)施作時須選用半硬的尼龍刷、鋤刀、掃帚(用於大的水平表面)、或特別的噴灑工具，塗層至少以 0.8mm 厚度平均塗抹。
- (E)當防水塗層達到初凝足夠硬度時即刻開始均勻噴霧狀水養護，以確保品質。
- (F)施工安全防護措施及塗佈方式須經材料廠商之建議方式施作，承商建議之方式應事先取得工地工程司之同意。

B.材料規範

- (A)施工前承商應依甲方指示，準備材料樣本、出廠證明書(正本)、原廠品質證明書(正本)，送交甲方審核通過，方可施工。
- (B)樹脂砂漿不低於原混凝土結構物強度。
- (C)防護塗層材料規格：

試驗項目	規格值	試驗方法
抗滲透水壓	$\geq 1.2\text{Mp2}$ ，無滲漏	CRD-C48
結晶滲透厚度	$\geq 30\text{mm}$ ，30 天	掃描式電子顯微鏡 (SEM) 能量分散光譜儀(EDS) 及 X 射線綜合分析

(2)灌注環氧樹脂工法(C2)

A.施工規範

- (A)畫定欲修復之裂縫，標示其尺寸，同時記錄於檢測圖上，經工地工程司同意後方可施工。
- (B)以高壓水刀清理裂縫表面與周邊雜質。
- (C)固定裂縫灌注器於裂縫上，灌注器間距須視裂縫寬度而定，間距為 15 至 40 公分之間(視採用廠牌而定)，以能灌滿裂縫為原則。
- (D)安裝灌注器底座。
- (E)裂縫密封之裂縫表面須用密封劑沿著裂縫作寬度約 30mm，厚 3mm 之密封，以避免注入之修補材料流出。
- (F)請工地工程司檢查，經其同意後繼續施作。
- (G)環氧樹脂灌注：灌注的壓力須由裂縫寬度、深度及修補材的稠度來決定，原則上須採用低壓低速方式灌注。灌注時須從裂縫最寬處開始，若在垂直或傾斜面施工時，通常先從最低的灌注點開始依序向上灌注，當環氧樹脂溢過上方的灌注點時，再移至新灌注點進行灌注。若有需要且在該裂縫灌注 30 分鐘內，可再進行補灌。記錄每一灌注之環氧樹脂使用量，並送交工程司備查。
- (H)請現地工程司確實監督灌滿後至少養生 24 小時，拆除灌注器底座，並進行披土磨平。
- (I)完成後施工區塊噴塗水泥漿式油漆以遮飾整修之裂縫。

B.材料規範

- (A)施工前承商應依甲方指示，準備材料樣本、出廠證明書(正本)、原廠品質證明書(正本)，送交甲方審核通過，方可施工。
- (B)環氧樹脂注入粘劑之審核：承包商須提送由獨立(具公信力)

合格之實驗試所簽發之完整實驗報告，驗明其計劃使用之環氧樹脂注劑符合本施工規範所列之環氧樹脂注劑材料規範之全部要求。(如係進口材料，其由原製造廠所提之實驗報告及證明書等文件均應由我國駐派國代表處簽證)，送請工程司及業主審核同意後使用。

(C)使用之環氧樹脂粘劑之品質證明：每一批將用於本工程之注入粘劑承包商均須提供證明其環氧樹脂均符合第 2 款所列環氧樹脂之需求。其證明應包含每批產品之實驗報告。

(D)本工程所審核承包商所提送之文件，文件內容由承包商負完全之責任，如經工程司要求抽驗，而抽驗取樣送經檢驗後，如有任何數據與承包商原提送文件登載不合者，承包商應負一切損害賠償及法律責任。

(E)裂縫灌注環氧樹脂材料規格：

試驗項目	規格值	測試方法
粘滯度	$\geq 8\text{Pa.s}$	CNS13065(ASTM D293-86)
粘接強度	$\geq 90\text{kg/cm}^2(14\text{days})$	ASTM C882-87
抗拉強度	$\geq 30\text{kg/cm}^2$	CNS1011(ASTM C109-85)

(3)修補水泥砂漿工法(C3)

A.施工規範

(A)畫定欲敲除混凝土範圍，標示其尺寸，同時記錄於檢測圖上，經工地工程司同意後方可施工。

(B)以高壓水刀鑿除劣化混凝土至堅實面。

(C)修飾被敲除之混凝土範圍，使其邊緣盡量成為方邊，且方邊深度不小於 10mm。

(D)以高壓噴鎗清除表面粉塵及鬆動碎屑，同時請工地工程師檢查，經其同意後方可繼續施作。

- (E)塗抹環氧樹脂接著劑於新舊混凝土接觸面上，而此接著劑須與補修材料及混凝土具有相容特性。
- (F)於接著劑處於濕潤狀態時，以補修材料將蜂窩灌滿並加以整平及養護，修補材料須為經工程司核可之無收縮混凝土或無收縮水泥砂漿，可施工於垂直面，並具修補厚度可達現場要求之特性。
- (G)混凝土剝落處以無收縮水泥砂漿修補後，其暴露在外的表面要妥善的保護，避免受到風、雨的侵蝕，同時亦應避免高溫使水泥砂漿快速地乾燥而強度不足，承包商若採水泥砂漿養護劑進行養護，應事先提送甲方工地工程司核可後據以施作。
- (H)應由外觀檢查，以確定填補材料沒有裂縫產生。
- (I)承包商須依據採用之材料特性，擬定合適之養護方法，送經甲方工地工程司核可後據以施做。

B.材料規範

- (A)施工前承商應依甲方指示，準備材料樣本、出廠證明書(正本)、原廠品質證明書(正本)，送交甲方審核通過，方可施工。
- (B)樹脂砂漿不低於原混凝土結構物強度。
- (C)使用之環氧樹脂粘劑之品質證明：每一批將用於本工程之注入粘劑承包商均須提供證明其環氧樹脂均符合第 2 款所列環氧樹脂之需求。其證明應包含每批產品之實驗報告。
- (D)本工程所審核承包商所提送之文件，文件內容由承包商負完全之責任，如經工程司要求抽驗，而抽驗取樣送經檢驗後，如有任何數據與承包商原提送文件登載不合者，承包商應負一切損害賠償及法律責任。
- (E)環氧樹脂底漆(新舊混凝土接著劑)及修補材料與新舊混凝土接著劑規格：

環氧樹脂底漆(新舊混凝土接著劑)規格

試驗項目	規格值	測試方法
抗壓強度	$\geq 385 \text{ kg/cm}^2$	CNS1010(ASTM C109-90)
抗拉強度	$\geq 50 \text{ kg/cm}^2$	CNS1011(ASTM C190-85)

修補材料與新舊混凝土接著劑規格

試驗項目	規格值	測試方法
抗壓強度	$> 180 \text{ kg/cm}^2 @ 7 \text{ 天}$ $> 220 \text{ kg/cm}^2 @ 28 \text{ 天}$	CNS1010 (ASTM C109-90)
粘接強度	$> 15 \text{ kg/cm}^2$	ASTM 882-87
膨脹率	$0 \sim 0.4\% @ 7 \text{ 天}$	ASTM C827
氯離子含量	$< 0.3 \text{ kg/m}^3$	CNS3090

(4)混凝土及鋼筋修補(C4)

A.施工規範

- (A)畫定欲敲除混凝土之範圍，標示其尺寸，同時記錄於檢測圖上，經工地工程司同意後方可施工。
- (B)沿鋼筋軸向方向多敲除 50mm 之混凝土，以確保無鋼筋銹蝕發生，並將敲除後之不規則修復面調整為規則面，規則面邊界切割深度不可小於 10mm。
- (C)敲除已產生鋼筋銹蝕之表面混凝土至鋼筋內側約 2.5cm 處，並將表面打毛。
- (D)鋼筋或套管以水刀除銹，並將工作面清理乾淨。同時請工地工程司檢查，經其同意後方得繼續施作。
- (E)銹蝕處理後於一小時內塗上防銹劑。
- (F)塗抹新舊混凝土接著劑於新舊混凝土交界面上，接著劑須與修補物質及混凝土具有相容特性。
- (G)於接著劑處於濕潤狀態時，以修補材料將打除混凝土部份灌

滿，修補材料須為經工程司核可之無收縮混凝土或無收縮水泥砂漿，可施工於垂直面，並具修補厚度可達現場要求之特性。

(H)將表面修飾整平，承包商並須依據採用之材料特性，事先擬定合適之養護方法，送經甲方工地工程司核可後據以施做。

(I)應由外觀檢查，以確定填補材料沒有裂縫產生。

B.材料規範

(A)鋼筋防銹劑(漆)須為抗酸鹼性、耐後性及具黏結性之績優產品，使用前應先提送樣品並附產品說明書等詳細資料經甲方工程司核定同意後方可施工。

(B)修補材料及新舊混凝土接著劑規格：

修補材料規格

試驗項目	規格值	測試方法
抗壓強度	$\geq 180\text{kg/cm}^2@7\text{天}$ $\geq 220\text{kg/cm}^2@28\text{天}$	CNS1010(ASTM C109-90)
粘接強度	$\geq 15\text{kg/cm}^2$	ASTM 882-87
膨脹率	$0\sim 0.4\%@7\text{天}$	ASTM C827
氯離子含量	$\leq 0.6\text{kg/m}^3$	CNS3090

新舊混凝土接著劑規格

試驗項目	規格值	測試方法
抗壓強度	$> 350\text{kg/cm}^2$	CNS1010(ASTM C109-90)
抗拉強度	$> 50\text{kg/cm}^2$	CNS1011(ASTM C190-85)

(5)陸側水中混凝土填補法(C5)：於開裂處之陸側打設水中混凝土。待混凝土完成養護後以原開挖起之級配料運回進行填補壓實，最後進行基底層及碼頭面層鋪設。

①施工項目：水中混凝土打設、級配填補壓實、碼頭面層鋪設。

②相關規範：公共工程施工綱要規範第 02316 章、第 02317 章、第 02463 章、第 02722 章、第 02726 章、第 02742 章、第 02745 章、第 02747 章、第 03110 章、第 03390 章。

(6)回填料填補壓實法(C6)：挖除原鋪面及基底層，並壓實下層回填砂後，重新鋪基底層及鋪面。

①施工項目：下陷區域混凝土挖除、回填料填補壓實、基底層鋪設、混凝土面層鋪設、表面鏟整。

②相關規範：公共工程施工綱要規範第 02316 章、第 02317 章、第 02722 章、第 02726 章、第 03210 章、第 03310 章、第 03350 章、第 03390 章。

(7)水泥砂漿注射工法(C7)

