

104-43-7817
MOTC-IOT-103-H2DB001c

102 年臺灣主要港口港池安全 資訊管理系統建置之研究



交通部運輸研究所

中華民國 104 年 5 月

104-43-7817
MOTC-IOT-103-H2DB001c

102 年臺灣主要港口港池安全 資訊管理系統建置之研究

著者：何良勝、林受勳、江玟德、陳志弘

交通部運輸研究所

中華民國 104 年 5 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

臺灣主要港口港池安全資訊管理系統建置之研究.
102 年 / 何良勝等著. -- 初版. -- 臺北市 : 交通部運輸研究所, 民 104.05

面 ; 公分

ISBN 978-986-04-4594-7(平裝)

1.波動 2.資訊管理系統 3.臺灣

351.9

104005244

102 年臺灣主要港口港池安全資訊管理系統建置之研究

著 者：何良勝、林受勳、江玟德、陳志弘

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)26587121

出版年月：中華民國 104 年 5 月

印 刷 者：群彩印刷科技股份有限公司

版(刷)次冊數：初版一刷 70 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所臺灣技術研究中心網站

定 價：150 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：1010400428

ISBN：978-986-04-4594-7 (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。

104

102 年臺灣主要港口港池安全資訊管理系統建置之研究 (1/4)

交通部運輸研究所

GPN: 1010400428
定價 150 元

交通部運輸研究所自行研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：102 年臺灣主要港口港池安全資訊管理系統建置之研究			
國際標準書號 ISBN978-986-04-4594-7 (平裝)	政府出版品統一編號 1010400428	運輸研究所出版品編號 104-43-7817	計畫編號 103-H2DB001c
主辦單位：港灣技術研究中心 主管：邱永芳 計畫主持人：何良勝 研究人員：林受勳、江玟德、陳志弘、張惠華 聯絡電話：(04)26587121 傳真號碼：(04)26560661			研究期間 自 102 年 01 月 至 102 年 12 月
關鍵詞：防波堤維護管理資訊系統、波浪極值統計推算模式、颱風波浪推算			
摘要： <p>本報告為四年期程之第一年工作成果，報告內容主要包含建置花蓮港與蘇澳港兩港域適用的颱風波浪推算模式，其中包含類神經網路、最小化模式樹(M5)及二維數值等三種模式的比較驗證；本研究亦針對花蓮港與蘇澳港兩港域進行波浪極值統計推算分析探討。同時，本年度亦辦理蘇澳港南防波堤的現場圖像調查、防波堤沉箱之安全性評估探討、結構物補強方案研擬，以及建置一套防波堤構造物維護管理資訊系統等項工作；其中，颱風波浪推算模式及防波堤現況調查與堤體安全性評估探討等工作成果，可建構港域適用的定期性防波堤維護管理資訊系統。</p> <p>本研究辦理之防波堤構造物安全性評估與現場圖像調查，以及所建置防波堤構造物維護管理資訊系統等項工作成果，可提供港務機關瞭解港灣構造物之穩定性與安全性，以有效運用資源，延長港務設施使用年限及降低維護成本。另外，所完成花蓮港與蘇澳港兩港域之波浪極值統計特性結果，可提供相關港灣、海岸工程規劃設計、環境評估與學術研究所需之設計波浪的重新探討與比對依據。</p>			
出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
104 年 5 月	194	150	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
機密等級： <input type="checkbox"/> 密 <input type="checkbox"/> 機密 <input type="checkbox"/> 極機密 <input type="checkbox"/> 絕對機密 （解密條件： <input type="checkbox"/> 年 月 日解密， <input type="checkbox"/> 公布後解密， <input type="checkbox"/> 附件抽存後解密， <input type="checkbox"/> 工作完成或會議終了時解密， <input type="checkbox"/> 另行檢討後辦理解密） <input checked="" type="checkbox"/> 普通			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

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

TITLE: A Study of Setting Up Management Information System for The Safety of Taiwan Main Harbor Pools in 2013			
ISBN 978-986-04-4594-7 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010400428	IOT SERIAL NUMBER 104-43-7817	PROJECT NUMBER 103-H2DB001c
DIVISION: HARBOR & MARINE TECHNOLOGY CENTER DIVISION DIRECTOR: Chiu Y. F. PROJECT INVESTIGATOR: Ho, L. S. PROJECT STAFF: Lin S. S., Jiang W. D., Chen C.H., Chang H. H. PHONE: 04-26587121 FAX: 04-26560661			PROJECT PERIOD FROM January 2013 TO December 2013
KEY WORDS: breakwater safeguard and management system, ex-wave statistics' estimating model, typhoon waves estimating			
ABSTRACT: <p>The results for a four-year term project in first year include the establishment of typhoon-wave forecasting model for Hualien and Suao harbors. The artificial neural network method, M5 and a 2-D numerical model were applied for comparison. The extreme wave in these two harbors were also analyzed. Meanwhile, the scene picture investigation of Suao south breakwater, the safety assessment of the breakwater caisson, reinforcement of harbor structure and setting up a management information system for harbor maintenance were all proceeded in this year. Among them, the typhoon-wave forecasting model and the safety evaluation of current breakwater condition can be applied in regular harbor structure maintenance.</p> <p>The safety assessment of the breakwater structure, the scene picture investigation and the management information system for harbor maintenance may offer harbor authorities a regular examination on harbor constructions so as to reduce the cost for harbor maintenance. Moreover, the results of extreme-wave characteristics in Hualien and Suao harbors can provide related bay and coast construction programming and designing, environmental influence assessment and design wave evaluation for academic research need.</p>			
DATE OF PUBLICATION May 2015	NUMBER OF PAGES 194	PRICE 150	CLASSIFICATION <input type="checkbox"/> RESTRICTED <input type="checkbox"/> CONFIDENTIAL <input type="checkbox"/> SECRET <input type="checkbox"/> TOP SECRET <input checked="" type="checkbox"/> UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

目 錄

中英文摘要表	I
目 錄	III
表目錄	VII
圖目錄	XI
第一章 前言	1-1
第二章 港域颱風波浪推算模式建立	2-1
2.1 資料來源與處理說明	2-1
2.2 類神經颱風波浪推算模式建置	2-7
2.2.1 類神經網路架構	2-7
2.2.2 模式輸入之轉換函數	2-11
2.2.3 轉換函數與訓練函數	2-16
2.2.4 隱藏層神經元測試	2-17
2.3 類神經颱風波浪推算結果	2-18
2.4 最小化模式樹(M5)波浪推算模式建置	2-21
2.4.1 模式推算	2-23
2.4.2 模式驗證	2-27
2.5 類神經與 M5 模式之推算結果比較	2-34
2.6 類神經颱風波浪推算模式之精度比較	2-48

2.7 二維數值推算模式建置	2-49
2.7.1 數值模擬條件	2-51
2.7.2 數值模式驗證	2-53
第三章 港域波浪極值統計特性分析	3-1
3.1 波浪極值統計分析方法	3-1
3.1.1 極值分布函數	3-2
3.1.2 極值分布參數推定	3-4
3.1.3 信賴檢定	3-5
3.1.4 推估值之標準差	3-6
3.2 極值統計分析結果	3-8
3.2.1 花蓮港的分析結果	3-8
3.2.2 蘇澳港的分析結果	3-14
第四章 港港灣防波堤構造物安全評估探討	4-1
4.1 防波堤圖像資料調查	4-2
4.1.1 調查內容	4-2
4.2 防波堤設計條件檢討	4-17
4.2.1 防波堤原有設計條件	4-17
4.2.2 颱風波浪及暴潮位設計條件探討	4-19
4.2.3 原有與更新設計條件之檢討	4-20
4.3 防波堤結構物受損情況檢討	4-23
4.4 防波堤結構物受力分析探討	4-29

4.4.1 受力計算方法.....	4-29
4.4.2 堤址波力評估探討.....	4-35
4.5 防波堤結構物安全性評估探討	4-40
4.5.1 堤體安全性分析方法.....	4-40
4.5.2 計算結果與分析.....	4-43
4.5.3 綜合分析結果比較.....	4-62
4.6 防波堤結構物補強方案探討	4-63
第五章 港灣防波堤維護管理資訊系統建置.....	5-1
5.1 系統架構概述	5-1
5.2 防波堤檢維修表單建置	5-2
5.2.1 防波堤構造物劣化評估	5-7
5.3 系統資料庫建置	5-8
5.3.1 基本資料維護資料庫.....	5-8
5.3.2 工程資料維護資料庫.....	5-12
5.3.3 檢測資料維護資料庫.....	5-14
5.4 防波堤維修工法建置	5-16
5.4.1 沉箱式防波堤水上部維護	5-16
5.4.2 沉箱式防波堤水下部維護	5-16
5.5 系統展示概述	5-19
5.5.1 港灣設施基本資料模組	5-19
5.5.2 港灣設施檢測模組.....	5-21

5.5.3 港灣設施維護模組.....	5-21
5.5.4 港灣設施系統管理模組	5-23
第六章 結論與建議.....	6-1
6.1 結論與建議.....	6-1
6.2 成果效益及後續應用情形	6-3
參考文獻.....	7-1

表 目 錄

表 2.1 蘇澳港模式的颱風資訊與其對應最大波高.....	2-3
表 2.2 蘇澳港類神經颱風波浪推算結果.....	2-19
表 2.3 建立花蓮港模式的颱風資訊與其對應最大波高.....	2-23
表 2.4 花蓮港最小化模式樹(M5)波浪推算模式之結果驗證	2-28
表 2.5 蘇澳港最小化模式樹(M5)波浪推算模式之結果驗證	2-31
表 2.6 花蓮港兩種波浪推算模式的誤差比較.....	2-35
表 2.7 蘇澳港兩種波浪推算模式的誤差比較.....	2-42
表 2.8 各類神經颱風波浪推算成效比較.....	2-49
表 2.9 風浪推算模擬之網格設定內容.....	2-52
表 2.10 模式參數設定彙整表.....	2-53
表 2.11 花蓮港數值模式之波浪推算結果驗證.....	2-54
表 2.12 蘇澳港數值模式之波浪推算結果驗證.....	2-56
表 3.1 計算樣本順位機率之 α 及 β 值.....	3-4
表 3.2 相關係數殘差平均值公式之係數 \bar{a} ， \bar{b} 及 \bar{c} 值.....	3-6
表 3.3 重現期推算量之標準差公式中之係數.....	3-8
表 3.4 花蓮港各極值樣本採用年極值取樣法之各重現期分析結果 ...	3-9
表 3.5 花蓮港各極值樣本採用超量門檻取樣之各重現期分析結果 .	3-13
表 3.6 花蓮港三種樣本來源以兩種取樣方式的極值分析結果.....	3-13
表 3.7 蘇澳港各極值樣本採用年極值取樣法之各重現期分析結果 .	3-14

表 3.8 蘇澳港各極值樣本採用超量門檻取樣法之各重現期分析結果.....	3-17
表 3.9 蘇澳港三種樣本來源以兩種取樣方式的極值分析結果.....	3-19
表 4.1 蘇澳港防波堤圖像調查項目與時程.....	4-3
表 4.2a 蘇澳港南防波堤港外水下調查彙整表.....	4-5
表 4.2b 蘇澳港南防波堤港內水下調查彙整表.....	4-7
表 4.3 蘇澳港潮位資料統計結果.....	4-17
表 4.4 蘇澳港原設計深海波浪推算結果.....	4-18
表 4.5 蘇澳港原設計外廓防波堤堤前設計波高.....	4-18
表 4.6 蘇澳港原設計安全係數表.....	4-19
表 4.7 蘇澳外海不同迴歸期颱風波浪推算值.....	4-19
表 4.8 計畫區深海颱風波浪推算波高與原設計條件比對結果.....	4-20
表 4.9 蘇澳港南外廓防波堤消波式胸建造年份.....	4-23
表 4.10 本研究計算結果與原設計條件比對.....	4-23
表 4.11 歷年蘇澳港南防波堤受損情況彙整.....	4-28
表 4.12 消波式沉箱波壓係數表.....	4-34
表 4.13 原設計與本研究推算之堤前設計波高條件彙整.....	4-36
表 4.14 #31 沉箱各項計算條件一覽表.....	4-36
表 4.15 原波力計算結果.....	4-38
表 4.16 原設計條件(Goda 波壓係數修正)波力計算結果.....	4-38
表 4.17 本研究設計條件下且 Goda 波壓係數修正波力計算結果.....	4-40
表 4.18 原設計護基方塊護面石及堤址塊石重量計算結果.....	4-45

表 4.19 推算波高護基方塊護面石及堤址塊石重量計算結果	4-45
表 4.20 原設計波浪條件堤體穩定計算結果.....	4-46
表 4.21 本研究推算波浪條件下堤體穩定計算表.....	4-50
表 4.22 堤體穩定可受最大颱風波浪對照表.....	4-53
表 4.23 後側胸牆所受波力及混凝土剪力關係表.....	4-56
表 4.24 防波堤胸牆原設計滑動安全分析表.....	4-58
表 4.25 防波堤後側胸牆原設計傾倒安全分析表.....	4-60
表 4.26 後側胸牆所受波力及混凝土剪力關係表.....	4-61
表 4.27 防波堤胸牆現況滑動安全分析表.....	4-62
表 4.28 蘇澳港南防波堤沉箱現況穩定分析對照表.....	4-64
表 5.1 水上部分檢測劣化程度與評估值關係表.....	5-3
表 5.2 水下部分檢測劣化程度與評估值關係表.....	5-4
表 5.3 直立堤定期檢測評估表.....	5-5
表 5.4 港灣構造物之整體狀況指標(CI 值)分級表	5-8
表 5.5 使用者帳戶表	5-9
表 5.6 堤防型式清單表.....	5-10
表 5.7 堤防檢測位置及項目表.....	5-10
表 5.8 劣化程度清單表.....	5-10
表 5.9 維修工法清單表.....	5-11
表 5.10 維修工法對應表.....	5-11
表 5.11 損壞範圍分級表.....	5-11
表 5.12 港灣清單表.....	5-12

表 5.13 構造物基本資料表.....	5-12
表 5.14 防波堤維護工程記錄.....	5-13
表 5.15 維修紀錄表.....	5-14
表 5.16 維修項目清單表.....	5-14
表 5.17 檢測工作記錄表.....	5-15
表 5.18 測項目記錄表.....	5-15
表 5.19 水上部分維護管理工法表.....	5-17
表 5.20 水下部分維護管理工法表.....	5-19
表 5.21 港灣設施維修紀錄表.....	5-22
表 5.22 港灣設施維護工程紀錄表.....	5-23

圖目錄

圖 2.1 蘇澳港海氣象觀測站位置示意圖.....	2-2
圖 2.2 臺灣地區颱風路徑分類圖(1897-2010 年).....	2-5
圖 2.3 颱風中心位置與相對應蘇澳港波高資料空間分布圖	2-6
圖 2.4 目標點對颱風中心的方位角 θ_1 與颱風移動方位角 θ_2 示意圖	2-11
圖 2.5 氣旋中心附近風速風向分布示意圖.....	2-13
圖 2.6 颱風距離與目標點波高分布.....	2-14
圖 2.7 颱風在等壓面上內平均風速分布示意圖(摘自中央氣象局)	2-16
圖 2.8 正切雙彎曲轉換函數與雙彎曲函數.....	2-17
圖 2.9 層級模組法示意圖(ai 為屬性, Mi 為分群之模組).....	2-22
圖 2.10 最小化模式樹分組樣本在變數 x_1 及 x_2 分布與輸出 y 之示意圖	2-23
圖 2.11 颱風中心位置與相對應花蓮港波高資料空間分布圖	2-27
圖 2.12 花蓮港 M5 與類神經模式推算 1991 艾美颱風結果的比較 圖	2-37
圖 2.13 花蓮港 M5 與類神經模式推算 1992 泰德颱風結果的比較 圖	2-38
圖 2.14 花蓮港 M5 與類神經模式推算 2005 年龍王颱風結果的比較 圖	2-38

圖 2.15 花蓮港 M5 與類神經模式推算 2007 年聖帕颱風結果的比較圖	2-39
圖 2.16 花蓮港 M5 與類神經模式推算 2012 年蘇拉颱風結果的比較圖	2-39
圖 2.17 花蓮港 M5 與類神經模式推算 1991 年露絲颱風結果的比較圖	2-40
圖 2.18 花蓮港 M5 與類神經模式推算 1994 年弗雷特颱風結果的比較圖	2-40
圖 2.19 花蓮港 M5 與類神經模式推算 1994 年席斯颱風結果的比較圖	2-41
圖 2.20 花蓮港 M5 與類神經模式推算 2002 年雷馬遜颱風結果比較圖	2-41
圖 2.21 蘇澳港 M5 與類神經模式推算 2004 年納坦颱風結果的比較圖	2-44
圖 2.22 蘇澳港 M5 與類神經模式推算 2005 年龍王颱風結果的比較圖	2-45
圖 2.23 蘇澳港 M5 與類神經模式推算 2005 年泰利颱風結果的比較圖	2-45
圖 2.24 蘇澳港 M5 與類神經模式推算 2005 年海棠颱風結果的比較圖	2-46
圖 2.25 蘇澳港 M5 與類神經模式推算 2012 年蘇拉颱風結果的比較圖	2-46
圖 2.26 蘇澳港 M5 與類神經模式推算 2003 年杜鵑颱風結果的比較圖	2-47

圖 2.27 蘇澳港 M5 與類神經模式推算 2004 年陶卡基颱風結果比較圖	2-47
圖 2.28 蘇澳港 M5 與類神經模式推算 2008 年鳳凰颱風結果的比較圖	2-48
圖 2.29 風浪推算模擬範圍之地形水深.....	2-52
圖 3.1 常數 k 在不同情況下的機率密度表現.....	3-3
圖 3.2 推估花蓮港類神經樣本年極值取樣法之機率密度函數圖	3-9
圖 3.3 推估花蓮港實測資料樣本年極值取樣法之機率密度函數圖 .	3-10
圖 3.4 推估花蓮港類神經樣本年極值取樣法之機率密度函數圖	3-10
圖 3.5 推估花蓮港類神經樣本超量門檻取樣法之機率密度函數圖 .	3-11
圖 3.6 推估花蓮港實測資料樣本超量門檻取樣法之機率密度函數圖	3-12
圖 3.7 推估花蓮港二維數值模式樣本超量門檻取樣之機率密度函數圖	3-12
圖 3.8 推估蘇澳港類神經樣本年極值取樣法之機率密度函數圖	3-15
圖 3.9 推估蘇澳港實測資料樣本年極值取樣法之機率密度函數圖 .	3-15
圖 3.10 推估蘇澳港二維數值模式樣本年極值取樣之機率密度函數圖	3-16
圖 3.11 推估蘇澳港類神經模式樣本超量門檻取樣之機率密度函數圖	3-17
圖 3.12 推估蘇澳港實測資料樣本超量門檻取樣之機率密度函數圖	3-18
圖 3.13 推估蘇澳港二維數值模式樣本超量門檻取樣之機率密度函數圖	3-18
圖 4.1 蘇澳港相關區位示意圖.....	4-2

圖 4.2 多音束監測作業範圍與船跡圖.....	4-4
圖 4.3 蘇澳港南外廓防波堤相關位置圖.....	4-4
圖 4.4 蘇澳港水下攝影準備工作.....	4-4
圖 4.5a 南外廓防波堤#S10~#S11 沉箱間海側部分的變化比較.....	4-8
圖 4.5b 南外廓防波堤#S12~#S13 沉箱間海側部分的變化比較.....	4-9
圖 4.5c 南外廓防波堤#S17~#S18 沉箱間海側部分的變化比較.....	4-9
圖 4.5d 南外廓防波堤#S18~#S19 沉箱間海側部分的變化比較.....	4-10
圖 4.5e 南外廓防波堤#S20~#S21 沉箱間海側部分的變化比較.....	4-10
圖 4.5f 南外廓防波堤#S25~#S26 沉箱間海側部分的變化比較.....	4-11
圖 4.5g 南外廓防波堤#S28~#S29 沉箱間海側部分的變化比較.....	4-11
圖 4.5h 南外廓防波堤#S32~#S33 沉箱間海側部分的變化比較.....	4-12
圖 4.5i 南外廓防波堤#S34~#S35 沉箱間海側部分的變化比較.....	4-12
圖 4.5j 南外廓防波堤#S38~#S39 沉箱間海側部分的變化比較.....	4-13
圖 4.6a 沉箱#S06 堤體情況(沉箱歪斜).....	4-14
圖 4.6b 沉箱#S12 堤體情況(沉箱有位差).....	4-14
圖 4.6c 沉箱#S14 堤體情況(無胸牆).....	4-14
圖 4.6d 沉箱#S22 堤體情況(胸牆局部損壞).....	4-15
圖 4.6e 沉箱#S23 堤體情況(僅剩開孔胸牆).....	4-15
圖 4.6f 沉箱#S26 堤體情況(胸牆局部損壞).....	4-15
圖 4.6g 沉箱#S27 堤體情況(無胸牆、堤面破損、沉箱有位差).....	4-16
圖 4.6h 沉箱#S31 堤體情況(僅剩開孔胸牆、海水滲入).....	4-16
圖 4.6i 沉箱#S34 堤體情況(胸牆部分損毀、海水滲入).....	4-16

圖 4.7 蘇澳港南外廓防波堤原胸牆斷面示意圖(完工設計).....	4-21
圖 4.8 蘇澳港南外廓防波堤單艙式消波胸牆斷面示意圖.....	4-22
圖 4.9 消波式沉箱波壓作用分佈圖.....	4-22
圖 4.10a 83.7.10 提姆颱風災害#8 沉箱胸牆.....	4-24
圖 4.10b 83.7.10 提姆颱風災害#31 沉箱胸牆.....	4-24
圖 4.10c 83.8.7 道格颱風災害#19 沉箱胸牆.....	4-25
圖 4.10d 83.8.7 道格颱風災害#31 沉箱胸牆.....	4-25
圖 4.10e 83.10.9 席斯颱風災害#19 沉箱.....	4-25
圖 4.10f 86.8.29 安珀颱風災害#23 沉箱.....	4-26
圖 4.10g 86.8.29 安珀颱風災害#23、#26~SB28、#34 沉箱.....	4-26
圖 4.10h 89.8.22 碧利斯颱風災害#23 沉箱.....	4-26
圖 4.11 賀伯颱風後#23 沉箱海側破壞示意圖.....	4-27
圖 4.12 蘇澳港二期完工後各颱風深海波浪推算成果.....	4-29
圖 4.13 防波堤直立部份波壓分佈圖.....	4-29
圖 4.14 消波式沉箱波壓作用分佈圖.....	4-33
圖 4.15 海嘯時之堤前波壓分佈圖.....	4-35
圖 4.16 沉箱標準斷面圖.....	4-37
圖 4.17 護基及堤址拋石之安定係數圖.....	4-42
圖 4.18 原設計之滑動及傾倒安全係數比較圖.....	4-49
圖 4.19 推算之滑動及傾倒安全係數比較圖.....	4-53
圖 4.20 堤體穩定容許上限值與歷年實測最大颱風比對圖.....	4-54
圖 4.21 南外廓防波堤消波胸牆相關尺寸示意圖.....	4-55

圖 4.22 消波艙破壞示意圖	4-56
圖 4.23 南外廓防波堤沉箱分次打設胸牆示意圖	4-57
圖 4.24a 前側沉箱之剪力樁	4-58
圖 4.24b 後側沉箱之剪力樁	4-58
圖 4.25 後側胸牆傾倒受力示意圖	4-59
圖 4.26 堤後有限背填示意圖	4-66
圖 4.27 本研究堤後背填斷面示意圖	4-66
圖 4.28 本計畫堤後背填斷面示意圖	4-67
圖 4.29 本研究堤後背填斷面示意圖	4-68
圖 4.30 消波艙後側胸牆及側牆面改進斷面示意圖	4-69
圖 4.31 消波艙內填放塊石或消波塊斷面示意圖	4-70
圖 5.1 基本資料維護類別圖	5-9
圖 5.2 工程資料維護資料庫類別圖	5-13
圖 5.3 檢測資料維護資料庫類別圖	5-15
圖 5.4 防波堤基本資料查詢示意圖	5-20
圖 5.5 防波堤位置在 google map 上示意圖	5-20

第一章 前言

臺灣四周環海，開發海洋與近岸資源、沿岸國土保全及航運航行安全等為海洋國家之工作與使命，而從事港灣工程規劃設計者冀望以長期可靠之海氣象資料，作為港灣構造物、港內設施與船隻碇泊等相關事項改善之依據，尤其當颱風或異常波浪來襲時，能及時的提供相關安全資訊，作為港務單位維護港池安全之依據。

由於臺灣地理位置正處於西太平洋颱風發生及主要行進的區域，夏秋兩季常受颱風侵襲，而颱風帶來的強大風浪及豪雨，不僅造成陸上人員傷亡與建築物的破壞，且當颱風來襲時，因颱風風力強力吹襲海面所形成的波浪具有較長週期與較大波高，波浪能量即較平時之季節風波浪強，相對於沿岸地形或港灣結構物的破壞也隨之增加。針對臺灣現有主要港口而言，建港年期已有相當時程，部分港灣結構物因損壞而須經年進行修建維護。其原因固是受颱風波浪作用，然由於早期港口建構時現場觀測資料之匱乏，其原有使用的設計波浪條件是否適用，此即值得重新加以審視探討；另外，如何提供港務單位瞭解防波堤構造物之安全性並降低維護成本，亦是本研究審思之課題。

爰此，本研究於本年度(102年)應用本所港研中心於花蓮港與蘇澳港域長期觀測之波浪資料，以類神經網路、最小化模式樹(M5)與二維數值模式等方法探討兩港域適用的港域即時性颱風波浪推算模式建置，並應用其波浪推算結果分析探討兩港域波浪極值的最適分佈函數與統計分析特性，用以建立波浪極值統計分析模式；另外，本年度亦辦理蘇澳港防波堤構造物現場圖像資料調查與堤體安全評估探討，以及建立相關構造物維護管理資料庫。本研究期望結合波浪推算及維護管理評估作業，建置檢測評估表單與維護工法，以格式化及電子資訊化型式提供港務單位一套港灣構造物維護管理資訊系統，用以瞭解結構物之穩定性及安全性，有效運用資源，延長港務設施使用年限及降低維護成本。

本報告為本研究計畫期程(民國 102~105)之第一年工作成果，報告內容主要包括，第二章為針對花蓮港與蘇澳港兩港域所辦理之港域即時性颱風波浪推算建置與探討；第三章是花蓮港與蘇澳港兩港域之波浪極值統計探討及特性分析；第四章則是以蘇澳港港外廓防波堤為計畫對象辦理之港灣構造物安全性評估探討，其中包含防波堤圖像調查、堤體安全性評估探討與維護方案研擬等；第五章說明所建構防波堤維護管理資訊系統內容；最後則為本報告的結論與建議。

第二章 港域颱風波浪推算模式建立

臺灣位於西太平洋之濱，每年夏季常受颱風侵襲，經常造成人員傷亡或建築物的破壞。對國內港務單位而言，當颱風來襲時，能即時的提供相關海象預警資訊，以作為港灣構造物及港內船隻碇泊之安全防護措施參考，是為重要課題。

本計畫依循往昔建置港域颱風波浪推算模式之經驗與方式，本年度擬為花蓮港與蘇澳港建置一套結合颱風風場、數值模式與類神經網路推算的颱風波浪推算模式，並配合後端操作之視窗化介面系統，提供兩港務單位可簡易且快速操作之颱風波浪推算操作系統。本章中並引用國內常用之半經驗颱風波浪推算模式與本計畫所建立推算模式，予以現場觀測資料作一驗證比較。有關觀測資料來源及推算模式建置過程，如下分述。

2.1 資料來源與處理說明

本研究之波浪資料來源為本所港研中心設置於蘇澳港外的長期性海氣象觀測站，蘇澳港觀測站在 2002 年 7 月於港口外 700m 附近、水深 25m 處(測站 X)，水深約 25m 處安裝一部挪威 NORTEK 公司之 AWCP，2004 年 9 月至 12 月受船隻影響受損，至 2007 年已滿五年儀器與電纜漸漸老化故障頻繁。因此 2007 年 10 月中旬更新 AWCP，同樣安裝在原地水深 25m 處，目前正常運轉量測，蘇澳港測站位置如圖 2.1 所示。

AWCP 系統有兩個分離波高量測模式：1.對平靜波浪時，當資料由傳統式壓力感應器量測時將會因儀器佈放的深度而受很大的影響。此時，表面高度必須用一個聲波式的高度感應器量測波高。波高量測範圍：(1)資料量測模式：壓力及沿每一個波束選取一個流速層。(2)量測流層距離：0.5、1.0、2.0m 可選擇性。(3)最大資料輸出頻率：2Hz(以

內含)。(4)儀器內取樣頻率：4~6Hz。(5)取樣期間之取樣數：512、1024 或 2048 次可選擇性。波向量測範圍：波向的量測從海面下 3m 以上的流向資料與波高資料計算轉換而得。2.對攪動的海況時，用於轉換波向的該層深度應該自動被調整為平均水位，也就是 $H_{max}/2$ 。量測的參數為：平均波向及波向分布，波向單位為度。



圖 2.1 蘇澳港海氣象觀測站位置示意圖

颱風資料取自日本國土交通省氣象廳(簡稱 JMA)的 RSMC-Tokyo Center 颱風氣象資料，颱風的名稱、發生時間與行進路徑皆採用 RSMC-Tokyo Center 發佈的資料為準，時間格式以臺灣的所在時區為準。RSMC-Tokyo Center 所發佈之颱風資料，為每 6 小時一筆，而港灣技術研究中心之波浪資料為每 1 小時一筆，為配合波浪資料之時間間距，本研究將颱風氣象資料(經緯度、中心氣壓、近中心最大風速)，利用三次多項式內插，將其時間間距內插為 1 小時一筆。再依據各場颱風路徑資訊與目標推算點相對位置來挑選合適的颱風作為模式的建立與驗證之用。建立類神經颱風推算模式需要考慮資料的品質與完整性，本研究考慮每場颱風對應之波浪資料之完整性及相關性，故在模

式建立前必須剔除對應波浪資料不完整的颱風，本研究選擇對應蘇澳港實測波浪資料完整之颱風共 47 場，如表 2.1 所示。

表 2.1 蘇澳港模式的颱風資訊與其對應最大波高

年份	颱風名稱	颱風名稱	最大風速 (knot)	最大波高 (m)
1999	瑪姬	MAGGIE	75	5.96
2000	碧利斯	BILIS	110	6.30
2001	西馬隆	CIMARON	50	2.02
2001	尤特	UTOR	60	2.58
2002	辛樂克	SINLAKU	80	4.65
2003	柯吉拉	KUJIRA	90	4.00
2003	莫拉克	MORAKOT	45	2.82
2003	柯羅旺	KROVANH	65	3.24
2003	杜鵑	DUJUAN	80	9.10
2004	妮妲	NIDA	95	3.45
2004	康森	CONSON	80	2.38
2004	電母	DIANMU	100	4.06
2004	敏督利	MINDULLE	95	6.87
2004	蘭寧	RANANIM	80	4.51
2004	艾利	AERE	80	4.53
2004	海馬	HAIMA	40	4.92
2004	陶卡基	TOKAGE	85	5.84
2004	納坦	NOCK_TEN	85	11.57
2004	南瑪都	NANMADOL	90	5.07
2005	海棠	HAITANG	105	12.04
2005	馬莎	MATSA	80	4.27
2005	泰利	TALIM	95	14.84
2005	卡努	KHANUN	85	2.85
2005	龍王	LONGWANG	95	12.45
2006	珍珠	CHANCHU	95	3.21
2006	艾維尼	EWINIAR	100	3.00
2006	碧利斯	BILIS	60	5.70
2006	凱米	KAEMI	80	7.37
2006	珊珊	SHANSHAN	110	5.37
2007	聖帕	SEPAT	110	7.56
2007	韋帕	WIPHA	100	3.59
2007	米塔	MITAG	80	3.85
2008	卡玫基	KALMAEGI	65	5.08
2008	鳳凰	FUNG_WONG	75	9.46
2008	如麗	NURI	75	3.85
2008	辛樂克	SINLAKU	100	7.68

2008	哈格比	HAGUPIT	90	5.02
2008	薔蜜	JANGMI	115	12.64
2009	莫拉菲	MOLAVE	65	5.14
2009	莫拉克	MORAKOT	75	7.15
2011	梅花	MUIFA	95	4.02
2011	南瑪都	NANMADOL	100	4.46
2012	瑪娃	MAWAR	75	3.01
2012	杜蘇芮	DOKSURI	40	2.48
2012	蘇拉	SAOLA	70	6.26
2012	三巴	SANBA	110	3.09
2012	杰拉華	JELAWAT	110	6.62

表 2.1 中顯示在 1999 至 2012 年中有 47 場颱風擁有相對應完整的波浪資料，其中對應波高小於 3m 的有 7 場，在往昔的觀念中會認為這幾場颱風對波浪造成的影響較小，若將此類颱風納入學習資料中可能會造成不良的結果，但本研究考慮必須適當選取對研究目標蘇澳港影響較小的學習颱風進行輸入，可透過距離與角度等參數等輸入，讓模式能完整學習在不同角度與距離下颱風對蘇澳港不造成影響的情況。波高在 3m 至 5m 間的有 17 場占最多數，5m 至 7m 有 12 場，7m 至 9m 有 4 場，9m 至 11m 有 2 場，11m 以上則有 5 場。對於蘇澳港而言，其港區位置位於臺灣東部的海岸，會受到冬季季風作用而產生較大的季節風浪，而其他季節若發生較大波浪一般都是颱風所造成。能明顯與季節風作用的季節有所分別，較不易造成誤判，但選用模式訓練用之颱風時，需注意是否有雙颱同時影響的現象，若有則須進行剔除。

雖然大部分的侵臺颱風路徑皆是由東向西行，但若颱風是由臺灣西部往東部行徑，颱風結構容易受到中央山脈阻擋而造成結構鬆散，依往昔經驗這類型的颱風受到高山的屏障效應，對於臺灣東部各港的影響就會變小，而颱風的最大示性波高就會偏低。從歷年的臺灣地區颱風路徑分類統計圖(圖 2.2)可發現，較可能對蘇澳港造成直接影響的路徑為第一路徑、第二路徑、第三路徑及第六路徑等。其餘路徑受到地形以及高山的屏障影響，是需要考慮的因素。因此本研究針對蘇澳港 47 場颱風的所有時間序列中的颱風位置與相對應蘇澳港波高值作一空間分布的特性分析，其結果如圖 2.3 所示。圖中為本研究所選取 47

場颱風的空間位置分布，各點位所對應的顏色為蘇澳港的波高值，色調越暖代表波高越高；色調越冷則對應波高越低。由於資料點太多所以不顯示 3m 以下的波高點，深藍色代表波高介於 3m 至 5m 的資料點，淺藍色代表波高介於 5m 至 7m 間的資料點，綠色代表 7m 至 9m 間的資料點，黃色為 9m 至 11m 間的資料點，紅色則代表發生 11m 以上波高的資料點。

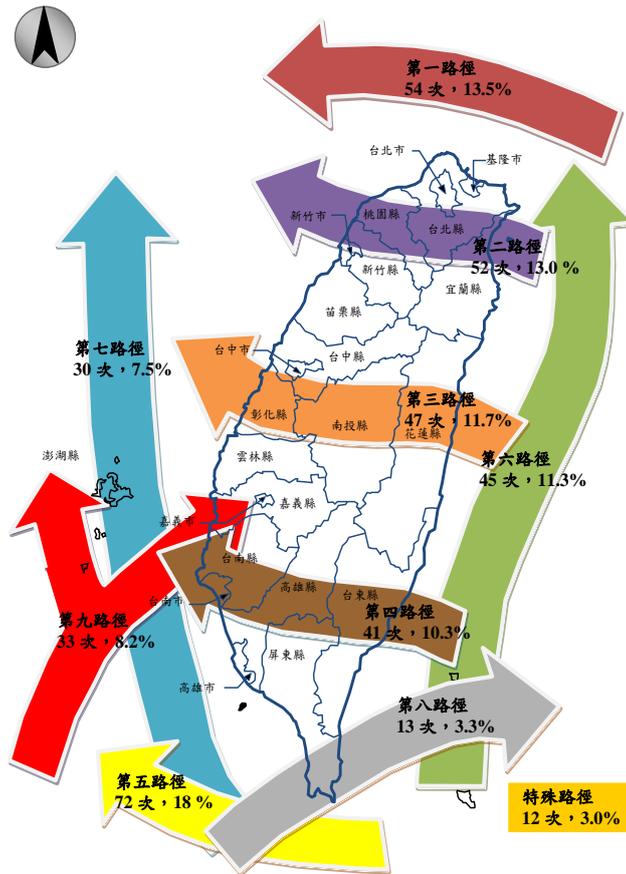


圖 2.2 臺灣地區颱風路徑分類圖(1897-2010 年)(引自中央氣象局)

圖 2.3 中發現對蘇澳港波浪造成最大影響的颱風中心位置是在宜蘭、花蓮外海處，見圖中紅色資料點(對應波高 11m 以上)，黃色資料點(對應波高 9m 至 11m)與綠色資料點(7m 至 9m)雖主要分布宜蘭、花蓮外海處，但西海岸與基隆東北海岸及西南風小琉球外海也有出現，淺藍色資料點(對應波高 5m 至 7m)則分布於臺灣周邊，較無法明顯看出受中央山脈阻隔而產生的影響。為能標出各資料點與蘇澳港的相對

距離，故以蘇澳港為中心繪製半徑 500km 與半徑 1000km 的分界線，圖 2.3 中可發現紅色、黃色及綠色資料點皆發生於半徑 500km 的距離內，顯示以蘇澳港而言，颱風只有在中心距離靠近蘇澳港 500km 以內才有機會造成 7m 以上的示性波高。

在所選用的 47 場颱風中，其中所造成最大示性波高大於 9m 對於蘇澳港有較大影響之杜鵑(DUJUAN, 2003)、納坦(NOCK-TEN, 2004)、海棠(HAITANG, 2005)、泰利(TALIM, 2005)、龍王(LONGWANG, 2005)、鳳凰(FONGWONG, 2008)、薔蜜(JANGMI, 2008)等，其路徑除了杜鵑為第五路徑外，其餘皆屬直撲蘇澳港登陸臺灣本島的第二、第三路徑。這些對蘇澳港影響較大的颱風也就是圖 2.3 中紅色及黃色資料點(波高 9m 以上)。

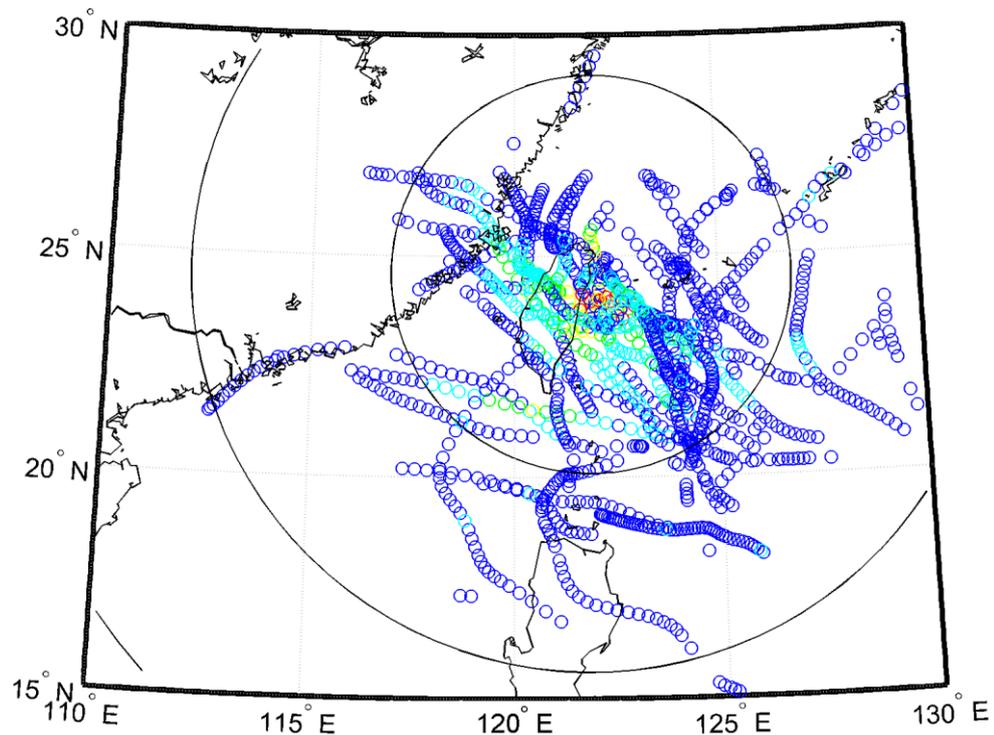


圖 2.3 颱風中心位置與相對應蘇澳港波高資料空間分布圖

2.2 類神經颱風波浪推算模式建置

2.2.1 類神經網路架構

類神經網路具備著一些優良的特性其中包括(1)高速的計算能力(2)自我學習能力(3)高容量的記憶力(4)容錯的能力。

人工神經元輸出值與輸入值的關係式，可以表示如下：

$$Y_i = f\left(\sum_j W_{ij} X_j - \theta_i\right) \quad (2.1)$$

其中， Y_i 為人工神經元模型的輸出訊號； f 為人工神經元模型的轉換函數(transfer function)，將人工神經元的輸出，經由轉換函數處理後，得到輸出訊號； W_{ij} 為人工神經元模型連結加權值； X_j 為人工神經元模型的輸入訊號； θ_i 為人工神經元模型的閾值。

本計畫使用 MATLAB 類神經網路軟體，選擇其中的工具程式庫之倒傳遞網路作為颱風推算的工具。倒傳遞類神經網路(back-propagation neural network, BPNN)，屬於前向監督式學習網路，其基本原理是利用最陡坡降法(gradient steepest descent method)，疊代修正誤差函數而使誤差函數達到最小。倒傳遞類神經網路的總體運作學習方式有兩種，一為學習過程，就是網路依既定的學習演算法，從使用的輸入資料中學習，並藉以調整網路連結的加權值；使得網路演算結果與目標輸出值相同；另一種為回想過程，網路依照設定的回想法則，以輸入資料來決定網路的輸出值。

倒傳遞類神經網路學習演算法中，加權值矩陣為 W_1 及 W_2 ，偏權值量為 θ_1 及 θ_2 ，輸入量為 X ，目標輸出量為 T ，轉換函數則採用雙曲函數(hyperbolic tangent function)，而網路輸出量為 Y ，網路的學習過程大致可分為下列幾個單元：

1. 計算隱藏層輸出量 Z 與網路輸出量 Y

$$net_1 = \sum_i W_{1i} X_i - \theta_1 \quad (2.2)$$

$$Z = f(net_1) = \frac{e^{net_1} - e^{-net_1}}{e^{net_1} + e^{-net_1}} \quad (2.3)$$

$$net_2 = \sum_j W_{2j} X_j - \theta_2 \quad (2.4)$$

$$Y = f(net_2) = \frac{e^{net_2} - e^{-net_2}}{e^{net_2} + e^{-net_2}} \quad (2.5)$$

2. 計算隱藏層差距量 δ_1 與輸出層差距量 δ_2

$$\delta_1 = Z(1-Z) \sum_j (W_{2j} \delta_j) \quad (2.6)$$

$$\delta_2 = (1+Y)(1-Y)(Z-Y) \quad (2.7)$$

3. 計算加權值矩陣的修正量 ΔW

由於監督式學習目的在降低網路的目標輸出值 T_j 與網路輸出值 Y_j 之間的差距，為了達到這個目的，以誤差函數 E 做為修正的加權值指標，並藉由轉換函數降低誤差函數值，誤差函數 E 設為：

$$E = \frac{1}{2} \sum_j (T_j - Y_j)^2 \quad (2.8)$$

此時加權值的修正量可表示為：

$$\Delta W = -\eta \cdot \frac{\partial E}{\partial W} \quad (2.9)$$

$$\frac{\partial E}{\partial W_{ij}} = -\delta_j^n A_i^{n-1} \quad (2.10)$$

其中 η 為學習速率(learning rate)，主要控制每次誤差函數最小化的速率快慢， δ_j^n 為 W_{ij} 所連結第 n 層之處理單元差距量， A_i^{n-1} 為 W_{ij} 所連結第 $n-1$ 層之處理單元值。

4. 隱藏層與輸出層加權值矩陣 W_1 、 W_2 及偏權值向量 θ_1 、 θ_2 的更新

$$W_1 = W_1 + \Delta W_1 \quad (2.11)$$

$$\theta_1 = \theta_1 + \Delta \theta_1 \quad (2.12)$$

$$W_2 = W_2 + \Delta W_2 \quad (2.13)$$

$$\theta_2 = \theta_2 + \Delta \theta_2 \quad (2.14)$$

當倒傳遞類神經網路經過輸入值與目標輸出值一次的學習，便算是經過一個學習的循環，而學習循環的次數將取決於誤差函數收斂與否以及是否達到容許的誤差量。一般而言，倒傳遞類神經網路較其他的類神經網路需要較多的學習循環次數。由測試用的資料數據，利用學習完成的網路參數進行網路回想的過程，由網路回想過程得到的網路輸出值與目標輸出值比較，以評估網路學習的精度。

類神經網路模式採用倒傳遞類神經網路架構(Backpropagation Neural Network, BPNN)，倒傳遞類神經網路對於線性及非線性函數有良好的模擬能力，而類神經網路在適當的結構組織下能夠模擬有限範圍的隨機函數，也就是類神經結構擁有極佳的記憶能力，模擬能力的好壞受限制於學習資料的完整性及類神經網路結構。

倒傳遞類神經網路藉由學習資料與模擬結果的誤差修正各個加權值，同時藉由學習的過程建構正確的輸入參數與輸出值間的關係。對於具有一個隱藏層的倒傳遞類神經網路通常表示為：

$$O_{P \times 1} = f(W_{S \times R} I_{R \times 1} + b_{S \times 1}) \quad (2.15)$$

其中 $O_{P \times 1}$ 為神經網路具有 P 個向量的輸出矩陣， f 為轉移函數， $I_{R \times 1}$ 為具有 R 個向量的輸入矩陣， $W_{S \times R}$ 為具有 S 個神經元的神經網路權重矩陣， $b_{S \times 1}$ 為網路偏權值矩陣。式(2.15)簡單的表示方法為 ” S - P ”，所以一個具有 2 個隱藏層神經元的個數分別為 10 及 20，且一個輸出單元時，簡單的表示法為 1-10-20-1。

在使用倒傳遞網路的首先必須決定隱藏層的層數，以確定網路的大小，方能建構一個好的模式。在許多理論研究的結果與工程領域的

模擬應用上都顯示，大多數問題可藉由單層隱藏層的架構來處理，2層以上的架構是用來處理更複雜的問題以及非線性的關係，隱藏層層數的決定在不同的研究或問題中有不同的結論(Chester, 1990; Hayashi 等, 1990; Kurkova, 1992; Hush 和 Horne, 1993)。

類神經網路架構的建置包括輸入層、隱藏層及輸出層，輸入層與輸出層都可以由現有的資訊以及問題本身決定，系統的控制因子或影響因子決定輸入層的神經元個數，系統的預測變數決定輸出層的神經元個數。輸入項資料建議先經過前處理，將資料正規化至一定的範圍間，如此可在網路訓練前考慮輸入參數與輸出值的極端狀況，來確定網路輸入與輸出的值域，且經過處理後的訓練資料，可以讓訓練時權重調整的速率相近。當決定隱藏層的層數後，各隱藏層神經元個數的多寡對網路有相當大的影響，過少的神經元個數無法建構適當的網路來描述問題，過多的神經元個數則造成網路自由度過高，進而難以控制網路訓練的目標造成過度學習的狀況，甚至隱含了雜訊的描述，而失去歸納推演的能力。選取的隱藏層神經元個數一般須經由測試來避免網路結構太過複雜或太過簡單，以往研究結果建議可採用 Huang 和 Foo (2002)提出的經驗公式

$$h = 2z + 1 \quad (2.16)$$

其中， z 為輸入層的神經元個數， h 為隱藏層神經元個數。

本計畫本年度針對各颱風風速及路徑變化採用群集分析法(cluster analysis)對颱風資料進行分類，獲得各特性不同的分類群後再將各分類群以三分之二與三分之一的比例分為學習資料與驗證資料，即可獲得相同特性的學習資料與驗證資料。此方式可以確保學習資料包含各種不同的特性，以避免類神經在學習階段為了保留驗證資料而未學到該有的特性。

2.2.2 模式輸入之轉換函數

RSMC-Tokyo Center 的颱風氣象資料包括颱風經緯度、中心最大風速及中心氣壓，為了使類神經模式輸入的資訊更為精細與明確，本研究利用這三項颱風資料計算出 5 個類神經的輸入參數，分別為：(1) 颱風與目標點距離(D)；(2) 颱風中心對目標點的方位角(θ_1)；(3) 颱風侵襲角(θ_3)；(4) 目標點海面 10m 風速(V)；(5) 目標點上空風向(V_{deg})。由經緯度資料可計算：颱風與目標點距離(D)、颱風中心對目標點的方位角(θ_1)、颱風移動方位角(θ_2)；距離與方位角只需透過颱風中心座標與目標點座標即可計算。 θ_1 與 θ_2 如圖 2.4 示。

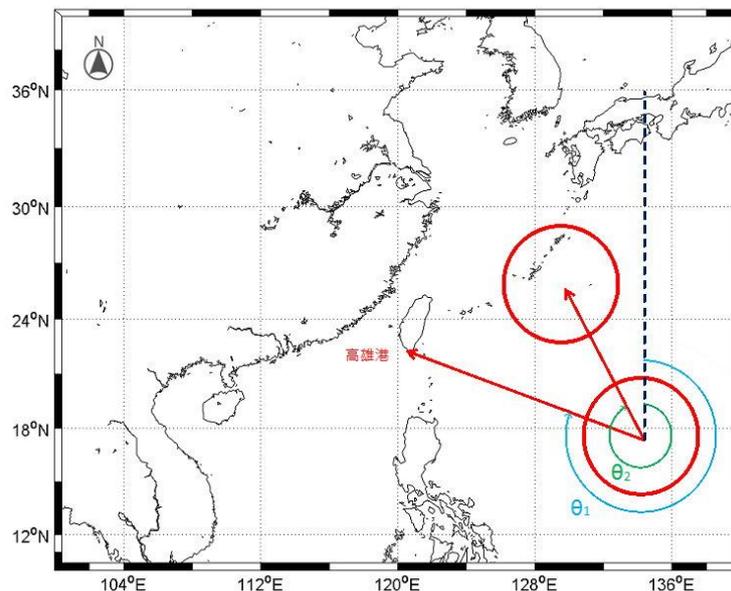


圖 2.4 目標點對颱風中心的方位角 θ_1 與颱風移動方位角 θ_2 示意圖

因北半球的颱風為逆時鐘旋轉，以颱風前進方向為中心來看，其右半圓較左半圓的風力大，故目標點所面臨的是颱風的左半圓或右半圓對於模式推算來說是一個需要考量的因素。本研究透過颱風移動方位角減去颱風中心對目標點方位角($\theta_3 = \theta_2 - \theta_1$)來定義目標點所面臨的颱風結構(左右半圓)， θ_3 定義為颱風侵襲角。以圖 2.4 狀況為例，颱風中心是由圖中右下往左上方移動，目標點安平港目前所面臨的是颱風的左半圓。由以上關係可知，若 θ_3 在 0° 至 180° 則目標推算點所面臨的是颱風的左半圓，反之，若 θ_3 在 0° 至 -180° 則目標推算點所面

臨的是颱風的右半圓。圖 2.6 θ_1 小於 θ_2 ，故 θ_3 為正值，顯示目標點安平港面臨的是颱風的左半圓。

由經緯度資料再搭配中心最大風速與中心氣壓資料經由 RVM 模型颱風模式 (Rankin-Vortex Model) 可計算：目標點海面 10m 風速(V)、目標點上空風向(Vdeg)。RVM 係模擬颱風風場架構，在資料齊全條件下，風場可由氣壓分佈推算而得。但在絕大多數情形下，氣壓分佈資料取得不易，由氣壓分佈資料去產生風場較為困難。一般而言，當颱風成形後，因其內部氣壓低導致環繞周圍的空氣由外邊高壓處向低壓的氣旋中心流動，因海面上颱風中心附近之氣壓分佈具有對稱性，故熱帶氣旋所造成之風場可利用風場模式推算之，其理論公式如下：

$$V_r = \begin{cases} V_{\max} (R/R_m)^7 \exp(7(1-R/R_m)) & \text{for } R < R_m \\ V_{\max} \exp((0.0025R_m + 0.05)(1-R/R_m)) & \text{for } R \geq R_m \end{cases} \quad (2.17)$$

其中， V_r 為距颱風中心 R 公里處之旋轉風速， R_m 為最大暴風半徑， V_{\max} 為近中心最大風速。有關最大暴風半徑 R_m 之計算，係採 Graham 和 Nunn (1959) 之公式：

$$R_m = 28.52 \tanh(0.0873(\phi - 28)) + 12.22 / \exp((P_\infty - P_c) / 33.86) + 0.2V_f + 37.22 \quad (2.18)$$

其中， ϕ 為緯度， P_c 為中心氣壓，而 P_∞ 為距颱風中心無限遠處之氣壓，可設定為 1 大氣壓(1013.3mb)。旋轉風速係指純粹由氣壓差所產生之風速，當颱風中心靜止不動時，旋轉風速即為颱風中心附近之風速，當颱風在移動時，則應加上修正風速

$$V_t = 0.5 V_f \cos \varphi \quad (2.19)$$

其中， V_f 為颱風中心前進速度，而 φ 為至颱風中心連線與最大風速連線兩條線之間的夾角，其相互關係如圖 2.5 所示。颱風中心前進方向與最大風速連線之間夾角約 115 度，而風速總和 V 則為 $V_r + V_t$ 。

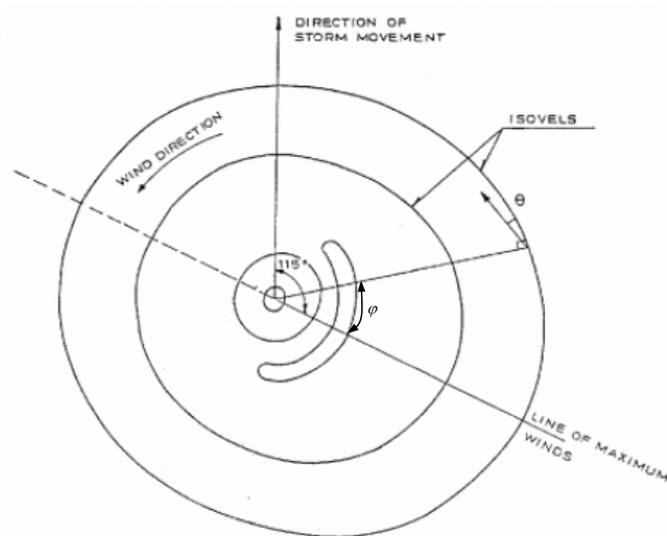


圖 2.5 氣旋中心附近風速風向分布示意圖

颱風中心附近之風向，係沿著等壓線依至氣旋中心之距離向氣旋中心偏移 10~25 度。偏移角度之計算公式如下：

$$\theta = \begin{cases} 10^\circ & \text{for } 0 < R \leq R_m \\ 10^\circ + 15^\circ(R - R_m)/(0.2R_m) & \text{for } R_m < R \leq 1.2R_m \\ 25^\circ & \text{for } 1.2R_m < R \end{cases} \quad (2.20)$$

