107-021-7A66
MOTC-IOT-106-H1DA005

港灣構造物設計基準修訂及維護管理之研究

交通部運輸研究所

中華民國 107 年 3 月

107-021-7A66
MOTC-IOT-106-H1DA005

港灣構造物設計基準修訂及維護管理之研究

著 者：陳桂清、胡啟文、柯正龍、謝幼屏

王克尹、賴瑞應、羅建明

交 通 部 運 輸 研 究 所

中 華 民 國 107 年 3 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

港灣構造物設計基準修訂及維護管理之研究 / 陳桂清等著. -- 初版. -- 臺北市 : 交通部運研所, 民107.03
面 ; 公分
ISBN 978-986-05-5206-5(平裝)

1.海岸工程 2.防波堤

443.3 107000578

港灣構造物設計基準修訂及維護管理之研究

著　　者：陳桂清、胡啟文、柯正龍、謝幼屏、王克尹、賴瑞應、羅建明
出版機關：交通部運輸研究所
地　　址：10458 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)26587132
出版年月：中華民國 107 年 3 月
印 刷 者：采峰實業有限公司
版(刷)次冊數：初版一刷 50 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：400 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：1010700170　　ISBN：978-986-05-5206-5 (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。

106

港灣構造物設計基準修訂及維護管理之研究

交通部運輸研究所

GPN：1010700170
定價：400 元

交通部運輸研究所出版品摘要表

<table>
<tr><td colspan="4">出版品名稱：港灣構造物設計基準修訂及維護管理之研究</td></tr>
<tr><td>國際標準書號（或叢刊號）
978-986-05-5206-5</td><td>政府出版品統一編號
1010700170</td><td>運輸研究所出版品編號
107-021-7A66</td><td>計畫編號
MOTC-IOT-106-H1DA005</td></tr>
<tr><td colspan="3">主辦單位：港灣技術研究中心
主管：邱永芳
計畫主持人：陳桂清
研究人員：胡啟文、柯正龍、謝幼屏、王克尹、賴瑞應、羅建明
參與人員：魏瓊蓉、陳亭廷、何木火、陳義松、李春榮、黃如蜜
聯絡電話：04-26587188
傳真號碼：04-26564418</td><td>研究期間
自 106 年 01 月
至 106 年 12 月</td></tr>
<tr><td colspan="4">關鍵詞：設計基準、防波堤、碼頭、耐久性、腐蝕、港灣設施、維護管理系統、港埠物流、配銷中心、港埠競爭力、全球化、海上貨櫃貿易、基礎設施</td></tr>
<tr><td colspan="4">摘要：
本計畫分為4個子計畫執行，子計畫一「港灣構造物設計基準修訂之研究」、子計畫二「港灣碼頭與防波堤調查與維護管理之研究」、子計畫三「臺中港發展港埠物流之探討」及子計畫四「超大型貨櫃船對港埠之影響研究」。
子計畫一以本所96年版之設計基準為基礎，探討需增補與修訂之內容，以利後續報部修訂施行；子計畫二乃以花蓮港碼頭及防波堤等港灣設施，進行鋼筋混凝土及鋼構造物之現況調查與檢測評估及研擬維修工法，並優化擴充現有維護管理系統，提供未來設計與維護管理參考；子計畫三則探討臺中港發展港埠物流之情形，研擬港埠物流發展的方向與策略，據以提升港埠營運競爭力與港埠附加價值；子計畫四為探討超大型貨櫃船靠泊對高雄港港埠經營環境之影響。
成果效益：
1.完成港灣構造物基準修訂架構及設計條件之探討與修訂。
2.港灣設施調查與優化擴充維護管理系統，具體提供港務單位辦理維護管理參據。
3.研擬臺中港物流發展的方向與策略，可據以提升港埠營運競爭力與港埠附加價值。
4.探討超大型貨櫃船靠泊對高雄港基礎設施之影響。
提供政府單位應用情形：
1.提供修訂部頒基準之參據，提供臺灣港務公司、縣市政府、工程顧問公司…等相關單位使用，提昇港灣構造物性能，滿足運輸安全需求。
2.港灣設施調查成果，建置於優化之「港灣構造物維護管理系統」，可提供航港局、港務管理單位推動或執行港灣構造物維護管理政策之規劃與實務應用。
3.提供交通部、航港局與港務公司於港埠物流與港埠發展政策之參考。實務上，亦可提供物流業者及自由貿易港區業者在營運上之參考。
4.提供交通部、航港局與港務公司在港埠因應超大型貨櫃船靠泊影響之建議。</td></tr>
<tr><td>出版日期</td><td>頁數</td><td>定價</td><td>本出版品取得方式</td></tr>
<tr><td>107 年 3 月</td><td>450</td><td>400</td><td>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。</td></tr>
<tr><td colspan="4">機密等級：
□限閱 □機密 □極機密 □絕對機密
（解密【限】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</td></tr>
<tr><td colspan="4">備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。</td></tr>
</table>

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

TITLE: Study on Revision of Design Criterion and Maintenance Management of Harbor Structure

ISBN(OR ISSN)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER	IOT SERIAL NUMBER	PROJECT NUMBER
978-986-05-5206-5	1010700170	107-021-7A66	MOTC-IOT-106-H1DA005

DIVISION: CENTER OF HARBOR & MARINE TECHNOLOGY
DIVISION CHIEF: Yung-Fang Chiu
PRINCIPAL INVESTIGATOR: Kuei-Ching Chen
PROJECT STAFF:Ke-Yi, Wang,Yu-ping Hsieh,Jeng-Long Ko, ui-Ying Lai,C.W. Hu,Chien-Ming Lo
PROJECT TECHNICIAN: T.T.Wei, M.H. He, Y. S. Chen,C. R. Lee. J.M. Huang
PHONE:04-26587188
FAX:04-26564418

PROJECT PERIOD

FROM: January 2017
TO: November 2017

KEY WORDS: Design Criterion,Breakwater,Wharf Durability,Corrosion,Harbor-facilitymaintenance management system,Port Logistics, Distribution Centers, Port Competitiveness, Globalization, Seaborne Container Trades, Infrastructure

Abstract:

The study was divided as four sub-projects to be executed, sub-project 1 titled “Study on Revision of Design Criterion of Harbor Structure”, sub-project 2 titled “Study for Field Surveying and Maintenance Management of Harbor Wharf and Embankment”, sub-project 3 titled “Study on Developing the Distribution Center for the Port of Taichung”, and sub-project 4 titled “Impact Analysis of Ultra Large Container Ship on Port”.

The former sub-project was to revise the provisions to be added and amended based on the benchmark completed in 2007, which would be promulgated by M.O.T.C. lately. The second sub-project focused on piers and breakwater of Hualian Port for the current survey and inspection assessment on port facilities, reinforced concrete and steel structures. Also the existing maintenance management system was optimized and expanded. The third sub-project dealt with the situation of port logistics development in Taichung Port, the direction and strategy of logistics development in other ports, in order to enhance the ports operational competitively and added valuably. The latter sub-project was mainly to explore the impact of the berthing of super large container ships on the operating environment of the Port of Kaohsiung.

Results benefit:

1.Complete the frameworks for revision and amendments of " The Design Benchmark of Harbor Structure".
2.Achievements of harbor facility field Surveying and maintenance management system would provide authority and technical agency to deal with a policy of harbor structures maintenance.
3.The goals and the strategies for how to develop the distribution business on the port can be used for policy-making to increase the competition ability and additional value for the port operating.
4.Explore the impact of berthing on the infrastructure of Kaohsiung port.

Application:

1.Providing M.O.T.C. to revise and promulgate the Benchmark, it can be used by Taiwan International Ports Corporation, local governments, engineering consultants and other related agencies to improve the structural performance and transportation safety in ports.
2.Field surveying results set up in harbor structures management and maintenance system at IHMT website would provide authority and relative units to apply in port facility maintenance policy.
3.M.O.T.C., Maritime and Port Bureau, and Taiwan International Ports Corporation can refer the results to policy-making on port distribution business developing. Logistics companies or other business operating on port can also consult it for their business operation.
4.Providing advices to M.O.T.C., port authorities on the berthing effect of oversized container vessels in ports.

DATE OF PUBLICATION	NUMBER OF PAGES	PRICE	CLASSIFICATION
March 2018	450	400	☐SECRET ☐CONFIDENTIAL ■UNCLASSIFIED

The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.

港灣構造物設計基準修訂及維護管理之研究

目　錄

中文摘要 I

英文摘要 II

圖目錄 VIII

表目錄 XII

第一章 緒論 1-1

第二章 研究計畫概述 2-1

2.1 計畫時程 2-1

2.2 計畫摘要與研究內容 2-1

2.2.1 子計畫(一)：港灣構造物設計基準修訂之研究 2-1

2.2.1.1 計畫摘要 2-1

2.2.1.2 研究內容 2-1

2.2.2 子計畫(二)：港灣碼頭與防波堤調查與維護管理之研究 2-2

2.2.2.1 計畫摘要 2-2

2.2.2.2 研究內容 2-4

2.2.3 子計畫(三)：臺中港發展港埠物流之探討 2-4

2.2.3.1 計畫摘要 2-4

2.2.3.2 研究內容 2-5

2.2.4 子計畫(四)：超大型貨櫃船對港埠之影響研究 2-5

2.2.4.1 計畫摘要 2-5

2.2.4.2 研究內容 2-7
第三章 港灣構造物設計基準修訂之研究 3-1
3.1 研究緣起及目的 3-1
3.2 期程規劃 3-2
3.3 需求會議訪談 3-2
3.4 基準修訂方向初擬 3-9
3.5 港灣構造物設計條件探討與修訂 3-10
3.6 小結 3-20
第四章 港灣碼頭與防波堤調查與維護管理之研究 4-1
4.1 構造物基本及檢測維修資料蒐集 4-2
4.2 岸上目視檢測 4-3
4.3 碼頭水下調查 4-6
4.4 鋼板樁厚度與防蝕效能檢測 4-9
4.4.1 4 號碼頭 4-9
4.4.2 5 號碼頭 4-13
4.4.3 6 號碼頭 4-15
4.4.4 7 號登陸碼頭 4-17
4.4.5 8 號碼頭 4-19
4.4.6 9 號碼頭 4-21
4.4.7 航道西側岸壁 4-23
4.5 碼頭檢測評估及修復工法 4-27
4.5.1 碼頭檢測評估 4-27
4.5.2 碼頭修復工法 4-29

4.6 港灣構造物維護管理系統優化與擴充 4-32
4.6.1 優化舊有系統內容與功能 4-33
4.6.2 分析與改善既有系統操作及使用便利性 4-47
4.6.3 系統版面重新配置，統一元件樣式 4-50
4.6.4 新增系統公告、留言板功能 4-50
4.6.5 新增系統響應式網頁設計 4-53
4.6.6 規劃 APP 使用功能 4-59
4.6.7 單一簽入功能 4-60
4.7 小結 4-60
第五章 臺中港發展港埠物流之探討 5-1
5.1 臺中港內外物流發展情勢探討 5-3
5.1.1 臺中港概述 5-3
5.1.2 臺中港自由貿易港區現況 5-4
5.1.3 臺中港鄰近地區物流業者發展現況 5-7
5.2 臺中港發展進口物流配銷中心之探討 5-9
5.2.1 有設置需求之業者分析 5-9
5.2.2 設置進口物流配銷中心之考量因素 5-11
5.2.3 臺中港發展進口物流配銷中心之利基 5-14
5.3 臺中港發展出口物流配銷中心之探討 5-17
5.3.1 有設置需求之業者分析 5-17
5.3.2 設置出口物流配銷中心之考量因素 5-19
5.3.3 臺中港發展出口物流配銷中心之利基 5-21
5.4 臺中港發展兩岸物流配銷中心之探討 5-25

5.4.1 發展兩岸物流配銷中心之利基.....5-25
5.4.2 兩岸物流的發展方向.....5-27
5.5 臺中港發展亞太物流配銷中心之探討.....5-30
5.5.1 我國加入經濟合作協定之助益分析.....5-30
5.5.2 推動新南向政策的助益.....5-31
5.5.3 跨國企業設置亞太物流配銷中心之考量因素分析.....5-32
5.5.4 在臺中港設置亞太物流中心之利基分析.....5-35
5.6 臺中港發展物流業務之策略.....5-39
5.6.1 臺中港發展物流業務之 SWOT 分析 5-39
5.6.2 發展各類物流之策略說明.....5-44
5.7 小結 5-48
第六章 超大型貨櫃船對港埠之影響研究.....6-1
6.1 貨櫃航運發展趨勢分析 6-1
6.1.1 全球貨櫃船市場發展分析.....6-1
6.1.2 定期船公司的競爭特性.....6-3
6.2 貨櫃船大型化的發展分析 6-6
6.2.1 超大型貨櫃船的發展演進.....6-6
6.2.2 發展超大型貨櫃船的考量因素.....6-10
6.2.3 未來發展分析 6-17
6.3 超大型船對裝卸機具之影響分析 6-18
6.4 超大型船對港埠規劃之影響.....6-25
6.4.1 對港埠硬體建設之影響.....6-25
6.4.2 對港埠之整體影響分析.....6-32

6.5 小結 6-36
第七章 結論與建議.....7-1
7.1 結論 7-1
7.2 建議 7-9
7.3 研究成果之效益 7-11
7.4 提供政府單位應用情形 7-11
參考文獻 參-1

圖 目 錄

圖 3.1　訪談會議照片 3-8
圖 4.1 研究流程圖 4-1
圖 4.2 花蓮港碼頭與防波堤平面圖 4-3
圖 4.3 碼頭面版龜裂、沈陷情形(6 號碼頭) 4-4
圖 4.4 岸肩混凝土剝落或鋼筋腐蝕外露情形(4 至 5 號碼頭) 4-4
圖 4.5 護舷材破損、材質劣化情形 4-4
圖 4.6 繫船樁表面腐蝕情形 4-4
圖 4.7 飛沫帶鋼板樁表面腐蝕情形(4 至 5 號碼頭) 4-4
圖 4.8 新東堤 0K+200m 處損壞情形 4-5
圖 4.9 防波堤堤面現況 (新東堤) 4-6
圖 4.10 防波堤堤身現況 (舊東堤) 4-6
圖 4.11 防波堤港側現況 (新東堤) 4-6
圖 4.12 西防波堤堤身現況 4-6
圖 4.13 混凝土橫梁與鋼板樁現況(4 號碼頭) 4-7
圖 4.14 混凝土塊石間隙現況(17 號碼頭) 4-7
圖 4.15 混凝土接縫處劣損現況 (19 號碼頭) 4-7
圖 4.16 岸壁疑遭船隻撞擊現況 (21 號碼頭) 4-7
圖 4.17 沉箱接縫處間隙過大現況(24 號碼頭) 4-7
圖 4.18 沉箱接縫處間隙過大現況(25 號碼頭) 4-7
圖 4.19　4 號、5 號碼頭結構斷面圖 4-10
圖 4.20　Z 型鋼板樁型式圖 4-10

圖 4.21　4 號碼頭鋼板樁腐蝕速率與水深(高程)之關係 4-11
圖 4.22 陽極塊型式圖 4-12
圖 4.23 陽極塊安裝位置示意圖 4-12
圖 4.24 電位量測導桿位置安裝示意圖 4-13
圖 4.25　5 號碼頭鋼板樁腐蝕速率與水深之關係 4-14
圖 4.26 花蓮港 6 號碼頭結構斷面圖 4-16
圖 4.27　6 號碼頭鋼板樁腐蝕速率與水深之關係 4-16
圖 4.28　7 號登陸碼頭結構斷面圖 4-18
圖 4.29　7 號登陸碼頭鋼板樁腐蝕速率與水深之關係 4-18
圖 4.30　8 號碼頭結構斷面圖 4-19
圖 4.31　8 號碼頭鋼板樁平均腐蝕速率與水深之關係 4-20
圖 4.32　9 號碼頭結構斷面圖 4-21
圖 4.33　U 型鋼板樁型式示意圖 4-21
圖 4.34　9 號碼頭鋼板樁腐蝕速率與水深之關係 4-22
圖 4.35 航道西側岸壁結構斷面圖 4-23
圖 4.36 航道西側岸壁鋼板樁平均腐蝕速率與水深之關係 4-24
圖 4.37 維修對策及程序 4-28
圖 4.38 系統優化與擴充流程 4-33
圖 4.39 新系統架構圖 4-34
圖 4.40 港灣資料編碼原則 4-35
圖 4.41 舊有系統設施資料表架構圖 4-36
圖 4.42 設施架構改善 4-36
圖 4.43 設施照片改善 4-37

圖 4.44 舊有系統經常巡查架構圖 4-38
圖 4.45 經常巡查改善說明 4-39
圖 4.46 舊有系統定期檢測架構圖 4-40
圖 4.47 定期檢測改善說明 4-40
圖 4.48 舊有系統特別檢測架構圖 4-41
圖 4.49 特別檢測改善說明 4-42
圖 4.50 儀器檢測架構圖 4-43
圖 4.51 舊有系統維修紀錄架構圖 4-47
圖 4.52 搜尋列範例 4-48
圖 4.53 多張照片上傳範例 4-48
圖 4.54 資訊統一列表範例 4-49
圖 4.55 編輯發佈公告畫面 4-51
圖 4.56 公告列表檢視單筆公告畫面 4-51
圖 4.57 使用者進行留言時畫面 4-52
圖 4.58 管理者回覆留言時畫面 4-53
圖 4.59 留言列表畫面 4-53
圖 4.60 響應式畫面示意圖 4-54
圖 4.61 以電腦瀏覽器檢視構件列表 4-55
圖 4.62 手機填寫檢視構件列表 4-56
圖 4.63 以手機填寫巡查檢測 A、B 畫面 4-56
圖 4.64 以平板電腦檢視構件列表 4-57
圖 4.65 以平板電腦填寫巡查檢測 A 表 4-58
圖 4.66 以平板電腦填寫巡查檢測 B 表 4-58

圖 4.67　Native、Hybrid、Web App 比較圖 4-59
圖 5.1　自由貿易港區的利基 5-2
圖 5.2　臺中港自由貿易港區詳細範圍 5-5
圖 5.3　中科國際物流公司的物流中心外觀 5-7
圖 5.4　中科國際物流公司的物流中心內部配置圖 5-8
圖 6.1　歷年來全球最大型貨櫃輪之規格 6-7

表 目 錄

表 3-1 港灣構造物設計條件初步修訂變更對照表 3-10
表 3-1 港灣構造物設計基準修訂目錄 3-21
表 4-1 花蓮港碼頭及防波堤基本資料 4-2
表 4-2 碼頭水下調查結果 4-8
表 4-3 碼頭、航道鋼板樁背景資料 4-9
表 4-4 4 號碼頭鋼板樁平均腐蝕速率 4-11
表 4-5 5 號碼頭鋼板樁平均腐蝕速率 4-14
表 4-6 6 號碼頭鋼板樁平均腐蝕速率 4-16
表 4-7 7 號登陸碼頭鋼板樁腐蝕速率 4-18
表 4-8 8 號碼頭鋼板樁平均腐蝕速率 4-20
表 4-9 9 號碼頭鋼板樁平均腐蝕速率 4-22
表 4-10 航道岸壁鋼板樁平均腐蝕速率 4-24
表 4-11 碼頭鋼板樁平均腐蝕速率彙整表 4-25
表 4-12 碼頭鋼板樁減少厚度與腐蝕速率分析表 4-26
表 4-13 碼頭鋼板樁防蝕效能檢測結果 4-26
表 4-14 增加設施構件資料清單 4-44
表 4-15 浮動碼頭與防波堤劣化新增項目 4-45
表 4-16 劣化位置顯示對照表 4-46
表 4-17 數量顯示對照表 4-46
表 5-1 國內物流與國際物流的差異 5-1
表 5-2 臺中港自由貿易港區現況 5-4
表 5-3 歷年臺中港自由貿易港區的貿易量與貿易值 5-6

表 5-4　2016 年亞太地區主要國家人口數與國內生產毛額(GDP) .. 5-35
表 5-5　亞太地區主要經濟體的經商環境與全球競爭力排名 5-37
表 5-6　臺中港發展物流業務之 SWOT 分析表 5-40
表 5-7　SWOT 矩陣策略配對法之發展策略分析表 5-41
表 6-1　歷年來貨櫃船舶之船型變化 6-3
表 6-2　2010~2014 年全球新造貨櫃船運能加總之比例分配表 6-5
表 6-3　歷年來貨櫃船舶之船型變化 6-7
表 6-4　轉運中心港口之貨櫃起重機(自 2012 年訂製)台車和吊升速度表 6-20
表 6-5　岸邊起重機裝卸速度百分比彙整表 6-20
表 6-6　超巴拿馬起重機之速度表 6-21
表 6-7　先進櫃場與自動化使用案例 6-24
表 6-8　主要轉運中心營運之港口其最大船席水深 6-26
表 6-9　轉運港口之平均潮差表 6-30
表 6-10　貨櫃船舶滿載之標準吃水 6-33

第一章 緒論

1.1 研究動機

臺灣屬於亞熱帶氣候，常有颱風侵襲，所引起的暴潮及波浪對於港灣設施常會造成損壞。且因環境高溫、高溼與高鹽份，加上空氣污染，隨時間增加逐漸造成材料劣化銹蝕，終致嚴重損壞崩塌，常無法修護而必須花數倍乃至數十倍的經費來重建，對港灣設施的安全性造成重大影響。因此，若能有完善的現地調查、檢測與評估機制，則不僅能提早發現有問題的設施，在造成大規模損壞前予以補強，防範於未然，避免港灣設施災難的發生。而交通部出版之『港灣構造物設計基準』分別於民國 85 及 86 年頒布『防波堤設計基準及說明』及『碼頭設計基準及說明』，距今已將近 20 年，期間交通部雖曾於 89 年因應 921 地震修訂部份條文，後續本所也曾於 94 年針對基準進行修訂研究，於 96 年完成基準增補之研究，主要針對 94 年修訂的基準，做增補及修訂的工作，惟相關成果並未獲交通部頒布施行，殊屬可惜。隨著時空環境之改變，港灣構造物設計基準之內容及編排方式實有必要進行檢討，期使我國港灣基準規範能符合國內規劃設計所需，促進國家之港灣建設發展。

此外，港口發展物流業務，有助於提升港口的服務功能，將港口從起迄港、轉口港的角色，轉變為提供物流配送、加工轉運功能之全方位整合性物流港。透過鬆綁國內投資法規，簡化轉運及貨物加值等程序，讓臺商及國際跨國公司樂於將臺灣作為全球運籌的重要基地，進而提高港口、機場的營運效益。又全球貨櫃化運輸，已成為今日海運主流。配合貨櫃船大型化、航線軸心化及航商聯營化發展，未來貨櫃母船將只靠泊少數樞紐港，全球大型航商已形成 3 個策略聯盟，未來將主導全球主要樞紐港之貨櫃營運，本研究亦將探討貨櫃船大型化之發展和可能對港埠之衝擊提出分析探討。

本計畫包含 4 個子計畫；分別為「港灣構造物設計基準修訂之研

究」、「港灣碼頭與防波堤調查與維護管理之研究」、「臺中港發展港埠物流之探討」及「超大型貨櫃船對港埠之影響研究」等。

第一子計畫將根據本所 96 年完成的基準增補之研究為基礎，探討基準需增補及修訂之處，並進行部份內容之修訂，以利後續報部頒布施行；第二子計畫則以國內國際商港與其輔助港口之碼頭及防波堤等港灣設施為研究對象，主要工作包括鋼筋混凝土及鋼構造物之現況調查與檢測評估，並研擬維修工法，修訂維護管理制度、系統及手冊等，以利於構造物邁向檢測及管理自動化作業，提供未來設計與維護之參考依據。第三子計畫係針對臺中港與臺北港發展港埠物流之情形做探討分析，深切思考港埠物流發展的方向與策略，期能據以提升港埠營運競爭力與港埠附加價值；第四子計畫更將針對超大型貨櫃船對港埠經營環境之變動，對於深水碼頭與貨源成長不足之高雄港要爭取洲際型之轉運樞紐港地位提出嚴厲之挑戰，有關深水碼頭與貨源不足兩項因素，高雄港應優先改善那一項才對高雄港之發展比較有利，投資風險比較少等考量，進行了解與探討。

1.2 研究目的

各子計畫研究目的分述如下：

第一子計畫：港灣構造物設計基準修訂之研究

修訂 96 及 97 年分別完成之「港灣構造物設計基準增補研究(一)」及「港灣構造物設計基準增補研究(二)－參考案例彙編」，研擬港灣構造物設計基準修訂方向與草案，並於既有相關研究成果的基礎上，引用國際相關規範最新技術規定及工程實務需求，進行部份條文內容之探討及修訂，做為後續報部頒布施行之參考。

第二子計畫：港灣碼頭與防波堤調查與維護管理之研究

針對港灣構造物中數量最多，功能最重要之碼頭與防波堤等構造物，進行現況調查之安全檢測與評估並建立資訊系統，期望提供維修

單位參考，建立平時定期或特殊狀況之緊急檢測制度，儘早發現構造物混凝土劣化或內部鋼筋腐蝕狀況，減少構造物因環境因素或天然災害所造成更大之損壞。5. 探討發展港埠物流研究成果提供交通部用於協助與確保臺灣港務公司達成政策目標及發揮其應有經營效率。

第三子計畫：臺中港發展港埠物流之探討

研提臺中港發展港埠物流業務的方向與策略，據以提升港埠營運競爭力，並設法增加港埠服務的附加價值，提供交通部在施政上的參考。具體的研究目標包括：

1.臺中港物流發展情勢探討

2.臺中港鄰近地區物流業者發展現況分析

3.臺中港發展進出口物流配銷中心之分析

4.臺中港發展兩岸物流配銷中心之分析

5.臺中港發展亞太物流配銷中心之分析

6.研擬臺中港發展港埠物流之策略

第四子計畫：超大型貨櫃船對港埠之影響研究

從海運市場之經營環境和全球貨櫃船型之發展分析配合航商的營運策略與航線佈局來影響港口地位之變動，同時分析超大型貨櫃船之發展趨勢及其利弊得失和可能對港埠規劃與基礎設施和相關機具設備所造成之影響，提供國內港埠單位參考。具體的研究目標包括：

1.了解超大型貨櫃船之發展環境

2.了解發展超大型貨櫃船之利弊

3.了解超大型船對裝卸機具之影響

4.了解超大型船對港埠規劃之影響

5.了解貨櫃營運之發展趨勢及船舶大型化對高雄港之影響

第二章 研究計畫概述

2.1 計畫時程

本計畫共包含 4 個子計畫，各子計畫摘要與研究內容分別簡述如章節 2.2。

2.2 計畫摘要與研究內容

2.2.1 子計畫(一)：港灣構造物設計基準修訂之研究

2.2.1.1 計畫摘要

交通部出版之『港灣構造物設計基準』分別於民國 85 及 86 年頒布『防波堤設計基準及說明』及『碼頭設計基準及說明』，距今已將近 20 年，期間交通部雖曾於 89 年因應 921 地震修訂部份條文，後續本所也曾於 94 年針對基準進行修訂研究，於 96 年完成基準增補之研究，主要針對 94 年修訂的基準，做增補及修訂的工作，惟相關成果並未獲交通部頒布施行，殊屬可惜。

隨著時空環境之改變，港灣構造物設計基準之內容及編排方式實有必要進行檢討，期使我國港灣基準規範能符合國內規劃設計所需，促進國家之港灣建設發展。

有鑑於此，本計畫將以本所 96 年完成的基準增補之研究為基礎，探討基準需增補及修訂之處，並進行部份內容之修訂，以利後續報部頒布施行。相關研究內容如下；

2.2.1.2 研究內容

1.相關文獻蒐集與回顧

(1)港灣構造物設計基準增補研究

(2)日本港灣施設基準同解說 2009 年英文版

(3)美國海岸工程手冊

2.美日及國內設計基準比較探討

(1)港灣構造物設計基準增補研究與日本港灣施設基準同解說 2009 年版比較

(2)港灣構造物設計基準增補研究與美國海岸工程手冊比較

3.未來基準相關修訂建議

4.港灣構造物設計條件探討與修訂

(1)船舶

(2)風

(3)波浪

(4)波力

(5)潮位及暴潮位

(6)水流

(7)作用於浮體之外力及其搖動

(8)土壓及水壓

(9)載重

2.2.2 子計畫(二)：港灣碼頭與防波堤調查與維護管理之研究

2.2.2.1 計畫摘要

臺灣四面環海，對外貿易為我國主要經濟命脈，為提升競爭力與永續經營高雄港，重拾亞太地區海運轉運中心樞紐地位，必須強化港灣構造物之使用效能，以提升港埠服務品質與作業效率，促進營運繁榮。由於臺灣地區港灣設施使用時間多已超過 40 年，建立其檢測與安全評估等維護管理機制，實為未來刻不容緩之課題，方能達到港埠永續經營之目的。為此，本所(交通部運輸研究所)於 102 至 103 年除已完成制訂港灣構造物目視檢測標準、研擬檢測程序與手冊、實作模擬訓練及安全評估等工作外，完成花蓮、基隆、蘇澳、臺北與金門、馬祖港等全港區碼頭及防波堤之巡查作業，初步建置花蓮港及基隆港之「港灣構造物維護管理系統」，撰寫系統使用手冊，提供相關港務公司參用，惟因港務分公司及港務處人力不足，迄今未能提供足夠回饋資訊，故系統尚需檢討優化與擴充功能，使更符實際應用。

為維護管理機制其主要目的為確保構造物使用安全及延長其使用年限，以往公共工程與重要設施大都較注重興建，或發現嚴重問題後才開始想進行全面修護，對於日常之調查維護作業，經常僅編列少數或無維護經費，故其維護效益甚低至無，設施任其持續劣化終致損壞，最後淪為不能使用之命運。如何將現有之設施達到最有效率之使用，避免修護及龐大重建經費之耗費外，其營運停頓造成之損失更難以估計。為此，構造物維護管理機制之建立，必為未來各項工程領域刻不容緩之課題，方能達成其永續經營。港灣構造物之維護管理當然不應自外於主流趨勢。因應世界潮流與營建主流趨勢，未來國內公共工程等構造物，其維護管理所佔之權重，將比興建或全面維修更形重要。審計部交通建設審計處亦於 105 年審核通知交通部：「請允應督促臺灣港務公司妥適應用系統功能，並儘速建立維護管理機制，以提升港灣構造物維護效能及確保碼頭使用安全」。

本計畫主要以臺灣地區(包含澎湖、金門與馬祖等外島)之商港區之碼頭與防波堤等港灣設施，進行現況調查與評估，擬定構造物檢測(初步)程序、詳細檢測、安全評估方式等機制，期能持續精進既有建置之維護管理資訊系統，並擴充至其他尚未建置之港口，以利於日後港灣

構造物之維護管理。相關研究內容如下；

2.2.2.2 研究內容

1. 持續蒐集國內外港灣構造物維護管理之相關研究文獻及規範。
2. 持續既有檢測程序之精進：本(106)年度已先完成花蓮、蘇澳、臺中及澎湖馬公等港區構造物初勘作業，考量各港實務需要且花蓮港 105 年 9 月後，因梅姬颱風侵襲造成重大災損，故本年度選定花蓮港碼頭及防波堤為研究對象。
3. 以滾動式及系統化方式，持續檢測程序（機制）與構造物劣損評估項目之落實檢討。
4. 持續研析比較國內外現有維護管理制度與港灣構造物修復工法之探討。
5. 既有港灣構造物維護管理系統模組優化及功能擴充，並推廣落實其應用。

2.2.3 子計畫(三)：臺中港發展港埠物流之探討

2.2.3.1 計畫摘要

港口發展物流業務，有助於提升港口的服務功能，將港口從起迄港、轉口港的角色，轉變為提供物流配送、加工轉運功能之全方位整合性物流港。透過鬆綁國內投資法規，簡化轉運及貨物加值等程序，讓臺商及國際跨國公司樂於將臺灣作為全球運籌的重要基地，進而提高港口、機場的營運效益。

政策執行的成效，除依靠政府各部會的積極推動與相互協調合作，依靠民間業者的大力參與及投入支持外，港埠物流的研究分析，亦將對政策推動與推動後之政策檢討有所助益。因此，本計畫將針對臺中港與臺北港發展港埠物流之情形做探討分析，深切思考港埠物流

發展的方向與策略，據以提升港埠營運競爭力與港埠附加價值。相關研究內容如下；

2.2.3.2 研究內容

1.臺中港自由經濟示範區發展情勢探討

2.臺中港鄰近地區物流業者發展現況分析

3.臺中港發展進出口物流配銷中心之分析

4.臺中港發展兩岸物流配銷中心之分析

5.臺中港發展亞太物流配銷中心之分析

2.2.4 子計畫(四)：超大型貨櫃船對港埠之影響研究

2.2.4.1 計畫摘要

全球貨櫃化運輸，已成為今日海運主流。配合貨櫃船大型化、航線軸心化及航商聯營化發展，未來貨櫃母船將只靠泊少數樞紐港，全球大型航商已形成 3 個策略聯盟，未來將主導全球主要樞紐港之貨櫃營運。由於航商之策略聯盟和轉運策略之採行，將大型貨櫃船配置在東西向主航線上，也同時對附屬航線之船隊配置產生影響，隨著上述情況之發展，衍生了全球擴大投資新興港埠和提昇現有港埠設施之需求。邁入 21 世紀第一個十年晚期，超過 20,000TEU 之超大型船舶預計 3 年內可投入營運，此種船之出現，其規格特性勢必對現有港埠設施造成衝擊，由過去海運發展之經驗可知，往往航運發展在前而港埠規劃則因應在後，航運之發展趨勢深深影響港埠之軟硬體建設。港埠是否要濬深航道？起重機有無必要汰舊換新？碼頭設施要不要增添？另一方面為港埠界所關心之問題，為貨櫃船大型化將來究竟會終止於何處？儘管專家與學者對超大型貨櫃船的出現仍有不同之看法，可是若干想爭取全球樞紐港地位之轉運港埠生怕其在 2020 年出現後，再著手

準備必要設施就為時已晚，因此現已開始籌劃，以便因應市場商機，不管以後船型如何擴增，港埠決免不了濬深航道和設置更多更大之起重機問題。本研究探討貨櫃船大型化之發展和可能對港埠之衝擊提出分析探討。

由於貨櫃船持續朝大型化發展，加上航商策略聯盟之行為，東亞主航線網的層級性與網狀分佈已產生，高雄港已明顯呈現為區域性樞紐港的態勢，其樞紐地位一直在逐漸下滑中，除了越太平洋航線之外，高雄港幾乎已失去大部分亞歐航線的樞紐地位，因此如何透過航商與裝卸業者，進行航線與櫃量(含進出口與轉口櫃源)之穩固方案，重振航線層級水準與轉運功能，當是目前最重要的方針。本計畫目的在探討超大型貨櫃船之發展對高雄港之影響，從超大型貨櫃船之發展環境及對航運市場之利弊得失和未來發展可能對港埠規劃相關基礎設施和機具設備所造成之影響，提供國內港埠單位參考。

船舶大型化對於港口而言，會直接地影響港口碼頭的深水化與更佳作業效率的要求。但對於航商而言，則會影響航線規劃與船舶配置，並進而間接影響港口間的競爭。而所謂「港口競爭」，事實上乃由港口內部條件、外部環境、以及航商航線規劃與船舶配置的營運要求等，所衍生的港口功能與地位之展現。貨櫃船舶大型化已成為貨櫃運輸發展的趨勢，這個趨勢也影響航商的經營管理方式，包括航線密度、選擇偏好、代理能力等。大型船舶在轉運港口需要密集的航線供轉運貨源。同時船舶愈大，航商選擇基地港時，對港口條件的考慮愈為嚴苛。也因此航商對於泊靠港口的代理能力的要求也就愈高，上述經營環境之變動，對於深水碼頭與貨源成長不足之高雄港要爭取洲際型之轉運樞紐港地位提出嚴厲之挑戰，有關深水碼頭與貨源不足兩項因素，高雄港應優先改善那一項才對高雄港之發展比較有利，投資風險比較少，航港專家學者各有不同之支持論調，本研究探討船舶大型化之發展對高雄港未來發展之衝擊及對高雄港貨櫃營運之影響，充分顯示出本計畫之重要性。相關研究內容如下；

2.2.4.2 研究內容

1.貨櫃運輸發展趨勢與回顧

2.貨櫃船大型化的發展分析

3.超大型貨櫃船之發展環境探討

4.超大型船對裝卸機具之影響

5.超大型船對港埠規劃之影響

6.超大型貨櫃船對高雄港之影響分析

第三章 港灣構造物設計基準修訂之研究

3.1 研究緣起及目的

臺灣為典型之海島環境，四面環海的地理特性和長達約一千二百餘公里之海岸資源，在積極發展本島之經濟活動時，海岸的開發利用扮演相當重要的角色，且臺灣位處太平洋中西部邊緣及環太平洋地震帶，每年夏、秋之際，屢受颱風襲擊，近年來亦因全球氣候變遷之因素，所引起的暴潮及颱風波浪對於港灣及海岸結構物常造成嚴重之自然災害，再加上地震發生頻繁，經常有強烈地震發生，對港灣構造物的安全性更造成重大影響。

本所為能符合世界港灣技術潮流及提供國內工程界設計所需之規範，曾參酌前台灣省政府交通處曾於民國 70 年出版之「港灣及海岸結構物設計基準」，交通部後於民國 85 年頒布「港灣構造物設計基準」第一部份「防波堤設計基準及說明」及民國 86 年頒布第二部份「碼頭設計基準及說明」，並於民國 89 年修訂部份條文及民國 91 年進行「耐震設計修訂」研究，且於民國 93 年對現行部頒之港灣構造物設計基準-「防波堤及碼頭設計基準及說明」之規範進行修訂及增補，並將防波堤設計與港灣構造物設計合併為上下兩冊，其中對耐震設計部分進行較大幅度之修改，惟本所及相關學者專家考量該規範應由相關單位試用，並取得共識後再行頒布為佳。經兩年之時空，相關單位提出對於基準之部分內容有明訂之需求，並予以增補使用手冊之建議，以期能符合我國實際情況及時代所需，並促進國家之港灣建設長期發展。爰此本所依據相關單位所研提之意見，於 96 及 97 年分別完成「港灣構造物設計基準增補研究(一)」及「港灣構造物設計基準增補研究(二)－參考案例彙編」，考量修訂內容過大，並未報部列為部頒規範。

上述相關研究成果因歷經時空環境的改變，相關內容及編排方式有進行檢討之必要，為瞭解管理及使用單位實際需求，本所規劃一系列之訪談會議，針對基準修訂之編排方式、條文增修可行性及編修架

構...等，各別實地至各工程顧問公司及臺灣港務公司進行交流建立共識，以初擬出港灣構造物設計基準修訂方向，並於既有相關研究成果的基礎上，引用國際相關規範最新技術規定及工程實務需求，進行部份條文內容之探討及修訂，做為後續報部頒布施行之參考，以順利完成基準編修作業。

3.2 期程規劃

奉交通部 104 年 12 月 22 日交技字第 1045017485 號函指示，為利部頒規範內容與時俱進，俾符合技術發展現況及實務需要，進行通盤檢討，並配合政府相關政策施行(如高齡者無障礙環境需求、公共設施訂定設計使用年限及全生命週期概念等)，且就頒定或編修時間 10 年以上之規範優先辦理修訂事宜，爰此本所據以執行港灣構造物設計基準修訂工作，工作期程規劃為預訂為 106 年進行相關文獻資料蒐集與探討，並提出未來基準相關修訂建議及方向；107 年進行第二至第六篇章之修訂、編排及初審工作；108 年進行第七至第九篇章之修訂、編排及初審工作，並於該年底前報陳交通部做為基準復審及頒佈之參據。

3.3 需求會議訪談

本計畫訪談實況如圖 3.1 所示，整理訪談作業紀錄如下：

1.宇泰工程顧問有限公司：

(1) 未來建議應就各篇章組成專責諮詢小組進行編修條文細部審查。

(2)若將性能設計納入編修之考量，其編修幅度太大，對於國內相關設計及審查單位衝擊太大，因此建議以本所 96 年所辦理之「港灣構造物設計基準增補研究(一)」為編修藍本較為可行。

(3)專門碼頭除貨櫃及渡輪外，其它相關專門碼頭建議納入之考量。

(4)越南有請日本港灣技術團隊，引用日本設計基準之新技術及資

料，依據越南國情進行港灣設計基準之編定，建議亦可作用參考引用之文件之一。

(5)更新相關耐震設計條件，並進行探討調整以符港灣設計所需。

(6)未來基準修訂時所參考之來源資料應需完整的引用，避免使用者設計時有所疑慮，而需再查閱原始相關資料。

(7)基準 vs 規範之定義，其在法律上之效用是否有異。

(8)材料規格屬日規系統，但相關折減係數屬美規系統，未來基準修訂時需考量其搭配性。

2.台灣世曦股份有限公司：

(1)因碼頭屬地下結構物及受波力之影響，其結構行為不如橋梁或建築物容易掌握，因此強度設計法載重係數訂定為未來基準修訂時之重大課題。

(2)於耐震設計上，對於結構物型態的分類（剛、柔性結構物）及韌性設計的檢討，為目前較為模糊的地方。

(3)LNG 碼頭是否有納入之可行性。

(4)浚挖規範是否納入水域設施篇章內編修。

(5)地質調查鑽孔佈設原則過於嚴格，建議可再檢討。

(6)基準的編排上若為條文的原則說明，底下為補充解說說明，較有可讀性，使用上也較有彈性。

(7)共通性的規定，建議可於內容中說明直接參考引用其它規範，較有連動性。

(8)目前基準內容引用美國參數及日本的設計理念，要瞭解其設計邏輯才能搭配使用。

(9)未來若增訂強度設計法，建議工作應力法與強度設計法能併行使

用。

(10)波浪分美系及歐系，過於複雜。

(11)建議以「港灣構造物設計基準增補研究(一)」為藍本，來檢討不合時宜及執行有問題的條文來進行編修。

(12)強度設計法載重組合之說明要放在何篇章較為合適，碼頭與防波堤載重組合之系統建議要一致。

(13)國外規範已有訂定全國設計潮位資料，未來基準建議可仿照將全國設計潮位資料予以訂定，使設計條件統一，避免小型顧問公司當資料不足時將潮位計算錯誤。

3.中興工程顧問股份有限公司：

(1)先以工作應力法及強度設計法併行，暫不將性能設計納入編修之考量，如此循序漸進的方式進行較為可行。

(2)以舊省府時期所頒佈的規範格式編排，可讀性較佳。

(3)遊艇或郵輪碼頭是否納入。

(4)航道規劃上於 96 年增修版已納入水域設施篇章中有明確說明，該版本已有相當之完整性。

(5)越波的部分，建議可將歐盟的經驗公式納入參考。

(6)係數除查表求得外，建議可列經驗公式，以方便程式化使用，且該經驗公式列於基準中對設計者較有所依據。

(7)建築技術規則或橋梁耐震設計規範中強度設計法之用途係數差異甚多，以棧橋碼頭來說，其結構行為較屬橋梁，但本基準大多參用建築技術規則之規定，造成使用上之困擾，建議未來基準編修時再請考量。

(8)設計參數及設計規範存在著美日系統不一的問題。

(9)設計條件中設計資料迴歸年限評估，國外規範有明確規定 20-30 年，因近來氣候變遷的因素影響迴歸年長短的訂定，建議可納入考量。

(10)助導航設施目前都是參考國際燈塔協會(IALA)的規範，尤其是浮燈標的部分，IALA 並未詳說，此部分會再參考日本規範，是否可考量納入。

(11)設計潮位水利署規範有明確規定，但港灣基準沒有明確規定，建議統一規定。

(12)基準建議有案例編彙說明，做為工程師參仿使用。

(13)有關陽極塊計算的部分請更新。

(14)風力評估在基準內並無詳細說明，目前是參考建築技術規則耐風設計篇，惟港灣構造物皆位於海邊，海風甚強，引用建築技術規則來做港灣設計風力評估適宜性，尚值得商榷，建議未來基準修訂可納入考量。

4.浩海工程顧問股份有限公司：

(1)設計地震力參照建築技術規則對於港灣構造物來說過大，所設計出來的重力式碼頭斷面會很大，亦不經濟，且港灣構造物保全對象不像建築物是為人命財產，因此所用之設計地震力是否可以再檢討，建議應該依碼頭使用類別（漁港、維生碼頭）進行區分。波浪設計使用 50 年，設計地震力 475 年，兩者使用回歸期相差甚多。

(2)港灣構造物之環境及結構行為不像建築物較好掌握，因此強度設計法用於港灣設計上需審慎使用，建議未來基準執行時強度設計法與工作應力法可併行使用。

(3)性能設計若要長期規劃目標，建議可先出相關設計案例讓各界參閱，慢慢地熟悉，待時機成熟在放入規範內。

(4)基準修訂內容原則上應該要越明確越好，以供設計時有所依循，如消波塊於凹隅段設計，原規範並未清楚說明，致所設計之消波塊尺寸過大而有不合理的情形，設計者此時必須再去引據相關規定或試驗來佐證。

(5)衝擊波之設計亦應越明確越好，最好列有計算式可參循，若要用水工試驗來取得相關參數，在目前公共工程期程及經費的拘限下，通常無法實際去執行。

(6)浮動碼頭規範是否納入考量。

(7)未來基準修訂作業時，建議將漁港之設計規範納入考量。

(8)第八篇碼頭工程，工程一詞可再斟酌。

(9)淺基承載力並未區分平時及震時之安全係數。

(10)堤頭範圍之定義。

(11)設計潮位建議統一規定。

(12)漁港之重要性與商港有別，且商港有投資報酬之收入，因此漁港建設在先期地調之投資對於縣市政府來說亦是負擔，建議可針對漁港先期地質調查密度再予檢討。

(13)助導航設施的規定建議可再予以增修。

(14)亦剛亦柔的構造物如前斜樁式板樁碼頭，其放大係數之決定會影響地震力的計算，類似此種複合式的斷面結構該如何去設計，建議可予明確規定。

5.臺灣港務股份有限公司：

(1)繫船柱僅有 500~100,000 噸船型設計規範，造成小型船或超大型船被排除在外，因應船舶大型化之趨勢，繫船柱設計應再予檢討。

(2)新型結構型式如鋼管板樁、大跨度預力棧橋等，現行規範未予規

定，建議可納入檢討。

(3)建議可將 Port Design Handbook 及大陸相關規範納入參考文獻的一部份。

(4)港灣構造物不確定因素很多，強度設計法與工作應力法併行為可行之法，而性能設計法施行上會有問題存在，不應貿然進行。

(5)岸電設施及 LNG 是否可考量納入，做為日後審查之依據。

(6)異常氣候對於碼頭高程訂定之影響也請納入考量。

(7)規劃要決定的內容如港形、水深等，及生命週期維護檢監測也請納入考量。

(8)繫船柱之設計係為船型噸數對應所需之拉力，但同樣噸數之船隻會因受風面大小而有不同之拉力，再請納入考量。

(9)96 年版設計波高為 70cm 是否符合郵輪之停靠標準。

(10)碼頭大約都在 50 年內會改建（港區土地改變、船舶大型化），碼頭使用年限為 50 年其實沒問題，但海堤及防波堤之控制力為波力而非地震力，因此應要檢討延長其使用年限。

(11)基準建議應附有案例編彙以方便瞭解。

圖 3.1 訪談會議照片

綜上所述，整理訪談共同性之意見如下：

1.現行規範因頒佈迄今已逾 20 餘年為進行大幅編修，隨著環境及技術之變動，如：新材料、新結構型式、新耐震規範、船舶大型化...等，造成未能於現行規範中查得相關規定做為設計依據之窘境，而轉由國外的其它規範來引據。

2.本所 96 年所辦理之「港灣構造物設計基準增補研究(一)」對於以往所缺漏的部分大多已有明確說明，以此版本做為編修藍本有其可行性。

3.目前規範存在著美日系統混用的問題，使用上需注意其搭配性。

4.未來基準應將全國設計潮位資料予以訂定，使設計條件統一，避免小

型顧問公司當資料不足時將潮位計算錯誤。

5.基準建議應有案例編彙，以實際案例來輔助說明相關條文之使用方式。

6.國內目前對於採用性能設計法尚有諸多問題存在，且建築物及橋梁設計規範也尚未納入，貿然推行將有其難度。

7.因港灣構造物之環境、結構行為及國內施工品質不易掌握，需審慎使用，若單一推行強度設計法亦是極大變革，因此未來基準修訂上將採強度設計法與工作應力法併行的方式，循序漸進的進行編修。

3.4 基準修訂方向初擬

依前節 3.3 訪談所述之意見，初步擬訂未來基準修訂方向如下：

1.若參考日本 2007 年版最新基準「港灣構造物技術基準」全面採性能設計，考量變化幅度太大，國內工程師將無法適應，且目前國內建築物及橋梁設計規範尚未施行性能設計方法，因此暫不把性能設計方法納入編修之方向。

2.若將強度設計法納入編修方向，將循序漸進地採強度設計法與工作應力法併行的模式進行編修。

3.國內目前尚未建立港灣構造物之載重係數、強度折減因素及極限狀態檢核等規範，也無法直接套用建築技術規則之相關參數，因此未來基準編修上將參考日本「港灣構造物技術基準（1999）」內有關強度設計法之規定來研擬本土化設計參數。

4.以本所 96 年所辦理之「港灣構造物設計基準增補研究(一)」做為編修之藍本（如表 2-1 所示），相關新技術及實務需求內容之修訂及增補，將參考日本「港灣構造物技術基準（2007）」、美國「海岸工程手冊（2012）」、「建築技術規則」及「橋梁耐震設計」...等 。

5.耐震設計部份依新版「建築物耐震設計規範及解說修訂草案」之規定予以大幅修訂。

6.增加「其他港埠設施」之專章。

7.基準編排上，將「碼頭」部份與「防波堤」部份合併，不再各印單行本，並依部頒規範規定格式進行編修。

本所原則依據上述作業方向進行基準編修，為使內容修訂於推動上具專業及實務性，編修過程中將會組成各篇章審查小組進行分篇初部審查，並邀集國內相關單位（航港局、臺灣港務公司、各大工程技術顧問公司...等）共同參與作業，以藉此適時達成共識，順利完成基準編修，並據以陳報交通部複審並頒佈施行。

3.5 港灣構造物設計條件探討與修訂

本章以本所 96 年所辦理之「港灣構造物設計基準增補研究(一)」為藍本，參考日本 1999 及 2007 年「港灣構造物技術基準」及美國 2012 年「海岸工程手冊」因應新技術、需求及世界趨勢等因素，進行第一篇「通則」及第二篇「設計條件」初步探討及修訂，修訂後之內容請詳見附錄一，修訂前後之變更對照及說明，如表 3-1 所示。

表 3-1 港灣構造物設計條件初步修訂變更對照表

章節項目	主要修訂內容	修訂依據或說明	處理方式	
			新增	修訂
第一篇 通則				
第一章 一般說明				
第二章 國際單位系統(SI)				
第三章 設計施工及維護管理之原則	新增本章。	於規劃設計階段，需把施工及維護工作納入考量，使其具有可施工性及可維護性，	V	

		以延長構造物生命週期。		
第二篇 設計條件				
第一章 概說				
1.1 設計條件				
1.2 影響設計條件				
第二章 船舶				
2.1 計畫船舶				
2.1.1 總噸(GT)				
2.1.2 排水噸(DT)	表 2.1-1、表 2.1-5 更新。	因應船舶大型化之趨勢，參考日本「港灣構造物技術基準（1999）」進行更新。		V
2.1.3 重量噸(DWT)				
2.1.4 重量噸(DWT)與總噸(GT)之關係				
2.2 船舶所產生之外力				
2.2.1 概要				
2.2.2 船舶靠岸所產生之衝擊作用力	修訂式 2.2.2 及第 3 點船舶靠岸速度。	參考日本「港灣構造物技術基準（2007）」新增 LPG 及 LNG 輪船舶排水量計算公式，其它船舶計算公式亦一併更新；增加不同船舶靠岸速度說明及經驗值。		V
2.2.3 繫泊中船舶搖動所產生之作用力	更新式 2.2.7、2.2.8、2.2.9。	參考日本「港灣構造物技術基準（2007）」更新作用於繫泊船舶之風力計算公式。		V
2.2.4 作用於繫船柱之拉力	增加原則說明。	參考日本「港灣構造物技術基準（2007）」增加原則說明。		V

第三章 風				
3.1 風				
3.1.1 概要				
3.1.2 風之定義				
3.1.3 梯度風				
3.1.4 海面風速				
3.1.5 風速與高度之關係				
3.1.6 平均風速與最大瞬間風速之比例關係				
3.2 風力				
3.3 風能	新增本小節。	參考日本「港灣構造物技術基準(2007)」新增風能計算公式。	V	
第四章 波浪				
4.1 設計波浪				
4.1.1 設計波浪之決定				
4.1.2 波浪之定義				
4.1.3 波浪的性質				
4.2 設計波浪之決定方法				
4.2.1 決定深水示性波之基本方針				
4.2.2 求設計用波浪之過程				
4.3 波浪推算				
4.4 波浪資料之統計處理分析				

4.4.1 極值統計資料				
4.4.2 極值分布函數				
4.4.3 極值分布參數推定				
4.4.4 信賴檢定				
4.4.5 推估值之標準偏差				
4.5 波浪變形				
4.5.1 波 浪 之 折射(Refraction)				
4.5.2 波浪反射	增加反射波與入射波之合成波高計算公式(式4.5.2)及說明。	參考日本「港灣構造物技術基準（2007）」增加說明。		V
4.5.3 波浪繞射(Diffraction)	增加波浪繞射圖(圖4.5-1(a)~4.5-2(I))、港內繞射係數決定方法、水工模型試驗決定繞射係數。	參考日本「港灣構造物技術基準（2007）」增加說明。		V
4.5.4 波浪在凹角、防波堤堤頭附近及離岸堤周圍之變形	新增小節。	參考日本「港灣構造物技術基準（2007）」增加說明。		
4.5.5 碎波	1.因新增 4.5.4，流水號順延。 2.堪誤式 4.5.3，修正為 $\beta_1^* = 0.63\exp[3.8\tan\theta]$。	參考日本「港灣構造物技術基準（2007）」。		V
4.6 設計波高及波長				
4.6.1 最大波高不受碎波影響時				
4.6.2 最大波高受碎波影響時				
4.7 波浪越波量及溯升高				

4.7.1 波浪溯升高	增加波浪在坡面與斜坡堤之溯升高，以及波浪在坡面與斜坡堤之下降說明。	參考日本「港灣構造物技術基準（2007）」及美國「海岸工程手冊(2012) 」增加說明。		V
4.7.2 波浪越波量	增加越波傳達波高關係圖(4.7-11)及斜坡式防波堤滲透傳達波高計算公式(式 4.7.14)。	參考日本「港灣構造物技術基準（2007）」增加說明。		V
4.8 碎波平均水位上升(wave setup)	新增小節。	參考日本「港灣構造物技術基準（2007）」增加說明。	V	
第五章 波力				
5.1 概論				
5.2 作用於直立壁之波力				
5.2.1 作用於直立壁之波力性質				
5.2.2 作用於直立壁之重複				
5.2.3 衝擊波力				
5.2.4 作用於消波塊覆蓋堤之波力				
5.2.5 考慮法線形狀影響之波力計算				
5.2.6 考慮水深急變作用於直立壁之波力計算				
5.2.7 作用於直立消波沉箱之波力				
5.3 護面塊石與消波塊所需重量				
5.3.1 斜坡堤護面石與消波塊所需重量				

5.3.2 合成堤堤基護面石與消波塊所需重量	增加 8.「防波堤堤基護面塊體以消波塊覆蓋」及 9.「可塑性護面塊體」	參考日本「港灣構造物技術基準（2007）」增加說明。		
5.4 作用於海中結構物之波力				
5.4.1 概要				
5.4.2Morison 公式				
5.4.3 波浪水粒子水平流速	新增小目。	參考日本「港灣構造物技術基準（1999）」增加說明。	V	
5.5 作用於接近水面結構物之波力	新增 5.5 小節。	參考日本「港灣構造物技術基準（2007）」增加說明。	V	
第六章 潮位及暴潮位				
6.1 設計潮位				
6.1.1 設計潮位選用				
6.1.2 暴潮與海嘯之發生				
6.1.3 平均海水面之影響				
6.2 天文潮				
6.3 暴潮位				
6.3.1 暴潮位資料之取得	以原內容新增 6.3.1 小目名稱。	參考日本「港灣構造物技術基準（2007）」增加說明。		V
6.3.2 考慮暴潮位之設計水位	新增小目。	參考日本「港灣構造物技術基準（2007）」增加說明。	V	
6.4 由碎波引起之平均水位上升	新增小節。	參考日本「港灣構造物技術基準（2007）」增加說明。	V	
6.5 潮位基準換算	因新增 6.4，流水號順延			V
6.6 港口潮位之確認方法	因新增 6.4，流水號順延			V
第七章 水流				

7.1 概論				
7.2 作用於水中結構物之水流力				
7.3 水流對披覆材料之安定分析				
第八章 作用於浮體之外力及其搖動				
8.1 概論				
8.2 作用於浮體之外力	增加作用於浮體之外力計算公式(式 8.2.1)或說明。	參考日本「港灣構造物技術基準（1999）」增加說明。		V
8.3 浮體之搖動及繫留力				
第九章 地質				
9.1 概論				
9.2 基地地質調查				
9.2.1 調查要求				
9.2.2 調查方法之選擇				
9.3 土壤物理性質				
9.3.1 概要				
9.3.2 土壤單位體積重量				
9.3.3 土壤分類				
9.3.4 土壤透水係數				
9.4 土壤工程性質				
9.4.1 彈性常數 (Elastic Constants)				
9.4.2 壓密特性				

9.4.3 土壤之剪力特性				
9.4.4 土壤動態性質				
9.5N值				
9.5.1 概要				
9.5.2 適用範圍				
9.5.3 影響砂值土 N 值之因素				
9.5.4N值在使用時應注意之事項				
第十章 耐震設計				
10.1 耐震設計之目標				
10.2 非剛性構造物之設計地震力				
10.2.1 概要				
10.2.2 震區水平譜加速度係數				
10.2.3 工址水平譜加速度係數				
10.2.4 近斷層區之工址水平譜加速度係數				
10.2.5 工址設計與最大考量水平譜加速度係數				
10.2.6 用途係數				
10.2.7 起始降伏地震力放大倍數與結構系統地震力折減係數				
10.2.8 中小度地震與最大考量地震				

之設計地震力				
10.2.9 結構物地震時水體作用之力				
10.2.10 地震力之分布				
10.3 剛性結構物之設計地震				
10.4 垂直地震力				
10.5 動力分析方法				
10.5.1 概要				
10.5.2 設計水平加速度反應譜係數				
10.5.3 結構動力分析模式				
10.5.4 多振態反應譜疊加法				
10.5.5 歷時分析法				
10.6 地震時之動土壓				
10.7 地震時之動水壓				
10.8 載重組合				
10.9 結構物之韌性設計				
10.9.1 概要				
10.9.2 塑鉸產生後之構材內力				
10.9.3 構材之韌性設計				
第十一章 砂質土壤之液化				
11.1 概論				
11.2 影響土壤液化之				

因素				
11.2.1 相對密度				
11.2.2 地表震動強度與延時				
11.2.3 最初應力狀況				
11.2.4 土層之地質年代特性				
11.2.5 土壤特性				
11.2.6 土層排水情況				
11.3 地質調查				
11.4 需進行液化評估之土層				
11.5 砂質土壤液化潛能之評估與判定				
11.5.1 簡易判斷法				
11.5.2Seed 等人簡易經驗法				
11.5.3 試驗分析法				
11.5.4 CPT-qc 分析法				
11.5.5 NCEER(2001)分析法				
11.6 極軟弱黏土層及沉泥層				
11.7 土壤液化安全係數之選擇				
11.8 液化危害度分析				
11.9 液化土壤參數折減				
11.10 土壤液化之防治與處理				
11.10.1 土壤液化之				

防治原理				
11.10.2 土壤液化處理方法之選擇				
第十二章 土壓及水壓				
12.1 土壓				
12.1.1 概要				
12.1.2 常時土壓				
12.1.3 地震時之土壓				
12.1.4 土壓係數參考值				
12.2 水壓				
12.2.1 概要				
12.2.2 殘留水壓				
12.2.3 地震時之動水壓				
第十三章 載重				
13.1 概論				
13.2 自重				
13.3 裝載載重				
13.4 活載重				
第十四章 摩擦係數				

3.6 小結

1. 未來基準修訂初擬以暫不將性能設計方法納入考量，而循序漸進地採**強度**設計法與工作應力法併行的方式為原則，以 96 年版「港灣構造物設計基準增補研究(一)」做為編修藍本，並參採國外相關規範(如：日本「港灣構造物技術基準」、美國「海岸工程手冊」…等)

內容之相關新技術及實務需求進行編修，以利陳報交通部予以頒佈更新，符合國內港灣工程界需求，並避免變化幅度太大，造成推動上之困難。

2. 若將強度設計法納入編修考量，因國內目前尚未建立港灣構造物之載重係數、強度折減因素及極限狀態檢核等規範，也無法直接套用建築技術規則之相關參數，因此於未來基準編修上將參考日本「港灣構造物技術基準（1999）」內有關強度設計法之規定來研擬本土化設計參數。

3. 考量目前對於岸電設施需求提高，未來將仿照日本「港灣構造物技術基準（1999）」之架構增加「其它港埠設施」篇章規範，未來設計基準修訂之目錄初擬如表 3-2 所示。

表 3-2 港灣構造物設計基準修訂目錄

第一篇	通則
第二篇	設計條件
第三篇	工程材料
第四篇	預鑄混凝土構件
第五篇	基礎
第六篇	水域設施
第七篇	防波堤
第八篇	碼頭工程
第九篇	專門碼頭
第十篇	其它港埠設施

4. 本計畫參考日本 1999 及 2007 年「港灣構造物技術基準」及美國 2012 年「海岸工程手冊」因應新技術、需求及世界趨勢等因素，嘗試將「港灣構造物設計基準增補研究(一)」中第一篇「通則」及第二篇「設計條件」進行部分條文初步修訂，此成果可提供後續編修作業參採。

5. 未來應由產官學界尋求專家學者組成審查小組，並依各自專業領域組成各篇章審查小組，當某篇章完成編撰即由該篇章審查小組進行初部審查，編修過程中亦需邀集相關單位進行交流，廣納各界之意見以適時了解需求並建立共識，使基準編修工作順利完成。

6. 「港灣構造物設計基準」之內容較適合有經驗之設計者或審核人員參考使用，但對於剛入門或缺乏港灣工程經驗之設計者，設計上可能會有考慮欠週詳之虞，因此可參考國外設計手冊進行案例編彙，並對整個設計過程有明確之解說，輔助相關從業人員參考使用，避免不必要之錯誤，以提昇設計水準。

7. 漁港之重要性與商港有別，以現行設計地震力所設計出來的碼頭斷面會過大而不經濟，目前港灣構造物設計基準是以商港為主要對象進行相關規範編彙，漁港的設計規定要另編訂新規範或納入本基準內容，尚值得討論，但若要將漁港納入本基準中明確規範，建議可將漁港所用之設計地震力再予以檢討。

第四章 港灣碼頭與防波堤調查與維護管理之研究

臺灣地區港灣設施使用時間多已超過 40 年，為此，藉由現況調查及建立完善之檢測與維護機制，不僅能提早發現設施問題，在造成大規模損壞前予以補強，防範於未然，在平常的營運管理中，亦能避免或即時因應災難的發生，並達港埠永續經營之目的。

本計畫主要以臺灣地區(包含澎湖、金門與馬祖等外島)之商港區之碼頭與防波堤等港灣設施，進行現況調查與評估，擬定構造物檢測(初步)程序、詳細檢測、安全評估方式等機制，期能持續精進既有建置之維護管理資訊系統，並擴充至其他尚未建置之港口，以利於日後港灣構造物之維護管理。本(106)年度已先完成花蓮、蘇澳、臺中及澎湖馬公等港區構造物初勘作業，考量各港實務需要且花蓮港 105 年 9 月後，因梅姬颱風侵襲造成重大災損，故本年度選定花蓮港碼頭及防波堤為研究對象，完成項目如下：(1)1 至 25 號碼頭與防波堤岸上及水下調查；(2)鋼板樁碼頭及航道岸壁鋼材厚度檢測與防蝕效能評估；(3)碼頭檢測評估及修復工法；(4)既有港灣構造物維護管理系統模組優化及功能擴充。研究流程如圖 4.1 所示。研究結果與討論詳述於本章節。

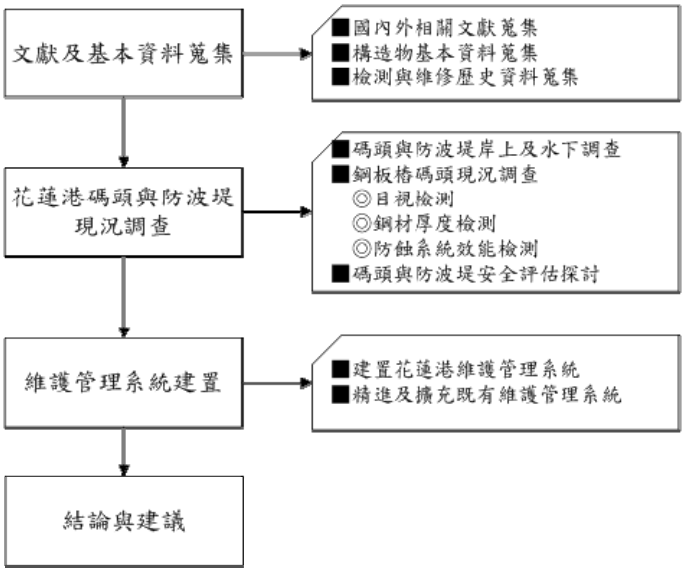


圖 4.1 研究流程圖

4.1 構造物基本及檢測維修資料蒐集

花蓮港全港共計有碼頭 25 座，防波堤全長 4,187 公尺，碼頭防波堤基本資料與位置如表 4-1 及圖 4.2 所示。

表 4-1 花蓮港碼頭及防波堤基本資料

編號	用途	長度 (m)	設計水深(m)	碼頭結構	建造日期
碼頭部分					
1 號	雜貨	130	-7.5	混凝土重力式	民國 19 年至 28 年
2 號	雜貨	130	-7.5	混凝土重力式	〃　〃
3 號	雜貨	150	-7.5	混凝土重力式	〃　〃
4 號	雜貨、油品	160	-8.5	鋼板樁式	民國 48 年至 51 年
5 號	雜貨	160	-8.5	鋼板樁式	〃　〃
6 號	雜貨	150	-8.5	鋼板樁式	民國 58 年至 62 年
7 號	雜貨	120 18	-6.5 -6.5	重力式 鋼板樁式	〃　〃
8 號	水泥	220	-10.5	鋼板樁式	〃　〃
9 號	雜貨	103	-9.5	鋼板樁式	民國 63 年至 67 年
10 號	水泥石料	182	-9.5	混凝土重力式	〃　〃
11 號	水泥石料	187	-9.5	混凝土重力式	民國 63 年至 67 年
12 號	雜貨	150	-7.5	混凝土重力式	〃　〃
13 號	雜貨	185	-9.5	混凝土重力式	〃　〃
14 號	雜貨	185	-9.5	混凝土重力式	〃　〃
15 號	雜貨	100	-8.5	混凝土重力式	〃　〃
16 號	客運	144	-7.5	混凝土重力式	〃　〃
17 號	雜貨	200	-12.0	消波方塊式	〃　〃
18 號	水泥	200	-12.0	消波方塊式	民國 70 年
19 號	水泥	310	-14.0	消波沉箱式	民國 71 年
20 號	石料	302	-14.0	消波沉箱式	民國 73 年
21 號	石料	200	-14.0	消波沉箱式	民國 74 年
22 號	石料	200	-14.0	消波沉箱式	民國 75 年
23 號	木片	272	-14.0	消波沉箱式	國 76 年
24 號	油品	271	-14.0	消波沉箱式	民國 76 年
25 號	煤	332	-16.5	消波沉箱式	民國 78 年

航道西側		527		鋼板樁式	民國 78 年
防波堤部分					
編號	長度(m)	設計水深(m)		結構型式	建　造　日　期
舊東堤	1,330	-2.0 ～ -3.0		重力式直立堤	民國 25 年
新東堤	1,837	-3.0 ～ -16.5		重力式沉箱式斜坡堤	民國 80 年
西防波堤	1,050	0 ～ -16.5		重力式直立堤 重力式沉箱式斜坡堤	民國 78 年

圖 4.2 花蓮港碼頭與防波堤平面圖

4.2 岸上目視檢測

1. 碼頭檢測

現地調查分別於 106/8/8～106/08/9、106/10/17～106/10/19、及 106/10/31 等進行碼頭岸上目視檢測，發現少部分碼頭面版出現龜裂、沈陷、材質劣化；岸肩、車擋混凝土剝落或鋼筋腐蝕外露；碼頭後線下陷；護舷材破損、材質劣化及裂縫或螺栓鬆脫；繫船樁表面腐蝕與飛沫帶鋼板樁孔蝕等現象，尚無立即嚴重損及營運安全之狀況，檢測時碼頭劣損現況簡示如圖 4.3 至圖 4.7。

圖 4.3 碼頭面版龜裂、沈陷情形(6 號碼頭)

圖 4.4 岸肩混凝土剝落或鋼筋腐蝕外露情形(4 至 5 號碼頭)

圖 4.5 護舷材破損、材質劣化情形

圖 4.6 繫船樁表面腐蝕情形

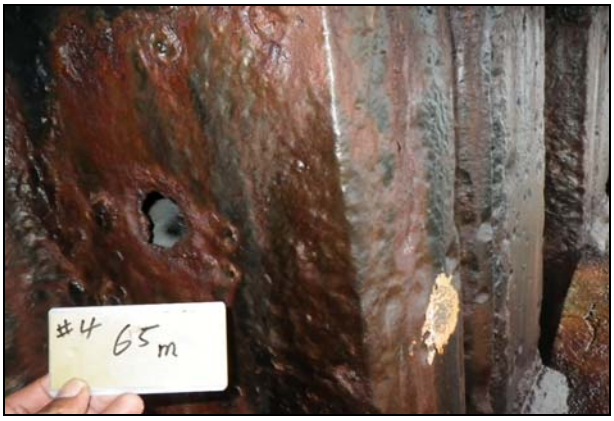
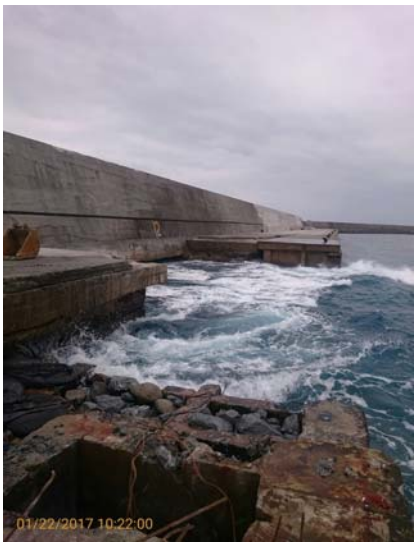


圖 4.7 飛沫帶鋼板樁表面腐蝕情形(4 至 5 號碼頭)

2. 防波堤檢測

由花蓮港務分公司提供資料，新東堤 0K+2000 m 附近，105 年因梅姬等颱風連續侵襲，已遭海浪掏空，部分消波胸牆及堤面混凝土嚴重損毀，如圖 4.8 所示。本研究現地調查分別於 106/8/8～106/08/9、106/10/17～106/10/19、及 106/10/31 等進行防波堤岸上檢測作業，堤身與消波塊混凝土表面發現地圖狀裂縫，並有膠狀反應產物，疑為鹼質與粒料反應(AAR)之徵候，雖無立即性重大危害發生，建議應持觀察。檢測時防波堤損毀現況簡示如圖 4.9 至圖 4.12。

(a)消波胸牆損壞修復中



(b)堤面混凝土嚴重損毀情形(花蓮港務分公司提供)

圖 4.8 新東堤 0K+200m 處損壞情形

圖 4.9 防波堤堤面現況 (新東堤)

圖 4.10 防波堤堤身現況 (舊東堤)

圖 4.11 防波堤港側現況 (新東堤)

圖 4.12 西防波堤堤身現況

4.3 碼頭水下調查

碼頭本體設施多位於海水面以下，為了解其現況，於 106/10/17～106/11/3 由潛水人員以近距離目視觀察碼頭及防波堤水下結構表面外觀損壞狀況，如混凝土裂縫、剝落、破洞、鋼筋外露或腐蝕、鋼板樁開裂、穿孔破洞、級配料流失…等之初步觀察鑑定，描繪記錄劣損位置及情形。調查結果分別如圖 4.13 至圖 4.18 及表 4-2。

圖 4.13 混凝土橫梁與鋼板樁現況
(4 號碼頭)

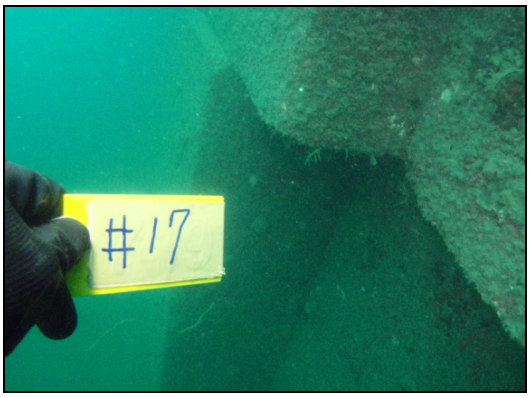


圖 4.14 混凝土塊石間隙現況
(17 號碼頭)

圖 4.15 混凝土接縫處劣損現況
(19 號碼頭)

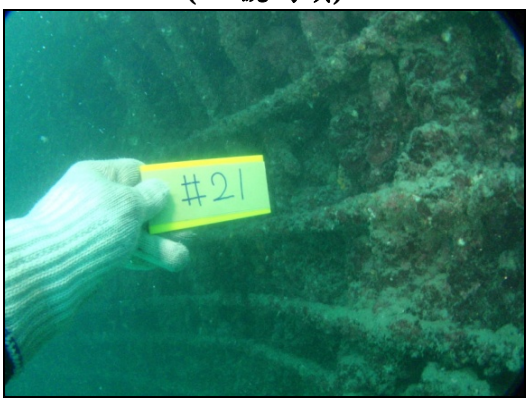


圖 4.16 岸壁疑遭船隻撞擊現況
(21 號碼頭)

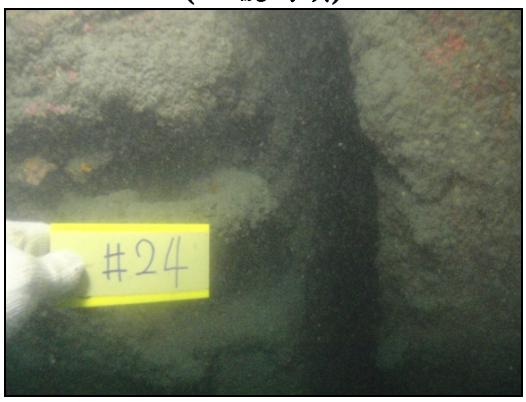


圖 4.17 沉箱接縫處間隙過大現況
(24 號碼頭)

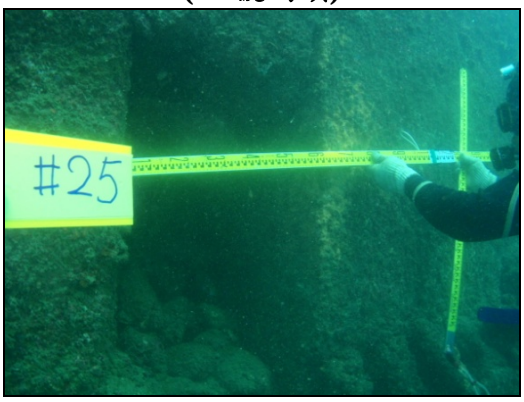


圖 4.18 沉箱接縫處間隙過大現況
(25 號碼頭)

表 4-2 碼頭水下調查結果

位置	距離岸肩高度	劣損部位說明
#4　150m	7.3 m	高 200 ㎝，寬 15 ㎝（鋼板樁開裂）
#5　54.5m	9.9 m	高 250 ㎝，寬 20 ㎝（鋼板樁開裂）
#5　65m	9.4 m	高 37 ㎝，寬 5 ㎝（鋼板樁開裂）
#5　68m	10.7 m	高 120 ㎝，寬 10 ㎝（鋼板樁開裂）
#5　73m	10.0 m	高 120 ㎝，寬 10 ㎝（鋼板樁開裂）
#5　75m	9.5 m	高 100 ㎝，寬 15 ㎝（鋼板樁開裂）
#5　80m	10.5 m	高 90 ㎝，寬 10 ㎝（鋼板樁開裂）
#5　121m	9.5 m	高 150 ㎝，寬 15 ㎝（鋼板樁開裂）
#5　142m	10.2 m	高 100 ㎝，寬 12 ㎝（鋼板樁開裂）
#5　154m	10.5 m	高 90 ㎝，寬 20 ㎝（鋼板樁開裂）
#6　2.7m	4.5 m	高 13 ㎝，寬 13 ㎝（鋼板樁開裂）
#8、#9 交接處	2.0 m	梯形接縫（高 9 m，底部寬 50 ㎝，中間 32 ㎝）
#17　139.9 m	（海床處）	高 81 ㎝，寬 74 ㎝（沉箱間隙）
#21　73.3m	5.1～10.4 m	高 3，寬 4.8 m（船隻撞擊痕迹，鋼筋外露）
#21　73.3m	11.5 m	高 145 ㎝，寬 91 ㎝（深度 76 ㎝）
#21　73.3m	8.2 m	高 112 ㎝，寬 100 ㎝（深度 150 ㎝）
#21　73.3m	5.6 m	高 66 ㎝，寬 150 ㎝（深度 150 ㎝）
#24　235.4m	（海床處）	高沉箱接縫 140 ㎝
#24　131.7m	（海床處）	沉箱接縫縫隙寬 53 ㎝
#25　41.75 m	7.2 m	高 51 ㎝，寬 48 ㎝
#25　43.95 m	7.2 m	高 41 ㎝，寬 90 ㎝
#25　71.0 m	（海床處）	沉箱接縫 46 ㎝
#25　179.8 m	7.2 m	高 50 ㎝，寬 170 ㎝（深度 50～80 ㎝）
#25　206.0 m	7.2 m	高 50 ㎝，寬 160 ㎝（深度 98 ㎝）
#25　297.2m	（海床處）	沉箱接縫縫隙寬 56 ㎝
航道 0 m	12.0 m	高 200 ㎝，寬 300 ㎝（混凝土劣化）
航道 0 m	12.0 m	高 25 ㎝，67 ㎝（鋼板樁開裂）

4.4 鋼板樁厚度與防蝕效能檢測

本調查範圍之 4 號、5 號、6 號、7 號(登陸)、8 號、9 號碼頭及航道岸壁等鋼板樁構造物，其相關背景資料簡列如表 4-3。

表 4-3 碼頭、航道鋼板樁背景資料

構造物名稱	長度 (m)	水深 (m)	版樁型式	原始厚度 (mm)	完工日期 年/月	防蝕處理 (安裝日期)	前次調查年度	本次調查年/月
4 號碼頭	160	9.5	Belvol-Z	凸凹：15.2 側：10.2	50	犧牲陽極 陰極防蝕	102/9	106/10
5 號碼頭	160	9.5	Belvol-Z	凸凹：15.2 側：10.2	50	同上	102/8	106/10
6 號碼頭	150	8.5	Z-25	凸凹：13.0 側：9.6	60	同上	102/8	106/10
7 號 登陸碼頭	18	10.5	Z-25	凸凹：13.0 側：9.6	60	同上	102/8	106/10
8 號碼頭	220	10.5	Hoesch175	13.1	61.8	同上	102/8	106/10
9 號碼頭	51	9.5	FSP VL	24.3	66.4	同上	102/8	106/10
航道西側 岸壁	527	9.5	FSP VL	24.3	67.7	同上	102/8	106/10

4.4.1 4 號碼頭

4 號碼頭於民國 50 年完工，係以盧森堡製之 Belvol Z 型鋼板樁建造，全長約 160 m，水深 -9.50 m，在高潮位線時，仍有一截鋼板樁約 80 ~ 120 cm 之長度，全年裸露於大氣中，與國內其它港區碼頭鋼板樁完全浸入海水中略有不同。整座碼頭未作任何防蝕措施，在使用 42 年後，於民國 92 年完成陰極防蝕工程，採犧牲陽極法。碼頭結構斷面如圖 4.19，Z-25 鋼板樁型式如圖 4.20。

本座碼頭於民國 79、81 與 90 年間，本所曾進行腐蝕現況調查，當時裸露於大氣帶之鋼板樁表面，均有定期做塗覆之措施，由於鋼板表面塗有一層防蝕塗覆材料保護，因此，裸露之鋼板樁表面並無腐蝕穿孔或破洞現象，僅有小部份範圍之塗覆剝落，腐蝕程度屬輕微至無，腐蝕速率小於 0.1 mm/yr.，由於過去曾有塗裝處理，當年檢測時仍可清晰看出殘餘塗漆。民國 95 年未確認板樁真實狀況，特於

碼頭岸壁開挖檢視鋼板樁(接觸土壤側)，發現已有多處出現嚴重孔蝕狀況，用力敲擊立即出現破洞。此部份之鋼板曝露於較容易腐蝕區域，為防範於未然，花蓮港務分公司特要求鋼板樁檢測應著重於飛沫帶之腐蝕情況。本次調查飛沫帶之鋼板樁表面，全區仍可發現斑點狀腐蝕(如圖 4.4)。水面下鋼板樁表面則附著許多海生物，依歷年調查，附著海生物種類甚多，有藤壺、蚵類、管虫、腔腸動物、藻類、珊瑚等，這些海生物之附著對鋼板之腐蝕有一定程度之關連性，值得深入探討。本次水下(低潮汐帶)檢測時，並未發現鋼板樁有穿孔破洞等嚴重腐蝕狀況。

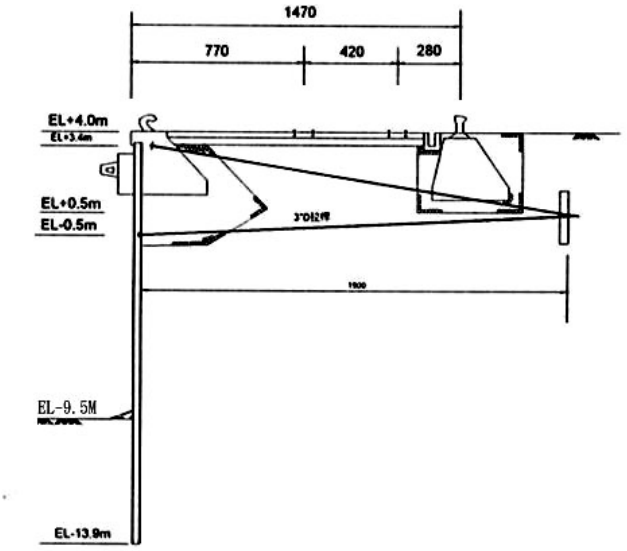


圖 4.19　4 號、5 號碼頭結構斷面圖

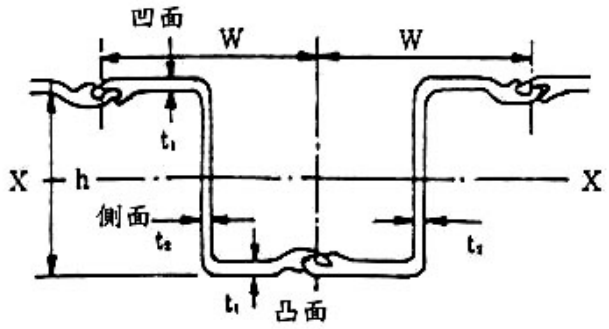


圖 4.20　Z 型鋼板樁型式圖

本座碼頭自起點每隔 5m 選取 1 支鋼板樁為測樁，共計選取 33 支，檢測水深高程為 +3.3 m、+1.8 m、+0.7 m、-0.5 m 與 -1.0 m，每一測厚點取凸側凹三面進行量測。表 4-4 及圖 4.21 為 4 號碼頭鋼板樁平均腐蝕速率檢測結果及腐蝕速率與水深(高程)之關係，鋼板樁凸面、凹面之平均腐蝕速率均約在 0.07～0.09 mm/yr.左右。

表 4-4　4 號碼頭鋼板樁平均腐蝕速率(單位：mm/yr.)

位置	水　　深　(高　程)				
	+3.3 m	+1.8 m	+0.7 m	-0.5 m	-1.0 m
凸面	0.04	0.05	0.06	0.05	0.05
側面	0.06	0.05	0.05	0.05	0.05
凹面	0.05	0.05	0.05	0.05	0.06

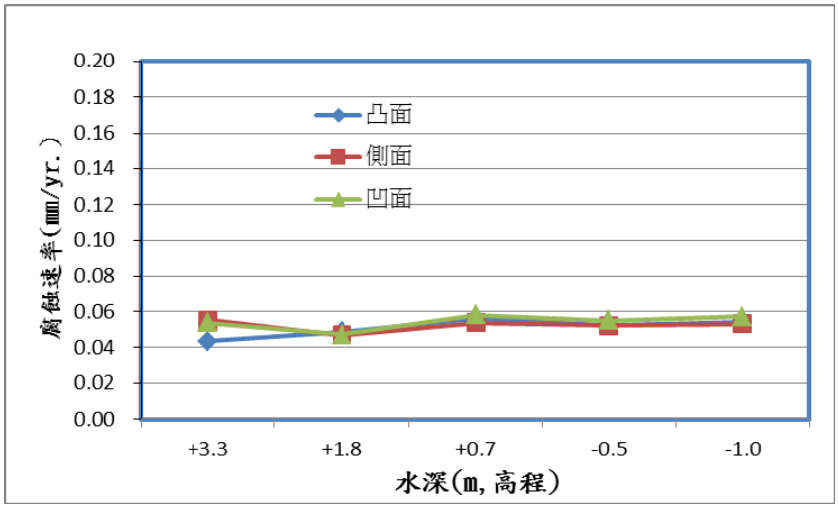


圖 4.21　4 號碼頭鋼板樁腐蝕速率與水深(高程)之關係

本座碼頭被檢測樁腐蝕速率最大約 0.11 mm/yr.，小於 0.20 mm/yr.之設計允許值，平均腐蝕速率雖不嚴重，但部分測點最大腐蝕量於凸、凹面分別達 4.90 mm、6.07mm，側面達 5.67mm，平均腐蝕量凸、凹面為約 2.85 mm、3.11mm，側面達 2.93mm 均已超過原有厚度之 19～56 % 之間，102 年調查時，飛沫帶部分之鋼板樁雖未發現測點腐蝕速率超過 0.20 mm/yr.，但部分有不均勻之恐蝕現象，顯示鋼板樁腐蝕情況嚴重。由於鋼板樁使用時間已超過 50 年，且飛

沫帶外觀有發現斑點腐蝕跡象，雖已於民國 92 年完成防蝕措施，本(106)年度測點腐蝕速率亦未超過 0.20 mm/yr.，且均小於 102 年調查結果，顯示防蝕措施應已收成效，但後續仍須加強檢測頻率或將飛沫帶鋼板樁加以水泥被覆或參採其他取代工法，確保其使用安全。

本座碼頭之陽極塊型式、安裝位置及電位量測導桿安裝方式示如圖 4.22 至圖 4.24。陽極塊表面附著許多海生物，外觀十分完整，除去附著海生物表面累積一層厚實之反應產物，經敲擊後甚易剝離，反應產物為白色之氫氧化鋁（$Al(OH)_3$），係鋁合金陽極塊中之鋁溶解後，與海水中之氫氧離子（OH^-）作用所生成。

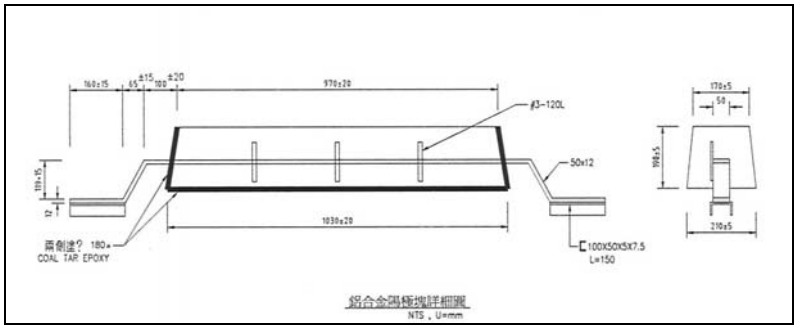


圖 4.22 陽極塊型式圖

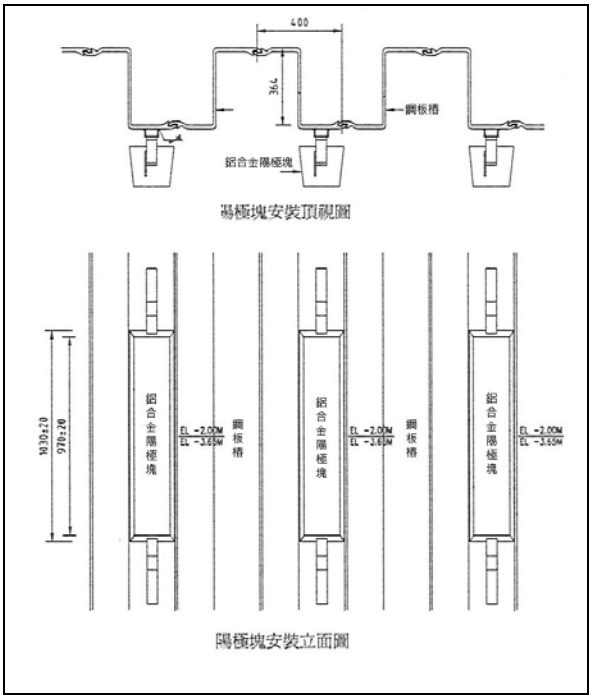


圖 4.23 陽極塊安裝位置示意圖

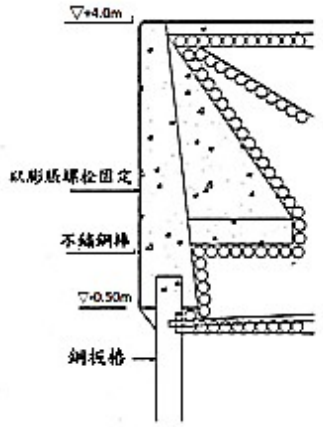


圖 4.24 電位量測導桿位置安裝示意圖

本座碼頭共選定 5 處 50 支鋼板樁及 50 支陽極塊進行電位量測，結果顯示：鋼板樁保護電位最大值為 -947 mV，最小值為 -994 mV，陽極塊清除海生物前後之發生電位最大值為 -963 mV，最小值為 -1016 mV，由於陰極防蝕是以降低金屬之電位，來減緩金屬的溶解反應，進而達到降低或抑制腐蝕速率之目的，美國 NACE 於 1972 年曾訂定防蝕電位之標準為將結構物之電位控制至 －780 mV (以海水氯化銀參考電極量測)以下，本座碼頭鋼板樁保護電位及陽極塊發生電位均小於－780 mV，已達保護鋼板樁之目的。

4.4.2 5 號碼頭

5 號碼頭完工日期，鋼板樁型式建造，碼頭結構斷面與鋼板樁型式同 4 號碼頭(如圖 4.19、圖 4.20)。鋼板樁外觀同 4 號碼頭所述。整座碼頭未作任何防蝕措施，在使用 42 年後，於民國 92 年完成陰極防蝕工程，採犧牲陽極法。

本座碼頭自起點每隔 5m 選取 1 支鋼板樁為測樁，共計選取 33 支，檢測水深高程為+3.3 m、+1.8 m、+0.7 m、+0.2 m 與 -0.5 m，每一測厚點取凸側凹三面進行量測。表 4-5 及圖 4.25 為鋼板樁平均腐蝕速率檢測結果及腐蝕速率與水深(高程)之關係，鋼板樁在各高程平均腐蝕速率最大，約在 0.07 ~ 0.09 mm/yr.之間。

表 4-5　5 號碼頭鋼板樁平均腐蝕速率(單位：mm/yr.)

位置	水　　深　(高　程)				
	+3.3 m	+1.8 m	+0.7 m	-0.5 m	-1.0 m
凸面	0.05	0.06	0.06	0.06	0.05
側面	0.05	0.04	0.04	0.05	0.05
凹面	0.05	0.05	0.06	0.06	0.06

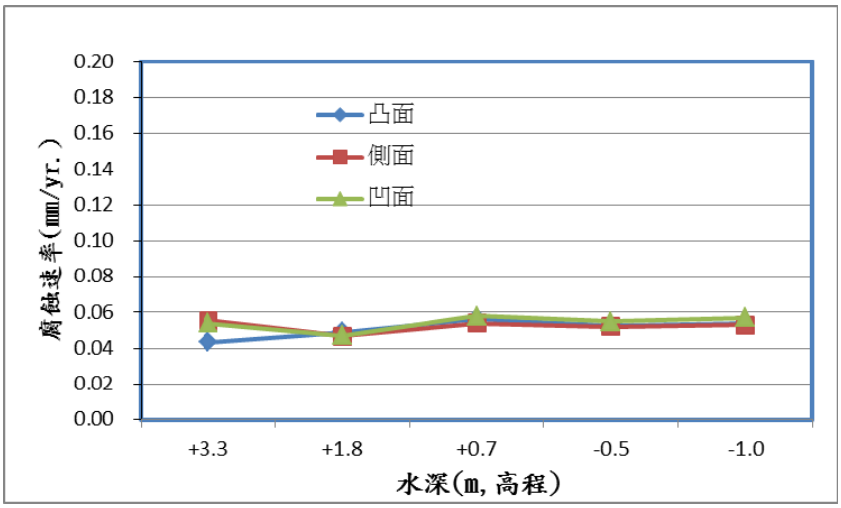


圖 4.25　5 號碼頭鋼板樁腐蝕速率與水深之關係

本座碼頭被被檢測樁腐蝕速率約於 0.02 ~ 0.10 mm/yr.之間，均小於 0.20 mm/yr.之設計允許值，平均腐蝕速率雖不嚴重，但部分測點最大腐蝕量於凸、凹面分別達 4.90 mm、5.33mm，側面達 5.03 mm，平均腐蝕量凸、凹面為約 3.13 mm、3.15mm，側面達 2.61mm 均已超過原有厚度之 21～49 % 之間，102 年調查時，本座碼頭飛沫帶部分之鋼板樁並有多處測點腐蝕速率已超過 0.20 mm/yr.，顯示鋼板樁腐蝕情況嚴重。由於鋼板樁使用時間已超過 50 年，且飛沫帶外觀有發現斑點腐蝕跡象，雖已於民國 92 年完成防蝕措施，本(106)年度測點腐蝕速率雖未超過 0.20 mm/yr.，且均小於 102 年調查結果，顯示防蝕措施應已收成效，但後續仍須加強檢測頻率或將飛沫帶鋼板樁加以水泥被覆或參採其他取代工法，確保其使用安全。

本座碼頭之陽極塊型式、安裝位置及電位量測導桿安裝方式同 4 號碼頭(如圖 4.22 至圖 4.24)。陽極塊表面附著許多海生物，外觀仍然十分完整，除去附著海生物表面累積一層厚實之反應產物，經敲擊後甚易剝離。

本座碼頭共選定 6 處 240 支鋼板樁及 40 支陽極塊進行電位量測，結果顯示：鋼板樁保護電位最大值為 -948 mV，最小值為 -1017 mV，陽極塊清除海生物前後之發生電位最大值為 -977 mV，最小值為 -1035 mV，鋼板樁保護電位及陽極塊發生電位均小於–780 mV (以海水氯化銀參考電極量測)，因此已達保護鋼板樁之目的。

4.4.3 6 號碼頭

6 號碼頭於民國 59 年完工，係以 Z-25 之鋼板樁建造，全長約 150 m，水深 -8.50 m，建造時碼頭混凝土冠牆灌注至低潮位線下 0.75 m (水深高程 +0.5 m)，因此，鋼板樁完全浸入於海水面下，在使用 33 年後，於民國 92 年完成陰極防蝕工程，採犧牲陽極法。碼頭結構斷面如圖 4.26，鋼板樁型式同 4 號碼頭(如圖 4.20)。

本座碼頭自起點每隔 5m 選取 1 支鋼板樁為測樁，共計選取 31 支，檢測水深高程為 -0.5 m、-1.0 m、-1.5 m、-2.0 m 與 -2.5 m，每一測厚點取凸、側、凹三面進行量測。表 4-6 及圖 4.27 為鋼板樁腐蝕速率檢測結果及腐蝕速率與水深(高程)之關係，鋼板樁在各檢測高程凹、凸面單一腐蝕速率均小於 0.20 mm/yr.，平均腐蝕速率最大達 0.09~0.10 mm/yr.，側面最小，在 0.02 ~ 0.09 mm/yr.之間。一般而言，鋼板樁凹、凸面腐蝕速率明顯較高。

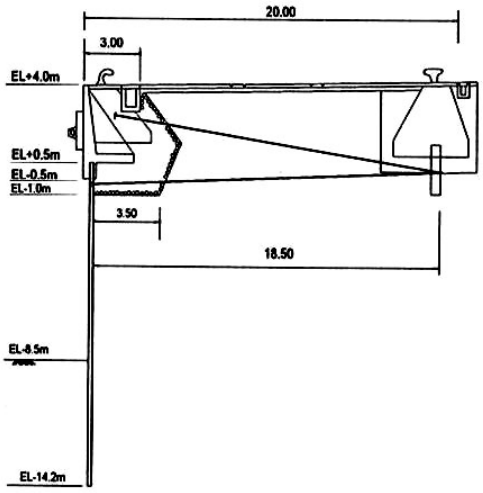


圖 4.26 花蓮港 6 號碼頭結構斷面圖

表 4-6 6 號碼頭鋼板樁平均腐蝕速率(單位：mm/yr.)

位 置	水 深 (高 程)				
	-0.50 m	-1.0 m	-1.5 m	-2.0 m	-2.5 m
凸面	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
側面	0.04	0.04	0.04	0.03	0.03
凹面	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04

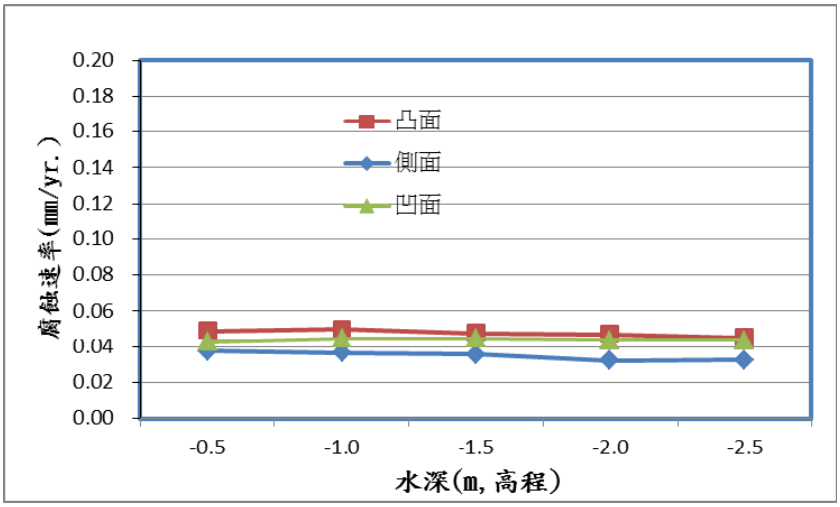


圖 4.27 6 號碼頭鋼板樁腐蝕速率與水深之關係

本座碼頭測點之腐蝕速率介於 0.01～0.10 mm/yr.，均小於設計允許值之 0.20 mm/yr.。腐蝕量以凹面最大(4.40 mm，平均 2.08 mm)，凸面次之（4.13 mm，平均 2.20mm），側面最小（3.43 mm，平均 1.60 mm），均已超過原有厚度之 16～36 % 之間，顯示鋼板樁腐蝕情況雖不嚴重，由於鋼板樁使用時間已超過 47 年，後續仍須加強檢測頻率或尋求適當維修改善策略。本(106)年度測點腐蝕速率雖未超過 0.20 mm/yr.，且均小於 102 年調查結果，顯示防蝕措施應已收成效，但後續仍須加強檢測頻率，確保其使用安全。

本座碼頭之陽極塊型式、安裝位置及電位量測導桿安裝方式同 4 號碼頭(如圖 4.22 至圖 4.24) ，測陽極塊表面附著許多海生物，外觀十分完整，除去附著海生物表面累積一層厚實之反應產物，經敲擊後甚易剝離。

本座碼頭共選定 4 處 40 支鋼板樁及 40 支陽極塊進行電位量測，結果顯示：鋼板樁保護電位最大值為 -896 mV，最小值為 -998 mV，陽極塊清除海生物前後之發生電位最大值為 -965 mV，最小值為 -1026 mV，鋼板樁保護電位及陽極塊發生電位均小於–780 mV(以海水氯化銀參考電極量測)，已達保護鋼板樁之目的。

4.4.4 7 號登陸碼頭

本座碼頭水深-10.5 m，轉角處以鋼板樁結構建造銜接，全長僅 18m，板樁型式為日本製之 Z-25 型，民國 60 年完工，整座碼頭未作任何防蝕措施，在使用 33 年後，於民國 93 年完成陰極防蝕工程，採犧牲陽極法。碼頭結構斷面如圖 4.28，鋼板樁型式同 4 號碼頭(如圖 4.20)。

本座碼頭於距起點 9m 選取 1 支鋼板樁為測樁，檢測水深高程為 -0.5m、-1.0m 與-1.5m，每一測厚點取凸面進行量測。表 4-7 及圖 4.29 為鋼板樁腐蝕速率檢測結果及腐蝕速率與水深(高程)之關係，鋼板樁在凸面腐蝕速率均小於 0.10 mm/yr.。

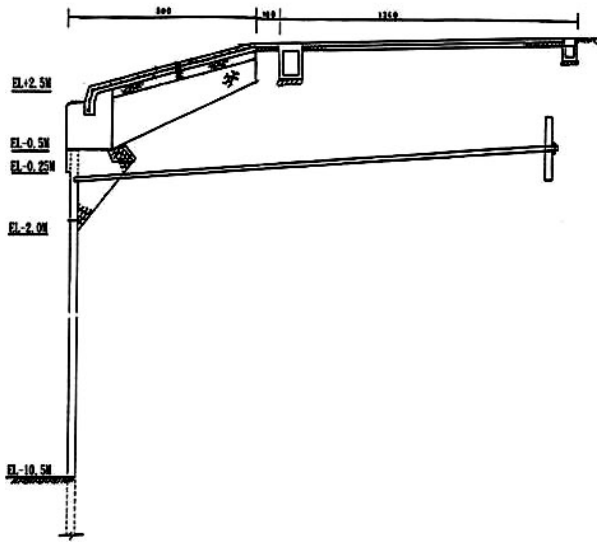


圖 4.28　7 號登陸碼頭結構斷面圖

表 4-7　7 號登陸碼頭鋼板樁腐蝕速率(單位：mm/yr.)

位　置	水　　深　(高　程)		
	-0.50 m	-1.0 m	-1.5 m
凸面	0.05	0.02	0.03

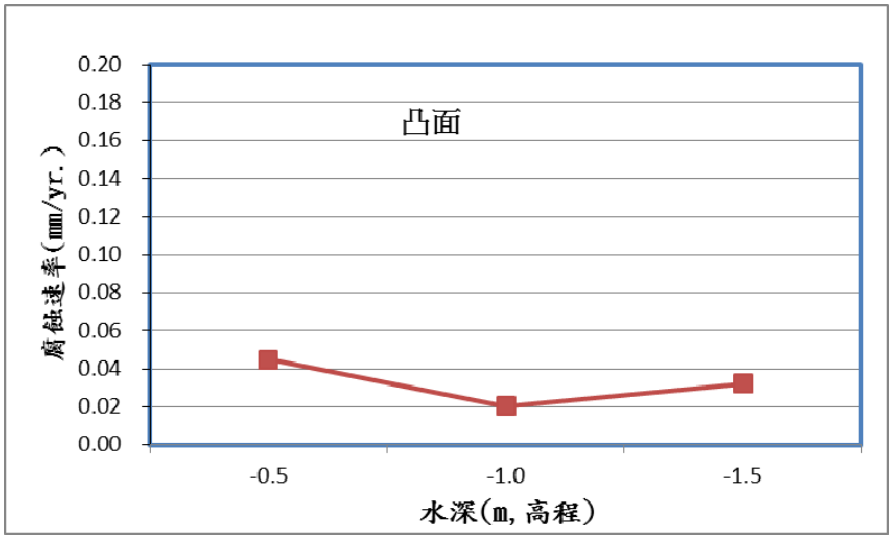


圖 4.29　7 號登陸碼頭鋼板樁腐蝕速率與水深之關係

本座碼頭鋼板樁厚度測定結果及腐蝕速率顯示，腐蝕並不嚴重，由於鋼板樁使用已超過 30 年，建議可配合本港其他碼頭檢測工作，加強檢測頻率。

本座碼頭之陽極塊型式、安裝位置同 4 號碼頭，陽極塊表面附著許多海生物，外觀十分完整。除去附著海生物表面累積一層厚實之反應產物，經敲擊後甚易剝離。本座碼頭因長度僅 18 m，本次調查未對其實施鋼板樁保護電位與陽極塊發生電位之量測。

4.4.5 8 號碼頭

8 號碼頭於民國 61 年完工，水深 -10.5 m，使用 Hoesch(為 Z 型)鋼板樁建造，全長 220 m，鋼板樁原始厚度為 13.1 mm，混凝土冠牆灌至低潮位線下，因此鋼板樁完全浸入於水面下，整座碼頭未作任何防蝕措施。在使用 32 年後，於民國 93 年完成陰極防蝕工程，採犧牲陽極法。碼頭結構斷面如圖 4.30 所示。

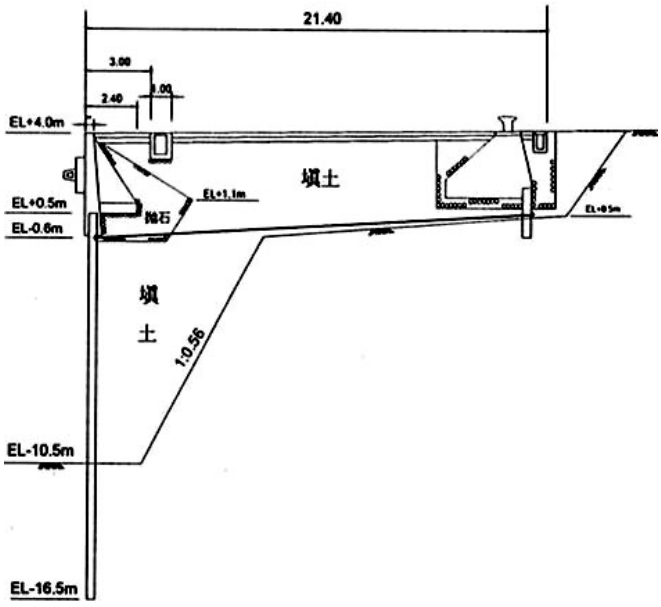


圖 4.30 8 號碼頭結構斷面圖

本座碼頭自起點每隔 10 m 選取 1 支鋼板樁為測樁，共取 23 支，檢測水深高程為-0.5 m、-1.0 m 與-1.5 m。表 4-8 及圖 4.31 為 8 號碼

頭鋼板樁平均腐蝕速率檢測結果及腐蝕速率與水深(高程)之關係，鋼板樁各檢測高程平均腐蝕速率約在 0.08 mm/yr.左右。

表 4-8　8 號碼頭鋼板樁平均腐蝕速率(單位：mm/yr.)

位　置	水　　深　(高程)		
	-0.50 m	-1.0 m	-1.5 m
凸面	0.04	0.04	0.04

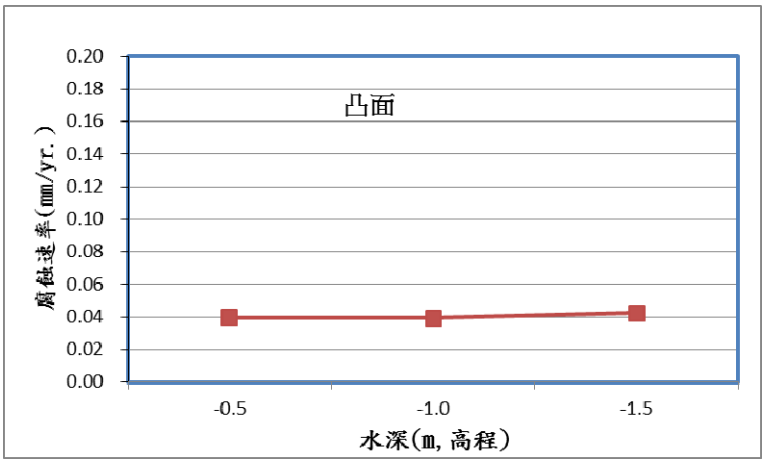


圖 4.31 8 號碼頭鋼板樁平均腐蝕速率與水深之關係

本座碼頭鋼板樁厚度測定結果及腐蝕速率綜觀之，被檢測樁最大減少厚度為 3.10 mm，腐蝕速率約 0.07mm/yr.，小於 0.20 mm/yr.之設計允許值，腐蝕情況並不嚴重，厚度減少百分比最大達 24%，且鋼板樁使用已超過 40 年，建議可配合本港其他碼頭檢測工作，加強檢測頻率。

本座碼頭之陽極塊型式、安裝位置及電位量測導桿安裝方式同 4 號碼頭。陽極塊表面附著許多海生物，外觀十分完整。除去附著海生物表面累積一層厚實之反應產物，經敲擊後甚易剝離。

本座碼頭共選定 4 處 40 支鋼板樁及 30 支陽極塊進行電位量測，結果顯示：鋼板樁保護電位最大值為 -961 mV，最小值為 -1011mV，陽極塊清除海生物前後之發生電位最大值為 -999 mV，最小值為

-1025 mV，鋼板樁保護電位及陽極塊發生電位均小於－780 mV(以海水氯化銀參考電極量測)，已達保護鋼板樁之目的。

4.4.6 9 號碼頭

9 號碼頭民國 66 年完工，水深 -9.5 m，全長 51 m，採用日本製 FSP VL U 型鋼板樁(厚度 24.3 mm)。或許建造當時整批採購之 U 型鋼板樁數量不足，因此，碼頭有部份範圍之鋼板樁，可能夾雜使用其它碼頭剩餘之 Z 型鋼板樁建造，整座碼頭未作任何防蝕措施。在使用 27 年後，於民國 93 年完成陰極防蝕工程，採犧牲陽極法。9 號碼頭結構斷面如圖 4.32 所示，圖 4.33 為 U 型鋼板樁簡示圖。

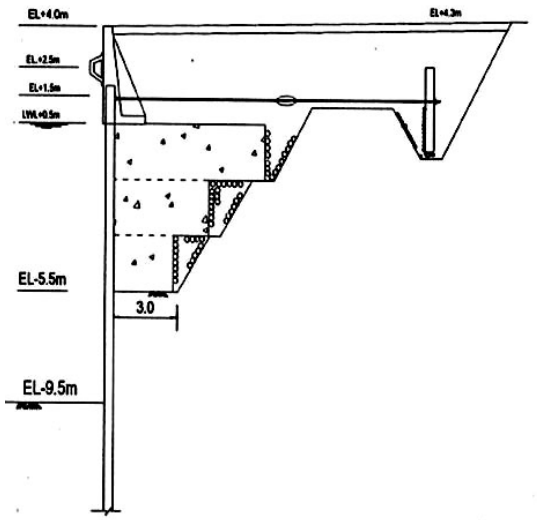


圖 4.32 9 號碼頭結構斷面圖

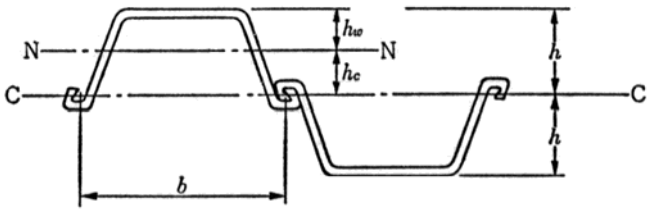


圖 4.33 U 型鋼板樁型式示意圖

本座碼頭自起點每隔 10 m 選取 1 支鋼板樁為測樁，共計選取 6 支，檢測水深高程為 -0.5 m、-1.0 m 與 -1.5 m。表 4-9 及圖 4.34 為鋼板樁平均腐蝕速率檢測結果及腐蝕速率與水深(高程)之關係，鋼板樁凸面平均腐蝕速率均約在 0.07～0.08 mm/yr.之間。

表 4-9 9 號碼頭鋼板樁平均腐蝕速率(單位：mm/yr.)

位 置	水 深 (高 程)		
	-0.50 m	-1.0 m	-1.5 m
凸面	0.07	0.07	0.08

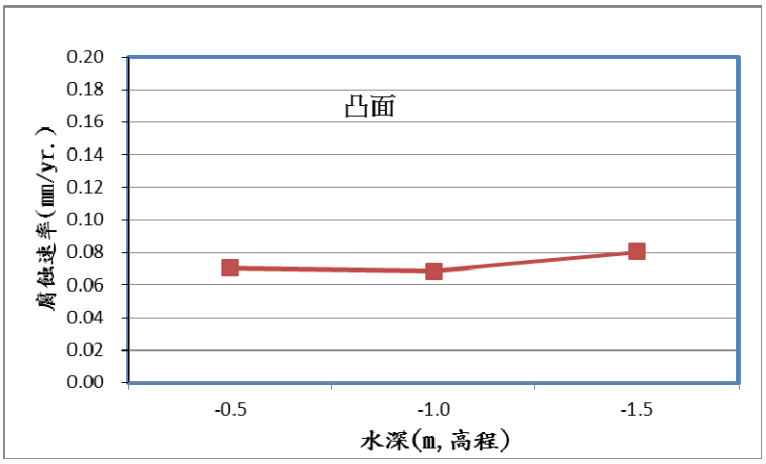


圖 4.34 9 號碼頭鋼板樁腐蝕速率與水深之關係

本座碼頭被檢測樁最大減少厚度為 4.80 mm，腐蝕速率約 0.12 mm/yr.，小於 0.20 mm/yr.之設計允許值，腐蝕情況並不嚴重，但厚度減少百分比已達 31.60%，且鋼板樁使用已超過 40 年，建議可配合本港其他碼頭檢測工作，加強檢測頻率。

本座碼頭之陽極塊型式、安裝位置及電位量測導桿安裝方式同 4 號碼頭(如圖 4.22 至圖 4.24)。陽極塊表面附著許多海生物，外觀十分完整。除去附著海生物表面累積一層厚實之反應產物，經敲擊後甚易剝離。

本座碼頭共選定 6 處 240 支鋼板樁及 40 支陽極塊進行電位量測，結果顯示：鋼板樁保護電位最大值為 -966 mV，最小值為 -994

mV，陽極塊清除海生物前後之發生電位最大值為 -992 mV，最小值為 -1019 mV，鋼板樁保護電位及陽極塊發生電位均小於－780 mV(以海水氯化銀參考電極量測)，已達保護鋼板樁之目的。

4.4.7 航道西側岸壁

航道西側岸壁於民國 67 年完工，水深-9.5m，岸壁全長 527m，採用日本製 FSP VL U-型鋼板樁建造，原始厚度為 24.3 mm，未作任何防蝕措施。在使用 27 年後，於民國 94 年完成陰極防蝕工程，採犧牲陽極法。岸壁斷面如圖 4.35，鋼板樁型式同 9 號碼頭 (如圖 4.32)。航道西側岸壁自起點與終點間，共計選取 1 支鋼板樁為測樁，檢測水深高程為 -0.5 m、-1.0 m 與 -1.5 m。表 4-10 及圖 4.36 為航道西側岸壁鋼板樁腐蝕速率檢測結果及腐蝕速率與水深(高程)之關係，鋼板樁凸面平均腐蝕速率均約在 0.05 mm/yr.。

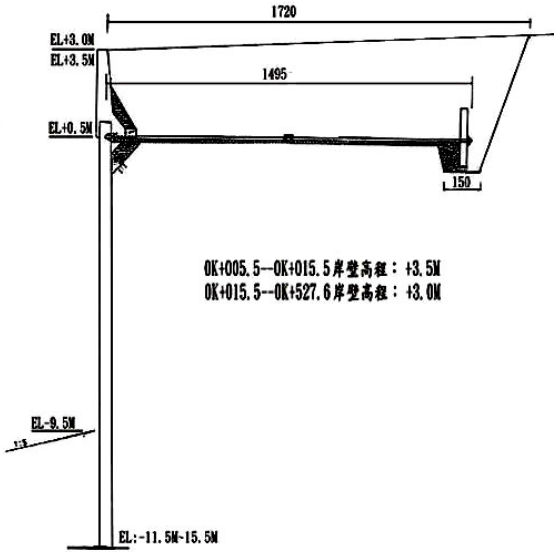


圖 4.35 航道西側岸壁結構斷面圖

本座碼頭被檢測樁腐蝕速率最大約 0.05 mm/yr.，仍小於 0.20 mm/yr. 之設計允許值，腐蝕並不嚴重，由於鋼板樁使用已超過 40 年，建議可配合本港其他碼頭檢測工作，加強檢測頻率。本年度僅選取 1 支鋼板樁為測樁，因樣本數太少，結果僅供參考。

表 4-10 航道岸壁鋼板樁平均腐蝕速率(單位：mm/yr.)

位 置	水 深 (高 程)		
	-0.50 m	-1.0 m	-1.5 m
凸面	0.04	0.03	0.03

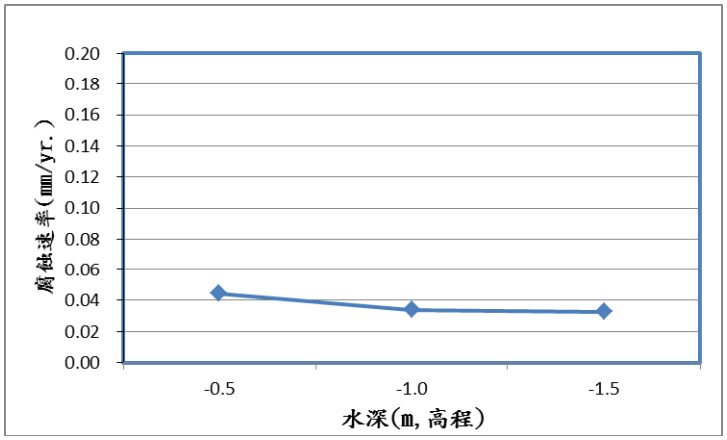


圖 4.36 航道西側岸壁鋼板樁平均腐蝕速率與水深之關係

岸壁之陽極塊型式、安裝位置及電位量測導桿安裝方式同 4 號碼頭(如圖 4.21 至圖 4.23)。本次共選定 7 處 70 支鋼板樁及 70 支陽極塊進行電位量測，結果顯示鋼板樁保護電位最大值為 -983 mV，最小值為 -1034 mV，陽極塊清除海生物前後之發生電位最大值為 -1001 mV，最小值為 -1050 mV，鋼板樁保護電位及陽極塊發生電位均小於 –780 mV(以海水氯化銀參考電極量測)，已達保護鋼板樁之目的。

綜合各碼頭鋼板樁厚度與防蝕效能之檢測結果，彙整如表 4-11～表 4-13 所示。

表 4-11 碼頭鋼板樁平均腐蝕速率彙整表(單位：mm/yr.)