水泥砂漿注射工法方法是一種簡易的注射方式，此法為注射水泥砂漿並適用於特殊位置且其範圍較小，如圖 5.4、圖 5.5 所示。

假設注射範圍較長，則會以一端注射並於另一端排出的方式，藉以確認漿液充滿。當灌注時，其灌注壓力需視現場情況調整，以避免灌注過快，造成漿液的流失。

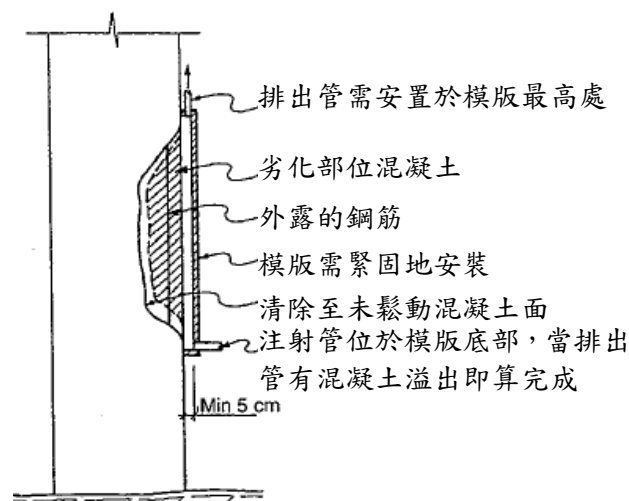


圖 5.5 使用水泥砂漿注射工法於牆面構造修復示意

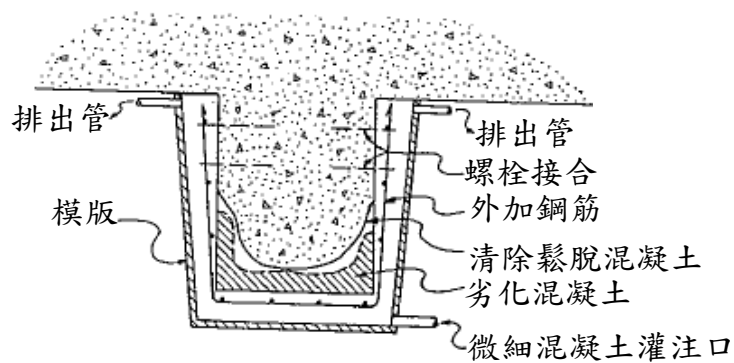


圖 5.6 使用水泥砂漿注射工法於梁修復示意

(8)水中混凝土澆置工法(C8)

海中墩柱與結構構件在使用特密管修復上有其相同的特性，其皆使用覆蓋物(Mantle)環繞構造物周圍，以便使新舊介面的接合度提高，這亦可應用於劣化異狀僅出現於構件單側之情況，無論是否需加強構造物的強度，使用鋼筋網是有其必要性的，其目的可增加混凝土澆置時的附著力。

當劣化異狀發生於混凝土與海床交接處時，必須清除舊有混凝土部分，並且覆蓋物需使用螺栓與海床連接，因應澆置覆蓋物的模版與海床交接部分亦需依其外型予以修整，以符合其外形。覆蓋物厚度必須有充足的空間供特密管於模版與鋼筋網之間放入。當混凝土澆置時，特密管於需裝設於墩柱兩側，如圖 5.6 所示。

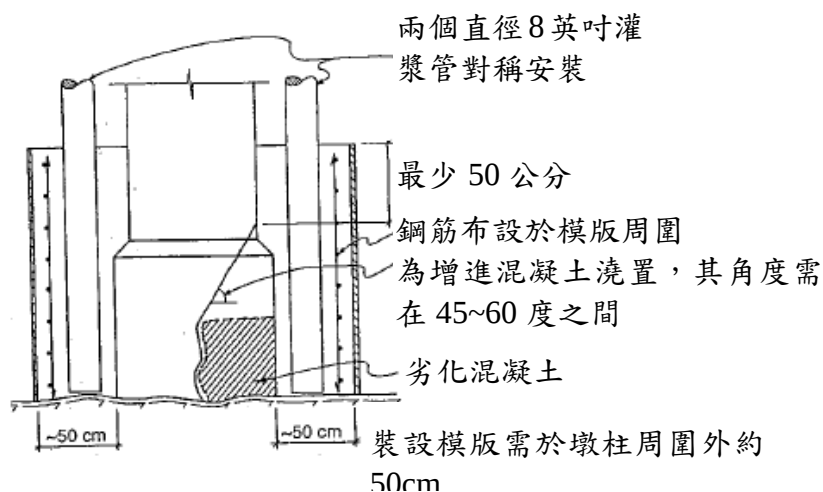


圖 5.7 特密管於墩柱海床交接面之修復

(9) 噴凝土工法(Shotcrete or gunite)(C9)

當混凝土表面鑿除與噴砂處理後，視需要安置鋼筋於預定位置，並使用噴凝土於墩柱或牆面，以恢復它原有的斷面尺寸(如圖 5.7 所示)。此方面並不建議使用環氧樹脂黏著劑，因其會發生腐蝕。當墩柱混凝土劣化至外形如沙漏般時，則必須先使用噴凝土修補後，再使用鋼筋進行斷面修復(如圖 5.8 所示)。

施工上最好能施做兩層厚度 2~3 公分的混凝土，其效果上比一次施做 4~5 公分為佳。一般來說，高壓縮力混凝土在黏著力與特性上較低壓縮力的為佳。

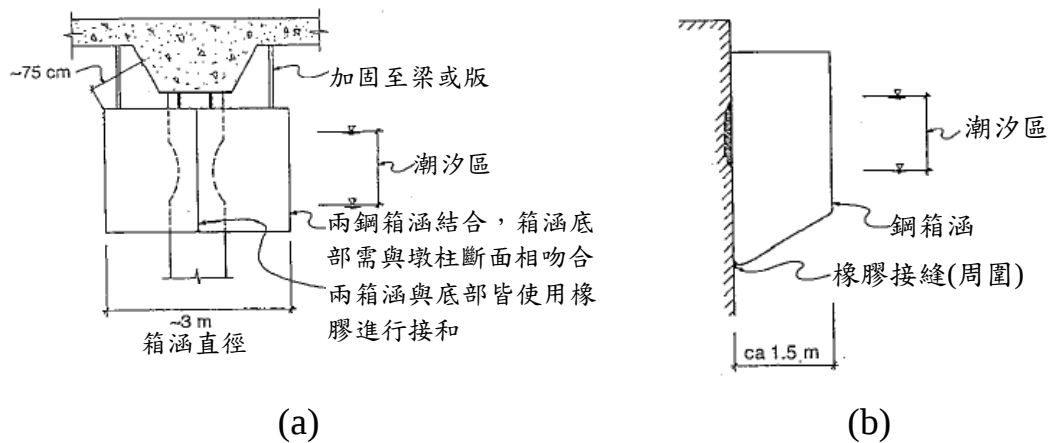


圖 5.8 防水箱涵示意

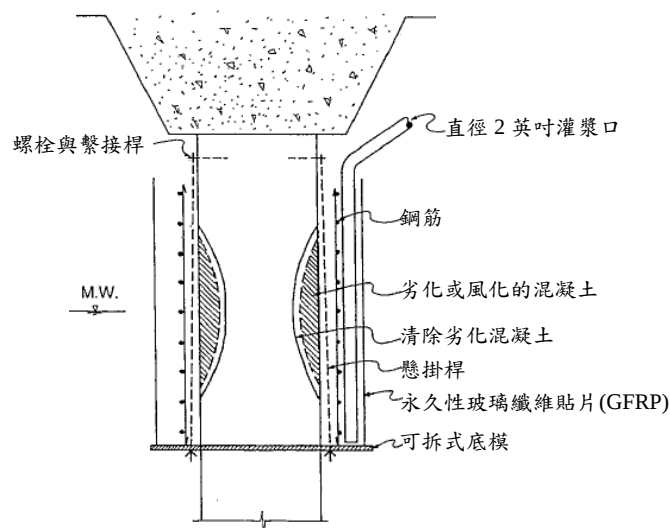


圖 5.9 灌漿管示意

(10)增厚工法(C10)：係於構材上、下面或側面重新配置鋼筋並與舊構材結合後打設新混凝土，使其結合一體。

①施工項目：鋼筋彎紮，打設混凝土。

②相關規範：公共工程施工綱要規範第 03050 章、第 03110 章及第 03210 章。

(11)FRP 接合工法(C11)：混凝土斷面的外面接合玻璃纖維、碳纖維等纖維材料，使其與既有構材成為一體，而且在其上面反覆塗上環氧樹脂等基材(如圖 5.10 所示)。

①施工項目：表面清洗、塗敷接著劑、纖維強化複合材料黏貼、塗敷面層。

②相關規範：公共工程施工綱要規範第 09969 章。

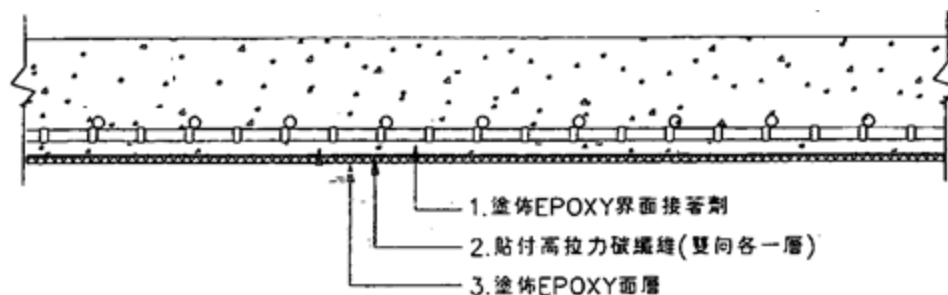


圖 5.10 FRP 接合工法示意圖

2.鋼構造物修復工法

(1)新增鋼板焊補法(S1)：一般處理方法為裂縫周圍鋼板表面處理後，以水下電焊將新增之鋼板焊補於穿孔或劣化之鋼板樁位置，並於補焊鋼板表面塗裝水中硬化環氧樹脂。

①施工項目：潛水俠清除海生物、水下電焊焊補鋼板樁、分層塗裝水中硬化環氧樹脂。

②相關規範：公共工程施工綱要規範第 05091 章、第 05125 章，以及「一般鋼料焊接」、「水中硬化劑塗裝工程」(詳參見附件 2)。

(2)水中硬化環氧樹脂塗附法(S2):一般處理方法為刮除鏽點及海生物後，鏽蝕位置分層塗附水中硬化環氧樹脂，阻絕持續腐蝕因子。

①施工項目：板樁表面處理、水中硬化環氧樹脂塗裝。

②相關規範：詳參見附件 2。

(3)犧牲陽極式防蝕系統(S3)

犧牲陽極法主要是利用電位較負的金屬(如鎂、鋁、鋅等合金)為陽極，與被保護鋼構造物(陰極)在介質(如海水、海底土等)中形成一電化學電池；由於異類金屬相接觸，活性較大(active)之金屬(陽極)會在反應中被消耗，而活性較小(noble)的鋼鐵(陰極)則會被保護。以碼頭鋼板(管)樁之防蝕為例，如圖 5.10 所示

(4)外加電流式防蝕系統(S4)

外加電流式陰極防蝕系統主要是利用一外部直流電源供應器來提供陰極與陽極間的電位差。陽極必須接於直流供應器之「+」端，而被保護金屬則接於直流供應器的「-」端。以碼頭鋼板(管)樁為例，電流從陽極經過海水或海底土到達鋼板(管)樁表面，然後經導線回到電源，如此鋼板(管)樁便受到保護，如圖 5.11 所示。

