八十六年度海岸工程數值模式研討會

目　錄

一、波浪數值模式

1. 颱風波浪推算的探討..... 1
   梁乃匡　台灣大學海洋研究所教授

2. 中央氣象局海象預報數值模式之現況..... 17
   李汴軍 中央氣象局海象測報中心主任

3. 以有限元素法模擬近岸碎波波場..... 29
   陳伯旭　台灣漁業技術顧問社工程師
   蔡丁貴　台灣大學土木系教授

4. 港池共振數值模式介紹..... 41
   蘇青和　港灣技術研究所研究員兼組長

二、海流數值模式

5. 近岸流場之數值模擬..... 61
   許泰文　成功大學水利及海洋工程系副教授

6. Princeton三維海岸數值模式之應用與評估..... 83
   管秩豐　成功大學水工試驗所副研究員

7. 台中港潮汐與海流特性.....109
   莊文傑　港灣技術研究所副研究員

8. 應用SOFDAM模式在桃園觀音近海之潮流計算.....129
   顏志偉　工研院能源與資源研究所研究員
   張恒文　工研院能源與資源研究所副研究員
   顏厥正　工研院能源與資源研究所研究員

三、地形變遷數值模式

9. 波流互制作用下近岸海域地形變化之數值模式.....143
   林銘崇　台灣大學造船及海洋工程學系教授兼系主任

10. 海岸地形變遷數值模擬及應用探討.....169
    龔誠山　中興顧問工程公司經理
    楊博仁　中興顧問工程公司工程師

11. COMOR海岸變遷數值模式及其應用實例之探討.....191
    張恒文　工研院能源與資源研究所副研究員
    侯廷易、顏厥正、顏志偉　工研院能源與資源研究所研究員

12. 濁水溪河口地形變化數值模擬.....207
    許榮庭　成功大學水工試驗所研究員

四、污染擴散數值模式

13. 污染物海洋拋置之數值模式及應用.....225
周憲德　中央大學土木工程研究所副教授

14. 溫排水遠域擴散之研究.....245
楊文衡　海洋大學河海工程研究所副教授
盧春森　海洋大學河海工程研究所研究生

15. 海域污染擴散數值模擬之介紹與應用.....261
劉景毅　成功大學水工試驗所研究員

16. 嘉南海域污染擴散計算與污染物去除分析.....277
陳筱華　工研院能資所副主任
柯允沛、張恒文　工研院能資所副研究員
顏厥正　工研院能資所副研究員

一、波浪數值模式

颱風波浪推算模式的探討

梁 乃 匡[1]

一、引言

台灣四面環海，國人在海上的活動頻繁。然而，夏季有颱風，冬季東北季風，海面波浪變化莫測，經常發生海難。台灣海岸平直少有灣澳，港灣及海岸設施直接面對巨浪衝擊，海岸結構物抵抗的主要外力是波力。因此，國內海洋工程師對波浪的推算頗爲重視，主要的目的在決定海洋工程的設計波浪。波浪推算乃是由過去的氣象資料，估算過去的波浪，不必立即發佈，因此推算模式可以容許很長時間的計算。另外，設計波浪由各次事件中最大的波浪中求出，推算模式只要最大波浪正確，出現時間及其他較小波浪均不重要。在台灣地區，只有颱風才能造成極端波浪，因此颱風波浪是決定本地區海洋工程設計波浪的元素(Liang ， Peng & Hsu ， 1994)。

國內在波浪推算的研究起步很早，最早引進 SMB 法。 SMB 法比較適合季風波浪，爲適應颱風快速變化的風場，湯麟武(1971)改良 Wilson 的移動風域數值計算法，一直計算到淺海碎波爲止。井島武士提出追蹤法，基本上也是沿用 Wilson 的理論，但推算的 Fetch line 非固定，而是跟著波浪能量走，假設波浪方向即當地的風向；台中港的設計波浪即由井島的方法求出(井島武士，1972)。 SMB 法的作者中 Bretschneider ，曾在 1973 年來台任客座教授一年，他提出簡易的颱風波浪參數法，由颱風參數代入簡單式子及圖表即可求得颱風暴風圈內的波浪(Bretschneider ， 1979)。以上幾種方法，蔡瑤堂(1977)、梁乃匡及林文宗(1978)及港灣技術研究所(1985)曾以實測資料與推算值作比較，發現湯法最大波高與實測值接近，但到達時間不對且最大波之前波高偏小； Bretschneider 法推算值穩定，颱風未到達前波高亦偏小；井島法結果比較不穩定。針對 Bretschneider 法來推算颱風暴風圈外的湧浪，梁乃匡提出颱風湧浪預報法(梁乃匡， 1982 ， 1987 ， 1988 ， 1989 ， 1990)，將湧浪與風浪疊加，可彌補前述颱風到達前波高偏小的缺陷，稱此法爲 B & L 法。

以 1975 年 Elsie 與 Nina 兩颱風爲例，其路徑圖如圖一、二所示， Elsie 颱風在台灣海峽南部通過，中油公司與美商合作測得此颱風波浪(Continental Oil Company ， 1976)， Nina 颱風則撲向蘇澳港，港務局測到資料，經與湯法或井島法比較， B & L 法均較佳(梁乃匡， 1984)，如圖三、四所示。

---

1 台灣大學海洋研究所教授

目前在氣象單位所使用的波浪預報模式，大多採用能量平衡方程式，求出各方向各頻率成份波的能量，簡稱波譜模式。能量平衡方程式的形式如下：

$$\frac{\partial E(f,\theta;x,y,t)}{\partial t} = -\nabla \bullet \left(C_g E(f,\theta;x,y,t)\right) - \frac{\partial}{\partial \theta}\left\{\left(C_g \bullet \nabla\theta\right)E(f,\theta;x,y,t)\right\} + S_{in} + S_{ds} + S_{nl}$$

其中 E 爲波浪場之能譜密度函數由頻率 f 及方向角 θ 所組成，C_g 爲群速，S_{in} 爲由風所生的能量部份，S_{ds} 爲由碎波及海底磨擦所產生的能量耗損，S_{nl} 爲波與波間之非線性交互作用所造成的能量重新分配，符號 ∇ 代表水平座標中的運算元， t 爲時間，能量平衡方程式分四階段，依序爲波浪傳播，波浪折射，波浪之成長與消散及波浪間之非線性交互作用來求解。

最著名的波譜模式爲德國 Hasselmann 教授所領導的一群波浪學者所研發的 WAM 模式，其他各國亦有許多類似的模式。台大海研所曾引進美國 The Gulf of Alaska Regional Wave Model(Chao ， 1993)，輸入颱風風場便可求得颱風波浪。歐洲衛星中心 ESA 的 ERS-1 衛星裝有高度計，測得代表波高；另， TOPEX 衛星也有高度計，從這些高度計測到的有義波高可以用來驗證模式的正確性。

二、 B & L 颱風波浪推算模式簡介

(一)Bretschneider法

Bretschneider颱風波浪模式十分簡便，其計算步驟如下：

1.求颱風最大風速 U_R(單位：節)。

$$U_R = K\sqrt{\Delta P} - 0.5fR \qquad (1)$$

K值依Bretschneider定出一近似公式

$$K = -\frac{\phi}{7.5} + 70 \qquad (2)$$

ϕ 爲緯度(單位：度)

ΔP 爲壓力差(單位：吋汞柱高)

依廖學鎰(1980)

$$\Delta P = \frac{1}{33.8}(1000 + \frac{1000 - P_0}{10} - P_0) \qquad (3)$$

式中 P_0 爲颱風中心氣壓

根據 Wang(1978)颱風最大風速半徑 R(單位:海里)大約爲七級風半徑的1/10

$$R = 0.1R_7 / 1.852 \qquad (4)$$

R_7 爲七級風暴風半徑(單位:公里)。

$f = 2\Omega \sin\phi$ 柯氏力係數，其中 Ω：地球自轉角速度

2.將U_R換成在R處颱風不移動時，海面10公尺高10分鐘平均風速U_{RS}

$$U_{RS}=0.865U_R \tag{5}$$

3.當颱風移動時，風速爲颱風靜止時風速與颱風移動速度之向量和，所增加之量ΔU爲

$$\Delta U=\frac{1}{2}V\cdot\cos(\theta+\beta) \tag{6}$$

式中

V：颱風中心移動速度（單位：節）

θ：等壓線切線方向與颱風移動方向的夾角

β：爲風向與等壓線切線的夾角，約爲25°

4.移動颱風最大風速半徑處之海面風速U_R^*爲

$$U_R^*=U_{RS}+\Delta U \tag{7}$$

5.Bretschneider 以美國51個颶風實測資料得距中心 R處之波高（單位：呎）爲

$$HR=K'\sqrt{R\cdot\Delta P} \tag{8}$$

式中K'爲$\frac{fR}{UR}$之函數，可以近似公式表示如下：

$$K'=7.59-41.21(\frac{fR}{UR})+160.51(\frac{fR}{UR})^2-219.3(\frac{fR}{UR})^3 \tag{9}$$

6.滯留颱風風場中距中心r處之波高H_r，可由$(H_r/H_R, fR/UR)$的關係求得，在颱風風場半徑R7以外地點即視爲湧浪，依湧浪之推算方法計算（見下節）。

7.當颱風以V速度移動時，波高則變爲：

$$H_R^*=H_R(1+\frac{\Delta U}{U_{RS}}) \tag{10}$$

移動颱風中距颱風中心r處之波高爲

$$H_r^*=H_r(1+\frac{\Delta U}{U_{rS}})^2 \tag{11}$$

其中U_{rS}爲r處之風速，可由風場的關係式求出：

$$\frac{U_r}{U_R}=-\frac{1}{2}\frac{fR}{U_R}\cdot\frac{r}{R}+\left[(1+\frac{fR}{U_R})\cdot\frac{R}{r}\cdot e^{-(1-r/R)}+(\frac{1}{2}\frac{fR}{U_R}\cdot\frac{r}{R})^2\right]^{1/2} \tag{12}$$

U_r換成海面10公尺高10分鐘平均風速U_{rS}

$$U_{rS}=0.865U_r \tag{13}$$

8.前述(1)與(2)式的限制條件爲颱風移動速度V小於颱風可能之最大移動速度

$V\le V_C$

颱風可能之最大移動速度與臨界週期T_C的關係爲

$$V_C=1.515T_C \tag{14}$$

而臨界週期T_C可由下式求得

$$T_C = T_R(1-\frac{1.515\cdot\alpha\cdot T_R}{U_{RS}}) \tag{15}$$

式中$\alpha \cong 0.5$

T_R：爲R處的代表週期，可由代表波高H_R及海面風速U_{RS}求出

$$T_R = 0.3785U_{RS}\cdot\tanh\left[\ln\left\{(1+\frac{40H_R}{U_{RS}^2})/(1-\frac{40H_R}{U_{RS}^2})\right\}^{0.5}\right]^{0.6} \tag{16}$$

(二)梁氏颱風湧浪模式

颱風暴風圈內之波浪傳到暴風圈外，如不考慮季風的影響，就沒有其他能量加入波浪，波浪僅由其動量向前傳播，這種波浪稱做湧浪。

一般湧浪傳遞速度大於颱風移動速度(V)，所以湧浪皆先颱風到達。湧浪的預報方法採用梁的方法，其步驟如下：

1.湧浪的週期公式爲

$$T_{1/3} = (0.00147\cdot r\cdot R_7 / T_R^4 + 0.2)\cdot U_{RS} \tag{17}$$

各參數之定義與前節相同。

2.不考慮颱風移動時的湧浪波高

$$H = 0.106HR\sqrt{R_7 / r} \tag{18}$$

H:颱風靜止時的湧浪指示波高(單位:公尺)。

3.當颱風移動與湧浪同向時，湧浪將產生堆積；颱風移動方向與湧浪方向相反時，湧浪波高會降低。當颱風離開推算點，波高減小稱之爲消退。當颱風接近推算點，則波高將擴大稱之爲堆積，湧浪之波高$H_S = H\times\lambda$，λ爲修正係數

$$\lambda = (\frac{0.5}{0.5+T_{lag1}-t_{lag2}})^{1/2} \tag{19}$$

其中$T_{lag1} = \frac{r_1}{1.56T_{1/3}}$，$T_{lag2} = \frac{r_2}{1.56T_{1/3}}$

r_1爲目前颱風中心到測站的距離，r_2爲0.5小時後颱風中心到測站的距離，ϕ1爲目前颱風中心點，ϕ2爲0.5小時後颱風中心點，θ爲颱風移動方向，α爲ϕ1與推算點連線與東方之夾角，依餘弦定律

$$r_2^2 = r_1^2 + (0.5V)^2 - 2\times(0.5V)\times r_1\cos(\theta-\alpha) \tag{20}$$

4.受陸地遮蔽的影響

湧浪受陸地影響的情況有二：一是部分湧浪被陸地擋住，無法傳到測站，二是部分颱風風場在陸地上，風能較小所產生之湧浪相對較小，因此風場部分在陸地時，湧浪還需再乘一修正係數Ce。

三、B & L 與 RWM 比較

利用 The Gulf of ALASKA Reginal Wave Model (Chao,Y.Y.,1993)及 B&L(Bretschneider and Liang)颱風模式所獲得颱風浪高資料，與 ESA 及 TOPEX/POSEIDON 所讀出之有義波高資料比對。比對之颱風係爲 83 年 7 至 10 月侵台灣之颱風，計有提姆(Tim)7 月 8-11 日、華特(Walt)7 月 23-25 日、凱特琳(Caitlin)8 月 3-4 日、道格(Doug)8 月 5-12 日、弗雷特(Fred)8 月 15-22 日及席斯(Seth)10 月 3-12 日,共計 6 個。表一、表二是衛星測量波高與兩種推算模式推算的結果，不論是在 ESA 或 TOPEX/POSEIDON 的資料中，B & L 模式均有相當近似值出現，而 Reginal Wave Model 則呈現出明顯的差距，B & L 颱風模式在本區域內比 Reginal Wave Model 有較令人滿意的結果。

表一中 Fred 颱風的 B & L 推算值幾乎與觀測值相同，而 Regional Wave Model 的推算值則偏小甚多，表示第二代波譜法波浪推算模式不適用於颱風波浪，而代表波法反而比較優良。表二的 Tim 颱風的推算結果，B & L 與 RWM 均比實測值小很多。如表三所示，Tim 颱風 7 月 9 日 8 時中心氣壓 970 毫巴，七級風暴風半徑 200 公里，屬不強的颱風。而且在花蓮港灣技術研究所的 waverider 所測的波高也比推算值偏高許多(梁乃匡，林文宗，1995)。顯然，Tim 颱風資料有偏小之嫌。表二的 Caitlin 颱風波浪推算亦偏小，此原因爲 Caitlin 屬輕度颱風，波浪推算模式較不適用於輕度颱風。在表二的另三個颱風中，Doug 的 B & L 推算值與實測值頗爲接近，Fred 颱風 B & L 尚可，略優於 RWM，而 Seth 颱風兩者均相差較大。如圖五所示，B 站較 A 站接近颱風中心，B 站的波高應較 A 站爲大，但從表二得出衛星的 B 站波高反而小，因此懷疑這筆資料有問題。另外，不排除颱風資料的不正確，及採用七級風暴風半徑作爲最大風速半徑的可靠度等。未來應利用衛星所測海面風場資料，檢討目前採用颱風參數的定義，作一些修改，使推算結果更接近實測值。

四、B&L推算法推算實例

交通處港灣技術研究所在花蓮港外安放waverider測波儀，測得1994年提姆、弗雷特及席斯颱風，其中提姆在花蓮登陸造成重大損失，同時在蘇澳也造成防波堤嚴重破壞，可是蘇澳沒有測站。推算結果如圖六所示，實測值偏小甚多，因此判斷颱風參數資料偏小。推算的最後兩筆資料是湧浪與風浪疊加的結果。由圖六可以看出實測值比推算值爲大，如以實測值的最後一筆資料與推算值倒數第二筆的比值10.01/8.38=1.19作爲修正係數，則估計提姆颱風登陸時的波高爲11.15X1.19=13.3M。另推算提姆颱風在蘇澳所造成的最大波高爲7月10日20時的11.22米，如果同樣乘以1.19時爲13.35米，與花蓮的波高相當(梁與林，1995)，據颱風災害探討，提姆颱風首先造成了蘇澳港南防波堤的損壞(張，1994)。

弗雷特颱風在花蓮測站所測均爲湧浪，實測值與推算值如圖七所示，兩者頗爲吻合。席斯颱風在花蓮的推算值與實測值如圖八所示，大部份都吻合，惟從10日14時以後因測站距離中心小於七級風暴風半徑，依梁的方法不計算湧浪，但事實上仍有湧浪成份存在，因此推算值明顯偏小，此爲梁法的弱點。推算席斯颱風蘇澳港最大波高則爲10月9日13時的7.9米。

從上述實例吾人發現：

1、若颱風登陸東海岸，測站在登陸點之北波浪較大。風浪與先前的湧浪重疊，使波高加大，例如提姆颱風在花蓮之南登陸，但蘇澳的波高與花蓮相當。

2、梁的颱風湧浪推算法不能計算七級風暴風半徑以內的區域，但事實上當測站在剛進入暴風半徑內時，應仍然有湧浪的成份，只是不能用梁的方法計算，這是梁法的弱點，但如果只爲求設計波，必然是颱風在附近登陸，這種問題也不會發生。

五、結論

1、B&L颱風波浪推算法爲一簡單又頗可靠的方法，但颱風參數中的七級風暴風半徑應小心檢查，以免錯誤，影響推算結果甚鉅。

2、颱風在測站之南登陸且中心移動速度配合好，風浪與先前的湧浪疊加可造成極大波高。

3、波譜法推算颱風波浪尙須進一步改進。

六、參攷文獻

1. Liang,N.K.，H.Q.Peng and M.K. Hsu (1994)，A study on design wave determination in Taiwan, ACTA OCEANOGRAPHICA TAIWANICA, No.32, PP.16-29.
2. 湯麟武(1971)，海岸工程規劃設計，農復會特刊第二號。
3. 井島武士(1972)，台中港設計波浪計算報告書，日本港灣顧問公司。
4. Bretschneider，C.L.(1979)，The two-direction significant wave forecasting model with special application to U.S. Weather Service Hurricane Wind Model，Conference on Marine Science and Technology in the Pacific Area，R.O.C.
5. 蔡瑤堂(1977)，颱風波浪追蹤計算法應用在台灣地區之檢討，第一次海洋工程研討會論文專輯。PP.493-507.
6. 梁乃匡與林文宗(1978)，薇拉颱風波浪實測與推算比較，第二屆海洋工程研討會論文集。

7. 港灣技術研究所(1985)，台灣四周海岸波浪推算數值模式研究，74-研(二)專刊。
8. 梁乃匡(1982)，颱風湧浪的預報方法，第六屆海洋工程研討會論文集，PP. 5-1~5-19。
9. 梁乃匡(1987)，颱風湧浪週期推算法之探討，第九屆海洋工程研討會論文集，PP.371-382.
10. 梁乃匡(1988)，颱風湧浪預報的探討，第四屆水利工程研討會論文集，PP.189-207.
11. Liang,N.K. (1989)，A revised typhoon swell prediction method，Harbour Technology，vol.4，PP.41-51.
12. Liang,N.K.(1990)，A study on typhoon swell height prediction，ACTA OCEANOGRAPHICA TAIWANICA，No.25,PP.77-86.
13. Continental Oil Company (1976)，Wave measurements offshore southwest Taiwan，Report No. M-49-76.
14. 梁乃匡(1984)，台灣四周波浪特性與推算模式，港灣技術研究所專刊第14號，71頁。
15. Chao,Y.Y. (1993)，Implementation and Evaluation of the Gulf of Alaska Regional Wave Model，OPC Office Note，35P.
16. 廖學鎰(1980)，日本之颱風預報評介，中華民國69年颱風預報討論會論文彙編。
17. Wang,G.C.Y. (1978)，Sea-level pressure profile and gusts within a typhoon circulation, Monthly Weather Review, Vol.106,PP.954-961.
18. 梁乃匡與林文宗(1995)，八十三年侵台颱風波浪推算研究，第十七屆海洋工程研討會暨1995兩岸港口及海岸開發研討會論文集，PP.425-442.
19. 張金機(1994)，花蓮港與蘇澳港八十三年颱風災害探討，港灣技術研究所專刊第99號。

表一

ERS-1 衛星高度計資料與模式值之驗證(Walt)

本地時間	緯度	經度	有義波高 M	B&L	Regional wave model
7月18日10時	A. 18.018	129.27	2.910	2.7(風浪)	0.8
7月18日10時	B. 17.028	129.04	2.880	2.9(風浪)	1.0
7月18日10時	C. 16.037	128.81	2.920	1.1(湧浪)	0.6

ERS-1 衛星高度計資料與模式值之驗證(Doug)

本地時間	緯度	經度	有義波高 M	B&L	Regional wave model
8月8日22時	A. 27.010	120.24	4.1	3.4 (風浪)	1.5
8月8日22時	B. 26.022	120.50	4.34	4.34(湧浪)	1.9
8月8日22時	C. 22.045	121.49	4.01	3.0 (湧浪)	0.3

ERS-1 衛星高度計資料與模式值之驗證(Fred)

本地時間	緯度	經度	有義波高 M	B&L	Regional wave model
8月20日22時	A. 28.023	125.36	4.28	4.7 (湧浪)	1.7
8月20日22時	B. 26.048	125.86	7.36	7.0 (風浪)	5.3
8月20日22時	C. 24.944	126.14	11.35	9.2 (風浪)	7.0
8月20日22時	D. 24.014	126.38	9.18	9.2 (風浪)	6.2
8月20日22時	E. 22.036	126.86	5.08	5.33(湧浪)	2.6
8月20日22時	F. 21.047	127.10	5.48	4.75(湧浪)	1.6
8月20日22時	G. 19.999	127.36	3,61	4.37(湧浪)	0.8

ERS-1 衛星高度計資料與模式值之驗證(Tim)

本地時間	緯度	經度	有義波高 M	B&L	Regional wave model
7月10日22.5時	A. 22.033	116.87	1.94	3.42(湧浪)	0.3
7月10日22.5時	B. 21.044	117.11	3.04	3.34(湧浪)	0.3
7月10日22.5時	C. 19.996	117.36	2.67	3.25(湧浪)	0.3
7月10日22.5時	D. 19.006	117.60	2.33	3.13(湧浪)	0.3

表二

TOPEX/POSEIDON 衛星測高資料與模式值之驗證(Tim)

本地時間	緯度	經度	有義波高	B&L	Regional wave model
7月9日8時	A 17.9905	125.8129	6.70	3.3(風浪)	1.00
7月9日8時	B 17.0009	126.2130	4.00	3.1(風浪)	1.46

TOPEX/POSEIDON 衛星測高資料與模式值之驗證(Caitlin)

本地時間	緯度	經度	有義波高	B&L	Regional wave model
8月3日15時	A 23.0205	122.9380	5.1	2.5(風浪)	0.54
8月3日15時	B 21.9344	122.4606	3.1	3.3(風浪)	0.62

TOPEX/POSEIDON 衛星測高資料與模式值之驗證(Doug)

本地時間	緯度	經度	有義波高	B&L	Regional wave model
8月8日2時	A 26.0901	122.2704	10.40	9.4(風浪)	4.61
8月8日2時	B 25.0103	122.7757	10.30	11.6(風浪)	9.12
8月8日2時	C 24.0314	123.2238	9.80	9.3(風浪)	7.52

TOPEX/POSEIDON 衛星測高資料與模式值之驗證(Fred)

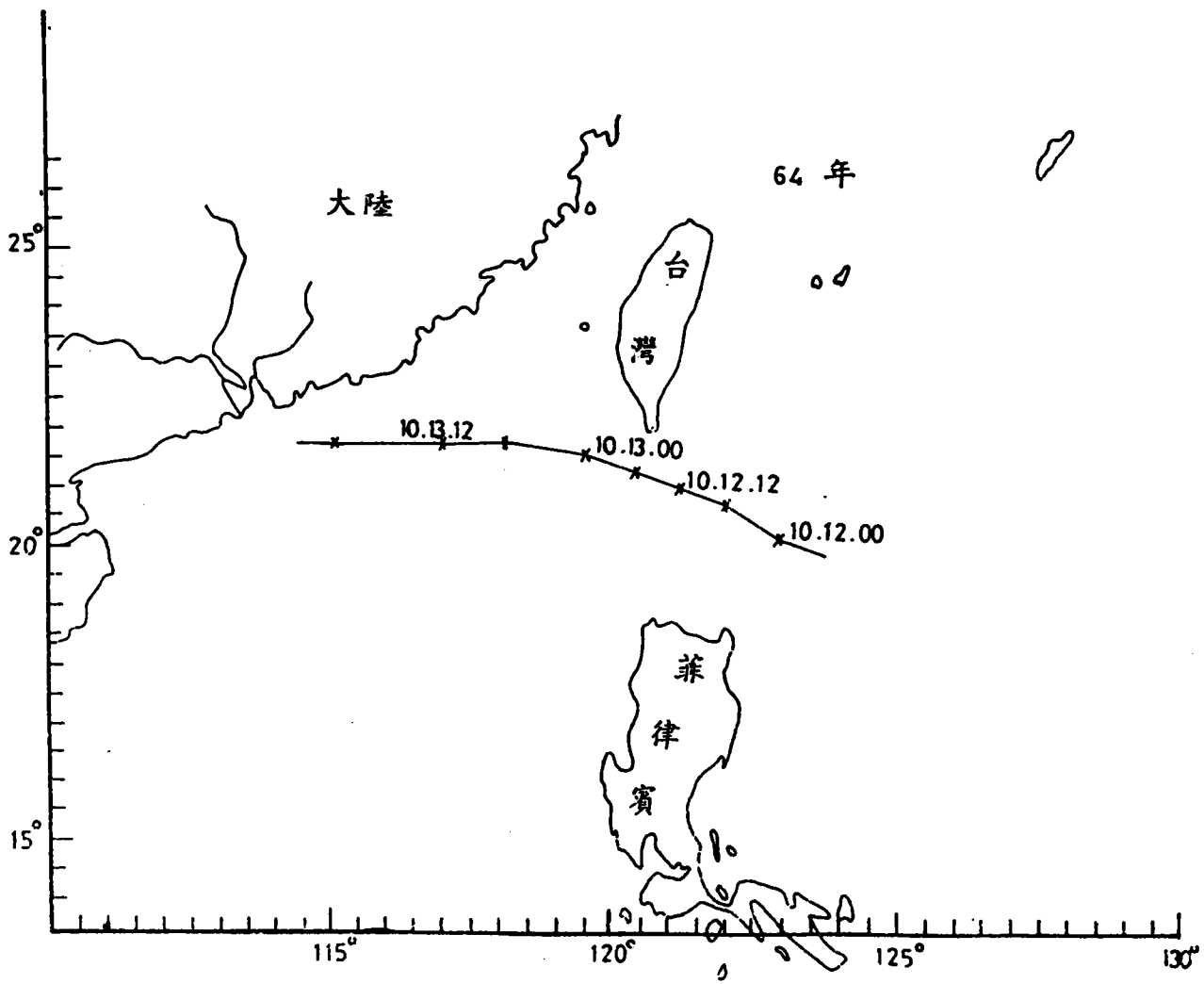
本地時間	緯度	經度	有義波高	B&L	Regional wave model
8月19日13時	A 20.0323	127.3187	6.4	6.5(風浪)	3.92
8月19日13時	B 20.9662	127.7147	5.6	9.6(風浪)	8.03
8月19日13時	C 22.1058	128.2069	8.2	10.2(風浪)	10.41

TOPEX/POSEIDON 衛星測高資料與模式值之驗證(Seth)

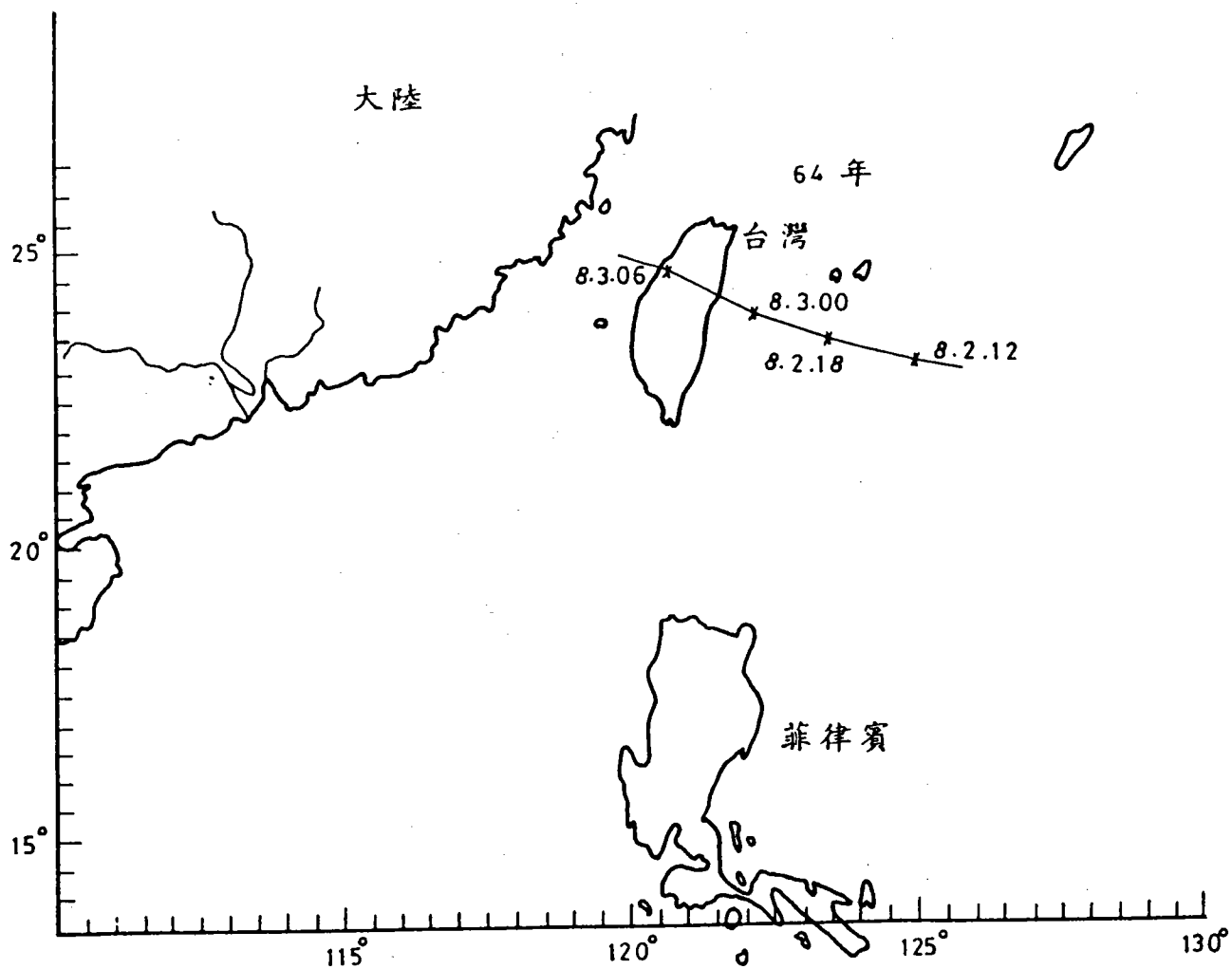
本地時間	緯度	經度	有義波高	B&L	Regional wave model
10月8日3時	A 17.0034	126.0819	7.00	10.3(風浪)	7.41
10月8日3時	B 17.9931	126.4620	5.6	12.9(風浪)	14.22
10月8日3時	C 19.0036	126.9091	11.00	14.5(風浪)	12.01

表三 提姆(Tim)颱風資料表

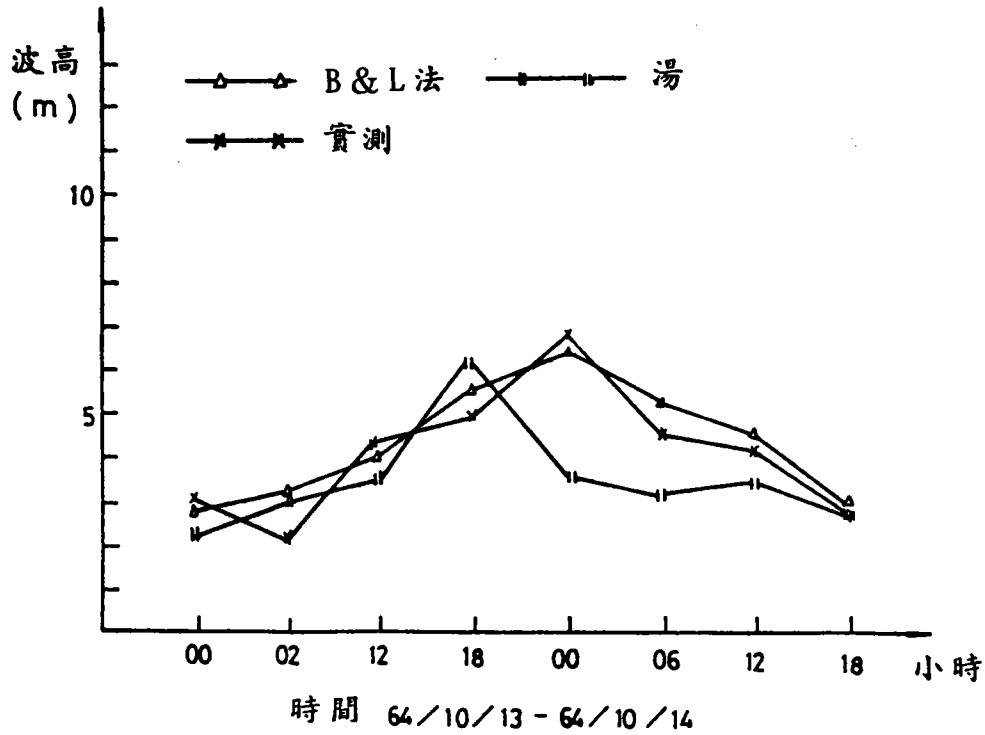
月	日	地方時	北緯	東經	中心氣壓MB	七級風暴風半徑(公里)
7	8	08	15.4	130.0	995	100
7	8	14	16.3	129.2	990	150
7	8	20	16.5	128.7	988	180
7	9	02	17.1	128.0	982	200
7	9	08	18.0	127.0	970	200
7	9	14	18.6	125.8	962	200
7	9	20	18.9	125.3	952	250
7	10	02	19.9	124.3	950	250
7	10	08	20.7	123.5	950	250
7	10	14	21.8	122.6	945	250
7	10	20	23.4	121.5	945	250
7	11	02	24.5	119.8	955	250
7	11	08	25.4	118.5	970	200



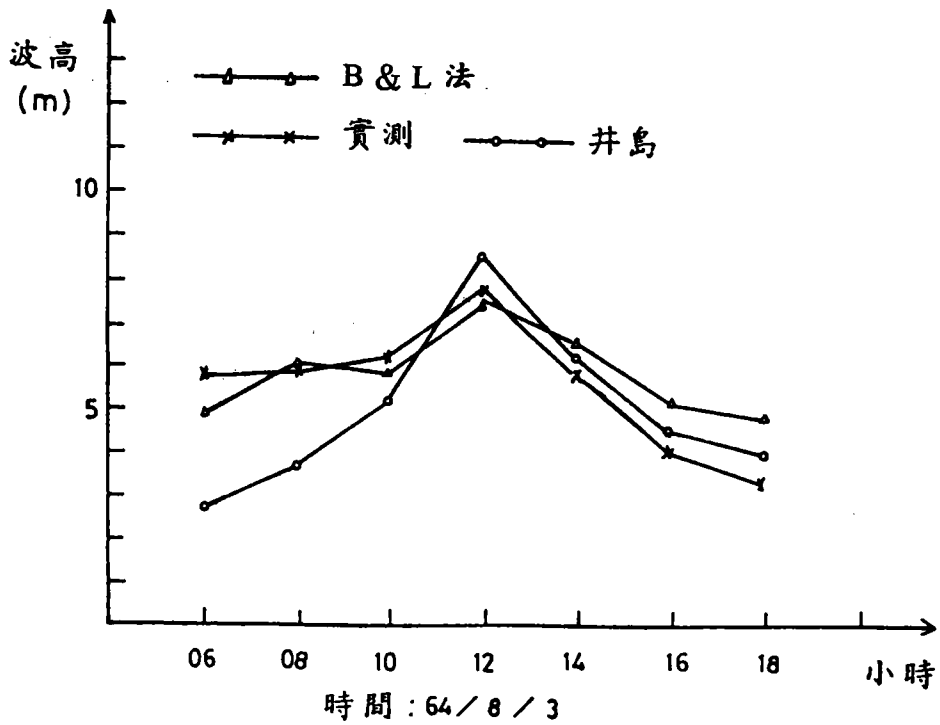
圖一　　艾爾西(ELSIE)颱風路徑圖



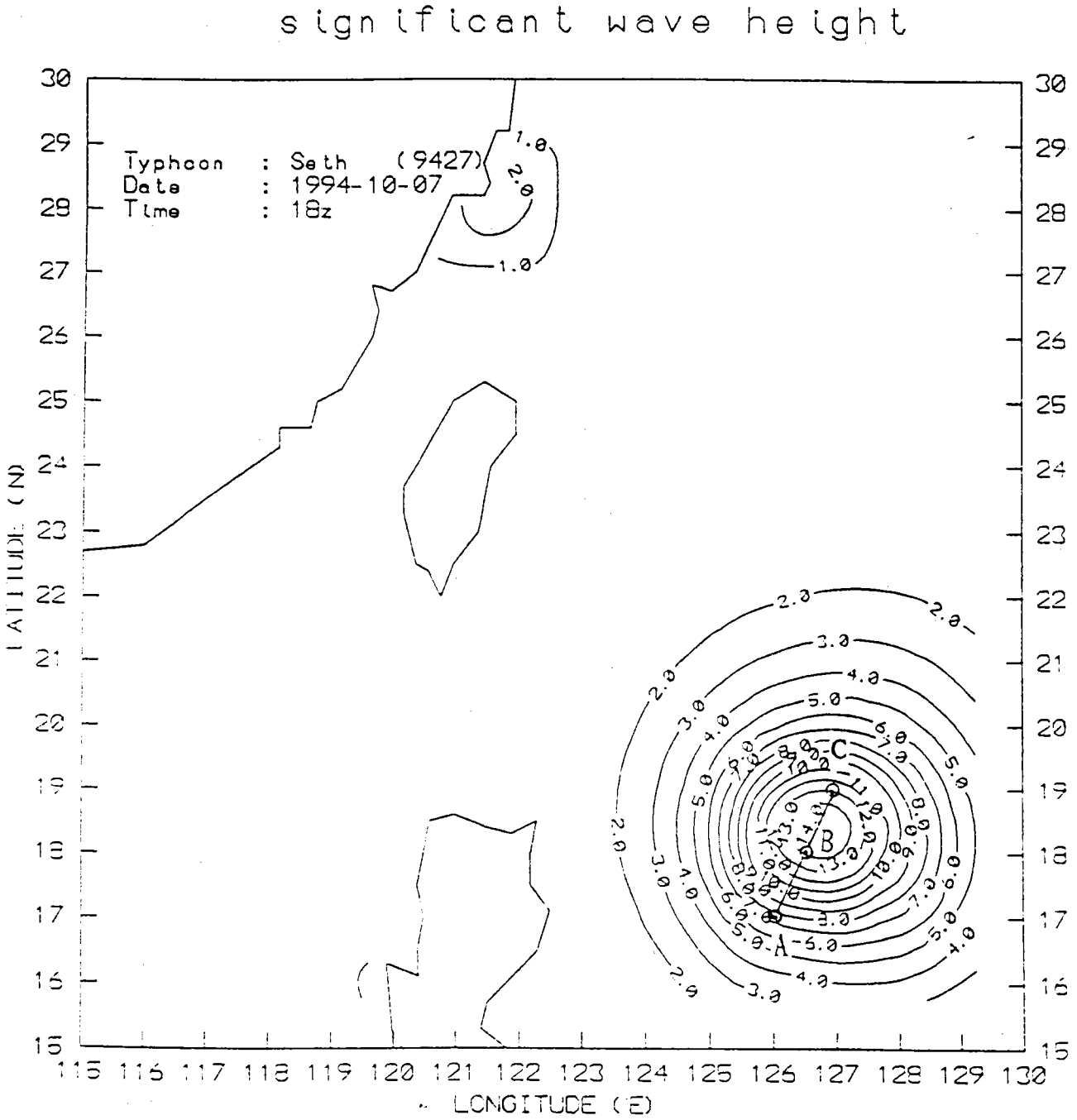
圖二　　妮娜(NINA)颱風路徑圖



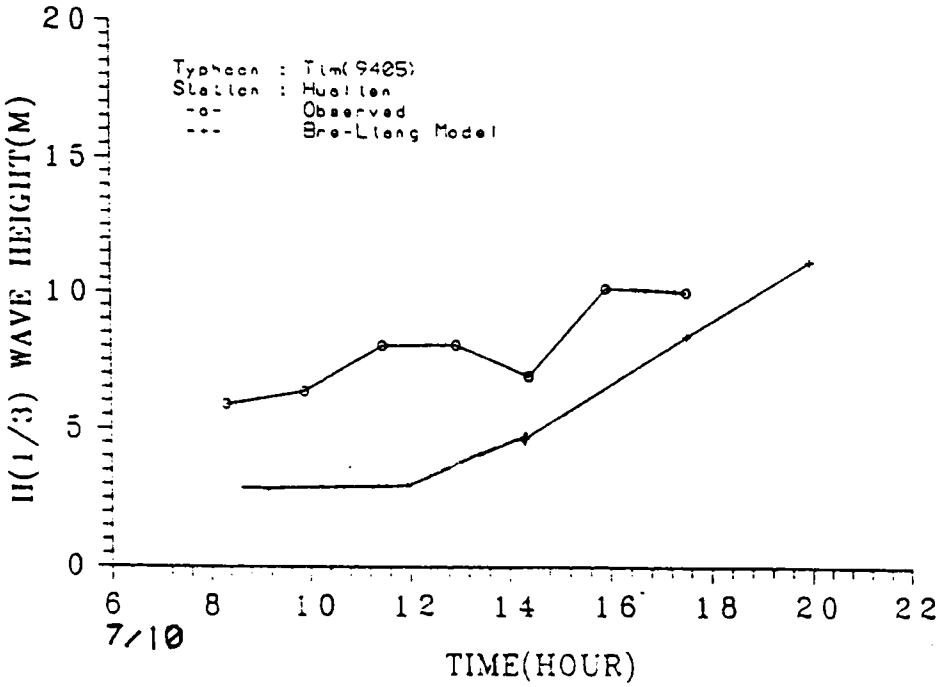
圖三　　艾爾西颱風波浪推算與實測比較



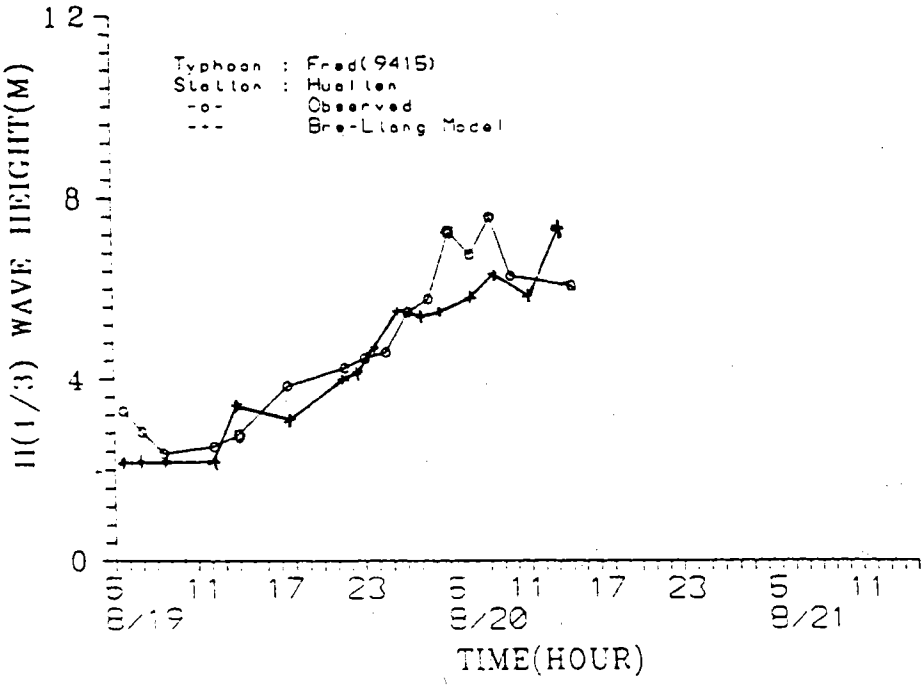
圖四　　妮娜颱風波浪推算與實測比較


significant wave height
Typhoon : Seth (9427)
Date : 1994-10-07
Time : 18z
LATITUDE (N)
LONGITUDE (E)

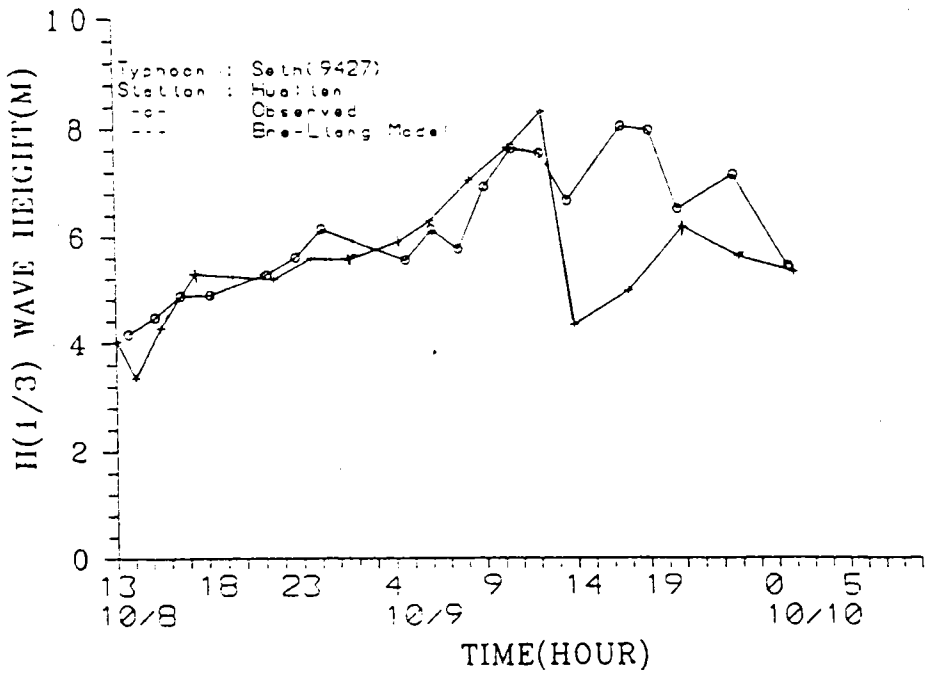
圖五



圖六 提姆颱風期間花蓮測站實測與推算波高比較圖



圖七 弗雷特颱風期間花蓮測站實測與推算波高比較圖



圖八 席斯颱風期間花蓮測站實測與推算波高比較圖

中央氣象局海象預報數值模式之現況

李汴軍[1]

摘　要

成立三年多之海象測報中心，其預報作業中採用數值模式的有潮汐、暴潮及波浪等。潮汐與暴潮數值模式是利用流體動力學理論來預報，前者之引潮力是由開放邊界提供，其預報項目包括潮時及潮高；後者是由移動性颱風風場爲動力因素，其預報項目有未來 24 小時出現暴潮高度。波浪預報方面採用能量平衡方程演進之第二代及 WAM 第三代兩個數值模式，其網格點海面風場是由大氣數值模式所提供，預測我國海域 24 小時之等波高分布圖。

1. 前言

中央氣象局海象測報中心之海象測報業務包括海象觀測、預報與服務等項目，而海象係指大氣與海洋交界面所觀測到的自然現象，例如波浪、潮汐、海水表面溫度及近海水面之風向、風速....等。在現階段，海象預報的工作僅包括潮汐、波浪及颱風暴潮的分析與預測。

海象預報是指預測海面上未來（例如 24 小時、 48 小時....）海面狀況，其表示的方法依預報項目有所不同，例如潮汐、暴潮是預報定點潮高及出現時間，而波浪是每日早上八點整個洋面上波高等高線分布。其目的是將海面上資訊，提供使用者依不同目的參考，基本上它含有未來海上安全資訊通報、海象災害之預警。

海象預報使用之方法有數值法與非數值法二種，本文僅介紹具有理論基礎之潮汐、暴潮與波浪等之數值模式。其中潮汐、暴潮模式是根據劉（ 1983 ）之基本理論架構，在波浪模式方面，第二代模式是採用 Golding （ 1983 ）及 Chao （ 1993 ）所提理論，第三代模式是使用 WAM （ WAve Model ）第四版（ Gunther et.al ,1992 ）。

有關潮汐、暴潮與波浪預報項目及範圍在第二節描述，而相關理論或數值方法在第三節作簡單介紹，第四節舉例說其預報模式產品，簡單結語在第五節提出。本文中有關引用之論文之出處，並未完全列出，而其主要基本架構，均在上述參考文獻中可查閱，特此說明。

---

[1] 交通部中央氣象局海象測報中心主任

2. 海象數值模式預報項目及範圍

目前潮汐預報項目有潮位與潮時。潮位是指海水面高度，潮時是指每日高、低潮出現時間。每星期五發布下星期一開始一週的潮汐預報，預報地點（圖一）有淡水、竹圍、觀音、新竹、苗栗、梧棲、鹿港、臺西、布袋、安平、永安、高雄、東港、南灣、基隆、宜蘭、蘇澳、花蓮、豐濱、成功、台東、蘭嶼、大武、澎湖等二十四地區。

颱風影響或侵襲台灣地區時，根據颱風警報資訊利用暴潮數值模式，預測有效期間內全省各地最高水位及其出現時間，預報地點與圖一相同。由此預報資料再與各地海堤高度資料比較，適時發佈暴潮或海水倒灌警訊。同時暴潮數值模式也可以預測台灣附近海域之水位與流速分布情形（圖二）。

在作業單位，一般提供含有湧浪之波浪而並不包括近岸浪。中央氣象局自民國八十四年元月起，提供每日一次波浪分析圖及 24 小時波浪預報圖。波浪圖涵蓋範圍自東經 105 度至 140 度，北緯 5 度至 35 度，包括了台灣海峽、巴士海峽、東海、黃海、南海及部份西北太平洋海域。

3. 海氣象數值模式簡介

3.1 潮汐與暴潮數值預報模式簡介

現階段潮汐與暴潮模式，均是採用同一組流體動力方程來預測。潮汐之引潮力是由開放邊界輸入，計算暴潮時，則使用一個移動颱風參數化風場爲動力因素。其主要控制方程有：水平及垂方向的動量平衡方程，水的質量不滅定律，鹽度的平衡方程，溫度的平衡方程。實際計算時，將海水鹽度與溫度變化對水位影響不大而略去，則變爲二度空間模式：

水平動量方程

$$\frac{\partial u}{\partial t}+\frac{\partial(uu)}{\partial x}+\frac{\partial(uv)}{\partial y}+\frac{\partial(uw)}{\partial z}-fv+\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x}-\frac{1}{\rho}\left(\frac{\partial \tau_{xx}}{\partial x}+\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y}+\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z}\right)=0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t}+\frac{\partial(vu)}{\partial x}+\frac{\partial(vv)}{\partial y}+\frac{\partial(vw)}{\partial z}+fu+\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial y}-\frac{1}{\rho}\left(\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x}+\frac{\partial \tau_{yy}}{\partial y}+\frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z}\right)=0 \quad (2)$$

流體靜力平衡方程

$$\frac{\partial p}{\partial z}+\rho g=0 \quad (3)$$

連續方程

$$\frac{\partial u}{\partial x}+\frac{\partial v}{\partial y}+\frac{\partial w}{\partial z}=0 \tag{4}$$

上述方程式中， u,v,w 爲 x.y.z 坐標上之東西向、南北向及垂直方向之速度分量，t 表示時間， f 爲柯氏參數，ρ 爲海水密度， p 爲海水壓力， g 爲重力加速度，τ 爲風應力。

在垂直方面，對整層海水做積分，海面風應力來自海面風場，海底應力來自海底摩擦。除此之外尚有海面及海底的邊界條件。

在數值方法，水平向預報變數的空間配置是採用 Arakawa C 交錯網格，水平空間差分法是採用二階精確的中差法，在時間積分方面則採用跳蛙法。

模式採用經緯度網格點，係投影在一個橢圓球面上，涵蓋範圍西至東經 116.375 度，東至東經 122.75 度，南由北緯 21.375 度，北達北緯 26.75 度，水平方向共有 52 × 44 個網格點，水平解析度爲 8 分之 1 度。

3.2 波浪數值預報模式簡介

3.2.1 第二代風浪波譜模式

根據 Hasselmann(1960)所提波譜之演進可用能量平衡方程式來表示

$$\frac{\partial E}{\partial t}+\vec{C}_g\cdot\nabla E=S \tag{5}$$

式(5)中 E 爲波浪場之能譜密度函數，它是頻率 f ，傳遞方向θ ，及空間位置 x 及時間 t 之函數，而$\vec{C}_g$是波譜分量 f,θ 之群速度。 S 是產生波能之源函數。符號∇表示二維空間運算。

若波能波譜演化過程中，考慮水深有變化，群速度、傳遞方向是隨時間改變，則式(5)可改寫爲

$$\frac{\partial E}{\partial t}+\nabla\cdot\left(\vec{C}_g E\right)+\frac{\partial}{\partial\theta}\left[\left(\vec{C}_g\cdot\nabla\theta\right)E\right]=S_{in}+S_{ds}+S_{nl} \tag{6}$$

式中 S_{in} 代表風所產生波能， S_{ds} 代表由白色浪花及海底地形效應所產生之波能，S_{nl} 代表波譜間由於非線性波與波交互作用保守性而造成波能重新分配。

有四個步驟來解：即傳遞，折射，成長減衰，非線性作用。

1.在波浪傳遞方面，採用預測與修正二個步驟交錯網格系統，使數值方法之減衰與散射誤差爲最小，在海岸地區則利用上游差分法來確保波浪沒有從陸地反射。

2.在折射效應方面，採用中央差分法來計算水深在空間變化，而在傳遞方向之折射計算法與波傳遞數值法相同。

3.在波成長方面，採用海面風之亂流擾動之激發線性成長及海面上已存在之波浪與平均風切流偶而效應之指數成長。在波浪減衰方面，僅考慮白色浪花效應。在淺海地區並增加由底層摩擦而造成能量損失。

4.在非線性波能轉換方面，是以經驗方式之參數化來表示。首先風浪波譜決定於：尖峰頻率之 0.8 以上;風之方向與浪傳遞方向交角在 90 度以內。並假設此風浪波譜經由波之間非線性作用後，符合修正過之 JONSWAP（聯合北海波浪計畫）波譜。修正過 JONSWAP 波譜也需考慮任意水深之飽和波譜及分散函數。

3.2.2 WAM 模式簡介

WAM 是取自 WAve Model 的簡稱， WAM 模式原先由德國漢堡 Max-Planck 氣象研究所 K.Hasselmann 發展出來的，後來經由以 Hasselmann 爲首的 WAMDI Group (The WAM Development and Implementation Group)經多年研究所發展出來的第三代波浪模式。本局採用 WAM 模式第四修正版。在 WAM 模式中，對於海面任一地點（其緯度φ ，經度λ ）之波浪場的二維頻率(f)方向(θ)波譜 E(φ,λ,f,θ,t)，它是以波能傳遞方程式爲基本方程。

$$\frac{\partial E}{\partial t}+\frac{\partial(C_\varphi E)}{\partial \varphi}+\frac{\partial(C_\lambda E)}{\partial \lambda}+\frac{\partial(C_\theta E)}{\partial \theta}=S_{in}+S_{ds}+S_{nl} \qquad (7)$$

式中$(C_\varphi, C_\lambda, C_\theta)$爲波浪在$(\varphi,\lambda,\theta)$座標方向之波能傳播速度， S_{in}爲風傳遞到波浪的波能輸入通量， S_{ds}爲波能消耗通量， S_{nl}爲非線性作用而產生的成分波之間的波能傳遞通量。

（1.）波能輸入通量， S_{in}

以往 S_{in} 僅假設爲風速的函數而與波浪場無關，這是不準確的，它應該與風速及波生應力都有密切的關係，因而波能的成長率與摩擦速度和粗糙度有關。

（2.）波能量消耗通量， S_{ds}

考慮由碎波、白浪所造成的能量耗損。在淺水中，模式還要多加一項因海底摩擦而耗損的波能通量。

（3.）非線性作用的波能傳遞通量， S_{nl}

由非線性作用而產生的成分波之間波能傳遞通量，是根據 Hasslmann(1962) 四個成分波的共振原理而導出的 Boltzmann 積分式來計算。但由於計算時間太長，不適合用於作業化的預報模式，在第三代模式中採用離散相互作用近似法。此法僅採用約 20%的子集波浪共振組來計算。在淺水中 S_{nl} 需修正，雖然修正方式不

合波浪淺水中的共振理論，但在還沒有得到正確有效的淺水理論之前，我們姑且用之。

4. 例行預報模式產品

在日常作業上，潮汐預報每週作一次誤差校驗，當颱風影響台灣地區時，則進行暴潮預報，不論潮汐或暴潮，其預報地點如前所述之二十四地區。 潮汐預報校驗時，是根據現有潮位站之資料與模式網格點預測值作比較，由於網格點與潮位站有距離上之差異，故其誤差會較大。圖三是一週潮時誤差圖分析，其誤差之計算，是將實測值與數值模式、調和分析、最後修正預報等各別潮時差之均方根誤差。

關於暴潮預報方面，並未進行誤差校驗，其原因除了數值模式本身外，尚受颱風中心位置、強度、風場、範圍...等因素影響，故在預報上僅作未來 24 小時、 36 小時暴潮高度之趨勢預報，圖四是民國 85 年 7 月之賀伯颱風，中央氣象局在當時發布之暴潮預報。

波浪預報方面，第二代模式與第三代 WAM 模式在波浪分布型態相當一致（圖五、圖六），等值線大小有些差異，此係兩個模式考慮之機制並不完全相同。第二代模式顯然在風浪部份表示較爲明顯，而且波高最大值比 WAM 強。 WAM 模式在波浪之傳播或是湧浪部份有程度上之表現，在作業上並無發布週期資訊。

5. 結語

海象預測是將海面物理或自然現況，經由物理觀念之數值方法來推測未來海面一般狀況。目前中央氣象局作業化之數值預報模式，僅包括潮汐、暴潮與波浪等。

潮汐預報方面，潮時預報誤差平均在半小時以內，但由於數值法之網格點無法與潮位站一致，故其二者之係數是由經驗來調整。一般而言，東海岸及西海岸，潮汐比較規律，數值法有很好預報能力，對於北部、東北部及西南海岸之潮位爲混合潮型時，預報值較差。其可能原因是網格點間距在近岸時無法反映實際水深及模式中考慮分潮不是很多。

暴潮預報方面，除了上述原因外，尚有颱風接近陸地時，其結構不再是模式中所使用颱風結構，而且颱風強度、中心氣壓、中心最大暴風半徑及風場分布，均是影響暴潮高度因素，尤其是風場分布影響甚鉅。

波浪預報方面，在太平洋上，二個數值方法之預報能力相當不錯，海面風場是最主要影響因素，受限於網格點間距，無法預報 50 公里以內之波浪變化，故現階段無法預報沿海與沿岸之預報。在颱風波浪方面，由於颱風風場結構對波浪場而言是太強，故波高分布也較大，此點在預報時必須經預報員來修正，而這也是將來要研究改進之重點。

一個作業化數值模式是全面性考慮，運算時間是最重要之考慮，否則就無法配合預報時間，故任一研究模式若要移植到作業單位來使用，其過程必須要修改或簡化，並經長期測試，使其誤差減到最低。

誌謝

本文報告，係歸功於中央氣象局海象測報中心同仁平日工作之努力結果。同時，也要感謝劉肖孔博士，趙榮耀博士，陳炫杉博士回國給予指導與蔣明芸小姐協助打字。

參考文獻

1. 劉肖孔， 1988 ：中國海域三度空間數值模式，行政院科技顧問組， 156 頁

2. Chao,Y.Y.,1993:Implementation and evaluation of the Gulf of AlaskaRegional Wave Model. NMC OPC Office Note, 35pp.

3. Golding,B,1983:A wave prediction system for realtime sea stata forecasting. Quart.J.R.Met. Soc.109,393-416.

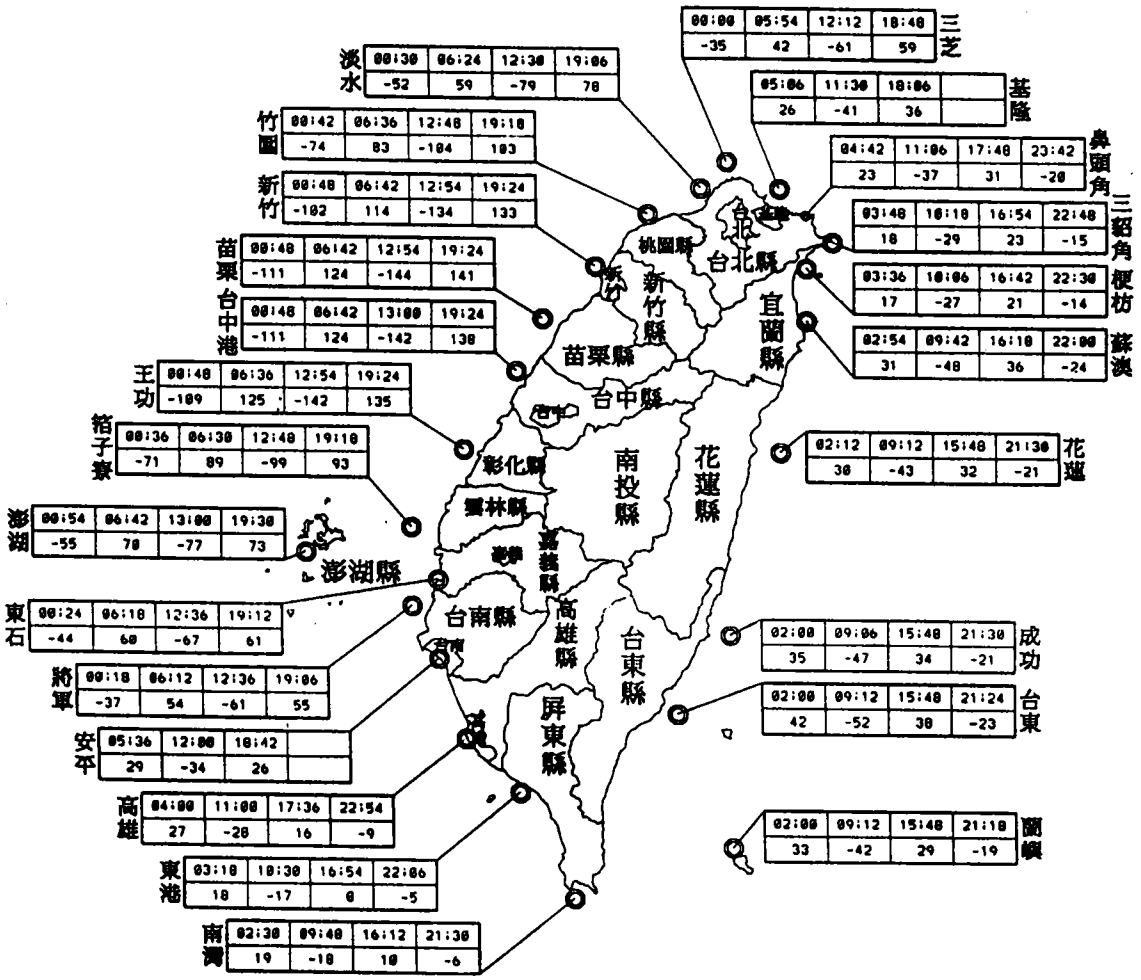
4. Hasselmann,K,1962:On the nonlinear energy transfer in a gravity-wave spentrum.1. General theory,JFM,vol 12,pp481-500.

5. Gunther,H.,Hasslmann,S.,and Janssen,P.A.E,1992:Report NO.4,The WAM Model cycle 4,Edited by Modellberatungsgruppe,Hamburg.