碼頭編號	檢測位置	水　深（高 程）									
		+3.3 m		+1.8 m		+0.7 m		-0.5m		-1.0 m	
量測年份		102	106	102	106	102	106	102	106	102	106
#4	凸面	0.06	0.04	0.06	0.05	0.07	0.06	0.06	0.05	0.06	0.05
	側面	0.02	0.06	0.06	0.05	0.07	0.05	0.06	0.05	0.06	0.05
	凹面	0.07	0.05	0.06	0.05	0.06	0.06	0.05	0.05	0.07	0.06
#5	凸面	0.06	0.05	0.06	0.06	0.08	0.06	0.07	0.06	0.06	0.05
	側面	0.08	0.07	0.07	0.07	0.06	0.06	0.05	0.07	0.05	0.07
	凹面	0.08	0.05	0.08	0.05	0.07	0.06	0.07	0.06	0.06	0.06
碼頭編號	檢測位置	水　深（高 程）									
		-0.50 m		-1.0 m		-1.5 m		-2.0 m		-2.5 m	
量測年份		102	106	102	106	102	106	102	106	102	106
#6	凸面	0.06	0.05	0.06	0.05	0.05	0.05	0.06	0.05	0.05	0.05
	側面	0.06	0.04	0.05	0.04	0.06	0.04	0.05	0.03	0.06	0.03
	凹面	0.05	0.04	0.06	0.04	0.05	0.04	0.06	0.04	0.05	0.04
#7	凸面	0.05	0.05	0.05	0.02	0.04	0.03				
#8	凸面	0.05	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04				
#9	凸面	0.07	0.07	0.07	0.07	0.09	0.08				
航道	凸面	0.05	0.04	0.05	0.03	0.05	0.03				

表 4-12 碼頭鋼板樁減少厚度與腐蝕速率分析表

檢測位置	區別	減少厚度 (mm)			腐蝕速率(mm/yr.)		
		凸	側	凹	凸	側	凹
#4	Max(%)	4.90(32)	5.67(56)	6.07(40)	0.09	0.10	0.11
	Min(%)	0.9(6)	1.47(14)	1.27(8)	0.02	0.03	0.02
	Average(%)	2.85(19)	2.93(29)	3.11(20)	0.05	0.05	0.06
#5	Max(%)	4.9(32)	5.03(49)	5.33(35)	0.09	0.09	0.10
	Min(%)	1.20(8)	1.23(12)	1.07(7)	0.02	0.02	0.02
	Average(%)	3.13(21)	2.61(26)	3.15(21)	0.06	0.05	0.06
#6	Max(%)	4.13(32)	3.43(36)	4.40(34)	0.09	0.07	0.10
	Min(%)	1.03(8)	0.50(5)	0.73(6)	0.02	0.01	0.02
	Average(%)	2.2(17)	1.60(17)	2.08(16)	0.05	0.03	0.05
#8	Max(%)	3.10(24)			0.07		
	Min(%)	1.00(7)			0.02		
	Average(%)	1.67(13)			0.04		
#9	Max(%)	4.80(31.6)			0.12		
	Min(%)	2.67(17.6)			0.04		
	Average(%)	2.97(19.5)			0.07		
航道	Max(%)	1.87(7.7)			0.05		
	Min(%)	0.70(2.9)			0.02		
	Average(%)	1.46(6.0)			0.04		

表 4-13 碼頭鋼板樁防蝕效能檢測結果

檢測位置	鋼板樁保護電位	陽極塊發生電位	
		海生物清除前	海生物清除後
4 號碼頭	-994 ～ -947	-1004 ～ -963	-1016 ～ -964
5 號碼頭	-1017 ～ -948	-1013 ～ -977	-1035 ～ -977
6 號碼頭	-998 ～ -896	-1015～ -965	-1026 ～ -969
8 號碼頭	-1011 ～ -961	-1017 ～ -999	-1025 ～ -1000
9 號碼頭	-994 ～ -966	-1012 ～ -992	-1019 ～ -1002
航道岸壁	-1034 ～ -983	-1038 ～ -1001	-1050 ～ -1002

4.5 碼頭檢測評估及修復工法

4.5.1 碼頭檢測評估

本年度針對花蓮港全港碼頭進行經常巡查與定期巡查25座碼頭與行道西側岸壁各單元進行岸上檢測。經常巡查部分，以岸肩混凝土剝落與防舷材龜裂破損現象較多，其劣化狀況不影響碼頭營運，建議持續觀察之。25 號碼頭後線沉陷劣化異狀，經由水下目視檢測，碼頭壁體及海床並未發現破洞或漏砂現象，106 年度已另進行地質鑽探及回填級配改善中。

定期巡查部分，5 號與 6 號碼頭水下檢測部分，壁體有接縫開裂異狀，目前為影響碼頭使用安全，建議持續觀察，若開裂程度擴大，必須予以維修。4-5 號碼頭潮間帶鋼板樁，現有鋼板厚度減少已達原設計值之 30%左右，建議加強檢測頻率或以混凝土包覆保護之。維修排序與改善對策略述如下：

1.維修排序

(1)緊急維修

緊急維修乃對應前述經常與定期巡查作業，重點在尋找出是否有劣化狀況等級為 4 之構件，由於屬此情況者表示其結構或服務性功能恐喪失，故需進行緊急性修復，而不在此類情況之構件再行排序；而劣化狀況等級為 3 以下者，除作為記錄之留存外，亦可作為後續年度維修之參考。

改善對策：若構件為目視檢測標準為等級 4 之狀況，需確認是否掌握劣化原因，若否則需交由專案檢測小組了解其劣化原因後，遴選顧問公司與營造廠進行施工；若能掌握其劣化原因，則可直接遴選顧問公司與營造廠進行施工。

(2)年度維修

經常或定期巡查結果，主體設施可由各構件權重與劣化程度，進

行加權計算，確認維修順序。附屬設施則直接以劣化狀況等級排序，以劣化狀況等級較大者優先維修。改善對策：先確認能否掌握劣化原因，若否則需進行詳細檢測，再擬定維修復強策略後，進行施工；若能掌握劣化原因，則可直接擬定維修復強策略並進行施工。

(3)緊急搶修

緊急搶修乃對應前述之特別巡查作業，由於屬災後之檢視，故巡查之重點在於確認是否有構件發生劣化狀況等級為 4 之情形，以避免二次災害之發生，並可儘速回復碼頭功能，故若為等級 4 者即進行緊急搶修，若為否則表示無需進行此類型維修。以 105 年度新東堤 0K+200 處因受梅姬颱風等颱風侵襲後，造成消波胸牆及堤面混凝土嚴重破損，影響港池靜穩度與營運安全，必須立即辦理緊急搶修。改善對策：由於屬重大人為事故或天然災害後之修復，其目視檢測標準為等級 4 之狀況，屬緊急狀況，為避免二次災害的發生，故直接委由顧問公司與營造廠商進行快速補強設計，進行施工，以利安全。維修對策及程序如圖 4.37 所示。

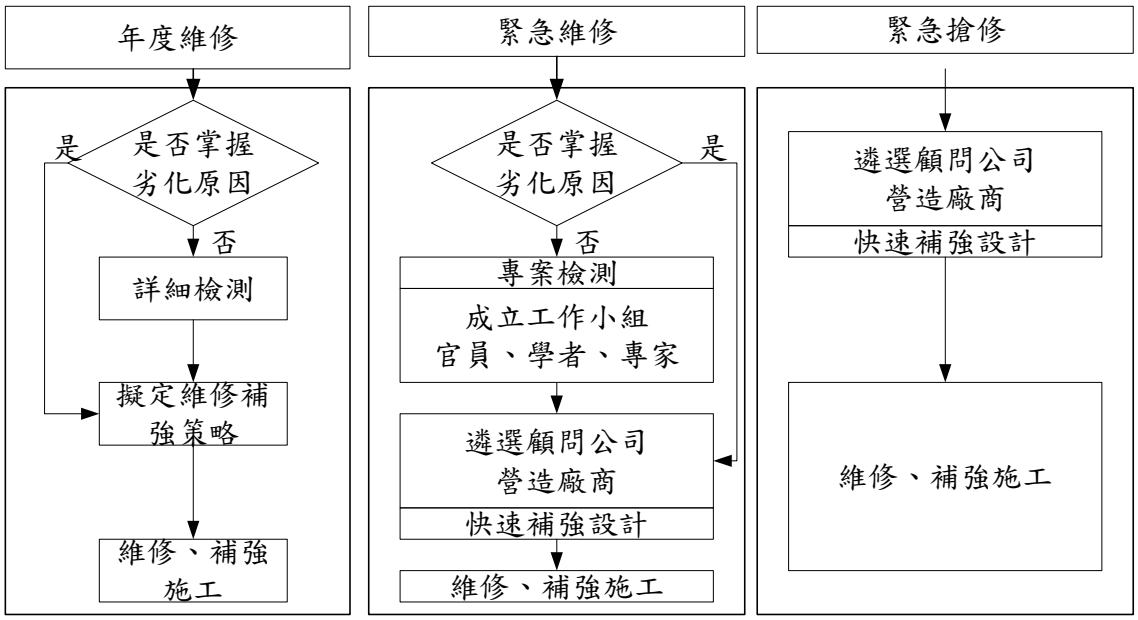


圖 4.37 維修對策及程序

4.5.2 碼頭修復工法

本計畫調查結果，花蓮港碼頭以岸肩混凝土剝落與防舷材龜裂破損現象較多，其劣化狀況不影響碼頭營運。防波堤部分，本所另有專案探討，不另贅述。以下針對碼頭混凝土劣化狀況建議採用之修復工法，略舉常用幾項，供作參考[27]：(1)混凝土剝落修復工法；(2)混凝土剝落、鋼筋銹蝕修復工法；(3)大範圍混凝土剝落、鋼筋銹蝕修復工法；(4)混凝土保護工法。

1. 混凝土剝落修復工法

剝落為混凝土結構常見的損傷現象，其主要發生原因乃不良之表面處理或養生、以及地震來臨時外力撞擊所引起；此外，保護層不足或內部鋼筋受潮銹蝕後體積膨脹，亦會導致外部混凝土剝落。修復目的為改善結構外觀及保護鋼筋，避免污染滲入，造成混凝土進一步損傷；修復工法的選擇，除了考慮損傷範圍大小外，混凝土內部是否受中性化或氯離子侵蝕，鋼筋是否銹蝕，亦是考慮重點。

去除劣化混凝土，應先用鋸片切割至少 20㎜ 的深度，界定刨除範圍。可利用人工、或氣動式鑿除工具去除範圍內之劣化混凝土；鋼筋如有銹蝕跡象，須加大或加深清除範圍，並作鋼筋除銹與防銹之處理。

修復使用與原有混凝土具有相同性質之材料(如彈性係數、熱膨脹係數等)與良好的鍵結效果時，可得較佳修復結果，修復材料應以與原結構相同強度的混凝土為主。但缺陷如屬範圍小，深度淺的，可考慮使用水泥砂漿修復。樹脂類的修復材料具有高強度，高抗蝕與高不透水性，且可與原有混凝土牢固黏結等優點；可於緊急修復或保護層厚度受限時採用。

2. 混凝土剝落、鋼筋銹蝕修復工法

混凝土剝落、鋼筋銹蝕與混凝土剝落損傷相當類似，不同之處在於剝落位置鋼筋並未外露，其處理方式首先實施鋼筋除銹，再進行混凝土表面處理。鋼筋外露可能是保護層太薄，或受外力撞擊造成。修

復時要先除去鋼筋周圍鬆脫的混凝土，並對鋼筋施作除銹、噴塗防蝕性材料後，再以混凝土剝落修復方式進行表面處理。

混凝土表面缺陷修復工法的選擇，除須考慮損傷範圍大小外，混凝土內部是否中性化或受氯離子侵蝕，鋼筋是否銹蝕，亦為考慮重點之一。如鋼筋銹蝕且造成混凝土剝落原因是滲水或氯化、中性化等因素，在清除混凝土與除銹後，必須針對中性化與氯離子侵蝕再作處理，並視情況需要適量補筋，於鋼筋周圍施以防滲透材料及作防銹處理，阻止內部鋼筋繼續銹蝕，最後填充修復層以補平損壞，外層則塗上修飾面層材料與密封材料。

3. 大範圍混凝土剝落、鋼筋銹蝕修復工法

構件發生大範圍之混凝土剝落及鋼筋裸露銹蝕情況，應先敲除欲補強處之混凝土，並針對裸露銹蝕之鋼筋進行補修及除銹，再進行混凝土表面處理。由於損傷屬於大範圍情況，進行混凝土修復時，無法單純利用塗抹修復，故須利用組模灌漿工法進行處理。

組模灌漿係於構件實施修復前，先針對發生銹蝕之鋼筋進行除銹與適量的補筋，其後再於構件上組裝模板，並利用具有流動性佳及能使新舊介面能緊密結合特性之無收縮水泥砂漿作為損傷構件之修復材料進行關漿。

4. 混凝土保護工法

一般而言，劣化損傷速率與混凝土結構物所處之環境、使用及維護情況之不同而異。混凝土結構物劣化損傷雖無法避免，仍可藉由混凝土劣化防治技術使其延緩。對於裂縫寬度小於 0.3 ㎜ 之混凝土，其雖然不會影響結構安全，但卻可能是降低結構耐久性之入侵途徑。因此，可利用混凝土保護塗佈工法，恢復損傷部份之機能及耐久性、防水性與表面美觀。混凝土保護工法使用之保護膜材料，依環境及裂縫寬度選用，常用工法如下：

(1)粉刷修復工法

利用水泥砂漿、塗料或化學調和劑(樹脂砂漿、灰泥等)塗佈於裂縫表面，以防止裂縫繼續惡化。

(2)襯面(Lining)修復工法

隔絕外在環境與混凝土接觸，抑制混凝土劣化及鋼筋腐蝕進行，恢復耐久性及美觀為目的。首先需清除劣化之混凝土表面，塗佈以接著劑(如 Primer 等)，再塗佈襯面材料(如無收縮砂漿、樹脂砂漿、補強灰泥等)。此法適用於裂縫較深、面積較大者。

(3)噴凝土(Shotcrete)修復工法：

本工法係利用壓縮空氣將噴塗材料(如水泥砂漿、聚合水泥等)噴塗於裂縫表面而形成"保護膜"。適用於裂縫深度較淺、大面積之修復，惟施工法需注意環境之污染。

(4)滲透結晶塗佈工法

除上列常見之維修工法外，為將腐蝕因子隔絕於混凝土結構外，採用滲透結晶方式滲入混凝孔隙及微細裂縫，以達到隔絕保護功效。施作前應先完成寬度大於 0.3㎜ 之裂縫、混凝土剝落及鋼筋外露銹蝕等損傷之修復工作，確保混凝土表面平坦，再以清水浸濕混凝土表面並移除過多水分後，塗佈防護塗層。由於防護塗層之材料具有抗滲透水壓及結晶滲透等特性，可提供混凝土結構較佳之防護。

滲透結晶保護塗佈工法具有可滲入混凝土孔隙，循環再生不溶於水之無機質枝蔓狀結晶體，充填混凝土微裂縫與毛細孔隙，提昇混凝土水密性至完全無滲漏，抵抗有害化學物質侵入，進而增進混凝土結構之耐久性。

4.6 港灣構造物維護管理系統優化與擴充

國內商港現有港埠設施使用迄今多已超過 40 年，因此，適時採取適當維護作業，以確保港埠設施正常運作，有其必要性與急迫性。為確保港埠設施的正常運作、增進維護管理效能與瞭解設施現況，本所於民國 102 年先針對花蓮港建置一套港灣構造物維護管理系統，除了研訂檢測評估標準作業程序及實際操作檢測評估方法外，並提出維修排序及改善建議，作為該港執行港埠設施維護管理作業依據。系統主要內容，包含基本資料、檢測資料、維修排序、維修紀錄及帳號管理等 5 大模組與資料庫，其後，並擴充及於基隆與金門和馬祖港等。

上述舊有系統，乃國內首份針對辦理港灣構造物維護管理作業需要所建置，運作數年來，內容仍有多處須予精進與優化，方能讓各項功能及資訊更加清楚顯示，減少多餘操作，增進使用便利與實用性，例如：舊有系統搜尋功能僅透過 GIS 地圖點選來找尋資料，彈性上略嫌不足;資料建立僅能上傳單張照片，無法清楚呈現相關資訊、資訊列表方式未予統一...等待改善之缺失。另外，系統原先規劃功能，因應依港務公司實務需要，可再新增系統公告、系統留言板等功能模組，藉以加強資訊即時提供及使用者意見立即回饋，並改善系統版面配置、統一元件樣式、改善操作流程、提昇反應速度，另外，加入響應式網頁設計，讓系統在桌上型電腦、平板電腦、手機上皆可以適當顯示，順利使用管理系統，以提昇系統之可用性及便利性。

針對上述系統亟需改善問題，本研究進行相關模組優化與功能擴充之開發以及維護工作，系統優化與擴充流程，如圖 4.38 所示，系統優化與擴充項目詳述如下。

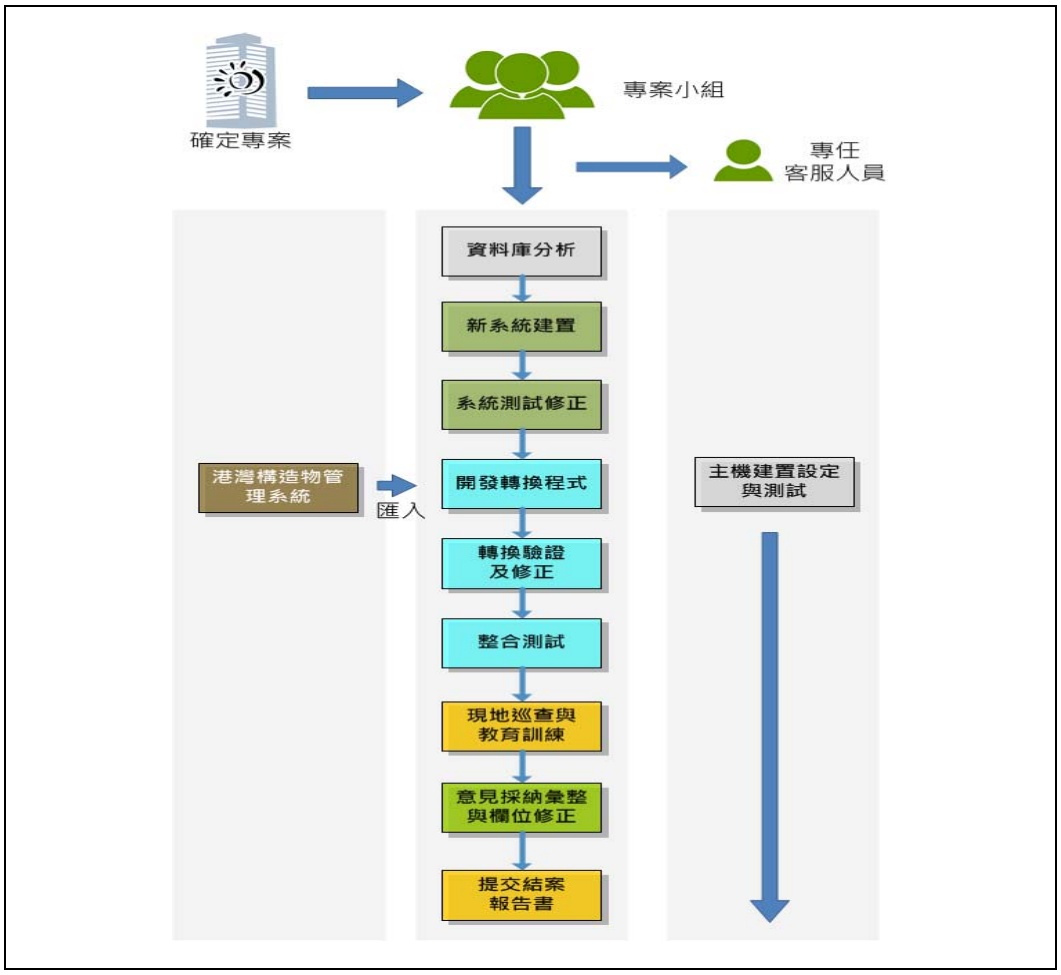


圖 4.38 系統優化與擴充流程

4.6.1 優化舊有系統內容與功能

優化舊有系統 5 個模組(基本資料模組、檢測資料模組、維修排序模組、維修記錄模組、帳號管理模組)資料庫內容與功能，並轉存於新建系統，系統資料庫內容未來將包含花蓮、基隆、蘇澳、臺北、臺中港與金門、馬祖港等國內主要商港碼頭與防波堤等港灣設施。

本研究首先分析基本資料模組、檢測資料模組、維修排序模組、維修記錄模組、帳號管理模組所使用的資料庫表格及資料，對於設計較為複雜的表格欄位皆重新設計，並建立表格欄位以及資料表之間的關聯來達到相關功能的操作。

(1)新系統主架構

舊有系統資料庫架構經由分析後，我們整合了各港灣設施、單元設施、各項檢測資料與劣化紀錄，新系統主架構，如圖 4.39 所示。重新規劃後的資料庫架構除了可以達到原本使用上的需求，在架構設計上也更為簡潔明瞭，將有利於後續的擴充開發。

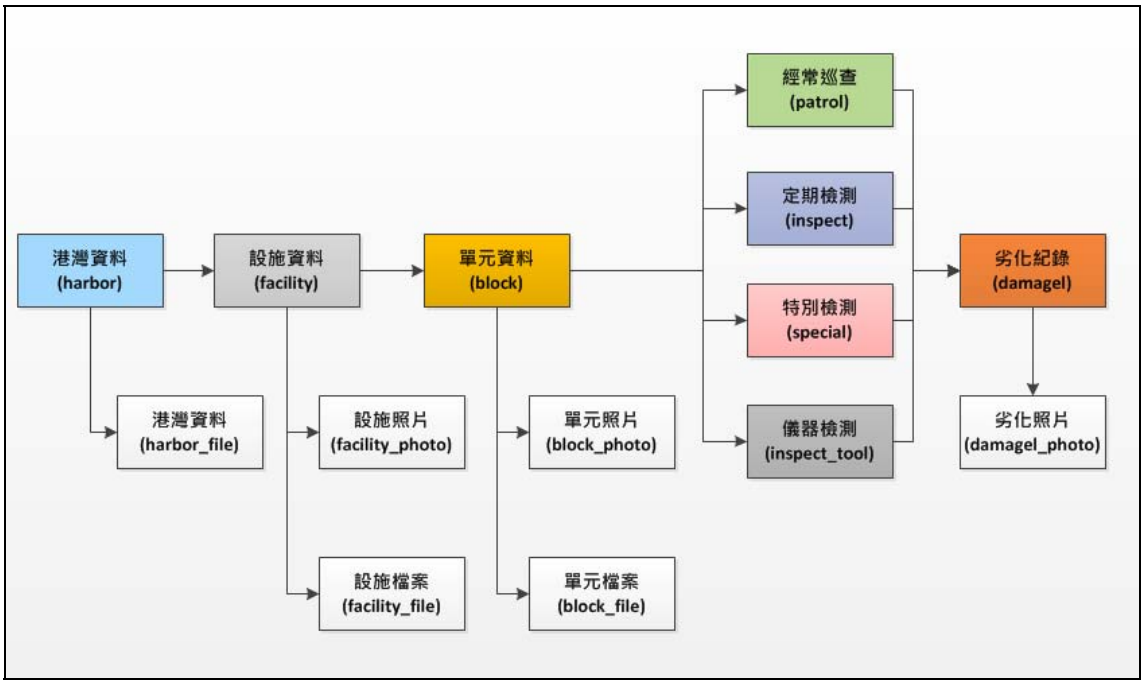


圖 4.39 新系統架構圖

(2)港灣基本資料表

港灣資料表(hbbasicdata)，是整個系統中最上層的主要資料表，關聯碼頭、防波堤、浮動碼頭等主要構件資料，本研究先確認沿用既有系統編碼原則，如圖 4.40 所示，除了將欄位名稱重新命名外，並維持資料既有格式，方便後續進行資料轉換時儲存。

NO	編碼	港灣名稱	座標	
1	klh	基隆港	25.1375	121.745
2	hlh	花蓮港	23.9883	121.636
3	tch	臺中港	24.2551	120.506
4	ksh	高雄港	22.575	120.302
5	sah	蘇澳港	24.5959	121.872
6	tph	臺北港	25.1553	121.383
7	kml	金門料羅港區	24.4094	118.429
8	kms	金門水頭港區	24.4193	118.292
9	kmg	金門九宮港區	24.4258	118.263
10	mtf	福澳碼頭區	26.1604	119.942
11	mtb	白沙碼頭區	26.2054	119.967
12	mtc	青帆碼頭區	25.9684	119.932
13	mtm	猛澳碼頭區	25.958	119.963
14	mtz	中柱碼頭區	26.3649	120.485

圖 4.40 港灣資料編碼原則

(3)基本資料模組

舊有系統內的設施資料已將碼頭（Portbasicdata）、防波堤（breakwaterbasicdata）、浮動碼頭（fwbasicdata）等不同設施分別儲存在各自資料表內，舊有系統設施資料表架構，如圖 4.41 所示。透過資料庫分析後，僅碼頭資料表紀錄的欄位較多外，其防波堤、浮動碼頭皆僅紀錄名稱、代碼、經緯度等三個欄位，經評估設計重新規劃，整合存放於單一資料表，設施架構改善，如圖 4.42 所示；另增加識別欄位區別所屬的各設施使符應用需求。整合於同一資料表，將有助於在程式開發或搜尋統計上的便利性，對於與設施資料表相對應的各子資料表，在建立關聯上也較為簡潔快速。

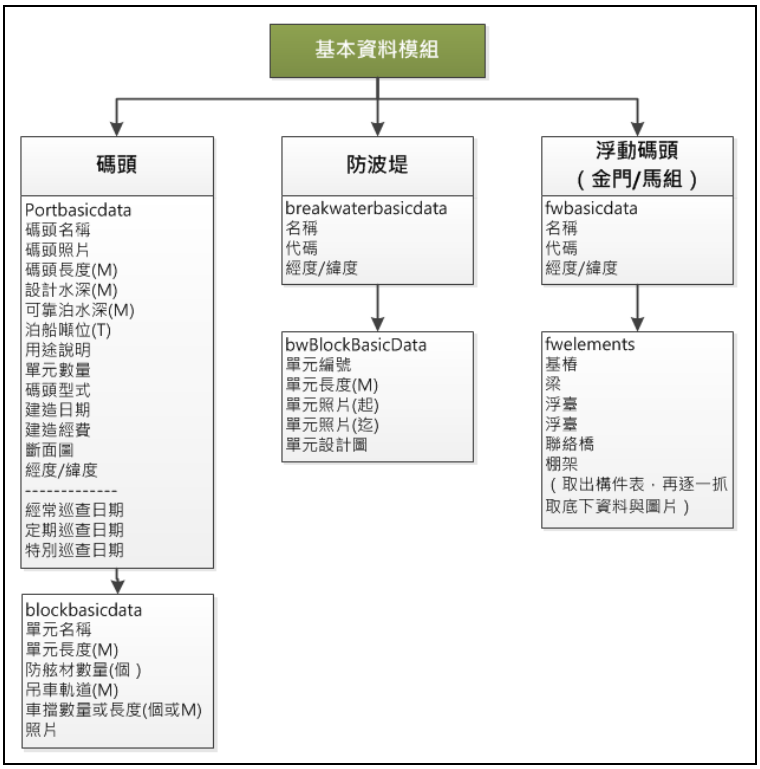


圖 4.41 舊有系統設施資料表架構圖

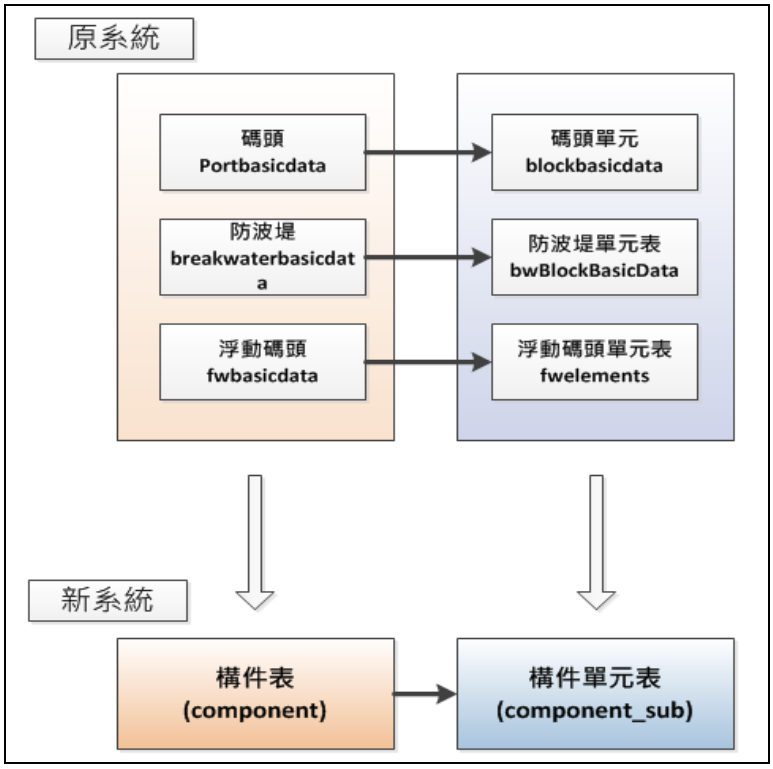


圖 4.42 設施架構改善

(4)設施照片與單元照片

舊有系統設施照片係依資料編碼規則組合為照片檔案，再去對應目錄下的照片檔案。目前舊有系統的依照此照片檔案處理方式，一筆設施資料僅能對應到一張照片，無法同時新增多張照片，單元資料上的照片也是如此。

本研究在新的資料庫設計上，新增設施、單元照片資料表，儲存各設施與單元照片，設施照片改善，如圖 4.43 所示，不僅改善單一設施可支援多張照片，未來如需於照片上紀錄其他相關資訊，亦可於此表中添加，資料檢視將更為方便。

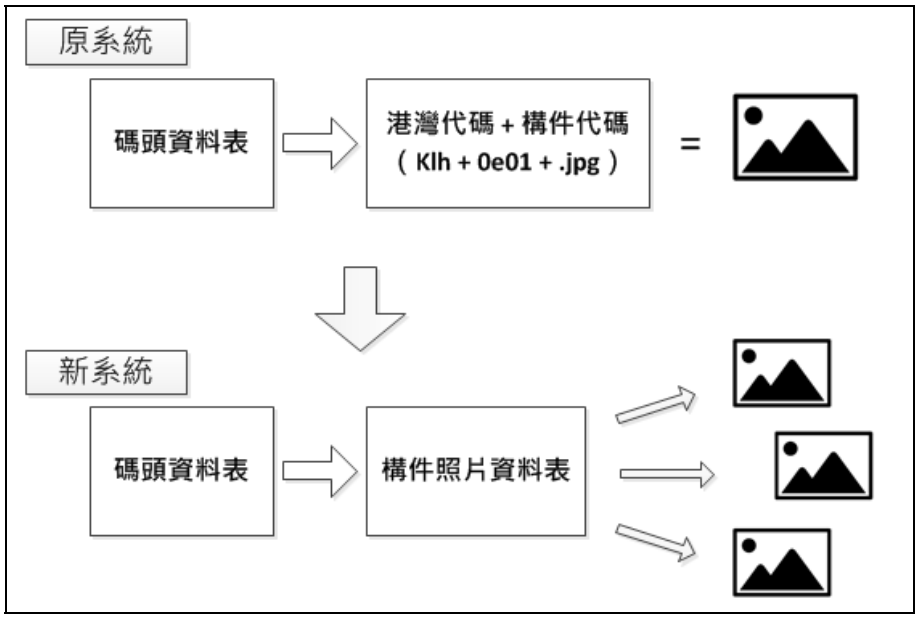


圖 4.43 設施照片改善

(5)檢測資料模組

a.經常巡查

經常巡查資料架構在舊有系統中,其設計也是區分為碼頭檢測表 (routineinspectionbasicdata) 、 防 波 堤 檢 測 表

(bwroutine-insbasicdata) 、 浮 動 碼 頭 檢 測 表 (fwroutineinsbasicdata)等檢測表單存放，其劣化紀錄也依照碼頭 、 防 波 堤 、 浮 動 碼 頭 設 施 的 不 同 來 存 放 (routinenspectiondata、bwroutineinsdata、fwrout-ineinsdata)，另在馬祖港碼頭與防波堤的經常檢測表又另外區分出經常巡查表 A(routineinspectiondataa、bwroutineinsdataa)來存放，在經常巡查記錄存放就使用多達八個資料表(如圖 4.44)，本研究將予統一使用經常表 A、B 進行巡查，並於分析整合後，設計單一表單儲存巡查內容，劣化紀錄也統一儲存於劣化專屬的資料表內(如圖 4.45)。

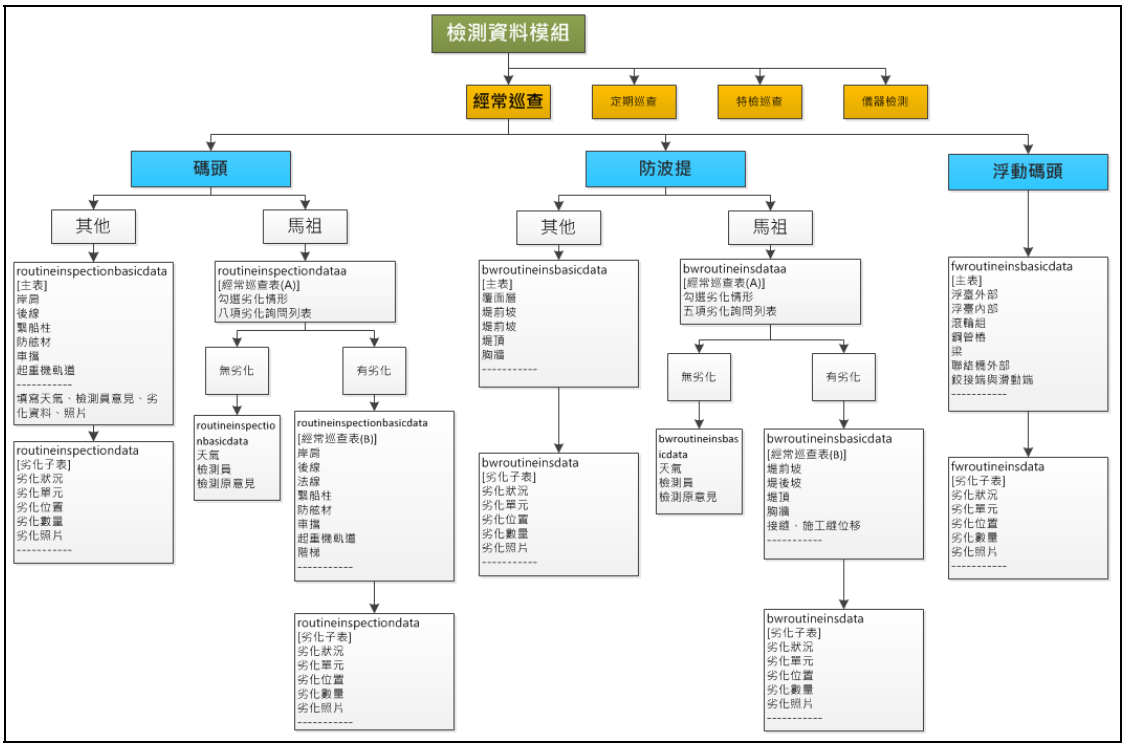


圖 4.44 舊有系統經常巡查架構圖

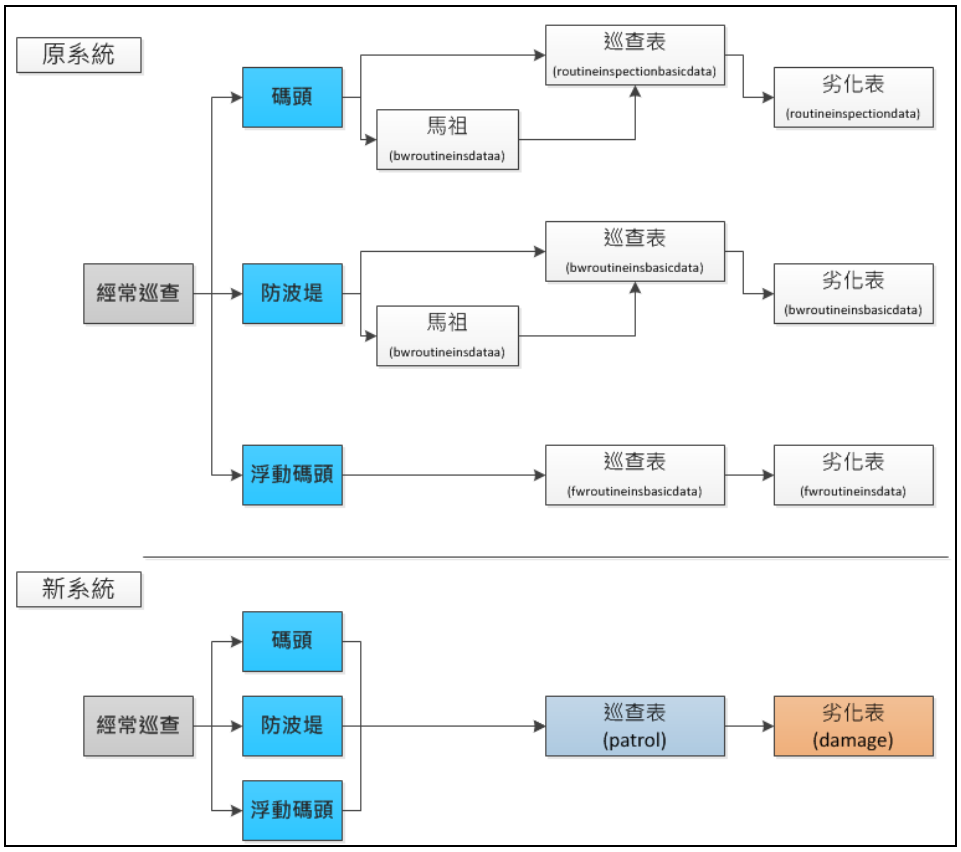


圖 4.45 經常巡查改善說明

b.定期檢測

定期檢測之儲存方式，在舊有系統也與經常巡查相同，均依設施區分為三個表單儲存碼頭定期檢測表（regularinspect-ionbasicdata）、防波堤定期檢測表（bwregularinspection-basicdata）、浮動碼頭定期檢測表（fwregularinsbasicdata），關聯的劣化資料表也與經常巡查相似，存放於三個定期檢測劣化表單(regularinspectiondetaildata、fwregularins-data、fwregularinsdata)，如圖 4.46 所示。新的規劃設計，新增其定期檢測表單來儲存各設施的檢測紀錄，而劣化紀錄則採共用方式與經常巡查表劣化儲存在同一個資料表內，如圖 4.47 所示。表單設計更為精簡易懂。

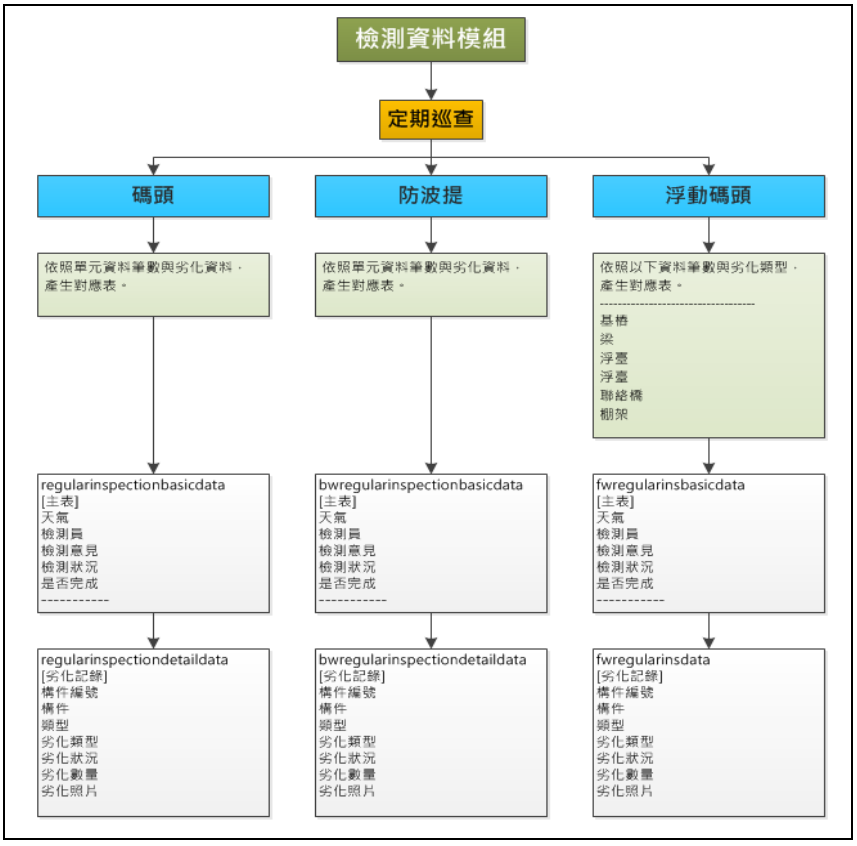


圖 4.46 舊有系統定期檢測架構圖

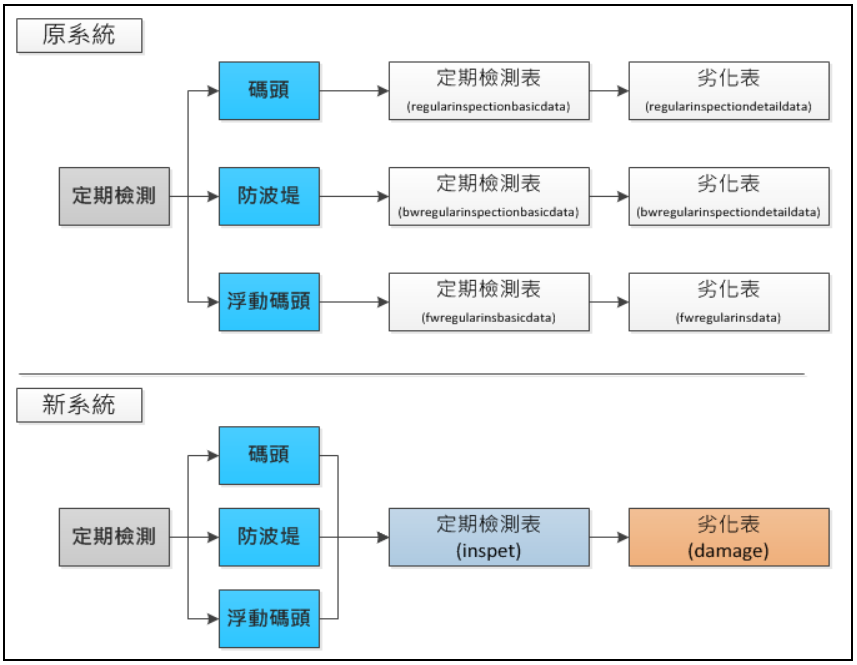


圖 4.47 定期檢測改善說明

c.特別檢測

舊有系統在處理特別檢測資料儲存的模式一樣與定期檢測相同，皆都採各自的表單來存放，碼頭特別檢測、劣化表（specialinspection-basicdata、specialdetailinspectiondata）、防波堤特別檢測、劣化表（bwspecialinsbasicdata、bwspecialinsdetaildata）、

浮動碼頭特別檢測、劣化表（fwroutineinsbasicdata、fwspecial-insdata），如圖 4.48 所示。本研究參考臺灣地區橋梁資訊管理系統之紀錄方式，重新設計共用特別檢測資料表，儲存各設施的檢測資料，並另新增欄位記錄檢測項目，不同的設施類型都有不同對應的填寫內容，如圖 4.49 所示。

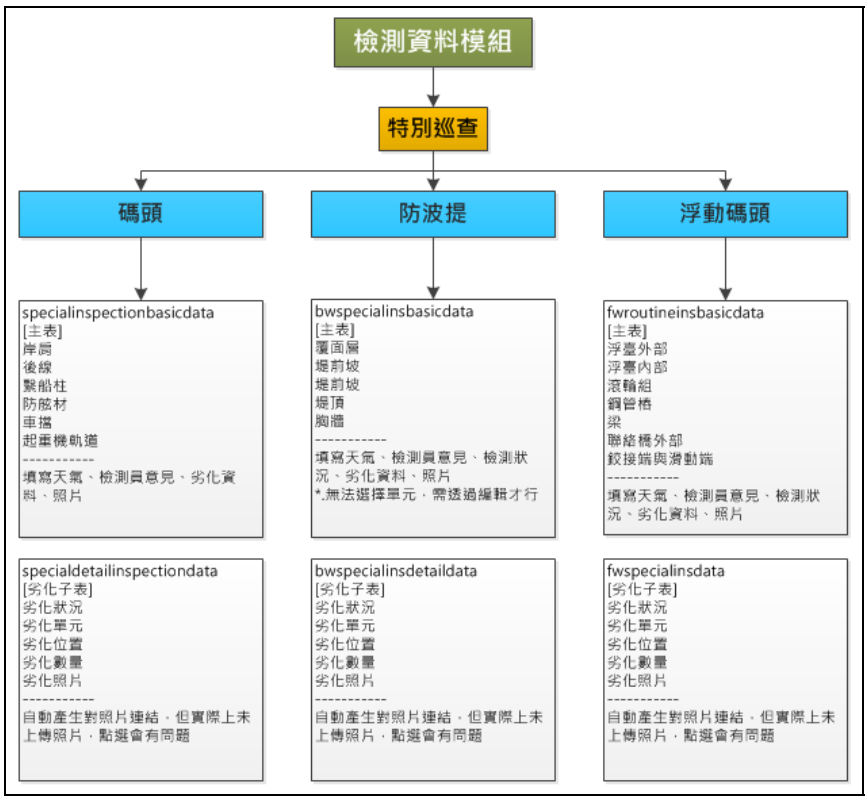


圖 4.48 舊有系統特別檢測架構圖

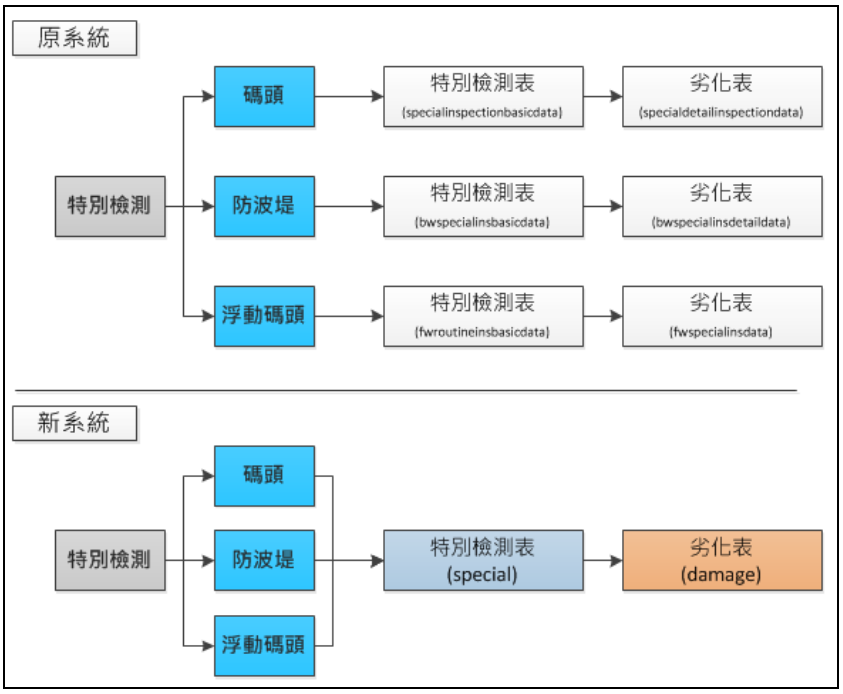


圖 4.49 特別檢測改善說明

d.儀器檢測

儀器檢測維持原設計方式，以資料上傳方式紀錄。使用一個表單儲存紀錄，各港皆可使用儀器上傳模組來各別儲存儀器檢測紀錄，如圖 4.50 所示。

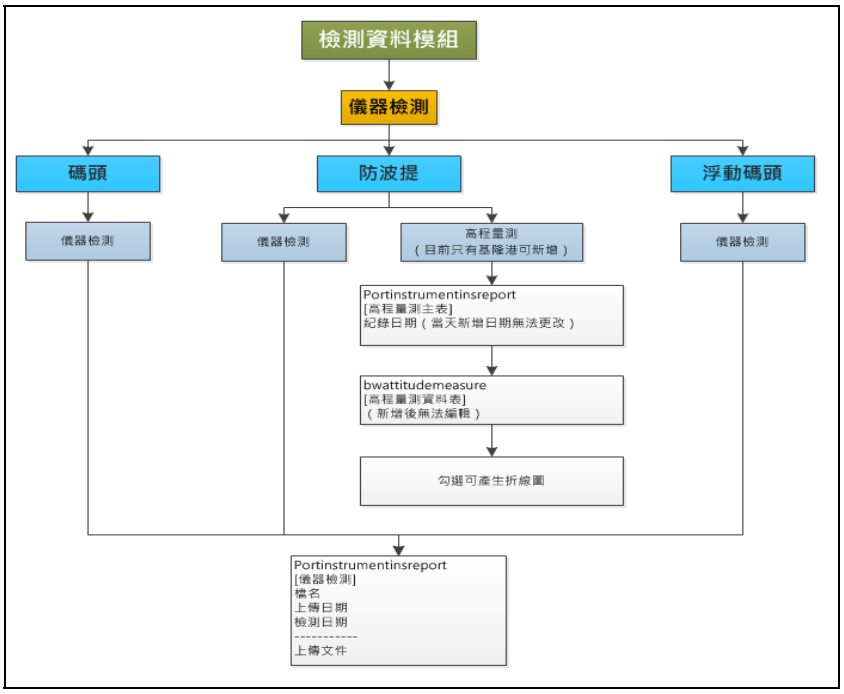


圖 4.50 儀器檢測架構圖

(6)其他表單

本研究各項檢測表單，其選項與紀錄參數都有對應表單紀錄存放，方便程式存取使用。

a.設施表單（elementtype）

表 4-14 為增加設施構件資料清單。舊有系統使用的設施類型表單，裡面紀錄著碼頭與浮動碼頭等結構對應資料，經檢視目前資料，缺少防波堤部分，本研究將予增列。新系統建立劣化資料使用單元選單，將建立設施選項讓使用者選擇。

表 4-14 增加設施構件資料清單

設施名稱	構件名稱	代碼
浮動碼頭	浮臺外部	fw01
浮動碼頭	浮臺內部	fw02
浮動碼頭	鋼管樁	fw03
浮動碼頭	聯絡橋外部	fw04
浮動碼頭	鉸接端與滑動端	fw05
防波堤	防波堤	bw01
防波堤	堤後坡	bw02
防波堤	堤頂	bw03
防波堤	胸牆	bw04
防波堤	本體	bw05
防波堤	覆面層	bw06

b.劣化選單(defect)

劣化選單與構件選單相關聯，紀錄每一個構件對應的劣化項目，不同的構件項目，產生對應劣化也不同，各劣化所填寫的位置方式與數量計算方式不同。此表單也紀錄著填寫位置與數量的類型，透過參數設定，讓欄位在畫面呈現上也不同。

浮動碼頭與防波堤劣化新增項目、劣化位置與數量顯示對照，分別示如表 4-15 至表 4-17。

表 4-15 浮動碼頭與防波堤劣化新增項目

設施名稱	構件代碼	構件名稱	劣化名稱
浮動碼頭	fwpi	基樁	磨耗、腐蝕
浮動碼頭	fwgi	梁	磨耗、腐蝕
浮動碼頭	fwpl	本體	本體龜裂、損傷
浮動碼頭	fwro	滑動滾輪組	塗裝剝離、腐蝕、異音
浮動碼頭	fwbr	聯絡橋	鋼材腐蝕、龜裂、損傷
浮動碼頭	fwca	棚架	磨耗、腐蝕
浮動碼頭	fw01	浮臺外部	鋼材腐蝕、龜裂、損傷(鋼材)
浮動碼頭	fw01	浮臺外部	混凝土劣化損傷(RC)
浮動碼頭	fw01	浮臺外部	混凝土劣化損傷(PC)
浮動碼頭	fw02	浮臺內部	本體龜裂、損傷
浮動碼頭	fw03	鋼管樁	磨耗、腐蝕
浮動碼頭	fw04	聯絡橋外部	鋼材腐蝕、龜裂、損傷
浮動碼頭	fw05	鉸接端與滑動端	塗裝剝離、腐蝕、異音
堤前坡	bw01	堤前坡	裂縫
堤前坡	bw01	堤前坡	沉陷
堤前坡	bw01	堤前坡	剝落
堤後坡	bw02	防波堤	裂縫
堤後坡	bw02	防波堤	沉陷
堤後坡	bw02	防波堤	剝落
堤頂	bw03	防波堤	裂縫
堤頂	bw03	防波堤	沉陷
堤頂	bw03	防波堤	剝落
胸牆	bw04	防波堤	裂縫
胸牆	bw04	防波堤	沉陷
胸牆	bw04	防波堤	剝落
本體	bw05	防波堤	裂縫
本體	bw05	防波堤	沉陷
本體	bw05	防波堤	剝落
覆面層	bw06	防波堤	移動、散亂及下滑

表 4-16 劣化位置顯示對照表

代碼	說明
1	顯示 X 欄位填寫
2	顯示 X 與 Y 欄位填寫
3	顯示 X 與 Z 欄位填寫
4	顯示第 N 個欄位填寫
5	顯示第 N 個欄位填寫(使用於墩住)

表 4-17 數量顯示對照表

代碼	說明
1	顯示長度欄位填寫
2	顯示面積欄位填寫
3	顯示數量欄位填寫
4	顯示百分比欄位填寫
5	顯示體積欄位填寫

c.劣化狀況說明(defecttype)

劣化狀況表單紀錄著各劣化的對應說明,各構件所屬的劣化項目，依其 D 值（2、3、4）的不同記錄著相對應的劣化詳細說明，並依照所選擇的劣化來選取出顯示於畫面上，並依照識別碼來來建立小圖式。

(7)維修記錄模組

舊有系統維修紀錄架構如圖 4.51 所示。主要記錄簡易維修，無與其建立之檢測劣化資料對應，未來將參考其他公共工程之管理系統並訪談港務單位相關人員後，持續設計開發。

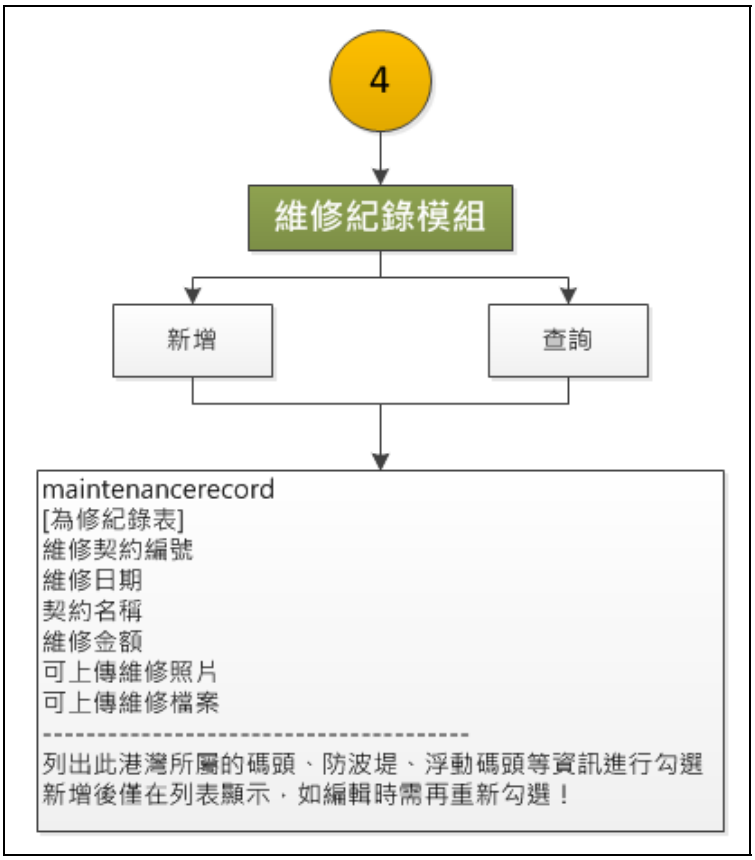


圖 4.51 舊有系統維修紀錄架構圖

4.6.2 分析與改善既有系統操作及使用便利性

(1)搜尋功能

本研究已完成基本資料模組、檢資料模組之搜尋功能（或稱為資料過濾器）。搜尋列通常會根據列表有顯示的欄位，在上方加上相同的條件輸入欄位。條件一般是採輸入的方式，若遇特定選項，則使用下拉選單方式呈現，使用者可根據想要搜尋的資料，填入關鍵字或以下拉選擇項目，執行查詢，下方的資料列表便會得到欲查詢的資料項目。搜尋列側或右上側提供刪除及匯出功能，可以刪除列表中有勾選的資料項目，或匯出查詢所得資料(或勾選的資料)，方便管理者做後續的資料處理(如圖 4.52 所示)。

圖 4.52 搜尋列範例

(2)資料上傳功能

原有系統在部分資料建立時僅能上傳單張照片，導致無法透過多張照片清楚呈現相關的資訊。本研究已擴充上傳的功能及資料欄位，讓需要輸入照片的資料表單，都可上傳多張照片(如圖 4.53 所示)。

圖 4.53 多張照片上傳範例

(3)照片上傳與排列顯示功能

照片上傳作業，在選取檔案部份，可以支援多個檔案同時上傳，

避免重複選取，同時選取多個檔案，採用批次上傳的方式。照片顯示部份，列表或資料檢視之頁面以處理過的縮圖顯示，由於縮圖的檔案較小，可以增加網頁載入速度，待使用者點選照片或需要檢視原圖時，再以彈跳視窗的方式載入原始照片，照片如有多張，可以左右快速的切換不同照片。

(4)資訊統一列表功能

舊有系統在不同列表資訊的排列上並未統一，使用者在檢視資料時不易閱讀。統一的排列方式，可增加資料檢視上的一致性。所謂統一的方式是指，各個列表的資料都按照一定的規則排列欄位，例如：開始是資料編號，緊接著主要資料名稱...，最後欄位則保留給編輯及刪除功能，列表上方可能會有資料的過濾器，右上方會有資料新增的功能，圖 4.54 為資訊統一列表之範例。這樣的一致化設計，可讓使用者操作系統時，始終遵循同一操作邏輯，避免使用者需要適應不同列表的操作方式，也可讓使用者更易操作與使用。 目前主要的資料列表都已經有進行相關的改善。

圖 4.54 資訊統一列表範例

(5)查詢操作功能

舊有系統某些功能，雖然利用 GIS 方式呈現與進行相關操作，但使用上並不方便，點選查詢資料需來回重複操作，浪費不少時間。改善作法是將某些功能直接呈現在 GIS 點選物件的選單上，讓使用者在 GIS 的圖資畫面就可以進行操作，減少多餘的頁面切換，增加系統使用流暢性。

4.6.3 系統版面重新配置，統一元件樣式

舊有系統版面的配置並不一致，例如列表資訊排列上即未統一，使用者檢視時不易閱讀，本研究將版面配置重新規劃，採用直覺式畫面操作，使用系統可更順暢。

元件樣式，本研究選擇目前主流的 Bootstrap CSS Framework，搭配其他適合的框架套件。透過統一的 CSS 樣式，讓系統網頁使用到的元件，例如選單、輸入欄位、下拉欄位、按鈕、圖示等皆有統一的風格呈現，新的操作頁面已更加舒適與美觀。

4.6.4 新增系統公告、留言板功能

舊有系統未建立系統公告與留言板等兩個功能模組，目前新系統已將其加入，整個系統功能能更加完整。

系統管理者可以透公告訊息，公告可以設定為公開、非公開、重要三種。公開表示可在未登入系統的公告資訊列表中出現；非公開則表示只會出現在使用者登入系統後的公告列表，適合一些比較機密或是僅針對內部單位的公告內容；若設為重要，則該公告資訊會有一個紅色的重要標記，提醒使用者需特別注意。置頂功能，主要利用在要將該則公告訊息，置於列表的最上方，讓使用者可以持續的注意到，適合一些需要長期公告的內容。公告的編輯功能，除了公告相關的欄位外，還提供一個內容編輯器，可輕易編修文字、圖片，或是附上相關的檔案。圖 4.55 為新增之編輯發布公告畫面。

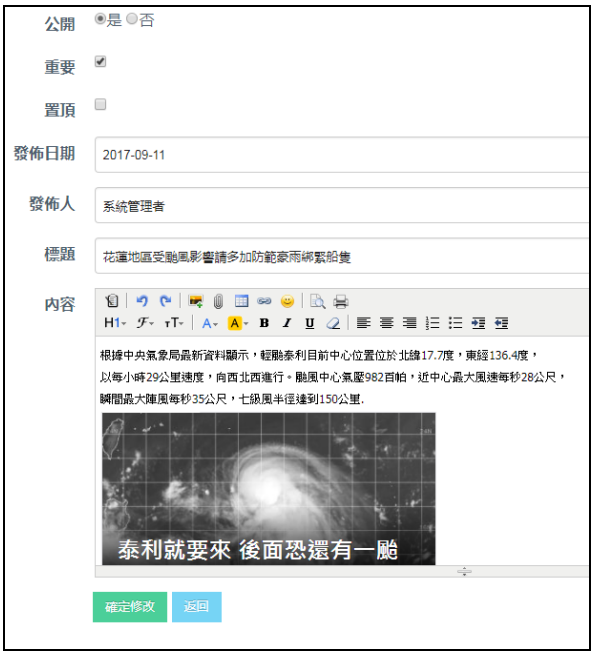


圖 4.55 編輯發佈公告畫面

使用者瀏覽公告列表，點擊該資料列，即可檢視公告詳細內容。管理者若於此公告放置相關附件檔案，使用者也可下載，進行後續的檢視或處理。圖 4.56 為公告列表檢視單筆公告畫面。

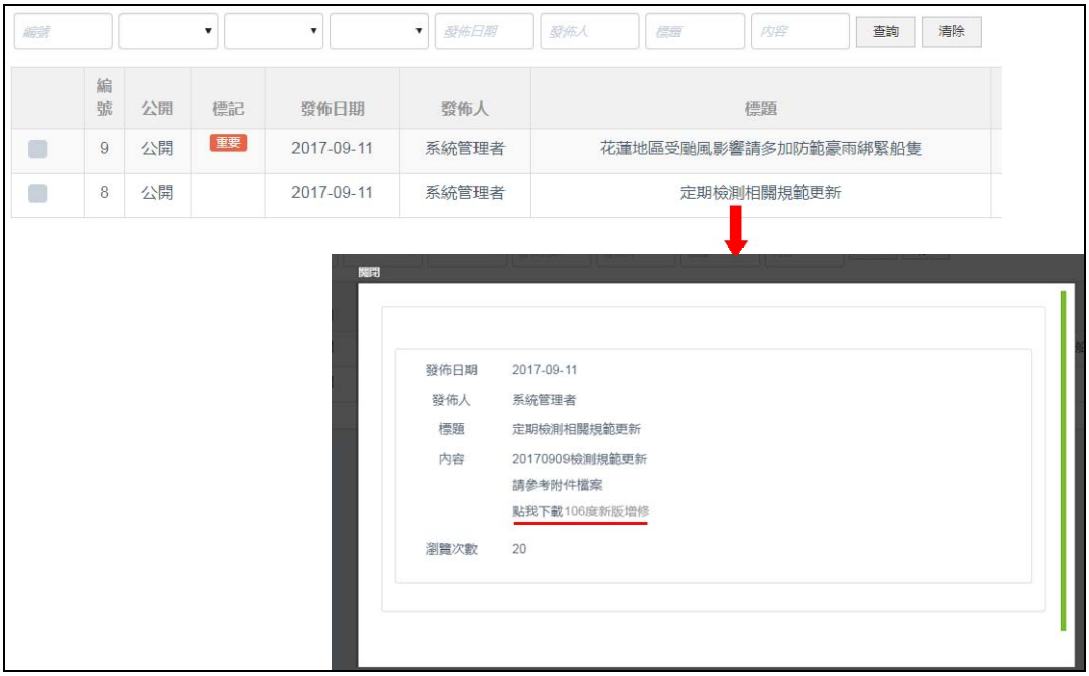


圖 4.56 公告列表檢視單筆公告畫面

留言板主要功能是提供使用者反應意見、詢問問題及回報系統異常，可加強使用者與系統管理者的互動。

使用者進行留言時，系統會自動發送電子郵件，通知系統管理者。管理者可即時得知並進行相關的回覆或處理。若系統管理者回覆留言，也可發送電子郵件通知使用者，讓使用者了解目前處理的狀況。藉由使用者回報使用問題或提供系統改善意見，可讓系統開發及維護人員更易改善系統功能，讓系統使用性更加完善。圖 4.57 為使用者進行留言時之畫面。使用者可透過留言板模組進行留言，將使用系統的相關問題或建議透過此功能反應給管理者。

管理者可透過回覆功能，針對使用者的留言進行回覆，如圖 4.58 所示。

圖 4.57 使用者進行留言時畫面

圖 4.58 管理者回覆留言時畫面

新增留言及回覆時系統會自動記錄當下的時間供參考，上方的資料過濾列也有提供相關的資料的欄位供過濾查詢，如圖 4.59 所示。

圖 4.59 留言列表畫面

4.6.5 新增系統響應式網頁設計

響應式網頁設計可提供桌上型及平板電腦、智慧型手機等行動裝置，可適當顯示系統內容、自動調整版面與資訊顯示多寡，如圖 4.60 所示。

響應式網頁設計(Responsive Web Design)簡稱 RWD，又稱適應性網頁、自適應網頁設計、回應式網頁設計、多螢網頁設計，這是一項開始於 2011 年由 Ethan Marcotte 發明的術語。2012 年後被公認為是日後網頁設計開發技術的趨勢，網站使用 CSS3，以百分比的方式以及彈性的畫面設計，在不同解析度下改變網頁頁面的佈局排版，讓不同的裝置都可正常瀏覽同一網站，提供最佳的視覺體驗，是個因移動平台的用戶大量增加而想出的一個對應方法。

該設計可使網站在不同的裝置上瀏覽時，對應不同解析度皆有適合的呈現，減少使用者進行縮放、平移和捲動等操作行為。對於網站設計師和前端工程師來說，有別於過去需要針對各種裝置進行不同的設計，使用此種設計方式，更易於網頁維護。

目前系統已加入響應式網頁的設計，系統可於桌上型電腦、平板電腦、手機上適當顯示。響應式設計會針對裝置的解析度大小，自動調整版面及顯示資訊的多寡，讓不同大小的裝置皆可以順利使用系統。在未開發專屬 App 前，可讓檢測及維修人員方便於現地填寫檢測及維修資料，提昇系統可用性及便利性。

圖 4.60 響應式畫面示意圖

使用者在電腦上透過瀏覽器進行操作的畫面，左邊有功能選單，右邊則過濾器與設施列表，使用者可以一目瞭覽所有的資訊，如圖 4.61 所示。

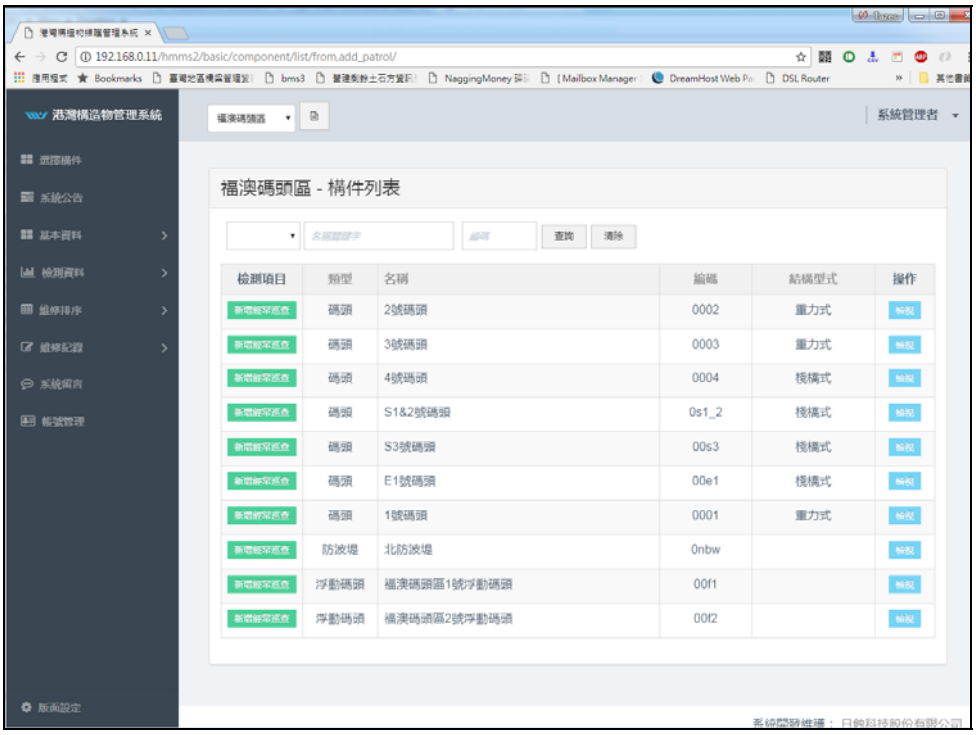


圖 4.61 以電腦瀏覽器檢視構件列表

當使用者於手機上操作系統時，由於手機畫面較小，在不改變字體大小影響使用者瀏覽的情況下，左邊的選單列會自動隱藏起來，讓使用者有更大的檢視資料空間，若要選擇相關的選單功能，可點選左上角圖示展開選單(如圖 4.62)。另外，在資料過濾器的部份，在較小的畫面下會自動換行，讓使用者不用左右滑動就可完成操作。但在資料列表的部份，資料呈現上有時會隱藏較不重要的欄位，若仍需呈現較多的資料欄位，還是需要左右滑動的方式檢視資料。範例的手機螢幕大小為 5.7 吋。

圖 4.262 手機填寫檢視構件列表

以手機進行巡查檢測 A、B 表時，會將原本橫於一列的資訊進行換行，以便使用者能在一個畫面檢視所有資訊，使用者只須往下滑動，即可逐步填入相關資訊，如圖 4.63 所示。

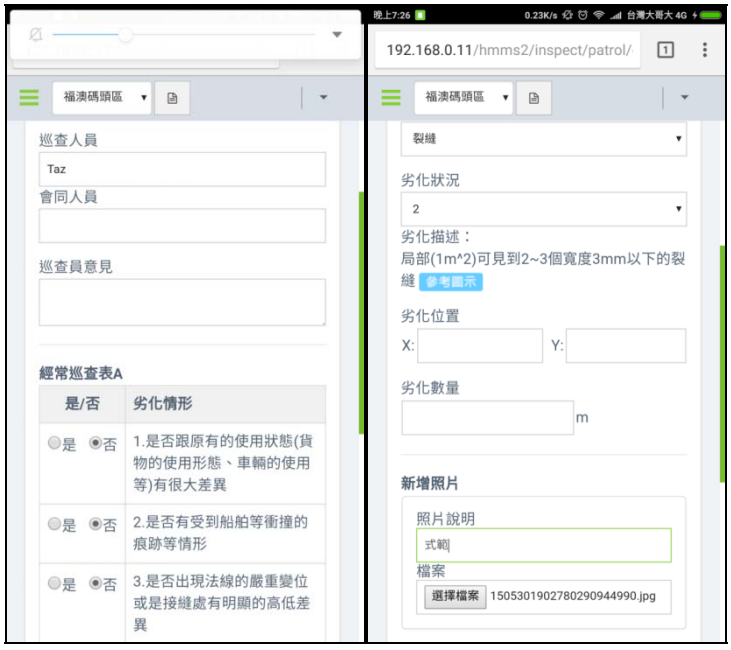


圖 4.63 以手機填寫巡查檢測 A、B 畫面

平板電腦螢幕比手機大，因此，顯示空間比較寬裕，使用時畫面與在電腦瀏覽相較幾乎沒有差異，列表檢視可一次顯示所有資料(如圖 4.64 所示)，不需左右滑動，範例之平板電腦螢幕大小為 7 吋。

圖 4.64 以平板電腦檢視構件列表

圖 4.65 及圖 4.66 分別為以平板電腦進行巡查檢測 A、B 表時，填寫巡查之畫面。

圖 4.65 以平板電腦填寫巡查檢測 A 表

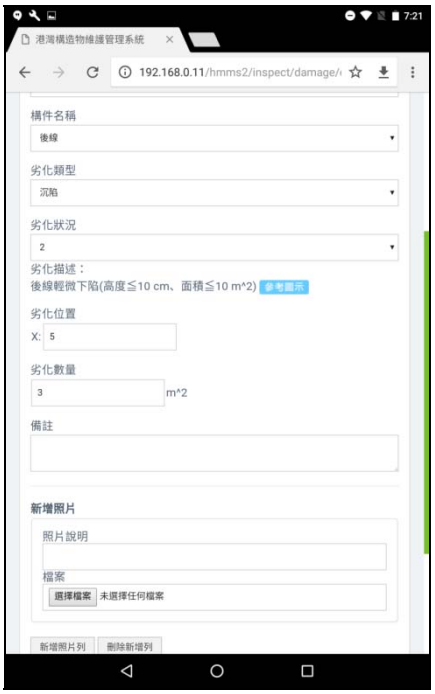


圖 4.66 以平板電腦填寫巡查檢測 B 表

4.6.6 規劃 APP 使用功能

App 依開發技術不同大概可以分為三種，原生 App(Native App)，混和式 App(Hybrid App)，網頁式 App(Web App)，其在開發語言、平台、硬體、開發難度、使用者體驗等均有相當差異，主要必須考量該 APP 使用情境，方可決定以何種方式進行開發較為妥適，圖 4.67 為三種技術的簡易比較圖表。

	Hybrid（混合）	Web（網頁）	Native（原生）
開發語言	Web or Native混合	HTML5+CSS 3+JavaScript	Objective–C、Swift、Java、C#
跨平台	●●●●	●●●●●	●
硬體效能	●●	●	●●●●●
開發難度	●●●	●●	●●●●●
應用體驗UX	●●●	●	●●●●●
相容性	●●●	●●●	●●●
開發成本	●●●	●	●●●●
維護成本	●●●●	●●●	●●

圖 4.67 Native、Hybrid、Web App 比較圖

此外，在 APP 的功能部份，主要考量與主系統嫁接，因港灣構造物維護管理系統應逐漸導入全生命週期管理思維，並且以智能設施管理方式作為後續操作之定位，將主動人力巡查與被動感測數據回送整合，透過網路傳輸以及雲端計算方式，概推設施狀態，提供後續維護管理決策參考，以因應維護管理人力不足。

由於 APP 有很大的功能聚焦於巡查、檢測，因此智能巡查有其必要性，後續規劃 APP 功能時，將以第一線檢修人員操作流程為參考，導入檢修人員經驗，確保該 APP 操作順暢、簡便，以加速現場檢測作業與消弭檢測人為主觀判斷誤差等為目標。

而就軟體選用之平台，目前臺灣地區主流的手機平台還是以 Google 的 Android 及 Apple 的 iOS 兩大平台居多，因此，建議後續開發之 App 版本以 Android 與 iOS 雙平台較宜，可涵蓋大多數的使用者。

4.6.7 單一簽入功能

由於港研中心目前有三個港灣工程相關管理系統：港灣構造物維護管理系統、港區工程基本資料管理系統、工程資訊管理系統，這三個系統目前是各自獨立運作，為了系統的方便使用，必須讓使用者登入一次帳號便可以在三個系統間切換，不需要個別重新登入。除了簡化系統的登入作業，也可以避免不同系統使用不同帳號規則，造成帳號管理上的困難。

針對該 3 個系統均隸屬港灣維護管理單位，且均為現場檢修人員必要使用之工具，若必須重複簽入，對於系統使用上造成困擾，也會削減整體作業效率，

根據此議題，本研究考量以工程資訊管理系統來提供登入資訊，其餘系統負責接收以及處理後續登入功能，所傳值之內容包括單位代碼(總公司與各分公司、各附屬港)、使用者名稱(姓名)、雙方定義的加密明碼金鑰。實際連線傳值作業方式為建立傳遞帳號相關資料的連線，該連線方式必須採取加密的方式進行，避免在傳遞帳號資料的過程，遭惡意人士竊取及利用，造成帳號被盜用的風險。

但由於涉及三套系統，因此該登入資訊與金鑰之定義則必須與工程資訊管理系統維護廠商討論及確認後再進行，後續將持續透過業主單位所主持之單一簽入協商會議，確定上述傳值內容與傳遞方式進行系統調整。

4.7 小結

1. 本計畫調查對象為花蓮港 1 至 25 號碼頭、新、舊東堤與西堤等港灣

設施。碼頭岸上檢測結果，少數岸壁有較嚴重之混凝土劣損、鋼筋腐蝕生鏽及外露，25 號碼頭後線出現明顯沉陷，部分防舷材亦有裂損，對碼頭結構安全與營運尚無立即之影響；西防波堤與新、舊東堤堤身與消波塊表面發現地圖狀裂縫，並有白色膠狀反應產物，疑為鹼質與粒料反應之徵候。

2. 新東堤 0K+200 m 附近，105 年因梅姬等颱風連續侵襲，已遭海浪掏空，部分消波胸牆及堤面混凝土嚴重損毀，影響港域靜穩度，港務分公司已於本年度完成修繕。

3. 碼頭水下調查結果，4 至 6 號碼頭與航道西側岸壁於海床處，均發現鋼板樁接合處有開裂現象，17 至 25 號沉箱接合處亦有多處縫隙較大。

4. 鋼板樁厚度檢測，4 至 5 號碼頭飛沫帶鋼板樁全區發現多處斑點狀之不均勻腐蝕，本年度厚度檢測結果顯示 4 至 6 號碼頭鋼板樁腐蝕速率雖均未超過 0.20 mm/yr. 之設計允許值，但使用時間長達 45～55 年，鋼板減少厚度已達原有厚度之 16～50 %，7 至 9 號碼頭與航道西側岸壁腐蝕速率均小於 0.10 mm/yr.。陰極防蝕效能檢測，鋼板樁保護電位及陽極塊發生電位均小於 –780 mV，已達保護鋼板樁之目的。

5. 碼頭目視巡查及檢測評估，巡查結果顯示岸上構件以岸肩剝落、防舷材與車擋破損為主，另 25 號碼頭後線沉陷情況較為嚴重，建議採用回填料填補壓實法，本所已另案辦理該處之地質鑽探，成果提供港務分公司辦理修繕；水下調查結果，5 號與 9 號碼頭壁體鋼板樁接縫開裂與穿孔較為明顯，劣化區域無漏砂情形，上部對應結構亦無劣化異狀，惟需確認其成因，選擇適合修復方式，儘早修復。

6. 碼頭維修排序與改善對策，本年度巡查結果，除岸上劣化異狀可於未來年度維修時再行考量修復，5、6 號碼頭水下鋼板樁接縫開裂與穿孔，除提供修復建議方式外，亦需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強，25 號碼頭後線沉陷問題，本所已另

案辦理地質鑽探，成果已提供港務分公司，完成改善設計，目前正進行施工中。

7. 既有維護管理系統模組優化及功能擴充，已完成(1)優化舊有系統 5 個模組資料庫內容與功能，並轉存於新建系統，系統資料庫內容包含國內主要商港(花蓮、基隆、蘇澳、臺北港)與金門、馬祖港等港口之碼頭與防波堤等港灣設施；(2)分析與改善既有系統操作及使用便利性；(3)版面重新配置，統一元件樣式；(4)新增公告、留言板功能；(5)新增響應式網頁設計；(6)規劃 APP 使用功能；(7)帳號單一簽入功能等，並另新增一圖文資料庫，提供各港務單位應用。

第五章　臺中港發展港埠物流之探討

對臺灣港口而言，港埠物流主要在進行國際物流，因為國際物流從事國際間之物流活動，國際商港在協助國際物流的活動上扮演重要的角色。基本功能有提供起迄港的運輸服務、貨物轉運服務，進一步則提供包括運輸、倉儲、流通加工及資訊服務之整合型服務。

國際物流與一般國內物流有所差異，如表 5-1 所示。一般來說，國際物流的規模較大、運送距離較長、運送時間較長，且運送方式可能是結合海運與陸運，或是結合空運與陸運的複合運輸，運送的中間人較多。

表 5-1　國內物流與國際物流的差異

	國內物流	國際物流
規模	小	大
運送距離	短	長
運送時間	短	長
運送方式	單一運送模式	複合運送方式
運送中間人	極少	較多 如船舶貨運承攬人、報關行、出口經營管理公司、無船公共運送人、出口包裝公司等。

資料來源：交通部運輸研究所(1993)。

目前臺灣的港埠物流主要透過在港區內設置自由貿易港區來推動。自由貿易港區的法源依據「自由貿易港區設置管理條例」係在 2003 年立法通過。主要的定位有 3：

1.「境內關外」之特區：降低企業跨國營運中物流、商流與人流之障礙，提供良好環境。

2. 創造「物流轉運及加值」之特區：結合海空港功能與供應鏈管理需求，強化企業競爭優勢。

3.「全面貿易自由化」試點之特區：強調廠商自主管理，透過點及線的試行擴展到面的自由化。

在自由貿易港區可從事之事業包括：貿易、倉儲、物流、貨櫃(物)之集散、轉口、轉運、承攬運送、報關服務、組裝、重整、包裝、修理、裝配、加工、製造、檢驗、測試、展覽或技術服務共 19 種多樣態業務。另外，業者可以分公司、辦事處或營運部門等型態進駐港區營運。自由貿易港區的利基主要有 9 項，如圖 5.1 所示。

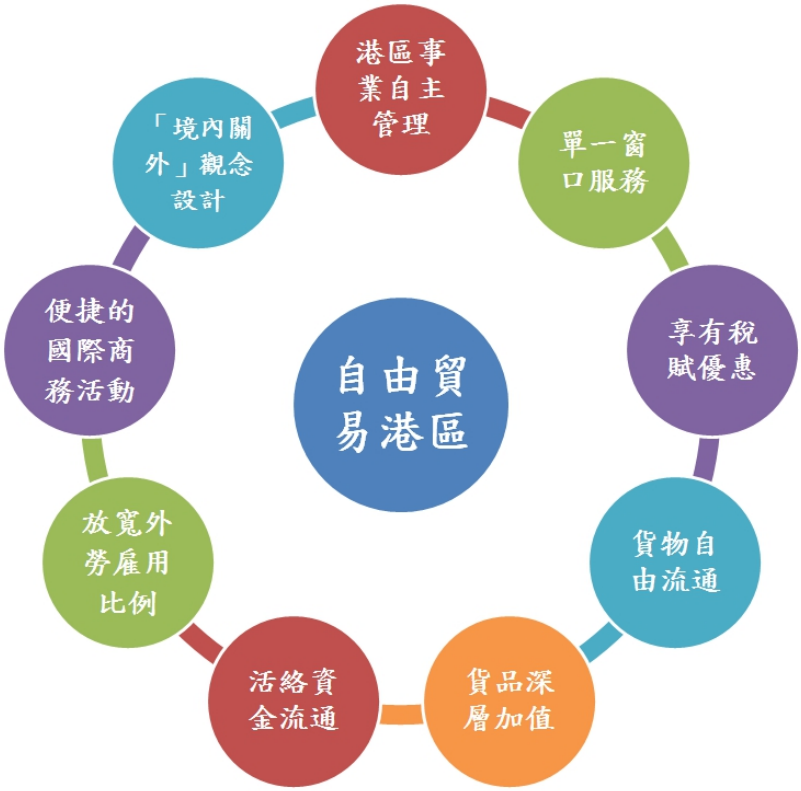


圖 5.1　自由貿易港區的利基

資料來源：臺灣港務公司網站。

自 2003 年立法後，臺灣陸續設立了 7 個自由貿易港區。在海運方面，有基隆港、臺北港、蘇澳港、臺中港、安平港與高雄港 6 個港口；在空運方面，則有桃園航空站 1 個。

臺中港是 6 個海港中自由貿易港區土地面積最大的港口，總開發面積達 662.32 公頃。臺中港目前仍有多塊土地辦理招商，可進駐產業包括機密機械基礎工業、3C 產業、綠能產業、自行車業上下游供應鏈、汽車零件組裝、加工、檢驗、測試及兩岸石化原料、油品儲轉等。

本文選擇港區土地面積最大，最具發展物流潛力的臺中港為研究對象，針對臺中港發展港埠物流之情形做研究。將蒐集分析臺中港與鄰近地區的物流發展現況，探討臺中港發展各類型物流配銷中心的利基與機會，據以研提臺中港發展港埠物流的方向與策略，以利強化臺中港的港埠營運競爭力，並增加其港埠附加價值，提供交通部在施政上的參考。

在本章，5.1 節進行臺中港物流基本資料的蒐集與分析工作，說明港區內外的物流發展現況。5.2 至 5.5 節進行臺中港發展物流配銷中心之探討，分別針對臺中港發展進口物流、出口物流、兩岸物流、亞太物流配銷中心做分析。在 5.6 節，嘗試研提臺中港發展港埠物流之策略，運用 SWOT 分析來探討臺中港發展物流配銷中心之優勢、弱勢、機會、威脅，據以研提出發展物流之方向與策略。最後，在 5.7 節做一綜合整理之小結。

在研究方法上，關於臺中港的物流實務現況說明部分，主要將以現有公開資料為主要依據，不足處再請臺中港務分公司協助提供；關於發展物流配銷中心之探討，理論方面將參考相關書籍、期刊或研討會論文、研究報告、相關網站資料；關於物流發展方向與策略研提部分，將採用 SWOT 分析法進行。

5.1 臺中港內外物流發展情勢探討

5.1.1 臺中港概述

臺中港港區範圍北起大甲溪南岸，南至大肚溪北岸，東以臨港路為界，西臨臺灣海峽，南北長 12.5 公里，東西寬 2.5~4.5 公里，總面積

約 3,793 公頃，其中陸域面積 2,820 公頃，水域面積 973 公頃。

臺中港現有營運碼頭 57 座，總長度 14,335 公尺，水深-9~-18 公尺。其中貨櫃碼頭 8 座(2,380 公尺)、一般散雜貨碼頭 28 座(6,530 公尺)、穀類碼頭 2 座(500 公尺)、水泥碼頭 3 座(530 公尺)、砂石碼頭 2 座(460 公尺)、一般管道碼頭 1 座(200 公尺)、化學品管道碼頭 7 座(1,800 公尺)、煤炭碼頭 4 座(1,240 公尺)、LNG 碼頭 1 座(412 公尺)及客貨碼頭 1 座(283 公尺)。

港區範圍內規劃有各類專業區，包括有電力專業區、工業專業區、石化工業專用區、港埠產業專用區、倉儲轉運專用區...等。目前臺中港主要擔負中部地區進出口貨物之重任，最大特色為港區土地遼闊，可提供作為發展相關產業所使用。

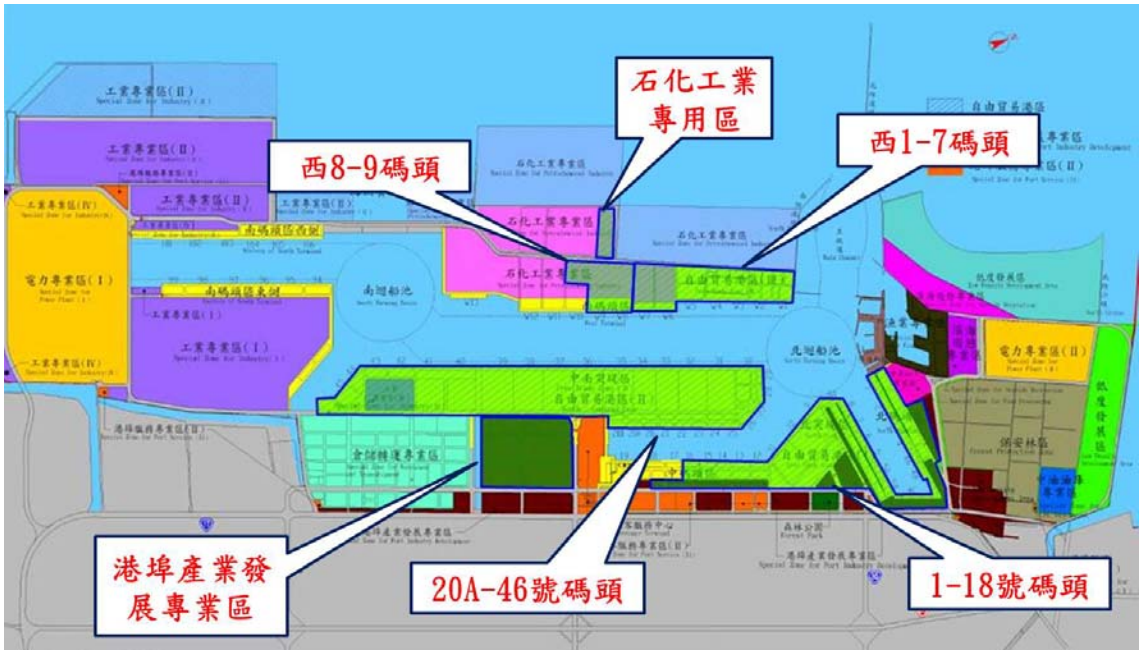
5.1.2 臺中港自由貿易港區現況

臺中港自由貿易港區的總開發面積 662.32 公頃，範圍包括 1-18 號碼頭、20A-46 號碼頭、西 1-7 碼頭、港埠產業發展專業區 82.55 公頃，及石化工業專業區 9.2 公頃，港埠產業發展專業區 2.57 公頃及西 8、西 9 號碼頭暨後線約 32 公頃。各區域面積、營運時間如表 5-2 所示，位置如圖 5.2 所示。

表 5-2　臺中港自由貿易港區現況

區　　位	面　　積	營運時間
1-18 號碼頭後線	181 公頃	94.10.31
石化工業專業區(西 1-7 號碼頭後線)	77 公頃	94.10.31
20A-46 號碼頭後線	278 公頃	95.08.08
港埠產業發展專業區	82.55 公頃	102.08.07
石化工業專業區	9.2 公頃	102.08.07
石化工業專業區(西 8-9 號碼頭後線)	32 公頃	104.10.22
港埠產業發展專業區	2.57 公頃	-
總　　計	662.32 公頃	-

資料來源：臺中港務分公司網站。



資料來源：臺灣港務公司網站。

圖 5.2　臺中港自由貿易港區詳細範圍

進駐臺中港自由貿易港區的業者共 34 家，各業者可概略區分為幾類，介紹如下：

1. 以經營貨櫃航運、裝卸為主要業務的公司 3 家。包括：中國貨櫃運輸公司(9-10 碼頭、31 碼頭)、萬海航運公司、長榮國際儲運公司。
2. 以汽車物流為主要業務的公司 5 家。包括：京揚國際公司、福斯倉儲公司、東立物流公司、永業物流公司、宏昌自貿公司。
3. 以油品、化學品等液態散貨儲運為主要業務的公司 5 家。包括：益州海岸公司、臺灣燃油公司、中華全球石油公司、匯僑公司、億昇倉儲公司。
4. 以固體化學品散貨儲運為主要業務的公司有 5 家。包括：臺灣肥料公司、臺鹽實業公司、臺灣中華蠟業公司、進安國際公司、偉聯國際公司。
5. 以紙漿、散雜貨儲運、轉運為主要業務的公司有 4 家。包括：建新國際公司、三崴國際公司、惠爾吉寶倉儲公司、祿隆田公司。
6. 以一般倉儲物流為主要業務之公司有 2 家。包括：航耀物流公司、臺灣港務國際物流公司。

7. 以一般散雜貨儲運的公司有 1 家：德隆倉儲裝卸公司。以腳踏車零配件儲運為主要業務的公司有 2 家：福貿運通公司、禮福物流公司；以塑橡膠儲運為主要業務的公司有 1 家：坤廣國際貿易公司。以大型電力變壓器為主要業務的公司 1 家：日立華城變壓器公司。以海底光纖電纜倉儲轉運為主要業務的公司 1 家：臺灣仕康公司。
8. 以供應船舶、船員日用品為主要業務的公司 2 家。包括：臺灣中免供應公司、超雄公司。
9. 以資訊技術服務為主要業務的公司 1 家：關貿網路公司。

依據臺灣港務公司統計，2016 年我國海港自由貿易港區貨物量高達 1,386 萬噸，較 2015 年的 881 萬噸成長了 57.35%；貿易值 3,488 億元也較 2015 年的 3,233 億元成長了 7.9%，雙雙創下佳績。以臺中港表現最為突出，2016 年臺中港貨物量，達 1,180 萬噸、成長率 69.6%，貿易值則突破 2,000 億元，來到 2,064.3 億元、成長率 23.4%。且臺中港占 6 海港總貨物量約 85%、總進出口貿易值約 59%，具有舉足輕重的地位。臺中港自由貿易港區歷年的貿易量與貿易值如表 5-3 所示。

表 5-3　歷年臺中港自由貿易港區的貿易量與貿易值

年別	廠商(家)	貿易量合計(公噸)	貿易量國外進儲(公噸)	貿易量輸往國外(公噸)	貿易值合計(千元)	貿易值國外進儲(千元)	貿易值輸往國外(千元)
2007	20	625,138	333,345	291,793	12,616,847	7,549,119	5,067,728
2008	25	1,331,802	693,224	638,578	40,492,710	22,048,400	18,444,310
2009	26	960,406	512,005	448,401	22,406,016	11,183,403	11,222,613
2010	29	2,666,240	1,435,980	1,230,260	61,113,542	32,017,056	29,096,486
2011	29	2,903,100	1,361,945	1,541,155	90,962,504	43,047,542	47,914,962
2012	31	9,151,353	3,640,100	5,511,253	290,536,409	126,106,665	164,429,744
2013	29	8,410,601	4,249,538	4,161,063	271,144,644	137,600,442	133,544,202
2014	31	6,234,469	3,058,270	3,176,199	216,821,573	105,727,813	111,093,760
2015	35	6,960,018	3,551,131	3,408,887	167,312,663	85,870,401	81,442,262
2016	34	11,804,546	5,913,520	5,891,026	206,430,173	106,025,324	100,404,849

資料來源：臺灣港務公司網站。

5.1.3 臺中港鄰近地區物流業者發展現況

港埠物流主要在進行國際物流，中部地區在港區外經營國際物流的業者，大多是提供海運貨物承攬運送服務，此類業者很多，如萬泰、萬達、超捷、安達、八達等國際物流公司，業者從事代理業務，本身不需自有船舶、倉儲、卡車、拖車等，只要有一間辦公處所即可，通常總公司設在臺北，而在臺中、高雄等地設有分公司。

以萬泰國際物流為例來說明，該公司提供全球物流、海運、空運、快遞等服務，透過分公司與代理商，在全球有超過 350 個服務據點。其在海運方面，提供貨物自起點至最終目的地的一條龍服務，包括清關、內陸運輸、海運等，其與多家貨櫃航商配合、並在全球 300 多個港口提供併櫃服務。該公司的總公司設在臺北，於新竹、臺中、高雄設有分公司，臺中分公司的辦公室位於臺中市西屯區臺灣大道上。

中部地區在港區外從事國際物流，且擁有實體倉儲配銷中心的業者不多，中科國際物流公司自稱是中臺灣唯一的國際物流中心。其物流中心設置在中部科學工業園區中，基地 6,443 坪，樓高 6 層，樓地板面積 8,800 坪，其物流中心的外觀與內部配置如圖 5.3 與圖 5.4 所示。

圖 5.3　中科國際物流公司的物流中心外觀

資料來源：建新國際公司網站。

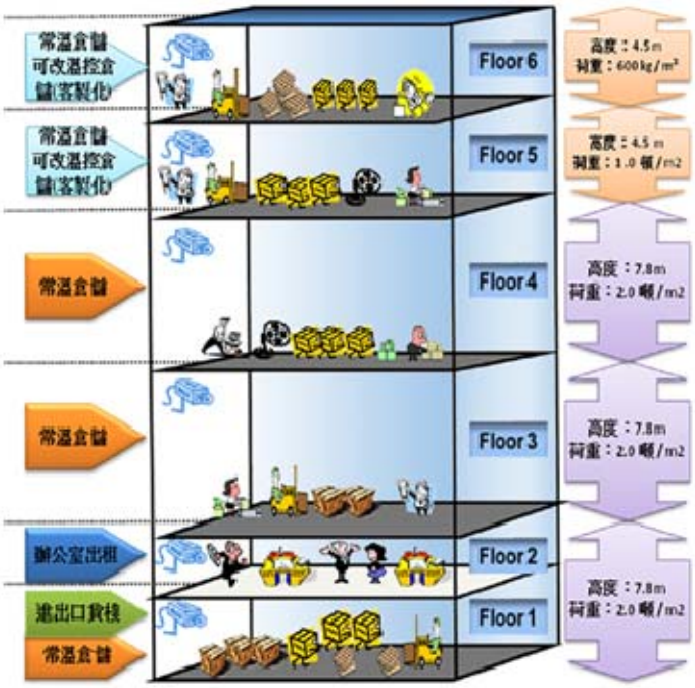


圖 5.4　中科國際物流公司的物流中心內部配置圖

資料來源：建新國際公司網站。

該公司提供園區業者倉儲、運輸配送、報關、進出口通關等國際物流相關服務。包括：提供園區業者租用倉庫，視為其自有倉庫之延伸；做為進出口廠商之保稅儲存、簡易加工之處所；提供園區廠商進出口貨物通關、海關查驗處所；提供海空運報關、貨櫃拖車、整合性物流規劃服務等。

中科國際物流公司為建新國際公司的關係企業，建新國際公司是一以臺中港為發展基地的業者，早期以報關業為基礎，而後逐漸衍生提供各式港口物流服務，為國內唯一同時具備碼頭裝卸、倉儲、運輸、貨櫃集散站與報關之垂直整合性物流服務業者。

此外，亦有經營國內物流的業者，兼營國際物流業務。例如嘉里大榮物流公司，該公司以經營國內物流為主業，亦提供國際物流服務。其利用母公司嘉里集團旗下的嘉里震天物流公司提供國際貨代、海運、空運、海空聯運、報關、快遞等服務，在臺北、高雄設有營運據點。

5.2 臺中港發展進口物流配銷中心之探討

欲於臺中港內發展進口物流配銷中心，可分別從需求面與供給面二方面來分析。從需求面來看，了解有需要建立進口物流配銷中心的業者有哪些？這些業者在臺灣建立進口物流配銷中心時，選擇建置地點的考量因素有哪些？然後，由供給面來看，臺中港能提供多少利基，以吸引廠商進駐。

5.2.1 有設置需求之業者分析

設置進口物流配銷中心的業者，其業務必是以進口貨物為主，才有此需求。因此，國外的製造商或供應商、從事進口業務的經銷商、代理商，或者從事進口貨物運送的貨運業者、航運業者，其設置進口物流配銷中心的可能性較高；而零售商的進口貨量較小，設置的可能性較低。分別說明如下。

1. 國外的製造商、供應商

外國的製造商、供應商一般會將產品交由當地的經銷商、代理商銷售，因為當地的經銷商、代理商對市場的了解較深，較能隨時掌握市場變化情勢。當產品銷售量達到一定程度時，才會考慮成立分公司或子公司。分公司或子公司通常將倉儲、配送等物流工作委託當地業者處理，較少是自行經營。

這可以從成本的角度做合理解釋，建立分公司、子公司要投入人力與成本，自行經營物流工作亦要投入人力與成本。製造商成立物流中心的目的，主要在解決製造商的倉儲與配送問題，並降低配銷成本。所以，當進口貨量夠大時，國外製造商自行經營物流工作才具有規模經濟的成本減少效益。

國外製造商、供應商成立物流配銷中心的案例，可以直銷商安麗公司做說明。該公司銷售營養保健食品、美容保養化妝品、家庭清潔用品等產品，總公司在美國密西根州，大部分產品在美國生產

製造，因此臺灣的安麗公司即在桃園南崁建置物流中心，做為進口自家產品的儲存配銷中心。

2.從事進口業務的經銷商或代理商

從事進口業務的經銷商或代理商，其向國外上游廠商進貨，然後轉售給國內下游零售商，其營運利基在於以現代化的管理效率降低物流成本。

部分經銷商或代理商選擇將其進口物流中心設置在港區內。例如：福斯倉儲公司、永業物流公司經營汽車物流業務，進口福斯、BMW、奧迪、保時捷、勞斯萊斯等歐洲車，其在臺中港中碼頭區承租 16~17 號碼頭後線土地，興建 2 座汽車儲轉保稅倉庫。

部分經銷商或代理商選擇將其進口物流中心設置在港區外。例如：德記洋行公司、臺灣賓士公司。德記洋行公司的主要業務是進口總代理，進口各種民生消費品，在基隆、桃園、臺中、臺南與高雄均設有物流中心，配送至全臺的各大超市、百貨公司、量販店、零售業者。

臺灣賓士公司進口豪華汽車，該公司將其新車整備中心(進口物流中心)設置在彰化全興工業區。廠區約 56,000 平方公尺，區內由「車輛整備中心」、「行政管理中心」、「車輛儲存/停放區」、「零件配送中心」等五大建築組成。其進口車輛從臺中港卸船後，直接拉至全興工業區的港外保稅倉庫，進行車輛檢驗、維護等新車整備作業，然後再運往各地經銷商，交車給客戶。

3.從事進口貨物運送的貨運業者、航運業者

從事進口貨物運送的貨運業者、航運業者，其在運輸與配送服務上具有專業化的優勢，此為其利基所在，不過其手中沒有掌握貨物，在商流方面較弱。例如：目前陽明海運成立好好物流，就在高雄港內建立 2 座物流中心；萬海航運成立的臺基物流公司，在基隆

港西 29~32 號碼頭後線興建貨櫃集散棧，經營貨櫃集散、多國併櫃等業務。

較著名的貨運業者有嘉里大榮物流公司，該公司以提供零擔(less-than-truckload)運輸服務起家，在全臺設立近 150 處營運據點，進而發展常溫低溫物流，在全臺設置 16 處物流中心。此外，並透過母公司嘉里集團的資源，發展兩岸三地的整合性物流服務，打算在臺北或桃園成立國際物流中心(亞洲發貨中心)，經營國際海空貨物的進出口業務。

5.2.2 設置進口物流配銷中心之考量因素

無論是設置進口物流配銷中心，或者是出口、轉口等其他類型的物流配銷中心，其設置的目的與基本理念是相同的。本質上，設置物流中心的目的在追求成本最低，而提供給顧客的服務最佳。基本理念主要有二：一是縮短總配送距離，降低貨物配送的成本；二是提供倉儲服務，降低貨物的配送時間。

業者在眾多地點中選擇設置的地點，從成本面與效率面來看，推測其將考量到以下幾個因素：

1. 距離主要消費市場較近

物流配銷中心距離主要消費市場愈近，愈能縮短配送距離，降低配送成本，且能快速回應顧客需求。因此，物流配銷中心所在地距離主要消費市場愈近愈好。

臺灣的人口集中在西半部，且以北部地區的人口較多，中南部地區的人口較少，是以臺灣最主要的消費市場以北部地區的臺北、新北、桃園等地為主，而中南部的消費市場則在人口較密集的高雄、臺中、臺南三大都會區。

2. 設置物流中心的成本較低

都市地區的土地是寸土寸金成本極高，相對地，市郊與鄉鎮地區的土地成本較低。設置物流中心通常需要相當大的土地，因此，設置地點一般選在鄰近都市旁的近郊位置。以北部消費市場為例，選擇地點時就不會選在臺北市區內，而會選擇新北、桃園較郊區的位置。

3. 交通便捷

為了配送貨物便利，物流中心通常選擇在交通便捷的位置，例如在高速公路的交流道附近。而當貨物是以進口貨物為主時，則會考量到進口貨物係由港口或機場進口，若是空運進口貨物，則傾向選擇設在機場附近，或者是機場與主要消費市場之間的交通便捷近郊處，若是海運進口貨物，則會選在港口附近，或是港口與主要消費市場之間的交通便捷近郊處。此外，臺灣的 4 個貨櫃港中，高雄、臺北 2 港是遠近洋貨櫃航線均有，而基隆、臺中 2 港以近洋航線為主，因此，若海運進口貨物來自歐洲、美加等地區，則貨物應是由高雄、臺北 2 港進口。

4. 賦稅優惠

臺灣在基隆、臺北、蘇澳、臺中、高雄、安平等 6 個港口，以及桃園航空站均設有自由貿易港區。自由貿易港區採「境內關外」之設計，基本上是保稅區。因此，業者若將物流中心設置其中，當貨物進口儲放在自由貿易港區內時，不必繳納關稅，等到貨物進入國內時才需繳納關稅，具有延後繳稅的優惠，此一優惠對於高關稅的進口貨物(例如：進口汽車)的吸引力較高。

自由貿易港區提供以下 3 項賦稅優惠：

(1)區內供營運之貨物及自用機器、設備免相關稅費(包括進口關稅、貨物稅、營業稅、推廣貿易服務費及商港服務費等)。

(2)對國內採購之營業稅為零：

為符合供應鏈運作需求，國內課稅區或保稅區銷售與自由港區事業供營運之貨物、機器設備或勞務適用營業稅零稅率。

(3)外國業者免營利事業所得稅：

目前我國營利事業所得稅為 17%。外國營利事業自行申設或委託自由港區事業於自由港區內從事貨物儲存與簡易加工，並將該外國營利事業之貨物售與國內、外客戶者，其所得免徵營利事業所得稅。

對業者而言，亦可以選擇設置在港區外的加工出口區、科學工業園區、一般工業區。比較設置進口物流配銷中心在港區內的自由貿易港區，或者是港區外的加工出口區、科學工業園區、一般工業區的保稅倉庫等 4 者的賦稅優惠。可知主要有以下 4 點差異：

(1) 4 區均為保稅區，均享有貨物在區內暫免繳納關稅，待貨物離開時才需繳納的保稅優惠。惟在一般工業區的保稅倉庫有貨物存倉期 2 年的限制，而另 3 類保稅區無貨物存倉期限。

(2) 在自由貿易港區、加工出口區、科學工業園區等 3 類保稅區，進口自用機器、設備與貨物免關稅、貨物稅、營業稅的賦稅優惠，而一般工業區的保稅倉庫無此項優惠。

(3) 關於在區內進行加工加值服務，在一般工業區的保稅倉庫僅能進行重整作業(貨物之檢驗、測試、整理、分割、分類、裝配、重裝等作業)，在自由貿易港區、加工出口區、科學工業園區等 3 區，貨品可進行重整、加工、製造，可以從事零組件之組裝等較深層次加工。

(4) 4 類區域因應各自的發展需求，提供不同的賦稅優惠，以及賦稅外的便利措施與優惠政策。

5. 管制與限制

對進口商而言，其可以選擇將物流配銷中心設置在港區內的自由貿易港區，抑或設置在港區外的工業區。例如前一節提到同樣是進口汽車，永業物流公司，選擇在臺中港內承租碼頭後線興建倉棧，做為其物流中心；而臺灣賓士公司則選擇自己建立進口物流中心，設置在非自由貿易港區的彰化全興工業區。

港區內由於土地有限，為求土地能有效利用，獲得最大的效益，港務公司規劃港區的土地使用時，已先行設定好各區的發展方向。例如：在臺中港的港區範圍內，規劃有各類專業區，包括食品加工專區、倉儲轉運專區、港埠產業發展專區、電力專業區、工業專業區、石化工業專用區等。

此外，國際商港為管制區，對於人員與貨物的進出有較多限制，而在一般的工業區的管制較少。因此，對進口商而言，港區內的土地有限，又有使用產業類別的限制，以及人員與貨物進出的管制，相較之下，港區外工業區可選擇的自由度較高。

5.2.3 臺中港發展進口物流配銷中心之利基

在前一小節本研究分析了業者設置進口物流配銷中心時可能考量的因素，接下來在本小節將分析臺中港在這些考量因素上具備有多少？是否比港口鄰近地區、其他港口或空運機場附近更具優勢？是否足以吸引進口業者進駐？

1. 在距離主要消費市場較近方面

臺中港位於臺中市郊的梧棲區，由於臺灣的人口主要集中在北部地區，主要消費市場以北部地區的臺北、新北、桃園為主，中南部的消費市場在人口較稠密的臺中、高雄、臺南 3 大都會區。

對業者而言，為求距離主要消費市場較近，當業者只設置 1 處進口物流配銷中心時，通常傾向選在北部地區的新北市、桃園縣，

在設置第 2、第 3 處物流配銷中心時，才考慮設置在南部的高雄市、中部的臺中市。

因此，若業者以整個臺灣為市場，臺中港在此項目較不具優勢；若業者以中部中彰投地區或臺中市為市場，臺中港位於臺中市郊，則臺中港在此項目是有優勢，惟臺中港距離市區人口稠密之消費市場仍有 20~30 公里的距離。

2.在設置成本較低方面

臺中港位於臺中市郊的梧棲區，土地租金相對於市區而言，相對較低。因此，若業者以中部地區為目標消費市場，故在設置成本項目上，具有相當大的競爭優勢。

3.在交通便捷方面

臺中港的聯外交通便利，對進入市區而言，透過臺灣大道、中清路約 20~30 公里路程，即可進入市區，對聯絡其他縣市而言，鄰近有臺 17 省道、臺 61 快速道路，並有國 4 高速公路，直接聯絡國 3、國 1 高速公路，可快速聯通至全臺，另外，臺中清泉岡機場亦在臺中港附近，亦有機會發展海空聯運。因此，在交通便捷方面，臺中港具備的條件不錯。

在海運方面，臺中港是臺灣中部大港，在貨櫃運輸方面，以發展近洋貨櫃運輸為主。依據 Alphaliner 航線資料庫 2015 年 5 月的航線統計資料，臺中港航線共計 49 條，全屬近洋航線，其中兩岸航線 22 條。臺中港是臺灣距離中國大陸最近的港口，自 2008 年兩岸通航後，貨櫃量呈現成長趨勢，則臺中港在發展與中國大陸、亞洲近洋地區的進口貨櫃上，有其發展利基。

4.在賦稅優惠方面

在臺中港自由貿易港區內設置進口物流配銷中心具有的關稅、貨物稅與營業稅等賦稅優惠，在區外的一般工業區保稅倉庫，

僅提供保稅優惠，無提供進口自用機器、設備、貨物免關稅、貨物稅與營業稅的優惠，但在區外的加工出口區、科學工業園區則提供與自由貿易港區相似的優惠。因此，臺中港在賦稅優惠方面，比一般工業區好，不比加工出口區、科學工業園區等保稅區差。

5.在管制與限制方面

對進口商而言，港區內的土地有限，又有使用產業類別的限制，以及港口為管制區，人員與貨物的進出有所管制。相較之下，港區外的加工出口區、一般工業區在管制與限制方面較少，自由度較高。

由以上分析可知，臺中港在進駐業者可能考量的 5 項因素上的各有優弱勢。可整理說明如下：

1.臺中港位於臺中市郊梧棲區，距離市區人口稠密之消費市場不遠，若業者以中部地區或臺中市為目標消費市場，則臺中港在距離主要消費市場的項目上是具有相對優勢存在。

2.也因為臺中港位於臺中市郊，土地租金相對於市區而言較低，故在設置成本項目上，具有相當大的競爭優勢。

3.臺中港是臺灣距離中國大陸最近的港口，貨櫃航線約 49 條，包括近洋航線與兩岸航線，故在發展近洋與中國大陸進口物流上，具有相當優勢。港口的聯外交通網路發達，鄰近有多條高速公路、快速道路、省道聯通各縣市，故陸運交通便利，亦有相當利基。

4.在賦稅優惠方面，臺中港與科學工業園區、加工出口區提供類似的優惠，並比一般工業區的保稅倉庫提供較多的優惠，故在賦稅優惠上，亦具備與科學工業園區、加工出口區相似的競爭條件，供業者選擇。

5.在管制與限制上，則是臺中港較弱勢的方面。

綜而言之，臺中港欲發展進口物流配銷中心，利基在於距離中部主要消費市場近、設置成本相對市區低、臺中港是臺灣距離中國大陸

最近的港口、港口聯外交通便利發達，在賦稅優惠上亦具有與港外其他保稅區相當的競爭條件；但在管制與限制方面，則相較於港外其他保稅區而言，可能有較多的管制與限制。

5.3 臺中港發展出口物流配銷中心之探討

與發展進口物流相似，欲於臺中港內發展進口物流配銷中心，可分別從需求面與供給面二方面來分析。從需求面來看，了解有需要建立出口物流配銷中心的業者有哪些？這些業者在建立出口物流配銷中心時，選擇建置地點的考量因素有哪些？然後，由供給面來看，臺中港能提供多少利基，以吸引廠商進駐。

5.3.1 有設置需求之業者分析

從需求面來看，有需要建立出口物流配銷中心的業者，其業務是以出口貨物為主。因此，在臺中港鄰近地區從事出口或加工再出口的製造業者是臺中港物流業務發展的需求源頭。

出口物流屬於國際物流，不同於國內物流，運送過程中包括了貨物由工廠至港口的內陸運輸，在港口的裝卸、報關作業，以及海上運輸，從事出口的製造業者在處理其物流業務時應會在成本與效率考量下，決定是委託物流公司處理，或是自行經營。通常視其貨量多寡做決定，當貨量不大時較適合委託專業的物流公司處理，當貨量大到具有規模經濟效益時，自行經營則較能降低成本。

因此，有需要建立出口物流配銷中心的業者，主要為從事出口的製造業者，以及經營國際出口物流業務的物流業者。會自行經營物流業務的出口製造業者的貨量通常較大，具有自行經營上的規模經濟效益；國際物流業者通常不僅提供出口物流服務，應是全面提供進出口物流、兩岸物流、亞太物流等全方位的物流服務，且提供簡單加工、委外加工服務等。

臺中港位於中臺灣的臺中市郊，港口腹地包括臺中、彰化、南投等地，當地的出口產業主要有精密機械產業、手工具產業、自行車產業、航太產業、光電產業等，這些產業的業者有出口貨物的需求，即為設置出口物流配銷中心的潛在需求者。

前述的精密機械、手工具、自行車產業的業者多為中小企業，其資金能力、物流量皆小，在引進物流設備、物流系統的能力上較不具規模經濟性，較適合的物流配送方式是由專業的物流業者(第三方物流)來提供服務。

以自行車產業為例，自行車之產業結構可分為上游材料供應、中游零組件製造，及下游成車組裝。交通部運輸研究所(2013)曾分析某一自行車業者的供應鏈作業模式。自行車產業之關鍵零組件「變速器零組件」多由日本供應商進口，透過臺中港自貿港區內的物流業者輸入臺中港，港內物流業者再透過「委外加工」方式將變速器零組件運至國內鄰近課稅區進行保稅加工，組裝完成變速器後，運回臺中港自貿港區，然後運至自行車業者位於港外的保稅工廠，加上其他國內生產的自行車零組件，在保稅工廠內組裝加工，完成成車。

完成成車後，依市場需求分別外銷輸出至外國，或內銷至國內各地。兩種銷售模式說明如下：

(1) 外銷：自行車成品運至臺中港自貿港區的物流業者倉庫，透過「保稅進，保稅出」之自貿港區模式，整個製造過程享有免繳關稅、貨物稅與營業稅之免稅優惠，外銷出口至國外。

(2) 內銷：自行車成品直接由自行車業者的保稅工廠運至國內各消費市場，在離開工廠前才課徵關稅、貨物稅與營業稅，享有進口原物料延後繳稅之保稅優惠。

港內自貿港區的物流業者在自行車產業中扮演的角色，即是在進口零組件、零組件委外加工、成品出口 3 方面提供專業的物流服務。類似的物流服務亦提供給精密機械產業、手工具產業或其他產業。

5.3.2 設置出口物流配銷中心之考量因素

設置物流中心的目的在追求成本最低，提供給顧客的服務最佳。基本理念主要有二：一是縮短總配送距離，降低貨物配送的成本；二是提供倉儲服務，降低貨物的配送時間。業者在眾多地點中選擇設置的地點，從成本面與效率面來看，推測其將考量到以下幾個因素：

1. 距離主要消費市場較近

物流配銷中心距離主要消費市場愈近，愈能縮短配送距離，降低配送成本，且能快速回應顧客需求。因此，物流配銷中心所在地距離主要消費市場愈近愈好。

對於從事出口的製造業者，或是以出口為主要業務的物流業者而言，其物流配銷中心的位置，可選擇設置在港口、在製造業者工廠附近，或是工廠與港口間交通便捷處，當考量到距離主要消費最近之因素時，將物流配銷中心設在港口是最接近外國消費市場的地點。此外，對於從事國際物流的業者而言，通常是同時經營進出口物流、兩岸物流、亞太物流等各類型物流，並提供報關、裝卸、加值等相關服務，選擇將物流配銷中心設置在港口亦是其最佳的選擇地點。

2. 設置物流中心的成本較低

都市地區的土地是寸土寸金成本極高，相對地，市郊與鄉鎮地區的土地成本較低。設置物流中心通常需要相當大的土地，因此，設置地點一般選在鄰近都市旁的近郊位置。不同地區的土地成本不同，其中臺中工業區、臺中軟體園區等地點離市區較近的工業區成本比較高，而彰化的全興工業區、芳苑工業區、彰濱工業區等郊區工業區的土地成本較低。

3. 交通便捷

為了配送貨物便利，物流中心通常選擇在交通便捷的位置。

對物流業者而言，從事國內物流的業者可能傾向選擇設置在高速公路交流道附近，例如：新竹物流將其臺中的配銷中心設置在臺中大雅交流道處；從事國際物流的業者可能傾向選擇設置在港口或機場附近，例如：京揚國際公司將其物流配銷中心設置在臺中港 18 號碼頭後線。

對製造業者而言，當產品是以海運出口貨物為主時，考量到出口貨物係由港口出口，業者可能傾向選擇設置物流中心在工廠所在地、港口附近，或是港口與工廠間的交通便捷處。

惟當海運出口貨物是以貨櫃運送時，港口的貨櫃航線密度、貨櫃裝卸效率等因素，亦會影響到物流的便捷度。目前臺灣的 4 個貨櫃港中，高雄港的貨櫃航線最密集，有遠洋航線直抵北美、歐洲；臺北港有 1-2 條越太平洋航線直抵北美；而臺中港、基隆港只有近洋航線與兩岸航線。因此，當出口貨物是以北美、歐洲等地為目的地時，高雄港的便捷性最高，臺中、基隆港的貨櫃需經高雄或其他港口轉運，相對的便利性較低。

4. 賦稅優惠

在前一節已將自由貿易港區、加工出口區、科學工業園區與一般工業區提供的賦稅優惠做了說明與比較，在此，針對出口業者的需求做進一步探討。臺灣的出口產業，通常是進口原物料，經製造加工後，出口產品，故對出口業者而言，會在乎產品出口、原物料進口的賦稅優惠，政府目前提供的賦稅優惠主要在關稅、貨物稅與營業稅 3 者。

綜而言之，對出口業者而言，在產品出口方面，無論在國內何處生產製均免關稅、貨物稅與營業稅。在原物料進口方面，在自由貿易港區、加工出口區、科學工業園區 3 類保稅區，直接享有免關稅、貨物稅與營業稅的優惠；在一般工業區，貨物稅為出口退稅，關稅與營業稅則可透過設置為保稅工廠、保稅倉庫、物流中心後免徵。比較之後，可知在關稅、貨物稅、營業稅上的優惠，自由貿易港區與加工出口區、科學工業園區的優惠相同，比一般工業區略勝一籌。

5. 管制與限制

對於出口業者或從事出口業務的物流業者而言，其可以選擇將物流配銷中心設置在港區內的自由貿易港區，抑或設置在業者工廠所在的工業區。例如：同樣是從事國際物流的公司，京揚國際公司、臺灣港務物流公司選擇在港口內建立物流配銷中心；而中科物流、物流共和國則選擇在港區外建立物流配銷中心。

港區內由於土地有限，為求土地能有效利用，獲得最大的效益，港務公司規劃港區的土地使用時，已先行設定好各區的發展方向。例如：在臺中港的港區範圍內，規劃有各類專業區，包括食品加工專區、倉儲轉運專區、港埠產業發展專區、電力專業區、工業專業區、石化工業專用區等。

此外，國際商港為管制區，對於人員與貨物的進出有較多限制，而在一般的工業區的管制較少。因此，對進口商而言，港區內的土地有限，又有使用產業類別的限制，以及人員與貨物進出的管制，相較之下，港區外工業區可選擇的自由度較高。

5.3.3 臺中港發展出口物流配銷中心之利基

在前一小節本研究分析了業者設置出口物流配銷中心時可能考量的因素，接下來在本小節將分析臺中港在這些考量因素上具備有多

少？是否比港口鄰近地區、其他港口或空運機場附近更具優勢？是否足以吸引出口業者進駐？

1.在距離主要消費市場較近方面

臺中港是臺灣中部的國際大港，也是臺灣距離中國大陸最近的港口，對於中臺灣地區的出口產業，如精密機械、手工具、自行車、航太、光電的產業，可透過臺中港將成品輸出至中國大陸的廣大消費市場，或輸出至鄰近的東南亞、東北亞市場，或者可與中國大陸、東協國家的相關產業結合，建立產業供應鏈，互相輸出零組件與半成品。

以光電產業為例，臺灣運往大陸的 TFT-LCD(薄膜液晶顯示器)貨量相當可觀。另以散貨銅礦砂的儲轉業務為例，臺灣物流業者自國外礦場進口銅砂，在臺中港內將不同礦場的銅砂，按顧客要求進行比例摻配，而後出口給中國大陸的銅產品製造業者。

因此，對於以中國大陸為主要消費市場，或與中國大陸業者合作建立產業供應鏈的業者而言，臺中港在發展物流配銷上是具有地理位置的優勢。

2.在設置成本較低方面

臺中港位於臺中市郊的梧棲區，土地租金相對於市區而言，相對較低。因此，在設置成本上，相較於離市區較近的工業區而言，臺中港是具有優勢的，相較於其他的郊區工業區而言，亦是具有競爭力。

3.在交通便捷方面

對出口業者而言，若貨物是散貨或雜貨運，在海運方面係由專門的散裝船、雜貨船運送，從臺中港可直接運送至世界各港。若貨物以貨櫃運送，則定期貨櫃船的航線配置情形會影響到海運的便捷性。臺中港的貨櫃航線全屬近洋航線，則臺中港與中國大陸、東南

亞、東北亞等近洋地區的出口貨櫃可直接送達，具有發展利基，但運往美國、歐洲或其他遠洋地區的貨物則需運至高雄或其他港口轉運，可及性較低。

4.在賦稅優惠方面

在臺中港自由貿易港區內設置出口物流配銷中心，具有直接免徵關稅、貨物稅與營業稅的優惠，此 3 稅的優惠與加工出口區、科學工業園區相同，但相較於一般工業區，貨物稅為出口退稅，關稅與營業稅需申請設置保稅工廠、保稅倉庫或物流中心後才能免徵，自由貿易港區的優惠較佳。此外，在臺中港自由貿易港區內設置出口物流配銷中心，尚有自用機器、設備免相關稅費、對國內採購之營業稅為零、外國業者免營利事業所得稅等賦稅優惠。

因此，臺中港在賦稅優惠方面，比一般工業區好，亦具備與加工出口區、科學工業園區相競爭的條件，可供出口業者選擇。

5.在管制與限制方面

對出口業者而言，港口為管制區，人員與貨物的進出均有所管制，相較之下，港外的加工出口區、一般工業區、科學工業園區之人員與貨物進出無管制，自由度較高。

在限制方面，臺中港區內的土地面積雖大，但已規劃為各類專業區，主要土地規劃為電力專業區、工業專用區與石化工業專業區。電力專業區內現有臺中火力發電場、風力發電機；工業專業區規劃提供能源、電力、鋼鐵等工業進駐，現有中龍鋼鐵公司進駐，近 2 年並積極配合政府發展離岸風電政策，提供碼頭與土地做為風電產業的發展基地；石化工業專業區內現有多家業者設置化學品、油氣儲槽、石化工廠等。一般中小企業僅能進駐倉儲轉運專業區中由經濟部設置的中港加工出口區，惟該區土地有限，現已有多家業者進駐，可再利用的土地所剩不多，若能再增加中港加工出口區的土地面積，應有機會吸引製造業(中小企業)進駐。

