

106-055-7943

MOTC-IOT-105-H2DB004

港灣構造物與波流互制研究(4/4)



交通部運輸研究所

中華民國 106 年 4 月

106-055-7943

MOTC-IOT-105-H2DB004

港灣構造物與波流互制研究(4/4)

著 者：蔡立宏、李政達、洪維屏、羅冠顯

交通部運輸研究所

中華民國 106 年 4 月

港灣構造物與波流互制研究. (4/4) / 蔡立宏等
著. -- 初版. -- 臺北市 : 交通部運研所,
民 106. 04

面 ; 公分

ISBN 978-986-05-2390-4(平裝)

1. 海岸工程 2. 防波堤

443.3

106006226

港灣構造物與波流互制研究(4/4)

著 者：蔡立宏、李政達、洪維屏、羅冠顯

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)26587200

出版年月：中華民國 106 年 4 月

印 刷 者：綠凌興業社

版(刷)次冊數：初版一刷 60 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所港灣技術研究中心網站

定 價：200 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：1010600622

ISBN：978-986-05-2390-4(平裝)

著作財產權人：中華民國(代表機關：交通部運輸研究所)

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

交通部運輸研究所自行研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：港灣構造物與波流互制研究(4/4)			
國際標準書號(或叢刊號) ISBN978-986-05-2390-4 (平裝)	政府出版品統一編號 1010600622	運輸研究所出版品編號 106-055-7943	計畫編號 105-H2DB004
本所主辦單位：港灣技術研究中心 主管：邱永芳 計畫主持人：蔡立宏 研究人員：李政達、洪維屏、羅冠顯 光碟製作：馬維倫 聯絡電話：04-26587121 傳真號碼：04-26560661			研究期間 自 105 年 01 月 至 105 年 12 月
關鍵詞：港灣結構物；防波堤；水理機制；交互作用；海嘯			
摘要： 港灣開發常需建造各式港灣構造物如碼頭、防波堤以及各項消波防沙設施等，以保護船隻人員安全，其中防波堤常需以較長結構物深入海中，以達到遮蔽波浪的效果。這些大型的近岸結構物與波流交互作用，其水理機制甚為複雜，加上近年來全球接連發生極端的氣候事件以及地震所引起的海嘯波，港灣構造物未來需面臨更嚴峻的海氣象條件的侵襲，為確保結構物在未來極端的海氣象條件下，能夠穩定與安全，有必要對結構物與波流互制作用，作進一步的分析研究。本計畫目的為探討波浪及海流與港灣結構物互制之作用，並評估異常波浪對於結構物穩定性之影響。 本研究為 4 年期之第 4 年，以蘇澳港為目標港區，以現場觀測資料分析並探討該港區海氣象之特性，進行水工模型試驗探討防波堤受不同波浪條件作用下，堤體受力之情形，並以波流數值模式模擬受不同情境之極端波浪包括海嘯波所造成的波流場變化，評估港灣構造物的受力與安定性。研究成果顯示堤體受 100 年回歸週期以下之波浪作用，結構物仍能維持穩定安全，當波浪侵襲防波堤發生越波時，堤後港側水位變化造成堤體受力增加，其抗滑動及抗傾倒穩定度仍符合港灣設計規範，但傳統所應用之堤面受力公式必須修正。本研究成果可提供各港務管理(如港務公司、航港局)及工程顧問公司等規劃設計相關單位。 對於港灣構造物附近的水理機制瞭解，並可作為規劃與設計港灣構造物之參考。			
出版日期	頁數	定價	本 出 版 品 取 得 方 式
106 年 4 月	232	200 元	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
機密等級： ☐ 密 ☐ 機密 ☐ 極機密 ☐ 絕對機密 （解密條件： ☐ 年 ☐ 月 ☐ 日解密， ☐ 公布後解密， ☐ 附件抽存後解密， ☐ 工作完成或會議終了時解密， ☐ 另行檢討後辦理解密） ☒ 普通			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

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

TITLE: Interactions of waves and currents with structures (4/4)			
ISBN(OR ISSN) 978-986-05-2390-4(pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1010600622	IOT SERIAL NUMBER 106-055-7943	PROJECT NUMBER 105-H2DB004
DIVISION: Harbor and Marine Technology Center DIVISION DIRECTOR: Chiu, Yung-fang PRINCIPAL INVESTIGATOR: Li-hung Tsai PROJECT STAFF: Cheng-da Lee, Wei-ping Hung , Guan-sian Luo PHONE: +886-4-26587121 FAX: +886-4-26560661			PROJECT PERIOD FROM Jan. 2016 TO Dec. 2016
KEY WORDS: port structure, breakwater, water behavior, interactions, tsunami			
ABSTRACT: The structures for a port, such as piers, breakwaters and damping facility, must be built for the safety of ships and people. A breakwater needs to be built long enough to keep waves from entering the port and keep the waters in the port's basin stable. However, the safety of structures is often threatened by bad sea conditions. Recently, the frequency of disasters caused by extreme weather has increased, and future port structures may face more extreme weather conditions. Moreover, the waves of tsunamis also cause huge disasters in some countries. Taiwan can't avoid the impact of extreme weather and tsunami waves in the future. To ensure that a port's structures can be safe and stable against extreme wave conditions, the purpose of this study is to investigate the interaction of waves and currents with the structures during extreme weather. Su'ao harbor is the target harbor in this research. Site surveys, statistical analysis, hydraulic model test and numerical models are respectively carried out in this project. The topics included in the present research are as follows: 1. Analyzing and gathering statistics on the marine and weather meteorology. 2. Studying the interaction mechanisms of wave with structure. 3. Investigating the wave force of structures under the extreme wave conditions including the tsunami. 4. Evaluating the safety of structures under the extreme wave conditions including tsunami. The results show that the current structures of breakwaters of Su'ao harbor are safe and stable by the waves in the different conditions of return period and tsunami. The wave pressure force formula on the vertical face of breakwaters needs to be modified when occurring the wave overtopping occurs. The results of this study can provide the government institutions and private sectors, including the Ministry of Transportation and Communications, Maritime and Port Bureau, port authorities, consultant incorporations et al., references for them to evaluate the force and safety of breakwaters and to design port structures for protecting the port.			
DATE OF PUBLICATION April 2017	NUMBER OF PAGES 232	PRICE 200	CLASSIFICATION ☐ RESTRICTED ☐ CONFIDENTIAL ☐ SECRET ☐ TOP SECRET ☒ UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

港灣構造物與波流互制研究(4/4)

目 錄

摘 要	I
目 錄	III
表目錄	VII
圖目錄	XI
第一章 緒論	1-1
1.1 前言	1-1
1.2 研究動機及目的	1-2
1.3 研究項目與方法	1-3
1.4 本研究組織	1-5
第二章 基本資料收集	2-1
2.1 港區概況	2-1
2.2 海氣象調查站設置概況	2-3
2.3 氣象資料蒐集	2-5
2.4 海象資料蒐集	2-12
第三章 海氣象現場調查及分析	3-1
3.1 氣象資料分析	3-1
3.2 海象資料分析	3-5
第四章 颱風波浪對港灣結構物影響分析	4-1
4.1 水工模型試驗	4-1
4.1.1 水工模型試驗設備	4-1
4.1.2 試驗條件	4-3

4.2 COBRAS 數值模式	4-7
4.2.1 控制方程式	4-7
4.2.2 k- ϵ 紊流閉合模式	4-9
4.2.3 模式驗證	4-12
4.3 合田(Goda)波壓經驗公式	4-28
4.4 試驗分析與模式綜合討論	4-29
4.4.1 堤體受力行爲(週期 1.94sec,不同波高條件).....	4-29
4.4.2 堤體受力行爲(波高 22cm,不同週期條件).....	4-33
4.4.3 堤前受力行爲	4-35
4.4.4 堤底面受力行爲	4-40
4.4.5 堤後受力行爲	4-42
4.4.6 受力時序分析	4-43
4.4.7 安定性分析	4-46
4.4.8 最大瞬時受力	4-54
第五章 海嘯波對港灣結構物影響分析	5-1
5.1 COMCOT 與 FUNWAVE 模式簡介	5-1
5.2 COBRAS 數值驗證	5-15
5.3 模式建置與模擬條件	5-17
5.4 受力分析	5-25
5.5 防波堤穩定分析	5-30
第六章 結論與建議	6-1
6.1 結論	6-1
6.2 建議	6-2
6.3 成果效益及後續應用情形	6-3

□ 參考文獻.....	參-1
□ 附 錄	附 1-1
附錄 1.....	附 1-3
附錄 2.....	附 2-1

表 目 錄

表 2-1 蘇澳港碼頭設施使用現況表	2-1
表 2-2 航道設施表	2-3
表 2-3 蘇澳港 AWAC 設置情形表	2-4
表 2-4 蘇澳港附近海氣象蒐集相關資訊表	2-4
表 2-5 颱風時蘇澳港最大風速統計(民國 88~102 年).....	2-9
表 3-1 蘇澳測候站氣象資料觀測統計表	3-1
表 3-2 民國 90~102 年蘇澳港海域風速、風向機率分佈	3-2
表 3-3 民國 90~102 年蘇澳港海域各季風速機率分佈	3-3
表 3-4 民國 90~102 年蘇澳港海域各季風向機率分佈	3-4
表 3-5 民國 91~102 年蘇澳港海域波高($H_{1/3}$)、波向機率分佈	3-7
表 3-6 民國 91~102 年蘇澳港海域波高($H_{1/3}$)、週期($T_{1/3}$)機率分佈	3-7
表 3-7 民國 91~102 年蘇澳港海域各季波高機率分佈	3-8
表 3-8 民國 91~102 年蘇澳港海域各季波向機率分佈	3-8
表 3-9 民國 91~102 年蘇澳港海域各季波浪週期機率分佈	3-9
表 3-10 民國 94~102 年蘇澳港海域波浪週期機率分佈	3-9
表 3-11 民國 91~102 年蘇澳港海域海流流速及流向機率分佈	3-12
表 3-12 民國 91~102 年蘇澳港海域各季海流流速機率分佈	3-13
表 3-13 民國 91~102 年蘇澳港海域各季海流流向機率分佈	3-13
表 4-1 波壓計配置表	4-2
表 4-2 波高計配置表	4-3
表 4-3 蘇澳港實際條件與縮尺條件	4-4

表 4-4 蘇澳港實際潮位與實驗水深	4-4
表 4-5 一般波浪條件計算點設置表	4-15
表 4-6 颱風波浪條件計算點設置表	4-16
表 4-7 一般波浪條件之數值相關參數設定表	4-18
表 4-8 颱風波浪條件之數值相關參數設定表	4-19
表 4-9 100 年迴歸週期(1.94sec)堤前(外海側)之壓力平均值表	4-30
表 4-10 100 年迴歸週期(1.94sec)堤底面之壓力平均值表	4-31
表 4-11 100 年迴歸週期(1.94sec)堤後之壓力平均值表	4-32
表 4-12 100 年迴歸週期波高條件(22cm)堤前之壓力平均值表	4-33
表 4-13 100 年迴歸週期波高條件(22cm)堤底面之壓力平均值表	4-34
表 4-14 100 年迴歸週期波高條件(22cm)堤後之壓力平均值表	4-35
表 4-15 週期 1.94s 波高條件 22cm 堤後試驗 COBRAS 比較表	4-43
表 4-16 週期 1.94s 堤前最大受力試驗結果與其他方法誤差	4-55
表 4-17 週期 1.94s 堤底面最大受力試驗結果與其他方法誤差	4-56
表 5-1 模式比較表	5-8
表 5-2 六個 GPS 測站之設站資訊	5-10
表 5-3 2011 年東日本海嘯之波源斷層參數建議值	5-11
表 5-4 蘇澳港築港潮位資料統計結果	5-20
表 5-5 蘇澳港南外廓防波堤海嘯波發生可能發生之破壞情形	5-20
表 5-6 海嘯設計條件	5-20
表 5-7 模式計算條件	5-26
表 5-8 不同防波堤型式與海嘯等級之 A_1 值	5-33
表 5-9 海嘯波高計算防波堤護塊石重量計算結果	5-33

表 5-10 海嘯波流速計算防波堤護塊石重量	5-33
表 5- 11 不同條件下滑動和傾倒安全係數表	5-35
表 5- 12 海嘯波流量計算港內側護塊石粒徑	5-36

圖 目 錄

圖 1.1	臺灣本島海域附近之斷層分佈圖	1-3
圖 1.2	研究架構	1-4
圖 2.1	蘇澳港碼頭設施配置圖	2--2
圖 2.2	蘇澳港航道平面圖	2-3
圖 2.3	蘇澳測候站歷年月平均降雨量變化統計圖	2-5
圖 2.4	蘇澳測候站歷年月平均降雨日數統計圖	2-5
圖 2.5	蘇澳測候站歷年月平均氣壓統計圖	2-6
圖 2.6	蘇澳測候站歷年月平均氣溫變化統計圖	2-7
圖 2.7	蘇澳測候站歷年月平均相對濕度變化統計圖	2-7
圖 2.8	侵臺颱風路徑分類統計圖	2-8
圖 2.9	蘇澳港附近海氣象觀測站位置圖	2-13
圖 2.10	海嘯推算初始位置	2-15
圖 2.11	各海嘯源模擬成果	2-16
圖 2.12	蘇澳港海嘯波高分析圖	2-17
圖 3.1	蘇澳港民國 90~102 年蘇澳港風玫瑰圖	3-3
圖 3.2	蘇澳氣象站平均風速、最大平均風和最大陣風之月平均 風速	3-5
圖 3.3	蘇澳潮位站潮位資料月平均圖(1981-2014).....	3-6
圖 4.1	蘇澳港南防波堤斷面圖(1/64).....	4-1
圖 4.2	本所港研中心斷面水槽	4-1
圖 4.3	波壓計設置情形	4-2
圖 4.4	波高計配置圖	4-3

圖 4.5 波浪週期 1.94sec 波高 22cm 波壓試驗資料	4-7
圖 4.6 李(2006)水工模型試驗波高計位置示意圖	4-14
圖 4.7 李(2006)水工模型試驗波壓計位置示意圖	4-15
圖 4.8 李(2006)水工模型試驗結構物尺寸示意圖	4-15
圖 4.9 一般條件自由液面與流速分布圖	4-20
圖 4.10 一般條件水位資料驗證結果	4-21
圖 4.11 一般條件直立壁壁面波壓計算結果	4-22
圖 4.12 一般條件直立壁底部波壓計算結果	4-23
圖 4.13 颱風條件自由液面與流速分布圖	4-24
圖 4.14 颱風條件自由液面與流速分布圖	4-25
圖 4.15 颱風條件水位資料計算結果	4-25
圖 4.16 颱風條件直立壁壁面波壓驗證結果	4-26
圖 4.17 颱風條件直立壁底部波壓驗證結果	4-27
圖 4.18 Goda 波壓經驗公式分佈圖 (Goda,1985)	4-28
圖 4.19 同週期(1.94sec)不同波高條件堤前(外海側)之壓力變化	4-30
圖 4.20 同週期(1.94sec)不同波高條件堤底面之壓力變化	4-31
圖 4.21 同週期(1.94sec)不同波高條件堤後之壓力變化	4-32
圖 4.22 同波高(22cm)不同週期條件堤前(外海側)之壓力變化	4-33
圖 4.23 同波高(22cm)不同週期條件堤底面之壓力變化	4-34
圖 4.24 同波高(22cm)不同週期條件堤後之壓力變化	4-35
圖 4.25 同週期(1.94sec)不同波高條件堤前之 Goda 壓力變化	4-36
圖 4.26 同週期(1.94sec)不同波高條件堤前之 Goda 壓力變化	4-37
圖 4.27 外海側堤面(試驗週期 1.94sec)波壓分布	4-38
圖 4.28 外海側堤面(試驗週期 1.85sec)波壓分布	4-39

圖 4.29 外海側堤面(試驗週期 1.76sec)波壓分布	4-39
圖 4.30 堤底面(試驗週期 1.94sec)波壓分布	4-41
圖 4.31 堤底面(試驗週期 1.85sec)波壓分布	4-41
圖 4.32 堤底面(試驗週期 1.76sec)波壓分布	4-42
圖 4.33 堤底面(試驗週期 1.94sec 波高 22cm)波壓分布	4-43
圖 4.34 不同波高條件下模型受波浪作用之受力時序列圖	4-45
圖 4.35 不同波高條件下模型受波浪作用之受力時序列圖	4-45
圖 4.36 水平合力時序列圖	4-49
圖 4.37 正向受力滑動安全係數時序列圖	4-50
圖 4.38 負向受力滑動安全係數時序列圖	4-51
圖 4.39 正向受力傾倒安全係數時序列圖	4-52
圖 4.40 負向受力傾倒安全係數時序列圖	4-53
圖 4.41 外海側堤面最大瞬時受力(a) T=1.94s (b) T=1.85s (c) T=1.76s	4-55
圖 4.42 堤底面最大瞬時受力(a) T=1.94s (b) T=1.85s (c) T=1.76s	4-56
圖 5.1 海嘯波對港灣結構物影響分析之流程圖	5-1
圖 5.2 交錯式有限差分網格	5-4
圖 5.3 日本國土交通省港灣局	5-9
圖 5.4 東日本海嘯事件 6 測站位置與震央位置圖	5-10
圖 5.5 驗證用 GPS 測站於地震發生後 5 小時之水位	5-11
圖 5.6 模擬初始水位圖	5-12
圖 5.7 COMCOT 與 FUNWAVE 模擬時序列圖	5-13
圖 5.8 T1 海嘯源 500m 地形解析度各港口水位圖	5-13
圖 5.9 T3 海嘯源 500m 地形解析度各港口水位圖	5-14
圖 5.10 T8 海嘯源 1000m 地形解析度各港口水位圖	5-15

圖 5.11 孤立波沿斜坡底床前進水位變化圖 ($\bar{\eta}$:無因次化水位 $\bar{t}$:無因次化時間).....	5-16
圖 5.12 孤立波沿斜坡底床前進壓力分布圖 ($\bar{P}$:無因次化波壓 $\bar{t}$:無因次化時間).....	5-17
圖 5.13 海嘯波堤前波壓分布圖	5-19
圖 5.14 蘇澳港南外廓防波堤平面圖	5-21
圖 5.15 蘇澳港南外廓防波堤標準斷面圖	5-21
圖 5.16 蘇澳港南外廓防波堤斷面 A 配置圖	5-22
圖 5.17 蘇澳港南外廓防波堤斷面 B 配置圖	5-22
圖 5.18 蘇澳港南外廓防波堤斷面 C 配置圖	5-23
圖 5.19 蘇澳港南外廓防波堤斷面 D 配置圖	5-23
圖 5.20 蘇澳港南外廓防波堤斷面 E 配置圖	5-24
圖 5.21 蘇澳港南外廓防波堤斷面 A 數值模型圖	5-24
圖 5.22 蘇澳港南外廓防波堤斷面 B 數值模型圖	5-24
圖 5.23 蘇澳港南外廓防波堤斷面 C 數值模型圖	5-25
圖 5.24 蘇澳港南外廓防波堤斷面 D 數值模型圖	5-25
圖 5.25 蘇澳港南外廓防波堤斷面 E 數值模型圖	5-25
圖 5.26 海嘯波之水位變化圖(case 11).....	5-27
圖 5.27 海嘯波之流速分布圖(case 11).....	5-28
圖 5.28 防波堤之壓力分布圖(case 11).....	5-29
圖 5.29 防波堤沉箱受力分析示意圖	5-29
圖 5.30 防波堤受力分析圖(case 11).....	5-30
圖 5.31 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 11).....	5-30
圖 5.32 不同條件下以海嘯波高計算防波堤護塊石重量	5-32

圖 5.33 不同條件下以海嘯流速計算防波堤護塊石重量	5-33
圖 5.34 不同條件下計算滑動安全係數	5-34
圖 5.35 不同條件下計算傾倒安全係數	5-35
圖 5.36 不同條件下以海嘯波流速計算港內側護塊石粒徑	5-36

第一章 緒論

1.1 前言

臺灣四面環海位處歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊交界，西側銜接水深較淺之臺灣海峽，東側銜接深度較深之太平洋，太平洋環流流經至此，由高溫之赤道流向日本。民國 60 年代政府為因應各地方發展，大量之原物料需求使得海運的需求量大增，當年政府積極拓展海運，相關碼頭之新設規劃、防波堤改建延伸，國內外學者前仆後繼之投身海洋，可謂港灣工程發展蓬勃的年代。惟隨著氣候的改變，許多天災來臨超乎預期，全球接連發生極端天氣與不斷創新紀錄的氣候事件，不但發生頻率有增加的趨勢，而且極端紀錄值亦屢創新高，颱風、暴雨、洪水乾旱、極高低溫度等極端氣候事件發生似已呈常態，根據聯合國 IPCC (2007) 指出未來幾十年全球的溫室氣體排放仍會成長，故氣候變遷的效應在 21 世紀仍會持續發酵。如 2013 年 11 月侵襲菲律賓的強烈颱風海燕，造成當地嚴重的傷亡，為人類有歷史記載以來罕見的極端強烈颱風。臺灣在全球氣候變遷下亦不例外，近年來的幾次颱風，如：梅姬(2016)、蘇迪勒(2015)、莫拉克(2009)、桃芝(2004)與敏督利(2001)等颱風，均造成臺灣的嚴重的傷害。從許多文獻研究資料顯示，臺灣近年來的夏季極端大波事件有增加的趨勢(王韻圓，2010)，許與黃(2012)針對臺灣西北海域進行模擬研究，評估 2020 年至 2039 年海平面變遷量變動範圍約在 4.02 至 11.82 公分，颱風最大波高可能增加 50.3%，颱風最大潮位(暴潮+天文潮)可能增加 38%。許(2013)強化臺灣西北及東北地區因應氣候變遷海岸災害調適能力研究中，模擬在 2020~2039 年間臺灣西北及東北地區颱風波浪在不同颱風路徑下最大波高及週期變化，結果顯示不同地區最大波高平均增率介於 59%~65%，週期平均增率介於 20.8%~25%。此外，還有地震引起的海嘯亦不容忽視，如日本 311 地震所引起的海嘯，造成港灣結構物的破壞，亦為前所未見，臺灣未來可能面臨更嚴峻的海氣象條件的侵襲，由於港灣結構物的穩定與安全，關係到整個港灣的營運，港灣結構物牽涉港域環境之波浪與水流，其對於結構物以及地形影響不容忽視，故對於港灣結構物與近岸波流的互制作用，需加以

探討釐清，並需探討未來在氣候變遷可能發生的極端海氣象，以作為未來港灣因應氣候變遷以及港灣結構物改善及災害損失減低的參考，期使港灣營運在安全無虞下，能更上層樓，對國家經濟提升以及增加國民福祉。

1.2 研究動機及目的

本研究為 4 年期研究計畫之第 4 年，在港灣結構物與波流互制作用研究上，此次以蘇澳港為目標港區，探討波浪及海流與港灣結構物互制之作用，由於臺灣位於板塊交界處，其斷層分佈圖如圖 1.1 所示，觀察得知斷層帶由沖繩海槽附近進入臺灣本島後連接西南海域之馬尼拉斷層，宜蘭外海之金山斷層及沖繩海槽、臺南市西側海域、以及西南海域斷層帶是主要斷層連續帶，其長度、寬度皆屬未知；一般來說，臺灣東部海底地形坡度較陡，較不易受海嘯的侵襲，但是根據不同的震源位置，所產生之海嘯對於臺灣各港口的影響程度不同，如陳等人(2011)，如果震源位置發生在宜蘭龜山島時，蘇澳港可能發生 2.2m 之海嘯。自中央氣象局及消防署資料顯示臺灣震源多在東部外海，東北方海域主要是在宜蘭龜山島附近海域以及基隆外海之金山斷層，蘭陽平原位於臺灣的東北部，外形為一個三角形向東開口的沖積盆地，由於沖繩海槽緊鄰在其東側，而且直觀上沖繩海槽與蘭陽平原間的地形特徵幾乎是相連接的，故學者研究結果，例如江春新(1976)，認為蘭陽平原的構造成因應與沖繩海槽一致，即菲律賓海板塊沿著琉球弧溝系統向西北方向隱沒時，所引起沖繩海槽弧後張裂機制可往西延伸到蘭陽平原。而蘇澳港為集軍、商、漁港合一之重要港埠，若有發生海嘯之虞時，其對於該地威脅性也愈大，故本研究亦探討海嘯波與海流對於結構物穩定性之影響。

總觀來說，蘇澳港南北防波堤雖達到了遮蔽浪效果，但颱風期間 ESE 向或 ES 向之長週期波浪常造成港灣結構物的損害，如：沈箱沈陷位移、沉箱內部填充材料流失、防波堤堤面破損及消波胸牆毀損等，也造成港灣附近之海灘流失、海岸護岸及海堤之損壞，進而危及陸地以及海岸公路之安全。另外，長浪繞過堤頭入港以及外廊防波堤有越波行為造成堤後港內池水震盪，不僅有堤頭沖刷疑慮，對堤前消波塊對堤體保護之效果，及堤防受力之安定行為仍有檢討空間，需加以探

討分析。各式港灣構造物如碼頭、防波堤、各種消波設施，以及各種利於船隻停泊之港埠設施，常造成結構物週邊水理機制的改變。本研究藉由目標港區之探討，理解港埠結構物的設置改變了原有未設置結構物前結構物週邊潮波流交互作用之水理機制，其中海嘯影響則與國內研究機構共同合作。期本研究成果能提供學術、施政、設計及施工相關單位之參酌，並提昇國內港灣海岸之研究技術水準。

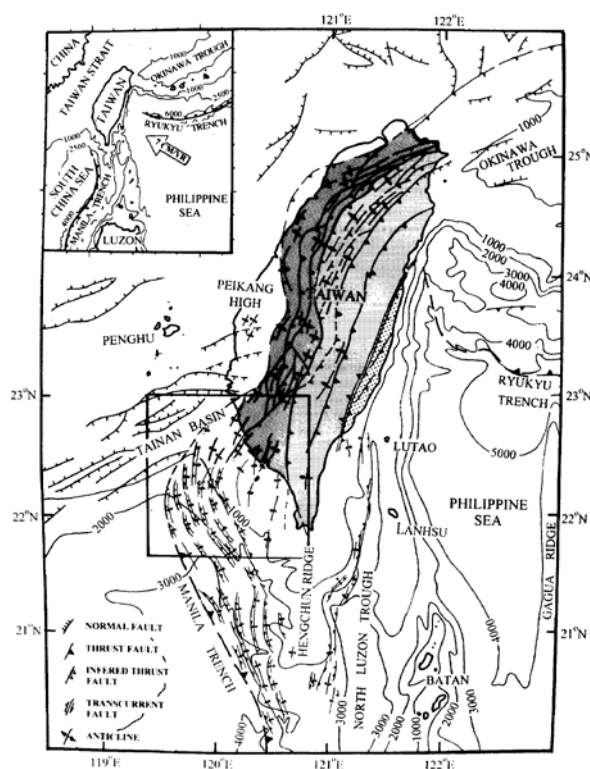


圖 1.1 臺灣本島海域附近之斷層分佈圖

資料來源：Liu et al. (1997)

1.3 研究項目與方法

本研究含括資料蒐集、現場調查、水工模型及數值模式等進行分析以及探討，數值模式方面應用海嘯數值模式(FUNWAV、COMCOT)模擬港區可能遭受之海嘯波情境。根據模擬結果，選定具代表性的防波堤斷面，再以海嘯數值模式(FUNWAV、COMCOT)所得之海嘯資料，作為 COBRAS 模式的輸入條件，並進行不同地震矩條件所產生之海嘯波之防波堤受力模擬，藉此探討防波堤之受力情形及其安全穩定。主要研究流程如圖 1.2 所示，研究內容為：1.海氣象相關資料收集與分析。2.結構物附近波浪與海流現場調查。3.結構

物附近波浪與海流特性分析與水工模型試驗。4.海嘯波對結構物影響探討。5.波流與結構物互制作用研究分析。茲將本年度(105 年)研究內容說明如下：

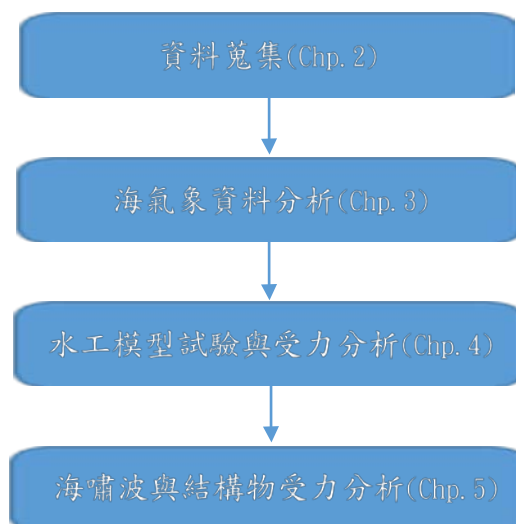


圖 1.2 研究架構

1.海氣象相關資料收集與分析

蒐集歷年蘇澳港區之海氣象等資料（包括風、波、流、潮），以不同的統計分析方法整理，探討本區域海氣象特性。

2.結構物附近海流調查與分析

以單點底碇方式，量測結構物附近表面流場分佈並分析其特性，及波浪在入射近岸時的變化

3.探討結構物附近風力、潮位、波浪與海流特性

蒐集資料後進行量測資料之統計分析，並做為後續數值驗證之基本資料，以探討波浪與海流受到近岸地形及結構物影響之變形以及特性。

4.以水工模型試驗探討結構物受力之穩定分析

以 100 年回歸週期之颱風條件，作為蘇澳港模型試驗入射波之起始條件，進行堤前波壓、堤後波壓及堤底波壓量測，最後進行應力分析與合力計算，得出堤體安定情形之具體成果。

5.海嘯波浪對結構物影響分析

以數值模式探討各海嘯波源於不同發生位置下，其可能發生之情形，更進一步分析與探討結構物附近波流分布以及結構物之受力與安

定性。

1.4 本研究組織

本研究共分為六章，第一章為緒論，說明本研究研究背景、動機、目的、研究流程及方法；第二章為資料蒐集，說明目標港區概況，蒐集海氣象調查站設置情形，氣象資料及海象資料蒐集等；第三章為海氣象現場調查與分析，將前章資料進行進一步資料探討與分析，再行相關探討說明；第四章以蘇澳港南廊防波堤進行縮尺水工模型試驗研究，再以 COBRAS 進行驗證、分析、比對試驗結果；第五章以 COMCOT 及 FUNWAVE 海嘯波模式模擬蘇澳港發生海嘯波後之情形，確認海嘯波影響蘇澳港之可能行為，再以 COBRAS 探討結構物與海嘯波交互作用後其受力與安定情形；第六章為結論與建議並說明成果效益。

第二章 基本資料收集

本研究以蘇澳港為目標港區探討大型結構物與波流互制作用之情形，蘇澳港位於臺灣東北方與西太平洋交接處，地理形勢十分優良，惟受大陸性氣候的影響，有著多變及顯著的氣候變化，如冬季期間東北季風引起之長浪直趨海岸影響港域，即為經常性波流交互現象。本研究辦理水工模型試驗及數值模擬，需蒐集目標港域的基本資料，再具體研究結構物與波流互制關係，本章先就港區概況、氣象資料、海象資料蒐集情形予以說明。

2.1 港區概況

蘇澳港港區分為南方澳、北方澳及蘇澳三部份，其中北方澳位於港區北側，屬於軍用港區，南側為南方澳屬於漁港區，蘇澳位於港區之西側，屬於商港區。商港區水域面積達 278.55 萬平方公尺，陸域面積達 127.08 萬平方公尺，碼頭設施 13 座，依使用性質與設施區分為貨物碼頭 5 座、水泥碼頭 2 座、油類碼頭 2 座、原木碼頭 2 座、多用途碼頭及港勤碼頭各 1 座，碼頭水深約-7~-14m 之間，分處於第一港渠至第三港渠，使用情形如下表 2-1 及圖 2.1 所示。

表 2-1 蘇澳港碼頭設施使用現況表

碼頭	長度(m)	水深(m)	岸肩寬度(m)	碼頭區位	碼頭方向	現況用途
1	210	-7.0	20.0	第一港渠	東北向	港勤碼頭
2	175	-10.5	20.0	第一港渠	西北向	油類碼頭
3	215	-10.5	20.0	第二港渠	東北向	水泥碼頭
4	300	-10.5	20.0	第二港渠	西北向	水泥碼頭
5	200	-10.5	20.0	第二港渠	東北向	油類碼頭
6	290	-13.5	30.0	第二港渠	東北向	多用途碼頭
7	240	-12.0	30.0	迴船池旁	東北東向	貨物碼頭
8	124	-7.0	20.0	第三港渠	東北東向	原木碼頭
9	124	-7.0	20.0	第三港渠	東北東向	原木碼頭
10	175	-8.5	20.0	第三港渠	北北西向	貨物碼頭
11	175	-8.5	20.0	第三港渠	北北西向	貨物碼頭

12	200	-8.5	20.0	第三港渠	東北東向	貨物碼頭
13	180	-8.5	20.0	第三港渠	東北東向	貨物碼頭

資料來源：蘇澳港營運處網頁，本研究整理

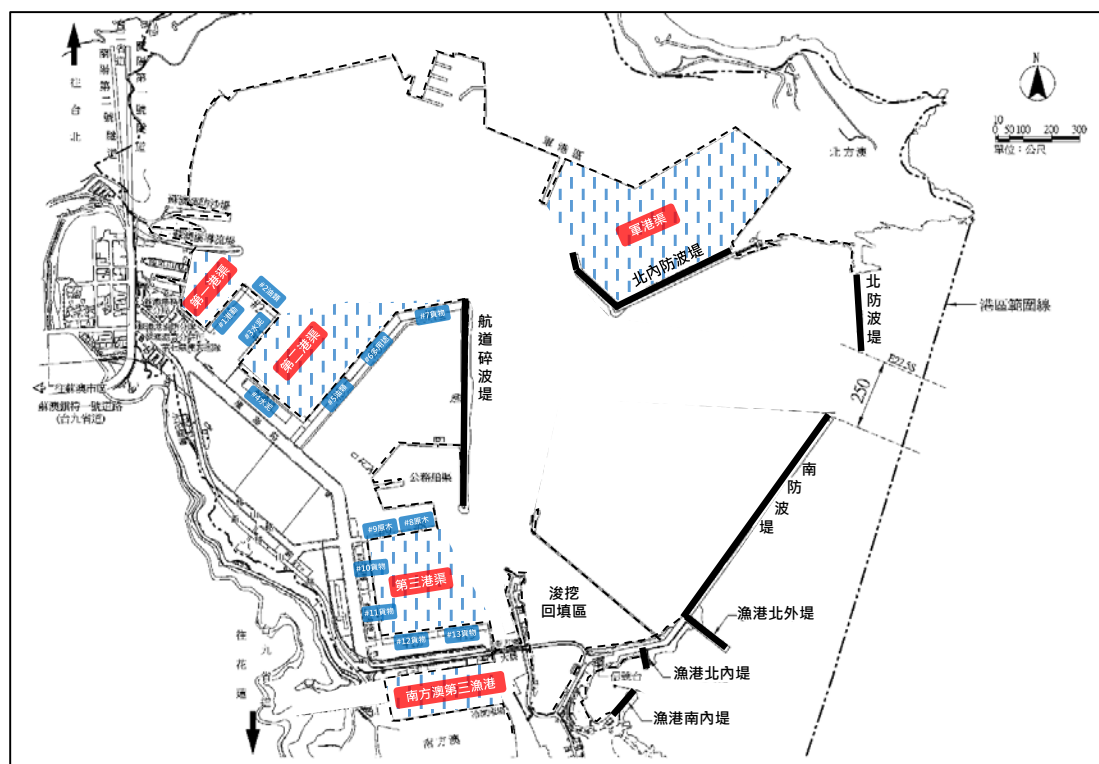


圖 2.1 蘇澳港碼頭設施配置圖

蘇澳港港口朝東偏南向 22.5 度，船舶進港時受恆風之影響小，外廓港口寬度以北、南防波堤堤頭相連距離達 250m，外港區主航道方向為朝西偏北向 22.5 度，北接北航道通往第一港渠、第二港渠及軍港區，南接南航道通往第三港渠及公務船渠，港內設置直徑 600m 迴船池，可提供商船於港區內轉向。主航道寬度為 240m，低潮位水深約為-16~-25m 之間，北航道寬度為 375m，低潮位水深約為-15.0m，南航道寬度為 225m，低潮位水深約為-10.0m，迴船池低潮位水深約為-12~-16.0m 之間，有關航道設施詳表 2-2 所示，港內設有一航道碎波堤，為港內主航道重要之消能設施，可有效減少港內水位震盪，增加港域的靜穩度，有關航道設置情形，詳如圖 2.2 所示。

表 2-2 航道設施表

	主 航 道	北 航 道	南 航 道	迴 船 池
寬度(m)	240	375	225	600
低潮位水深(m)	-16~-25	-15	-10	-12~-16

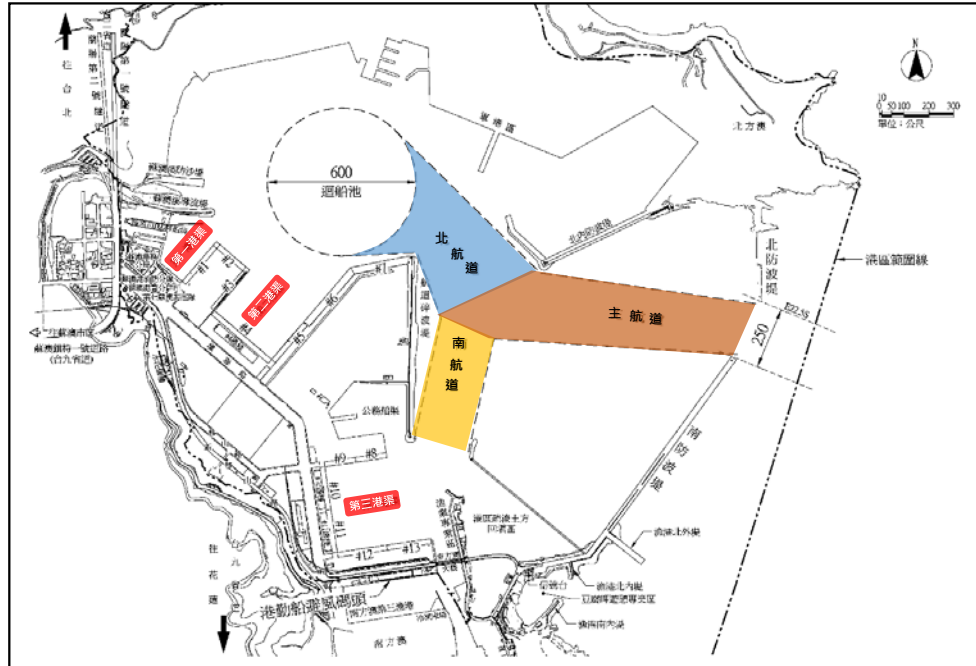


圖 2.2 蘇澳港航道平面圖

2.2 海氣象調查站設置概況

(一)、波流儀(AWAC)設置情形

蘇澳港海氣象觀測站設置，第一次係 2004 年 9 月 22 日發生船隻錨定鐵錨勾拖本所港研中心裝設之波高波向與剖面海流儀(製造於挪威 NORTEK 公司)，造成海底電纜遭受力損壞，在機組人員的維修下，於同(2004)年 12 月 2 日重新佈放一股 200 公尺長之海底電纜，順利恢復海氣象觀測系統。

隨著儀器與電纜逐漸老化與故障頻繁，因此 2007 年 10 月中旬本所港研中心進行第二次海氣象觀測站更新，同樣使用挪威(NORTEK)公司之波高波向與剖面海流儀即時傳送監測資料，安裝亦保持於原地水深 25 公尺處。

2012 年 8 月再次更新安裝為原處，惟 2015 年 8 月 8 日蘇迪勒強烈颱風侵襲時，海底電纜遭到大浪拉扯而斷裂，雖無法即時傳輸資料回港研中心，但 AWAC 儀器自動轉換成自記方式量測，故未失去任何資料，同(2015)年 12 月 10 日重新鋪放電纜後，資料已正常回傳至中心資料庫。次(2016)年 9 月 25 日觀測系統遭受梅姬中度颱風侵襲時，因東防波堤之綠燈塔遭到大浪沖擊，導致燈塔二樓以上主體斷裂落海，AWAC 儀器設備也遭受損毀，但儀器同樣轉換成自記方式量測，故未影響長期海氣象觀測工作，更新情形如表 2-3 所示。

表 2-3 蘇澳港 AWAC 設置情形表

測站	觀測儀器	觀測期間	備註
蘇澳港	AWAC	2004/12-2007/10	第一次更新
蘇澳港	AWAC	2007/10-2012/08	第二次更新
蘇澳港	AWAC	2012/08-2017/03 2015/12~至今觀測中	第三次更新

(二)、風速站設置情形

第一次於 2003 年 6 月在基隆港務局蘇澳港分局勘測隊原測站安裝一具壓力式潮位儀及 Young 公司之風速風向即時傳送監測系統，到 2008 年已滿五年儀器漸漸老化故障頻繁，故第二次於 2008 年 8 月中旬更新日本 KAIJO 公司之三維超音波式風速儀與壓力式潮位儀即時傳送監測系統，第三次於 2012 年 10 月更新為 Gill 之二維超音波式風速儀即時傳送監測系統，至今都在正常運轉中且資料完整。本研究蒐集本中心自 1987 年至 2016 年蘇澳港港區附近之觀測資料，風速測站位置詳表 2.4 所示。

表 2-4 蘇澳港附近海氣象蒐集相關資訊表

資料類別	測站	經度 / 緯度	觀測期間	觀測單位	備註(觀測儀器)
風(W1)	蘇澳港	24°35'33"N 121°51'56" E	2002/06-016/12 (觀測中)	港研中心	Young Brand 風速計 2012 年 10 月改為 Gill 二維超音波式風速計

2.3 氣象資料蒐集

(一)、降雨

根據中央氣象局蘇澳測候站歷年(民國 71 年～民國 103 年)統計資料，蘇澳地區長期年平均總降雨量約 4,392.9mm，秋冬受東北季風影響，降雨集中於該二季節，單月長期平均降雨量以 10 月份最高，約 708.5mm；7 月最少，約 177.2mm，如圖 2.3 所示。年平均降雨日數為 205.9 日，逾半年處於降雨狀態雨量豐沛，年平均降雨日數以冬季每 12 月及 1 月最多，各為 20.2 日，如圖 2.4 所示。降雨日數係指日降雨超過 0.1mm 之日數。

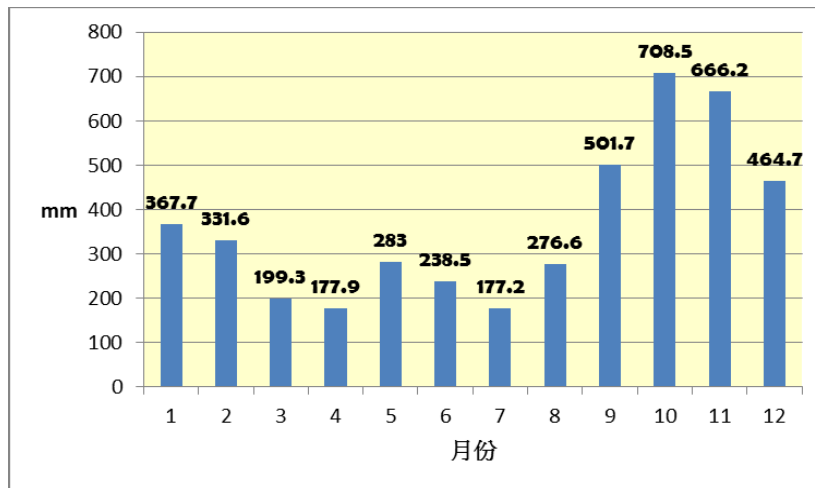


圖 2.3 蘇澳測候站歷年月平均降雨量變化統計圖

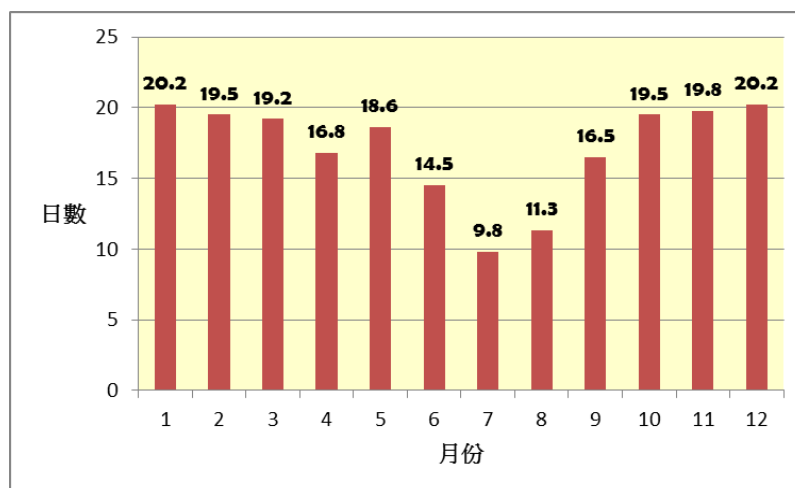


圖 2.4 蘇澳測候站歷年月平均降雨日數統計圖

(二)、霧日

根據中央氣象局蘇澳測候站歷年(民國 71 年～民國 103 年)間有霧日數資料統計，在 33 年的氣象資料中僅發生 6 個霧日天，顯示對蘇澳港港埠作業及船隻航行而言，受霧之影響性極低。

(三)、氣壓

根據中央氣象局蘇澳測候站歷年(民國 71 年～民國 103 年)統計資料，年平均大氣壓力為 1,011.2 毫巴，12 月份受大陸冷高壓影響，平均氣壓最高，為 1,018.4 毫巴；8 月份則受北半球高壓帶北移及熱帶低壓影響，平均氣壓最低，為 1,003.4 毫巴，蘇澳測候站歷年月平均氣壓統計，如圖 2.5 所示。

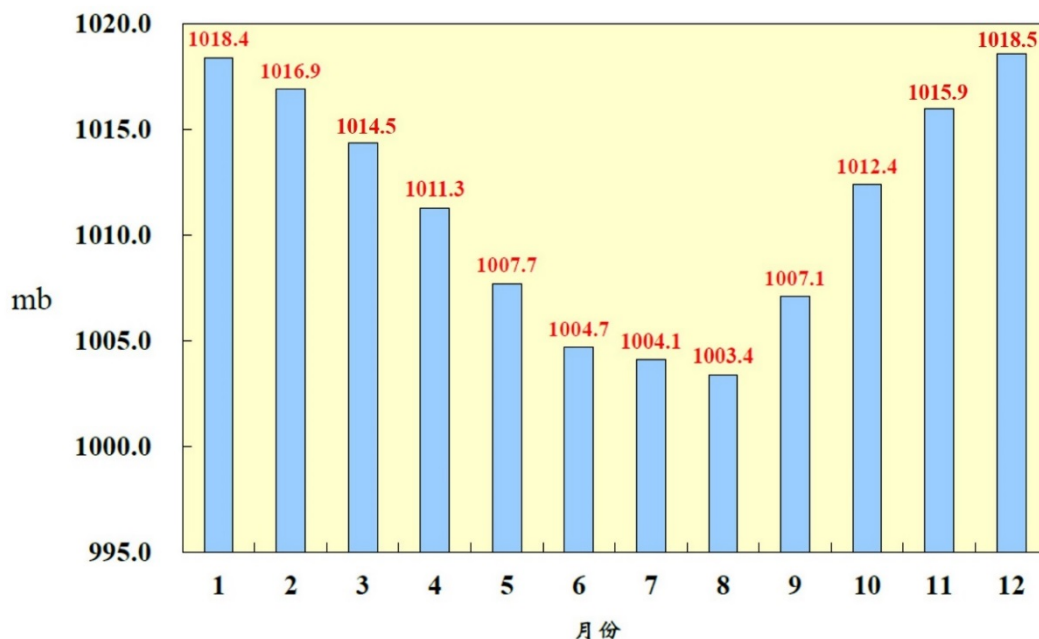


圖 2.5 蘇澳測候站歷年月平均氣壓統計圖

(四)、氣溫

根據中央氣象局蘇澳測候站歷年(民國 71 年～民國 103 年)統計資料，年平均氣溫為 22.6℃，歷年最高月平均氣溫發生在夏季，其中以 7 月最高，平均 28.7℃；歷年平均最低月平均氣溫發生於

冬季，長期實測氣溫以 1 月為最低，平均 16.4℃。本區之月平均氣溫變化，如圖 2.6 所示。

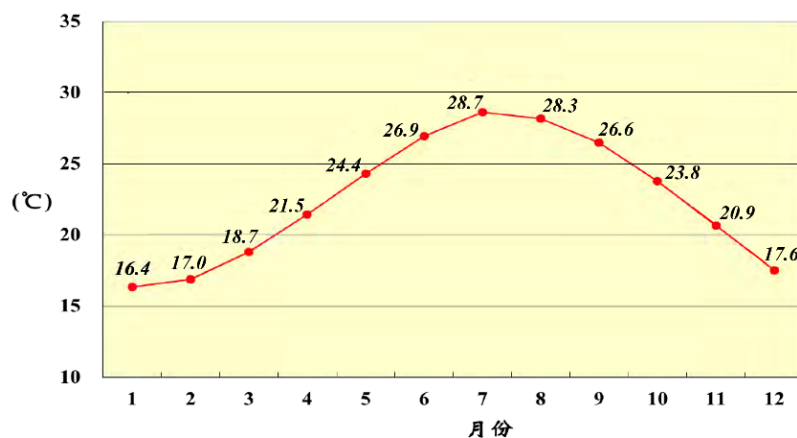


圖 2.6 蘇澳測候站歷年月平均氣溫變化統計圖

(五)、相對溼度

根據中央氣象局蘇澳測候站歷年(民國 71 年～民國 103 年)統計資料，各月份平均相對溼度詳如表 2-5，濕度變化大致介於 77.4～82.5%之間，以 5 月份之月平均相對濕度 82.5%為最高，7 月份之月平均濕度 77.4%為最低，年平均相對濕度為 80.4%。本地區之月平均相對濕度變化，如圖 2.7 所示。

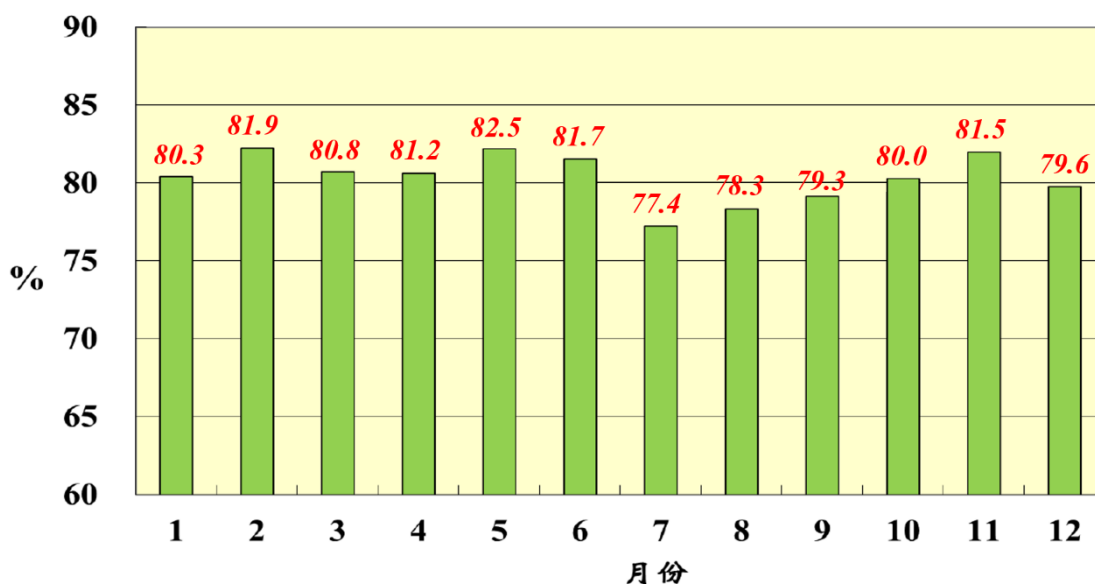


圖 2.7 蘇澳測候站歷年月平均相對濕度變化統計圖

(六)、風力

根據本所港研中心風速站歷年(民國 90 年～民國 102 年)統計資料，蒐取每小時測定前十分鐘之風速、風向數據加以平均，而得出該小時之平均風速、平均風向、最大陣風風速、最大陣風風向、最大陣風之發生時間，分析於下一章說明。

(七)、颱風

依據中央氣象局科技研究中心專題研究報告「百年侵臺颱風路徑圖集及其應用 (TROPICAL CYCLONE TRACKS OVER TAIWAN FROM 1897 TO 1996 AND THEIR APPLICATIONS)」[(CWB86-1M-01), 87.6]及中央氣象局網站資料，統計於 1896 年～2014 年期間侵襲臺灣及其附近海域之颱風記錄，侵臺颱風總數為 476 次(依中央氣象局網站公布資料)，平均每年約 3.93 次。中央氣象局分析每年侵襲臺灣之颱風路徑，歸納出 10 類主要路徑，如圖 2.8 所示。



圖 2.8 侵臺颱風路徑分類統計圖

由於蘇澳港位於臺灣東岸之北端，直接侵襲或間接影響蘇澳地區之颱風路徑為第一、二、三及第六路徑，總計共發生 232 次之多，佔侵臺颱風次數之 48.73%，平均每年有 1.91 個颱風襲擊蘇澳港附近海域，另蒐集颱風期間(民國 88 年～民國 105 年)蘇澳港最大風速統計，詳表 2-5。

表 2-5 颱風時蘇澳港最大風速統計(民國 88～105 年)

年度	颱風名	警報期間	路徑分類	最大風速	風向	風速 >20m/s 時數
88	瑪姬	88/06/04-06/07		12.9	W	0
	山姆	88/08/19-08/22		8.4	SSE	0
	丹恩	88/10/03-10/10	7	8.5	E	0
89	啟德	89/07/06-07/10	6	13.1	SE	0
	碧利斯	89/08/20-08/24	3	21.5	ESE	2
	巴比倫	89/08/26-08/30	6	7.1	S	0
	寶發	89/09/07-09/11	特殊	6.5	E	0
	雅吉	89/10/23-10/26		5.3	WNW	0
	象神	89/10/30-11/01	6	14.1	SE	0
	貝碧佳	89/11/05-11/07		9.0	E	0
90	西馬隆	90/05/10-05/14	8	14.8	E	0
	奇比	90/06/21-06/24	7	12.5	SSE	0
	尤特	90/07/02-07/06	5	9.8	SSE	0
	潭美	90/07/09-07/12	4	5.6	SE	0
	玉兔	90/07/22-07/25		8.9	SSE	0
	桃芝	90/07/27-07/31	3	14.9	S	0
	納莉	90/09/05-09/20	特殊	13.7	E	0
	利奇馬	90/09/22-09/28	4	13.3	ESE	0
	海燕	90/10/13-10/17		8.0	WSW	0
91	雷馬遜	91/07/01-07/05		13.1	W	0
	納克莉	91/07/08-07/11	9	10.8	ESE	0
	哈隆	91/07/06-07/16		10.8	ESE	0
	風神	91/07/13-07/28		8.3	SE	0
	卡莫里	91/08/01-08/21		10.1	S	0
	王峰	91/08/14-08/21		8.6	SSE	0
	露莎	91/08/29-08/31		5.3	SSE	0

年度	颱風名	警報期間	路徑 分類	最大 風速	風向	風速 >20m/s 時數
	辛樂克	91/09/02-09/11	1	9.5	W	0
92	柯吉拉	92/04/21-04/25		10.1	SSE	0
	南卡	92/06/01-06/03		5.2	N	0
	蘇迪勒	92/06/15-06/19		6.6	NE	0
	尹布都	92/07/20-07/24		10.9	SSE	0
	莫拉克	92/08/02-08/04	4	10.9	S	0
	梵高	92/08/19-08/20		8.9	S	0
	科羅旺	92/08/20-08/24		9.0	SSE	0
	杜鵑	92/08/30-09/03	5	5.3	ESE	0
	米勒	92/10/31-11/05	8	3.9	ESE	0
93	康森	93/06/07-06/09		10.0	NE	0
	敏督利	93/06/28-07/03	6	5.6	ESE	0
	康伯斯	93/07/14-07/15		9.4	SSE	0
	蘭寧	93/08/10-08/13		9.2	W	0
	艾利	93/08/23-08/26	1	14.6	W	0
	海馬	93/09/11-09/13	6	5.3	NE	0
	米雷	93/09/26-09/27		5.8	W	0
	納坦	93/10/23-10/24	6	10.1	E	0
	南瑪都	93/12/03-12/04	9	14.8	E	0
94	海棠	94/07/16-07/21	3	24.8	E	3
	瑪莎	94/08/03-08/07	1	8.9	W	0
	珊瑚	94/08/11-08/15		11.4	W	0
	泰利	94/08/29-09/03	3	23.9	ENE	1
	卡努	94/09/09-09/13		6.5	W	0
	丹瑞	94/09/20-09/25		11.0	E	0
	龍王	94/09/28-10/04	3	4.4	NE	0
95	珍珠	95/05/14-05/21	9	8.8	SE	0
	艾維尼	95/07/05-07/11		6.8	SE	0
	碧莉斯	95/07/11-07/19	2	13.3	S	0
	凱米	95/07/23-07/29	3	15.0	ESE	0
	寶發	95/08/06-08/09	4	9.5	E	0
	桑美	95/08/09-08/12		9.5	E	0
	珊珊	95/09/13-09/19		7.4	W	0

年度	颱風名	警報期間	路徑 分類	最大 風速	風向	風速 >20m/s 時數
96	帕布	96/08/06-08/08	4	10.2	ESE	0
	梧提	96/08/08-08/09	3	10.2	ESE	0
	聖帕	96/08/16-08/19	3	20.9	E	3
	韋帕	96/09/17-09/19	1	7.0	W	0
	柯羅莎	96/10/04-10/07	2	15.7	NE	0
	米塔	96/11/25-11/27		12.4	ENE	0
97	卡枚基	97/07/15-07/20	2	14.6	S	0
	鳳凰	97/07/25-07/31	3	22.5	S	4
	如麗	97/08/18-08/23		14.2	S	0
	辛樂克	97/09/10-09/18	2	25.3	WNW	6
	哈格比	97/09/20-09/25		12.7	SSE	0
	薔蜜	97/09/25-10/01	2	27.2	E	4
98	蓮花	98/06/19-06/22	9	12.2	S	0
	莫拉菲	98/07/16-07/18		15.9	S	0
	莫拉克	98/08/05-08/10	3	24.3	S	9
	芭瑪	98/10/03-10/06	特殊	14.2	NE	0
99	南修	99/08/29-08/31		7.5	S	0
	萊羅克	99/09/01-09/03	9	17.4	S	0
	莫蘭蒂	99/09/08-09/11		14.5	S	0
	凡那比	99/09/18-09/21	4	18.4	ENE	0
	梅姬	99/10/21-10/23	9	*	*	0
100	艾利	100/05/08-05/10		11.0	S	0
	桑達	100/05/26-05/28		11.4	NE	0
	米雷	100/06/23-06/25		10.9	SW	0
	梅花	100/08/04-08/06		10.9	WSW	0
	南瑪都	100/08/27-08/31		15.7	E	0
101	泰利	101/06/18-06/22		7.3	SSE	0
	杜蘇芮	101/06/27-06/30		12.1	S	0
	蘇拉	101/07/29-08/03		21.0	NNE	1
	海葵	101/08/05-08/08		7.4	SSE	0
	啟德	101/08/13-08/16		10.9	S	0
	天秤	101/08/20-08/29		12.7	S	0
	杰拉華	101/09/26-09/29		13.1	WNW	0

年度	颱風名	警報期間	路徑分類	最大風速	風向	風速 >20m/s 時數
102	蘇力	102/07/11-07/13	2	23.8	S	12
	西馬隆	102/07/16-07/18	--	14.5	SSW	0
	潭美	102/08/20-08/22	1	13.7	S	0
	康芮	102/08/27-08/29	6	9.9	NW	0
	天兔	102/09/19-09/22	5	11.2	SSE	0
	菲特	102/10/04-10/07	1	10.2	WNW	0
103	哈吉貝	103/06/14-06/15	--	7.2	SSE	0
	麥德姆	103/07/21-07/23	3	20.9	ESE	4
	鳳凰	103/09/19-09/22	特殊	15.1	S	0
104	紅霞	104/05/10-05/11	--	6.7	SE	0
	昌鴻	104/07/09-07/11	--	8.7	W	0
	蓮花	104/07/06-07/09	--	9.6	SSE	0
	蘇迪勒	104/08/06-08/09	3	36.4	E	10
	天鵝	104/08/20-08/23	--	8.6	E	0
	杜鵑	104/09/27-09/29	2	40.4	E	10
105	尼伯特	105/07/06-07/09	4	13.1	ESE	0
	莫蘭蒂	105/09/12-09/15	7	14.5	SE	0
	馬勒卡	105/09/15-09/18	--	11.6	W	0
	梅姬	105/09/25-09/28	3	32.1	E	7
	艾利	105/10/05-10/06	--	9.1	ESE	0

2.4 海象資料蒐集

(一)、潮位

蘇澳港之潮位觀測站已在南方澳 12 號碼頭附近設立驗潮站，故本研究以蘇澳港民國 63 年～民國 103 年間潮位觀測站資料進行，各項潮位統計資料分析將於下一章節說明。

(二)、波浪與海流

本研究以有蘇澳港民國 93 年～民國 102 年波浪海流資料，包

含長期性之波高、波向及週期分佈，各項統計資料分析同樣於下一章節說明，蘇澳港海氣象觀測站詳如圖 2.9 所示。



(資料來源：臺灣港務公司)

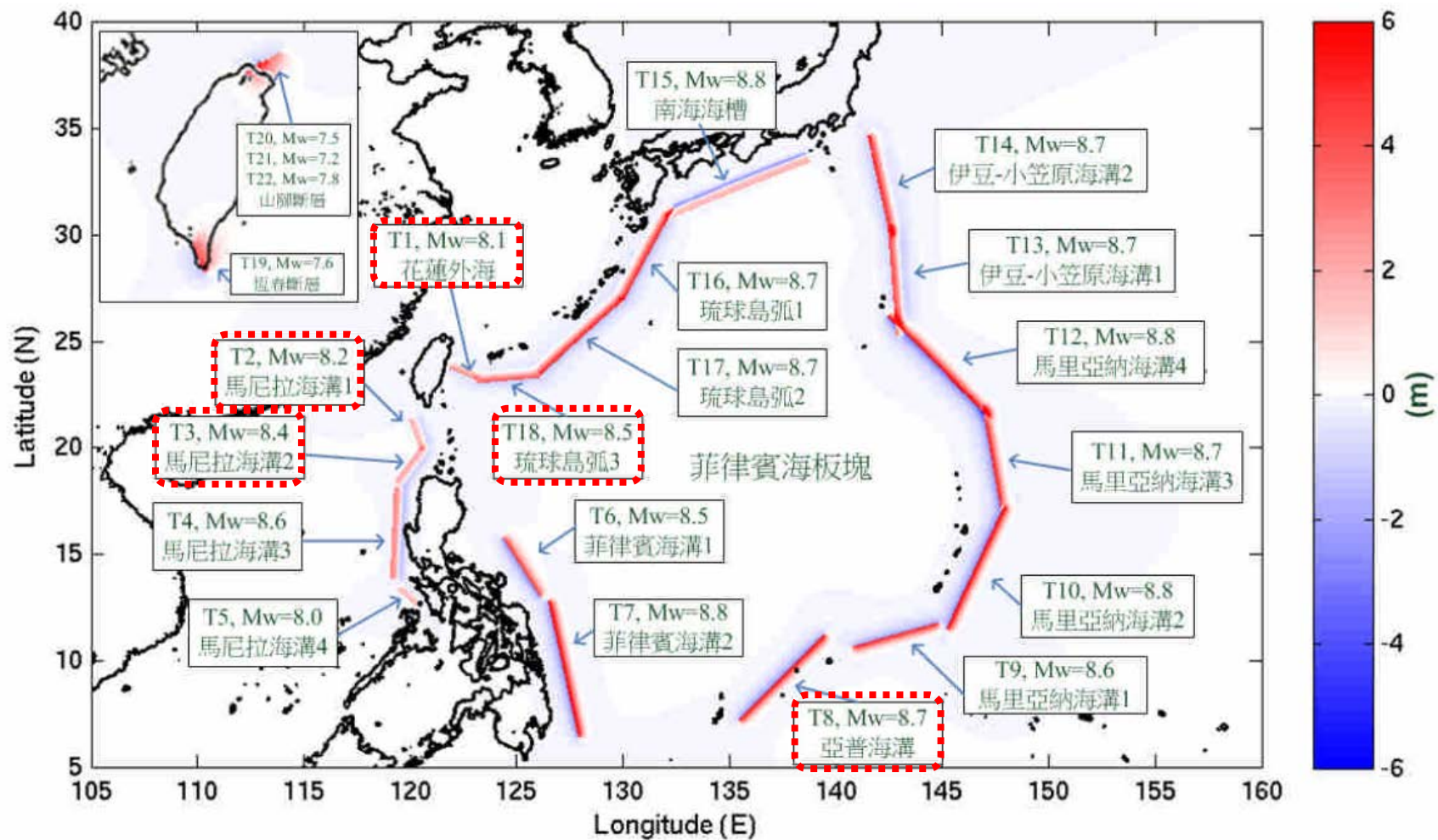
圖 2.9 蘇澳港附近海氣象觀測站位置圖

(三)、蘇澳港海嘯源條件資料蒐集

本研究為評估海嘯波對蘇澳港代表性防波堤之影響及安全性，然海嘯發生成因甚多，且波源潛勢區來源甚多，實務上難以明確判定對蘇澳港影響最鉅之波源點為何，因此蒐集吳(2012)於「行政院災防應用科技方案-臺灣潛在高於預期之海嘯模擬與研究」之研究，作為後續數值模擬輸入條件之用。

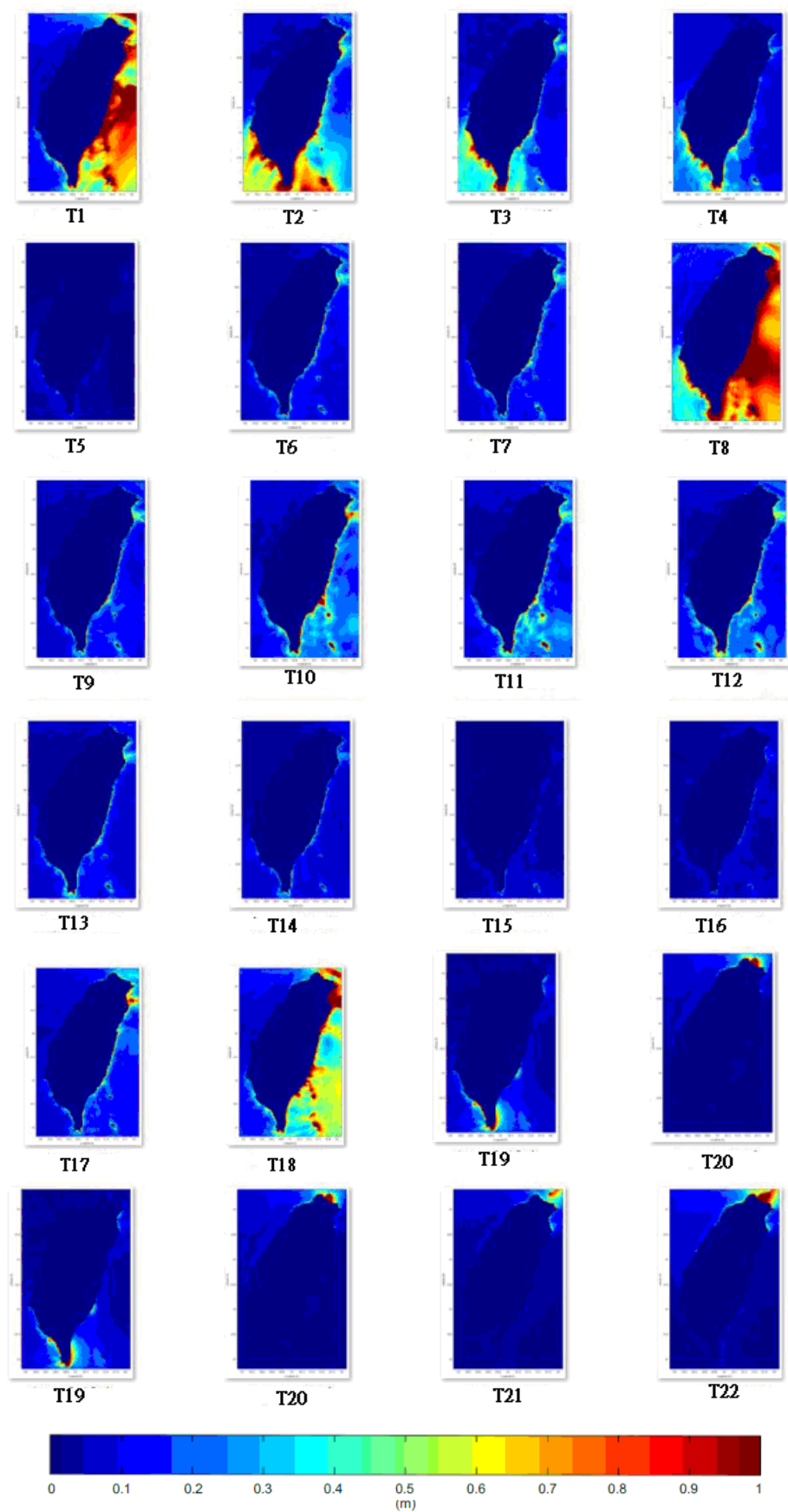
由於地震規模、震央位置、震源深度、海底地形變化等要素均將對海嘯之規模大小造成影響，吳(2012)研究考量海溝型海嘯可能由大規模之地震所引發，因此即使其距離臺灣較遠，仍有可能對臺灣造成危害。而近域之斷層形海嘯，主要分布於臺灣周圍，其地震潛在規模較小，然而由於震央距離臺灣較近，因此對於局部地區可能造成危害。故以鄰近臺灣且有潛在襲臺可能性之 18 種海溝型海嘯源及 4 種斷層型海嘯源，共 22 個海嘯源進行海嘯傳遞之推算，如圖 2.10 所示。其相關之地震規模、地震參數及海嘯初始條件係依據過去世界上之地震觀測記錄，以地震定比定律 (seismic scaling law) (Yen and Ma, 2011) 決定各

海嘯源之地震規模及滑移量後，續以半彈性體理論（half-space homogenous elastic mode）(Okada, 1985)推估地表之垂直變位量以及海嘯初始波高，作為海嘯推算時之初始條件。依據吳(2012)之海嘯模擬結果，如圖2.11所示；在 22 個潛在之海嘯源中，以 T1（花蓮外海）、T2（馬尼拉海溝 1）、T3（馬尼拉海溝 2）、T8（亞普海溝）及T18（琉球島弧3）等海嘯源對臺灣之影響最大，其中 T2 及 T3 海嘯源主要影響臺灣西南沿海，包括高雄與臺南均有淹溢災情；T1 花蓮外海海嘯、T8 亞普海溝海嘯、T18琉球島弧3海嘯則對臺灣東部沿海之威脅較為顯著，如圖 2.12 所示。對於蘇澳港而言，則以 T8 亞普海溝海嘯之影響最大，由於海嘯能量因地形因素直接傳送至臺灣東岸，除將於蘇澳地區造成約 9m 高之溯上溢淹外，亦將於蘇澳港外廓防波堤處造成近 4m 高之水位抬升。



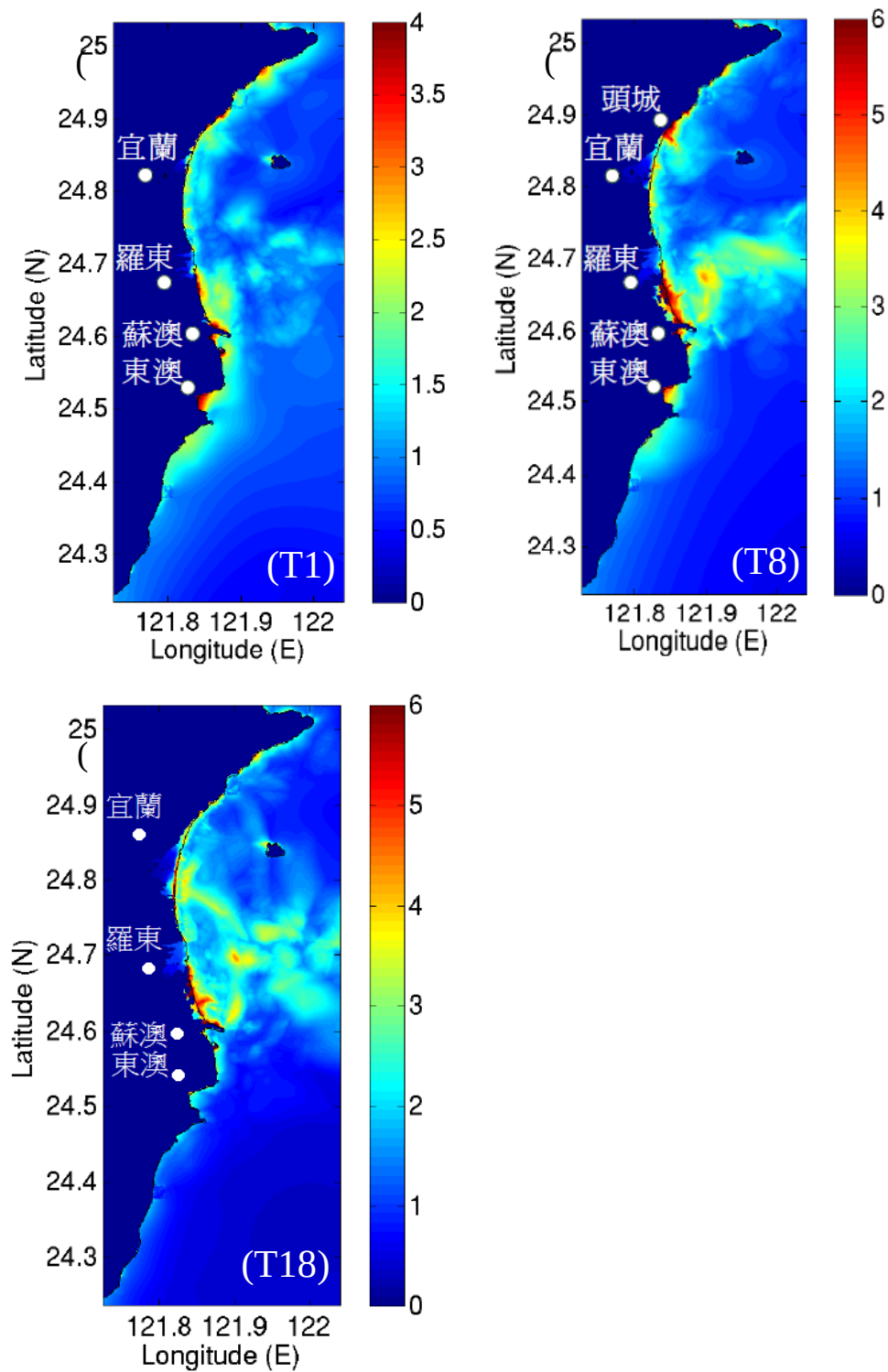
(資料來源:「行政院災防應用科技方案-臺灣潛在高於預期之海嘯模擬與研究」)

圖 2.10 海嘯推算初始位置



(資料來源:「行政院災防應用科技方案-臺灣潛在高於預期之海嘯模擬與

圖 2.11 各海嘯源模擬成果



(a:T1 花蓮外海海嘯 b:T8 亞普海溝海嘯 c: T18 琉球島弧海嘯 3 資料來源:「行政院災防應用科技方案-臺灣潛在高於預期之海嘯模擬與研究」)

圖 2.12 蘇澳港海嘯波高分析圖

第三章 海氣象現場調查及分析

蘇澳港所建置之海氣象觀測站較早，蒐集之資料較為豐富，該資料包括項目有氣象、風力、潮汐、波浪及海流等，以下針對前章蘇澳港海氣象觀測資料進行分析與綜合比較，探討其特性及相關性。

3.1 氣象資料分析

(一)、氣象資料(降雨、霧日、氣壓、溫度及濕度)

依據中央氣象局所屬蘇澳測候站設立於蘇澳港行政大樓(北緯 24 度 36 分，東經 121 度 52 分)，民國 70 年 12 月開始量測記錄氣象資料。測站海拔標高 24.9m，氣壓計海面上高度 25.5m，溫度計地面高度 1.3m，地面自動測報系統感應器離地 1.6m，雨量計口面地上高度 0.5m，風速儀地上高度 34m。茲整理得出蘇澳測候站於民國 71 年～民國 103 年間，所量測 33 年之平均降雨量、平均降雨日數、平均霧日、平均氣壓、平均氣溫及平均相對溼度之各月氣候資料平均值，整理如下表 3-1 所示。

表 3-1 蘇澳測候站氣象資料觀測統計表

月份	平均降雨量 (mm)	平均降雨日數 (日)	平均降雨日數 (≥10mm)	平均霧日 (日)	平均氣壓 (mb)	平均溫度 (°C)	平均相對濕度 (%)
1	367.7	20.2	8.7	0.0	1018.4	16.4	80.3
2	331.6	19.5	12.0	0.0	1016.6	17.0	81.9
3	199.3	19.2	6.2	0.0	1014.5	18.7	80.8
4	177.9	16.8	5.0	0.0	1011.3	21.5	81.2
5	283.0	18.6	6.4	0.0	1007.7	24.4	82.5
6	238.5	14.5	5.2	0.0	1004.4	26.9	81.7
7	177.2	9.8	3.4	0.0	1004.1	28.7	77.4
8	276.6	11.3	4.9	0.1	1003.4	28.3	78.3
9	501.7	16.5	8.8	0.0	1007.1	26.6	79.3
10	708.5	19.5	10.4	0.0	1012.4	23.8	80.0
11	666.2	19.8	10.7	0.0	1015.9	20.9	81.5
12	464.7	20.2	9.1	0.0	1018.5	17.6	79.6
年合計	4392.9	205.9	90.8	0.1	-	-	-
年平均	366.1	17.2	-	0.0	1011.2	22.6	80.4

資料來源：中央氣象局民國 71 年～103 年「氣候資料年報（第一部份—地面資料）」

註：平均霧日 0.0 意指其值小於 0.1。

臺灣雨量豐沛，以長期觀察來說臺灣年降雨量平地約 2221mm，山區 3858mm，蘇澳年雨量 4392.9mm 遠高於標準，顯示蘇澳全年多與，年降雨日數 205.9 天，占全年度之 56.37%，顯示蘇澳連續降雨日數多無乾旱現象(連續 50 日不降水，稱為小旱)，全臺平地 100 公尺以下年平均溫度為 23.5℃，蘇澳年均溫低於平均溫度 0.9℃，濕度部份年平均 80.4%，濕度變化起伏並不明顯。

(二)、風力資料(一般期間)

根據風速及風向(民國 90~102 年)統計資料，蘇澳地區風速、風向聯合機率分佈，詳表 3-2 所示，風速多在 10m/sec 以下，約佔 97.6%，靜風佔 1.1%；風向以 WNW 向出現頻率最高，約佔 12.0%，WSW 向次之，約佔 11.8%。

表 3-2 民國 90~102 年蘇澳港海域風速、風向機率分佈

風速 方向	0.3~5m/sec (%)	5~10m/sec (%)	10~20m/sec (%)	>20m/sec (%)	合計 (%)
N	4.1	2.4	0.1	0.0	6.6
NNE	3.2	2.0	0.1	0.0	5.3
NE	2.6	1.3	0.0	0.0	3.9
ENE	2.2	0.8	0.1	0.0	3.1
E	1.4	0.2	0.0	0.0	1.6
ESE	1.7	0.3	0.0	0.0	2.0
SE	2.2	1.0	0.0	0.0	3.2
SSE	2.6	4.4	0.2	0.0	7.2
S	3.2	4.4	0.8	0.0	8.4
SSW	1.9	0.4	0.0	0.0	2.3
SW	4.3	0.1	0.0	0.0	4.4
WSW	11.0	0.8	0.0	0.0	11.8
W	8.5	2.5	0.0	0.0	11.0
WNW	9.9	2.1	0.0	0.0	12.0
NW	6.8	3.3	0.0	0.0	10.1
NNW	4.0	2.0	0.0	0.0	6
合計(%)	69.6	28.0	1.3	0.0	98.9

註：靜風佔 1.1%

資料來源：「2013年臺灣海氣象觀測資料年報」104.6

由圖 3.1 歷年風玫瑰圖所示蘇澳地區各季風速多小於 5m/sec，參照各季節風速及風向分佈情形如表 3-3，可知 0~5m/s 最高發生於春季 75.3%，最低發生在冬季 64.6%。

