

行政院及所屬各機關出國報告
(出國類別：開會)

出席 2001 年地中海第五屆海岸環境國際會議
(The fifth international conference on
The Mediterran Coastal Environment)
心得報告

出國人 服務機關：交通部運輸研究所
職 稱：副主任
姓 名：黃清和

出國地區：突尼西亞
出國期間：90 年 10 月 20 日至 10 月 30 日
報告日期：91 年 1 月 15 日

行 政 院 及 所 屬 各 機 關 出 國 報 告 提 要

頁數：66 含附件：含

報告名稱：出席「2001 年地中海第五屆海岸環境國際會議」出國報告

主辦機關：交通部運輸研究所

出國計畫主辦機關/聯絡人/電話：

交通部運輸研究所/葉專員佐油/02-23496788

出國人員姓名/服務機關/單位/職稱/電話：

黃清和/交通部運輸研究所/港灣技術研究中心/副主任/04-26564414

出國類別：☐ 1.考察 ☐ 2.進修 ☐ 3.研究 ☐ 4.實習 ☒ 5.其他(開會)

出國期間：九十年十月二十日至三十日

出國地區：突尼西亞

報告日期：九十一年一月十五日

分類號/目：HO/交通綜合類

關 鍵 詞：地中海、MEDCOAST

內容摘要：

MEDCOAST01 international conference 為國際性海岸及海洋開發與海洋環境之會議，本會於民國九十年十月廿三日至十月廿七日在北非突尼西亞哈瑪麥德(Hammamet)舉行，有來自世界 28 個國家及地區約 170 人參加，共發表 250 篇論文。參與本會之主要目的為(1)藉此會議介紹我國台北港之開發與海岸地形變遷之研究技術，藉以提升我國及本所知名度。(2)論文觀摩及瞭解各國(尤以地中海及黑海沿岸)在海洋工程之發展與技術成就，以資引進 (3)藉會議交誼，建立不同國家之友情與交換技術經驗。

文中並報告本次會議內容各分類及主要相關題目重點，且針對本所港研中心較具參考價值者，含海岸管理、工程、水位變化及海岸線變遷等，擇五篇加以翻譯，供同仁參考。

目 錄

壹、出國目的	-----	1
貳、參與人員	-----	1
參、行程及任務	-----	1
肆、報告內容	-----	2
4.1 會議緣起	-----	2
4.2 論文概要	-----	3
伍、結論及建議	-----	6
5.1 結論	-----	6
5.2 建議	-----	7

附件一 較具參考價值五篇翻譯文章

A：整合性海岸地區管理

---- 從計畫至完成：成功或失敗 A1~A9

B：斜坡式拋石堤波浪溯升研究 B1~B8

C：德國北海海岸海水位分析 C1~C11

D：埃及西北沿岸海岸線變遷研究 D1~D9

E：離岸堤群遮蔽內之侵蝕 E1~E9

附件二 本次發表論文原文

F：Study on effects of Tan-shui harbor on adjoining F1~F12
coastal area morphology, Taiwan, R.O.C.

壹、出國目的

MEDCOAST01 international conference 為國際性海岸及海洋開發與海洋環境之會議，本會於民國九十年十月二十三日至十月二十七日在突尼西亞哈瑪麥德(Hammamet)舉行，共有 28 個國家 250 篇論文發表。參與本會之主要目的為 1.藉此會議介紹我國台北港之開發與海岸地形變遷之研究技術、提升我國及本所知名度，2.論文觀摩及瞭解各國(尤以地中海及黑海沿岸)在海洋工程之發展與技術成就以資引進，3.藉會議交誼建立不同國家之友情，交換技術經驗。

貳、參與人員

由於受美國九一一恐怖事件影響及開會地點位處北非，本會議參與人數僅 170 人，分別來自世界 28 個國家及地區，除地主國突尼西亞及地中海沿岸諸國與歐、美、蘇俄外，亞洲國家有日本及台灣，其中日本 2 人，台灣 2 人，除本人外，中興工程顧問公司亦有 1 人參加。

參、行程及任務

行 程 (星期)	任 務
10 月 20 日(六)	起程
10 月 21 日(日)	抵達突尼西亞
10 月 22 日(一)	報到及聯誼
10 月 23 日(二)	開幕及分組討論
10 月 24 日(三)	分組討論及研習會
10 月 25 日(四)	"
10 月 26 日(五)	"
10 月 27 日(六)	參觀 Hammamet 休憩設施及遊艇港
10 月 28 日(日)	整理資料
10 月 29 日(一)	返程
10 月 30 日(二)	抵達中正機場

肆、內容

4.1 會議緣起

MEDCOAST 源起於1993年11月25日在土耳其安塔利亞舉行之第一屆地中海海岸環境國際會議，本會議由土耳其中東科技大學土木系教授Dr. Erdal Ozhan召集，主要目的為探討地中海和黑海兩封閉海洋之海岸及海洋保育，經由整體之海岸管理(Integrate Coastal zone Management)而達到保育之目標，在會後三年間辦理了三次專題講習會(Work Shop)而獲得高度讚揚，此三次專題講習會為a.Medcoast會議系列和科技b.人類資源開發c.合作研究。而後每二年定期舉行一次Medcoast國際會議，包含第二次(1995)在西班牙之Tarragona，第三次(1997)在馬爾它之Qawra舉行。並於1996在土耳其之Sarigerme辦理地中海和黑海之海岸管理講習會，這些會議論文

編撰了數冊論文集，包含海洋和海岸管理(JOCM)、海岸保育(JCC)等均有極重要之結論及建議。第四次(1999)在土耳其安塔利亞舉行MEDCOAST99-EMECS99 聯合會議，共通主題為 Land-Ocean Interaction ; Managing Coastal Ecosystems.由海洋生態專家與海岸工程及管理專家共同與會研討而獲得更為完整之管理與保育觀念。

本次(第五次)會議之主席為土耳其中東科技大學教授 Dr. Erdal Ozhan，副主席為突尼西亞國家科學及技術研究所之 Prof. Amor EL Abot，執行委員有突尼西亞、義大利、馬爾它、法國、荷蘭等國共 14 人。顧問委員會委員共有 48 人，突尼西亞國家則有 12 個相關單位贊助。

會議在地中海南岸突尼西亞(Tunisia)北部哈瑪麥德(Hammamet)舉行，會期(10/20~10/27)六天。突尼西亞(圖一)為回教國家，具有優久之歷史文化，土地泰半為沙漠及草原，面積162,160平方公里，人口約900萬人，居住在沿海城市內。首都突尼斯(Tunis)人口約200萬人為突國政經文化中心，高樓比鄰為一現代化都市，因曾受法國統治75年，故法文在此頗為流行。哈瑪麥德人口約20萬人，位於首都突尼斯東南部65km，會議地點哈瑪麥德之Yasmine Beach Resort Hotel距突尼斯迦太基機場約100km，為臨地中海之渡假勝地。會議在旅館之二樓會議中心及另三個會議室舉行，本次共有論文250篇獲選；其中口頭發表100篇，張貼發表150篇。論文作者有28個國家，除地中海及黑海沿岸國家外，遍及歐、美，亞洲包含日本及台灣。

會議開幕(10/23)由突尼西亞環境及土地政策部長主持，介紹突國海岸開發及管理，另荷蘭 international Coastal Zone Management (ICEM)，Mr. Frank Van der Meulen，做 Keynote Speech.講題為“(ICEM)，from planning to implementation; success or failure?”。

4.2 論文概要

本次論文有 250 篇，彙編成 22 大類，分裝為三冊(存本所港研中心圖書室)，茲將各分類及主要相關題目重點分述於後，以利讀者參考。

1.海岸管理(Coastal Management)

本類共6篇，包含海岸管理規劃執行成敗檢討、葡萄牙海岸管理計畫、埃及之海岸管理、公眾參與海岸管理決策等。

2.法律及國際課題(Legal and International Issues)

本類共5篇，包含西班牙海岸管理法規、蘇俄海岸地區管理法定政策發展、日本水質保護及廢水改善、愛琴海海洋問題轉變為機會、土耳其港灣法對港埠之助益。

3.海岸保護及保育(Coastal Protection and Conservation)

本類共6篇，包含尹士托尼亞(土地保護、黑海地區植物保護策略)，墨西哥(海岸植生管理、中西海岸完整海岸地區和溼地管理)，馬爾它(特定海岸之管理計畫、沿岸及海洋生態之監測及保育)等。

4.危險物種(Endangered Species)

本類共3篇，包含土耳其地中海沿岸危險物種之保育，突尼西亞綠龜之活動與海豹及生態觀光之保育等。

5.海岸景觀及海景(Coastal Landscape and Seascapes)

本類共3篇，包含地中海海岸景觀變化，外海風力發電與海岸景觀沙灘使用之評估及英國南威爾斯沙谷之景觀評估等。

6.海岸開發(Coastal Development)

本類共3篇，包含保加利亞黑海海岸之區域開發，從水岸開發獲得經濟及生態並存之利、土耳其安塔利亞濱海城市都市生態化研究等。

7.海岸觀光課題(Coastal Tourism Issues)

本類共6篇，包含土耳其海岸地區休憩觀光用地和定居型式之相互作用、埃及紅海海岸西奈保護區生態觀光之社區參與、薩丁尼亞海岸科學和觀光資源、觀光發展防止環境衝擊之方法、觀光對地形及植被之衝擊等。

8.環境衝擊及管理(Environment Impacts and Management)

本類共5篇，包含氣候變遷對海岸環境之衝擊、使用指標生物瞭解海洋環境品質、用生物指示法執行海水之環境管理、馬爾它環境評估策略應用、自然災害對湖泊景觀之影響等。

9.訓練和教育(Training and Education)

本類共2篇，包含遠距訓練課程和採用CD訓練兒童辨認生物等。

10.海洋水質及污染(Coastal Water Quality and Pollution)

本類共6篇，包含義大利海岸水質分類、安塔利亞海底管線放流水水質監測結果評估、港口環境問題、埃及亞歷山大海岸地區陸上活動長期對海水水質之影響、遊艇港最佳廢棄物管理程序。

11.海洋污染和生物聚集(Marine Pollution and Bioaccumulation)

本類共8篇，包含土耳其Iskenderun灣表土重金屬分析、黑海南部沉積土之物性及化性分析、突尼西亞海岸環境研究、海生物之重金屬研究、潟湖貝類和沉積土之水銀，海生物聚集、甲殼類動物及腸內病毒調查等。

12.海岸及海洋生物(Coastal and Marine Biology)

本類共 16 篇，請參考論文集。

13.微生物及生物化等(Microbiology and Biochemistry)

本類共8篇，請參考論文集。

14.漁類(Fisheries)

本類共13篇，請參考論文集。

15.海洋生物(Marine Ecology)

本類共15篇，請參考論文集。

16. 潟湖(Lagoons)

本類共2篇，主要為利比亞國家潟湖管理及Kalige Bomba潟湖物理及化學特性。

17. 海岸水文動力及海洋(Coastal Hydrodynamics and Oceanography)

本類共7篇，包含俄國黑海近岸流對生態之影響、河口營養鹽流，突尼西亞海岸受循環流之影響，墨西哥東岸海洋水文變化參數、半封閉海洋風生流、Bizerte潟湖流體動力之觀測及模擬，GoKsn潟湖水交換等。

18. 海平面變遷(Sea Level Changes)

本類共3篇，包含希臘海灣碳酸鹽礦組成及海平面變化，德國北海海岸水位分析及威尼斯潟湖之古生代地質：古環境變化及海面變動等。

19. 海岸工程(Coastal Engineering)

本類共10篇，包含拋石堤之越波研究、沉潛結構對水流影響實驗研究、海域熱水排放溫度分佈、冷卻水系統之環境及技術問題、波流條件、外海波浪近岸之變化、緩坡公式之數值模擬、未碎波下之懸浮沙濃度變化、Ems河口水文系統參數定義及管理、越波產生之土結構侵蝕及破壞等。

20. 海洋排放管(Sea Outfalls)

本類共4篇，包含歐洲生命計畫“ Aquarius ”之源起及發展、土耳其安塔利亞放流管改善、AUV監測計畫預測研究及安塔利亞放流管排放稀釋等。

21. 海灘(Beachs)

本類共7篇，包含海灘評估之或然率預測、地中海養灘計畫架構、西地中海淤沙養灘利用、馬爾它海灘剖面發展研究、Sete海灘波浪作用對海底及灘線評估、西班牙均質海岸變動海灘之沿岸砂洲分佈及摩洛哥海岸溼地及海灘等。

22. 海岸線管理(Shoreline Management)

本類共13篇，含海岸冲刷管理準則，義大利全國海岸侵蝕評估，人類活動對潮汐三角洲之評估，以地形變遷為海岸過程指標研究，人類和波浪對繫岸沙洲地形變動之衝擊、突尼西亞海岸淤積過程及岸線變化、埃及海岸線變化模擬、離岸堤評估、沙丘保護、海岸評估、抽砂對海灘侵蝕影響、海岸開發引生地地形變遷、淡水港對鄰近海岸地形研究等。

23.遙測和地理資訊(Remote Sensing and Information Systems)

本類共6篇，包含太空觀測地中海及黑海、海洋生態複頻觀測、義大利海岸圖(海岸變遷檢視)、Trieste灣、敏感地區使用底生生物和GIS技術、GIS技術應用於休憩區資訊系統、沿岸資訊系統等。

以上23大類中，對本所較有參考價值者，含海岸管理、工程、水位變化及海岸線變遷等，擇五篇加以翻譯如附件一供參考。本所發表論文原文如附件二。

伍、結論

5.1 結論

1. 本次會議在北非突尼西亞之哈瑪麥德舉行，論文250篇，參加人數約170人，來自世界28個國家。會議主席為土耳其中東科技大學之教授，副主席為突國主管海岸研究與管理之首長，突國為開發中國家，國民年所得不足二千元美金；能舉辦此類大型國際會議，可見其對海岸利用及保育之重視及籌備所花心力，值得四面環海且高所得之台灣學習。
2. 論文共分 23 大類分三組進行發表及討論，節目安排完善，論文內容幾近無所不包、注重環境、景觀、生態及工程技術之提升，其中諸多為各國之經驗，不但可瞭解該國在海岸管理及保育上之發展，亦多實用價值可供參考。
3. 地中海及黑海為封閉性海洋，藉水道連通至大西洋、潮差僅約 10~30 公分，且波浪小，海岸工程施工容易，但少有大型海岸開發計畫，港灣工程之堤防保護大多採用塊石，由於地中海沿岸有 21 個國家，故對各國污染排放及各種人類行為對環境之影響非常注重並嚴格管

制。

4. 由於封閉性海洋之海象條件較佳因此在處理環境較惡劣之海岸工程經驗，較日本、美國及台灣為少，尤以本省夏有颱風、冬有季風波浪之作用對海岸防護、利用、沖刷等之理論研究、地形變遷數值分析、環境評估、規劃、設計及施工經驗均較該等國家為多，本次所提論文獲頗多參與者之興趣及討論。
5. 參與本會議瞭解在海洋工程開發管理、生態與環境保護各主題上各國之解決理論、方法、均大同小異，例如採用美國兵工團之海岸設計手冊設計堤防，採用丹麥水理研究所之MIKE 21來辦理數值模擬並佐以水工試驗，並辦理現場驗證等，所不同的為各國之自然條件不同，故其設計準則或輸入參數不同，工程施工設備亦不同。但最重要一點即各國對問題解決之深入度及方法之研究精神值得比較效法。

5.2 建議

1. 本次會議包含訓練、教育及公眾認知之主題，此點對於海岸開發非常重要，透過教育使公眾瞭解開發及保育之重要性，應可減少民眾之抗爭，建議政府有關單位在平時就要有海洋教育，灌輸民眾知識，獲得團體價值之共識，對海洋資源之利用與管理將有更理性之支持與愛護。自然而然抗爭就會減少，大型海岸開發計畫之推動將更為順利。
2. 建議我國應主動積極爭取主辦類似“亞太海岸工程國際會議”，除可提高國家知名度外並可增進該地區有關海岸環境開發與保育工作，以及研究人員之交流。
3. 希望本所能爭取出席國際會議之年度預算，或在代理計畫費用編列出國旅費，鼓勵研究人員發表論文，俾增廣見聞，並促進國際間學術交流。
4. 同一會議，奉派論文發表者，若其他相關作者願意以自費方式前往，建議所裏能給予“公假”，鼓勵成行。
5. 出席會議帶回之論文集資料存放在中心圖書室，建議本所同仁踴躍參考。

附件一 較具參考價值五篇翻譯文章

A：整合性海岸地區管理

---- 從計畫至完成：成功或失敗 A1~A9

B：斜坡式拋石堤波浪溯升研究 B1~B8

C：德國北海海岸海水位分析 C1~C11

D：埃及西北沿岸海岸線變遷研究 D1~D9

E：離岸堤群遮蔽內之侵蝕 E1~E9

A.整合性海岸地區管理—從計畫至完成：成功或失敗

ICZM, from Planning to Implementation: Success or Failure?

前 言

從環境生態及社會經濟的觀點來看，海岸區域的重要性為全世界眾所周知的課題。海岸環境極易受到人類活動及自然因素的影響而破壞。像環境的改變及海平面上升等長期性、漸進式及大規模的變化過程，亦會加重海岸環境破壞程度。整合性海岸地區管理(Integrated Coastal Zone Management, ICZM)普遍被視為海岸規劃及管理最適當方法。整合性海岸地區管理為一種循環過程(如圖 1.)。發展一個足以勝任任何狀況的計畫並不容易，但在規劃階段能按步就班的進行，對於海岸地區管理過程的成功，具有決定性的影響。應思考規劃的成果是否會引導任務成功的達成？為何未能達成？成功或失敗的因素為何？

一般海岸地區管理報告中，多強調評估的必要性，但卻少有實際評估程序的例子。在正式評估案例中，主要為因應海岸管理計畫審核、海岸管理實施之民意調查，或地方簡報的形式呈現。通常這些評估報告都於計畫執行中或計畫完成後才進行，並未在計畫執行前針對計畫的可行性進行事前決策評估。

在 2000 年間，CZM 中心完成發展一種評估海岸地區管理程序方法之概要研究，此種評估方法並非用於事後的評估，而是對特殊的海岸區域狀況作事前的評估，本評估方式能對海岸地區管理的弱點、漏洞及瓶頸洞燭機先，提出預防的辦法。為使海岸地區管理程序能執行的更有效率，發展評估方法的目的標如下：

- 串聯海岸地區管理為一種程序及決策的循環過程，在於能成功完成有效的海岸管理。

- 將海岸地區管理的情況以系統化的方法，依區位、問題形式、海岸管理階段及參與角色等，用“檢查表”的方式呈現。

- 評估海岸地區管理過程中失敗及成功的因素。

- 確認改善海岸地區管理的方法。

此外，有關海岸地區管理潛在性的評估及需求性的確認方面，本方法對於技術性、制度性及政策性的資訊，提供一個清晰有系統的概述。

海岸地區管理評估

任何海岸地區管理的問題可區分為下列三種問題形式的任一種或其混合：

- **海灘及洪水防護的問題(海岸線後退、海岸地區消失及對人類物質與安全無法承受的威脅)，包括暴風的威脅。**
- **有關海岸及海洋資源開發的問題(如漁業過度捕撈、採礦、林業休閒活動、填海造地、海岸活動污染等破壞行為)**
- **海岸及海洋水質污染的問題，如外海工程或船舶油污造成的海洋污染及由陸地河川、廢水排除等之污染。**

為更進一步詳述海岸地區管理問題，必須定義海岸區域或管理區域，各種不同形式的問題考量，其管理區域的範圍及要求明顯的不同。

海岸地區管理過程之階段性

圖 1 表示海岸地區管理過程中各個階段應考量之工作事項，規劃及執行為兩個主要的核心階段，規劃階段在於完成技術性及制度性的方法，這些方法在於處理短期問題及運用適當方式來減輕損害，以及預期環境變化之長期影響。計畫執行階段為海岸生態系統及相關技術性與制度性管理設施兩者功能及狀況的評估及監測。