中央氣象局潮汐預報圖

預報日期：84 年 04 月 10 日 星期一

農曆：84 年 03 月 11 日



表例說明：1．第一列爲本日當地將出現高低潮的時間。

2．第二列爲當時的相關潮位，單位爲公分。

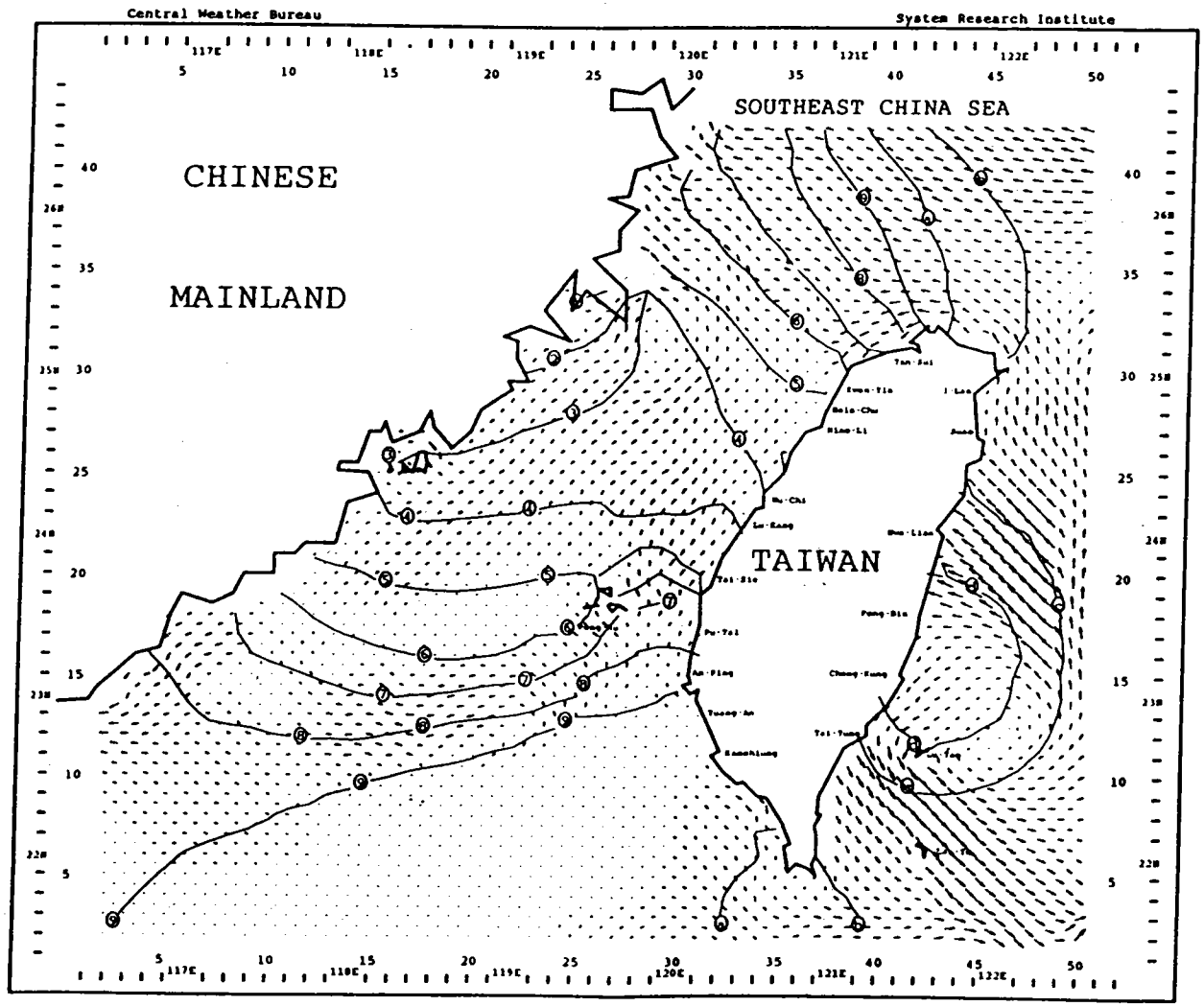
3．一個空白表示本日當地只有一次高潮兩次低潮或一次低潮兩次高潮。

4．兩個空白表示本日當地只有一次高潮一次低潮。

圖一　潮汐預報地點圖

NUMERICAL SURGE PREDICTION OF

TYPHOON TIM



83/07/10 2000

0083 07 07 2000C

HOUR= 72.00

STEP= 5760

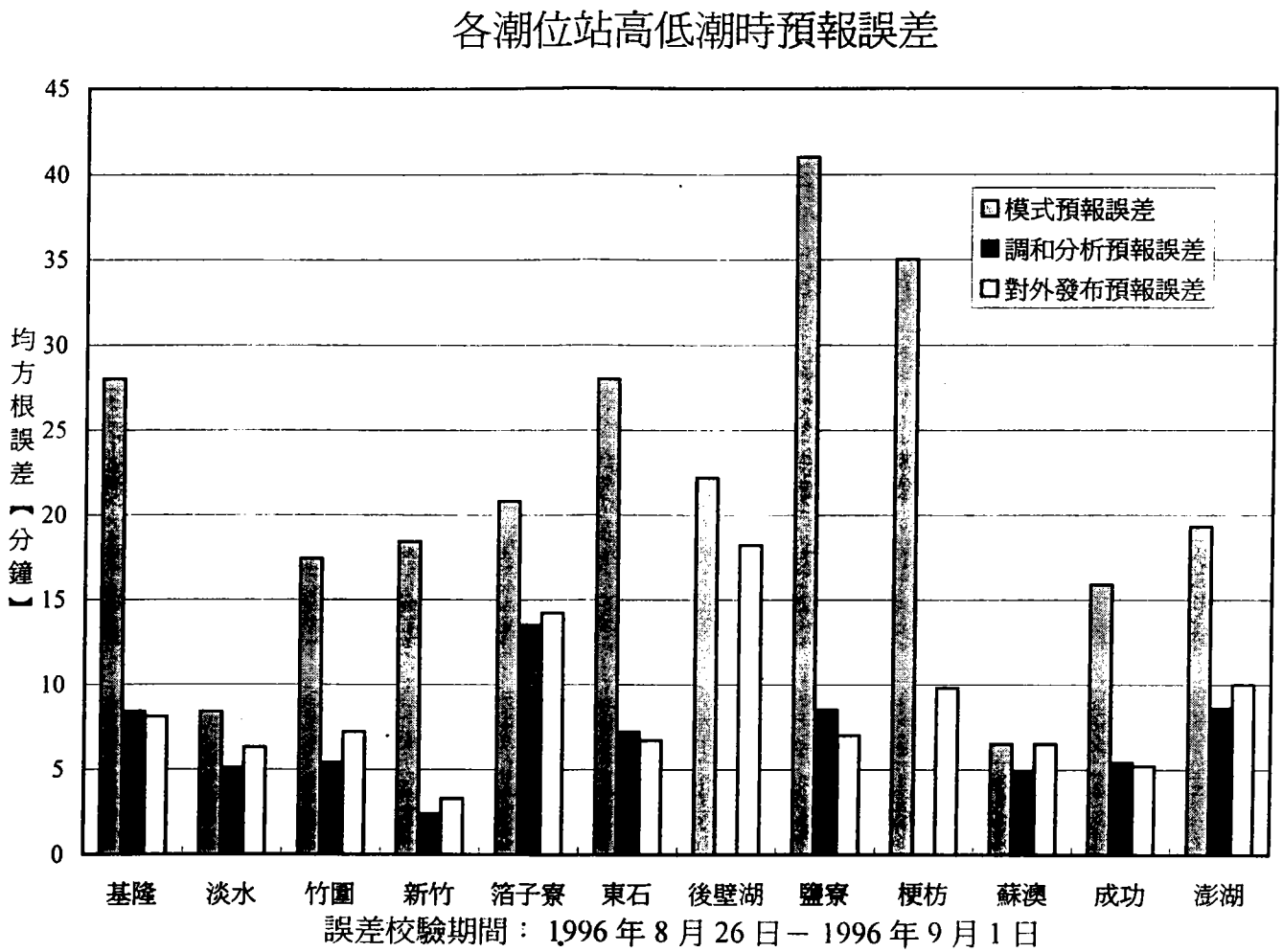
VECT= 150.0

ISOLINE VALUES

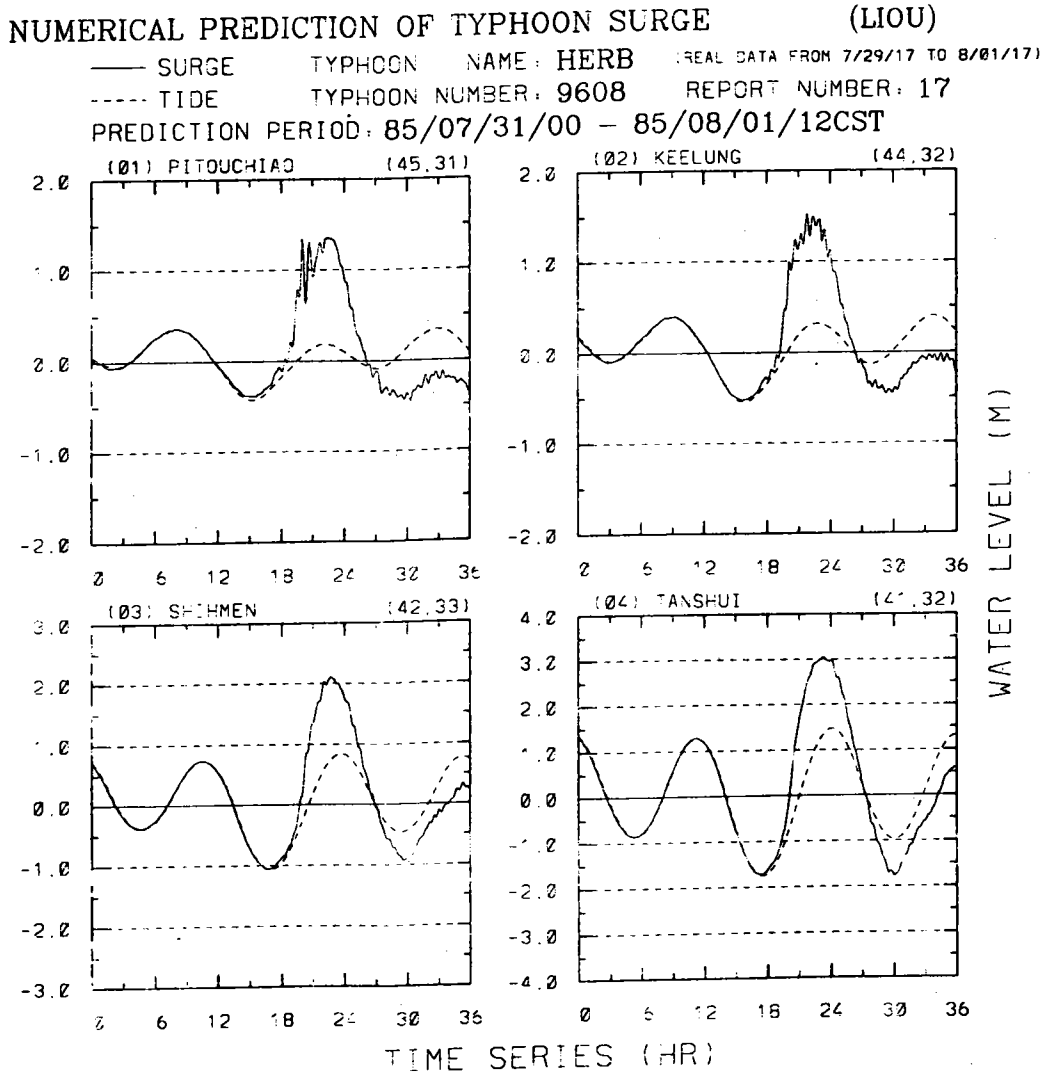
1	-270.0
2	-240.0
3	-210.0
4	-180.0
5	-150.0
6	-120.0
7	-90.0
8	-60.0
9	-30.0
a	0.0
b	30.0
c	60.0
d	90.0

3dp some old depth 940817

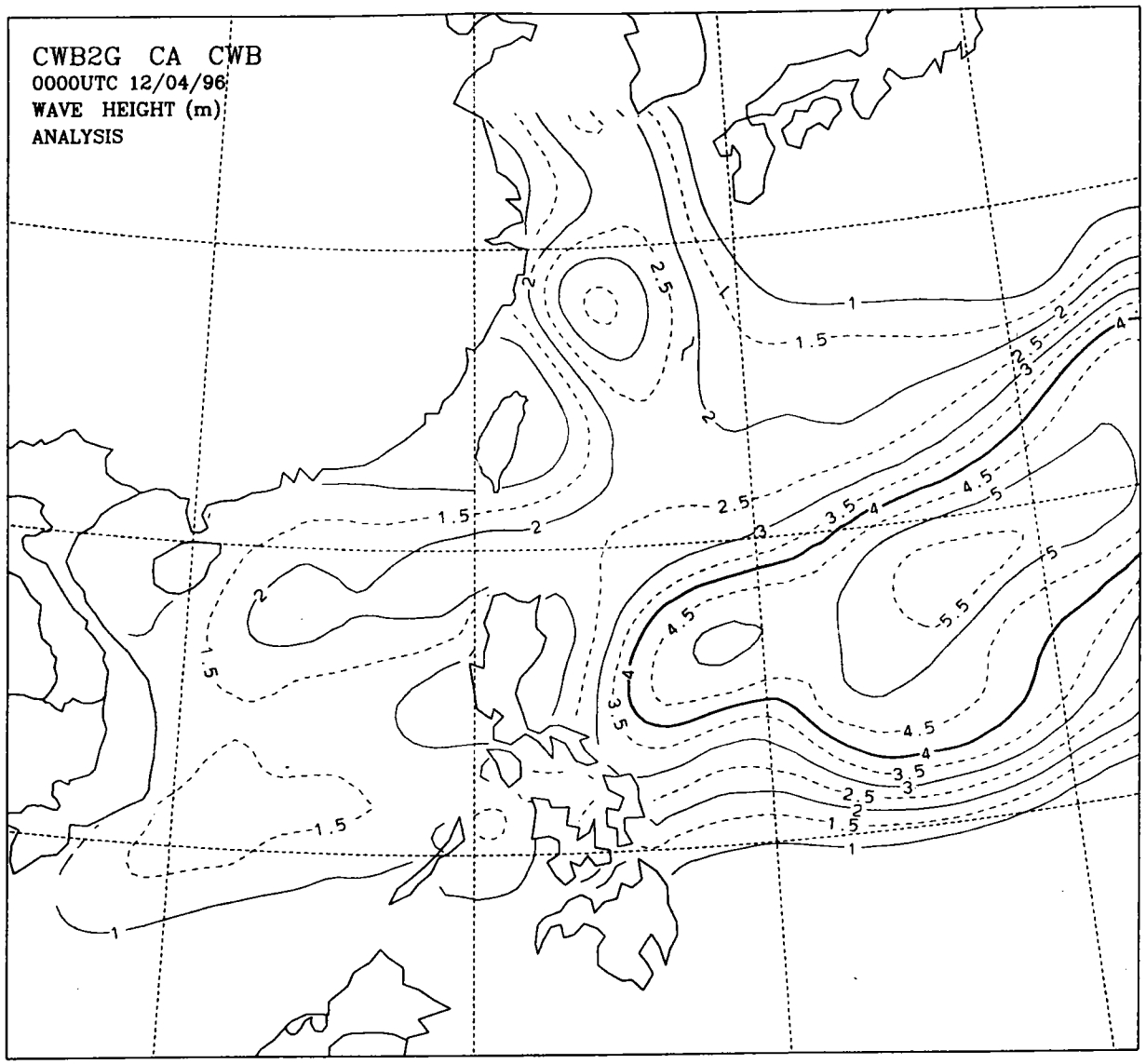
圖二　台灣海域受颱風影響之水位與流速圖



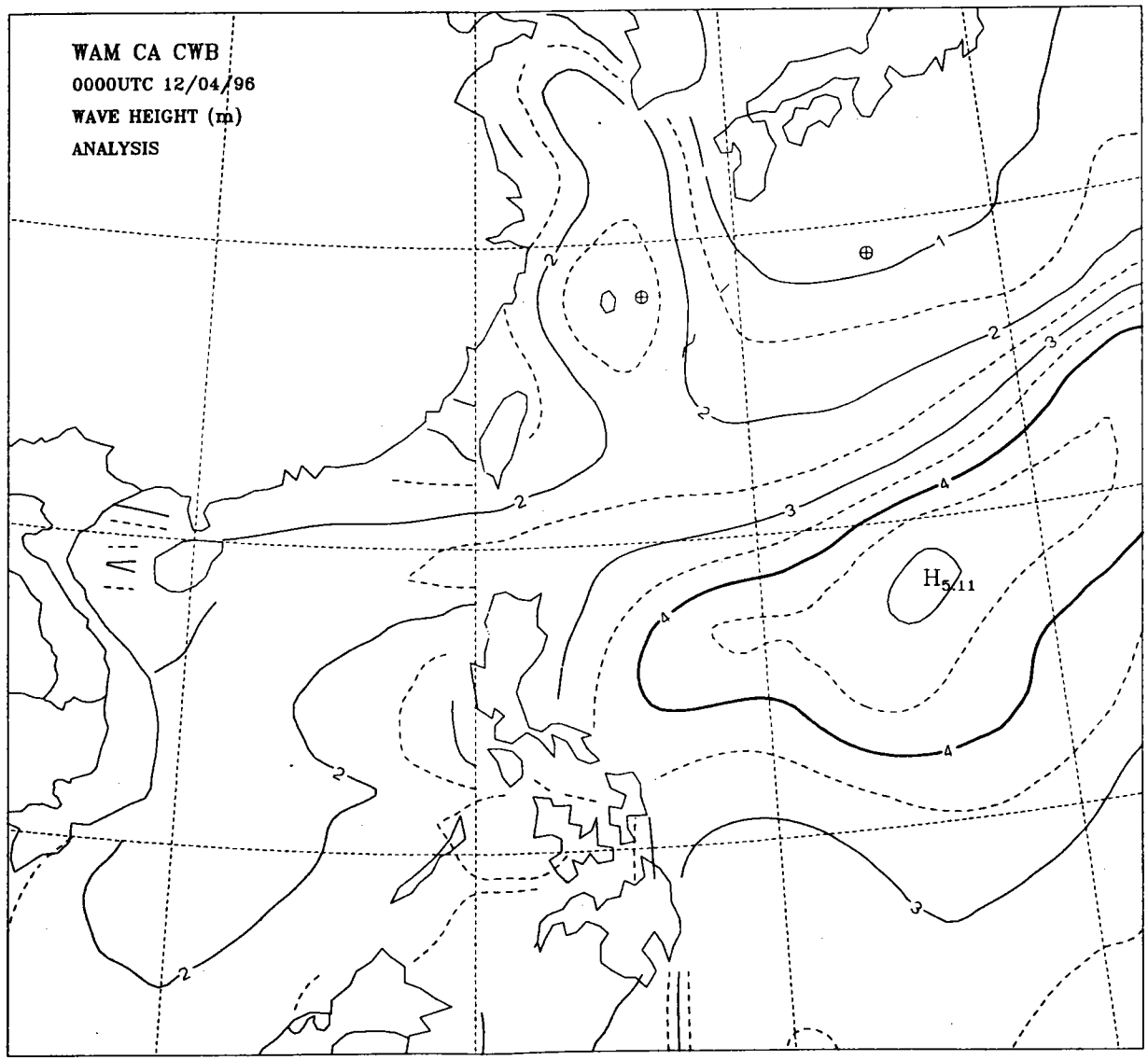
圖三　台灣沿岸任一週潮時誤差圖



圖四　85 年 7 月賀伯颱風侵台時暴潮部分預報圖



圖五　第二代波譜模式海面波高分析圖



圖六　WAM 波譜模式海面波高分析圖

以有限元素法模擬近岸碎波波場

陳柏旭[1]　蔡丁貴[2]

摘　要

本文嘗試以有限元素法(Finite element method)於緩坡方程式(Mild-Slop equation)中，加入碎波能量消散項及指標，以解析近岸波場之折射、反射、繞射及碎波現象。現階段以模擬正向波入射作用於等底床坡度上之離岸堤結果，與實驗數據(丸山康樹等， 1984)比較，除較近岸部份相差較多外，其它堤前、堤後及繞射區域等部份計算結果，尚稱良好，初步証實此種方式，或許可提供作用另一種研究近岸波場方法。

一、前　言

近岸波場爲最直接影響海岸因素之一，諸多學者們研究波浪由深海進入淺海之折射、反射、繞射及碎波等問題，並試圖建立模式以瞭解這些現象。由於波浪本身複雜，再加以地形及結構物交互作用影響，使得使用數值方法爲分析波場極重要方式之一。目前解析波場最常使用之數值方法應爲有限元素法及有限差分法(Finite Difference Method)。

Berkhoff(1972)推導出緩坡方程式，並以有限元素法解析之及闊邊邊界積分法處理後，陸續有學者發表如 Bettjess 及 Zienkiewicz(1977)使用無限元素(infinite element)法於闊邊邊界上； Houston (1980,1981)使用 Chen 及 Mei(1974)所發展之混合元素(Hybrid element)方法解緩坡方程式。 Tsay 及 Liu (1983)使用與 Chen 及 Mei(1974)相同方式，應用適當處理數值方法得到一有效率之數值模式解緩坡方程式，陳及蔡(1990)則應用局部輻射邊界(Local radiation Boundary)條件，於 Tsay 及 Liu(1983)模式中，並討論其適用性。

---

[1]台灣漁業技術顧問社工程師
[2]台灣大學土木工程學系教授，台灣大學水工試驗所特約研究員

應用有限差分法(FDM)於緩坡方程式更是多樣，不僅差分技巧推陳出新，緩坡方程式亦衍生不同型式，例如Berkohoff 等(1982),Tsay 及Liu(1982)，Liu 及 Tsay (1983a,b)推導出緩坡方程式拋物線型近似解(parabolic approximation)， Booij(1981)推導出漸變型(Transient)緩坡方程式， Ito 及Tanimoto (1972)則推導出雙曲線型(hyperbolic equation)緩坡方程式。上述不同型之緩坡方程式配合差分技巧，或適合解弱反射(weak reflection)波場；或遇較複雜地形及結構物時，邊界幾何條件較難處理或收斂較麻煩。而使用有限元素法解波場，一般碎波問題及近岸網格精度似乎尚未有人加以考慮。

本文仍沿用陳及蔡(1990)所使用之有限元素及局部輻射邊界模式，加入能量消散項及碎波指標，希能保持有限元素法對邊界處理之靈活性，而同時可考慮碎波發生時近岸之波場，使有限元素波場數值模式之應用範圍加以擴大。當然，近岸波場所面對之另一困難問題，即波浪之非線線性，則有等將來再進一步加以探討。

二、理　　論

本文沿用陳及蔡(1990)所模式，控制方程式則以 Booij (1981)、Liu 等(1986)推導含能量消波項之緩波方程式：

$$\nabla\cdot[CCg\,\nabla\eta]+(k^2CCg+i\omega W)\,\eta=0 \qquad (1)$$

其中　c 及 cg 分別爲波速及群波速度

ω 爲周波率； k 爲周波數

W 爲能量消散項代表每單位波長每單位能量消散率

若W能量消散是由碎波所產生，則根據渡邊晃等(1984)、窪泰浩等(1991)所建議之碎波能量消散項可表示如下式：

$$\nabla\cdot[CCg\,\nabla\eta]+k^2CCg(1+ifd)\,\eta=0 \qquad (2)$$

其中 $fd = \frac{5}{2}\tan\beta\sqrt{\frac{1}{k_0 h}\sqrt{\frac{\gamma-\gamma_r}{\gamma_s-\gamma_r}}}$ (3)

$r_r = 0.135$ (4)

$r_s = 0.4 \times (0.57+5.3\tan\beta)$ (5)

$r = |\eta/h|$ (6)

$r_b = 0.53-0.3\exp(-3*\sqrt{h/L_0}\,)+5\tan^{3/2}\beta\ \exp[-45\sqrt{h/L_0}\,-0.1)^2]$ (7)

式中β 爲底床坡度， k 爲水深， L_0爲深水時之波長，磯部雅彥等(1986)建議(1)規則波下，當 r > rb 時於方程式中加入碎波能量消散；(2)不規則波下，則當 r > 0.8rb 時加入。

採用 Tsay and Liu(1983)，陳及蔡(1990)之泛函數，則加入碎波能量消散項可表示如(8)式。

$$F(\eta)=\int\int_A \frac{1}{2}[P(\nabla\eta)^2-W^2n(1+ifd)\ \eta^2]-\int_{\partial A}\frac{1}{2}ikP\ \eta^2-\int_{\partial A} P\ \eta\frac{\partial\eta^i}{\partial\eta}$$
$$+\int_{\partial A} ikP\ \eta\ \eta^1-\int_{\partial A}\frac{1}{2}ikP(\eta^i)^2 \quad (8)$$

三、數值方法

將第(8)式中各項以有限元素離散後，各項內之積分可以矩陣方式表示。第一項與 Tsay 及 Liu(1983)所得相似，於矩陣部份加入碎波能量消散項，其他第二、三及四項則與陳及蔡(1990)所得相同，故概列如下：

$$I_1=\iint\frac{1}{2}[(CCg(\nabla\eta)^2-k^2CCg(1+ifd)\eta^2]d\triangle$$
$$=\frac{1}{2}\{\eta^e\}^t[k_1^e]\{\eta^e\} \quad (9)$$

其中

$$\left[k_1^{\ e}\right]=\frac{1}{4\Delta}\left(\sum_{m=1}^{3}\sum_{n=1}^{3}\frac{1}{12-\delta_{mn}}C_mCg_n\right)\begin{bmatrix} b_1^{\ 2}+c_1^{\ 2} & b_1b_2+c_1c_2 & b_1b_3+c_1c_3 \\ & b_2^{\ 2}+c_2^{\ 2} & b_2b_3+c_2c_3 \\ & Symm & \end{bmatrix}-\frac{W^2\Delta}{60}*$$

$$\begin{bmatrix} 6n_1+2n_2+2n_3 & 2n_1+2n_2+n_3 & 2n_1+n_2+2n_3 \\ & 2n_1+6n_2+2n_3 & n_1+2n_2+2n_3 \\ & Symm & 2n_1+2n_2+6n_3 \end{bmatrix}(1+if_0) \qquad (10)$$

δ_{mn}為Kronecker daelta ；△為元素面積。

$$I_2=--\frac{1}{2}i\int kCCg\ \eta^{\ 2}d\ell=\frac{1}{2}[\eta]^t[k^{\prime}][\eta] \qquad (11)$$

其中

$$k^i=-\frac{i}{4}\begin{bmatrix} T_1\Delta l_1 & T_1^{1/2}T_2^{1/2}\Delta l_1 & & & \\ T_1^{1/2}T_2^{1/2}\Delta l_1 & T_2(\Delta l_1+\Delta l_2) & T_2^{1/2}T_3^{1/2}\Delta l_2 & & \\ & T_2^{1/2}T_3^{1/2}\Delta l_2 & T_3(\Delta l_2+\Delta l_3) & T_3^{1/2}T_4^{1/2}\Delta l_3 & \\ & \cdots\cdots\cdots & & & \\ & & & T_{n-1}^{1/2}T_n^{1/2}\Delta l_{n-1} & T_n\Delta l_{n-1} \end{bmatrix} \qquad (12)$$

其中，$T_i=(k_iC_iC_{gi})$ 。

$$I_3=-\varsigma_{\partial A}CC_g\eta\frac{\partial\eta^i}{\partial\eta}d\ell$$

$$=\{Q_i\}^t\{\eta\} \qquad (13)$$

其中

$$\{Q_i\}=\frac{i}{8}[(T_1+T_2)\sin(\theta_1^{\prime}-\theta_i)(\phi_2^1+\phi_1^i)\Delta 1_1\ ,$$

$$(T_2+T_3)\sin(\theta_2^{\prime}-\theta_1)(\phi_3^i+\phi_2^i)\Delta 1_2+$$

$$(T_1+T_2)\sin(\theta_1^{\prime}-\theta_1)(\phi_2^i+\phi_1^i)\Delta 1_1\ ,\ \ldots\ ,$$

$$(T_{m-1}+T_m)\sin(\theta_{m-1}^{\prime}-\theta_i)(\phi_m^i+\phi_{m-1}^i)\Delta 1_{m-1}]\ .\ .\qquad .\ .\qquad (14)$$

及θ'爲在∂A上元素的邊界與正X軸之交角，逆時鐘爲正。

$$I_4 = i\int_{\partial A} KCCg\eta \, d\ell = \{Q_2\}^t\{\eta\} \tag{15}$$

其中

$$\{Q_2\}=\frac{i}{8}[(T_1+T_2)(\phi_1^i+\phi_2^1)\Delta l_1$$

$$(T_2+T_3)(\phi_2^i+\phi_3^i)\Delta l_2+(T_2+T_1)(\phi_2^1+\phi_1^i)\Delta l_1 ,$$

$$\ldots\ldots , (T_{m-1}+T_m)(\phi_{m-1}^i+\phi_m^i)\Delta l_{m-1}] \tag{16}$$

將(9)至(15)式整理並代入(8)式中則可得下式(17)

$$F(\eta)=\frac{1}{2}\{\eta\}_{1\times n}^t[K]_{n\times n}\{\eta\}_{1\times n}+\{Q\}_{1\times n}^t\{\eta\}_{n\times 1}+const \tag{17}$$

對式(17)取下F(η)之穩態(Stationary)；$\partial F/\partial\eta_i$=0(i=1,2, ...,N)

則可得下式一組聯立方程式

$$[K]_{n\times n}\{\eta\}_{n\times 1}=\{Q\} \tag{18}$$

並由高斯消去法解此聯立方程式。

計算時能量消散項則由第一次不考慮碎波情形解出之$\{\eta\}_{n\times 1}$檢驗每節點(node)之r及rb，若r大於rb則計算fd，至逐點檢驗完後，再計算(9)～(17)式，解得一組新$\{\eta\}_{n\times 1}$，再重複檢驗工作，直到所有節點r都小於rb 。

四、計算結果與討論

爲瞭解本模式之計算程序概念是否可行，特別以水工模型試驗(丸山康樹等(1984)案例驗證，其試驗主要爲在-5m × 8m範圍內，波浪正向入射作用於等底床坡度上之離岸堤（如圖1所示），其試驗條件爲：入射波高H=1.2公分，週期T=2秒，底床坡度S=1/50公分處，有一平行海岸離岸堤堤長L爲267公分。

數值計算時將整個領域(domain)離散爲三角元素網格如圖2所示。爲探討本計算在側向人爲邊界應用無流通量之邊界側向兩垂直海岸人爲邊界範圍，對

本計算例是否有影響，特將垂直海岸範圍加寬 200 公分、 400 公分等加以檢驗。爲得到以堤中心左右對稱之結果，網格切割之編排亦以左右對稱爲之，如圖 2 。

由數值計算結果之波高分佈圖（如圖 3 所示）可知，離岸堤前反射，堤後遮蔽、堤端繞射與靠近海岸淺水處碎波等現象，數值計算都有表現出來。爲進一步瞭解計算結果，特別整理 X=200 公分（堤前，離岸 300 公分）、 X=201 公分（堤後，離岸 299 公分）及 X=300 公分（離岸 200 公分）等斷面（如圖 4 ），Y=200 公分、 Y=300 公分及 Y=400 公分（堤中心）等斷面（如圖 5 ）與試驗結果比較。

由圖 4 中三個平行海岸斷面計算可得知，於堤前及堤後之計算結果都還良好，而近岸斷面（ X=300 公分）則於堤後遮蔽區計算結果與試驗相近，然於繞射區及區外則與試驗結果相差較大，不同大小之計算區域仍未有收斂之結果其原因有待進一步加以探討。

由圖 5 中三個垂直海岸斷面計算結果可知，數值計算結果於近岸處(X=300 後)與試驗結果相差較大，本區之計算顯示模擬之碎波較實驗之觀測發生較早，其他部份計算結果則良好，但波高實驗觀測值在 X=400 公分與 450 公分之間（水深僅爲 2 公分及 1 公分）偏高，似不合理。

五、結　　論

本文以有限元素法利用緩坡方程式模擬近岸碎波波場，對於近岸波場之重要物理機制如折射、繞射、反射及碎波等同時加以考慮，碎波模擬以能量損失方式加以處理。

但波高實驗觀測值在 X=400 公分與 450 公分之間（水深僅爲 2 公分及 1 公分）偏高，似不合理。

從本文之分析及計算結果，可以結論如下：

1. 目前數值計算結果除於近岸處與試驗結果相差較大外，其他部份結果則大致良好，故初步看來本模式方法爲一可行式。

2. 近岸部份則尚需進一步研究網格密度、碎波能量消散公式之適用等因素，若是網格密度問題，或可應用任及蔡(1993)所使用變因子方法，來改善本模式準度及效率。

3. 本模式除上述問題外，未來斜向入射及其兩垂直海岸邊界條件，則尚有待進一步努力。

4. 至於近岸波場之另一重要物理機制，非線性效應，應爲未來努力之重點。

參考文獻

1. Berkhoff,J.C.W.," Computation of Combined Refraction-Diffraction ",Proc. 13thConf. on Coastal Eng., Vol.1,pp. 705-720, 1972.

2. Bettess,P. & Zienkiewicz, O.C.," Diffraction and Refraction of Surface wave Using Finite and Infinite Element ",Int. J. Numerical Method for Engineering, Vol.11, pp.1271-1290,1977.

3. Booij, N.," Gravity Waves on Water with Non-uniform Depth and Current ",Delft Universy of Tech., Dept. Civil Eng., Report No.81-1, 1981.

4. Chen, H.S. and Mei, C.C.," Oscillation and Wave Forces on an Offshore Harbor ",Ralph M. Parsons Laboratory, Massachussetts Institute of Technology, Report No.190, 1974

5. Houston, J.R.," Modeling of Short Waves Using the Finite Element Method ", Third Int. Conf. on Finite Elements in Water Resources,Vol.3,No.4,pp.5.181-5.195,1981.

6. Houston, J.R.," Combined Refraction and Diffraction of Short Waves Using the Finite Element Method ",Applied Ocean Research, Vol.3, No.4, pp.163-170, 1981.

7.Ito, Y. & Tanimoto, K.,"A Method of Numerical Analysis of Wave

Propagation-Application Wave Diffraction and Refraction",Proc.13th Conf. Coastal Eng., Chaper 26, 1972.

8. Liu, P.L.-F. and Tsay, T.-K.," Water Wave Motion around a Breakwater on Slowly Varying Topography" Proc. Conf. Coastal Structures, pp.979-987,1983a.

9. Liu, P.L.-F. and Tsay, T.-K.," On Weak Reflect of water Waves" J. Fluid Mech., Vol.131, pp.59-71,1983b.

10. Liu, P.L.-F., S.B. Yoon and R.A. Dalrymple,"Wave reflection from energy dissipation region, J. Waterway Port Coastal Ocean Eng. ASCE, 112, pp.632-644, 1986.

11. Tsay, T.-K. and Liu, P.L.-F,"Numerical Solution of Water-Wave Refraction and Diffration Problems in the Parabolic Approximation", J. Geophy. Res., 87(C10):7932-7940, 1982

12. Tsay, T.-K. and Liu, P.L.-F.,"A Finite Element Model for Wave Reffraction and Diffraction",Applied Ocean Research, Vol.5, No.1, pp.30-37,1983

13. 陳柏旭，蔡丁貴，"局部輻射邊界條件在水波數值模式上之應用"，第十二屆海洋工程研討會論文集， pp.1-9 ， 1990 ·

14. 任文華，蔡丁貴，"大區域海岸地區波浪傳遞之數值模式研究"，第十五屆海洋工程研討會論文集， pp.299-312, 1993.

15. 丸山康樹，鹿島遼一 ，" 非定常緩勾配方程式にとる波の場の計算法 その適用－斜め入射波條件への擴張－"，電力中央研究所報告，研究報告： 382070,40p ， 1984 ·

16. 渡邊 晃，丸山康樹，"屈折・回折・碎波減衰を含む浪場の數值解析法 "，第31回海岸工學講演會論文集， pp.103-107 ， 1984 ·

17. 窪 泰浩，小竹康夫，磯部雅彥，渡邊 晃，"非定常緩勾配不規則波動方程式について"，第38回海岸工學論文集， pp.46-50 ， 1991 ·

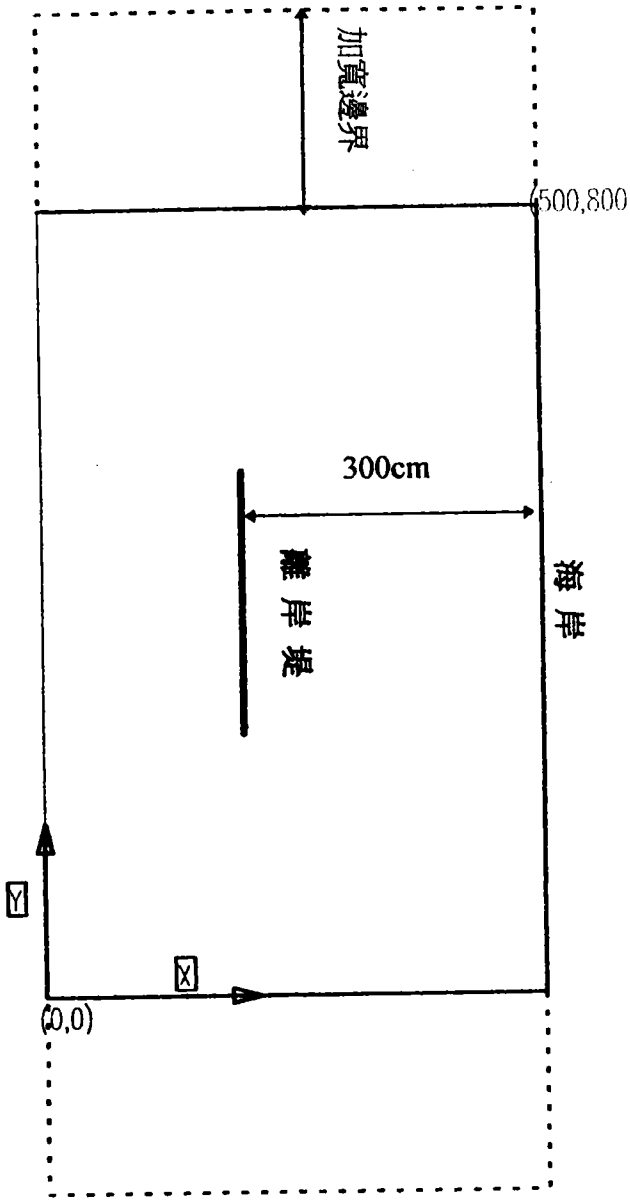


圖 1 計 算 領 域 示 意 圖

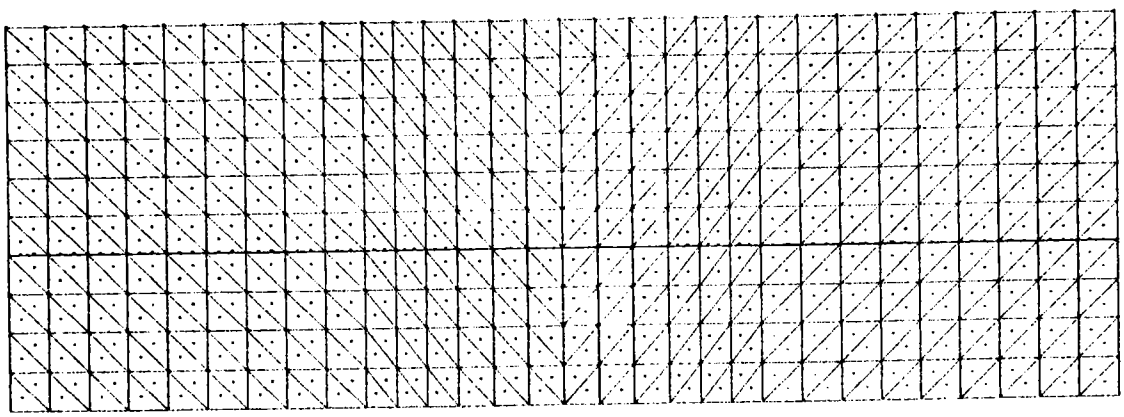


圖 2 計 算 領 域 示 意 圖

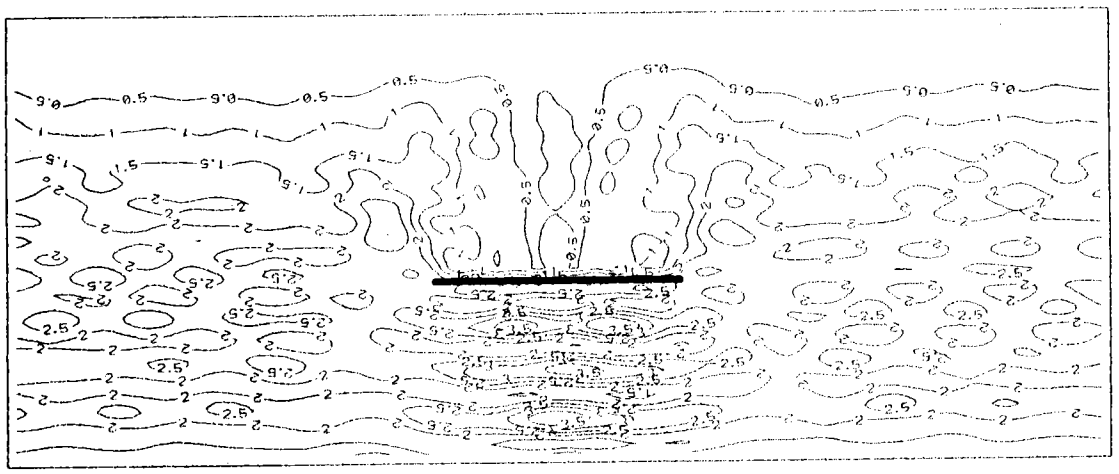
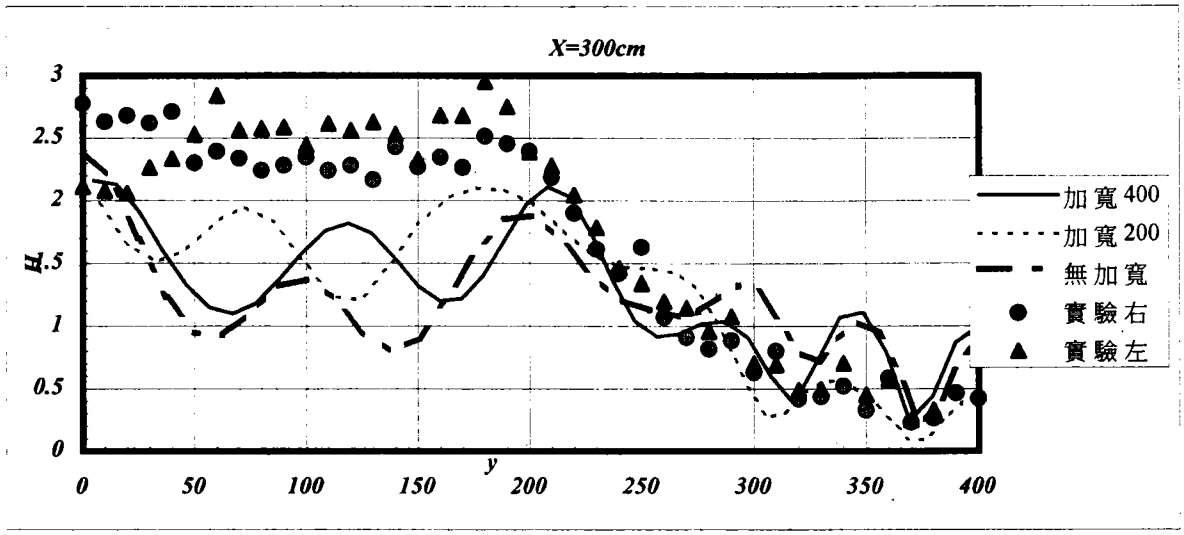
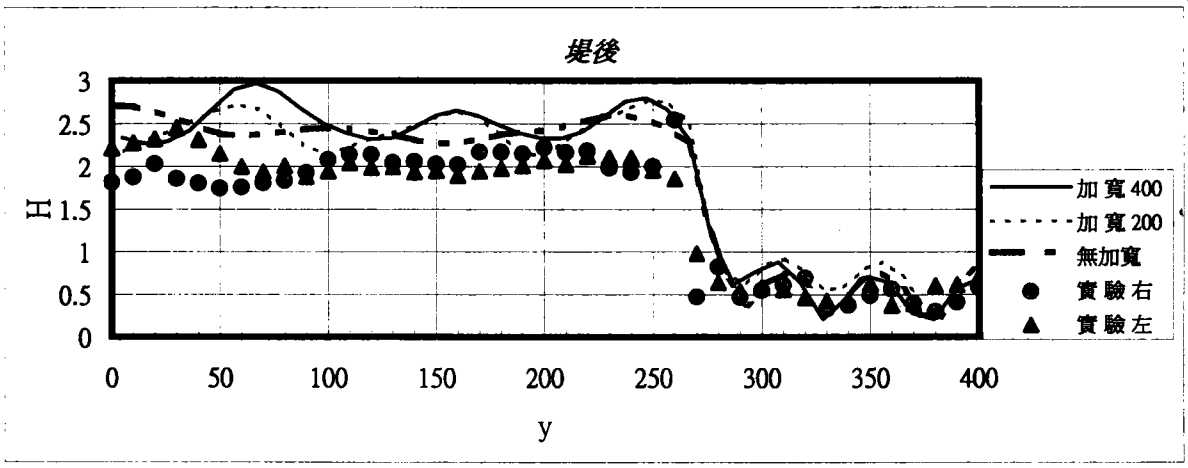


圖 3 計 算 結 果 等 波 高 圖





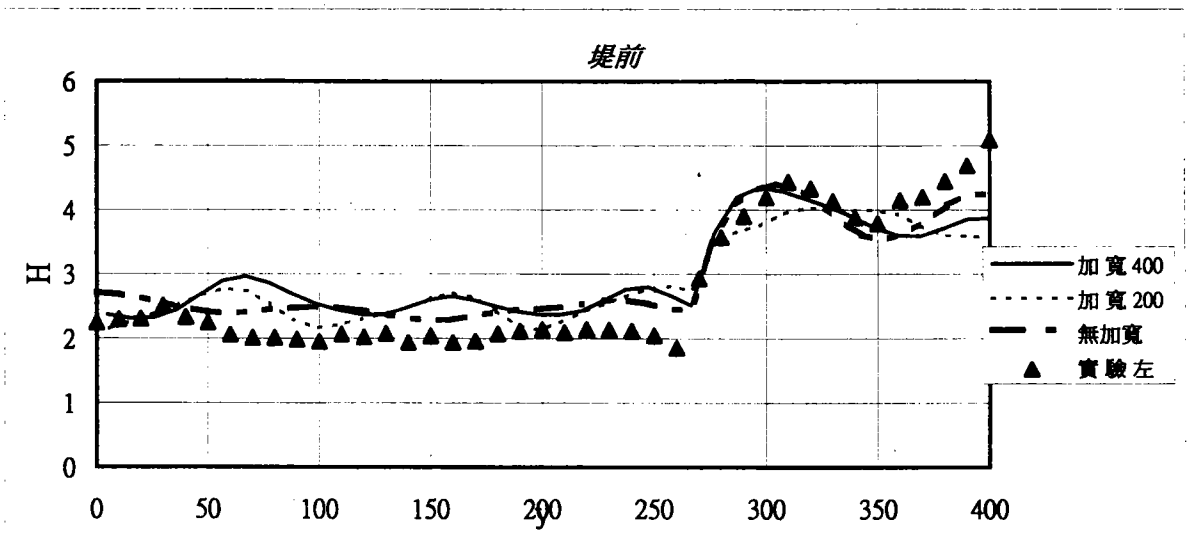
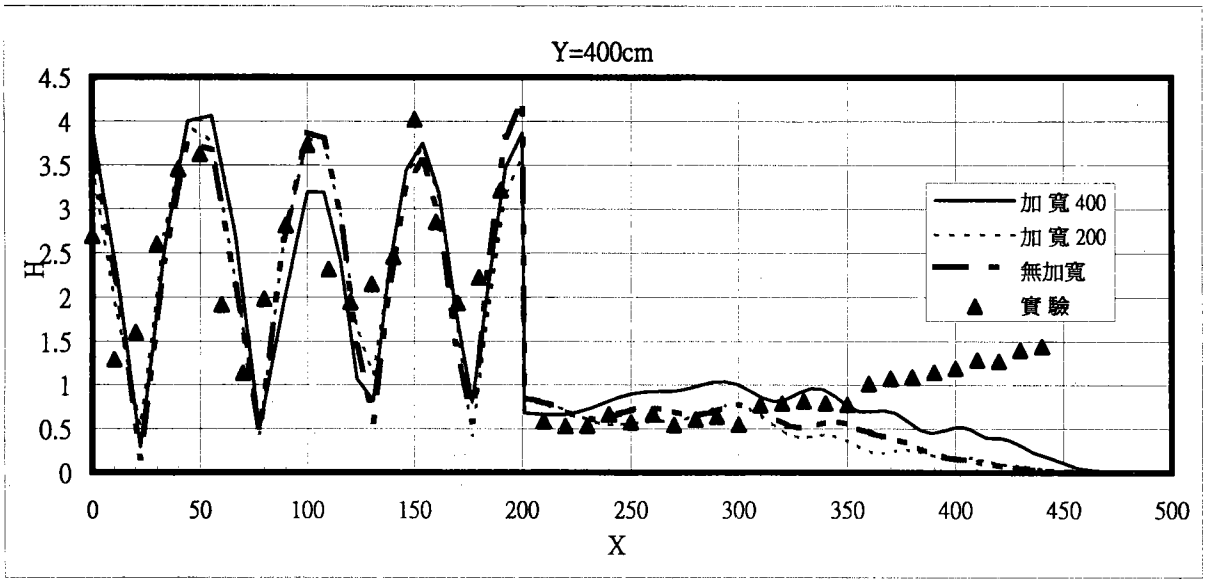
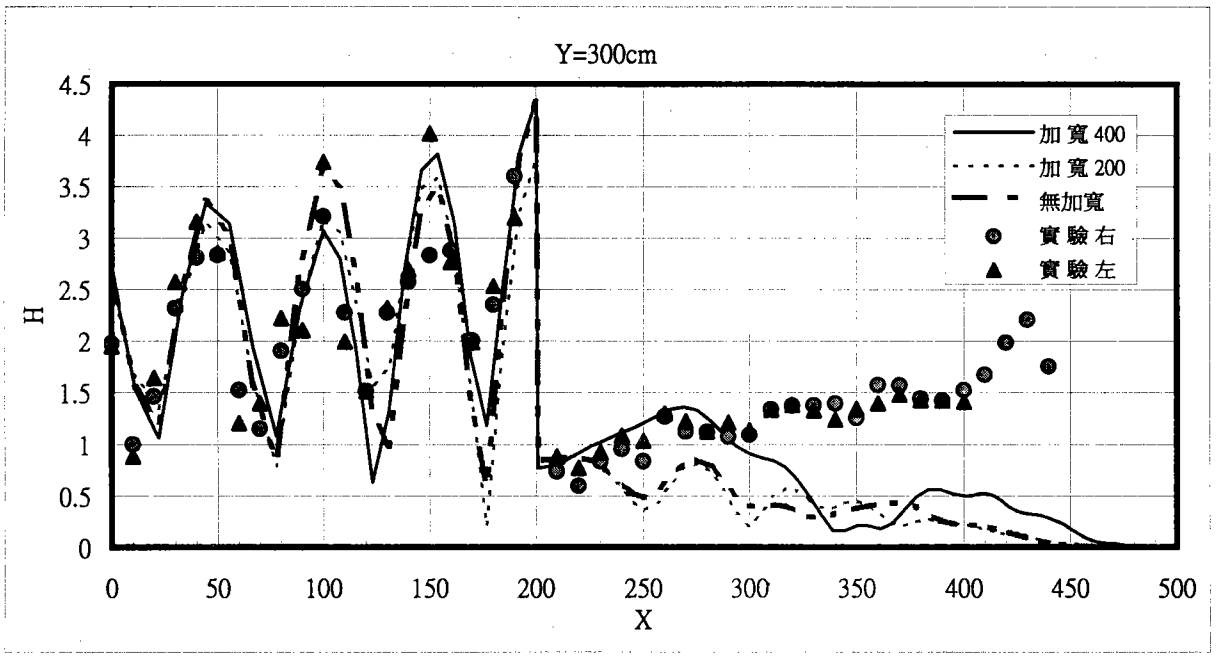


圖4 平行海岸斷面計算結果





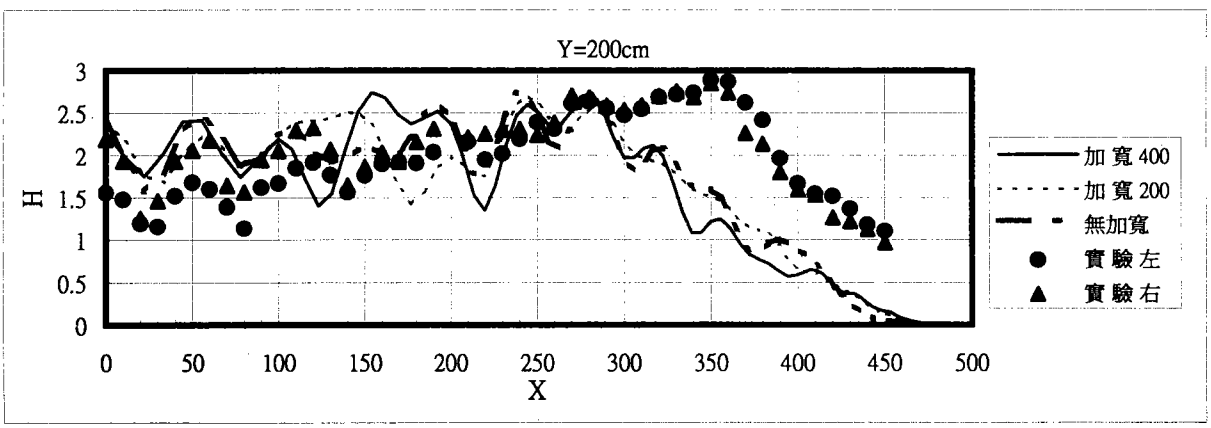


圖5 垂直斷面海岸計算結果

港池共振數值模式介紹

蘇青和[1]

摘要

結合橢圓型態及拋物線型態之緩坡方程式，本文介紹一複合型港池共振數值模式—Model WX21。計算區域分港外區及港內區兩個區域:外海區域可爲不等水深，在解析拋物線型態之緩坡方程式，並引用貼壁座標系統及有限差分法，可由深海推算整個波場至與港內區之介面處，外海區波場計算之結果作爲港內區之入射波條件;此方法優點爲可取較大網格點數，減低電腦記憶體。港內區可爲不等深、不規則形狀港池，以解析包括波浪折射、繞射、反射等效應之橢圓型態緩坡方程式，以引用有限元素法原理，此部分並考慮岸壁與海底邊界能量之消散效應。本文也介紹兩個較簡易之模式，一爲邊界元素法模式—Model WH21，另爲有限元素法模式—Model WE21。基本上Model WX21較完整，Model WE21適用範圍爲較廣，但Model WH21則使用較簡易方便。

1 前言

有關近岸海域之水波數值推算問題，在地形變化不劇烈，即地形緩慢變化之海域或港池，Berkhoff (1972)提出緩坡方程式(mild-slope equation)，並引用有限元素法求解波浪之折繞射共同效應，在外海邊界上則以邊界元素法處理。Chen及Mei (1974)，Chen (1986)發展一混合元素法(hybrid finite element method)，分別求解淺水波方程式及緩坡方程式。其作法爲邊界內以一般有限元素法運算，而其港口外圍邊界則以解析解形式展開。Tsay及Liu (1983)、Tsay et al. (1989)、林及謝(1985)、歐等(1990)與蘇(1993)使用與Chen及Mei (1974)類似原理，以求解緩坡方程式。Chen (1986)、Tsay et al. (1989)之數值模式則包括海底摩擦效應及岸壁部份反射邊界及碎波之能量消散效應。歐等(1990)及蘇(1993)之數值模式則考慮港池爲多孔消波岸壁之透水性岸壁。

上述學者之波場推算模式，其理論在外海邊界無窮遠處應滿足Sommerfeld輻射邊界條件，即與港池或結構物作用產生之波浪，在無窮遠之外海處應僅有向外之消散進行波(out-going progressive wave)存在。而爲滿足此項邊界條件，各種數值方法計算之海域，常分割爲有限港池區及半無限外海區二個區域，而且外海區域必假設爲等水深區(Chen及Mei (1974)、Tsay及Liu (1983)、歐等(1990))。若有海岸線存在之情形，則又必須滿足海岸線平直，且兩邊無限延伸之理想條件;但在沿岸地區，除非擴大數值計算區域，否則外圍鮮少爲固定水深及海岸線平直等理想條件，因此實際計算非常不方便。

陳及蔡(1990)、蘇等(1991)在有限海域外圍設定局部型式之輻射條件，以取代原來標準型式之無窮遠處輻射條件，以避開外海區域必爲等水深區之假設。陳及蔡(1990)探討兩種輻射條件應用於計算圓形島之折繞射造成之差異。他們發現在考慮地形及波長等因素，適當設置外圍邊界，局部輻射邊界也可得到相近結果。蘇等(1991)探討局部型式輻射條件及原來標準型式輻射條件，應用在港池共振計算之差異。他們解析一等水深矩形港池共振問題，同樣發現在離1/5波長處，即近於滿足輻射條件。基本上滿足輻射條件位置應與相對波長、水深分佈、港池

[1] 研究員兼組長，港灣技術研究所數學模式組

或結構物尺度大小等有關。而在較複雜不規則港池或地形，局部型式輻射條件於實際應用時得需再作進一步的探討。

在等水深或水深變化不明顯之港池或海域，考慮線性規則波浪條件，波浪繞射現象可以引用荷姆茲方程式(Helmholtz equation)描述。邊界元素法將二維區域問題，利用低維之邊界元素求解，對複雜之港池或海岸線，處理甚爲方便。Ho及Bomze (1975)、Lee (1971)、Chwang et al. (1990)、蘇等(1992)等引用邊界元素法(boundary element method)或稱積分方程法(integral equation method)，在利用Weber解，由荷姆茲方程式求得積分方程式，將邊界分割爲有限個邊界元素，因而化積分方程式爲一矩陣方程式以求得解。周宗仁等(1992)應用邊界元素法解析任意地形及水深之港池水面波動，並延伸至任意反射率防波堤或岸壁的港池水面振動問題，其引用之控制方程式，則爲三維拉普拉氏方程式(Laplace equation)。

稱圓形態緩坡方程式，其微分方程屬封閉型態，在邊界必需給定適當的邊界值，才能求得解。以上所述之數值模式皆屬這類型問題，因此在有限海域外圍邊界上需給定適當的入射波條件，而爲了滿足入射波由無限遠進入計算區之條件，計算外圍必需向外深海區延伸，但此卻造成區域之擴大，增大計算所需之電腦記憶體容量。而且在有限元素法模式中解析之變數爲波場水位變化，爲達到合理描述波場分佈變化，網格間之距離不宜太長，一般一個特徵波長內至少取7～10個計算點，如向深海擴大計算區時，網格點數量大增，相對計算機之記憶體增加量，甚爲龐大，除非有較大型之電腦，否則一般電腦可能就無法執行。網格點間距離不宜太長之限制及外圍邊界無法內移之限制爲有限元素法模式在實際應用之重缺點。其次在這樣龐大的區域，切割元素也是一項甚爲費時費力之工作，而最後結點之最佳編號，以減少矩陣之帶寬，也是重要之工作。本文將針對外圍計算區甚大之問題，提出一適當解決之方法，而針對模式元素切割，及結點最佳編號也提出一適當之處理方法。

波浪從深海區進入近海淺水區，因地形或結構物之影響，波向及波高皆將改變，推算能量分佈變化爲一重要工作。早期計算近海波場之折射及淺化，一般引用波向線理論(wave ray theory)，波向線理論爲假設波能延著波向線進行，波向線可能因地形變化改變，因此波向線間之距離可能改變，但能量爲守恒，波向線間距減小，表示波高增大，但波向線理論上不能相交，因爲相交點之距離爲零，波高無限大爲不合理，因此波向線理論無法包容波浪繞射現象。

Radder(1979)及Lozano and Tsay(1980)等引用拋物線解析法(parabolic approximation)以解析包括析射及繞射現象之波場，在引用拋物線方程式(parabolic wave equation)，改進波向線理論不能容納波向線相交之現象，其理論較完整的納入繞射效應，Tsay and Liu(1982)則納入海底摩擦，碎波和波流交互等效應，更完整的描述實際波場變化。

Tsay et al (1989)等則針對近岸地區之不規則地形及區域，引用曲線座標系統(curvilinear coordinate system)，並以數值方法計算貼壁座標系統(boundary-fitted curvilinear coordinate)，將不規則地區轉換爲長方形網格系統。原有之拋物線方程式經座標轉換新座標再以差分原理，化爲差分方程式。此種方法將可解決區域不規則形狀時之數值網格切割困擾。

拋物型態之波方程式，在微分方程屬拋物線型，因此一般引用有限差分法建立數值模式；而波場計算則由深海推算至近岸區。拋物線模式，其理論基本上無法納入波浪之反射效應，而與海岸線之夾角需爲小入射角，也是一般之限制(Tsay and Liu ,1982)。不過因爲拋物線模式所解之波場變數爲振幅及相位變化，因此網格點間距不必像有限元素法模式所要求之嚴格，將可減少甚多之電腦記憶體。

本文將引用拋物線模式由深海處推算近岸地區至港口外適當之處，再引用計算結果做爲港內區有限元素法模式之入射波條件，以完整的解析整個港池共振之波場。

2 理論解析

考慮包括任意不規則形狀港池及緩變地形變化之近岸海域，如圖2-1平面示意圖，海岸線假設爲一消波甚爲良好之緩坡海灘，x軸置於沿著海岸線主要方向上，原點爲海岸線上適當點，正y軸向外海方向。有限港池區包括港內區與港口處半徑R_1之半圓區(理論上不一定爲半圓)，稱區域Ⅱ，水深$h_2(x,y)$爲緩慢變化之不等水深區;港外區(稱區域Ⅰ)爲外海無限範圍，最外圍爲一無限大半徑之半圓，也爲不等水深區，水深$h_1(x,y)$，區域Ⅰ與區域Ⅱ之相連邊界爲半徑R_1之半圓，以∂A表示。假設滿足不可壓縮、無黏性及非旋流之條件因此存在流速勢(velocity potential)$\Phi_j(x,y,z,t), j=1,2$分別滿足三維拉普拉氏方程式(Laplace equation)

$$\frac{\partial^2\Phi_j}{\partial x^2}+\frac{\partial^2\Phi_j}{\partial y^2}+\frac{\partial^2\Phi_j}{\partial z^2}=0, \qquad j=1,2 \tag{2.1}$$

Φ_1,Φ_2分別表示在區域Ⅰ及區域Ⅱ之流速勢。假設入射波ζ_0波向線與正x軸成θ_0角度由外海無窮遠處接近海岸(如圖2-1)，其複數表示式爲:

$$\zeta_0(x,y,t)=a_0e^{-i[k_0(xcos\theta_0+ycos\theta_0)-i\sigma t]}=f_0(x,y)e^{i\sigma t} \tag{2.2}$$

式中a_0爲波浪振幅(wave amplitude)，f_0爲波函數，$i=\sqrt{-1}$。

k_0爲週波數(radian wave number)，$k_0=2\pi/L_0$，L_0爲波長(wave length)。

σ爲週頻率(radian frequency)，$\sigma=2\pi/T$，T爲波浪週期(wave period)。

區域Ⅰ及區域Ⅱ之流速勢Φ_1及Φ_2皆分別滿足線性自由表面動力邊界條件及運動邊界條件，即

$$\frac{\partial\zeta_j}{\partial t}-\frac{\partial\Phi_j}{\partial z}=0, \qquad j=1,2 \qquad ,z=0 \tag{2.3a}$$

$$\frac{\partial\Phi_j}{\partial t}+g\zeta_j=0, \qquad j=1,2 \qquad ,z=0 \tag{2.3b}$$

式中$\zeta_1(x,y,t),\zeta_2(x,y,t)$分別表示在區域Ⅰ及區域Ⅱ之水位變化，g爲重力加速度。

上二式可合併爲

$$\frac{\partial^2\Phi_j}{\partial t^2}+g\frac{\partial\Phi_j}{\partial z}=0, \qquad j=1,2 \qquad ,z=0 \tag{2.3c}$$

基於入射波條件及線性理論，我們可假設水位變化ζ_j爲週期性函數，可表示爲

$$\zeta_j(x,y,t)=f_j(x,y)e^{i\sigma t}, \qquad j=1,2 \tag{2.4}$$

式中f_1,f_2分別稱爲區域Ⅰ及區域Ⅱ之波函數(wave function)。

在外海區(區域Ⅰ)及有限港池區(區域Ⅱ)假設皆爲不等深區及海底不透水，水深分別爲$h_1(x,y)$及$h_2(x,y)$，則滿足

$$\frac{\partial \Phi_j}{\partial z} + \frac{\partial \Phi_j}{\partial x}\frac{\partial h_j}{\partial x} + \frac{\partial \Phi_j}{\partial y}\frac{\partial h_j}{\partial y} = 0, \qquad z = -h_j(x,y), \qquad j = 1,2 \tag{2.5}$$

根據控制方程式(2.1)，入射波條件(2.2)式，及水位變化週期性條件(2.4)式，則流速勢$\Phi_j(x,y,z,t)$可表示爲：

$$\Phi_j(x,y,z,t) = A_0\phi_j(x,y,z)e^{i\sigma t}, \qquad j = 1,2 \tag{2.6}$$

式中ϕ_j爲波函數，j=1,2，A_0爲常數。

假設深度爲緩慢變化，此處引用 Booij(1981)修正 Berkhoff(1972)提出之橢圓型態一階修正緩坡方程式(modified mild slope equation)：

$$\nabla \cdot (C_2 C_{2g} \nabla f_2) + (C_{2g}/C_2 + i\sigma E_0)\sigma^2 f_2 = 0 \tag{2.7}$$

式中$f_j(x,y)\cosh[k(h_j+z)]$爲波函數$\phi_j(x,y,z)$之一階項，$f_j(x,y)$爲二維波函數，E_0爲每單位波能密度之能量消散。$\nabla = (\frac{\partial}{\partial x}, \frac{\partial}{\partial y})$二維梯度運算子，$C_j = L_j/T$爲波速，$k_j = 2\pi/L_j$爲波數，$C_{jg} = n_j C_j$爲群波速(group velocity)，$n_j$定義爲

$$n_j = \frac{1}{2}\left[1 + \frac{2k_j h_j}{\sinh 2k_j h_j}\right], \qquad j = 1,2 \tag{2.8}$$

在淺水波(shallow water wave)，$k_j h_j \ll 1, C_j = \sqrt{g h_j}, C_{jg} = C_j$，則方程式(2.6)可簡化爲

$$\nabla \cdot (h_j \nabla f_j) + (\sigma^2/g + + i\sigma E_0/g) f_j = 0 \tag{2.9}$$

在深水波(deep water wave)，$k_j h_j \gg 1, C_j = g/\sigma, C_{jg} = 0.5C_j$，則方程式(2.6)可簡化爲修正荷姆茲方程式

$$\frac{\partial^2 f_j}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 f_j}{\partial y^2} + (k_j^2 + \frac{i\sigma E_0}{g h_j}) f_j = 0, \qquad j = 1,2 \tag{2.10}$$

根據 Tsay and Liu's(1982),在外海近岸緩變地形之區域(區域Ⅰ)水深$h_1(x,y)$拋物線近似(parabolic approximation)之緩坡方程式(mild- slope equation)表示爲：

$$\frac{\nabla^2 A_1}{A_1} + \frac{\nabla C_1 C_{1g}}{C_1 C_{1g}} \cdot \frac{\nabla A_1}{A_1} + k_1^2 - |\nabla S_1|^2 = 0 \tag{2.11}$$

$$f_1(x,y) = A_1(x,y)e^{iS_1(x,y)} \tag{2.12}$$

式中$A_1(x,y)$及$S_1(x,y)$分別外海區(區域Ⅰ)之振幅(amplitude)及相位(phase)。

橢圓型態緩坡方程式(2.7)及拋物線型態之緩坡方程式(2.11)分別爲港外區及有限港池區將爲本文之主要控制方程式。此處將分兩階段分別計算外海區(區域Ⅰ)及有限港池區(區域II)之波場。首先在外海區(區域Ⅰ)以解析拋物線型態之緩坡方程式,並引用貼壁座標系統及有限差

