93-74-7107
MOTC-IOT-92-H2BB03

海岸保護及親水性結構物最適化配置研究(1/2)

交 通 部 運 輸 研 究 所
私 立 中 華 大 學
合 作 辦 理

中華民國九十三年五月

93-74-7107
MOTC-IOT-92-H2BB03

海岸保護及親水性結構物最適化配置研究(1/2)

著 者：蔡立宏、郭一羽、許泰文
張憲國、劉勁成、楊炳達

交 通 部 運 輸 研 究 所
私 立 中 華 大 學
合 作 辦 理

中華民國九十三年五月

海岸保護及親水性結構物最適化配置研究(1/2)

交通部運輸研究所

GPN：1009301498
定價　　元

海岸保護及親水性結構物最適化配置研究(1/2)

著　　者：蔡立宏、郭一羽、許泰文、張憲國、劉勁成、楊炳達
出版機關：交通部運輸研究所
地　　址：台北市敦化北路 240 號
網　　址：www.iot.gov.tw/chinese/lib/lib.htm
電　　話：(02)23496789
出版年月：中華民國九十三年五月
印 刷 者：
版(刷)次冊數：初版一刷 120　冊
本書同時登載於交通部運輸研究所網站
定　　價：　元
展 售 處：
交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880
三民書局重南店：台北市重慶南路一段 61 號 4 樓•電話：(02)23617511
三民書局復北店：台北市復興北路 386 號 4 樓•電話：(02)25006600
國家書坊台視總店：台北市八德路三段 10 號 B1•電話：(02)25787542
五南文化廣場：台中市中山路 6 號•電話：(04)22260330
新進圖書廣場：彰化市中正路二段 5 號•電話：(04)7252792
青年書局：高雄市青年一路 141 號 3 樓•電話：(07)3324910

GPN：1009301498

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：海岸保護及親水性結構物最適化配置研究(1/2)			
國際標準書號（或叢刊號）	政府出版品統一編號 1009301498	運輸研究所出版品編號 93-74-7107	計畫編號 92-H2BB03

本所主辦單位：港研中心 主管：邱永芳 計畫主持人：蔡立宏 研究人員：何良勝 聯絡電話：04-26583121 傳真號碼：04-26560661	合作研究單位：私立中華大學 計畫主持人：郭一羽 研究人員：許泰文、張憲國、劉勁成、楊炳達、謝志敏、陳義芳、張秀娟 地址:新竹市香山區東香里六鄰五福路二段707 號 聯絡電話：03-5374281	研究期間 自 92 年 3 月 至 92 年 10 月

關鍵詞：海岸保護；親水性；最適化配置

摘要：

親水性堤岸除了保有工程安全之機能外，加入考慮提供遊憩行為及景觀美化等機能，使堤岸更具多樣功能，且與附近環境更為協調，因此親水性堤岸是國內外設計堤岸之未來趨勢，在國內尚無實例，本計畫將親水性堤岸依照堤面的斷面型式做分類。將堤岸分為斜面式、台階式、混合式及直立式，並提供圖例參考。並針對結構物之親水性，透過水理的計算來決定最適合的配置及斷面形式，作為規劃設計以及施政單位之參酌。

出版日期	頁數	定價錢	本 出 版 品 取 得 方 式
93 年 5 月	118		凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。

機密等級：
□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

備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。

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

TITLE: The Coastal Protection and the Optimum Layout of Seawall for Recreational Virtual Function (1/2)

ISBN(OR ISSN)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER	IOT SERIAL NUMBER	PROJECT NUMBER
	1009301498	93-74-7107	92-H2BB03

DIVISION: Harbor & Marine Technology Center
DIVISION DIRECTOR: Chiu Yung-Fang
PRINCIPAL INVESTIGATOR: Tsai Li-Hung
PROJECT STAFF: Ho Liang-Sheng
PHONE: (04) 26583121
FAX: (04) 26560661

PROJECT PERIOD
FROM 03/2003
TO 10/2003

RESEARCH AGENCY:Chung Hua University
PRINCIPAL INVESTIGATOR: Kuo Yi-Yu
PROJECT STAFF: Hsu Tai-Wen, Chang Hsien-Kuo, Liou Jin-Cheng, Yan Bin-Dar, Chen Yi-Fang, Hsieh Chih-Min, Chang Hsiu-Juan
ADDRESS: No. 707, Sec. 2, WuFu Rd., Huinchu, Taiwan 300, R.O.C
PHONE: (03) 5374281

KEY WORDS:
Coastal Protection, Promenade Revetment, Optimal Design

ABSTRACT:

Promenade revetments can provide various functions of safety, marine recreations, such as sitting, walking, and landscape beautification to well match the increasing demand. To build harmonic promenade revetments instead of traditional seawalls or revetments is a new trend of marine engineering. However, so far no practical field case or design manual can be referred to design a promenade revetment. Therefore, the present project collects the existed foreign examples of promenade revetments and investigates the hydrodynamics of wave attacks on revetments, such as wave reflection and run-up, by numerical calculations. The assembled example pictures are classified into four kinds, including vertical type, step type, sloping type and mixed type. Besides, the characteristics, recreation functions and construction cost of each type were listed to serve as a reference for future use. Empirical formulations of wave reflection and run-up are regressively obtained form the computed results in form of a surf parameter for sloping revetments. These simple formulations are easy to calculate and suitable for engineer's uses.

DATE OF PUBLICATION	NUMBER OF PAGES	PRICE	CLASSIFICATION
May 2004	118		☐SECRET ☐CONFIDENTIAL ▒UNCLASSIFIED

目錄

表目錄

圖目錄

照片目錄

第一章 前言

1.1 研究動機

台灣的海岸地區因常遇颱風、暴潮而有許多災害，在民國六十年初，政府因此提出全省海岸築堤的計畫，以保護海岸地區不再受侵蝕。在台灣東部的海岸波浪大、海灘坡度陡，多為陡峭的岩岸，在西部海岸潮差大及海岸的變遷大。由於海象及地象條件特殊，而且當時國內經濟剛復甦，政府財務也不是很好，所以在考量成本與環境現況的因素下，堤岸的建築多以保護堤後安全為目的，堤岸材料以漿砌塊石為主，而後改建的堤岸改為混凝土堤，所以到目前大部分的堤岸多為陡坡式混凝土堤。

但近年來，由於國民所得大增及受世界潮流衝擊，國人環保意識高漲且對遊憩休閒設施需求逐漸殷切，致使海岸空間利用規劃必須滿足更高之期望。因此海岸結構物之設置，從過去防止海浪侵蝕破壞，保護海岸地區生命財產安全的單純目的，轉變成包含景觀美化與遊憩行為並重等多功能的目標。未來，工程與景觀的調和及親水性設計遂成為設計海岸保護設施時必要考慮的因素。所以考慮如何結合海岸工程技術與景觀工程技術去創造親水性堤岸，以建立兼顧遊憩行為、景觀與安全性綜合考量的親水性堤岸設計為台灣海岸工程很重要的課題。

往昔一般海岸結構物的設計，大多以保護陸地或經濟開發為主，如海堤的建設雖然防止浪潮的入侵，但同時也扼阻了人們與海洋的接觸機會，忽略了自然生態、景觀和人類親近水邊的權利。近年來海岸區自然化的觀念在歐美及日本等先進國家己廣泛被採納，其在保護海岸的同時並利用海洋及海岸天然資源做為休閒遊憩的地方，例如法國的海岸開發政策是以生態景觀和休閒利用為第一優先，產業活動反而居次。日本近年來在海岸港灣開發時，非常注重結構物與海域生態環境的諧和性，對海岸的防災大部份都以〝面〞的保護工法取代了〝線〞

保護工法，亦即利用離岸堤、突堤、潛堤等保障岸前沙灘，再配合生態工法，使兼具防災與親水的功能，並創造優良的整體生存環境。

親水性堤岸除了保有工程安全之機能外，加入考慮提供遊憩行為及景觀美化等機能，使堤岸更具多樣功能，且與附近環境更為協調，因此親水性堤岸是國內外設計堤岸之未來趨勢，在國內尚無實例，本計畫之研究為透過水理的計算及水工模型試驗來決定最適合的配置及斷面形式，並針對結構物之親水性，利用多評準決策的方法，研擬最適化的結構物斷面，而計畫目標為提出各式不同結構物配置海岸保護的效果，作為規劃設計以及施政單位之參酌。

1.2 研究目的

親水性堤岸與傳統堤岸最大的不同，即在於親水性堤岸所提供的遊憩行為與堤面的景觀美化，所以在親水性堤岸的設計原則中，如何選擇海岸適合的遊憩行為，堤岸的斷面型式，以及堤岸的景觀美化為其設計的重點。

本計畫將分別就數值模擬及水工試驗進行研究，水工試驗雖可實際將所設計之配置，利用適度比尺於試驗室中試驗，但試驗室中由於場地、經費及時間限制，並無法執行多樣及特殊的配置試驗，故必須配合數值模擬計算，經由數值模擬計算提供各種配置的效果，再與水工模型試驗相互配合驗證，今年度水工試驗無法排進港灣技術研究中心的時程，建議於明年度進行。並於明年度利用多評準決策的方法，提出親水性結構物最適化配置，期由計畫成果提供研究、施政及設計單位之參酌，多評準決策的方法將於建議中說明。

本研究的目的為建立一套設計親水性堤岸的原則。研究的內容包括，收集國內外既有的親水性堤岸實例，依堤岸的斷面型態做一個整合、分類，並綜合堤岸在安全上的考量，以及堤面的景觀美化與遊憩功能，探討研究親水性堤岸的設計原則；即在安全性的基礎下，提出適合的遊憩行為、堤岸型式，與堤岸的景觀美化的一般性設計原則，

作為往後從事親水性堤岸的海岸工程者的因循和參考。

在緩傾斜堤的適用性的研究方面：青木等(1989)，在”緩傾斜堤的設計手法”中提到，緩傾斜堤適用的海岸環境為（1）於具有有廣闊前灘，海底坡度平緩，或在直立型護岸前面增設，作為機能改良補強之用；(2）在海底坡度比較平緩的地方，代替直立型護岸前的消波工使用；(3）直立型護岸前較深水域有離岸堤或消波堤存在時；(4）海底坡度相當緩的海岸，堤腳水深稍大，可設在護岸前，作為改良、或補強。而研究出不適用的地區包括急遽侵蝕的海岸、漂沙顯著的海灘、前灘狹窄且海灘坡度大的海岸。

就堤岸的防災性來說：青木等(1989)以四種不同海堤堤面的粗糙度及透水性做實驗，得到堤面的粗糙度與透水性越高，波浪的溯升與反射率則越小。高(1999)以模型實驗研究平面式與階梯式緩坡堤岸的水理特性，發現階梯式緩坡斷面在反射率、相對溯升、及越波量都有較佳的特性。

在堤體安全性來看：青木等(1989)提到緩傾斜堤在工程設計上必須注意的，包括在堤體中不要設置隔版，避免海水侵入造成堤體崩壞；堤面的被覆工需注意重量與厚度；緩傾斜堤堤腳若設在水際線附近，堤面易受揚力而受損；為避免堤面磨損、堤身內部材料被淘出、坡面被覆至少要 50*cm* 以上，且內部材料的粒徑應由上層至下層漸漸變小，下層和上層的粒徑比 d/D＞0.15。在防止海堤的堤址沖刷方面，當海灘坡度緩於 1：30 時並不會發生堤址沖刷，但若要在侵蝕的海岸建築緩傾斜堤，且堤岸建於海中時，在基礎工的設計方面，必須讓基礎工在受侵蝕後的坡度不能陡於 1：2，以防止堤址沖刷。涂(1996)以實驗研究海堤坡度與堤趾刷深值的關係，發現堤趾刷深值會隨著坡度變緩而降低。另外蔡、張(1996)以模型實驗研究堤面粗糙度對堤趾刷深的影響，由結果顯示，粗糙堤面能大幅削減水流強度，可防止堤趾產生劇烈的地形沖刷。

另外在堤面坡度的影響方面：杉浦(1994)針對緩坡海堤的研究顯示出，堤岸坡度越緩時，其抑制波浪的效果就越好，相較於傳統堤岸，

緩坡堤岸有更好的海岸保護效益，並且具有較高的親水性，及景觀美化的效果；曾(1999)對於緩坡堤岸最佳面坡的研究中提到，在要求緩坡堤岸與傳統堤岸有相同的水理條件下，降低緩坡堤岸的堤高，可以大幅減低緩坡堤岸的建造成本，所以就安全性與經濟性的考量下，緩坡堤岸的最佳面坡設計在 cotα＝4~8 間 (此時的海灘設計坡度為 1：30)。

對於堤面提供遊憩行為方面：磯部(1998)，在海岸的環境創造一書中，提出海岸的自然條件與遊憩行為的相關性，包括海水浴場、風帆船、海釣等遊憩行為的適用條件，及波高靜穩度對於遊憩行為的影響。另外日本在河川親水性的規劃方面已有相當多的研究，參考這類的書籍對於河堤親水性設施的資料，整理出河堤可以提供遊客觀景、散步、抓蝦、輕微跑跳等遊憩行為。

翁(2000)，在海下技術季刊，”漫談親水護岸之配置”，提及親水護岸的平面配置主要以人的方便性、舒適性、安全性為考量；在斷面的配置應考慮護岸附近之環境，斷面形狀則以以軟性為主要訴求；護岸的材料除了耐久性外，則以與環境的協調性為主。

對於親水性堤岸的景觀規劃方面，可參考景觀美學、與建築類的書籍中對於結構物的造型、建構材料、或美學因子，如顏色、曲線等的法則。

1.3 研究方法與步驟

1.分析比較國外親水性結構物之差異性
收集國外有關親水性結構物的文獻報告，並歸納整理其優劣及適用的條件，作為本計畫及今後研究參考。
2.提出完整的波場模式
波場模式必須具備波浪的淺化、反射、折射、繞射及碎波等效應，完整的適合親水性結構物波場模式，提供施政及設計單位應用波場模式模擬計算所設計的結構物波場分布情形，無須再耗費時間及經費在水工模型試驗上。

(1)親水防波堤堤前沖刷機制水理特性分析。

(2)堤前反射率分析。

(3)堤面波浪溯升分析。

3.提出各種配置方案之防禦效果

由完整的波場模式計算波場分佈，進一步計算反射率，評估各式親水性結構物的防禦效果及優劣，提供研究、施政及設計單位對各式的親水性結構物配置方案之波場機制及防禦效果更進一步了解，作為今後研究、施政及規劃設計之參酌。

1.4 文章架構

本文於第二章對護岸進行分類，歸納整理國內外有關親水性結構物的文獻報告，比較優劣及適用的條件，作為本計畫及今後研究參考。第三章說明護岸的水理模式，提出適合親水性結構物的完整的波場模式。第四章探討護岸的水理特性，包含波浪的淺化、反射、折射、繞射及碎波等效應，提供設計及施政單位應用在所設計的結構物波場分布情形。第五章為本計畫的結論。第六章為對本計畫今後研究方向的建議。

第二章 護岸的分類

根據親水性一詞的定義，可知親水性堤岸是指，除了安全保護海岸的考量外，還同時兼顧了提供遊憩行為與景觀美化的多功能堤岸。因此，本研究蒐集了日本親水性堤岸的照片、與許多關於親水性堤岸的相關書籍，將有提供遊憩行為，及有做景觀設計的堤岸，整理成資料庫，可作為往後設計親水性堤岸時的參考。

為了使人們易於接近海洋，在親水性堤岸提供遊憩行為的功能方面，我們可利用減緩堤面坡度或改變堤面型式，來達到堤岸結構物的親水性及遊客遊玩的舒適度。所以親水性堤岸堤面提供的遊憩行為，與堤岸斷面型式的配合，影響了堤岸提供”親水性”的成功與否。

因為不同的堤岸斷面型態，會影響到堤岸提供遊憩行為的舒適性，本研究根據收集的資料庫，依照堤岸堤面的斷面型態來分類，並將親水性堤岸堤面可提供的遊憩行為也加以分類、說明。

2.1 護岸的分類方式

因為堤岸的斷面型式，會影響堤岸能提供的遊憩行為及其舒適性，所以本文將親水性堤岸依照堤面的斷面型式做分類。可將堤岸分為：斜面式、台階式、混合式及直立式。

其中斜面式又依照堤面坡度的不同，將陡於 1：3 的堤岸分為陡坡斜面式，緩於 1：3 為緩傾斜式。在緩傾斜式中，因為堤面為平緩的斜面，可以讓遊客自由在堤面上散步，在整體的設計上比較沒有拘束的感覺；在建造成本方面，因堤岸坡度緩，相對於陡坡堤岸，成本就比較高，但在與陡坡堤岸相同的水理條件下，可降低堤高以減少建造成本；不過緩傾斜式只適用海底坡度極平緩處。

台階式的斷面堤岸，依照台階的踏面寬將小於 45 公分者分為階梯式，大於 80 公分者為階段式。階段式依照踏面的製作方式分為組合階段式和整砌階段式，而組合階段式又依踏面的型式分為鏤空及無鏤空

兩種型式。在相同的堤面坡度下，此種堤岸斷面型式的建造成本比斜面式高，但具有較好的消波效果，在景觀設計的變化上也比較多。

混合式斷面為斜面式與台階式的混合，此種型式綜合了斜面式與台階式在親水性的優點，遊憩行為與景觀變化更多，但成本更高，在堤身安全性上，要特別注意堤面型式變化的交接處。