此外，雖然臺中港自由貿易港區與科學工業園區、加工出口區均為保稅區，提供類似的賦稅優惠，但在科學工業園區、加工出口區的園區內設置有污水處理設施等公共設施，進駐業者無需自行建置，可節省成本，另申請在科學工業園區、加工出口區設置工廠的審核機關即為園區管理局，但在自由貿易港區的審核機關為市政府而非港務公司，業者認為審核較嚴苛且費時。

由以上分析可知，臺中港在進駐業者可能考量的 5 項因素上的各有優弱勢。可整理說明如下：

1. 將出口物流配銷中心設置在港口，是最接近國外消費市場的國內地點，並可同時處理報關、裝卸、簡易加工、加值等服務，相較於設置於距離港口較遠的地區而言，是較佳的選擇，具有競爭優勢。臺中港是臺灣距離中國大陸最近的港口，對於以對岸為主要消費市場，或與對岸業者建立產業供應鏈的出口業者來說，臺中港相較於高雄、基隆、臺北等臺灣其他港口，具有運送距離最短的優勢。
2. 臺中港位處臺中市郊，設置出口物流配銷中心的成本相較於離市區較近的工業區，具有相對競爭優勢，相較於其他郊區工業區，亦具有競爭力。
3. 臺中港的貨櫃航線全屬近洋航線，在交通便捷方面，發展近洋出口物流上具有優勢，但在遠洋出口物流上的便捷性低於高雄港、臺北港。
4. 在賦稅優惠方面，臺中港自由貿易港區提供比一般工業區佳的優惠，具有競爭優勢；與科學工業園區、加工出口區提供類似的優惠，具競爭力。
5. 在管制與限制方面，相較於港外其他保稅區而言，有較多的管制與限制。

綜而言之，臺中港發展出口物流配銷中心的利基有：臺中港對中部出口業者而言，是國內最接近國外消費市場的地點；臺中港是臺灣距離中國大陸最近的港口、可以其為目標市場來發展物流；臺中港提供多條近洋貨櫃航線，可以鄰近東南亞、中國大陸、東北亞為貨櫃物流的目標市場；臺中港雖有較多的管制與限制，但在賦稅優惠、土地成本上均具有競爭力。

5.4 臺中港發展兩岸物流配銷中心之探討

5.4.1 發展兩岸物流配銷中心之利基

近年來，由於兩岸關係隨著時間由緊張轉於趨緩，兩岸交流日益熱絡，轉而邁入良性互動發展之時期。政治上的包容態度反映在經濟上，兩岸開始朝向共同創造互利共贏的局面，帶動兩岸經貿關係快速發展。

在 2016 年兩岸貿易總額 117,869.7 百萬美元(我國海關統計值)，其中臺灣對中國大陸出口 73,878.9 百萬美元，臺灣自中國大陸進口 43,990.8 百萬美元。目前中國大陸已成為我國最大貿易夥伴、出口市場、貿易順差來源及第二大進口來源，也是我國對外投資最多的地區。

兩岸間的貿易往來密切，對於在港區發展物流業務，是一大助力，畢竟物流是引申的需求，有貨物才有物流。發展兩岸物流配銷中心，其實與發展亞太地區物流配銷中心是大致相同的，同樣是發展進口物流、出口物流與轉口物流，只是與往其他國家相較，臺灣與中國大陸同文同種，彼此的語言、文字相通，且兩岸間距離近，在發展上的障礙較少。

特別是兩岸在 2010 年簽署了海峽兩岸經濟合作架構協議(Economic Cooperation Framework Agreement，以下簡稱 ECFA)後，在關稅調降與貿易限制放寬的助益下，更有助於兩岸間的貿易往來。

ECFA 於 2010 年 9 月 12 日實施，簽署內容包括商品貿易(排除關稅和非關稅障礙)、服務貿易、投資保障、智慧財產權、防衛措施、經濟合作，以及經貿爭端的解決機制等。簽署方式係採用「架構協議」，至於協議的具體實質內容，則要經由後續的談判而逐步完成。

ECFA 簽署後，最直接的成效在於 ECFA 早期收獲計畫中的貨品貿易降稅部分。在早期收獲計畫中，臺灣同意對中國大陸的 267 項產品降稅，而中國大陸對臺灣開放降稅的產品則有 539 項。中國大陸開放降稅的產品主要屬於機械、紡織中上游、石化、運輸工具等產業。

這些貨品自 2011 年 1 月 1 日起開始實施降稅，並自 2013 年 1 月 1 日起全部降為零關稅。也就是說，ECFA 簽署後，部分臺灣商品得以免關稅進入中國大陸的市場，有機會擴大臺灣產品在中國大陸的市場占有率，同時臺灣也提高免關稅商品的比例，大幅開放市場給中國大陸。

在後續議題談判上，兩岸在 2012 年 8 月 9 日第八次江陳會談中簽署了「海峽兩岸投資保障和促進協議」及「海峽兩岸海關合作協議」2 項協議，並於 2013 年 2 月 1 日實施。「海峽兩岸投資保障和促進協議」的簽署，為直接或間接赴大陸投資的臺商帶來更多的保障，並連帶保障與臺商相關之臺灣產業利益。此外，兩岸將依投保協議建立聯繫平臺與溝通管道，直接對臺商在大陸投資遇到的問題進行瞭解與協處，並推動兩岸投資法規透明化及相關權益保障。

而「海峽兩岸海關合作協議」的簽署，雙方海關可透過聯繫平臺，及時並有效對通關問題進行溝通、協調及解決，並推動優質企業(AEO)相互承認、應用無線射頻識別技術(RFID)執行海關監管及加強海關保稅區管理等合作。

之後，在 2013 年 6 月 21 日第九次江陳會談簽署了「海峽兩岸服務貿易協議」。「兩岸服務貿易協議」對於雙方投資、貿易環境及經濟自由化市場開拓，創造有利空間。期兩岸服務貿易往來制度化後，將使我方業者能享有提高持股比例、增加業務範圍和貿易便利化等開放

內容，協助臺商以優惠的條件拓展大陸服務業市場，提升臺商在大陸市場競爭力，並擴大吸引陸資來臺投資，活絡市場。

惟兩岸服務貿易協議在立法院審議過程中引起諸多爭議，臺灣社會各界對此協議內容仍有相當歧見。因此，政府在考量社會大眾對於兩岸協議監督法制法的高度關注下，關於兩岸服務貿易協議之立場調整為：先推動兩岸協議監督條例完成立法，再依據監督條例規定進行兩岸服務貿易協議審議，以及兩岸貨物貿易協議的後續協商。之後，行政院提出「臺灣地區與大陸地區訂定協議處理及監督條例」草案送請立法院審議，但未審議完成立法。

在 2016 年 5 月蔡總統就職、政府改組後，相關法案仍待重新檢視，行政院業已撤回行政院版草案。目前，兩岸協議監督條例尚待完成立法，兩岸服務貿易協議未生效，兩岸間的後續貨貿協議等議題的談判協商亦因兩岸政府間的互動降低而停滯。

目前兩岸物流之最大難題在於簡化兩岸物流管道的各種手續與報關流程，並且建立共同課稅、商品檢疫流程等機制，來提升兩岸物流效率。兩岸服務貿易協議遲遲無法通過，以及後續議題無法繼續協商，對於兩岸物流的發展是一大障礙，特別是在中韓自由貿易協議(FTA)自 2015 年底生效後，臺灣在與南韓競爭大陸市場方面，處於無法平等競爭的地位上。

5.4.2 兩岸物流的發展方向

1.建立產業供應鏈，發展快遞、海空聯運業務

臺中港為距離中國大陸最近的臺灣港口，擁有多條兩岸貨櫃航線，相較於高雄、基隆、臺北等臺灣其他港口而言，臺中港具有航運優勢。中部地區的製造業，如精密機械、手工具、自行車、航太、光電等產業，可透過臺中港將成品輸出至中國大陸的廣大消費市場，並與對岸業者建立產業供應鏈，互相輸出零組件與半成品。

此外，兩岸間有客貨 RORO 船海峽號、中遠之星往來臺中港與福建平潭、廈門間，每周 4 航班，運具多元，適合發展兩岸快遞、海空聯運等業務。

2.發展兩岸農產儲運

(1)臺灣農產品出口至中國大陸

中國大陸自 2004 年起開始進口臺灣農產品。兩岸間的農產品往來，在臺灣主要以高雄與臺中 2 港為農產品的出口港，在中國大陸則主要藉重廈門與上海 2 港為主要進口港。

以臺灣水果銷往中國大陸為例，目前已有多種臺灣水果可以零關稅出口到對岸，臺灣水果銷往中國大陸的主要管道，是經由廈門港入關，再轉往中國大陸各地。在兩岸簽署 ECFA 後，廈門市並對臺灣農產品提供通關便利措施，整個由臺灣出口地裝船至廈門市貨物落地清關完畢，估計可在 2 個工作天內完成。

此外，中國大陸交通部並提出開放臺灣農產品運輸大陸之「綠色通道」政策。凡臺灣地區生產的農產品，在大陸通過公路運輸至銷售地，符合大陸鮮活農產品綠色通道運輸規定的合法運輸車輛，全部享受優惠政策(張志清等人，2012)。

因此，在臺中港的自由貿易港區可以嘗試興建冷凍、冷藏倉庫，以發展農產品的出口物流配銷中心，將臺灣的農產品行銷至中國大陸，或者亞太地區其他國家。

惟關於臺灣農產品出口至中國大陸，在物流配銷與運送過程，問題不在臺灣港區與海關，而是在中國大陸。在技術方面有通關、冷鏈硬體設備 2 項問題有待加強。

在通關方面：雖然廈門海關已儘量加快臺灣農產品進口的通關速度，但是在動植物檢疫方面，因為兩岸雙方檢疫機關之名目上查核項目不盡相同，導致需要重複進行，降低了貨物通關的時

效性。建議可在往後的 ECFA 後續磋商中，協調有關檢疫的問題。

在冷鏈硬體設備方面：中國大陸之生鮮蔬果冷鏈硬體設備較為欠缺，在中國大陸對臺灣農產品進出最大的海西經濟區內，溫控倉庫與車隊都處於極為缺乏之狀態。若能鼓勵我國冷鏈業者赴大陸投資發展，間接協助臺灣農產品出口到大陸時，能確保臺灣農產品之新鮮度，將可贏得大陸消費者之認同。

此外，臺灣水果與農產品在進入廈門完成檢疫報關後，尚有能否拿到內地的上架販賣執照之問題等。

(2)推動農產加值出口

在 ECFA 架構下商品貿易愈趨開放，有助於臺灣將精緻的加工技術應用於中國大陸的農漁畜產品。臺灣廠商可以透過自由貿易港區進口大陸地區的農漁畜產品，經加工後再回銷中國大陸，或轉輸出至其他國家，為兩岸商品與產業創造雙贏。例如：可自中國大陸進口中藥材，在臺灣加工提煉後，再回銷中國大陸。

此外，中國大陸為世界最大的農漁產品消費市場，臺灣廠商亦可引進其他國家之農漁產品，藉由臺灣產商對於中國大陸消費者特性及飲食口味之掌握，在臺灣加工後行銷中國大陸，發展臺灣為世界級的農漁畜產品貿易中心。

3.與對岸保稅區合作

臺灣港口欲發展兩岸物流，並強化自由貿易港區，可嘗試與對岸保稅區合作，共同形成境內關外的自由貿易港區，設法透過減少雙方貨物通關檢疫等限制，降低跨國所產生的交易成本，並整合供應鏈，以達到貨暢其流，彼此互利共榮。

例如目前中國大陸的福州港保稅港區即在積極推動與臺灣自由貿易港區的對接合作，爭取兩岸自由貿易港區的聯動發展。按其

規劃，福州將利用福州保稅港區與臺灣自由貿易港區地域相近、性質相同、功能相似的優勢，推動以下對接合作策略。

(1) 對於來自臺灣的貨物，或臺資企業經營的其他貨物，經保稅港區運往中國大陸其他地區時，提供「分批出貨、定期集中報關」的服務。

(2) 對臺灣地區與保稅港區之間的往來貨物，在貨物進入保稅港區後，提供「一次申報、一次查驗、一次放行」的通關服務。

(3) 推動福州保稅港區與臺灣自由貿易港區兩區的政策功能互享、優勢互補、企業互動、資源互用，共同打造面向東南亞的區域航運物流中心。設法促進當臺灣貨物通過福州保稅港區進入大陸市場，或大陸貨物通過臺灣自由貿易港區進入臺灣市場時，均可透過綠色通道快速進入市場。

福州保稅港區並於 2013 年 4 月 30 日宣布與臺灣自由港區對接，提出四項合作，包括：兩區通關無紙化、互設辦事處、互為中轉口岸、開展金融合作。(馮正民等人，2013)

5.5 臺中港發展亞太物流配銷中心之探討

5.5.1 我國加入經濟合作協定之助益分析

近年來，經濟整合在全球各地蔚為風潮，洽簽自由貿易協定(Free Trade Agreement, FTA)，加入「跨太平洋夥伴協定」(Trans-Pacific Partnership, TPP)或「區域全面經濟夥伴協定」(Regional Comprehensive Economic Partnership, RCEP)等區域經濟合作協定(Economic Cooperation Agreement, ECA)，已成為各國貿易政策的主軸。

我國若能儘快與鄰近國家簽署 FTA，並順利加入 TPP 與 RECP，對於臺中港要發展為亞太物流中心，當然有極大的助益。其助益主要來自以下 4 方面：

1. 簽署 FTA 或加入 TPP/RECP 後，國家間的關稅降低，有助於降低產業的原物料成本，降低產品的最終價格，擴大產品的市場佔有率。因此，關稅降低有助於促進國際間貨物往來的貨量增加，當貨量愈大，設置亞太物流中心將愈具有規模經濟效益。

2. 簽署 FTA 或加入 TPP/RECP 後，非關稅貿易障礙的降低(例如：提供快速通關服務、減少貨物通關檢疫限制等)，將有助於貨物在我國與鄰近國家間的自由進出，可增加跨國企業來臺進駐的意願。

3. 簽署 FTA 或加入 TPP/RECP 後，我國必須修改相關法規，讓國內法規與國際接軌，排除跨國企業進入臺灣的障礙，讓外國企業進入臺灣的投資審查程序的透明度、可預期性提高，此亦有助於增加外國企業來臺進駐的意願。

4. 簽署 FTA 或加入 TPP/RECP 後，我國將降低外國人員、資金進入臺灣的限制，讓人力、資金更自由進出臺灣，將可提高跨國企業在臺營運時的人力、資金調度的自由度，可吸引較多的外國企業來臺進駐。

5.5.2 推動新南向政策的助益

蔡英文總統自 2016 年就職以來，即積極推動新南向政策，將此政策定位為我國整體對外經貿戰略的重要一環，要為新階段的經濟發展，尋求新的方向和新的動能，並重新定位臺灣在亞洲發展的重要角色，創造未來價值。

政策推動的主要考慮為：東南亞與南亞國家經濟快速發展，消費能力大幅提升，再加上其積極參與全球區域經濟整合，擴大市場優勢，內需市場商機龐大，已成為全球經濟成長的亮點。

目前東協 10 國之 GDP 合計為 2.4 兆美元，人口 6.2 億人，而南亞 6 國之 GDP 合計為 2.7 兆美元，人口近 17 億人。且根據 Global Insight 預估，東協 10 國及南亞 6 國未來 5 年(2017-2021 年)平均每人經濟成長率分別達 4.9%及 7.4%，遠高於全球經濟成長率 3.1%。在經濟成長下，

東協及南亞國家將逐漸產生一群消費力很強的新興中產階級，形成商機龐大的內需市場。

過去我國雖在亞洲新興市場多有經貿布局，但以加工貿易之出口及投資型態為主，對於內需市場深耕不足，此外，臺灣也出現進出口貿易及對外投資過度集中中國大陸的問題，成為國家及經濟穩定的潛在風險。是以，推動新南向政策，可提升臺灣對外經濟的格局及多元性，告別以往過於依賴單一市場的現象，並重新建構臺灣與亞洲的連結。

對於臺灣各港而言，政府順利推動「新南向政策」後，加強了臺灣與新南向國家的經貿、科技、文化等各層面的連結，臺灣與這些國家的經貿往來將更趨緊密，雙向的貿易量、貿易值必隨之提升，對於臺中港或臺灣其他港口發展亞太物流業務來說，將有所幫助。

5.5.3 跨國企業設置亞太物流配銷中心之考量因素分析

過去跨國企業要將貨物推展至各國時，必定在該國設置物流中心，負責配送當地的顧客。近年來國際物流之配送型態已逐漸轉變，由原來分散於各國的物流中心集中於少數幾個區域物流中心，統籌負責鄰近國家之物流作業。

物流配銷中心的位置選擇是跨國企業的重要決策，因為此一決定關係著企業是否能節省成本，並快速反應顧客需求。由於亞太地區各國間的貨物往來多由海運提供服務，是以跨國企業會考量將亞太物流配銷中心設置在港口處。其在亞太地區眾多港口中的選擇，從成本面與效率面來看，推測其將考量到以下幾個因素：

1.距離主要消費市場較近

物流配銷中心距離主要消費市場愈近，愈能縮短配送距離，降低配送成本，且能快速回應顧客需求。因此，物流配銷中心所在地距離主要消費市場愈近愈好。

2.設置物流中心的成本較低

設置物流中心時應會考量土地成本、人力勞工成本等相關成本。不同國家、港口的設置成本不同，限制不一，通常已開發國家的土地、人力成本較高，開發中國家的土地、人力成本較低。

此外，一跨國企業在設置物流中心時，其可以選擇自行建立自有的物流中心，或者選擇使用由國際物流公司所建置之專門提供物流服務的公眾配銷中心，由降低成本的角度來看，選擇哪一種物流中心將視貨物量的大小而定，若貨物量大，則選擇建立自有的物流中心之總物流成本較低，若貨物量較小，則使用公眾物流中心的總物流成本較低。

3.經商環境較佳

在經商環境方面，通常已開發國家的政治社會較安定、國家基礎建設較完善、法令規章制度較齊備，對於跨國企業、廠商的投資較有保障、當地人民對外國人也較友善、不排斥，而開發中國家則大多在各方面相對較落後。

此一項目與前一項目「設置物流中心的成本」兩者間呈現一個此消彼漲的互補關係，也就是說，已開發國家的經商環境較開發中國家好，但相對地，勞工薪資、土地成本亦較高。因此，跨國企業在考慮設置物流中心位置時，雖重視設置成本高低，亦會考量當地的經商環境，以避免投資風險，產生嚴重損失。

以 2014 年 5 月的越南排華暴動為例，大批群眾衝進臺商聚集的工業區，破壞與燒毀廠房設備，造成部分投資越南的臺商發生重大損失，連帶影響到臺商與其他外國企業投資越南的意願。這雖然是偶發事件，但也突顯出一個國家的經商環境好壞，對於吸引跨國企業投資興建物流中心的意願。

4.設有自由貿易區，享有賦稅優惠

目前臺灣與鄰近的中國大陸、香港、新加坡、南韓等地區均在港口設有自由貿易區，並提供賦稅優惠，以吸引廠商投資。對於欲設置物流配銷中心的跨國企業來說，若其物流配銷中心設置在一港口的自由貿易區內，就可以享受到「境內關外」的轉運免關稅好處，亦即當國外貨物進入其物流中心，或貨物由物流中心輸往國外時，均不必繳納關稅，只有貨物進入該國內時才需繳納關稅。因此，跨國企業在選擇口時，應傾向選擇有設置自由貿易區，可享有轉運免關稅之「境內關外」好處的港口。

此外，各國為吸引企業進駐自由貿易區，均提出賦稅優惠措施。以臺灣為例，我政府提供的賦稅優惠有：一、區內供營運之貨物及自用機器、設備免相關稅費，對國內採購之營業稅為零；二、外國貨主貨物委託於區內儲存與簡易加工，免營所稅。

再以中國大陸為例，中國大陸在賦稅優惠方面，同樣提供區內企業進口自用的生產設備、貨物免關稅、消費稅優惠，另其還有所得稅優惠，保稅區內企業所得稅率為 15%，符合國家鼓勵政策者可減為 10%。

因此，一跨國企業在選擇設置位址時，除考量港口是否是自由貿易區外，應還會比較各港提供的賦稅優惠。

5.簽有自由貿易協定(FTA)，享經貿自由化的益處

當一個國家與鄰近國家簽定了 FTA，則在貨品貿易上該國的貨物運送至鄰近國家，將可獲得關稅減免的優惠，並可享受海關手續簡化、人員資金進入限制降低等貿易障礙消除的好處。因此，對跨國企業選擇設置港口時，應傾向選擇與多數鄰近國家簽有 FTA 的國家，以獲得上述的優惠與便利。

6.港口航線密集、服務便捷

對跨國企業而言，設置亞太物流配銷中心的港口應具備完善的軟硬體設備，需有密集的航線，且能提供高效率的貨物裝卸服務、便捷的通關服務，以讓該企業能夠縮短前置時間(lead time)，提供高頻率的貨物配送服務。

5.5.4 在臺中港設置亞太物流中心之利基分析

1.在與主要消費市場距離方面

臺灣位於東南亞與東北亞之交接地帶，主要的消費市場有西側的中國大陸市場有 13.6 億人口，GDP 達 10.5 兆美元；東南亞的東協市場，人口超過 6 億，GDP 達 2.5 兆美元；而東北亞的日韓市場，人口有 1.8 億，GDP 達 6.3 兆美元。亞太地區主要國家人口數與國內生產毛額(GDP)如表 5-4 所示。

表 5-4　2016 年亞太地區主要國家人口數與國內生產毛額(GDP)

國家別	人口數(萬人)	GDP(億美元)	經濟成長率(%)
臺灣	2,354	5,299	1.5
中國大陸	137,867	111,991	6.7
日本	12,700	49,394	1.0
韓國	5,125	14,112	2.8
新加坡	561	2,970	2.0
菲律賓	10,332	3,049	6.9
泰國	6,886	4,068	3.2
馬來西亞	3,119	2,964	4.2
越南	9,270	2,026	6.2

資料來源：International Monetary Fund (2017), World Economic Outlook Database, April 2017, International Monetary Fund. 資料引用自經濟部統計處網站(www.moea.gov.tw).

若跨國企業以整個亞太地區為配銷市場來設置物流中心，那麼臺中港在地理位置上具有位居亞太地區中心位置、總配送距離較短的優勢；若跨國企業將亞太市場細分為東南亞、東北亞與東亞三個

配銷市場，則在臺中港設置配銷中心，可提供臺灣、中國大陸東南沿海地區，以及菲律賓等東亞地區物流服務。

2.在設置物流中心的成本方面

就亞太地區而言，若物流中心設置在日本、新加坡等已開發國家，建置成本較高，若設在越南、馬來西亞、菲律賓等開發中國家的建置成本較低。臺中港的設置成本不算低，但也不是最高，在設置物流中心的建置成本上應尚有相對的競爭力。

至於在港口內提供的物流服務上，臺中港為滿足不同企業對物流配銷中心的需求，應同時提供公用與自建二種不同的物流中心以供選擇。一方面提供土地與倉庫，讓企業自行建置私有配銷中心，另方面提供土地給國際物流公司，讓其建置公眾配銷中心，轉提供給各類企業使用。

3.在經商環境方面

在經商環境上，依據世界銀行(World Bank)出版的「2017 年經商環境報告(Doing Business 2017)」，臺灣在 189 個經濟體中排名第 11 名，在亞太地區僅次於新加坡(2)、香港(4)與南韓(5)等三地，較日本、中國大陸、菲律賓等國家都好。此外，在全球競爭力上，依據「2016-2017 年全球競爭力報告(The Global Competitiveness Report 2016-2017)」，臺灣在 144 個經濟體中排名第 14 名，在亞太地區僅次於新加坡(2)、日本(8)、香港(9)等三地，較南韓(26)、中國大陸(28)、菲律賓(57)、馬來西亞(25)、泰國(34)、越南(60)等國家都好。詳細資料如表 5-5 所示。

表 5-5　亞太地區主要經濟體的經商環境與全球競爭力排名

經濟體	經商環境排名	全球競爭力排名
臺灣	11	14
日本	34	8
韓國	5	26
中國大陸	78	28
香港	4	9
新加坡	2	2
馬來西亞	23	25
泰國	46	34
印尼	91	41
越南	82	60
菲律賓	99	57
柬埔寨	131	89
寮國	139	93

資料來源：

1. World Bank (2016), Doing Business 2017. http://www.doingbusiness.org/reports/global-reports/doing-business-2017.
2. World Economic Forum (2016), The Global Competitiveness Report 2016-2017，https://www.weforum.org/reports/the-global-competitiveness-report-2016-2017-1.

因此，就消費市場來看，臺灣地區人口僅 2,300 萬人，相較於中國大陸 13 億人、印尼 2 億人、日本 1 億人、菲律賓 1 億人而言，人口不是很多；臺灣的國內生產毛額在 2014 年為 5,305 億美元，亦低於中國大陸(104,823 億美元)、日本(48,487 億美元)、南韓(14,113 億美元)等國家，消費能力不算很強。但是，整個國家的政治、社會安定，人民友善，是以在經商環境上，臺灣的臺中港相較於鄰近的中國大陸、菲律賓與大多數東協國家的港口而言，是較佳的選擇。

4.在設有自由貿易區、提供賦稅優惠方面

臺灣各港的自由貿易港，可透過「委外加工」模式，引入具優勢科技園區支援的自由貿易港區物流與加工運籌系統。此一特性是鄰近國家所欠缺的，如新加坡與香港，其自由貿易區多屬物流型作

業，欠缺與優勢科技廠商的結合，如中國大陸，也欠缺像臺灣科技產業所特有的加工技術。

臺中港位於中臺灣之臺中市郊，港口腹地包括臺中、彰化與南投等地區。鄰近可結合的園區有中港加工出口區、臺中港關聯工業區、臺中工業區、彰濱工業區、中部科學工業園區...等等，而鄰近的產業聚落則包括：以巨大為中心的自行車產業，以漢翔為中心的航太產業，在臺中、彰濱工業區的精密機械產業、手工具產業，以及中部科學工業園區的光電、奈米材料等。在推動「委外加工」模式時，可針對臺中港的優勢產業，先發展加工出口，再進一步發展成為亞太物流中心。

5.在簽定 FTA 方面

在此部分，臺灣相對於鄰近國家而言，算是進度落後的。在洽簽中的 FTA 方面，臺灣欲加入 TPP，不是一件容易的工作，對內要持續與受衝擊的弱勢產業溝通說明，對外需面對我主要貿易夥伴為非邦交國之國際政治挑戰。因此，在此方面臺中港與鄰近韓國、新加坡、日本等國港口之競爭較處於弱勢。

6.在港口作業效率、航線密集度方面

臺中港的貨櫃碼頭營運方式，是以航商承租碼頭之專用經營模式為主，同時亦將 2 座碼頭租給裝卸公司，提供給未承租貨櫃碼頭的航商使用。因此，各貨櫃碼頭的裝卸作業均由民營業者提供服務，整體作業效率相對於亞太鄰近港口而言，表現是具有競爭力的。

在航線方面，臺中港位在東南亞與東北亞的中間，與中國大陸、東南亞、東北亞之間均有貨櫃航線，可提供亞太區域內的近洋貨櫃運輸服務。因此，在航線密集度上，臺中港亦有其競爭力。

綜而言之，臺中港欲發展亞太物配銷中心，利基在於臺中港地理

位置佳；航運服務好，無論在航線密集度，或裝卸作業效率均優；國家政治社會安定，且人民友善；設有自由貿易港區，提供賦稅優惠，並可與鄰近產業結合，發展加值型物流。不過，在簽署 FTA 方面臺灣落後於鄰近國家，是臺中港發展物流業務之一大阻力。

5.6 臺中港發展物流業務之策略

5.6.1 臺中港發展物流業務之 SWOT 分析

SWOT 分析是進行策略規劃經常使用之分析工具，依據分析標的本身內部本質條件，檢視其優勢與弱勢，進而再依外在經營環境，來確認其機會與威脅，藉由知己知彼，掌握經營環境發展趨勢，來訂定未來之發展策略。

本研究發展策略之訂定，係採用 SWOT 矩陣策略配對法進行。其方法為：首先分析出標的「優勢」、「弱勢」、「機會」及「威脅」；然後由「優勢」與「弱勢」中任取 1 項，由「機會」與「威脅」中任取 1 項兩兩配對，整合考量後提出策略。總共包括 4 種組合：

1. S/O；(Maxi-Maxi)使用優勢並利用機會；
2. W/O；(Mini-Maxi)改善弱勢並利用機會；
3. S/T；(Maxi-Mini)使用優勢並避免威脅；
4. W/T；(Mini-Mini)改善弱勢並避免威脅。

依據前面各章節的分析，整理出臺中港發展物流業務之優勢、弱勢、機會與威脅，如表 5-6 所示。而後，以 SWOT 矩陣策略配對法研擬發展策略的過程，如表 5-7 所示。按分析結果，獲得的發展策略說明如下：

表 5-6　臺中港發展物流業務之 SWOT 分析表

構　面	分　　析
優　　勢 (Strengths)	S1 臺中港距離中部主要消費市場近、設置成本相對市區低、港口聯外交通便捷。(進口物流) S2 臺中港是臺灣距離中國大陸最近的港口，相較於國內其他港口，具有航程短之優勢。(兩岸物流) S3 港內自貿港區的賦稅優惠比一般工業區佳，與加工出口區、科學工業園區相當。(各類物流) S4 港內各貨櫃碼頭的裝卸作業由民營業者經營，整體裝卸效率具競爭力。(各類物流) S5 港內自貿港區的物流業者，可透過「委外加工」模式，引入鄰近製造業支援加工、加值作業。(各類物流)
弱　　勢 (Weaknesses)	W1 相較於港外其他保稅區，港口有出入管制。(各類物流) W2 港內土地已規劃為各類專業區，提供給物流業、製造業的土地有限。(各類物流) W3 臺中港無遠洋貨櫃航線，運往歐美等遠洋地區貨櫃，需經高雄或其他港口轉運，交通便捷性較低。(各類物流) W4 臺灣人口集中在北部地區，設置進口物流中心地點的首選是北部地區。(進口物流)
機　　會 (Opportunities)	O1 臺中都會區的人口稠密，是臺灣中部主要消費市場。(進口物流) O2 鄰近地區產業發達，業者多為中小企業，適合由專業物流公司提供服務。(出口物流) O3 兩岸間的貿易往來密切、語言與文字相通。(兩岸物流) O4 臺灣社會安定、政府廉能、人力素質高。(亞太物流) O5 臺灣經商環境佳，世界排名第 11，全球競爭力亦佳，排名第 14。(亞太物流) O6 臺灣已與中國大陸簽 ECFA，與新加坡、紐西蘭等國簽 FTA。(亞太、兩岸物流) O7 臺灣位處東南亞、東北亞與中國大陸間，在發展亞太物流上，具有地理位置上的優勢。(亞太物流)
威脅(Threats)	T1 臺灣的消費市場，相較於中國大陸、日、韓、東協等地區而言，不算大。(進口、亞太) T2 鄰近國家亦在港口設有與我國自由貿易港區功能相似的保稅區，投資條件不亞於我國。(出口、亞太物流) T3 各國之間陸續簽訂自由貿易協定，對我國產品出口將產生負面影響，將降低廠商選擇以臺灣為生產地之意願。(出口、亞太物流) T4 與中國大陸間的服貿協議簽署多年仍未生效，對後續與中國大陸的談判，或與其他國定簽署協議均有負面影響。(各類物流)

註：本研究整理。

表 5-7　SWOT 矩陣策略配對法之發展策略分析表

矩陣配對	矩陣分析				發展策略
S/O；Maxi-Maxi 使用優勢並利用機會	使用優勢	S1 臺中港距離中部主要消費市場近、設置成本相對市區低、港口聯外交通便捷。(進口物流) S3 港內自貿港區的賦稅優惠比一般工業區佳，與加工出口區、科學工業園區相當。(各類物流)	利用機會	O1 臺中都會區的人口稠密，是臺灣中部主要消費市場。(進口物流)	1. 以臺灣中部地區為目標市場，發展臺中港為中部消費市場的進口物流配銷中心。
		S3 港內自貿港區的賦稅優惠比一般工業區佳，與加工出口區、科學工業園區相當。(各類物流) S5 港內自貿港區的物流業者，可透過「委外加工」模式，引入鄰近製造業支援加工、加值作業。(各類物流)		O2 鄰近地區產業發達，業者多為中小企業，適合由專業物流公司提供服務。(出口物流)	2. 朝建置高效能專業物流配銷中心發展，以提供當地產業垂直整合、全方位的物流服務。 3. 透過「委外加工」模式，結合鄰近地區產業，發展加工出口物流，進而拓展為亞太物流中心。
		S2 臺中港是臺灣距離中國大陸最近的港口，相較於國內其他港口，具有航程短之優勢。(兩岸物流) S3 港內自貿港區的賦稅優惠比一般工業區佳，與加工出口區、科學工業園區相當。(各		O3 兩岸間的貿易往來密切、語言與文字相通。(兩岸物流) O6 臺灣已與中國大陸簽 ECFA，與新加坡、紐西蘭等國簽 FTA。(亞太、兩岸物流)	4. 善用臺中港是兩岸航程最短港口之優勢，積極發展為臺灣最重要的兩岸物流港。 5. 與對岸業者建立產業供應鏈，互相輸出零組件與半成品。 6. 推動農漁產加值服務。例如

		類物流) S5 港內自貿港區的物流業者，可透過「委外加工」模式，引入鄰近製造業支援加工、加值作業。(各類物流)			在自由貿易港區內興建冷凍、冷藏倉庫，以發展農產品的兩岸物流配銷中心，將臺灣農產品行銷至中國大陸，並進一步行銷至亞太地區。
W/O ； Mini-Maxi 改善弱勢並利用機會	改善弱勢	W1 相較於港外其他保稅區，港口有出入管制。(各類物流)	利用機會	O4 臺灣社會安定、政府廉能、人力素質高。(亞太物流) O5 臺灣經商環境佳，世界排名第 11，全球競爭力亦佳，排名第 14。(亞太物流) O6 臺灣已與中國大陸簽 ECFA，與新加坡、紐西蘭等國簽 FTA。(亞太、兩岸物流) O7 臺灣位處東南亞、東北亞與中國大陸間，在發展亞太物流上，具有地理位置上的優勢。(亞太物流)	7. 鬆綁對物流、人流、金流、資訊流及知識流的各項限制，打造便利的經商環境，以吸引業者進駐。
S/T；Maxi-Mini 使用優勢並避免威脅	使用優勢	S4 港內各貨櫃碼頭的裝卸作業由民營業者經營，整體裝卸效率具競爭力。(各類物流) S5 港內自貿港區的物流業者，可透過「委外加工」模式，引入鄰近製造業支援加工、加值作業。(各類物流)	避免威脅	T2 鄰近國家亦在港口設有與我國自由貿易港區功能相似的保稅區，投資條件不亞於我國。(出口、亞太物流)	8. 與對岸或鄰近港口的保稅區合作，設法減少雙方貨品的管制。

W/T；Mini-Mini 改善弱勢並避免威脅	改善弱勢	W1 相較於港外其他保稅區，港口有出入管制。(各類物流)	避免威脅	T2 鄰近國家亦在港口設有與我國自由貿易港區功能相似的保稅區，投資條件不亞於我國。(出口、亞太物流) T3 各國之間陸續簽訂自由貿易協定，對我國產品出口將產生負面影響，將降低廠商選擇以臺灣為生產地之意願。(出口、亞太物流)	9. 了解目前困擾業者進駐的限制，設法解決，並了解鄰近競爭港口的投資條件，設法提出與其相當，甚至更優的投資條件，以吸引國際廠商進駐。
		W1 相較於港外其他保稅區，港口有出入管制。(各類物流)		T3 各國之間陸續簽訂自由貿易協定，對我國產品出口將產生負面影響，將降低廠商選擇以臺灣為生產地之意願。(出口、亞太物流) T4 與中國大陸間的服貿協議簽署多年仍未生效，對後續與中國大陸的談判，或與其他國定簽署協議均有負面影響。(各類物流)	10. 設法與鄰近國家洽簽FTA，或加入區域經濟組織，或退一步設法私下訂立互助協定、友好協定，以減少雙方貨品管制。

註：本研究整理。

1. 以臺灣中部地區為目標市場，發展臺中港為中部消費市場的進口物流配銷中心。(短期策略)
2. 朝建置高效能專業物流配銷中心發展，以提供當地產業垂直整合、全方位的物流服務。(短期策略)
3. 透過「委外加工」模式，結合鄰近地區產業，發展加工出口物流，進而拓展為亞太物流中心。(短期策略)
4. 善用臺中港是兩岸航程最短港口之優勢，積極發展為臺灣最重要的兩岸物流港。(中期策略)
5. 與對岸業者建立產業供應鏈，互相輸出零組件與半成品。(中期策略)
6. 推動農漁產加值服務。例如在自由貿易港區內興建冷凍、冷藏倉庫，以發展農產品的兩岸物流配銷中心，將臺灣農產品行銷至中國大陸，並進一步行銷至亞太地區。(中期策略)
7. 鬆綁對物流、人流、金流、資訊流及知識流的各項限制，打造便利的經商環境，以吸引業者進駐。(中期策略)
8. 與對岸或鄰近港口的保稅區合作，設法減少雙方貨品的管制。(中期策略)
9. 了解目前困擾業者進駐的限制，設法解決，並了解鄰近競爭港口的投資條件，設法提出與其相當，甚至更優的投資條件，以吸引國際廠商進駐。(中長期策略)
10. 設法與鄰近國家洽簽 FTA，或加入區域經濟組織，或退一步設法私下訂立互助協定、友好協定，以減少雙方貨品管制。(中長期策略)

5.6.2 發展各類物流之策略說明

本小節進一步就臺中港發展進口、出口、兩岸與亞太物流業務研提具體執行方向。

1.進口物流：以臺灣中部地區為目標市場，發展臺中港為中部消費市場的進口物流配銷中心。

從消費市場的角度來看，臺中港位於臺灣中部地區，人口相較於北部地區少很多，要發展全臺灣地區的進口物流業務，選擇在北部地區的基隆港或臺北港更為適合，故臺中港較適合發展中部地區的區域型進口物流業務。此外，臺中港位於臺中市郊，設置進口物流中心具有土地成本相對於市區較低，港口與臺中、彰化、南投等地區間的公路運輸系統交通便捷，賦稅優惠比一般工業區佳等利基，可嘗試發展成為中部消費市場的進口物流中心。

2.出口物流：朝建置高效能專業物流配銷中心發展，以提供當地產業垂直整合、全方位的物流服務。

臺中港鄰近地區的產業發達，有多處加工出口區、科學園區、工業區等，出口產業有精密機械、手工具、自行車、航太、光電等產業，故臺中港適合發展加工再出口之加值物流業務。

上述業者多為中小企業，其資金能力、物流量皆小，在引進物流設備、物流系統的能力上較不具規模經濟性，適合由專業的物流業者來提供物流配送服務。由物流業者在港內自貿港區中設立物流中心，一方面提供出口製造業者，在進口零組件、零組件委外加工、簡易加工加值、成品出口等方面的倉儲物流服務，另方面並提供貨物報關、碼頭裝卸、倉儲、海運、陸運、貨櫃集散站之垂直整合性物流服務，發展出以中部產業為對象，提供垂直整合、全方位服務的專業出口物流中心。當出口物流發展成功後，可逐步擴大物流業務規模，發展成為亞太物流配銷中心。

3.兩岸物流：善用臺中港是兩岸航程最短港口之優勢，積極發展為臺灣最重要的兩岸物流港。

臺灣與中國大陸同文同種，彼此的語言、文字相通，且兩岸在2010 年簽署 ECFA 後，在關稅調降與貿易限制放寬的助益下，有助於兩岸間的貿易往來。

此外，臺中港為距離中國大陸最近的臺灣港口，擁有多條兩岸貨櫃航線，相較於高雄、基隆、臺北等臺灣其他港口而言，臺中港具有航運優勢。故臺中港可依靠上述優勢，以發展成臺灣最重要的兩岸物流港口為目標。

兩岸物流的可發展方向很多，例如：

製造業：中部地區的出口產業，可透過臺中港將成品輸出至中國大陸消費市場，並與對岸業者建立產業供應鏈，互相輸出零組件與半成品。

農產品：在港內自由貿易港區中興建冷凍、冷藏倉庫，以發展農產品的出口物流配銷中心，將臺灣的農產品行銷至中國大陸。

農漁畜產品加工：兩岸在 ECFA 架構下，商品貿易愈趨開放，臺灣業者可將精緻的加工技術應用於中國大陸的農漁畜產品，透過自由貿易港區進口大陸地區的農漁畜產品，經加工後再回銷中國大陸，或轉輸出至其他國家，為兩岸商品與產業創造雙贏。

與對岸保稅區合作：共同形成境內關外的自由貿易港區，設法透過減少雙方貨物通關檢疫等限制，降低跨國所產生的交易成本，並整合供應鏈，以達到貨暢其流，彼此互利共榮。

4.亞太物流：逐步擴大進出口物流規模，朝拓展為亞太物流配銷中心努力。

臺灣位於東南亞與東北亞之交接地帶，臺中港在地理位置上具有發展成為整個亞太地區的物流配銷中心，或成為東亞地區(臺灣、中國大陸東南沿海、菲律賓)物流配銷中心的地點優勢。此外，臺灣具有政治社會安定、人民友善、經商環境良好之優勢。依上述利基可嘗試以目前的進出口物流、兩岸物流業務發展現況為基礎，進一步將物流業務拓展至鄰近地區，逐步發展出亞太物流配銷中心。

例如：在進口物流方面，福斯倉儲、永業物流目前在臺中港內設置進口汽車物流中心，經營福斯、BMW、奧迪、保時捷、勞斯萊斯等歐洲車的進口。物流業務主要是車輛卸船、進入保稅倉庫，進行新車整備，再運往各地經銷商或客戶。可進一步擴大營運規模，發展汽車出口、轉口、汽車零組件進口與出口業務，拓展亞太地區的汽車物流配銷中心。

在出口物流方面，以自行車產業為例，臺灣是全球自行車生產重鎮，8 成業者群聚在臺中、彰化地區，2016 年的成車與零配件出口達 25.5 億美元。目前港區的物流業者已提供自行車業者包括成車出口、零組件進出口、零組件委外加工等服務，在此既有基礎上，可進一步擴大規模，發展出成車發貨中心、零組件調度中心，輔以報關便捷通道、供應鏈協同資訊管理平台等物流支援服務，發展為自行車成車與零組件的亞太物流配銷中心。

惟臺灣在與各國簽署 FTA 與加入區域經濟組織上，對於發展亞太物流中心極為不利，對外有貿易夥伴均為非邦交國的政治挑戰，對內有弱勢產業抗議等問題阻擋，在這些內憂外患之下，未來臺灣在簽署 FTA、加入區域經濟組織的路途仍困難重重。由於無法與其他國家簽署 FTA，造成臺灣與鄰近國家間的關稅或非關稅的貿易礙很大，不僅影響到國際物流公司來臺進駐的意願，亦會影響到臺灣產品的出口，亦即對臺中港發展加值型出口物流業務也有相當影響。

惟此一大環境的局勢，不是港務公司本身可以掌控，甚至連政府主政者亦無法掌控。但是，為了脫離困境，尋求未來的出路，在目前局勢下，仍應想方設法、繼續努力，嘗試從其他方面著手。

政府在洽簽 FTA 或加入區域經濟組織受阻，或許退一步設法與其他國家私下訂立互助協定、合作協議，以建立友好情誼，設法減低國際間的關稅與非關稅貿易障礙。港務公司亦能在其能力範圍內設法了解並處理目前困擾業者進駐的限制，並了解鄰近競爭港口的

投資條件，以提出與其相當，甚至更優渥的投資條件以吸引國際物流業者進駐。

5.7 小結

港口是國際貨物運輸中一個無可替代的重要節點，發展港埠物流，將港口從起迄港、轉運港的角色，提升為提供物流配送，具加工、加值功能的全方位整合性物流港，有助於增加港埠競爭力與附加價值，並可達到優化港口資源整合之目標，本研究針對臺中港發展港埠物流做探討。文中蒐集分析臺中港物流基本資料，說明港區內外的物流發展概況，進行發展物流配銷中心之探討，而後運用 SWOT 分析研提發展物流之方向與策略，期能提供交通部在政策研擬上之參考。

本研究的結論說明如下：

1. 臺中港發展進口物流的利基在於距離中部主要消費市場近、設置成本相對市區低、臺中港是臺灣距離中國大陸最近的港口、港口聯外交通便利發達，在賦稅優惠上亦具有與港外其他保稅區相當的競爭條件；但在管制與限制方面，則相較於港外其他保稅區而言，可能有較多的管制與限制。

2. 臺中港鄰近地區的出口產業主要有精密機械、手工具、自行車、航太、光電等產業，業者多為中小企業，適合由專業物流公司提供服務。港內物流業者可提供出口製造業者，在進口零組件、零組件委外加工、成品出口等方面的專業物流服務。

3. 將出口物流配銷中心設置在港口，是最接近國外消費市場的國內地點，並可同時處理報關、裝卸、簡易加工、加值等服務，相較於設置於距離港口較遠的地區而言，是較佳的選擇，具有競爭優勢。

4. 臺中港是臺灣距離中國大陸最近的港口，對於以對岸為主要消費市場，或與對岸業者建立產業供應鏈的出口業者來說，臺中港相較於高雄、基隆、臺北等臺灣其他港口，具有運送距離最短的優勢。

5. 推動「新南向政策」後，促使臺灣與新南向國家的經貿往來更趨緊密，雙向貿易量、貿易值隨之提升，對於臺中港或臺灣其他港口發展亞太物流業務來說，將有所幫助。

6. 臺中港欲發展亞太物配銷中心，利基在於臺中港地理位置佳；航運服務好，無論在航線密集度，或裝卸作業效率均優；國家政治社會安定，且人民友善；設有自由貿易港區，提供賦稅優惠，並可與鄰近產業結合，發展加值型物流。不過，在簽署 FTA 方面臺灣落後於鄰近國家，是臺中港發展物流業務之一大阻力。

7. 本研究就臺中港發展進口、出口、兩岸與亞太物流業務研提的具體執行方向如下：

(1)進口物流：以臺灣中部地區為目標市場，發展臺中港為中部消費市場的進口物流配銷中心。

(2)出口物流：朝建置高效能專業物流配銷中心發展，以提供當地產業垂直整合、全方位的物流服務。

(3)兩岸物流：善用臺中港是兩岸航程最短港口之優勢，積極發展為臺灣最重要的兩岸物流港。

(4)亞太物流：逐步擴大進出口物流規模，朝拓展為亞太物流配銷中心努力。

8. 綜而言之，臺中港在發展港埠物流的目標市場上，建議進口物流以中部地區為目標市場，關於出口物流、兩岸物流與亞太物流，則以中國大陸為首要目標市場，後續再拓展至東南亞，進而拓展至東北亞。

第六章　超大型貨櫃船對港埠之影響研究

貨櫃運輸從 80 年代開始，貨櫃船舶大型化逐漸改變交通運輸方式，影響港口間的競爭，並成為港口體系演化的主要推力。隨著船舶大型化的發展，對於港口的設施要求也越來越高。大型航商為降低貨櫃運輸之單位成本，紛紛投資建造大型船舶，而船舶超大型化後，航商考量部分港口之硬體設施、水深及貨源等因素，減少靠泊港口，結果造成主航線(亞歐航線)之靠泊港口減少，並增加區域內之接駁航線，以維持主航線之運量不減。

由歷年來航運與港埠互動之關係可以看出，航運技術影響在前，而港埠規劃因應在後，港埠之發展係配合著航運技術之更新而調整，國際上主要港埠也配合著航運發展趨勢逐漸擴增港埠的功能，來迎合航商之需求。

當下，隨著 20,000 TEU 以上的超大型貨櫃船引進航運市場，港埠是否需濬深航道？起重機有無必要汰舊換新？碼頭設施要不要增添？以及貨櫃船大型化之程度將終止於何處？港埠單位應如何因應？本研究乃針對上述問題提出分析探討，提供港埠單位參考。

6.1 貨櫃航運發展趨勢分析

6.1.1 全球貨櫃船市場發展分析

在全球航運市場競爭日益激烈的形勢下，貨櫃船裝卸速度快、準時、安全、效率高、運送成本低等優勢日趨明顯，其貨源不斷擴大，因此貨櫃船隊一直呈現快速成長趨勢，目前其成長速度超過了全球經濟和貿易量的成長。據有關方面統計，全球貨櫃船隊運能年平均成長率達 9%，幾乎每十年成長一倍。依據 Drewry 2017 年 5 月研究報告指出 2017 年第一季全球貨櫃運量的成長高於預期，所以關於 2017 年全年的預測是有必要加以往上調整。貨櫃運量統計顯示 2017 年第一季全

球貨櫃運量比去年同期增長 10%，主要來自區內貿易成長 17%，而遠洋的貿易財增長 7%。該統計也確認中國大陸的進口增長 28%，大大高於出口的 11%增長。面對競爭日趨激烈的貨櫃航運市場，各大航運公司為了在競爭中取勝，紛紛訂造大型貨櫃船來降低營運成本，以取得規模經濟效益。

克拉克松顧問公司預測，大量大型貨櫃船的相繼投入營運將對現有航運市場產生根本性的影響，未來將形成大型和小型兩大類航運公司。目前，主要航線基本上被擁有 15,000~20,000 TEU 級以上船舶的大型航運公司所壟斷。小型公司由於沒有規模經濟效益的優勢，因此只有避開同其競爭，選擇不同的市場，開闢被大公司所忽略的新航線，才能生存下來。開拓新航線對整體航運業也是有利的，然而如果準備投入營運的船公司在新建船連續交付下，初始階段可能將經歷數年的困難期。大型貨櫃船投入東西向遠洋航線營運，每單位 TEU 的燃油成本、船員費用、保險費用、港口費用都可以降低，平均每 TEU 的營運成本也可以大大減少，從而顯示出其競爭優勢。據德國 Planco 顧問公司分析，在歐/亞航線，一艘 1.8 萬 TEU 貨櫃船與 2 艘 6,000TEU 貨櫃船相比，每 TEU 成本可以節省 300 美元。

貨櫃船大型化發展，自 1960 年代中期迄今，貨櫃輪尺寸變化如表 6-1 所示，迄 2011 年以後已逐漸發展至萬 TEU 以上，迄今愈來愈多超大型貨櫃輪(ULCS,Ultra large container ship)投入國際海運市場，迄 2017 年 5 月，OOCL 以首艘超過 21,000 TEU 以上之超大型貨櫃船 OOCL Hong Kong (21,413 TEU)投入營運，成為當時全球最大貨櫃輪，同時由表 4-1 中顯示：貨櫃輪大型化過程中，船舶吃水並未大幅增加，船舶運力提升主要反映在船型之加寬與加長上面，因而船型對港口與碼頭機具之要求愈來愈高，導致鄰近港口間產生極大的競爭性，某些港口的脆弱特性，應運而生。本文根據 Lloyd’s List Intelligence 資料庫統計，更發現全球現有貨櫃輪尺寸及分佈上，2012 年至 2017 年，小型船舶艘數比例會逐漸下降，而萬 TEU 以上之船舶比例逐漸增加，顯示船舶大型化之趨勢極為明顯。

表 6-1 歷年來貨櫃船舶之船型變化

船型(大量出現的年代)	運能（TEU）	船長(M)	船寬(M)	吃水(M)	貨櫃排數
半貨櫃船(1970 年以前)	500~800	137~200	17~20	9	6-8
全貨櫃船(1980 年前後)	1000~2500	215	20	10	10
巴拿馬型(1984 年前後)	3000~3400	250	32	12.5	13
巴拿馬極限型(1990 年前後)	3400~4500	290	32	12.5	13
超巴拿馬型(1995 年前後)	4000~5000	285	40	13	15
超巴拿馬極限型(2004 年前後)	6000~8000	300	43	14.5	17
VLCS-1 (2010 年)	12500	366	49	15.2	20
VLCS-2 (2012 年)	15000	397	56	15.5	22
Tripele E (2013 年)	18000	400	59	16	23
Triumph(2017 年 3 月)	20150.	400	58.8	16	24
OOCL Hong Kong (2017 年 5 月	21413	399.8	58.8	16	24

資料來源：本計畫整理自林光、張志清(2014)及 UNCTAD(2012~2014) , Drewry2017

6.1.2 定期船公司的競爭特性

1. 定期船公司競爭行為類型分析

在市場經濟環境中，依據競爭程度的不同，可將市場分為四類，即完全競爭市場、壟斷競爭市場、寡頭壟斷市場以及完全壟斷市場。從各種競爭行為的特徵分析，國際定期船海運市場寡頭壟斷的特徵日益明顯，市場中企業主要的競爭手段是價格競爭。為了克服運價過低對於航運公司收益造成影響，一些大型航運公司開始進行聯營以及合併策略，據統計，全球前 20 大航商在 1995 年之船隊運能佔全球貨櫃船總運能的 46%，至 1998 年上升為 70%，2014 年則達到 83.9%，其中前 3 大航商之船隊運能占全球貨櫃船總運能的 37.3%，由此可見航運公司不斷的壯大和公司間的併購活動已經使得全球運輸能力掌控在少數幾個大航商手中，新的市場特性是航運公司數量減少，航運公司間的競爭從以前的價格戰為主轉變為價格和服務並重。

2.定期船公司競爭的關鍵分析

根據邁可、波特的產業競爭結構模式分析，一個產業的利潤率和利潤替換力取決於五種競爭力，其中三個來自於水平競爭，即替

代品供應者，市場之新進入者和行業中的競爭者，兩個來自垂直競爭即供應商和用戶的討價還價能力。透過分析各種競爭力量的性質和強度構成因素，可以發現現有航運市場中起關鍵作用之競爭力量，主要是行業中的競爭者，它們是影響企業成敗的關鍵因素。

3.航運公司採行之競爭策略分析

要取得同行業的競爭優勢，必須要有確實可行的市場競爭策略，目前國際航運市場的競爭策略，整體上可區分為兩種類型，即成本領先策略和差異化策略。在國際貨櫃航運市場中，成本領先正日益與規模經濟緊密相關。為了追求規模經濟，目前航運公司主要採取了船舶大型化策略(在企業內部實現)，聯盟、併購策略（在企業外部實現），差異化策略則主要是為了向客戶提供更高層次的服務，目前航運公司主要採用發展整合物流服務的方法。

(1)船舶大型化策略

由於受到規模經濟理論無可爭辯的影響，貨櫃船的發展規模呈現持續大型化的趨勢。通常，隨著船體規模的增加，單位運輸服務成本將減少，因而在運費水準維持不變的情況下，單位運輸服務的收益，將隨著船舶規模的增加而成長，另外在建造更大型船舶的過程中，也存在著規模經濟的現象，因為建造成本並不相對應地隨著船體載貨容量的擴大而同比例的增加。在幹線上經營的主要國際航運公司如果想要保持競爭優勢，唯有透過運輸管理的方式，建造更大規模的超大型船舶。

關於大型貨櫃船舶與大量運能的投入部分，發現 2014 年新訂造的船型，主要分佈在兩個極端船型，一則是 1,000~2,000 TEU 的小型全貨櫃船；另一則是 13,300~15,000 TEU 的新超巴拿馬極限型貨櫃船，將此數據對照表 6-2 內，由 2010 年迄 2014 年之全球新造貨櫃船運能加總之比例分配表顯示：1,000 TEU ~ 2,000 TEU 的船型占了全部船舶的 22% ，但 7,500 TEU 以上的大型貨

櫃船則占有所有總船舶數的 50%，而萬 TEU 級以上的鉅型貨櫃船，則占了市場總運能的 27%，顯見大型貨櫃航商利用大船所產生的大量運能，以期利用較低之運送成本以掌控全球貨櫃船運市場的手法，極為明顯。

表 6-2　2010~2014 年全球新造貨櫃船運能加總之比例分配表

船型	運能(TEUs)分配比例
小於1,000 TEU之貨櫃船型	2%
1,000 TEU ~ 2,000 TEU	**22%**
2,000 TEU ~ 3,000 TEU	**10%**
3,000 TEU ~ 4,000 TEU	6%
4,000 TEU ~ 5,100 TEU	5%
5,100 TEU ~ 7,500 TEU	5%
7,500 TEU ~ 10,000 TEU	23%
10,000 TEU ~ 13,300 TEU	10%
13,300 TEU ~ 15,000 TEU	10%
15,000 TEU以上之貨櫃船型	7%

(2)聯盟併購策略

目前絕大多數的海上貿易貨物都被全球運送人和策略聯盟業者所承運，航商間的策略聯盟是各航運公司為降低成本，提高服務品質，增加競爭力而結合的。聯盟可以增加航運公司運輸網路的涵蓋面，而不需要額外增加船舶，可以透過共用港口、碼頭以及海上和陸上許多領域的合作而降低成本。依據環球聯盟估計每年每 TEU 的貨櫃，大約可節省 100 美元的成本，然而聯盟成員不同的文化、管理方式、經營目標的差展，使得聯盟的管理控制極為複雜。難以獲得完全的協同效益。競爭的結果是一些公司最終走向併購。

(3)拓展物流服務

目前許多航運公司正在把業務朝向物流業發展，這已成為眾多航運公司競爭的新領域，不少國際著名的航運公司積極開始朝向整合物流服務的領域邁進。發展整合物流服務最終將給這些企

業帶來嶄新的發展空間和豐厚的利潤。而且極大地鞏固和強化這些企業在航運主業上的競爭優勢，事實證明，發展整合物流服務是航運業面臨另一次發展機會，從海洋運輸邁向整合物流服務的轉變，已經成為國際航運業發展的大方向。

6.2 貨櫃船大型化的發展分析

6.2.1 超大型貨櫃船的發展演進

回顧 90 年代初期，大西洋直航線上的大型貨櫃船的貨櫃運載能量標準最大為 4,800TEU，96 年之後在大西洋航線和亞歐航線上出現運載能力達到 6,000TEU 的為數不多的大型貨櫃船。當時東方海外公司(OOCL)經營的 8 艘超大型貨櫃船均可以裝載貨櫃 8,024TEU。此外地中海航運公司於 2003 年訂造 14 艘單船運輸能力達到 8,080TEU 的貨櫃船預計投放到亞洲-美國西海岸-亞洲-北歐-亞洲航線，經營”鐘擺”式循環服務。迄 2011 年以後已逐漸發展至萬 TEU 以上，迄今愈來愈多超大型貨櫃輪(ULCS,Ultra large container ship)投入國際海運市場，迄 2017 年 5 月，OOCL 以 21,413 TEU 之 OOCL HONG KONG 投入營運，成為全球最大貨櫃輪，歷年來全球最大型貨櫃輪之規格，如圖 6.1 所示。但由表 6-3 中顯示：貨櫃輪大型化過程中，船舶吃水並未大幅增加，船舶運力提升主要反應在船型之加寬與加長上面，因而船型對港口與碼頭機具之要求愈來愈高，導致鄰近港口間產生極大的競爭性，某些港口的脆弱特性，應運而生。本文根據本所(2015)相關報告統計即顯示：2014 年至 2017 年預計交船之船舶大小統計表，以小型及大型二種極端的船舶數為多，造成航商對於貨櫃碼頭之需求性產生兩極化，洲際性大型貨櫃樞紐港與區域性樞紐港口的差異性問題，亦逐漸顯現出來。

表 6-3 歷年來貨櫃船舶之船型變化

船型(大量出現的年代)	運能（TEU）	船長(M)	船寬(M)	吃水(M)	貨櫃排數
半貨櫃船(1970 年以前)	500~800	137~200	17~20	9	6-8
全貨櫃船(1980 年前後)	1000~2500	215	20	10	10
巴拿馬型(1984 年前後)	3000~3400	250	32	12.5	13
巴拿馬極限型(1990 年前後)	3400~4500	290	32	12.5	13
超巴拿馬型(1995 年前後)	4000~5000	285	40	13	15
超巴拿馬極限型(2004 年前後)	6000~8000	300	43	14.5	17
VLCS-1 (2010 年)	12500	366	49	15.2	20
VLCS-2 (2012 年)	15000	397	56	15.5	22
Tripele E (2013 年)	18000	400	59	16	23
Triumph(2017 年 3 月)	20150.	400	58.8	16	24
OOCL Hong Kong (2017 年 5 月	21413	399.8	58.8	16	24

資料來源：本計畫整理自林光、張志清(2014)及 UNCTAD(2012~2014)

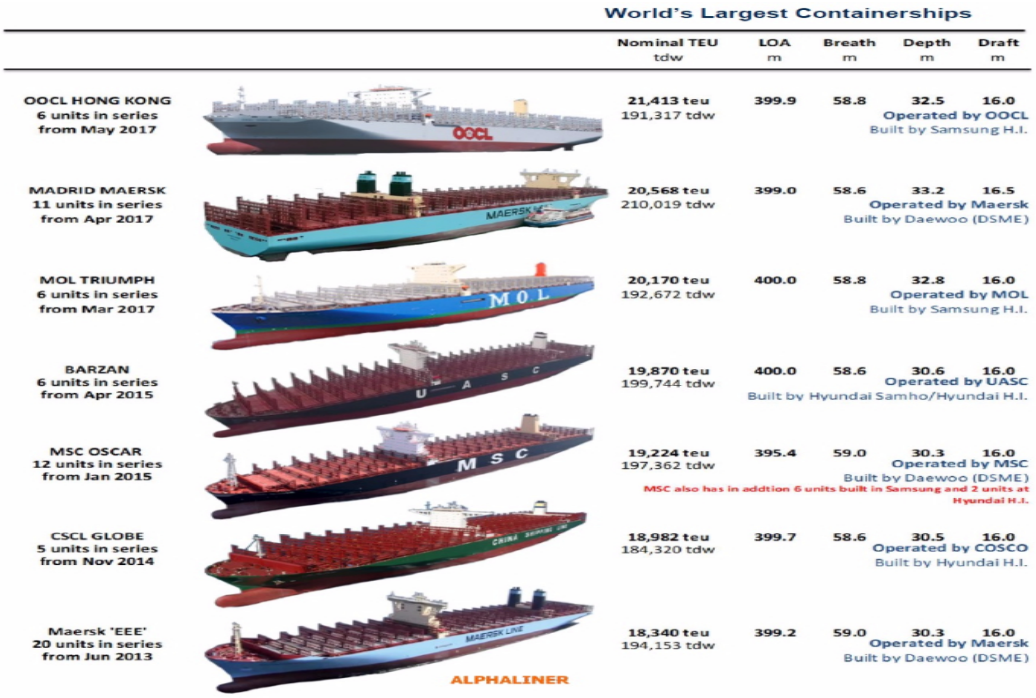


圖 6.1 歷年來全球最大型貨櫃輪之規格

Source: Alphaliner　2017-05-18 hellenicshippingnews.

貨櫃船大型化的發展過程中，1980 年代主要的障礙在於考量超越巴拿馬運河限制的不確定性，甚至於在美國總統輪船公司決定下單建造超巴拿馬極限型船舶之時，仍有一些船公司指出巴拿馬極限型船舶

在航線間可轉換的彈性，是航運業者經營的主要優勢，而不願建造超巴拿馬極限型噸位的船舶。因此，花了五至六年的時間，才使得其他船公司接受發展超巴拿馬極限型噸位船舶的計劃。然而，自 1990 年代初期以來，貨櫃船大型化的發展腳步，是以每二年或更短的時間加速突破船舶的尺寸。1996 年後出現可以裝載 6,000 TEU 以上的大型貨櫃船。這種巨型經濟貨櫃船具備船上設備優良、所需船員少、船速快及省油等優點，如此才能使每艙櫃 (SLOT) 之營運成本降低。90 年代末期全球最大型貨櫃船為 P&ON 公司的 6690TEU，進入 2003 年時最大型貨櫃船由中國航運公司 OOCL 的 8024 TEU 所取代，迄 2013 年，Maersk 之 3E 船型以 18,000 TEU 投入營運，成為當時全球最大貨櫃輪，2017 年 3 月全球首次超越 20,000TEU 之貨櫃輪為 MOL 之 Triumph (20,150TEU)，2017 年 5 月 OOCL 以 21,413 TEU OOCL HONG KONG 投入營運，成為全球首次超越 21,000TEU 之最大貨櫃輪。近年來經由海運界、船級協會、船舶設計師、造船廠和航商間之研究對於超大型船舶之設計已經達到更先進之境界，不管這類型船舶將投入何種貿易航線，航運專家相信超大型貨櫃船 (Ultra Large Containership ULCS) 之規模已接近極限。德國的勞氏船級協會配合韓國三星重工業造船廠雖已發展出 24,000 TEU 貨櫃船之設計圖，依據該協會董事會之執行委員 Dr.Hans Payer 於 2015 年指出“定期航運正處於危機中，這是事實，不過依我長期的觀察：由於世界人口的增加、生活水準的提昇、加上中國和印度貨櫃運輸市場的出現，全球貨櫃運量仍會持續成長，這些因素將足以提供填補超大型貨櫃船之市場需求，但運能過剩終會影響貨櫃運輸市場之發展。

勞氏船級協會與英國的海運顧問公司 (Ocean Shipping Consultant) 的船舶設計師已於 2013 年合作完成 22,000TEU 貨櫃船之設計研究。依據勞氏船級協會貨櫃船之業務經理 David Tozer 指出：最終而言，可能在這個十年的後半段，下一代的規模經濟將會被採行，介於 20,000TEU 到 25,000TEU 之船舶將會被引進。不過當船舶載運能量提昇超過 20,000TEU 時，已經引起市場為難，因為目前市場上由蘇氏公司所設計之船用柴油引擎最大馬力大約在 128,000 BHP 無法使 20,000TEU 以

上之貨櫃船保持 25 節船速運行。為了達到所要求的服務速度，包括建議安裝兩部引擎但此舉會引起其他額外成本(包括建造和營運費用)。另一建議則使用反循環推進器，與傳統之推進器相比將可減少 15%的引擎動力需求，這可能是採用雙引擎的替代選擇，不過此項技術尚未證明適用在大型高速的船舶例如超巴拿馬極限型貨櫃船上。儘管超大型貨櫃船安置雙引擎會產生負面之財務衝擊，但附加的安全界限配置在固有的雙引擎上，長期而言將會有利的。

勞氏船級協會的 22,000TEU 超大型貨櫃船(ULCS)之特徵為船寬達 62 公尺，比 18,000TEU 船型之有效船寬還大，該船比目前營運中之任何船舶之船寬還寬出 3 公尺，而很重要的是在東西向航線上某些主要港口已經訂造的起重機或正在營運中之橋式起重機其外伸距都可服務 ULCS 級之船舶，因而使得定期航商投入此種噸位之船舶已經成為可行。在主要貨櫃港之水深對經營超大型貨櫃船並不造成影響，在 ULCS 之設計研究理，勞氏協會研究指出”我們的分析顯示 22,000TEU 貨櫃船滿載之最大吃水為 16 公尺，在 ULCS 選擇彎靠之主要貨櫃港之水深已經快速進行改善中，目前至少在 17 座碼頭可提供至少 16 公尺之水深，而承諾未來將投資濬深港口水深的港口數在 2016 年將增加至 53 個。但是儘管 22,000TEU 的貨櫃船在目前技術上可行和全球主要港埠都能為此種船舶提供合適的靠泊碼頭之下，任何提供如此巨大的規模經濟都可能被無效率的港埠營運和基礎設施所消除迨盡，因為如此大量的貨櫃彼此間所增加的轉換量，會在無效率貨櫃碼頭上造成閉鎖癱瘓情形。

關於超大型船舶吃水問題，迄今似乎尚無超過 16 公尺者。但將來是否會發展到 17 公尺或 18 公尺，則仍無法確定。至於櫃能量為 25,000 TEU 之船是否可能出現目前仍不確定，理論上該等船吃水為 16m，船長將達 405m，寬為 65m 比 Maersk ‘3E’級船寬 6m，意即可再增列至 25 排。此種船只能在極少數港埠作業，以運能 6,000 至 8,000 TEU 的船來擔任接駁作業，負責接轉前往及來自他港之貨櫃。船舶大型化並不會對造船技術構成威脅，而主要課題是 22,000、25,000 TEU 配置是否經

濟，由航商觀點貨量需幾近滿載方符合經濟規模效益，而這得經由結盟聯營始克其成，但聯盟間合作得視其長期條件以決定是否重行洗牌重組。

6.2.2 發展超大型貨櫃船的考量因素

不少貨櫃運輸專家指出，由於國際市場低迷，大批 ULCS 的繼續投入運行，會導致全球貨櫃主幹航線運能過剩。但貨櫃運輸的經營大戶和船舶所有人似乎準備在 2017 年以後繼續大批訂造 ULCS，考慮到國際海事組織在海運安全規則中有關貨櫃船舶的甲板貨櫃“危險品規定”已經變得更加嚴格，這一切必然會對今後貨櫃運輸貿易產生相當大的影響。有人說，ULCS 的訂造熱情似乎在 2015 年有所收斂，但是勞埃氏船級協會的一些國際貨櫃運輸專家指出，這是 ULCS 波浪式發展的軌跡，目前國際造船工業蒙受的壓力不小，但是著眼於 2017-2020 年國際貨櫃運輸發展規劃的船公司對於 ULCS 興趣有增無減且樂觀地表示，不用多長時間，隨著國際貨櫃運價的繼續上漲，貨櫃運量的擴大，ULCS 的訂數量將會大幅度增加。

基本上, 航商在考量究竟要多大的貨櫃船始是最適於北半球東西向主要貿易航線(佔全球貨櫃流通量 40%)營運的同時,就不得不審慎探討下因素。

1. 經貿情勢的預測

我們知道長期以來貨櫃化貿易的趨勢一直都超越全球貿易成長率幾個百分點，此主因經濟成長所衍生的貿易特質與部份貨載捨棄傳統散裝船與冷凍船轉向貨櫃船所致。此從 1991 年～2001 年間貨櫃貿易量增長 140% 的情勢即可瞭解，即使在舉世公認全球貿易普遍蕭條的過去兩年間，貨櫃化貿易亦繼作緩慢的成長，當然成長比率不及往昔一般。因而人們都認為只要全球貿易景氣恢復，貨櫃化運輸將會如往昔一樣地快速拓展，一般預估在可預期未來貨櫃化貿易會以每年 6～8%的比率成長， 雖此成長率無法與 90 年代的二

位數成長率相比擬，但對多數航商而言只要有利可圖當無輕易放棄的理由，何況未來需要更多艙位始足以迎合市場的需求。

2.船舶設計與造船技術問題

基本上, 以今日的科技而言欲建造巨無霸型貨櫃船並無技術上的問題，但因考量到各港口對船舶長度與寬度的允許程度，使得許多巨型船舶都有長寬比 (length/breadth ratio) 偏高的趨勢，此雖對於船殼設計不會有任何困難， 但不容否認地，肯定會對船舶的強度與穩定性帶來許多負面的影響與限制。另一方面，甲板上愈堆愈高的貨櫃, 亦是對現有的固定與拉繩系統 (securing and lashing system) 的一種挑戰， 但我們相信此一問題較易克服。 事實上，眼前造船技師對於超大型貨櫃船技術上最棘手的限制乃在船舶的推進系統，因為時下所建造的超大型貨櫃船為符合 24～25 節的標準速度規格，使得所採用的推進系統無論在主機馬力與俥葉呎吋皆已達致最大可用極限。 雖然欲製造符合 20,000 TEU 貨櫃船所需的主機並不困難，但可以肯定的是， 勢必要採用雙主機與雙俥船，很明顯地，此舉不僅會增加成本而且減少了原本計劃增加的艙位。此外, 因為船速的遞增與燃油消耗不成比例， 故而若欲進一步增加船速似乎是不經濟的作法， 何況未來油價並無大幅度調降空間，所以較低的船速應是較佳的選擇。

3. 超大型貨櫃船的規模經濟

如同前述，許多學者專家一再的主張船舶造得愈大愈會帶來相應的規模經濟利益，Marine Transport International 於 2017 年 5 月指出採用區塊鏈，一艘 1.8 萬 TEU 的超大型貨櫃船將可節省人力與文件成本 540 萬美元，每 TEU 省 300 美元，但亦有專家認為一旦船舶載櫃量超過 25,000 TEU 規模經濟的效應將會隨著附加成本的增加而變得不顯著。此附加成本包括港埠航道的濬深，貨櫃裝卸設施與機具的投資，轉駁費用與陸岸動線擁塞所造成的損失。當然某些港口的濬深費用並不一定會轉嫁給航商，但是無論基於使用者付費

抑或羊毛出在羊身上的邏輯，航商欲完全規避港埠費用調升或徵收附加費的可能性極其小。此外，雖然大至 25,000 TEU 的貨櫃船與現今 18,000 TEU 貨櫃船所配置的船員人數相同，故而不會增添額外的人事成本，但此一優勢很明顯地會被高額保險費與昂貴的維修保養費用所抵消掉，何況還要考慮燃油的消耗量。

4. 港埠與貨櫃場站的物理特性與貨櫃處理需求

隨著貨櫃船的噸位不斷增大，其所面對的最大挑戰即是港埠與終端場站是否能夠有效地服務此等船舶，期使船舶的滯港時間縮至最短，此表示港埠營運單位不僅要添購足夠數量的橋式機，而且所有橋式機吊臂都需要有足夠的長度，始能提升此等超大限型貨櫃船的貨櫃裝卸率，當然聯結碼頭(船邊)與貨櫃場間之配套設施亦應齊備始能確保裝卸動線的順暢。其實，早在 90 年代當貨櫃船突破巴拿馬運河的寬度極限的當時，許多港埠與貨櫃場站即已投下巨資添購符合巨型船所需的長吊臂橋式機，亦即都具備能夠裝卸甲板上積載 16 排寬貨櫃的裝卸功能。如今貨櫃船的噸位再進一步增大， 當然意味著貨櫃場站的營運機關必需正視此一趨勢及早添購更長吊臂的橋式機以迎合此等即將投入市場的巨無霸型貨櫃船之需求。目前全球已有超過 500 部以上具有可以裝卸甲板上積載 22 排寬貨櫃功能的橋式機散布在各主要大港口， 某些港口更已購置可以裝卸甲板上積載 24 排寬貨櫃功能的橋式機。儘管許多海運業者看好超大型貨櫃船的前景，但亦有人認為如同一百萬噸油輪的難產一樣，在短期未來應不會有業者下訂 25,000 TEU 的貨櫃船，甚至永遠不會成真。持此看法的人莫不以上述原因作為立論基礎。尤其目前許多提供超大型貨櫃船灣靠的主要港口，其船席長度多介於 350～420 公尺間，至於航道與碼頭水深亦都保持在 16～18 公尺間，因而除了美國的幾個港口外，船舶吃水只要 16 公尺以下皆無問題。 若果真的有 25,000 TEU 的貨櫃船問世，則為要保持滿載水呎不不得超過 16 公尺的前提下，船舶長度勢必要增長至 420 公尺， 船舶寬度亦要增至 65 公尺，以便甲板上可以積載 24 排寬的貨櫃。 此表示

港口管理當局必需調整甚至拓展船席，而且要配置更多加長型吊臂的橋式機以滿足其需求。

其次，超大型貨櫃船的成功與否完全取決於港埠營運單位能否提供高效率的服務，期以在最短的時間內完成裝卸，否則一旦滯港時間延宕，將會使其強調的規模經濟優勢儘失。亦即如同前述地需要多數橋式機同時作業，而且動線要流暢。今以一艘載櫃量 18,000 TEU 的貨櫃船為例,假設其在某樞紐港口有 3000 個裝卸動作(moves)要進行， 若配置五具生產量為每小時 30 個動作的橋式機作業， 則該輪需要 20 個小時連續不斷的作業時間。 若再加上船舶進出港離靠作業，貨櫃固定與拉繩作業等時間， 則該輪灣靠單港至少需要 24 小時的時間。而如此漫長的滯港時間將是運航者所能忍受的極限。或許有人主張提高橋式機的裝卸動能，事實上，除非對現有單臂橋式機做重大改變，例如歐美少數港口將單支橋式機設計成雙吊臂的設計即是，否則每小時 30 個動作的裝卸速率應屬高效率，但不容否認的是，任何機具與裝卸模式的重大改變勢必要投下巨資，此乃一般港埠營運者最在意者。

於此同時，港埠營運機關更需定下決策迎合新一代貨櫃船的吃水需求，如同上述新一代貨櫃船的滿載水呎多在 16 公尺左右，此表示港埠與航道必需保持在低潮時最少 16.5 公尺的水深。 實際上符合此條件的港口著實不多， 尤其某些受潮汐漲落影響的港口，甚至連目前灣靠的船舶都需等候潮水，當然無緣吸引新一代貨櫃船灣靠。是故若貨櫃船的載櫃量提升至 25,000 TEU 時，則可供航商選擇的港口更是少之又少，此表示現有港口必需投下巨資作進一步濬深，或另覓(闢)天然深水港，再以此等深水港作區域性樞紐港將貨櫃轉駁至現有各港。似此，當然會使轉運處理量與業務暴增，故而上述超級樞紐港一定要有良好的配套設計。環顧我們週遭各港，除了計劃中的上海新港外， 新加坡港應是不錯的選擇，因為其港區與航道都已具備最少 16 公尺的水深，而且其碼頭亦已配置可以裝卸甲板上 23 排貨櫃功能的橋式機。但不容否認的是，由於大環

境的改變已使得新加坡港的港埠營運業者對於進一步的投資猶豫不決。至於美東地區倒是有幾個港口只要稍作投資即可接納新一代貨櫃船。 反之，歐洲方面則因環保阻力日趨高漲，故而欲對現有港埠進行擴充計劃似乎不太容易甚至不可能。但我們知道儘管情勢險峻，各港口深怕本港在新一波競賽中遭受淘汰，莫不使盡全力投下巨資以吸引新一代貨櫃船的垂青，進而確保成為區域性樞紐港的地位。於此我們要強調的是，若果港埠機關投下巨資濬深水域，然而灣靠的巨型貨櫃船卻寥若晨星則此投資顯然是不值得地。試想一艘巨無霸型貨櫃船每週灣靠港口一次並停留 24～36 小時，不啻意味著在其他時間有相當多的機具要面臨閒置的風險。似此，當然會使單位成本增加，進而轉嫁至其他運航者身上。

5. 貨櫃場站處理與接駁的成本

吾人知道，一般典型的貨櫃堆積場站之規模大都介於可容納 3~4 萬 TEU 貨櫃的能量，而除了船／岸間必需的橋式機外，更要設置足夠的相關配套機具，始能確保櫃場的動線流暢。此當然亦需要經驗豐富與技術熟練的勞力奧援，才能滿足尖峰時段的作業需求。至於儲櫃能量則有關程度取決貨櫃可以堆積的高度，此當然需具備適當的機具。或有人認為只要將櫃場的面積加大即可解決此一問題， 然而土地的不易覓得常是航商的最痛。因而如何提昇既有機具的作業效能以及機具的高週轉率進而縮短船舶滯港時間才是航商最重要的課題。

至於有關前述港埠濬深致使港埠營運機關需投入高額成本又不能隨意轉嫁給航商的困惑，其實可以利用小型貨櫃船從事轉駁予以化解，但此一轉駁運作所衍生的費用與時間的延宕顯然抵消了上述巨無霸型貨櫃船之規模經濟所能節省下的成本。而從往昔的經驗我們發現，過高的轉口作業與轉駁成本通常會削弱了樞紐港與區域性駁運網絡的發展，例如許多航商寧願採取屬輪在區域內做二次灣

靠(double calls)，甚至修正以前只灣靠二、三個大港而改採多港灣靠的營運策略即與此有關。

但不容吾人否認的事實是，超過 20,000 TEU 的貨櫃船投入市場貨櫃處理費用與轉駁費用等支出，未來極可能在太平洋兩岸各選擇一個或二個沿岸，甚至是離岸的超級大港作為轉運樞紐港，例如上海大小洋山的新港、 洛杉磯港,即是海運業者多所期待的目標(至於歐洲則是蘇格蘭北部的奧克尼群島最適於作為歐洲區域性樞紐港)，再以 6,000 TEU 級貨櫃船將貨櫃轉運至區域內既(現)有的各大港口，蓋惟有如此始可實質地降低全面性成本。若此一預測成真，則眼前區域內各港單打獨鬥式的改善設施機具投資，恐將面臨過剩與閒置的厄運。基本上，為使超大型貨櫃船獲取利潤的主要考量應是減少灣靠港口，並減少因裝卸處理、轉駁與內陸運輸所衍生之單(櫃)位成本。然而現階段欲達到此一任務似乎難度頗高，因為眼前尚未有航商敢於嚐試在太平洋兩岸各選擇一或二個樞紐港口， 再利用轉駁方式將貨櫃運往他港的作法。因為單是現有規模的轉船作業有時都讓現場作業者忙得應付不暇，何況作業規模膨漲至數倍後的盛況。

6. 港口灣靠順序與船期航班

就現階段而言，超大型貨櫃船在本區域內的港口灣靠順序(Port rotation) 常需考慮港口水深的限制，更因此不得不採二次靠泊的方式，此對航商而言不啻是額外的負擔。至於船期航班不僅要考慮所屬貨櫃輪的多寡，更要評估同航線競爭者的佈局。

7. 同業的競爭

相信所有海運業者都深知惡性競爭的結局必然全盤皆輸，但不可否認的是，儘管目前市場上購併聯營的戲碼不時上演，但航商間的競爭卻不曾間斷過。因而在造船時就需考量競爭對手的營運策略與商業威脅程度。

8. 託運人的需求

我們知道，最近海運市場除了瓦斯船與沙石船的艙位難覓外，其餘各船種莫不因船噸過剩而形成買方市場的局面， 故而託運人的要求條件亦相形嚴苛， 航商若不能滿足託運人或貨主的需求，就難以承攬貨載。

雖然對引進超大型貨櫃輪的時程尚無法確定，但在未來很短歲月間加以實現應無問題。未來這些超大型貨櫃輪將僅服務於歐-亞航線、越太平洋航線以及鐘擺航線(Pendulum trades)。俟確定需求成長、市場佔有率後，有關船隊發展的能量便可估算。預測從 1998 到 2012 年間，全球貨櫃運輸成長，越太平洋航線貨運可達 105%，而歐-亞航線貨運則為 100%。假如在 2012 年以前超大型貨櫃輪佔有率可達 40%，而 2012 後可達 60%，則該貨櫃輪船隊便可確定。預估在前述時程內，大概將有 20/24 艘 ULCS 貨櫃輪服務海運。從前面所分析之航運市場因素及發展超大型船之考量因素，預估超大型貨櫃輪船之規模引進如下：

(1) 短期內，22,000 TEU 貨櫃輪將被引進歐亞及越太平洋航線。競爭的壓力將迫使船東投資大型貨櫃輪，俾確保海運市場競爭力。該些貨櫃輪停靠港口將依目前使用情形略作修正。在歐洲及亞洲將至少保留停靠 3 個主要貨櫃港。對橫渡太平洋航線，將因美國西海岸水深受限只能選擇很少幾個港口，航速 25 節(Knots)將保持未來一段歲月，除非未來油料飛漲。

(2) 長期而言，可能在 5-10 年內，當新的經濟措施實施，才可能引進 25,000 TEU 超大型貨櫃輪。屆時則有二種可能產生：

A. 以航速較慢單引擎貨櫃輪依停靠較少港口作選擇。但為爭取競爭優勢，停靠口之現代貨櫃碼頭設置及有效駁運系統配合必須達成，如此，才能維持有競爭力產能、節省靠泊碼頭時間、加速船舶在整個航程之流動。

B. 採用雙引擎貨櫃輪服務—雖然在造價優勢方面較受限制，但採用此型貨櫃輪可節省相當可觀費用。

6.2.3 未來發展分析

我們生活在一個動態的全球化發展時代中，沒有一個行業能與航運業及所包含的貨櫃運輸一樣，同時與世界貿易的自由化及全球化連結得如此密切。因此在貨櫃船與港埠的發展上，20,000TEU 以上之超大型貨櫃船投入市場營運已不是夢想。造船技師們與輪機工程師們，無疑地將處於一個配合市場上對於更大船舶建造需求的地位，貨櫃船總是以接近被認為是技術可行的極限進行發展。超大型貨櫃船之發展將終止於何處？20,000，25,000 或 30,000TEU？基本上, 由於貨櫃船噸位只要不超過 25,000 TEU 即無需針對現有貿易模式、港口位置、設計與運作作大幅度改變, 故而吾人相信規模在 18,000~ 22,000 TEU 左右的貨櫃船將是市場發展最適的規模。但最終仍需由造船技術之發展、航商需求與市場規模經濟來評估決定，但不容我們忽視的是，來自託運人與貨主不斷要求降低運費的壓力、拓寬發展與濬深既有港埠所面臨的環保阻力、以及積極改革可帶來的節縮成本方法, 都是遠程上迫使船東進一步嚐試開發超大型貨櫃船的助力. 另一方面, 從事區域性內接駁轉運的子船 (feeder) 噸位一定會較目前所配置者為大, 雖然專家認為載櫃量 6,000~8,000 TEU 是理想船型, 但還是需要看區域內的貿易模式而定, 而 4,000TEU 的載櫃量才是當前亞太區域內貿易最適合的船型。

超大型貨櫃船之發展有時被拿來與 1970 年代初期大型油輪之發展進行比較，有些人大聲疾呼提出警告，超大型貨櫃船建造完成後，可能與許多超級油輪一樣直接遭受到閒置的命運。然而，在當時油輪的情況與今天貨櫃船的情況，二者之間有兩個基本差異。貨櫃運輸將是一個持續成長的市場，而原油運輸已自 1974 年石油危機以來呈現停滯情形。另一個差異點是對於安全的考量，對於環境造成災害的基本風險會隨著油輪大型化增加，而貨櫃輪並沒有這一個問題。因此為吸引

生意上門，港埠營運者必須與航商研商確認個別港埠在國際主要航線中的定位，事先充份妥善規劃以因應未來預期可能的需要。本文所得之結論對於某些港埠而言可能是一種震撼，而對於其他若干港埠之影響則可能較小。惟可確定的是，全球貨櫃運輸業正在進行一些重大的變革，每一個港埠必須儘可能以最佳的方式來因應這些變革。無論如何，這些變革的力量是遠超過許多個別港埠所能產生的影響力。

最後英國海洋運輸顧問公司對超大型貨櫃船的研究所達成的結論是該型貨櫃輪可節省可觀的運轉費用，且能以現代貨櫃碼頭作經濟營運。因此，未來 5-10 年的貨櫃海運市場將充滿樂觀，以單引擎設備，航速 23-24 節(Knots)，15,000TEU 到 18,000TEU 貨櫃輪最具競爭力。到目前為止，該公司對前述 20,000TEU 及 25,000TEU 貨櫃輪之研發尚未發現任何窒礙難行之處，至少在船舶結構及動力配備方面是如此。總之，正研究中之超大型貨櫃輪很可能在不久將來建造問世。相形之下，有關碼頭設施與機具設備也須現代化。因此，繼 1960 年代貨櫃化運輸，1980 年代 EDI，1990 年代複合運輸發展後，未來的第四次海運大革命，非貨櫃輪超大型化、貨櫃碼頭自動化莫屬。

6.3 超大型船對裝卸機具之影響分析

新世代超大型貨櫃船的特徵與規模(船長與船寬)，會直接對碼頭引進新型起重機的設計產生衝擊，但並未對櫃場之轉運車機 (如：跨載機、AGV_S、門式機、牽引車－拖車等) 造成同等之影響。但這些車機對提供快速的碼頭裝卸作業而言還略嫌不夠，假設連結碼頭邊和場地／鐵道終站(terminal) 作業間之運轉系統，無法趕上每小時岸邊裝卸周轉所增加之櫃量，則對碼頭生產力之提升是完全毫無幫助的。裝卸機具對碼頭生產力之影響分析可分為岸邊裝卸作業與陸域裝卸作業兩個層面來探討。

1. 岸邊裝卸作業 (Quay side operation)

貨櫃起重機要能服務超大型船舶，則需有較大之前伸距，與較長之後伸距以維持平衡力，和較高之吊升高度 (lift height) 以配合堆置在甲板高層之貨櫃。為了達到提昇起重機的生產力，貨櫃起重機司機必須同樣以裝卸中、小型船舶之作業速度來服務超大型船，舉例而言，假如完成二艘滿載 6,000 TEU 船的作業速度需全天 24 小時，則裝卸 12,000 TEU 船的作業時數應低於 24 小時；而為了要能服務 12,000 TEU 的貨櫃船，平均每小時 60 個貨櫃之裝卸效率為最小的要求。改善作業效率之方式，可以增加吊桿數量，或以大型快速機具汰換老舊車機，或以雙吊櫃作業調整 (modify) 現有機具之方式來辦理。要增加吊桿數量，只要岸上軌道有足夠之空間或碼頭可再擴建，同時基礎設施承載可行，實務上是可行的。而港埠所面對之問題在於增加了吊桿，使得整合港埠整體物流系統及裝卸機具，變得更加複雜，包括得重行配置跨載機、門式機與車架；其次，因裝卸不是平均分佈在船上，故亦難能使得全部動作等同分佈，一些像 Falanders 貨櫃中心業者都是策略性地避開增加貨櫃起重機數量，而改由透過現有機具之改善來提昇生產力的方案來增加作業效率。現有機具可改善之方式有下列幾項：

(1) 岸邊起重機之速度 (Quay crane speed)

現今碼頭許多更新 (refreshment) 計畫包含台車升級和駕駛元件的安裝、以及電源供應與卸載控制系統等。而對主要之港口／櫃場業者 (尤其是在轉運中心港) 對新式超大型起重機之投資正風起雲湧，在設計規範上，不僅強調更長之前伸距與更高之吊升高度，也對台車速度要求更快；近年來為服務 18,000TEU 以上之超大型船，由 ZPMC 交付鹿特丹之 ECT 之台車速度則達 240 公尺/分；而 2006 年時有 6 台 ZPMC 起重機運抵長堤 Cosco 櫃場營運，台車速度更高達 244 公尺/分，比東京 3 台 MHI 和安特衛普 2 台 Preussag Noell 都快些，除非現行技術可再超越，否則難

能跨越這 244 公尺/分之速度門檻。現有主要起重機平均標準台車速度介於 200~240 公尺/分，儘管自 2012 年所訂製之機具都以該範圍最大值為主體，當然主要轉運中心業者更指定至少為 230~240 公尺/分之速度，如表 6-4 所示。

表 6-4　轉運中心港口之貨櫃起重機(自 2012 年訂製)台車和吊升速度表

customer	supplier	No.Units	Hoist (full/empty)	Trolley (m/min.)
Singapore-PSA	MHI	6	90/180	240 m
Gioia Tauro-Medcenter	OMG	3	90/180	240 m
Hamgurg-HHLA	Noell	3	80/180	230 m
Hong Kong-MTL	MHI	6	90/180	240 m
Rotterdam-ECT	ZPMC	3	100/180	240 m

資料來源：Cargo Systems

上述規範指出，轉運中心港口相較以進出口為主之港口，在改善裝卸速度 (每小時幾個動作) 產生更大壓力，而依表 6-4 資料看來，220 公尺/分之台車速度通常是最低要求，而大部分之規範則落在 230~240 公尺/分之間。

表 6-5　岸邊起重機裝卸速度百分比彙整表

(%)

	m/minute	1995	1997	2015
Trolley speeds	110~120	10	4	NIL
	125~150	31	31	NIL
	151~180	47	35	10
	>220	17	30	122
Hoist speeds laden	<60	62	56	24
	>60	38	44	96

資料來源：Cargo Systems

由表 6-5 更清楚地列出起重機有往高速度台車和吊升速度發展之傾向，2015 年之訂單，220 公尺/分以上之速度的車機需求大幅增加；在 2015 年相關研究報告指出最多的為 240 公尺/分，而於 1998 年長堤櫃場則已訂製 6 台 244 公尺/分的車機了。

表 6-6 超巴拿馬起重機之速度表

單位：公尺/分

m/minute	No.Boxes Across		
	17	18	24
Hoisting with rated load	60	75	100
Hoisting with empty spreader	130	150	150
Trolley travel	220	225	240
Lowering with rated load	75	100	130
Lowering with empty spreader	130	130	150
Gantry travel	46	46	50
Boom hoist time to stowed position	3	3	6.2

資料來源：Cargo Systems

而表 6-6 也明白列出超巴拿馬型起重機的各項速度元件彙整，為服務 18,000 TEU 以上船舶，台車移動速度可至 240 公尺/分，這已比巴拿馬標準型至少快 60 公尺/分。對吊升速度之需求亦巨幅篡升，依 2010 年研究調查，當時最快卸載速度為東京港二台 IHI 之 75 公尺/分；而現今不僅是相當慢的，100 公尺/分之速度為標準之要求了。而最快的則為塞布律格 (Zeebrugge) ZPMC 起重機的 130 公尺/分。當台車速度與吊升高度都增加之同時，則有使用卸載控制機 (load control mechanisms)，這是因為擺動和偏斜 (skew) 增大之故，惟令人驚訝的是，少有主要港口和櫃場業者，設置先進之抗搖擺 (Anti-sway) 機器，而其它像 PSA 港口則嚐試不同系統。ICTSI(馬尼拉)，VIT(美國維吉尼亞之 Norfolk) 與 BLG (布萊梅哈文)皆為箇中翹楚，均聲稱其卸載控制系統可改善碼頭裝卸作業，而所需起重機之大小與足夠數量，抑

或另以較快之台車機具和卸載控制系統，易言之即抗搖擺和抗傾斜 (Anti-skew) 為對策，亞洲港口與其它開發中國家業者較傾向於電子裝卸控制系統 (Electronic load control System)，因其駕駛操作之經驗未若北歐港口，故貨櫃起重機多以長期僱用，而相對於美國很多港口使用之循環系統 (rotation system)，則傾向對特殊機具去發展較高之操作技術。為獲致更高速度與加速度，尤其是在使用卸載控制設備，則需更大的電力，在高操作速度和加、減速情形下，將使得操作人員極大之不舒服；一種解決方式為：對 OEM 顧客在特定駕駛艙內與台車運動獨立分開。而其它問題在於駕駛座艙連結吊架易於磨損和露出不齊殘體 (snagging) ，二種實證之解決方案：前者以專利之 Wampfler 馬達和感應電力供應器辦理，後者則以使用電纜繞線，二者都將增加吊架額外重量。

(2)雙吊櫃裝卸作業 (Double handing)

很明顯的，傳統單一台車起重機之裝卸效率對碼頭生產力之改善會有所限制，而對主要櫃場業者而言也有一明顯區隔去使用雙台車系統 (double-trolley system) ，採用之案例有：Hampton Roads 的維吉尼亞國際貨櫃中心 (VIT) ，鹿特丹之 ECT，塞布律格的 Flander 貨櫃中心，高雄港之高明櫃場和漢堡之 HHLA。而漢堡 Burchard Kai 櫃場之亦備有三部 Noell 雙台車系統，而雙台車系統作業時船邊機具由駕駛操控 (driver- controlled) ，陸岸則均為全自動系統，相較於現行單一台車起重機每小時 25 櫃，深信這類機具可達平均每小時 35 櫃，在鹿特丹 ECT 使用雙台車系統起重機可改善提升每小時作業 15%;在 VIT 有三台雙吊升平台 (dual hoist elevating platform) 起重機自 2000 年使用以來，宣稱比單吊機型多出 20%產能；奧克蘭之 Liftech 顧問公司支持雙台車系統，說明其產能業已超過 50%達每小時 45~70 moves。依工程術語之「複合吊升」 (multiple-lifting) ，無論如何都不可能以四台車同時運轉作業，故決無法再改善提升產能；而為達高產能，

複合卸載系統基本上得去作業 24 排船，主要之技術障礙在台車運轉下使得吊樑偏斜 (deflection of the boom) 最小，但相當顯著之拉力，將可能使得岸肩 (apron) 櫃子並排而致生擁擠；基本上，要發揮複合卸載與雙吊式吊架系統的功能，比較理想的作法是安排合理之貨櫃間距，以便安置在岸肩上。

除了雙台車和裝卸控制系統外，也有其它增進岸上起重機產能之設計，包括：雙吊／複吊 (multiple lifting) 與升樑式起重機 (elevated girder crane) 。雙吊式吊桿為複合吊桿延伸的一種設計，近年來有廣泛被使用在裝卸超大型貨櫃船的傾向，這是由於航商對高產能之裝卸之需求與航商傾向在 40 ft 艙格間堆放二個 20 ft 櫃之傾向；而此類之港口則以高雄港、布萊梅哈文、安特衛普、阿爾及西拉斯和馬賽 (Marseillers) 為代表。但在美國，由於工會團體中常以安全為理由對多吊式 (multiple lifting) 裝卸持強烈反對立場；另一方面，Sea-Land 則要求美國政府在實務上不要去禁止與限制；使得美國航商可以在大部分之美國貨櫃港採用多吊式吊桿。

然而當大部分觀念仍停留在傳統之裝卸經驗時，一種非標準作業方式之引進即為滑動系統 (Slip System) ，在阿姆斯特丹之 Ceres 櫃場，在 98 年春末標到 11 台碼頭起重機，八台為短吊樑規範，四台將安裝在滑動系統之另側，這些在右舷將比碼頭岸邊高 2 m，以使其無阻礙地移動，為求二組起重機最大彈性將有動力吊樑，而另三台新世代超巴拿馬型起重機，將在碼頭邊側來作業船隻，且亦可服務相鄰碼頭，此類系統估計每小時裝卸達 300 櫃。

2. 陸域裝卸作業(Landside operation)

(1)貨櫃搬運設備(Container transfer equipment)

除非貨櫃可快速卸載與運離岸邊，並足以避免在岸上起重機之作業環節產生阻塞，否則陸域之快速裝卸仍無法凸顯整體效率，為降低場內車機／櫃場起重機 (yard gantry) 作業時間和每一貨櫃之周轉，多家櫃場業者在運量高的港口均紛紛在降低浪費時間、促使貨櫃正確、快速儲轉之新式技術上投資。半自動系統對櫃場業者而言，可經由降低起重機作業和櫃場間運作、吊起一放下之時間的縮短，來撙節成本，而全自動系統主要目的，在於取代高成本工人和全天候 (round-the clock) 之櫃場作業，實務上這在鹿特丹之 ECT 的 Delta 櫃場和海陸貨櫃中心已是完成之案例，而下一個成熟案例則是川崎 (Kawasaki)，已在本世紀初完成。半自動系統技術則被廣泛運用，尤以自動駕駛系統 (Automated Steering:As) 和自動定位系統(Automated Positioning: AP) 為大部份應用於櫃場起重機、高架機具(overhead cranes) 和跨載機。安裝在 RTGs 系統通常用與 AP 系統連接以保持輪軸在櫃場運轉之最小路徑。AP 系統也單獨應用於 RMGs 和 RTGs 以增加吊架 (Spreader-trolley) 之正確定位以吊起櫃子。

表 6-7　先進櫃場與自動化使用案例

Operator	System	Application
Rotterdam-ECT	AGV	Automated quay--stack transfer
	Automated Stacking Cranes	Automated stacking
Hamburg-HHLA	DGPs	Straddle carriers--equipment location & job sequencing
Hamburg-Eurokai	Preussag Noell linear driver shuttle car	Quay-stack transfer
Dubai-Port Rashid	DGPs	Straddle carrier--equipment location & job sequencing
Singapore-PSA	Automated stacking	Overhead bridge cranes
Thamesport	Automated stacking	RMGs

Genoa-VTE	Automatedsteering+positioning	RTGs
Vancouver-Deltaport	Automatedsteering+positioning	RTGs
Algeciras	Automatedsteering+positioning	RTGs

資料來源：Cargo Systems

多數私營港口／櫃場業者主要面對之問題，在於如何使生產力最高以達成本最小，而在創新(innovative)，業者如新加坡、杜拜、鹿特丹、Gioia Tauro、溫哥華和洛杉磯，業已引進(半)全自動之各項元件，以獲致在節省勞工成本和降低人為(human) 錯誤上之長期效益。全自動系統則應用於專業技術工人成本相當昂貴或可靠性低、不足之港口或國家。這在日本有諸多案例，主要激勵因素係在川崎建造全自動化港口。

然而，由於需高資本投資與全自動技術，如 AGV 的船岸至櫃場區間系統(Ship-to-stack shuttle system)，業者有此需要乃是藉高裝卸運量來達規模經濟，而另一主要限制為櫃場場地空間不足，AGV 之無界限 (free-ranging) 轉運系統，若應用於 Delta/Sea-Land 櫃場，將有場地不足之顧慮，儘管 PSA 仍引用相似之系統，惟卻不適用於歐洲、北美和亞洲等較擁塞之港口。至於在碼頭至櫃場「無人駕控」(driverless) 之卸轉技術現在漢堡之 Eurokai 櫃場測試中，這是使用 LMTT 系統(Linear Motor Transfer Technology) 業已引起相關業界相當大之震憾，該系統將是未來執行岸邊裝卸作業能達到高績效低營運成本之之試驗作業；依設計廠家 Noell 表示，這項革命衝擊，業有承作 18,000 TEU 大船卸載之能量，且尚有場地空間之節省，又因移動性零組件(moving parts)少，故具維修容易之優勢。

6.4 超大型船對港埠規劃之影響

6.4.1 對港埠硬體建設之影響

1. 航道濬深需求

航商將大型船舶配置在東西向主航線上，會對在該航線之港口產生直接彎靠之衝擊，也會對附屬航線之港口產生間接彎靠之影響；現有港口為容納吃水比以前更深之船舶的進港需求，有進一步濬深航道水深之必要。縱觀全球主要先進港埠，目前已有許多港埠可全天候 24 小時可提供 Maersk 新世代貨櫃船無限制進出港之需求，全球各地區某些港埠由於居於航線要衝、地理天成和自然水深等優勢條件，乃因此策略規劃成轉運中心如表 6-8 所示。上述相關港埠其進出港航道與船席水深都在 16 公尺以上，足以容納 20,000 TEU 之船順利進出。

表 6-8　主要轉運中心營運之港口其最大船席水深

港　　口	最大船席水深	說　　明
地　中　海　區		
阿爾及西拉斯(Algeciras)	16	at Muelle de Navio 貨櫃中心
馬爾它自由港 (Melta Freeport)	16.5	at new terminal 2
Gioia Tauro	17	有時候至 18m
MITH，Sardinia	16.5	
中　東　地　區		
亞丁(Aden)	18	水深至 18m，第一期工程於 2010 年 3 月完工
Mina Raysut	16.5	2009 年 10 月完工
加　勒　比　海　區		
曼沙尼洛(Manzanillo)	16	航道 17m
巴哈馬自由港(Freeport，Bahamas)	16	第一期工程完工
南　美　洲		
Spetiba	18.5	最小 16m，現仍在規劃階段
東　　亞		
Kabil ， 巴 丹 島 (Batam	17	現仍在規劃階段

Island)		
日本 Kitakyushu	16	6 座 16m 船席仍建造中，第一期工程已於 2003 年完工
越南頭頓(Vang Tau)	16	蓋梅港貨櫃碼頭
南韓光陽(Kwang yang)	17	18m under consider

資料來源：Cargo Systems

全球許多先進港口，目前均已提出實質之航道浚深投資計畫；由於仍有部份轉運中心港口都無法提供 18,000 TEU 之船在低潮位順利進出，在北歐，鹿特丹港可依順時鐘運轉方式（round-the-clock）讓 Maersk 3E 型最大船舶進出，而其他港口若要提供該項服務功能，則必須持續進行浚深工作。新近許多項港口浚深計畫不僅在執行港口進出口貨載上運作，也同時在轉運貨載上競爭，由於港口積極爭取直靠運量來降低對集貨貨載之依賴程度，因此更須擴大並提升港埠設施容量與規模，這股趨向在全球各區域都獲得明顯的印証。由於港埠浚深之成本相當高，而港口是否吸引超大型船靠泊及能否擔任轉運中心之功能，以擴張服務範圍，基本上有下列因素必須考量：

(1) 港口在航線上之位置（location）

倘若一港口為某一卸載環線（loop）的首站彎靠口岸，通常為最大貨載之情況，故其總載重噸位及吃水都是最大；相對地，若為第一個承運貨載港口或為卸載之最後港口，則不需上項水深設施之要求；故港口現在和未來行將面臨之最大挑戰為最大吃水 16 公尺 20,000 TEU 以上船配置在特定環線上之第一彎靠港口，以南開普頓和哥特堡為例，雖然僅承載些許轉運貨櫃，南開普頓為 Maersk 18,000 TEU 船在歐、亞線至北歐支線上的第一彎靠口岸，而其航道水深需浚深至 17 公尺，另一方面，哥特堡則為最後卸載港口，15 公尺水深即行足夠。

(2) 承載貨量（Cargo Volume）

對船舶彎靠特定港口而言，其最適服務之船型大小視其承載貨量和港口處理能力而定，一般而言僅有處在主要轉運中心環線上之港口可吸引 20,000 TEU 以上之大型船靠泊使用，而直靠港其進出船舶則低於 5,000 TEU，且僅對緊鄰主航線之各港口提供集貨服務，如在北歐，主要航線之集貨港可服務超過 2,500 TEU 之船舶，但較大之集貨港在不久將來即可服務 3,000~5,000 TEU 之集貨船。然而，船舶甚少以滿載最大吃水運載，因此，對於港口／貨櫃碼頭業者必需去確定彎靠船舶之最大船型與是否為滿載吃水，舉例而言，現在抑或是不久之將來，Maersk 選定在歐洲、亞洲航線上之港口，其吃水必須達 16 公尺水深以上。

(3) 航行方向（Direction of Sailing）問題

在東西向主航線上之貨載通常是呈現不平衡（imbalance），尤其是在歐洲／亞洲航線上，因此，在特定環線上其彎靠港口會因來去航向不同其裝卸量也有差異；以越太平洋線為例，對大航商而言，每年東向櫃量通常大於西向櫃量，而在北歐／亞洲則恰恰相反；換言之，亞洲出口都比由歐、美進口來得多，故在一特定環線，在歐、美港口其在回程上比起東南亞通常得去處理相當大量之櫃量，而比起這些駛進歐美港埠之船舶，則吃水要更深些。

(4) 船舶長度（length of ships）

為滿足超大型船舶進港需求，港口必需確定迴船池（turning basin）是否足以容納這類船舶迴轉，這是面對 20,000 TEU 以上船舶到港很重要之課題，舉 Maersk 3E 型之 18,000 TEU 為例，其船舶長為 400m，已較新世代超巴拿馬船還要長 100 m， P&O N 之 15,000 TEU 船為 397 m 長；特別是位於河道上游之港口如安特衛普和漢堡，船舶長度將導致其面臨問題，它們將難以曲折並迴轉而上；為了容許該類船舶進出港口必須有較深水深和更大之面積區域以為因應。

(5) 甲板堆置高度（Height of stacks on deck）

另一要考量的因素為甲板堆放之最大高度，一般超大型貨櫃船可在甲板上堆置 10 層高之貨櫃，對業者而言，不僅要去考量吃水，也要就岸上起重機吊櫃容量考量；尤其是在美國，對 9 呎 6 吋高之貨櫃，有著更複雜之吊架系統因應，這些特殊櫃占標準櫃之比重也要精確算出，否則將導致其堆置到第 8 層櫃時就會影響岸邊裝卸作業，為堆置更高之貨櫃則須較大之壓艙貨置於艙底，以長堤貨櫃中心為例（Long Beach Container Terminal），除具 16 公尺水深外，有的船因相當輕，致使在岸上起重機以陸上吊架正確地吊往貨櫃時，產生過多之晃動。

(6) 船舶進港船速（Speed of vessels in approach channels）

船舶航速愈快時，則所需吃水愈深，船舶加速進港則需大大地依靠從主航道和航道長度之全偏離時間（overall deviation time）。

(7) 碼頭基礎（Wharf foundations）

濬深時亦需考量碼頭基礎設施之支持樁的強度，特別是規劃大型起重機之碼頭，因為有較大之鋼輪荷重承載；當在濬深船席時，水深超挖太多對碼頭支撐是相當危險的，這在神戶港重建時港埠界學到的經驗，而在奧克蘭（Oakland），為支撐更大水深其水岸亦得重行打樁。

(8) 水測因素（Hydrographical factors）

進出航道時河床（Seabed）之底質為決定水深主要因素，岩質（Rock）底質則須較大之餘裕（tolerance）水深，平均而言，其吃水深度為最少吃水再加 10%，舉例而言，為讓 14.5 公尺吃水深船舶進港，在低潮位時最少吃水為 15.5 公尺，故 16 公尺係較安全的，此為避免對船舶產生可能之危險，若其為淤泥式（Silt）河床，則其餘裕水深較低。主要港口倘位於嚴重淤沙區位，需定

期濬挖以維持水深要求，在鹿特丹，濬深為持續進行工作，以維持平均水深達 16 公尺，可讓大型貨櫃船 24 小時通行無阻。而在紐約／紐澤西和上海港有著實務上之問題，其港口位於河道遠處之海灣區，如在阿拉伯半島和加勒比海區之港口一般，由於低淤積和紐約／紐澤西年降雨量少，故有經常濬深以維持水深之基本要求。

(9) 潮位（Tidal）之議題

以航商觀點看來，潮差（Tidal range）較小，則其 Tidal window 較大，易言之，其限制進出航道和碼頭之時間則較少；若 Tidal window 較小，同時其潮位需要最小水深，則需有更多計算準則去考量正確之進港時間。由港口／貨櫃中心業者之觀點，其潮差較小，假設其自然水深不足以讓大型船直靠使用，則所需浚挖較深，若潮差較大，Tidal window 則較為綿密，也使港口業者面臨兩難之抉擇（trade-off），要濬挖較深則需較多的資金和維護成本……特別是在河口港（river-based ports），惟卻可長時間地讓大船自由進出；若港口業者選定高潮位進港，則並不需足夠水深，但卻得承擔失去一些需以無任何情況限制進港之客戶的風險。

表 6-9　轉運港口之平均潮差表

Inland Sea Ports	(m)	Channel，Gulf & River Ports	(m)	Ocean Coastal Ports	(m)
自由港(freeport B)	0.91	鹿特丹	1.70	新加坡	1.5
馬爾它自由港	0.40	安特衛普	4.3-4.6	香港	1.5
科隆	<1.0	漢堡	3.40	聖多斯	1.5
Gioia Tauro	0.60	里哈佛	7.50	釜山	1.2
哥特堡	0.02	溫哥華	3.5-4.0	曼沙尼奧(墨西哥)	0.7

京斯頓	0.26	蒙特婁	nil	高雄	1.0
Costantza	nil	杜拜	1.50	亞丁	1-2

資料來源：Cargo Systems

位於上游河港口或三角洲，其均受 Tidal window 之限制，以漢堡和安特衛普為例，其進港航道所需水深之 Tidal window 在 8-9 小時內，要再行增加則須有濬深計畫之投資。

(10) 航道之長、寬與時間縱剖面（profile）

在航道較短之港口，航商明顯地將轉運時間（transit time）縮減，對港務管理單位來說，其濬深之成本負擔較進港航道長的港口來得輕。

(11) 淤泥處理（Disposal of Sediment）

紐約／紐澤西相當重視沈澱淤泥之處理，其“環境指導原則”（Environmental guidelines）由世界銀行頒行，其對在海、陸域上嚴禁濬挖廢棄物之外拋，但濬深與沈澱物處理成本是相當昂貴的，其主要取決於須運送與處理之淤泥數量，部分也利用“引震”（seismic）技術以確定運送和處理淤泥沈澱之最小量，甚至在複雜先進之設備亦難能正確決定出沈澱物頂部和其延伸範圍，而引震技術價值則取決於鑽孔和取樣。至今並無全世界通用之海事污染物處理標準，至今在比利時、英國、加拿大、荷蘭幾個國家對挖泥污染有嚴格管制之處理，甚至較區域發展都來得重要。近幾年來，對位於東西向轉運中心環線上之港口已有 15,000 TEU~18,000 TEU 以上船舶彎靠，惟這些船最大吃水都不超過 16 公尺，這些港口現行靠泊 Maersk 大型船均不須再行濬深。同樣之徵兆，超過 20,000 TEU 船亦將出現，而主要集貨港也許需要考量當 6,000 TEU 船取代標準型船之濬深問題，現行之集貨船大多為未超過 4,000 TEU 之船。

6.4.2 對港埠之整體影響分析

由於航商之策略聯盟和轉運策略之採行，將超大型貨櫃船配置在東西向主航線上，也同時對附屬航線之船隊配置產生影響，又由於主航線貨量之成長，進一步導致船舶彎靠港口數目的增加；隨著上述情況之發展，衍生了全球擴大投資新興港埠和現有港埠擴建港埠設施與更新裝卸機具之需求，來滿足超大型船之作業需要，儘管全球貿易情況依舊低迷，亞洲主要貨櫃樞紐港為維持其樞紐地位還是不得不參與擴建的競爭。

究竟貿易復甦是否足以支撐這些港口的擴建規模尚不得而知，但顯然這些樞紐港都面臨必須容納更大的超級大船。縱使這些港口擴建的財務報酬率並不是那麼大，但還是不得不投資。因為，不這麼做，就會被航商棄守撤離。由於港口運量的結構性改變，貨櫃運量的成長率已經不在是 GDP 成長率的倍數，所以要贏得港口間激烈的競爭，新的超大型碼頭是一定有幫助的。有許多港口也在尋求比較不傳統的策略來提升其競爭地位。譬如釜山港灣公社就正考慮到國外去投資貨櫃港口以增益其收入來源。另外，香港政府也在 2016 年 4 月設置了一個新的香港海事及港口委員會(Hong Kong Maritime and Port Board)，期能強化透過擴充碼頭及找地方開發新碼頭來提升其競爭力。雖然無法證明贏的策略是甚麼，但顯然許多亞洲港口都感覺，必須用盡辦法來維持其競爭力。

另一方面為港埠所最關心之問題，為至今仍看不透貨櫃船將來究竟會發展到何種境界。儘管專家與學者對 25,000TEU 超大型貨櫃船(ULCS)仍有不同之觀點，可是若干想爭取全球樞紐港地位之轉運港埠生怕其在 2020 年出現後，再著手準備必要設施就為時已晚，因此現已開始籌劃，免得失去商機，不管以後船型如何擴增，港埠絕免不了擴建硬體設施、濬深航道和設置更多更大型之起重機問題。

基本上貨櫃船大型化以後對於靠泊一般船舶之現有傳統港埠產生之影響可歸納下列幾點：

1. 水深的限制

將大型船舶配置在東西向主航線上則會對在該航線上之港口產生直接彎靠之衝擊，同時也對附屬航線之港口彎靠有著間接之影響；現有港口為容納吃水比以前更深之船舶進港的需要，有進一步浚深航道水深之需求。表 6-10 為各級貨櫃船滿載之吃水標準。

表 6-10 貨櫃船舶滿載之標準吃水

艙位容量(TEU)	1,000	2,000	4,000	8,000	12,500	15,000	18,000
吃　　水 (m)	10	12	13	14.5	15.2	15.5	16

資料來源：Cargo Systems

當然，航道水深之要求依各項不同因素而異，依最適理論：承載 3,000 TEU 以內滿載船舶最少需留有 0.5~1 m 之餘裕水深，至於超過 6,000 TEU，則需要 1.5 m；且在航道水深至少需預留較低潮位 10%之吃水餘裕；因此，以 Maersk 3E 型之船進港為例，該港口船席至少要 16 公尺，而航道則需 16.5 公尺，如果海床是岩石構成時，航道水深 更必須要有 17 公尺，以利船舶安全操航及避免對船體產生可能之破壞。實際上目前全球營運港埠中，能夠 24 小時提供此類大型船舶進出者為數不多，這也就是許多新建深水轉運港所必須提供的最低航道水深需求。而 15000 TEU 貨櫃船之吃水深度與目前 8,000 TEU 貨櫃船之吃水深度相近，但是對於這些超大型船舶所要求之船寬相對於航道寬度的壓力與對吃水深度要求是一樣的。

目前大部分之港埠都已濬深達到 16-17 公尺，但是要容納更大的貨櫃船就必須再濬深並加寬航道。現今許多港口也都正在進行類似高成本之改善計畫，例如紐約,奧克蘭,漢堡, 安特衛普,香港,東京等。

2. 機具設備與碼頭基礎之限制

(1) 機具設備：目前多數之港口並沒有能力裝卸甲板上堆疊 23 排寬之超大型貨櫃船，而超巴拿馬型起重機其揚升高度為 33-37 公尺，因此最近一些主要之轉運港所下的起重機訂單其揚升高度都已達 45 公尺。另外，台車 (trolley) 運行速度也會連帶影響作業效率，亦須改善提昇運行速度與吊昇速度，同時是否有足夠數量之車架、跨載機能夠配合起重機作業，亦會影響碼頭的作業效率，因此，貨櫃碼頭機具數量的足夠與否、能否配合船舶的大型化的作業……等等，均為船舶大型化後各港應設法積極改善的重要項目。

(2) 碼頭基礎：岸上橋式起重機數量的增加對裝卸效率上能夠有效地提昇，但於安裝大型橋式起重機前碼頭基樁之承載力則為主要的影響因素，因碼頭具有足夠承載力才能確保穩固，使其使用者處於一個安全的環境下作業，所以碼頭基礎承載能力的改善與提昇亦為必須面對不可避免之問題，其影響甚鉅。

3. 船席長度限制

為吸引超大型貨櫃船靠泊，港埠必需確定迴船池（turning basin）直徑是否足以容納超大型貨櫃船迴轉，這是面對 20,000 TEU 以上船舶到港相當重要之課題，船舶大型化以後，船舶長度會影響到港口停靠的選擇，船席之長度必須配合船舶長度的需求使船舶得以灣靠。另外，當超大型船舶停靠碼頭時將會降低其餘船舶使用船席的能量。

4. 碼頭腹地不足與聯外道路交通壅塞

超大型船舶運載與卸載貨櫃數量，較中小型船舶運載與裝卸之數量增加很多，因此，港口腹地之大小會直接影響到貨櫃堆放儲存的問題，其次貨櫃能否流通暢順的規劃、使用場地，對有些腹地較小或無法再開發腹地的港口而言，貨櫃船大型化將可能成為致命傷。再者，港口週邊內陸聯外運輸之效率及路上交通的壅塞亦為港

埠發展之瓶頸，此時，原先應為優勢之處亦可能變成劣勢，自 1960 年貨櫃運輸發展造成運量快速增加後，亞洲、北美洲、歐洲之傳統港埠都遭遇到此問題。

5. 鉅額投資成本

港埠設施投資之資金是相當驚人的，例如 Vancouver 的 Delta Terminal，兩個船席之建造成本就要 2 億 6,400 萬美金。這個貨櫃中心之後線場地有 50 公頃，1 條複合運輸軌道，4 台能夠裝卸 23 排貨櫃之 super post-panamax 橋式起重機，天然水深達到 16.85 公尺。而 MTL 在中國大陸蛇口之二座船席，其碼頭建造成本 2 億 1.900 萬美金;香港 CT9 六座船席之碼頭建造成本 13 億美金。也就是說每一座新的船席包括碼頭及起重機，規劃來迎合一艘超大型貨櫃輪之裝卸需求時，其成本將超出一億美金，可見投資於港埠設施之資金龐大程度是相當驚人的。而港口為因應船舶大型化之趨勢，必須投入大量的投資成本才得以改善目前所受之限制及所遭遇之問題，而資金成本的來源亦須考量，如此龐大的資金成本，很容易就會增加政府及港埠機關在財政上的負擔，然而，為因應未來發展趨勢，又不得不參與投資，如此才能提升港口競爭能力，也才能因應未來船舶大型化所遭遇之問題。

無論未來航運市場如何演變、航商如何激勵，港口總要面臨考量共同課題為如何提供大型化船舶彎靠、裝卸大量貨載和資本投資，而營運與維持成本之損益平衡之權衡（trade-off）問題，基本上有下列幾項：

(1) 航道、船席、水深、迴船池和期初投資，濬深維持和淤泥廢棄物處理之成本。

(2) 基礎設施之需求，船席場地和進出場站是否預留空間供未來運量成長和發展需求。

(3) 設備和營運生產力—這是要增加裝卸量必需快速裝卸之必然結果，故現行設備、系統亦需配合改進。

(4) 航商彎靠組合之重組和改變。

6.5 小結

船舶大型化對於港口而言，會直接地影響港口碼頭的深水化與更佳作業效率的要求。但對於航商而言，則會影響航線規劃與船舶配置，並進而間接影響港口間的競爭。而所謂「港口競爭」，事實上乃由港口內部條件、外部環境、以及航商航線規劃與船舶配置的營運要求等，所衍生的港口功能與地位之展現。

港埠面臨船舶大型化時首要的衝擊，即為港口內部條件的要求，不論是基本的裝卸效率或是碼頭長度、場棧面積、機具設施、服務品質、費率水準以及水深條件，都隨船型愈大而要求愈嚴格。因為港埠首先要提供足夠的碼頭長度及水深條件供船舶泊靠，還需具備良好的機具設施及快速的作業效率，處理帶來的龐大貨量。港埠本身也要有充足的場棧面積供貨物儲放或進行貨櫃的進出口與轉運作業。另外對於航政的服務品質也會相對提高，如果能減少繁複的手續，港埠當局能提供更完善的服務，對於講求效率的大型船舶也會有影響。港埠的各項費率水準，是航商支付給港埠當局的營運成本，航商如果能減少營運成本的支出即可為公司帶來更多的利益，因此航商也希望費率水準愈低愈好。此外，當航商積極擴充船隊及船舶載運量時，港口也必須面對不容忽視的「外部環境」障礙，例如貨源需求、港口聯外系統、船貨的通關便利以及天然的地理區位等。這些港口外部環境會隨著船型愈大而條件亦加嚴苛，其中尤以貨源需求與地理位置最為重要，此乃導源於大型船舶之龐大載運能力需要龐大的貨源來配合。另外大型船舶所帶來的龐大貨櫃裝卸量，需要完善聯外系統及簡便通關手續來配合，以加速貨櫃的轉運與運送速度，使作業流程更順暢。

貨櫃船舶大型化已成為貨櫃運輸發展的趨勢，這個趨勢也影響航

商的經營管理方式，包括航線密度、選擇偏好、代理能力等。大型船舶在轉運港口需要密集的航線供轉運貨源。同時船舶愈大，航商選擇基地母港時，對港口條件的考慮愈為嚴苛。也因此航商對於泊靠港口的代理能力的要求也就愈高，因為代理公司的攬貨能力，直接影響貨源提供。