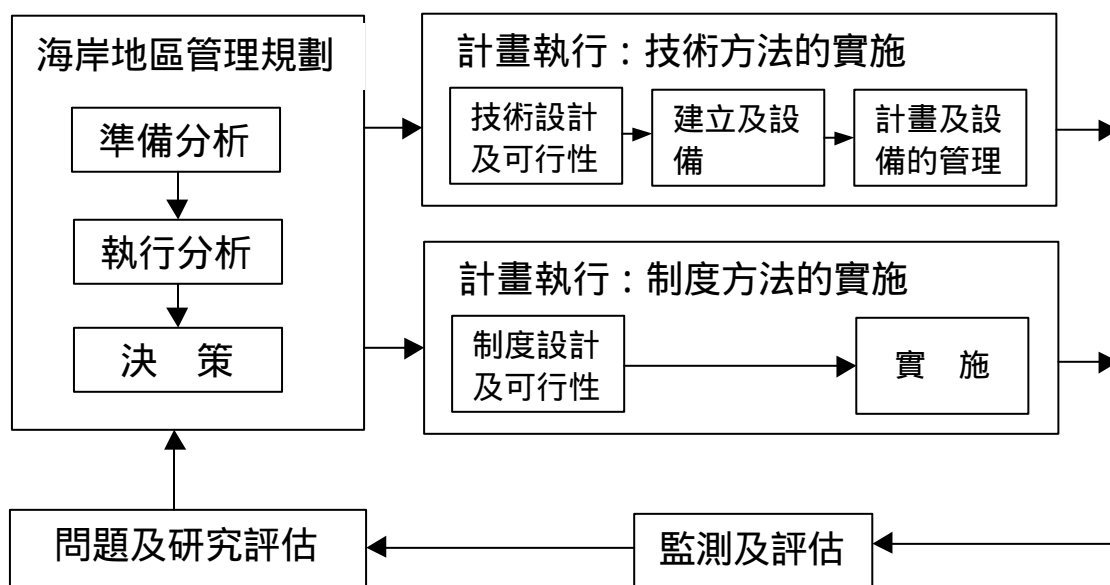


圖 1. 海岸地區管理過程循環步驟

海岸地區管理之參與單位

海岸地區管理之參與單位分別如下：

- 中央政府：參與全國性政策制定
- 地方政府：參與地方性政策制定
- 政府執行單位：如水資源局、環保署、水利局
- 捐贈人或捐贈機構
- 非官方的研究單位：大學院校、技術機構及私人公司
- 非官方執行單位：工程公司、營造廠商
- 非官方活動團體及地方的資金保管單位：居民、私人公司、地主及漁民

海岸地區管理需要完成之項目

由海岸地區管理的背景資料，評估海岸地區管理過程的狀況及參與單位扮演的角色，這些評估的方法係依據下列四個必須完成的層面來進行：

- **授權(Mandate): 參與單位被付與功能定位及政策決定之權力**

- **能力(Capacity)：參與單位依其本身的知識及經驗所能發揮的實力**

- **負擔(Commitment): 參與單位實際負責的程度及堅定的程度**

- **財務能力(Financial potential)：參與單位可運用之財務資金**

由上述四個層面來評估海岸地區管理狀況，一系列要完成項目必須加以定義，歸納如表 1.所示，說明如下：

(i) “ 授權 ” 層面要完成之項目

· 初期規劃：政府單位開始海岸地區管理之規劃訓練。

· 規劃工作之計畫及分派：政府單位辦理海岸地區管理計畫或部份工作指派其他公司參與。

· 定案計畫：政府單位所規劃出之定案計畫，以提送中央政府核定

· 採行的計畫：政府單位依據財務負擔，同意之海岸地區管理計畫

· 技術設計：政府單位(或指派其他公司)去瞭解對於技術性的方法或計畫所進行之可行性及設計研究

· 制度的設計：政府單位(或指派其他公司)去瞭解對於制度性的方法(法律及管理及組織的改變)所進行之可行性及設計研究

· 成果及財務決策：政府單位對技術性計畫之實際成果及財務之認可

· 執行決策：政府單位對制度化方法及改變之實際執行之認可

· 海岸地區審判權：政府單位執行管理工作及注重海岸地區規劃、利用及控制之管理決策

· 土地所有權：法律上及經濟上之海岸

地區土地所有權

(ii) “能力” 層面要完成之項目

- 分析之設備：海岸地區管理分析必備之設備及工具。

- 技術分析能力：海岸地區管理分析的技術性課題之知識及人力。

- 可運用的資料：海岸地區管理分析的數據及資訊系統。

- 整合性分析能力：在海岸地區管理問題的整合性方法之經驗及綜合海岸地區管理計畫之開發。

- 決策能力：詮釋及評估海岸地區管理

計畫之項目及基於主觀及客觀的判斷選擇優先的項目。

- 技術性設計能力：對特別技術的方法及計畫，製造技術性及經濟性可行之設計。

- 制度化設計能力：設計制度化的方法及制度的改變，使其可執行、管理及法律上可行的。

- 技術執行能力：瞭解技術性計畫與結構。

- 制度執行能力：瞭解制度的改變及加強規則及標準。

· 管理/操作能力：操作及維護技術性計畫與結構。

· 監督能力：監督及審查海岸區域問題，監督技術性及制度化方法的效益。

(iii) “負擔”層面要完成之項目

· 財政困難：參與單位實際財政困難或其在海岸地區管理過程中影響力之限制。

· 共同經營潛力：對實際共同經營的限制。

· 整合潛力：對整合為制度化組織之限制。

(iv) “財務潛力”層面要完成之項目

· 固定性財務能力：固定性預算可利用之總額度及用途。

· 臨時性財務能力：臨時性預算可利用之總額度及用途。

· 潛在的資金籌措能力：從中央、地方或國際上可額外籌措之資金。

表 1. 海岸地區管理評估中各階段要完成之項目

階段	需要完成之項目			
	授權	能力	負擔	財務潛力
規劃階段				
	初期規劃	分析設備	實際的財務困難	固定性財務能力
	規劃工作之計畫及指派	技術分析能力	共同合作潛力	臨時性財政能力
		可運用的資料	整合的潛力	潛在的資金籌措能力
		制度化分析能力		
		整合性分析能力		
決策階段				
	定案計畫	決策能力	實際的財務困難	固定性財務能力

	採行的計畫		共同合作潛力	臨時性財政能力
			整合的潛力	潛在的資金籌措能力
執行階段				
	技術性設計	技術設計能力	實際的財務困難	固定性財務能力
	制度化設計	制度設計能力	共同合作潛力	臨時性財政能力
	完成及財務決策	技術執行能力	整合的潛力	潛在的資金籌措能力
	執行決策	制度執行能力		
	海岸地區審判權	管理及經營能力		
	土地所有權	監督能力		

評 分

在海岸地區管理評估方面，必須對所有參與單位在各個需要完成項目的表現加以評分，評分方式依各個項目採用不同尺度進行定性化評分，評分標準如下：

(i) “授權” 層面之評分

**：在責任、執行能力、審判權或所有權方面扮演最主要的角色

*：在責任、執行能力、審判權或所有權方面扮演次要的角色

++：較多的(非直接)影響

＋：有限的(非直接)影響

(ii) “能力” 層面之評分

**：堅實的能力

*：有限的能力

(iii) “負擔” 層面之評分

負擔層面的評分主要在指出在海岸地區管理過程的每一階段是否對

參與單位及執行層面有限制存在。限制因素被視為負指標，減弱“授權”及“能力”層面的得分。減弱程度分為“無減弱”、“有限減弱”、“中度減弱”及“嚴重減弱”四項。

(iv) “財務潛力”層面之評分

**：堅實的財務潛力

*：有限的財務潛力

財務潛力層面的評分採用負指標方式評定，減弱程度分為“無減弱”、“有限減弱”、“中度減弱”、“嚴重減弱”四項。

評分計算係依照海岸地區管理規劃、決策及執行等階段每一參與單位在每一必須完成項目來逐項評分。詮釋海岸地區管理情形之評估方法有下列幾種：

· 在海岸地區管理之“授權”層面及“能力”層面潛在的總分數。

· 因“負擔”層面之限制導致“授權”層面減弱之實際分數。

· 因“負擔”層面及“財務潛力”層面之限制，導致“能力”層面減弱之實

際分數。

· 由“授權”層面及“能力”層面合併
之潛在分數

· 由“授權”層面及“能力”層面合併
之實際分數

一般而言，在評估分數方面存有很大的不確定性，因此，在“授權”層面及“能力”層面之分數是定性的評估。在使用這些分數前，須將定性分數予以量化。定量及定性尺度參照表 2 來換算。

表 2. “授權”層面及“能力”層面分數之定義及詮釋

詮釋	定量分數範圍	定性尺度
無立即改善的必要	> 75	*****
有改善之需要性	45 ~ 74	****
有較高改善之需要性	24 ~ 44	***
必須改善	15 ~ 24	**
絕對需要改善	< 15	*

潛在的支援選項

有關海岸地區管理過程中各階段潛在的支援選項如下列三種形式：

(i) 制度化經驗及能力之建立

· **海岸地區管理規劃：**藉由海岸地區管理規劃的長期參與來加強有關“授權”層面及“負擔”層面之規劃能力。

· **決策形成：**以制度化的支援來加強決策的品質及加強參與“授權”層面及“負擔”層面等單位之品質。

· **技術性及制度化的實施：**制度能力的改善及藉由長期參與技術性及制度化執行工作的參與單位來加強“授權”層面及“負擔”層面之能力。

(ii)技術性經驗及能力之建立

- **規劃：對技術性課題及整合性海岸地區管理計畫，加強分析能力及設備。**
- **技術性的執行：對技術性方法的設計、瞭解及操作維護等技術能力之改善。**

(iii)財務支援

- **規劃：對創造海岸地區管理規劃能力直接或非直接之財務支援。**
- **技術性的執行：經由直接支援或貸款來建立計畫執行的基金。**
- **制度化的執行：對於執行制度化之制**

度及組織給予財務支援。

結 論

- 對收集及檢核資料工作，提供一個系統化的架構以協助確認海岸地區管理過程的障礙。

- 提供一個交流的架構，使特殊的海岸管理情形之實力及弱點達成一致性，及使最有可能之下一步驟達成一致性。

B.斜坡式拋石堤波浪溯升研究

Wave Run-up on a Rubble Mound Breakwater

摘 要

波浪溯升(Run-up)及越波為斜坡式拋石堤之重要設計條件，然因堤防坡面坡度、表面糙率、平台寬度等因素對波浪溯升(Run-up)及越波之影響，使實際的波浪溯升物理狀況尚未能完全瞭解。近年(1993～1996)來，已有許多研究單位由現場量測資料發現，實際波浪溯升的觀測值大於水工模型試驗所得之成果，並發表於文獻報告中。

受限於設備及技術上的限制，於實體防波堤與海堤進行現場波浪溯升觀測實為不易，故一般在防波堤及海堤設計中，係以小模型縮尺之模型試驗所得之波浪溯升(Run-up)來決定胸牆堤頂之設計高度。本案例則以比利時 Zeebrugge 外港之拋石防波堤為例，於實際現場進行波浪溯升(Run-up)及越波觀測，同時利用 25T 方塊安裝於海側用以觀測入射波浪條件。另外，為瞭解現場觀測值與水工模型試驗的差異，2 維（比例尺 1:30）及 3 維（比例尺 1:40）之水工模型試驗亦同時進行。

前 言

在斜坡式拋石堤設計時，波浪溯升(Run-up)為主要考量因素之一，由於此一堤頂高程設計，過去主要靠小模型縮尺之水工模型試驗進行驗證決定，然而 Troch and De Rouck(1996)先前之研究中，已指出小比例尺之水工模型試驗成果，常有低估波浪溯升之情況。基此，在歐洲共同體協會所進行『斜坡式拋石堤堤頂高程最佳化設計(MAST III OPTICREST PROJECT)』計畫中，即以現場監測與水工模型試驗進行許多深入之研究，如 MAS3-CT97-006、De Rouck et al.(2000)與 De Rouck et al.(2001)。有關本比利時 Zeebrugge 外港之拋石防波堤案例

中，有關現場觀測之儀器設置與 2-D 水工模型試驗分析分別由比利時 Flemish 協會與 Ghent 大學進行，三維水工模型試驗則由丹麥 Aalborg 大學進行，同時，亦蒐集比利時 Flanders 水利研究所及西班牙 Politecnica de Valencia 大學之 2-D 水工模型試驗成果進行比較，其中並引用 Trough(2000) 之數值分析成果同時進行比較。

Zeebrugge 港現場觀測

為進行現場波浪溯升(Run-up)及越波觀測，一觀測平台設立於 Zeebrugge 港西側之防波堤(斜坡坡度為 1:1.5)，觀測平台之總長為 60m，防波堤堤趾處打設一鋼管樁，堤頂上則打設兩根混凝土樁，以作為觀測平台之支點，圖 1 為觀測平台之設置情形。有關觀測儀器佈置如下：

1. 堤前波浪: 2 個浮球式波高計(Wave rider Buoys)於堤前 150m、215m 處，紅外線波高計置於堤趾處。
2. 波浪溯升高: (1) 蜘蛛網(Spiderweb)陣列觀測系統(SP)，包含 7 個階梯式水位計，設置於海側斜坡上，用以觀測斜坡面上溯升水舌之濺溢高度。
(2) 堤頂溯升觀測系統(RU)，設置於堤頂上肩部份，用以觀測肩頂上之溯升高。
3. 攝影機: 架設於觀測平台上，可輔助記錄波浪溯升及越波狀況。
4. 風速計: 架設於觀測平台上，可同時記錄風速、風向。

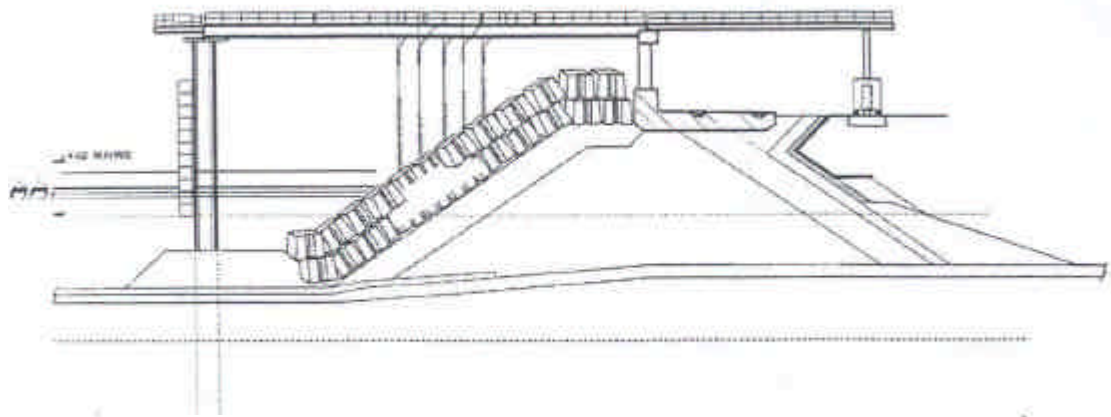


圖 1 Zeebrugge 港現場觀測平台佈置斷面圖

本案例現場觀測由 1995 2000 年間，總計觀測到 13 個暴風侵襲之波浪溯升記錄，在蜘蛛網(Spiderweb)觀測系統均感測出其溯升記錄，其中有 9 次波浪溯升至堤頂，亦均由堤頂溯升觀測系統(RU)實際觀測到，經統計 13 個暴風侵襲記錄之波浪入射情況，其堤前波高 H_m 介於 2.40 3.13m，波浪週期則為 $T_m=6.24s$ ($T_p=7.93s$)。

波浪溯升高分析，取高潮位 HW 之前 後 30 分鐘之記錄為分析樣本，其中為利於現場觀測結果與水工模型試驗比較，取 2%之超越溯升高對堤前波高 H_{m0} 為無因次統計值 $Ru_{2\%}/H_{m0}$ ，而其統計分析成果顯示約為 1.77(以 SP 系統觀測樣本為 1.77，以 RU 系統觀測樣本為 1.78)，其統計成果如圖 2。

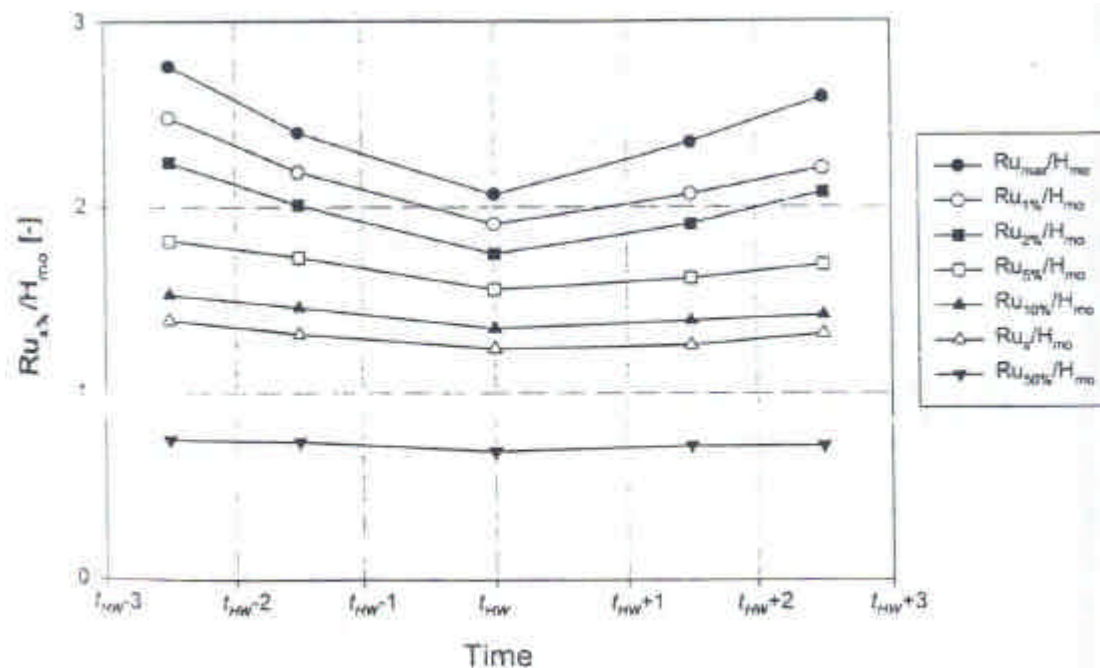


圖 2 Zeebrugge 港現場觀測無因次統計值 $Ru_{2\%}/H_{m0}$ 成果圖

Zeebrugge 港模型試驗

本案例針對 Zeebrugge 港波浪溯升(Run-up)研究，共進行 3 個水工模型試驗：

1. Flanders 水利研究所(FH)，2-D 水工模型試驗，比例尺為 1:30。
2. Politecnica de Valencia 大學(UPV)，2-D 水工模型試驗，比例尺為 1:30。
3. Aalborg 大學(AAU)，3-D 水工模型試驗，比例尺為 1:40。

其中，水工模型試驗之波浪造波條件，取 6 個較長時間之暴風記錄進行實驗室造波條件之調校，其造波調整過程則詳於 Willems and Kofoed (2001)、Frigaar and Jensen(2001)、Mendina(2001)說明，本案例中僅將試驗室觀測成果與現場觀測記錄分析比較，整理如表 1 所示：

表 1 Zeebrugge 港試驗成果分析比較表

造波條件	歷時	$Ru_{2\%}/H_{m0}$ (現場觀測)	σ_{om} (碎波參數)	$Ru_{2\%}/H_{m0}$ (FH)	$Ru_{2\%}/H_{m0}$ (UPV)	$Ru_{2\%}/H_{m0}$ (AAU)
1995/08/28	2.25h	1.66	3.76	1.42		1.91
1998/01/19	2.50h	1.73	3.70	1.53		1.76
1988/01/20	2 h	1.79	3.64	1.40		1.89
1999/02/07	2 h	1.73	3.55	1.39		1.71
1999/11/06	2 h	1.82	3.45	1.44	1.81	1.41
1999/11/6-7	2 h	1.84	3.64	1.57	1.76	1.29

由表中顯示，在 1999/11/06 及 1999/11/6-7 等兩次暴風條件下之試驗室試驗值較現場的觀測值偏低，其原因為在現場觀測值分析顯示，當水位降低時，其無因次統計值 $Ru_{2\%}/H_{m0}$ 有顯著增加之趨勢，此一趨勢與 UPV 及 AAU 之試驗值相同，但 FH 模型試驗資料，卻仍然保持常數。

比較與討論

本研究中，另採用三個常用波浪溯升(Run-up)經驗公式：

1. Allsop et al.(1952)

$$\frac{Ru_{2\%}}{H_{mo}} = 1.52[1 - \exp(-0.34x)]$$

2. van der Meer and Stam(1992)

$$\frac{Ru_{2\%}}{H_s} = Ax \quad \text{for } 1.0 < \sigma_{om} < 1.5$$

$$\frac{Ru_{2\%}}{H_s} = Bx_{om}^C \quad \text{for } 1.5 < \sigma_{om} \quad \left[\frac{D}{B} \right]^{1/c}$$

$$\frac{Ru_{2\%}}{H_s} = C \quad \text{for} \quad \left[\frac{D}{B} \right]^{1/c} \omega_m < 7.5$$