分法，可由深海推算整個波場至與港內區之介面處，在該介面處之波函數以f_{10}表示，此值則作爲計算港內區時之入射波條件。

在區域 I 及區域 II 之界面處∂A，應分別滿足波函數及波函數之法線方向導數連續條件：

$$f_1 = f_2 \qquad on \quad \partial A \tag{2.13a}$$

$$C_1 C_{1g} \frac{\partial f_1}{\partial n_1} = -C_2 C_{2g} \frac{\partial f_2}{\partial n_2} \qquad on \quad \partial A \tag{2.13b}$$

式中$\vec{n}_1$及$\vec{n}_2$表示在區域 I 及區域 II 界面向外法線方向單位向量，$\vec{n}_1 = -\vec{n}_2$。

由式(2.13a)說明區域 I 與區域 II 之相連邊界∂A上，以外海地區之波函數f_1表是，包括以拋物線型緩坡方程式推算至介面處之波函數f_{10}，及包括港內由港口向外散射之散射波f_s，表示爲

$$f_1 = f_{10} + f_s = f_2 \tag{2.14}$$

其中散射波在無窮遠處，滿足輻射條件(Sommerfeld radiation condition)

$$\lim_{k_0 r \to \infty} \sqrt{r}\left(\frac{\partial f_s}{\partial r} + i k_0 f_s\right) = 0 \tag{2.15}$$

假設港池爲部份消波之內壁，則其邊界上(以∂B表示)應滿足透水邊界條件蘇(1993):

$$\frac{\partial f_2}{\partial n} = -i\alpha f_2 \qquad on \quad \partial B \tag{2.16}$$

式中α爲阻尼係數(impedance coefficient)，α一般爲複數。

港池放大係數R我們定義爲港內任意點$\vec{x}$之振幅對外海無限遠處之入射波之振幅的比值，表示如下：

$$R(\vec{x}) = \left|\frac{f_2(\vec{x})}{f_0(\vec{x}_0)}\right| \tag{2.17}$$

式中$\vec{x}$港內任一點，$\vec{x}_0$爲外海無限遠處任一點。

3 港池共振數值模式

3.1 邊界元素法模式 — *Model WH21*

在探討港池波場數值推算，一般港池形狀皆爲不規則，而港池地形水深有些變化不甚明顯，當地形變化與水深度相較，地形變化產生之折射及淺化效應並不顯著，此時爲簡化物理問題之複雜性，常以等水深近似條件，來推算波場。一般邊界元素法處理之物理空間可較有限元素法，節省一個維度，即有限元限元素法需解析二維平面問題時(二維元素)，邊界元素法即可以一維元素來處理，因此基本上邊界元素法使用較簡易。在不規則幾何形狀方面，邊界元素法處理不

規則形狀港池甚爲方便。等水深波浪問題,控制方程式爲荷姆茲方程式,其基本解(fundermental solution)爲漢克函數(Hankel function),而能求得基本解爲引用邊界元素法之要件。本節將簡略介紹邊界元素法之波場推算模式— Model WH21(蘇等,1995)。

考慮以透水性岸壁設計之不規則形狀港池,如附圖3-1,海岸線假設爲一消波甚爲良好之緩坡海灘,x軸置於沿著海岸線主要方向上,假設海岸線向x軸兩邊無限延伸,y軸向外海爲正,原點在港口中心點(線段$\overline{AA'}$中點),z軸向上爲正,外海海域及港區假設皆爲等水深$h_1 = h_2 = h$。同樣爲方便外海滿足輻射邊界條件,一般解析時常將計算區域分爲外海區(區域I)及港內區(區域II),此處並以港口$\overline{AA'}$爲兩區之介面(如附圖3-1)。

若以f_1及f_2分別表示外海區及港內區之波函數,則f_1及f_2皆滿足修正荷姆茲方程式(2.10),同樣外海地區之波函數f_1,除包括入射波f_0(因外海爲等水深f_0=f_{10}),還包括港內由港口向外散射之散射波f_s,即$f_1 = f_0 + f_s$,而散射波f_s在無窮遠處,滿足輻射條件(2.15)。假設港池以多孔消波體設計爲內壁,則在岸壁邊界上∂B應滿足多孔邊界條件式(2.16)。

在區域I及區域II之界面處$\overline{AA'}$,應分別滿足波函數及波函數之法線方向導數連續條件:

$$f_1 = f_2 \qquad on \quad \overline{AA'} \tag{3.1a}$$

$$\frac{\partial f_1}{\partial n_1} = -\frac{\partial f_2}{\partial n_2} \qquad on \quad \overline{AA'} \tag{3.1b}$$

式中$\vec{n}_1$及$\vec{n}_2$分別表示區域I及區域II在界面向外法線方向之單位向量,$\vec{n}_1 = -\vec{n}_2$。

根據蘇(1993),在滿足各項邊界條件之荷姆茲方程式(2.10)之Weber解在區域I散射波f_s及區域II波函數f_2分別可表示爲下列積分方程(Baker及Copson,1950):

$$f_s(\bar{x}) = b_0 \int_{\partial B_1} \left[f_s(\bar{x}_0) \frac{\partial H_0^{(1))}(k_1 r)}{\partial n_1} - H_0^{(1)}(k_1 r) \frac{\partial f_s(\bar{x}_0)}{\partial n_1} \right] ds \tag{3.2}$$

$$f_2(\bar{x}) = b_0 \int_{\partial b_2} \left[f_2(\bar{x}_0) \frac{\partial H_0^{(1))}(k_1 r)}{\partial n_2} - H_0^{(1)}(k_1 r) \frac{\partial f_2(\bar{x}_0)}{\partial n_2} \right] ds \tag{3.3}$$

式中∂B_1爲外海區之邊界,及∂B_2爲港內區之封閉邊界,且$\partial B_2 = \partial B + \overline{AA'}$。

$b_0 = \frac{-i}{4}$,當$\bar{x}$在區域內部。

$b_0 = \frac{-i}{2}$,當$\bar{x}$在平滑區域邊界上。

$b_0 = \frac{-i\pi}{2\beta}$,當$\bar{x}$在內角爲$\beta$之邊界點上。

$H_0^{(1)}(k_1 r)$爲第一類零階漢克函數(first kind the zeroth order Hankel function)。

$r = |\vec{x}_0 - \vec{x}|$,$\vec{x}_0$爲邊界上之點,$\vec{x}$爲邊界上或區域內任一點。

積分方程式(3.2)及(3.3)式對不規則形狀之港池不易求得完整解析解,此處將利用邊界元素法求解波場。將港內區域II邊界∂B_2,切割爲N個線段,N個中結點(mid-node),每個線段代表一個元素,在引用常數元素,假設每一個線段上每個點之f_2及$\frac{\partial f_2}{\partial n}$皆爲定值,而以線段中結點之值代表元素值,而元素上$H_0^{(1)}$,$\frac{\partial H_0^{(1)}}{\partial n}$之值將引用高斯積分法,直接計算,而結點i=1,2,3...N編號

一般以逆時鐘方向編排。元素化之方程式最後可化爲矩陣方程式，再由高斯消去法(Gaussian elimination)求解。

3.2 有限元素法模式 — *Model WE21*

在緩變地形之港池波浪推算，如果地形變化甚爲重要，爲求得正確港內波高分佈，等水深模式不足以描述真正的物理現象，則模式以緩坡方程式爲控制方程式之不等水波場推算模式— Model WE21(蘇等,1995)。緩坡方程式數學上因爲不能以解析法求得一簡易基本解，未能引用邊界元素法，因此一般引用有限元素法之數值方法以建立港池波場推算。基本上不等水模式將適用範圍爲較廣，但等水深模式則較簡易方便。

考慮包括任意不規則形狀港池及緩變地形變化之近岸海域，如圖3-2平面示意圖，海岸線假設爲一消波甚爲良好之緩坡海灘，x軸置於沿著海岸線主要方向上，原點爲海岸線上適當點，正y軸向外海方向。有限港池區(包括港內區與港口處半徑R_1之半圓區)稱區域II，水深$h_2(x,y)$爲緩慢變化之不等水深區;港外區(稱區域I)爲外海無限範圍，爲等水深區(水深h_1)，最外圍爲一無限大半徑之半圓，區域I與區域II之相連邊界爲半徑R_1之半圓(理論上不一定爲半圓)，以∂A表示。同樣爲方便外海滿足輻射邊界條件,一般解析時常將計算區域分爲外海區(區域I)及港內區(區域II),此處並以港口處半徑R_1之半圓區∂A爲兩區之介面(如附圖3-2)。若以f_1及f_2分別表示外海區及港內區之波函數,則f_1及f_2分別滿足荷姆茲方程式(2.10)及修正緩坡方程式(2.7)。同樣外海地區之波函數f_1,除包括入射波f_0（因外海等深f_0=f_{10}),還包括港內由港口向外散射之散射波f_s,即$f_1 = f_0 + f_s$,而散射波f_s在無窮遠處,滿足輻射條件(2.15)。假設港池以多孔消波體設計爲內壁,則在岸壁邊界上∂B應滿足多孔邊界條件式(2.16)。在區域I及區域II之界面處∂A,應分別滿足波函數及波函數之法線方向導數連續條件(2.12a)及(2.12b)。

使用混合元素法(hybrid finite element method) (Chen及Mei ,1974) , (Tsay及Liu ,1983)以求解上述橢圓型態緩坡方程式之邊界值問題。在有限港池區域II爲有限範圍，切割爲有限個三角形元素，以求解元素結點上之未知波函數，外海區域I爲無限範圍，我們則應用特徵函數(eigenfunctions)表示法(Tsay及Liu ,1983)，將波函數f_s表示如下:

$$f_s(x,y) = f_s(r,\theta) = \sum_{n=0}^{\infty} \mu_n H_n^{(1)}(k_0 r)\cos(n\theta) \tag{3.4}$$

式中$H_n^{(1)}(k_0 r)$爲第一類第n階漢克函數(first kind the n-th order Hankel function)。μ_n爲未知係數。散射波f_s表示式(3.4)滿足散射波邊界條件(2.15)式。上述無窮級式收斂甚快,實際計算可取有限項。

根據變分法(calculus of variation)之極小化原理,上述控制方程式,邊界條件及區域分割原理(包括邊界連續條件),可得下列定態泛函數(stationary functional) J_0^s:

$$\begin{aligned} J_0^s(f_2,f_s) = & \int\int_B \frac{1}{2}[C_2C_{2g}(\nabla f_2)^2 - (C_{2g}/C_2 + i\sigma E_0)f_2^2]dA \\ & + \int_{\partial A} \frac{1}{2} C_2 C_{2g} f_s \frac{\partial f_s}{\partial n_2} d\ell \\ & + \int_{\partial A} C_2 C_{2g} f_2 \frac{\partial f_s}{\partial n_2} d\ell \\ & - \int_{\partial A} C_2 C_{2g} f_2 \frac{\partial f_0}{\partial n_2} d\ell \end{aligned}$$

$$+\int_{\partial A} C_2 C_{2g} f_0 \frac{\partial f_s}{\partial n_2} d\ell$$
$$-\int_{\partial B} \frac{i}{2}\alpha C_2 C_{2g} f_2^2 d\ell \qquad (3.2)$$

利用有限元素法原理,將港池區域Ⅱ之值域分割爲N個三角形元素,每個元素之邊長以不超過1/10波長爲原則,並用一組線性形狀函數(shape function) Ψ_i^e,i=1,2,3表示元素e之波函數 f_2^e,波速 C_2^e 及群波速 C_{2g}^e。根據變分法(calculus of variation)之極小化原理,上述控制方程式,邊界條件及區域分割原理(包括邊界連續條件),可得定態泛函數(stationary functional),並化爲矩陣方程式,再由高斯消去法(Gaussian elimination)求解。

一般近海地區甚爲不規則,又包括港池之區域則甚爲廣大,基於三角元素之邊長不能太大(一般取拾分之一特性波長),在實際波場計算時,元素及結點經常超過數萬個以上,產生如此龐大之結點,爲甚大之工程,如以人工爲之,則需花費甚大量之人力及時間,而且因人爲錯誤甚容易發生,元素數據再詳細偵測又需要花費更多的時間,不甚經濟。因此如何提高網格分割技術,成爲模式計算過程,甚爲重要的工作,而利用程式自動元素產生則是必要的一個手段。本文取用Segerlind(1920)之三角元素分割原理,以快速產生整個區域三角元素之編號、座標等數據,其原理此處不再引述,僅將其步驟及要點簡述如下:

1. 將計算區域依形狀適當的分割爲數個四邊形(或三角形),其中三角形視爲四邊形之一種特例。
2. 每個四邊形有四個頂點(若爲三角形時,在三邊之一再取適當一點做第四結點),在四個邊上取一點(一般可取中點),即總共需選取四邊形邊上8個結點。
3. 每個四邊形之兩雙對邊長度最好不要相差太大,以平行四邊形最佳(此可保證切割後元素大小不致相差太多),若爲三角形則在適當之一邊,分割爲二個邊,仍爲四個邊。
4. 指定每個四邊形(三角形)兩雙對邊應分割之點數,點數愈多,分割之元素愈小。
5. 指定四邊形與四邊形間之交界面關係。

矩陣方程式中矩陣之主頻帶寬,定義爲最外圍非零值至主對角線之距離,頻帶寬將決定以高斯消去法求解時之電腦記憶體容量。頻帶寬度主要由下列二個數之最大值決定(1)元素結點差最大值加1 (2)界面邊界 ∂A 上任意兩結點編號差最大值加1。

基於以上二個因素決定矩陣頻帶寬度之極小化甚爲重要,而目前現有的一般理論此處並不適合,此處將不詳細探討頻帶寬度之極小化理論,僅提出一簡單原理,將處理帶寬最佳化之過程說明如后:

(1) 取一主軸貫穿計算區,其方向以沿著較長之區域爲佳,例如長方形之區域,則取平行長邊爲主軸。

(2) 以主軸平行長邊設定一長方形,並涵蓋整個計算區,如以主軸上爲正,則有底邊,左邊,右邊,上邊等四邊包圍整個計算區。

(3) 由左向右依序將介面 ∂A 邊界上之M個結點重新編號: 1,2, ...M。

(4) 由最上邊介面 ∂A 邊界延主軸向下移動,由右向左,或由左向右依序重新編號,以至底邊爲止。以此方法求得之結點編號,將可大量減少原自動元素分割之帶寬。

3.3複合型模式 —*Model WX21*

在港池波場計算，爲引用Sommerfed輻射條件於海域無窮遠邊界上，數值計算時常將計算區域分割爲有限港池區及外海區，而且外海區必需限定爲等水深區，以上之邊界元素法模式(Model WH21)及有限元素法模式(Model WE21)皆有此限制。但外海區等水深假設，則常造成實際應用時，計算區域必需擴大，或無法引用之情形發生。爲克服此些難題，此處將提出一複合型模式(Model WX21)，以完整求得實際港池波場。

其原理爲在有限港池區及外海區(如示意圖2-1)，兩區皆爲不等水深之緩變區，若以f_1及f_2分別表示外海區及港內區之波函數，則f_1及f_2分別滿足拋物線型態之緩坡方程式(2.11)及橢圓型態緩坡方程式(2.7)。此處將分兩階段分別計算外海區(區域I)及有限港池區(區域II)之波場。首先在外海區(區域I)以解析拋物線型態之緩坡方程式，並引用貼壁座標系統及有限差分法，詳細參考有限差分法模式— Model WP21(蘇等,1995)。利用此模式可由深海推算整個波場至與港內區之介面處，在該介面處之波函數以f_{10}表示，此值則作爲計算港內區時之入射波條件。第二階段則引用上述之有限元素法模式— Model WE21(蘇等,1995)，在介界處計算結果之波場則引用爲有限港池區之入射波條件，有限港池區將可盡可能縮小範圍，以減少有限元素計算之網格數。

4. 例子說明及港池共振特性介紹

將取用縱深$\ell = 1.021$英呎(0.311m)，寬0.207英呎(0.006m)，等水深h=0.844英呎(0.257m)之開口矩形港池，並假設其外海之海岸線皆平直向兩側無限延伸，做爲邊界元素法模式—Model WH21及有限元素法模式—Model WE21之計算例子說明。邊界元素法模式矩形港池之常數元素切割大小及結點編號，如附圖4-1，有限元素法模式矩形港池之三角元素切割大小及結點編號，如附圖4-2，此處將取矩形港池之端點A(0,-0.311m)作觀察點，當波浪由外海正向入射作用於港池，圖4-3爲矩形港池之無因次波浪參數ℓ/L與放大率R之相關曲線圖，實線爲有限元素法模式，虛線爲邊界元素法模式，圓圈點爲Ippen and Goda(1963)之試驗結果，實心黑點則爲Lee(1971)之試驗結果，數值計算結果與試驗結果趨勢甚爲吻合。

對開口一維不透水矩形港池(長度遠大於寬度)之自然共振週期T，Merian's公式(Wilson, 1972)表示爲：

$$T = \frac{2\ell}{(2n+1)\sqrt{gh}}, \quad n = 0, 1, 2... \tag{4.1}$$

式中ℓ爲港池長度，g爲重力加速度，h爲水深。如以無因次參數ℓ/L可表示爲：

$$\frac{\ell}{L} = \frac{2n+1}{4} = \frac{1}{4}, \frac{3}{4}, 1\frac{1}{4}, 1\frac{3}{4}, 2\frac{1}{4}, 2\frac{3}{4}.... \tag{4.2}$$

式中L爲波長。即產生共振之條件時，開口處爲駐波節點，即開口處水位爲零；港池底端爲駐波奏點，即底端處水位變化最大。可能發生之共振波長分別爲4ℓ或$4/3\ell$或$4/5\ell$或$4/7\ell$.....等倍數之港池長度。

根據數值模式推算上述不透水矩形港池(長與寬之比約爲5)因波浪引起之共振(開口處滿足水位連續及速度連續條件)，前兩個共振點分別發生在無因次參數$\ell/L = \frac{1}{4.8}$及$\ell/L = \frac{3}{4.5}$，相較Merian's公式估計值$\ell/L = \frac{1}{4}$及$\ell/L = \frac{3}{4}$甚爲接近，但略小。

根據數值模式推算一不透水矩形港池之第一共振點發生在長週期;其位於處港池底端之放大係數約爲8(如圖4-3)，即共振時底端之波高可爲原來8倍之多，但短週期之第二共振點處放大係數略小於3，相對較小。此顯示在不考慮能量消散之效應，一般長週期之共振也較短週期爲大。其次一般短週期之波浪，比較容易受如防波堤結構物之遮蔽，透水邊界能量消散及地形摩擦等效應之影響，而在進入港內後快速減衰，因此港外短週期成份波進入港內後迅速衰減，但長週期之波能相較則不易受遮蔽效應，或透水牆波能消散影響，且隨週期之增大，波長之增長影響之程度遞減，因此長週期波浪對港池共振之影響一般較短期波浪爲大，也較爲重要。

圖4-4爲矩形港池在沿港池縱向(y向)，即從底端至港口第1點($y=-\ell$)至第9點($y=0$)，在港池中線x=0之無因次波浪參數ℓ/L與放大率R之相關曲線圖。圖中不同曲線代表沿沿港池縱向不同位置之共振曲線，而在三個共振點處顯示底端之放大率R值最大，港口最小，在部份位置共振曲線並有結點存在。此現象表示共振發生時，港區內水位並非全面性的抬昇，而是部份地區可能產生甚大水位抬昇，但有些地區水位抬昇現象並不明顯，港區每一點發生共振之週期並不完全相同。

若港池岸壁爲部分反射體，根據蘇(1993)解析之結果，消波岸壁港池之消波特性主要由阻尼係數(impedence)α決定其物理特性，阻尼係數α爲一複數，其實部之物理意義相當於電學之電阻(resistance)，主要決定作用於消波岸壁後之反射波振幅大小；其虛部則相當於電學之電抗(reactance)，主要決定入射波與反射波之相位差。在假設無相位差及正向波作用之條件下，阻尼係數與反射係數C_r之關係式，根據蘇(1993)可表示爲

$$\alpha = -k_0 \frac{1-C_r}{1+C_r}, \qquad 0 \le C_r \le 1 \tag{4.3}$$

同樣取矩形港池之端點A(0,-0.311)作觀察點。，當波浪由外海正向入射作用於港池($\theta_0 = 270^0$)，圖4-5爲端點A之無因次波浪參數ℓ/L與放大率R之相關曲線圖，不同曲線代表不同反射係數(C_r=1,0.99,0.97,0.95,0.8,0.7,0.5 etc)。圖中顯示隨反射係數C_r之減少，在共振點之放大率快速的減少，顯示反射係數將影響共振大小甚巨。

數值計算顯示矩形港池岸壁若爲不透水全反射體，產生之共振效果甚爲強大，但一般實際港池確甚少發生此類現象，其原因乃實際之港池岸壁不可能爲全反射體，而爲部分反射體，且隨岸壁之透水性不同，或作用波浪週期不同，岸壁有不同之反射係數。根據數值推算上述狹長矩形港池，發現隨反射係數之減少，共振點之放大係數快速的減少，例如反射係數爲0.90時放大係數已降至2以下(如附圖4-5)，此點說明實際港池共振放大係數不可能甚大，否則颱風波高若爲10米，放大係數爲2之港內波高將可達20米，將是個甚危險狀況。

若港池岸壁引用含有透水牆及消波室設計之消波體設計(蘇, 1993)，其消波特性與孔隙牆(以多孔影響參數G_0描述)及消波室寬度(d/L)等因素有關。此處α爲實部及虛部皆不爲零之複數，蘇(1993)發現港池共振週期及其放大率皆可能改變，如附圖4-6，α之虛部主要影響共振週期之變化，其值爲負數時，將增長原有共振週期，其絕對值愈大改變愈大，反之其值爲正數時，將減短原有共振週期，其絕對值愈大改變也愈大;實部則影響振幅大小，其絕對值愈大能量消散也愈大。在實際應用時，對一不透水直立壁港池，或可引用消波體設計之岸壁改變某個共振週期，以減低可能發生共振之放大率。

進一步考慮港口寬度與縱深長比值不同，對共振現象之影響。圖4-7爲矩形港池之端點之無因次波浪參數ℓ/L與放大率R之相關曲線圖，不同曲線代表水深相同但不同矩形港池寬度與縱深長比值(1:1，1:2，1:4，1:6等)。圖中顯示開口愈小發生之共振反而愈大，此即所謂港口矛盾論(Harbor paradox)之現象(Miles and Munk, 1961)。不過開口小之共振之尖度及頻寬也愈窄，表示發生共振之週期範圍較窄。

最後將利用上述之港池共振數值模式，推算花蓮港之共振特性並與現場觀測之結果作一比較。花港港池形狀及位置如附圖4-8。花蓮港位於台灣東部，面臨太平洋，港池座向西南，港口至港池底端呈夾長形，縱身長約4公里，港口寬約300米左右，港池內航道甚窄小寬度約80米，整個港池形狀近似漏斗狀。圖4-9則爲港港區地圖經數位板輸入電腦數位化之水深分佈圖，港區入口水深約爲16米，港內航道水深爲10米左右，港區之水深變化並不劇烈。港外因面臨太平洋，地理特性因素，離岸500米水深快速下降，部分地區離岸不及1公里水深可達70米。

數值推算花蓮港港池區域及網格分割三角形網格之長度約爲25米左右，網格結點個數爲8446，三角形元素計16144個。花蓮港港池岸壁計有棧橋式，萬代福式，多孔牆式，水泥牆式等不同岸壁形態，其消波特性不同，因此反射係數不相同，但決定反射係數最大的另一個重要因素爲波浪週期（波長），萬代福式之岸壁對週期10～20秒之波浪而言，其反射係數可能在0.50以下，但對波浪如150秒以上之長週期波浪而言，其反射係數應僅略小於1，其消波之能量甚微小。反射係數之大小也是決定共振點放大係數之一個重要因素，因此計算港池共振現象，岸壁反射係數之決定爲影響實際大小之重要因素。水深變化及海底摩擦效應也是影響共振點放大係數之一個因素，但因爲一般港池水深變化不劇烈，如花蓮港之水深整體而言，變化也並不顯著。根據數值計算之比較評估結果，水深及海底擦等效應在水深變化不甚劇烈之港池，甚影響遠較透水邊界能量消散效應爲小。

考慮不同反射係數，可繪製不同共振曲線圖，但此處每一條共振曲線不管週期大小皆是在假設一固定反射係數而求得，因此任何一條共振曲線，皆不能完全代表不同週期波浪之特性。實際上針對同一種型態岸壁，長週期對應之反射係數應遠較短週期之值爲大。對特定的岸壁，正確的求得反射係數與週期之關係式爲決定數值正確之一個決定性因素。不過甚爲可惜的是，這個關係式一般並不容易求得。其原因是利用理論解析方法不太可能求得此關係式，模型試驗又有其現實之局限性，而利用現場觀測實際上也無法量測真正結果。此處，建議利用數值計算之結果，並配合現場觀測之結果，以決定反射係數與週期變化之關係式。由8號、10號及22號三個碼頭現場波譜圖（圖4-10）經與三碼頭數值推算之不同反射係數共振曲線二者比較分析，可概略估計157.5秒左右時反射係數約0.99，100秒左右之反射係數約爲0.98，15秒左右之反射係數約爲0.7。三碼頭數值推算之共振曲線如圖4-11，數值模式經過與花蓮港觀測資料之比較驗證，顯示二者甚爲一致。

5 討論與結論

1. 本文建立之港池共振推算模式—Model WX21，乃結合有限差分法模式及有限元素法模式二者之之優點。整個計算區可爲不等水深，外海區以有限差分法模式由外海深水區推算至適當港口處，由港口處至港池之區域再引用有限元素法模式計算波場分佈。此方法將可改進Model WE21及Model WH21，在港口外爲等水深之理想假設條件。

2. 推算波浪從外海傳遞至近岸海域之波場分佈，如果海岸線爲平緩沙灘，反射波不明顯之情形，引用拋物線型態緩坡方程式建立之有限差分法模式—Model WP21甚爲適用。在應用貼壁座標轉換，其可取較大之網格點，因此Model WX21有限港池區之計算範圍將可較Model WE21爲小，將節省甚多之記憶體。

3. 推算等水深不規則形狀港池之波場分佈或港池共振曲線變化，可引用較簡易之邊界元素法模式—Model WH21。若港池水深爲緩變，則應引用有限元素法模式—Model WE21。在推算港池波場，則不宜使用有限差分法模式—Model WP21，因爲此模式無考慮波浪反射之效應。邊界元素法模式及有限元素法模式，需要港口計算區以外之區域爲等水深之理想條件。若無法滿足此二個理想條件，計算之結果將可能存在部分之誤差。

4. 基本上Model WX21較完整考慮實際之物理現象，Model WE21適用範圍爲較廣，但Model WH21則使用較簡易方便。

5. 利用有限元素法模式—Model WE21推算花蓮港之共振特性並與現場觀測之結果作一比較,顯示二者甚爲一致。說明以線性共振之理論來推算實際港池之共振現象結果甚爲良好。

參考文獻

1. Berkhoff, J. C. W., "Computation of Combined Refraction Diffraction", Proc. 13th Coastal Engineering Conference, Vol. 1 (1972) .

2. Booij, N. ,"Gravit Waves on Water with Non-Uniform Depth and Current ", thesis present to the Technical University of Delft , The Netherlands, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy (1981).

3. Chen, H. S. and C. C. Mei ,"Oscillations and Wave Forces in an Offshore Harbor", Ralph M. Parsons Laboratory, Report No. 190, MIT, August(1974).

4. Chwang, A. T., S. H. Ou and C. H. Su , "Wave Oscillations inside Porous-Wall Harbors", Proc. of 5th Conf. on Hydr. Eng. , Taiwan, R.O.C. pp.853～868 (1990).

5. Lee, J. J., "Wave-induced Oscillations in Harbours of Arbitrary Geometry", J. Fluid Mec. , Vol. 45, pp. 375～394 (1971).

6. Liu, P.L.-F. and T., -K. Tsay, "Numerical Prediction of Wave Transformation", J. Waterway Port Coastal Ocean Eng. ASCE, Vol. 114, pp.237～247 (1988).

7. Lozano, C. and T. K. Tsay ,"Refraction-Diffration Model for Linear Surface water Waves", J. Fluid Mech. Vol. 101 , pp.705～720 (1980).

8. Radder, A. C. ,"On the Parabolic Equation Method for Water-Wave Propagation ", J. Fluid Mech. Vol. 95 , pp.159～176 (1979).

9. Segerlind L. J. , *Applied Finite Element Analysis*, Pentech Press London (1974).

10. Tsay, T. K. and P. L- F. Liu ,"Numerical Solution of Water Wave Refraction and Diffraction Problems in the Parabolic Approximation " , J. geophys. Res. , Vol. 87 pp. 7932～7940(1982).

11. Tsay, T. K. and P. L- F. Liu ,"A Finite Element Model for Wave Refraction and Diffration " , Appl. Ocean Research ,Vol. 5, pp.30～37 (1983).

12. Tsay, T., K. , W. Zhu and P. L-F. Liu ,"A Finite Element Model for Wave Refraction , Diffraction ,Reflection and Dissipation", Applied Ocean Research , Vol. 11, No1. pp.33～38 (1989).

13. Tsay, T., B. A. Ebersole and P. L-F. Liu ,"Numerical Modelling of Wave Propagation Using Parabolic Approximation with a Boundary-Fitted Co-ordinate System ",Inter. J. for Num. Methods in Eng. , Vol. 27, pp.37～55 (1989).

14. 林銘崇、謝宗誠，「波浪折射-繞射之有限-邊界元素解析」，中華造船工程學刊，第四期，第131～137頁(1985).

15. 周宗仁、韓文育，張景程，「任意形狀、水深及反射率港池的水面振動實例」，第十四屆海洋工程研討會，第423～443頁(1992)。

16. 陳柏旭、蔡丁貴「局部輻射邊界條件在水波數值模式上應用」，中華民國第十二屆海洋工程研討會論文集，第1～18頁(1990)。

17. 歐善惠、林西川、林火旺、蘇青和，「不等水深多孔岸壁港池之共振模式」，中華民國第十二屆海洋工程研討會論文集，台中，第74～94頁(1990)。

18. 蘇青和、歐善惠、章梓雄，「多孔岸壁港池之波能消散現象」，港灣技術，第七期，第1～24頁(1992)。

19. 蘇青和、蔡丁貴、歐善惠，「數值方法及輻射邊界在港池共振應用之探討」，中華民國第十三屆海洋工程研討會論文集，第23～37頁(1991).

20. 蘇青和，(1993)，多孔消波體波能消散解析及其應用於港池之研究」，國立成功大學水利及海洋工程研究所博士論文。

21. 蘇青和、蔡丁貴，「港池波場推算模式—Model WH21使用手冊」，港灣技術研究所研究出版，(1995)。

22. 蘇青和、蔡丁貴，「港池波場推算模式—Model WE21使用手冊」，港灣技術研究所研究出版，(1995)。

23. 蘇青和、蔡丁貴，「近岸波場推算模式—Model WP21使用手冊」，港灣技術研究所研究出版，(1995)。

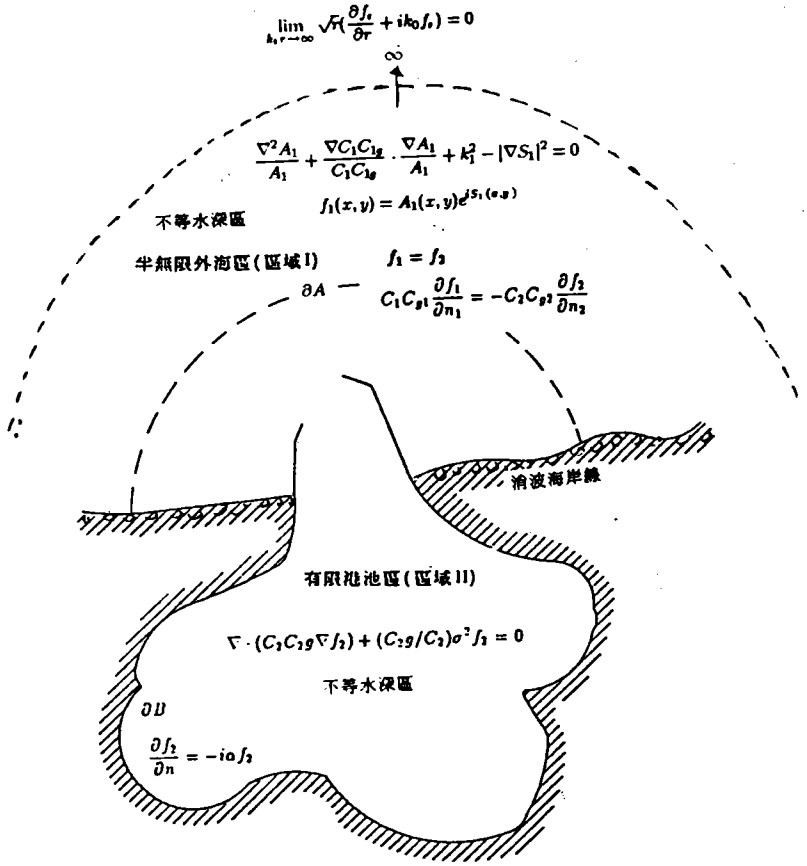


圖2-1　複合型模式—Model WX21計算區域示意圖

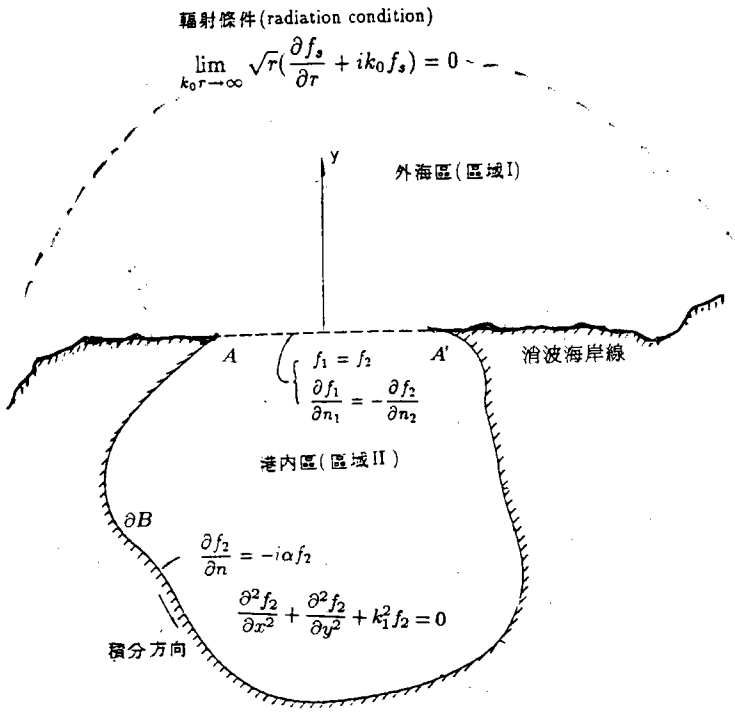


圖3-1 邊界元素法模式—Model WH21計算區域示意圖

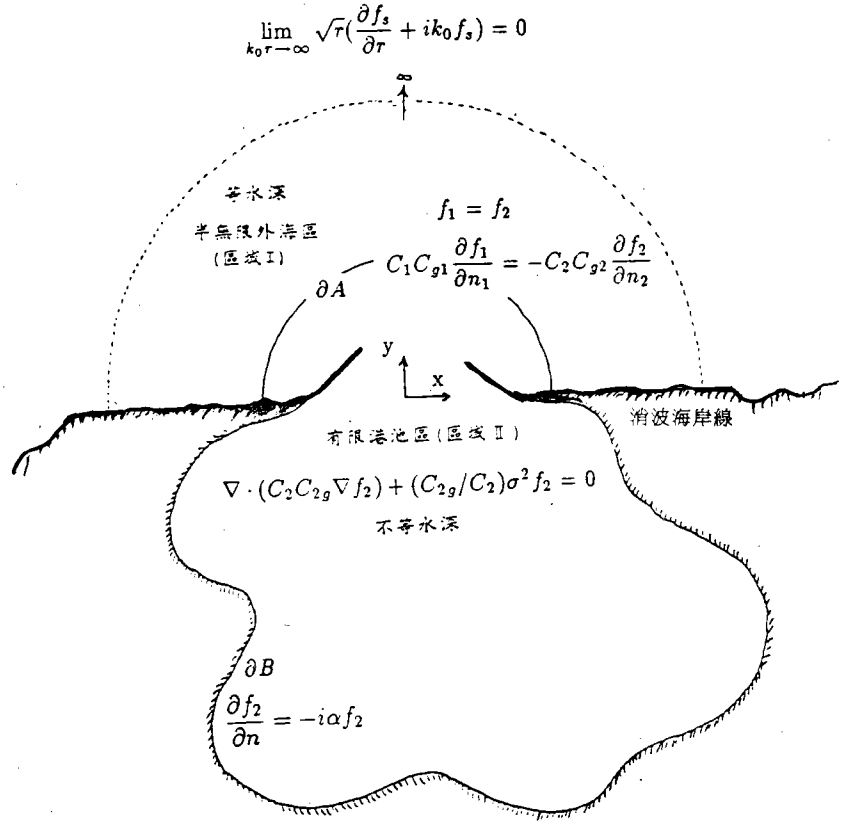


圖3-2 有限元素法模式—Model WE21計算區域示意圖

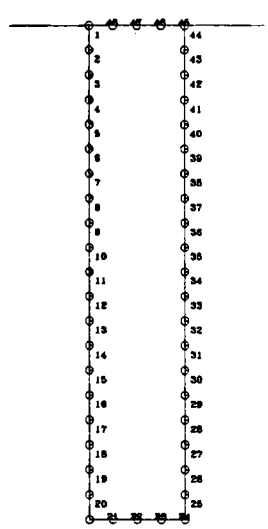


圖4-1 邊界元素法之常數元素分割示意圖

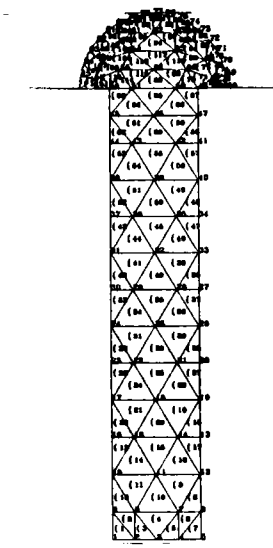


圖4-2 有限元素法之三角元素分割示意圖

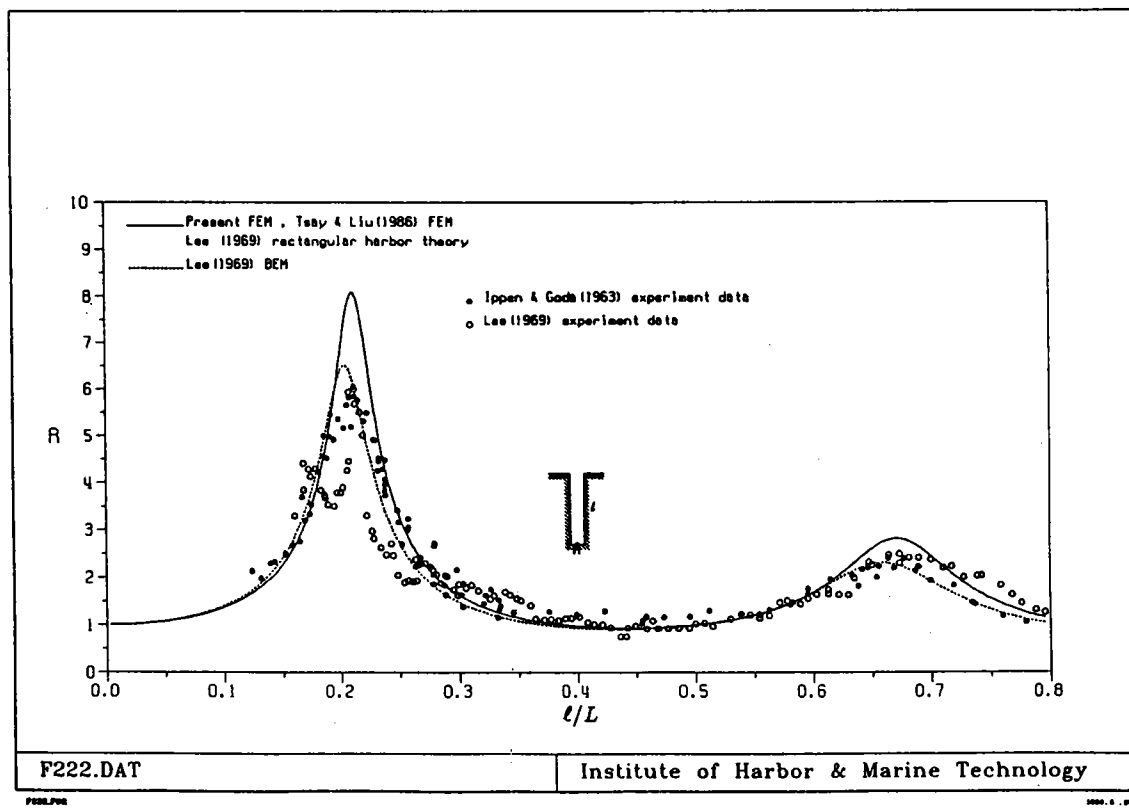


圖4-3 矩形港池端點處波浪參數ℓ/L與放大係數R相關曲線圖

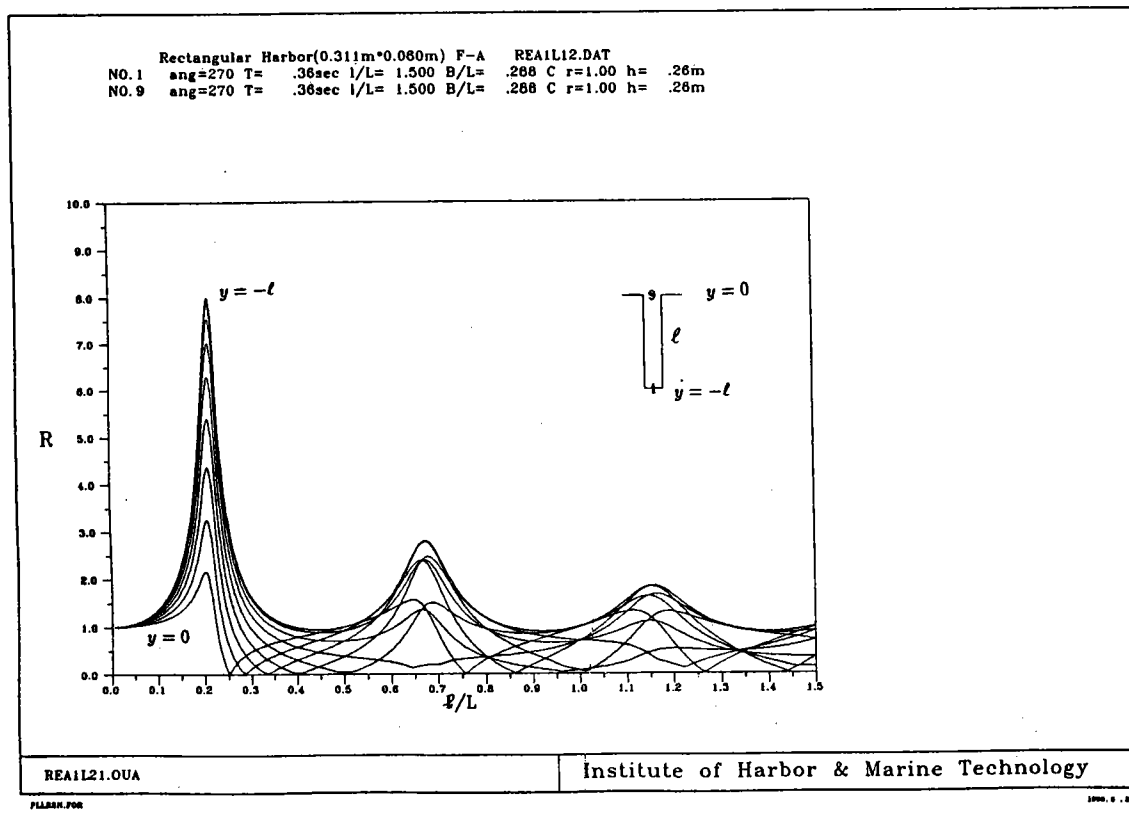


圖 4-4 矩形港池沿港池縱向(y向)之波浪參數ℓ/L與放大係數R相關曲線圖

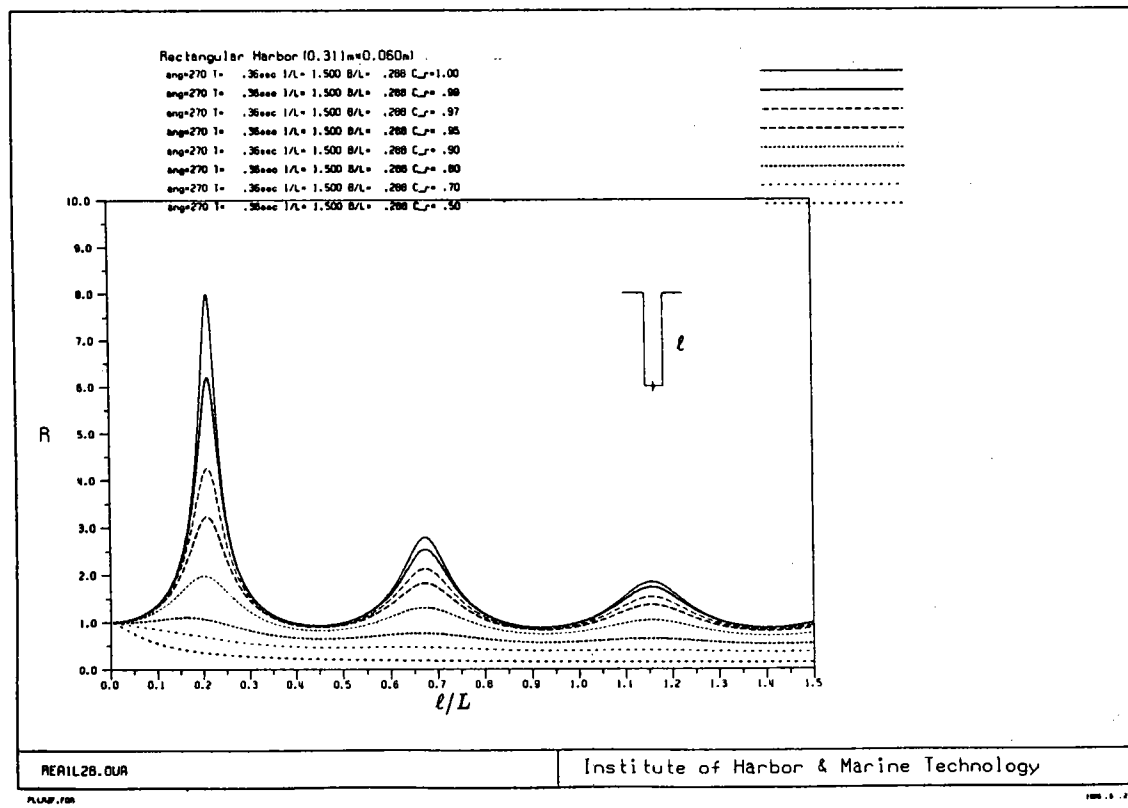


圖 4-5 矩形港池端點處考慮不同反射係數C_r之波浪參數ℓ/L與放大係數R相關曲線圖

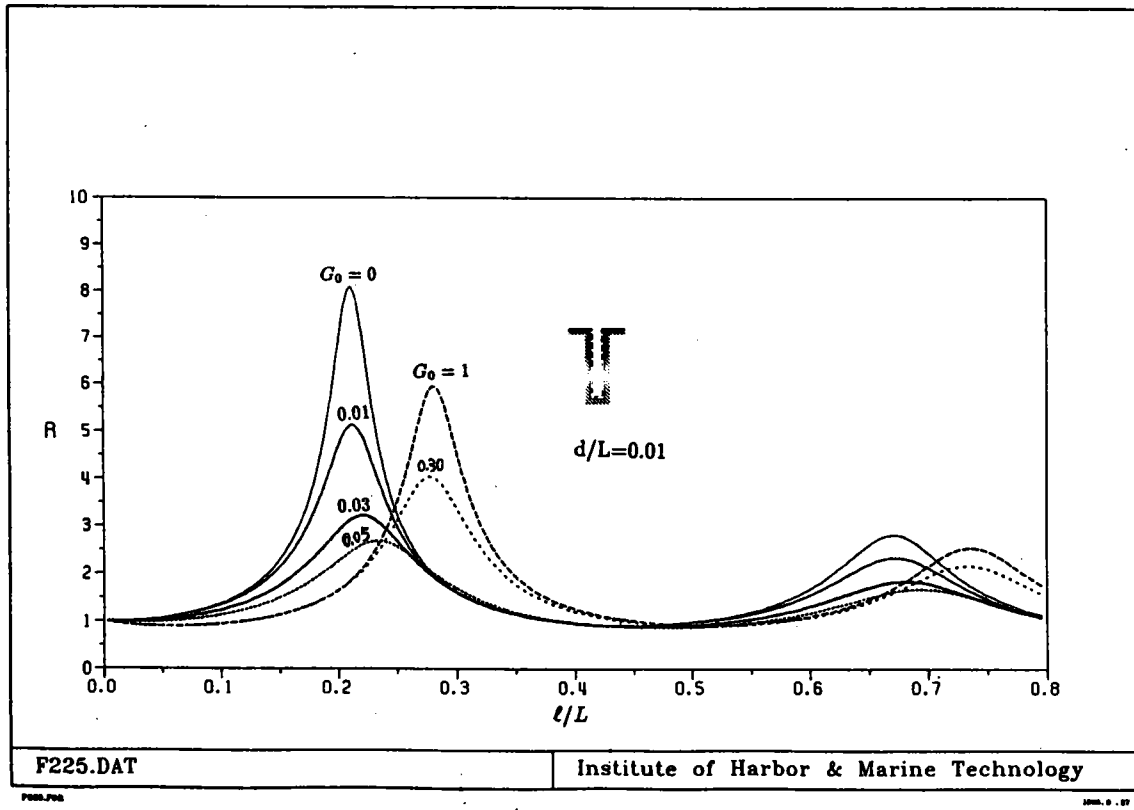


圖4-6 消波體岸壁矩形港池端點處波浪參數ℓ/L與放大係數R相關曲線圖(引自蘇, 1993)

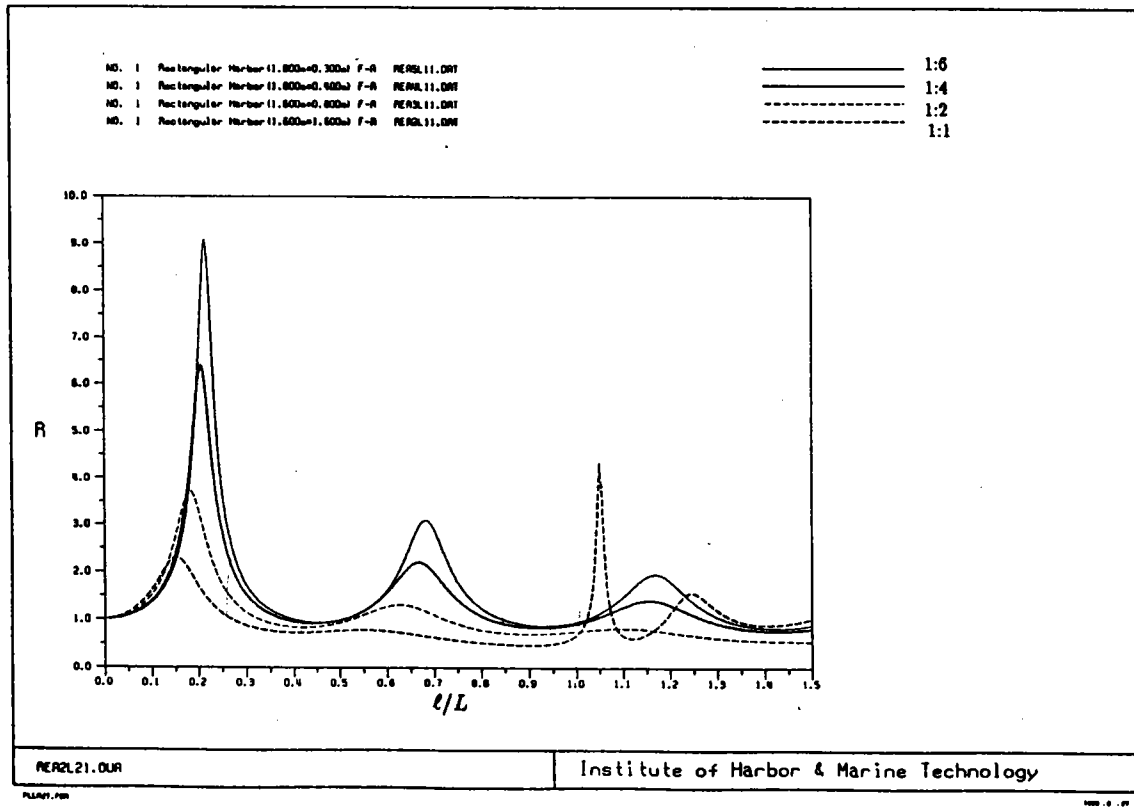


圖4-7 矩形港池端點處考慮不同寬與長比值之波浪參數ℓ/L與放大係數R相關曲線圖

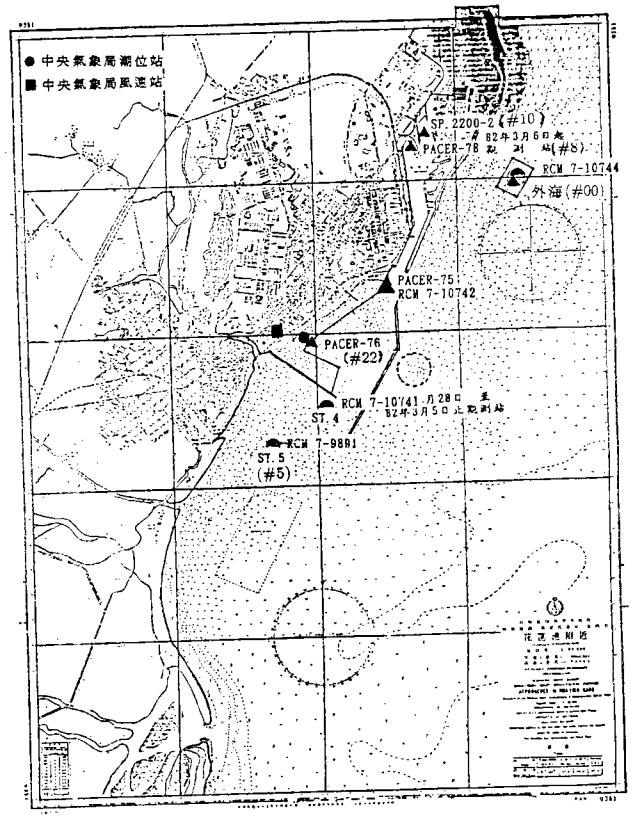


圖 4-8　花港港池形狀及位置示意圖

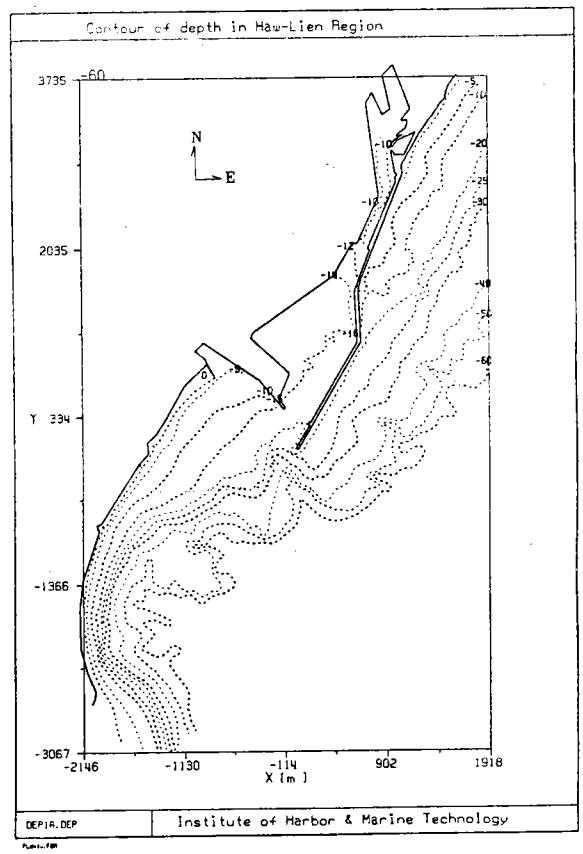


圖 4-9　花蓮港港池水深分佈圖

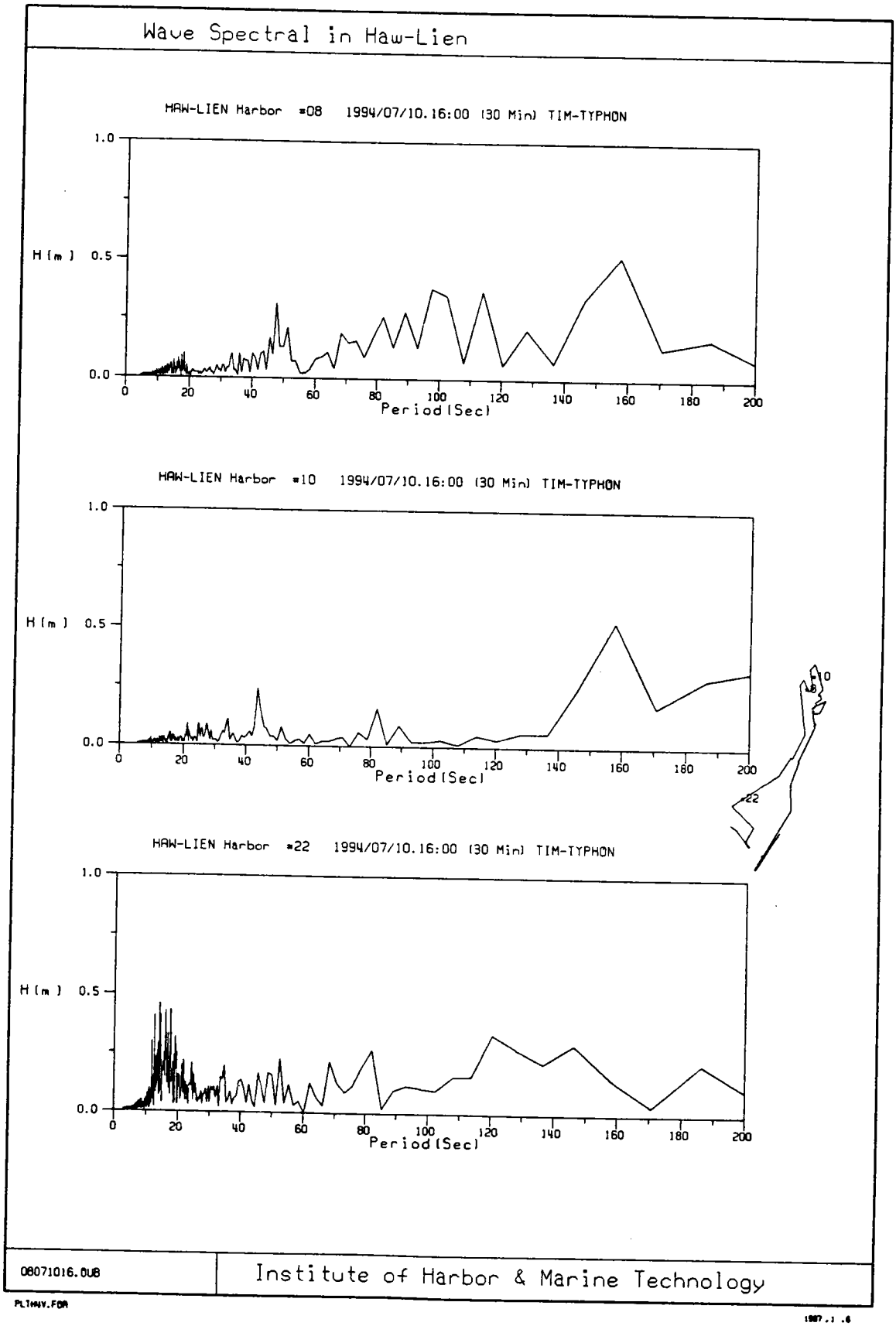


圖 4-10 花蓮港 #8、#10、#22三個碼頭附近觀測點之波譜圖

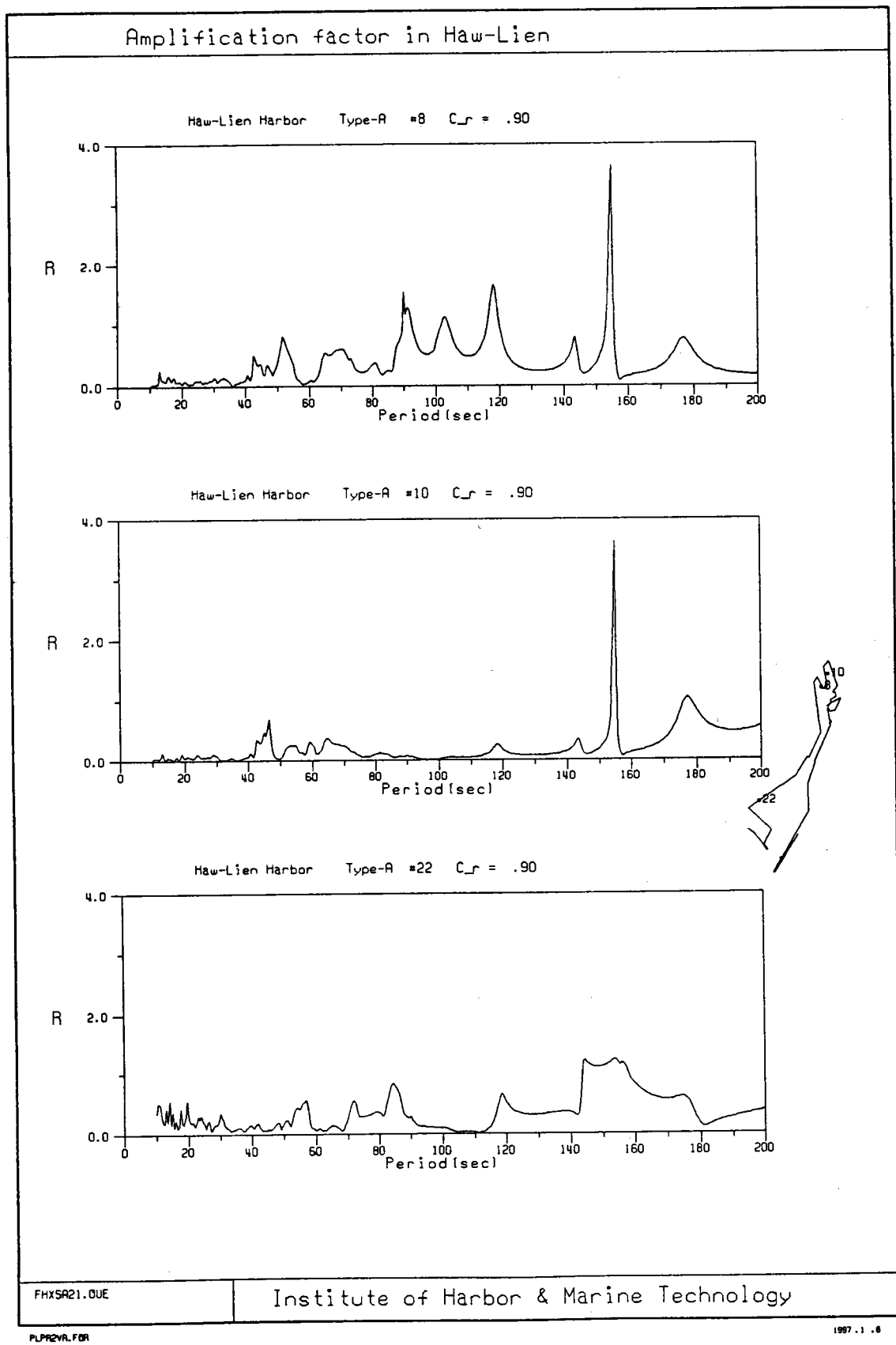


圖 4-11　數值計算花蓮港 #8、#10、#22 三個碼頭附近之共振曲線圖

二、海流數值模式

近岸流場之數值模擬

許泰文[1]

摘要

本文利用數值模式解析由波浪所衍生之近岸流流場。模式包含波場模式與近岸流流場模式。波場模式係基於漸變性緩坡方程式求解淺化、折射、繞射及反射等波浪變形，波浪碎波後之減衰亦利用能量消散現象加以模擬。流場模式則由計算之波場，結合輻射應力之觀念解析近岸流分佈特性。本模式數值預測結果亦與前人之試驗結果比較驗證。文中同時以數值計算實例，進一步探討近岸流分佈特性對漂沙運移及地形變化之影響。

1 前言

在實際海域中波浪由深海傳遞至淺海，由於水深減小，且海床影響更加明顯，當超過極限波高時，在海岸前方必將碎波，碎波帶內因輻射應力 (radiation stresses) 產生水位之波場 (wave setup) 與波降 (wave setdown) ，此種因水位高低所產生之流動稱爲近岸流 (nearshore current) 。

波浪之近岸流，其流動方向與海岸線平行者，稱爲沿岸流 (longshore current) ，而與海岸線垂直者，稱爲裂流 (rip current) ，兩者均爲漂沙的主要動力。近岸流流動之分類如圖 1 所示。在沙灘海岸，沿岸漂沙受沿岸流之傳送，可使附近港口淤塞；而無沙源補給之處，除沿岸流所帶走之土沙外，裂流更將土沙沖入深海，發生浪淘沙現象而造成海岸侵蝕。

在沙質海域興建人工結構物，將改變原有海域之水理特性及漂沙現象，使海域地形亦隨之變化。近岸區之波浪與流場爲造成海域地形變化的重要因素，瞭解波、流場分佈對於海域漂沙及地形變化的探討將有所助益。以離岸堤爲例，在海域中構築離岸堤，堤後可能形成沙舌 (salient) 或繫岸沙洲 (tombolo) ，其地形變化機制可由波場與近岸流流場進一步解釋。如圖 2 所示，因離岸堤之佈置而使波浪在堤的兩端產生繞射現象，圖 2(a) 說明遮蔽區之波高小而在開放區之波高大， 圖 2(b) 因波高分佈不均而產生不同的輻射應力，衍生水位梯度而形成對稱之近岸環流，此一環流將漂沙帶至遮蔽區而在離岸堤背後產生淤積如圖 2(c)所示。因此，如能解析近岸流流場特性，則可據此探討海域水理特性與漂沙活動情形。