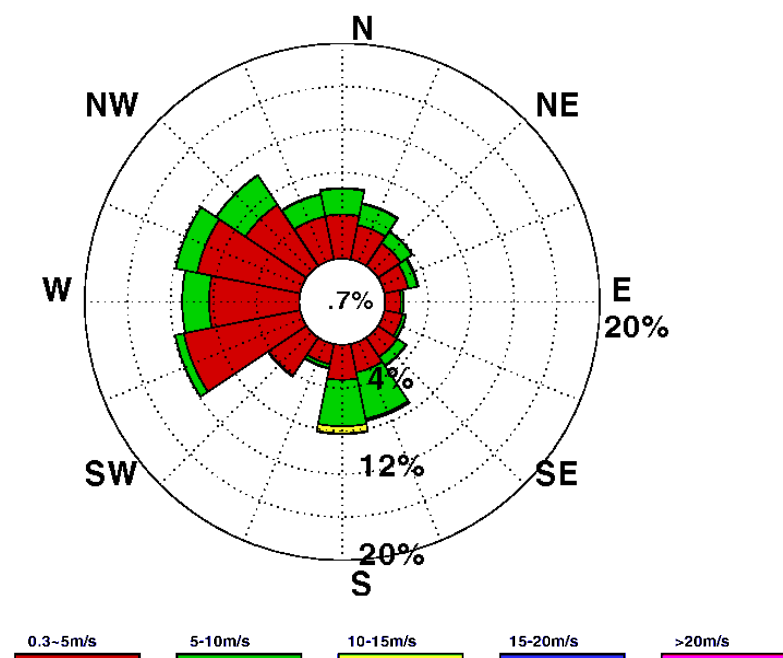


圖 3.1 蘇澳港民國 90~102 年蘇澳港風玫瑰圖

資料來源：「2013 年臺灣海氣象觀測資料年報」104.6

表 3-3 民國 90~102 年蘇澳港海域各季風速機率分佈

季節 風速	春季	夏季	秋季	冬季
0~5m/sec	75.3%	69.6%	69.2%	64.6%
5~10 m/sec	23.6%	25.4%	28.7%	34.3%
10~20 m/sec	0.4%	3.9%	1.6%	0.3%
>20m/sec	0.0%	0.1%	0.0%	0.0%

資料來源：「2013 年臺灣海氣象觀測資料年報」104.6

四季主要風向之分析，春季以 WSW 方向為主，發生機率為 12.3%，夏季以 S 方向為主，發生機率為 16.2%；秋季以 WNW 方向為主，發生機率為 13.3%；冬季則以 W 方向為主，發生機率為 16.4%，如表 3-4 所示。

表 3-4 民國 90~102 年蘇澳港海域各季風向機率分佈

風向 \ 季節	春季	夏季	秋季	冬季
N	8.1%	4.5%	6.3%	7.5%
NNE	7.2%	3.7%	4.8%	5.6%
NE	4.6%	3.5%	4.0%	3.4%
ENE	3.2%	3.4%	4.1%	2.3%
E	1.3%	3.0%	1.6%	1.2%
ESE	1.9%	3.3%	1.7%	1.3%
SE	2.9%	5.7%	2.7%	1.5%
SSE	6.8%	13.9%	5.5%	2.7%
S	7.3%	16.2%	6.0%	3.6%
SSW	2.5%	3.5%	1.7%	1.6%
SW	5.4%	5.7%	3.3%	2.9%
WSW	12.3%	9.8%	13.0%	12.4%
W	8.4%	6.4%	12.7%	16.4%
WNW	11.2%	8.0%	13.3%	14.9%
NW	9.0%	4.9%	11.7%	15.1%
NNW	7.2%	3.4%	7.3%	7.0%
靜風	0.7%	1.0%	0.4%	0.7%

資料來源：「2013 年臺灣海氣象觀測資料年報」104.6

將中央氣象局之蘇澳氣象站資料整理彙整後，由各月份風速風向分析統計可知，蘇澳地區年平均風速為 2.7m/s，最大平均風速為 40.4 m/s，最大陣風為 68.4 m/s 並於 8 月至 9 月發生，蘇澳氣象站平均風速、最大平均風和最大陣風之月平均風速統計分析折線圖，如圖 3.2 所示。

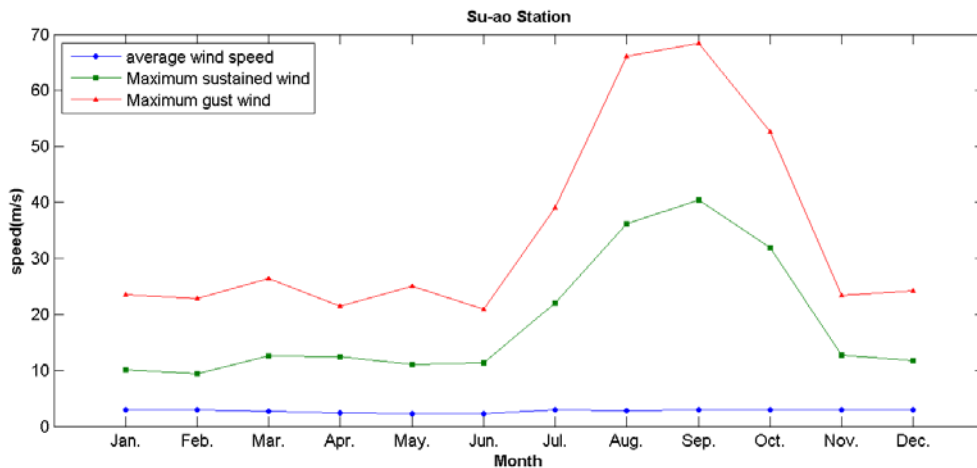


圖 3.2 蘇澳氣象站平均風速、最大平均風和最大陣風之月平均風速

(三)、風力資料(颱風期間)

根據民國 88 年～102 年颱風期間風力觀測資料(如前章表 2-5)，分析每年各颱風最大風速、風向及風速延時圖，期間 98 個颱風實測資料，經分析統計期間中僅 10 場颱風造成蘇澳港 20m/s 以上之風速，路徑類型多發生於二、三類，風向主要為 E～S 方向。

另將颱風經本海域時所產生之風場特性進行最大風速(平均逐時最大)分析，統計期間有 98 個颱風，其十分鐘平均風速大於 20m/s 之颱風個數有 10 個，約佔 10%；民國 97 年 9 月 25 日薔蜜 (JANGMI)颱風過境台灣時，測得最大風速為 27.2m/s，風向為 E。其他最大風速超過 20m/s 者，尚有碧利斯(21.5m/s、ESE)、海棠(24.8m/s、E)、泰利(23.9m/s、ENE)、聖帕(20.9m/s，E)、鳳凰(22.5m/s、S)、辛樂克(25.3m/s、WNW)、莫拉克(24.3m/s，S)、蘇拉(21.0m/s，NNE)、蘇力(23.8m/s，S)等颱風；以侵臺颱風路徑分二類有 3 個，三類有 6 個。

3.2 海象資料分析

(一)、潮汐資料

蘇澳港自民國 70 年起在南方澳 12 號碼頭附近設立驗潮站進行潮位觀測，各項潮位統計分析其所觀測之潮位資料，得出平均潮差 0.963 公尺，最大潮差為 2.789 公尺，圖 3.3 中最高高潮

位和最高天文潮因為暴潮影響於 8-10 月差距最大。

最高高潮位	(H.H.W.L.)	+1.470
最高天文潮	(H.W.O.S.T.)	+1.120
平均高潮位	(M.H.W.L.)	+0.499
平均潮位	(M.S.L.)	+0.014
平均低潮位	(M.L.W.L.)	-0.464
最低天文潮	(L.W.O.S.T.)	-1.178
最低低潮位	(L.L.W.L.)	-1.319
平均潮差	(M.R.)	+0.963
最大潮差	(M.T.R.)	+2.789

(資料來源：中央氣象局蘇澳氣象站，單位：公尺)

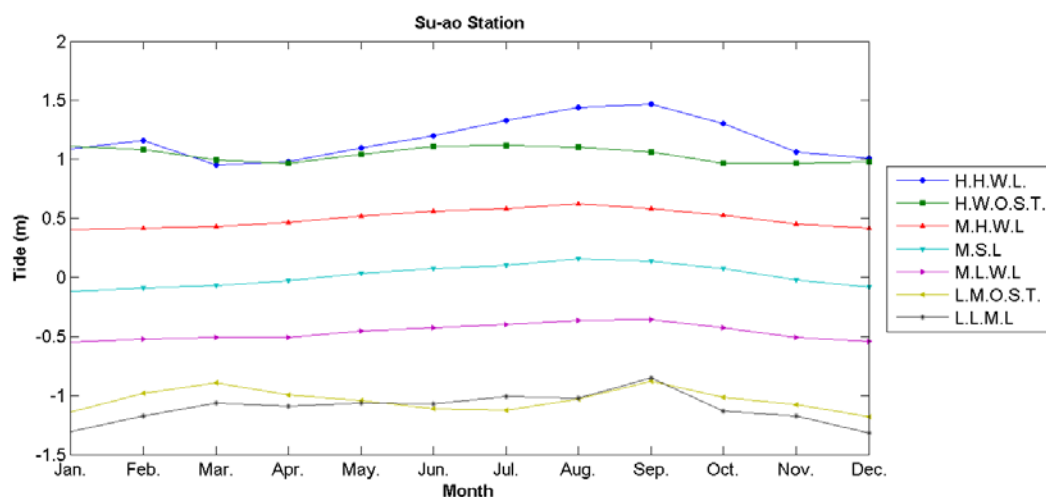


圖3.3蘇澳潮位站潮位資料月平均圖(1981-2014年)

(二)、波浪資料(一般期間)

根據蘇澳港海象觀測站民國 91~102 年海象觀測資料統計分析，波高-波向分佈(詳表 3-5)，0~100cm 以下波高約佔 33%、100cm~150cm 約佔 38.3%，主要波向為 ENE~SE 向，約佔 78.3%；波高-週期分佈(詳表 3-6)，週期主要集中在 6~10 秒間，約佔全年波浪之 75.4%，為一典型風浪地區。

表 3-5 民國 91~102 年蘇澳港海域波高($H_{1/3}$)、波向機率分佈

波高 方向	0~50cm	50~100cm	100~150cm	>150cm	合計
N	0.0%	0.1%	0.0%	0.0%	0.1%
NNE	0.0%	0.1%	0.1%	0.0%	0.2%
NE	0.0%	0.4%	1.0%	0.8%	2.2%
ENE	0.2%	3.6%	8.6%	6.8%	19.3%
E	0.6%	6.8%	12.2%	8.7%	28.3%
ESE	1.0%	6.2%	6.8%	4.8%	18.8%
SE	0.7%	4.7%	3.7%	2.8%	11.9%
SSE	0.3%	3.4%	2.0%	1.3%	7.1%
S	0.2%	2.4%	1.5%	1.0%	5.1%
SSW	0.1%	1.3%	1.0%	0.7%	3.2%
SW	0.0%	0.5%	0.4%	0.2%	1.2%
WSW	0.0%	0.1%	0.2%	0.1%	0.5%
W	0.0%	0.1%	0.2%	0.2%	0.5%
WNW	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%
NW	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%
NNW	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.1%
合計	3.2%	29.8%	38.3%	27.4%	100.0%

表 3-6 民國 91~102 年蘇澳港海域波高($H_{1/3}$)、週期($T_{1/3}$)機率分佈

波高 週期(sec)	0~50cm	50~100cm	100~150cm	>150cm	合計
2~3	0.0%	0.1%	0.0%	0.0%	0.1%
3~4	0.0%	0.3%	0.1%	0.0%	0.4%
4~5	0.1%	0.9%	0.6%	0.1%	1.7%
5~6	0.5%	4.6%	2.7%	0.9%	8.6%
6~7	0.8%	8.0%	7.1%	2.1%	18.0%
7~8	0.5%	6.7%	9.6%	3.9%	20.9%
8~9	0.5%	4.2%	9.0%	6.3%	20.0%
9~10	0.5%	2.8%	6.1%	7.2%	16.5%
>10	0.4%	2.2%	3.1%	7.9%	13.9%
合計	3.2%	29.8%	38.3%	28.6%	100.0%

四季波高、波向與週期分佈分析，各季節波高以春、夏季波浪較小，如表 3-7，波高 0~100cm 者，春季為 36.6%，夏季為 60.8%；秋、冬季受東北季風作用波浪較大，大於 100cm 者，秋季為 75%，冬季為 91.1%。

表 3-7 民國 91~102 年蘇澳港海域各季波高機率分佈

波高 $H_{1/3}$ \ 季節	春季	夏季	秋季	冬季
<50cm	1.4%	9.1%	2.1%	0.0%
50~100cm	35.2%	51.7%	23.0%	8.9%
100~150cm	45.4%	22.2%	38.0%	48.4%
>150cm	18.0%	16.9%	37.0%	42.7%

各季節波向分佈情形如表 3-8 所示，春季主要波向為 E 方向，發生機率為 32.4%，夏季主要波向為 SE 方向，發生機率為 18.4%，秋季主要波向為 E 方向，發生機率為 33.1%，冬季主要波向為 E 方向，發生機率為 35.2%。

表 3-8 民國 91~102 年蘇澳港海域各季波向機率分佈

波向 \ 季節	春季	夏季	秋季	冬季
N	0.5%	0.1%	0.0%	0.0%
NNE	0.4%	0.1%	0.1%	0.1%
NE	1.8%	0.6%	2.7%	3.8%
ENE	18.9%	5.4%	27.2%	25.7%
E	32.4%	12.9%	33.1%	35.2%
ESE	22.5%	17.4%	19.0%	16.5%
SE	11.9%	18.4%	8.8%	8.4%
SSE	6.0%	15.7%	3.5%	3.1%
S	2.9%	14.7%	1.8%	0.8%
SSW	1.4%	9.9%	0.8%	0.4%
SW	0.7%	3.7%	0.2%	0.1%
WSW	0.2%	0.9%	1.0%	0.0%
W	0.1%	0.2%	1.5%	0.0%
WNW	0.1%	0.1%	0.2%	0.0%
NW	0.1%	0.1%	0.1%	0.0%
NNW	0.2%	0.1%	0.0%	0.0%

各季節波浪週期分佈，春季、夏季及秋季波浪週期主要為 6~8 秒，各佔 44%、39%及 38.2%，冬季受東北季風影響，吹距與歷時較長形成長浪，波浪週期主要為 8~10 秒，發生機率為 49.4%，詳表 3-9 所示。

表 3-9 民國 91~102 年蘇澳港海域各季波浪週期機率分佈

季節 週期(sec)	春季	夏季	秋季	冬季
<6	11.4%	19.9%	6.0%	5.7%
6~8	44.0%	39.0%	38.2%	34.4%
8~10	35.7%	26.2%	35.0%	49.4%
>10	8.9%	14.9%	20.8%	10.4%

(三)、波浪資料(颱風期間)

依據本所港研中心蘇澳港波浪測站民國 94~102 年颱風期間最大示性波高、週期、波向統計結果如表 3-10 所示，總計 53 個颱風，最大颱風波浪為民國 94 年之泰利颱風所測得，示性波高 14.8m，週期 13.9sec，波向為 ESE；民國 97 年之薔蜜颱風則次之，示性波高 12.6m，週期 13.7sec，波向為 SE。

表 3-10 民國 94~102 年蘇澳港海域波浪週期機率分佈

序號	颱風名稱	發生期間 年/月/日~月/日	最大示性波高 $H_{1/3}$ (m)	對應示性週期 (sec)	對應波向 (來向)
1	海棠	94/07/16-07/21	12.0	12.2	ESE
2	瑪莎	94/08/03-08/07	4.3	10.8	E
3	珊瑚	94/08/11-08/15	5.4	10.2	SE
4	泰利	94/08/29-09/03	14.8	13.9	ESE
5	卡努	94/09/09-09/13	2.8	11.5	ENE
6	丹瑞	94/09/20-09/25	2.1	8.9	ESE
7	龍王	94/09/28-10/04	12.4	13.0	SE
8	珍珠	95/05/14-05/21	3.2	7.0	SW

序號	颱風名稱	發生期間 年/月/日～月/日	最大示性波高 $H_{1/3}(m)$	對應示性週期 (sec)	對應波向 (來向)
9	艾維尼	95/07/05-07/11	3.0	12.0	ESE
10	碧莉斯	95/07/11-07/19	5.7	10.0	S
11	凱米	95/07/23-07/29	7.4	12.5	S
12	寶發	95/08/06-08/09	3.8	9.8	ESE
13	桑美	95/08/09-08/12	3.8	9.0	E
14	珊珊	95/09/13-09/19	5.4	11.9	SE
15	帕布	96/08/06-08/08	6.5	11.3	SE
16	梧提	96/08/08-08/09	7.4	11.5	ESE
17	聖帕	96/08/16-08/19	7.6	13.5	SE
18	韋帕	96/09/17-09/19	3.6	11.3	ENE
19	柯羅莎	96/10/04-10/07	3.4	13.0	ESE
20	米塔	96/11/25-11/27	3.8	10.6	ESE
21	卡枚基	97/07/15-07/20	5.1	9.3	S
22	鳳凰	97/07/25-07/31	9.5	11.7	SE
23	如麗	97/08/18-08/23	3.8	14.2	S
24	辛樂克	97/09/10-09/18	7.7	12.3	E
25	哈格比	97/09/20-0/25	5.0	12.3	SSE
26	薔蜜	97/09/25-10/01	12.6	13.7	SE
27	蓮花	98/06/19-06/22	*	*	*
28	莫拉菲	98/07/16-07/18	5.1	11.2	S
29	莫拉克	98/08/05-08/10	7.2	13.0	SSE
30	芭瑪	98/10/03-10/06	4.8	16.4	E
31	南修	99/08/30-08/31	2.2	6	SSW
32	萊羅克	99/08/31-09/02	2.7	6	SW
33	莫蘭蒂	99/09/09-09/10	2.6	7	SSW
34	凡那比	99/09/17-09-20	10.7	13	E

序號	颱風名稱	發生期間 年/月/日～月/日	最大示性波高 $H_{1/3}(m)$	對應示性週期 (sec)	對應波向 (來向)
35	梅姬	99/10/21-10/23	*	*	*
36	艾利	100/05/09-05/10	3.1	11	S
37	桑達	100/05/27-05/28	4.3	14	SSE
38	米雷	100/06/23-06/25	4.8	13	ESE
39	梅花	100/08/04-08/06	4.0	14	ENE
40	南瑪都	100/08/27-08/31	4.7	11	SSE
41	泰利	101/06/19-06/21	3.2	9	SSW
42	杜蘇芮	101/06/28-06/29	2.5	10	SSE
43	蘇拉	101/07/30-08/03	6.3	11	ESE
44	海葵	101/08/06-08/07	2.2	12	E
45	啓德	101/08/14-08/15	2.1	10	SSE
46	天秤	101/08/21-08/25 101/08/26-08/28	4.2	10	SE
47	杰拉華	101/09/27-09/28	3.3	14	ESE
48	蘇力	102/07/11-07/13	7.0	10.7	S
49	西馬隆	102/07/16-07/18	2.2	5.2	SSW
50	潭美	102/08/20-08/22	3.8	8.7	SSW
51	康芮	102/08/27-08/29	2.9	9.2	SSW
52	天兔	102/08/27-08/29	7.3	14.7	SSE
53	菲特	102/10/04-10/07	5.8	14.6	E

註：*表示觀測資料筆數不足。

資料來源：「2005～2013 年港灣海氣地象觀測資料年報」

(四)、海流資料

流速、流向分佈方面，本海域流速、流向聯合機率分佈詳表 3-11。流速多在 40m/sec 以下，佔 91.4%；主要流向為 N～NNE、SSW～SW。

表 3-11 民國 91~102 年蘇澳港海域海流流速及流向機率分佈

流速 流向	0~40 cm/sec	40~80 cm/sec	80~120 cm/sec	>120 cm/sec	合計
N	11.5%	1.8%	0.0%	0.0%	13.3%
NNE	11.3%	1.4%	0.0%	0.0%	12.7%
NE	5.7%	0.1%	0.0%	0.0%	5.8%
ENE	3.7%	0.0%	0.0%	0.0%	3.7%
E	3.4%	0.3%	0.0%	0.0%	3.7%
ESE	4.0%	1.1%	0.0%	0.0%	5.1%
SE	4.2%	0.9%	0.0%	0.0%	5.1%
SSE	4.5%	0.5%	0.0%	0.0%	5.0%
S	6.3%	0.7%	0.0%	0.0%	7.0%
SSW	8.3%	0.8%	0.0%	0.0%	9.1%
SW	8.1%	0.6%	0.0%	0.0%	8.7%
WSW	5.1%	0.2%	0.0%	0.0%	5.3%
W	3.6%	0.0%	0.0%	0.0%	3.6%
WNW	3.0%	0.0%	0.0%	0.0%	3.0%
NW	3.2%	0.0%	0.0%	0.0%	3.2%
NNW	5.5%	0.2%	0.0%	0.0%	5.7%
合計	91.4%	8.6%	0.0%	0.0%	100.0%

季節與流速、流向分佈方面，各季節流速、流向分佈情形詳表 3-12、表 3-13 所示。海流特性上較不受季節影響，四季流速約 0~40m/sec 為主要流速範圍，發生機率在 89.4%以上；流向方面四季大致相同，主要集中在仍以 N~NNE 方向及 SSW~SW 方向為主，測站位處臺灣東北側因地形影響，四季流向均以 N~NNE 方向所佔比率最高。

表 3-12 民國 91～102 年蘇澳港海域各季海流流速機率分佈

流速 \ 季節	春季	夏季	秋季	冬季
0～40cm/sec	91.4%	92.6%	90.8%	89.4%
40～80cm/sec	8.5%	7.2%	9.2%	10.6%
80～120cm/sec	0.1%	0.1%	0.1%	0.1%
>120cm/sec	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%

表 3-13 民國 91～102 年蘇澳港海域各季海流流向機率分佈

流向 \ 季節	春季	夏季	秋季	冬季
N	14.8%	16.5%	11.2%	11.5%
NNE	12.5%	16.4%	11.6%	10.1%
NE	5.6%	7.2%	5.1%	4.9%
ENE	4.1%	3.9%	3.4%	3.2%
E	4.1%	3.4%	3.6%	4.0%
ESE	5.5%	3.4%	5.1%	6.1%
SE	5.2%	3.4%	5.2%	6.6%
SSE	5.5%	3.9%	5.6%	5.4%
S	7.2%	5.6%	8.2%	6.8%
SSW	8.9%	7.7%	10.3%	8.7%
SW	7.5%	8.3%	9.9%	9.2%
WSW	4.3%	4.8%	5.8%	6.5%
W	3.2%	3.3%	3.6%	4.4%
WNW	2.7%	2.8%	3.1%	3.6%
NW	3.0%	3.3%	3.2%	3.7%
NNW	5.9%	6.3%	5.2%	5.3%

第四章 颱風波浪對港灣結構物影響分析

為進一步探討港灣構造物與波流互制機制，本研究蘇澳港南防波堤斷面以 1:64 之模型縮尺製作比例模型進行水工模型試驗如圖 4.1 所示，藉以探討波堤受颱風波浪作用後，結構物之安定情形，故本所港研中心於模型之前後堤及底部安置間距密集之波壓計進行波壓量測，相關試驗配置及試驗條件說明如下：

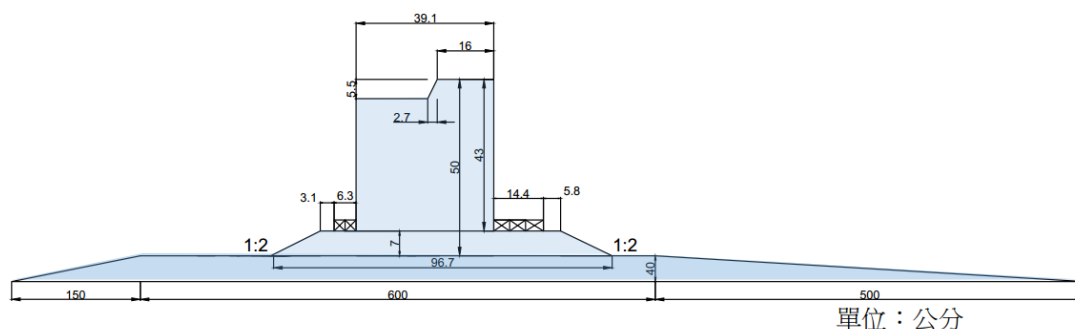


圖 4.1 蘇澳港南防波堤斷面圖(1/64)

4.1 水工模型試驗

4.1.1 水工模型試驗設備

(一)、斷面水槽及造波設施

本試驗之斷面水槽為本所港研究中心之風洞水槽，其全長為 100m、寬 1.5m、高 2m，水槽兩端設有厚度 1.2mm 之強化玻璃，首端安裝一往復式造波機(piston type)，造波機經由 AD/DA card 控制送出伺服電壓至造波機伺服機，再由伺服機控制伺服馬達推動造波板，能配合試驗需求製造規則波及不規則波，如圖 4.2 所示。

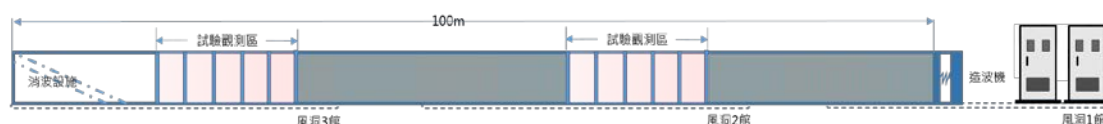


圖 4.2 本所港研中心斷面水槽

(二)、量測儀器

本試驗主要量測儀器為波壓計及波高計兩種，分別測出波浪壓力與波高變化之物理量，試驗上為得出較往昔研究較好的試驗成果，選用 21 只波壓計進行試驗，斷面測點間距較密，模型受力分佈的成果較好，故於堤前(外海側)主要受力區域設置 9 只波壓計，堤後(港側)設置 7 只波壓計，底部設置 5 只波壓計量測試驗中得上浮力，本試驗波壓計配置情形詳表 4-1，前提配置情形詳如圖 4.3 所示。

表 4-1 波壓計配置表

位置	編號
堤前	Pf1~Pf9
堤底	Pbo1~Pbo5
堤後	Pb1~Pb7



圖 4.3 波壓計設置情形

本試驗使用波高計共 8 支，分別設置於造波板前設置 3 支，以量測入射條件之波高，堤前(外海側)設置 2 支波高，以量測入射波浪前進上堤後(港側)淺化波高，堤頂設置 1 支，專門量測波浪越波情況下水位變化之高度，堤後設置 2 支波高計量測堤後(港側)波高，相關波高計之配置情形詳表 4-2，及圖 4.4 所示。

表 4-2 波高計配置表

編號	與造波板距離(cm)	備註
WH1	12.3	量測入射波高
WH2	15.9	量測入射波高
WH3	23.6	量測入射波高
WH4	36.07	量測堤前(外海側)波高
WH5	39.42	量測堤前(外海側)波高
WH6	40.25	量測越波出水高度
WH7	40.76	量測堤後(港側)水位變化
WH8	41.09	量測堤後(港側)水位變化

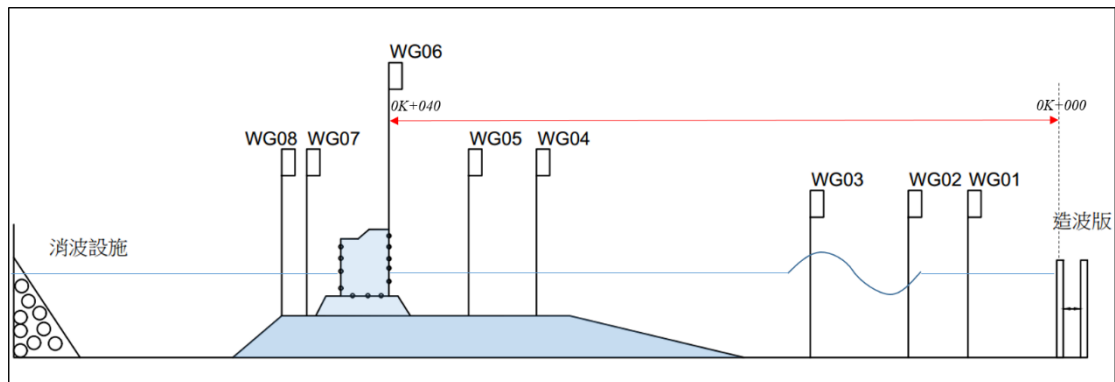


圖 4.4 波高計配置圖

4.1.2 試驗條件

根據第三章蘇澳港長期觀測資料分析結果顯示，蘇澳港四季最常出現的波向為 E 方向，故極端氣候影響下研究防波堤受力行為，建議選用 E 向資料，又以回歸週期 100 年、50 年、25 年之波高週期當作實際造波條件，蘇澳港設計水深為 25m，潮位選用施測最高潮位(H.W.L)、平均潮位(M.W.L)與施測最低潮位(L.W.L)，配合斷面水槽大小，選用模型比尺為 1/64，故以水深 80cm 當作平均潮位基準，相關對應條件如表 4-3、4-4 所示。

表 4-3 蘇澳港實際條件與縮尺條件

實際條件		縮尺條件(1/64)		備註
波高(m)	週期(s)	波高(cm)	週期(s)	
15.5	15.5	0.22	1.94	回歸期 100 年
14.1	14.8	0.20	1.85	回歸期 50 年
12.8	14.1	0.18	1.76	回歸期 25 年

表 4-4 蘇澳港實際潮位與試驗水深

選用潮位(m)	實際潮位	試驗水深
施測最高潮位(H. W. L)	2.47	0.823
平均潮位(M. W. L)	0.99	0.8
施測最低潮位(L. W. L)	-0.26	0.78

本試驗主要探討回歸週期 100 年、50 年及 25 年的颱風情境，其經模型縮尺後週期為 1.94sec、1.85sec 及 1.76sec，波高條件除參採主要颱風情境(表 4-3)外，另探討較小情況，故經模型縮尺後，試驗波高條件有下列五種 22cm、20 cm、18 cm、15 cm、12 cm，再配合三種試驗水深 0.823cm、0.8m、0.78cm 進行實驗，共計 45 組波浪條件，以探討週期、波高及水深影響因子之比較。波壓計設置情形如圖 4.5 所示。

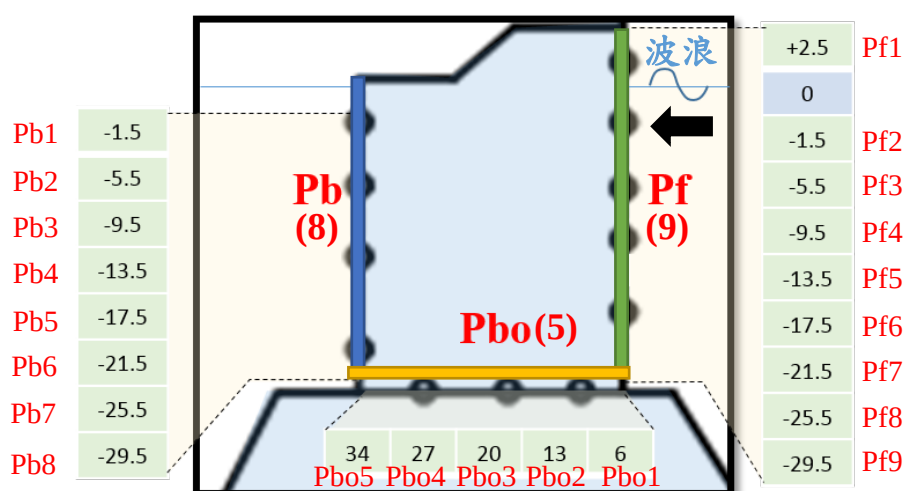


圖 4.5.(a)

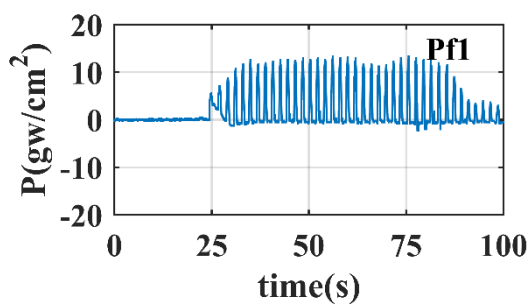


圖 4.5.(b)

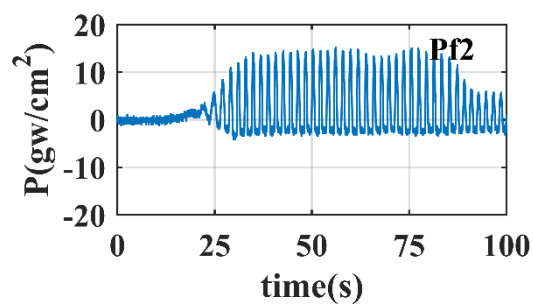


圖 4.5.(c)

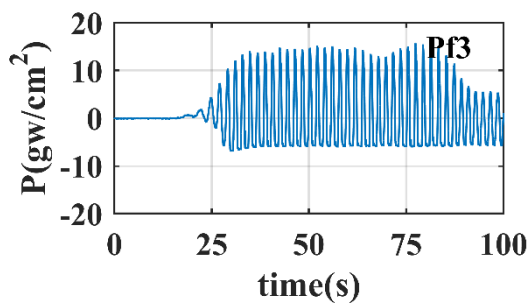


圖 4.5.(d)

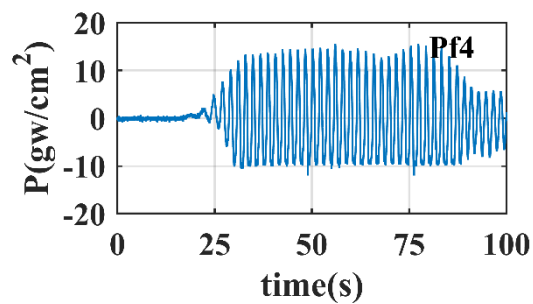


圖 4.5.(e)

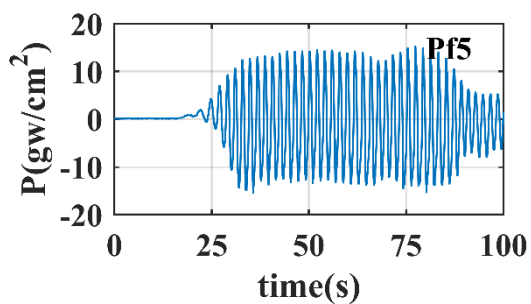


圖 4.5.(f)

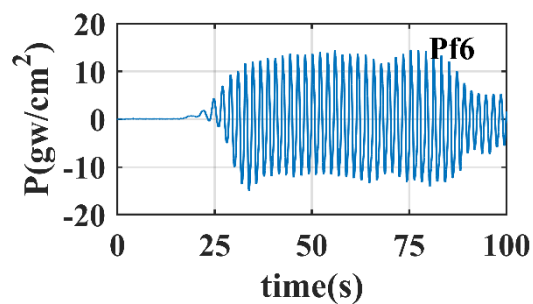


圖 4.5.(g)

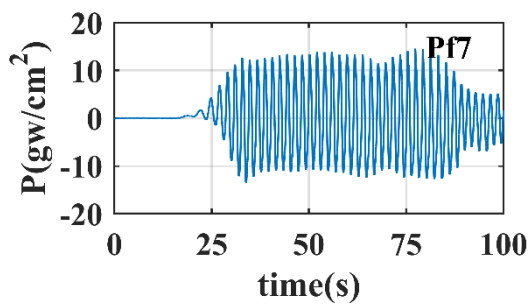


圖 4.5.(h)

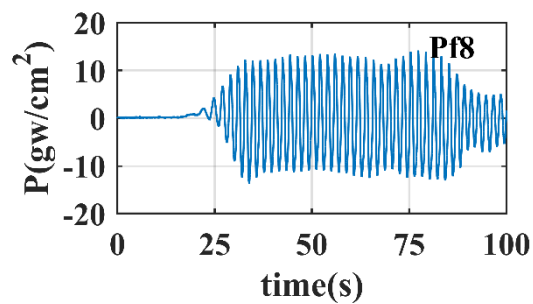


圖 4.5.(i)

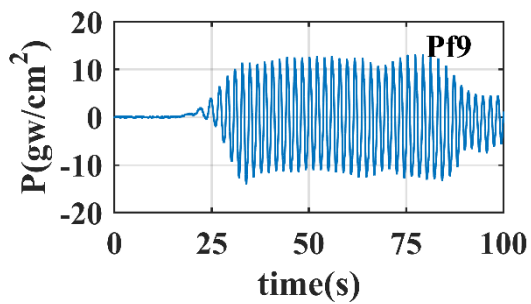


圖 4.5.(j)

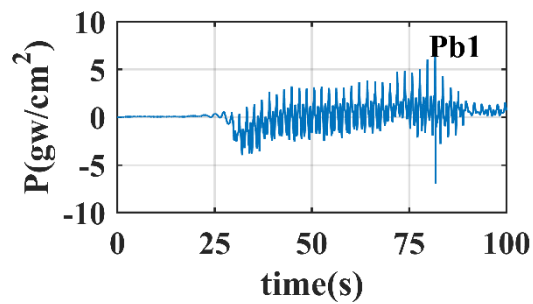


圖 4.5.(k)

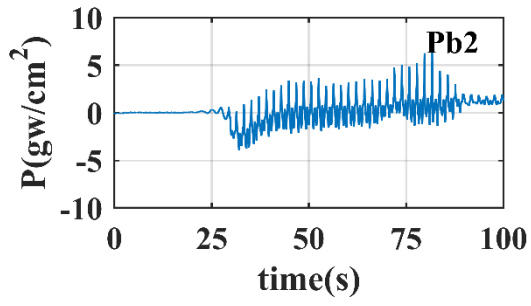


圖 4.5.(l)

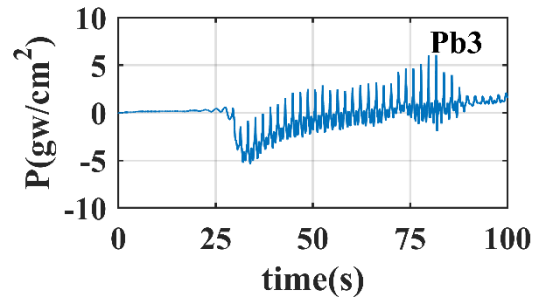


圖 4.5.(m)

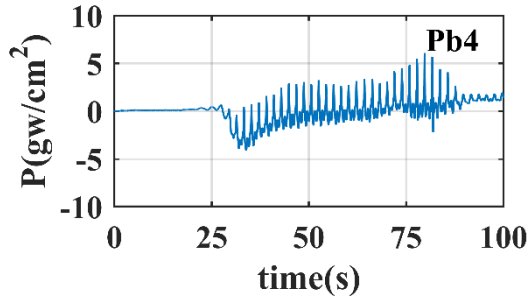


圖 4.5.(n)

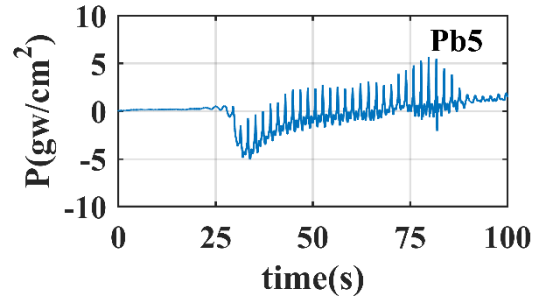


圖 4.5.(o)

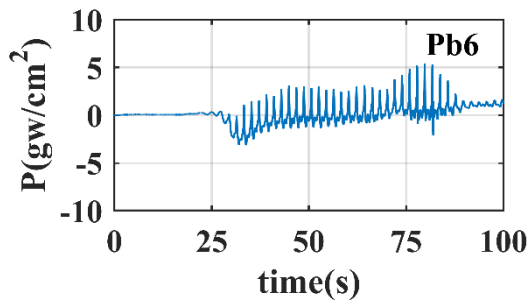


圖 4.5.(p)

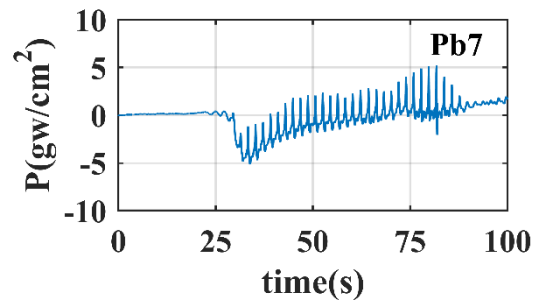


圖 4.5.(q)

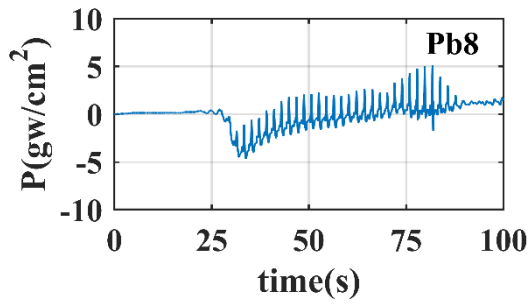


圖 4.5.(r)

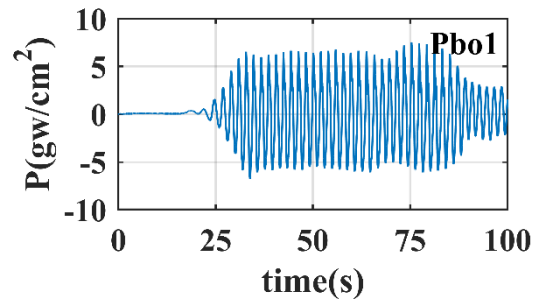


圖 4.5.(s)

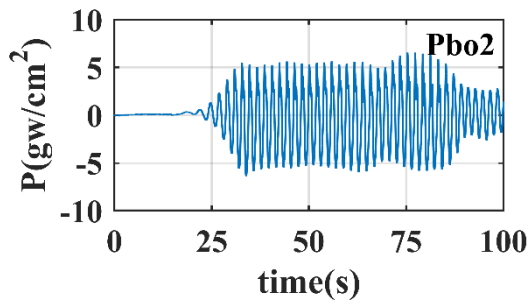


圖 4.5.(t)

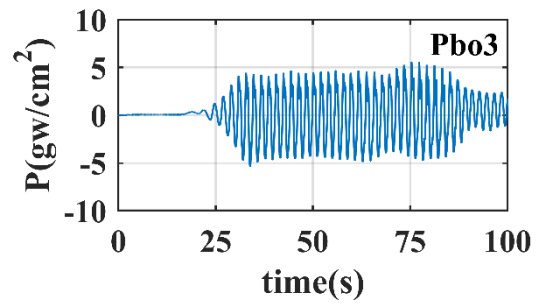


圖 4.5.(u)

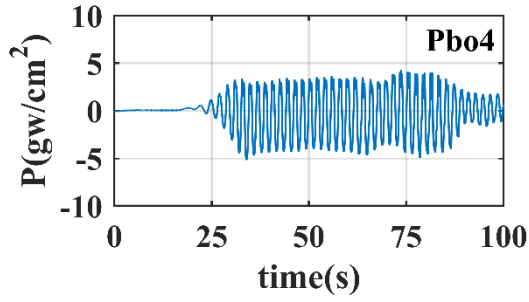


圖 4.5.(v)

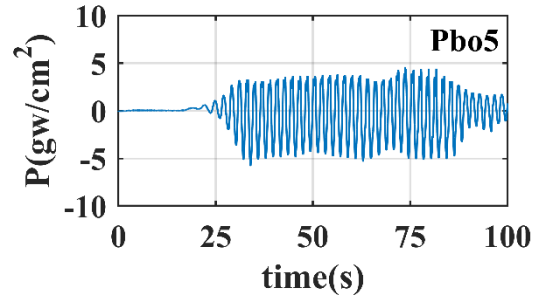


圖 4.5.(w)

圖 4.5 波浪週期 1.94sec 波高 22cm 水深 82.3cm 波壓試驗資料

4.2 COBRAS 數值模式

COBRAS (Cornell Breaking wave And Structure)，此數值模式原為美國 Los Alamos 國家實驗用以計算二維不可壓縮的流體之數值模式「RIPPLE」(Kothe et al., 1991)，由 Liu and Lin (1997) 將其修改以計算碎波相關問題，後來並利用其探討波浪與孔隙介質交互作用問題(Liu et al., 1999)和計算波浪與近岸複合結構物交互作用問題(Hsu et al., 2002)。此數值模型以 Fortran 程式語言撰寫，應用有限差分法(Finite Difference Method)計算二維 Reynolds Averaged Stokes(RANS)方程式，結合非線性 k- ϵ 紊流模式用以求解流場中的紊流動能 k 與紊流消散率 ϵ ，並利用流體體積法(Volume of Fluid, VOF)描述自由液面，可計算壓力，水位變化，水平和垂直方向的流速和越波量等資訊。

4.2.1 控制方程式

假設流體為不可壓縮且黏性流動之牛頓流體，為了描述其流場的變動，可使用二維卡氏座標系統的質量守恆與動量守恆方程式。分別表示如下：

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \quad (4.2.1)$$

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + g_i + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \tau_i}{\partial x_j} \quad (4.2.2)$$

式(4.2.1)、(4.2.2)為 Navier-Stokes 方程式(NSE)。其中 $i, j=1, 2$ 分別表示為二維水平方向與垂直方向。 u_i 與 g_i 表示為 i 方向上的速度分量

與重力加速度分量。 ρ 、 p 、 t 分別表示為密度、壓力、時間。 τ_{ij} 為牛頓流體假設下的分子剪應力張量可表示為：

$$\tau_{ij} = 2\mu\sigma_{ij} \quad (4.2.3)$$

上式(4.2.3)中 μ 表示為動力黏滯系數以及 σ_{ij} 為剪應變率張量可以進一步表示如下：

$$\sigma_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (4.2.4)$$

由於現今的計算機的能力有限的情況下，直接求解 NSE(DNS)模擬紊流流況下會消耗大量的運算容量與時間。因此直接求解 NSE 只能應用於低雷諾數的流況下。利用 NSE 取時間平均的方法為文獻上常採用的方法，這種對時間取平均的方法稱為雷諾分離法(Reynolds decomposition)，其方法為將瞬時速度與瞬時壓力已時間平均量與瞬時擾動量表示之：

$$u_i = \langle u_i \rangle + u'_i \quad (4.2.5)$$

$$p_i = \langle p_i \rangle + p'_i \quad (4.2.6)$$

上兩式(4.2.5)、(4.2.6)中「 $\langle \rangle$ 」表示對物理量取時間平均，上標「 $'$ 」表示為物理量的瞬時擾動量。若瞬時擾動物理量為隨機且滿足高斯常態分佈則可以將瞬時擾動表示如下：

$$\langle u'_i \rangle = \langle p'_i \rangle \quad (4.2.7)$$

將上面兩式(4.2.5)、(4.2.6)代入式(4.2.1)、(4.2.2)中，並取時間平均，可以得到時間平均條件下的流場控制方程式：

$$\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_i} = 0 \quad (4.2.8)$$

$$\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial t} + \langle u_j \rangle \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \langle p \rangle}{\partial x_i} + g_i + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \langle \tau_{ij} \rangle}{\partial x_i} - \frac{\partial \langle u'_i u'_j \rangle}{\partial x_j} \quad (4.2.9)$$

可將上式(4.2.9)同乘以 ρ 改寫如下：

$$\frac{\partial \rho \langle u_i \rangle}{\partial t} + \langle u_j \rangle \frac{\partial \rho \langle u_i \rangle}{\partial x_j} = -\frac{\partial \langle p \rangle}{\partial x_i} + \rho g_i + \frac{\partial \langle \tau_{ij} \rangle}{\partial x_i} - \frac{\partial \rho \langle u'_i u'_j \rangle}{\partial x_j} \quad (4.2.10)$$

而式(4.2.8)與式(4.2.9)或(4.2.10)即為 RANS 方程式。其中式(4.2.10)中 $-\rho \langle u'_i u'_j \rangle$ 項為雷諾應力項(Reynolds stress)的張量式，其物理意義為受到對流作用的影響下而產生的動量交換量，用以表示紊流的影響。

4.2.2 k-ε 紊流閉合模式

由控制方程式中式(4.2.1)、(4.2.2)的 NSE 比較取時間平均之式(4.2.8)與式(4.2.10)的 RANS 方程式，增加了雷諾應力項 $-\rho \langle u'_i u'_j \rangle$ ，由於雷諾應力項的增加使得 RANS 方程式中帶求解的變數多於方程式的數目，即為超靜定系統。導致 RANS 方程式無法閉合求解。因此為了求解則需要額外加入本構方程式(constitutive equation)來解決問題，此種求解方式稱為模式化。

為了解決超靜定系統的問題，本研究加入 k-ε 紊流閉合模式求解 RANS 方程式中的雷諾應力項。k-ε 紊流閉合模式原理式應用紊流動能 k (turbulence kinetic energy)和紊流消散率 ε (turbulence dissipation)來建立本構方程式以解決超靜定系統的問題。

一開始假設為線性及等向性(isotropic)之渦流動滯度(eddy viscosity)的閉合模式可將式(4.2.10)中的雷諾應力張量(Reynolds stress)表示如下：

$$\langle u'_i u'_j \rangle = -2\nu_t \langle \sigma_{ij} \rangle + \frac{2}{3} \kappa \sigma_{ij} \quad (4.2.11)$$

上式(4.2.11)中 σ_{ij} 為 Kronecker delta 函數，而 ν_t 為渦動滯度可以表示如下：

$$\nu_t = C_d \frac{\kappa^2}{\varepsilon} \quad (4.2.12)$$

上式(4.2.12)中的 C_d 為經驗參數，根據 Rodi (1980) 建議 $C_d = 0.09$ ，而上式(4.2.12)中紊流動能 k 與紊流消散率 ε 可定義如下：

$$k = \frac{1}{2} \langle u'_i u'_j \rangle \quad (4.2.13)$$

$$\varepsilon = \nu \left\langle \left(\frac{\partial u'_i}{\partial x_j} \right)^2 \right\rangle \quad (4.2.14)$$

式 (4.2.14) 中 $\nu = \frac{\mu}{\rho}$ 為分子運動黏滯係數 (molecular kinematic viscosity)。

Shih et al. (1996) 提出以時間平均流速的剪應變率 (strain rate) 參數化雷諾應力張量，而這些參數是由潛堤附近紊流之研究所校驗制定的。本研究之模式就是採用 Shih et al. (1996) 所提出的閉合模式，表示如下：

$$\begin{aligned} \rho \langle u'_i u'_j \rangle = & -C_d \rho \frac{k^2}{\varepsilon} \left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_i} \right) + \frac{2}{3} \rho k \sigma_{ij} \\ & - \rho \frac{k^3}{\varepsilon^2} \left[\begin{aligned} & C_1 \left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_l} \frac{\partial \langle u_l \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_l} \frac{\partial \langle u_l \rangle}{\partial x_i} - \frac{2}{3} \frac{\partial \langle u_l \rangle}{\partial x_k} \frac{\partial \langle u_k \rangle}{\partial x_l} \delta_{ij} \right) \\ & + C_2 \left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_k} \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_k} - \frac{1}{3} \frac{\partial \langle u_l \rangle}{\partial x_k} \frac{\partial \langle u_l \rangle}{\partial x_k} \sigma_{ij} \right) \\ & + C_3 \left(\frac{\partial \langle u_k \rangle}{\partial x_i} \frac{\partial \langle u_k \rangle}{\partial x_j} - \frac{1}{3} \frac{\partial \langle u_l \rangle}{\partial x_k} \frac{\partial \langle u_l \rangle}{\partial x_k} \sigma_{ij} \right) \end{aligned} \right] \end{aligned} \quad (4.2.15)$$

上式 (4.2.15) 中 C_1, C_2, C_3, C_d 是經驗參數，其中 C_1, C_2, C_3 可由在 Couette shear flow 實驗中所量測而得的，根據 Lin and Liu (1998) 三個參數分別為 $C_1 = 0.0054, C_2 = -0.0171, C_3 = 0.0027$ 。當 $C_1 = C_2 = C_3 = 0$ 時，則上式 (4.2.15) 可還原成線性且等向性之模型如式 (4.2.12)，Rodi (1980) 建議 $C_d = 0.09$ 。

然而引用以上常數經驗參數，在一些較極端的條件下，這經驗參數的適用範圍將受到限制，例如 $(k/\varepsilon) \left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_i} \right) \rightarrow \infty$ 時，依照式 (4.2.15) 和 $C_d = 0.09$ 的條件下紊流動能 i 方向之 $\langle u'_i u'_i \rangle$ 可能為負值，為了滿足物理上無負值紊流動能的限制，應用上 Shih et al. (1996) 給定 C_d 為

$(k/\varepsilon)\left(\frac{\partial\langle u_i \rangle}{\partial x_i}\right)$ 的反函數，Lin and Liu(1998)同樣將 C_1, C_2, C_3 給定為

$(k/\varepsilon)\left(\frac{\partial\langle u_i \rangle}{\partial x_j}\right)^2$ 的反函數，提出參數數值修正如下：

$$\begin{aligned} C_d &= \frac{2}{3} \left(\frac{1}{7.4 + S_{max}^2} \right), C_1 = \left(\frac{1}{185.2 + D_{max}^2} \right) \\ C_2 &= \left(\frac{1}{58.5 + D_{max}^2} \right), C_3 = \left(\frac{1}{370.4 + D_{max}^2} \right) \end{aligned} \quad (4.2.16)$$

上式參數之修正，能確保紊流場中的紊流速度不被忽略且滿足雷諾應力項。上式(4.2.16)中的 S_{max} 與 D_{max} 分別表示如下：

$$S_{max} = \frac{k}{\varepsilon} \max \left[\left| \frac{\partial u_i}{\partial x_i} \right| \right] = 0 \quad (4.2.17)$$

$$D_{max} = \frac{k}{\varepsilon} \max \left[\left| \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right| \right] = 0 \quad (4.2.18)$$

上兩式(4.2.17)、(4.2.18) S_{max} 與 D_{max} 若趨近於零時，則經驗參數便可以還原為前面所敘述 $C_d = 0.09$ 、 $C_1 = 0.0054$ 、 $C_2 = -0.0171$ 、 $C_3 = 0.0027$ 之經驗參數。

紊流動能 k 與紊流消散率 ε 的控制方程式可以直接由 Naver-Stokes 方程式推導得到，其中雷諾應力僅在紊流動能 k 方程式的紊流動能生成項，根據 Rodi(1980)，紊流動能 k 與紊流消散率 ε 之控制方程式如下：

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \langle u_j \rangle \frac{\partial k}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\frac{\nu_t}{\sigma_k} + \nu \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right] - \langle u'_i u'_j \rangle \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} - \varepsilon \quad (4.2.19)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \langle u_j \rangle \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} &= \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \left[\left(\frac{\nu_t}{\sigma_\varepsilon} + \nu \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right] \\ &\quad - C_{1\varepsilon} \frac{\varepsilon}{k} \nu_t \left[\left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_i} \right) \right] \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} \\ &\quad - C_{2\varepsilon} \frac{\varepsilon^2}{k} \end{aligned} \quad (4.2.20)$$

式(4.2.19)與式(4.2.20)中 σ_k 、 σ_ε 、 $C_{1\varepsilon}$ 、 $C_{2\varepsilon}$ 為實驗校驗所得到的經驗參數。由 Rodi (1980)建議四個經驗參數分別為 $\sigma_k=1.0$ 、 $\sigma_\varepsilon=1.3$ 、 $C_{1\varepsilon}=1.44$ 、 $C_{2\varepsilon}=1.92$

由紊流動能 k 控制方程中，可以發現雷諾應力張量只以紊流生成項 $-\langle u'_i u'_j \rangle \frac{\partial \langle u'_i \rangle}{\partial x_j}$ 的形式出現。而紊流動能 k 的控制方程(4.2.19)中各項物理意義表示如下：

$$\text{紊流動能對流項: } \langle u_j \rangle \frac{\partial k}{\partial x_j}$$

$$\text{紊流動能擴散項: } \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\frac{v_t}{\sigma_k} + \nu \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right]$$

$$\text{紊流動能生成項: } -\langle u'_i u'_j \rangle \frac{\partial \langle u'_i \rangle}{\partial x_j}$$

$$\text{紊流動能消散項: } -\varepsilon$$

紊流消散 ε 控制方程(4.2.20)中各項物理意義表示如下：

$$\text{紊流消散率影響之擴散項: } \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\frac{v_t}{\sigma_\varepsilon} + \nu \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right]$$

$$\text{紊流消散率影響之生成項: } -C_{1\varepsilon} \frac{\varepsilon}{k} v_t \left[\left(\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} + \frac{\partial \langle u_j \rangle}{\partial x_i} \right) \right] \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j}$$

$$\text{紊流消散率影響之消散項: } -C_{2\varepsilon} \frac{\varepsilon^2}{k}$$

4.2.3 模式驗證

(一)、驗證說明

本研究採用 COBRAS 模擬探討結構物與波流交互作用問題，嚴格來說波流場受結構物影響的水位變化影響，受影響的波流場所產生的壓力分佈，對模擬結果有決定性的影響，需進一步加以驗證，故以李(2006)海床侵淤對直立堤前波浪與其動態行為影響研究成果加以應用，李(2006)以直立式防波堤的水工模型試驗，研究直立堤前波浪、波壓、波力，足以作為驗證計算的比對值；後續再以 COBRAS 模式所設置的模擬情境，驗證規則波前進在斜坡底床上，受淺化效應的自

由表面變化情形和波浪通過斜坡衝擊直立式防波堤時，以及結構物上的壓力變化。

(二)、李(2006)水工模型試驗

李(2006)作臺中港直立式防波堤的水工模型試驗，其結構物原型設計水深-14 公尺、拋石堤高度 5 公尺，堤身高度 17 公尺，胸牆高度 5.5 公尺，水工模型試驗縮尺 1/36。數值模擬的地形與結構物相對位置配置說明如下。

圖 4.6 是水工模型試驗計算區域的地形與結構物示意圖，圖中方塊標示表示實驗波高計的量測位置。量測入射波的位置於水平方向 5 公尺處，第一支波高計固定放在水平方向 13.74 公尺位置，作為參考波高計，第二到第四支波高計則依據波浪條件不同而調整位置，第二支波高計放置在距離堤前壁面 $3/4$ 波長的位置處，量測入射波與反射波合成後的合成波之節點位置，第三支波高計放置在距離堤前壁面 $5/8$ 波長的位置處，位於節點與腹點之間，而第四支波高計放置在距離堤前壁面 $1/2$ 波長的位置處，量測入射波與反射波合成後的合成波之腹點位置。

圖 4.7 是結構物波壓計位置示意圖，圖中方塊標示表示實驗配置中波壓計的量測位置，U 表示在堤前壁面的波壓計(水平方向位置 27.941 公尺)，量測水平方向的壓力，V 表示在直立壁底部的波壓計(垂直方向位置 0.74 公尺)，量測垂直方向的壓力。U1 波壓計放在垂直方向位置 1.301 公尺，U2 波壓計放在垂直方向位置 1.201 公尺，U3 波壓計放在垂直方向位置 1.101 公尺，U4 波壓計放在垂直方向位置 1.001 公尺，U5 波壓計放在垂直方向位置 0.901 公尺。而 V1 波壓計放在水平方向位置 27.941 公尺，V2 波壓計放在水平方向位置 28.081 公尺，V3 波壓計放在水平方向位置 28.222 公尺，V4 波壓計放在水平方向位置 28.3623 公尺。由圖可見，直立式防波堤的結構物主要分兩部分，淺色部分是不透水的直立壁，模擬現場直立式防波堤的堤面，深色部分，模擬具透水性的拋石基座，因為是透水材質，所以參考實驗資料後得到此縮尺模型的孔隙率是 0.49，中值粒徑 0.007 公尺。

設置一模型縮尺 1/36 的 COBRAS 數值模式，將計算結果和水工

模型試驗資料比較，地形為模擬真實海域地形變化的 1:10 緩斜坡底床，於水平位置 27.941 公尺處有一直立式防波堤結構物，將此結構物簡化為兩個部分，第一部分為一具透水性的梯型拋石基座，下底 1.61 公尺，上底 1.05 公尺，高為 0.139 公尺，欲模擬此拋石基座為一透水材質，假定的參數作計算，將平均粒徑為 0.007 公尺，將其孔隙率設定為 0.49。第二部分為一不透水的直立式沉箱，直立壁位置在水平距離 27.94 公尺處，底部的寬度為 0.358 公尺，最頂端的寬為 0.056 公尺，高為 0.625 公尺。結構物的尺寸設置可參考圖 4.8。

為了瞭解整個波浪場的波浪演化過程和衝擊結構物的受力情形，分別在水平適當距離輸出波高和波壓。由於數值模式設置考量計算時間效益，將模式的計算範圍定為水平方向 $0 \leq x \leq 30$ 公尺，垂直方向 $0 \leq y \leq 1.7$ 公尺，水平方向有一個子網格，範圍 $0 \leq x \leq 30$ 公尺的網格大小 $dx=0.02$ 公尺，垂直方向為有一個子網格，範圍 $0 \leq y \leq 1.7$ 公尺的網格大小 $dy=0.01$ 公尺，計算時間從波浪通過計算範圍起點開始 64 秒，造波條件為連續 STOKES 五階規則非線性波，根據現場水深 18.93 公尺處的海況調查，選定波高 7 公尺，週期 10 秒，波長 118.92 公尺的波浪為一般波浪條件；選定波高 9 公尺，週期 12 秒，波長 149.05 公尺的波浪為颱風波浪條件，經換算後實驗與模擬的一般波浪條件為波高 0.1944 公尺，週期 1.67 秒，波長 3.304 公尺；試驗與模擬的颱風波浪條件為波高 0.25 公尺，週期 2 秒，波長 4.141 公尺。邊界條件左邊界為送波邊界條件，右邊界、上邊界和下邊界為自由滑動條件，初始條件為靜止水面，水深 1.126 公尺。參考試驗的波高計與波壓計擺放位置將一般波浪條件計算點位置整理如表 4-5，颱風波浪條件計算點位置整理如表 4-6。

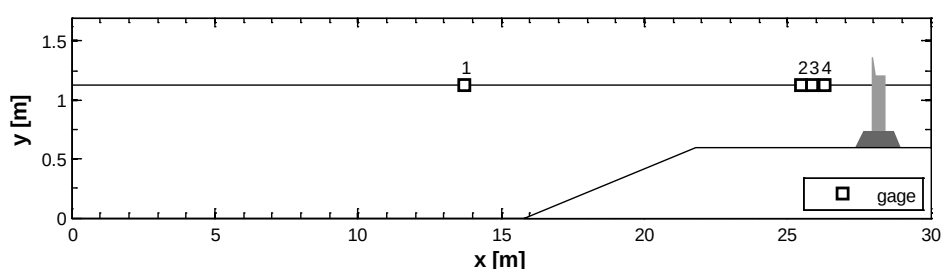


圖 4.6 李(2006)水工模型試驗波高計位置示意圖

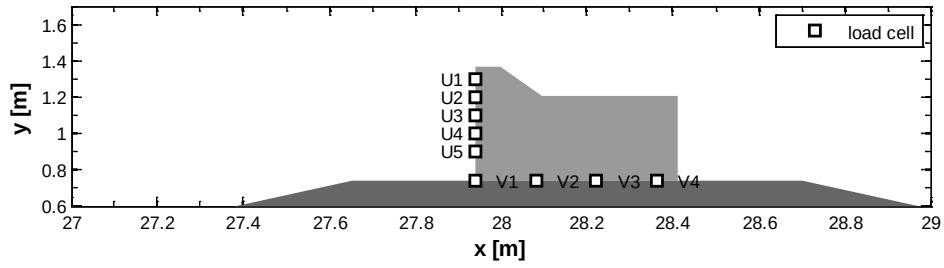


圖 4.7 李(2006)水工模型試驗波壓計位置示意圖

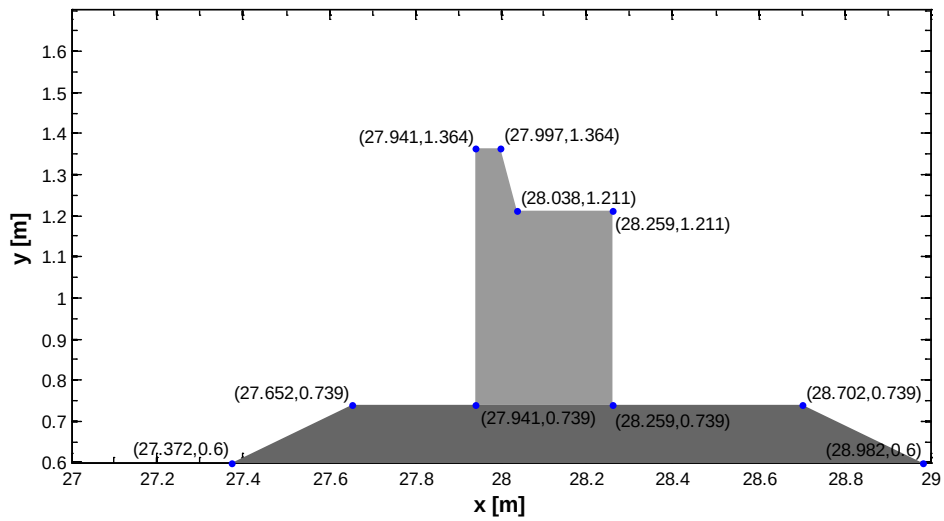


圖 4.8 李(2006)水工模型試驗結構物尺寸示意圖

表 4-5 一般波浪條件計算點設置表

一般波浪條件		
波高計(gage)	水平位置 X [m]	垂直位置 Y [m]
1	13.741	1.126
2	25.463	1.126
3	25.846	1.126
4	26.289	1.126

表 4-5(續 1) 一般波浪條件計算點設置表

波壓計(cell)	水平位置 X [m]	垂直位置 Y [m]
U1	27.941	1.301
U2	27.941	1.201
U3	27.941	1.101
U4	27.941	1.001
U5	27.941	0.901
V1	27.941	0.740
V2	28.081	0.740
V3	28.222	0.740
V4	28.362	0.740

表 4-6 颱風波浪條件計算點設置表

颱風波浪條件		
波高計(gage)	水平位置 X [m]	垂直位置 Y [m]
1	13.741	1.126
2	24.835	1.126
3	25.353	1.126
4	25.870	1.126
波壓計(cell)	水平位置 X [m]	垂直位置 Y [m]
U1	27.941	1.301
U2	27.941	1.201
U3	27.941	1.101
U4	27.941	1.001
U5	27.941	0.901
V1	27.941	0.740
V2	28.081	0.740
V3	28.222	0.740
V4	28.362	0.740

(三)、COBRAS 模式驗證情形

因實驗數據的取得有限，本研究僅就現有的實驗資料做驗證，驗證一般波浪條件的水位資料和颱風波浪條件的波壓資料，一般波浪條件為波高 0.1944 公尺，週期 1.67 秒，波長 3.304 公尺，將一般波浪條件的數值相關參數設定整理於表 4-7。颱風波浪條件為波高 0.25 公尺，週期 2 秒，波長 4.141 公尺，將颱風波浪條件的數值相關參數設定整理於表 4-8。

一般波浪條件的數值模擬結果如圖 4.9 所示，圖中顯示不同時間點的自由液面與流速分布，針對堤前壁面水位和速度的變化，圖中 60.4 秒時水位在平均水深之下，波浪形狀在波谷的位置，速度受直立壁影響垂直向上，60.6 秒時，水位約在平均水深，速度持續向上增強，60.8 秒時水位已高出平均水位，速度減弱但是仍然持續向上，61 秒水位越過直立壁堤頭，產生越波，61.2 秒堤前壁面速度向下，61.4 秒水位回到平均水位，速度向下且有水平方向的回流分量，以反射波向離岸方向傳遞，61.6 秒水降到平均水位以下，61.8 秒反射波和前進波交會在堤前約半波長處，形成駐波。

圖 4.10 是水位資料驗證結果，圖中 g0 是入射波時序圖，取前三個成熟波的平均，波高是 0.194 公尺，週期是 1.674 秒，g1 至 g4 是數值結果與水工模型試驗資料的比較，實線是數值模擬結果，虛線是水工模型試驗資料，驗證結果大致良好，圖中 g1 的波高為 0.1892 公尺，週期 1.7295 秒，g2 由於在入射波和直立壁反射波形成駐波的節點位置，所以模擬結果較差。而 g3 和 g4 所代表的波浪在波腹與波節之間和波腹處則有良好的驗證結果。

波壓資料分作直立壁壁面位置的水平方向作用和直立壁底部垂直方向作用，直立壁壁面的波壓分部考慮堤後水位的原因，波壓表示為總壓力減去靜水壓。而直立壁底部的波壓則以總壓力表示，說明此壓力以包含動壓和靜水壓。圖 4.11 是直立壁壁面波壓資料的模擬結果，部分資料點位如 U1、U2 因為在平均水位之上，離水時無波壓的情況較明顯，其波壓的週期一致，而波壓強度在堤前沿水深方向漸強，圖 4.12 是直立壁底部垂直方向波壓資料的模擬結果，其波壓強度沿堤前距離而漸弱。

表 4-7 一般波浪條件之數值相關參數設定表

參數名稱	數值	備註
數值參數設定		
時間間格	0.005	秒
終止時間	64	秒
左邊界	6	送波邊界
右邊界	1	自由滑動邊界
上邊界	1	自由滑動邊界
下邊界	1	自由滑動邊界
造波設定		
水深	1.126	公尺
週期	1.67	秒
波高	0.1944	公尺
規則波類型	14	STOKE 五階規則非線性波
網格設定		
網格數目	300	水平方向
網格間距	0.1	公尺
網格數目	34	垂直方向
網格間距	0.05	公尺
透水性設定		
孔隙率	0.49	無因次
中值粒徑	0.007	公尺

表 4-8 颱風波浪條件之數值相關參數設定表

參數名稱	數值	備註
數值參數設定		
時間間格	0.005	秒
終止時間	64	秒
左邊界	6	送波邊界
右邊界	1	自由滑動邊界
上邊界	1	自由滑動邊界
下邊界	1	自由滑動邊界
造波設定		
水深	1.126	公尺
週期	2	秒
波高	0.25	公尺
規則波類型	14	STOKE 五階規則非線性波
網格設定		
網格數目	300	水平方向
網格間距	0.1	公尺
網格數目	34	垂直方向
網格間距	0.05	公尺
透水性設定		
孔隙率	0.49	無因次
中值粒徑	0.007	公尺

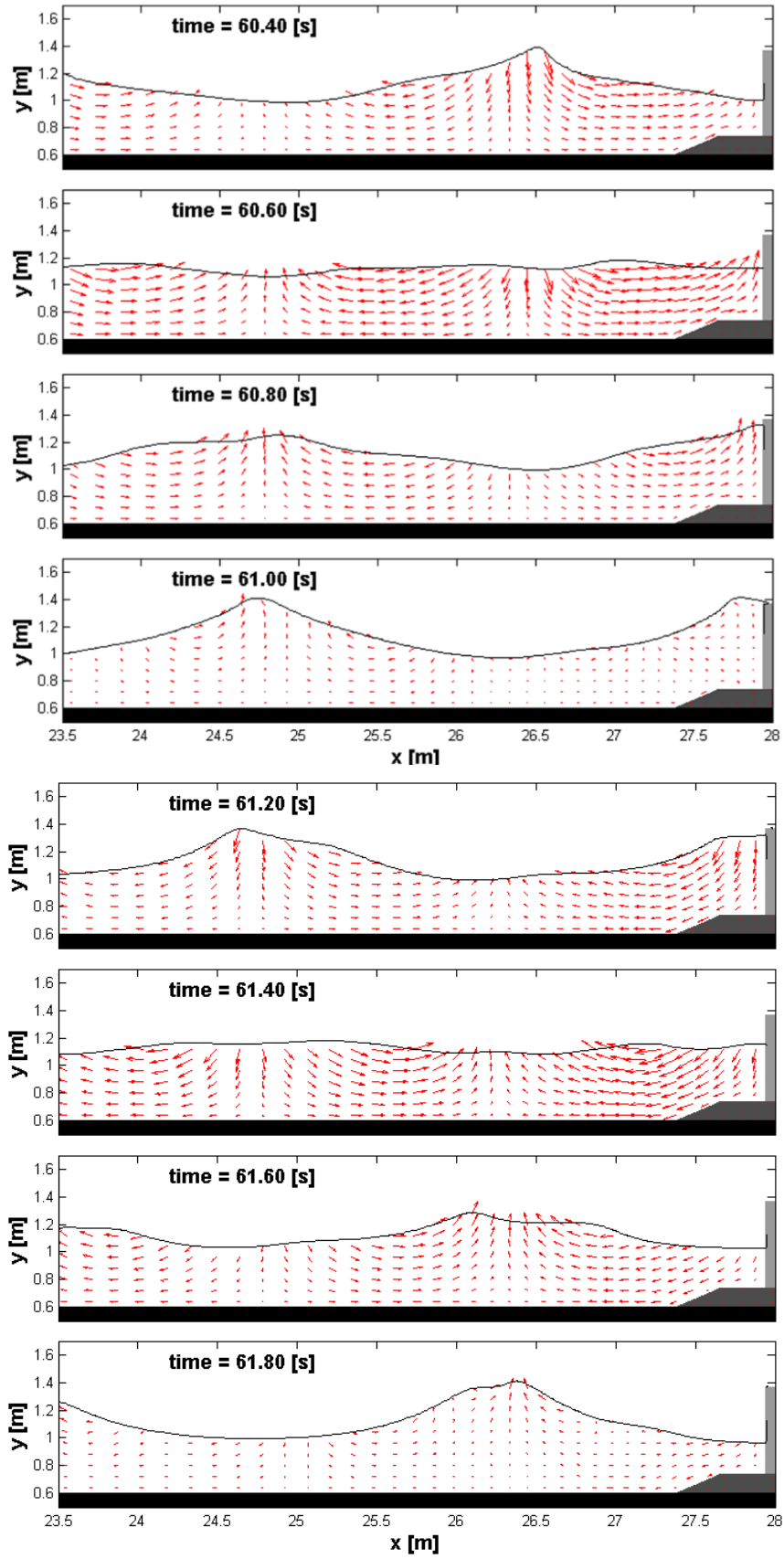


圖 4.9 一般條件自由液面與流速分布圖

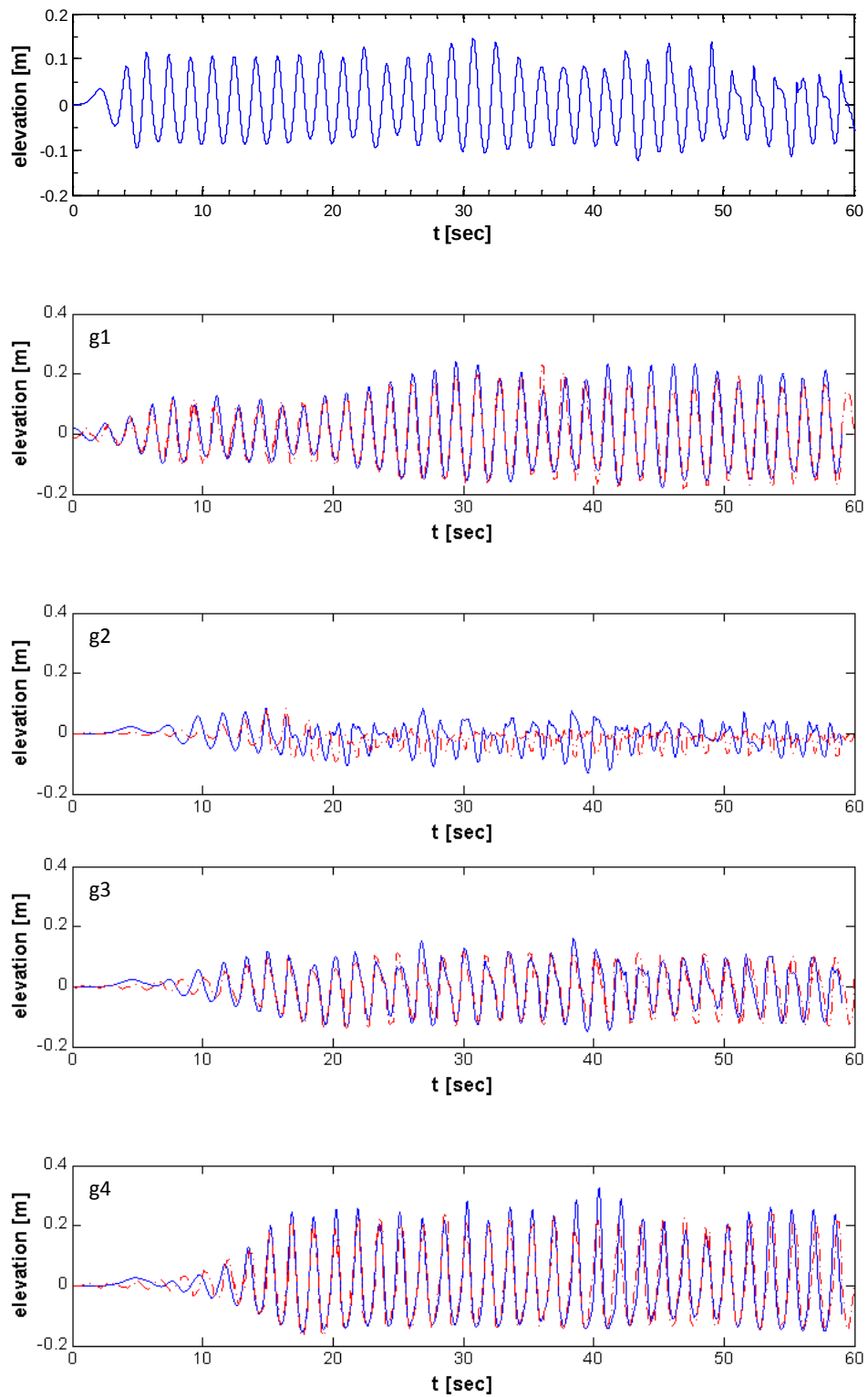


圖 4.10 一般條件水位資料驗證結果

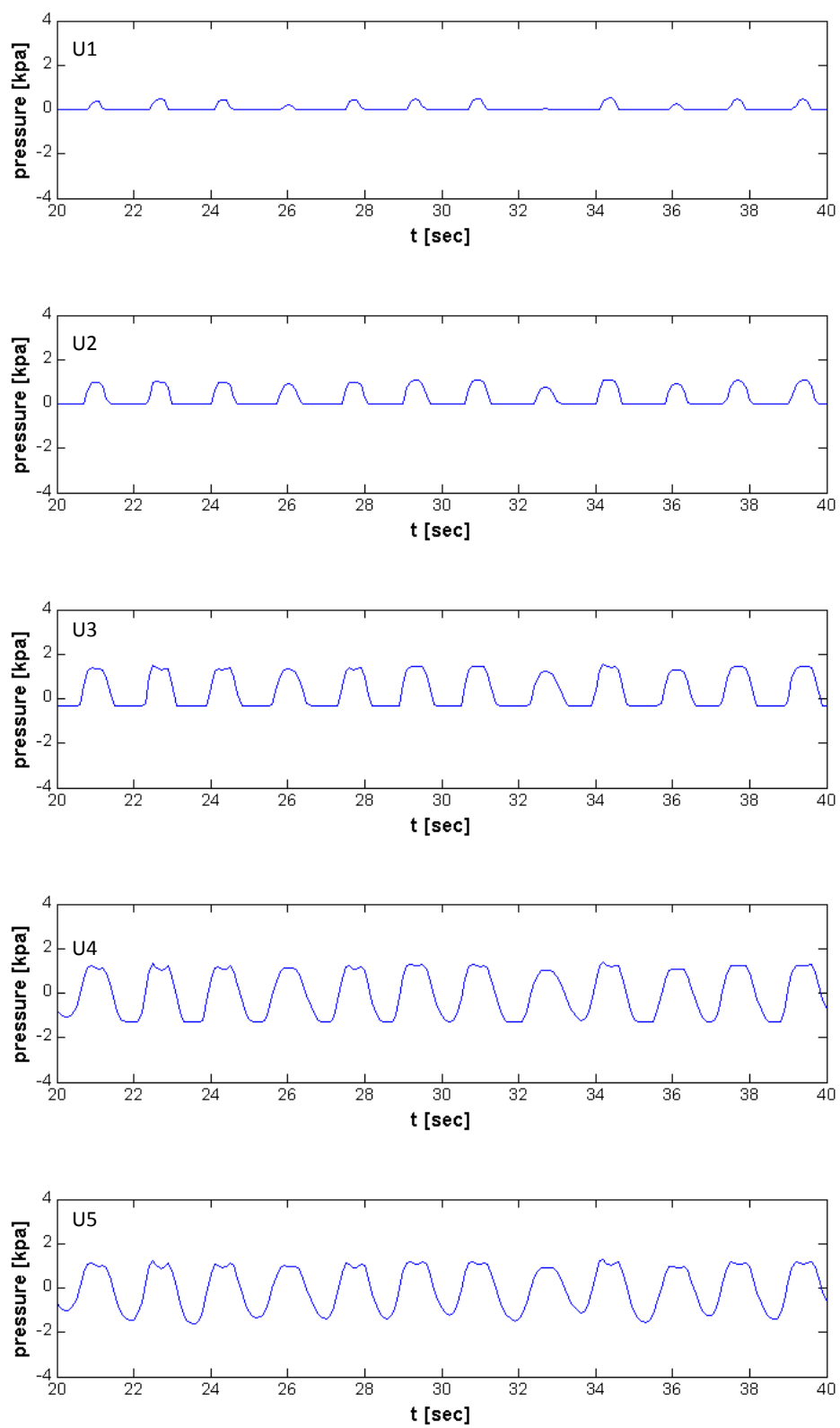


圖 4.11 一般條件直立壁面波壓計算結果

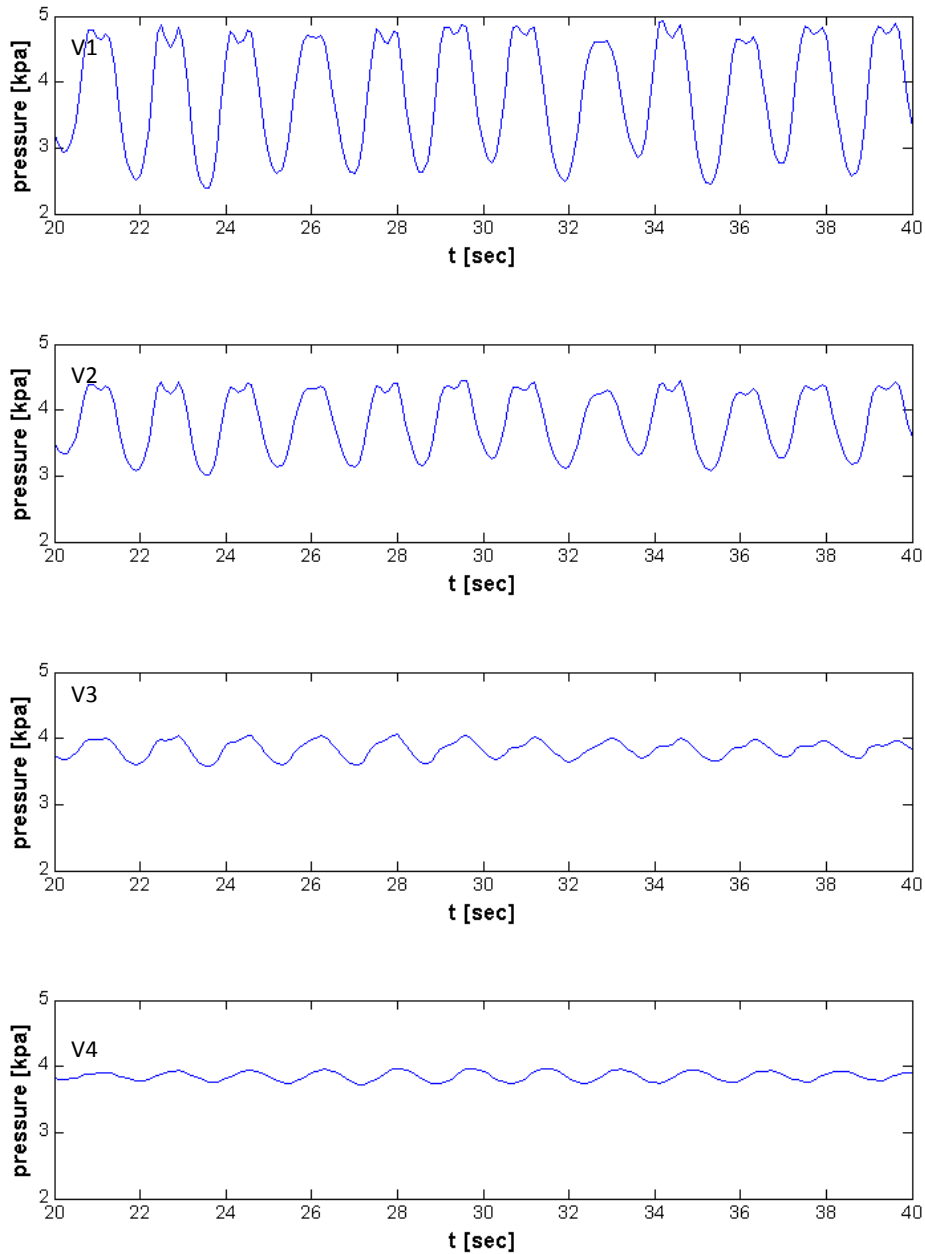


圖 4.12 一般條件直立壁底部波壓計算結果

颱風波浪條件的數值模擬結果如圖 4.13 與圖 4.14 所示，圖中顯示不同時間點的自由液面與流速分布圖。圖 4.15 是水位資料數值模擬結果，圖中 g0 是入射波時序圖，取前三個成熟波的平均，波高是 0.253 公尺，週期是 2.019 秒，g1 波高為 0.289 公尺，週期 2.08 秒。波壓資料分作直立壁壁面位置的水平方向作用和直立壁底部垂直方向作用。圖 4.16 是直立壁壁面波壓資料的驗證結果，實線是數值模擬結果，虛線是水工模型試驗資料，以上 5 個量測點，U1、U2 量測點位於平均水深之上，U3、U4 和 U5 位於平均水深之下。驗證資料