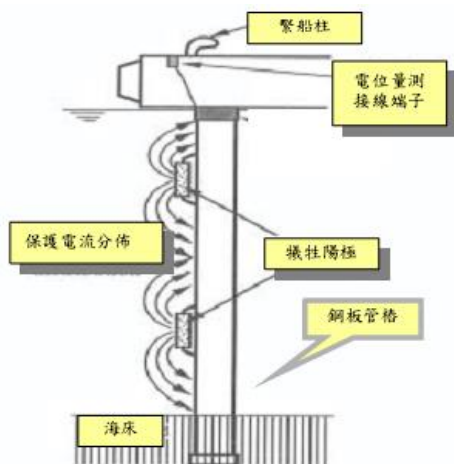


圖 5.11 碼頭鋼板(管)樁犧牲陽極法示意圖

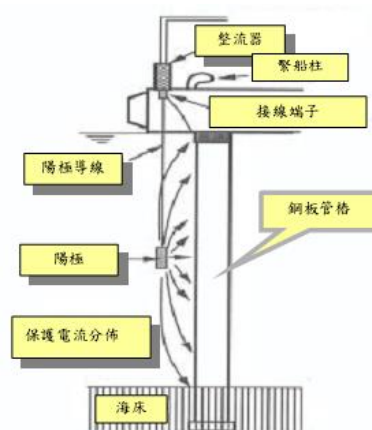


圖 5.12 碼頭鋼板(管)樁外加電流法示意圖

(5)鉚釘打設工法(S5)：帶狀區域的鏽蝕部位噴砂處理完全後，先以防蝕帶覆蓋，其上再以 PE/PU 材被覆，並於兩邊用剛性高之 U 型 FRP 壓條密貼，其上以攻牙鉚釘鑽入鋼管樁固定，鉚頭外部以黏土及保護套保護之，如圖 5.13 所示。

①施工項目：表面噴砂處理、防蝕帶覆蓋、PE/PU 材被覆，U 型 FRP 壓條以鉚釘固定。

②相關規範：鋼管樁包裹防蝕(詳參見附件 2)。

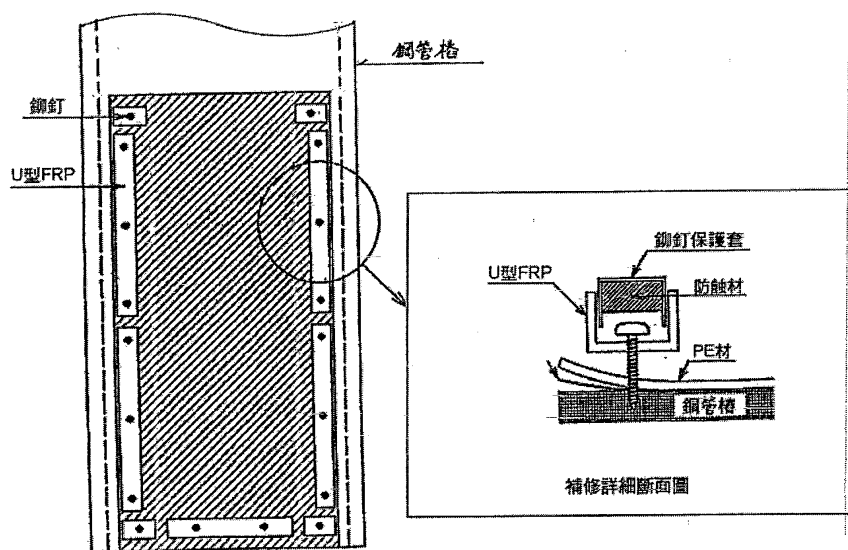


圖 5.13 鉚釘打設工法示意圖

(6)防蝕包覆修補法(S6)：鋼管樁平滑處先固定剪力釘，其餘部位以重防蝕材被覆，以弧形鋼板壓住防蝕材並以螺栓固定於剪力釘上，弧形內空間注入漿材形成保護層，其補修斷面圖如圖 5.14 所示。

①施工項目：剪力釘焊接、固定弧形鋼板、灌注漿材。

②相關規範：公共工程施工綱要規範第 03050 章、第 05091 章、第 05123 章。

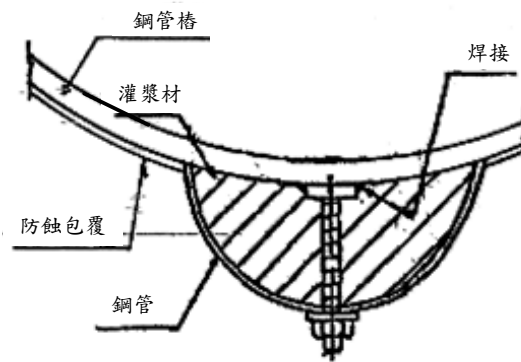


圖 5.14 防蝕包覆修補法示意圖

(7)防蝕包覆重鋪法(S7)：重新施作包裹防蝕施工，並加強固定方式。

①施工項目：表面清理、安設固定箍並確實鎖緊、包覆防蝕帶(應確保能緊貼鋼管表面)、保護套(FRP)組合及安裝等。

②相關規範：鋼管樁包裹防蝕(詳參見附件 2)。

3.其他修復工法(O)

(1)拋石護基工法(O1)：先進行水深地形勘測確認沖刷區位與規模，再局部拋放卵塊石護基，如圖 5.15 所示。

①施工項目：水深地形勘測、卵塊石拋放。

②相關規範：公共工程施工綱要規範第 02381 章、第 02391 章、第 02392 章。

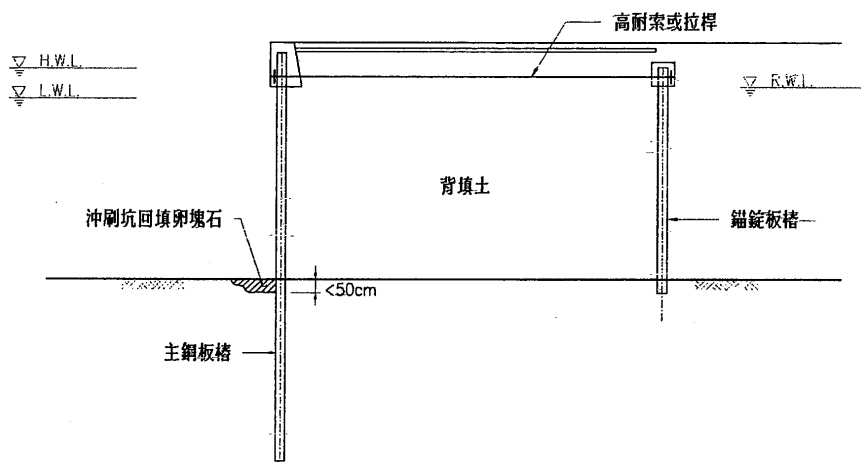


圖 5.15 拋石護基工法示意圖

(2)拋放麻袋混凝土法(O2):先進行水深地形勘測確認沖刷區位與規模，再進行麻袋混凝土拋放之沖刷防護措施，如圖 5.16 所示。

①施工項目：水深地形勘測、麻袋混凝土拋放。

②相關規範：公共工程施工綱要規範第 02381 章、第 02391 章、第 02392 章。

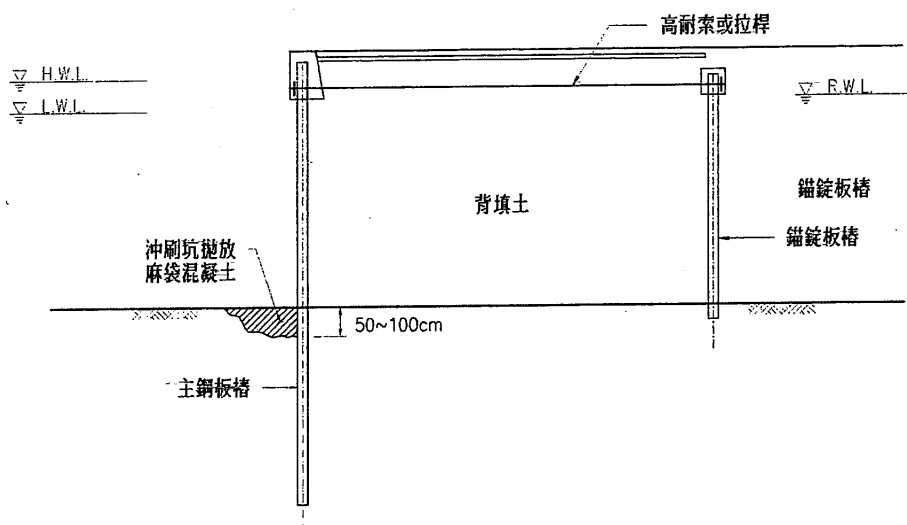


圖 5.16 拋放麻袋混凝土法示意圖

(3)新增護基方塊法(O3):先進行水深地形勘測確認沖刷區位與規模，再進行新增護基方塊之沖刷防護措施，如圖 5.17 所示。

①施工項目：水深地形勘測、襯墊鋪設、卵塊石拋放、護基方塊新製、護基方塊吊拋。

②相關規範：公共工程施工綱要規範第 02392 章、第 03110 章、02342 章、第 02381 章、第 02391 章、第 03310 章、第 03390 章。

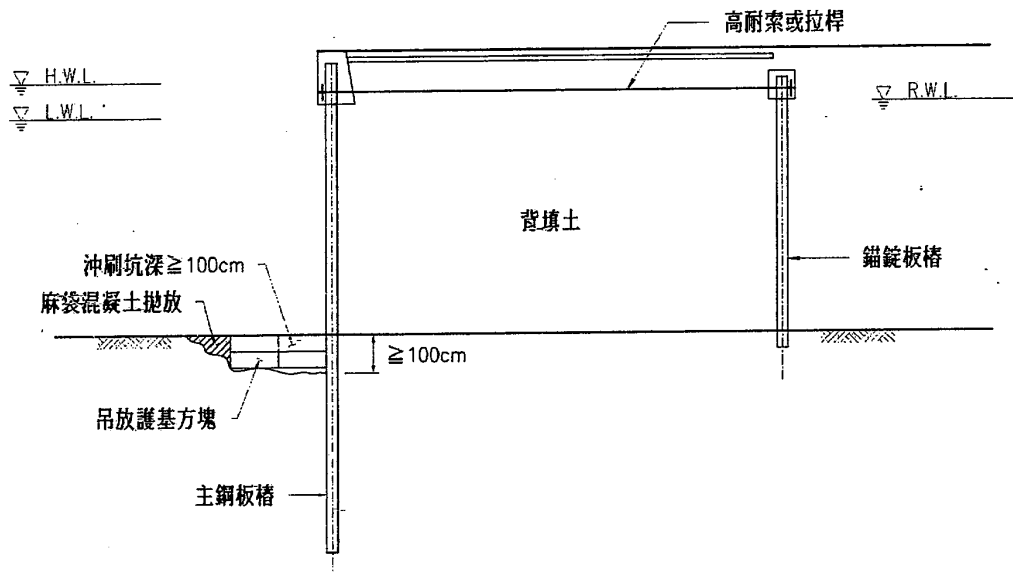


圖 5.17 新增護基方塊法示意圖

(4)鋼軌矯正(O4)：鋼軌傾斜、歪扭或上下左右彎曲或波浪狀變形應予矯正，鋼軌發生流潰時，應及時以鋼軌研磨機修整之。鋼軌與魚尾板之接觸處，如已生鏽，應清除之，並使達於密合程度。而取下螺栓帽應將螺旋部分施以清潔潤油。

①施工項目：鋼軌矯正、鋼軌拆裝。

②相關規範：公共工程施工綱要規範第 02394 章、第 05651 章、第 05652 章、第 05653 章、第 05654 章、第 05655 章、第 05656 章、第 05658 章、第 05659 章。

(5)鋼軌汰換(O5)：損壞之鋼軌汰換。

①施工項目：鋼軌拆卸、鋼軌安置。

②相關規範：公共工程施工綱要規範第 02394 章、第 05651 章、第 05652 章、第 05653 章、第 05654 章、第 05655 章、第 05656 章、第 05658 章、第 05659 章。