3. Ahrens and Heimbaugh (1988)

$$\frac{Ru_{2\%}}{H_{m0}} = \frac{1.022x}{1 + 0.247x}$$

上述經驗公式依 2%超越潮升高及 $\omega_m=3.59$ 計算與現場觀測記錄加以比較如圖 3 及圖 4 所示，其中 Allsop et al. (1952)之無因次統計值 $Ru_{2\%}/H_{m0}$ 有明顯低估，而 van der Meer and Stam(1992)及 Ahrens and Heimbaugh(1988)預估值則與現場觀測分析成果相近。

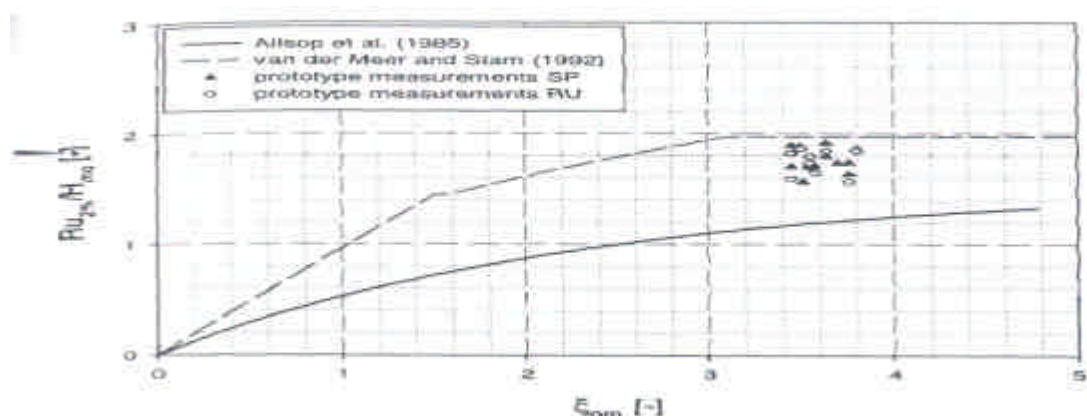


圖 3 Zeebrugge 港現場觀測與經驗公式比較成果圖

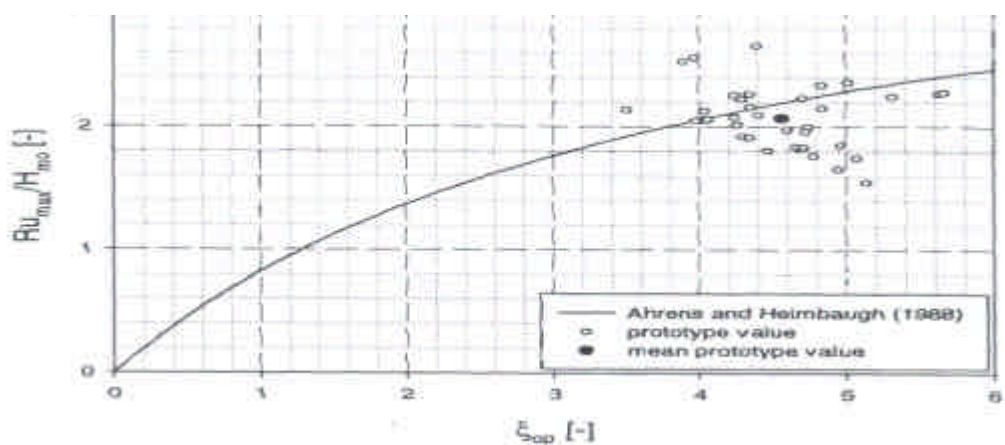


圖 4 Zeebrugge 港現場觀測與經驗公式比較成果圖

上述三個模型試驗成果與現場觀測分析之差異性原因，本研究建議須再行進行深入探討，而其未來可能須檢討之重點如下：

1. 在模型試驗中，對暴風不規則波浪之調校及造波，經常性波浪週期及尖峰週期選擇對波譜之影響大，須謹慎為之或深入研究。
2. 現場觀測記錄中，堤前波浪 H_{m0} 對樣本時間之選取有必要進行檢討。
3. 在西班牙 Politecnica de Valencia 大學(UPV)水工模型試驗中，同時利用風動水槽產生風吹作用，惟試驗成果顯示，風吹產生之波浪溯升影響似乎相當有限。
4. 模型之黏滯性效應，在越小模型試驗比尺時越顯著。

結 論

1. 由比利時 Zeebrugge 港現場觀測記錄，取 2%之超越溯升高對堤前波高 H_{m0} 之無因次統計值 $R_{u2\%}/H_{m0}$ ，其平均值約為 1.77(波高條件 $H_{m0} \leq DN50$ 及碎波參數 $\sigma_m=3.59$)，且此統計參數隨水位增加而減低。
2. 由現場觀測記錄分析顯示，現場觀測之波浪溯升高明顯高於小比例尺水工模型試驗之試驗值，且此一差異性在淺水中尤為明顯。其影響因素可能如下：模型材料(模型孔隙率、水流穿透性)、風吹、水流、模型底床、造波波譜校正及縮尺效應(堤防坡面坡度、表面糙率)。
3. 由現場觀測分析及模型試驗成果均顯示，波浪溯升為 Rayleigh 分佈，2%之超越溯升高($R_{u2\%}$)對波浪溯升值之代表性良好之特性參數。
4. 由本研究由比利時 Zeebrugge 港所進行波浪溯升(Run-up)之水工模

型試驗成果與現場觀測分析之差異性探討，建議須對現場量測技術、水工模型試驗縮尺效應等再進行深入探討。

C.德國北海海岸海水位分析

Analysis of the Water Levels Along The German North Sea Coastline

摘 要

沿著德國北部北海海岸，特別在最北部海岸，自 1960 年以後之暴潮洪氾記錄可觀察出其在發生頻率及延時上均有增加，同期間在平均高潮位觀測紀錄上亦有增加，且平均低潮位則略降，因此反映在平均潮差上則呈現出異常增加之情形，前述這些海水位的異常變化除部份受人為活動影響外，其他亦與諸如全球平均海水位上升、北海或大西洋等海域之潮汐水動力特性改變等大自然環境影響等有關聯。本研究區所在之北海海域實際上是一個半封閉內海型海域，向外海可與大西洋聯繫。

本研究藉由整理分析沿德國北部海岸所有潮位測站迄 1999 年之實測資料，期能組建各測站包括平均低潮位、平均高潮位及平均潮差之時間序列資料。藉由組建完整的潮汐水位時間序列資料，可提供作為進一步研究的基礎。

概 述

眾所週知海水位變化特別是對海事工程及海岸地區管理是相當重要的，而全球性海水位變化則強烈地受全球氣候變化影響，北海受週界之挪威、丹麥、德國、荷蘭及英國等國家環繞包圍，其中特別在德國北部海岸地區，海水位上升將對其在潮汐及生態系環境產生深遠的改變，沿岸低平海岸地區之潮汐水動力特性改變，亦將影響海岸侵蝕冲刷及增加暴潮洪氾風險，就此情況而言，不僅平均海水位抬升重要，更重要的是年度性的平均高潮位、平均低潮位及平均潮差數值的改

變，更扮演著決定性的角色。

海水位改變係受週期性變化的天文潮、氣象條件、地質條件、海洋物理條件、地殼垂直運動及全球變遷等因素影響，長期性的海水位改變主要受地質（地殼壓力均衡）的及海洋物理（全球性海水位變化）等條件影響，海洋大氣系統的溫度增加經由海水熱擴散及冰原與極地溶冰導致海水位上升，此即溫室效應。而暴潮水位疊加在因海水位上升而更形升高的高潮位上，將使得全世界很多海岸地區陷入更大的危險中。

在德國北部鄰接北海海岸，遠從 16 世紀以來的資料可發現平均高潮位的長期上升特性 (Rohde,1975)，且海水位上升量亦未保持固定不變 (Rohde,1975)，依據沿德國及荷蘭北海海岸實測潮位之平均高潮位及平均低潮位時間序列評估資料顯示，平均高潮位呈上升趨勢，而平均低潮位則呈下降或保持固定 (Jensen 1984, Fuhrboter and Jensen 1985)，這些研究均顯示出北海的潮汐水動力特性的改變確實存在。

前述這些過去數世紀以來隨著時間變動而改變的德國北海海岸區海水位及潮汐水動力特性變化的分析探討，即為本研究之主要目的。

潮汐水位測站、評估分析方法及成果

為應長期趨勢評估需要，潮汐水位測站必須儘可能不受諸如疏浚等人為活動之干擾影響，此外記錄期間越長越好，本研究蒐集整理分析沿北海海岸總計 12 處潮汐水位測站(6 站在本島岸邊、6 站在海上示如圖 1)資料。圖 2 則為該 12 處測站之記錄期間示意圖，各測站分別採用每年 11 月 1 日至次年 10 月 31 日期間共 705 次半日潮水位資料，

以算術平均方式推算其平均低潮位、平均高潮位及平均潮差等年平均水位值如表 1 所示，各測站共同參考水位基準為德國官方潮位基準-NN(正常零水位)。

海水位上升值一般皆不固定，會因不同地點及不同期間而改變，值得特別注意的是近年及可預見的未來，因為全球越見明顯的溫室效應，將可能加速海水位上升的速率，有關長期海水位上升趨勢分析可透過線性迴歸模式進行分析(Jensen 1984)如下：

$$W(t) = a + sT * t$$

其中， sT 則為經最小二乘法求得函數 $W(t)$ 的平均斜率。

圖 3 及 4 則為各潮汐測站各年度之平均潮差扣除年平均潮差之殘餘平均潮差 $MTR = MTR_i - MTR$ 時間序列變化圖，分析結果顯示各該測站之殘餘平均潮差時間序列變化圖，除 1949 年以前可能因參考基準改變而使數據品質較不可靠外，1950 年以後之數據皆有相同之變化趨勢，且各測站因氣象條件等因素產生之年平均變動量亦幾乎相同，顯示各測站之分析成果有相當好的一致性。

爰於前述，本研究選定 1999 年往前涵蓋 3 個天文潮期(約 $3 * 18.61$ 年 = 56 年)之 1944 ~ 1999 年各測站實測資料之殘餘平均低潮位、殘餘平均高潮位及殘餘平均潮差等時間序列資料進行分析。

殘餘平均高潮位 MHW 時間序列分析資料則顯示，所有 12 處海上陸上測站在 1960 年以後皆呈顯著上升趨勢，特別在 1970 年以後上升趨勢更趨明顯。

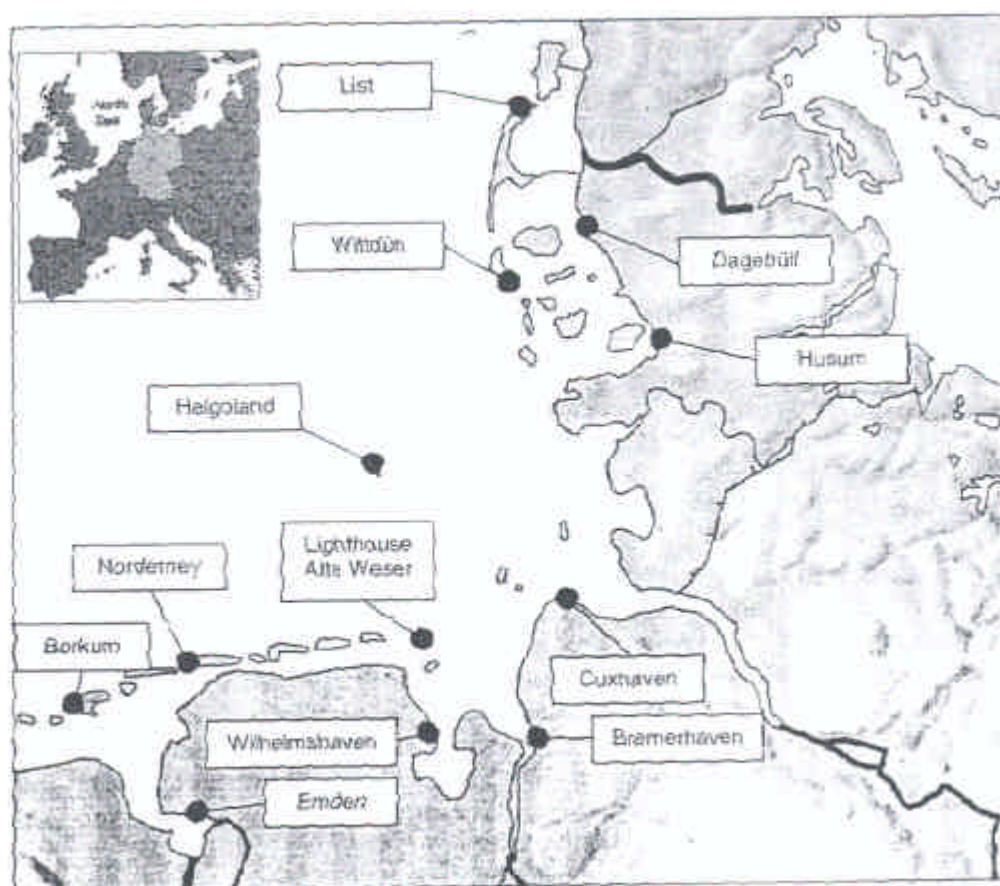


Fig. 1: German North Sea (German Bight) with island and coastline gauging stations

圖 2

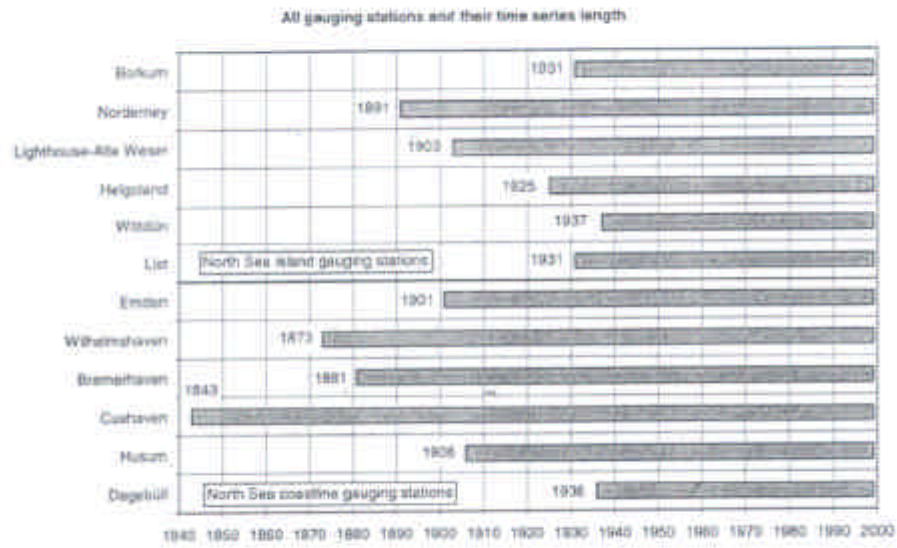


Fig. 2: Island and coastline gauging stations and the observed time series

Table 1: Mean values of MLW, MHW and MTR of the gauging stations until 1999

North Sea island gauging stations	observed time series	MLW [cm NN]	MHW [cm NN]	MTR [cm NN]
Borkum	1931 - 1999	-128	104	232
Norderney	1891 - 1999	-128	107	235
Lighthouse-Alte Weser	1903 - 1999	-150	127	277
Helgoland	1925 - 1999	-122	110	232
Wittlun	1937 - 1999	-138	111	249
List	1931 - 1999	-98	72	170
North Sea coastline gauging stations	observed time series	MLW [cm NN]	MHW [cm NN]	MTR [cm NN]
Emden	1901 - 1999	-172	133	305
Wilhelmshaven	1873 - 1999	-203	160	363
Bremerhaven	1881 - 1999	-180	162	342
Cuxhaven	1843 - 1999	-156	132	288
Husum	1906 - 1999	-182	151	333
Dagebüll	1936 - 1999	-153	123	276

表 1

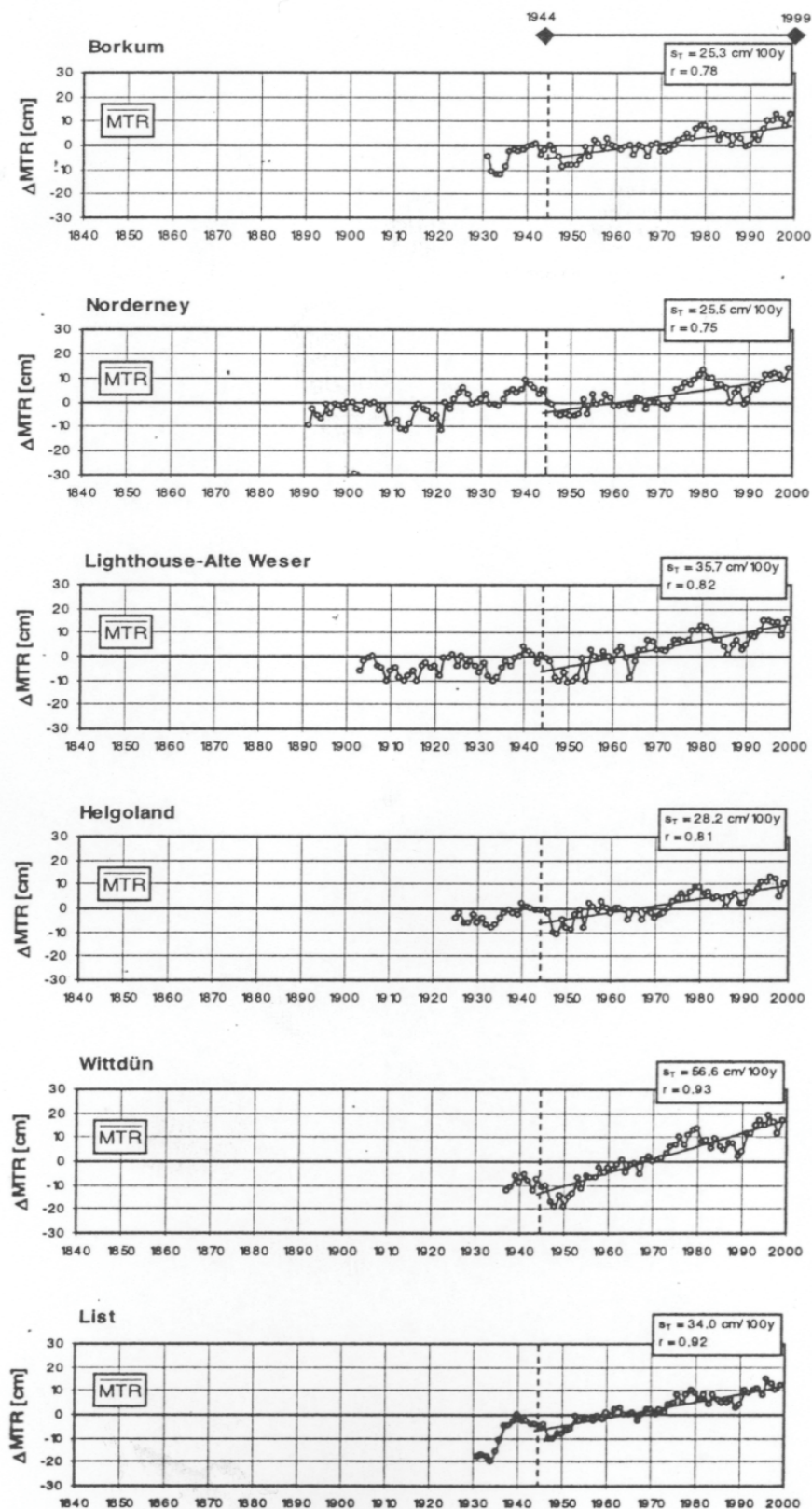


Fig. 3: Time series of ΔMTR of the North Sea island gauging stations

圖 3

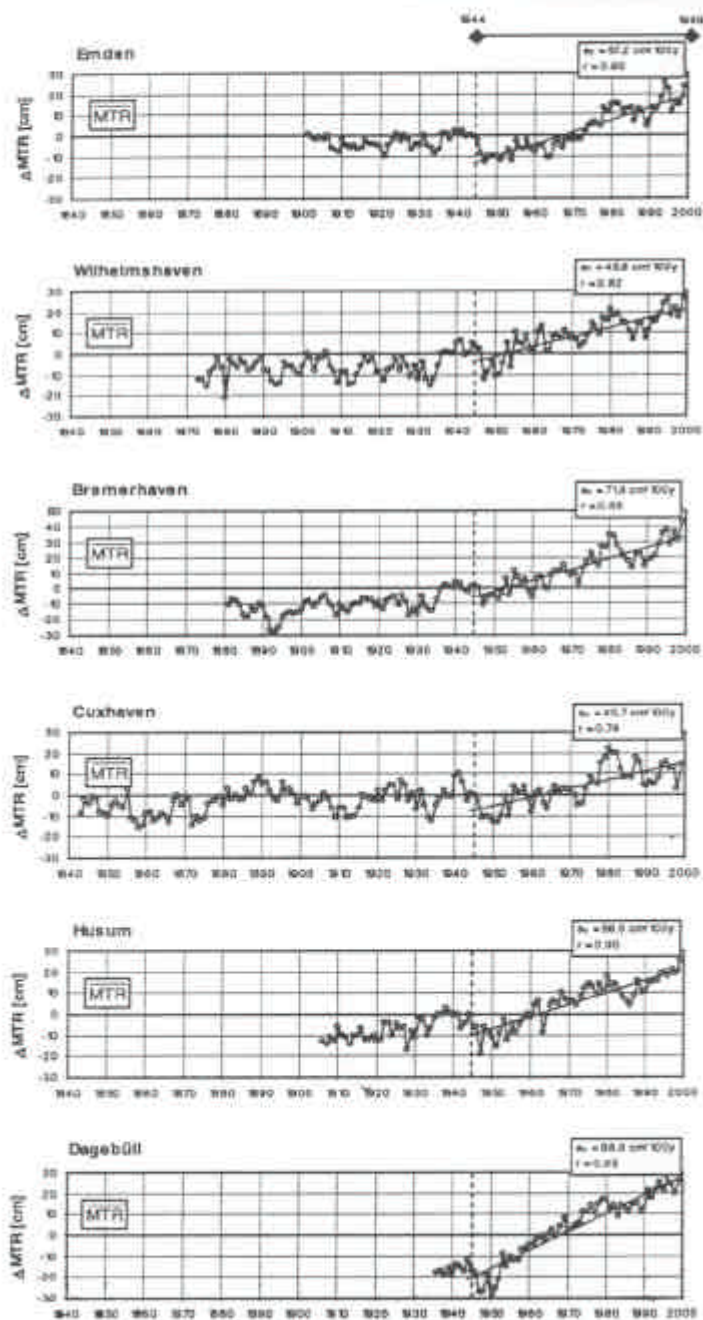


Fig. 4: Time series of ΔMTR of the North Sea coastline gauging stations Synthetic Mean German North Sea Island and German North Sea Coastline Gauge