貨櫃船大型化以後航運市場衍生出航商整併，聯盟變少，運力過剩等問題，都將為貨櫃港口帶來劇烈衝擊，導致樞紐港間的競爭將愈趨激烈。雖然目前碼頭經營者還在獲利階段，但某些港口可能空有碼頭而無顧客。又無投資大量資金擴建碼頭以應付 1.8 萬 TEU 以上的超級大船，就難以吸引大聯盟航商掛靠，碼頭也將面臨殺價與不掛靠的威脅。再者，次大型船從東西向亞歐航線降調至越太平洋航線，再次大型船續降至南北向或區域內航線，航班與掛靠港口數必然減少，託運人不但選擇減少，其供應鏈風險的復元力也減弱。總而言之，近五年來航商面臨的運力過剩問題，都會在未來十年內反映出碼頭過剩與港埠競爭的困境。

隨著 20,000 TEU 級超大型貨櫃船陸續下水營運，航商對港埠設施之需求逐漸改變，就航商而言，其需求包括良好硬體設施、高效率的裝卸機具、高效率的櫃場作業以及自動化資訊系統，然就高雄港目前基礎設施而言，現階段僅能服務 14,000 TEU 以下之大型貨櫃船，現有設施勢必無法因應船舶持續大型化趨勢，若高雄港無法吸引 1.5 萬 TEU 級船舶泊靠將難以增加 Feeder 航線集貨效益，高雄港轉運功能將轉為區域化。由於船舶未來持續朝大型化發展，將使航商對高雄港設施之需求產生很大的變化，以高雄港角度而言，為符合航商之需求而成為船舶泊靠之主要樞紐港，必須強化軟硬體設施與作業效率。

綜合上述各章的討論，我們得知貨櫃化運輸的模式與規模勢必會隨著人們思維的改變而衍生一定程度變化, 可以確定的是載櫃量在 18,000 TEU 以上的超大型貨櫃船將是未來越洋航線的主力船型. 至於船舶噸位究竟要再進展至什麼程度始為合理可行呢? 基本上, 由於貨櫃船噸位只要不超過 25,000 TEU 即無需針對現有貿易模式、港口位

置、設計與運作，作大幅度改變，故而吾人相信規模在 25,000 TEU 左右的貨櫃船可能是航運市場發展的極限。 但最終仍需由航商與市場需求來評估決定，但短期內似乎不會出現. 但不容我們忽視的是，來自託運人與貨主不斷要求降低運費的壓力、擴建發展與濬深既有港埠所面臨的環保阻力、以及積極改革可帶來的節縮成本方法，都是遠程上迫使船東進一步嚐試開發超大型貨櫃船的助力. 另一方面，從事區域性內接駁轉運的子船(feeder)噸位一定會較目前所配置者大，雖然專家認為載櫃量 4,000 TEU 是理想船型，但還是需要看區域內的貿易模式而定，而 2,000~3,000TEU 的載櫃量才是當前亞太區域內貿易最適合的船型。

至於港口方面，我們可以肯定的是，若就新一代貨櫃船的特質來看，現有各港實已失去服務此等超大型貨櫃船的機會. 因為近年來市場上已經有幾個成功地設在外海的新興港口出現，例如 Gioia Tauro, Malta 與 Salalah 即是，此等港口雖不一定位處主要航線上，但卻因擁有深水碼頭與良好的相關設施而被航商選為區域性主要轉運樞紐港. 但此一趨勢至目前為止都局限於地中海，中東地區與東南亞地區. 至於在北美與歐洲地區只有少數幾個港口符合此在外海設置設施的基本條件需求.. 此一趨勢帶給吾人的啟示是，現有貨櫃港在研擬開發擴建計劃時當應審慎保守評估，以免誤判情勢空作無謂投資。

綜上所述，本研究獲致之結論可歸納如后：貨櫃船大型化的趨勢，開始於 1980 年代與 5,000 至 6,000TEU 貨櫃船成為定期航線之主要船隊時，而現在航商如 Maersk 和 MSC、OOCL 已引進 18,000~21,000TEU 的貨櫃船營運。在 21 世紀之第一個十年晚期，朝向船舶大型化之趨勢將會快速增加，其擴張船型大小對航商與港埠的衝擊，結論如下：

1.對航運的衝擊

(1) 貨櫃船大型化之趨勢主要是為了降低顧客之運輸成本，近年全球經濟成長趨緩，對海運貿易帶來巨大衝擊。在航運市場部分，長期運價低迷，使整個行業產生劇烈變動。尤其 2015 年

以來，貨櫃航運業歷經聯盟重組、大型航商韓進海運破產等事件，再再顯示航運市場經營的險峻。

(2) 未來可能加速更多的併購，新的策略聯盟從 2017 年 4 月開始運作。

(3) 提高海運服務品質：在行銷原則之下，貨櫃航商之經營目標是透過顧客滿意來達成，而顧客滿意之成功關鍵是服務品質，而這亦符合相關之比較優勢。

(4) 2013 年中，Maersk 的 McKINNY MULLER 交船後，18,000 TEU 以上的貨櫃船就逐漸成為全球主要貨櫃港口的主流船型。在過去 4 年內，已完工興建 50 艘以上此種規模的船舶，目前也有幾乎相同數量的船舶確定在新造船的訂單上。

(5) Maersk 航運公司及大宇造船廠是這些新一代 ULCS 尺寸與潮流的領導者，不僅決定船型的規格，同時也為超大型貨櫃船的全新世代建立標準。

2.對港埠的衝擊

(1) 近年來，全球各港口及碼頭已投入大量資金來改善基礎設施，以迎合此種超大型貨櫃船之靠泊與作業需求。全球已經投入數十億美元在配置起重機、擴大碼頭，及加深船席與航道。有些世界級的大港口可能有能力容納更大的貨櫃船世代，大部分港口已經打算升級或擴張到能容納 23 排寬的 400 公尺船。

(2) 港埠界對海運市場越來越普遍，運能超過 18,000 TEU 的超大型貨櫃船，創造了”Megamax”的新詞。目前 Megamax 400＊60 公尺的規格已經是許多位居遠洋主幹航線樞紐港定訂服務此型船舶的基本標準。

(3) 由於航運市場目前沒有一個可以影響造船廠及航商選擇更大尺寸船舶的限制因素，而貨櫃船尺寸只要更進一步擴大，產生

的問題及投資需求可能更甚其對供應鏈產生的節省。超大型船舶帶來的規模經濟節省，將會被擴張及升級港口所需要的鉅額資金抵銷。

(4) 港埠之擴展與提升競爭將會觸發樞紐港之演化。不可避免的，大型船舶減少港口停靠數，將會影響轉運，而該競爭的結果，軸輻港系統（Hub-spoke systems）將會以較大的港口為中心。

(5) 港口利用增加機具設備來達成現代化與自動化，而超大型船舶選港彎靠策略，已顯示出軸輻港系統的概念，其對港埠爭取樞紐地位亦產生直接與間接的衝擊。

(6) 3 大聯盟的航線佈置和港口選擇與聯盟航商自營碼頭間並無邏輯關係。因為還有其他因素考量，尤其是在同一個港口有多家聯盟航商都有碼頭的情況，因此，航商想要靠自營碼頭的想法到了聯盟討論結果不一定能如願，。

3.面對船舶大型化之發展，臺灣港埠面臨下列課題，以致不利於大型船舶泊靠，亦影響其競爭力：

(1)臺灣進出口貨源成長遲緩，不利大型船舶泊靠；

(2)兩岸未有效串連，難以吸引大型船舶泊靠；

(3)碼頭深水化有時間落差且不利外籍航商經營；

(4)港埠經營體制亟待改善。

4.港務公司深水港政策需與國際航商之碼頭需求契合

未來高雄港七櫃中心之營運需與國際航商之碼頭需求契合，依規劃新貨櫃中心預計 2018 年 3 月完工，將開闢出長度達 1,180 公尺的碼頭岸線，水深 18 公尺，配置兩座半的碼頭區，後線運作面積為 76.3 公頃，將可靠泊 1.8 萬 TEU 至 2.2 萬 TEU 大船，可以為高港現有能量增至 1,600 萬 TEU，年吞吐能量增幅 23%。當 2017 年

21,000TEU 時代來臨，未來是否突破更大船型與其所需的碼頭長度、吃水、場站腹地、碼頭後線交通動線、車機裝卸效率，皆是需要考量問題，因此，對策略聯盟航商行銷與營運需求仍需加倍努力。

5. 高雄港應審慎評估深水碼頭數量之需求

航運市場上由於船舶大型化、貨櫃船隊運能過剩以及港埠能量供給大於需求等壓力，迫使航商在航線佈署上呈現重大之變化，此舉已導致高雄港逐漸喪失競爭優勢，如 2011 年馬士基航運在遠歐航線所推出之 Daily Maersk 服務，此服務也迫使其他競爭航商進行聯盟重組以和其抗衡，上述外部結構性之變遷已對高雄港產生重大之衝擊；此外，內部營運受到臺北港、高雄六櫃中心和洲際二期等相關港埠建設將先後加入營運，勢必使國內碼頭裕餘能量問題更形擴大，因此對於深水碼頭數量多寡之需求以及服務最大船型的規劃，高雄港需審慎因應，不要陷入昔日以「供給來帶動需求」之迷失及可能衍生之投資風險。

6.雖然對引進 25,000TEU 超大型貨櫃輪的時程尚無法確定，但在短暫的未來內加以實現應無問題。未來這些超大型貨櫃輪將僅服務於歐-亞航線、越太平洋航線以及鐘擺航線(Pendulum trades)。俟確定需求成長、市場佔有率後，有關船隊發展的能量便可估算。

7.英國海洋諮詢公司 Ocean Shipping Consultants(OSC)專案總監 Andrew Penfold 表示:

(1)24,000 TEU 貨櫃船技術可行性研究已經建立,預計 2018 年左右,韓國造船廠將開始建造。

(2)與 12,500TEU 貨櫃船相比,航行成本可降低 23.1%

(3)與 16,000TEU 貨櫃船相比,航行成本可降低 17.4%

(4)24,000TEU 貨櫃船尺寸為 430 M 長 62M 寬及吃水維持 16 M。

8.預估超大型貨櫃輪船之規模引進

超大型貨櫃船之發展將終止於何處？22,000，25,000 或 30,000TEU？基本上, 由於貨櫃船噸位只要不超過 25,000 TEU 即無需針對現有貿易模式、港口位置、設計與運作，作大幅度改變, 故而吾人相信規模在 20,000~ 25,000 TEU 左右的貨櫃船將是市場發展最適的規模。但最終仍需由造船技術之發展、航商需求與市場規模經濟來評估決定。

9. 超大型貨櫃船之發展

超大型貨櫃船之發展有時被拿來與 1970 年代初期大型油輪之發展進行比較，有些人大聲疾呼提出警告，超大型貨櫃船建造完成後，可能與許多超級油輪一樣直接遭受到閒置的命運。然而，在當時油輪的情況與今天貨櫃船的情況，二者之間有兩個基本差異。貨櫃運輸將是一個持續成長的市場，而原油運輸已自 1974 年石油危機以來呈現停滯情形。另一個差異點是對於安全的考量，對於環境造成災害的基本風險會隨著油輪大型化增加，而貨櫃輪並沒有這一個問題。

最後英國海洋運輸顧問公司對超大型貨櫃船的研究所達成的結論是該型貨櫃輪可節省可觀的運轉費用，且能以現代貨櫃碼頭作經濟營運。因此，未來 5-10 年的貨櫃海運市場將充滿樂觀，以雙引擎設備，航速 23-24 節(Knots)，15,000TEU 到 22,000TEU 貨櫃輪最具競爭力。到目前為止，該公司對前述 24,000TEU 及貨櫃輪之研發尚未發現任何窒礙難行之處，至少在船舶結構及動力配備方面是如此。總之，正研究中之超大型貨櫃輪很可能在不久將來建造問世。相形之下，有關碼頭設施與機具設備也須現代化。因此，繼 1960 年代貨櫃化運輸，1980 年代 EDI，1990 年代複合運輸發展後，未來的第四次海運大革命，非貨櫃輪超大型化、貨櫃碼頭自動化莫屬。

第七章 結論與建議

臺灣地區之港灣設施常因地震及颱風侵襲造成損壞，且因環境高溫、高溼與高鹽份，加上空氣污染，隨時間增加逐漸造成材料劣化銹蝕，終致嚴重損壞崩塌。因此，若能有完善的現地調查、檢測與評估機制，則不僅能提早發現有問題的設施，在造成大規模損壞前予以補強，防範於未然，避免港灣設施災難的發生。交通部分別於民國 85 及 86 年頒布『防波堤設計基準及說明』及『碼頭設計基準及說明』，距今已將近 20 年，期間交通部雖曾進行修訂研究，惟相關成果並未獲交通部頒布施行，殊屬可惜。隨著時空環境之改變，實有必要進行檢討。

此外，港口發展物流業務，有助於提升港口的服務功能，將港口從起迄港、轉口港的角色，轉變為提供物流配送、加工轉運功能之全方位整合性物流港，本研究將針對臺中港發展物流研擬可行方向與策略。另配合貨櫃船大型化、航線軸心化及航商聯營化發展，未來貨櫃母船將只靠泊少數樞紐港，本研究亦將探討貨櫃船大型化之發展和可能對港埠之衝擊提出分析探討。

本計畫包含 4 個子計畫；分別為「港灣構造物設計基準修訂之研究」、「港灣碼頭與防波堤調查與維護管理之研究」、「臺中港發展港埠物流之探討」及「超大型貨櫃船對港埠之影響研究」等。各子計畫結論與建議臚列如下：

7.1 結論

子計畫一；港灣構造物設計基準修訂之研究

1. 未來基準修訂初擬以暫不將性能設計方法納入考量，而循序漸進地採強度設計法與工作應力法併行的方式為原則，以 96 年版「港灣構造物設計基準增補研究(一)」做為編修藍本，並參採國外相關規範(如：日本「港灣構造物技術基準」、美國「海岸工程手冊」…等)內容之

相關新技術及實務需求進行編修，以利陳報交通部予以頒佈更新，符合國內港灣工程界需求，並避免變化幅度太大，造成推動上之困難。

2. 若將強度設計法納入編修考量，因國內目前尚未建立港灣構造物之載重係數、強度折減因素及極限狀態檢核等規範，也無法直接套用建築技術規則之相關參數，因此於未來基準編修上將參考日本「港灣構造物技術基準（1999）」內有關強度設計法之規定來研擬本土化設計參數。

3. 考量目前對於岸電設施需求提高，未來將仿照日本「港灣構造物技術基準（1999）」之架構增加「其它港埠設施」篇章規範，未來設計基準修訂之目錄初擬如下表所示。

港灣構造物設計基準修訂目錄表

第一篇	通則
第二篇	設計條件
第三篇	工程材料
第四篇	預鑄混凝土構件
第五篇	基礎
第六篇	水域設施
第七篇	防波堤
第八篇	碼頭工程
第九篇	專門碼頭
第十篇	其它港埠設施

4. 本計畫參考日本 1999 及 2007 年「港灣構造物技術基準」及美國 2012 年「海岸工程手冊」因應新**技術**、需求及世界趨勢等因素，嘗試將「港灣構造物設計基準增補研究(一)」中第一篇「通則」及第二篇「設計條件」進行部分條文初步修訂，此成果可提供後續編修作業參採。

子計畫二；港灣碼頭與防波堤調查與維護管理之研究

1. 本計畫調查對象為花蓮港 1 至 25 號碼頭、新、舊東堤與西堤等港灣設施。碼頭岸上檢測結果，少數岸壁有較嚴重之混凝土劣損、鋼筋腐蝕生鏽及外露，25 號碼頭後線出現明顯沉陷，部分防舷材亦有裂損，對碼頭結構安全與營運尚無立即之影響；西防波堤與新、舊東堤堤身與消波塊表面發現地圖狀裂縫，並有白色膠狀反應產物，疑為鹼質與粒料反應之徵候。

2. 新東堤 0K+200 m 附近，105 年因梅姬等颱風連續侵襲，已遭海浪掏空，部分消波胸牆及堤面混凝土嚴重損毀，影響港域靜穩度，港務分公司已於本年度完成修繕。

3. 碼頭水下調查結果，4 至 6 號碼頭與航道西側岸壁於海床處，均發現鋼板樁接合處有開裂現象，17 至 25 號沉箱接合處亦有多處縫隙較大。

4. 鋼板樁厚度檢測，4 至 5 號碼頭飛沫帶鋼板樁全區發現多處斑點狀之不均勻腐蝕，本年度厚度檢測結果顯示 4 至 6 號碼頭鋼板樁腐蝕速率雖均未超過 0.20 mm/yr. 之設計允許值，但使用時間長達 45～55 年，鋼板減少厚度已達原有厚度之 16～50 %，7 至 9 號碼頭與航道西側岸壁腐蝕速率均小於 0.10 mm/yr.。陰極防蝕效能檢測，鋼板樁保護電位及陽極塊發生電位均小於 –780 mV，已達保護鋼板樁之目的。

5. 碼頭目視巡查及檢測評估，巡查結果顯示岸上構件以岸肩剝落、防舷材與車擋破損為主，另 25 號碼頭後線沉陷情況較為嚴重，建議採用回填料填補壓實法，本所已另案辦理該處之地質鑽探，成果提供港務分公司辦理修繕；水下調查結果，5 號與 9 號碼頭壁體鋼板樁接縫開裂與穿孔較為明顯，劣化區域無漏砂情形，上部對應結構亦無劣化異狀，惟需確認其成因，選擇適合修復方式，儘早修復。

6. 碼頭維修排序與改善對策，本年度巡查結果，除岸上劣化異狀可於

未來年度維修時再行考量修復，5、6 號碼頭水下鋼板樁接縫開裂與穿孔，除提供修復建議方式外，亦需進行結構分析瞭解成因與是否影響安全性，再進行結構補強，25 號碼頭後線沉陷問題，本所已另案辦理地質鑽探，成果已提供港務分公司，完成改善設計，目前正進行施工中。

7. 既有維護管理系統模組優化及功能擴充，已完成(1)優化舊有系統 5 個模組資料庫內容與功能，並轉存於新建系統，系統資料庫內容包含國內主要商港(花蓮、基隆、蘇澳、臺北港)與金門、馬祖港等港口之碼頭與防波堤等港灣設施；(2)分析與改善既有系統操作及使用便利性；(3)版面重新配置，統一元件樣式；(4)新增公告、留言板功能；(5)新增響應式網頁設計；(6)規劃 APP 使用功能；(7)帳號單一簽入功能等，並另新增一圖文資料庫，提供各港務單位應用。

子計畫三；臺中港發展港埠物流之探討

1. 臺中港發展進口物流的利基在於距離中部主要消費市場近、設置成本相對市區低、臺中港是臺灣距離中國大陸最近的港口、港口聯外交通便利發達，在賦稅優惠上亦具有與港外其他保稅區相當的競爭條件；但在管制與限制方面，則相較於港外其他保稅區而言，可能有較多的管制與限制。

2. 臺中港鄰近地區的出口產業主要有精密機械、手工具、自行車、航太、光電等產業，業者多為中小企業，適合由專業物流公司提供服務。港內物流業者可提供出口製造業者，在進口零組件、零組件委外加工、成品出口等方面的專業物流服務。

3. 將出口物流配銷中心設置在港口，是最接近國外消費市場的國內地點，並可同時處理報關、裝卸、簡易加工、加值等服務，相較於設置於距離港口較遠的地區而言，是較佳的選擇，具有競爭優勢。

4. 臺中港是臺灣距離中國大陸最近的港口，對於以對岸為主要消費市場，或與對岸業者建立產業供應鏈的出口業者來說，臺中港相較於

高雄、基隆、臺北等臺灣其他港口，具有運送距離最短的優勢。

5. 推動「新南向政策」後，促使臺灣與新南向國家的經貿往來更趨緊密，雙向貿易量、貿易值隨之提升，對於臺中港或臺灣其他港口發展亞太物流業務來說，將有所幫助。

6. 臺中港欲發展亞太物配銷中心，利基在於臺中港地理位置佳；航運服務好，無論在航線密集度，或裝卸作業效率均優；國家政治社會安定，且人民友善；設有自由貿易港區，提供賦稅優惠，並可與鄰近產業結合，發展加值型物流。不過，在簽署 FTA 方面臺灣落後於鄰近國家，是臺中港發展物流業務之一大阻力。

子計畫四；超大型貨櫃船對港埠之影響研究

1. 對航運的衝擊

(1)貨櫃船大型化之趨勢主要是為了降低顧客之運輸成本。在航運市場部分，長期運價低迷，使整個行業產生劇烈變動。尤其 2015 年以來，貨櫃航運業歷經聯盟重組、大型航商韓進海運破產等事件，再再顯示航運市場經營的險峻。

(2)未來可能加速更多的併購，新的策略聯盟從 2017 年 4 月開始運作。

(3)提高海運服務品質：在行銷原則之下，貨櫃航商之經營目標是透過顧客滿意來達成，而顧客滿意之成功關鍵是服務品質，而這亦符合相關之比較優勢。

(4) 2013 年中，18,000 TEU 以上的貨櫃船逐漸成為全球主要貨櫃港口的主流船型。

(5) Maersk 航運公司及大宇造船廠是這些新一代 ULCS 尺寸與潮流的領導者，不僅決定船型的規格，同時也為超大型貨櫃船的全新世代建立標準。

2.對港埠的衝擊

(1)近年來，全球各港口及碼頭已投入大量資金來改善基礎設施，以迎合此種超大型貨櫃船之靠泊與作業需求，大部分港口已經打算升級或擴張到能容納 23 排寬的 400 公尺船。

(2)運能超過 18,000 TEU 的超大型貨櫃船，創造了”Megamax”的新詞。目前 Megamax 400＊60 公尺的規格已經是許多位居遠洋主幹航線樞紐港定訂服務此型船舶的基本標準。

(3)超大型船舶帶來的規模經濟節省，將會被擴張及升級港口所需要的鉅額資金抵銷。

(4)港埠之擴展與提升競爭將會觸發樞紐港之演化。不可避免的，大型船舶減少港口停靠數，將會影響轉運，而該競爭的結果，軸輻港系統（Hub-spoke systems）將會以較大的港口為中心。

(5)港口利用增加機具設備來達成現代化與自動化，而超大型船舶選港彎靠策略，已顯示出軸輻港系統的概念，其對港埠爭取樞紐地位亦產生直接與間接的衝擊。

(6)3 大聯盟的航線佈置和港口選擇與聯盟航商自營碼頭間並無邏輯關係，在同一個港口有多家聯盟航商都有碼頭的情況，因此，航商想要靠自營碼頭的想法到了聯盟討論結果不一定能如願。

3.面對船舶大型化之發展，臺灣港埠面臨下列課題，以致不利於大型船舶泊靠，亦影響其競爭力：

(1)臺灣進出口貨源成長遲緩，不利大型船舶泊靠；

(2)兩岸未有效串連，難以吸引大型船舶泊靠；

(3)碼頭深水化有時間落差且不利外籍航商經營；

(4)港埠經營體制亟待改善。

4.港務公司深水港政策需與國際航商之碼頭需求契合

未來高雄港七櫃中心之營運需與國際航商之碼頭需求契合，依規劃新貨櫃中心預計 2018 年 3 月完工，將開闢出長度達 1,180 公尺的碼頭岸線，水深 18 公尺，配置兩座半的碼頭區，後線運作面積為 76.3 公頃，將可靠泊 1.8 萬 TEU 至 2.2 萬 TEU 大船，可以為高港現有能量增至 1,600 萬 TEU，年吞吐能量增幅 23%。當 2017 年 21,000TEU 時代來臨，未來是否突破更大船型與其所需的碼頭長度、吃水、場站腹地、碼頭後線交通動線、車機裝卸效率，皆是需要考量問題，因此，對策略聯盟航商行銷與營運需求仍需加倍努力。

5. 高雄港應審慎評估深水碼頭數量之需求

航運市場上由於船舶大型化、貨櫃船隊運能過剩以及港埠能量供給大於需求等壓力，迫使航商在航線佈署上呈現重大之變化，此舉已導致高雄港逐漸喪失競爭優勢，如 2011 年馬士基航運在遠歐航線所推出之 Daily Maersk 服務，此服務也迫使其他競爭航商進行聯盟重組以和其抗衡，上述外部結構性之變遷已對高雄港產生重大之衝擊；此外，內部營運受到臺北港、高雄六櫃中心和洲際二期等相關港埠建設將先後加入營運，勢必使國內碼頭裕餘能量問題更形擴大，因此對於深水碼頭數量多寡之需求以及服務最大船型的規劃，高雄港需審慎因應，不要陷入昔日以「供給來帶動需求」之迷失及可能衍生之投資風險。

6.雖然對引進 25,000TEU 超大型貨櫃輪的時程尚無法確定，但在短暫的未來內加以實現應無問題。未來這些超大型貨櫃輪將僅服務於歐-亞航線、越太平洋航線以及鐘擺航線(Pendulum trades)。俟確定需求成長、市場佔有率後，有關船隊發展的能量便可估算。

7.英國海洋諮詢公司 Ocean Shipping Consultants(OSC)專案總監 Andrew Penfold 表示：

(1)24,000 TEU 貨櫃船技術可行性研究已經建立,預計 2018 年左右,韓國造船廠將開始建造。

(2)與 12,500TEU 貨櫃船相比,航行成本可降低 23.1%

(3)與 16,000TEU 貨櫃船相比,航行成本可降低 17.4%

(4)24,000TEU 貨櫃船尺寸為 430 M 長 62M 寬及吃水維持 16 M。

8.預估超大型貨櫃輪船之規模引進

超大型貨櫃船之發展將終止於何處？22,000，25,000 或 30,000TEU？基本上, 由於貨櫃船噸位只要不超過 25,000 TEU 即無需針對現有貿易模式、港口位置、設計與運作，作大幅度改變, 故而吾人相信規模在 20,000~ 25,000 TEU 左右的貨櫃船將是市場發展最適的規模。但最終仍需由造船技術之發展、航商需求與市場規模經濟來評估決定。

9. 超大型貨櫃船之發展

超大型貨櫃船之發展有時被拿來與 1970 年代初期大型油輪之發展進行比較，有些人大聲疾呼提出警告，超大型貨櫃船建造完成後，可能與許多超級油輪一樣直接遭受到閒置的命運。然而，在當時油輪的情況與今天貨櫃船的情況，二者之間有兩個基本差異。貨櫃運輸將是一個持續成長的市場,而原油運輸已自 1974 年石油危機以來呈現停滯情形。另一個差異點是對於安全的考量，對於環境造成災害的基本風險會隨著油輪大型化增加，而貨櫃輪並沒有這一個問題。

最後英國海洋運輸顧問公司對超大型貨櫃船的研究所達成的結論是該型貨櫃輪可節省可觀的運轉費用，且能以現代貨櫃碼頭作經濟營運。因此，未來 5-10 年的貨櫃海運市場將充滿樂觀，以雙引擎設備，航速 23-24 節(Knots)，15,000TEU 到 22,000TEU 貨櫃輪最具競爭力。到目前為止，該公司對前述 24,000TEU 及貨櫃輪之研發尚未發現任何窒礙難行之處,至少在船舶結構及動力配備方面是如此。總之，正研究中之超大型貨櫃輪很可能在不久將來建造問世。相形之下，有關碼頭設施與機具設備也須現代化。因此，繼 1960 年代貨

櫃化運輸，1980 年代 EDI，1990 年代複合運輸發展後，未來的第四次海運大革命，非貨櫃輪超大型化、貨櫃碼頭自動化莫屬。

7.2 建議

子計畫一；港灣構造物設計基準修訂之研究

1. 未來應由產官學界尋求專家學者組成審查小組，並依各自專業領域組成各篇章審查小組，當某篇章完成編撰即由該篇章審查小組進行初部審查，編修過程中亦需邀集相關單位進行交流，廣納各界之意見以適時了解需求並建立共識，使基準編修工作順利完成。

2. 「港灣構造物設計基準」之內容較適合有經驗之設計者或審核人員參考使用，但對於剛入門或缺乏港灣工程經驗之設計者，設計上可能會有考慮欠週詳之虞，因此可參考國外設計手冊進行案例編彙，並對整個設計過程有明確之解說，輔助相關從業人員參考使用，避免不必要之錯誤，以提昇設計水準。

3. 漁港之重要性與商港有別，以現行設計地震力所設計出來的碼頭斷面會過大而不經濟，目前港灣構造物設計基準是以商港為主要對象進行相關規範編彙，漁港的設計規定要另編訂新規範或納入本基準內容，尚值得討論，但若要將漁港納入本基準中明確規範，建議可將漁港所用之設計地震力再予以檢討。

子計畫二；港灣碼頭與防波堤調查與維護管理之研究

1. 碼頭岸上目視檢測，發現之碼頭岸壁、面版、岸肩及車擋等混凝土剝落或鋼筋腐蝕外露，防舷材及繫船樁表面腐蝕與飛沫帶鋼板樁孔蝕等現象，雖無立即性損害或影響營運，建議需持續加以監測，並依劣化程度，排序編列預算及進行維護。

2. 新、舊東堤與西堤，部分堤身與消波塊混凝土表面發現地圖狀裂縫，並有膠狀反應產物，疑為鹼質與粒料反應之徵候，雖無立即性重大

危害發生，建議應持續觀察。花東地區辦理重大公共工程使用之混凝土材料，使用前應先進行鹼質與粒料反應相關檢測，以降低構造物發生崩壞之風險。

3. 4-5 號碼頭飛沫帶之鋼板樁多處發現斑點狀之不均勻腐蝕，整體腐蝕速率雖未超過設計允許值，但有部分腐蝕嚴重，6 號碼頭腐蝕速率亦未超過設計允許值，則由於鋼板樁使用時間已達 45～55 年，雖已採用犧牲陽極塊之防蝕措施，建議後續仍須加強檢測頻率或將飛沫帶鋼板樁加以水泥被覆或參採其他取代工法，確保其使用安全。

4. 碼頭與航道西側岸壁鋼板樁於海床處，均發現接合處有開裂現象，建議後續仍須加強檢測頻率，或以鋼板焊接補強工法進行維護，必要時，應進行結構安全分析。

5. 維護管理系統模組優化及功能擴充，後續仍須蒐集與彙整分析各類型港灣設施實作案例，除將各類巡檢與修復作業資料記錄於系統中，配合實際使用情形，賡續檢討適用與更新系統功能外，另須針對分析方法擬定安全評估程序，俾利應用參考。

子計畫三；臺中港發展港埠物流之探討

本研究就臺中港發展進口、出口、兩岸與亞太物流業務研提的具體執行方向如下：

1. 進口物流：以臺灣中部地區為目標市場，發展臺中港為中部消費市場的進口物流配銷中心。

2. 出口物流：朝建置高效能專業物流配銷中心發展，以提供當地產業垂直整合、全方位的物流服務。

3. 兩岸物流：善用臺中港是兩岸航程最短港口之優勢，積極發展為臺灣最重要的兩岸物流港。

4. 亞太物流：逐步擴大進出口物流規模，朝拓展為亞太物流配銷中心努力。

7.3 成果效益與應用

子計畫一；港灣構造物設計基準修訂之研究

1. 完成未來基準修訂架構與建議。
2. 完成港灣構造物設計條件探討與修訂。

子計畫二；港灣碼頭與防波堤調查與維護管理之研究

1. 在施政與實務上，除可提供航港局、包含花蓮港務分公司、連江縣與金門縣政府港務處等港務單位或工程顧問公司等，辦理港區碼頭與防波堤等港灣設施維護管理工作參考外，研究過程採用或建置完成之相關檢測方法、實施流程與成果，亦可提供上述單位參用，另可作為本所後續相關研究之重要參據。
2. 在經濟效益上，可藉由掌握碼頭與防波堤之劣化異狀，及時有效維護，減少資源浪費，並增進設施安全性。

子計畫三；臺中港發展港埠物流之探討

研究成果可做為政策研擬之參考，據以提升港埠營運競爭力與港埠附加價值。

子計畫四；超大型貨櫃船對港埠之影響研究

1. 了解超大型貨櫃船投入遠洋貨櫃市場的利弊與分析海運市場的發展環境。
2. 評估超大型貨櫃船對高雄港基礎設施之影響。

7.4 提供政府單位應用情形

子計畫一；港灣構造物設計基準修訂之研究

1. 提供本所後續修訂基準之參據。

2. 修訂基準報部頒布施行供臺灣港務公司、縣市政府、工程顧問公司…等相關單位使用，提昇港灣構造物性能，滿足運輸安全需求。

子計畫二；港灣碼頭與防波堤調查與維護管理之研究

1. 花蓮港碼頭與防波堤現況調查成果，已建置於優化後之「港灣構造物維護管理系統」，另包含基隆(含蘇澳與臺北港)、金門、馬祖港等港區於舊有系統之資料，亦全部備份再移轉至新系統，可具體提供航港局、港務公司及其各分公司、連江縣與金門縣政府，推動或執行港灣構造物維護管理政策規劃或實務執行使用。

2. 所建置資料庫含各港圖文屬性資料，隨時可提供本所及港務單位後續研究分析、開發規劃之需用。

子計畫三；臺中港發展港埠物流之探討

研究成果可提供交通部、航港局與港務公司在研擬港埠物流政策、港埠發展政策之參考。在實務上，可提供物流業者及自由貿易港區業者在營運上之參考。

子計畫四；超大型貨櫃船對港埠之影響研究

提供交通部、航港局與港務公司在港埠因應超大型貨櫃船的措施和營運建議供政府施政參考。

參考文獻

1. OCDI/The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan,Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan,2002
2. OCDI/The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan,Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan,2009
3. U.S Army Corps of Engineers, Shore protection manual, 1984.
4. U.S Army Corps of Engineers, Coastal engineering manual, 2012.
5. ISO2394, General Principles on Reliability for Structures, 1998.
6. 內政部，建築物耐震設計規範及解說，2011。
7. 內政部，建築技術規則，2017。
8. 交通部，公路橋梁耐震設計規範，2009。
9. 日本社團法人港灣協會，港灣の施設の技術上の基準・同解說，1999。
10. 日本社團法人港灣協會，港灣の施設の技術上の基準・同解說，2007。
11. 交通部，港灣構造物設計基準—防波堤設計基準及說明，1996。
12. 交通部，港灣構造物設計基準—碼頭設計基準及說明，1997。
13. 交通部運輸研究所，港灣構造物設計基準修訂，2005。
14. 交通部運輸研究所，港灣構造物設計基準增補研究（一），2007。
15. 交通部運輸研究所，港灣構造物設計基準增補研究（二）－參考案例彙編，2008。
16. 行政院公共工程委員會，公共工程性能設計準則之研究，2009。

17.許書王，「臺灣地區鹼質與粒料反應抑制策略之研究」，博士論文(指導教授：李釗)，國立中央大學土木工程研究所，1999。

18.加藤繪萬等，「日本における港湾施設の維持管理」，中日港灣設施維護管理講習會，交通部運輸研究所，2014。

19.高橋 宏直等，「港灣設施之維持管理計畫策定之基本考量」，日本國土交通省國土技術綜合研究所，2007。

20.Carl A Thoresen，”Port designer’s handbook- recommendations and guidelines”，2003.

21.NSW Maritime,”Procedure for the Assessment of Public Ferry Wharf Safety”,2007.

22.陳桂清、柯正龍、張嘉峰、簡臣佑，「港灣構造物安全檢查評估之研究(4/4)」，交通部運輸研究所，2015。

23.陳桂清、柯正龍、張嘉峰、簡臣佑，「花蓮港碼頭結構檢測評估及維護管理系統建置」，交通部運輸研究所，2013。

24.陳桂清、柯正龍、張嘉峰、簡臣佑等，「金門港區港灣構造物維護管理系統建置與安全評估之研究」，交通部運輸研究所，2015。

25.臺灣港務股份有限公司臺中港務分公司，「臺中港棧橋碼頭檢測評估暨維修整建工程設計現況調查及檢測工作成果報告書」，2013。

26.International Monetary FundWorld Economic Outlook Database, April 2017, International Monetary Fund. (資料引用自經濟部統計處網站(www.moea.gov.tw)),2017.

27.World Bank, Doing Business 2017. http://www.doingbusiness.org/reports/global-reports/doing-business-2017,2016.

28.World Economic Forum,The Global Competitiveness Report 2016-2017，https://www.weforum.org/reports/the-global-competitiveness-report-201

6-2017-1. ,2016.

29. 交通部運輸研究，國際貨物實體運銷管理系統之研究，臺北市，1993。

30. 交通部運輸研究所，大陸鄰港保稅物流作業現況發展之研究—海西經濟區，初版，交通部運輸研究所印，臺北市，2013。

31. 建新國際公司網站(http://www.chienshing.com.tw/)，106 年 10 月 27 日資料。

32. 張志清、余坤東、林泰誠、蔡豐明、林妲欣、林子堯，ECFA 簽署後兩岸物流產業運籌中心規劃及發展策略，行政院大陸委員會，2012。(資料引用自行政院大陸委員會網站：http://www.mac.gov.tw/)

33. 馮正民、謝承憲、袁劍雲、戴輝煌、廖柏瑞、邱展煜，ECFA 簽署後兩岸自由貿易區發展策略之研究，行政院大陸委員會，2013。(資料引用自行政院大陸委員會網站：http://www.mac.gov.tw/)。

34. 臺中港務分公司網站(https://tc.twport.com.tw/chinese/)。

附錄一

港灣構造物設計基準

第一篇「通則」及第二篇「設計條件」

初步修訂內容

第一篇　通則

第一章　一般說明

本基準研訂之目的，係訂定港灣工程之設計基準及程序，作為規劃設計及施工單位之參考，及有關單位審核之依據。

本基準，雖已於可能之範圍內考慮各種設計條件，但尚不能完全制訂包含所有設計條件之基準，故本基準僅能制訂一般條件之基準，因此設計者於進行設計時，須予以充分了解基準之內容及設計條件，詳加檢討後再行設計。

同時，港灣及海域地區狀況複雜，制訂單一之設計基準亦頗不易，故亦有數種現行通用之設計準則或公式並列之情形，設計者若採用其一時，須確實瞭解各標準與公式之適用性及限制條件，或者數種準則及公式並用，並取其安全性較佳者，以確保港灣構造物安全。

此外，本基準之制訂，乃為增進設計效率，以達到設計合理化為目標，唯設計者不可過份依賴既設之基準，而忽視新技術之開發與創造。設計者如引用新穎之設計公式、設計方法、新型構造物型式...等本基準未制訂之新技術時，應說明其所用新技術之來源及其相關參考文獻，如為一全新之技術時，則應驗證其可靠性。

本基準中註明引用其他技術規則，如建築技術規則、建築物耐震設計規範及解說、建築物基礎構造設計規範、中國國家標準...等，使用時應查明該引用資料是否有更新。

第二章　國際單位系統(SI)

SI (System International Unit)制度為國際通用的單位制度，為使國內港灣設計工作可與國際接軌，故提供本規範採用之計量單位與 SI 制之換算方式供設計者參考，詳表 2.0-1 所示。

表 2.0-1　SI 單位換算表

編號	物理量	計算單位	SI 單位	換　　算　　率
1	長度	μ	m	$1\mu=1\mu m$
2	質量	$kgf\text{-}s^2/m$	kg	$1kgf\text{-}s^2/m=9.80665kg$
3	加速度	Gal	m/s^2	$1Gal=0.01m/s^2$
4	重量或力	$kgf\ (tf)$	$N(KN)$	$1kgf=9.80665\ N(1tf=9.80665\ KN)$
		dyn	N	$1dyn=10\mu N$
5	力矩	$kgf\text{-}m$	$N\text{-}m$	$1kgf\text{-}m=9.80665N\text{-}m$
6	壓力	kgf/cm^2	$Pa，N/mm^2$	$1kgf/cm^2=9.80665*10^4Pa$ $=9.80665*10^{-2}MPa$ $1kgf/cm^2=9.80665*10^{-2}N/mm^2$
		mHg	Pa	$1mHg=133.322Pa$
7	應力	kgf/cm^2	$Pa，N/mm^2$	$1kgf/cm^2=9.80665*10^4Pa$ $=9.80665*10^{-2}MPa$ $1kgf/cm^2=9.80665*10^{-2}N/mm^2$
8	功	$kgf\text{-}m$	J	$1kgf\text{-}m=9.80665J$
		erg	J	$1erg=100nJ$
9	功率	$PS(公制)$ $HP(英制)$	W	$1PS=735.499W$ $1HP=746.101W$
10	熱量	Cal	J $W\text{-}s$	$1cal=4.18605J$ $1cal=4.18605W\text{-}s$
11	熱傳導率	$Cal/(h\text{-}m\text{-}℃)$	$W/(m\text{-}℃)$	$1Cal/(h\text{-}m\text{-}℃)$ $=0.001163W/(m\text{-}℃)$
12	熱傳導係數	$Cal/(h\text{-}m^2\text{-}℃)$	$W/(m^2\text{-}℃)$	$1Cal/(h\text{-}m^2\text{-}℃)=0.001163W/(m^2\text{-}℃)$
13	比熱容量	$Cal/(kg\text{-}℃)$	$J/(kg\text{-}℃)$	$1Cal/(kg\text{-}℃)=4.18605J/(kg\text{-}℃)$

第三章 設計、施工、改善、及維護管理之原則

3.1 設施的設計原則

(1) 考量設施的環境條件、使用條件及其他條件，設施必須妥善設計以滿足其功能要求，並避免在施工中對結構的穩定性造成負面的影響。

(2) 必須妥適的設定其設計使用年限(design working life)。

(3) 設計時必須把施工及維護工作納入考量，使其具有可施工性(constructability)及可維護性(maintenanceability)。

3.1.1 設計使用年限

(1) 決定設計使用年限時，需充分考慮設施目的、鄰近空間的使用條件，如其他設施，還有設計使用年限對作用力的設定及受環境影響的材料選擇等的影響也要考慮進去。

(2) 設計使用年限的分類，如表 1-1 所列[ISO 2394 (1998)]，港埠設施的標準設計使用年限一般將依表中第 3 類，即 50 年。

表 1-1 ISO 2394 (1998) 設計使用年限分類

分類	預期設計使用年限(年)	範例
1	1-5	臨時結構物
2	25	可更換結構構件如橋台樑和軸承
3	50	房屋建築和其他公共結構物、不屬下述結構物
4	100 或以上	紀念性建築物、特別或重要結構物、大型橋梁

3.2 設施的施工原則

1.考量設施的環境條件、使用條件及其他條件，設施必須依施工標準妥善的執行以滿足其功能要求。

2.有關港埠設施施工細節均需有妥善規定。

3.2.1 施工計畫概要

1.需準備一套施工計畫俾能精確、順利及安全的執行施工。

2.施工計畫一般包括下列項目：

(1)施工方法

(2)監造方法

(3)施工安全之監造方法

(4)除上述外，能使施工精確、順利及安全的其他要求事項

3.當施工進度或工地情況改變，施工或改善設施者一般需要修改施工計畫。

3.2.2 施工方法概要

1.施工或改善設施者研擬施工方法時需考慮各種相關條件。

2.施工方法一般需具體說明下列事項：

(1)施工程序及從開工至完工每個施工步驟的施工規範

(2)主要工作船及機具的型式及規範

(3)除上述外，其他措施及其執行時機

3.2.3 施工管理概要

1.施工時須按下列規定妥善做好監造工作：

(1)管理項目、管理內容、管理方法、品質標準、量測頻率、和量測結果的分析方法等必須規範在材料和構件中，而材料和構件的品質標準也必須保證。

(2)管理項目、量測項目、量測方法、量測密度、量測單位、量測結果的分析方法，和容許範圍等必須規範在設施形狀尺寸中，而且設施

要求形狀尺寸必須保證。

2.除上述外，尚需監督施工進度及工期管理。

3.從施工管理所獲得之量測記錄宜留供將來工設施維護管理工作之用。

3.2.4 施工安全管理概要

施工時應依勞安規定嚴格執行施工安全管理，並竭力防止施工意外及災難的發生。

(1)在施工條件及施工方法之下，確保安全的措施

(2)確保對異常現象的安全的措施

(3)除上述外，其他防止意外及災難發生的措施

(4)必要時需施作臨時工程以防止施工中的結構體失去穩定。

3.3 設施之維護管理原則

1.港灣設施必須根據維護管理計畫妥善維護，使其在設計使用年限內能滿足功能要求。

因為港灣設施一般處在惡劣自然環境中，導致材料劣化、構件損壞、基礎沖刷、沉陷、淤積等常導致設施在設計使用年限內功能下降。因此需要妥善的維護，以防止設施在設計使用年限內無法滿足功能要求，故須建立一套有效且精確的維護管理計畫。

2.執行港灣設施維護工作時，應考量設施的環境條件、使用條件及其他條件等。

一套合適的維護管理計畫及準則必須考慮結構形式、構件的結構特性、材料種類及品質、四周的自然環境、使用狀況、未來計畫、設計使用年限、重要性、替代設施、和檢測、診斷分析及維護工作的困難度等。

3.根據綜合評估設施的損壞、劣化、和其他整體性變形等的檢測和診斷結果，必要的維修工作和其他作為均需妥善的執行。

維護工作是一序列的程序去精確地掌握設施的變形,如隨時間的老劣化和損壞，和適當的檢測及診斷，經綜合評估其結果，然後採取適當的措施，如必要的維修工作。

「損壞」是指結構或構件有意想不到的變形，為遭到過度的偶發作用力所造成，如地震與颱風；而「老劣化」是指材料的品質及特性緩慢的變化，是由於長時間受環境因素的影響所造成。

4.執行維護工作需採取適當的安全對策，包括制定明確的操作手冊、防災的方法等，以確保安全使用主體及其周圍設施。

維護工作需要有計劃及適當的檢測與診斷、綜合評估及維修工作的執行等。維護的基本概念與檢測以及診斷的方法、細節、時程、頻率、程序...等，必須於維護管理計畫書內事先規範。

為維持結構物及構件的功能使其不再下降，其綜合評估結果，應包含硬體方面的維護措施,如維修和補強工作,亦包含軟體管制措施,如臨時停止使用、使用限制、載重限制...等，以確保安全。

5.港灣設施除防護設施、繫泊設施等結構物外，也包含貨物裝卸設施、上下旅客設施等機具,按機具特性妥善的使用及操作亦屬機具維護工作之一,也需事先規範,其內容包含實際安全措施、責任、操作規則...等，以有效保護操作手和一般大眾，同時也避免與其他港埠設施造成整體性操作的困難。

6.維護管理應按「港灣維護管理計畫制定指南」辦理。

第二篇　設計條件

第一章　概說

1.1 設計條件

港灣構造物之設計條件，應考量自然條件、該設施之用途、施工條件、維護管理等級、材料特性、對環境之衝擊、社會對該設施之需求、性能要求及設計使用年限等因素，由下列項目中選取適當設計條件。

- 船舶尺寸
- 船舶所產生之外力
- 風及風壓
- 波浪及波力
- 潮位及暴潮位
- 水流及其作用力
- 作用於浮體之外力及其搖動
- 河口水力學及漂沙
- 地質
- 地震及地震力
- 土壤液化
- 土壓及水壓
- 自重及載重
- 摩擦係數
- 其他必要之設計條件

因設計條件對設施之安全性、功能性及工程費等有重大之影響，故須慎重為之。上述之設計條件僅針對港灣設施有重大影響者。一般設計條件係依調查及試驗結果決定，因此為決定適宜之設計條件，設計前須作充份之調查及試驗，並應充份了解調查及試驗方法與其結果。此外，為決定設計條件，必要時應進行相關研究。若是臨時結構物，則設計條件需考量其使用時間。

1.2 影響設計因素

於設計港灣設施時，應考慮下列因素：

- 功能
- 重要性
- 使用年限
- 自然條件
- 景觀
- 載重
- 材料
- 安全係數
- 施工方法
- 施工精度
- 工期
- 工程費
- 維護費
- 遭遇機率

1.2.1 設施之功能

由於設施常具多功能，因此須考量其個別之功能得以充分發揮。

1.2.2 設施之重要性

考量設施之安全性及經濟性所進行之合理設計，須考量設施之重要性。

設施重要性所影響之設計標準，包括自然條件、設計地震係數、使用年限、載重、安全係數等。

於研判設施重要性時，須考慮下列事項：

- 設施材料之耐久性
- 設施之可替代性

- 設施之興建費用及維護費用
- 設施破壞後，對生命、財產之影響
- 設施破壞後，對其他結構物之影響
- 設施破壞後，對社會及其經濟之影響
- 設施破壞後，對環境生態之影響

1.2.3 使用年限

在決定設施結構型式及材料時，應考量設施之設計使用年限。而在決定既有設施改善必要性及其程度時亦須考量其使用年限。

構造物之使用年限，應檢討下列事項後決定之。

- 構造物之營運功能:至其無法發揮其功能的年數。
- 從經濟觀點檢討結構物:至其經濟上不再具競爭力的年數。
- 從社會功能觀點檢討結構物:至其初功能不被需要的年數。
- 構造物之物理特性:至其材料無法維持所需強度之年數。

一般港灣永久結構物之使用年限為 50 年。

1.2.4 自然條件

就自然條件而言，不僅須考量對結構物設計有直接影響之風、波浪、地震、地形、地質條件…等，亦須考量水質、底質、生物、空氣、地球暖化海平面上升…等。

1.2.5 景觀

設計時應考慮港灣結構外型及型式、顏色、質感與周圍環境之調合。同時，構造物的設計、施工、和維護應力求保護港埠四周的自然環境，使其形成良好的景觀。

1.2.6 材料

選擇材料時要考慮其外力、老劣化、耐用年限、結構形式、施工、

費用、對環境及景觀之影響等。最重要的是要確保其品質。

1.2.7 安全係數

安全係數為表示結構物安全性之指標，就現狀而言，亦可視為彌補設計上各種不明確因素之係數。

由於對結構物之抵抗力、估算作用於結構物之外力及載重等各種因素本身，及因定量上無法完全了解各因素間之關係，故目前尚須採用經驗性之安全係數。

於設計條件相同時，個別設計條件之變動值越大、調查試驗之精度越差、設計公式之精度越差、結構物之使用年限越長，且結構物之重要性越高，則安全係數會越大。因此，嚴格而言，安全係數應依各種條件決定較為適宜。但依個別條件予以決定，有導致研判錯誤之虞，況且效率亦不佳。鑒此，本基準在標準條件下，規定經驗上認為充份安全之安全係數。然視結構物個別設計條件，可降低本基準中所規定之安全係數，於此狀況，須依據充份之理由，經慎重判斷後決定之，不可輕率地降低安全係數。

1.2.8 施工方法

為使設計合理化，於設計時即須考量施工方法及施工流程，並評估其可行性，更進一步，亦須考量施工對環境之影響。

1.2.9 施工精度

於設計時，應依實際狀況，考量合理之施工精度。

1.2.10 工期

於研擬工期時，務使工程於所定工期內得以完工，故於設計時，須與施工方法一併考量。

工期一般可視材料取得難易、施工設備、施工難易度、施工程序，需要使用該結構物之時間，及自然條件等而定。

1.2.11 工程費及維護費

於設計時，應比較工程費及維護費間之關係，於安全之前提下，設計最經濟之結構斷面。

1.2.12 遭遇機率

於設計時，應考量港灣構造物在不同使用年限及不同迴歸期外力作用下之可能破壞遭遇機率，其計算公式如下，不同狀況之計算結果詳表 1.2-1 所示。

$$E_1 = 1-(1-1/\overline{T_1})^{L1}$$

其中

E_1 ：遭遇機率

$L1$ ：使用年限

$\overline{T_1}$ ：迴歸期

對於直立式和墩柱式(包括基樁式)結構物設計波浪之迴歸期均採 50 年，對於斜坡式結構物則依據結構物之等級，採用不同之迴歸期，I、II 級結構物(I 級結構物為重要港口之主要結構物，其破壞後會造成重大損失；II 級結構物為重要港口之一般結構物，或一般港口之主要結構物)迴歸期採 50 年，III 級結構物(小型港口中之結構物或其他港口之附屬結構物)迴歸期則採 25 年。

施工期間設計波高迴歸期之標準，可依構造物之不同類型、重要性及施工期長短，以 5～10 年考量。

表 1.2-1　不同使用年限L_1及迴歸期$\overline{T_1}$之遭遇機率E_1

L_1 \ $\overline{T_1}$	5	10	15	20	25	30	40	50	60
1	0.200	0.100	0.067	0.050	0.040	0.033	0.025	0.020	0.017
2	0.360	0.190	0.129	0.098	0.078	0.066	0.049	0.040	0.033
3	0.488	0.271	0.187	0.143	0.115	0.097	0.073	0.059	0.049
4	0.590	0.344	0.241	0.185	0.151	0.127	0.096	0.078	0.065
5	0.672	0.410	0.292	0.226	0.185	0.156	0.119	0.096	0.081
6	0.738	0.469	0.339	0.265	0.217	0.184	0.141	0.114	0.096
7	0.790	0.522	0.383	0.302	0.249	0.211	0.162	0.132	0.111
8	0.832	0.570	0.424	0.337	0.279	0.238	0.183	0.149	0.126
9	0.866	0.613	0.463	0.370	0.307	0.263	0.204	0.166	0.140
10	0.893	0.651	0.498	0.401	0.335	0.288	0.224	0.183	0.155
12	0.931	0.718	0.563	0.460	0.387	0.334	0.262	0.215	0.183
14	0.956	0.771	0.619	0.512	0.435	0.378	0.298	0.246	0.210
16	0.972	0.815	0.668	0.560	0.480	0.419	0.333	0.276	0.236
18	0.982	0.850	0.711	0.603	0.520	0.457	0.366	0.305	0.261
20	0.988	0.878	0.748	0.642	0.558	0.492	0.397	0.332	0.285
25	0.996	0.928	0.822	0.723	0.640	0.572	0.469	0.397	0.343
30	0.999	0.958	0.874	0.785	0.706	0.638	0.532	0.455	0.396
35	0.999	0.975	0.911	0.834	0.760	0.695	0.588	0.507	0.445
40	0.999	0.985	0.937	0.871	0.805	0.742	0.637	0.554	0.489
45	0.999	0.991	0.955	0.901	0.841	0.782	0.680	0.597	0.531
50	0.999	0.995	0.968	0.923	0.870	0.816	0.718	0.636	0.568

表 1.2-1　不同使用年限 L_1 及迴歸期 $\overline{T_1}$ 之遭遇機率 E_1(續)

L_1 \ $\overline{T_1}$	80	100	120	160	200	250	300	400	500
1	0.012	0.010	0.008	0.006	0.005	0.004	0.003	0.002	0.002
2	0.025	0.020	0.017	0.012	0.010	0.008	0.007	0.005	0.004
3	0.037	0.030	0.025	0.019	0.015	0.012	0.010	0.007	0.006
4	0.049	0.039	0.033	0.025	0.020	0.016	0.013	0.010	0.008
5	0.061	0.049	0.041	0.031	0.025	0.020	0.017	0.012	0.010
6	0.073	0.059	0.049	0.037	0.030	0.024	0.020	0.015	0.012
7	0.084	0.068	0.057	0.043	0.034	0.028	0.023	0.017	0.014
8	0.096	0.077	0.065	0.049	0.039	0.032	0.026	0.020	0.016
9	0.107	0.086	0.073	0.055	0.044	0.035	0.030	0.022	0.018
10	0.118	0.096	0.080	0.061	0.049	0.039	0.033	0.025	0.020
12	0.140	0.114	0.096	0.072	0.058	0.047	0.039	0.030	0.024
14	0.161	0.131	0.111	0.084	0.068	0.055	0.046	0.034	0.028
16	0.182	0.149	0.125	0.095	0.077	0.062	0.052	0.039	0.032
18	0.203	0.165	0.140	0.107	0.086	0.070	0.058	0.044	0.035
20	0.222	0.182	0.154	0.118	0.095	0.077	0.065	0.049	0.039
25	0.270	0.222	0.189	0.145	0.118	0.095	0.080	0.061	0.049
30	0.314	0.260	0.222	0.171	0.140	0.113	0.095	0.072	0.058
35	0.356	0.297	0.254	0.197	0.161	0.131	0.110	0.084	0.068
40	0.395	0.331	0.284	0.222	0.182	0.148	0.125	0.095	0.077
45	0.432	0.364	0.314	0.246	0.202	0.165	0.140	0.107	0.086
50	0.467	0.395	0.342	0.269	0.222	0.182	0.154	0.118	0.095

第二章　船舶

2.1　計畫船舶

計畫船舶設定之目的，在於確保港域及碼頭設施配置能滿足計畫中各類進出港船舶操航與靠泊的安全需求。有關計畫船舶船型尺寸之設定原則如下：

- 當計畫船舶明確時，則以該船型尺寸為計畫船型尺寸。
- 當計畫船舶仍不明確時，可利用統計方法及未來趨勢分析決定適切之計畫船型尺寸。

一般狀況「計畫船舶」可以未來容許進港之最大進港船舶取代，此時通常改以最大計畫進港船舶稱呼之，而該狀況係指該船舶於進港船舶間同時具有船長、船寬與滿載吃水等尺寸之最大值。因此，當進港船舶固定或明確時，可以最大船舶尺寸作為「計畫船舶」之尺寸；惟當進港船舶仍未明確(如以公用為目的之港埠)時，設計者則可依計畫執行之需求，改以統計方式進行適切之設定。如「計畫船舶」無法採單一最大計畫進港船舶予以設定時，可再視需求配合主要進港船種進行個別「計畫船舶」的設定。當進港船舶仍未明確時，「計畫船舶」尺寸亦可參考表 2.1-1 至表 2.1-4 所列成果。惟表 2.1-1 至表 2.1-4 中數值係統計而得，該值為各船種於不同船噸下，船舶尺寸分佈之累積機率達 75%所對應數值，因此部份船舶尺寸或有大於或小於該值之可能性。

主要船舶尺寸之標示說明，如圖 2.1-1 所示；而表 2.1-1 至表 2.1-4 所示之各項船噸名稱則說明如下。

2.1.1　總噸(GT)

總噸係以船舶內部容積為基礎，採每 100ft^3 體積一噸方式計算船舶的總噸位，用以代表商船的大小，常作為船舶進出港的統計基準。

2.1.2　排水噸(DT)

吃水時之船舶全重量(包括裝載物)。在比重 1.025 之海水中，滿載吃水狀況之重量為滿載排水量。船殼重量及輪機重量之和稱為輕載重量。軍艦噸位常以排水噸表示。

表 2.1-1　大型船舶主要尺寸參考表

種類	噸數	全長(m) Loa	垂線間長度(m) Lpp	船寬(m) B	滿載吃水(m)	種類	噸數	全長(m) Loa	垂線間長度(m) Lpp	船寬(m) B	滿載吃水(m)
客輪(4)	（GT）					油輪	(DWT)				
	2,000	83	75	15.6	4.0		1,000	63	57	11.0	4.0
	3,000	97	88	16.5	4.3		2,000	77	72	13.2	4.9
	4,000	107	95	18.5	4.9		3,000	86	82	14.7	5.5
	5,000	115	104	18.6	5.0		5,000	100	97	16.7	6.4
	7,000	130	114	21.2	5.7		10,000	139	131	20.6	7.6
	10,000	146	131	21.8	6.4		15,000	154	146	23.4	8.6
	20,000	186	165	25.7	7.8		20,000	166	157	25.6	9.3
	30,000	214	189	28.2	8.0		30,000	184	175	29.1	10.4
	50,000	255	224	32.3	8.0		50,000	209	199	34.3	12.0
	70,000	286	250	32.3	8.1		70,000	228	217	38.1	12.9
	100,000	324	281	32.3	8.1		90,000	243	232	41.3	14.2
渡輪(3)	（GT）						100,000	250	238	42.7	14.8
	400	56	47	11.6	2.8		150,000	277	265	48.6	17.2
	700	70	60	13.2	3.2		300,000	334	321	59.4	22.4
	1,000	80	71	14.4	3.5	汽車輪	（GT）				
	2,500	104	95	18.3	4.6		500	70	63	11.8	3.8
	3,000	124	116	18.6	4.6		1,500	94	86	15.7	5.0
	5,000	136	125	21.6	5.3		3,000	112	103	18.2	5.5
	7,000	141	130	22.7	5.7		5,000	130	119	20.6	6.2
	10,000	166	155	24.6	6.2		12,000	135	123	21.8	6.8
	13,000	194	179	26.2	6.7		20,000	158	150	24.4	7.9
貨輪	(DWT)						30,000	179	175	26.7	8.8
	1,000	67	61	10.7	3.8		40,000	185	175	31.9	9.3
	2,000	82	75	13.1	4.8		60,000	203	194	32.3	10.4
	3,000	92	85	14.7	5.5	液化瓦斯船	(GT)				
	5,000	107	99	17.0	6.4		1,000	70	-	11.7	5.0
	10,000	132	123	20.7	8.1		2,000	87	-	14.3	5.9
	12,000	139	130	21.8	8.6		3,000	98	92	16.1	6.3
	18,000	156	147	24.4	9.8		5,000	116	109	18.6	7.3
	30,000	182	171	28.3	10.5		10,000	144	136	22.7	8.9
	40,000	198	187	30.7	11.5		15,000	165	-	25.5	10.2
	55,000	217	206	32.3	12.8		20,000	179	170	27.7	10.8
	70,000	233	222	32.3	13.8		30,000	204	193	31.1	12.1
	90,000	251	239	38.7	15.0		40,000	223	212	33.8	13.1
	100,000	256	245	39.3	15.1		50,000	240	228	36.0	14.0
	120,000	274	261	42.0	16.5						
	150,000	292	279	44.7	17.7						

種類	噸數	全長(m) Loa	垂線間長度(m) Lpp	船寬(m) B	滿載吃水(m)	種類	噸數	全長(m) Loa	垂線間長度(m) Lpp	船寬(m) B	滿載吃水(m)
	(DWT)						(DWT)				
	10,000	139	129	22.0	7.9		700	75	68	13.6	3.8
	20,000	177	165	27.1	9.9		1,500	97	89	16.4	4.7
	30,000	203	191	30.6	11.2		2,500	115	106	18.5	5.5
貨櫃輪	40,000	241	226	32.3	12.1	駛上駛下輪	3,000	120	110	18.9	5.8
	50,000	274	258	32.3	12.7		4,000	134	125	20.7	6.3
	60,000	294	279	35.9	13.4		5,000	140	130	21.4	6.5
	100,000	350	335	42.8	14.7		6,000	154	144	22.9	7.0
							10,000	172	162	25.3	7.7
							20,000	189	174	28.0	8.7
							40,000	194	174	32.3	9.7
							60,000	208	189	32.3	9.7

註：1. 資料來源：Technical Standards and Commentaries for Port and Harbor Facilities in Japan,2009。

2. 表中數字為對前述資料來源進行統計，於各船種與船噸下，船舶尺寸累積機率達 75%所對應之數值。

3. 渡輪為航距 300 公里以下之船舶尺寸。

表 2.1-2 超過 8000 TEU 貨櫃輪尺寸參考表

貨櫃數 (TEU)	全長 (m) Loa	垂線間長度(m) Lpp	船寬 (m) B	滿載吃水 (m)	噸數 (DWT)
8,000	324.0	324	42.0	13.0	100,870
8,100	335.5	-	42.8	14.6	103,800
8,200	334.1	314.7	42.8	14.5	101,818
8,400	332.4	317.2	-	14.5	108,180
9,200	350.6	336.8	42.8	14.5	112,062
9,600	337.0	-	-	-	115,000
11,000	397.6	376.0	56.0	16.5	156,907

資料來源:LMIU Shipping Data (2006)

表 2.1-3 液化天然氣輪尺寸參考表

噸數 (GT)	全長 (m) Loa	垂線間長度(m) Lpp	船寬 (m) B	滿載吃水 (m)
20,000	174	164	27.8	8.4
30,000	199	188	31.4	9.2
50,000	235	223	36.7	10.4
80,000	274	260	42.4	11.5
100,000	294	281	45.4	12.1

表 2.1-4 小型船舶尺寸參考表

種類	噸數	全長 (m)	船寬 (m)	滿載吃水 (m)	種類	噸數	全長 (m)	船寬 (m)	滿載吃水 (m)
貨船	(DWT)				渡輪	(GT)			
	300	42.0	8.1	3.2		300	45.5	10.5	2.6
	500	53.0	9.4	3.3		500	56.1	12.3	3.0
	600	54.3	9.4	3.3		900	71.3	14.0	3.5
	700	58.0	9.5	3.3					
油駁船	(DWT)				土砂運搬船	(DWT)			
	200	31.2	6.5	2.5		200	34.5	8.6	2.7
	400	41.4	7.8	3.1		300	38.2	9.4	3.0
	600	48.9	8.6	3.5		500	47.1	10.2	3.6
客輪	(GT)				拖船	(GT)			
	100	31.7	6.8	1.8		100	26.1	7.6	2.5
	300	39.2	8.0	2.2		200	33.5	9.0	3.1
	500	49.6	9.9	2.5		300	38.7	10.0	3.5

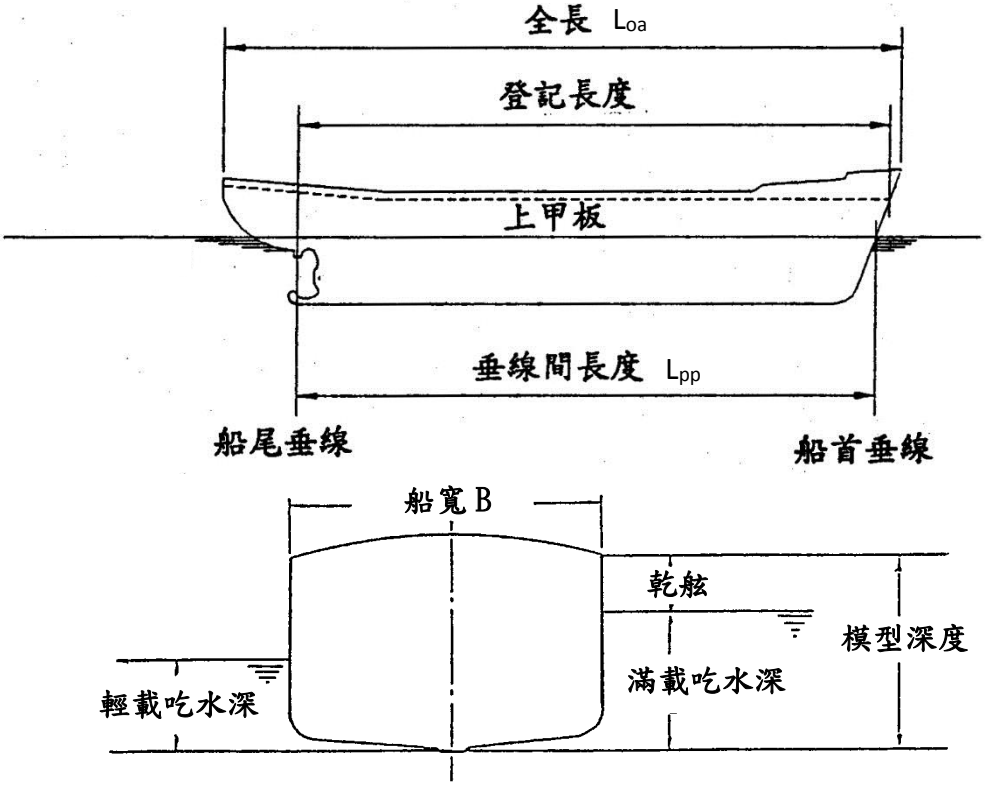


圖 2.1-1 船舶之主要尺寸

2.1.3 重量噸(DWT)

重量噸相當於滿載排水量減去輕載排水量，表示船舶裝載貨物、燃油、水及其他裝載貨物之總重量，既該船舶所能提供之載貨重量。

2.1.4 重量噸(DWT)與總噸(GT)之關係

為使表 2.1-1 及表 2.1-3 所示之船舶重量噸(DWT)與總噸(GT) 的運用更具一致性，茲將各船種之重量噸(DWT)與總噸(GT)估算關係，列如表 2.1-5。

表 2.1-5　船舶載重噸(DWT)與總噸(GT)之迴歸式

船種類	回歸式	判定係數 R^2	標準差 σ
貨輪	GT=0.529DWT	0.988	2,202
貨櫃輪	GT=0.882DWT	0.971	3,735
油輪	GT=0.535DWT	0.992	4,276
駛上駛下輪	GT=1.780DWT	0.752	7,262
汽車輪	GT=2.721DWT	0.826	7,655
液化瓦斯輪	GT=0.845DWT	0.988	1,513
液化天然氣輪	GT=1.370DWT	0.819	12,439
客輪	GT=8.939DWT	0.862	12,285
中距離渡輪	GT=2.146DWT	0.833	1,251
長距離渡輪	GT=2.352DWT	0.816	1,988

2.2　船舶所產生之外力

2.2.1　概要

船舶於靠岸或繫泊時，作用於繫泊設施 (碼頭或繫泊浮筒等)之外力，應考量計畫靠泊船舶尺寸(噸位、船長、船寬、船深、吃水等)、靠岸方法及靠岸速度、繫泊設施結構、繫泊方法、及繫泊系統性質等，並就風、波、水流等之影響，採用適宜之方法計算之。

船舶於靠岸或繫泊時，作用於繫泊設施之外力為下列二項。

・船舶靠岸所產生之衝擊作用力

・船舶繫泊時，船舶因風、波、水流作用搖動所產生之作用力

船舶靠岸時，作用於繫泊設施之衝擊作用力，依船舶靠岸能量及防舷材變形復元特性計算為原則。

繫泊中船舶因搖動所產生之拉力及衝擊力，依作用於船舶之波力、風力、水流力，及繫泊設施之特性等，進行搖動計算為原則。

2.2.2 船舶靠岸所產生之衝擊作用力

1. 概要

船舶靠岸能量，即船舶靠岸所產生之衝擊作用力，依下式計算之。

$$E_f = (\frac{W_S \cdot V^2}{2g}).C_e C_m C_S C_C \quad \text{.....(2.2.1)}$$

式中 E_f ：船舶靠岸能量(tf-m)

W_s ：船舶排水量(tf)

g ：重力加速度(m/s^2)

V ：船舶靠岸速度(m/s)

C_e ：偏心係數

C_m ：附加質量係數

C_s ：船舶柔性係數(以 1.0 為標準)

C_c ：船舶形狀係數(以 1.0 為標準)

2. 船舶排水量

船舶質量($M_S = W_s/g$)相當於船舶排水量(DT)，其與船舶之重量噸(DWT)或總噸(GT)間之關係，可依下式估算之。

貨輪	DT=1.174DWT
貨櫃輪	DT=1.385DWT
油輪	DT=1.235DWT
駛上駛下輪	DT=1.022DWT
汽車輪	DT=0.751GT
渡輪(長距離)	DT=1.240GT
渡輪(中短距離)	DT=1.279GT
LPG 輪	DT=1.400GT
LNG 輪	DT=1.118GT
客輪	DT=0.573GT

(2.2.2)

式中　　*DT*　：船舶滿載時的排水量(噸)

GT　：船舶總噸數

DWT：船舶載重噸或重量噸

3. 船舶靠岸速度

船舶靠岸速度，應考量計畫靠泊船舶之船型、載貨狀況、繫泊設施位置及結構型式、氣象、海象狀況，及有無拖船協助及拖船大小等，依實測值或經驗值決定之。

(1) 大型貨輪或油輪靠碼頭時，通常有拖船協助推或拉的情況，根據設計案例其靠岸速度在 10~15cm/s。

(2) 圖 2.2-1 顯示在各種條件下各種載重噸船舶之靠岸速度。噸位越大速度越慢。而船滿載時，靠岸速度較空載時慢。根據觀察 10,000DWT 以下之靠岸速度約 15cm/s，而不小於 10,000DWT 之靠岸速度約 10cm/s。

(3) 在外海靠泊之油輪其靠速度約 15cm/s，而設計靠岸速度一般採用 15cm/s 或 20cm/s。

(4) 無拖船協助之小型貨輪其靠岸速度有時甚至超過 30cm/s。因此其設計靠岸速度最好採用實測值。

(5) 中小型船舶易受海流影響，因此若有海流，則需把船漂流速度考慮進去。

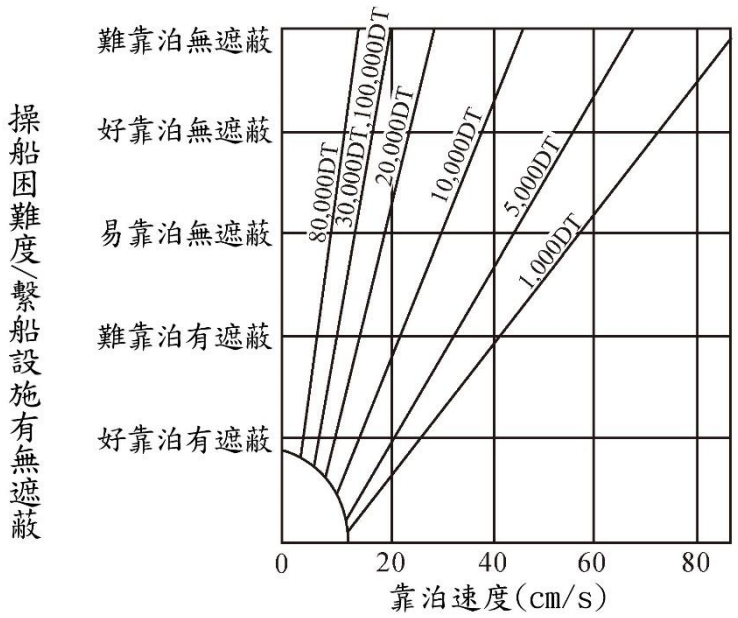


圖 2.2-1　操船條件、船舶噸位與靠岸速度之關係

4. 偏心係數

船舶靠岸時之偏心係數，應考量操船狀況、船舶性能、防舷材配置等，依下式計算之。

$$C_e = \frac{1}{1+(\ell / r)^2} \quad \text{..... (2.2.3)}$$

式中　ℓ：船舶靠岸點與船舶重心平行岸壁之距離(m)，如圖 2.2-2 所示。

r：　通過船舶重心垂線之水平迴轉半徑(轉動半徑)(m)，參考(2.2.4)式或圖 2.2-2 估算之。

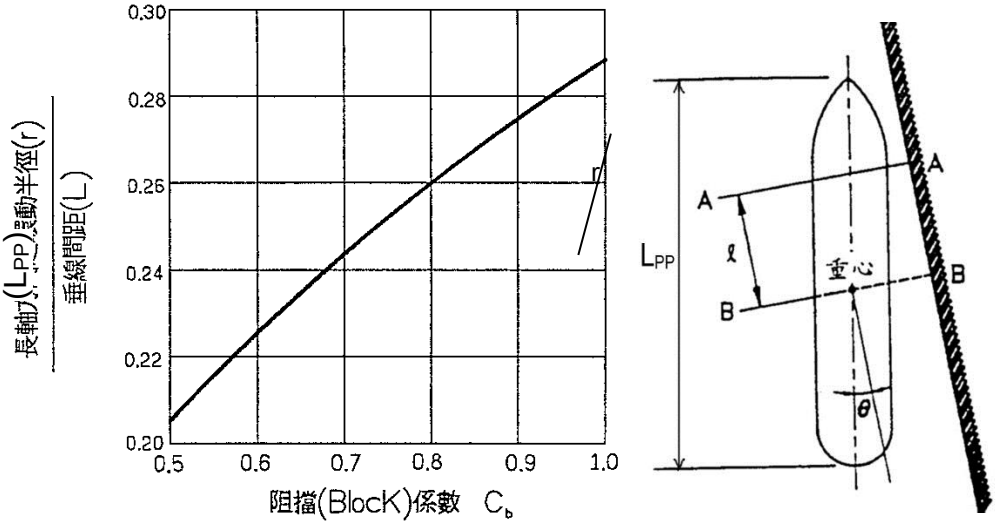
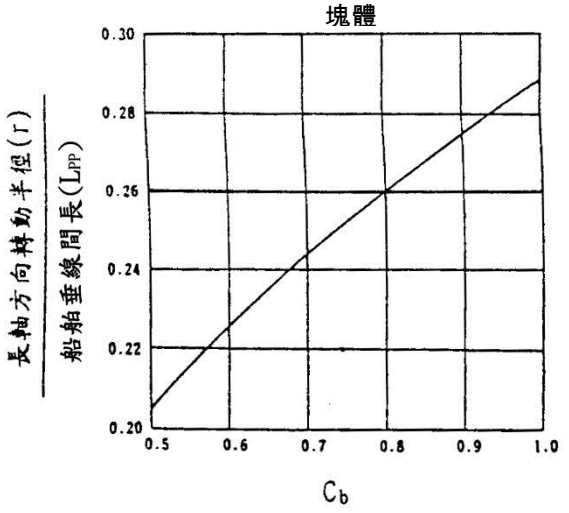


圖 2.2-2　船舶靠岸示意圖



$$C_b = \frac{\nabla}{L_{PP} \cdot B \cdot d}$$

式中

▽：船舶的排水體積(m^3)

L_{PP}：船舶垂線間長(m)

B：船寬(m)

d：吃水(m)

圖 2.2-3　長軸方向轉動半徑與 C_b 之關係

$$r=(0.19C_b+0.11)L_{PP} \quad (2.2.4)$$

L_{PP}：為船舶垂線間長，如表 2.1-1 至 2.1-3 所列。

5. 附加質量係數

船舶靠岸時，船舶與船舶周邊之水團同時被減速，由此水團質量所致之慣性力，將附加於船舶。附加質量係數，定義如下式。

$$C_m = \frac{M_s + M_w}{M_s} \quad \text{..... (2.2.5)}$$

式中　C_m 附加質量係數

M_s：船舶質量(船舶排水量除以重力加速度，$M_S = W_s / g$)

M_w：船舶周邊水團附加質量

由於船舶周邊水團附加質量不易估算，日本上田茂(1987)依模型試驗及現場觀測結果，建議附加質量係數可依下式估算之。

$$C_m = 1 + \frac{\pi}{2 \cdot C_b} \cdot \frac{d}{B} \quad \text{..... (2.2.6)}$$

式中　C_m：附加質量係數

d ：吃水(m)

B ：船寬(m)

C_b ：塊體係數 (block coefficient)，詳圖 2.2-2。

6. 船舶柔性係數

柔性係數 C_s，為船舶靠岸能量與因船舶外殼變形所吸收能量之比，因船舶外殼變形所吸收之能量甚小，故船舶柔性係數可採用 1.0。

7. 船舶形狀係數

於船舶周圍之水團，當船舶開始移動靠岸之最初階段，水團對於繫泊設施無任何影響，然當船舶靠岸時，在船舶與繫泊設施間之水團被壓縮，而出現緩衝之效果，使應由防舷材吸收之衝擊能量減少。船舶形狀係數，即用以表現此現象，一般認為船舶形狀係數與船舶靠岸角度、船舶外殼形狀、船舶底部形狀及船舶靠岸速度有關。船舶形狀係數在定量計算上，目前尚存有許多疑點，一般採用 1.0。

2.2.3 繫泊中船舶搖動所產生之作用力

1. 概要

繫泊於繫泊設施之船舶，受波浪、風、水流等作用時，依須要考量因繫泊船舶之搖動所產生之外力。

因船舶搖動所產生之作用力，依作用於船舶之波力、風力、水流力、繫泊設施之特性等，採用適宜模式模擬船舶搖動為原則。

2. 作用於繫泊船舶之波力

作用於繫泊船舶之波力，應考量船型及波浪特性，採適當方法計算之。

作用於繫泊浮體之波力之計算法，有切片法、特異點分佈法、邊界元素法，有限元素法等，而對於船舶則最普遍採用切片法。

3.作用於繫泊船舶之風力

作用於繫泊船舶之風力，依式(2.2.7)至(2.2.9)計算之。

$$R_{X_k} = \frac{1}{2}\rho_a {U_k}^2 A_T C_X \quad \text{..... (2.2.7)}$$

$$R_{Y_k} = \frac{1}{2}\rho_a {U_k}^2 A_L C_Y \quad \text{..... (2.2.8)}$$

$$R_{M_k} = \frac{1}{2}\rho_a {U_k}^2 A_L L_{pp} C_M \quad \text{..... (2.2.9)}$$

式中 C_X ：在 X 向風拖曳力係數(船艏方向)

C_Y ：在 Y 向風拖曳力係數(船側方向)

C_M ：在船體中央風壓力矩係數

R_X ：風力合力在 X 向之分力(tf)

R_Y ：風力合力在 Y 向之分力(tf)

R_M ：風力合力在船體中央之力矩(tf-m)

ρ_a :空氣密度，$=1.23*10^{-3}(tf/m^3)$

U ：風速(m/s)，一般採用最大風速(10 分鐘平均風速)

A_T ：水面上船艏投影面積(m^2)

A_L ：水面上船體側面投影面積(m^2)

L_{pp} ：船舶垂線間長度(m)

風力拖曳力係數 C_X、C_Y 及 C_M 最好以風洞試驗或水槽試驗決定之，但因試驗耗時又費錢，因此可根據試驗所得到的公式推估。

4. 作用於繫泊船舶之水流力

(1) 平行船舶方向水流所致之水流力

平行船舶方向水流，作用於船舶之水流力，依下式計算之。

$R_f=0.0014SV^2$ ..... (2.2.10)

式中 R_f ：水流力(tf)

S ：船舶浸水面積(m^2)

V ：水流流速(m/s)

(2) 垂直船舶方向水流所致之水流力

垂直船舶方向水流，作用於船舶之水流力，依下式計算之。

$R=0.5\rho_0 CV^2B$ ..... (2.2.11)

式中 R ：水流力(tf)

ρ_0 ：海水密度

C ：流壓係數(參考圖 2.2-3)

V ：水流流速(m/s)

B ：吃水線下之船體側面投影面積(m^2)

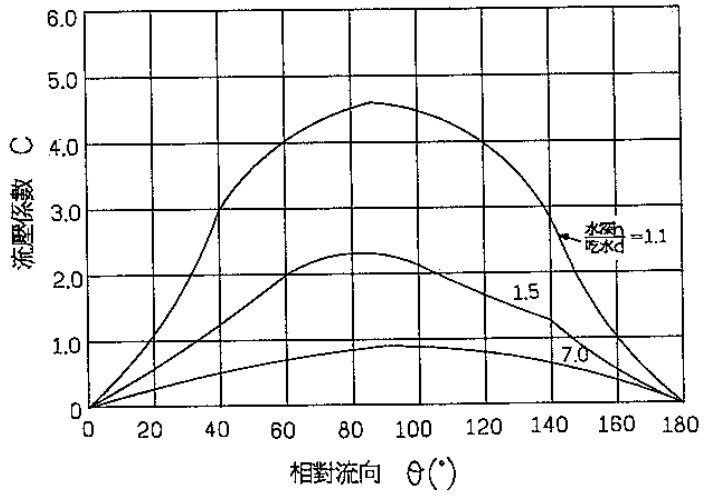


圖 2.2-4　流壓係數 C

2.2.4　作用於繫船柱之拉力

作用於繫船柱之拉力，可參考下列原則決定之。

1. 如表 2.2-1 所示，作用於直柱之拉力，依船舶總噸數，水平方向作用力採用表中所示之值，垂直方向作用力則採用表中所示值之 1/2，且同時作用於繫船柱上。

2. 如表 2.2-1 所示，作用於曲柱之拉力，依船舶總噸數，水平方向及垂直方向作用力均採用表中所示之值。

3. 總噸數小於 200 噸及總噸數大於 10 萬噸之船舶、颱風期亦供使用之繫泊設施，及設置於外海等氣象、海象條件惡劣水域之繫泊設施時，表 2.2-1 中未明訂作用於繫船設施之拉力，其拉力應考量氣象、海象條件、船舶型式、靠岸狀況、繫泊設施之結構型式，及作用於繫船設施拉力之實測資料等決定之。

4. 總噸數小於 200 噸之小型船舶，作用於繫船柱之拉力，為方便設計使用，作用於直柱之拉力可採用 15tf，作用於曲柱之拉力可採用 5tf。

5. 渡輪及貨櫃輪等受風面積較大之船舶，使用表 2.2-1 示之值時應予注意。

6.作用在直柱之拉力係根據風速 25~30m/s 作用在輕載船隻之風力所決定，且在安全繫泊、直柱位於距碼頭線一個船寬，且胸纜線與船中心軸線成 45° 夾角之條件下，如此所得之拉力相當於一至二根纜繩之斷裂負載(breaking load)。而 1,000 GT 以下之船舶，其繫船直柱可承受 35m/s 風速風力之拉力。

作用在曲柱之拉力係根據在風速 15m/s 作用下，輕載船隻只需用曲柱即能安全繫泊，且假設船艏與船艉纜繩與船中心軸線至少成 25° 角，如此所獲得之拉力相當於 5,000 GT 以下一條纜繩之拉斷負載，及 5,000 GT 以上兩條纜繩之拉斷負載。對倒纜位於中間之曲柱拉力，則相當於一根纜繩之斷裂負載。

上述之拉力計算除風力外，亦假設在船中心方向及橫向分別有 2 節及 0.6 節水流作用在船體。

表 2.2-1 船舶作用於繫船柱之拉力

船舶總噸數	作用於直柱之拉力(tf)	作用於曲柱之拉力(tf)
200～ 500	15	15
500～ 1,000	25	25
1,000～ 2,000	35	25
2,000～ 3,000	35	35
3,000～ 5,000	50	35
5,000～ 10,000	70	50 (25)
10,000～ 20,000	100	70 (35)
20,000～ 50,000	150	100 (50)
50,000～100,000	200	100 (50)

註：( )內數值表示船席一定，位於船舶中間部份之繫船柱，其所繫倒纜或斜繫船纜(Spring Line)不超過二條時，作用於繫船柱之拉力。

第三章　風

3.1　風

3.1.1　概要

用於推算暴潮及波浪之風速及風向，參考實測資料及修正之梯度風估算之。

計算作用於結構物及船舶風力所採用之設計風速，原則以長期實測資料統計而得。

風之形成乃氣壓分佈之差異所致，在計算產生波浪、暴潮之颱風風速風向時，其氣壓分佈可採藤田(Fujita)公式或 Myers 公式計算之。其計算公式如下：

$$p = p_{\infty} - \frac{\Delta p}{\sqrt{1+(r/r_0)^2}} \quad \text{(Fujita 公式)} \quad \text{..... (3.1.1)}$$

$$p = p_c + \Delta p \exp(-\frac{r_0}{r}) \quad \text{(Myers 公式)} \quad \text{..... (3.1.2)}$$

其中　p　：距颱風中心r處之氣壓(hP_a)

r　：與颱風中心之距離(km)

p_c　：颱風中心之氣壓(hP_a)

r_0　：最大風速之暴風半徑(km)

Δp　：颱風影響範圍以外與颱風中心之氣壓差(hP_a)；$\Delta p = p_{\infty} - p_c$

p_{∞}　：颱風影響範圍以外之氣壓(hP_a)

3.1.2　風之定義

1.風向

風向係指風之來向，地表面風向一般以 N、NNE、NE、ENE、E、ESE、SE、SSE、S、SSW、SW、WSW、W、WNW、NW 及 NNW 等十六方向表示之。

2. 風速

平均風速：某觀測時間內風速之平均值（一般採用觀測時間正時前 10 分鐘記錄之平均值，作為該觀測時間之平均風速）。

最大瞬間風速：某一觀測期間內，風速之最大值。

3.1.3 梯度風

梯度風(Gradient Wind)風速為氣壓梯度、等壓線之曲率半徑、緯度、空氣密度等之函數，可以下式表示之：

$$V_g = r\omega\sin\phi\left(-1+\sqrt{1+\frac{\partial p/\partial r}{\rho_a r\omega^2\sin^2\phi}}\right) \quad \text{..... (3.1.3)}$$

式中 V_g：梯度風速(m/s)，高氣壓時，(3.1.3)式之值為負數，故須取絕對值。

$\partial p/\partial r$：氣壓梯度 (質量 $kg/m^2/s^2$)(低氣壓為正，高氣壓為負)

p ：大氣壓力(通用單位為 mb,1mb=$10^3 kg/m/s^2$)

r ：等壓線曲率半徑(m)

ω：地球自轉角速度(1/s)，$\omega=7.29\times10^{-5}/s$

ϕ：緯度(度)

ρ_a：空氣密度(質量 kg/m^3)

3.1.4 海面風速

實際上之海面風速通常較梯度風所求得的數值為小。而且梯度風風向在理論上雖說與等壓線平行，但實際上則如圖 3.1-1 所示，是與等壓線之切線形成一 α 角在吹動著。地球北半球氣壓梯度，以高壓指向低壓為正，反之為負，故低氣壓中心如颱風等，其周圍的風向反時針方向向內吹，而高氣壓中心如蒙古冷氣團周圍的風，則順時針方向向外吹。

而梯度風與海面風之關係則隨緯度之不同而異，其關係可參考表 3.1-1 所示之值。

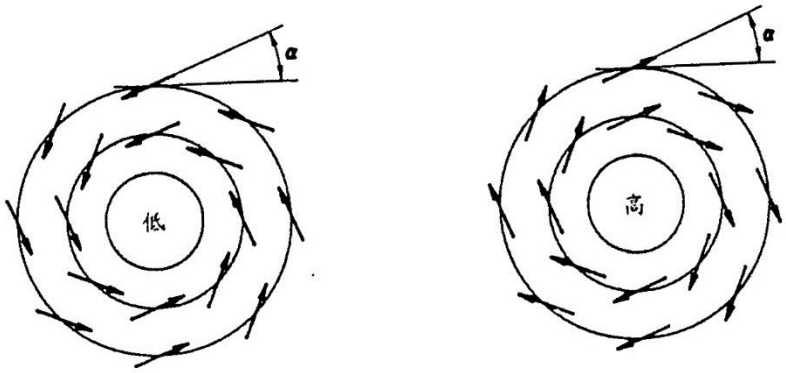


圖 3.1-1　低氣壓與高氣壓之吹風方向(北半球)

表 3.1-1　梯度風與海面風之關係

緯　度	10°	20°	30°	40°	50°
角度 α	24°	20°	18°	17°	15°
V_s/V_g	0.51	0.60	0.64	0.67	0.70

註：V_s：海面風速(m/s)
V_g：梯度風速(m/s)
α：海面風風向與等壓線之夾角。

3.1.5　風速與高度之關係

關於用來計算波浪、暴潮所採用的風速，一般為海面上 10m 處之風速，現有的風速觀測站大致上均依此原則架設。當採用觀測風速資料進行波浪、暴潮之推算，而觀測高度恰巧不在海面上 10m 處時，則應利用風速與高度之關係進行轉換。另外，在分析構造物或船舶所受風力時，受力點之高度未必恰為 10m，亦必須進行轉換。轉換方式可參考下列公式：

$$U_h = U_0\left(\frac{h}{h_0}\right)^n \quad \text{..... (3.1.4)}$$

其中　U_h：高度 h 處之風速(m/s)，h 為受力點之高度

U_0：高度 h_0 處之風速(m/s)，h_0 一般為 10m。

應用本公式於陸域時，*n*的範圍在 1/10~1/4 之間，而應用本公式於海域時，*n*應大於或等於 1/7，一般應用時採*n*=1/7。

3.1.6 平均風速與最大瞬間風速之比例關係

不論是透過氣壓差異所推算的風速，或是經過觀測所得到的風速，皆為平均風速。進行設計時，應保守取最大瞬間風速為設計風速，一般最大瞬間風速約為平均風速之 1.2~1.5 倍。

3.2 風力

台灣地區一般岸上建築物風力計算，可參考「建築技術規則」相關規則辦理。

作用於繫泊船舶之風力，依本篇 2.2.3 節之規則計算之。

3.3 風能

在單位時間通過單位面積之風能可以式(3.1.5)表示。

$$P = \frac{1}{2}\rho_a V^3 \quad \text{.....(3.1.5)}$$

式中

P:每單位面積風力能量(W/m^2)

ρ_a:空氣密度(kg/m^3)

V:風速(m/s)

根據長期(通常 3 年以上)觀測資料估計風能時，將以某一固定時段(通常 1 年)之風速風向聯合統計分佈(joint statistic distribution)詳加說明。

因風能與風速之三次方成正比，故採用風能之設施必先意會即使風速小變化卻會造成風能大變化。在海岸地區，陸上及海上之間風速會有顯著變化，在陸上風速隨高程會有明顯變化，而在海上則較平穩，故可在較低高程獲得較穩定風能。

第四章　波浪

4.1　設計波浪

4.1.1　設計波浪之決定

決定外廓堤防及其他港埠設施穩定分析或港池靜穩分析所用之波浪可由實測或波浪推算所得之資料。設計波浪條件的擬定應經過適當地統計處理並且考慮波浪受到水深地形影響之變形。波浪推算的方法應採用能適當地表示風速及波浪頻譜或示性波之公式。

一般設計波浪擬定之流程可參考圖 4.1-1。

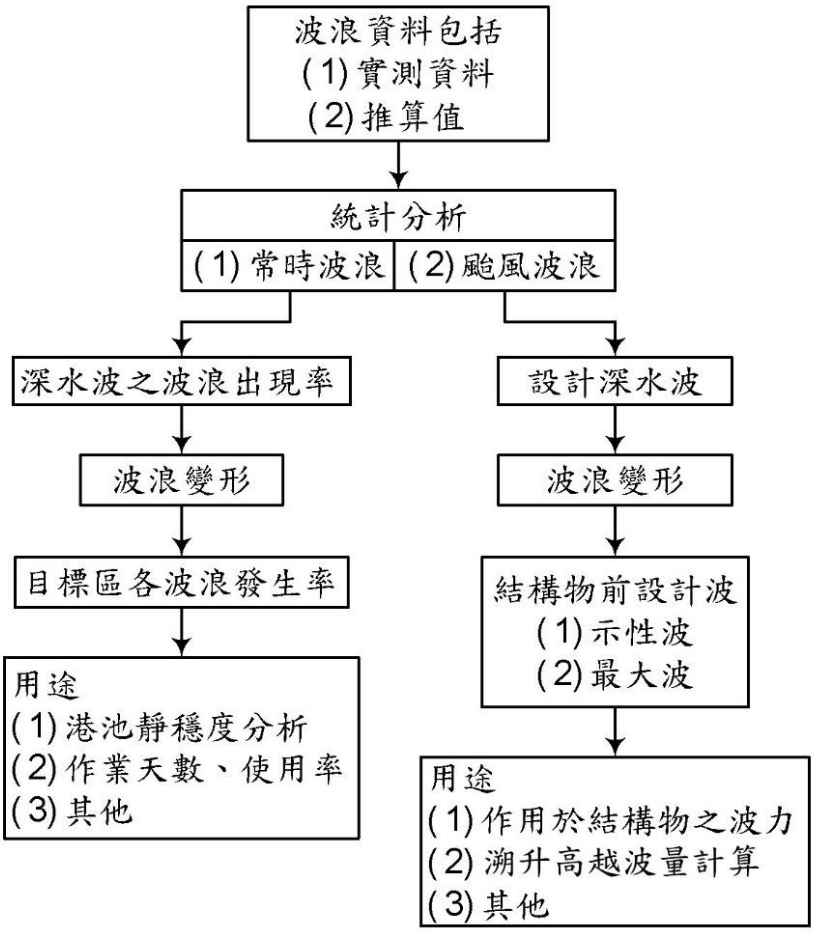


圖 4.1-1　設計波浪擬定流程圖

4.1.2 波浪的定義

示性波、最大波、深水波及相當深水波為設計港灣設施之依據。

其各項定義如下：

・示性波(Significant Wave) $H_{1/3}$、$T_{1/3}$

為一假想之波高及週期，其為一觀測波列中，按波高大小排列取其最大三分之一個波浪之波高與其對應週期之平均值。

・最大波(Highest Wave) $H_{\max}$、$T_{\max}$

為一觀測波列中之最大波浪之波高與其對應週期。

・深水波(Deepwater Wave) H_0

水深大於或等於二分之一波長處之波浪為深水波，其以示性波表示之。

・相當深水波高(Equivalent Deepwater Wave Height) H_0'

為一假想之深水波高，結構物前之相當深水波高係考慮折射及繞射之效應，而不包含淺化及破碎之影響。其值可依下式計算。

$$H_0' = K_d K_r H_0 \quad \text{..... (4.1.1)}$$

式中 K_d 為繞射係數，K_r 為折射係數。

H_0'之主要用途是作為二維水工模型試驗之造波波高。

4.1.3 波浪的性質

波長、波高及其他波浪的基本性質可由微小振幅波理論求得。但是，碎波波高及溯升高應考慮有限振幅波的效應。設計港灣結構物時，一般應考量波浪的統計性質。

在考量波浪的統計性質時，可假設波高為 Rayleigh 分佈

$$p\left(\frac{H}{\overline{H}}\right) = \frac{\pi}{2}\frac{H}{\overline{H}}\exp\left\{-\frac{\pi}{4}\left(\frac{H}{\overline{H}}\right)^2\right\}$$

其中 $p\left(\frac{H}{\overline{H}}\right)$ 為波高之機率密度函數，故可求得示性波高($H_{1/3}$)與平均波高$\left(\overline{H}\right)$，1/10 波高($H_{1/10}$)間之關係為

$$H_{1/10} = 1.27 H_{1/3} \quad \text{..... (4.1.2)}$$

$$H_{1/3} = 1.6\overline{H} \quad \text{..... (4.1.3)}$$

最大波高 H_{max} 之期待值與觀測波浪之個數多寡有關，觀測時間較長則波浪個數較多，最大波高亦較大。通常最大波高其對應週期為可用下式表示：

$$H_{max} = (1.6 \sim 2.0) H_{1/3} \quad \text{..... (4.1.4)}$$

$$T_{max} \fallingdotseq T_{1/3} \ = (1.1 \sim 1.3) \ \overline{T} \quad \text{..... (4.1.5)}$$

目前一般認為，以零上切法得到的海面波浪波高機率分佈近似於 Rayleigh 分佈，可是如果風浪較大，波浪的非線性效應較為明顯時，則 Rayleigh 分佈有所偏差。且需注意當波浪行進至海岸附近，波高大於碎波波高之波浪會破碎使波高變小，因此在碎波帶內則 Rayleigh 假設不能適用。

實地波浪觀測為長年不輟之工作，應就每次紀錄中算出 H_{max}，$H_{1/10}$，$H_{1/3}$ 及 $\overline{H}$ 等值，然後按每月、每季、每年或數年，分別推算各種波高出現次數及超過次數，點繪於機率紙，則可求得各種波高出現之或然率。通常每二小時觀測一次，每次 10~20 分鐘，此種規定係基於海面上風浪可能隨時改變，其特性可由多次間隔取樣代表，在研究及預報上固有如此密集觀測之需要，但在工程實用上往往因觀測資料太多，整理分析困難而棄之不顧，至為可惜。根據研究顯示，每日 12 次及每日 1 次 (中午 12 時或 14 時)之觀測結果，在計算每月或每年平均值或超過出現機率上並無太大之差異。但觀測次數太少，則往往失去檢出最大波高之機會，故觀測次數仍應保持一日數次，而分析則可視人力而選定一次分析，其餘僅採用最大值。如遇異常波浪，如颱風，波浪在短時間內作急速變化，因此應每小時紀錄一次，甚至作連續不斷紀錄，以便日後檢討與研

究。

4.2 設計波浪之決定方法

4.2.1 決定深水示性波之基本方針

應依港埠設施之穩定性及結構物的特性來決定所需之統計波浪資料時間的長短。

一般參考下列原則：

1. 設計時所考慮之深水波，係依相當長時間之波浪實測值亦或依 30 年以上之氣象資料所得之推算值，並以實測資料加以修正再經由適當之統計處理，並檢討發生概率之結果，亦或根據假設之颱風所計算得之波浪推算值而決定。

(1) 實測資料最好是有相當長時間（10 年以上）之資料，但如資料不足時，亦可利用大約 30 年以上之氣象資料所得推算值，並以實測資料修正後使用。

(2) 由氣象資料所求得之推算值以實測資料修正時，實測資料最少應有 3 年以上，同時必須包含颱風時之波浪資料。但是若觀測資料中有數十年才會發生之異常氣象，其值又大於推算值，亦或係屬非常特殊之時候，可以參考自然條件相近之鄰近地區實測資料加以取捨。

(3) 若該地區全無實測資料，亦或係屬非常特殊之情況，可參考自然條件相似之附近地區實測資料。

(4) 若在氣象資料推算期間以外之時期，有特別異常紀錄時，需對此加以考慮。

(5) 以假設颱風進行推算時，需充分檢討颱風過去之規模、颱風路徑等，並對此種颱風之發生概率加以檢討。

(6) 以實測資料推算深水波時，由於實測波高受折射或淺化之影響，因此需除以折射係數或淺化係數，換算成深海波高，此時亦須考慮波

向之變化。

(7) 由實測資料所得示性波高若大於實測地點水深 0.5 倍以上時，由於受碎波影響，因此應先進行深海波之推算，由推算所得之深海波，考慮波浪之變形，計算實測地點之示性波再與實測值相比以確定推算值之準確性。

(8) 設計深水波，應根據再現期與結構物之使用年數加以求取，但發生概率應如何取捨，受結構之功能、重要性、投資效果所影響，通常很難決定，需依各個場合，由主管工程人員依實際狀況而決定，在此，所謂發生概率為在使用期間內，發生波浪較大於某個假設再現期波高，至少出現一次之概率。

(9) 決定設計深水波時應參考設計對象結構物相鄰之現有結構之外力及以往相關災害紀錄。

2. 如港址颱風侵襲機會甚低，季風設計波浪可能大於颱風設計波浪。由於兩種波浪極端值出現機率截然不同，宜分別估計颱風與季風時設計波浪後，取其大者。

3. 深水波之各因素，需以帶給結構物影響之 16 方位之各方向分別加以檢討後再決定。但若波高明顯甚小，對結構物之影響甚小之方位可以除外，此時波向以不規則之成分波內具最大能量之波浪方向為主方向。

4.2.2 求設計波浪之流程

首先，深水波示性波應依 4.2.1「決定深水示性波之基本方針」決定。再者，應考量波浪受到折射、繞射、反射、淺化、破碎所產生之變形。最後，應採用波浪作用在結構物上最嚴厲的條件作為設計波浪。

一般決定設計波浪之過程如下：

1. 依設計深水波之決定方針決定深水波，同時考慮波浪之折射、繞射、淺化以及碎波等變形，而採用對結構物亦或其背後設施最不利作用之波浪。

(1) 若無合適之推算法可同時考慮波浪之折射、繞射、淺化以及碎波變

形等，則以下法決定設計波浪。首先，考慮波浪之折射、繞射等平面地形及地物之影響求取相當深水波，再對此相當深水波考慮淺化及碎波之波高減衰效果，而決定設計目標地點之設計波浪各要素。

(2) 隨設計對象結構物、波向及週期亦有可能成為重要因素，應詳細檢討。

(3) 以各來襲方向深水波所求得目標地點之波高，需將其波向在±15°範圍內加以修正，而以其中最不利條件之波向作為設計目標地點之波向。

2. 目標地點之特殊條件，例如若有由外部產生之反射波亦或轉角部所致波高增加之影響時亦應考慮。

3. 對於以上所求之波浪，求取波力、越波以及其他對結構物之波浪作用。

4. 依波浪作用之各條件進行檢討，由於潮位低時，亦有可能波力為最大，因此需對假想之各種潮位加以檢討。

5. 以上之計算應對深水波之各個來襲方向進行，而以波浪作用為最大或帶給結構物或其設施最不利之作用者為設計波浪。

4.3 波浪推算

波浪推算應採用適當的方法。波譜法及示性波法為在發生區之波浪推算的標準方法。

正確推算波浪必須具有經驗，由地形及氣象條件推算所得結果與實測紀錄可能產生相當差異，故須特別注意。若以推算波浪作為設計資料時，應以短期間但具代表性之氣象條件下之實測紀錄檢討推算值。如鄰近地區有長期實測資料時，亦應列作參考（參見 4.2.1 「決定深水示性波之基本方針」）。一般所使用之波譜法包括 PNJ 法、Waldon 法及 Darbyshire 法等，而一般所使用之示性波法包括 SMB 法及 Wilson 法。湧浪推算(如有需要)的標準方法一般為 Bretschneider 法。

4.4 波浪資料的統計處理

4.4.1 極值統計資料

一般波浪資料之來源有兩種，包括現場的量測數據或波浪推算結果。極值統計所採用的資料，基本上須滿足獨立性、等質性及分布性等三項要求。所謂獨立性係指兩個事件的發生是不相關的；等質性為事件出現在空間或者時間上的機會是相等的；分布性是說資料數據大小滿足某種分布型態。

極值分布之推定，首先必須將原始資料作基本之選取及排序。極值資料選取之方法有兩種：(1)極端值選用法(extreme-value series)：此法乃利用現有記錄，在每一固定期間內僅取一個最大值為樣本來進行統計分析。此法依期限長短分為年計選用法(annual series)及非年計選用法(non-annual series)。前者係以每年僅取出一個極端值來分析，而後者選取之期間不為一年。(2)超量選用法(peak over threshold)：此方法為以某一基本量為基準來選取資料，選擇適當的超量基準及其時間間距(time span)是相當重要的。

4.4.2 極值分布函數

根據 CEM (Coastal Engineering Manual, 2002)之建議，長期波浪極值之適合累積機率分布函數為極值 I 型分布(FT-I 型分布)和 Weibull 分布，其數學表示方式如表 4.4-1 所示，其中，x 為樣本變數，$f(x)$為機率密度函數 (probability density function)，F(x)為累積機率函數(cumulative probability function)，A、B 為描述機率密度函數形狀之參數，B 與樣本平均值 (mean)有關，稱為位置參數 (location parameter)，而 A 值為變異數 (variance)，稱為尺度參數 (scale parameter)，κ 為形狀參數，κ 值大小決定機率函數之尖扁形狀。

表 4.4-1　極值分布函數

分　布　函　數	數 學 表 示 式
極值Ⅰ型分布 (FT-Ⅰ型分布)	$F(x)=e^{-e^{-\frac{x-B}{A}}},-\infty<x<\infty$ $f(x)=\frac{1}{A}e^{-\frac{x-B}{A}-e^{-\frac{x-B}{A}}}$
Weibull 分布	$F(x)=1-e^{-\left(\frac{x-B}{A}\right)^{\kappa}},\quad B\le x<\infty$ $f(x)=\frac{\kappa}{A}\left(\frac{x-B}{A}\right)^{\kappa-1}e^{-\left(\frac{x-B}{A}\right)^{\kappa}}$

4.4.3　極值分布參數推定

當資料選取方法及極值分布函數決定後，極值分布中參數如何推定，有不同的方法。一般極值分布參數推定法有力矩法 (MOM)和最小二乘法 (LSM)。其中，MOM 法為最簡單之參數推定法；LSM 為最常用之推定法。

1. 力矩法 (MOM)

力矩法利用所有(極值)數據求出樣本平均值和樣本變異數，再依表 4.4-2 中的關係，即可求出各種分布參數，其中，$\Gamma(\ )$為 Gamma 函數，γ 為 Euler 數，γ=0.5772。

表 4.4-2　各極值分布相關統計量之特性

分布函數	眾　數	平均值	變異數
極值Ⅰ型分布	B	$B+A\gamma$	$\frac{\pi}{\sqrt{6}}A$
Weibull 分布	$B+A\left(1-\frac{1}{\kappa}\right)^{1/\kappa},\kappa>1$	$B+A\Gamma\left(1+\frac{1}{\kappa}\right)$	$A\left[\Gamma\left(1+\frac{2}{\kappa}\right)-\Gamma^2\left(1+\frac{1}{\kappa}\right)\right]^{1/2}$

2. 最小二乘法 (LSM)

最小二乘法為最常用之推定法，而其值得注意的是如何決定排序資料之機率而不導致偏態的結果，即是給予適當的劃位 (plotting position)。Barnett (1975)提出極值Ⅰ型分布的劃位，Goda (2000)提出

不同極值分布之劃位，當選取 N 個資料，首先將 N 個資料依大小順序排列，再計算第 m 順位之值的累積機率 F_m，其計算公式如下：

$$F_m = 1 - \frac{m-\alpha}{N+\beta} \quad m = 1,2,.....,N \quad \text{..... (4.4.1)}$$

F_m 為波高不超過 $x_{m,N}$ 之機率。在計算 F_m 時，α 及 β 值在不同分布函數其值不同(Goda，2000)，示如表 3.4-3。在極值分布函數中，Weibull 分布有形狀參數 κ，κ 一般有 4 個固定值，在 Weibull 分布 κ=0.75，1.0，1.4 及 2.0 等 4 種。

利用最小二乘法將排序為 m 之極值(樣本值)x_m 與基準化變量 y_m 線性迴歸成

$$x_m = a y_m + b \quad \text{..... (4.4.2)}$$

式中之 a、b 分別為直線迴歸之斜率及截距，而基準化變量 y_m 與機率 F_m 依不同分布有下列關係存在：

極值 I 型分布：$y_m = -\ln(-\ln F_m)$ ..... (4.4.3)

Weibull 分布：$y_m = \left[-\ln(-\ln F_m)\right]^{1/\kappa}$ ..... (4.4.4)

應用至迴歸期推估時，取 $F_m = 1 - 1/(\lambda R)$ 代入式(4.4.3)或式(4.4.4)中，其中 λ 與 R 分別為年平均樣本數及迴歸期。

由上述可知，推算迴歸期值之精準與(a)資料之選擇方法、(b)機率分布的函數、(c)參數推定方法、(d)資料累積機率之計算等有關。

表 4.4-3 計算樣本順位機率之 α 及 β 值

分布函數	α 值	β 值
極值 I 型分布	0.44	0.12
Weibull 分布	$0.20+0.27/\sqrt{\kappa}$	$0.20+0.23/\sqrt{\kappa}$

4.4.4 信賴檢定

檢定樣本的統計特性是否適用於所選極值分布函數，一般使用卡方檢定 (Chi-squared test)及相關係數檢定 (correlation coefficient test)。

然而，二者均不易比較出不同極值分布之適用性的優劣，所以 Goda (2000)提出 MIR 法 (minimum ratio of residual correlation coefficient) 來當做判斷之基準。另由式(4.4.2)最小二乘法所得直線函數，可推算出累積機率 F_m 下之 x_m 的推算值，由實際樣本值及推算值可計算出二者相關係數 r，若定義相關係數殘差為 Δr=1-r 時，Goda (2000)提出不同極值分布函數之相關係數殘差之理論平均值為

$$\overline{\Delta r} = e^{\bar{a}+\bar{b}\ln N+\bar{c}(\ln N)^2} \quad \text{..... (4.4.5)}$$

式(4.4.5)中 N 為樣本個數係數，$\bar{a}$ 、$\bar{b}$ 及$\bar{c}$值依不同分布分別示如表 4.4-4，表中ν 為未切除(uncensored)樣本之比值，一般取ν =1。式(4.4.5)說明雖然樣本個數相同，但使用不同極值分布函數時，其相關係數殘差之理論平均值是不同的。Goda (2000)提出 $MIR = \Delta r / \overline{\Delta r}$ 為相對相關係數殘差之概念，MIR 值愈小，代表樣本較適合此極值分布。

表 4.4-4 相關係數殘差平均值公式之係數$\bar{a}$ 、$\bar{b}$ 及$\bar{c}$值

分布函數	係數 $\bar{a}$	係數 $\bar{b}$	係數$\bar{c}$
極值 I 型	-2.364+0.540$\nu^{5/2}$	-0.2665-0.0457$\nu^{5/2}$	-0.044
Weibull 分布 (κ=0.75)	-2.435-0.168$\nu^{1/2}$	-0.2083+0.107$\nu^{1/2}$	-0.047
(κ=1.0)	-2.355	-0.2612	-0.043
(κ=1.4)	-2.277+0.056$\nu^{1/2}$	-0.3169-0.0499ν	-0.044
(κ=2.0)	-2.160+0.113ν	-0.3788-0.0979ν	-0.041

4.4.5 推估值之標準偏差

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

極值 I 型分布之估算值之標準偏差量為：

$$\sigma(x_R) = \frac{1}{\sqrt{N}}\left[1 + 0.885(y_R - \gamma) + 0.6687(y_R - \gamma)^2\right]^{1/2}\sigma_x \quad \text{..... (4.4.6)}$$

式(3.4-6)中 σ_X 為樣本 X 之標準偏差，y_R 為迴歸期之基準化變量，x_R 為迴歸期之推算值。其他分布並無簡易公式推定，Goda (2000)提出

以補助統計量的標準偏差 σ_Z 乘以樣本 x 之標準偏差 σ_X，當做推算偏差量。

$$\sigma(x_R)=\sigma_x\cdot\sigma_z \quad \text{..... (4.4.7)}$$

極值Ⅰ型及 Weibull 分布之標準偏差 σ_Z 為：

$$\sigma_z=\frac{1}{\sqrt{N}}\left[1.0+\hat{A}(y_R-c+\alpha\ln\nu)^2\right]^{1/2} \quad \text{..... (4.4.8)}$$

而 $\hat{A}$ 值在極值Ⅰ型及 Weibull 分布為：

$$\hat{A}=a_1e^{a_2N^{-1.3}+\kappa(\ln\nu)^2} \quad \text{..... (4.4.9)}$$

式(4.4.8)及式(4.4.9)中，各係數如表 4.4-5 所示。

表 4.4-5　迴歸期推算量之標準偏差公式中之係數

分布函數	a_1	a_2	κ	c	α
極值Ⅰ型	0.64	9.0	0.93	0	1.32
Weibull 分布 (κ=0.75)	1.65	11.4	-0.63	0.0	1.15
(κ=1.0)	1.92	11.4	0.00	0.3	0.90
(κ=1.4)	2.05	11.4	0.69	0.4	0.72
(κ=2.0)	2.24	11.4	1.34	0.5	0.54

4.5　波浪變形

設計結構物時應考量最嚴厲的波浪條件且應考量波浪受到折射、繞射、反射、淺化、破碎所產生之變形。

4.5.1　波浪折射及淺化

波浪折射係由於深水波行進至中間水深與淺水水深之間，受到水深變化之影響，使其波速產生改變，造成波高及波向改變。決定設計波浪時應考量波浪折射現象。淺化則因水深變淺時，波高受水深及週期之影響而產生之變化。

規則波的折射及淺化所產生之波高變化可參考下式

$$H = H_0 K_s K_r \quad \text{..... (4.5.1)}$$

式中　H　：考慮折射及淺化後之波高(m)。

H_0　：深水波波高 (m)

K_r　：折射係數　$K_r = \sqrt{b_0 / b}$

K_s　：淺化係數　$K_s = \sqrt{\frac{1}{2n}\frac{C_0}{C}}$

b_0 及 b：分別為深海與計算點鄰近兩波向線間之距離。

$n = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh}\right)$。其中，$h$ 為水深，$k = \frac{2\pi}{L}$，L 為波長。

上述淺化係數僅適用於線性波理論，若考慮非線性波則宜使用圖 4.5-9 估計淺化係數。

4.5.2　波浪之反射

1.反射係數

當波浪遭遇港灣設施等阻礙物時，發生反射，故設計港灣結構物時，應考量從鄰近設施反射之波浪對所設計之結構物的影響，及從所設計之結構物反射之波浪對鄰近地區之影響。應參考現場、水工模型試驗或是過去的資料決定適當的反射係數。

需注意反射波對航行船隻及貨物裝卸之影響，例如從防波堤反射之波浪造成航道水域的擾動，或是從岸壁等反射的多重反射波使港池震盪等情況。

反射率由現場資料來決定為最佳，但當現地資料取得不易或觀測困難時，一般港灣邊界之反射率特性參考如下：

直立壁	0.7～1.0 (0.7 為高度低且有大量越波之情形)
潛堤	0.5～0.7
拋石堤	0.3～0.6
消波塊堤	0.3～0.5
直立消波結構物	0.3～0.6
自然海灘	0.05～0.2

除直立壁外，尖銳度高之波浪採用上述反射係數下限值，尖銳度低者採用上限值。而直立消波結構物之反射係數則隨波長、結構尺寸及形狀而變。若是週期幾十秒之湧浪或長浪，則消波塊堤及直立消波結構物之反射係數高於上述所列之值。

2.反射波與入射波之合成

入射波與從各邊界反射波之合成波波高可用式(4.5.2)表示。

$$H_s = \sqrt{(H_1^2 + H_2^2 + \cdots + H_n^2)} \qquad (4.5.2)$$

式中

Hs:合成波高

H_1,H_2….H_n:入射波高及各邊界反射波高

若波浪之作用隨波向而變，則需考慮波向之差異。上述合成波高僅在距離反射邊界至少 0.7 倍波長才有效。

4.5.3 波浪繞射

在有防波堤及島嶼等障礙物存在的地區，應採用適當的方式計算因波浪繞射所產生之波高變化。波浪繞射區域之水深有變化時，必須一併考慮波浪之折射。

1.繞射圖

在繞射計算時必須考慮波浪之非線性，假設海床為等深，圖 4.5-1 及圖 4.5-2 分別為不規則波正向通過半無限長防坡堤及正向進入開口 B/L=1,2,4,及 8 等之波浪繞射圖，可供估計港內之波高。圖中 S_{max} 為波向擴散參數(directional spreading parameter)，其適用條件如下:

S_{max}	適用條件
10	風浪
25	短距離衰減之湧浪
75	長距離衰減之湧浪

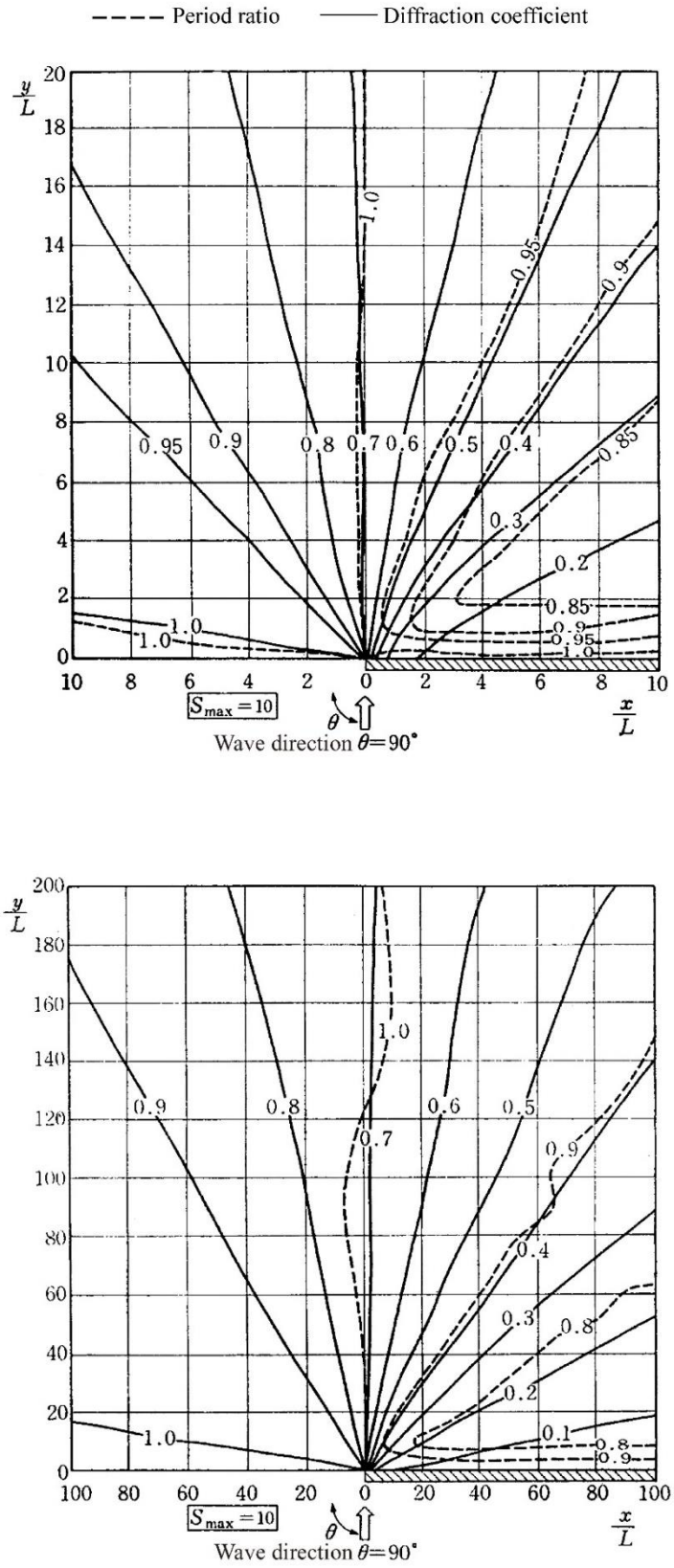


圖 4.5-1 (a) 半無限長防波堤波浪繞射圖(θ=90˚) S_{max}=10

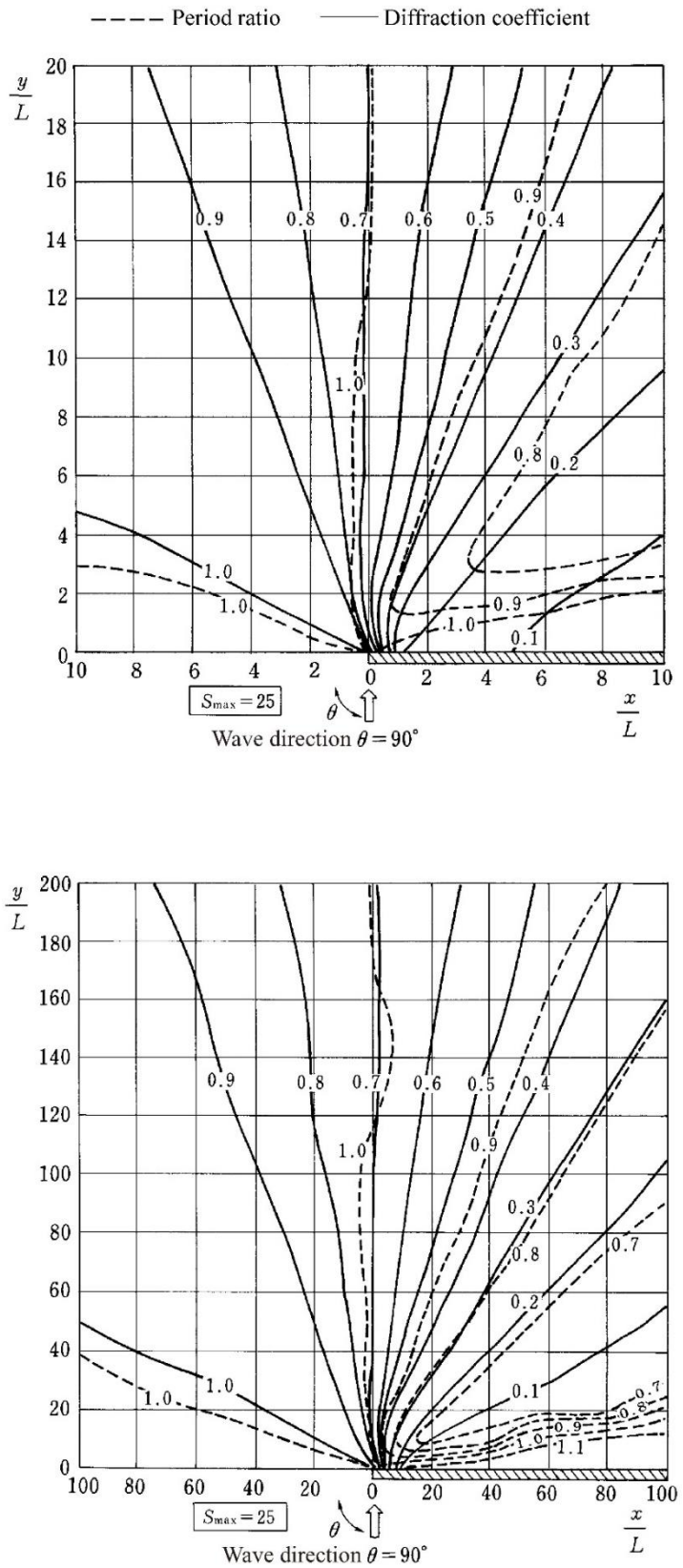


圖 4.5-1 (b) 半無限長防波堤波浪繞射圖(θ=90˚) S_{max}=25

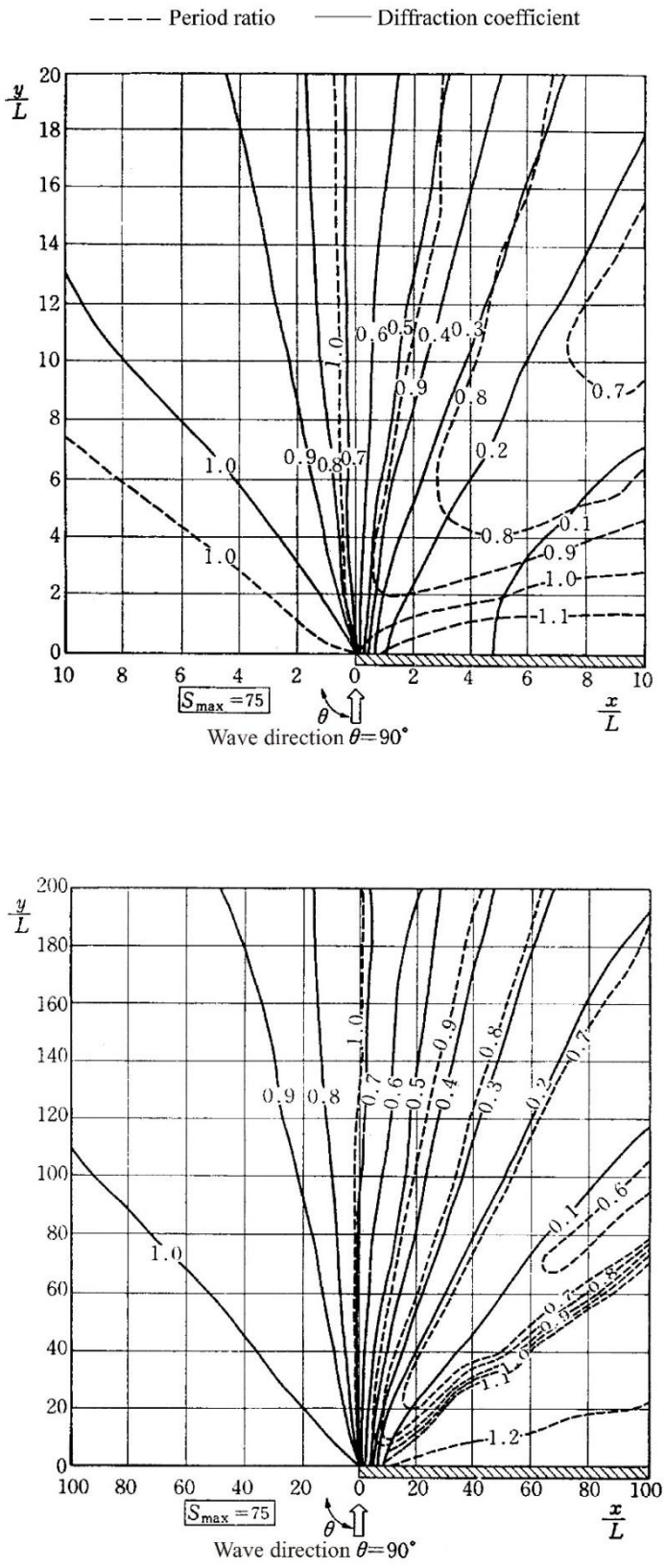
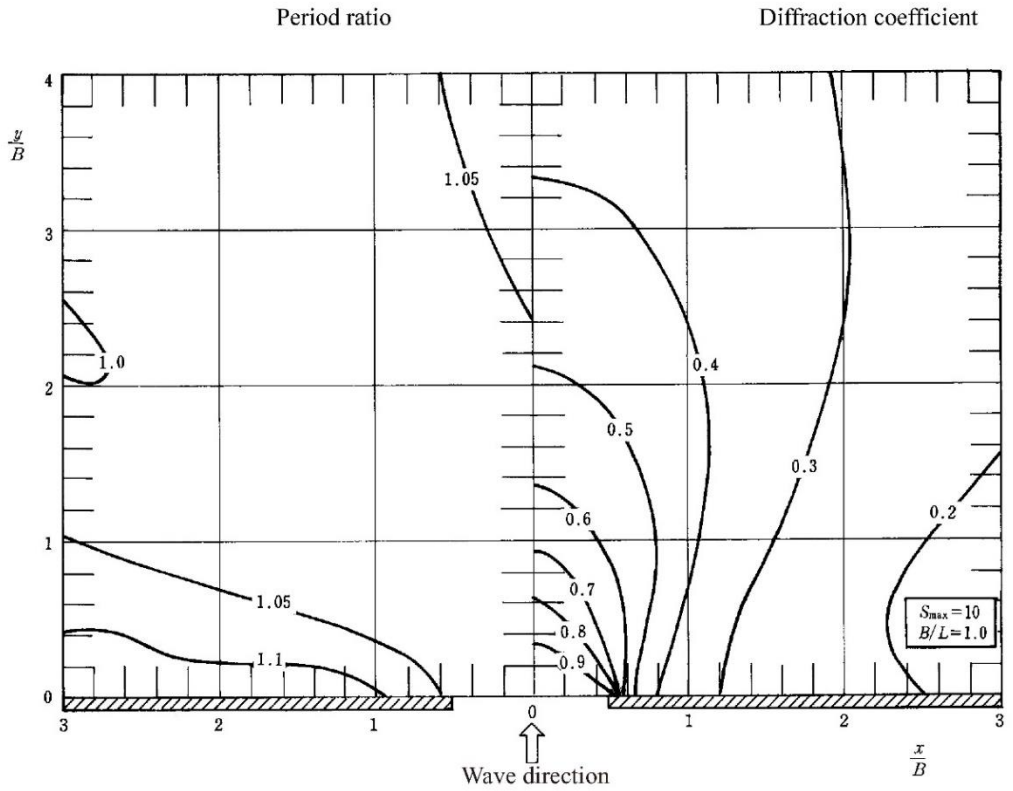


圖 4.5-1 (c) 半無限長防波堤波浪繞射圖(θ=90˚) S_{max}=75



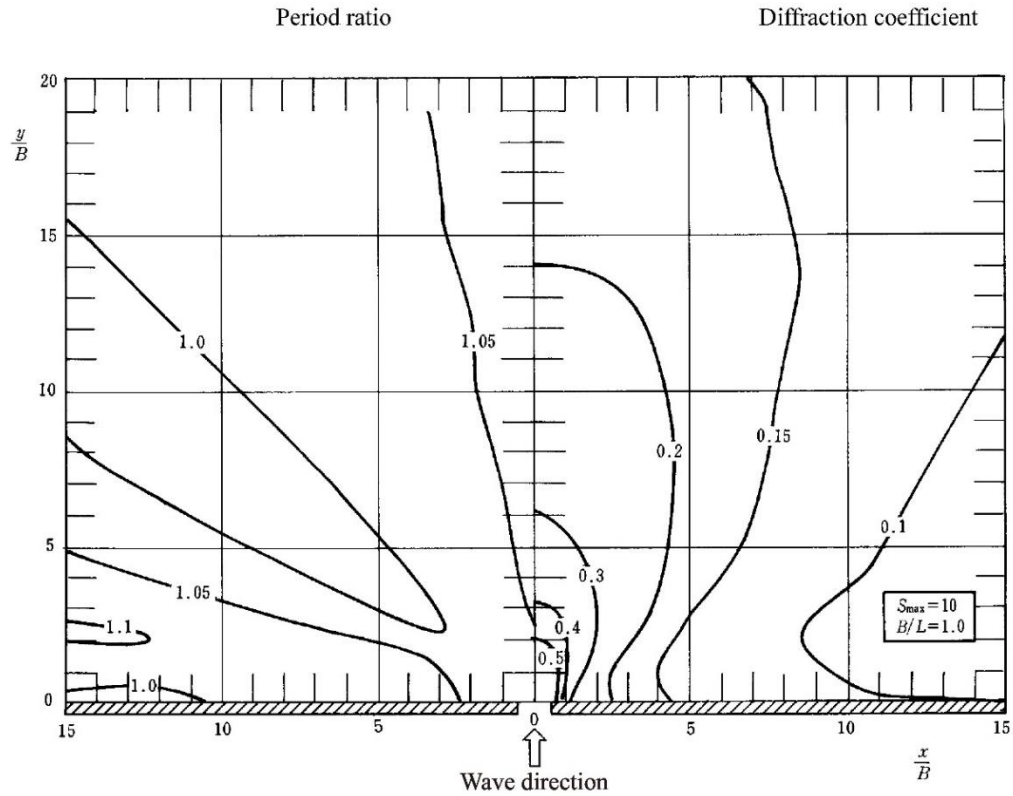
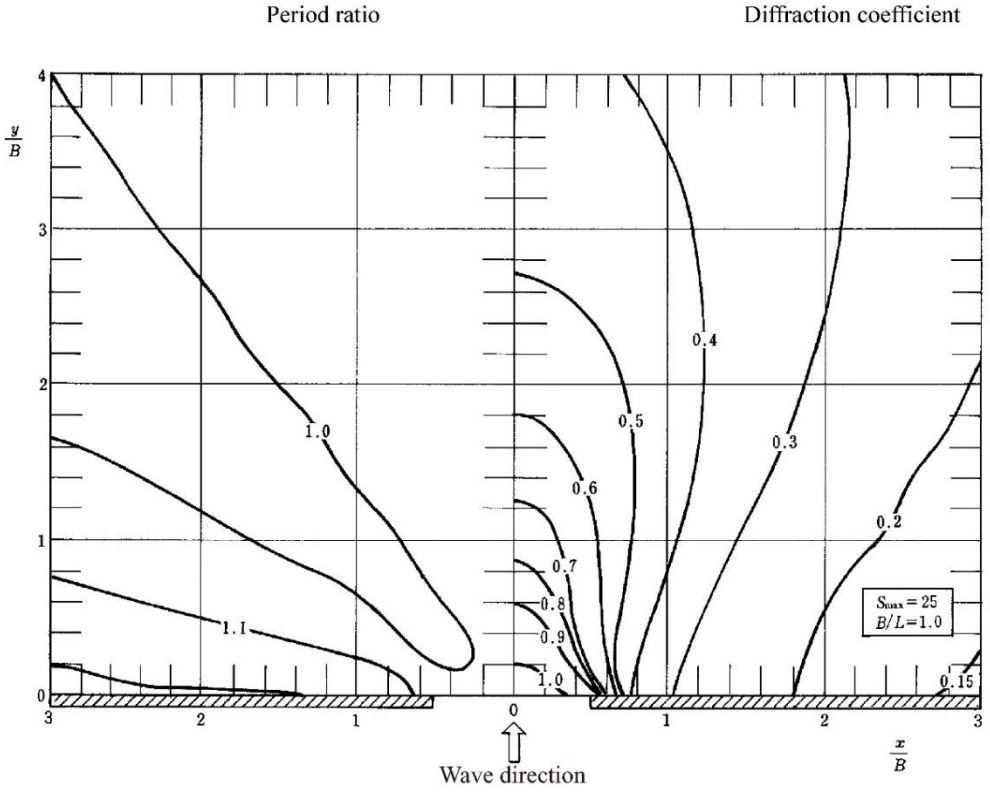


圖 4.5-2 (a)波浪繞射圖(B/L=1.0) S_{max}=10



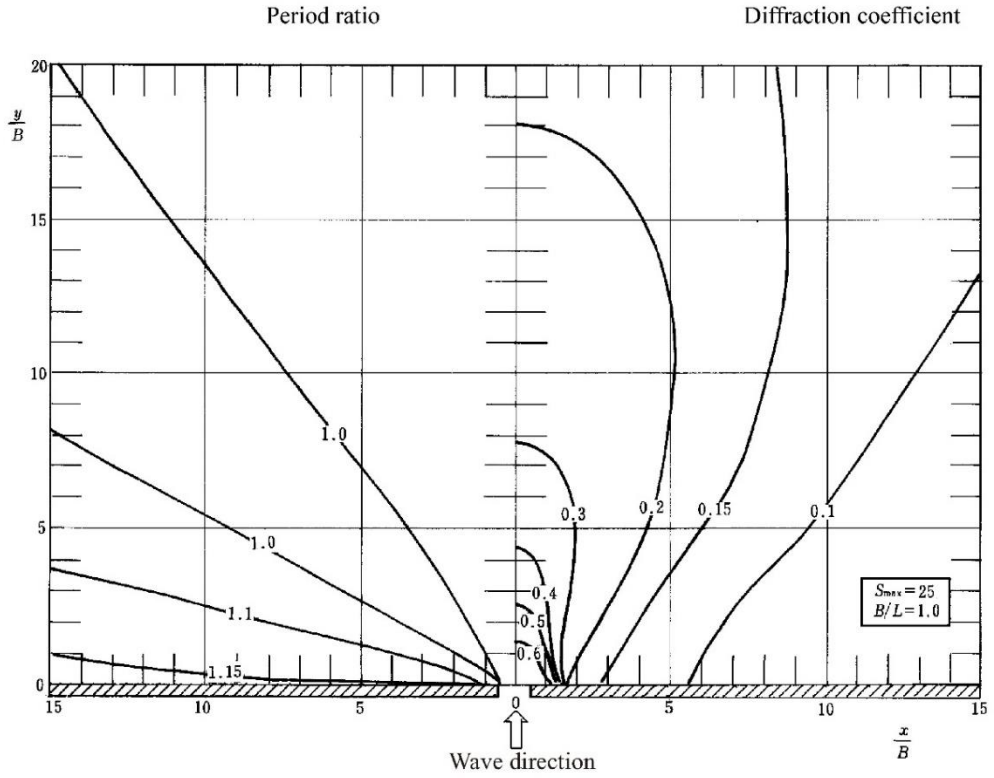
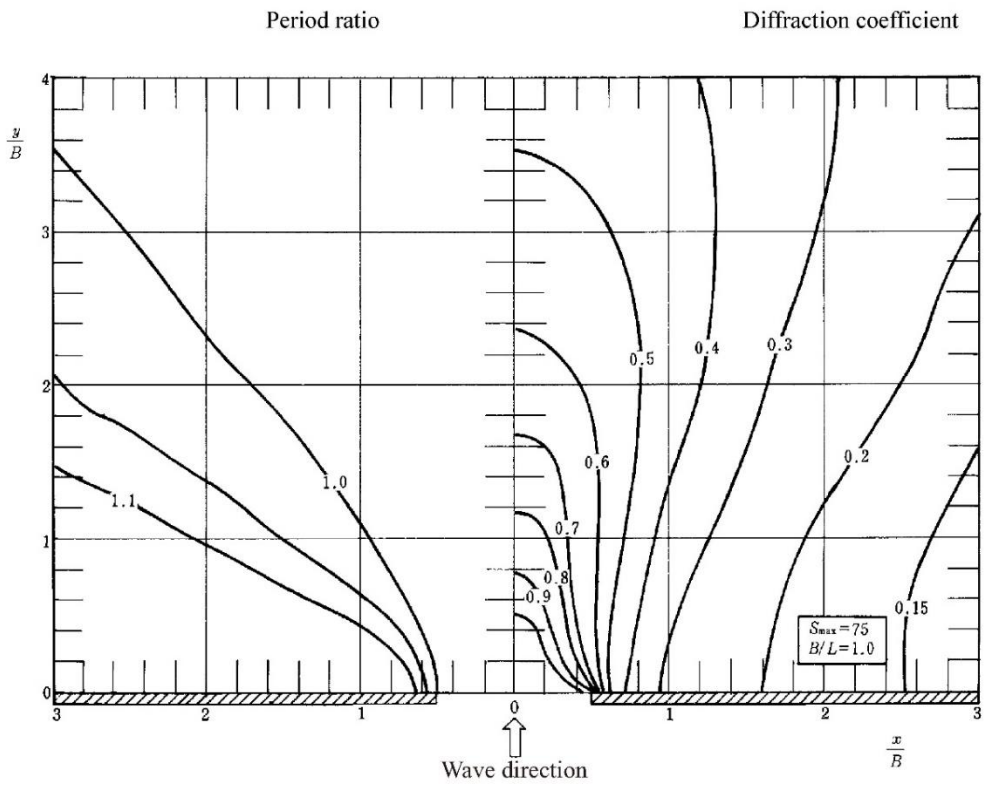


圖 4.5-2 (b)波浪繞射圖(B/L=1.0) S_{max}=25



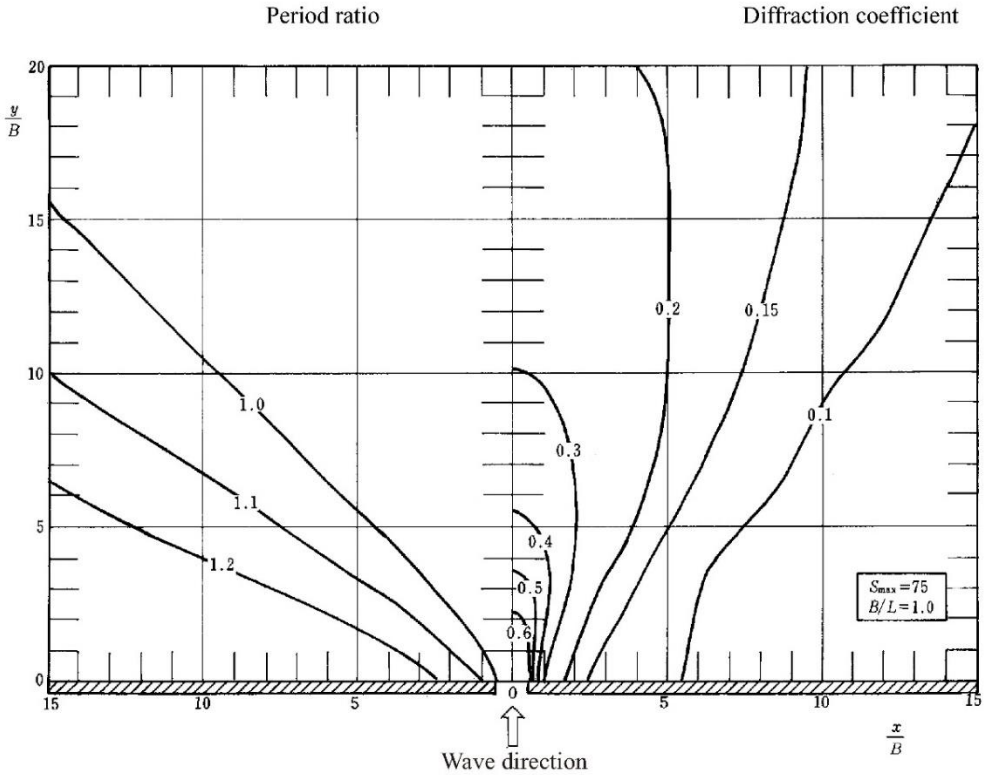
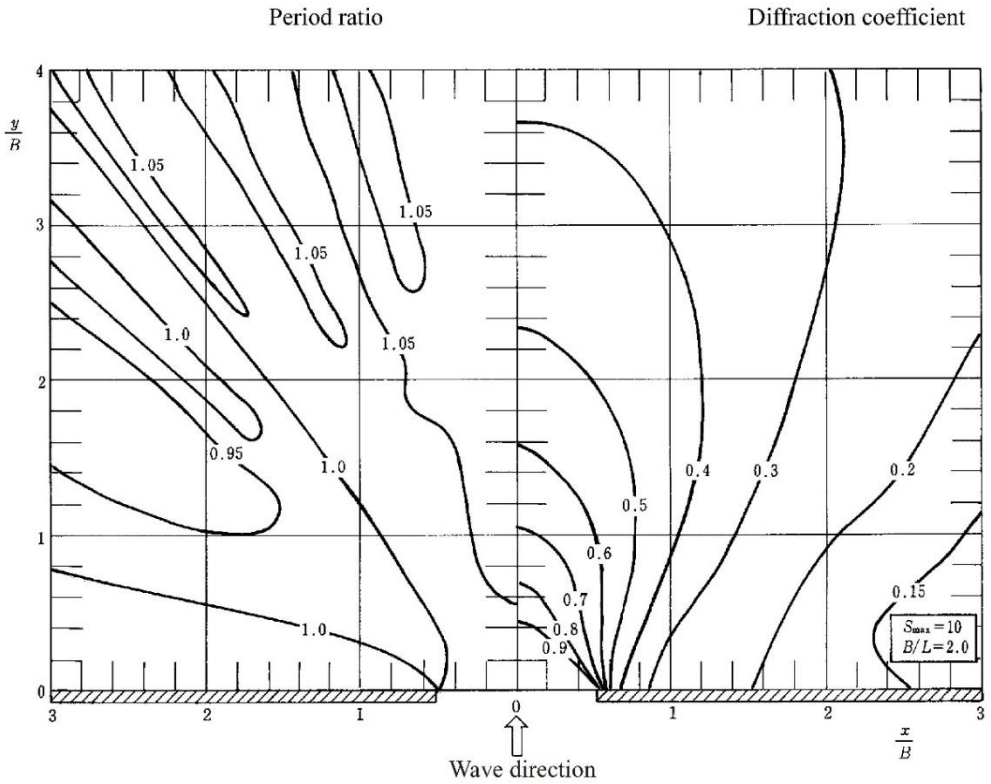


圖 4.5-2 (c)波浪繞射圖(B/L=1.0) S_{max}=75



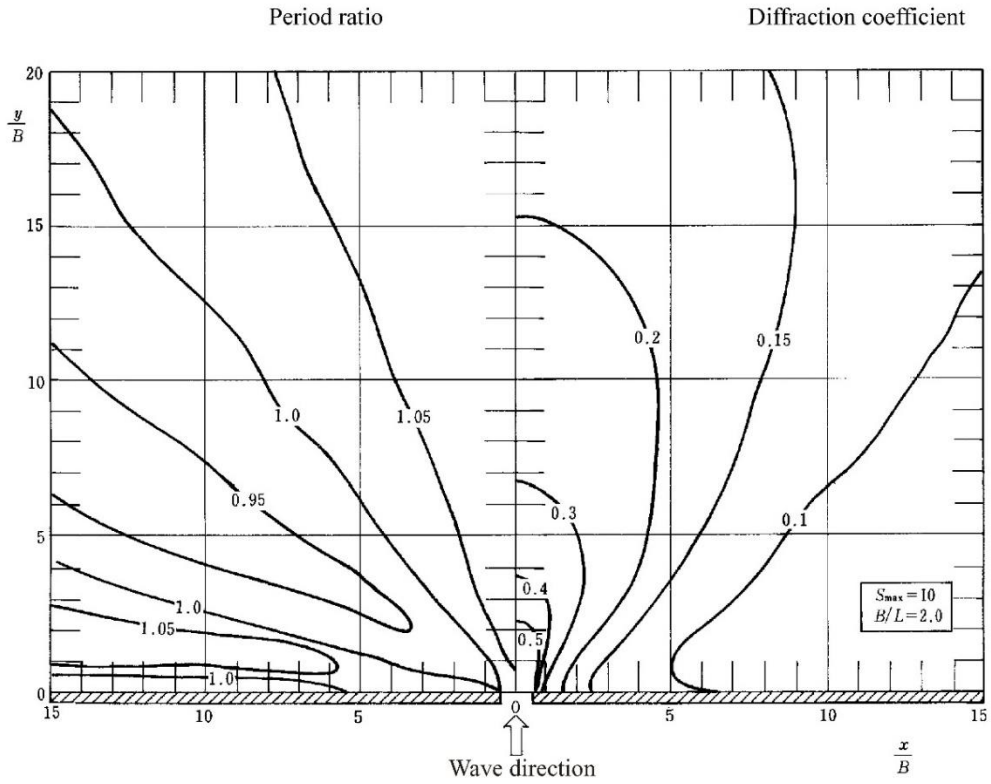
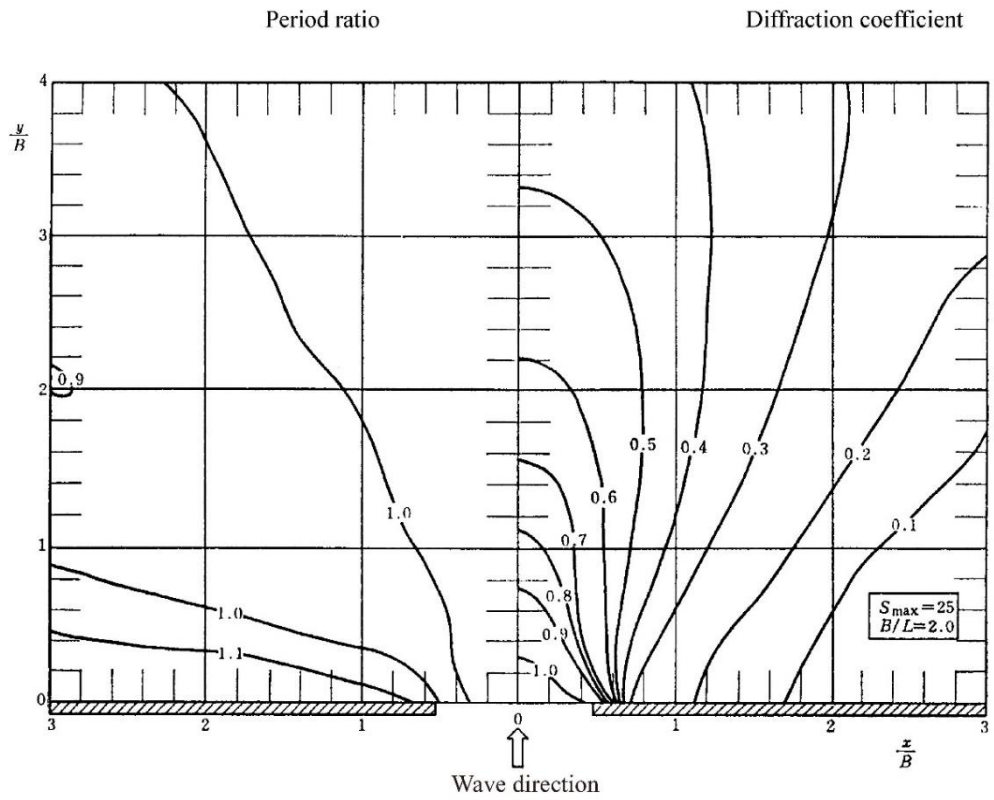


圖 4.5-2 (d)波浪繞射圖(B/L=2.0) S_{max}=10



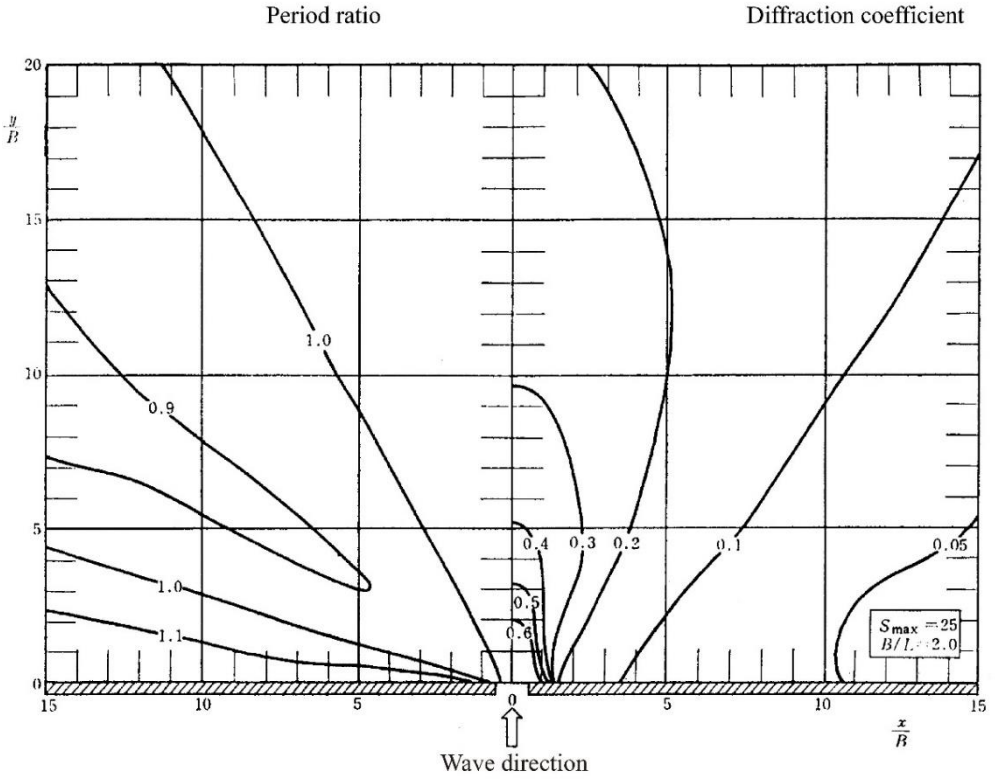
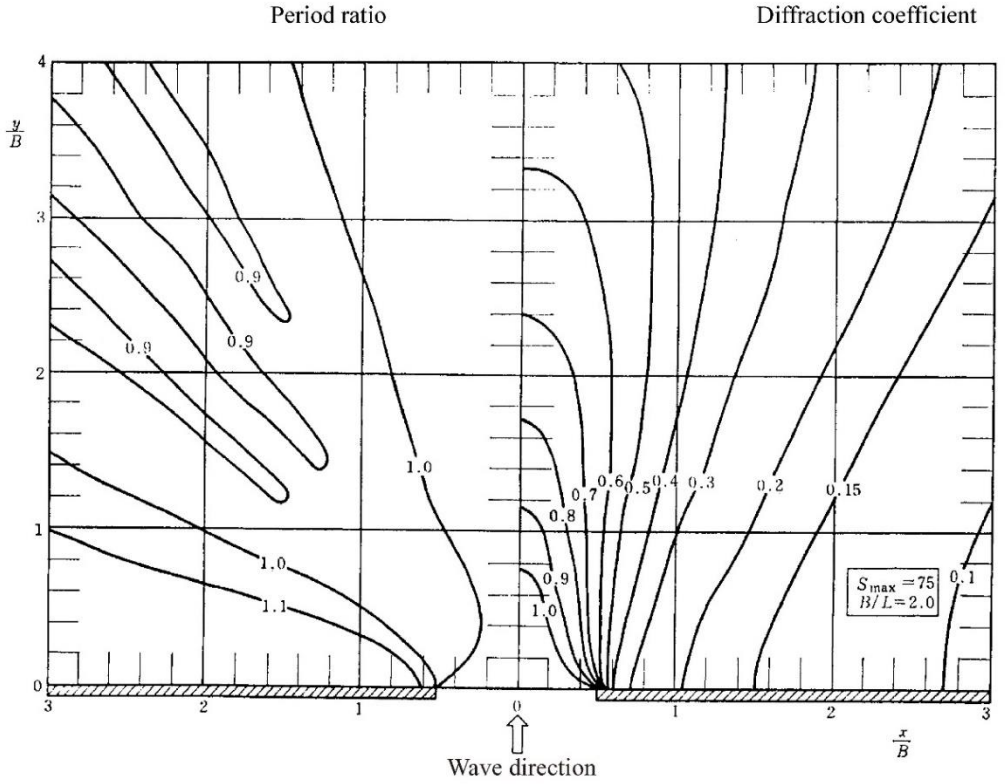


圖 4.5-2 (e)波浪繞射圖(B/L=2.0) S_{max}=25



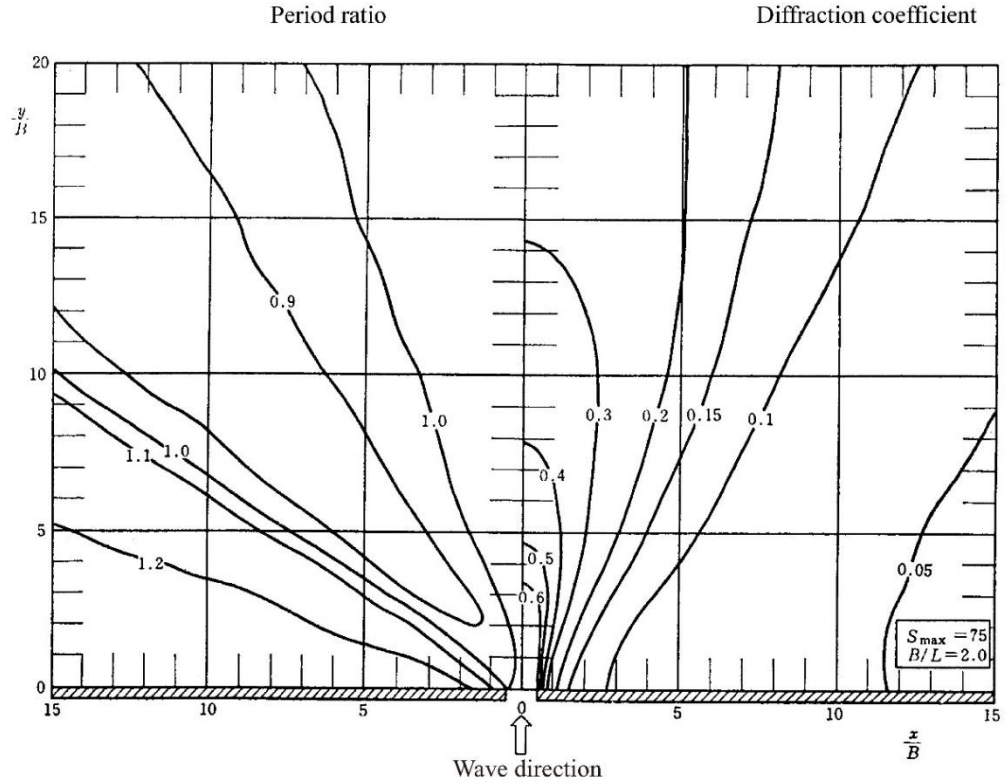
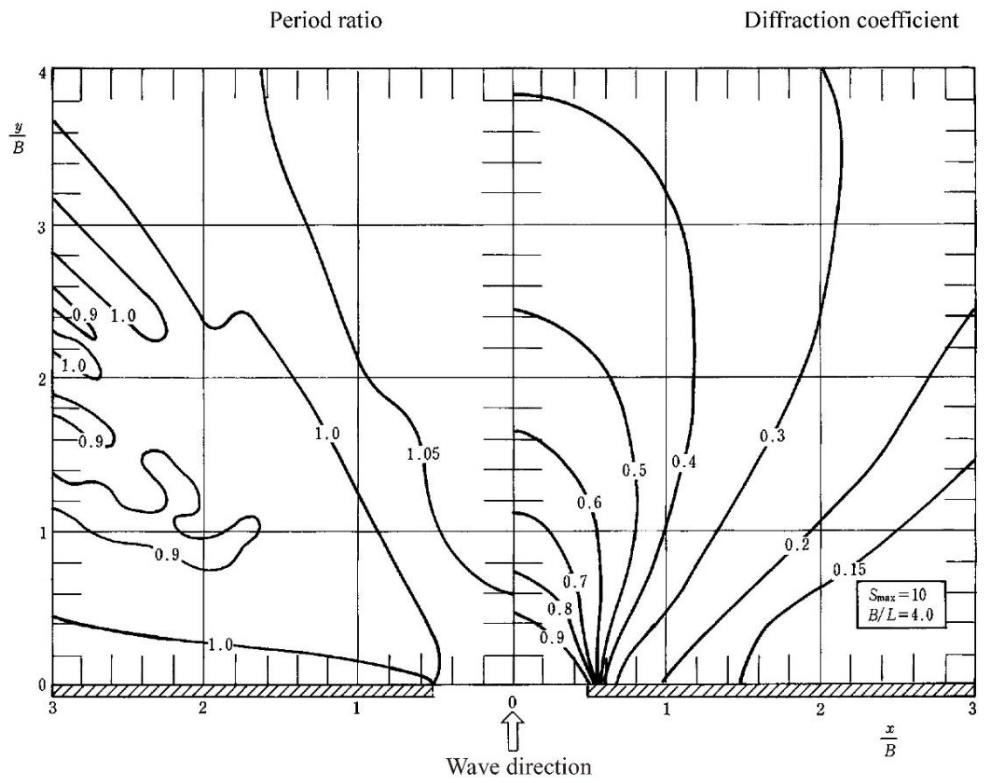


圖 4.5-2 (f)波浪繞射圖(B/L=2.0) S_{max}=75



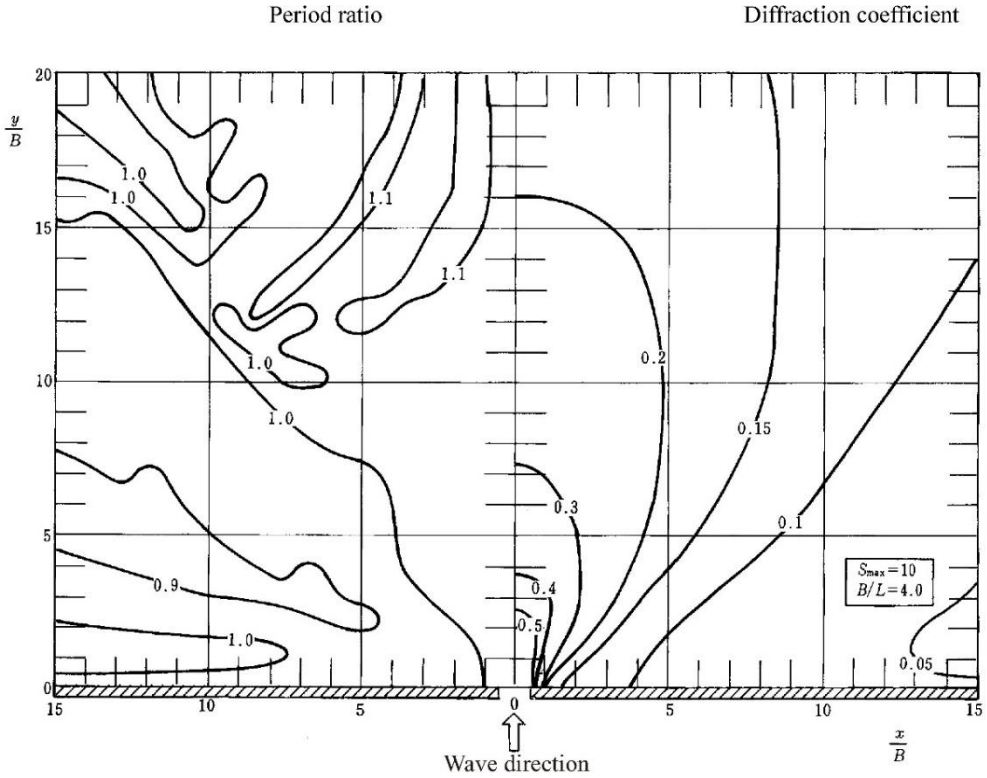
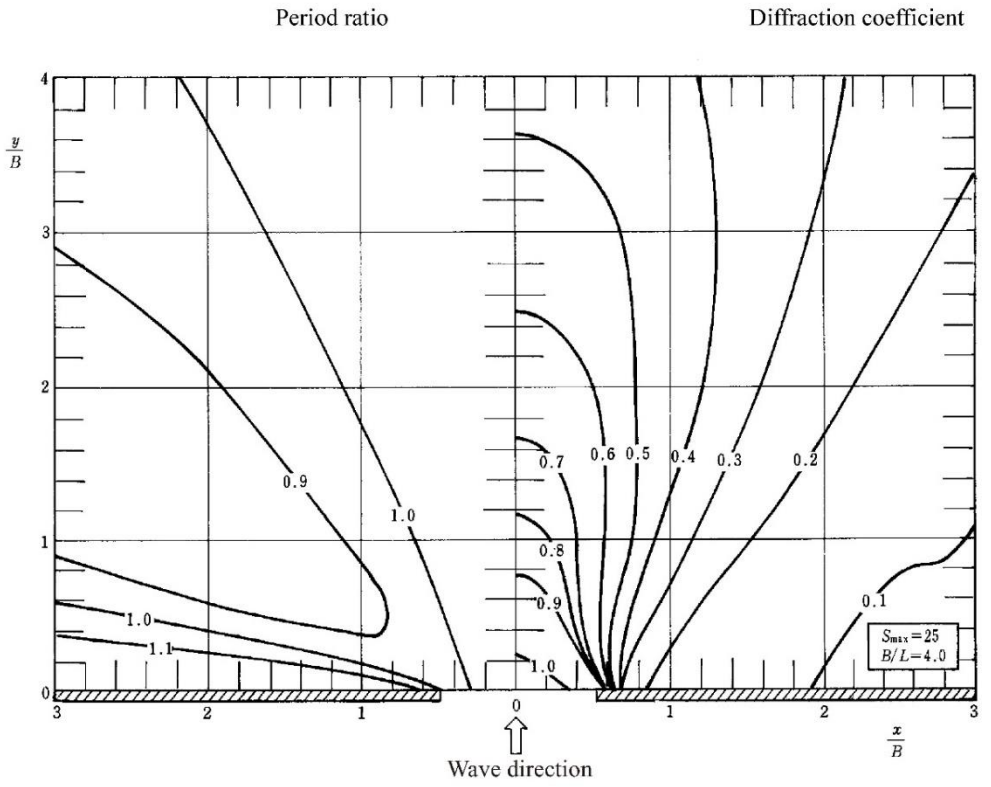


圖 4.5-2 (g)波浪繞射圖(B/L=4. 0) S_{max}=10



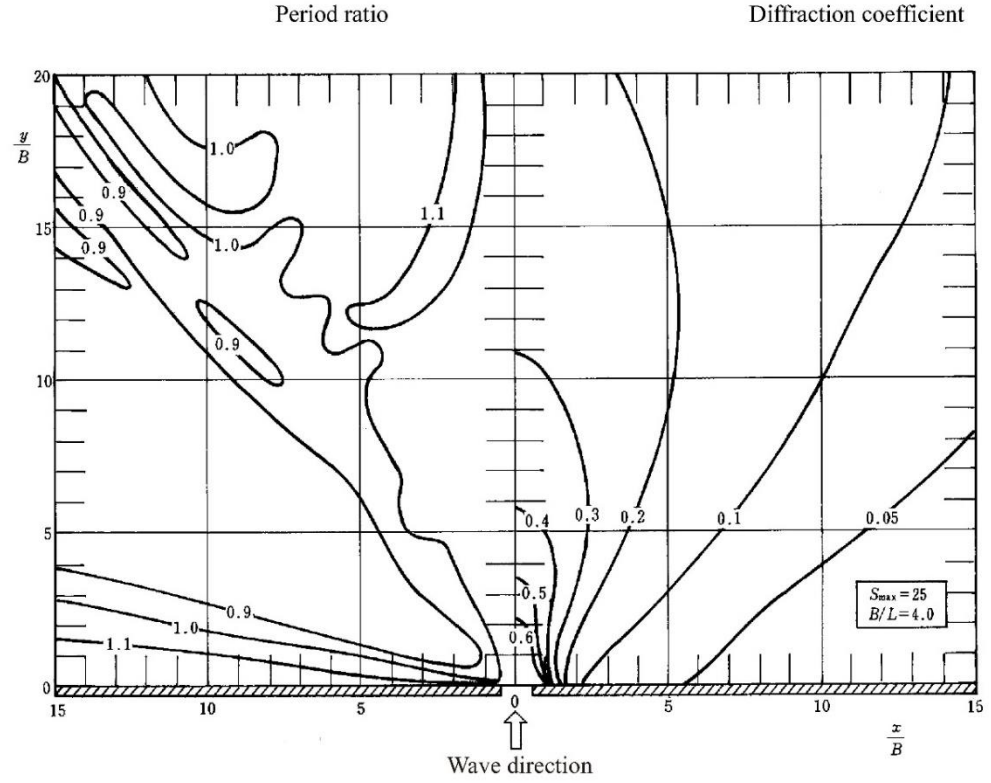
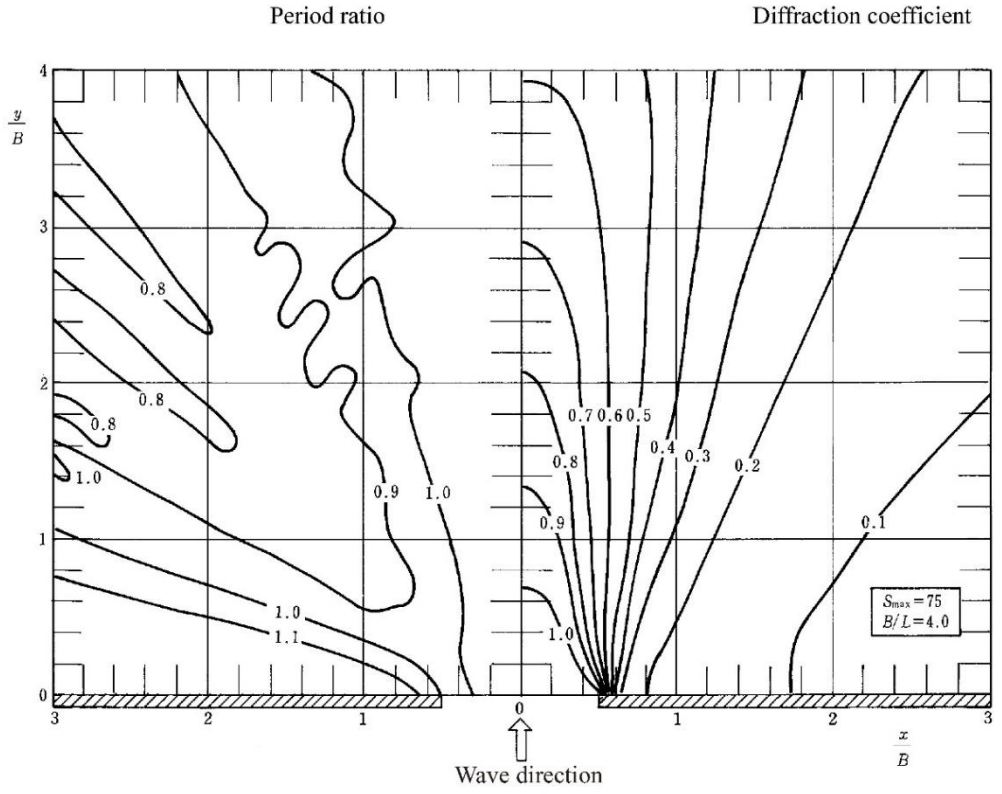


圖 4.5-2 (h)波浪繞射圖(B/L=4. 0) S_{max}=25



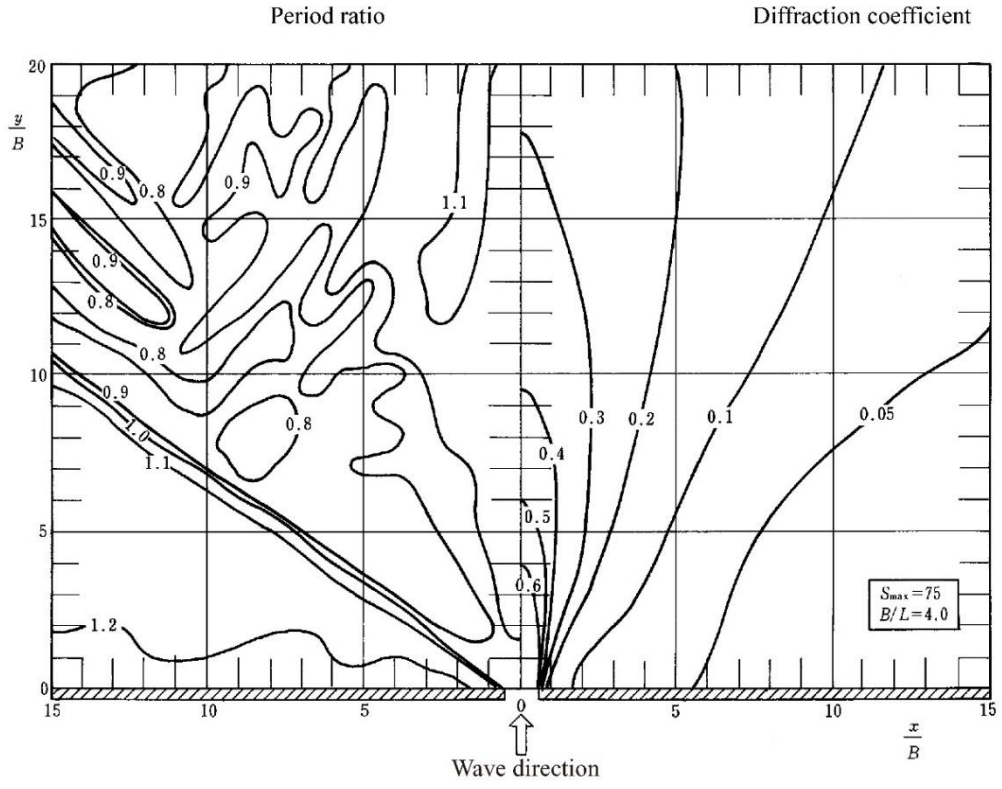
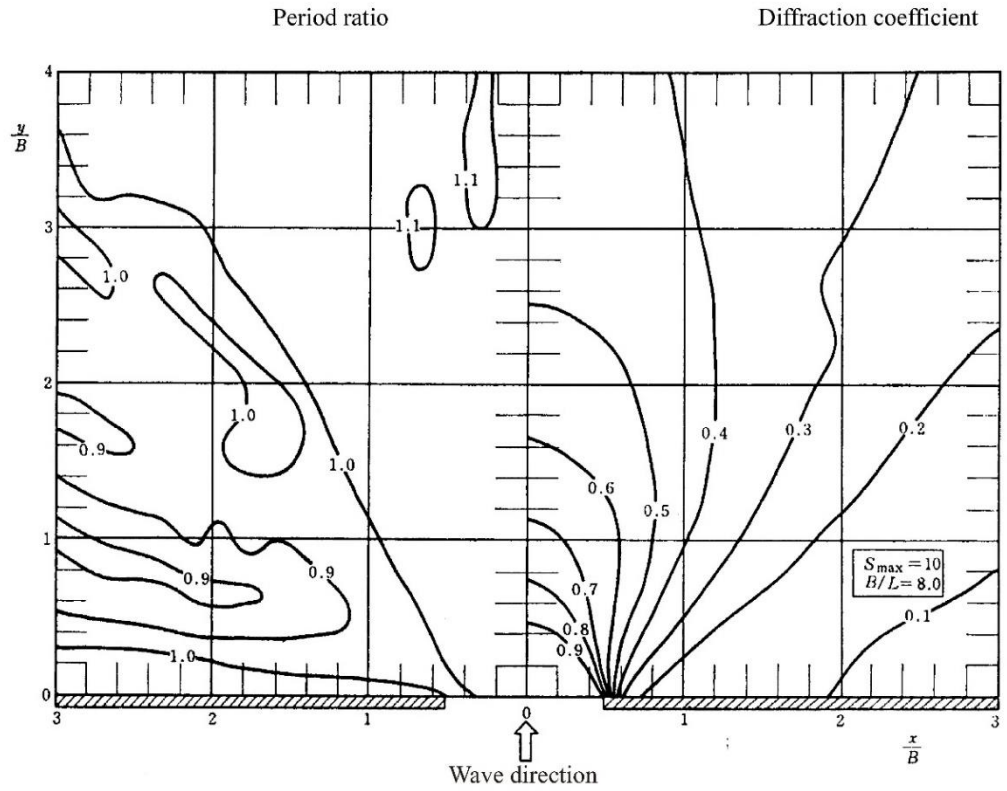


圖 4.5-2 (i)波浪繞射圖(B/L=4. 0) S_{max}=75



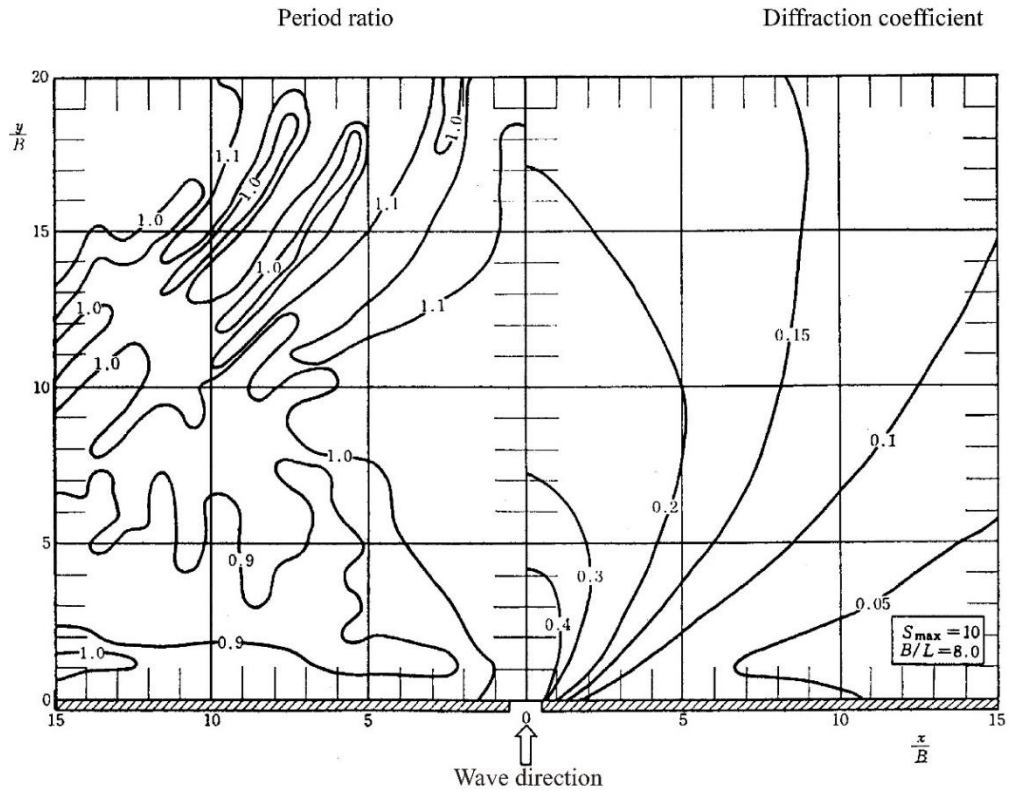
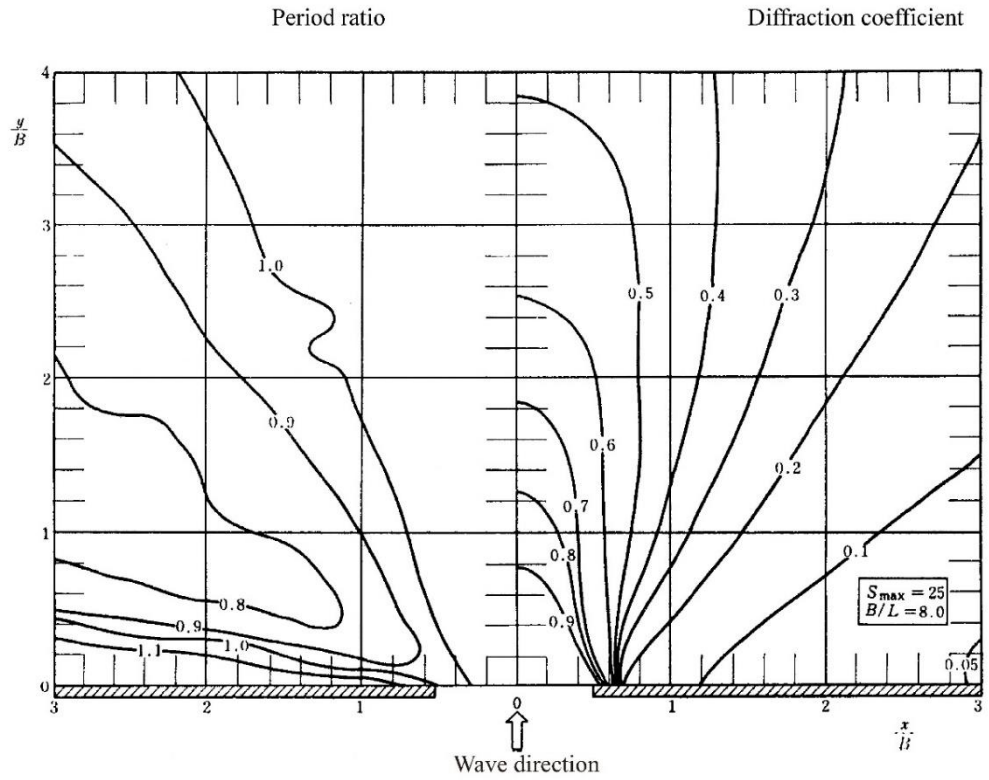


圖 4.5-2 (j)波浪繞射圖(B/L=8. 0) S_{max}=10



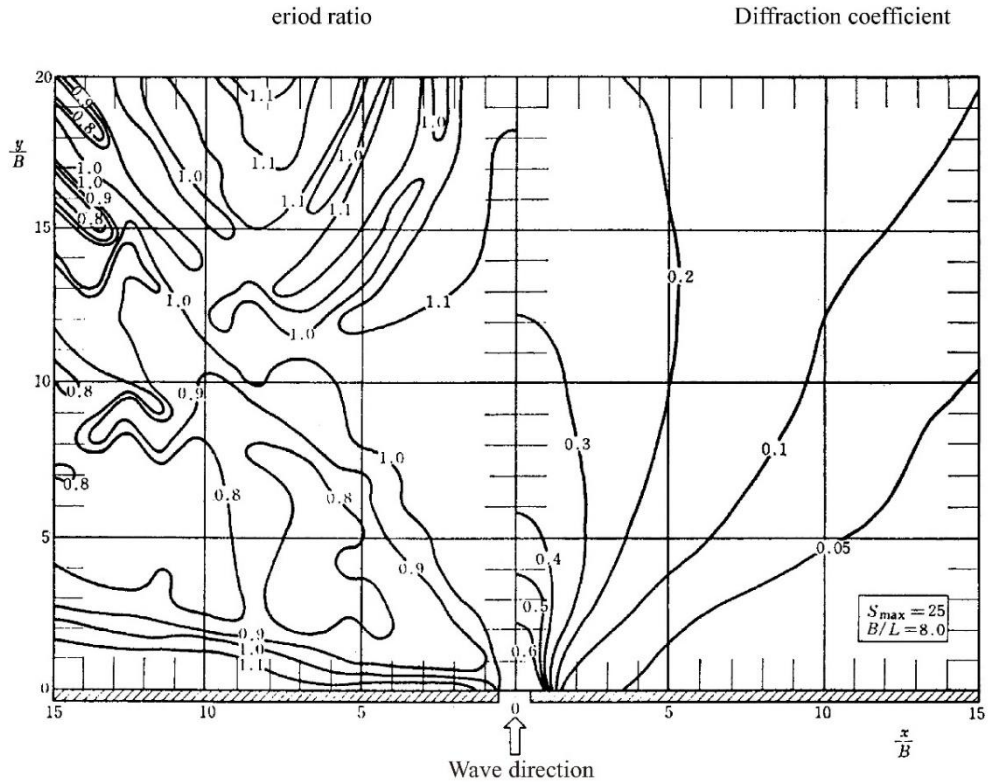
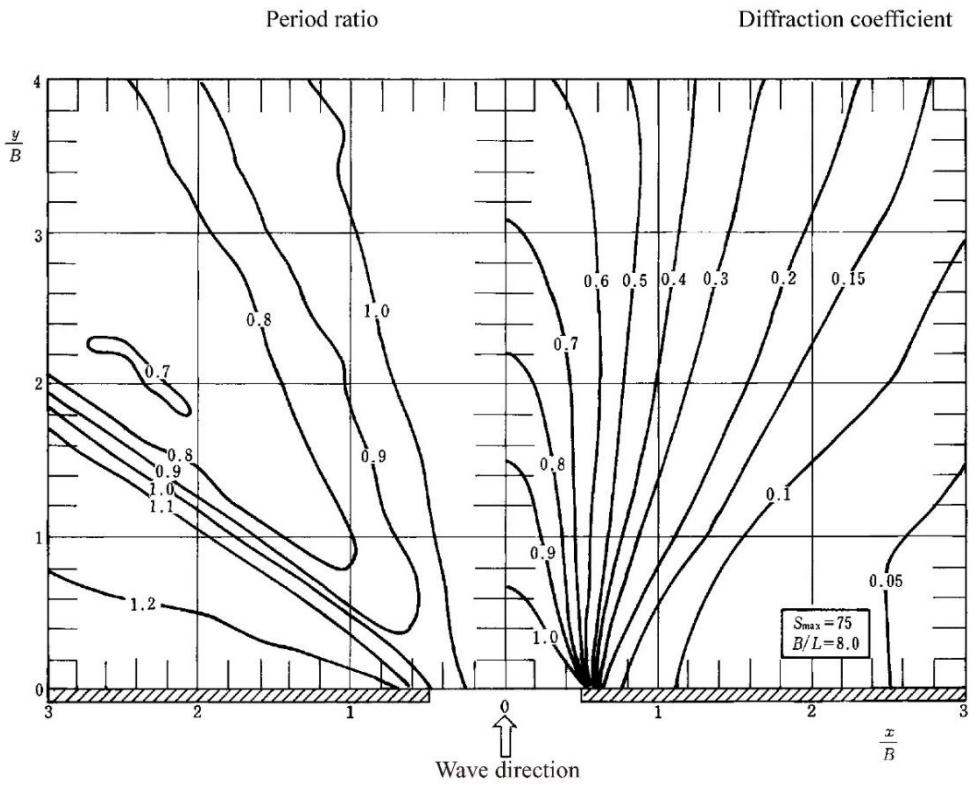


圖 4.5-2 (k)波浪繞射圖(B/L=8. 0) S_{max}=25



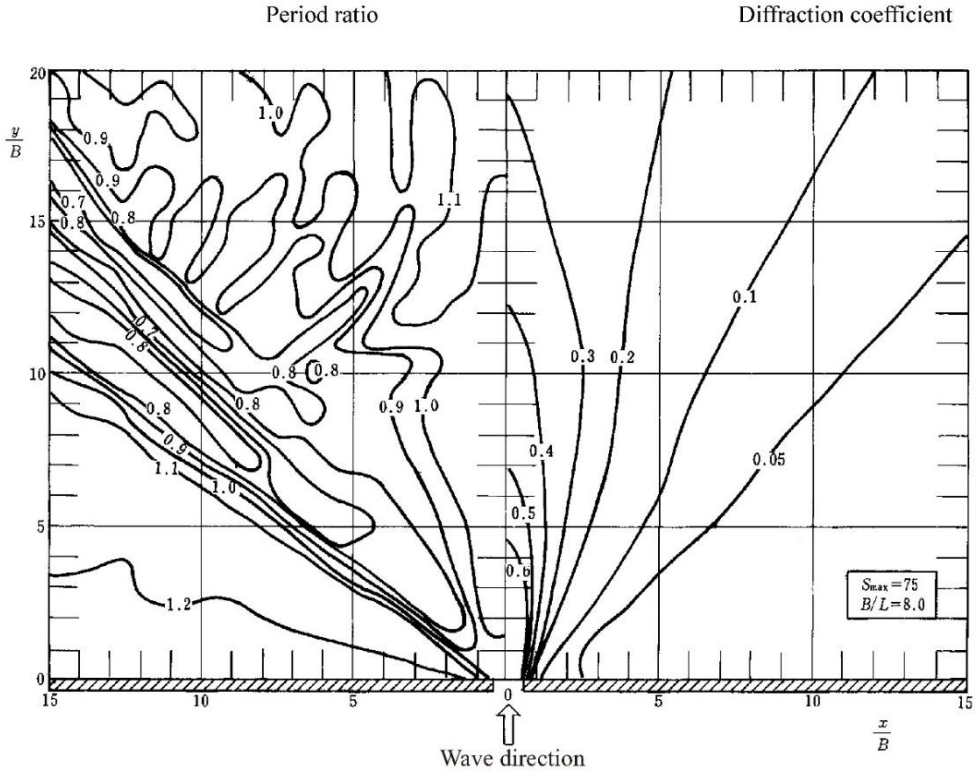


圖 4.5-2 (I)波浪繞射圖(B/L=8. 0) S_{max}=75

若入射波為斜向，則最好以數值模式計算繞射係數，否則以下面方法概估繞射係數。

(1) 繞射波軸向之決定

如圖 4.5-3 所示，入射波向為 θ，而繞射波之軸線方向為 θ’，其關係如表 4.5-1 所列。而垂直於繞射波軸線之開口寬度 B’則表示如式(4.5.2)。

$$B'/L=(B/L)\sin\theta' \quad \text{..... (4.5.2)}$$

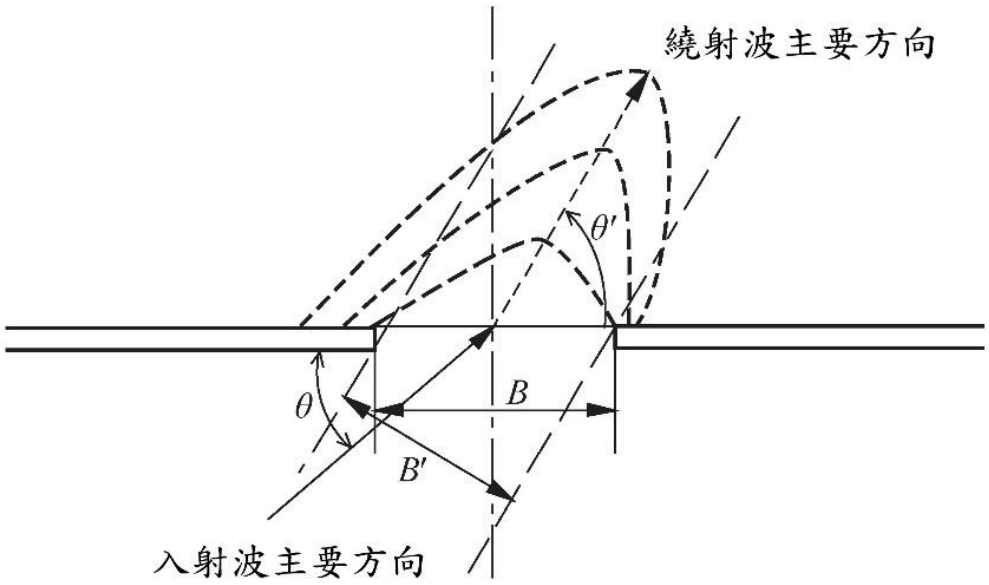


圖 4.5-3 入射波向、繞射波軸線方向及開口示意圖 [4.3.4]

表 4.5-1 繞射波浪軸線角度

(a)S_{max}=10 [括弧內之角度為繞射波軸線與入射波向線之夾角]

B/L	入射波與防波堤之夾角 θ			
	15°	30°	45°	60°
1.0	53°(38°)	58°(28°)	65°(20°)	71°(11°)
2.0	46°(31°)	53°(23°)	62°(17°)	70°(10°)
4.0	41°(26°)	49°(19°)	60°(15°)	70°(10°)

(b)S_{max}=25

B/L	入射波與防波堤之夾角θ			
	15°	30°	45°	60°
1.0	49°(34°)	52°(22°)	61°(16°)	70°(10°)
2.0	41°(26°)	47°(17°)	57°(12°)	67°(7°)
4.0	36°(21°)	42°(12°)	54°(9°)	65°(5°)

(c)S_{max}=75

B/L	入射波與防波堤之夾角θ			
	15°	30°	45°	60°
1.0	41°(26°)	45°(15°)	55°(10°)	66°(6°)
2.0	36°(21°)	41°(11°)	52°(7°)	64°(4°)
4.0	30°(15°)	36°(6°)	49°(4°)	62°(2°)

(2)擬合繞射圖

若波浪非正向入射,則可選擇B/L值與虛擬開口寬度比(B'/L)相近之繞射圖，然後旋轉繞射圖直到入射波向與繞射波軸線(其角度如表 4.5-1 所示)重疊，描繪繞射圖即為斜向入射波之繞射圖，用此概估法最大誤差發生在開口附近，其誤差約 0.1。

2.港內繞射係數決定方法

複雜之港內水域配置及非等水深之情況,宜以數值模式計算繞射係數。若需同時考慮繞射及折射而可無需考慮反射波時,港內波高亦可分別計算繞射係數及折射係數後求得港內波高。

3.以水工模型試驗決定繞射係數

以多波向不規則波造波機可在試驗室再造出具波向擴散之波浪,則在港內所量測之有義波高除以港口量測之有義波高即為繞射係數,而在港口至少要有兩個測點。

4.5.4　波浪在凹角、防波堤堤頭附近及離岸堤周圍之變形

在結構物凹角處、防波堤堤頭附近及離岸堤周圍，由於繞射及反射之影響，其波高會比一般之重複波大。

1. 凹角處波高計算圖

圖 4.5.4 為在凹角波高分布之最大值，此乃以不規則波以數值模式計算之結果，若以規則波計算則其分布會有大波動，對波高會高估。

若構成凹角之防波堤全長均具消波工，且其反射係數小於 0.4，則可忽略在凹角處波高之增大。

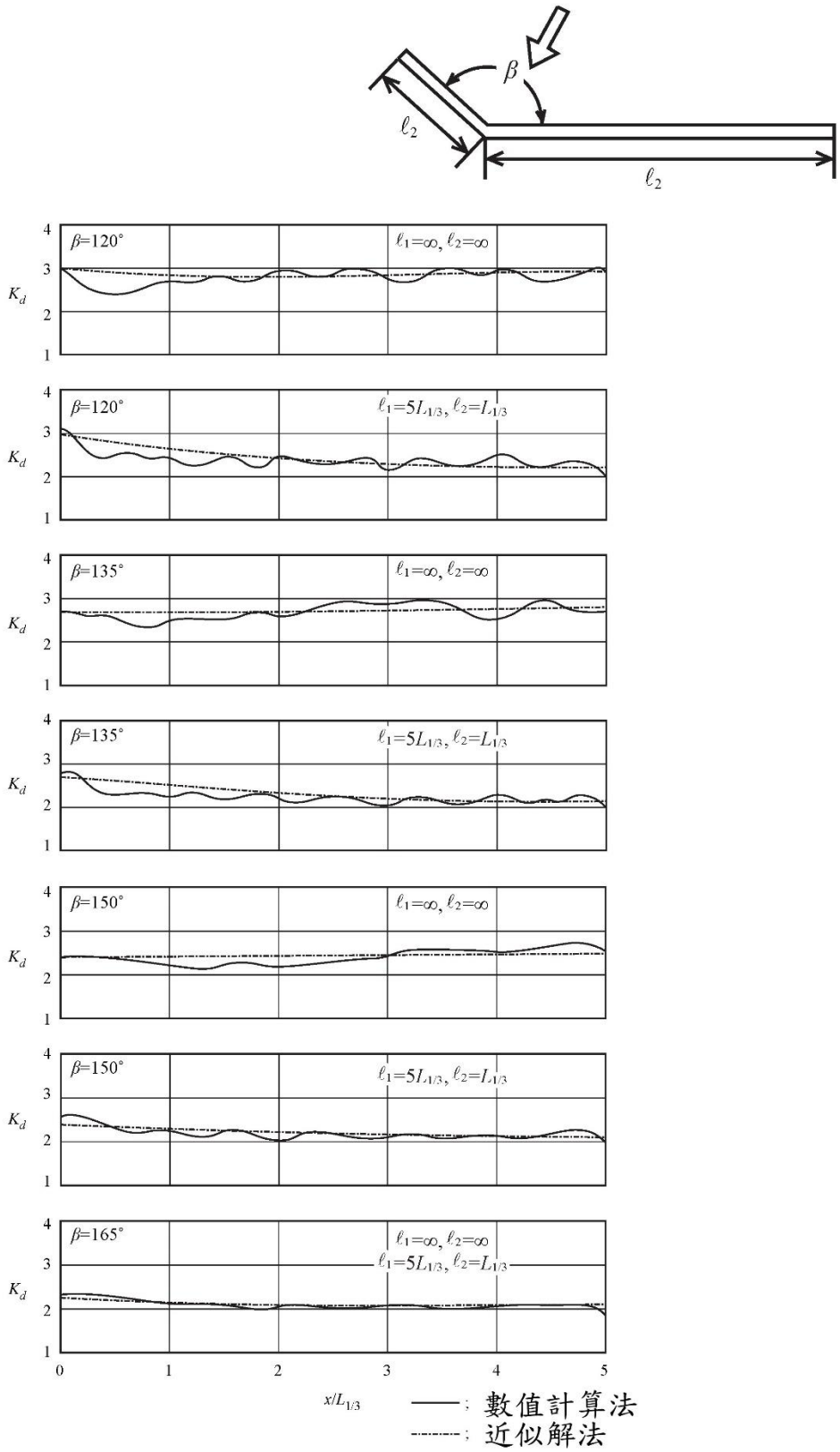


圖 4.5-4 在凹角處波高分布最大值

2. 在防波堤堤頭附近波高之增大

在距離堤頭一倍波長之範圍內，由於繞射之影響，波高會比一般之重複波大。在防波堤背側會有波高波動現象，因此必須注意防波堤內外水位高低差所引起波力之增大。圖 4.5-5 為對重複波波力比之計算例。

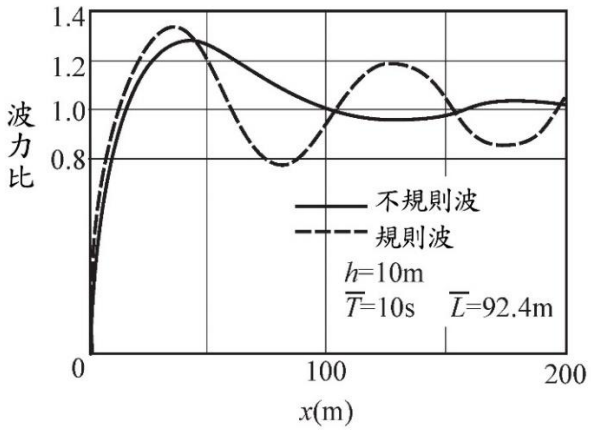


圖 4.5-5 沿半無限長防波堤波力比之分布 [4.3.7]

3. 離岸堤周圍波高之增大

由於在離岸堤兩堤端產生繞射現象，使波高增大且堤後波高分布產生波動現象現象，而致堤前及堤後之水位差使波力增大。最大波力作用點會隨入射波向及堤長與波長比而變。圖 4.5-6 為一離岸堤波力比分布計算例，其入射波為單向不規則波，波力比係對重複波。圖中顯示最大波力發生在較窄的入射角。

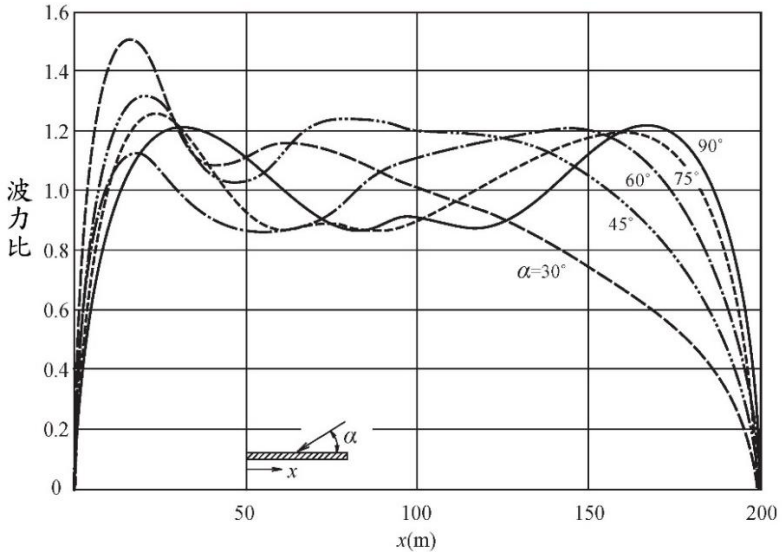


圖 4.5-6 沿離岸堤波力比之分布

在水深小於約 3 倍相當深海波高之處，應考慮碎波的影響所致波高之變化。碎波所致波高之變化，應考慮波浪之不規則性。

4.5.5 碎波

在水深小於約 3 倍相當深海波高之處，應考慮碎波的影響所致波高之變化。碎波所致波高之變化，應考慮波浪之不規則性。

碎波所致不規折波波高之變化，可參考由合田一碎波理論所得之結果如圖 4.5-7(a)~(e)或圖 4.5-8(a)~(e)。其圖中點線右側區域為波浪受到底床影響且碎波尚未發生時之波高變化，可依圖 4.5-9 淺化係數加以計算。

以碎波理論模式計算波高變化時，一般須以電腦進行計算，但是考慮現象之變動性及綜合之精確度，可以採用以下之簡便公式計算示性波高及最大波高：

$$H_{1/3}=\begin{cases} K_s H_0' & h/L_0 \geq 0.2 \\ \min\{(\beta_0 H_0'+\beta_1 h), \beta_{max} H_0', K_s H_0'\} & h/L_0 < 0.2 \end{cases} \quad \text{..... (4.5.3)}$$

式中

$$\beta_0 = 0.028(H_0'/L_0)^{-0.38}\exp[20(tan\theta)^{1.5}]$$
$$\beta_1 = 0.52\exp[4.2 tan\theta]$$
$$\beta_{max} = \max\{0.92, 0.32(H_0'/L_0)^{-0.29}\exp[2.4 tan\theta]\}$$

K_s 為不規則波淺化係數(圖 4.5-3)，$\tan\theta$ 為海底坡度,

$$H_{max}=\begin{cases} 1.8 K_s H_0' & h/L_0 \geq 0.2 \\ \min\{(\beta_0^* H_0'+\beta_1^* h), \beta_{max}^* H_0', 1.8 K_s H_0'\} & h/L_0 < 0.2 \end{cases} \quad \text{..... (4.5.4)}$$

式中

$$\beta_0^* = 0.052(H_0'/L_0)^{-0.38}\exp[20(\tan\theta)^{1.5}]$$
$$\beta_1^* = 0.63\exp[3.8\tan\theta]$$
$$\beta_{\max}^* = \max\{1.65, 0.53(H_0'/L_0)^{-0.29}\exp[2.4\tan\theta]\}$$

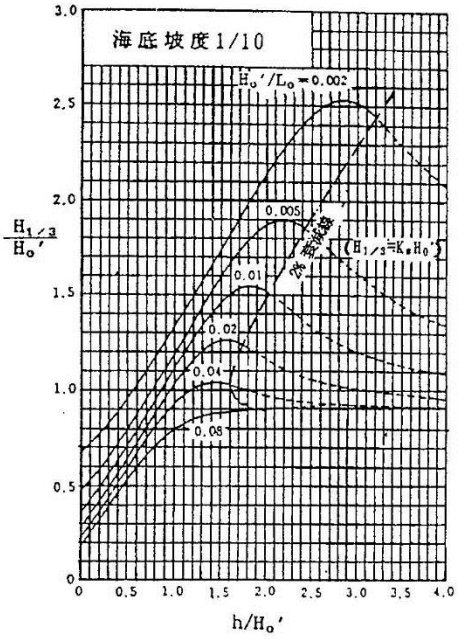


圖 4.5-7(a) 碎波帶內示性波高計算圖

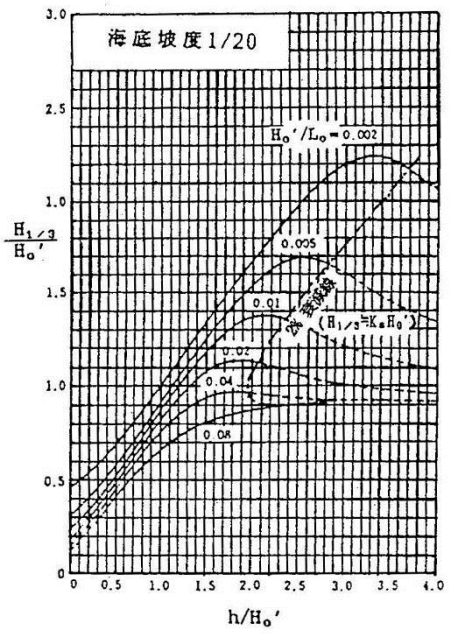


圖 4.5-7(b) 碎波帶內示性波高計算圖

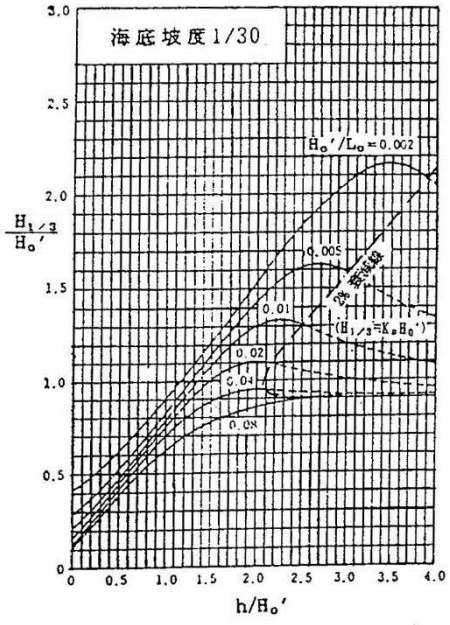


圖 4.5-7(c) 碎波帶內示性波高計算圖

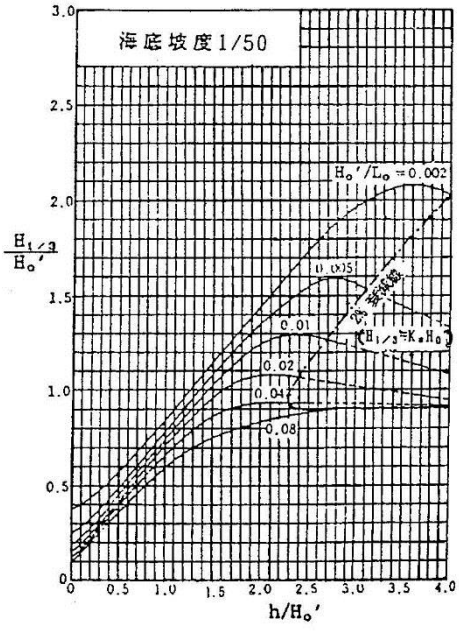


圖 4.5-7(d) 碎波帶內示性波高計算圖

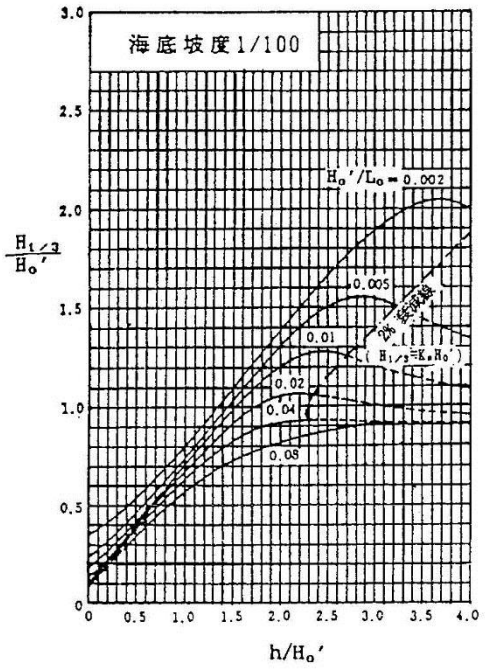


圖 4.5-7(e) 碎波帶內示性波高計算圖

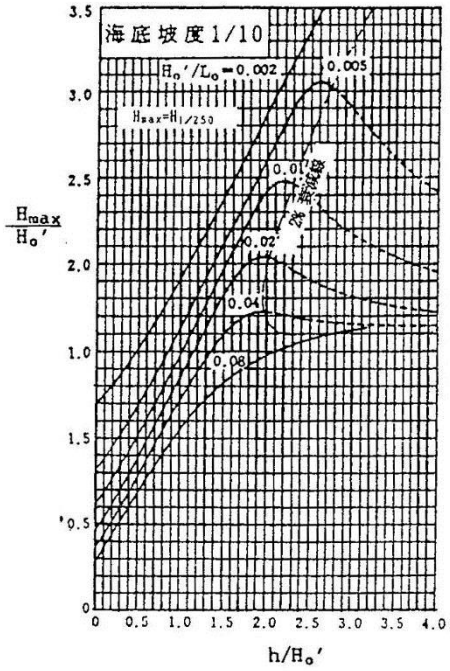


圖 4.5-8(a) 碎波帶內最大波高計算圖

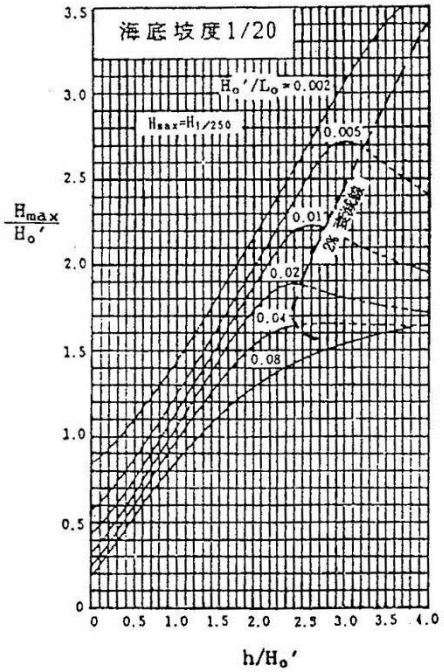


圖 4.5-8(b) 碎波帶內最大波高計算圖

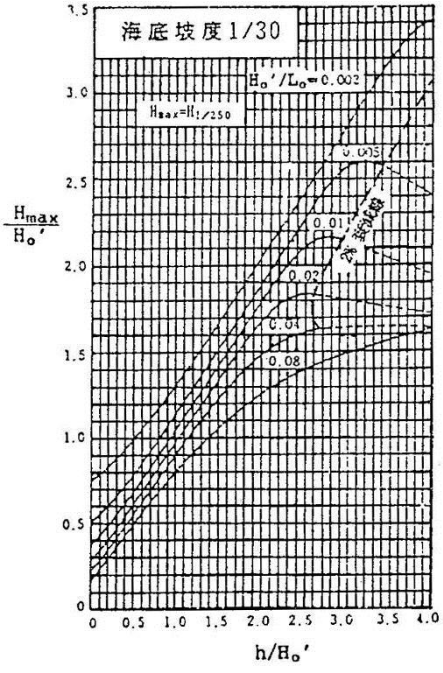


圖 4.5-8(c) 碎波帶內最大波高計算圖

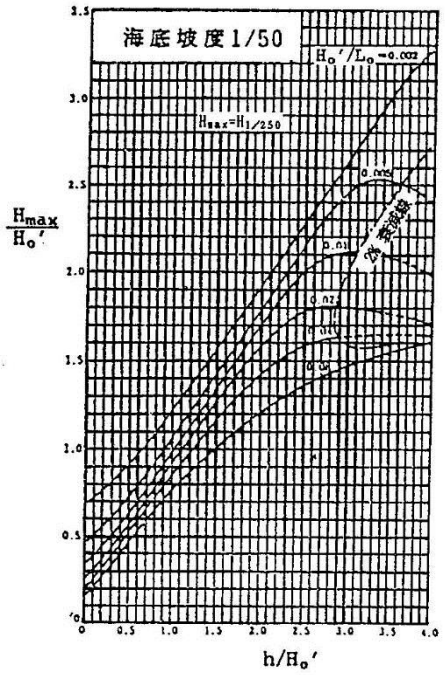


圖 4.5-8(d) 碎波帶內最大波高計算圖

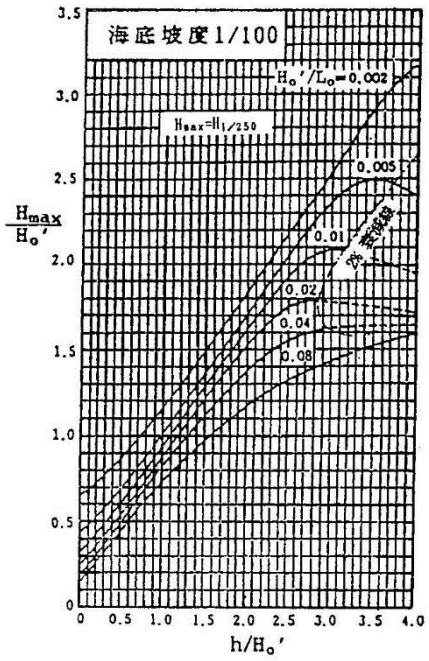


圖 4.5-8(e) 碎波帶內最大波高計算圖

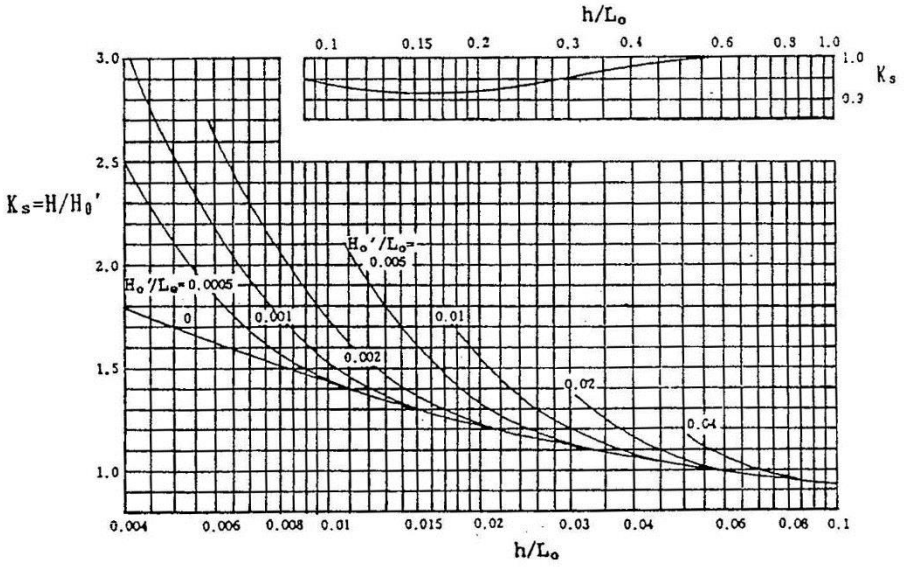


圖 4.5-9 淺化係數計算圖

若碎波帶內示性波高之最大值$(H_{1/3})_{peak}$為碎波波高時，則碎波指標曲線可以用圖 4.5-10 表示，另外若示性波高為最大時之水深$(h_{1/3})_{peak}$為碎波水深時，則碎波水深可用圖 4.5-11 表示。

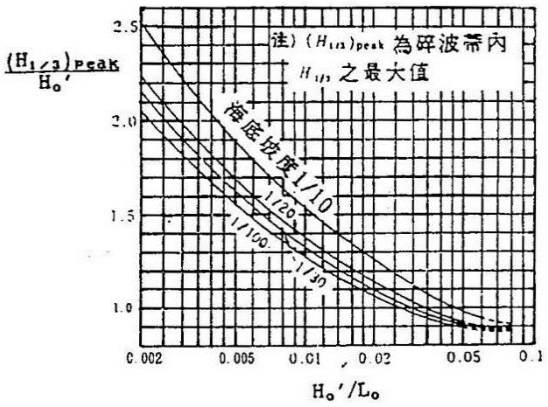


圖 4.5-10　碎波帶內示性波高最大值計算圖

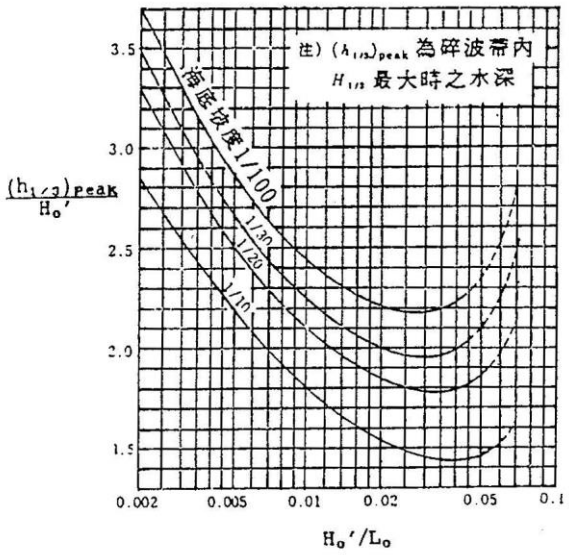


圖 4.5-11　示性波高最大值出現水深計算圖

圖 4.5-12 為規則波之碎波臨界波高，根據此圖可計算採用規則波之水工模型試驗等之碎波界限波高，圖中之曲線為(4.5.5)式之近似值。

$$H_b/L_o=0.17\{1-\exp\left[-1.5\frac{\pi h}{L_0}(1+15\tan^{4/3}\theta)\right]\} \quad \text{..... (4.5.5)}$$

式中，$\tan\theta$ 為海底坡度。

另外圖 4.5-12 為第 1 次碎波點之臨界波高，在水深較淺處，由於碎波使水位上昇水深增加，因此碎波帶內臨界波高推定時，須考慮水位上昇之影響。

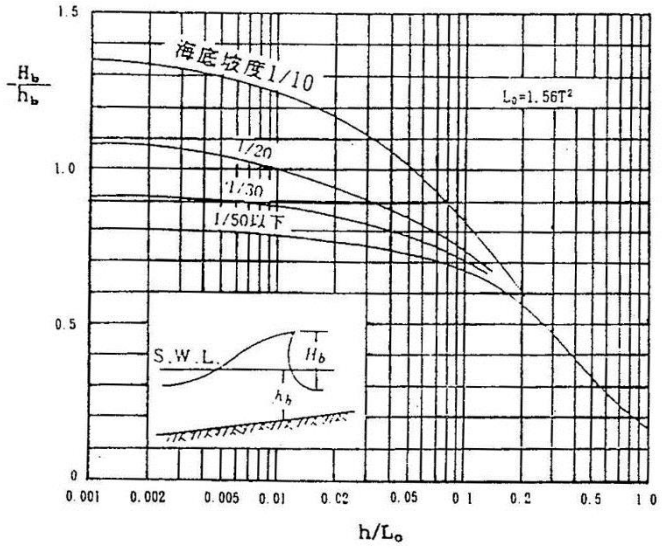


圖 4.5-12　規則波之碎波臨界波高計算圖

4.6　設計波高及設計波長

設計計算所採用之波高及波長為最大波之波高及波長。最大波之波長為與示性波週期對應之波長，波高應採以下之最大波高。

4.6.1　最大波高不受碎波影響時

$$H_d=H_{max}=1.8H_{1/3} \quad \text{..... (4.6.1)}$$

式中：$H_{1/3}$ 為堤前水深之示性波高(m)

4.6.2　最大波高受碎波影響時

設計波高為考慮不規則波變形之 H_{max}，但此時之最大波為堤前方海側 5 倍 $H_{1/3}$ 距離處水深 h_b 處之值。

4.7 波浪溯升高及越波量

4.7.1 波浪溯升高

計算波浪溯升高時，應考量結構物之位置及形狀和海底的變化。

波浪溯升的現象受到波浪特性、結構物位置及形狀和地形等因素的影響，因此波浪溯升高的變化也相當的複雜。一般可參考過去學者針對一些受限之情形所提出的計算圖表及公式。當結構物形狀或底床較複雜時，建議以水工模型試驗求出波浪溯升高。

1. 波浪在坡面之溯升高

以下是 Mase 根據水工模型試驗結果建議的方法，適用於不規則波在均勻坡度不滲透坡面之溯升高。

$$\frac{R_x}{H_{o'}} = a\xi^b \quad , \frac{1}{30} \leq \tan\beta < \frac{1}{5} \quad \text{且 } 0.007 \leq \frac{H_0}{L_0} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.7.1)$$

式中 ξ 稱為碎波帶相似參數(surf similarity parameter)，$\xi = \tan\beta (H_0'/L_0)1/2$，$\tan\beta$ 為坡面坡度， 而 x, a 及 b 分別為統計值及計算值係數，列如表 4.7-1。

表 4.7-1 式(4.7.1)之係數

R_x	R_{max}	$R_{2\%}$	$R_{1/10}$	$R_{1/3}$	R
a	2.32	1.86	1.70	1.38	0.88
b	0.77	0.71	0.71	0.70	0.69

表中 $R_{max}, R_{2\%}, R_{1/10}, R_{1/3}$, 及 R 分別表示最大溯升,最大 2%,最大 1/10,最大 1/3 溯升高平均值及溯升高平均值等。式(4.7.1)已包含碎波水位上升。

另式(4.7.2)為 1/3 最大溯升高，其與水工試驗結果亦相當一致。

$$R_{1/3}/H_s = 0.25 + 1.1\xi \quad (0 < \xi \leqq 2.2)$$

$$R_{1/3}/H_s = 3.0 - 0.15\xi \quad (2.2 < \xi \leqq 9.0) \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.7.2)$$

$$R_{1/3}/H_s = 1.65 \quad (9.0 < \xi)$$

2.波浪在斜波堤之溯升高

(1)低滲透率拋石堤

根據 Van der Meer-Sten 之試驗結果得如式(4.7.3)。

$$\frac{R_x}{H_s} = a\xi_m \quad (\xi_m \leq 1.5)$$

$$\frac{R_x}{H_s} = b\xi_m \quad (\xi_m \geq 1.5) \quad \text{..... (4.7.3)}$$

式中

$\xi_m := \tan\beta / (2\pi H_s / g T_m^2)^{1/2}$

H_s:在海堤堤腳水深處之示性波高

T_m:平均週期

a, b 及 c 如表 4. 7-2 所列。

(2)滲透率約 P=0.5 之拋石堤

$$\frac{R_x}{H_s} = d \quad \text{..... (4.7.4)}$$

d 值如表 4.7-2 所列。

以上兩式係根據不規則且輔符合 Rayleigh 分布之正射波浪之試驗結果。

表 4.7-2 式(4.7.3)及(4.7.4)之係數

R_x	R_{max}	$R_{2\%}$	$R_{1/10}$	$R_{1/3}$	R
a	1.12	0.96	0.77	0.72	0.47
b	1.34	1.17	0.94	0.88	0.60
c	0.55	0.46	0.42	0.41	0.34
d	2.58	1.97	1.45	1.35	0.82

(3)平台式斜坡堤之溯升高

依照美國工程兵團(US Army Corps of Engineers)之海岸工程手冊(Coastal Engineering Manual)中，J.P. de Waal 及 J.W. van der Meer

所發表推算波浪之溯升高度公式如式(2.7.5)，其斷面型式如圖 4.7-1 所示。

$$R_{u2\%}/H_{1/3}=\begin{cases}1.5\gamma_f\gamma_h\gamma_\beta\xi_{eq} & 0.5<\xi_{eq}\le 2.0\\ 3.0\gamma_f\gamma_h\gamma_\beta & \xi_{eq}>2.0\end{cases} \quad \text{..... (4.7.5)}$$

其中　$R_{u2\%}$：溯升高度

γ_r　：堤面覆面石折減係數(詳表 4.7-3 所示)

$\gamma_h=H_{2\%}/1.4H_s$ ..... (4.7.6)

$\gamma_b=1-r_B(1-r_{dB})$　$0.6\leqq\gamma_b\leqq 1.0$ (平台影響係數) ..... (4.7.7)

$\xi_{eq}=\gamma b\xi_p$

$r_{dB}=0.5(\frac{d_B}{H_S})^2$　$0\leqq r_{dB}\leqq 1$ (平台高度之影響係數) ..... (4.7.8)

r_B=1-tanα_{eq}/tanα

相當斜坡角 α_{eq} 及平均斜坡角 α，由圖 4.7.2 獲得。

$\gamma_\beta=1-0.0022|\beta|$　　(短峰波入射折減係數)

=1.0　　$0^\circ\leqq\beta\leqq 10^\circ$

$\gamma_\beta=\cos(\beta-10^\circ)$　　$10^\circ\leqq\beta\leqq 63^\circ$　　(長峰波入射折減係數)

\　=0.6　　$\beta>63^\circ$

$\xi_{eq}=\gamma_b\times\xi_p$　　(等值碎波相似參數)

$\xi_p=\tan\alpha/\sqrt{S_p}$　　(碎波相似參數)

$S_p=H_S/(1.56T_p^2)$　　(波浪尖銳度係數)

β:平均波向線與堤防垂直線之夾角

若平台位在 SWL 下超過 Hs$\sqrt{2}$以下，則可忽略平台之影響。若高於 SWL 超過 Hs$\sqrt{2}$以，且 B≧2，則 $R_{2\%}=d_B$。若平台位於 SWL 其效果最佳。最適平台寬度 B 相當於 γ_b=0.6，可由式(4.7.7)及式

(4.7.8)決定。

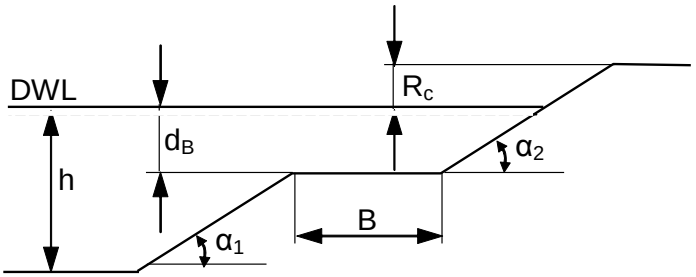


圖 4.7-1　平台式斜坡堤斷面示意圖

表 4.7-3　堤面保護工對波浪溯升之折減係數

護面層	堤面覆面石折減係數γ_r
不透水護面	1.0
單層塊石護面	0.55
雙層塊石護面	0.50
不規則消波塊護面	0.50

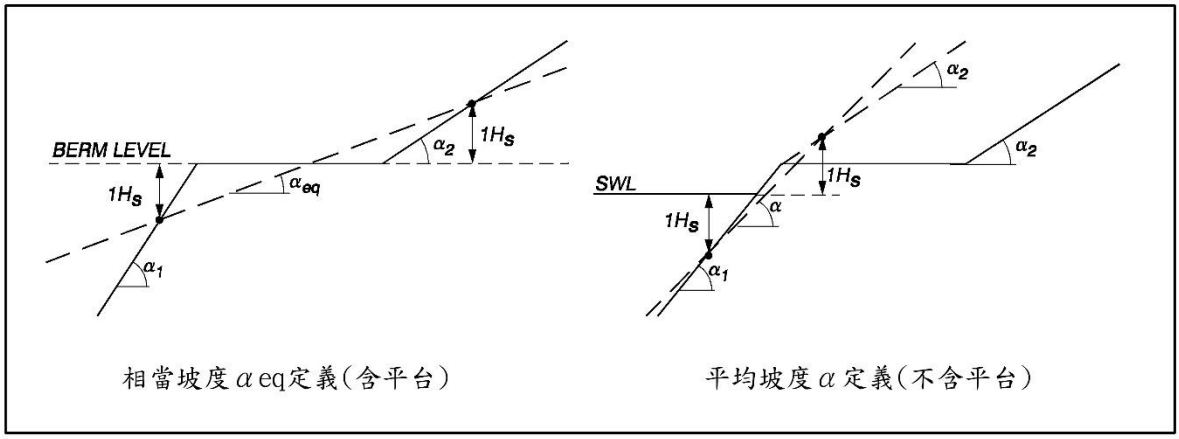


圖 4.7-2 相當斜坡角 α_{eq} 及平均斜坡角 α 之定義

(4)波浪入射角對波浪溯升之折減

若波浪非垂直入射，則與垂直入射波浪溯升比較之折減係數K_β示如圖 4.7-3。

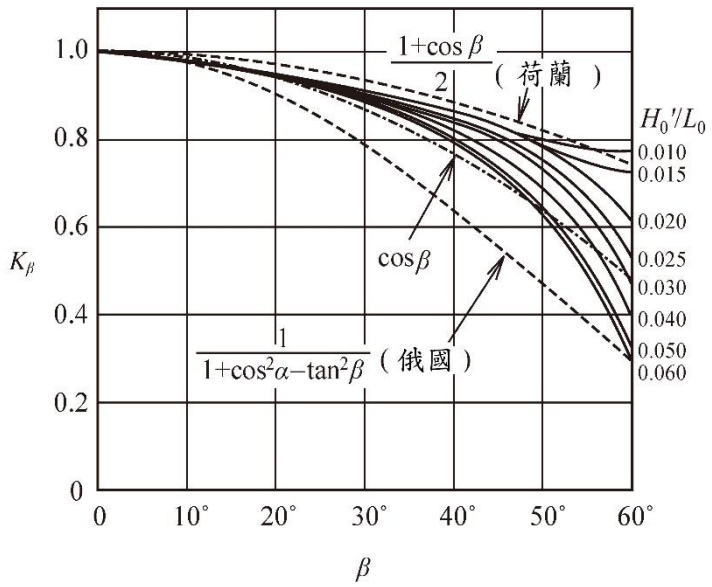


圖 4.7-3 波浪入射角 β 與折減係數 K_β 之關係

(5)堤前緩坡海床之波浪上升

圖 4.7-4 為海床坡度 1/70 之試驗結果，可供估計堤前緩坡波浪溯升之參考。

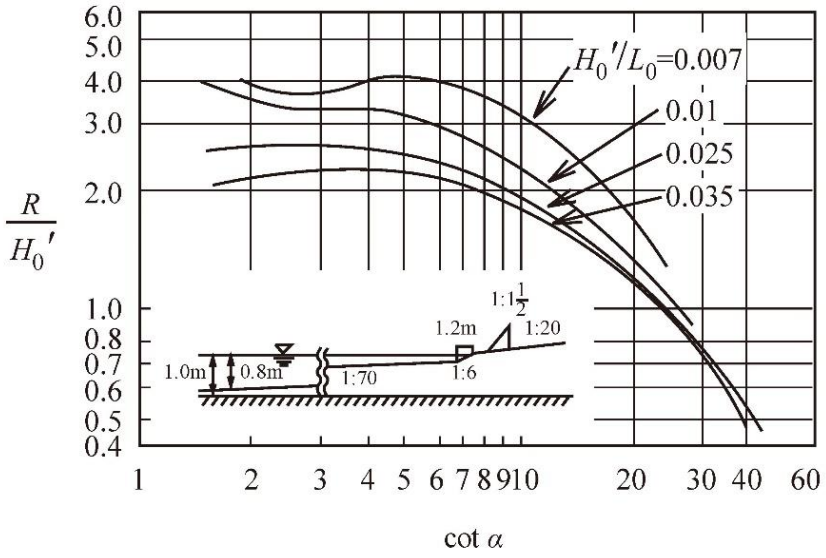


圖 4.7-4 海堤位於碎波點後岸側之溯升高度

3.波浪在坡面之下降(rundown)

(1)在光滑不滲透坡面之波浪下降，以不規則長峰波試驗結果如式(4.7.9)所示。

$$\frac{R_{d2\%}}{H_s} = \begin{cases} 0.33\xi_{op} & \text{for} \quad 0<\xi_{op}\leq 4 \\ 1.5 & \text{for} \quad \xi_{op}>4 \end{cases} \quad \text{..... (4.7.9)}$$

式中

ξ_{op} =tan α /$\sqrt{Sop}$

α :坡面斜角

$$\text{Sop} = \frac{2\pi H_s}{g{T_p}^2}$$

H_s:示性波高

T_p:相對波譜峰之波浪週期

g:中重力加速度

(2)光滑混凝土塊鋪面之斜坡之波浪下降，則如式(4.7.10)所示。

$$\frac{R_{d2\%}}{H_s} = 0.5\xi_{op} - 0.2 \text{.....} \quad \text{(4.7.10)}$$

4.波浪在斜坡堤之下降

如式(4.7.11)所示為考慮滲透率 P 斜坡堤之波浪下降:

$$\frac{R_{d2\%}}{H_s} = 2.1\sqrt{\tan\alpha} - 1.2P^{0.15} + 1.5e^{-(60s_{om})} \quad \text{.....(4.7.11)}$$

式中

P:滲透係數(見圖 4.7-5)

$s_{op}=(2\pi H_s)/(gT_m^2)$

T_m:平均波浪週期

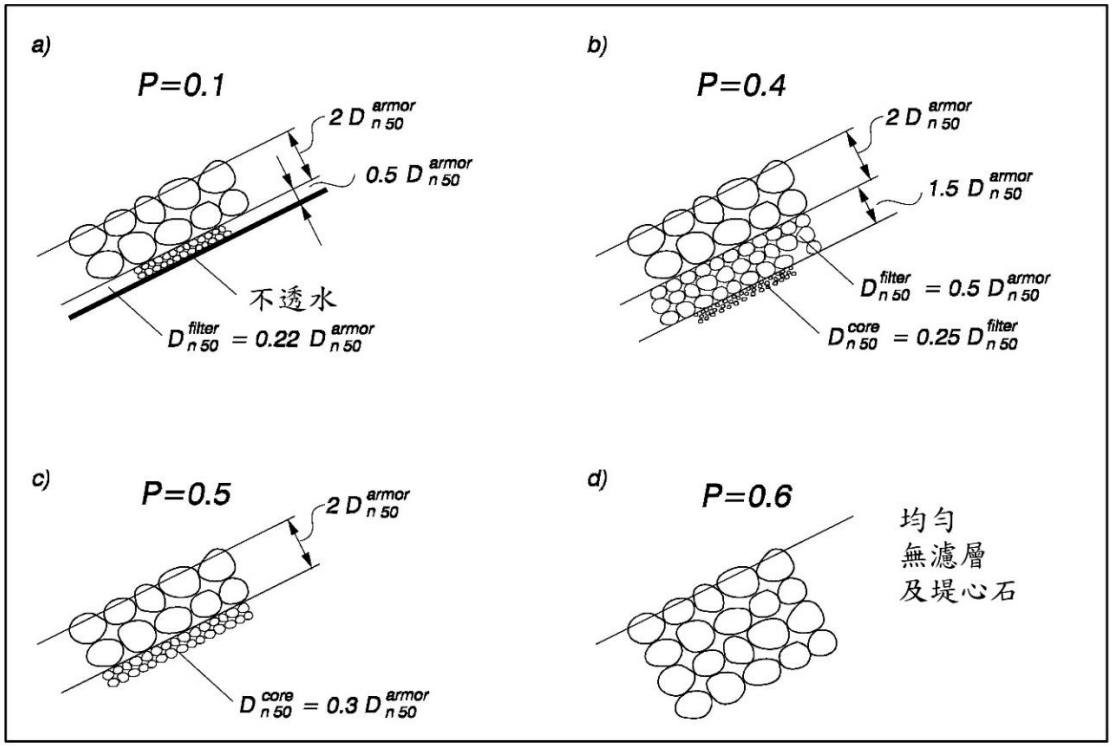


圖 4.7-5 標稱滲透係數

4.7.2 波浪越波量

所設計之結構物若容許波浪越波，應由水工模型試驗或以往資料求出越波量，且應考量不規則波。

越波量為單位時間內越波水量之平均體積，一般以單位寬度之越波量來表示。越波量大時，不僅護岸及堤防會受到損害。護岸及堤防後方之道路、房屋及港灣設施等會受到淹水的危險，對於親水設施而言，越波量大會增加使用者的危險性。設計時，應考量結構物之構造及其利用狀況來決定越波量的容許值。再者，在用實驗來推斷越波量時，應考慮潮位之變化。

1.越波量估算圖

圖 4.7-6～圖 4.7-9 為於推算直立式海堤與消波式海堤越波量時之參考圖。該圖乃係由 Goda 以不規則波之試驗方式所繪出。而試驗與現場觀測值之比較曲線精確度範圍列如表 4.7-4 所示。表中 q 為單位寬度越波量、g 為重力加速度、H_0' 為相當外海波高。

若設計時所採用之底床坡度與深海波之波浪尖銳度與圖不符時，則以圖中最接近值之曲線或內插求得越波量。

圖中所使用之消波塊係以雙層菱形塊排列方式，若採不同消波塊或是相同消波塊但不同排列時，則實際越波浪將與圖中不同，應特別注意。

2.容許越波量

容許越波量主要受到堤線位置、海堤結構型式、堤後土地使用狀況及排水設施容量等相關因素之影響，故應針對個別條件予以設計。表 4.7-4 為 Goda 依據過去不同災害情況下所給定之容許越波量。此外，福田等人針對堤後方土地使用之情形設定容許越波量詳表 4.7-5 所示，Nagai 等人以規則波試驗方式針對海堤後方設施之重要性所設定容許越波量如表 4.7-6 所示。

表 4.7-4　越波量之試驗與觀測值比較表

$q/\sqrt{2g(H_0')^3}$	直立海堤	消波海堤
10^{-2}	0.2～1.5 倍	0.5～2 倍
10^{-3}	0.4～2 倍	0.2～3 倍
10^{-4}	0.2～3 倍	0.1～5 倍
10^{-5}	0.1～5 倍	0.05～10 倍

表 4.7-5　海堤容許越波量之推定值一覽表

型式	覆面工	容許越波量（$m^3/m\cdot s$）
護岸	堤後有保護工 堤後無保護工	0.2 0.05
堤防	堤前、頂面及背後均為混凝土保護 堤前、頂面為混凝土保護 僅堤前為混凝土保護	0.05 0.02 0.005 以下

表 4.7-6　堤後土地使用情形之容許越波量

使用者	與堤防之距離	容許越波量（$m^3/m\cdot s$）
行人	正後方（50%安全度） 正後方（90%安全度）	2×10^{-4} 3×10^{-5}
自行車	正後方（50%安全度）	2×10^{-5}

使用者	與堤防之距離	容許越波量（$m^3/m\cdot s$）
	正後方（90%安全度）	1×10^{-5}
房屋	正後方（50%安全度） 正後方（90%安全度）	7×10^{-7} 1×10^{-5}

表 4.7-7　堤後土地利用重要程度與容許越波量關係一覽表

重要程度	容許越波量($m^3/m\cdot s$)
堤後有高密度房屋及公共設施，若淹水將造成重大損害	約 0.01
其他重要地區	約 0.02
其他地區	0.02～0.06

另由美國工兵團之海岸工程手冊(Coastal Engineering Manual)亦有針對在各種結構物保護下，其堤後容許之越波量，詳圖 4.7-10 所示，以上述兩種規範所定值以供設計推估適當之胸牆高度。

3.等值堤頂高係數

對於海堤上有消波塊或是消波式海堤,可用等值堤頂高係數作為越波量之依據。等值堤頂高係數為海堤高與相同越波量之假想直立堤高之比，且此時兩者之波浪條件及底床條件均相同。若等值堤頂高係數小於 1 時，則表示降低消波海堤的高度(比直立堤低)，亦可達到相同之越波量。簡而言之，消波海堤能有效的降低越波量。一般型式海堤之等值堤頂高係數β參考值如下：

具消波塊覆面之消波式海堤　　$\beta=0.9\sim0.7$

長條開孔直立海堤　　$\beta=0.6$

後置胸牆海堤　　$\beta=1.0\sim0.5$

階梯式海堤　　$\beta=1.7\sim1.0$

斜向入射波時

$$\beta=\begin{cases}1-\sin^2\theta, & |\theta|\le 30^\circ\\ 1-\sin^2 30^\circ, & |\theta|>30^\circ\end{cases}$$