由以上之說明可知，利用 RVM 模型颱風模式計算的風場，颱風中心前進速度 V_f 與方向 ϕ 、中心氣壓 P_c 及近中心最大風速 V_{max} ，可由颱風記錄直接輸入，而後即可算出目標點海面 10m 風速 V 以及目標點上空風向 V_{deg} 。本研究在輸入參數的選擇上，挑選了具有能夠代表颱風遠近特性、位置特性、左右不對稱性，共三個輸入參數 D 、 θ_1 、 θ_3 ，以及能夠代表目標點特性的風速與風向，共兩個輸入參數 V 、 V_{deg} ，以下針對上節所計算之五個參數做進一步的探討。

1. 目標點 10m 風速 V

颱風接近目標點時，驅動波浪最主要的動力為風，風的起因是由於颱風中心低氣壓與外部壓力的差異造成壓力梯度的變化，此壓力梯度使得空氣劇烈的流動形成風。利用 RVM 模型颱風模式計算風速時，只需要輸入目標點座標以及颱風逐時座標與逐時中心氣壓，但其並未考

慮陸地上受到地形或是山脈的遮蔽影響，若要以傳統的統計方法、歸納或是理論方法計算地形影響亦不容易，所以本研究將目標點風速 V 配合其他輸入參數一起輸入類神經網路進行學習，以期望能解決複雜的地形影響。

2. 颱風與目標點距離 D

颱風與目標點的距離越近，對目標點當地波浪的影響就越大，意即距離 D 越小，波高值會越大。以本研究所收集的颱風資料相對應之安平港波浪資料來繪製距離-波高分布圖，如圖 2.6 所示。圖中顯示雖然颱風距離與目標點波高大致上呈現反比，但在距離小時仍會有許多波高小的狀況發生(圖中左下角密集區)，這顯示颱風因為其他因素例如颱風減弱、陸地遮蔽或陸域地形造成風場的衰減，使得目標點波高降低，距離與波高值並非單純的呈現反比關係。另外也可發現在颱風距離目標點 1800km 以上，出現波高 3m 的數量明顯的變少，故本研究將排除 1800km 以上的資料點，並將剩餘資料點距離除以 1800km 來作正規化再以 1 減之，將原本反比之關係修改為正比關係再輸入類神經。

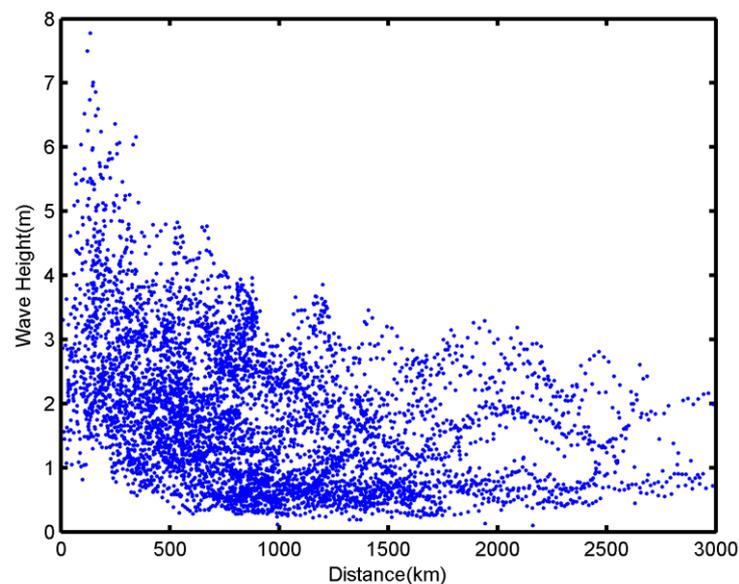


圖 2.6 颱風距離與目標點波高分布

3.目標點的方位角 θ_1

由目標點的方位角可以計算目標點是在颱風中心的哪一個方位，本研究設定正北為 0° ，若 θ_1 為 90° 表示颱風是在目標點的左側，反之若 θ_1 為 270° 則表示颱風位於目標點的東側太平洋的位置，這兩種不同的位置，會因為地形遮蔽與阻隔產生不同的影響。在目標點安平港左側的颱風不會受到中央山脈的遮蔽影響，此位置的颱風對目標點安平港有直接的影響；而在目標點安平港右側的颱風則會受到中央山脈的遮蔽影響，使其影響力降低。

4.颱風侵襲角 θ_3

如前所述，侵襲角公式為 $\theta_3 = \theta_2 - \theta_1$ 。颱風風速結構圖如圖 2.7 所示，圖中顯示颱風暴風範圍內的風速並非均勻分布的，如以象限劃分，在北半球行進中的颱風其右前方象限的風最大，因該象限颱風環流風向與導引氣流風向相同。如向西行進之颱風此象限吹東北風與夏季西太平洋的東北信風合併而增強了風速，至於右後方及左前方象限則是偏南的風與偏西的風，因與東北信風有抵消作用，風勢較小，在左後方象限的風最小，因該象限吹西南風恰與西太平洋的東北信風相反，故大量抵消，所以一般而言，颱風前半部風力大於後半部。由於 RVM 模型颱風模式並未考量到這種颱風的不對稱性，故需輸入此參數用以判斷目標點是位於颱風的左半圓還是右半圓(以前進方向為中心)。本研究同時考慮 θ_3 與 θ_1 兩種方位角的影響，意即同時考慮到颱風的不對稱性與地形的遮蔽效應，而同時 θ_3 隱含了 θ_2 (颱風移動方位角)的資訊，意即輸入 θ_3 也輸入了 θ_2 ，也等於將颱風的行進路徑一起納入考量。

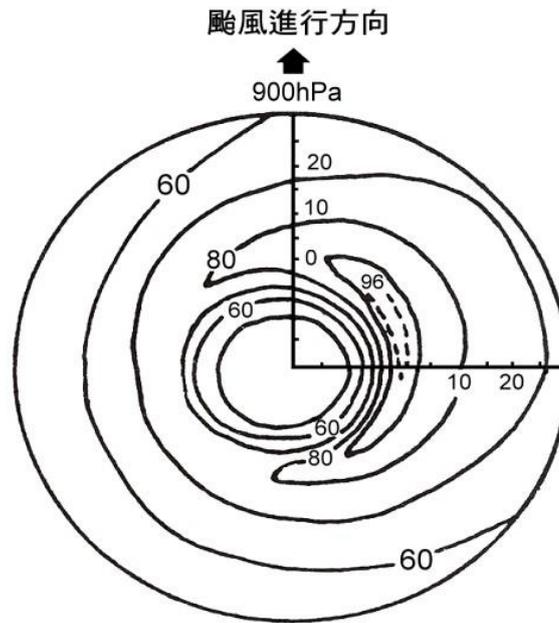


圖 2.7 颱風在等壓面上內平均風速分布示意圖(摘自中央氣象局)

5. 目標點 10m 風向 V_{deg}

V_{deg} 是由 RVM 模型風場模式中計算而得，此處的風向定義為風的去向，而一般定義風向為來向。由於目標點安平港位於臺灣西南方，當風向為從海上往陸上吹時，其所造成的波浪應較大，而從陸上往海上吹時，造成的波浪則較小，本研究期望藉由 V_{deg} 讓類神經網路判別風向所造成波浪大小的影響。

2.2.3 轉換函數與訓練函數

為了避免網路的複雜化以及過度學習的情況發生，Kecman(2001) 提出隱藏層的個數宜採用 1 或 2 層具有最好的收斂性質，因每增加一層隱藏層需要計算的權重值與偏權值數量就會突增，需要測試的神經元個數組合亦會增加，故過多的隱藏層會使網路趨向複雜，減緩其收斂速度。本研究採用的類神經隱藏層個數為 1 層，欲模擬非線性的運算過程，以及輸入參數會有正負方向性，故選用具有能輸出正負值的正切雙彎曲轉換函數(tansig)為其隱藏層之轉換函數，正切雙彎曲轉換函數的輸出介於-1 和 1 之間，相較於雙彎曲函數(logsig)輸出介於 0 和

1 之間擁有較多的輸出範圍。當正切雙彎曲轉換函數之自變數趨近於正負無窮大時，輸出值會接近於-1 或 1，如圖 2.8 所示。

基本的倒傳遞網路所使用的訓練演算法為最陡坡降法，意即權重以及閾值的調整方向，是朝著目標函數的負梯度方向前進，雖然朝著負梯度方向降低最快，但是未必能有最快的收斂。本研究所使用的訓練演算法為共軛梯度演算法(Conjugate Gradient Algorithm)中收斂速度較慢的 trainscg(Scaled Conjugate Gradient)，Scaled Conjugate Gradient 是由 Moller(1993)提出，其在最陡坡降法的簡易演算程序與牛頓法快速的二次收斂速率之間採用了折衷的方式，調整的方向是由前次調整方向與目標函數梯度之線性組合而成。

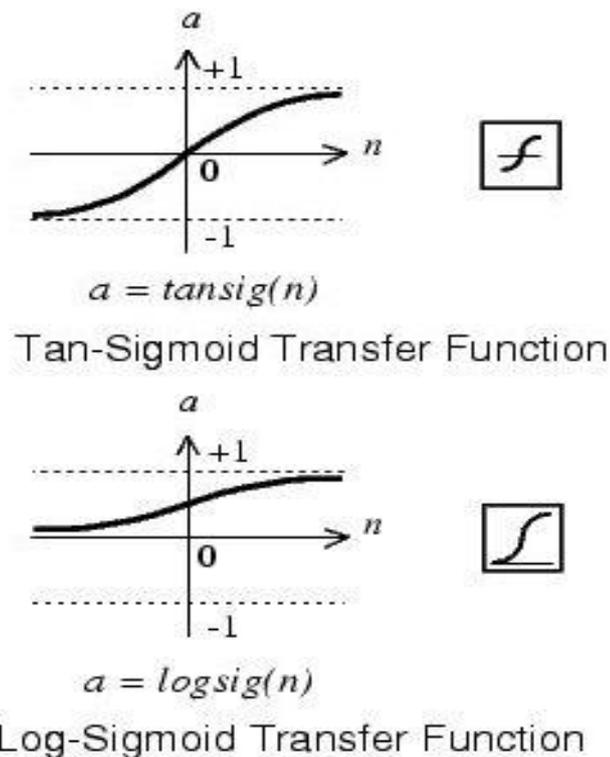


圖 2.8 正切雙彎曲轉換函數與雙彎曲函數

2.2.4 隱藏層神經元測試

決定隱藏層個數後，隱藏層神經元個數的多寡亦對網路有著相當大的影響，使用過少的神經元個數無法有效的建構適當的網路來描述

問題，使用過多的神經元個數會使網路的複雜度過高，易發生過度學習的狀況，甚至造成模擬的結果有雜訊的產生，失去了網路的推演能力。本研究使用 Dawson(2001)所提出的網路增長法(Constructive algorithm)來確定神經元個數，其方法為先設定小數目的隱藏層神經元個數開始訓練，再逐一增加神經元個數，當神經元個數增加到某一個數之後，整體學習組的 *RMSE* 無法被有效的降低，該個數即為最佳的神經元個數。同時配合驗證組的 *RMSE*，確保使用的神經元個數不會發生過度學習的情況。另外亦參考 Huang 及 Foo (2002)提出的經驗公式 $h=2z+1$ ，其中 z 為輸入層的神經元個數、 h 為隱藏層神經元個數。

2.3 類神經颱風波浪推算結果

為瞭解各模式推算值與觀測值的吻合程度，將採用 4 個指標來評估各模式推算結果的優劣，分別為相關係數(*R*, correlation coefficient)、均方根誤差(*RMSE*, root mean squared error)、颱風波浪最大波高誤差 $\Delta H_{s,p}$ 及最大波高發生時間誤差 Δt_p 。

$$R = \frac{\sum_m \sum_n ((H_{s,obs})_{mn} - \bar{H}_{s,obs}) ((H_{s,num})_{mn} - \bar{H}_{s,num})}{\sqrt{\left(\sum_m \sum_n ((H_{s,obs})_{mn} - \bar{H}_{s,obs})^2 \right) \left(\sum_m \sum_n ((H_{s,num})_{mn} - \bar{H}_{s,num})^2 \right)}} \quad (2.21)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{mn} \sum_m \sum_n ((H_{s,obs})_{mn} - (H_{s,num})_{mn})^2} \quad (2.22)$$

$$\Delta H_{s,p} = MAX(H_{s,num}) - MAX(H_{s,obs}) \quad (2.23)$$

$$\Delta t_p = t_{p,num} - t_{p,obs} \quad (2.24)$$

其中 $H_{s,num}$ 為模式推算颱風波浪示性波高； $H_{s,obs}$ 為測站實測颱風波浪示性波高； $t_{p,num}$ 為模式推算颱風波浪示性波高最大值發生時間； $t_{p,obs}$ 為測站實測颱風波浪示性波高最大值發生時間。由(2.23)式可知，若 $\Delta H_{s,p}$ 為正值，表示模式推算的示性波高過於高估，若為負值則表示低估，由(2.24)式可知，若 Δt_p 為正值，表示模式推算的示性波高最大值

發生時間較實測晚，若為負值則表示較實測早。另外本文相關表格中為避免常態性的誤差分布造成平均值偏小的狀況，在 $\Delta H_{s,p}$ 與 Δt_p 的平均值部分採用絕對值平均來表示。以蘇澳港選擇的各場實測颱風波浪資料進行建立及驗證，其結果如下表 2.2 所示。

表 2.2 蘇澳港類神經颱風波浪推算結果

年份	中文名稱	英文名稱	$\Delta H_{s,p}$ (m)	Δt_p (hour)	RMSE	R	H_{max} (m)
1999	瑪姬	MAGGIE	-1.59	-6.00	0.85	0.83	5.96
2000	碧利斯	BILIS	0.15	2.00	0.65	0.98	6.30
2001	西馬隆	CIMARON	1.22	15.00	0.91	0.45	2.02
2001	尤特	UTOR	1.25	-4.00	1.21	0.88	2.58
2002	辛樂克	SINLAKU	-0.66	6.00	0.57	0.79	4.65
2003	柯吉拉	KUJIRA	-0.40	5.00	0.68	0.60	4.00
2003	莫拉克	MORAKOT	1.33	-4.00	1.89	0.68	2.82
2003	柯羅旺	KROVANH	0.00	-1.00	0.58	0.74	3.24
2003	杜鵑	DUJUAN	-2.62	-3.00	0.87	0.97	9.10
2004	妮妲	NIDA	-0.55	5.00	0.55	0.81	3.45
2004	康森	CONSON	1.77	-10.00	0.87	0.65	2.38
2004	電母	DIANMU	-1.96	9.00	0.50	0.84	4.06
2004	敏督利	MINDULLE	-0.66	1.00	1.16	0.75	6.87
2004	蘭寧	RANANIM	-0.76	-1.00	0.46	0.86	4.51
2004	艾利	AERE	0.52	6.00	0.64	0.86	4.53
2004	海馬	HAIMA	0.97	2.00	0.70	0.75	4.92
2004	陶卡基	TOKAGE	-2.91	8.00	1.41	0.68	5.84
2004	納坦	NOCK TEN	0.85	2.00	2.16	0.60	11.57
2004	南瑪都	NANMADOL	-1.32	14.00	1.10	0.92	5.07
2005	海棠	HAITANG	0.13	1.00	1.27	0.94	12.04
2005	馬莎	MATSA	-0.41	1.00	0.41	0.90	4.27
2005	泰利	TALIM	-1.99	1.00	1.05	0.97	14.84

2005	卡努	KHANUN	0.80	7.00	0.66	0.57	2.85
2005	龍王	LONGWANG	1.46	0.00	0.65	0.96	12.45
2006	珍珠	CHANCHU	1.45	3.00	0.36	0.87	3.21
2006	艾維尼	EWINIAR	0.19	-7.00	0.38	0.80	3.00
2006	碧利斯	BILIS	-0.09	-28.00	0.97	0.80	5.70
2006	凱米	KAEMI	-0.74	-5.00	0.70	0.92	7.37
2006	珊珊	SHANSHAN	0.24	-1.00	0.73	0.82	5.37
2007	聖帕	SEPAT	0.02	6.00	0.77	0.96	7.56
2007	韋帕	WIPHA	1.99	-1.00	0.82	0.79	3.59
2007	米塔	MITAG	-0.88	10.00	1.57	0.39	3.85
2008	卡玫基	KALMAEGI	0.82	-13.00	1.19	0.85	5.08
2008	鳳凰	FUNG WONG	-2.85	8.00	1.42	0.90	9.46
2008	如麗	NURI	0.04	0.00	0.56	0.91	3.85
2008	辛樂克	SINLAKU	0.20	0.00	0.73	0.94	7.68
2008	哈格比	HAGUPIT	-1.04	3.00	0.51	0.94	5.02
2008	薔蜜	JANGMI	-0.20	0.00	0.68	0.97	12.64
2009	莫拉菲	MOLAVE	-1.00	-8.00	0.70	0.83	5.14
2009	莫拉克	MORAKOT	-0.70	1.00	0.69	0.94	7.15
2011	梅花	MUIFA	-1.61	-8.00	0.49	0.69	4.02
2011	南瑪都	NANMADOL	0.33	19.00	0.78	0.83	4.46
2012	瑪娃	MAWAR	0.18	12.00	0.58	0.64	3.01
2012	杜蘇芮	DOKSURI	1.54	-16.00	0.87	0.91	2.48
2012	蘇拉	SAOLA	5.28	-1.00	0.88	0.85	6.26
2012	三巴	SANBA	-0.86	16.00	0.56	0.68	3.09
2012	杰拉華	JELAWAT	-2.73	0.00	1.04	0.76	6.62
絕對平均值			1.09	5.96	0.85	0.81	5.66

由表 2.2 中，灰底色的部分為驗證組的颱風，其餘則為學習組，表中可發現學習組中 31 場颱風波浪推算結果與實測結果最大波高誤差

$\Delta H_{s,p}$ 以陶卡基(2004)颱風誤差較大，其誤差達-2.91m。最大波高發生時間誤差 Δt_p 則以杜蘇芮(2012)、三巴(2012)相差最多。模式推算颱風波浪與實測波浪均方根誤差 RMSE 最大為鳳凰(2008)。推算波高結果與實測波高的相關性 R 則以卡努(2005)最差。此外在驗證組中 16 場颱風波浪推算結果與實測結果最大波高誤差 $\Delta H_{s,p}$ 以蘇拉(2012)相差最大，誤差 5.28m。最大波高發生時間誤差 Δt_p 以碧利斯(2006)相差最多，誤差 28 小時。模式推算颱風波浪與實測波浪均方根誤差 RMSE 最大為納坦(2004)，其值為 2.16m。推算波高結果與實測波高的相關性 R 最差為米塔(2007)的 0.39。平均來說模式推算結果的各颱風最大波高誤差絕對值 $\Delta H_{s,p}$ 約為 1.09m，最大波高發生時間誤差絕對值 Δt_p 約為 5.96 小時，RMSE 約為 0.85m，相關係數 R 約為 0.81。以四指數來評估模式優劣，其中最大波高值誤差與最大波高發生時間誤差越低代表模式模擬結果越佳，各場颱風 RMSE 越低與相關係數 R 越高都能顯示模式模擬準確度越高，由此四誤差參數說明本模式在蘇澳港能提供良好的颱風波浪模擬。

2.4 最小化模式樹(M5)波浪推算模式建置

本研究本年度另以最小化模式樹(M5)方法作為另一種波浪推算模式的建置方式，用以驗證比較，本模式之詳細介紹可見，Bhattacharya and Solomatine(2005)、Cios et al.(2007)。

M5 最小化模式樹已證實是一種架構小但精準有效之層級模組法。選擇測試數據，以屬性分界逐漸分支(split)樹狀，最後獲得數個末端葉子(leaf)，如圖 2.9 所示。以兩變數為例，再將分組數據與輸出值做線性回歸，如圖 2.10 所示。M5 最小化模式樹是否分支(split)，取決於分群的數量或其變異量，本文以標準差衰減量(standard deviation reduction, SDR)為指標來決定是否再分支，其定義為

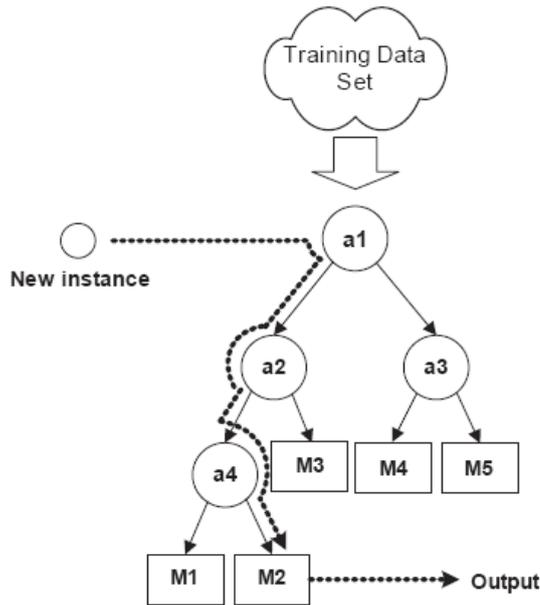


圖 2.9 層級模組法示意圖(ai 為屬性，Mi 為分群之模組)

$$SDR = sd(T) - \sum_{i=1}^n \frac{|T_i|}{|T|} sd(T_i) \quad (2.25)$$

其中 T 為進至某屬性之目標值(target value，推估值)，而 T_i 為分區 i 之目標值， $sd(T_i)$ 為分群資料 T_i 之標準差。由式(2.25)可知當同一屬性之數據分在同群，其推估值比較接近線性， $sd(T_i)$ 較小，因此 SDR 大，因此選擇最佳模式應在最大 SDR 值上。本文利用此方法，以花蓮港與蘇澳港的颱風資料進行推估颱風所造成的波浪大小。

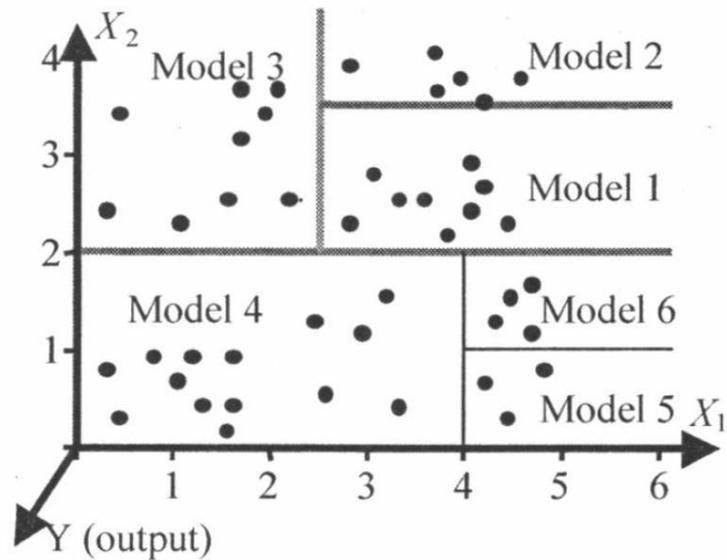


圖 2.10 最小化模式樹分組樣本在變數 x_1 及 x_2 分布與輸出 y 之示意圖

2.4.1 模式推算

蘇澳港的訓練資料及驗證資料與蘇澳港類神經網路波浪推算模式相同，可參見表 2.1 及表 2.2。然而花蓮港類神經颱風波浪的訓練資料是民國 98 年度所建立，為了能以最新資料進行 M5 最小化模式樹波浪推算模式的建立，本計畫以 1990 年至 2012 年所蒐集的波浪資料重新與 JMA 自 1951 年至 2012 年颱風資料重新建立颱風波浪資料庫，並透過基本分析剔除雙颱風效應或與非颱風所造成的異常波浪，進而篩選出合適的颱風共 74 場，見表 2.3。

表 2.3 建立花蓮港模式的颱風資訊與其對應最大波高

年份	颱風名稱	颱風名稱	最大風速 (knot)	最大波高 (m)
1990	楊希	YANCY	80	4.67
1990	亞伯	ABE	75	3.54
1990	海蒂	HATTIE	80	3.83
1991	華特	WALT	100	5.71
1991	艾美	AMY	95	9.90
1991	露絲	RUTH	115	8.94
1992	芭比	BOBBIE	90	5.28
1992	泰德	TED	50	6.95
1993	楊希	YANCY	95	3.27
1993	蓓琪	BECKY	55	2.30

1994	弗雷特	FRED	100	7.62
1994	葛拉絲	GLADYS	80	7.08
1994	席斯	SETH	110	8.32
1995	肯特	KENT	85	6.85
1995	賴恩	RYAN	85	2.61
1996	凱姆	CAM	40	2.44
1996	葛樂禮	GLORIA	65	4.59
1996	賀伯	HERB	95	7.46
1997	彼得	PETER	65	3.10
1997	蒂納	TINA	75	2.73
1997	溫妮	WINNIE	100	4.97
1998	奧托	OTTO	65	6.70
1998	瑞伯	ZEB	110	7.45
1999	山姆	SAM	55	3.34
2000	雅吉	YAGI	70	2.55
2000	象神	XANGSANE	75	6.07
2001	海燕	HAIYAN	70	4.48
2002	雷馬遜	RAMMASUN	85	8.18
2002	辛樂克	SINLAKU	80	4.53
2003	柯吉拉	KUJIRA	90	3.76
2003	蘇迪勒	SOUDELOR	80	3.71
2003	尹布都	IMBUDO	90	3.71
2003	莫拉克	MORAKOT	45	2.91
2003	柯羅旺	KROVANH	65	2.67
2004	妮妲	NIDA	95	2.43
2004	電母	DIANMU	100	2.97
2004	敏督利	MINDULLE	95	5.50
2004	康柏斯	KOMPASU	45	3.81
2004	蘭寧	RANANIM	80	3.52
2004	艾利	AERE	80	3.68
2004	海馬	HAIMA	40	2.78
2004	陶卡基	TOKAGE	85	5.72
2004	納坦	NOCK_TEN	85	5.33
2004	南瑪都	NANMADOL	90	4.10
2005	海棠	HAITANG	105	7.50
2005	馬莎	MATSA	80	3.18
2005	珊瑚	SANVU	50	3.86
2005	泰利	TALIM	95	7.53
2005	卡努	KHANUN	85	2.25
2005	龍王	LONGWANG	95	10.85
2006	珍珠	CHANCHU	95	2.89
2006	艾維尼	EWINIAR	100	2.17
2006	珊珊	SHANSHAN	110	4.24

2007	萬宜	MAN_YI	95	3.69
2007	聖帕	SEPAT	110	9.26
2007	韋帕	WIPHA	100	3.74
2007	柯羅莎	KROSA	105	6.49
2008	卡玫基	KALMAEGI	65	2.85
2008	鳳凰	FUNG_WONG	75	7.32
2008	如麗	NURI	75	2.97
2008	辛樂克	SINLAKU	100	5.37
2008	哈格比	HAGUPIT	90	3.40
2008	薔蜜	JANGMI	115	6.00
2009	莫拉菲	MOLAVE	65	4.12
2009	莫拉克	MORAKOT	75	6.53
2009	盧碧	LUPIT	95	3.51
2010	凡那比	FANAPI	95	9.25
2010	梅姬	MEGI	125	3.94
2011	艾利	AERE	40	2.08
2011	桑達	SONGDA	105	3.11
2011	米雷	MEARI	60	2.77
2011	南瑪都	NANMADOL	100	3.46
2012	蘇拉	SAOLA	70	4.65
2012	杰拉華	JELAWAT	110	3.96

表 2.3 中顯示在 1990 至 2012 年中有 74 場颱風擁有相對應完整的波浪資料，其中對應波高小於 3m 的有 17 場，在往昔的觀念中會認為這幾場颱風對波浪造成的影響較小，若將此類颱風納入學習資料中可能會造成不良的結果，但本研究考慮必須適當選取對研究目標花蓮港影響較小的學習颱風進行輸入，可透過距離與角度等參數等輸入，讓模式能完整學習在不同角度與距離下颱風對花蓮港不造成影響的情況。波高在 3m 至 5m 間的有 30 場占最多數，5m 至 7m 有 13 場，7m 至 9m 有 10 場，9m 以上則有 4 場。對花蓮港而言，其港區位置位於臺灣東部的海岸，會受到冬季季風作用而產生較大的季節風浪，而其他季節若發生較大波浪一般都是颱風所造成。能明顯與季節風作用的季節有所分別。

雖然大部分的侵臺颱風路徑皆是由東向西行，但若颱風是由臺灣西部往東部行徑，颱風結構容易受到中央山脈阻擋而造成結構鬆散，依往昔經驗這類型的颱風受到高山的屏障效應，對於臺灣東部各港的

影響就會變小，而颱風的最大示性波高就會偏低。從歷年的臺灣地區颱風路徑分類統計圖可發現，較可能對花蓮港造成直接影響的路徑為第二路徑、第三路徑、第四路徑及第六路徑等。其餘路徑受到地形以及高山的屏障影響，是需要考慮的因素。因此本研究針對花蓮港 74 場颱風的所有時間序列中的颱風位置與相對應花蓮港波高值作一空間分布的特性分析，其結果如圖 2.11 所示。圖中為本研究所選取 74 場颱風的空間位置分布，各點位所對應的顏色為花蓮港的波高值，色調越暖代表波高越高；色調越冷則對應波高越低。深藍色代表波高介於 3m 至 5m 的資料點，綠色代表波高介於 5m 至 7m 間的資料點，黃色代表 7m 至 9m 間的資料點，紅色則代表發生 9m 以上波高的資料點。

與蘇澳港不同的是圖 2.11 中發現對花蓮港波浪造成最大影響的颱風中心位置不在局限於宜蘭、花蓮外海處，當颱風中心在臺灣西側海岸與西南側外海皆對花蓮港造成過較大的影響。為能標出各資料點與花蓮港的相對距離，故以花蓮港為中心繪製半徑 500km 與半徑 1000km 的分界線，圖 2.11 中可發現紅色資料點皆發生於半徑 500km 的距離內，但黃色資料點則有發生於 500km 至 1000km 的距離範圍內，顯示以花蓮港而言，颱風只有在中心距離靠近蘇澳港 500km 以內才有機會造成 9m 以上的示性波高，但在 1000km 內仍有機會發生 7m 以上的波高，相較於蘇澳港此分析顯示花蓮港在颱風距離 500km 外即可能對花蓮港造成 7m 以上的影響。

在所選用的 74 場颱風中，其中所造成最大示性波高大於 9m 對於花蓮港有較大影響之艾美(AMY, 1991)、龍王(LONGWANG, 2005)、聖帕(SEPAT, 2007)、凡納比(FANAPI, 2010)等，其路徑除了艾美為第五路徑外，其餘皆屬直撲花蓮港登陸臺灣本島的第三路徑。

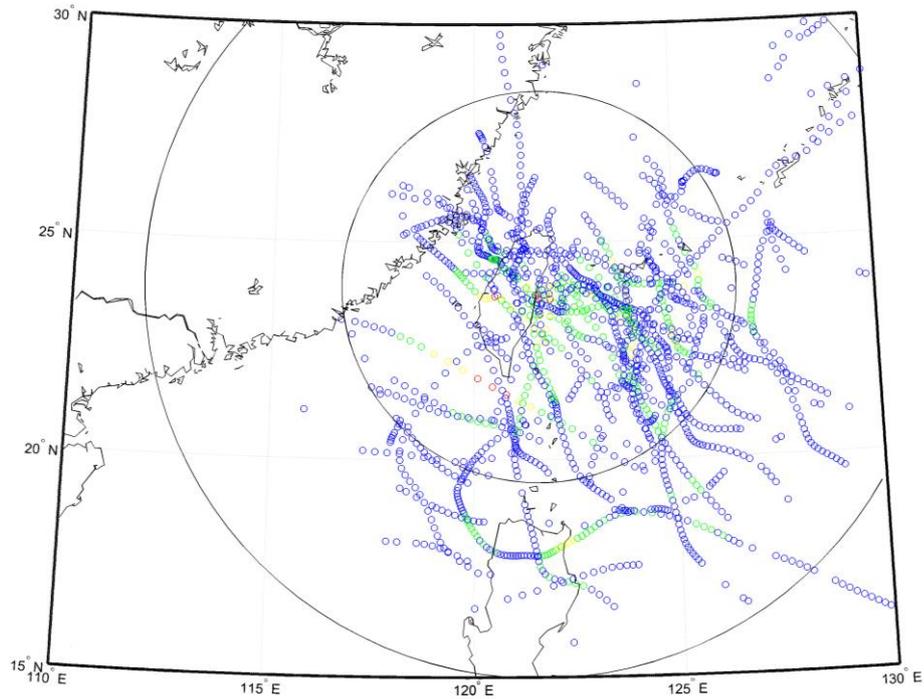


圖 2.11 颱風中心位置與相對應花蓮港波高資料空間分布圖

依建立類神經颱風波浪模式所採用的資料與分類方式來建立 M5 最小化模式樹波浪推算模式，對於颱風風速及路徑變化我們採用群集分析法(cluster analysis)對颱風資料進行分類，獲得各特性不同的分類群後再將各分類群以三分之二與三分之一的比例分為學習資料與驗證資料，即可獲得相同特性的學習資料與驗證資料。本研究將颱風資訊轉算為第三章所提及的 5 個輸入參數，分別為：1. 颱風與目標點距離 (D)、2. 颱風中心對目標點的方位角(θ_1)、3. 颱風侵襲角(θ_3)、4. 目標點海面 10m 風速(V)、5. 目標點上空風向(V_{deg})。並配合相對應的波高資料以進行 M5 最小化模式樹的建立。

2.4.2 模式驗證

將前述的學習資料以 M5 最小化模式樹進行模式建立，有下列之步驟：

1. 誤差估算(error estimate): 為評估模式精度以實測輸出與推估之絕對誤差為標準，並考慮參數數量(ν)與數據個數(n)，以 $(n+\nu)/(n-\nu)$ 乘以絕對誤差來降低誤差的低估。
2. 線性模式(linear models): 各所有可能分群之輸入值與輸出值以直線回歸(linear regression)表示之。
3. 簡化 (simplification of linear models): 因為有些輸入參數在分群回歸時無高相關，遂可減少變數回歸。
4. 修剪(pruning): 若輸入值因屬性相近而不用在分支時，則變為最終葉。
5. 平滑(smoothing) 因為本方法為分區回歸，因此在分區界可能有不連續現場，故以加權(weighting)來估算以平滑化推估值。

利用 M5 最小化模式樹模式所建立的花蓮港波浪推算模式其運算規則達 833 組，而蘇澳港波浪推算模式則為 784 組，兩者接近但仍顯示花蓮港的波浪推算模式用了較多的運算規則，表示其複雜度較高。在建立波浪推算模式後本研究採用相對樣的實測波浪資料進行驗證，花蓮港與蘇澳港的波浪模式推算結果驗證如表 2.4 與表 2.5 所示。

表 2.4 花蓮港最小化模式樹(M5)波浪推算模式之結果驗證

年份	中文名稱	英文名稱	$\Delta H_{s,p}$ (m)	Δt_p (hour)	RMSE	R	H_{max} (m)
1990	楊希	YANCY	-0.45	26.00	0.60	0.91	4.67
1990	亞伯	ABE	-0.68	-9.00	0.79	0.52	3.54
1990	海蒂	HATTIE	-1.52	2.00	0.57	0.90	3.83
1991	華特	WALT	-3.26	-23.00	1.04	0.91	5.71
1991	艾美	AMY	-5.47	9.00	1.93	0.85	9.90
1991	露絲	RUTH	-6.23	53.00	1.96	0.82	8.94
1992	芭比	BOBBIE	-1.10	6.00	0.46	0.91	5.28
1992	泰德	TED	-3.43	10.00	1.60	0.84	6.95
1993	楊希	YANCY	0.94	9.00	0.65	0.70	3.27

1993	蓓琪	BECKY	0.07	-1.00	0.24	0.86	2.30
1994	弗雷特	FRED	-3.60	9.00	1.21	0.82	7.62
1994	葛拉絲	GLADYS	-2.47	2.00	0.54	0.93	7.08
1994	席斯	SETH	-3.80	4.00	1.10	0.96	8.32
1995	肯特	KENT	-2.02	-2.00	0.45	0.95	6.85
1995	賴恩	RYAN	2.13	-18.00	1.22	0.35	2.61
1996	凱姆	CAM	-0.37	5.00	0.23	0.95	2.44
1996	葛樂禮	GLORIA	0.05	8.00	0.98	0.80	4.59
1996	賀伯	HERB	-2.48	23.00	1.41	0.78	7.46
1997	彼得	PETER	-0.77	1.00	0.40	0.69	3.10
1997	蒂納	TINA	-0.03	-9.00	0.35	0.69	2.73
1997	溫妮	WINNIE	-1.96	-14.00	0.59	0.92	4.97
1998	奧托	OTTO	0.21	1.00	1.15	0.91	6.70
1998	瑞伯	ZEB	-2.33	-14.00	1.20	0.79	7.45
1999	山姆	SAM	-0.81	-3.00	0.44	0.97	3.34
2000	雅吉	YAGI	0.22	-27.00	0.52	0.69	2.55
2000	象神	XANGSANE	-1.69	0.00	0.45	0.83	6.07
2001	海燕	HAIYAN	-1.58	2.00	0.79	0.74	4.48
2002	雷馬遜	RAMMASUN	-4.03	-2.00	0.82	0.94	8.18
2002	辛樂克	SINLAKU	-1.39	-3.00	0.55	0.79	4.53
2003	柯吉拉	KUJIRA	-1.01	10.00	0.32	0.92	3.76
2003	蘇迪勒	SOUDELOR	0.19	15.00	0.64	0.78	3.71
2003	尹布都	IMBUDO	-1.28	-7.00	0.42	0.92	3.71
2003	莫拉克	MORAKOT	-0.45	-4.00	0.80	0.79	2.91
2003	柯羅旺	KROVANH	-0.32	-13.00	0.32	0.77	2.67
2004	妮妲	NIDA	0.07	-9.00	0.20	0.93	2.43
2004	電母	DIANMU	-0.29	2.00	0.32	0.91	2.97
2004	敏督利	MINDULLE	-1.04	-6.00	0.39	0.94	5.50

2004	康柏斯	KOMPASU	-0.92	0.00	0.68	0.78	3.81
2004	蘭寧	RANANIM	-0.65	-4.00	0.35	0.86	3.52
2004	艾利	AERE	-0.04	9.00	0.50	0.87	3.68
2004	海馬	HAIMA	0.03	-1.00	0.61	0.66	2.78
2004	陶卡基	TOKAGE	-2.78	-8.00	1.33	0.75	5.72
2004	納坦	NOCK_TEN	-0.66	1.00	0.50	0.91	5.33
2004	南瑪都	NANMADOL	-1.61	-9.00	1.05	0.88	4.10
2005	海棠	HAITANG	-0.84	6.00	0.91	0.91	7.50
2005	馬莎	MATSA	0.86	1.00	0.44	0.86	3.18
2005	珊瑚	SANVU	-1.17	21.00	0.88	0.74	3.86
2005	泰利	TALIM	-0.80	1.00	0.59	0.94	7.53
2005	卡努	KHANUN	1.47	-7.00	0.72	0.88	2.25
2005	龍王	LONGWANG	-3.94	1.00	0.56	0.95	10.85
2006	珍珠	CHANCHU	-0.69	-20.00	0.27	0.82	2.89
2006	艾維尼	EWINIAR	0.69	-13.00	0.49	0.85	2.17
2006	珊珊	SHANSHAN	0.48	-5.00	0.38	0.92	4.24
2007	萬宜	MAN_YI	-0.93	2.00	0.38	0.83	3.69
2007	聖帕	SEPAT	-3.24	-3.00	0.92	0.93	9.26
2007	韋帕	WIPHA	0.55	7.00	0.52	0.84	3.74
2007	柯羅莎	KROSA	0.29	6.00	1.21	0.81	6.49
2008	卡攻基	KALMAEGI	1.27	-10.00	0.95	0.73	2.85
2008	鳳凰	FUNG_WONG	-1.48	3.00	0.67	0.95	7.32
2008	如麗	NURI	-0.19	8.00	0.52	0.85	2.97
2008	辛樂克	SINLAKU	-0.95	8.00	0.55	0.95	5.37
2008	哈格比	HAGUPIT	-0.62	1.00	0.38	0.95	3.40
2008	薑蜜	JANGMI	-0.85	3.00	0.40	0.97	6.00
2009	莫拉菲	MOLAVE	-1.03	-3.00	0.45	0.93	4.12
2009	莫拉克	MORAKOT	-1.65	-2.00	0.54	0.95	6.53

2009	盧碧	LUPIT	-0.96	5.00	0.39	0.93	3.51
2010	凡那比	FANAPI	-2.60	-1.00	0.75	0.89	9.25
2010	梅姬	MEGI	-1.27	0.00	0.40	0.86	3.94
2011	艾利	AERE	-0.09	-8.00	0.20	0.89	2.08
2011	桑達	SONGDA	1.22	-2.00	0.45	0.87	3.11
2011	米雷	MEARI	-0.01	6.00	0.17	0.95	2.77
2011	南瑪都	NANMADOL	0.64	1.00	0.72	0.83	3.46
2012	蘇拉	SAOLA	-0.15	6.00	0.39	0.94	4.65
2012	杰拉華	JELAWAT	0.10	-11.00	0.52	0.89	3.96
絕對平均值			1.32	7.62	0.67	0.85	4.80

表 2.5 蘇澳港最小化模式樹(M5)波浪推算模式之結果驗證

年份	中文名稱	英文名稱	$\Delta H_{s,p}$ (m)	Δt_p (hour)	RMSE	R	H_{max} (m)
1999	瑪姬	MAGGIE	-1.95	0.00	0.61	0.95	5.96
2000	碧利斯	BILIS	1.73	2.00	0.85	0.96	6.30
2001	西馬隆	CIMARON	0.73	1.00	0.46	0.73	2.02
2001	尤特	UTOR	1.00	6.00	1.14	0.78	2.58
2002	辛樂克	SINLAKU	-0.54	5.00	0.50	0.83	4.65
2003	柯吉拉	KUJIRA	-1.03	-30.00	0.34	0.92	4.00
2003	莫拉克	MORAKOT	-0.26	-9.00	0.70	0.81	2.82
2003	柯羅旺	KROVANH	-1.04	-12.00	0.37	0.90	3.24
2003	杜鵑	DUJUAN	-2.70	1.00	0.76	0.98	9.10
2004	妮妲	NIDA	-0.45	0.00	0.25	0.95	3.45
2004	康森	CONSON	1.96	-15.00	1.11	0.45	2.38
2004	電母	DIANMU	-1.75	13.00	0.60	0.71	4.06
2004	敏督利	MINDULLE	-1.64	-2.00	0.49	0.96	6.87

2004	蘭寧	RANANIM	-1.21	-1.00	0.52	0.79	4.51
2004	艾利	AERE	0.66	5.00	0.59	0.88	4.53
2004	海馬	HAIMA	-1.51	8.00	0.54	0.79	4.92
2004	陶卡基	TOKAGE	-3.02	40.00	1.21	0.71	5.84
2004	納坦	NOCK TEN	-4.75	13.00	2.04	0.64	11.57
2004	南瑪都	NANMADOL	-1.06	12.00	0.77	0.90	5.07
2005	海棠	HAITANG	-2.82	2.00	1.07	0.98	12.04
2005	馬莎	MATSA	-0.43	-1.00	0.45	0.88	4.27
2005	泰利	TALIM	-5.69	1.00	1.01	0.96	14.84
2005	卡努	KHANUN	0.60	-4.00	0.58	0.70	2.85
2005	龍王	LONGWANG	-3.22	0.00	0.74	0.94	12.45
2006	珍珠	CHANCHU	-0.21	-8.00	0.29	0.84	3.21
2006	艾維尼	EWINIAR	-0.28	-14.00	0.41	0.85	3.00
2006	碧利斯	BILIS	0.90	-5.00	0.87	0.84	5.70
2006	凱米	KAEMI	-1.77	-3.00	0.42	0.97	7.37
2006	珊珊	SHANSHAN	-0.47	-1.00	0.43	0.93	5.37
2007	聖帕	SEPAT	0.20	2.00	0.61	0.96	7.56
2007	韋帕	WIPHA	3.94	12.00	1.64	0.60	3.59
2007	米塔	MITAG	-0.87	4.00	0.75	0.53	3.85
2008	卡孜基	KALMAEGI	0.46	-13.00	0.86	0.84	5.08
2008	鳳凰	FUNG WONG	-2.02	-1.00	1.12	0.96	9.46
2008	如麗	NURI	-1.34	1.00	0.52	0.90	3.85
2008	辛樂克	SINLAKU	-0.20	30.00	1.05	0.85	7.68
2008	哈格比	HAGUPIT	-1.17	5.00	0.46	0.95	5.02
2008	薔蜜	JANGMI	-2.21	0.00	0.75	0.97	12.64
2009	莫拉菲	MOLAVE	-1.40	-8.00	0.63	0.87	5.14
2009	莫拉克	MORAKOT	-1.16	-9.00	0.56	0.95	7.15
2011	梅花	MUIFA	-1.03	-11.00	0.56	0.54	4.02

2011	南瑪都	NANMADOL	-0.71	8.00	0.89	0.73	4.46
2012	瑪娃	MAWAR	-0.20	-6.00	0.25	0.89	3.01
2012	杜蘇芮	DOKSURI	-0.26	-7.00	0.32	0.97	2.48
2012	蘇拉	SAOLA	-0.17	-1.00	0.47	0.94	6.26
2012	三巴	SANBA	-0.46	4.00	0.40	0.90	3.09
2012	杰拉華	JELAWAT	-2.15	-2.00	0.56	0.92	6.62
絕對平均值			1.39	7.19	0.69	0.85	5.66

表 2.表 2.4 中颱風英文名稱標為灰階底色的颱風為未加入模式建立階段的驗證用颱風，利用驗證颱風的精度可以評估該模式是否具有通用性，可以避免建立過度複雜的模式樹來迎合現有學習資料，但卻無法適用於其他颱風的狀況。要測試各模式推算值與觀測值的吻合程度，將採用前述 4 個指標來評估各模式推算結果的優劣，分別為相關係數(R, correlation coefficient)、均方根誤差(RMSE, root mean squared error)、颱風波浪最大波高誤差 $\Delta H_{s,p}$ 及最大波高發生時間誤差 Δt_p 。

由表 2.4 中可發現花蓮港學習組中 49 場颱風波浪推算結果與實測結果最大波高誤差 $\Delta H_{s,p}$ 以露絲(1991)颱風誤差較大。最大波高發生時間誤差 Δt_p 亦以露絲(1991)相差最多。模式推算颱風波浪與實測波浪均方根誤差 *RMSE* 最大為露絲(1991)，其誤差達 1.96m。推算波高結果與實測波高的相關性 *R* 則以賴恩(1995)最差。此外在驗證組中 25 場颱風波浪推算結果與實測結果最大波高誤差 $\Delta H_{s,p}$ 以龍王(2005)相差最大，誤差-3.95m。最大波高發生時間誤差 Δt_p 以珍珠(2006)相差最多，誤差 20 小時。模式推算颱風波浪與實測波浪均方根誤差 *RMSE* 最大為莫拉克(2003)，其值為 0.8m。推算波高結果與實測波高的相關性 *R* 最差為蒂納(1997)的 0.69。平均來說模式推算結果的各颱風最大波高誤差絕對值 $\Delta H_{s,p}$ 約為 1.32m，最大波高發生時間誤差絕對值 Δt_p 約為 7.62 小時，*RMSE* 約為 0.67m，相關係數 *R* 約為 0.85。

由表 2.5 中可發現蘇澳港學習組中 31 場颱風波浪推算結果與實測結果最大波高誤差 $\Delta H_{s,p}$ 以陶卡基(2004)颱風誤差較大，其值為-3.02m。

最大波高發生時間誤差 Δt_p 亦以陶卡基(2004)相差最多，與實際資料相差 40 小時。模式推算颱風波浪與實測波浪均方根誤差 $RMSE$ 最大為韋帕(2007)，其誤差達 1.64m。推算波高結果與實測波高的相關性 R 則以康森(2004)最差。此外在驗證組中 16 場颱風波浪推算結果與實測結果最大波高誤差 $\Delta H_{s,p}$ 以泰利(2005)相差最大，誤差-5.69m。最大波高發生時間誤差 Δt_p 以納坦(2004)相差最多，誤差 13 小時。模式推算颱風波浪與實測波浪均方根誤差 $RMSE$ 最大為納坦(2004)，其值為 2.04m。推算波高結果與實測波高的相關性 R 最差為米塔(1997)的 0.53。平均來說模式推算結果的各颱風最大波高誤差絕對值 $\Delta H_{s,p}$ 約為 1.39m，最大波高發生時間誤差絕對值 Δt_p 約為 7.19 小時， $RMSE$ 約為 0.69m，相關係數 R 約為 0.85。

以驗證結果來看花蓮港的模式雖然運算規則較為複雜，但驗證結果中顯示其最大波高及整體 $RMSE$ 僅稍微較蘇澳港模式好，最大波高發生時間的推估精度則以蘇澳港較佳，相關係數 R 兩個港的模式相同。

2.5 類神經與 M5 模式之推算結果比較

本節將花蓮港及蘇澳港 M5 最小化模式樹波浪推算模式(以下簡稱 M5 模式)與類神經波浪推算模式之推算結果作比較，選取兩種模式皆有推算出結果且能與實測資料進行比較的颱風共 74 場如表 2.6。以四種模式評估指標包括：波高峰值、峰值發生時間、 $RMSE$ 與相關係數 R 進行評估，以花蓮港 74 場颱風來看，波高峰值的估算精度以類神經模式較佳，但其他如峰值發生時間、整體推算 $RMSE$ 及相關係數 R 皆是以 M5 最小化模式樹波浪推算模式較佳。

表 2.6 花蓮港兩種波浪推算模式的誤差比較

年份	颱風名稱	$\Delta H_{s,p}$	Δt_p	RMSE	R	$\Delta H_{s,p}$	Δt_p	RMSE	R	H_{obs}
		(m)	(hour)			(m)	(hour)			
		M5				類神經				
1990	楊希(YANCY)	-0.45	26	0.6	0.91	-0.84	28	0.79	0.87	4.67
1990	亞伯(ABE)	-0.68	-9	0.79	0.52	-0.27	-10	0.81	0.50	3.54
1990	海蒂(HATTIE)	-1.52	2	0.57	0.9	-1.63	1	1.09	0.51	3.83
1991	華特(WALT)	-3.26	-23	1.04	0.91	-2.50	-10	1.11	0.72	5.71
1991	艾美(AMY)	-5.47	9	1.93	0.85	-2.14	1	0.92	0.99	9.90
1991	露絲(RUTH)	-6.23	53	1.96	0.82	-5.68	-7	1.80	0.80	8.94
1992	芭比(BOBBIE)	-1.1	6	0.46	0.91	-0.62	16	0.93	0.62	5.28
1992	泰德(TED)	-3.43	10	1.6	0.84	-1.41	9	1.39	0.84	6.95
1993	楊希(YANCY)	0.94	9	0.65	0.7	0.08	15	0.58	0.68	3.27
1993	蓓琪(BECKY)	0.07	-1	0.24	0.86	0.75	-5	0.32	0.88	2.30
1994	弗雷特(FRED)	-3.6	9	1.21	0.82	-3.31	-4	1.32	0.89	7.62
1994	葛拉絲(GLADYS)	-2.47	2	0.54	0.93	-1.28	2	0.65	0.92	7.08
1994	席斯(SETH)	-3.8	4	1.1	0.96	-3.92	5	1.45	0.87	8.32
1995	肯特(KENT)	-2.02	-2	0.45	0.95	-1.64	-2	0.48	0.92	6.85
1995	賴恩(RYAN)	2.13	-18	1.22	0.35	2.38	5	1.08	0.73	2.61
1996	凱姆(CAM)	-0.37	5	0.23	0.95	0.18	9	0.26	0.91	2.44
1996	葛樂禮(GLORIA)	0.05	8	0.98	0.8	0.18	9	0.66	0.89	4.59
1996	賀伯(HERB)	-2.48	23	1.41	0.78	-2.45	7	1.67	0.68	7.46
1997	彼得(PETER)	-0.77	1	0.4	0.69	-1.52	15	0.69	0.44	3.10
1997	蒂納(TINA)	-0.03	-9	0.35	0.69	1.16	-1	0.50	0.63	2.73
1997	溫妮(WINNIE)	-1.96	-14	0.59	0.92	-2.07	-13	0.91	0.74	4.97
1998	奧托(OTTO)	0.21	1	1.15	0.91	-0.03	-1	1.20	0.89	6.70
1998	瑞伯(ZEB)	-2.33	-14	1.2	0.79	-2.10	3	1.15	0.85	7.45
1999	山姆(SAM)	-0.81	-3	0.44	0.97	-0.82	-3	0.62	0.91	3.34
2000	雅吉(YAGI)	0.22	-27	0.52	0.69	0.66	-31	0.55	0.70	2.55
2000	象神(XANGSANE)	-1.69	0	0.45	0.83	-0.48	-1	0.66	0.72	6.07
2001	海燕(HAIYAN)	-1.58	2	0.79	0.74	-0.90	-2	0.86	0.87	4.48
2002	雷馬遜(RAMMASUN)	-4.03	-2	0.82	0.94	-4.60	-1	1.36	0.85	8.18
2002	辛樂克(SINLAKU)	-1.39	-3	0.55	0.79	-1.07	7	0.66	0.69	4.53
2003	柯吉拉(KUJIRA)	-1.01	10	0.32	0.92	-0.33	-17	0.49	0.81	3.76
2003	蘇迪勒(SOUDELOR)	0.19	15	0.64	0.78	0.52	18	0.64	0.75	3.71
2003	尹布都(IMBUDO)	-1.28	-7	0.42	0.92	-0.50	-8	0.40	0.91	3.71
2003	莫拉克(MORAKOT)	-0.45	-4	0.8	0.79	0.87	-5	1.40	0.67	2.91
2003	柯羅旺(KROVANH)	-0.32	-13	0.32	0.77	0.49	-4	0.56	0.63	2.67
2004	妮妲(NIDA)	0.07	-9	0.2	0.93	-0.87	16	0.41	0.87	2.43
2004	電母(DIANMU)	-0.29	2	0.32	0.91	-1.50	6	0.51	0.77	2.97
2004	敏督利(MINDULLE)	-1.04	-6	0.39	0.94	2.00	-3	0.62	0.88	5.50
2004	康柏斯(KOMPASU)	-0.92	0	0.68	0.78	-0.10	-6	1.37	-0.21	3.81
2004	蘭寧(RANANIM)	-0.65	-4	0.35	0.86	-0.39	-3	0.49	0.88	3.52
2004	艾利(AERE)	-0.04	9	0.5	0.87	-0.10	19	0.38	0.92	3.68
2004	海馬(HAIMA)	0.03	-1	0.61	0.66	0.98	-6	0.84	0.01	2.78