與水位資料具一致性，雖然數值模擬結果稍大於實驗數據，但是仍是良好的驗證結果。

圖 4.17 是直立壁底部波壓資料的驗證結果，實線是數值模擬結果，虛線是水工模型試驗資料，以上 4 個量測點，V1 的數值模擬結果和實驗資料比較差異明顯較大，由於此計算點位置 $x=27.94$ 公尺， $y=0.74$ 公尺，恰巧位於直立壁壁面和底部的交界處，其邊界位在透水和不透水的交界處，一般情況數值較不易模擬，但是整體來看數值模擬的結果是可靠的範圍。

本節驗證 COBRAS 波場與結構物計算模式，經由李(2006)關於海床侵淤對直立堤前波浪與其動態行為影響研究的實驗資料，驗證模式在一般波浪條件下的水位資料和颱風條件下的波壓資料，在水位資料的驗證大致良好，除了在節點部分的資料點位，這可能與透水結構物的設定參數有關，而波壓資料的驗證上週期性驗證結果良好，而趨勢上數值結果普遍稍大於實驗資料，但是綜觀而言實屬可靠，可作為本研究的計算模式。

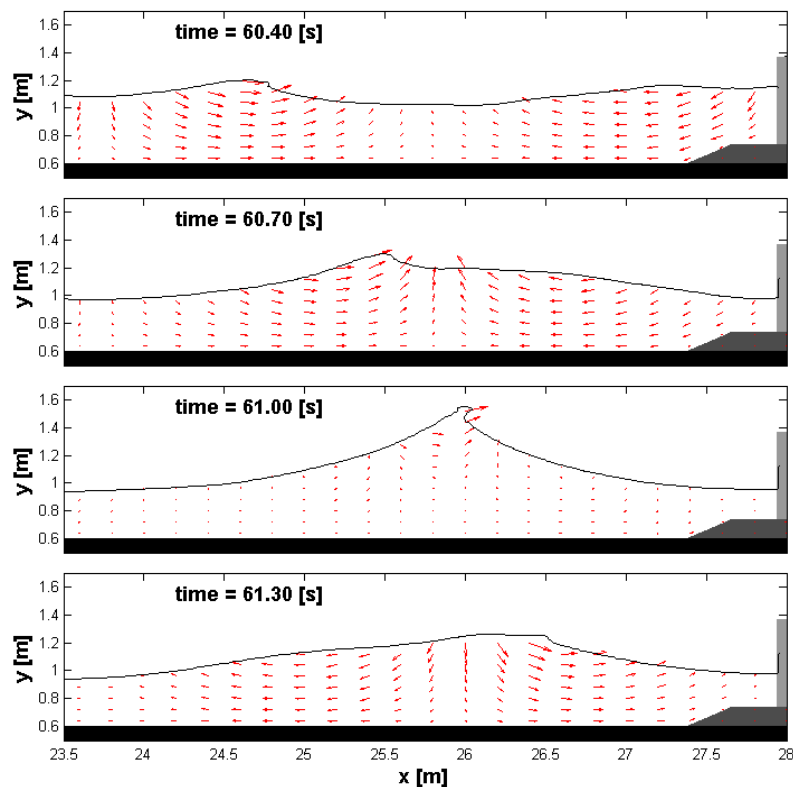


圖 4.13 颱風條件自由液面與流速分布圖

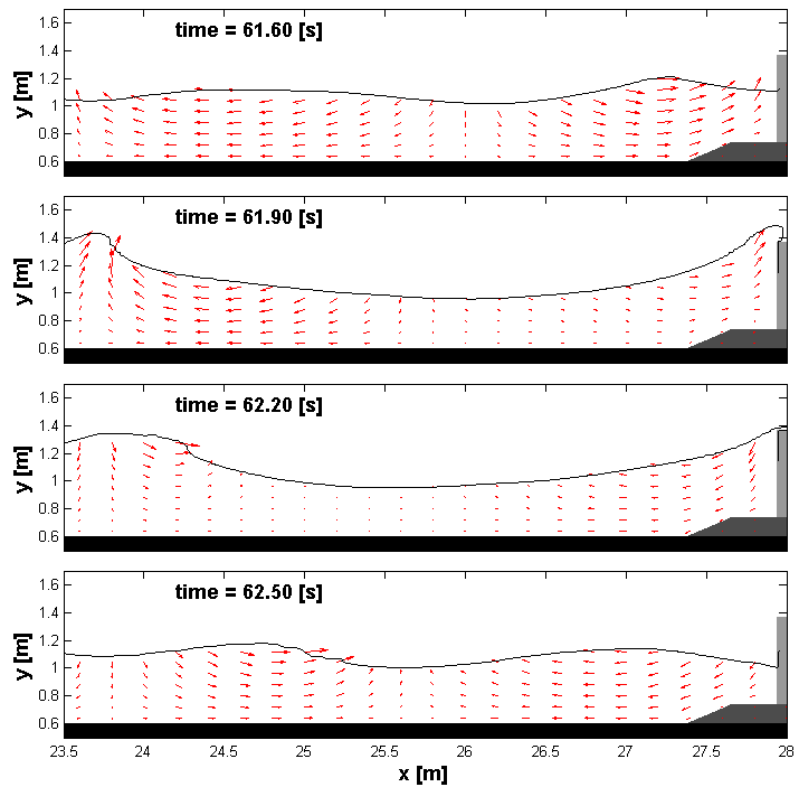


圖 4.14 颱風條件自由液面與流速分布圖

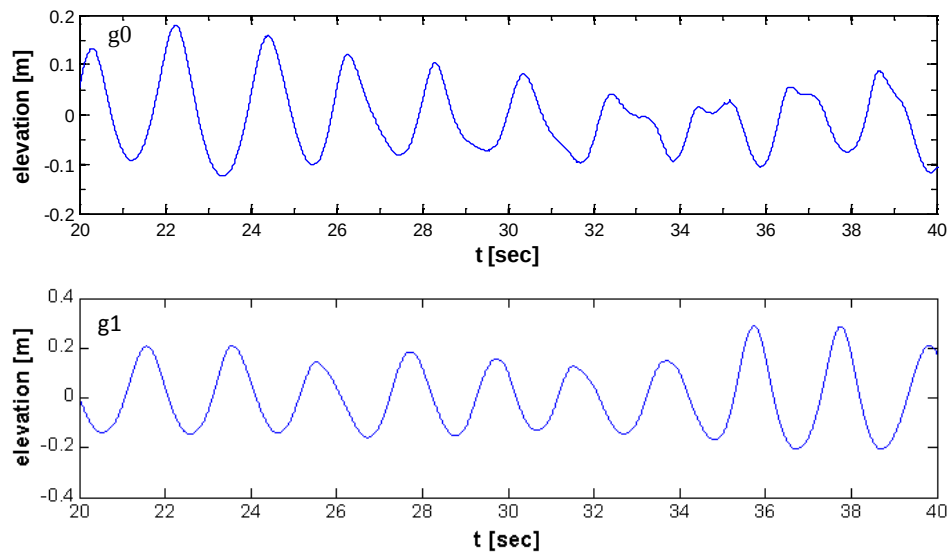


圖 4.15 颱風條件水位資料計算結果

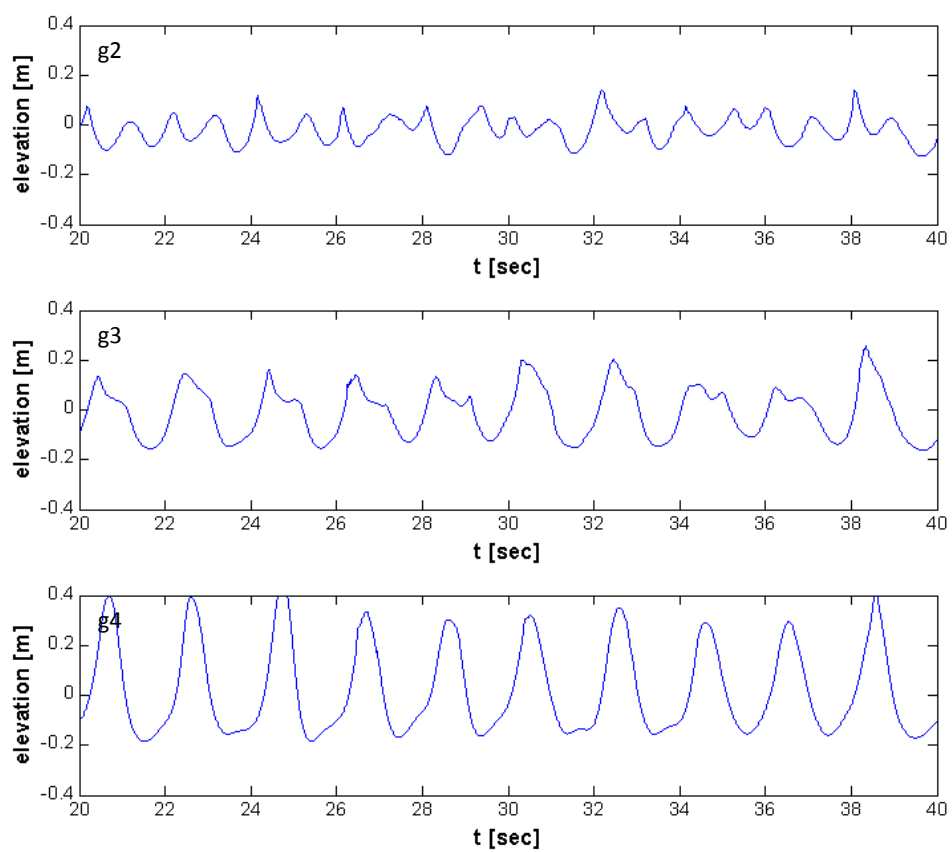


圖 4.15 颱風條件水位資料計算結果

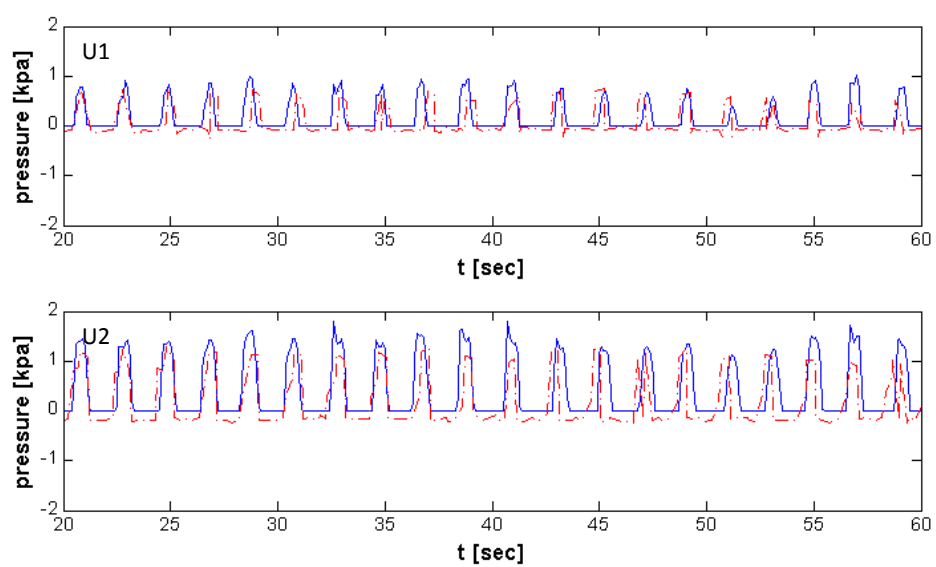


圖 4.16 颱風條件直立壁壁面波壓驗證結果

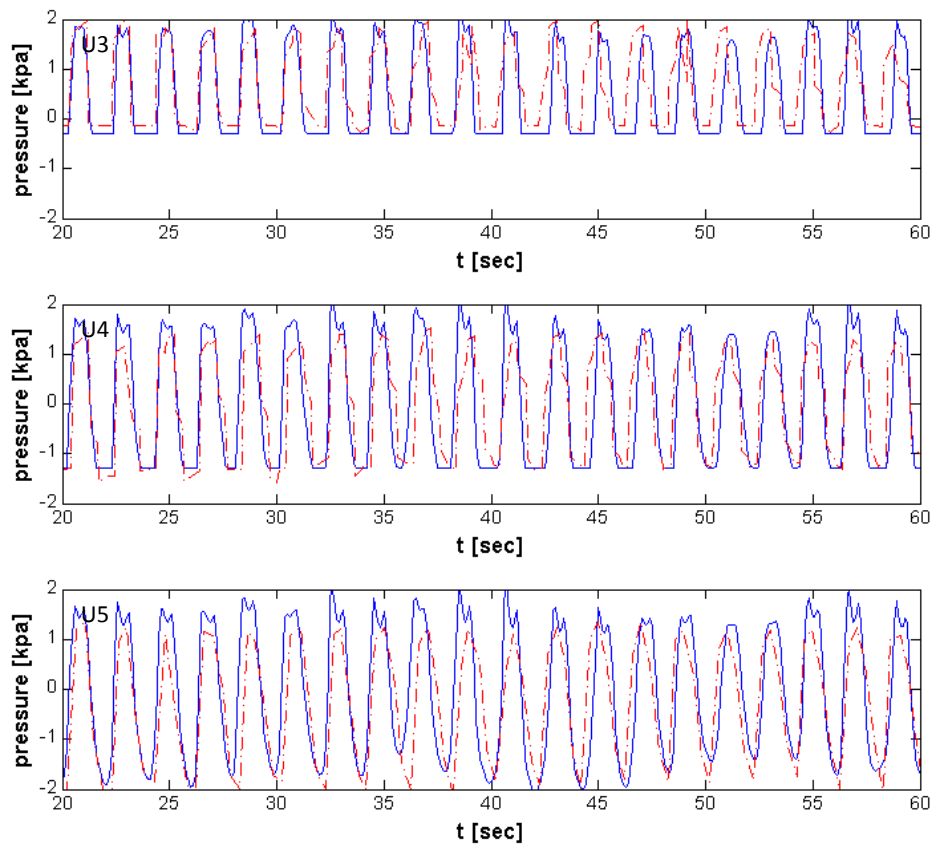


圖 4.16 颱風條件直立壁壁面波壓驗證結果(續)

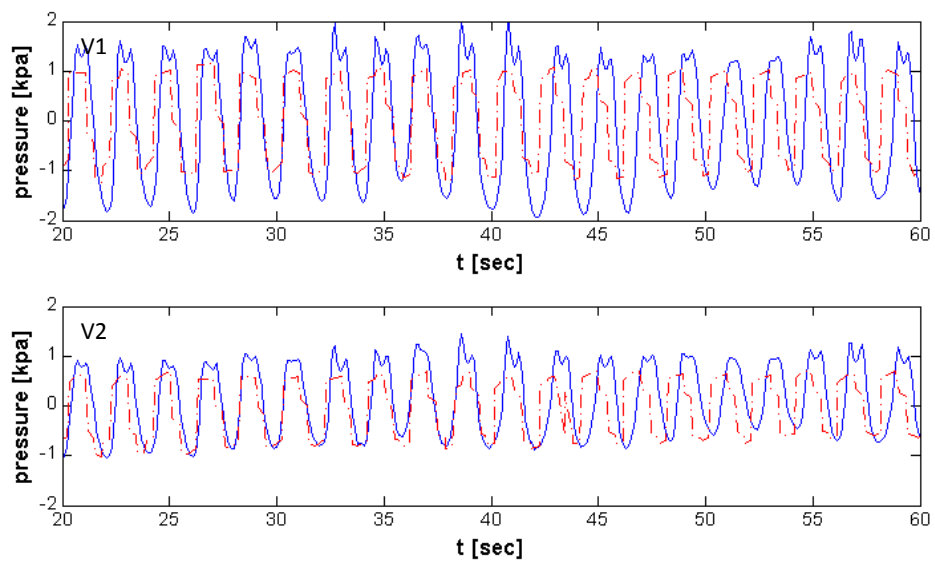


圖 4.17 颱風條件直立壁底部波壓驗證結果

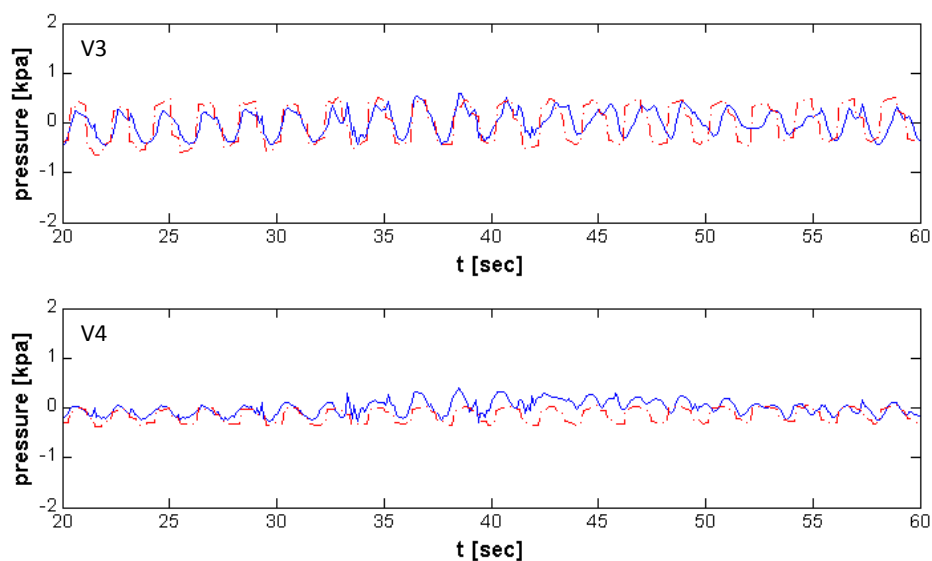


圖 4.17 颱風條件直立壁底部波壓驗證結果(續)

4.3 合田(Goda)波壓經驗公式

合田(1985)波壓經驗公式係根據規則波試驗量測波壓分佈結果，以及參照日本各港灣防波堤之實測資料，提出可適用於直立堤的波壓公式，可推算碎波前重複波至發生碎波後波浪間之波壓，並建議採用最大波高當作設計波高，以解決規則波波壓公式推算不規則波應採用何種設計波高的困擾，故採用設計波高 $H_{max} = 1.8H_{1/3}$ ，設計週期 $T_{max} = T_{1/3}$ 進行推算，臺灣目前防波堤直立壁設計大多採用合田(1985)公式，直立堤波壓分佈圖如圖 4.18 所示，公式說明如下：

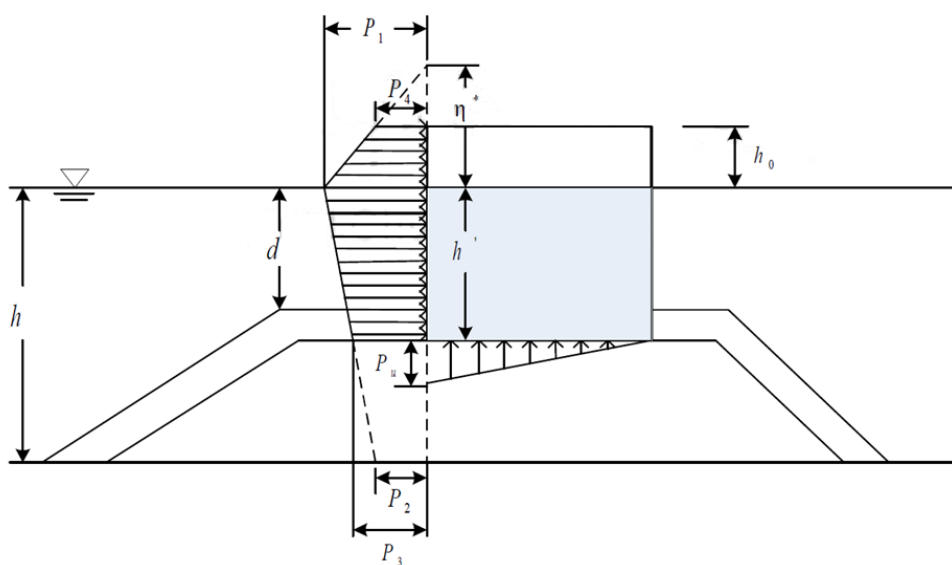


圖 4.18Goda 波壓經驗公式分佈圖 (Goda,1985)

其中 p_1 為靜水位處波壓， p_2 為海底處波壓， p_3 為堤趾處波壓， p_4 為堤頂波壓，壓力公式如(4.3.1)式~(4.3.4)式。

$$p_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta)(\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta) \rho g H_{max} \quad (4.3.1)$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh(2\pi h/L)} \quad (4.3.2)$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \quad (4.3.3)$$

$$p_4 = \begin{cases} \left(1 - \frac{h_0}{\eta^*}\right), & \eta^* \leq h_0 \\ 0, & \eta^* > h_0 \end{cases} \quad (4.3.4)$$

堤趾上揚力為 p_u ，如(4.3.5)式，跟部位置壓力為 0

$$p_u = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta) \alpha_1 \alpha_3 \rho g H_{max} \quad (4.3.5)$$

其中係數 α_1 、 α_2 、 α_3 如(4.3.6)式~(4.3.8)式所示，係數 η^* 為波浪溯升高度如(4.3.9)式所示，

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[\frac{4\pi/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right]^2 \quad (4.3.6)$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_{max}}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_{max}} \right\} \quad (4.3.7)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right] \quad (4.3.8)$$

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta) H_{max} \quad (4.3.9)$$

4.4 試驗分析與模式綜合討論

4.4.1 堤體受力行爲(週期 1.94sec,不同波高條件)

(一)、堤前試驗分析結果 (同週期不同波高條件)

本試驗係由造波機端部進行造波，波浪經水槽傳遞至堤前，發生淺化效應後衝擊防波堤前胸牆，直立堤佈設 9 只波壓計，以量測胸牆之壓力變化，於 100 年迴歸週期，分析同週期(1.94sec)不

同波高(22cm、20cm、18cm、15cm、12cm)的試驗結果，詳如圖 4.19 及表 4-9 所示。

表 4-9 100 年迴歸週期(1.94sec)堤前(外海側)之壓力平均值表

垂直位置(cm)	2.5	-1.5	-5.5	-9.5	-13.5	-17.5	-21.5	-25.5	-29.5
波高 22cm	13.3	14.9	14.6	14.4	14.0	13.3	13.1	12.9	12.4
波高 20cm	12.8	14.3	13.7	13.9	13.1	12.6	12.4	12.0	11.5
波高 18cm	12.2	13.4	12.9	12.6	12.3	11.9	11.6	11.2	10.6
波高 15cm	10.5	12.9	11.6	11.3	10.7	10.4	10.3	9.9	9.5
波高 12cm	8.0	9.7	9.5	9.3	8.7	8.5	8.4	8.1	7.9

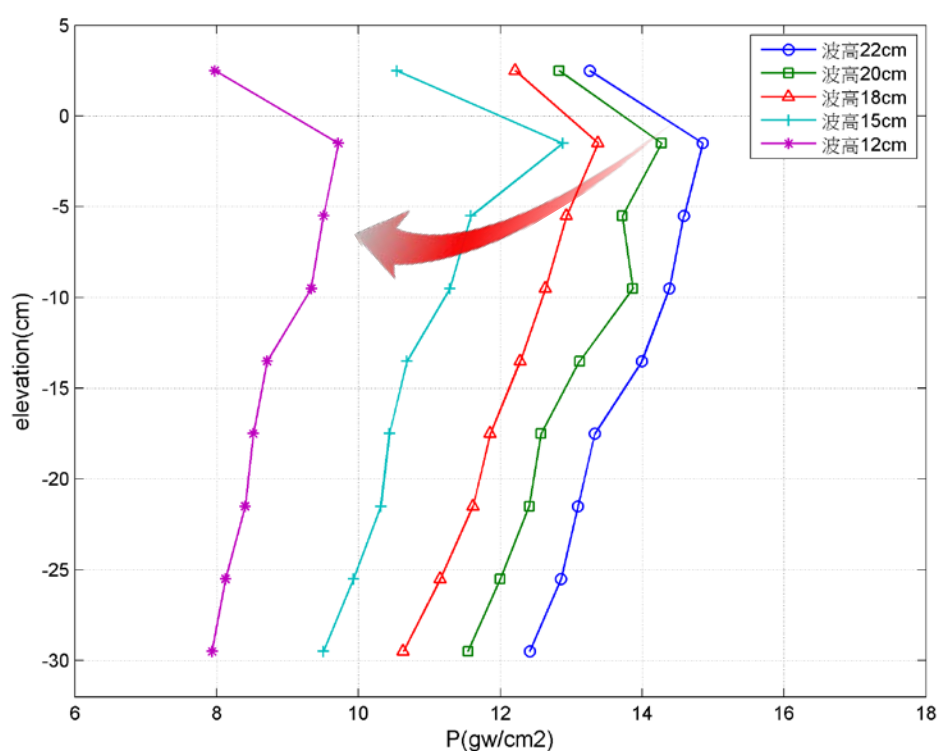


圖 4.19 同週期(1.94sec)不同波高條件堤前(外海側)之壓力變化

最大衝擊波壓發生於平均靜水面下 1.5cm 處，且壓力值隨波高條件變小而減少，週期 1.94sec 波高 22cm 時，波壓最大為 14.9 gw/cm^2 ，週期 1.94sec 波高 12cm 時，波壓最大為 9.7 gw/cm^2 。

(二)、堤底面試驗分析結果(同週期不同波高條件)

堤底面壓力分析，於堤後(港側)壓力最小不為 0 gw/cm^2 ，靠近堤直立堤面壓力最大，壓力值變化情形，隨波高條件變小而減少，當

週期 1.94sec 波高 22cm 時，距離堤後 6cm 處，波壓為 3.6 gw/cm^2 ，週期 1.94sec 波高 12cm 時，波壓更小為 2.3 gw/cm^2 ，詳如圖 4.20 及表 4-10 所示。

表 4-10 100 年迴歸週期(1.94sec)堤底面之壓力平均值表

水平位置(cm)	6.0	13.0	20.0	27.0	34.0
波高 22cm	3.6	3.4	4.6	5.6	6.6
波高 20cm	3.4	3.3	4.4	5.2	6.2
波高 18cm	3.2	3.1	4.1	4.9	5.9
波高 15cm	2.7	2.7	3.6	4.2	4.9
波高 12cm	2.3	2.3	3.1	3.5	4.2

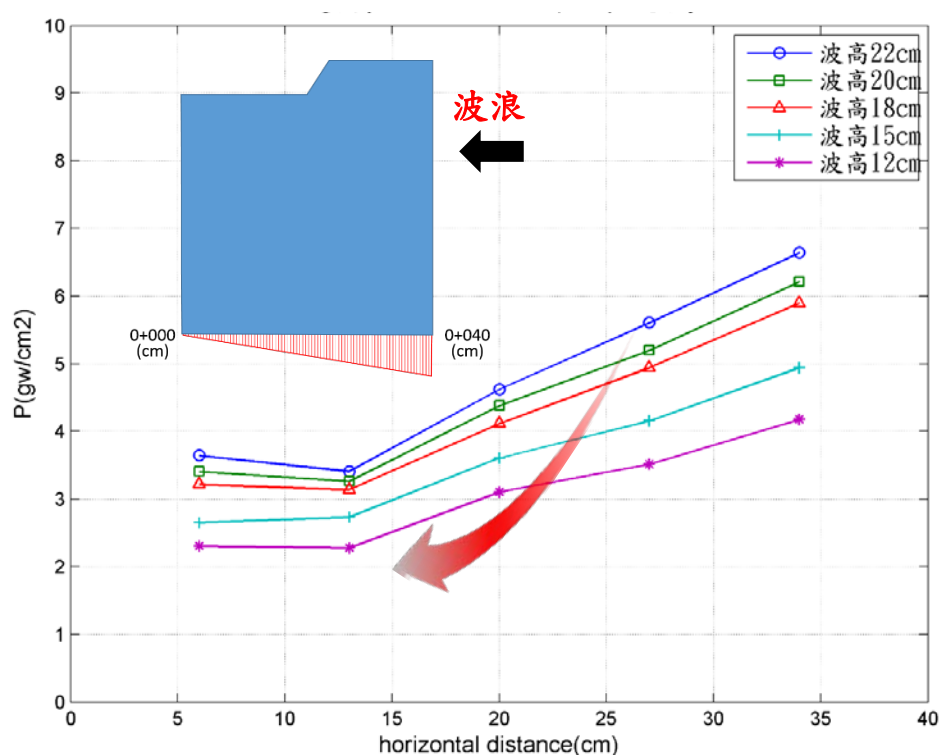


圖 4.20 同週期(1.94sec)不同波高條件堤底面之壓力變化

堤底受力時，係隨壓力計越接近堤前直立堤，其量測值呈現逐步增加的趨勢，然接近堤後 13cm 處，壓力值略幅下降形成轉折，與整體趨勢不符，探究其可能原因為儀器量測靈敏度所致，並非為特殊現象。當堤底壓力距離堤後越遠時壓力越大，週期 1.94sec 波高 22cm 時，距離堤後 34cm 處，波壓為 6.6 gw/cm^2 ，週期 1.94sec 波高 12cm 時，波壓更小為 4.2 gw/cm^2 。

(三)、堤後試驗分析結果(同週期不同波高條件)

本試驗底部為透水性粒料底床，試驗過程中水壓平衡會造成堤後水位之消長，以及試驗中波高條件較大者，會因波浪將越波飛越至堤後，因此堤後(港側)水位較為震盪，因此受力結果較為起伏，符合實際越波行為，詳如圖 4.21 及表 4-11 所示。

表 4-11 100 年迴歸週期(1.94sec)堤後之壓力平均值表

垂直位置(cm)	-1.5	-5.5	-9.5	-13.5	-17.5	-21.5	-25.5	-29.5
波高 22cm	3.6	3.1	2.7	2.9	2.7	2.8	2.4	2.3
波高 20cm	3.5	3.3	2.7	2.8	2.6	2.6	2.2	2.1
波高 18cm	2.7	2.7	2.2	2.4	2.1	2.2	1.9	1.7
波高 15cm	2.5	2.3	1.8	2.0	1.7	1.7	1.4	1.3
波高 12cm	1.5	1.4	0.9	1.1	0.7	0.7	0.5	0.4

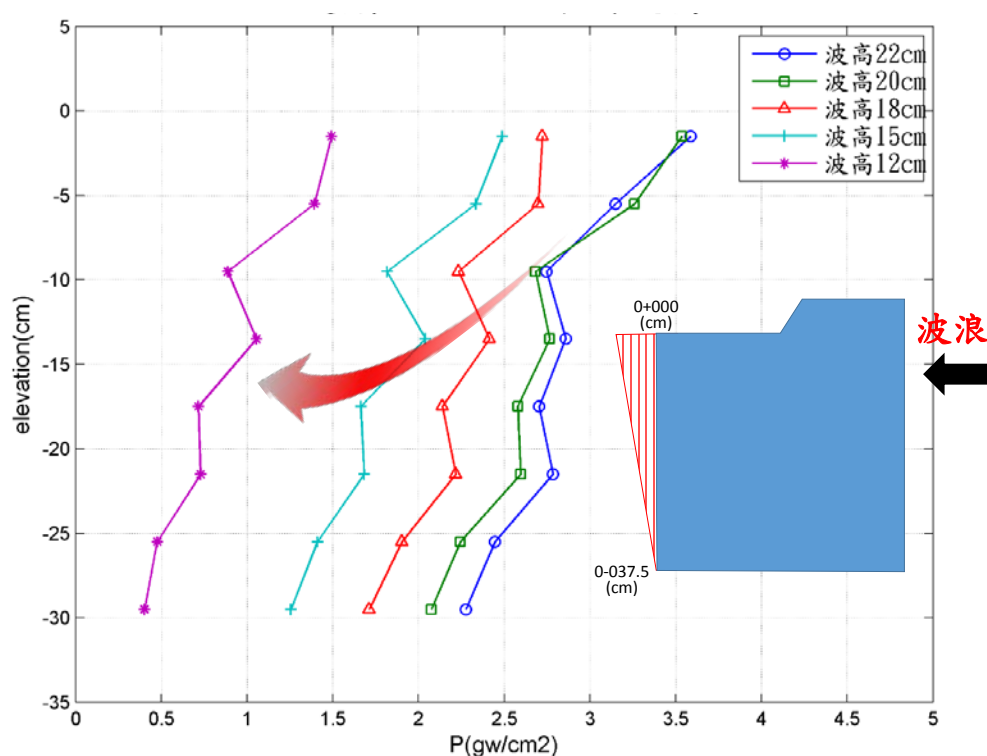


圖 4.21 同週期(1.94sec)不同波高條件堤後之壓力變化

堤後之受力行爲上，經觀察水面有較大的壓力值，波壓隨著深度增加而減小，且隨波高條件越小，整體壓力值呈現縮小趨勢。當距離水面下 1.5cm 處，堤後發生最大之負向波壓，於週期 1.94sec 波高 22cm 時波壓為 3.6 gw/cm^2 ；當距離水面下 29.5cm 處週期 1.94sec 波高 12cm 時，波壓更小為 0.4 gw/cm^2 趨近於零。

4.4.2 堤體受力行爲(波高 22cm,不同週期條件)

本小節將探討 100 年迴歸週期之波高(22cm)條件相同下，不同波浪週期(1.94sec、1.85sec、1.76sec)之情境，分析仍以堤體三面壓力變化作為探討。

(一)、堤前試驗分析結果 (波高 22cm,不同週期條件)

堤前(外海側)分析結果顯示，最大波壓發生處，為平均水面向下 1.5cm 處，詳如圖 4.22 及表 4-12 所示。由試驗成果顯示同樣波高情形下，波浪週期越高，堤體受力越大，週期 1.94sec 波高 22cm 時，距離平均靜水位下 1.5cm 處，波壓為 14.9 gw/cm^2 ，週期 1.76sec，距離平均靜水位下 1.5cm 處，波壓更小為 13.6 gw/cm^2 。

表 4-12 100 年迴歸週期波高條件(22cm)堤前之壓力平均值表

垂直位置(cm)	2.5	-1.5	-5.5	-9.5	-13.5	-17.5	-21.5	-25.5	-29.5
週期 1.94sec	13.3	14.9	14.6	14.4	14.0	13.3	13.1	12.9	12.4
週期 1.85sec	12.7	14.4	13.3	13.5	12.6	12.1	12.1	11.6	10.8
週期 1.76sec	12.3	13.6	12.8	12.5	12.1	11.8	11.8	11.1	10.7

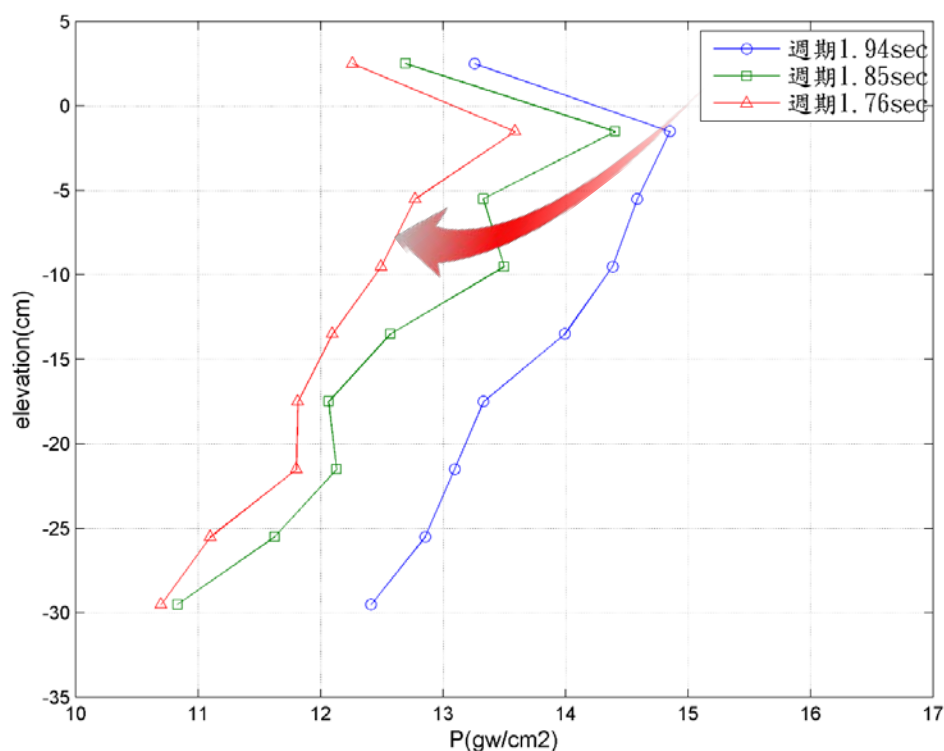


圖 4.22 同波高(22cm)不同週期條件堤前(外海側)之壓力變化

(二)、堤底面試驗分析結果(同波高不同週期條件)

分析結果顯示，最小波壓發生位置，位於接近堤前直立堤處的 6cm 位置，最大波壓隨著越遠離堤前直立堤，壓力值逐漸增大，如表 4-13 所示，最大波壓發生位置，接近堤後 34cm 位置。由試驗成果顯示同樣波高情形下，波浪週期越高，堤體受力越大，週期 1.94sec 波高 22cm 時，距離堤後 34cm 位置處，波壓為 6.6gw/cm^2 ；週期 1.85sec，週期 1.76sec，距離堤前直立堤處的 34cm 位置處，波壓更小為 6.0gw/cm^2 ，由於波壓雖隨週期有所變化，但差異值之方均根誤差約 4.12%，顯示堤底受力情形，其週期變化不如堤前明顯。

表 4-13 100 年迴歸週期波高條件(22cm)堤底面之壓力平均值表

水平位置	6.0	13.0	20.0	27.0	34.0
週期 1.94sec	3.6	3.4	4.6	5.6	6.6
週期 1.85sec	3.5	3.1	4.2	5.1	6.1
週期 1.76sec	3.2	3.0	4.1	5.1	6.0

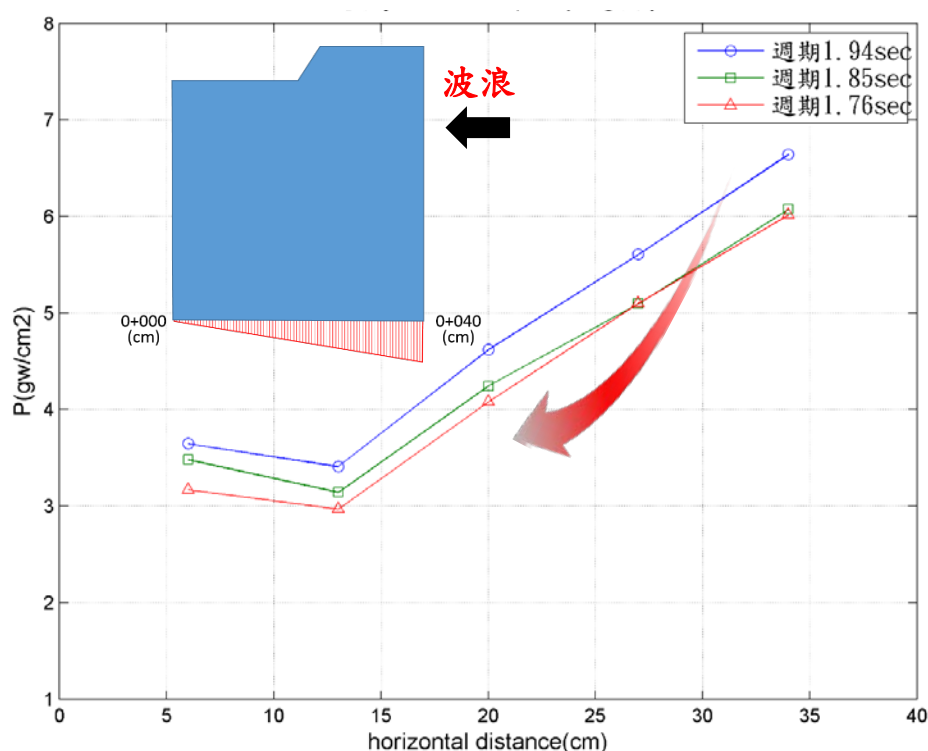


圖 4.23 同波高(22cm)不同週期條件堤底面之壓力變化

(三)、堤後試驗分析結果(同波高不同週期條件)

堤後分析結果顯示，最小波壓發生位置，位於距離平均近水位面下 29.5cm 位置，最大波壓隨著越接近平均靜水位面逐漸增大，如表 4-14 所示。由試驗成果顯示同樣波高情形下，波浪週期越高，堤後堤體受力越大，週期 1.94sec 波高 22cm 時，位於距離平均近水位面下 1.5cm 位置，波壓為 3.6gw/cm^2 。

表 4-14 100 年迴歸週期波高條件(22cm)堤後之壓力平均值表

垂直位置(cm)	-1.5	-5.5	-9.5	-13.5	-17.5	-21.5	-25.5	-29.5
週期 1.94sec	3.6	3.1	2.7	2.9	2.7	2.8	2.4	2.3
週期 1.85sec	3.0	2.8	2.3	2.4	2.2	2.2	1.9	1.8
週期 1.76sec	3.5	3.5	2.7	2.9	2.6	2.7	2.4	2.2

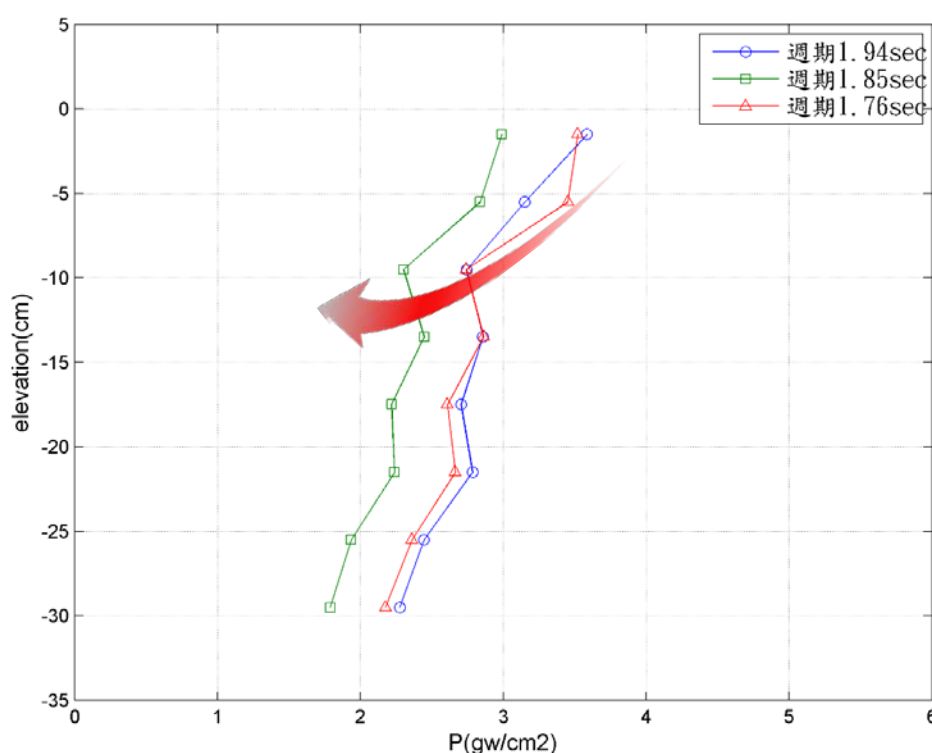


圖 4.24 同波高(22cm)不同週期條件堤後之壓力變化

4.4.3 堤前受力行為

由 4.4.1 與 4.4.2 小節討論堤體受力的行為，可發現堤體的主要受力來自於堤前(堤底面及堤後受力相對較小)，故本節將進一步以 Goda(1985)經驗公式及 COBRAS 模式加以驗證堤前的受力行為並進一步加以分析。

(一)、Goda(1985)堤前試驗分析結果

以波浪週期 1.94sec 為例，不同波高條件試驗資料帶入第 4.3 小節 Goda 經驗公式可得其波壓分佈，詳如圖 4.25 所示，同波浪週期下，同一水深位置之壓力值隨波高條件變小而減少，此現象與試驗結果一致；依據 Goda 經驗公式之最大衝擊波壓發生於平均靜水面 0cm 處，此一部分與試驗結果不同，顯示 Goda 公式與實際現象發生位置有所差異。

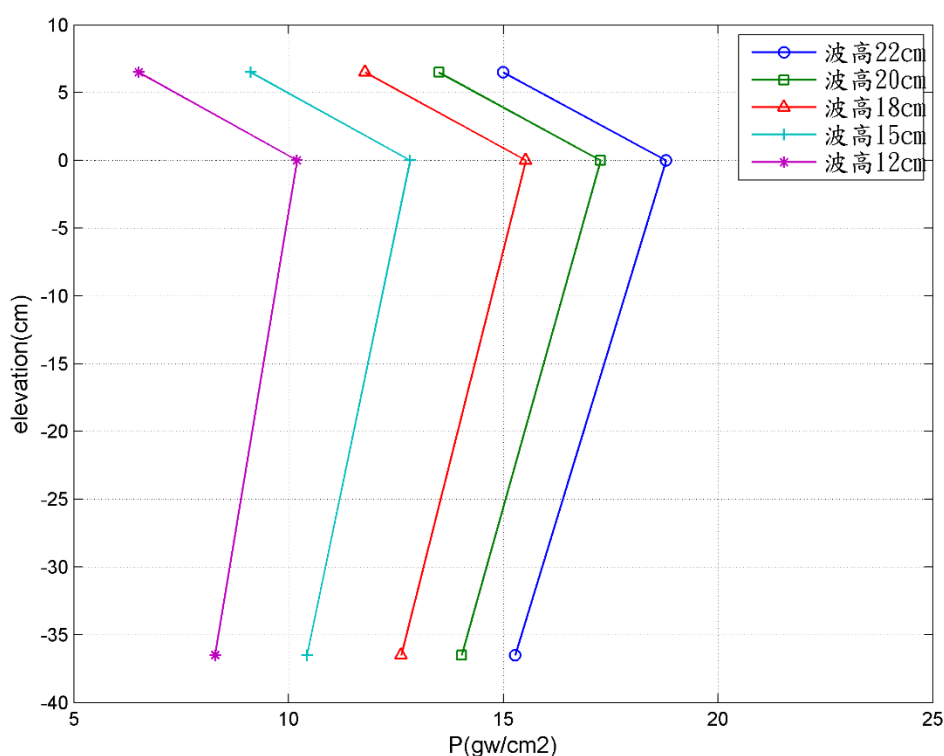


圖 4.25 同週期(1.94sec)不同波高條件堤前之 Goda 壓力變化

(二)、COBRAS 堤前試驗分析結果

前述說明為經驗公式探討，在此探討以數值模式加以驗證，同樣將波浪週期 1.94sec，不同波高條件試驗資料帶入 COBRAS 進行堤體的行為分析，可得到 COBRAS 之波壓分佈，詳如圖 4.26 所示，顯示同波浪週期下，其壓力值隨波高條件變小而減少，此現象與試驗結果及 Goda 經驗公式有一致性結果，最大波壓發生於平均靜水面向下 2cm 處，此一部分與試驗結果較為相同，顯示 COBRAS 模式與實際現象較為相符。

單獨討論 1.94sec 週期與 22cm 波高條件下，水面下壓力分佈隨深度漸深而減小，值得注意的是由 COBRAS 模擬所示，最大衝擊波壓下為一遞減弧線，此部分與 Goda 線性斜直線不同；而最大衝擊波壓上方為一遞減線性直線，此部分與 Goda 模擬結果較為相同。

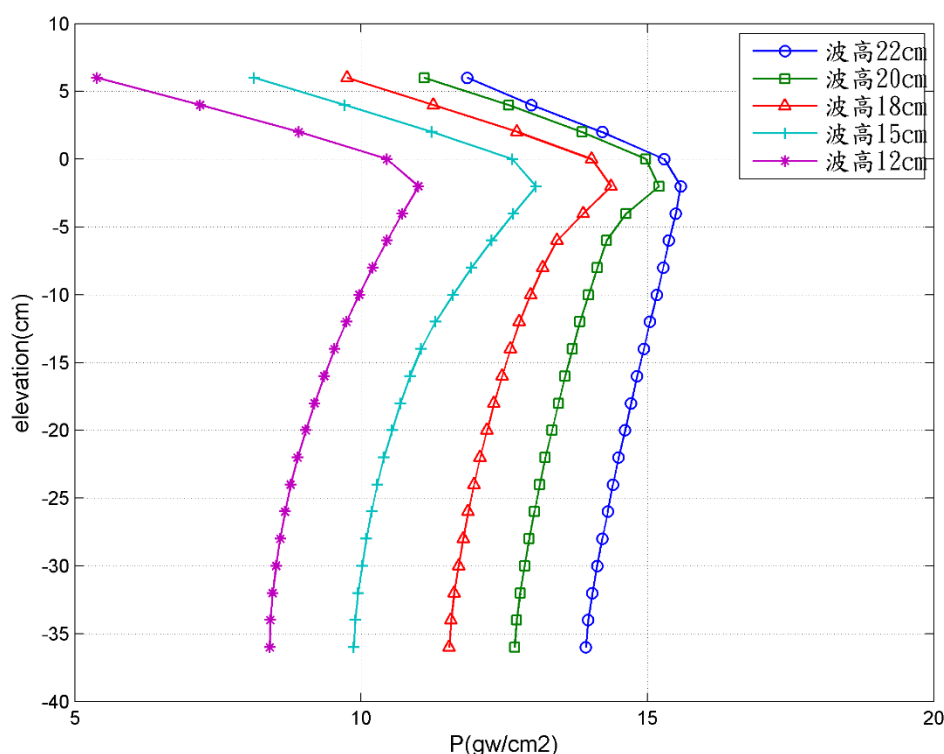


圖 4.26 同週期(1.94sec)不同波高條件堤前之 COBRAS 壓力變化

(三)、堤前受力行爲討論

本節選分別以波浪週期 1.94sec、1.85sec、1.76sec，不同波高條件下進行堤前受力行爲探討，並將試驗結果、經驗公式及數值模式繪製於同圖形下進行研究比對，根據圖 4.27~圖 4.29 試驗結果與 COBRAS 數模結果，同一波浪週期下，不論波浪條件大小為何，此二者圖形重合相似度高，反觀 Goda(1985)經驗公式大於其他二者結果，尤其是當波浪條件大時差距最大，而當波高條件逐步減小時，三者逐步重合。

研究顯示 COBRAS 數模與試驗數據有較相近的結果與趨勢，而 Goda(1985)經驗公式則不能完全表現出實驗的結果，這是因為經驗公式採用最大波高當作設計波高，以解決推算不規則波問題，所以 Goda(1985)公式值大於數模與試驗數據，且當隨著波浪條件上升時，彼此間的數值差距會愈趨明顯，另外，當時 Goda(1985)並未考量波浪

襲擊港灣可能會發生越波現象，故與試驗結果差亦較大，而 COBRAS 模式本身已考量越波問題，允許波浪飛濺與飛越防波堤，故不論波浪條件為何，皆與試驗結果較為相符。

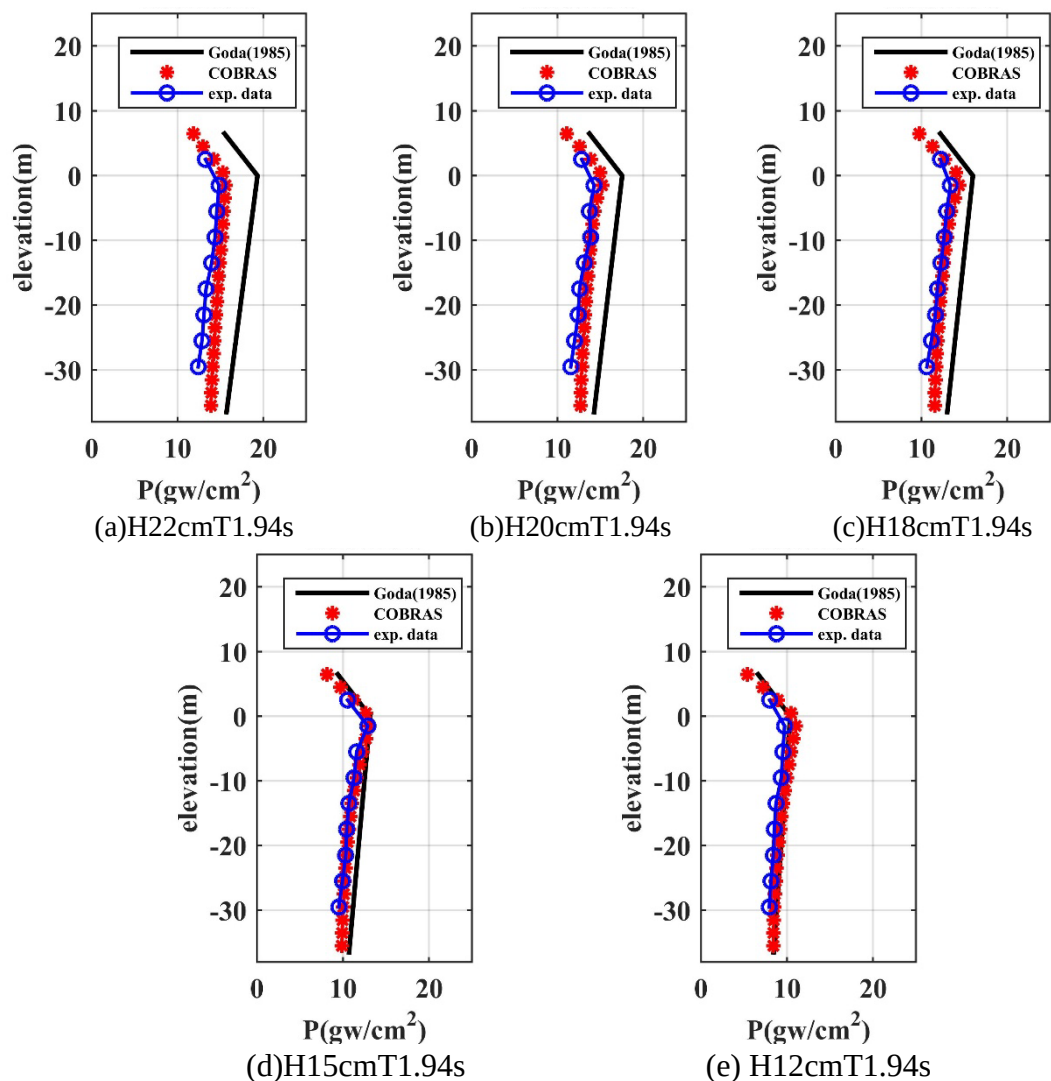
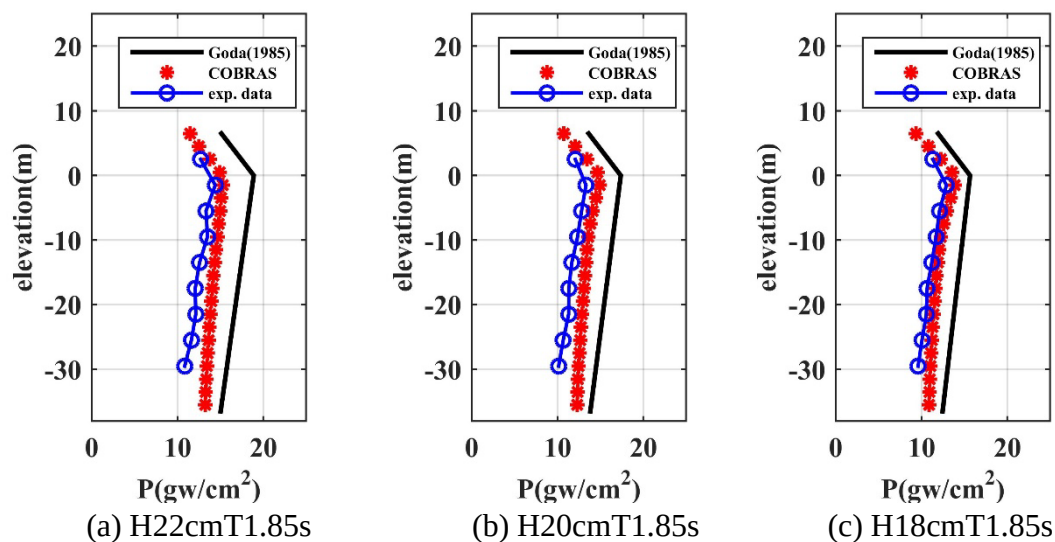
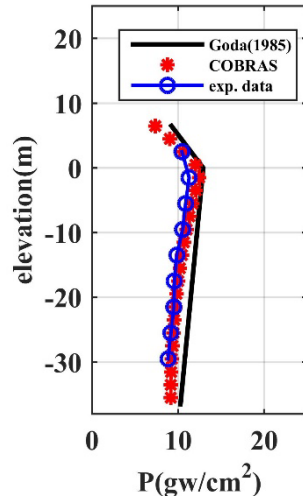
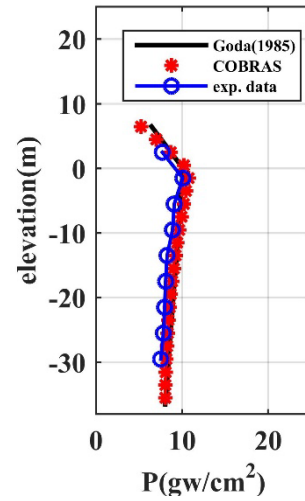


圖 4.27 外海側堤面(試驗週期 1.94sec)波壓分布



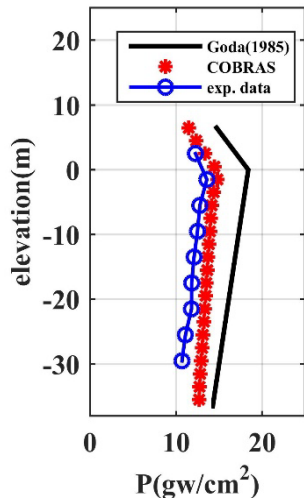


(d) H15cmT1.85s

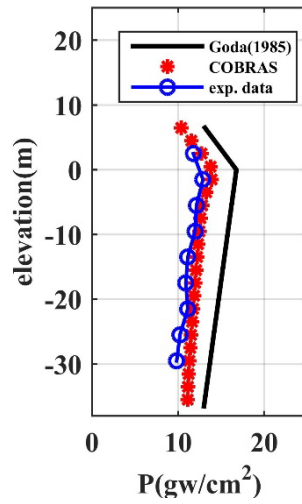


(e) H12cmT1.85s

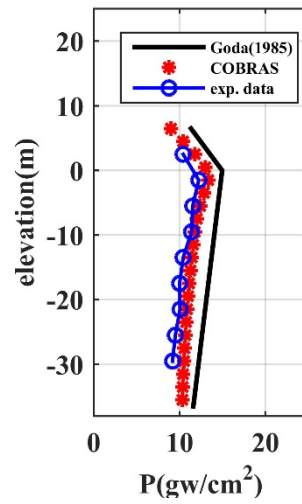
圖 4.28 外海側堤面(試驗週期 1.85sec)波壓分布



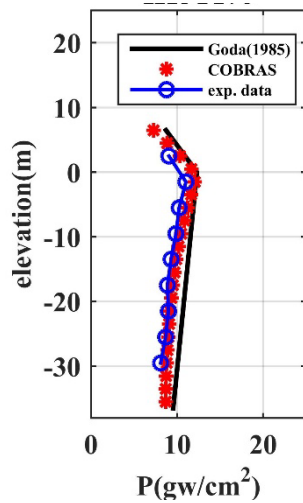
(a) H22cmT1.76s



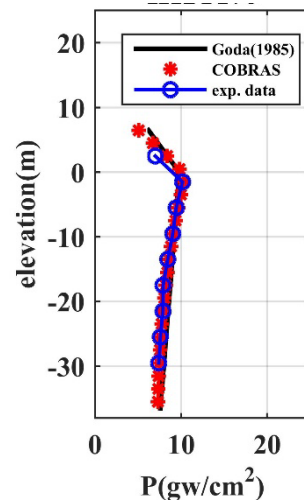
(b) H20cmT1.76s



(c) H18cmT1.76s



(d) H15cmT1.76s



(e) H12cmT1.76s

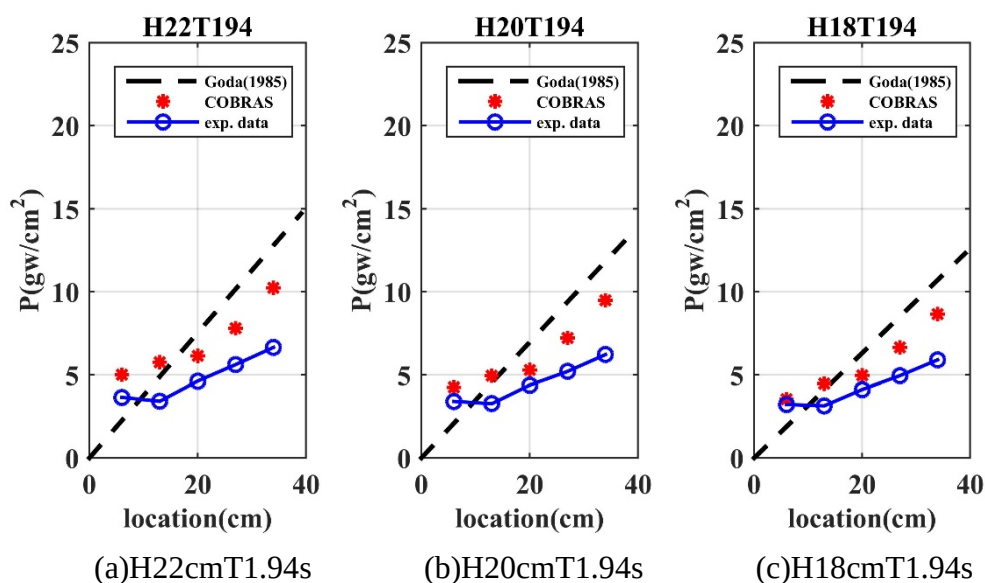
圖 4.29 外海側堤面(試驗週期 1.76sec)波壓分布

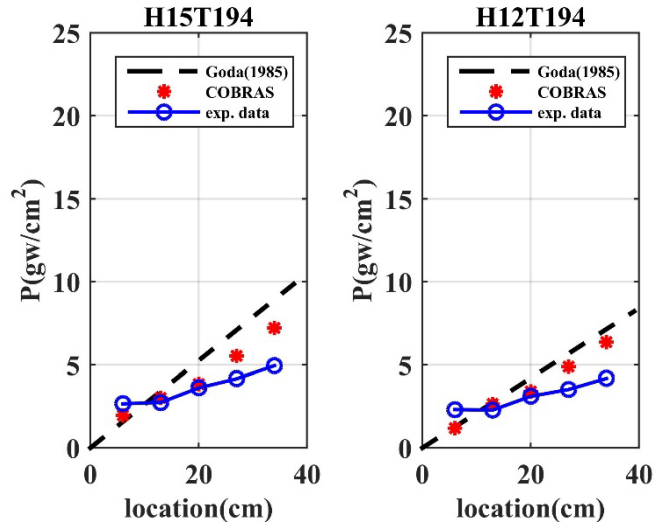
4.4.4 堤底面受力行為

本小節綜合分析水工模型底部上揚力分佈情形，由試驗、經驗公式及數值模擬堤底面上揚力之結果顯示，試驗與 COBRAS 模擬比較雖有部分差異，但趨勢相近，而 Goda(1985)經驗公式呈現線性斜直線，較其他二者不同，如圖 4.31~4.33 所示。

以週期 1.94sec 波高條件 22cm 為例，試驗值驗明顯低於 Goda 經驗值及 COBRAS 數值值；進一步說明水工模型試驗與 COBRAS 模式趨勢性，如圖 4.30(a)，數據的前後半段皆呈線性，惟不如 Goda 所預測趨勢一樣，Goda 堤趾部受力值為 0，而其他二者皆不為 0，受到波浪產生上揚影響，致波浪經透水拋石基座將上揚力傳遞至底部有關，另一個原因是，於試驗過程中波浪條件較大之條件下(如波高 22cm、20cm、18cm)，波浪衝擊堤體後發生越波現象，使堤後水位抬升進而影響堤跟部壓力並且逐漸轉大。

另外，堤底面受壓力情形與堤前波壓試驗結果趨勢相同，當波浪條件較大時，Goda 經驗公式之預測值會明顯大於試驗值與 COBRAS 模式值，反觀於波浪條件較小時，Goda 經驗公式、COBRAS 數值模式及試驗值三者會逐漸趨近。

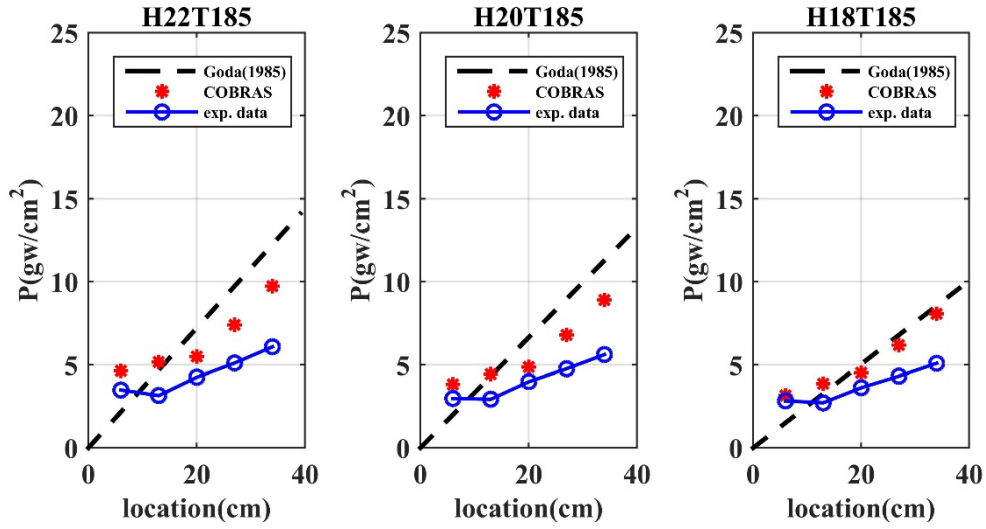




(d) H15cmT1.94s

(e) H12cmT1.94s

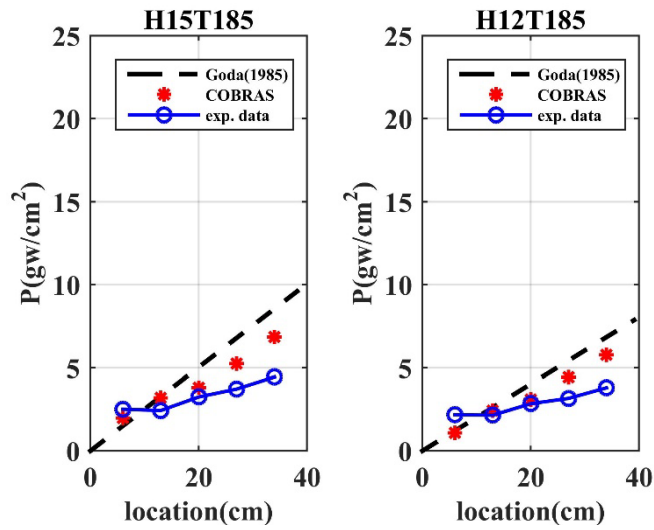
圖 4.30 堤底面(試驗週期 1.94sec)波壓分布



(a) H22cmT1.85s

(b) H20cmT1.85s

(c) H18cmT1.85s



(d) H15cmT1.85s

(e) H12cmT1.85s

圖 4.31 堤底面(試驗週期 1.85sec)波壓分布

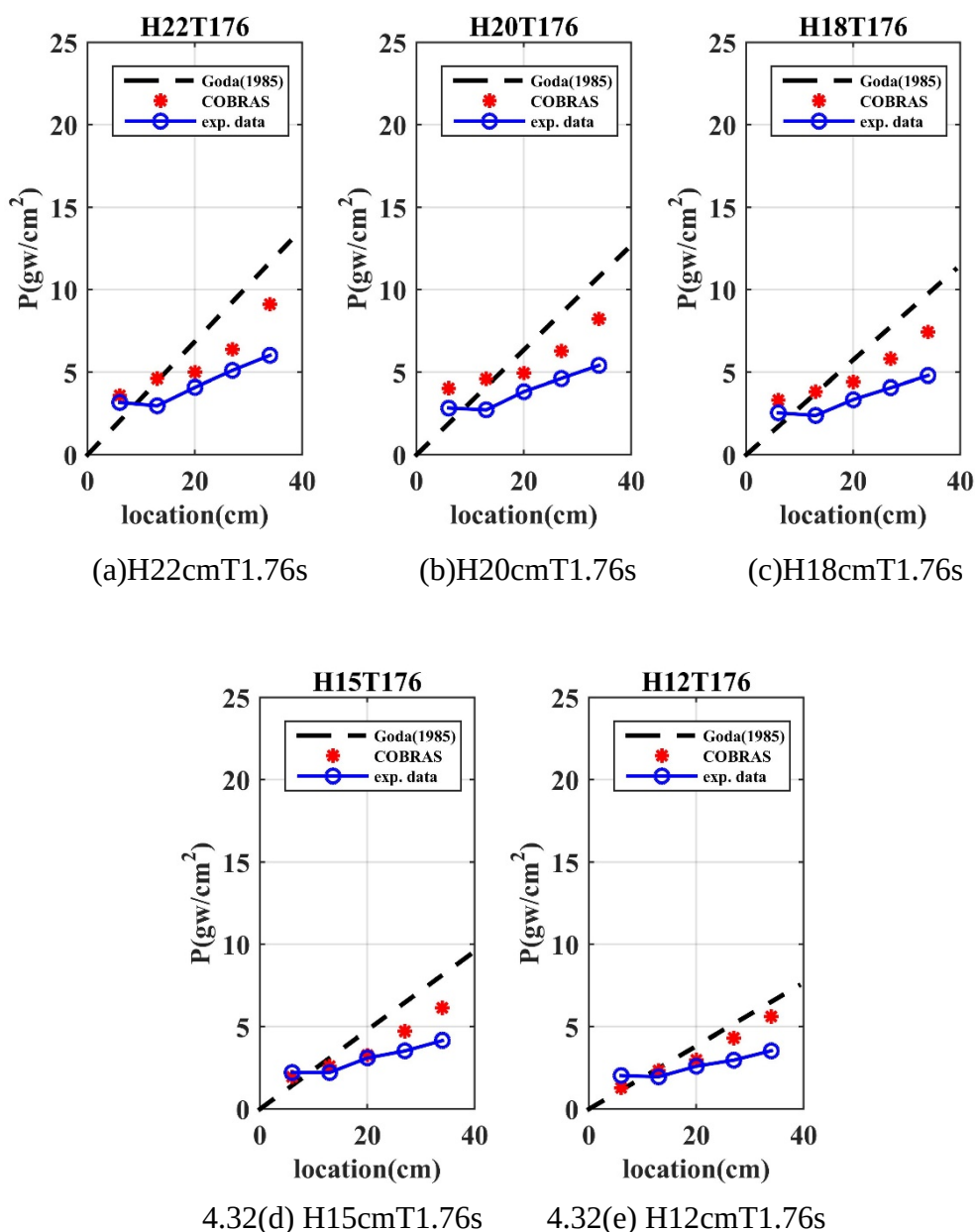


圖 4.32 堤底面(試驗週期 1.76sec)波壓分布

4.4.5 堤後受力行為

本小節探討堤後(港側)受力情形，由於 Goda(1985)經驗公式未討論底後受力情形，故本節僅探討試驗與 COBRAS 模擬比較，試驗上因無法於水面上放設置波壓計，故水面上部分無法與 COBRAS 模擬結果比較。

如圖 4.33 及表 4-15 所示，以週期 1.94sec，波高 22cm 條件為例，試驗堤後最大壓力發生於平均靜水位面下 1.5cm 處，而 COBRAS 發生位置位於平均靜水位面下 2.5cm 處，兩者略有些微差

異；COBRAS 再接近底部時，波壓反而越幅增加，此部分由於試驗無量測更深之壓力，故無法與之討論，整體而言堤後受壓情形係隨深度逐漸遞減。

表 4-15 週期 1.94sec 波高條件 22cm 堤後試驗 COBRAS 比較表

量測位置	1.5	0	-1.5	-5.5	-9.5	-13.5	-17.5	-21.5	-25.5	-29.5	-32.5
試驗結果	-	-	3.4	3.2	2.7	2.9	2.7	2.8	2.4	2.2	-
COBRAS	4.1	5.1	5.3	5.3	5.1	5.1	5.0	4.8	4.7	4.6	4.6

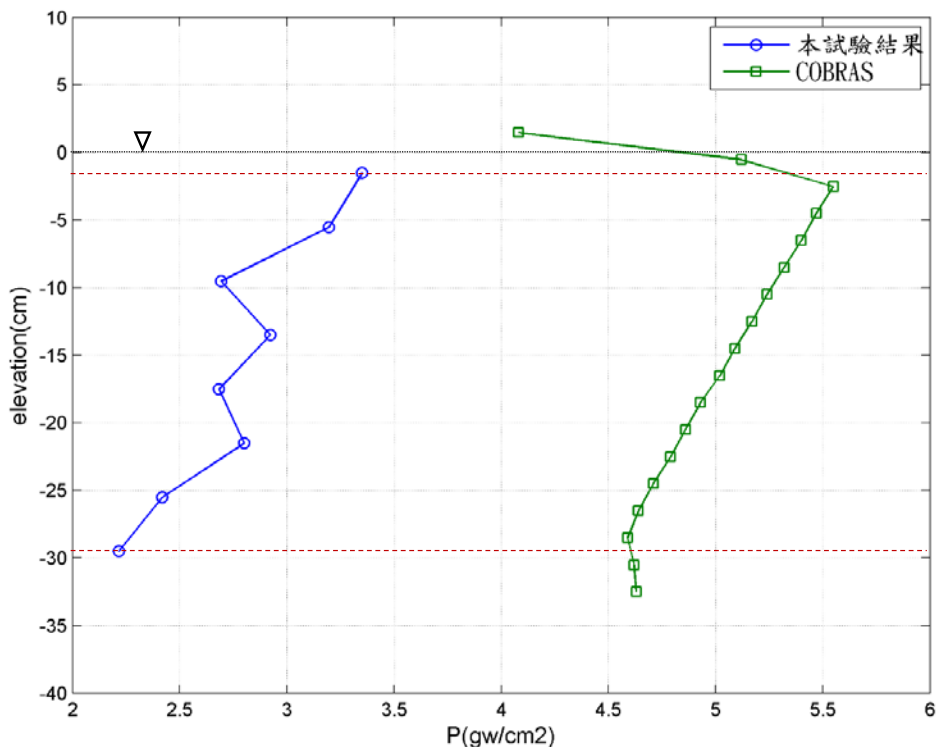
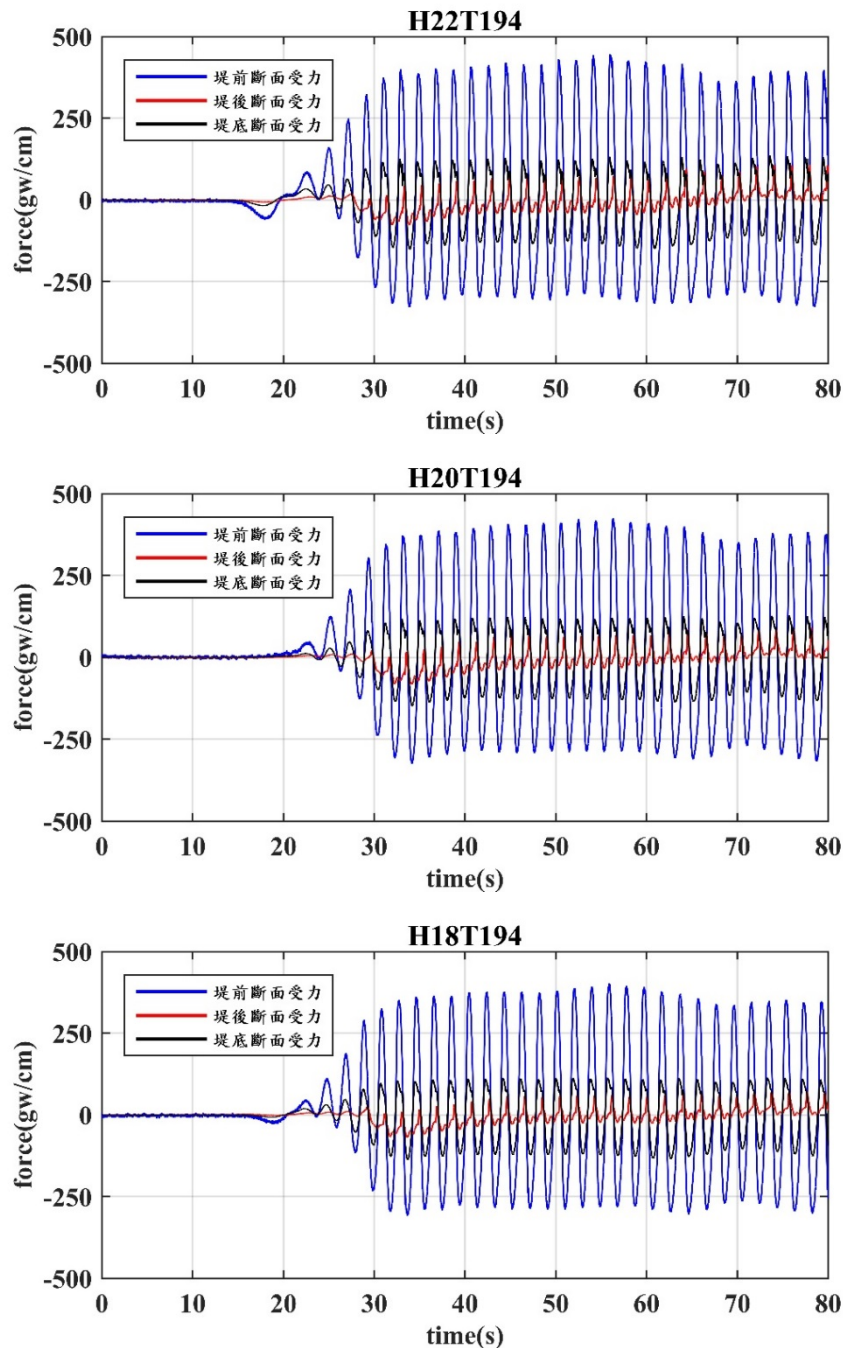