如上述依斷面型式的分類示如圖 2-1。

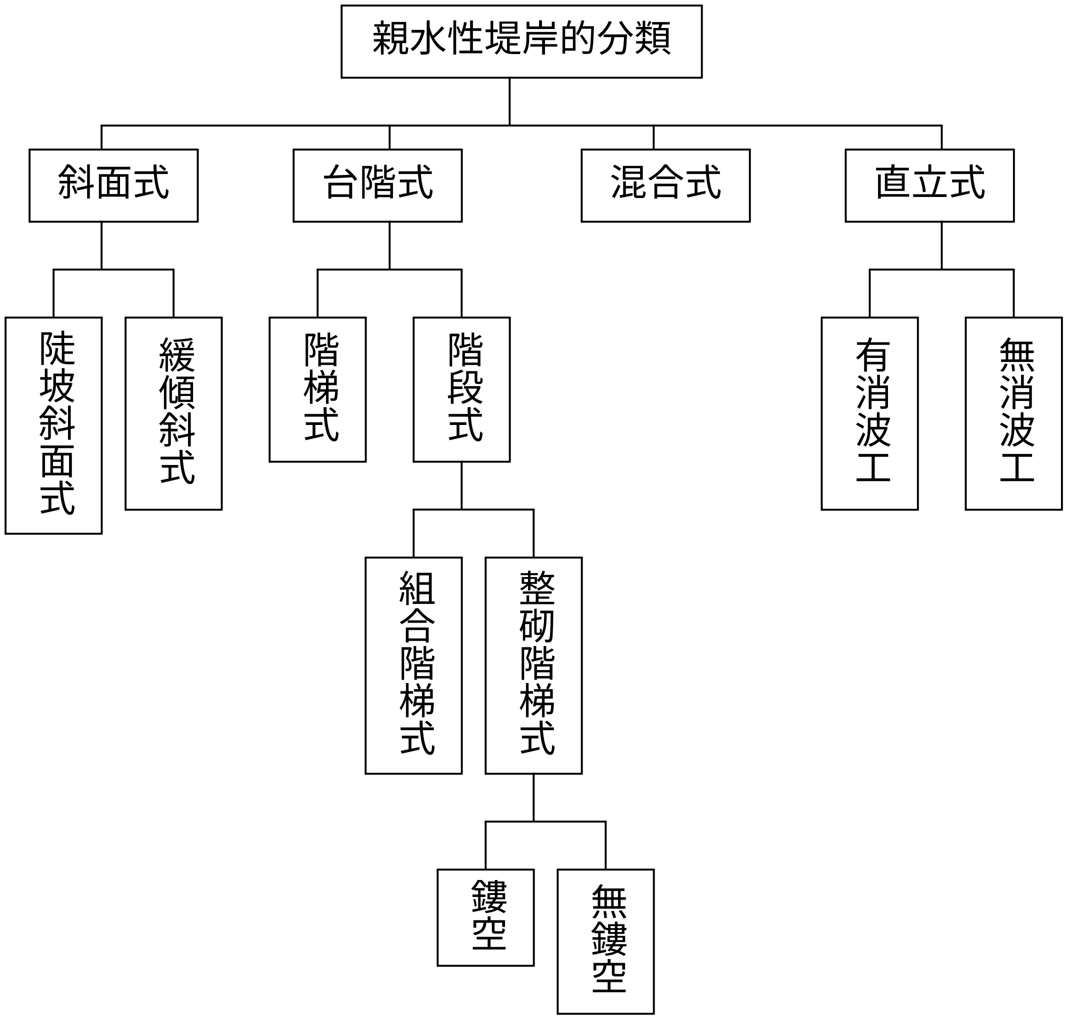


圖 2-1 親水性堤岸斷面型式的分類

日本漁港全區的分佈圖示如圖 2-2，其中各區的分佈圖示如圖 2-3~2-10。

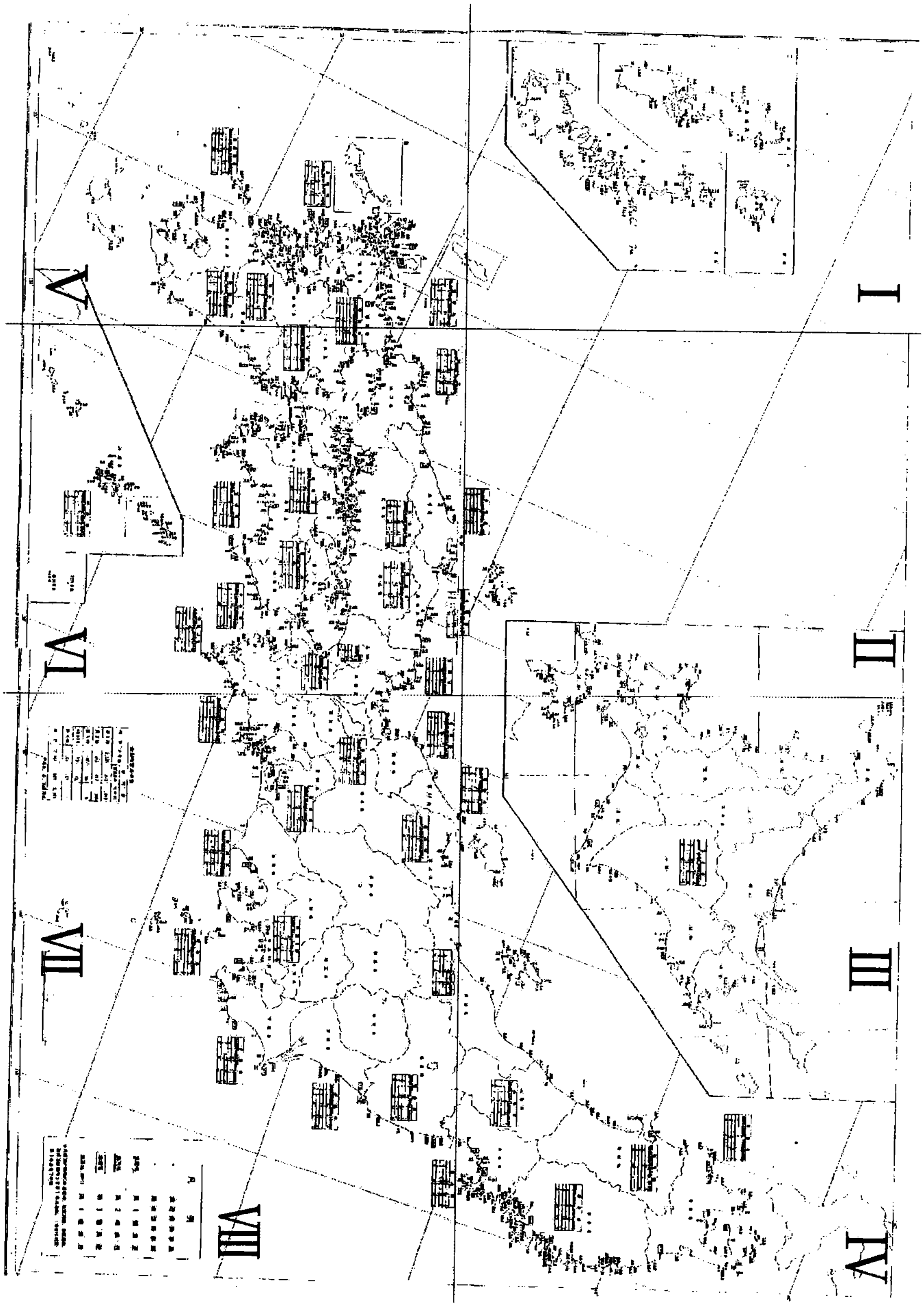


圖 2-2 日本漁港分佈圖

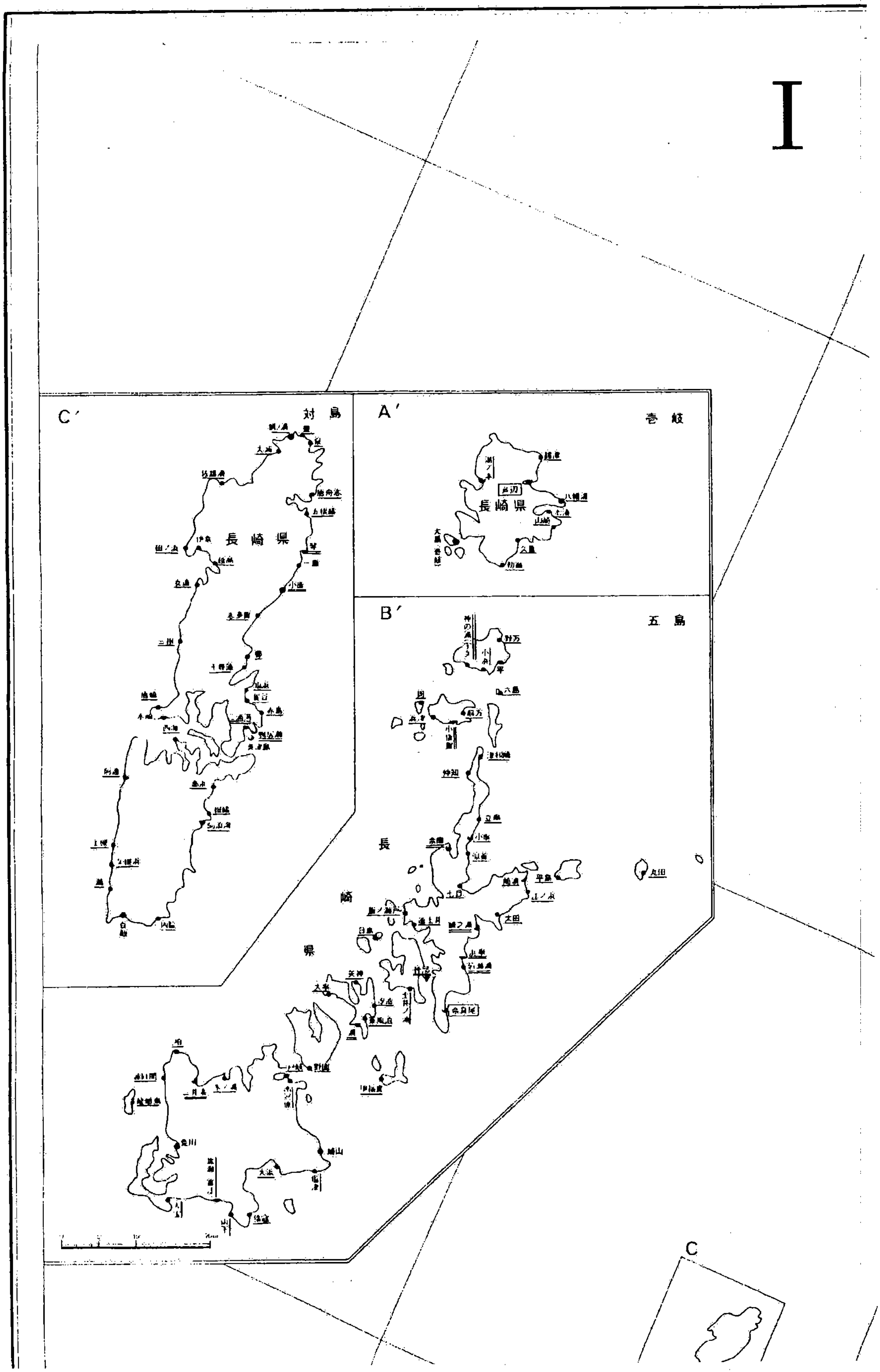


圖 2-3 日本漁港第 I 區分佈圖

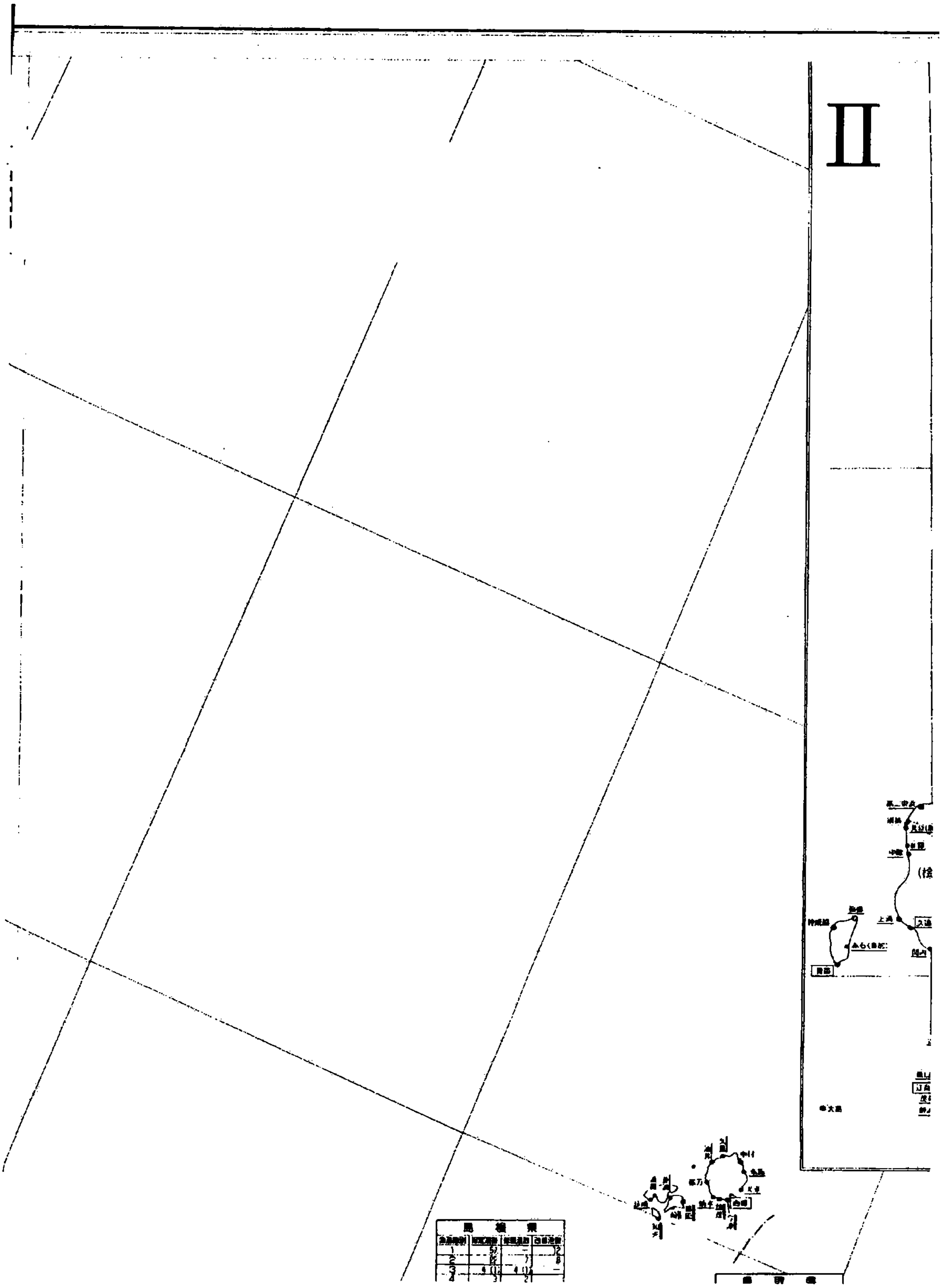


圖 2-4 日本漁港第Ⅱ區分佈圖

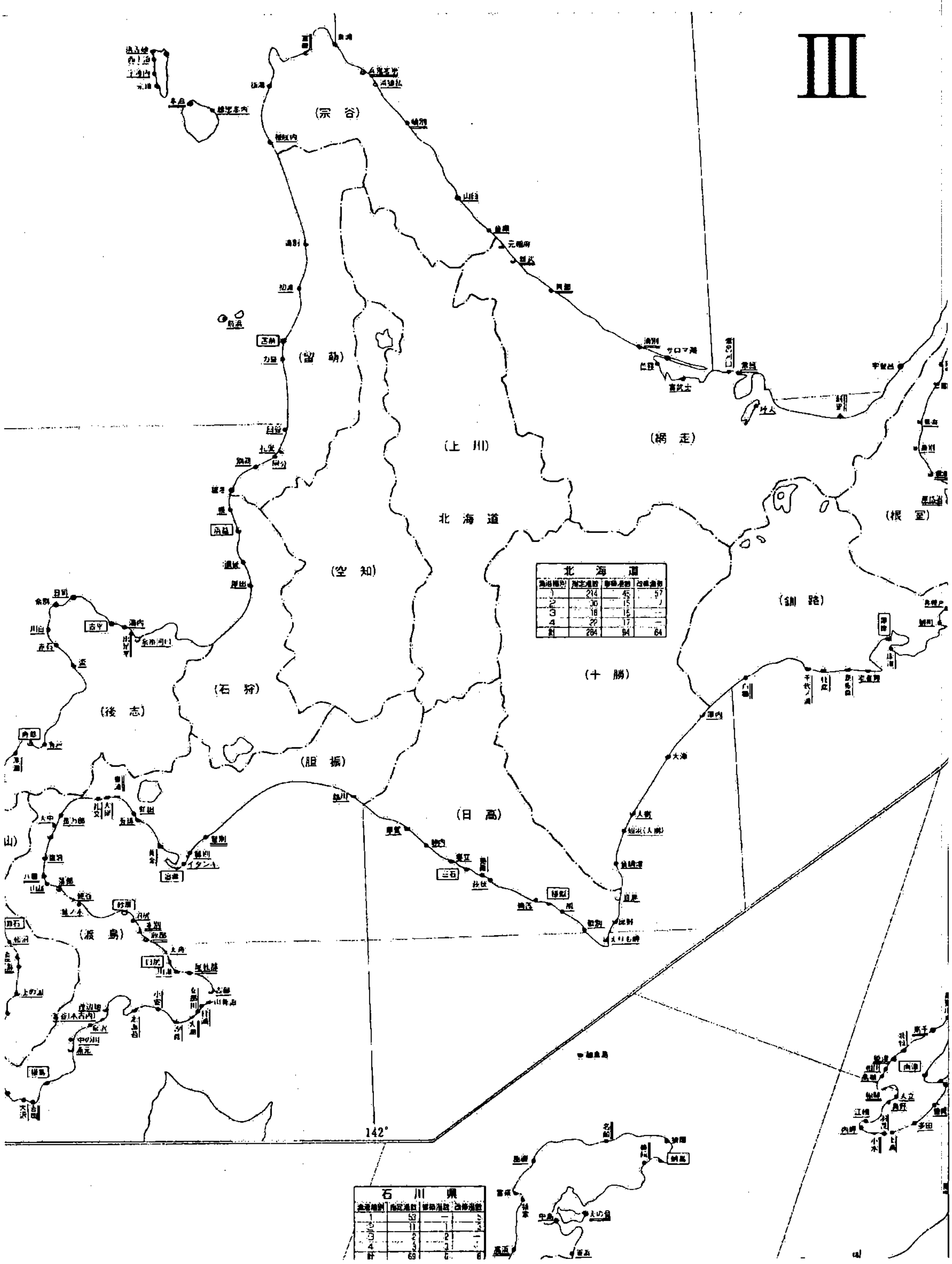


圖 2-5 日本漁港第Ⅲ區分佈圖

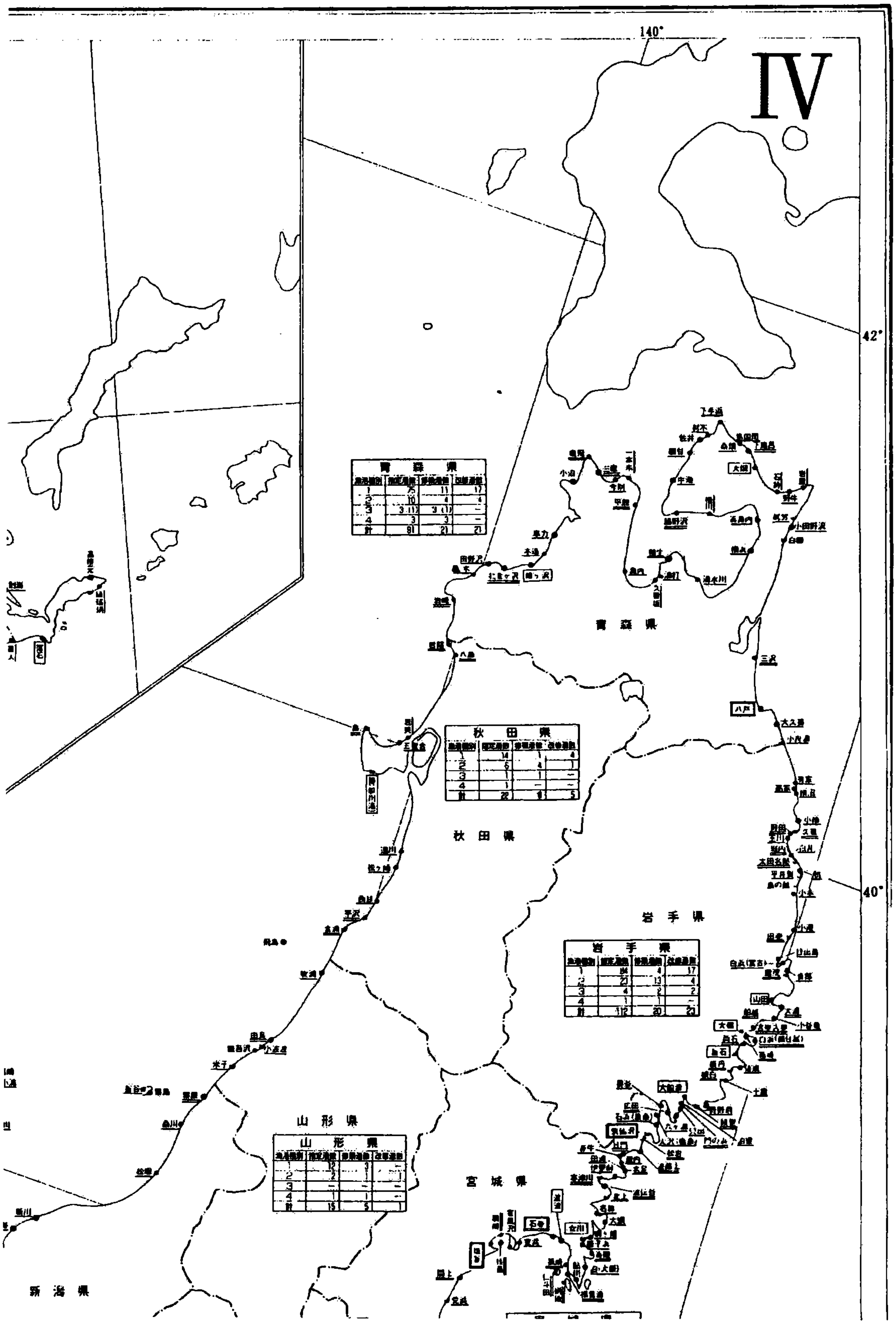


圖 2-6 日本漁港第IV區分佈圖

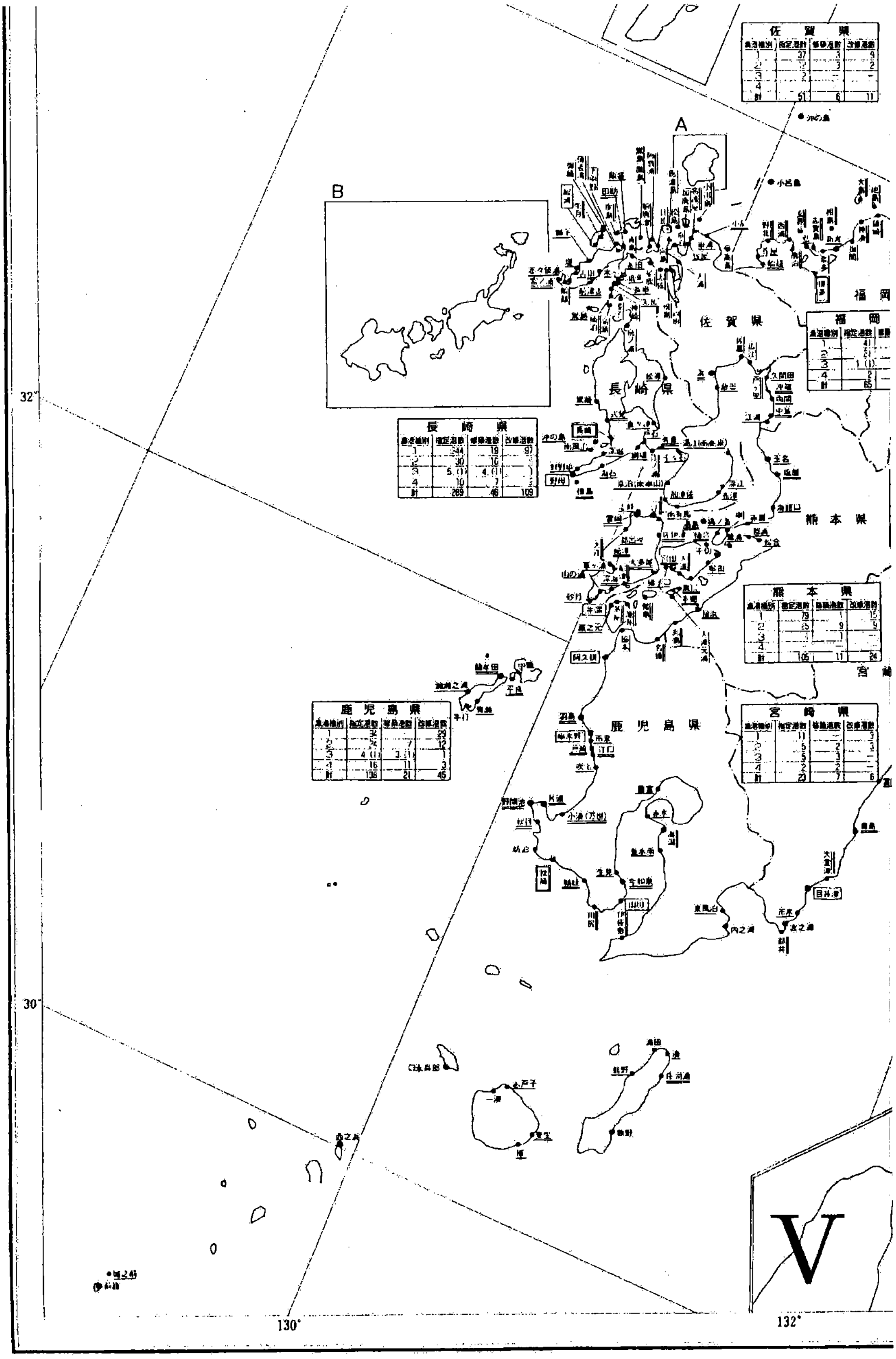


圖 2-7 日本漁港第V區分佈圖

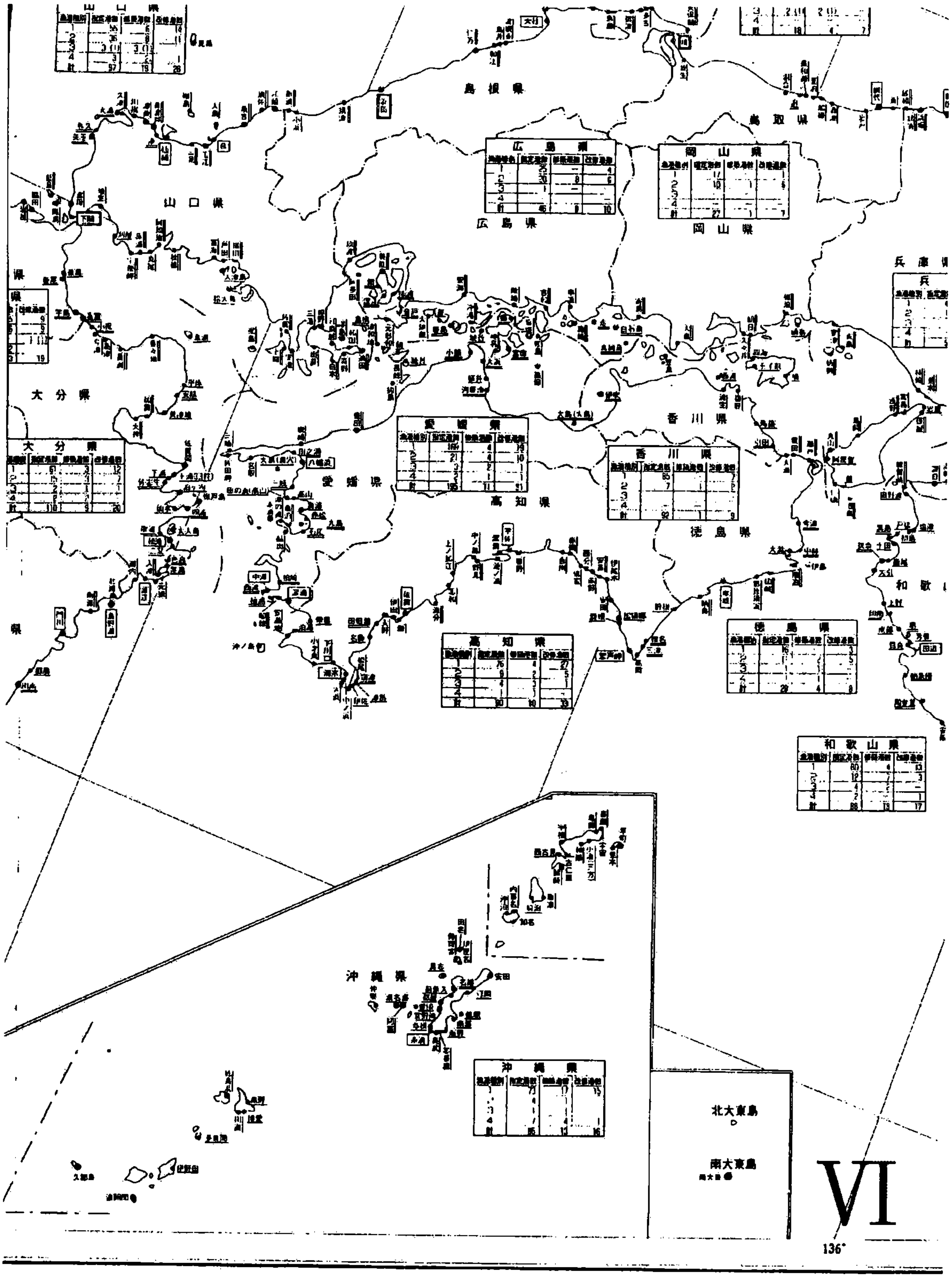
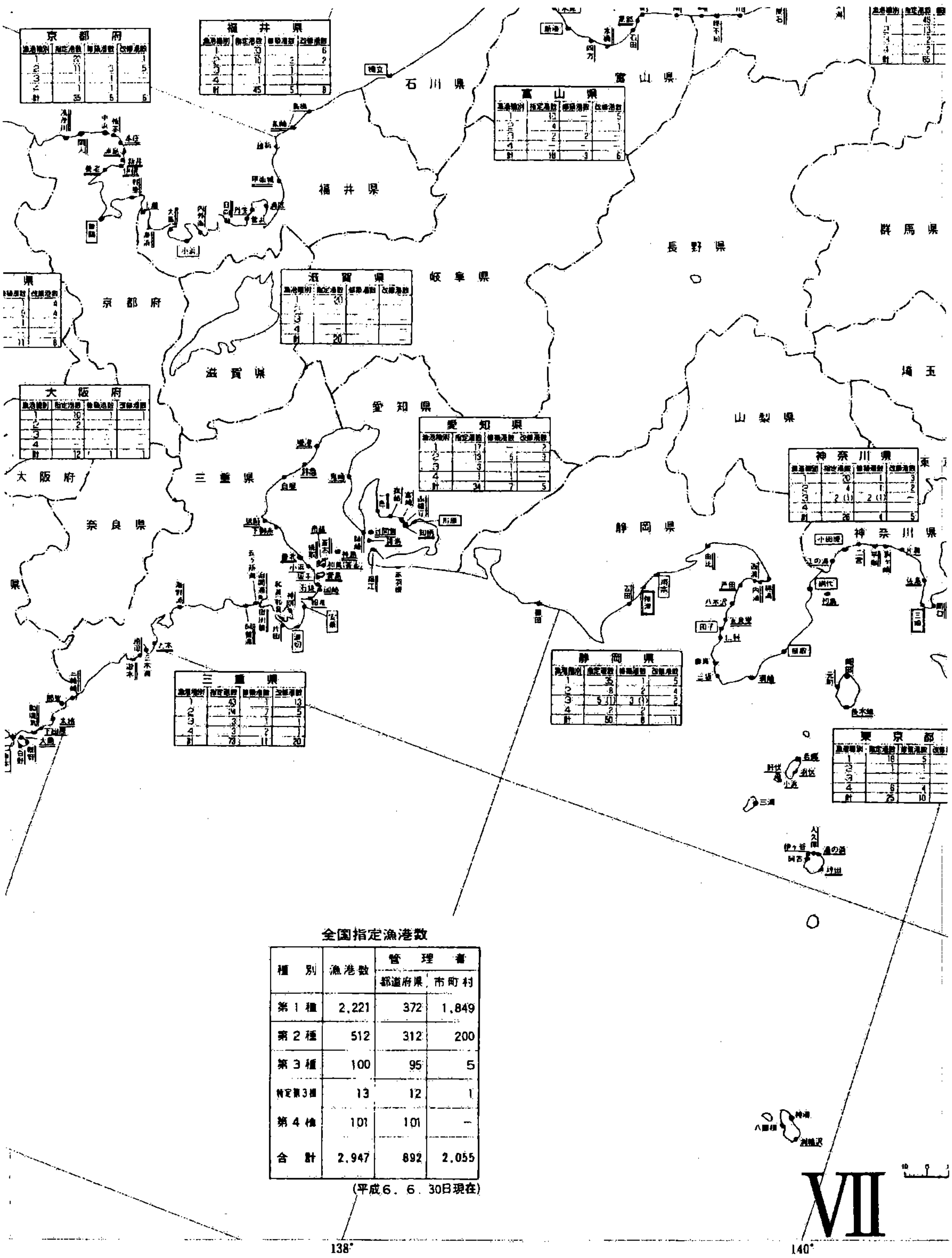


圖 2-8 日本漁港第VI區分佈圖



全国指定漁港数

種　別	漁港数	管理者	
		都道府県	市町村
第1種	2,221	372	1,849
第2種	512	312	200
第3種	100	95	5
特定第3種	13	12	1
第4種	101	101	–
合　計	2,947	892	2,055

(平成6．6．30日現在)