2004	陶卡基(TOKAGE)	-2.78	-8	1.33	0.75	-2.92	9	1.39	0.79	5.72
2004	納坦(NOCK_TEN)	-0.66	1	0.5	0.91	0.87	-1	0.77	0.88	5.33
2004	南瑪都(NANMADOL)	-1.61	-9	1.05	0.88	-0.94	11	0.81	0.91	4.10
2005	海棠(HAITANG)	-0.84	6	0.91	0.91	0.59	6	1.16	0.81	7.50
2005	馬莎(MATSA)	0.86	1	0.44	0.86	0.29	-10	0.40	0.87	3.18
2005	珊瑚(SANVU)	-1.17	21	0.88	0.74	-1.21	-8	0.95	0.56	3.86
2005	泰利(TALIM)	-0.8	1	0.59	0.94	0.07	-1	0.61	0.94	7.53
2005	卡努(KHANUN)	1.47	-7	0.72	0.88	1.23	-16	0.47	0.68	2.25
2005	龍王(LONGWANG)	-3.94	1	0.56	0.95	-0.89	0	0.46	0.97	10.85
2006	珍珠(CHANCHU)	-0.69	-20	0.27	0.82	-0.49	0	0.33	0.80	2.89
2006	艾維尼(EWINIAR)	0.69	-13	0.49	0.85	0.78	-8	0.52	0.83	2.17
2006	珊珊(SHANSHAN)	0.48	-5	0.38	0.92	0.83	4	0.73	0.79	4.24
2007	萬宜(MAN_YI)	-0.93	2	0.38	0.83	-1.73	8	0.64	0.54	3.69
2007	聖帕(SEPAT)	-3.24	-3	0.92	0.93	-0.44	-3	0.84	0.92	9.26
2007	韋帕(WIPHA)	0.55	7	0.52	0.84	0.46	5	0.57	0.80	3.74
2007	柯羅莎(KROSA)	0.29	6	1.21	0.81	-0.97	1	1.22	0.88	6.49
2008	卡玫基(KALMAEGI)	1.27	-10	0.95	0.73	2.55	-10	1.16	0.67	2.85
2008	鳳凰(FUNG_WONG)	-1.48	3	0.67	0.95	0.18	0	0.77	0.91	7.32
2008	如麗(NURI)	-0.19	8	0.52	0.85	0.54	9	0.68	0.85	2.97
2008	辛樂克(SINLAKU)	-0.95	8	0.55	0.95	-0.53	8	0.57	0.92	5.37
2008	哈格比(HAGUPIT)	-0.62	1	0.38	0.95	0.62	-7	0.45	0.96	3.40
2008	薔蜜(JANGMI)	-0.85	3	0.4	0.97	1.42	3	0.67	0.90	6.00
2009	莫拉菲(MOLAVE)	-1.03	-3	0.45	0.93	-0.10	-1	0.70	0.79	4.12
2009	莫拉克(MORAKOT)	-1.65	-2	0.54	0.95	1.37	13	1.00	0.83	6.53
2009	盧碧(LUPIT)	-0.96	5	0.39	0.93	-0.33	-27	0.43	0.85	3.51
2010	凡那比(FANAPI)	-2.6	-1	0.75	0.89	-0.33	5	1.34	0.83	9.25
2010	梅姬(MEGI)	-1.27	0	0.4	0.86	-0.83	10	0.54	0.71	3.94
2011	艾利(AERE)	-0.09	-8	0.2	0.89	0.24	12	0.38	0.56	2.08
2011	桑達(SONGDA)	1.22	-2	0.45	0.87	0.95	-5	0.44	0.92	3.11
2011	米雷(MEARI)	-0.01	6	0.17	0.95	0.53	7	0.52	0.67	2.77
2011	南瑪都(NANMADOL)	0.64	1	0.72	0.83	1.82	6	0.92	0.90	3.46
2012	蘇拉(SAOLA)	-0.15	6	0.39	0.94	3.70	15	1.48	0.56	4.65
2012	杰拉華(JELAWAT)	0.1	-11	0.52	0.89	0.76	12	0.58	0.86	3.96
絕對值平均		1.32	7.62	0.67	0.85	1.17	7.77	0.80	0.77	4.8

由表 2.6 的結果比較中可以發現有大部分颱風以兩種不同模式推估的結果類似，但如艾美(1991)、泰德(1992)、龍王(2005)、聖帕(2007)與蘇拉(2012)五場颱風明顯在最大波高的推估結果有較大的差異，如圖 2.13 至圖 2.15，屬於第六路徑的泰德(1992)及第三路徑的龍王(2005)及聖帕(2007)三場颱風的皆於花蓮海岸登陸，但在推估結果中類神經網路模式的結果明顯較 M5 模式的結果佳，M5 模式在此類直撲颱風的推估結果可能會有低估的現象。而蘇拉(2012)颱風(圖 2.16)其路徑較接近第

六路徑，但在行進至花蓮外海即將登陸時卻突然轉向往北，此颱風的推估結果類神經網路模式的結果有明顯高估的誤判，以上五個颱風是兩種模式推估結果中差異較大的，也可看出兩模式在某些特性的颱風推算上仍有不足之處。

由表 2.6 中另外可以發現露絲(1991)、弗雷特(1994)、席斯(1994)及雷馬遜(2002)四個颱風由兩個模式推估的結果相近，但與實測值有較大差異。其中露絲(圖 2.17)歸類為第八路徑，其發生最大波高的時間點其颱風仍位於 500km 外的菲律賓向西移動中，卻造成花蓮港近 9m 的波高，M5 模式與類神經模式的推算結果相近但與實測資料有很大的差異。另圖 2.18 至圖 2.20 的弗雷特(1994)、席斯(1994)及雷馬遜(2002)三個颱風路徑相同皆是東部外海向北移動卻未登陸的颱風，此類型颱風在兩種模式的推估結果相近，但皆有明顯的低估現象，對於波浪模式推估或預警上會造成較大影響。

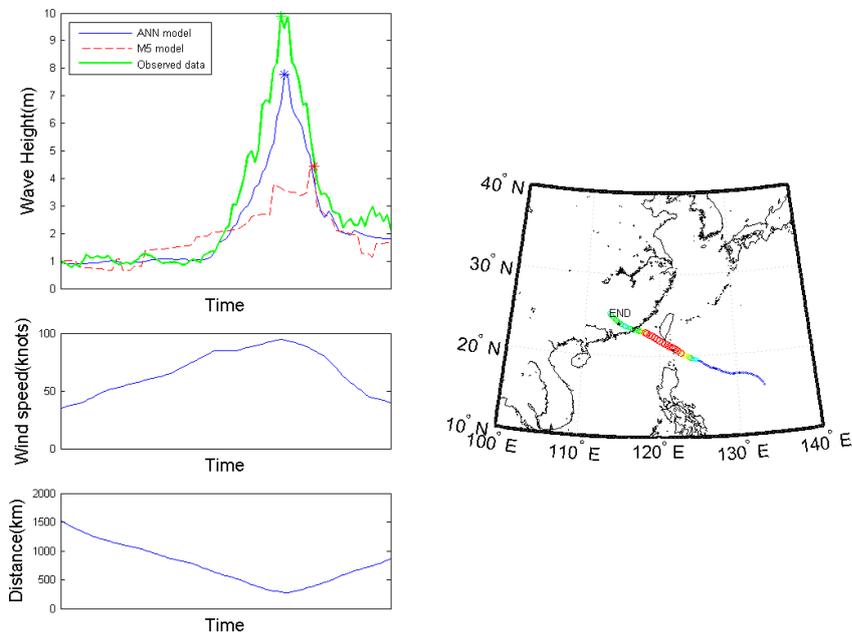


圖 2.12 花蓮港 M5 與類神經模式推算 1991 艾美颱風結果的比較圖

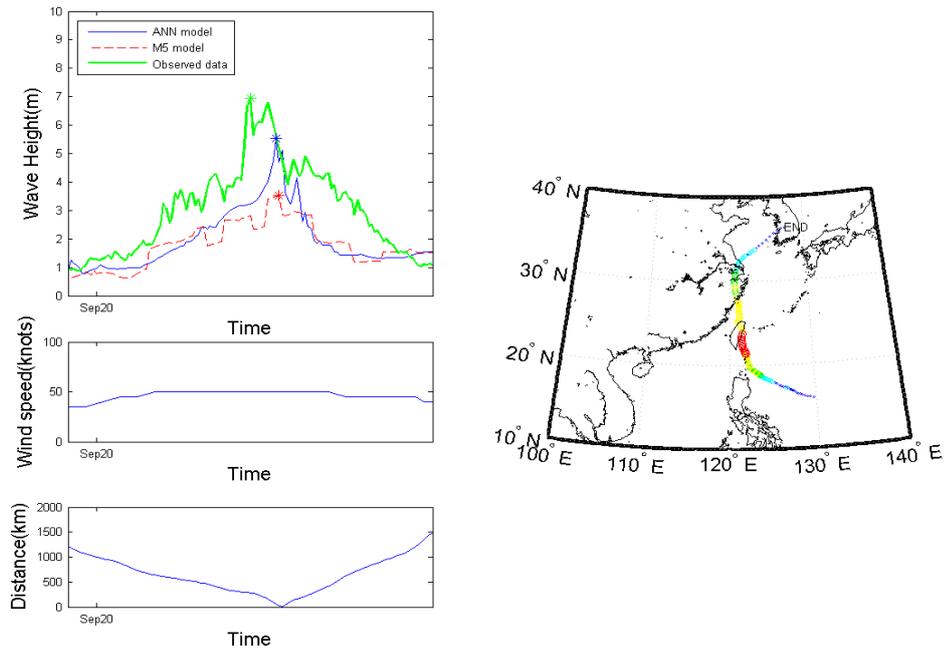


圖 2.13 花蓮港 M5 與類神經模式推算 1992 泰德颱風結果的比較圖

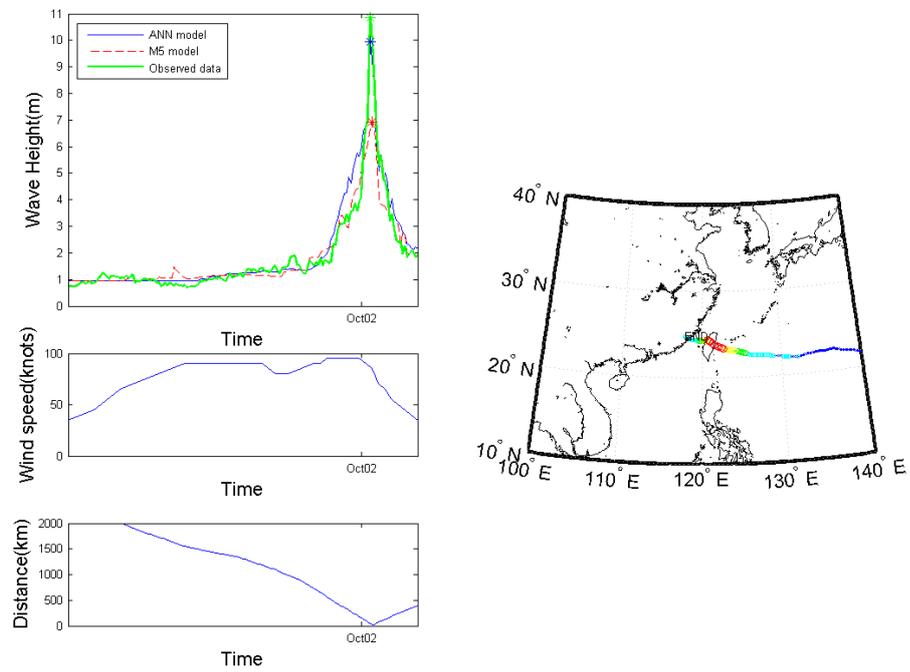


圖 2.14 花蓮港 M5 與類神經模式推算 2005 年龍王颱風結果的比較圖

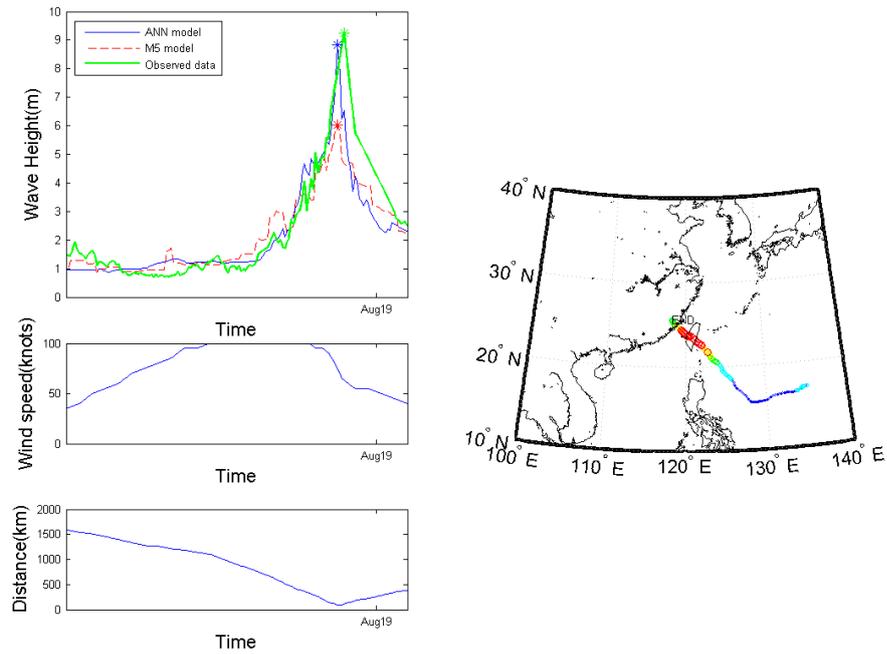


圖 2.15 花蓮港 M5 與類神經模式推算 2007 年聖帕颱風結果的比較圖

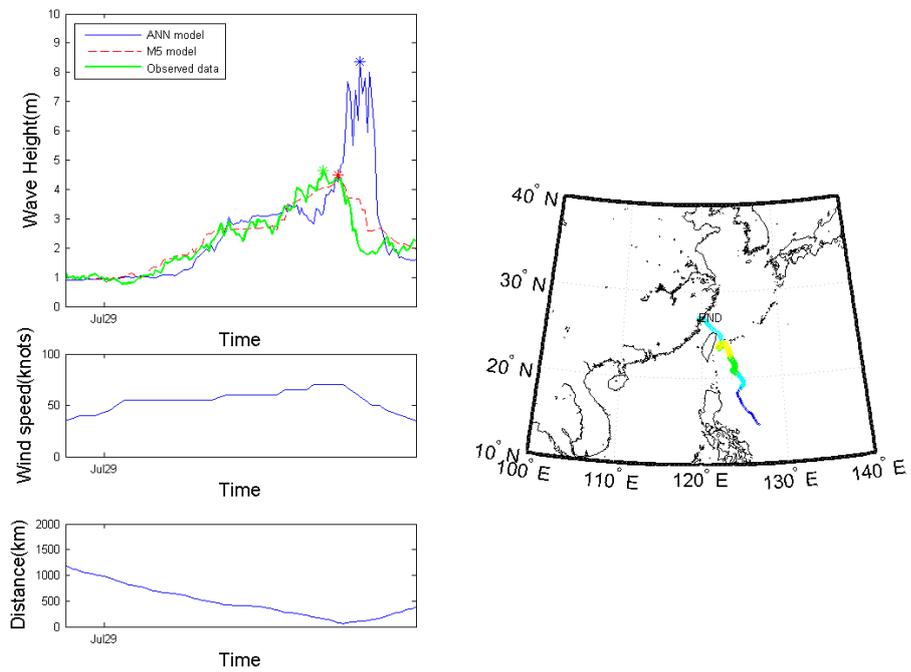


圖 2.16 花蓮港 M5 與類神經模式推算 2012 年蘇拉颱風結果的比較圖

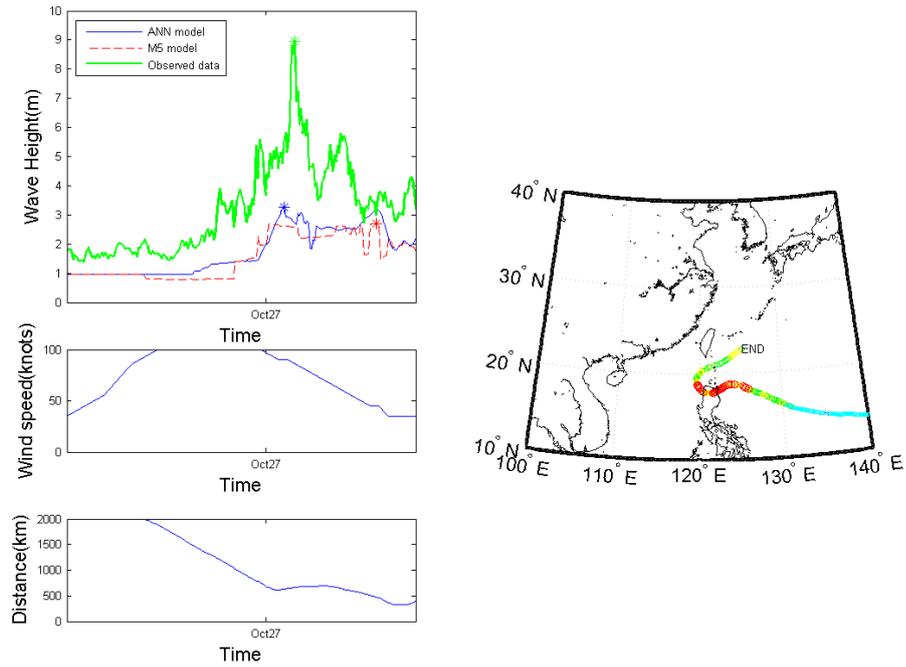


圖 2.17 花蓮港 M5 與類神經模式推算 1991 年露絲颱風結果的比較圖

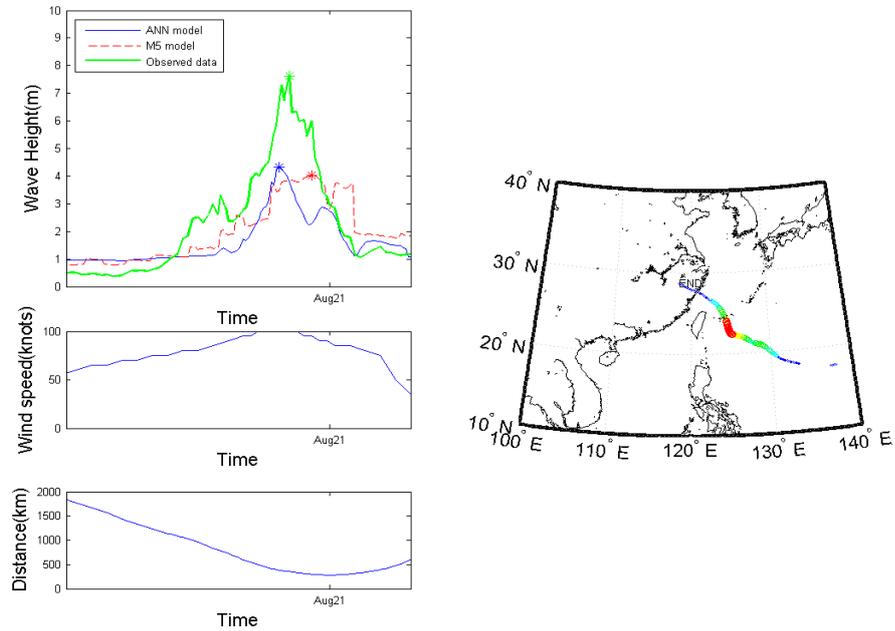


圖 2.18 花蓮港 M5 與類神經模式推算 1994 年弗雷特颱風結果的比較圖

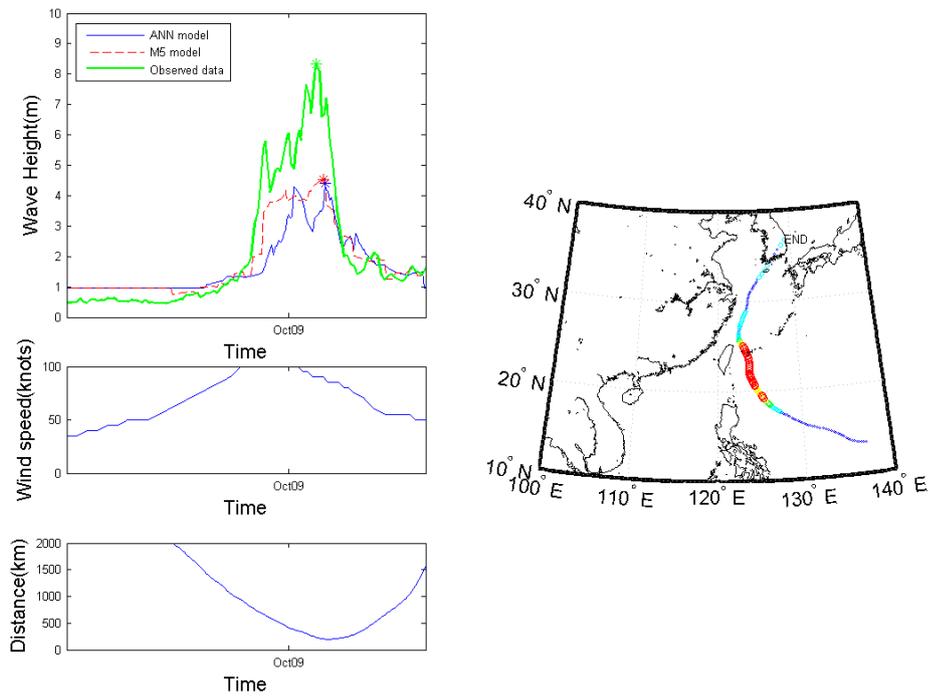


圖 2.19 花蓮港 M5 與類神經模式推算 1994 年席斯颱風結果的比較圖

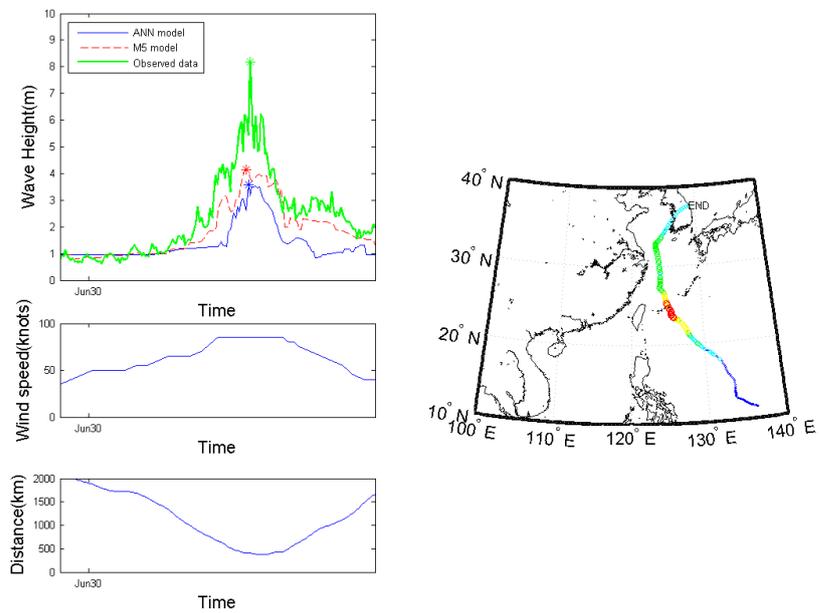


圖 2.20 花蓮港 M5 與類神經模式推算 2002 年雷馬遜颱風結果比較圖

另以蘇澳港 M5 模式與類神經波浪推算模式之推算結果進行比較，選取兩種模式皆有推算出結果且能與實測資料進行比較的颱風共 47 場如表 2.7。其中以四種模式評估指標包括：波高峰值、峰值發生時間、RMSE 與相關係數 R 進行評估，以蘇澳港 47 場颱風的絕對平均值來看，類神經網路模式推估颱風所造成波浪的峰值與峰值發生時間較 M5 模式佳，整體 RMSE 與相關係數 R 則以 M5 模式為佳。

表 2.7 蘇澳港兩種波浪推算模式的誤差比較。

年份	颱風名稱	$\Delta H_{s,p}$	Δt_p	RMSE	R	$\Delta H_{s,p}$	Δt_p	RMSE	R	H_{obs}
		(m)	(hour)			(m)	(hour)			
		M5				類神經				
1999	瑪姬(MAGGIE)	-1.95	0	0.61	0.95	-1.59	-6	0.85	0.83	5.96
2000	碧利斯(BILIS)	1.73	2	0.85	0.96	0.15	2	0.65	0.98	6.3
2001	西馬隆(CIMARON)	0.73	1	0.46	0.73	1.22	15	0.91	0.45	2.02
2001	尤特(UTOR)	1	6	1.14	0.78	1.25	-4	1.21	0.88	2.58
2002	辛樂克(SINLAKU)	-0.54	5	0.5	0.83	-0.66	6	0.57	0.79	4.65
2003	柯吉拉(KUJIRA)	-1.03	-30	0.34	0.92	-0.40	5	0.68	0.60	4
2003	莫拉克(MORAKOT)	-0.26	-9	0.7	0.81	1.33	-4	1.89	0.68	2.82
2003	柯羅旺(KROVANH)	-1.04	-12	0.37	0.9	0.00	-1	0.58	0.74	3.24
2003	杜鵑(DUJUAN)	-2.7	1	0.76	0.98	-2.62	-3	0.87	0.97	9.1
2004	妮妲(NIDA)	-0.45	0	0.25	0.95	-0.55	5	0.55	0.81	3.45
2004	康森(CONSON)	1.96	-15	1.11	0.45	1.77	-10	0.87	0.65	2.38
2004	電母(DIANMU)	-1.75	13	0.6	0.71	-1.96	9	0.50	0.84	4.06
2004	敏督利(MINDULLE)	-1.64	-2	0.49	0.96	-0.66	1	1.16	0.75	6.87
2004	蘭寧(RANANIM)	-1.21	-1	0.52	0.79	-0.76	-1	0.46	0.86	4.51
2004	艾利(AERE)	0.66	5	0.59	0.88	0.52	6	0.64	0.86	4.53
2004	海馬(HAIMA)	-1.51	8	0.54	0.79	0.97	2	0.70	0.75	4.92
2004	陶卡基(TOKAGE)	-3.02	40	1.21	0.71	-2.91	8	1.41	0.68	5.84
2004	納坦(NOCKTEN)	-4.75	13	2.04	0.64	0.85	2	2.16	0.60	11.57
2004	南瑪都(NANMADOL)	-1.06	12	0.77	0.9	-1.32	14	1.10	0.92	5.07
2005	海棠(HAITANG)	-2.82	2	1.07	0.98	0.13	1	1.27	0.94	12.04
2005	馬莎(MATSA)	-0.43	-1	0.45	0.88	-0.41	1	0.41	0.90	4.27
2005	泰利(TALIM)	-5.69	1	1.01	0.96	-1.99	1	1.05	0.97	14.84
2005	卡努(KHANUN)	0.6	-4	0.58	0.7	0.80	7	0.66	0.57	2.85
2005	龍王(LONGWANG)	-3.22	0	0.74	0.94	1.46	0	0.65	0.96	12.45
2006	珍珠(CHANCHU)	-0.21	-8	0.29	0.84	1.45	3	0.36	0.87	3.21
2006	艾維尼(EWINIAR)	-0.28	-14	0.41	0.85	0.19	-7	0.38	0.80	3

2006	碧利斯(BILIS)	0.9	-5	0.87	0.84	-0.09	-28	0.97	0.80	5.7
2006	凱米(KAEMI)	-1.77	-3	0.42	0.97	-0.74	-5	0.70	0.92	7.37
2006	珊珊(SHANSHAN)	-0.47	-1	0.43	0.93	0.24	-1	0.73	0.82	5.37
2007	聖帕(SEPAT)	0.2	2	0.61	0.96	0.02	6	0.77	0.96	7.56
2007	韋帕(WIPHA)	3.94	12	1.64	0.6	1.99	-1	0.82	0.79	3.59
2007	米塔(MITAG)	-0.87	4	0.75	0.53	-0.88	10	1.57	0.39	3.85
2008	卡玫基(KALMAEGI)	0.46	-13	0.86	0.84	0.82	-13	1.19	0.85	5.08
2008	鳳凰(FUNGWONG)	-2.02	-1	1.12	0.96	-2.85	8	1.42	0.90	9.46
2008	如麗(NURI)	-1.34	1	0.52	0.9	0.04	0	0.56	0.91	3.85
2008	辛樂克(SINLAKU)	-0.2	30	1.05	0.85	0.20	0	0.73	0.94	7.68
2008	哈格比(HAGUPIT)	-1.17	5	0.46	0.95	-1.04	3	0.51	0.94	5.02
2008	薔蜜(JANGMI)	-2.21	0	0.75	0.97	-0.20	0	0.68	0.97	12.64
2009	莫拉菲(MOLAVE)	-1.4	-8	0.63	0.87	-1.00	-8	0.70	0.83	5.14
2009	莫拉克(MORAKOT)	-1.16	-9	0.56	0.95	-0.70	1	0.69	0.94	7.15
2011	梅花(MUIFA)	-1.03	-11	0.56	0.54	-1.61	-8	0.49	0.69	4.02
2011	南瑪都(NANMADOL)	-0.71	8	0.89	0.73	0.33	19	0.78	0.83	4.46
2012	瑪娃(MAWAR)	-0.2	-6	0.25	0.89	0.18	12	0.58	0.64	3.01
2012	杜蘇芮(DOKSURI)	-0.26	-7	0.32	0.97	1.54	-16	0.87	0.91	2.48
2012	蘇拉(SAOLA)	-0.17	-1	0.47	0.94	5.28	-1	0.88	0.85	6.26
2012	三巴(SANBA)	-0.46	4	0.4	0.9	-0.86	16	0.56	0.68	3.09
2012	杰拉華(JELAWAT)	-2.15	-2	0.56	0.92	-2.73	0	1.04	0.76	6.62
	絕對值平均	1.39	7.19	0.69	0.85	1.09	5.96	0.85	0.81	5.66

由表 2.7 中另外可以發現納坦(2004)、龍王(2005)、泰利(2005)、海棠(2005)及蘇拉(2012)五個颱風由兩個模式推估的結果差異較大，如圖 2.21 至圖 2.24 以 M5 模式推估納坦(2004)、龍王(2005)、泰利(2005)及海棠(2005)四個颱風與花蓮港 M5 模式一樣會在此類直撲推算點登陸的颱風有低估的現象。而圖 2.25 蘇拉(2012)颱風與花蓮港模式相同，類神經模式在蘇澳港的推估結果一樣有高估的現象，顯示類神經模式在此類型路徑的颱風應再探討改善的方法。

由表 2.7 中另外可以發現杜鵑(2003)、陶卡基(2004)及鳳凰(2008)三個颱風由兩個模式推估的結果相近，但與實測值有較大差異。其中杜鵑(圖 2.26)為第五路徑，兩個模式推估發生最大波高的時間點與實測資料相近，但其峰值低估了 2.6m。陶卡基(圖 2.27)在花蓮外海距離花蓮港 500km 處轉向北方處造成花蓮港 5.8m 的波高，其原因可能為轉向

前的湧浪傳遞或其他未知因素，目前以兩種模式皆無法順利模擬此颱風所造成的波浪。鳳凰颱風(圖 2.28)以第三路徑登陸臺灣東海岸並造成 9.5m 的波高，兩種推算模式的結果雖然趨勢相近但峰值仍有 2.8m 的低估。

類神經模式與 M5 模式都是基於波浪實測資料以颱風資訊來進行建立的，雖採用不同的建立方式卻有類似的推算能力。然而由以上分析發現兩種模式各有其優缺點，M5 模式所推算的時序列結果由於其分區回歸的特性，其推算結果常會有類似階梯函數突然增加或下降的現象，且其峰值的誤差較大。現階段無論是即時預報或極值樣本推算仍以類神經模式較為適用。

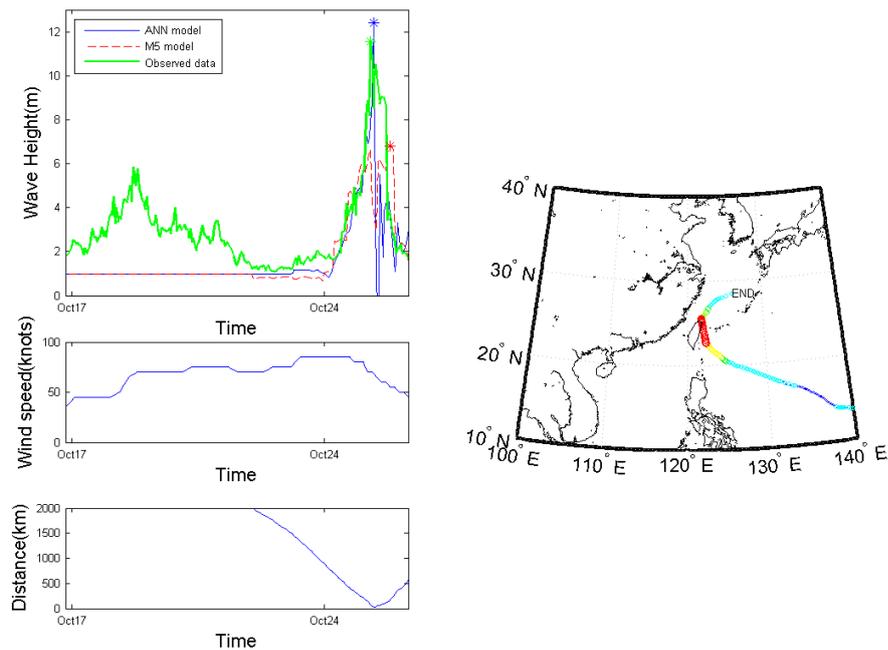


圖 2.21 蘇澳港 M5 與類神經模式推算 2004 年納坦颱風結果的比較圖

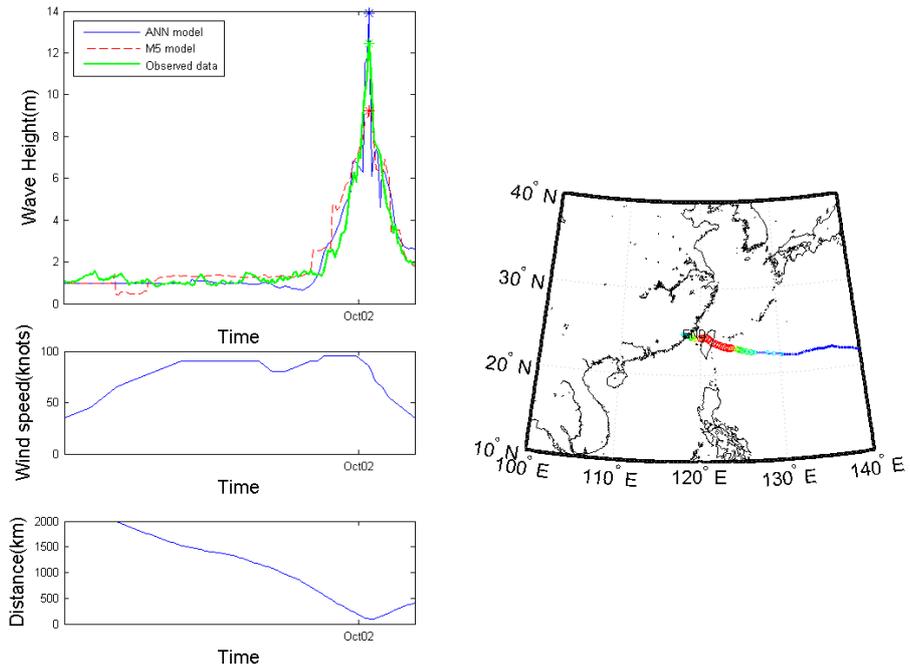


圖 2.22 蘇澳港 M5 與類神經模式推算 2005 年龍王颱風結果的比較圖

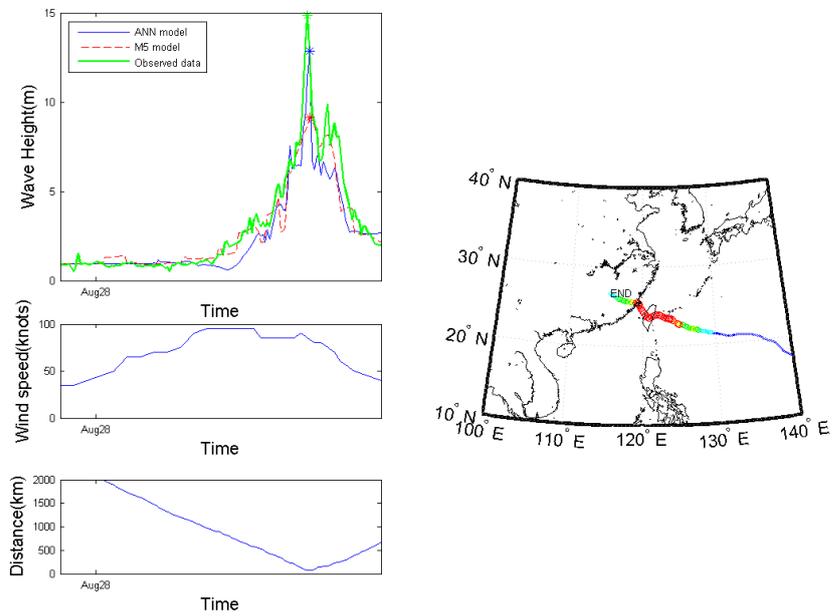


圖 2.23 蘇澳港 M5 與類神經模式推算 2005 年泰利颱風結果的比較圖

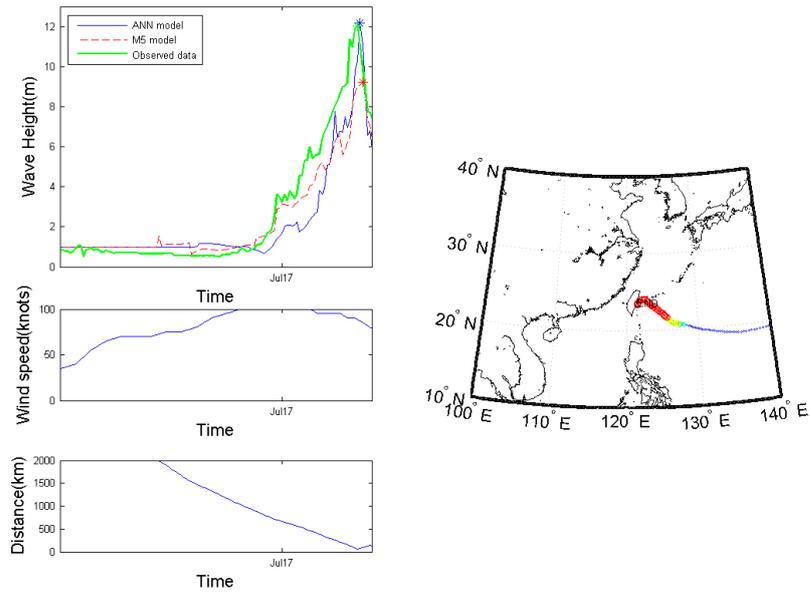


圖 2.24 蘇澳港 M5 與類神經模式推算 2005 年海棠颱風結果的比較圖

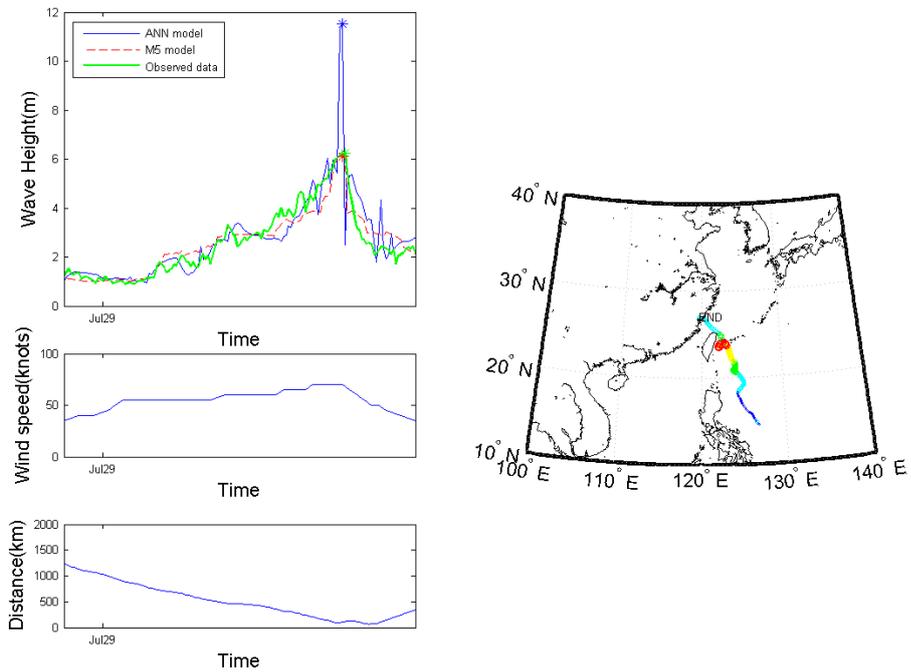


圖 2.25 蘇澳港 M5 與類神經模式推算 2012 年蘇拉颱風結果的比較圖

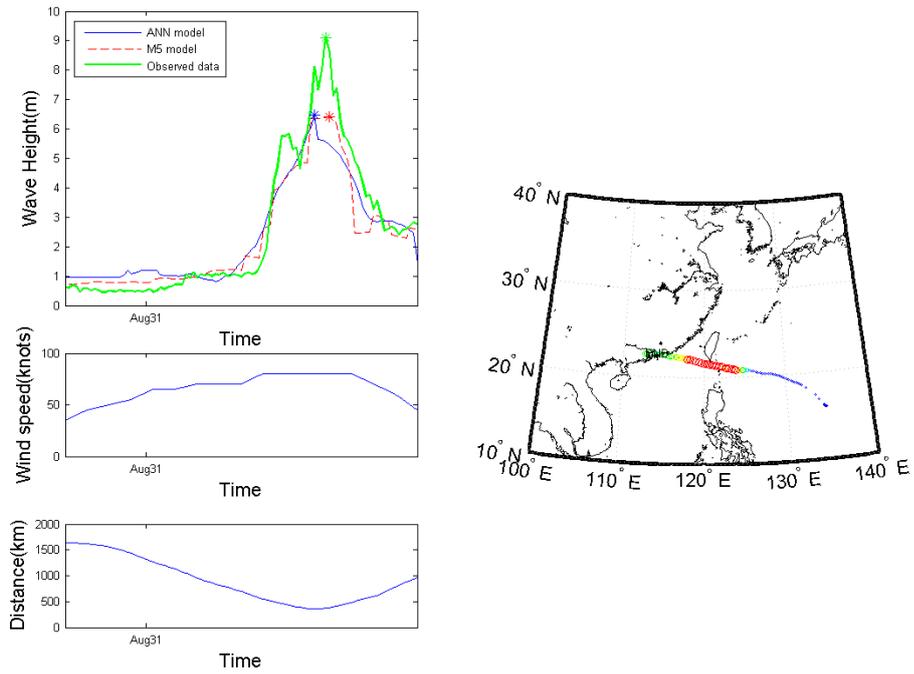


圖 2.26 蘇澳港 M5 與類神經模式推算 2003 年杜鵑颱風結果的比較圖

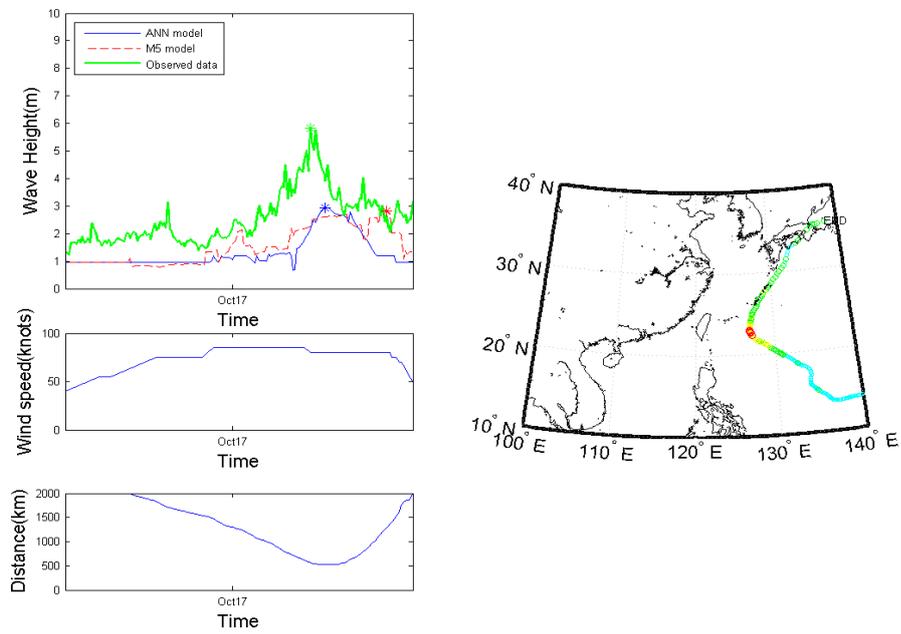


圖 2.27 蘇澳港 M5 與類神經模式推算 2004 年陶卡基颱風結果比較圖

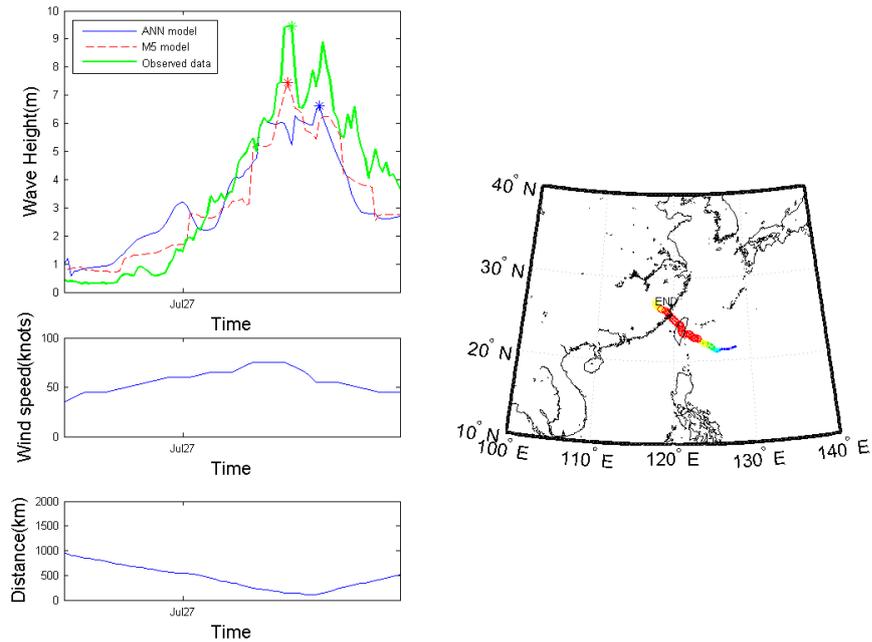


圖 2.28 蘇澳港 M5 與類神經模式推算 2008 年鳳凰颱風結果的比較圖

2.6 類神經颱風波浪推算模式之精度比較

本年度本所港研中心已完成包括花蓮、高雄、臺北、臺中、基隆與安平港等幾個臺灣主要港口的類神經颱風波浪推算模式，表 2.8 顯示歷年來發展颱風波浪推算模式的成效比較，其中 $\Delta H_{s,p}$ 部分是以高雄港最佳，誤差 0.67m，但其可能原因是為高雄港目前記錄的颱風波浪峰值都較其他港小。最大波高發生時間誤差 Δt_p 波則以基隆港波浪推算模式最為準確。均方根誤差 RMSE 則以臺北港最佳，其值為 0.59m。推算波高結果與實測波高的相關性 R 以最花蓮港為最佳，其值為 0.83。整體來說，模式成效以花蓮港、蘇澳港與基隆港較佳，由於大部分颱風皆由東往西侵臺，且花蓮港的颱風波浪實測資料最完整，所以該測站的模式推算能力較佳。高雄港、安平港與臺北港在地理位上有一個共通點，大部分颱風在接近此區域其風場結構皆受到地形的阻擋，其波浪傳遞也受到陸地的遮蔽效應，且颱風波浪資料較少，所以模式的推算能力並沒有花蓮港那麼好，而臺中港部分由於資料較少，且有幾場

颱風的對應波高有異常的波峰值外，配合二維的轉換函數，其模式推算能力與安平港模式接近，未來若能有更多的颱風波浪資料進行分析，相信能繼續提升模式推算能力。

表 2.8 各類神經颱風波浪推算成效比較

	$\Delta H_{s,p}$ (m)	Δt_p (hour)	RMSE	R
花蓮港	0.98	5.04	0.69	0.83
高雄港	0.67	8.70	0.64	0.74
安平港	1.03	10.06	0.72	0.73
臺北港	1.02	14.81	0.59	0.73
臺中港	0.79	10.86	0.70	0.71
基隆港	0.97	4.38	0.62	0.82
蘇澳港	1.09	5.96	0.85	0.81

2.7 二維數值推算模式建置

本研究所採用數值模式為丹麥水力研究所(DHI: Danish Hydraulic Institute)研發完成之 MIKE 21 軟體進行數值模擬，DHI 是一個獨立的國際諮詢及科學研究機構，其所研發的 MIKE 21 是模擬水動力、水質、泥沙、波浪的專業工程軟體，主要應用於港口、河流、湖泊、河口海岸和海洋，具有先進的前後處理功能和用戶介面。模式以有限體積法(Finite Volume Method)將控制方程式在空間上進行離散，所採用之網格系統為非結構性三角形網格，每一個三角形都代表一個元素，每一時間步均可解出各元素中心的 N 值。

MIKE 21 SW 主要用於模擬離岸及近岸區，風浪和湧浪的成長、衰減及傳播變形，MIKE 21 SW 包含兩個不同公式：

1. 全譜公式

全譜公式基於 Komen 等人(1994)和 Young (1999)的波動守恆方程。全譜模式包含下列物理現象：風浪成長、波與波非線性交互作用、

白沫消散、底床摩擦消散、水深引起的波浪破碎、水深變化引起的折射和淺水變形、波流交互作用、水深隨時間變化產生的影響、波浪場冰層覆蓋產生的影響。

該模式係模擬波浪在各種外力作用下之波能變化，其求解之方程式為波浪作用力守恆方程式(Wave action conservation equation)，此方程式為二維時變域之偏微分方程式，表示如下：

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \nabla \cdot (\bar{v}N) = \frac{S}{\sigma} \quad (2.26)$$

其中， $N(\bar{x}, \sigma, \theta, t)$ 為波力頻譜密度函數(wave action density function)，與波能頻譜密度函數(wave energy density function)之關係為 $N=E/\sigma$ ； $\bar{x}=(x, y)$ 為卡氏坐標； t 為時間； σ 為角頻率；而 θ 則為波向角。 $\bar{v}=(c_x, c_y, c_\sigma, c_\theta)$ 為一個 4 維空間的向量， $(c_x, c_y)=d\bar{x}/dt=\bar{c}_g+\bar{U}$ ，代表群波在空間上的傳遞速度，其中 \bar{c}_g 為群波速度，而 \bar{U} 則為海流之流速，模式可考量波浪在海流流動狀況下之傳遞情形。 $c_\sigma=d\sigma/dt$ ，代表角頻率 σ 之變化速度。 $c_\theta=d\theta/dt$ ，代表波向角 θ 之變化速度。

$\nabla=(\partial/\partial x, \partial/\partial y, \partial/\partial \sigma, \partial/\partial \theta)$ 為一個 4 維空間的向量運算子， S 則為源項(Source term)，代表波浪傳遞過程時可能發生之波浪能量成長、消散及非線性交互作用等物理現象，表示如下：

$$S = S_{in} + S_{nl} + S_{ds} + S_{bot} + S_{surf} \quad (2.27)$$

其中 S_{in} 為風浪之成長項， S_{nl} 為波與波非線性交互作用項， S_{ds} 為白沫消散項， S_{bot} 為底床摩擦項，而 S_{surf} 則為碎波消耗項。

2. 方向參數化解耦公式

方向參數化解耦公式基於波動守恆方程的參數化形式，按照 Holthuijsen (1989)理論，參數化在頻率空間內進行，引入波譜的零

階和一階矩作為決定變量，可用於以波浪碎波後而產生之沿岸流的泥沙傳輸計算。參數化的方程式表示如下：

$$\frac{\partial(m_0)}{\partial t} + \frac{\partial(C_{gx}m_0)}{\partial x} + \frac{\partial(C_{gy}m_0)}{\partial y} + \frac{\partial(C_{\theta}m_0)}{\partial \theta} = T_0 \quad (2.28)$$

$$\frac{\partial(m_1)}{\partial t} + \frac{\partial(C_{gx}m_1)}{\partial x} + \frac{\partial(C_{gy}m_1)}{\partial y} + \frac{\partial(C_{\theta}m_1)}{\partial \theta} = T_1 \quad (2.29)$$

其中 $m_0(x,y,\theta)$ 為波譜 $N(x,y,\omega,\theta)$ 的零次矩， $m_1(x,y,\theta)$ 為波譜 $N(x,y,\omega,\theta)$ 的一次矩， C_{gx} 及 C_{gy} 分別為群波速度 x 、 y 方向之分量， C_{θ} 為 θ 方向的波浪行進速度， ω 為角頻率， T_0 和 T_1 為 Source Terms，包含風、底床摩擦、碎波等因素。 n 次矩 $m_n(\theta)$ 定義為

$$m_n(x,y,\theta) = \int_0^{\infty} \omega^n N(x,y,\omega,\theta) d\omega \quad (2.30)$$

2.7.1 數值模擬條件

本研究所採用之地形資料，於近岸區利用海軍海洋測量局發行之海圖地形，而遠岸區則採用 National Geophysical Data Center 發布之全球高程資料 ETOPO2v2 (2006)。該地形資料範圍包含東經 180° ~西經 180° 、北緯 89.967° ~南緯 90° ，地形格網之解析精度為 $2' \times 2'$ (約為 4×4 公里)。本研究採用非結構型三角網格方式計算，模擬範圍之邊界南約至北緯 14° 、北約至北緯 30° 、西約至東經 111° 、東約至東經 135° ，範圍涵蓋至大陸、臺灣及菲律賓群島，所模擬範圍之地形水深如圖 2.29 所示。由圖中可知，為於近岸區獲得較高精度之模擬結果，鄰近臺灣、澎湖、金門、馬祖海域之海岸線採用較密之網格，而遠岸區則採用較粗之網格，共計有 3,445 個節點、5,924 個元素，網格之設定如表 2.9 所示。