（θ為波浪入射角，$\theta=0^\circ$為正向入射）

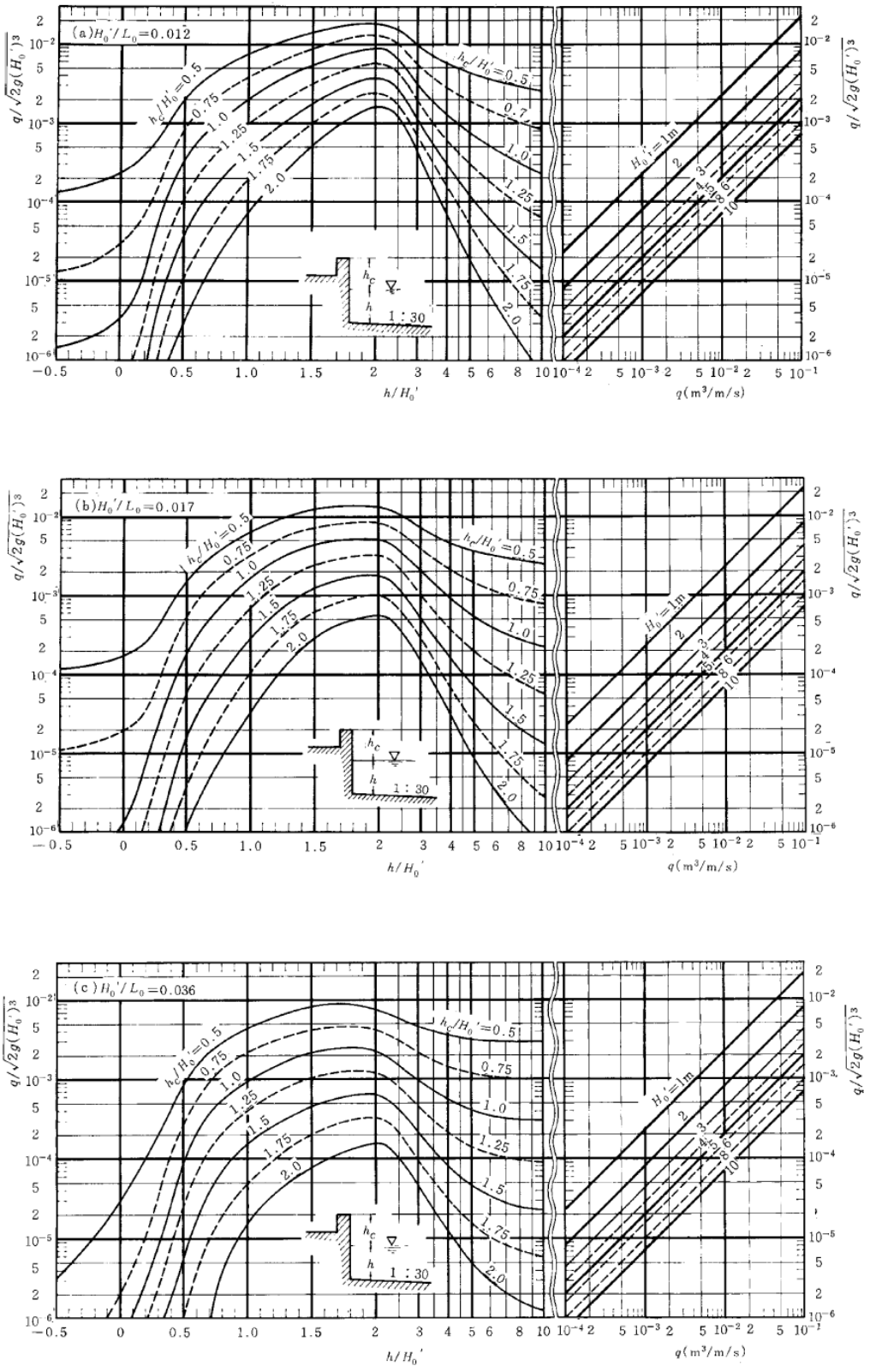
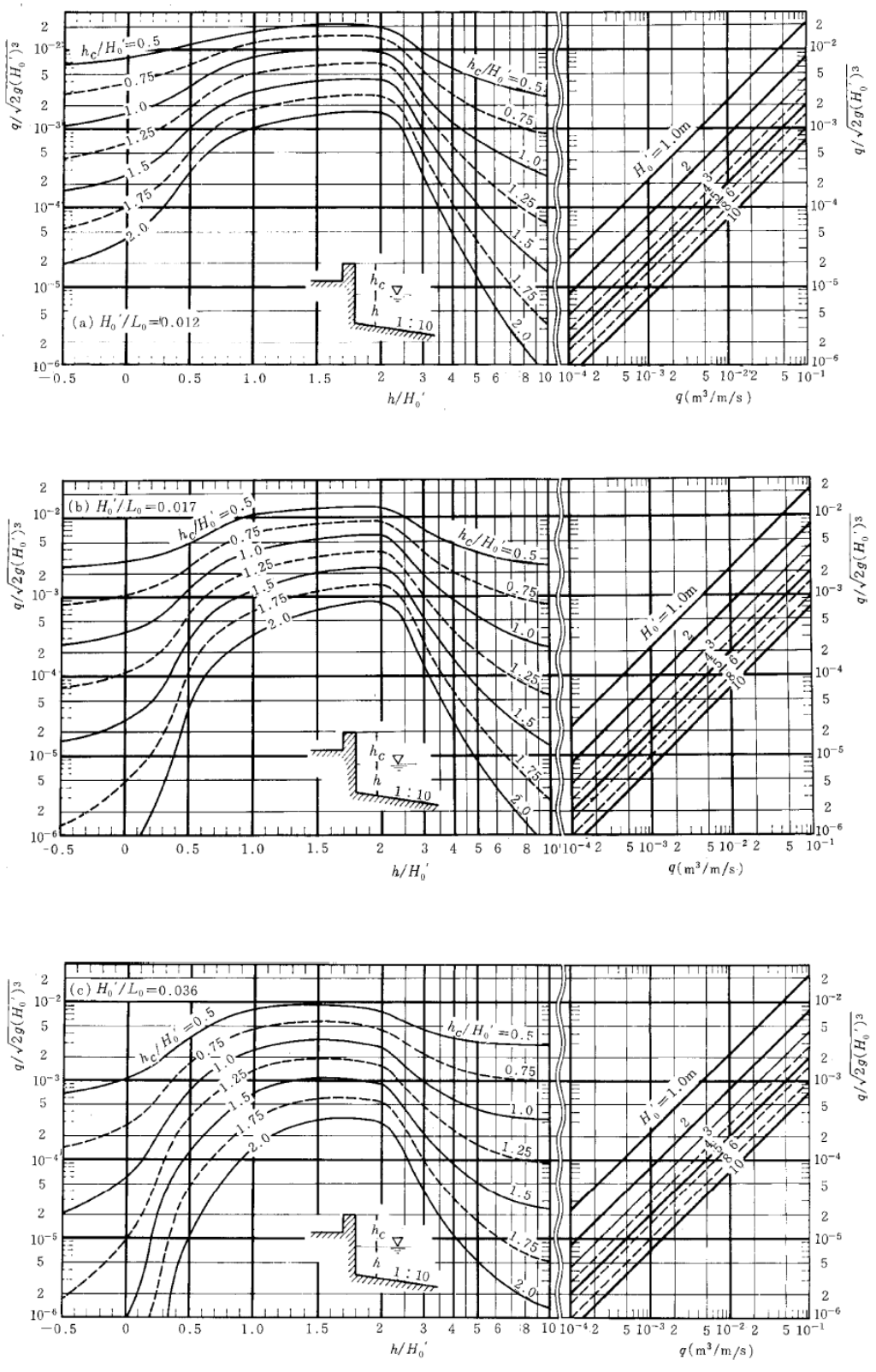
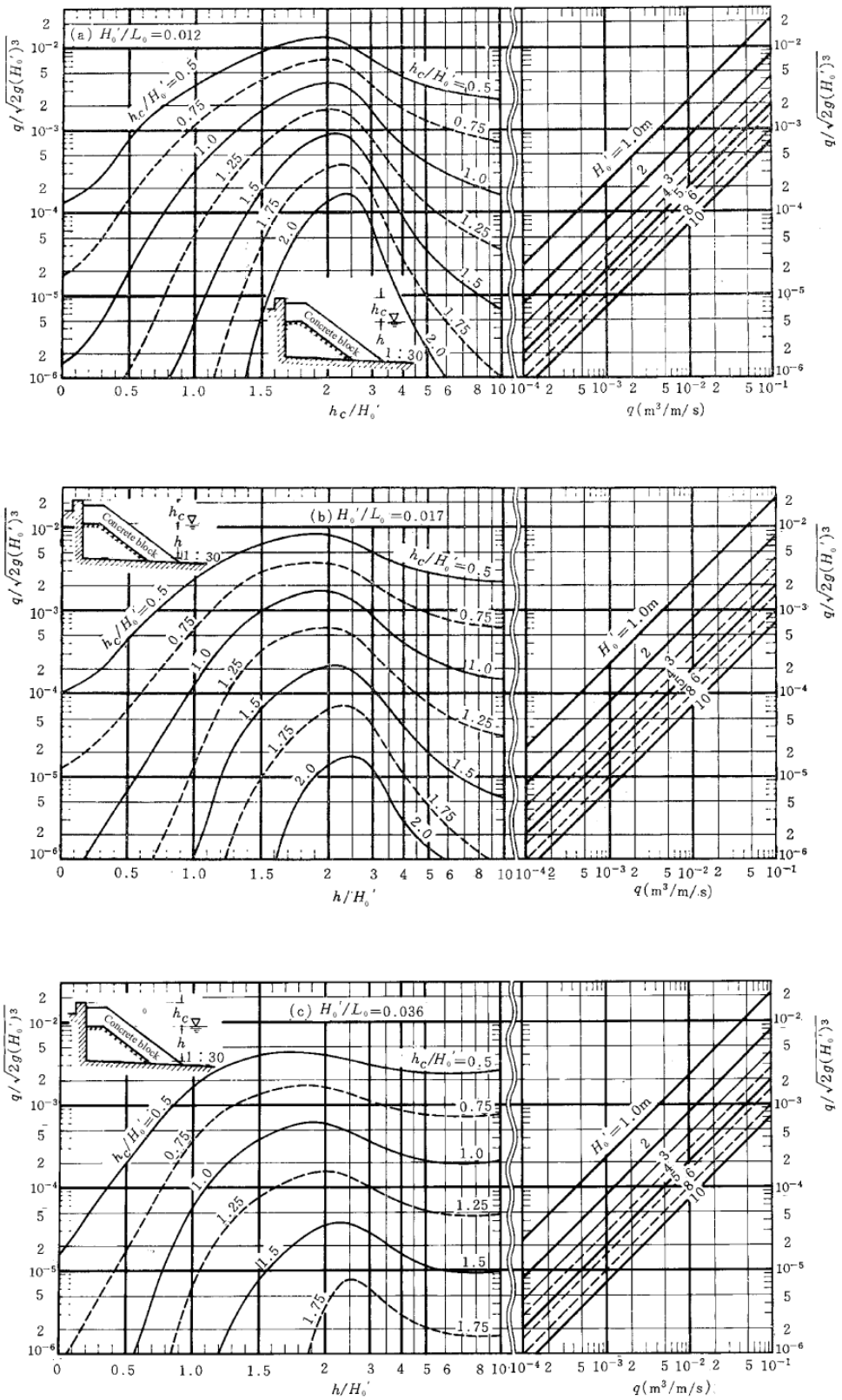


圖 4.7-6 直立堤越波量（底床坡度 1/30）



資料來源：港灣の施設の技術上の基準・同解說。

圖 4.7-7 直立堤越波量（底床坡度 1/10）



資料來源：港灣の施設の技術上の基準・同解説。

圖 4.7-8　消波堤越波量（海床坡度 1/30）

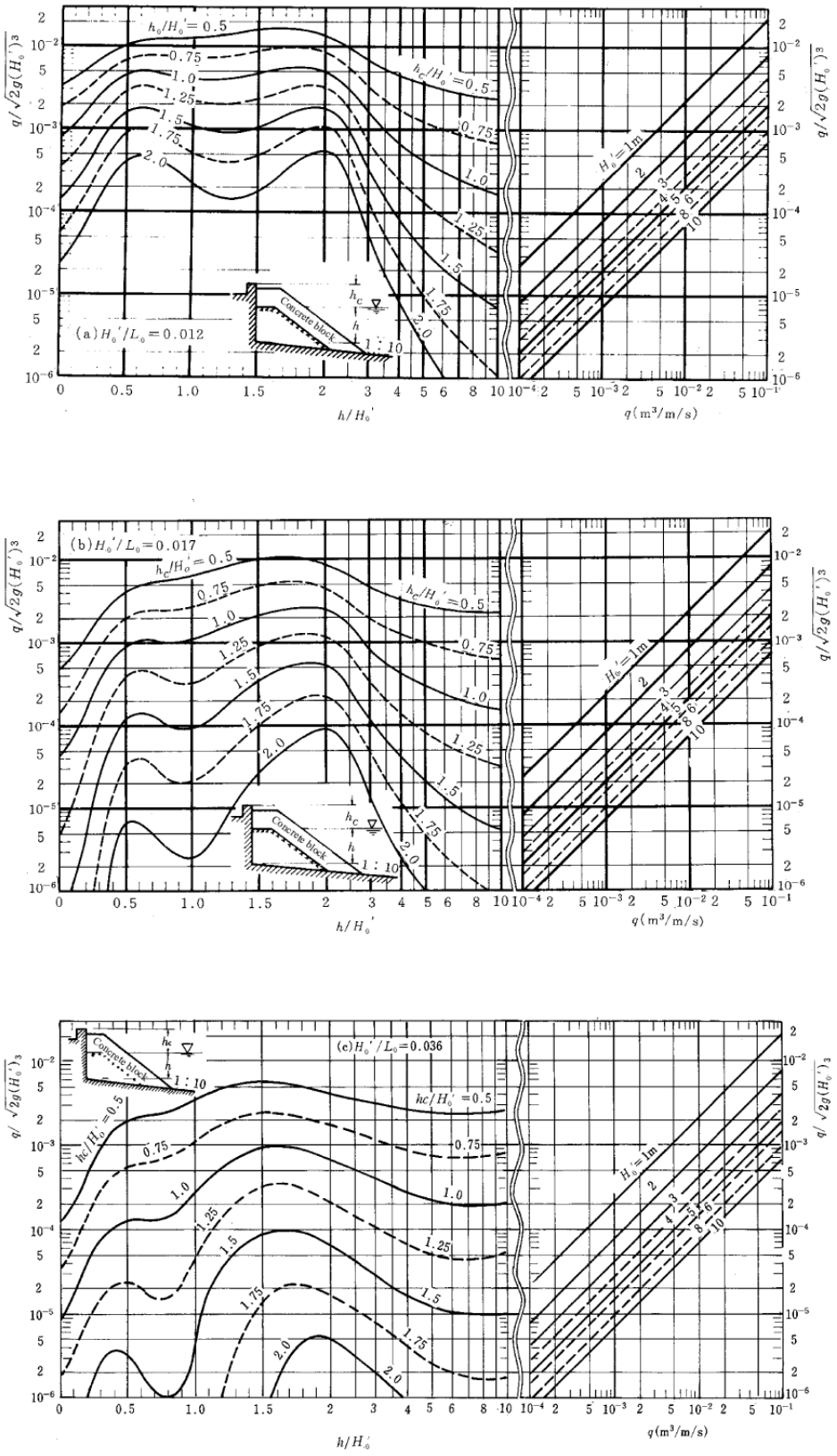


圖 4.7-9　消波堤越波量（海床坡度 1/10）

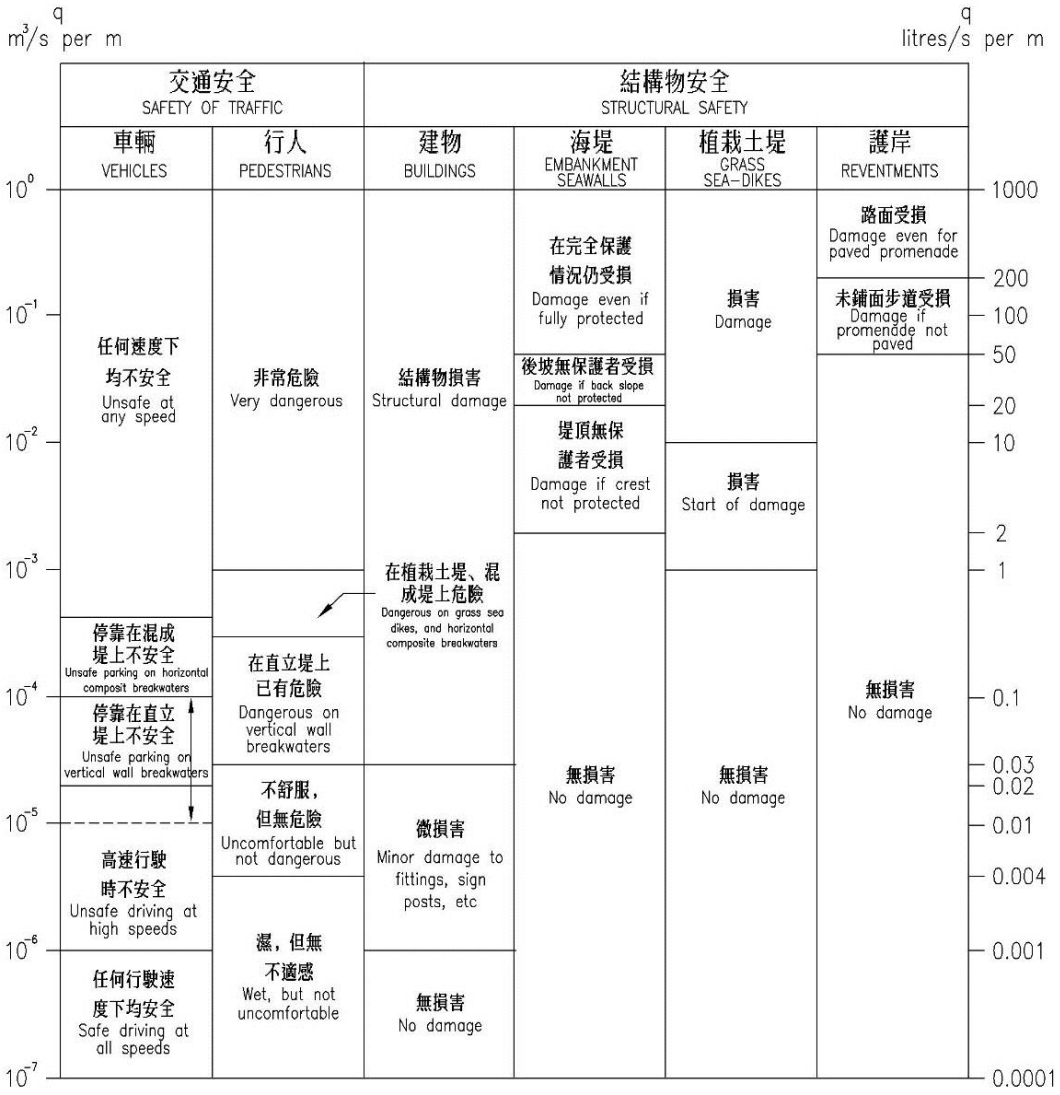


圖 4.7-10　容許越波量界定範圍

越波量亦可依照美國工程兵團(US Army Corps of Engineers)之海岸工程手冊(Coastal Engineering Manual)中，J.P. de Waal 及 J.W. van der Meer 所發表推算波浪之越波量公式進行計算，其相關公式如下：

(1)碎波相似參數 ξ_P<2

$$q = 0.06\exp(-5.2\frac{R_c}{H_s}\frac{\sqrt{S_P}}{\tan\alpha}\frac{1}{\gamma_r\gamma_b\gamma_h\gamma_\beta})\frac{\sqrt{gH_s^3}}{\sqrt{\frac{S_P}{\tan\alpha}}}$$ (單位寬度越波量) .... (4.7.12)

(2)碎波相似參數 ξ_P>2

$$q = 0.2\exp(-2.6\frac{R_c}{H_s}\frac{1}{\gamma_r\gamma_b\gamma_h\gamma_\beta})\sqrt{gH_s^3} \quad \text{(單位寬度越波量)} \quad (4.7.13)$$

其中 R_c=堤頂出水高

$$\gamma_\beta = 1 - 0.0033\beta \quad \text{(短峰波入射折減係數)}$$

$$\gamma_\beta = \begin{cases} 1.0 & \text{for} \quad 0^\circ \le \beta \le 10^\circ \\ \cos^2(\beta - 10^\circ) & \text{for} \quad 10^\circ < \beta \le 50^\circ \\ 0.6 & \text{for} \quad \beta > 50^\circ \end{cases} \quad \text{(長峰波入射折減係數)}$$

折減係數如下:

γ_r:表 4.7.3

γ_h:式 (4.7.6)

γ_b:式(4.7.7)

而 γ 係數之任何組合，其最小值為 0.5。

4.越波傳達波高

圖 4.7-11 為越過合成式防波堤在港側之波高，其不但適用於有義波高，亦適用於最大十分之一波高即平均波高。而在週期方面，約為入射波高之 50 到 80%，此適用於有義週期及平均週期。

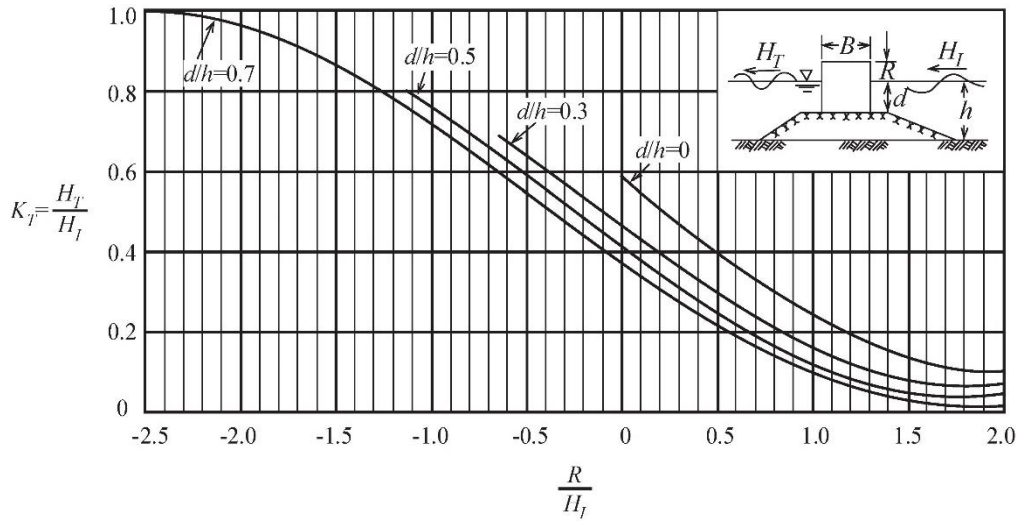


圖 4.7-11 合成式防波堤越波傳達波高

5.斜坡式防波堤滲透傳達波高

式(4.7.14)為斜坡式防波堤滲透傳達波高係數。

$$K_T = \frac{1}{\left(1+k_t\sqrt{H/L}\right)^2} \quad \text{..... (4.7.14)}$$

式中

k_t: $k_t=1.26(B/d_t)^{0.67}$ (斜坡式防波堤)，$k_t=1.184(B/d_t)^{0.895}$ (異型塊防波堤)

B:堤頂寬

d_t:標稱塊石粒徑或異型塊高度

H:入射波高

L:入射波長

4.8 碎波平均水位上升(wave setup)

由於 radiation stress 碎波在灘線附近引起之水位上升量，合田良實以不規則波計算平均水位之變化如圖 4.8-1 及圖 4.8-2 所示。圖中顯示波浪尖銳度(H_o'/L_o)越小，平均水位上升越大。圖 4.8-3 為在灘線之水位上升，顯示波浪尖銳度越小，海底坡度越陡，則平均水位上升越大。圖 4.8-4 為考慮方向波譜，與圖 4.8-3 比較在波浪尖銳度小時，其平均水位上升略小。

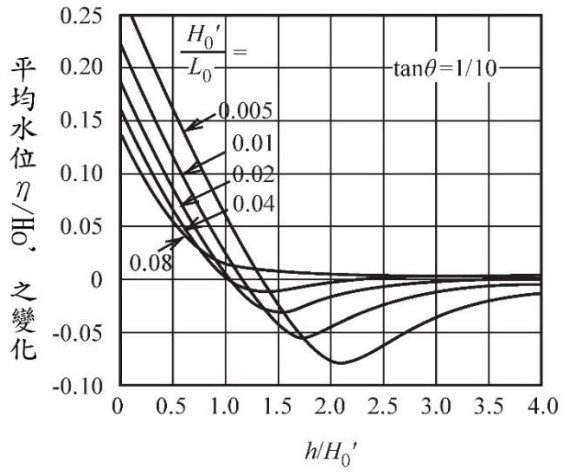


圖 4.8-1 平均水位之變化 (海底坡度 1/10)

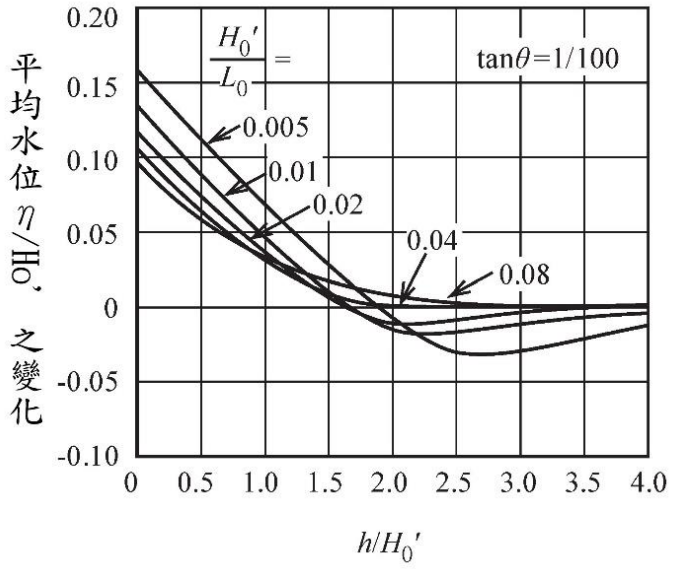


圖 4.8-2 平均水位之變化 (海底坡度 1/100)

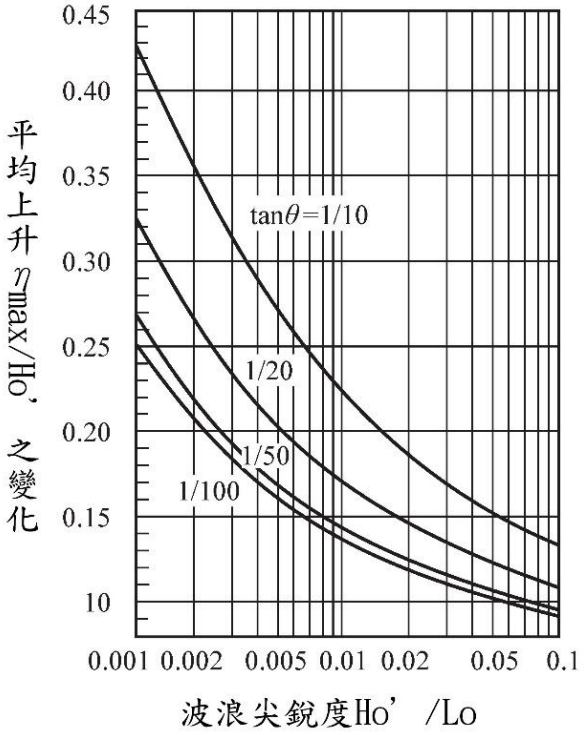


圖 4.8-3 在灘線平均水位之上升

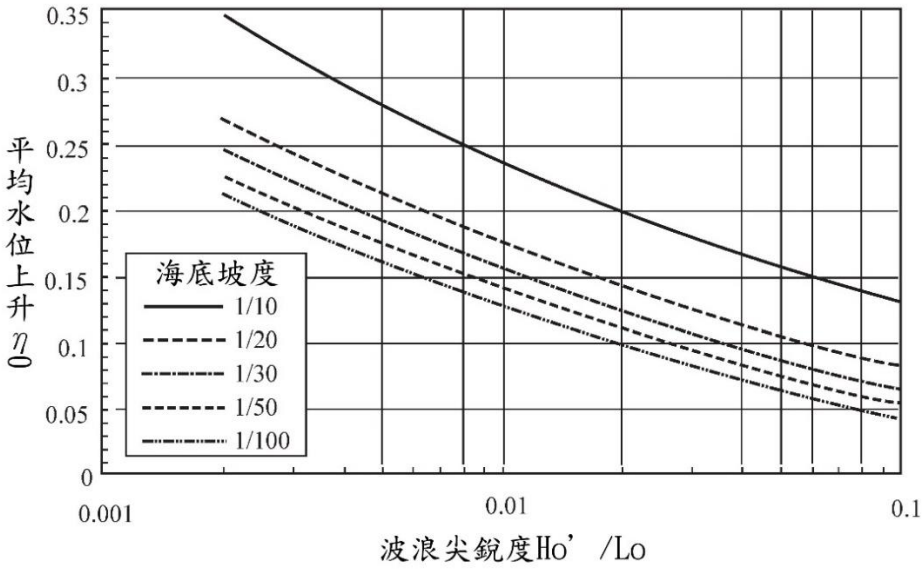


圖 4.8-4 考慮波浪多方向在灘線水位之上升

第五章　波力

5.1　概論

波力為港灣結構物最主要之外力之一，設計時應考慮結構物之型式、海底地形、水深以及波浪之各項因素，而以水工模型試驗或以計算公式加以計算，此時須充分考量波浪之不規則性。

以下本文所稱水工模型試驗應以最大比例尺為之。

安定計算時，由於對直立部最危險之波浪與計算覆蓋材料重量時所採用之波浪有時不一樣，須予注意。

對潮位而言，由於對直立部最危險之潮位與計算覆蓋材料重量時所採用之潮位有時不一樣，須予注意。

隨結構物之型式，波力大致可分以下幾種：

1. 作用於直立式結構物之波力。

2. 作用於護面材之波力。

3. 作用於海中結構之波力。

4. 作用於水面附近結構物之波力。

因各種結構物型式，其作用波力之計算不同，因此須依實際狀況採用合適之計算法。某些結構物之作用波力相關研究較少，宜以模型試驗加以檢討。

實際之波浪，其波高週期均不規則，隨著水深或海底地形，有非碎波或碎波後之波浪作用在結構物上，波力計算時，應依設計條件，以帶給結構物最嚴重影響之波浪來檢討，此時須充分考慮波浪之不規則性以及因斷面型式對波力產生之特性。

通常對波高而言，愈大波高之波浪，帶來愈大之波力，因此，以到達結構物之不規則波群中之最高波作為波力估算之依據即可，但對作用於坡面之護坡塊石、消波塊等之安定性，剛性較低之柱狀結構物以及

浮體結構物上之波力，則應考慮不規則波浪連續作用之影響。

以模型試驗進行波力之檢討時，須充分考慮結構物之破壞情況，而採取適當之測定法，另外亦須充分考量現場波浪之不規則性，特別是以規則波進行試驗時，原則上須包含對最高波之檢討。

5.2 作用於直立壁之波力

5.2.1 作用於直立壁之波力性質

作用於直立壁之波力，因受潮位、水深、海底地形、結構物之斷面形狀、法線形狀等而改變，因此須予考慮而加以適當計算。特別海底坡度陡處或位於高堤基上面之直立壁，由於會產生強大衝擊波壓之作用，須充分留意其發生條件以計算波力。

1. 影響直立壁波力之因素

影響作用於直立堤波力之主要因素為波浪之週期、波高、波向、潮位、水深、海底坡度、堤基高程及堤基寬度、堤基坡度、直立堤之堤頂高以及堤底水深等。此外，特別在延長線上有轉角時，往往會受較直線部較大之波力，須特別考慮此法線形狀之影響。另外，直立堤前面以消波塊覆蓋時，消波塊之特性，頂端高程及寬度等均有影響。

2. 波力之種類

作用於直立堤之波力，就波浪之形態而言，可分為重複波力、碎波後之波力等，但其變化應為連續性者。重複波力為與水深相比波高較小之波浪所產生，波壓之時間變化較緩，隨著波高之增大，作用之波力亦大。碎波後之波力通常位於直立堤稍微海側破碎之波浪，將會產生最大之波力，因此除在非常淺之區域外，在直立堤前方碎波之碎波力較距直立堤很遠處碎波之作用力為大，特別在坡度很陡之海底面上之直立堤，或坡度雖緩但堤基很高之直立堤上，碎波作用時，會產生強大之衝擊碎波壓，應特別留意。

5.2.2 作用於直立壁之重複波力及碎波波力

1. 波峰作用時

(1) 直立壁前面波壓

作用於直立壁之最大波力以及當時之揚壓力應以下列之方法加以計算。

在靜水面之波壓為最大值 P_1，靜水面上 η^* 高度上波壓為 0，水底下波壓為 P_2 之直線分佈，考慮直立壁底面至頂端為止之波壓分佈詳如圖 5.2-1 所示。

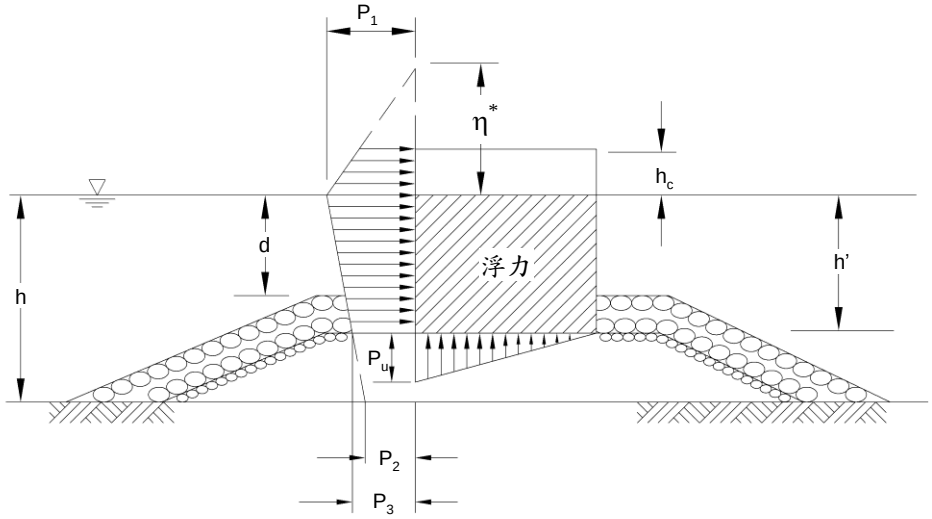


圖 5.2-1 波壓分佈圖

其各項波壓計算如下：

$$\eta^* == 0.75(1+\cos\beta)\lambda_1 H_d \quad \text{..... (5.2.1)}$$

$$P_1 = 0.5(1+\cos\beta)(\alpha_1\lambda_1 + \alpha_2\lambda_2\cos^2\beta)\omega_0 H_d \quad \text{..... (5.2.2)}$$

$$P_2 = \frac{P_1}{\cosh(2\pi h/L)} \quad \text{..... (5.2.3)}$$

$$P_3 = \alpha_3 P_1 \quad \text{..... (5.2.4)}$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2}\left[\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)}\right]^2 \quad \text{..... (5.2.5)}$$

$$\alpha_2 = \min\left[\frac{h_b - d}{3h_b}\left(\frac{H_d}{d}\right)^2, \frac{2d}{H_d}\right] \quad \text{..... (5.2.6)}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h}\left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h / L)}\right] \quad \text{..... (5.2.7)}$$

式中 η^*：靜水面上波壓強度為 0 之高度(m)

P_1：靜水面之波壓強度(tf/m^2)

P_2：海底面之波壓強度(tf/m^2)

P_3：直立壁底面之波壓強度(tf/m^2)

ω_0：海水單位體積重(tf/m^3)

β ：堤法線之垂線與波浪主方向線±15°範圍中修正之角度，如圖 5.2-2 所示。

λ_1、λ_2：波壓修正係數(標準值為 1)

h：直立壁前之水深(m)

L：水深 *h* 處之設計計算所使用之波長(m)

H$_d$：設計波高(m)

h$_b$：直立壁前方海側 5 倍示性波高距離處之水深(m)

h'：直立壁底面之水深

d：護基方塊或覆坡石(塊)中水深較小者(m)

min*(a,b)*：*a* 或 *b* 中較小者

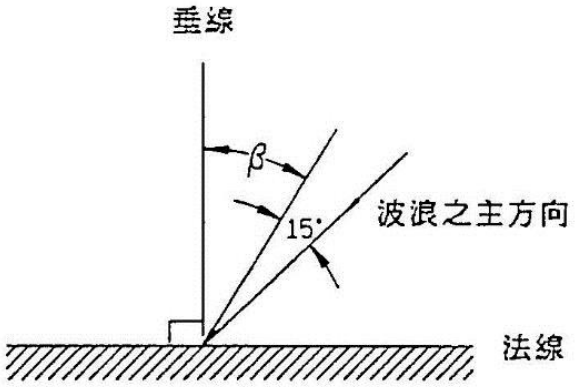


圖 5.2-2 波浪入射角之取法

(2) 直立壁底面揚壓力

①直立壁位於水面下之揚壓力分佈

作用於直立壁底面之揚壓力成前趾為 Pu 後趾為 0 之三角形分佈。

$$P_u = 0.5(1+\cos\beta)\alpha_1\alpha_3\lambda_3\omega_0 H_d \quad \text{..... (5.2.8)}$$

P_u ：作用於直立壁前趾之揚壓力

λ_3 ：揚壓力修正係數(標準值為 1)

在此所表示之波力計算公式為合田根據波壓試驗結果以及對現場防波堤之適用成果加以驗證，並加上修正波向效應所提出之公式稱為合田公式。依此，不須區別重複波或碎波，可直接求得作用於直立壁之波力。但對坡度很陡之海底面上之直立壁或高拋石基礎上之直立壁，強大衝擊波壓作用之條件來說，對波力之估算可能偏低，因此在應用時，對衝擊波壓發生之危險性須予以留意。此外，依據現有防波堤之實績或可確定公式適用性之時，其他波壓公式如 Sainflou 波壓公式及廣井波壓公式亦可選擇作為波力計算。

本公式之波壓為以靜水時為基準計算波浪之作用所產生之波壓力。波浪作用以前之靜水壓依需要另外考慮。另外，本公式主要以檢討直立壁堤體之安定性之波力為對象，特別是在

碎波之作用時，並不一定是表示各位置之局部最大波壓，在作構材之檢討時，此點須特別留意。

由於本公式可表示每個波浪之作用波力，因此，須以最大波為對象。由於不規則波群中最大波之出現為概率性的，因此很難加以明確決定。但由本公式對現場防波堤之適用性來看，波長以示性波週期相對應之波長，波高則在不產生碎波變形之處，以示性波高之 1.8 倍為準。若採用其他值時，須充分檢討最大波之出現機率，而採用適當之值。至於最大波是否受碎波之影響，則以圖 4.5-8 求取碎波之最大波高，若水深大於發生最大波高之水深，則不受碎波影響，否則受碎波影響。另外，若最大波高以式(4.5.3)求取時，h 以 h_b 代入即可。

合田公式中之參數 α_1 為展現週期(嚴格而言是 h/L)影響之參數，其限值，深水時為 0.6，淺水時為 1.1。週期之影響可於最大波高計算時顯現，在深水波高為定值時，於碎波帶週期大者其最大波高亦大；因此，於使用合田公式計算波壓時應謹慎選定週期。

合田公式中有關基礎拋石高度及底床坡度之影響係以參數 α_2 展現，當基礎拋石高度由零($d=h$)逐漸增加，α_2 之值亦由零逐漸增之值加至最大值，當 α_2 之值到達其最大值後會逐漸減小至零(d=0)，α_2 之最大值為 1.1。參數 α_2 中 h_b 為直立壁前方海側 5 倍示性波高距離處之水深，其值與底床坡度設定有關，因此，於設計條件中應謹慎設定底床坡度。

由以上說明了解合田公式已將基礎拋石高度及底床坡度對波壓之影響納入考量，然而直立壁位於高拋石基礎或底床坡度很陡之情況下，可能會有巨大衝擊波壓作用於堤體上，此時合田公式對於波壓可能有低估之情形產生。因此，使用合田公式應特別注意衝擊波壓發生之風險。

當沉箱有基腳時，在波浪之作用側基腳之上面有往下作用

之波力以及底面前趾有 P_U' 後趾為0之揚壓力作用，但儘管如此，通常其合力與無基腳時之揚壓力並無很大之差別，因此，如圖5.2-3所示，可忽視基腳而以無基腳之情況計算揚壓力。

②直立壁位於水面上之揚壓力分佈

前述乃指直立壁位於設計水位下之揚壓力分佈，則 ℓ_u = B(堤底寬)，然若直立壁位於設計水位以上，則必須以谷本・小島提出之修正式計算。

$$\ell_u = min\left\{B,\ 0.2\frac{(\eta^* + h')^2}{|h'|}\right\} \quad \text{..... (5.2.9)}$$

其中h'為直立堤底部出水面之高度（取負值）。

而揚壓力之合成力 U 及力矩 M_u 可由下式求之：

$U = 1/2Pu \cdot \ell_u$ ..... (5.2.10)

$Mu = 2/3U \cdot \ell_u$ ..... (5.2.11)

式中：ℓ_u 表示揚壓力作用於堤底之範圍

故在設計水位上之波壓及揚壓力分佈圖如圖5.2-4所示。

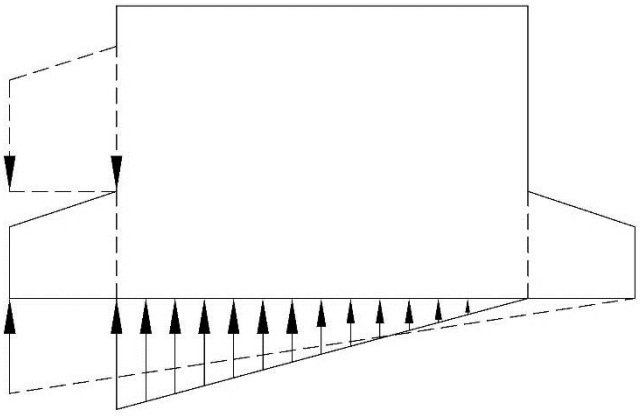


圖 5.2-3　有基腳時之揚壓力

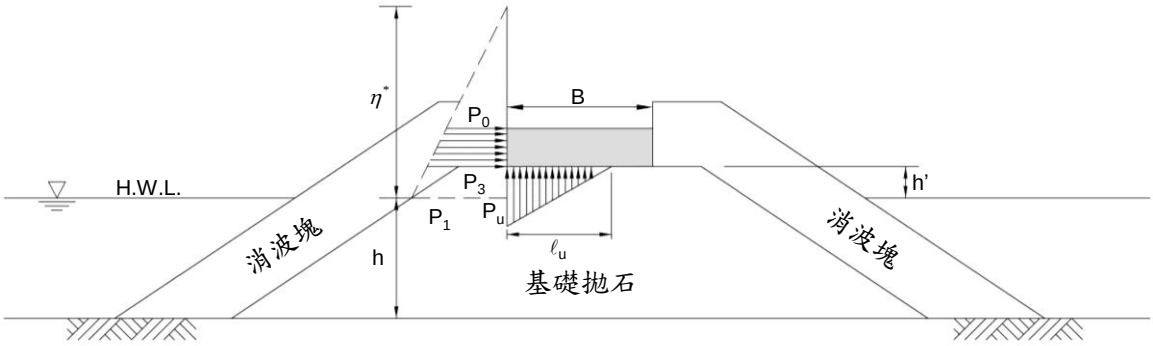


圖 5.2-4　直立壁位於水面上之揚壓力分佈圖

2. 波谷作用時

當波浪之波谷作用於堤面時，所產生之負波力，可依據水工模型試驗或以下之計算公式加以計算。

堤面波谷作用時，堤體之負波壓如圖 5.2-5 所示，在靜水面為 0，靜水面下 $0.5H_d$ 為 P_n，至底面為止均為不變之直線分佈波壓向海側作用。

$$P_n=0.5\omega_o H_d \quad \text{..... (5.2.12)}$$

式中　P_n　：波壓強度(tf/m^2)

ω_o　：海水之單位體積重量(tf/m^3)

H_d　：設計波高(m)

另外，作用於底面之負揚壓力，如圖 5.2-5，前趾為 P_n 後趾為 0 之三角分佈為向下作用之負揚壓力。

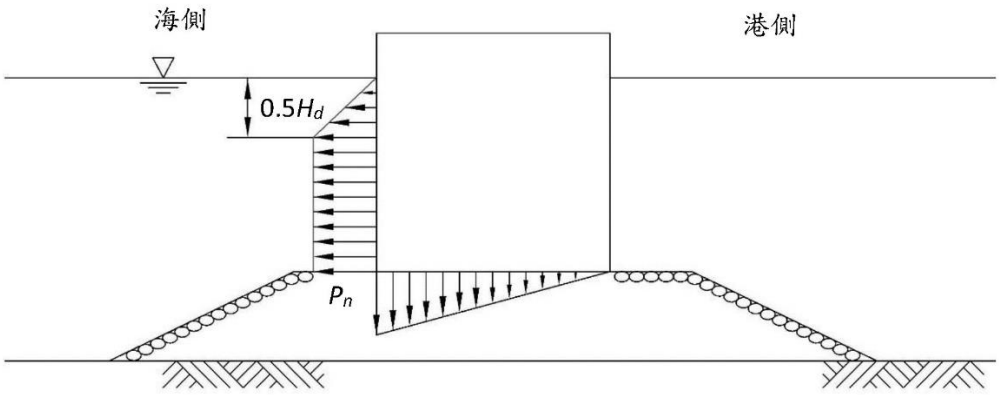


圖 5.2-5　負波壓分佈

5.2.3 衝擊波力

當衝擊波有可能發生時，原則上以水工模型試驗進行檢討。對於有可能產生強大衝擊波壓的斷面形狀及構造應儘可能避免採用，在海底坡度較陡無法避免之時，應加上適當之消波塊以緩和波力之作用。

1.衝擊波壓之特性

衝擊碎波作用時之最大波壓，隨著條件可達波高相當之靜水壓($1.0\omega_o H_d$)之數倍至數十倍，此已由模型試驗等顯示出。但僅管如此，其作用時間很短，為局部性，只要條件稍微變化其變動亦很顯著。另外，由於為衝擊性之緣故，隨著結構物之力學特性對安定性或構材應力之效果亦不同，因此，對衝擊波壓無法以一般之計算法求得，須對各個力學條件相對應之模型試驗，對波力進行檢討。

2.衝擊波壓之發生條件

衝擊波壓之發生原因很多，很難加以確定。由各種試驗結果，當結構物法線之垂直線與波向之交角 β 在 20°以內，同時又有以下之情況時，則易造成衝擊碎波壓。

(1)海底地形很陡時

當海底坡度較 1/30 為陡時，在直立壁之稍微海側處之相當深海波波形尖銳度在 0.03 以下(包含碎波時)很容易產生衝擊波壓。

(2)高基礎時

海底坡度雖平緩，但因基礎之形狀亦會導致衝擊波壓，此時除波浪之條件外，若基礎拋石較高，而且前肩寬度相當廣亦或斜坡坡度平緩，在拋石基礎之斜坡面或斜坡肩部附近如有水柱狀之碎波衝擊時會產生衝擊波壓。海底坡度較 1/50 為緩時，若拋石基礎高程上之水深與設置水深比大於 0.6 時，不會產生強大之衝擊波壓。

3.對策工法

若強大之衝擊波壓作用於直立壁時，其前面投入消波塊加以保護，將使作用波力顯著減小。特別為高基拋石基礎時，若有充分之消波塊

加以保護可防止衝擊波壓之發生,另外,直立堤採用適宜之消波沉箱,或斜面沉箱等異型沉箱，有時亦可避免衝擊波壓之作用。

4.以模型試驗檢討波力

以模型試驗進行衝擊波壓的檢討,須考慮衝擊波壓對結構物之反應特性。如直立堤整體之安定性，須以堤體之滑動試驗來檢討，胸牆等構材強度則以應力測定實驗檢討。

5.作用於合成堤之衝擊波壓

高橋經由滑動試驗,提出拋石基礎高時因碎波產生之衝擊波壓係數 α_I 公式如 5.2.13 所示。在使用合田公式之 5.2-2 式計算波壓時，當α_I之計算值大於α_2必須以α_I取代α_2。

$$\alpha_I = \alpha_{I0}\alpha_{I1} \quad \text{(5.2.13)}$$

式中 $\alpha_{I0} = H/d \qquad H \leqq 2d$

$= 2 \qquad H > 2d$

α_{I1}則由圖 5.2-6 求得。

光易以 1/50，1/25，1/15 等不同底床坡度，利用規則波進行堤體波壓試驗，提出計算直立堤發生最大沖擊波壓之水深 h_M 公式如 5.2-14 所示，不同坡度下最大衝擊波壓力與 H_0/L_0 之關係圖，則繪製如圖 5.2-7 所示。圖中顯示波浪尖銳度越小，則波壓越大，海底坡度越陡，波壓越大。

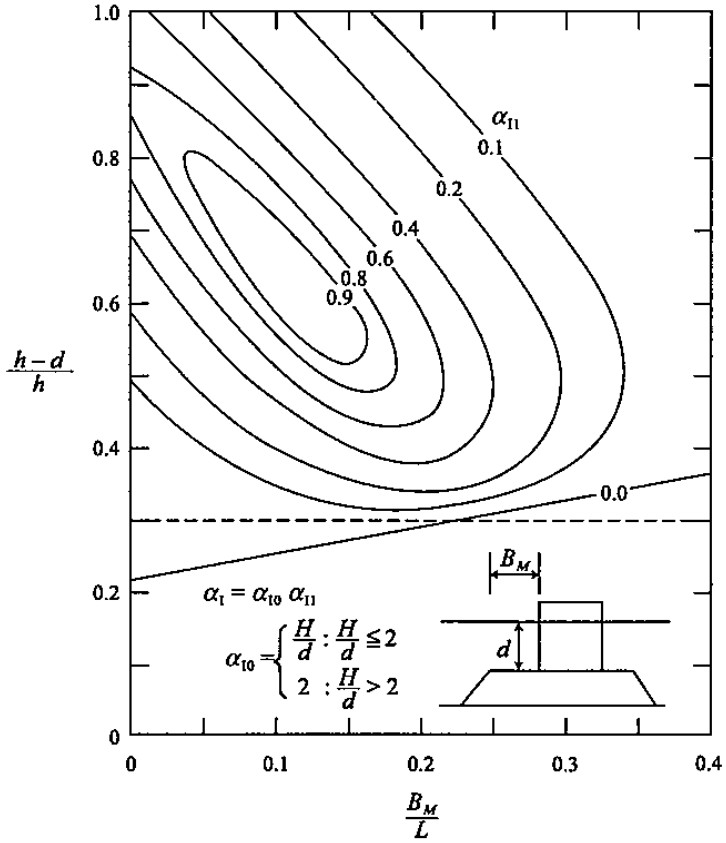


圖 5.2-6　衝擊波壓係數 α_{I1}

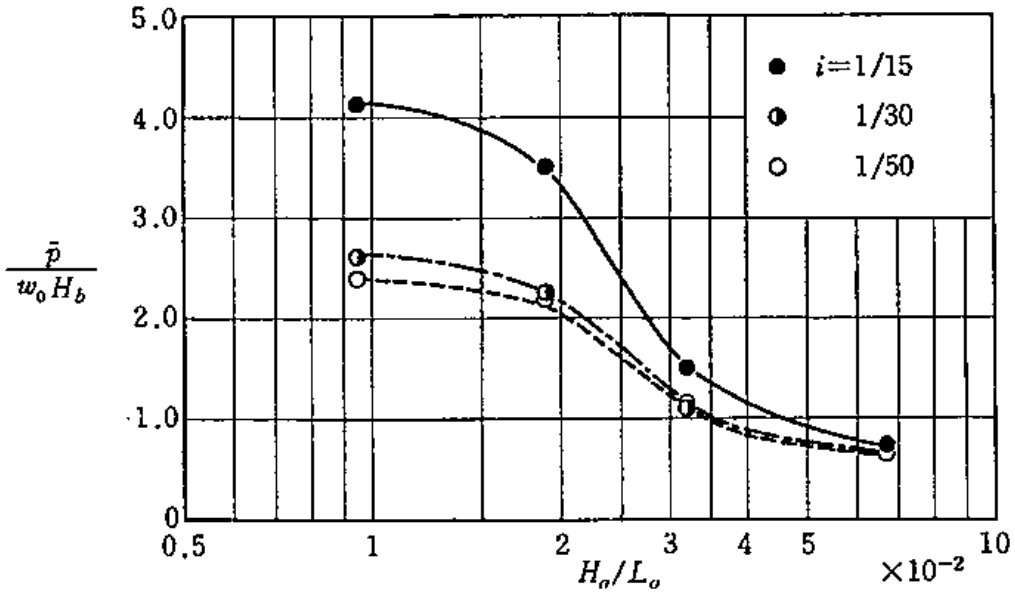


圖 5.2-7　不同坡度下最大衝擊波壓力圖

$h_M/H_0=C_M(H_0/L_0)^{-1/4}$ ..... (5.2.14)

式中　C_M=0.59-3.2tanθ

H_0：深海波高(m)

L_0：深海波長(m)

tanθ：底床坡度

5.2.4　作用於消波塊覆蓋堤的波力

作用於消波塊覆蓋之直立壁的波力，隨著消波塊之頂高、寬度、消波塊之特性等而變化，故應以水工模型試驗或或以適切的計算法加以計算。

1. 因消波塊覆蓋所致波力之變化

直立壁前方投入消波塊等設置消波設施時，作用於堤體之波力將產生變化，其變化程度，除隨來襲波之特性外，更依消波設施之頂高、寬度、消波塊之種類、填充石之有無及消波設施之構造而不同，通常直立堤在重複波作用時波力之變化並不大，但在強大的衝擊波壓作用時，隨消波塊之覆蓋，波力將有相當程度之減少，但儘管如此，僅在消波塊有充分之寬度與頂高時，波力方有減小的效果。特別於消波塊之頂部較設計潮位低時，經常會使波力增大，此點須注意。

2. 消波塊充分覆蓋直立壁時之波力計算式

由於作用於消波塊充分覆蓋直立壁之波力，隨消波塊之構造而變化，因此，應依模型試驗結果加以計算為原則。

若消波塊之頂端與直立壁之頂高相同，且波浪作用時亦能確保消波塊之安定，則作用於直立壁之波力，可依合田公式(5.2.1)式、5.2.2式及 5.2.8 式)計算，並依據設計條件設定適當之波壓修正係數λ_1、λ_2、λ_3。由於消波塊消散碎波波力，一般而言碎波波壓修正係數λ_2設為零；波壓修正係數λ_1及λ_3則與最大波高相關，計算公式如 5.2.15 所示。

λ_1=1.0　　：$H/h \leqq 0.3$ ..... (5.2.15)

=1.2-(2/3)(H/h)　：$0.3 < H/h \leqq 0.6$

=0.8　　：$H/h > 0.6$

$\lambda_3 = \lambda_1$

式中 H 為最大波高，若在碎波帶內，則$\lambda_1=\lambda_3$=0.8。

5.2.5　考慮法線形狀影響之波力計算

對波向而言法線成凹狀時，須考慮計算入反射波相互干涉所致波力之增大。此時，進行波之波高，須乘上受法線形狀之影響的增加率作為設計波高。

1.法線形狀所致波高變化與蛇行災害

通常法線不連續時，由於波浪之反射以及繞射效果，將使沿法線之波高分佈成不一致，伊藤、谷本就受災防波堤之滑動狀況大多呈波狀分佈，而稱此為蛇行災害，其原因之一為沿法線之波高分佈不同，影響作用波力。像此種波高之局部變動傾向，特別對有凹狀之隅角之法線特別顯著。

2.考慮法線形狀影響的波力計算法

目前為止考慮法線形狀影響之波力計算法尚無完整成果，應依條件以模型試驗加以檢討。但由於波力之增大與法線形狀之波高增大有相當之對應關係，因此如式(5.2.16)，設計波高應隨影響之程度予以比例增加，而波力計算則依合田式即可。

$H'_d=\min\{K_cH_d，K_{cb}H_b\}$ ..... (5.2.16)

式中 H'_d ：考慮法線形狀之影響，計算波力時之波高

K_c ：法線形狀之影響所致波高增大率 $K_c \geqq 1.0$

K_{cb} ：碎波臨界波高之增大率極限值 $K_{cb} \fallingdotseq 1.4$

H_d ：未考慮法線形狀影響時之設計波高

H_b ：示性波高 5 倍距離海側處之碎波臨界波高(m)

式(5.2.16)之波高增大率 K_c，一般可以式(5.2.17)表示，在波浪不破碎之條件下，根據沿法線之重複波高之分佈加以決定。

$$K_c=H_s/\{H_i(1+K_r)\} \quad \text{(5.2.17)}$$

式中 H_s：堤前重複波高(m)

H_i：入射波高(m)

K_r：堤之反射率

此時,以規則波來處理沿法線之波高增加率將會有很顯著地變動結果，另外隨入射波的週期或入射方向，會有敏銳之影響，因此須考慮週期以及入射方向之不規則性。但如此求得之 K_c 值會沿法線變動，亦會產生 $K_c<1.0$ 值，故不能因此而將設計波高加以打折。

式(5.2.16)右邊第 2 項為考慮法線形狀之影響，使波高增大，受水深限制之影響碎波臨界波高 H_b，當最大波高受碎波之影響範圍內有直立堤時,可以採用碎波中考慮波浪之不規則性之碎波變形之最大波高 H_{max} 即可，若較為海側時，則採規則波之碎波指標之值即可。碎波臨界波高之增大率之極限 K_{cb} 值仍未充分了解，但依以往之試驗成果取 1.4 即可。

5.2.6 考慮水深急變作用於直立壁之波力計算

當直立壁位於如礁岩地形之急變水深下，其波力計算應依將地形急變因素納入考量之水工模型試驗結果為原則。

5.2.7 作用於直立消波沉箱之波力

作用於直立消波沉箱之波力，由於隨消波部之構造而變化，因此應依水工模型試驗或適當的計算式加以計算。

1.作用於直立消波沉箱之波力

作用於直立消波沉箱之波力與一般的直立堤相同，除隨波浪、潮位、水深、海底地形、拋石基礎形狀等而變化外，並依消波部之構造，產生複雜之變化，無法以一般計算法加以確定，因此結構物除充分可

信賴之計算法以外，必須依各個條件進行水工模型試驗加以檢討，此時除安定性之檢討所用之波力外，作用於構材之波力亦須充分加以檢討，另外，消波室中有上封版及無封版時波力之發生形態亦異，須予以注意。

2. 消波室中無上封版時，安定性檢討所用之波力

作用於直立消波沉箱之波力，隨消波部之構造條件而不同，因此甚難加以統一規定，消波室中無上封版時，安定性之檢討所使用之波力，仍可使用合田公式(如圖 5.2-8)，惟波壓修正係數λ_1、λ_2、λ_3隨結構物給予適宜之值，如曲面開孔沉箱之場合$\lambda_1=\lambda_3=1.0$，$\lambda_2=0$。

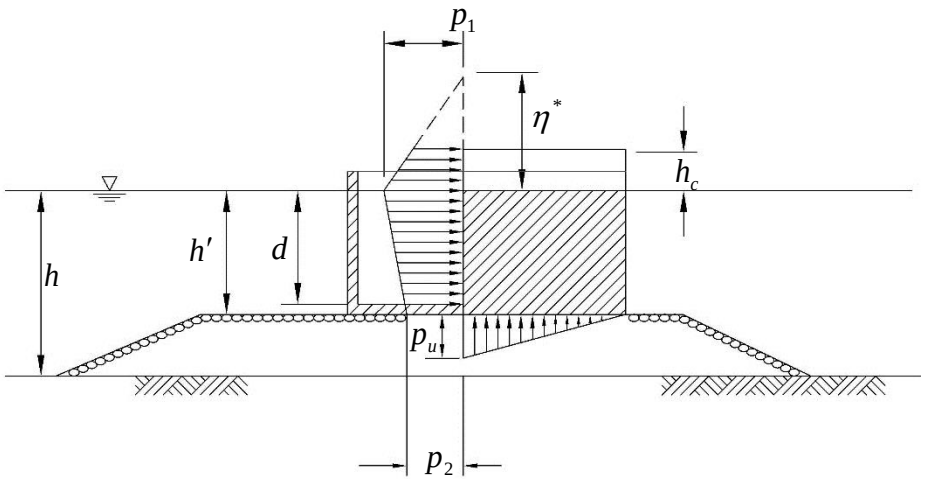


圖 5.2-8　安定性檢討時所用波壓分佈(消波室中無上封版)

3. 消波室有上封版時安定性檢討所使用之波力

消波室頂部因有上封版而密閉時，由於波浪之作用，上部之空氣被壓縮之瞬間，產生衝擊壓，特別在在構材之設計時所採用之波力更應考慮，雖然此衝擊壓可經由開設適當之空氣孔加以減輕，但若開口部太大，由於波面將會直接作用，反而會使波力變大，此須要注意。

5.3　護面塊石與消波塊所需重量

護面塊石除應對波力有充分安全之重量外，並應有使內部材料不

被吸出之厚度。

保護層非為亂拋，而為整放及砌石時，可由主管工程師之判斷加以決定所需重量，亂拋時，層厚以 2 層為標準。

5.3.1 斜坡堤護面塊石與消波塊所需重量

斜坡堤標準斷面如圖 5.3-1 所示，其護面材料所需重量，可依 Hudson 公式計算求出。

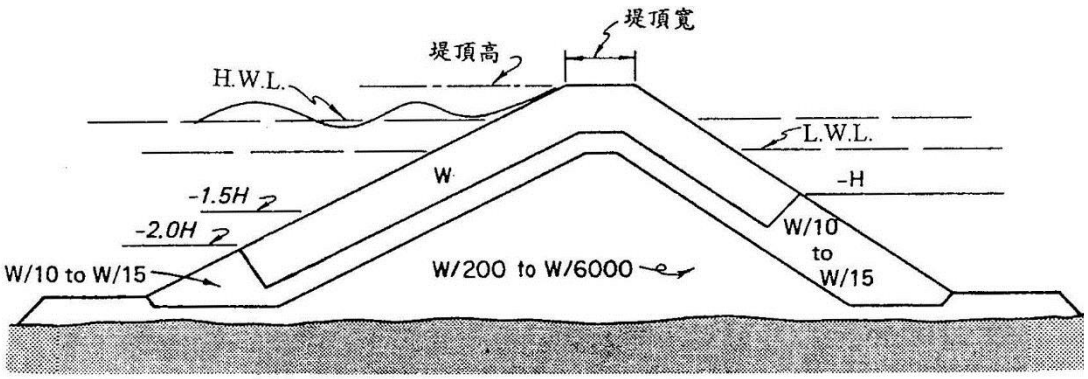


圖 5.3-1 斜坡堤標準斷面

受波力作用之斜坡面結構物之表面斜坡，護坡塊石或型塊所需重量可依式(5.3.1)加以計算。

$$W = \frac{\gamma_r H^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3 \cot\alpha} \quad \text{..... (5.3.1)}$$

式中 W ：護面塊石或型塊所需重量(t)

γ_r ：護面塊石或型塊在空氣中之單位體積重量(tf/m^3)

S_γ ：塊石亦或混凝土塊對海水之比重 $S_\gamma = \gamma_r / \gamma_w$

α ：坡面與水平面之角度

γ_w ：海水之單位體積重量(tf/m^3)

H ：設計波高，為構造物設置水深處之示性波高($H_{1/3}$)

Ns：安定係數，主要根據覆蓋材形狀、坡度及破壞率所決定

1.設計波高

由於本計算式為根據規則波之試驗結果所提出者，因此，對於實際之不規則波之作用適用性，究竟應使用何種波高即為一問題，但在拋石抑或型塊所構成之結構物中，並非由不規則波群之最高波 H_{max}，之單一波之作用而導致破壞，而係由大小波浪之連續作用而逐漸形成破壞，考慮此事實與以往之經驗，Hudson 式之波高 H，應代表不規則波群之規模。因此應採用坡面設置位置之示性波高為準。但當水深在相當深水波高之 0.5 倍以下時，則可使用相當深水波高之 0.5 倍水深處之示性波高。

2.堤頭部重量之加成

由於堤頭部承受各方向來襲之波浪，所以斜坡覆蓋材往背面傾覆翻倒之危險較大，因此，堤頭部所使用之拋石及混凝土消波塊須使用較 Hudson 式計算值為大之重量。

雖然 Hudson 建議堤頭部拋石應增加 10%、混凝土塊增加 30%之重量，但此種程度依然不足，至少須使用較 Hudson 式之重量大 1.5 倍之拋石以及混凝土塊。

3.水面下覆蓋材重量

由於斜坡堤水面下波浪作用較弱，因此在靜水面下 $1.5H_{1/3}$ 以下處可使用重量較小之覆蓋材。

4.對波向之修正

有關波向之影響檢討例較少，尚未充分了解，故除以試驗加以確認者外，通常對波向不加以修正。

5.混凝土塊之強度

異型混凝土塊除對設計波之作用須確保所要之重量外，型塊本身亦須有充分之結構強度。

6.暗礁上消波塊之安定性

暗礁上消波塊之安定性受暗礁斜坡寬度之距離以及暗礁上之水深等之影響很大，因此須充分考慮而設計。所以在暗礁區消波塊的安定必須以相同條件的模型試驗或有相似條件的現場經驗來驗證。

7.頂端高程低的斜坡堤之安定性

背後無壁面之支撐，而且堤頂高程低之斜坡堤之消波塊，堤頂及背側之消波塊容易受破壞須特別注意。因此堤背消波塊重量有時可能比堤前重。

8.陡坡上之消波塊的安定性

海底坡度陡同時又有呈捲浪之碎波時，隨消波塊之形狀會有強力之波力作用，須將此加以考慮，而進行適宜之檢討。

9.安定係數與代表粒徑

$D_n=(W/\gamma_r)^{1/3}$，而$\Delta=S_r-1$代入 Hudson 公式得

$H/(\Delta D_n)=N_s$..... (5.3.2)

N_s：依護面材之形狀、坡度及損害率等決定之安定係數

10.N_s值影響因子

護面塊石或型塊所需重量，可依如上所示之 Hudson 公式求得，安定係數N_s值，將依波高與護面材之單位體積重量不同而有所變化，所以 N_s 值由構造物之特性、護面材之特性及波之特性等影響，主要由以下之原因而變化。

(1)構造物之特性

①構造物型式(斜坡堤、消波塊護面堤及合成堤等之構造物型式)

②護面坡度

③護面材位置(堤頭部、堤身部、自靜水面之位置、前坡、背坡、平台等)

④堤頂高與堤寬、上部構造物之形狀

⑤內層(其透水係數、厚度、表面粗糙度)

(2) 護面材之特性

①護面材之形狀(護面石之形狀或混凝土塊之形狀、護面石時為其粒徑分佈)

②拋放方式(層數、整齊拋放或亂拋等)

③護面材之強度

(3) 波浪特性

①波數(作用波之數目)

②波形尖銳度

③海底地形(海底坡度、礁岩之有無等)

④水深與波高之比(作為碎波與否及碎波型態等之指標)

⑤波向、波之頻譜形狀與波群性

(4) 損害之程度(損害率、損害等級指數及災害度)

然而設計所用之值，須由對應於其狀況之模型試驗結果適當地決定。此外，利用對應於示性波之規則波之試驗結果與不規則波之試驗結果加以比較所得案例，0～10%範圍內形成同樣損害率之規則波高與示性波高之比值依條件散落於 1.0～2.0 之範圍內，判定不規則波之作用較具破壞性之傾向。因此，以不規則波作試驗較佳。

11.安定係數 N_s 與 K_D 值

Hudson 於 1959 年發表所謂 Hudson 式代替 Iribarren Hudson 式。其以 $K_D\cot\alpha$ 代替安定係數 Ns^3。

$$Ns^3=K_D\cot\alpha \quad \text{..... (5.3.3)}$$

式中 α ：坡面與水平所成角度(°)

K_D ：主要為由護面材之形狀與損害率等決定之係數(K_D 值)

Hudson 式為源自廣大範損圍之室內試驗結果，又現地使用實績良好，故斜坡護面材之所需重量為由此 Hudson 式(由 K_D 值所得

Hudson 式)計算而得。

然而由式(5.3.1)之安定係數所得 Hudson 式，後面所述已利用作為合成堤之堤基護面材之所需重量計算式,又因亦利用於潛堤等其他構造物之護面材，較過去利用 K_D 值之公式為一般性之公式，將由安定係數所得 Hudson 式作為坡面護面材所需重量計算式之基本式。

係數 K_D 在 Hudson 式中為表示拋石或型塊之種類、堆積方式、波浪特性等之影響係數，其值隨這些因素而變化，同時隨容許破壞程度亦會不同。因此，設計採用之 K_D 值，須根據模型試驗之結果加以適當決定。但在採用示性波相對應之規則波的試驗結果與不規則波試驗結果相比較時，不規則波之作用較規則波較具破壞之傾向，因此試驗應以不規則波進行。

12.包含波之特性等護面石之安定係數計算式

Van der Meer 於 1987 年進行高堤頂拋石斜坡堤之坡面護面石相關系統性試驗，提出考慮坡面斜率、波形尖銳度或波之數量，以及損害程度之安定係數計算式。但下式為將 Van der Meer 建議式中使用超過機率 2%之波高 $H_{2\%}$以 $H_{1/20}$ 置換，乃為了較易計算而稍作變更。

$$N_s=\max(N_{sp\ell},N_{ssr}) \quad \text{..... (5.3.4)}$$

$$N_{sp\ell}=6.2C_HP^{0.18}(S^{0.2}/N^{0.1})I_r^{-0.5} \quad \text{..... (5.3.5)}$$

$$N_{ssr}= C_HP^{-0.13}(S^{0.2}/N^{0.1})(\cot\alpha)^{0.5}I_r^{P} \quad \text{..... (5.3.6)}$$

式中 $N_{sp\ell}$ ：對捲波型碎波(plunging breaker)之安定係數

N_{ssr}：對湧波型碎波(surging breaker)之安定係數

I_r ：Iribarren 數($\tan\alpha/S_{om}^{0.5}$)，亦稱湧浪相似參數(surf similarity parameter)

S_{om}：波形尖銳度($H_{1/3}/L_0$)

L_0 ：深海波長($L_0=gT_{1/3}^2/2\pi$，g=9.81m/s^2)

$T_{1/3}$：示性波週期

C_H ：碎波效應係數{=1.4/($H_{1/20}/H_{1/3}$)} 碎波帶以外區域為

1.0

$H_{1/3}$　：示性波高

$H_{1/20}$：1/20 最大波高(如圖 5.3-2 所示)

α　：坡面與水平面所成角度(°)

D_{n50}：相當於護面石重量分佈曲線 50%重量之粒徑(=$(W_{50}/\gamma_r)^{1/3}$)

W_{50}：護面石重量分佈曲線 50%重量(護面石之所需重量)

P　：內層之透水係數(如圖 5.3-3 所示)

S　：變形等級($S=A/D_{n50}^2$) (如表 5.3-1 所示)

A　：侵蝕部份之面積(如圖 5.3-4 所示)

N　：作用波數(於暴風期間)

表 5.3-1　各損害程度之變形等級 *S*(二層保護情形)

坡度	初期損害	中級損害	嚴重損害
1：1.5	2	3～5	8
1：2	2	4～6	8
1：3	2	6～9	12
1：4	3	8～12	17
1：6	3	8～12	17

13.消波塊護面堤之混凝土塊安定係數計算式

高橋氏・半沢氏等針對全斷面亂拋之消波塊提出下列建議式。

$$N_s=C_H[a(N_0/N^{0.5})^{0.2}+b] \quad \text{..... (5.3.7)}$$

式中 N_0：災害度(表示損害程度之損害率之一種，防波堤法線方向寬度 D_n 之範圍內移動之混凝土塊個數，D_n 為混凝土塊之代表粒徑長，$D_n=(W_{50}/\gamma_r)^{1/3}$，$W$ 為混凝土塊重量)

C_H：碎波效應係數，$C_H=1.4/(H_{1/20}/H_{1/3})$(碎波帶以外區域 $H_{1/20}/H_{1/3}=1.4$，故 $C_H=1.0$)

a 與 b：由混凝土塊之形狀或坡面斜率等之係數(K_D 值為 8.3 之異型混凝土塊之 $\cot\alpha=4/3$ 時，$a=2.32$、$b=1.33$，$\cot\alpha=1.5$

時，a=2.32、b=1.42)

此外，碎波帶以外區域，波數 N 為 1000 波、災害度 N_0 為 0.3 時，幾乎與由過去之 K_D 值所得設計重量相同。此災害度 N_0=0.3 以一般損害率表示，則約為 1%左右。

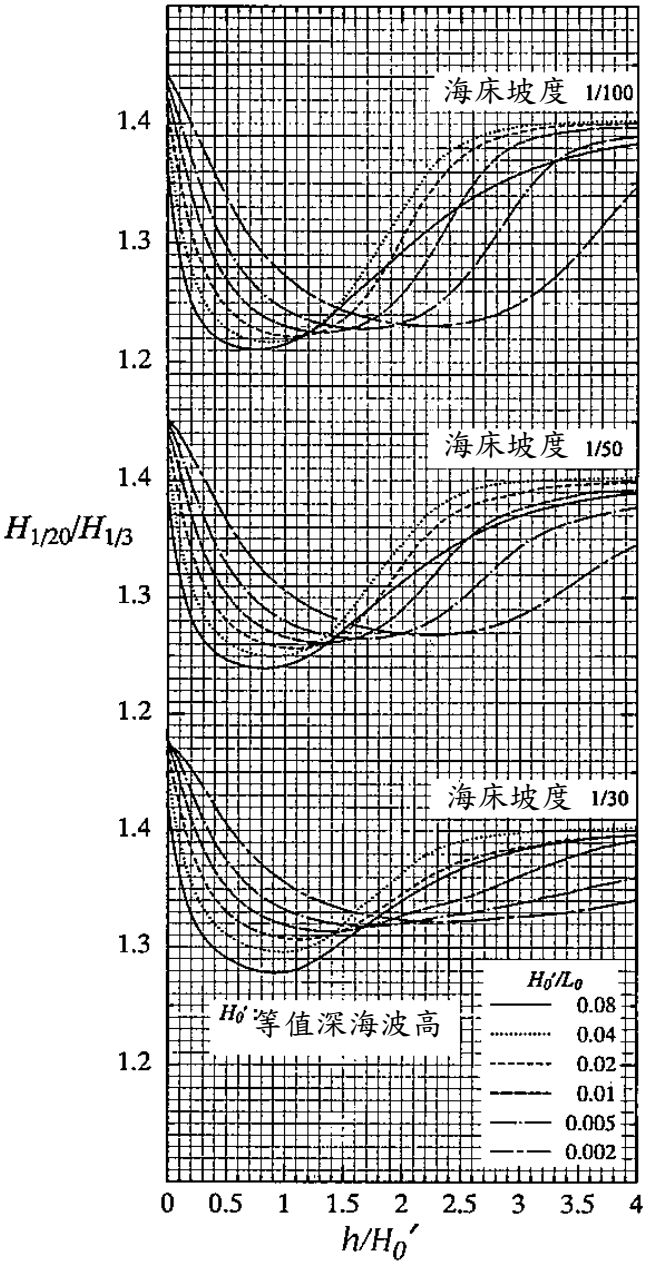
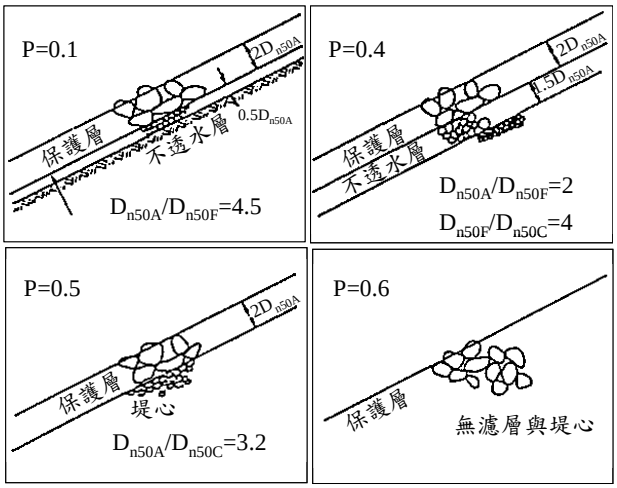


圖 5.3-2 $H_{1/20}$ 與 $H_{1/3}$ 之比



D_{n50A}= 保護層代表粒徑
D_{n50F}= 濾層代表粒徑
D_{n50C}= 堤心石代表粒徑

圖 5.3-3 透水指數 P

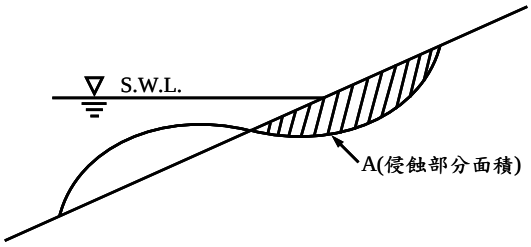


圖 5.3-4 侵蝕面積 *A*

14.C.E.R.C.之 K_D 建議值

參考美國之陸軍海岸工程研究中(C.E.R.C.)之護面石 K_D 值之建議值，如表 5.3-2 所示。表中未附加( )之值為基於試驗結果(規則波試驗)者，可認為相當於對不規則波作用之損害率在 5%以下。附加( )之值為推測值，例如對二層亂拋之帶有圓形之碎石之碎波之值(1.2)，由對角形拋石(二層)之碎波 K_D 值為非碎波時之 1/2，可得 2.4 之一半之值。但將規則波波高對應於示性波高時，規則波試驗之碎波狀態下，與不規則波最大波高相近之波連續作用之故，與非碎波條件相較，係對應於非常激烈之狀態。不規則波試驗如前所述，限於考量以示性波高為基準，認為有愈強之碎波條件，反而 K_D 值有變大傾向，至少對碎波條件須將 K_D 值減小。

表 5.3-2　C.E.R.C.建議拋石之 K_D 值(堤身部)

護面材種類	層數	堆積方法	K_D		cotα
			碎波	非碎波	
拋石(圓滑石塊)	2	亂拋	(1.2)	2.4	1.5～5.0
	3 以上	亂拋	(1.6)	(3.2)	1.5～5.0
拋石(菱角石塊)	3	亂拋	2.0	4.0	1.5～5.0
	3 以上	亂拋	(2.2)	(4.5)	1.5～5.0

(　)為推測值

5.3.2　合成堤堤基護面石與消波塊所需重量

合成堤堤基護面石與消波塊所需重量，有關護面石之安定係數、護面混凝土塊之安定係數、對堤基護面材之安定係數適用條件、護面材之層厚、堤頭部之護面材、港內側之護面及護面材重量之折減如下所示：

1.護面石之安定係數

關於安定係數 N_s，亦可由基於 Brebner・Donnelly 或過去之災害案例所得稻桓氏・月山氏之方法求算，而谷本氏等之公式為基於堤基臨近處流速，並納入種種條件，由高橋氏・木村氏等以包含波向加以

擴展，故以擴展之谷本式為標準。此安定係數可代入式(5.3.1)，求得合成堤堤基護面石重量。

(1)擴展之谷本式

$$N_s = \max\left\{1.8\text{或}1.3\frac{1-k}{k^{1/3}}\frac{h'}{H^{1/3}}+1.8\exp\left[-1.5\frac{(1-k)^2}{k^{1/3}}\frac{h'}{H_{1/3}}\right]\right\}\ ;$$

$B_M/L'<0.25$ ..... (5.3.8)

$\kappa=\kappa_1(\kappa_2)_B$ ..... (5.3.9)

$$K_1=\frac{4\pi h'/L'}{\sinh(4\pi h'/L')} \text{ ..... (5.3.10)}$$

$(\kappa_2)_B=\max[\alpha_s\sin^2\beta\cos^2(2\pi\ell\cos\beta/L'),\cos^2\beta\sin^2(2\pi\ell\cos\beta/L')]$ (5.3.11)

式中 h' ：基礎拋石堤基(保護層除外)之堤頂水深(m)(參考圖 5.3-4)

ℓ ：垂直入射時為前肩寬度 B_M(m)，斜向入射時為 B_M 或 B_M' 間 $(\kappa_2)_B$ 較大者之數值(參考圖 5.3-5)

L'：對水深 h'處設計示性波週期之波長(m)

α_s：護面層為水平時之修正係數(=0.45)

β：波之入射角(與法線方向所成角度，不施行 15°波向修正(參考圖 5.3-6)

$H_{1/3}$：設計示性波高(m)

上式以堤身部為對象，曾對入射角達 60°之斜向入射波檢核過。

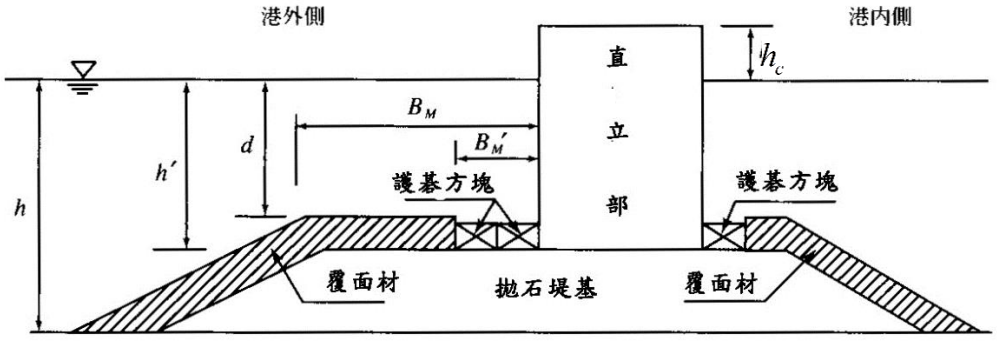


圖 5.3-5 合成堤之標準斷面與符號

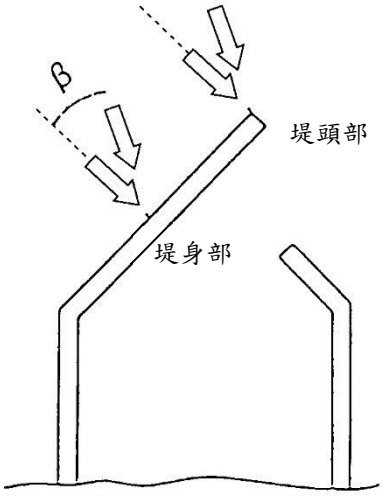


圖 5.3-6 防波堤之法線形狀或波向之影響

(2)容許部分損壞之安定係數

針對低堤基之非碎波條件，須藤氏·木村氏等進行安定試驗，對作用波數 N 與損害率之關係加以檢討，對任意之作用波數 N 與損害率 D_N(%)建議安定係數 N_s^*之計算公式。

亦即 $N_s^*=N_s\{D_N/\exp[0.3(1-500/N)]\}^{0.25}$ ..... (5.3.12)

其中，N_s係由谷本式所得安定係數，為 N=500，損害率 1%時之安定係數。設計時，由損害之進行狀況判斷，須取 N=1000 波，另若為二層覆蓋時，損害率可容許至 3～5%。

當 N=500 時 D_N=1 (%)，則 $N_s^*=N_s$，而 N=1000 時 D_N=5 %，則 $N_s^*=1.44N_s$，此意即後者條件所需重量為前者之 1/3。

2.護面混凝土塊之安定係數

混凝土塊之安定係數 Ns 係因混凝土塊形狀、堆積方法各自相異，故宜由水工模型試驗推算。此外，試驗以不規則波進行為佳。

3.對堤基護面材之安定係數適用條件

堤基護面材上之水深淺時，常因碎波而不安定。因此對堤基護面材之安定係數，設為適用 $h'/H_{1/3}\geqq 1$ 之條件者，對於 $h'/H_{1/3}<1$ 之條件，利用坡面護面材之安定係數較適當。此外，谷本氏之對護面石之安定

係數，當 $h'/H_{1/3}$ 小時，尚未得到試驗之驗證。然而，當 $h'/H_{1/3}$ 約為 1 時，宜由水工模型試驗確認。

4. 護面材之厚度

護面石之厚度，原則以二層為標準。但若已考慮以往防波堤之施工案例或災害案例則一層亦可。於前述之式(5.3.6)，由對作用波數 1000 波其損害率以 1%嚴格設定下，則護面材之厚度一層亦可。

又對於護面混凝土塊之厚度以一層為標準，而混凝土塊之形狀，或海象條件劇烈時，以二層堆積因應亦可。

5. 堤頭部之護面材

堤頭部由於直立部尖端角附近發生局部快速流動之故護面材易移動，對於堤頭部之護面材之重量加成，須由水工模型試驗確認。未進行水工模型試驗時，以堤基部重量之 1.5 倍以上為標準。若為沉箱式之防波堤，堤頭以 1 座沉箱為標準。

此外，對於擴展之谷本式，堤頭部之護面石重量亦可算得。亦即堤頭部之場合，式(5.3.9)之無因次流速 κ 改寫如下式。

$$\kappa=\kappa_1(\kappa_2)_T \quad \text{..... (5.3.13)}$$

$$(\kappa_2)_T=0.22 \quad \text{..... (5.3.14)}$$

但算得之重量為堤身部之 1.5 倍以下時，宜作為 1.5 倍。

6. 港內側之護面材

港內側護面材之必要與否以及所需重量，於參考既往設計例等之同時，宜考慮港內側之波浪或施工時波浪之條件、越波等，必要時由水工模型試驗決定。

7. 護面材重量之折減

護面材所需重量之計算式，通常以堤基之水平部或法肩部為對象，堤基厚度小時，多將坡面部全體設為相同重量。然而，堤基厚度大時，水深變深時其坡面部之所需重量可折減。

8.防波堤堤基護面塊體以消波塊覆蓋

若以消波塊覆蓋防波堤,則作用在護面塊體之揚壓力及在堤基附近之流速皆比傳統合成式防波堤小。藤池等人做了傳統合成式防波堤及消波塊覆蓋防波堤護面塊體安定的模型試驗,並以代償率提出由式(5.3.9)衍生的方法，即

$$\kappa = C_R \kappa_1 (\kappa_2)_B \quad \text{..... (5.3.15)}$$

式中

C_R ： 防波堤型式影響係數，1.0：傳統合程式防波堤，0.4：以消波塊覆蓋之防波堤。

9.可塑性護面塊體

使用合成纖維網填充塊石成為袋狀護基塊體有各樣優點:不須大塊石、因其高度可塑性實際上無須基礎整平,並且會貼緊不規則海床。下迫等人提出一個計算袋狀護基塊體所需質量的方法,並檢驗其耐久性。

5.4 作用於海中結構物之波力

5.4.1 概要

作用於海中結構物之波力，須依結構物型式，採用適合之計算式，必要時應以模型試驗加以檢討。對海中孤立之柱狀構件，一般採用 Morison 公式計算波力。

5.4.2 Morison 公式

作用於海中孤立柱狀構件之波力,可採用下列 Morison 公式計算。

$$\overrightarrow{fn} = \frac{1}{2} C_D \rho_0 \left|\overrightarrow{u_n}\right| \overrightarrow{u_n} D\Delta S + C_M \rho_0 \overrightarrow{\alpha_n} A\Delta S \quad \text{..... (5.4.1)}$$

式中 $\overrightarrow{f_n}$ ：作用於結構物軸向 ΔS 長度之波力(tf)

$\overrightarrow{u_n}, \overrightarrow{\alpha_n}$ ：水流流速(m/s)及加速度(m/s^2)

$\left|\overrightarrow{u_n}\right|$ ：$\overrightarrow{u_n}$ 的絕對值(m/s)

C_D ：拖曳力係數

C_M ：慣性力係數

D ：結構物斷面寬度或直徑(m)

A ：結構物斷面積(m^2)

ρ_0 ：海水密度(通常為 1.03 t/m^3)

Morison 公式適用範圍及其與波浪之關係特性歸納如下，當 D/L 大於 0.2 時，由於繞射現象逐漸顯著，Morison 公式不再適用，應採其他計算法，或以模型試驗估計波力。

$D/L > 1.0$　近乎全反射

$D/L > 0.2$　繞射逐漸顯著

$D/L \leqq 0.2$　Morison 公式適用

$D/W \geqq 0.2$　慣性力逐漸顯著

$D/L < 0.2$　拖曳力顯著

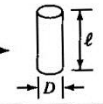
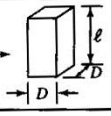
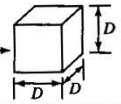
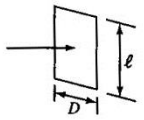
式中　D ：結構物之直徑或寬度(m)

L ：波長(m)

W ：波浪水分子橢圓運動之長軸(m)

結構物直徑在波長的 1/10 以下時，C_M 可參照表 5.4-1。但是，水分子的加速度是以近似公式推斷時，則必須對粒子加速度之推算誤差作修正。表中所示數值係以 Stelson & Mavis 的研究成果所得，又依濱田、光易等的實驗，立方體的 C_M 為 1.4～2.3 間。

表 5.4-1　慣性力係數

物体　形状	基準体積	慣性力係数
圓　柱 	$\frac{\pi}{4}D^2\ell$	2.0(ℓ>D)
長形柱 	$D^2\ell$	2.19(ℓ>D)
立方体 	D^3	1.67
球	$\frac{\pi D^3}{6}$	1.5
平　板 	$\frac{\pi}{4}D^2\ell$	D/ℓ=1　場合 0.61 〃 =2　〃 0.85 〃 =∞　〃 1.0

作用在細長圓樁之波力，可參考美國工兵團”Shore Protection Manual VI-5-7 Wave Forces on Slender Cylindrical Piles”。

5.4.3　波浪水粒子水平流速

最大波浪水粒子水平流速可由式(5.4.2)計算，供計算波浪流所產生之作用力。式(5.4.2)為一經驗公式可計算水面至海床面之水粒子水平流速。

$$u_{max}(z)=\frac{\pi H}{T}\sqrt{1+\alpha\left(\frac{H}{h}\right)^{\frac{1}{2}}\left(\frac{z+h}{h}\right)^{3}}\frac{\cosh[(2\pi(z+h))/L]}{\sinh[(2\pi h)/L]} \quad \text{..... (5.4.2)}$$

式中

U_{max}:波浪水例子最大水平流速(m/s)

H:波高(m)

T:週期(sec)

h:水深(m)

z:垂直軸，在靜水面為 0，向上為正，向下為負(m)

L:波長(m)

α:係數 (表 5.4.1)

表 5.4.1 計算最大波浪水粒子水平流速α值

h/L	α	h/L	α
0.03	1.5	0.2	0.68
0.05	1.5	0.3	0.49
0.07	1.43	0.5	0.25
0.10	1.25	0.7	0.27
0.14	0.97		

5.5 作用於接近水面結構物之波力

5.5.1 概要

1.作用於接近水面平版之上揚力

(1)通則

棧橋式碼頭或樁式繫船台或約平行於水面之結構物之底部都有受到波浪上揚力作用之風險。若浪大且與水面間距小，則上揚衝擊力非常大。而在結構物背側若有反射牆而產生重複波，則其上揚力最好以模型試驗求得。

(2)衝擊上揚力之特性

若底版面是平的，則上揚衝擊力隨著波面衝擊速度及波面與平版角度而變。如圖 5.5-1(a)所示，若波面與平面有一夾角，則波浪隨著平版底面前進，而上揚壓力如圖示，其特性是壓力在時間上迅速上升。另外如圖 5.5-1(b)所示，波面前緣與平版夾角接近零，則空氣陷在波面與平版底面之間，由於空氣受壓縮會使波壓形成均勻分佈，其特性是壓力在時間上具有短週期之振盪。

棧橋式碼頭面版由水平梁支撐，則梁會阻礙波面，在梁之間會有空氣受上升之波面壓縮，波壓變成非常複雜，故波壓隨版面的形狀而變。衝擊波面形狀因進行波或重複波會有很大變化。就重複波

而言，衝擊波前緣形狀隨波浪反射位置與平版之距離而變。

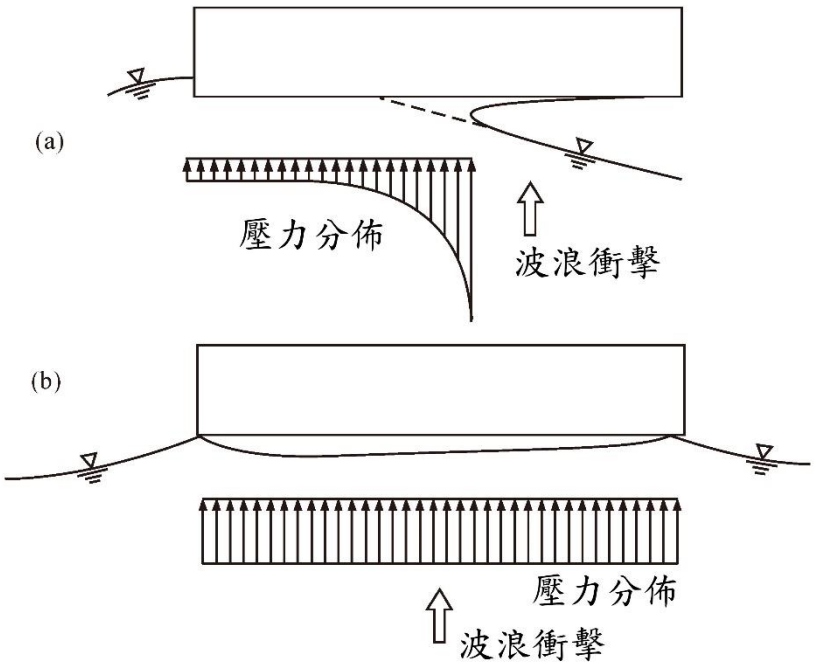


圖 5.5-1 波浪前緣與平版間之衝擊力

(3)重複波作用在平底水平版上揚力之計算

合田認為作用在平版之上揚力是波浪突然改變其動量，使用 von Karman's 理論得到計算重複波作用在水平版之上揚力公式。

$$P = \xi \frac{\rho_0 g}{4} HLB \tanh \frac{2\pi h}{L} \left(\frac{H}{S'} - \frac{S'}{H} \right) \quad \text{(5.5.1)}$$

$$s' = s - \pi \frac{H^2}{L} \coth \frac{2\pi h}{L} \quad \text{(5.5.2)}$$

式中

P:總上揚力(tf)

ζ:修正係數

$\rho_o g$:海水單位重量(tf/m^3)

H:進行波波高，通常是最大波高 H_{max}(m)

L:進行波波長(m)

B:平版寬度(m)

h:水深(m)

S:平版與靜水面之淨距(m)

s':平版與波峰及波谷中間水平面之淨距(m)

需注意上式上揚力與平版長度無關。而適用於平版長度甚小於波長，且平版底部是平的情況。若像棧橋式碼頭面版因由梁支撐，如前所述因有空氣受壓縮，其上揚力較小。故使用上式計算會得到上揚力之上限值。

(4)進行波作用在離岸碼頭上部結構之上揚力

伊藤及武田根據量測作用在離岸碼頭上部結構面版上揚壓力之上限值，提出相當於均佈之靜壓力計算式。

$$p_k = 2\rho_0 gH$$

$p_k=2\rho_o gH$ ..... (5.5.3)

p_k:上揚壓力(tf/m^2)

第六章　潮位及暴潮位

6.1 設計潮位

設計潮位係作為港灣設施之結構設計與穩定分析計算的基礎，其根據含有天文潮(astronomical tides)及暴潮(storm surge)等異常水位之實測值或推算值予以決定。

6.1.1 設計潮位之選用

設計潮位以選用對結構物安全最危險之水位為原則，但依結構物設置目的與其設計計算目的之不同，亦可能有所不同。

6.1.2 暴潮及海嘯之發生

由於暴潮與海嘯均為罕有現象，故設計時可考量二者不會同時發生。

6.1.3 平均海水面上昇之影響

設計潮位除考量天文潮與暴潮外，長期平均海面上昇問題亦常為人所關注。由於海面上昇之定量特性仍未明確，致設計階段一般尚無法予以考量。惟對未來不易透過維修改善之重要結構物而言，於設計時預留彈性空間應有其需求性。如填海造地要預先考慮未來海水面上升的影響，並研擬對策。

6.2 天文潮

天文潮潮位統計分析至少須有一年以上之檢潮記錄，相關潮位之定義說明如后。

1. 最高高潮位(Highest High Water Level on record, H.H.W.L)
   實測最高水位。

2. 朔望平均高潮位(mean monthly-Highest Water Level, H.W.L)
   各月朔望日前 2 日至後 4 日內發生最高高潮位之平均值。

3. 平均高潮位(Mean High Water Level, M.H.W.L)
   所有高水位之平均值。

4. 平均海平面(Mean Water Level, M.W.L)
   一年以上實測潮位之平均值。

5. 平均低潮位(Mean Low Water Level, M.L.W.L)
   所有低水位之平均值。

6. 朔望平均低潮位(mean monthly-Lowest Water Level, L.W.L)
   各月朔望日前 2 日至後 4 日內發生最低低潮位之平均值。

7. 最低低潮位(Lowest Low Water Level on Record,L.L.W.L)
   實測最低水位。

8. 基本水準面(Chart Datum Level, C.D.L)

港灣工程所採用之基本水準面為最低低潮位(L.L.W.L.)，約為平均海平面減 M_2、S_2、K_1、O_1 四分潮振幅之和。

6.3 暴潮位

6.3.1 暴潮位資料之取得

暴潮位應盡可能參考長期實測潮位檢測值與以往之災害記錄所決定，或配合異常之氣象條件，藉電腦模式進行推算。

為推算颱風而造成之暴潮水位，潮位觀測期間，愈久愈可靠，但實際上具長期驗潮記錄之港口非常罕有，故一般採用電腦數值模式推算，或併用其他方法加以檢討，如查閱以往異常高潮災害報告、報紙、文獻資料或藉訪談了解以往災害情況等。

6.3.2 考慮暴潮位之設計水位

決定含暴潮位之設計水位可採用下列四種方法:

(1) 使用過去觀測之最高水位，或此水位再加一點餘裕。

(2) 朔望平均高潮位加上過去觀測之最高暴潮或以模型颱風預測

之暴潮。

(3) 分析長期 (30 年以上)之潮位紀錄，算出各回歸期之潮位，就設施目的及特性，選取適當回歸期設計水位。

(4) 根據經濟因素、各種暴潮位發生機率、各種潮位在背側造成之破壞、及工程費等條件決定設計潮位。

6.4 由碎波引起之平均水位上升

在碎波帶碎波所產生之水位上升稱為波浪上升(wave setup)，其上升量與海底坡度及入射波尖銳度有關，越靠近灘線越大，可達外海波高的 10%或更大，因此在灘線之水位上升量很大，這是潮位偏差重要因素之一。

在碎波帶內本應考慮波浪上升所產升之平均水位上升，然而碎波帶內波高、波力、越波量等之計算公式及圖表已經含蓋平均水位上升之效應，故平均水位不用另外加上波浪上升。但若在礁區會產升很大的波浪上升，甚至超過 1 公尺，則平均水位就要另外加上波浪上升。

6.5 潮位基準換算

國內港口之潮位資料主要由各港務局觀測所得，各港務局為其業務方便，均以最低潮位為水準零點而自成系統，該系統亦稱為海上水準系統。

台灣地區全島水準系統係以基隆平均潮位為水準零點，該系統又稱內政部水準系統、陸上水準系統，亦為水利局所採用之基準。

海上水準系統與內政部水準系統間具若干高差，相關換算值可參考表 6.4-1。

表 6.4-1 各港水準零點與內政部水準系統換算表

港口別	各港水準零點換算內政部水準系統之高程
基隆港	EL.-0.92m
台北港	EL.-1.43m
台中港	EL.-2.43m
布袋港	EL.-1.136m
安平港	EL.-0.61m
高雄港	EL.-0.47m
蘇澳港	EL.-0.88m
花蓮港	EL.-0.71m

6.6 港口潮位之確認方法

1.分析歷年測量水位之上升或下降率

首先應蒐集港口之長期潮汐觀測資料，進行各種潮位之分析，藉此分析以了解該港區之潮位特性，及其歷年水位上升之情況，並確認海水位之上升率是否係因溫室效應所造成之影響。其水位上升或下降率之統計方式可採用年平均潮位、月平均潮位及月平均潮位 12 個月移動平均法，以得各期間之潮位上昇率以修正調和分析作業後之潮位。

2.去除異常變動段重新統計分析潮位資料

經前述分析後港口水位上升率若於平均海水位上升率之範圍內時，則再進行確認潮位是否有異常變動段，並將該變動段之資料予以去除，以得到正確之潮位資料。

3.以學理分析方法重新檢討港口水準

經由濾除不正確之資料後，再利用各種統計方式進行潮位分析，其統計方法目前較為常見的方法計有：

(1)調和分析

當量測到潮汐水位後，需要用一些分析方法處理來顯現資料一些特性，其中調和分析法 (harmonic method)因推算分潮特性較為

正確，而常被使用於潮汐分析上。調和分析法又稱 Fourier 分析，是數學的一個分支領域。它研究如何將一個函數或信號分解為基本波形之疊加，並擴展至 Fourier 級數和 Fourier 變換的概念。其中基本波形稱為調和函數，調和分析因此得名。由於潮汐是一週期函數，理論上可將其分解成無數個不同振幅和週期的分潮，每一分潮視為一簡單的時間調和函數，可分別計算這些分潮後再將這些分潮重新組合，此一過程謂潮汐調合分析，用此方法我們就可以利用過去歷史資料預報未來的變化。對於某地的潮汐記錄，若能推求各成分波的振幅及相位角，即可決定當地之潮汐特性及推算未來之潮汐水位。理論上潮汐包括無限多的分潮成分，但應用上僅能就主要分潮來進行分析。若選擇此潮汐資料含有 M 個分潮數，海水之高程可用正弦(cosine)及餘弦(sine)函數之線性相加來表示。潮汐調和分析法係利用水位觀測資料以確定分潮特性，其為潮汐預報之基礎。對於單點而言，其預報結果要比數值方法準確，但是先決條件是必須要有品質良好及完整的歷史資料。

由於潮汐的分潮特性各異，有的為極低頻，如週期大約為 1 年的 Sa 分潮，或者二分潮之頻率十分接近，若無長期資料則不易細分。因此，若欲分析 60 個分潮時，一般須具有 1 年以上的觀測資料，方能獲致較佳預測結果。目前以 IOS 法(G Foreman)以及 Admiralty 法較常被使用。

(2)NOA99

對於潮汐預報若是無法取得品質良好及完整的歷史資料時，則必須有其他方式因應。Matsumoto 等人(1995)以高度誤差約 4.7 公分之高精確度 TOPEX/POSEIDON 衛星資料，配合 Schwiderski(1980)所推導之潮位運動方程式，發展出可計算全球重要分潮之數值模式。NOA99 可分成短期模式(NAO.99b, NAO.99Jb models)以及長期模式(NAO.99L model)，其中短期模式又可細分全球模式以及日本模式。短期模式必須具 16 個分潮(M_2, S_2, K_1, O_1, N_2, P_1, K_2, Q_1, M_1, J_1, OO_1, $2N_2$, Mu_2, Nu_2, L_2, T_2)，全球模式則是具有 0.5 度的解析度，

日本模式則更細到達 5 分，模式範圍則是介於 110°E-165°E,20°N-65°N。本模式是免費的，可以到 http://www.miz.nao.ac.jp/staffs/nao99/ index_En.html 網頁下載使用。

因 Fourier 級數欲分辨相近頻率成分波時，必須有較長資料，頻率愈近，所須資料愈長。故調合分析法在提升預測準度時，受限於資料長度。然而，本法可克服上述困難，利用正交潮法之少數參數所定義的平滑潮位導納，以徹底解決調合分析法所無法分解的混疊週期相近分潮問題。

(3)類神經網路

因為潮汐水位變化除了主要受天文引潮力的影響外，仍受到其他變因的影響，如季節性的水位變化、人為因素等，為了調整季節性的水位變化，可利用類神經網路方法學習地理位置相鄰的測站季節特性後，作為預測某地的季節性水位變化的調整。對於有些潮差較小的測站容易受到人為因素的影響力較明顯，所以在優選時容易落入局部最佳解而導致無法預測，因此可利用優選後的調和常數所合成的預測水位進行 720 小時的移動平均，並根據此水位來判別優選的調和常數是否合理。

而若與調和分析法比較，同樣使用 11 個分潮作為分析時，本模式僅需 540 小時的實測水位資料，便能達到調和分析法使用 3 個月的實測水位資料所預測的精度，而使用 23 個分潮的遺傳演算法預報模式，只需 720 小時的實測水位資料便能與調和分析法使用 22 個分潮輸入 6 個月的預報精度相當，因此應用遺傳演算法的潮汐預報模式比一般使用的調和分析法模式能有效縮短所需要輸入的實測潮汐水位資料。

4.一等水準點之引測

於規劃設計之初，港內高程與各潮位之差，必須以內政部所設之一等水準點為基準進行引測並計算之，以確認各高程以及基準點之可靠性，裨益工程規劃設計進行。

第七章　水流

7.1　概論

港灣工程設計上所需之水流流速、流向資料，應考量最嚴苛之條件，以實測資料或數值推算為原則。

7.2　作用於水中結構物之水流力

由於水流之加速度甚小,故作用於水中孤立柱狀構件之水流力，有拖曳力及橫向力，必要時應以模型試驗加以檢討。

1.拖曳力

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \rho_0 A U^2 \quad \text{..... (7.2.1)}$$

式中　F_D：於水流方向作用於結構體之拖曳力(t)

C_D：拖曳力係數

ρ_0：水的密度(t/m^3)

A：結構物於水流方向之投影面積(m^2)

U：水流速度(m/s)

2.橫向力

當水中孤立柱狀構件的流速大到一定的程度,渦流造成之橫向力(Transverse force)則變得較為重要，其發生原理與空氣動力學中渦流造成之上揚力(Lift force)類似，故在若干文獻中亦稱之為上揚力。

$$F_L = \frac{1}{2} C_L \rho_0 A_L U^2 \quad \text{..... (7.2.2)}$$

式中　F_L：垂直水流方向作用於結構體之橫向力(t)

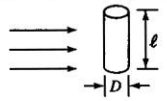
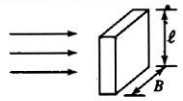
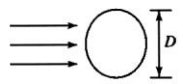
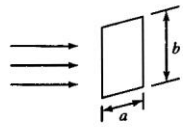
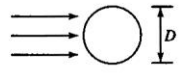
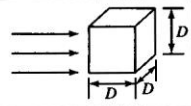
C_L：橫向力係數

A_L：結構物與水流方向垂直之投影面積(m^2)

U：水流速度(m/s)

3.潛沒水中之物體在受水流作用時,其拖曳力主要係由於摩擦力及物體表面壓力分佈差異所引起。拖曳力係數 C_D 因結構物形狀、大小、流向及雷諾係數 R (Renold's number)之差異而有不同。當 $R>10^3$ 以上時，可參考表 7.2-1。在平滑柱與球體 $R \fallingdotseq 10^5$ 時，C_D 值會有急遽變小的現象。但就表面粗糙的圓柱而言，其 C_D 值變化並不明顯。

表 7.2-1　拖曳力係數

物体　形状	基準面積	拖曳力係数
圓柱（粗面） 	$D\ell$	1.0($\ell>D$)
立體柱 	$B\ell$	2.0($\ell>B$)
圓板 	$\frac{\pi}{4}D^2$	1.2
平板 	ab	$a/b=1$ 場合 1.12 〃 2 〃 1.15 〃 4 〃 1.19 〃 10 〃 1.29 〃 18 〃 1.40 〃 ∞ 〃 2.01
球 	$\frac{\pi}{4}D^2$	0.5～0.2
立方体 	D^2	1.3～1.6

有關圓柱之拖曳力係數 C_D，亦可參考美國工程兵團海岸工程研究中心之 Shore Protection Manual 及 Coastal Engineering Manual。一般而言，圓柱之拖曳力係數 C_D 依流速之不同而有差異，其數值在 0.7～1.2 之間，拖曳力係數 C_D 可採以下公式計算之：

$$C_D = \begin{cases} 1.2 & \text{for } R \le 2\times10^5 \\ 1.2 - \dfrac{R-2\times10^5}{6\times10^5} & \text{for } 2\times10^5 \le R \le 5\times10^5 \\ 0.7 & \text{for } 5\times10^5 \le R \end{cases} \quad \cdots\cdots (7.2.3)$$

4. 橫向力係數 C_L 與拖曳力係數一樣，依結構物形狀、大小、流向及雷諾係數 R 而有不同，C_L 一般以實驗數據求得。

5. 岩崎等針對潛堤上部結構受水流所產生之壓力進行測定，得出 C_D 為 0.94，C_L 為 0.48。另谷本等以同樣方式測定得到 C_D 為 1~1.5，C_L 為 0.5~0.8，但亦有人指出，在流速大時，受到水面波形之影響，C_D、C_L 會變大。

6. 較細的材料因水流的作用，在其背後會產生旋渦，產生水流直角方向的振動，須加以注意。因旋渦產生的橫向力為週期性變化，此週期與材料之固有週期相近時會產生共振現象，材料長度愈長，固有振動週期也很長時，有必要採取防振措施。

7.3 水流對被覆材料之安定分析

在水流作用下披覆材料所需之質量，依水工模型實驗或下列公式算出。

$$M = \frac{\pi\rho_\gamma U^6}{48g^3y^6(S_r-1)^3(\cos\theta-\sin\theta)^3} \quad \cdots\cdots (7.3.1)$$

式中 M ：拋石的安定質量(t)

ρ_r ：拋石的密度(t/m^3)

U ：在拋石上方之流速(m/s)

g ：重力加速度(m/s^2)

y ：Isbash 常數(埋入的石塊為 1.2，露出的石塊為 0.86)

S_r ：拋石對水的比重

θ ：水流軸方向之渠底坡度(°)

(7.3.1)式係考慮定常流時之力量平衡狀態，如預測有激烈漩渦發生之地點，應使用更重之拋石。若水流是由波浪所產生之水平流速，則可參考第五章，(5.4.2)公式。

此公式由 C.E.R.C 所建議，供計算防止潮流沖刷所需塊石質量，稱為 Isbash 公式。如公式所示，必須特別注意當流速增加，則所需抗流速的質量急速增大的事實。所需質量亦隨護面塊體的形狀及密度而變。

第八章　作用於浮體之外力及其搖動

8.1　概論

浮體設計，應充分考量因風、流、波浪等外力作用所致之搖動量及繫留力。

一般所謂浮體，係指在水中擁有浮力，並容許一定範圍內運動之結構物。於進行浮體設計時，應檢討浮體所須具備之功能，及浮體安全性兩項。於進行各別之檢討時，應注意兩者之設計條件不同。

繫留設施，一般由錨鏈、錨、沉錘、安裝接頭及防舷材...等所組成，其型式種類甚多。繫留設施，對浮體之運動影響至巨，因此，安全且適宜之設計，至為重要。

8.2　作用於浮體之外力

作用於浮體之外力，除風、流、波浪等外，尚有起因於浮體自身搖動所致之外力，及因繫留設施拘束浮體運動所致之繫留力等。

在設計浮體時，通常需考慮下列作用於浮體之外力:風拖曳力、水流拖曳力、波激發力(wave-exciting force)、波漂移力(wave-drift force)、波浪引起之阻力(wave-making resistance)、回復力(restoring force)、及繫留力等。對於此些外力，應採適宜之分析法或模型實驗估算之。

1. 風拖曳力

浮體突出水面之部分會承受風之拖曳力(風壓)，風拖曳力如式(8.2.1)所示。

$$F_w = \frac{1}{2}\rho_a C_{DW} A_W {U_W}^2 \quad \text{..... (8.2.1)}$$

式中

F_w:風拖曳力(tf)

ρ_a:空氣密度(1.23kg/m3)

A_w:浮體突出水面與風向垂直之面積(m2)

U_w:風速(m/s)

C_{Dw}:風拖曳係數(風壓係數)

風壓係數一般由風洞試驗決定，隨物體形狀而變。表 8.2-1 內之係數建議用在均勻流，除與物體形狀有關外，其亦受風向及雷諾數之影響。需注意的是風拖曳力作用點是浮體突出水面部分之質量中心，但若浮體是大的，可能就不是這樣。而且風速在垂直方向不是均勻的，因此取水面上 10 公尺之風速。

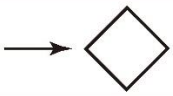
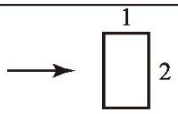
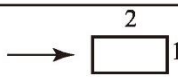
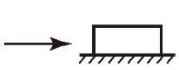
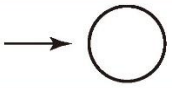
	Square cross-section	2.0
	〃	1.6
	Rectangular cross-section (ratio of side lengths = 1:2)	2.3
	〃	1.5
	〃 (when one face is in contact with the ground)	1.2
	Circular cross-section (smooth surface)	1.2

表 8.2-1 風拖曳力係數

2. 水流拖曳力

水流，如潮流作用於沒入水中部分，其拖曳力如式(8.2.2)所示。

$$F_C = \frac{1}{2}\rho_0 C_{DC} A_C \mid U_C - U \mid (U_C|U) \quad \text{..... (8.2.2)}$$

式中

Fc:水流拖曳力(tf)

ρ_o:海水密度(1.03t/m3)

Ac:垂直水流面積(m2)

Uc:水流流速(m/s)

U:浮體移動速度(m/s)

C_{DC}:拖曳力係數

拖曳力係數是雷諾數的函數，當雷諾數大時，可採用表 7.2-1 的數據。拖曳力係數隨浮體的形狀及流向而改變。相對於水深，浮體吃水越大，拖曳力係數越大。這是因浮體底部與海底面之空間越小，水越不容易通過，故拖曳力係數就增大。

3. 波激發力

波激發力是假設浮體固定時，入射波作用在浮體之作用力。其包括與入射波振幅成比例之線性力及與入射波振幅平方成比例之非線性力。線性力是浮體受到入射波作用時，浮體使入射波變形的反作用，變形波浪運動的速度勢(velocity potential)是由波浪繞射原理獲得。而非線性力則包括伴隨波浪有限振幅特性的力及與流速平方成比例的力。有限振幅效應的力可由理論分析，但實務上常省略。當浮體直徑遠小於波長，與流速平方成比例的力就變大了，此作用力需由實驗決定。

4. 波漂移力

當波浪作用在浮體，浮體之中心會隨波浪移動，導致此移動之力量稱為波漂移力。假設浮體式二維的，且波能不消散，則波漂移力如式(8.2.3)所示。

$$F_d = \frac{1}{8}\rho_0 g {H_i}^2 R \quad \text{..... (8.2.3)}$$

$$R = {K_R}^2 \left\{1 + \frac{4\pi h/L}{\sinh(2\pi h/L)}\right\} \quad \text{..... (8.2.4)}$$

式中

ρ_o:海水密度(t/m3)

F_d:單位寬度波漂移力(tf/m)

H_i:入射波高(m)

K_R:反射係數

R:波漂移力係數

若浮體尺寸遠小於波長，則波漂移力因小於波浪激發力，故可忽略。

然而當浮體大時，則由波漂移力主導。當不規則波作用在受小拘束的浮體，如單點繫泊浮標，波漂移力成為主導因素，因為它可能引起緩慢的漂移運動。

5. 波浪引起之阻力

當浮體在靜水中移動，浮體對週糟的水施加一作用力，而浮體亦從水體承受一反作用力，此反作用力稱為波浪製造之阻力。此力可在靜水中推移浮體並量測作用在浮體之作用力來決定。通常可用解析法估算作用力，但只有與浮體移動速度成正比的力量可用解析法決定，與浮體移動速度平方成正比的非線性力則否。在線性力與浮體加速度成正比的稱為附加質量項，與速度成正比的稱為波阻尼項。

6. 回復力

靜回復力是當浮體在靜水中移動，使其回到原點的力量。當浮體上下、旋轉或前後左右搖動時，其回復力由浮力及重力所產生。此力通常與浮體移動振幅成比例，但當振幅變成很大時，會失去此比例性。

7. 繫留力

為了要限制浮體的移動所需之力稱為繫留力。其大小視繫留浮體系統之位移及回復特性而定。

8.3 浮體之搖動及繫留力

浮體之搖動及繫留力，應充分考量浮體形狀、作用外力，及繫留系統特性等，採適當分析法或模型實驗估算之。

第九章 地質

9.1 概論

港灣工程設計上所需之地質資料應根據現場地質調查及試驗室土壤試驗結果推算為原則。土壤試驗方法原則上應依照中國國家標準之規定實施，若中國國家標準尚無規定者，得依適合該調查目的之相關規範實施。

9.2 基地地質調查

9.2.1 調查要求

1. 概要

設計時所須地質條件，應以地質調查及試驗決定為原則。

2. 一般原則

設計時所用地質條件包括承載層之深度、軟弱層之厚度、地層之成層狀態、硬度、密實度、剪力特性、壓縮特性、透水性及地下水位等。

有關地質調查及試驗，依工程各階段之需求，可概分如表 9.2-1 所示，其與設計間之關連性如圖 9.2-1 所示。

表 9.2-1 地質調查分類

分類	調查方法	調查目的	調查內容
先期調查	資料蒐集	結構物配置規劃、初步調查計畫資料	鑽探及地球物理探測資料、地下水位等的紀錄、地形圖、地質圖、結構物等的沉陷、破壞紀錄、結構物施工紀錄、空照圖等
	現場調查	同上	地形、地層、結構物等的沉陷、破壞紀錄
初步調查	鑽探、採樣、土壤試驗、地球物理探測等	結構物配置規劃、結構物設計資料、細部調查計畫資料	基盤深度、成層狀態、強度、壓縮特性、分類特性、地下水位、透水性等
細部調查	鑽探、採樣、土壤試驗、地球物理探測等	結構物設計資料、施工管理用資料	同上
補充調查 輔助調查	同上	同上	同上
特殊試驗	滑動分析、承載力試驗、模型試驗、現場透水試驗等	同上	承載力、斜面穩定、壓縮特性、透水性等。

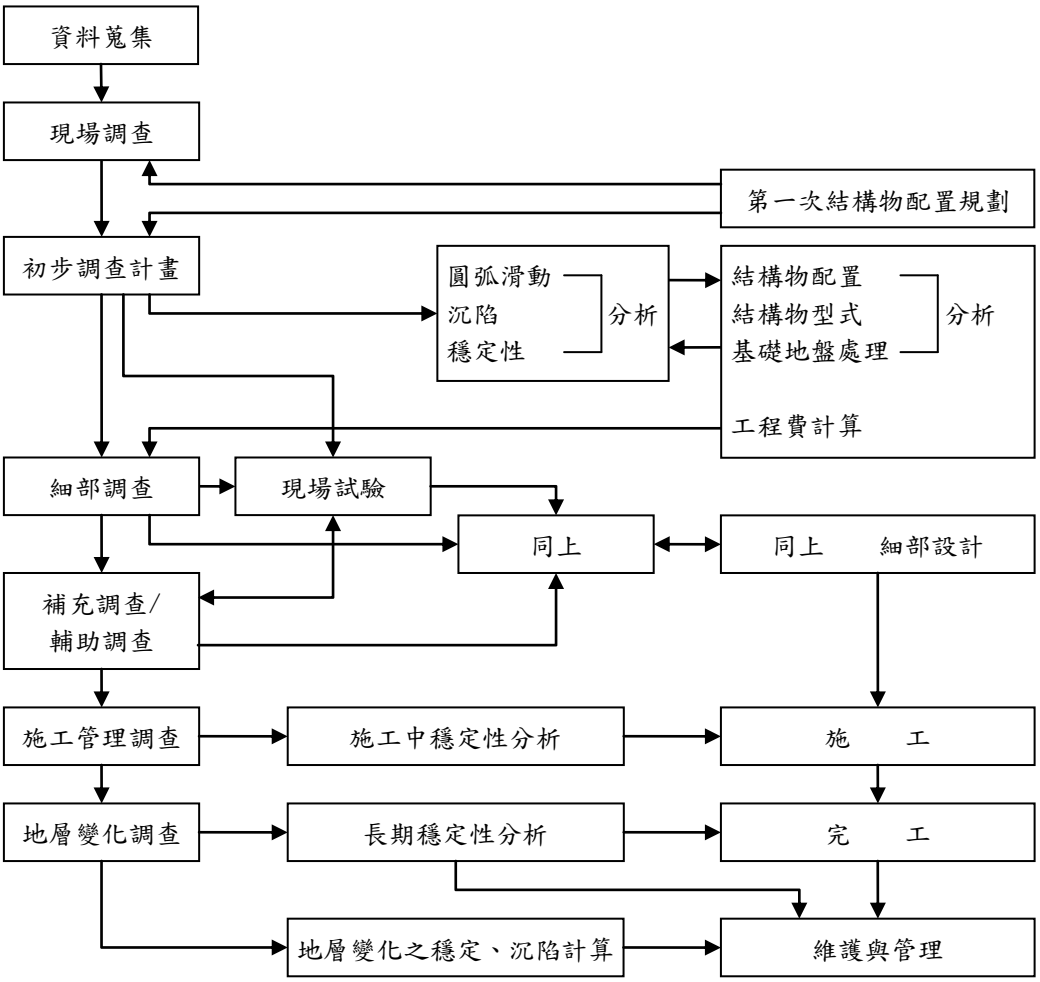


圖 9.2-1　地質調查與設計之關連示意圖

3. 調查位置之密度及調查深度

(1)　概述

鑽探(Boring)或探測(Sounding)等調查點配置間隔、調查深度及深度方向之取樣間隔，除考慮結構物之大小、地層內之應力分佈及地層成層狀態之均勻性外，並應考慮調查費用及結構物之重要性等因素後決定之。一般狀況，建議採用下列之標準。

(2)　調查點間隔

成層狀態在水平方向及垂直方向均比較均勻時

調查種類		法線方向		法線垂直方向	
		鑽探	探測	鑽探	探測
初步調查	廣範圍地域	300~500m	100~300m	50m	25m
	小範圍地域	50~100m	20~50m		
細部調查		50~100m	20~50m	20~30m	10~15m

成層狀態較複雜時

調查種類	法線方向		法線垂直方向	
	鑽探	探測	鑽探	探測
初步調查	50m 以下	15～20m	20～30m	10～15m
細部調查	10～30m	5～10m	10～20m	5～10m

註：1.探測有時需要鑽孔，有時不需要鑽孔。
2.表中所示探測之值為不需要鑽孔。
3.需要鑽孔之探測，可採用鑽探欄內之數值。

(3) 調查深度

調查深度須能充分達成調查目的為原則，一般以鑽探或探測至可確認之承載層為止，而可確認之承載層視結構物之型式及規模大小而異，規模較小之結構物或淺基礎結構，應達基腳寬度之 4 倍以上或筏基之 1.5 倍以上，且不得少於 6 公尺，或達可確認之承載層深度為止。

大型結構物須採用深基礎如基樁時，調查深度應達深基礎底面以下至少三公尺或達可確認之承載層為止之深度。

如遇可能發生壓密沉陷之軟弱地層時，調查深度應達因結構物載重所產生之垂直應力增量小於百分之十之地層有效覆土應力值之深度範圍為止。

遇到岩層時，取樣至少應深入岩層三公尺以上，證實確為岩質為止。

(4) 深度方向之取樣間隔

欲知土壤之一般物理特性時，在主要調查鑽孔中以每隔 1.5 公尺深度，或土層變化處，取樣一次為原則，而在特別重要的情形則須每隔 1.0 公尺深度，取樣一次。在補充性的調查鑽孔時，則以每隔 2.0

公尺深度，取樣一次。欲知土壤壓縮特性及強度特性時，須將地層按種類予以分割後，取各層之不擾動土樣，加以試驗。通常在均勻的地層時，須每隔 1.5 公尺即將試料取樣一次，而在複雜的地層或壓密沉陷特別嚴重區域，應視其重要性，將取樣間隔適當予以縮減。

9.2.2 調查方法之選擇

地質調查方法之選擇，原則上依結構物型式、規模、重要性、附近地質狀況，及調查範圍等，依設計目的決定最適宜之方法。

表 9.2-2 所示者，係以調查目的為區分之調查方法及調查內容。

表 9.2-2 以調查目的為區分之調查方法及調查內容

調查目的	調查方法	調查內容
確定土層變化狀況	鑽探 試驗室土壤試驗 物理探測	承載層深度 軟弱層厚度 層次
承載力 斜坡安定 土壓	不擾動土壤取樣 試驗室土壤試驗 現場土壤試驗	無圍壓縮強度 q_u 剪力強度 τ_f 內摩擦角 相對密度 D_r
壓縮特性	不擾動土壤取樣	壓密係數 C_v 體積壓縮係數 m_v
透水性	不擾動土壤取樣 現場土壤試驗	透水係數 k
夯實特性	擾動土壤取樣 現場土壤試驗	最大乾密度 $\gamma_{d\max}$ 最佳含水量 ω_{opt} CBR
分類特性	不擾動土壤取樣	總單位體積重量 γ_t 含水量 ω 土粒比重 G_s 塑性指數 W, W_p, PL

9.3 土壤物理性質

9.3.1 概要

土壤物理性質包括土壤單位體積重量、含水量、阿太堡限度、比重及

土壤顆粒分佈等，應從現場採取土樣，於試驗室測定之。

9.3.2 土壤單位體積重量

1. 概要

土壤單位體積重量，不論粘性土或砂質土皆應從現場採取土樣，於試驗室測定之。

2. 土壤總單位體積重量

土壤總單位體積重量(當地密度，γ_t)為單位體積內土粒之重量與其孔隙中水重量兩者之和，其可由下式計算之。

$$\gamma_t = \frac{G_s + S_r \cdot e}{1+e} \qquad \gamma_w = \frac{1+\omega}{1+e}\gamma_w \cdot G_s \tag{9.3.1}$$

式中 γ_t ：土壤總單位體積重量(tf/m^3)

G_s ：土粒比重

e ：孔隙比

S_r ：飽和度(%)

ω ：含水量(%)

γ_w ：單位體積水之重量(tf/m^3)

3. 土壤乾單位體積重量

土壤乾單位體積重量(乾密度，γ_d)，係僅考慮單位體積內土粒本身之重量，即(9.3.1)式中$\omega = 0$或$S_r = 0$，其可由下式計算之。

$$\gamma_d = \frac{G_s \cdot \gamma_w}{1+e} \tag{9.3.2}$$

式中 γ_d ：土壤乾單位體積重量(tf/m^3)

G_s ：土粒比重

γ_w ：單位體積水之重量(tf/m^3)

含水土壤單位體積重量γ_t與土壤乾密度γ_d之關係，如下式所示。

$$\gamma_d = \frac{\gamma_t}{1+\omega} \tag{9.3.3}$$

式中 γ_d ：乾燥土壤單位體積重量(tf/m^3)

γ_t ：含水土壤單位體積重量(tf/m^3)

ω ：含水量(%)

4. 水中土壤單位體積重量

土壤在水中之單位體積重量(土壤浸水單位體積重量，γ')，係將土粒孔隙中之水達到飽和，即(9.3.1)式中S_r=1，並將浮力加入考慮之，其可由下式計算之。

$$\gamma' = \frac{G_s - 1}{1+e}\gamma_w \qquad (9.3.4)$$

式中 γ' ：水中土壤單位體積重量(tf/m^3)