圖 2-9 日本漁港第Ⅶ區分佈圖

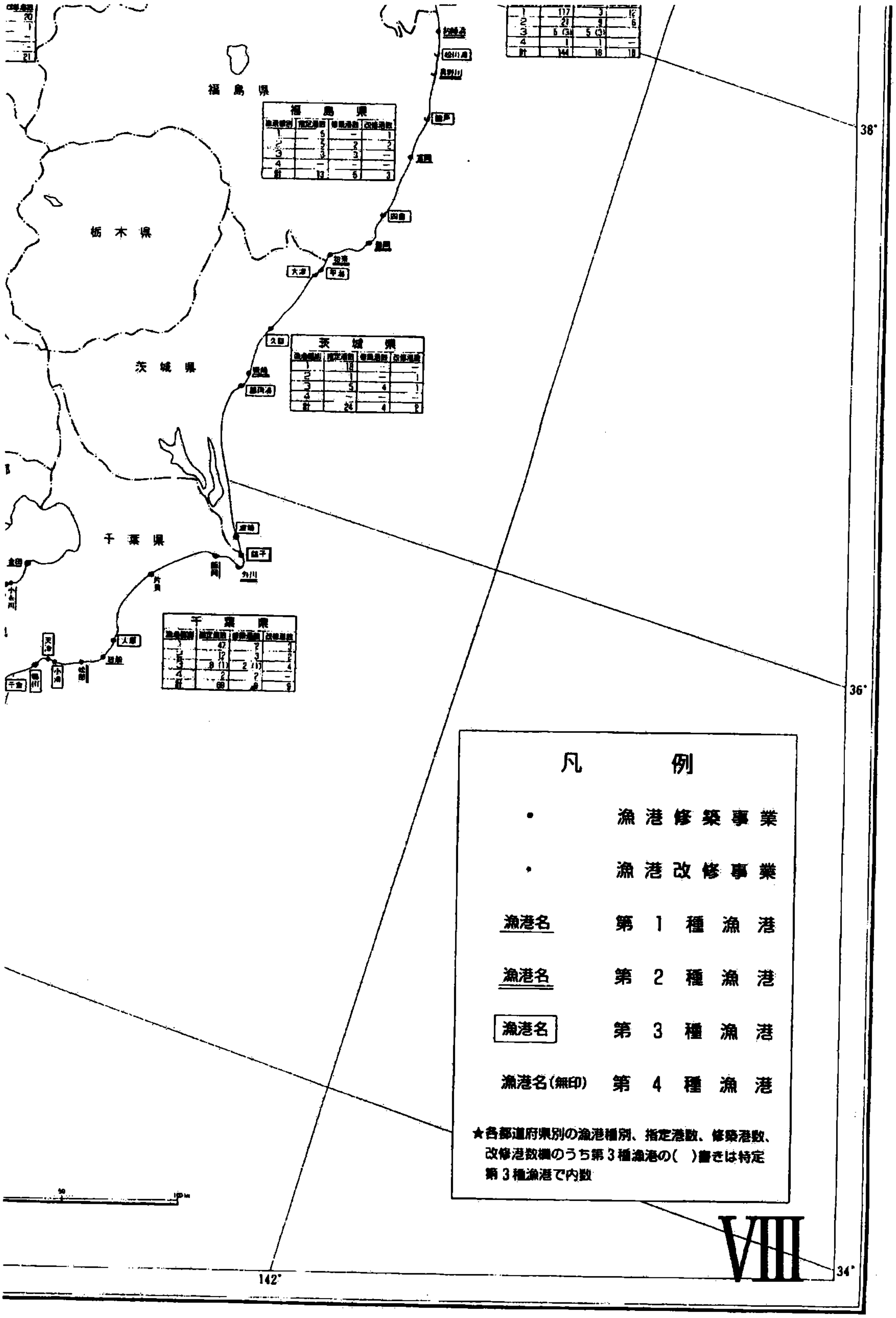


圖 2-10 日本漁港第Ⅷ區分佈圖

2.2 斜面式

1.型態：

斷面型式為一個平緩的斜面。但因為緩坡海堤的適用性，及所能提供的遊憩行為與傳統陡坡海堤有極大的不同，依照日本定義緩坡海堤坡度在 cot α ≧3 的情況下（片平，1996），本文將堤面坡度大於 1：3 的斜面分為陡坡斜面式，及坡度緩於 1：3 的緩傾斜式。

2.適用性：

在堤岸”親水性”的利用上，通常堤面坡度越緩越好，所能提供的遊憩行為也會增多。但因為不是所有的自然條件都適合構築緩傾斜堤，根據青木等人 (1989)的研究結果知，不適用的自然環境有：正急速受侵蝕或海岸線漂沙顯著的海岸；或前灘較小，設置緩坡堤岸可能會有大量越波的場所。所以在此種自然條件下則採用陡坡斜面式。

在安全性的考量上，緩傾斜堤具有廣闊前灘，海底坡度平緩的海岸，或有離岸堤或消波堤存在的場所，最為適合緩傾斜堤的設置。緩傾斜式的堤岸斷面，大多用在海灘坡度極為平緩的地方。

3.遊憩行為：

陡坡斜面式，因為坡度較陡，所以大多只能在堤頂散步、觀景、及堤釣。緩傾斜式，可提供觀景、休息、散步、坐臥、輕微的跑跳、戲水、及風帆船等。

另外，緩坡堤岸在不同面坡的設計下，使得民眾在堤岸上所從事遊憩行為的可行性，及舒適性亦有所差異。因此，經日本多年使用緩坡堤岸的經驗，歸納整理出與海堤面坡相配合之遊憩活動規劃參考指標示如圖 2-11。

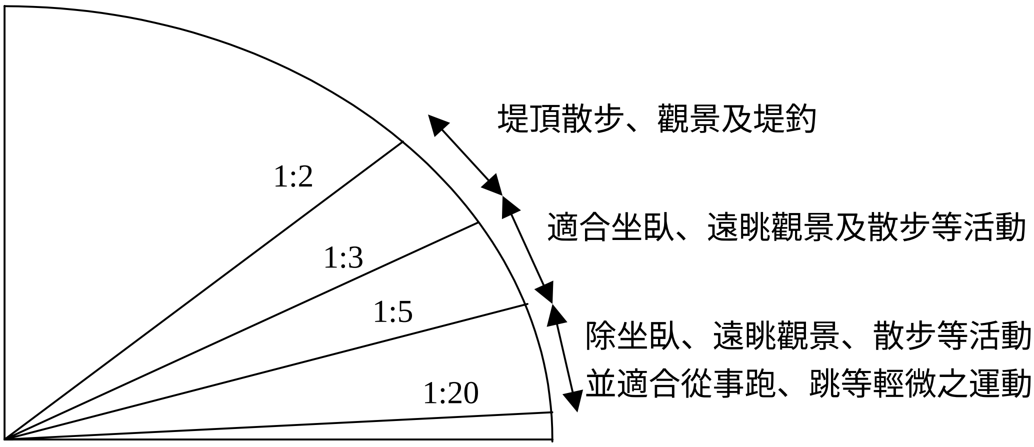


圖 2-11 海堤各面坡可從事之遊憩活動參考指標

4.安全性：

在堤岸對於堤後土地的防災性來看，當堤面的坡度越緩時，波浪的溯升、反射率，以及越波率就越小，所以在堤高不降低的原則下，當斜面式的堤面坡度越緩，堤岸即越安全。

5.親水性：

由圖 2-2 中，可看出陡坡式的堤岸，因堤面坡度陡，所以堤面並不能提供遊憩行為，只能利用在堤頂觀景、散步、堤釣等，所以親水性較低。

而堤岸若使用緩傾斜式，當堤面坡度越緩，則可以提供越多的遊憩活動。且在曾（1999）的研究中，在相同抑制波浪與海岸保護的水理效果下，減緩堤面的坡度，也可以有效的降低堤岸堤高，這樣堤岸的建造，對於遊客在海岸整體的視覺上比較沒有隔閡，心理情緒上也較舒適，而且雖然緩坡堤成本比陡坡堤貴，但在降低堤高時，也可同時降低成本。所以緩坡堤岸對於親水性及經濟效益上都有正面的效果，若同時考慮緩坡堤岸的建造成本與堤岸的親水性，建議堤岸坡度為 1：6。

而緩傾斜式斷面在遊憩行為上，最大的優點是可以讓遊客自由的漫步在堤面上，而比較沒有拘束的感覺，且景觀上較有完整性；但由於人在坡度大於 1：10 的地方行走會較吃力，所以在設置緩傾斜式時，如堤面坡度能緩於 1：10 則會感覺較舒適。

本研究將斜面式護岸整理如下：

一、陡坡斜面式

照片 2-1 大分縣別府港

照片 2-2 大阪府尾崎漁港(1)

照片 2-3 大阪府尾崎漁港(2)

照片 2-4 大阪府淡輪箱作海岸

照片 2-5 沖繩縣金武灣港

照片 2-6 神奈川縣金澤海公園

照片 2-7 澎湖

二、緩傾斜式

照片 2-8 北海道膽振海岸

照片 2-9 東京都葛西臨海公園

照片 2-10 若狹灣沿岸

照片 2-11 福岡縣博多港百道地區

照片 2-12 福岡縣博多港海岸百道姪濱地區

照片 2-13 豪斯登堡

2.3 台階式

以踏面寬度分為階梯式與階段式兩種，踏面寬小於 45 公分屬於階梯式；踏面寬大於 80 公分屬於階段式。

一、階梯式

1.型態：

堤面斷面型式為階梯狀。在設計階梯式時，必須注意階梯高度（R）及階梯踏面寬（T）的設計，斷面示意如圖 2-12，兩者之間有一準則，式(2-1)為：

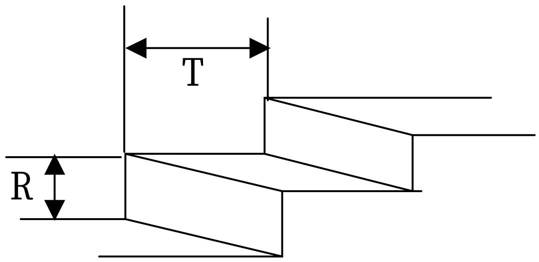


圖 2-12 階梯示意圖

$$2R+T=60 \quad 65 \quad cm \qquad (2\text{-}1)$$

（老人或小孩約 57 公分）

基本上根據人體舒適感、安全性及景觀上的考量，在設計時應注意通常階梯高應大於 10 公分，小於 18 公分；而階梯踏面寬應 26 公分以上，小於 45 公分。表 2-1 為堤面坡度與階梯高、階梯踏面寬設計的參考值（引自〝河川的親水規劃與設計〞）：

表 2-1 坡度與階梯高、踏面寬的參考值

坡度	成人				小孩、老人	
	2R＋T＝65		2R＋T＝60		2R＋T＝57	
	R	T	R	T	R	T
1：1.0	21.7	21.7	20.0	20.0	19.0	19.0
1：1.5	18.6	27.9	17.1	25.7	16.3	24.4
1：2.0	16.3	32.5	15.0	30.0	14.3	28.5
1：2.5	14.4	36.1	13.3	33.3	12.7	31.7
1：3.0	13.0	39.0	12.0	36.0	11.4	34.2

2.適用性：

根據階梯的準則，此種斷面較適用於陡坡堤岸，以提供遊客上下堤岸為主，一般局部性的使用較多。堤岸堤面坡度約為 1：1.5　1：3 左右，多用在堤前常年有沙、礫灘的海岸，讓遊客可輕易走到海灘上。

3.遊憩行為：

在階梯上休息、觀景，及走下海灘活動。

4.安全性：

在相同坡度，同樣堤面材質下，消波功能比斜面式斷面來的好；但此型堤面材質大多以人工的混凝土堤為主，與其他材質（如天然石塊）相較透水性較差，所以反射率較大，需注意堤基沖刷，造成堤體崩壞。若將斷面做成透水性增加消波效果，但在工程上要注意堤面下材料的淘空。

5.親水性：

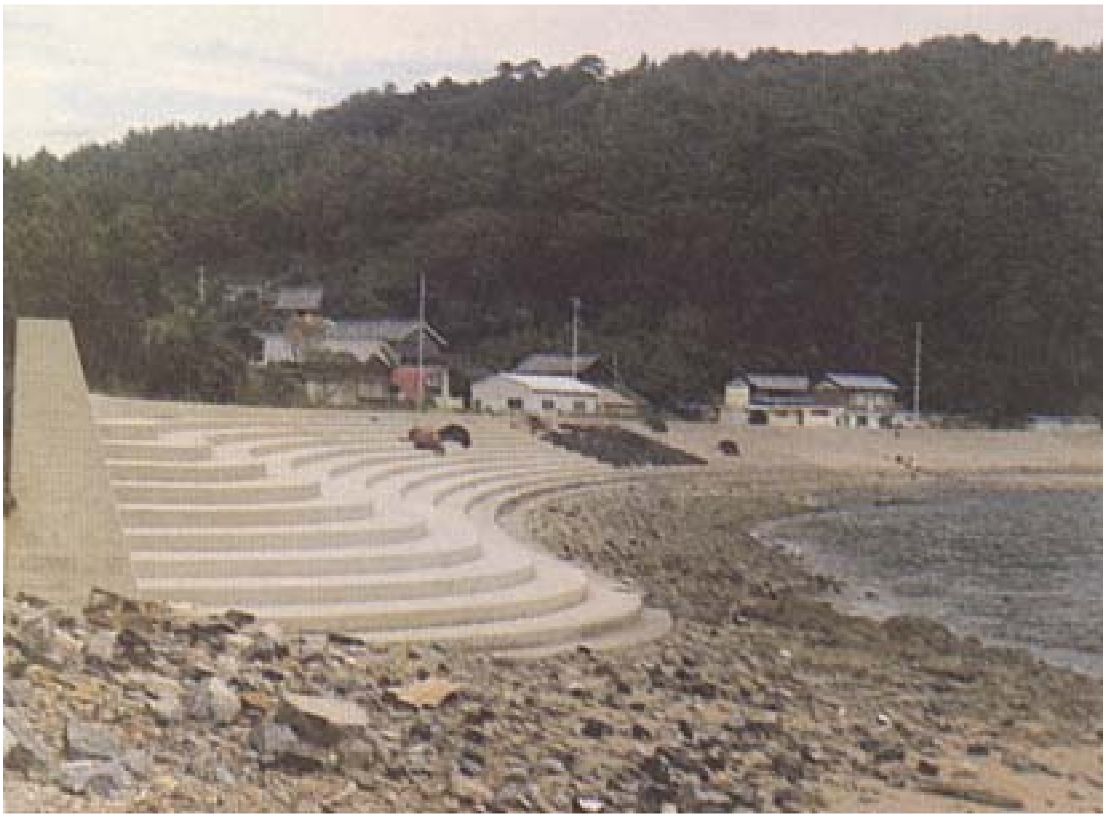
此種斷面設計，只為使遊客可以很輕易的利用堤面走下堤面，所能提供遊憩行為較少，而且階梯在景觀的設計上會比較沒有變化。

本研究將階梯式護岸整理如下：

照片 2-14 三重縣三木里港

照片 2-15 大阪府二色港

照片 2-16 外海府海岸



照片 2-17 兵庫縣東播磨港

照片 2-18 和歌山　　一

照片 2-19 神奈川縣江　島海岸(1)

照片 2-20 神奈川縣江　島海岸(2)

照片 2-21 神奈川縣金澤海　公園

照片 2-22 新潟縣信濃川

照片 2-23 靜岡縣松崎港

二、階段式

1.型態：

斷面亦成階梯狀，但踏面寬至少大於 80 公分。通常 n 人可以散步的場合，步道寬為：

$$(60\times n)+20+(n-1)\times 10cm \tag{2-2}$$

所以 1 人可散步的寬度為 80 公分，兩人的寬度則為 150 公分。

2.適用性：

此種堤岸斷面也為緩傾斜堤的一種，所以適用性與緩傾斜式相同，日本一般在設計緩坡堤岸時，海灘坡度緩於 1:30 時即可適用。消波效果比緩傾斜式好，且在遊客舒適性上，堤面所需坡度不需像緩傾斜式這麼緩，所以適用性也較高。

3.遊憩行為：

可休息、觀景、散步、坐臥等。

4.安全性：

在堤岸堤面坡度相同的情況下，台階式斷面對於抑制波浪、防止越波、及溯升等防災力比緩傾斜式好，而階段式又比階梯式佳（高，1999）；此種堤面材質大部分是用混凝土塊，若在設計時讓各土塊間互有空隙，增加堤面的透水性，可以加強堤岸的消波效果，與減低堤體的崩壞，但要注意濾層，避免淘洗。

5.親水性：

階段式的設計相較於階梯式，可提供較多的遊憩功能，且堤面的景觀美化上也有較多的變化，如階段的顏色、造型等。而同時考量成本經濟性與工程安全性下（曾，1999），階段式最佳堤面坡度建議為 1：4　1：8。但若堤前常有海水接觸，階段上可能會有青苔，造成遊客戲水的危險。

本研究將階段式護岸整理如下：

A.組合階段式

a.鏤空

照片 2-24 北海道膽振海岸

照片 2-25 熊本縣茂木根港海岸茂木根地區

b.無鏤空

照片 2-26 大阪府尾崎地區(1)

照片 2-27 大阪府尾崎地區(2)

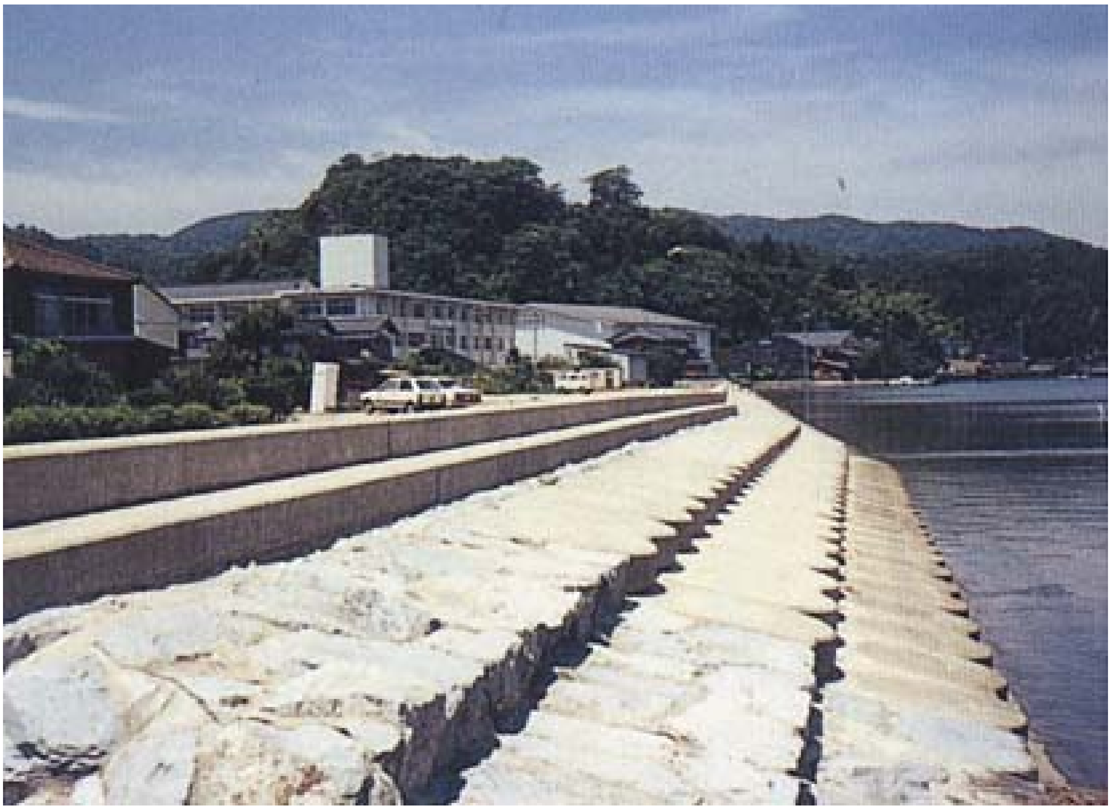
照片 2-28 小境海岸

照片 2-29 北海道膽振海岸

照片 2-30 伏木漁港

照片 2-31 佐和田海水浴場

照片 2-32 沖繩縣　　　　　海灘



照片 2-33 京都府久美濱港

照片 2-33 岩手縣大野漁港

照片 2-34 岩手縣吉里吉里漁港

照片 2-35 神奈川縣橫須賀海濱 一

照片 2-36 能登海水浴場

照片 2-37 茨城縣河原子海岸

照片 2-38 愛知縣三河港

照片 2-39 新潟縣信濃川河口

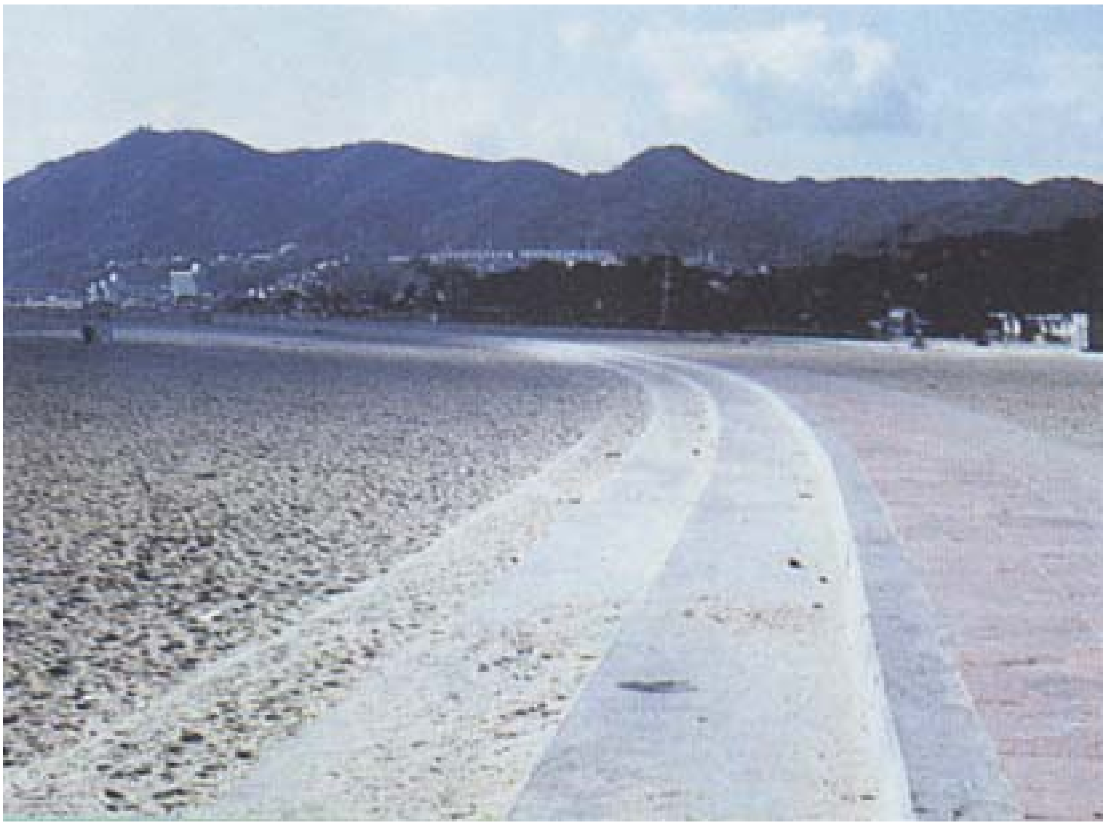
照片 2-40 新潟縣姬川港

照片 2-41 福井縣和田港

B.整砌階段式

照片 2-42 大阪府淡輪箱作海岸

照片 2-43 山口縣德山下松港



照片 2-44 兵庫縣神戶港

照片 2-45 兵庫縣神戶港海岸須磨地區

照片 2-46 沖繩縣平良港

照片 2-47 京都府宮津市天橋立(1)

照片 2-48 京都府宮津市天橋立(2)