圖 4.33 堤底面(試驗週期 1.94sec 波高 22cm)波壓分布

4.4.6 受力時序分析

本節將對模型各點壓力資料數值積分，進而求得堤前、堤後與堤底每個時間點的受力大小。圖 4.34 為周期 1.94s 情況下，各波高條件下的受力時序列圖。於圖中各波高下比較可以發現，當在波高條件較大時，堤前斷面受力其波形會越顯尖銳，於堤底斷面分布受力甚至會出現雙峰現象，圖 4.35(a)為波高 22cm 與波高 12cm 的細部受力情況，從圖 4.35(b)中可以明顯觀察到，在波高為 22cm 情況下，當堤前斷面受力隨時間上升時，堤底斷面受力也會跟著上升；又當堤後斷面受力

達到最大值時，堤底斷面受力會再產生一峰值，形成雙峰。但在波高12cm，越波量較少的情況下，堤底斷面受力並沒有觀察到此現象，故在波高條件較大的情況下，越波量較大，造成堤後水位劇烈變化，使得堤底波壓計再次受到上揚力作用。



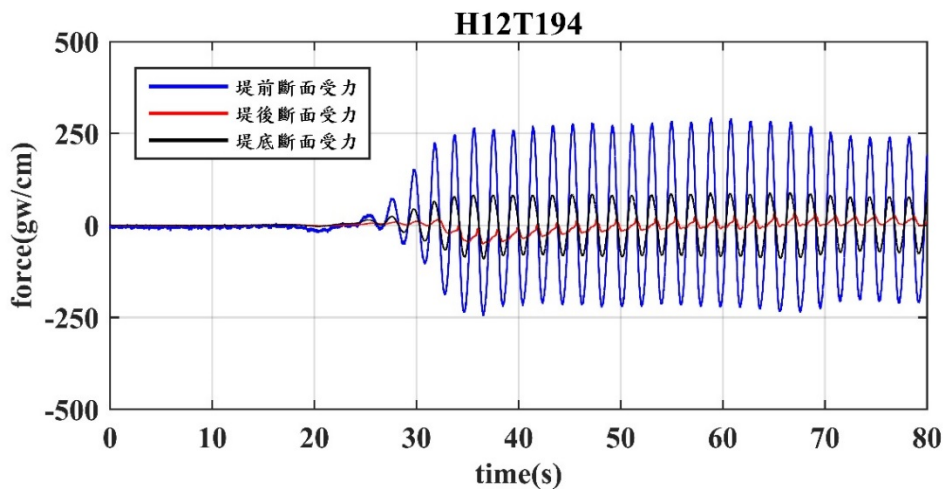
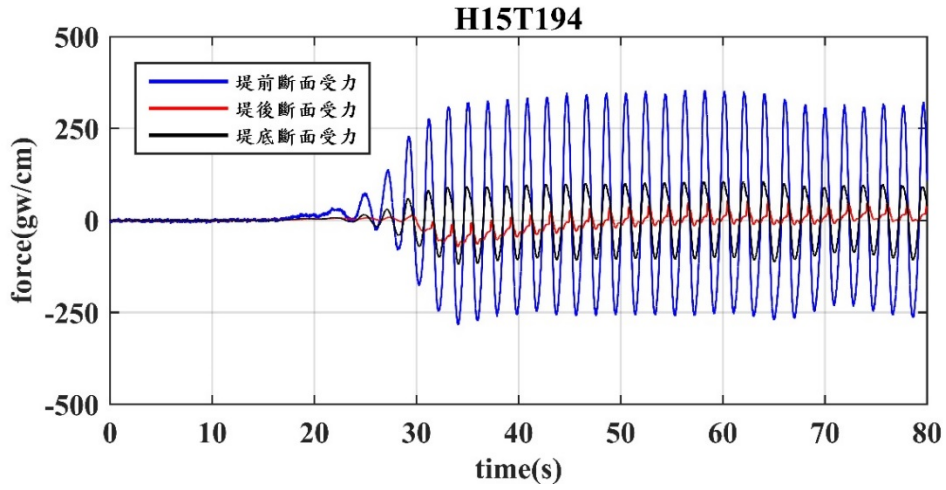
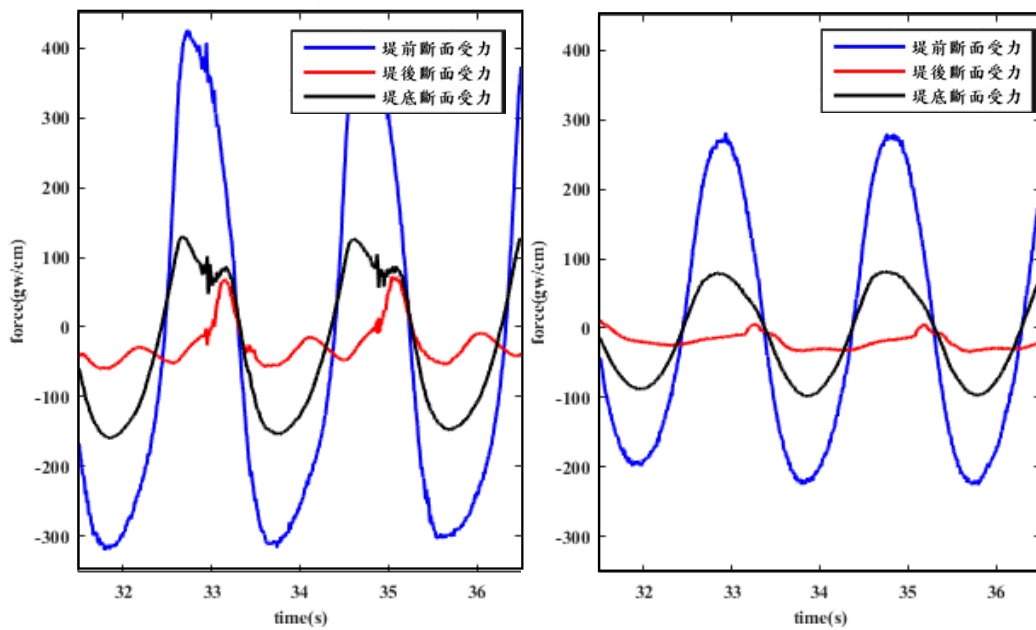


圖 4.34 不同波高條件下模型受波浪作用之受力時序列圖



(a) H22cmT1.94s

(b) H12cmT1.94s

圖 4.35 不同波高條件下模型受波浪作用之受力時序列圖

4.4.7 安定性分析

有關安定性探討係根據前各斷面受力之時序，進一步分析計算堤體之抗滑安全及抗傾倒安全二者，根據本所港研中心港灣設計準則規定，堤體的滑動需滿足(4.4.1)式，堤體抗滑安全係數一般情況需大於 1.2 以上，地震時安全係數需大於 1.0 以上。

$$F \leq \frac{fW}{P} \quad (4.4.1)$$

上式中

W : 作用於堤體之垂直力(ton/m)

P : 作用於堤體之垂直力(ton/m)

f : 堤體與基礎摩擦係數

F : 抗滑安全係數

堤體的抗傾倒安全係數則需滿足(4.4.2)式，抗傾安全係數一般情況需大於 1.2 以上，地震時安全係數需大於 1.1 以上。

堤體的傾倒需滿足下式：

$$F \leq \frac{Wt}{Ph} \quad (4.4.2)$$

上式中

W : 作用於堤底之水平合力(ton/m)

P : 作用於堤體之水平合力(ton/m)

t : 堤體後趾與堤體垂直合力作用線之距離(m)

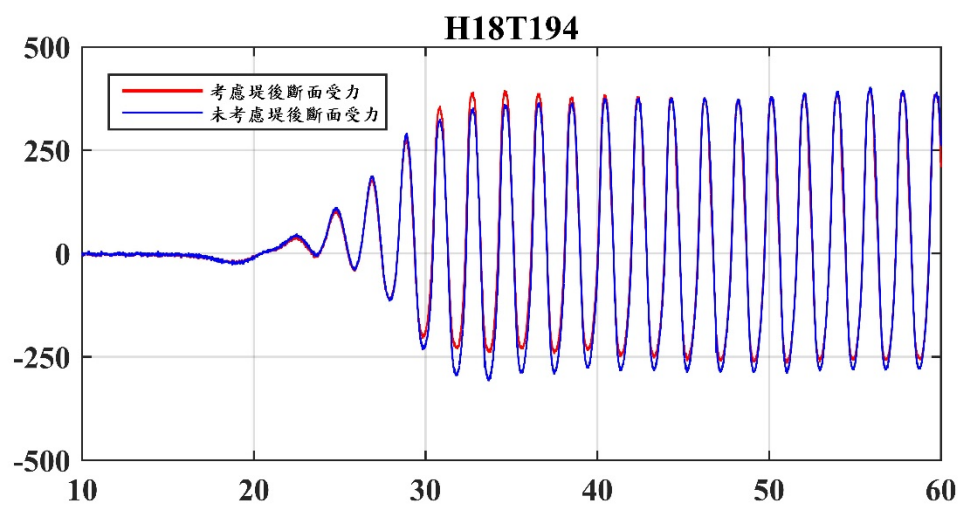
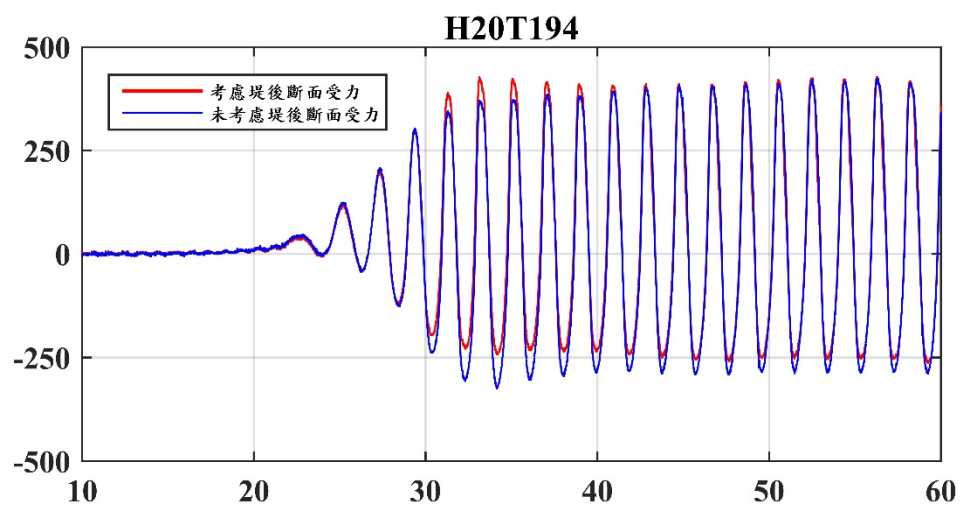
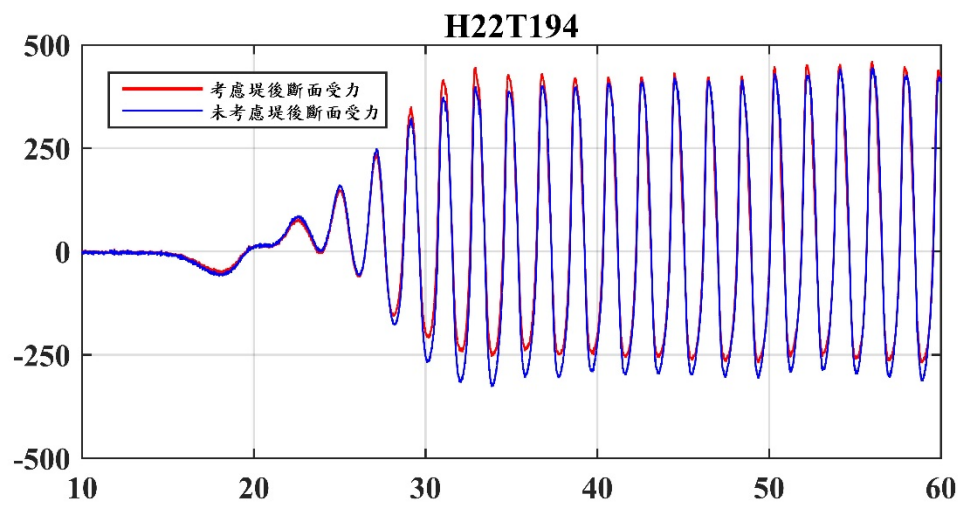
h : 堤體底面至水平合力作用線間之高(m)

F : 傾倒安全係數

圖 4.27 為試驗週期為 1.94sec 情況下各個波高條件的結果，本研究特別分析考慮堤後斷面受力及不考慮堤後斷面受力之水平合力差別，由觀察得知，當考慮堤後受力時，堤後使正向合力稍微增加，而大於未考慮堤後受力的情形，此一現象(差距)隨著波浪條件增大而增加；反觀試驗在受負向受力時，會因考量堤後斷面受力，會明顯小於沒有考慮堤後斷面受力的情況，此一現象(差距)亦隨著波浪條件增大而增加。

根據圖 4.36 所得受力結果，計算水工模型堤體之滑動安全係數，得出正向受力於滑動安全係數時序列，如圖 4.37 所示。同樣分類為考慮堤後受力及未考慮堤後受力之情況，在考慮堤後受力情況下，其安全係數會小於未考慮堤後受力之情況，如試驗波高 22cm，試驗週期 1.94sec 條件下，考慮堤後受力情況下，其最小滑動安全係數為 2.086 而未考慮堤後斷面受力其最小滑動安全係數為 2.158。負向受力情況之滑動安全係數則與正向受力的情況相反，考慮堤後受力情形時，其滑動安全係數則明顯大於未考慮堤後斷面受力的情況，如試驗波高 22cm，試驗週期 1.94sec 條件下，負向受力未考慮堤後斷面受力其最小滑動安全係數為 3.259；考慮堤後斷面受力情況下，其最小滑動安全係數則為 3.925，負向受力時滑動安全係數之時序列圖，如圖 4.38 所示。

在堤體傾倒安全係數分析方面，力矩係以堤後跟為傾倒支點，在考慮堤後斷面受力的情況下較未考慮堤後斷面受力的情況者低，但兩者差距並不如滑動係數差距明顯，如試驗波高 22cm，試驗週期 1.94sec 條件下，正向受力於未考慮堤後斷面受力其最小傾倒安全係數為 4.424，考慮堤後斷面受力情況下，其最小滑動安滑動安全係數為 4.38，正向受力於傾倒安全係數時序列圖，如圖 4.39 所示，故當考慮堤後斷面受力情形時，其安全係數會小於未考慮堤後斷面受力的情況，傾倒安全係數之計算值仍遠大於規範值 1.2，表示試驗條件下極不容易發生傾倒破壞；而在試驗波高 22cm，試驗週期 1.94s 條件下；負向受力於未考慮堤後斷面受力其最小傾倒安全係數為 8.241，考慮堤後斷面受力情況下，其最小滑動安傾倒安全係數為 8.874，同樣的安全係數計算值亦遠大於規範值 1.2。負向受力於傾倒安全係數時序列圖，如圖 4.40 所示。



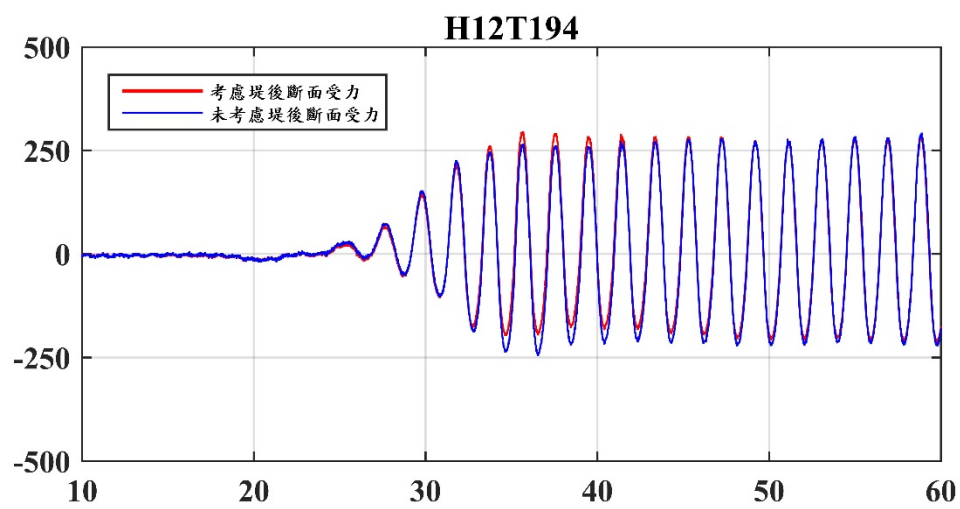
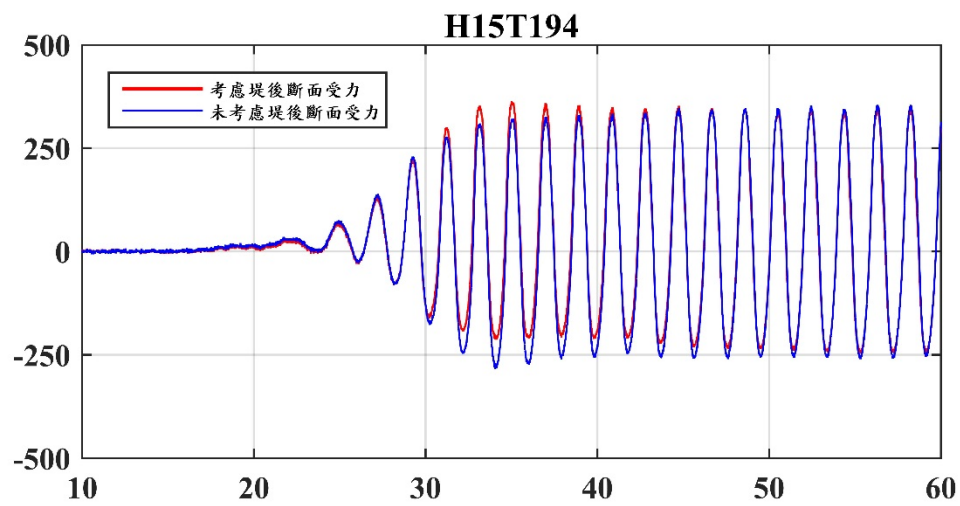


圖 4.36 水平合力時序列圖

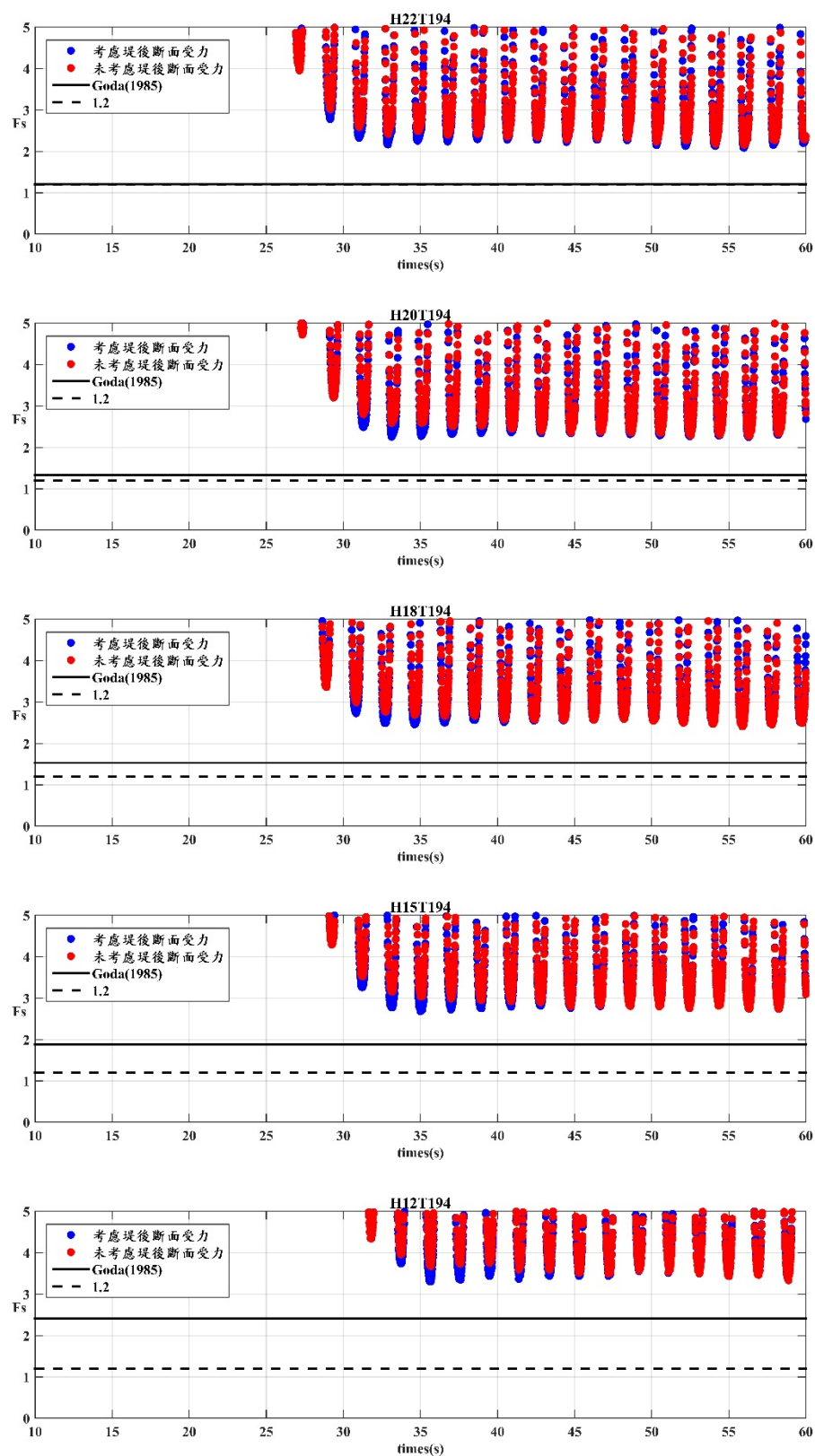


圖 4.37 正向受力滑動安全係數時序列圖

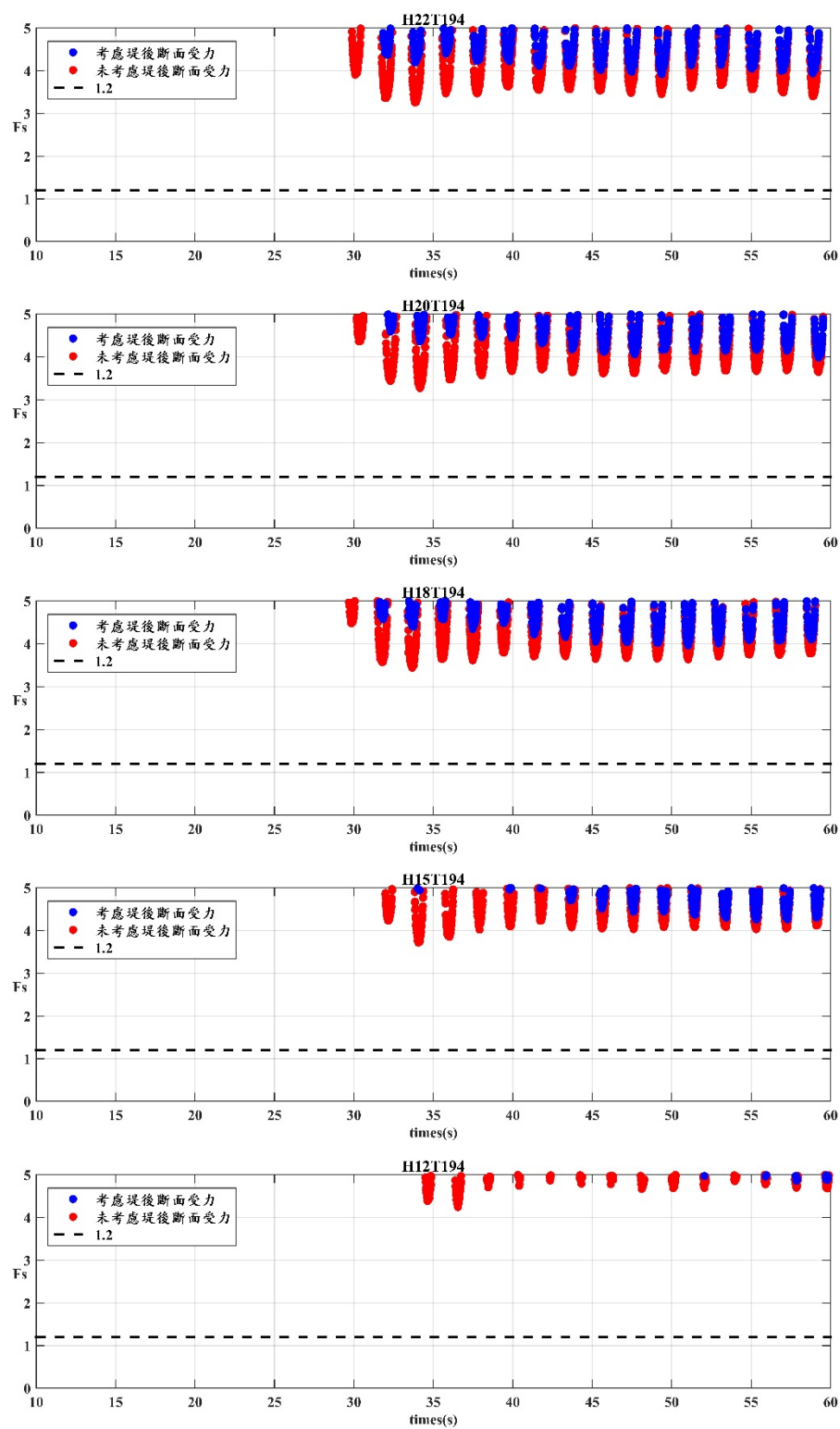


圖 4.38 負向受力滑動安全係數時序列圖

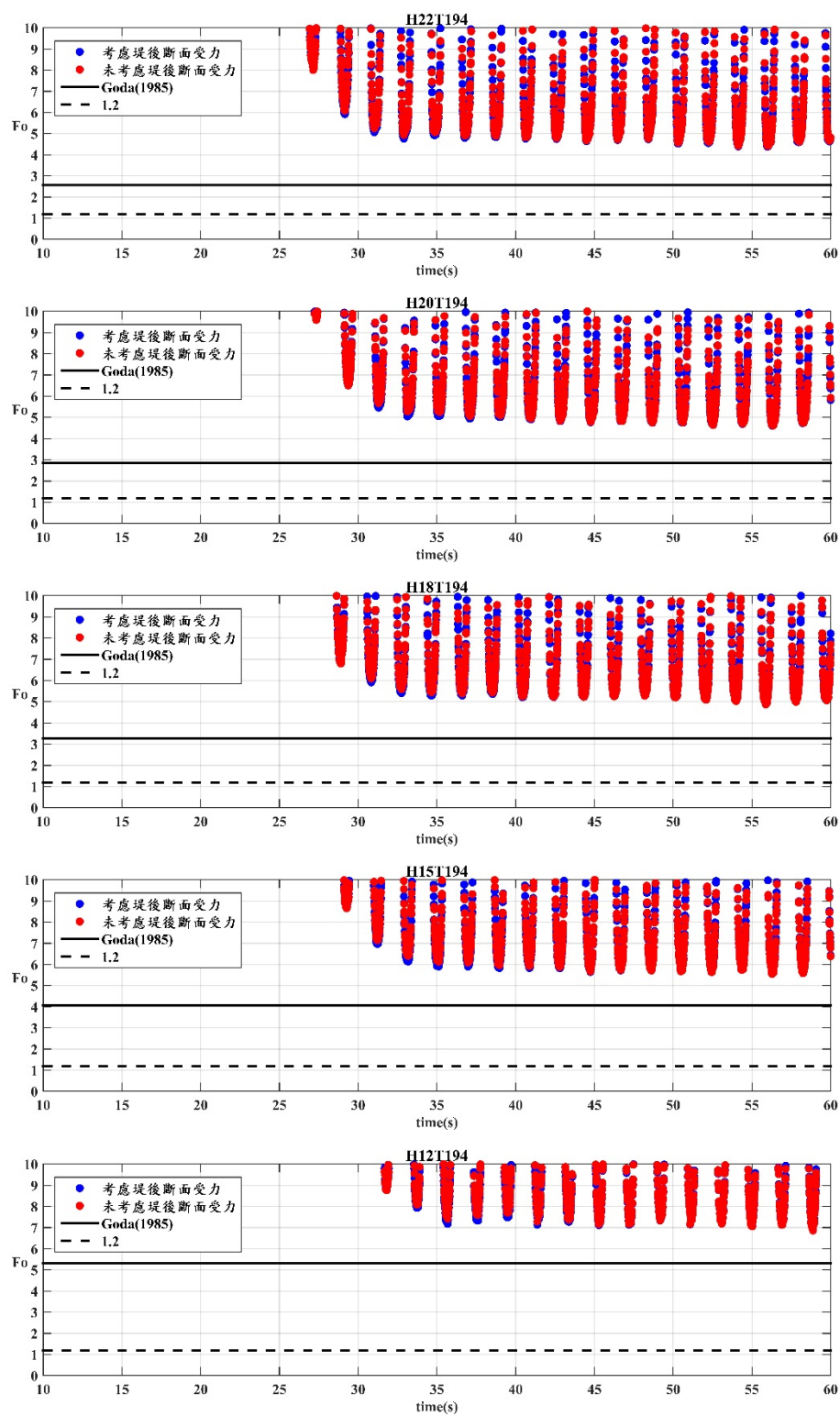


圖 4.39 正向受力傾倒安全係數時序列圖

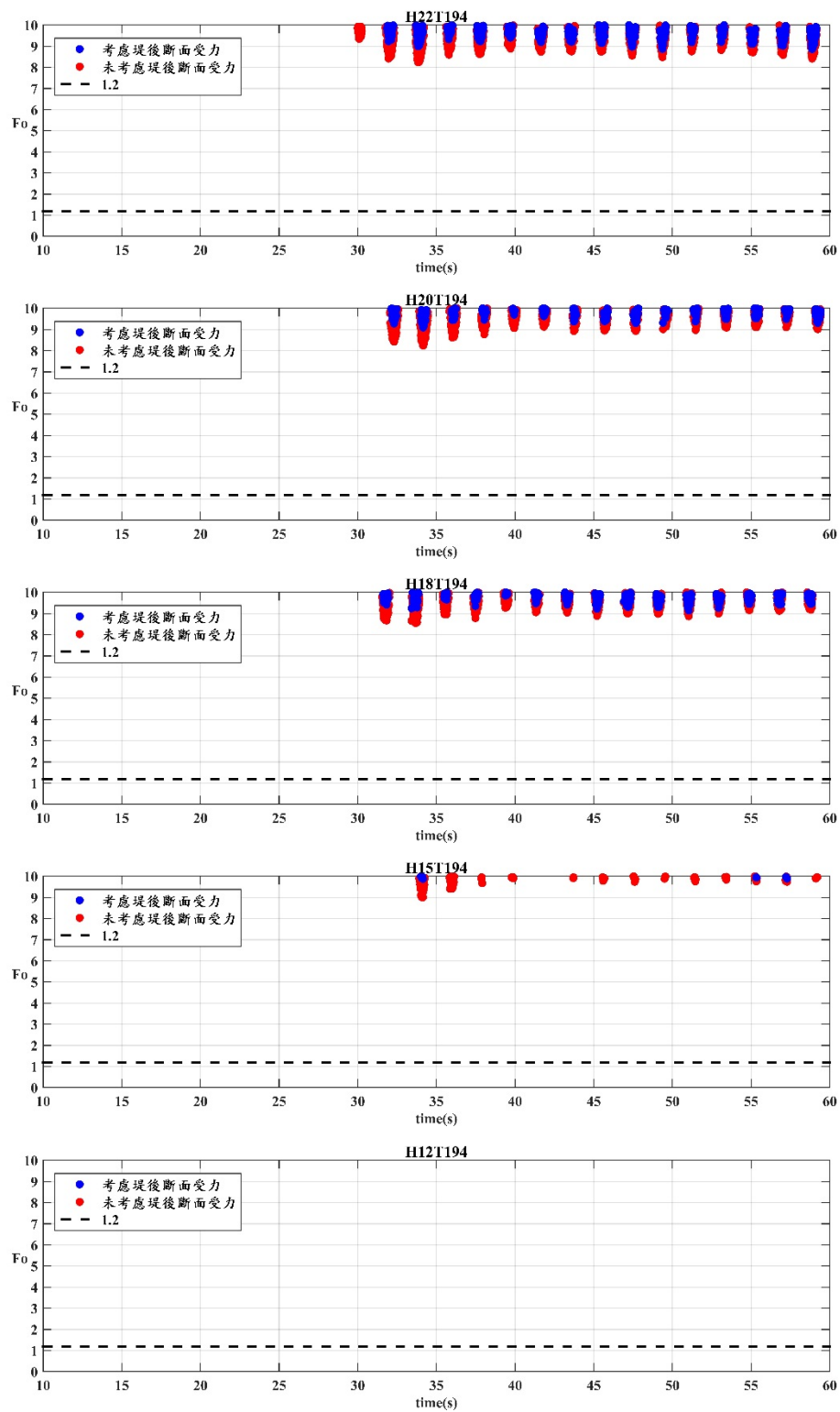


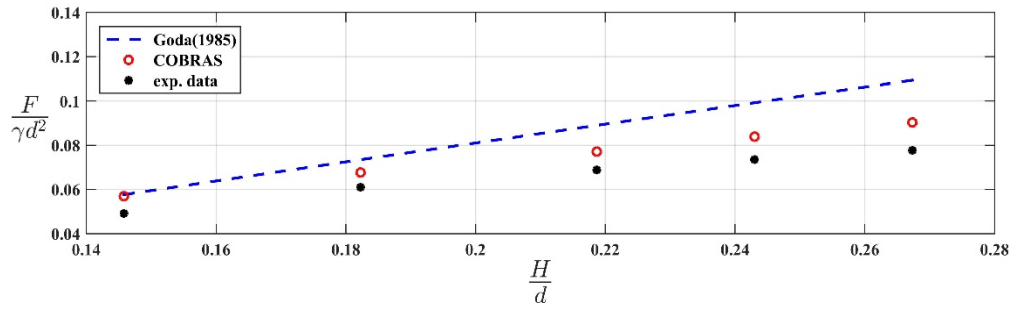
圖 4.40 負向受力傾倒安全係數時序列圖

4.4.8 最大瞬時受力

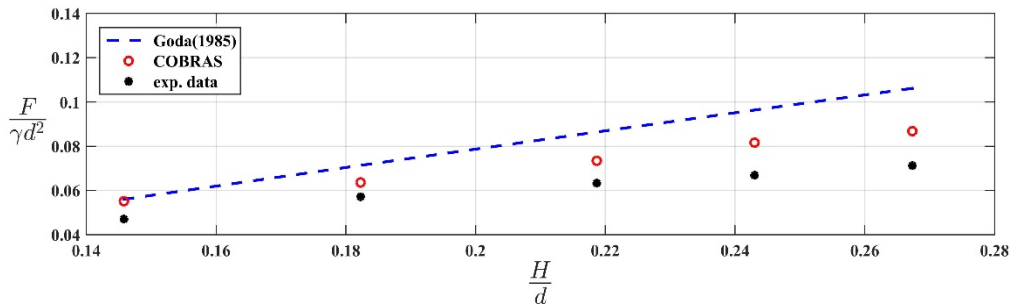
最大瞬時受力分析探討上，將試驗量測值，配合模型最頂端及底部分佈情形，利用外插法推求前堤斷面最大瞬時受力，再與 Goda(1985)經驗公式及 COBRAS 數模結果一併比較，得出各個週期最大瞬時受力於不同波浪條件下最大瞬時受力比較情形，如圖 4.32 所示，其中相對波高為 H/d ，堤前斷面受力無因次化為 $F/\gamma d^2$ 。

由圖 4.41 觀察可得不論於任何試驗條件下，Goda(1985)經驗公式明顯大於 COBRAS 數模結果及試驗結果二者，且隨相對波高增加，試驗結果與 Goda(1985)經驗公式間的差距會越趨明顯，研究分析原因係因 Goda(1985)經驗公式未考慮堤體本身受越波影響所致，根據往昔研究探討防波堤發生越波情形，適度越波可有效降低堤體堤前之受力，以工程經濟的角度上較為節省經費，有關試驗及數值結果較 Goda(1985)經驗公式之誤差，詳如表 4-16，此表為試驗週期 1.94sec 不同試驗波高條件情形，參照上表試驗結果與 Goda(1985)經驗公式誤差差距，隨著相對波高減小而降低，而試驗結果與 COBRAS 數值模式則沒有太明顯的差距，趨勢相關性高，其誤差範圍介於 7%至 10%左右。

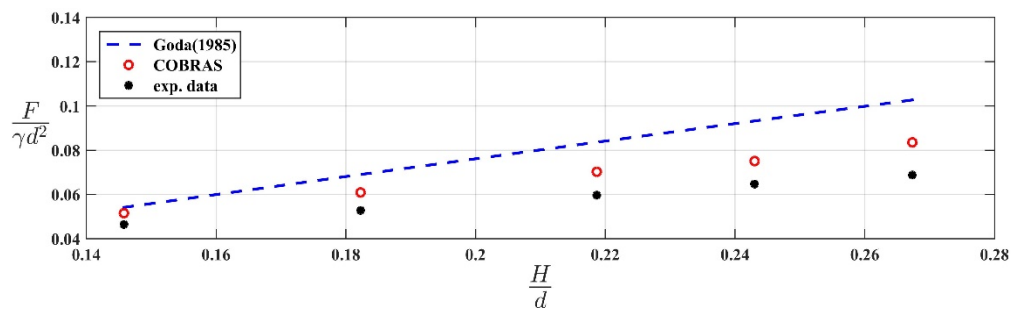
另一個討論重點為堤底，根據圖 4.42 堤底斷面最大瞬時受力所示，事實上試驗結果仍小於 Goda(1985)經驗公式結果，現象上與堤前受力情形有一致性，試驗週期 1.94s 時不同波高條件下堤底受力之試驗結果與 Goda(1985)經驗公式之誤差，如表 4-17 所示，值得一提的事堤底受力上 Goda(1985)經驗公式與 COBRAS 模擬有較好的一致性，而試驗結果較其他兩種方法無一致性結果，但隨相對波高減少，三者間差距皆為減小。



(a)週期 1.94s 外海側堤面最大受力之比較



(b)週期 1.85s 外海側堤面最大受力之比較

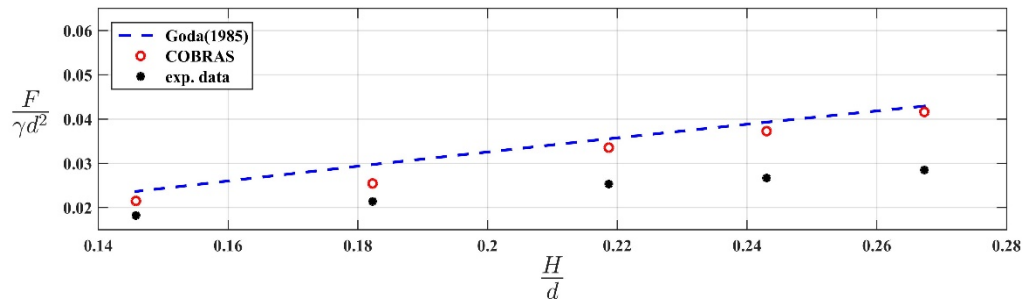


(c)週期 1.76s 外海側堤面最大受力之比較

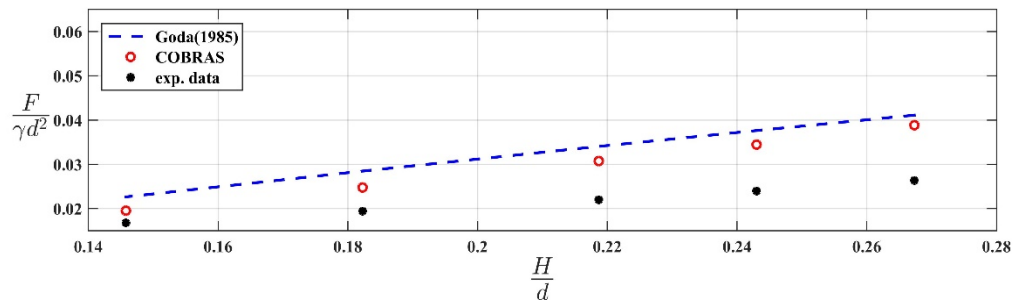
圖 4.41 外海側堤面最大受力(a) T=1.94s (b) T=1.85s (c) T=1.76s

表 4-16 週期 1.94s 堤前最大受力試驗結果與其他方法之誤差

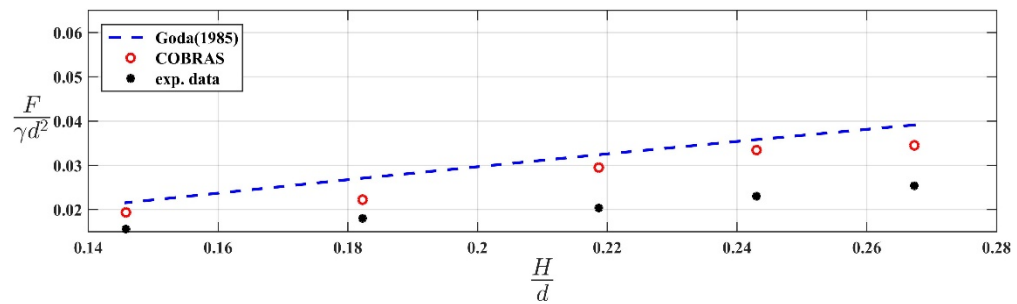
相對波高 計算方法	0.1458	0.1823	0.2187	0.2430	0.2673
Goda	31.78%	30.55%	24.97%	16.34%	9.17%
COBRAS	9.11%	9.77%	8.45%	7.63%	7.55%



(a) 週期 1.94s 堤底面最大受力



(b) 週期 1.85s 堤底面最大受力



(c) 週期 1.76s 堤底面最大受力

圖 4.42 堤底面最大受力(a)T=1.94s (b) T=1.85s (c)T=1.76s

表 4-17 週期 1.94s 堤底面最大受力試驗結果與其他方法之誤差

相對波高 計算方法	0.1458	0.1823	0.2187	0.2430	0.2673
Goda	42.14%	40.05%	36.04%	30.89%	21.95%
COBRAS	38.11%	32.19%	28.34%	12.39%	10.50%

第五章 海嘯波對港灣結構物影響分析

除極端颱風情境影響蘇澳海灣或港口外，長週期波與港池之間之共振仍有考慮的必要，形狀與水深有關，雖然臺灣海嘯發生風險相對低，但若海嘯來自太平洋東岸仍舊可以抵達我國東岸，共振效應仍有機會發生，故本節以海嘯模式 COMCOT 與 FUNWAVE 研究目標港域之參數，再以防波堤動力模式（COBRAS）模擬海嘯波所造成的波流場變化，評估結構物承受不同極端波浪下結構物之受力及安全穩定。

5.1 COMCOT與FUNWAVE模式簡介

本節主要目的是研究蘇澳港灣結構物受海嘯波之影響，其海嘯波對外廓防波堤之受力及安全性分析，故先期作業需蒐集海氣象資料與海嘯資料庫，配合環境條件設置 COMCOT 與 FUNWAVE 模式環境設定，且利用此二模式進行海嘯波傳遞模擬與海氣象資料比對，並以 COBRAS 進行流場中紊流動能 k 與紊流消散率 ε 求解，再利用體積法 VOF 計算防波堤結構物壓力變化、水位、流速變化及越波量，最後積分壓力變化得出受力情形，再評估抗滑及抗傾倒安全係數關係，其工作流程如圖 5.1 所示。

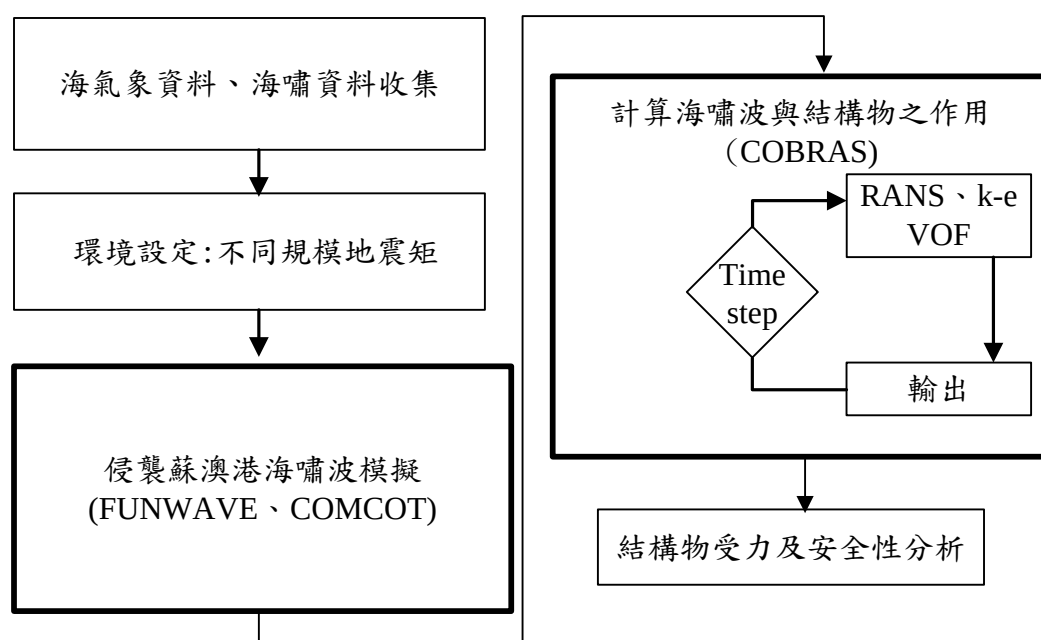


圖 5.1 海嘯波對港灣結構物影響分析之流程圖

(一)、COMCOT 模式

COMCOT (Cornell Multigrid Coupled Tsunami model) 模式係由美國康乃爾大學土木與環境工程學系團隊發展出的模擬工具。該數值模式是以程式語言 Fortran 撰寫，模式中提供計算由斷層錯動產生的海床垂直位移量以及海嘯波傳播的計算，由於模擬在大洋中的傳遞，其科氏力及地球曲面效應不可忽略，亦由於在大洋中振幅很小，非線性行為不明顯，故於大洋傳遞時，可考慮用球面座標下之淺水波方程式，COMCOT 球面座標下之淺水波方程式可表示如下：

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{1}{R \cos \phi} \left[\frac{\partial P}{\partial \psi} + \frac{\partial}{\partial \phi} (\cos \phi Q) \right] = 0 \quad (5.1.1)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial P}{\partial t} + \frac{g h}{R \cos \phi} \frac{\partial \zeta}{\partial \psi} - f Q \\ &= \frac{1}{R \cos \phi} \frac{\partial}{\partial \psi} \left[\frac{h^3}{3 R \cos \phi} \frac{\partial}{\partial t} \left\{ \frac{\partial}{\partial \psi} \left(\frac{P}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial \phi} \left(\cos \phi \frac{Q}{h} \right) \right\} \right] \end{aligned} \quad (5.1.2)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{g h}{R} \frac{\partial \zeta}{\partial \psi} + f P \\ &= \frac{1}{R} \frac{\partial}{\partial \phi} \left[\frac{h^3}{3 R \cos \phi} \frac{\partial}{\partial t} \left\{ \frac{\partial}{\partial \psi} \left(\frac{P}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial \phi} \left(\cos \phi \frac{Q}{h} \right) \right\} \right] \end{aligned} \quad (5.1.3)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial^2 \zeta}{\partial t^2} - \frac{g h}{R^2 \cos^2 \phi} \left[\frac{\partial^2 \zeta}{\partial \psi^2} + \cos \phi \frac{\partial}{\partial \phi} \left(\cos \phi \frac{\partial \zeta}{\partial \phi} \right) \right] \\ &= \frac{g h^3}{3 R^4 \cos^4 \phi} \frac{\partial^4 \zeta}{\partial \psi^4} + \frac{g h^3}{3 R^4 \cos \phi} \frac{\partial}{\partial \phi} \left[\cos \phi \right. \\ & \times \frac{\partial}{\partial \phi} \left\{ \frac{1}{\cos \phi} \frac{\partial}{\partial \phi} \left(\cos \phi \frac{\partial \zeta}{\partial \phi} \right) \right\} \left. \right] \\ &+ \frac{g h^3}{3 R^4 \cos^3 \phi} \left[\frac{\partial^3}{\partial \psi^2 \partial \phi} \left(\cos \phi \frac{\partial \zeta}{\partial \phi} \right) \right. \\ & \left. + \cos^2 \phi \frac{\partial}{\partial \phi} \left\{ \cos \phi \frac{\partial}{\partial \phi} \left(\frac{1}{\cos^2 \phi} \frac{\partial^2 \zeta}{\partial \psi^2} \right) \right\} \right] \end{aligned} \quad (5.1.4)$$

上式中 (ψ, ϕ) 表示在地球表面的經度及緯度；目前我國地區採用的是國際橫麥卡托二度分帶座標系統(UTM2)，以 (N, E) 來表示，

N 為六位數， E 為七位數，由(5.1.1)式至(5.1.3)式消去 P 和 Q ，且略去科氏力項，並假設水深為一常數，則可得到以 ζ 代表的關係式。

COMCOT 中以交錯式顯性蛙跳法(staggered explicit leap-frog scheme)來處理線性淺水波方程式，如圖 5.2 所示，利用前一時刻之體積流量及自由表面水位，用連續方程式計算網格 (i, j) 點在第 $n+1/2$ 時刻之自由表面水位 $\zeta_{i,j}^{n+1/2}$ ，接著計算體積流量 $P_{i+1/2,j}^{n+1/2}$ 及 $Q_{i,j+1/2}^{n+1/2}$ ，體積流量和水位是由不同的位置分別計算，基本上即是在網格中央計算水位，而在網格四周計算體積流量。波高及體積通量的計算是在不同的時間步上，利用物理量在空間上的交錯(staggered)方式來計算，可以減少誤差及增加數值穩定性。COMCOT 採用中央差分法，因此 COMCOT 具有二階的準確性及 $O((\Delta x)^2, (\Delta y)^2, (\Delta t)^2)$ 的截斷誤差(truncation error)。其離散式為(Liu et al., 1998)：

$$\frac{P_{i+1/2,j}^{n+1} - P_{i+1/2,j}^n}{\Delta t} + gH \frac{\zeta_{i+1,j}^{n+1/2} - \zeta_{i,j}^{n+1/2}}{\Delta x} = 0 \quad (5.1.5)$$

$$\frac{Q_{i,j+1/2}^{n+1} - Q_{i,j+1/2}^n}{\Delta t} + gH \frac{\zeta_{i,j+1}^{n+1/2} - \zeta_{i,j}^{n+1/2}}{\Delta y} = 0 \quad (5.1.6)$$

$$\frac{\zeta_{i,j}^{n+1/2} - \zeta_{i,j}^{n-1/2}}{\Delta t} + \frac{P_{i+1/2,j}^n - P_{i-1/2,j}^n}{\Delta x} + \frac{Q_{i,j+1/2}^n - Q_{i,j-1/2}^n}{\Delta y} = 0 \quad (5.1.7)$$

若近岸地區時，改採直角坐標系統，考慮底部摩擦作用之非線性淺水方程式可以下列各式表示之(Liu et al., 1994)：

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{\partial Q}{\partial y} = 0 \quad (5.1.8)$$

$$\frac{\partial P}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{P^2}{H} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{PQ}{H} \right] + gH \frac{\partial \zeta}{\partial x} - fQ + \tau_x H = 0 \quad (5.1.9)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{PQ}{H} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{Q^2}{H} \right] + gH \frac{\partial \zeta}{\partial y} + fP + \tau_y H = 0 \quad (5.1.10)$$

式中 t 為時間， ζ 為自由表面之變動水位， H 是全水深(即水深加上波高)， P 代表 x 方向之流量， Q 代表 y 方向之流量， g 是重力加速度常數， f 為科氏力參數， τ_x 與 τ_y 分別代表 x 及 y 方向剪應力。

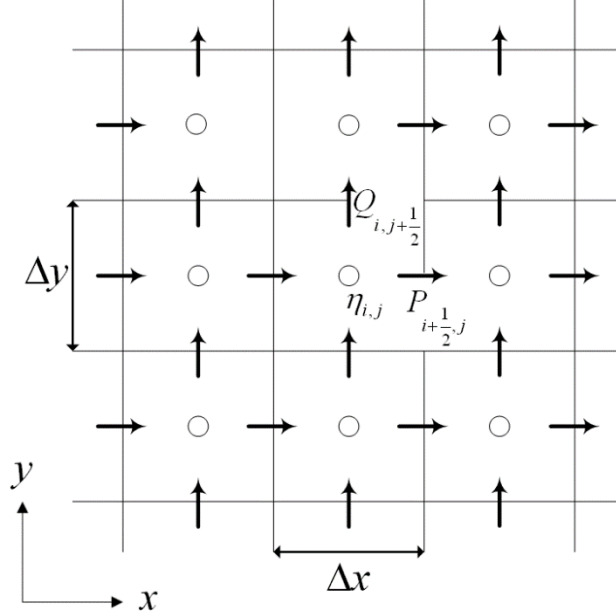


圖 5.2 交錯式有限差分網格

底部摩擦項可使用 Chezy 公式，

$$\tau_x = \frac{g}{C_f^2 H^3} P (P^2 + Q^2)^{1/2}, \tau_y = \frac{g}{C_f^2 H^3} Q (P^2 + Q^2)^{1/2} \quad (5.1.11)$$

或曼寧公式

$$\tau_x = \frac{g n^2}{H^{10/3}} P (P^2 + Q^2)^{1/2}, \tau_y = \frac{g n^2}{H^{10/3}} Q (P^2 + Q^2)^{1/2} \quad (5.1.12)$$

上式中的 C_f 表示 Chezy 公式的摩擦係數，而 n 代表相對粗糙係數，與流動狀況及底部的表面粗糙度有關。

非線性方程式仍是採用蛙跳法為主，但此法對於對流項並不適用，故改採上風法(Upwind Scheme)處理，但精度僅達到空間網格大小的一階。模式在上下左右四側的邊界設定皆為幅射邊界條件，波浪傳遞至此處時，必須予以適當的計算處理，以消除波浪在此邊界產生之反射現象。計算過程中，假設網格邊界上之水流方向，令流出計算區

域時之水位為負值，代表下降；流入計算區域時之水位為正值，代表上升，根據此方法來控制平衡網格邊界上之水位流量，順利解決此開放邊界上的干擾現象。

在模式計算中，為了差分模式的穩定性(C.F.L.條件)，必須採用相同的時間間隔 Δt ，其設定必須在每個網格計算中滿足此條件。

$$\Delta t < \frac{\Delta s}{\sqrt{2gh_{\max}}} \quad (5.1.13)$$

其中， Δs 為網格間距， $h_{\max}$ 為各計算網格中最大水深值。

(二)、FUNWAVE 模式

Fully Nonlinear Boussinesq Wave Model 簡稱 FUNWAVE，係使用之完全非線性 Boussinesq 波浪模式為是 Kirby et al. (1998)所發展。Boussinesq 方程式為沿水深積分的平面二維波浪運動方程，而 FUNWAVE 採用 Wei et al. (1995)所提出的完全非線性 Boussinesq 方程，並考慮摩擦阻尼、吸收邊界、乾濕移動邊界等。其控制方程式如下：

$$\begin{aligned} \eta_t + \nabla \cdot \{ (h + \eta) [u_\alpha + (z_\alpha + \frac{1}{2}(h - \eta)) \nabla (\nabla \cdot (hu_\alpha))] \\ + (\frac{1}{2}z_\alpha^2 - \frac{1}{6}(h^2 - h\eta + \eta^2)) \nabla (\nabla \cdot u_\alpha)] \} = 0 \end{aligned} \quad (5.1.14)$$

$$\begin{aligned} u_{\alpha t} + (u_\alpha \cdot \nabla) u_\alpha + g \nabla \eta + z_\alpha \{ \frac{1}{2} \nabla (\nabla \cdot u_{\alpha t}) + \nabla (\nabla \cdot (hu_{\alpha t})) \} \\ + \nabla \{ \frac{1}{2} (z_\alpha^2 - \eta^2) (u_\alpha \cdot \nabla) (\nabla \cdot u_\alpha) + \frac{1}{2} [\nabla \cdot (hu_\alpha) + \eta \nabla \cdot u_\alpha]^2 \} \\ + \nabla \{ (z_\alpha - h) (u_\alpha \cdot \nabla) (\nabla \cdot (hu_\alpha)) - \eta [\frac{1}{2} \eta \nabla \cdot u_{\alpha t} + \nabla \cdot (hu_{\alpha t})] \} = 0 \end{aligned} \quad (5.1.15)$$

其中 η 是水位高程、 h 為靜水深、 u_α 為水深 $z = z_\alpha = -0.531h$ 處的水平速度向量， $\nabla = (\partial/\partial x, \partial/\partial y)$ 、 g 為重力加速度，而下標 t 代為對時間偏微分。其中(5.1.14)式與(5.1.15)式分別為質量守恆式與動量守恆式，描述在無摩擦、無碎波在光滑不透水底床上傳播。為了讓模式可

應用於實際情況，模式中已考慮摩擦阻尼與碎波等物理效應，以及為了數值上的應用，模式中包含了造波，吸收邊界及移動海岸線等，因此(5.1.14)式與(5.1.15)式可擴展如下：

$$\eta_t = E(\eta, u, v) + \gamma E_2(\eta, u, v) + f(x, y, t) \quad (5.1.16)$$

$$[U(u)]_t = F(\eta, u, v) + [F_1(v)]_t + \gamma[F_2(\eta, u, v) + F^t(\eta, u_t, v_t)] \\ + F_b + F_{br} + F_{bs} + F_{sp} \quad (5.1.17)$$

$$[V(u)]_t = G(\eta, u, v) + [G_1(v)]_t + \gamma[G_2(\eta, u, v) + G^t(\eta, u_t, v_t)] \\ + G_b + G_{br} + G_{bs} + G_{sp} \quad (5.1.18)$$

其中 u 和 v 在水深 $z = z_\alpha = -0.531h$ 處水平方向 x 和 y 上的水平速度如 $(u, v) = u_\alpha$ ， γ 為控制參數 $\gamma = 1$ 代表全非線性(fully nonlinear)， $\gamma = 0$ 代表弱非線性(weakly nonlinear)。而物理量 U 、 V 、 E 、 E_2 、 F 、 F_1 、 F_2 、 G 、 G_1 、 G_2 、 F^t 及 G^t 則為 η 、 u 、 v 、 u_t 及 v_t 的函數定義如下：

$$U = u + h[b_1 h u_{xx} + b_2 (hu)_{xx}] \quad (5.1.19)$$

$$V = u + h[b_1 h v_{yy} + b_2 (hv)_{yy}] \quad (5.1.20)$$

$$E = -\frac{1}{\kappa}[(\Lambda u)_x + (\Lambda v)_y] \\ - \{a_1 h^3 (u_{xx} + v_{xy}) + a_2 h^2 [(hu)_{xx} + (hv)_{xy}]\}_x \\ - \{a_1 h^3 (u_{xy} + v_{yy}) + a_2 h^2 [(hu)_{xy} + (hv)_{yy}]\}_y \quad (5.1.21)$$

$$F = -g\eta_x - (uu_x + uu_y) \quad (5.1.22)$$

$$G = -g\eta_y - (uu_x + uu_y) \quad (5.1.23)$$

$$F_1 = -h[b_1 h v_{xy} + b_2 (hv)_{xy}] \quad (5.1.24)$$

$$G_1 = -h[b_1 h u_{xy} + b_2 (hu)_{xy}] \quad (5.1.25)$$

$$\begin{aligned}
E_2 = & -\{[a_1 h^2 \eta + \frac{1}{6}(h^2 + \eta^2)](u_{xx} + v_{xy})\}_x \\
& -\{[a_2 h \eta - \frac{1}{2}\eta(h + \eta)][(hu)_{xx} + (hv)_{xy}]\}_x \\
& -\{[a_1 h^2 \eta + \frac{1}{6}(h^2 + \eta^2)](u_{xy} + v_{yy})\}_y \\
& -\{[a_2 h \eta - \frac{1}{2}\eta(h + \eta)][(hu)_{xy} + (hv)_{yy}]\}_y
\end{aligned} \tag{5.1.26}$$

$$\begin{aligned}
F_2 = & -\{\frac{1}{2}(z_\alpha^2 - \eta^2)[u(u_x + v_y)_x + v(u_x + v_y)_y]\}_x \\
& -\{(z_\alpha - \eta)[u[(hu)_x + (hv)_y]_x + v[(hu)_x + (hv)_y]_y]\}_x \\
& -\frac{1}{2}\{[(hu)_x + (hv)_y + \eta(u_x + v_y)]^2\}_x
\end{aligned} \tag{5.1.27}$$

$$\begin{aligned}
G_2 = & -\{\frac{1}{2}(z_\alpha^2 - \eta^2)[u(u_x + v_y)_x + v(u_x + v_y)_y]\}_y \\
& -\{(z_\alpha - \eta)[u[(hu)_x + (hv)_y]_x + v[(hu)_x + (hv)_y]_y]\}_y \\
& -\frac{1}{2}\{[(hu)_x + (hv)_y + \eta(u_x + v_y)]^2\}_y
\end{aligned} \tag{5.1.28}$$

$$F^t = \{\frac{1}{2}\eta^2[(u_t)_x + (v_t)_y] + \eta[[h(u_t)]_x + [h(v_t)]_y]\}_x \tag{5.1.29}$$

$$G^t = \{\frac{1}{2}\eta^2[(u_t)_x + (v_t)_y] + \eta[[h(u_t)]_x + [h(v_t)]_y]\}_y \tag{5.1.30}$$

其中 a_1 、 a_2 、 b_1 及 b_2 為有關無因次參考水深 $\beta = z_\alpha / h = -0.531$ 之常數，

$$a_1 = \frac{1}{2}\beta^2 - \frac{1}{6} \text{、} a_2 = \beta + \frac{1}{2} \text{、} b_1 = \frac{1}{2}\beta^2 \text{、} a_2 = \beta \tag{5.1.31}$$

當 $\gamma = 0$ 將可恢復至 Nwogu(1993) 進提出之弱非線性 Boussinesq 方程式，若退化至 Peregrine(1967) 之古典 Boussinesq 方程式，將控制方程式中的 u_α 以水深平均速度 $\bar{u}$ 取代並定義參數如下：

$$\gamma = 0 \text{ , } a_1 = 0 \text{ 、} a_2 = 0 \text{ 、} b_1 = \frac{1}{6} \text{ 、} a_2 = -\frac{1}{2} \tag{5.1.32}$$

若要退化至非線性淺水波方程式，則 u_α 以 $\bar{u}$ 取代並定義參數如下：

$$\gamma = a_1 = a_2 = b_1 = b_2 = 0 \quad (5.1.33)$$

而(5.1.21)式中的 Λ 和 κ 與溯升模擬方式有關，當沒有狹縫方式時， $\Lambda = h + \eta$ 和 $\kappa = 1$ 。

(5.1.17)式與(5.1.18)式中 (F_b, G_b) 為底床摩擦向量，其形式如下：

$$(F_b, G_b) = \frac{K}{h + \eta} u_\alpha |u_\alpha| \quad (5.1.34)$$

其中 $K = 1 \times 10^{-5}$ 為摩擦係數。 (F_{br}, G_{br}) 是有關於碎波模式， (F_{sp}, G_{sp}) 是有關於吸收邊界。

(三)、模式比較

主要應用海嘯數值模式(FUNWAVE、COMCOT)模擬港區可能遭受之海嘯波情境模擬，海嘯模式需考量合理之準確性及計算效率，COMCOT 模式使用 NSW 方程式故計算效率較高，結果也合理，到達時間及第一波波高也能獲得較為保守之模擬結果，以防災及預警觀點而言，COMCOT 模式是目前較佳之選擇。若於海嘯發生後，要深入評估影響海嘯之各項因子，而又能取得較高解析度之數值地形資料，則採用非靜壓之海嘯模式應較為妥切。在既有文獻中亦有學者結合兩種模式之優點，以 COMCOT 模式計算海嘯於大洋之傳遞行為後，而由 FUNWAVE 取代巢狀網格進行近岸區之模擬，但本研究並無結合此二模式，僅為同步驗證，模式比較內容整理如下表 5-1 所示。

表 5- 1 模式比較表

	理論方程式	頻散關係	建議適用區域
COMCOT	非線性淺水方程式	不考慮	海洋區 (大尺度)
FUNWAVE	Boussinesq 方程式	考慮	近岸區 (中小尺度)

為驗證 COMCOT 與 FUNWAVE 兩模式與用 311 東日本海嘯事件之水位差異，本研究以日本國土交通省港灣局之全國港灣海洋波浪情報網(NOWPHAS：Nationwide Ocean Wave information network for Ports and Harbours)資料，觀測地點為岩手北部沖、岩手中部沖、岩手南部沖、宮城北部沖、宮城中部沖與福島縣沖，如圖 5.3 所示，該觀測網是由國土交通省交通局、各地方整備局、北海道開發局、沖繩總合事務局、國土技術政策綜合研究所及港灣空港技術研究所(PARI)協力建置及觀測全日本沿岸之波浪資料，目前已有 78 個觀測點進行波浪例行之觀測(<http://www.pari.go.jp/unit/kaisy/nwphas/>)。

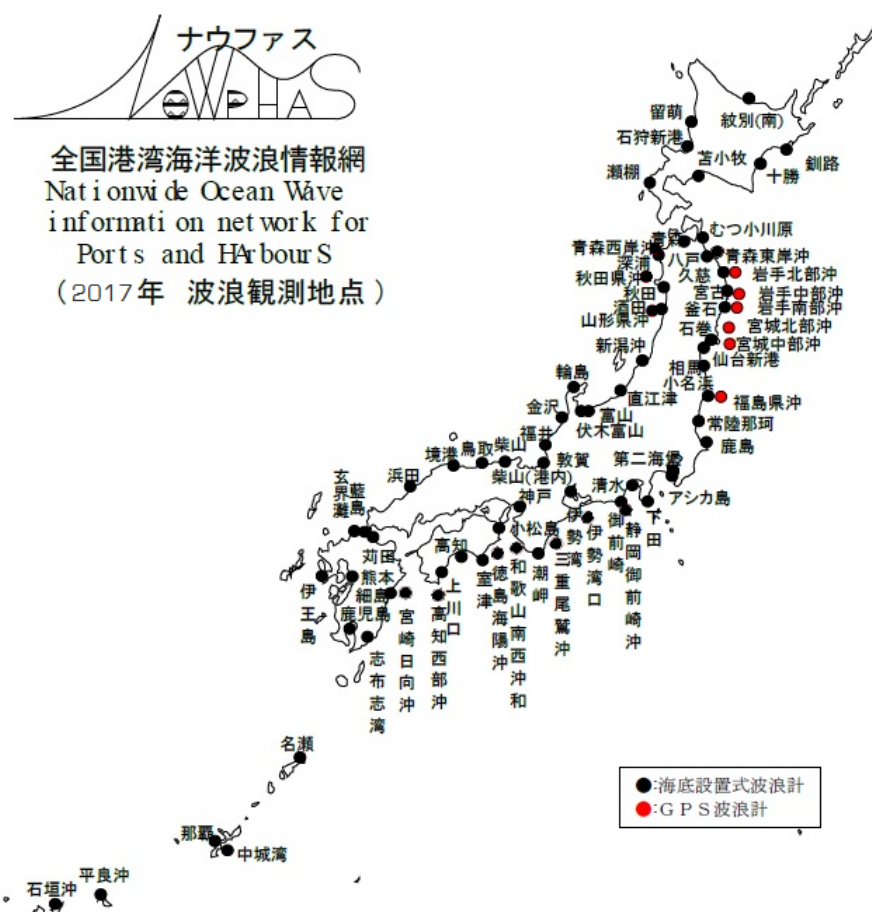


圖5.3日本全國港灣海洋波浪情報網測站分佈位置

(四)、水位驗證

驗證用之水位觀測資料則是取 311 東日本海嘯事件鄰近震央位址之外洋區六個 GPS 測站，離岸距離約介於 14~60 公里之間，當點

水深介於 125~204 公尺間，依據 Shuto(1991)之建議，海嘯傳遞在水深大於 50 公尺之水域可視為線性行為，故該測站應符合線性區域之要求，從北到南依序為岩手北部沖(807)、岩手中部沖(804)、岩手南部沖(802)、宮城北部沖(803)、宮城中部沖(801)及福島縣沖(806)。六個測站之位址及相關資訊如表 5-2 及圖 5.4 所示。

表 5-2 六個 GPS 測站之設站資訊

代碼/站名	佈設水深(m)	位址(N, E)	離岸距離(km)
807 岩手北部沖	125	40°07'00", 142°04'00"	19.88
804 岩手中部沖	200	39°37'38", 142°11'12"	14.04
802 岩手南部沖	204	39°15'31", 142°05'49"	16.95
803 宮城北部沖	160	38°51'28", 141°53'40"	19.13
801 宮城中部沖	144	38°13'57", 141°41'01"	59.27
806 福島縣沖	137	36°58'17", 141°11'08"	19.37

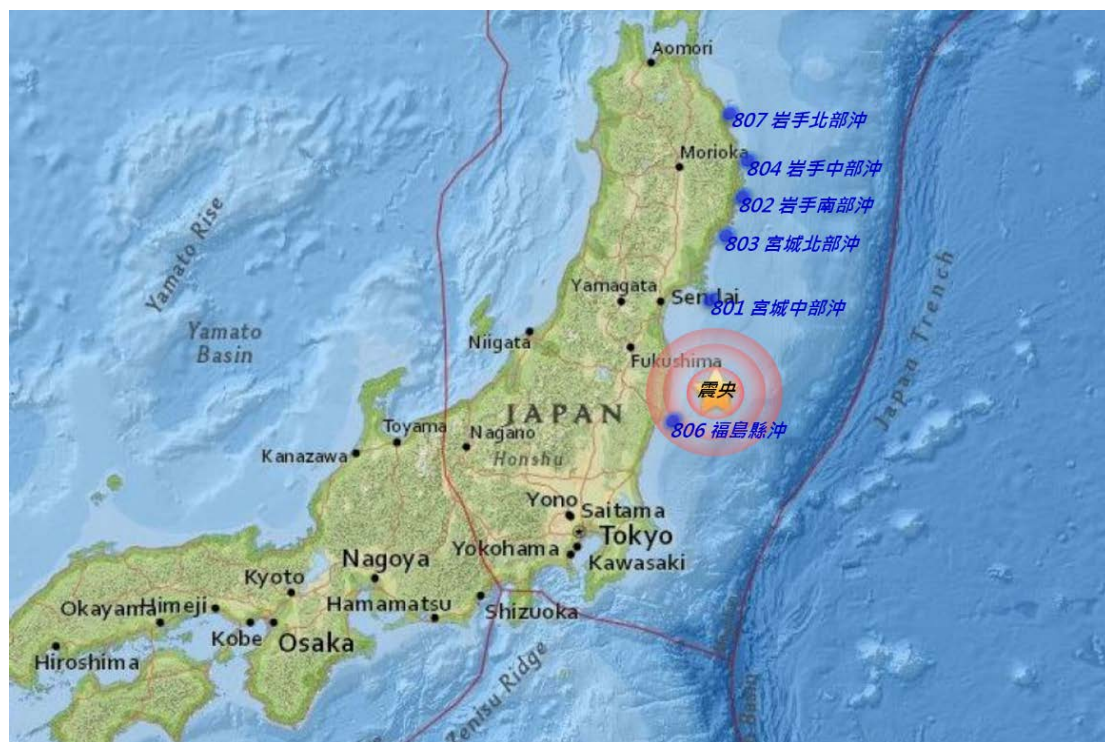
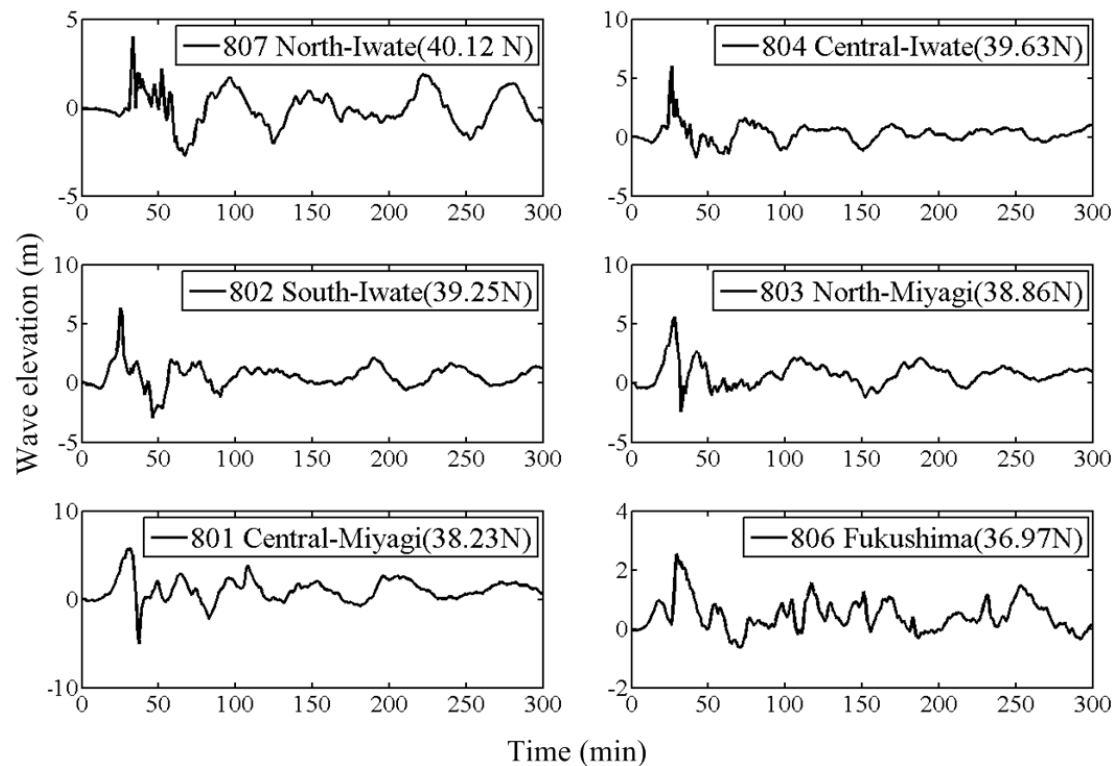


圖5.4東日本海嘯事件6測站位置與震央位置圖

圖 5.5 為表 5-2 中六個測站於地震發生後 5 小時之實測水位時序列資料。在斷層參數設定上，本研究採用 Wei et al.(2012)及 Kim et al.(2013)所建議之參數設定加以修改，如表 5-3 所列，模擬初始水位如圖 5.6 所示。



(資料來源：Lin et al.,2014)

圖5.5 驗證用GPS測站於地震發生後5小時之水位

表 5-3 2011 年東日本海嘯之波源斷層參數建議值

斷層代碼	緯度	經度	斷層長度(km)	斷層寬度(km)	震源深度(km)	滑移量(m)	Rake(deg)	Strike(deg)	Dip(deg)	Rupture time (s)	Rise time (s)
A	40.3125	143.5273	100	47	7.50	4.66	270	185	19	250	30
B	39.4176	143.4246	100	47	6.00	12.23	270	185	19	250	30
C	38.5254	143.2930	100	47	6.37	21.27	270	188	19	130	30
D	38.5837	142.7622	100	47	21.28	26.31	270	188	21	155	30
E	37.6534	143.0357	100	47	6.04	4.98	270	198	19	10	30
F	37.7830	142.5320	100	47	21.28	22.75	270	198	21	10	30

(參考資料：Wei et al., 2012；Kim et al.,2013)

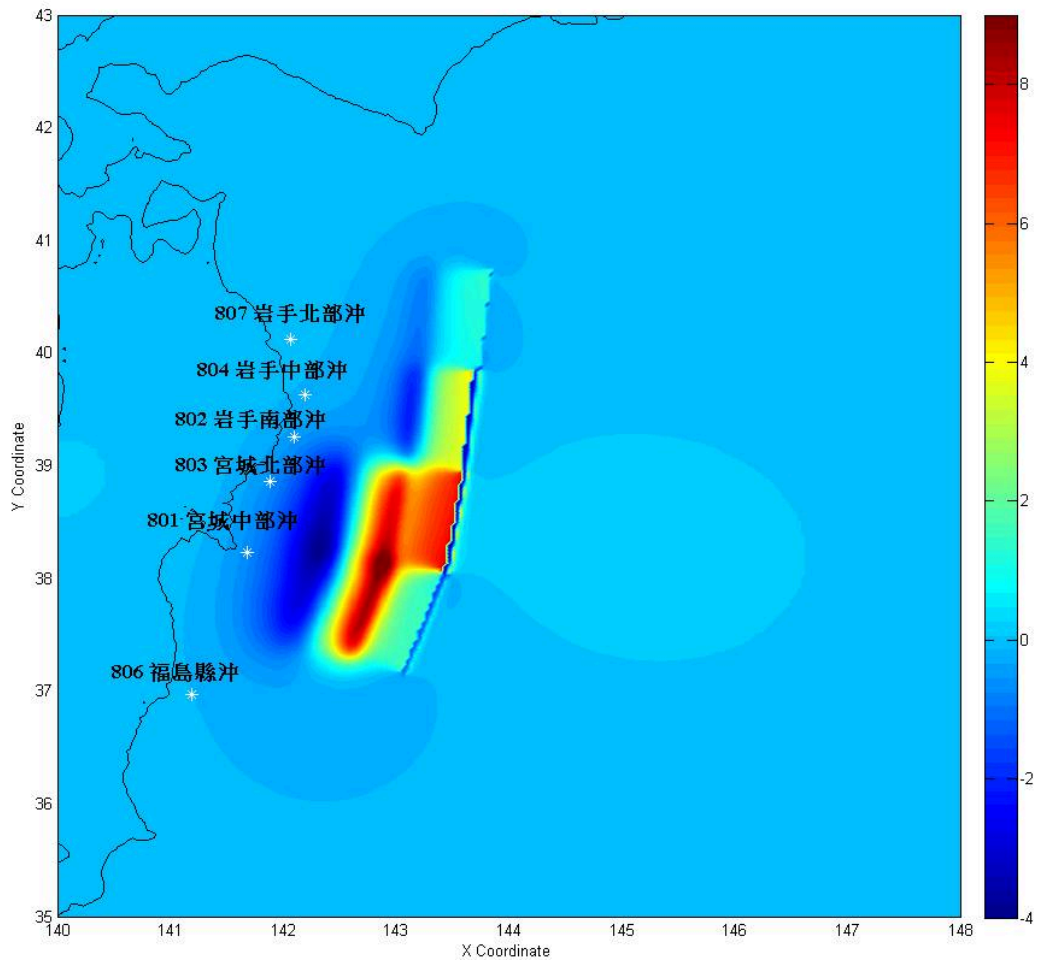


圖 5.6 模擬初始水位圖

COMCOT 與 FUNWAVE 海嘯模式，前者採用淺水波方程式，後者是採用 Boussinesq 方程式兩海嘯模式不同且考慮速度與頻率相關的頻散效應。分析時二者皆採用相同之網格解析度、海床變形模式、斷層參數及，同一組初始水位等，其設定主要為下列 4 點：(1)網格解析度：數值地形採用 ETOPO2 資料，解析度為 2 分，(2)海床變形模式：皆採用 Okada(1985)之彈性半空間錯移模型，(3)斷層參數：則採用東日本海嘯之波源斷層 Wei et al., 2012 及 Kim et al., 2013 建議參數值。(4)模擬範圍：為東經 140~148 度，北緯 35~43 度，物理模擬時間為 7200 秒。模擬結果顯示，在第一波到達之前有一明顯之水位下降，顯見是由波谷先至，但在實測資料上該現象並不顯著，這與波源參數之設定有關。在第一波到達時間及波高上，兩種模式結果並無顯著之差異，詳圖 5.7 所示。

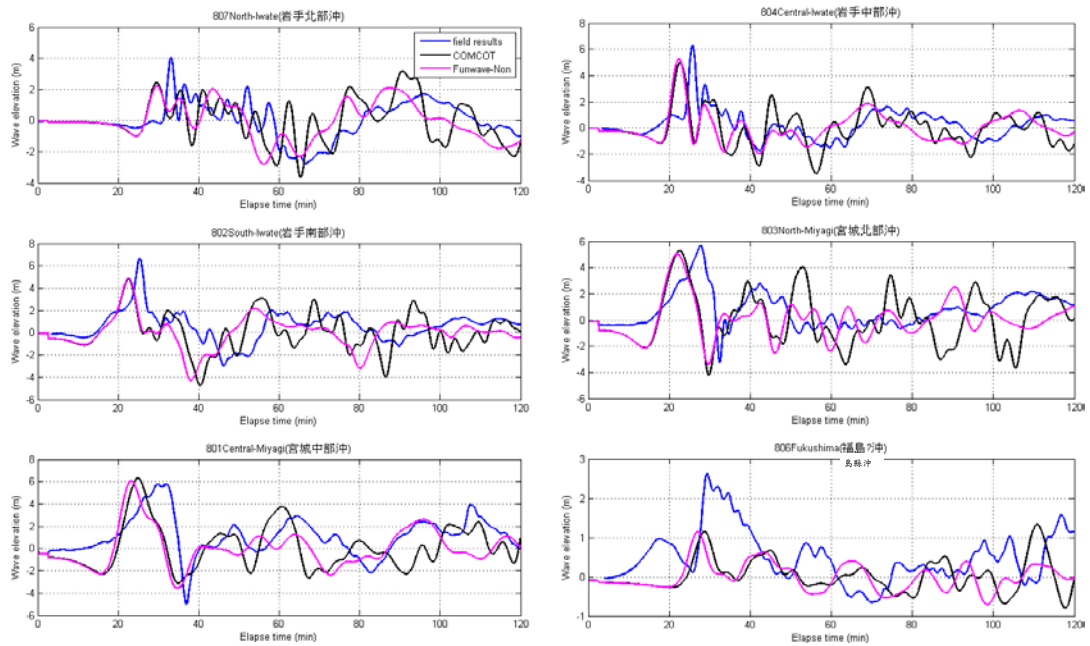


圖 5.7 COMCOT 與 FUNWAVE 模擬時序列圖

(藍色:實測資料；黑色:FUNWAVE模式；紅色:COMCOT模式)