圖 4

本研究另基於上述各處測站，分別顯示相似之代表平均潮位時間序列變化特性，乃進一步將資料區分為本島岸邊及海上兩個資料分群，再循上述殘餘代表平均潮位時間序列分析方式進行分析，各分群中原 6 處測站資料依下列算式計算其殘餘代表平均潮位值：

$$MLW = (\sum MLW_i - MLW) / \text{測站數}$$

圖 5 上半部為本島岸邊測站分群之殘餘平均低潮位 MLW 時間序列圖，分析資料顯示其時間序列幾呈不隨時間改變之固定值；下半部時間序列圖則為海上測站分群，分析資料顯示其時間序列在 1950 年以後(較可靠之資料)則呈隨時間穩定下降之變化。

圖 6 為殘餘平均高潮位 MHW 時間序列圖，分析資料顯示不分本島岸邊或海上測站其時間序列皆呈隨時間上升之變化趨勢。

此外，由圖 6 呈上升趨勢之殘餘平均高潮位 MHW 時間序列圖，及圖 5 呈固定或下降趨勢之殘餘平均低潮位 MLW 時間序列圖相疊加可知，其時間序列亦皆呈隨時間上升之明顯變化趨勢，且其中圖 7 下半部海上測站時間序列圖顯示之上升速率幾為本島岸邊測站之 2 倍。

表 2 則為海上及本島岸邊兩分群各 6 處測站之 1944-1999 年(56 年約 3 個天文潮期)及 1963-1999 年(37 年約 2 個天文潮期)對應之 MLW、MHW 及 MTR 計算成果表，可供對照參考。

結 論

1. 本研究蒐集德國北部海岸共 12 處潮汐水位測站(6 處本島岸邊測站

及 6 處海上測站)長期實測資料，透過各殘餘代表平均潮位值的計算及其時間序列分析，結果顯示：本研究區海域之平均高潮位（MHW）及平均潮差(MTR)均呈快速增加之趨勢；而平均低潮位（MLW）則呈現下降趨勢。

2. 本研究區平均潮差(MTR)在 1950 年以後呈快速增加之趨勢，特別在過去近 20 年來其平均增加超過 10%到 15%，此一在潮汐水動力特性上的明顯改變，一定程度上將影響整個計畫區海域生態體系。
3. 計畫區較特殊的地形條件，亦可能扭曲測站實測潮位調查資料之特性，例如本區半封閉島嶼灣岸地形即可能影響低潮期間潮汐水位之特性，因此在解釋分析圖表資料特性時，需將計畫區特殊地形條件納入考量。
4. 本研究係應用長期潮汐水位資料分析其特性，因此，該長期潮位資料在各測站潮位基準的一致性、避免受疏浚等人為活動影響，及施測儀器精度與長期維護狀況等，實攸關該實測資料品質至鉅，相較之下，國內在實測潮汐水位調查資料品質上，仍有相當可觀之努力空間。

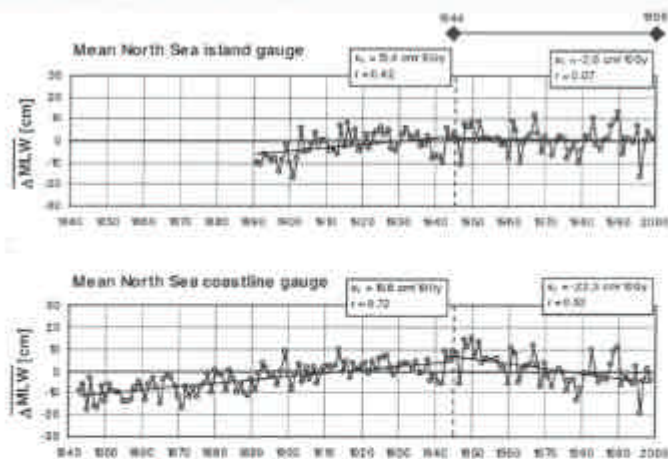


Fig. 5: ΔMLW of the German North Sea island gauge and the German North Sea coastline gauge

圖 5

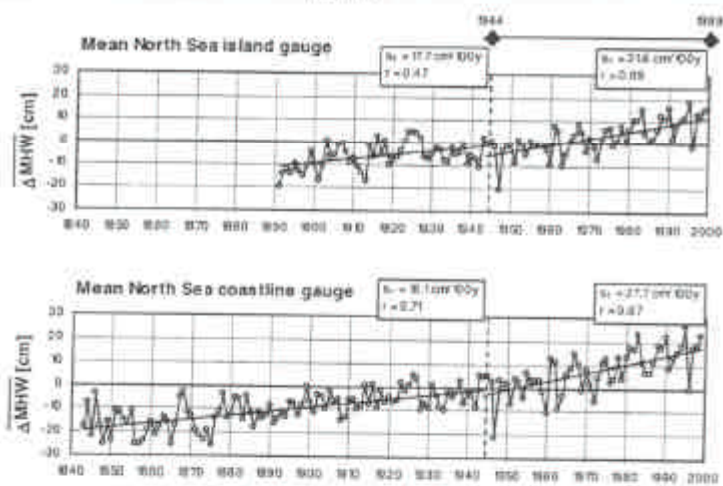


Fig. 6: ΔMHW of the German North Sea island gauge and the German North Sea coastline gauge

圖 6

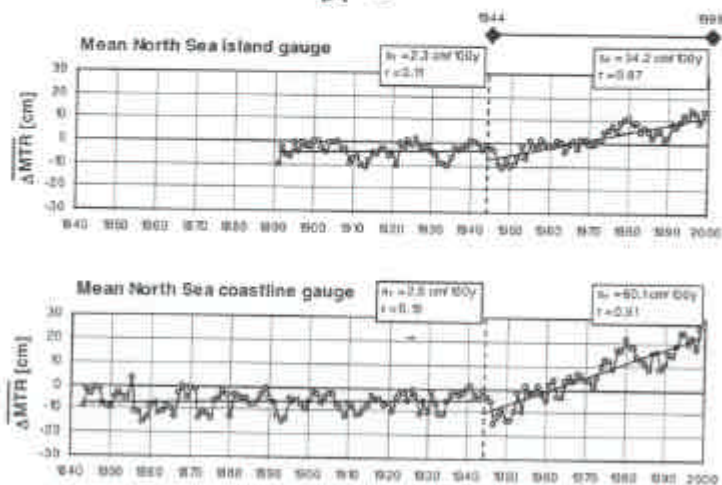


Fig. 7: ΔMTR of the German North Sea island gauge and the German North Sea coastline gauge

圖 7

表 2

Table 2: MLW, MHW and MTR secular trends $s_{T,37}$ and $s_{T,56} \pm \sigma$ of the gauging stationsMLW secular trends $s_{T,37}$ and $s_{T,56} \pm \sigma$ [cm/100y]

gauging station	observed time series	1944 - 1999 (56 years)	1963 - 1999 (37 years)
Borkum	1931 - 1999	4.4 ± 5.8	6.0 ± 5.8
Norderney	1891 - 1999	-1.4 ± 5.2	6.9 ± 5.3
Lighthouse-Alte Weser	1903 - 1999	4.3 ± 5.5	9.4 ± 5.7
Helgoland	1925 - 1999	-2.3 ± 5.7	3.0 ± 6.3
Wittdün	1937 - 1999	-14.0 ± 7.7	-1.5 ± 7.9
List	1931 - 1999	-6.6 ± 7.3	11.2 ± 7.3
Mean North Sea island gauge	1891 - 1999	-2.6 ± 5.9	5.8 ± 6.2
Emden	1901 - 1999	-24.0 ± 6.9	-24.6 ± 6.3
Wilhelmshaven	1873 - 1999	-8.1 ± 5.6	0.6 ± 5.7
Bremerhaven	1881 - 1999	-38.0 ± 8.6	-36.1 ± 7.3
Cuxhaven	1843 - 1999	-7.9 ± 6.9	4.4 ± 6.9
Husum	1906 - 1999	-14.9 ± 7.4	8.0 ± 6.9
Dagebüll	1936 - 1999	-41.1 ± 11.0	-9.6 ± 8.2
Mean North Sea coastline gauge	1843 - 1999	-22.3 ± 7.1	-9.6 ± 6.3

MHW secular trends $s_{T,37}$ and $s_{T,56} \pm \sigma$ [cm/100y]

gauging station	observed time series	1944 - 1999 (56 years)	1963 - 1999 (37 years)
Borkum	1931 - 1999	29.7 ± 6.7	37.9 ± 6.1
Norderney	1891 - 1999	24.1 ± 6.5	37.8 ± 6.5
Lighthouse-Alte Weser	1903 - 1999	39.9 ± 9.0	43.2 ± 7.4
Helgoland	1925 - 1999	25.9 ± 7.2	39.3 ± 6.8
Wittdün	1937 - 1999	42.5 ± 9.2	46.8 ± 8.0
List	1931 - 1999	27.4 ± 7.6	43.1 ± 7.3
Mean North Sea island gauge	1891 - 1999	31.6 ± 7.5	41.3 ± 6.9
Emden	1901 - 1999	33.2 ± 8.6	48.7 ± 8.2
Wilhelmshaven	1873 - 1999	37.5 ± 9.1	46.2 ± 8.0
Bremerhaven	1881 - 1999	33.7 ± 9.3	40.3 ± 6.2
Cuxhaven	1843 - 1999	32.8 ± 9.0	42.6 ± 8.3
Husum	1906 - 1999	41.7 ± 10.2	56.1 ± 9.5
Dagebüll	1936 - 1999	47.5 ± 10.2	57.6 ± 8.9
Mean North Sea coastline gauge	1843 - 1999	37.7 ± 9.2	48.6 ± 8.4

MTR secular trends $s_{T,37}$ and $s_{T,56} \pm \sigma$ [cm/100y]

gauging station	observed time series	1944 - 1999 (56 years)	1963 - 1999 (37 years)
Borkum	1931 - 1999	25.3 ± 5.3	31.9 ± 4.7
Norderney	1891 - 1999	25.5 ± 5.6	30.9 ± 5.1
Lighthouse-Alte Weser	1903 - 1999	35.7 ± 7.1	33.9 ± 5.3
Helgoland	1925 - 1999	28.2 ± 5.7	36.3 ± 4.9
Wittdün	1937 - 1999	56.6 ± 10.0	48.3 ± 6.4
List	1931 - 1999	34.0 ± 6.1	31.9 ± 4.2
Mean North Sea island gauge	1891 - 1999	34.2 ± 6.4	35.5 ± 4.9
Emden	1901 - 1999	57.2 ± 10.4	73.3 ± 9.1
Wilhelmshaven	1873 - 1999	45.6 ± 9.1	45.5 ± 6.6
Bremerhaven	1881 - 1999	71.8 ± 13.3	76.3 ± 10.6
Cuxhaven	1843 - 1999	40.7 ± 9.0	38.2 ± 7.5
Husum	1906 - 1999	56.6 ± 10.3	48.1 ± 6.7
Dagebüll	1936 - 1999	88.6 ± 15.2	67.5 ± 8.0
Mean North Sea coastline gauge	1843 - 1999	60.1 ± 10.4	58.2 ± 7.6

D.埃及西北沿岸海岸線變遷模擬

Modelling of Shoreline Changes along the North Western Egyptian Coast

摘 要

本研究以數值模擬來評估興建於埃及地中海沿岸的四座離岸堤所導致的海岸線變遷，數值模式以實測海岸線變化資料為基礎來進行模式率定及驗證，並且用來評估避免下游沙灘侵蝕所需之砂源補給量。

前 言

埃及地中海海岸線在過去 20 年經歷了重大的變化，有很多的度假區建立在近岸的沙丘上，位於亞歷山大城西邊約 66 公里處的 Marabella 度假區是其中之一(參見圖 1)。度假區所在海岸線長約 750 m，海岸材質組成為砂質海灘(D50 約 0.3 mm)。

在 1990 到 1993 年間，四座離岸堤興建於 Marabella 度假區沿岸以提供適合水上活動之穩靜水域。離岸堤是以 dolos 消波塊建構並容許在大浪情況下越波(因此離岸堤容許部分波能傳遞)。這些離岸堤的興建導致其東邊蘇伊士運河度假區(Suez Canal Resort)沿岸的侵蝕。海岸線在四年間(1990 到 1994)侵蝕了 30 m 以至於危及了原本座落在離岸 70 m 的蘇伊士運河度假區的游泳池。為了減緩海岸侵蝕的趨勢，自從 1998 年以來，蘇伊士運河度假區當局開始在其沿岸每年拋放近 20,000 m³ 之砂源，本研究提供一數值模擬研究來預測海岸線之變遷，並檢討數個減緩離岸堤下游海岸侵蝕的可行方案。

在本研究中，海岸線變遷模擬是以單線模式(One-line model)來進行，單線模式忽略了海岸剖面向、離岸方向的變化，其係以體積輸砂公式

(bulk sediment transport formulation)為基礎。Marabella 及蘇伊士運河度假區曾於 1991 至 1998 年進行沿岸岸線監測，模式將利用這些資料來進行率定及驗證。

模式介紹

本研究採用 GENESIS(GENERalized model for SIMulating Shoreline change)模式，模式包含了波浪變形模組以計算波浪之淺化、折射及繞射。岸線位置(y)之變化率控制方程式如下所示

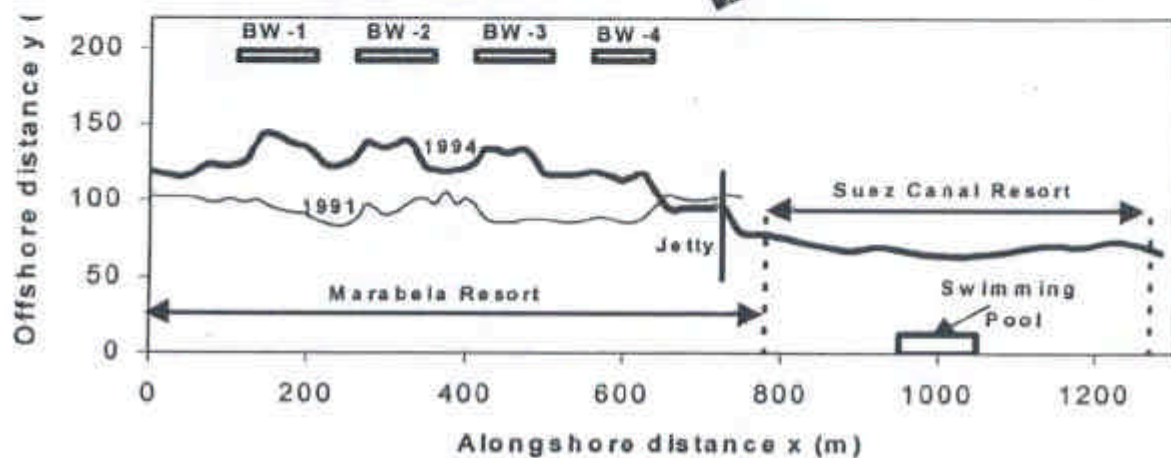
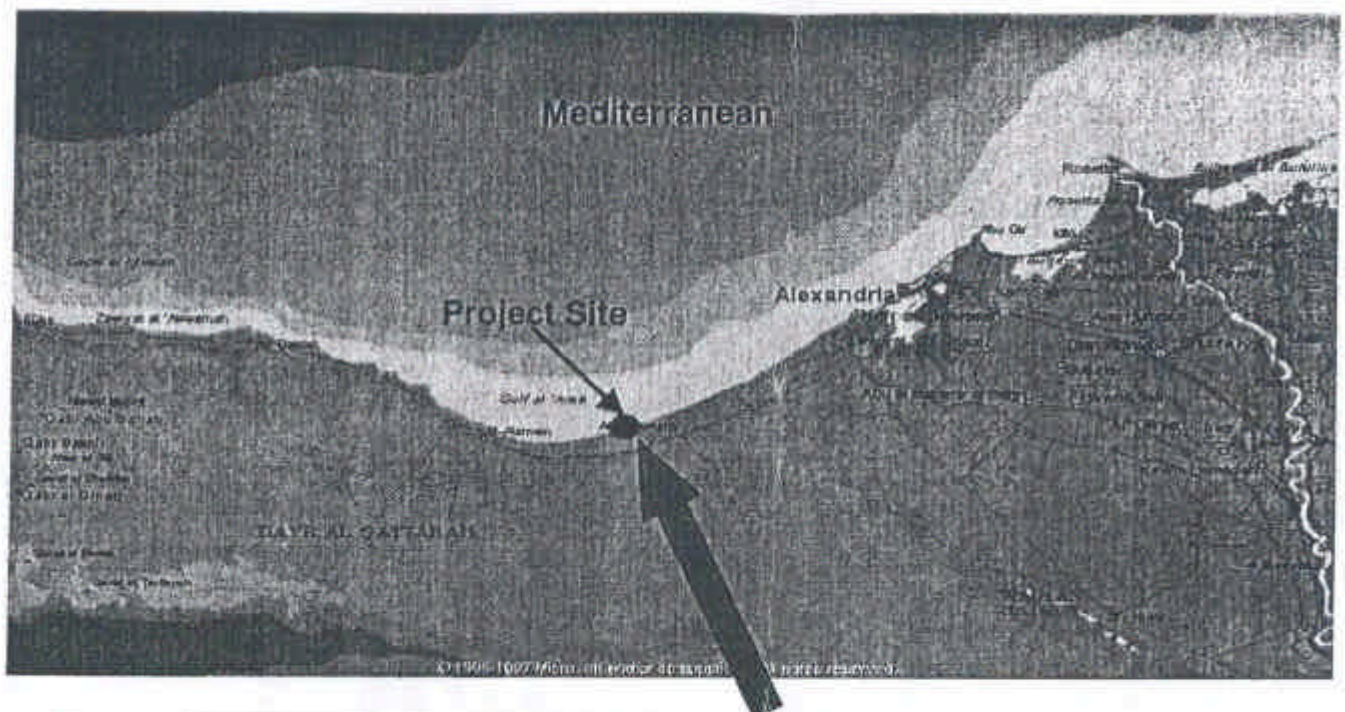


圖 1 Marabella 度假區位置及配置圖

$$\frac{\partial y}{\partial t} = \frac{1}{(D_B + D_C)} \left[\frac{\partial Q_s}{\partial x} - q \right]$$

式中， t 是時間， D_B 是護坦高(berm height)， D_C 是限界水深(closure depth)， q 是砂源或砂陷(source or sink)， Q_s 是沿岸漂砂率(m^3/sec)， x 及 y 軸之定義如圖 1 所示。

Q_s 的經驗公式為：

$$Q_s = (H^2 C_g)_b \left[a_1 \sin 2q_{bs} - a_2 \cos q_{bs} \frac{\partial H}{\partial x} \right]_b$$