照片 2-49 岩手縣大野海岸

照片 2-50　香川縣內海港

照片 2-51　宮城縣鹽釜港

照片 2-52 神奈川縣湘南港

照片 2-53 富山縣伏木富山港海岸新湊地區實施中

2.4 混合式

1.型態：

可分為階梯混合式—斜面式與階梯式交互並排的混合式；階段混合式—斜面式與階段式的混合，其中包括了兩型交互並排，或上為階段式，下為斜面式的混合。

2.適用性：

階梯混合式的適用性與階梯式相同，而加入斜面式的利用可以增加堤岸造型的變化。

階段混合式可以提供多樣化的遊憩行為，適用於利用率較高的海岸地區，增加堤岸的景觀變化及堤岸的親水性。

3.遊憩行為：

休息、觀景、散步、坐臥、 戲水、風帆船等。

4.安全性：

堤岸的防災力介於台階式與斜面式之間；但就堤體本身的安全性來看，在施工設計上，應要注意台階式與斜面式的交接處，避免堤身的崩壞與一些工程上的問題。

5.親水性：

混合式包含了前述各種斷面型式的優點，增加了堤岸的遊憩功能及景觀上的多樣化。但在階段式下設置斜面式的斷面型式，要注意遊客人身的安全性，避免戲水滑倒。

本研究將混合式護岸整理如下：

照片 2-54 東京都東京港南大森防潮堤

照片 2-55 東京都板橋

照片 2-56 東京都隅田川

照片 2-57 香川縣內海港

照片 2-58 熊本縣棚底港

2.5 直立式

1.型態：堤身為傳統的直立壁。

2.適用性：

用於堤前水深大，或不適宜建緩傾斜堤的海岸地區，如防波堤、防洪牆及碼頭等地區。

3.遊憩功能：

堤頂上散步、瞭望、釣魚或乘坐遊艇等。

4.安全性：

傳統混凝土之直立堤，即以安全為最主要之考量，對於海岸地區有一定的保護功效。

5.親水性：

在必須建直立堤處，堤體上設置輔助設施，也能提供許多遊憩功能，也可以達到親水性的要求。如在直立堤上設置人工步道、遊艇碼

頭等；或在防洪牆上設置台階、欄杆，也可讓遊客安全的在堤上觀景、散步等。但此種型式都較為人工化，遊客也無法真正接觸到海水。

本研究將直立式護岸整理如下：

A.有消波工

照片 2-59 冰見漁港

照片 2-60 兵庫縣尼崎西宮戶屋港海岸甲子園地區

照片 2-61 香川縣津田港海岸琴林地區

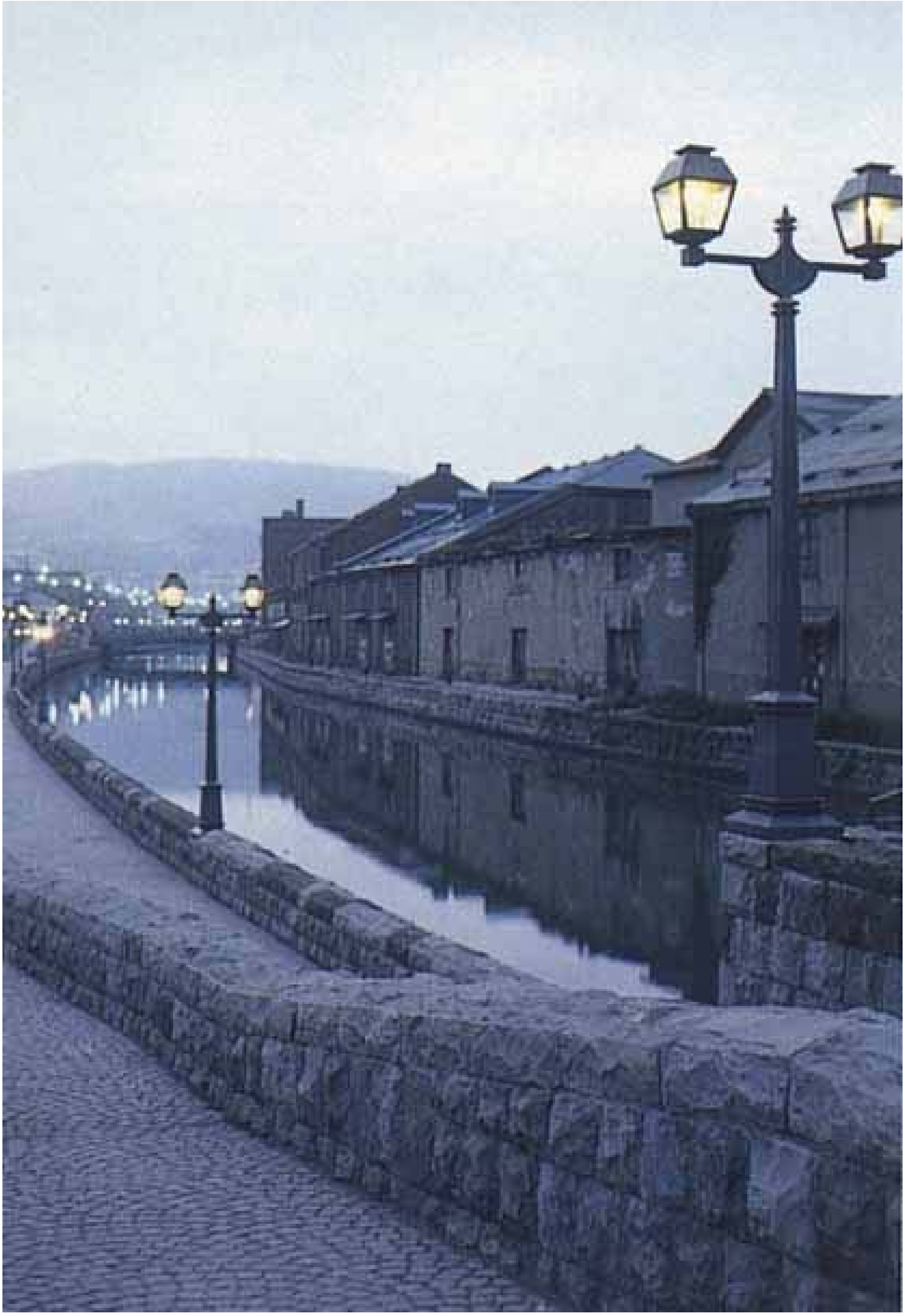
照片 2-62 宮崎縣美美津港海岸美美津地區

照片 2-63 富山縣伏木富山港海岸新湊地區實施前

照片 2-64 熊本縣富岡港海岸富岡地區

照片 2-65 福井縣福井港

B.無消波工



照片 2-66 北海道小樽港

照片 2-67 石川縣小木港

照片 2-68 長崎縣福江港

照片 2-69 宮城縣松島港

照片 2-70 神奈川縣橫濱港山下公園

照片 2-71 高知縣長濱海岸

照片 2-72 廣島縣尾道糸崎港

照片 2-73 廣島縣嚴島港

根據上述對於各種斷面堤岸的描述，將各斷面的型態、適用性、遊憩行為與特徵，整理為表 2-2。

表 2-2 親水性堤岸斷面比較表

<table>
<tr><th colspan="4">型式</th><th>型態與適用性</th><th>遊憩行為</th><th>特徵</th></tr>
<tr><td rowspan="2">斜面式</td><td colspan="3">陡坡斜面式</td><td>堤面坡度陡於 1：3，用於前灘太小、漂沙顯著，或設置緩坡堤會有大量越波的地區。</td><td>堤頂散步、觀景及堤釣。</td><td>建築於不適用緩坡堤處，親水性較低，成本也較低。</td></tr>
<tr><td colspan="3">緩傾斜式</td><td>堤面坡度緩於 1：3，適用於具有廣闊前灘、海堤坡度極為平緩，或有離岸堤或其他保護工法的海岸。</td><td>觀景、休息、散步、坐臥、輕微的跑跳、戲水或風帆船等。</td><td>確保水陸域的連續性，親水性高，防災力與堤體穩定度好，成本較高。</td></tr>
<tr><td rowspan="4">台階式</td><td colspan="3">階梯式</td><td>適用於陡坡堤岸，或前有沙灘處，一般以居部性使用較多，堤面坡度約1：1.5 1：3。</td><td>在階梯上休息、觀景及走下海堤活動。</td><td>屬陡坡堤，但防災力，親水性比陡坡堤好。</td></tr>
<tr><td rowspan="3">階段式</td><td rowspan="2">組合階段式</td><td>鏤空</td><td rowspan="3">屬於緩傾斜堤，適用性與緩傾斜堤大致相同，但海灘坡度緩於1：30時即可使用，適用性較高。</td><td rowspan="3">休息、觀景、散步及坐臥等。</td><td rowspan="3">親水性較高，在應用上也有較多的變化，成本高。</td></tr>
<tr><td>無鏤空</td></tr>
<tr><td colspan="2">整砌階段式</td></tr>
<tr><td>混合式</td><td colspan="3"></td><td>與台階式相同，適用於利用率較高的地區。</td><td>觀景、休息、散步、坐臥、輕微的跑跳、戲水、走下堤岸活動或風帆船等。</td><td>混合式綜合了上述兩式的優點，但在合併處應考慮工程上協調性的問題。</td></tr>
<tr><td rowspan="2">直立式</td><td colspan="3">有消波工</td><td rowspan="2">用於堤前水深大，或不適宜建立緩傾斜堤的海岸地區。</td><td rowspan="2">堤頂散步、瞭望、釣魚或乘坐遊艇等。</td><td rowspan="2">建築於堤趾水深大的海岸等，親水性很低，景觀上有生硬的感覺。</td></tr>
<tr><td colspan="3">無消波工</td></tr>
</table>

第三章 護岸水理模式

波浪由深海傳遞至近岸，受水深地形或海岸結構物的影響產生變形，其主要的變形效應包含淺化、折射、繞射、反射、碎波及能量消散等效應。上述之波浪變形效應通常是共存的，因此在建立波浪模式時，應同時考慮各種變形反應之影響。目前利用水深積分之勢能流描述近岸波浪變形之數值模式主要可分成兩大類，即緩坡方程式(**M**ild-**S**lope **E**quation，**MSE**) 及 **B**oussinesq 方程式，緩坡方程式是以線性波為理論基礎，假設水深變化是緩變的，利用水深積分的方式，將三維的波浪問題簡化為平面二維型式，但在非線性波及不規則波的分析上並無法適切地描述。因此，為了克服緩坡方程式在實際應用上的限制，近年來應用 Boussinesq 方程式探討於時空領域的波浪變形乃至於碎波等問題，已積極而快速地發展中。為能更貼切地模擬真實的波浪特性，本計畫應用 Wei 等人 (1995) 所提出的二階全非線性 Boussinesq 方程式 (2nd-order fully nonlinear Boussinesq equations) 來發展近岸波場模式，並於本章針對 Boussinesq 方程式的原理及其數值方法作一基本介紹，最後再對所發展之波場模式與試驗資料進行驗證。

3.1 Boussinesq 方程式簡介

Boussinesq 方程式主要的理論基礎，是將流場的垂直分佈以多項式級數型式近似表示，並將連續方程式及動量方程式進行水深積分，將空間三維的流場簡化為平面二維流場（或將斷面二維流場簡化為水平一維流場)。淺水長波假設流場於垂直方向為均勻分佈而忽略了分散效應 (dispersion effect)，而 Boussinesq 方程式存在波浪非線性(nonlinearity) 項及因垂直加速度所導致的非靜壓效應 (non-hydrostatic effect) 修正項，亦即具有分散效應。

在 Boussinesq 方程式的發展過程中，方程式係透過兩個重要的參數來作級數展開，一為非線性效應參數 e，表示水位振幅與水深之比

($e = a/h$)，另一為分散效應參數 m，表示水深與波長之比($m = h/L$)。在各種理論的推演中，Boussinesq 方程式的表示方法並非唯一，根據不同水平流速的描述，以及對於高階量的取捨均會得到不同型式的 Boussinesq 方程式。Peregrine (1967) 發展出所謂的典型 Boussinesq 方程式 (classical Boussinesq equation)，方程式中包含緩變底床效應，並分別以靜水位流速及水深平均流速來代表水平流速，他假設 $e = O(m^2)$，方程式取至參數 m^2 階量，即保留階數至 $O(e,m^2)$。由於方程式使用的階數較低，造成方程式適用範圍侷限於弱非線性及弱分散性。和 Stokes 線性波相較，此弱分散性使得方程式只適用於較小的相對水深 kh，否則會造成波速的誤差，在波速誤差小於 5% 條件下，其適用相對水深約為 $kh < 1.9$。

在典型 Boussinesq 方程式的實際應用上，其弱分散性效應限制了方程式的使用範圍，故往後學者紛紛針對此問題進行修正研究。Witting (1984) 開始應用 Padé 展開的技巧以改善 Boussinesq 方程式分散性的自由參數，根據 Stokes 波理論，其線性分散關係式的 Padé 展開可表示為

$$\frac{C^2}{gh} = \frac{\tanh kh}{kh}$$

$$= \text{Padé}[m,n] = \frac{1 + p_2(kh)^2 + p_4(kh)^4 + \ldots + p_m(kh)^m}{1 + q_2(kh)^2 + q_4(kh)^4 + \ldots + q_n(kh)^n} \tag{3-1}$$

式中 C 為波速，k 為波數，p_m 和 q_n 分別表示 Padé 展開係數，兩者經由 Stokes 波之線性分散關係式在 $kh = 0$ 處之泰勒展開 (Taylor expansion) 之相關係數比較所決定。例如 $m = 0$，$n = 2$ 為 Padé [0,2] 之階數，從式 (3-1) 可得

$$\frac{C^2}{gh} = \frac{1}{1 + \frac{1}{3}(kh)^2} + O(m^4) = \text{Padé}[0,2] \tag{3-2}$$

同理，$m = 2$，$n = 2$ 為 Padé [2,2] 之階數，即

$$\frac{C^2}{gh} = \frac{1+\frac{1}{15}(kh)^2}{1+\frac{2}{5}(kh)^2} + O(m^6) = \text{Padé}[2,2] \tag{3-3}$$

依此類推，$m = 4$，$n = 4$ 為 Padé [4,4] 之階數，即

$$\frac{C^2}{gh} = \frac{1+\frac{1}{9}(kh)^2+\frac{1}{945}(kh)^4}{1+\frac{4}{9}(kh)^2+\frac{1}{63}(kh)^4} + O(m^{10}) = \text{Padé}[4,4] \tag{3-4}$$

Madsen 等人(1991) 及 Madsen 和 Sørensen (1992) 將 Peregrine (1967) 的動量方程式線性化後，對其空間微分兩次，乘上一個係數再加回原來的非線性動量方程式，藉此發展出一修正型的 Boussinesq 方程式，使其分散性的精度由 Padé [0,2] 提升至 Padé [2,2] 之階數，在波速誤差小於 5% 條件下，其適用相對水深約為 $kh < 3.8$，已超過深水波的臨界值。Nwogu (1993) 引入一個自由參數，選定由某任意水深位置的水平流速來代表流場之水平流速，再重新推導而得到一個新型式的 Boussinesq 方程式，此方程式亦可滿足至 Padé [2,2] 之階數。Schäffer 和 Madsen (1995) 綜合以上兩種方法進一步推得分散性可滿足至 Padé [4,4] 階數之方程式，在相對水深 $kh = 2p$ 時，其波速誤差僅約 1 %，此方程式能有效地擴展 Boussinesq 方程式的應用範圍至深水波。上述三組方程式皆保留階數至 $O(e,m^2)$，屬於弱非線性之 Boussinesq 方程式。

為了改善弱非線性的限制，Wei 等人 (1995) 引用 Nwogu (1993) 之近似方法，但不同於前人假設 $e = O(m^2)$，他們取 e 為任意階數，建立一保留 $O(e^3m^2)$ 之方程式，據此有效地提升方程式的非線性效應，稱為二階全非線性 Boussinesq 方程式，但其分散性亦僅滿足至 Padé [2,2] 之階數。Gobbi 等人 (2000) 將 Wei 等人 (1995) 的方程式擴展至更高階的 $O(e^5m^4)$ 階數，同時改善弱非線性及弱分散性的限制，稱為四階全非線性 Boussinesq 方程式。Madsen 等人 (2002) 採用 Laplace 方程式之近似級數解推導 Boussinesq 方程式，其非線性和

分散性效應與 Gobbi 等人 (2000) 之結果相同，但此方程式可更準確描述水平速度之垂直分佈情形。

表 3-1 列出各種型態 Boussinesq 方程式之重要特性，而圖 3-1 則為 Stokes 波理論之線性分散關係式的各階 Padé 展開比較圖。一般 Boussinesq 數值模式常引用 Madsen 和 Sørensen (1992) 及 Nwogu (1993) 所推得較低階的 Boussinesq 方程式進行計算，而當處理的問題之非線性較強時則使用 Wei 等人 (1995) 所推得之二階全非線 Boussinesq 方程式，而其他含有更高階分散項或非線性項之 Boussinesq 方程式雖具有較高的精確度，但由於方程式過於繁雜，計算時需大量記憶體容量並耗費計算時間，實際應用上較為不便，故目前甚少應用於描述實際波浪變形的計算上。

表 3-1 各種型態 Boussinesq 方程式之重要特性

作者	水平流速表示型態	保留階數	Padé
Peregrine (1967)	水深平均流速	(ε,μ^2)	[0,2]
Madsen 和 Sørensen (1992)	水深平均流速	(ε,μ^2)	[2,2]
Nwogu (1993)	某任意水深位置的水平流速	(ε,μ^2)	[2,2]
Schäffer 和 Madsen (1995)	某任意水深位置的水平流速	(ε,μ^2)	[4,4]
Wei 等人 (1995)	某任意水深位置的水平流速	$(\varepsilon^3\mu^2)$	[2,2]
Gobbi 等人 (2000)	某任意水深位置的水平流速	$(\varepsilon^5\mu^4)$	[4,4]
Madsen 等人 (2002)	某任意水深位置的水平流速	$(\varepsilon^5\mu^4)$	[4,4]

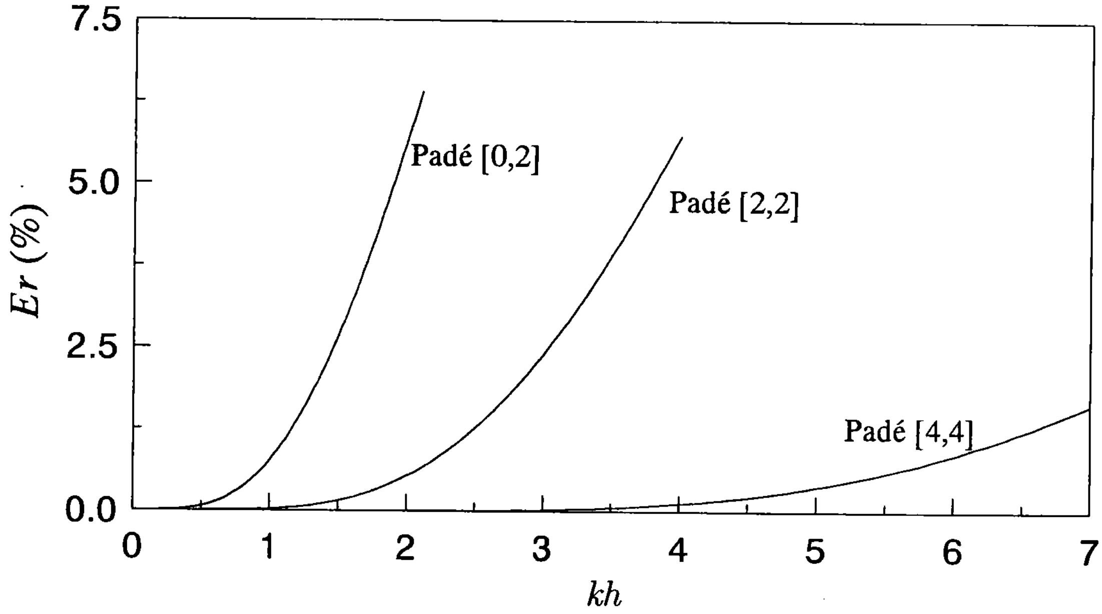


圖 3-1 Stokes 波理論之線性分散關係式的各階 Padé 展開比較圖。圖中 $Er = |C - C_{Stokes}| / C_{Stokes}$ = 波速相對誤差，C_{Stokes} 為 Stokes 波之線性波速 (Stokes，1847)。

3.2 二階全非線性 Boussinesq 方程式

本節針對 Wei 等人 (1995) 所提出之二階全非線性 Boussinesq 方程式作完整推導。滿足非黏滯性及不可壓縮性流體之非旋性流場，其控制方程式及邊界條件分別如下所示：

Laplace 方程式：$\Phi_{zz} + \nabla_h{}^2\Phi = 0$ (3-5)

BBC：$\Phi_z + \nabla_h h \cdot \nabla_h \Phi = 0$，在 $z = -h$ (3-6)

DFSBC：$\Phi_t + g\eta + \dfrac{1}{2}[(\nabla_h \Phi)^2 + \Phi_z^2] = 0$，在 $z = \eta$ (3-7)

KFSBC：$\eta_t + \nabla_h \Phi \cdot \nabla_h \eta - \Phi_z = 0$，在 $z = \eta$ (3-8)

式中 Φ 為流速勢函數，η 為水位函數，h 為水深，z 為水深方向之垂直座標，t 為時間，$\nabla_h = (\partial / \partial x, \partial / \partial y)$ = 水平梯度運算子。

為便於理論分析，相關物理量之無因次表示為：

$$
\begin{cases}
x^* = \dfrac{x}{L_o},\ y^* = \dfrac{y}{L_o},\ z^* = \dfrac{z}{h_o},\ t^* = \dfrac{\sqrt{gh_o}}{L_o} t\ ,\ h^* = \dfrac{h}{h_o}, \\
\eta^* = \dfrac{\eta}{a_o},\ k^* = L_o k,\ c^* = \dfrac{c}{\sqrt{gh_o}},\ \omega^* = \dfrac{L_o}{\sqrt{gh_o}}\omega,\ \Phi^* = \dfrac{h_o}{a_o L_o \sqrt{gh_o}}\Phi, \\
a^* = \dfrac{a}{a_o},\ \varepsilon = \dfrac{a_o}{h_o},\ \mu = \dfrac{h_o}{L_o}
\end{cases}
\tag{3-9}
$$

式中 L_o 為特性波長，h_o 為特性水深，a_o 為特性振幅，ε 為非線性效應參數，而 μ 則為分散效應參數。

將式 (3-9) 代入式 (3-8) ~ (3-8)，方便上將相關物理量無因次表示法之星號去除，則無因次控制方程式及邊界條件分別表示如下：

Laplace 方程式：$\Phi_{zz} + \mu^2 \nabla_h^{\ 2} \Phi = 0$ (3-10)

BBC：$\Phi_z + \mu^2 \nabla_h h \cdot \nabla_h \Phi = 0$，在 $z = -h$ (3-11)

DFSBC：$\Phi_t + \eta + \dfrac{\varepsilon}{2}\left[(\nabla_h \Phi)^2 + \dfrac{\Phi_z^2}{\mu^2} \right] = 0$，在 $z = \varepsilon\eta$ (3-12)

KFSBC：$\eta_t + \varepsilon \nabla_h \Phi \cdot \nabla_h \eta - \dfrac{\Phi_z}{\mu^2} = 0$，在 $z = \varepsilon\eta$ (3-13)

從 $-h$ 至 $\varepsilon\eta$ 對式 (3-10) 作水深方向之積分，可得

$$
\Phi_z \left.\right|_{-h}^{\varepsilon\eta} + \mu^2 \int_{-h}^{\varepsilon\eta} \nabla_h \cdot \nabla_h \Phi \, dz = 0 \tag{3-14}
$$

上式利用 Leibnitz 法則，可進一步表示為

$$
\begin{aligned}
&\nabla_h \cdot \int_{-h}^{\varepsilon\eta} \nabla_h \Phi \, dz + \left[\frac{\Phi_z}{\mu^2} - \varepsilon \nabla_h \eta \cdot \nabla_h \Phi \right]_{z=\varepsilon\eta} \\
&\qquad + \left[-\frac{\Phi_z}{\mu^2} - \nabla_h h \cdot \nabla_h \Phi \right]_{z=-h} = 0
\end{aligned}
\tag{3-15}
$$

將式 (3-11) 之 BBC 及式 (3-13) 之 KFSBC 代入上式，可得下式關係：

$$\eta_t + \nabla_h \cdot \int_{-h}^{\varepsilon\eta} \nabla_h \Phi \, dz = 0 \tag{3-16}$$

仿照 Boussinesq (1872) 處理孤立波之假設方式，將流速勢 Φ 之垂直分佈作 $(z+h)$ 之冪級數展開，即

$$\Phi = \sum_{n=0}^{\infty} (z+h)^n \Phi_n \tag{3-17}$$

式中 $\Phi = \Phi(x,y,z,t)$，$\Phi_n = \Phi_n(x,y,t)$。將上式代入式 (3-10) 之 Laplace 方程式，可得如下關係：

$$\Phi_{n+2} = -\mu^2 \frac{\nabla_h^{\,2} \Phi_n}{(n+1)(n+2)} \tag{3-18}$$

當 $n=0$ 時，可得 Φ_2 為

$$\Phi_2 = -\frac{\mu^2}{2} \nabla_h^{\,2} \Phi_o \tag{3-19}$$

故從式 (3-17) 可知

$$\Phi = \Phi_o + (z+h)\Phi_1 - \frac{\mu^2}{2}(z+h)^2 \nabla_h^{\,2} \Phi_o + O(\mu^4) \tag{3-20}$$

將式 (3-20) 代入式 (3-11) 之 BBC，可得下式關係：

$$\Phi = \Phi_o - \mu^2 (z+h) \nabla_h h \cdot \nabla_h \Phi_o - \frac{\mu^2}{2}(z+h)^2 \nabla_h^{\,2} \Phi_o + O(\mu^4) \tag{3-21}$$

令某一特定水深 z_α 之流速勢為 $\Phi = \Phi_\alpha$，則式 (3-21) 可進一步改寫為

$$\begin{aligned} \Phi_\alpha = \Phi_o &- \mu^2 (z_\alpha + h) \nabla_h h \cdot \nabla_h \Phi_o \\ &- \frac{\mu^2}{2}(z_\alpha + h)^2 \nabla_h^{\,2} \Phi_o + O(\mu^4) \end{aligned} \tag{3-22}$$

將式 (3-22) 代入式 (3-21)，可得

$$\Phi = \Phi_\alpha + \mu^2(z_\alpha - z)\nabla_h \cdot (h\nabla_h \Phi_\alpha) + \frac{\mu^2}{2}(z_\alpha^2 - z^2)\nabla_h{}^2\Phi_\alpha + O(\mu^4) \tag{3-23}$$

另外，將式 (3-23) 代入式 (3-16)，並忽略高階項 $O(\mu^4)$，即可得質量守恆方程式如下：

$$\eta_t + \nabla_h \cdot M = 0 \tag{3-24a}$$

其中

$$M = (h+\varepsilon\eta)\left\{\vec{\boldsymbol{u}}_\alpha + \mu^2\left[\frac{z_\alpha{}^2}{2} - \frac{1}{6}(h^2 - \varepsilon h\eta + \varepsilon^2\eta^2)\right] \times \nabla_h(\nabla_h \cdot \vec{\boldsymbol{u}}_\alpha) + \mu^2\left[z_\alpha + \frac{(h-\varepsilon\eta)}{2}\right]\nabla_h[\nabla_h \cdot (h\vec{\boldsymbol{u}}_\alpha)]\right\} \tag{3-24b}$$