第六章 碼頭構造物維護管理資訊系統

6.1 系統模組說明

系統功能架構如圖 6.1 所示，共分為 5 個模組，各模組功能簡述如下：

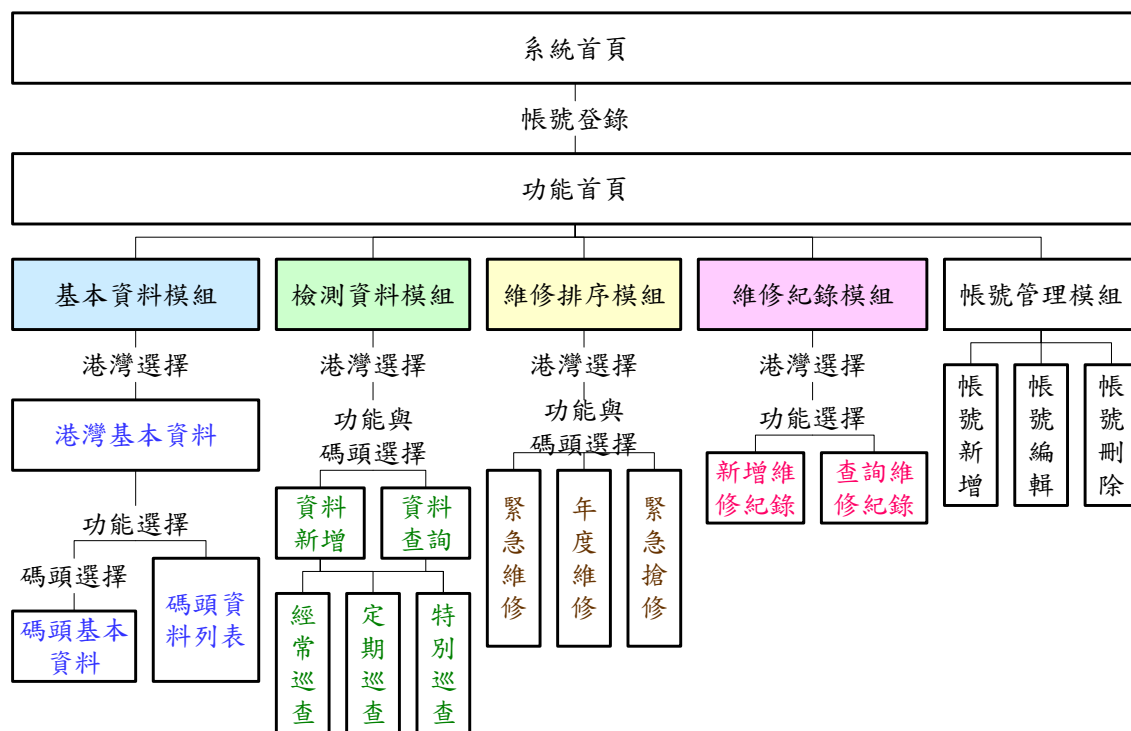


圖 6.1 碼頭維護管理資訊系統功能架構

1. 基本資料模組

- (1) 各港灣基本資料查詢：提供碼頭數量、港灣照片、港灣簡介與碼頭資料列表等資訊。
- (2) 碼頭基本資料查詢：提供碼頭名稱、碼頭長度、碼頭設計水深、碼頭可靠泊水深、泊船噸位、用途說明、單元數量、碼頭型式、建造日期、建造經費與斷面圖等資訊。
- (3) 單元基本資料查詢：提供單元名稱、單元長度、防舷材數量、吊車軌道長度、車擋數量(或長度)與照片等資訊。

2.檢測資料模組

- (1)經常巡查資料之查詢與新增
- (2)定期巡查資料之查詢與新增
- (3)特別巡查資料之查詢與新增

3.維修排序模組

此模組提供各碼頭進行緊急維修、年度維修與緊急搶修之建議，排序資料以各碼頭最近期的巡查資料為主。排序僅針對結構構件進行，其方式以各構件劣化異狀等級配合構件全重排列，附屬設施則直接以劣化狀況等級排列。構件各劣化異狀依其狀況等級，提供建議的處置對策。

4.維修紀錄模組

此模組提供各港灣針對維修事件資料之紀錄與查詢。其紀錄之資料依維修契約編號為準、配合紀錄其維修金額、選擇維修標的碼頭，並可上傳維修照片與維修預算書檔案，供資料保存與未來查詢分析之用。

5.帳號管理模組

此模組僅供系統管理者管理使用者帳號，帳號資訊包含使用者姓名、單位、帳號、密碼與類型設定。

6.2 系統登錄與首頁資訊

1.系統登錄

使用瀏覽器進入系統(網址：<http://140.124.63.38/HMMS>)，並輸入帳號與密碼後按「登錄」進入，如圖 6.2 所示。



圖 6.2 系統登錄首頁示意

2.系統首頁說明

系統首頁如圖 6.3 所示，圖中「1」為系統功能模組列，由左至右依序為基本資料模組、檢測資料模組、維修排序模組、維修紀錄模組與帳號管理模組；圖中「2」為系統資訊列，當巡查資料上傳紀錄於系統中，則首頁會顯示相對應的訊息；圖中「3」為各模組介紹，使用者點選後，將另開視窗並以多媒體影片方式介紹；圖中「4」為系統使用手冊下載，提供使用者下載以便獲得本手冊內容。



圖 6.3 系統首頁示意

6.3 基本資料模組

1. 港灣基本資料查詢

- (1) 港灣基本資料：如圖 6.4 所示，使用者依需求選擇港灣，如圖中「1」所示。進入後畫面展示如圖 6.5 所示，圖中「1」為港灣名稱、「2」為碼頭數量(依目前資料建置數量顯示)、「3」為全碼頭資料列表、「4」為碼頭選擇、「5」為港灣照片、「6」為港灣簡介。
- (2) 全碼頭資料列表：當選擇圖 6.5 「3」選項後，即可進入碼頭資料列表，顯示畫面如圖 6.6 所示，圖中顯示各碼頭之名稱、長度、設計水深、可靠泊水深等資訊。



圖 6.4 基本資料模組-港灣選擇

碼頭維護管理資訊系統

基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登出

港灣名稱	基隆港
碼頭數量	10個
碼頭資料列表	選擇
碼頭選擇[地圖]	選擇

基隆港為國際港埠，肩負促進國際貿易及發展航業之重責大任，尤其接近政治、經濟中心之大台北都會區，都會週邊又密佈各類型工業區，腹地廣大，人口稠密，資源豐富，向為台灣高價值貨物吞吐最主要之門戶，港埠地位甚為顯要。為突破營運瓶頸，積極改善聯外道路系統，進行台北港之興建及基隆新港之規劃，為當前首要的工作。

由於國際貿易持續繁榮成長和貨櫃運輸的發展，根據財政部統計資料，民國101年（西元2012年）度全國關稅總收入（基隆、台北、台中、高雄）共為1,562億餘元，其中經基隆港收入為725億餘元，佔總收入46.42%，由此可見，基隆港對國家經濟發展的重大貢獻。

基隆港是屬於大家的，衷心期望您能瞭解本港，更多利用本港，本港優良安全之設備，高效率、高品質之人力，均隨時為您提供服務，希望我們的努力，能獲得您的滿意與肯定，也盼望在您我之愛護、耕耘、照顧，讓基隆港永遠展現國際大港的活力與希望。

圖 6.5 基本資料模組--港灣基本資料展示

碼頭維護管理資訊系統

基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登出

碼頭名稱	碼頭長度 (M)	設計水深 (M)	可靠泊水深 (M)	泊船噸位 (T)	用途	單元數量 (個)	結構型式	建造日期	建造經費	碼頭照片	斷面圖
1號碼頭	130	7.5	7	6000	多功能碼頭	8	重力式	1939	7500000日圓	照片	圖說
2號碼頭	130	7.5	7	6000	多功能碼頭	7	重力式	無	無	照片	圖說
3號碼頭	150	7.5	7	6000	多功能碼頭	7	重力式	無	無	照片	圖說
4號碼頭	160	8.5	8	10000	油品及散雜貨碼頭	6	板樁式	1962	35914600元	照片	圖說
5號碼頭	160	8.5	8	10000	砂石碼頭	6	板樁式	無	無	照片	圖說
6號碼頭	150	8.5	8	10000	砂石碼頭	6	板樁式	1973	64153000元	照片	圖說
7號碼頭	120	6.5	6	4000	散雜貨碼頭、備用砂石碼頭	7	重力式	無	無	照片	無
8號碼頭	220	10.5	9.1	15000	水泥專業碼頭	8	板樁式	無	無	照片	無
9號碼頭	103	9.5	9.1	5000	非營運碼頭	4	重力式	1978	324944823元	照片	無
10號碼頭	182	9.5	9.1	12000	水泥碼頭	7	重力式	無	無	照片	無
11號碼頭	185	9.5	9.1	12000	礦石碼頭	7	重力式	無	無	照片	無
12號碼頭	150	7.5	7	6000	非營運碼頭	6	重力式	無	無	照片	無
13號碼頭	185	9.5	9.1	12000	水泥碼頭	7	重力式	無	無	照片	無

圖 6.6 基本資料模組-港灣基本資料展示

2.碼頭基本資料查詢

碼頭基本資料：當選擇圖 6.5「4」選項後，即可進入碼頭選擇頁面，如圖 6.7 所示，如圖所示選擇 W04 碼頭後，即可顯示碼頭基本資料，如圖 6.8 所示。圖中顯示碼頭長度、設計水深、可靠泊水深等資訊。



圖 6.7 基本資料模組-碼頭選擇

碼頭名稱	西4號碼頭
碼頭長度(M)	100
設計水深(M)	9
可靠泊水深(M)	9
泊船噸位(T)	0
用途說明	雜貨碼頭
單元數量	10
碼頭型式	重力、棧橋式
建造日期	—
建造經費	—
斷面圖	圖片

圖 6.8 基本資料模組-碼頭基本資料展示

3.單元基本資料查詢

單元基本資料：當選擇圖 6.8「2」選項後，即可進入單元基本資料頁面，如圖 6.9 所示，圖中可展示單元的長度、防舷材數量、吊車軌道長度等資訊。

碼頭維護管理資訊系統					
基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登出					
單元名稱	單元長度(M)	防眩材數量(個)	吊車軌道(M)	車擋數量或長度(個或M)	照片
1號單元	9.2	2	無	6 個	
2號單元	8.8	2	無	無	
		1	無	無	

圖 6.9 基本資料模組-單元基本資料展示

6.4 檢測資料模組

1.經常巡查新增與查詢

(1)經常巡查資料查詢

- ①港灣選擇：如圖 6.4 「1」所示，選擇港灣進入。
- ②碼頭選擇：如圖 6.10 所示，選擇巡查類型為「經常巡查」、並選擇「資料查詢」，再選擇碼頭後進入。
- ③巡查資料功能選擇：如圖 6.11 所示，檢測資料依檢測時間排列，可查詢每一筆資料詳細檢測資訊，如圖「1」所示、並可刪除資料，如圖「2」所示、編輯資料，如圖「3」所示與列印資料，如圖「4」所示。
 - a.詳細巡查資料查詢：選擇圖 6.11 「1」即可進入詳細巡查資料頁面，如圖 6.12 所示。圖中「1」為構件有發生列化異狀的情形，故紀錄資訊包含劣化狀況等級、劣化單元、劣化位置、劣化數量與劣化照片，選擇圖 6.12 「2」即可編輯構件相關資訊，如圖 6.13 所示。
 - b.巡查資料編輯：選擇圖 6.11 「3」即可進入編輯頁面，如圖