式中， H 是示意波高， C_g 為群波速， q_{bs} 是碎波點之波向與岸線之交角，而 a_1 及 a_2 係數由下式計算：

$$a_1 = \frac{1}{16(r_s / r - 1)(1 - p)(1.416)^{5/2}}$$

$$a_2 = \frac{1}{8(r_s / r - 1)(1 - p) \tan b (1.416)^{7/2}}$$

式中， K_1 及 K_2 是經驗係數，將作為模式率定之參數， r_s 及 r 分別為砂及水之密度， p 是砂的孔隙率(porosity)， $\tan b$ 是岸線至限界水深之底床平均坡度。

輸入資料

結構物及砂源補充：

Marabella 度假區沿岸之興建起於 1990 年 10 月，於 1993 年 9 月完成，其相關尺寸規模詳圖 1。離岸堤之興建於 1990 年最先起於西邊之 BW-1 離岸堤(長度 100 m)，同時設立一臨時性之突堤作為載運消波塊之碼頭。離岸堤 BW-2 及 BW-3 在 1991 年興建(長度皆為 100 m)，BW-4 建於 1993 年(75 m 長)，所有離岸堤之間隙為 50 m。在 1995 年，臨時性之突堤被棧橋碼頭取代以減少下游之侵蝕。

蘇伊士運河度假區海岸砂源補充在 1995 及 1998 年進行。從 1998 年起，進行每年約 20,000 m^3 的砂源補充量以保護度假區之游泳池。砂源取自 Marabella 度假區離岸堤後，取砂之日期及數量並未明確記

載，砂源被拋放之位置亦不明確。

海岸線及地形資料：

Marabella 度假區海岸線監測自 1991 年起至 1998 年，包含 1991、1992、1993、1994、1995 及 1998 年之資料。蘇伊士運河度假區海岸線監測資料有 1994、1995、1997 及 1998 年之資料，資料採用之沿岸 x 軸與東邊夾 30 度角。跟據蘇伊士運河度假區海岸地形監測資料分析顯示，本區海岸變動水深為 8 m，在本研究中限界水深將採用 10 m。

波浪資料：

依據 Abu Quir 近海波浪測站資料，其波浪玫瑰圖如圖 2 所示

模式率定及驗證

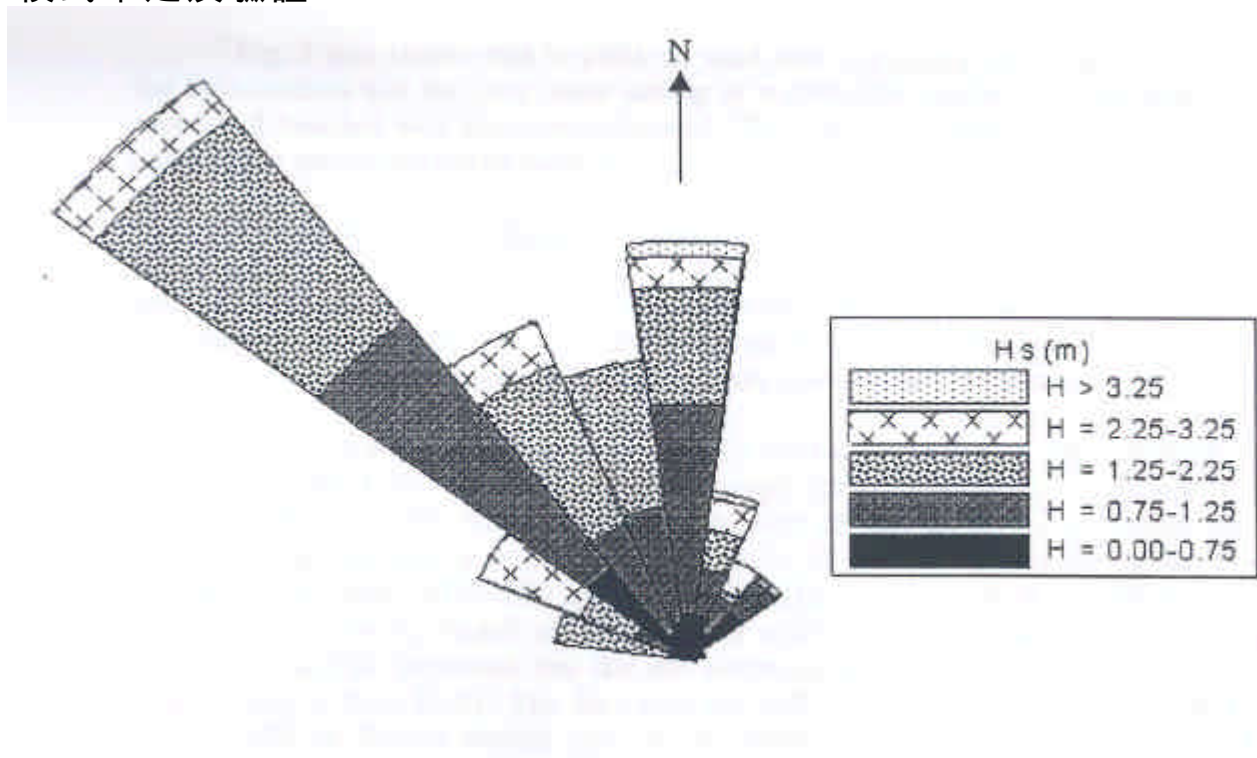


圖 2 近海波浪玫瑰圖

模式率定：

本研究以 1994 年岸線來率定模式，模擬期間自 1990 年 10 月至 1994 年 10 月，因 1990 年 10 月並無實測之岸線資料，故以 1991 年量測之岸線作為模擬起始之岸線。模式在臨時性突堤處兩側加設 80 m 長之海堤以模擬實際拋放於這些斷面之礫石效果。

圖 3 為模式率定之結果，顯示在離岸堤後之淤積情況具相當之吻合度，K1 及 K2 係數率定結果分別採用 0.05 及 0.04，BW-1、BW-2、BW-3 及 BW-4 離岸堤之穿透係數(transmission coefficient)分別採用 0.7、0.65、0.5 及 0.5。臨時性突堤之透水係數(permeability)採 0.2。

圖 3 亦顯示 1994 年並無砂源運移過(bypassing)突堤，因此，離岸堤及突堤完全阻礙了漂砂的運移。圖 3 亦顯示模式高估了下游處之岸線侵蝕，因實際上部分由砂岩組成之海岸侵蝕速率會較慢。模擬結果顯示靜輸砂率(net sediment transport)約 80,000 m³/yr，總輸砂率(gross rate)約 170,000 m³/yr。

模式驗證：

模式驗證模擬採用 1994 年量測岸線為起始岸線，並模擬 1998 年之岸線，模式採用上述經率定之參係數，圖 4 為驗證成果，顯示模式高估了離岸堤後的岸線淤積及其下游蘇伊士運河度假區岸線之侵蝕。

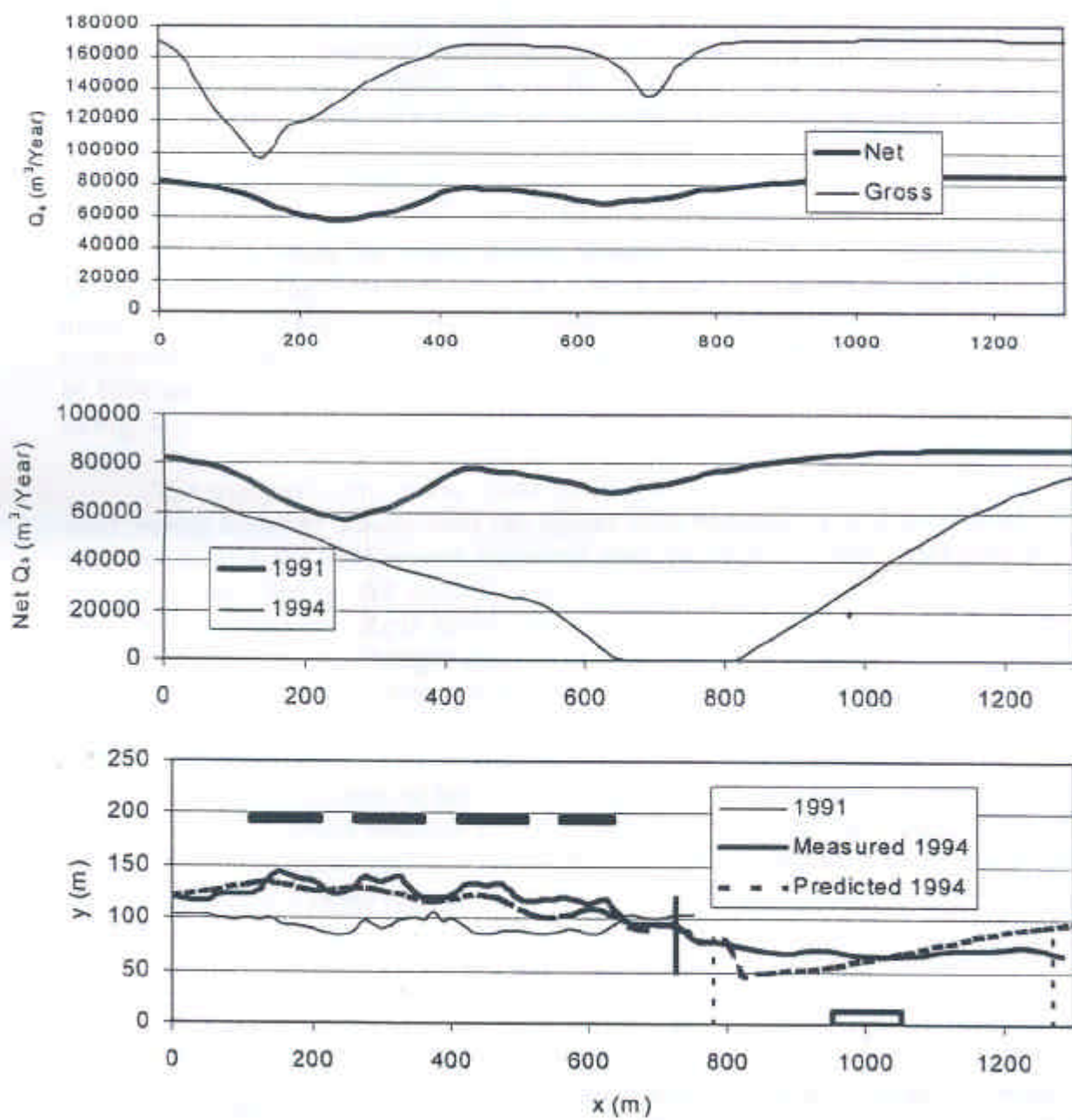


圖 3 模式率定結果

岸線淤積高估之原因為模式將此區域於 1997 年之採砂活動(採砂量無記錄)納入考量，但由 4 年間之岸線量測結果顯示離岸堤後區域變化不大，證實本區實際上並無採砂之行為發生。此外，地形量測結果顯示離岸堤後水深部份可達 0.5 m，此 3 維之地形變化無法以單線模式來預測。岸線侵蝕高估之原因與率定時所述相同，亦即部分海岸斷面底質實際組成包含了砂岩，減低了岸線侵蝕的速率。

模式應用

為了求取保護蘇伊士運河度假區游泳池前緣的海岸所需之砂源補充量，本研究以三個方案來模擬比較，每個方案皆模擬 5 年的期間(從 1998 年至 2003 年)，方案 A 及 B 假設補給量為 20,000 m³/yr (與目前實際補給量相同)，但起始岸線不同。方案 A 採用 1998 年岸線為起始岸線，方案 B 則將離岸堤後砂源(1998 年淤積情況)移至蘇伊士運河度假區來產生 1991 年之起始岸線。方案 C 為年補給砂源 60,000 m³/yr 之方案。

圖 5(b)為各方岸之模擬結果，顯示若採用方案 A 將會危及游泳池，因此需增設海堤來保護游泳池或增加砂源補給率。此外，方案 C 模擬之岸線較適宜，因此 60,000 m³/yr 之砂源補給率為恰當的。圖 5 亦顯示假設採取一大量之迂迴供砂(sand bypassing)(將離岸堤後砂源移至下游，即方案 B)方案，如此每年 20,000 m³ 之砂源補給量即已足夠，但十年以後之海岸線侵蝕仍會對海水浴場產生威脅。值得注意的是由圖 5a 可看出 2000 年之靜輸砂率與起始岸線關聯性不大，此三個方案之砂源移至下游的量約為 20,000 m³/yr。

結論

本研究以 GENESIS 單線模式來探討 Marabella 度假區之海岸線變遷，由於在度假區沿岸興建了四個離岸堤導致本區海岸線產生變化，本研究以岸線實測資料來進行模式率定及預測，模擬結果顯示本區靜輸砂率約為 60,000 m³/yr。

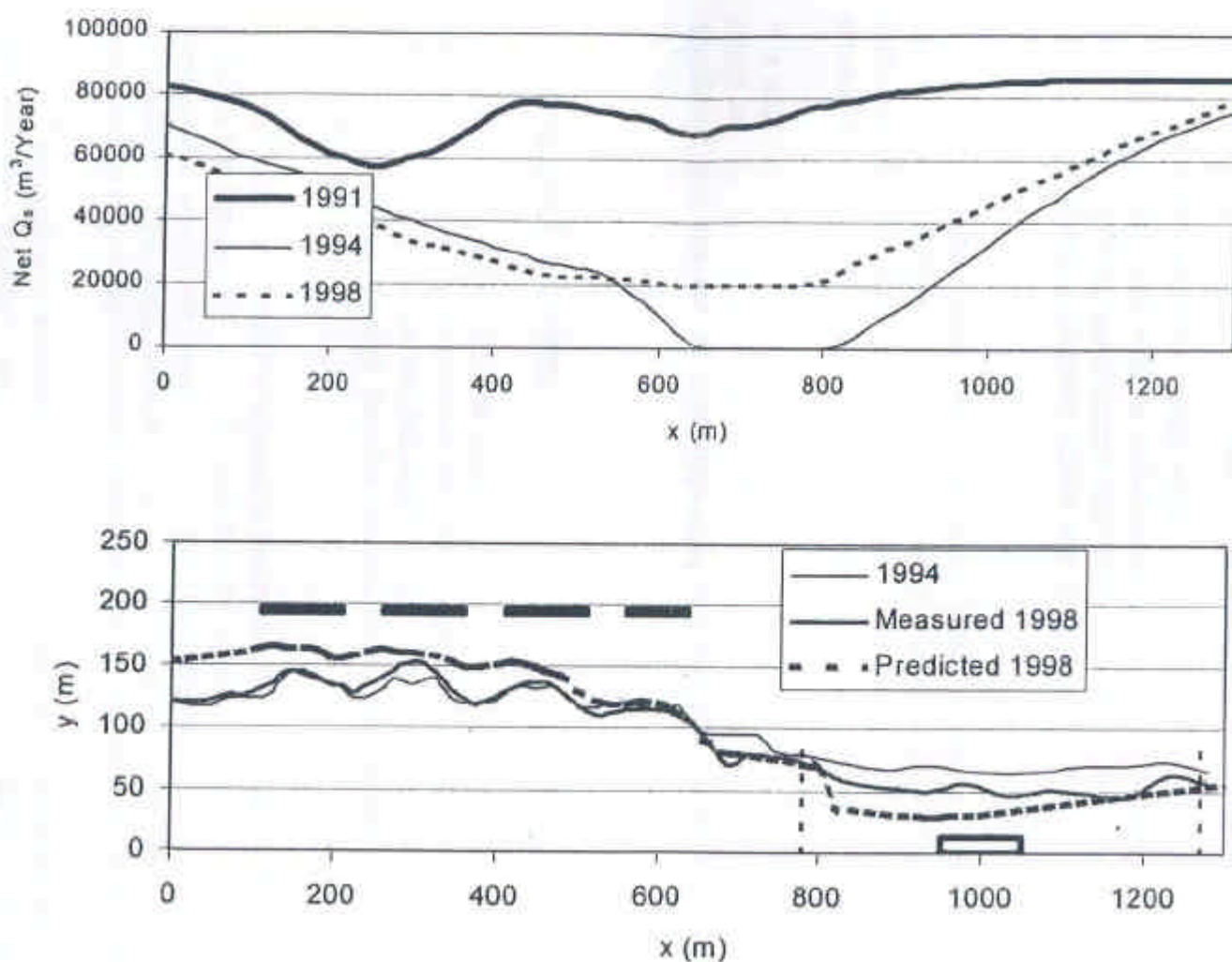


圖 4 模式驗證結果

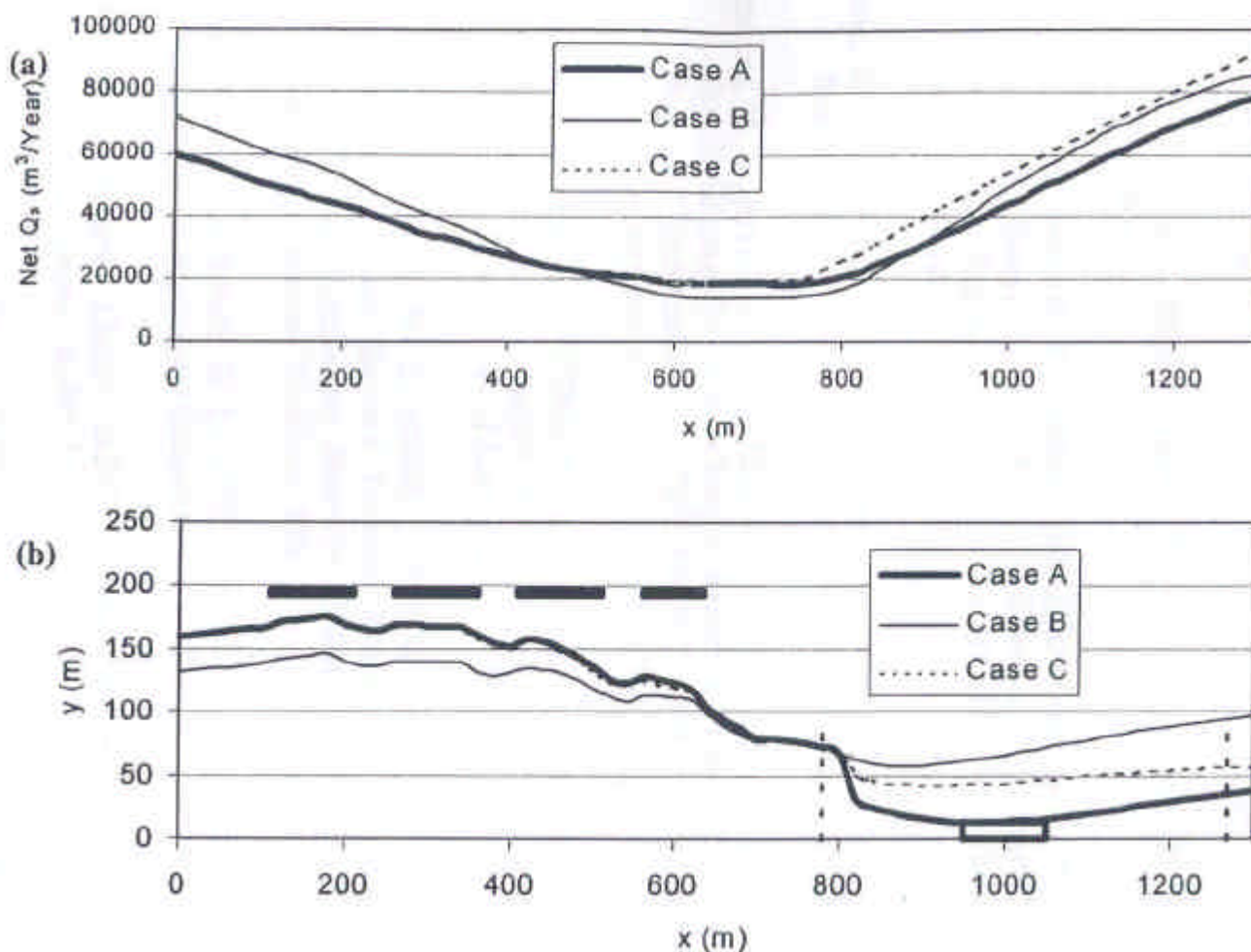


圖 5 模式 5 年期間模擬預測結果(a)2000 年, (b)2003 年

本研究並以經檢定之模式來求取達到海岸穩定所需之砂源補給量，模擬結果顯示移除離岸堤後之淤砂對於砂源運移至下游的數量影響有限，然而淤砂之移除可避免沙洲之形成，且可提供作為下游補給之砂源。