式中 $\vec{\boldsymbol{u}}_\alpha$ 為水深 $z = z_\alpha$ 之速度向量，$\vec{\boldsymbol{u}}_\alpha = (u_\alpha, v_\alpha) = \nabla_h\Phi_\alpha$。將式 (3-23) 代入式 (3-12) 之 DFSBC，取其水平梯度並忽略高階項 $O(\mu^4)$，經整理後可得動量守恆方程式如下：

$$\begin{aligned}
&\vec{\boldsymbol{u}}_{\alpha t} + \nabla_h\eta + \varepsilon(\vec{\boldsymbol{u}}_\alpha \cdot \nabla_h)\vec{\boldsymbol{u}}_\alpha \\
&\quad + \mu^2\nabla_h\left[(z_\alpha - \varepsilon\eta)\nabla_h \cdot (h\vec{\boldsymbol{u}}_{\alpha t}) + \frac{1}{2}(z_\alpha^2 - \varepsilon^2\eta^2)(\nabla_h \cdot \vec{\boldsymbol{u}}_{\alpha t})\right] \\
&\quad + \varepsilon\mu^2\nabla_h\left\{(z_\alpha - \varepsilon\eta)(\vec{\boldsymbol{u}}_\alpha \cdot \nabla_h)[\nabla_h \cdot (h\vec{\boldsymbol{u}}_\alpha)]\right. \\
&\quad \left. + \frac{1}{2}(z_\alpha^2 - \varepsilon^2\eta^2)(\vec{\boldsymbol{u}}_\alpha \cdot \nabla_h)(\nabla_h \cdot \vec{\boldsymbol{u}}_\alpha)\right\} \\
&\quad + \varepsilon\mu^2\nabla_h\left\{\left[\nabla_h \cdot (h\vec{\boldsymbol{u}}_\alpha) + \frac{\varepsilon\eta}{2}(\nabla_h \cdot \vec{\boldsymbol{u}}_\alpha)\right]^2\right\} = 0
\end{aligned} \tag{3-25}$$

式 (3-24) 及 (3-25) 即為 Wei 等人(1995) 提出之二階全非線性 Boussinesq 方程式。將此二式回復至有因次表示下可得

$$\eta_t + \nabla_h \cdot M = 0 \tag{3-26a}$$

其中

$$M = (h+\eta)\left\{\vec{u}_\alpha + \left[\frac{{z_\alpha}^2}{2} - \frac{1}{6}(h^2 - h\eta + \eta^2)\right]\nabla_h(\nabla_h \cdot \vec{u}_\alpha) + \left[z_\alpha + \frac{(h-\eta)}{2}\right]\nabla_h\left[\nabla_h \cdot (h\vec{u}_\alpha)\right]\right\} \tag{3-26b}$$

$$\begin{aligned}
&\vec{u}_{\alpha t} + g\nabla_h\eta + (\vec{u}_\alpha \cdot \nabla_h)\vec{u}_\alpha \\
&\quad + \nabla_h\left[(z_\alpha - \eta)\nabla_h \cdot (h\vec{u}_{\alpha t}) + \frac{1}{2}(z_\alpha^2 - \eta^2)(\nabla_h \cdot \vec{u}_{\alpha t})\right] \\
&\quad + \nabla_h\left\{(z_\alpha - \eta)(\vec{u}_\alpha \cdot \nabla_h)[\nabla_h \cdot (h\vec{u}_\alpha)] \right. \\
&\quad \left. + \frac{1}{2}(z_\alpha^2 - \eta^2)(\vec{u}_\alpha \cdot \nabla_h)(\nabla_h \cdot \vec{u}_\alpha)\right\} \\
&\quad + \nabla_h\left\{\left[\nabla_h \cdot (h\vec{u}_\alpha) + \frac{\eta}{2}(\nabla_h \cdot \vec{u}_\alpha)\right]^2\right\} = 0
\end{aligned} \tag{3-27}$$

3.3 波浪溯升與碎波

利用 Boussinesq 方程式求解波浪溯升的主要問題在於其邊界為移動的灘線，屬於移動邊界，在數值處理上比較困難。Tao (1983；1984) 將灘線附近的底床 (水深小於 h_s) 改為可透水性的底床 (porous bed)，或是為一狹窄溝槽 (narrow slot)，如圖 3-2 所示，根據此種模式模擬波浪溯升的問題。Madsen 等人 (1997a；1997b) 則首先將此種處理方法應用於 Boussinesq 方程式，Kennedy 等人 (2000) 則將 Tao (1983；1984) 的方法加以修正，使其能滿足質量守恆的特性。

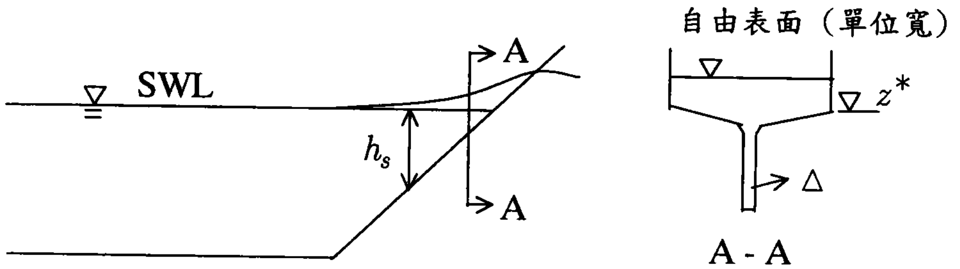


圖 3-2 狹窄溝槽示意圖

當考量波場為二維斷面之狀況，Kennedy 等人 (2000) 定義狹窄溝槽的寬度為

$$b(\eta)=\begin{cases}1, & ,\eta>z^*\\ \Delta+(1-\Delta)e^{\lambda(\eta-z^*)/h_s} & ,\eta\le z^*\end{cases} \tag{3-28}$$

式中 Δ 及 λ 為溝槽之寬度及形狀參數，h_s 為溝槽起始水深。由式 (3-28) 可計算此溝槽於自由表面下之截面積為

$$A(\eta)=\begin{cases}(\eta-z^*)+\Delta(z^*+h_s)+\dfrac{(1-\Delta)h_s}{\lambda}\left(1-e^{-\lambda(h_s+z^*)/h_s}\right), \eta>z^*\\ \Delta(\eta+h_s)+\dfrac{(1-\Delta)h_s}{\lambda}\left(e^{\lambda(\eta-z^*)/h_s}-e^{-\lambda(h_s+z^*)/h_s}\right), \eta\le z^*\end{cases} \tag{3-29}$$

當 $\eta>z^*$ 時，運用溝槽截面積應與未加溝槽狀況之截面積相等之關係，即

$$(\eta-z^*)+\Delta(z^*+h_s)+\frac{(1-\Delta)h_s}{\lambda}\left(1-e^{-\lambda(h_s+z^*)/h_s}\right)=\eta+h \tag{3-30}$$

上式對 $\exp[-\lambda(h_s+z^*)/h_s]$ 泰勒展開於 $z=-h$ 處，在 $\lambda>>1$ 及 $\Delta<<1$ 之假設下，略去高階項可近似求得

$$z^*=\frac{-h}{1-\Delta}+h_s\left(\frac{\Delta}{1-\Delta}+\frac{1}{\lambda}\right) \tag{3-31}$$

將式 (3-28) 及 (3-29) 代入質量守恆方程式，可得

$$A_t+(AU)_x=b\eta_t+(AU)_x=0 \tag{3-32}$$

式中 U 為水深平均速度。忽略狹窄溝槽中的速度分佈，應用式 (3-26) 引入某任意水深位置的水平流速 u_α，可得能模擬波浪溯升的質量守恆方程式為

$$b\eta_t+M_x=0 \tag{3-33a}$$

$$
\begin{aligned}
M = A\Bigg\{ & u_\alpha + \left(\frac{{z_\alpha}^2}{2} - \frac{h^2 - h\eta + \eta^2}{6}\right) u_{\alpha xx} \\
& + \left(z_\alpha + \frac{h-\eta}{2}\right)(hu_\alpha)_{xx} \Bigg\}
\end{aligned}
\tag{3-33b}
$$

有關 Boussinesq 方程式在碎波課題上之探討，Heitner 和 Housner (1970) 首先將人工渦動滯度 (artificial eddy viscosity) 併入 Boussinesq 方程組之動量方程式中，並使動量方程式保持守恆，用以計算海嘯之傳遞過程。Tao (1983) 則引入一非守恆項之人工渦動滯度，據此模擬碎波行為。Zelt (1991) 利用一組人工渦動滯度方程式及 Lagrangian Boussinesq 方程式，研究波浪碎波及孤立波之溯升行為。Schäffer 等人 (1993) 與 Madsen 等人 (1997) 另引用滾波 (roller) 之觀念，發展可以模擬碎波狀態之 Boussinesq 方程式。Kennedy 等人(2000) 引用 Nwogu (1993) 及 Wei 等人 (1995) 之 Boussinesq 方程式，在他們的動量方程式中引入人工渦動滯度項，以模擬波浪碎波所引起之能量消散。他們並藉由水位隨時間之變動量超過臨界值時，則判斷開始發生碎波之情況。此種方法在碎波計算上除較為簡易外，在碎波發生及終止過程之描述更能符合實際現象。本節針對 Kennedy 等人 (2000) 所發展的碎波模式簡述如下：

將 Wei 等人 (1995) 所推得的動量方程式，即式 (3-27)，等號右邊加入能量消散項，表示如下：

$$
\begin{aligned}
& \vec{u}_{\alpha t} + g\nabla_h \eta + (\vec{u}_\alpha \cdot \nabla_h)\vec{u}_\alpha \\
& \quad + \nabla_h \left[(z_\alpha - \eta)\nabla_h \cdot (h\vec{u}_{\alpha t}) + \frac{1}{2}(z_\alpha^2 - \eta^2)(\nabla_h \cdot \vec{u}_{\alpha t})\right] \\
& \quad + \nabla_h \Big\{(z_\alpha - \eta)(\vec{u}_\alpha \cdot \nabla_h)[\nabla_h \cdot (h\vec{u}_\alpha)] \\
& \quad + \frac{1}{2}(z_\alpha^2 - \eta^2)(\vec{u}_\alpha \cdot \nabla_h)(\nabla_h \cdot \vec{u}_\alpha)\Big\} \\
& \quad + \nabla_h \left\{[\nabla_h \cdot (h\vec{u}_\alpha) + \frac{\eta}{2}(\nabla_h \cdot \vec{u}_\alpha)]^2\right\} = \overrightarrow{R_b}
\end{aligned}
\tag{3-35}
$$

式中向量 $\overrightarrow{R_b}$ 為人工渦動滯度項，在滿足動量守恆之關係下可表示為

$$\overrightarrow{R_b} = \left(R_{bx}, R_{by}\right) \tag{3-36}$$

且
$$R_{bx} = \frac{1}{h+\eta}\left(\frac{\partial \tau_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y}\right) \tag{3-37}$$

$$R_{by} = \frac{1}{h+\eta}\left(\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yy}}{\partial y}\right) \tag{3-38}$$

$$\tau_{xx} = \nu_t \frac{\partial\left[(h+\eta)u_\alpha\right]}{\partial x} \tag{3-39}$$

$$\tau_{yy} = \nu_t \frac{\partial\left[(h+\eta)v_\alpha\right]}{\partial y} \tag{3-40}$$

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} = \frac{1}{2}\nu_t \left\{\frac{\partial\left[(h+\eta)u_\alpha\right]}{\partial y} + \frac{\partial\left[(h+\eta)v_\alpha\right]}{\partial x}\right\} \tag{3-41}$$

式中 ν_t 為渦動滯度 (eddy viscosity)，為空間及時間之函數，相似於 Zelt (1991) 所建議之渦動滯度，並應用式 (3-26)，可得為

$$\nu_t = B l^2 \frac{|\nabla_h \cdot M|}{h+\eta} = B l^2 \frac{|\eta_t|}{h+\eta} \tag{3-42}$$

式中 l 為混合長度 (mixing length)，Rajaratnam (1967) 由觀察發現混合長度與水深有關，即 $l = \delta_b (h+\eta)$，因此式 (3-42) 可改寫為

$$\nu_t = B \delta_b^2 (h+\eta)|\eta_t| \tag{3-43}$$

式中 δ_b 為無因次參數，模式測試結果建議 $\delta_b = 1.2$，變數 B 由 0 平滑地變化至 1，此種假設可避免碎波剛發生時巨大衝擊所造成之不穩定現象，即

$$B=\begin{cases}1 & ,\ \eta_{\mathrm{t}}\geq 2\eta_t^{*}\\ \dfrac{\eta_t}{\eta_t^{*}}-1 & ,\ \eta_t^{*}<\eta_{\mathrm{t}}\leq 2\eta_t^{*}\\ 0 & ,\ \eta_{\mathrm{t}}\leq \eta_t^{*}\end{cases} \tag{3-44}$$

上式中，我們引用水位時間變動量 η_t 為碎波指標，以符合波動現象之自然法則，即波浪能量消散集中於波形的前峰面 (因為波形前峰面之 η_t 必定大於 0)。參數 η_t^{*} 決定碎波之始末，Zelt (1991) 假設此參數為一常數，但這與自然現象不符。事實上，波浪碎波指標超過某極限值開始碎波後，縱使此指標已低於極限值，但它還是會持續碎波，即再生波 (recovery wave)，直至岸線或是某一較低的穩定高度 (Horikawa 和 Kuo，1966)。故此處設定 η_t^{*} 為一隨時間變小之參數，但目前 η_t^{*} 隨時間變小的完整機制尚不可知，我們以一簡單的線性關係表示如下：

$$\eta_t^{*}=\begin{cases}\eta_t^{(F)} & ,\ t-t_0\geq T^{*}\\ \eta_t^{(I)}-\dfrac{t-t_0}{T^{*}}\left[\eta_t^{(I)}-\eta_t^{(F)}\right] & ,\ 0\leq t-t_0<T^{*}\end{cases} \tag{3-45}$$

式中 $\eta_t^{(I)}$ 為碎波開始之水位變動量臨界值，$\eta_t^{(F)}$ 為碎波終止之水位變動量，T^{*} 為碎波變化歷時，t_0 為碎波開始時刻。Kennedy 等人(2000) 經由數值計算及模型試驗驗證後，上式之物理量可提出以下各建議值：

$$\eta_t^{(I)}=0.65\sqrt{gh}\ ;\ \eta_t^{(F)}=0.15\sqrt{gh}\ ;\ T^{*}=5\sqrt{h/g} \tag{3-46}$$

碎波指標有不同的選取方式，如水面的斜率或是參考速度的梯度或曲率等，各種碎波指標各有其優缺點和適用情況。此處選用水位時間變動量 η_t 作為碎波判斷指標，主要有兩個優點：除了水位時間變動量 η_t 於計算過程中為已知外，模式計算之穩定性亦較其他學者以流速或波速做為碎波指標之計算法為佳。

3.4 數值方法

本節針對 Wei 等人 (1995) 提出之二階全非線性 Boussinesq 方程式，就其一維數值模式之建立作基本介紹。

3.4.1 數值模式控制方程式

由式 (3-33) 及 (3-35) 可知包含波浪溯升及能量消散效應的 Boussinesq 方程式，其質量守恆式及動量守恆式經整理後分別為 (為方便起見，以下 u_α 以略去下標"α"之 u 表示)

$$\eta_t = -E(\eta, u) = -E_1 + f(x,t) \tag{3-47}$$

$$U_t^*(u) = -F(\eta, u) = -F_1 + R_{bx} + p(x,t) + C_1 u + C_2 u_{xx} \tag{3-48}$$

其中

$$\begin{aligned} E_1 = \frac{1}{b}\frac{\partial}{\partial x}\Bigg\{ A\Bigg[u_\alpha + \left(\frac{h^2\beta^2}{2} - \frac{h^2 - h\eta + \eta^2}{6} \right) u_{xx} \\ + \left(h\beta + \frac{h-\eta}{2} \right)(hu)_{xx} \Bigg]\Bigg\} \end{aligned} \tag{3-49}$$

$$\begin{aligned} F_1 = g\eta_x + u\,u_x + \frac{1}{2}\frac{\partial}{\partial x}\{ 2(h\beta - \eta)u(hu)_{xx} \\ + (h^2\beta^2 - \eta^2)u\,u_{xx} + [(hu)_x + \eta u_x]^2 \\ + 2\eta(hu)_{xt} + \eta^2 u_{xt} \} \end{aligned} \tag{3-50}$$

$$U^* = u + \frac{1}{2}[h^2\beta^2 u_{xx} + 2h\beta(hu)_{xx}] \tag{3-51}$$

式中 $\beta = z_\alpha / h$，A 及 b 為模擬波浪溯升之狹窄溝槽的面積及寬度，如式 (3-28) 及 (3-29) 所定義。R_{bx} 為人工渦動滯度項，定義如下：

$$R_{bx} = \frac{\{\nu_t[(h+\eta)u_\alpha]_x\}_x}{(h+\eta)} \tag{3-52}$$

$f(x,t)$ 及 $p(x,t)$ 為 Chawla 和 Kirby (2000) 所加入之造波項 (source terms)，目的在使模式能在計算領域內產生數值造波，其定義如下：

$$f(x,t)=\sum_i f_i=\sum_i \frac{a_i \exp\left(k_i^2/4\beta_1\right)\left(\omega_i^2-\alpha_1 g k_i^4 h^3\right)}{\omega_i k_i \sqrt{\pi/\beta_1}\left[1-\alpha(k_i h)^2\right]} \times \exp\left[-\beta_1(x-x_o)^2\right]\sin(\omega_i t+\varepsilon_i) \tag{3-53}$$

$$p(x,t)=\sum_i p_i=\sum_i 2g\beta_1[1-2\beta_1(x-x_o)^2]f_i/(k_i\omega_i) \tag{3-54}$$

式中 $\alpha_1=\beta^2/2+\beta+1/3$，$\omega_i$、$k_i$、$\varepsilon_i$ 及 a_i 分別為不規則波各頻之入射角頻率、波數、位相差及振幅，x_o 及 h 為造波函數所在之位置及其水深。假設造波項的影響寬度 $W=\gamma_r(L/2)$，且視 $\exp(-5)=0.0067$ 趨近於 0，則可得

$$\beta_1=80/(\gamma_r L)^2 \tag{3-55}$$

本文所有計算例選擇 $\gamma_r=1$。由以上加入之造波函數，模式便可模擬規則波及不規則波造波。

$C_1 u$ 及 $C_2 u_{xx}$ 為 Newtonian cooling 阻尼項及黏滯阻尼項，用於吸收波浪傳遞至開放邊界時之能量，以避免數值反射波之產生，即所謂的海綿層 (sponge layer)，如圖 3-3 所示。其係數 C_1，C_2 定義如下 (Wei 和 Kirby，1995)：

$$\begin{cases} C_1=\alpha_c\omega\{\exp[(\dfrac{x-x_s}{x_e-x_s})^n]-1\}/[\exp(1)-1], & x\geq x_s \\ C_2=\alpha_\nu\omega\{\exp[(\dfrac{x-x_s}{x_e-x_s})^n]-1\}/[\exp(1)-1], & x\geq x_s \\ C_1=C_2=0, & x<x_s \end{cases} \tag{3-56}$$

式中 α_c，α_ν，n 為待定係數，由實際數值計算時率定，x_s 及 x_e 分別為海綿層的起始與末端座標，海綿層寬度 x_e-x_s 一般取為波長的 2 到 3 倍。

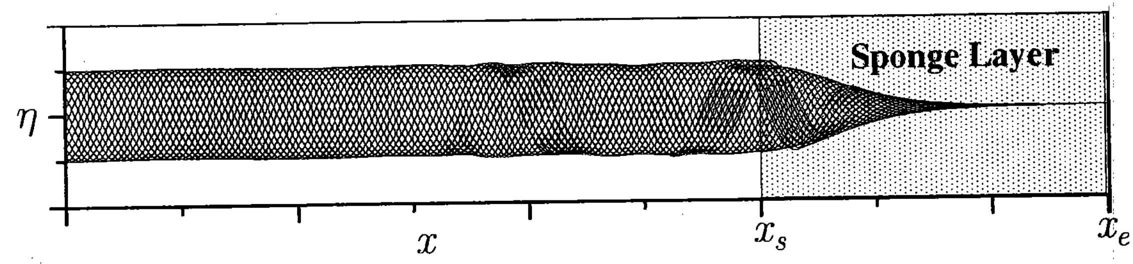


圖 3-3 一維正向消波邊界條件示意圖

式 (3-56) 中的代定係數 α_c，α_ν 及 n 必須作適當的選取，否則會影響計算的穩定度，Kirby 等人 (1998) 經數值測試結果顯示黏滯阻尼項 $C_2 u_{xx}$ 對消波作用不大，其建議取 $\alpha_c = 10$，$\alpha_\nu = 0$ 及 $n = 2$。

當模式使用造波函數產生數值造波時，計算領域的兩側皆為開放邊界，亦即在計算領域的兩側皆須使用海綿層以供吸收傳遞出去的波浪能量，其配置如圖 3-4 所示。

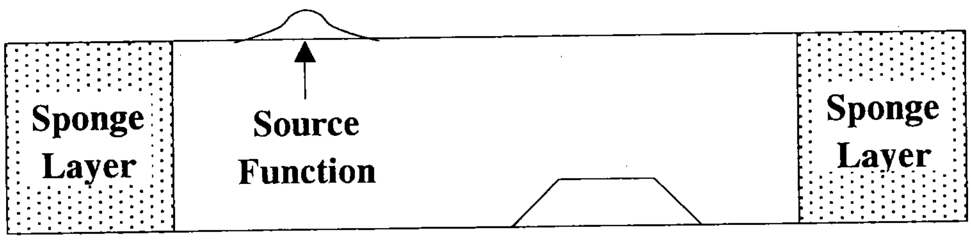


圖 3-4 計算領域配置示意圖

3.4.2 方程式之離散化

控制方程式之空間與時間之離散化分述如下：

1. 空間離散 (spatial discretization)：空間離散一般採用交錯網格，如圖 3-5 所示。變數一次微分採四階精確度，二次及三次微分則採二階精確度，離散方程式如下所示 (Abbott 和 Basco，1989)：

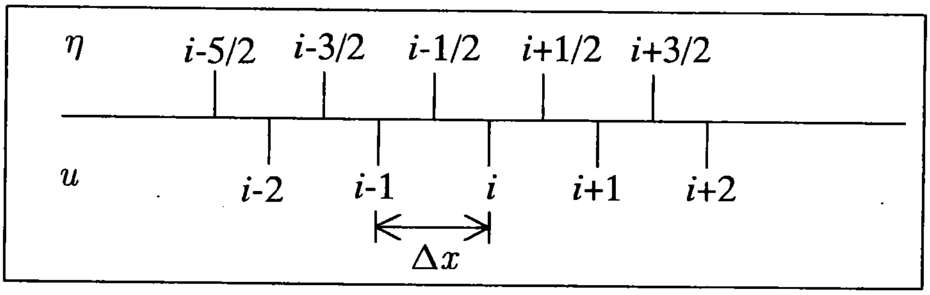


圖 3-5 水位 η 和水平流速 u 交錯網格示意圖

$$
\begin{cases}
\eta_x(i-\frac{1}{2}) = \frac{1}{12\Delta x}\Big[\eta(i-\frac{5}{2}) - 8\eta(i-\frac{3}{2}) + 8\eta(i+\frac{1}{2}) - \eta(i+\frac{3}{2})\Big] \\
\qquad + O(\Delta x)^4 \\
u_x(i-\frac{1}{2}) = \frac{1}{24\Delta x}[u(i-2) - 27u(i-1) + 27u(i) - u(i+1)] + O(\Delta x)^4 \\
u_{xx}(i-\frac{1}{2}) = \frac{1}{\Delta x^2}[u(i-2) - u(i-1) - u(i) + u(i+1)] + O(\Delta x)^2 \\
u_{xxx}(i-\frac{1}{2}) = \frac{1}{\Delta x^3}[-u(i-2) + 3u(i-1) - 3u(i) + u(i+1)] + O(\Delta x)^2
\end{cases}
$$

$$
\begin{cases}
\eta_x(i) = \frac{1}{24\Delta x}\Big[\eta(i-\frac{3}{2}) - 27\eta(i-\frac{1}{2}) + 27\eta(i+\frac{1}{2}) - \eta(i+\frac{3}{2})\Big] \\
\qquad + O(\Delta x)^4 \\
u_x(i) = \frac{1}{12\Delta x}[u(i-2) - 8u(i-1) + 8u(i+1) - u(i+2)] + O(\Delta x)^4 \\
u_{xx}(i) = \frac{1}{\Delta x^2}[u(i-1) - 2u(i) + u(i+1)] + O(\Delta x)^2 \\
u_{xxx}(i) = \frac{1}{2\Delta x^3}[-u(i-2) + 2u(i-1) - 2u(i+1) + u(i+2)] + O(\Delta x)^2
\end{cases}
\tag{3-57}
$$

2. 時間離散 (temporal discretization)：時間離散使用 Wei 和 Kirby (1995) 所建議之預測一修正法 (predictor-corrector method) 進行，式 (3-47) 及 (3-48) 的時間微分項之離散如下：

(1) 預測步驟 (predictor step)：採用三階顯式 Adams-Bashforth 法

$$\begin{aligned}\eta_{i-1/2}^{(n+1)} &= \eta_{i-1/2}^{(n)} - \frac{\Delta t}{12}[23E_{i-1/2}^{(n)} - 16E_{i-1/2}^{(n-1)} + 5E_{i-1/2}^{(n-2)}] \\ U_i^{*(n+1)} &= U_i^{*(n)} - \frac{\Delta t}{12}[23F_i^{(n)} - 16F_i^{(n-1)} + 5F_i^{(n-2)}]\end{aligned} \tag{3-58}$$

上式等號右邊項為先前時間之已知值，上式可直接求出暫態之 $\eta_{i-1/2}^{(n+1)}$ 及 $U_i^{*(n+1)}$。由式 (3-51) 可知

$$U_i^{*(n+1)} = u_i^{(n+1)} + h_i^2\beta^2 u_{xxi}^{(n+1)} + h_i\beta[h_i u_i^{(n+1)}]_{xx} \tag{3-59}$$