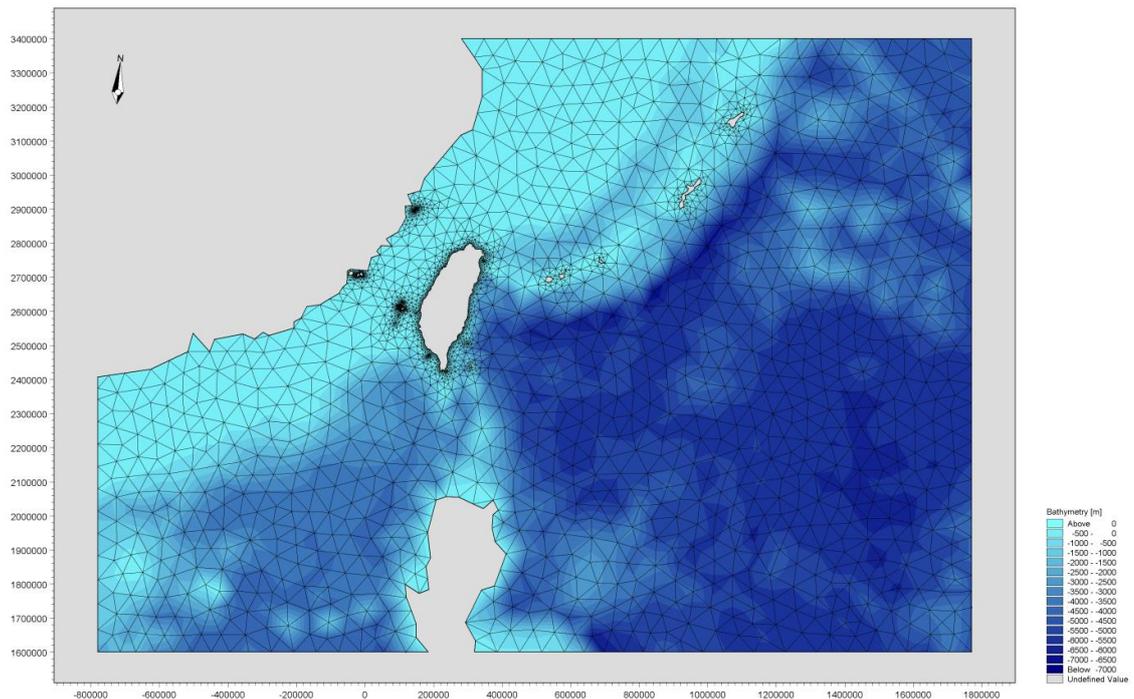


圖 2.29 風浪推算模擬範圍之地形水深

表 2.9 風浪推算模擬之網格設定內容

元素個數	5,924
節點個數	3,445
最小元素面積(m ²)	8,610
最大元素面積(m ²)	2.9×10^9

本研究採用 NCEP 風場進行波浪推算，NCEP 風場資料係由美國國家環境預報中心(National Centers for Environmental Prediction, NCEP)與國家大氣研究中心(National Centers for Atmospheric Research, NCAR)在西元 1989 年開始合作發展氣候資料再分析計畫(NCEP/NCAR Reanalysis Project)，此計畫之目標為利用西元 1948 年至今之舊有氣候觀測資料重新進行分析，並發展一氣候資料同化系統(Climata data assimilation system, CDAS)用來分析現今之大氣情況。此系統納入了許多不同類型之觀測資料結果，包括地面觀測、船艦觀測、飛機觀測、無線電探空觀測、衛星觀測等，再經過數據品管(QC)步驟，集成成為

此氣候資料同化系統，目前已有氣象組織利用此系統分析資料進行真實氣象預報。

NCEP/NCAR Reanalysis Project 提供資料自 1948 年迄今，資料時距包含每日 6 小時、單日及單月為一報之資料，資料項目有氣溫、地表溫度、地中溫度、氣壓、濕度、風速等，提供方式可以經由網路下載(<http://www.cdc.noaa.gov/cdc/reanalysis/>)。本計畫採用 NCEP 每日 6 小時且為海平面上 10m 處之 u 、 v 向風速資料，資料範圍包含緯度 $88.542^{\circ} \sim -88.542^{\circ}$ 、經度 $0^{\circ} \sim 358.125^{\circ}$ ，風場資料解析格網為 $1.875^{\circ} \times 1.875^{\circ}$ 。

本研究進行 SW 模組颱風波浪推算所設定之相關參數如表 2.10 所示。在頻率領域方面，最小頻率採 0.055Hz ，並以 1.1 倍參數的指數型式分割成 25 個頻率帶，相當於週期 $1.85 \sim 18.18$ 秒。在角度領域方面，以 22.5° 為 1 個角度單位，共計分割成 16 個方向角，計算時距以 15 分鐘進行計算。風浪能量消散機制則考量 4 個波波非線性交互作用、碎波效應、底床摩擦、白沫消散等物理機制。計算範圍的邊界條件共分成二種邊界形式，一為陸域邊界，其不考慮入射波浪的能量通量；另一為海域邊界，其考慮波浪通過此邊界時完全被吸收。

表 2.10 模式參數設定彙整表

相關參數	設 定
頻率領域	$0.055\text{Hz} \sim 0.542\text{Hz}$
角度領域	$0^{\circ} \sim 360^{\circ}$ 、 $\Delta\theta=22.5^{\circ}$
時 距	$\Delta t=15\text{min}$
碎波指標	$\gamma=0.8$
底床摩擦	$k_N=0.04m$
白沫消散	$C_{ds}=4.5$ 、 $\delta_{ds}=0.5$

2.7.2 數值模式驗證

測試數值模式推算值與觀測值的吻合程度，將採用前節所述 4 個指標來評估各模式推算結果的優劣，分別為相關係數(R, correlation

coefficient)、均方根誤差(RMSE, root mean squared error)、颱風波浪最大波高誤差 $\Delta H_{s,p}$ 及最大波高發生時間誤差 Δt_p 。

由表 2.11 中可發現花蓮港颱風波浪推算結果與實測結果最大波高誤差 $\Delta H_{s,p}$ 以雷馬遜(2002)颱風誤差較大。最大波高發生時間誤差 Δt_p 以天秤(2012)相差最多。模式推算颱風波浪與實測波浪均方根誤差 *RMSE* 最大為娜克莉(2002)，其誤差達 1.19m。推算波高結果與實測波高的相關性 *R* 亦以娜克莉(2002)最差。平均來說模式推算結果的各颱風最大波高誤差絕對值 $\Delta H_{s,p}$ 約為 0.58m，最大波高發生時間誤差絕對值 Δt_p 約為 9.54 小時，*RMSE* 約為 0.52m，相關係數 *R* 約為 0.81。

由表 2.12 中可發現蘇澳港颱風波浪推算結果與實測結果最大波高誤差 $\Delta H_{s,p}$ 以泰利(2005)颱風誤差較大。最大波高發生時間誤差 Δt_p 以柯羅旺(2003)相差最多。模式推算颱風波浪與實測波浪均方根誤差 *RMSE* 最大為泰利(2005)，其誤差達 1.26m。推算波高結果與實測波高的相關性 *R* 以米塔(2007)最差。平均來說模式推算結果的各颱風最大波高誤差絕對值 $\Delta H_{s,p}$ 約為 1.38m，最大波高發生時間誤差絕對值 Δt_p 約為 13.57 小時，*RMSE* 約為 0.66m，相關係數 *R* 約為 0.83。

表 2.11 花蓮港數值模式之波浪推算結果驗證

年份	中文名稱	英文名稱	$\Delta H_{s,p}$ (m)	Δt_p (hour)	<i>RMSE</i>	<i>R</i>	H_{max} (m)
2000	雅吉	YAGI	-0.08	5	0.38	0.81	2.55
2001	西馬隆	CIMARON	-0.71	12	0.44	0.90	3.30
2001	利奇馬	LEKIMA	-0.18	16	0.36	0.77	3.18
2001	海燕	HAIYAN	0.52	-13	0.86	0.73	4.48
2002	雷馬遜	RAMMASUN	-2.34	3	0.63	0.94	8.18
2002	娜克莉	NAKRI	-0.80	13	1.19	0.35	3.79
2002	辛樂克	SINLAKU	-1.40	-11	0.65	0.72	4.53
2003	柯吉拉	KUJIRA	-1.67	-66	0.57	0.83	3.76
2003	南卡	NANGKA	0.25	56	0.32	0.48	1.61
2003	蘇迪勒	SOUDELOR	-0.82	-3	0.41	0.91	3.71
2003	尹布都	IMBUDO	0.73	0	0.51	0.91	3.71
2003	莫拉克	MORAKOT	-0.67	-2	0.38	0.89	2.91
2003	柯羅旺	KROVANH	-0.66	-3	0.26	0.88	2.67
2003	米勒	MELOR	-1.08	7	0.38	0.75	3.24
2004	康森	CONSON	0.18	-11	0.41	0.39	2.06

2004	敏督利	MINDULLE	-0.39	0	0.62	0.85	5.50
2004	康柏斯	KOMPASU	-1.86	1	0.67	0.82	3.81
2004	蘭寧	RANANIM	-0.10	-9	0.35	0.91	3.52
2004	艾利	AERE	-0.11	7	0.53	0.74	3.68
2004	海馬	HAIMA	0.14	-4	0.26	0.89	2.78
2004	米雷	MEARI	-0.03	8	0.30	0.88	2.39
2004	納坦	NOCK-TEN	-0.63	-7	1.13	0.49	5.72
2004	南瑪都	NANMADOL	-0.16	-9	0.36	0.93	4.38
2005	海棠	HAITANG	-0.85	-1	0.41	0.97	7.50
2005	馬莎	MATSA	-0.16	6	0.30	0.91	3.18
2005	珊瑚	SANVU	-0.29	10	0.29	0.97	3.86
2005	泰利	TALIM	-0.76	-3	0.56	0.94	7.53
2005	丹瑞	DAMREY	0.38	6	0.38	0.95	3.13
2005	龍王	LONGWANG	-0.82	1	0.28	0.98	10.85
2006	珍珠	CHANCHU	0.01	-4	0.37	0.74	2.89
2006	艾維尼	EWINIAR	-0.09	-1	0.51	0.87	4.99
2006	珊珊	SHANSHAN	-0.33	0	0.56	0.72	4.24
2007	韋帕	WIPHA	-0.78	8	0.55	0.76	3.74
2007	柯羅莎	KROSA	0.27	-17	0.70	0.88	6.49
2007	米塔	MITAG	1.12	-2	0.80	0.67	4.43
2008	卡攻基	KALMAEGI	0.43	-9	0.33	0.88	2.85
2008	鳳凰	FUNG-WONG	-0.80	0	0.35	0.98	7.32
2008	如麗	NURI	-0.03	35	0.70	0.72	2.97
2008	辛樂克	SINLAKU	0.05	1	0.56	0.92	5.37
2008	哈格比	HAGUPIT	1.65	-4	0.56	0.96	3.40
2008	薔蜜	JANGMI	0.41	-1	0.74	0.87	6.00
2009	蓮花	LINFA	0.42	-4	0.40	0.70	2.14
2009	莫拉菲	MOLAVE	-0.30	-9	0.69	0.86	4.12
2009	莫拉克	MORAKOT	1.11	13	0.89	0.90	6.53
2009	芭瑪	PARMA	0.40	-3	0.65	0.81	3.43
2010	萊羅克	LIONROCK	0.11	1	0.37	0.64	1.94
2010	南修	NAMTHEUN	-0.84	3	0.47	0.78	1.9
2010	莫蘭蒂	MERANTI	0.02	8	0.45	0.51	1.92
2010	凡那比	FANAPI	0.11	2	0.86	0.88	9.25
2010	梅姬	MEGI	0.59	-4	0.46	0.88	3.94
2011	艾利	AERE	0.32	-22	0.37	0.81	2.08
2011	桑達	SONGDA	0.00	7	0.32	0.91	3.11
2011	米雷	MEARI	0.93	-2	0.39	0.90	2.77
2011	梅花	MUIFA	0.59	10	0.46	0.71	2.77
2011	南瑪都	NANMADOL	-0.54	1	0.37	0.91	3.46
2012	泰利	TALIM	0.26	-11	0.56	0.60	2.63
2012	杜蘇芮	DOKSURI	0.28	-2	0.31	0.95	1.97
2012	蘇拉	SAOLA	-1.12	-14	0.99	0.78	4.65

2012	啟德	KAI-TAK	1.20	-9	0.59	0.84	1.63
2012	天秤	TEMBIN	-0.52	70	0.58	0.82	4.18
2012	杰拉華	JELAWAT	0.72	13	0.57	0.88	3.96
絕對平均值			0.58	9.56	0.52	0.81	4.07

表 2.12 蘇澳港數值模式之波浪推算結果驗證

年份	中文名稱	英文名稱	$\Delta H_{s,p}$ (m)	Δt_p (hour)	RMSE	R	H_{max} (m)
2002	辛樂克	SINLAKU	0.25	6	0.67	0.85	4.65
2003	柯吉拉	KUJIRA	-1.92	-40	0.52	0.80	4.00
2003	莫拉克	MORAKOT	-0.77	-12	0.35	0.87	2.82
2003	柯羅旺	KROVANH	-0.65	-118	0.47	0.76	3.24
2003	杜鵑	DUJUAN	-4.21	-1	0.89	0.97	9.10
2004	康森	CONSON	0.25	-9	0.35	0.67	2.38
2004	敏督利	MINDULLE	-2.56	-38	1.17	0.76	6.87
2004	康柏斯	KOMPASU	-0.61	0	0.34	0.84	2.5
2004	蘭寧	RANANIM	-0.81	-5	0.36	0.89	4.51
2004	艾利	AERE	-0.06	7	0.77	0.75	4.53
2004	海馬	HAIMA	-2.09	1	0.60	0.89	4.92
2004	納坦	NOCK-TEN	-4.07	1	1.14	0.82	11.57
2004	南瑪都	NANMADOL	-0.50	15	0.76	0.79	5.07
2005	馬莎	MATSA	-0.70	16	0.54	0.83	4.27
2005	珊瑚	SANVU	0.64	4	0.68	0.93	5.45
2005	泰利	TALIM	-7.00	2	1.26	0.95	14.84
2005	卡努	KHANUN	-0.23	0	0.39	0.81	2.85
2005	龍王	LONGWANG	-4.36	0	0.68	0.98	12.45
2006	珍珠	CHANCHU	0.18	-4	0.56	0.74	3.21
2006	艾維尼	EWINIAR	-0.31	-7	0.38	0.87	4.45
2006	碧利斯	BILIS	0.21	-10	0.96	0.82	5.70
2006	凱米	KAEMI	-3.81	15	0.95	0.73	7.37
2006	珊珊	SHANSHAN	-0.03	8	0.76	0.68	5.37
2007	韋帕	WIPHA	-0.27	-2	0.72	0.63	3.59
2007	米塔	MITAG	1.76	30	0.88	0.59	3.85
2008	卡玫基	KALMAEGI	-2.99	8	0.70	0.90	5.08
2008	鳳凰	FUNG-WONG	-3.03	12	0.96	0.95	9.46
2008	如麗	NURI	-1.48	44	0.72	0.73	3.85
2008	辛樂克	SINLAKU	0.47	10	0.82	0.89	7.68
2008	哈格比	HAGUPIT	-0.29	4	0.32	0.96	5.02
2008	薔蜜	JANGMI	-4.42	0	1.22	0.86	12.64

2009	莫拉菲	MOLAVE	-1.50	-11	0.65	0.84	5.14
2009	莫拉克	MORAKOT	0.25	5	0.83	0.90	7.15
2009	芭瑪	PARMA	-1.12	-2	0.51	0.78	4.85
2011	梅花	MUIFA	-0.24	-12	0.40	0.81	4.02
2011	南瑪都	NANMADOL	-1.22	8	0.27	0.97	4.46
2012	泰利	TALIM	-0.14	-2	0.62	0.63	3.22
2012	杜蘇芮	DOKSURI	-0.21	-9	0.33	0.91	2.48
2012	蘇拉	SAOLA	-0.8	-24	1.11	0.78	6.26
2012	啟德	KAI-TAK	0.76	-9	0.46	0.89	2.1
2012	天秤	TEMBIN	-0.07	68	0.66	0.81	4.18
2012	杰拉華	JELAWAT	-1.41	13	0.69	0.85	6.62
絕對平均值			1.40	14.10	0.68	0.83	5.58

第三章 港域波浪極值統計特性分析

對使用年限較長之港灣或海岸工程規劃設計所需的設計波浪條件而言，應有較長時間的實測波浪資料或推算波浪資料來決定。針對臺灣現有主要港口，由於建構時期現場觀測資料之匱乏，其原有使用的設計波浪條件即值得重新加以審視探討。

極值統計分析應用於海洋工程時，一般採用年最大法，假設每一年的極值波高為符合某種分佈的隨機變量，取每年發生的最大波高進行分析。但實際海洋的波浪，常因受到具有季節性變化的氣象、洋流等外在因素的影響，一年中每個月的極值波浪會顯現出具有週期性變化的特性，而並非完全為隨機的過程。因此，在取樣方式上，本研究選用年極端值取樣法的年最大法與超量門檻值取樣法兩種方式進行比較。藉由評估極值統計不同的極值分佈函數與參數推定法，決定較佳模式配適結果，並分析比較年最大法與月最大法推估極值波高結果。期望以較佳之波浪極值統計分析結果，提供相關分析模式的適用性及引領未來港灣、海岸工程規劃設計或環評要求所需之設計波浪條件的重新省思。

3.1 波浪極值統計分析方法

極值分析是以有限的觀測資料來推求較大重現期所可能會遭遇到的極值情況，依資料選取方式，主要可分為超量門檻選用法與極端值選用法二種。國內往昔皆採用極端直選用法來進行取樣，如年最大法及月最大法，此法可在某時間尺度下均勻選取範圍內的極值代表值。另外超量門檻選用法則是以一門檻值來進行劃分，在門檻值以上的值皆選為極值樣本，以本研究為例，是採用年最大法取樣各年極值，再將其中最小值作為門檻值。在此門檻值以上將作為極值波高的樣本，故與年最大法的差異在於本取樣方式可在各年取不同數量的樣本來進行分析，本章中將分別採用兩種取樣方式的樣本來進行極值分析。

3.1.1 極值分布函數

根據 CEM (coastal engineering manual, 2002) 及往昔文獻建議長期波浪極值之適合機率分布函數為

1. 極值 I 型分布 (FT- I 型分布，又稱 Gumbel 分布)

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-B}{A}}}, -\infty < x < \infty \quad (3.1a)$$

$$f(x) = \frac{1}{A} e^{-\frac{x-B}{A}} e^{-\frac{x-B}{A}} \quad (3.1b)$$

2. 通用極值分佈 (generalized extreme value, GEV)

$$F(x) = e^{-\left(1+k\frac{x-B}{A}\right)^{\frac{1}{k}}}, B - A/k \leq x < \infty \quad (3.2a)$$

$$f(x) = \frac{1}{A} \left(1+k\frac{x-B}{A}\right)^{-\left(1+\frac{1}{k}\right)} e^{-\left(1+k\frac{x-B}{A}\right)^{\frac{1}{k}}} \quad (3.2b)$$

3. Weibull 分佈

$$F(x) = 1 - e^{-\left(\frac{x-B}{A}\right)^k}, B \leq x < \infty \quad (3.3a)$$

$$f(x) = \frac{k}{A} \left(\frac{x-B}{A}\right)^{k-1} e^{-\left(\frac{x-B}{A}\right)^k} \quad (3.3b)$$

4. 對數常態分佈 (lognormal distribution)

$$F(x) = \frac{1}{2} \left(1 + \operatorname{erf}\left(\frac{\ln x - B}{\sqrt{2}A}\right)\right) \quad 0 < x < \infty \quad (3.4a)$$

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}Ax} e^{-\frac{(\ln x - B)^2}{2A^2}} \quad (3.4b)$$

其中 $\operatorname{erf}(x)$ 為誤差函數 (error function)，其定義

$$erf(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^x e^{-t^2} dt \quad (3.4c)$$

(3.1)式至(3.4)式中， x 為樣本變數， $f(x)$ 為機率密度函數 (probability density function)， $F(x)$ 為累積機率函數 (cumulative probability function)， A 及 B 為描述機率密度函數形狀之參數， B 稱為位置參數 (location parameter) 與樣本平均值 (mean) 有關，而 A 值稱為尺度參數 (scale parameter) 與樣本標準偏差 (standard deviation) 有關， k 為形狀常數，決定機率函數之尖扁形狀。其中 Weibull 分布中 k 常數在不同值下會有不同的機率密度表現，如圖 3.1 所示。圖中顯示 $k=0.75$ 與 $k=1.0$ 的兩種情況下，機率密度的在橫軸座標較小的一側將不會遞減至零，而 $k=1.4$ 及 $k=2.0$ 的機率密度圖則在橫軸座標較小的一側會遞減至零。至於如何選用 k 值通常需視資料特性而定，目的是為了能夠更完美的擬合較大波浪部分的資料分布特性。

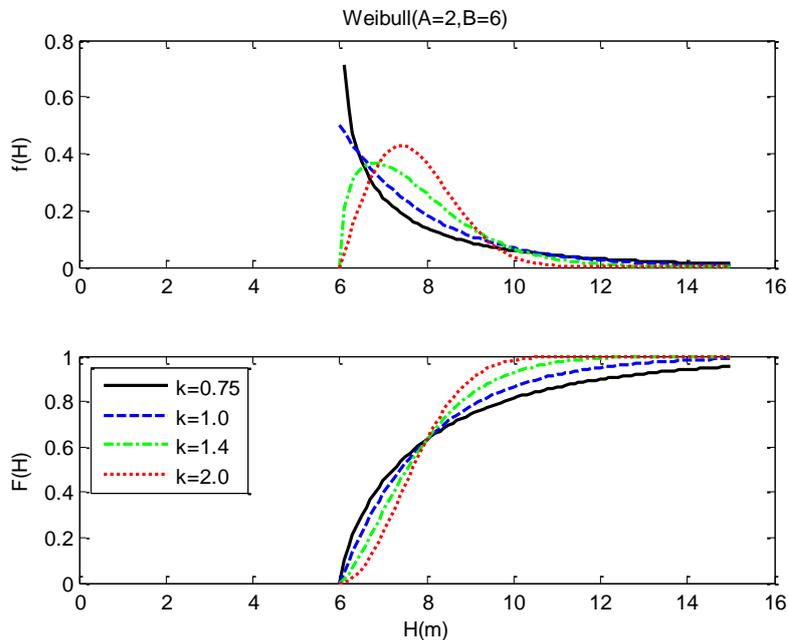


圖 3.1 常數 k 在不同情況下的機率密度表現

3.1.2 極值分布參數推定

當資料選取方法及極值分布函數決定後，極值分布中參數如何推定，有不同的方法。一般極值分布參數推定法，有力矩法 (method of moment, MOM)，最小二乘法 (least squared method, LSM)，最大概似法 (Maximum likelihood estimates, MLE)，加權機率力矩法 (probability weighted moment, PWM)等。其中，MOM 法為最簡單之參數推定法，此乃利用位置參數與尺度參數分別與平均值與變異數之公式直接計算獲得，LSM 及 MLE 為最常用之推定法。依據本所港研中心『臺灣主要港口附近海域長期波浪統計特性及設計波推算之研究』98 年度至 101 年度的研究計畫中，針對花蓮、高雄、安平、臺北、臺中及基隆港六大商港進行波浪極值分析，並比較三種參數推定法，顯示 LSM 對於臺灣各主要港口的極值樣本較為適用，因此本研究選用 LSM 法來進行參數推定。

LSM 法需要先決定樣本之排序機率。當資料收集後，首先適當的劃位 (plotting position) 得到無偏態的排序資料之機率。Goda (2000) 提出不同極值分布之劃位，當選取 N 個資料，首先將 N 個資料依大小順序排列，再計算第 m 順位之值的累積機率 F_m ，其計算公式如下

$$F_m = 1 - \frac{m - \alpha}{N + \beta}, \quad m = 1, 2, \dots, N \quad (3.5)$$

α 及 β 值在不同分布函數其值不同如下所示(Goda, 2000)。

表 3.1 計算樣本順位機率之 α 及 β 值

分佈函數	α 值	β 值
Gumbel	0.44	0.12
GEV	$0.44 + 0.52/k$	$0.12 - 0.11/k$
Weibull	$0.20 + 0.27/\sqrt{k}$	$0.20 + 0.23/\sqrt{k}$
Lognormal	0.375	0.25

3.1.3 信賴檢定

1. MIR 值檢定

一般使用卡方檢定及相關係數檢定，檢定所選極值分布函數是否適用。Goda (2000)提出以 $MIR = (1-r)/\Delta\bar{r}$ 相對相關係數殘差來檢定極值分布函數的合適性。其中 r 為樣本及排序機率下之推算值之相關係數， $\Delta\bar{r}$ 為平均相關係數殘差。MIR 值愈小，代表樣本較適合此極值分布。

各極值分布函數之排序機率下之推算值 x_m 如下公式

$$x_m = ay_m + b \quad (3.6)$$

式中之 A, B 分別為推估出之參數， y_m 為各極值分布函數在機率 F_m 下之相關值，如下

$$\text{Gumbel : } y_m = -\ln(-\ln F_m) \quad (3.7a)$$

$$\text{GEV : } y_m = \frac{1}{k}[(-\ln F_m)^{-k} - 1] \quad (3.7b)$$

$$\text{Weibull : } y_m = [-\ln(1 - F_m)]^{1/k} \quad (3.7c)$$

$$\text{Lognormal : } y_m = \text{inverf}(F_m) \quad (3.7d)$$

而 $\Delta\bar{r}$ 之計算依各極值分布函數 Goda (2000)建議為

$$\Delta\bar{r} = e^{\bar{a} + \bar{b} \ln N + \bar{c} (\ln N)^2} \quad (3.8)$$

式(3.8)中 N 為樣本個數係數， \bar{a} 、 \bar{b} 及 \bar{c} 值依不同分佈分別示如表 3.2。

表 3.2 相關係數殘差平均值公式之係數 \bar{a} , \bar{b} 及 \bar{c} 值

分佈函數	係數 \bar{a}	係數 \bar{b}	係數 \bar{c}
Gumbel	-2.310	-0.3122	-0.044
GEV (k=2.5)	-2.455	-0.1582	0
(k=4.33)	-2.471	-0.1970	-0.007
(k=5.0)	-2.463	-0.2241	-0.019
(k=10.0)	-2.409	-0.2580	-0.033
Weibull (k=0.75)	-2.603	-0.1009	-0.047
(k=1.0)	-2.355	-0.2612	-0.043
(k=1.4)	-2.221	-0.3668	-0.044
(k=2.0)	-2.047	-0.4767	-0.041
Lognormal	-2.094	-0.4343	-0.045

2. RMSE 檢定

因 MIR 值係與相關係數有關表示與推估各排序機率下之整體波高與樣本間之相關性程度，若計算出各排序機率下之波高與樣本之誤差有相似誤差，其 MIR 值就小，為整體評估各排序機率下之波高與樣本間之誤差，另外可以 RMSE 來當檢定標準。

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - x_m)^2} \quad (3.9)$$

其中 x_m 為推估各排序機率下之波高。

3. ER 檢定

極值分析主要是推估各重現期之極值，當樣本數量多時，樣本最大值代表具有欲計算重現期之物理量，因此本研究仿往昔學者比較樣本最大值之推估值與實測值之差異。ER 定義如下

$$ER = |x_{MAX} - (x_{MAX})_m| \quad (3.10)$$

3.1.4 推估值之標準差

利用極值分析所推算出的各種限期之物理值，因為收集到的數據不可能完全符合選擇之分布函數，故所推算之結果必含有不確定性，亦即推算結果僅是機率上之平均值，其偏差量大小應要予以估算。

Gumbel 分佈之估算值之標準差量為

$$\sigma(x_R) = \frac{1}{\sqrt{N}} \left[1 + 0.885(y_R - \gamma) + 0.6687(y_R - \gamma)^2 \right]^{1/2} \sigma_x \quad (3.11)$$

式(3.11)中 σ_x 為樣本 x 之標準差， y_R 為重現期之基準化變量，即式(3.8)， x_R 為重現期之推算值。其他分佈並無簡易公式推定，合田和小舟(1989)提出以補助統計量的標準差 σ_z 乘以樣本 x 之標準差 σ_x ，當做推算偏差量

$$\sigma(x_R) = \sigma_x \cdot \sigma_z \quad (3.12)$$

Gumbel、GEV 及 Weibull 分佈之標準差 σ_z 為：

$$\sigma_z = \frac{1}{\sqrt{N}} \left[1.0 + \hat{A}(y_R - c)^2 \right]^{1/2} \quad (3.13)$$

而 \hat{A} 值在 Gumbel 及 Weibull 分佈為：

$$\hat{A} = a_1 e^{a_2 N^{-1.3}} \quad (3.14a)$$

但 GEV 及 FT-II 之 \hat{A} 值可表為

$$\hat{A} = a_1 e^{a_2 \left[\ln\left(\frac{N}{N_0}\right) \right]^2 - \kappa \left[\ln\left(\frac{1}{v_0}\right) \right]^2} \quad (3.14b)$$

式(3.13)至式(3.14)中之係數如表 3.3 所示

至於對數常態函數之 σ_z 則為：

$$\sigma_z = \frac{1}{\sqrt{N}} \left[1.2 + 0.65(y_R - 0.2)^{2.0} \right]^{1/2} \quad (3.15)$$

表 3.3 重現期推算量之標準差公式中之係數

分佈函數	a_1	a_2	K	c	N_0	v_0
Gumbel	0.64	9.0	0.93	0		
GEV ($1/k=2.5$)	1.27	0.12	0.24	0.3	23	1.34
($1/k=4.33$)	1.23	0.09	0.36	0.2	25	0.66
($1/k=5.0$)	1.34	0.07	0.41	0.1	35	0.45
($1/k=10.0$)	1.48	0.06	0.47	0.0	60	0.34
Weibull ($k=0.75$)	1.65	11.4	-0.63	0.0		
($k=1.0$)	1.92	11.4	0.00	0.3		
($k=1.4$)	2.05	11.4	0.69	0.4		
($k=2.0$)	2.24	11.4	1.34	0.5		

3.2 極值統計分析結果

依據前節所述，本節中採用各種極值樣本來源，包括類神經颱風波浪推算模式、港研中心長期觀測波浪資料及 DHI MIKE 21 二維風浪數值模式的推估結果來進行極值分析，配合 FT-I、FT-II、Weibull 與 Log-Noraml 四種極值分布函數以 LSM 參數推定法進行計算各重現期的極值波高與標準差估算，最後再以 MIR、RMSE 與 ER 三種信賴檢定法來決定最適分布函數。

3.2.1 花蓮港的分析結果

本研究蒐集本所港研中心在花蓮港長期監測之波浪資料自 1990 起至 2012 年共 23 年，故以類神經颱風波浪推算模式與 DHI MIKE 12 二維風浪推算模式進行相對應時間的推算結果。並將此結果進行年極值取樣法(Annual Max, AM)，年極值取樣法即選取當年度樣本中的最大值，在實測樣本中除了颱風期間的最大波高外並須考慮非颱風所造成的波高，在花蓮港實測樣本中發現僅 1999 年年極值樣本為小於非颱風季的波高，故以非颱風所造成的 3.55m 為該年年極值樣本。以三種樣本來源的年極值樣本各 23 筆進行各重現期的分析，結果如表 3.4 所示，表中灰階底色部分顯示在三種極值樣本的極值分析中 MIR、RMSE 極 ER 信賴檢定法最好的結果，其結果顯示三種樣本皆是以 Weibull 分布為最適分布。表中並將最適分布所對應的 50 年重現期極值波高與標準

差以下底線方式做標註。類神經樣本、實測資料樣本與二維數值模式樣本的 50 年重現期極值波高分別為 10.88m、12.44m 與 11.76m，標準差部分分別為 0.93m、1.23m 與 1.22m。年極值取樣法三種樣本來源的各種機率密度函數與機率函數圖示如圖 3.2 ~ 圖 3.4。

表 3.4 花蓮港各極值樣本採用年極值取樣法之各重現期分析結果

Index	T (yr)	類神經樣本(ANN)				實測資料樣本(OBS)				二維數值模式樣本(MIKE)			
		FT-I	FT-II	Weibull	LogN	FT-I	FT-II	Weibull	LogN	FT-I	FT-II	Weibull	LogN
MIR(m)		3.24	3.79	3.01	3.05	1.49	2.13	0.95	1.58	1.44	2.02	1.16	1.84
RMSE(m)		0.64	0.75	0.56	0.62	0.58	0.75	0.42	0.59	0.57	0.73	0.46	0.68
ER (m)		1.05	1.33	0.68	1.40	1.79	2.22	1.26	2.24	1.75	2.18	1.19	2.67
$x_R(m)$	10	9.16	9.01	9.25	9.56	10.08	9.90	10.19	10.48	9.44	9.27	9.54	10.03
	25	10.36	10.35	10.23	10.83	11.74	11.77	11.55	12.31	11.10	11.13	10.87	12.04
	50	11.25	11.44	<u>10.88</u>	11.74	12.98	13.28	<u>12.44</u>	13.66	12.32	12.63	<u>11.76</u>	13.56
	100	12.14	12.59	11.47	12.63	14.21	14.89	13.26	15.00	13.54	14.24	12.57	15.08
	200	13.02	13.82	12.02	13.50	15.43	16.61	14.03	16.34	14.76	15.94	13.32	16.62
$\sigma (m)$	10	0.77	0.93	0.69	0.49	1.02	1.23	0.91	0.65	1.01	1.22	0.90	0.65
	25	1.03	1.33	0.83	0.58	1.37	1.77	1.10	0.77	1.36	1.75	1.09	0.77
	50	1.24	1.67	<u>0.93</u>	0.65	1.64	2.21	<u>1.23</u>	0.86	1.62	2.19	<u>1.22</u>	0.86
	100	1.44	2.02	1.02	0.72	1.91	2.68	1.35	0.95	1.89	2.66	1.34	0.94
	200	1.65	2.41	1.10	0.78	2.18	3.19	1.46	1.03	2.16	3.16	1.45	1.02

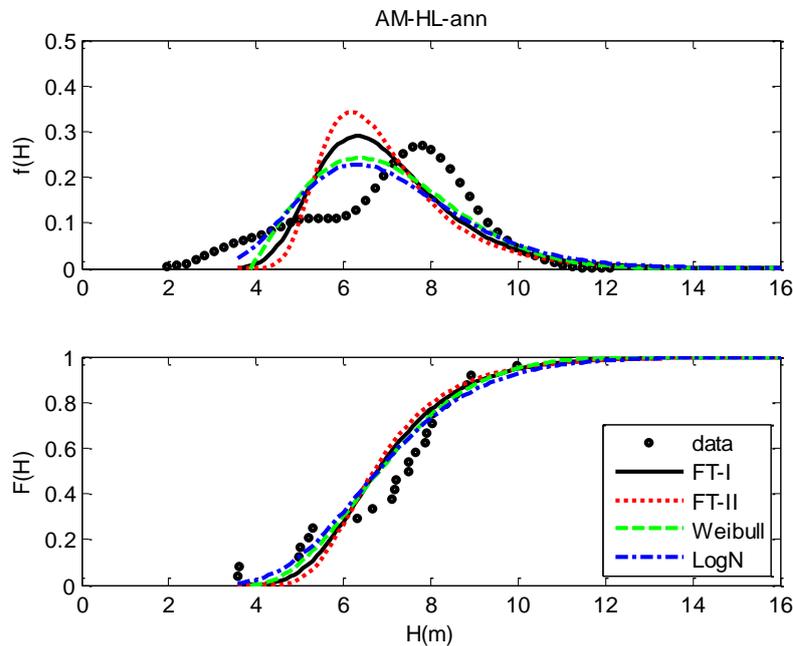


圖 3.2 推估花蓮港類神經樣本年極值取樣法之機率密度函數圖

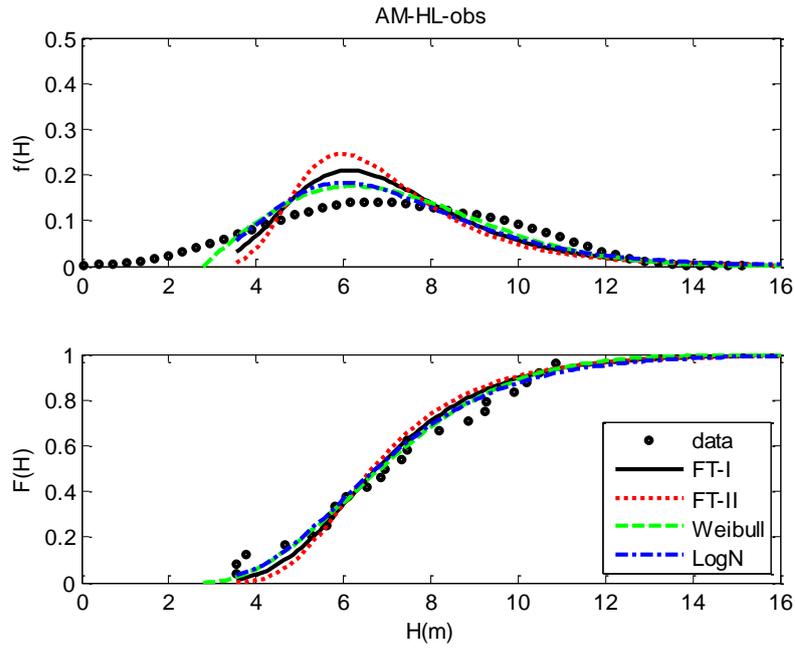


圖 3.3 推估花蓮港實測資料樣本年極值取樣法之機率密度函數圖

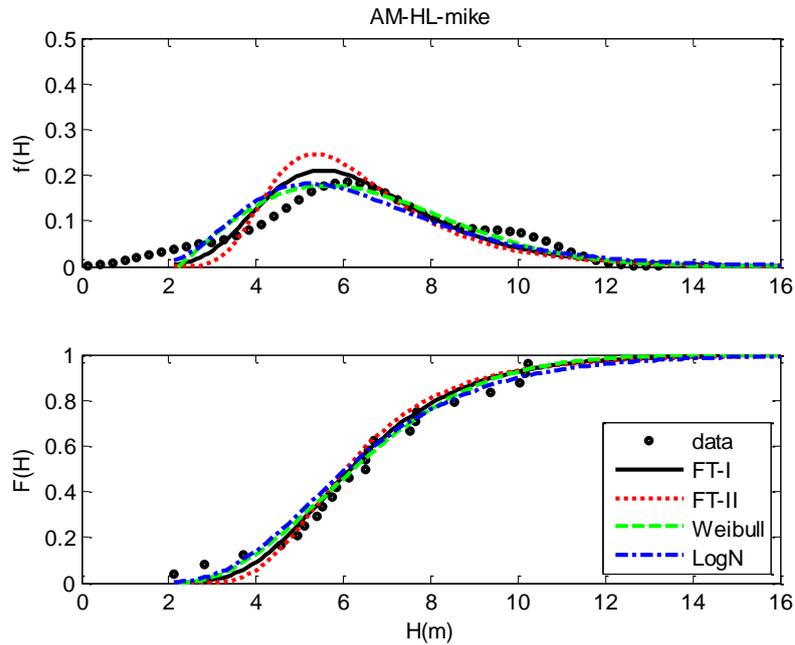


圖 3.4 推估花蓮港類神經樣本年極值取樣法之機率密度函數圖

除年極值取樣法外，本研究另採用超量門檻取樣法(Peak Over Threshold, POT)對花蓮港三種樣本來源共 23 年的資料中進行取樣，以各樣本來源年極值中的最小值做為門檻值，取樣所得類神經樣本、實

測資料樣本及二維數值模式樣本分別為 72、91、114 筆。並將此結果進行各重現期的分析，結果如表 3.5 所示，表中灰階底色部分顯示在三種極值樣本的極值分析中 MIR、RMSE 極 ER 信賴檢定法最好的結果，其結果顯示三種樣本皆是以 Weibull 分布為最適分布。表中並將最適分布所對應的 50 年重現期極值波高與標準差以下底線方式做標註。類神經樣本、實測資料樣本與二維數值模式樣本的 50 年重現期極值波高分別為 10.67m、12.27m 與 11.43m，標準差部分分別為 0.57m、0.83m 與 0.80m。超量門檻取樣法三種樣本來源的各種機率密度函數與機率函數圖示如圖 3.5 ~圖 3.7。

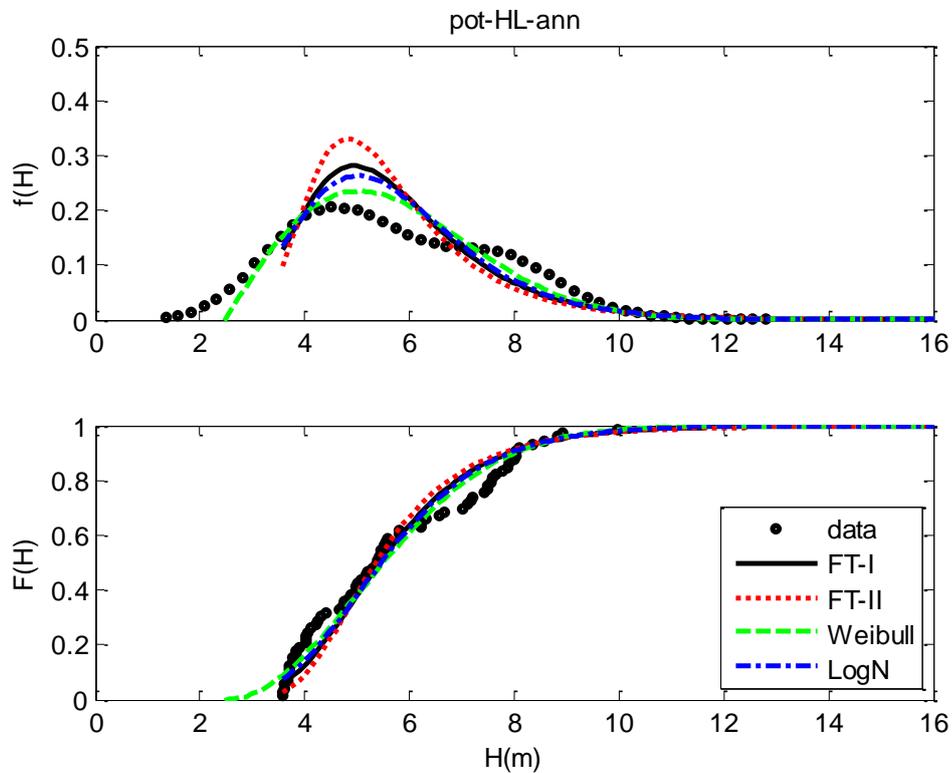


圖 3.5 推估花蓮港類神經樣本超量門檻取樣法之機率密度函數圖

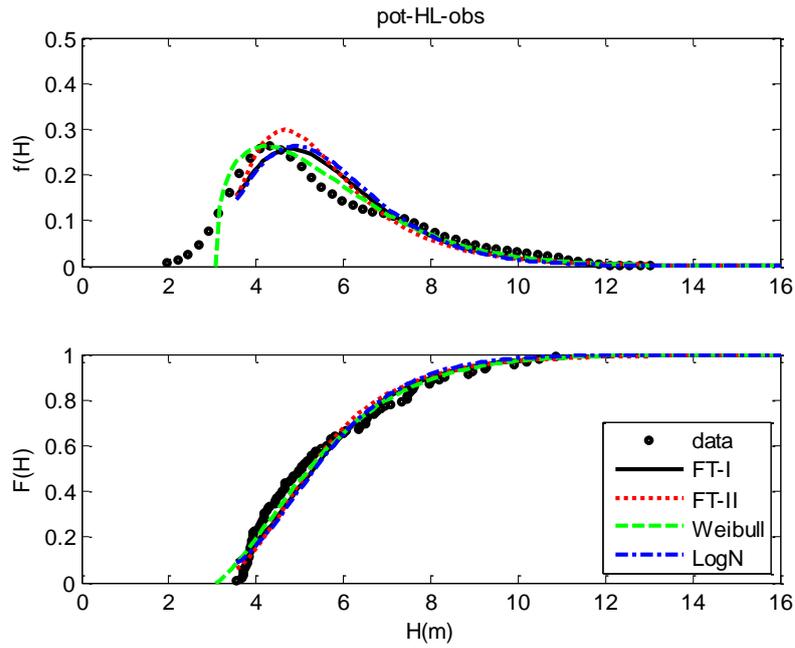


圖 3.6 推估花蓮港實測資料樣本超量門檻取樣法之機率密度函數圖

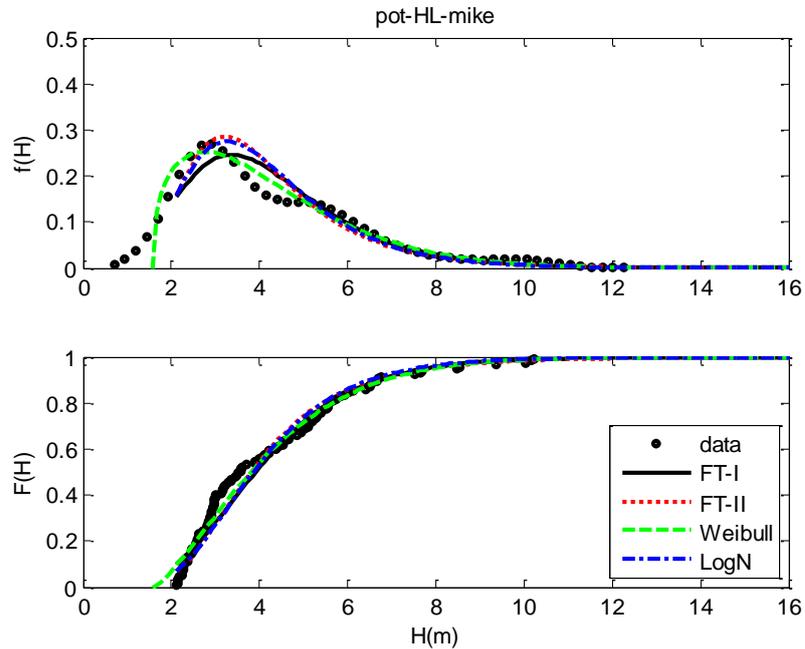


圖 3.7 推估花蓮港二維數值模式樣本超量門檻取樣之機率密度函數圖

表 3.5 花蓮港各極值樣本採用超量門檻取樣之各重現期分析結果

Index	T (yr)	類神經樣本(ANN)				實測資料樣本(OBS)				二維數值模式樣本(MIKE)			
		FT-I	FT-II	Weibull	LogN	FT-I	FT-II	Weibull	LogN	FT-I	FT-II	Weibull	LogN
MIR(m)		2.66	3.07	2.20	3.00	1.84	1.64	1.01	2.76	1.91	1.37	1.13	2.24
RMSE(m)		0.42	0.53	0.31	0.38	0.35	0.40	0.24	0.39	0.34	0.35	0.24	0.34
ER (m)		1.35	2.14	0.48	0.94	1.23	2.34	1.15	0.25	1.05	2.39	0.92	0.68
$x_R(m)$	10	9.44	9.51	9.24	9.35	10.04	10.25	10.17	9.55	9.17	9.49	9.27	8.92
	25	10.65	11.04	10.08	10.44	11.37	11.98	11.39	10.64	10.55	11.34	10.53	10.32
	50	11.56	12.28	10.67	11.25	12.36	13.40	12.27	11.46	11.58	12.85	11.43	11.40
	100	12.47	13.62	11.21	12.05	13.36	14.91	13.12	12.28	12.62	14.46	12.30	12.51
	200	13.38	15.04	11.73	12.85	14.35	16.53	13.94	13.09	13.65	16.19	13.15	13.64
$\sigma (m)$	10	0.59	0.82	0.46	0.35	0.60	0.83	0.63	0.35	0.59	0.95	0.61	0.33
	25	0.74	1.09	0.53	0.39	0.74	1.08	0.75	0.39	0.72	1.24	0.72	0.37
	50	0.85	1.31	0.57	0.43	0.85	1.29	0.83	0.43	0.82	1.48	0.80	0.41
	100	0.96	1.55	0.61	0.46	0.95	1.51	0.92	0.46	0.92	1.73	0.87	0.43
	200	1.07	1.80	0.66	0.49	1.06	1.75	1.00	0.49	1.02	2.00	0.95	0.46

為方便進行各樣本與取樣方式的比較本計畫整理上述極值分析結果如表 3.6，結果顯示三種樣本的 50 年重現期極值波高以實測資料最高、二維數值模式樣本次之而類神經樣本較小；標準差則以類神經樣本較小，二維數值模式樣本次之，實測資料較大。此外在年極值取樣法與超量門檻值取樣法的比較中，可以發現超量門檻值取樣法推求的 50 年重現期極值波高會略小於年極值取樣法，且其標準差明顯小於年極值取樣法，顯示超量門檻取樣法因能客觀選取樣本而進行極值分析後所獲得的極值波高較年極值取樣法可靠，表中並列出三種樣本來源配合兩種取樣方式的 90% 信賴區間值。

表 3.6 花蓮港三種樣本來源以兩種取樣方式的極值分析結果

樣本來源	取樣方式	50 年重現期		90% 信賴區間 (m)	考慮長期變遷 信賴區間 (m)
		極值波高 (m)	標準差 (m)		
類神經樣本	年極值取樣	10.88	0.93	9.35~12.41	8.69~11.75
	超量取樣	10.67	0.57	9.73~11.61	9.07~10.96
實測資料	年極值取樣	12.44	1.23	10.42~14.47	9.76~13.81
	超量取樣	12.27	0.83	10.90~13.64	10.24~12.99
二維數值模式	年極值	11.76	1.22	9.75~13.77	9.10~13.11
	超量取樣	11.43	0.80	10.12~12.75	9.46~12.09

3.2.2 蘇澳港的分析結果

本研究蒐集本所港研中心在蘇澳港長期監測之波浪資料自 1999 起至 2012 年共 14 年，故以類神經颱風波浪推算模式與 DHI MIKE 12 二維風浪推算模式進行相對應時間的推算結果。並將此結果以年極值取樣法進行各重現期的分析，結果如表 3.7 所示，表中灰階底色部分顯示在三種極值樣本的極值分析中 MIR、RMSE 極 ER 信賴檢定法最好的結果，其結果顯示類神經樣本與實測資料樣本皆是以 Weibull 分布為最適分布，而二維數值模式樣本則是以 FT-I 為最適分布。表中並將最適分布所對應的 50 年重現期極值波高與標準差以下底線方式做標註。類神經樣本、實測資料樣本與二維數值模式樣本的 50 年重現期極值波高分別為 16.44m、16.82m 與 11.56m，標準差部分分別為 2.63m、3.58m 與 1.73m。年極值取樣法三種樣本來源的各種機率密度函數與機率函數圖示如圖 3.8~圖 3.10。

表 3.7 蘇澳港各極值樣本採用年極值取樣法之各重現期分析結果

Index	T (yr)	類神經樣本(ANN)				實測資料樣本(OBS)				二維數值模式樣本(MIKE)			
		FT-I	FT-II	Weibull	LogN	FT-I	FT-II	Weibull	LogN	FT-I	FT-II	Weibull	LogN
MIR(m)		1.51	1.79	1.38	1.86	0.54	0.42	0.39	0.50	0.77	0.94	0.91	0.78
RMSE(m)		1.03	1.18	0.91	1.11	0.60	0.56	0.49	0.57	0.37	0.43	0.37	0.36
ER (m)		1.59	2.07	1.02	2.43	0.01	0.64	0.17	0.29	0.13	0.15	0.45	0.19
$x_R(m)$	10	12.87	12.65	12.97	13.46	12.24	12.10	12.39	12.12	9.25	9.16	9.27	9.39
	25	15.47	15.62	15.05	16.66	14.82	15.12	14.99	14.82	10.58	10.68	10.33	10.65
	50	17.39	18.01	<u>16.44</u>	19.11	16.75	17.55	<u>16.82</u>	16.88	<u>11.56</u>	11.92	11.03	11.55
	100	19.30	20.55	17.70	21.63	18.65	20.14	18.55	18.98	12.54	13.23	11.67	12.42
	200	21.21	23.27	18.88	24.22	20.55	22.91	20.22	21.13	13.51	14.63	12.26	13.28
$\sigma (m)$	10	2.14	2.52	1.93	1.30	2.07	2.44	2.35	1.25	1.07	1.26	0.96	0.65
	25	2.89	3.63	2.34	1.54	2.79	3.51	3.07	1.49	1.44	1.81	1.17	0.77
	50	3.47	4.54	<u>2.63</u>	1.71	3.35	4.39	<u>3.58</u>	1.66	<u>1.73</u>	2.26	1.31	0.86
	100	4.05	5.51	2.89	1.88	3.91	5.33	4.07	1.82	2.02	2.75	1.44	0.94
	200	4.63	6.56	3.14	2.04	4.47	6.34	4.54	1.97	2.31	3.28	1.57	1.02