本研究亦顯示每年約需 $60,000 m^3/yr$ 的砂源來維持下游之海岸線，建議於海水浴場周圍興建一護堤作為緊急防護，以免砂源補給若發生延遲產生之危害。

D.埃及西北沿岸海岸線變遷模擬

Modelling of Shoreline Changes along the North Western Egyptian Coast

摘 要

本研究以數值模擬來評估興建於埃及地中海沿岸的四座離岸堤所導致的海岸線變遷，數值模式以實測海岸線變化資料為基礎來進行模式率定及驗證，並且用來評估避免下游沙灘侵蝕所需之砂源補給量。

前 言

埃及地中海海岸線在過去 20 年經歷了重大的變化，有很多的度假區建立在近岸的沙丘上，位於亞歷山大城西邊約 66 公里處的 Marabella 度假區是其中之一(參見圖 1)。度假區所在海岸線長約 750 m，海岸材質組成為砂質海灘(D50 約 0.3 mm)。

在 1990 到 1993 年間，四座離岸堤興建於 Marabella 度假區沿岸以提供適合水上活動之穩靜水域。離岸堤是以 dolos 消波塊建構並容許在大浪情況下越波(因此離岸堤容許部分波能傳遞)。這些離岸堤的興建導致其東邊蘇伊士運河度假區(Suez Canal Resort)沿岸的侵蝕。海岸線在四年間(1990 到 1994)侵蝕了 30 m 以至於危及了原本座落在離岸 70 m 的蘇伊士運河度假區的游泳池。為了減緩海岸侵蝕的趨勢，自從 1998 年以來，蘇伊士運河度假區當局開始在其沿岸每年拋放近 20,000 m³ 之砂源，本研究提供一數值模擬研究來預測海岸線之變遷，並檢討數個減緩離岸堤下游海岸侵蝕的可行方案。

在本研究中，海岸線變遷模擬是以單線模式(One-line model)來進行，單線模式忽略了海岸剖面向、離岸方向的變化，其係以體積輸砂公式

(bulk sediment transport formulation)為基礎。Marabella 及蘇伊士運河度假區曾於 1991 至 1998 年進行沿岸岸線監測，模式將利用這些資料來進行率定及驗證。

模式介紹

本研究採用 GENESIS(GENERalized model for SIMulating Shoreline change)模式，模式包含了波浪變形模組以計算波浪之淺化、折射及繞射。岸線位置(y)之變化率控制方程式如下所示

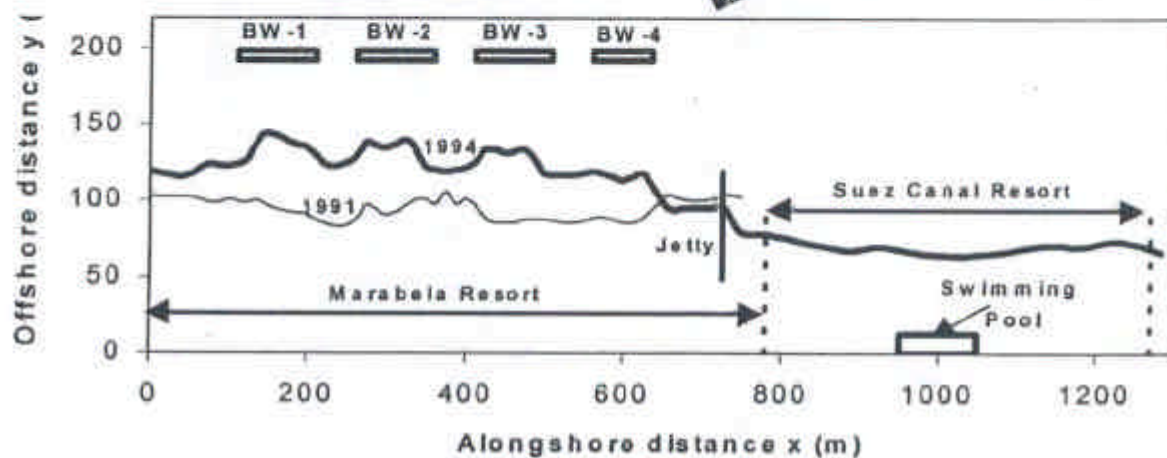
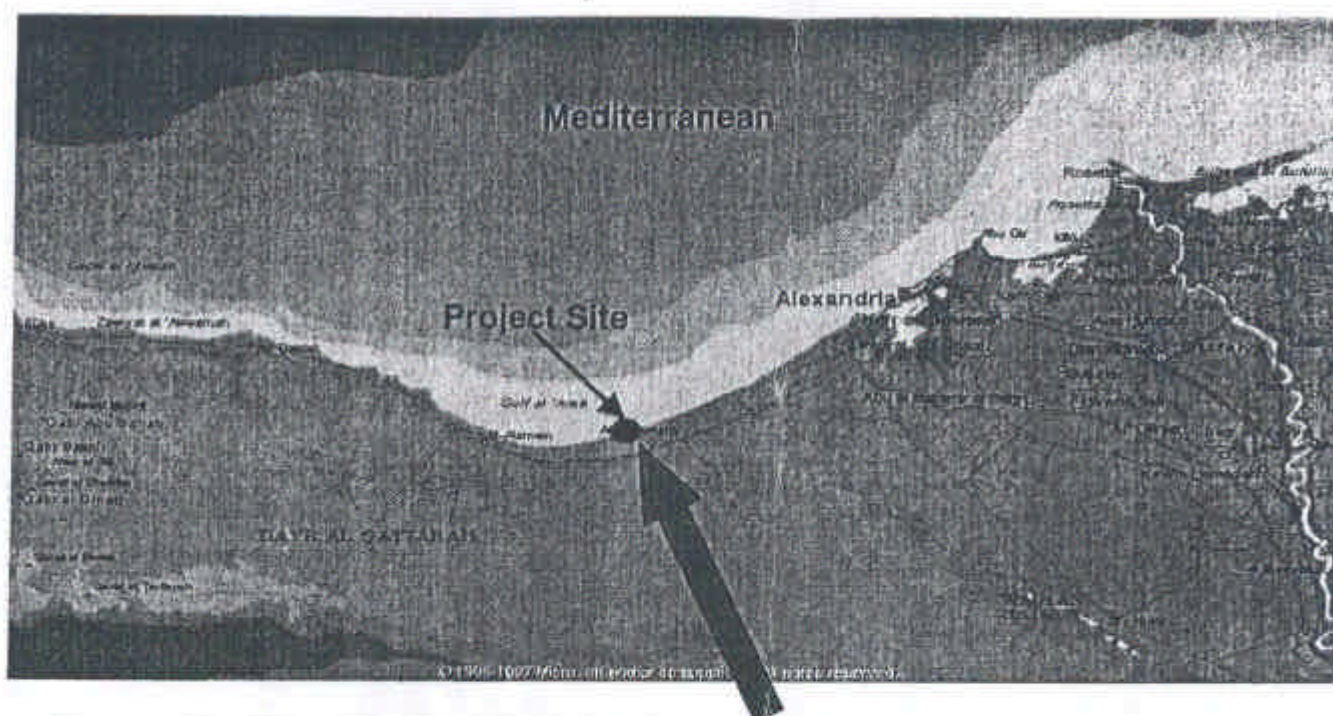


圖 1 Marabella 度假區位置及配置圖

$$\frac{\partial y}{\partial t} = \frac{1}{(D_B + D_C)} \left[\frac{\partial Q_s}{\partial x} - q \right]$$

式中，t 是時間，DB 是護坦高(berm height)，DC 是限界水深(closure depth)，q 是砂源或砂陷(source or sink)，QS 是沿岸漂砂率(m³/sec)，x 及 y 軸之定義如圖 1 所示。

QS 的經驗公式為：

$$Q_s = (H^2 C_g)_b \left[a_1 \sin 2q_{bs} - a_2 \cos q_{bs} \frac{\partial H}{\partial x} \right]_b$$

式中，H 是示意波高，C_g 為群波速，bs 是碎波點之波向與岸線之交角，而 a1 及 a2 係數由下式計算：

$$a_1 = \frac{1}{16(r_s / r - 1)(1 - p)(1.416)^{5/2}}$$

$$a_2 = \frac{1}{8(r_s / r - 1)(1 - p) \tan b (1.416)^{7/2}}$$

式中，K1 及 K2 是經驗係數，將作為模式率定之參數，S 及 分別為砂及水之密度，p 是砂的孔隙率(porosity)，tan b 是岸線至限界水深之底床平均坡度。

輸入資料

結構物及砂源補充：

Marabella 度假區沿岸之興建起於 1990 年 10 月，於 1993 年 9 月完成，其相關尺寸規模詳圖 1。離岸堤之興建於 1990 年最先起於西邊之 BW-1 離岸堤(長度 100 m)，同時設立一臨時性之突堤作為載運消波塊之碼頭。離岸堤 BW-2 及 BW-3 在 1991 年興建(長度皆為 100 m)，BW-4 建於 1993 年(75 m 長)，所有離岸堤之間隙為 50 m。在 1995 年，臨時性之突堤被棧橋碼頭取代以減少下游之侵蝕。

蘇伊士運河度假區海岸砂源補充在 1995 及 1998 年進行。從 1998 年起，進行每年約 20,000 m³ 的砂源補充量以保護度假區之游泳池。砂源取自 Marabella 度假區離岸堤後，取砂之日期及數量並未明確記

載，砂源被拋放之位置亦不明確。

海岸線及地形資料：

Marabella 度假區海岸線監測自 1991 年起至 1998 年，包含 1991、1992、1993、1994、1995 及 1998 年之資料。蘇伊士運河度假區海岸線監測資料有 1994、1995、1997 及 1998 年之資料，資料採用之沿岸 x 軸與東邊夾 30 度角。跟據蘇伊士運河度假區海岸地形監測資料分析顯示，本區海岸變動水深為 8 m，在本研究中限界水深將採用 10 m。

波浪資料：

依據 Abu Quir 近海波浪測站資料，其波浪玫瑰圖如圖 2 所示

模式率定及驗證

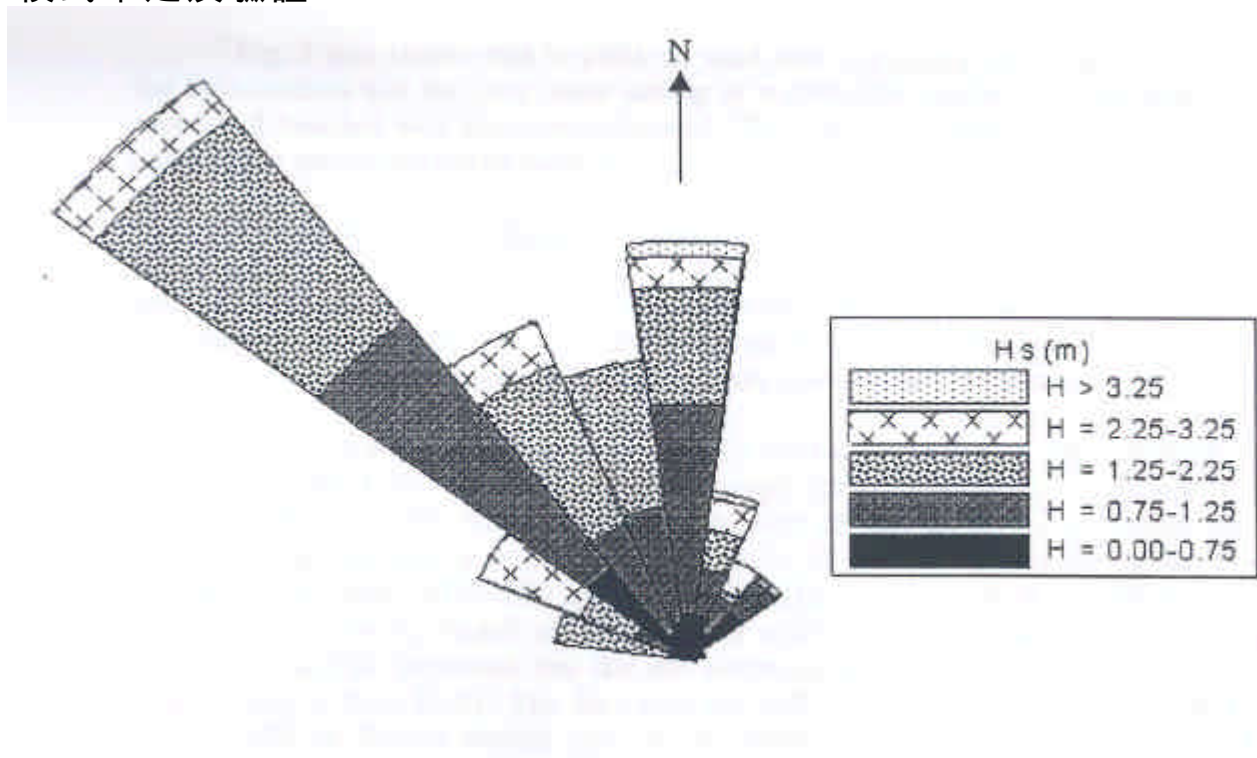


圖 2 近海波浪玫瑰圖

模式率定：

本研究以 1994 年岸線來率定模式，模擬期間自 1990 年 10 月至 1994 年 10 月，因 1990 年 10 月並無實測之岸線資料，故以 1991 年量測之岸線作為模擬起始之岸線。模式在臨時性突堤處兩側加設 80 m 長之海堤以模擬實際拋放於這些斷面之礫石效果。

圖 3 為模式率定之結果，顯示在離岸堤後之淤積情況具相當之吻合度，K1 及 K2 係數率定結果分別採用 0.05 及 0.04，BW-1、BW-2、BW-3 及 BW-4 離岸堤之穿透係數(transmission coefficient)分別採用 0.7、0.65、0.5 及 0.5。臨時性突堤之透水係數(permeability)採 0.2。

圖 3 亦顯示 1994 年並無砂源運移過(bypassing)突堤，因此，離岸堤及突堤完全阻礙了漂砂的運移。圖 3 亦顯示模式高估了下游處之岸線侵蝕，因實際上部分由砂岩組成之海岸侵蝕速率會較慢。模擬結果顯示靜輸砂率(net sediment transport)約 80,000 m³/yr，總輸砂率(gross rate)約 170,000 m³/yr。

模式驗證：

模式驗證模擬採用 1994 年量測岸線為起始岸線，並模擬 1998 年之岸線，模式採用上述經率定之參係數，圖 4 為驗證成果，顯示模式高估了離岸堤後的岸線淤積及其下游蘇伊士運河度假區岸線之侵蝕。

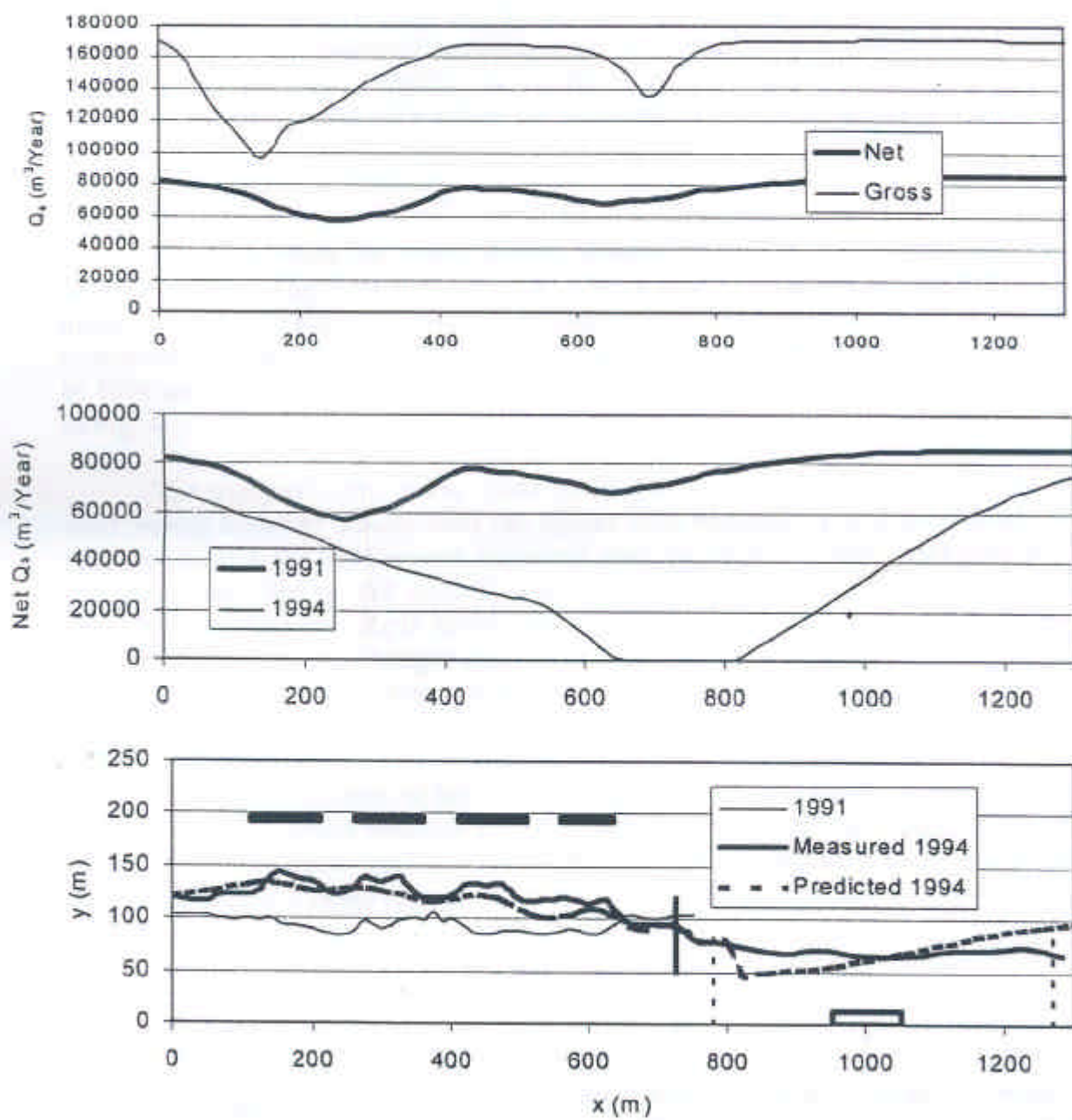


圖 3 模式率定結果

岸線淤積高估之原因為模式將此區域於 1997 年之採砂活動(採砂量無記錄)納入考量，但由 4 年間之岸線量測結果顯示離岸堤後區域變化不大，證實本區實際上並無採砂之行為發生。此外，地形量測結果顯示離岸堤後水深部份可達 0.5 m，此 3 維之地形變化無法以單線模式來預測。岸線侵蝕高估之原因與率定時所述相同，亦即部分海岸斷面底質實際組成包含了砂岩，減低了岸線侵蝕的速率。

模式應用

為了求取保護蘇伊士運河度假區游泳池前緣的海岸所需之砂源補充量，本研究以三個方案來模擬比較，每個方案皆模擬 5 年的期間(從 1998 年至 2003 年)，方案 A 及 B 假設補給量為 20,000 m³/yr (與目前實際補給量相同)，但起始岸線不同。方案 A 採用 1998 年岸線為起始岸線，方案 B 則將離岸堤後砂源(1998 年淤積情況)移至蘇伊士運河度假區來產生 1991 年之起始岸線。方案 C 為年補給砂源 60,000 m³/yr 之方案。

圖 5(b)為各方岸之模擬結果，顯示若採用方案 A 將會危及游泳池，因此需增設海堤來保護游泳池或增加砂源補給率。此外，方案 C 模擬之岸線較適宜，因此 60,000 m³/yr 之砂源補給率為恰當的。圖 5 亦顯示假設採取一大量之迂迴供砂(sand bypassing)(將離岸堤後砂源移至下游，即方案 B)方案，如此每年 20,000 m³ 之砂源補給量即已足夠，但十年以後之海岸線侵蝕仍會對海水浴場產生威脅。值得注意的是由圖 5a 可看出 2000 年之靜輸砂率與起始岸線關聯性不大，此三個方案之砂源移至下游的量約為 20,000 m³/yr。

結論

本研究以 GENESIS 單線模式來探討 Marabella 度假區之海岸線變遷，由於在度假區沿岸興建了四個離岸堤導致本區海岸線產生變化，本研究以岸線實測資料來進行模式率定及預測，模擬結果顯示本區靜輸砂率約為 60,000 m³/yr。