(四)、頻散效應之驗證

由 2.4 小節可知對臺灣沿海威脅較為顯著之海嘯為 T1 花蓮外海海嘯、T3 馬尼拉海溝海嘯及 T8 亞普海溝海嘯，故以此三場海嘯源進行頻散效應之分析並加以驗證，其驗證結果如圖 5.8~圖 5.10 所示。

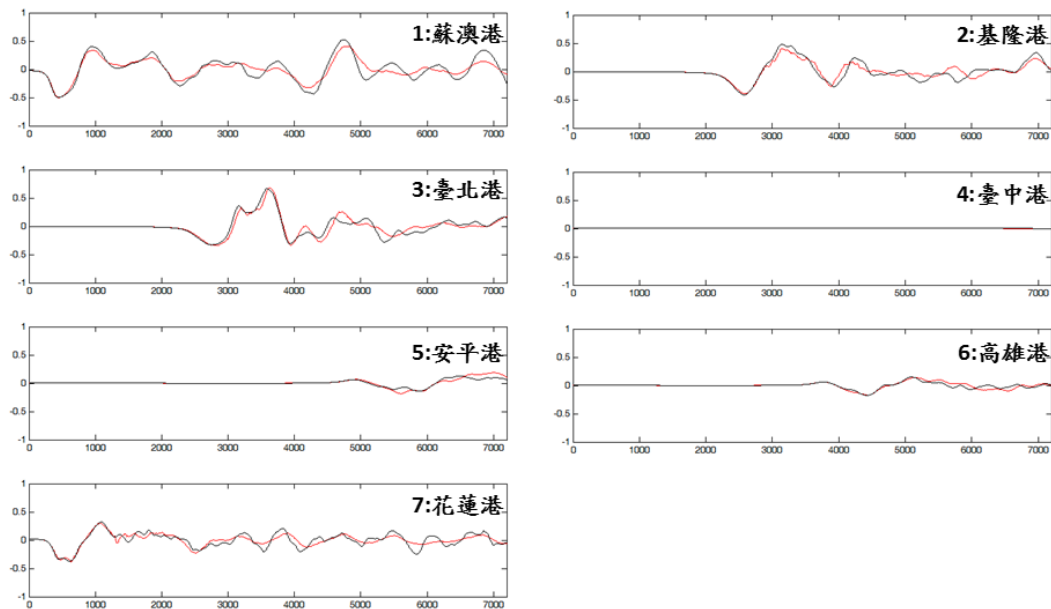


圖 5.8 T1 海嘯源 500m 地形解析度各港口水位圖

(x-axis: 高程(m)；y-axis: 時間(s)；紅色: FUNWAVE；黑色: COMCOT)

依據 FUNWAVE 與 COMCOT 模式之模擬結果，當花蓮外海發生海嘯波(T1)後，第一波抵達臺北港時 FUNWAVE 較 COMCOT 抵達時間為晚；蘇澳港與基隆港 FUNWAVE 較 COMCOT 波高略小；其他無特別明顯差異，T1 海嘯波設定之網格解析度設定為 500m。

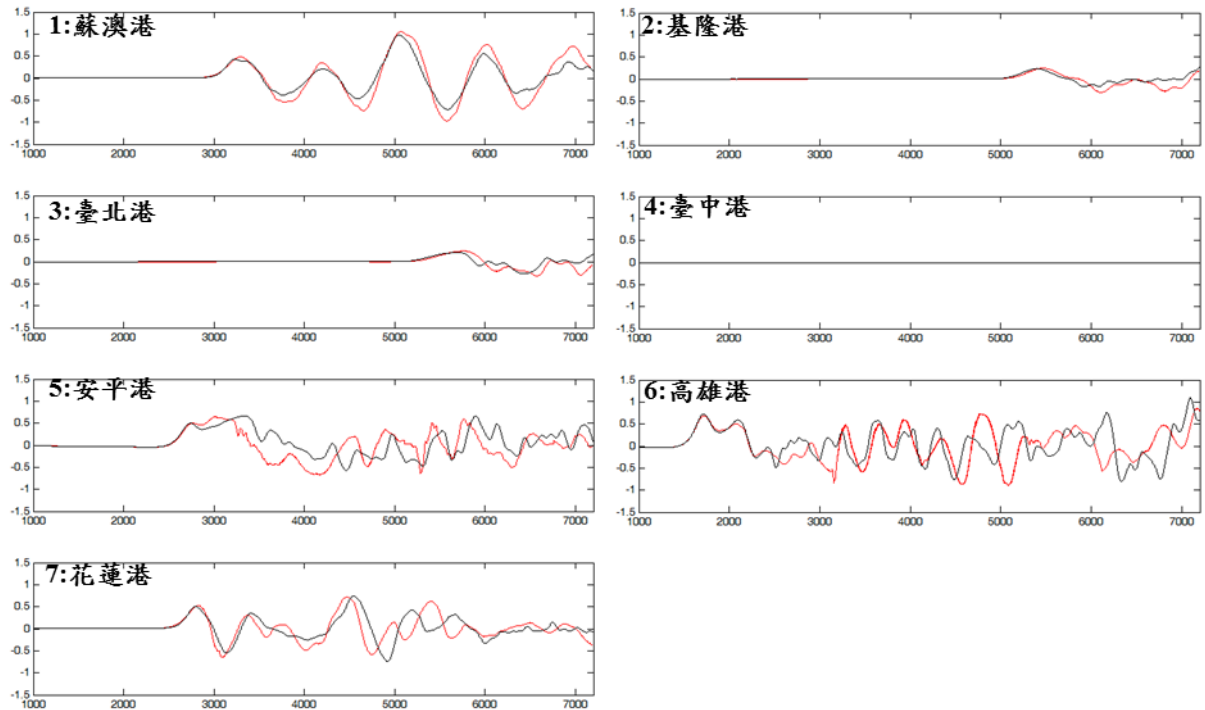


圖5.9 T3海嘯源500m地形解析度各港口水位圖

(x-axis: 高程(m)；y-axis: 時間(s)；紅色: FUNWAVE；黑色: COMCOT)

當馬尼拉海溝發生海嘯波(T3)後，蘇澳港、臺北港與花蓮港 FUNWAVE 較 COMCOT 波高略大；高雄港 FUNWAVE 較 COMCOT 波高略小；第一波抵達基隆港、臺北港與花蓮港則 FUNWAVE 較 COMCOT 抵達時間為晚，其他港口幾乎一致，T3 海嘯波設定之網格解析度設定為 500m。

當亞普海溝海發生嘯波(T8)後，蘇澳港、基隆港、臺北港與花蓮港 COMCOT 較 FUNWAVE 波高大；高雄港 COMCOT 較 FUNWAVE 波高小；蘇澳港、安平港、高雄港與花蓮港第一波抵達時間 FUNWAVE 較 COMCOT 為晚，其他港口無明顯差異，T8 海嘯波設定之網格解析度設定為 1000m。

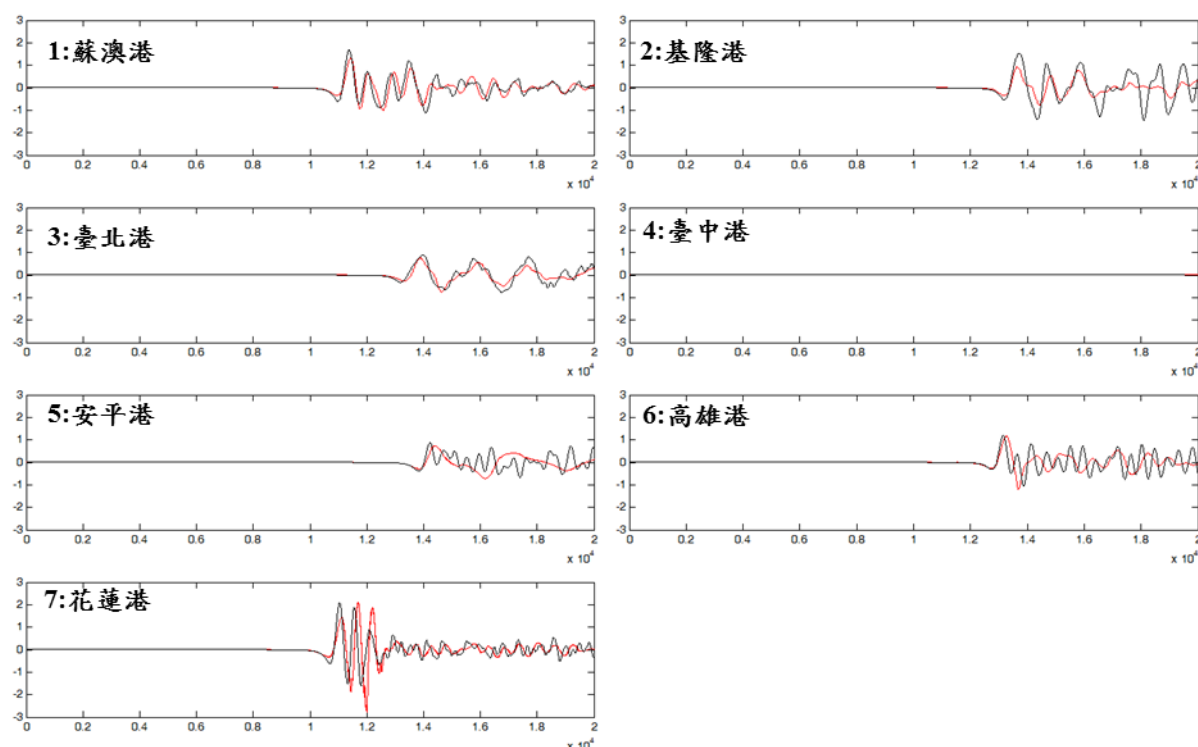


圖5.10 T8海嘯源1000m地形解析度各港口水位圖

(x-axis: 高程(m); y-axis: 時間(s); 紅色: FUNWAVE; 黑色: COMCOT)

綜上所述，可知考慮頻散的 FUNWAVE 模式與未考慮頻散的 COMCOT 模式在 T1 與 T3 海嘯情境中第一波抵達時間差異並不明顯，而 T8 海嘯情境在波高差異上及第一波抵達時間差異上皆較 T1 與 T3 海嘯情境明顯，主因為 T1 及 T3 海嘯源距離臺灣較近所以海嘯波受頻散的影響較不明顯，而 T8 海嘯源距離臺灣較遠，故有具體明顯之頻散效應對蘇澳港影響最大，此與吳(2012)研究成果一致，然本研究模擬 T8 海嘯情境較吳(2012)之蘇澳港最大波高小(僅 2.24m)，其原因為吳(2012)之模擬使用巢狀網格解析度較高所致，造成模擬波高上之差異。

5.2 COBRAS數值驗證

本節以 COBRAS 模式模擬孤立波通過斜坡式海堤，將模式計算結果與陳(2008)試驗資料的水位和波壓資料比對，驗證 COBRAS 模式模擬海嘯波受地形影響並作用在港灣結構物上，其水位變化和波壓分布之準確性。陳(2008)水工模型試驗配置和波高計位置如圖 5.11 所

示，海堤型式和波壓計位置如圖 5.12 所示，試驗條件水深 0.2 公尺，孤立波波高 0.073 公尺，根據試驗配置以 COBRAS 模式建置數值模型，有關 COBRAS 模式介紹參考前章 4.2 小節，為驗證數值模擬結果，以波高計 p1 為參考，孤立波波峰通過瞬間為時間起點，並將水位和波壓無因次化，孤立波沿斜坡底床前進的水位變化過程如圖 5.11，孤立波沿斜坡底床前進的波壓變化過程如圖 5.12，驗證結果顯示數值結果和試驗具一致性，說明 COBRAS 模式模擬海嘯波受地形影響作用在港灣結構物上具準確性，因此本研究採用 COBRAS 模式作為海嘯波對蘇澳港南外廓防波堤影響之數值模式。

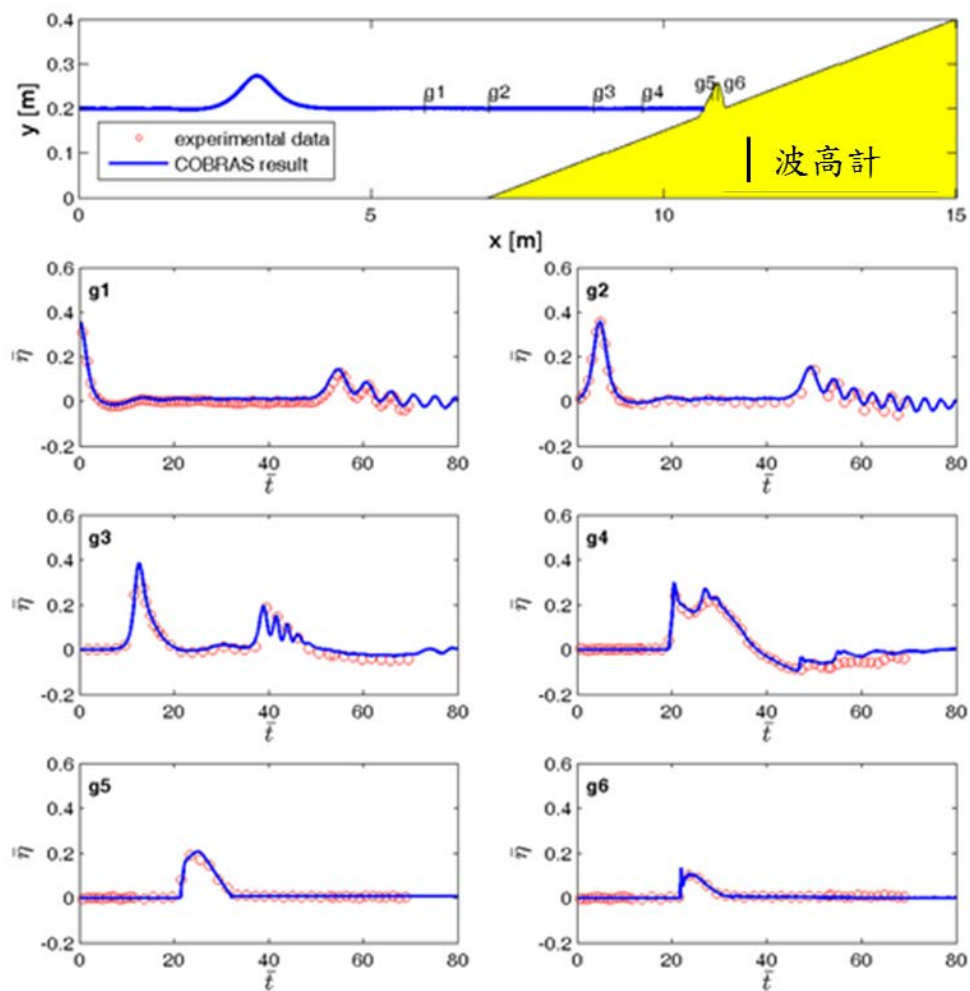


圖5.11孤立波沿斜坡底床前進水位變化圖

($\bar{\eta}$:無因次化水位 $\bar{t}$:無因次化時間)

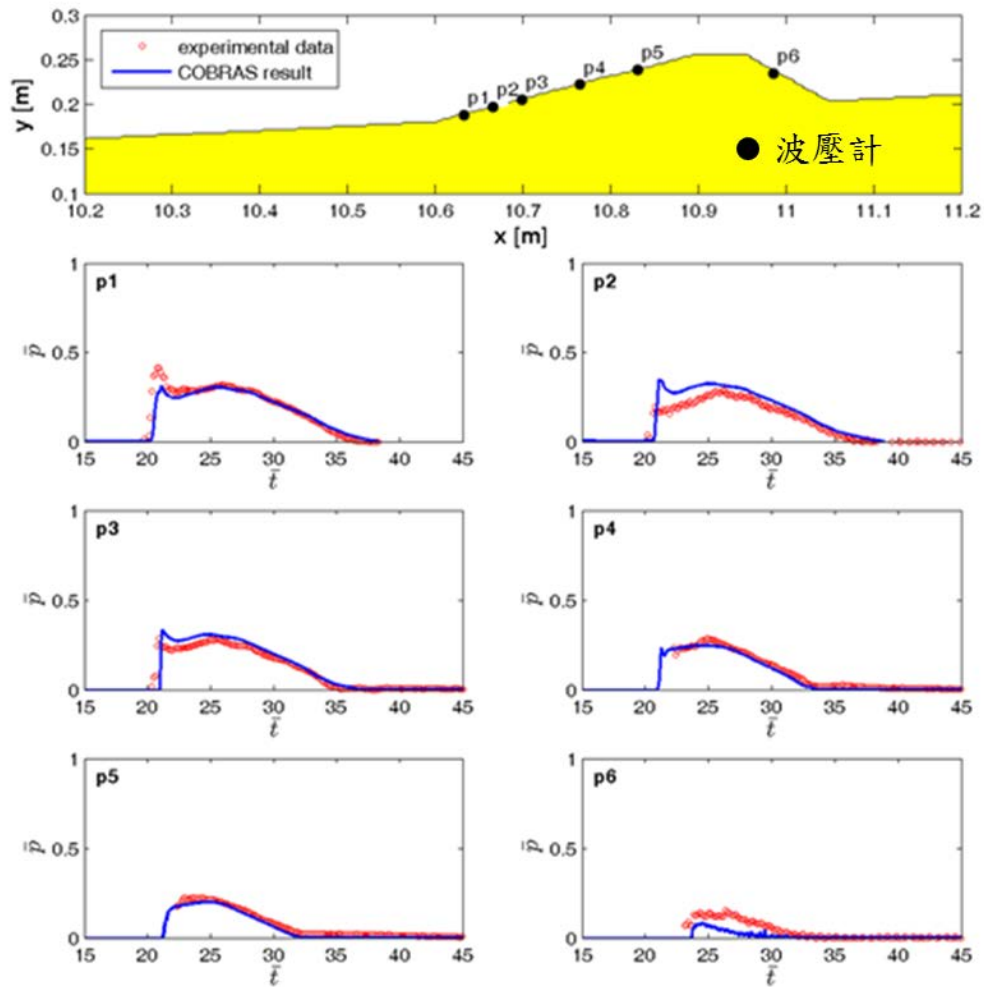


圖5.12孤立波沿斜坡底床前進壓力分布圖

($\bar{p}$:無因次化波壓 $\bar{t}$:無因次化時間)

5.3 模式建置與模擬條件

根據榮工處(1986)「蘇澳港興建工程」報告書，蘇澳港工程處由1974年起，於南方澳12號碼頭附近建立潮位站進行潮位觀測，潮位統計分析結果如表5-4，因此以蘇澳港築港高程系統為基準，以大潮平均高潮位加1公尺潮位偏差後，取+2.5公尺為設計水位。

蘇澳港過去歷史資料並無海嘯災害的紀錄，但是根據吳（2012）「行政院災防應用科技方案-臺灣潛在高於預期之海嘯模擬與研究」報告書中以臨近臺灣且有潛在襲臺可能性之22個海嘯源進行海嘯傳

遞推算(其中有 18 種海溝型海嘯源及 4 種斷層型海嘯源)。其推算結果對於蘇澳港地區而言以，若亞普海溝發生 Mw8.7 的地震，由於海嘯能量因地形因素直接傳送至臺灣東岸，蘇澳港地區造成約 9 公尺之溯上溢淹外，其海嘯波對於蘇澳港外廓防波堤處將產生 4 公尺高的水位抬升。

由於海嘯波為一長波，已知海嘯波波高，根據長波理論可計算流速如下式：

$$u = \frac{C\eta}{h} = \eta \sqrt{\frac{g}{h}} \quad (5.3.1)$$

式中 η 是海嘯波造成之水位抬升(公尺)， h 是水深(公尺)， g 是重力加速度(m/s^2)， $C = \sqrt{gh}$ 是海嘯波傳遞速度(m/s)， u 是流速(m/s)。

海嘯波壓計算公式參考日本 OCDI 規範「Technical Standard And Commentaries For Port And Harbour Facilities In Japan」，考慮海嘯波為一長波，故防波堤受海嘯作用時，假設於靜水位以上 3 倍海嘯波造成之水位抬升高度處之波力為 0，則堤前受海嘯波之壓力分布可以下式估計(參考圖 5.13)：

$$\eta^* = 3\eta \quad (5.3.2)$$

$$P_1 = 2.2\omega_0\eta \quad (5.3.3)$$

$$P_u = P_1 \quad (5.3.4)$$

式中 ω_0 是海水比重量(t/m^3)， η 是海嘯波造成之水位抬升(公尺)， η^* 是靜水位以上波壓影響高度(公尺)， P_1 是靜水位之波壓強度(t/m^2)， P_u 是底部之上揚力(t/m^3)。根據 η^* 和已知靜水位至堤頂之高度可計算堤頂處之波壓強度 P_4 。已知波壓分布可計算滑動安全係數和傾倒安全係數，防波堤堤體之滑動安全係數公式計算如下：

$$F_s = \frac{\mu(W_c - W_B - U)}{P} \quad (5.3.5)$$

式中 μ 是摩擦係數， W_c 是堤體重量， W_B 堤體所受的浮力， U 是堤體所

受之上揚力， P 是堤體所受之水平合力， F_s 是滑動安全係數。

防波堤堤體之傾倒安全係數公式計算如下：

$$F_o = \frac{M_c - M_B - M_U}{M_P} \quad (5.3.6)$$

式中 M_c 是堤體自重產生之抗傾力矩， M_B 是堤體所受浮力產生之力矩， M_U 是堤體所受上揚力產生之力矩， M_P 是堤體所受水平合力產生之力矩， F_o 是傾倒安全係數。

(5.3.5) 式和 (5.3.6) 式探討蘇澳港港灣結構物受海嘯波襲擊之安全性，吳(2012)模擬蘇澳港可能發生海嘯波高 4 公尺，其滑動安全係數 1.74，傾倒安全係數 2.82，參考交通部運輸研究所(2013)「海嘯對防波堤結構物安全評估探討調查」報告，報告成果指出在滑動安全係數等於 1.2 之條件下，蘇澳港南外廓防波堤沉箱最大可抵擋海嘯波高為 5.39 公尺，此表示規範之安全係數下可耐受海嘯高度，而在滑動安全係數等於 1 之條件下，蘇澳港南外廓防波堤沉箱最大可抵擋海嘯波高度為 6.2 公尺，此表示堤體耐受海嘯高度極限，整理上述計算結果如表 5-5。

由於蘇澳港防波堤設計時未考量海嘯對於防波堤結構物之影響，對其可能造成之滑動和傾倒等破壞，有檢討之必要，綜合以上資料，本研究之水位和海嘯波高設計條件如表 5-6。

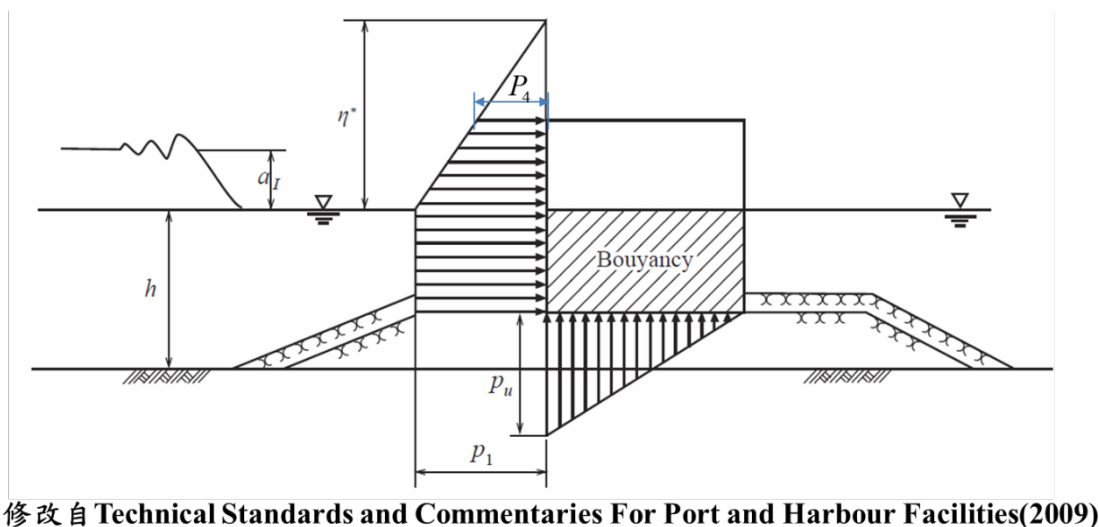


圖 5.13 海嘯波堤前波壓分布圖

表 5-4 蘇澳港築港潮位資料統計結果

潮位	潮位站：12 號碼頭
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

註：潮位基準係以蘇澳港築港高程為基準。單位：公尺

表 5-5 蘇澳港南外廓防波堤海嘯波發生可能發生之破壞情形

	條件一	條件二	條件三
$\eta(m)$	4.00	5.39	6.20
$h(m)$	27.50	27.50	27.50
$u(m/s)$	2.39	3.22	3.70
$P_1(t/m^2)$	9.06	12.21	14.05
$P_4(t/m^2)$	4.53	7.68	9.52
$P(t)$	235.66	322.28	372.76
$U(t)$	113.30	152.67	175.62
$M_p(t*m)$	3080.63	4271.62	4965.66
$M_u(t*m)$	1888.33	2544.53	2926.92
SF_s	1.74	1.20	1.00
SF_o	2.82	1.88	1.54

表 5-6 海嘯設計條件

編號	海嘯波高(m)	設計水位(m)	說明
I	4.00	+2.5	亞普海溝 Mw8.7 地震條件
II	5.39	+2.5	防波堤發生滑動破壞可能性
III	6.20	+2.5	防波堤發生滑動破壞

單位：公尺

蘇澳港南外廓防波堤平面圖如圖 5.14，共 39 個沉箱，標準斷面圖如圖 5.15，水深從南往北逐漸增加，海底高程為-21 公尺至-25 公尺，本研究以每公尺水深為分類基準，區分斷面 A 至斷面 E，共 5 種防波堤斷面形式，各斷面之尺寸高程如圖 5.16 至圖 5.20。根據 5 種斷面建置數值模型如圖 5.21 至圖 5.25。數值模型以網格 0.5 公尺建

模，計算範圍為 1000 x 60 公尺，模型配置將防波堤沉箱之堤前壁面設於位置 600 公尺處，堤前 100 公尺為坡度 1:50，模式計算水深為 24.5 公尺至 29.5 公尺（計算水深為設計水深減去海底高程加上 2 公尺斜坡高度），防波堤配置沉箱為不透水性，拋石基礎和護面層為具透水性，其尺寸，孔隙率和中值粒徑參考圖 5.21 及圖 5.22。造波條件為 Boussinesq 孤立波，相對於孤立理論波長無限，採 99% 近似體積計算特徵波長(參考 Dean & Dalrymple, 1991)，計算波高參考表 5-5。

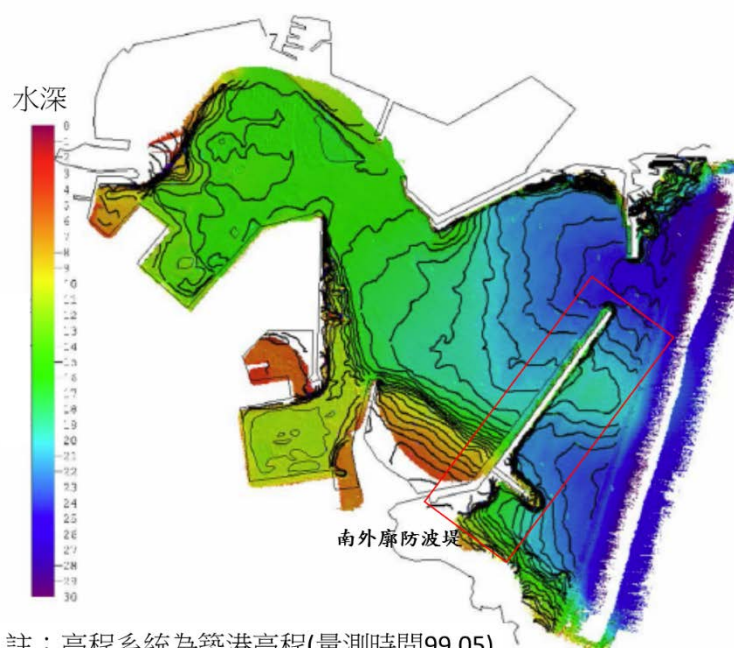


圖 5.14 蘇澳港南外廓防波堤平面圖

(水深21~25公尺)

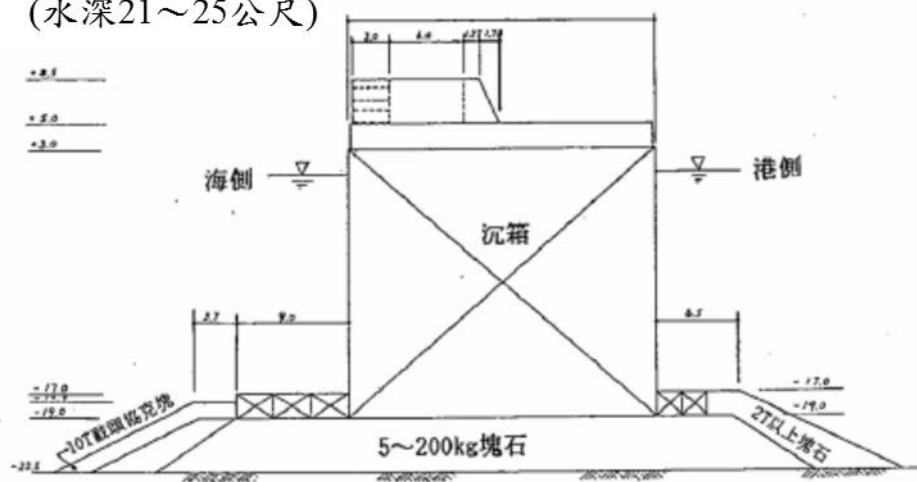
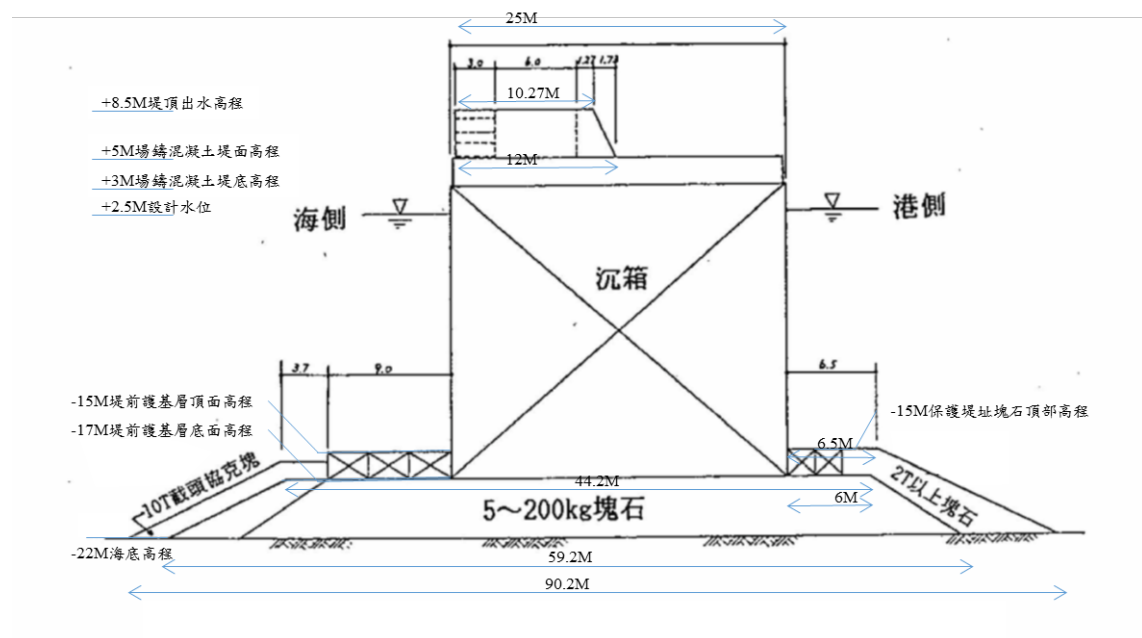
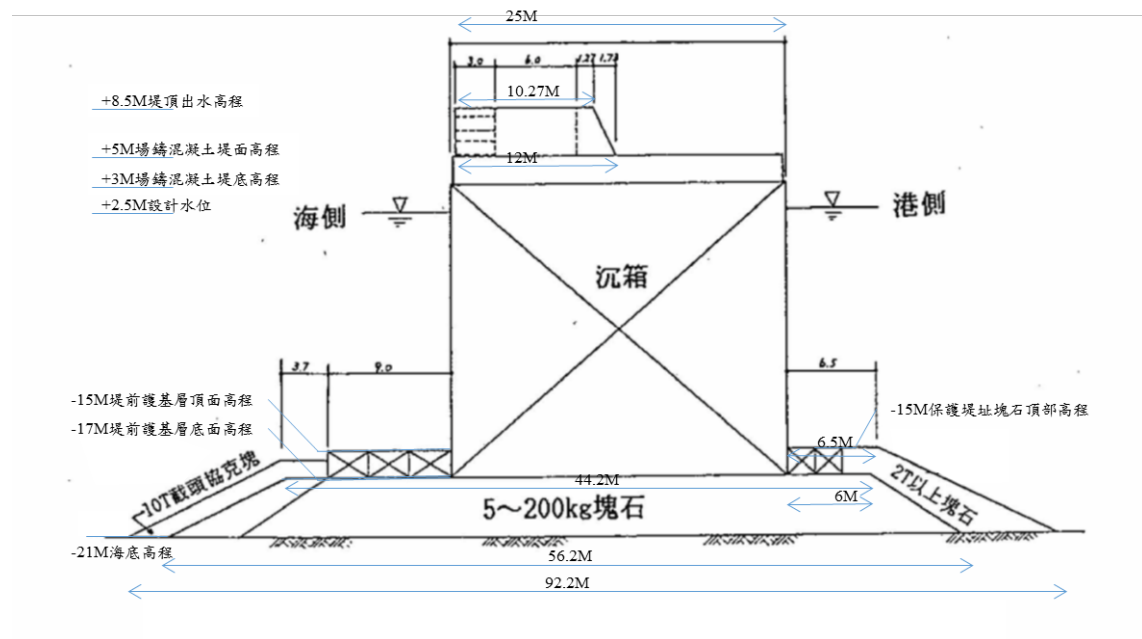


圖 5.15 蘇澳港南外廓防波堤標準斷面圖



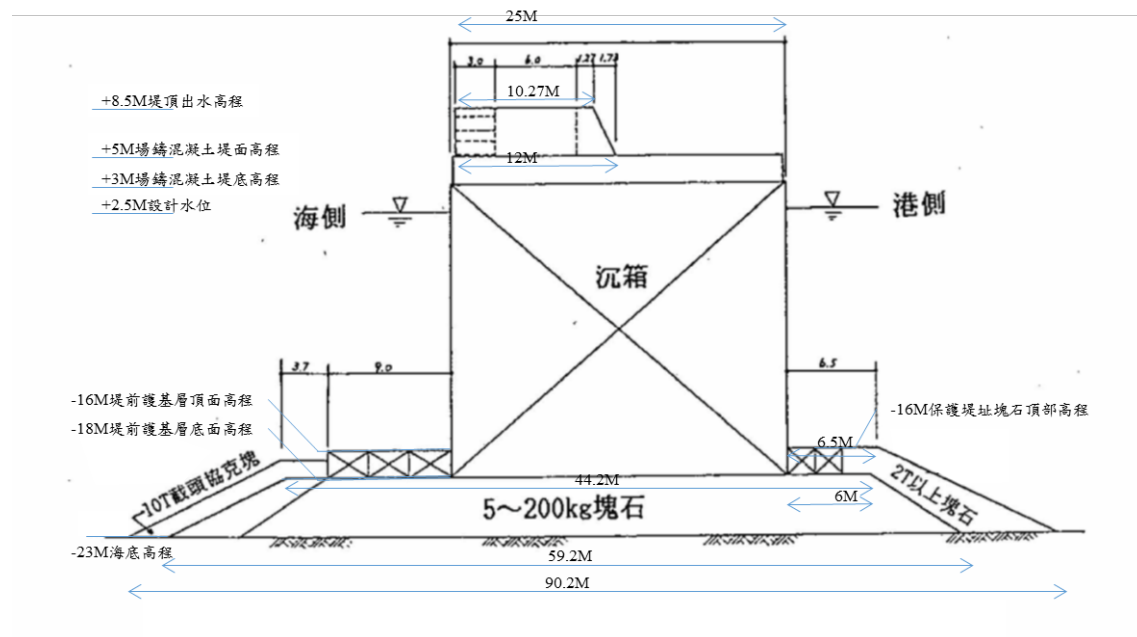


圖 5.18 蘇澳港南外廓防波堤斷面 C 配置圖

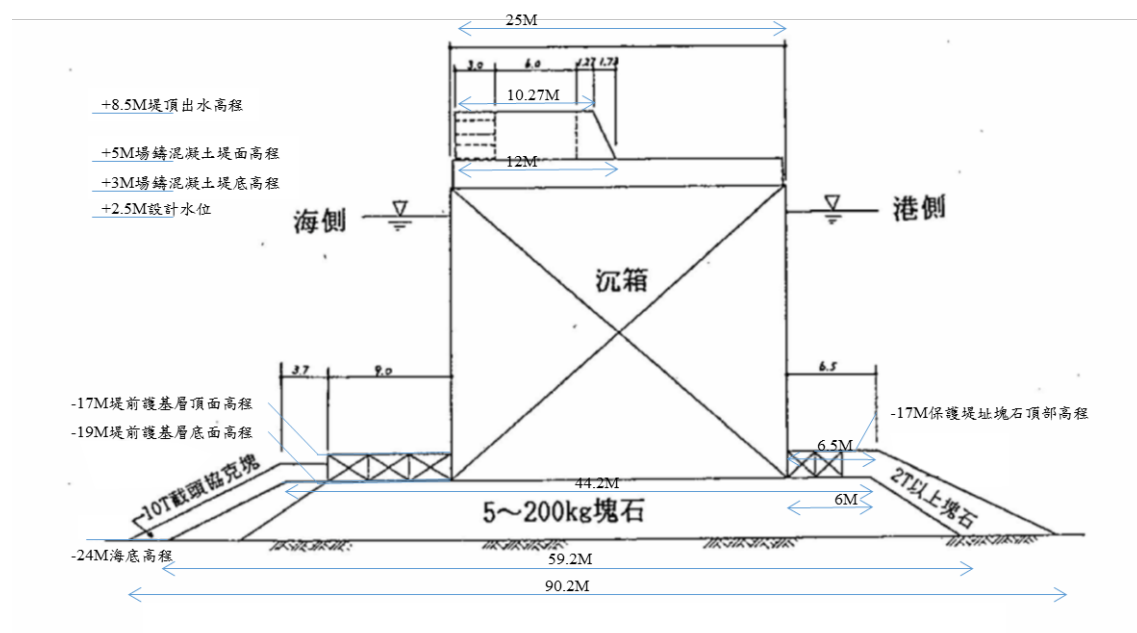


圖 5.19 蘇澳港南外廓防波堤斷面 D 配置圖

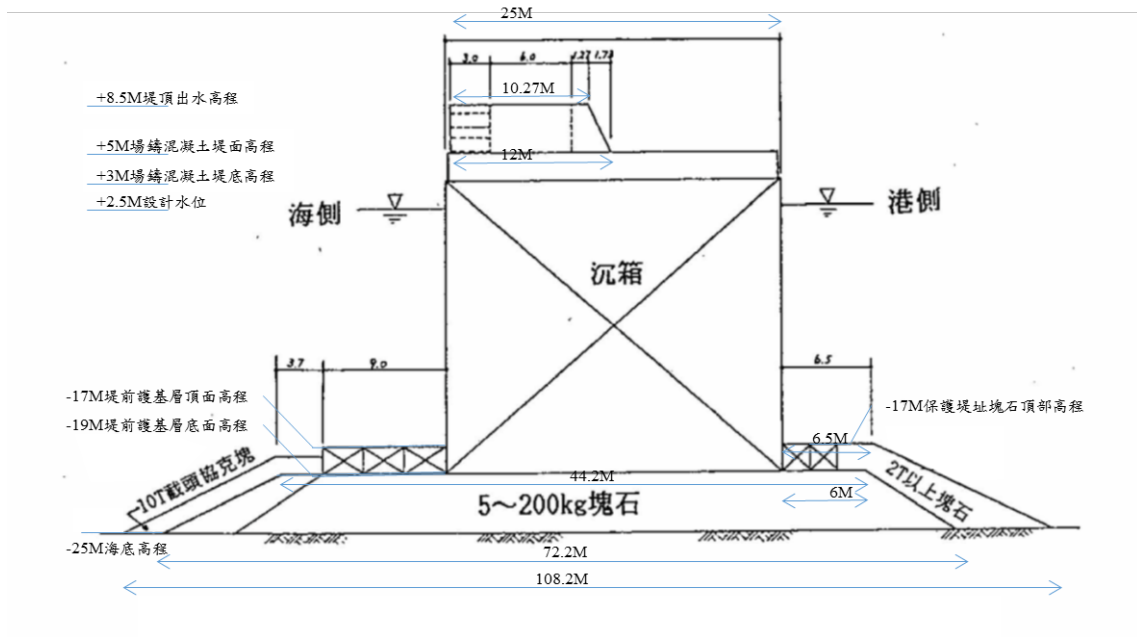


圖 5.20 蘇澳港南外廓防波堤斷面 E 配置圖

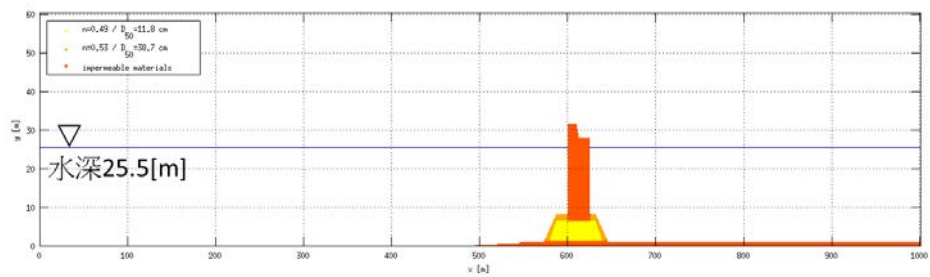


圖 5.21 蘇澳港南外廓防波堤斷面 A 數值模型圖

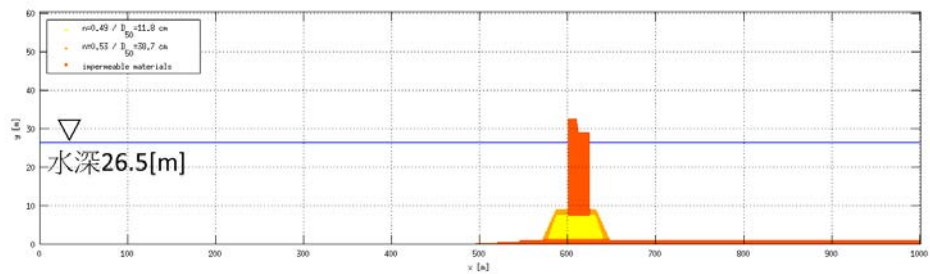


圖 5.22 蘇澳港南外廓防波堤斷面 B 數值模型圖

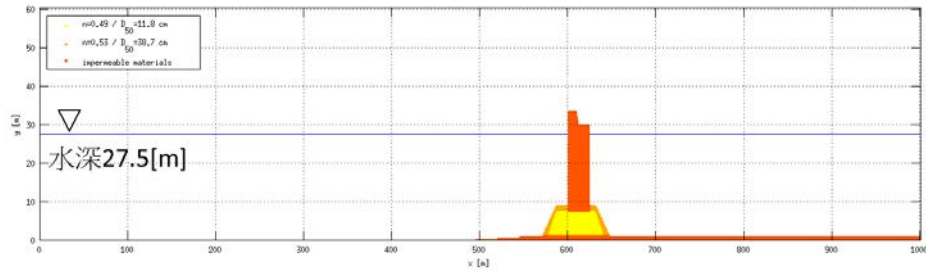


圖 5.23 蘇澳港南外廓防波堤斷面 C 數值模型圖

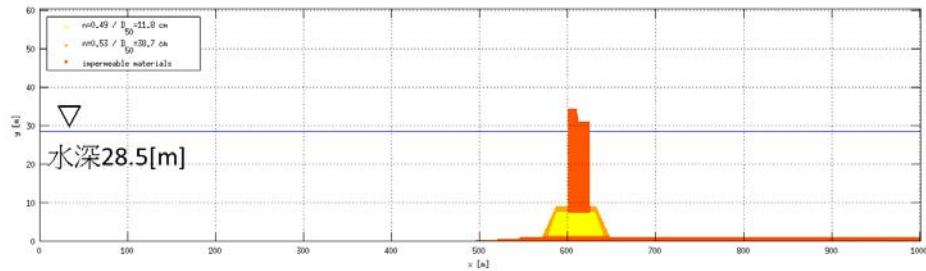


圖 5.24 蘇澳港南外廓防波堤斷面 D 數值模型圖

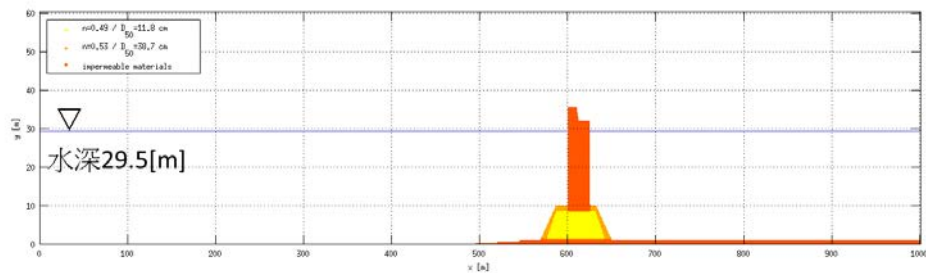


圖 5.25 蘇澳港南外廓防波堤斷面 E 數值模型圖

5.4 受力分析

彙整設計條件和斷面型式整理 15 個 case 如表 5-7 所示，以 COBRAS 模式模擬水位變化、流速分布和波壓分布，以 case11 即海嘯波高 6.2 公尺襲擊蘇澳港防波堤斷面 A 之情境為例，水位變化模擬結果如圖 5.26 所示。圖 5.26(a)堤前自由液面是 25.5 公尺，海嘯波位於 460 公尺處，波高 6.2 公尺。於(b)-(c)沿斜坡底床溯上襲擊防波堤體產生越波，並於(d)產生堤後之跌水沖刷。流速分布模擬結果如圖 5.27 所示，圖 5.27 為防波堤前之流速分布圖。(a)海嘯波尚未到達堤址，因此堤前流速分布無變化，於(b)受到海嘯波影響，約 3m/s 的海嘯流速產生隨著海嘯波峰傳遞至近岸，(c)海嘯波襲及防波堤產生越波，於堤前直立堤頂處產生超過 5m/s 的流速位置，(d)部分海嘯波反

射，部分海嘯波造成堤後跌水沖刷。壓力分布模擬結果如圖 5.28 所示，圖 5.28 為防波堤沉箱受海嘯波襲擊之壓力分布圖。(a)海嘯波尚未到達堤址，因此沉箱僅受靜水壓影響，堤前堤後之壓力分布一樣，(b)海嘯波造成堤前水位抬升由沉箱底部之壓力分布可觀察到堤前壓力增加，(c)海嘯波越波，堤前壓力出現最大值，(d) 海嘯波越過堤頂造成堤後跌水沖刷，影響堤後壓力分布。

將防波堤沉箱壓力分布結果進行受力分析，考慮防波堤受海嘯波影響下之沉箱受力情形如圖 5.29 所示，防波堤自重 W_c 對 s_1 之點所作力矩為 M_c ，防波堤沉箱堤前受力為 f_1 ， f_1 對 s_1 支點所作力矩為 m_1 ，堤後受力為 f_2 ， f_2 對 s_1 支點所作力矩為 m_2 ，若海嘯波發生越波時，將造成 f_2 的變化，無越波產生則 f_2 如同靜水壓情況。沉箱底部受力為 f_3 ， f_3 對支點 s_1 所作力矩為 m_3 ，以 case11 為例將沉箱受力與受力矩如圖 5.30 所示，其餘 case 的計算結果詳見附錄 2。圖 5.30 中受力包括靜水壓造成的靜力和海嘯波動壓造成的波力，防波堤於靜水位時 f_3 值為 5000kN 即是沉箱所受之浮力，而浮力所造成之力矩 67,000kN*m，將圖 5.30 中受力分析所得之受力和力矩減去靜水壓之力和力矩作為海嘯波作用力分析如圖 5.31，以便於觀察海嘯波對結構物的作用力大小，以及堤前、堤後和沉箱底部之力和力矩比較，圖 5.31 表示 6.2 公尺海嘯波對蘇澳港防波堤堤前波力 2100kN，海嘯波造成之沉箱底部上揚力 1000kN，而海嘯堤後越波造成之作用力約 200kN，說明海嘯波作用力以堤前波力為主要影響，上揚力影響僅為堤前波力 1/2，但是於力矩分析圖中，海嘯波造成的堤前力矩為 30,000kN×m，上揚力造成之沉箱底部力矩為 20,000kN×m，海嘯堤後越波造成之力矩約 2,000kN×m，雖然，沉箱底部力矩影響增加，為堤前力矩的 2/3，顯見海嘯波上揚力可能的危害不可輕忽，有必要進行受力和力矩之綜合討論，包括受力造成沉箱滑動破壞和受力矩造成的沉箱傾倒等。

表 5-7 模式計算條件

case	斷面形式	水深	海嘯波高
1	A	25.5	4.00
2	B	26.5	4.00
3	C	27.5	4.00

4	D	28.5	4.00
5	E	29.5	4.00
6	A	25.5	5.39
7	B	26.5	5.39
8	C	27.5	5.39
9	D	28.5	5.39
10	E	29.5	5.39
11	A	25.5	6.20
12	B	26.5	6.20
13	C	27.5	6.20
14	D	28.5	6.20
15	E	29.5	6.20

單位：公尺

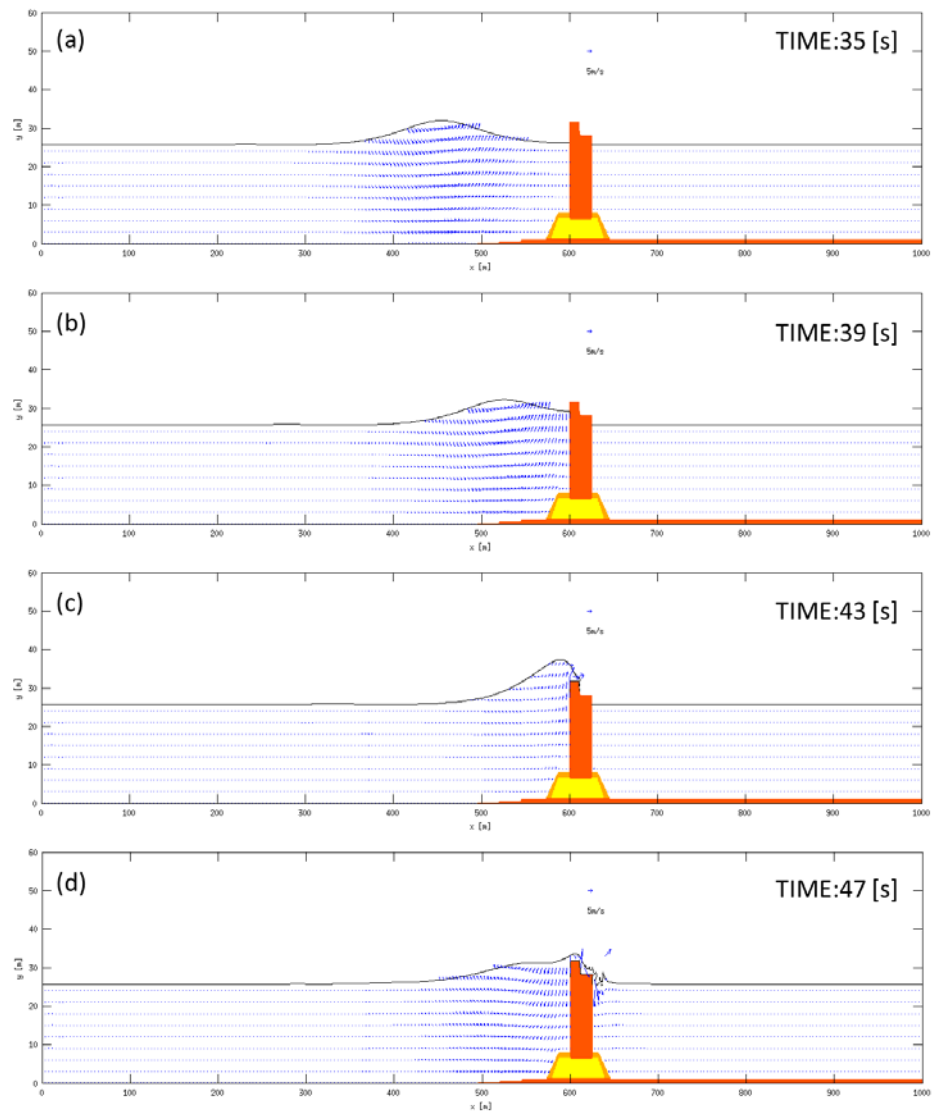


圖 5.26 海嘯波之水位變化圖(case 11)

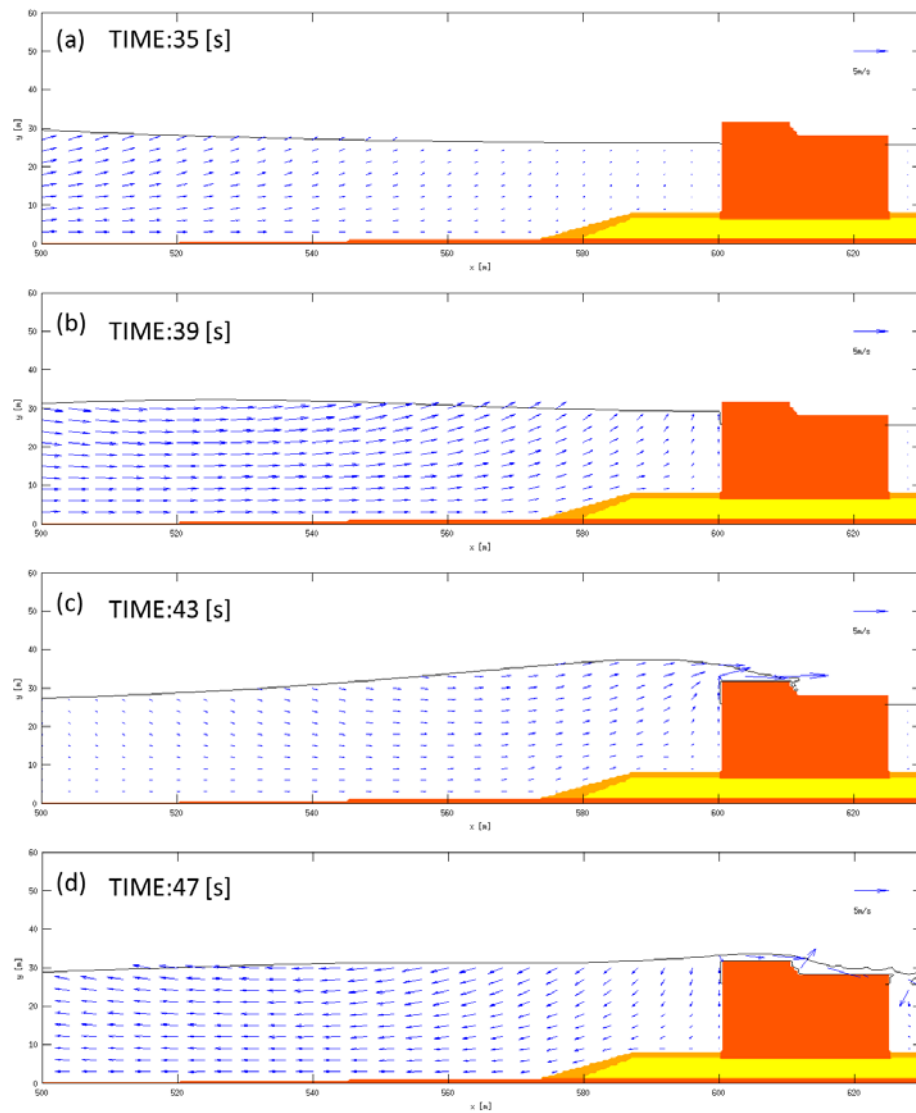
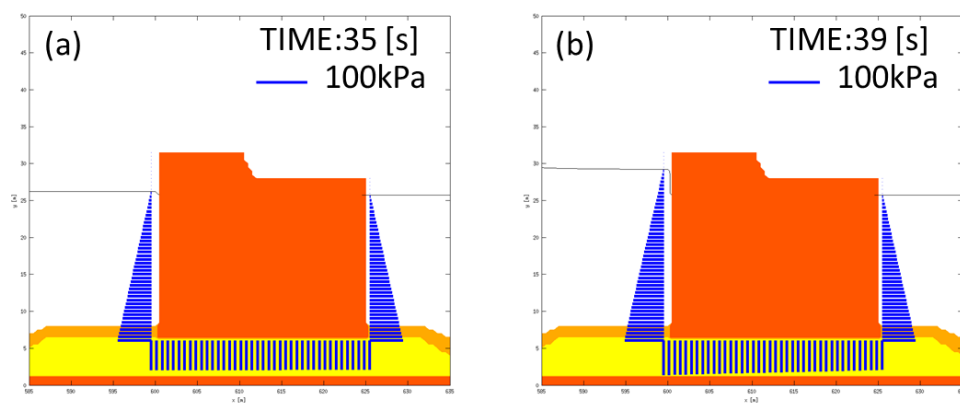


圖 5.27 海嘯波之流速分布圖(case 11)



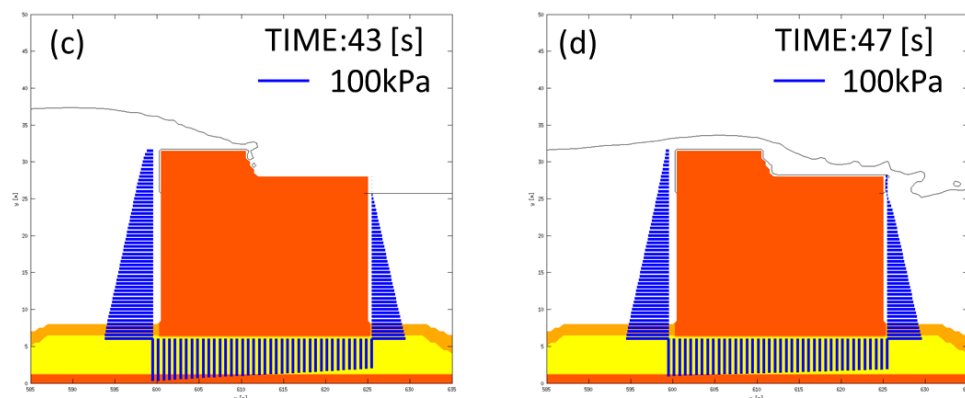


圖 5.28 防波堤之壓力分布圖(case 11)

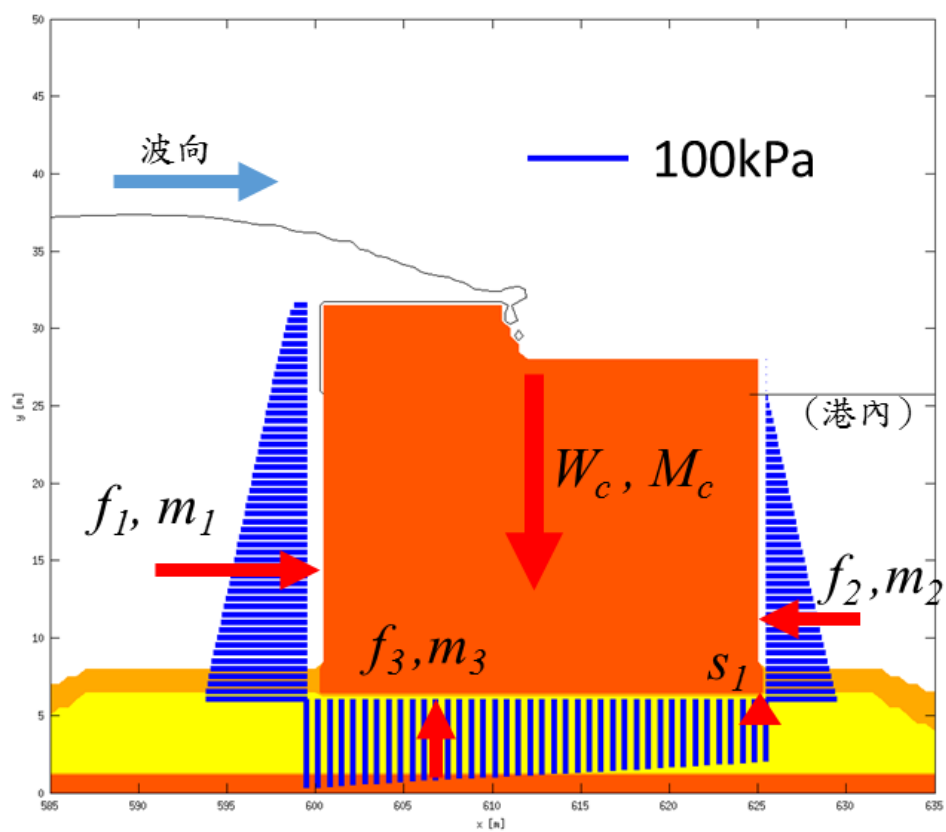


圖 5.29 防波堤沉箱受力分析示意圖

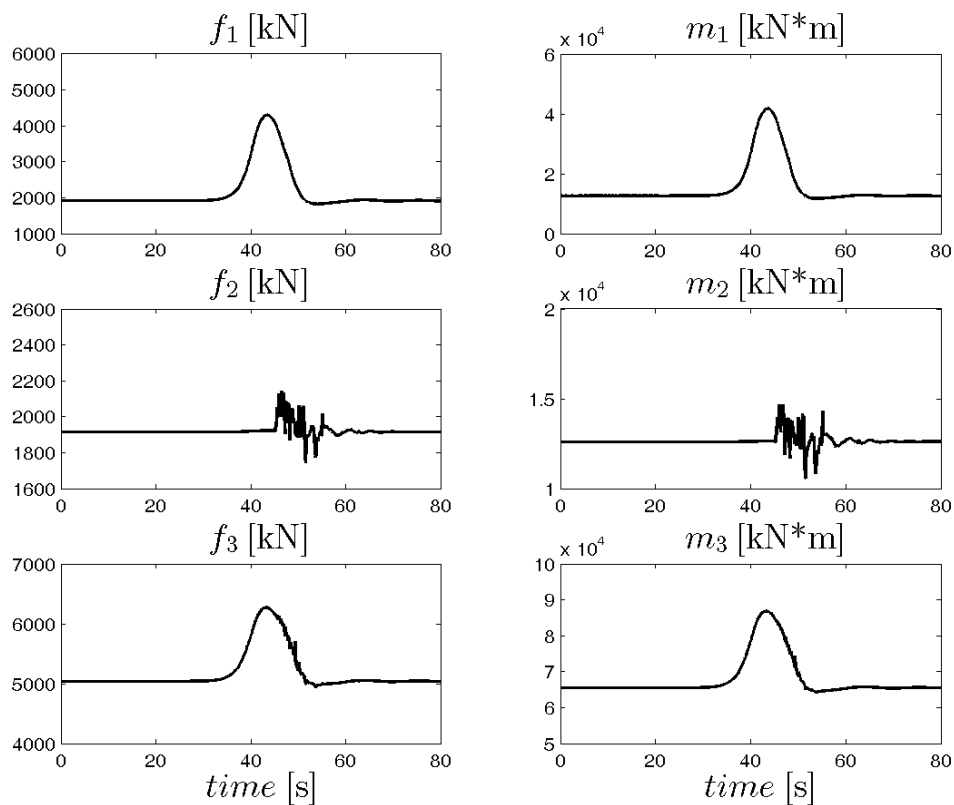


圖 5.30 防波堤受力分析圖(case 11)

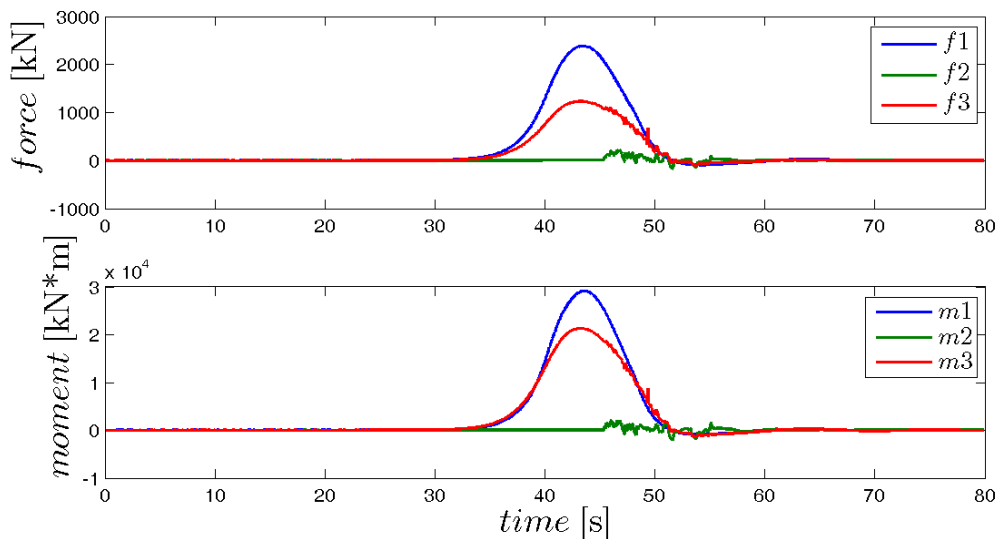


圖 5.31 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 11)

5.5 防波堤穩定分析

應用 COBRAS 模式模擬結果和受力分析，進行海嘯波侵襲蘇澳港南外廓防波堤之安全穩定性，首先彙整國內外有關海嘯波破壞防波堤之機制和破壞推估理論，再來以模擬結果計算防波堤之安全穩

定性，最後進行安全性評估。

(一)、護塊石穩定分析

Esteban et al. (2014)進行實驗研究海嘯波高和護塊石重量關係，並以 2004 年南亞海嘯和 2011 年東北海嘯實地調查結果驗證，提出海嘯波高對於護塊石的穩定度公式如下：

$$W = A_t \frac{\gamma H_t^3}{K_D (S_\gamma - 1)^3 \cot \alpha} \quad (5.5.1)$$

式中 H_t 是海嘯波之波高(公尺)， α 是斜面坡度($^\circ$)，蘇澳港之坡度為 1:2，即 26.57° ， γ 是護塊石比重量(ton/m^3)，蘇澳港護塊石比重量為 2.3， S_γ 是護塊石相對於海水之相對密度，蘇澳港護塊石相對於海水之相對密度為 2.23， K_D 是損壞係數，同工程應用上常用 Hudson 公式之損壞係數(CERC, 1984)，參考本所(2013)「海嘯對防波堤結構物安全評估探討調查」報告，考慮蘇澳港防波堤形式，其 K_D 取 7.5。 A_t 是 Esteban et al.(2014)根據不同防波堤形式和海嘯等級決定之設計參數，如表 5-8，表中海嘯等級是 2011 年日本東北大海嘯後，Shibayama et al. (2013)根據海嘯重現週期區分之標準，一般而言海嘯波高小於 10 公尺以下為海嘯等級 1，重現期為數十年至百年，高於 10 公尺為海嘯等級 2，重現期為數百年甚至千年，考慮海嘯波高下其 A_t 值取 0.35， W 是護塊石重量(tons)，即海嘯波波高在設計高度情況下，防波堤欲保持安定，堤前護塊石所需重量。由於(5.5.1)式與水深無關，以表 5-7 之設計波高計算結果如圖 5.32 和表 5-9，若海嘯波高 4 公尺條件下，則護塊石所需重量 1.83 噸；若海嘯波高 5.39 公尺條件下，則護塊石所需重量 4.48 噸；若海嘯波高 6.2 公尺條件下，則護塊石所需重量 6.82 噸，目前蘇澳港防波堤之護塊石為 10 噸之截頭協克塊，於海嘯波高 6.2 公尺，根據 Esteban et al.(2014)之海嘯波高對於護塊石的穩定度公式評估為安定。

Hitachi(1994)提出計算海嘯流速對於護塊石之穩定度公式如下：

$$W = \frac{\pi \gamma U_t^6}{48 y^6 g^3 (S_\gamma - 1)^3 (\cos \alpha - \sin \alpha)^3} \quad (5.5.2)$$

式中 U_t 是海嘯波之流速(m/s)， α 是斜面坡度($^\circ$)，蘇澳港之坡度為 1:2，即 26.57° ， γ 是護塊石比重量(ton/m^3)，蘇澳港護塊石比重量為 2.3， S_r 是護塊石的相對於海水之密度，蘇澳港護塊石相對於海水之相對密度為 2.23， y 是護塊石的穩定係數，根據 Kimura et al. (1996)和 Cuypers(2004)建議護塊石穩定係數 y 為 1.1~1.2，蘇澳港護塊石穩定係數取 1.1， W 是護塊石重量(tons)，即海嘯波波速在設計流速情境下，防波堤欲保持安定，堤前護塊石所需重量。以長波理論公式(5.3.1)式代入表 5-7 之海嘯波設計波高和水深取得理論流速，代入公式計算結果如圖 5.33，圖中以色標區分計算之流速。由於(5.5.2)式為水深之關係式，且水深越淺，所需之護塊石越重，因此以水深條件 25.5 公尺為例，計算結果如表 5-10，若海嘯波高 4 公尺條件下，流速為 2.39m/s，護塊石所需重量為 0.01 噸；若海嘯波高 5.39 公尺條件下，流速為 3.22m/s，護塊石所需重量 0.6 噸；若海嘯波高 6.2 公尺條件下，流速為 3.70m/s，護塊石所需重量 1.38 噸，目前蘇澳港防波堤之護塊石為 10 噸截頭協克塊，於海嘯波高 6.2 公尺情況下評估為安定。

綜合海嘯波之波高對於護塊石重量穩定度公式(Esteban et al, 2014)和海嘯波之流速對於護塊石重量穩定度公式如式(Hitachi, 1994)計算結果，取護塊石重量較大者做安全性評估，根據表 5-9 和表 5-10 結果，以海嘯波之波高計算堤前護塊石重量較海嘯波之流速計算堤前護塊石重量大，故以海嘯波波高計算結果評估安全性，評估結果蘇澳港防波堤之護塊石在海嘯波高 6.2 公尺情況下可保持安定。

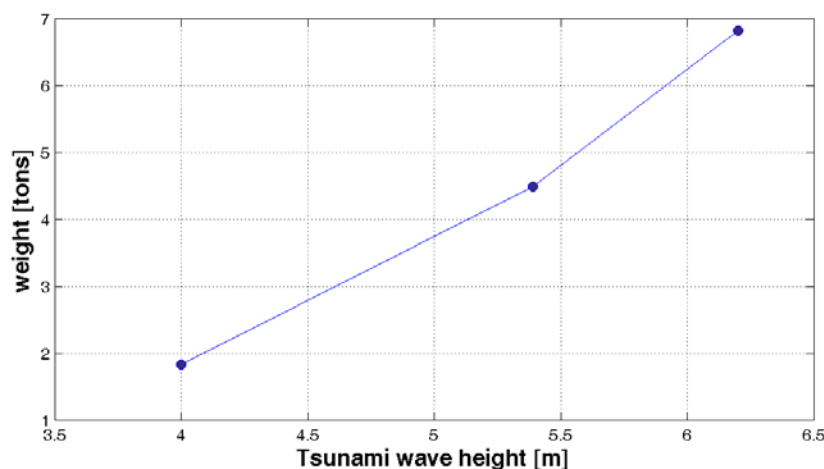


圖 5.32 不同條件下以海嘯波高計算防波堤護塊石重量

表 5-8 不同防波堤型式與海嘯等級之 A_1 值

防波堤形式	海嘯等級 1	海嘯等級 2
拋石堤	1.0	0.65
合成堤	0.35	0.15

表 5-9 海嘯波高計算防波堤護塊石重量計算結果

海嘯波高(公尺)	4.00	5.39	6.20
護塊石重量(噸)	1.83	4.48	6.82

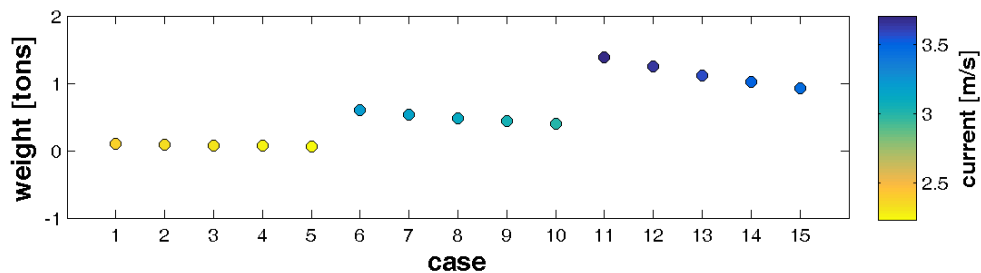


圖 5.33 不同條件下以海嘯流速計算防波堤護塊石重量

表 5-10 海嘯波流速計算防波堤護塊石重量

海嘯波高(公尺)	4.0	5.39	6.2
流速(m/s)	2.39	3.22	3.70
護塊石重量(噸)	0.01	0.60	1.38

水深：25.5 公尺

(二)、防波堤沉箱穩定性分析

參考圖 5.29 計算防波堤沉箱之滑動安全係數，公式說明如下：

$$f_s = \frac{\mu(W_c - f_3)}{f_1 - f_2} \quad (5.5.3)$$

式中 μ 是摩擦係數， W_c 是堤體重量， f_3 沉箱底部所受的合力，包括沉箱排開水造成的浮力和海嘯波造成的上揚力。 f_1 是防波堤沉箱堤前受力， f_2 是防波堤堤後受力， f_s 是滑動安全係數。

防波堤堤體之傾倒安全係數公式計算如下：

$$f_o = \frac{M_c - M_3}{M_1 - M_2} \quad (5.5.4)$$

式中 M_c 是沉箱自重產生之抗傾力矩， M_3 是 f_3 對支點 s_1 所作力矩， M_1 是 f_1 對支點 s_1 所作力矩， M_2 是 f_2 對支點 s_1 所作力矩， f_o 是傾倒安全係數。

根據表 5-7 之條件，COBRAS 模式模擬結果代入(5.5.3)式，比較日本 OCDI 規範海嘯波壓計算公式(參考 5.2 節)代入(5.3.5)式之滑動安全係數如圖 5.34，結果顯示 COBRAS 計算結果較 OCDI 計算結果偏高，且具一致性，而且於 case15 時，滑動安全係數 1.46，表示海嘯波高 6.2 公尺侵襲蘇澳港南外廓防波堤時，尚不會產生滑動破壞。

另外 COBRAS 模式模擬結果代入(5.5.4)式，比較日本 OCDI 規範海嘯波壓計算公式(參考 5.2 節)代入(5.3.16)式之傾倒安全係數如圖 5.35，結果顯示 COBRAS 計算結果較 OCDI 計算結果偏高，且具一致性，而且於 case15 時，傾倒安全係數 2.23，表示海嘯波高 6.2 公尺侵襲蘇澳港南外廓防波堤時，尚不會產生傾倒破壞。

圖 5.34 和圖 5.35 中各斷面水深的影響不大，但是同一海嘯波高條件下，水深越深則安定性越低，因此將表 5-7 各種條件計算結果以水深 29.5 公尺為代表整理於表 5-11，並比較本所(2013)「海嘯對防波堤結構物安全評估探討調查」報告計算結果，認為目前蘇澳港防波堤受波高 6.2 公尺以下之海嘯波侵襲時，尚不會有滑動和傾倒破壞。

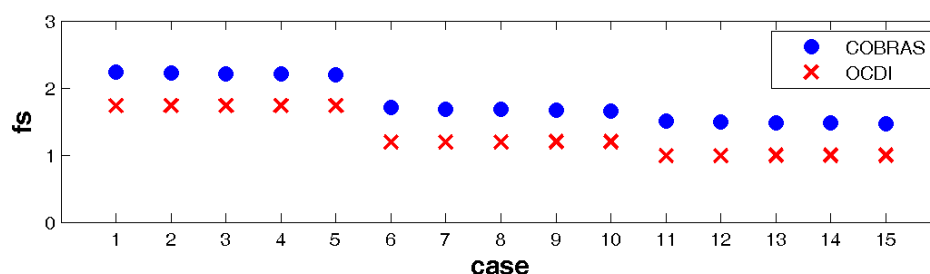


圖 5.34 不同條件下計算滑動安全係數

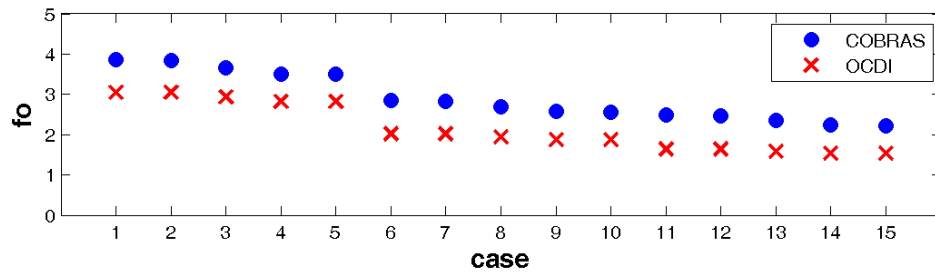


圖 5.35 不同條件下計算傾倒安全係數

表 5- 11 不同條件下滑動和傾倒安全係數表

	海嘯波高(公尺)	4.0	5.39	6.2
滑動安全係數	COBRAS 模式	2.20	1.66	1.46
	OCDI 公式	1.74	1.20	1.00
傾倒安全係數	COBRAS 模式	3.50	2.57	2.23
	OCDI 公式	2.82	1.88	1.54

水深：29.5 公尺

(三)、越波影響港內護塊石分析

海嘯越波後對港內側護面層產生跌水沖刷是釜石港之破壞主因之一，故必要就越波對其破壞可能性進行評估，參考張(2015)彙整堰壩局部沖刷深度公式，修改 Schoklithsch(1932)之公式，計算海嘯越波跌水沖刷之港內側護塊石保持安定所需之粒徑大小，首先說明 Schoklithsch(1932)公式如下：

$$y_{ds} = 4.75h^{0.2}q^{0.57}D_{90}^{-0.32} - d \quad (5.5.5)$$

式中 q 是海嘯波單位寬流量(m^2/s)， h 是海嘯波越波時堤後水位差(公尺)， D_{90} 是 90%過篩護塊石粒徑(mm)， d 是港內側水深(公尺)， y_{ds} 是港內沖刷深度(公尺)。張(2015)考慮跌水沖刷無產生沖刷落差，即 y_{ds} 設為 0，已知流量 q 、越波時堤後水位差 h 和港內側水深 d 代入(6.5)式推算 90%過篩護塊石粒徑 D_{90} (mm)。考慮蘇澳港內側水深 d 是 7.5 公尺，根據海嘯波高做為越波時堤後水位差 h ，並以 COBRAS 模式模擬越波量之最大流量代入(5.5.5)式計算結果如圖 5.36，圖中以色標區分計算之流量，將結果整理於表 5-12，若海嘯波高 4 公尺條件下，依模擬之最大流量計算護塊石所需粒徑為 15mm；若海嘯波高 5.39 公

尺條件下，依模擬之最大流量計算護塊石所需粒徑為 115mm；若海嘯波高 6.2 公尺條件下，依模擬之最大流量計算護塊石所需粒徑為 236mm，目前蘇澳港防波堤之港內側護塊石為 2 噸之塊石，考慮塊石比重量為 2.3，以球體公式計算蘇澳港內側護塊石之粒徑為 1180mm，因此根據張(2015)之海嘯越波跌水沖刷計算港內側安定性公式，若蘇澳港發生波高 6.2 公尺之海嘯波，則港內側可保持安定。