6.14 所示，圖中可於「1」編輯檢測天氣、與檢測員意見等資訊，並按「2」後完成。

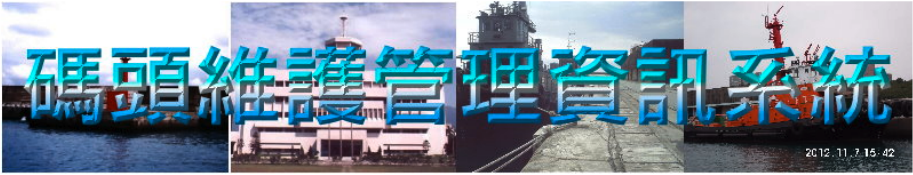
c.巡查資料列印:選擇圖 6.11「4」即可進入檢測報告下載頁面，如圖 6.15 所示，使用者點選圖中 Adobe 圖示即可產出 PDF 格式報告。



圖 6.10 檢測資料模組-碼頭選擇



圖 6.11 檢測資料模組-經常巡查資料展示與功能



基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登 出

回到碼頭選擇		回到碼頭資料列表					
基隆港-東2號碼頭-經常巡查記錄表							
港灣名稱	花蓮港	碼頭編號	東2號碼頭	檢測日期	20131024		
構件名稱	劣化類型	劣化狀況	劣化單元	劣化位置	劣化數量	劣化照片	編輯
岸肩	裂縫	1					編輯
	剝落	1					編輯
	沉陷	1					編輯
後線	沉陷	1					編輯
繫船柱	腐蝕龜裂	1					編輯
防舷材	龜裂破損	2	B04	3個	1個	照片	編輯
車擋	龜裂破損	1					編輯
起重機軌道	腐蝕位移	1					編輯

圖 6.12 檢測資料模組-經常巡查詳細資料



基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登 出

[回到碼頭選擇](#) [回到碼頭資料列表](#) [回到碼頭資料列表](#)

經常巡查資料編輯			
檢測時間	20131024		
港灣名稱	基隆港		
碼頭名稱	東2號碼頭		
單元名稱	B04		
構件名稱	附屬設施-防舷材		
劣化類型	龜裂破損		
劣化狀況	1		
劣化位置X	X=	0	m
劣化位置Y	Y=	0	m
劣化位置N	第	3	個
劣化數量(面積)		0	m ²
劣化數量(長度)		0	m

圖 6.13 檢測資料模組-經常巡查詳細資料編輯

圖 6.14 檢測資料模組-經常巡查基本資料編輯

圖 6.15 檢測資料模組-經常巡查報告下載

(2)經常巡查資料新增：於圖 6.10 中，選擇巡查類型為「經常巡查」、並選擇「資料新增」，再選擇碼頭後，即可進入，如圖 6.16 所示，圖中「1」所示為劣化異狀等級之選擇，其後之劣化描述亦會跟隨等級之選擇而變動，並提供劣化圖示供使用者參考。

檢測日期	2013年10月25日				檢測天氣	晴
港灣名稱	基隆港	碼頭名稱	東1號碼頭		檢測人員	簡臣佑
構件名稱	劣化類型	劣化狀況	劣化描述	劣化單元	劣化位置	劣化數量
岸肩	裂縫	1	無異狀	1	X Y	m
	剝落	3	鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕, 剝落寬度直徑≤15 cm, 深度>2.5 cm 或剝落寬度直徑>15 cm, 深度≤2.5 cm	1	X Y	m ²
	沉陷	1	無異狀	1	X Y	m ²
	沉陷	1	無異狀	1	X Y	m ²

圖 6.16 檢測資料模組-經常巡查資料新增

2.定期巡查新增與查詢

(1)定期巡查資料查詢

- ①港灣選擇：如圖 6.4 「1」所示，選擇港灣進入。
- ②碼頭選擇：如圖 6.10 所示，選擇巡查類型為「定期巡查」、並選擇「資料查詢」，再選擇碼頭後進入。
- ③巡查資料功能選擇：如圖 6.17 所示，檢測資料依檢測時間排列，可查詢每一筆資料詳細檢測資訊，如圖「1」所示、並可刪除資料，如圖「2」所示、編輯資料，如圖「3」所示、繼續檢測，如圖「4」所示與列印資料，如圖「5」所示。

a.詳細巡查資料查詢：選擇圖 6.17 「1」即可進入詳細巡查資料頁面，如圖 6.18 所示。由於定期巡查針對各單元構件進行紀錄，考量碼頭單元數會有較多之情況，故提供如圖中「1」之單元選擇列表，以便快速切換至欲紀錄劣化之單元。選擇圖 6.12 「2」即可編輯構件相關資訊，如圖 6.19 所示。

b.巡查資料編輯：選擇圖 6.11 「3」即可進入編輯頁面，如圖 6.14 所示，圖中可於「1」編輯檢測天氣、與檢測員意見等資

訊，並按「2」後完成。

c.繼續檢測：當檢測作業尚未完成，則會顯示如圖 6.20 所示，圖中僅可選擇「刪除紀錄」與「繼續檢測」。選擇「繼續檢測」後，即可進入圖 6.18 繼續檢測作業，並於最後選擇「完成檢測」後，此筆資料才會如圖 6.17 顯示。

d.巡查資料列印：選擇圖 6.11「4」即可進入檢測報告下載頁面，如圖 6.15 所示，使用者點選圖中 Adobe 圖示即可產出 PDF 格式報告。

檢測時間	檢測天候	檢測者	檢測者意見	詳細資料	刪除記錄	編輯記錄	繼續檢測	檢測報告
20080625	晴	簡臣佑	無	查詢	刪除	編輯	繼續檢測	列印

圖 6.17 檢測資料模組-定期巡查資料展示與功能

單元編號	構件類型	劣化類型	劣化程度	劣化位置	劣化數量	劣化照片	編輯
B01 回頂層	碼頭本體岸肩	裂縫	1				編輯
B01	碼頭本體岸肩	剝落	1				編輯
B01	碼頭本體岸肩	沉陷	1				編輯
B01	碼頭本體後線	沉陷	1				編輯
B01	海床	沖刷	1				編輯
B01	附屬設施繫船柱	腐蝕龜裂	1				編輯
B01	附屬設施防舷材	龜裂破損	1				編輯

圖 6.18 檢測資料模組-定期巡查詳細資料



基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登 出

定期巡查資料編輯	
檢測時間	20080625
港灣名稱	基隆港
碼頭名稱	西2號碼頭
單元名稱	B01
構件名稱	面版-岸肩底部
劣化類型	剝落
劣化狀況	2 ↓
劣化位置X	X= 0 m
劣化位置Y	Y= 0 m
劣化位置Z	Z=- 0 m
劣化位置N	第 3 個
劣化位置(For墩柱)	第 0 行

圖 6.19 檢測資料模組-定期巡查詳細資料編輯



基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登 出

基隆港-東2號碼頭定期巡查資料列表								
檢測時間	檢測天候	檢測者	檢測者意見	詳細資料	刪除記錄	編輯記錄	繼續檢測	檢測報告
20131025	晴	簡臣佑	無	查詢	刪除	編輯	編輯	列印

圖 6.20 檢測資料模組-定期巡查資料展示(未完成檢測情形)

- (2)定期巡查資料新增：於圖 6.10 中，選擇巡查類型為「定期巡查」、並選擇「資料新增」，再選擇碼頭後，即可進入，如圖 6.18 所示，待檢測完成後，並於最後選擇「完成檢測」後完成作業。

3.特別巡查新增與查詢

(1)經常巡查資料查詢

- ①港灣選擇：如圖 6.4「1」所示，選擇港灣進入。
- ②碼頭選擇：如圖 6.10 所示，選擇巡查類型為「特別巡查」、並選擇「資料查詢」，再選擇碼頭後進入。
- ③巡查資料功能選擇：如圖 6.11 所示，檢測資料依檢測時間排列，可查詢每一筆資料詳細檢測資訊，如圖「1」所示、並可刪除資料，如圖「2」所示、編輯資料，如圖「3」所示與列印資料，如圖「4」所示。
 - a.詳細巡查資料查詢：選擇圖 6.11「1」即可進入詳細巡查資料頁面，如圖 6.21 所示。圖中「1」為構件是否需緊急搶修需求。選擇圖 6.21「2」即可編輯構件相關資訊，如圖 6.13 所示。
 - b.巡查資料編輯：選擇圖 6.11「3」即可進入編輯頁面，如圖 6.14 所示，圖中可於「1」編輯檢測天氣、與檢測員意見等資訊，並按「2」後完成。
 - c.巡查資料列印：選擇圖 6.11「4」即可進入檢測報告下載頁面，如圖 6.15 所示，使用者點選圖中 Adobe 圖示即可產出 PDF 格式報告。

碼頭維護管理資訊系統							
基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登出							
回到碼頭選擇		回到碼頭資料列表					
港灣名稱	花蓮	碼頭編號	東1號碼頭	檢測日期	20131025		
構件名稱	劣化類型	緊急搶修否	劣化單元	劣化位置	劣化數量	劣化照片	編輯
岸肩	裂縫	no					編輯
	剝落	no					編輯
	沉陷	no					編輯
後線	沉陷	no					編輯
繫船柱	腐蝕龜裂	no					編輯
防舷材	龜裂破損	no					編輯
車擋	龜裂破損	no					編輯
起重機軌道	腐蝕位移	no					編輯

圖 6.21 檢測資料模組-特別巡查詳細資料

碼頭維護管理資訊系統

2012.11.7 15:42

基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登 出

回到碼頭選擇 回到碼頭資料列表 回到碼頭資料列表

特別巡查資料編輯

檢測時間	20131025		
港灣名稱	基隆港		
碼頭名稱	東1號碼頭		
單元名稱	↓		
構件名稱	碼頭本體-岸肩		
劣化類型	↓		
劣化狀況	☒ yes 1 ☐ no		
劣化位置X	X=	0	m
劣化位置Y	Y=	0	m
劣化位置N	第	0	個
劣化數量(面積)		0	m ²
劣化數量(長度)		0	m

圖 6.22 檢測資料模組-特別巡查詳細資料編輯

(2)特別巡查資料新增：於圖 6.10 中，選擇巡查類型為「特別巡查」、並選擇「資料新增」，再選擇碼頭後，即可進入，如圖 6.23 所示，圖中「1」所示可供使用者依劣化描述判斷現場狀況是否達到此狀況。

碼頭維護管理資訊系統

2012.11.7 15:42

基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登 出

特別巡查檢測表

檢測日期	2013年10月25日				檢測天氣	晴
港灣名稱	基隆港	碼頭名稱	東3號碼頭		檢測人員	簡臣佑
構件名稱	劣化類型	是/否	劣化描述	劣化單元	劣化位置	劣化數量
岸肩	裂縫	☒ 是 ☐ 否	裂縫擴散至整個岸肩(裂縫寬度約5mm以上)	1	X Y	m
	剝落	☐ 是 ☒ 否	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑>15 cm，深度>2.5 cm	1	X Y	m ²
	沉陷	☐ 是 ☒ 否	岸肩嚴重下陷(面積>5 m ² 、高度>2.5 cm)	1	X Y	m ²
	後緣嚴重下陷(高度>15 cm、面積				X Y	