上式可由帶狀矩陣解出暫態之流速 $u_i^{(n+1)}$。

(2) 修正步驟 (corrector step)：採用四階隱式 Adams-Moulton 法

$$\begin{aligned}\eta_{i-1/2}^{c} &= \eta_{i-1/2}^{(n)} - \frac{\Delta t}{24}[9E_{i-1/2}^{(n+1)} + 19E_{i-1/2}^{(n)} - 5E_{i-1/2}^{(n-1)} + E_{i-1/2}^{(n-2)}] \\ U_i^{*c} &= U_i^{*(n)} - \frac{\Delta t}{24}[9F_i^{(n+1)} + 19F_i^{(n)} - 5F_i^{(n-1)} + F_i^{(n-2)}]\end{aligned} \tag{3-60}$$

如同預測步驟之處理，可解出 $\eta_{i-1/2}^{c}$ 及 u_i^{c}，將其取代 $\eta_{i-1/2}^{(n+1)}$ 及 $u_i^{(n+1)}$，再代回式 (3-60) 等號右邊 $(n+1)$ 時間項，重複疊代修正步驟直到連續兩次疊代結果之誤差在容許範圍內，誤差收斂條件定義如下：

$$E = \frac{\sum_i | f_i^{(n+1)} - f_i^{(n+1)*} |}{\sum_i | f_i^{(n+1)} |} \tag{3-61}$$

上式中 f 為所求之物理量，( )* 表示前一次疊代值，此處取 $E < 10^{-6}$ 為容許誤差。

3.5 模式驗證

本節針對不同的波場計算條件進行數值模擬，並與理論值或試驗資料進行驗證，以確保本計畫所發展的近岸波場數值模式的適用性。驗證內容包含在非碎波條件下，波浪通過梯形潛堤之波高分析、波浪傳遞於斜坡底床之溯升分析；以及在碎波條件下，波浪傳遞於斜坡底床之波高分析。

圖 3-6 為波浪通過梯形潛堤，在未達碎波條件下之調和波高分析，圖中實線為本文模式計算之結果，虛線為 Hsu 等人 (2002) 以 Nwogu (1993) 及 Madsen 和 Sørensen (1992) 的低階 Boussinesq 方程式所發展的數值模式 (N 模式及 MS 模式) 所計算之結果。由圖中可知本文計算所得結果與 Beji 等人 (1992) 的試驗點最為吻合，證實本模式在非線性波的模擬有相當的可信度。

圖 3-7(a~c) 為波浪傳遞於坡度 1/10、1/20 及 1/30 的斜坡底床，包含碎波效應的波高分析，本文模式計算之結果與許等人 (2002) 以緩波方程式計算結果，以及 Tasi 等人 (2001)、Nagayama (1983) 及 Mase 和 Iwagaki (1982) 的試驗值相比較下可得知，本文模式計算結果整體上優於許等人 (2003) 的計算結果，本文結果在碎波點之前與試驗值非常吻合，碎波位置及碎波波高的估算亦相當合理，但在碎波之後的計算則略有偏差。

為確認本文模式計算結果能滿足質量守衡，此處針對圖 3-7(a~c) 三個計算例進行質量守衡驗證，如圖 3-8(a~c) 所示。圖中縱軸為整個計算領域的波場質量 M_t ($M_t = \rho \sum_i (h+\eta)_i \Delta x_i$) 與靜水狀況下之質量 M_s ($M_s = \rho \sum_i h_i \Delta x_i$) 的比值，橫軸為時間與波浪週期的比值 t/T。由於內部造波項 (internal source term，式 (3-47) 的 $f(x,t)$ 以及式 (3-48) 的 $p(x,t)$) 會週期性的加入或減少質量，因此圖 3-8(a~c) 中質量比會隨時間呈現週期性震盪。扣除內部造波項所產生的震盪，在長時間 (100 個週期) 作用下，由圖 3-8(a~c) 可知質量比僅約有千

分之一的偏移，且並不會隨時間而累積，因此可知此偏移應為數值計算誤差所造成，而非控制方程式本質性的質量不守衡所造成。

Carrier 和 Greenspan (1958) 在非碎波條件下，以非線性淺水波理論解析波浪傳遞於斜坡底床，此理論經常用於模擬波浪溯升的驗證，本文如同 Madsen 等人 (1997) 及 Kennedy 等人 (2000) 一般，計算週期 10 *sec*，波高 0.006 *m* 的波浪傳遞於坡度 1/25 的斜坡底床 (起始水平段之水深為 0.5 *m*)，計算結果如圖 3-9 所示，實線為本文計算結果，虛線為理論值的上下限，圖中模式計算結果皆包絡於理論值的上下限間，可合理的模擬出波浪溯升的現象。由於圖 3-9 的波浪計算條件之非線性甚小，不足以驗證本模式的非線性效應，因此再與 Synolakis (1986) 所作之孤立波溯升試驗相比較，計算波高水深比 $H_o / h_o = 0.28$ 的孤立波傳遞於坡度 1/19.85 的斜坡底床，計算結果如圖 3-10 所示，實線為本文計算結果，圓點為試驗值，圖中得知本模式計算結果與試驗值趨勢相當的一致，由此可證實本模式在波浪溯升的模擬亦有相當的可信度。

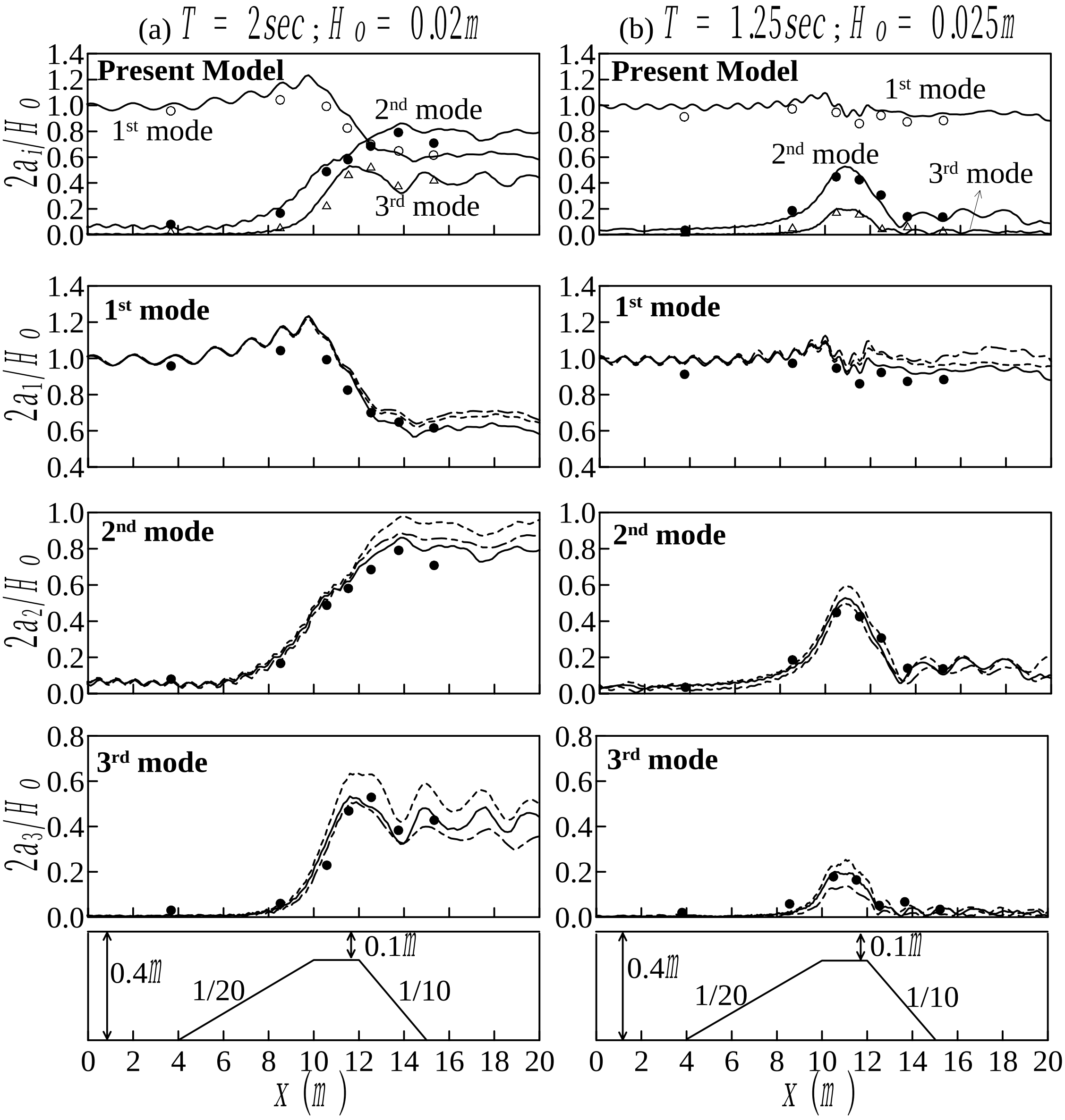


圖 3-6 波浪通過梯形潛堤之調和波高分析圖

(縱軸中 $a_i(i=1,2,3)$ 表示為調和分析下各 mode 的振幅)

——：本文模式； - - - -：N 模式； -·-·-：MS 模式

○ △ ●：試驗值 (Beji 等人，1992)

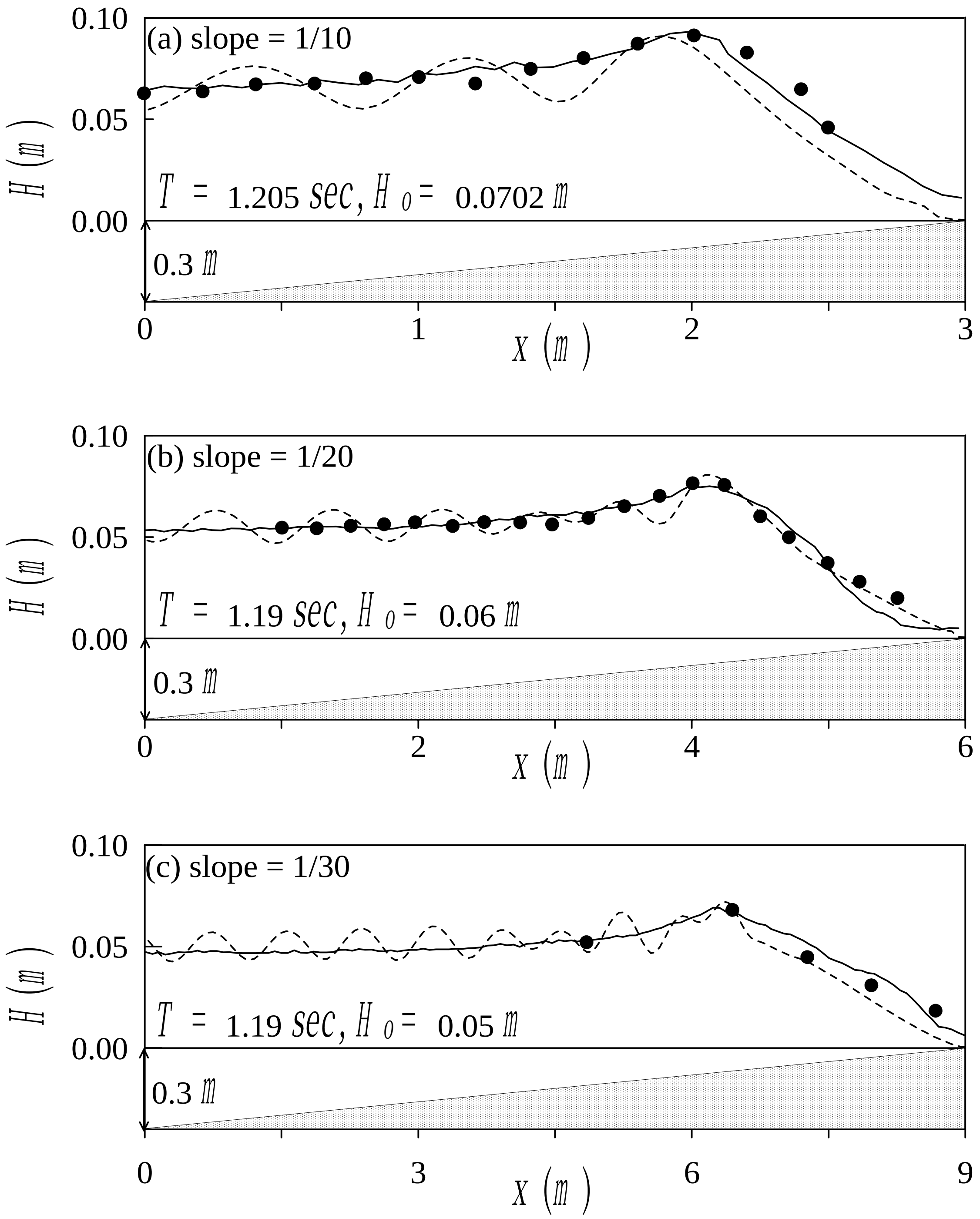


圖 3-7 波浪傳遞於不同坡度之斜坡底床的波高分析

———：本文模式； --------：許等人 (2002)

●：試驗值 (a) Tasi 等人 (2001)；(b) Nagayama (1983)；(c) Mase 和 Iwagaki (1982)

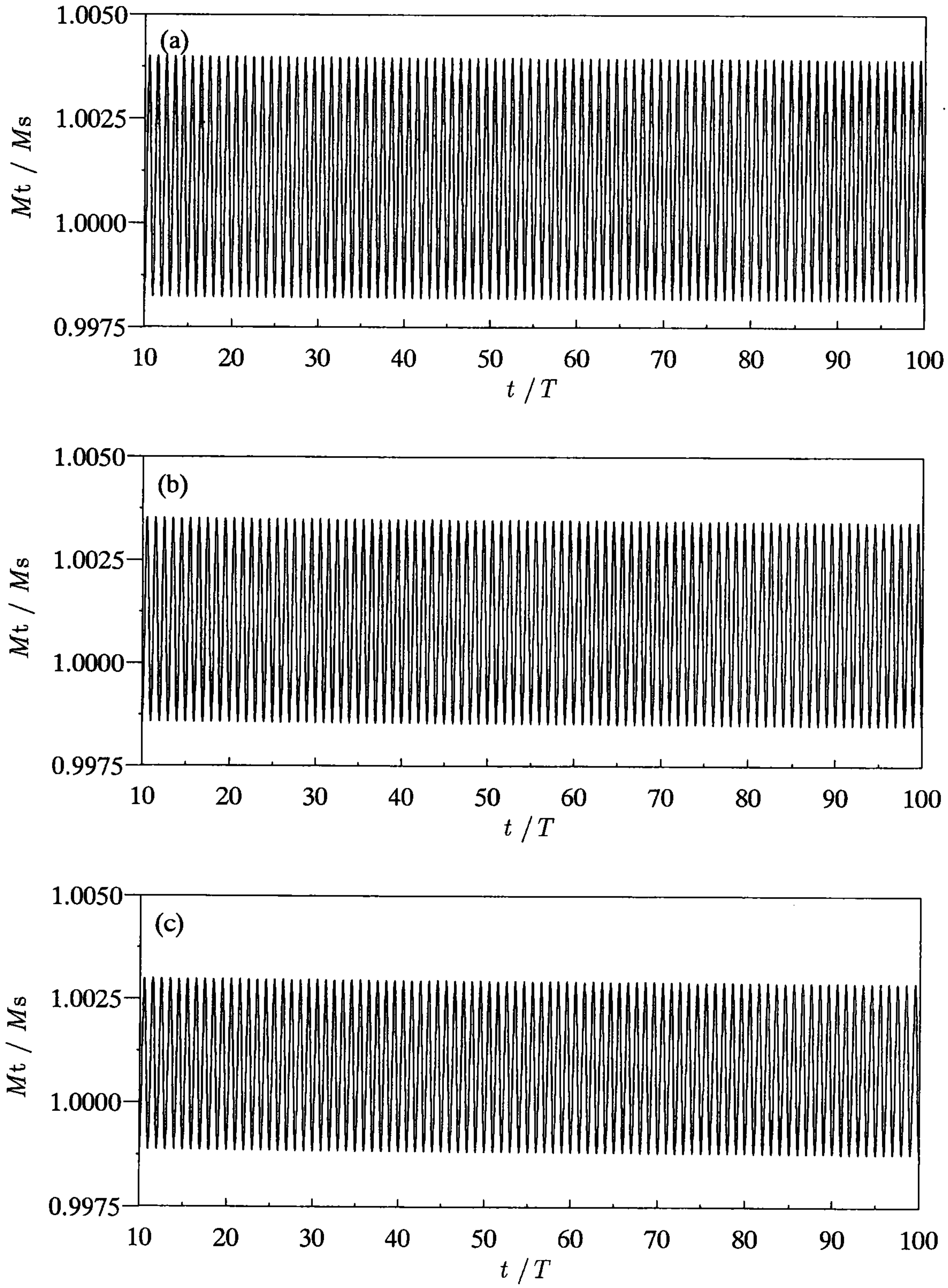

(a)
(b)
(c)
1.0050
1.0025
1.0000
0.9975
Mt / Ms
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100
t / T

圖 3-8 質量守衡之檢核

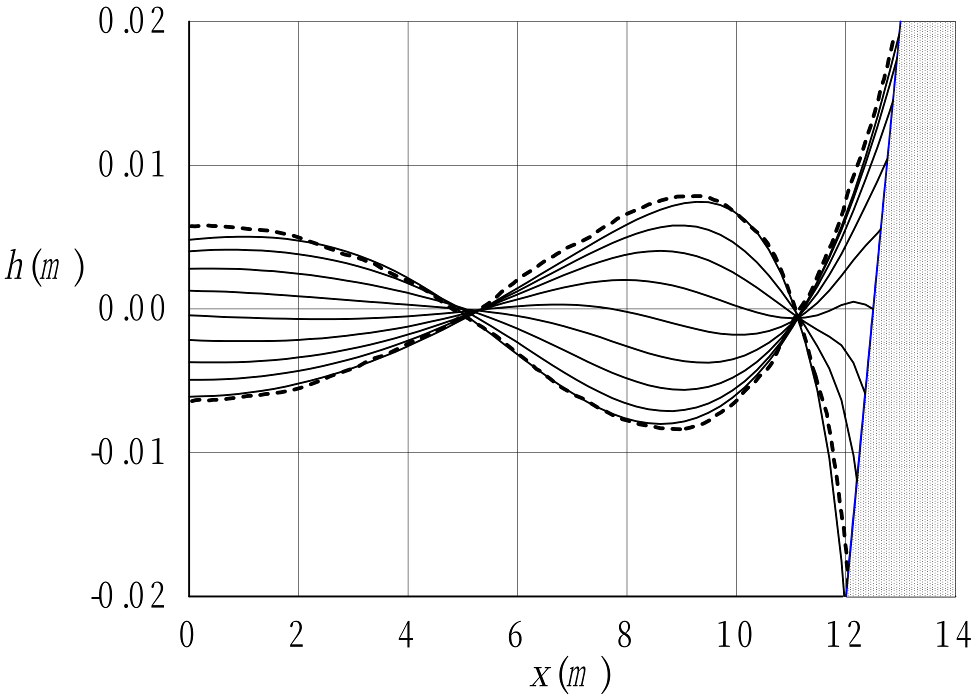


圖 3-9 波浪傳遞於斜坡底床之波浪溯升

———：本文模式； ········：理論值 (Carrier 和 Greenspan，1958)

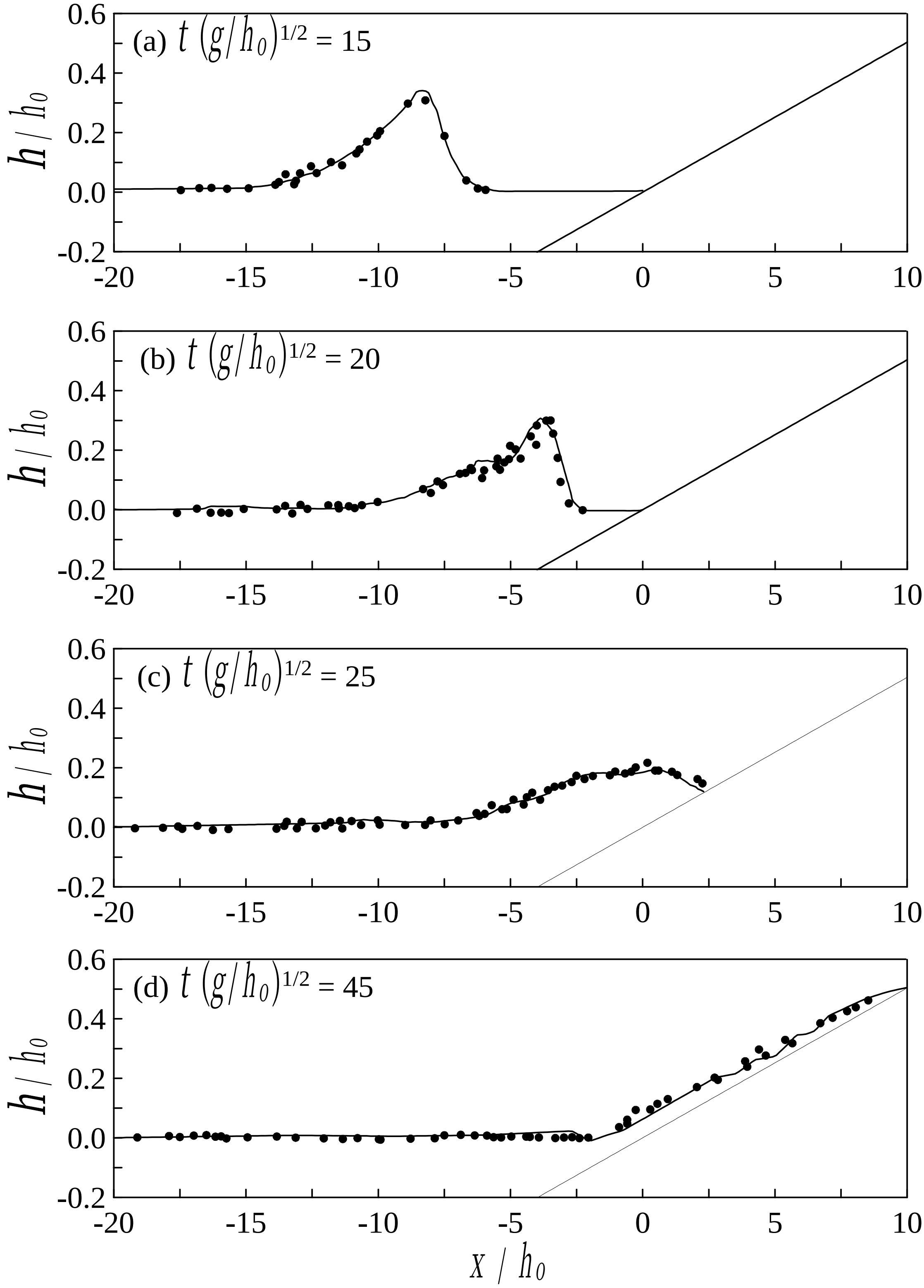


圖 3-10 孤立波傳遞於斜坡底床之溯升

——：本文模式； ●：試驗值 (Synolakis，1986)

第四章 護岸水理特性

本章將應用第三章所發展之近岸波場模式，模擬計算不同波浪條件作用於各種不同坡度之斜坡底床的波場分佈，並分析其堤面的波浪溯升及堤前反射率，最後再依分析之結果提出適當的經驗公式以利於工程之應用。

4.1 分析方法

波浪溯升分析方法以下述計算例說明：週期 5 *sec*, 入射波高 0.1 *m* 的規則前進波傳遞於計算地形，地形分為兩段，起始為 0.5 *m* 等深底床，之後為坡度 1/10 的斜坡底床。應用第三章所發展之 Boussinesq 波場模式，計算所得的水位資料經分析可得以下結果。圖 4-1(a) 為連續 20 個瞬時空間波形，時間差 $\nabla t = T/20$，由圖中可清楚看見包含波浪淺化及碎波能量消散的波浪變形過程。圖 4-1(b) 為灘線附近的空間波形，由圖中可了解波浪於堤面的溯升及下刷現象。圖 4-1(c) 為灘線高程隨時間的變化，其最大值約為 0.06 *m*，此值即為波浪溯升高度 R_u。

至於堤前反射率的計算部分，目前並未有適當的非線性波反射率分析的文獻，因此本文採用 Goda 和 Suzuki (1976) 之二點法計算反射率，由於 Goda 和 Suzuki (1976) 係將前進波與反射波直接疊加，並未考慮二者的非線性交互作用，因此計算的結果在強非線性條件下難免會有所誤差。針對本案例，模式於水平底床段設置三組共六根數值波高計，計算出三組反射率再取其平均值，所得之平均反射率 K_r 為 0.045。