本文由數值模式解析波場與近岸流流場特性。波場方面，模式係基於漸變性緩坡方程式 (transient mild-slope equation) 求解，模擬波浪淺化、折射、繞射及反射現象。文中同時探討各種型式緩坡方程式有關的解析方法，碎波後之波浪變形亦以能量消散現象進一步模擬。本文並

[1] 國立成功大學水利及海洋工程系副教授

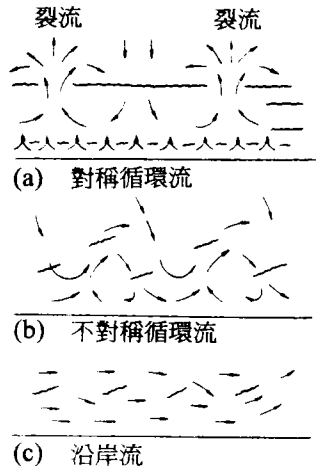


圖 1 近岸流分類

根據所計算之波場分佈，藉由輻射應力之觀念發展近岸流流場模式，解析由波浪所衍生之近岸流流場。數值模式之計算結果亦經實測數據進一步驗證，以校核其適用情形。文中同時以數值計算實例，說明模式在實際海岸工程之應用情形。

2 波場方程式

當外海波浪向近岸傳播時，波浪除因水深變化而產生折射、繞射、淺化效應外，於海岸結構物存在情況，波浪亦將因繞射及反射而產生變形。本文波場數值模式之基本方程式係引用 Booij (1983) 所推導之漸變性緩坡方程式，其表示式爲

$$\nabla \cdot (cc_g \nabla \eta) + (k^2 cc_g - \omega^2)\eta - \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} = 0 \tag{1}$$

式中 $\nabla = (\partial / \partial x, \partial / \partial y)$ 爲水平方向之梯度， x 表垂直海岸線座標，向海爲正； y 爲平行海岸線之座標；向右爲正。 c 爲波速，c_g 爲群波波速，η 爲水位變動量，k 爲波數 (wave number)，ω 爲角頻率， t 爲時間。式 (1) 之數值解析依偏微分之型式，可分爲橢圓型式 (elliptic form)；拋物線漸進式 (parabolic approximation) 及雙曲線型式 (hyperbolic form)。

一般而言，以數值方法求解橢圓型方程式，需求解大量未知數之方程組，所使用的計算機容量相對提高。往昔學者曾以有限差分法或有限元素法求解橢圓型緩坡方程式，如 Berkhoff (1972)， Bettess 和 Zienkiewicz (1977)， Williams 等人 (1980)， Tsay 和 Liu (1983)， Ou 等人 (1988)，許 等人 (1993) 等。

拋物線型近似解可節省計算機容量，相關之研究如 Berkhoff 等人 (1982)， Tsay 和 Liu (1982)等，但他們的模式中有關波場如遇有結構物之反射效應，此法之精確度則嫌不足。最近年來， Liu (1994) 利用攝動法發展進化方程式 (evolution equation)，此一方程式爲拋物線漸似式，但波浪反射仍保留在方程式中，並可用於大尺度之海域計算，但他的模式並未處理波浪碎波後的減衰問題。 Hsu 和 Wen (1996) 則擴展 Li 的模式至近岸碎波帶內，進一步計算碎波帶內之波高分佈。

Ito 和 Tamimoto (1972) 依照長波理論，將緩坡方程式推導出兩個一階偏微分方程式，此方程式爲雙曲線型方程式，此方程式可求解波浪受地形結構物作用之折射、繞射、淺化及反射等效應。相關研究文獻如 Copeland (1985)，歐等人 (1992)，許等人 (1996)，許等人 (1997)。

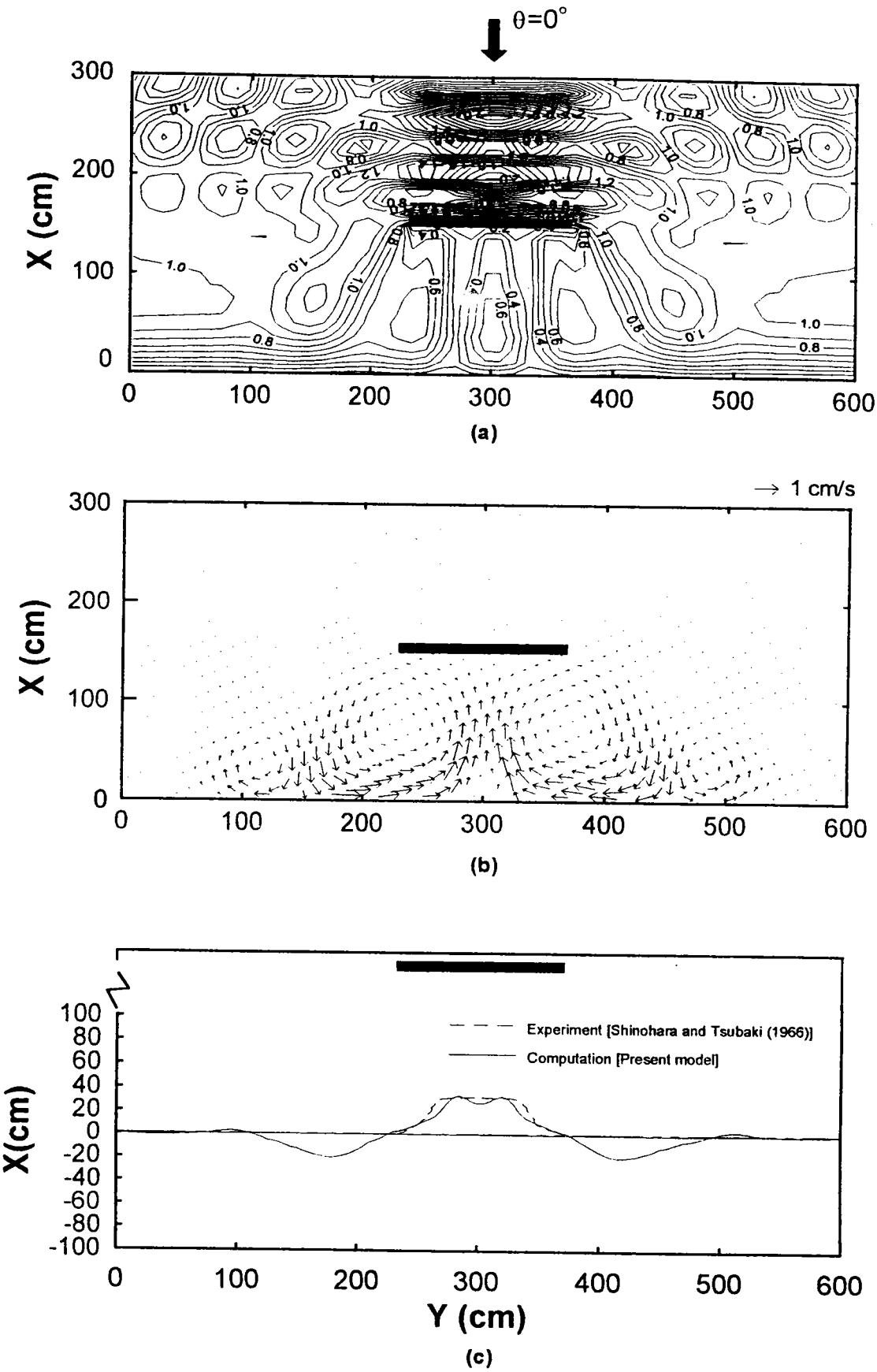


圖 2 離岸堤堤後波、流場及海岸線變遷

由於海埔新生地的開發，在海域興建結構物以防潮防浪之海岸工法日漸增加，結構物堤前之反射現象亦趨重要。本文以雙曲線型式之緩坡方程式，求解波浪遭遇結構物之變形。在穩定狀態 (steady state) 下，線性化水位變化量可表爲如下：

$$\eta(x,y,t) = a(x,y)\exp(-i\omega t) \tag{2}$$

其中$a(x,y)$爲水位振輻，$i=\sqrt{-1}$。若將式 (2) 代入式 (1) ，可得

$$\nabla\cdot(cc_g\nabla\eta) - \frac{c_g}{c}\frac{\partial^2\eta}{\partial t^2} = 0 \tag{3}$$

如考慮波浪底床能量或碎波能量消散，則式 (3) 表示爲

$$\nabla\cdot(cc_g\nabla\eta) - \frac{c_g}{c}\frac{\partial^2\eta}{\partial t^2} + \nabla\cdot(f_d Q) = 0 \tag{4}$$

式 (4) 爲雙曲線方程式，其中 Q 表示爲單位寬度流量，f_d 是波浪消減係數， h 則爲平均水深。若近岸水域視爲淺水區，在此情況下， Watanabe 和 Maruyama (1986) 將式 (4) 轉換爲一組二個一階偏微分方程式如下：

$$\nabla\cdot Q + \frac{c_g}{c}\frac{\partial\eta}{\partial t} = 0 \tag{5}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + cc_g\nabla\eta + f_d Q = 0 \tag{6}$$

其中

$$f_d = \alpha_d \tan\beta\sqrt{\frac{g}{h}\left(\frac{\overline{Q}}{Q_r} - 1\right)} \tag{7}$$

$$\overline{Q} = \sqrt{\overline{Q}_x^2 + \overline{Q}_y^2} \tag{8}$$

$$\overline{Q}_r = \gamma''\sqrt{gh^3} \tag{9}$$

Q_x ： Q 在 x 方向的分量

Q_y ： Q 在 y 方向的分量

式中 $\tan\beta$ 爲平均海床坡度，Q_r 爲再生波 (recovery wave) 之流量，α_d 爲碎波能量消散因子 Watanabe 和 Maruyama (1986) 建議取 $\gamma'' = 0.25,\ \alpha_d = 2.5$ 。但此值若 $Q_r > \overline{Q}$ ，則 $f_d = 0$ 。

3 流場模式

由波浪碎波所產生的近岸流，因爲碎波前後的輻射應力需達平衡，平均水位在碎波前後亦有改變，故在流場計算時需計算平均水位變動、x 方向平均流速及 y 方向平均流速。此三變數可利用連續方程式、x 及 y 方向動量方程式等三式聯立求解而得之，分別表示爲：

$$\frac{\partial(h+\overline{\eta})U}{\partial x}+\frac{\partial(h+\overline{\eta})V}{\partial y}=0 \tag{10}$$

$$\frac{\partial U}{\partial t}+U\frac{\partial U}{\partial x}+V\frac{\partial U}{\partial y}+F_x-M_x+R_x+g\frac{\partial\overline{\eta}}{\partial x}=0 \tag{11}$$

$$\frac{\partial V}{\partial t}+U\frac{\partial V}{\partial x}+V\frac{\partial V}{\partial y}+F_y-M_y+R_y+g\frac{\partial\overline{\eta}}{\partial y}=0 \tag{12}$$

其中 U 爲 x 方向的平均流速，V 爲 y 方向的平均流速，$\overline{\eta}$ 爲平均水位變化，F_x 和 F_y 分別爲 x 及 y 方向之底床摩擦力，M_x 和 M_y 分別爲 x 及 y 方向之側向混和力，R_x 和 R_y 分別爲 x 及 y 方向之輻射應力。

底床摩擦力 F_x 和 F_y 表示如下 (Nishimura, 1982)：

$$F_x=\frac{C_f}{(h+\overline{\eta})}\{(W+\frac{W_b^2\cos^2\theta}{W})U+\frac{W_b^2\cos\theta\sin\theta}{W}V\} \tag{13}$$

$$F_y=\frac{C_f}{(h+\overline{\eta})}\{\frac{W_b^2\cos\theta\sin\theta}{W}U+(W+\frac{W_b^2\sin^2\theta}{W})V\} \tag{14}$$

此處

$$W=\frac{1}{2}\left\{\sqrt{U^2+V^2+W_b^2+2(U\cos\theta+V\sin\theta)W_b}\right.$$

$$\left.+\sqrt{U^2+V^2+W_b^2-2(U\cos\theta+V\sin\theta)W_b}\right\} \tag{15}$$

$$W_b=\frac{\omega H}{\pi\sinh[k(h+\overline{\eta})]} \tag{16}$$

式中 C_f 爲摩擦係數，其值本文取爲 0.01，θ 爲波向角，H 爲波高。

至於側向混合力 M_x 和 M_y 表示爲

$$M_x = \frac{\partial}{\partial x}\left(\varepsilon \frac{\partial U}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\varepsilon \frac{\partial U}{\partial y}\right) \tag{17}$$

$$M_y = \frac{\partial}{\partial x}\left(\varepsilon \frac{\partial V}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\varepsilon \frac{\partial V}{\partial y}\right) \tag{18}$$

式中 $\varepsilon = N\ell\sqrt{g(h+\overline{\eta})}$ 爲動量傳遞係數，N 爲小於 0.016 之常數，$\ell = (h+\overline{\eta})/\tan\beta$ 爲離岸距離之特性長度，h 爲平均水深。

根據微小振幅波理論,可推導輻射應力 R_x 及 R_y 之表示式爲：

$$R_x = \frac{1}{\rho(h+\overline{\eta})}\left(\frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{xy}}{\partial y}\right) \tag{19}$$

$$R_y = \frac{1}{\rho(h+\overline{\eta})}\left(\frac{\partial S_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial S_{yy}}{\partial y}\right) \tag{20}$$

其中ρ 爲海水密度，S_{xx}、S_{xy}、S_{yx}、S_{yy} 爲輻射應力的分量，線性波理論時可表示爲

$$\begin{bmatrix} S_{xx} & S_{xy} \\ S_{yx} & S_{yy} \end{bmatrix} = \frac{1}{8}\rho g H^2 \begin{bmatrix} n(1+\cos^2\theta) - \frac{1}{2} & \frac{n}{2}\sin 2\theta \\ \frac{n}{2}\sin 2\theta & n(1+\sin^2\theta) - \frac{1}{2} \end{bmatrix} \tag{21}$$

此處

$$n = \frac{c_g}{c} = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh}\right) \tag{22}$$

4 數值方法

4-1 波場數值模式

本文應用蛙跳法 (Leap frog Method) 將式 (5) 及式 (6) 的波動方程式表示成差分方程式爲：

$$\eta_{i,j}^{t+\Delta t/2} = \eta_{i,j}^{t} - \frac{\Delta t}{2}\left(\frac{c}{c_g}\right)_{i,j}\left[\frac{Q_{x_{i+1,j}}^{t} - Q_{x_{i,j}}^{t}}{\Delta x} + \frac{Q_{y_{i,j+1}}^{t} - Q_{y_{i,j}}^{t}}{\Delta y}\right] \tag{23}$$

$$Q_{x_{i,j}}^{t+\Delta t} = Q_{x_{i,j}}^{t} - \Delta t\left(cc_g\right)_{i,j}\left[\frac{\eta_{i,j}^{t+\Delta t/2} - \eta_{i-1,j}^{t+\Delta t/2}}{\Delta x}\right] - f_d Q_{x_{i,j}}^{t} \tag{24}$$

$$Q_{y_{i,j}}^{t+\Delta t} = Q_{y_{i,j}}^{t} - \Delta t\left(cc_g\right)_{i,j}\left[\frac{\eta_{i,j}^{t+\Delta t/2} - \eta_{i,j-1}^{t+\Delta t/2}}{\Delta y}\right] - f_d Q_{y_{i,j}}^{t} \tag{25}$$

式 (23) 至 (25) 中，下標 i 代表 x 軸方向的第 i 個格點，下標 j 代表 y 軸方向的第 j 個格點，上標 t 表示時間，Δt 爲差分時間段，Δx、Δy 分別爲 x 、 y 軸之差分間距。波場差分網格圖，如圖 3 所示。

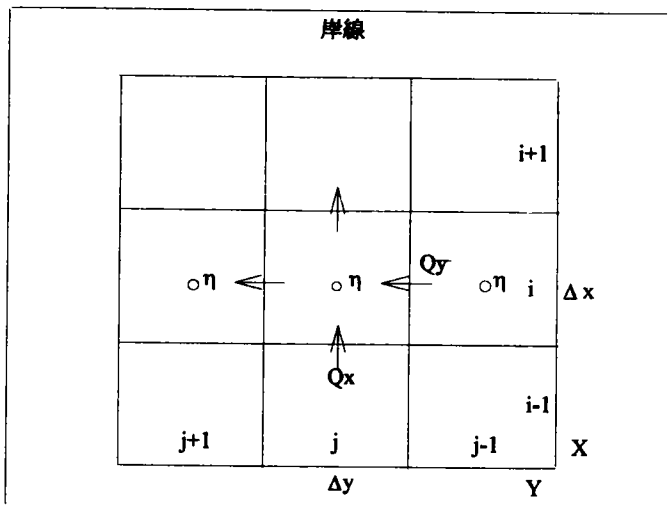


圖 3 波場模式格網示意圖

如果計算波場內有結構物位於 x=i 格網處，其反射率爲 C_r，欲求在 x=i 之 Q_x 值，可用前一網格點上 τ 延時前之值表示之 (Tanimoto and Kobune (1975) ， Copeland (1985) ， Watanabe and Maruyama (1986) 等) 。

$$Q_{x_{i,j}}^{t} = AQ_{x_{i-1,j}}^{t-\tau} \tag{26}$$

$$A = \frac{1 - C_r}{\left[\left(1 + C_r\right)^2 \sin^2\left(k\Delta x\cos\theta\right) + \left(1 - C_r\right)^2 \cos^2\left(k\Delta x\cos\theta\right)\right]^{1/2}} \tag{27}$$

$$\tan\omega\tau = \frac{1 + C_r}{1 - C_r}\tan\left(k\Delta x\cos\theta\right) \tag{28}$$

其中 θ 爲波浪在各格點上進行方向與 x 軸之夾角。若反射率 $C_r = 1$ (全反射的情況) ， $Q_{x_{i,j}}^{t} = 0$ 。

在外海的開放邊界因包含入射波及反射波的合成，所以外海的開放邊界不能只考慮入射波作用，否則將會產生不連續的現象，而導致計算發散。故 Engquist 和 Majda (1977) 提出一階的吸收邊界條件 (absorbing boundary condition) 爲:

$$\frac{\Delta Q_x}{\Delta x} - \frac{\cos\theta}{c}\frac{\Delta Q_x}{\Delta t}\bigg|_{x=0} = 0 \tag{29}$$

入射波相對於式 (29) 的型式，可以表示爲:

$$\frac{\Delta Q_{Ix}}{\Delta x} - \frac{\cos\theta_i}{c}\frac{\Delta Q_{Ix}}{\Delta t}\bigg|_{x=0} = 0 \tag{30}$$

其中，θ_i爲入射波的進行方向，Q_{Ix}爲入射波質量通率在 x 方向的分量。估算下時刻的反射波在外海邊界的Q_x量爲

$$\Delta EQ^t_{x_{1,j}} = \Delta Q^t_{x_{1,j}} - \Delta Q^t_{I x_{1,j}}$$

$$\Delta EQ^t_{x_{2,j}} = \Delta Q^t_{x_{2,j}} - \Delta Q^t_{I x_{2,j}} \tag{31}$$

$$\Delta EQ^{t+\Delta t}_{x_{1,j}} = \Delta EQ^t_{x_{1,j}} + \left(\Delta EQ^t_{x_{2,j}} - \Delta EQ^t_{x_{1,j}}\right)\frac{c\Delta t}{\Delta x\cos\theta}$$

故下時刻合成的外海邊界 $Q^{t+\Delta t}_{x_{1,j}}$ 爲:

$$Q^{t+\Delta t}_{x_{1,j}} = Q^{t+\Delta t}_{Ix_{1,j}} + \Delta EQ^{t+\Delta t}_{x_{1,j}} \tag{32}$$

線性顯式差分法的穩定條件，本文引用 Courant number ，其表示式如下

$$\Delta t \le \frac{\Delta x}{C_{max}} \tag{33}$$

C_{max}以長波波速表示爲$\sqrt{gh_{max}}$ ，其中h_{max}爲最大水深。每週期疊代之值由下列公式計算，直至收斂爲止。

$$c^2_{i,j} = \frac{1-\cos\omega\Delta t}{\left(\frac{\Delta t}{\Delta x}\right)^2\left[1-\cos(k_{i,j}\Delta x\cos\theta_{i,j})\right] + \left(\frac{\Delta t}{\Delta y}\right)^2\left[1-\cos(k_{i,j}\Delta y\cos\theta_{i,j})\right]} \tag{34}$$

$$a_{i,j} = \left(2\overline{\eta^2_{i,j}}\right)^{1/2} \tag{35}$$

$$\theta_{i,j} = \tan^{-1}\left(\frac{\overline{Q^2_{y_{i,j}}}}{\overline{Q^2_{x_{i,j}}}}\right)^{1/2} \tag{36}$$

依每週期計算所格網點上的波速、振幅及進行方向，在二前後週期的相對差值於要求的精度下，即爲收斂條件，則停止計算。本文定義收斂條件爲:

$$\frac{\left[\sum_{i=1}^{M}\sum_{j=1}^{N}\left(c_{i,j}^{n}-c_{i,j}^{n-1}\right)^2\right]^{1/2}}{c_0} < \text{相對誤差}=0.01$$

$$\frac{\left[\sum_{i=1}^{M}\sum_{j=1}^{N}\left(a_{i,j}^{n}-a_{i,j}^{n-1}\right)^2\right]^{1/2}}{a_0} < \text{相對誤差}=0.01 \qquad (37)$$

$$\frac{\sum_{i=1}^{M}\sum_{j=1}^{N}\left|\theta_{i,j}^{n}-\theta_{i,j}^{n-1}\right|}{\theta_0} < \text{相對誤差}=0.01$$

3-2 流場數值模式

本文以 ADI 法 (Alternating Direction Implicit Method)，計算流場內之流速分佈與水位變化。

邊界處理方面，視封閉邊界取不滑動 (no slip) 邊界條件，則邊界上流速度爲零，即

$$U_{i,j}=0$$
$$V_{i,j}=0 \qquad (38)$$

其中 i,j 爲岸線上之點。外海邊界處理，當邊界取得夠遠時，已不受近岸流之影響，水位之變化近似爲零，故取水位邊界爲條件。.二側邊界處理，以 Longuet-Higgins (1970) 提出沿岸流流速分佈作爲邊界條件。

誤差控制取疊代相對誤差作比較，如式 (39) 所示

$$Err=\frac{\sum_{i,j}\text{abs}\left(f_{i,j}^{k}-f_{i,j}^{k-10}\right)}{\sum_{i,j}\text{abs}\left(f_{i,j}^{k}\right)}<0.01 \qquad (39)$$

式中，f表 U ， V ，η三者需同時滿足誤差控制條件。

5 模式驗證

5-1 波場模式

爲證實本文所使用之波場模式的正確性，本文與 Watanabe 和 Maruyama (1986) 之波場模式計算值及其實測資料之波高分佈加以比較，以校核本模式之適用情形。離岸堤爲單一堤體情況，本文計算之試驗區域爲離岸距離爲 x=5m ，沿岸距離爲 y=8m ，離岸堤長爲 2.67m ，置於

距 x 方向 2m，水深 6cm 處，且平行岸線，底床坡度爲 1/50；實驗模型之堤身以鋼板製成，即無透過性。波浪條件爲正向入射 $\theta = 0^{\circ}$，深海波高 $H_0 = 2.0\text{cm}$，深海週期 $T_0 = 1.2\,\text{sec}$。

圖 4 爲入射波之堤前、堤後波高分佈情形。圖中結果顯示，堤前波高等值線較密，乃入射及反射波疊加之故，而堤後則因堤體之遮蔽，波高分佈有明顯變小之趨勢。另者，爲進一步觀察波高於堤後之局部性變化，本文取水深 4cm 及 6cm 及縱岸波高分佈的波高分佈作比較，比較結果如圖 5 及圖 6 所示。圖中實線爲表本文所計算之結果，虛線則爲 Watanabe 和 Maruyama (1986) 之數值計算結果，黑點則爲 他們的試驗結果。比較結果發現，本文的計算值與 Watanabe 和 Maruyama (1986) 的計算值趨勢相近，與試驗值也相當吻合，而在堤外區域則較 Watanabe 和 Maruyama (1986) 的計算值更接近試驗值，乃本文針對能量消散因子加以線性化，使其值在碎波點前後 1/4 波長內呈線性增加 (許等， 1997)，故其結果較爲合理。

5-2 流場模式

Gourlay (1972) 以 $H_0 = 9.1$ cm， T=1.5 sec 爲波浪條件進行試驗，探討波浪受離岸堤阻擋，在堤後遮蔽區及開放區中波高與水位，其試驗結果如圖 7 所示。圖中顯示，從堤端繞射之波浪由於不均勻之波高分佈，而產生輻射應力差，導致水位梯度之變化而形成環流。近岸流起始發生於堤後開放區之波高與平均水位最大的地方，近岸流爲平行於岸線流入遮蔽區內，受堤體阻擋後又流回開放區，形成一個逆時向封閉環流，而開放區則因流體之平衡而產生反向環流變化情形。爲驗證本文流場模式之適用性，將上述之試驗條件代入波、流場模式中加以計算，其結果示於圖 8。由圖 6 與 圖 7 比較可以發現，兩者的環流規模與流況均趨於一致，由此證實本模式之計算結果能描述離岸堤背後之環流流況。

根據台灣漁業技術顧問社提供之民國75年水深資料 (許等, 1996)，以 1/81 之等比縮尺將和美海域地形資料及漁港佈置舖設定床模型於平面水池，模型施測波高及流場示於圖9。由福祿數 (Froude number) 相似原理，水深及波高比尺爲 1/81，而週期比尺則爲 1/9。試驗之入射波浪分爲 NE 之季節風浪與 ESE 之湧浪，其波浪條件分別爲 $H_0 = 4.0\text{m}\,(4.9\text{cm})$， $T = 8\,\text{sec}\,(0.9\,\text{sec})$； $H_0 = 3.2\text{m}\,(4.0\text{cm})$， $T = 11\,\text{sec}\,(1.2\,\text{sec})$，其中括號內之數字代表模型物理量。因波動水流爲一非定常性往復運動，故其所衍生近岸流流場觀測相當困難，在模型中爲使流場觀測更爲明顯，試驗時 ESE 湧浪所選擇之波高較數值計算者爲大 (數值計算 $H_0 = 2.5\text{m}$)。

圖 10 爲建港前 NE 波向季節風浪作用下，模型中觀測浮球漂移之軌跡，圖中星號表示浮球施放的位置，試驗時浮球分別施放於 Y=104320m， 104350m， 104365m 之方位座標，水深分別爲 h = -2m，-3m 及 -5m。圖中之結果顯示，當浮球於 h = -2m 處施放時，水流先往西南方向流動，而漂移至 Y=104100m 附近則往東南方向漂移，再於 Y =104000m 時則分成二道流場，其中部份水流往西朝岸邊移動，在水深 h = 0 ~ -3m 之範圍作順時向運動，另外的浮球則往東南運動，在 Y =103800m 處則往西移動，並形成順時向之環流。在水深 h= -3m 及 -5m 處施放之浮球，其流動趨勢類似 h= -2m 處施放者，均在港址位置和金沙灣形成兩個順時向環流，但 h= -5m 則有部份浮球流向北礁海岸。圖 11 爲本文數值模擬之流場，比較圖 10 及圖 11 可知，圖 11 中數值模擬之流場分界點亦在 Y =104000m 位置附近，且有兩道順時環流，故模型中所觀測之環流形態與數值計算結果呈現合理之趨勢，而部份流體流向東南方向往深海移動之流況亦呈相同流動形態。

圖 12 爲建港後 ESE 波向之湧浪作用下，模型中浮球移動之軌跡。當浮球在 Y = 103740m ，水深爲 -2m 施放後，全部的浮球大約沿 -2m 之等深線朝西北方向流到 Y =103920m ，即分成二種流向，其一流入港區內，呈順時向旋轉後流出港區。另一則沿東北方向流至堤頭，再往北流動，此現象與圖 13 數值模式之結果相近。浮球在水深 h=-4m 施放之流跡一道流入港區，另一道則先向東再沿海岸線向南流動，形成逆時向環流，此流況與圖 13 之結果類似。當浮球在 Y = 103880m ，水深 h = -5m 處施放後，全部的浮球往西北方向，流到

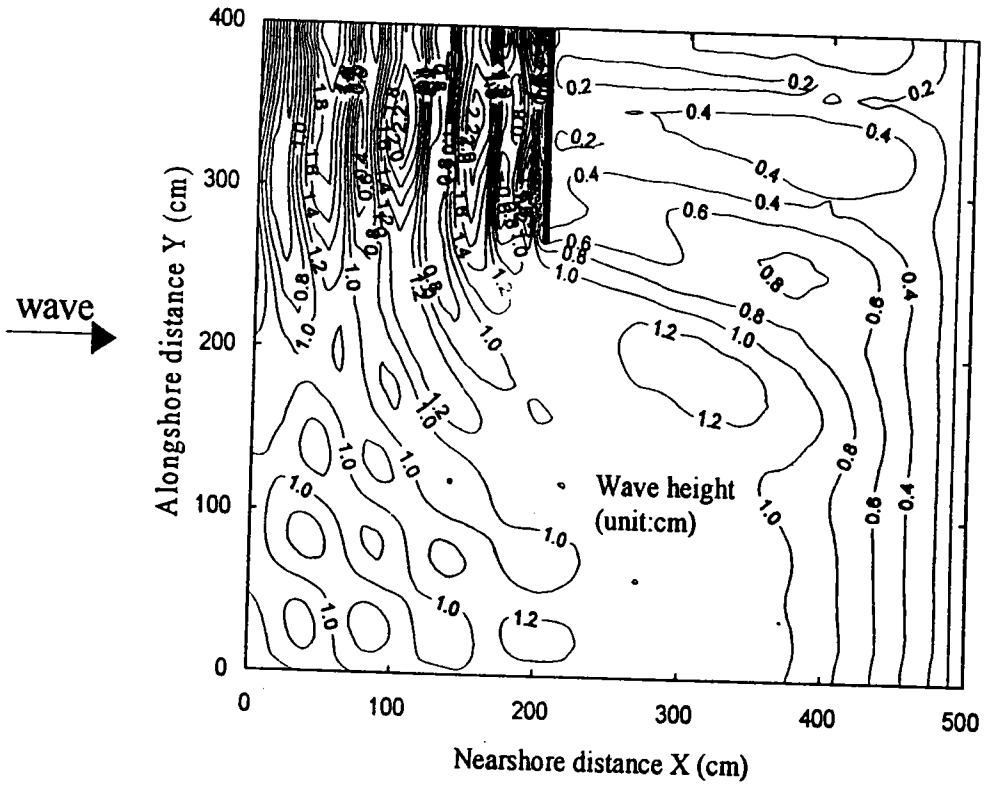


圖 4 離岸堤波高分佈

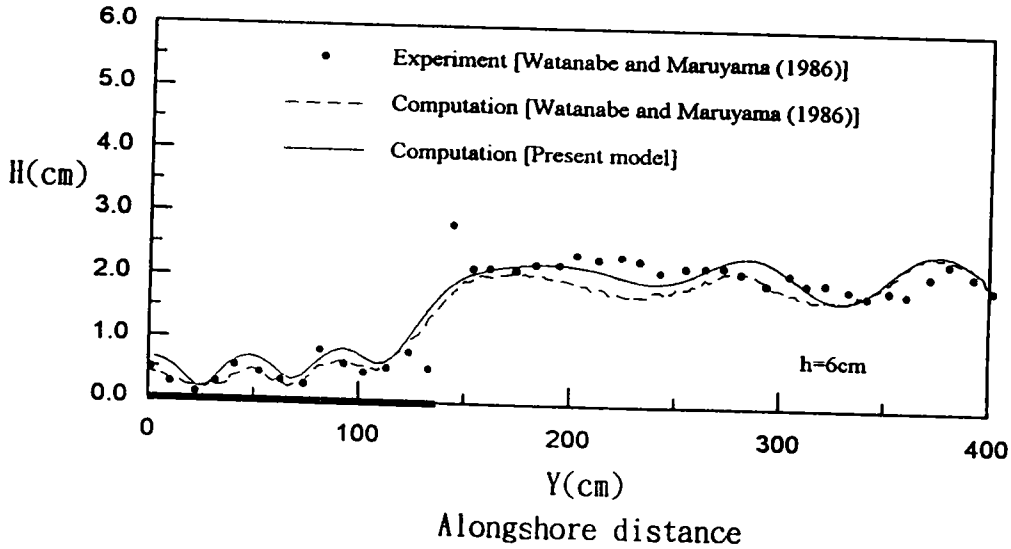


圖 5(a) 波高分佈預測值與實測值比較 (h=6cm)

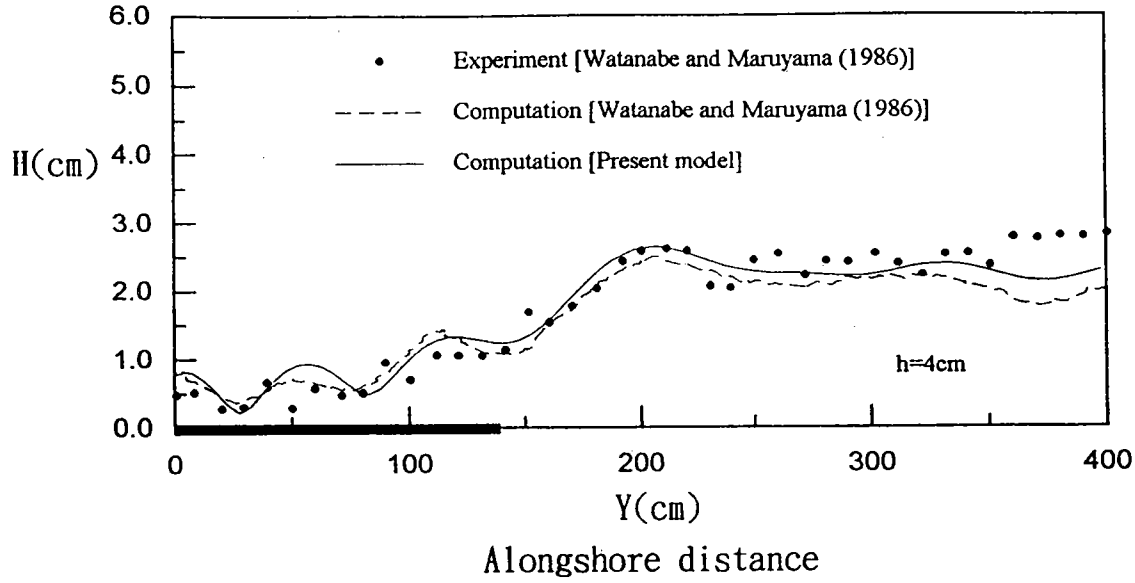


圖 5(b) 波高分佈預測值與實測值比較 (h=4cm)

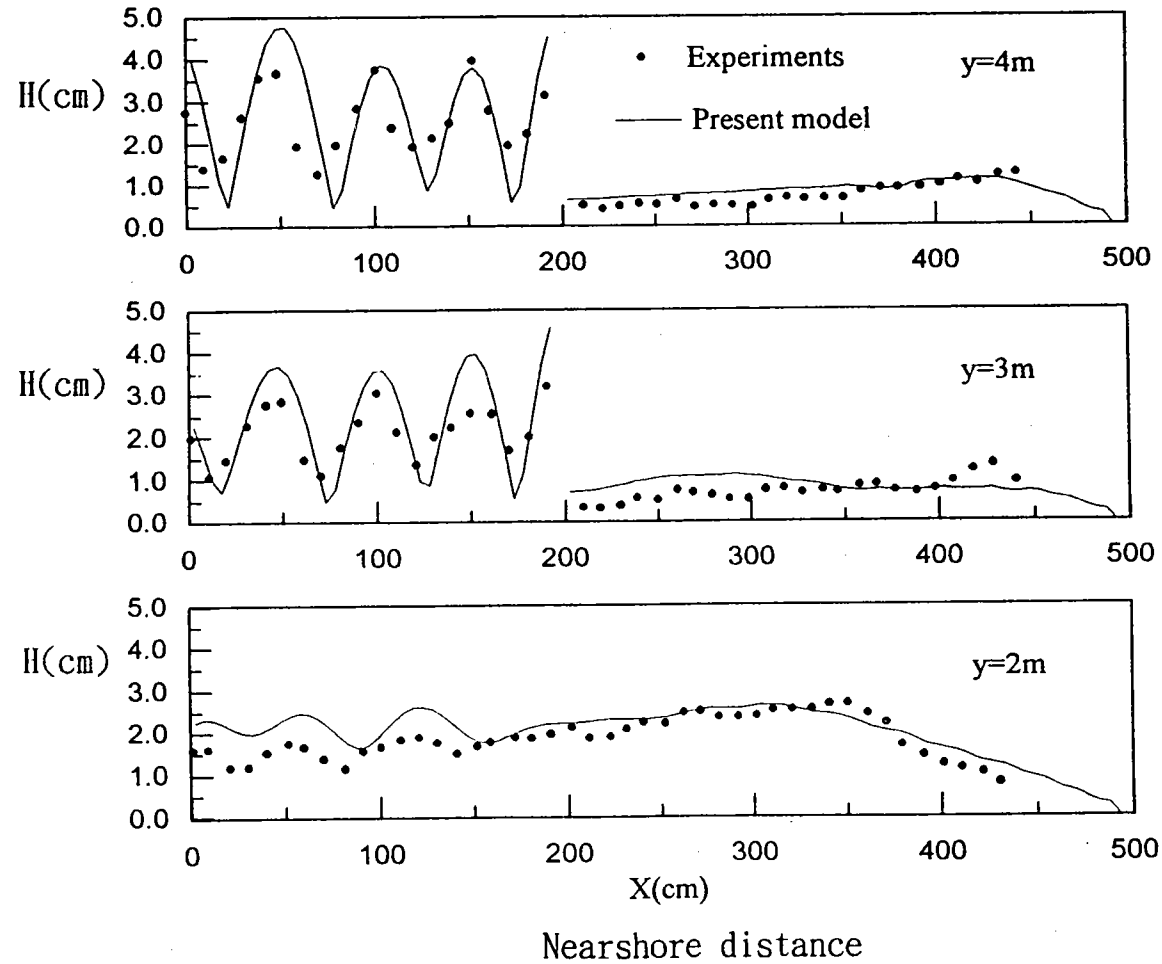


圖 6 縱岸波高分佈與實測值比較

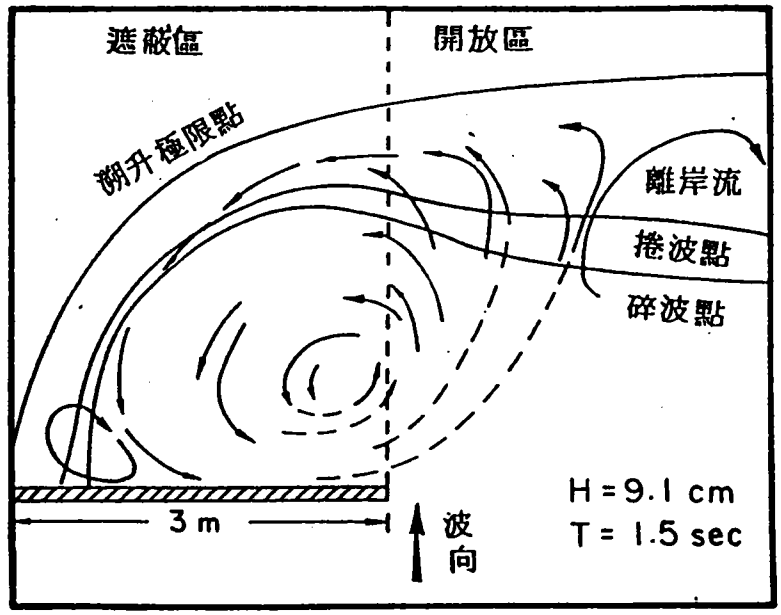


圖 7 左半無限堤背後流況之試驗結果（ Gourlay, 1974 ）。
（H_0 = 9.1cm, T = 1.5sec）

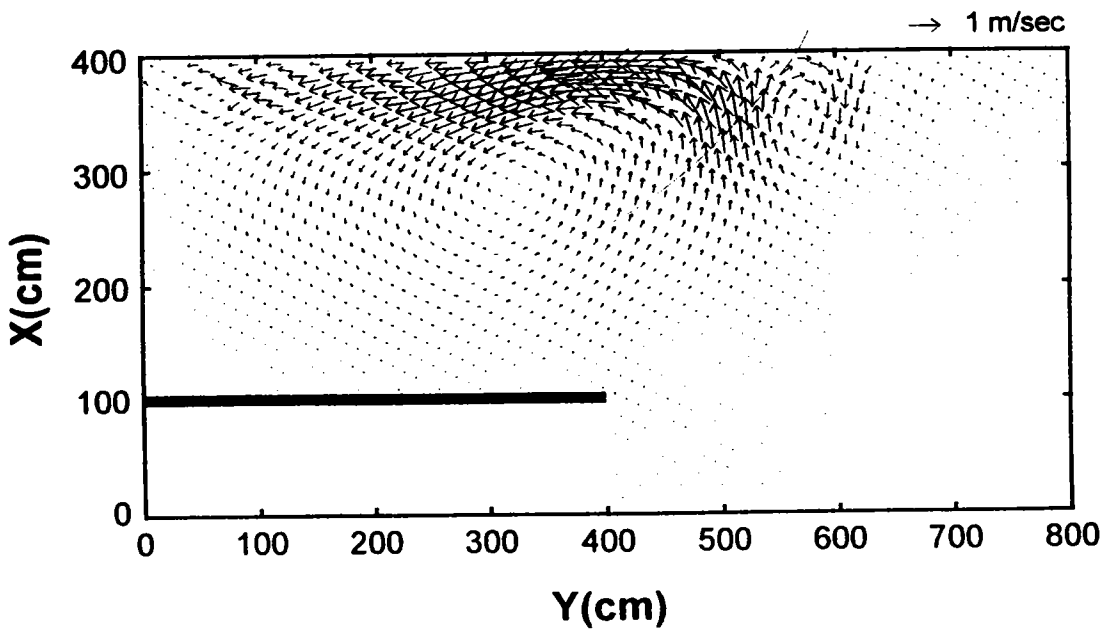


圖 8 左半無限堤背後流場模式之計算結果
（H_0 = 9.1cm, T = 1.5sec）

Y=104200m 之北岬頭附近之轉折角，然後再大約以正北方向流出北岬頭外。比對圖 13 發現，數值模式之流場也有這個現象，流體先往西北流動，於防波堤堤附近再經正北漂移。從比較結果得知，本文數值模式之流場與模型試驗之觀測浮球漂移軌跡頗爲吻合。

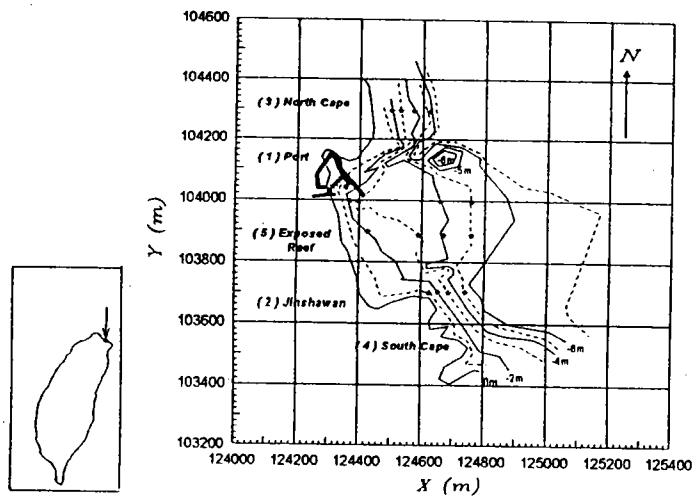


圖 9 和美漁港所在小灣附近之地理位置與模型施測之波高斷面。(1) 七十九年完工之和美漁港，(2)金沙灣，(3)小灣北邊之礁盤岬角，(4)小灣南邊礁盤岬角，(5)小灣海岸中段之露礁石區。 *:模型施測之波高斷面。

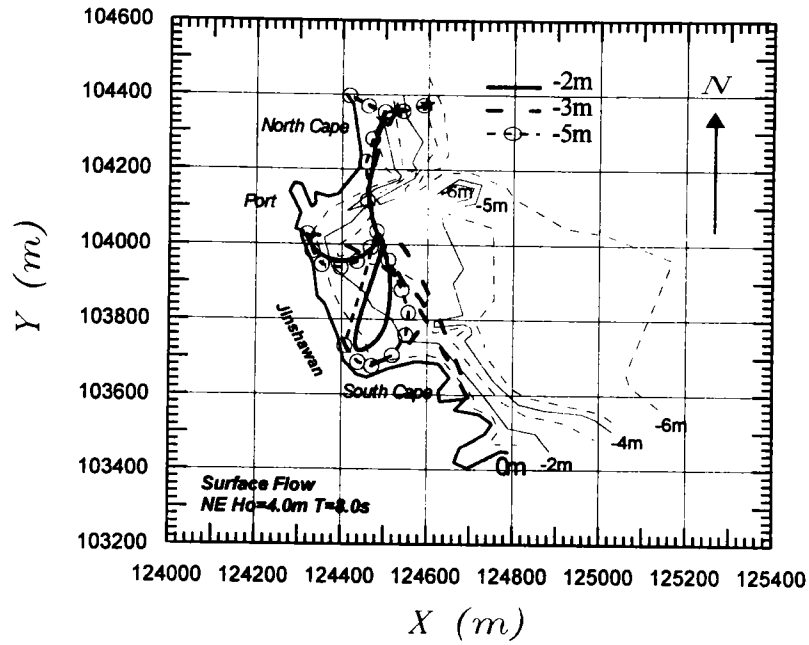


圖10 模型觀測NE波向季風風浪之近岸流流跡（建港前）

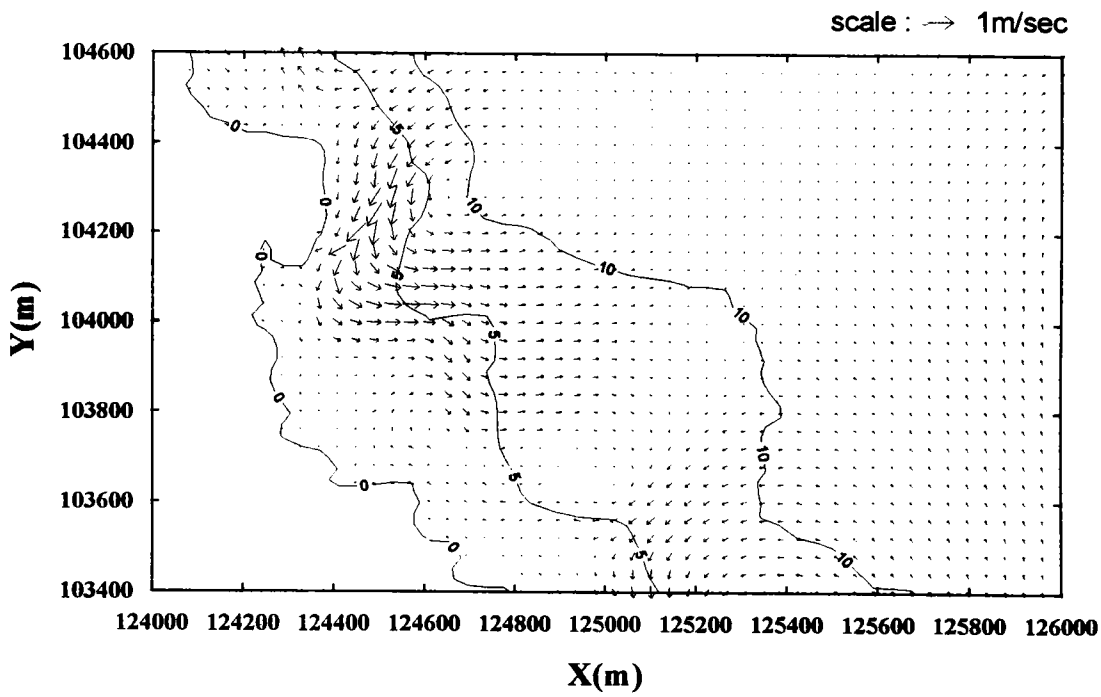


圖 11 和美漁港擴建前之近岸流場。

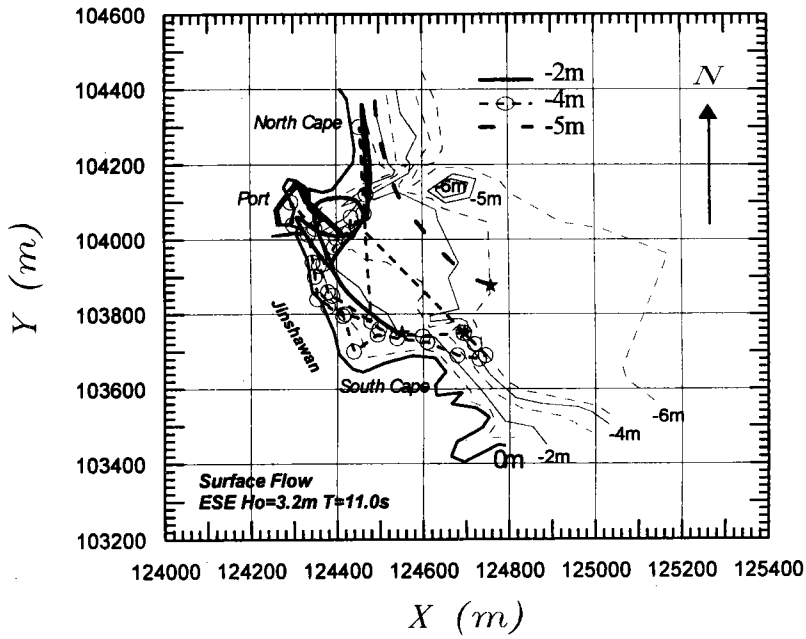


圖12 模型觀測ESE波向湧浪之近岸流流跡（建港後）

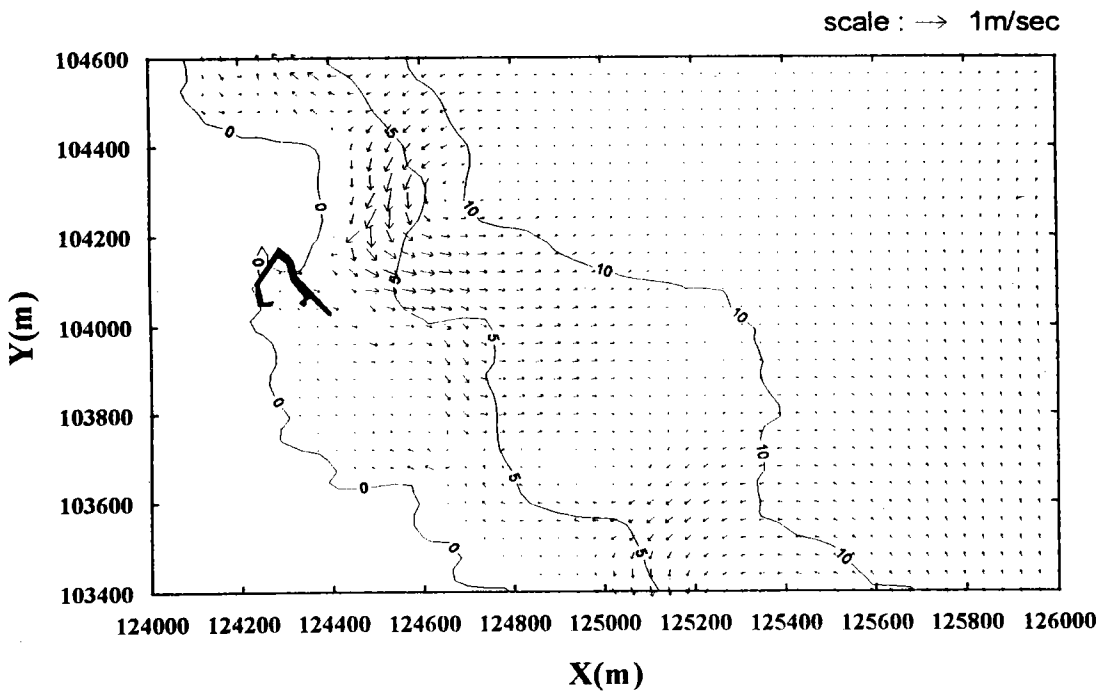


圖 13 和美漁港擴建後之近岸流場。

6 實例計算

花蓮南濱海岸由於花蓮港東防堤之延長，海岸線變遷也隨之受到影響。根據水利局實測灘線資料顯示，原來侵蝕之北濱段海岸呈現相當程度之淤積，而南濱海岸則原有寬廣的海岸已經消失，呈現嚴重的侵蝕現象，花蓮海岸海岸線之歷時變遷示於圖 14 。本文以前描述之數值模式研究花蓮港東防波堤擴建前後波、流場變化情形，根據波、流場分佈，進一步研判本段海岸之侵淤情形。

爲便於比較東防波堤擴建前後之流場，計算時選取較大波浪。圖 15 及 16 分別爲東防堤擴建前後之波高分佈情形。從圖中比較得知，由於東防波堤的擴建，堤後遮蔽區內波高遠小於開放區。圖 17 與圖 18 則爲近岸流流場之比較。從圖中發現東防波堤未擴建前由於波浪以 ENE 方向入射時，故在碎波帶內沿岸流分佈爲由北到南；當防波堤擴建後，因堤體之遮蔽效應，導致水位的差異，使近岸流流況發生明顯的變化，一部份的水流因波浪斜向入射而向南方下游流動，另一部份則在堤後形成一反向環流，部份流速往北。

上述流場分析可以解釋南濱海岸在東防波堤擴建後侵蝕的原因。東防波堤擴建前，由美崙溪口流出之泥沙，可藉沿岸流帶往下游區域。然而東防波堤擴建前後，即改變水流特性，環流系統將南濱海灘泥沙帶往美崙溪口，往下游方向之沿岸流則因上游沙源短缺，而造成南濱海岸侵蝕。

7 結論

本文利用數值方法模擬由波浪所衍生之近岸流流場。數值模式包含波場模式與近岸流流場模式。波場模式係針對漸變性之緩坡方程式求解，文中討論雙曲線型方程式之數值解析。流場模式則根據波場模式所計算之波高分佈，結合輻射應用之觀念求解近岸流流場。本模式之數值計算結果經與實例數據比較，波高分佈與實例者呈合理之一致性；而流場則能掌握結構物附近之環流特性。本文同時以實際海域進行計算，探討流場分佈對漂沙運移及地形變化之影響。

參考文獻

1. Berkhoff, J.C.W., "Computation of Combined Refraction-Diffraction," Proc. 13th Conf. on Coastal Eng., Canada, ASCE, pp.705-720 (1972).
2. Berkhoff, J.C.W., N. Booy and A.C. Radder, "Verification of Numerical Wave Propagation Models for Simple Harmonic Linear Water Waves," Coastal Eng., Vol.6, pp.255-279 (1982).
3. Bettess, P. and O.C. Zienkiewice, "Diffraction and Refraction of Surface Waves Using Finite and Infinite elements," Int. J. Numer. Methods Eng. , Vol.11, pp.1271-1290 (1979).
4. Booij, N., "A Note on the Accuracy of the Mild-slope Equation," Coastal Eng., Vol.7 ,pp.191-203 (1983).
5. Copeland, G.J.M., "A Practical Alternative to the Mild-slope Wave Equation," Coastal Eng., Vol.9, pp.125-149 (1985).
6. Engquist, B. and A. Majda, "Absorbing Boundary Conditions for the Numerical Simulation of Waves," Math. Comput., Vol.31, pp.629-651 (1977).
7. Gourlay, M.R., "Wave Set-up and Wave Generated Current in the Lee of a Breakwater or Headland," Proc. 14th Conf. on Coastal Eng., pp.1976-1995 (1974).

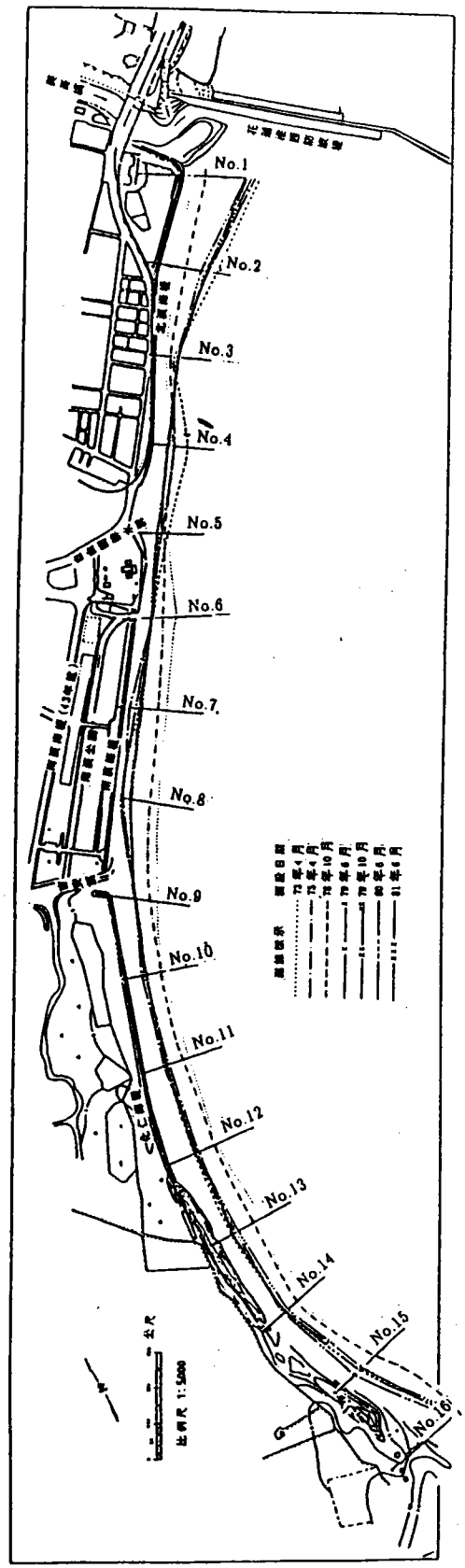


圖 14 花蓮海岸地理位置與歷年海岸線之變遷

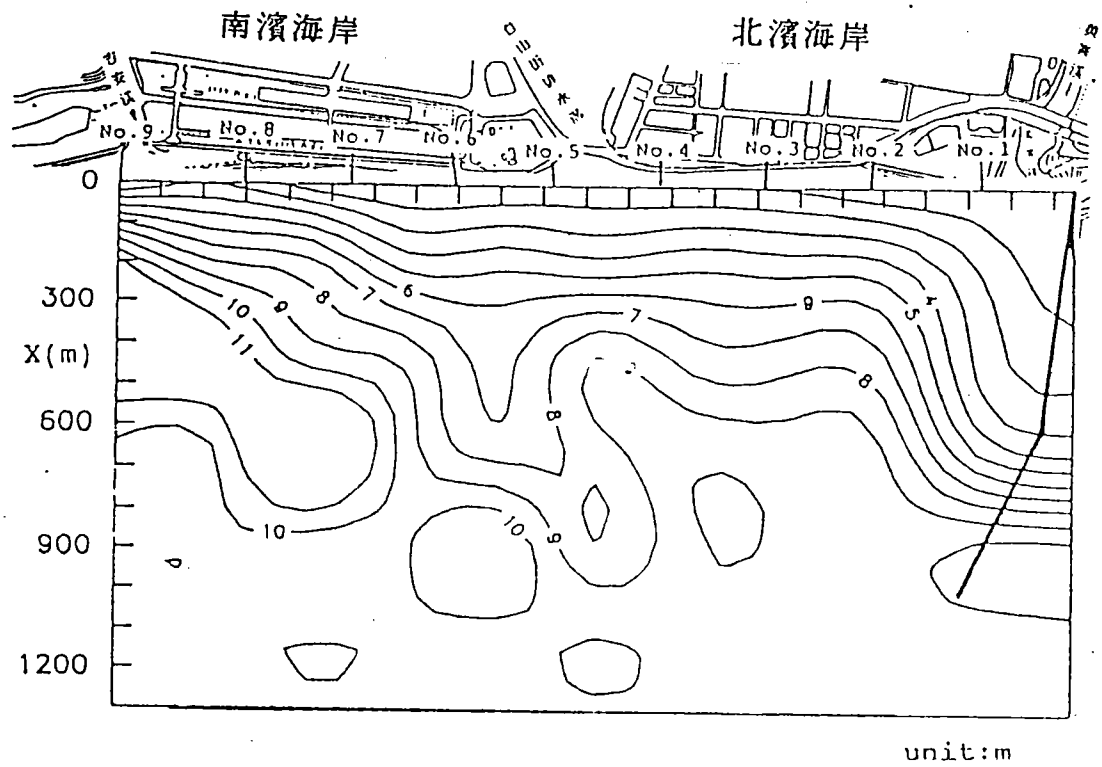


圖 15 颱風波浪作用下之波高分佈 (東防波堤擴建前， $H_0 = 10.8\,m$, $H_0 = 10.8\,m$, $T = 14.0\,sec$, E)

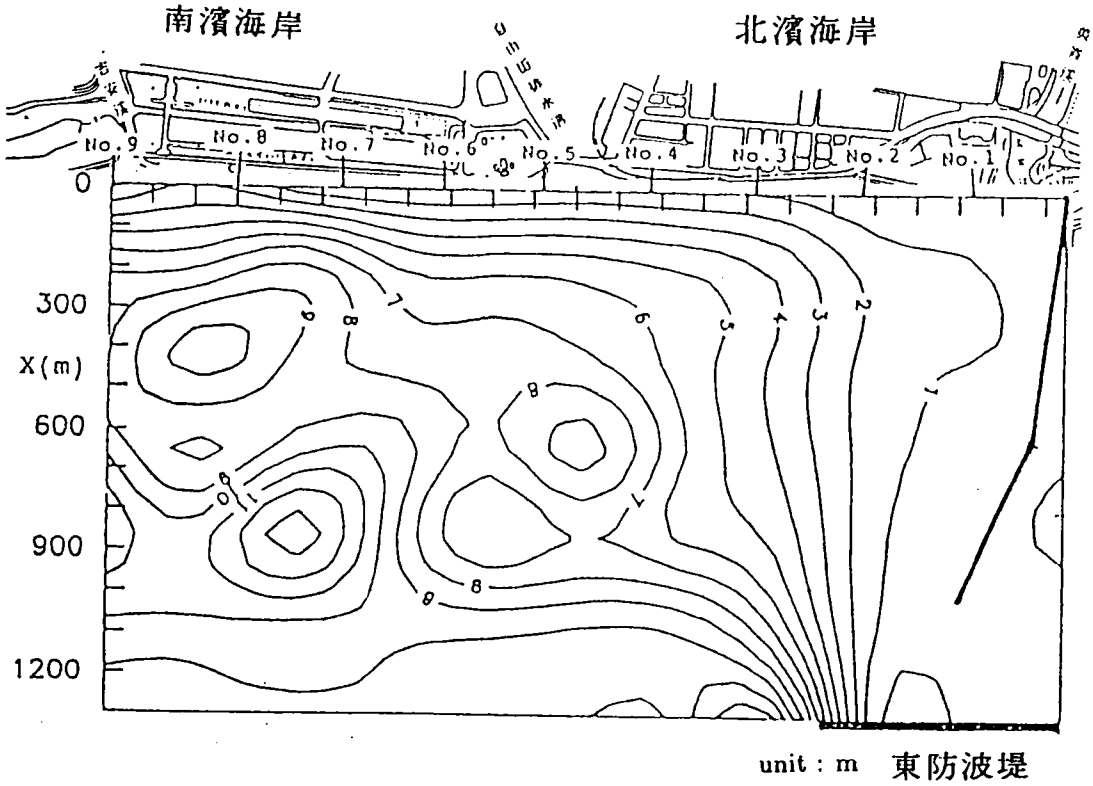


圖 16 颱風波浪作用下之波高分佈 (東防波堤擴建後， $H_0 = 10.8\,m$, $H_0 = 10.8\,m$, $T = 14.0\,sec$, E)

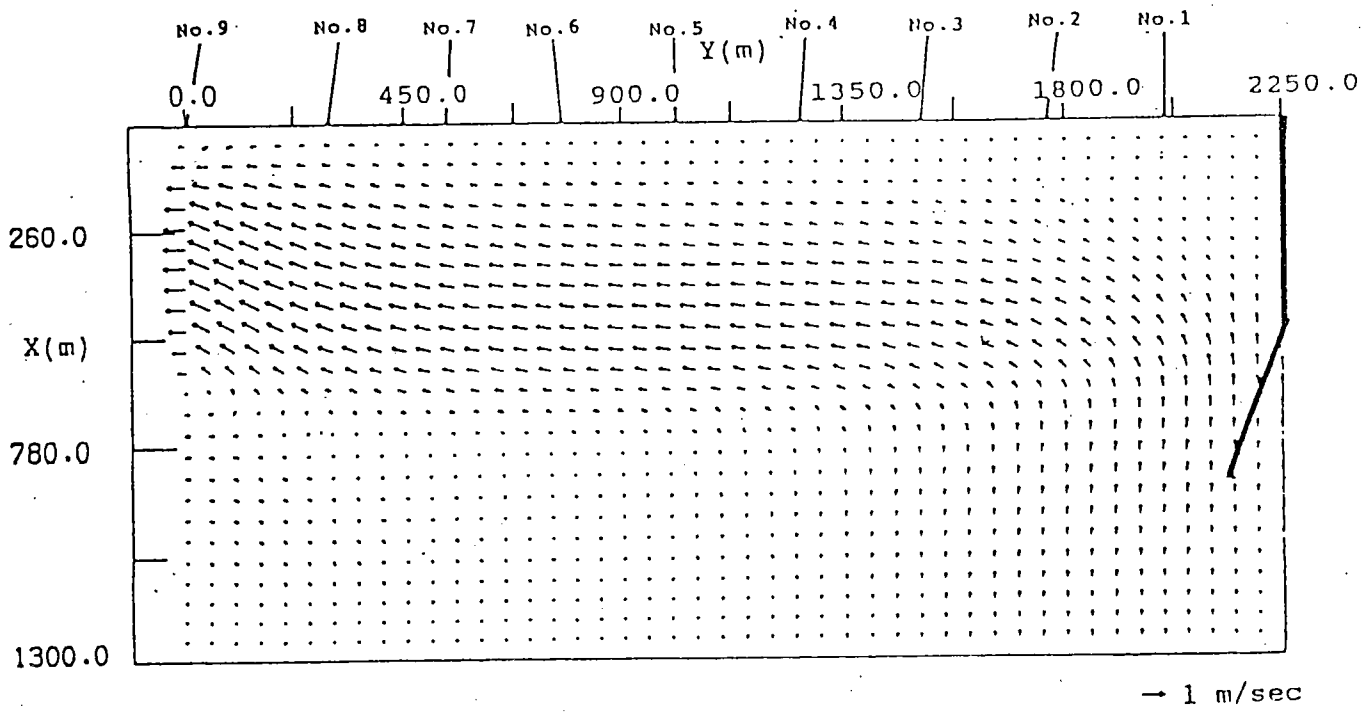


圖 17 颱風波浪作用下之流速分佈 (東防波堤擴建前， $H_0 = 10.8\,m$, $H_0 = 10.8\,m$, $T = 14.0\,sec$, E)

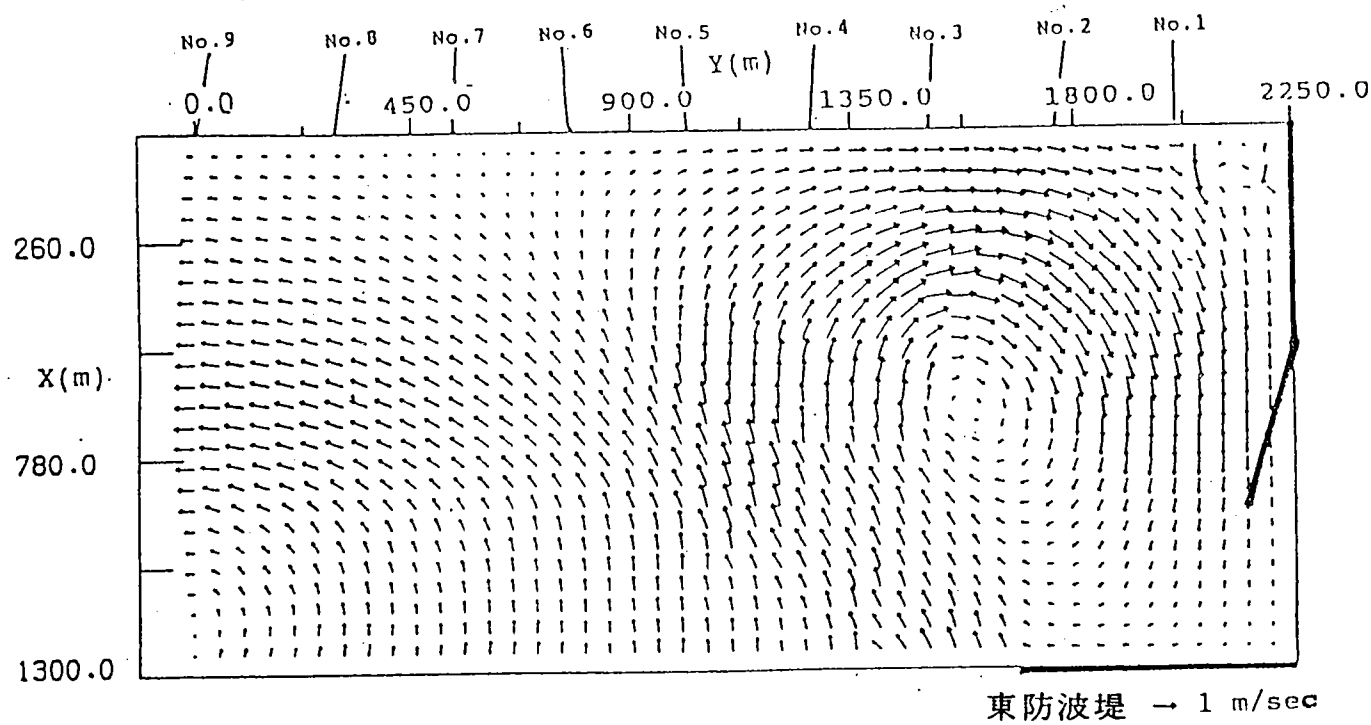


圖 18 颱風波浪作用下之波高分佈 (東防波堤擴建後， $H_0 = 10.8\,m$, $H_0 = 10.8\,m$, $T = 14.0\,sec$, E)

8. Hsu, T.W. and C.C. Wen, "Water Wave Transformation around Coastal Structures," a paper submitted to Coastal Eng., on preparation (1996).