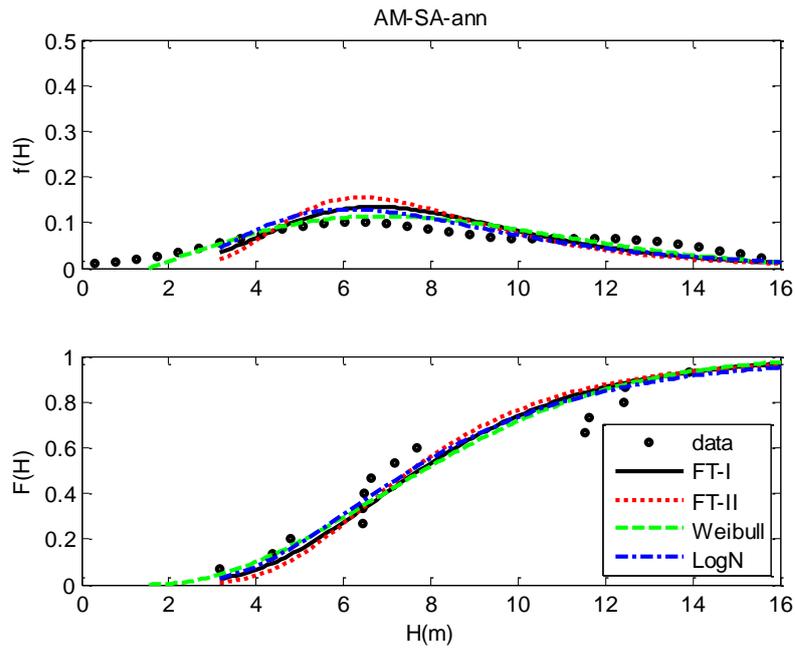


圖 3.8 推估蘇澳港類神經樣本年極值取樣法之機率密度函數圖

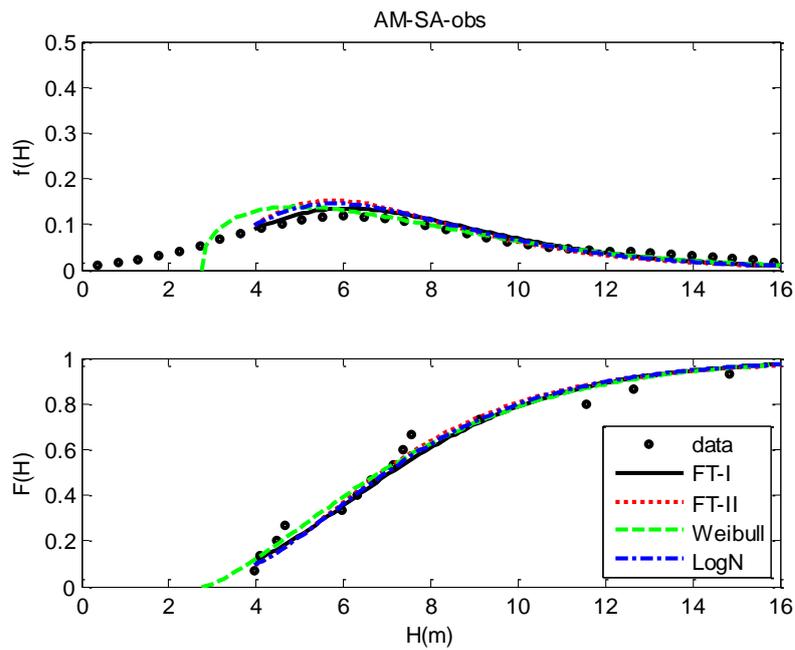


圖 3.9 推估蘇澳港實測資料樣本年極值取樣法之機率密度函數圖

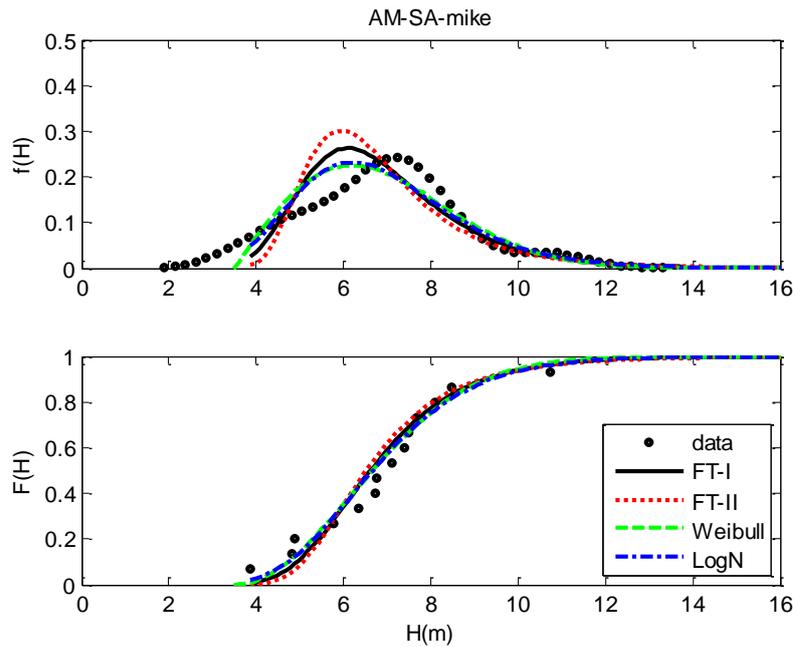


圖 3.10 推估蘇澳港二維數值模式樣本年極值取樣之機率密度函數圖

除年極值取樣法外，本研究另採用超量門檻取樣法對蘇澳港三種樣本來源共 14 年的資料中進行取樣，以各樣本來源年極值中的最小值做為門檻值，取樣所得類神經樣本、實測資料樣本及二維數值模式樣本分別為 81、42、35 筆。並將此結果進行各重現期的分析，結果如表 3.8 所示，表中灰階底色部分顯示在三種極值樣本的極值分析中 MIR、RMSE 及 ER 信賴檢定法最好的結果，其結果顯示三種樣本皆是以 Weibull 分布為最適分布。表中並將最適分布所對應的 50 年重現期極值波高與標準差以下底線方式做標註。類神經樣本、實測資料樣本與二維數值模式樣本的 50 年重現期極值波高分別為 17.51m、16.23m 與 10.84m，標準差部分分別為 3.31m、2.59m 與 1.04m。超量門檻取樣法三種樣本來源的各種機率密度函數與機率函數圖示如圖 3.11~圖 3.13。其中圖 3.11 與圖 3.12 中的 Weibull 分布(綠色虛線)形狀與其他樣本較為不同，可參見前節說明。

表 3.8 蘇澳港各極值樣本採用超量門檻取樣法之各重現期分析結果

Index	T (yr)	類神經樣本(ANN)				實測資料樣本(OBS)				二維數值模式樣本(MIKE)			
		FT-I	FT-II	Weibull	LogN	FT-I	FT-II	Weibull	LogN	FT-I	FT-II	Weibull	LogN
MIR(m)		5.94	2.05	1.93	8.31	2.23	0.98	0.75	2.97	0.69	0.83	0.69	0.89
RMSE(m)		0.89	0.89	0.68	1.03	0.72	0.63	0.46	0.84	0.25	0.31	0.24	0.26
ER (m)		0.31	4.59	3.41	2.31	0.51	1.85	1.03	2.01	0.12	0.43	0.12	0.65
$x_R(m)$	10	10.91	11.16	11.99	9.64	11.32	11.29	11.77	10.52	8.76	8.72	8.85	8.63
	25	12.66	14.55	15.05	11.01	13.28	14.14	14.31	12.14	9.95	10.15	10.02	9.65
	50	13.97	17.80	17.51	12.06	14.74	16.65	16.23	13.35	10.85	11.31	10.84	10.38
	100	15.28	21.80	20.09	13.11	16.20	19.52	18.15	14.57	11.74	12.55	11.63	11.10
	200	16.59	26.72	22.76	14.18	17.65	22.81	20.08	15.79	12.63	13.87	12.39	11.80
$\sigma (m)$	10	0.86	1.71	2.03	0.50	1.08	1.60	1.63	0.66	0.67	0.84	0.73	0.41
	25	1.06	2.53	2.74	0.56	1.38	2.30	2.17	0.76	0.87	1.16	0.91	0.48
	50	1.22	3.32	3.31	0.61	1.62	2.93	2.59	0.84	1.02	1.43	1.04	0.53
	100	1.37	4.29	3.91	0.66	1.85	3.65	3.00	0.91	1.17	1.71	1.17	0.58
	200	1.53	5.49	4.54	0.70	2.09	4.48	3.42	0.98	1.33	2.01	1.29	0.63

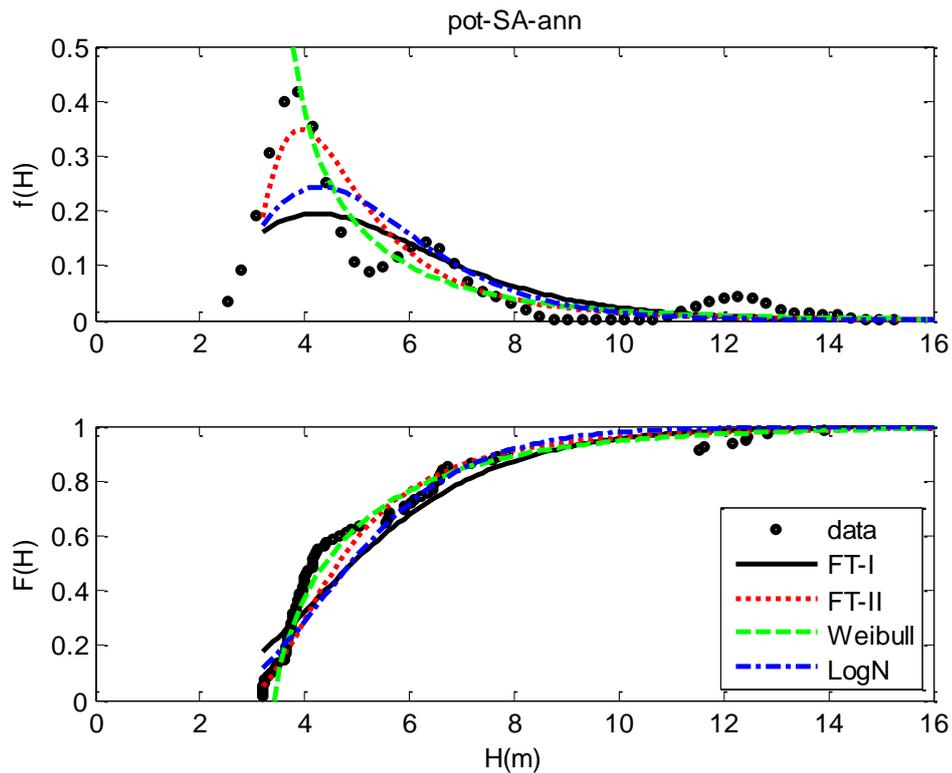


圖 3.11 推估蘇澳港類神經模式樣本超量門檻取樣之機率密度函數圖

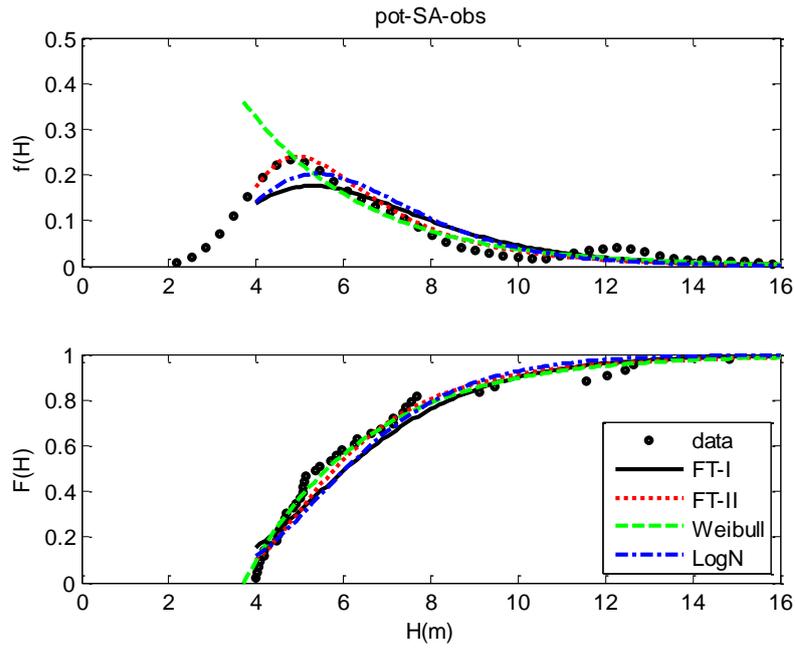


圖 3.12 推估蘇澳港實測資料樣本超量門檻取樣之機率密度函數圖

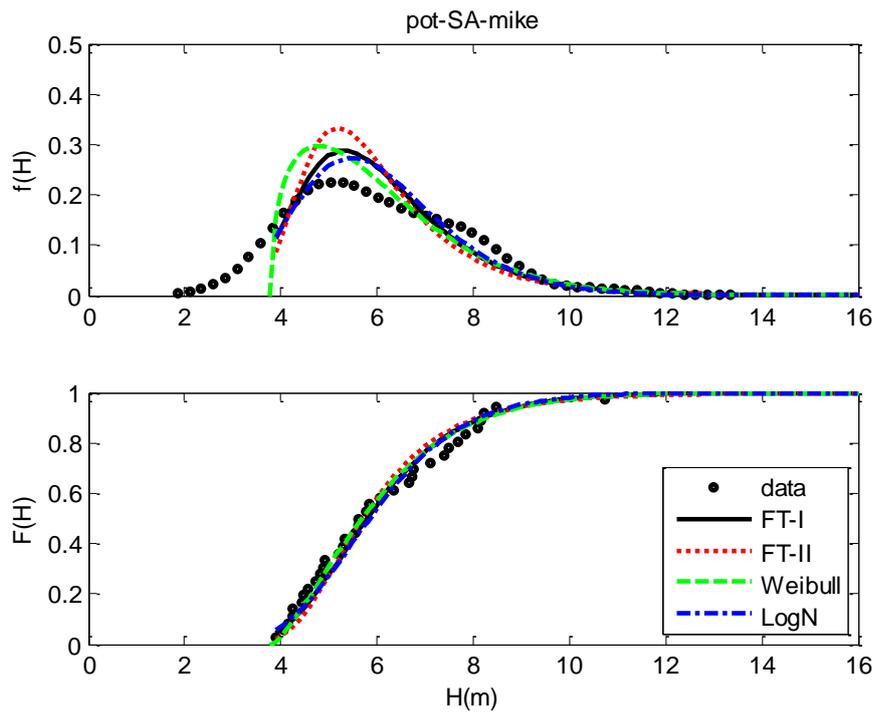


圖 3.13 推估蘇澳港二維數值模式樣本超量門檻取樣之機率密度函數圖

為方便進行各樣本與取樣方式的比較本研究整理上述極值分析結果如表 3.9，結果顯示三種樣本經年極值取樣的 50 年重現期極值波高以類神經樣本與實測資料接近而二維數值模式樣本較低，超量門檻取

樣法的類神經樣本略高於實測資料樣本而二維數值模式樣本較小；年極值取樣法標準差則以二維數值模式較小，類神經樣本次之，實測資料較大。超量門檻取樣法標準差同樣以二維數值模式較小，但實測樣本次之，類神經樣本較大。整體來看，類神經樣本與實測資料樣本的極值分析結果接近，二維數值模式樣本的結果偏低，表中並列出三種樣本來源配合兩種取樣方式的 90%信賴區間值。此外實測樣本的極值分析結果顯示蘇澳港 50 年重現期的設計波浪高達 16m 原因在於極值樣本中有五年的年極值高於 11m，其中泰利颱風(2005)的波高達 14.84m，而類神經模式是基於實測資料來進行建立故也能模擬出類似結果，但二維數值模式樣本是由風場資料進行波場的推算，三種樣本間獲得的結果的差異可再另外進行探討。

表 3.9 蘇澳港三種樣本來源以兩種取樣方式的極值分析結果

樣本來源	取樣方式	50 年重現期		90% 信賴區間 (m)	考慮長期變遷 信賴區間 (m)
		極值波高 (m)	標準差 (m)		
類神經樣本	年極值取樣	16.44	2.63	12.10~20.77	12.77~21.44
	超量取樣	17.51	3.31	12.05~22.98	12.71~23.65
實測資料	年極值取樣	16.82	3.58	10.92~22.72	11.58~23.38
	超量取樣	16.23	2.59	11.97~20.50	12.63~21.16
二維數值模式	年極值	11.56	1.73	8.71~14.42	9.37~15.08
	超量取樣	10.84	1.04	9.12~12.56	9.79~13.23

第四章 港灣防波堤構造物安全評估探討

國內現有國際港口之防波堤的使用年齡，已逐漸到達原先設計之使用年限，且又受颱風、地震與東北季風波浪侵襲，造成堤面與胸牆處處龜裂，堤體有下陷及淘空情形，經年須花費龐大經費進行維修與復建，以維持構造物安全與港口正常營運。為港口整體規劃及未來發展，有必要進行外廓防波堤之長期監測與安全評估，用以減輕維修經費，避免港內設施與船隻之損壞。

本研究應用往昔計畫於花蓮港與高雄港辦理外廓防波堤構造物安全評估之經驗，本年度(102年)延續辦理蘇澳港防波堤沉箱辦理相關評估探討工作。本項工作主要包含現場圖像監測調查，用以觀察比較結構物損害情況，並據以進行其防波堤沉箱之安全性評估探討與研擬結構物損壞的補強方案，期望未來能提供港務單位瞭解防波堤結構物之穩定性及安全性，有效運用資源，延長港務設施使用年限及降低維護成本。

蘇澳港位於宜蘭縣之東南方，由於地形之特殊性，故其能成為民國60年代之十大建設之一，而成為一集軍、商、漁港三大功能之綜合港埠。但因蘇澳港位處臺灣東部地震及颱風頻繁發生之區域，且直接面向大水深之太平洋波浪，每年受夏季颱風波浪強烈侵襲，在高水位極大波浪之作用下，外廓防波堤無可避免地承受了強大的波力以及大量的越波水量。且因其規劃時程較短，蒐集之實測資料不足，故原設計波高有偏低之現象，曾造成沉箱破壞、胸牆流失、拋石堤流失、消波塊流失及結構物裂縫沉陷等種種破壞，對海港之安全及水域之穩定性影響甚鉅。

本研究將針對蘇澳港之外廓防波堤(如圖4.1所示)辦理現場圖像資料調查，及檢討原有結構物之設計條件，瞭解結構物破壞之可能原因，並研擬短期的修護措施等項工作。



圖 4.1 蘇澳港相關區位示意圖

4.1 防波堤圖像資料調查

4.1.1 調查內容

本研究辦理蘇澳港外廓防波堤現況圖像資料調查工作，主要是作為後續防波堤安全性評估及損壞維護方案研擬之依據。本年度本工作項目與時程如表 4.1，調查範圍如前圖 4.1 所示之蘇澳港南防波堤為主，以魚港北外堤處為起點至防波堤口約 860m，內外二側各 50m 測寬，測帶寬約 100m，相關多因束監測、水下攝影與結構物檢視成果如下所述。

表 4.1 蘇澳港防波堤圖像調查項目與時程

時間	地點	工作項目
102.09.中旬	南防波堤	1.水下作業：包含多音束監測及水下攝影 2.水上結構物檢視

1. 多音束監測作業

本項作業所使用之量測儀器包含 GPS 衛星定位儀、壓力式自動驗潮儀、多音束測深儀、聲速剖面儀、表面聲速儀及動態運動姿態感測儀等，其中，所採用多音束測深系統為 R2Sonic Sonic 2024，作業規定為水深 10~15m 區域測量平均密度至少超過 30 筆/平方公尺，水深 15~18m 區域測量平均密度至少超過 20 筆/平方公尺，並且平均分配於測區，鄰近測線之間測帶必需重疊不得有空隙；同時依 IHO 規定特等測量應能辨視 1m 大小的特徵物，描述特徵物至少應有三點，於水深 20m 以內，為辨視 1m 大小的特徵物，使用儀器之測量足印大小(FootPrint)應小於 33cm。資料處理與計算軟體為 HYPACK 2011 專業水深測量處理軟體，軟體功能從作業前的水深測量規劃、作業中的導航及資料整合接收、作業後的資料處理分析計算及成果展示等。多音束監測之實測航跡如圖 4.2，而圖 4.3 則是蘇澳港南外廓防波堤之位置圖示(編號方向由堤岸往綠燈塔方向遞增)。

2. 水下攝影作業

水下攝影工作主要由合格之潛水人員以數位攝影機 (DV Record) 進行觀測，潛水人員沿各防波堤沉箱堤腳和堤址處錄影與察看，如發現有異樣或損壞情況，即加以量測與紀錄，相關作業情形如圖 4.4 所示。

3. 水下作業工作成果

表 4.2 為蘇澳港南防波堤港內外的水下調查彙整表。由水下調查作業得知，南防波堤#13、#18、#20、#29、#31、#33、#35、#39 等處沉箱港外約有 50~90cm 間隙；於#19 與#21 沉箱底部發現有部份掏空情況；另外，於#26 與#36 沉箱有外凸現象。

表 4.2a 蘇澳港南防波堤港外水下調查彙整表

沉箱編號	結構物現況及異常說明
堤外	潛水員準備入水進行堤外作業
#08	大型消波塊
#09	大型消波塊
#10	大型消波塊及塊石
#11	大型消波塊、塊石及外側護基方塊
#12	塊石堆積及外側護基方塊
#13	沉箱間隙 60 公分、塊石堆積及外側護基方塊 黃色繩鉛塊為陸上人員垂下用以核對號碼
#14	掉落工字樑、施工修補痕跡及大型沉箱分解塊 大型消波塊
#15	塊石堆積、廢棄沉箱塊及大型消波塊
#16	塊石堆積及外側護基方塊
#17	塊石堆積及外側護基方塊、施工廢棄物
#18	沉箱間隙 60 公分、塊石堆積、外側可目視護基方塊
#19	大型沉箱分解塊及廢棄 H 形鋼梁、沉箱修補痕跡 沉箱底部掏空明顯
#20	沉箱間隙 50 公分、塊石堆積及外側護基方塊、施工 修補痕跡 黃色繩鉛塊為陸上人員垂下用以核對號碼
#21	施工修補痕跡 大型沉箱分解塊 沉箱底部掏空明顯 海床以上 5M 處有疑似 RC 表面剝落現象
#22	塊石堆積及外側護基方塊 中層外壁疑似 RC 龜裂
#23	塊石堆積、廢棄 H 型鋼及大型沉箱分解塊

沉箱編號	結構物現況及異常說明
#24	塊石堆積及灌漿痕跡、外側可目視護基方塊
#25	(未展示號牌) 大型消波塊及塊石堆積
#26	沉箱外凸 100 公分、塊石堆積及外側護基方塊
#27	施工修補痕跡、大型沉箱分解塊 黃色繩鉛塊為陸上人員垂下用以核對號碼
#28	塊石堆積
#29	沉箱間隙 60 公分、塊石堆積、外側可目視護基方塊
#30	塊石堆積及外側護基方塊
#31	沉箱間隙 70 公分、大型沉箱分解塊
#32	塊石堆積及大型沉箱分解塊、護基方塊
#33	沉箱間隙 80 公分、大型沉箱分解塊 內側可目視護基方塊
#34	沉箱外凸約 100 公分、塊石堆積、可目視內側護基方塊
#35	沉箱間隙 60 公分、塊石堆積、外側可目視護基方塊、 灌漿痕跡
#36	塊石堆積及外側護基方塊
#37	塊石堆積及外側護基方塊
#38	護基方塊明顯、塊石堆積
#39	沉箱間隙 90 公分、塊石堆積於護基方塊上
#39 外角	護基方塊
#39 內角	護基方塊、訊號電纜、塊石堆積
#38 內	沉箱間隙 70 公分、塊石堆積
#37 銜接	潛水員從 S38 及 S37 沉箱銜接縫上升
	潛水員出水

表 4.2b 蘇澳港南防波堤港內水下調查彙整表

沉箱編號	結構物現況及異常說明
堤內	第 2 組潛水員準備入水進行堤內部份
#37	沉箱間隙 30 公分、塊石堆積
#36	大型消波塊及塊石堆積
#35	沉箱外凸 60 公分 塊石堆積於護基方塊上 黃色繩鉛塊為陸上人員垂下用以核對號碼
#34	沉箱間隙 40 公分、塊石堆積
#33	沉箱間隙 60 公分、塊石堆積、消波塊及施工廢棄物
#32	沉箱間隙 60 公分、塊石堆積
#31	沉箱間隙 40 公分、塊石堆積
#30	沉箱間隙 50 公分、塊石堆積
#29	沉箱間隙 40 公分、施工廢棄物
#28	塊石堆積及施工廢棄物
#27	沉箱間隙 70 公分、塊石堆積
#26	塊石堆積及施工廢棄物
#25	沉箱凸出 1M、塊石堆積及外側護基方塊
#24	沉箱間隙 40 公分、塊石堆積及施工廢棄物
#23	沉箱間隙 30 公分、塊石堆積
#22	施工廢棄物及消波塊
#21	施工廢棄物及塊石堆積
#20	塊石堆積
#19	塊石堆積
#18	沉箱間隙 70 公分、塊石堆積及施工廢棄物
#17	塊石堆積及施工廢棄物
#16	施工廢棄物及塊石堆積
#15	塊石堆積及施工廢棄物
#14	施工廢棄物及塊石堆積
#13	塊石堆積及施工廢棄物
#12	沉箱內凹 80 公分、塊石堆積及施工廢棄物

#11	施工廢棄物及塊石堆積
#10	塊石堆積及疑似岩盤
#09	護基方塊表面覆沙
#08	護基方塊表面覆沙及塊石堆積
#07	護基方塊表面覆沙
#06	沉箱內凹長距離 3M、沙地及塊石堆積
#05	沉箱凸出 2.5M、護基方塊表面覆沙及塊石堆積
#04	塊石堆積及消波塊
#03	小方塊及沙地、大型消波塊

圖 4.5 為水下攝影及多音束作業的工作成果，圖中分別陳列今年(102年)與去年的變化比較。因篇幅關係，本項工作僅擷錄部份成果，其他成果可參考本所 102 年蘇澳港防波堤圖像資料調查成果報告書。

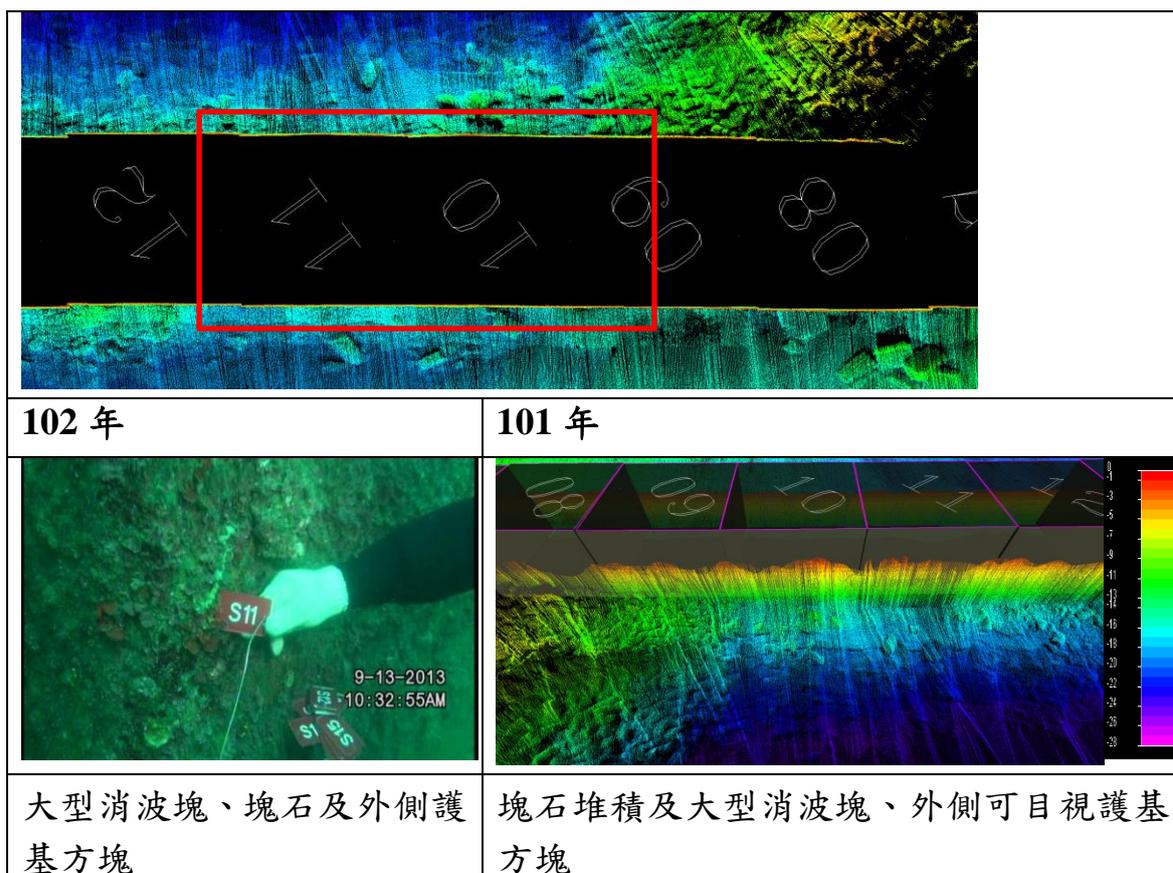


圖 4.5a 南外廓防波堤#S10~#S11 沉箱間海側部分的變化比較

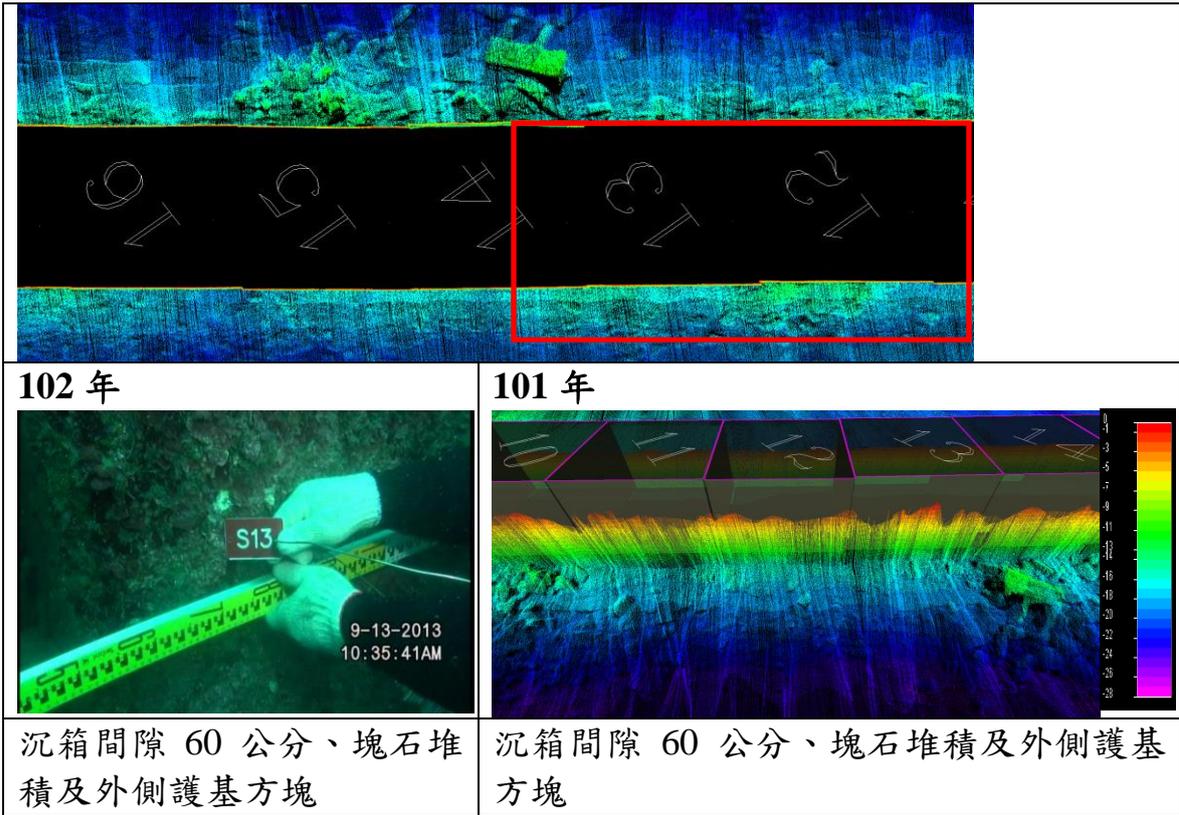


圖 4.5b 南外廓防波堤#S12~#S13 沉箱間海側部分的變化比較

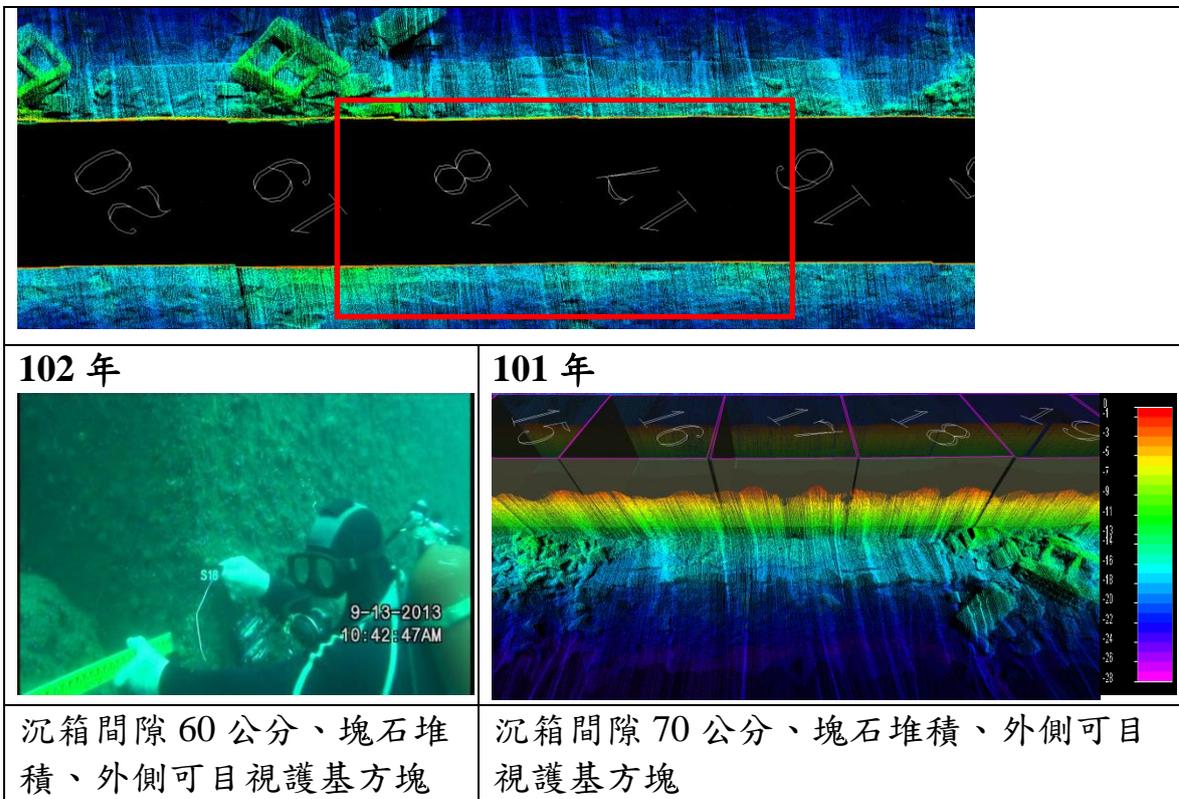


圖 4.5c 南外廓防波堤#S17~#S18 沉箱間海側部分的變化比較

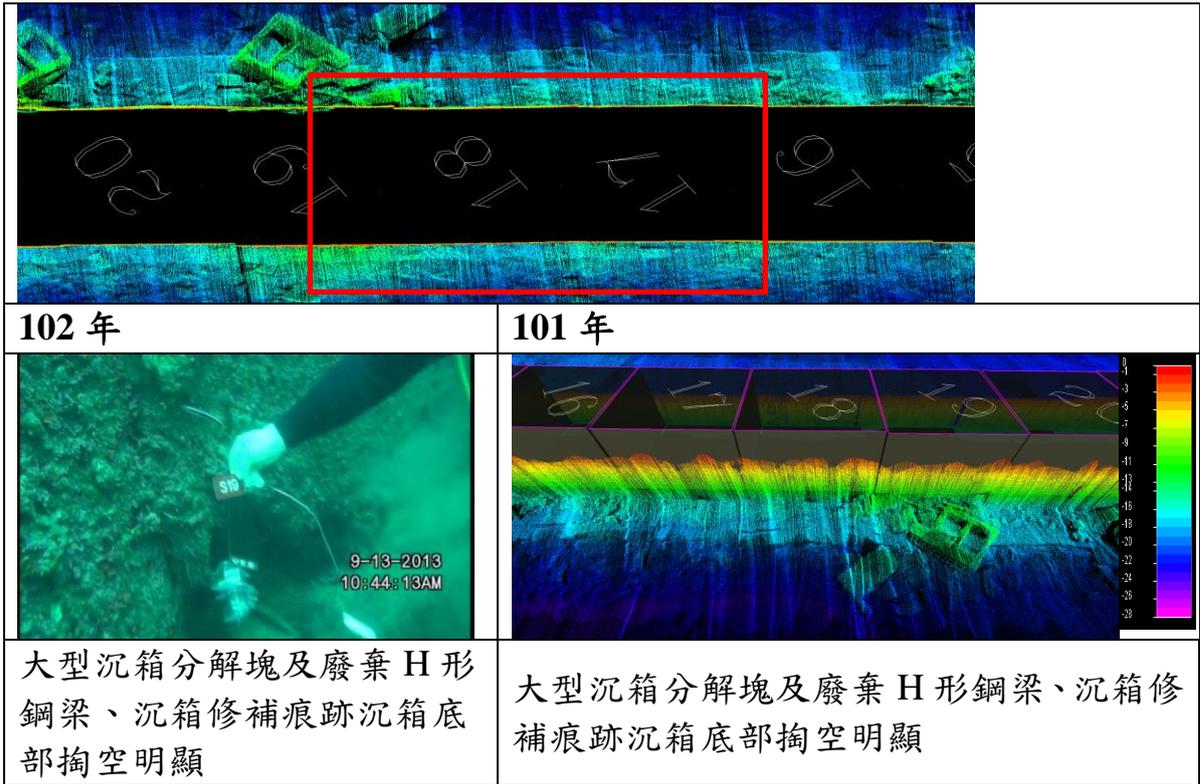


圖 4.5d 南外廓防波堤#S18~#S19 沉箱間海側部分的變化比較

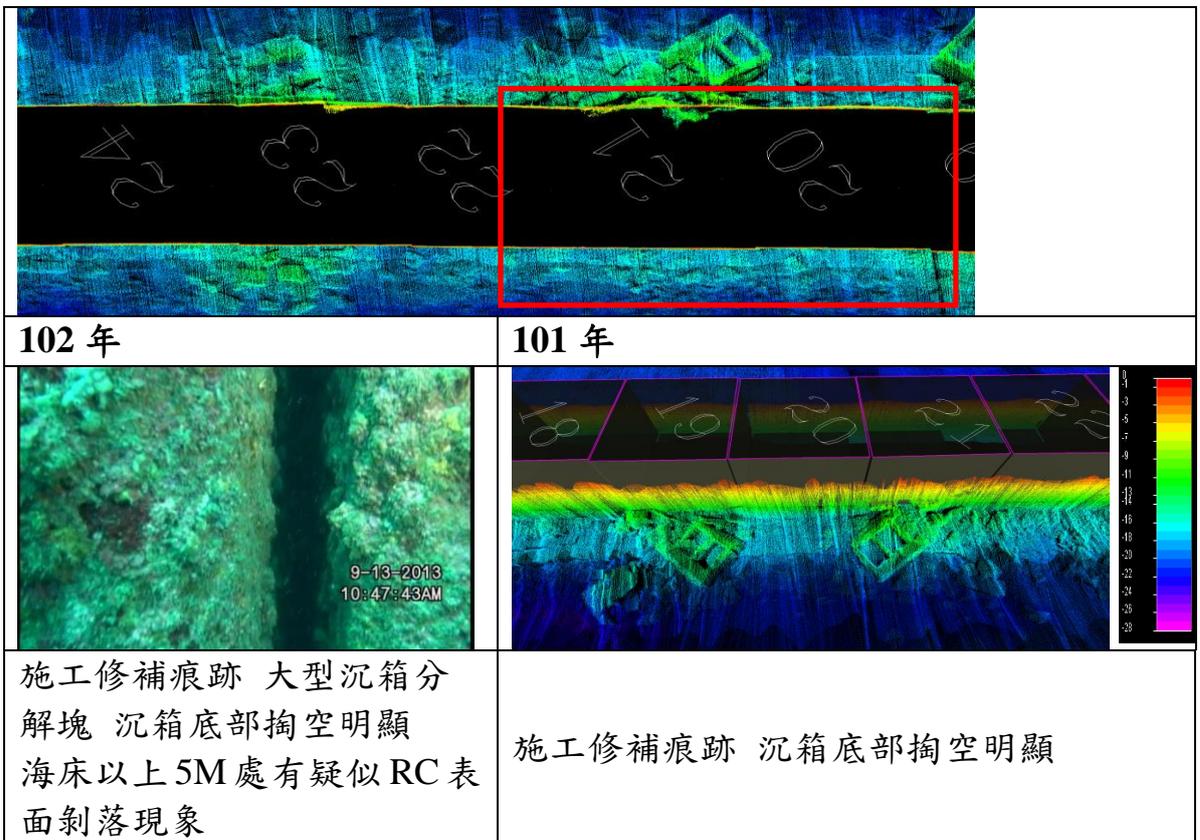


圖 4.5e 南外廓防波堤#S20~#S21 沉箱間海側部分的變化比較

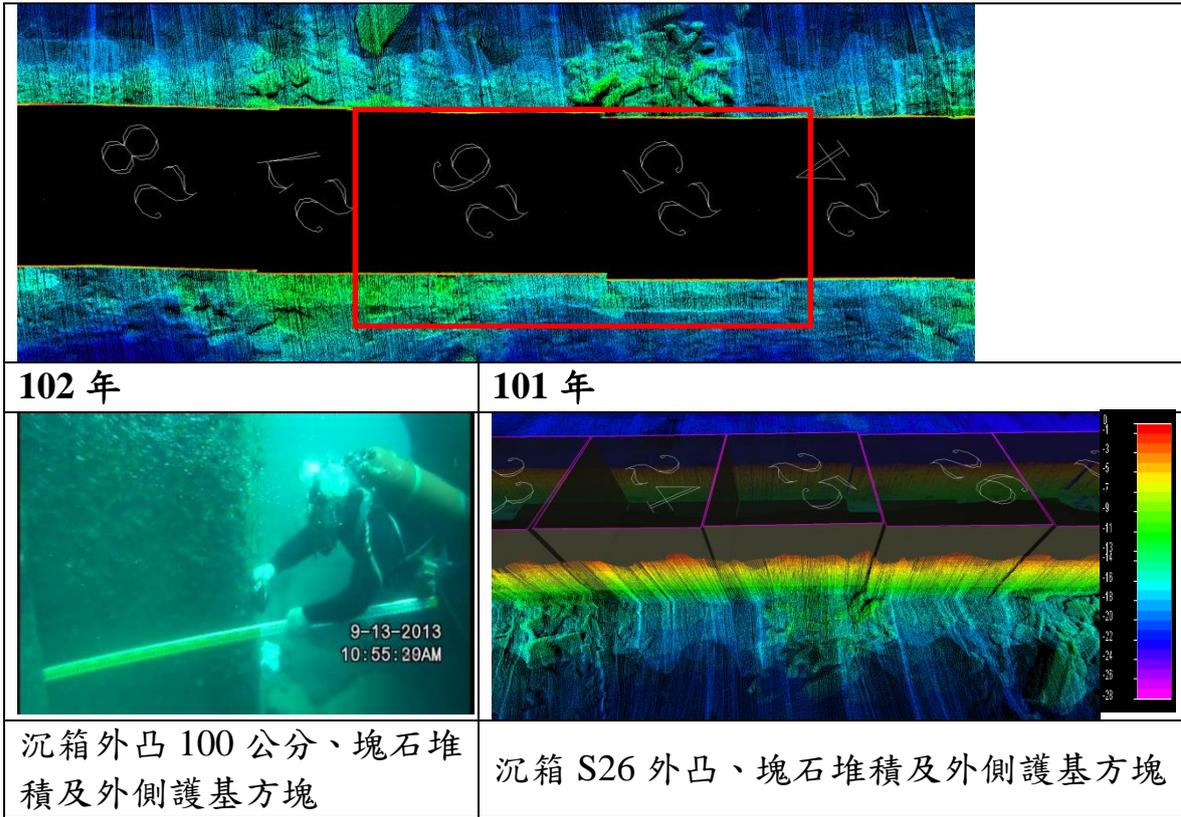


圖 4.5f 南外廓防波堤#S25~#S26 沉箱間海側部分的變化比較

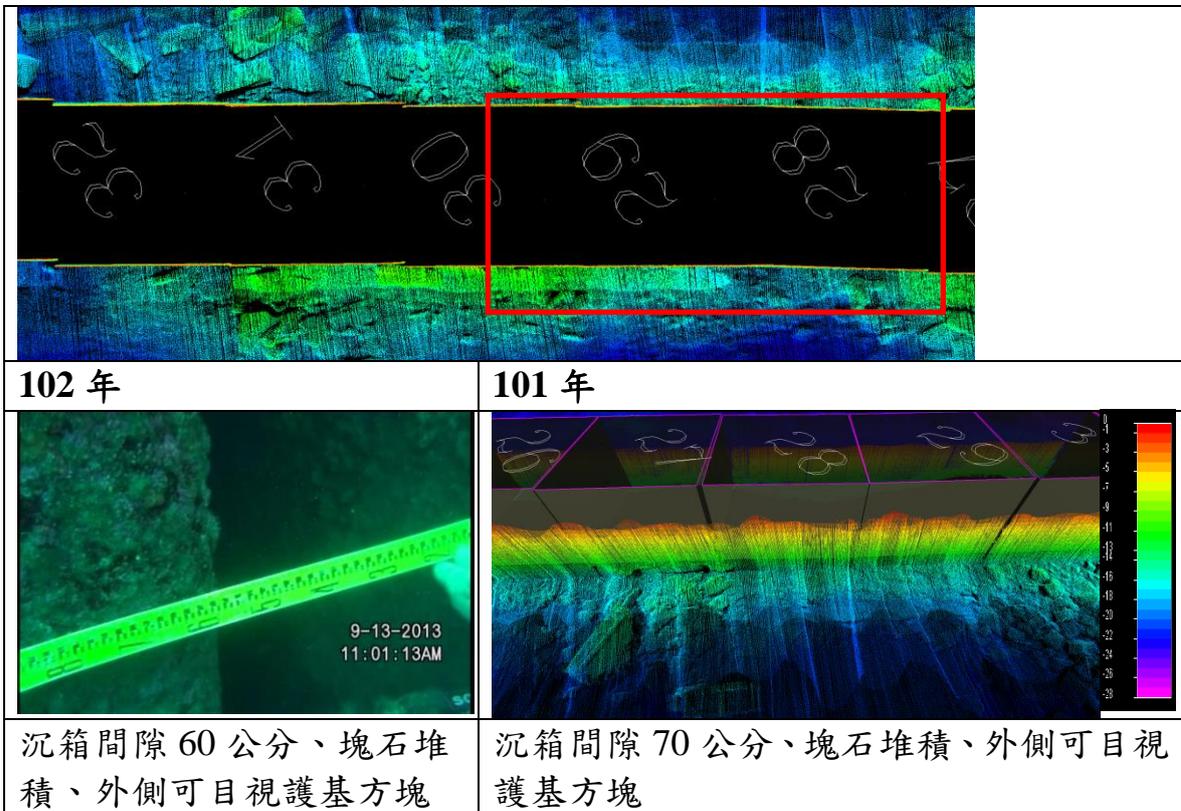


圖 4.5g 南外廓防波堤#S28~#S29 沉箱間海側部分的變化比較

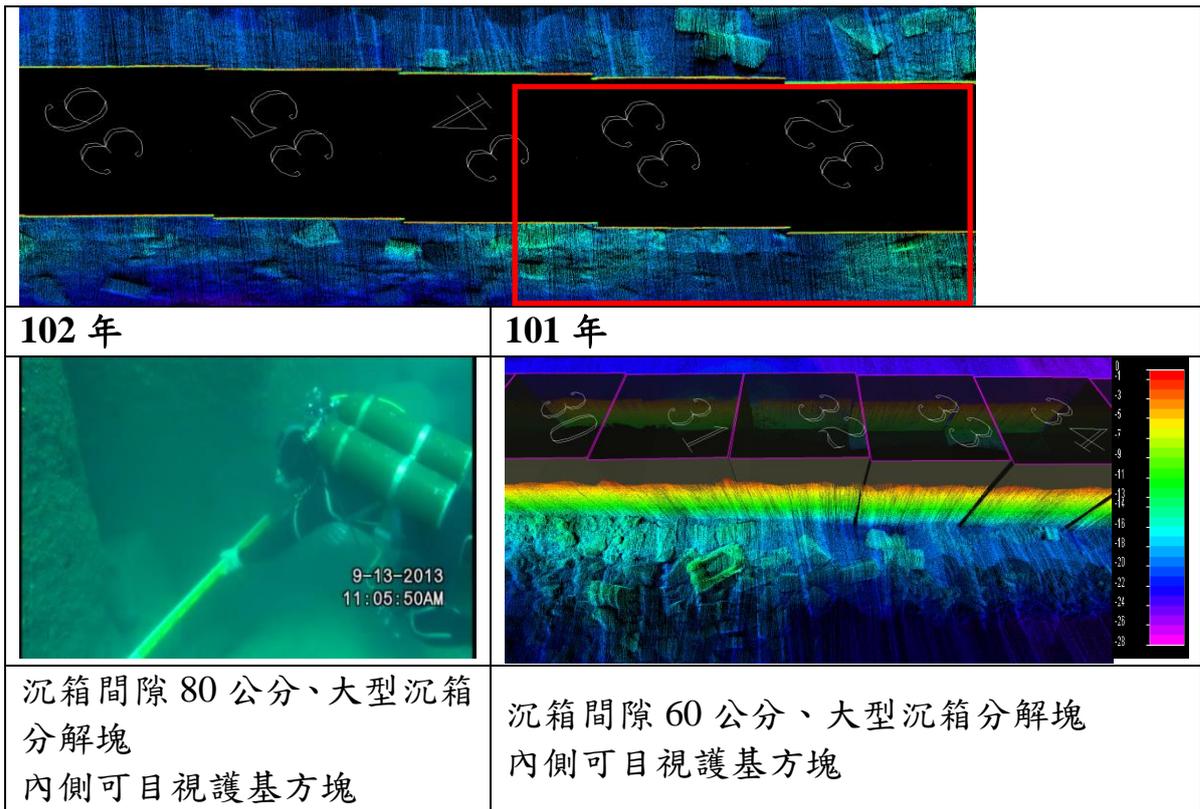


圖 4.5h 南外廓防波堤#S32~#S33 沉箱間海側部分的變化比較

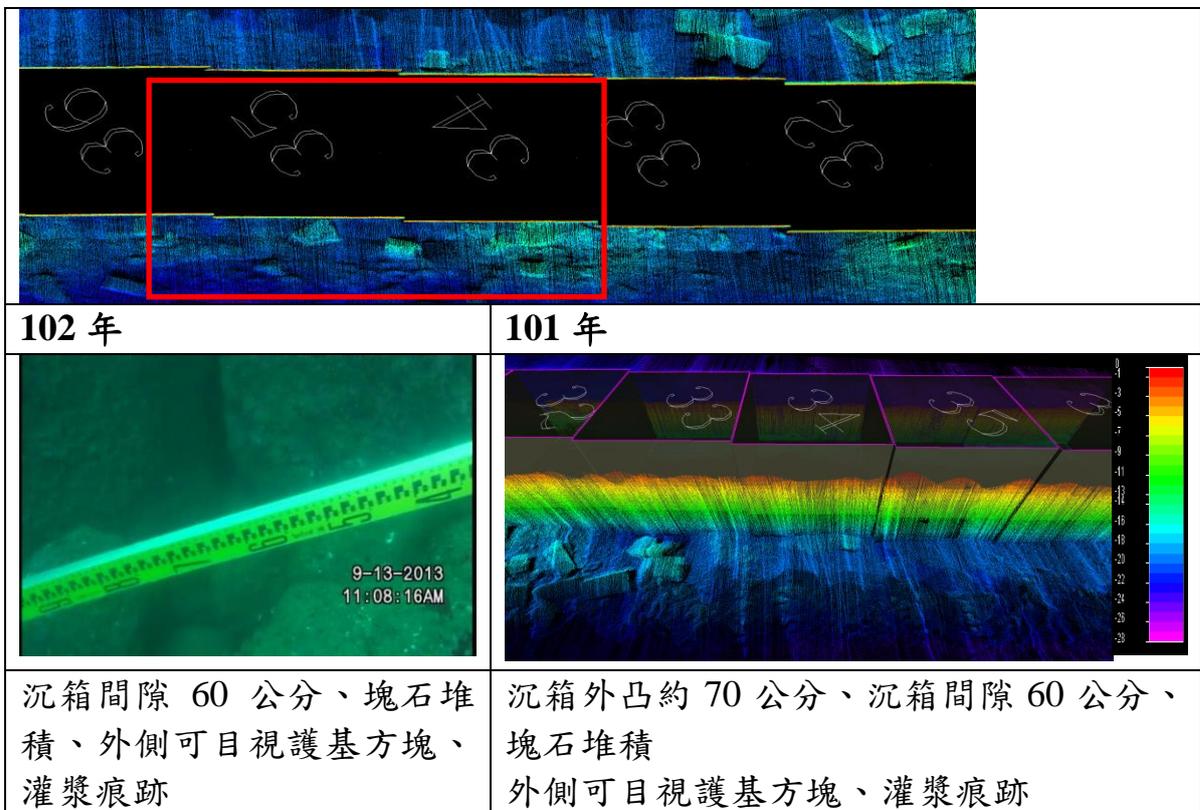


圖 4.5i 南外廓防波堤#S34~#S35 沉箱間海側部分的變化比較

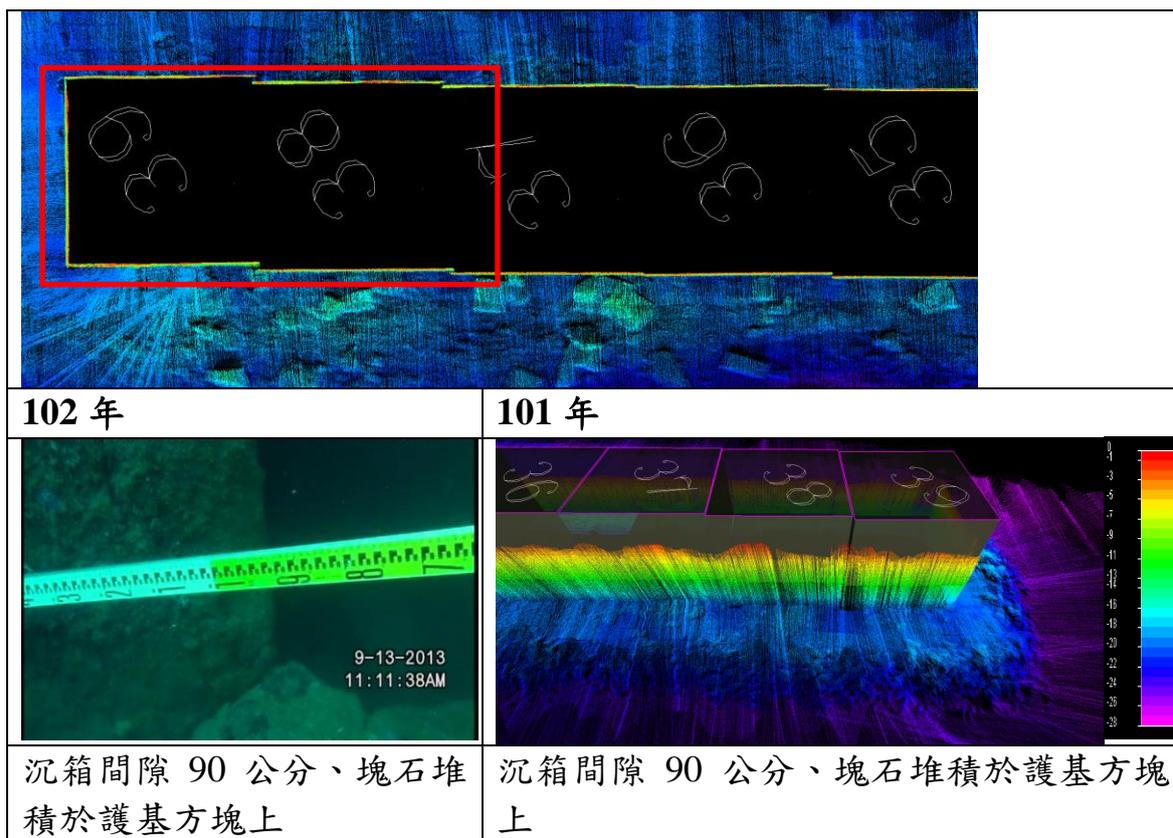


圖 4.5j 南外廓防波堤#S38~#S39 沉箱間海側部分的變化比較

4. 水上結構物檢視工作成果

為瞭解蘇澳港南防波堤結構物現況，以及確認現有沉箱之損壞狀況。本項作業主要針對現有消波式防波堤之破壞情形皆以拍照作為紀錄，相關現場檢視與破壞狀況如圖 4.6 所示。