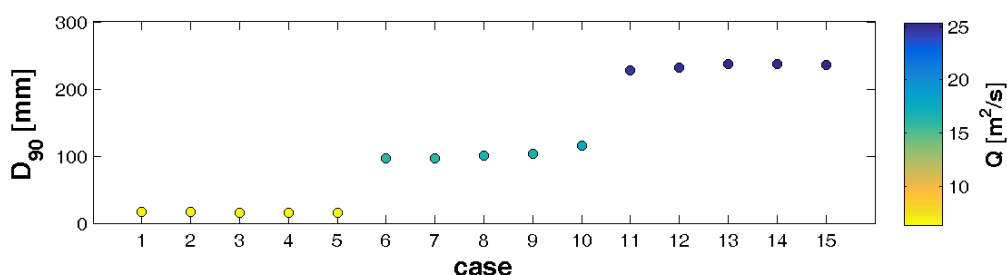


圖 5.36 不同條件下以海嘯波流速計算港內側護塊石粒徑

表 5-12 海嘯波流量計算港內側護塊石粒徑

海嘯波高(公尺)	4.00	5.39	6.20
護塊石粒徑(mm)	15	115	236

(四)、外廓防波堤安全性分析

海嘯波對防波安全性評估分三部分評估，第一部分以海嘯波之波高和流速計算堤前護塊石所需重量，海嘯波高計算堤前護塊石安定性參考 Esteban et al.(2014)如式(5.5.1)，海嘯流速計算堤前護塊石安定性參考 Hitachi(1994)如式(5.5.2)，取護塊石重量較大者做安全性評估；第二部分海嘯波作用力計算防波堤沉箱滑動和傾倒的安定性，依照 COBRAS 模式受力分析結果，計算滑動安全係數如式(5.5.3)和傾倒安全係數如式(5.5.4)；最後第三部分以海嘯波越波跌水沖刷計算港內側護塊石粒徑，參考張(2015)如式(5.5.5)。綜合以上計算與分析，針對蘇澳港南外廓防波堤進行海嘯侵襲之安全性評估。參考蘇澳港南外廓防波堤標準斷面圖 5.15，堤前護塊石為 10 噸之截頭協克塊，港內側護塊石為 2 噸之塊石，其粒徑估算為 1180mm，提出以下安全性評估結果。

海嘯波水位抬升 4 公尺條件下，防波堤堤址破壞分析部分，沉箱

滑動安全係數為 2.2，沉箱傾倒安全係數為 3.5，皆高於 1.2，評估無傾倒和滑動破壞；堤前護塊石破壞分析部分，以海嘯波之波高和流速計算堤前護塊石所需重量為 1.83 噸，考慮堤前護塊石為 10 噸之截頭協克塊，評估 4 公尺海嘯波高下為安定；港內側護塊石受海嘯波越波產升跌水沖刷破壞分析部分，以流量計算港內側護塊石保持安定所需粒徑大小為 15mm，考慮港內側塊石為 2 噸之塊石，其粒徑估算為 1180mm，評估 4 公尺海嘯波高下為安定。因此，評估蘇澳港防波堤若發生波高 4 公尺之海嘯，防波堤堤體不會產生滑動和傾倒破壞，且堤前護塊石和港內側塊石保持安定。

海嘯波水位抬升 5.39 公尺條件下，防波堤堤址破壞分析部分，沉箱滑動安全係數為 1.66，沉箱傾倒安全係數為 2.57，皆高於 1.2，評估無傾倒和滑動破壞；堤前護塊石破壞分析部分，以海嘯波之波高和流速計算堤前護塊石所需重量為 4.48 噸，考慮堤前護塊石為 10 噸之截頭協克塊，評估 5.39 公尺海嘯波高下為安定；港內側護塊石受海嘯波越波產升跌水沖刷破壞分析部分，以流量計算港內側護塊石保持安定所需粒徑大小為 115mm，考慮港內側塊石為 2 噸之塊石，其粒徑估算為 1180mm，評估 5.39 公尺海嘯波高下為安定。因此，評估蘇澳港防波堤若發生波高 5.39 公尺之海嘯，防波堤堤體不會產生滑動和傾倒破壞，且堤前護塊石和港內側塊石保持安定。

海嘯波水位抬升 6.2 公尺條件下，防波堤堤址破壞分析部分，沉箱滑動安全係數為 1.46，沉箱傾倒安全係數為 2.23，皆高於 1.2，評估無傾倒和滑動破壞；堤前護塊石破壞分析部分，以海嘯波之波高和流速計算堤前護塊石所需重量為 6.82 噸，考慮堤前護塊石為 10 噸之截頭協克塊，評估 6.2 公尺海嘯波高下為安定；港內側護塊石受海嘯波越波產升跌水沖刷破壞分析部分，以流量計算港內側護塊石保持安定所需粒徑大小為 235mm，考慮港內側塊石為 2 噸之塊石，其粒徑估算為 1180mm，評估 6.2 公尺海嘯波高下為安定。因此，評估蘇澳港防波堤若發生波高 6.2 公尺之海嘯，防波堤堤體不會產生滑動和傾倒破壞，且堤前護塊石和港內側塊石保持安定。

第六章 結論與建議

近年來全球極端的氣候事件頻傳，且極端紀錄值亦屢創新高，在日本 311 東日本海嘯事件後，我們需更謹慎小心檢討既有港埠設施的安全性，目前政府已陸續著手推動新能源政策，新設離岸風場指日可待，故當波浪及海流經過大型結構物時，週遭海域的流場、近岸地形的水深變化、以及港灣構造物間將發生複雜的交互作用，而水流以及波浪場的改變，常會造成底床沖刷而威脅堤體的穩定安全，為確保結構物在未來極端的海氣象條件下，能夠安全穩定，有必要對結構物與波流互制作用檢討研究。本研究為 4 年期研究案之第 4 年，並以蘇澳港為目標港區作研究探討結構物與波流互制之情形，除依據本所歷年海氣象現場觀測調查與分析外，本年度較往年不同的是除以經驗公式與數值模式分析研究外，另以水工模型試驗進行分析探討，在極端波浪影響方面，特別模擬海嘯波情境，探討結構物之受力安全。本研究成果期能提供施政、設計、施工以及學術相關單位之參酌，並提昇國內港灣海岸工程之研究技術水準。茲將本研究結論與建議敘述如下：

6.1 結論

1. 由 COBRAS 數值模式分析堤體安定性，其結果與試驗模擬情形相近，顯示該模式於現階段海氣象環境下能有效分析評估防波堤結構物受力情形，且具有良好的模擬結果，只要能掌握目標港區地形資料、地質資料、波浪條件等，配合模式的計算情境，即能推算堤體與波流場交互作用之行為。
2. 目前結構物設計波高以 50 年波浪迴歸週期作設計，考慮未來因氣候變遷造可能發生的極端海象條件，故以颱風波浪迴歸週期 100 年條件下進行水工模型試驗，其結果顯示，蘇澳港堤體的結構設計本身安全，其滑動安全係數($>>1.2$)及傾倒安全係數($>>1.2$)皆檢核通過港灣設計準則，顯示蘇澳港受 100 年迴歸週期波浪條件下考慮重複波及碎波拍打直立堤，結構物是安全穩定，惟需注意當有衝擊波產生時及 100 年迴歸週期以上的波浪是否仍能穩定堤體，則需進一步分析研究。

3. 考慮頻散的 FUNWAVE 模式與未考慮頻散的 COMCOT 模式，在花蓮外海海嘯源(T1)與馬尼拉海溝海嘯源(T3)海嘯兩模式模擬在第一波抵達時間的差異並不明顯；亞普海溝海嘯源(T8) 海嘯兩模式模擬在波高上的差異及第一波抵達時間的差異皆較 T1 與 T3 海嘯源海嘯明顯，明顯看出受頻散的影響。
4. 海嘯模式需考量合理之準確性及計算效率，COMCOT 模式使用非線性淺水波方程式故計算效率較高，結果也合理，到達時間及第一波波高也能獲得較為保守之模擬結果，以防災及預警觀點而言，COMCOT 模式是目前較佳之選擇。若於海嘯發生後，要深入評估影響海嘯之各項因子，而又能取得較高解析度之數值地形資料，則採用非靜壓之海嘯模式應較為妥切。在既有文獻顯示，亦有學者結合兩種模式之優點，以 COMCOT 模式計算海嘯於大洋之傳遞行為後，再由 FUNWAVE 取代巢狀網格進行近岸區之模擬。
5. 以 COBRAS 模式模擬海嘯波對蘇澳港南外廓防波堤之受力分析，並根據模擬結果評估港灣結構物之安全性，結果顯示模擬 4 公尺、5.3 公尺、6.2 公尺海嘯波之水位抬升下，蘇澳港防波堤 5 種代表斷面皆不會產生滑動和傾倒破壞，且堤前護塊石和港內側塊石保持安定。

6.2 建議

1. 由本研究結果顯示 Goda(1985)經驗公式與防波堤結構物現況受力結果分析比對，經驗公式以規則最大波當作入射條件，未考慮實際發生越波情形，將影響堤後水位變化造成與實際現況不符情況，故 Goda(1985)經驗公式具有修正檢討之可能。
2. 本研究參考蘇澳防波堤標準斷面圖進行安全性評估，係於防波堤結構無受損的假設下進行評估，若防波堤之沉箱、拋石基座和護塊石有破損將影響其安全性，建議定期進行蘇澳港現場調查，檢查防波堤結構受損情形(包括堤體和保護工)，並針對損壞部分進行安全評估與補強維護作業。

3. 本研究針對海嘯波對防波安全性評估分三部分評估，第一部分以海嘯波之波高和流速計算護塊石所需重量；第二部分海嘯波作用力計算防波堤沉箱滑動和傾倒的安定性；最後第三部分以海嘯波越波跌水沖刷計算港內側護塊石粒徑。然實際之破壞原因可能是這三部分破壞行為彼此相互影響，導致加速破壞，而不是獨立因子，建議後續研究將可破壞行為交互影響加以考慮。
4. 一般而言，影響海嘯模式準確度有二個主要因素，一是初始水位之準確度，另一個是地形網格解析度。雖然海嘯紀錄很多，但真正常用來模擬海嘯案例卻僅有少數災難性之案例，其中原因之一在於斷層參數及斷層行為難以取得或是建立，故建議未來可評估調查斷層參數及斷層行為，以得出準確度較佳的結果。

6.3 成果效益及後續應用情形

本研究分別以蒐集資料並整理分析、現場調查、水工模型試驗、數值模擬計算以及統計分析等方式，探討港灣大型結構物與波流場互制影響及結構物受海嘯波浪作用之安全穩定分析，成果可提供各港務單位及工程設計單位對於港灣結構物附近的水理機制、造成地形沖刷以及安全穩定更加瞭解，並可作為未來港灣擴建、改善結構物穩定、堤頭沖刷問題及防災之參考。

參考文獻

1. 邱永芳、蔡立宏，2016，蘇澳港公務船渠靜穩度改善暨避風碼頭研究，交通部運輸研究所。
2. 交通部中央氣象局，1999~2014，潮汐觀測資料年報。
3. 蔡立宏、洪維屏、曾相茂，2016，港灣構造物與波流互制研究(3/4)，2016,3，交通部運輸研究所。
4. 蔡立宏、許弘芑、李孟學、許城榕，2016，港灣結構物受異常波浪影響分析(3/3)，交通部運輸研究所。
5. 交通部中央氣象局網站，<http://www.cwb.gov.tw/>
6. 臺灣氣候變遷與資訊平臺計畫網站，<http://tccip.ncdr.nat.gov.tw/>基隆港務局蘇澳港工程處，蘇澳港興建工程，民國 72 年。
7. 台灣省政府交通處港灣技術研究所，蘇澳港防波堤改善工程規劃-港池振盪數值之模擬，民國 86 年。
8. 台灣省政府交通處港灣技術研究所，台中港港口段航道設置減風設施可行性研究，民國 86 年。
9. 交通部運輸研究所，南方澳漁港第三泊區靜穩度改善防波堤布置水工模型試驗，民國 96 年。
10. 農委會水土保持局，蘭陽溪等中、上游集水區梅姬颱風災後調查及治理策略評估，民國 100 年。
11. 行政院農委會，蘇澳溪集水分區保育治理工程(民國 101~105 年)，民國 100 年。
12. 臺灣港務股份有限公司基隆港務分公司，蘇澳港整體規劃及未來發展計畫(106~110 年)，民國 102 年。
13. 臺灣港務股份有限公司，臺灣國際商港未來發展及建設計畫(民國 106~110 年)，民國 105 年。
14. 日本港灣協會，港灣の施設の技術上?基準・同解説，平成 11 年。

- 15.日本全國漁港協會，漁港 の 技術指針 1999 年版，平成 11 年。
- 16.Arash Karimpour,2015, "Ocean Wave Analyzing Toolbox-User Manual."
- 17.ARCADIS, 2009, "Global overview of navigable storm surge barriers from a Dutch Perspective", ASCE Met Section Infrastructure Group Seminar.
- 18.Booij, N., Holthuijsen, L. H., Doorn, N. and Kieftenburg, A. T. M. M., 1997, "Diffraction in a spectral wave model", *Proceedings of 3th International Symposium Ocean Wave Measurement and Analysis WAVES 97*, ASCE, New York, 243–255
- 19.Booij, N., Ris, R.C. and Holthuijsen, L.H., 1999, "A third generation wave model for coastal regions, Part I, Model description and validation", *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 104(C4), 7649-7666.
- 20.Casulli, V. and Cheng, R. T., 1992, "Semi-implicit finite difference methods for three-dimensional shallow water flow", *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 15 (6), 629-648. Carl A Thoresen, 2003, "Port designer's handbook."
- 21.Darshani T. Thotagamuwage, Charitha B. Pattiaratchi, 2014, "Influence of offshore topography on infragravity period oscillations in Two Rocks Marina, Western Australia", *Coastal Engineering*, pp. 220-230.
- 22.Dean, R. G. and Dalrymple, R. A., 1991, *Water Wave Mechanics for Engineers and Scientists*, WorldScientific Pub. Co., Teaneck, NJ.
- 23.Erduran, K. S., Ilic, S., and Kutija, V., 2005, "Hybrid finite-volume finite-difference scheme for the solution of Boussinesq equations", *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 49, 1213-1232.
- 24.GODA, YOSHIME, 2000, "RANDOM SEAS AND DESIGN IN MARITIME STRUCTURES."
- 25.Guanche, R., I.J. Losada and J.L. Lara. (2009). Numerical analysis of wave loads for coastal structure stability, *Coastal Engineering*, 56, 543-558
26. Henrik, K. H., Peter, S. Ole, R. S. and Jesper, F., 2000, "Combined Numerical and Physical Modelling of Seiching in Exposed New Marina", 27th International Coastal Engineering Conference, Australia.

27. Haas, K. A., Svendsen, I. A., Haller, M. C. and Zhao, Q., 2003, "Quasi-three-dimensional modeling of rip current systems", *Journal of Geophysical Research*, 108 (7), 3217.
28. Hsu, T. J., Sakakiyama T. and Liu, P. L.-F., 2002, "A numerical model for wave motions and turbulence flows in front of a composite breakwater", *Coastal Engineering*, 46, 25-50.
29. IPCC, 2007: Climate Change 2007: Synthesis Report. Contribution of Working Groups I, II and III to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Core Writing Team, Pachauri, R.K and Reisinger, A. (eds.)]. IPCC, Geneva, Switzerland, 104 pp.
30. IPCC, 2013: Summary for Policymakers. In: Climate Change 2013: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Stocker, T.F., D. Qin, G.-K. Plattner, M. Tignor, S. K. Allen, J. Boschung, A. Nauels, Y. Xia, V. Bex and P.M. Midgley (eds.)]. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA.
31. Kirby, J. T. and Dalrymple, R. A., 1992, *Combined Refraction/Diffraction Model REF/DIF 1, Version 2.4. Documentation and User's Manual*, Research Report No. CACR-92-04, Center for Applied Coastal Research, Department of Civil Engineering, University of Delaware, Newark.
32. Kirby, J. T., Shi, F., Tehranirad, B., Harris, J. C. and Grilli, S. T., 2013, "Dispersive tsunami waves in the ocean: Model equations and sensitivity to dispersion and Coriolis effects", *Ocean Modeling*, 62, 39-55.
33. Kothe, D. B., Mjolsness, R. C. and Torrey, M. D., 1991, "*RIPPLE: A computer program for incompressible flows with free surfaces*", available to DOE and DOE contractors from OSTI.
34. Lin, P. and Liu, P.L.-F., 1998 "A numerical study of breaking waves in the surf zone", *Journal of Fluid Mechanics*, 359, 239-264
35. Liu, P. L. and Lin, P., 1997, A Numerical Model for Breaking Waves: The Volume of Fluid Method, *Research Report No. CACR-97-02. Center for Applied Coastal Research, Department of Civil Engineering*, University of Delaware, Newark.

- 36.Liu, P. L. F., Lin, P., Chang, K. A. and Sakakiyama, T., 1999, “Numerical modeling of wave interaction with porous structure”, *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, ASCE, 125 (6), 322-320.
- 37.Longuet-Higgins, M. S. and Stewart, R. W., 1962, “Radiation stress and mass transport in gravity waves, with application to ‘surf beats’ ”, *Journal of Fluid Mechanics*, 13(4), 481–504.
- 38.Longuet-Higgins, M. S. and Stewart, R. W., 1964, “Radiation stresses in water waves; a physical discussion, with applications”, *Deep Sea Research and Oceanographic*, 11(4), 529–562.
- 39.Losada, I. J., Lara, J. L., Guanche, R, and Gonzalez-Ondina, J. M. 2008. “Numerical analysis of wave overtopping of rubble mound breakwaters”, *Coastal Engineering*, 55, 47-62.
- 40.Northwest Hydraulic Consultants Ltd., 1980, "Acceptable Wave Climate in Small Craft Harbours", Canadian Manuscript Report of Fisheries and Aquatic Sciences No.1581.
- 41.P.T.M. Dircke, 2012, "An overview and comparison of navigable storm surge barriers", Innovative Dam and Levee Design and construction.
- 42.Putrevu, U. and Svendsen, I. A., 1999, “Three-dimensional dispersion of momentum in wave induced nearshore currents”, *European Journal of Mechanics - B/Fluids*, 409-427.
- 43.Rodi, W., 1980, Turbulence Models and Their Application in Hydraulics—A state of the Art Review, *International Association for Hydraulic Research Publication*, Delft, Netherlands.
- 44.Roeber, V., Cheung, K. F. and Kobayashi, M. H., 2010, “Shock-capturing Boussinesq-type model for nearshore wave processes”, *Coastal Engineering*, 57, 407-423.
- 45.Sakakiyama, T. and Liu, P.L.-F., 2001, “Laboratory Experiments for wave motions and turbulence flows in front of a breakwater”, *Coastal Engineering*, 44, 117-139.
- 46.Shi, F. and Sun, W., 1995, “A variable boundary model of storm surge flooding in generalized curvilinear grids”, *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 21 (8), 641-651.

47. Shi, F., Sun, W. and Wei, G., 1998, "AWDM method on generalized curvilinear grid for calculation of storm surge flooding", *Applied Ocean Research*, 19(4), 275-282.
48. Shi, F., Svendsen, I. A., Kirby, J. T. and Smith, J. M., 2003, "A curvilinear version of a Quasi-3D nearshore circulation model", *Coastal Engineering*, 49 (1-2), 99-124.
49. Shi, F., Kirby, J. T. and Hanes, D., 2007, "An efficient mode-splitting method for a curvilinear nearshore circulation model", *Coastal Engineering*, 54, 811-824.
50. Shi, F., Kirby, J. T., Tehranirad, B. and Harris, J. C., 2011a, "*FUNWAVE-TVD, users' manual and benchmark tests*", Center for Applied Coastal Research Report, CACR 2011-04, University of Delaware, Newark, Delaware.
51. Shi, F., Kirby, J. T., Harris, J. C., Geiman, J. D. and Grilli, S. T., 2011b, "A high-order adaptive time-stepping TVD solver for Boussinesq modeling of breaking waves and coastal inundation", *Ocean Modelling*, 43, 36-51.
52. Shi, F., Kirby, J. T., Hsu, T. J. and Chen J. L., 2012, "*NearCoM-TVD, documentation and users' manual*", Research Report, CACR, University of Delaware, Newark, Delaware.
53. Shiach, J. B. and Mingham, C. G., 2009, "A temporally second-order accurate Godunov-type scheme for solving the extended Boussinesq equations", *Coastal Engineering*, 56, 32-45.
54. Shih, T.-H., Zhu, J. and Lumley, J.L., 1996, "Calculation of wall-bounded complex flows and free shear flows", *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 23(11), 1133-1144
55. Sollitt, C. K. and Cross, R. H., 1972 "Wave Transmission through Permeable Breakwaters", *Proceedings of 13th International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, New York, 1827-1846.
56. Spydell, M. S., Feddersen, F., Olabarrieta, M., and Chen, J. L., 2015, "Observed and modeled drifters at a tidal inlet", *Journal of Geophysical Research: Oceans*, DOI 10.1002/2014JC010541.

57. Svendsen, I. A. and Putrevu, U., 1990, "Nearshore circulation with 3-D profiles", *Proceedings of 22th International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, 241-254.
58. Svendsen, I. A., Haas, K. A. and Zhao, Q., 2003, *Quasi-3D Nearshore Circulation Model SHORECIRC: Version 2.0, Research Report*, Center for Applied Coastal Research, University of Delaware.
59. Thomas, G., Mogens, H. and Jens, K., 2001, "Wave Disturbance Modelling in the Port of Sines, Portugal-with special emphasis long period oscillations", *International Conference on Port and Maritime R&D and Technology*, Singapore.
60. Tehranirad, B., Shi, F., Kirby, J. T., Harris, J. C. and Grilli, S., 2011, *Tsunami benchmark results for fully nonlinear Boussinesq wave model FUNWAVE-TVD, Version 1.0*, Research Report No. CACR-11-02, Center for Applied Coastal Research, University of Delaware.
61. Thompson, J. F., Warsi, Z. U. and Mastin, C. W., 1985, *Numerical grid generation: foundations and applications*, Amsterdam: North-hollan.
62. Tonelli, M. and Petti, M., 2009, "Hybrid finite volume - finite difference scheme for 2DH improved Boussinesq equations", *Coastal Engineering*, 56, 609-620.
63. Toro, E. F., 2009, *Riemann solvers and numerical methods for fluid dynamics: a practical introduction*, Third edition, Springer, New York.
64. Van Dorn, W.G., 1953, "Wind Stress on an Artificial Pond", *Journal of Marine Research*, 12, 249-276.
65. Van Gent, M. R. A., 1995, "Wave interaction with permeable coastal structures," PhD thesis, Delft University, Delft, The Netherlands.
66. WAFO GROUP, 2011, "A MATLAB TOOLBOX FOR ANALYSIS OF RANDOM WAVES AND LOADS-TUTORIAL FOR WAFO UERSZON 2.5."
67. Wesson Vizcaino, Mauricio Alberto, 2011, "Analysis of Spectra, Wave Grouping and Long Wave Phenomena of Real Measured Wind Waves in Coastal Waters", Master thesis. OCEANLYZ.

附 錄

附錄 1

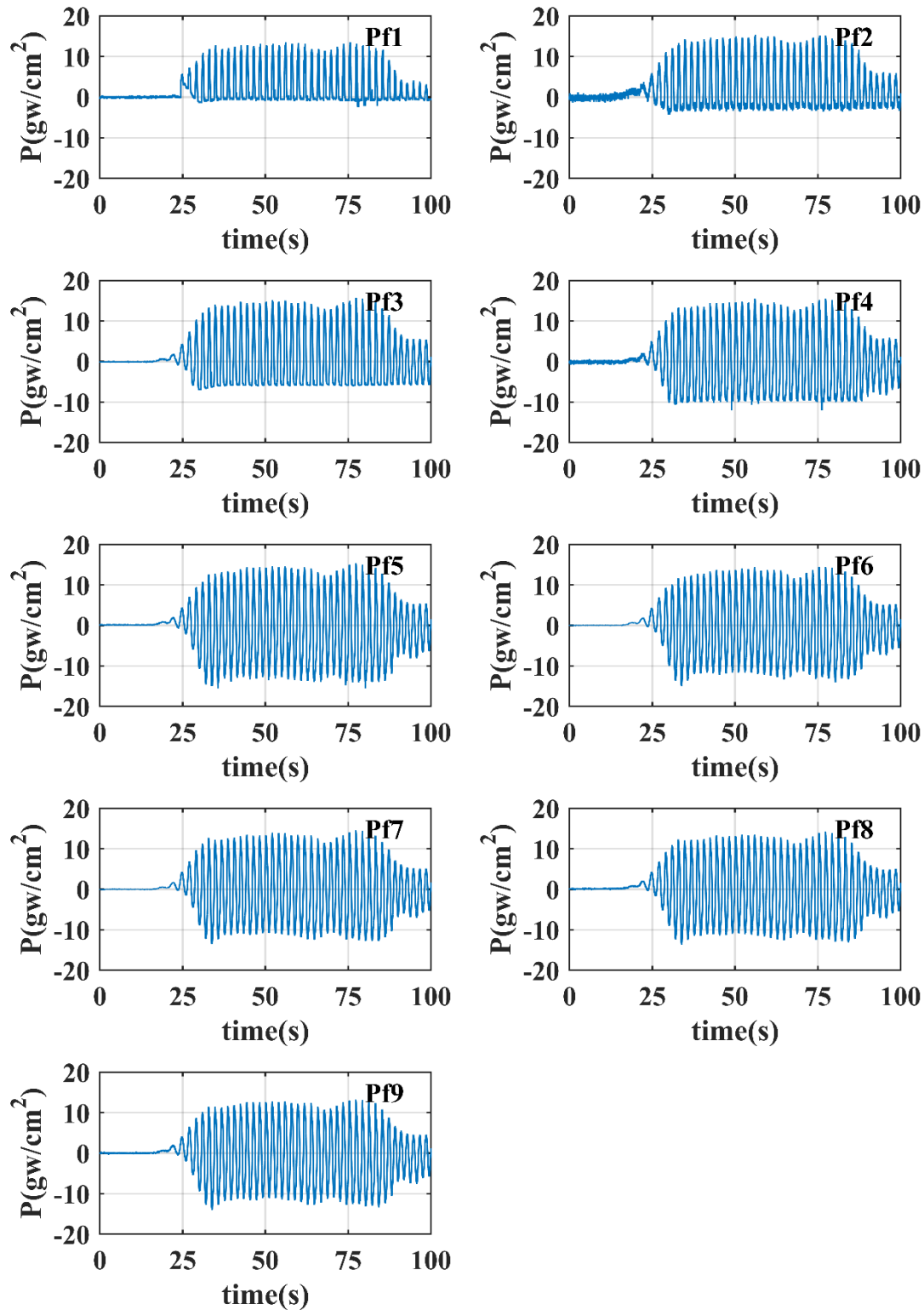
各種條件下之水工模型試驗結果

垂直位置(cm)	2.5	-1.5	-5.5	-9.5	-13.5	-17.5	-21.5	-25.5	-29.5
週期 1.94sec	13.3	14.9	14.6	14.4	14.0	13.3	13.1	12.9	12.4
週期 185sec	12.7	14.4	13.3	13.5	12.6	12.1	12.1	11.6	10.8
週期 1.76sec	12.3	13.6	12.8	12.5	12.1	11.8	11.8	11.1	10.7

試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.94sec，波高 22cm

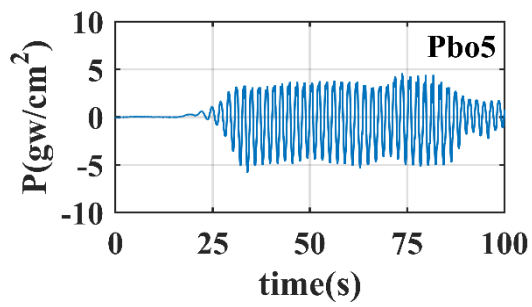
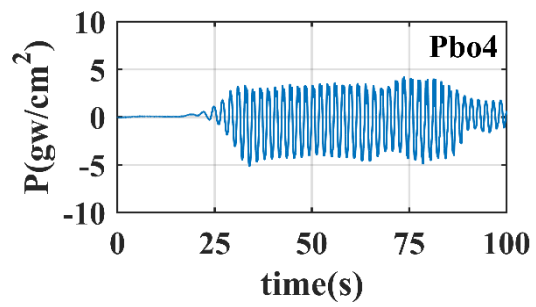
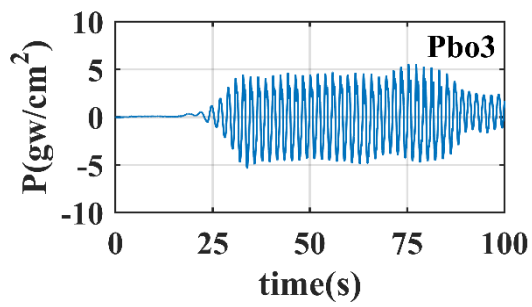
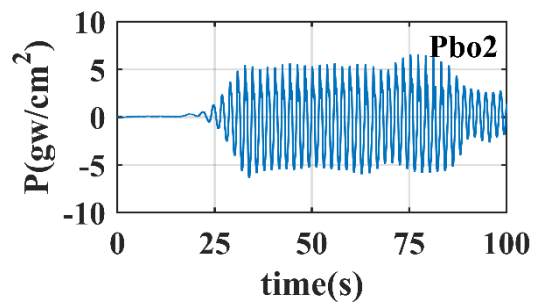
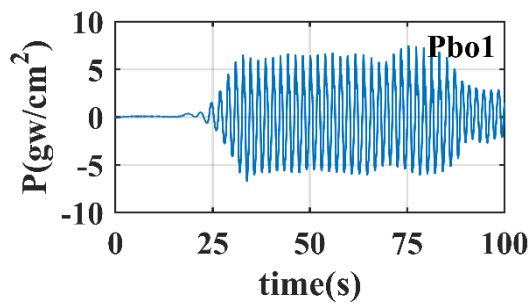
波壓時序列圖(堤前)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.94sec，波高 22cm

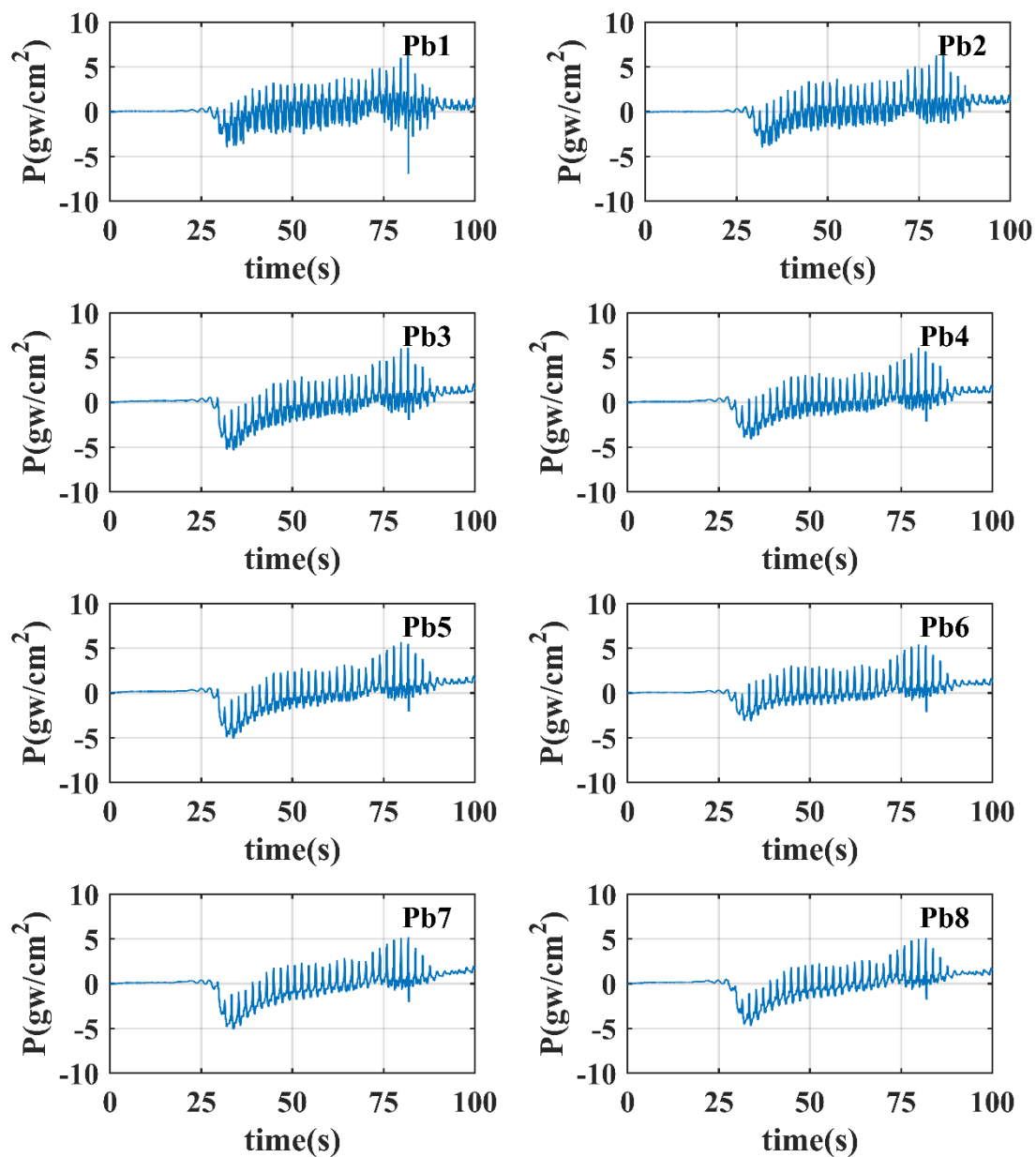
波壓時序列圖(堤底面)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.94sec，波高 22cm

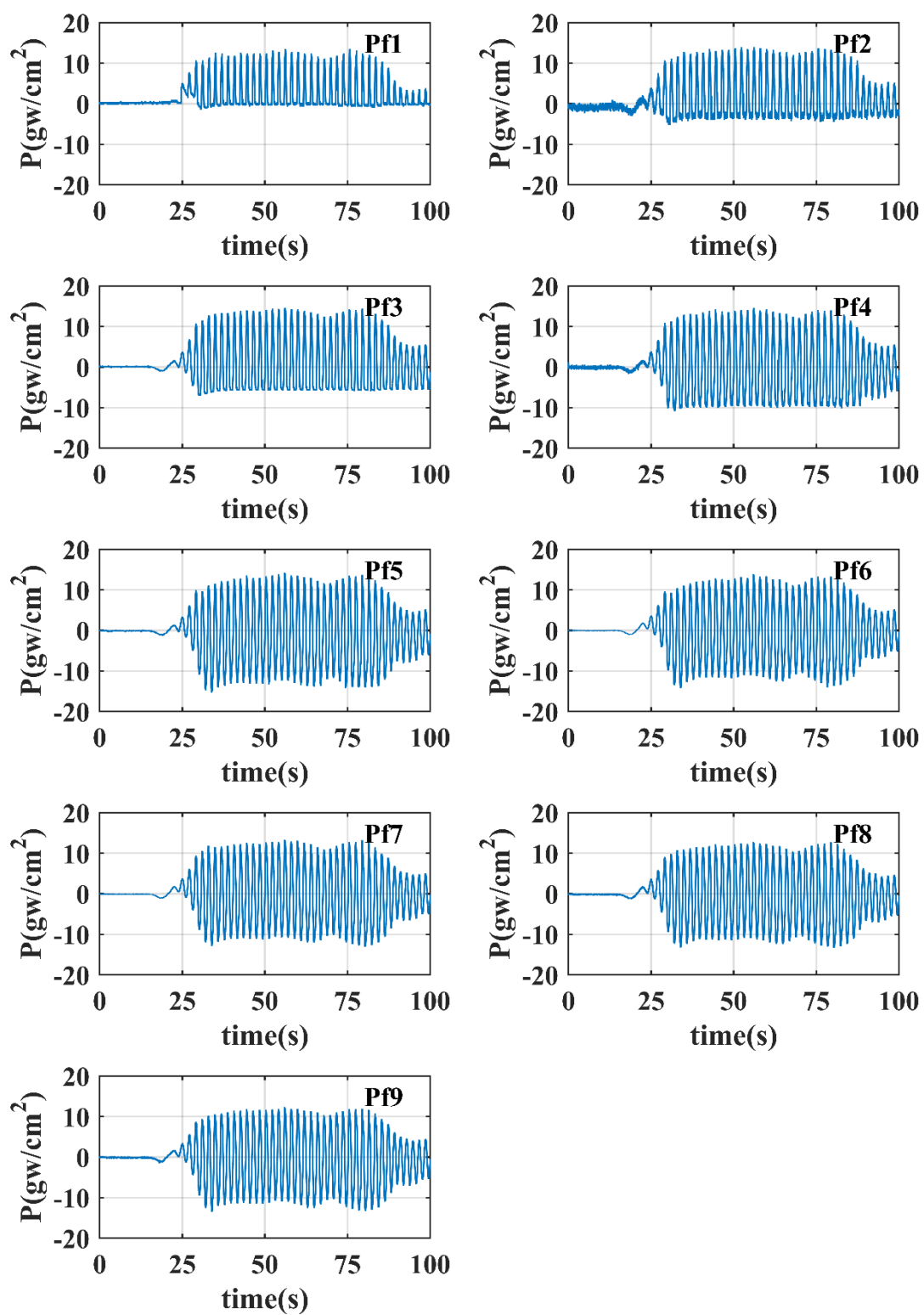
波壓時序列圖(堤後)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.94sec，波高 20cm

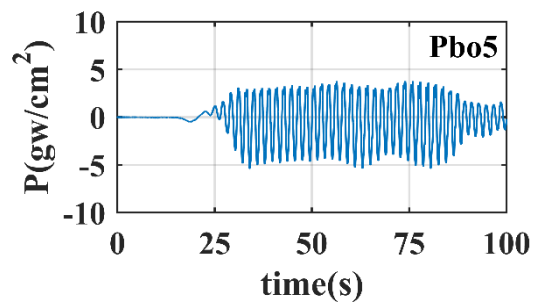
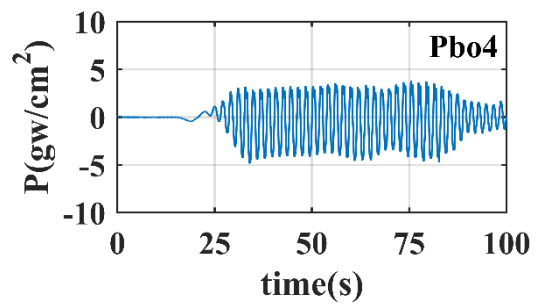
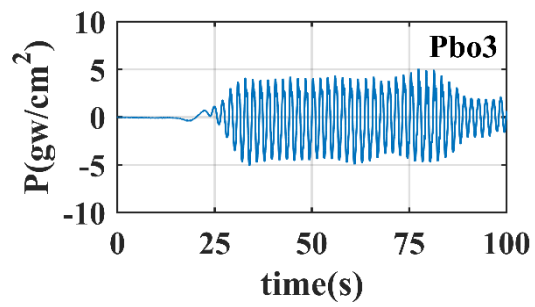
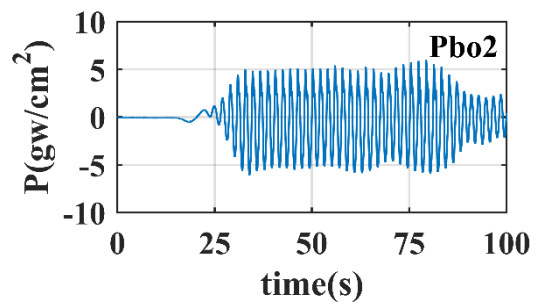
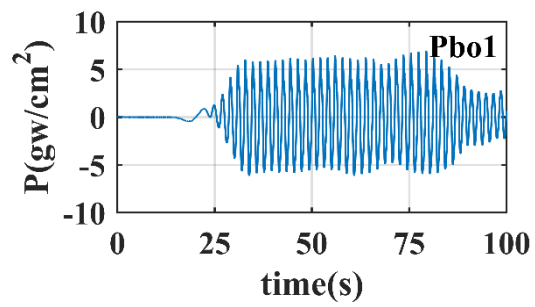
波壓時序列圖(堤前)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.94sec，波高 20cm

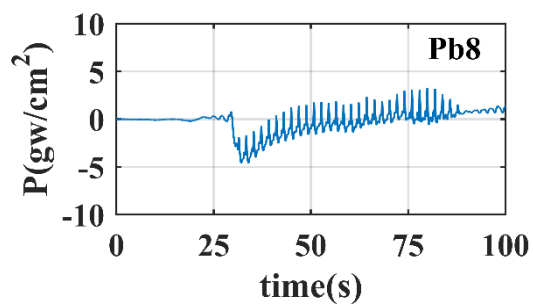
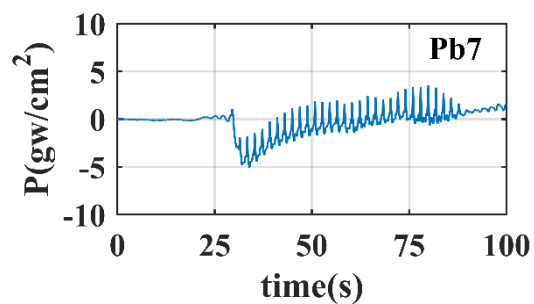
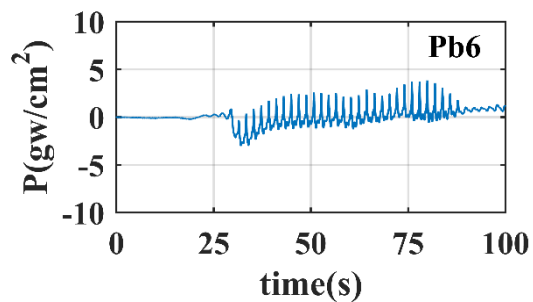
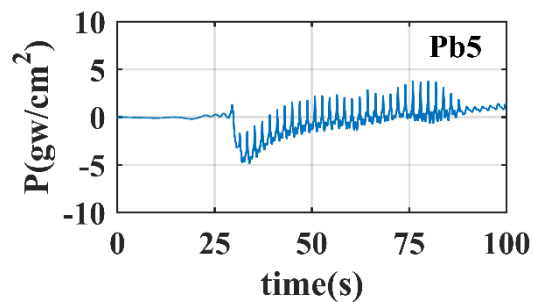
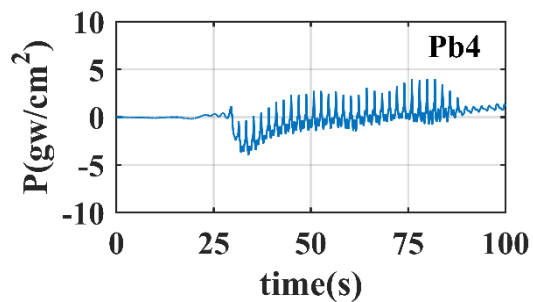
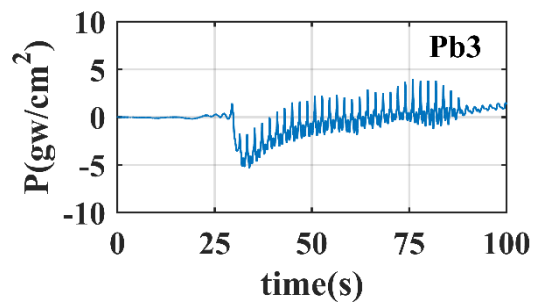
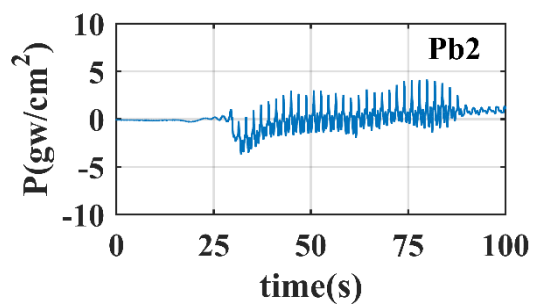
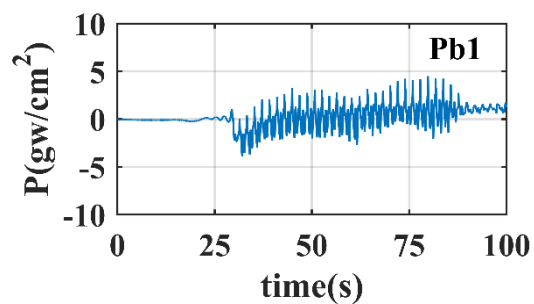
波壓時序列圖(堤底面)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.94sec，波高 20cm

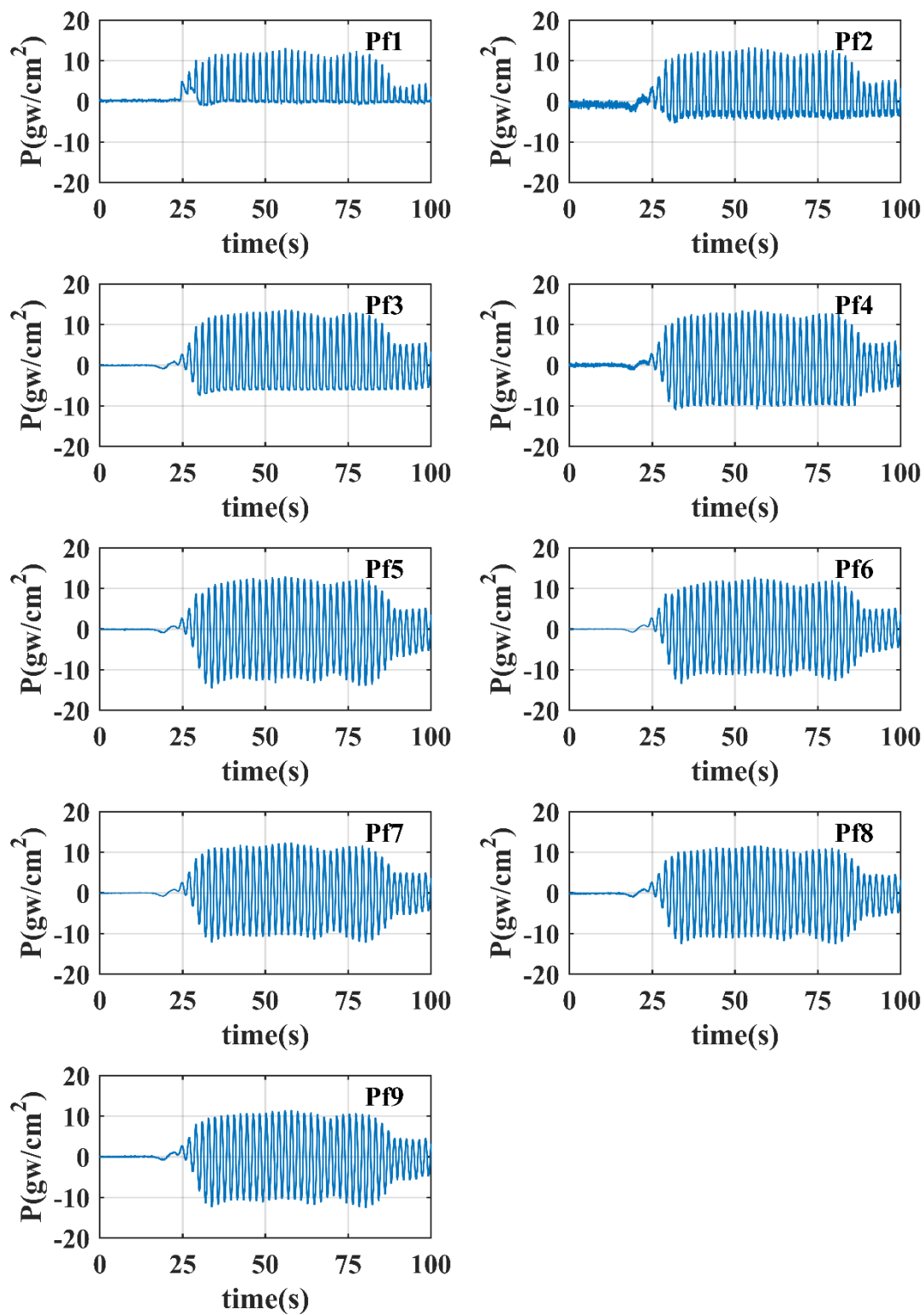
波壓時序列圖(堤後)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.94sec，波高 18cm

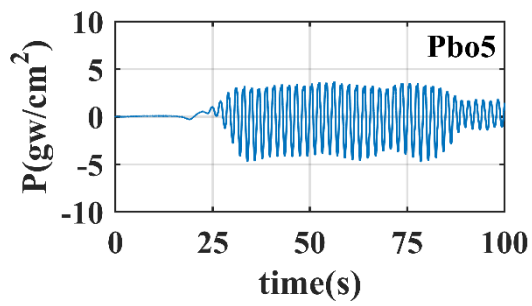
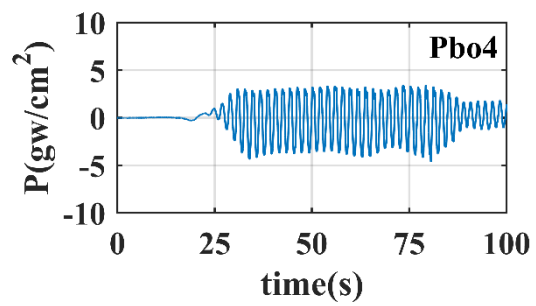
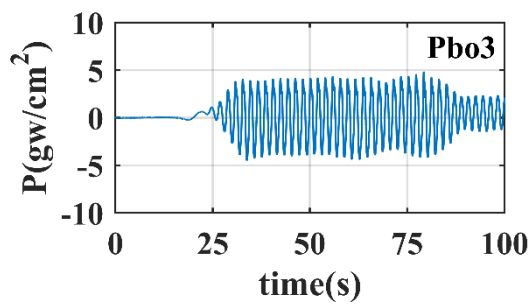
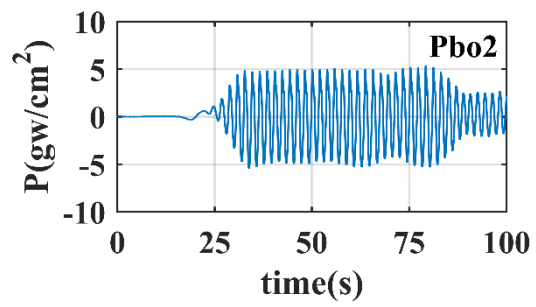
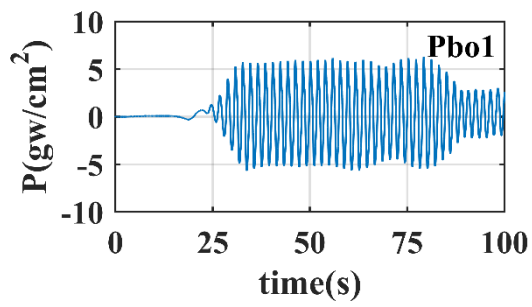
波壓時序列圖(堤前)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.94sec，波高 18cm

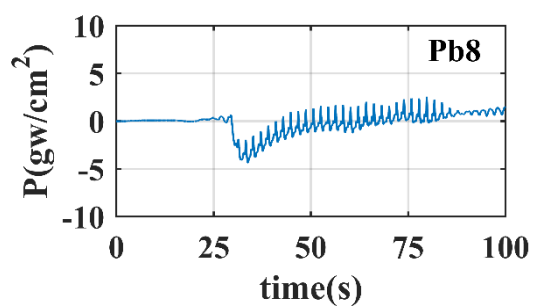
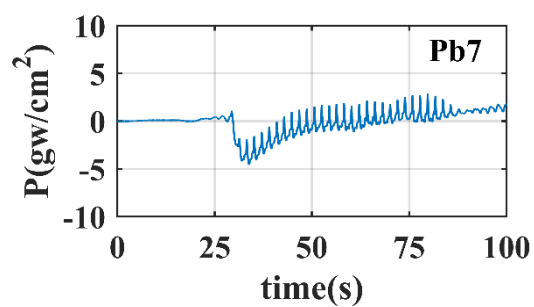
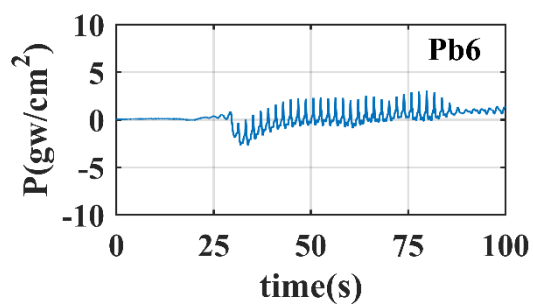
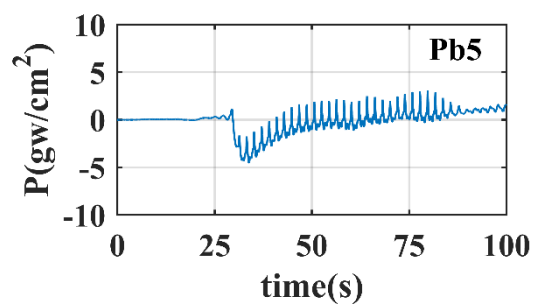
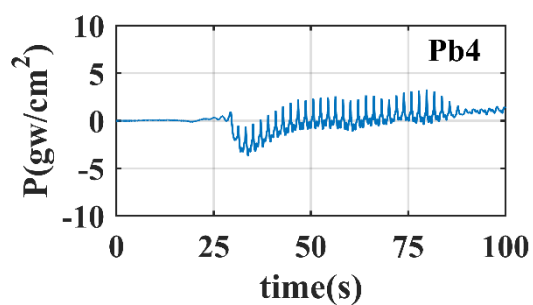
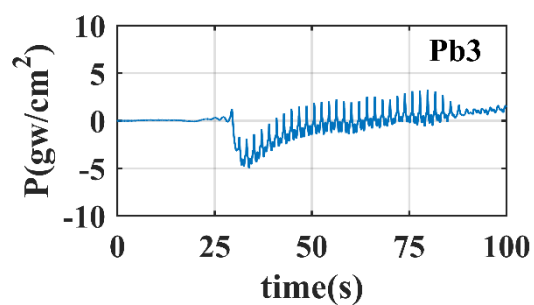
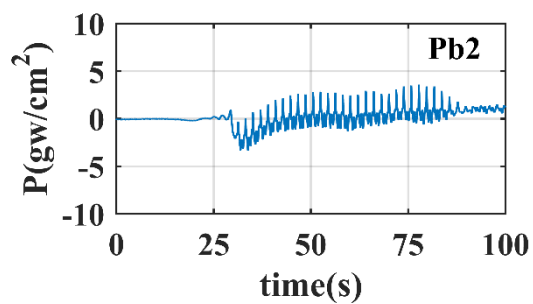
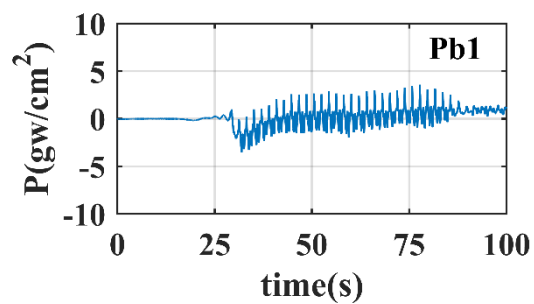
波壓時序列圖(堤底面)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.94sec，波高 18cm

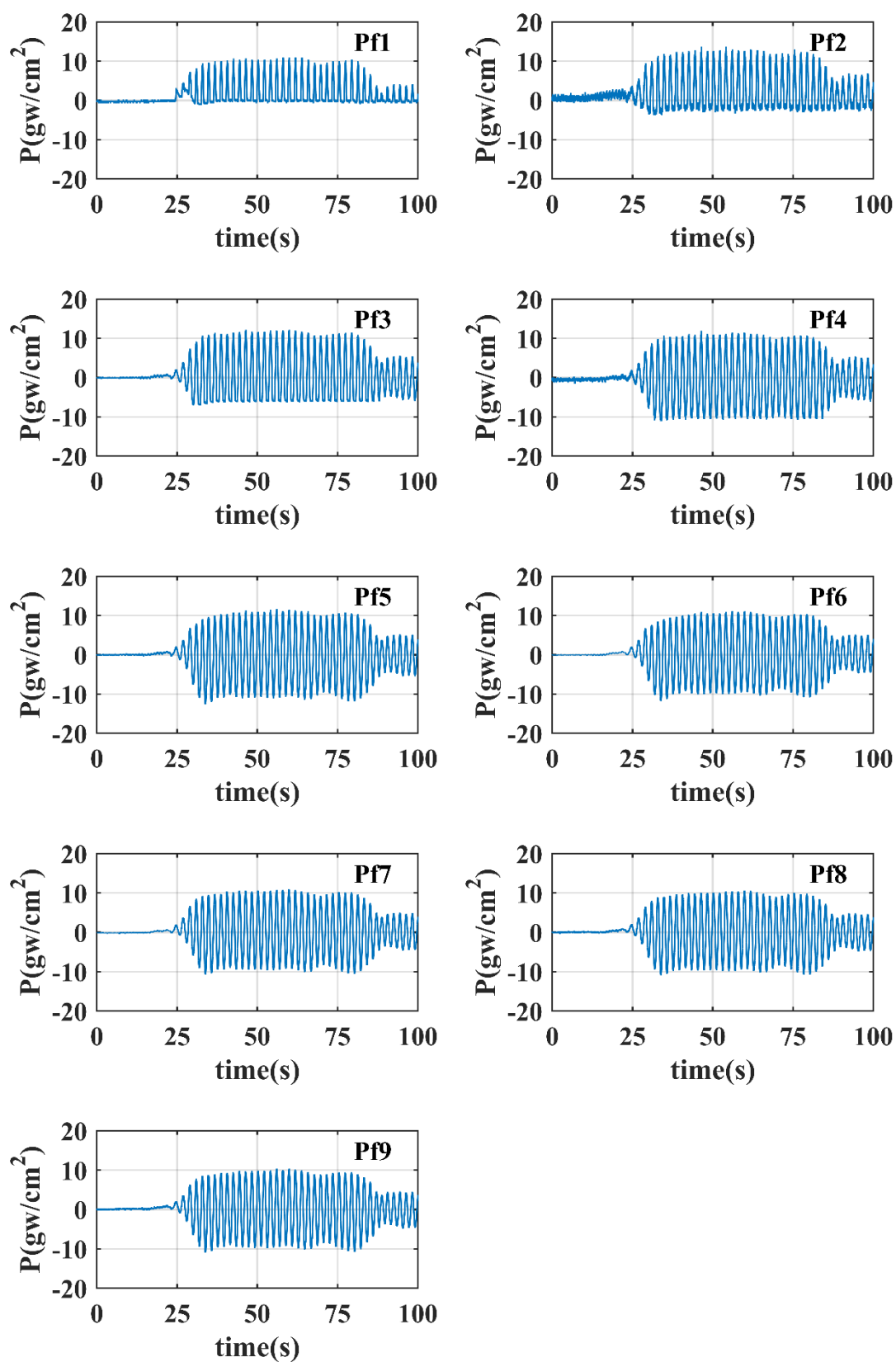
波壓時序列圖(堤後)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.94sec，波高 15cm

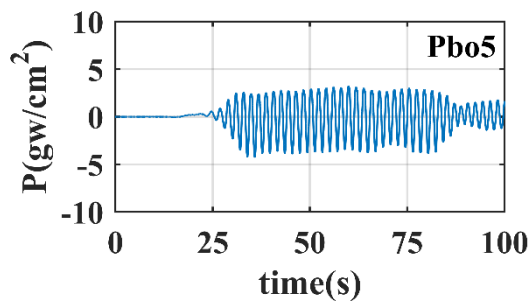
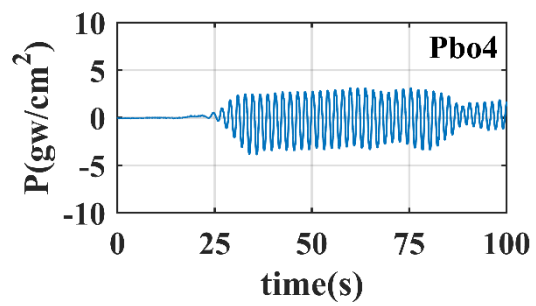
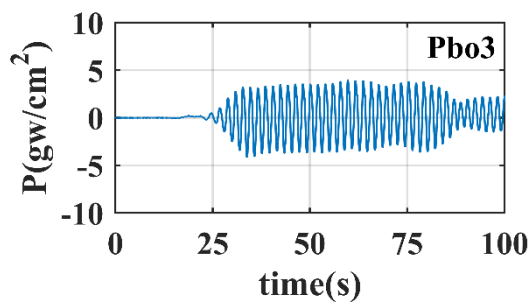
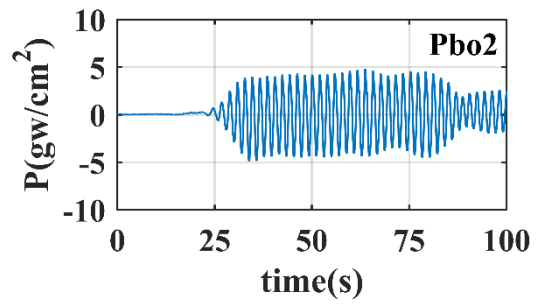
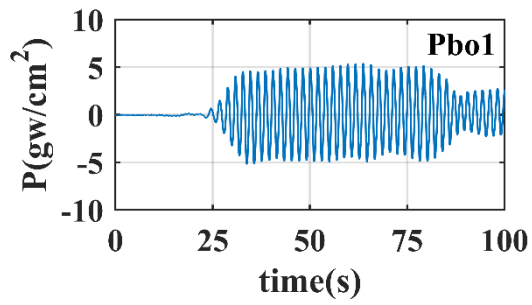
波壓時序列圖(堤前)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.94sec，波高 15cm

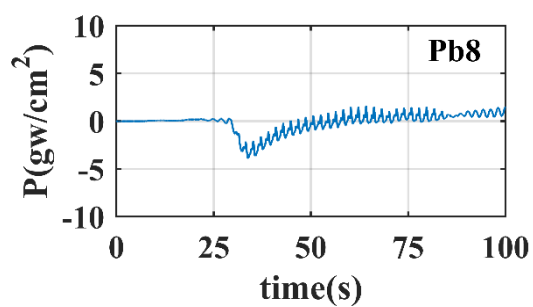
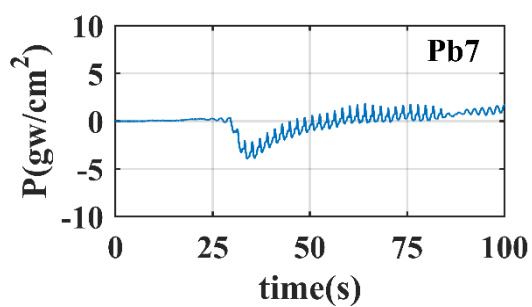
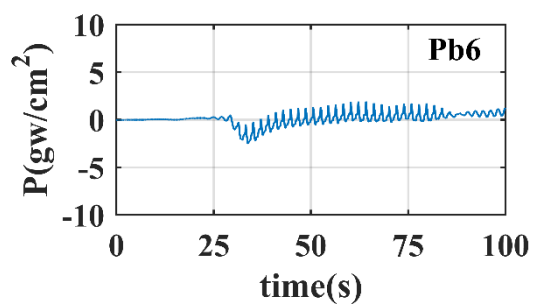
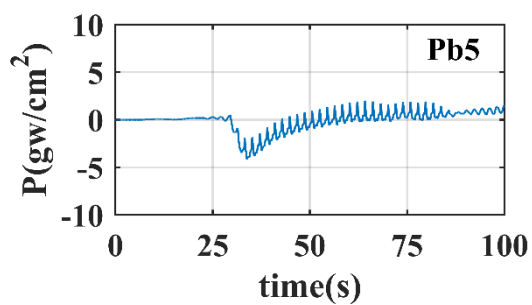
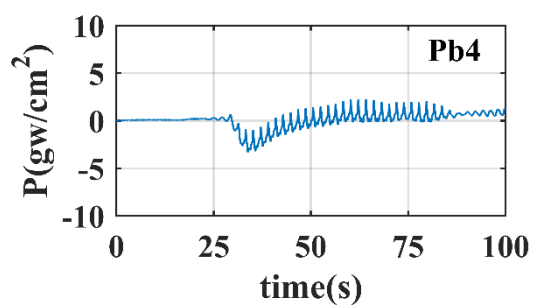
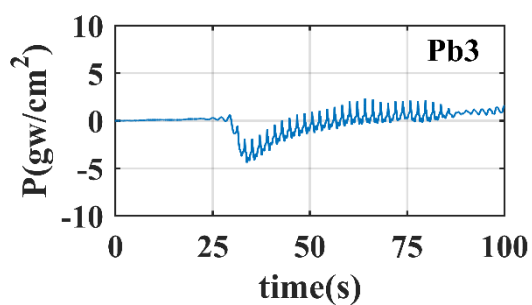
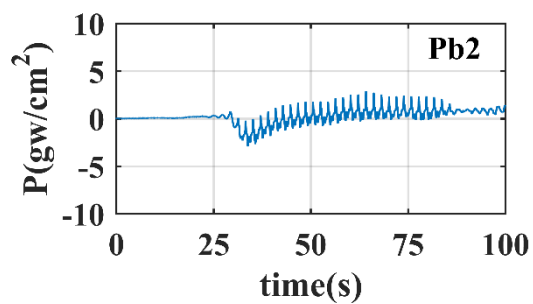
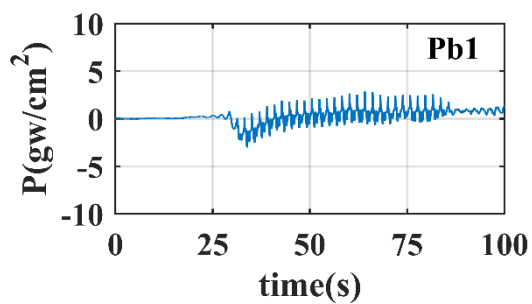
波壓時序列圖(堤底面)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.94sec，波高 15cm

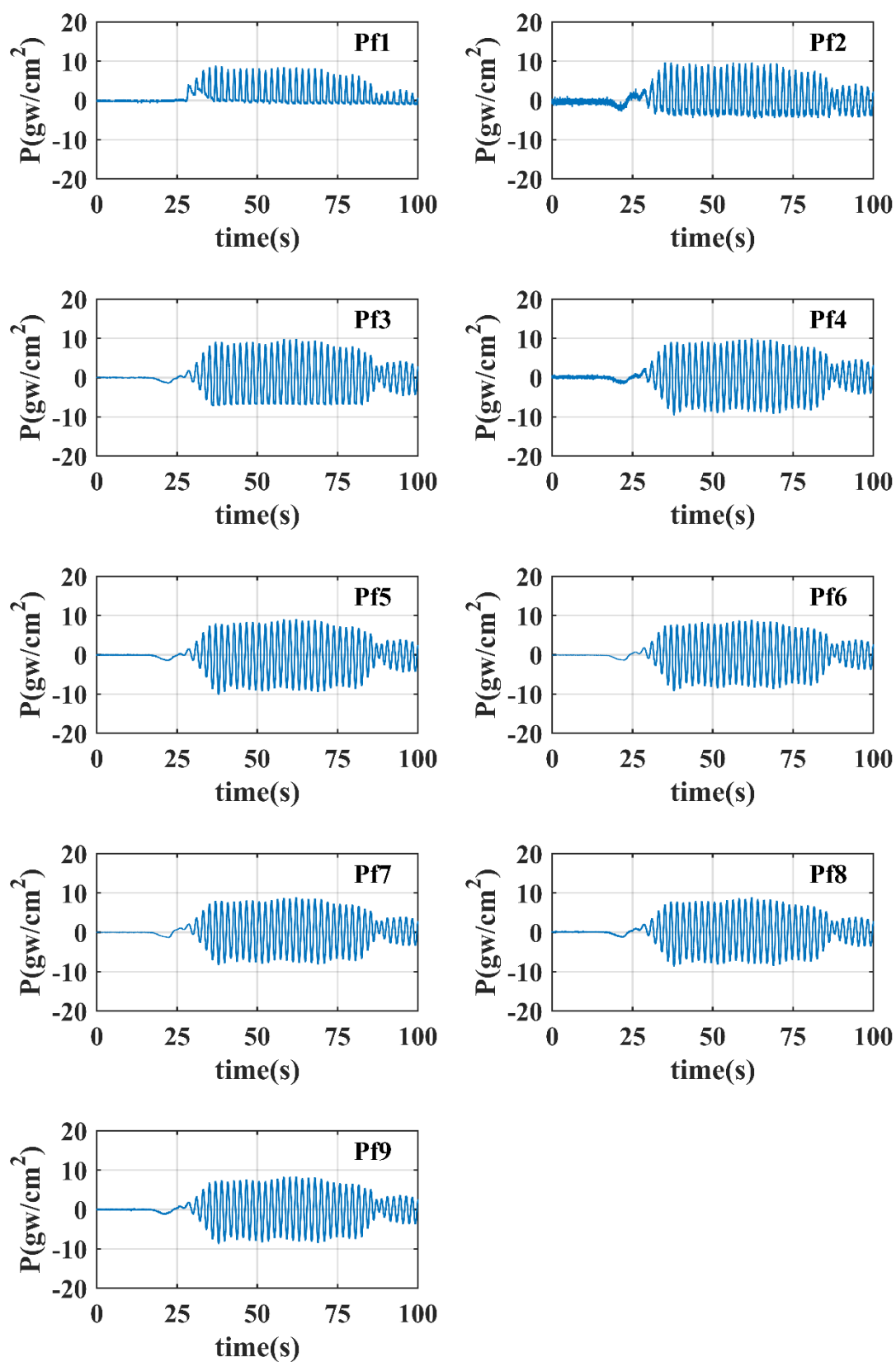
波壓時序列圖(堤後)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.94sec，波高 12cm

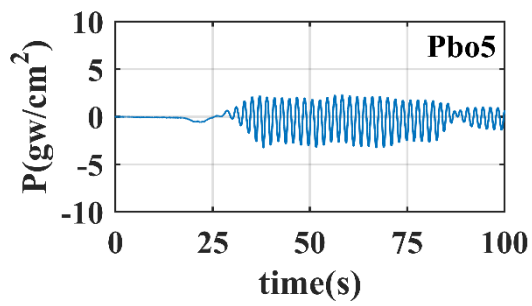
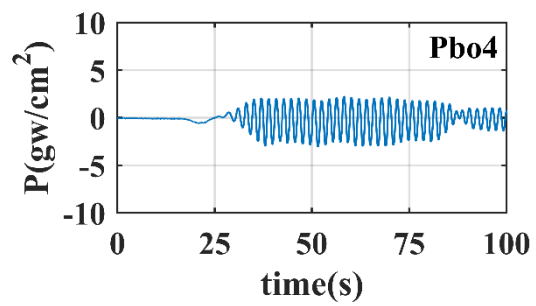
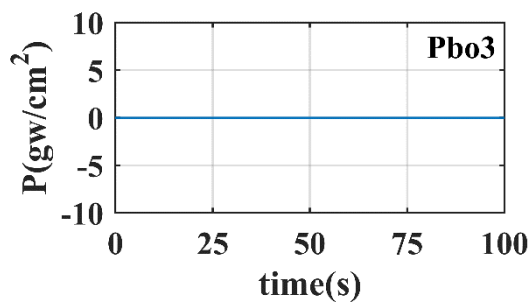
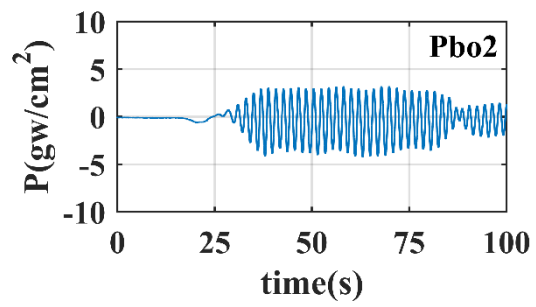
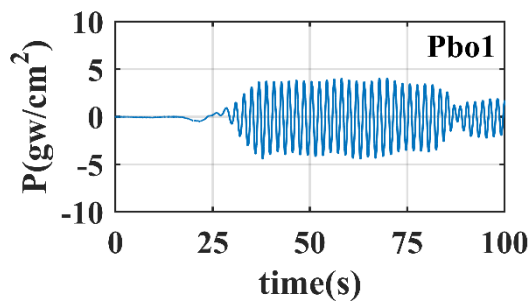
波壓時序列圖(堤前)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.94sec，波高 12cm

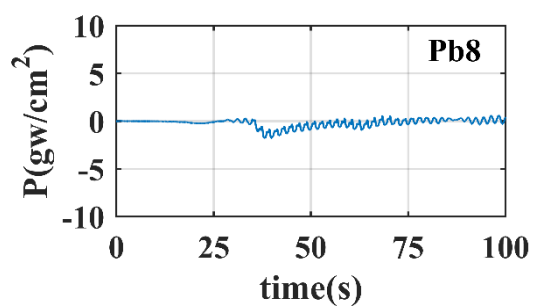
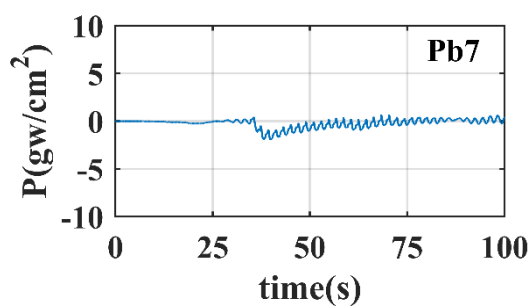
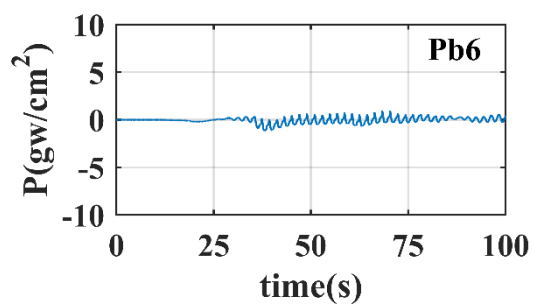
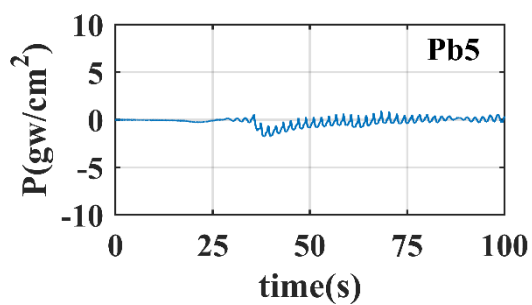
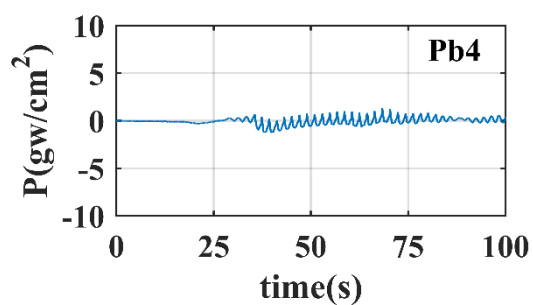
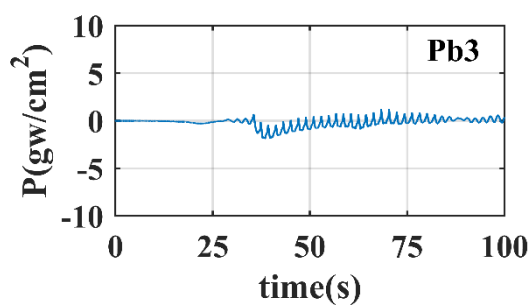
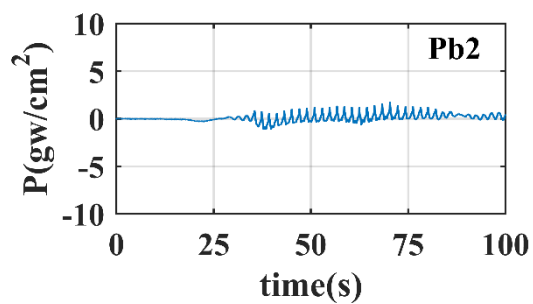
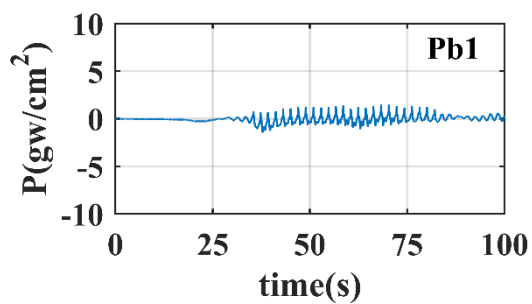
波壓時序列圖(堤底面)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.94sec，波高 12cm

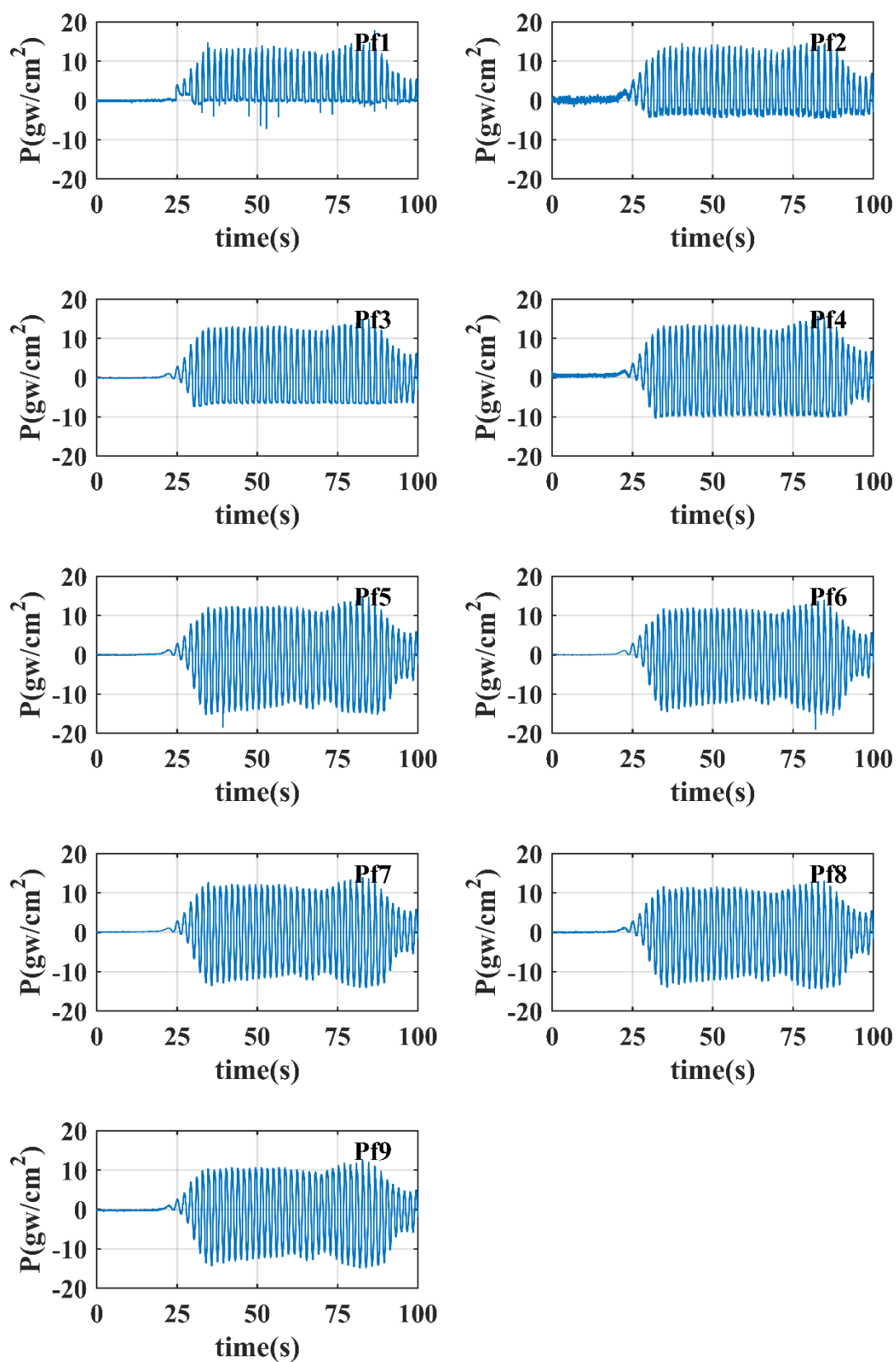
波壓時序列圖(堤後)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.85sec，波高 22cm

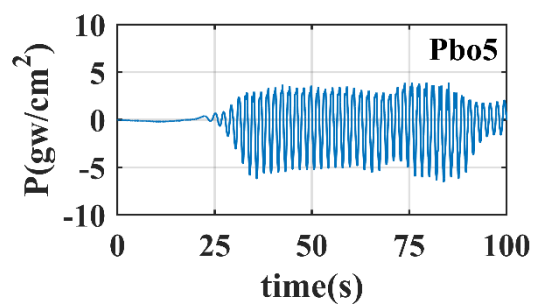
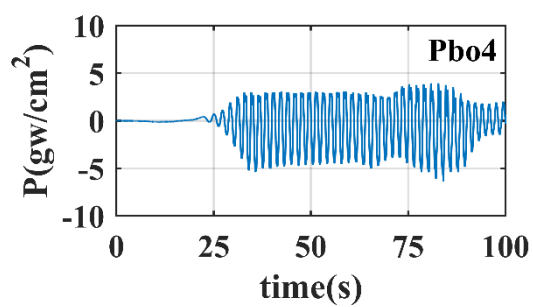
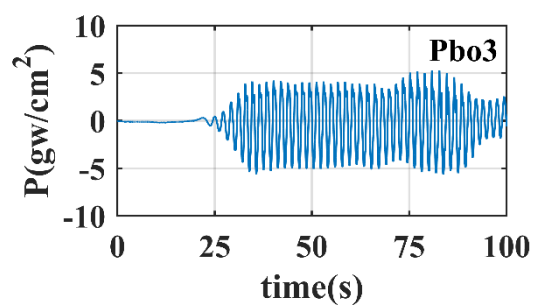
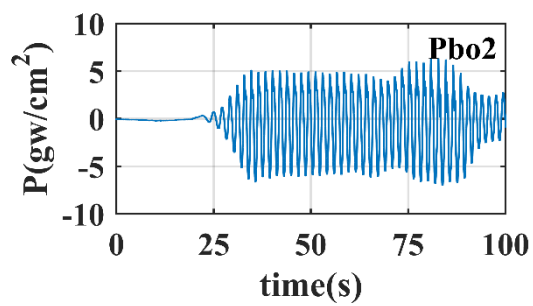
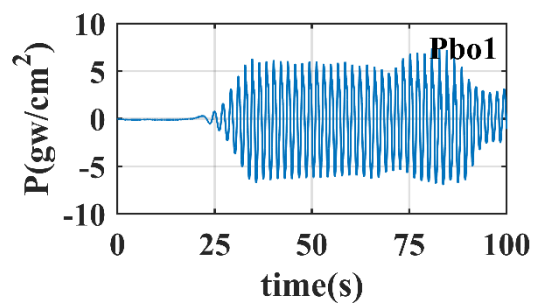
波壓時序列圖(堤前)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.85sec，波高 22cm