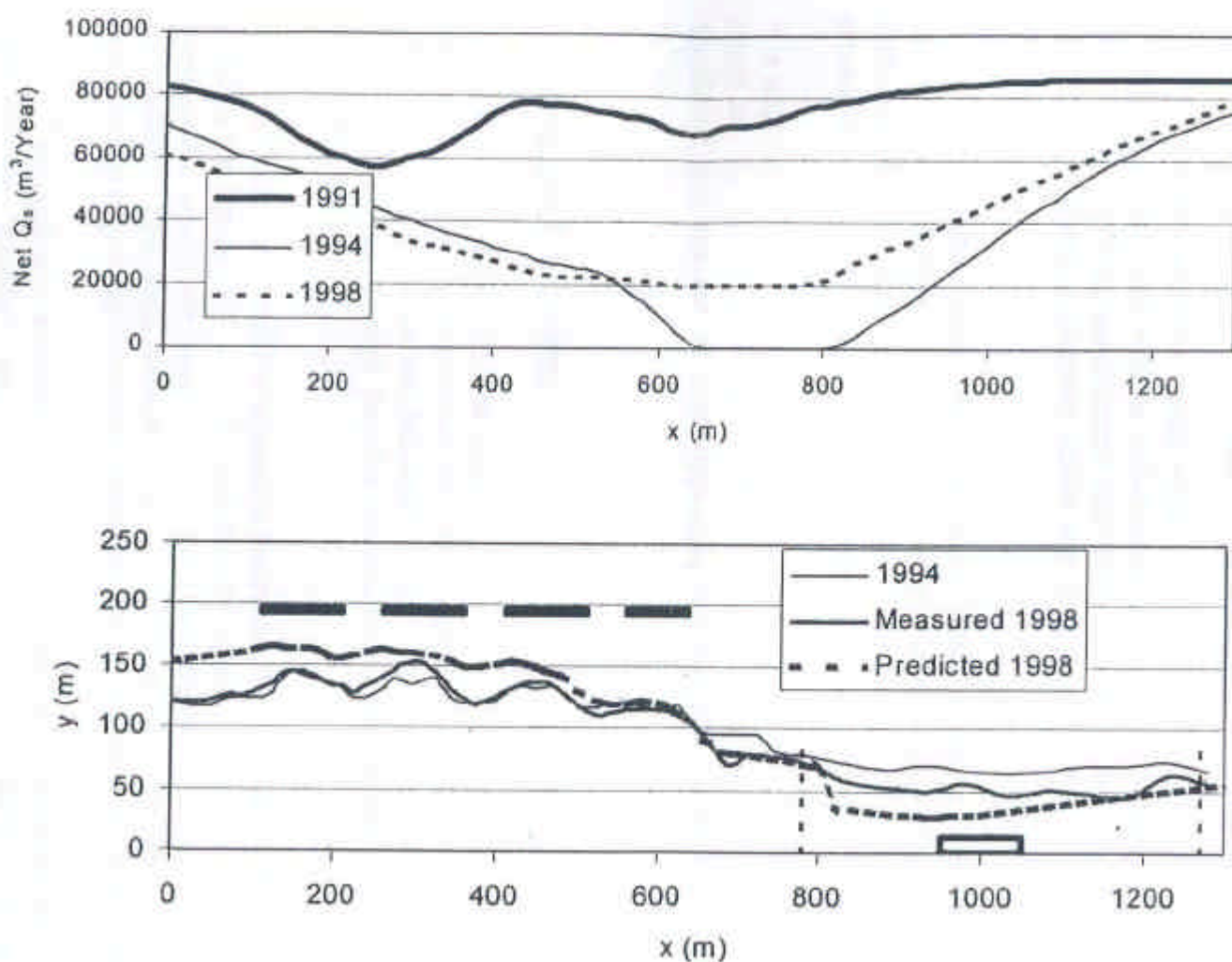


圖 4 模式驗證結果

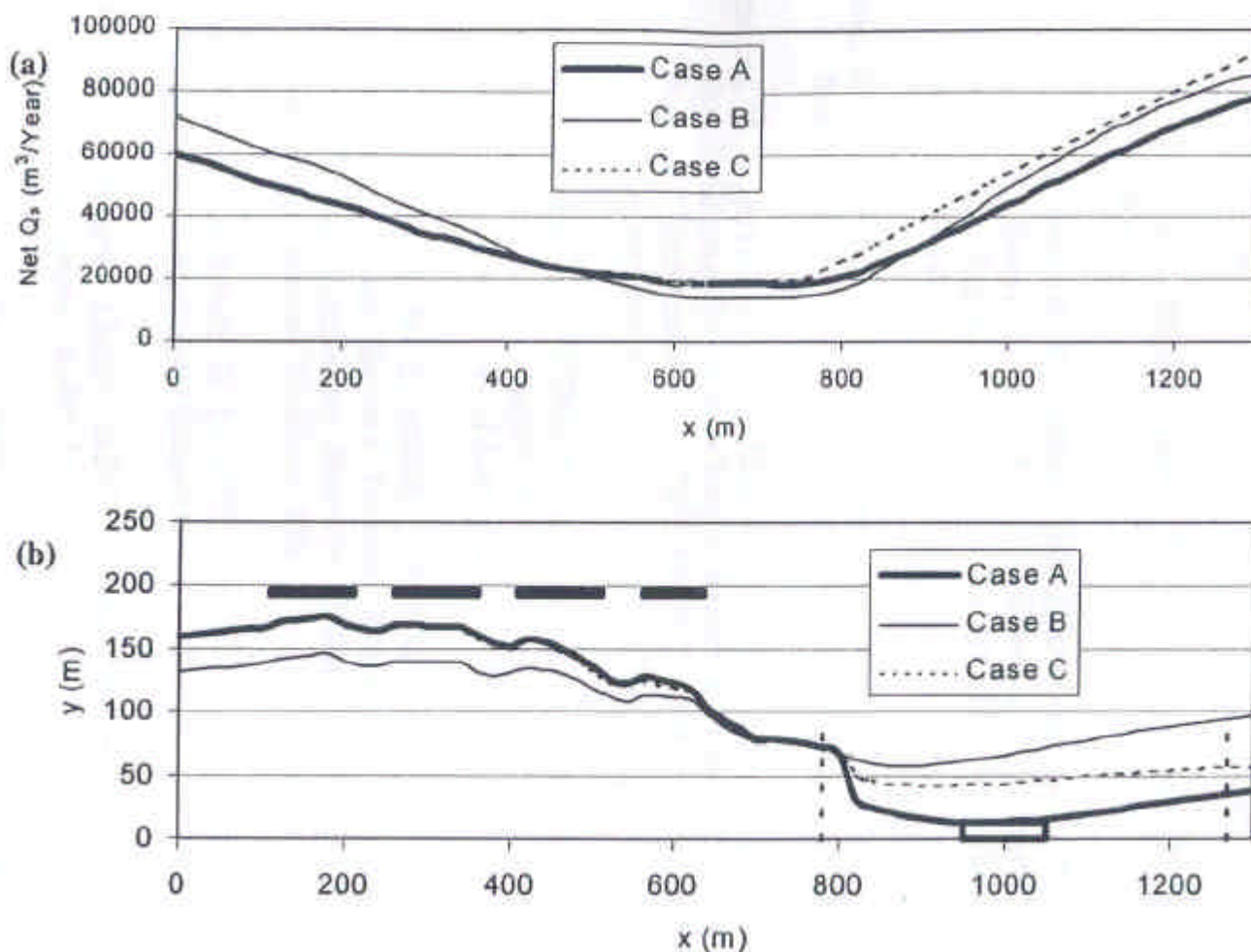


圖 5 模式 5 年期間模擬預測結果(a)2000 年, (b)2003 年

本研究並以經檢定之模式來求取達到海岸穩定所需之砂源補給量，模擬結果顯示移除離岸堤後之淤砂對於砂源運移至下游的數量影響有限，然而淤砂之移除可避免沙洲之形成，且可提供作為下游補給之砂源。

本研究亦顯示每年約需 $60,000 m^3/yr$ 的砂源來維持下游之海岸線，建議於海水浴場周圍興建一護堤作為緊急防護，以免砂源補給若發生延遲產生之危害。

附件二 本次發表論文原文

F : Study on effects of Tan-shui harbor on adjoining coastal area morphology, Taiwan, R.O.C. F1~F12

Study on Effects of Tan-shui Harbor on
**Adjoining Coastal Area Morphology, Taiwan,
R.O.C.**

Ching-Her Hwang Ming-Tzong Chen Li-Hung Tsai

Institute of Harbor & Marine Technology

No.2, Chung-Heng 10th Rd., Wuchi, Taichung 435, Taiwan, R.O.C.

Tel : 886-4-26564414 Fax : 886-4-26571329

E-mail : chhwang@mail.ihmt.gov.tw

Abstract

This study comprises the analysis of the impact on the sediment transport patterns and the morphological evolution around the Tanshui Harbor, Present layout, Stage I and Stage II. The study has been launched primarily to assess the hydraulic performance of the harbor and address the erosion problems along the downdrift coast through a numerical study of waves, currents and sediment transport conditions. Further, the study presents a discussion of coastal protection schemes and analysis of two alternatives of the recommended scheme.

Introduction

The Port Authorities of Keelung Harbor have initiated the construction of the Tanshui Harbor at a location along the north-west coast of Taiwan approximately 1 km southwest of the mouth of the Tanshui River. When finalized, the harbor will have an overall length along the coastline of approximately 5.5 km, and it will extend 3 km into the sea from the existing coastline. The present layout and the future structures are depicted in Figure 1. “Stage I” is scheduled to be finalized in year 2012 and “Stage II” in year 2022.

The new Tanshui Harbor causes a major impact in the sediment balance in the entire coastal cell from the river mouth and 12 km south-westward to the Lin-ko

power plant. The surf zone processes, which have a high, net south-westerly, potential transport capacity along the undisturbed coast, are completely blocked by the harbor. The area in-between the river mouth and the main, north-eastern breakwater, which was previously subject to erosion, has turned into a major deposition area, while the downdrift coast southwest of the harbor will face a severe reduction in sediment supply with resulting increased erosion.

Hydrographic Data

The data required for the study of sediment transport around the mouth and to the south of the Tanshui River mouth comprise wind, waves, water levels, bathymetry, discharges in the river and sediment properties. In this study, some wave data during typhoons and long term wave statistics are briefly presented.

1. waves during typhoons

The extreme wave heights have been analyzed assuming that the extreme wave heights follow a Gumble distribution. The extreme wave events are shown as Table 1.

Table 1 Wave heights, H_s [m] for various return periods

Return period [years]	NE	NNE	N	NNW	NW	WNW	W	WSW
20	8.00	7.26	6.1 9	5.28	4.21	3.46	3.38	3.88
25	8.40	7.62	6.49	5.54	4.42	3.64	3.55	4.07
50	9.70	8.80	7.50	6.40	5.10	4.20	4.10	4.70
100	11.00	9.98	8.51	7.26	5.78	4.76	4.65	9.70

2. wave statistics

The new measurement station off the Tanshui River mouth was installed in June 1996. Wave data have been collected since then. For the study of the overall sediment budget, a reliable long-term statistics of wave heights, periods and direction is needed. Long-term measurements of directional waves are not available from the immediate site. In this study, the wave heights statistics derived from wave data measured at CBK 11 (E 120.650° ; N 24.783°) during the period from July 1984 to December 1989 has been used in combination with wind statistics. The wave statistics from CBK 11 is shown as

Table 2. The statistics is split into summer, which covers the months April to September and winter, which covers October to March.

Table 2 Waves statistics from CBK 11, frequency of occurrence in %

H _s [m]	<1.0	1.0-1.5	1.5-2.0	2.0-2.5	2.5-3.0	3.0-3.5	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	>5.0
Summer	52.7	26.7	11.6	3.5	2.5	1.9	0.7	0.2	0.0	0.0
Winter	16.4	18.4	21.4	16.1	10.5	9.1	4.2	1.9	1.0	1.0

T _s [s]	<5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	>13
Summer	22.1	22.2	27.1	18.4	7.0	1.7	0.6	0.2	0.1	0.6
Winter	4.1	13.6	26.3	35.5	14.9	2.8	0.8	0.5	0.5	1.1

Numerical Models

Two different modeling complexes have been applied to study the phenomena around the Tanshui Harbor : LITPACK and MIKE 21, which developed by DHI. LITPACK is a modeling complex especially designed for the study of littoral processes on so-called quasi-uniform, sandy beaches, i.e. beaches, where the coastal profile and the hydrographic conditions vary slowly along the coastline, and where the dominating processes are linked to the wave driven currents in the surf zone.

MIKE 21 is a suit of numerical models for the study of many aspects related to waves, currents, water levels, sediment transport and water quality in relatively shallow water areas. Three modules are applied in this study: The wind-wave module, MIKE 21 NSW, the depth-integrated hydrodynamic module, MIKE 21 HD, and the module for the calculation of non-cohesive sediment transport capacity, MIKE 21 ST. The combined use of MIKE 21 NSW, HD and ST provide the possibility of modeling sediment transport on a complex bathymetry for fully dynamic conditions. In this study, eleven hydrographic scenarios combined with three layouts of the harbor and several layouts of protection schemes have been investigated and compared. The hydrographic scenarios are listed in Table 3.

Table 3 List of hydrographic scenarios to be simulated in the MIKE 21 models

ID	Wind		Waves		Tide		discharge
	Speed [m/s]	Direction [°]	H _s [m]	T _s [s]		Northern Branch [m ³ /s]	Southern Branch [m ³ /s]
40-1s	7.5	40	1.8	6	Spring	9	11
40-1n	7.5	40	1.8	6	Neap	7	6
40-3s	10.0	40	3.6	8	Spring	9	11

40-3n	10.0	40	3.6	8	Neap	7	6
40-2s	12.5	40	6.3	11	Spring	9	11
40-2n	12.5	40	6.3	11	Neap	7	6
Typh.	12.5	40	6.3	11	Spring	400	3500
27-1s	7.5	270	1.8	6	Spring	2	21
27-1n	7.5	270	1.8	6	Neap	3	7
27-2s	12.5	270	3.7	7.7	Spring	2	21
27-2n	12.5	270	3.7	7.7	Neap	3	7

Analysis of Coastal Erosion without Protection Schemes

The coastal erosion without the implementation of mitigative measures has been evaluated to form the basis for designing a suitable protection scheme. To provide a quantitative overview of the transport in the near shore zone, the average annual longshore transport capacity from land out to 7 m depth has been determined at intervals of 500 m along the coastline between the power plant and the harbor for each of the simulated construction stages, see Figure 1. The transport rates are provided in volume, i.e. the porosity of the sand has been included, and are positive for transport along the shore in a westerly direction and negative for easterly transport. The calculated annual net transport capacity reaches maximum values in the range 400,000 m³/year to 600,000 m³/year. Some important observations from Figure 1 for the three stages of the harbor without any coastal protection implemented include :

1. Present Layout

The littoral transport increases from basically zero immediately to the southwest of the present harbor to a maximum value of 600,000 m³/year approx. 2.5 km from the harbor, resulting in strong erosion along this stretch of coastline. The loss of sediment out of the coastal cell confined by the power plant and the harbor is estimated to 200,000 m³/year bypassing the power plant towards southwest.

2. Stage I

The construction of Stage I of the harbor leads to a shift towards the southwest of the area where the littoral drift capacity re-establishes, and an area of return currents and eastward sediment transport in the zone sheltered by the outer part of the north-western breakwater. The area of severe erosion is shifted towards southwest compared to present conditions.

3. Stage II

In Stage II, the harbor is so big that it provides shelter for the severe NE monsoon waves over a large part of the bay down to the power plant. Similar to Stage I, a zone of eastward transport is present in the vicinity of the harbor. Outside the zone of return flow the westward littoral transport is re-established, but the maximum is smaller than for present conditions and in Stage I due to the large sheltering effect of the final harbor layout. The gradients in transport patterns as the littoral drift re-establishes stretch over an approximately 3 km long section of the coastline, which is still under severe pressure after construction of Stage II of the harbor.

4. Future Evolution

The tentative time schedule for the construction works is listed below :

- 2001 : Stage I, main breakwater finished except from the outer 1200 m
- 2012 : Stage I completed
- 2022 : Stage II completed

Based on the observations and quantifications described in the previous section, the future morphological response without the implementation of mitigative measures can be predicted taking the planned harbor extension into account.

1998-2012 : Severe erosion is expected between positions A and B. The total loss from this section of the coast during the first year is 600,000 m³ corresponding to an average of 240 m³/m. Assuming an active depth of 7 m this corresponds to a setback of the coastline of approx. 35 m or, in terms of an average lowering of the bed level, 0.35 m with a slope of 1:100. The coastline between A and C will be stable if the erosion between A and B is not hindered, but as the erosion close to the harbor progresses, the transport here will be reduced and the zone of erosion will move westward. The progressive south-westward extension of the breakwater will also cause the zone of erosion to be shifted westward. In 2012 erosion will primarily take place between point D and E with an expected rate in the order of 520,000 m³/2,500m/year = 208 m³/m/year, i.e. a setback of the coastline of 30m/year for an active depth of 7 m. A rough estimate of the total loss of sediment from A to B during the construction of the first part of the main breakwater is 1.2 mill m³, corresponding to two years of full exposure. The total loss from B to E in the period 1998-2001 is 1.8 mill m³, corresponding to an average of 320 m³/m or 46 m setback of the coastline, if the entire coastal profile were sandy.

The above stated rates of retreat of the coastline assume sandy, erodable beaches. Parts of the coastline is protected by revetments, and along other stretches the upper part of the coastal profile, approximately from the low water line and upwards, is protected through natural means by stones. This layer of stones may partly armor the upper profile and reduce the rates of erosion here, while the erosion on the outer part of the profile is unaffected. As erosion progresses below the low water line, the upper part of the profile will become exposed to more severe wave activity, and the finer sediments below the stone layers will be washed out. Existing small protection works will also become more and more exposed to wave activity, which is likely to cause failure of the structures. The coastline will retreat, but at a reduced rate due to the armoring effect of the stone layers.

2012-2022 : The erosion from D to E continues with a rate of 208 m³/m/year or an average lowering of the bottom level of 0.3 m/year if the active zone is 700 m wide. The bypass of sand at point C will increase. From E' to C the shoreline accretes, and as the shoreline at point C gets closer to the seaward edge of the coal storage area of the power plant the bypass increases.

The predicted rates of erosion if no mitigative measures are implemented are clearly unacceptable.

Analysis of Coastal Protection Schemes

The protection strategy for a certain coastal stretch depends on the planned use of the coastal area. No plans for the use of the coastal cell between the new Tanshui

harbor and the power plant have been available to the study team, and the selection of protection strategy has been based on indications in the future layout of the harbor and observations from existing conditions. A marina is included in the design of phase II of the harbor, and an existing amusement park is situated just southwest of harbor. This indicate that the possibility of reestablishment of a sandy beach for recreational purpose should be considered at least along parts of the stretch in question.

1. Protection Scheme I

A protection scheme comprising a combination of revetments, a terminal groyne, two large shore parallel structure and nourishment was designed in this study. The terminal groyne at the power plant storage extends out to -12 m, and two shore parallel breakwaters are established on -7 m with a length of 800 m each. The bathymetry has been lowered to -4 m in front of the revetment to investigate the effects of the ongoing erosion. The coastline and near-shore bathymetry have been changed into fully developed tombolo and the beach updrift of the terminal groyne has been turned and moved forward to approach the orientation of a stable beach. Figure 2 shows the calculated year transport for the present layout and the future Stage I and Stage II. The following main features are noticed :

- The transport capacity in front of the revetment, where the depth is 4 m in the model, is significantly reduced compared to the situation with a full beach, but the erosion is still continuing.
- The littoral drift in a zone shoreward of the western extension of the main breakwater is directed towards the harbor for Stage I, both without and with the protection scheme.
- The littoral transport between the western breakwater and the terminal groyne has reversed, showing that the implemented beach orientation has been turned too much for the simulated wave conditions. The transport patterns illustrated in Figure 2 would soon rotate the beach anti-clockwise towards a more stable orientation. In reality, there is no statically “stable” orientation of the beach, it will at any time dynamically adjust itself towards the prevailing wave conditions. The “stable” orientation of the beach refers to the average orientation of the beach within a year when it is left free to rotate.
- The bay between the breakwaters is almost stable both for the present layout and for Stage I and Stage II. The net transport is towards the middle of the bay, which indicates that the bay is stable. Only very little sand is lost from the bay.
- At the tip of the terminal groyne the concentration of the tidal current will lead to localized scour (large transport capacity just at the tip of the groyne, leading to local erosion here). According to the simulations the beach sand will not move along the groyne in offshore direction. The wave driven currents in the simulations are even directed shoreward along the groyne due to the previously discussed exaggerated clock-wise rotation of the beach in these simulations. This illustrates that the terminal groyne is able to hold a beach, which can readjust itself if severe wave conditions from more easterly directions than average have caused it to rotate clock-wise from its dynamically stable orientation.