G_s ：土粒比重

γ_w ：單位體積水之重量(tf/m^3)

e ：孔隙比

5. 相對密度

砂質土之鬆緊狀況，可以下式相對密度(D_r)之方法表示之。

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} = \frac{\gamma_d - \gamma_{d\,min}}{\gamma_{d\,max} - \gamma_{d\,min}} \cdot \frac{\gamma_{d\,max}}{\gamma_d} \qquad (9.3.5)$$

式中 D_r ：相對密度(%)

e_{max} ：土壤在最鬆狀態之孔隙比

e_{min} ：土壤在最緊密狀態之孔隙比

e：土樣(試體)之孔隙比

γ_{dmax} ：土壤在最緊密狀態之乾密度(tf/m^3)

γ_{dmin} ：土壤在最疏鬆狀態之乾密度(tf/m^3)

γ_d ：土壤之乾密度(tf/m^3)

9.3.3 土壤分類

於本基準中，土壤分類法原則上採用統一土壤分類法。

統一土壤分類法，將土壤分為粗顆粒土壤、細顆粒土壤及高有機質土壤三大類，再細分為 15 種細類，如表 9.3-1 所示。根據目視及試驗室試驗結果，土壤之不同分類分別賦予更明細之分類符號及名稱，請詳見中國國家標準 CNS 12387[工程用土壤分類試驗法]。

9.3.4 土壤透水係數

土壤透水係數可採適合計算式，以室內透水試驗或現場透水試驗估算之。

表 9.3-1 土壤統一分類法

實驗室土壤分類條件				土壤分類	
				分類符號	分類符號
粗顆粒土壤(停留在75μm篩者，超過50%)	礫石(粗顆粒停留在4.75mm篩者超過50%)	純礫石(細顆粒少於5%[4])	$C_u \geqq 4$ 且 $1 \leqq C_c \leqq 3$	GW	級配良好礫石[6]
			$C_u < 4$ 且/或 $1 > C_c > 3$	GP	級配不良礫石[6]
		含細顆粒之礫石(細顆粒超過12%[4])	細顆粒歸類於 ML 或 MH	GM	粉土質礫石[6][7][8]
			細顆粒歸類於 CL 或 CH	GC	粘土質礫石[6][7][8]
	砂(粗顆粒通過在4.75mm篩者超過50%)	純砂(細顆粒少於5%[5])	$C_u \geqq 6$ 且 $1 \leqq C_c \leqq 3$	SW	級配良好砂[9]
			$C_u < 6$ 且/或 $1 > C_c > 3$	SP	級配不良砂[9]
		具有細顆粒之砂細顆粒超過12%[5]	細顆粒歸類於 ML 或 MH	SM	粉土質砂[7][8][9]
			細顆粒歸類於 CL 或 CH	SC	粘土質砂[7][8][9]
細顆粒土壤(通過75μm篩者，超過50%)	粉土與粘土(液性限度小於50%)	無機質土壤	$PI > 7$ 且在'A'線或其上方[10]	CL	低塑性粘土[11][12][13]
			$PI < 4$ 或在'A'線下方[10]	ML	粉土[11][12][13]
		有機質土壤	液限＜50	OL	有機質粘土[11][12][13][14]
			液限≧50		有機質粘土[11][12][13][15]
	粉土與粘土(液性限度50%以上)	無機質土壤	PI 值位於'A'線或其上方	CH	高塑性粘土[11][12][13]
			PI 值位於'A'線下方	MH	彈性粉土[11][12][13]
		有機質土壤	液限＜50	OH	有機質粘土[11][12][13][16]
			液限≧50		有機質粉土[11][12][13][17]
高有機質土壤	含有大量有機物質，暗色，有機質味道			PT	泥碳土

註(1)： 本土壤分類取自中國國家標準 CNS 12387(工程用土壤分類試驗法)

(2)： 本試驗以通過 75μm 篩之土樣為準

(3)： 若土樣含有卵石，必須在分類名稱前加註「含卵石」

(4)： 含 5~12%細顆粒之礫石，必須使用雙重符號：

GW-GM 代表含粉土之級配良好礫石

GW-GC 代表含粘土之級配良好礫石

GP-GM 代表含粉土之級配不良礫石

GP-GC 代表含粘土之級配不良礫石

GW-GM 代表含粉吐汁級配良好礫石

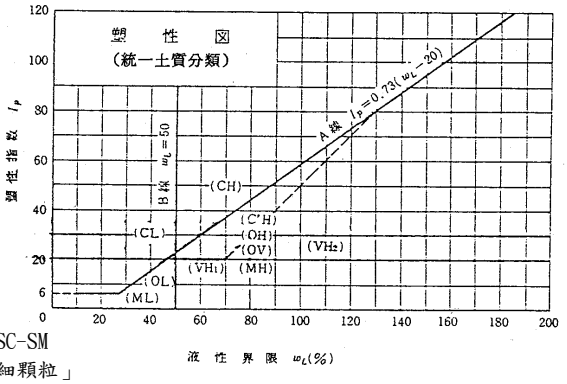
(5)： 含有 5~12%細顆粒之砂，必須使用雙重符號：

SW-SM 代表含粉土之級配良好砂

SW-SC 代表含粘土之級配良好砂

SP-SM 代表含粉土之級配不良砂

SP-SC 代表含粘土之級配不良砂



(6)： 若土樣中之砂含量≧15%，在分類名稱前加註「含砂」

(7)： 若細顆粒歸類為 CL-ML，必須使用雙重符號 GC-GM 或 SC-SM

(8)： 若細顆粒含有有機質，在分類名稱前加註「含有機質細顆粒」

(9)： 若土樣之礫石含量≧15%，在分類名稱前加註「含礫石」

(10)：阿太保限度在斜線範圍內，土壤屬粉土質粘土，CL-ML

(11)：若土樣中>75μm 篩之含量在 15~30 之間，視其砂或礫石含量之多寡加註「含砂」或「含礫石」

(12)：若土樣中>75μm 篩之含量在超過 30%，且主要之含量為砂，在分類名稱前面加註「砂質」

(13)：若土樣中>75μm 篩之含量在超過 30%，且主要之含量為礫石，在分類名稱前面加註「礫石質」

(14)：$PI \geqq 4$ 且座標值位於「A」線或其上方

(15)：$PI < 4$ 或座標值位於「A」線下方

(16)：PI 座標值位於「A」線或其上方

(17)：PI 座標值位於「A」線下方

在完全飽和土壤內流動之滲流，如係層流(Laminar Flow)時，其透水係數(Permeability Coefficient)可由下式估算之。

$$k = \frac{q}{iA} \qquad (9.3.6)$$

式中 k ：透水係數(cm/s)
q ：單位時間內流動於土層中之水量(cm^3/s)
i ：水力坡降(Hydraulic Gradient) $i = h/L$
h ：損失水頭(cm)
L ：滲流流路長度(cm)
A ：斷面積(cm^2)

9.4 土壤工程性質

9.4.1 彈性常數(Elastic Constants)

1. 概要

假設土壤為彈性體進行分析時，其彈性常數一般以變形模數(Modulus of Deformation)及波森比(Poisson's Ratio)表示。

2. 變形模數

變形模數於現場，可採下述之試驗方法求得。

- 平板載重試驗
- CBR 試驗
- 孔內側向載重試驗

變形模數於試驗室內求取時，一般係採單軸壓縮試驗或三軸壓縮試驗，於如圖 9.4-1 所示之三種應力應變曲線(Stress-Strain Curve)中求取之。

初步規劃使用之初期正切係數 E_i 及正割係數 E_{50} 之估算值，可以下式求得。

$$\left.\begin{aligned} E_i &= 210C_u \\ E_s(E_{50}) &= 180C_u \end{aligned}\right\} \qquad (9.4.1)$$

式中 E_i ：初期正切係數(kg/cm^2)
$E_s(E_{50})$ ：正割係數(kg/cm^2)
C_u ：依不壓密不排水剪力試驗求得之土壤視凝聚力(Apparent

cohesion)(tf/m^2)

(9.4.1)式中 E_i之估算式，適用於塑性非常高之海域粘土，式中常數210，係應變 ε 之切線斜率小於 0.2～0.5%時之估算值。

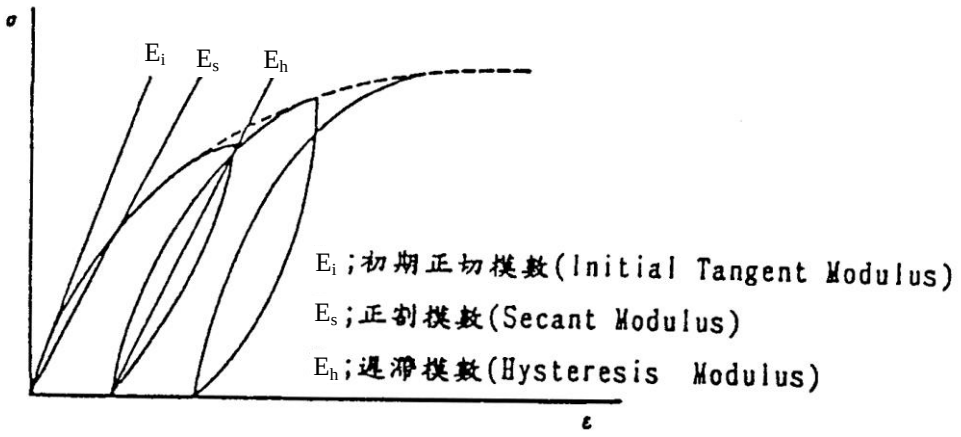


圖 9.4-1 變形模數之種類

3. 波森比

波森比(Poisson's Ratio，ν)之求法，目前雖然有許多方法，但尚無明確之試驗方法。

於飽和狀態不排水條件下，建議土壤之ν值為1/2。於其他條件，建議ν值為1/3～1/2。

9.4.2 壓密特性

1. 概要

用於預測及估算粘土壓密現象之相關性質參數，以試驗室求取為原則。

2. 壓密現象

所謂壓密現象係黏性土壤經載重作用後，引致黏性土孔隙水壓增加，該超額孔隙水壓隨時間造成孔隙水徐徐排出，超額孔隙水壓逐漸下降，且使土壤體積隨之縮小之現象。

顯示土壤壓密特性之壓密係數(Coefficient of Consolidation，C_ν)，與壓密之進行速度有關，其值愈大壓密之進行愈快。而體積壓縮係數(m_ν m_v)，則用以預測壓密沉陷量之用，即某載重所產生之土壤壓縮量與體積壓縮係數成正比。

3. 壓密沉陷量

對一體積壓縮係數為 m_v 之土壤而言，其壓密沉陷量可依下式計算。

$$S=m_v \cdot \Delta P \cdot h \qquad (9.4.2)$$

式中 S ：壓密沉陷量(cm)

m_v ：體積壓縮係數(cm^2/tf)

ΔP：壓力增加量(tf/cm^2)

h ：壓密土層厚度(cm)

體積壓縮係數 m_v，隨壓密壓力之增加而減少，在正常壓密狀態下，如將 P 與 m_v 之關係繪入對數紙時，約略成為直線。當土壤承載壓力由 P_0 增加至($P_0+\Delta P$)時，利用(9.4.2)式求壓密沉陷量時，m_v 之值採用點之 m_v 值。值。

壓密沉陷量 S，亦可由壓密試驗結果之孔隙比與載重關係(e-log p 曲線)求得，即承受 P_0 壓力壓密，而孔隙比為 e_0 之土壤，如增加壓力 ΔP 時，厚度為 h 之土層，其壓密沉陷量 S 可由下式計算之。

$$S = h\frac{C_c}{1+e_0}\cdot log\frac{P_0+\Delta P}{P_0} \qquad (9.4.3)$$

式中 C_c：壓縮指數(Compression Index)

上述壓密理論，一般僅適用於飽和之粘土，惟對不飽和之土壤，如可先求出如圖 9.4-2 所示之 e-log(p)曲線，亦可利用(9.4.3)式計算其壓密沉陷量。

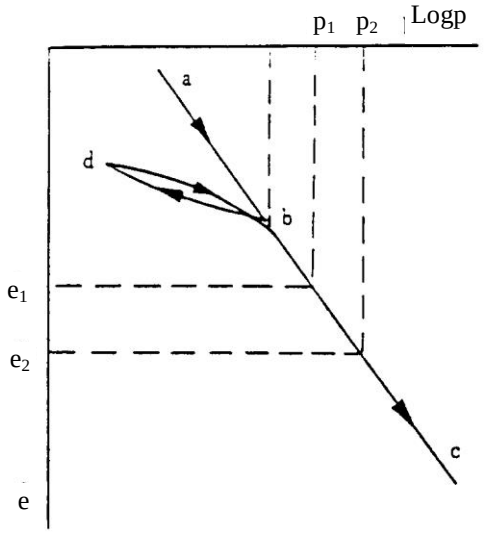


圖 9.4-2 壓力與孔隙比關係圖

4. 沉陷速度

飽和粘土如在不排水狀況下，加以壓力 P 時，則其內部將增加與 P 相等之孔隙水壓。在壓密開始時，其孔隙水壓 u 則隨著時間而減少，同時土壤顆粒間之應力(有效應力，σ') 則增加，然所增加之孔隙水壓 u 與所增加之顆粒間應力 σ' 之和，經常保持與載重壓力 P 相等。即

$$P=\sigma'+u \qquad (9.4\text{-}4)$$

厚度為 h 之粘土層上下兩面，若有透水性較大之砂層存在時，當加以壓密壓力 P 時，有效應力 σ' 及孔隙水壓 u 之深度分佈狀況示意一般如圖 9.4-3(a)所示。即壓密開始時($t=0$)，$u=P$，$\sigma'=0$，即圖 9.4-3(a) DC 線所示之狀態。壓密完成時($t=\infty$)，$u=0$，$\sigma'=P$，即圖 9.4-3(a) AB 線所示之狀態。然在壓密開始經過 t 時間後之狀態，則示意如圖 9.4-3(a)中之 AEB 曲線。如上所述，離排水層較遠部份壓密進行之速度，亦相應較為緩慢。在各種深度土壤顆粒間之應力與載重壓力之比(σ'/P)，稱為該深度之壓密度 U_z(Degree of Consolidation)，而各深度之壓密度除以全土層厚度予以平均後，則稱之為平均壓密度 U(Mean Degree of Consolidation)。由圖 9.4-3(a)可知平均壓密度係面積 AEBCD 與面積 ABCD 之比。即 $t=0$ 時，$U=0$，壓密完成時 $U=1.0$。在理論上而言，在 $t=\infty$ 時，$U=1.0$。

壓密進展之狀況，可以平均壓密度 U 表示之。而表示時間指標，則以時間因數 T_v 表示之。時間因數 T_v 與實際時間 t 之關係，可以下式表示之。

$$T_v=\frac{C_v t}{H^2} \qquad (9.4.5)$$

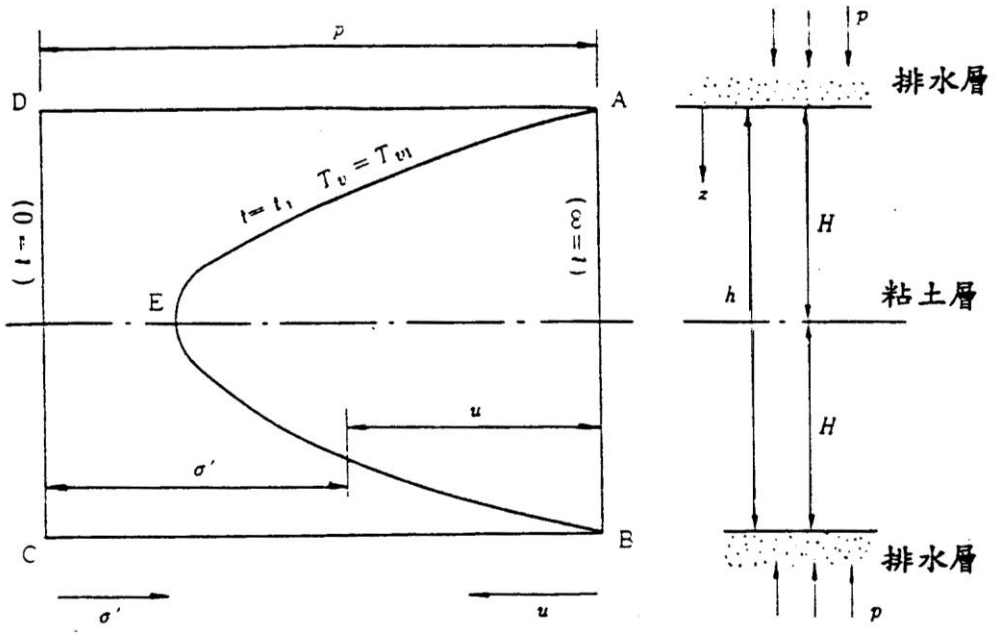
式中 T_v ：時間因數

C_v ：壓密係數(cm^2/day)

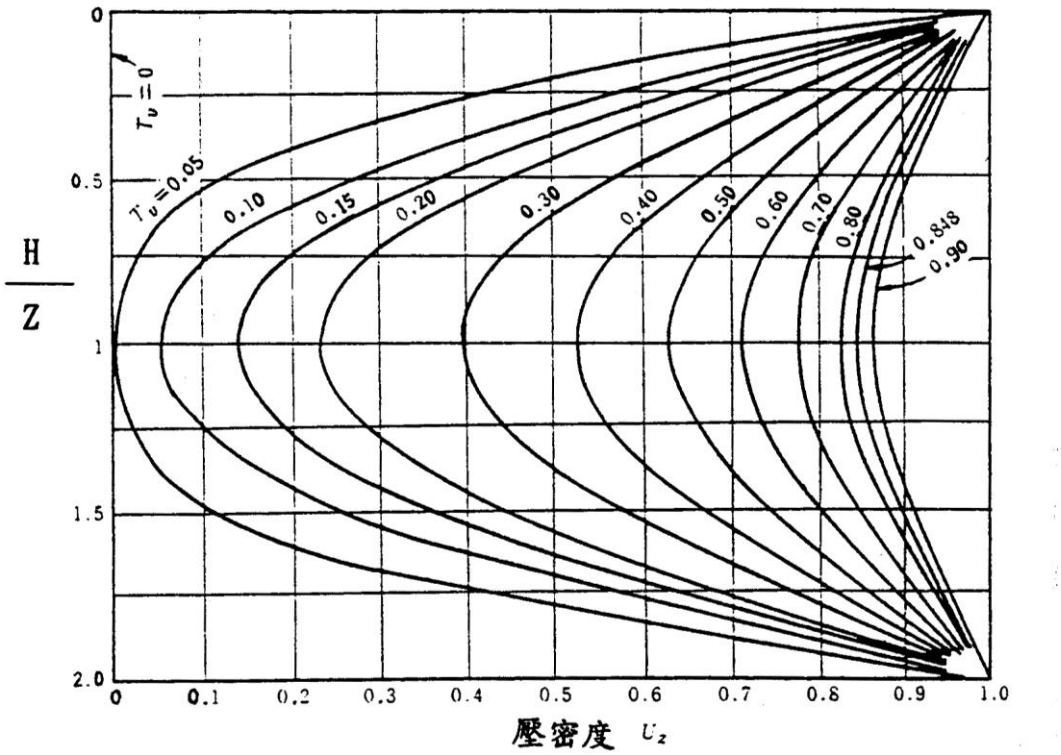
t ：壓密開始後之時間(day)

H ：孔隙水流程之最大距離，即最大排水距離(cm)

如圖 9.4-3(a)所示，土層上下兩面均可排水時 $H=h/2$，若僅單面排水時 $H=h$。於各種條件下，平均壓密度與時間係數之關係如圖 9.4-4 所示。



(a)孔隙水壓之深度分佈



(b)壓密等時線

圖 9.4-3　壓密之進行狀態

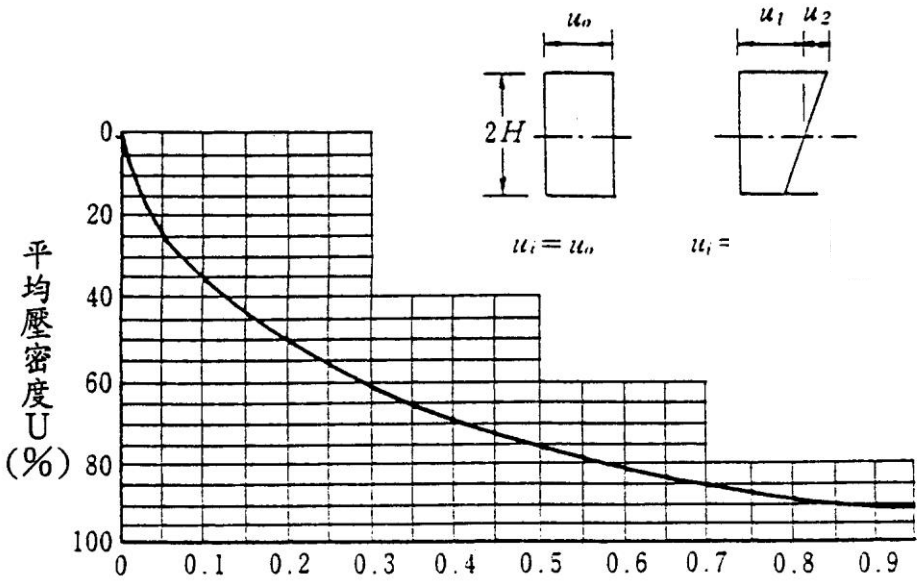


圖 9.4-4　平均壓密度與時間係數之關係

9.4.3 土壤之剪力特性＜修訂＞

1. 概要

砂質土壤及黏性土壤，應依其土壤剪力行為特性及排水狀況，採用適合之計算式，分別計算其剪力強度。

2. 砂質土壤剪力強度

在此所謂砂質土壤，係指依顆粒分析，砂之含量高於 80%。砂質土壤剪力強度可依下式計算之。

$$\left.\begin{aligned}\tau_f &= (\sigma - u)\tan\phi' \\ \tau_f &= (\sigma - u)\tan\phi_d\end{aligned}\right\} \qquad (9.4.6)$$

式中 τ_f ：土壤剪力強度(tf/m^2)

σ ：剪力面上之垂直應力(tf/m^2)

u ：孔隙水壓(tf/m^2)

$'$：有效應力之內摩擦角(度)

$_d$ ：在排水試驗時之內摩擦角(度)

普通所作砂的剪力試驗為壓密排水試驗。由此所求得之 $_d$與有效應力所示之 $'$間關係如下。即鬆散之 $' \fallingdotseq _d$，緊密之砂時，通常為 $_d > '$。而發生 $_d > '$之原因，係由於剪力所引起之體積變化關係，在外觀上表示著強大之抗剪力，故須加以修正。由砂之剪力試驗結果所得之 $_d$，與

試驗前之孔隙比相對繪入圖表後，即可明瞭初期孔隙比愈小則 $_d$愈大。

砂之剪力試驗最好用三軸壓縮試驗儀來試驗,通常應避免使用直接剪力試驗作剪力試驗。由於使用直接剪力試驗儀作砂之剪力試驗時，因試驗儀器之結構關係，往往發生所求 $_d$之數值過大。由於標準貫入試驗之 N 值與 $_d$之間具有連帶關係，故如不作剪力試驗時，亦可由標準貫入試驗結果推算之。

砂之抗剪角係隨孔隙比之大小而變化。故如將砂之剪力試驗結果應用於實際工程問題時，須查明現地砂之孔隙比。然而目前尚無測定未受擾動砂孔隙比之方法，以致無從將剪力試驗結果應用於實際工程問題上。砂之抗剪角依體積之變化程度而有差別，故實際結構物破壞時，在目前情況下，推測發生於鄰近砂中之體積變化情形尚不可能。

如上述之理由,在目前砂之剪力試驗結果應用於解決實際工程問題尚屬困難，按一般情形而言，在實際設計時所採用之抗剪角比由剪力試驗所得之數值小 5 ～10 較為普遍。然而，普通設計時，須作種種的假定並參考以往之經驗，故上述砂之剪力特性已十分明瞭，於應用時仍需加以研討與其他因素之相關性後，方能作決定。

3. 粘性土壤剪力強度

所謂粘土者，按其顆粒大小分析，須含有 40%以上之粘土與沉泥。然對砂之含有量在 60%～80%間之土壤性質，尚有許多不明瞭之處，惟本節將粘土與沉泥之含有量在 40%～20%之間的土壤亦視為粘土處理。粘性土壤之剪力強度可用(9.4.7)式求之。

$$\tau_f = C_u = \frac{q_u}{2} \qquad (9.4.7)$$

由不壓密不排水試驗所求得之表面粘著力 C_u(tf/m^2)，在粘土有關之土壤力學方面常被應用，故又稱為不排水剪力強度。q_u 則稱為無圍壓縮(Unconfined Compression)強度，其單位以 tf/m^2 表示之。

因無圍壓縮試驗方法非常簡單，故一般均採用此法作試驗。惟在試驗前一旦土樣被擾動，q_u值會敏感的減少，故製作試樣之操作時須特別加以留意。未受擾動土壤之 q_u值與其充分重塑後之土壤 q_u值之比稱為靈敏度(Sensitivity)。通常正壓密粘土之靈敏度大多在 5～10 左右。粘土之重塑不但影響應力，而且對變形特性亦有影響。即未受擾動之粘土在無圍壓縮試驗中其相對應之 q_u值因軸向的變形大約相差 5%左右，而重塑後之土壤其相對應之 q_u值因軸向的變形誤差則高 15%以上。

粘土之不排水剪力強度即粘土之粘著力(C_u)，隨壓密之進展而增大。壓密載重愈大，壓密後的 C_u 值亦愈大。故對粘土地層而言，深度愈深，則上部覆蓋土的重量愈重，亦即壓密載重愈大，因此 C_u 值隨著其深度加深而增大。而實際設計時可用(9.4.8)式求之。

$$C_u=C_o+kZ \qquad (9.4.8)$$

式中 C_u ：深度 Z 處之粘著力(從地面算起)(tf/m^2)
C_o ：在地面之 C_u 值(tf/m^2)
K ：C_u 與深度相對之增加率(tf/m^2)
Z ：深度(m)

4. 粘性土壤壓密後粘著力之增加率

粘性土壤之粘著力 C_u，如前述隨壓密的進展而增加，在壓密載重 P 時 C_u 之增加率，可以 C_u/P 表示之。

由壓密所引起之粘力增加率 C_u/P，為地層改良工程非常重要的資料。土壤 C_u/P 之數值愈大，則其強度增加愈大，對地層改良工程非常有效。假設地層下某處之粘土，其垂直載重增加量為 P (tf/m^2)，粘土之 C_u/P 以 表示時，壓密完成時粘著力的增加量 $C=$ P ，在壓密過程中，假設該處之壓密度為 U_z 時，則該處 C_u 的增加量則為 P U_z。

以無圍壓縮強度 q_u 對深度方向而言，如係直線增加時，可由下列 q_u 與 z 的關係式求得 C_u/P 之值。

$$q_u = kz \qquad (9.4.9)$$

$$q_u = 2C_u \qquad (9.4.10)$$

$$P = (\quad _t \quad _w)z \qquad (9.4.11)$$

$$\frac{C_u}{P}=\frac{k}{2(\gamma_t-\gamma_w)} \qquad (9.4.12)$$

式中 q_u ：無圍壓縮強度(tf/m^2)
k ：深度對 q_u 之增加率(tf/m^2)
z ：深度(m)
C_u ：粘性土壤之粘著力(tf/m^2)
P ：有效覆蓋土之壓力(tf/m^2)
$_t$ ：土的單位體積重量(tf/m^2)
$_w$ ：水的單位體積重量(tf/m^2)

依據 Skempton 氏的說法，在正常壓密狀態下之粘土不排水剪力強度即粘土之粘著力 C_u與上部有效覆蓋土之壓力 P 之比，與塑性(I_p=W　W_p)之關係，可以(9.4.13)式表示之。

$$\frac{C_u}{P} = 0.11 + 0.0037 I_p \qquad (9.4.13)$$

在實驗室以直接剪力試驗儀，進行壓密不排水試驗求 C_u/P 之數值時，因欲使其達到不排水狀態是非常的困難，故試驗時此點應加以注意。另利用三軸壓縮試驗儀作試驗時，因普通係以三軸室內之水壓力作等向壓密，故主應力比 K=1.0，而直接採用壓密壓力 P 與主應力差之一半數值作為計算時，則所得 C_u/P之數值常過大。

9.4.4 土壤動態性質

1. 動態變形參數

進行地震反應分析時，應適宜地設定土壤之動態變形參數。耐震設計法大致可區分為擬靜態設計法及動態設計法。震度法為擬靜態設計法之代表，震度法詳本篇第十章，其係將地震力以靜態慣性力，作用於基礎及結構物，從力之平衡觀點檢討結構物安定之方法。而動態設計法，則是計算地震作用時，基礎外地盤及結構物基礎之加速度、速度、位移等，以檢討基礎及結構物安定之方法。

2. 動態強度特性

土壤承受動態外力時，其動態強度特性以試驗決定為原則，試驗時須適當設定外力特性及地盤狀況。

動態外力與靜態外力明顯之不同點，一為外力作用時間短，二為外力反覆作用。如地震力，具有上述兩種特徵；爆破所產生之衝擊力，作用時間非常短，且只作用一次，僅具有一種特徵。另波力為以較慢載重速度反覆作用之外力，在廣義上亦可視為動態外力。港灣結構物所承受之代表性動態外力，主要為地震力與波力。

調查土壤動態強度，有室內試驗與現場試驗兩種。現場試驗由於設備龐大、費用高昂，及試驗條件受限等因素，因此，除重大工程外，一般以採用室內試驗為主。

9.5 *N*值

9.5.1 概要

*N*值測定，應以標準貫入試驗(Standard Penetration Test)方法辦理。

9.5.2 適用範圍

標準貫入試驗除岩層、卵石及粗礫石含量多的土質外，對其他所有的土質均能適用，惟對軟弱粘土及 10㎜ 以上砂礫，在判別土性方面的精度較差。

9.5.3 影響砂值土 *N*值之因素

*N*值隨著砂之密度增加而增大，在相同的密度時，*N*值則受含水量、地下水位、有效覆土及深度等條件的影響，茲將其影響情形分述如下：

- 含水量之影響

  除了密實細砂及沉泥質砂外，按照飽和砂、乾砂及濕砂等順序其 *N* 值逐漸增大。

- 有效覆土載重之影響

  N 值隨著有效覆土載重之增減而增減。

- 地下水位之影響

  由於地下水位變動而發生有效覆土載重及含水量之影響。

- 連接採樣管之鑽桿長度之影響

  因調查深度加深，連接採樣管之鑽桿長度亦加長，故在鬆散砂土時，由於鑽桿重量增加 *N* 值反而減少。於密實砂，因鑽桿之撓曲及橫向振動，打擊效率減少之故，*N*值有變大之傾向。

- 其他因素之影響

  除上述因素外尚有顆粒大小、顆粒形狀、顆粒膨脹(Dilatancy)、試驗方法及試驗儀器磨損及人為因素等影響。然因上述各種影響因素互相重複，且目前對 N 值作定量之修正法又未確定，故在設計上需要高精度之 N 值時，對現場之砂，須充分加作 *N*值能量測定試驗。

9.5.4 N值在使用時應注意之事項

1.由 N 值推測　時，若無法求得現場土壤之密度或相對密度，則無從求取其正確值，因此 N 值應用於設計時，須慎重研討 N 值與現場土性之連帶關係。惟在目前情況下，如將測定條件加以充分考慮時，則可應用表 9.5-1 及 9.5-2 所示之關係。

表 9.5-1 砂質土之 N 值與 D_r，　之關係

N 值	相對密度(D_r)	內摩擦角(　)	
		Peck	Meyerhof
0 ～ 4	0 ～ 0.2	28.5°以下	30°以下
4 ～ 10	0.2～ 0.4	28.5°～ 30°	30°～ 35°
10 ～30	0.4～ 0.6	30° ～ 36°	35°～ 40°
30 ～50	0.6～ 0.8	36° ～ 41°	40°～ 45°
50 以上	0.8～ 1	41° 以上	45° 以上

註：有關表中 Meyerhof　值說明如下:

之下限值：對均勻粒徑之砂偏於安全側，對沉泥質砂，若經剪力試驗不能判定其值時，則減 5°以上。

之上限值：對級配良好之砂偏於安全側，砂礫之混合土壤，若實施剪力試驗，可採用於上表增大 5°之值。

表 9.5-2 砂質土之 N 值與　之關係

土壤種類	內摩擦角(　)
粒徑相同之圓顆粒	$\phi=\sqrt{12N}+15$
級配良好之圓顆粒	$\phi=\sqrt{12N}+20$
粒徑相同之角狀顆粒	$\phi=\sqrt{12N}+20$
級配良好之角狀顆粒	$\phi=\sqrt{12N}+25$

2.依據 Terzaghi 氏認為有效粒徑在 0.1㎜～0.05㎜ 之細砂或沉泥質砂，因滲透性小之關係，如用水飽和之，在與其原相對密度對照之下，在鬆散土砂部份因發生流動現象，N 值變成過小，在密實土砂部份，因膨脹受阻礙，N 值則變成過大。將相當產生膨脹之界限孔隙之比之 N 值當作 15，若上述情形之砂，在水面下之 N 值超過 15 時，則依下式加以修正。

$$N'=\frac{N-15}{2}+15 \qquad (9.5.1)$$

式中 N　：實測 N 值(N>15)

N'　：修正 N 值

第十章　耐震設計

10.1 耐震設計之目標＜修訂＞

現行碼頭結構就其結構動力特性而言，可分為剛性結構物與非剛性結構物兩種，前者如重力式碼頭，後者如棧橋式碼頭。碼頭結構設計依結構物之用途、功能性要求及不同地震之迴歸週期，其耐震設計目標可區分為下列三部份：

1. 中小度地震：為迴歸期約 30 年的地震，其 50 年超越機率約為 80%左右，因為結構物在此使用年限中遭遇中小度地震的機率甚高，因此要求結構物在此中小度地震下結構物維持在彈性限度內，使地震過後，結構物主體沒有任何損壞。對剛性結構物如重力式碼頭而言，在 30 年迴歸期之地震發生時，不得產生滑動、傾覆，亦不得產生結構體強度與基礎承載力不足之任何破壞。

2. 設計地震：為迴歸期 475 年之地震，其 50 年超越機率為 10%左右。在此地震水準下結構物不得產生嚴重損壞，以避免造成嚴重的人命及財產損失。對具韌性材料之構造物如棧橋式碼頭而言，其結構物產生的韌性比不得超過其容許韌性容量。各類碼頭在迴歸期 475 年之地震發生時，在不影響主要使用功能且其損壞得以在短時間內修護的前提下，其容許損壞程度可參考表 10.1-1 與表 10.1-2。

3. 最大考量地震：為迴歸期 2,500 年之地震，其 50 年超越機率為 2%左右。設計目標為非剛性構造物在此強烈地震下結構主體不致產生崩塌，在此設計目標下韌性結構物如棧橋式碼頭允許使用之韌性可達到其韌性容量。針對特殊耐震與高重要性碼頭結構，其在 2,500 年迴歸期之地震作用下，最大容許破壞值不得高於上述 475 年迴歸期地震作用下之設計水平。

表 10.1-1 各式碼頭在 475 年迴歸期地震作用下使用性觀點容許損壞程度

	容許變形量：最大差異變形或最大碼頭面沉陷量			
結構物形式	重力式碼頭		板樁式碼頭	
碼頭深度	≥−7.5m	<−7.5m	≥−7.5m	<−7.5m
供正常使用者	0 ~ 30 cm	0 ~ 20 cm	0 ~ 30 cm	0 ~ 20 cm
限制性使用者	30 ~ 100 cm	20 ~ 50 cm	30 ~ 50 cm	20 ~ 30 cm

表 10.1-2 各式碼頭在 475 年迴歸期地震作用下功能性觀點容許損壞程度

結構物本體	碼頭面整體沉陷量： 傾斜： 差異變形量：	20 ~ 30 cm 3° ~5° 20 ~ 30cm
岸肩	沉陷；碼頭表面高程差異量： 碼頭面與後線之高程差異量： 傾斜：	3 ~ 10 cm 30 ~ 70 cm 3~5%

10.2 非剛性構造物之設計地震力＜修訂＞

非剛性結構物，如棧橋式碼頭等，其所受地震之最小設計水平總橫力V依下式計算：

$$V=\frac{S_{aD}I}{1.4\alpha_y F_u}W \qquad (10.2.1)$$

(10.2.1)式中$\frac{S_{aD}}{F_u}$得依(10.2.2)式修正，修正後命為$\left[\frac{S_{aD}}{F_u}\right]_m$如下：

$$\left[\frac{S_{aD}}{F_u}\right]_m=\begin{cases}\frac{S_{aD}}{F_u} & ;\frac{S_{aD}}{F_u}\le 0.3\\ 0.52\frac{S_{aD}}{F_u}+0.144 & ;0.3<\frac{S_{aD}}{F_u}<0.8\\ 0.70\frac{S_{aD}}{F_u} & ;\frac{S_{aD}}{F_u}\ge 0.8\end{cases} \qquad (10.2.2)$$

則 $$V=\frac{I}{1.4\alpha_y}\left[\frac{S_{aD}}{F_u}\right]_m W \qquad (10.2.3)$$

式中 S_{aD}：工址設計水平譜加速度係數，為工址水平向之設計譜加速度與重力加速度 g 之比值。

I ：用途係數。

W ：結構物全部靜載重，並應計入地震時裝載載重。

α_y ：起始降伏地震力放大倍數。

F_u ：結構系統地震力折減係數。

其中，工址設計水平譜加速度係數值S_{aD}將隨著工址地盤種類與所在區域不同而有所調整。此外，對於整體結構之設計地震力而言，除了上述的考量

外，近斷層效應之影響、避免中小度地震降伏設計地震力與避免最大考量地震崩塌設計地震力亦須納入考量。

10.2.1 概要

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

10.2.2 震區水平譜加速度係數＜修訂＞

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

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

因應我國之震區係以鄉、鎮、市等行政區為單位劃分，各微分區內之震區設計水平譜加速度係數S_S^D與S_1^D乃根據50年10%超越機率之均佈危害度分析訂定，地震迴歸期為475年；震區最大考量水平譜加速度係數S_S^M與S_1^M根據50年2%超越機率之均布危害度分析訂定，地震迴歸期為2500年。臨海震區設計水平譜加速度係數S_S^D與S_1^D，以及震區最大考量水平譜加速度係數S_S^M與S_1^M，如表10.2-1所示。

表10.2-1 臨海鄉鎮市區之S_S^D、S_1^D、S_S^M與S_1^M值

縣市	鄉鎮市區	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M	臨近之斷層
台北縣	淡水鎮	0.5	0.3	0.7	0.4	
	瑞芳鎮	0.6	0.35	0.9	0.55	
	林口鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	三芝鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	石門鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	八里鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	貢寮鄉	0.7	0.4	0.9	0.55	
	金山鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	萬里鄉	0.5	0.3	0.8	0.45	
基隆市	中正區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	仁愛區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	中山區	0.6	0.35	0.8	0.5	

縣市	鄉鎮市區	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M	臨近之斷層
	安樂區	0.6	0.3	0.8	0.5	
宜蘭縣	蘇澳鎮	0.8	0.45	1	0.55	
	頭城鎮	0.8	0.45	0.9	0.55	
	壯圍鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	五結鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	南澳鄉	0.8	0.45	1	0.55	
桃園縣	蘆竹鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	大園鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	新屋鄉	0.6	0.3	0.8	0.45	
	觀音鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
新竹縣	竹北市	0.7	0.35	0.9	0.5	
	新豐鄉	0.6	0.35	0.8	0.45	
新竹市	北區	0.7	0.35	0.9	0.5	
	香山區	0.7	0.4	0.9	0.5	
苗栗縣	苑裡鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層
	通霄鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	竹南鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	後龍鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
台中縣	大甲鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	清水鎮	0.8	0.45	1	0.55	屯子腳斷層
	梧棲鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	大安鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層
	龍井鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
彰化縣	鹿港鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	線西鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	伸港鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	福興鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	芳苑鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	大城鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
雲林縣	麥寮鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	台西鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	四湖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	口湖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
嘉義縣	布袋鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	東石鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
台南縣	七股鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	將軍鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	北門鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
台南市	南區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	安南區	0.7	0.4	0.9	0.55	新化斷層
	安平區	0.7	0.4	0.9	0.5	
高雄縣	林園鄉	0.5	0.3	0.7	0.45	
	茄萣鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	永安鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	彌陀鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	

縣市	鄉鎮市區	S_S^D	S_1^D	S_S^M	S_1^M	臨近之斷層
	梓官鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
高雄市	鹽埕區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	鼓山區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	左營區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	楠梓區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	苓雅區	0.5	0.35	0.7	0.5	
	前鎮區	0.5	0.35	0.7	0.5	
	旗津區	0.5	0.35	0.7	0.5	
	小港區	0.5	0.35	0.7	0.45	
屏東縣	東港鎮	0.5	0.3	0.7	0.4	
	恆春鎮	0.5	0.3	0.7	0.4	
	枋寮鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	新園鄉	0.5	0.3	0.7	0.45	
	林邊鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	佳冬鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	琉球鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	車城鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	滿州鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	枋山鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	牡丹鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
澎湖縣	馬公市	0.5	0.3	0.7	0.4	
	湖西鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	白沙鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	西嶼鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	望安鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
台東縣	台東市	0.8	0.45	1	0.55	
	成功鎮	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	卑南鄉	0.8	0.45	1	0.55	
	東河鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	長濱鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	太麻里鄉	0.7	0.4	0.9	0.55	
	大武鄉	0.6	0.3	0.8	0.45	
	綠島鄉	0.8	0.45	1	0.55	
	達仁鄉	0.6	0.3	0.8	0.45	
	蘭嶼鄉	0.8	0.4	0.9	0.55	
花蓮縣	花蓮市	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	新城鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	吉安鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	壽豐鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	豐濱鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
	秀林鄉	0.8	0.45	1	0.55	花東地區斷層
金門馬祖地區		0.5	0.3	0.7	0.4	

10.2.3　工址水平譜加速度係數

一般工址區域之工址短週期與一秒週期設計水平譜加速度係數S_{DS}與S_{D1}，以及工址短週期與一秒週期最大考量水平譜加速度係數S_{MS}與S_{M1}可依下式計算：

$$S_{DS} = F_a S_S^D \qquad S_{MS} = F_a S_S^M \tag{10.2.4}$$

$$S_{D1} = F_v S_1^D \qquad S_{M1} = F_v S_1^M$$

其中，F_a為反應譜等加速度段之工址放大係數，隨地盤種類與震區短週期水平譜加速度係數S_S（S_S^D或S_S^M）而改變；而F_v為反應譜等速度段之工址放大係數，隨地盤種類與震區一秒週期水平譜加速度係數S_1（S_1^D或S_1^M）而改變，可分別由表10.2-2(a)與10.2.2(b)求得工址放大係數F_a與F_v。

表10.2-2(a) 短週期結構之工址放大係數F_a（線性內插求值）

地盤分類	震區短週期水平譜加速度係數S_S（S_S^D或S_S^M）				
	$S_S \le 0.5$	$S_S = 0.6$	$S_S = 0.7$	$S_S = 0.8$	$S_S \ge 0.9$
第一類地盤	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0
第三類地盤	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0

表10.2-2(b) 長週期結構之工址放大係數F_v（線性內插求值）

地盤分類	震區一秒週期水平譜加速度係數S_1（S_1^D或S_1^M）				
	$S_1 \le 0.30$	$S_1 = 0.35$	$S_1 = 0.40$	$S_1 = 0.45$	$S_1 \ge 0.50$
第一類地盤	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1
第三類地盤	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4

地盤之分類可依表10.2-3以工址地表面下30公尺內之土層平均特性決定之。

表 10.2-3 地盤分類表

地盤種類	$\overline{V_s}$（m/sec）	$\overline{N}$ 或 $\overline{N}_{CH}$	$\overline{S}_u$ kgf/cm^2
第一類地盤(堅實地盤)	$\overline{V_S} > 360$	$\overline{N} > 50$	$\overline{S}_u > 1.02$
第二類地盤(普通地盤)	$180 \le \overline{V_S} \le 360$	$15 \le \overline{N} \le 50$	$0.51 \le \overline{S}_u \le 1.02$
第三類地盤(軟弱地盤)	$\overline{V_S} < 180$	$\overline{N} < 15$	$\overline{S}_u < 0.51$

工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速$\overline{V_S}$依下列公式計算：

$$\overline{V_S} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} d_i / V_{si}} \qquad (10.2.5a)$$

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

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

$$\overline{N} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \left(d_i / N_i \right)} \qquad (10.2.5b)$$

其中N_i為各土層之標準貫入試驗N值，但不得大於100。

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

$$\overline{N}_{CH} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^{m} \left(d_{si} / N_{CHi} \right)} \qquad (10.2.5c)$$

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

$\overline{s_u}$為粘質土層(塑性指數$PI \ge 20$)的平均不排水剪力強度，依下列公式計算：

$$\overline{s_u} = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^{m}(d_{ci}/s_{ui})} \qquad (10.2.5d)$$

其中d_c為地表面下 30 公尺內所有粘質土層的厚度總合；s_{ui}為各粘質土層之不排水剪力強度s_u，但不得大於 2.55 kgf/cm^2。

對於同一地盤，若採用(10.2.5c)與(10.2.5d)式計算所得結果不同時，則應取保守之結果為設計用地盤。

10.2.4 近斷層區之工址水平譜加速度係數＜修訂＞

必須考慮近斷層效應之台灣地區活動斷層如表 10.2-4 所列，而近斷層區域工址短週期與一秒週期設計水平譜加速度係數S_{DS}與S_{D1}，以及工址短週期與一秒週期最大考量水平譜加速度係數S_{MS}與S_{M1}直接依下式計算：

表 10.2-4 中央地質調查所調查臨海地區第一類活動斷層性質表

斷層名稱	斷層性質	地表破裂長度	歷史最大地震
1.屯子腳斷層	右移兼逆斷層	7 公里	M7.1 (1935.04.21)
2.車籠埔斷層	逆斷層	105 公里	M7.3 (1999.09.21)
3.新化斷層	右移逆斷層	6 公里	M6.3 (1946.12.05)
4.米崙斷層 玉里斷層 池上斷層 奇美斷層	左移兼逆斷層	>25 公里 37 公里 11 公里 18 公里	M7.3 (1951.11.25)

$$S_{DS} = S_S^D F_a N_A \text{；} \quad S_{MS} = S_S^M F_a N_A \text{；} \quad N_A \geq 1.0 \qquad (10.2.6)$$

$$S_{D1} = S_1^D F_v N_V \text{；} \quad S_{M1} = S_1^M F_v N_V \text{；} \quad N_V \geq 1.0 \qquad (10.2.7)$$

其中，F_a與F_v分別為反應譜等加速度段與等速度段之工址放大係數，依 10.2.3 節規定計算，但採水平譜加速度係數$S_S^D N_A$（或$S_S^D N_A$)與$S_1^D N_V$（或$S_1^M N_V$)配合表 10.2-2(a)與 10.2.2(b)來求值。N_A與N_V分別代表反應譜等加速度段與等速度段之近斷層調整因子，其值在設計地震與最大考量地震下並不相同，並隨工址與斷層之水平距離r而改變，如表 10.2-5(A)至表 10.2-5(D)所列。

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

表 10.2-5(a) 近車籠埔斷層調整因子N_A與N_V

(a)設計地震之調整因子

N_A	$r \le 2$km	2km$< r \le$5km	5km$< r \le$8km	8km$< r \le$12km	$r \ge$12km
	1.23	1.16	1.07	1.03	1.00
N_V	$r \le 2$km	2km$< r \le$5km	5km$< r \le$8km	8km$< r \le$12km	$r \ge$12km
	1.36	1.32	1.22	1.10	1.00

(b)最大考量地震之調整因子

N_A	$r \le 2$km	2km$< r \le$5km	5km$< r \le$8km	8km$< r \le$12km	$r \ge$12km
	1.25	1.20	1.10	1.03	1.00
N_V	$r \le 2$km	2km$< r \le$5km	5km$< r \le$8km	8km$< r \le$12km	$r \ge$12km
	1.50	1.45	1.30	1.15	1.00

表 10.2-5(b) 近屯子腳斷層調整因子N_A與N_V

(a)設計地震之調整因子

N_A	$r \le 2$km	2km$< r \le$5km	5km$< r \le$10km	$r \ge$10km
	1.28	1.20	1.10	1.00
N_V	$r \le 2$km	2km$< r \le$5km	5km$< r \le$10km	$r \ge$10km
	1.31	1.25	1.15	1.00

(b)最大考量地震之調整因子

N_A	$r \le 2$km	2km$< r \le$5km	5km$< r \le$10km	$r \ge$10km
	1.26	1.17	1.05	1.00
N_V	$r \le 2$km	2km$< r \le$5km	5km$< r \le$10km	$r \ge$10km
	1.42	1.32	1.15	1.00

表 10.2-5(c) 近新化斷層調整因子N_A與N_V

(a)設計地震之調整因子

N_A	$r \le 2$km	2km$< r \le$5km	$r \ge$5km
	1.23	1.06	1.00
N_V	$r \le 2$km	2km$< r \le$5km	$r \ge$5km
	1.15	1.05	1.00

(b)最大考量地震之調整因子

N_A	$r \le 2$km	2km$< r \le$5km	$r \ge$5km
	1.29	1.10	1.00
N_V	$r \le 2$km	2km$< r \le$5km	$r \ge$5km
	1.30	1.15	1.00

表 10.2-5(d) 近花東地區(含米崙、玉里、池上與奇美) 斷層調整因子N_A與N_V

(a)設計地震之調整因子

N_A	$r \le 2$km	2km$< r \le$5km	5km$< r \le$8km	8km$< r \le$12km	$r \ge$12km
	1.42	1.37	1.28	1.14	1.00
N_V	$r \le 2$km	2km$< r \le$5km	5km$< r \le$8km	8km$< r \le$12km	$r \ge$12km
	1.58	1.53	1.38	1.20	1.00

(b)最大考量地震之調整因子

N_A	$r \le 2$km	2km$< r \le$5km	5km$< r \le$8km	8km$< r \le$12km	12km$< r \le$15km	$r \ge$15km
	1.32	1.26	1.10	1.02	1.00	1.00
N_V	$r \le 2$km	2km$< r \le$5km	5km$< r \le$8km	8km$< r \le$12km	12km$< r \le$15km	$r \ge$15km
	1.58	1.48	1.30	1.16	1.05	1.00

10.2.5 工址設計與最大考量水平譜加速度係數

一般工址或近斷層區域之工址設計水平譜加速度係數S_{aD}，隨結構物基本震動週期T與工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數S_{DS}與S_{D1}而改變；工址最大考量水平譜加速度係數S_{aM}，隨結構物基本震動週期T與工址短週期與一秒週期之最大考量水平譜加速度係數S_{MS}與S_{M1}而改變。工址設計水平譜加速度係數S_{aD}與最大考量水平譜加速度係數S_{aM}分別如表10.2-6(a)與10.2.6(b)所示。其中，表10.2-6(a)與10.2.6(b)中之短週期與中、長週期的分界T_0^D與T_0^M分別滿足：

$$T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad ; \quad T_0^M = \frac{S_{M1}}{S_{MS}} \qquad (10.2.8)$$

結構物之基本震動周期T，單位為秒，可依據結構力學方法計算。

表 10.2-6(a) 一般工址或近斷層區域之工址設計水平譜加速度係數S_{aD}

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \le 0.2T_0^D$	$0.2T_0^D \le T \le T_0^D$	$T_0^D < T \le 2.5T_0^D$	$2.5T_0^D < T$
$S_{aD} = S_{DS}(0.4 + 3T/T_0^D)$	$S_{aD} = S_{DS}$	$S_{aD} = S_{D1}/T$	$S_{aD} = 0.4S_{DS}$

表 10.2-6(b) 一般工址或近斷層區域之工址最大水平譜加速度係數S_{aM}

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \le 0.2T_0^M$	$0.2T_0^M \le T \le T_0^M$	$T_0^M < T \le 2.5T_0^M$	$2.5T_0^M < T$
$S_{aM} = S_{MS}(0.4 + 3T/T_0^M)$	$S_{aM} = S_{MS}$	$S_{aM} = S_{M1}/T$	$S_{aM} = 0.4S_{MS}$

10.2.6 用途係數＜修訂＞

在計算設計地震力時，為提高重要性結構物的耐震標準，或降低不重要結構物的耐震標準，港灣結構物設計基準乃依據結構物之特性將其用途係數值加以區分為“特定、A 級、B 級和 C 級”等四種類別，依表 10.2-7 決定之。

表 10.2-7 用途係數

結構物之種類	結　構　物　之　特　性	用途係數
特定	明顯具有 A 結構物之特性 1 至 4 項之情形者。	1.5
A 級	1. 結構物在遭受地震災害時，將有可能造成多數人命、機具及財產之損害者。 2. 負有震災後復建工作之重要任務者。 3. 底層、近岸或岸上埋設或儲存有害或危險物品之管線或結構物，在遭受地震災害時，將可能造成人命或財產之重大損失者。 4. 結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 5. 結構物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。	1.2
B 級	凡不屬於特定、A 級及 C 級者。	1.0
C 級	特定及 A 級以外之小規模結構物，復舊作業容易進行者。	0.8

10.2.7 起始降伏地震力放大倍數與結構系統地震力折減係數＜修訂＞

起始降伏地震力放大倍數α_y為設計地震地表加速度放大α_y倍後，結構體開始產生第一個降伏斷面之值，其值與所採用之設計方法有關，應予分析以決定採用之α_y值。

結構系統地震力折減係數F_u與結構系統韌性容量R以及結構基本振動週期T有關。R值與抵抗地震力之各種結構系統有關，可依其進入非彈性後相對消散能量的能力決定。其結構系統容許韌性容量R_a與韌性容量R間之關係如下：

一般工址與近斷層區域：$R_a = 1 + \dfrac{(R-1)}{1.5}$　　(10.2.9)

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

$$F_u = \begin{cases} R_a & ;\quad T \geq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + \left(R_a - \sqrt{2R_a - 1}\right) * \dfrac{T - 0.6T_0^D}{0.4T_0^D} & ;\quad 0.6T_0^D \leq T \leq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} & ;0.2T_0^D \leq T \leq 0.6T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + \left(\sqrt{2R_a - 1} - 1\right) * \dfrac{T - 0.2T_0^D}{0.2T_0^D} & ;\quad T \leq 0.2T_0^D \end{cases} \qquad (10.2.10)$$

其中，T_0^D為設計水平譜加速度係數短週期與中週期的分界點，其定義如(10.2.8)式所示。

其中T_0^D本身已納入不同地盤型式之考量，因此可不需再對不同地盤型式之地震力折減係數F_u進行調整。

10.2.8　中小度地震與最大考量地震之設計地震力

1. 避免中小度地震降伏之設計地震力

為避免韌性較佳之結構物在地震不大時即產生降伏，(10.2.11)式之地震設計最小總橫力不得低於V^*：

一般工址與近斷層區域：$V^* = \dfrac{IF_u}{4.2\alpha_y}\left(\dfrac{S_{aD}}{F_u}\right)_m W$

(10.2.11a)

對於屬於10.2.4節規定之近斷層區域的震區，採用(10.2.11)式計算

S_{aD}時不需要考慮近斷層調整因子N_A與N_V之放大效應，及取N_A及N_V等於1.0。

2. 避免最大考量地震崩塌之設計地震力

為避免結構物在最大考量地震下崩塌,(10.2.1)式之地震設計最小總橫力不得低於V_M：

$$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y}\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m W$$

(10.2.11b)

$$\text{其中}\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m = \begin{cases} \dfrac{S_{aM}}{F_{uM}} & ; \quad \dfrac{S_{aM}}{F_{uM}} \le 0.3 \\ 0.52\dfrac{S_{aM}}{F_{uM}} + 0.144 & ; \quad 0.4 < \dfrac{S_{aM}}{F_{uM}} < 0.8 \\ 0.70\dfrac{S_{aM}}{F_{uM}} & ; \quad \dfrac{S_{aM}}{F_{uM}} \ge 0.8 \end{cases}$$

(10.2.11c)

其中，F_{uM}為在(10.2.10)式中以韌性容量R取代容許韌性容量R_a計算所得之結構系統地震力折減係數F_u值，對於屬於10.2.4節規定之近斷層區域的震區，採用(10.2.11b)式計算S_{aM}時則須要考慮近斷層調整因子N_A與N_V之放大效應。

10.2.9 結構物地震時水體作用之力

水中結構物於地震時，水體作用之力主要為拖曳力及附加質量效應。作用於樁上之曳力與樁體地震時的絕對速度的平方成正比，附加質量則與樁體排開水的質量有關。考慮曳力作用時，結構運動之控制方程式會變為非線性，較不易求解。考慮附加質量效應對結構物的地震反應影響較為顯著，不宜忽略，因此建議僅考慮附加質量效應，在水中樁體的節點加上附加質量，其值為樁體排開水的質量乘以附加質量係數C_m，一般可取為1.0。如忽略曳力效應，可使控制方程式仍維持線性，亦會使得地震反應稍微增加，係安全側的做法。

10.2.10 地震力之分布

參照上述章節所求得之設計地震力V，應分佈至結構體各節點上，其值與該節點的重量以及各節點施加與節點重量相同之水平力所產生的位移

成正比。其分佈狀態如圖 10.2.1 及 10.2.2 所示。

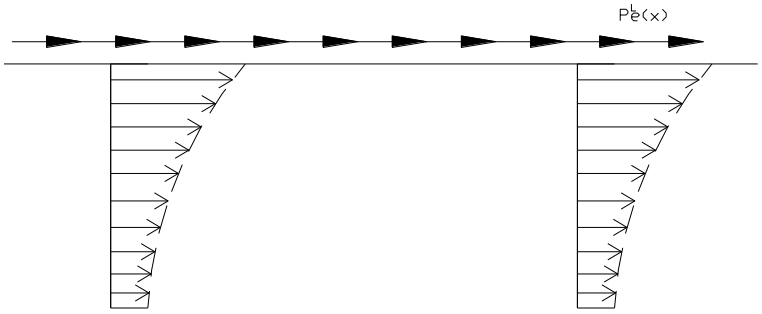


圖 10.2.1 沿面板縱向施加之設計地震力示意圖

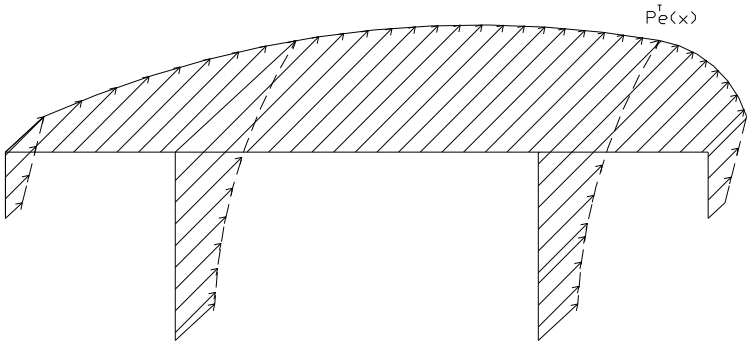


圖 10.2.2 沿面板法線側向施加之設計地震力示意圖

10.3 剛性結構物之設計地震力＜修訂＞

地震時與土體一起運動之剛性結構物，如重力式碼頭等，除了所屬震區之基本考量外，亦可同時納入鄰近工址斷層之評估，對設計地震力作一較為細部的估算。其先行求出結構位址之設計震度K_h，而後再乘以結構本體之靜載重即可求得當地之設計地震力。公式如(10.3.1)式所示：

當結構基本週期趨近於零，參考表 10.2-6，則 $S_{aD}=0.4S_{DS}$；

$$V=\frac{S_{aD}IW}{2}=0.2S_{DS}I\times W=K_h\times W \qquad (10.3.1)$$

其中V為設計地震力；I為用途係數；W為結構物全部靜載重；S_{DS}則為在考量工址地盤特性、可能斷層與震源距離等相關因素分析下所得之工址短週期水平譜加速度係數(如 10.2 節所述)。S_{aD}為工址設計水平譜加速度係數，為工址水平向之設計譜加速度與重力加速度g之比值。工址設計水平譜加速度係數S_{aD}，隨結構基本震動週期T與工址短週期設計水平譜加速度係數S_{DS}而改變。

10.4 垂直地震力

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

一般震區：　$$S_{aD,V}=\frac{1}{2}S_{aD} \qquad (10.4.1)$$

近斷層區域：$$S_{aD,V}=\frac{2}{3}S_{aD} \qquad (10.4.2)$$

在垂直地震力的考量上，剛性結構物相較於非剛性結構物而言，其主要差別乃在於結構物之基本震動週期，在垂直地震力的設計方面和非剛性結構物之設計並無多大差異性，只利用水平向之設計譜加速度係數S_{aD}改以工址短週期水平譜加速度係數$0.4S_{DS}$替代之。利用(10.4.1)與(10.4.2)式推求垂直向之設計譜加速度係數$S_{aD,V}$，並利用下式求得垂直地震力V_Z。10.2.8節之中小度地震與最大考量地震之設計垂直地震力可修正計算之。

$$V_Z=\frac{I}{1.4\alpha_y}\left[\frac{S_{aD,V}}{F_{uv}}\right]_m W \qquad (10.4.3)$$

其中，

一般震區：$$\left[\frac{S_{aD,V}}{F_{uv}}\right]_m=\begin{cases}\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}} & ;\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}}\le 0.15\\ 0.52\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}}+0.072 & ;0.15<\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}}<0.4\\ 0.70\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}} & ;\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}}\ge 0.4\end{cases} \qquad (10.4.4)$$

近斷層震區：$$\left[\frac{S_{aD,V}}{F_{uv}}\right]_m=\begin{cases}\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}} & ;\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}}\le 0.2\\ 0.52\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}}+0.096 & ;0.2<\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}}<0.53\\ 0.70\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}} & ;\dfrac{S_{aD,V}}{F_{uv}}\ge 0.53\end{cases} \qquad (10.4.5)$$

10.5 動力分析方法

剛性結構物之耐震分析與設計，可採用靜力分析方法。非剛性結構物之耐震分析與設計，若結構物具規則性者，可採靜力分析方法，若屬不規則性結構，應採用動力分析方法。考慮 475 年迴歸週期之地震作用時，結構物之容許反應值如變位及旋轉角可能超過材料之彈性範圍，可採用非線性分析之方法，以確實獲得地震作用下之結構反應數據。

動力分析方法應考量適當的工址設計水平譜加速度係數，採用反應譜分析法或歷時分析法，並依據工址現場之條件情況擇一予以進行分析和設計。

10.5.1 概要

非剛性結構物之耐震分析與設計，若結構物之勁度、重量配置或幾何形狀具有不規則的變化時，以靜力分析方法難以反映結構物地震時的動態行為，應採用動力分析方法分析設計之。

10.5.2 設計水平加速度反應譜係數

動力分析採用韌性折減之加速度反應譜係數$\left(S_{aD}/F_u\right)_m$，其定義與第 10.2 節相同。動力分析之調整係數為$I/\left(1.4\alpha_y\right)$，但為避免中小度地震時結構物過早降伏，對於一般工址與近斷層區域，調整係數不得低於$IF_u/\left(4.2\alpha_y\right)$。如設計地震力由(10.2.11b)式之$V_M$所控制時，動力分析採用之加速度反應譜係數用$\left(S_{aM}/F_{uM}\right)_m$，調整係數用$I/\left(1.4\alpha_y\right)$。

結構物若因主體結構及基礎土壤互制等值彈簧之阻尼比不同時，得依可信理論計算複合振態阻尼比。結構物阻尼比異於5%阻尼時，可由表 10.5-1 內插短週期與長周期的阻尼修正係數B_S與B_1，將工址短週期與一秒周期之設計水平譜加速度係數S_{DS}與S_{D1}修正為S_{DS}/B_S與S_{D1}/B_1。S_{DS}與S_{D1}之定義與第 10.2 節相同，如無特別說明，結構阻尼比均為設定為 5%，而阻尼修正係數$B_S=B_1=1.0$。

一般工址或近斷層區域之設計水平加速度反應譜係數S_{aD}，隨結構物基本振動週期T與工址短週期與一秒周期之設計水平譜加速度係數S_{DS}/B_S與S_{D1}/B_1而改變，如表 10.5-2 所示。其中，短週期與中週期的分界T_0由下式計算：

$$T_0 = \frac{S_{D1} B_S}{S_{DS} B_1} \qquad (10.5.1)$$

表 10.5-1 短週期與長週期結構之阻尼比修正係數 B_S 與 B_1（線性內插求值）

有效阻尼比 ξ(%)	B_S	B_1
<2	0.80	0.80
5	1.00	1.00
10	1.33	1.25
20	1.60	1.50
30	1.79	1.63
40	1.87	1.70
>50	1.93	1.75

表 10.5-2 一般工址設計水平加速度反應譜係數 S_{aD}

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \le 0.2T_0$	$0.2T_0 < T \le T_0$	$T_0 < T \le 2.5T_0$	$2.5T_0 < T$
$S_{aD} = S_{DS}\left[0.4 + \left(\frac{1}{B_S} - 0.4\right)\frac{T}{0.2T_0}\right]$	$S_{aD} = \frac{S_{DS}}{B_S}$	$S_{aD} = \frac{S_{D1}}{B_1 T}$	$S_{aD} = \frac{0.4 S_{DS}}{B_1}$

10.5.3 結構動力分析模式

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

10.5.4 多振態反應譜疊加法

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

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

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

CQC 法，其振態疊加考慮了兩兩振態間的相關性。某物理量依下式進行振態疊加：

$$r_a = \left(\sum_{j=1}^{N} \sum_{k=1}^{N} S_{jk} r_j r_k \right)^{1/2} \qquad (10.5.2)$$

$$S_{jk} = \frac{8\sqrt{\xi_j \xi_k}(\xi_j + r\xi_k) r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi_j \xi_k r(1+r^2) + 4(\xi_j^2 + \xi_k^2) r^2} \qquad (10.5.3)$$

$$r = \frac{\omega_k}{\omega_j} \qquad (10.5.4)$$

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

10.5.5 歷時分析法

1. 輸入地震要求

至少三個與設計反應譜相符之水平地震紀錄，其應能確切反應工址設計地震(或最大考量地震)之地震規模、斷層距離與震源效應。

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

2. 線性歷時分析

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

3. 非線性歷時分析

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

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

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

$$\xi=\begin{cases}5\% & ;S_{aD}/F_u\le 0.3\\ (16S_{aD}/F_u+0.2)\% & ;0.3<S_{aD}/F_u<0.8\\ 13\% & ;S_{aD}/F_u\ge 0.8\end{cases} \qquad (10.5.5)$$

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

10.6 地震時之動土壓＜修訂＞

對剛性結構物，如重力式碼頭與版樁式碼頭等，當進行耐震設計時，除須考慮因壁體質量所產生的慣性力(見10.3節)外，尚須考慮與壁體接觸土壤在地震時作用在壁體上之動土壓。地震時之動土壓說明請參照第12.1.3節內容。

就重力式碼頭與版樁式碼頭等而言，地震時容許其向外位移，可使用主動動土壓,且計算動土壓的公式中,震度K可取設計震度K_h,即$K_h=\frac{S_{aD}I}{2}$或$0.2S_{DS}I$。

10.7 地震時之動水壓＜修訂＞

對剛性結構物，如重力式碼頭與版樁式碼頭等，當進行耐震設計時，除須考慮因壁體質量所產生的慣性力(見10.3節)外，尚須考慮與壁體接觸水體在地震時作用在壁體上之動水壓。地震時之動水壓說明請參照第12.2.3節內容，設計震度K可取為設計震度K_h，即$K_h=\frac{S_{aD}I}{2}$或$0.2S_{DS}I$。

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

10.8 載重組合

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

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

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

建議包括地震力載重效應EQ在內的載重組合，須考慮下列幾個：

$$1.2D+0.5S+1.0L+1.0B\pm(EQ+E+H) \qquad (10.8.1)$$

$$0.9D+1.0B\pm(EQ+E+H) \qquad (10.8.2)$$

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

動土壓效應E，動水壓效應H，均與工址設計水平譜加速度係數S_{aD}有關，且因分析S_{aD}值時已考慮其變異性，因此載重係數亦均取1.0。依極限強度設計法檢核結構體的安全性時，由載重組合所得的設計載重L_u必須小

於或等於設計強度S_d，而設計強度係標稱強度S_n乘以強度折減因數，即：

$$L_u \le \phi S_n \qquad (10.8.3)$$

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

$$q_u \le \phi q_n \qquad (10.8.4)$$

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

$$M_u \le \phi M_n \qquad (10.8.5)$$

事實上，此處ϕ的倒數，即為安全係數。

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

10.9 結構物之韌性設計

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

10.9.1 概要

以前述(10.2.3)式計算非剛性結構物之設計地震力V時，因已使用結構系統地震力折減係數F_u將設計地震力折減，因此結構物應配合進行韌性設計，使其具有預期之韌性容量。

韌性設計有兩個重點，其一要保證塑鉸產生在預定的位置上，且不得在塑鉸成熟發展前發生其他的破壞，如脆性的剪力破壞，因此需以塑鉸成熟產生後之情況，求取構材之設計剪力，以防止剪力破壞的發生（見 10.9.2 節）。在塑鉸能順利產生的情況下，為使結構物具有良好的韌性容量，塑鉸區應配置圍束箍筋，使其具有良好的曲率韌性及極限塑鉸轉角，如此才能獲得良好的韌性容量（見 10.9.3 節）。

10.9.2 塑鉸產生後之構材內力

以棧橋式碼頭為例，如樁頂與碼頭版之梁係剛接或鉸接，預定的塑鉸產生位置係在樁頂或樁之底部某處。塑鉸發生時塑性彎矩M_p為何，可依結構分析結果，在靜載重作用下，逐漸提高地震力引致內力的倍數，至產生軸力一彎矩交互作用破壞為止，得當時的標稱彎矩強度M_n。就鋼筋混凝土結構言，M_p可取為$1.3M_n$，此係考慮到實際鋼筋降伏應力高於標稱降伏應力，且在大的應變下鋼筋可能達應變硬化而提高其強度。此外，柱受圍束箍筋之圍束，混凝土之極限抗壓強度與對應之應變亦會提高之故。對鋼管樁而言，塑性彎矩M_p可取標稱降伏彎矩強度M_y乘以 1.25。

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

10.9.3 構材之韌性設計

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

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

圓形樁使用之螺箍筋體積比ρ_s以下列二式計算，並取大者：

$$\rho_s = 0.45\left[\frac{A_g}{A_c} - 1\right]\frac{f_c^{'}}{f_{yh}}\left[0.5 + 1.25\frac{P_e}{f_c^{'}A_g}\right] \qquad (10.9.1)$$

$$\rho_s = 0.12\frac{f_c^{'}}{f_{yh}}\left[0.5 + 1.25\frac{P_e}{f_c^{'}A_g}\right] \qquad (10.9.2)$$

上列二式算得之大值，不得小於下式：

$$\rho_s = 0.45\left[\frac{A_g}{A_c} - 1\right]\frac{f_c^{'}}{f_{yh}} \qquad (10.9.3)$$

矩形樁之矩形環箍筋之總斷面A_{sh}以下列二式計算，並取大者：

$$A_{sh} = 0.30ah_c\frac{f_c^{'}}{f_{yh}}\left[\frac{A_g}{A_c} - 1\right] \qquad (10.9.4)$$

或

$$A_{sh} = 0.09ah_c\frac{f_c^{'}}{f_{yh}}\left[0.5 + 1.25\frac{P_e}{f_c^{'}A_g}\right] \qquad (10.9.5)$$

式中 a ：矩形環箍筋之垂直間距，以 cm 計，但不得大於 15cm。

A_c ：樁心之面積。

A_g ：樁之全斷面積。

A_{sh} ：沿某方向箍筋的總截面積(包括輔助箍筋與輔助繫筋)，以 cm^2 計，h_c 為與該方向垂直箍筋所圍柱心的尺寸，以 cm 計。矩形樁兩主軸方向均應計算檢核。

P_e ：樁產生成熟塑鉸時之軸力，(kgf)。

$f_c^{'}$ ：混凝土之規定受壓強度，(kgf/cm^2)。

f_{yh} ：螺箍筋或環箍筋之降伏強度，(kgf/cm^2)。

h_c ：橫箍樁樁心在所考慮方向之尺寸，(cm)。

ρ_s ：環箍筋體積與樁心體積(算至螺箍筋兩外側)之比。

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

5. 橫向圍束鋼筋配置的範圍與其間距，應符合下列要求：

(1) 橫向圍束鋼筋應配置於樁頂發生塑鉸之圍束區內，其範圍至少等於樁深，樁之塑鉸至反曲點距離的六分之一，或 45cm。圍束鋼筋亦應延伸配置進入樁頂與梁之接頭區，其延伸距離至少應等於樁長邊之半，但不得小於 40cm。

(2) 樁之底部橫向圍束鋼筋配置之範圍，應從開始產生降伏的斷面起，往下配置 3 倍樁徑的距離，往上則應配置至超出現有地面線以上一倍樁徑之距離，但不得小於 45cm。

(3) 橫向圍束箍筋之間距不得超過15cm，亦不得超過樁短邊尺寸之四分之一。

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

6. 樁中主筋之搭接，不得在可能發生塑鉸之圍束區內。主筋之續接可採符合規定之焊接或採用認可之聯接器，惟最多僅容許在某斷面上隔根續接，且相鄰兩根主筋之續接處至少應錯開60cm以上。

7. 樁頂與梁剛接之接頭部，其剪應力對常重混凝土言，不得超過$3.18\sqrt{f_c'}$；對輕質混凝土言，不得超過$2.39\sqrt{f_c'}$。

第十一章　砂質土壤之液化

11.1 概論

飽和鬆散砂質土壤受地震作用後，使得土體孔隙水壓增加而造成有效應力減少將導致土壤喪失剪力阻抗而呈現液化態狀況，稱為砂質土壤之液化。

當砂質土壤液化後，使得港灣碼頭結構物可能產生傾斜或沉陷而造成災害。因此在結構物設計及施工時，應依照需要考慮基礎地盤發生液化現象之潛能。液化潛能分析，建議依圖 11.1-1 所示流程進行。

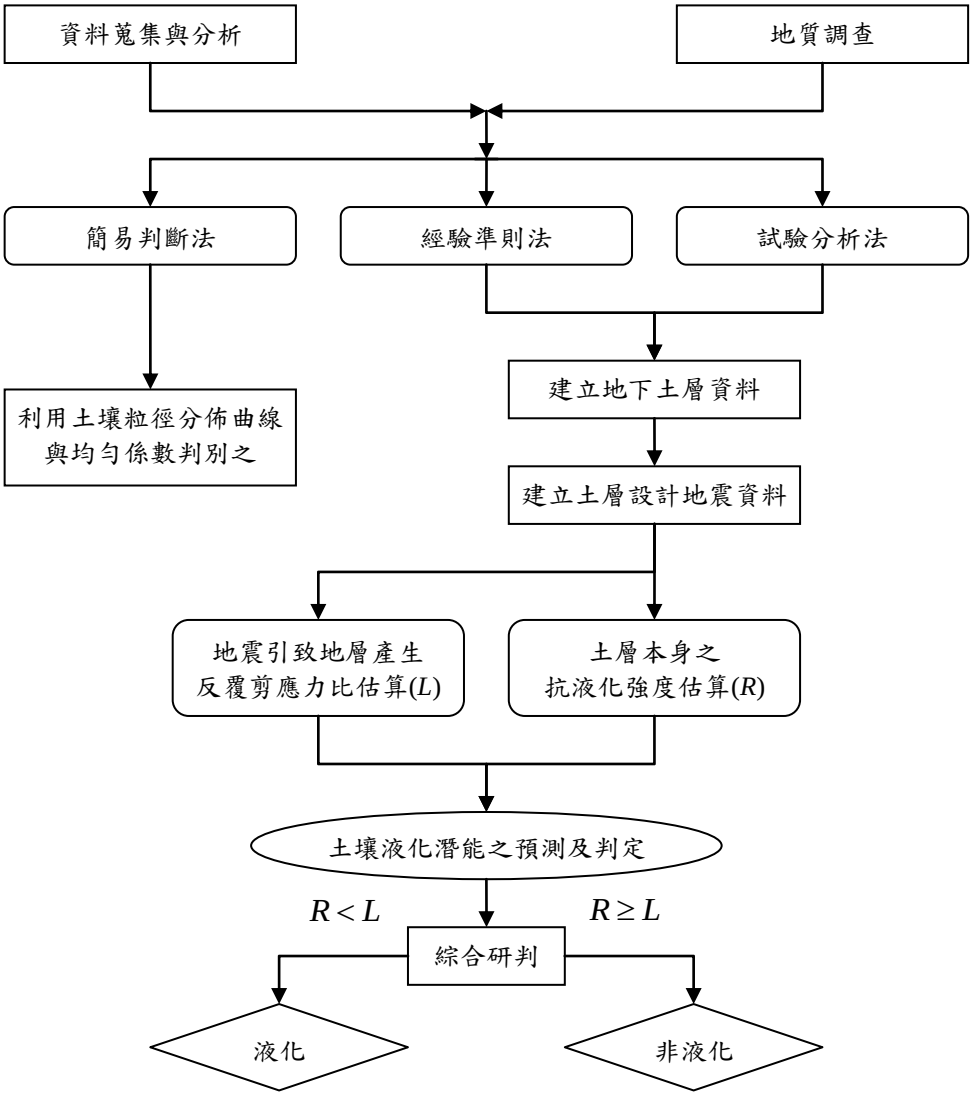


圖 11.1-1 液化潛能分析流程圖

11.2 影響土壤液化之因素

影響飽和砂土液化因素主要有土層特性、地下水及地震特性等[11.1]，茲分述如下：

11.2.1 相對密度

土壤相對密度越大者，表示砂土愈緊密，因此越不容易液化。當相對密度 $D_r > 80\%$時，將極少發生液化的可能，一般而言當 $D_r < 70\%$之砂土，才有可能發生液化。

11.2.2 地表震動強度與延時

地震強度愈大，地表加速度愈大，土層承受剪應力亦即愈大，產生液化可能性愈高。延時愈長愈易發生液化。

11.2.3 最初應力狀況

在離地表較深的土層由於有效圍壓增加，致使液化阻抗強度亦高，因此亦不易液化。

11.2.4 土層之地質年代特性

土層堆積年代愈久，則液化阻抗強度愈高。

11.2.5 土壤特性

砂土的特性如顆粒性質、級配、土粒結構均會影響液化之發生。均勻分佈之中細粒砂性土壤或細粒沉泥質砂土最易發生液化，若以平均顆粒尺寸表D_{50}示，其範圍約 0.7㎜~0.08㎜ 之間，級配均勻分佈之土壤較級配優良之土壤易於液化，細砂土亦較粗粒砂土易於液化。

11.2.6 土層排水情況

孔隙水壓力之消散速率，與土壤之滲透性、壓縮性與飽和度有關，與土壤液化之是否發生有密切關係。

11.3 地質調查

地質調查方法及項目除參照本設計基準說明第二篇第九章之說明及規則外，一般常用於土壤液化評估研討之調查項目，應包括：

1. 標準貫入試驗(SPT)及鑽桿能量檢測，圓錐貫入試驗(CPT)。
2. 未擾動土壤取樣。
3. 試驗室土壤動力性質試驗，包括動力三軸試驗、簡單剪力試驗等。
4. 現地土壤動態性質試驗，如 P 波、S 波速度檢測等。
5. 透水係數及體積壓縮係數。
6. 地下水位。

工程師應依據實際土壤液化分析需要，選擇適當的位置、深度、調查項目及方法，加以進行。

11.4 需進行液化評估之土層

一般地質調查土層若符合以下條件之一時，則土層可能有發生液化之潛能，需參照本規範所建議之液化評估方式作進一步之分析[11.2]。

1. 地下水位在地表下 10m 以內，且飽和砂層在地表下 20m 以內。
2. 過#200 篩細料含量 *FC*(%)在 35%以下。
3. 細料含量 *FC*(%)在 35%以上，但粘土含量 *PC*(%)在 12%以下。
4. 塑性指數 *PI*(%)在 15%以下。

11.5 砂質土壤液化潛能之評估與判定

有關砂土層液化分析有多種方法，工程師應根據港灣碼頭工程規模及重要性決定較適當之分析方法，若根據經驗法或較簡易的方法推估工地土層有液化潛能時，可採用較精密的液化分析方法再加以檢核確定，若仍有液化之可能時應即進行土層液化防治與處理(詳 11.10 節)。

11.5.1 簡易判斷法

簡易判斷法之土壤液化潛能之預測及判定方式，是依據土壤粒徑分佈進行土壤分類。利用均勻係數$U_c = D_{60}/D_{10} = 3.5$為基準作為分野之依憑，由圖 11.5-1 判別之。

11.5.2 Seed 等人簡易經驗法＜修訂＞

經驗準則法之土壤液化潛能預測及判定方式，是採用現地試驗參數標準貫入試驗打擊數(SPT-N 值)及細料含量作為砂土抗液化強度之預測。本基準參考美國『Seed 液化評估法』[11.3]作為液化之判定基礎，以供使用。

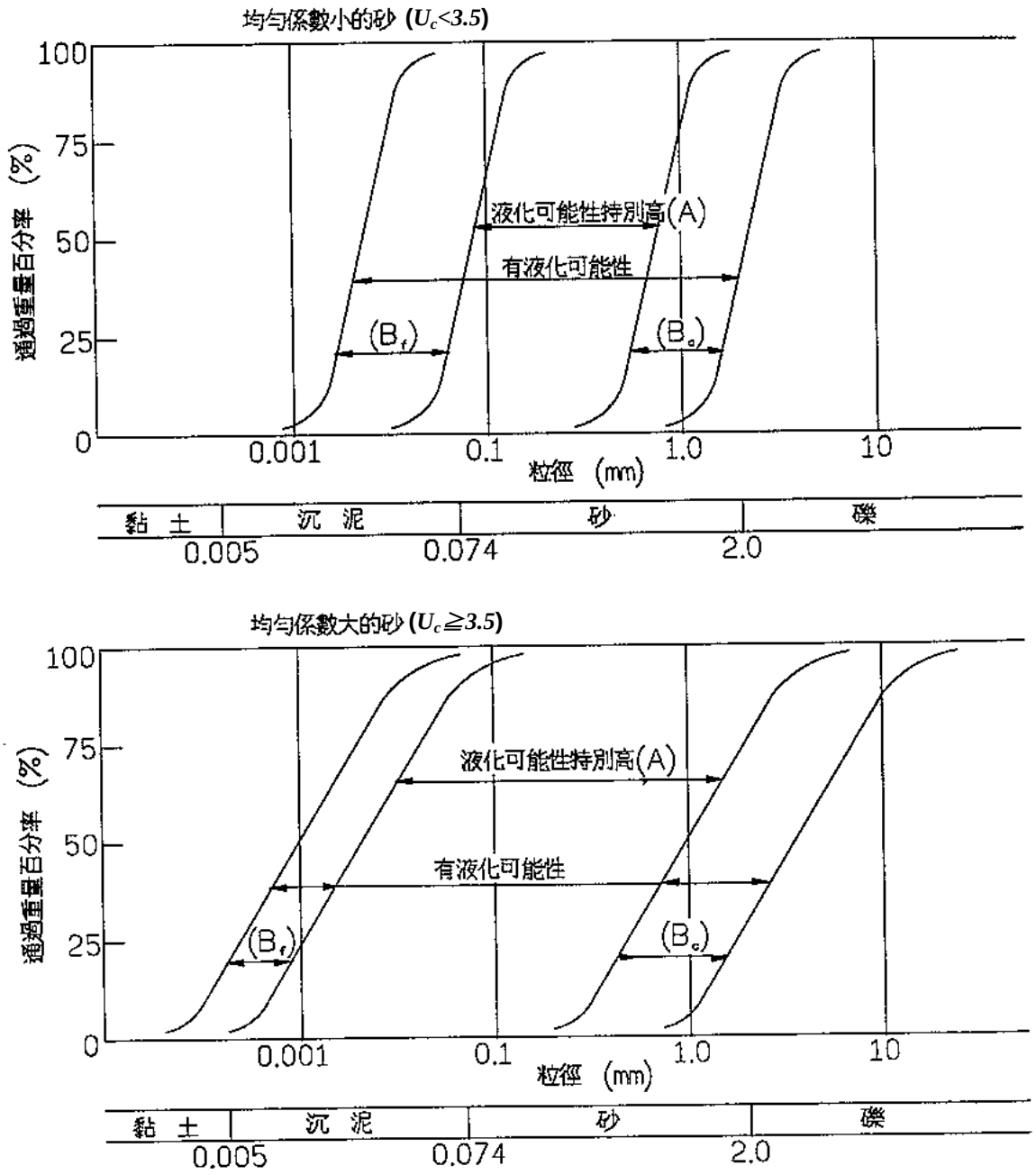


圖 11.5-1 土壤粒徑與土壤液化分析圖

一般液化之判定均以地震於地層產生之剪應力與砂土層本身之抗液化強度相比較決定之，故需先計算出地震引致地層之反覆剪應力比(L)與土層之抗液化強度(R)，再進行液化之判定，如圖 11.5-2 所示。其液化潛能分析評估步驟如下：

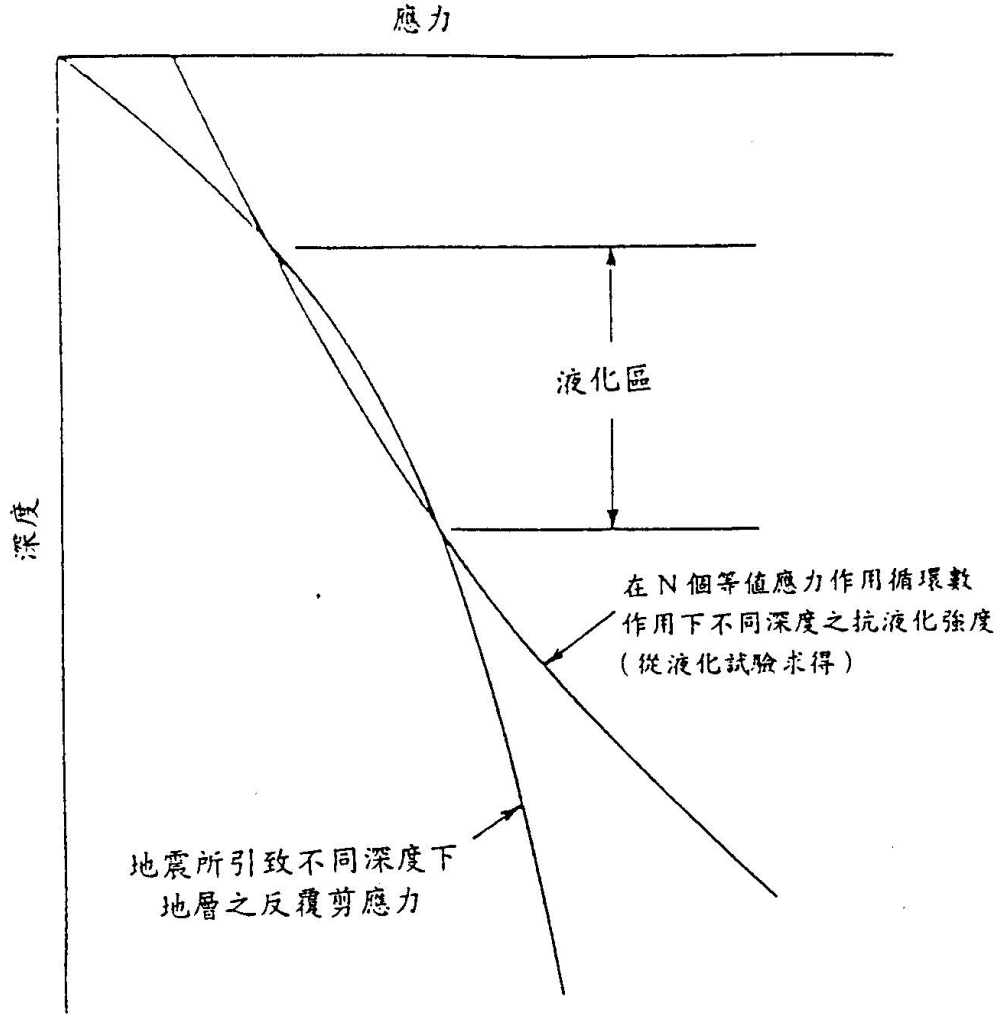


圖 11.5-2 液化潛能判定示意圖

1. 建立地下土層資料

使用本分析法所需各土層之資料包括地下水位深度、每一土層之厚度、SPT-N 值、土壤比重、孔隙比和含水量。現場標準貫入試驗所量測之 SPT-N 值，需考慮覆土應力及打擊能量傳遞到鑽桿之能量修正。

(1) 覆土應力之修正

現場標準貫入試驗所量測到之N_m值大小，需考慮覆土應力之修正，覆土應力之修正是以覆土應力在 1tf/ft^2(或 1kg/cm^2)作為基準。此修正後之N值訂為N_1，如下式所示：

$$N_1 = C_N N_m \qquad (11.5.1)$$

式中 N_m ：SPT 試驗所量測到之實際 N 值。

C_N ：修正係數，如圖 11.5-3 所示，或依據 Liao and Whitman

建議之C_N如下式所示：

$$C_N = \sqrt{1/\sigma_v'} \qquad (11.5.2)$$

σ_v' ：垂直有效覆土壓力(kgf/cm^2)。

(2) 能量之修正

現場 SPT 試驗由於能量損耗導致貫入所需深度的擊數變多，因此實際 SPT-N 值數應小於操作時所得 N 值，此外繩索和滑輪的摩擦性質、繩索的轉數、鑽孔直徑、深度等都對 N 值有影響，本規範建議 SPT 試驗應採用及注意下列事項[11.1]：

a. 鐵錘提高至預定落下高度、繩索與滑輪纏繞二圈。
b. 採用泥漿支撐鑽孔孔壁。
c. 採用 10cm(4in)直徑的鑽孔。
d. 採用 15cm(6')至 45cm(18")之貫入深度為量測基準。
e. 覆土深度小於 3.3m(10ft)，測得之 N 值須乘以 0.75 來考慮鑽桿的能量損失。

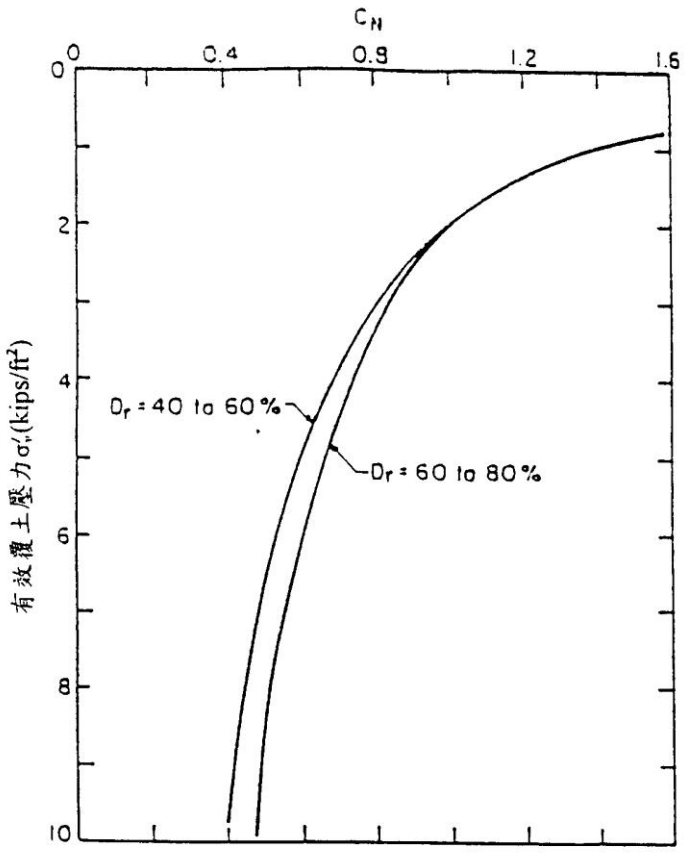


圖 11.5-3 不同垂直有效覆土應壓力之C_N值

現場標準貫入試驗所量測到之N值大小，亦需考慮能量之修正。根據Seed[11.3]的研究發現，一般打擊能量傳遞至鑽桿之能量約為60%左右，因此以其作為修正之標準值，而經此修正後之SPT-N_1值以$(N_1)_{60}$表示，如下所示。

$$(N_1)_{60} = C_N \times \left(\frac{ER_m \times N_m}{60} \right) \qquad (11.5.3)$$

式中，ER_m為傳遞之能量百分比，以%表示。本規範參考目前國內有關標準貫入試驗之能量檢測資料[11.5]，考量使用機具及操作習慣，建議SPT試驗傳遞能量百分比(ER_m)：

a. 若採用繫索架法進行SPT試驗時，ER_m為60%。

b. 若採用自由落錘法進行SPT試驗時，ER_m為70%。

工程師進行SPT試驗傳遞能量百分比(ER_m)之修正，原則以本規範所建議值為上限。若有嚴謹精密之能量檢測，則依其檢測結果評估之。

2. 建立土層設計地震資料

分析所需之地震資料主要有土層液化評估地區之地震規模(M)及水平地震最大地表加速度(A_{max})，本規範建議採用由內政部於民國 95 年頒佈之建築物耐震設計規範及解說中[11.6]，有關台灣各地區之地表水平加速度規定進行A_{max}的計算，惟其中對三種地震水準(中小度地震、設計第震、最大考量地震)與用途係數(I)之定義，係以結構物於地震力作用下之特性(保持彈性變形、容許塑性變形、可達韌性容量)與重要性進行區分，採用時應考慮港灣碼頭工程規模及重要性，工址附近斷層規模及距離，依耐震設計要求，適當決定最大地表加速度(A_{max})與地震規模(M)。

3. 地震引致反覆剪應力比計算

在地震力作用下，土壤在某一深度所受剪應力與地表加速度成正比，則地震引致各土層平均反覆剪應力比($L = \frac{\tau_{ave}}{\sigma_v'}$)，可依下式計算之：

$$L = \frac{\tau_{ave}}{\sigma_v'} = 0.65 \times \frac{A_{max}}{g} \times \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \times r_d \qquad (11.5.4)$$

式中 τ_{ave} ：地震引致各土層平均反覆剪應力($\mathrm{kgf/cm^2}$)

A_{max} ：水平地震最大地表加速度，對厚沖積土層應考慮土層之放大或縮小效應。

g ：重力加速度。

σ_v ：總垂直覆土壓力（kgf/cm^2）。

σ_v' ：垂直有效覆土壓力（kgf/cm^2）。

r_d ：應力折減因子與深度相關，依圖 11.5-4 計算之[11.7]。

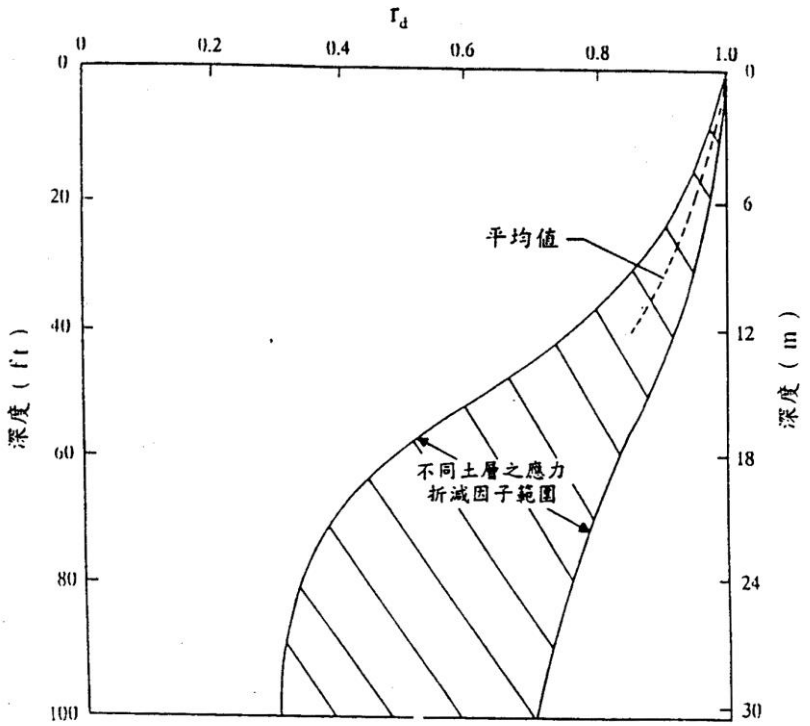


圖 11.5-4 應力折減因子深度之關係圖

4. 土壤抗液化強度之剪應力比

土壤抗液化強度之剪應力比R（$R=\tau_L/\sigma_v'$），是利用 SPT-N 值及細料含量來評估土壤對液化之剪力強度。根據不同工址發生液化與不液化之 SPT-$(N_1)_{60}$與在地震規模 7.5 以下含不同細料土層液化所需之反覆剪應力比R之關係曲線對應求得[11.3]，如圖 11-5.5 所示。

若設計地震規模不為 7.5 時，可經由地震規模轉換因子，如表 11.5-1，推求得不同地震規模作用下區分液化區與不液化區之評估曲線[11.8]，如圖 11.5-6a、圖 11.5-6b、圖 11.5-6c、圖 11.5-6d 所示[11.9]。

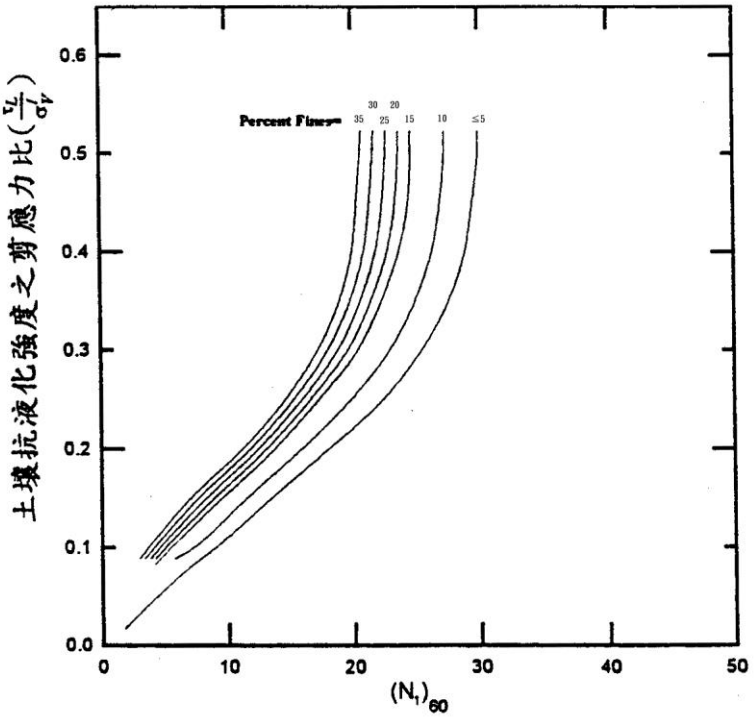


圖 11.5-5 不同細料在地震規模 7.5 時 SPT-$(N_1)_{60}$ 值與抗液化強度之關係

表 11.5-1 地震規模轉換因子

地震規模(M)	地震引致之等值均勻應力作用循環數	地震規模轉換因子
8.50	26.00	0.89
7.50	15.00	1.00
6.75	10.00	1.13
6.00	5-6	1.32
5.25	2-3	1.50

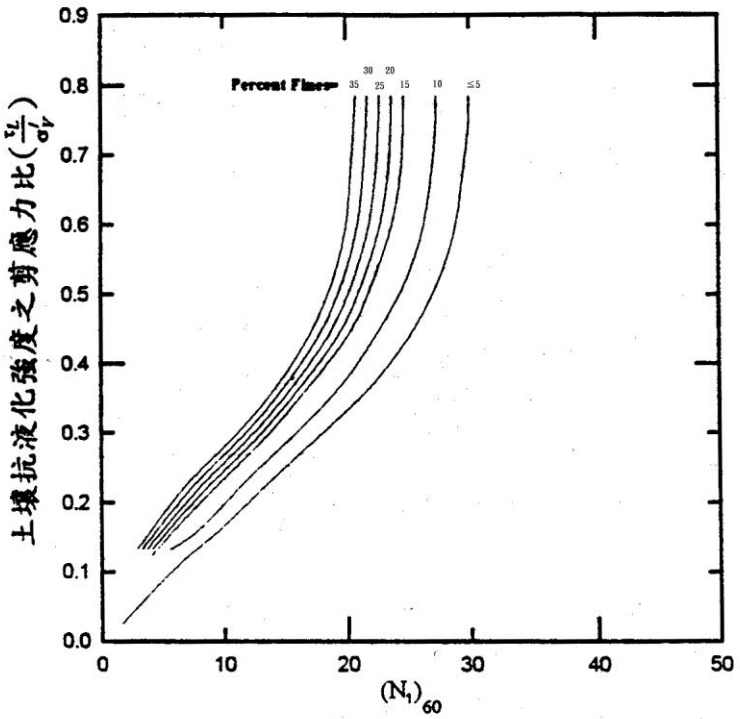


圖 11.5-6a 不同細料在地震規模 5.25 時 SPT-$(N_1)_{60}$ 值與抗液化強度之關係

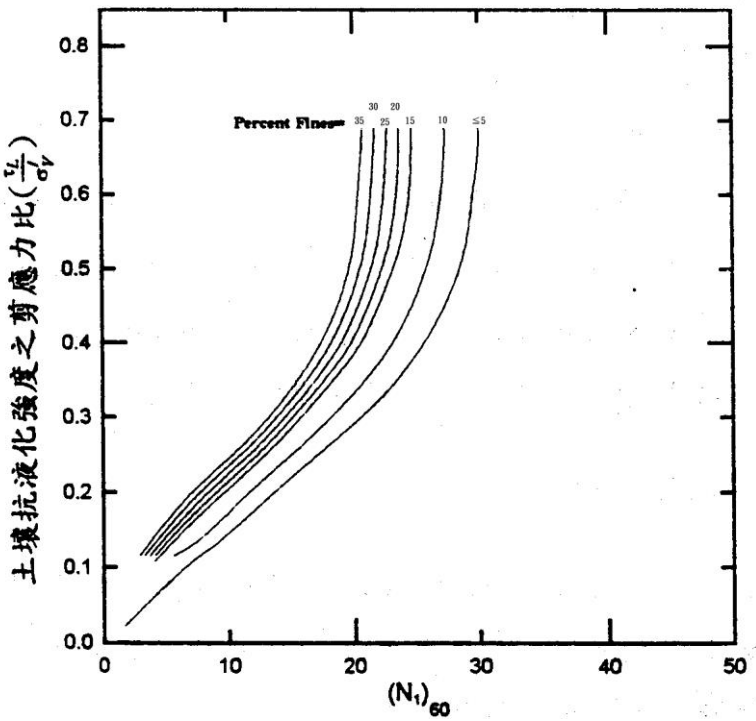


圖 11.5-6b 不同細料在地震規模 6 時 SPT-$(N_1)_{60}$ 值與抗液化強度之關係

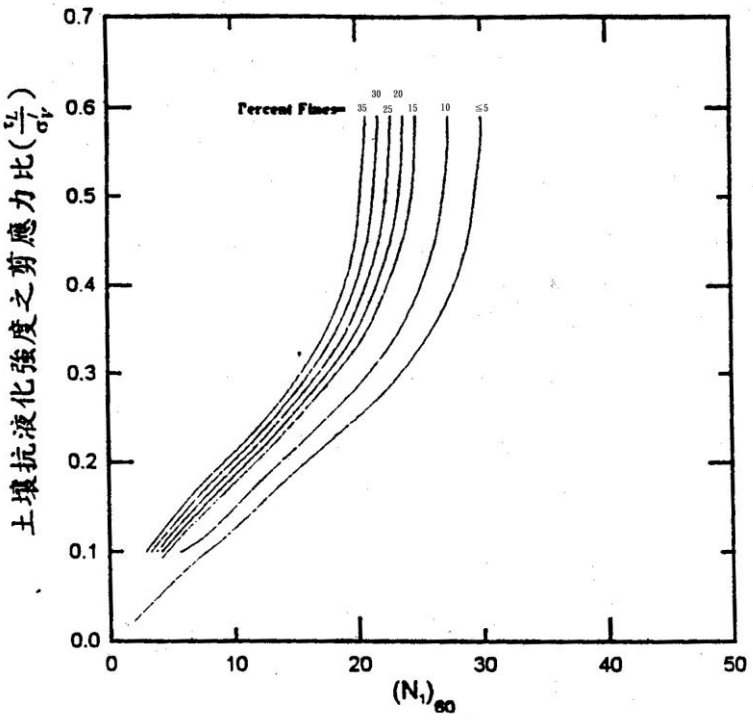


圖 11.5-6c 不同細料在地震規模 6.75 時 SPT-$(N_1)_{60}$ 值與抗液化強度之關係

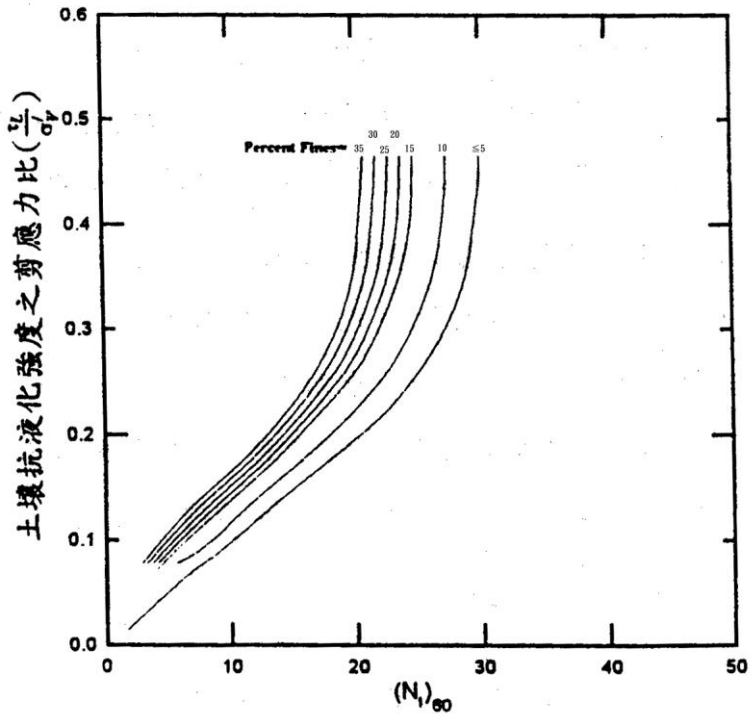


圖 11.5-6d 不同細料在地震規模 8.5 時 SPT-$(N_1)_{60}$ 值與抗液化強度之關係

5. 土壤液化潛能之預測與判定

地盤液化潛能之評估，由 3.及 4.之計算結果，可利用抗液化安全係數 F_L進行土層之液化預測及判定。設計分析流程圖詳圖 11.5-7 所示。

$$F_L = \frac{R}{L} \qquad (11.5.5)$$

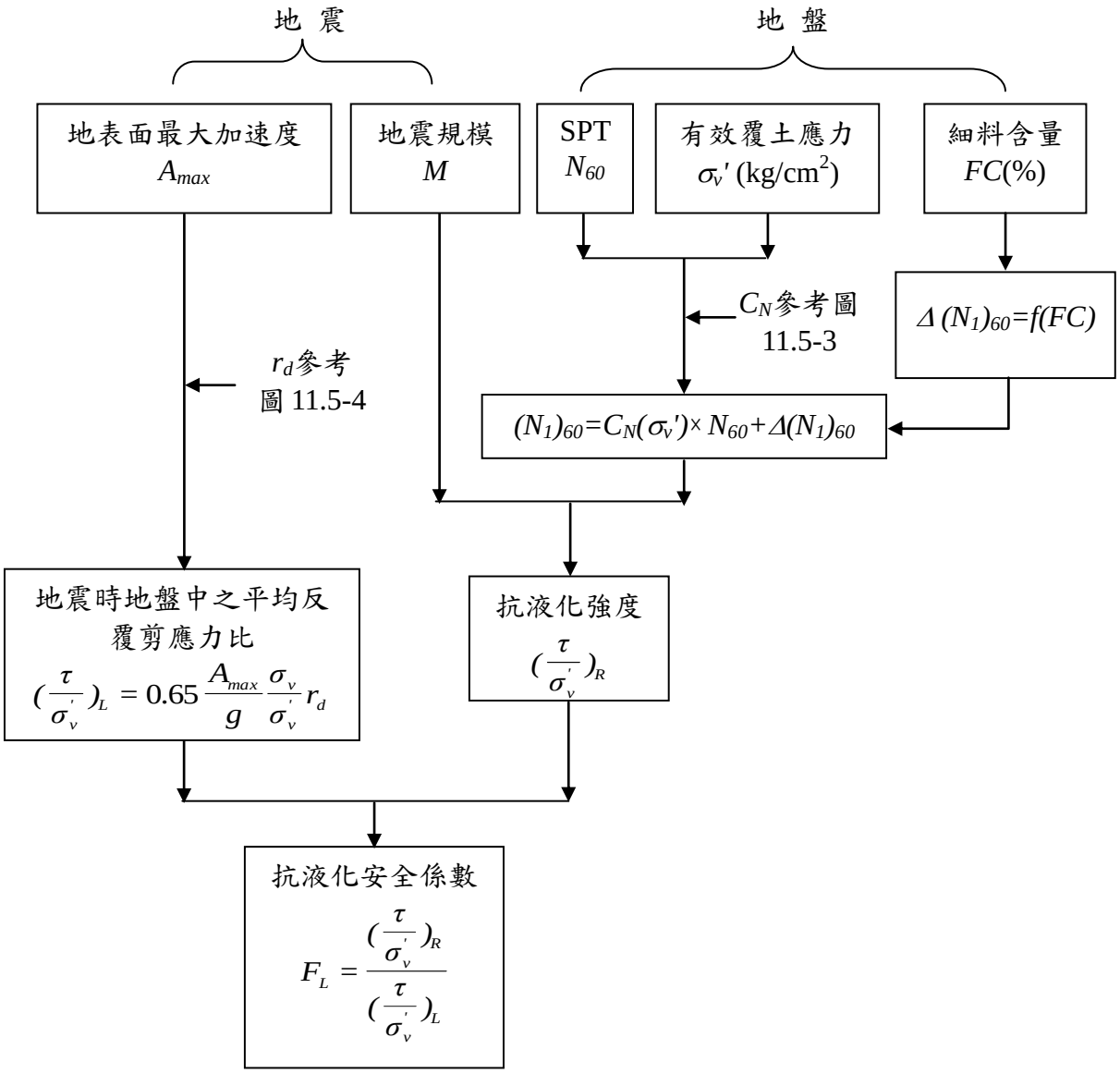


圖 11.5-7 Seed SPT-N 簡易經驗法之分析流程

11.5.3 試驗分析法

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

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

1. 建立地下土層資料

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

2. 建立土層設計地震資料

分析所需之地震資料主要有土層液化評估地區之地震規模(M)及地震最大水平地表加速度(A_{max})，請參照本基準前節說明及規定。

3. 地震引致反覆剪應力比計算

對於地盤之地震反應解析，可使用地盤反應解析程式如 SHAKE 程式(Wave Equation)、MESH 程式(2-D,3-D,FEM)等，考慮設計地震及地盤特性,估計不同深度地盤所承受地震作用引致的反覆剪應力比及等值反覆作用次數。

4. 土壤抗液化強度之剪應力比

對於地盤之抗液化強度應採用現地高品質不擾動土樣進行動力三軸試驗，求取不同深度土壤抗液化強度曲線。另由不同地震規模可概略估算轉換為等值反覆作用循環數，如表 11.5-1 所示，評估不同深度地盤土壤抗液化強度之剪應力比$\left(\sigma_{dc}/2\sigma_c^{'}\right)_t$。

考慮動力三軸試驗與現地土壤應力狀況之差異及土壤試體之擾動等因素，動力三軸試驗所得土壤抗液化強度之剪應力比$\left(\sigma_{dc}/2\sigma_c^{'}\right)_t$，可以下式修正為現地土壤抗液化強度之剪應力比$\left(\tau_L/\sigma_v^{'}\right)_f$。

$$\left(\frac{\tau_L}{\sigma_v^{'}}\right)_f = C_r\left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_c^{'}}\right)_t \qquad (11.5\text{-}6)$$

式中 C_r：修正係數，考慮試體之應力情況與試驗過程等綜合影響，認為C_r值隨土壤相對密度而變化，如圖 11-5.8 所示[11.7]。至於地質年代、先前地震歷史、雙向震動作用、試體擾動情形等對試驗結果之影響，在不同之試驗情況下工程師應給與不同之考慮[11.10]。

$\sigma_v^{'}$ ：垂直有效覆土壓力（kgf/cm^2）。

σ_{dc} ：動力三軸試驗所施加之反覆應力（kgf/cm^2）。

$\sigma_c^{'}$ ：動力三軸試驗所施加之有效圍壓（kgf/cm^2）。

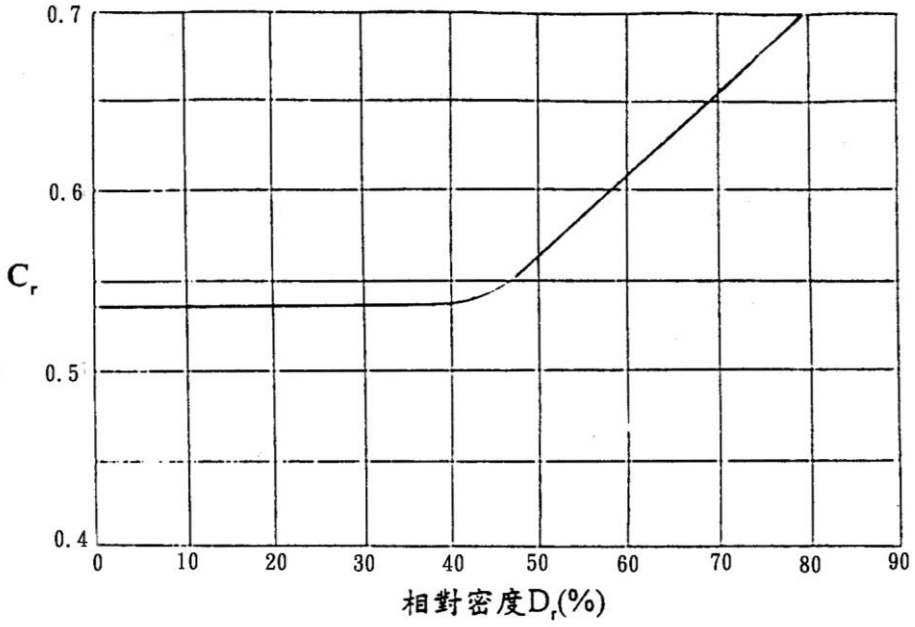


圖 11.5-8 C_r 與相對密度 D_r 之關係圖

5. 液化之預測及判定

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

6. 綜合研判

地盤之液化潛能，需依各土層液化之預測及判定結果，綜合研判之。

11.5.4 CPT-q_c 分析法＜新增＞

基本上，此法之精神係使用圓錐貫入阻抗 q_c 作為評估之參數，在採用 CPT-q_c 與 SPT-N 值間之相關性須以適合於現地土壤之關係式為原則，一般常用的平均式為：

淨　　砂：$q_c = 4 \sim 5N$　　(11.5-7)

粉泥質砂：$q_c = 3.5 \sim 4.5N$　　(11.5-8)

Shibata 教授於 1988 年建立判斷液化與否之 q_{cr} 臨界曲線，發展出一套 CPT-q_c 之分析評估方法，其分析流程如圖 11.5-9。CPT 法之優點在於能夠

較細緻準確地識別土層剖面(通常每 5cm 一點)，然無法直接取得土樣，因此對於細料含量的判定無法量化為其一大缺點，此外，試驗前貫入錐之率定(calibration)亦相當重要，否則錐尖阻抗會有相當大的誤差。

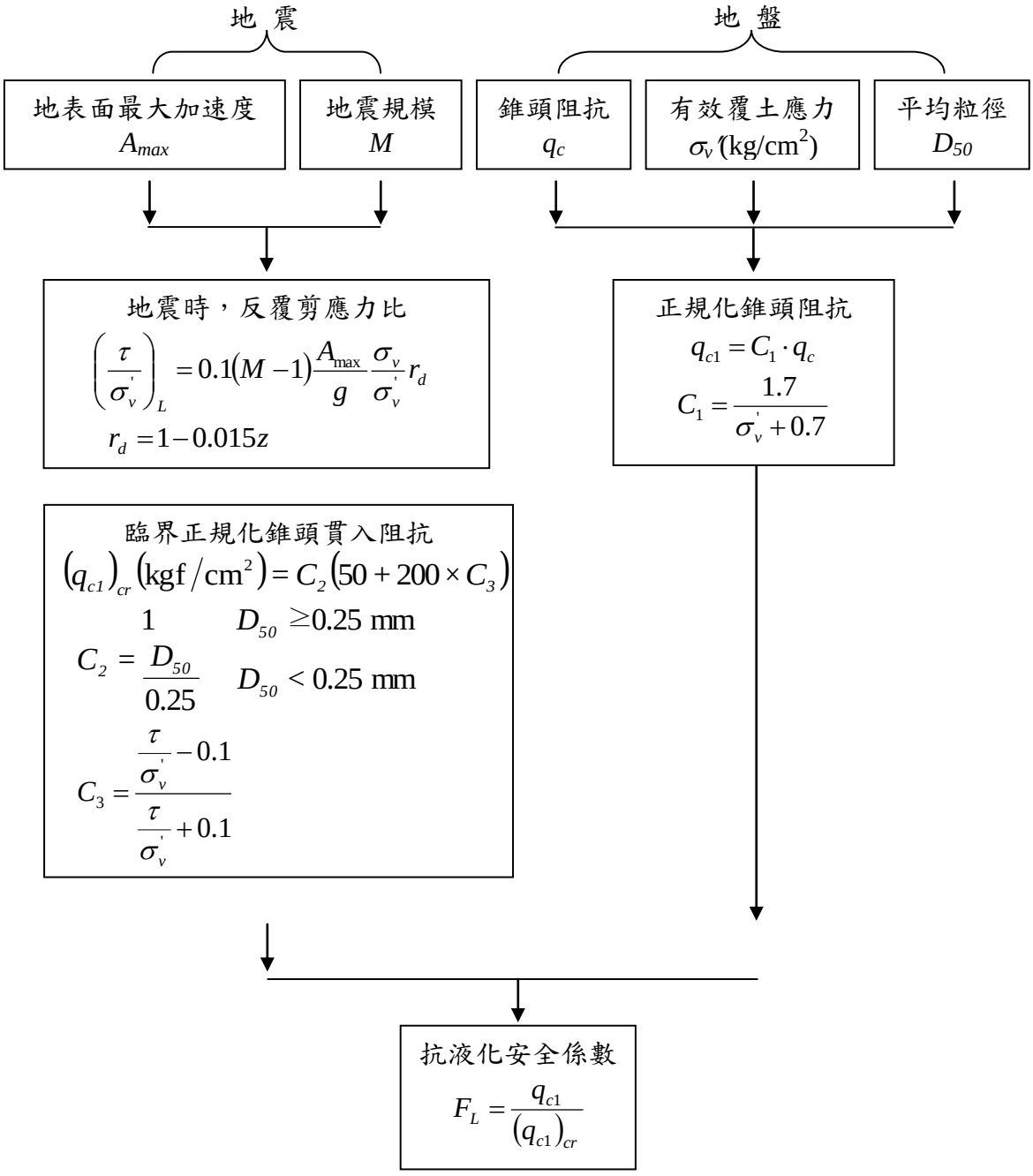


圖 11.5-9 Shibata CPT-q_c法之分析流程

11.5.5 NCEER(2001)分析法＜新增＞

1996 年美國國家地震工程研究中心成立一工作小組(NCEER Workshop

on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils，簡稱 ELRS 小組)，針對土壤的抗液化強度評估做回顧與討論，其中，對於美國加州柏克萊大學教授 H.B.Seed 簡易評估法(1985)，考慮平均粒徑 D_{50} 的影響，將 D_{50} 之影響改為細粒料含量 FC 之影響，與中小 N 值所對應的強度曲線作不通過原點的局部性修正，如圖 11.5-10 所示，並將相關的經驗圖表轉換成為回歸公式，以便於工程實務上之應用。

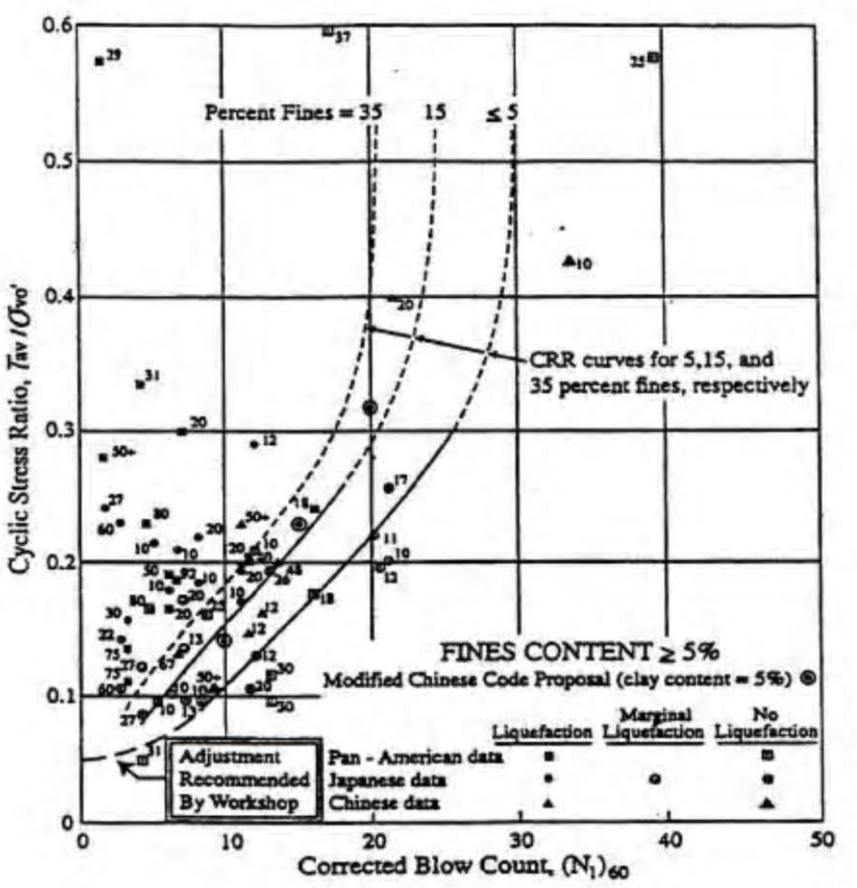


圖 11.5-10 ELRS 小組對 SEED 簡易法之液化強度經驗曲線所作修正

NCEER 修正 Seed 簡易經驗法，其檢核驗算步驟如下：

1. 水平地盤受震時，於地盤中產生之平均等效反覆剪應力比(cyclic stress ratio, CSR)

$$CSR = 0.65 \times \frac{A_{max}}{g} \times \frac{\sigma_0}{\sigma_0'} \times r_d \qquad (11.5.9)$$