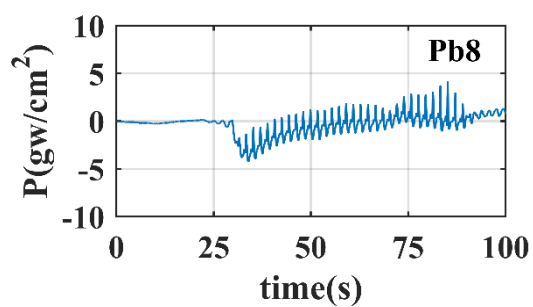
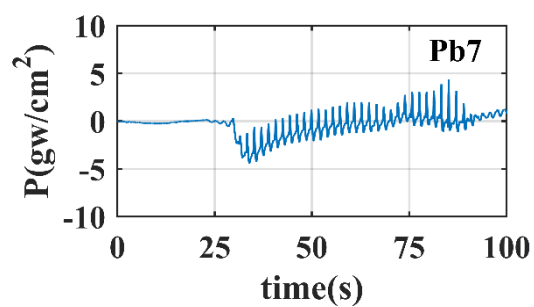
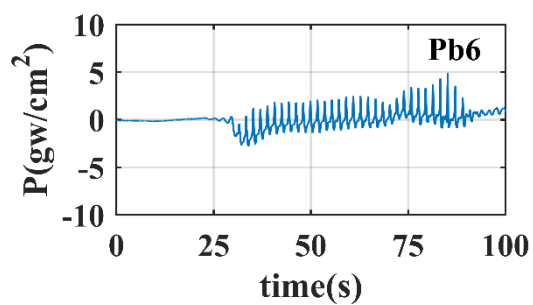
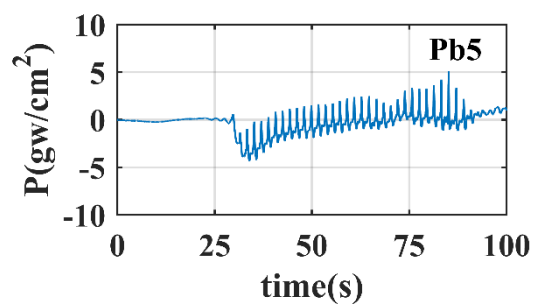
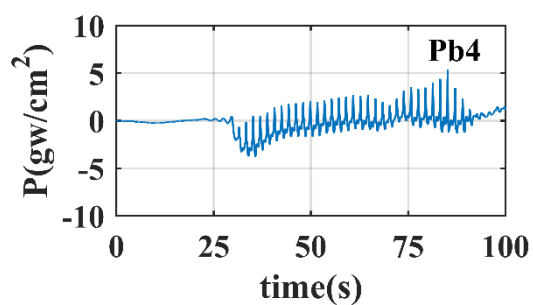
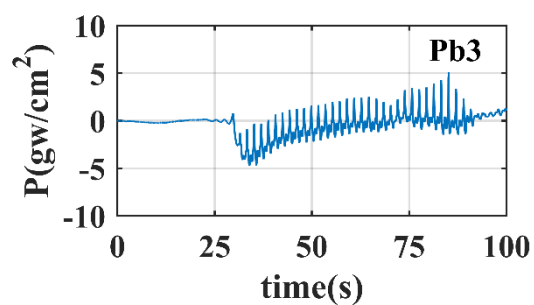
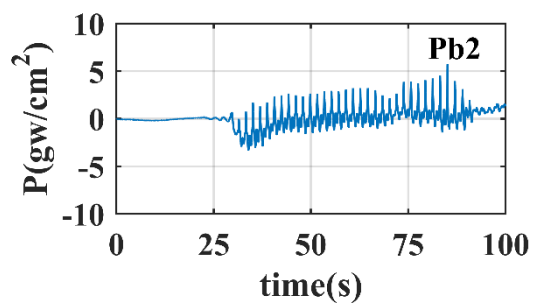
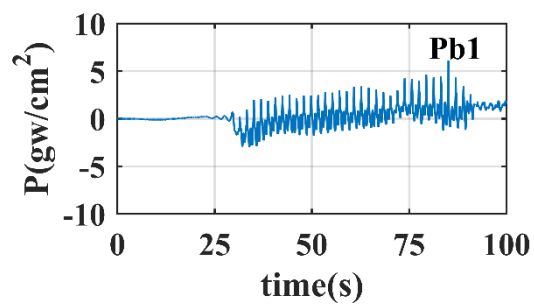
波壓時序列圖(堤底面)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.85sec，波高 22cm

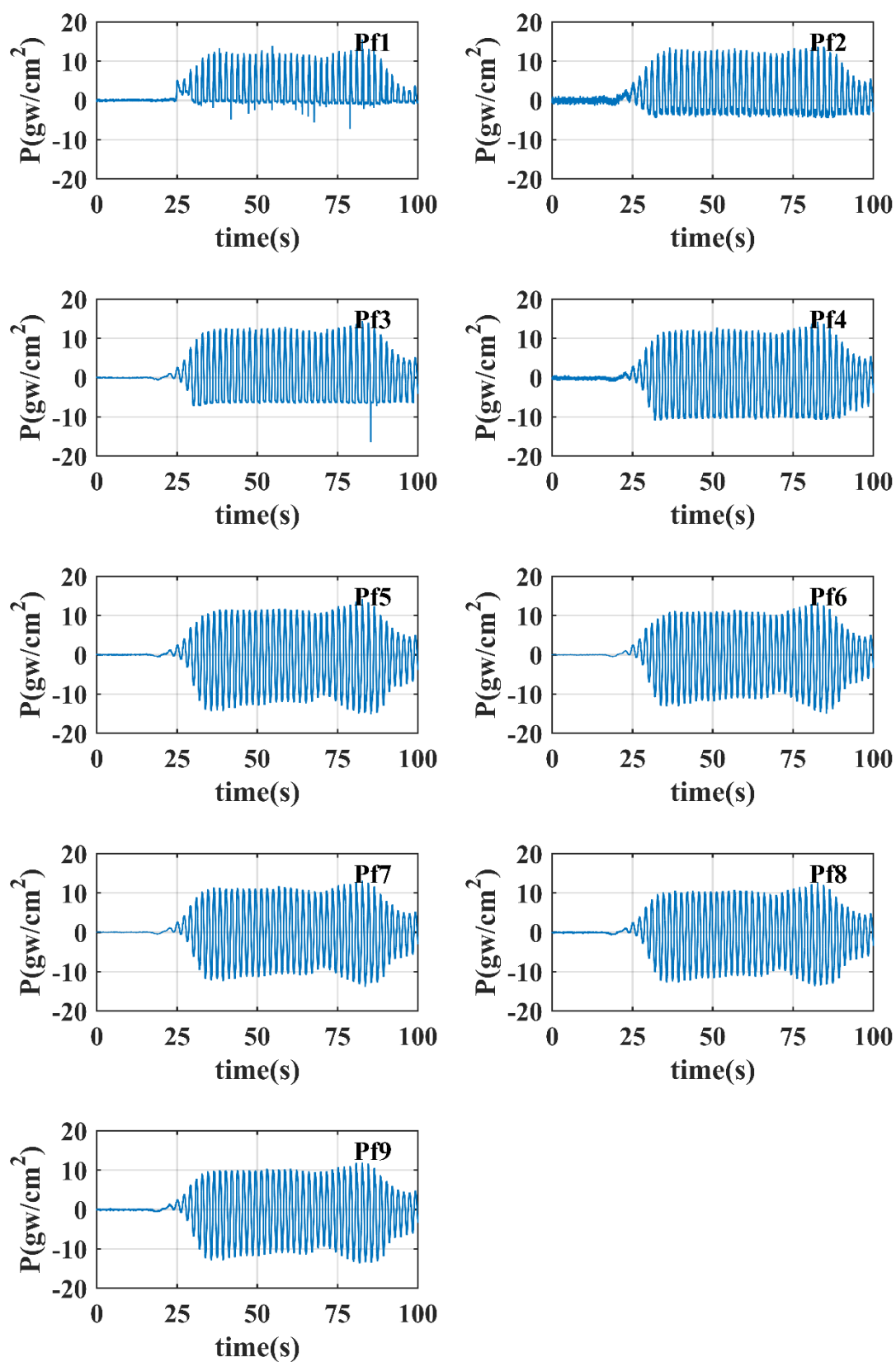
波壓時序列圖(堤後)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.85sec，波高 20cm

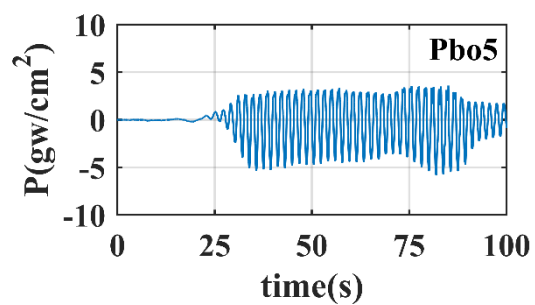
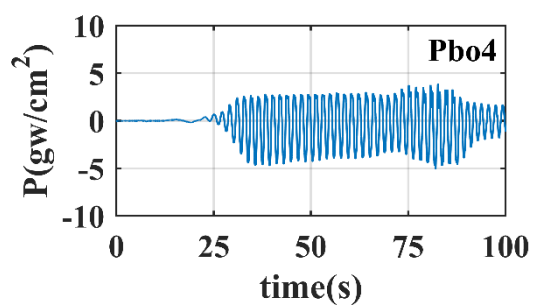
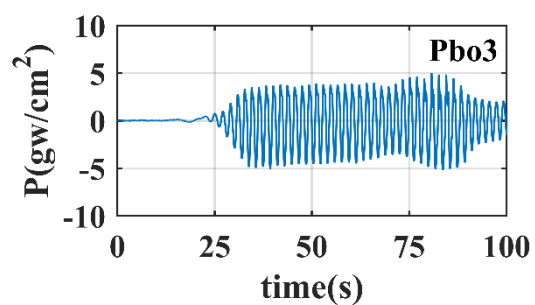
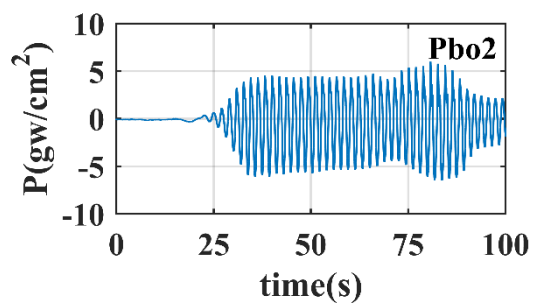
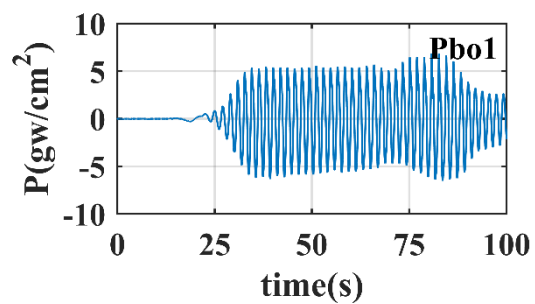
波壓時序列圖(堤前)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.85sec，波高 20cm

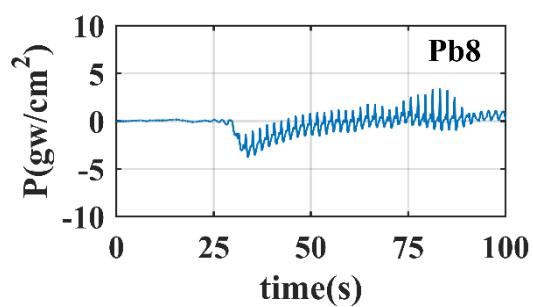
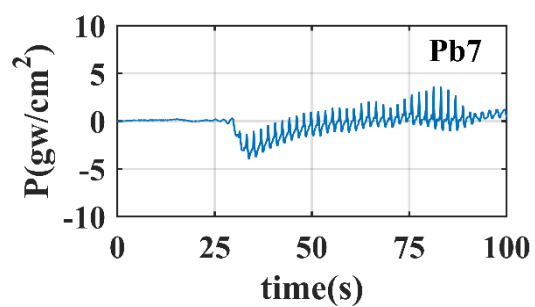
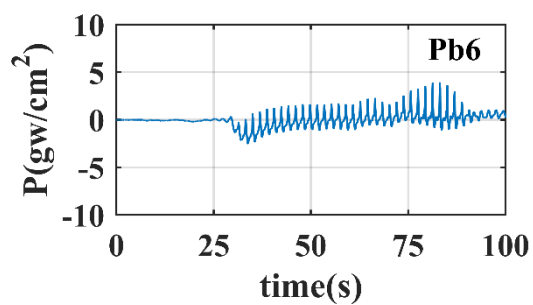
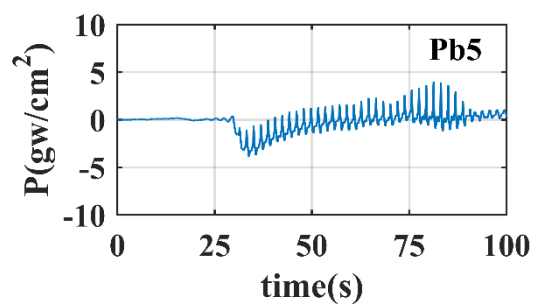
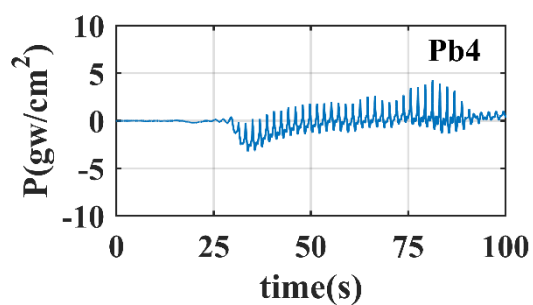
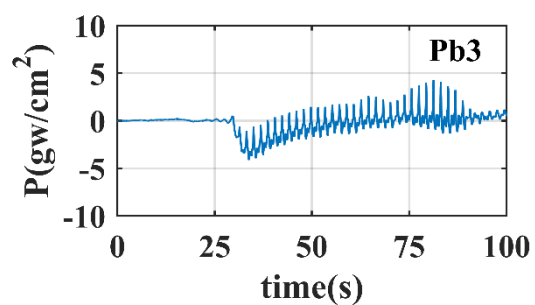
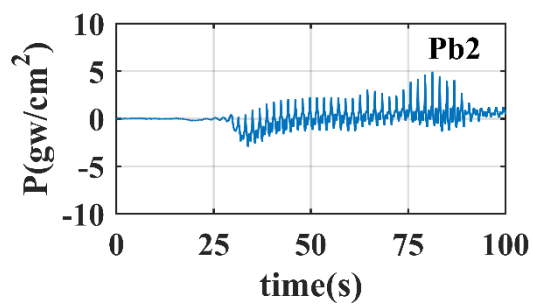
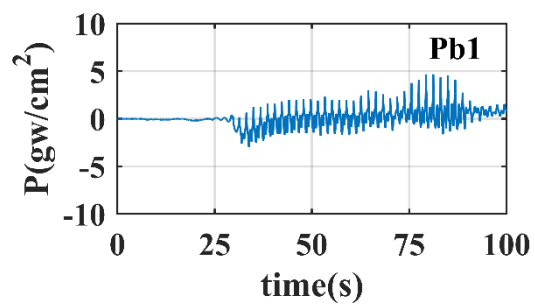
波壓時序列圖(堤底面)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.85sec，波高 20cm

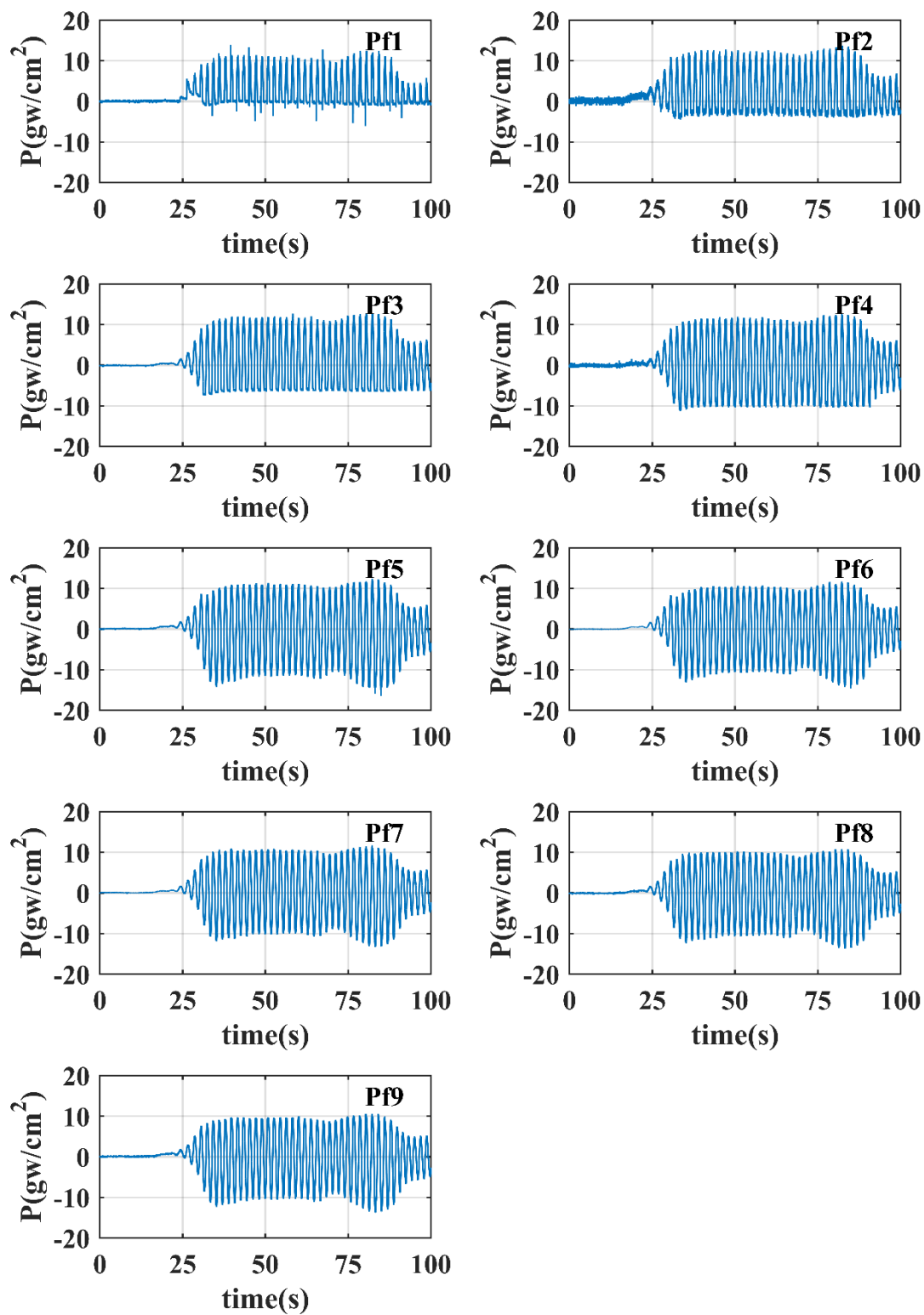
波壓時序列圖(堤後)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.85sec，波高 18cm

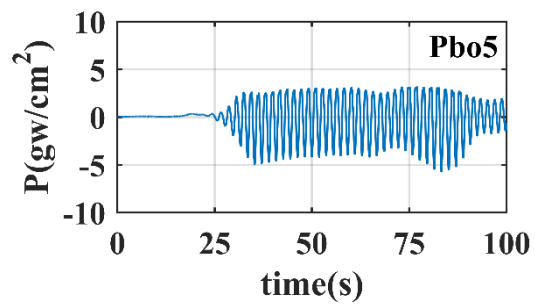
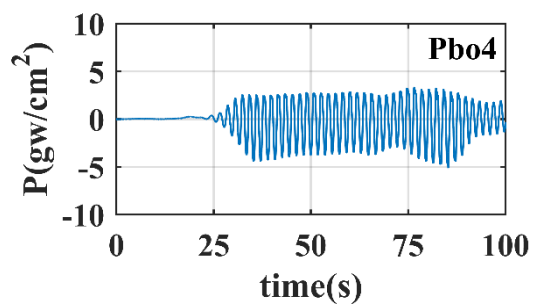
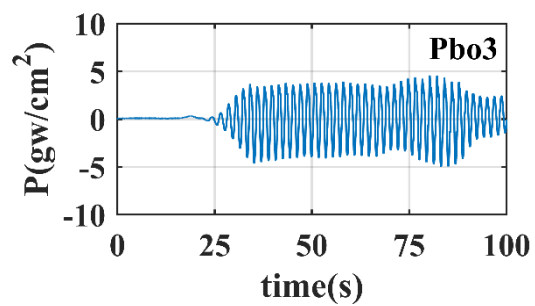
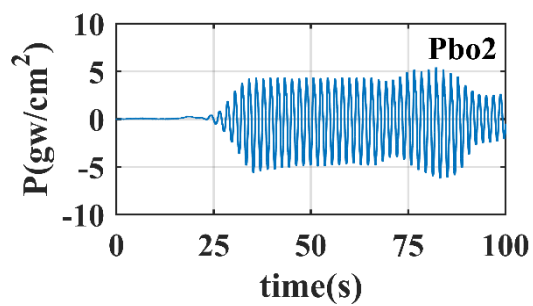
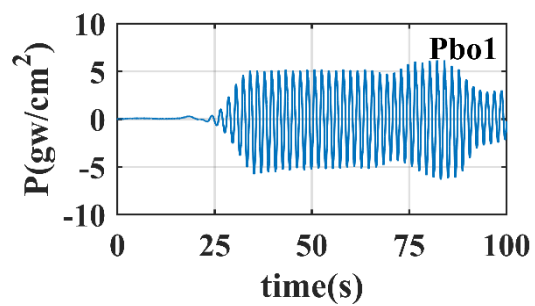
波壓時序列圖(堤前)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.85sec，波高 18cm

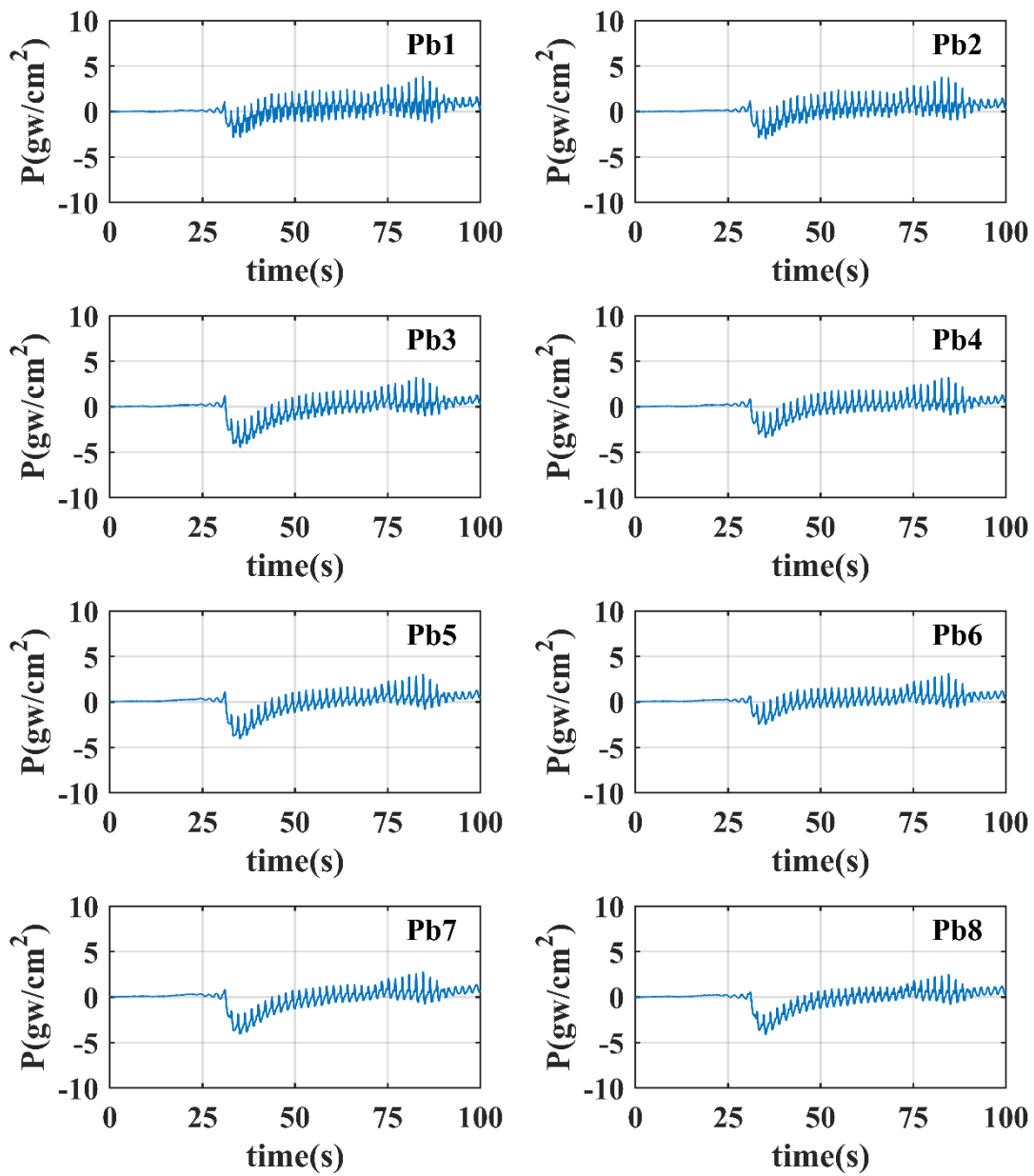
波壓時序列圖(堤底面)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.85sec，波高 18cm

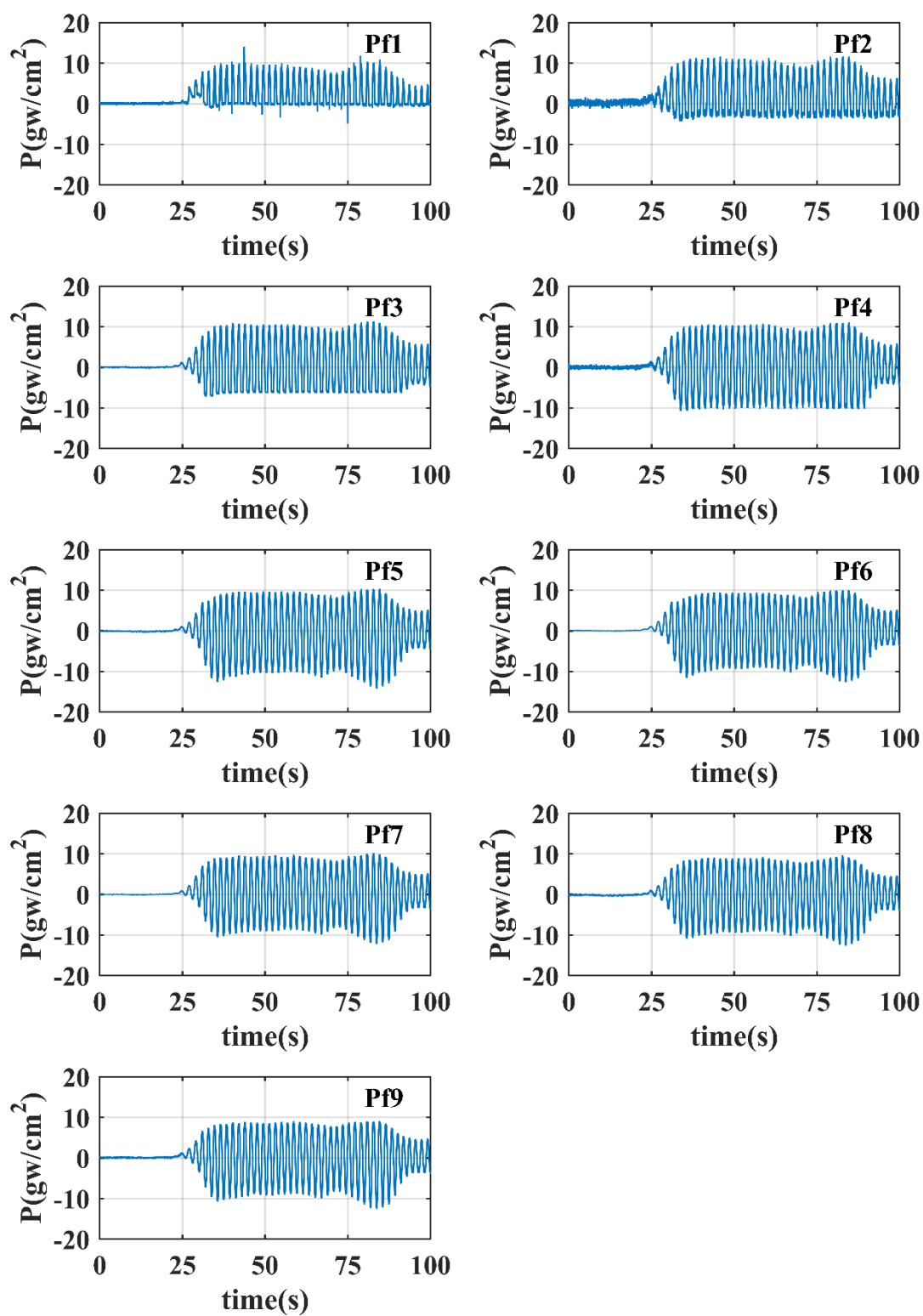
波壓時序列圖(堤後)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.85sec，波高 15cm

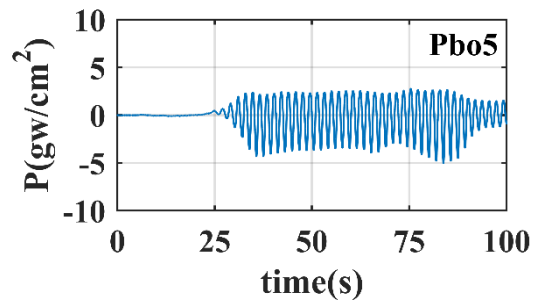
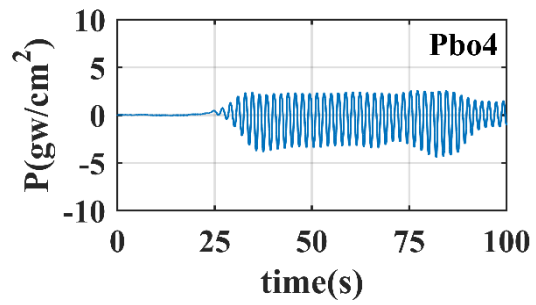
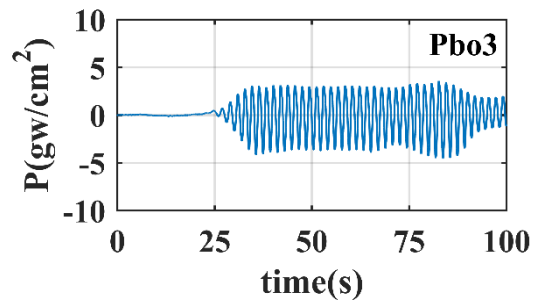
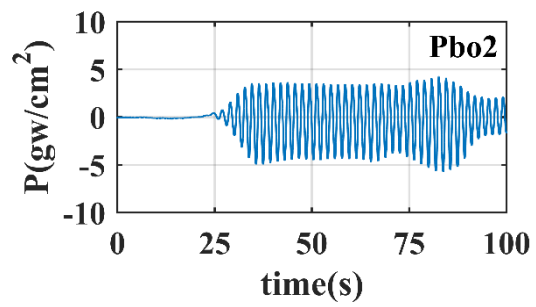
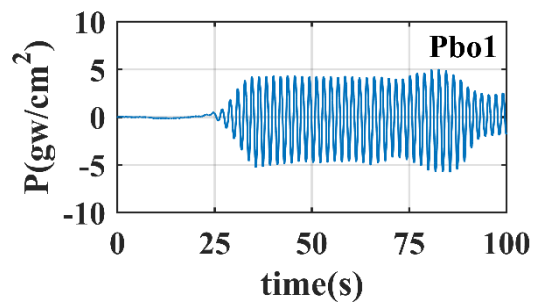
波壓時序列圖(堤前)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.85sec，波高 15cm

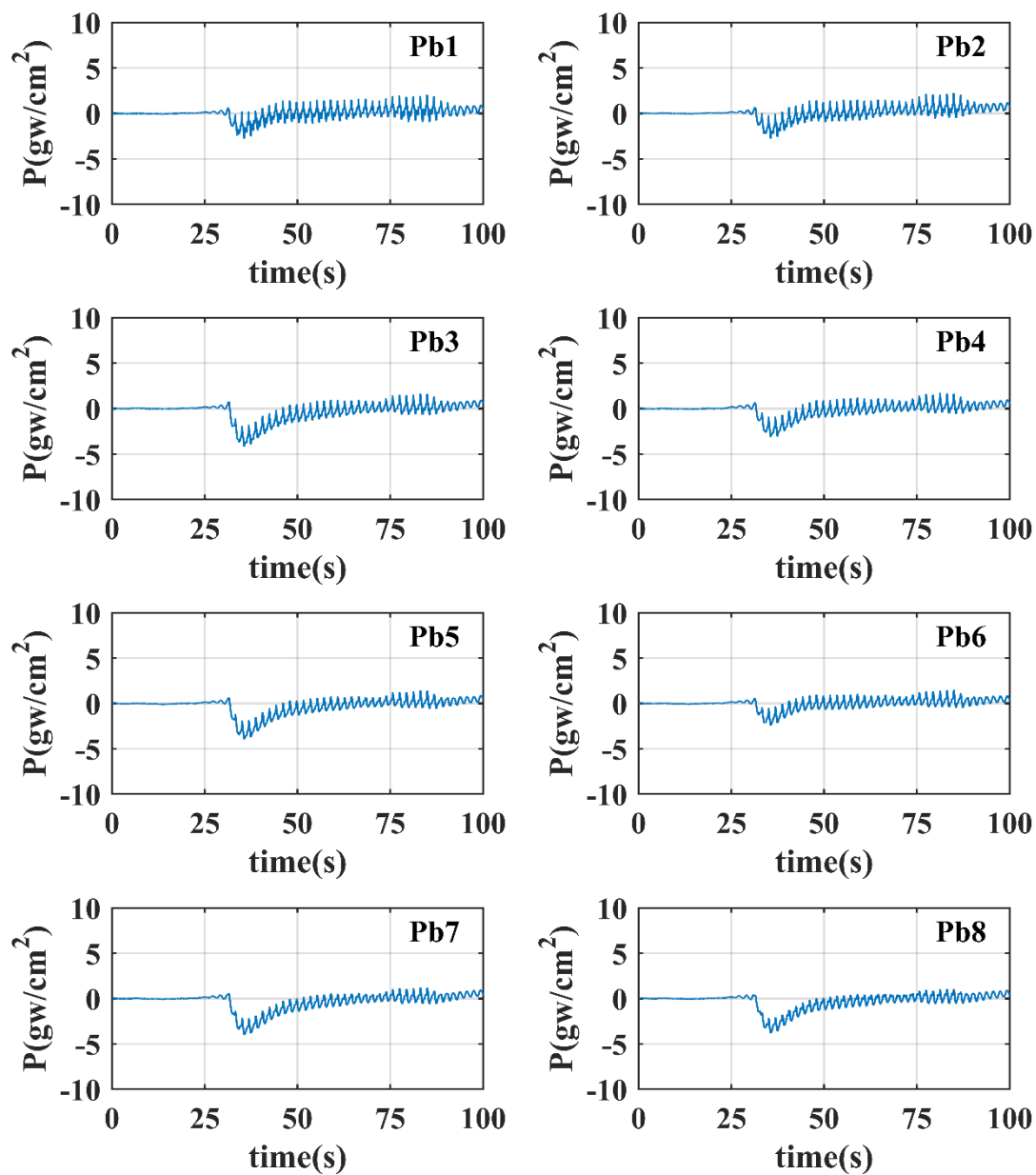
波壓時序列圖(堤底面)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.85sec，波高 15cm

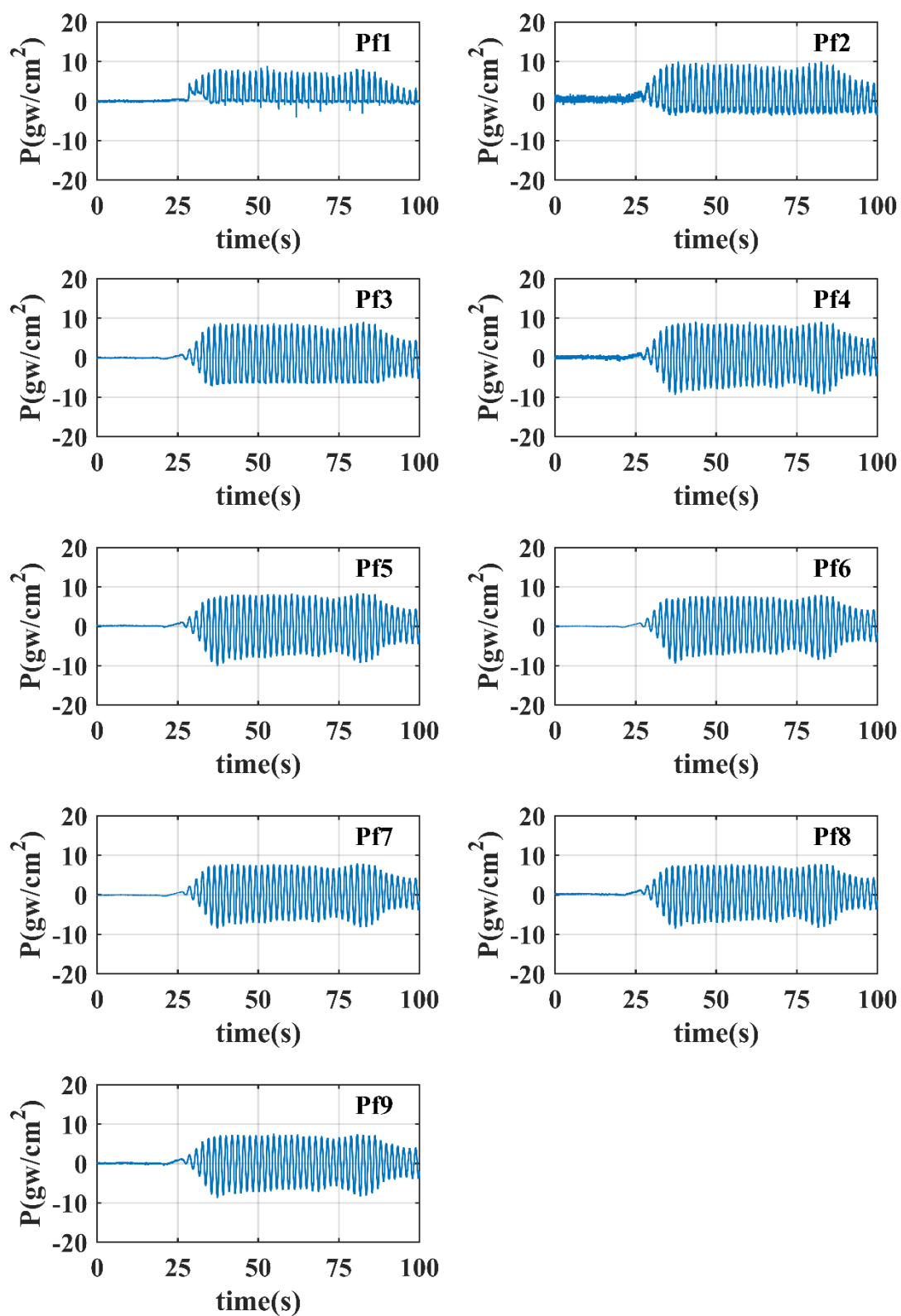
波壓時序列圖(堤後)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.85sec，波高 12cm

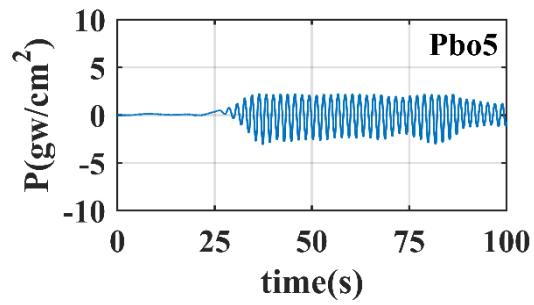
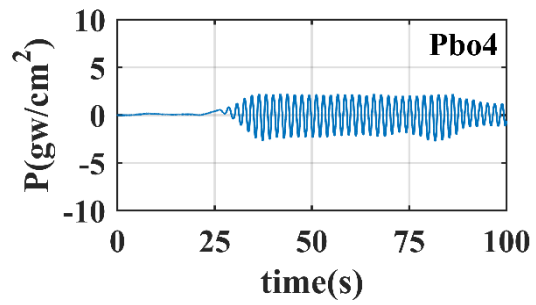
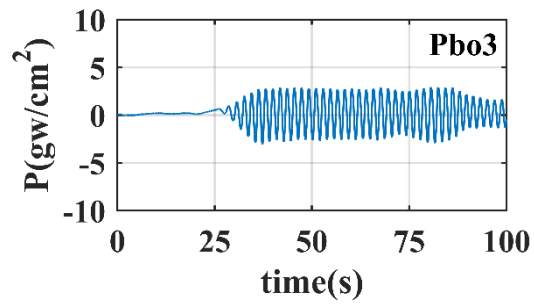
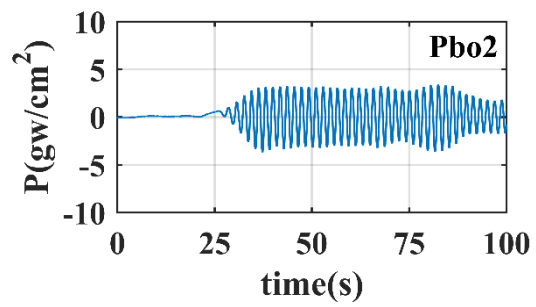
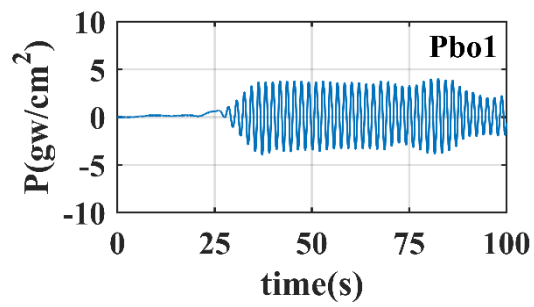
波壓時序列圖(堤前)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.85sec，波高 12cm

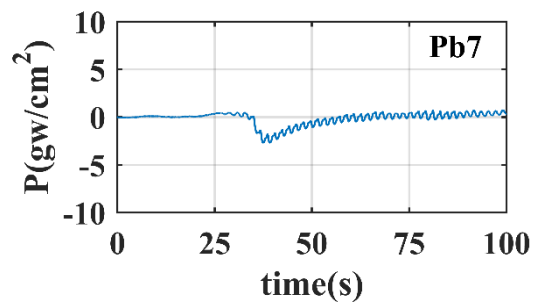
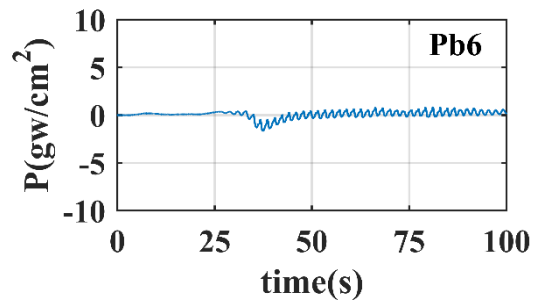
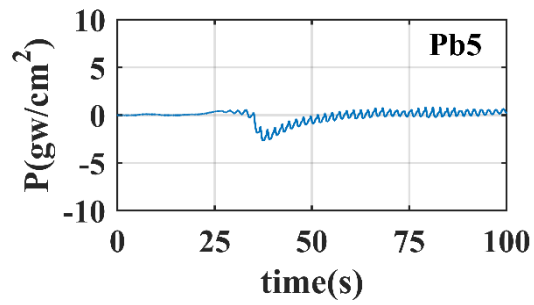
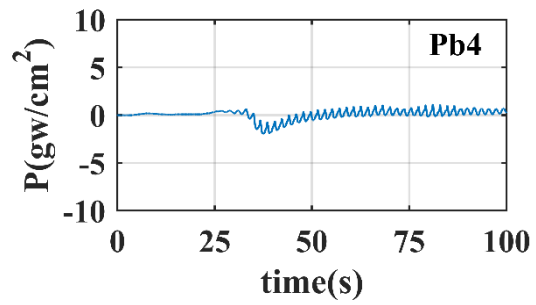
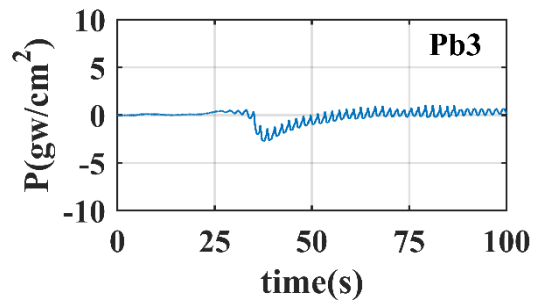
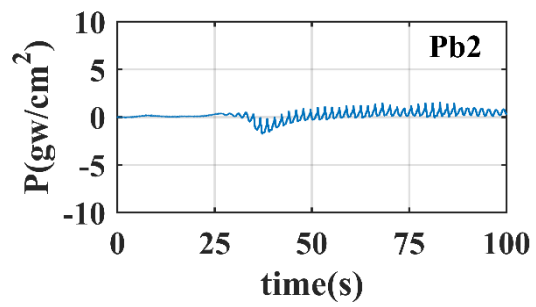
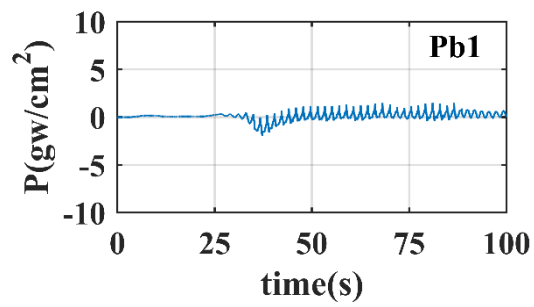
波壓時序列圖(堤底面)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.85sec，波高 12cm

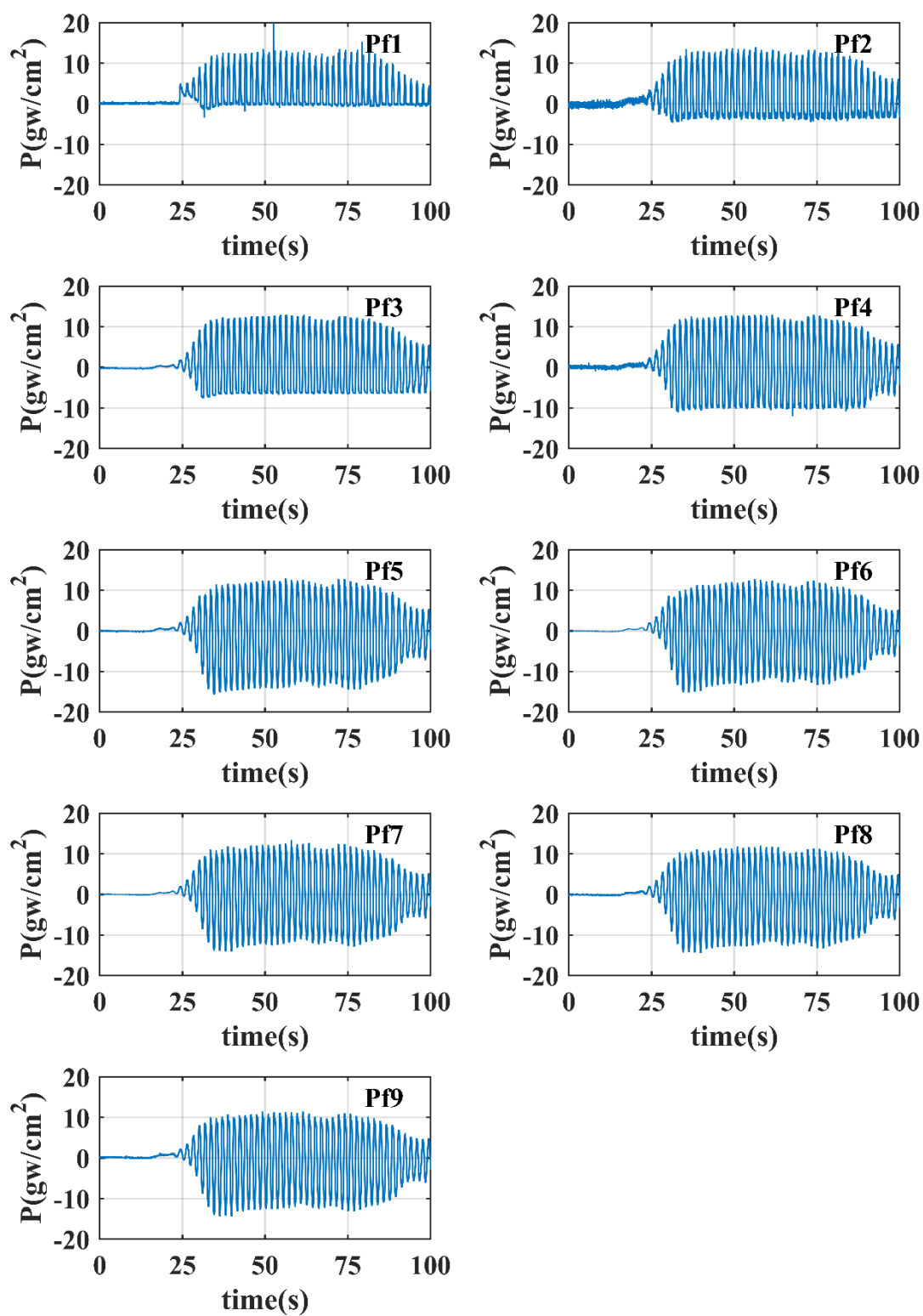
波壓時序列圖(堤後)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.76sec，波高 22cm

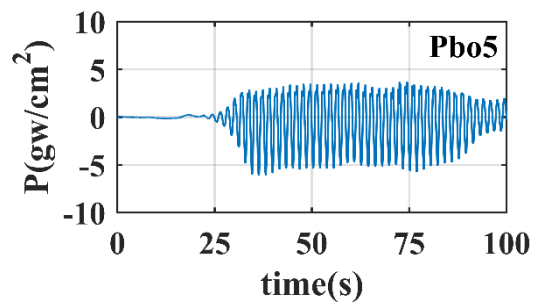
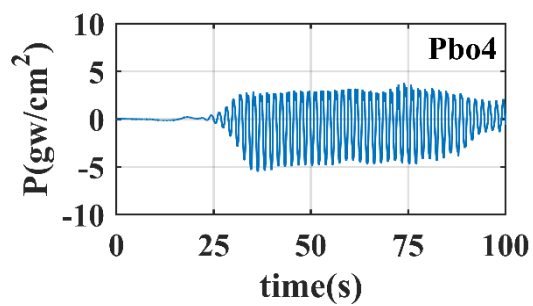
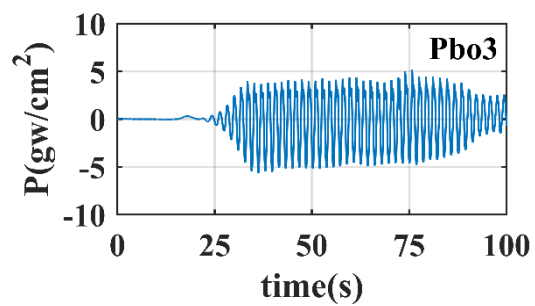
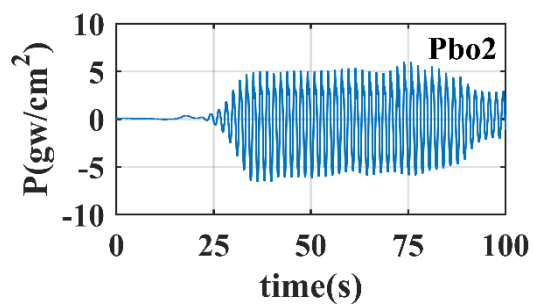
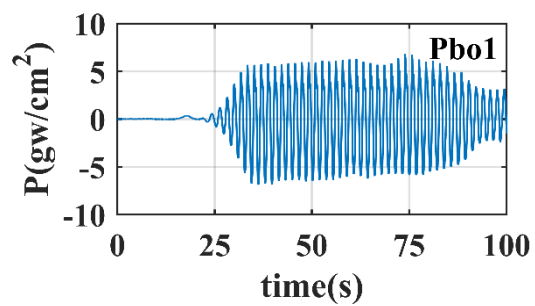
波壓時序列圖(堤前)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.76sec，波高 22cm

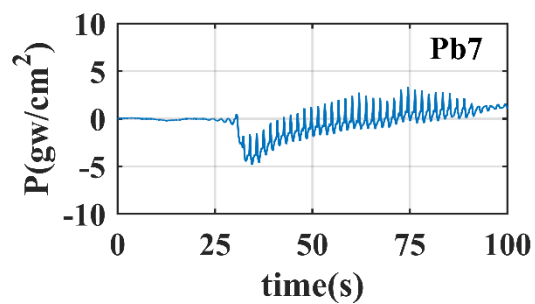
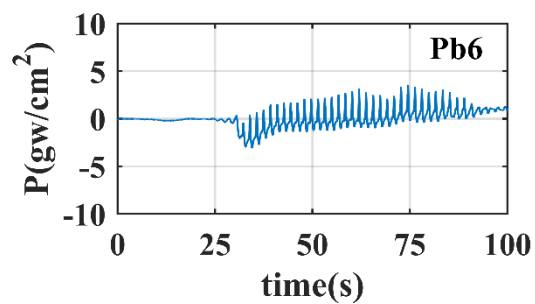
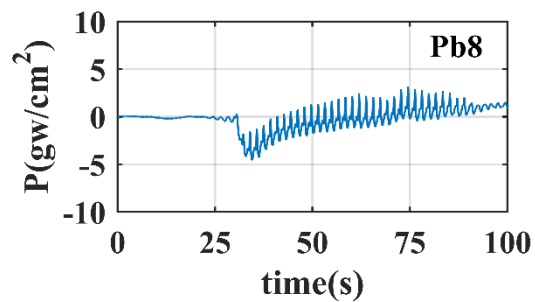
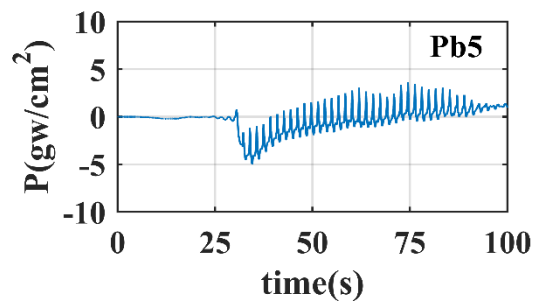
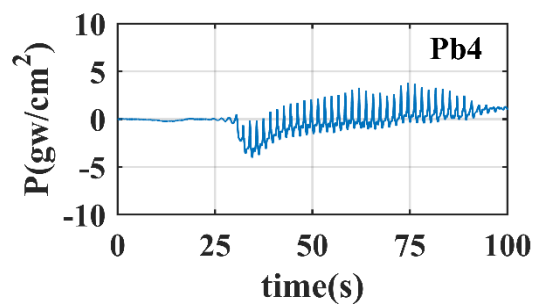
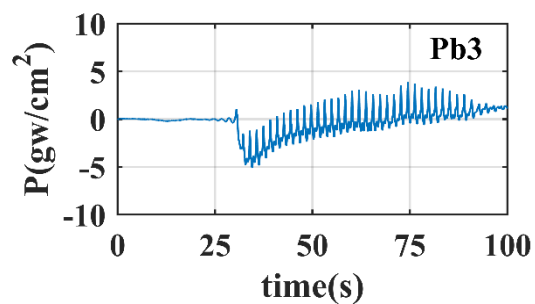
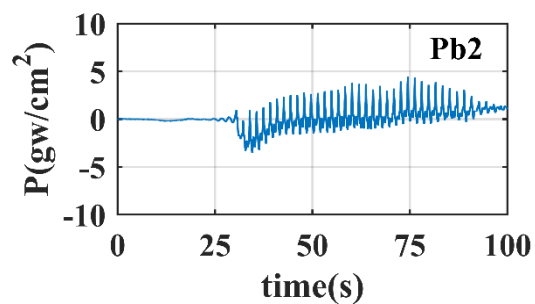
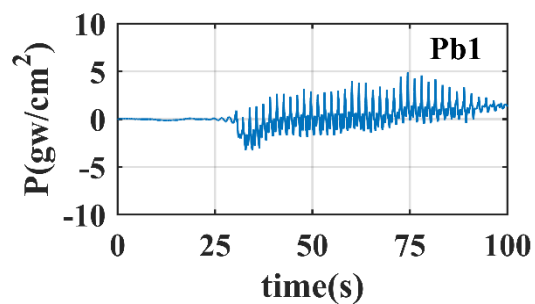
波壓時序列圖(堤底面)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.76sec，波高 22cm

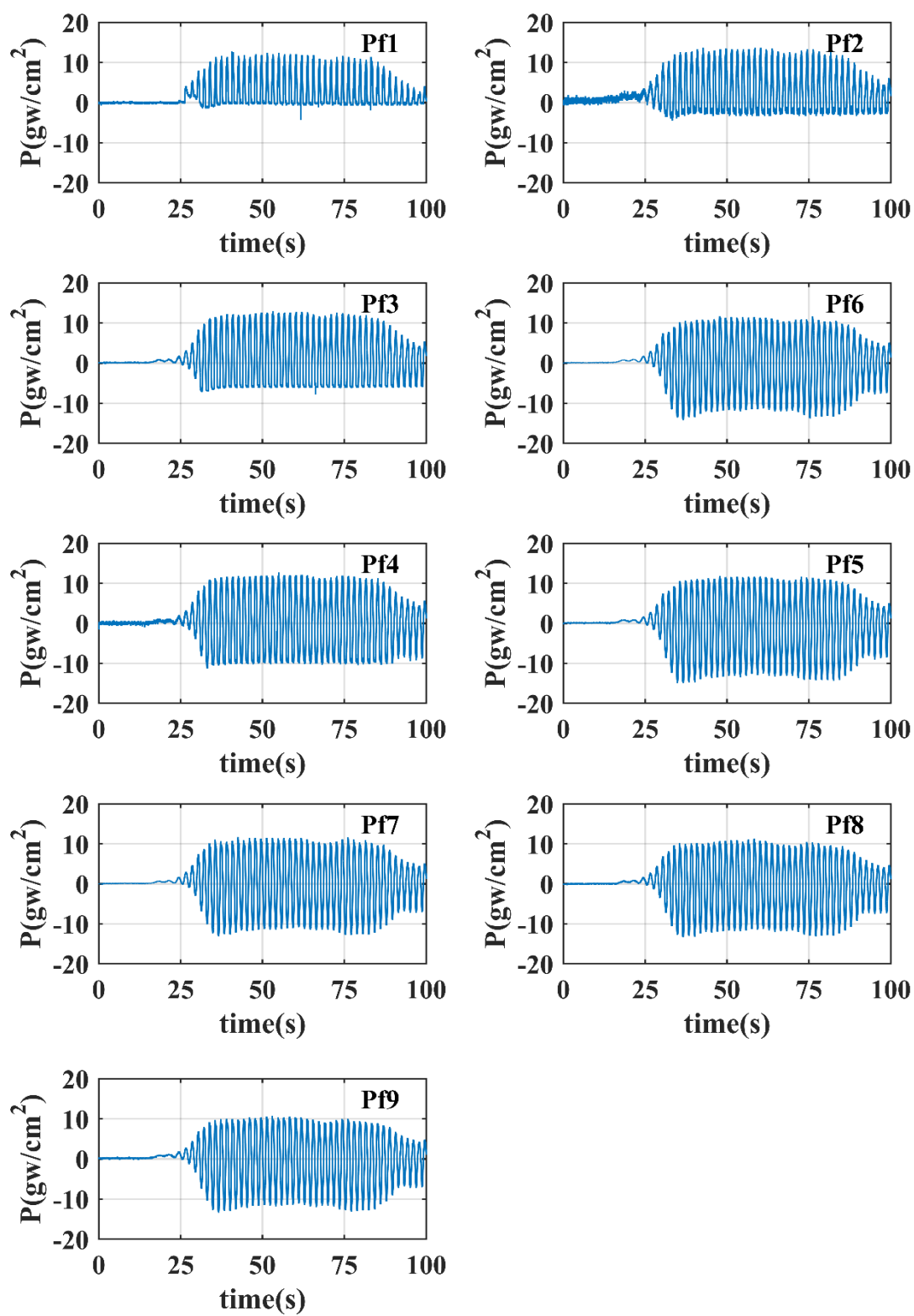
波壓時序列圖(堤後)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.76sec，波高 20cm

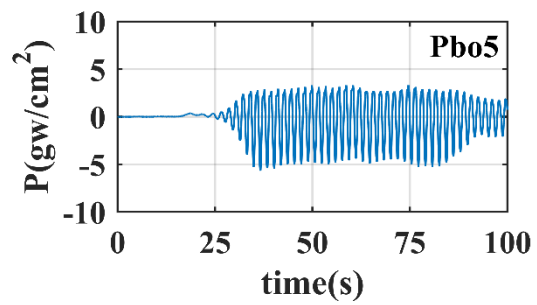
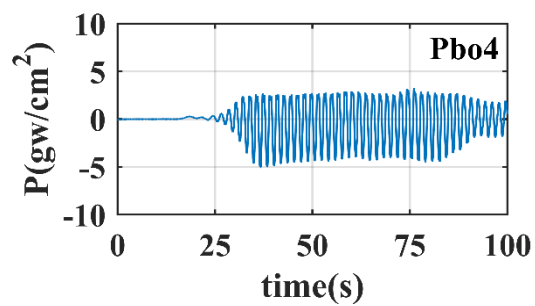
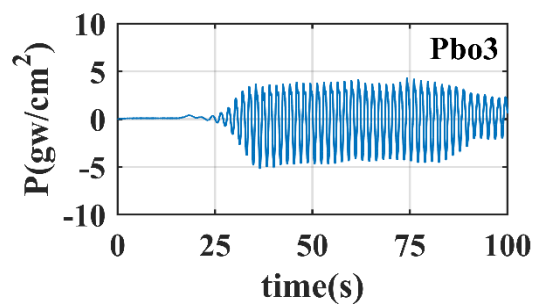
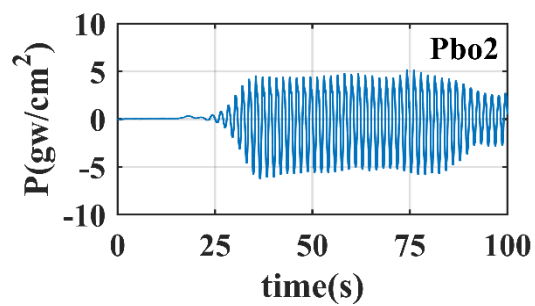
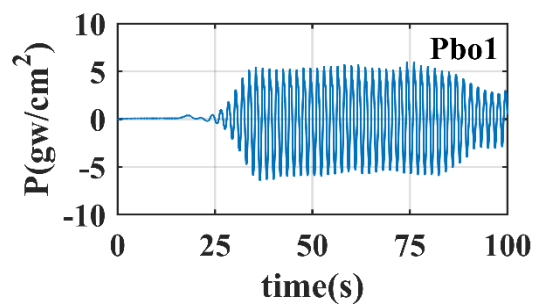
波壓時序列圖(堤前)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.76sec，波高 20cm

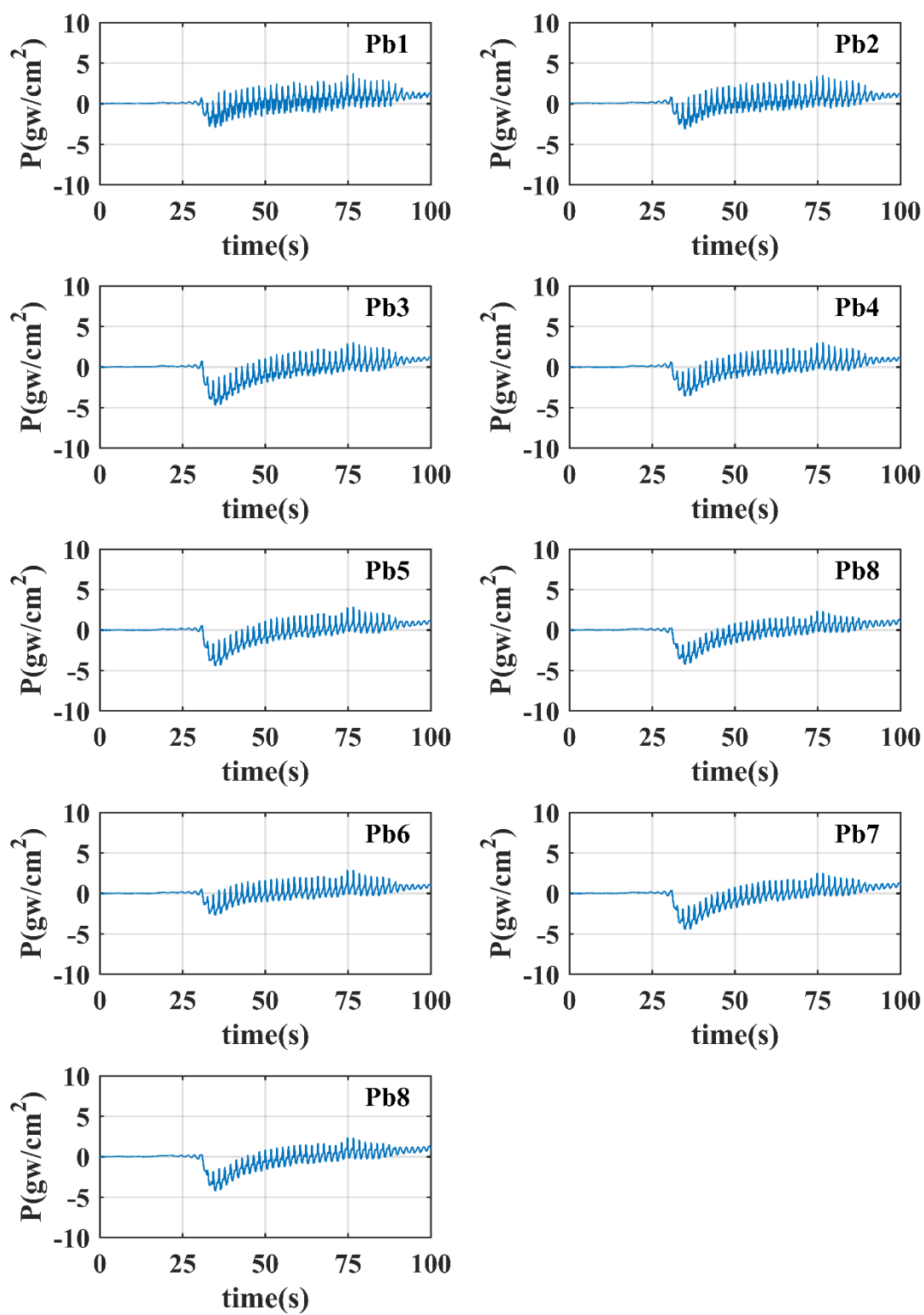
波壓時序列圖(堤底面)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.76sec，波高 20cm

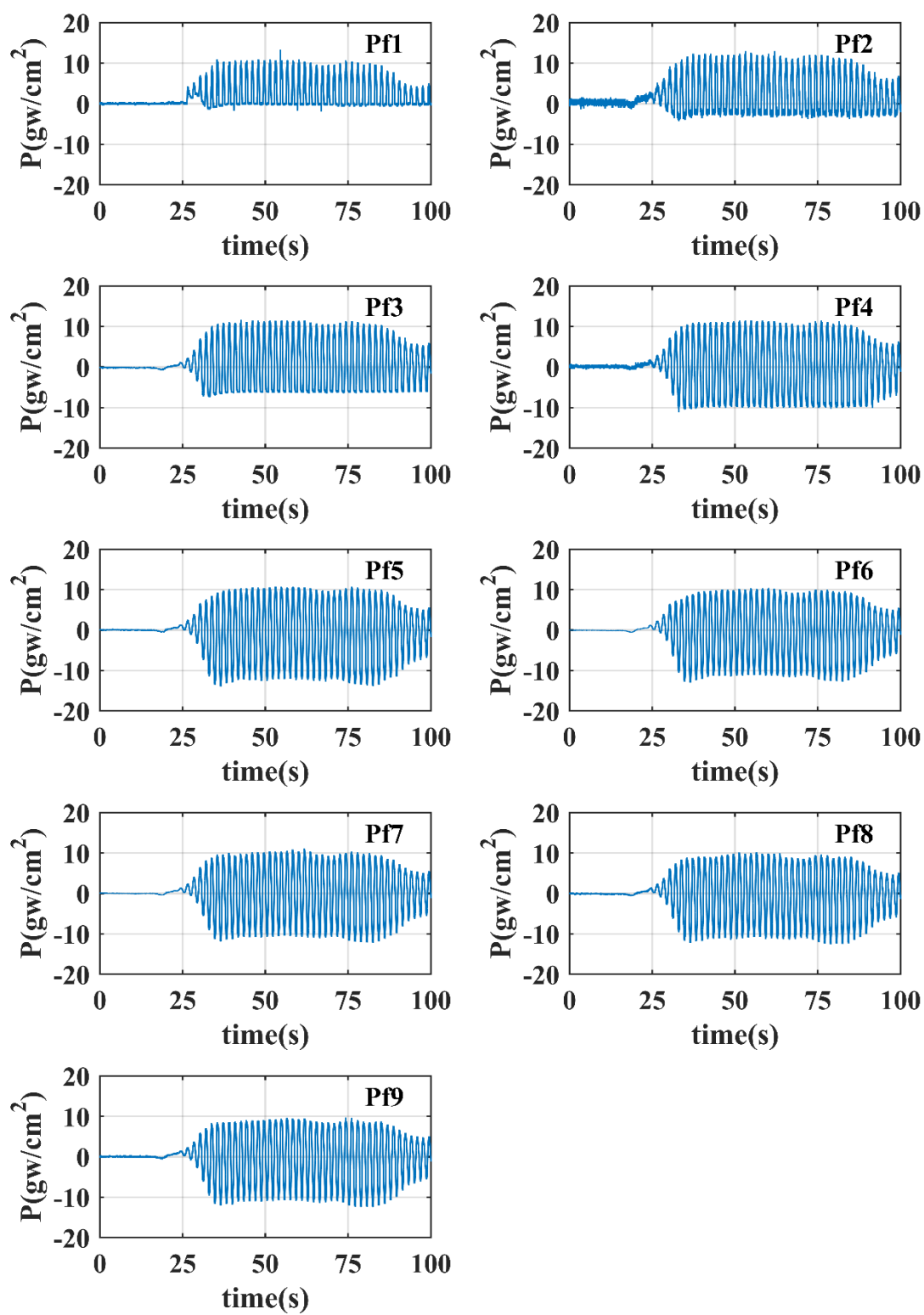
波壓時序列圖(堤後)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.76sec，波高 18cm

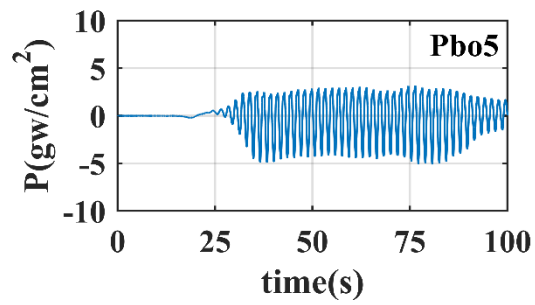
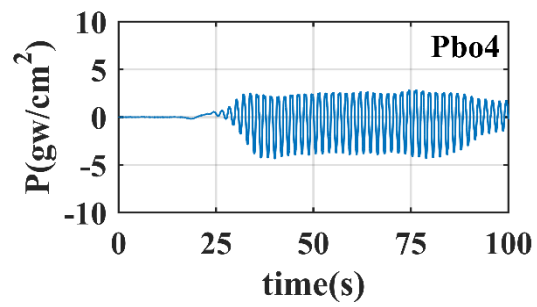
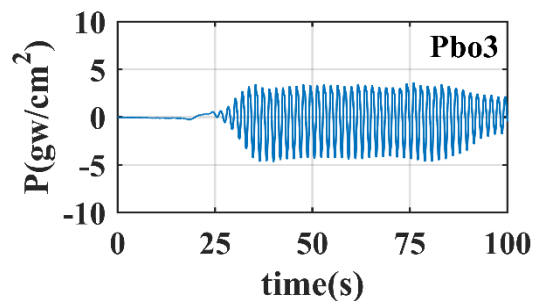
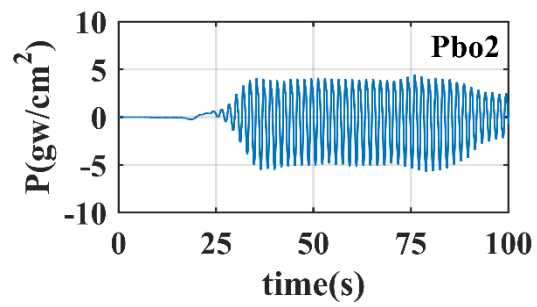
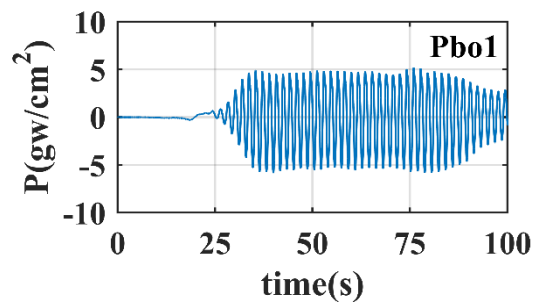
波壓時序列圖(堤前)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.76sec，波高 18cm

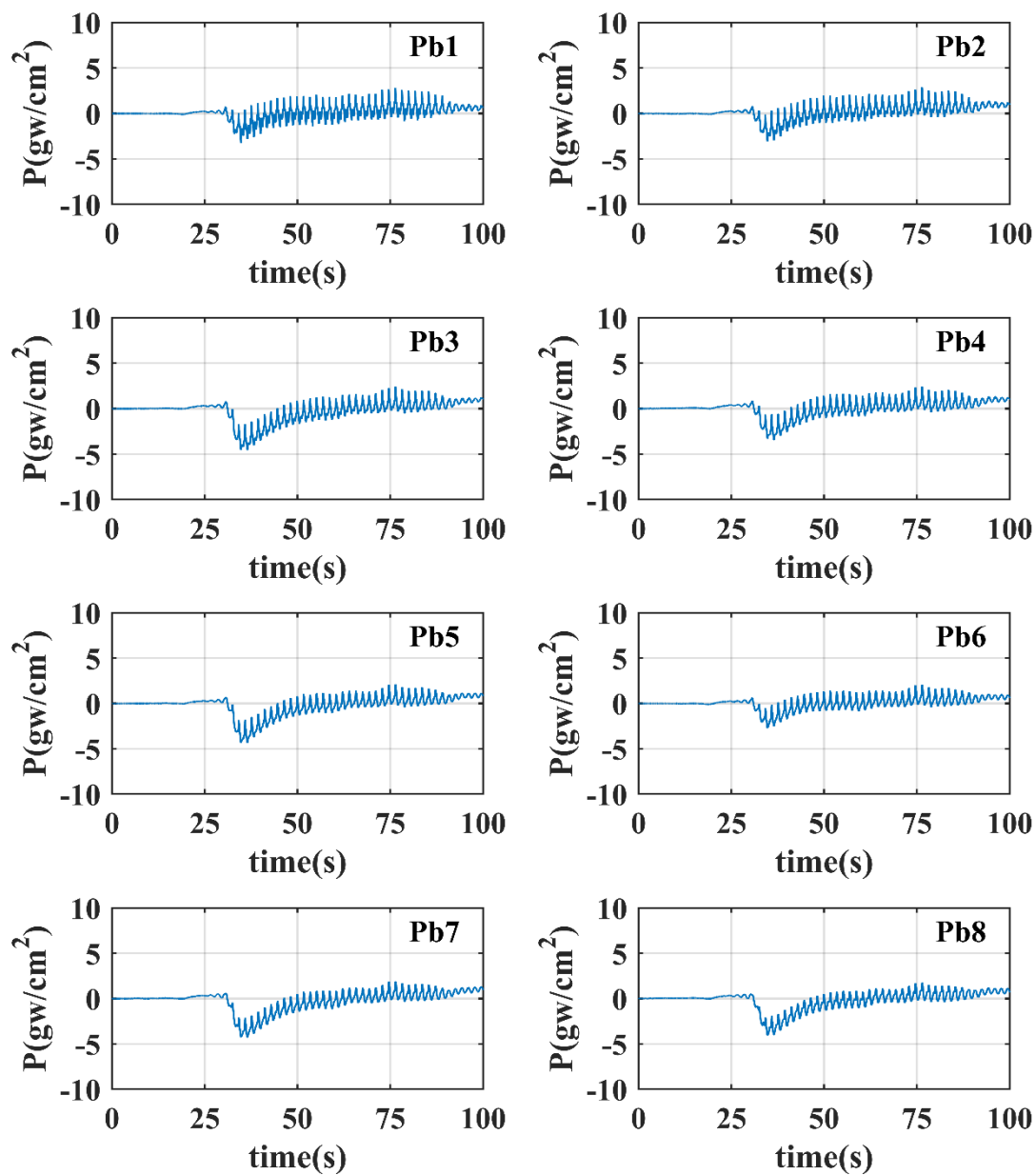
波壓時序列圖(堤底面)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.76sec，波高 18cm

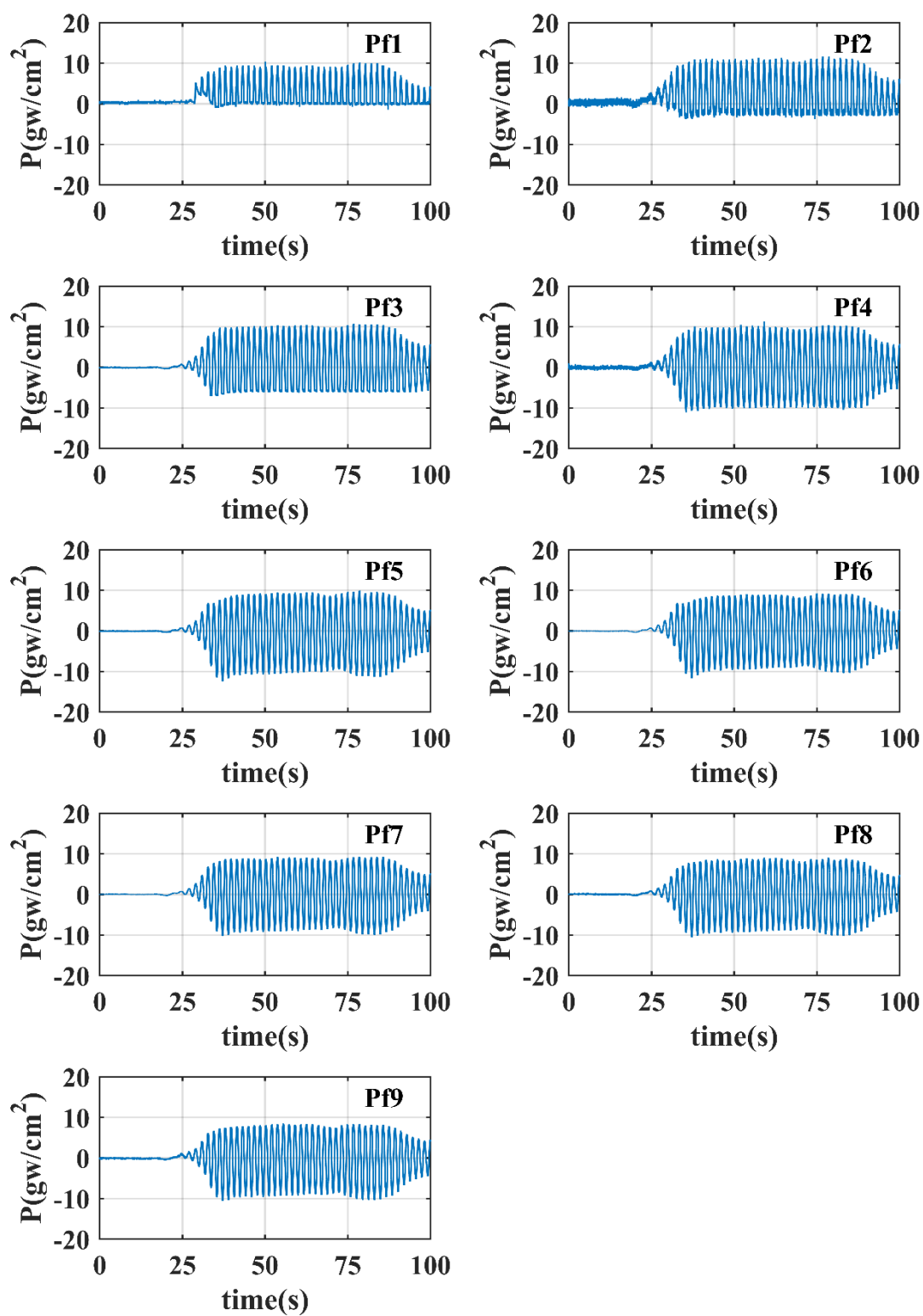
波壓時序列圖(堤後)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.76sec，波高 15cm