圖 6.23 檢測資料模組-特別巡查資料新增

6.5 維修排序模組

1. 港灣選擇

如圖 6.4 「1」所示，選擇港灣進入。

2. 碼頭與維修類型選擇

於圖 6.24 「1」選擇維修類型，並於「2」選擇碼頭後進入。

- (1) 緊急維修：如圖 6.25 所示，圖中若構件需進行此等級維修，則會以紅字顯示。
- (2) 年度維修：如圖 6.26 所示，圖中碼頭內各構件會依劣化狀況等級配合構件權重進行排序。
- (3) 緊急搶修：如圖 6.27 所示，圖中所列構件為建議進行緊急搶修構件(即劣化狀況等級為 4 之情形)。



圖 6.24 維修排序模組-碼頭與維修類型選擇

碼頭維護管理資訊系統								
基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登 出								
緊急維修構件列表								
回到碼頭選擇 回到港灣選擇								
港灣名稱		基隆港		碼頭名稱		東2號碼頭	檢測時間	20131024
構件類型	構件名稱	劣化類型	劣化狀況	劣化單元	劣化位置	劣化數量	修復排序	處置對策
結構性構件	碼頭本體-岸肩	沉陷	4	B04	X=3m Y=2m	20m ²	1	持續觀察並回填粒料
附屬設施	附屬設施-防舷材	腐蝕龜裂	2	B04	第3個	1個	1	持續觀察

圖 6.25 維修排序模組-緊急維修建議

碼頭維護管理資訊系統								
基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登 出								
年度維修構件列表								
回到碼頭選擇 回到港灣選擇								
港灣名稱		基隆港		碼頭名稱		西3號碼頭	檢測時間	20080625
構件類型	構件名稱	劣化類型	劣化狀況	劣化單元	劣化位置	劣化數量	修復排序	處置對策
結構性構件	面版-岸肩底部	剝落	2	B20	第1個	0.02m ²	1	修補水泥砂漿工法
	面版-岸肩底部	剝落	2	B19	第1個	0.5m ²	2	修補水泥砂漿工法
	面版-岸肩底部	剝落	2	B17	第5個	0.02m ²	3	修補水泥砂漿工法
	面版-岸肩底部	剝落	2	B16	第5個	0.4m ²	4	修補水泥砂漿工法
	面版-梁	裂縫	3	B11	第3個	1.5m	5	灌注環氧樹脂工法
	面版-岸肩底部	剝落	2	B10	第5個	0.15m ²	6	修補水泥砂漿工法
	面版-岸肩底部	剝落	2	B03	第1個	0.25m ²	7	修補水泥砂漿工法
	面版-岸肩底部	剝落	2	B03	第1個	0.25m ²	7	修補水泥砂漿工法

圖 6.26 維修排序模組-年度維修建議

碼頭維護管理資訊系統								
基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登 出								
緊急搶修構件列表								
回到碼頭選擇 回到港灣選擇								
港灣名稱		基隆港		碼頭名稱		東1號碼頭	檢測時間	20131025
構件類型	構件名稱	劣化類型	劣化單元	劣化位置	劣化數量	修復排序	處置對策	
結構性構件	碼頭本體-後線	沉陷	B01	X=30m	10m ²	1	需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強	回填料填補壓實法

圖 6.27 維修排序模組-緊急搶修建議

6.6 維修紀錄模組

於圖 6.4「1」選擇港灣後進入維修紀錄模組，如圖 6.28 所示，可選擇新增或查詢資料。



圖 6.28 維修紀錄模組選項

1. 維修紀錄查詢

查詢資料包含維修契約編號、維修金額、維修碼頭、維修照片、維修檔案(如預算書檔案)等，並可「編輯」與「刪除」資料，如圖 6.29 所示。

2. 維修紀錄新增

紀錄欄位資料為維修契約編號、維修金額、維修碼頭選擇、維修照片與維修檔案上傳(如預算書檔案)等，如圖 6.30 所示。

基隆港-維修記錄列表						
回到維修記錄模組						
維修契約編號	維修金額(元)	維修碼頭	維修照片	維修檔案	編輯	刪除
1021023-R01 [20131023]	500000	東1號碼頭,東2號碼頭	照片	檔案	編輯	刪除

圖 6.29 維修紀錄模組-資料查詢

碼頭維護管理資訊系統

基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登出

基隆港維修記錄新增

維修契約編號	
維修金額	
維修碼頭	☐ 東1號碼頭 ☐ 東2號碼頭 ☐ 東3號碼頭 ☐ 西2號碼頭 ☐ 西3號碼頭 ☐ 西4號碼頭 ☐ 西14號碼頭 ☐ 西15號碼頭 ☐ 西16號碼頭 ☐ 西1b號碼頭
維修照片	選擇檔案 未選擇檔案
維修檔案	選擇檔案 未選擇檔案
新增	

圖 6.30 維修紀錄模組-資料新增

6.7 帳號管理模組

帳號管理模組僅供系統管理者進入，如圖 6.31 所示，如圖所示可針對個帳號進行「編輯」與「刪除」。選擇圖中「1」新增帳號，即可進入，如圖 6.32 所示。

碼頭維護管理資訊系統

基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登出

帳號管理模組 **1**

姓名	服務單位	使用者代號	密碼	使用者類型	編輯	新增
簡臣佑	財團法人臺灣營建研究院	cyjian		系統管理者	編輯	刪除
柯正龍	交通部運輸研究所臺灣技術研究中心	jerry		一般使用者	編輯	刪除

圖 6.31 帳號管理模組-使用者列表



2012-11-7 15:42

基本資料模組 檢測資料模組 維修排序模組 維修記錄模組 帳號管理模組 登 出

使用者資料新增	
姓名	
服務單位	
使用者代號	
密碼	
使用者類型	系統管理者 ▾
新增	

圖 6.32 帳號管理模組-使用者新增

附錄一

附件 1 碼頭構造物經常、定期 與特別巡查表

構件劣化狀況說明：

構件名稱		劣化類型	劣化狀況	劣化狀況說明
碼頭本體	岸肩	裂縫	2	局部可見到 2~3 個部位有裂縫(裂縫寬度約 3mm 以下)
			3	局部可見到數個部位有裂縫(裂縫寬度約 3~5mm 以內)
			4	裂縫擴散至整個岸肩(裂縫寬度約 5mm 以上)
		剝落	2	混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑 ≤ 15 cm，深度 ≤ 2.5 cm
			3	鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑 ≤ 15 cm，深度 >2.5 cm 或剝落寬度直徑 >15 cm，深度 ≤ 2.5 cm
			4	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑 >15 cm，深度 >2.5 cm
		沈陷	2	岸肩輕微下陷(面積 ≤ 5 m ² 、高度 ≤ 2.5 cm)
			3	岸肩明顯下陷(面積 ≤ 5 m ² 、高度 >2.5 cm 或面積 >5 m ² 、高度 ≤ 2.5 cm)
			4	岸肩嚴重下陷(面積 >5 m ² 、高度 >2.5 cm)
	後線	沈陷	2	後線輕微下陷(高度 ≤ 10 cm、面積 ≤ 10 m ²)
			3	後線明顯下陷($10 \leq$ 高度 ≤ 15 cm、 10 m ² $\leq$ 面積 ≤ 20 m ²)
			4	後線嚴重下陷(高度 >15 cm、面積 >20 m ²)
碼頭附屬設施	繫船柱	腐蝕龜裂	2	材質輕微鏽損狀況，基座無明顯龜裂情形
			3	材質明顯鏽損狀況，基座有明顯龜裂情形
			4	材質嚴重鏽損與剝落，基座嚴重龜裂
	防舷材	龜裂破損	2	材質表面褪色、輕微劣化，螺帽鬆脫或缺損
			3	材質表面劣化明顯，螺栓缺損，靠船時能明顯觀察到龜裂現象
			4	材質老化、構件變形或掉落
	車擋	龜裂破損	2	材質表面輕微龜裂情形
			3	材質表面有明顯龜裂，基座有龜裂情形
			4	材質嚴重龜裂貫穿車擋或多處破損
	起重機軌道	腐蝕位移	2	兩軌間距左右差 ≤ 5 mm、鋼軌接縫高差 ≤ 3 mm
			3	兩軌間距左右差 5mm~10mm、鋼軌接縫高差 3mm~4.25mm
			4	兩軌間距左右差 >10 mm、鋼軌接縫高差 >4.25 mm

碼頭定期巡查檢測表(重力式)^{註1}

編號：_____

檢測日期		年 月 日		檢測天氣		☐ 晴 ☐ 陰 ☐ 雨	
碼頭基本資料		港灣名稱		碼頭編號			
		碼頭用途		☐ 貨櫃碼頭 ☐ 散雜貨碼頭 ☐ 客運碼頭 ☐ 其他碼頭			
		碼頭型式		☒ 重力式 ☐ 板樁式 ☐ 棧橋式 ☐ 混合式(_____)			
檢測資料		檢測單元 ^{註2}		B_____			
檢測單位：_____ 檢測人：_____							
碼頭本體							
巡查項目		劣化輕微(D=2)		劣化中等(D=3)		劣化嚴重(D=4)	
岸 肩	裂縫	☐ 局部可見到2~3個部位有裂縫(裂縫寬度約3mm以下)		☐ 局部可見到數個部位有裂縫(裂縫寬度約3~5mm以內)		☐ 裂縫擴散至整個岸肩(裂縫寬度約5mm以上)	
	剝落	☐ 混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑≤15 cm，深度≤2.5 cm		☐ 鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑≤15 cm，深度>2.5 cm 或剝落寬度直徑>15 cm，深度≤2.5 cm		☐ 鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑>15 cm，深度>2.5 cm	
	沈陷	☐ 岸肩輕微下陷(面積≤5 m ² 、高度≤2.5 cm)		☐ 岸肩明顯下陷(面積≤5 m ² 、高度>2.5 cm 或面積>5 m ² 、高度≤2.5 cm)		☐ 岸肩嚴重下陷(面積>5 m ² 、高度>2.5 cm)	
壁 體	裂縫	☐ 局部可見到2~3個部位有裂縫(裂縫寬度約3mm以下)		☐ 局部可見到數個部位有裂縫(裂縫寬度約3~5mm以內)		☐ 裂縫擴散至整個岸肩(裂縫寬度約5mm以上)	
	剝落	☐ 混凝土輕微剝落且鋼筋尚未露出或剝落寬度直徑≤15 cm，深度≤2.5 cm		☐ 鋼筋混凝土(或鋼絲網)外露腐蝕，剝落寬度直徑≤15 cm，深度>2.5 cm 或剝落寬度直徑>15 cm，深度≤2.5 cm		☐ 鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑>15 cm，深度>2.5 cm	
	漏砂	☐ 牆面出現孔洞，但並未漏砂		☐ 牆面裂縫已可觀察出漏砂		☐ 背填砂經由大型破洞露出，或孔內看不到砂	
後 線	沈陷	☐ 岸肩輕微下陷(高度≤10 cm、面積≤10 m ²)		☐ 岸肩中等下陷(10≤高度≤15 cm、10≤面積≤20 m ²)		☐ 岸肩嚴重下陷(高度>15 cm、面積>20 m ²)	
海 床	沖刷	☐ 基礎輕微淘刷(沖刷坑深度目視約50cm以下)		☐ 基礎中等淘刷(沖刷坑深度目視約50~100cm)		☐ 基礎嚴重淘刷(沖刷坑深度目視約100cm以上)	
附屬設施							
繫船柱	腐蝕龜裂	☐ 材質輕微鏽損狀況，基座無明顯龜裂情形		☐ 材質明顯鏽損狀況，基座有明顯龜裂情形		☐ 材質嚴重鏽損與剝落，基座嚴重龜裂	
防 龜裂		☐ 材質表面褪		☐ 材質表面劣化明		☐ 材質老化、構件	
						個	第 個