由水面以上結構物目視檢測結果發現，堤面卵石混凝土於沉箱#S27 連結胸牆處破損較大外，其餘僅局部零星破損，堤面尚為完整。防波堤胸牆部分除#S14、#S21、#S27 胸牆完全損毀外，#S23、#S31 僅剩開孔胸牆，而#S34、#S35、#S37 均剩一半胸牆，且有海水滲出，另外#S22、#S24、#S26、#S28 胸牆局部損壞，其餘胸牆較為完整。



圖 4.6a 沉箱#S06 堤體情況(沉箱歪斜)



圖 4.6b 沉箱#S12 堤體情況(沉箱有位差)



圖 4.6c 沉箱#S14 堤體情況(無胸牆)



圖 4.6d 沉箱#S22 堤體情況(胸牆局部損壞)



圖 4.6e 沉箱#S23 堤體情況(僅剩開孔胸牆)



圖 4.6f 沉箱#S26 堤體情況(胸牆局部損壞)



圖 4.6g 沉箱#S27 堤體情況(無胸牆、堤面破損、沉箱有位差)



圖 4.6h 沉箱#S31 堤體情況(僅剩開孔胸牆、海水滲入)



圖 4.6i 沉箱#S34 堤體情況(胸牆部分損毀、海水滲入)

4.2 防波堤設計條件檢討

本節中擬就蘇澳港南防波堤結構物之原有波浪設計條件進行檢討，並據以進行結構物安全性的探討比較，以作為後續防波堤結構物維護方案研擬之準備。

4.2.1 防波堤原有設計條件

1. 原有設計潮位條件

蘇澳港工程處由民國 63 年起，曾於南方澳 12 號碼頭附近設立潮位站進行潮位觀測，其潮位統計分析之結果如表 4.3 所示。

表 4.3 蘇澳港潮位資料統計結果

潮位	潮位站	12 號碼頭 (m)
施測期間最高潮位(H.W.L.)		2.25
大潮平均高潮位(H.W.O.S.T.)		1.50
平均高潮位 (M.H.W.L.)		1.33
平均潮位 (M.W.L.)		0.87
平均低潮位 (M.L.W.L.)		0.41
大潮平均低潮位(L.W.O.S.T.)		0.07
施測期間最低潮位(L.W.L.)		-0.20

資料來源：基隆港務局，「蘇澳港消波問題研究(第三期)」，(79.10)

本水位以蘇澳港築港高程系統為基準，設計水位為大潮平均高潮位加 1.00m 潮位偏差後，取+2.50m 作為設計水位值。

2. 原有颱風波浪條件

依據「蘇澳港興建工程」報告內容所述，原設計波浪條件係依據過去颱風記錄紀錄推算於水深-60m 時之深海波高如表 4.4 所示。

表 4.4 蘇澳港原設計深海波浪推算結果

波向	波高(m)	週期(sec)
SSE	7.7	13.0
SE	9.0	13.0
ESE	9.9	13.0
E	10.0	13.0

資料來源：基隆港務局蘇澳港工程處，「蘇澳港興建工程」，(72.11)。

3.原有設計波浪條件

依上述原設計波浪條件，原設計提前設計波高係根據表 4.4 所得之深海波浪，按四種不同水位+1.0m、+1.5m、+2.0m 及+2.5m 分別計算其折射係數 k_r 及淺化係數求取堤前之波高。依 Goda(1970)及 Weggel(1972)之理論推算其碎波波高及水深，深海波浪推算結果及堤前各段之設計波高、波型、波向及週期等資料如表 4.5 所示。

表 4.5 蘇澳港原設計外廓防波堤堤前設計波高

		南 外 防 波 堤								北外防波堤				
		拋石段		沉 箱 段										
		0k+0 0k+50	0k+50 0k+266	0k+0 0k+100	0k+100 0k+175	0k+175 0k+425	0k+175 0k+425	0k+425 0k+600	0k+425 0k+600	0k+600 0k+950	0k+600 0k+950	0k+950 0k+975	0k+0 0k+239	0k+239 0k+339
深海波向	E	E	E	E	E	ESE	ESE	ESE	ESE	SE	ESE	ESE		
週期(sec)	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0		
設計水位(m)	+2.5	+2.5	+1.0	+1.0	+2.0	+2.5	+2.5	+2.5	+2.5	+2.5	+2.0	+2.0		
海側	波型	碎波	碎波	碎波	碎波	非碎波	非碎波	非碎波	非碎波	碎波	非碎波	非碎波		
	波浪入射角	78	78	32	33	32	17	17	17	27	5	5		
	波高(m)	3.9	10.1	12.7	12.0	12.0	9.0	9.0	9.0	10.1	11.7	11.7		
港側	波高(m)	2.0	4.0	0.6	1.1	1.7	5.4	8.1	9.0	1.2	9.4	11.7		
備 註		第一期工程						第二期工程						

4.原有安全係數條件

依據「蘇澳港興建工程」報告，原設計採用之安全係數如表 4.6 所示。

表 4.6 蘇澳港原設計安全係數表

	碎波	重 覆 波	
		H _{1/3}	H _{1/10}
沉箱滑動	1.2	1.2	1.0
沉箱傾倒	1.5	2.0	1.5
海底支承力	2.0	2.5	
拋石堤基礎滑動	1.2	1.2	
期待滑動量	在 H _{max} 作用下滑動量必須小於 25cm		

4.2.2 颱風波浪及暴潮位設計條件探討

1. 深海颱風波浪條件探討

港灣構造物之設計條件以可能發生之最大波浪為考量，一般以 50 年迴歸期颱風波浪為主要設計外力。茲選定 1940~2012 年對計畫區影響較大之颱風進行推算，並將其各方向可能發生之最大示性波高以極端值分佈法推算各復現期之波高，如表 4.7 所示。

表 4.7 蘇澳外海不同迴歸期颱風波浪推算值

迴歸期 方向	250		200		100		50		25		20		10	
	Hs	Ts												
S	13.9	15.7	13.5	15.4	12.3	14.7	11.0	13.9	9.7	13.1	9.3	12.8	7.9	11.8
SSE	14.1	15.8	13.8	15.6	12.9	15.1	11.9	14.5	10.8	13.8	10.4	13.5	9.2	12.7
SE	17.8	17.7	17.4	17.5	16.2	16.9	14.9	16.2	13.5	15.4	13.0	15.1	11.4	14.2
ESE	19.0	18.3	18.6	18.1	17.3	17.5	16.0	16.8	14.5	16.0	14.0	15.7	12.3	14.7
E	20.2	18.9	19.7	18.6	18.4	18.0	16.9	17.3	15.3	16.4	14.7	16.1	12.9	15.1
ENE	20.5	19.0	20.0	18.8	18.6	18.1	16.9	17.3	15.2	16.4	14.6	16.0	12.7	15.0
NE	18.8	18.2	18.4	18.0	16.9	17.3	15.3	16.4	13.6	15.5	13.1	15.2	11.1	14.0
NNE	15.2	16.4	14.8	16.2	13.6	15.5	12.3	14.7	10.8	13.8	10.4	13.5	8.8	12.5
N	13.0	15.1	12.6	14.9	11.5	14.2	10.2	13.4	8.9	12.5	8.4	12.2	6.9	11.0

註：1. 推算目標區為 121.94°E，24.58°N。

2. 目標區水深為 -150m。

3. Hs 單位為 m，Ts 單位為 sec。 4. $Ts = 4.2\sqrt{Hs}$ 。

經由前述分析可知，本研究所選定之 134 個(1940~2011 年)對本區影響較大之颱風進行颱風波浪推算，而由推算結果與原設計 SSE、SE、ESE 及 E 向之深海波浪條件進行比對顯示，其波高均大幅高於原設計波高，波高約增加 55%~69%，週期約增加約 12%~33%，如表 4.8 所示。以蘇澳港南外廓防波堤過往損壞記錄顯示，原設計之波高條件有低估之虞。

表 4.8 計畫區深海颱風波浪推算波高與原設計條件比對結果

	原設計(13 年回歸期)		本研究推算(50 年回歸期)		與原設計波浪比對結果	
	Hs	Ts	Hs	Ts	Hs	Ts
SSE	7.7	13.0	11.6	14.3	51%	10%
SE	9.0	13.0	14.8	16.2	64%	25%
ESE	9.9	13.0	15.8	16.7	60%	28%
E	10.0	13.0	16.9	17.3	69%	33%

資料來源：基隆港務局蘇澳港工程處，「蘇澳港興建工程」，本研究整理。

2. 暴潮位設計條件探討

由前述舊有設計條件資料顯示，原設計採用大潮平均高潮位+暴潮偏差+2.50m 進行設計，較歷年之實測最高高潮位+2.47m(氣象局 1981~2012 實測)為高，僅略低於與本計畫推算之 50 年回歸期極端水位+2.57m，尚符合現況設計之需求，故建議暫不予調整。惟於考量未來氣候變遷之情況下，推估未來 50 年後水位為+2.82m，原設計水位偏低量達 0.32m，對結構安全將有偏危險之影響。

4.2.3 原有與更新設計條件之檢討

蘇澳港外廓防波堤係於民國 64 年 1 月開工，於民國 70 年 12 月完工，原斷面如圖 4.7。但於民國 71 年安迪颱風來襲造成漁港北外堤兩座沉箱攔腰折斷與南外廓防波堤#30~#39 沉箱之間胸牆損毀約 136m 長，為防止損毀繼續發生，南外廓防波堤原有胸牆已逐年改建為單艙式消波胸牆，如圖 4.8 所示，其各沉箱改建年份如表 4.9 所示。

有鑑於蘇澳港外廓防波堤已改為消波式胸牆結構，但因現今已無法找到原設計之結構計算，因此無法瞭解當初消波式胸牆之波壓折減係數。但參考同期興建之花蓮港現有之消波式胸牆設計，以其波壓折減係數 0.9 作為本外廓堤之檢討依據。依現行國內港灣構造物設計規範-防波堤設計基準及說明中所述，波壓公式係採用 Goda 公式。但早期設計 λ_1 (緩變波壓項之修正係數)於消波式沈箱中皆採用 0.9，惟今該項公式已有部分修正，亦即隨著波浪作用狀況的不同，此時公式中之 λ_1 、 λ_2 之值應做修正。故本計畫後續進行波力計算時，將分別依 Goda 公式在三種不同波浪作用於消波式沉箱之 λ_1 、 λ_2 值計算受力總合，並採用最保守之波力條件進行消波式沉箱外力條件檢核，各波壓修正值作用位置如圖 4.9 所示。

經上述各項設計條件比對結果，彙整如表 4.10 所示，由表中可知，除原設計之颱風波浪條件，相對於現況颱風波浪推算之值偏低外，設計水位、地質條件及安全係數皆符合設計需求。

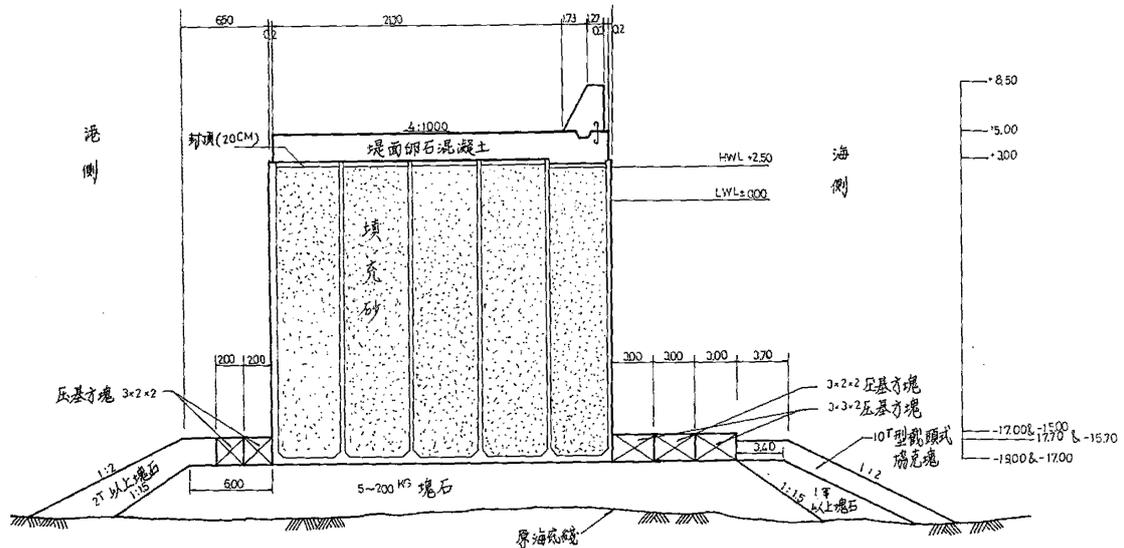


圖 4.7 蘇澳港南外廓防波堤原胸牆斷面示意圖(完工設計)

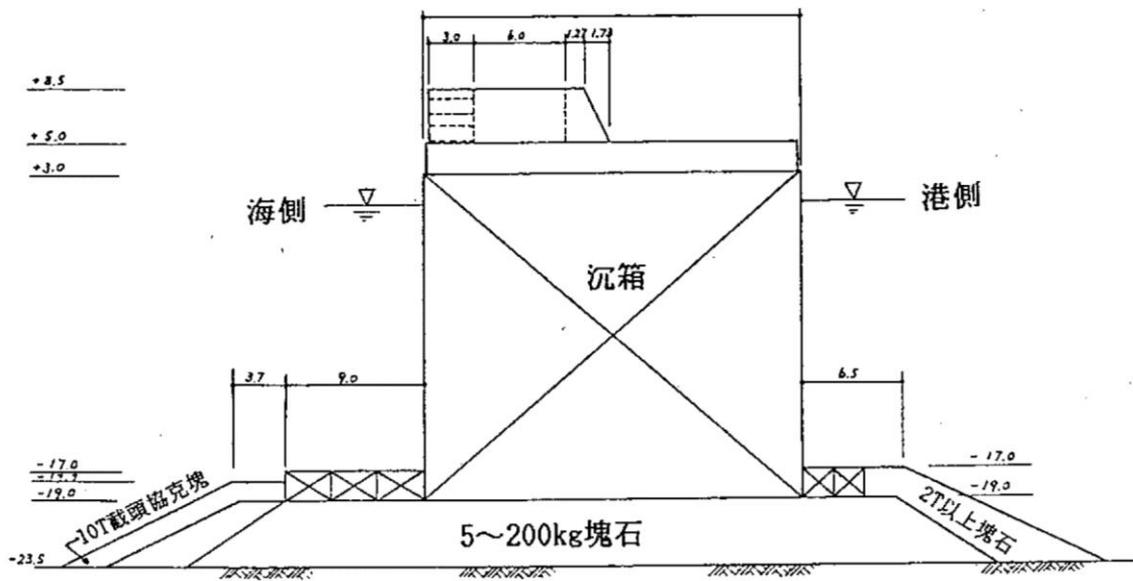


圖 4.8 蘇澳港南外廓防波堤單艙式消波胸牆斷面示意圖

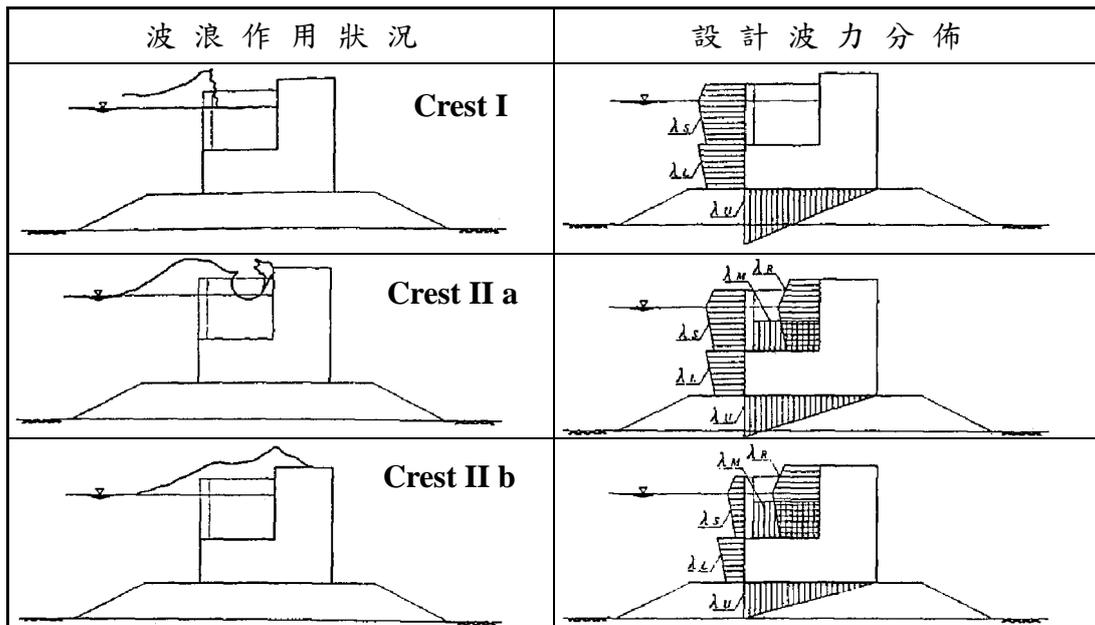


圖 4.9 消波式沉箱波壓作用分佈圖

表 4.9 蘇澳港南外廓防波堤消波式胸建造年份

建造年份	沉箱編號
72-78	#31- #39
79	#24- #30
81	#18- #23
82	#16- #17
83	#09- #15
84	#06- #08

表 4.10 本研究計算結果與原設計條件比對

	原設計條件	本計畫推算之設計條件	是否符合現況
設計水位	CD.+2.50	一般情況：CD.+2.50 氣候變遷情境：CD.+2.82	一般情況：OK 氣候變遷情境： 需進一步探討
地質條件	地質堅硬，但可能有部份沈陷	同左	Ok
安全係數	滑動 1.2、傾倒 2.0、 海底支承力 2.5、拋石 基礎滑動採用 1.2	依規範在波壓作用下，滑 動、傾覆皆為 1.2	Ok
波壓折減 係數	開孔式沈箱，採用 0.9	依 Goda 公式 λ_1 、 λ_2 進行 修正	需進一步探討
深海颱風 波浪	最大波浪發生在方向 為 E 向，波高值為 10.0m	最大波浪發生在方向為 E 向，波高值為 16.9m 另在氣候變遷情境下，深 海波高應+10%，週期 +5%	一般情況與氣候 變遷情境均有低 估之虞，需進一 步探討
海嘯	未考量	堤前海嘯水位抬升 4m	需進一步探討

4.3 防波堤結構物受損情況檢討

本研究蒐集蘇澳港營運處所提供之民國 83 年~89 年南外廓防波堤所受颱風破壞情形之資料可發現，其損害多為沉箱堤面混凝土及胸牆

毀損，另亦有部份沉箱主體嚴重受損，內部填充材料流失等現象，相關災損情況如圖 4.10 所示。

另依民國 86 年港灣技術研究所之「蘇澳港防波堤改善工程規劃」報告中所整理，南外廓防波堤之歷年破壞情形，可整理如下(災損位置與沉箱編號對照，參考前圖 4.3 所示)：

1. 南外廓防波堤#19 及#31 沉箱堤面混凝土及胸牆毀損，沉箱主體大部份損壞，而#23 沉箱於民國 85 年賀伯颱風過境後，於海側側牆出現一高約 6m，寬約 20m 之巨大破洞，沉箱嚴重受損，內部填充材料流失，如圖 4.11 所示。
2. #12~#39 沉箱多數有混凝土剝落、鋼筋外露等腐蝕情形發生。
3. #1~#9 沉箱原拋放之雙 T 塊損壞率約 10%~60%，SB13~SB14 沉箱海側菱形塊損壞率約為 40%~60%。
4. 相關資料彙整如表 4.11 所示。



圖 4.10a 83.7.10 提姆颱風災害#8 沉箱胸牆



圖 4.10b 83.7.10 提姆颱風災害#31 沉箱胸牆



圖 4.10c 83.8.7 道格颱風災害#19 沉箱胸牆



圖 4.10d 83.8.7 道格颱風災害#31 沉箱胸牆

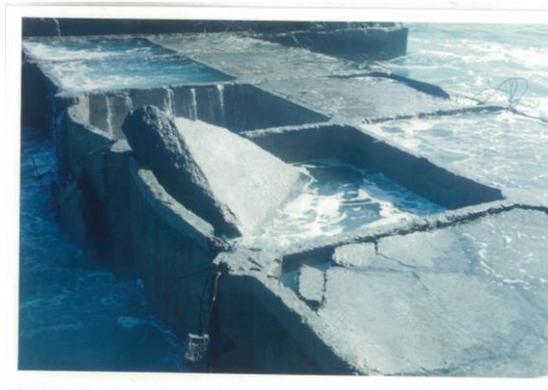


圖 4.10e 83.10.9 席斯颱風災害#19 沉箱

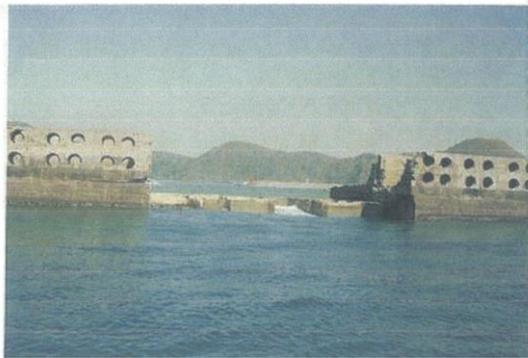
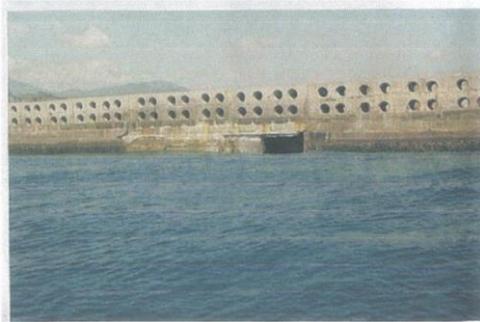


圖 4.10f 86.8.29 安珀颱風災害#23 沉箱



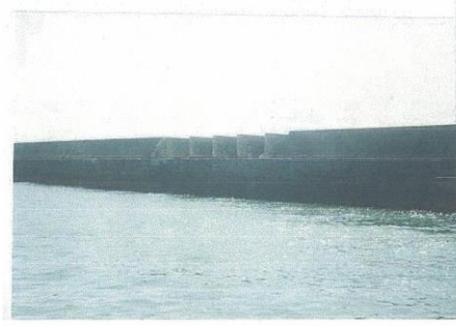


圖 4.10g 86.8.29 安珀颱風災害#23、#26~SB28、#34 沉箱



圖 4.10h 89.8.22 碧利斯颱風災害#23 沉箱



圖 4.10i 89.8.22 碧利斯颱風災害#26 沉箱

圖 4.10j 89.8.22 碧利斯颱風災害#28 沉箱

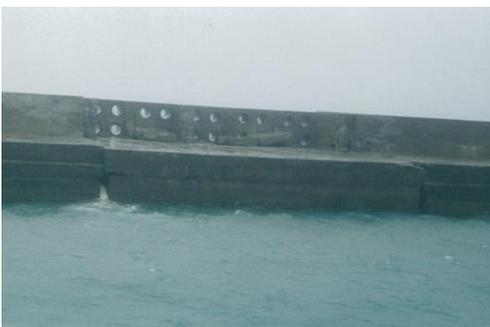
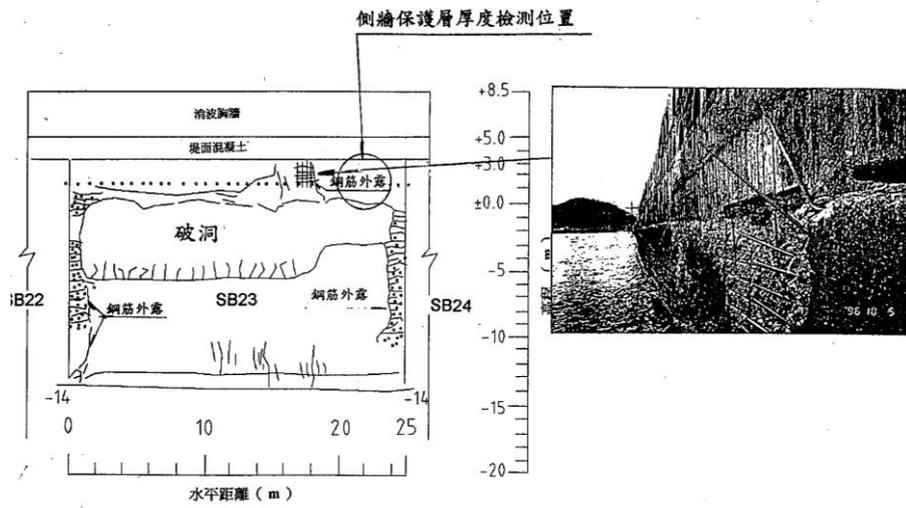


圖 4.10k 89.8.22 碧利斯颱風災害#31 沉箱

圖 4.10l 89.8.22 碧利斯颱風災害#34 沉箱



資料來源：蘇澳港營運處。

圖 4.11 賀伯颱風後#23 沉箱海側破壞示意圖

表 4.11 歷年蘇澳港南防波堤受損情況彙整

時間 (民國)	颱風名稱	沉箱受損情形
81.09	歐馬颱風	#31 沉箱外壁及隔牆破裂
83.07	提姆颱風	堤面及胸牆破損 #13、#14、#20、#25 沉箱壁破損及龜裂 #31 沉箱破損
83.08	道格颱風	#19 海側艙面破損、堤面及胸牆流失 #31 沉箱破損至-11m(原破壞加大)
83.10	席斯颱風	#19 沉箱破損、堤面流失
85.08	賀伯颱風	#23 海側沉箱壁面破損
86.08	安珀颱風	#23 沉箱破損 1/25 座 #26 堤面破損 1/4 座，胸牆破損 1 座 #27 沉箱損毀 1 座 #28 胸牆破損 1/5 座 #34 胸牆破損 1 座
87.10	瑞伯颱風	#31 消波胸牆受損
89.08	碧利斯颱風	#14 沉箱破損 1/5 座，胸牆破損 1 座 #21 沉箱破損 1/5 座 #23 沉箱破損 1/2 座，胸牆破損 1 座 #26 胸牆破損 1 座 #28 胸牆破損 1 座 #31 胸牆破損 1 座 #34 胸牆破損 1 座

4.3.1 防波堤災損成因初探

由於蘇澳港第二期工程於民國 72 年 6 月完工，本計畫另蒐集計畫區自完工後至 89 年 8 月碧利斯颱風間各颱風於蘇澳港之深海波浪推算結果，如圖 4.12 所示。由分析結果初步可知，於 81.09 歐馬颱風發生前，已有數次超越設計波浪之事件發生，顯示蘇澳港南外廓防波堤可能於當時已產生局部破壞，並造成堤體耐受波浪之能力下降；且與原設計條件 $H_0=10\text{m}$ 相較，上述之災損颱風多已超越本計畫之設計條件，顯示原設計波浪條件顯有不足，極可能為導致結構物本體產生破壞之肇因。故後續將以本計畫推算之波浪作為設計條

件，對蘇澳港南外廓防波堤進行檢核，據以瞭解結構物現況之安全性。

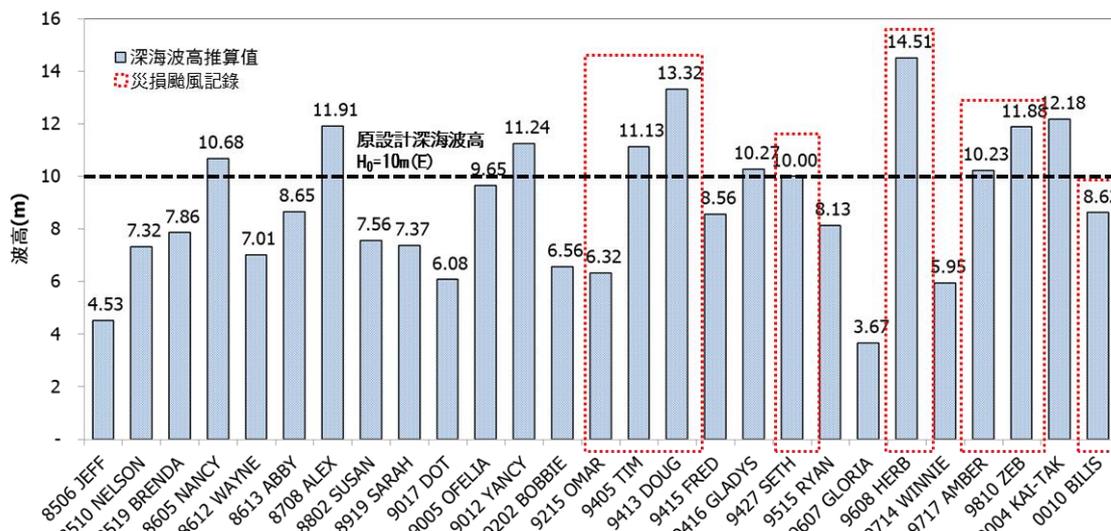
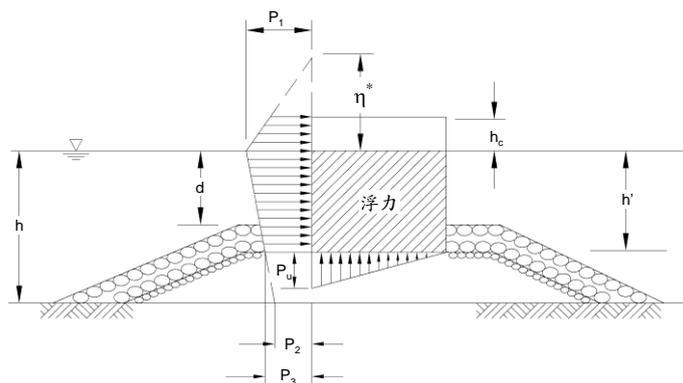


圖 4.12 蘇澳港二期完工後各颱風深海波浪推算成果

4.4 防波堤結構物受力分析探討

4.4.1 受力計算方法

有關防波堤堤前波高計算採用合田良實(Goda)波壓公式，各壓力分佈如圖 4.13 所示，計算步驟如下：



資料來源：“Technical Standards and Commentaries for Port and Harbor Facilities in Japan”，本案整理

圖 4.13 防波堤直立部份波壓分佈圖

1. 示性波高與最大波高計算

Goda 利用一系列的實驗與分析，得到計算堤體受力所需之示性波高、最大波高與相當外海波高之間的關係式。

$$H_s = \begin{cases} K_s H_o' & h/L_o \geq 0.2 \\ \min\{(\beta_o H_o' + \beta_1 h), \beta_{\max} H_o', K_s H_o'\} & h/L_o < 0.2 \end{cases} \quad (4.1)$$

式中 $\beta_o = 0.028(H_o'/L_o)^{-0.38} \exp[20 \tan^{1.5} \theta]$

$$\beta_1 = 0.52 \exp[4.2 \tan \theta]$$

$$\beta_{\max} = \max\{0.92, 0.32(H_o'/L_o)^{-0.29} \exp[2.4 \tan \theta]\}$$

$$H_{\max} = \begin{cases} 1.8 K_s H_o' & h/L_o \geq 0.2 \\ \min\{(\beta_o^* H_o' + \beta_1^* h), \beta_{\max}^* H_o', 1.8 K_s H_o'\} & h/L_o < 0.2 \end{cases} \quad (4.2)$$

式中 H_o' ：相當外海波高 ($H_o' = H_o \cdot K_r \cdot K_d$)

$$\beta_o^* : 0.052(H_o'/L_o)^{-0.38} \exp[20 \tan^{1.5} \theta]$$

$$\beta_1^* : 0.63 \exp[3.8 \tan \theta]$$

$$\beta_{\max}^* : \max\{1.65, 0.53(H_o'/L_o)^{-0.29} \exp[2.4 \tan \theta]\}$$

$\tan \theta$ ：堤址附近海底坡度

2. 波壓作用高程

$$\eta = 0.75(1 + \cos \beta) \lambda_1 H_{\max}$$

η ：波壓作用在靜水位以上高度 (m)

β ：入射波向與海堤垂線之夾角 $\pm 15^\circ$ ，取其大者。

λ_1 ：緩變波壓項之修正係數，通常為 0.8~1.0，通常沉箱堤設計採用 1.0；拋石堤則採用 0.9。

3. 波壓強度

$$P_1 = 1/2(1 + \cos\beta)(\lambda_1\alpha_1 + \lambda_2\alpha_2 \cos^2\beta)W_oH_{\max}$$

$$P_2 = \frac{P_1}{\cosh(2\pi h/L)}$$

$$P_3 = \alpha_3 \cdot P_1$$

$$P_4 = \alpha_4 \cdot P_1$$

β : 入射波向與堤線垂線之夾角 $\pm 15^\circ$ ，取其大者。

λ_1 : 緩變波壓項之修正係數，通常為 0.8~1.0。

λ_2 : 碎波波壓項之修正係數

λ_3 : 上揚壓力項之修正係數

$$\alpha_1 = 0.6 + 1/2 \left(\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right)^2$$

$$\alpha_2 = \min \left[\frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_{\max}}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_{\max}} \right]$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right]$$

$$\alpha_4 = 1 - h_c^*/\eta^*$$

$$h_c^* = \min[\eta^*, h_c]$$

式中 P_1 : 靜水位之波壓強度 (t/m^2)

P_2 : 海底之波壓強度 (t/m^2)

P_3 : 堤底之波壓強度 (t/m^2)

P_4 : 胸牆頂之波壓強度 (t/m^2)

h : 堤趾水深 (m)

h_b : 堤前 5 倍 $H_{1/3}$ 距離處之水深 (m)

h' : 直立部份之水深 (m)

d : 護基方塊或覆坡石(塊)中水深較小者 (m)

W_o : 海水單位重 (t/m^3)

L : 水深 h 處之波長

$\min\{a,b\}$: a,b 中取較小值

若為直立堤且入射波向角 $\beta < 30^\circ$ 之情況下，尚需考量衝擊波壓發生之可能。此時 α_2 值應修正為 α^* ，其中

$$\alpha^* = \max[\alpha_2, \alpha_{10} \cdot \alpha_{11}]$$

$$\alpha_{10} = H/d \quad H \leq 2d$$

$$= 2 \quad H > 2d$$

$$\alpha_{11} = \cos \delta_2 / \cosh \delta_1 \quad \delta_2 \leq 0$$

$$= 1 / [\cosh \delta_1 (\cosh \delta_2)^{1/2}] \quad \delta_2 > 0$$

$$\delta_1 = 20 \delta_{11} \quad \delta_{11} \leq 0$$

$$= 15 \delta_{11} \quad \delta_{11} > 0$$

$$\delta_2 = 4.9 \delta_{22} \quad \delta_{22} \leq 0$$

$$= 3 \delta_{22} \quad \delta_{22} > 0$$

$$\delta_{11} = 0.93(B_m / L - 0.12) + 0.36[(h - d)/h - 0.6]$$

$$\delta_{22} = 0.36(B_m / L - 0.12) + 0.93[(h - d)/h - 0.6]$$

式中 B_m : 堤前拋石平台寬(m)

4. 浮力及上揚力

浮力僅考慮直立堤身於設計水位以下部份。上揚力則假設為三角形分佈，作用於直立堤身底部；最大上揚力 P_u 作用於海側堤趾，港側堤趾則為零，其計算公式如下：

$$P_u = 1/2(1 + \cos\beta) \cdot \lambda_3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot W_o \cdot H_{\max}$$

5. 波力合成力及其力矩

基於上述計算，波力之合成力 P 及力矩 M_p 可依下式求得：

$$P = 1/2(P_1 + P_3)h' + 1/2(P_1 + P_4)h_c^*$$

$$M_p = 1/6(2P_1 + P_3)h'^2 + 1/2(P_1 + P_4)h' \times h_c^* + 1/6(P_1 + 2P_4)h_c^{*2}$$

上揚力之合成力 U 及力矩 M_u 可由下式求之：

$$U = 1/2 P_u \cdot l_u$$

$$M_u = 2/3 U \cdot l_u$$

式中 l_u ：表示上揚力作用於堤底之範圍

若直立堤身位於設計水位之下，則 $l_u = B$ 堤底寬

若直立堤身位於設計水位以上，則 $l_u = \min \left\{ B, 0.2 \frac{(\eta^* + h')^2}{|h'|} \right\}$

其中 h' ：直立堤底部出水面之高度(取負值)

6. 消波艙波壓修正

前述計算為針對沉箱壁面，但消波艙具有可削減波壓之效用，因此，依 Goda 修正公式在三種不同波浪(Crest I、Crest II a 及 Crest II b)作用於消波式沉箱之 λ_1 、 λ_2 及 λ_U 值，如圖 4.14 及表 4.12 所示，帶入上述波壓計算公式中，計算其修正後之受力總合，並採用最保守之波力條件進行消波式沉箱外力條件檢核。

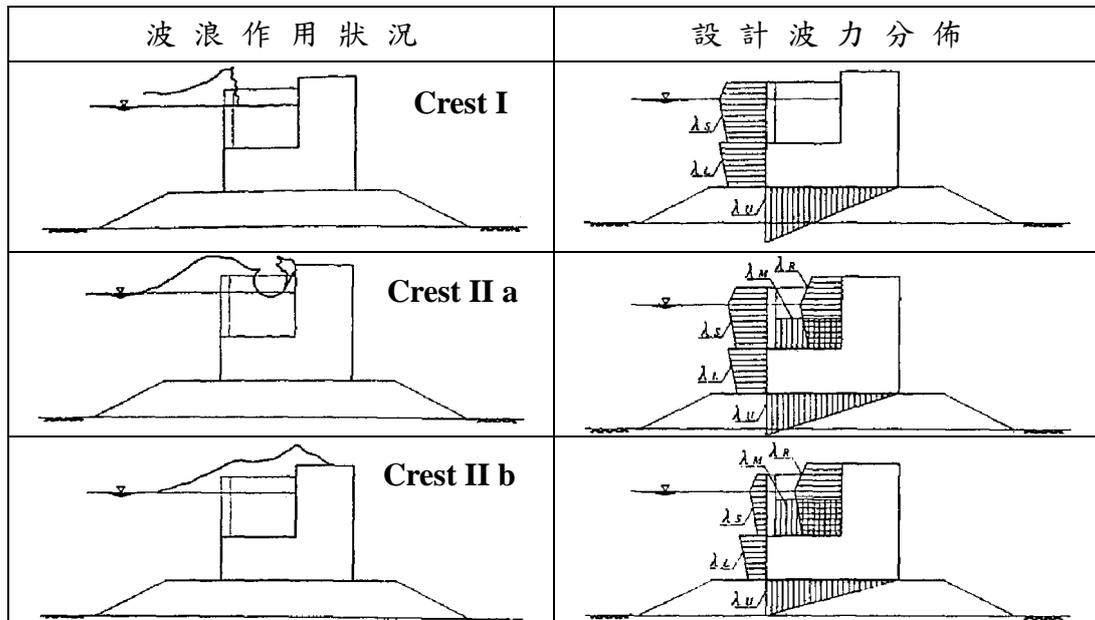


圖 4.14 消波式沉箱波壓作用分佈圖

表 4.12 消波式沉箱波壓係數表

		Crest-I	Crest-IIa	Crest-IIb
消能壁	λ_{S1}	0.85	0.7	0.3
	λ_{S2}	$\begin{cases} 0.4 & (\alpha^* \leq 0.75) \\ 0.3/\alpha^* & (\alpha^* > 0.75) \end{cases}$	0	0
前壁	λ_{L1}	1.0	0.75	0.65
	λ_{L2}	$\begin{cases} 0.4 & (\alpha^* \leq 0.5) \\ 0.2/\alpha^* & (\alpha^* > 0.5) \end{cases}$	0	0
後壁	λ_{R1}	0	$\begin{cases} 20\ell/3L' & (\ell/L' \leq 0.15) \\ 1.0 & (\ell/L' > 0.15) \end{cases}$	$\begin{cases} 1.4 & (H/h \leq 0.1) \\ 1.6 - 2H/h & (0.1 < H/h < 0.3) \\ 1.0 & (H/h \geq 0.3) \end{cases}$
	λ_{R2}	0	$\begin{cases} 0.56 & (\alpha^* \leq 25/28) \\ 0.5/\alpha^* & (\alpha^* > 25/28) \end{cases}$	0
底板	λ_{M1}	0	$\begin{cases} 20\ell/3L' & (\ell/L' \leq 0.15) \\ 1.0 & (\ell/L' > 0.15) \end{cases}$	$\begin{cases} 1.4 & (H/h \leq 0.1) \\ 1.6 - 2H/h & (0.1 < H/h < 0.3) \\ 1.0 & (H/h \geq 0.3) \end{cases}$
	λ_{M2}	0	0	0
揚壓力	$\lambda_U(=\lambda_3)$	1.0	0.75	0.65

7. 海嘯波壓分析

依日本 OCDI 規範「Technical Standards And Commentaries For Port And Harbour Facilities In Japan」所述，由於海嘯週期甚長，可視為一長波($h/L < 0.4$)現象，故防波堤受海嘯作用時，可假設於靜水位以上 3 倍海嘯水位抬升高度處之波力為 0，則堤前受波壓力之情形可以下式估計：(參考圖 4.15)

$$\eta^* = 3a$$

$$P_1 = 2.2 \omega_0 a$$

$$P_u = P_1$$

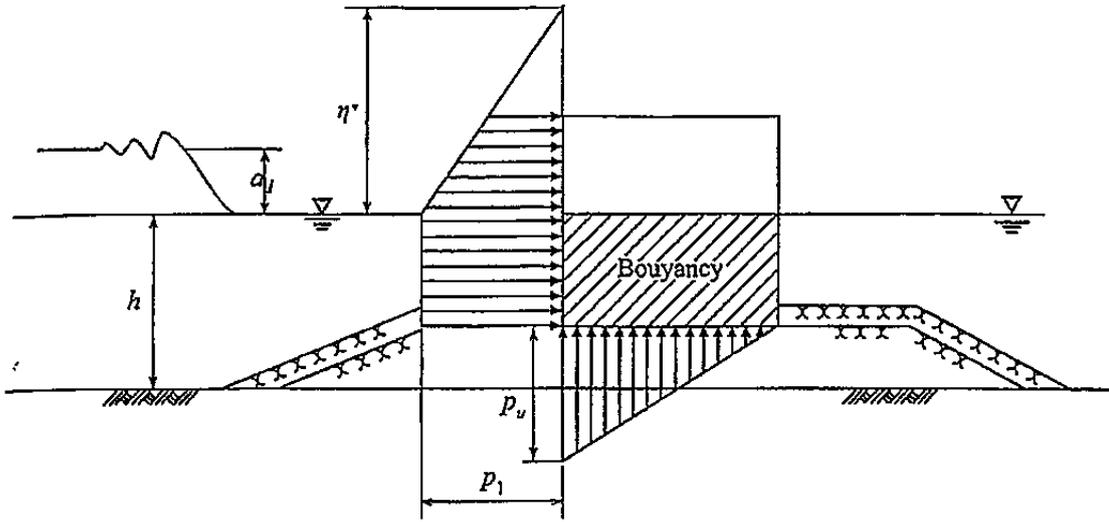
式中 ω_0 ：海水密度 (t/m^3)

a ：海嘯造成之水位抬升 (m)

η^* ：靜水位以上之波壓影響高度 (m)

P_1 ：靜水位之波壓強度 (t/m^2)

P_u : 堤底之上揚力 (t/m^2)



資料來源：Technical Standards And Commentaries For Port And Harbour Facilities In Japan, 2009

圖 4.15 海嘯時之堤前波壓分佈圖

4.4.2 堤址波力評估探討

由前節舊有設計條件檢討可知，原設計條件中包括設計水位、地質條件及安全係數等皆符合設計需求，原設計之堤前設計波高採用 ESE 向 $H_S=9.0m$ ，而本研究針對 50 年迴歸期颱風波浪進行近岸波場推算，並求出颱風波浪之折、繞射及淺化係數變化，其堤址波高計算結果與原設計彙整詳表 4.13 所示。由分析結果得知計畫區各堤址高程範圍內之最大波浪作用力以 ESE 向波浪為主，其週期為 16.70sec，折繞射係數約為 1.01~1.10 間，堤前設計波高 H_S 約介於 14.03m~15.12m。

另考量原設計之波壓折減係數採 0.9，惟依據前節所述之 Goda 之波壓修正公式，其波壓修正係數已有部分修正，亦即隨著波浪作用狀況的不同，此時公式中之波壓修正係數 λ_1 、 λ_2 及 $\lambda_3(=\lambda_U)$ 之值應依 Goda 之建議進行修正。故後續分析時，擬先針對在原設計波浪條件下，原設計採用之波壓折減係數及本計畫採用 Goda 波壓係數

修正在波力計算之差異進行比較，續對原設計波浪條件及本計畫推算之波浪條件進行防波堤安全性檢核。

表 4.13 原設計與本研究推算之堤前設計波高條件彙整

堤前設計波高	水深 (m)	波向	Ho (m)	Ts (sec)	KrKd	Hs (m)	$\beta = \min(\beta_0 - 15, \beta_0 + 15)$
原設計條件 (13 年迴歸期)	-20~-25	ESE	9.90	13.00	-	9.00	-
本計畫推算 (50 年迴歸期)	-20~-21	ESE	15.80	16.70	1.10	14.03	2
	-21~-22	ESE	15.80	16.70	1.09	14.57	5
	-22~-23	ESE	15.80	16.70	1.06	15.09	6
	-23~-24	ESE	15.80	16.70	1.04	15.12	7
	-24~-25	ESE	15.80	16.70	1.01	14.68	7

1.原設計條件波力計算結果

原計畫區水深約為-20m~-25m，其標準斷面圖如圖 4.16 所示。今依每米水深進行逐段檢驗，各項計算條件如表 4.14 所示。

表 4.14 #31 沉箱各項計算條件一覽表

計算條件項目	數值
設計水位(m)	+2.5
深海波向	ESE
海底坡度	1/50
堤前 5 倍 $H_{1/3}$ 距離處之水深 h_b (m)	27.40
週期 T(sec)	13.0
波向線與堤線之夾角 α ($^\circ$)	17

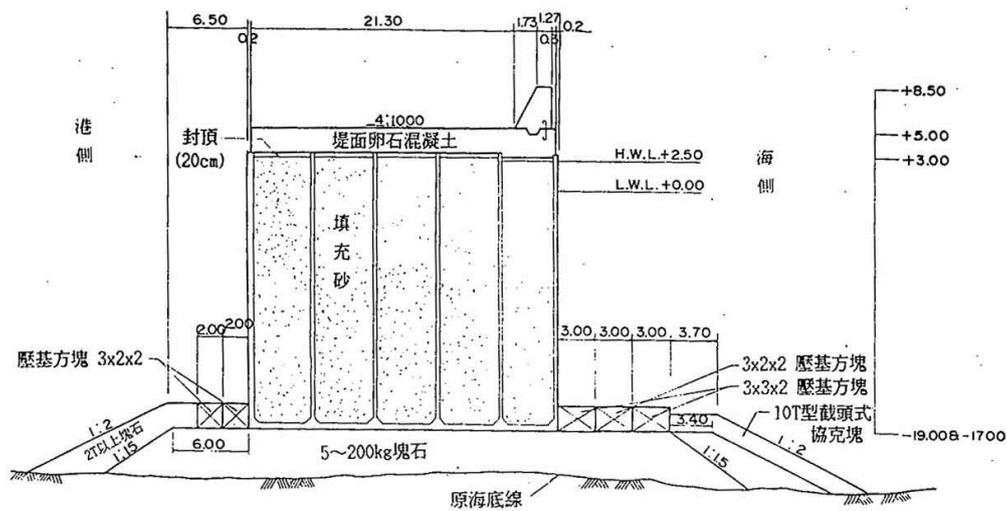


圖 4.16 沉箱標準斷面圖

依上述設計條件及合田良實(Goda)公式計算後之結果詳表 4.15 所示，其中原設計報告總波力 P 計算為 334.58 t，但如以花蓮港之設計報告採用將波力計算結果統一乘 0.9 後作為結構穩定計算之波力，則其結果如表中所示。

另依據規範進行波壓係數修正，其波力計算方式如后所述。本計畫計算條件中，除消波艙孔隙率依現況防波堤初估為 18.0%（每一圓孔直徑為 1.00 m、每一座沉箱共有 20 個圓孔(每個隔艙有 4 個原孔，每座沉箱共五個隔艙)，以面積計算之），其餘設計條件皆為原始設計條件，計算結果如表 4.16 所示。由結果可知，總波力經採用 Goda 所建議之波壓折減係數檢討後，Crest I、II a、II b 之波壓折減率會介於 0.74 至 0.92 間。如以設計波壓折減係數採用 0.9，則顯示原設計波力會比 Crest I 之結果較低估，而比 Crest II a、II b 之結果則偏保守。另揚壓力部分因設定向上為正，而 Crest II b 係表示波浪整個覆蓋過消波艙，導致波壓向下之衝擊力會較大，因此，會抵銷較多之揚壓力。

若在同一設計條件下，原設計波力計算方式，其設計波壓折減係數採用 0.9，與本計畫採用 Goda 波壓係數修正其計算波壓折減率之結果(於 Crest I 條件下約 0.88~0.92)相似，顯示原設計波壓修正

係數與本計畫採用 Goda 波壓係數修正所得之波力差異不大。因此，後續計算擬統一採 Goda 波壓係數修正方式進行波力計算及堤體安全探討。

表 4.15 原波力計算結果

種類	參數	計算結果
示性波高與最大波高	$H_s(m)$	9.00
	$H_{max}(m)$	16.14
波力合成力及其力矩	$P(t)$	300.07
	$U(t)$	109.99
	$M_p(t-m)$	4214.39
	$M_u(t-m)$	1833.12

表 4.16 原設計條件(Goda 波壓係數修正)波力計算結果

堤址水深 (m)	參數	Crest I	Crest II a	Crest II b
A (-20~-21)	$P(t)$	297.15	248.76	252.94
	波壓折減率	0.89	0.74	0.76
B (-21~-22)	$P(t)$	295.55	246.79	250.60
	波壓折減率	0.88	0.74	0.75
C (-22~-23)	$P(t)$	301.84	250.80	254.71
	波壓折減率	0.90	0.75	0.76
D (-23~-24)	$P(t)$	308.00	255.06	258.84
	波壓折減率	0.92	0.76	0.77
E (-24~-25)	$P(t)$	305.78	252.66	256.38
	波壓折減率	0.91	0.76	0.77

註：1.揚壓力向上為+、向下為-。2.波壓折減率=折減後波力/未折減前波力

2.本研究設計條件波力計算結果

由於南外廓防波堤水深-20m~-25m左右，本計畫經折繞射平面數值模擬分析，因此將以水深區分為五種斷面加以重新檢核計算，分別為斷面 A~E(-20m~-25m)，將其沉箱編號對應斷面，沉箱#S23~#S32 為斷面 A(-20m~-21m)、而沉箱#S21、#S22、#S33 為斷面 B(-21m~-22m)、而沉箱#S18~#S20、#S34~#S35 為斷面 C(-22m~-23m)、而沉箱#S18~#S20、#S1~#S17、#S36 為斷面 D(-23m~-24m)、#S37~#S39 為斷面 E(-24m~-25m)。將其上述條件，重新計算堤址波力如表 4.17 所示，由表可知，Crest I 水平波力最大達 534.20 t，較原設計 305.78 t，波力增加率為 175%、Crest II a 水平波力最大達 421.65 t，較原設計 255.66t，波力增加率為 167%、Crest II b 水平波力最大達 430.75 t，較原設計 258.66t，波力增加率為 168%，即使於波壓係數修正下，亦有大幅之增加。

綜合上述條件分析得知，採用 Goda 所建議之波壓折減係數檢討後，Crest I、II a、II b 之波壓折減率會介於 0.74 至 0.92 間。如以設計考量上限值而言，與原設計波壓折減係數採用 0.9 相似。故原設計波壓修正係數與本計畫採用 Goda 波壓係數修正所得之波力差異不大。

本研究針對 50 年迴歸期颱風波浪進行近岸波場推算，並求出颱風波浪之折、繞射及淺化係數變化，推估其波力最大為 534.20t，較原設計 305.78 t，波力增加率為 175%。因此，可能影響波力大小因素，除波壓折減係數計算方式不同外，其深海波高大小也需加以考量。而由本次分析得知南外廓防波堤波力增加，其主要影響條件為深海波浪條件變大所導致。

表 4.17 本研究設計條件下且 Goda 波壓係數修正波力計算結果

堤址水深	參數	Crest I	Crest II a	Crest II b
		數值	數值	數值
A (-20~-21)	P(t)	442.81	355.28	367.04
	波力增加率(%)	149%	143%	145%
B (-21~-22)	P(t)	461.35	368.12	378.57
	波力增加率(%)	156%	149%	151%
C (-22~-23)	P(t)	492.56	391.47	402.08
	波力增加率(%)	163%	156%	158%
D (-23~-24)	P(t)	519.34	411.60	422.12
	波力增加率(%)	169%	161%	163%
E (-24~-25)	P(t)	534.20	421.65	430.75
	波力增加率(%)	175%	167%	168%

註：波力增加率(%)=本研究推算設計條件波力/原設計波力。

4.5 防波堤結構物安全性評估探討

4.5.1 堤體安全性分析方法

1. 護基方塊護面石及堤址塊石重量計算

採用 Hudson 類型之公式計算如下。

$$W = \frac{\gamma_s H_s^3}{K_d (S_r - 1)^3 \cot \alpha} \text{-----} \quad \text{消波塊}$$

$$W = \frac{\gamma_s H_s^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \text{-----} \quad \text{護基方塊、護面石}$$

式中 W : 護面塊重量 (t)

γ_s : 護面塊單位重 (t/m^3)

- H_s : 堤前設計波高 ($H_{1/3}$)
 K_d : 穩定係數 ($N_s^3 = K_d \cot \alpha$)
 S_r : 護面塊對海水比重
 α : 斜面與水平面之夾角

如依谷本勝利(Tanimoto)建議之計算方式如下：

$$N_s = \max. \left\{ 1.8, \left[A \frac{1-k}{k^m} \frac{h'}{H_{1/3}} + NSC \exp \left(-B \frac{(1-k)^2}{k^m} \frac{h'}{H_{1/3}} \right) \right] \right\}$$

其中 $k = \frac{4\pi h'/L'}{\sinh(4\pi h'/L')} \sin^2 \left[\frac{2\pi B_m}{L'} \right]$

h' : 護基方塊放置處之水深(m)

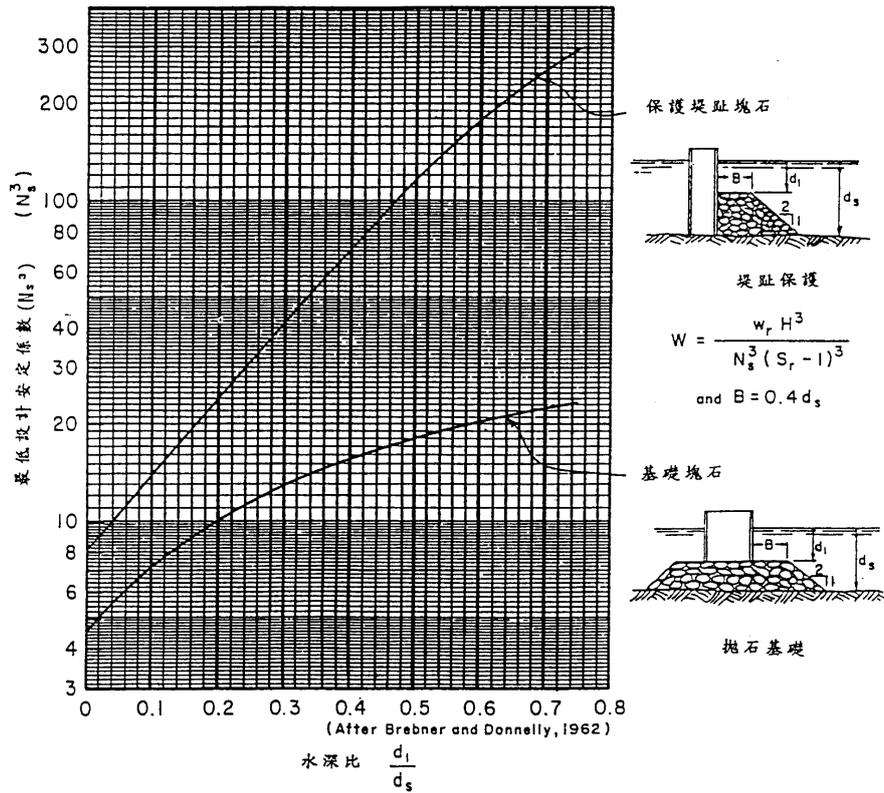
L' : h' 水深處之波長(m)

B_m : 堤前拋石平台寬(m)

A 、 m 、 NSC 、 B : 係數，依採用護基型式不同而取不同之值如下：

護基型式	A	m	NSC	B
塊石	1.3	1/3	1.8	1.5
方塊	1.0	1/3	1.4	1.2
開孔方塊	0.82	1/2	1.6	0.9

另 Shore Protection Manual 依拋石功用區分為基礎保護用及護基用兩大類型，具以提供安定係數 N_s 圖表選取之方式，如圖 4.17 所示。



資料來源：Shore Protection Manual

圖 4.17 護基及堤趾拋石之安定係數圖

2. 堤體穩定分析

(1) 滑動驗算

$$SF_s = \frac{\mu(W_A - W_B - U) + W_S}{P}$$

- 式中
- SF_s : 滑動安全係數
 - μ : 摩擦係數
 - W_A : 堤體重量
 - W_B : 堤體所受之浮力
 - U : 堤體所受之上揚力
 - W_S : 堤體所受之被動土壓力
 - P : 堤體所受波浪之合力

(2) 傾倒驗算

$$SF_o = \frac{M_A - M_B - M_U + M_S}{M_P}$$

- 式中
- SF_o : 傾倒安全係數
 - M_A : 由堤體自重產生之抗傾力矩
 - M_B : 由堤體所受浮力產生之力矩
 - M_U : 由堤體所受上揚力產生之力矩
 - M_S : 由堤體所受被動土壓力產生之抗傾力矩

3. 消波艙安全性分析

由前節所述之整體外力作用下堤體可符合安全之要求，但由另由前所描述之現場曾有消波艙破壞情況，顯示可能有大於消波艙所能負荷之外力作用發生，因而產生破壞。由於消波艙主要受側向波力作用，以下將針對消波艙之混凝土剪力破壞及在波力作用下滑動及傾倒之機制加以探討。混凝土剪力計算強度公式如下：

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_w d$$

V_c : 剪力強度(kg)

f'_c : 混凝土之抗壓強度(kg/cm²)

b_w : 寬度

4.5.2 計算結果與分析

1. 護基方塊護面石及堤址塊石重量計算

(1) 原設計計算結果

經上述 Hudson 公式及谷本勝利(Tanimoto)利用原設計颱風波浪條件計算結果可得，如表 4.18 所示，本計畫方塊重量須達到 7.03 t ~ 11.05 t，但由原設計圖斷面可看出兩種護基方塊尺寸，分別為

3m x 2m x 2m(A 型)及 3m x 3m x 2m(B 型), 計算其重量分別為 27.6 t 及 41.4 t。經檢討可知護基方塊 A 型及 B 型重量皆大於 11.05 t, 應可符合原設計之颱風波浪需求。

(2) 本研究分析結果

由前節現場堤址攝影與測量結果可知, 目前現況沉箱#S19 與#S21 於海側處, 其沉箱底部有明顯掏空現象, 得知目前護基方塊似乎無法有效保護堤基, 可能所遭遇之颱風波浪條件已遠超過原設計波浪條件。但經 50 年迴歸期颱風波浪推估近岸波場推算後, 發現其所需護基方塊重量為 80.48 t~116.89 t, 其中於水深-21m~-22m 所需護基方塊重量為最大, 其所需護基方塊重量為 116.89 t, 若採用開孔方塊, 其重量需達 51.21 t, 目前現況護基方塊之重量皆無法符合所需護面重量, 詳如表 4.19。

表 4.18 原設計護基方塊護面石及堤址塊石重量計算結果

護基型式		高水位	低水位	備註
		所需重量 (ton)	所需重量 (ton)	
A (-20~-21)	方塊	8.93	11.05	Tanimoto
	開孔方塊	4.58	5.84	S.P.M.
B (-21~-22)	方塊	8.93	11.05	Tanimoto
	開孔方塊	4.58	5.84	S.P.M.
C (-22~-23)	方塊	7.15	8.77	Tanimoto
	開孔方塊	3.56	4.49	S.P.M.
D (-23~-24)	方塊	5.79	7.03	Tanimoto
	開孔方塊	2.80	3.49	S.P.M.
E (-24~-25)	方塊	5.79	7.03	Tanimoto
	開孔方塊	2.80	3.49	S.P.M.