The calculated yearly sediment transport through the sections 1, 2 and 3, shown in Figure 2, are listed in Table 4 for the present layout, Stage I and Stage II with Protection Scheme I. The transport rates through the sections indicate that some transport will take place offshore of the shore parallel breakwaters, at water

depths larger than 7 m due mainly to relatively strong currents. This can cause a relatively slow erosion here. In the present layout the erosion will take place to the east of the eastern breakwater. In Stage I the main area of erosion is offshore of the two breakwaters. In the final Stage II the transport is eastward off the eastern breakwater and westward offshore of the western breakwater, indicating erosion between those two sections. The loss of sand around the tip of the terminal groyne leads to erosion in the outer part of the profile. Due to the strong tidal currents, the loss of sand cannot be completely avoided. If no protection works are implemented, the loss will increase with time as the coastline gets closer to the outer edge of the storage area of the power plant

Table 4 Calculated yearly sediment transport (porosity is included) through the sections 1, 2 and 3 shown in Figure 2

Layout (incl. Protection scheme I)	Sediment transport Section 1 [m ³ /year]	Sediment transport Section 2 [m ³ /year]	Sediment transport Section 3 [m ³ /year]
Present layout	127000	108000	72000
Stage I	112000	91000	20000
Stage II	122000	53000	-45000

In Stage II the Protection Scheme I has a positive effect in reducing the sedimentation in the marina. However, in Stage II the beach between the marina and the first breakwater is sheltered for almost all wave directions, and it will suffer from siltation of fines and have difficulty maintaining itself clean by natural means. Floating debris and fine sediments will be trapped in the semi-enclosed bay, and it will not be pleasant for recreational purposes without substantial cleaning efforts. The distance between the marina and the breakwater should be larger to alleviate this problem. It is emphasized, that the best beaches for recreational purposes are exposed to waves and kept clean by the wave action.

2. Protection Scheme II

The revised Protection Scheme II is shown in Figure 3b and 3c with the three main changes compared to Protection Scheme I :

- The extension eastward of the storage facility of the power plant, which will take up 700 m of the exposed coastline and allow the terminal groyne to be moved the corresponding distance towards east.
- The final length of the beach to be protected is reduced, and the number of breakwaters has been reduced to only one with a more optimal distance from the

harbor in the final layout. This may require a temporary extension of the revetment in Stage I.

- The drawbacks of the large separation eddy and wave driven currents towards the harbor in Stage I for Protection Scheme I have been alleviated by including a leeward breakwater in Stage I which will become part of the final structures in Stage II.

The sediment transport rates integrated over two tidal cycles are compared in Figure 3a, 3b and 3c for the present layout, Stage I and Stage II and for protection Scheme I and II.

The western bay towards the terminal groyne has been turned slightly in the model bathymetry compared to the bathymetry for Protection Scheme I. The transport in the surf zone is still eastward for this bay and this particular wave case, indicating that the bay would rotate slightly further anti-clockwise. There is a large buffer zone at this position along the coast, and the rotation of the beach will not cause problems. On the contrary, it may help stabilize the beach further towards the downdrift side of the breakwater, which is the critical area for erosion along this bay. The comparison of Stage I with Protection Scheme I and Protection Scheme II clearly illustrates that the establishment of a lee side breakwater already at Stage II prevents intrusion of sand in the nearshore zone and reduces the transport of both sand and fines towards the harbor area. The littoral transport changes direction on the lee side of the harbor due to the lee side breakwater. In Stage I of Protection Scheme II it may be necessary to protect the first approx. 500 m west of the harbor with a temporary revetment. Another beneficial effect of the lee side breakwater is that it reduces the net westward transport along the seaward side of the main breakwater in Stage I. This is because the lee side breakwater helps streamline the flow around the entrance during ebb flow, which reduces the flow separation along the main breakwater considerably. In Stage II the main breakwater will give shelter to a large part of the stretch from the marina to the power plant. In this Stage both bays are stable for this hydrographic scenario.

Conclusions and Recommendations

After this study, we can summarize some conclusions and recommendations as following :

1. The final design of the protection works should be coordinated with other plans for the coastal cell, e.g. at the power plant. Elements from the later stages of the harbor may be used as protection during intermediate stages to avoid too many temporary structures.
2. The following concept for protection is suggested :
 - a. Establish the shoreward revetment along the canal separating the harbor from the main land in Stage II immediately. Erosion can be accepted in front of this structure, where dredging was planned anyway.
 - b. Block the littoral transport at the power plant.
 - c. Compartmentalize the stretch between the power plant and the harbor and realign the coastline to the equilibrium orientation inside each new cell.
3. It is emphasized that 2-b has implications for the coast south-west of the power

plant as the supply of sand from north-east will be reduced considerably. This has a potentially negative effect with respect to erosion but a potentially positive effect with respect to reducing sedimentation problems in the water intake at the power plant.

4. It is suggested to establish a long groyne at the power plant and use shore parallel breakwaters to compartmentalize the coastline.
5. The studies have shown that the protection scheme for Stage I should have two shore parallel breakwaters to combat erosion, but that the eastern most breakwater becomes absolute and undesirable in Stage II. It is therefore recommended to establish only one shore parallel breakwater and then extend the revetment westward as required to combat erosion in Stage I. This last bit of the revetment is temporary and will not be exposed in Stage II. The recommended protection scheme is shown in Figure 3.

References

1. User Guide and Reference Manual, LITPACK, DHI.
2. User Guide and Reference Manual, MIKE 21 NSW, DHI.
3. User Guide and Reference Manual, MIKE 21 HD, DHI.
4. User Guide and Reference Manual, MIKE 21 ST, DHI.

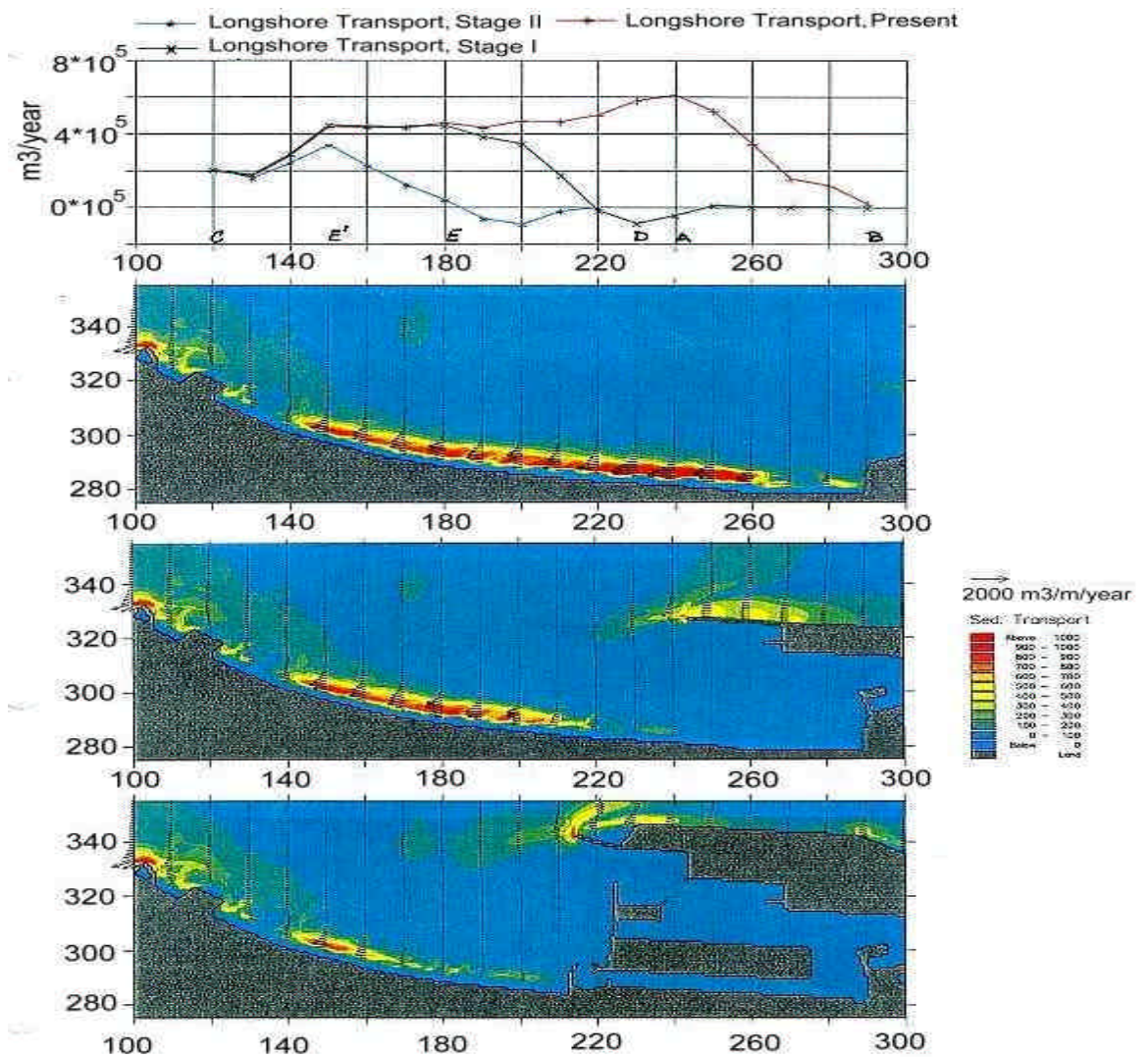


Fig.1 Net littoral drift integrated between 0 m and -7 m contour lines, and the net transport rates for the present and the two future stages of the harbor constructions, NOTE: the integrated littoral transport between 0 and -7 m includes porosity

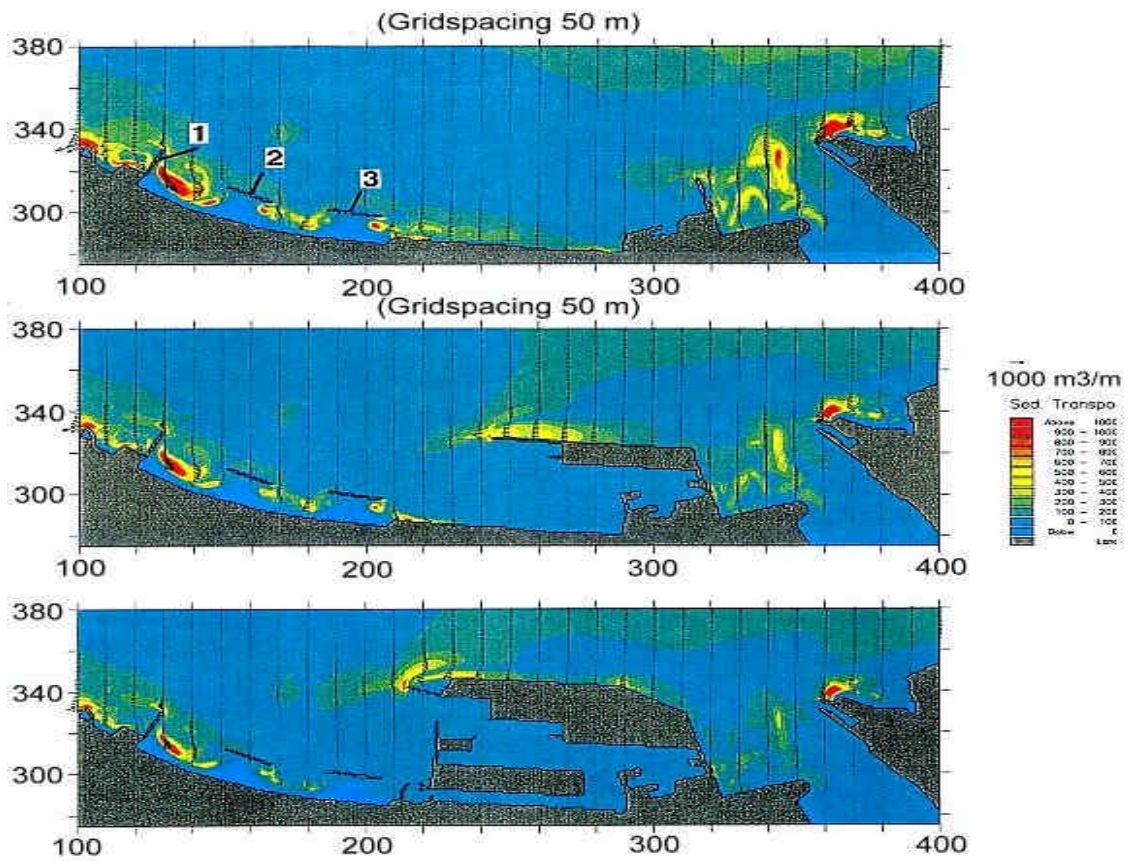


Fig.2 Yearly transport capacity for the Present layout, Stage I and Stage II, Protection Scheme I

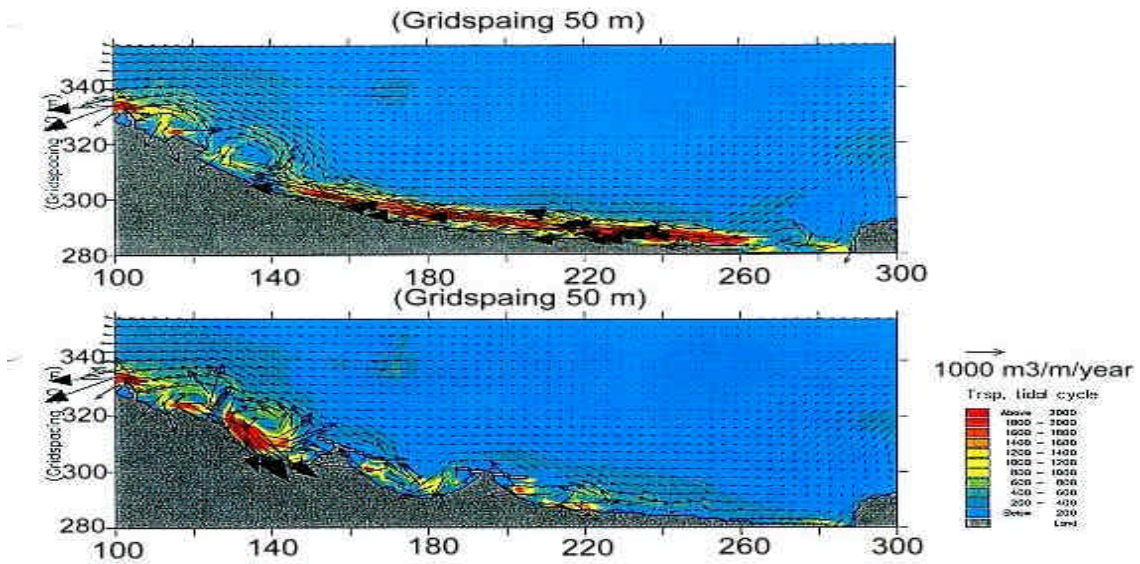


Fig.3a Sediment transport rates averaged over two tidal cycles for the conditions: offshore wave: direction = 40°, $H_s = 3.6$ m, present layout, Protection scheme I

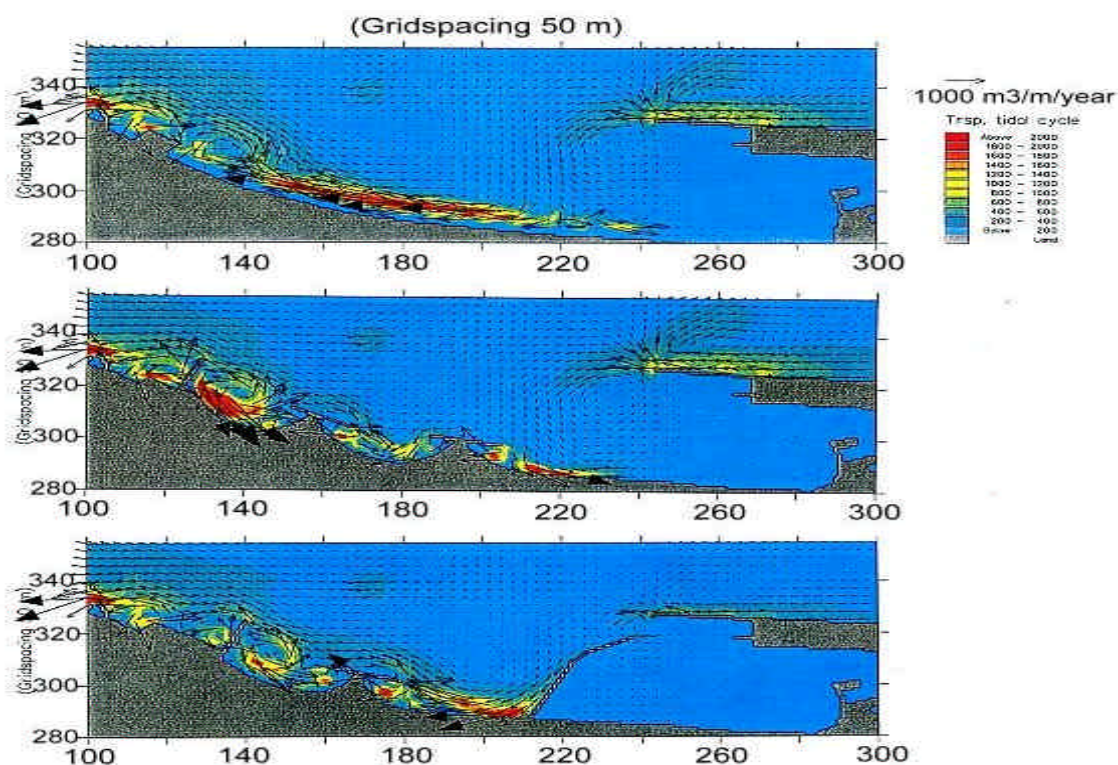


Fig.3b Sediment transport rates averaged over two tidal cycles for the conditions: offshore wave: direction = 40°, $H_s = 3.6$ m, Stage I, without protection scheme, Protection Scheme I and Protection Scheme II

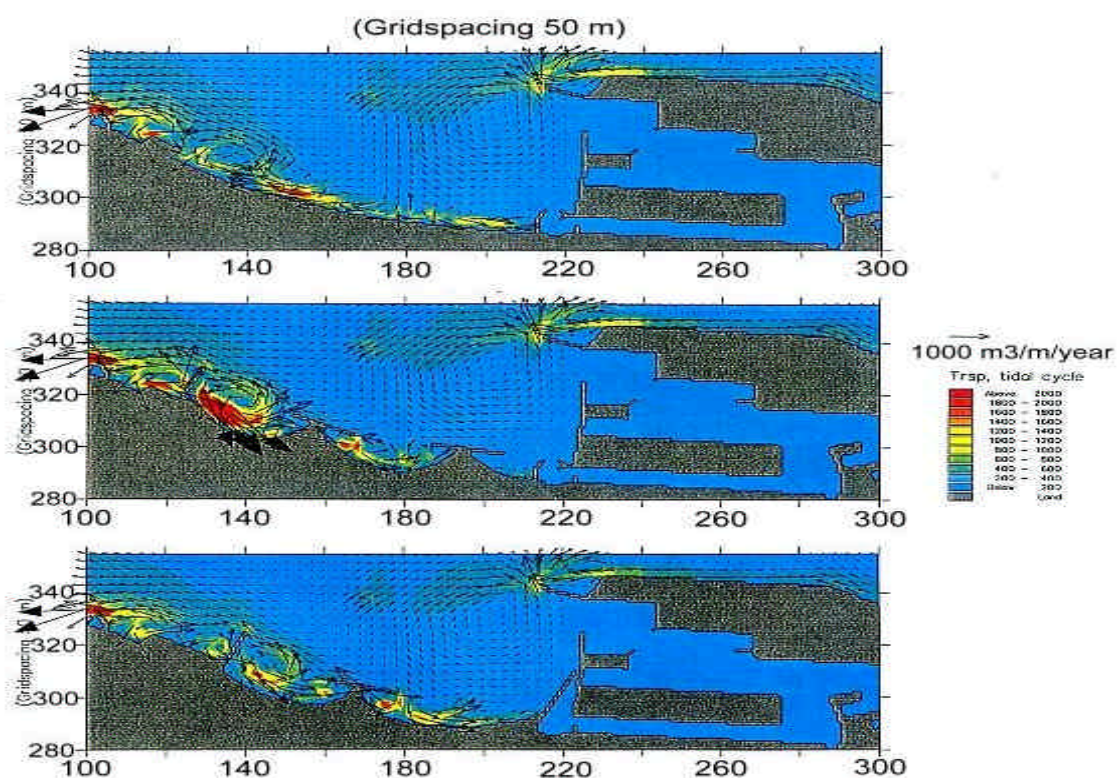


Fig.3c Sediment transport rates averaged over two tidal cycles for the conditions: offshore wave: direction = 40°, $H_s = 3.6$ m, Stage II, without protection scheme, Protection Scheme I and Protection Scheme II