舢舨材	破損	色、輕微劣化，螺帽鬆脫或缺損	顯，螺栓缺損，靠船時能明顯觀察到龜裂現象	變形或掉落			
車擋	龜裂破損	☐ 材質表面輕微龜裂情形	☐ 材質表面有明顯龜裂，基座有龜裂情形	☐ 材質嚴重龜裂貫穿車擋或多處破損	個	第 個	
起重機軌道	腐蝕位移	☐ 兩軌間距左右差 $\leq 5\text{mm}$ 、鋼軌接縫高差 $\leq 3\text{mm}$	☐ 兩軌間距左右差 $5\text{mm}\sim 10\text{mm}$ 、鋼軌接縫高差 $3\text{mm}\sim 4.25\text{mm}$	☐ 兩軌間距左右差 $> 10\text{mm}$ 、鋼軌接縫高差 $> 4.25\text{mm}$	m	X : m	
檢測員意見：							

註 1.巡查評估記錄以 1 單元填寫一張表格進行。

註 2.檢測單元劃分與編碼：重力與板樁式為連續式結構(重力式沈箱碼頭有結構單元區分)，故針對此類碼頭碼，以兩繫船柱間為一單元(Block)如圖 1 所示，若各碼頭間之交界並非繫船柱，則仍須編列為一單元，如圖 1(1)所示。各碼頭單元構件拆解分為碼頭本體、海床與附屬設施。碼頭本體再拆分成岸肩、壁體與後線；附屬設施拆分成繫船柱、防舢舨材、車擋與起重機軌道。

註 3.各構件之劣化狀況位置記錄如表 1 所示。

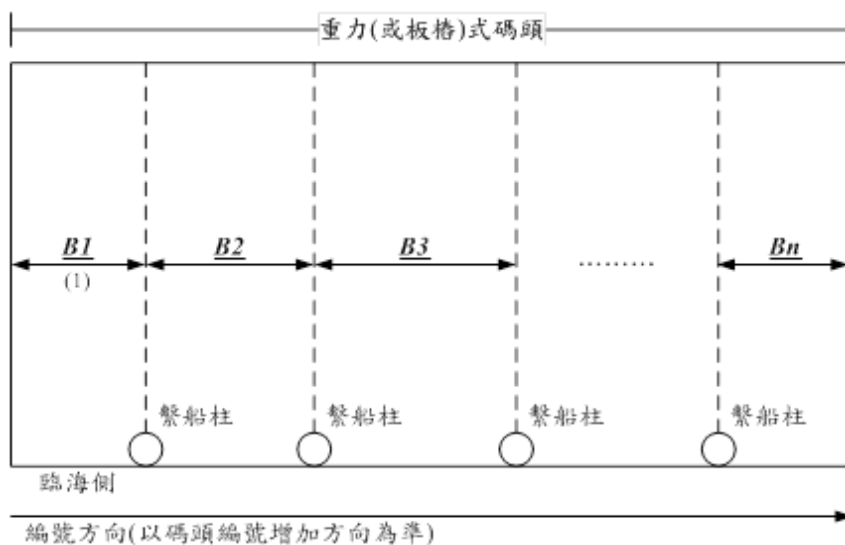


圖 1 碼頭單元編碼方式示意

表 1 重力式碼頭構件劣化位置記錄方式說明

第 1 層構件	第 2 層構件	劣化位置描述
碼頭本體	岸肩	紀錄 X、Y 值(如圖 2(a)之(1)所示)
	壁體	紀錄 X、-Z 值(如圖 2 之(2)所示)
	後線	紀錄 X 值(如圖 2 (a)之(2)所示)
海床		紀錄 X 值(如圖 2 (b)之(1)所示)
附屬設施	車擋	紀錄第 n 個
	繫船柱	無(一單元僅有一個)
	防舷材	紀錄第 n 個
	吊車軌道	紀錄 X 值

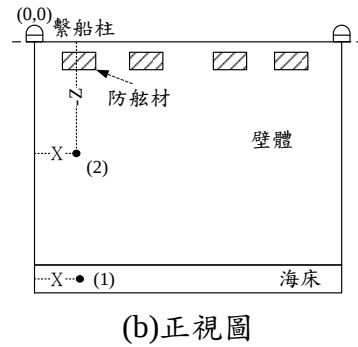
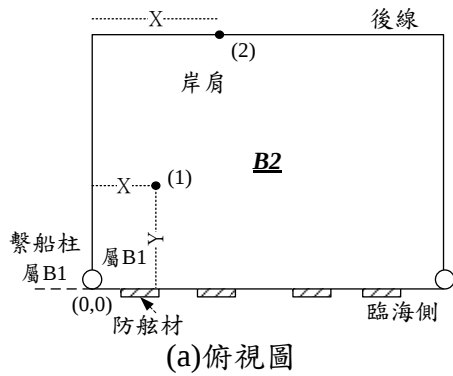


圖 2 重力式碼頭構件劣化位置記錄方式圖示

碼頭特別巡查檢測表

檢測日期		年 月 日		檢測天氣		☐ 晴 ☐ 陰 ☐ 雨	
碼頭資料	港灣名稱				碼頭編號		
檢測單位：				檢測人：			
碼頭本體							
構件名稱	劣化類型	劣化狀況	劣化單元	劣化位置	劣化數量	照片編號	
岸肩	裂縫	裂縫擴散至整個岸肩? 是 ☐ /否 ☐		X__,Y__	m		
	剝落	鋼筋混凝土外露腐蝕，且鋼筋底部混凝土剝落，且剝落寬度直徑>15 cm，深度>2.5 cm 是 ☐ /否 ☐		X__,Y__	m ²		
	沈陷	岸肩嚴重下陷(面積>5 m ² 、高度>2.5 cm)(雨天檢視) 是 ☐ /否 ☐		X__,Y__	m ²		
後線	沈陷	岸肩嚴重下陷(高度>10 cm、面積>10 m ²) 是 ☐ /否 ☐		X____	m ²		
附屬設施							
構件名稱	劣化類型	劣化狀況	劣化單元	劣化位置	劣化數量	照片編號	
繫船柱	腐蝕龜裂	材質嚴重鏽損與剝落，基座嚴重龜裂是 ☐ /否 ☐		—	個		
防舷材	龜裂破損	材質老化、構件變形或掉落是 ☐ /否 ☐		第____個	個		
車擋	龜裂破損	材質嚴重龜裂或脫落是 ☐ /否 ☐		第____個	個		
起重機軌道	腐蝕位移	兩軌間距高差>=4.25mm、兩軌間距左右差>=10mm、大範圍生鏽影響功能是 ☐ /否 ☐		X____	m		
檢測員意見：							

附錄一

附件 2 一般鋼料銲接與水中硬化劑 塗裝工程規範

一般鋼料焊接

- 1.說明：一般鋼料焊接及試驗工作標準以本規範為準，本規範未註明者以行政院工程會頒布之施工規範為準。
- 2.材料：所用焊條應按設計圖規定辦理，若設計圖無註明者則使用 AWS.E70 或 CNS.E50 或 JIS.D50 系焊條，並應提出材料試驗報告送請工程師認可後採用之。
- 3.一般要求：
 - 3.1 焊工資格：須通過內政部、台電、中油、中鋼、中船、或中國驗船協會考驗合格之優良技工，持有證明文件者。
 - 3.2 焊接環境：焊接工作不得在低於 5°C 時施工，亦不得在濕面雨天或強風中施工；且焊工須在安全情況下工作。
 - 3.3 尺寸、長度及焊位：焊接之尺寸及長度不得少於設計圖及本施工說明書之規定。如須加焊或變更焊位，均須事先徵得工程司允許。
 - 3.3 焊接方法：以手工電弧焊接為原則或其他經工程司同意之方法，並應依 AWS 規範或 CNS 規範之有關規定確實施工，焊條直徑未規定者以不超過 5mm 為原則。
 - 3.4 允許公差：上下兩鋼管樁焊接時，務必保持兩節樁中心軸成一直線，焊接後之管面誤差須在 2mm 以內，樁身彎曲應在全長之 1/1,000 以內。
- 4.施工準備：
 - 4.1 焊接面必須光平、正直，且無雜物、破裂或影響焊接強度之缺點。
 - 4.2 焊接面須無鬆屑皮、熔渣、油脂或雜物，以免影響正常焊接施工或產生不良氣味。
 - 4.3 鋼面鱗片或屑皮或已乾之油薄面及薄防漆，如不能以鋼絲刷刷除，

可允許存留。

4.4 氣焰切邊須用機械焰切機，其切邊須光平、正直且無熔渣，並符合劃線，否則應予磨平修整。

5.拼裝施工：

5.1 以角焊接連之構材須使兩者儘可能密接，其間空隙不得大於 1.5mm，如空隙大於 1.5mm，角焊之焊肢，應隨超額空隙之尺寸增加之。

5.2 搭接兩接面間之空隙，或對接面與其底背板面之空隙，均不得大於 1.5mm。

5.3 以對焊連接構材之對接，須使其均在準確位置，最大偏差不得超過 3mm，最大偏斜不得超過 2 度。

5.4 空隙之間，如設計圖未標明，不得以墊片填充，否則須得工程司之許可。

5.5 焊接構材時，須使其均在準確位置，並須保持不變，以至焊接完成，但應預留收縮餘裕。

5.6 為保持構材，在其正確位置之預先焊接(假焊)須能有正式焊接之同等品質。且須儘量縮小，凡與正焊衝突處，應完全熔於正焊內，使其接連成為一體，不合規定之預焊須先予以剔除，再行施焊。

5.7 拼裝焊接須在平穩位置上施工。

6.防縮施工：

6.1 拼合連接、組合構材或鋼筋與其焊接之施工程序，乙方須先提出妥善計畫，經工程司同意後行之。

6.2 所有焊接施工程序之安排應以能平衡進行焊接所生之加熱為準。

6.3 有較大扭曲或收縮之焊接，乙方應預先擬妥施工程序，以便有效控制。

7. 手工掩弧焊接：

7.1 焊接時須儘可能在平焊位置施工。

7.2 焊條種類、焊接尺寸、弧長、電壓、電流須符合材料厚度、溝槽式樣、焊位及焊接環境。

7.3 焊條之最大尺寸除圖說另有規定外，應符下述各項要求：

7.3.1 平焊位所有焊接，除根部外，最大焊條為 8mm。

7.3.2 橫焊位角焊最大焊條為 6mm。

7.3.3 平焊位之根部角焊及底背板之對焊根部開口大於 6mm 時，最大焊條為 6mm。

7.3.4 立焊位及仰焊位用低氫焊條最大為 4mm。

7.3.5 除上述各種焊接及根部對焊外，最大焊條為 5mm。

7.4 根部角焊以外，每層最大焊厚及對焊之各層焊厚如下：

7.4.1 根部對焊最大焊厚 6mm。

7.4.2 平焊位之每層最大焊厚 3mm。

7.4.3 立焊位、仰焊位、橫焊位之每層最大焊厚 5mm。

7.4.4 根部之最少焊接須能防止龜裂。

7.5 一次焊成最大角焊：

7.5.1 平焊位：9mm。

7.5.2 橫及仰焊位：5mm。

7.5.3 立焊位：12mm。

7.6 立焊位焊接時，每層須由下而上。

7.7 在已焊接處加焊，須先清除溶渣，並將焊接及其相鄰鋼料以鋼絲刷

除乾淨。

7.8 所有對焊其未用底背板者，須將最初之底部削去或削除至健全金屬處，再行焊接。如用與母材同等性質之背板對焊，須將焊著金屬熔入背板。

7.9 對焊之端部須用同一緣形，而寬比焊材厚度為大之補助板使焊接延出構材之邊端外。俟焊接完畢，冷卻時除去該板，並以砂輪或其他機具，將凸出之焊喉及構材修整齊平。

7.10 母材預熱及各層溫度須如下表之規定：

掩弧焊接母材預熱規定表

母材厚度(mm)	掩弧焊接 (不用低氫焊條)	掩弧焊接 (用低氫焊條)
19 以下	—	—
19~39	>65℃	>1℃
39~65	>106℃	>65℃
65 以上	>150℃	>106℃