註：本計畫彙整。

表 4.19 推算波高護基方塊護面石及堤址塊石重量計算結果

護基型式		高水位	低水位	備註
		所需重量 (ton)	所需重量 (ton)	
A (-20~-21)	方塊	76.95	93.75	Tanimoto
	開孔方塊	32.58	40.94	S.P.M.
B (-21~-22)	方塊	96.08	116.89	Tanimoto
	開孔方塊	40.79	51.21	S.P.M.
C (-22~-23)	方塊	96.20	116.06	Tanimoto
	開孔方塊	39.65	49.27	S.P.M.
D (-23~-24)	方塊	79.95	95.79	Tanimoto
	開孔方塊	31.97	39.38	S.P.M.
E (-24~-25)	方塊	67.12	80.48	Tanimoto
	開孔方塊	26.80	33.03	S.P.M.

註：本計畫彙整。

2. 堤體穩定分析

(1) 原設計條件計算結果探討

依原設計波浪條件考量採用 Goda 所建議之波壓折減係數檢討後，區分以 Crest I、II a、II b 之波壓折減率加以考量其穩定結果詳表 4.20 所示，本計畫波壓修正計算後，即使採用最大波力保守計算下，其滑動安全係數 SFs 介於為 1.24~1.86，皆可滿足於規範之需求。而設計之傾倒安全係數 SFo 介於為 2.05~2.68，亦可符合規範之要求。上述分析可顯示於原波浪設計條件下，對現有堤體穩定性並無疑慮。

表 4.20 原設計波浪條件堤體穩定計算結果

堤址水深(m)	參 數	CrestI	CrestIIa	CrestIIb
		數值	數值	數值
A (-20~-21)	總波力(P)	297.15	248.76	252.94
	總波力矩(Mp)	3698.55	3430.11	3795.64
	總揚壓力(U)	129.00	65.79	2.22
	總揚壓力矩(Mu)	2150.43	1024.58	-153.26
	總防波堤重力(WA)	1246.69	1246.69	1246.69
	總防波堤重力矩(MA)	16195.11	16195.11	16195.11
	總浮力(WB)	502.29	502.29	502.29
	總浮力矩(MB)	6278.62	6278.62	6278.62
	堤體水中重(WA-WB-U)	615.40	678.61	742.18
	堤體水中重力矩(MA-MB-M _u)	7766.06	8891.91	10069.75
	$SF_s=[f*(WA-WB-U)]/P$	1.24	1.64	1.76
$SF_o=(MA-MB-Mu)/Mp$	2.10	2.59	2.65	
B (-21~-22)	總波力(P)	295.55	246.79	250.60
	總波力矩(Mp)	3677.21	3405.86	3759.94
	總揚壓力(U)	128.00	65.34	2.25
	總揚壓力矩(Mu)	2133.76	1017.78	-150.94
	總防波堤重力(WA)	1246.69	1246.69	1246.69
	總防波堤重力矩(MA)	16195.11	16195.11	16195.11

堤址水深(m)	參 數	CrestI	CrestIIa	CrestIIb
		數值	數值	數值
	總浮力(WB)	502.29	502.29	502.29
	總浮力矩(MB)	6278.62	6278.62	6278.62
	堤體水中重(WA-WB-U)	616.40	679.06	742.15
	堤體水中重力矩(MA-MB-M _u)	7782.73	8898.71	10067.43
	$SF_s=[f^*(WA-WB-U)]/P$	1.25	1.65	1.78
	$SF_o=(MA-MB-M_u)/M_p$	2.12	2.61	2.68
	C (-22~-23)	總波力(P)	301.84	250.80
總波力矩(M _p)		3921.11	3593.10	3973.62
總揚壓力(U)		124.88	64.05	1.09
總揚壓力矩(M _u)		2081.75	998.79	-168.32
總防波堤重力(WC)		1298.37	1298.37	1298.37
總防波堤重力矩(MC)		16841.01	16841.01	16841.01
總浮力(WB)		528.04	528.04	528.04
總浮力矩(MB)		6600.50	6600.50	6600.50
堤體水中重(WC-WB-U)		645.45	706.28	769.24
堤體水中重力矩(MC-MB-M _u)		8158.76	9241.72	10408.83
$SF_s=[f^*(WC-WB-U)]/P$		1.28	1.69	1.81
$SF_o=(MC-MB-M_u)/M_p$		2.08	2.57	2.62
D (-23~-24)		總波力(P)	308.00	255.06
	總波力矩(M _p)	4170.14	3787.85	4191.25
	總揚壓力(U)	122.00	62.82	0.12
	總揚壓力矩(M _u)	2033.74	980.39	-182.68
	總防波堤重力(WD)	1350.04	1350.04	1350.04
	總防波堤重力矩(MD)	17486.91	17486.91	17486.91
	總浮力(WB)	553.79	553.79	553.79
	總浮力矩(MB)	6922.37	6922.37	6922.37
	堤體水中重(WD-WB-U)	674.25	733.43	796.13
	堤體水中重力矩(MD-MB-M _u)	8530.80	9584.15	10747.22
	$SF_s=[f^*(WD-WB-U)]/P$	1.31	1.73	1.85
	$SF_o=(MD-MB-M_u)/M_p$	2.05	2.53	2.56

堤址水深(m)	參 數	CrestI	CrestIIa	CrestIIb
		數值	數值	數值
E (-24~-25)	總波力(P)	305.78	252.66	256.38
	總波力矩(Mp)	4139.91	3754.96	4151.12
	總揚壓力(U)	120.75	62.25	0.08
	總揚壓力矩(Mu)	2012.90	971.58	-181.38
	總防波堤重力(WE)	1350.04	1350.04	1350.04
	總防波堤重力矩(ME)	17486.91	17486.91	17486.91
	總浮力(WB)	553.79	553.79	553.79
	總浮力矩(MB)	6922.37	6922.37	6922.37
	堤體水中重(WE-WB-U)	675.50	734.00	796.17
	堤體水中重力矩(ME-MB-Mu)	8551.64	9592.96	10745.92
	$SFs=[f*(WE-WB-U)]/P$	1.33	1.74	1.86
	$SFo=(ME-MB-Mu)/Mp$	2.07	2.55	2.59

註：波力計算方式以 Goda 波壓係數修正方式計算。

另考量不同情況下波壓修正計算後，波力較原設計總波力(P)增減互見，其約介於 246.79~308.00t 間，而總揚力(U)增減變化較大，其範圍介於 0.08~129，由表得知，Crest I 情形下之波力及揚力皆有增加，導致滑動及傾倒安全係數與原設計結果相比略有減少，分別為 1.24 與 2.05；而 Crest II a 情況下之波力及揚力皆減小，導致滑動安全係數及傾倒安全係數增加，為 1.64 與 2.53；如依 Crest II b 之情形，其波力減小且總揚力接近於 0，因此，其滑動安全係數及傾倒安全係數分別為 1.76 與 2.56。均符合規範需求，顯示原設計與 Goda 波壓係數修正方式計算結果差異不大，皆符合規範安全係數 1.20，如圖 4.18，亦與前述堤址波力計算結果一致。

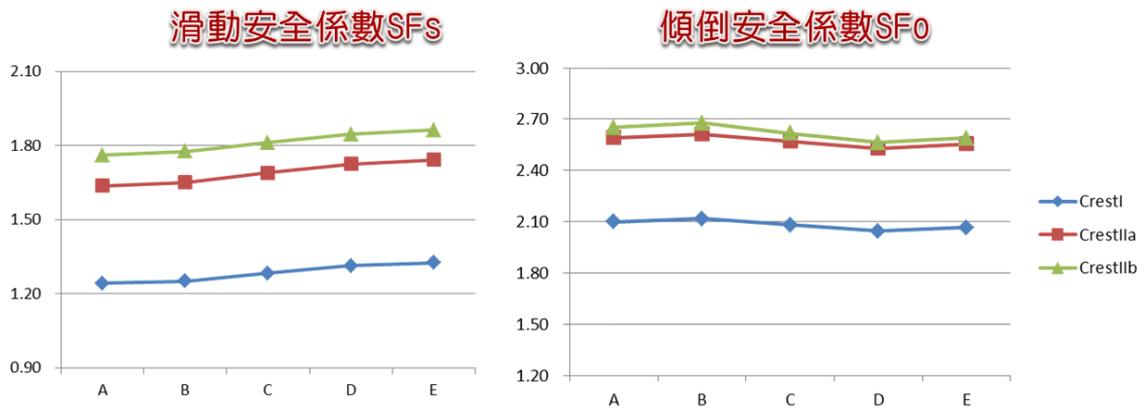


圖 4.18 原設計之滑動及傾倒安全係數比較圖

(2) 本研究設計條件之計算結果探討

於表 4.21 中列出計畫推算後與原設計之比較值，而在考量不同水深計算後之結果，其滑動安全係數(SF_s)介於 0.65~1.19 間，；而傾倒安全係數(SF_o)介於 0.97~1.82 間，由表中可看出，計畫推算之設計條件下，於部份水深條件下無法滿足規範要求，顯示在計算推算條件下現有堤體有滑動及傾倒之可能。

表 4.21 本研究推算波浪條件下堤體穩定計算表

斷 面	穩定計算結果	CrestI		CrestIIa		CrestIIb	
		數值	比例	數值	比例	數值	比例
A (-20~-21)	總波力(P)	442.81	1.49	355.28	1.43	367.04	1.45
	總波力矩(Mp)	5434.29	1.47	4777.31	1.39	5443.52	1.43
	總揚壓力(U)	201.63	1.56	118.85	1.81	17.18	7.74
	總揚壓力矩(Mu)	3361.17	1.56	1905.74	1.86	21.19	-0.14
	總防波堤重力(WA)	1246.69	1.00	1246.69	1.00	1246.69	1.00
	總防波堤重力矩(MA)	16195.11	1.00	16195.11	1.00	16195.11	1.00
	總浮力(WB)	502.29	1.00	502.29	1.00	502.29	1.00
	總浮力矩(MB)	6278.62	1.00	6278.62	1.00	6278.62	1.00
	堤體水中重 (WA-WB-U)	542.77	0.88	625.55	0.92	727.22	0.98
	堤體水中重力矩 (MA-MB-Mu)	6555.32	0.84	8010.75	0.90	9895.30	0.98
	$SF_s=[f^*(WA-WB-U)]/P$	0.74	0.59	1.06	0.65	1.19	0.68
	$SF_o=(MA-MB-Mu)/Mp$	1.21	0.57	1.68	0.65	1.82	0.69
B (-21~-22)	總波力(P)	461.35	1.56	368.12	1.49	378.57	1.51
	總波力矩(Mp)	5665.90	1.54	4967.45	1.46	5618.03	1.49
	總揚壓力(U)	207.75	1.62	122.46	1.87	17.70	7.87
	總揚壓力矩(Mu)	3463.19	1.62	1963.54	1.93	21.75	-0.14
	總防波堤重力(WA)	1246.69	1.00	1246.69	1.00	1246.69	1.00
	總防波堤重力矩(MA)	16195.11	1.00	16195.11	1.00	16195.11	1.00
	總浮力(WB)	502.29	1.00	502.29	1.00	502.29	1.00
	總浮力矩(MB)	6278.62	1.00	6278.62	1.00	6278.62	1.00
	堤體水中重 (WA-WB-U)	536.65	0.87	621.94	0.92	726.70	0.98
	堤體水中重力矩 (MA-MB-Mu)	6453.30	0.83	7952.95	0.89	9894.74	0.98
	$SF_s=[f^*(WA-WB-U)]/P$	0.70	0.56	1.01	0.61	1.15	0.65
	$SF_o=(MA-MB-Mu)/Mp$	1.14	0.54	1.60	0.61	1.76	0.66

表 4.21(續) 本研究推算波浪條件下堤體穩定計算表

斷面	穩定計算結果	CrestI		CrestIIa		CrestIIIb	
		數值	比例	數值	比例	數值	比例
C (-22~-23)	總波力(P)	492.56	1.63	391.47	1.56	402.08	1.58
	總波力矩(Mp)	6310.69	1.61	5482.02	1.53	6199.52	1.56
	總揚壓力(U)	212.75	1.70	126.02	1.97	17.35	15.92
	總揚壓力矩(Mu)	3546.54	1.70	2022.75	2.03	7.53	-0.04
	總防波堤重力(WC)	1298.37	1.00	1298.37	1.00	1298.37	1.00
	總防波堤重力矩(MC)	16841.01	1.00	16841.01	1.00	16841.01	1.00
	總浮力(WB)	528.04	1.00	528.04	1.00	528.04	1.00
	總浮力矩(MB)	6600.50	1.00	6600.50	1.00	6600.50	1.00
	堤體水中重 (WC-WB-U)	557.58	0.86	644.31	0.91	752.98	0.98
	堤體水中重力矩 (MC-MB-Mu)	6693.97	0.82	8217.76	0.89	10232.98	0.98
	$SFs=[f*(WC-WB-U)]/P$	0.68	0.53	0.99	0.58	1.12	0.62
	$SFo=(MC-MB-Mu)/Mp$	1.06	0.51	1.50	0.58	1.65	0.63
D (-23~-24)	總波力(P)	519.34	1.69	411.60	1.61	422.12	1.63
	總波力矩(Mp)	6933.84	1.66	5981.11	1.58	6756.24	1.61
	總揚壓力(U)	214.88	1.76	127.53	2.03	16.27	135.58
	總揚壓力矩(Mu)	3582.05	1.76	2047.36	2.09	-16.49	0.09
	總防波堤重力(WD)	1350.04	1.00	1350.04	1.00	1350.04	1.00
	總防波堤重力矩(MD)	17486.91	1.00	17486.91	1.00	17486.91	1.00
	總浮力(WB)	553.79	1.00	553.79	1.00	553.79	1.00
	總浮力矩(MB)	6922.37	1.00	6922.37	1.00	6922.37	1.00
	堤體水中重 (WD-WB-U)	581.37	0.86	668.72	0.91	779.98	0.98
	堤體水中重力矩 (MD-MB-Mu)	6982.49	0.82	8517.18	0.89	10581.03	0.98
	$SFs=[f*(WD-WB-U)]/P$	0.67	0.51	0.97	0.57	1.11	0.60
	$SFo=(MD-MB-Mu)/Mp$	1.01	0.49	1.42	0.56	1.57	0.61

表 4.21(續) 本研究推算波浪條件下堤體穩定計算表

斷面	穩定計算結果	CrestI		CrestIIa		CrestIIb	
		數值	比例	數值	比例	數值	比例
E (-24~-25)	總波力(P)	534.20	1.75	421.65	1.67	430.75	1.68
	總波力矩(Mp)	7135.96	1.72	6142.98	1.64	6897.90	1.66
	總揚壓力(U)	219.25	1.82	130.12	2.09	16.50	206.25
	總揚壓力矩(Mu)	3654.90	1.82	2089.00	2.15	-18.52	0.10
	總防波堤重力(WE)	1350.04	1.00	1350.04	1.00	1350.04	1.00
	總防波堤重力矩(ME)	17486.91	1.00	17486.91	1.00	17486.91	1.00
	總浮力(WB)	553.79	1.00	553.79	1.00	553.79	1.00
	總浮力矩(MB)	6922.37	1.00	6922.37	1.00	6922.37	1.00
	堤體水中重 (WE-WB-U)	577.00	0.85	666.13	0.91	779.75	0.98
	堤體水中重力矩 (ME-MB-Mu)	6909.64	0.81	8475.54	0.88	10583.06	0.98
	SFs=[f*(WE-WB-U)]/P	0.65	0.49	0.95	0.54	1.09	0.58
	SFo=(ME-MB-Mu)/Mp	0.97	0.47	1.38	0.54	1.53	0.59

考量不同情況下波壓修正計算，Crest I 情形下之波力及揚力皆有增加，導致滑動及傾倒安全係數略有減少，其與原設計結果相比分別為 0.65~0.74 與 0.97~1.21；而 Crest II a 情況下之波力及揚力皆減小，導致滑動安全係數及傾倒安全係數增加，為 0.95~1.06 與 1.38~1.68；如依 Crest II b 之情形，其波力減小且總揚力極小，因此，其滑動安全係數及傾倒安全係數分別為 1.09~1.19 與 1.53~1.82。

另依據前述折繞射之分析成果，水深較淺處雖有波浪集中之現象，惟由波力計算結果可知，水深越深其所受波力越大；顯示本計畫區波力主要仍受水深主控，且安全係數亦有隨水深增加而下降之趨勢，詳圖 4.19 所示。

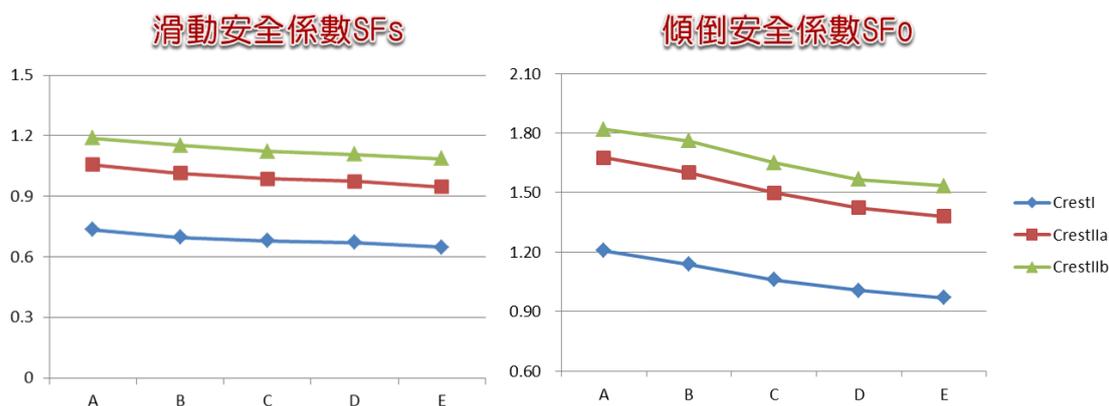


圖 4.19 推算之滑動及傾倒安全係數比較圖

(3) 堤體耐受波浪條件之探討

初步分析颱風波浪於滿足規範要求之安全係數 1.2 或堤體穩定 1.0 之波高與週期，如表 4.22 所示。如要滿足規範要求，則沉箱只能承受 8.85m 以下之外海波浪襲擊；但如只要維持堤體穩定，則沉箱可承受至 10.12m 以下之外海波浪。而由前節統計 2002~2012 年歷年實測最大颱風波浪值比較可知，至少發生四次波高大於堤體穩定容許上限波高值之情形，顯示現有堤體結構安全已有立即性之危險，詳圖 4.20 所示。

表 4.22 堤體穩定可受最大颱風波浪對照表

安全係數	項目	所需條件		計算結果
		H _s	T _s	
1.20	堤體滑動穩定計算	8.85	16.70	1.20
	堤體傾倒穩定計算			1.89
1.00	堤體滑動穩定計算	10.12	16.70	1.00
	堤體傾倒穩定計算			1.56

註：堤址水深採 E 斷面(-24m~-25m)設計

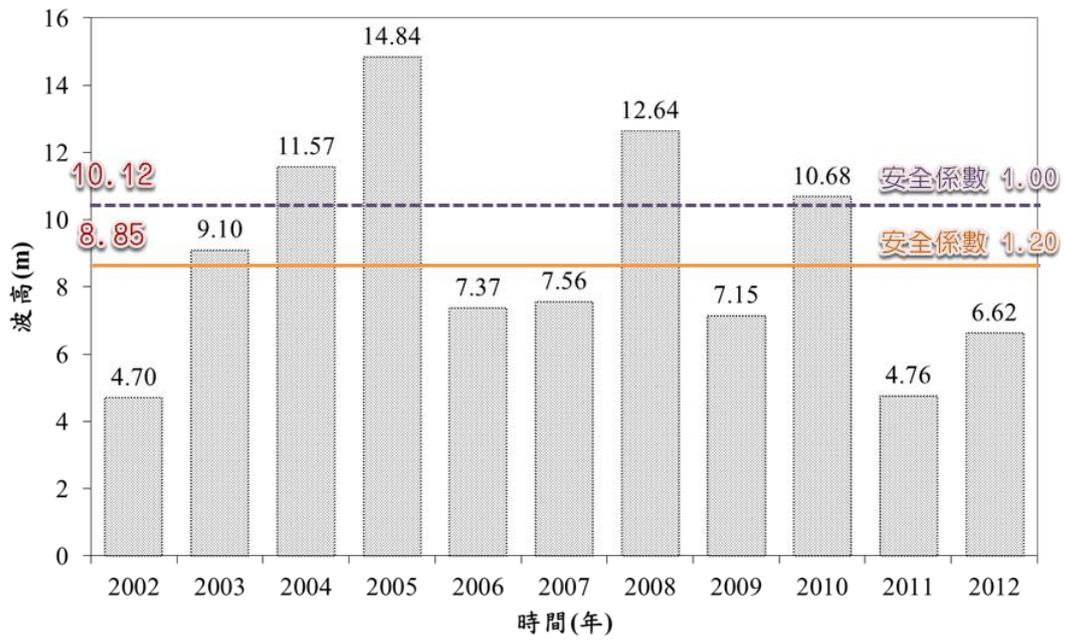


圖 4.20 堤體穩定容許上限值與歷年實測最大颱風比對圖

3.原設計條件之消波艙安全性分析

(1)消波艙胸牆剪力破壞分析

以目前消波艙前側胸牆開孔與開孔間之混凝土最短距離有 70cm 且厚度至少 300cm 之條件予以計算，如圖 4.21 所示，由圖可知以原有設計之 $140\text{kg}/\text{cm}^2$ 混凝土打設下， $70\text{cm}\times 300\text{cm}$ 之混凝土面積至少可承受約 131.69 t 之剪力作用，遠大於波力作用於消波艙所產生之外力(39.27 t)，由此可知，在混凝土結構一致之條件下，消波艙開孔面之混凝土結構應不致產生破壞，如圖 4.22 所示。

依原設計混凝土強度 $140\text{kg}/\text{cm}^2$ 作為考量，其單位剪力強度為 $62.71\text{ t}/\text{m}^2$ ，如考量其作用於後側胸牆壁面之波壓，分別計算各離堤頂距離之波力與剪力比較，如表 4.23 所示。由表中結果可看出，混凝土單位面積之剪力強度會遠大於其所承受之波力，顯示混凝土結構應不致產生破壞。

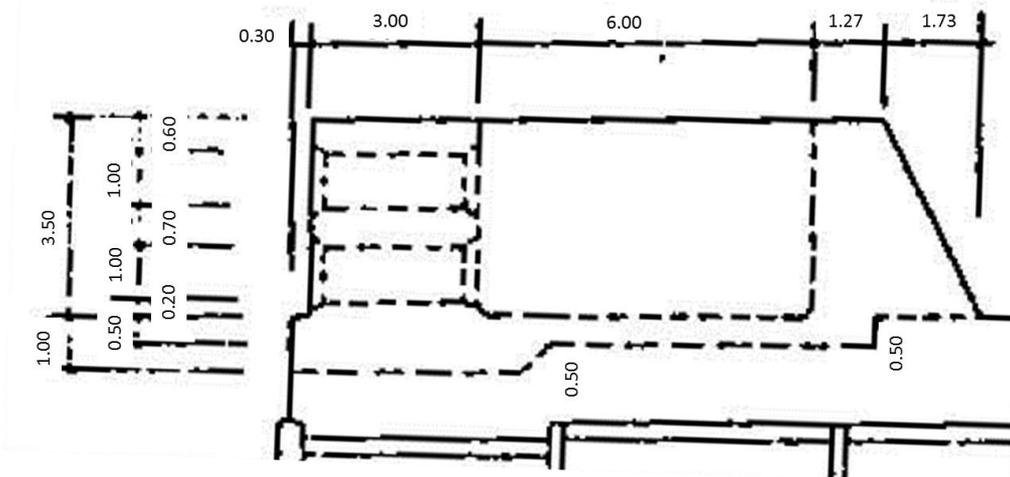
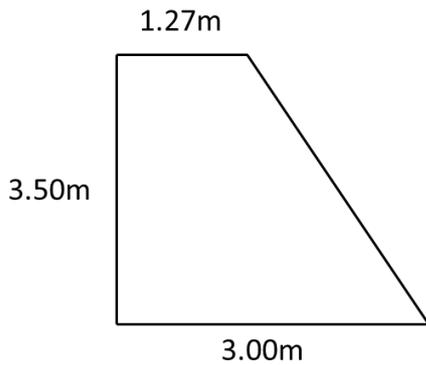


圖 4.21 南外廓防波堤消波胸牆相關尺寸示意圖



圖 4.22 消波倉破壞示意圖

表 4.23 後側胸牆所受波力及混凝土剪力關係表



離堤頂距離 (m)	單位面積 (m ²)	剪力強度 (t)	波力 (t)
0.50	1.52	95.14	4.91
1.00	1.76	110.64	10.06
1.50	2.01	126.14	15.43
2.00	2.26	141.64	21.04
2.50	2.51	157.13	26.89
3.00	2.75	172.63	32.96
3.50	3.00	188.13	39.27

註：後側胸牆考慮受波壓為較大之 CrestII b 計算結果。

(2)消波艙胸牆滑動破壞分析

由圖 4.23 中可知，蘇澳港南外廓防波堤其消波沉箱乃為分次打設，因此將前側胸牆與後側胸牆分開計算其穩定性，並考量前側胸牆於打設時有加設剪力樺，增加胸牆之摩擦穩定性，但後側胸牆並無如此設計，如圖 4.24 所示，以此條件計算胸牆之滑動分析如后。

整體消波艙重量為 49.10 t，前側及後側消波艙重量分別為 22.91 t 及 17.19 t。考量兩混凝土面之摩擦係數為 0.5，因此，消波艙重量產生之摩擦力分別為 49.08 t 及 8.59 t。分別考量前側胸牆與後側胸牆所受之波力，其大小分別為 29.18 t 及 28.16 t (Crest II b 情況下)，另考量設置之前側胸牆設置之剪力樺所提供剪力強度為 37.63 t。因此，前側胸牆滑動安全係數為 1.42~1.48，而後側胸牆滑動安全係數僅為 0.29~0.30，故在單獨承受波力作用時，唯有前側胸牆可維持堤體之穩定，後側胸牆則可能產生滑動之結果。此結果代表如果遭受大浪襲擊時，後側胸牆可能會因抗滑動不足，而造成胸牆被往後推動產生位移，使其逐漸與側牆分離而出現裂縫；如果此情況持續發生，則有可能會使後側胸牆與側牆徹底分離造成破壞。消波艙滑動穩定計算條件，整理如表 4.24 所示。

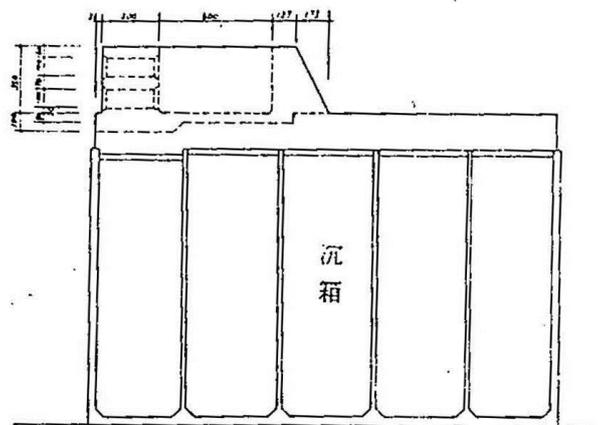


圖 4.23 南外廓防波堤沉箱分次打設胸牆示意圖



圖 4.24a 前側沉箱之剪力樺



圖 4.24b 後側沉箱之剪力樺

表 4.24 防波堤胸牆原設計滑動安全分析表

斷面	抗滑動力		滑動力		分析結果	
A (-20~ -21)	前側胸牆剪力樺(t)(A)=	37.63	前側胸牆平均波壓(t/m ²)=	12.06	前胸牆滑 動安全係 數=	1.42
	前側重量(t)(B ₁)=	22.91	前側胸牆作用面積(m ²)=	2.87		
	前側摩擦力(t)(C ₁)=	49.08	前側胸牆平均波力(t)=	34.63		
	後側重量(t)(B ₂)=	17.19	後側胸牆平均波壓(t/m ²)=	10.97	後胸牆滑 動安全係 數=	0.29
	後側摩擦力(t)(C ₂)=	8.59	後側胸牆作用面積(m ²)=	2.71		
			後側胸牆平均波力(t)=	29.69		
B (-21~ -22)	前側胸牆剪力樺(t)(A)=	37.63	前側胸牆平均波壓(t/m ²)=	12.04	前胸牆滑 動安全係 數=	1.42
	前側重量(t)(B ₁)=	22.91	前側胸牆作用面積(m ²)=	2.87		
	前側摩擦力(t)(C ₁)=	49.08	前側胸牆平均波力(t)=	34.59		
	後側重量(t)(B ₂)=	17.19	後側胸牆平均波壓(t/m ²)=	10.86	後胸牆滑 動安全係 數=	0.29
	後側摩擦力(t)(C ₂)=	8.59	後側胸牆作用面積(m ²)=	2.71		
			後側胸牆平均波力(t)=	29.40		
C (-22~ -23)	前側胸牆剪力樺(t)(A)=	37.63	前側胸牆平均波壓(t/m ²)=	11.78	前胸牆滑 動安全係 數=	1.45
	前側重量(t)(B ₁)=	22.91	前側胸牆作用面積(m ²)=	2.87		
	前側摩擦力(t)(C ₁)=	49.08	前側胸牆平均波力(t)=	33.83		
	後側重量(t)(B ₂)=	17.19	後側胸牆平均波壓(t/m ²)=	10.75	後胸牆滑 動安全係 數=	0.30
	後側摩擦力(t)(C ₂)=	8.59	後側胸牆作用面積(m ²)=	2.71		
			後側胸牆平均波力(t)=	29.10		
D (-23~	前側胸牆剪力樺(t)(A)=	37.63	前側胸牆平均波壓(t/m ²)=	11.55	前胸牆滑 動安全係 數=	1.48
	前側重量(t)(B ₁)=	22.91	前側胸牆作用面積(m ²)=	2.87		

-24)	前側摩擦力(t)(C ₁)=	49.08	前側胸牆平均波力(t)=	33.16	數=	
	後側重量(t)(B ₂)=	17.19	後側胸牆平均波壓(t/m ²)=	10.64	後胸牆滑 動安全係 數=	0.30
	後側摩擦力(t)(C ₂)=	8.59	後側胸牆作用面積(m ²)=	2.71		
				後側胸牆平均波力(t)=	28.82	
E (-24~ -25)	前側胸牆剪力樺(t)(A)=	37.63	前側胸牆平均波壓(t/m ²)=	11.51	前胸牆滑 動安全係 數=	1.48
	前側重量(t)(B ₁)=	22.91	前側胸牆作用面積(m ²)=	2.87		
	前側摩擦力(t)(C ₁)=	49.08	前側胸牆平均波力(t)=	33.06		
	後側重量(t)(B ₂)=	17.19	後側胸牆平均波壓(t/m ²)=	10.54	後胸牆滑 動安全係 數=	0.30
	後側摩擦力(t)(C ₂)=	8.59	後側胸牆作用面積(m ²)=	2.71		
				後側胸牆平均波力(t)=	28.52	

註：1. $C_1=B_1 \times 0.5 + A$ ； $C_2=B_2 \times 0.5$ 。

(3) 消波艙後側胸牆傾倒破壞分析

依前圖 4.21 可看出，前側胸牆會受兩邊側牆及後側胸牆固定之影響，較不容易產生傾倒之情況，因此僅針對後側胸牆之傾倒破壞做一分析。後側胸牆所受之波力分佈情形如圖 4.25 所示，另計算單位長度後側胸牆所受之波力，如表 4.25 所示。由表中可知，後側胸牆所受之波力產生之力矩遠大於胸牆自重所產生之力矩。故在此情形下，後側胸牆易受大浪影響而產生傾覆之可能(傾倒安全係數僅 0.57~0.59)。

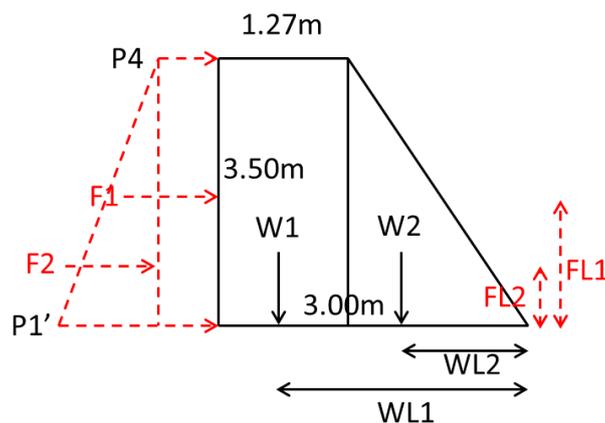


圖 4.25 後側胸牆傾倒受力示意圖

表 4.25 防波堤後側胸牆原設計傾倒安全分析表

斷面	傾倒安全分析計算				傾倒安全係數
	重量(t)W1=		波力(t)F1=		
A (-20~-21)	10.22		30.26		0.57
	力矩(m)WL1=	2.37	力矩(m)FL1=	1.75	
	重量(t)W2=	6.96	波力(t)F2=	3.33	
	力矩(m)WL2=	1.15	力矩(m)FL2=	1.17	
	抵抗彎矩(t·m)M1=	32.21	破壞彎矩(t·m)M2=	56.83	
B (-21~-22)	重量(t)W1=	10.22	波力(t)F1=	29.95	0.57
	力矩(m)WL1=	2.37	力矩(m)FL1=	1.75	
	重量(t)W2=	6.96	波力(t)F2=	3.30	
	力矩(m)WL2=	1.15	力矩(m)FL2=	1.17	
	抵抗彎矩(t·m)M1=	32.21	破壞彎矩(t·m)M2=	56.26	
C (-22~-23)	重量(t)W1=	10.22	波力(t)F1=	29.65	0.58
	力矩(m)WL1=	2.37	力矩(m)FL1=	1.75	
	重量(t)W2=	6.96	波力(t)F2=	3.27	
	力矩(m)WL2=	1.15	力矩(m)FL2=	1.17	
	抵抗彎矩(t·m)M1=	32.21	破壞彎矩(t·m)M2=	55.69	
D (-23~-24)	重量(t)W1=	10.22	波力(t)F1=	29.37	0.58
	力矩(m)WL1=	2.37	力矩(m)FL1=	1.75	
	重量(t)W2=	6.96	波力(t)F2=	3.23	
	力矩(m)WL2=	1.15	力矩(m)FL2=	1.17	
	抵抗彎矩(t·m)M1=	32.21	破壞彎矩(t·m)M2=	55.16	
E (-24~-25)	重量(t)W1=	10.22	波力(t)F1=	29.06	0.59
	力矩(m)WL1=	2.37	力矩(m)FL1=	1.75	
	重量(t)W2=	6.96	波力(t)F2=	3.20	
	力矩(m)WL2=	1.15	力矩(m)FL2=	1.17	
	抵抗彎矩(t·m)M1=	32.21	破壞彎矩(t·m)M2=	54.59	

註：1. $M1 = W1 \times WL1 + W2 \times WL2$ ； $M2 = F1 \times FL1 + F2 \times FL2$

2. 後側胸牆以較大之 CrestII b 結果考量

3. 考量波力作用在後側胸牆之面積為 0.875(=4.2/4.8)，故修正波力 F1 及 F2 大小。

4. 本研究設計條件之消波艙安全性分析

應用前述本研究檢討現今颱風波浪所得條件，計算其所產生波壓作為驗核之基準，各項分析如后。：

(1)消波艙胸牆剪力破壞分析

消波艙開孔壁面所承受之波力雖增加至 58.71~65.89 t，但仍會小於混凝土可提供抗剪力強度(131.69 t)，故於現況來說仍安全無虞。而由表 4.26 中可看出，在波力增加對於後側胸牆之混凝土抗剪力強度仍遠高波力作用，故於現況來說仍安全無虞。

表 4.26 後側胸牆所受波力及混凝土剪力關係表

離胸牆頂 距離(m)	單位面積 (m ²)	剪力強度 (t)	波力 (t)
0.50	1.52	95.14	7.58~8.63
1.00	1.76	110.64	15.44~17.53
1.50	2.01	126.14	23.56~26.68
2.00	2.26	141.64	31.94~36.09
2.50	2.51	157.13	40.60~45.77
3.00	2.75	172.63	49.52~55.70
3.50	3.00	188.13	58.71~65.89

註：後側胸牆考慮受波壓為較大之 CrestII b 計算結果。

(2)消波艙胸牆滑動破壞分析

消波艙前側胸牆在現今波力增加後，前側胸牆之滑動安全係數由 0.80~0.93，顯示會有立即性破壞之可能。而後側胸牆之滑動安全係數(0.17~0.20)仍遠小於規範之要求，因此，勢必會有破壞之虞，相關計算如表 4.27 所示。

表 4.27 防波堤胸牆現況滑動安全分析表

斷面	抗滑動力		滑動力		分析結果	
A (-20~-21)	前側胸牆剪力樺(t)(A)=	37.63	前側胸牆平均波壓(t/m ²)=	18.46	前胸牆滑動 安全係數=	0.93
	前側重量(t)(B ₁)=	22.91	前側胸牆作用面積(m ²)=	2.87		
	前側摩擦力(t)(C ₁)=	49.08	前側胸牆平均波力(t)=	53.00		
	後側重量(t)(B ₂)=	17.19	後側胸牆平均波壓(t/m ²)=	16.11	後胸牆滑動 安全係數=	0.20
	後側摩擦力(t)(C ₂)=	8.59	後側胸牆作用面積(m ²)=	2.71		
			後側胸牆平均波力(t)=	43.63		
B (-21~-22)	前側胸牆剪力樺(t)(A)=	37.63	前側胸牆平均波壓(t/m ²)=	19.56	前胸牆滑動 安全係數=	0.87
	前側重量(t)(B ₁)=	22.91	前側胸牆作用面積(m ²)=	2.87		
	前側摩擦力(t)(C ₁)=	49.08	前側胸牆平均波力(t)=	56.16		
	後側重量(t)(B ₂)=	17.19	後側胸牆平均波壓(t/m ²)=	16.70	後胸牆滑動 安全係數=	0.19
	後側摩擦力(t)(C ₂)=	8.59	後側胸牆作用面積(m ²)=	2.71		
			後側胸牆平均波力(t)=	45.21		
C (-22~-23)	前側胸牆剪力樺(t)(A)=	37.63	前側胸牆平均波壓(t/m ²)=	20.05	前胸牆滑動 安全係數=	0.85
	前側重量(t)(B ₁)=	22.91	前側胸牆作用面積(m ²)=	2.87		
	前側摩擦力(t)(C ₁)=	49.08	前側胸牆平均波力(t)=	57.57		
	後側重量(t)(B ₂)=	17.19	後側胸牆平均波壓(t/m ²)=	17.31	後胸牆滑動 安全係數=	0.18
	後側摩擦力(t)(C ₂)=	8.59	後側胸牆作用面積(m ²)=	2.71		
			後側胸牆平均波力(t)=	46.86		
D (-23~-24)	前側胸牆剪力樺(t)(A)=	37.63	前側胸牆平均波壓(t/m ²)=	20.40	前胸牆滑動 安全係數=	0.84
	前側重量(t)(B ₁)=	22.91	前側胸牆作用面積(m ²)=	2.87		
	前側摩擦力(t)(C ₁)=	49.08	前側胸牆平均波力(t)=	58.58		
	後側重量(t)(B ₂)=	17.19	後側胸牆平均波壓(t/m ²)=	17.75	後胸牆滑動 安全係數=	0.18
	後側摩擦力(t)(C ₂)=	8.59	後側胸牆作用面積(m ²)=	2.71		
			後側胸牆平均波力(t)=	48.07		
E (-24~-25)	前側胸牆剪力樺(t)(A)=	37.63	前側胸牆平均波壓(t/m ²)=	21.24	前胸牆滑動 安全係數=	0.80
	前側重量(t)(B ₁)=	22.91	前側胸牆作用面積(m ²)=	2.87		
	前側摩擦力(t)(C ₁)=	49.08	前側胸牆平均波力(t)=	61.00		
	後側重量(t)(B ₂)=	17.19	後側胸牆平均波壓(t/m ²)=	18.18	後胸牆滑動 安全係數=	0.17
	後側摩擦力(t)(C ₂)=	8.59	後側胸牆作用面積(m ²)=	2.71		
			後側胸牆平均波力(t)=	49.24		

註：1. C₁=B₁×0.5+A；C₂=B₂×0.5。

4.5.3 綜合分析結果比較

綜合上述針對堤基保護方塊重量、沉箱穩定性及消波艙安全性等三部份之分析結果，彙整如表 4.28 所示，由表中可知：

- 1.現有堤基保護方塊雖於現場堤址攝影與測量之結果，並無顯示有滑動或是流失之情形。但依據本計畫推算颱風波浪之計算結果，堤基方塊重量應達 116.49 t 以上，空心方塊則需 51.21t 以上；另由第二章中之實際颱風波浪觀測資料可發現，目前出現之最大波高為 14.8m，週期為 13.9sec。經計算其護基方塊約需 71t，均顯示現況方塊重量明顯不足(27.6 t 及 41.4 t)，未來存在發生移動破壞之風險。
- 2.依本研推算之設計條件下波壓修正計算後之結果，沉箱滑動安全係數介於 0.65~1.19 間，而傾倒安全係數介於 0.97~1.82 間，顯示現有堤體並不符合 50 年迴歸期設計需求。經估算現況維持堤體穩定可承受之波高為 8.85m(安全係數 ≥ 1.2)及 10.12m(安全係數 ≥ 1.2)，與統計 2002~2012 年歷年實測最大颱風波浪比較可知，至少曾發生 4 次波高大於堤體穩定容許上限波高值之情形，顯示現有堤體結構安全已有立即性之危險。
- 3.依本研究推算 50 年迴歸期條件下就消波胸牆分析計算，前側胸牆考量受剪力及滑動分析中，現況所受剪力並不影響其結構安全，但其滑動安全係數 0.80~0.93，可能會有立即性之滑動破壞之虞；另後側胸牆在剪力作用下可保持安全，不過於滑動安全係數為 0.17~0.20 及傾倒安全係數為及 0.34~0.38，顯示有可能發生立即性破壞之情形。但後側胸牆一旦發生滑動或傾倒，則會使其與側牆連接面產生裂縫或間隙。隨著受大浪之侵襲，會使間隙處形成破壞面而逐漸加大，最後導致後側胸牆與側牆分離造成破壞。而在失去後側胸牆後亦會使原先穩固之前側胸牆、側牆及後側胸牆四邊固定形式發生改變，在無後側支撐之情況下，也將導致前側胸牆失去背後支持，而有傾覆之虞。
- 4.綜合上述分析結果可知，蘇澳港南外廓防波堤沉箱於本計畫推算 50 年之颱風波浪條件下，安全性顯有不足，且由實測波浪資料可知，本研究區 2002~2012 年間曾發生數次實測波高超原設計波浪之事

件，惟現況並未發生大規模之沉箱滑動傾倒等破壞，究其未破壞之可能原因如下：

- (1)波浪條件：波力計算時，除波高外，週期及波向亦會對波力作用於結構物之大小產生影響，由本計畫推算之結果可知，對計畫區影響最大之波向為 ESE 向，對應之 50 年迴歸期週期為 16.7sec；而由實測資料可知，颱風波浪之週期均小於 14sec，且波向多分佈於 S~ENE 向，故實測颱風波高雖甚大，但受波向及週期之影響，故其實際作用之波力將小於本計畫推算 50 年迴歸期颱風波浪之波力，可能尚未達到破壞之門檻。
- (2)波力計算條件：Goda 波壓公式係以不規則波觀念求得以供設計參考，與水工模型試驗相較，其正向波力及上揚力之估算均較為保守，故其計算之波力數值可能較實際為大；另沉箱底板磨擦係數於計算時一般採 $f=0.6\sim 0.7$ 計算，本計畫計算時則保守採用 $f=0.6$ ，考量本計畫以塊石作為沉箱之基礎，其摩擦力可能較大，亦將增加其抵抗滑動及傾倒之反力。

表 4.28 蘇澳港南防波堤沉箱現況穩定分析對照表

項 目		本計畫分析結果	規範	現況安全性	
方塊	堤基保護方塊重量	27.6 t、44.1 t	$\geq 116.89t$	否	
沉箱 主體	沉箱堤體滑動	0.65~1.19	≥ 1.2	有滑動之虞	
	沉箱堤體傾倒	0.97~1.82	≥ 1.2	有傾倒之虞	
胸 牆	前 側	前側胸牆波力	53.00~61.00 t	$\leq 131.69t$	是
		前側胸牆滑動	0.80~0.93	≥ 1.2	否
	後 側	後側胸牆波力	43.63~49.24 t	$\leq 188.13t$	是
		後側胸牆滑動	0.17~0.20	≥ 1.2	否
		後側胸牆傾倒	0.34~0.38	≥ 1.2	否

4.6 防波堤結構物補強方案探討

依據前節防波堤沉箱堤體結構穩定分析及既有結構物受損檢討可知，於本研究推算之設計波浪條件下，現有堤體滑動及傾倒安全係數

皆小於規範之要求，護基方塊及消波艙後側胸牆之重量亦有不足，有立即性發生破壞之風險。而目前現勘所見之破壞類型包括消波艙後側胸牆、側牆破壞及消波艙整體破壞等，以下將分別討論其補強方案。

1. 堤體穩定補強方案探討

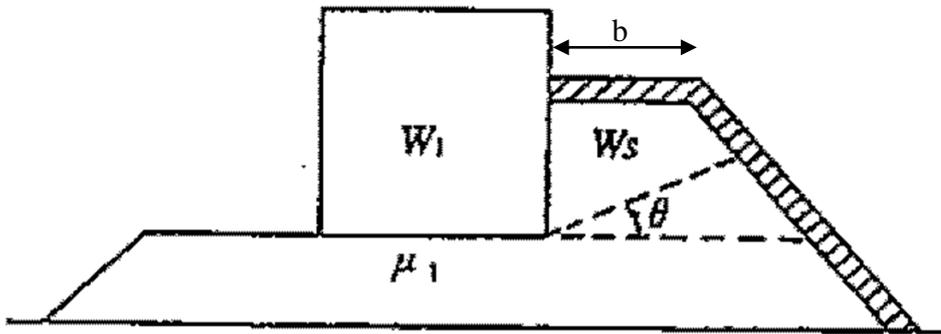
經前述堤體穩定分析可知，其破壞可能發生於滑動或是傾倒上。由於沉箱主體為直接抵擋波浪作用，故如有沉箱發生移動或傾覆破壞，勢必會對港內造成影響。如要改善現有沉箱可能發生之移動或傾覆現象，其解決方式可將現有場鑄加高，以增加堤體自重方式因應，另亦可佐以堤後背填方式作為改善。惟依據前述波力計算結果可知，於本計畫推算之設計條件下，堤體受波壓最大可達 536t/m，而滑動安全係數僅 0.64，因差異較大，若需補足堤體之重量，場鑄需加高甚多；故初步建議可採堤後背填或是加寬堤體之方式增加堤體抵抗波浪之能力，以解決堤體安全性欠佳之問題。

(1) 堤後背填

依據日本「Technical Standards for Port and Harbor Facilities in Japan」規範，直立堤堤後有限背填所增加之被動土壓力(詳圖 4.26 所示)可依下式估算：

$$R=W_s \tan(\theta + \phi)$$

- 式中 R : 背填增加之被動土壓力 (t/m)
W_s : 堤後背填料於扣除最上層被覆層後，拋石滑動面上拋石之水中重量 (t/m)
θ : 滑動面傾斜角 (deg)
φ : φ = tan⁻¹ μ₂，拋石情況下 μ₂ 可採 0.8 (deg)



資料來源：Technical Standards for Port and Harbor Facilities in Japan

圖 4.26 堤後有限背填示意圖

於表面被覆層採 1.0m，而堤體滑動安全係數需達 $F_s=1.2$ 之條件下，經由上述分析計算後，建議堤後背填高程需達 +2.0m，背填寬度 b 則需 10m，堤後則採 1:2 收坡至現地，此時背填料可提供約 299t/m 之背動土壓力，滑動及傾倒於背填後均可大於 1.2，故背填後可確保堤體穩定之安全，如圖 4.27 所示。

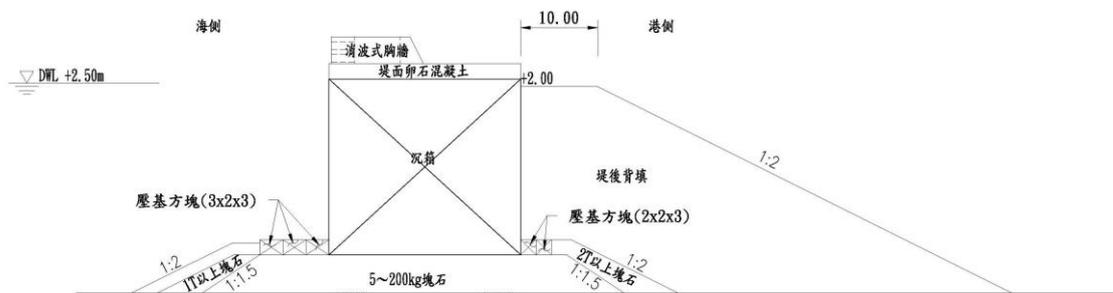


圖 4.27 本研究堤後背填斷面示意圖

(2) 堤寬增加(新設沉箱)

考量外廓防波堤後為一開闊水域，堤後背填將可能有回填料流失之問題，若將堤體寬度增加，亦可加強整體抵抗波浪之能力，考量工程之可行性，依 50 年颱風波浪作為外力條件，經結構安全分析結果，堤寬至少 50m，考量既有堤寬已達 25m，初步建議可於新置一 25m 寬之沉箱，於安全係數需大於 1.2 之條件下，