9. Ito, Yo and K. Tanimoto, "A Method of Numerical Analysis of Wave Propagation-Application to Wave Diffraction and Refraction," Proc. 13th Conf. on Coastal Eng., Chapter 26(1972).

10. Li, B., "An Evolution Equation for Water Waves," Coastal Eng.,Vol.23, pp.227-242 (1994).

11. Longuet-Higgins, M.S., "Longshore Current Generated by Obliquely Incident Sea Wave," J. Geophys. Res., Vol.75, No.33, pp.6778-6801 (1970).

12. Nisimura, H., "Numerical of Simulation Neashore Circulations," Proc. 29th Japanese Conf. on Coastal Eng., JECE, pp.333-337 (1982).

13. Ou, S.-H., S.-Y. Tzang, and T.-W. Hsu, "Wave superposition behind the Permeable Detached Breakwater," Proc. 21st Internl. Conf. on Coastal Eng., Malaga, Spain, pp.121-135 (1988).

14. Tanimoto, K. and K. Kobune, "Computation of Waves in a Habor Basin by a Numerical Wave Analysis Method," Proc. 22nd Japanese Conf. on Coastal Eng., JSCE, pp.249-253 (1975).

15. Tsay, T.-K. and P.L.-F. Liu, "Numerical Solution of Water-Wave Refraction and Diffraction Problems in the Parabolic Approximation," J. Geophys. Res., Vol.87, No.C10, pp.7932-7940 (1982).

16. Tsay, T.-K. and P.L.-F. Liu, "A finite Element Model for Wave Refraction and Diffraction ," Applied Ocean Res., 5(1): 30-37 (1983).

17. Watanabe, A.and K. Maruyama, "Numerical Modelling of Nearshore Wave Field under Combined Refration,Diffration and Breaking," Coastal Eng. in Japan, Vol.29, pp.19-39 (1986).

18. Williams, R.G.,J. Darbyshire, and P. Holmes, "Wave Refraction and Diffraction in a Caustic Region: A Numerical Solution and Experimental Validation," Proc. Inst. Civ. Eng., 69(2), pp.635-649 (1980).

19. 許泰文、歐善惠、洪逸銘，「透過式離岸堤群背後堆沙效果之研究」，中國土木水利工程學刊，第五卷，第二期，pp.99-108 (1993)。

20. 歐善惠、許泰文、張憲國、洪逸銘，「花蓮南濱海岸波場與流場之研究」，中國民國第十四屆海洋工程研討會論文集，國立交通大學，新竹，pp.107-127 (1992)。

21. 許泰文、簡仲和、張瑞欣，「平面漂砂模式在和美漁港之應用」，中國土木水利工程學刊，出版中(1997)。

22. 許泰文、張憲國、徐立政，「單一透過式離岸堤堤後海岸線變遷之研究」，中國土木水利工程學刊，出版中(1997)。

NUMERICAL SIMULATION ON NEARSHORE CURRENT

Tai-Wen Hsu

ABSTRACT

This paper presents numerical methods for simulating for wave-induced nearshore currents. The developed numerical model includes two sub-models describing wave and current fields. The transient mild-slope equation has been expressed as an elliptic equation or a hyperbolic equation in the wave model shoaling and reflection. Wave energy dissipation representation is applied to predict the wave transformation inside the surf zone. The nearshore current model is presented to demonstrate the flow patterns induced by breaking waves on the basis of radiation stresses. Results obtained by this method of solution are compared with experimental data. The reasonable agreements between the prediction and the experiment are found. Examples of computed nearshore current patterns are presented to demonstrate the applicability of this model in coastal engineering practice.

[1] Associate ProfessorDepartment of Hydraulics and Ocean Engineering National Cheng Kung University, Tainan, 70101,Taiwan.

Princeton 三維海洋數值模式之應用與評估

—與實測水位、流速、水溫之比較—

管秩豐[1]

摘要

Princeton 三維海洋數值模式除可模擬海洋、海岸等大尺度之流場外，亦可計算河川、渠道等較小尺度之水運動。本研究即利用此模式模擬美國大湖的流場，並利用實測之水位、流速及水溫驗證數值模擬結果。分析結果顯示，模式所計算之水位及水表溫度與觀測資料間之誤差極小，而流速及較深處水溫模擬則有可觀之誤差。但是以EOF分析則可看出流速及較深處水溫之整體模擬趨勢與實測資料一致。本研究亦發現以本研究設定之格網解析度不能正確模擬湖域thermocline結構，故造成湖水過度混合，使模式高估thermocline以下之水溫而低估其上之溫度。

1 前言

Princeton 海洋數值模式是美國 Princeton 大學 Mellor 與 Blumberg 於 1977 年所發展之三維非線性模式。它雖說是個海洋模式，但是其應用範圍並不侷限於海洋或海岸流場之計算(Aikman 等,1996 ； Blumberg, Signell & Jenter, 1993 ； Ezer, Mellor & Jungclaus, 1995 ； Federiuk & Allen, 1995 ； Kantha 等, 1995 ； Ly & O'Connor, 1991 ； Ly & Kantha, 1991 ； Minato, 1995 ； Oey & Chen, 1992 ； Zavatarelli & Mellor, 1995)，它也可以模擬湖泊(Bedford & Schwab, 1991 ； Blumberg, 1986 ； Blumberg & Toro, 1990 ； Schwab & Bedford, 1994)、河口、海灣(Galperin, Blumberg & Weisberg, 1992 ； O'Connor, 1991 ； Oey, Mellor & Hires, 1985a,b ； Wheless & Valle-Levinson, 1996)或渠道(Blumberg, Galperin & O'Connor, 1992 ； Galperin & Mellor, 1990 ； Podber, 1993)之流場。Princeton 海洋數值模式有下列幾個特點：

- 包含一個二階紊流模式(Mellor, 1973 ； Mellor & Yamada, 1974, 1982)以計算垂直方向之混合係數(mixing coefficients)。
- 使用 σ 座標系統以簡化數值計算及邊界條件之處理。
- 水平方向格網利用"Arakawa C"差分技巧，並可使用曲線正交座標(Curvilinear orthogonal coordinates)。

[1] 國立成功大學水工試驗所副研究員

- 水平方向利用顯式差分，而垂直方向利用隱式差分。

- 數值計算分 external 及 internal 兩個 modes ；前者計算水位及水深平均水平向流速，後者計算三維之流速及溫度場。

本研究即利用此數值模式模擬美國五大湖之一 —— Erie 湖 —— 的水位、流速及溫度場，並利用現場觀測資料評估其模擬結果。

2 基本方程式

Princeton 海洋數值模式之基本方程式假設流體合乎水力靜壓 (hydrostatic) 條件及包氏近似 (Boussinesq approximation)，在卡氏座標系統中可表示如下：

$$\nabla \cdot \vec{V} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \tag{1}$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + \vec{V} \cdot \nabla u + w\frac{\partial u}{\partial z} - fv = -\frac{1}{\rho_0}\frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial z}(K_M \frac{\partial u}{\partial z}) + F_u \tag{2}$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + \vec{V} \cdot \nabla v + w\frac{\partial v}{\partial z} + fu = -\frac{1}{\rho_0}\frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial z}(K_M \frac{\partial v}{\partial z}) + F_v \tag{3}$$

$$\rho g = -\frac{\partial p}{\partial z} \tag{4}$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + \vec{V} \cdot \nabla \theta + w\frac{\partial \theta}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z}(K_H \frac{\partial \theta}{\partial z}) + F_\theta \tag{5}$$

其中

$$\frac{p}{\rho_0} = g(\eta - z) + g\int_z^\eta \frac{\rho - \rho_0}{\rho_0} dz' \tag{6}$$

是爲水力靜壓近似 (hydrostatic approximation)。

方程式(1) ~ (6)中，$\vec{V}$ 爲流速在水平方向之分量(u, v)，w 爲流速在垂直方向之分量，θ 爲溫度或鹽度，本文中 θ 爲水溫，f 爲科氏參數(Coriolis parameter)，g 爲重力加速度，p 爲壓力，ρ_0 爲水的參考密度(reference density)，$\rho(\theta, t)$爲水的當地(*in situ*)密度，η 爲水面高程，而 K_M 及 K_H 分別爲動量及熱量之垂直渦漩擴散係數(vertical

eddy viscosity and diffusity of turbulent mixing for momentum and heat)。流場中不能以模式格網所能解析之一切運動皆以水平混合程序(horizontal mixing processes)參數化，此類程序多由大尺度運動所支配，而方程式(2)、(3)及(5)中之 F_u、F_v 及 F_θ 即爲此類參數。在 Princeton 海洋數值模式中，F_u、F_v 及 F_θ 以下列三式表之：

$$F_u = \frac{\partial}{\partial x}\left(2A_M \frac{\partial u}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left[A_M\left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\right)\right] \tag{7}$$

$$F_v = \frac{\partial}{\partial y}\left(2A_M \frac{\partial v}{\partial y}\right) + \frac{\partial}{\partial x}\left[A_M\left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\right)\right] \tag{8}$$

$$F_\theta = \frac{\partial}{\partial x}\left(A_H \frac{\partial \theta}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(A_H \frac{\partial \theta}{\partial y}\right) \tag{9}$$

其中，A_M 及 A_H 分別爲動量及熱量之水平渦漩擴散係數，而 A_M 可以利用平均流之性質(mean flow quantities)來表示，亦即

$$A_M = (C_H \Delta)^2 D \tag{10}$$

本式中，C_H 爲常數，Δ 爲數值格網間距(grid spacing)，而 D 則定義如下：

$$D = \left[\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)^2 + \frac{1}{2}\left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial y}\right)^2\right] \tag{11}$$

至於 A_H 之計算，Princeton 海洋數值模式利用 Schmidt 數以之與 A_M 相關聯，即

$$A_H = \frac{A_M}{\sigma_t} \tag{12}$$

湖泊或海洋水力之數值模擬程序中，紊流之參數化是一項非常重要之課題。本文所使用之海洋數值模式利用 Mellor 與 Yamada 所發展之方法(Mellor & Yamada, 1982)，將動量及熱量之垂直渦漩擴散係數表如下式：

$$K_M = qlS_M, \qquad K_H = qlS_H \tag{13}$$

其中，S_M 及 S_H 定義爲穩定函數，而以下式表示：

$$S_M = A_1 \frac{1-3C_1-\left(6A_1/B_1\right)}{\left[1-3A_2G_H\left(B_2+6A_1\right)\right]\left(1-9A_1A_2G_H\right)} - A_1 \frac{3A_2G_H\left\{\left(B_2-3A_2\right)\left[1-\left(6A_1/B_1\right)\right]-3C_1\left(B_2+6A_1\right)\right\}}{\left[1-3A_2G_H\left(B_2+6A_1\right)\right]\left(1-9A_1A_2G_H\right)} \tag{14}$$

$$S_H = A_2 \frac{1-\left(6A_1/B_1\right)}{1-3A_2G_H\left(B_2+6A_1\right)} \tag{15}$$

此二式中

$$G_H = \left(\frac{l}{q}\right)^2 \frac{g}{\rho_0}\frac{\partial \rho}{\partial z} \tag{16}$$

本模式之紊流流速尺度(velocity scale) — q $(=\sqrt{u^2+v^2+w^2})$ — 及主長度尺度(master length scale) — l — 由以下兩組方程式求出：

$$\frac{\partial q^2}{\partial t}+V\cdot\nabla q^2+w\frac{\partial q^2}{\partial z}=\frac{\partial}{\partial z}\left(qlS_q\frac{\partial q^2}{\partial z}\right)+2\left(P_s+P_b-\varepsilon\right)+F_q \tag{17}$$

$$\frac{\partial q^2 l}{\partial t}+V\cdot\nabla\left(q^2 l\right)+w\frac{\partial q^2 l}{\partial z}=\frac{\partial}{\partial z}\left(qlS_q\frac{\partial q^2 l}{\partial z}\right)+E_1 l\left(P_s+E_3P_b\right) - l\varepsilon\left[1+E_2\left(\frac{l}{\kappa L}\right)\right]+F_l \tag{18}$$

此二式中，

$$\varepsilon=\frac{q^3}{B_1 l} \tag{19}$$

$$P_s = K_M\left[\left(\frac{\partial u}{\partial z}\right)^2+\left(\frac{\partial v}{\partial z}\right)^2\right] \tag{20}$$

$$P_b = K_H\frac{g}{\rho_0}\frac{\partial \rho}{\partial z} \tag{21}$$

$$\left(A_1, A_2, B_1, B_2\right)=\left(0.92, 0.74, 16.6, 10.1\right) \tag{22}$$

$$\left(E_1, E_2\right)=\left(1.8, 1.33\right) \tag{23}$$

$$C_1 = \frac{1}{3}\left(1 - 6A_1 B_1^{-1} - A_1^{-1} B_1^{-1/3}\right) = 0.08 \tag{24}$$

由於使用傳統之卡氏座標系統在地形水深變化複雜處有其計算上不便之處，Princeton 海洋數值模式利用 Phillip(1957)所創之 σ 座標系統將以上所列之方程式自卡氏座標系統轉換至 σ 座標系統中。卡氏座標與 σ 座標間之關係如下：

$$x^* = x, \qquad y^* = y, \qquad \sigma = \frac{z-\eta}{H+\eta}, \qquad t^* = t \tag{25}$$

應用(25)式之轉換，任意物理變數 — G — 在二座標系之微分式即由以下方程式相關聯：

$$\frac{\partial G}{\partial x} = \frac{\partial G}{\partial x^*} - \frac{\partial G}{\partial \sigma}\left[\frac{\sigma}{(H+\eta)}\frac{\partial (H+\eta)}{\partial x^*} + \frac{1}{(H+\eta)}\frac{\partial \eta}{\partial x^*}\right] \tag{26}$$

$$\frac{\partial G}{\partial y} = \frac{\partial G}{\partial y^*} - \frac{\partial G}{\partial \sigma}\left[\frac{\sigma}{(H+\eta)}\frac{\partial (H+\eta)}{\partial y^*} + \frac{1}{(H+\eta)}\frac{\partial \eta}{\partial y^*}\right] \tag{27}$$

$$\frac{\partial G}{\partial z} = \frac{1}{(H+\eta)}\frac{\partial G}{\partial \sigma} \tag{28}$$

$$\frac{\partial G}{\partial t} = \frac{\partial G}{\partial t^*} - \frac{\partial G}{\partial \sigma}\left[\frac{\sigma}{(H+\eta)}\frac{\partial (H+\eta)}{\partial t^*} + \frac{1}{(H+\eta)}\frac{\partial \eta}{\partial t^*}\right] \tag{29}$$

其中，$H(x,y)$ 爲 (x,y) 處之水深。

經此座標轉換後，垂直方向之範圍將由 $z=\eta$ (水面)至 $z=H$ (水底)轉變爲自 $\sigma = 0$ 至 $\sigma = -1$ (圖 1)，而垂直方向之流速分量可表爲：

$$\omega = w - u\left(\sigma\frac{\partial D}{\partial x^*} + \frac{\partial \eta}{\partial x^*}\right) - v\left(\sigma\frac{\partial D}{\partial y^*} + \frac{\partial \eta}{\partial y^*}\right) - \left(\sigma\frac{\partial D}{\partial t^*} + \frac{\partial \eta}{\partial t^*}\right) \tag{30}$$

其中，$D = H + \eta$，而 ω 與 σ 面正交。基本方程式座標變換之推導及差分方程式之產生可參閱 Blumberg 與 Mellor (1987) 之論文。

3 數值模擬流場— Erie 湖

Erie 湖位於美國與加拿大兩國之間，長約 400 公里，最大寬度約 115 公里。以水表

面積而言，此湖可以說是一個內陸海，但就水深而言， Erie 湖卻相當淺；其平均水深約爲 18.6 公尺，而最大水深亦只有 64 公尺。在美國大湖之中， Erie 湖是最淺的一個，對於風與熱等外力的影響，反應極爲迅速。依其地形水深之特性及分佈， Erie 湖可區分爲西區、中區及東區等三個分區(圖 2)。三者之中，西區最淺，其平均水深僅約爲 7.6 公尺，它與中區以 Point Pelee 及一系列小島分隔，而此二者間之水流交換即侷限於小島間之通道。中區最大也最平坦，平均水深約爲 18.6 公尺。東區是三個分區中之最深者，但其平均水深亦僅爲 26 公尺。中區與東區間有一條沉浸於水中之山脊 — **Pennsylvania Ridge** — 限制著兩區深水處之水流交換。

Erie 湖水平方向之數值格網如圖 3 所示；每一數值格網皆爲 2km x 2km 之正方格，而整個流場共有 201 x 57 個水平方格。至於垂直方向，由水面至湖底共計 14 個 σ 值：0 、-0.0125 、-0.025 、-0.05 、-0.1 、-0.2 、-0.3 、-0.4 、-0.5 、-0.6 、-0.7 、-0.8 、-0.9 及-1 。

4 觀測資料

本研究所使用之觀測資料有三個來源：

1. 美國國家海氣象部門 (National Oceanic and Atmospheric Administration, NOAA) 大湖環境研究實驗室 (Great Lakes Environmental Research Laboratory, GLERL) 及加拿大內陸湖中心 (Canada Centre for Inland Waters, CCIW) 於 1979 年 5 月至 10 月在 Erie 湖上 52 個測站所測得之流速及水溫。

2. 美國 Buffalo 、 Cleveland 及 Toledo 三個常設水位站之水位記錄。

3. Erie 湖四周 10 個常設氣象站以及 6 個由 CCIW 於 1979 年 5 月至 10 月在湖上所設浮式氣象站所測得之氣象資料。

以上資料可區分爲兩大類；其一用以計算模式所需之水面動力及熱力驅動函數 (driving functions)，其二用以評估模擬結果。第一類資料包括風速、風向、氣溫、露點溫度、雲量；第二類資料包括水位、流速及水溫。各類測站分佈如圖 4 所示。

5 水面邊界條件 — 氣象外力

除了一般之邊界條件外， Erie 湖流場數值模擬另利用氣象外力作爲水面之動力及熱力邊界條件。此類邊界條件在本應用中以風剪力及熱通量來表示。其中風剪力以下式表之：

$$\tau_i = (C_d \times u_w)(u_{wi})\rho_a \tag{31}$$

此式中，u_{wi} 爲風向量 u_w 之第 i 個分量，ρ_a 爲空氣密度，C_d 爲空氣動力係數(the bulk aerodynamic coefficient for momentum)。至於熱通量在本應用中則表爲：

$$H = H_{SR} + H_{LR} + H_L + H_S \tag{32}$$

其中，H_{SR} 爲太陽短波幅射能(shortwave radiation from the sun)，H_{LR} 爲長波幅射熱(longwave radiation heat transfer)，H_L 爲潛熱(latent heat transfer)，H_S 爲 sensible heat transfer。風剪力之推導及熱通量方程式請分別參閱 Liu 與 Schwab (1987)及 McCormick (1988) 之論文。

爲計算模式在湖面之風剪力及熱通量，各測站所測得之氣象量必須以客觀分析(objective analysis)內差至水表面之格網上。本研究所使用之方法爲 Barnes two-pass 法。其理論及應用請參閱 Barnes (1964, 1973)及 Koch 等(1983) 之論文。客觀分析結果顯示，除水表溫度之分佈與實際不甚相符外，其他氣象量之內差皆能有令人滿意之結果。圖 5 及圖 6 即爲氣溫及風速、風向客觀分析之二例。水表溫度客觀分析結果所以與實際不符，乃因湖邊缺乏水溫觀測值，而僅利用 CCIW 六個浮式氣象站所測得之水溫進行客觀分析，必然造成湖邊水溫成爲外差所得之值，而其可靠性自當存疑。圖 7 爲水表溫度以 Barnes two-pass 法客觀分析所得結果之一例，以之與圖 6 對照，即可知其不合理之處。圖 8 則爲模式計算之水表溫度分佈，圖中顯示沿加拿大湖濱有明顯之 upwelling 現象，以此可知利用模式計算之水表溫度估算模式在湖面之風剪力及熱通量當比利用客觀分析所得之水表溫度者佳，故本研究即以模式計算之水表溫度配合其他客觀分析內差所得之氣象量計算湖面之風剪力及熱通量。

6 模擬結果與評估

模擬 Erie 湖流場所面對的第一個困難在於如何描述模式起始之水體熱結構，本文之解決方法是利用三、四月湖水幾乎等溫(4 ℃)時啓動模式。至於流速之起始條件，則由於流場對外力反應極爲迅速，故取 0 做爲起始流速。模式之啓動步驟如下：

1. x 方向風剪力在 24 小時內由 0 線性增至 $0.1\ ^{N}/_{m^2}$，再以 $0.1\ ^{N}/_{m^2}$ 持續進行 48 小時，在這期間內湖面熱通量爲零，以使水體熱結構不致改變。

2. 自 4 月 1 日零時至 5 月 9 日零時，利用由 Erie 湖四周 10 個常設測站所得之氣象資料及客觀分析之結果計算湖表各數值格網上之風剪力及熱通量做爲湖表外力函數。

3. 由於湖面氣象資料於 5 月 9 日開始搜集，故自 5 月 9 日零時至 5 月 29 日零時再利用湖面四周及湖上之氣象資料計算風剪力及熱通量，繼續施加於湖面上，以減少啓動誤差。

本研究即以 5 月 29 日零時所得之水位、流速及溫度場做爲模式之起始條件，進行 150 天之長期數值模擬。此處必須強調，自啓動階段至模擬結束之 209 天內，模式內之係數或參數沒有任何改變，以確保模式評估之可靠性。

7 月 28 日 00Z 至 8 月 27 日 00Z 之計算及實測水位示於圖 9 。由圖可知模擬結果頗佳，每一個顯著的水位變化幾乎均能由模式模擬出。而其平均平方根誤差(RMSE)在 Buffalo 、 Cleveland 及 Toledo 分別爲 4.5cm 、 2.9cm 及 6.3cm ，而其振幅技巧分數 (amplitade skill score， Dingman & Bedford, 1987)亦皆在9.5 分以上。模式對峰量到達時間之估算亦有不錯之表現。以 Buffalo 爲例，在 7 月 28 日 00Z 至 8 月 27 日 00Z 期間內，Buffalo 測得 6 個較大之水位變化，而模式準確地模擬出其中 4 個峰量到達時間，而其餘二個亦僅有 ± 1 小時之誤差。

由於此次模擬之流速場是由變異性極大之風場，而非由極規律之潮汐行爲所造成，故流速場模擬極具挑戰性。由點對點之比較(圖 10 及圖 11)可以看出模擬之結果有極佳之處，如流速計 NOAA28N 水深 10 公尺處，於 6 月 18 日至 6 月 28 日間(Julian day 169-178)之模擬流速無論是振幅或相角皆與觀測資料相符。然而，模擬結果亦有極劣之處，如 NWRI27A 水深 15 公尺處， 8 月 19 日(Julian day 221)以後之高頻震盪即無法模擬表現。由於點對點之比較不易看出模式之整體表現，本研究另利用經驗正交函數分析(Empirical Orthogonal Function analysis, EOF ； Wei, 1991) 對 $C-C'$ 及 $E-E'$ 斷面之流場予以分析。圖 12 爲 $C-C'$ 斷面質 u 之空間主要分量(Spatial Principal Component, SPC)比較。由圖第一個 mode 可知在模擬期間(5/29-10/26)， 34A10 ， 12N10 ， 27A15 ， 27A20 及 10N22 處有極佳之結果，但在 9N10 及 10N10 處則模擬流速明顯與實測值反向。雖然如此，在第二個 mode 以上，模擬流場之大致趨勢頗接近觀測值。圖 13 爲 $E-E'$ 斷面處 v 之空間主要分量圖。此圖亦顯示模擬流場與觀測值有一致之趨勢。再由另一角度評估，圖 14 爲 $E-E'$ 處 5 月 29 日至 6 月 28 日間模擬與觀測 u 之時間主要分量(Temporal Principal Component)比較圖。此圖顯示 6 月 18 日至 6 月 28 日間，模式模擬 $E-E'$ 斷面流場之整體趨勢尚能令人滿意。

圖 15 爲湖表模擬水溫與實測值之比較，時間爲 7 月 28 日至 8 月 27 日。水溫觀測值取自 CCIW 之 6 個湖上測站。由圖可知，模擬值幾乎與觀測值一致，而每一個明顯之波動亦皆能予以模擬，而 6 站平均之 RMSE 更僅約爲 0.8 ℃。而 EOF 分析結果(圖 16)亦顯示整個模擬期間內(5/29-10/26)，湖表水溫之模擬極其成功。

圖 17 爲 $C-C'$ 斷面處模擬水溫與實測值之比較，時間同樣是 7 月 28 日至 8 月 27 日。此圖顯示，水深 10 公尺至 15 公尺處之模擬水溫自 8 月 14 日(Julian day 225)起，逐漸趨近於觀測值，在此之前則明顯低估；在水深 20 公尺及 22 公尺處則明顯高估，其 RMSE 皆大於 7 ℃。 EOF 分析結果(圖 18)亦顯示此一特性。此乃模式未能適當模擬 Erie

湖之 thermocline 結構之故也。

7 結論

本研究利用 Princeton 海洋數值模式模擬 Erie 湖 1979 年 5 月 26 日至 10 月 26 日之水位、流速及溫度場。經以實測資料驗證可知，此模式對水位及水表溫度之模擬可謂極其成功，觀測值中之振動起伏幾乎皆能由模式予以模擬。至於流速之模擬雖有較大之誤差，且觀測值中之高頻震盪亦無法正確描述，然就其整體模擬結果而言，整個流場之大致趨勢仍能掌握。至於較深處水溫之模擬，則可能因模式在垂直方向解析度之限制下未能模擬出 thermocline 結構，故在 thermocline 以下之水溫有高估之現象，而在 thermocline 以上則明顯低估。惟此現象是否即爲 Princeton 海洋數值模式之限制，則須進一步審慎研究探討。

參考文獻

Aikman, F.,G.L.Mellor, T.Ezer,D Shenin, P. Chen, L. Breaker and D.B.Rao, Toward an operational nowcast/forecast system for the U.S. east coast, In: *Modern Approaches to Data Assimilation in Ocean Modeling*, P. Malanotte-Rizzoli Ed., *Elsevier Oceanography Ser.*, *61*, 347-376, 1996.

Barnes, S.L., A technique for maximizing details in numerical weather map analysis, *J. Appl. Meteorol.*, *3*, 396-409, 1964.

Barnes, S.L., Mesoscale objective map analysis using weighted time-series observations, *NOAA, Tech. Memo., ERL NSSL-62*, National Severe Storms Laboratory, Norman, Oklahoma, 60pp. (NTIS COM-73-10781), 1973.

Bedford, K. and D.Schwab, The Great Lakes Forecasting System - Lake Erie Nowcasts/Forecasts, *Proc., Marine Technology Society Annual conference (MTS'91)*, Marine Technology Society, Washington, DC, pp.260-264, 1991

Blumberg A.F., Turbulent mixing processes in lakes, reservoirs and impoundments Physics- based Modeling of Lakes, Reservoirs and Impoundments/Ed. Gray W.G., *Amer. Soc. Civ. Eng.*, New York, 79-104, 1986.

Blumberg A.F. and G.L. Mellor, A description of a three-dimensional coastal ocean circulation model, In: *Three-Dimensional Coastal ocean Models*, edited by N. Heaps, 208 pp., American Geophysical Union, 1987.

Blumberg A.F. and D.M. Di Toro, Effects of climate warming on dissolved oxygen concentrations in lake Erie, *Trans. Amer. Fisheries Soc., 119*, 210-223, 1990.

Blumberg A.F., Galperin B. and O'Connor D.J., Modeling verical structure of open-channel flows, *J. Hydraul. Eng.*, *118*, No.8., 1119-1134, 1992.

Blumberg A.F., R.P. Signell and H.L. Jenter, Modeling transport processes in the coastal ocaen, *J. Mar. Envir. Eng.*, 31-52, 1993.

Dingman, J. and K.W. Bedford, Skill tests and parametric statistics for model evaluation, *J. Hydraulic Eng., ASCE, 112*, 124-141, 1986.

Ezer, T., G.L. Mellor and J.Jungclaus, Atlantic ocean climate studies with the Princeton Ocean Model, *The Atlantic Climate Change Program*, Proc. from the PI meeting, 111-114,1995.

Federiuk,J. and J.S. Allen, Upwelling circulation on the Oregon Continental Shelf. , Part 2: Simulations and comparisons with observations, *J.Phys.Oceanogr.*, *25*, 1867-1889, 1995.

Galperin, B. and G.L. Mellor, A time-dependent, three-dimendional model of the Delaware Bay and River., Part 1: Description of the model and tidal analysis, *Estuarine, Coastal and Shelf Sci.*, 31, 231-253, 1990.

Galperin, B., A.F. Blumberg and R.H. Weisberg, The importance of density driven circulation in well moxed estuaries: The Tampa Bay experience, *Estuarine and Coastal Modeling, ASCE*, 332-341,1992.

Kantha, L.H., C.Tierney, J.W.Lopez, S.D.Desai, M.E. Parke and L. Drexler, Barotropic tides in the global oceans from a nonlinear tidal model assimilating altimetric tides, 2, Altimetric and grophysical implications, *J.Geophys. Res.*, *100(C12)*, 25, 309-25, 317, 1995.

Koch, S.E., M. DesJardins and P. Kocin, An interactive Barnes objective map analysis scheme for use with satellite and conventional data, *J. Climate and appl. Meteorol., 22*, 1487-1503, 1983.

Liu, P.C. and D.J. Schwab, A comparison of methods for estimating u_* from given u_z and air-sea temperature differences, *J. Geophys. Res., 92*, 6488-6494, 1987.

Ly, L.N., and O'Connor, W.P., Gulf Coast Hurricane Surge Simulations Using a Numerical Ocean Circulation Model, *Proceedings of the Marine Technology Society Conference, II*, Nov., 10-14, New Orleans, LA., 1236-1241, 1991.

Ly,L.N. and L.H.Kantha, Hurricane Camille Shelf Wave Simulation Using a Numerical Ocean Citculation Model, *Proceedings: Estuarine and Coastal Modeling, Second Int'l Conference/WE Div., Amer. Soc, of Civil Engineers*, 586-593,1991.

McCormick, M. and G. Meadows, An intercomparison of four mixed layer models in a shallow inland sea, *J. Geophys. Res., 93*, 6774-6788, 1988.

Mellor, G.L., Analytic prediction of the properties of stratified planetary surface layers., *J. Atmos. Sci.*, *30*, 1061-1069, 1973.

Mellor, G.L. and T. Yamada, A hierarchy of turbulence closure models for planetary boundary layers, *J. Atmos. Sci.*, 1971-1806, 1974.

Mellor, G.L. and T. Yamada, Development of turbulent closure model for geophsical fluid problems, *Rev. Geophys.*, 20, 851-875,1982.

Mellor, G.L., *Users guide for a three-dimensional, primitive equation, numerical ocean model(June 1996 version)*, 38 pp., Prog. in Atmos. and Ocean. Sci, Princeton University, 1996.

Minato, S., Numerical simulation of tide and storm surge along the coast of Japan using Blumberg and Mellor model, *Proc. International Workshop on Wind and Earthquake Engineering for Offshore and Coastal Facilities*, University of California at Berkeley, 391-396, 1995.

O'Connor, W.P., A Numerical Model of Tides and Storm Surges in the Rio de la Plata Estuary, *Continental Shelf Res., 11*, 1491-1508, 1991.

Oey, L.-Y., G.L. Mellor and R.I.Hires, A three-dimensinal simulation of the Hudson-Raritan estuary. Part I:Description of the model and model simulations, *J.Phys. Oceanogy., 15*, 1676-1692, 1985.

Oey, L.-Y., G.L. Mellor and R.I.Hires, A three-dimensinal simulation of the Hudson-Raritan estuary. Part II:Comparison with observation, *J.Phys. Oceanogy., 15*, 1693-1709, 1985.

Oey, L.-Y. and P. Chen, A model simulation of circulation in the northeast Atlantic shelves and seas, *J.Geophys.Res., 97*, 20, 087-20,115,1992.

Podber, D.P. and K.W. Bedford, Tributary loading with a terrain following coordinate system, In: *Estuarine and Coastal Modeling III*, Proceedings of the 3rd International Conference, ASCE, Oak Brook, Illinois, September 8-10, 475-488, 1993.

Schwab, D.J. and K.W.Bedford, Initial Implementation of Geart Lakes Forcasting System: A real-Time System for Predicting Lake Circulation and Thermal Steucture, *Can. J. Water Poll. Control.*, 1994.

Wai, O., *Orthogonal Structure of Sediment Concentration Profiles Subjected to Waves and Currents*, Ph.D. Dissertation, The Ohio Stata Univ., Columbus, Ohio, USA, 208pp, 1991.

Wheless, G.H. and A. Valle-Levinson, A modeling study of tidally driven estuarine exchange through a narrow inlet onto a sloping shelf, *J.Geophy.Res.*, 101(C11), 25, 675-25, 687, 1996.

Zavatarelli, M. and G.L.Mellor, A numerical study of the Mediterranean Sea circulation, *J.Phys. Oceanpgr., 25(6)*, Part II, 1384-1414, 1995.