8. 潛弧焊接：

8.1 除角焊外，所有潛弧焊接均須在平焊位施工，角焊可在平或橫焊位行之。一切焊成之角焊厚度不得大於 8mm。

8.2 最大焊條直徑為 6mm。

8.3 除底(根)繪個及面層外，最厚焊層不得大於 6mm。如根部開口達 12mm 以上，則須分層分側施工。每層寬若超過 16mm，則宜分側疊層為之。

8.4 任一焊接之熔解深或寬度均不得超過焊接面寬度。

8.5 焊接電流、電壓及移動速度須能使每層焊接連到適當熔解，且其鋼料及焊料應無重疊及傷損現象。

8.6 潛弧焊接面及其相鄰接面均須按規定清除乾淨，且不得含有水汽。

8.7 每層焊接後，須先徹底除淨焊渣，再續焊上層。

8.8 對焊端處之焊接品質須與焊接中部同等良好。如有必要，可加延伸板條，並於焊後除去。端部則仍應保持光滑平整。

8.9 對焊之根部可用低氫焊條，以手工掩弧焊接，藉防初次潛弧焊接之燒透。

8.10 潛弧焊接之預熱及各層需要溫度全手工掩弧焊接。

9.預熱：

9.1 焊接前，對焊件焊接處 75mm 範圍內須加預熱，並須于施焊進行中，保持預熱溫度。

9.2 以潛弧焊接作連續之平焊，或須重熔並與原焊合成者，均得免施預熱。

10 品質及改正

10.1 焊接部份之露出表面應平整而有規則，並符合設計要求；不論情形如何，焊著金屬斷面不得小於設計斷面。唯斷面過大而缺陷過多時，其工作亦視為不合格。

10.2 角焊面應平直，可略有凹凸，超焊之高度均不得大 $(0.1S+0.75)$ mm，S 為角焊之尺寸(mm)。

10.3 對焊之上下面，除規定者外，宜略加厚(施補強焊)。補強焊之厚度不得超過 3mm，且須與本鋼面成順勢之弧線。

10.4 所有焊接均須良好無裂痕，少有氣泡空隙及熔渣。若缺陷最大尺寸超過最大尺寸之和逾 1 公分者均須除卻之。

10.5 垂直於應力方向之傷損鋼料，不得超過 0.21mm 深，平行於應力方向，則不得超過 0.8mm。

10.6 焊接全線之焊著金屬與母材之間及焊層間均須完全熔合。

10.7 焊接部不得有重疊及低陷。

10.8 所有燃燒之凹坑應予焊接填平。

10.9 有龜裂之焊接須全部除去。

10.10 剷除不良焊接可用鑿、磨及氬氧焰等，且不得傷及原焊接之焊料及鋼料。

10.11 以補焊改正不良焊接宜用較小焊條(不超過 4mm)，并須先將其表面清除乾淨，方可補焊。

10.12 不適合之拼連，得切斷重焊。其因焊接所生之扭曲，得以機械矯正或加熱校正，但溫度不得超過 650°C(暗紅色)。

10.13 所有焊渣均須清除。焊接未完成前，不得油漆。

水中硬化劑塗裝工程

本防蝕規範使用前，針對本塗裝工程如有接續之前一或後一塗裝工程其所採用之材料，須與本規範採用之材料進行接著性確認。

1.通則

1.1 本章概要

1.1.1 本章說明鋼管樁(或鋼板樁)式碼頭之防蝕工程材料、設備、施工及檢驗等相關規定，本章未註明者依行政院工程會頒布之施工規範為準。

1.1.2 本工程需配合土木工程以後工法施作，並採責任施工。

1.2 工作範圍

1.2.1 鋼管指包裹防蝕帶、混凝土平台底部間、或鋼板樁鏽蝕之水中硬化劑塗裝。

1.2.2 為完成本項工作，承包商應自行負責提供所需之一切船機、潛水設備等。

1.3 相關率則：依本章各節之規定。

1.4 資料送審

1.4.1 品質管制計畫

1.4.2 施工計畫

1.4.3 施工圖

1.4.4 製造程序書

1.4.5 承包商資料

1.4.6 人員資格證明

1.4.7 材料符合規範之合格試驗證明

1.4.8 材料樣品

1.5 品質保證

1.5.1 提送各項材料證明文件：

- (1)通過 CNLA 認證且其認證領域可提供本項材料檢驗之實驗機構出具之檢驗合格證明文件。
- (2)國外產品不能於國內試驗時，需提送經業主工程師認可之公證公司所簽發之「合格證書」。
- (3)提送經業主工程師同意於工廠試驗之「產品出廠證明」及「合格檢驗報告」。

1.6 運送、儲存及處理

1.6.1 防蝕塗料

- (1)塗料應以製造廠之原包裝運達工地，容器上應附有標籤，載明規格、材料、廠牌、產品編號及生產、有效期限。
- (2)搬運時應防止容器碰撞、破損，運送至現場的產品應完好無缺。
- (3)運至工地之塗料應儲存於清潔、乾燥、通風良好之場所。
- (4)防蝕塗料及其相關製品儲放場所應有防止火災發生之完善措施。

1.7 工作順序及進度

1.7.1 工作順序：依業主工程師之指示配合土木工程施作。

1.7.2 進度：依契約規定辦理。

1.8 保固

1.8.1 本工程保固期限為 3 年。

1.8.2 保固部分

(1)防蝕效果：依本章各節之規定。

(2)保固起始日：自驗收完成日起算。

2.產品

2.1 功能

2.1.1 防蝕塗料

(1)防蝕塗裝材料為無公害之環氧樹脂水中塗料。

(2)材料之特性：

項目	物性標準
鹽霧試驗	無鏽蝕現象
抗拉強度	25 N/mm ² 以上
彎曲強度	30 N/mm ² 以上
壓縮強度	35 N/mm ² 以上
彈性率	5,500 N/mm ² 以上

2.1.2 其他產品依相關圖說之規定。

2.2 材料

2.2.1 除另有規定時，本章工作所用之材料應符合 CNS 或 ASTM、JIS、DIN 之規定為依據。

3.施工

3.1 準備工作

3.1.1 依工程圖說及特性提出施工計畫。

3.1.2 施工前，應先進行下列之工作：

(1)施工場地整理。

(2)臨時安全措施

3.2 施工方法

3.2.1 防蝕塗裝

- (1)塗裝區域表面需噴砂處理，鋼管樁(或鋼板樁)表面需達 SIS Sa21/2 標準，不得有油脂現象，混凝土表面需將表面灰塵及鬆動之雜物清除乾淨，不得有乳化面現象；以刷、掃、真空吸塵或高壓空氣吹除之方式除去表面灰塵及鬆動之雜物。表面處理需經工程師認可後方得進行塗裝作業。塗膜厚度以平均 5mm，最低膜厚 4.5 mm 為原則。
- (2)相對溼度高於 85%以上時，氣溫低於 10℃時，鋼構件表面溫度超過 40℃或低於露點時不得施工，但塗料製造廠商另有建議，且經工程師同意者不在此一限。施工環境不可有塵土飛揚情形，以免污染。
- (3)本項工作需配合土木工程施工，承包商應妥為規劃責任範圍內之作業場地，不得因場地及處理能力而造成其他承包商作業之堵塞。

3.3 檢驗

3.3.1 防蝕塗裝

- (1)防蝕塗裝材料成份之檢驗應由承商提送檢驗證明，檢驗費用及工期由承包商自行負責。
- (2)防蝕塗裝材料成份之檢驗方法。

項目	試驗方法
鹽霧試驗	ASTM B 1 17
抗拉強度	ASTM D638
彎曲強度	ASTM D790
壓縮強度	ASTM D695
彈性率	ASTM D790

3.3.2 各項材料之檢驗應運至工地後再行抽樣檢驗或只提送檢驗證明由工程師核可依該項工程相關圖說規定辦理。

3.3.3 除上述各項材料及施工之檢、試驗項目外，其餘材料之檢驗項目、依據之標準、規範之要求、頻率應依設計圖說、施工說明書及相關章節之檢驗部分辦理。

3.4 現場品質管制

3.4.1 防蝕塗裝

(1)施工期間承包商必需進行水中照相，並提送照片及電子檔案各一份，供業主工程師存參；全部之鋼管樁(或鋼板樁)及混凝土底版均需編號照相，鋼管樁每支(或鋼板格每處)至少 4 張，拍攝內容包括鋼料表面清理、塗裝前及塗裝後實況，照片上應標示位置、編號以利查核並為驗收之用。倘由於海水污濁度造成照片不清，不能提供業主工程師查核驗收，則由業主工程師自派人員檢驗。

(2)目視表面不得有垂流、起泡、裂縫等不良現象，塗膜厚度以膜厚計檢驗，若有任何一點不合格，承包商應負全責查定原因並予改善，至業主工程師認定合格後始認為完工。

(3)保固期內，承包商應會同業主工程師追蹤調查，第一年內每六個月一次，翌年起每一年一次，並作成紀錄提交業主工程師作為判定防蝕效果之依據。

(4)防蝕效果：若有任何位置目視表面有垂流、起泡、裂縫等不良現象，即判定為未達防蝕效果，承包商應負責查明原因並予以改善，若無法改善則應拆除重做。

3.4.2 本節未說明之工作項目依設計圖說及契約項目或依該施工項目章節中之現場品質管制部分辦理。

3.5 許可差

3.5.1 本節未說明之工作項目依設計圖說及契約項目或依該施工項目之章節中之許可差部分辦理。

4.計量與計價

4.1 計量

4.1.1 防蝕塗裝

(1)以「平方公尺」為計量單位。

4.1.2 本節未說明之工作項目依契約項目或併入章節之適用項目內計量

4.2 計價

4.2.1 防蝕塗裝

(1)以「平方公尺」為計價單位。

(2)本項單價包含材料、檢驗、試驗、表面處理、安裝等工作，凡為完成本項工作所需之一切直接、間接工、料、設備、動力機具、船舶、零料等均包括在內。

4.2.2 本節未說明之工作項目依契約項目或併入相關章節之適用項目內計價。

4.2.3 本單價已包括所有人工、材料、工具、機具、設備、運輸及其他為完成本工作所必需之費用在內。