可提供足夠之摩擦力以抵抗波壓。新設沉箱可配合後續港區需求調整配置。若放置原沉箱海側位置，因新設沉箱主體 RC 為新製，其材料強度符合現有規範需求，但由於位置於海側，易受波浪影響，施工品質掌控不易，施工進度易受影響；而於港側放置新設沉箱，由於港區水域較為靜穩，其施工品質及進度較能掌控，但港區水域範圍減小，計畫堤後背填斷面詳圖 4.28 所示。後續則依使用單位實際需求，選擇新設沉箱放置位置，以符合使用單位需求。

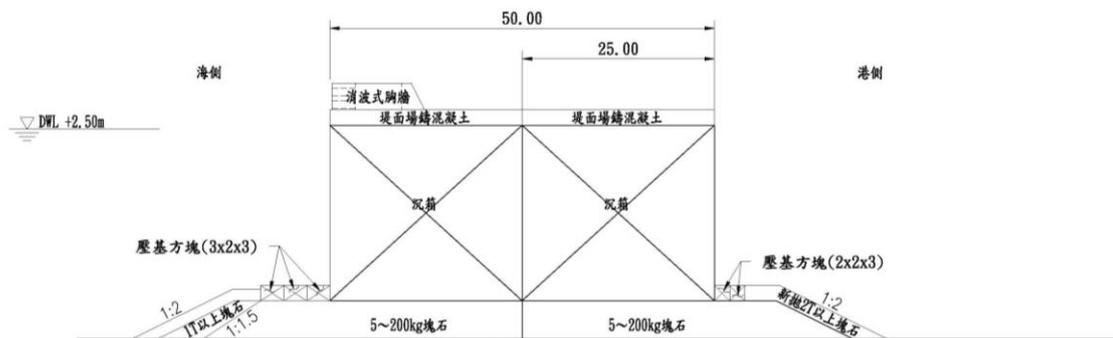


圖 4.28 本計畫堤後背填斷面示意圖

(3) 堤寬增加+場鑄堤面提高(新設沉箱+場鑄面提高至胸牆高度)

考量若將堤體寬度增加及場鑄堤面提高，可縮減新設沉箱寬度，亦可加強整體抵抗波浪之能力，考量工程之可行性，依本計畫 50 年颱風波浪作為外力條件，經結構安全分析結果，堤寬至少 40m，考量既有堤寬已達 25m，初步建議可於新置一 15m 寬之沉箱，並將原有堤面場鑄混凝土打設至原消波胸牆頂高 +8.50，並保留原有消波胸牆，於安全係數需大於 1.2 之條件下，可提供足夠之摩擦力以抵抗波壓。於港側放置新設沉箱，由於港區水域較為靜穩，其施工品質及進度較能掌控，計畫堤後背填斷面詳圖 4.29 所示。

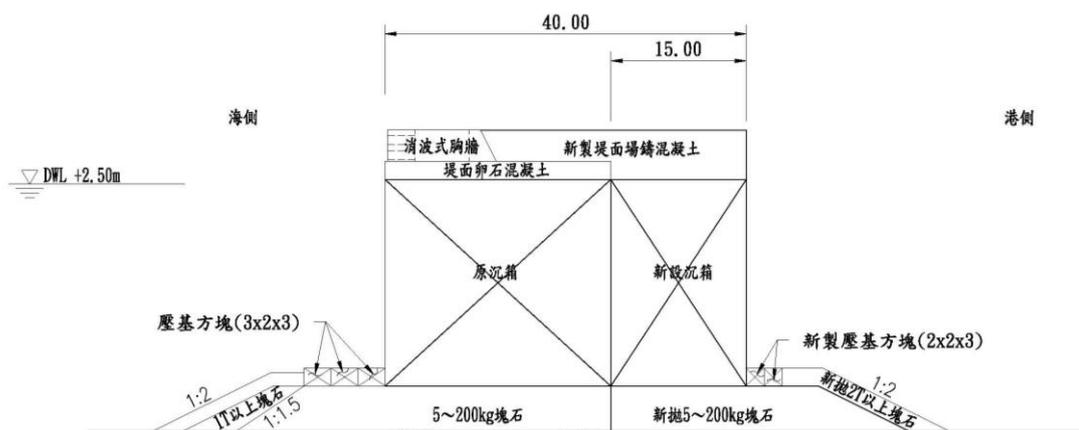


圖 4.29 本研究堤後背填斷面示意圖

2. 方塊位移補強方案探討

考慮現有護基方塊移動將造成堤基淘空後使沉箱發生前傾現象，些微掏空雖不致影響沉箱擋浪，但如長時期之淘空，亦不排除造成沉箱本體損傷而致破壞。故護基方塊之穩定性雖屬附屬保護設施，但其安全性亦需重視。基此，雖現場方塊並無出現位移，但經由所蒐集之過往破壞，亦有發現方塊及消波塊流失等現象，且經結構計算可知，現有方塊重量已小於規範所需之重量。因此，除因密切注意現有方塊或消波塊之保護情況外，如有發生位移等情形，應考量以吊具將其歸位，以防止堤基繼續淘空，另亦可利用水中混凝土修補方塊與沉箱之細縫，以防止堤基細料流失。另亦可考量製作符合重量需求之開孔方塊(>51.21t)，以確保堤體安全。

3.消波艙胸牆破壞補強方案探討

經前消波艙安全性分析可知，其破壞類型包括後側胸牆及側牆破壞兩種，但整體而論皆屬於消波艙本身結構性破壞。因此，消波艙之補強方案初步可採用以下幾種方法。

(1) 消波艙後側胸牆及側牆面改進

經檢核可知，現有消波胸牆之後側胸牆主要破壞原因為滑動及傾倒破壞；而後側胸牆破壞後，則因消波艙整體失去穩固之結構型式，導致整體連鎖破壞。因此，如要改善後側胸牆之穩定性，可藉由增加剪力筋方式因應，改進其原本因抗剪力不足而發生滑動破壞之情形，且可增加胸牆與堤面混凝土之連結，以抵抗傾覆之可能；另亦可以增厚胸牆方式來增加胸牆重量，以抵抗其抗傾覆之能力。除此之外，側牆會發生破壞之原因，亦有可能是波力作用於外牆時並非均勻分佈，如波力較偏於一側，則會造成側牆受彎矩作用產生破壞而分離，因此，補強方案初步建議將消波艙後側胸牆增厚至寬 3m 及 3.5m，高 3.5m，並植入#6 號鋼筋@0.1m， $L=2.0m$ 作為剪力筋加強其抗剪強度，側牆則初步建議加厚為 1.0m，以增加抵抗彎矩破壞之作用力，詳圖 4.30 所示。

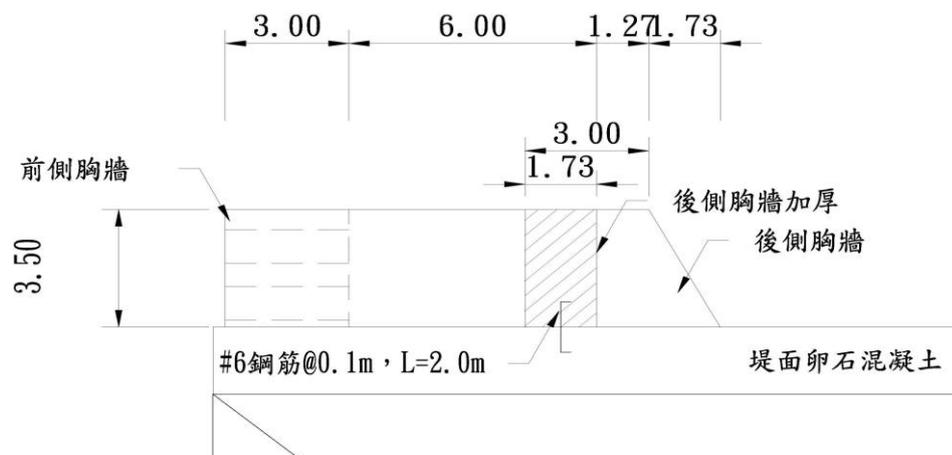


圖 4.30 消波艙後側胸牆及側牆面改進斷面示意圖

(2) 消波艙內填放塊石或消波塊

此法係利用大型塊石填充於消波艙內，除可增加堤體自重外，亦可藉由填充艙內空間來增加消波艙開孔面及側牆抵抗力矩，惟此法需考量消波孔直徑與塊石大小之關係，亦即需採用大型塊石以防止塊石藉由消波孔流失，有關消波效果，則可以水工模型試驗加以確認。但考慮大型塊石取得不易，且容易由消波孔流失之問題，因此，亦可考量採用消波塊替代，惟填放之消波塊應慎選固定性較佳且適合蘇澳港既有消波艙尺寸之型式，詳圖 4.31 所示。

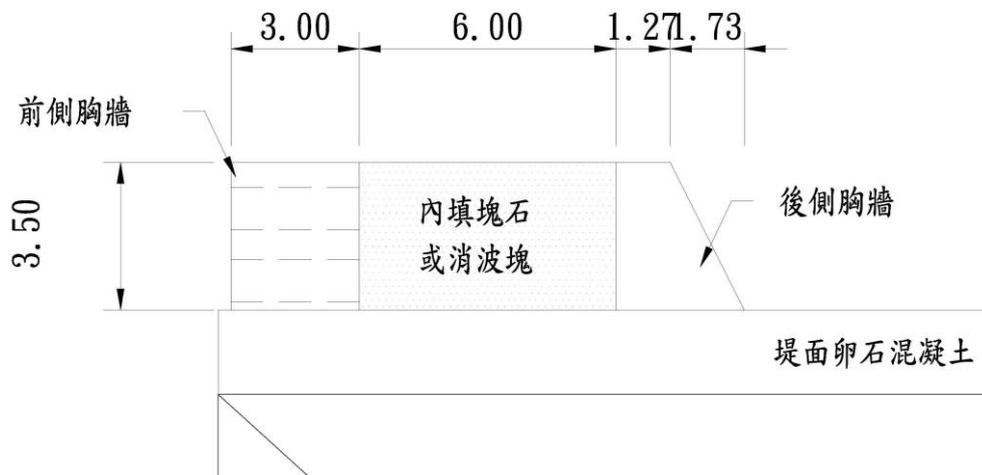


圖 4.31 消波艙內填放塊石或消波塊斷面示意圖

4.其他

考慮交通部頒規範「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」(民國 99 年修訂)中規定，所使用之鋼筋混凝土最小混凝土設計強度則應達 280kg/cm^2 ，而無筋混凝土最小混凝土設計強度應達 210kg/cm^2 。但現有蘇澳港防波堤於設計時沉箱主體混凝土(鋼筋混凝土)僅有 210kg/cm^2 ，而堤面及胸牆混凝土(無筋混凝土)則僅有 140kg/cm^2 ，故於之後整建時可逐步改善為合於規範之要求。此舉雖無法改善胸牆滑動或傾倒之發生，但可增強混凝土之剪力強度，增加抵禦波浪之能力。

第五章 港灣防波堤維護管理資訊系統建置

國內現有主要港口之防波堤大都已屆使用年齡，由於歷經颱風波浪等外在條件侵襲，各港務單位經年須花費龐大經費進行維修與復建，以維持構造物安全與港口正常營運。是以，本研究擬整合港務單位既有的維護管理作業體系，研擬一套標準作業流程，並以資訊化方法建置一套符合實際需求的防波堤設施維護管理資訊系統，預防災害發生，加速維護作業之流程，使損失降至最低。

本研究於往昔相關計畫已於花蓮港與高雄港建置相關之維護管理資訊系統，本年度針對蘇澳港辦理本項工作，相關系統架構建置、維修表單內容與展示方式等，如下列各節概述。

5.1 系統架構概述

港灣防波堤維護管理資訊系統規劃，基於地理資訊系統概念，應用 Google Web Toolkit (GWT) 網頁開發建置港灣設施維護管理資訊系統。同時，考量現場檢測作業的便利性，亦使用 Android 作業系統開發可於平板電腦及智慧型手機等行動裝置上操作之防波堤檢測系統應用程式(Application; APP)。使用管理者可以藉由網頁的交談式介面，查詢港灣防波堤資訊，進行檢測、評估及提供相關維修工作之建議，後續可進行必要的維修檢測預算編列。執行防波堤檢測作業時，本系統可提供現場即時填寫檢測表單及檢測資料同步上傳資料庫之功能，除可簡化加速檢測作業流程，更可協助各使用檢測單位落實「制度化」、「自動化」、「快速化」之檢測作業流程。透過網際網路，各級督導單位能即時查詢構造物之基本資料與檢測成果。經由維護管理資訊系統標準作業流程，可達成先期掌握設施功能劣化程度或加速必要之設施維護作業，以收設施功能維護防微杜漸之效。

防波堤維護管理系統建置，首先必須將設施檢測評估工作研擬一

套格式化表單，再根據表單內容設計成維護管理系統資料庫。後續說明資料庫系統的網站架構，接著分析維護管理的資料，由此建立資料庫整體資料表的關聯圖，規劃維護管理系統功能之架構及示範各模組的功能，最後將本維護管理系統延伸至平板電腦等行動裝置，以利於現場進行相關檢測作業。

5.2 防波堤檢維修表單建置

針對防波堤堤體及堤前拋石區設施功能檢測作業，本研究參考「港灣設施防災技術研究(一)--港灣構造物維護管理準則之研究」的定期表單，訂定防波堤構造物檢測項目、檢測頻率、劣化分級和檢測評估表單，最終建立港灣防波堤構造物的檢測作業評估表及劣化程度評估標準值，檢測劣化程度與評估值關係如表 5.1 與表 5.2 所示。其特點係以條列式方式列出檢測項目，對於新進或生手之巡查人員而言，可較具體明確的瞭解應檢測項目的重點，同時對於檢測項目可作較標準化、一致性的規定，表單內應含有：(1)構造物基本資料；(2)定期檢測評估紀錄表，本表包含檢測項目、檢測頻率、破壞程度、破壞範圍、破壞影響與處理方式，填表範例如表 5.3 所示。

表 5.1 水上部分檢測劣化程度與評估值關係表

	D 值	U 值	劣 化 程 度	對 應 描 述
開孔胸牆／消波槽室	1	1	無異狀	
	2	2	輕微損傷	龜裂長度<5cm，寬度<3mm
			局部混凝土剝落	
	3	3	明顯損傷	龜裂長度>5cm，寬度>3mm
			混凝土剝落致鋼筋外露	鋼筋外露
			胸牆損傷致高度不足	胸牆局部斷裂損傷
			支撐壁損傷影響消波效果	支撐壁破洞
	4	4	胸牆斷落	
支撐壁斷落				
堤面	1	1	無異狀	
	2	2	輕微損傷	龜裂長度<5cm，寬度<3mm
			局部混凝土剝落	混凝土有剝落情況
	3	3	明顯損傷	龜裂長度>5cm，寬度>3mm
			混凝土剝落致鋼筋外露	
			輕微不均勻沉陷	沉陷量<5cm(擬定值)
	4	4	明顯不均勻沉陷	沉陷量>5cm(擬定值)
			堤面混凝土斷裂	
開孔胸牆／消波槽室	1	1	無異狀	
	2	2	輕微損傷	龜裂長度<5cm，寬度<3mm
			局部混凝土剝落	
	3	3	明顯損傷	龜裂長度>5cm，寬度>3mm
			混凝土剝落致鋼筋外露	鋼筋外露
			胸牆損傷致高度不足	胸牆局部斷裂損傷
			支撐壁損傷影響消波效果	支撐壁破洞
	4	4	胸牆斷落	
支撐壁斷落				

表 5.2 水下部分檢測劣化程度與評估值關係表

	D 值	U 值	劣 化 程 度	描 述
水下沉箱	1	1	無異狀	
	2	2	堤體輕微損傷	龜裂長度<5cm，寬度<3mm
	3	3	堤體明顯損傷	龜裂長度>5cm，寬度>3mm
			壁體剝落致鋼筋外露	鋼筋外露
4	4	堤體混凝土斷裂		
護基方塊	1	1	無異狀	
	2	2	部分發生下陷位移	變位量<50cm(擬定值)
	3	3	小規模下陷位移	變位量 50cm~90cm 之間(擬定值)
	4	4	大範圍下陷位移	變位量>90cm(擬定值)
消波塊	1	1	無異狀	
	2	2	部分消波塊移動或滾落	
	3	3	消波塊沉陷達一層	消波塊沉陷量>1m(擬定值)
			堤體有滑動之虞	
4	4	消波斷面減少，堤體可能滑動		
基礎海床	1	1	無異狀	
	2	2	輕微沖刷	沖刷坑深度約<50cm
	3	3	大量沖刷	沖刷坑深度約 50~100cm 之間
	4	4	嚴重沖刷	沖刷坑深度約>100cm

表 5.3 直立堤定期檢測評估表

隸屬港口								
防波堤位置 編號					檢測單元編號			
檢測項目位置		頻率	R	D	劣化程度	E	U	異常位置
水上部分	胸牆 •剝離 •龜裂損傷	一年	2		<input type="checkbox"/> 無異狀			
				2	<input type="checkbox"/> 輕微損傷 <input type="checkbox"/> 局部混凝土剝落			
				3	<input type="checkbox"/> 明顯損傷 <input type="checkbox"/> 混凝土剝落 <input type="checkbox"/> 胸牆損傷致高度不足			
				4	<input type="checkbox"/> 胸牆斷落			
	堤面 •龜裂損傷 •沈陷	一年	3	1	<input type="checkbox"/> 無異狀			
				2	<input type="checkbox"/> 輕微損傷 <input type="checkbox"/> 局部混凝土剝落			
				3	<input type="checkbox"/> 明顯損傷 <input type="checkbox"/> 混凝土剝落 <input type="checkbox"/> 輕微不均勻沈陷			
				4	<input type="checkbox"/> 明顯不均勻沈陷 <input type="checkbox"/> 堤面混凝土斷裂			
	沈箱 •變位 •傾斜 •龜裂損傷 •鋼筋外露	一年	4	1	<input type="checkbox"/> 無異狀			
				2	<input type="checkbox"/> 堤體變位不明顯 <input type="checkbox"/> 堤體輕微損傷 <input type="checkbox"/> 壁體側牆混凝土剝落但鋼筋未外露 <input type="checkbox"/> 輕微傾斜			
				3	<input type="checkbox"/> 堤體變位明顯 <input type="checkbox"/> 堤體明顯損傷 <input type="checkbox"/> 壁體剝落致鋼筋外露 <input type="checkbox"/> 明顯傾斜			
				4	<input type="checkbox"/> 堤體嚴重變位 <input type="checkbox"/> 堤體混凝土斷裂 <input type="checkbox"/> 嚴重傾斜			

表 5.3(續) 直立堤定期檢測評估表

檢測項目位置		頻率	R	D	劣 化 程 度	E	U	異常位置
水下部分	沈箱 • 龜裂損傷	<input type="checkbox"/> 二年	4	1	<input type="checkbox"/> 無異狀			
				2	<input type="checkbox"/> 堤體輕微損傷			
				3	<input type="checkbox"/> 堤體明顯損傷 <input type="checkbox"/> 壁體剝落致鋼筋外露			
				4	<input type="checkbox"/> 堤體混凝土斷裂			
	護基方塊 • 變位	<input type="checkbox"/> 二年	3	1	<input type="checkbox"/> 無異狀			
				2	<input type="checkbox"/> 部分發生下陷位移			
				3	<input type="checkbox"/> 小規模下陷位移			
				4	<input type="checkbox"/> 大範圍下陷位移			
	消波塊 • 滑落 • 沈陷	<input type="checkbox"/> 二年	3	1	<input type="checkbox"/> 無異狀			
				2	<input type="checkbox"/> 部分消波塊移動或滾落			
				3	<input type="checkbox"/> 消波塊散落沈陷達一層			
				4	<input type="checkbox"/> 消波斷面減少，堤體可能滑動			
基礎海床 • 沖刷	<input type="checkbox"/> 二年	4	1	<input type="checkbox"/> 無異狀				
			2	<input type="checkbox"/> 輕微沖刷				
			3	<input type="checkbox"/> 大量沖刷				
			4	<input type="checkbox"/> 嚴重沖刷				
性能指標			$CI = 120 - 10 \frac{\sum (D + E) \times R}{\sum R}$					
檢測人員意見：								
檢測時間		檢測單位			檢測人員			

5.2.1 防波堤構造物劣化評估

前列表單中有關防波堤構造物劣化評估，本研究亦參考國內「港灣設施防災技術研究(一)--港灣構造物維護管理準則之研究」之 D.E.R. & U. 評估法，針對高雄港防波堤構造物型式根據劣化狀況(D)、影響性(R)、損壞範圍(E)及急迫性(U)等建立設施評估準則。D.E.R. & U. 評估法係由初步檢視港灣構造物所得之各構件劣化狀況(D)、損壞範圍(E)及影響性(R)等值，進而求得構造物的性能指標 CI 值。D.E.R. & U. 評估法中 CI 值之定義如式(5.1)所示，式中下標 i 表示構件編號，D 值與 E 值因權重分為 1~4 等，故分母各以 4 之值進行計算。

$$CI = 100 - 100 \frac{\sum_i (D_i + E_i) R_i}{(4 + 4) \sum_i R_i} \quad (5.1)$$

港灣設施經年累月使用及受外在環境等營力作用下，港灣構造物難免產生損傷變型及材料劣化等現象，將使得 CI 值逐漸降低。本研究爰引「港灣設施防災技術研究(一)--港灣構造物管理準則之研究」之研究成果，將港灣構造物之整體狀況指標(CI 值)分級如表 5.4 所示之 A、B 及 C 級等三個等級。然，依據港灣構造物依設計規範施工完成後之性能指標 CI 值滿分為 75 分時，易與一般分數標準造成判讀上之落差。是以，本研究遂將(5.1)式係數修訂為(5.2)式，使性能指標 CI 值滿分調整至 100，並在構造物的整體狀況指標分級區間也進行修訂，俾利後續資料判讀作業。

$$CI = 120 - 10 \frac{\sum_i (D_i + E_i) R_i}{\sum_i R_i} \quad (5.2)$$

表 5.4 港灣構造物之整體狀況指標(CI 值)分級表

狀況分級	原分數區間	修訂分數區間	狀況說明
A 級	$85 \leq CI \leq 100$	$85 \leq CI \leq 100$	表示安全無虞。
B 級	$70 \leq CI < 85$	$65 \leq CI < 85$	表示結構物已受損傷，可增加檢測項目或藉由儀器提高檢測精度，了解構造物性能的劣化趨勢。分析其營運管理成本，在預算許可的條件下進行維修。
C 級	$CI < 70$	$CI < 65$	表示構造物已受較嚴重損傷，此時應分析其生命週期成本，編列預算進行必要的維修及補強的工作，或在適當時機拆除重建。

5.3 系統資料庫建置

本研究所建置防波堤維護管理系統之資料庫設計，係採用美國 Apache 公司所研發的開放式源碼(Java DB)進行建置。Java DB 除可執行用戶端的 SQL 程式，亦可編譯成為 Java bytecode，再以 Java 虛擬器執行。資料庫的建置除一般應用程式所使用到的系統管理資料表外，可劃分成基本資料維護資料庫、工程資料維護資料庫、檢測資料維護資料庫等三類，各類資料庫的架構及功能說明如後：

5.3.1 基本資料維護資料庫

基本資料維護資料庫主要紀錄防波堤構造物的基本屬性，諸如構造物清單、構造物基本資料、構造物檢測位置及檢測項目、劣化程度、損壞範圍分級、維修工法清單、對應維修工法及使用者帳戶管理，其資料表之關聯性及定義分如圖 5.1 及表 5.5~表 5.13 所示。

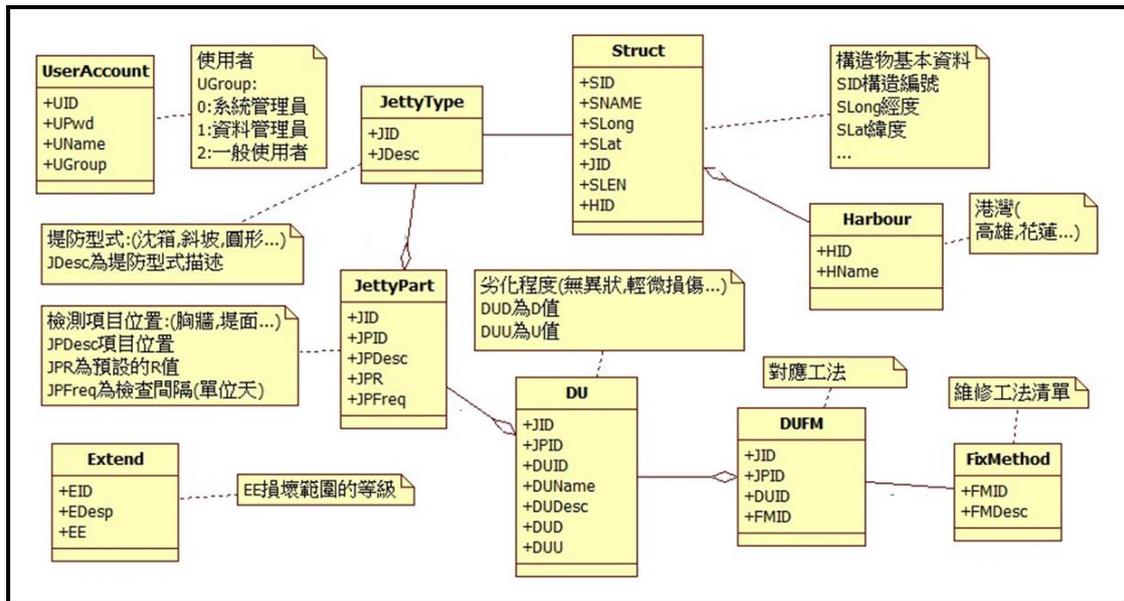


圖 5.1 基本資料維護類別圖

表 5.5 使用者帳戶表

資料表名稱：UserAccount		資料表定義：使用者帳戶表
使用的索引：Primary Key		索引欄位：UID
欄位代號	欄位型態	欄位名稱
UID	VARCHAR(10)	代號
Upwd	VARCHAR(10)	密碼
UName	VARCHAR(50)	使用者名稱
UG1	Integer	基本資料模組，使用權；0：無法存取。1：可讀取。2：可修改。
UG2	Integer	工程資料維護，使用權；0：無法存取。1：可讀取。2：可修改。
UG3	Integer	檢測資料組護，使用權；0：無法存取。1：可讀取。2：可修改。
UG4	Integer	預留擴充用使用，使用權；0：無法存取。1：可讀取。2：可修改。

表 5.6 堤防型式清單表

資料表名稱：JettyType		資料表定義：堤防型式清單表
使用的索引：Primary Key		索引欄位：JID
欄位代號	欄位型態	欄位名稱
JID	VARCHAR(2)	型式代號
JDdesc	VARCHAR(50)	型式說明

表 5.7 堤防檢測位置及項目表

資料表名稱：JettyPart		資料表定義：堤防檢測位置及項目表
使用的索引：Primary Key		索引欄位：JPNO
欄位代號	欄位型態	欄位名稱
JPNO	VARCHAR(2)	代號
JID	VARCHAR(2)	堤防型式代號
JPID	VARCHAR(5)	檢測位置代號(BA101...)
JPDesc	VARCHAR(50)	檢測位置說明
JPR	Integer	R 值(影響範圍)
JPFreq	Integer	檢測間隔時間(天)

表 5.8 劣化程度清單表

資料表名稱：DU		資料表定義：劣化程度清單表
使用的索引：Primary Key		索引欄位：DUNO
欄位代號	欄位型態	欄位名稱
DUNO	VARCHAR(2)	代號
JID	VARCHAR(2)	堤防型式代號
JPID	VARCHAR(5)	檢測位置代號(BA101...)
DUID	VARCHAR(2)	劣化程度代號
DUName	VARCHAR(50)	劣化程度名稱
DUDesc	VARCHAR(100)	劣化程度描述
DUD	Integer	D 值(劣化程度)
DUU	Integer	U 值(急迫性指標)

表 5.9 維修工法清單表

資料表名稱：FixMethod		資料表定義：維修工法清單表
使用的索引：Primary Key		索引欄位：FMID
欄位代號	欄位型態	欄 位 名 稱
FMID	VARCHAR(5)	維修工法代號
FMDesc	VARCHAR(50)	維修工法名稱
FMGuide	BLOB	相關規範說明

表 5.10 維修工法對應表

資料表名稱：DUFM		資料表定義：維修工法對應表
使用的索引：Primary Key		索引欄位：DUFMNO
欄位代號	欄位型態	欄 位 名 稱
DUFMNO	VARCHAR(2)	代號
JID	VARCHAR(2)	堤防型式代號
JPID	VARCHAR(5)	檢測位置代號(BA101...)
DUID	VARCHAR(2)	劣化程度代號
FMID	VARCHAR(5)	維修工法代號

表 5.11 損壞範圍分級表

資料表名稱：Extend		資料表定義：損壞範圍分級表
使用的索引：Primary Key		索引欄位：EID
欄位代號	欄位型態	欄 位 名 稱
EID	VARCHAR(2)	損壞範圍分級代號
EDesp	VARCHAR(50)	損壞範圍說明
EE	Integer	損壞範圍指標值

表 5.12 港灣清單表

資料表名稱：Harbour		資料表定義：港灣清單表
使用的索引：Primary Key		索引欄位：HID
欄位代號	欄位型態	欄 位 名 稱
HID	VARCHAR(2)	港灣代號
HName	VARCHAR(50)	港灣名稱

表 5.13 構造物基本資料表

資料表名稱：Struct		資料表定義：構造物基本資料表
使用的索引：Primary Key		索引欄位：SID
欄位代號	欄位型態	欄 位 名 稱
HID	VARCHAR(2)	港灣代號
SID	VARCHAR(5)	構造物代號
SName	VARCHAR(50)	構造物名稱
SLong	DOUBLE	經度
Slat	DOUBLE	緯度
JID	VARCHAR(2)	堤防型式代號
SFDate	TIMESTAMP	完工日期
SJElev	DOUBLE	堤防高程
SJLen	DOUBLE	堤防長度
SJWidth	DOUBLE	堤防寬度

5.3.2 工程資料維護資料庫

本系統之工程資料維護資料庫主要係紀錄防波堤構造物的歷史維護資料，諸如維護工程紀錄、維修紀錄及維修項目清單等，其中之關聯性與定義分如圖 5.2 及表 5.14~表 5.16 所示。

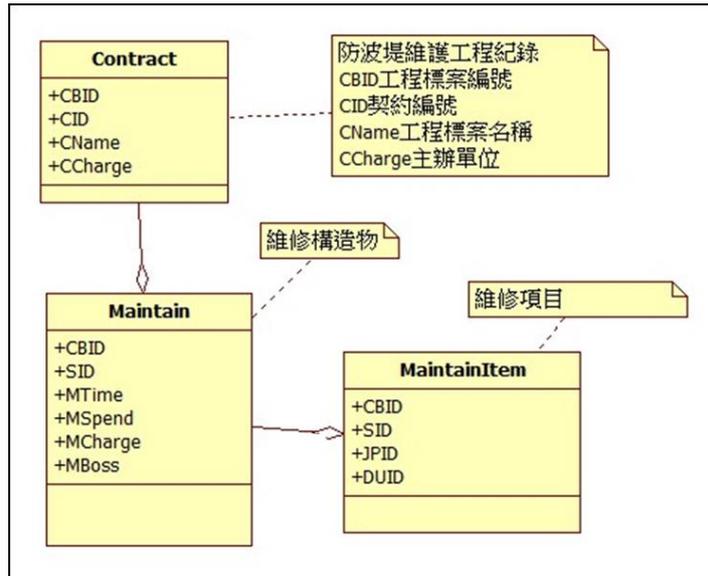


圖 5.2 工程資料維護資料庫類別圖

表 5.14 防波堤維護工程記錄

資料表名稱：Contract		資料表定義：防波堤維護工程記錄
使用的索引：Primary Key		索引欄位：CBID
欄位代號	欄位型態	欄位名稱
CBID	VARCHAR(30)	工程標案編號
CID	VARCHAR(30)	契約編號
CName	VARCHAR(200)	工程標案名稱
CCharge	VARCHAR(100)	主辦單位
CPLANE	VARCHAR(100)	規劃設計單位
CCONST	VARCHAR(100)	施工廠商
CBOSS	VARCHAR(20)	單位主管
CMAN	VARCHAR(20)	負責人
CYEAR	Integer	預算年度(民國)
CBUDGET	DOUBLE	預算金額
CLASTP	DOUBLE	總決算金額
CSTD	TIMESTAMP	開工日期
CLTD	TIMESTAMP	完工日期
CCD	TIMESTAMP	契約工期
CCOMM	BLOB	工程概要

表 5.15 維修紀錄表

資料表名稱：Maintain		資料表定義：維修紀錄表
使用的索引：Primary Key		索引欄位：MNO
欄位代號	欄位型態	欄 位 名 稱
MNO	VARCHAR(2)	代號
CBID	VARCHAR(30)	工程標案編號
SID	VARCHAR(5)	構造物代號
MTIME	TIMESTAMP	維修時間(預設為 CSTD)
MBUD	DOUBLE	維修經費(預設為 CBUDGET)
MMAN	VARCHAR(20)	負責人
MBOSS	VARCHAR(20)	單位主管

表 5.16 維修項目清單表

資料表名稱：MaintainItem		資料表定義：維修項目清單表
使用的索引：Primary Key		索引欄位：MINO
欄位代號	欄位型態	欄 位 名 稱
MINO	VARCHAR(2)	代號
CBID	VARCHAR(30)	工程標案編號
SID	VARCHAR(5)	構造物代號
JPID	VARCHAR(5)	檢測位置代號
DUID	VARCHAR(2)	劣化程度代號

5.3.3 檢測資料維護資料庫

本系統之檢測資料維護資料庫係記錄防波堤構造物的歷史檢測資料維護紀錄，概分為檢測工作及檢測項目記錄等兩種資料表；其中這兩種資料表關聯性如圖 5.3 所示，資料表定義則分如表 5.17 與表 5.18 所示。

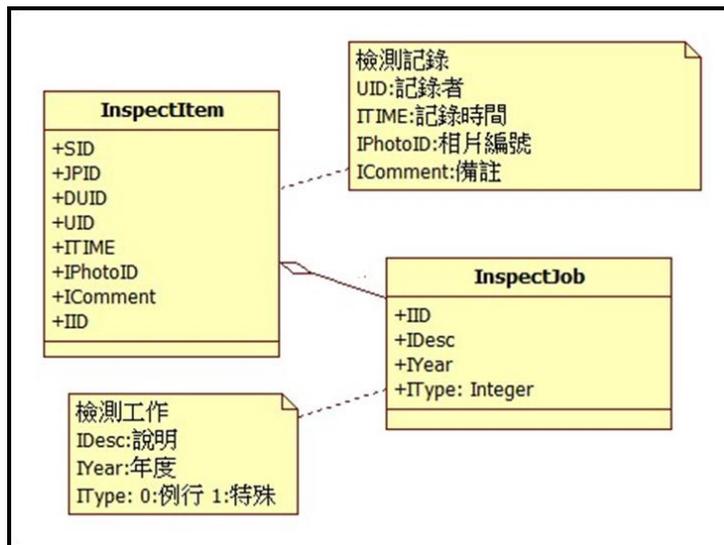


圖 5.3 檢測資料維護資料庫類別圖

表 5.17 檢測工作記錄表

資料表名稱：InspectJob		資料表定義：檢測工作記錄表
使用的索引：Primary Key		索引欄位：IID
欄位代號	欄位型態	欄 位 名 稱
IID	VARCHAR(10)	檢測工作代號
IDesc	VARCHAR(50)	工作說明
IYear	Integer	工作年度(民國)
IType	Integer	0:例行 1:特殊

表 5.18 測項目記錄表

資料表名稱：InspectItem		資料表定義：檢測項目記錄表
使用的索引：Primary Key		索引欄位：INO
欄位代號	欄位型態	欄 位 名 稱
INO	VARCHAR(2)	代號
IID	VARCHAR(10)	檢測工作代號
SID	VARCHAR(5)	構造物代號
JPID	VARCHAR(5)	檢測位置代號
DUID	VARCHAR(2)	劣化程度代號
UID	VARCHAR(10)	使用者代號
ITIME	TIMESTAMP	記錄時間

5.4 防波堤維修工法建置

5.4.1 沉箱式防波堤水上部維護

港灣防波堤構造物水上部分係由胸牆、堤面及沉箱等三個構件所組成，各構件之檢測項目與劣化程度對應的維修工法彙整分析如表 5.19 所示。

5.4.2 沉箱式防波堤水下部維護

港灣防波堤構造物水下部分則係由沉箱、護基方塊、消波塊及基礎底床等四個構件所組成。各構件之檢測項目與劣化程度對應的維修工法彙整分析如表 5.20 所示。

表 5.19 水上部分維護管理工法表

檢測位置和項目		劣化程度	維護管理工法	
水上部份	胸牆	龜裂損傷	<ul style="list-style-type: none"> • 「裂縫注入工法」 • 「充填增厚工法」 • 「斷面修復工法」 	
		剝離與鋼筋外露	<ul style="list-style-type: none"> • 局部混凝土剝落 • 胸牆損傷致高度不足 • 混凝土剝落致鋼筋外露 	<ul style="list-style-type: none"> • 「充填增厚工法」 • 「斷面修復工法」 • 「防蝕噴漿工法」
	堤面	龜裂損傷	<ul style="list-style-type: none"> • 輕微損傷 • 明顯損傷 • 堤面混凝土斷裂 	<ul style="list-style-type: none"> • 「裂縫注入工法」 • 「充填增厚工法」 • 「鋪面修復工法」
		沈陷	<ul style="list-style-type: none"> • 輕微不均勻沈陷(輕微積水) • 明顯不均勻沈陷(嚴重積水) 	<ul style="list-style-type: none"> • 「無筋頂面增厚工法」 • 「斷面修復工法」
		鋼筋外露	<ul style="list-style-type: none"> • 局部混凝土剝落 • 混凝土剝落致鋼筋外露 • 堤面混凝土斷裂 	<ul style="list-style-type: none"> • 「充填增厚工法」 • 「防蝕噴漿工法」 • 「斷面修復工法」
		變位	<ul style="list-style-type: none"> • 堤體變位不明顯 • 堤體變位明顯 • 堤體嚴重變位 	<ul style="list-style-type: none"> • 「沉箱間隙改善工法」 • 「沉箱間隙改善工法」 • 「堤體穩固工法」 • 「堤體穩固工法」 • 「波壓消減工法」
	沉箱	龜裂損傷	<ul style="list-style-type: none"> • 堤體輕微損傷 • 堤體明顯損傷 • 堤體混凝土斷裂 	<ul style="list-style-type: none"> • 「裂縫注入工法」 • 「充填增厚工法」 • 「斷面修復工法」

		鋼筋外露 <ul style="list-style-type: none"> ● 壁體側牆混凝土剝落但鋼筋未外露 ● 壁體剝落致鋼筋外露 ● 堤體混凝土破洞 	<ul style="list-style-type: none"> ● 「充填增厚工法」 ● 「防蝕灌漿工法」 ● 「置換工法」 ● 「鋼支堡工法」
		傾斜 <ul style="list-style-type: none"> ● 輕微傾斜 ● 明顯傾斜 ● 嚴重傾斜 	<ul style="list-style-type: none"> ● 「沉箱間隙改善工法」 ● 「堤體穩固工法」 ● 「堤體穩固工法」 ● 「堤體重置工法」

表 5.20 水下部分維護管理工法表

檢測位置和項目		劣化程度	維護管理工法
水下部分	沈箱	<ul style="list-style-type: none"> • 堤體輕微損傷 • 堤體明顯損傷 • 壁體剝落致鋼筋外露 • 堤體混凝土斷裂（破洞） 	<ul style="list-style-type: none"> • 「裂縫注入工法」 • 「充填增厚工法」 • 「防蝕灌漿工法」 • 「覆襯工法」 • 「鋼支堡工法」
	護基方塊	<ul style="list-style-type: none"> • 部分發生下陷位移 • 小規模下陷位移 • 大範圍下陷位移 	<ul style="list-style-type: none"> • 「方塊固結工法」 • 「重置改善工法」 • 「新製補強工法」
	消波塊	<ul style="list-style-type: none"> • 部分消波塊移動或滾落 • 消波塊散落沈陷達一層，堤體滑動安全率有減低之虞 • 消波斷面減少，堤體滑動安全率已減低 	<ul style="list-style-type: none"> • 「加拋改善工法」 • 「新製加重工法」 • 「加寬補強工法」
	基礎海床	<ul style="list-style-type: none"> • 輕微沖刷 • 大量沖刷 • 嚴重沖刷 	<ul style="list-style-type: none"> • 「拋石護基工法」 • 「斷面修復工法」 • 「基礎加寬補強工法」

5.5 系統展示概述

5.5.1 港灣設施基本資料模組

防波堤基本資料查詢為「港灣設施基本資料查詢」，系統將會依據構造物編號，串聯結構物基本資料及歷年各次檢測及維修紀錄，提供使用者(承辦人員及主管人員)選取所欲查詢設施項目之相關基本資料，其設施基本資料查詢如圖 5.4 所示，使用者可點選圖面上之設施編

號，此時被選取的各該項設施會被標示起來，後可於如圖 5.5 所示之屬性視窗中看到該項設施的位置。另設施基本資料維護歷程查詢功能會顯示各項設施資料的異動資訊，並查看設施基本資料於何時被修正過。



圖 5.4 防波堤基本資料查詢示意圖



圖 5.5 防波堤位置在 google map 上示意圖

5.5.2 港灣設施檢測模組

防波堤檢測資料紀錄功能大抵分為新增檢測資料及設施檢測資料查詢，其中新增檢測資料係依據平時巡查、定期檢查及特別檢測等實際內容之對應，並提供巡查及檢測承辦人員完成工作後，各評估結果之填報介面。各評估結果之填報介面及表單內容，則依檢測工作項目不同而有差異，主要欄位亦包含：防波堤編號、檢測項目、檢測日期、檢測內容、劣化程度及檢測人員等。藉由相關填報資料，系統將提供自動計算性能指標功能，亦可由平板電腦拍攝異常位置之相片上傳至系統，彙整平時巡查發現異常狀況以利判斷。相關設施檢測資料查詢係以提供條件式查詢功能為主，使用者可透過選定檢測類別、檢測項目或利用輸入設施名稱關鍵字、檢測時間區間等條件，針對設施檢測資料進行交叉查詢，並列出符合條件之查詢結果。

5.5.3 港灣設施維護模組

維護資料紀錄模組之功能，在於管理及監控維修工作進度，同時亦可由維修資料之累積，發現劣化趨勢。若發現維修工作之頻率異常，或服務年限過短，管理單位便可針對此現象深入探討其成因，做出適當決策，避免非必要之花費，相關維修資料表如下所述。

1. 港灣設施維修紀錄表

港灣設施維修紀錄可用於同一工程標案下，而受檢構造物進行檢測評估之後，檢測作業人員可針對單一防波堤，利用表 5.21 建立各別維修紀錄表，除可讓使用者對修復的項目內容有初步的認識，亦可由歷史維修紀錄表了解過去該防波堤所做過的維修項目。

表 5.21 港灣設施維修紀錄表

工程標案編號		防波堤編號(區段)	
維修時間		年 月 日	維修經費
負責人		單位主管	
維修項目		是否維修	維修原因
水上部分	開孔胸牆/消波槽室	<input type="checkbox"/> 有 <input type="checkbox"/> 無	<input type="checkbox"/> 龜裂損傷
			<input type="checkbox"/> 剝離
			<input type="checkbox"/> 鋼筋外露
	堤面混凝土	<input type="checkbox"/> 有 <input type="checkbox"/> 無	<input type="checkbox"/> 龜裂損傷
			<input type="checkbox"/> 鋼筋外露
			<input type="checkbox"/> 沉陷
沉箱本體結構	<input type="checkbox"/> 有 <input type="checkbox"/> 無	<input type="checkbox"/> 龜裂損傷	
		<input type="checkbox"/> 鋼筋外露	
		<input type="checkbox"/> 傾斜	
		<input type="checkbox"/> 變位	
水下部分	沈箱	<input type="checkbox"/> 有 <input type="checkbox"/> 無	<input type="checkbox"/> 龜裂損傷
	護基方塊	<input type="checkbox"/> 有 <input type="checkbox"/> 無	<input type="checkbox"/> 變位
	消波塊	<input type="checkbox"/> 有 <input type="checkbox"/> 無	<input type="checkbox"/> 沉陷
			<input type="checkbox"/> 滑落
基礎海床	<input type="checkbox"/> 有 <input type="checkbox"/> 無	<input type="checkbox"/> 沖刷	

2. 港灣設施維護工程紀錄表

港灣設施維護工程紀錄如表 5.22 所示，可用於管理及監控構造物維修工作之進度。當結構物開始進行修復，便可由工程標案所對應之紀錄，顯示其維修工作規劃設計單位、承包商名稱、負責人、預算決算金額、實際維修數量及完成日期。使用管理者可藉由此紀錄表，進行維修工作的管理，亦可輕易辨識整體結構物維修工作是否完成。

表 5.22 港灣設施維護工程紀錄表

工程標案編號		契約編號		
工程標案名稱		主辦單位		
規劃設計單位		施工廠商		
單位主管		負責人		
預算年度		預算金額		
決標金額		變更設計金額		
總決算金額				
開工日期	年 月 日	契約工期	年 月 日	
完工日期	年 月 日			
上次維修日期	年 月 日	上次維修項目	<input type="checkbox"/> 開孔胸牆/消波槽室	
		<input type="checkbox"/> 堤面混凝土	<input type="checkbox"/> 沉箱	
		<input type="checkbox"/> 護基方塊	<input type="checkbox"/> 消波塊	
		<input type="checkbox"/> 基礎海床		
本次維修項目	維 修 原 因			
水上部分	開孔胸牆/ 消波槽室	<input type="checkbox"/> 龜裂損傷	<input type="checkbox"/> 剝離	<input type="checkbox"/> 鋼筋外露
	堤面混凝土	<input type="checkbox"/> 龜裂損傷	<input type="checkbox"/> 鋼筋外露	<input type="checkbox"/> 沉陷
	沉箱本體結構	<input type="checkbox"/> 龜裂損傷	<input type="checkbox"/> 鋼筋外露	<input type="checkbox"/> 變位
水下部分	沉 箱	<input type="checkbox"/> 龜裂損傷		
	護基方塊	<input type="checkbox"/> 變位		
	消 波 塊	<input type="checkbox"/> 沉陷	<input type="checkbox"/> 滑落	
	基礎海床	<input type="checkbox"/> 沖刷		
工程概要				

5.5.4 港灣設施系統管理模組

本系統依實際執行之需要，針對系統中使用者管理機制及權限管制作業進行設計。本系統各作業權責要點成果，建置權限授權方式如下所述。

1. 授權邏輯：系統管理者可依據不同屬性授予使用者系統功能之使用權限。
2. 權限設定：本研究所擬之維護管理相關作業要點，係授予單位業務權責，各單位可依據各別業務權責操作所對應之系統權限；群組權限之差異主要位系統頁面是否可透視及是否編輯之管控，例如一般使用者僅能瀏覽系統查詢頁面，不可編輯。
3. 使用者權限管理：建立基本資料時，即編制所屬單位，依單位所有權限授予同仁操作權限。
4. 系統預設群組單位：一般單位、巡查單位、檢測單位、維修單位、管理階層及系統管理等群組。

第六章 結論與建議

6.1 結論與建議

綜合前述各項研究工作成果包含颱風波浪推算模式建置、波浪極值統計特性分析、防波堤構造物安全性評估探討及維護管理資訊系統建置等，歸納重要結論如下：

1. 本研究本年度針對花蓮港與蘇澳港兩港域，利用類神經推算、最小化模式樹(M5)與二維數值風浪模式等所建置之颱風波浪推算模式，經由推算結果得知，利用 M5 模式所建立的花蓮港波浪推算模式其運算規則達 833 組，而蘇澳港波浪推算模式則為 784 組，兩者接近但仍顯示花蓮港的複雜度較高。依據驗證結果，花蓮港模式的最高波高及整體 RMSE 較蘇澳港模式稍佳，最高波高發生時間的推估精度則以蘇澳港較佳，相關係數 R 兩個港的模式相同。在類神經與 M5 模式兩種推估模式的波高極值估算精度比較中，則以類神經模式較佳；而整體推算 RMSE 及相關係數 R 皆是以 M5 模式較佳。
2. 本研究本年度已完成花蓮、高雄、臺北、臺中、基隆、蘇澳及安平港等國內主要港口的類神經颱風波浪推算模式，依據整體分析比較結果，模式的整體效果以花蓮港、蘇澳港與基隆港較佳；高雄港、安平港與臺北港則因其所在地理位置與颱風波浪資料較少，導致模式的推算能力稍差些；而臺中港域則因資料較少，且有幾場颱風的對應波高有異常的波峰值，其模式推算能力與安平港模式接近。
3. 有關港域波浪極值統計特性分析方面，本研究以類神經樣本、實測資料樣本、二維數值模式樣本，配合年極值取樣法與超量門檻值取樣法辦理花蓮與蘇澳兩港域的極值統計特性分析，並推算 10、25、50、100 及 200 年等重現期的設計波高，以及重新分析探討 50 年重現期的設計波高標準。
4. 在港灣防波堤構造物安全性評估探討方面，本年度主要針對蘇澳港辦理包含南防波堤之現場圖像調查、防波堤沉箱之安全性評估探討

以及結構物補強方案研擬等項工作。在現場圖像調查方面，包含進行多因束監測、水下攝影與水上結構物檢視等，其調查結果可提供後續防波堤安全性評估及補強方案研擬之依據。

5. 在防波堤沉箱安全性評估探討方面，本研究分別比較探討蘇澳港防波堤原設計條件採用 13 年迴歸期颱風波浪的資料，以及本研究依現行規範採用 50 年迴歸期颱風波浪作為檢核依據的計算結果。經由防波堤堤基保護方塊重量、沉箱穩定性與消波艙安全性等三部份的分析結果得知，於原設計波浪條件下，現有堤基方塊重量明顯不足，未來存在發生移動破壞之風險。在沉箱穩定性計算方面，依本研究設計條件下波壓修正計算結果，顯示現有堤體並不符合 50 年迴歸期設計需求；由歷年實測最大颱風波浪資料可知，至少曾發生 4 次波高大於堤體穩定容許上限波高值之情形，顯示現有堤體結構安全有危險性存在。另外，在消波胸牆分析計算方面，前側胸牆考量受剪力及滑動分析中，現況所受剪力並不影響其結構安全，但其滑動安全係數 0.80~0.93，可能會有滑動破壞之虞；而後側胸牆在剪力作用下可保持安全，不過於滑動安全係數為 0.17~0.20 及傾倒安全係數為 0.34~0.38，顯示有可能發生破壞情形。
6. 有關研擬蘇澳港南防波堤受損結構補強方案方面，現有沉箱如遭遇大浪時，可能發生之移動或傾覆現象，其解決方式建議可採堤後背填或增加堤寬方式辦理，其均可確保堤體穩定之安全。惟考量堤後為一開闊水域，堤後背填將可能有回填料流失之問題，故建議以增加堤寬方式以抵抗波壓並增加堤體穩定。有關消波艙補強方面，消波艙後側胸牆可藉由增加剪力筋方式，改進其原本因抗剪力不足而發生滑動破壞之情形，且可增加胸牆與堤面混凝土之連結，以抵抗傾覆之可能；另以增厚胸牆方式來增加胸牆重量，以抵抗其抗傾覆之能力；或者亦可考量於消波艙內填放塊石或消波塊來增加消波艙開孔面及側牆抵抗力矩。
7. 有關防波堤構造物維護管理資訊系統建置方面，本研究應用 Google Wed Toolkit (GWT) 網頁開發建置本套系統，系統以 Linux 為基礎開放原始碼的 Android 作業系統，進行港灣構造物維護管理資訊系統

在平板電腦及智慧型手機等行動裝置上的開發及應用工作。當本系統使用於行動裝置上，檢測人員可至現場進行檢測資料蒐集作業，並可即時透過網際網路將完成巡檢工作後檢測資料上傳至主機，即可於任何時間與地點進行相關之管理與維護，俾使颱風侵襲前後之應變措施更臻完備。

6.2 成果效益及後續應用情形

本研究所完成之波浪極值統計特性模式、防波堤構造物安全性評估，以及所建置防波堤構造物維護管理資訊系統等項工作成果，可與本研究往昔相關計畫完成之「類神經網路之颱風波浪預報模式」合構成一套「港池安全操作系統」，用以提供港務機關瞭解港灣構造物之穩定性與安全性，以有效運用資源，延長港務設施使用年限及降低維護成本。另外，所完成花蓮港與蘇澳港兩港域之波浪極值統計特性結果，可提供相關港灣、海岸工程規劃設計、環境評估與學術研究所需之設計波浪的重新探討與比對依據。

參考文獻

1. 湯麟武，1970，“淺灘海岸上波浪推算方法之研究”，成功大學土木水利學術彙刊，第1期，第105~164頁。
2. 基隆港務局蘇澳港工程處，1983，「蘇澳港興建工程」。
3. 合田良實，1990，「港灣構造物的耐波設計」，鹿島出版社。
4. 「蘇澳港防波堤改善工程規劃」，1997，省交通處港灣技術研究所。
5. 郭一羽，2001，「海岸工程學」，文山書局。
6. 「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」，2004，交通部運輸研究所。
7. 「港灣設施防災技術之研究(二)-- 港灣設施防災對策之研究」，2005，交通部運輸研究所。
8. 「港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明」，2010，交通部運輸研究所。
9. 陳蔚瑋、張憲國、何良勝、劉勁成，「應用二維歸屬函數建立臺中港類神經網路臺風波浪推算模式」，2012，第三十四屆海洋工程研討會論文集。
10. 江玟德、張憲國、劉勁成、陳蔚瑋、何良勝，「臺灣主要港口附近海域長期波浪統計特性及設計波(4/4)」，2012，交通部運輸研究所。
11. 「蘇澳港防波堤沉箱安全評估探討及構造物維護管理資訊系統之調查建置工作」，2013，交通部運輸研究所。
12. 「102年蘇澳港防波堤圖像資料調查」，2013，交通部運輸研究所。
13. Coastal engineering manual (2002) “Hydro-dynamic analysis and design conditions,” Chapter 8.
14. Ferreira, J.A., Guedes Soares, C., (1998) “An application of the peaks over threshold method to predict extremes of significant wave

- height”, *Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering* 120 (3), 165- 176.
15. Ferreira, J.A., Guedes Soares, C., (2000) “Modelling distributions of significant wave height”, *Coastal Engineering* 40, 361-374.
 16. Goda, Y., (2000) “Random Seas and Design of Maritime Structures”, In: Liu, P.L.-F. (Ed.), *Advanced Series on Ocean Engineering*, vol. 15. World Scientific, Singapore.
 17. Muir, J.R., El Shaarawi, A.H., (1986) “On the calculation of extreme wave heights”, *Ocean Engineering* 13, 93-118.
 18. Suh, K. D., Kim, M. and Chun J. (2013) "Estimation of design wave height using empirical simulation technique," *Ocean Engineering*, 61, 39-49.
 19. Young, I. R., Zieger, S., Babanin, A. V. (2011) "Global Trends in Wind Speed and Wave Height," *Science*, 332, 6028, 451-455.