式中 A_{max} ：最大地表水平加速度(g)

g ：重力加速度

σ_0 ：垂直覆土應力(kg/cm^2)

σ_0'　：有效垂直覆土應力(kg/cm^2)

r_d　：應力折減係數，為土層深度z的函數

$$r_d = \frac{1-0.4113z^{0.5}+0.04052z+0.001753^{1.5}}{1-0.4177z^{0.5}+0.05729z-0.006205z^{1.5}+0.00121z^2} \qquad (11.5.10)$$

2. 現地SPT-N值之能量修正與有效覆土應力1kg/cm^{2}之正規化

$$(N_1)_{60} = N \cdot C_N \cdot C_R \cdot C_B \cdot C_S \cdot C_E \qquad (11.5.11)$$

式中 C_N ：有效覆土應力修正係數

C_R ：鑽桿長度修正係數

C_B ：鑽孔直徑修正係數

C_S ：取樣器修正係數

C_E ：鑽桿能量修正係數

3. 細料含量修正

ELRS小組認為細料含量之修正為細料含量FC之函數，提出下列公式

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \qquad (11.5.12)$$

式中，

$$\alpha = \begin{cases} 0 & (FC \le 5\%) \\ \exp\left[1.76 - \dfrac{190}{FC^2}\right] & (5\% < FC < 35\%) \\ 5 & (FC \ge 35\%) \end{cases} \qquad (11.5.13)$$

$$\beta = \begin{cases} 1.0 & (FC \le 5\%) \\ 0.99 - \dfrac{FC^{1.5}}{1000} & (5\% < FC < 35\%) \\ 1.2 & (FC \ge 35\%) \end{cases} \qquad (11.5.14)$$

4. 土壤塑性修正

ELRS 小組認為土壤塑性對於抗液化強度有正面的幫助，但對於如何量化，則尚未達成共識，故土壤塑性影響暫不考慮。

5. 當地震規模達到 7.5 時，土壤之抗液化強度比(cyclic resistance ratio, CRR)

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34-(N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{[10(N_1)_{60cs}+45]^2} - \frac{1}{200} \qquad (11.5.15)$$

6. 地震規模修正因數(Magnitude Scaling Factor, MSF)

ELRS 小組認為 Seed 簡易法所建議之 MSF 在地震規模 M>7.5 時，安全係數之估計過於樂觀，而地震規模 M<7.5 時又過於保守，因此，建議參考圖 11.5-11。

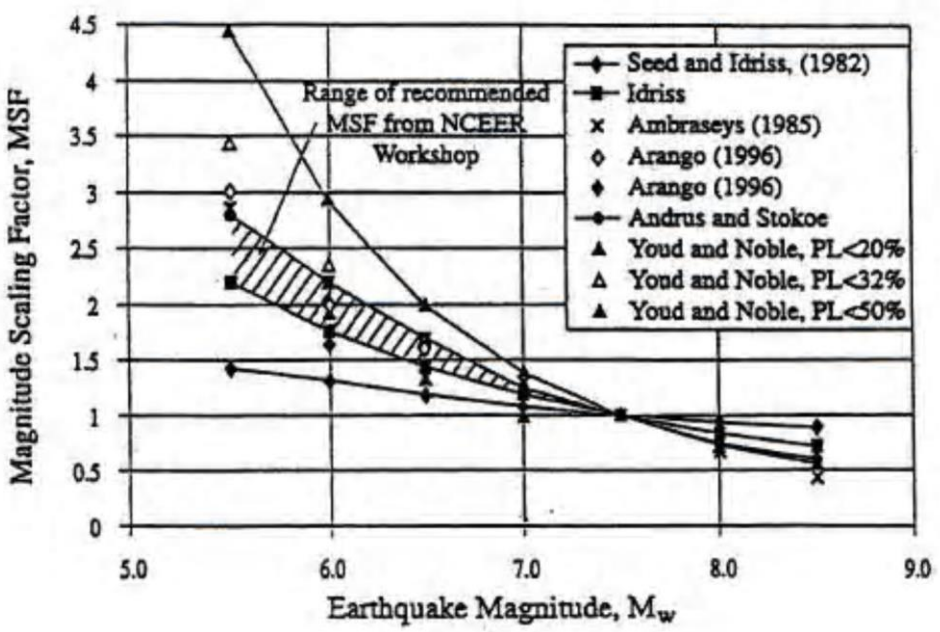


圖 11.5-11 不同學者建議之地震規模修正係數 MSF 之比較

(1) 地震規模 M>7.5 時，MSF 可在上下限值之間作衡量。

上限值：採用 Andrus 與 Stock 兩位學者所提出之 MSF 建議值

$$MSF = (M/7.5)^{-3.3} \qquad (11.5.16)$$

(2) 地震規模 M<7.5 時，採 Idriss 建議之 MSF 值

$$MSF = 10^{2.24}/M^{-2.56} \qquad (11.5.17)$$

本法考慮土層抗液化之安全係數為 F_L

$$F_L = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \qquad (11.5.18)$$

概括前述步驟分析流程，可參考圖 11.5-12 所示。

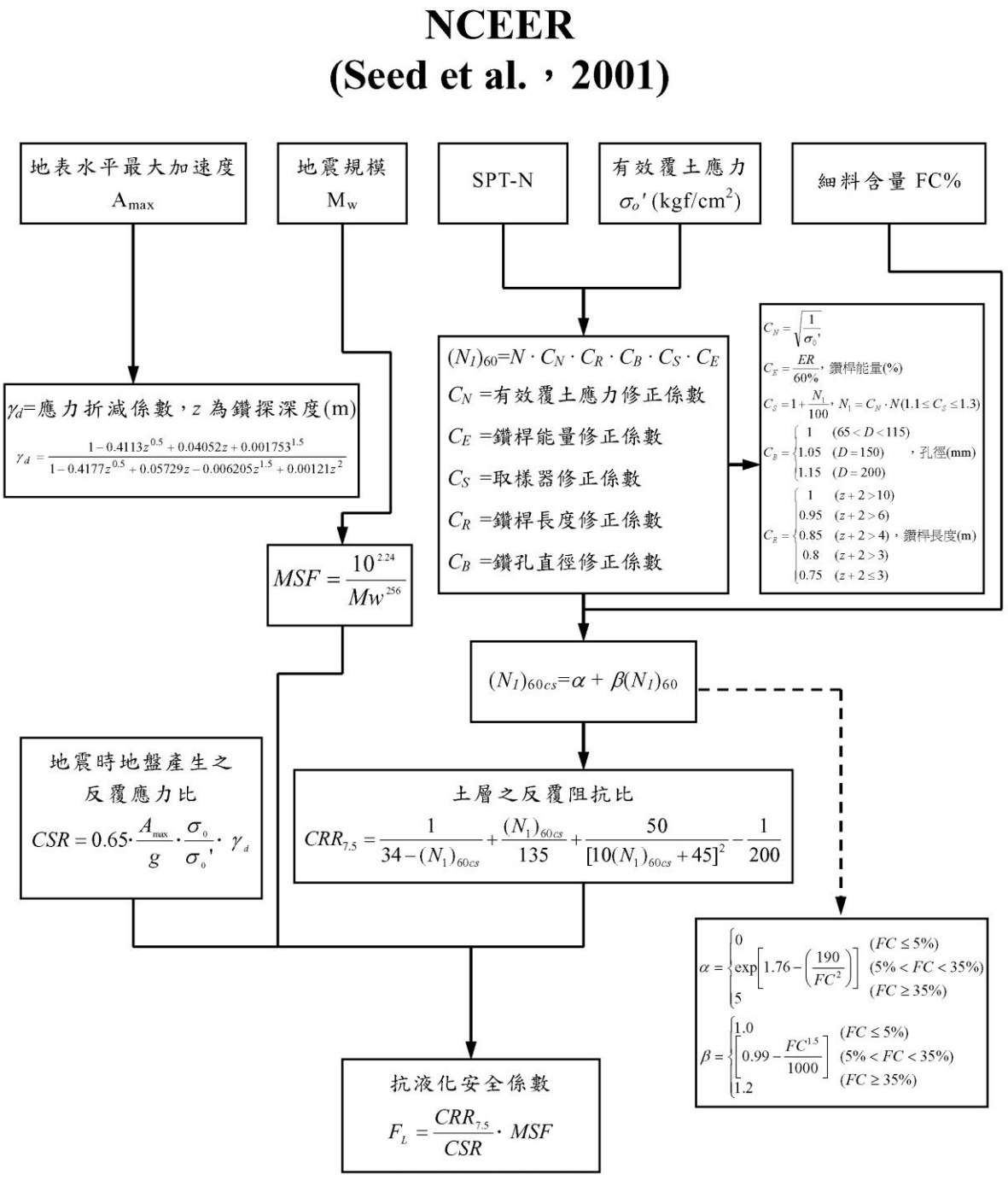


圖 11.5-12 NCEER(Seed 等人，2001)液化分析流程圖

11.6 極軟弱粘土層及沉泥層之判定

距原地表面 3m 以內之粘土層及沉泥層，由單軸壓縮試驗或現地試驗推定其單壓強度為 0.2 kgf/cm^2 以下時，則視為土壤液化潛能評估上之極軟弱土層。在地震來襲時受到強烈的擾動，致使其喪失大部份剪力強度，可視為容易液化之土壤。

11.7 土壤液化安全係數之選擇

依上述方法求得地震引致反覆剪應力比與土壤抗液化強度之剪應力比，即可求得土層抗液化安全係數。土壤液化安全係數之選擇，宜考量港灣碼頭結構物地盤所選定之設計地震規模及地表加速度，依據美國國家研究評議會(NRC)地震工程委員會[11]，建議依下列方式選擇適當之安全係數：

1. 若對使用設計地震之地動資料視為合理，則安全係數採用 1.33 或 1.35 即已足夠。

2. 若對使用設計地震之地動資料視為趨於保守，則安全係數只要大於 1 即可。

另依上述方法判定為可能液化之砂質土層，對重要港灣結構物耐震設計用土壤參數之折減，工程師應進行相關試驗研究分析後審慎決定。

11.8 液化危害度分析＜新增＞

由於液化潛能分析法所得之結果，僅為各鑽孔地表下某一點深度之土層是否會發生液化(以安全係數F_L表示)，對於整體鑽孔而言，其是否會發生液化則需另外研判。本規範建議以 Iwasaki 等人(1982)提出之以深度加權求得之液化潛能指數P_L(liquefaction potential index)來評估鑽孔土壤液化之嚴重程度，其定義如下：

$$P_L = \int_0^{20} F(z)W(z)dz \qquad (11.8.1)$$

式中 P_L：液化潛能指數，介於 0～100 之間

z：地層深度(m)，考慮之深度範圍為 0～20 m

$F(z)$：抗液化係數(若$0 \le F_L \le 1$，則$F(z)=1-F_L$；若$F_L>1$，則$F(z)=0$)

$W(z)$：深度權重係數($W(z)=10-0.5z$)

Iwasaki 等人根據日本地震案例之研究，提出下列指標：

$$\begin{cases} P_L = 0: & Liquefaction\ risk\ is\ very\ low & (液化危險度極低) \\ 0 < P_L \le 5: & Liquefaction\ risk\ is\ low & (輕微液化；液化危險度低) \\ 5 < P_L \le 15: & Liquefaction\ risk\ is\ high & (中度液化；液化危險度高) \\ P_L > 15: & Liquefaction\ risk\ is\ very\ high & (嚴重液化；液化危險度極高) \end{cases}$$

11.9 液化土壤參數折減＜新增＞

液化後之砂質土層，其強度及支承力會降低，因此，依規範判定會液化之砂質土層，應將其土質參數(係指地盤之變形係數E_0及水平地盤反力係數K_h)折減作為耐震設計上之土質參數。關於液化地層土質參數之折減係數，在日本道路協會「道路橋示方書・同解說-V 耐震設計編」(1996 年)列有建議之土質參數折減係數表，如表 11.9-1 所示。

表 11.9-1 日本道路協會規範之土質參數折減係數D_E

抗液化安全係數 F_L	地表面下深度 z	土質參數折減係數D_E	
		R≦0.3	0.3＜R
F_L≦1/3	0≦z≦10	0	1/6
	10＜z≦20	1/3	1/3
1/3＜F_L≦2/3	0≦z≦10	1/3	2/3
	10＜z≦20	2/3	2/3
2/3＜F_L≦1	0≦z≦10	2/3	1
	10＜z≦20	1	1

註：R為依該規範計算所得之土壤抗液化剪力強度比

11.10土壤液化之防治與處理

11.10.1 土壤液化之防治原理

地盤有液化之虞，則須進行適當之液化防治處理。一般可從地盤改良或改變港灣結構物基礎支承力方式著手。

對疏鬆砂質地盤加以改良，可改變砂質土壤之動態性質，增加地盤支承力。土壤液化防治原理大致採下列二種方式：

1. 地盤改良

(1) 排水

降低地下水位或增加土層透水率。

(2) 夯實

利用夯實方式，提高土層相對密度。可增加土層之支承力，改善耐震特性。

(3) 化學固結

化學固結可增加顆粒間之膠結力，提昇地盤支承力，達到防止液化之效果。

2. 採用適當基礎

(1) 增加支承力

如採用深基礎，可在砂質地盤液化時支承港灣結構物之上部荷重。

(2) 防止變形

採用特殊基礎、改變基礎型式或基礎砌置深度與可能液化土層之位置，可防止地震時砂土之流失或地盤之陷落。

11.10.2 土壤液化處理方法之選擇

選擇防止液化工法，應配合港灣結構物之重要性，以達到經濟有效為目標，可針對下列因素詳加評估[11.12]：

1. 所處理地盤未來之使用計畫及改良要求之程度。
2. 計畫處理區域可能液化土層之範圍及深度。
3. 原地盤之土質情況。
4. 可供選擇之改良技術、機具設備與使用材料等條件狀況。
5. 環境因素之考量及其限制。
6. 以往工程經驗。
7. 工期之配合。
8. 費用之高低。

第十二章　土壓及水壓

12.1　土壓

12.1.1 概要

作用於碼頭結構物之主動、被動土壓，應依砂質土、粘性土等土質、結構物型式、結構物於常時、地震時之行為，分別計算之。

12.1.2 常時土壓

1.砂質土之土壓

(1) 主動土壓(Active Earth Pressure)及滑動面與水平面之夾角

依圖 12.1-1 所示，作用於壁面之主動土壓以式(12.1.1)及(12.1.2)計算，而破壞面與水平面之夾角以式(12.1.3)求得。

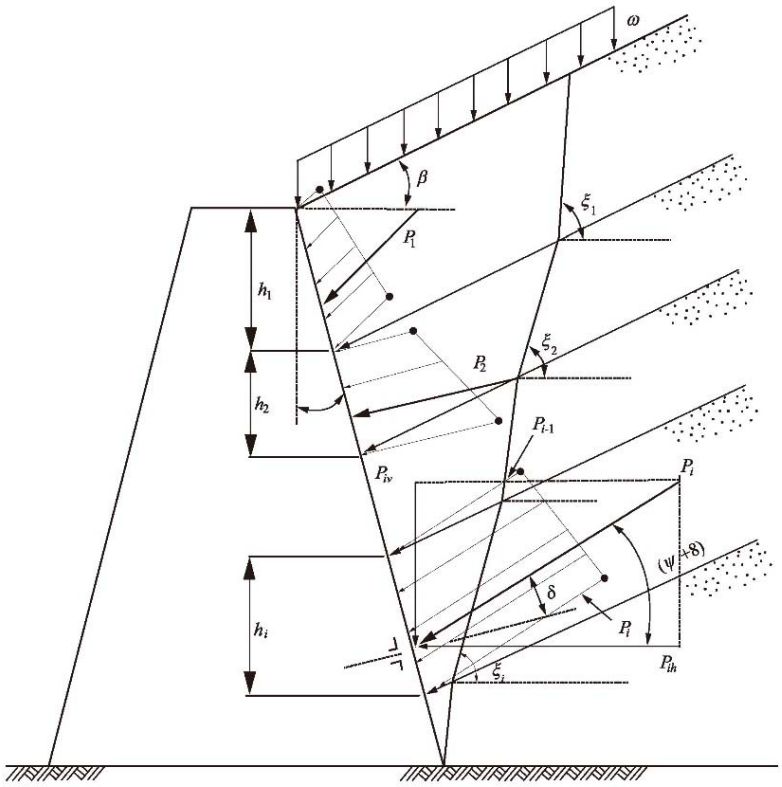


圖 12.1-1　土壓力計算示意圖

$$P_{ai} = K_{ai}\left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w\cos\psi}{\cos(\psi-\beta)}\right]\cos\psi \quad \text{..... (12.1.1)}$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi)}{\cos^2\psi\cos(\delta+\psi)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi_i+\delta)\sin(\phi_i-\beta)}{\cos(\delta+\psi)\cos(\psi-\beta)}}\right]^2} \quad \text{..... (12.1.2)}$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \psi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \psi - \beta)\cdot\sqrt{\frac{\cos(\psi+\delta)\sin(\phi_i+\delta)}{\cos(\psi-\beta)\cos(\phi_i-\beta)}}$$
..... (12.1.3)

式中 P_{ai} ：作用於編號i土層下方之主動土壓($\mathrm{tf/m^2}$)

ϕ_i ：編號i土層土壤內摩擦角(度)

γ_i ：編號i土層土壤單位體積重量($\mathrm{tf/m^3}$)

h_i ：編號i土層厚度(m)

K_{ai} ：編號i土層主動土壓係數

ψ ：壁面與垂直面所成之角度(度)

β ：地表面與水平面所成之角度(度)

δ ：壁面摩擦角(度)

ζ_i ：編號i土層破壞面與水平面所成之角度(度)

w ：上載均佈載重($\mathrm{tf/m^2}$)

(2)被動土壓(Passive Earth Pressure) 及滑動面與水平面之夾角

依圖 12.1-1 所示，作用於壁面之被動土壓以式(12.1.4)及(12.1.5)計算，及破壞面與水平面之夾角以式(12.1.6)求得。

$$P_{pi} = K_{pi}\left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w\cos\psi}{\cos(\psi-\beta)}\right]\cos\psi \quad \text{..... (12.1.4)}$$

$$K_{pi}=\frac{\cos^2(\phi_i+\psi)}{\cos^2\psi\cos(\delta+\psi)\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\phi_i-\delta)\sin(\phi_i+\beta)}{\cos(\delta+\psi)\cos(\psi-\beta)}}\right]^2} \quad \text{..... (12.1.5)}$$

$$\cot(\zeta_i-\beta)=\tan(\phi_i-\delta-\psi+\beta)+\sec(\phi_i-\delta-\psi+\beta)\sqrt{\frac{\cos(\psi+\delta)\sin(\phi_i-\delta)}{\cos(\psi-\beta)\sin(\phi_i+\beta)}}$$

..... (12.1.6)

式中　P_{pi} ：作用於編號i土層下方之被動土壓$(\mathrm{tf/m^2})$

K_{pi} ：編號i土層被動土壓係數

(3)靜止土壓

壁面位移微小時，可以下式計算靜止土壓。

$$P=K_0\cdot\sum\gamma_i h_i \quad \text{..... (12.1.7)}$$

式中　P ：靜止土壓$(\mathrm{tf/m^2})$

K_0 ：靜止土壓係數

γ_i ：編號i土壤單位體積重量$(\mathrm{tf/m^3})$

h_i ：編號i土層厚度(m)

(4)土壓合力

分層計算，在編號i土層可依下式計算之。

$$P_i=\frac{P_{i-1}+P_i}{2}\cdot\frac{h_i}{\cos\psi} \quad \text{..... (12.1.8)}$$

土壓合力之水平及垂直分力以下式計算。

水平分力：$P_{ih}=P_i\cos(\psi+\delta)$ ..... (12.1.9)

垂直分力：$P_{iv}=P_i\sin(\psi+\delta)$ ..... (12.1.10)

2.粘性土之土壓

(1) 主動土壓

作用於壁面之主動土壓，先依(12.1.11)及(12.1.12)兩式計算，擇其對結構物較危險者，作為設計之依據，但由 (12.1.11)式計算所得土壓為負時，則不予考慮。

$$p_a = \sum \gamma_i h_i + w - 2c \quad \text{..... (12.1.11)}$$

式中　P_a ：各土層下方壁面主動土壓$(\mathrm{tf/m^2})$

γ_i ：編號i土壤單位體積重量$(\mathrm{tf/m^3})$

h_i ：編號i土層厚度(m)

w ：上載均佈載重$(\mathrm{tf/m^2})$

c ：凝聚力$(\mathrm{tf/m^2})$，$c = q_u/2$

q_u ：無圍壓縮強度$(\mathrm{tf/m^2})$

$$p_a = K_c\left(\sum \gamma_i h_i + w\right) \quad \text{..... (12.1.12)}$$

式中　K_c ：壓密平衡係數，$K_c = 0.5$

(2) 被動土壓

被動土壓依下式計算。

$$p_p = \sum \gamma_i h_i + w + 2c \quad \text{..... (12.1.13)}$$

式中　P_p ：各土層下方壁面被動土壓$(\mathrm{tf/m^2})$

(3) 靜止土壓

$$P = K_0 \cdot \sum \gamma_i h_i \quad \text{..... (12.1.14)}$$

式中　P ：靜止土壓$(\mathrm{tf/m^2})$

K_0 ：靜止土壓係數

γ_i ：編號i土壤單位體積重量$(\mathrm{tf/m^3})$

h_i ：編號i土層厚度(m)

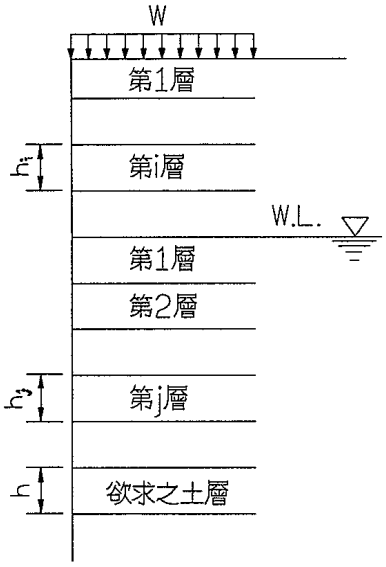


圖 12.1-2　震度之符號

12.1.3 地震時之土壓

1.砂質土之土壓

(1) 主動土壓

作用於壁面之土壓及破壞面與水平面之夾角，依下式計算。

$$P_{ai} = K_{ai}\left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w\cos\psi}{\cos(\psi-\beta)}\right]\cos\psi \quad \text{..... (12.1.15)}$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi - \theta)}{\cos\theta\cos^2\psi\cos(\delta+\psi+\theta)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi_i+\delta)\sin(\phi_i-\beta-\theta)}{\cos(\delta+\psi+\theta)\cos(\psi-\beta)}}\right]^2} \quad (12.1.16)$$

$$\cot(\zeta_i-\beta) = -\tan(\phi_i+\delta+\psi-\beta)+\sec(\phi_i+\delta+\psi-\beta)\sqrt{\frac{\cos(\psi+\delta+\theta)\sin(\phi_i+\delta)}{\cos(\psi-\beta)\sin(\phi_i-\beta-\theta)}}$$

..... (12.1.17)

式中　θ：地震合成角。殘留水位上，$\theta = \tan^{-1}k$；殘留水位下，

$\theta = \tan^{-1} k'$

k ：震度

k'：在水中之換算震度，依下式計算

$$k' = \frac{2(\sum \gamma_t h_i + \sum \gamma' h_j + w) + \gamma' h}{2\{\sum \gamma_t h_i + \sum (\gamma - 10) h_j + w\} + (\gamma - 10) h} k \quad \text{..... (12.1.18)}$$

h_i ：殘留水位以上土層之厚度(m)

h_i ：殘留水位以下欲求土壓力之土層厚度(m)

γ_i ：殘留水位下土壤之單位體積重量(tf/m^3)

γ_t ：殘留水位上土壤之單位體積重量(tf/m^3)

γ：飽和土壤在空氣中之單位重量(tf/m^3)

w ：上載均佈載重(tf/m^2)

h ：殘留水位下計算土壤壓力的土層厚度(m)

(2)被動土壓

作用於壁面之被動土壓，依下式計算。

$$P_{pi} = K_{pi}\left[\sum \gamma_i h_i + \frac{w\cos\psi}{\cos(\psi - \beta)}\right]\cos\psi \quad \text{..... (12.1.19)}$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi - \theta)}{\cos\theta\cos^2\psi\cos(\delta + \psi - \theta)[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta)\sin(\phi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta)\cos(\psi - \beta)}}]^2} \quad (12.1.20)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\phi_i - \delta - \psi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \psi + \beta)\sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta - \theta)\sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\psi - \beta)\sin(\phi_i + \beta - \theta)}}$$

..... (12.1.21)

式中　θ：地震合成角。殘留水位上，$\theta = \tan^{-1} k$；殘留水位下，

$\theta = \tan^{-1} k'$

k：震度

k'：在水中之換算震度，依(12.1.18)計算

2.粘性土之土壓

(1)主動土壓

主動土壓依下式計算。

$$P_a = \frac{(\sum \gamma_i h_i + w)\sin(\zeta_a + \theta)}{\cos\theta \sin\zeta_a} - \frac{c}{\cos\zeta_a \sin\zeta_a} \quad \text{..... (12.1.22)}$$

$$\zeta_a = \tan^{-1}\sqrt{1 - \left(\frac{\sum \gamma_i h_i + 2w}{2c}\right)\tan\theta} \quad \text{..... (12.1.23)}$$

式中 P_a：主動土壓$(\mathrm{tf/m^2})$

γ_i：編號i土壤單位體積重量$(\mathrm{tf/m^3})$

h_i：編號i土層厚度(m)

w：上載均佈載重$(\mathrm{tf/m^2})$

c：凝聚力$(\mathrm{tf/m^2})$

θ：地震合成角。殘留水位上，$\theta = \tan^{-1} k$；殘留水位下，$\theta = \tan^{-1} k'$

k：震度

k'：在水中之換算震度，依(12.1.18)計算

ζ_a：破壞面與水平面所成之角度(度)

當計算海底面下 10m 土壓力，k'可設定為零，然而若海底面下 10m 土壓力小於海底面之土壓力時，則以海底面之壓力替代。

(2)被動土壓

地震時，作用於粘性土之被動土壓，不詳之處尚多，至今仍以權宜方法，採用粘性土之土壓公式(12.1.13)式，以常時土壓力計算公式求之。

12.1.4 土壓係數參考值

表 12.1-1 是$\psi = 0$、$\beta = 0$時各土壓係數計算值，供設計者參考。

12.2 水壓

12.2.1 概要

作用於碼頭結構物之水壓，須考慮殘留水壓及地震時之動水壓。

12.2.2 殘留水壓

岸壁背填料內之水位與岸壁前之水位，如圖 12.2-1 所示，如有高低差時，可依下式計算作用於岸壁之殘留水壓。

$P_w = \gamma_w \cdot y$　　$0 \le y < h_w$時 ..... (12.2.1)

$P_w = \gamma_w \cdot h_w$　　$h_w \le y$時

式中　p_w ：殘留水壓$(\mathrm{tf/m^2})$

h_w ：殘留水位(m)，如圖 12.2-1 所示

y ：自背填料內之水面至欲求殘留水壓點止之深度(m)

γ_w ：水之單位體積重量$(\mathrm{tf/m^3})$

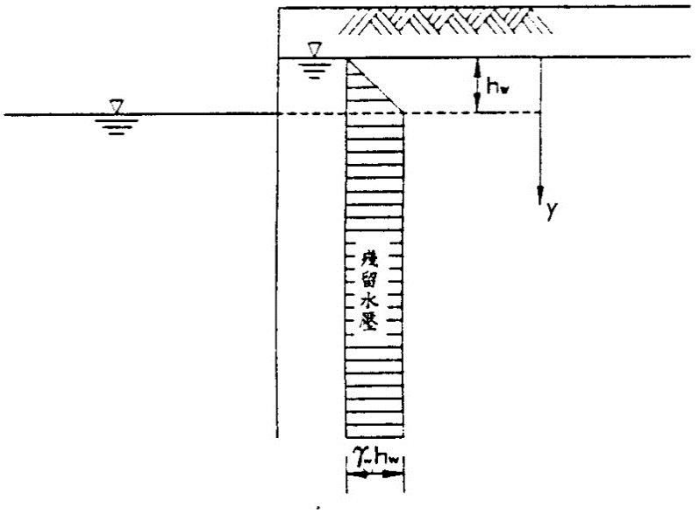


圖 12.2-1　殘留水壓計算示意圖

殘留水位視回填土滲透率及潮差而定，一般h_w約等於 1/2~1/3 潮差。但滲透率會隨時間縮小，因此若潮差大，必須考慮此因素。

12.2.3 地震時之動水壓

在水中結構物或結構內部空間有水的情況，均需考慮地震時之動水壓。作用於直立壁之動水壓P_w，如圖 12.2-2 所示，可依下式計算。

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{8} k \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H \cdot y} \quad \text{..... (12.2.2)}$$

式中　P_{dw} ：水面下 y 處之動水壓$(\mathrm{tf/m^2})$

k ：設計震度

γ_w ：水之單位體積重量$(\mathrm{tf/m^3})$

H ：水深(m)

y ：自水面至欲求動水壓點止之深度(m)

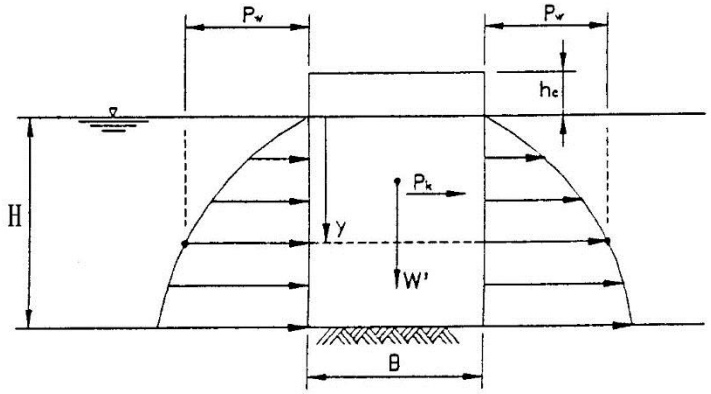


圖 12.2-2　動水壓分佈圖

另外，動水壓之合力以及作用位置可依(12.2.3)式加以計算

$$p_{dw} = \pm \frac{7}{12} k\gamma_w H^2 \left(= \int_0^H \frac{7}{8} k\gamma_w \sqrt{Hy}\, dy \right) \quad \text{..... (12.2.3)}$$

$$h_{dw} = \frac{3}{5} H$$

式中　P_{dw} ：動水壓力之合力(tf/m)

　　h_{dw} ：靜水面至動水壓合力作用點之距離(m)

作用在一壁體(如防波堤)前後之動水壓力，均指向海側。因此其合力為式(12.2.3)之兩倍。作用在斜面之動水壓比直立壁小，因水粒子會轉向沿斜面運動。

表 12.1-1　土壓係數參考值

ϕ =22.0

δ =0.0

k	Kaꞏcosδ	Kpꞏcosδ	ζa	ζp
0.00	0.4550	2.1980	56.0	34.0
0.05	0.4905	2.1221	53.2	32.7
0.10	0.5301	2.0421	50.0	31.3
0.15	0.5748	1.9569	46.3	29.5
0.20	0.6264	1.8650	41.9	27.5
0.25	0.6874	1.7636	36.7	24.9
0.30	0.7630	1.6475	30.2	21.6
0.35	0.8664	1.5038	21.4	16.6
0.40	1.0779	1.2519	5.5	5.1

δ =15.0

0.00	0.3908	1.4036	51.1	55.5
0.05	0.4282	1.3870	48.0	53.9
0.10	0.4710	1.3681	44.4	52.0
0.15	0.5207	1.3463	40.4	49.7
0.20	0.5797	1.3208	35.9	46.8
0.25	0.6520	1.2902	30.7	43.1
0.30	0.7454	1.2519	24.5	38.0
0.35	0.8793	1.1994	16.8	29.9
0.40	1.1761	1.0923	4.1	9.3

δ =-15

0.00	0.5800	3.2176	66.2	23.4
0.05	0.6109	3.0566	64.1	22.5
0.10	0.6442	2.8901	61.8	21.6
0.15	0.6803	2.7167	58.9	20.5
0.20	0.7201	2.5340	55.3	19.1
0.25	0.7650	2.3379	50.6	17.4
0.30	0.8175	2.1209	44.0	15.1
0.35	0.8844	1.8633	33.8	11.7
0.40	1.0058	1.4428	9.7	3.7

δ =1/2 ϕ

0.00	0.4056	1.6125	52.2	47.6
0.05	0.4426	1.5812	49.1	45.9
0.10	0.4846	1.5469	45.7	44.1
0.15	0.5331	1.5091	41.7	41.9
0.20	0.5903	1.4665	37.2	39.2
0.25	0.6597	1.4176	32.0	35.8
0.30	0.7483	1.3588	25.7	31.1
0.35	0.8739	1.2817	17.8	24.2
0.40	1.1465	1.1344	4.4	7.4

δ =-1/2 ϕ

0.00	0.5331	2.9038	62.3	25.7
0.05	0.5659	2.7697	59.9	24.8
0.10	0.6015	2.6306	57.2	23.7
0.15	0.6408	2.4850	54.0	22.5
0.20	0.6847	2.3307	50.0	20.9
0.25	0.7351	2.1642	45.0	19.0
0.30	0.7953	1.9785	38.3	16.5
0.35	0.8738	1.7558	28.5	12.8
0.40	1.0225	1.3860	7.8	4.0

δ =2/3 ϕ

0.00	0.3920	1.4214	51.2	54.7
0.05	0.4294	1.4036	48.1	53.1
0.10	0.4721	1.3834	44.5	51.2
0.15	0.5217	1.3603	40.5	48.9
0.20	0.5806	1.3333	36.0	46.0
0.25	0.6526	1.3012	30.8	42.4
0.30	0.7456	1.2611	24.6	37.3
0.35	0.8788	1.2065	16.9	29.3
0.40	1.1735	1.0958	4.1	9.1

δ =-2/3 ϕ

0.00	0.5754	3.1899	65.8	23.6
0.05	0.6065	3.0312	63.7	22.7
0.10	0.6399	2.8672	61.3	21.8
0.15	0.6764	2.6962	58.4	20.6
0.20	0.7166	2.5161	54.7	19.2
0.25	0.7620	2.3227	50.0	17.5
0.30	0.8153	2.1084	43.4	15.2
0.35	0.8832	1.8539	33.3	11.8
0.40	1.0071	1.4378	9.5	3.7

ϕ =23.0

δ =0.0

k	Kaꞏcosδ	Kpꞏcosδ	ζa	ζp
0.00	0.4381	2.8262	56.5	33.5
0.05	0.4729	2.2054	53.8	32.3
0.10	0.5116	2.1243	50.7	31.0
0.15	0.5551	2.0383	47.2	29.4
0.20	0.6048	1.9461	43.1	27.5
0.25	0.6630	1.8455	38.1	25.3
0.30	0.7336	1.7324	32.3	22.4
0.35	0.8255	1.5981	24.8	18.3
0.40	0.9691	1.4120	13.7	11.4

δ =15.0

0.00	0.3371	1.4565	51.9	53.8
0.05	0.4134	1.4383	48.8	52.2
0.10	0.4548	1.4179	45.4	50.4
0.15	0.5027	1.3946	41.6	48.3
0.20	0.5590	1.3678	37.3	45.7
0.25	0.6270	1.3362	32.4	42.4
0.30	0.7127	1.2978	26.7	38.1
0.35	0.8293	1.2479	19.8	31.7
0.40	1.0228	1.1706	10.5	20.1

δ =-15

0.00	0.5535	3.3764	65.7	23.1
0.05	0.5845	3.2116	63.7	22.3
0.10	0.6179	3.0418	61.4	21.4
0.15	0.6540	2.8655	58.6	20.4
0.20	0.6937	2.6808	55.2	19.2
0.25	0.7382	2.4844	50.9	17.7
0.30	0.7895	2.2703	45.1	15.7
0.35	0.8523	2.0253	36.8	13.0
0.40	0.9424	1.7033	22.2	8.2

δ =1/2 ϕ

0.00	0.3893	1.6434	52.8	47.2
0.05	0.4254	1.6126	49.8	45.7
0.10	0.4663	1.5791	46.5	44.0
0.15	0.5132	1.5422	42.7	41.9
0.20	0.5680	1.5011	38.4	39.4
0.25	0.6338	1.4541	33.5	36.4
0.30	0.7160	1.3989	27.8	32.4
0.35	0.8267	1.3296	20.7	26.7
0.40	1.0079	1.2268	11.1	16.7

δ =-1/2 ϕ

0.00	0.5156	3.0769	62.6	25.1
0.05	0.5480	2.9369	60.4	24.3
0.10	0.5831	2.7920	57.8	23.3
0.15	0.6216	2.6411	54.7	22.1
0.20	0.6644	2.4823	51.0	20.8
0.25	0.7129	2.3125	46.5	19.1
0.30	0.7698	2.1263	40.5	17.0
0.35	0.8407	1.9116	32.3	14.0
0.40	0.9452	1.6265	18.9	8.8

δ =2/3 ϕ

0.00	0.3759	1.4384	51.8	54.5
0.05	0.4123	1.4214	48.7	52.9
0.10	0.4538	1.4022	45.3	51.1
0.15	0.5017	1.3802	41.5	49.0
0.20	0.5581	1.3548	37.2	46.4
0.25	0.6264	1.3247	32.3	43.1
0.30	0.7124	1.2879	23.3	38.7
0.35	0.8296	1.2399	19.7	32.3
0.40	1.0243	1.1651	10.5	20.5

δ =-2/3 ϕ

0.00	0.5578	3.4069	66.0	22.9
0.05	0.5887	3.2395	64.1	22.1
0.10	0.6218	3.0672	61.8	21.3
0.15	0.6577	2.8883	59.0	20.2
0.20	0.6971	2.7009	55.7	19.0
0.25	0.7411	2.5018	51.4	17.5
0.30	0.7918	2.2848	45.6	15.6
0.35	0.8537	2.0367	37.3	12.9
0.40	0.9424	1.7110	22.6	8.1

表 12.1-1　土壓係數參考值(續 1)

ϕ =24.0

δ =0.0

k	Ka·cosδ	Kp·cosδ	ζa	ζp
0.00	0.4217	2.3712	57.0	33.0
0.05	0.4558	2.2926	54.4	31.9
0.10	0.4936	2.2102	51.4	30.6
0.15	0.5359	2.1234	48.0	29.2
0.20	0.5840	2.0308	44.2	27.5
0.25	0.6397	1.9306	39.6	25.5
0.30	0.7062	1.8196	34.2	22.9
0.35	0.7898	1.6914	27.5	19.6
0.40	0.9077	1.5290	18.5	14.5

δ =15.0

0.00	0.3637	1.5104	52.6	52.2
0.05	0.3991	1.4908	49.7	50.7
0.10	0.4392	1.4690	46.4	49.0
0.15	0.4853	1.4444	42.7	47.0
0.20	0.5392	1.4164	38.6	44.7
0.25	0.6035	1.3839	34.0	41.7
0.30	0.6831	1.3453	28.6	38.0
0.35	0.7873	1.2970	22.4	32.8
0.40	0.9419	1.2300	14.5	24.5

δ =-15

0.00	0.5285	3.5447	65.4	22.8
0.05	0.5595	3.3760	63.4	22.1
0.10	0.5928	3.2025	61.1	21.2
0.15	0.6289	3.0231	58.4	20.3
0.20	0.6684	2.8359	55.2	19.2
0.25	0.7123	2.6382	51.2	17.9
0.30	0.7624	2.4253	46.0	16.2
0.35	0.8221	2.1877	38.9	13.9
0.40	0.9007	1.8988	28.0	10.4

δ =1/2 ϕ

0.00	0.3737	1.6745	53.4	46.9
0.05	0.4089	1.6444	50.5	45.5
0.10	0.4486	1.6116	47.2	43.8
0.15	0.4940	1.5756	43.6	41.9
0.20	0.5468	1.5357	39.5	39.6
0.25	0.6095	1.4907	34.9	36.9
0.30	0.6864	1.4384	29.6	33.4
0.35	0.7864	1.3748	23.2	28.6
0.40	0.9332	1.2890	15.2	21.2

δ =-1/2 ϕ

0.00	0.4984	3.2645	63.0	24.5
0.05	0.5304	3.1180	60.8	23.7
0.10	0.5650	2.9670	58.3	22.8
0.15	0.6028	2.8102	55.4	21.8
0.20	0.6445	2.6461	52.0	20.6
0.25	0.6914	2.4722	47.8	19.1
0.30	0.7456	2.2839	42.5	17.3
0.35	0.8110	2.0726	35.4	14.8
0.40	0.8986	1.8145	24.9	11.0

δ =2/3 ϕ

0.00	0.3605	1.4551	52.4	54.3
0.05	0.3959	1.4390	49.4	52.8
0.10	0.4362	1.4208	46.1	51.1
0.15	0.4825	1.3999	42.4	49.1
0.20	0.5368	1.3759	38.3	46.7
0.25	0.6017	1.3477	33.7	43.7
0.30	0.6821	1.3136	28.3	39.9
0.35	0.7877	1.2706	22.1	34.5
0.40	0.9450	1.2099	14.3	25.9

δ =-2/3 ϕ

0.00	0.5404	3.6453	66.3	22.2
0.05	0.5711	3.4685	64.4	21.5
0.10	0.6309	3.2869	62.2	20.7
0.15	0.6393	3.0992	59.6	19.8
0.20	0.6779	2.9036	56.5	18.8
0.25	0.7207	2.6974	52.6	17.5
0.30	0.7692	2.4756	47.5	15.8
0.35	0.8268	2.2286	40.4	13.6
0.40	0.9021	1.9301	29.4	10.1

ϕ =25.0

δ =0.0

k	Ka·cosδ	Kp·cosδ	ζa	ζp
0.00	0.4059	2.4639	57.5	32.5
0.05	0.4393	2.3839	55.0	31.5
0.10	0.4762	2.3003	52.1	30.3
0.15	0.5174	2.2125	48.9	29.0
0.20	0.5640	2.1193	45.2	27.4
0.25	0.6175	2.0192	40.9	25.6
0.30	0.6805	1.9095	35.9	23.4
0.35	0.7578	1.7856	29.8	20.5
0.40	0.8603	1.6364	22.1	16.4

δ =15.0

0.00	0.3507	1.5654	53.4	50.8
0.05	0.3852	1.5446	50.5	49.4
0.10	0.4241	1.5215	47.3	47.8
0.15	0.4687	1.4957	43.8	45.9
0.20	0.5203	1.4667	39.9	43.7
0.25	0.5814	1.4335	35.4	41.1
0.30	0.6558	1.3946	30.4	37.8
0.35	0.7506	1.3475	24.7	33.4
0.40	0.8823	1.2860	17.7	27.0

δ =-15

0.00	0.5048	3.7234	65.1	22.4
0.05	0.5357	3.5505	63.2	21.8
0.10	0.5689	3.3731	61.0	21.0
0.15	0.6048	3.1900	58.4	20.2
0.20	0.6439	2.9999	55.3	19.2
0.25	0.6873	2.8003	51.6	18.0
0.30	0.7362	2.5874	46.9	16.5
0.35	0.7935	2.3541	40.7	14.5
0.40	0.8651	2.0840	31.9	11.8

δ =1/2 ϕ

0.00	0.3587	1.7059	54.0	46.6
0.05	0.3930	1.6764	51.1	45.2
0.10	0.4316	1.6443	48.0	43.7
0.15	0.4757	1.6093	44.5	41.9
0.20	0.5265	1.5706	40.6	39.8
0.25	0.5864	1.5272	36.2	37.3
0.30	0.6589	1.4775	31.2	34.2
0.35	0.7506	1.4183	25.4	30.1
0.40	0.8771	1.3429	18.3	24.2

δ =-1/2 ϕ

0.00	0.4815	3.4682	63.3	23.8
0.05	0.5131	3.3147	61.2	23.1
0.10	0.5472	3.1569	58.8.	22.3
0.15	0.5843	2.9937	56.1	21.4
0.20	0.6251	2.8237	52.8	20.3
0.25	0.6705	2.6447	49.0	19.0
0.30	0.7224	2.4531	44.1	17.4
0.35	0.7836	2.2421	37.9	15.4
0.40	0.8611	1.9965	29.3	12.4

δ =2/3 ϕ

0.00	0.3457	1.4714	53.0	54.0
0.05	0.3802	1.4563	50.1	52.6
0.10	0.4193	1.4390	46.9	51.0
0.15	0.4642	1.4193	43.3	49.1
0.20	0.5164	1.3966	39.4	46.9
0.25	0.5783	1.3701	35.0	44.2
0.30	0.6540	1.3386	30.0	40.8
0.35	0.7509	1.2995	24.2	36.2
0.40	0.8860	1.2474	17.4	29.4

δ =-2/3 ϕ

0.00	0.5233	3.9081	66.6	21.5
0.05	0.5537	3.7209	64.8	20.9
0.10	0.5862	3.5291	62.7	20.2
0.15	0.6211	3.3316	60.2	19.4
0.20	0.6590	3.1267	57.3	18.4
0.25	0.7007	2.9121	53.7	17.3
0.30	0.7474	2.6837	49.1	15.9
0.35	0.8018	2.4342	43.0	14.0
0.40	0.8690	2.1464	34.1	11.4

表 12.1-1　土壓係數參考值(續 2)

ϕ =26.0

δ =0.0

k	Kα·cosδ	Kp·cosδ	ζa	ζp
0.00	0.3905	2.5611	58.0	32.0
0.05	0.4232	2.4796	55.5	31.0
0.10	0.4593	2.3947	52.8	29.9
0.15	0.4995	2.3057	49.7	28.7
0.20	0.5446	2.2118	46.1	27.3
0.25	0.5961	2.1115	42.1	25.7
0.30	0.6561	2.0028	37.4	23.7
0.35	0.7283	1.8818	31.9	21.2
0.40	0.8204	1.7410	25.1	17.8

δ =15.0

0.00	0.3381	1.6220	54.1	49.5
0.05	0.3717	1.600	51.3	48.1
0.10	0.4095	1.5757	48.2	46.6
0.15	0.4526	1.5489	44.8	44.9
0.20	0.5023	1.5189	41.0	42.9
0.25	0.5605	1.4850	36.8	40.5
0.30	0.6305	1.4459	32.1	37.5
0.35	0.7178	1.3995	26.7	33.8
0.40	0.8338	1.3414	20.5	28.6

δ =-15

0.00	0.4822	3.9134	65.0	22.1
0.05	0.5130	3.7360	63.1	21.5
0.10	0.5460	3.5543	60.9	20.8
0.15	0.5816	3.3673	58.4	20.0
0.20	0.6203	3.1737	55.5	19.1
0.25	0.6630	2.9716	51.9	18.0
0.30	0.7109	2.7577	47.6	16.7
0.35	0.7660	2.5265	42.1	15.0
0.40	0.8328	2.2666	34.7	12.8

δ =1/2 ϕ

0.00	0.3441	1.7375	54.5	46.3
0.05	0.3776	1.7086	51.8	45.0
0.10	0.4152	1.6773	48.7	43.5
0.15	0.4580	1.6433	45.4	41.8
0.20	0.5071	1.6057	41.6	39.9
0.25	0.5644	1.5639	37.4	37.6
0.30	0.6331	1.5164	32.7	34.8
0.35	0.7183	1.4609	23.3	31.2
0.40	0.8309	1.3926	21.0	26.3

δ =-1/2 ϕ

0.00	0.4649	3.6899	63.7	23.2
0.05	0.4961	3.5289	61.6	22.6
0.10	0.5297	3.3637	59.4	21.8
0.15	0.5662	3.1935	56.7	21.0
0.20	0.6060	3.0168	53.7	20.0
0.25	0.6502	2.8319	50.0	18.9
0.30	0.7000	2.6357	45.6	17.5
0.35	0.7579	2.4229	40.1	15.7
0.40	0.8285	2.1828	32.7	13.3

δ =2/3 ϕ

0.00	0.3314	1.4875	53.6	53.8
0.05	0.3650	1.4732	50.8	52.4
0.10	0.4030	1.4570	47.6	50.9
0.15	0.4465	1.4384	44.2	49.1
0.20	0.4969	1.4170	40.4	47.1
0.25	0.5562	1.3922	36.2	44.6
0.30	0.6278	1.3628	31.4	41.5
0.35	0.7176	1.3270	26.1	37.6
0.40	0.8377	1.2811	19.9	32.0

δ =-2/3 ϕ

0.00	0.5064	4.1988	66.9	20.9
0.05	0.5365	4.0002	65.1	20.3
0.10	0.5686	3.7971	63.1	19.7
0.15	0.6031	3.5886	60.8	18.9
0.20	0.6403	3.3732	58.0	18.1
0.25	0.6810	3.1488	54.7	17.1
0.30	0.7263	2.9122	50.5	15.8
0.35	0.7779	2.6573	45.1	14.3
0.40	0.8398	2.3722	37.6	12.1

ϕ =27.0

δ =0.0

k	Kα·cosδ	Kp·cosδ	ζa	ζp
0.00	0.3755	2.6629	58.5	31.5
0.05	0.4076	2.5799	56.1	30.6
0.10	0.4429	2.4936	53.4	29.6
0.15	0.4821	2.4035	50.4	28.4
0.20	0.5259	2.3087	47.1	27.2
0.25	0.5756	2.2081	43.2	25.7
0.30	0.6330	2.0998	38.9	23.9
0.35	0.7009	1.9808	33.8	21.7
0.40	0.7852	1.8457	27.6	18.8

δ =15.0

0.00	0.3259	1.6801	54.8	48.3
0.05	0.3586	1.6570	52.1	47.0
0.10	0.3953	1.6317	49.1	45.5
0.15	0.4371	1.6039	45.8	43.9
0.20	0.4849	1.5731	42.2	42.1
0.25	0.5406	1.5385	38.2	39.9
0.30	0.6069	1.4994	33.7	37.3
0.35	0.6880	1.4532	28.6	34.0
0.40	0.7925	1.3976	22.9	29.7

δ =-15

0.00	0.4608	4.1156	64.9	21.8
0.05	0.4913	3.9334	63.1	21.2
0.10	0.5240	3.7471	60.9	20.6
0.15	0.5593	3.5558	58.5	19.8
0.20	0.5976	3.3584	55.7	19.0
0.25	0.6396	3.1531	52.3	18.0
0.30	0.6864	2.9374	48.3	16.9
0.35	0.7397	2.7067	43.4	15.4
0.40	0.8027	2.4527	36.9	13.5

δ =1/2 ϕ

0.00	0.3302	1.7693	55.1	46.0
0.05	0.3628	1.7411	52.4	44.7
0.10	0.3995	1.7106	49.5	43.3
0.15	0.4409	1.6775	46.2	41.7
0.20	0.4884	1.6411	42.6	39.9
0.25	0.5435	1.6007	38.6	37.8
0.30	0.6089	1.5552	34.1	35.3
0.35	0.6886	1.5028	29.1	32.1
0.40	0.7909	1.4400	23.3	28.0

δ =-1/2 ϕ

0.00	0.4487	3.9319	64.0	22.6
0.05	0.4795	3.7627	62.1	22.0
0.10	0.5126	3.5895	59.9	21.3
0.15	0.5484	3.4114	57.3	20.6
0.20	0.5874	3.2274	54.4	19.7
0.25	0.6034	3.0357	51.0	18.7
0.30	0.6784	2.8338	47.0	17.4
0.35	0.7335	2.6174	41.9	15.9
0.40	0.7990	2.3786	35.5	13.9

δ =2/3 ϕ

0.00	0.3176	1.5032	54.2	53.6
0.05	0.3504	1.4898	51.4	52.3
0.10	0.3874	1.4746	48.4	50.8
0.15	0.4296	1.4572	45.0	49.1
0.20	0.4782	1.4371	41.4	47.2
0.25	0.5351	1.4138	37.3	44.9
0.30	0.6032	1.3865	32.8	42.1
0.35	0.6872	1.3536	27.8	38.6
0.40	0.7961	1.3123	22.1	33.9

δ =-2/3 ϕ

0.00	0.4897	4.5216	67.2	20.2
0.05	0.5196	4.3103	65.4	19.7
0.10	0.5513	4.0946	63.5	19.1
0.15	0.5853	3.8738	61.3	18.4
0.20	0.6219	3.6466	58.7	17.7
0.25	0.6617	3.4110	55.5	16.8
0.30	0.7056	3.1643	51.7	15.7
0.35	0.7551	2.9017	46.9	14.4
0.40	0.8128	2.6142	40.5	12.6

表 12.1-1　土壓係數參考值(續 3)

ϕ =28.0

δ =0.0

k	Ka·cosδ	Kp·cosδ	ζa	ζp
0.00	0.3610	2.7698	59.0	31.0
0.05	0.3925	2.6852	56.6	30.2
0.10	0.4270	2.5975	54.1	29.2
0.15	0.4652	2.5061	51.2	28.2
0.20	0.5078	2.4104	47.9	27.0
0.25	0.5558	2.3092	44.3	25.6
0.30	0.6108	2.2010	40.2	24.0
0.35	0.6753	2.0834	35.4	22.0
0.40	0.7533	1.9522	29.8	19.6

δ =15.0

0.00	0.3140	1.7401	55.5	47.1
0.05	0.3459	1.7160	52.8	45.9
0.10	0.3816	1.6897	49.9	44.5
0.15	0.4220	1.6610	46.8	43.0
0.20	0.4682	1.6293	43.3	41.3
0.25	0.5216	1.5941	39.4	39.3
0.30	0.5846	1.5545	35.1	36.9
0.35	0.6606	1.5090	30.4	34.0
0.40	0.7560	1.4550	25.0	30.4

δ =-15

0.00	0.4403	4.3311	65.0	21.4
0.05	0.4705	4.1438	63.1	20.9
0.10	0.5029	3.9525	61.0	20.3
0.15	0.5378	3.7566	58.6	19.6
0.20	0.5755	3.5549	55.9	18.9
0.25	0.6169	3.3460	52.8	18.0
0.30	0.6626	3.1276	49.0	16.9
0.35	0.7143	2.8961	44.5	15.6
0.40	0.7743	2.6452	38.8	14.0

δ =1/2 ϕ

0.00	0.3167	1.8013	55.7	45.6
0.05	0.3485	1.7739	53.1	44.4
0.10	0.3842	1.7442	50.2	43.1
0.15	0.4245	1.7119	47.0	41.6
0.20	0.4705	1.6767	43.5	39.9
0.25	0.5235	1.6377	39.7	38.0
0.30	0.5859	1.5941	35.4	35.7
0.35	0.6611	1.5444	30.7	32.8
0.40	0.7553	1.4859	25.3	29.3

δ =-1/2 ϕ

0.00	0.4328	4.1967	64.4	21.9
0.05	0.4632	4.0185	62.5	21.4
0.10	0.4958	3.8365	60.3	20.8
0.15	0.5309	3.6499	57.9	20.1
0.20	0.5691	3.4577	55.2	19.3
0.25	0.6110	3.2583	52.0	18.4
0.30	0.6575	3.0496	48.2	17.3
0.35	0.7102	2.8281	43.6	16.0
0.40	0.7716	2.5876	37.9	14.3

δ =2/3 ϕ

0.00	0.3044	1.5185	54.8	53.3
0.05	0.3363	1.5061	52.1	52.1
0.10	0.3723	1.4919	49.1	50.7
0.15	0.4133	1.4756	45.9	49.1
0.20	0.4603	1.4568	42.3	47.3
0.25	0.5150	1.4351	38.4	45.2
0.30	0.5800	1.4096	34.1	42.6
0.35	0.6591	1.3792	29.4	39.5
0.40	0.7593	1.3419	24.1	35.4

δ =-2/3 ϕ

0.00	0.4732	4.8815	67.4	19.5
0.05	0.5028	4.6559	65.8	19.0
0.10	0.5343	4.4263	63.9	18.5
0.15	0.5678	4.1918	61.8	17.9
0.20	0.6038	3.9512	59.3	17.3
0.25	0.5427	3.7028	56.4	16.5
0.30	0.6854	3.4443	52.9	15.5
0.35	0.7330	3.1716	48.5	14.4
0.40	0.7876	2.8878	42.9	12.9

ϕ =29.0

δ =0.0

k	Ka·cosδ	Kp·cosδ	ζa	ζp
0.00	0.3470	2.8821	59.5	30.5
0.05	0.3778	2.7958	57.2	29.7
0.10	0.4116	2.7066	54.7	28.8
0.15	0.4488	2.6139	51.9	27.8
0.20	0.4903	2.5170	48.8	26.7
0.25	0.5368	2.4151	45.3	25.5
0.30	0.5897	2.3068	41.4	24.0
0.35	0.6510	2.1900	37.0	22.3
0.40	0.7240	2.0616	31.8	20.2

δ =15.0

0.00	0.3024	1.8020	56.2	46.0
0.05	0.3335	1.7769	53.6	44.9
0.10	0.3683	1.7498	50.8	43.6
0.15	0.4075	1.7202	47.7	42.2
0.20	0.4521	1.6878	44.3	40.6
0.25	0.5035	1.6521	40.6	38.7
0.30	0.5635	1.6121	36.5	36.6
0.35	0.6351	1.5668	32.0	34.0
0.40	0.7233	1.5142	27.0	30.8

δ =-15

0.00	0.4207	4.5611	65.0	21.0
0.05	0.4506	4.3683	63.2	20.5
0.10	0.4826	4.1718	61.1	20.0
0.15	0.5170	3.9708	58.8	19.4
0.20	0.5543	3.7645	56.2	18.7
0.25	0.5949	3.5514	53.2	17.9
0.30	0.6396	3.3297	49.7	16.9
0.35	0.6898	3.0964	45.5	15.8
0.40	0.7473	2.8464	40.3	14.4

δ =1/2 ϕ

0.00	0.3037	1.8336	56.3	45.3
0.05	0.3348	1.8068	53.7	44.2
0.10	0.3695	1.7780	50.9	42.9
0.15	0.4087	1.7467	47.8	41.5
0.20	0.4532	1.7125	44.4	39.9
0.25	0.5044	1.6749	40.7	38.1
0.30	0.5641	1.6330	36.7	36.0
0.35	0.6354	1.5857	32.2	33.4
0.40	0.7230	1.5309	27.1	30.3

δ =-1/2 ϕ

0.00	0.4172	4.4872	64.7	21.3
0.05	0.4472	4.2992	62.9	20.8
0.10	0.4793	4.1076	60.8	20.2
0.15	0.5138	3.9116	58.5	19.6
0.20	0.5512	3.7103	55.9	18.9
0.25	0.5912	3.5022	52.8	18.1
0.30	0.6372	3.2856	49.3	17.1
0.35	0.6877	3.0576	45.1	16.0
0.40	0.7459	2.8131	39.9	14.6

δ =2/3 ϕ

0.00	0.2917	1.5335	55.4	53.1
0.05	0.3228	1.5221	52.7	51.9
0.10	0.3578	1.5089	49.8	50.6
0.15	0.3976	1.4937	46.7	49.1
0.20	0.4431	1.4762	43.2	47.4
0.25	0.4959	1.4559	39.5	45.4
0.30	0.5580	1.4322	35.4	43.1
0.35	0.6329	1.4041	30.8	40.2
0.40	0.7260	1.3701	25.9	36.6

δ =-2/3 ϕ

0.00	0.4570	5.2842	67.7	18.8
0.05	0.4864	5.0429	66.1	18.4
0.10	0.5174	4.7977	64.3	17.9
0.15	0.5505	4.5477	62.2	17.4
0.20	0.5859	4.2920	59.9	16.8
0.25	0.6241	4.0291	57.1	16.1
0.30	0.6657	3.7568	53.9	15.3
0.35	0.7116	3.4717	49.9	14.3
0.40	0.7636	3.1684	44.9	13.1

表 12.1-1　土壓係數參考值(續 4)

ϕ =30.0

δ =0.0

k	Ka·cosδ	Kp·cosδ	ζa	ζp
0.00	0.3333	3.0000	60.0	30.0
0.05	0.3635	2.8121	57.8	29.3
0.10	0.3966	2.8213	55.3	28.4
0.15	0.4329	2.7272	52.6	27.5
0.20	0.4733	2.6291	49.6	26.5
0.25	0.5183	2.5263	46.3	25.3
0.30	0.5693	2.4176	42.6	24.0
0.35	0.6279	2.3013	38.4	22.5
0.40	0.6967	2.1747	33.6	20.6

δ =15.0

0.00	0.2911	1.8660	56.9	45.0
0.05	0.3215	1.8401	54.3	43.9
0.10	0.3554	1.8121	51.6	42.7
0.15	0.3935	1.7817	48.6	41.4
0.20	0.4366	1.7486	45.3	39.9
0.25	0.4861	1.7123	41.8	38.2
0.30	0.5434	1.6721	37.8	36.2
0.35	0.6112	1.6270	33.6	33.9
0.40	0.6934	1.5753	28.8	31.1

δ =-15

0.00	0.4019	4.8069	65.1	20.7
0.05	0.4315	4.6083	63.3	20.2
0.10	0.4631	4.4061	61.3	19.7
0.15	0.4970	4.1997	59.0	19.1
0.20	0.5337	3.9882	56.5	18.5
0.25	0.5736	3.7705	53.6	17.8
0.30	0.6174	3.5449	50.3	16.9
0.35	0.6661	3.3088	46.4	15.9
0.40	0.7214	3.0583	41.7	14.7

δ =1/2 ϕ

0.00	0.2911	1.8660	56.9	45.0
0.05	0.3215	1.8401	54.3	43.9
0.10	0.3554	1.8121	51.6	42.7
0.15	0.3935	1.7817	48.6	41.4
0.20	0.4366	1.7486	45.3	39.9
0.25	0.4861	1.7123	41.8	38.2
0.30	0.5434	1.6721	37.8	36.2
0.35	0.6112	1.6270	33.6	33.9
0.40	0.6934	1.5753	28.8	31.1

δ =-1/2 ϕ

0.00	0.4019	4.8069	65.1	20.7
0.05	0.4315	4.6083	63.3	20.2
0.10	0.4631	4.4061	61.3	19.7
0.15	0.4970	4.1997	59.0	19.1
0.20	0.5337	3.9882	56.5	18.5
0.25	0.5736	3.7705	53.6	17.8
0.30	0.6174	3.5449	50.3	16.9
0.35	0.6661	3.3088	46.4	15.9
0.40	0.7214	3.0583	41.7	14.7

δ =2/3 ϕ

0.00	0.2794	1.5481	56.0	52.9
0.05	0.3097	1.5377	53.4	51.7
0.10	0.3438	1.5255	50.5	50.5
0.15	0.3825	1.5115	47.5	49.0
0.20	0.4266	1.4952	44.1	47.4
0.25	0.4775	1.4764	40.5	45.5
0.30	0.5371	1.4543	35.6	43.4
0.35	0.6083	1.4284	32.2	40.8
0.40	0.6956	1.3972	27.5	37.6

δ =-2/3 ϕ

0.00	0.4411	5.7372	68.0	18.1
0.05	0.4701	5.4781	66.4	17.7
0.10	0.5008	5.2154	64.7	17.3
0.15	0.5334	4.9481	62.7	16.9
0.20	0.5683	4.6753	60.5	16.3
0.25	0.6057	4.3957	57.9	15.7
0.30	0.6463	4.1074	54.8	15.0
0.35	0.6908	3.8076	51.2	14.1
0.40	0.7405	3.4916	46.7	13.1

ϕ =31.0

δ =0.0

k	Ka·cosδ	Kp·cosδ	ζa	ζp
0.00	0.3201	3.1240	60.5	29.5
0.05	0.3497	3.0344	58.3	28.8
0.10	0.3820	2.9420	55.9	28.0
0.15	0.4175	2.8464	53.3	27.2
0.20	0.4568	2.7470	50.4	26.2
0.25	0.5005	2.6432	47.2	25.2
0.30	0.5498	2.5339	43.7	24.0
0.35	0.6059	2.4176	39.7	22.6
0.40	0.6711	2.2923	35.2	20.9

δ =15.0

0.00	0.2802	1.9323	57.5	44.0
0.05	0.3098	1.9055	55.0	43.0
0.10	0.3428	1.8767	52.4	41.8
0.15	0.3798	1.8456	49.5	40.6
0.20	0.4216	1.8119	46.3	39.2
0.25	0.4693	1.7751	42.8	37.6
0.30	0.5243	1.7346	39.1	35.8
0.35	0.5887	1.6896	35.0	33.7
0.40	0.6658	1.6386	30.5	31.2

δ =-15

0.00	0.3839	5.0700	65.2	20.3
0.05	0.4131	4.8652	63.5	19.8
0.10	0.4442	4.6569	61.5	19.4
0.15	0.4777	4.4447	59.3	18.9
0.20	0.5138	4.2276	56.8	18.3
0.25	0.5529	4.0048	54.1	17.6
0.30	0.5958	3.7745	50.9	16.9
0.35	0.6432	3.5349	47.3	16.0
0.40	0.6966	3.2826	42.9	14.9

δ =1/2 ϕ

0.00	0.2790	1.8987	57.4	44.7
0.05	0.3087	1.8735	55.0	43.6
0.10	0.3417	1.8464	52.3	42.5
0.15	0.3787	1.8170	49.3	41.2
0.20	0.4206	1.7850	46.2	39.8
0.25	0.4684	1.7500	42.7	38.2
0.30	0.5236	1.7114	39.0	36.4
0.35	0.5883	1.6682	34.9	34.3
0.40	0.6659	1.6193	30.4	31.8

δ =-1/2 ϕ

0.00	0.3870	5.1600	65.5	20.0
0.05	0.4161	4.9496	63.7	19.6
0.10	0.4472	4.7357	61.7	19.1
0.15	0.4805	4.5179	59.6	18.6
0.20	0.5165	4.2952	57.2	18.1
0.25	0.5555	4.0666	54.4	17.4
0.30	0.5981	3.8306	51.3	16.6
0.35	0.6451	3.5851	47.6	15.8
0.40	0.6981	3.3268	43.3	14.7

δ =2/3 ϕ

0.00	0.2676	1.5623	56.6	52.7
0.05	0.2971	1.5529	54.0	51.5
0.10	0.3304	1.5418	51.2	50.3
0.15	0.3679	1.5289	48.2	48.9
0.20	0.4107	1.5139	45.0	47.4
0.25	0.4599	1.4964	41.5	45.7
0.30	0.5172	1.4760	37.6	43.7
0.35	0.5851	1.4521	33.5	41.3
0.40	0.6674	1.4235	29.0	38.5

δ =-2/3 ϕ

0.00	0.4254	6.2491	68.3	17.4
0.05	0.4541	5.9701	66.8	17.1
0.10	0.4844	5.6875	65.1	16.7
0.15	0.5166	5.4006	63.2	16.3
0.20	0.5509	5.1084	61.0	15.8
0.25	0.5876	4.8098	58.5	15.3
0.30	0.6272	4.5031	55.7	14.6
0.35	0.6704	4.1859	52.3	13.9
0.40	0.7183	3.8542	48.2	13.0

表 12.1-1 土壓係數參考值(續 5)

ϕ =32.0

δ =0.0

k	Ka·cosδ	Kp·cosδ	ζa	ζp
0.00	0.3073	3.2546	61.0	29.0
0.05	0.3362	3.1632	58.8	28.3
0.10	0.3678	3.0690	56.5	27.6
0.15	0.4025	2.9719	54.0	26.8
0.20	0.4408	2.8711	51.2	25.9
0.25	0.4833	2.7661	48.1	25.0
0.30	0.5309	2.6560	44.7	23.9
0.35	0.5848	2.5396	40.9	22.6
0.40	0.6469	2.4150	36.7	21.1

δ =15.0

0.00	0.2696	2.0011	58.2	43.1
0.05	0.2984	1.9735	55.8	42.1
0.10	0.3306	1.9439	53.1	41.0
0.15	0.3666	1.9122	50.3	39.8
0.20	0.4072	1.8778	47.2	38.5
0.25	0.4532	1.8405	43.9	37.1
0.30	0.5060	1.7998	40.3	35.4
0.35	0.5674	1.7547	36.4	33.5
0.40	0.6401	1.7043	32.1	31.3

δ =-15

0.00	0.3667	5.3522	65.4	19.9
0.05	0.3954	5.1406	63.6	19.5
0.10	0.4261	4.9259	61.7	19.1
0.15	0.4590	4.7073	59.6	18.6
0.20	0.4945	4.4842	57.2	18.0
0.25	0.5329	4.2557	54.5	17.4
0.30	0.5749	4.0203	51.5	16.7
0.35	0.6210	3.7763	48.1	15.9
0.40	0.6726	3.5211	44.1	15.0

δ =1/2 ϕ

0.00	0.2674	1.9316	58.0	44.4
0.05	0.2963	1.9073	55.6	43.4
0.10	0.3285	1.8810	52.9	42.3
0.15	0.3645	1.8526	50.1	41.0
0.20	0.4052	1.8217	47.0	39.7
0.25	0.4515	1.7880	43.7	38.2
0.30	0.5047	1.7508	40.0	36.5
0.35	0.5666	1.7096	36.1	34.6
0.40	0.6401	1.6632	31.8	32.3

δ =-1/2 ϕ

0.00	0.3723	5.5511	65.8	19.4
0.05	0.4010	5.3278	64.1	19.0
0.10	0.4316	5.1011	62.2	18.6
0.15	0.4644	4.8705	60.1	18.1
0.20	0.4996	4.6353	57.8	17.6
0.25	0.5377	4.3946	55.1	17.0
0.30	0.5792	4.1469	52.2	16.3
0.35	0.6248	3.8905	48.8	15.6
0.40	0.6756	3.6225	44.8	14.6

δ =2/3 ϕ

0.00	0.2562	1.5761	57.2	52.4
0.05	0.2850	1.5677	54.6	51.4
0.10	0.3174	1.5577	51.9	50.2
0.15	0.3539	1.5459	49.0	48.9
0.20	0.3954	1.5322	45.8	47.4
0.25	0.4430	1.5161	42.4	45.8
0.30	0.4982	1.4973	38.7	43.9
0.35	0.5632	1.4753	34.7	41.7
0.40	0.6412	1.4490	30.4	39.1

δ =-2/3 ϕ

0.00	0.4100	6.8307	68.6	16.7
0.05	0.4383	6.5292	67.1	16.4
0.10	0.4683	6.2242	65.4	16.1
0.15	0.5000	5.9149	63.6	15.7
0.20	0.5337	5.6006	61.5	15.3
0.25	0.5698	5.2903	59.2	14.8
0.30	0.6085	4.9524	56.3	14.3
0.35	0.6506	4.6147	53.3	13.6
0.40	0.6967	4.2640	49.6	12.8

ϕ =33.0

δ =0.0

k	Ka·cosδ	Kp·cosδ	ζa	Zp
0.00	0.2948	3.3921	61.5	28.5
0.05	0.3231	3.2988	59.4	27.9
0.10	0.3541	3.2030	57.1	27.2
0.15	0.3880	3.1041	54.6	26.5
0.20	0.4253	3.0019	51.9	25.6
0.25	0.4666	2.8956	48.9	24.7
0.30	0.5127	2.7846	54.7	23.7
0.35	0.5646	2.6677	42.1	22.6
0.40	0.6240	2.5434	38.1	21.2

δ =15.0

0.00	0.2592	2.0724	58.8	42.2
0.05	0.2874	2.0441	56.4	41.2
0.10	0.3188	2.0138	53.9	40.2
0.15	0.3538	1.9814	51.1	39.1
0.20	0.3931	1.9465	48.1	37.9
0.25	0.4376	1.9088	44.9	36.5
0.30	0.4885	1.8677	41.4	35.0
0.35	0.5472	1.8226	37.7	33.3
0.40	0.6161	1.7726	.33.6	31.3

δ =-15

0.00	0.3501	5.6549	65.6	19.5
0.05	0.3784	5.4364	63.9	19.1
0.10	0.4086	5.2147	62.0	18.7
0.15	0.4410	4.9894	59.9	18.3
0.20	0.4759	4.7598	57.6	17.8
0.25	0.5136	4.5249	55.0	17.2
0.30	0.5546	4.2838	52.1	16.6
0.35	0.5996	4.0348	48.8	15.9
0.40	0.6496	3.7756	45.1	16.0

δ =1/2 ϕ

0.00	0.2561	1.9646	58.6	44.1
0.05	0.2843	1.9412	56.2	43.1
0.10	0.3157	1.9159	53.6	42.0
0.15	0.3508	1.8884	50.8	40.9
0.20	0.3904	1.8587	47.8	39.6
0.25	0.4352	1.8262	44.6	38.2
0.30	0.4865	1.7905	41.1	36.6
0.35	0.5460	1.7511	37.3	34.8
0.40	0.6160	1.7069	33.2	32.7

δ =-1/2 ϕ

0.00	0.3580	5.9861	66.2	18.7
0.05	0.3863	5.7484	64.5	18.4
0.10	0.4164	5.5074	62.6	18.0
0.15	0.4486	5.2628	60.6	17.6
0.20	0.4831	5.0137	58.4	17.1
0.25	0.5024	4.7593	55.8	16.6
0.30	0.5608	4.4985	53.0	16.0
0.35	0.6050	4.2295	49.8	15.3
0.40	0.6539	3.9500	46.1	14.5

δ =2/3 ϕ

0.00	0.2452	1.5895	57.8	52.2
0.05	0.2733	1.5821	55.3	51.2
0.10	0.3048	1.5732	52.6	50.0
0.15	0.3404	1.5626	49.7	48.8
0.20	0.3807	1.5501	46.6	47.4
0.25	0.4268	1.5353	43.3	45.8
0.30	0.4801	1.5181	39.7	44.1
0.35	0.5424	1.4978	35.9	42.1
0.40	0.6166	1.4737	31.8	39.7

δ =-2/3 ϕ

0.00	0.3948	7.4956	68.9	16.0
0.05	0.4228	7.1683	67.4	15.7
0.10	0.4524	6.8376	65.8	15.4
0.15	0.4836	6.5029	64.0	15.1
0.20	0.5168	6.1634	62.0	14.7
0.25	0.5522	5.8181	59.8	14.3
0.30	0.5901	5.4656	57.2	13.8
0.35	0.6311	5.1041	54.3	13.3
0.40	0.6757	4.7307	50.9	12.6

表 12.1-1　土壓係數參考值(續 6)

ϕ =34.0

δ =0.0

k	Ka·cosδ	Kp·cosδ	ζa	ζp
0.00	0.2827	3.5371	62.0	28.0
0.05	0.3105	3.4419	59.9	27.4
0.10	0.3407	3.3442	57.7	26.8
0.15	0.3738	3.2437	55.3	26.1
0.20	0.4102	3.1398	52.6	25.3
0.25	0.4504	3.0322	49.8	24.5
0.30	0.4951	2.9201	46.6	23.6
0.35	0.5452	2.8025	43.2	22.5
0.40	0.6020	2.6782	39.4	21.3

δ =15.0

0.00	0.2491	2.1465	59.5	43.1
0.05	0.2767	2.1175	57.1	40.4
0.10	0.3072	2.0866	54.6	39.5
0.15	0.3413	2.0535	51.9	38.4
0.20	0.3795	2.0181	49.0	37.3
0.25	0.4226	1.9799	45.9	36.0
0.30	0.4716	1.9386	42.5	34.6
0.35	0.5279	1.8935	38.9	33.0
0.40	0.5934	1.8438	35.0	31.2

δ =-15

0.00	0.3342	5.9805	65.8	19.1
0.05	0.3620	5.7545	64.1	18.7
0.10	0.3917	5.5254	62.2	18.4
0.15	0.4236	5.2928	60.2	18.0
0.20	0.4578	5.0561	57.9	17.5
0.25	0.4948	4.8145	55.5	17.0
0.30	0.5349	4.5670	52.7	16.4
0.35	0.5788	4.3123	49.6	15.8
0.40	0.6273	4.0482	46.1	15.0

δ =1/2 ϕ

0.00	0.2452	1.9979	59.2	43.7
0.05	0.2727	1.9753	56.8	42.8
0.10	0.3034	1.9510	54.3	41.8
0.15	0.3376	1.9246	51.5	40.7
0.20	0.3760	1.8959	48.6	39.5
0.25	0.4195	1.8647	45.5	38.2
0.30	0.4691	1.8305	42.1	36.7
0.35	0.5263	1.7928	38.4	35.0
0.40	0.5931	1.7507	34.5	33.1

δ =-1/2 ϕ

0.00	0.3440	6.4717	66.6	18.1
0.05	0.3718	6.2180	64.9	17.7
0.10	0.4014	5.9613	63.1	17.4
0.15	0.4330	5.7009	61.1	17.0
0.20	0.4669	5.4363	58.9	16.6
0.25	0.5034	5.1666	56.5	16.1
0.30	0.5428	4.8908	53.8	15.6
0.35	0.5858	4.6075	50.8	15.0
0.40	0.6330	4.3145	47.3	14.3

δ =2/3 ϕ

0.00	0.2346	1.6025	58.4	52.0
0.05	0.2620	1.5962	55.9	51.0
0.10	0.2928	1.5883	53.3	49.9
0.15	03273	1.5789	50.5	48.7
0.20	0.3665	1.5676	47.4	47.3
0.25	0.4112	1.5542	44.2	45.9
0.30	0.4627	1.5384	40.7	44.2
0.35	0.5226	1.5198	37.0	42.4
0.40	0.5934	1.4979	33.1	40.2

δ =-2/3 ϕ

0.00	0.3799	8.2606	69.2	15.3
0.05	0.4075	7.9037	67.7	15.1
0.10	0.4367	7.5436	66.2	14.8
0.15	0.4675	7.1796	64.4	14.5
0.20	0.5002	6.8109	62.5	14.2
0.25	0.5349	6.4368	60.4	13.8
0.30	0.5720	6.0559	57.9	13.4
0.35	0.6120	5.6666	55.2	12.9
0.40	0.6553	5.2663	51.9	12.3

ϕ =35.0

δ =0.0

k	Ka·cosδ	Kp·cosδ	ζa	ζp
0.00	0.2710	3.6902	62.5	27.5
0.05	0.2981	3.5930	60.5	26.9
0.10	0.3277	3.4934	58.3	26.4
0.15	0.3601	3.3910	55.9	25.7
0.20	0.3956	3.2855	53.3	25.0
0.25	0.4347	3.1764	50.6	24.2
0.30	0.4780	3.0630	47.6	23.4
0.35	0.5265	2.9446	44.3	22.4
0.40	0.5811	2.8199	40.7	21.3

δ =15.0

0.00	0.2393	2.2236	60.1	40.5
0.05	0.2662	2.1939	57.8	39.6
0.10	0.2960	2.1623	55.4	38.7
0.15	0.3292	2.1287	52.7	37.7
0.20	0.3664	2.0928	49.9	36.6
0.25	0.4081	2.0542	46.9	35.5
0.30	0.4554	2.0126	43.6	34.1
0.35	0.5094	1.9674	40.1	32.7
0.40	0.5720	1.9180	36.4	31.0

δ =-15

0.00	0.3189	6.3314	66.1	18.7
0.05	0.3462	6.0973	64.4	18.4
0.10	0.3754	5.8602	62.5	18.0
0.15	0.4067	5.6198	60.5	17.6
0.20	0.4403	5.3855	58.3	17.2
0.25	0.4766	5.1266	55.9	16.8
0.30	0.5158	4.8721	53.3	16.2
0.35	0.5586	4.6108	50.3	15.6
0.40	0.6057	4.3411	47.0	15.0

δ =1/2 ϕ

0.00	0.2347	2.0314	59.7	43.4
0.05	0.2616	2.0097	57.4	42.5
0.10	0.2914	1.9863	54.9	41.5
0.15	0.3248	1.9610	52.3	40.5
0.20	0.3622	1.9334	49.4	39.3
0.25	0.4044	1.9035	46.3	38.1
0.30	0.4524	1.8707	43.0	36.7
0.35	0.5075	1.8346	39.5	35.2
0.40	0.5715	1.7946	35.7	33.4

δ =-1/2 ϕ

0.00	0.3303	7.0162	66.9	17.4
0.05	0.3577	6.7447	65.3	17.1
0.10	0.3868	6.4702	63.5	16.8
0.15	0.4178	6.1923	61.6	16.5
0.20	0.4511	5.9102	59.5	16.1
0.25	0.4867	5.6234	57.2	15.7
0.30	0.5252	5.3308	54.6	15.2
0.35	0.5670	5.0310	51.7	14.7
0.40	0.6127	4.7224	48.4	14.0

δ =2/3 ϕ

0.00	0.2244	1.6150	58.9	51.8
0.05	0.2511	1.6097	56.5	50.8
0.10	0.2811	1.6030	53.9	49.7
0.15	0.3147	1.5947	51.2	48.6
0.20	0.3528	1.5847	48.2	47.3
0.25	0.3962	1.5726	45.1	45.9
0.30	0.4460	1.5583	41.7	44.3
0.35	0.5037	1.5414	38.1	42.6
0.40	0.5715	1.5214	34.3	40.6

δ =-2/3 ϕ

0.00	0.3652	9.1469	69.5	14.6
0.05	0.3925	8.7560	68.1	14.4
0.10	0.4213	8.3618	66.5	14.1
0.15	0.4517	7.9639	64.8	13.9
0.20	0.4838	7.5616	63.0	13.6
0.25	0.5179	7.1539	60.9	13.3
0.30	0.5543	6.7399	58.6	12.9
0.35	0.5932	6.3180	56.0	12.5
0.40	0.6353	5.8859	53.0	12.0

表 12.1-1 土壓係數參考值(續 7)

ϕ =36.0

δ =0.0

k	Ka·cosδ	Kp·cosδ	ζa	ζp
0.00	0.2596	3.8518	63.0	27.0
0.05	0.2862	3.7526	61.0	26.5
0.10	0.3151	3.6510	58.8	25.9
0.15	0.3468	3.5467	56.5	25.3
0.20	0.3814	3.4395	54.0	24.7
0.25	0.4195	3.3287	51.4	23.9
0.30	0.4616	3.2140	48.4	23.1
0.35	0.5084	3.0945	45.3	22.3
0.40	0.5610	2.9692	41.8	21.3

δ =15.0

0.00	0.2298	2.3037	60.7	39.7
0.05	0.2561	2.2734	58.5	38.9
0.10	0.2851	2.2413	56.1	38.0
0.15	0.3175	2.2071	53.5	37.0
0.20	0.3536	2.1707	50.7	36.0
0.25	0.3941	2.1317	47.8	34.9
0.30	0.4398	2.0899	44.6	33.7
0.35	0.4918	2.0446	41.3	32.4
0.40	0.5516	1.9954	37.7	30.9

δ =-15

0.00	0.3041	6.7101	66.3	18.3
0.05	0.3310	6.4673	64.7	18.0
0.10	0.3597	6.2218	62.8	17.7
0.15	0.3904	5.9730	60.9	17.3
0.20	0.4234	5.7204	58.7	16.9
0.25	0.4589	5.4635	56.4	16.5
0.30	0.4973	5.2013	53.8	16.0
0.35	0.5391	4.9328	51.0	15.5
0.40	0.5849	4.6566	47.8	14.9

δ =1/2 ϕ

0.00	0.2246	2.0650	60.3	43.1
0.05	0.2508	2.0443	58.0	42.2
0.10	0.2799	2.0219	55.6	41.3
0.15	0.3124	1.9976	53.0	40.3
0.20	0.3488	1.9713	50.2	39.2
0.25	0.3898	1.9425	47.2	38.0
0.30	0.4363	1.9112	44.0	36.7
0.35	0.4894	1.8767	40.5	35.3
0.40	0.5509	1.8387	36.9	33.6

δ =-1/2 ϕ

0.00	0.3710	7.6295	67.3	16.7
0.05	0.3438	7.3381	65.7	16.5
0.10	0.3725	7.0437	64.0	16.2
0.15	0.4029	6.7460	62.1	15.9
0.20	0.4355	6.4444	60.0	15.6
0.25	0.4704	6.1381	57.8	15.2
0.30	0.5080	5.8264	55.3	14.8
0.35	0.5487	5.5080	52.6	14.3
0.40	0.5929	5.1814	49.5	13.8

δ =2/3 ϕ

0.00	0.2146	1.6270	59.5	51.6
0.05	0.2406	1.6229	57.2	50.6
0.10	0.2698	1.6173	54.6	49.6
0.15	0.3026	1.6102	51.9	48.4
0.20	0.3396	1.6014	49.0	47.2
0.25	0.3718	1.5907	45.9	45.9
0.30	0.4299	1.5778	42.6	44.4
0.35	0.4856	1.5625	39.1	42.8
0.40	0.5507	1.5444	35.4	40.9

δ =-2/3 ϕ

0.00	0.3509	10.1822	69.8	13.9
0.05	0.3778	9.7515	68.4	13.7
0.10	0.4062	9.3176	66.9	13.5
0.15	0.4361	8.8802	65.2	13.2
0.20	0.4677	8.4385	63.4	13.0
0.25	0.5011	7.9918	61.5	12.7
0.30	0.5368	7.5389	59.2	12.4
0.35	0.5748	7.0786	56.8	12.0
0.40	0.6158	6.6088	53.9	11.6

ϕ =37.0

δ =0.0

k	Ka·cosδ	Kp·cosδ	ζa	ζp
0.00	0.2486	4.0228	63.5	26.5
0.05	0.2746	3.9214	61.5	26.0
0.10	0.3029	3.8178	59.4	25.5
0.15	0.3338	3.7115	57.2	24.9
0.20	0.3676	3.6024	54.7	24.3
0.25	0.4047	3.4899	52.1	23.6
0.30	0.4456	3.3737	49.3	22.9
0.35	0.4910	3.2529	46.2	22.1
0.40	0.5417	3.1269	42.9	21.2

δ =15.0

0.00	0.2205	2.3873	61.3	38.9
0.05	0.2462	2.3564	59.1	38.1
0.10	0.2745	2.3237	66.8	37.3
0.15	0.3061	2.2890	54.3	36.4
0.20	0.3412	2.2521	51.6	35.4
0.25	0.3805	2.2128	48.7	34.4
0.30	0.4247	2.1706	45.6	33.3
0.35	0.4748	2.1253	42.4	32.0
0.40	0.5321	2.0763	38.9	30.6

δ =-15

0.00	0.2900	7.1196	66.6	17.8
0.05	0.3163	6.8676	65.0	17.6
0.10	0.3445	6.6129	63.2	17.3
0.15	0.3746	6.3550	61.2	17.0
0.20	0.4070	6.0936	59.1	16.6
0.25	0.4418	5.8280	56.9	16.2
0.30	0.4794	5.5574	54.4	15.8
0.35	0.5202	5.2810	51.7	15.3
0.40	0.5647	4.9973	48.6	14.7

δ =1/2 ϕ

0.00	0.2148	2.0988	60.9	42.8
0.05	0.2404	2.0791	58.6	41.9
0.10	0.2688	2.0578	56.2	41.0
0.15	0.3004	2.0346	53.6	40.1
0.20	0.3358	2.0094	50.9	39.0
0.25	0.3757	1.9819	48.0	37.9
0.30	0.4208	1.9520	44.9	36.7
0.35	0.4721	1.9191	41.6	35.3
0.40	0.5312	1.8829	38.0	33.8

δ =-1/2 ϕ

0.00	0.3039	8.3238	67.7	16.1
0.05	0.3303	8.0099	66.1	15.9
0.10	0.3584	7.6931	64.4	15.6
0.15	0.3884	7.3731	62.6	15.3
0.20	0.4203	3.0494	60.6	15.0
0.25	0.4545	6.7212	58.4	14.7
0.30	0.4912	6.3877	56.0	14.3
0.35	0.5308	6.0480	53.4	13.9
0.40	0.5737	5.7006	50.5	13.4

δ =2/3 ϕ

0.00	0.2051	1.6386	60.1	51.3
0.05	0.2305	1.6356	57.8	50.4
0.10	0.2589	1.6311	55.3	49.4
0.15	0.2909	1.6252	52.6	48.3
0.20	0.3269	1.6176	49.8	47.2
0.25	0.3678	1.6082	46.7	45.9
0.30	0.4145	1.5968	43.5	44.5
0.35	0.4683	1.5831	40.1	42.9
0.40	0.5309	1.5668	36.5	41.2

δ =-2/3 ϕ

0.00	0.3386	11.4019	70.1	13.1
0.05	0.3633	10.9245	68.7	13.0
0.10	0.3913	10.4441	67.2	12.8
0.15	0.4207	9.9602	65.6	12.6
0.20	0.4518	9.4722	63.9	12.4
0.25	0.4847	8.9793	62.0	21.1
0.30	0.5196	8.4806	59.9	11.9
0.35	0.5568	7.8748	57.5	11.5
0.40	0.5966	7.4602	54.8	11.2

表 12.1-1　土壓係數參考值(續 8)

ϕ =38.0

δ =0.0

k	Ka·cosδ	Kp·cosδ	ζa	ζp
0.00	0.2379	4.2037	64.0	26.0
0.05	0.2633	4.1002	62.1	25.5
0.10	0.2910	3.9944	60.0	25.0
0.15	0.3212	3.8861	57.8	24.5
0.20	0.3542	3.7750	55.4	23.9
0.25	0.3903	3.6607	52.9	23.3
0.30	0.4301	3.5428	50.1	22.6
0.35	0.4741	3.4206	47.2	21.9
0.40	0.5231	3.2935	44.0	21.1

δ =15.0

0.00	0.2115	2.4744	61.9	38.1
0.05	0.2365	2.4429	59.8	37.4
0.10	0.2642	2.4097	57.5	36.6
0.15	0.2949	2.3745	55.0	35.7
0.20	0.3291	2.3372	52.4	34.8
0.25	0.4101	2.2975	49.6	33.9
0.30	0.4585	2.2551	46.6	32.8
0.35	0.5135	2.2097	43.4	31.7
0.40		2.1608	40.1	30.4

δ =-15

0.00	0.2763	7.5633	66.9	17.4
0.05	0.3022	7.3014	65.3	17.2
0.10	0.3298	7.0369	63.5	16.9
0.15	0.3594	6.7693	61.6	16.6
0.20	0.3911	6.4982	59.6	16.3
0.25	0.4252	6.2232	57.3	15.9
0.30	0.4620	5.9435	54.9	15.5
0.35	0.5018	5.6583	52.3	15.1
0.40	0.5451	5.3664	49.4	14.6

δ =1/2 ϕ

0.00	0.2053	2.1328	61.5	42.5
0.05	0.2303	2.1142	59.2	41.7
0.10	0.2580	2.0939	56.9	40.8
0.15	0.2888	2.0718	54.3	39.9
0.20	0.3233	2.0478	51.6	38.9
0.25	0.3621	2.0216	48.8	37.8
0.30	0.4058	1.9930	45.7	36.6
0.35	0.4555	1.9618	42.5	35.3
0.40	0.5124	1.9273	39.1	33.9

δ =-1/2 ϕ

0.00	0.2911	9.1140	68.0	15.4
0.05	0.3171	8.7747	66.5	15.2
0.10	0.3447	8.4325	64.8	15.0
0.15	0.3741	8.0873	63.0	14.8
0.20	0.4054	7.7383	61.1	14.5
0.25	0.4389	7.3851	59.0	14.2
0.30	0.4747	7.0270	56.7	13.9
0.35	0.5133	6.6629	54.2	13.5
0.40	0.5550	6.2915	51.4	13.1

δ =2/3 ϕ

0.00	0.1959	1.6497	60.7	51.1
0.05	0.2207	1.6478	58.4	50.2
0.10	0.2484	1.6445	55.9	49.2
0.15	0.2895	1.6398	53.3	48.2
0.20	0.3146	1.6334	50.5	47.1
0.25	0.3544	1.6254	47.5	45.9
0.30	0.3997	1.6154	44.4	44.5
0.35	0.4517	1.6032	41.1	43.1
0.40	0.5120	1.5886	37.6	41.4

δ =-2/3 ϕ

0.00	0.3230	12.8532	70.4	12.4
0.05	0.3492	12.3204	69.0	12.3
0.10	0.3767	11.7847	67.6	12.1
0.15	0.4056	11.2456	66.0	11.9
0.20	0.4362	10.7025	64.3	11.8
0.25	0.4684	10.1548	62.5	11.5
0.30	0.5026	9.6015	60.4	11.3
0.35	0.5390	9.0414	58.2	11.0
0.40	0.5779	8.4731	55.7	10.7

ϕ =39.0

δ =0.0

k	Ka·cosδ	Kp·cosδ	ζa	Zp
0.00	0.2275	4.3955	64.5	25.5
0.05	0.2524	4.2896	62.6	25.1
0.10	0.2794	4.1816	60.5	24.6
0.15	0.3089	4.0711	58.4	24.1
0.20	0.3411	3.9580	56.1	23.6
0.25	0.3764	3.8417	53.6	23.0
0.30	0.4151	3.7221	50.9	22.4
0.35	0.4578	3.5984	48.1	21.7
0.40	0.5051	3.4701	45.0	20.9

δ =15.0

0.00	0.2027	2.5652	62.6	37.4
0.05	0.2272	2.5333	60.4	36.6
0.10	0.2542	2.4995	58.1	35.9
0.15	0.2841	2.4639	55.7	35.1
0.20	0.3174	2.4262	53.2	34.3
0.25	0.3545	2.3826	50.4	33.3
0.30	0.3960	2.3436	47.5	32.4
0.35	0.4427	2.2981	44.5	31.3
0.40	0.4957	2.2493	41.2	30.1

δ =-15

0.00	0.2632	8.0452	67.2	17.0
0.05	0.2886	7.7726	65.6	16.8
0.10	0.3157	7.4975	63.9	16.5
0.15	0.3447	7.2194	62.0	16.2
0.20	0.3757	6.9380	60.0	15.9
0.25	0.4091	6.6528	57.8	15.6
0.30	0.4451	6.3631	55.5	15.3
0.35	0.4840	6.0682	52.9	14.9
0.40	0.5262	5.7671	50.2	14.4

δ =1/2 ϕ

0.00	0.1962	2.1670	62.0	42.2
0.05	0.2205	2.1494	59.8	41.4
0.10	0.2475	2.1302	57.5	40.5
0.15	0.2776	2.1093	55.0	39.6
0.20	0.3112	2.0865	52.4	38.7
0.25	0.3489	2.0616	49.6	37.7
0.30	0.3914	2.0344	46.6	36.6
0.35	0.4395	2.0047	43.5	35.4
0.40	0.4945	1.9720	40.2	34.0

δ =-1/2 ϕ

0.00	0.2787	10.0188	68.4	14.8
0.05	0.3042	9.6505	66.9	14.6
0.10	0.3313	9.2794	65.2	14.4
0.15	0.3601	8.9053	63.5	14.2
0.20	0.3908	8.5276	61.6	13.9
0.25	0.4236	8.1459	59.6	13.7
0.30	0.4586	7.7594	57.4	13.4
0.35	0.4962	7.3672	55.0	13.0
0.40	0.5368	6.9682	52.3	12.7

δ =2/3 ϕ

0.00	0.1871	1.6603	61.3	50.9
0.05	0.2112	1.6595	59.0	50.0
0.10	0.2382	1.6574	56.6	49.1
0.15	0.2686	1.6539	54.0	48.1
0.20	0.3027	1.6488	51.3	47.0
0.25	0.3414	1.6421	48.3	45.8
0.30	0.3854	1.6335	45.3	44.5
0.35	0.4358	1.6229	42.0	43.2
0.40	0.4940	1.6099	38.6	41.6

δ =-2/3 ϕ

0.00	0.3095	14.5992	70.7	11.7
0.05	0.3353	14.0001	69.3	11.6
0.10	0.3623	13.3980	67.9	11.4
0.15	0.3908	12.7927	66.4	11.3
0.20	0.4208	12.1835	64.8	11.1
0.25	0.4525	11.5698	63.0	10.9
0.30	0.4860	10.9507	61.0	10.7
0.35	0.5216	10.3253	58.8	10.5
0.40	0.5595	9.6920	56.5	10.2

表 12.1-1　土壓係數參考值(續 9)

ϕ =40.0

δ =0.0

k	Ka·cosδ	Kp·cosδ	ζa	ζp
0.00	0.2174	4.5989	65.0	25.0
0.05	0.2418	4.4907	63.1	24.6
0.10	0.2682	4.3803	61.1	24.2
0.15	0.2970	4.2676	59.1	23.7
0.20	0.3284	4.1523	56.7	23.2
0.25	0.3628	4.0340	54.3	22.6
0.30	0.4005	3.9124	51.7	22.1
0.35	0.4419	3.7871	49.0	21.4
0.40	0.4878	3.6573	46.0	20.7

δ =15.0

0.00	0.1942	2.6601	63.2	36.6
0.05	0.2181	2.6276	61.1	35.9
0.10	0.2444	2.5935	58.8	35.2
0.15	0.2736	2.5574	56.5	34.5
0.20	0.3060	2.5193	53.9	33.7
0.25	0.3421	2.4790	51.3	32.8
0.30	0.3823	2.4362	48.5	31.9
0.35	0.4275	2.3906	45.5	30.9
0.40	0.4786	2.3418	42.3	29.8

δ =-15

0.00	0.2506	8.5697	67.6	16.6
0.05	0.2754	8.2856	65.9	16.3
0.10	0.3020	7.9990	64.2	16.1
0.15	0.3304	7.7096	62.4	15.9
0.20	0.3608	7.4169	60.4	15.6
0.25	0.3935	7.1207	58.3	15.3
0.30	0.4287	6.8202	56.0	15.0
0.35	0.4667	6.5147	53.6	14.6
0.40	0.5078	6.2035	50.9	14.2

δ =1/2 ϕ

0.00	0.1874	2.2013	62.6	41.9
0.05	0.2111	2.1848	60.4	44.1
0.10	0.2374	2.1668	58.1	40.3
0.15	0.2668	2.1470	55.7	39.4
0.20	0.2995	2.1254	53.1	38.5
0.25	0.3362	2.1019	50.4	37.5
0.30	0.3775	2.0761	47.5	36.5
0.35	0.4241	2.0480	44.4	35.3
0.40	0.4772	2.0170	41.2	34.1

δ =-1/2 ϕ

0.00	0.2666	11.0616	68.8	14.1
0.05	0.2916	10.6600	67.3	13.9
0.10	0.3182	10.2557	65.7	13.8
0.15	0.3465	9.8484	64.0	13.6
0.20	0.3765	9.4378	62.1	13.3
0.25	0.4086	9.0232	60.1	13.1
0.30	0.4429	8.6040	58.0	12.9
0.35	0.4796	8.1794	55.7	12.6
0.40	0.5190	7.7484	53.2	12.2

δ =2/3 ϕ

0.00	0.1786	1.6704	61.9	50.7
0.05	0.2021	1.6708	59.6	49.8
0.10	0.2284	1.6698	57.2	48.9
0.15	0.2580	1.6675	54.7	47.9
0.20	0.2912	1.6637	52.0	46.9
0.25	0.3289	1.6583	49.1	45.8
0.30	0.3716	1.6511	46.1	44.6
0.35	0.4205	1.6420	43.0	43.2
0.40	0.4768	1.6307	39.6	41.8

δ =-2/3 ϕ

0.00	0.2963	16.7264	71.0	10.9
0.05	0.3216	16.0465	69.7	10.8
0.10	0.3482	15.3639	68.3	10.7
0.15	0.3762	14.6780	66.8	10.6
0.20	0.4057	13.9884	65.2	10.5
0.25	0.4368	13.2945	63.4	10.3
0.30	0.4697	12.5954	61.6	10.1
0.35	0.5045	11.8902	59.5	9.9
0.40	0.5415	11.1776	57.2	9.7

ϕ =41.0

δ =0.0

k	Ka·cosδ	Kp·cosδ	ζa	Zp
0.00	0.2077	4.8150	65.5	24.5
0.05	0.2315	4.7043	63.6	24.1
0.10	0.2573	4.5915	61.7	23.7
0.15	0.2854	4.4764	59.6	23.3
0.20	0.3161	4.3588	57.3	22.8
0.25	0.3496	4.2384	55.0	22.3
0.30	0.3863	4.1148	52.5	21.7
0.35	0.4266	3.9875	49.8	21.2
0.40	0.4710	3.8562	47.0	20.5

δ =15.0

0.00	0.1859	2.7593	63.7	35.9
0.05	0.2092	2.7263	61.7	35.3
0.10	0.2349	2.6917	59.5	34.6
0.15	0.2634	2.6553	57.2	33.9
0.20	0.2949	2.6168	54.7	33.1
0.25	0.3300	2.5762	52.1	32.3
0.30	0.3691	2.5332	49.3	31.4
0.35	0.4129	2.4875	46.4	30.5
0.40	0.4621	2.4389	43.4	29.5

δ =-15

0.00	0.2384	9.1418	67.9	16.1
0.05	0.2627	8.8453	66.3	15.9
0.10	0.2887	8.5464	64.6	15.7
0.15	0.3166	8.2447	62.8	15.5
0.20	0.3464	7.9399	60.8	15.2
0.25	0.3784	7.6316	58.8	15.0
0.30	0.4128	7.3193	56.6	14.7
0.35	0.4499	7.0023	54.2	14.3
0.40	0.4899	6.6798	51.6	14.0

δ =1/2 ϕ

0.00	0.1789	2.2358	63.2	41.5
0.05	0.2020	2.2204	61.0	40.8
0.10	0.2277	2.2035	58.8	40.0
0.15	0.2563	2.1850	56.4	39.2
0.20	0.2882	2.1647	53.8	38.3
0.25	0.3239	2.1425	51.1	37.4
0.30	0.3640	2.1182	48.3	36.4
0.35	0.4093	2.0915	45.3	35.3
0.40	0.4606	2.0623	42.2	34.1

δ =-1/2 ϕ

0.00	0.2548	12.2719	69.1	13.4
0.05	0.2793	11.8319	67.7	13.3
0.10	0.3054	11.3892	66.1	13.1
0.15	0.3331	10.9437	64.4	12.9
0.20	0.3626	10.4949	62.6	12.8
0.25	0.3940	10.0422	60.7	12.6
0.30	0.4274	9.5852	58.6	12.3
0.35	0.4633	9.1230	56.4	12.1
0.40	0.5017	8.6547	54.0	11.8

δ =2/3 ϕ

0.00	0.1704	1.6800	62.5	50.5
0.05	0.1933	1.6815	60.2	49.6
0.10	0.2189	1.6818	57.9	48.7
0.15	0.2477	1.6807	55.4	47.8
0.20	0.2801	1.6781	52.7	46.8
0.25	0.3167	1.6740	49.9	45.7
0.30	0.3583	1.6683	47.0	44.5
0.35	0.4057	1.6606	43.9	43.3
0.40	0.4602	1.6510	40.6	41.9

δ =-2/3 ϕ

0.00	0.2834	19.3552	71.3	10.2
0.05	0.3083	18.5760	70.0	10.1
0.10	0.3344	17.7940	68.6	10.0
0.15	0.3620	17.0089	67.2	9.9
0.20	0.3909	16.2202	65.6	9.8
0.25	0.4214	15.4272	63.9	9.7
0.30	0.4536	14.6293	62.1	9.5
0.35	0.4877	13.8256	60.1	9.3
0.40	0.5238	13.0148	57.9	9.2

表 12.1-1　土壓係數參考值(續 10)

ϕ =42.0

δ =0.0

k	Ka·cosδ	Kp·cosδ	ζa	ζp
0.00	0.1982	5.0447	66.0	24.0
0.05	0.2215	4.9314	64.2	23.6
0.10	0.2467	4.8161	62.2	23.2
0.15	0.2742	4.6986	60.2	22.8
0.20	0.3042	4.5786	58.0	22.4
0.25	0.3368	4.4559	55.7	21.9
0.30	0.3726	4.3301	53.2	21.4
0.35	0.4117	4.2009	50.6	20.9
0.40	0.4548	4.0678	47.9	20.3

δ =15.0

0.00	0.1778	2.8630	64.3	35.2
0.05	0.2006	2.8296	62.3	34.6
0.10	0.2257	2.7946	60.1	33.9
0.15	0.2534	2.7578	57.9	33.3
0.20	0.2842	2.7190	55.5	32.5
0.25	0.3183	2.6782	52.9	31.8
0.30	0.3563	2.6350	50.2	31.0
0.35	0.3987	2.5892	47.4	30.1
0.40	0.4463	2.5406	44.4	29.2

δ =-15

0.00	0.2267	9.7676	68.2	15.7
0.05	0.2505	9.4577	66.7	15.5
0.10	0.2760	9.1453	65.0	15.3
0.15	0.3032	8.8303	63.2	15.1
0.20	0.3324	8.5124	61.3	14.9
0.25	0.3637	8.1910	59.3	14.6
0.30	0.3974	7.8658	57.1	14.3
0.35	0.4336	7.5362	54.8	14.0
0.40	0.4726	7.2014	52.3	13.7

δ =1/2 ϕ

0.00	0.1706	2.2705	63.7	41.2
0.05	0.1932	2.2563	61.6	40.5
0.10	0.2182	2.2406	59.4	39.7
0.15	0.2461	2.2233	57.0	39.0
0.20	0.2772	2.2042	54.5	38.1
0.25	0.3120	2.1834	51.9	37.2
0.30	0.3510	2.1605	49.1	36.3
0.35	0.3949	2.1354	46.2	35.2
0.40	0.4447	2.1079	43.1	34.1

δ =-1/2 ϕ

0.00	0.2432	13.6879	69.5	12.8
0.05	0.2673	13.2031	68.1	12.6
0.10	0.2929	12.7158	66.5	12.5
0.15	0.3200	12.2257	64.9	12.3
0.20	0.3489	11.7323	63.1	12.2
0.25	0.3796	11.2353	61.2	12.0
0.30	0.4124	10.7340	59.2	11.8
0.35	0.4473	10.2278	57.1	11.6
0.40	0.4847	9.7158	54.7	11.3

δ =2/3 ϕ

0.00	0.1642	1.6890	63.1	50.3
0.05	0.1848	1.6917	60.8	49.4
0.10	0.2098	1.6932	58.5	48.6
0.15	0.2378	1.6933	56.0	47.6
0.20	0.2694	1.6820	53.4	46.7
0.25	0.3050	1.6893	50.7	45.6
0.30	0.3455	1.6849	47.8	44.5
0.35	0.3915	1.6788	44.7	43.3
0.40	0.4443	1.6707	41.6	42.0

δ =-2/3 ϕ

0.00	0.2708	22.6585	71.6	9.5
0.05	0.2952	21.7548	70.3	9.4
0.10	0.3209	20.8483	69.0	9.3
0.15	0.3479	19.9388	67.5	9.2
0.20	0.3764	19.0258	66.0	9.1
0.25	0.4063	18.1087	64.4	9.0
0.30	0.4378	17.1868	62.6	8.9
0.35	0.4712	16.2593	60.7	8.7
0.40	0.5064	15.3250	58.6	8.6

ϕ =43.0

δ =0.0

k	Ka·cosδ	Kp·cosδ	ζa	Zp
0.00	0.1891	5.2893	66.5	23.5
0.05	0.2117	5.1733	64.7	23.2
0.10	0.2364	5.0554	62.8	22.8
0.15	0.2633	4.9353	60.7	22.4
0.20	0.2925	4.8128	58.6	22.0
0.25	0.3244	4.6877	56.3	21.6
0.30	0.3592	4.5596	54.0	21.1
0.35	0.3973	4.4283	51.4	20.6
0.40	0.4391	4.2932	48.8	20.0

δ =15.0

0.00	0.1700	2.9716	64.9	34.5
0.05	0.1922	2.9378	62.9	33.9
0.10	0.2167	2.9024	60.8	33.3
0.15	0.2438	2.8653	58.6	32.7
0.20	0.2737	2.8262	56.2	32.0
0.25	0.3069	2.7851	53.7	31.3
0.30	0.3438	2.7418	51.1	30.5
0.35	0.3849	2.6959	48.3	29.7
0.40	0.4309	2.6474	45.4	28.8

δ =-15

0.00	0.2154	10.4539	68.6	15.2
0.05	0.2387	10.1293	67.0	15.1
0.10	0.2636	9.8025	65.4	14.9
0.15	0.2903	9.4731	63.6	14.7
0.20	0.3189	9.1407	61.7	14.5
0.25	0.3495	8.8052	59.7	14.3
0.30	0.3824	8.4659	57.6	14.0
0.35	0.4177	8.1224	55.4	13.7
0.40	0.4558	7.7740	53.0	13.4

δ =1/2 ϕ

0.00	0.1627	2.3053	64.3	40.9
0.05	0.1846	2.2923	62.2	40.2
0.10	0.2091	2.2778	60.0	39.5
0.15	0.2363	2.2618	57.7	38.7
0.20	0.2666	2.2441	55.2	37.9
0.25	0.3004	2.2246	52.6	37.0
0.30	0.3384	2.2032	49.9	36.1
0.35	0.3811	2.1796	47.0	35.2
0.40	0.4293	2.1538	44.0	34.1

δ =-1/2 ϕ

0.00	0.2320	15.3592	69.9	12.1
0.05	0.2556	14.8218	68.4	12.0
0.10	0.2807	14.2820	66.9	11.8
0.15	0.3073	13.7395	65.3	11.7
0.20	0.3355	13.1938	63.6	11.6
0.25	0.3656	12.6446	61.8	11.4
0.30	0.3976	12.0912	59.8	11.2
0.35	0.4317	11.5332	57.7	11.0
0.40	0.4682	10.9696	55.5	10.8

δ =2/3 ϕ

0.00	0.1548	1.6975	63.6	50.0
0.05	0.1765	1.7014	61.5	49.2
0.10	0.2009	1.7041	59.1	48.4
0.15	0.2282	1.7054	56.7	47.5
0.20	0.2590	1.7055	54.1	46.5
0.25	0.2937	1.7040	51.4	45.5
0.30	0.3331	1.7010	48.6	44.5
0.35	0.3778	1.6964	45.6	43.3
0.40	0.4290	1.6899	42.5	42.1

δ =-2/3 ϕ

0.00	0.2584	26.8904	71.9	8.7
0.05	0.2824	25.8276	70.6	8.6
0.10	0.3077	24.7621	69.3	8.6
0.15	0.3342	23.6937	67.9	8.5
0.20	0.3621	22.6218	66.4	8.4
0.25	0.3915	21.5460	64.8	8.3
0.30	0.4224	20.4655	63.1	8.2
0.35	0.4549	19.3797	61.2	8.1
0.40	0.4894	18.2873	59.2	8.0

表 12.1-1　土壓係數參考值(續 11)

ϕ =44.0

δ =0.0

k	Ka·cosδ	Kp·cosδ	ζa	ζp
0.00	0.1802	5.5500	67.0	23.0
0.05	0.2023	5.4313	65.2	22.7
0.10	0.2264	5.3107	63.3	22.3
0.15	0.2526	5.1879	61.3	22.0
0.20	0.2812	5.0628	59.2	21.6
0.25	0.3123	4.9351	57.0	21.2
0.30	0.3462	4.8046	54.7	20.7
0.35	0.3833	4.6710	52.2	20.3
0.40	0.4239	4.5338	49.6	19.8

δ =15.0

0.00	0.1624	3.0853	65.5	33.8
0.05	0.1840	3.0512	63.5	33.3
0.10	0.2079	3.0155	51.4	32.7
0.15	0.2343	2.9781	59.2	32.1
0.20	0.2635	2.9387	56.9	31.4
0.25	0.2958	2.8974	54.5	30.8
0.30	0.3317	2.8539	51.9	30.0
0.35	0.3716	2.8080	49.2	29.3
0.40	0.4162	2.7595	46.4	28.5

δ =-15

0.00	0.2046	11.2086	69.0	14.8
0.05	0.2273	10.8682	67.4	14.6
0.10	0.2517	10.5256	65.8	14.5
0.15	0.2778	10.1804	64.0	14.3
0.20	0.3057	9.8324	62.2	14.1
0.25	0.3357	9.4813	60.2	13.9
0.30	0.3678	9.1267	58.2	13.7
0.35	0.4024	8.7680	56.0	13.4
0.40	0.4395	8.4047	53.6	13.1

δ =1/2 ϕ

0.00	0.1550	2.3402	64.9	40.6
0.05	0.1764	2.3285	62.8	39.9
0.10	0.2002	2.3153	60.6	39.2
0.15	0.2267	2.3005	58.3	38.5
0.20	0.2563	2.2842	55.9	37.7
0.25	0.2893	2.2661	53.3	36.9
0.30	0.3262	2.2462	50.7	36.0
0.35	0.3677	2.2242	47.9	35.1
0.40	0.4145	2.2000	44.9	34.1

δ =-1/2 ϕ

0.00	0.2211	17.3512	70.3	11.4
0.05	0.2442	16.7515	68.8	11.3
0.10	0.2687	16.1494	67.3	11.2
0.15	0.2948	15.5447	65.7	11.1
0.20	0.3225	14.9369	64.1	10.9
0.25	0.3519	14.3256	62.3	10.8
0.30	0.3832	13.7104	60.4	10.7
0.35	0.4165	13.0907	58.4	10.5
0.40	0.4520	12.4656	56.2	10.3

δ =2/3 ϕ

0.00	0.1474	1.7054	64.2	49.8
0.05	0.1686	1.7105	61.2	49.0
0.10	0.1923	1.7144	59.8	48.2
0.15	0.2190	1.7171	57.4	47.3
0.20	0.2490	1.7184	54.8	46.4
0.25	0.2828	1.7183	52.2	45.4
0.30	0.3211	1.7167	49.4	44.4
0.35	0.3646	1.7134	46.4	43.3
0.40	0.4144	1.7085	43.4	42.2

δ =-2/3 ϕ

0.00	0.2464	32.4377	72.2	7.9
0.05	0.2700	31.1669	71.0	7.9
0.10	0.2947	29.8936	69.7	7.8
0.15	0.3208	28.6174	68.3	7.8
0.20	0.3408	27.3378	66.8	7.7
0.25	0.3769	26.0544	65.2	7.6
0.30	0.4072	24.7666	63.6	7.6
0.35	0.4390	23.4735	61.8	7.5
0.40	0.4727	22.1742	59.9	7.4

ϕ =45.0

δ =0.0

k	Ka·cosδ	Kp·cosδ	ζa	Zp
0.00	0.1716	5.8284	67.5	22.5
0.05	0.1932	5.7068	65.7	22.2
0.10	0.2167	5.5833	63.9	21.9
0.15	0.2423	5.4577	61.9	21.5
0.20	0.2702	5.3298	59.8	21.2
0.25	0.3005	5.1995	57.7	20.8
0.30	0.3336	5.0664	55.4	20.4
0.35	0.3696	4.9304	53.0	20.0
0.40	0.4091	4.7909	50.5	19.5

δ =15.0

0.00	0.1550	3.2046	66.1	33.1
0.05	0.1761	3.1702	64.1	32.6
0.10	0.1994	3.1342	62.1	32.1
0.15	0.2251	3.0965	59.9	31.5
0.20	0.2536	3.0569	57.6	30.9
0.25	0.2851	3.0154	55.2	30.2
0.30	0.3199	2.9718	52.7	29.6
0.35	0.3587	2.9259	50.1	28.8
0.40	0.4018	2.8774	47.3	28.1

δ =-15

0.00	0.1941	12.0412	69.3	14.4
0.05	0.2163	11.6835	67.8	14.2
0.10	0.2401	11.3235	66.2	14.1
0.15	0.2657	10.9612	64.4	13.9
0.20	0.2930	10.5962	62.6	13.7
0.25	0.3223	10.2281	60.7	13.5
0.30	0.3537	9.8566	58.7	13.3
0.35	0.3874	9.4812	56.6	13.1
0.40	0.4237	9.1015	54.3	12.8

δ =1/2 ϕ

0.00	0.1475	2.3753	65.4	40.3
0.05	0.1684	2.3648	63.4	39.6
0.10	0.1916	2.3529	61.2	38.9
0.15	0.2175	2.3395	59.0	38.2
0.20	0.2463	2.3246	56.6	37.5
0.25	0.2784	2.3079	54.1	36.7
0.30	0.3144	2.2895	54.1	35.8
0.35	0.3548	2.2691	48.7	35.0
0.40	0.4002	2.2466	45.8	34.0

δ =-1/2 ϕ

0.00	0.2105	19.7520	70.7	10.7
0.05	0.2331	19.0775	69.2	10.6
0.10	0.2571	18.4008	67.8	10.5
0.15	0.2826	17.7214	66.2	10.4
0.20	0.3097	17.0390	64.5	10.3
0.25	0.3385	16.3533	62.8	10.2
0.30	0.3691	15.6638	60.9	10.1
0.35	0.4016	14.9698	59.0	9.9
0.40	0.4362	14.2708	56.9	9.8

δ =2/3 ϕ

0.00	0.1403	1.7128	64.8	49.6
0.05	0.1609	1.7191	62.7	48.8
0.10	0.1840	1.7242	60.4	48.0
0.15	0.2100	1.7281	58.0	47.2
0.20	0.2392	1.7307	55.5	46.3
0.25	0.2722	1.7320	52.9	45.3
0.30	0.3095	1.7317	50.1	44.4
0.35	0.3519	1.7300	47.3	43.3
0.40	0.4002	1.7266	44.3	42.2

δ =-2/3 ϕ

0.00	0.2347	39.9123	72.5	7.2
0.05	0.2578	38.3623	71.3	7.1
0.10	0.2821	36.8097	70.0	7.1
0.15	0.3076	35.2543	68.6	7.0
0.20	0.3344	33.6956	67.2	7.0
0.25	0.3626	32.1332	65.7	6.9
0.30	0.3922	30.5665	64.1	6.9
0.35	0.4234	28.9947	62.3	6.8
0.40	0.4563	27.4170	60.5	6.7

第十三章　載重

13.1　概論

於設計碼頭結構物時，應視需要考慮結構物自重、上載載重等。對載重所引起之衝擊載重、煞車載重、開車起動載重及離心載重等均視需要加以考慮。

自重係指結構物本身之重量。上載載重可概分為裝載載重 (或靜載重) 與活載重兩種。裝載載重如碼頭、通棧、倉庫等裝載之散雜貨等重量。活載重如汽車、火車、裝卸機械及群眾等動態載重。

13.2　自重

自重可依材料體積及單位體積重量計算之。

計算自重所用之材料單位體積重量，示如表 13.2-1。已知重量之材料用其數值即可。

表 13.2-1 材料之單位體積重量

單位：tf/m^3

材　　料	單位體積重量
鋼	7.85
鑄鋼	7.85
鑄鐵	7.25
鋁	2.8
無筋混凝土	2.3
鋼筋混凝土	2.45
木材	0.8
瀝青混凝土	2.3
石材	2.6
砂、小石子、塊石(乾)	1.6
砂、小石子、塊石(濕)	1.8
砂、小石子、塊石(飽和狀態)	2.0
砂、小石子、塊石(水中)	1.0

13.3 裝載載重

13.3.1 概要

裝載載重包含碼頭、通棧、倉庫等裝載之散雜貨等重量。裝載載重應依需要分別檢討常時、地震時及不均佈載重等狀況。

13.3.2 常時裝載載重

常時裝載載重，應考量貨物種類、包裝型式、處理數量、處理方式及放置時間等因素後決定之。

碼頭面裝載載重，影響碼頭之安定至巨，於決定裝載載重時，應慎重為之。一般散雜貨碼頭，為設計方便，碼頭面裝載載重可採 1～2 t/m^2。

13.3.3 地震時裝載載重

設計時應考量地震發生時，於某地點是否有存有某種載重，以決定地震時之上載載重。

13.3.4 不均佈裝載載重

核算整個結構物安全時，可將結構物，如碼頭面、通棧或倉庫視為一區域，將不均佈載重換算為均佈載重後，予以計算但如係巨大之集中載重時，不得折算為均佈載重，仍須以集中載重加以檢討。

13.4 活載重

13.4.1 概要

活載重包含汽車、火車、施工機具、裝卸機具、及群眾等動態載重。

13.4.2 汽車、火車及拖車等

汽車、火車及拖車等活載重，參考道路、橋樑等相關設計規範。

13.4.3 裝卸機械

輪式吊車、卡車起重機、履帶式起重機等…移動式裝卸機械、軌道式裝卸機械，及固定式裝卸機械之活載重如下。

1. 移動式裝卸機械活載重，採用全重量、最大輪載重、邊撐(Out Rigger)最大載重，或履帶之最大接觸壓力。
2. 軌道式裝卸機械活載重，採用全重量，或採用車輪間隔與車輪數之最大輪載重。
3. 固定式裝卸機械活載重，採用最大載重。
4. 門型起重機、礦砂專用卸料機等大型裝卸機械，須考量地震力、風力或裝卸時之衝擊載重等，以確保結構物之安全。

13.4.4 群眾

群眾載重以 0.5tf/m^2 為標準。對於特殊結構物或設施，考慮其利用狀況，可降低此值。

第十四章　摩擦係數

結構物滑動安定計算，應依結構物及基礎材質，採用適宜之摩擦係數。

結構物滑動安定計算所採用之靜止摩擦係數，可參考表 14.0-1 中所列之值。

表 14.0-1　靜止摩擦係數

1.混凝土與混凝土	0.5
2.混凝土與岩層	0.5
3.水中混凝土與岩層	0.7～0.8
4.混凝土與拋石	0.6
5.拋石與拋石	0.8
6.木材與木材	0.5(乾)～0.2(濕)