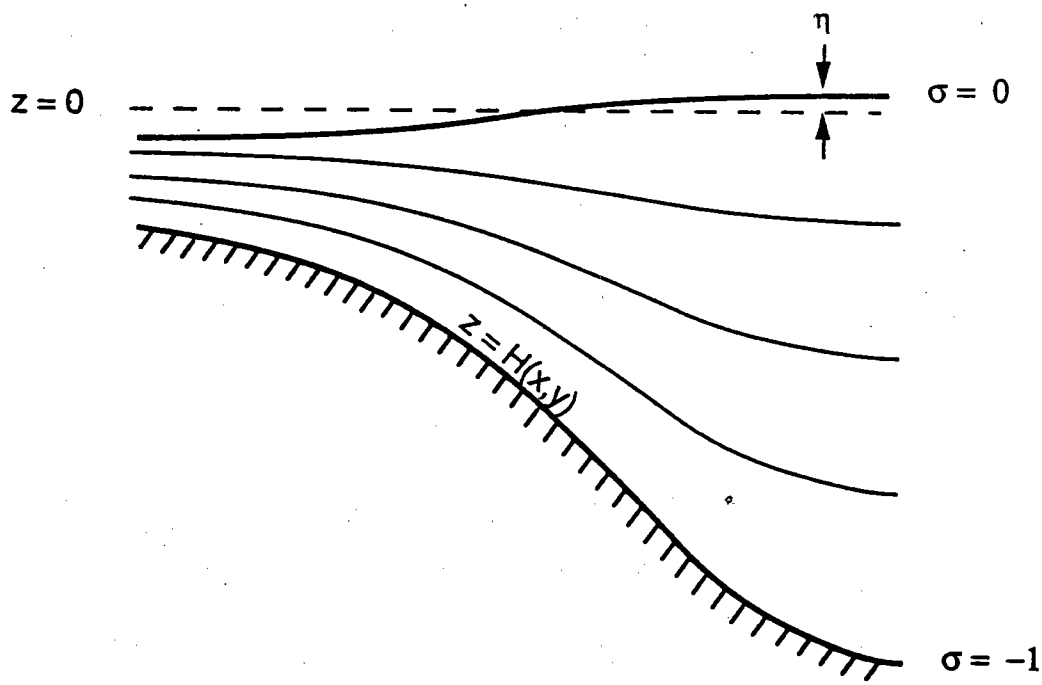


圖 1　σ 座標系統

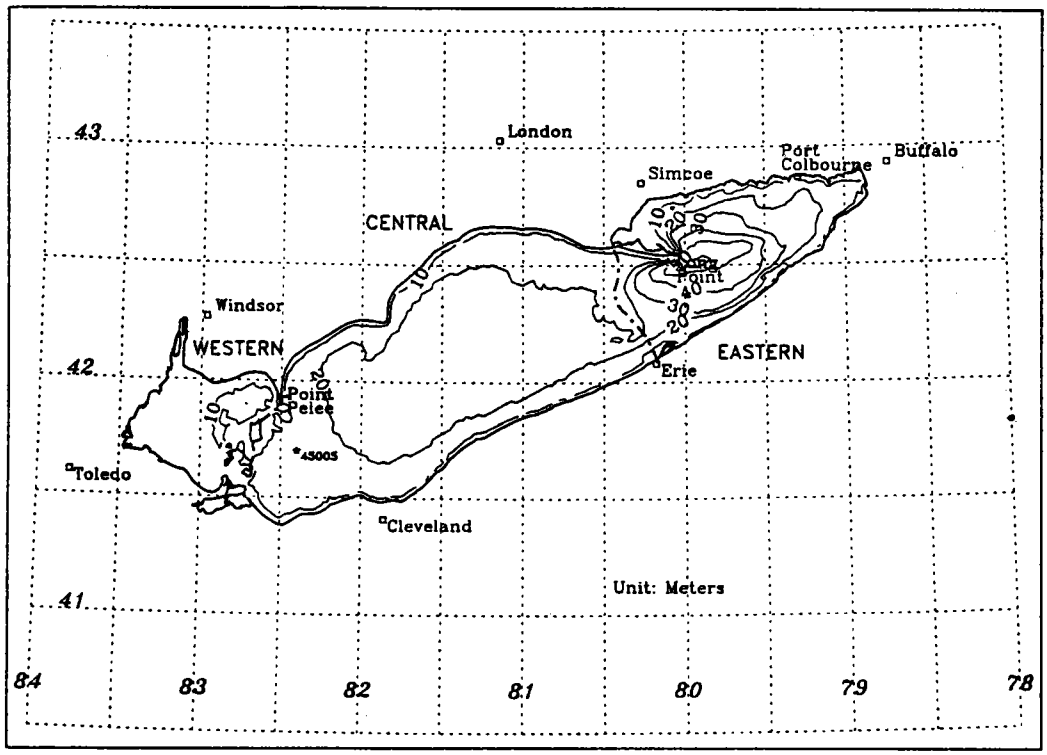


圖 2　Erie 湖地形水深及分區圖

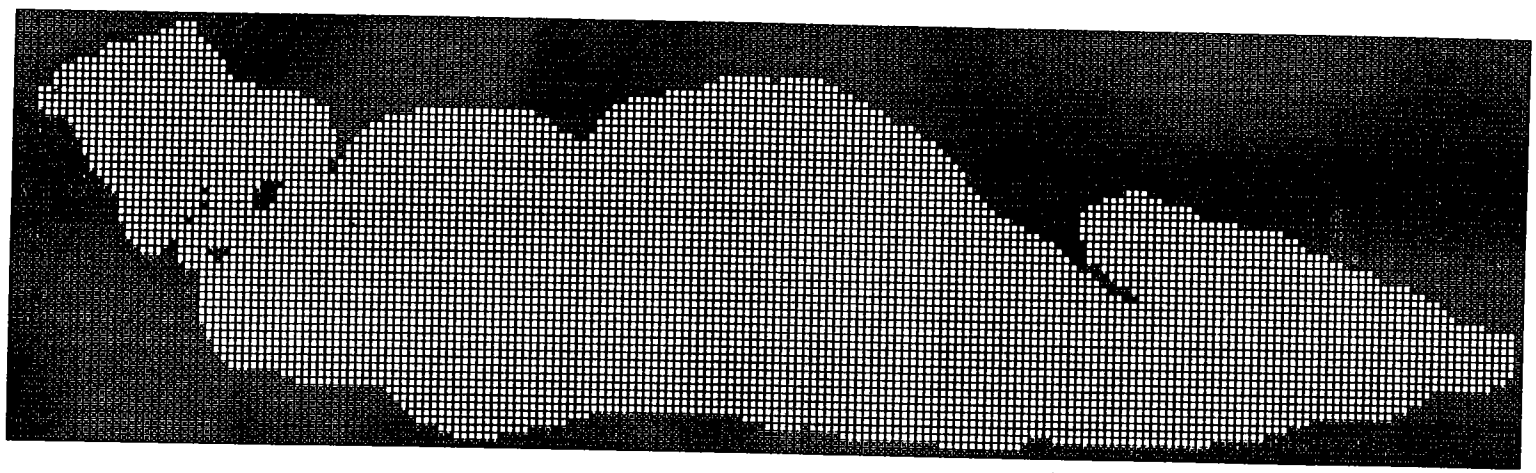


圖 3　Erie 湖數值模擬格網

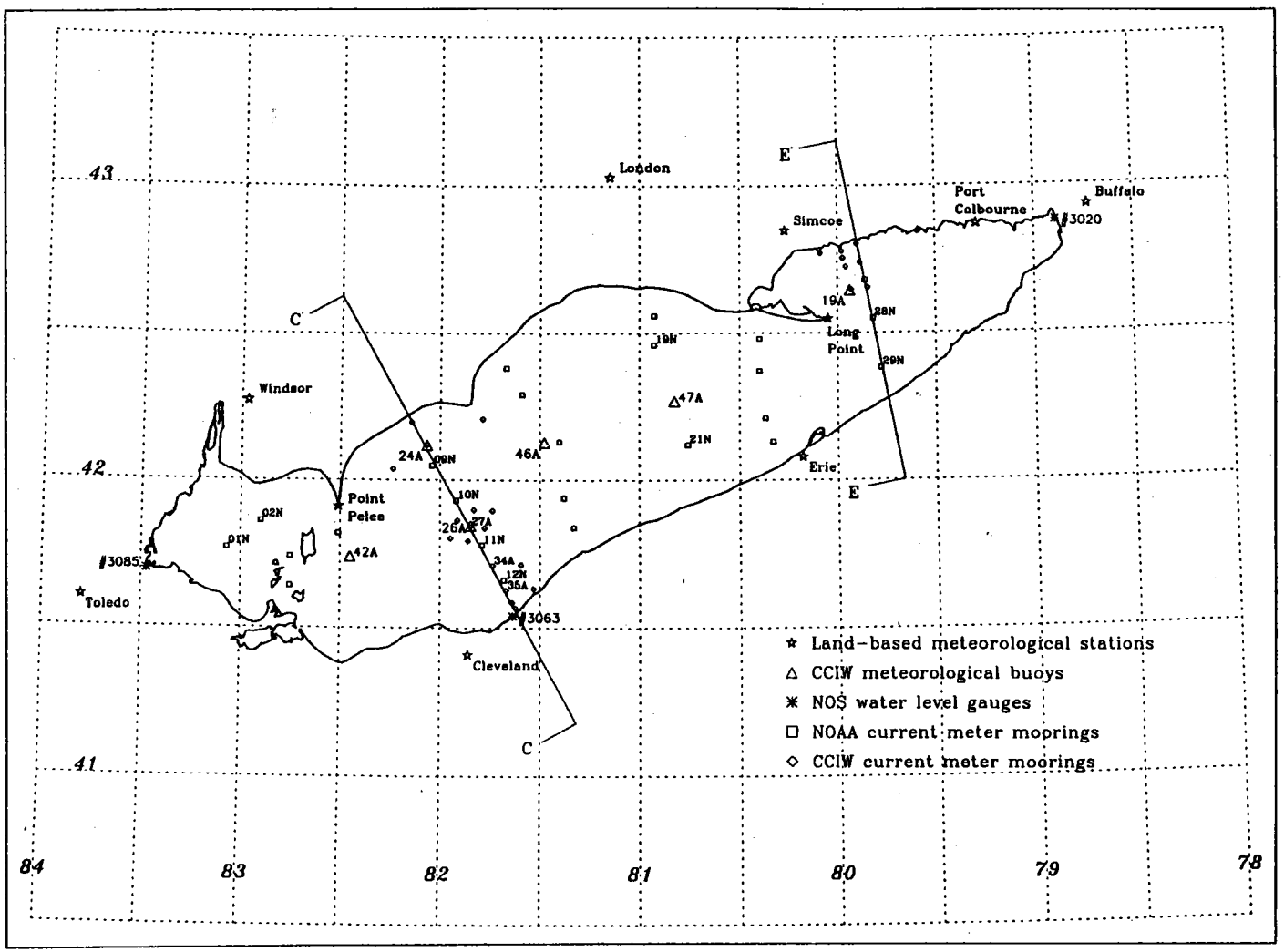


圖 4　1979 年 Erie 湖各類測站分佈圖

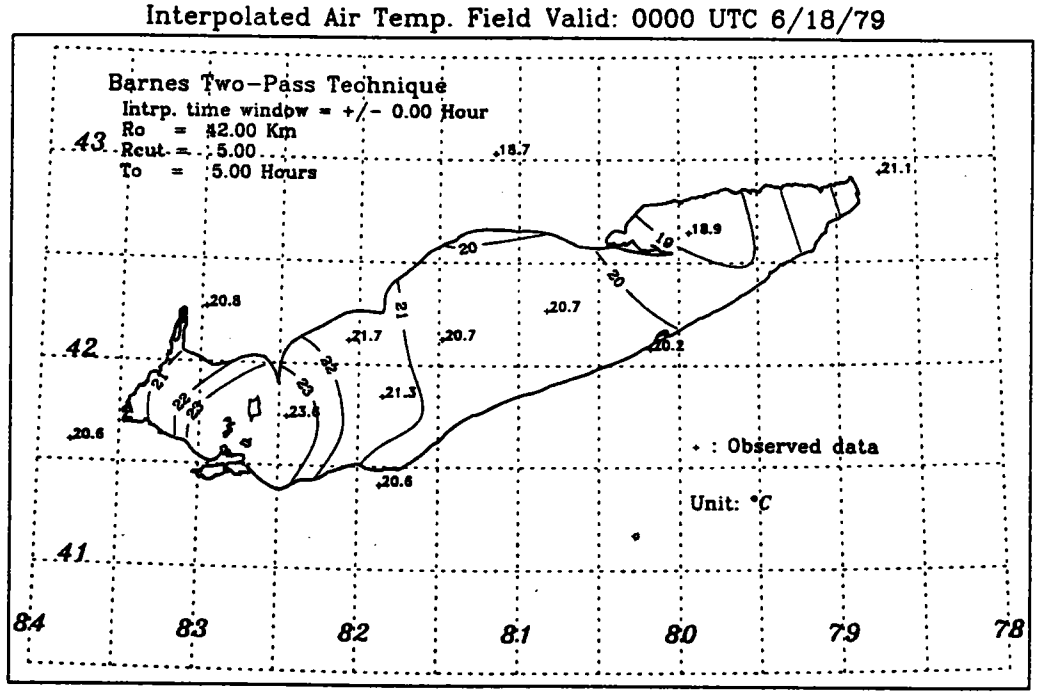


圖 5　客觀分析氣溫分佈

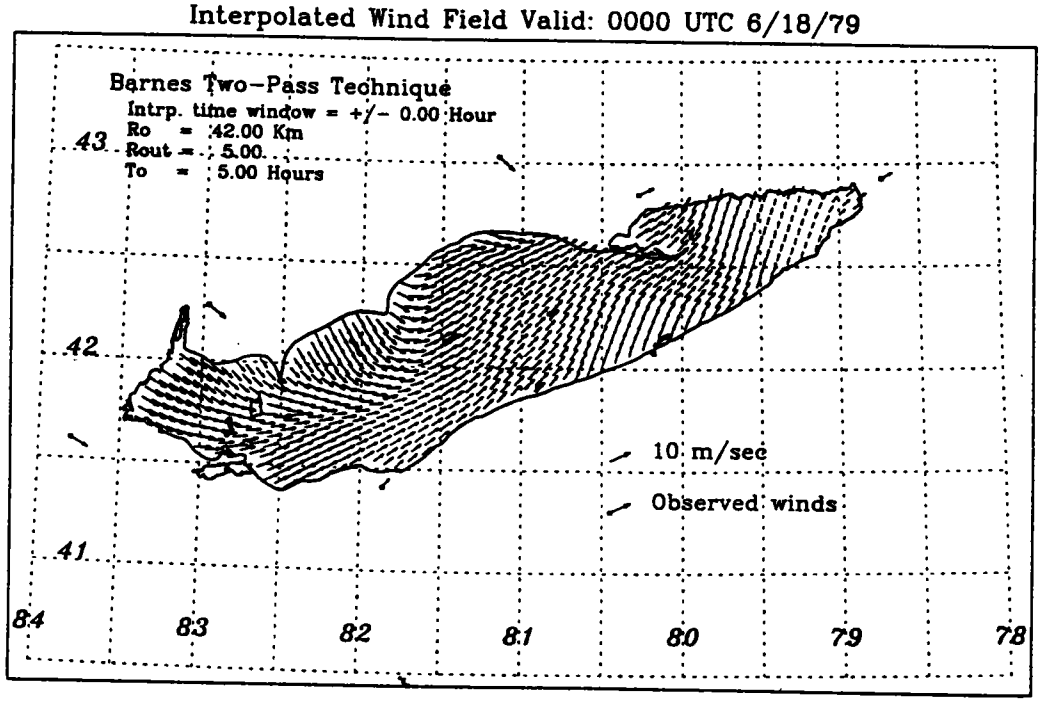


圖 6　客觀分析風速、風向分佈

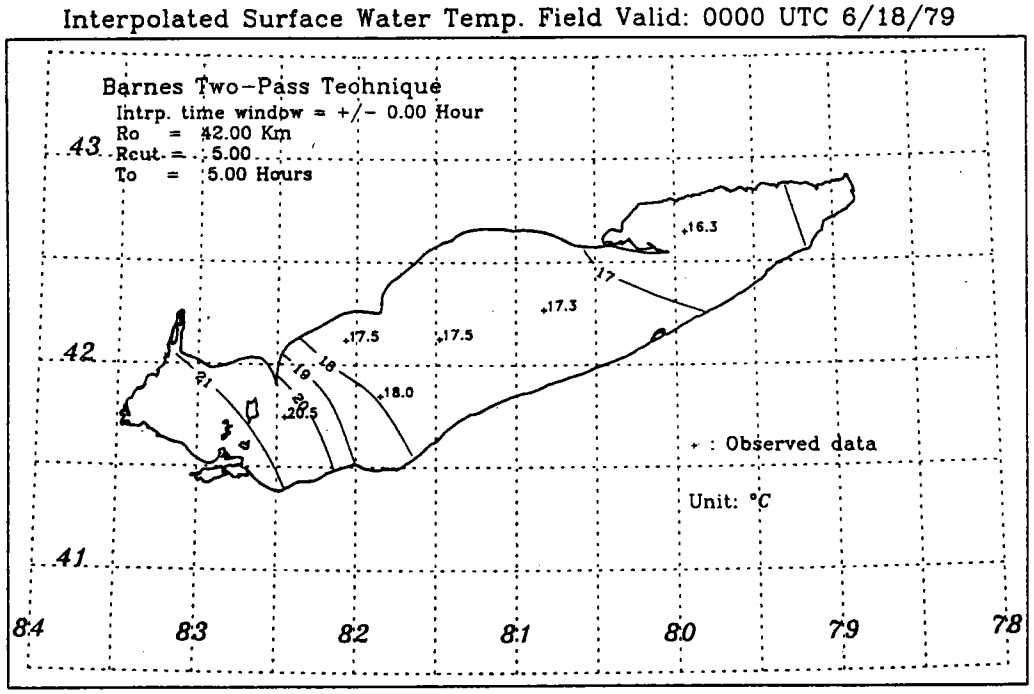


圖 7　客觀分析湖表水溫分佈

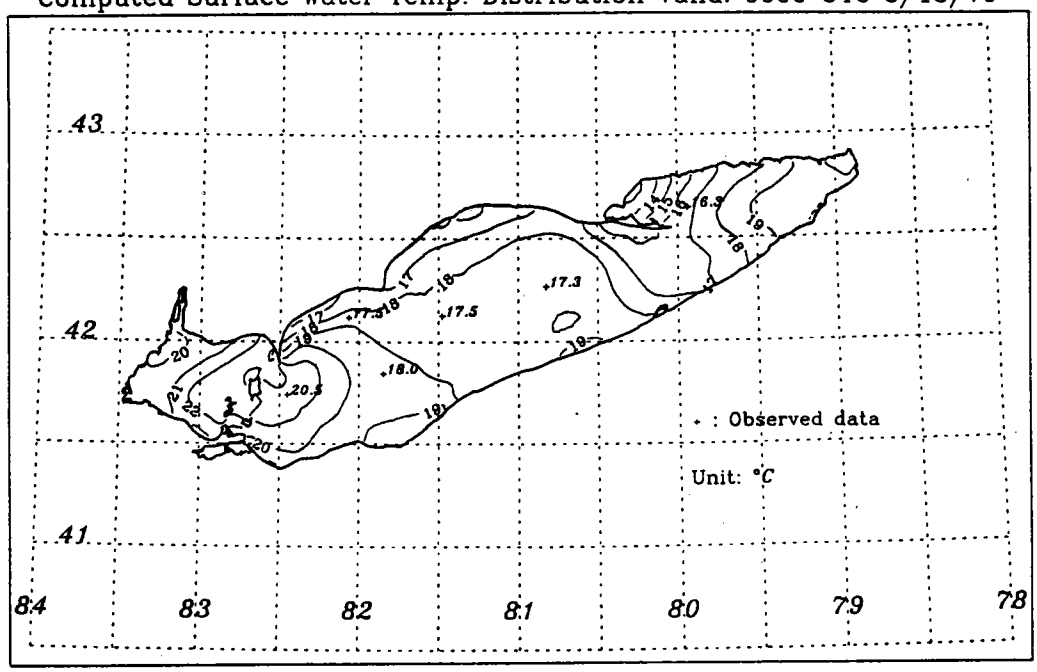


圖 8　數值模擬湖表水溫分佈

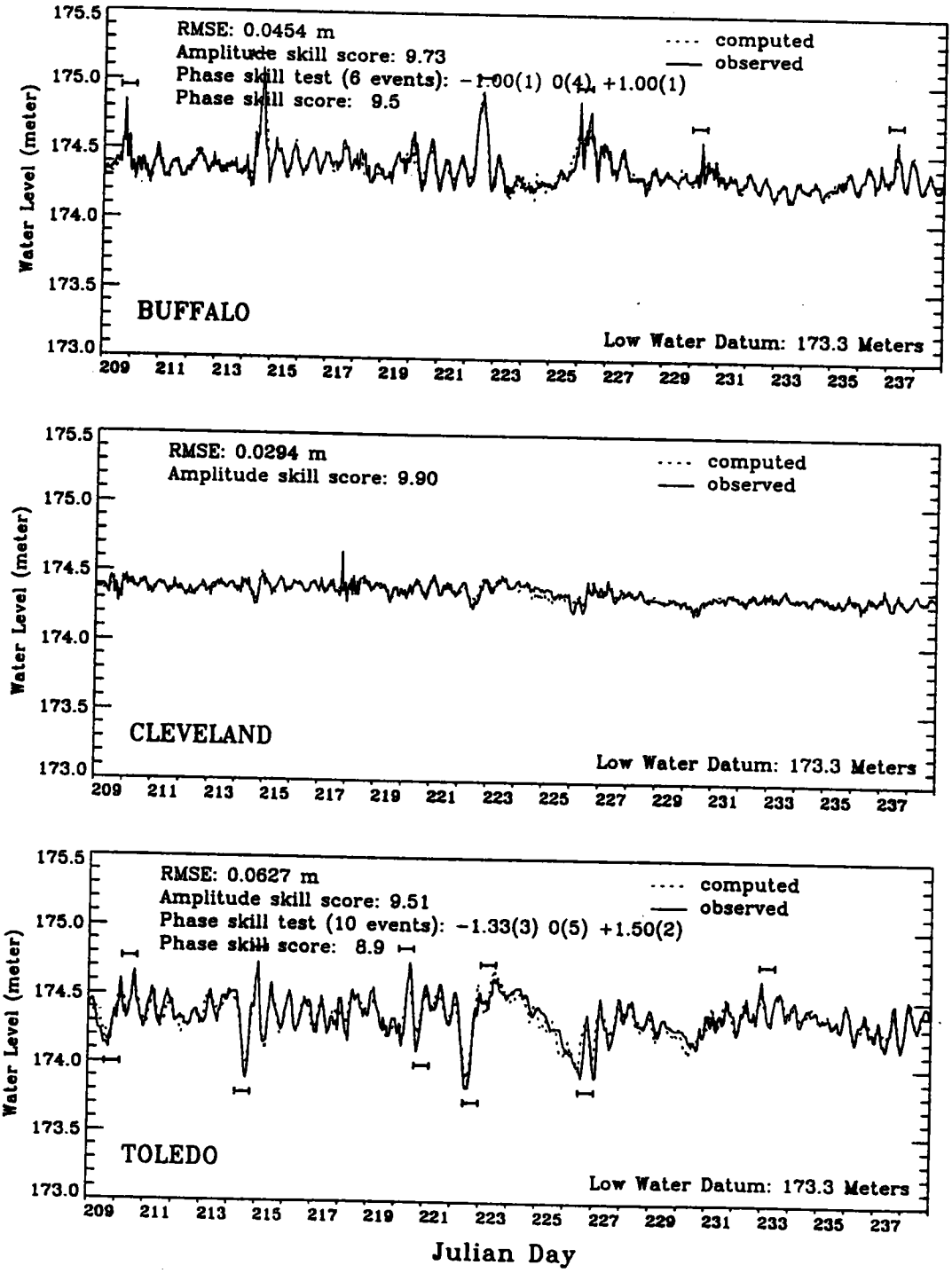


圖 9　7/28/79 至 8/27/79 模擬及觀測水位時間序列

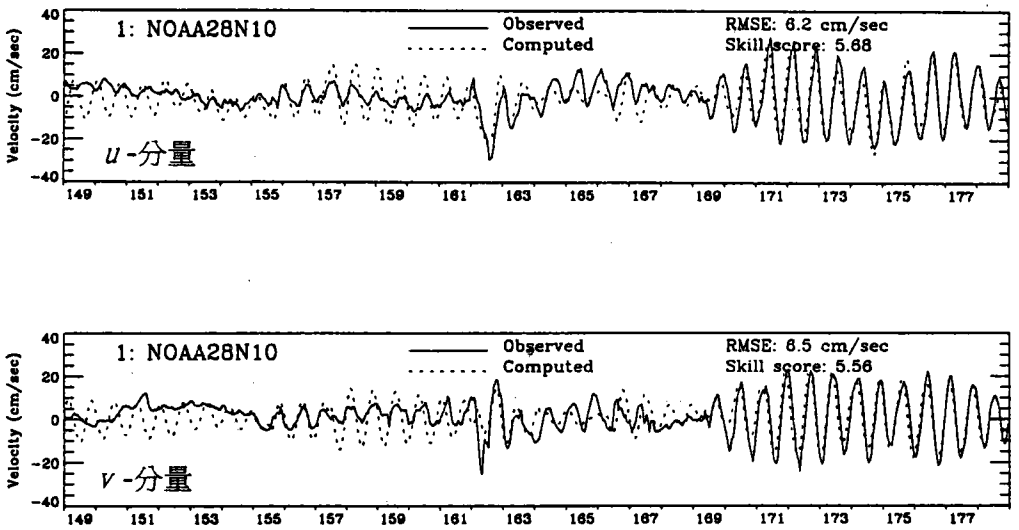


圖 10　5/29/79 至 6/28/79 $E-E'$ 斷面上 NOAA28N 水深 10m 處流速時間序列

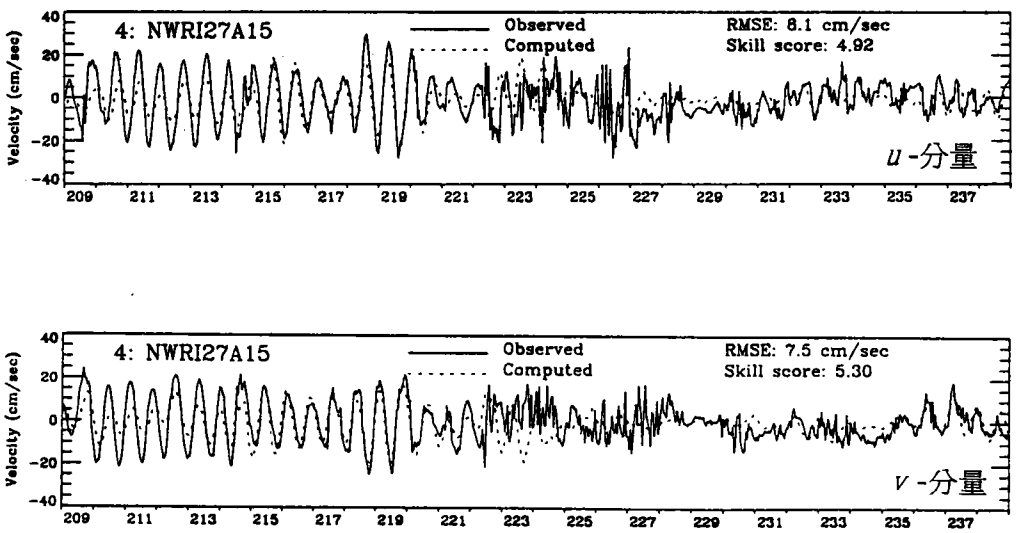


圖 11　5/29/79 至 6/28/79 $C-C'$ 斷面上 NWRI27A 水深 15m 處流速時間序列

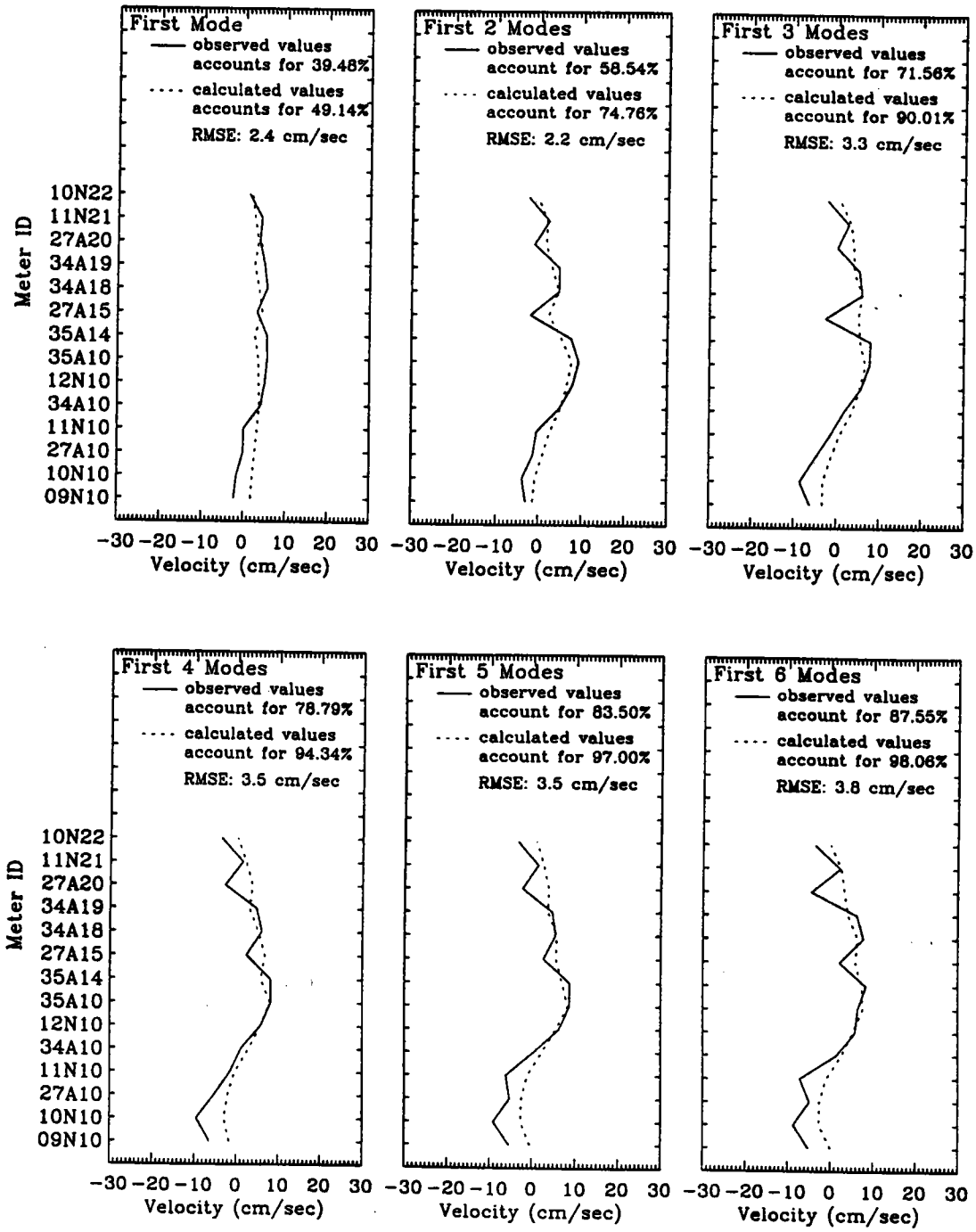


圖 12　數值模擬期間(5/29 至 10/26) $C - C'$ 斷面 u -分量 SPC

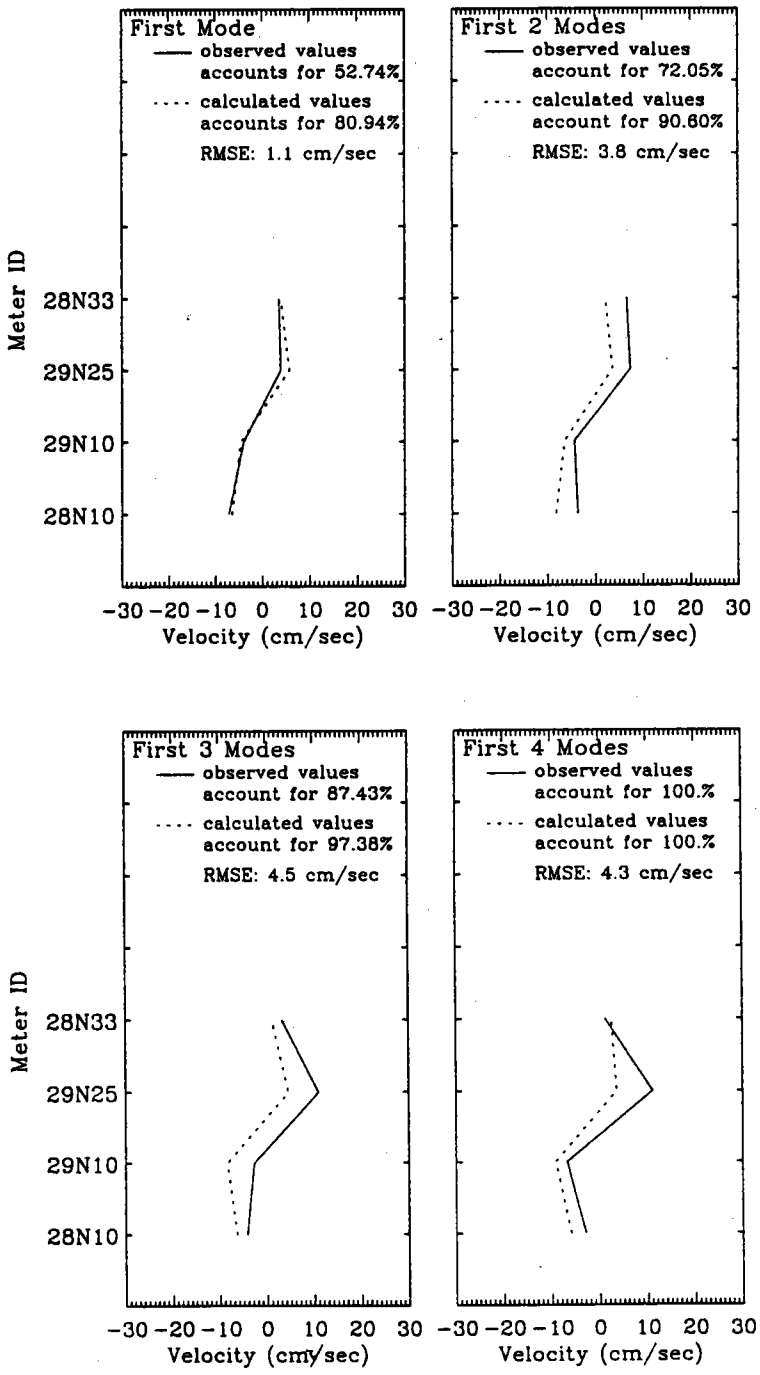


圖 13　數值模擬期間(5/29 至 10/26) $E-E'$ 斷面 v -分量 SPC

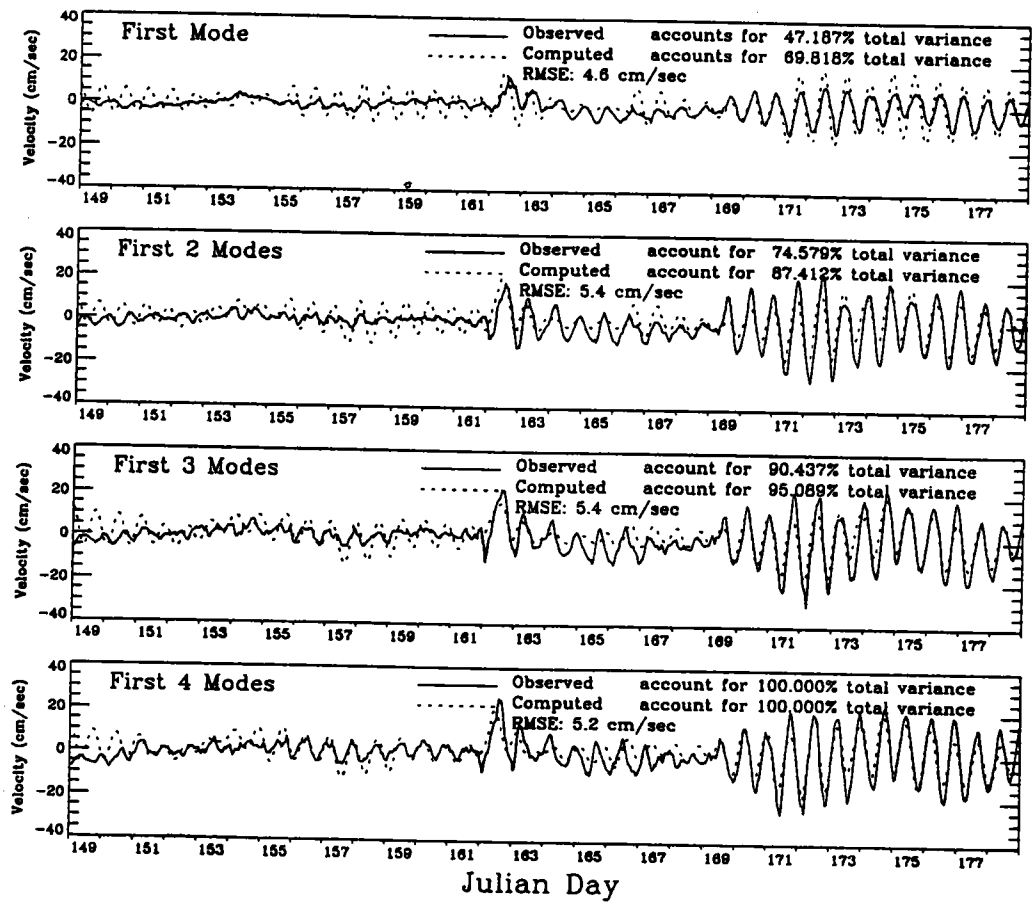


圖 14　5/29/79 至 6/28/79 $E-E'$ 斷面 u -分量 TPC

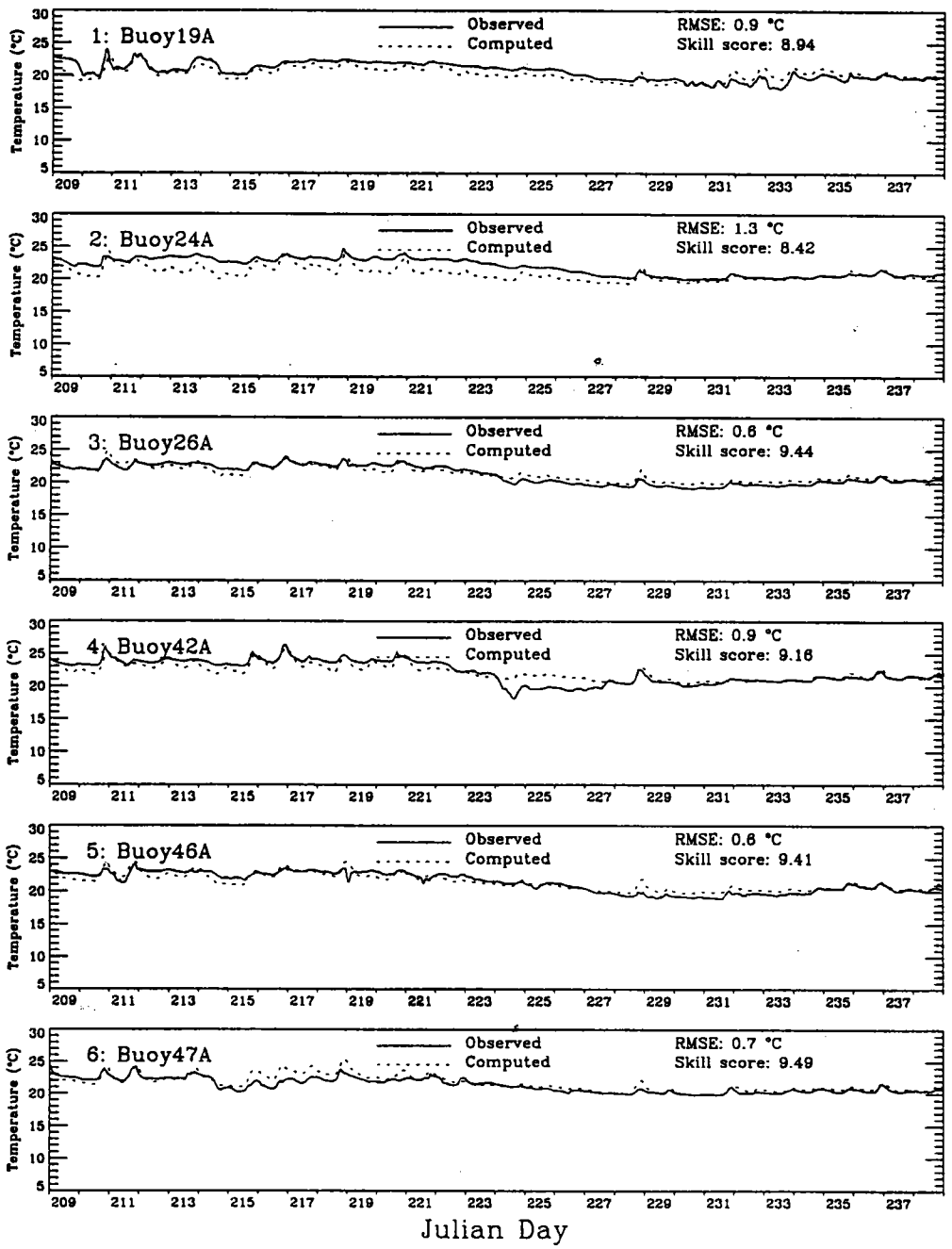


圖 15　7/28/79 至 8/27/79 湖表模擬及觀測水溫時間序列

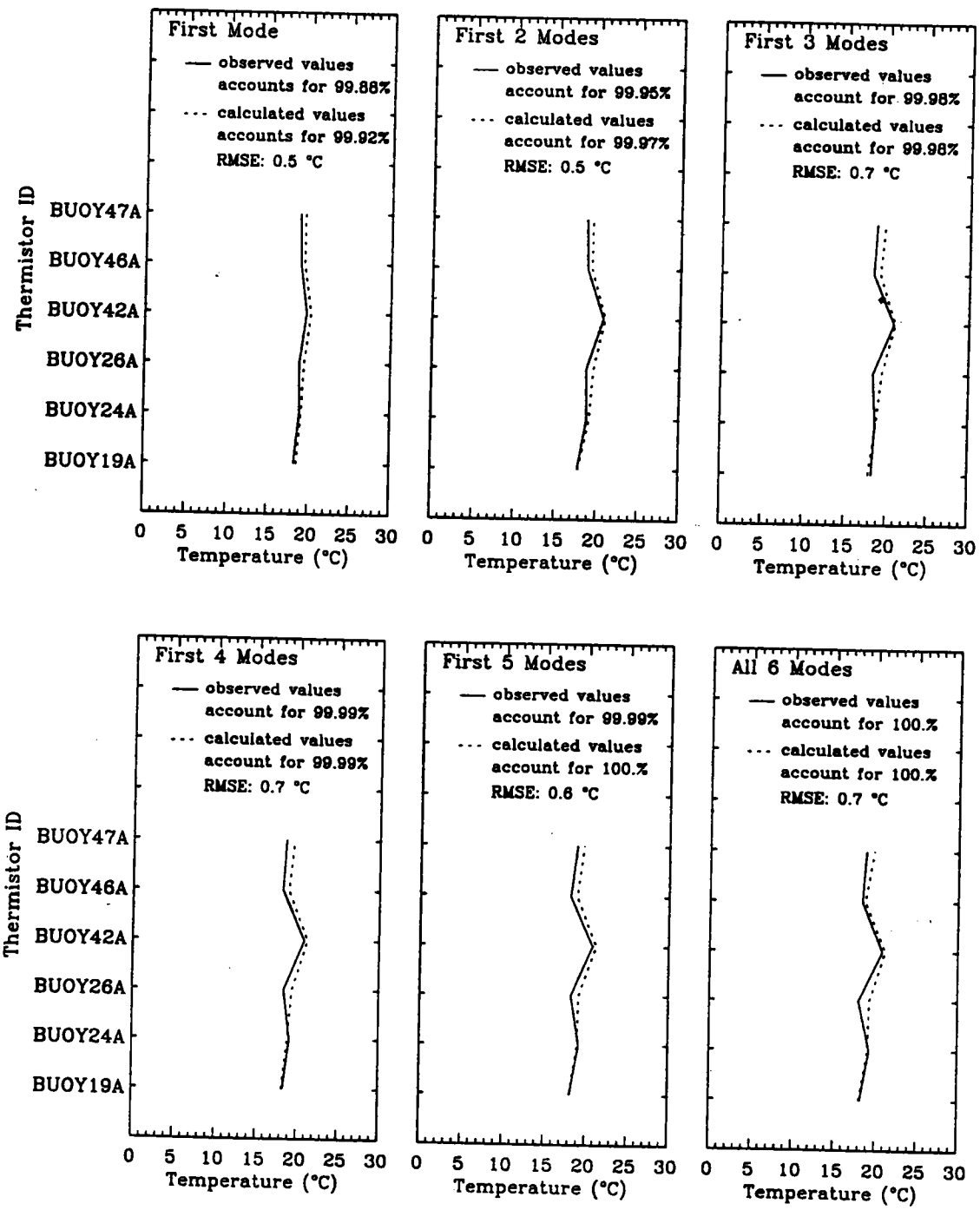


圖 16　數值模擬期間(5/29 至 10/26) 湖表水溫 SPC

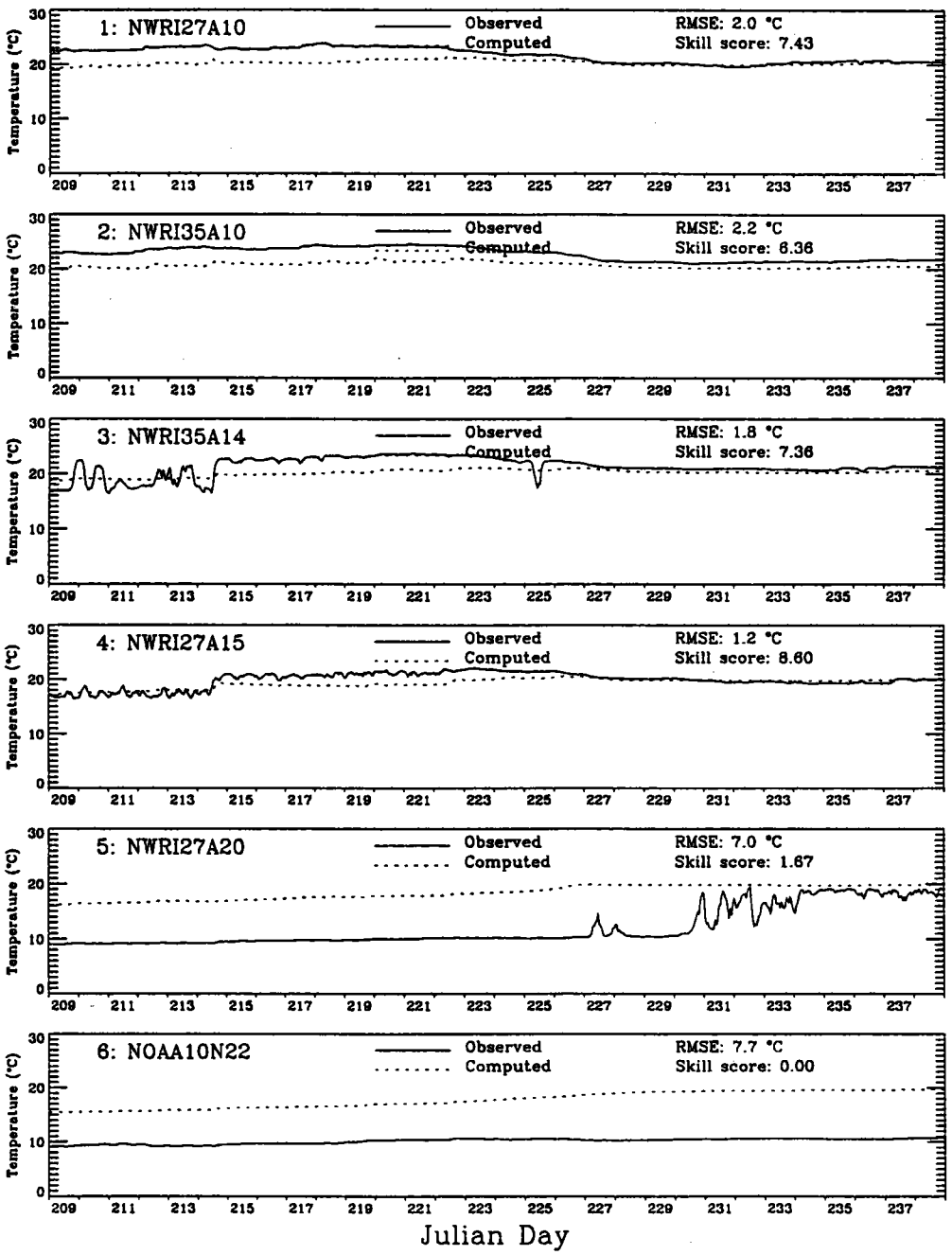


圖 17　7/28/79 至 8/27/79 $C - C'$ 斷面模擬及觀測水溫時間序列

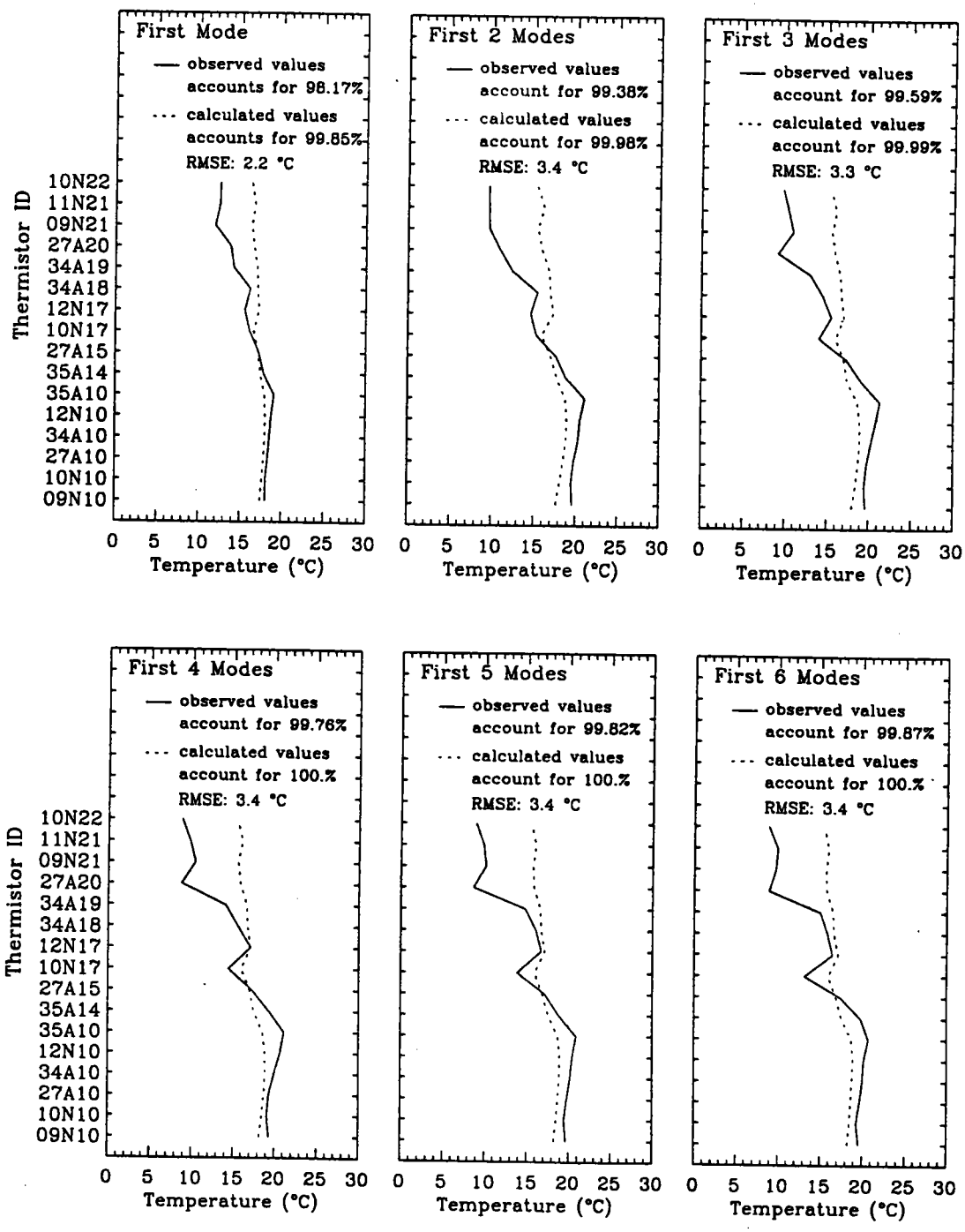


圖 18　數值模擬期間(5/29 至 10/26) $C - C'$ 斷面水溫 SPC

台中港之潮汐與海流特性

莊文傑 *

壹、前 言

一般而言，風、潮汐、波浪與海流爲從事海岸及港灣工程所必需首先面對與克服之自然海象要素。台中港爲適應不同階段擴建發展之需要，建港以來曾進行多次之海象調查，唯實際海象調查工作人力及物力之耗費皆頗爲龐大，欲全面性廣泛地執行調查工作更是曠日費時，因此，以往的調查成果，僅足明瞭並推估局部區域已成事實之海象特性，對於配合港灣設施改變所需之全面性即時及預期之海象變化尚無法滿足。近年來，因電腦科技之發展，結合理論與實際量測調查資料進行數值模擬，以計算方式取得港灣設施改變前後之全面性海象資料已爲目前之趨勢。

本文即由台中港區實測所得之潮汐資料著手，藉其與鄰近潮汐測站之潮位與潮時之分析比較，首先探討潮汐特性，進而以潮位爲邊界條件，配合水流動力模式，以交替方向隱式有限差分法(ADI)計算並探討現況台中港區之海流特性。

貳、台中港之潮汐

潮汐是由於月球和太陽等天體對地球各處引力不同所引起的海水面水位週期性升降現象。海面上升時稱爲漲潮(flood)；海面下降時稱爲退潮或落潮(ebb)。從漲潮轉爲退潮時海水位達到相對最高時稱爲高潮或滿潮(high water)；從退潮轉爲漲潮時海水位達到相對最低時稱爲低潮或干潮(low water)。高潮或低潮時，有一段很短的時間，海面無升降現象，稱爲停潮或平潮(stand)。潮汐的週期(period of tide)，即高潮至下一次高潮或低潮至下一次低潮相隔的時間，各地都不一樣，平均約爲12時25分。高潮和相臨的低潮之水位差稱爲潮差(tidal range)。潮差也有週期性，即潮差會由小變大，再由大變小，週期約爲14.77日。潮差相對最大時稱爲大潮(spring tide)；相對最小時稱爲小潮(neap tide)。每天有兩次高潮兩次低潮稱爲日雙潮(double day tide)或半日潮(semidurnal tide)，兩次高潮之較高水位稱爲較高高潮(higher high water)，較低的水位稱爲較低高潮(lower high water)，兩次低潮也可分爲較高低潮(higher low water)和較低低潮(lower low water)；每天僅有一次高潮一次低潮稱爲日單潮(single day tide)或全日潮(diurnal tide)。而實際的潮汐現象並不單純爲半日潮或全日潮，稱爲混合潮(mixed tide)。在半日潮地區，大潮發生在朔或望(農曆初一、十五)以後一至三日；小潮在上弦(農曆7日左右)或下弦(農曆22日左右)

* 港灣技術研究所數學模式組副研究員

以後一至三日。以1993年3月竹圍、新竹、台中、澎湖、東石及成功等地爲例，大潮就發生於3月9、10日(農曆2月17、18日)，小潮發生於3月17、18日(農曆2月25、26日)。此外，在半日潮爲主的地區，大小潮約每半個月重複一次，所以台灣的漁業從業人員都習慣用農曆來計算漲退潮的時刻，效果也不錯。但是，這種方法在非以半日潮爲主的地區，除了要注意高、低潮的時刻外，還要考慮潮高的變化。以1992年基隆港之潮位爲例，在農曆1月1日較低潮發生在當天上午3時6分，較高低潮發生在當天下午4時30分；而7月1日較低潮發生在當天下午3時30分，較高低潮發生在當天上午2時36分，此即說明潮汐在相隔半年後，相同農曆日期所發生之潮時大略相同，但潮高卻會上午和下午相對調。

2-1 潮汐之觀測

台灣的潮汐觀測在昭和十五年(1940年)中野猿人所著的「潮汐學」一書中已有記載，當時觀測與分析的地點即包括台灣沿海與離島部分島嶼。早期的觀測係採自記紙記錄，再經人工讀取每小時的資料，以鋼筆填錄於記錄表內，再以密件封存，1990年3月國防部宣布潮汐資料解密後，中央氣象局開始資料電腦建檔工作，但因有些記錄紙已慘遭蟲蛀、或因鋼筆墨水褪色導致字跡模糊無法辨認、或因穩定井與導水管內泥沙淤積、或因站址遷移、或因管理單位變更、或因風災與水患、或因儀器銹蝕、或因儀器故障無法及時修復與替換等多項因素，導致資料漏失無法彌補，凡此總總都造成建檔的困難。現存維持長期觀測的單位主要爲中央氣象局、台灣省水利局、台灣省交通處港灣技術研究所及各港務局，觀測地點如圖2-1所示，觀測方式大多皆已改爲無線電訊號傳輸，以電腦自動建檔記錄。

台中港之潮汐觀測，本所於1994至1996年間爲配合風速、波浪、海流觀測之需要，曾於#4A碼頭附近設置長期之潮位測站，測站編號爲ST-8，如圖2-2所示。圖2-3a、b分別爲1994與1995年一月之典型逐時潮位變化型態，1994年一至三月之潮汐統計分析結果如表2-1所示，由以上之圖表可知，台中港潮位變動範圍約在0～5米之間，平均潮差(潮波波高)接近3.75米左右，平均潮波週期爲12.4小時；最大潮差約可達5米，示性潮差(即1/3潮波波高)約爲4.6米，大潮每月約有1～2次。

2-2 潮汐之分析

潮汐是一種相當有規律的海水面升降現象，故而潮汐之特性分析、觀測資料補遺與預報皆採用調和分析(Harmonic Analysis)方法。此方法係假設潮汐是由很多分潮(Partial Tides)的調和函數相疊加組合而成，每一分潮的調和函數包含其因觀測地點不同而互異之分潮振幅(Amplitude)與遲角(Phase Lag)，依據牛頓之平衡潮汐理論(Equilibrium Tide Theory)，觀測地點不同時間之潮位Y(t)可以數學式表示如下：

$$Y(t) = H_o + \sum_{i=0}^{M} f_i H_i \cos[w_i t + (V_o + u)_i - k_i] \qquad (2-1)$$

式中，H_o 爲平均海水面高程；M 爲所選取之分潮個數，f_i 爲各分潮潮高之修正係數；H_i 爲分潮振幅；w_i 爲分潮之角頻率；t 表時間；$(v+u)_i$ 爲分潮之平衡參數(Equilibrium Argument)；k_i 表示分潮遲角。配合不同地點之潮汐觀測記錄，令式(2-1)表示之潮位與觀測值之誤差平方和爲最小，即引用最小二乘法(Least Square Method)，則觀測地點之調和常數(Harmoric Constants)—H_i 及 k_i 即可解得。

台中港之潮汐經調和分析後可得39個主要調和常數，如表2-2所示，各項潮位基準之統計分析結果如下：

最高高潮位	H.H.W.L	=	5.86m (60.9.23)
平均高潮位	M.H.W.L	=	4.42m
平均潮位	M.W.L	=	2.65m
平均低潮位	M.L.W.L	=	0.88m
最低低潮位	L.L.W.L	=	-0.55m (76.1.2)
平均潮差	AVE. RANGE	=	3.54m

一般而言，調和分析分潮之選擇要包括下面幾個主要分潮：O_1 , P_1 , K_1, N_2, M_2, S_2, K_2, M_4 以及 MS_4，然後再依測站當地的地形及環境情況，還有潮汐資料的長短，來增加其他的分潮。例如測站是在淺水區裡，則倍潮及複合潮就要多選些。台灣地區潮汐之分析與比較通常使用之主要半日分潮爲 M_2(主太陰半日週潮 principal lunar)、N_2(主太陰橢率潮 larger lunar elliptic)和 S_2(主太陽半日週期 principal solar)；而全日分潮爲 K_1(日月合成日週潮 luni-solar diural)、O_1(主太陰日週潮 principal lunar dirunal)和 P_1(主太陽日週潮 principal solar diurnal)等。將台灣西海岸由北至南，取基隆、台中及高雄爲代表，將主要分潮振幅作一比較，結果可得如圖2-4，由圖可知，基隆與高雄之主要分潮皆以 O_1 、K_1 及 M_2 爲主，而台中則以 M_2 爲主，且台中之 M_2 分潮振幅約爲基隆之七倍，且達高雄之9.4倍，此結果導致台中港平均潮差高達354公分，基隆爲79.5公分，高雄則僅有68.5公分，典型之潮位曲線比較如圖2-5所示；圖2-6則爲台灣海岸潮位與潮差之變化圖，由圖亦可觀知，台灣地區的潮差以台灣南部最小，北部次之，西部最大。

2-3 潮汐之特性

影響潮汐變化之主要因素有：地球自轉與公轉、月球繞地球之運動引力、大氣壓力變化及海岸地形與海水深度等。台灣沿岸地形與水深如圖2-7所示，沿岸地區因位置、地形及水深之差異，其受天體運動與地形邊界之影響程度亦不相同，尤其潮汐可近似視爲淺水長波，而潮波之運動速度可以 $\sqrt{gd}$ (g:重力加速度，d:水深)估算，單純就水深之影響而言，潮波傳抵台灣南側海域後，將因台灣東西岸海域水深之差異而轉以不同速度傳遞，假設東海岸平均水深爲1000公尺，西海岸平均水深爲100公尺，則其相對應之潮波速度各約可達98m/s與31m/s，若台灣南北全長以500公里計算，則

沿東海岸行進之潮波抵達台灣北部之基隆僅須1.4小時，同時間沿西海岸行進之潮波則僅行進158.2公里，約達台南附近沿海，在此時段以後，抵達基隆之潮波，部分順北行進，部分則向南傳遞，以與相同速度沿西海岸北行之潮波恰好應於台中港附近海域匯合。以此觀之，潮時應以台灣東部及南部最早，基隆次之，台中最晚。以1995年農曆8月1日第一次高潮發生的時刻爲例：基隆爲8:12、淡水10:40、桃園竹圍11:00、新竹南寮10:54、台中港11:20、澎湖馬公11:30、雲林箔子寮11:06、高雄港7:00、台東成功5:48。由此顯示漲潮時，潮波從太平洋向台灣東岸行進，繞過台灣南部和北部，至台中外海會合；退潮時，由台灣東岸先退，其次爲南、北兩岸，最後才輪到台灣海峽地區。

爲探討台中港附近潮波於此匯合之漲退潮特性，選取台中港、新竹漁港及芳苑潮位站1994年1月11日8時至1月14日8時同期之潮位資料做一比較，結果如圖2-8所示，圖中實線爲台中港之實測潮位變化曲線，虛線與點線分別爲新竹漁港與芳苑潮位站之潮位變化曲線。比較三測站滿潮之潮時可知，新竹漁港滿潮潮時最先到達，其次爲芳苑，台中港最後，此恰足以說明，漲潮時，潮波係由台中港南北兩側匯集；退潮時，比較其乾潮潮時亦可知，新竹漁港最先到達乾潮位，其次爲台中港，芳苑最後，可見在台中港附近海域，退潮潮波係由南向北行進，推測退潮之分離點應在芳苑以南之沿岸海域。

在潮型之分類方面，雖然依據潮汐調和分析所得之各分潮振幅結果（如圖2-4）可約略加以判定，但目前一般之判別仍有下列兩種依據：

一、法國制

$$F = \frac{(O_1 + K_1)}{(M_2 + S_2)} \qquad (2-2)$$

$F < 0.5$	半日潮型
$0.5 \leq F < 1.25$	混合潮型
$F \geq 1.25$	全日潮型

二、美國制

$$f = \frac{(O_1 + K_1)}{M_2} \qquad (2-3)$$

$f < 0.5$	半日潮型
$0.5 \leq f < 2.0$	混合潮型
$F \geq 2.0$	全日潮型

以上兩種判別計算公式中，O_1、K_1、M_2及S_2分別代表其各別對應之分潮振幅大小。將表2-2相關之分潮振幅代入式(2-2)及式(2-3)計算，可得台中港之潮型指標F=0.191; f=0.247，明顯地，台中港屬於半日潮型。事實上，若以法國制爲依據，則西部從淡水、桃園、新竹、台中、澎湖到嘉義，以及台東的成功皆爲半日潮型；台南將軍及台東富岡爲混合潮型；基隆、蘇澳、台南安平和高雄爲全日潮型。而以美國制爲

依據時，西部從淡水、桃園、新竹和台中爲半日潮型；其他地區都是混合潮型。全日潮型、半日潮型及混合潮型具體之示意圖如圖2-9所示。

參、台中港之海流

影響近岸海域之海象因素，主要有潮汐、波浪、風、流體剪應力、科氏力、地形邊界效應、底床摩擦力等項目，而流體密度變化、污染質濃差效應，除在某些特定地區會造成較大影響外，一般其影響均不考慮。此外，有些地區洋流及其支流也會有些微之影響。探討台中港近岸地區之流況，首先必須了解當地之潮汐、風及波浪等主要影響因素之特性。潮汐一般而言可將其視爲一種淺水長波，其引致之潮流一般均較爲規則化；而颱風產生之暴潮及流況則較複雜；風剪力所引起之風吹流，其影響之深度一般則皆限於水體表面一定之深度內；波浪引起之近岸流，則亦多限於近岸一定範圍內。儘管如此，台中港區之潮汐，如前章所述，其除具有高潮差之特性外，尙爲漲潮期間潮波南北傳遞之匯集區，因潮位變化引起之潮流，在海流成分上應有舉足輕重之地位。在強風之特性方面，台中港海域在冬季遇冷峰面過境時，一般風力將增強，實測強風風速與風向如表2-3所示，由表可知，不論冬、夏季，主風向皆爲NNE, 15m/s以上之風速，夏季有2.2%，冬季則有14.3%，全年約有三十日皆在強風作用下，強風引起之風趨流，在海流之組成成份上將甚重要。在波浪的特性方面，台中港海域在夏季，除颱風期外，示性波高普遍在1公尺以下，其比例約佔全夏季95%，示性週期約在3～5秒間；在冬季，依圖2-2本所海象測站實測之波浪資料分析，結果如表2-4所示，由表可知，冬季主波向有55.2%集中於北向，週期約5～7秒，波高大於2公尺之機率在北防沙堤以北之ST-1測站僅有26.21%；在北外防波堤堤頭附近之ST-2測站則有56.55%；在南外防波堤以南之ST-4測站亦僅有7.21%，估計之碎波水深在5米以下，碎波線離岸線之距離約1公里左右，其與北外防波堤堤頭之距離尙有1.5公里以上，雖然因碎波引起之近岸流會在碎波帶內明顯展現，但依其波向與碎波線距堤頭之距離估計，其應不致於對港口海流產生影響。故而，本文在計算台中港之海流時，其主要之外在影因素將以風及潮汐爲主。

3-1 海流之實測

在計算台中港之海流前，爲瞭解台中港實際之海流現況，茲將圖2-2中本所實設海象測站冬季實測所得之部分資料整理如圖3-1，由圖中可明顯看出，當風向爲60°即ENE時，若風速超過10m/s，則各測點流速與波高皆普遍增大，流速約40cm/sec至80cm/sec間，以ST.1北防砂堤測站而言，流向約爲240°(西南向)，最大流速約達70cm/sec: ST.2北防波堤堤頭測站流向則約爲270°(西南)，最大流速約爲80cm/sec，但當風速變小時，各測點流速亦變小，一般約在60cm/sec以下，流向則隨潮汐漲落而改變。圖3-2至圖3-4分別爲1994年12月ST-1、ST-2及ST-4測站，實測之逐時海

流流速及流向變化圖。各圖中，圖a顯示測站之逐時流速及流向記錄，流向以正北爲零度，並以順時鐘夾角表示；圖b爲流速之東西(U)及南北(V)分量逐時圖，正值表示向東或向北分量；向西或向南分量則以負值表示。

於冬季期間，由ST-1測站之逐時記錄，圖3-2a及b分析可知，本站平均流速爲21.2cm/sec，最大流速可達65.9cm/sec，主要流向爲西南，流速低於平均流速時，流向呈週期變化，此時期流速受潮汐漲落影響較大，流速高於平均流速時，流向幾乎恒向西南流動，顯見此時期之流速係由強盛季風所支配。由ST-2測站之逐時記錄，圖3-3a及b分析可知，本站平均流速爲30.9cm/sec，最大流速高達81cm/sec，向西之流向佔當月44%，並有32%之流向集中於北北西至北向間，流速低於平均流速時，一般主要流向爲北北西至北向間，顯見其受向北恒流與潮流之共同影響甚大，當流速高於平均流速時，則主要流向爲西向，此與強盛季風造成之風趨流受沿伸之北堤(N65°40'23.8"W，約爲WNW向)導引與恒流之共同影響應甚明顯。再由ST-4測站之逐時記錄，圖3-4a及b，分析可知，本站平均流速爲20.6cm/sec，最大流速66.5cm/sec，平均流速與最大流速皆與ST-1測站相當，唯其主方向集中於NNE，佔當月26%，向北之流向亦有11%，由於本站位於北延伸防波堤南側，當強盛季風於ST-2測站造成偏西之水流時，必於北延伸防波堤南側形成反時鐘方向旋轉之環流，而ST-4測站恰位於環流影響範圍內，故雖其季風風速之直接影響不如ST-1與ST-2測站，但其流速大小卻與ST-1相當，此點對照比較圖3-4a與圖3-2a及圖3-3a後即可明顯得知，當季風風速不強且ST-2測站流速低於平均值時，則ST-4之流速流向影響因素與特性應與ST-1站相類似。表3-3爲部分實測之海流流速統計表，於表中亦可發現，台中港夏季即使無強風作用，但在ST-2測站實測所得之海流仍甚強勁，夏季之最大海流速度甚至與冬季實測者不相上下，可見台中港潮流成分在海流中是不可輕忽地。

3-2海流計算模式

理想的海流計算模式應可配合研究區域之局部需要，將局部區域會影響海流之構成因素儘量納入，而根據實測海流資料研判，台中港近岸之海流除受台灣海峽大尺度海潮流所控制外，局部尚受風趨流、近岸流及防波堤等突出結構物與地形之影響。爲能有效掌握台中港港口附近海流之變化型態與特性，因此在各影響海流之因素中，配合台中港局部區域之特性後，擇其要者，考量潮汐與風之因子，進行台中港港口現況海流之數值模擬計算。

數值模式以丹麥水力研究所(DHI)研發之MIKE 21-HD爲主，該模式能夠考量波浪作用力、潮汐水位變化、風、大氣壓力、地球自轉柯氏力及海底底床摩擦等因素，可模擬海水位變化及海潮流流況。河川流量型態之流源(Source)或如蒸發損失形態之流陷(Sink)，此模式亦皆可加以考慮。研究區域之海水位變化及海潮流流況係以時變性之二維方格網系統加以計算解析。整體之計算模式主要在採用交替方向有限差分法(ADI)求解平面X及Y方向之水深平均連續方程式及動量守恒方程式，其

計算輸出結果則包括每一計算時階及格網點上之水深(h)、X方向通量(p)及Y方向通量(q)，根據這三個基本物理量及地形資料，可推導出每一計算時階及格網點上相對應之海水位變化、X方向流速、Y方向流速、合成流速(純量)及流向。流場模式校正可藉調整底床摩擦係數(型態及大小)、消散係數(型態及大小)及風摩擦係數(常數或變數)等加以完成。主要之控制方程式如下：

連續方程式：

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t}+\frac{\partial p}{\partial x}+\frac{\partial q}{\partial y}=I-e \tag{3-1}$$

運動方程式：

X方向：

$$\begin{aligned}&\frac{\partial p}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}(\frac{p^2}{h})+\frac{\partial}{\partial y}(\frac{pq}{h})+gh\frac{\partial \zeta}{\partial x}\\&+\frac{gp\sqrt{p^2+q^2}}{C^2\cdot h^2}-\frac{1}{\rho_w}[\frac{\partial}{\partial x}(h\tau_{xx})+\frac{\partial}{\partial y}(h\tau_{xy})]-\Omega q\\&-fVV_x+\frac{h}{\rho_w}\frac{\partial}{\partial x}(P_a)=0\end{aligned} \tag{3-2}$$

Y方向：

$$\begin{aligned}&\frac{\partial p}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial y}(\frac{q^2}{h})+\frac{\partial}{\partial x}(\frac{pq}{h})+gh\frac{\partial \zeta}{\partial y}\\&+\frac{gq\sqrt{p^2+q^2}}{C^2\cdot h^2}-\frac{1}{\rho_w}[\frac{\partial}{\partial y}(h\tau_{yy})+\frac{\partial}{\partial x}(h\tau_{xy})]-\Omega p\\&-fVV_y+\frac{h}{\rho_w}\frac{\partial}{\partial y}(P_a)=0\end{aligned} \tag{3-3}$$

上列式中，各符號說明如后：

$\zeta(x,y,t)$ ：水位變化(m)

$p,q(x,y,t)$：x及y向之流量強度$(m^3/s/m)$=(uh,vh)；
(u,v)爲x及y方向之水深平均流速

$h(x,y,t)$：水深

I：單位平面源流之大小$(m^3/s/m^2)$

e ：蒸發損失率(m/s)

$C(x,y)$：Chezy阻力係數$(m^{1/2}/s)$

g：重力加速度(m/s^2)

$f(V)$：風摩擦係數

$V,V_x,V_y(x,y,t)$：風速及其x及y方向速度分量(m/s)

$\Omega(x,y)$：柯氏(Coriolis)參數，與緯度有關(S^{-1})

$P_a(x,y,t)$：大氣壓力$(kg/m/s^2)$

ρ_w：水密度(kg/m^3)

x,y：空間座標(m)

t：時間(s)

τ_{xx} 、τ_{xy} 、τ_{yy}:有效剪應力分量

由於本計算模式爲時變性水深方向積分之二維差分模式,模式之穩定條件依水動力學計算之一般準則,時間間距必須滿足Courant Number: C_r 小於1之限制,故計算中,時距可依計算變數之最大訊息傳遞速度C_{max}及空間格距大小$\triangle x$決定如下:

$$\triangle t_{max} = \frac{\triangle x \cdot C_r}{C_{max}} \tag{3-4}$$

在計算範圍確立上,由於其直接關係計算邊界條件之控制,邊界條件選取及設定之良窳將嚴重影響計算結果之精度,因此計算範圍一般依據現有水位站劃定,另爲檢核計算結果,計算之研究區域內尙應有水位及流速測站資料可供配合驗證。必要時,當進行水理資料之短期實際觀測。計算中,主要之經驗參數設定如下:

(一) 底床摩擦係數

底床摩擦係數一般可選擇Chezy Number (C)或使用Manning Number (M)表示,兩者之關係爲$C = Mh^{1/6}$, h爲計算區之水深, C及M之單位分別爲$m^{1/2}/s$及$m^{1/3}/s$,且M=1/n, n爲一般文獻使用之Manning Number。當計算區域水深變化較大時,建議使用Manning Number,其選用範圍約在20至40間,一般可選用M=32。而Chezy Number之值域介於30至50間,考量摩擦係數隨水深變化時可選用Chezy number。本計算選用M=30。

(二) 風摩擦係數

風摩擦係數主要用來計算風剪力之大小,其係數一般可依下式計算:

$$f(V) = \begin{cases} f_o & , \quad V < V_o \\ f_o + \frac{V - V_o}{V_1 - V_o} \cdot (f_1 - f_o) & , \quad V_o \le V \le V_1 \\ f_1 & , \quad V > V_1 \end{cases} \tag{3-5}$$

式中

$$\begin{aligned} f_o &= 0.00063, \qquad V_o = 0m/s \\ f_1 &= 0.0026, \qquad V_1 = 30m/s \end{aligned} \tag{3-6}$$

本計算選用f=0.002。

(三) 渦度係數(Eddy Viscosity)

渦度係數(E)主要用來計算動量方程式中之紊流效應,藉以阻滯(Damping)短波之長向振盪及表現小網格之尺度影響,一般其大小必須滿足下列限制:

$$E \le \frac{\triangle x^2}{2\triangle t} \tag{3-7}$$

並可依下式估算

$$E = 0.1 \times \triangle x \times V \tag{3-8}$$

式中,$\triangle t$爲時距,$\triangle x$爲網格間距,V爲流速。對於流場係隨時空而變化時,渦度係數尙可依Smagorinski觀念依下式估算,即

$$E = C_s^2 \triangle^2 [(\frac{\partial U}{\partial x})^2 + \frac{1}{2}(\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x})^2 + (\frac{\partial V}{\partial y})^2] \qquad (3-9)$$

U,V表水深平均之X及Y向流速分量，△爲網格間距，C_s可於0.25至1.0間選用。綜觀上述，E之大小與時距及網格距皆有分不開之關係，本計算中依格距大小不同選用之E值分別如下：

$$E = 8.0; \quad \triangle x = 1000m$$

$$E = 4.0; \quad \triangle x = 100m$$

$$E = 1.0; \quad \triangle x = 25m$$

3-3 邊界條件

海流數值模擬計算最困難之事即在計算區域上之邊界條件設定，正確且品質良好之邊界條件爲海流數值模擬計算準確成功之先決條件。根據資料收集結果知道，台中港南北兩側具有充足潮汐水位資料之海氣象測站甚爲有限，南側最近測站僅有芳苑一站，北側則需遠至新竹方有新竹漁港一站，爲配合計算精度之要求，因此將計算區域分爲大域、小域及局部等三種，網格間距分別爲1公里、100公尺及25公尺，各計算區域所涵蓋之計算範圍分別爲120公里 × 60公里、18.1公里 × 14公里及6.25公里 × 6.5公里。海測之計算範圍或其邊界線依海圖恒流方向而劃定，亦即大域計算區域之海側邊界係取其平行於恒流方向，此考量主要在實際計算時可方便設定海側之邊界條件。

依據以上台中港海流計算範圍之設定，在大域計算區域上，計算區域南側邊界將引用芳苑潮位站之驗潮結果做爲南側水位變化之控制，北側則引用新竹漁港潮位站之驗潮結果做爲北側水位變化之控制，西側之控制邊界因其距海岸線已達約60公里，且其又取與恒流方向平行，因此在大域海流計算中，計算之海流將僅有沿西側邊界運動之速度量，垂直西側邊界運動之速度量將不存在。完成大域海流計算後，小域海流計算區域之各側邊界條件，如流速或水位時變量將可自大域海流計算結果之相關位置上萃取，並據以進行小域之海流計算模擬，局部區域海流計算之邊界條件，依上述方法亦可自小域海流之計算結果中萃取其相對位置上之邊界條件。經過大域、小域及局部區域網格計算之變換，台中港區之海流及水位變化特性即可精細地計算求得。

3-4 計算條件

爲充分瞭解潮汐與冬季強季風所造成之海流對台中港港區之影響，海流數值模擬計算條件將以1994年1月冬季大潮期間之潮汐變化爲主要計算依據，計算期間自1994/01/11 20:00:00至1994/01/14 08:00:00總計算時距共2日又12小時，真時潮位之變化如圖2-8所示，其中芳苑站之潮位將用爲大域計算區域南側邊界之控制水位，新竹漁港站之潮位將用爲北側邊界之控制水位，台中港站之潮位則保留做爲計算結果之檢證。

雖然計算開始之水位邊界係選用在冬季期間，但在未將季風影響計入考量前，單純的海流計算實可類比爲台中港夏季或冬季風速較小期間之海潮流流況。至於冬季季風期間之海潮流流況模擬，在計算中，風速將以平均風速15m/sec，風向NE，全計算期內恒向恒大小作用模擬。

3-5 潮流模擬計算結果與驗證

引用芳苑及新竹漁港潮位資料爲計算邊界條件，可得台中港區潮流之模擬結果如圖3-5a至d所示。各圖中，圖上爲潮流流速向量圖，圖下細實線爲台中港#4A碼頭附近潮位測站之計算水位逐時變化，粗實線端點表示計算結果對應之當時潮時與潮位。分析各圖所得，台中港由於北外防波堤850公尺之延伸突出，台中港港口南側在滿潮至平潮之退潮階段，因海域潮流向南之流動，北外防波堤南側水域將有反時鐘方向旋轉之環流形成，環流自近滿潮階段開始發展，規模雖小，但強度卻甚強，北延伸堤堤口附近之最大流速估計約在40cm/sec至50cm/sec間；至近平潮階段，環流幾已發展成熟，強度亦稍減弱，環流中心隨著潮位退減而逐漸向南移動，在此過程，港口內外及航道上之水流皆向港外流動，且流速亦逐漸增強；在平潮至干潮之退潮階段上，由於港外水流整體向北流動，環流在此時期轉爲順時鐘方向旋轉，並形成於北外防波堤以北之水域，內外港口及航道上之水流並於平潮後約1小時達到最大，估計最大流速約可達1m/sec左右；干潮至平潮之漲潮段，順時鐘方向旋轉之環流持續於北外防波堤以北發展，環流規模亦持續擴大，所不同地，爲港口水流已轉向港內流動，流速亦不斷地增強中；在漲潮段之近平潮點上，由於港口外原向北行進之潮流，此時必須返轉向南流動，故而在北防波堤以北水域之環流其特性將不單純因北防波堤伸突出之影響，而尙必須顧慮北防沙堤之突出作用，由圖3-5d可看出在此時期，北外防波堤以北近岸潮流流速將甚爲可觀；自平潮至滿潮之漲潮段上，由於港外潮流整體再轉向南流動，故而逆時鐘方向旋轉之環流再次地會於北延伸堤南側水域發展，且其強度將比滿潮至平潮段之同向環流爲強，在此階段上，北堤堤頭附近水流之最大強度約可達1m/sec，方向約爲西向，港口水流仍維持向港內之流向，港口附近最大之流速約可達60cm/sec，發生於漲潮段平潮後約1小之時刻。

潮流之模擬計算因其未考量季風風速之影響，故可視爲冬季季風甚弱或近似於夏季之潮流流況。依據台中港#4A碼頭附近實測之水位資料，將其與計算水位相驗證，結果如圖3-6c所示，由圖可知，計算與實測之水位，不論就水位與潮時相位而言皆甚吻合。圖3-6a及b分別爲台中港海流實際測站相對應近似位置上計算所得之潮流流速方向角與流速大小。將其與圖3-2至圖3-4海流實測結果相互驗證，比較各點位之水流特性後可知，雖然本模擬之計算條件係選擇月大潮期間計算，但計算與實測之總體趨勢仍甚一致。以ST2測站之計算結果（如圖3-6a及b之粗點線）爲例，北外防波堤堤頭附近之流速一般皆在80m/sec以下，而方向僅有近西及偏北之方向，此與實測之結果尙算吻合。在港內水流調查部分，本所亦曾自1996年1月7日11:20:00起於現

有漁港港口外水深10米處進行25小時之水流實測，雖其爲冬季資料，但將實測與近似點位之計算結果移動對照後，可得比較結果如圖3-7所示，由圖可知，潮流引起之港內計算流速變化（虛線）其與實測結果（實線）實際亦甚相近。

3-6 強季風與潮汐影響下之海流模擬與驗證

台中港冬季季風以NNE向及NE向爲主，風速大於15m/sec以上之機會佔全冬季約14.3%，吹風延時超過8小時之機會約12.6%。爲探討台中港冬季因強盛季風及潮汐變化影響之海流特性，考量平均風速15m/sec，風向NE進行海流數值模擬，潮位條件仍引用1994年1月大潮期間芳苑及新竹漁港之水位資料。1994/01/13 00:00:00至1994/01/14 00:00:00之海流模擬計算結果如圖3-8a至e所示。選取台中港北泊渠#4A碼頭之水位變化爲計算結果討論之基準，並取用圖3-5a至e純潮汐影響之逐時流況相互對照比較，由比較結果可知：台中港在滿潮至平潮之退潮段上，原由北向南流動之潮流因NE向季風之作用，流速普遍增強，漁港以北之近岸區域，風趨流之作用甚爲明顯，季風風速15m/sec在近岸區造成之風趨流流速大小約爲20cm/s左右，在北外防波堤南側水域形成之反時鐘方向旋轉之環流，不論規模與環流大小皆較純潮汐因素造成者爲大。北外防波堤堤頭附之最大流速大小約在1.0m/sec上下，港口內水流向港外流動，流速隨潮位退減而遞增，內港口最大之流速約可達60cm/sec；在退潮段之平潮水位上，港口外部分原應向北流動之水流由於季風風速之作用，致使港外水域水流仍向南運動；平潮至干潮之退潮期間，由於強勁季風形成風趨流之壓制，原由南向北運動之水流速度整體減緩變小，通過北外防波堤堤頭原向北之水流，因風趨流之阻擋，流向亦大都向北並偏海側流動，由於北向流動之水流受阻擋，因此港口內向外之流速亦有減緩之趨勢；干潮至平潮之漲潮段上，由於潮流恰在由南向北轉爲由北向南之變化時段上，風趨流之作用因此可明顯地於漁港口北側及西碼頭區海側顯現；水位通過平潮點在平潮至滿潮之漲潮時段上，由於海流之流動已完全轉爲由北向南，因此海流之變化特性及季風對海流之影響將與滿潮至平潮之退潮期間特性相近似，所不同地爲港口水流此時係由港外持續向港內流動而已，向港內流動之水流最大可達約80cm/sec，發生於漲潮段平潮後約1小時之時刻上。

自台中港冬季季風期海流模擬計算結果中萃取北泊渠區#4A碼頭測站之計算水位資料，將其與實測結果進行比較，結果如圖3-9c所示，由圖比較可知，季風期計算所得之水位其與實測值之特性變化甚爲一致，干潮位微小的水位偏差應係台中港實測潮位平均水位之化算誤差所致。圖3-9a及b分別爲台中港海流實際測站相對應近似位置上計算所得之冬季季風期海流流速方向角與流速大小。仍將其與圖3-2至圖3-4海流實測結果相互驗證，比較各點位之水流特性後可知，雖然本模擬計算條件係選擇月大潮期間計算。且考量15m/sec之平均季風風速，但計算與實測比較之總體變化趨勢仍甚一致。以ST2測站之計算結果（如圖3-9a及b之粗點線）爲例，雖然北防波堤堤頭附近之計算流速最大曾高達1.0m/sec，但其係爲強盛季風與大潮期間所算得，此與

實測海況當有所差異，但水流方向之變化則是甚爲一致的，由圖3-9a及b中ST2測站之計算結果也可看出，除在退潮段之平潮水位附近，堤頭水流會有向北流動趨勢外，在季風吹拂下，台中港北外堤頭附近之水流不論潮位高低，其一般係爲偏西流動的。在港內水流驗證部分，將1996年1月7日漁港口海流實測與近似點位之計算結果移動對照後，可得比較結果如圖3-10所示，由圖可知，季風與潮流引起之港內計算流速變化（虛線）其與實測結果（實線）比較亦甚相符合，可見強風對港口內海流流況影響並不大。對於南北堤口間之水流強度，依據圖2-8台中港#4A碼頭潮汐水位實測站之潮汐水位時變率可知，台中港潮汐時變率最大可達每小時一公尺左右，假設台中港水域面積爲500公頃，內堤口流量係數爲0.5，則依港口寬350公尺、水深15米估算，港口之流速估計可達52.91cm/sec，其與內港口水流模擬計算結果60cm/sec亦甚接近。

依據以上季風期、非季風期與流速估算之驗證比較結果，綜合可得本研究以MIKE 21-HD數值模式計算台中港港口附近水域之水流，雖僅考量潮汐與季風風速之影響，但其準確性應已值得信賴。

肆、結　語

台中港爲構築於台灣西海岸平直灘線上之人工港，外廓防波堤爲因應船舶進港、漂沙與港內靜穩度之需要，自海岸線突出伸入海側之距離甚長，因結構物配置因素原已使波浪及海流之模擬計算甚具挑戰性，加以特殊之風、恒流與潮汐之影響，建立完整之數值模式使其能通盤考量近岸區海流之影響因子將更有待各界持續努力。此外，由於數值模擬計算往往需要實際海氣象調查資料相搭配或驗證，即使是短期之海氣象實測結果，只要資料品質良好，儀器設置位置與環境描述準確，其對數值模式之研發、校正與應用將有莫大助益。

參考文獻

1. 劉文俊，"台灣的潮汐"，1996。
2. 蘇青和、江中權等，"台灣各港口潮汐相關性與預報模式研究"，港灣技術研究所，1992。
3. 蘇青和、莊文傑等，"台中港港池水理模式之研究"，港灣技術研究所，1996。
4. "雲林縣離島式基礎工業區開發計畫八十三年度整體規劃—外海抽砂對環境影響研究"，中興工程顧問社，1995。
5. 曾相茂、簡仲璟等，"台中港港口擴建後海氣象調查研究"，港灣技術研究所，1996。

表 2-1　1994 年 1 月～ 3 月於台中港觀測之潮波波高及週期分佈分月統計量

Tidal Wave Height H(m) and Period T(hour) in Tai-Chung

Date Y/M	HMAX (m)	TMAX (sec)	H1/10 (m)	T1/10 (sec)	H1/3 (m)	T1/3 (sec)	HMEAN (m)	TMEAN (sec)	NO.
1994/01	4.96	13.1	4.91	12.9	4.64	12.7	3.81	12.4	59
1994/02	4.98	12.4	4.85	12.5	4.46	12.6	3.67	12.4	53
1994/03	5.25	12.6	5.07	12.6	4.64	12.4	3.77	12.4	59

Tidal Wave Height and period (Descending)　25 wave

1994/01 H(m)	1994/01 T(sec)	1994/02 H(m)	1994/02 T(sec)	1994/03 H(m)	1994/03 T(sec)
4.96	13.1	4.98	12.4	5.25	12.6
4.93	12.8	4.97	12.6	5.17	12.7
4.93	12.7	4.83	12.7	5.09	12.9
4.91	13.0	4.81	12.2	4.98	12.3
4.83	12.9	4.65	12.5	4.88	12.5
4.82	12.6	4.64	12.1	4.87	12.1
4.79	13.0	4.47	12.5	4.71	12.3
4.75	13.2	4.45	12.8	4.71	12.5
4.71	12.9	4.39	12.7	4.71	12.3
4.71	12.7	4.38	13.0	4.59	12.0
4.55	12.9	4.35	13.0	4.58	12.7
4.55	12.8	4.31	12.4	4.54	12.1
4.55	12.9	4.25	12.5	4.49	12.5
4.54	13.2	4.10	12.8	4.37	12.3
4.50	12.1	4.09	12.0	4.31	12.6
4.35	12.8	4.07	12.1	4.26	11.9
4.32	11.8	4.04	13.2	4.25	12.4
4.25	12.7	4.04	11.8	4.19	12.1
4.22	11.8	4.03	12.2	4.17	12.5
4.18	13.0	4.01	12.1	4.11	12.6
4.13	11.7	3.97	12.3	4.10	12.1
4.10	13.3	3.97	11.9	4.09	12.9
4.09	11.6	3.93	11.9	4.07	12.2
4.08	11.9	3.86	12.4	4.06	12.8
4.08	12.7	3.81	12.5	4.00	12.1

rept1.dat

表 2-2　台中港各分潮振幅、遲角統計表

〔註〕：平均水位　2.70　(米)

分潮編號	分潮名稱	振幅 (米)	遲角 (度)	分潮編號	分潮名稱	振幅 (米)	遲角 (度)
1	H_m	0.032	103.36	21	MO_3	0.006	311.63
2	M_{sf}	0.026	40.597	22	M_3	0.000	155.17
3	$2Q_1$	0.008	-156.89	23	SO_3	0.007	248.10
4	ρ_1	0.027	304.88	24	MK_3	0.011	342.93
5	O_1	0.196	251.51	25	SK_3	0.003	332.20
6	M_1	0.021	269.83	26	MN_4	0.006	250.56
7	P_1	0.074	269.31	27	M_4	0.016	314.07
8	K_1	0.240	279.00	28	SN_4	0.002	23.58
9	θ_1	0.009	34.25	29	MS_4	0.008	325.08
10	SO_1	0.003	95.56	30	MK_4	0.004	99.72
11	OO_1	0.010	13.05	31	S_4	0.001	1.51
12	MNS_2	0.032	133.80	32	SK_4	0.003	121.31
13	$2N_2$	0.030	13.58	33	$2MN_6$	0.008	213.75
14	N_2	0.388	329.38	34	M_6	0.007	276.46
15	M_2	1.767	0.22	35	MSN_6	0.003	196.71
16	L_2	0.158	50.75	36	$2MS_6$	0.006	291.99
17	S_2	0.515	35.38	37	$2MK_6$	0.003	108.03
18	K_2	0.117	44.45	38	$2SN_6$	0.002	307.96
19	MSN_2	0.018	259.81	39	MSK_6	0.002	201.16
20	$2SN_2$	0.033	262.32				

表 3-1　台中港強風實測統計表

⊙北堤測站 (1976/01 -1980/12)

季節	風速 (m/s)	主風向	超值機率 (%)	天數 (日)
夏	15.0~15.9	NNE	2.2	3.96
	17.0~17.9	NNE	1.1	1.98
冬	15.0~15.9	NNE	14.3	25.74
	17.0~17.9	NNE	7.1	12.78

⊙最大十分鐘平均風速

- 民國67年10月12日(北堤測站)
  風速：34m/s ； 風向　ENE
- 民國75年9月19日(港研所測站)
  風速：39m/s； 風向ENE
- 風速大於22m/s之平均百分比0.65%

表 3-2　台中港冬季波浪實測統計表

➲波向

⇨355° ~ 5°； 55.2%

➲波高(港研所實測;83/10-84/03)

季節	波高區間(m)	平均發生率%	累積發生率%	天數(日)
ST1	1.0 ~ 1.9	49.26	75.46	135.83
	2.0 ~ 2.9	25.03	26.21	47.18
	> 3.0	1.17	1.17	2.11
ST2	1.0 ~ 1.9	30.66	87.20	156.96
	2.0 ~ 2.9	46.28	56.55	101.79
	> 3.0	10.27	10.27	18.49
ST4	1.0 ~ 1.9	51.80	59.01	106.22
	2.0 ~ 2.9	7.01	7.21	12.98
	> 3.0	0.18	0.2	0.36

➲週期

⇨5sec ~ 7sec

表3-3 台中港民國83年冬季實測海流統計表

- 風速大於10m/s；風向:ENE
  - ⇨ 海流速度：40cm/s ~ 80cm/s
- 南北內堤口計算海流速度約達 60cm/s

季節	測站	平均流速 (cm/s)	最大流速 (cm/s)	主流向
冬 83年 12月	ST1	21.2	65.9	西南
	ST2	30.9	80.1 (max.120cm/s)	西(44%) 北(32%)
	ST4	20.6	66.5	北北東(26%) 北(11%)
夏 84年 7月	ST1	12.5	49.1	ENE ~ SW
	ST2	35.4	79.8	NNW ~ N
	ST4	12.9	43.9	NW ~ NNE