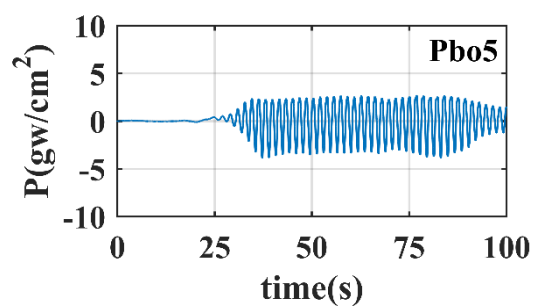
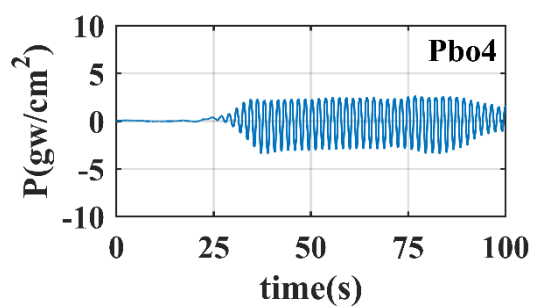
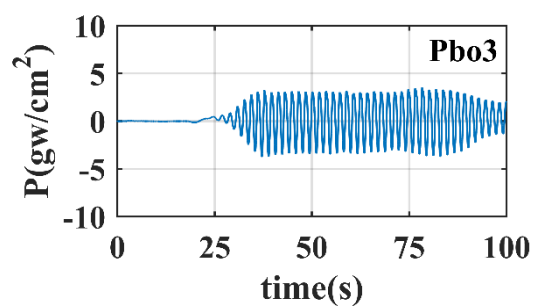
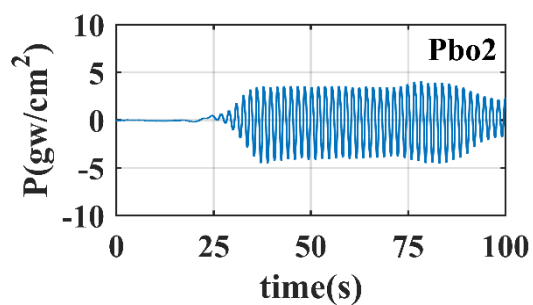
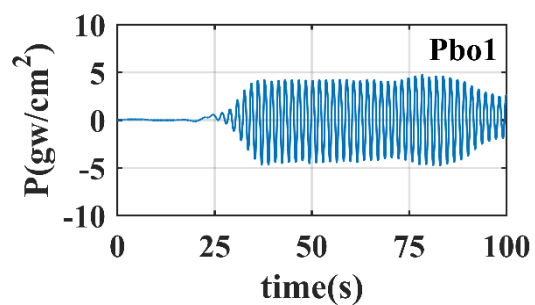
波壓時序列圖(堤前)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.76sec，波高 15cm

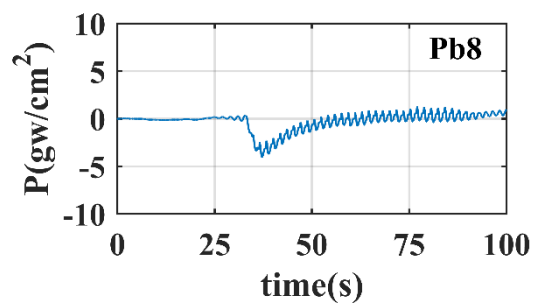
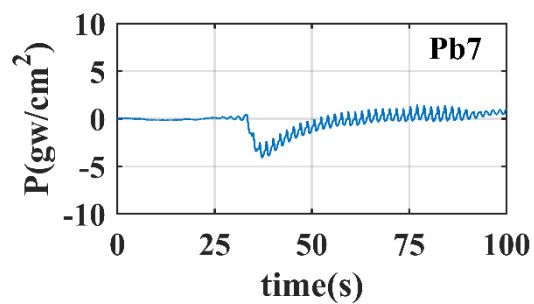
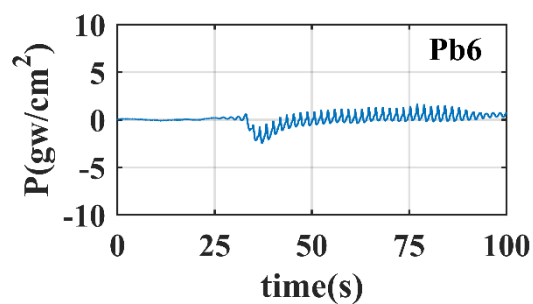
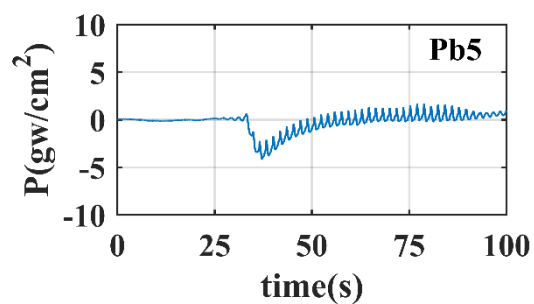
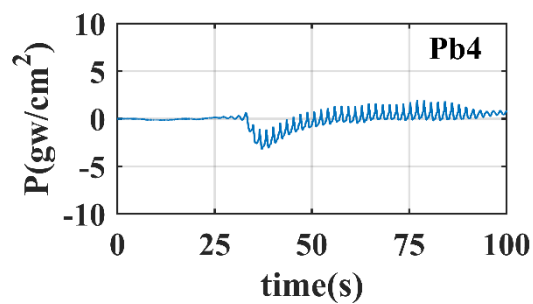
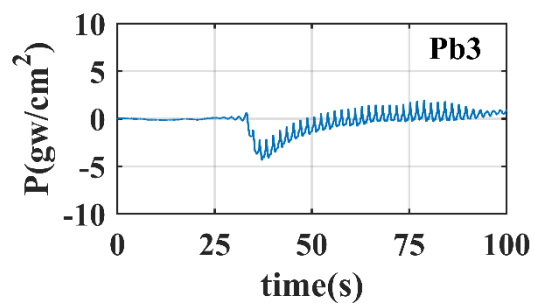
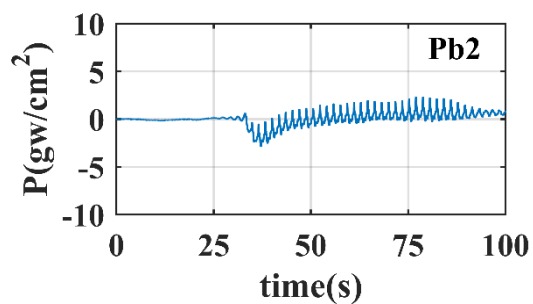
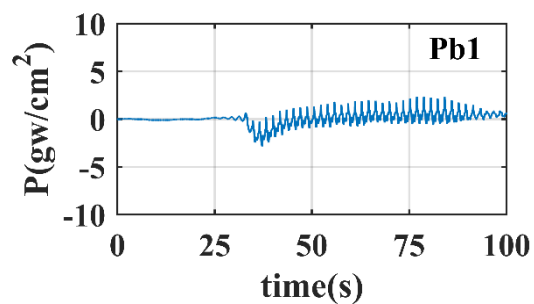
波壓時序列圖(堤底面)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.76sec，波高 15cm

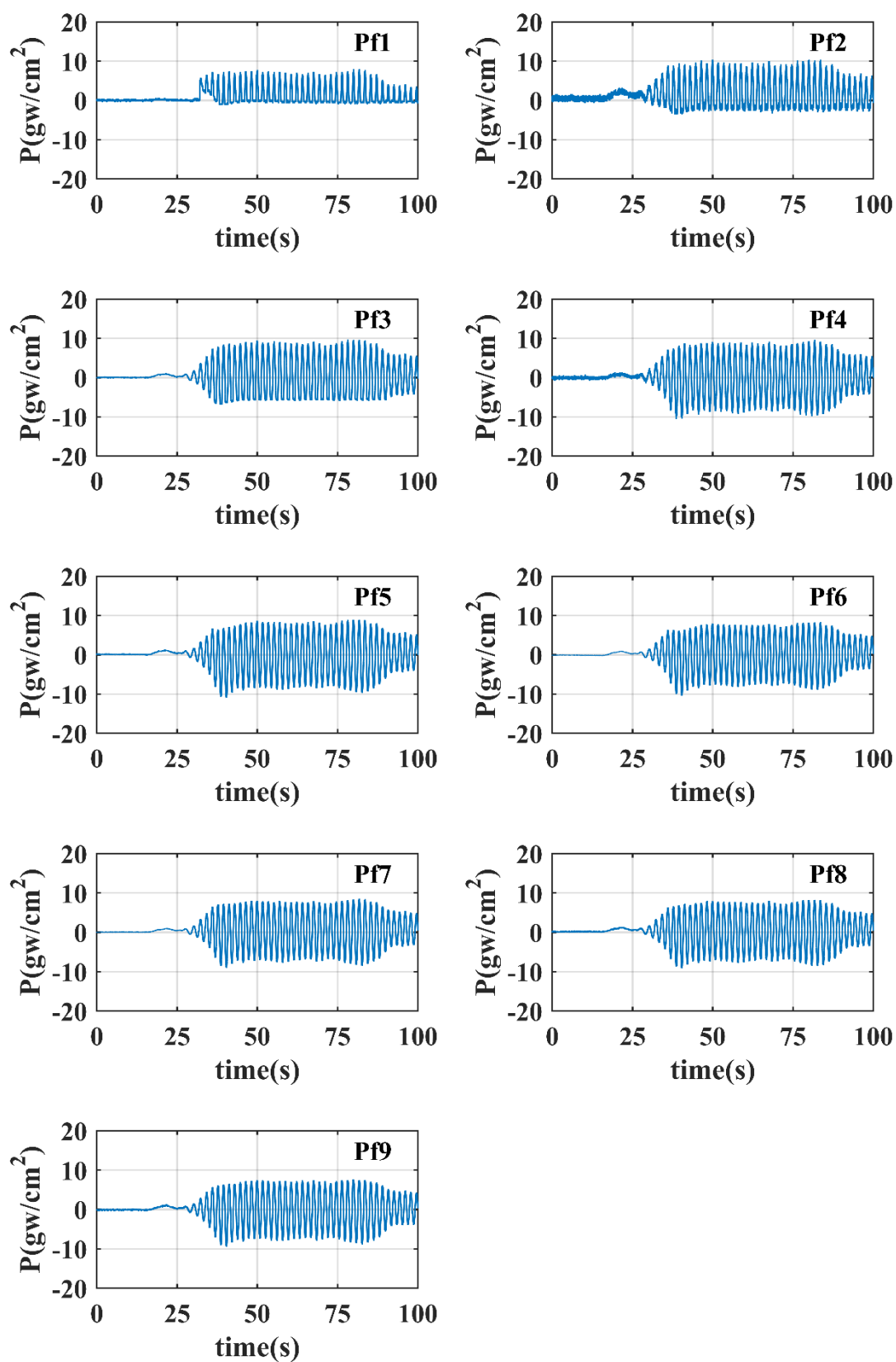
波壓時序列圖(堤後)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.76sec，波高 12cm

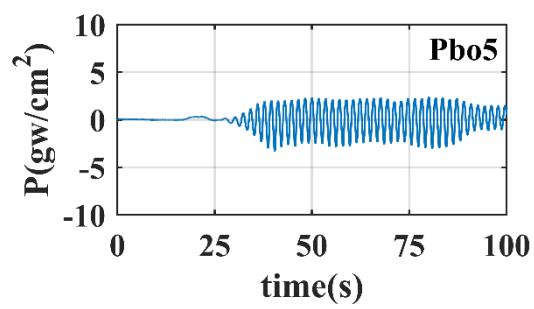
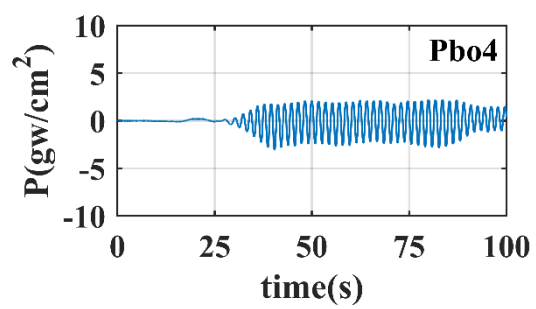
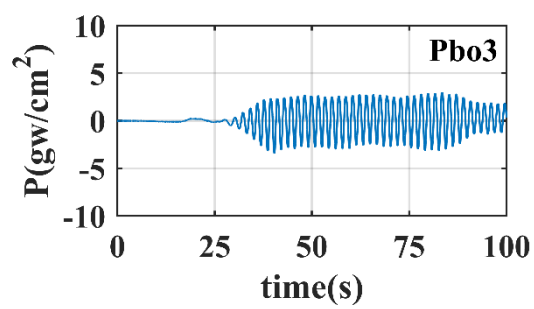
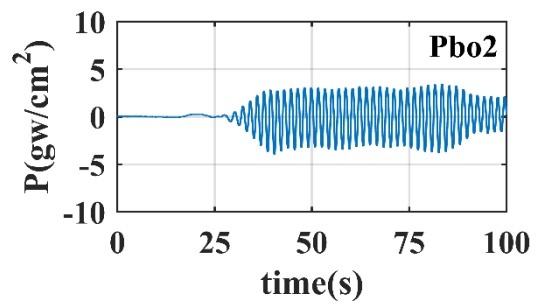
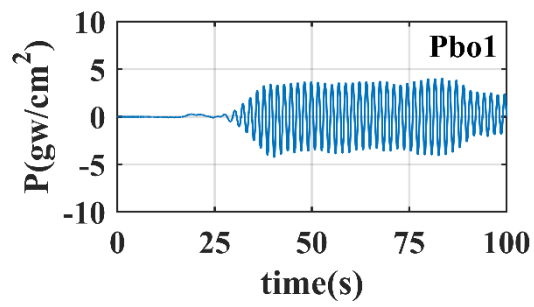
波壓時序列圖(堤前)



試驗水深 82.3cm

波浪週期 1.76sec，波高 12cm

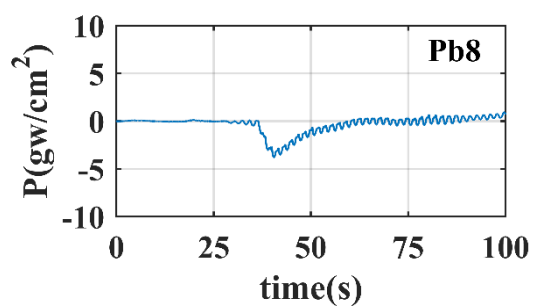
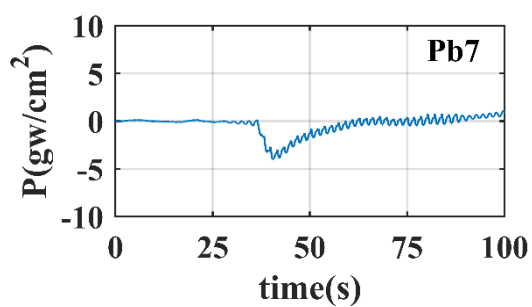
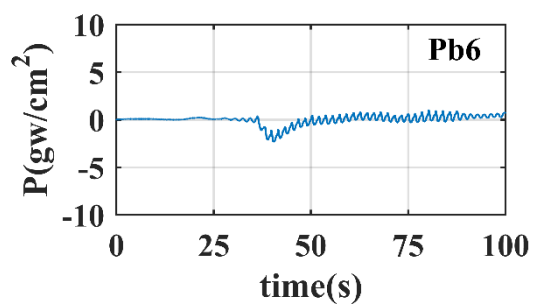
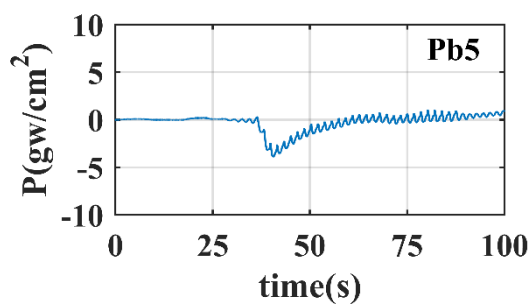
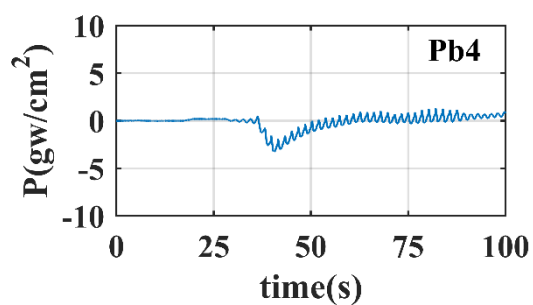
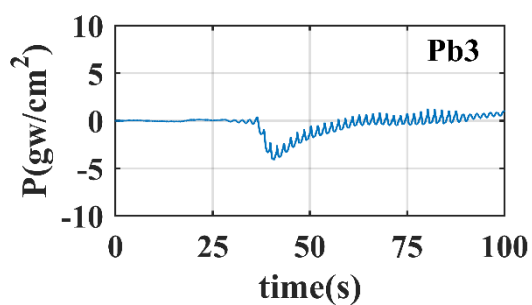
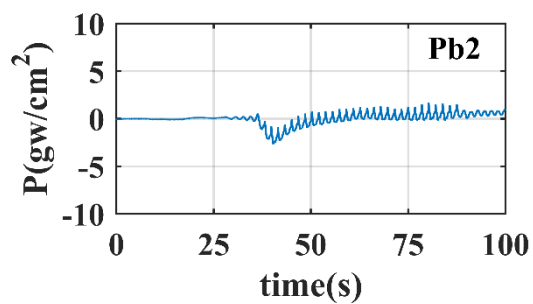
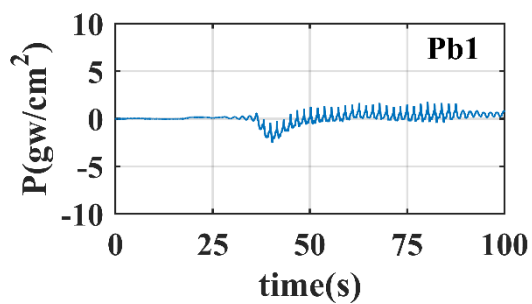
波壓時序列圖(堤底面)



試驗水深 82.3cm

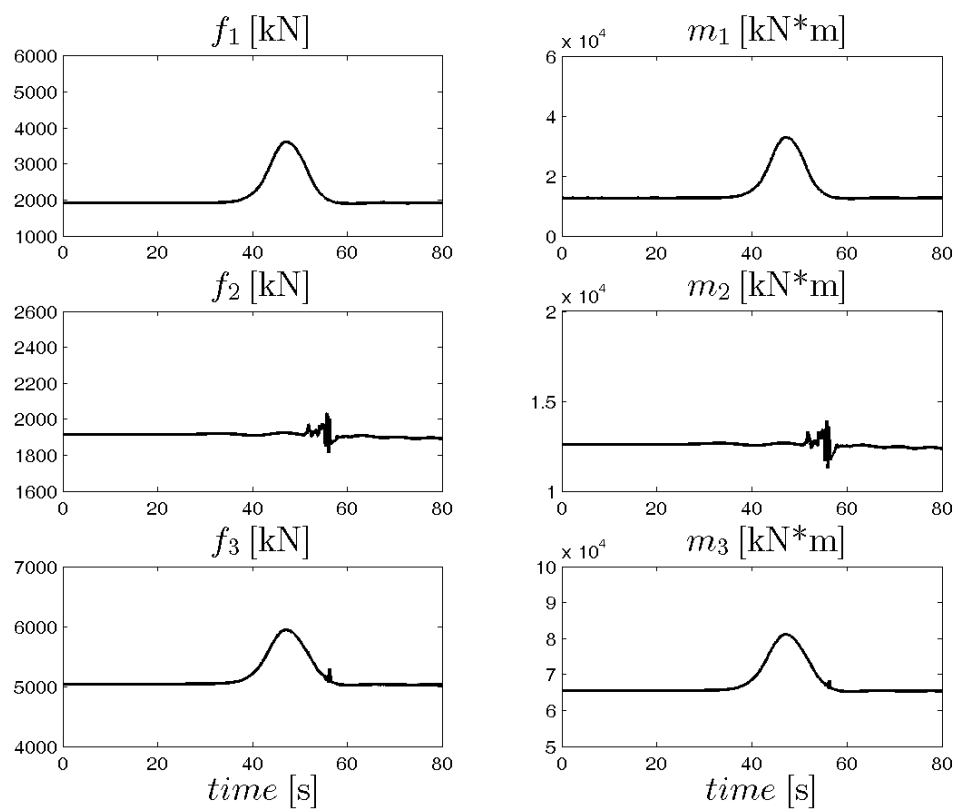
波浪週期 1.76sec，波高 12cm

波壓時序列圖(堤後)

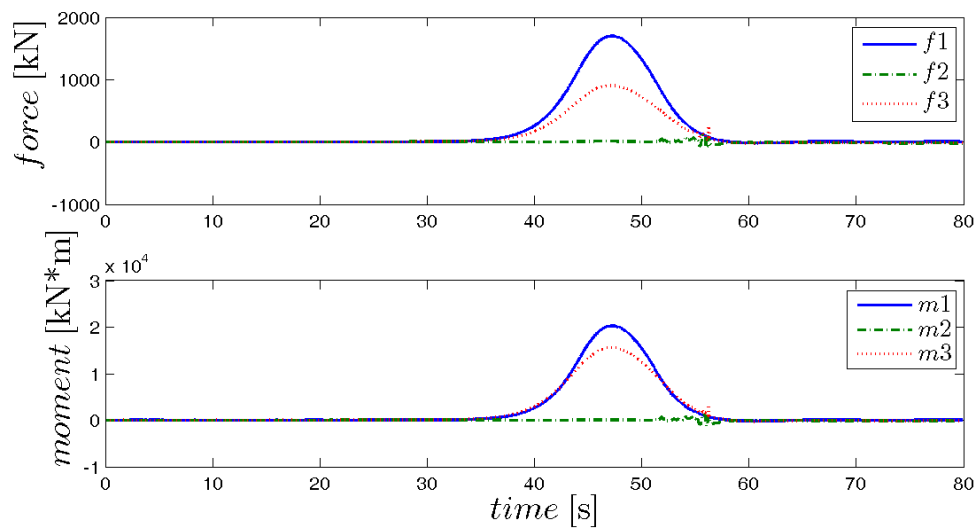


附錄 2

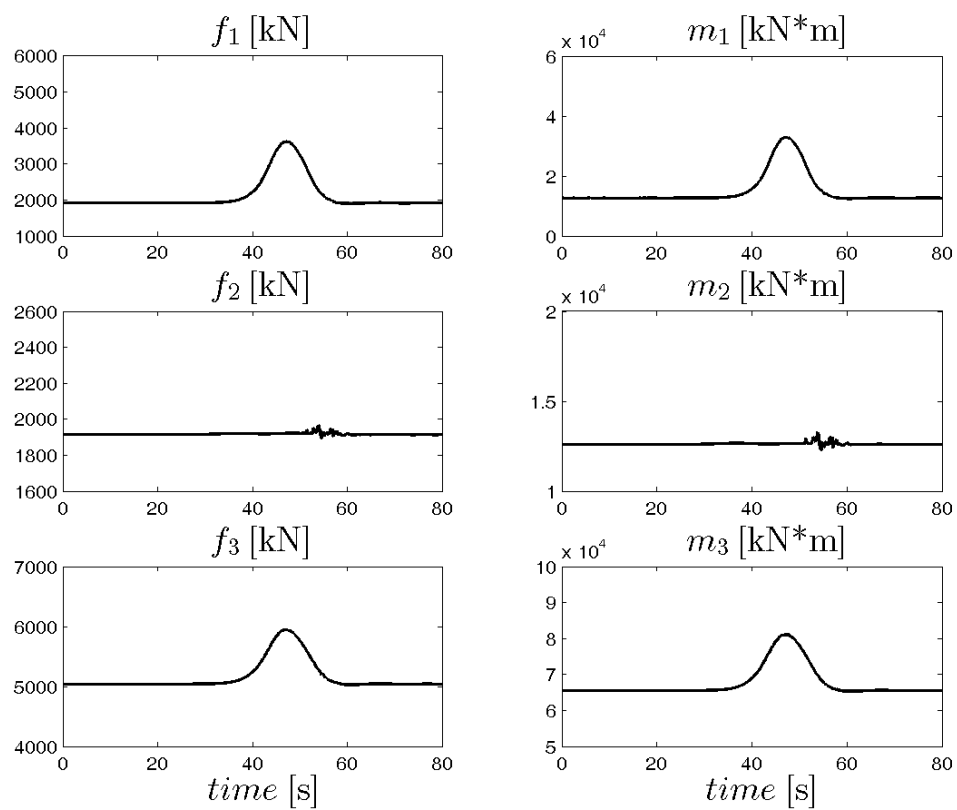
各種條件下之防波堤受力分析圖



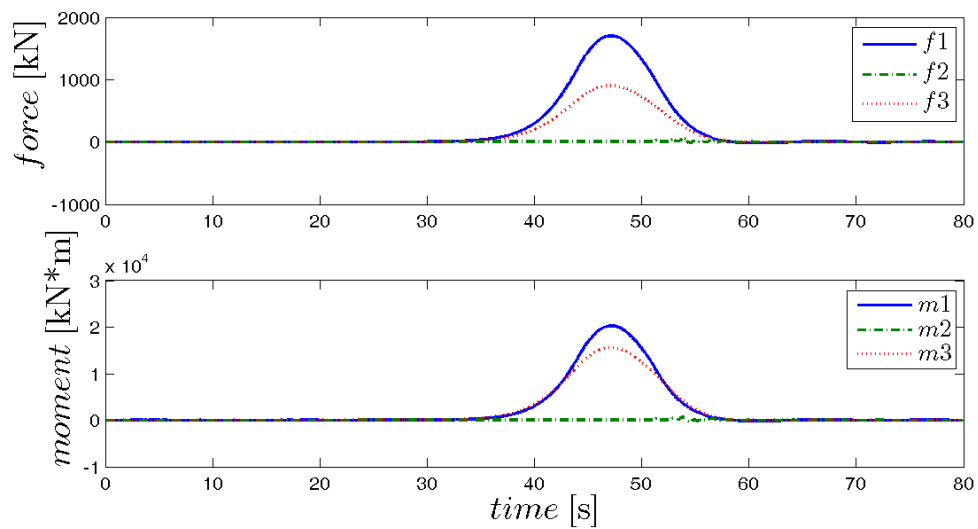
附圖 2.1 防波堤受力分析圖(case 1)



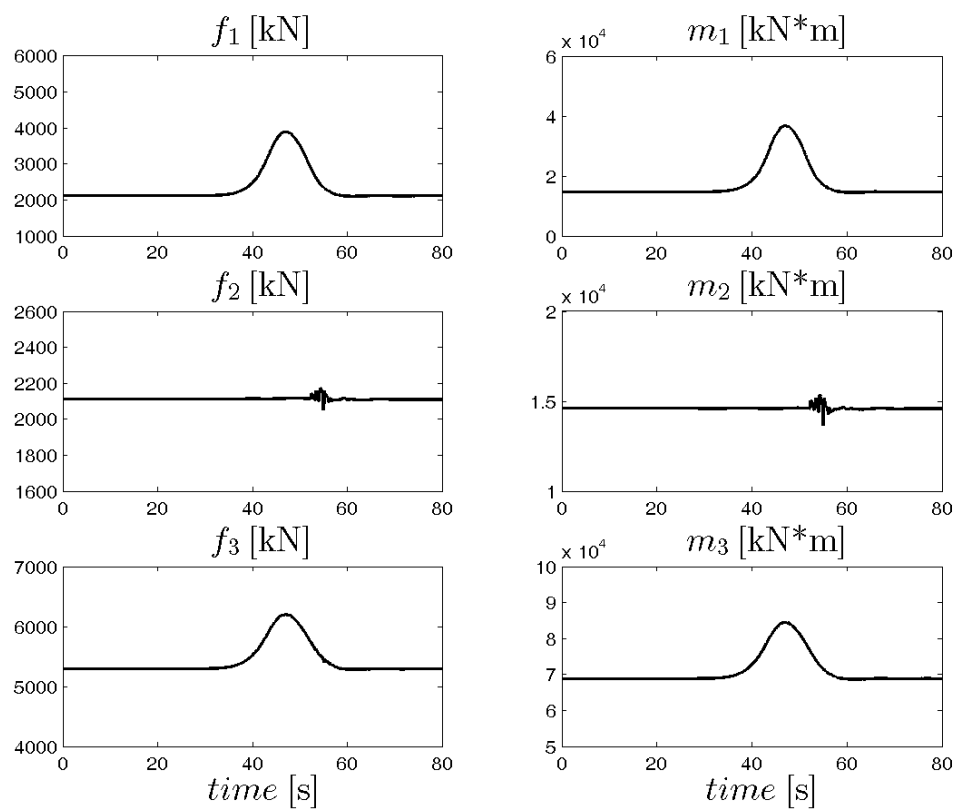
附圖 2.2 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 1)



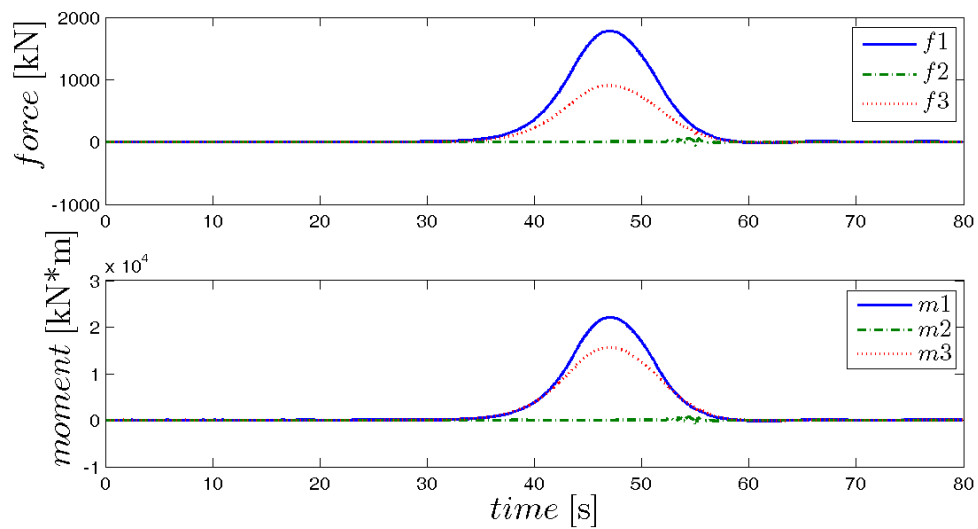
附圖 2.3 防波堤受力分析圖(case 2)



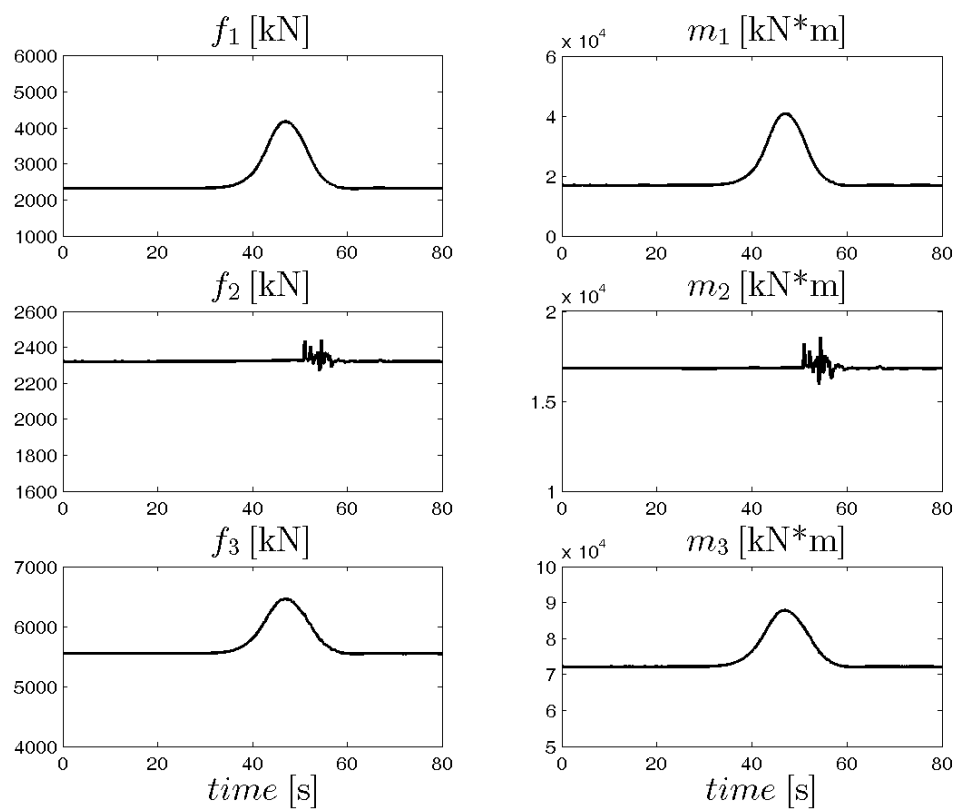
附圖 2.4 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 2)



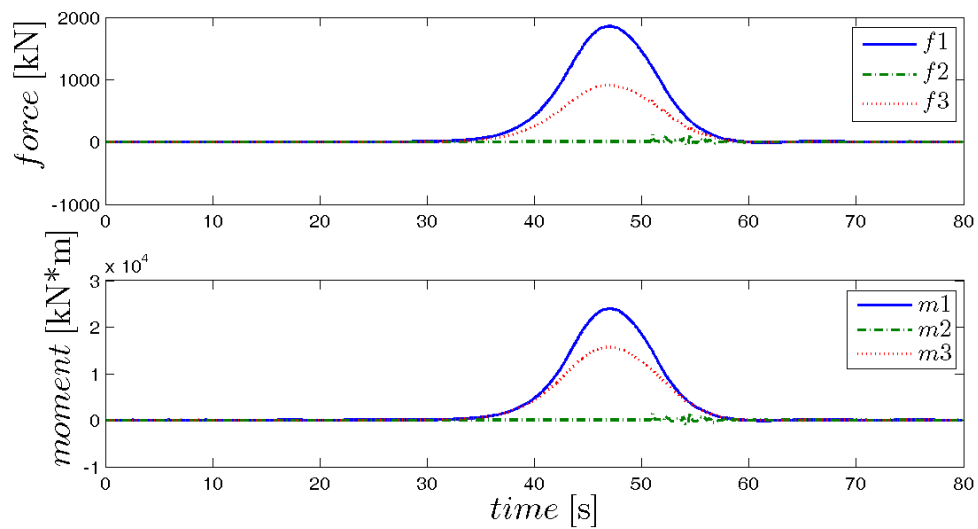
附圖 2.5 防波堤受力分析圖(case 3)



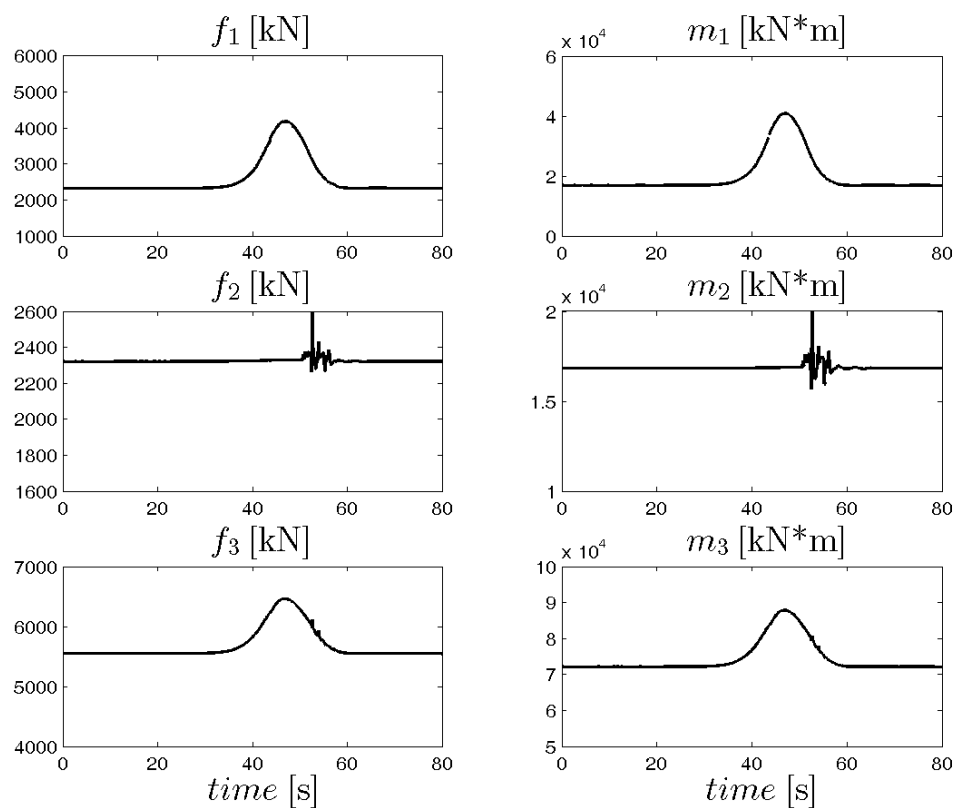
附圖 2.6 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 3)



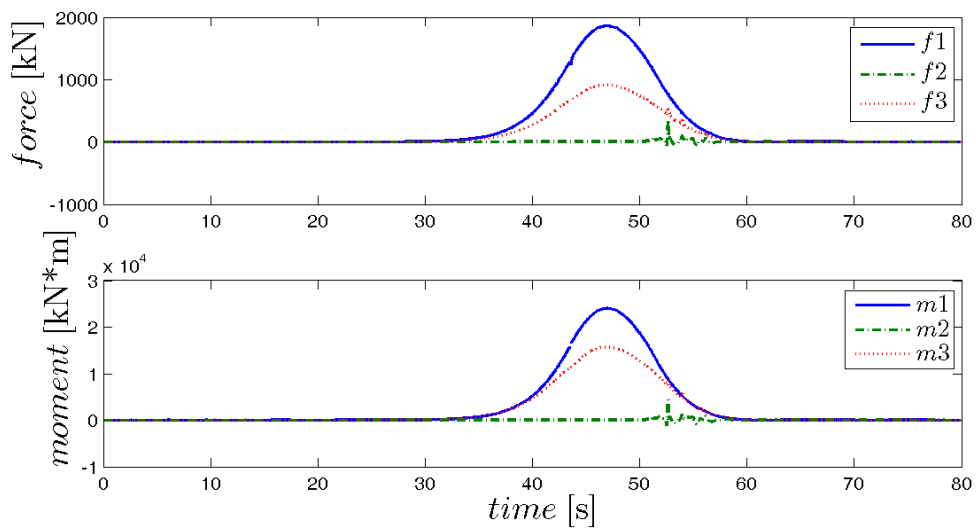
附圖 2.7 防波堤受力分析圖(case 4)



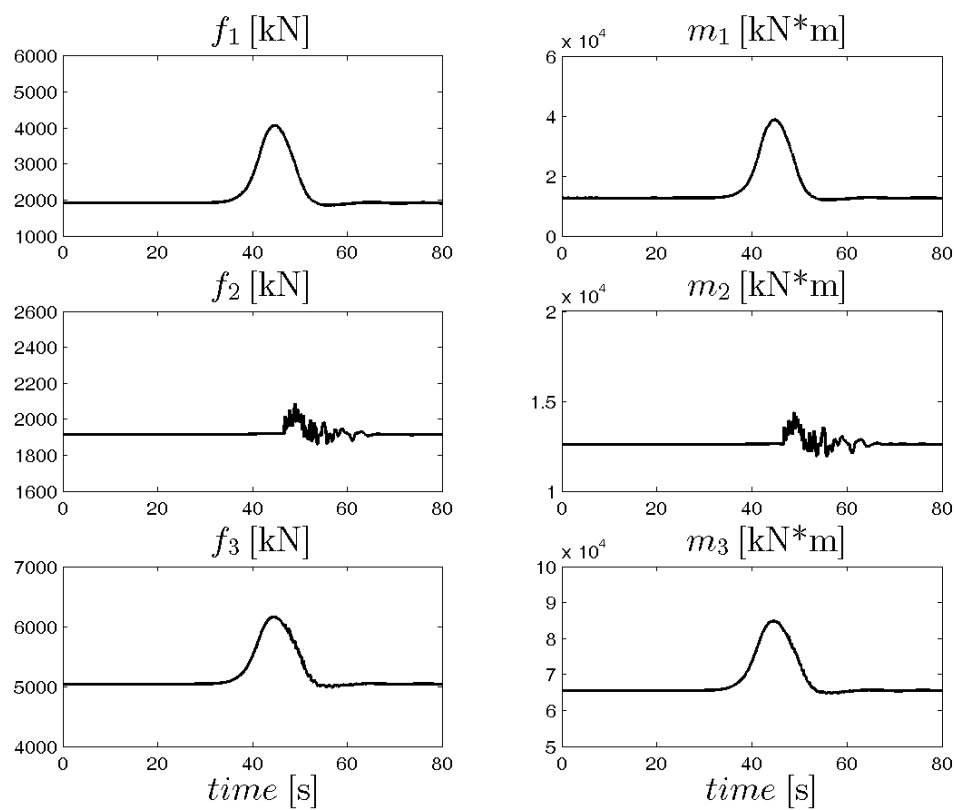
附圖 2.8 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 4)



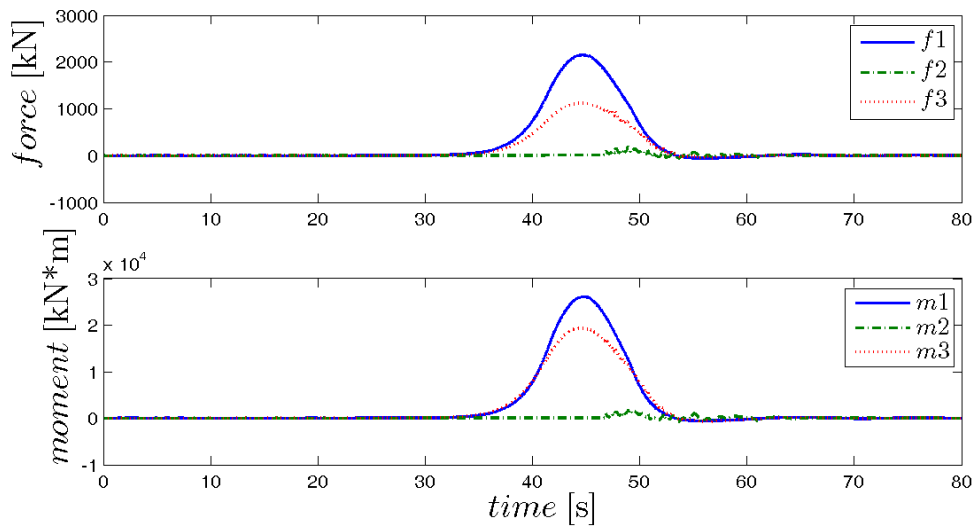
附圖 2.9 防波堤受力分析圖(case 5)



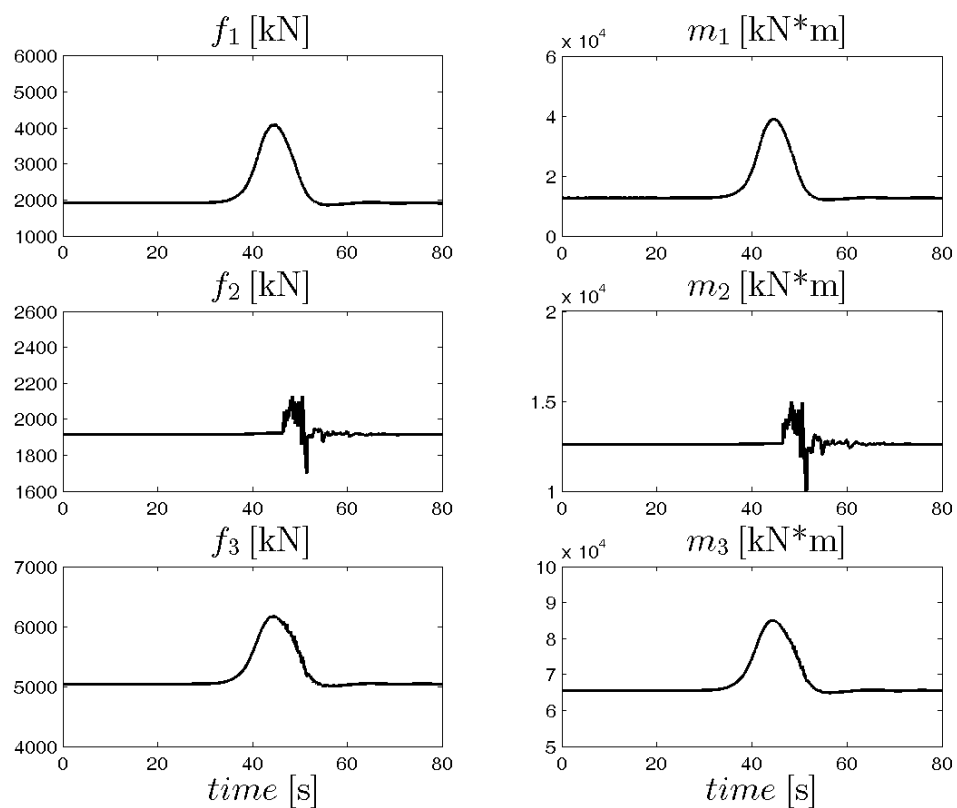
附圖 2.10 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 5)



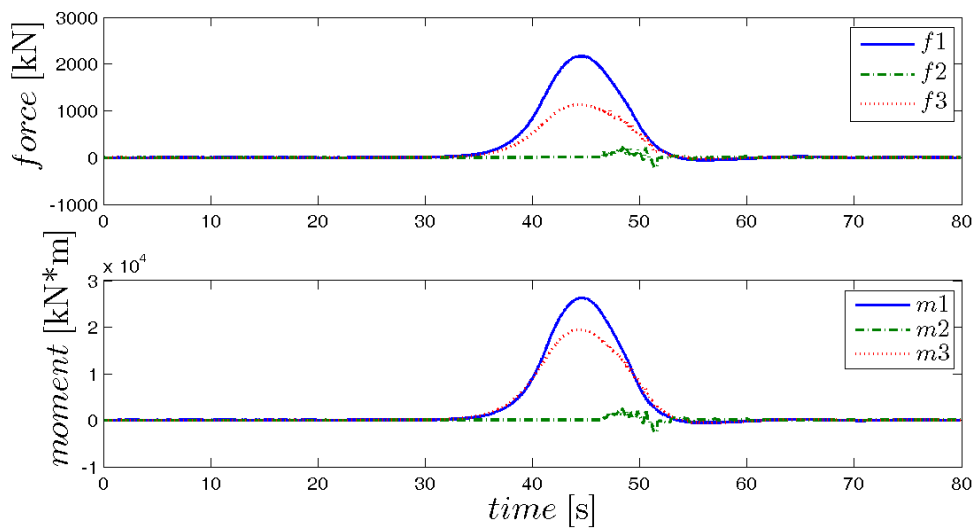
附圖 2.11 防波堤受力分析圖(case 6)



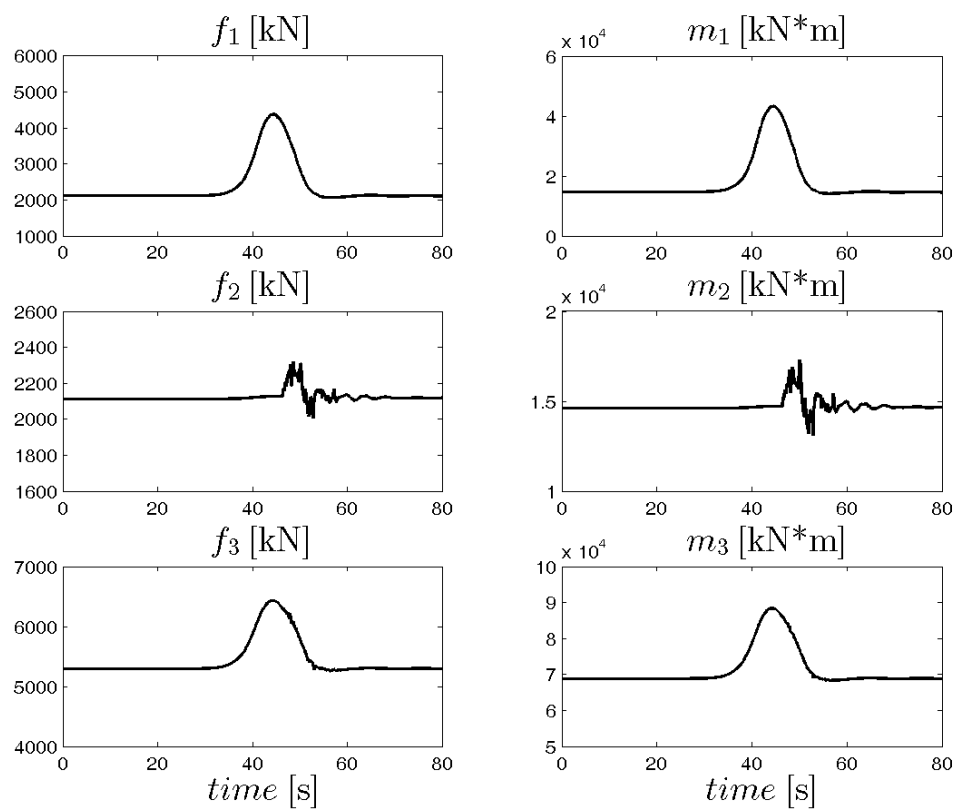
附圖 2.12 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 6)



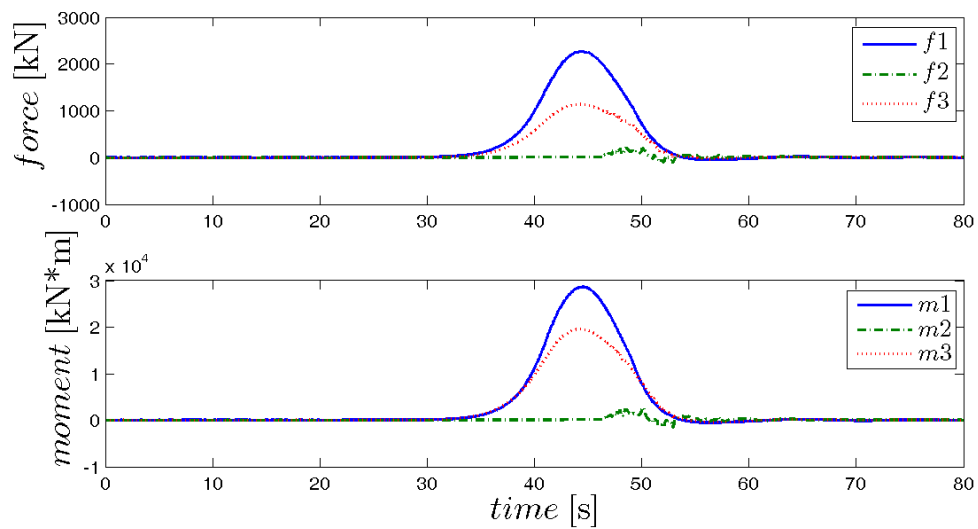
附圖 2.13 防波堤受力分析圖(case 7)



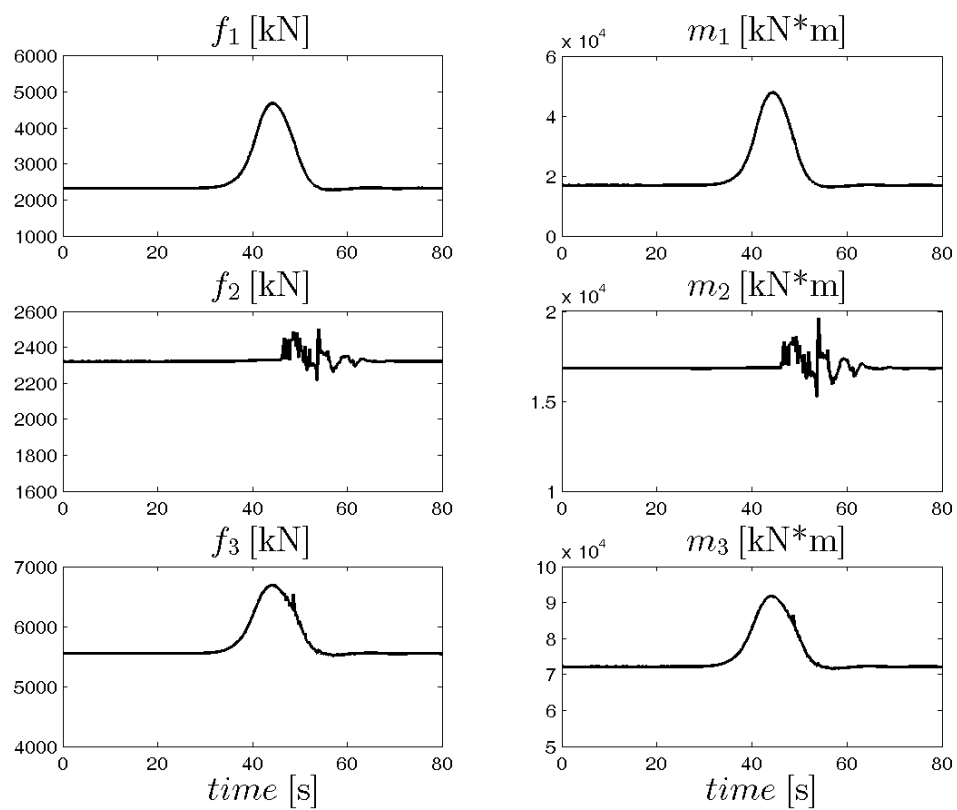
附圖 2.14 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 7)



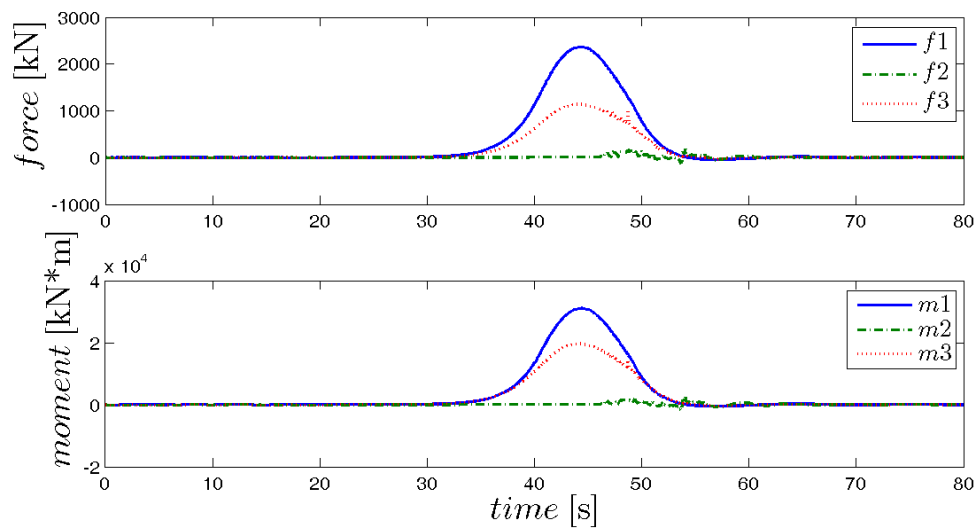
附圖 2.15 防波堤受力分析圖(case 8)



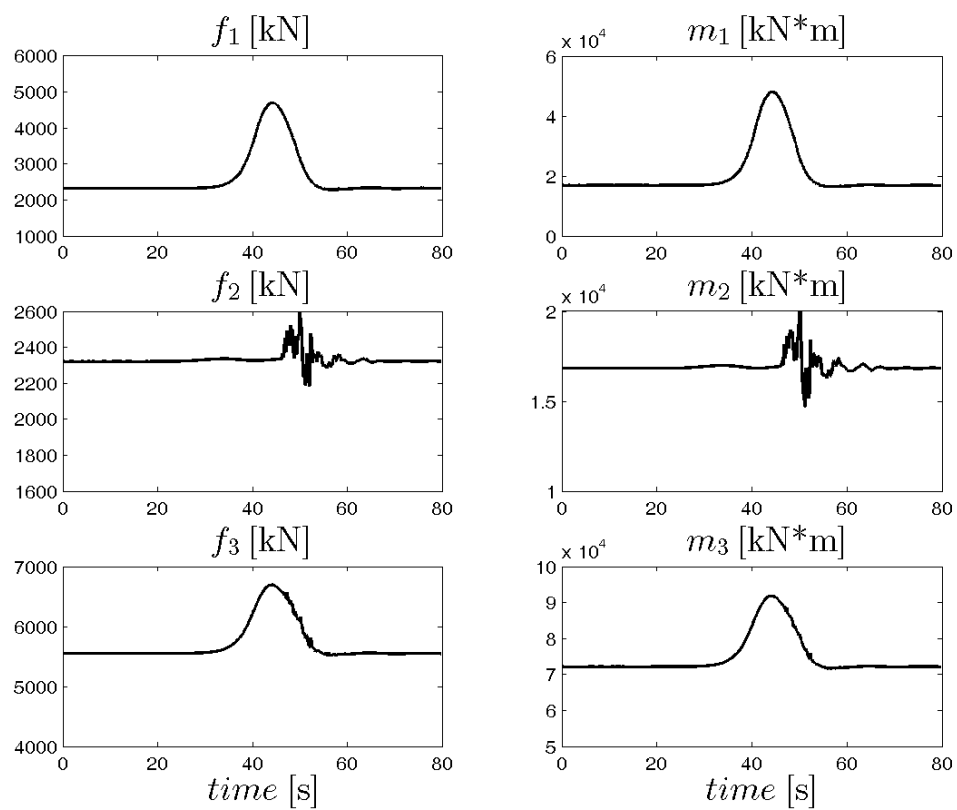
附圖 2.16 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 8)



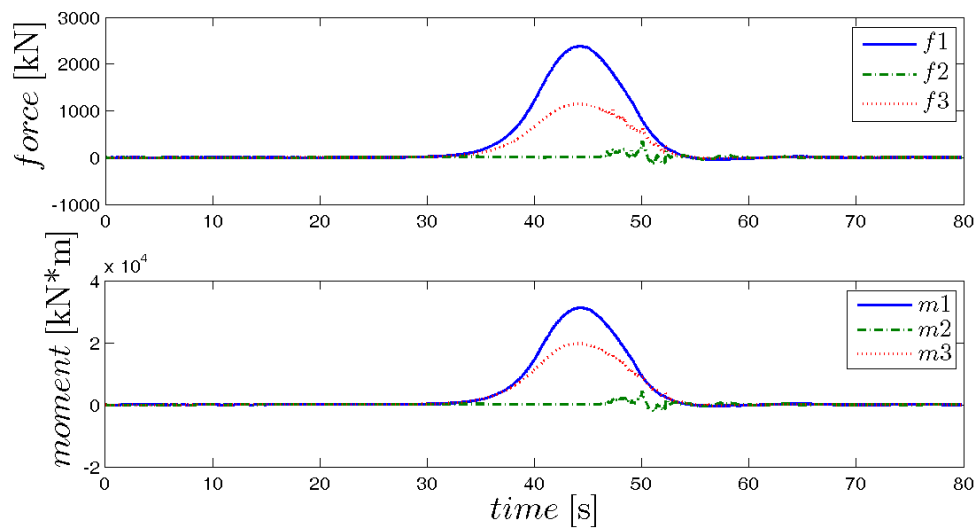
附圖 2.17 防波堤受力分析圖(case 9)



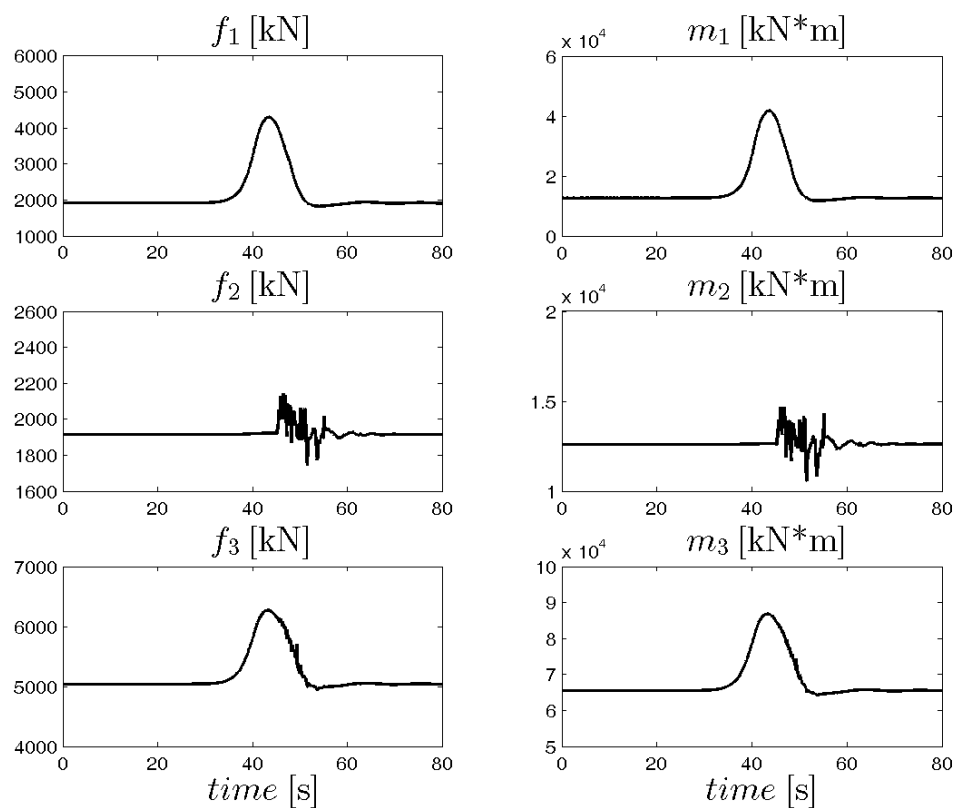
附圖 2.18 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 9)



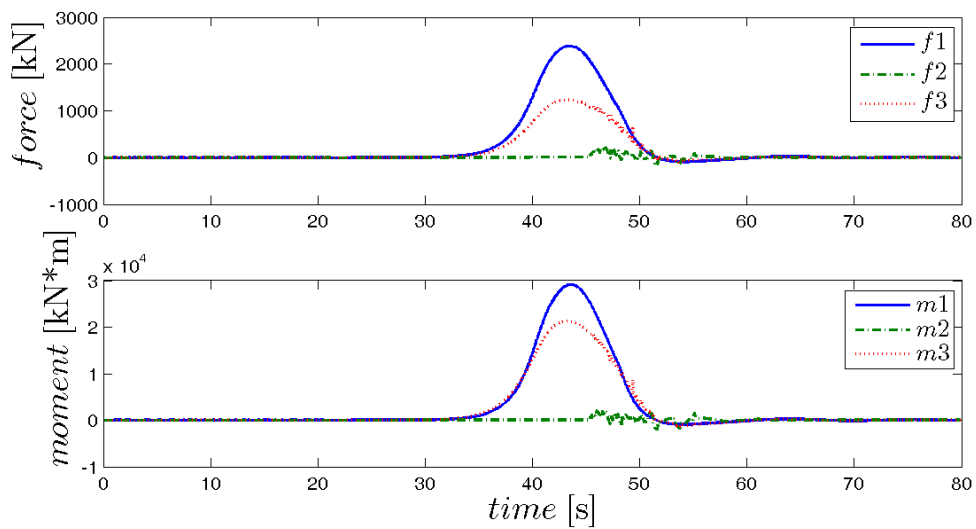
附圖 2.19 防波堤受力分析圖(case 10)



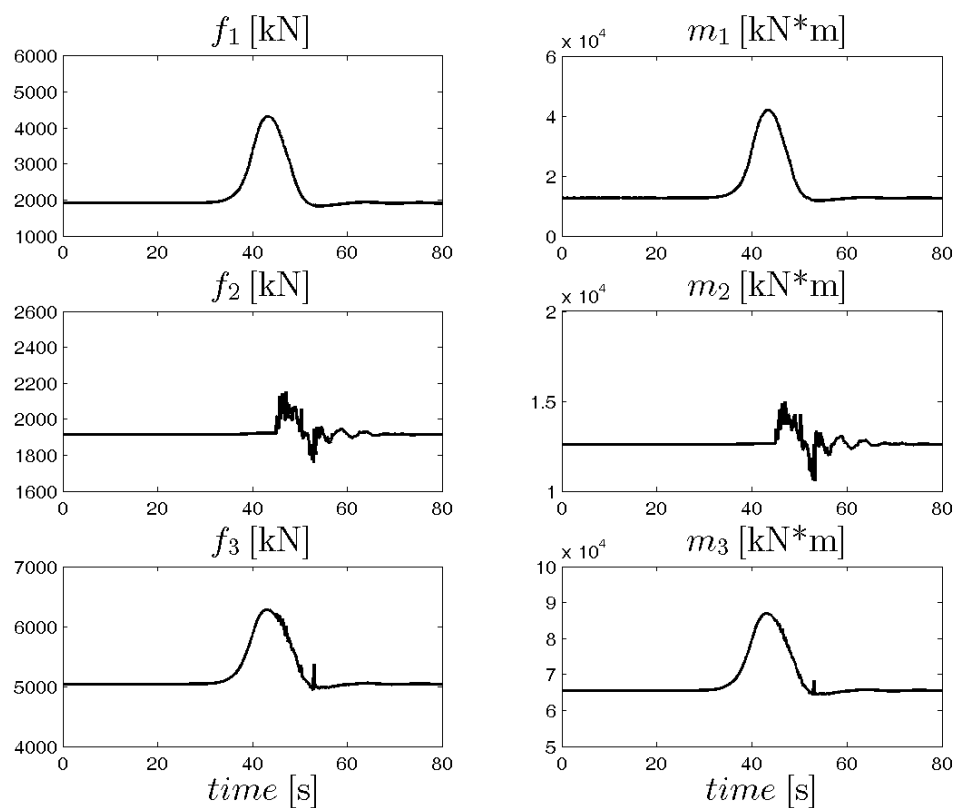
附圖 2.20 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 10)



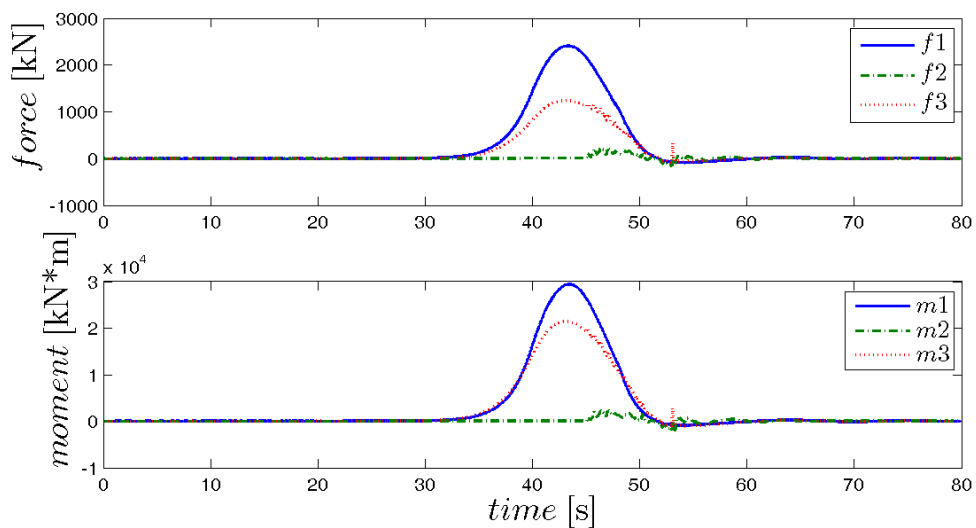
附圖 2.21 防波堤受力分析圖(case 11)



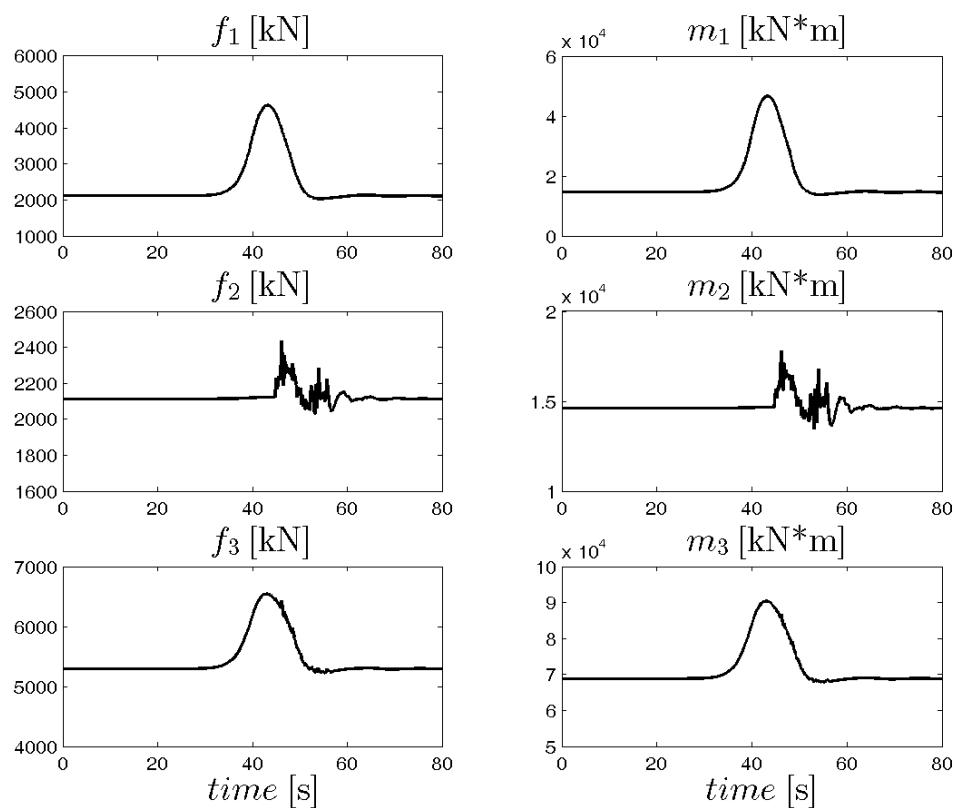
附圖 2.22 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 11)



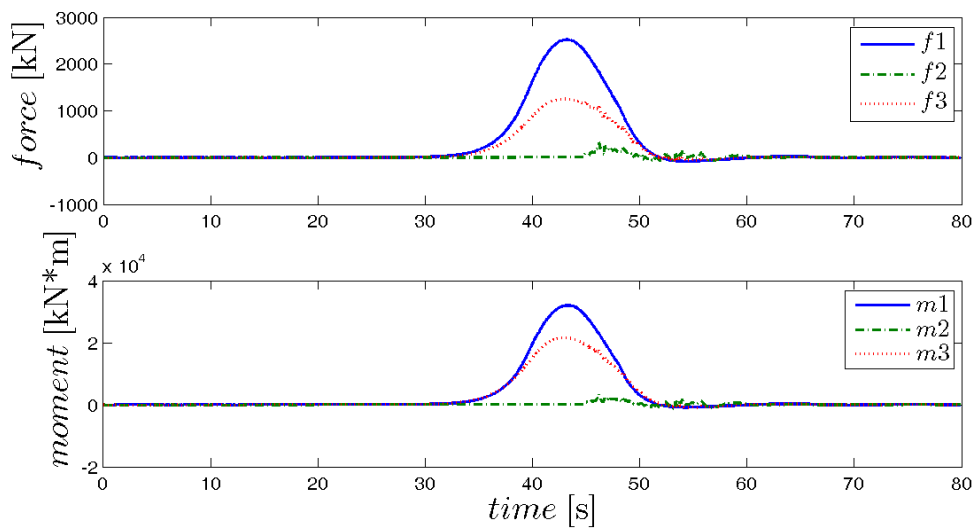
附圖 2.23 防波堤受力分析圖(case 12)



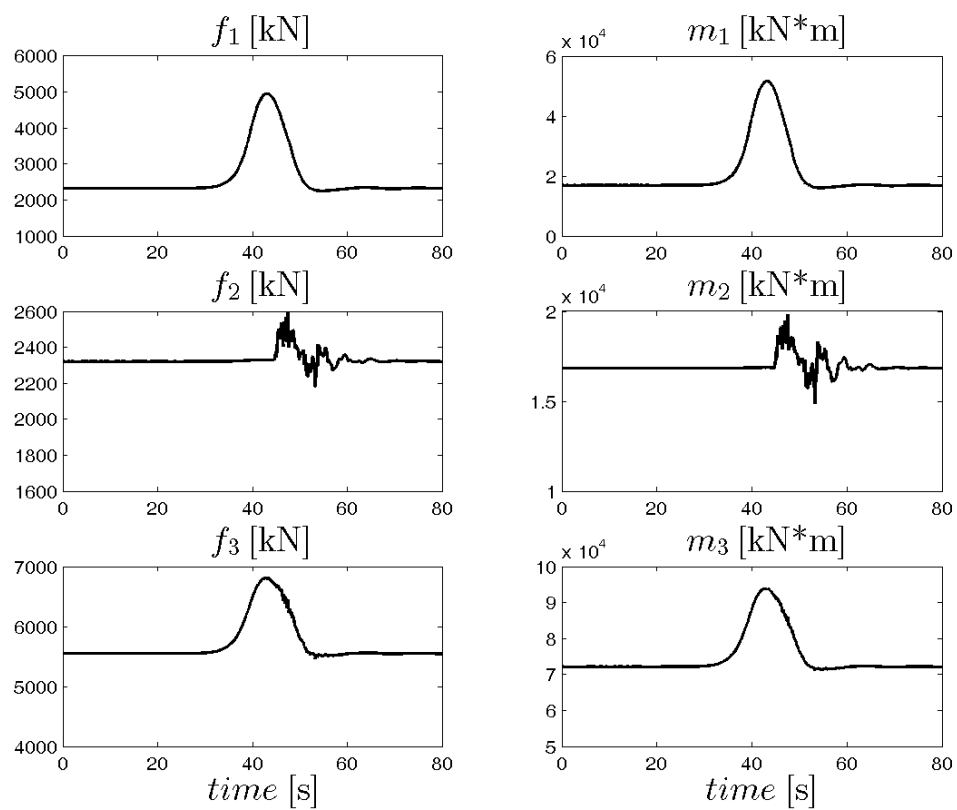
附圖 2.24 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 12)



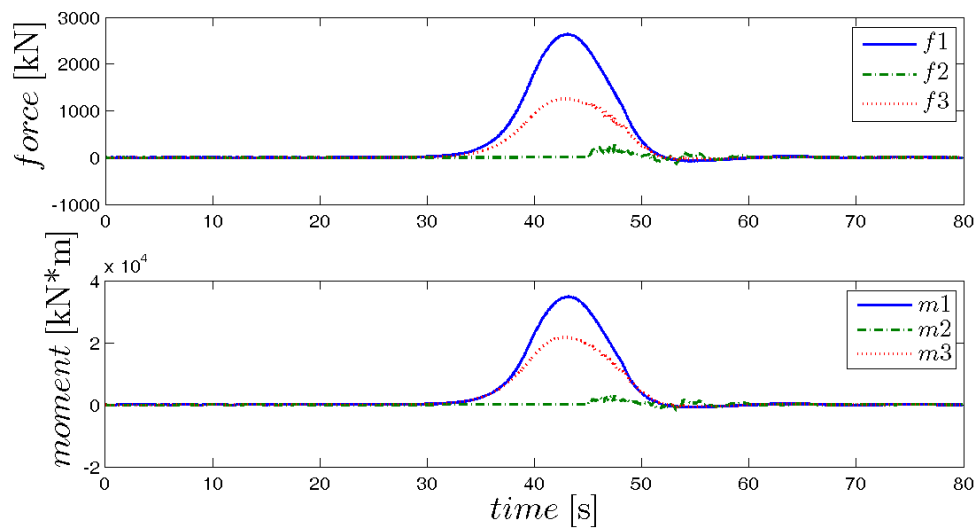
附圖 2.25 防波堤受力分析圖(case 13)



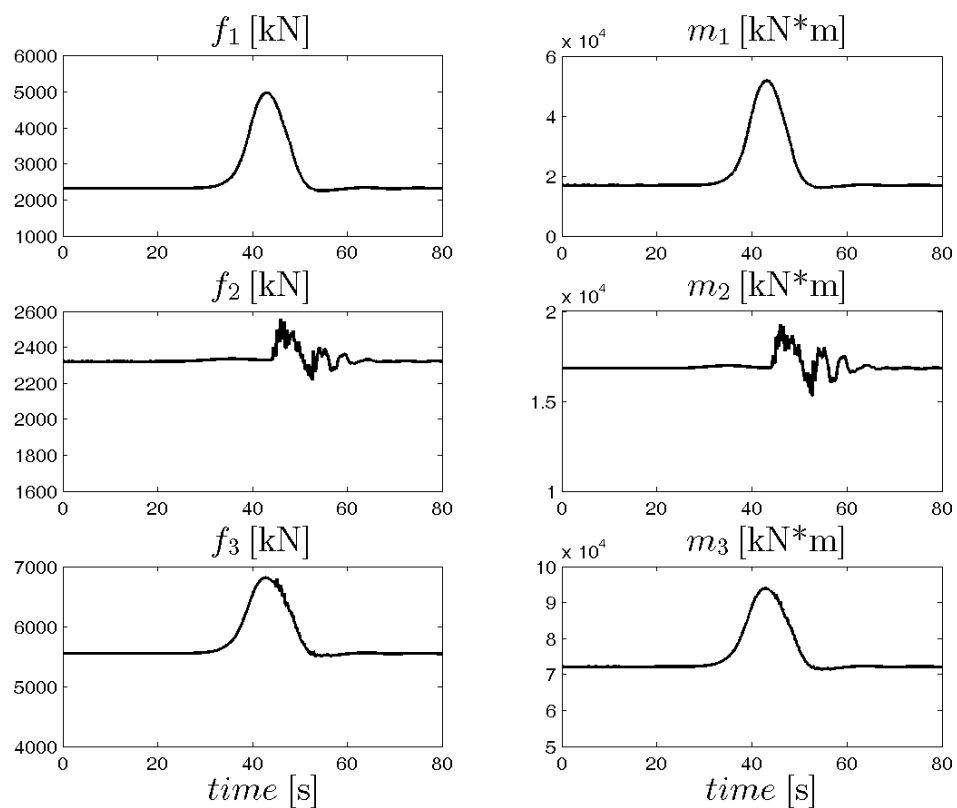
附圖 2.26 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 13)



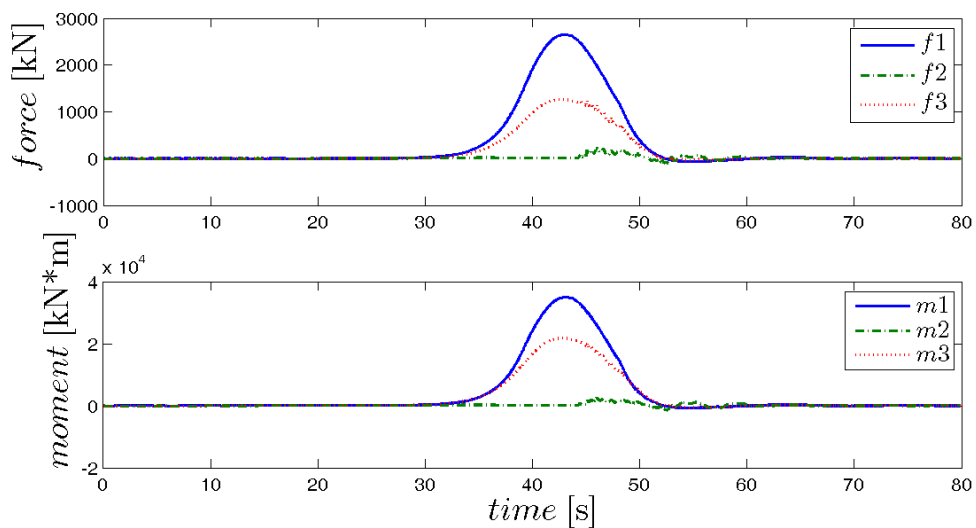
附圖 2.27 防波堤受力分析圖(case 14)



附圖 2.28 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 14)



附圖 2.29 防波堤受力分析圖(case 15)



附圖 2.30 防波堤之海嘯波作用力分析圖(case 15)