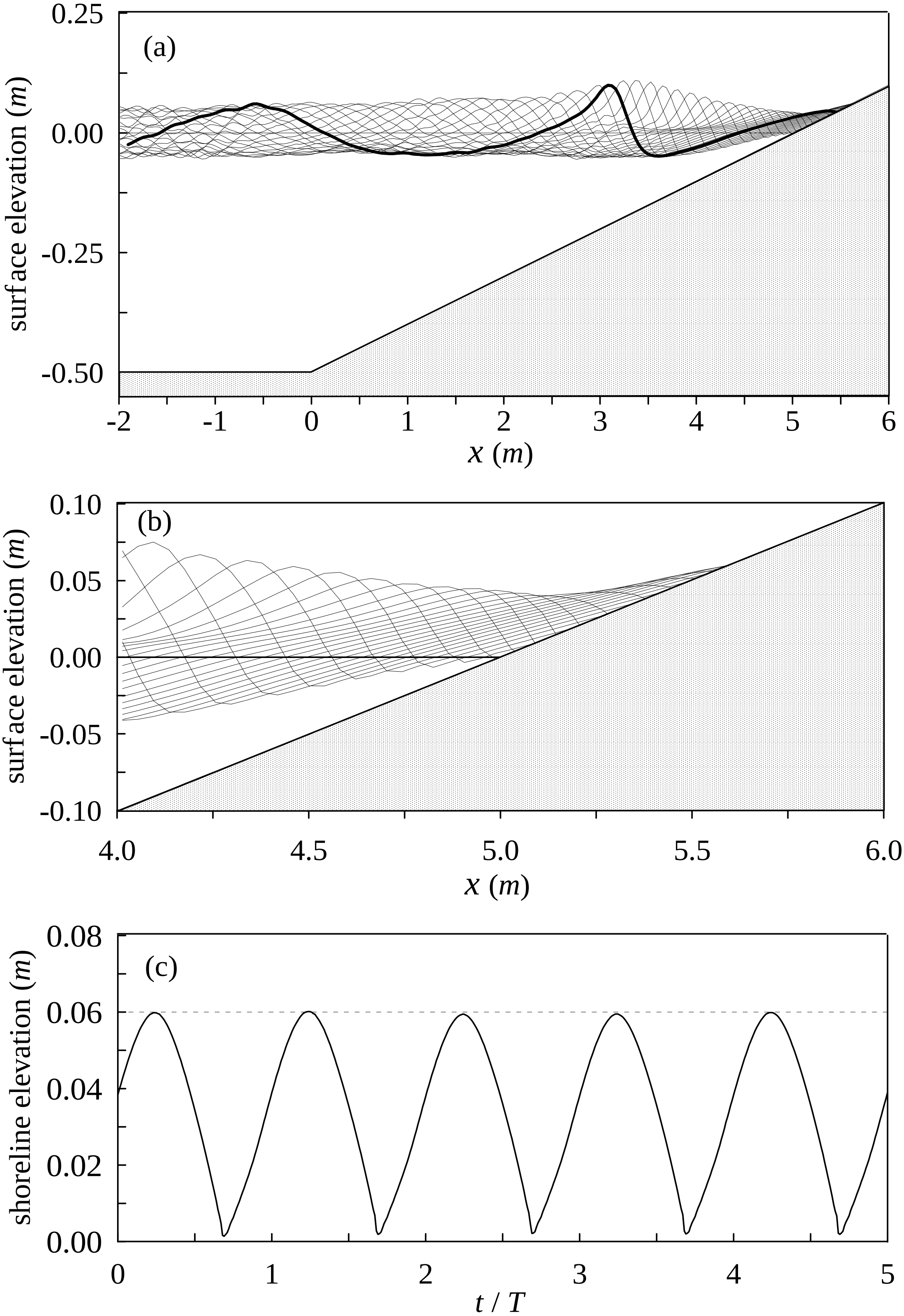


圖 4-1 波浪通過斜坡之自由表面水位空間變化圖

4.2 計算條件及結果

本文針對 1/1 ~ 1/10 之十種底床坡度 $\tan b$ (b 為底床傾斜角)，波浪週期 T 取 3.5、5、6.5 及 8 sec 共四組，再針對不同底床及週期，取範圍在深海波浪尖銳度 $H_o / L_o = 0.002 \sim 0.07$ 間的四組波高。總共計算例為 160 組，其計算條件及模式計算所得的波浪溯升高度及波浪反射率如表 4-1 所示。表中 $x = \tan b / \sqrt{H_o / L_o}$ 為碎波相似參數 (surf similarity parameter)，R_u 為溯升高度，K_r 為波浪反射率。

4.3 結果分析

根據表 4-1 計算之結果繪製波浪溯升高度 R_u / H_o 與碎波相似參數 x 之關係圖，如圖 4-2 所示。Hunt (1959) 提出的波浪溯升公式 $R_u / H_o = x$ (如圖中之虛線)，但由圖 4-2 中可知該公式在 $x > 2$ 且 $\tan b > 1/5$ 就不再適用，對此本文提出修正的經驗公式以擴大適用範圍，如下：

$$\frac{R_u}{H_o} = 2\left(\frac{x}{2}\right)^{0.04/\tan^2 b} \text{，當 } x > 2 \text{ 且 } \tan b > 1/5 \tag{4-1a}$$

$$\frac{R_u}{H_o} = x \quad \text{，otherwise} \tag{4-1b}$$

應用式 (4-1a) 計算所得之結果如圖 4-2 中之實線。式 (4-1) 之波浪溯升高度經驗公式與資料點的相關係數，在 $\tan b \quad 1/5$ 時為 $r^2 = 0.986$，在 $\tan b > 1/5$ 時為 $r^2 = 0.975$。數值計算結果 $(R_u / H_o)_n$ 與式 (4-1) 經驗公式計算所得之結果 $(R_u / H_o)_f$ 之比較如圖 4-3 所示，由圖中可發現二者呈現不錯的線性關係，可更明確的證實此經驗公式的適用性。

再根據表 4-1 計算之結果繪製波浪反射率 K_r 與碎波相似參數 x 之關係圖，如圖 4-4 所示。Battjes (1974) 根據底床坡度為 1/10 至

1/30 之試驗分析，提出受底床坡度影響的波浪反射率經驗公式為 $K_r = 0.1x^2$ (如圖中之虛線)，但由圖 4-4 中可知該公式同樣在 $x > 2$ 就不再適用，對此本文亦提出新的經驗公式以擴大適用範圍。由圖 4-4 可觀察到波浪反射率與碎波相似參數之關係的分佈與 tanh 函數相似，因此可用 tanh 函數進行擬合。我們希望回歸的函數在 x 　 0 時能近似 Battjes (1974) 的公式：$K_r = 0.1x^2$，故以下列函數進行回歸分析：

$$K_r = \frac{0.1}{b^2}\tanh^{2/m}[(bx)^m] \tag{4-2}$$

以最小二乘法回歸所得結果為 $b = 0.337$，$m = 1.5285$，代入式 (4-2) 可得

$$K_r = 0.8805\tanh^{1.3085}[(0.337x)^{1.5285}] \tag{4-3}$$

式 (4-3) 的係數過於複雜，不利於工程應用，今以較簡單的係數表示如下：

$$K_r = 0.9\tanh^{1.3}[(x/3)^{1.5}] \tag{4-4}$$

應用式 (4-4) 計算所得之結果如圖 4-4 中之實線。式 (4-4) 之波浪反射率經驗公式與資料點的相關係數為 $r^2 = 0.998$。數值計算結果 $(K_r)_n$ 與式 (4-4) 經驗公式計算所得之結果 $(K_r)_f$ 之比較如圖 4-5 所示，由圖中可發現二者亦呈現相當的線性關係，可證實式 (4-4) 的適用性。

針對波浪通過斜坡底床所產生的波浪溯生及反射率，由以上的分析，本文提出能適用於較廣泛的波浪及地形條件的經驗公式，其與數值模擬的結果之相關係數皆大於 0.97，應在可接受之範圍。式 (4-1) 及式 (4-4) 的公式形態並不複雜，可方便地應用於工程設計上。

表 4-1 計算條件及模式計算結果

$1/\tan b$	T (sec)	$H_o(m)$	H_o/L_o	x	R_u/H_o	K_r
1	3.5	0.09563	0.005	14.142140	2.222422	0.981158
1	3.5	0.172133	0.009	10.540930	2.091686	0.928042
1	3.5	0.573778	0.03	5.773503	2.064403	0.851043
1	3.5	1.338815	0.07	3.779645	2.001223	0.705405
1	5.0	0.15613	0.004	15.811390	2.149103	0.953485
1	5.0	0.31226	0.008	11.180340	2.104118	0.928348
1	5.0	0.78065	0.02	7.071068	2.055385	0.888534
1	5.0	2.34195	0.06	4.082483	2.013866	0.715621
1	6.5	0.197895	0.003	18.257402	2.125768	0.981981
1	6.5	0.461754	0.007	11.952290	2.105234	0.945543
1	6.5	0.989474	0.015	8.164966	2.143879	0.962011
1	6.5	3.298246	0.05	4.472136	2.025005	0.764256
1	8.0	0.199846	0.002	22.360608	2.144214	0.993791
1	8.0	0.599539	0.006	12.909941	2.138838	0.924826
1	8.0	0.999232	0.01	10.000000	2.128673	0.910263
1	8.0	3.996928	0.04	5.000000	2.010498	0.827208
2	3.5	0.09563	0.005	7.071068	2.400734	0.917267
2	3.5	0.172133	0.009	5.270463	2.395382	0.856569
2	3.5	0.573778	0.03	2.886751	2.158819	0.632685
2	3.5	1.338815	0.07	1.889822	1.872236	0.324956
2	5.0	0.15613	0.004	7.905694	2.433603	0.932834
2	5.0	0.31226	0.008	5.590170	2.302454	0.848519
2	5.0	0.78065	0.02	3.535534	2.133586	0.640211
2	5.0	2.34195	0.06	2.041241	2.063602	0.391245
2	6.5	0.197895	0.003	9.128709	2.489995	0.908669
2	6.5	0.461754	0.007	5.976143	2.412746	0.851928
2	6.5	0.989474	0.015	4.082483	2.19669	0.808429
2	6.5	3.298246	0.05	2.236068	2.028372	0.396422
2	8.0	0.199846	0.002	11.180314	2.575446	0.911763
2	8.0	0.599539	0.006	6.454972	2.382406	0.866995
2	8.0	0.999232	0.01	5.000000	2.256587	0.840721
2	8.0	3.996928	0.04	2.500000	2.116029	0.480775

表 4-1 計算條件及模式計算結果 (續 1)

$1/\tan b$	T (sec)	$H_o(m)$	H_o/L_o	x	R_u/H_o	K_r
3	3.5	0.09563	0.005	4.714045	2.779651	0.852694
3	3.5	0.172133	0.009	3.513642	2.465409	0.685943
3	3.5	0.573778	0.03	1.924501	1.779438	0.360958
3	3.5	1.338815	0.07	1.259882	1.218053	0.155265
3	5.0	0.15613	0.004	5.270463	2.804466	0.871245
3	5.0	0.31226	0.008	3.726781	2.446515	0.738494
3	5.0	0.78065	0.02	2.357023	2.063925	0.457341
3	5.0	2.34195	0.06	1.360828	1.394822	0.215739
3	6.5	0.197895	0.003	6.085806	3.038927	0.872077
3	6.5	0.461754	0.007	3.984095	2.504311	0.823241
3	6.5	0.989474	0.015	2.721655	2.185541	0.534131
3	6.5	3.298246	0.05	1.490712	1.554167	0.257532
3	8.0	0.199846	0.002	7.453561	3.172761	0.856122
3	8.0	0.599539	0.006	4.303315	2.693277	0.827908
3	8.0	0.999232	0.01	3.333333	2.455116	0.665997
3	8.0	3.996928	0.04	1.666667	1.672051	0.263511
4	3.5	0.09563	0.005	3.535534	2.822234	0.698782
4	3.5	0.172133	0.009	2.635231	2.429307	0.537311
4	3.5	0.573778	0.03	1.443376	1.311451	0.238295
4	3.5	1.338815	0.07	0.944911	1.087121	0.083824
4	5.0	0.15613	0.004	3.952847	3.046252	0.743291
4	5.0	0.31226	0.008	2.795085	2.420076	0.609055
4	5.0	0.78065	0.02	1.767767	1.737772	0.254314
4	5.0	2.34195	0.06	1.020621	1.081286	0.083255
4	6.5	0.197895	0.003	4.564355	3.333952	0.768087
4	6.5	0.461754	0.007	2.988072	2.631234	0.619306
4	6.5	0.989474	0.015	2.041241	1.968371	0.337381
4	6.5	3.298246	0.05	1.118034	1.083496	0.099452
4	8.0	0.199846	0.002	5.590171	3.821232	0.897114
4	8.0	0.599539	0.006	3.227486	2.720956	0.680981
4	8.0	0.999232	0.01	2.500000	2.312619	0.523639
4	8.0	3.996928	0.04	1.250000	1.229672	0.116068

表 4-1 計算條件及模式計算結果 (續 2)

$1/\tan b$	T (sec)	$H_o(m)$	H_o/L_o	x	R_u/H_o	K_r
5	3.5	0.09563	0.005	2.828427	2.642639	0.587991
5	3.5	0.172133	0.009	2.108185	2.153835	0.394269
5	3.5	0.573778	0.03	1.154701	1.304308	0.101933
5	3.5	1.338815	0.07	0.755929	0.745272	0.062961
5	5.0	0.15613	0.004	3.162278	2.967062	0.660347
5	5.0	0.31226	0.008	2.236068	2.297024	0.430649
5	5.0	0.78065	0.02	1.414214	1.318822	0.175983
5	5.0	2.34195	0.06	0.816497	0.770855	0.068268
5	6.5	0.197895	0.003	3.651484	3.526758	0.771771
5	6.5	0.461754	0.007	2.390457	2.374748	0.509843
5	6.5	0.989474	0.015	1.632993	1.601881	0.231971
5	6.5	3.298246	0.05	0.894427	1.020158	0.067544
5	8.0	0.199846	0.002	4.472136	4.283517	0.821897
5	8.0	0.599539	0.006	2.581989	2.430581	0.554241
5	8.0	0.999232	0.01	2.000000	1.970957	0.332476
5	8.0	3.996928	0.04	1.000000	1.077889	0.082222
6	3.5	0.09563	0.005	2.357023	2.336881	0.500991
6	3.5	0.172133	0.009	1.756821	1.521123	0.248893
6	3.5	0.573778	0.03	0.962251	0.941839	0.080338
6	3.5	1.338815	0.07	0.629941	0.454392	0.039051
6	5.0	0.15613	0.004	2.635231	2.804312	0.513145
6	5.0	0.31226	0.008	1.863392	1.613397	0.381219
6	5.0	0.78065	0.02	1.178511	1.162201	0.110351
6	5.0	2.34195	0.06	0.680414	0.513536	0.041849
6	6.5	0.197895	0.003	3.042903	2.946273	0.705123
6	6.5	0.461754	0.007	1.992048	1.763251	0.424211
6	6.5	0.989474	0.015	1.360828	1.211221	0.234251
6	6.5	3.298246	0.05	0.745356	0.636594	0.046795
6	8.0	0.199846	0.002	3.726781	3.746295	0.740607
6	8.0	0.599539	0.006	2.151657	1.904372	0.476114
6	8.0	0.999232	0.01	1.666667	1.523112	0.231401
6	8.0	3.996928	0.04	0.833333	0.755589	0.059918

表 4-1 計算條件及模式計算結果 (續 3)

$1/\tan b$	T (sec)	$H_o(m)$	H_o/L_o	x	R_u/H_o	K_r
7	3.5	0.09563	0.005	2.020305	1.780027	0.354858
7	3.5	0.172133	0.009	1.505847	1.211241	0.179668
7	3.5	0.573778	0.03	0.824786	0.623701	0.061637
7	3.5	1.338815	0.07	0.539949	0.477376	0.030036
7	5.0	0.15613	0.004	2.258771	2.354571	0.429962
7	5.0	0.31226	0.008	1.597191	1.312445	0.215908
7	5.0	0.78065	0.02	1.010153	0.840599	0.073004
7	5.0	2.34195	0.06	0.583212	0.480122	0.031805
7	6.5	0.197895	0.003	2.608203	2.668119	0.590497
7	6.5	0.461754	0.007	1.707469	1.470744	0.323236
7	6.5	0.989474	0.015	1.166424	0.969637	0.107195
7	6.5	3.298246	0.05	0.638877	0.501411	0.046020
7	8.0	0.199846	0.002	3.194383	3.271338	0.631024
7	8.0	0.599539	0.006	1.844278	1.701122	0.316355
7	8.0	0.999232	0.01	1.428571	1.178726	0.157771
7	8.0	3.996928	0.04	0.714286	0.513581	0.056317
8	3.5	0.09563	0.005	1.767767	1.520011	0.273011
8	3.5	0.172133	0.009	1.317616	1.234708	0.154902
8	3.5	0.573778	0.03	0.721688	0.612171	0.038058
8	3.5	1.338815	0.07	0.472456	0.317126	0.015730
8	5.0	0.15613	0.004	1.976424	2.215897	0.312328
8	5.0	0.31226	0.008	1.397542	1.300122	0.201011
8	5.0	0.78065	0.02	0.883883	1.041399	0.057033
8	5.0	2.34195	0.06	0.510310	0.401221	0.021768
8	6.5	0.197895	0.003	2.282177	2.269346	0.419939
8	6.5	0.461754	0.007	1.494036	1.454737	0.209191
8	6.5	0.989474	0.015	1.020621	1.101122	0.078897
8	6.5	3.298246	0.05	0.559017	0.611577	0.030227
8	8.0	0.199846	0.002	2.795085	2.686711	0.686011
8	8.0	0.599539	0.006	1.613743	1.501455	0.263375
8	8.0	0.999232	0.01	1.250000	1.208451	0.114788
8	8.0	3.996928	0.04	0.625000	0.643826	0.039746

表 4-1 計算條件及模式計算結果 (續 4)

$1/\tan b$	T (sec)	$H_o(m)$	H_o/L_o	x	R_u/H_o	K_r
9	3.5	0.09563	0.005	1.571348	1.424653	0.303011
9	3.5	0.172133	0.009	1.171214	0.922028	0.103509
9	3.5	0.573778	0.03	0.641510	0.413761	0.027434
9	3.5	1.338815	0.07	0.419961	0.250451	0.014735
9	5.0	0.15613	0.004	1.756821	1.516425	0.369021
9	5.0	0.31226	0.008	1.242261	1.015097	0.125818
9	5.0	0.78065	0.02	0.785674	0.561668	0.048016
9	5.0	2.34195	0.06	0.453609	0.260158	0.021004
9	6.5	0.197895	0.003	2.028602	1.827182	0.385826
9	6.5	0.461754	0.007	1.328032	1.213968	0.171018
9	6.5	0.989474	0.015	0.907218	0.801244	0.088977
9	6.5	3.298246	0.05	0.496904	0.303211	0.017765
9	8.0	0.199846	0.002	2.484521	2.266211	0.450011
9	8.0	0.599539	0.006	1.434438	1.227493	0.291124
9	8.0	0.999232	0.01	1.111111	0.900122	0.110262
9	8.0	3.996928	0.04	0.555556	0.350127	0.026943
10	3.5	0.09563	0.005	1.414214	1.644331	0.246211
10	3.5	0.172133	0.009	1.054093	0.893945	0.087512
10	3.5	0.573778	0.03	0.577351	0.674359	0.039849
10	3.5	1.338815	0.07	0.377964	0.319517	0.019112
10	5.0	0.15613	0.004	1.581139	1.702564	0.286937
10	5.0	0.31226	0.008	1.118034	0.902364	0.095517
10	5.0	0.78065	0.02	0.707107	0.689333	0.047098
10	5.0	2.34195	0.06	0.408248	0.40404	0.015361
10	6.5	0.197895	0.003	1.825742	1.986219	0.321926
10	6.5	0.461754	0.007	1.195229	1.201145	0.102835
10	6.5	0.989474	0.015	0.816497	0.701478	0.058568
10	6.5	3.298246	0.05	0.447214	0.376576	0.026725
10	8.0	0.199846	0.002	2.236068	1.986094	0.520012
10	8.0	0.599539	0.006	1.290994	1.500124	0.119851
10	8.0	0.999232	0.01	1.000000	0.885856	0.079697
10	8.0	3.996928	0.04	0.500000	0.579612	0.012993