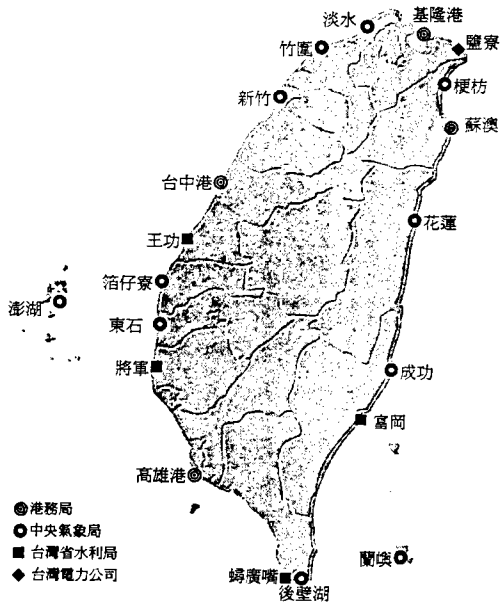


圖2-1 台灣地區潮汐觀測站分佈圖

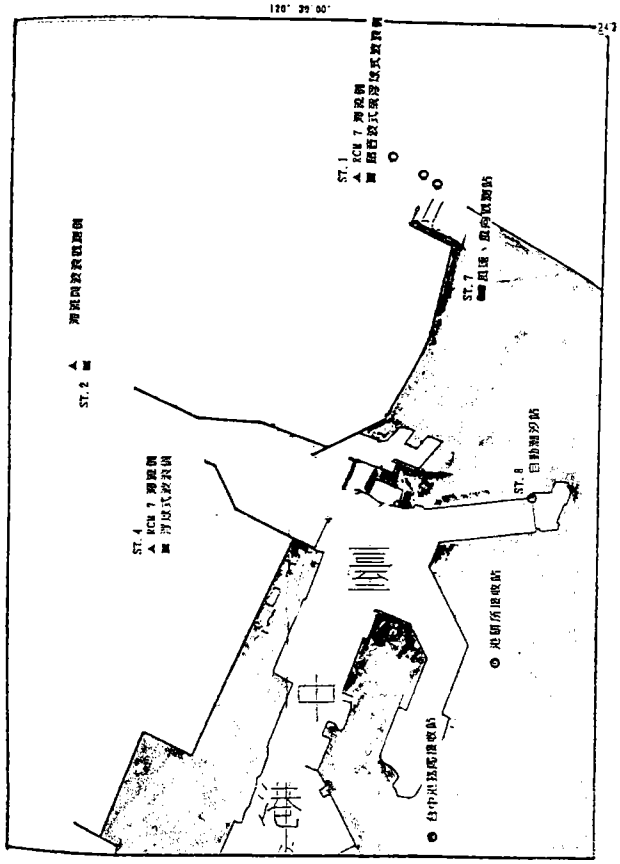


圖2-2 台中港港口擴建後海氣象調查研究儀器佈置示意圖

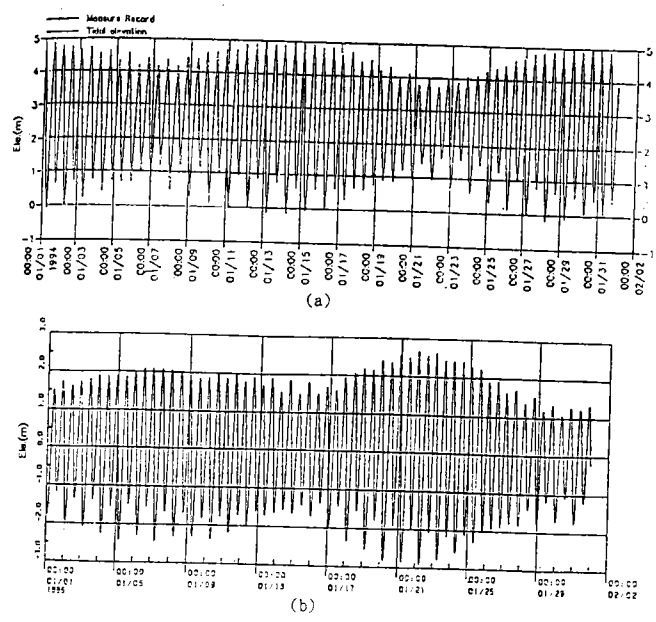


圖2-3 1994年及1996年1月間之台中港逐時潮位變化圖

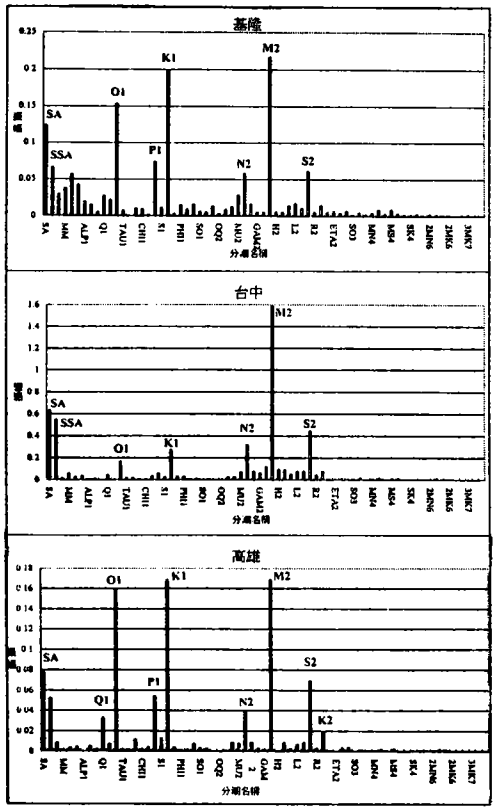


圖2-4 基隆、台中、高雄各分潮振幅比較圖

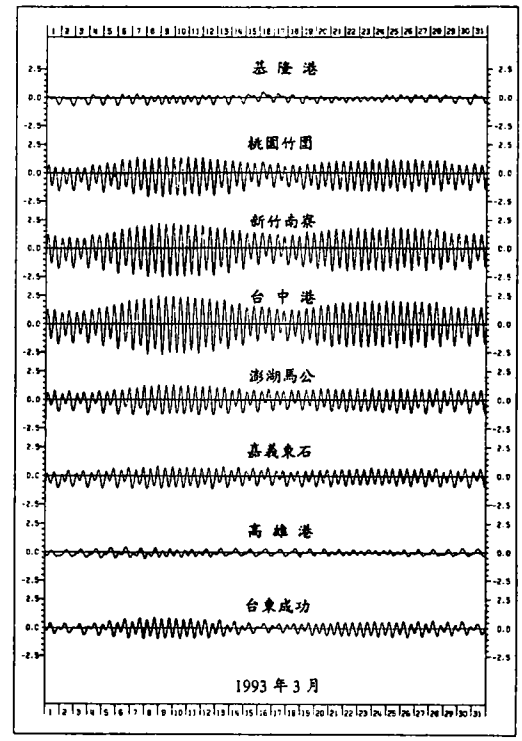


圖2-5 1993年3月台灣地區潮位曲線比較

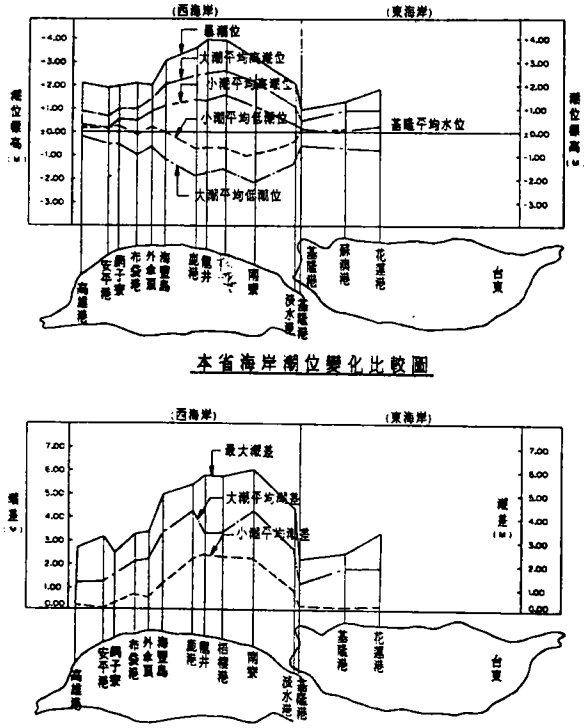


圖2-6 台灣海岸潮位及潮差變化圖

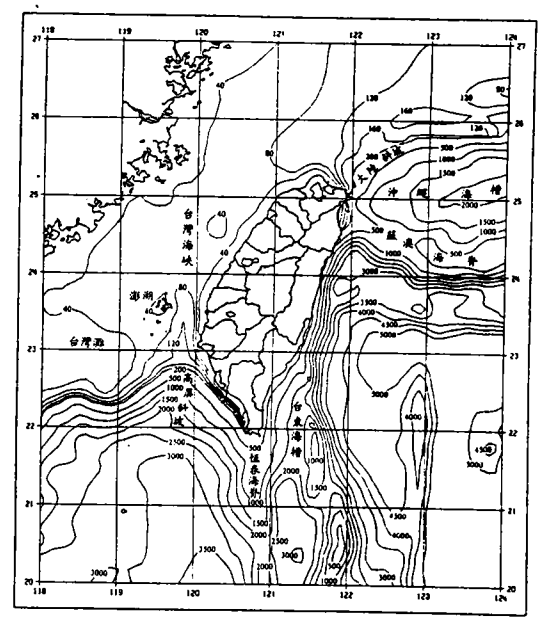


圖2-7 台灣附近海域海底地形圖

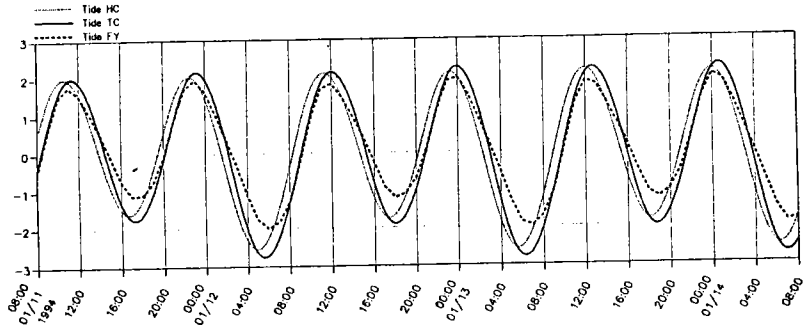


圖 2-8　台中港、新竹漁港與芳苑驗潮站潮汐比較圖

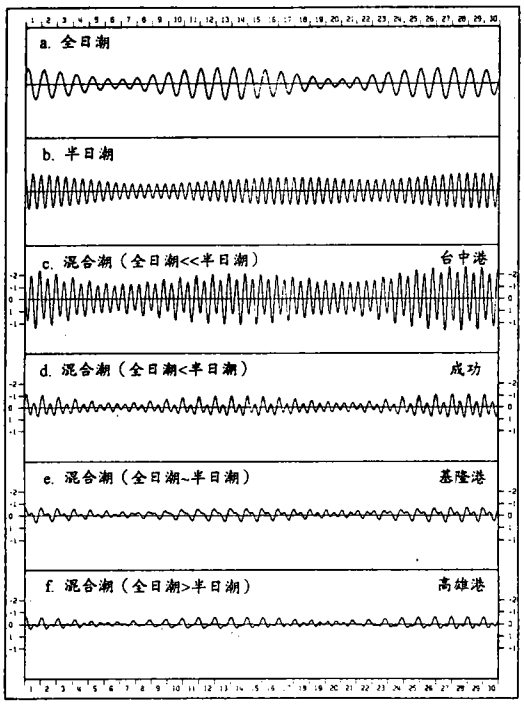


圖 2-9　全日潮、半日潮及混合潮示意圖

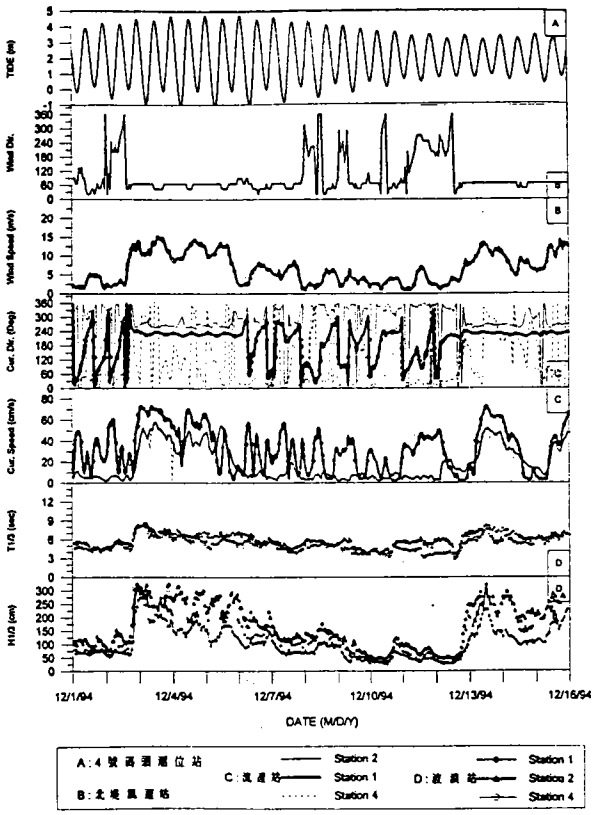


圖 3-1　台中港海氣象資料變化歷時圖 (1994.12.1-15)

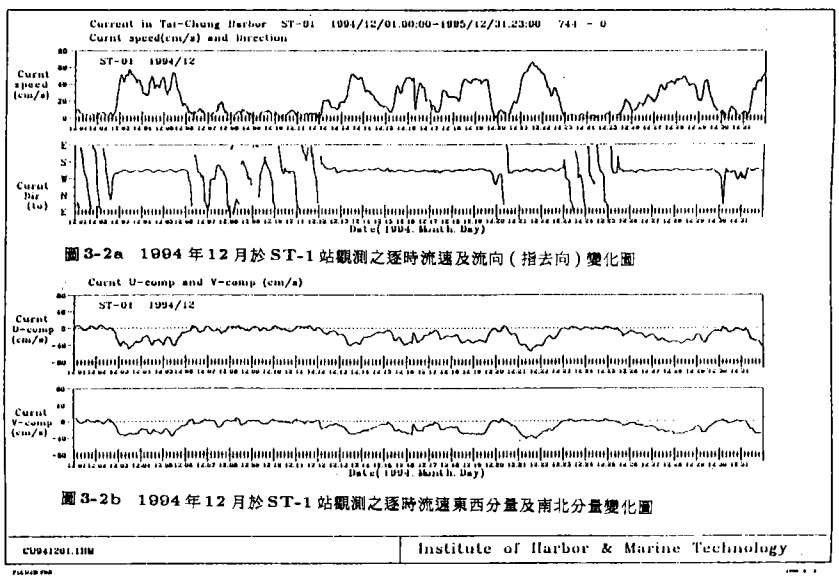


圖 3-2a　1994 年 12 月於 ST-1 站觀測之逐時流速及流向（指去向）變化圖

圖 3-2b　1994 年 12 月於 ST-1 站觀測之逐時流速東西分量及南北分量變化圖

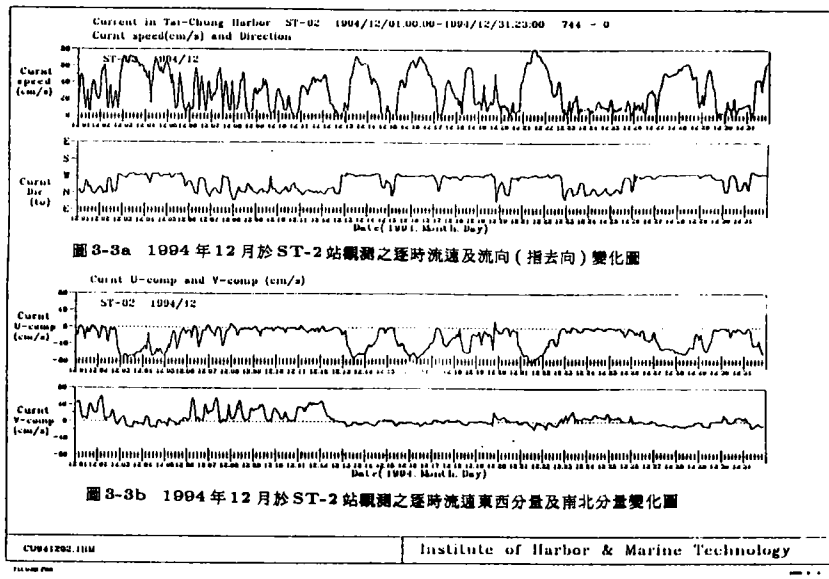


圖3-3a 1994年12月於ST-2站觀測之逐時流速及流向(指去向)變化圖

圖3-3b 1994年12月於ST-2站觀測之逐時流速東西分量及南北分量變化圖

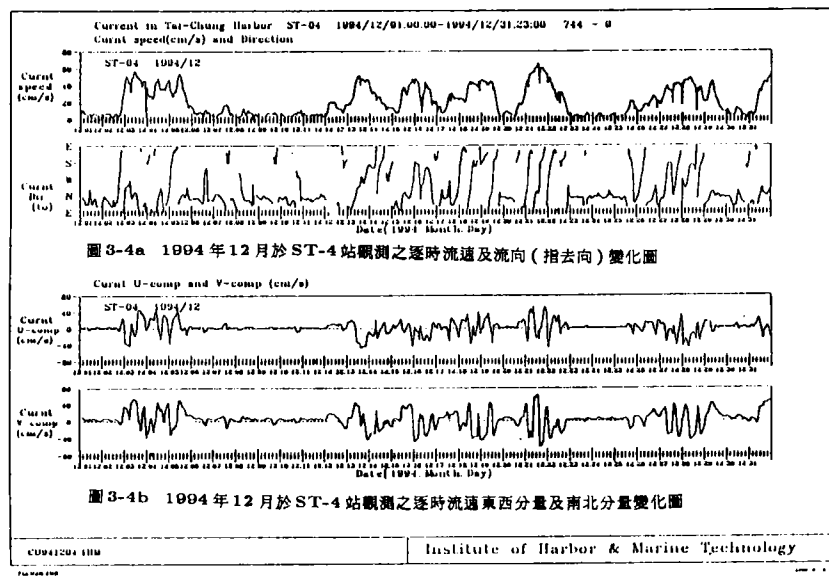


圖3-4a 1994年12月於ST-4站觀測之逐時流速及流向(指去向)變化圖

圖3-4b 1994年12月於ST-4站觀測之逐時流速東西分量及南北分量變化圖

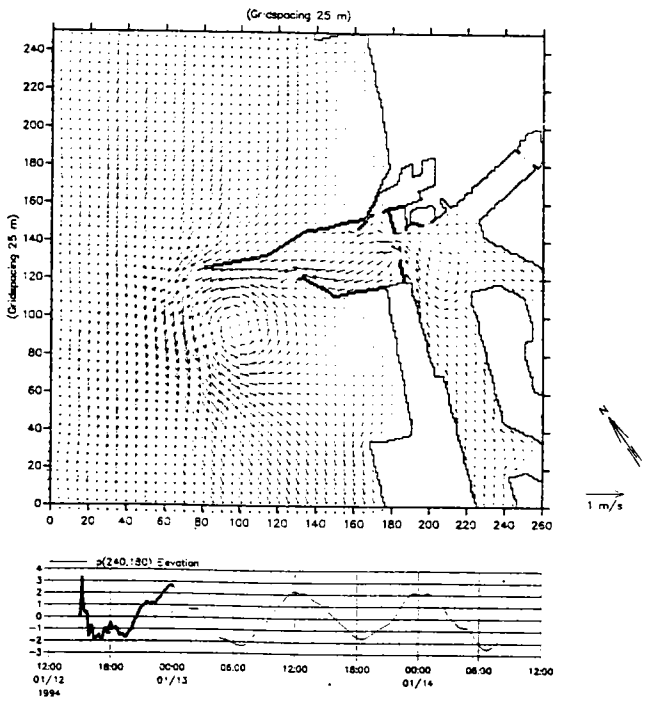


圖3-5a 台中港局部計算區域潮流之模擬結果(1994/01/13 00:00:00)

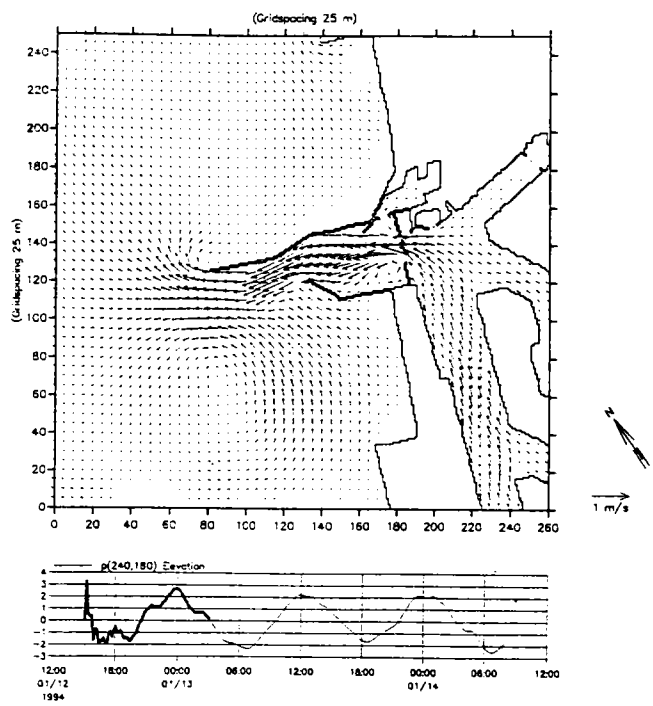


圖3-5b 台中港局部計算區域潮流之模擬結果(1994/01/13 03:00:00)

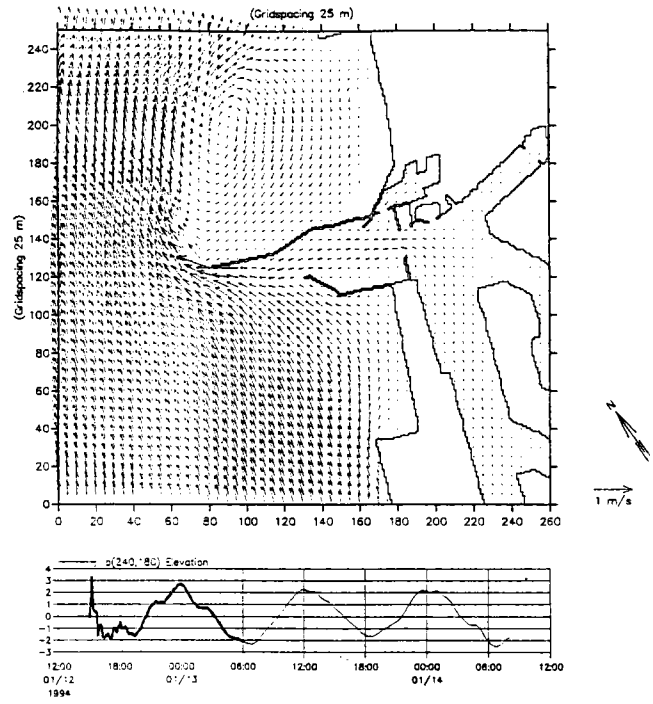


圖 3-5c 台中港局部計算區域潮流之模擬結果 (1994/01/13 06:00:00)

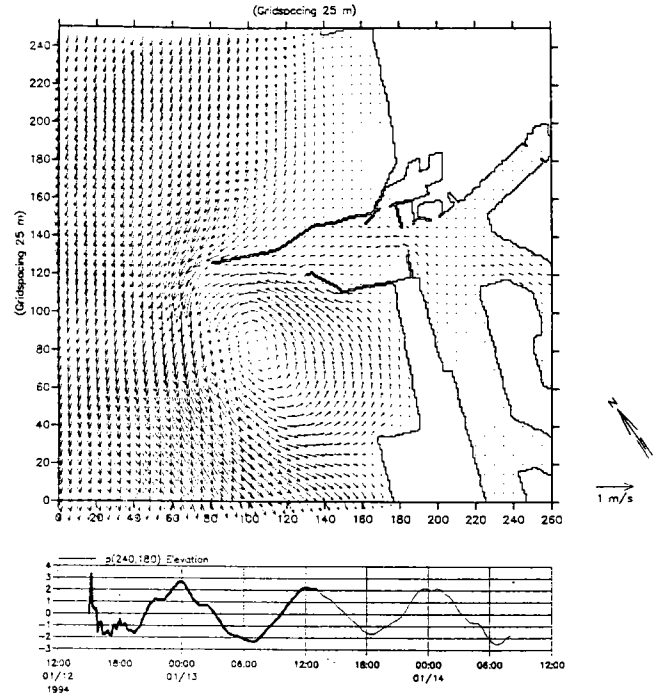


圖 3-5d 台中港局部計算區域潮流之模擬結果 (1994/01/13 09:00:00)

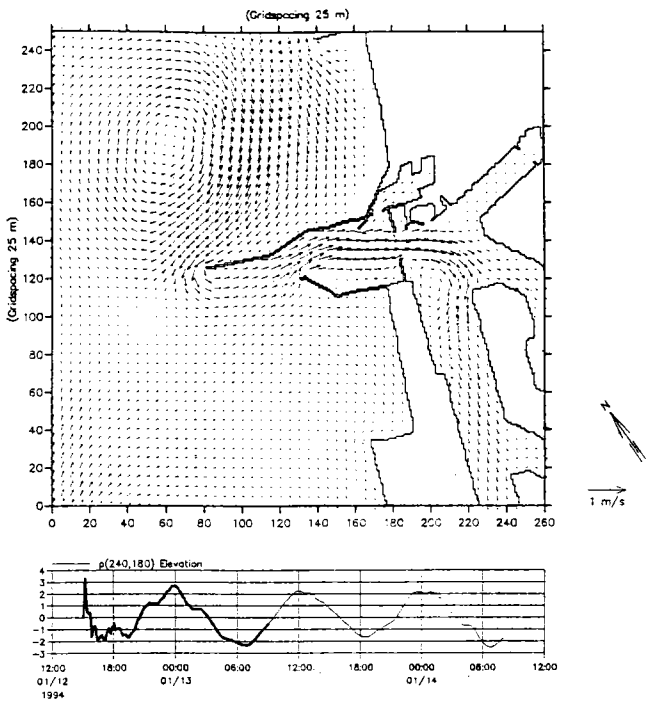


圖 3-5e 台中港局部計算區域潮流之模擬結果 (1994/01/13 13:00:00)

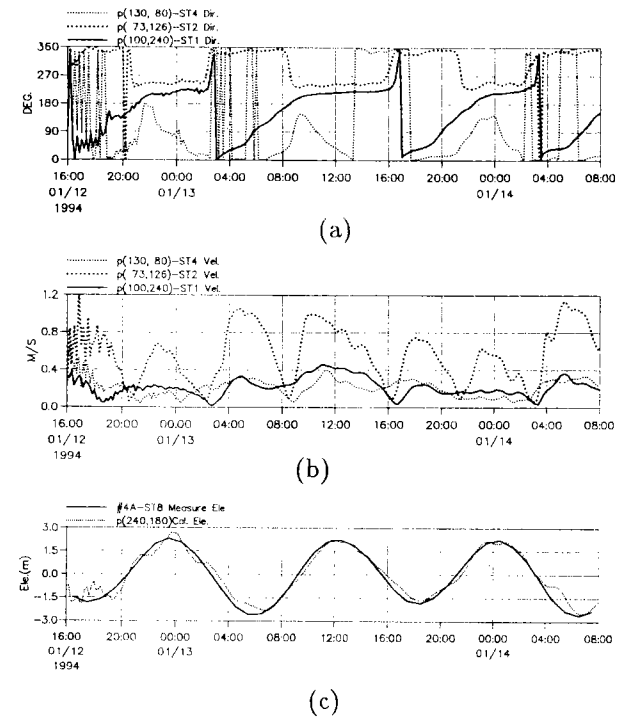


圖 3-6 台中港夏季與實測點位相對應近似位置上之潮流與水位計算逐時圖

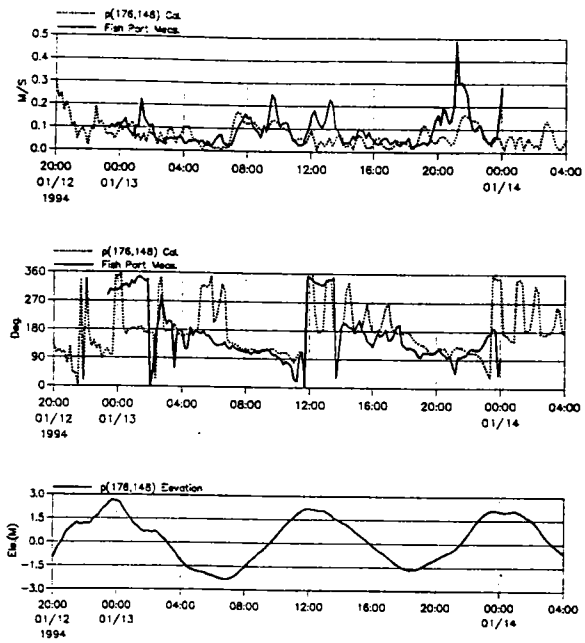


圖 3-7 台中港夏季漁港港口計算與 1996 年 1 月 7 日實測流速流向之比較

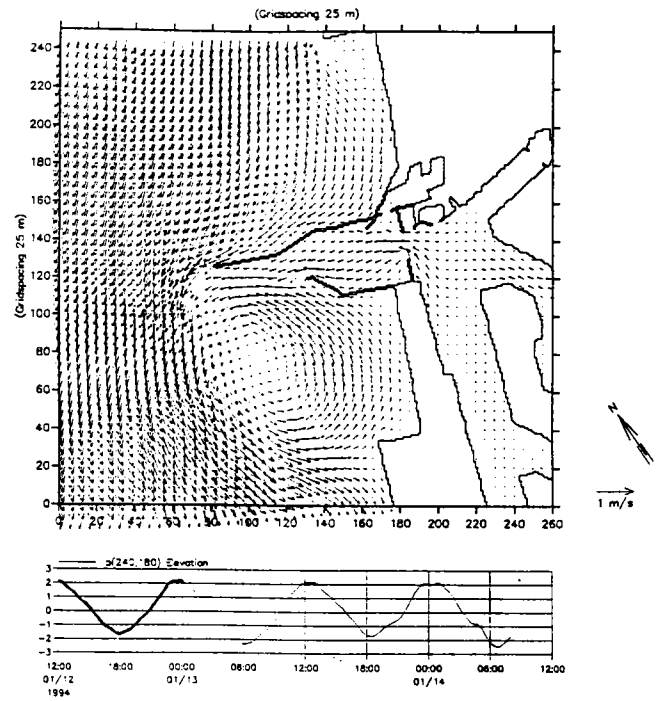


圖 3-8a 台中港冬季大潮期間季風及潮汐影響之水流模擬
(1994/01/13 00:00:00)

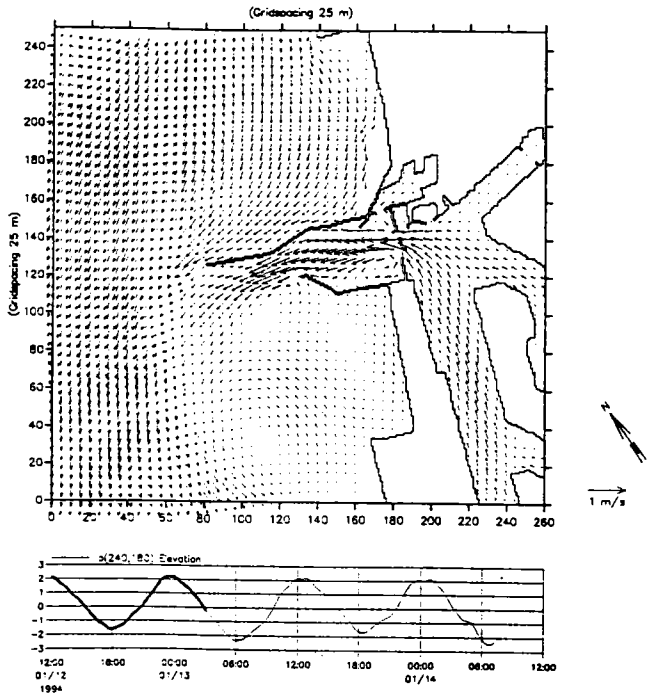


圖 3-8b 台中港冬季大潮期間季風及潮汐影響之水流模擬
(1994/01/13 03:00:00)

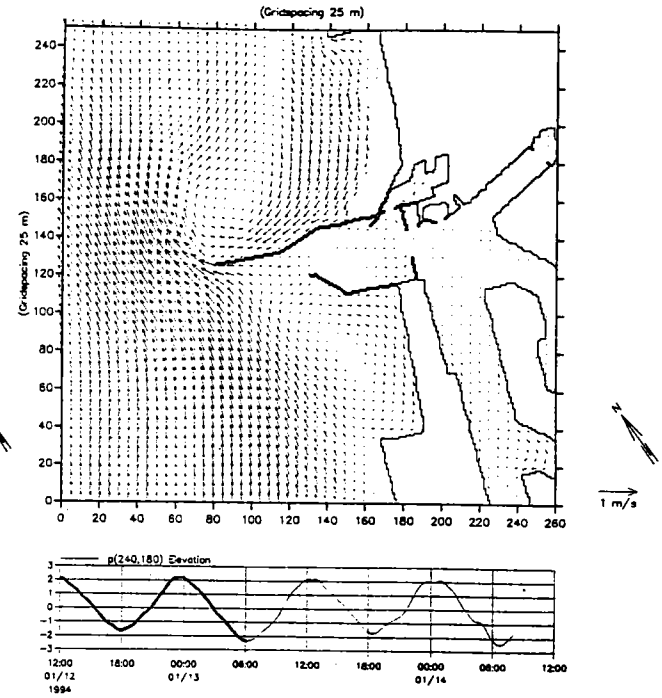


圖 3-8c 台中港冬季大潮期間季風及潮汐影響之水流模擬
(1994/01/13 06:00:00)

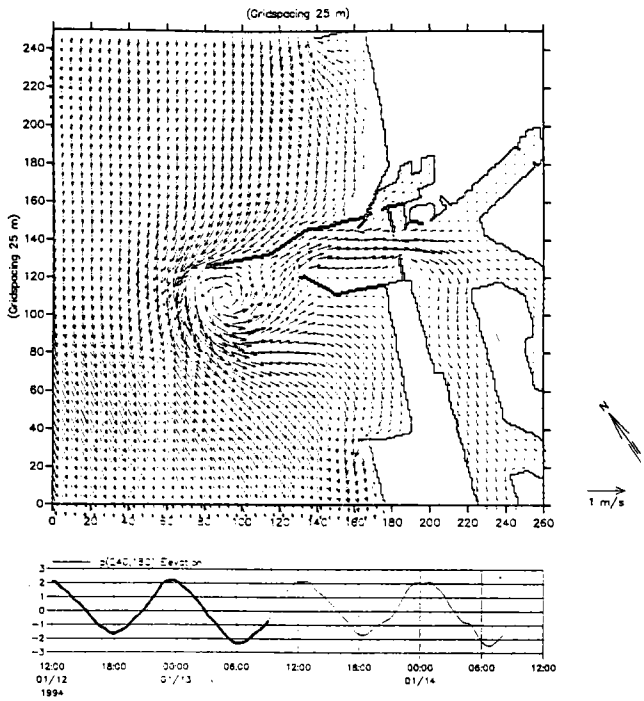


圖 3-8d 台中港冬季大潮期間季風及潮汐影響之水流模擬
(1994/01/13 09:00:00)

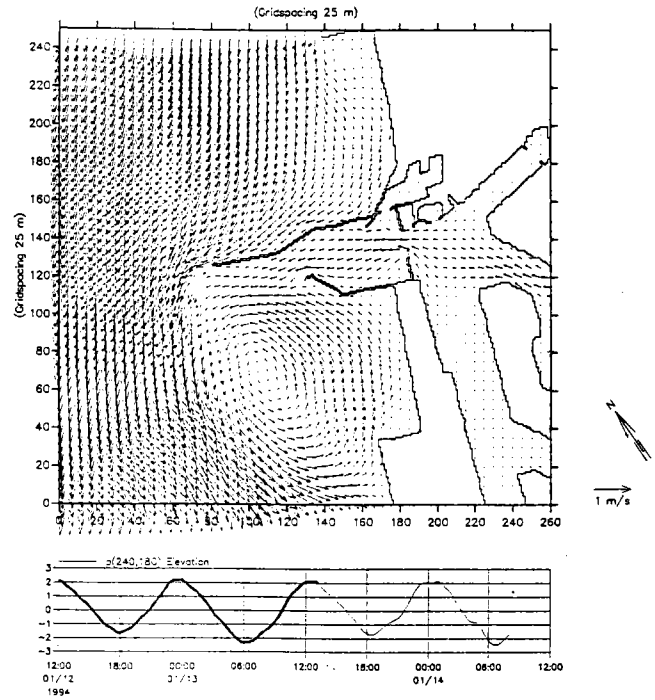


圖 3-8e 台中港冬季大潮期間季風及潮汐影響之水流模擬
(1994/01/13 13:00:00)

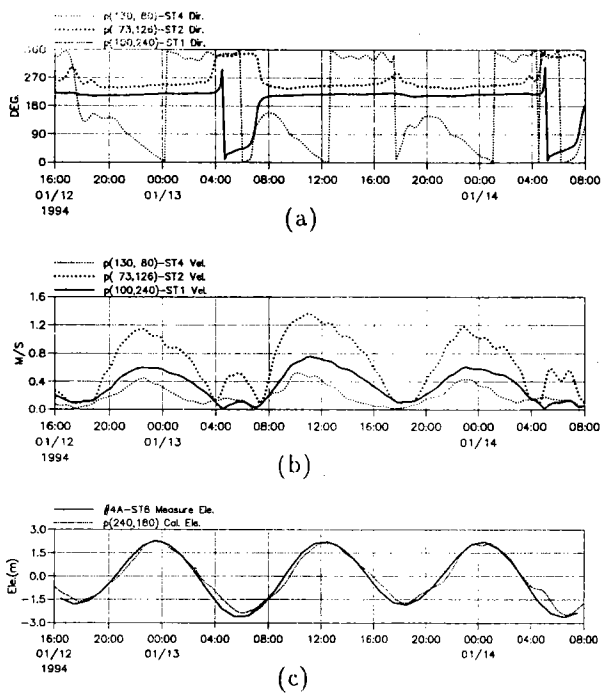


圖 3-9 台中港冬季與實測點位相對應近似位置上之海流與水位計算逐時圖

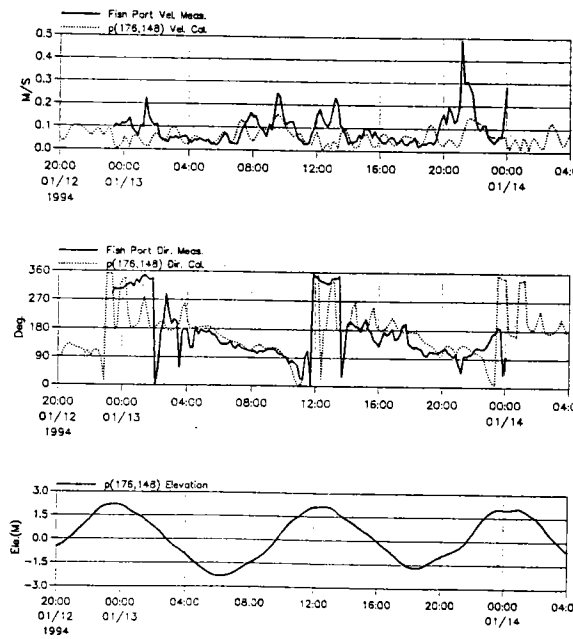


圖 3-10 台中港冬季漁港港口計算與 1996 年 1 月 7 日實測流速流向比較

應用 SOFDAM 模式在桃園近海之潮流計算

顏志偉[1]　張恆文[2]　顏厥正[3]

摘　要

本文旨在闡述利用二維深度平均模式 SOFDAM 來模擬桃園近海之潮流計算，模式之邊界條件是藉由荷蘭 Delft Hydraulic Lab.所發展之 TRISULA 模式，事先計算台灣海峽潮流來獲得。 SOFDAM 模式之計算結果與量測所得的流速大小及方向之比較，除皆得到滿意之結果外，同時也證明與 TRISULA 模式之計算結果近似。

Numerical Simulation of Tidal Current in Tao-Yuan Area Using SOFDAM Model

Chih-Wei Yen[1]　Heng-Wen Chan[2]　Chieh-Cheng Yen[3]

Abstract

The utilization of SOFDAM model to simulate the tidal current in Tao-Yuan area is described in this paper. The governing equations adopted in the SOFDAM model is the two-dimensional depth-averaged form as in the TRISULA-2D model developed by th Delft Hydraulics Laboratory. The comparision between the computational result of the SOFDAM model and the data measured by the ITRI is satisfactory. The accuracy of the SOFDAM model is also proved quite similar to the TRISULA model in this paper.

1. 前言

應用數值模式以輔助現場量測資料之不足，特別是對於廣大的海域，不論是在國內或國外皆已廣爲採用。一般而言，若非想要明瞭流動狀態之局部三維物理機制，則在潮流之模擬上，採用二維之深度平均模式來預測水平面上之深度平均流速及水位值，已足夠提供海岸開發時環評分析之需。

1,3 工研院能源與資源研究所研究員

2 工研院能源與資源研究所副研究員

採用二維深度平均方程式爲模式控制方程式之 SOFDAM 模式[1]，利用了有限體積法在非正交曲線網格上離散控制方程式，並結合所推導得之水位校正方程式[2,3]以SIMPLE[4]求解流場。同時， SOFDAM 模式更聯結深度平均之 k-ε 模式[5]，來模擬當垂直方向混攪均勻時之渦動係數，而對於海域計算時所需考慮之延散係數則採用 1/7 次方速度剖面所推導得之量[6])來模擬。

本文除說明 SOFDAM 模式之理論背景外，並將其應用來模擬桃園近海之潮流計算，由於計算區域之開放邊界並無流速或水位變化之量測值可提供模式輸入，因此模式之邊界條件是藉由荷蘭 Delft Hydraulic Lab.所發展之 TRISULA 模式[7]，事先計算台灣海峽潮流來獲得[8]。 SOFDAM 模式之計算結果與量測所得的流速大小及方向之比較，除皆得到滿意之結果外，同時也證明與 TRISULA 模式之計算結果近似，顯示 SOFDAM 已具備足夠之預測精度，除可作爲海域潮流分析之工具外，對於海岸開發所引起潮流變化，亦可藉此模式來預測，因此乃進一步利用 SOFDAM 模式模擬當桃園觀音建立 LNG 港後之潮流變化，以作爲後續地形變遷或水質模擬之輸入資料。

2. SOFDAM 模式之理論背景

SOFDAM模式內所採用之控制方程式爲水平二維深度平均方程式，即淺水方程式(shallow-water equations)。此控制方程式是由假設垂直方向爲靜壓力分佈，並將三維Navier-Stokes方程式及濃度傳輸方程式在深度方向上求取積分平均而得。以非正交曲線座標系統可表爲一通式：

$$\frac{1}{J}\frac{\partial}{\partial t}(J\rho h\phi)+\frac{1}{J}\frac{\partial}{\partial \xi^i}(J\rho hU_i\phi)=\frac{1}{J}\frac{\partial}{\partial \xi^i}(Jhg^{ii}\Gamma_\phi\frac{\partial \phi}{\partial \xi^i})+S_\phi \qquad (1)$$

如表一所示，ϕ 爲深度平均物理變數1、x方向速度分量u、y方向速度分量v、紊流能量k、紊流能量消散率 ε 或濃度C；Γ_ϕ 表 ϕ 之有效深度平均擴散係數；ξ^i 與 ξ^j 爲曲線座標分量，上標i,j =1至2； U_i 則爲 ξ^i 之抗變向量 a^i 與深度平均速度(u,v)之內積； ρ 爲流體密度； h 表水深；ζ爲自由液面與平均海水面之距離；J爲賈可比亞(Jacobian)； g^{ij} 表計量張量(metric tensor)；而 S_ϕ 項包含源項 R_ϕ 及 ϕ 之混合導數項定義爲

$$S_\phi = R_\phi+\frac{1}{J}\frac{\partial}{\partial \xi^i}(Jhg^{ij}\Gamma_\phi\frac{\partial \phi}{\partial \xi^j}) \quad i\neq j \qquad (2)$$

表1　深度平均擴散係數與源項

	ϕ	Γ_ϕ	R_ϕ
連續方程式	1	0	0
u動量方程式	u	μ_t	$[\rho gh(-y_\eta\varsigma_\xi + y_\xi\varsigma_\eta)]/J + R^u - \tau_{bx} + \rho hfv$
v動量方程式	v	μ_t	$[\rho gh(x_\eta\varsigma_\xi - x_\xi\varsigma_\eta)]/J + R^v - \tau_{by} - \rho hfu$
k方程式	k	μ_t/σ_k	$h[G - \rho\varepsilon) + \rho P_{kv}]$
ε 方程式	ε	μ_t/σ_ε	$h[\varepsilon(C_1G - C_2\rho\varepsilon)/k + \rho P_{k\varepsilon}]$
濃度方程式	C	$D_{\xi\xi}, D_{\xi\eta}$ $D_{\eta\xi}, D_{\eta\eta}$	QC

若令$\xi^1 = \xi$、$\xi^2 = \eta$，並引用k-ε模式以模擬紊流效應，則流場中各深度平均變數相對應之深度平均擴散係數與源項R_ϕ將如表1所示。其中，G爲深度平均紊流能量產生項；R^u及R^v爲深度平均紊流剪力項減去擴散項及混合導數項；底床剪力分量(τ_{bx}, τ_{by})則表爲

$$\tau_{bx} = C_f\rho u(u^2+v^2)^{1/2} \quad ; \quad \tau_{by} = C_f\rho v(u^2+v^2)^{1/2} \tag{3}$$

(3)式中，$C_f = \frac{gn^2}{h^{1/3}}$表磨擦係數(friction coeffieient)，n爲曼寧粗糙係數；$\mu_t = C_\mu\rho\frac{k^2}{\varepsilon}$爲深度平均渦流滯性係數；$P_{kv}$與$P_{k\varepsilon}$則分別吸收了底床鄰近區域，因垂向不均勻分佈所引起之量，此二項與底床磨擦速度(friction velocity) $U_{\tau b} = [C_f(u^2+v^2)]^{1/2}$及水深h有關，表爲

$$P_{kv} = \frac{1}{\sqrt{C_\mu}}\frac{U_{\tau b}^3}{h} \quad ; \quad P_{k\varepsilon} = 3.6\frac{C_2}{C_f^{3/4}}\sqrt{C_\mu}\frac{U_{\tau b}^4}{h^2} \tag{4}$$

此外，深度平均k-ε紊流模式包含五個經驗常數，其標準值仍與未進行深度積分平均時相同[9]爲: $C_\mu = 0.09$; $\sigma_k = 1.0$; $\sigma_\varepsilon = 1.3$; $C_1 = 1.44$; $C_2 = 1.92$。μ_D爲延散係數，若假設深度方向之流速剖面爲七分之一指數型態，則μ_D可表爲[6]:

$$\mu_D = 1.167\rho gn^2h^{2/3}\sqrt{u^2+v^2} \tag{5}$$

D則爲濃度之延散係數，若爲非等向性則可表爲[10]:

$$D_{xx} = \frac{(k_l u^2 + k_t v^2)\rho h\sqrt{g}}{\sqrt{u^2+v^2}\,h^{1/6}/n} \tag{6}$$

$$D_{yy} = \frac{(k_l v^2 + k_t u^2)\rho h\sqrt{g}}{\sqrt{u^2+v^2}\,h^{1/6}/n} \tag{7}$$

$$D_{xy} = D_{yx} = \frac{(k_l - k_t)uv\rho h\sqrt{g}}{\sqrt{u^2 + v^2}\, h^{1/6}/n} \tag{8}$$

(6)至(8)式中，k_l與k_t分別爲Elder所建議之5.93[11]與Fisher之0.15[12]，應用這些式子，尚需進行座標轉換，即

$$D_{\xi^i\xi^j} = D_{x^m x^n}(a^i.e^m)(a^j.e^n) \tag{9}$$

上式中，m,n=1,2；x^1=x；x^2=y；$e^1=\vec{i}$；$e^2=\vec{j}$。

3. 有限體積方程式之推導

對於深度積分平均模式之有限體積差分方程式推導，可將經轉換後之偏微分方程式(1)式，在如圖一中之計算平面上對控制體P進行體積積分，並分別對擴散項及對流項進行差分近似[4]，經整理後可得一差分通式

$$A_P\phi_P = \sum_{nb=E,W,N,S} A_{nb}\phi_{nb} + S^{\phi} \tag{10}$$

其中，下標" nb "表P格點之相鄰四格點E、W、N及S；A_E、A_E、A_W、A_N與A_S爲推導得之係數。在SOFDAM模式中共有混合體係法(hybrid scheme)、冪次方法(power law scheme)及二階上風法(second-order upwind scheme)可供選擇以求得各係數值。

SOFDAM模式採用SIMPLE求解程序法求解流場，故必須推導水位校正方程式[2,3]，來進行數值求解。此外，由於網格爲非交錯式，因此利用修正Rhie & Chow[13]所提出之動量內插法，以抑制可能產生之水位振盪。

4. 桃園近海潮流計算

本節將 SOFDAM 模式應用至如圖二所示區域之潮流計算，由於計算區域具外海開放邊界，通常是無法藉由量測得到開放邊界上所有網格點之水位或是流速值，因此本文乃利用荷蘭 DelftHydraulicsLab 所發展的 TRISULA 模式建立涵蓋桃園近海之大區域台灣海峽預測模式，藉由此模式之計算，來獲得此大區域內任何小區域潮流模擬之邊界條件。由於 TRISULA 模式並非本文之重點，故略過不述外，其餘之計算過程則分述如下：

4.1台灣海峽模式

台灣海峽模式之計算範圍包括台灣西海岸至大陸福建、廣東沿海之間，涵蓋面積約爲350×600km^2。模式忽略地球之曲面效應，採用中華民國台灣省二度分帶之平面座標系統(TM2)，圖三即爲正交曲線網格之分佈及澎湖計算區域之相關位置。此計算區域共覆蓋

有88×97個格網，其中最小網格大小約爲2500×1750m^2，最大網格約爲12000×14000m^2；各格點之水深資料係利用1988年海軍測量局之海圖數化求得。而計算區域之外海邊界條件係引用Schwiderski[14]之大洋潮汐模式中，在1993年五個主要分潮係數(M2、S2、O1、K1、N2)之合成水位。更詳細地TRISULA模式之計算，可參考張恆文等人[8]。

4.2 研究區域背景資料

本研究區域之水深地形分佈如圖四所示，北起大園北方5公里處，南至永安漁港南方約5公里，此地形資料高程以基隆平均海水面爲基準，向下爲正，向上爲負。圖上包括能資所在1996年6月所設立之C1、C2及C3等三個流速測站，同時擬在觀音興建之LNG港亦標示在圖中。圖中顯示本區海岸線走向以LNG港爲分界，港址北側岸線約呈北偏東65度走向，南側岸線則呈北偏東30度走向，海岸地形呈平行海岸線分佈，平均坡度約千分之十三。

4.3 SOFDAM與TRISULA模式之網格分佈

TRISULA與SOFDAM模式計算所需要之曲線網格分佈，皆是利用荷蘭Delft Hydraulics Lab.所發展之正交格網產生模式RGFGRID[15]來建構。圖五所示即爲SOFDAM模式所採用之70×91網格，顯然以此邊界形狀來建立之網格，RGFGRID無法保證其正交性，所幸SOFDAM模式所需之網格爲非正交性，故圖五之網格分佈仍可爲SOFDAM模式所利用。但對於採用正交性曲線座標之TRISULA模式，則必需改變邊界形狀，RGFGRID方能建立出如圖六所示之正交曲線網格，而爲TRISULA模式所用。

4.4 SOFDAM與TRISULA之模式驗證與計算

SOFDAM及TRISULA模式所需輸入之參數值皆設定相同，分別爲曼寧係數0.026，地球自轉科氏力參數定爲北緯25.05度，但SOFDAM利用(5)式來計算延散係數，而TRISULA則設定爲固定值2.0m^2/s，圖七爲SOFDAM及TRISULA模式之計算結果與能資所量測之速度及方向值之比較圖，在C1點上SOFDAM與TRISULA有極爲相近之預測，且與量測值之比較亦甚爲接近。SOFDAM模式預測之潮流方向在0~90度及225~315度間產生急劇轉折之現象與量測所得相符，而TRISULA模式之預測則無此一現象。此外，在C2點上SOFDAM、TRISULA及量測值之差異性較在C1點上顯著，二模式之流速預測值在部份時段明顯低於量測值，若比較其相位之預測，則SOFDAM略優於TRISULA，且對於潮流轉向時段之方向角度預測，則與在C1點之比較情形類似，SOFDAM明顯較TRISULA準確。

圖八至圖九爲原始海岸地形在利用SOFDAM模式由1996年6月5日12時45分開始計算24及26小時後之流動狀態，而圖十至圖十一則爲LNG港建立後之潮流分佈圖，明顯地與未建LNG港前之流動狀態不同，特別是在LNG港之西南區域，當流向轉爲西南向時，在港開口處之附近區域產生一逆時針方向旋轉之渦流，並誘使港內產生順時針方向旋轉之渦流，而當流向轉爲東北向時，逆時針方向旋轉之渦流將消失，但因堤防之遮斷將迫使潮流在港開口處流向西北，使得堤尖產生較大之流速。由前述之比較可發現，LNG港

之建立對於潮流狀態之影響，在港附近區域是極爲顯著地，因此將可預期對海岸地形產生衝擊。

5. 結　論

本文實際應用SOFDAM模式在桃園近海之潮流計算，計算所得之速度大小與方向除與量測值比較外，並與TRISULA-2D模式之計算結果相對照，同時在桃園觀音規劃之LNG港建立後之潮流分佈，在文中亦進行預測後獲致以下之結論:

1. 對於具開放邊界之潮流計算，本文利用大區域臺灣海峽模式計算所得之流速或水位作爲桃園近海區域之邊界條件，此一計算型態由於並非真正的多重網格(multigrid)計算，因此所得之邊界條件已隱含誤差，故連帶將使小區域計算結果之準確性降低，但經SOFDAM及TRISULA二模式之計算結果顯示，這樣的邊界條件給定方式，對於已驗證過之數值模式而言，其潮流計算之準確性是可以期待的。
2. SOFDAM模式採用非正交曲線座標，因此任何自動網格產生套裝模式皆可爲其利用，而不必如TRISULA模式非得採用正交網格不可，故在網格之建立上較具彈性。二模式所建立之網格雖皆採用曲線座標，但曲線並未與海岸線完全貼合，因此對於採用曲線座標之意義，可說是僅得其神而未得其髓。
3. SOFDAM模式與TRISULA模式之比較結果雖顯示，二模式之計算結果甚爲相近，但整體而言，SOFDAM之計算精度實是略優於TRISULA，然本文中並未進行計算速度之比較，因此二模式之優劣應再進一步探討。
4. LNG港設置後造成潮流型態改變之現象，SOFDAM模式可在僅改變輸入檔之情形下，將海堤結構物考慮入模式之中而不用修改程式，因此已具備實用價值。未來將以提昇其計算速度爲首要考量，使其可縮短計算時間，來產生長期之預測值以供環境影響評估之用。

參考文獻

1. 顏志偉、顏厥正、賴泉基，「潰壩洪水在不規則渠道之模擬及動態展示分析」，第八屆水利工程研討會，第1163~1170頁 (1996)。
2. 顏志偉，「複雜自由液面紊流之模擬與分析」，國立成功大學水利及海洋工程研究所博士論文 (1994)。
3. Lai, C. J. and Yen C. W., "Turbulent free surface flow simulation using a multilayer model", International Journal for Numerical Methods in Fluids, Vol. 16, pp. 1007-1025, (1993).
4. Patankar, S. V. and Spalding, D. B., "A calculation procedure for heat mass and momentum transfer in three-dimensional parabolic flows", *International Journal of Heat and Mass Transfer*, Vol. 15, No. 10, pp. 1787-1906, (1972).
5. McGuirk, J. J. and Rodi, W., "A depth-averaged mathematical model for the near field of side discharges into open-channel flow", Journal of Fluid Mechanics, Vol. 86, Part 4, pp. 761-781, 1978.

6. Falconer R. A., "Water quality simulation study of a natural harbor", Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 112, No. 1, pp. 15-34 (1986).
7. Delft Hydraulics Laboratory, "TRISULA, a simulation program for hydrodynamic flows and transports in 2 and 3 dimensions, release 2" (1993).
8. 張恆文、顏志偉、尹可健、連永順，「澎湖海域濃鹽水排放位置之優選研究」，中國環境工程學刊(1997, 即將刊登)。
9. Rastogi, A. K. and Rodi, W., "Predictions of heat and mass transfer in open channel", Journal of Hydraulics Division, ASCE, Vol. 104, No. 3, pp. 397-420, (1978).
10. Falconer, R. A., "Numerical model study of Nutrient Levels in Poole harbor and Holes bay", Internal Report for Wessex Water Authority, Department of Civil Engineering, Univ. of Birmingham (1983).
11. Elder, J. W., "The dispersion of marked fluid in turbulent shear flow", Journal of Fluid Mechanics, Vol. 5, pp. 544-560 (1959).
12. Fisher, H. B., "Longitudinal dispersion and turbulent mixing in open channel flow", Annual Review of Fluid Mechanics, Vol. 5, pp. 59-78 (1973).
13. Rhie, C. M. and Chow, W. L., "Numerical study of the turbulent flow past an airfoil with trailing edge separation", AIAA Journal, Vol. 21, No. 11, pp. 1525-1532, 1983.
14. Schwiderski, E. W., "Global ocean tides, part I, a detailed hydrodynamical interpolation model", Naval Surface Weapons Center, Dahlgren, Virginia, US (1978)
15. Delft Hydraulics Laboratory, "RGFGRID, a grid generator with graphical user interface" (1993).