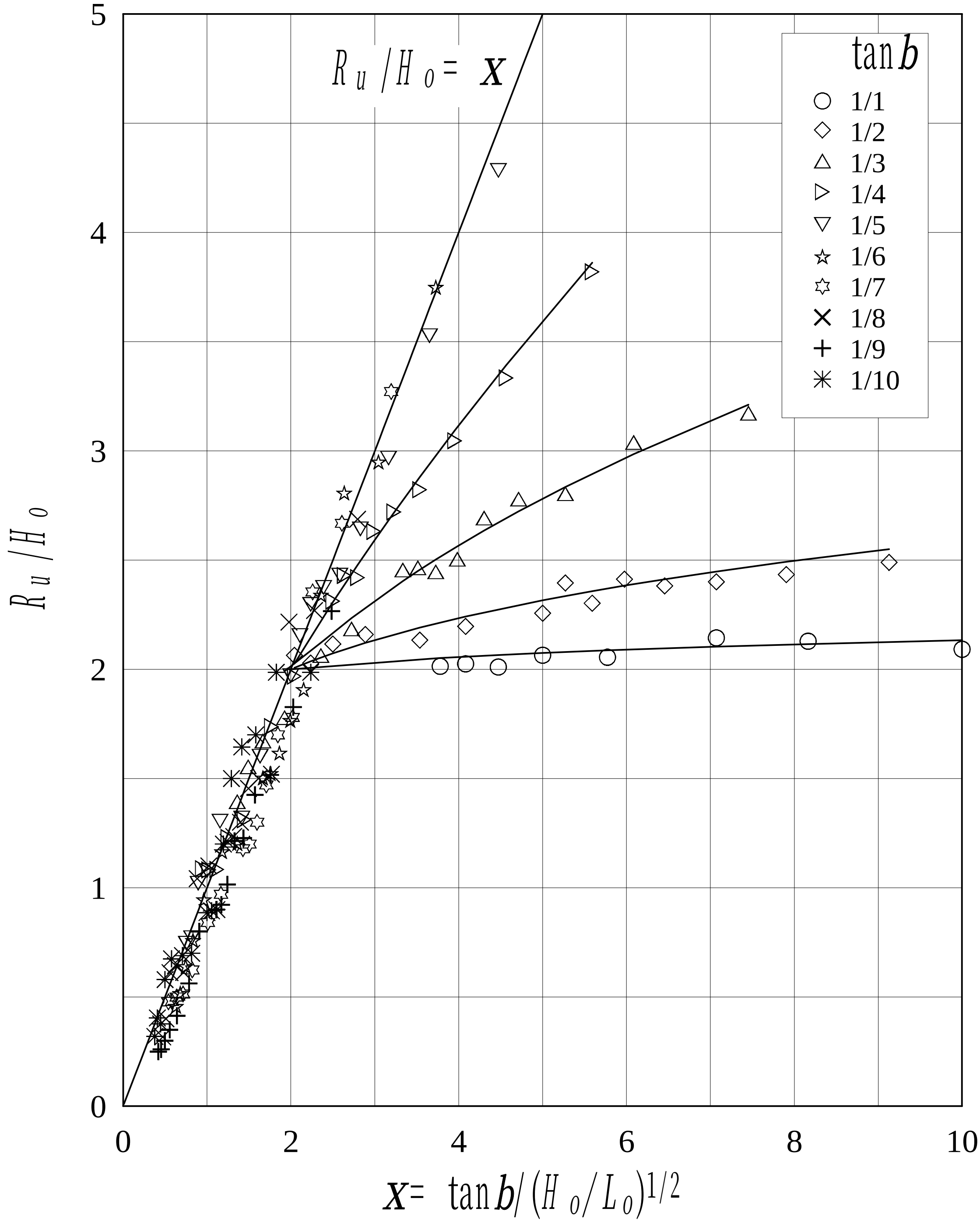


圖 4-2 波浪溯升高度 R_u/H_o 與碎波相似參數 X 之關係圖

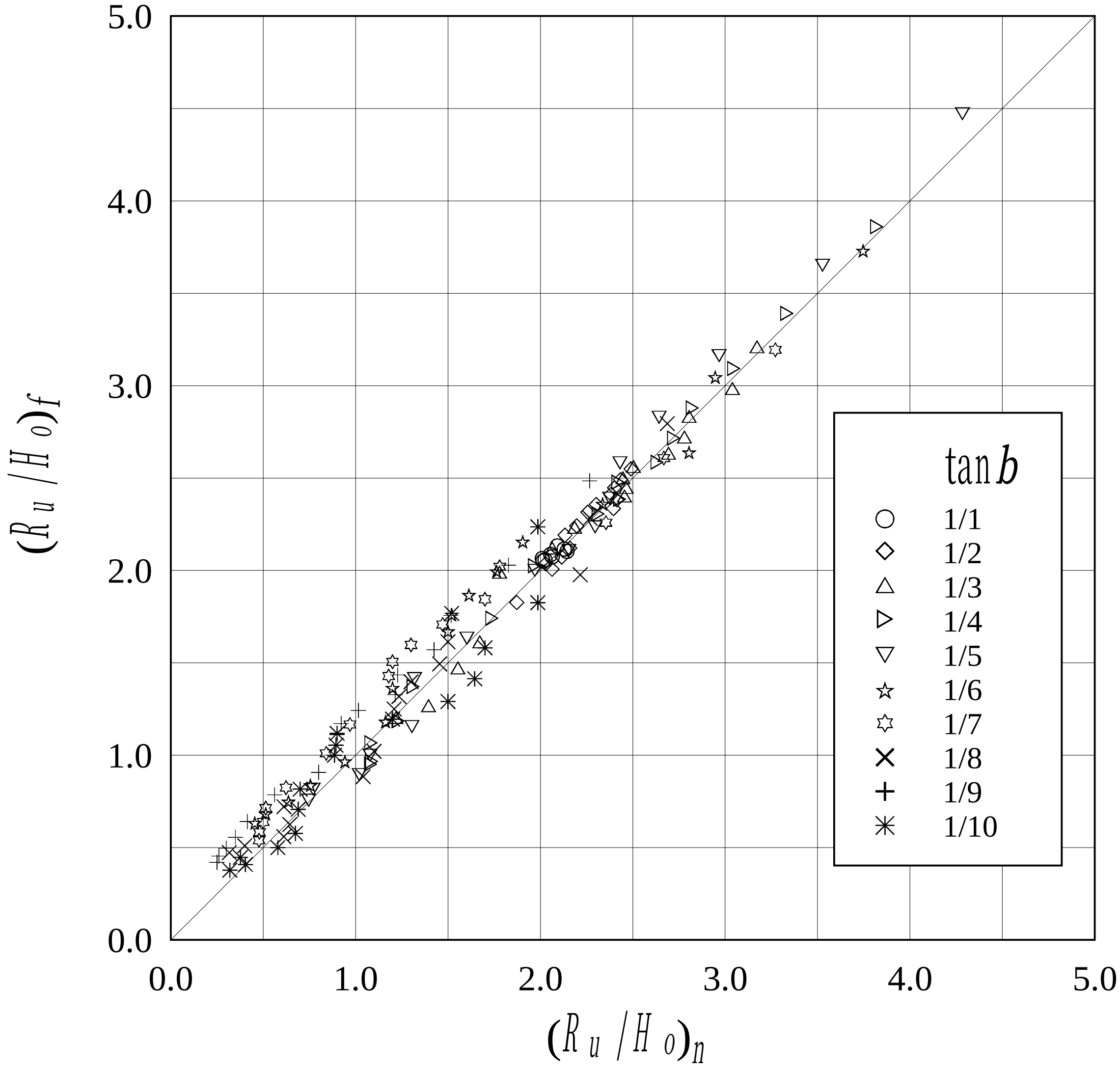


圖 4-3 波浪溯升高度 R_u/H_o 之數值結果與回歸函數比較圖

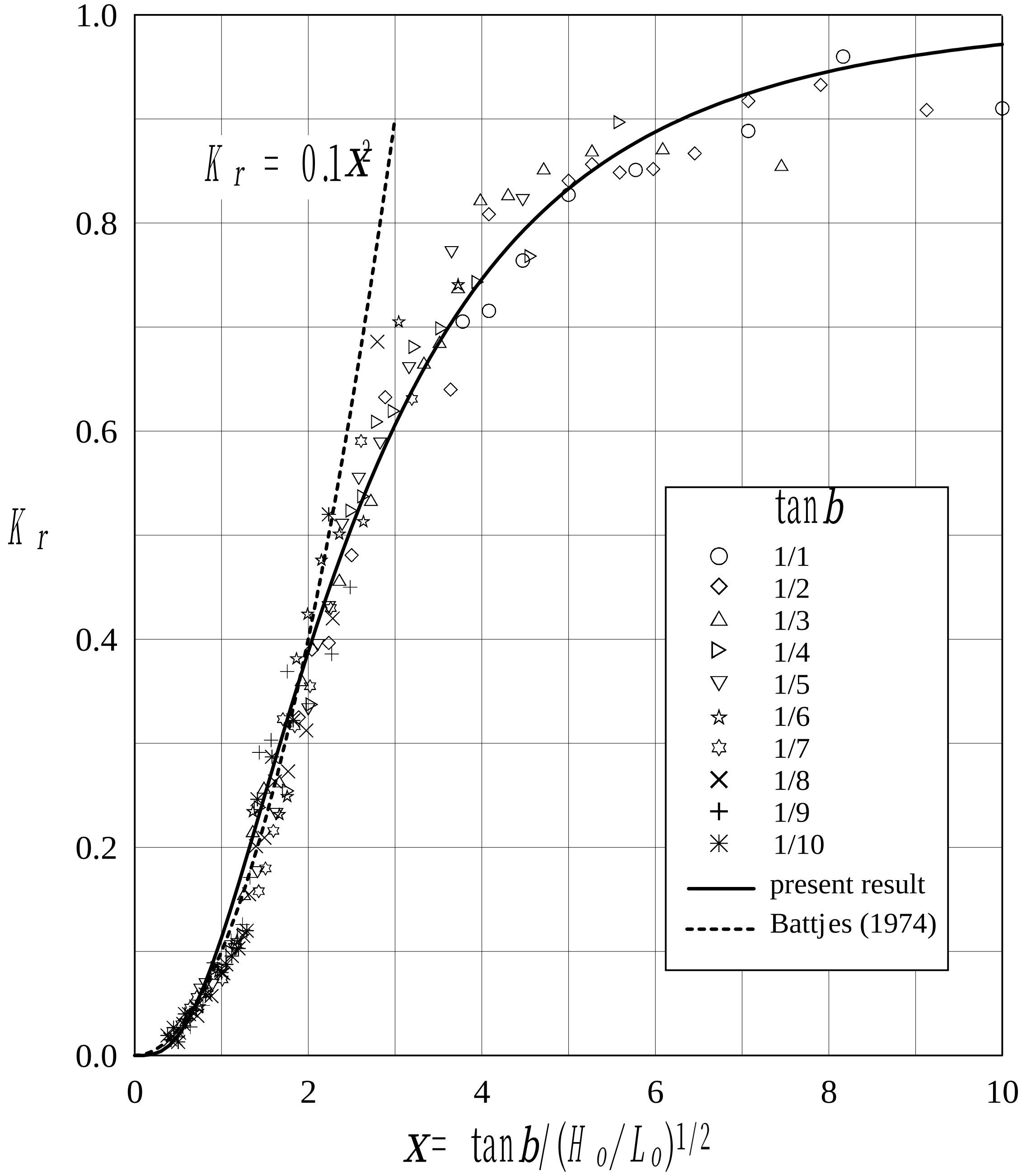


圖 4-4 波浪反射率 K_r 與碎波相似參數 x 之關係圖

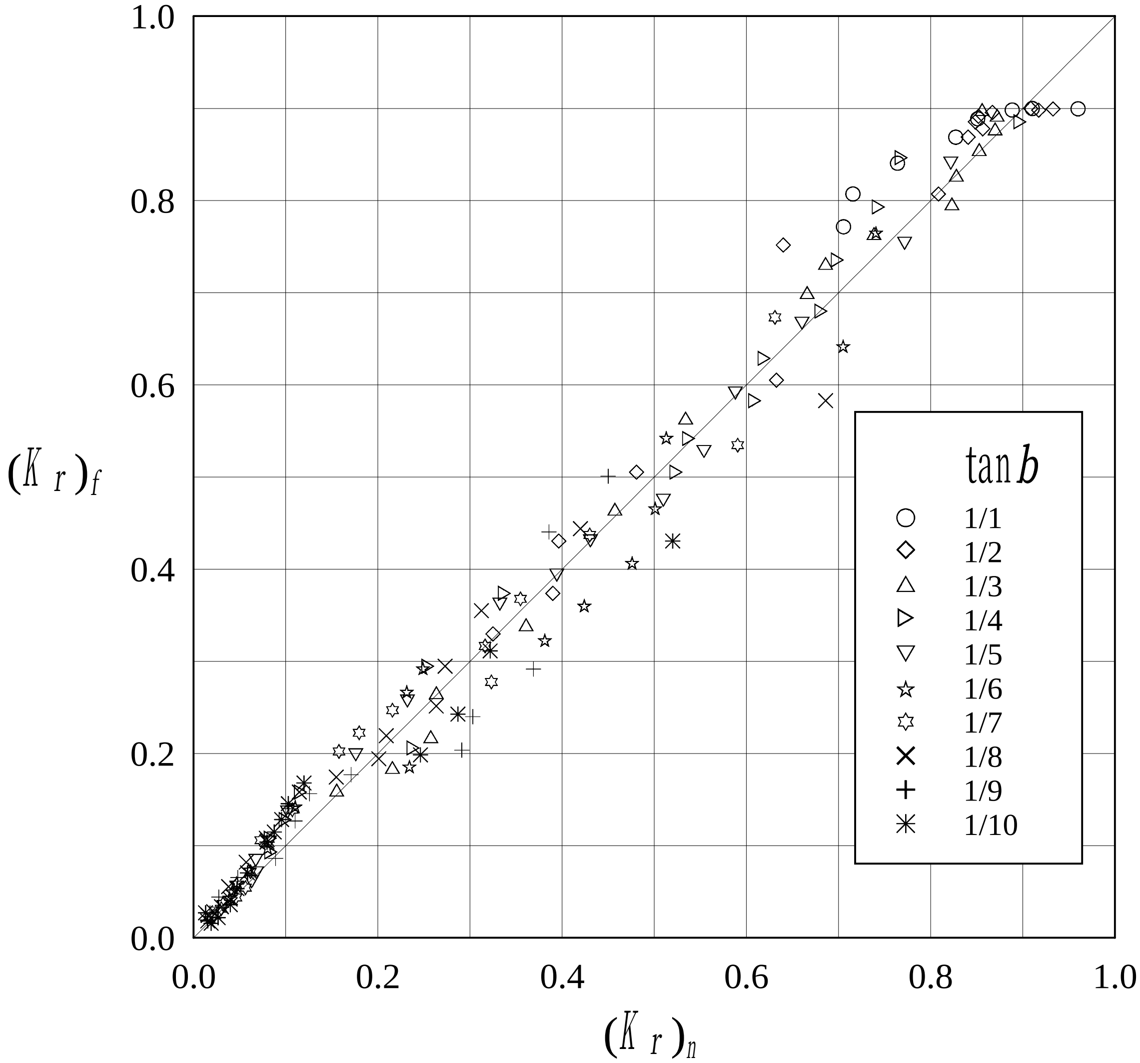


圖 4-5 波浪反射率 K_r 之數值結果與回歸函數比較圖

第五章 結論

1. 本計畫將親水性堤岸依照堤面的斷面型式做分類。將堤岸分為斜面式、台階式、混合式及直立式，並提供圖例參考。
2. 本計畫亦整理出各種斷面設計相關的水理特性及設計參考原則，以當為未來工程設計之參考。
3. 各斷面的型態、適用性、遊憩行為與特徵，本計畫整理如下表。

<table>
<tr><th colspan="4">型式</th><th>型態與適用性</th><th>遊憩行為</th><th>特徵</th></tr>
<tr><td rowspan="2">斜面式</td><td colspan="3">陡坡斜面式</td><td>堤面坡度陡於 1：3，用於前灘太小、漂沙顯著，或設置緩坡堤會有大量越波的地區。</td><td>堤頂散步、觀景及堤釣。</td><td>建築於不適用緩坡堤處，親水性較低，成本也較低。</td></tr>
<tr><td colspan="3">緩傾斜式</td><td>堤面坡度緩於 1：3，適用於具有廣闊前灘、海堤坡度極為平緩，或有離岸堤或其他保護工法的海岸。</td><td>觀景、休息、散步、坐臥、輕微的跑跳、戲水或風帆船等。</td><td>確保水陸域的連續性，親水性高，防災力與堤體穩定度好，成本較高。</td></tr>
<tr><td rowspan="4">台階式</td><td colspan="3">階梯式</td><td>適用於陡坡堤岸，或前有沙灘處，一般以居部性使用較多，堤面坡度約1：1.5　1：3。</td><td>在階梯上休息、觀景、走下海堤活動。</td><td>屬陡坡堤，但防災力，親水性比陡坡堤好。</td></tr>
<tr><td rowspan="3">階段式</td><td rowspan="2">組合階段式</td><td>鏤空</td><td rowspan="3">屬於緩傾斜堤，適用性與緩傾斜堤大致相同，但海灘坡度緩於1：30 時即可使用，適用性較高。</td><td rowspan="3">休息、觀景、散步及坐臥等。</td><td rowspan="3">親水性較高，在應用上也有較多的變化，成本高。</td></tr>
<tr><td>無鏤空</td></tr>
<tr><td colspan="2">整砌階段式</td></tr>
<tr><td>混合式</td><td colspan="3"></td><td>與台階式相同，適用於利用率較高的地區。</td><td>觀景、休息、散步、坐臥、輕微的跑跳、戲水、走下堤岸活動或風帆船等。</td><td>混合式綜合了上述兩式的優點，但在合併處應考慮工程上協調性的問題。</td></tr>
<tr><td rowspan="2">直立式</td><td colspan="3">有消波工</td><td rowspan="2">用於堤前水深大，或不適宜建立緩傾斜堤的海岸地區。</td><td rowspan="2">堤頂散步、瞭望、釣魚或乘坐遊艇等。</td><td rowspan="2">建築於堤趾水深大的海岸等，親水性很低，景觀上有生硬的感覺。</td></tr>
<tr><td colspan="3">無消波工</td></tr>
</table>

4. 本計畫建立二階全非線性 Boussinesq 方程式之近岸波場數值模式，其具備波浪的淺化、反射、碎波及溯升等效應。應用本文發展之波場模式計算波浪通過變動地形，由計算結果與前人的試驗資料作比較可確認本模式能適當地模擬近岸的波浪場變化。
5. 本計畫應用所發展之近岸波場模式，模擬計算不同波浪條件作用於各種不同坡度之斜坡底床的波場分佈，並分析其堤面的波浪溯升及堤前反射率。總共計算例為 160 組。
6. 本計畫計算所得之波浪通過斜坡底床所產生的波浪溯生及反射率，經由適當的回歸分析，本文提出能適用於較廣泛的波浪及地形條件的經驗公式。回歸所得之經驗公式與數值模擬的結果之相關係數皆大於 0.97，且公式形態並不複雜，可方便地應用於工程設計上，作為今後研究、施政及規劃設計之參酌

第六章 建議

1. 今年度水工試驗無法排進港灣技術研究中心的時程，建議於明年度進行。實驗條件根據數值分析結果建議底床坡度為 1/4 和 1/7，波浪週期取 3.5、5、6.5 及 8 sec 共四組，再針對不同底床及週期，取範圍在深海波浪尖銳度 $H_o / L_o = 0.002 \sim 0.07$ 間的四組波高。
2. 明年度建議利用多評準決策的方法，提出親水性結構物最適化配置。多評準決策的方法主要考量因素包括：數值之分析、防災效果、工程費、景觀、親水等。以更客觀之科學方式，進行各可行方案之評選作業。建議先針對各可行方案之條件進行分析，並擬定評估準則，再透過問卷針對各專家、學者進行偏好結構之調查作業，之後採取模糊層級分析程序法(Fuzzy AHP)求取各評估準則之權重，再利用 TOPSIS 法進行各方案優劣之排序(Ranking)。有關各方案評選流程，如圖 6-1 所示。

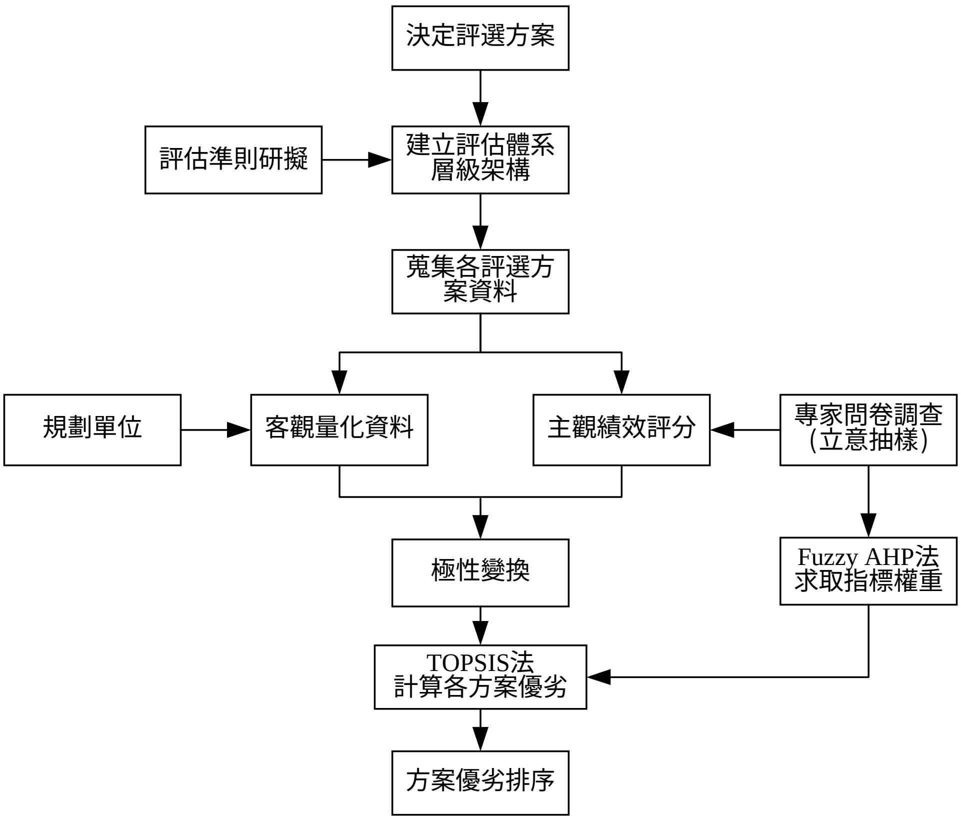


圖 6-1 各方案評選流程圖

進行各方案評選時，將從數值模擬、防災效果、景觀、親水及工程經費…等評估準則來進行各方案之評估。整個方案評選結構可區分成三個階層(如圖 6-2 所示)，第一階層為分析之課題；第二階層為各評估準則；第三階層為各評選方案。

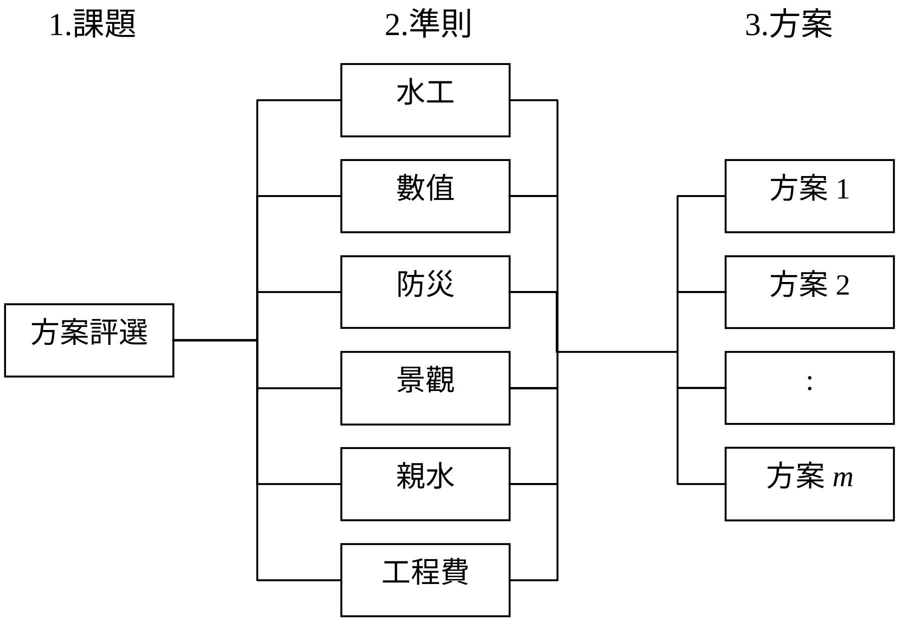


圖 6-2 各方案評選之層級結構圖

參考文獻

1. 涂盛文、林漢文（1996）「海堤最佳面坡之三維試驗研究」，第十八屆海洋工程研討會論文集，台南，第 721-727 頁。
2. 蔡清標、張百欣（1996）「粗糙海堤面對堤趾沖刷之影響」，台灣水利期刊第 44 卷第 4 期，台灣，第 47-60 頁。
3. 曾子祥（1999）「親水性緩坡海堤最佳面坡及休憩功能之研究」，國立交通大學土木工程學系碩士論文，新竹。
4. 高慶忠（1999）「平面式及階梯式緩坡海堤之水理特性比較研究」國立交通大學土木工程學系碩士論文，新竹。
5. 翁文凱（2000）「漫談親水護岸之配置」，海下技術季刊第十卷第一期，台灣，第 23-25 頁。
6. 許泰文，藍元志，蔡金晏（2002）「有限元素法波場模式之延伸」，第二十四屆海洋工程研討會，台中，第 34-41 頁。
7. 青木東雄、森吉尚、宇多高明（1989）「緩傾斜堤之設計手法」，海岸工學演講會論文集，第 34 回，日本，第 447-451 頁。
8. 杉浦國男（1994）「緩傾斜護岸工法」，海洋開發論文集第 10 卷，日本，第 343-347 頁。
9. 財團法人河前整備中心（1995）「河川的親水規劃與設計」，山海堂，日本。
10. 片平和夫、世田彰、板村浩、森川高德（1996）「消波工使用於緩傾斜埋立護岸之越波特性相關實驗的研究」，海洋開發論文集第 12 卷，日本，第 285-290 頁。
11. 磯部雅彥（1998）「海岸的環境創造」，朝倉書店，日本。
12. Abbott, M. B. and D. R. Basco (1989) *Computational Fluid Dynamics,* Inc. Longman Scientific and Technical.
13. Battjes, J. A. (1974) “Surf similarity,” *Proceedings of 14th International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, pp. 466-480.
14. Beji, S., T. Ohyama, J. A. Battjes and K. Nadaoka (1992)

"Transformation of non-breaking waves over a bar," *Coastal Engineering*, pp. 51-61.

15. Boussinesq, J. (1872) "Theorie des ondes et ramous qui se propagent le long dun canal rectangularire horizontal, en communiquant au liquide contenu dansce canal des vitesses sensiblement pareilles de la surface au," *Journal of Mathematical Pure et Application*, 2nd Series, Vol. 17, pp. 55-108.
16. Carrier, G. F. and H. P. Greenspan (1958) "Water waves of finite amplitude on a sloping beach," *Journal of Fluid Mechanics*, Vol. 4, pp. 97-109.
17. Chawla, A. and J. T. Kirby (2000) "A source function method for generation of waves on currents in Boussinesq models," *Applied Ocean Res.*, Vol. 22, pp. 75-83.
18. Gobbi, M. F. and J. T. Kirby (2000) "A fully nonlinear Boussinesq model for surface waves. Part 2. Extension to $O(kh)^4$," *Coastal Engineering*, Vol. 37, pp. 57-96.
19. Goda, Y. and Y. Suzuki (1976) "Estimation of incident and reflected waves in random wave experiments," *Proceedings of the Fifteenth International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, Hawaii, pp. 628-650.
20. Heitner, K. L. and G. W. Housner (1970) "Numerical model for tsunami run-up," *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, Vol. 96, pp. 701-719.
21. Horikawa, K. and C. T. Kuo (1966) "A study on wave transformation inside surf zone," *Proceedings of 10th International Conference on Coastal Engineering*, Tokyo, ASCE, pp. 217-233.
22. Hsu, T. W., Yang, B. D., Tseng, I. F. and S. E. Chou (2002) "A 2nd-order fully nonlinear Boussinesq equations," *Proceedings of 5th International Conference on Hydrodynamics*, Tainan, pp. 389-394.

23. Kennedy, A. B., Q. Chen, J. M. Kirby and R. A. Dalrymple (2000) "Boussinesq modeling of wave transformation, breaking, and run-up. I: 1D," *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE, Vol.126, No.1, pp. 39-47.
24. Kirby, J. M., G. Wei, Q. Chen, A. B. Kennedy and R. A. Dalrymple (1998) Fully nonlinear Boussinesq wave model Documentation and user's manual, Center for Applied Coastal Research, Department of Civil Engineering, University of Delaware, Newark, CACR-98-06.
25. Madsen, P. A. and O. R. Sørensen (1992) "A new form of the Boussinesq equations with improved linear dispersion characteristics. Part 2: A slowly-varying bathymetry," *Coastal Engineering*, Vol. 18(3/4), pp. 183-204.
26. Madsen, P. A., O. R. Sørensen and H. A. Schäffer (1997a) "Surf zone dynamics simulated by a Boussinesq-type model. Part I: Model description and cross-shore motion of regular waves," *Coastal Engineering*, Vol. 32, pp. 255-287.
27. Madsen, P. A., O. R. Sørensen and H. A. Schäffer (1997b) "Surf zone dynamics simulated by a Boussinesq-type model, Part II: Surf beat and swash oscillations for wave groups and irregular waves," *Coastal Engineering*, Vol. 32, pp. 289-319.
28. Madsen, P. A., H. B. Bingham and H. Liu (2002) "A new Boussinesq method for fully nonlinear waves from shallow to deep water," *Journal of Fluid Mechanics*, Vol. 462, pp. 1-30.
29. Mase, H. and Y. Iwagaki (1982) "Wave height distribution and wave grouping in surf zone," *Proceedings of 18th International conference on Coastal Engineering*, pp. 57-78.
30. Nagayama, S. (1983) "Study on the change of wave height and energy in the surf zone," Bachelor thesis, Yokohama National University.
31. Nwogu, O. (1993) "An alternative form of the Boussinesq equations for

modeling the propagation of waves from deep to shallow water," *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE, Vol. 119(6), pp. 618-638.

32. Peregrine, D. H. (1967) "Long waves on a beach," *Journal of Fluid Mechanics*, Vol. 27(4), pp. 815-827.

33. Schäffer, H. A., P. A. Madsen and R. Deigaard (1993) "A Boussinesq model for waves breaking in shallow water," *Coastal Engineering*, Vol. 20, pp. 185-202.

34. Schäffer, H. A. and P. A. Madsen (1995) "Further enhancements of Boussinesq-type equations," *Coastal Engineering*, Vol. 26, pp. 1-14.

35. Synolakis, C. E. (1986) *The run-up of long waves*, Ph.D. thesis, Calif. Inst. Technol., Pasadena, Calif.

36. Stokes, G. G. (1847) "On the theory of oscillatory waves," *Transactions of the Cambridge Philosophical Society*, Vol. 8, pp. 441-455.

37. Tao, J. (1983) Computation of wave run-up and breaking, Internal Report, Danish Hydraulics Institute, Horsholm Denmark.

38. Tao, J. (1984) "Numerical modeling of wave run-up and breaking on the beach," *Acta Oceanologica Sinica*, Beijing, Vol. 6(5), pp. 692-700.

39. Tsai, C. P., H. B. Chen and R. C. Hsu (2001) "Calculations of wave transformation across the surf zone," *Ocean Engineering*, in press.

40. Wei, G., J. T. Kirby, S. T. Grilli and R. Subramanya (1995) "A fully nonlinear Boussinesq model for surface waves. Part 1. Highly nonlinear unsteady waves," *Journal of Fluid Mechanics*, Vol. 294, pp.71-92.

41. Wei, G. and J. T. Kirby (1995) "Time-dependent numerical code for extended Boussinesq equations," *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, Vol. 121, pp. 251-263.

42. Witting, J. M. (1984) "A unified model for the evolution of nonlinear water waves," *Journal of Computational Physics*, Vol. 56, pp. 203-236.

43. Zelt, J. A. (1991) "The run-up of non-breaking and breaking solitary waves," *Coastal Engineering*, Vol. 15, pp. 205-245.