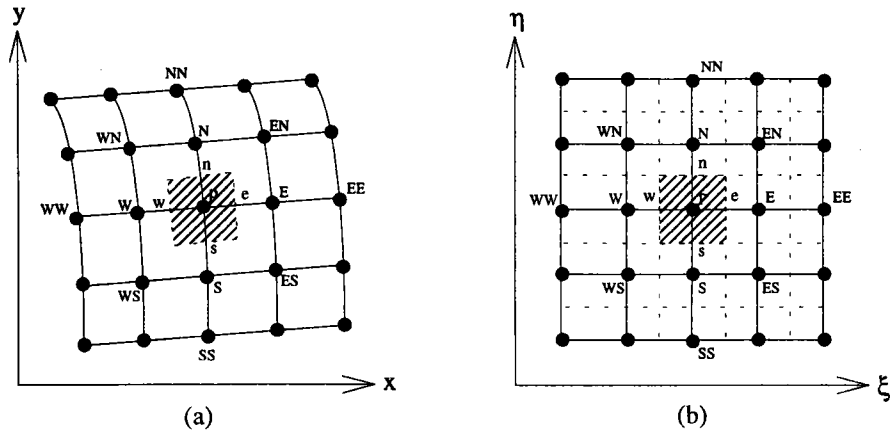


圖1 控制體示意圖(a)物理平面;(b)計算平面

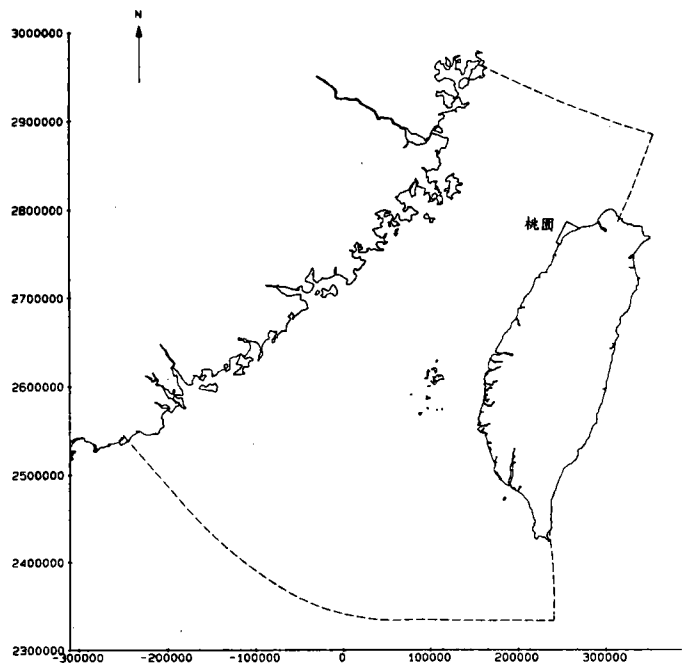


圖2 桃園近海計算區域位置圖

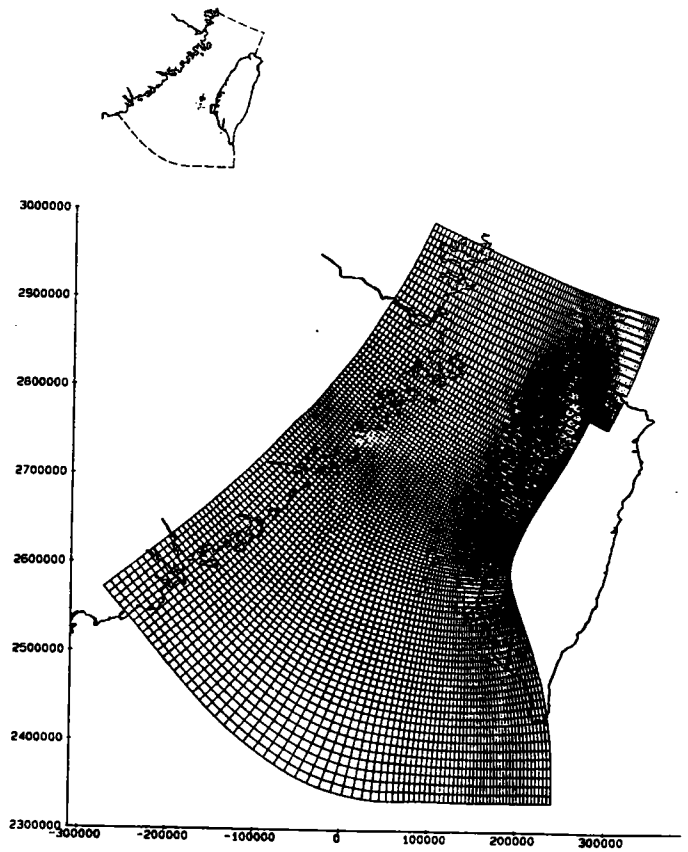


圖3 臺灣海峽模式之88×97網格分佈圖

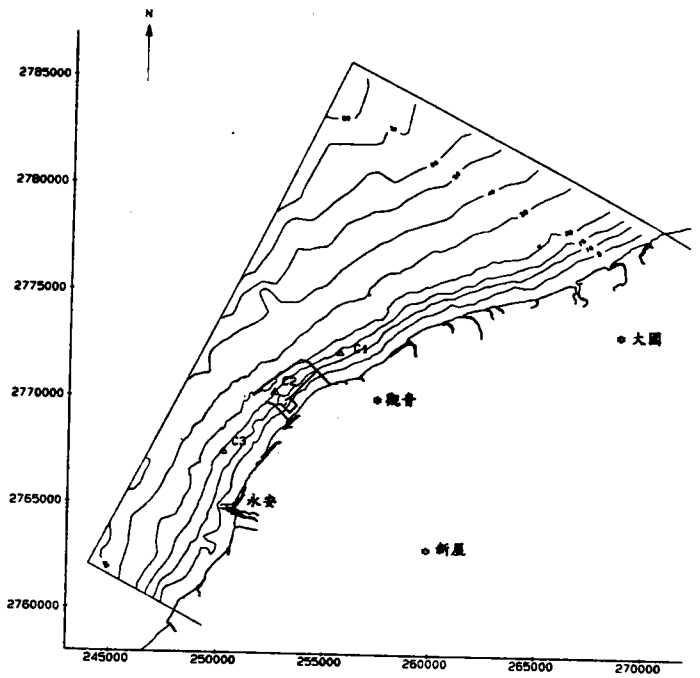


圖4 桃園近海之水深地形分佈圖

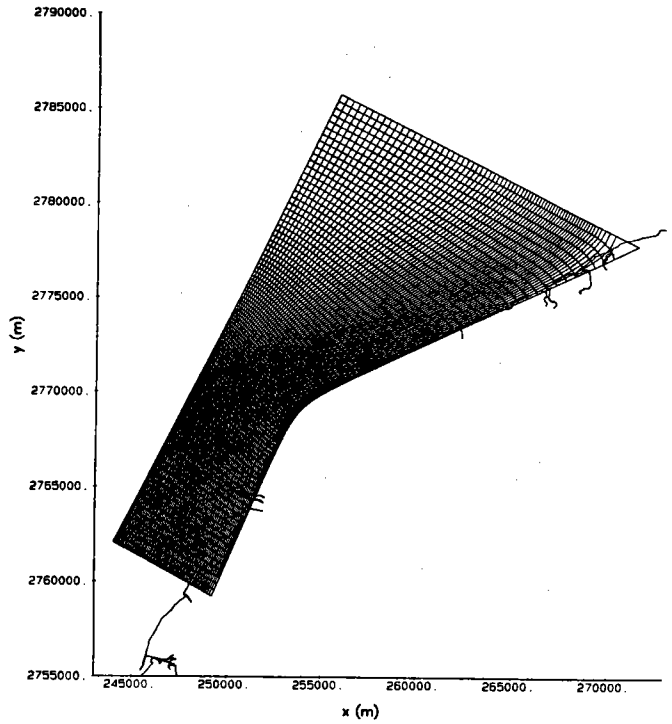


圖5 SOFDAM模式所採用70×91之非正交網格分佈圖

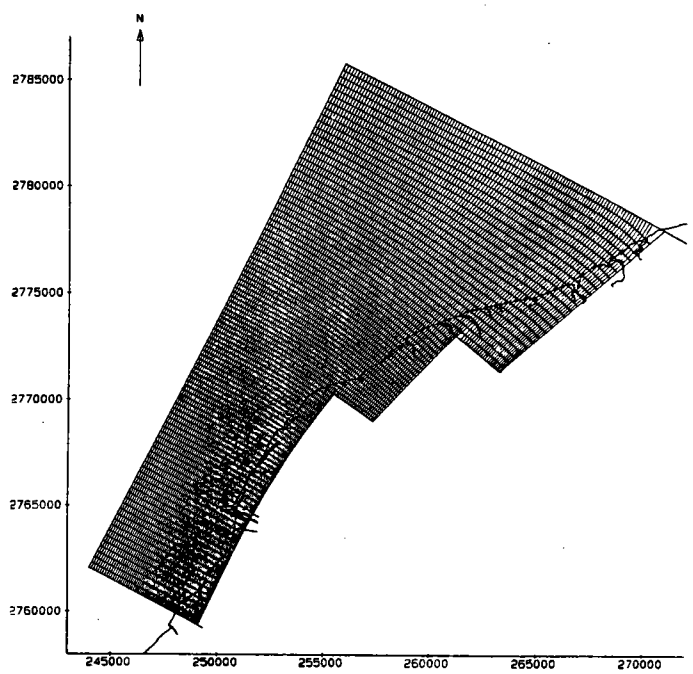


圖6 TRISULA模式所採用之正交網格分佈圖

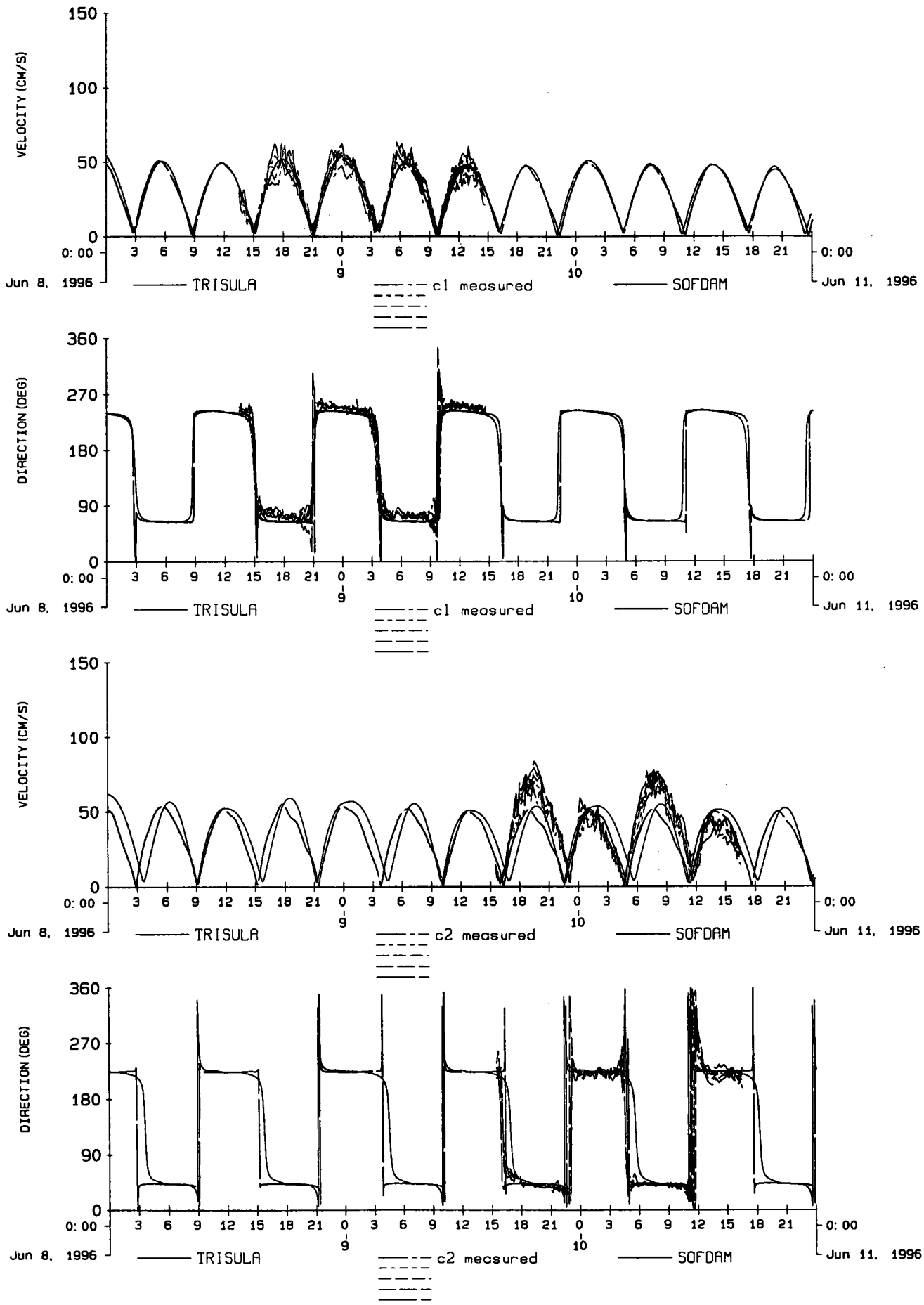


圖7 SOFDAM與TRISULA模式計算結果與量測值之比較

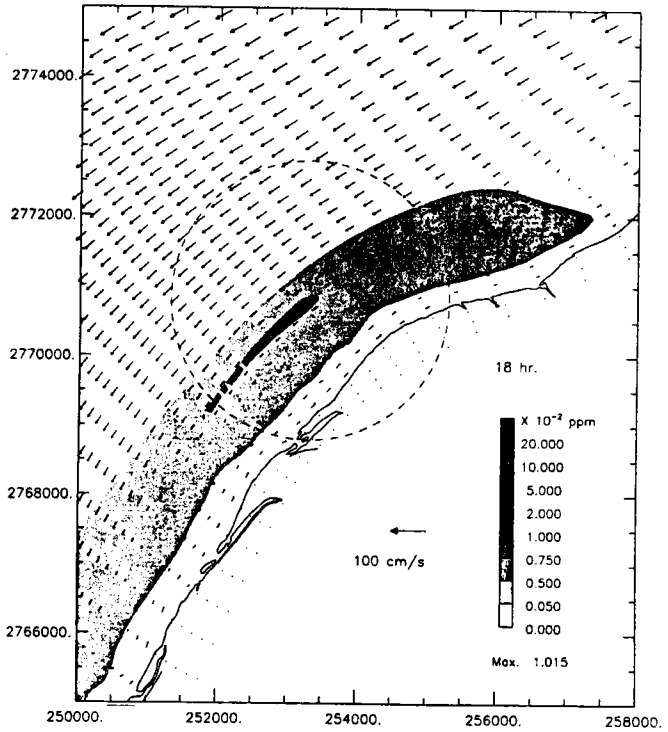


圖8 LNG港未建前t=24小時之速度向量預測分佈圖

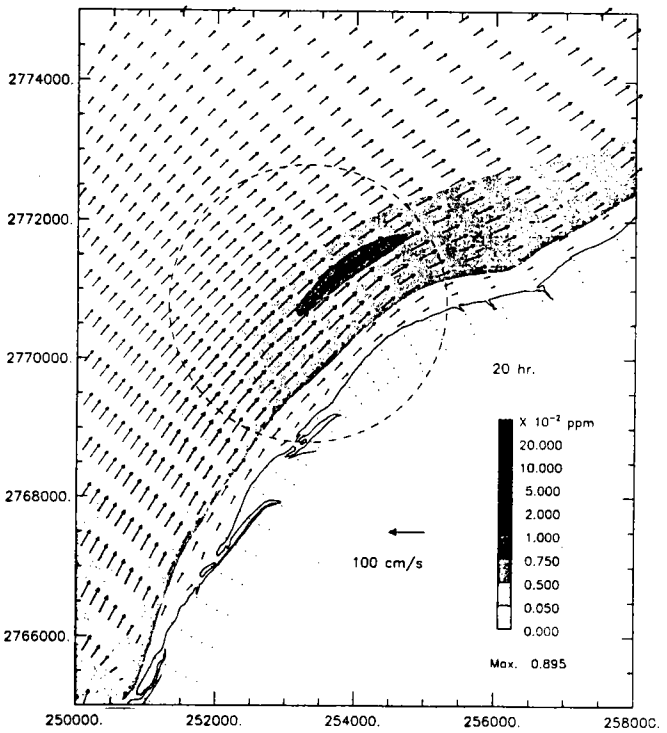


圖9 LNG港未建前t=26小時之速度向量預測分佈圖

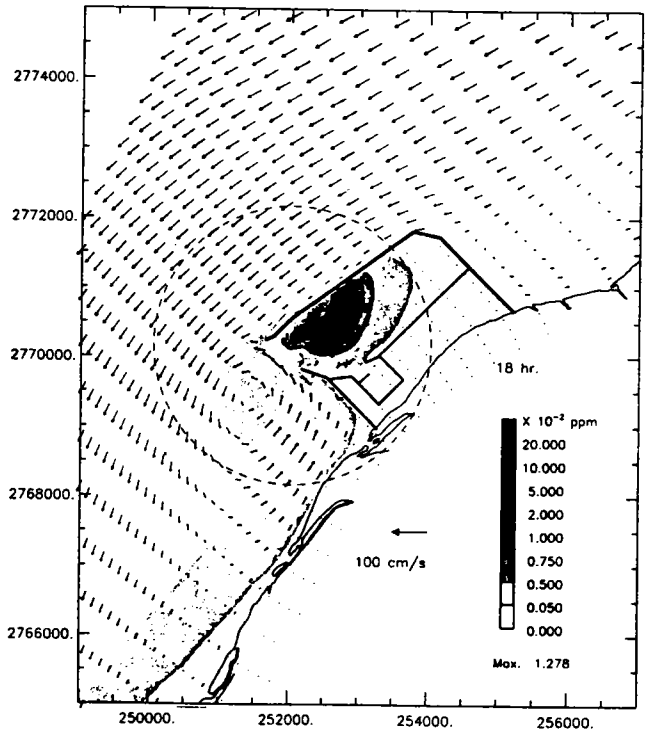


圖10 LNG港完工後t=24小時之速度向量預測分佈圖

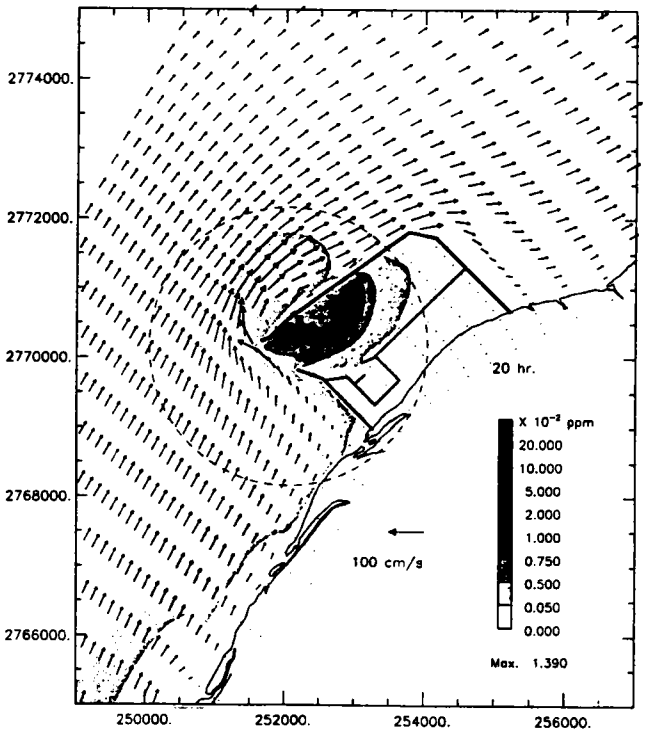


圖11 LNG港建後t=26小時之速度向量預測分佈圖

三、地形變遷數值模式

波流互制作用下近岸海域地形變化之數值模式

林銘崇　國立台灣大學造船及海洋工程學系教授兼系主任

摘　要

本文將介紹波流互制作用效應應用於波流場及地形變化之數值模式。波流互制效應下波場模式多建基在橢圓型態隨時間變化(time-dependent)含流緩坡波動方程式上，或經由線性假設退化成拋物線型態時間穩定的偏微分方程式，延伸至波流共存場中，並應用其計算波浪所產生的變形，如淺化、折射、碎波及與流共存的效應。在流場模式方面則解析連續方程式及Navier-Stokes方程式，將潮汐、波浪、風、科氏力及底床摩擦力作一整體考量，計算潮汐與波浪聯合作用下之近海域流場。在漂沙量估算式方面則依功率觀點結合底床剪應力及碎波帶內能量損失因素，計算近岸海域因波浪及平均流所引致的漂沙量。平面海底地形變化則依漂沙守恆方程式，考慮底床坡度影響，計算區域性漂沙運動造成海底地形變化。

一、前言

近年來臺灣內陸工業用地，由於地價昂貴，各項重大建設之土地取得相當不易；而海埔新生地等海岸空間之開發，除可增加土地面積，並可解決重要工業用地取得不易問題，故成為工業用地經濟上之最佳選擇。然而海岸空間的開發將對整個海域環境造成影響，人工結構物的興建將造成局部海岸地形的改變，進而造成整個海域波流場的改變，甚至造成整個近岸海域地形的改變；因此，在規劃開發前應作審慎之研究。而近年來由於海岸開發日益頻繁，如何正確預測近岸海域地形變遷，使海岸開發對整

個環境生態影響降至最低實為今日海岸工程重要之課題。

海域地形變遷為一錯縱複雜之海岸動力過程，受當地地形、氣象、海象及人為結構物等影響。一般研究海域地形變遷多利用現場實測資料統計分析、水工模型試驗及數值模式推算等；然而現場實測資料統計分析需要常時間且詳細的地形、海象、氣象等資料，資料不易蒐集且需非常長的時間，在應用上常受限制；而水工模型研究由於模型製作成本高，且須花較長的時間，常應用於大型開發案，對於一般開發往往無法廣泛應用。因此，建立一具有可信度之數值模式為近年來海岸工程學者之研究課題。本省西海岸大多數為沙岸，海灘坡度平緩，有許多重要河川由此海岸線入海因此在波浪、潮流以及河川入海流等複雜水理之作用下，使西海岸地形發生劇烈變化，且其變遷過程益形複雜。此等變遷直接影響到海埔地的規畫、河口的整治及海岸開發工程的設計。因此若能建立一良好的預測分析海灘地形變化之數值模式，對配合海岸空間之開發利用及海岸保護有莫大的助益。

一般近岸海域平面地形之變化模式一般包括平面波場計算、流場計算、海岸漂沙量估算及平面地形變化計算等四部分。由於臺灣西海岸潮差大，海灘坡度平緩，波浪引致之近岸流與潮汐引致之潮流交互作用甚為獨特與複雜，因此不論是波場或流場模式，波流共存互制效應已為研究台灣西海岸地形變遷必須考量之重要因素。

國內外近年來已研究開發不少海底地形變化之數值模式，運用在預測近岸海域波浪、流場及海岸地形變遷等。然而大部份模式均忽略波流互制作用的影響，實際上近岸區域除潮流外，波浪輻射應力產生近岸流，此等流之存在亦將影響原來之波場，即波流互制作用是一定會發生，只是程度大小差別而已。因此在學理上將波流互制的影響加入實際預估近岸波場、流場、漂沙運動和海岸變遷是一個很重要的觀念。為了在海岸變遷模式中加入波流互制作用，亦即因流而產生的波浪變形必須考慮進波場計算中，對於不定水深中變化的波流共存狀況下，已有一些波浪模式（如Booij,1981；Liu,1983；Kirby, 1984），這些模式均建基在橢圓型偏微分方程式上，而此類方程式在求解數值解上通常較困難。因此這些方程式有時會被近似成拋物線型偏微分方程式，亦或是雙曲線型偏微分方程式；而前者對於結構物有巨大反射效應狀況則不能運用，後者則是波、流場均為隨時間變化之偏微分方程式，數值應用上當範圍很大時求解亦較困難。於是本文將採用前者作為緩變水深、波流共存狀況下，波場數值計算模

式之基本方程式，運用它來計算波場因淺化、折射、碎波及波流互制作用所產生的變化。在流場方面，國內外各學者所提出之模式大同小異，本文將以林銘崇等(1993)之近岸流場模式再加入河川入海效應為主，介紹近岸海域流場之數值模式。

在海岸漂沙量估算方面，由於沿岸漂沙活動十分複雜，人們至今對於其力學機制等並非十分了解，對計算海岸地形變化所使用之漂沙量估算公式各家學說眾說紛云，至今尚無可充份信賴且適用於各海域之漂沙量估算公式。本文將以功率觀點為主，採用Dibajnia&渡邊(1987)所建議波浪及平均流所共同引致之漂沙量估算經驗式。而由於本省西部海域潮差很大，海岸大多為沙岸，海岸坡度平緩，在此種複雜條件下，睽諸國內外各漂沙估算式，不論在主要造成因素之考量、資料驗證、底床坡度、地形等等，均無法完全適用於台灣西部海域，因此江允智等(1996)為求得適用於台灣西部海域之漂沙估算式，參照Komar(1970)及Watanabe(1982)之研究，以功率觀點同時考慮波浪及平均流共同引致漂沙量，修正其漂沙估算式之漂沙係數得到漂沙量估算公式。

在模式計算方面針對近岸海域波、流場中波流互制作用的影響重新計算整個波場及近岸流場，其中近岸流場部份結合河川入海流效應，之後再估算其所共同引致的漂沙量，建一套完整預測分析近岸海域平面地形變化之數值模式。數值計算以波流互制作用為主，進行有限差分運算，計算中以潮汐週期為基礎劃分數個時段，分別計算各時段之流速、水位值及其相對應之海岸漂沙量，累加各時段之結果可求得近岸流場及海岸漂沙量其受波浪、潮汐與河川入海聯合作用之影響。其中需注意的是計算中之波場在一潮汐週期內並非不變，因波流互制作用的影響波、流場在此時間內會互相作用隨時段不同而有不同之波高、流速及水位值，然而若每個時段均重新計算整個波、流互制作用場，不僅計算量龐大，亦不符合經濟效益。為解決此一問題而又不失計算上之精度，在計算例上採用每經過1/4潮汐週期時間（此時間間隔可任意調整）再重新計算整個波、流互制作用場。實例應用上可採用一天內最高潮位、最低潮位及平均潮位時，如此在整個計算模式中就有同時考量潮汐、流場變化較劇處波流互制作用的影響及減少計算時 CPU所耗費的時間。

二、相關文獻回顧

截至目前為止，國內外已研究開發不少海底地形變化之數值模式，但現今數值模式中同時考慮波浪與潮汐之共同作用以及波流互制作用者則相當有限。這些數值模式大多遵循圖1 的大綱，只是細部內容不同，這類模式稱之為 "medium-term morpho dynamic" (MTM)模式，De Vriend et al.(1993a)曾針對此類作一詳盡描述。此外另有一類"long-term morphological" (LTM)模式，其控制方程式組合並非根據各階段物理現象過程而是將之統合一起探討，De Vriend et al.(1993)文中有更詳細說明。此處僅就 MTM 模式加以論述：如荷蘭道爾富水工實驗室(DHL)－**COMOR 模式(1989)**，以波動密度平衡方程式求波浪因風、碎波、底床摩擦及流的阻絕所造成的變形，流場考慮潮汐、風、科氏力、波浪輻射應力及底床摩擦等因素。英國HR Wallingford Ltd －**NPM 模式**(Southgate and Nairm, 1993)，引用類似 Battjes and Janssen(1978) 所提出計算不規則波淺化及碎波方法。至於流場速度分佈則引用三層模式(De Vriend and Stive, 1987)。至於漂沙量估算，以上兩模式均利用 energetics approach (Bailard,1981)，只是輸入條件不同而已。丹麥水利研究所(DHI)－**LITCROSS 模式**(Broker et al, 1991)，波場方程式與荷蘭相同考慮風、波影響，流場亦與荷蘭之考慮因素同，漂沙量估算則引用diffusion concept(Deiggaard et al.,1986)。University of Liverpool -**WAT -AN3模式**(Watananbe and Dibajnia, 1987；Ohnaka and Watanabe, 1990)，波場利用緩坡波動方程式解析波浪各種變形，流場則考慮波浪輻射應力、底床摩擦效應及流體間的剪應力，至於漂沙量估算則運用功率觀點，針對底床剪應力造成漂沙運動的因素，結合實驗資料建立一套漂沙量估算式。以上四種模式各有其優點，唯有WATAN3模式探討波流互制作用之影響。此外亦有大中　普等(1989)、土屋義人等(1990)、山下隆男等(1991)做如是研究，但均尚欠完整未能將潮汐及河川入海影響加入波流互制作用中。本文將以林銘崇等(1994)所提出之海底地形變遷模式為主，介紹波流互制效應下之海域地形變遷模式。

三、海域地形變遷模式

波、流互制作用下近岸海域地形變化數值模式共有四大部分：一、平面波場計算模式。二、潮汐、河口出流與波浪引致近岸海域流場之計算。三、漂沙量估算。四、

平面海底地形變化計算。數值計算方法將採有限差分法，以下簡述各部分計算所依據方程式及方法：

1、平面波場計算模式

Berkhoff(1972)提出緩坡波動方程式後，Radder(1979)曾將其作拋物線型近似變形，將邊界問題轉變成初值問題。雖說如此一來在計算主要前進波方向忽略反射及繞射效應，但卻因此而更廣為應用在研究海域內波浪前進上。隨後Booij(1981)將可變流效應加入緩坡波動方程式中，Kirby(1984)則進一步運用不對稱型態動力自由表面邊界條件改進Booij的方程式。本文以下介紹平面波場之計算則採用Kirby含水流效應之緩坡波動方程式，此方程式如下：

$$\frac{D^2\phi}{Dt^2} + (\nabla \cdot \vec{U})\frac{D\phi}{Dt} - \nabla \cdot (CC_g \nabla\phi) + (\sigma^2 - k^2 CC_g)\phi = 0 \qquad (1)$$

在非旋性、單一頻率線性表面波假設下其波勢函數可表示如下：

$$\phi(x,y,z,t) = f(z,h)\,\phi(x,y,t) \qquad (2)$$

其中

$$f(z,h) = \frac{\cosh[k(h+z)]}{\cosh kh}$$

針對波浪在單一週期性上之調和運動(harmonic-motion)式(2)可改寫如下

$$\phi(x,y,t) = Re\{ae^{is}e^{-i\omega t}\} \qquad (3)$$

在此處，波勢函數只表示向前的散射波量，而忽略反射部分的量，亦即對於結構物有巨大反射效應時則不適用。將式(3)代入式(1)中分實部、虛部討論可得如下表示式：

實數部份：

$$\frac{1}{aCC_g}\left\{(\vec{U}\cdot\nabla a)\left[(\vec{U}\cdot\nabla)+(\nabla\cdot\vec{U})\right]\right\} - \frac{1}{a}\left[\nabla^2 a + \frac{1}{CC_g}(\nabla CC_g \cdot \nabla a)\right] - k^2 + |\nabla s|^2 = 0 \qquad (4)$$

虛數部份：

$$\nabla \cdot [a^2\sigma(\vec{U} + C_g)] = 0 \qquad (5)$$

式(4)、(5)兩式為碎波前波、流互制作用下運動方程式，當流速$\vec{U}$已知時，解此二元一次拋物型聯立方程組，求出振幅函數$a(x,y)$及波數$|\nabla s|$值。當$\vec{U}=0$時，式(4)、式(5)兩式變為：

實數部份：

$$\frac{1}{a}\left\{\frac{\partial^2 a}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 a}{\partial y^2}+\frac{1}{CC_g}[\nabla a\cdot\nabla(CC_g)]\right\}+k^2-|\nabla s|^2=0 \tag{6}$$

虛數部份：

$$\nabla\cdot(a^2CC_g\nabla s)=0 \tag{7}$$

以上式(6)、式(7)兩式與美國海岸工程研究中心(CERC)所發展的 RCPWAVE模式（1986）同。

此外在碎波帶內，由於有能量消散，因此必須修正式(5)能量表示式，依據energy flux 原理，Mizuguchi（1980）提出如下表示式，在此忽略底床摩擦效應：

$$\frac{d(EC_g)}{dx}=-\varepsilon \tag{8}$$

$$\varepsilon=\frac{1}{2}\rho g V_e(kH_B)^2$$

$$V_e=V_{eB}\left(\frac{H_B/2-c'h_B}{r'h_B}\right)^m$$，本計算模式採 m=0.5

$$V_{eB}=\frac{5}{8}\frac{S_B g}{k_B\rho}\frac{1}{\sqrt{1-C_0}}$$

$$S_B=\frac{\tan\beta}{1+\frac{3r'^2}{2}}$$

c'為回復區(recovery zone)內振幅與水深比值，依Mizuguchi（1980）在緩坡中波浪回復區不明顯時，$c'\approx 0.17$，本文亦採用此值。

在波流互制共存場中，碎波帶內由近岸流所引起的能量消散部份很小可以忽略不計，於是依式(8)可表示如下：

$$\nabla\cdot\left[\frac{E}{\sigma}(\vec{U}+C_g)\right]\approx-\frac{5}{16}\frac{\rho g^2 k_B}{\sigma^2}\frac{\tan\beta}{1+\frac{3r'^2}{2}}\frac{1}{\sqrt{1-C_0}}\sqrt{\frac{H_B/2-c'h_B}{r'h_B}}(H_B)^2 \tag{9}$$

配合式(6)，碎波帶內能量表示式(9)修正如下：

$$\nabla\cdot[a^2\sigma(\vec{U}+C_g)]=\nabla\cdot\left[\frac{2g}{\rho}\frac{E}{\sigma}(\vec{U}+C_g)\right]=-\frac{5}{8}\frac{g^3k_B}{\sigma^2}\frac{\tan\beta}{1+\frac{3r'^2}{2}}\frac{1}{\sqrt{1-\frac{c'}{r'}}}\sqrt{\frac{H_B/2-c'h_B}{r'h_B}}(H_B)^2 \tag{10}$$

式(8)～式(10)中下標 B表碎波帶處之值。因為ϕ的相位函數為$\chi(\vec{x},t)=s(\vec{x})-\omega t$，於是由變形的緩波坡動方程式中所得之波數可表式如下：

$$\vec{k}=\nabla\chi=\nabla s \tag{11}$$

由於波數是一個向量，由式(4)、式(5)或式(10)中去求$|\nabla s|$則需知波向角，亦即求a, $|\nabla s|$, θ僅有 2個方程式尚有不足，經由線性波理論假設波相位函數梯度之非旋性：

$$\nabla\times(\nabla s)=0$$

即

$$\nabla s=|\nabla s|\cos\theta\,\vec{i}+|\nabla s|\sin\theta\,\vec{j}$$

$$\frac{\partial}{\partial x}(|\nabla s|\sin\theta) - \frac{\partial}{\partial y}(|\nabla s|\cos\theta) = 0 \tag{12}$$

式(4)、(5)、(10)及(12)為計算波場之控制方程式，而碎波帶外以式(4)、(5)及(12)進行差分計算，碎波帶內則以(4)、(10)及(12)式進行差分計算。

計算模式中，用到的一些碎波指標：

碎波帶內發生碎波的最小波高(Horikawa and Kuo, 1966；Ebersole, 1987)：

$$H_s = 0.42\, h_B \tag{13}$$

波高產生碎波的極限(McCowan, 1891)：

$$H_B = 0.78\, h_B \tag{14}$$

碎波帶內波高值(Weggel, 1972)：

$$H_B = \frac{a\, h_B}{1+(bh_B/gT^2)} \tag{15}$$

式中

$$b = 43.75\,[\,1-\exp(-19\tan\beta)]$$

$$a = \frac{1.56}{[\,1+\exp(-19.5\tan\beta)]}$$

此外，除了將橢圓型態的緩坡方程式推演成拋物線型態之外，亦有不少學者將其推演為雙曲線型態之方程式。如大中　普等(1989)及山下隆男等(1991)亦使用Kirby(1984)含水流之緩坡波動方程式，並加上波能減衰項：

$$\frac{D^2\phi}{Dt^2} + (\nabla\cdot\vec{U})\frac{D\phi}{Dt} - \nabla\cdot(CC_g\nabla\phi) + (\sigma^2 - k^2CC_g - i\sigma W)\phi = 0 \tag{16}$$

其中波能減衰效應項$i\sigma W$則利用Izumiya&Horikawa(1984)所提出之結果，其中W為每單位波能之消散量。

再利用表面邊界條件，將水面變動量引入後可得

$$\left\{1+\frac{\sigma}{\omega}\left(\frac{C_g}{C}-1+\frac{i}{\sigma}W\right)\right\}\frac{\partial^2\zeta}{\partial t^2}+\frac{\partial}{\partial t}\left(\nabla\cdot\left(\overrightarrow{U\zeta}\right)\right)-\nabla\cdot\left\{\omega CC_g\nabla\left(\frac{\zeta}{\sigma}\right)\right\}=0 \tag{17}$$

此時山下隆男等將式(17)轉換為一階三元連立雙曲線型偏微分方程式：

$$\frac{\partial P}{\partial t} - i\omega P + \omega CC_g\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{S}{\sigma}\right) = 0 \tag{18}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} - i\omega Q + \omega CC_g\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{S}{\sigma}\right) = 0 \tag{19}$$

$$\frac{\partial P}{\partial x}+\frac{\partial Q}{\partial y}+\frac{1}{\omega}\left\{1+\frac{\sigma}{\omega}\left(\frac{C_g}{C}-1+\frac{i}{\sigma}W\right)\right\}\times\left(\frac{\partial S}{\partial t}-i\omega S\right)+\vec{U}\cdot\vec{\nabla}S=SS \tag{20}$$

$$SS=\frac{C\Delta s}{\Delta x\Delta y}a_0e^{i\chi}$$

其中S為複數水面變動量，P為複數x方向之線流量，Q為複數y方向之線流量。

而大中　普等則將(17)式實部虛部分開後亦得一階三元連立雙曲線型偏微分方程式，並引入波能減衰係數：

$$m\cdot\left(\frac{\partial\zeta}{\partial t}\right)+\vec{\nabla}\cdot\left(\vec{U}\zeta\right)+\vec{\nabla}\cdot\left(n\vec{Q}\right)=0 \tag{21}$$

$$\frac{\partial\vec{Q}}{\partial t}+\omega\vec{C}^{2}\vec{\nabla}\left(\frac{\zeta}{\sigma}\right)+f_D\vec{Q}=0 \tag{22}$$

$$m=1+\left(\frac{\sigma}{\omega}\right)(n-1),\quad n=C_g/C$$

其中ζ為水面變動量，$\vec{Q}$為線流量，f_D為波能減衰係數。

2、近岸流場計算

針對台灣西海岸潮差大因素，將潮汐所造成潮流加入近岸流場計算模式中，此外視潮汐為長波並考慮地球自轉科氏效應。依據林銘崇等(1993)之研究，控制流場之連續方程式及動量方程式分別為：

連續方程式

$$\frac{\partial\eta}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}[\,U(h+\eta)\,]+\frac{\partial}{\partial y}[\,V(h+\eta)\,]=0 \tag{23}$$

動量方程式

$$\frac{\partial U}{\partial t}+U\frac{\partial U}{\partial x}+V\frac{\partial U}{\partial y}=fV-g\frac{\partial\eta}{\partial x}+\frac{1}{\rho}\left(\frac{\partial\tau_{xx}}{\partial x}+\frac{\partial\tau_{yx}}{\partial y}\right)+\frac{1}{\rho(h+\eta)}(\tau_{sx}-\tau_{bx})-\frac{1}{\rho(h+\eta)}\left(\frac{\partial S_{xx}}{\partial x}+\frac{\partial S_{yx}}{\partial y}\right) \tag{24}$$

$$\frac{\partial V}{\partial t}+U\frac{\partial V}{\partial x}+V\frac{\partial V}{\partial y}=-fU-g\frac{\partial\eta}{\partial y}+\frac{1}{\rho}\left(\frac{\partial\tau_{xy}}{\partial x}+\frac{\partial\tau_{yy}}{\partial y}\right)+\frac{1}{\rho(h+\eta)}(\tau_{sy}-\tau_{by})-\frac{1}{\rho(h+\eta)}\left(\frac{\partial S_{xy}}{\partial x}+\frac{\partial S_{yy}}{\partial y}\right) \tag{25}$$

其中U,V分別為固定座標 x,y軸之水深平均流速分量，即

$$U=\frac{1}{(h+\eta)}\int_{-h}^{\eta}u\,dz\,,\ V=\frac{1}{(h+\eta)}\int_{-h}^{\eta}v\,dz \tag{26}$$

剪應力(τ_{xx}，τ_{xy}，τ_{yx}，τ_{yy})，包括因流體黏滯性所造成之黏滯應力以及因流場紊流效應所產生的雷諾應力，依 Pao(1986)，因黏滯應力與雷諾應力比較之下其值甚小。故一般忽略黏滯應力只考慮雷諾應力，用以代表流體間的動量交換

$$\tau_{xx}=\rho E_v\frac{\partial U}{\partial x}\,,\ \tau_{yx}=\rho E_v\frac{\partial U}{\partial y}$$

$$\tau_{xy} = \rho E_v \frac{\partial V}{\partial x}，\tau_{yy} = \rho E_v \frac{\partial V}{\partial y} \tag{27}$$

式中渦漩黏滯係數E_v：

依Falconer(1980)，由Prandtl混合長度理論之半經驗式得：

$$E_v = \frac{k_v \sqrt{g}(d+\eta)\sqrt{U^2+V^2}}{6C_c} \tag{28}$$

其中

k_v為Von Karman常數≈0.4。

C_c為Chezy係數，由曼寧(Manning)公式加以定義

$$C_c = \frac{(h+\eta)^{\frac{1}{6}}}{m}，\quad m：底床曼寧粗糙係數≈0.08。$$

海面風剪力分量(τ_{sx}, τ_{sy})分別為海面風剪力在 x,y軸方向之分量，由 Dean and Dalrymple(1984)：

$$\tau_{sx} = \rho k_w W_s^2 \cos\alpha \tag{29}$$

$$\tau_{sy} = \rho k_w W_s^2 \sin\alpha \tag{30}$$

$$k_w = \begin{cases} 1.2\times10^{-5} & W_s \le W_c \\ 1.2\times10^{-6} + 2.25\times10^{-6}\left[1-\frac{W_c}{W_s}\right]^2 & W_s > W_c \end{cases} \tag{31}$$

$$W_c = 5.6\, m/\sec$$

在底床摩擦力項方面，依Ponce and Yabusaki(1981)，Smith and Cheng(1987)，海底摩擦力(τ_{bx}, τ_{by})分別為底部摩擦剪應力在 x,y軸方向之分量：

$$\tau_{bx} = \rho F_r U\sqrt{U^2+V^2} \tag{32}$$

$$\tau_{by} = \rho F_r V\sqrt{U^2+V^2} \tag{33}$$

式中，底床摩擦係數：

$$F_r = \frac{g}{C_c^2}$$

輻射應力$S_{xx}, S_{xy}, S_{yx}, S_{yy}$為造成沿岸流(longshore current)主要因素，依線性波理論，Longuet-Higgins and Stewart(1964)表示如下：

$$\begin{bmatrix} S_{xx} & S_{xy} \\ S_{yx} & S_{yy} \end{bmatrix} = \bar{E}\begin{bmatrix} n(1+\cos^2\theta)-\frac{1}{2} & (\frac{n}{2})\sin(2\theta) \\ (\frac{n}{2})\sin(2\theta) & n(1+\sin^2\theta)-\frac{1}{2} \end{bmatrix} \tag{34}$$

$\bar{E}$為單位時間單位面積總波能量，在微小振幅波理論下：

$$\bar{E} = \frac{\rho g H^2}{8} \tag{35}$$

此外，由於幅射應力之推導結果為波勢函數之二階微分，以數值方法計算會產生較大之誤差，尤其在地形較複雜處因梯度變化較大，所產生之誤差更明顯。因此在參考Dingemans等(1987)之研究後，引入能量守恆觀點將包含底床摩擦力與碎波之波能消散項W化為帶動力$(F_x、F_y)$以取代原有之幅射應力項，包含波流交互作用之表示式如下：

$$F_x = \frac{\frac{1}{8}\rho g H^2 W}{\sigma_r}|\nabla S|\cos\theta \quad , \quad F_y = \frac{\frac{1}{8}\rho g H^2 W}{\sigma_r}|\nabla S|\sin\theta \tag{36}$$

流場同時考慮潮流效應，將潮汐視為長波則不能忽略地球自轉所造成柯氏力對其影響，依Gill(1982)：

$$f = 2\Omega \sin\psi \tag{37}$$

$$\Omega = \frac{2\pi}{60\times60\times24} = 7.27\times10^{-5}\ rad/\sec$$

$$\psi = 23.14^{o}\ N$$

模式中近岸流場考慮河川入海對其造成影響，此項因素視為一穩定出流，亦即在近岸流場模式計算中岸邊界上有一穩定河口出流。

3、漂沙量估算

由於沿岸漂沙活動十分複雜，人們至今對於其力學機構等並非十分了解，對計算海岸地形變化所使用之漂沙量估算公式各家學說眾說紛云，至今尚無可充份信賴且適用於各海域之漂沙量估算公式。

漂沙為風、波浪、潮汐及近岸流所引起水底沙粒輸送現象，造成海岸線侵蝕或堆積等地形上之變化，故漂沙量之推算實為海岸變遷過程變化之一重要參數。目前國內常用之漂沙量估算式大多來自國外，詳見Horikawa " Nearshore Dynamics and Coastal Processes " Table 4.1 - 4.3，在如此眾多的估算式中，大多為實驗室或現場資料之經驗式，其應用上多受限制。林銘崇等(1994)在計算漂沙量時以功率觀點(Power Model Concept)應用在漂沙量估算上，依Dibajnia，渡邊(1987)之結果，考慮其為波浪及平均流所共同引致，因此對於單位寬度漂沙量可表示如下 ：

$$(q_x, q_y) = (q_{cx}, q_{cy}) + (q_{wx}, q_{wy}) \tag{38}$$

碎波帶外其漂沙量表示如下：

$$q_{wx} = F_d Q_w \hat{u_b} \cos\theta \tag{39}$$

$$q_{wy} = F_d Q_w \hat{u_b} \sin\theta \tag{40}$$

$$Q_w = \frac{A_w}{\rho g}(\tau_m - \tau_{cr}) \tag{41}$$

碎波帶內因碎波所產生的紊流會造成波能量損失，同時亦會改變帶動漂沙運動所需的剪應力，式(40)修正如下：

$$Q_w = \frac{1}{\rho g}[A_w(\tau_m - \tau_t) + A_{wB}\tau_t] \tag{42}$$

上面式中

$$F_d = \tanh\left[k_d \frac{f_w\Pi_c - f_w\Pi}{f_w\Pi}\right] \tag{43}$$

$$\Pi = \frac{\hat{u_b}}{\rho' g d}\frac{h}{L_0} \quad , \quad \rho' = \frac{\rho_s - \rho}{\rho}$$

當

$\Pi < \Pi_c$ ， 與波前進方向同向(向岸)

$\Pi > \Pi_c$ ， 與波前進方向反向(離岸)

而

$$\tau_t = \rho^{\frac{1}{3}}(\varepsilon)^{\frac{2}{3}}$$

平均流引致漂沙運動是指流場經波流互制作用加上河川入海效應所形成的穩定平均流作用結果，根據Dibajnia，渡邊(1987)，碎波帶內：

$$q_{cx} = Q_c U \tag{44}$$

$$q_{cy} = Q_c V \tag{45}$$

$$Q_c = \frac{A_c}{\rho g}(\tau_m - \tau_{cr}) \tag{46}$$

碎波帶內，與波場相同需考慮能量損失所引起剪應力，修改式(46)：

$$Q_c = \frac{1}{\rho g}[A_c(\tau_m - \tau_{cr}) + A_{cB}\tau_t] \tag{47}$$

促使漂沙運動為底床剪應力，在波流互制作用下更形複雜為詳加探討，MAST G6M海岸地形計畫中WCI組結合英國Soulsby,Simons，荷蘭Klopman，法國Hamm，挪威Myrhaug，愛爾蘭Thomas 幾位學者(1993)得到以下結果：底床剪應力是影響漂沙運動的主要因素，因此預估底床最大剪應力τ_m及底床臨界剪應力τ_{cr}就顯得很重要，前者為使漂沙向周遭運動之力量，而後者則是將漂沙帶離底床的動力，在波流互制作用下：

$$\tau = \tau_{wave} + \tau_{current} + \text{非線性作用項} \tag{48}$$

為決定上式等號右邊第三項非線性影響大小，上面幾位學者綜合早期曾在這方面做過的實驗研究資料，加以參數化後得到通式(54)、(55)：

$$Y_{cr} = \frac{\tau_{cr}}{\tau_c + \tau_w} \tag{49}$$

$$Y_{\max} = \frac{\tau_m}{\tau_c + \tau_w} \tag{50}$$

$$X = \frac{\tau_c}{\tau_c + \tau_w} \tag{51}$$

$$\tau_c = \rho C_D U^2 \tag{52}$$

$$\tau_w = \frac{1}{2}\rho f_w \hat{u}_b^{\,2} \tag{53}$$

$$Y_{cr} = X[1 + bX^p (1-X)^q] \tag{54}$$

$$Y_{\max} = 1 + aX^m (1-X)^n \tag{55}$$

其中

$$a = (a_1 + a_2|\cos\varphi|^I) + (a_3 + a_4|\cos\varphi|^I)\log_{10}\left(\frac{f_w}{C_D}\right) \tag{56}$$

$$b = (b_1 + b_2|\cos\varphi|^J) + (b_3 + b_4|\cos\varphi|^J)\log_{10}\left(\frac{f_w}{C_D}\right) \tag{57}$$

而m, n之值求得則與式(56)同型，p, q而之值則與式(57)同。根據 Myrhaug and Slaattelid(1990) 式(56)、(57)型係數決定如下表

a_1	-0.01	b_1	0.65
a_2	1.84	b_2	0.29
a_3	-0.58	b_3	-0.3
a_4	-0.22	b_4	-0.21
m_1	0.63	p_1	-0.6
m_2	-0.09	p_2	0.1
m_3	0.23	p_3	0.27
m_4	-0.02	p_4	-0.06
n_1	0.82	q_1	1.19
n_2	-0.3	q_2	-0.68
n_3	0.19	q_3	0.22
n_4	-0.21	q_4	-0.21

I	0.67	J	0.5

摩擦係數f_w值決定亦回歸分析多位學者研究，歸那成下面通式：

$$f_w = \begin{cases} 0.00251\, e^{[5.21\times(A/k_s)^{-0.19}]} & A/k_s > 1.57 \\ 0.3 & A/k_s \le 1.57 \end{cases} \tag{58}$$

$$A = \hat{u}_b / \omega \tag{59}$$

$$\hat{u}_b = \frac{H\sigma}{2\sinh(kh)} \tag{60}$$

至於C_D由Myrhaug(1989)歸納成如下表示式：

$$C_D = \left[\frac{0.40}{\ln(h/z_0)-1}\right]^2$$

經由以上計算可得式(54)、(55)之Y_{cr}及Y_{max}，再乘上$(\tau_w + \tau_c)$即可得到τ_{cr}及τ_m。

上述漂沙量估算式雖然可以從機制上反應波流互制效應，然而其應用上由於模式過於複雜不易使用，且部份項次尚未獲得完整的驗證。一般以Watanabe et al. (1986)利用功率模式(Power Model)觀點，發展一套配合平面地形變化模式之漂沙估算模式應用上最為方便。即

$$Q_x = Q_c U \tag{61}$$

$$Q_y = Q_c V \tag{62}$$

$$Q_c = [A_1 f_c (U^2+V^2) + A_2 (U_*^2 - U_{*c}^2)]/g \tag{63}$$

其中U、V為近岸海流(潮流、近岸流等)在X,Y方向上之平面流速(水深方向之平均)。上式Q_c可分為兩部份，分別為平均流所造成之效應與波動於底床所造成之效應。在前一部份中，A_1為平均流所造成之漂沙係數，A_2為波動所引致之水粒子運動而造成漂沙現象之漂沙係數，A_1、A_2之值如圖1、2所示(江允智等, 1996)。而f_c為平均流係數：

$$f_c = g/C_c^2 \tag{64}$$

U_*為波浪作用下，水粒子運動在底床上所造成之最大剪應力速度，定義如下：

$$U_* = \sqrt{\frac{\tau_m}{\rho}} = \sqrt{\frac{f_w}{2}}\, U_{max} \tag{65}$$

其中，U_{max}為波浪作用下，底床水粒子最大運動速度：

$$U_{max} = \frac{\pi H}{T\sinh(kh)} \tag{66}$$

上式中T為週期，H為波高，h代表水深，而f_w則為波動摩擦係

$$f_w = \left\{ \begin{array}{cc} 0.00251 \exp\left[5.21 \exp\left(A/k_s\right)^{-0.19}\right] & A/k_s > 1.57 \\ 0.3 & A/k_s \le 1.57 \end{array} \right\} \quad (67)$$

其中$A = H/2 \sinh(kh)$

而U_{*c}則為底床上水粒子運動之臨界剪力速度，本文中之 U_{*c}採用Sawaragi and Deguchi(1978)所提出之估算式：

$$U_{*c}^2 = 8.41 d_{50}^{11/32} \quad (68)$$

其適用範圍為$0.565mm > d_{50} > 0.065mm$ 。其中d_{50}為底床上砂粒之平均粒徑。

此外Watanabe(1996)針對式(38)亦提出漂沙量估算式如下：

$$\overrightarrow{q_c} = A_c \cdot (\tau_m - \tau_{cr}) \cdot \overrightarrow{u_c}/\rho g \quad (69)$$

$$\overrightarrow{q_w} = A_w F_D \cdot (\tau_m - \tau_{cr}) \cdot \overrightarrow{u_w}/\rho g \quad (70)$$

其中$\overrightarrow{q_c}$、$\overrightarrow{q_w}$分別為流及波浪分別造成之漂沙傳輸量；$\overrightarrow{u_c}$為平均流速，$\overrightarrow{u_w}$為靠近底床水粒子軌跡速度振幅；而τ_m為波流共存場中底床最大剪應，τ_{cr}則為漂沙移動之臨界剪應力；F_D為淨傳播方向因子，其值約為-1~1；而A_c、A_w為無因次係數，分別給定如下：

$$A_w = B_w \cdot w_0 \sqrt{f_w/2} \Big/ \left[(1-\lambda_v) s \sqrt{sgd}\right] \quad (71)$$

$$A_c = 10 \cdot A_w \quad (72)$$

其中係數$B_w \approx 4 \sim 6$，w_0為沙粒下降速度，f_w為波浪摩擦係數，λ_v為孔隙率；s為密度比$(\rho_s - \rho)/\rho$，ρ_s為漂沙密度。

本文中計算例使用之漂沙量估算式仍以含波流效應式(38)、(42)、(47)等加以計算。

4、平面海灘地形變化計算

地形變化之計算乃針對區域性漂沙運動(local sediment transport)，考慮底床坡度所引致漂沙運動效應，依據漂沙守恆方程式表示如下：

$$\frac{\partial Z_b}{\partial t} = -\frac{\partial h}{\partial t} = -\frac{\partial q'}{\partial x} - \frac{\partial q'}{\partial y} \quad (73)$$

$$q'_x = q_x - \varepsilon_s |q_x| \frac{\partial Z_b}{\partial x} \quad (74)$$

$$q'_y = q_y - \varepsilon_s |q_y| \frac{\partial Z_b}{\partial y} \quad (75)$$

數值計算時，首先計算波場，再將潮汐分為數個時段，分別計算各時段含河川出口效應之流場流速和波流互制作用後之波場、流場，進而計算其所共同引致之漂沙量，然後累加各時段之漂沙量即為一個潮汐週期同時受潮汐、波浪及河川出海影響之海岸漂沙量，據此而估算出平面海底地形變化。

四、數值差分計算

1、平面波場有限差分化

在碎波帶外，經由數值法求解式(4)、(5)、(12)基本方程式，數值計算採有限差分法。計算模式所採用格點如圖 7所示，解此一拋物線型控制方程式強調列收斂，仿照美國海岸工程研究中心(CREC)之RCPWAVE計算差分方法在x軸方向使用後方差分(Backward Difference)，y軸方向則用中央差分(Center Difference)。而碎波帶內則以式(10)取代式(5)，由於碎波形成是表現在區域性，因此計算模式中各量均取波浪前進方向上碎波點與其附近之點的平均值加以計算。

此外，若使用雙曲線型模式計算，則應以差分化式(18)、(19)、(20)或式(21)、(22)加以計算求解波流互制效應下的波場分佈。

2、近岸流場有限差分化

針對連續方程式及動量方程式(23)、(24)及(25)三式，應用ADI法進行差分計算。

3、平面海底地形變化有限差分

將前述式(56)、(57)、(58)三式作有限差分化，x、y方向均採取中央差分法。依Horikawa(1988)提出針對該三式顯式(explicit)差分法之建議時間增量Δt必須符合下列穩定條件：

$$\Delta t \le \min\left\{\frac{1}{2}\frac{(\Delta s)^2}{\varepsilon_s|q_x|_{\max}}\ ,\ \frac{1}{2}\frac{(\Delta s)^2}{\varepsilon_s|q_y|_{\max}}\right\}$$

五、數值計算例

本文中將分別計算等坡度理想平直海岸及急水溪口現場實例，其結果詳述如下：

1、等坡度平直海岸

(1). 海底坡度： 1/100 (如圖3所示)

(2). 網格間距： 波場：30公尺、流場：60公尺

(3). 計算領域： x方向取 1.2公里(離岸)、y方向取 1.8公里(沿岸)

(4). 時間間格： 3秒

(5). 入射波向角：0°、-22.5°(與x軸夾角，逆時針為正)

(6). 入射波高： 1.412 公尺

(7). 入射週期： 5.3 秒

(8). 海水密度： 1022 公斤/立方公尺

(9). 潮汐週期： 12小時(半日潮)

(10). 風速： 0秒(實例方採用實測資料)

(11). 潮汐： 左邊界0.75公尺、右邊界0.74公尺、平均潮位0.25公尺

(12). 河流出流： 流量60CMS、寬度200公尺、深度1.0公尺
座標(0.0,800.0)、角度-10°(逆時針正)

計算結果分別敘述討論如下：

a. 圖4，圖5為計算水域一個潮汐週期時間內平均水位變化圖。點A、B座標分別為(600,480)、(120,900)，由圖中可看出其水位呈正弦函數週期性變化，週期大約 12小時符合半日潮現象。B點座標位於碎波帶內，由圖中可以很明顯看出波流互制對水位產生變化。至於碎波帶外近岸流很小波流互制影響不大可由A點處水位看出，有無波流互制其平均水位幾乎一致。

b. 圖6、圖7 顯示波浪入射角度不同時，計算水域波高分佈圖，圖中下半部為波流互制計算結果，上半部則無波流互制情形，圖中虛線則為碎波線位置，很明顯有了變

動，由於網格大小為60公尺因此碎波線位置大致平行岸邊。至於波高分佈為無因次量，由外海往內陸波高先減後增至碎波前最大往後則漸減至零，此波高變化符合物理現象。此外下圖碎波帶內波浪受近岸流的影響，使波高減低；碎波帶外則有略高的趨勢。

c. 圖8 為波浪斜向入射近岸區波向角分佈圖由於地形平緩且平行岸邊，計算時間只達一潮汐週期，因此圖上看不出有明顯的變化，但是經由資料數字分析，當波流發生互制時碎波帶內折射現象較顯著。

d. 圖9、10 為不同角度波浪入射經 12小時後水深變化圖，同樣下圖為波流互制情形，細看水深 1.4米以下，在波流互制下有沖刷現象，此現象會造成海岸線內縮，亦即在波流互制明顯區域則不能忽略其所造成侵蝕效應。1.4米以上至碎波帶處則略有淤積的現象，碎波帶以外無甚大變化。

e. 圖11、12，圖13、14 為在一潮汐週期時間內，計算水域流場流速分佈圖。圖中可看出當波流互制發生會使近岸流變小，尤其在近岸流與潮流反向時此現象更明顯。近岸流在碎波帶附近最大依次向岸遞減，符合物理上定性現象。至於潮流由於所有起始條件均按照後續現場台南急水溪海域實測資料給定，計算之潮流方向，完全符合現地海況。而部份邊界上有不合理的流況，此為邊界上強定潮汐週期性水位加上波浪沉降、抬昇引起水位變化，未考慮在波浪沉降及抬昇上理論公式中加入流的效應所致，因此應用在含流的狀況時就會有誤差，幸好此現象只在邊界附近而大部份均合理。

2、實例應用

為進一步了解實地現場的應用，本文將以台南急水溪附近海域在民國七十七年十月至七十八年四月間，平面海底地形變化進行實際之模擬預測。

本數值模擬為考慮河川入海效應及現場流速驗證取包含急水溪之附近水域，沿岸(y方向)3公里，離岸(x方向)5公里，波場計算格點x方向取100點，y方向取60點；流場計算x方向取50點，y方向取30點，網格圖之沿岸基線取與海圖之北成之夾角，計算

的起始地形水深資料係依據1988年10～11月台南水工所實測資料，而以1989年4～5月水深資料圖做為計算之比較。

波浪資料：

本區之波高、週期及波向角等氣象資料係參考成大水利及海洋工程研究所曾利用東吉島之風速實測記錄以S.M.B方法，推算急水溪海面之季節風浪：

波向 ： NNW

波高 ： 1.412 公尺

週期 ： 5.3 秒

潮汐資料

水理模擬所使用的邊界條件為網格系統三個開口邊界所具潮位的時間變化加上波浪造成水位沉降及抬昇，其中潮汐部份由於網格南北兩邊界所在處缺乏同時間實測所得之潮位變化時間序列，因而採用潮位表中所預測將軍、安平兩處之潮位變化來推估網格南北兩端可能代表性的潮位變化。

風速資料：

參考台南水工試驗所收集北門及七股二測站候站所測得之急水溪海域沿岸地面氣象資料及不受陸上地形地物影響之東吉島測候站實測記錄，整理得如下輸入資料：

風向 ： 北風

風速 ： 4.5 公尺/秒

河川資料：

河川水量係參考台灣水文年報(1989)，急水溪而言77年10月至78年4月無暴雨期流量均很小，取其平均值大約2.4CMS。

其它輸入資料：

底質濕土比重 ： 1880 公斤/立方公尺

沙粒中值粒徑 ： 0.15 釐米

海水比重 ： 1022 公斤/立方公尺

沙之孔隙比　　：0.44

海水動粘性係數：0.898E-6 平方公尺/秒

平均潮位　　：0.25 公尺

計算結果分別敘述討論如下：

a. 圖15 為計算水域平均水為在一個潮汐週期時間內變化圖，圖中A點位於碎波帶內座標為(1400,2000)，B點為於碎波帶外座標為(3000,3000)，平均水位值與現地大小相當，由圖中亦可看出波流互制在碎波帶內有較明顯的影響，即波流互制後水位有降低的趨勢。圖16 則是計算水域經10小時後河口附近平均水位分佈圖，其趨勢亦是如此。

b. 圖17 為急水溪附近海域一個潮汐週期內流速振幅變化圖，A、B位置定義同前，對流速而言波流互制在碎波代內有較明顯的影響，即波流互制後流速振幅有減緩的趨勢。碎波帶內流速振幅與潮汐水位相類似均具周期性變化，碎波帶外潮流振幅變化則呈現1/2半日潮周期，此大小與實測值相當。圖18 則為流速方向變化圖，近岸流為一南南西偏南之恆向流，潮流當漲潮(1~3、9~12)時為北北東偏北方向，退潮(3~9)為南南西偏南，此趨勢與現地狀況相吻合。

c. 圖19為波高分佈圖，圖中實線為無波流互制之情況，虛線則為波流互制。圖中看出碎波線有外移現象，碎波帶內近岸流與波浪同向故波高有變小趨勢，碎波帶外波浪與潮流反向故波高有增大趨勢，此與物理現象相吻合。

d. 圖20~21 為急水溪口附近海域經12小時後地形水深變化圖，由圖20 之此水域經半年後為一淤積地形，圖21 為經12小時後計算結果與計算前比較，由圖中可看出亦呈淤積趨勢，驗證本模式在定性上之可行性。

e. 圖22~23 為急水溪附近計算水域流速分佈圖，可看出潮流方向漲潮時潮流由南往北，退潮時潮流由北往南與現地相符合，且漲退潮間格約 6小時其周期性符合半日潮現象。近岸流方向為一恆向往南，波流互制後其流速振幅有減緩的趨勢。

六、結論與建議

1. 在近岸海域地形變化數值模式中，針對波流互制作用效應，發現其會對波場、流場及海底地形產生變化。
2. 波流互制對波浪及流場產生的變形較明顯發生在碎波帶內，愈近岸區此現象愈明顯。
3. 由平均水位及海底地形變化可看出，當波流互制發生致使平均水位上升、水深變深，有使海岸侵蝕及後移的趨勢。
4. 由以上種種現象可看出，波流互制作用在近岸海域地形變遷過程中扮演一個很重要的角色。
5. 在漂沙量估算上，若考慮波流互制效應則可使用本文計算例所使用之含波流效應之估算式；若不考慮波流互制效應時則可使用式(61)~(63)或式(69)、(70)之漂沙量估算式。

七、參考文獻

1.Bailard, J. A.,1981 "An Energetics Total Load Sediment Transport Model for A Plane Sloping Beach," J. Geophys. Res. Vol.86 pp.10938-10954.

2.Battjes, J. A. and J. P. F. M. Janssen,1978 "Energy Loss and Set-up Due to Breaking in Random Wave," In : Pro 16th Int. Conf. on Coastal Eng. Hambury ASCE pp.560-587.

3.Berkhoff, J. C. W. 1972 "Computation of Combined Refrac-tion-Diffraction," Proc. 13th Int. Conf. Coastal Eng. Vacouer pp.471-490.

4.Booij, N. 1981 "Gravity Waves on Water with Nonunform Depth and Current," Communication on Hydraulics. No.81-1, Dept. of Civil Eng. Delf Univ. of Tech. p131.

5.Broker, H. I., R. Deigaard and J. Fredsoe,1991 "Onshore/Offshore Sediment Transport and Morphological Modelling of Coastal Profiles," In : Proc. ASCE Specialty Conf. Coastal Sediments '91 , Settle WA.

6.Dean, R.G. and R.A. Dalrymple,1984 " Water-Wave Mechanics for Engineering and Scientists ", Prentice-Hall.

7.De Vriend, H. J.,1987 " Two-and-Three-Dimensional Mathematical Modelling of Coastal Morphology," Delft Hydraulics Communication No.377.

8.De Vriend, H. J. , J. Zyserman , J. Nicholson , J. A. Roelvink, P. Pechon and H. N. Southgate, 1993a " Medium-term 2DH Coastal Area Modelling," Coastal Eng. Vol.21 pp. 193

9.De Vriend, H. J. , M. Capobianco, T. Chesher , H. E. de Swart , B. Latteux and M. J. F. Stive, 1993b "Approoaches to Long-term Modelling of Coastal Morphology : A Review," Coastal Eng. Vol.21 pp.225-269.

10.Deigaard, R., J. Fredsoe and H. I. Broker,1986 "Suspended Sediment in the Surf Zone," J. Waterw. Port Coastal Ocean Eng. Vol.112(1) pp.115-128.

11.Gill, A. E. 1982 "Atmosphere-Ocean Dynamics," Department of Applied Mathematics and Theoretal Physics University of Cambridge, England.

12.Horikawa, K. and C. T. Kuo,1966 "A Study of Wave Transformation inside Surf Zone," Proc. 10th Conf. Coastal Eng. I pp.217-233.

13.Horikawa, K.,1988 " Nearshore Dynamics and Coastal Processes ", University of Tokyo Press.

14.Kirby, J. T.,1984 " A Note on Linear Surface Wave-Current Interaction Over Slowly Varying Topography," Journal of Geophy. Res. Vol. 89 pp745-747.

15.Longuet-Higgins, M. S. and R. W. Stewart,1964 " Radiation Stress in Water Wave, A Physical Discussion with Application," Deep Sea Res. II NO.4 pp.529-569.

16.McCowan, J.,1891 " On the Solitary Wave," Philosophical Magazine 5th series Vol.32 No.134 pp.45-58

17.Mizuguchi, M.,1980 " An Heuristic Model of Wave Height Distribution in Surf zone," Pro. 17th Coastal Eng. Conf. ASCE pp.278-28.

18.Ohnaka, S. and A. Watanabe,1990 "Modeling of Wave-Current Interaction and Beach Change",I,Proc. 22nd In. Conf. Coastal Eng. Delf, ASCE New York pp.2443-2456.

19.Ponc, V. M. and S. B. Yabusaki,1981 "Modeling Circulation in Depth-Averaged Flow",J. of the Hydr. Div. Proc. ASCE Vol.107 No.HY11 pp.1501-1518.

20.Radder, A. C.,1979 "On the Parabolic Equation Method for Water Wave Propagation," J. Fluid Mech. Vol.95 No.1, pp.159-176.

21.Smith, L. H. and R. T. Cheng,1987 "Tidal and Tidally Averaged Circulation Characteristics of Suisun Bay ,California" ,water Resource Research, Vol.23 No.1 pp.143-155.

22.Southgate, H. N. and R. B. Nairm,1993 "Deterministic Profile Modelling of Nearshore Processes," Part 1 Wave and current Coastal Eng. Vol.19 pp.27-56.

23.Watanabe, A., K. Maruyama, T. Shimizu, and T. Sakakiyama,1986 "Numerical Prediction Model of Three-Dimensional Beach Deformation around a Structure," Coastal Engineering

in Japan, Vol.29, pp.179-19.

24.Watanabe, A.,1996, "Watanabe's Sediment Transport Rate Formula", Personal Communication, 第十八屆海洋工程研討會.

25.Weggel, J. R.,1972 " Maximum Breaker Height," Journal of the Waterways Harbors, and Coastal Engineering Division, Vol.78, No.w4, pp.529-548.

26.Dibajnia M. and 渡邊 晃,1987 "波浪場と海濱斷面地形變化の數値計算モデル,"第34回海岸工學講演會論文集, pp. 291- 295.

27.渡邊 晃,大中 晉,1989 " 波・流れ相互干涉を考慮した波動場・海濱流場・地形變化數値計算 ", 海岸工學論文集,日本土木學會,第36卷, pp.399-403.

28.土屋義人,山下隆男,熊谷隆宏,1991" 安定海濱の形成の數値シミユレーシヨン",海岸工學論文集,日本土木學會, 第38卷,pp.391-39.

29.林銘崇,江允智,黃正昌,1993"近岸海域流場之數值模式",第十五屆海洋工程研討會，pp.313-326。

30.林銘崇,楊博仁,黃正昌,1994"波流互制作用下近岸海域地形變化之數值模式",第十六屆海洋工程研討會，Part B，pp.B1-15。

31.江允智,林銘崇,劉景毅,1996"台灣中西部海岸漂沙估算式之研究",第十八屆海洋工程研討會,pp.619-626。

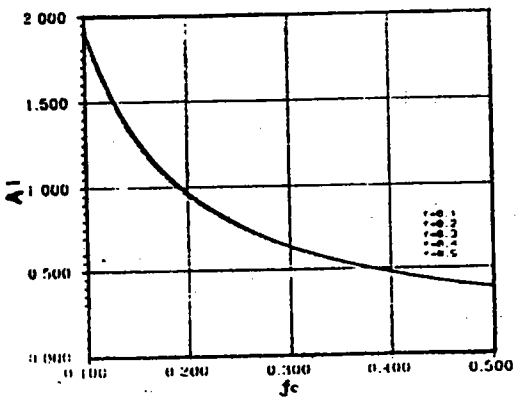


圖1 待定係數A_1與f_c關係圖

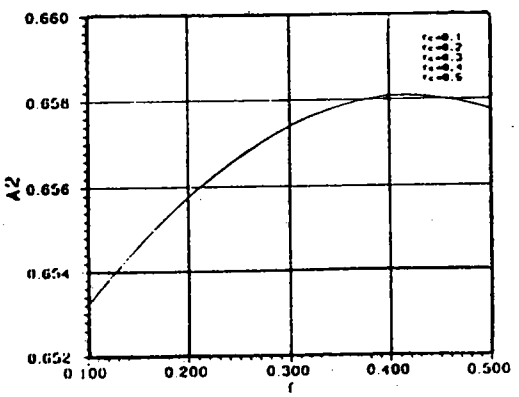


圖2 待定係數A_2與f_w關係圖

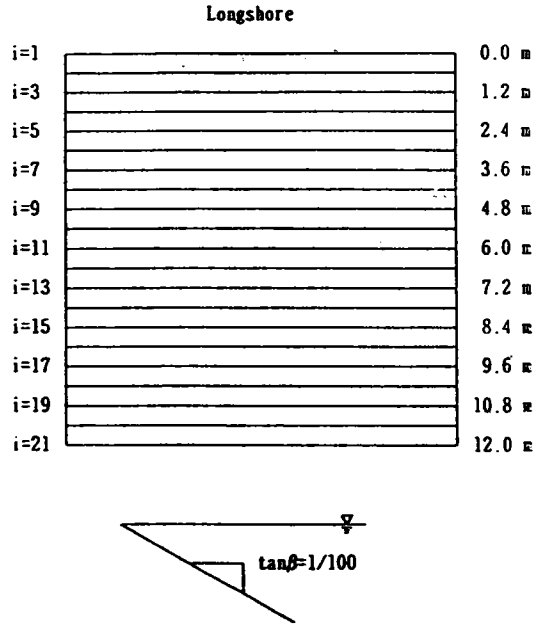


圖3 計算範例水深地形圖

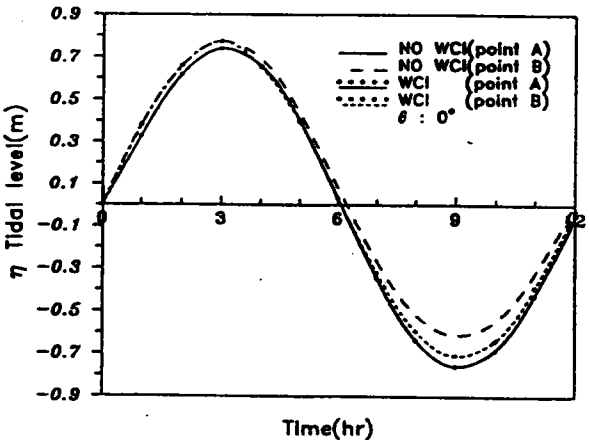


圖4 計算水域潮汐水位變化圖
(波浪垂直入射)

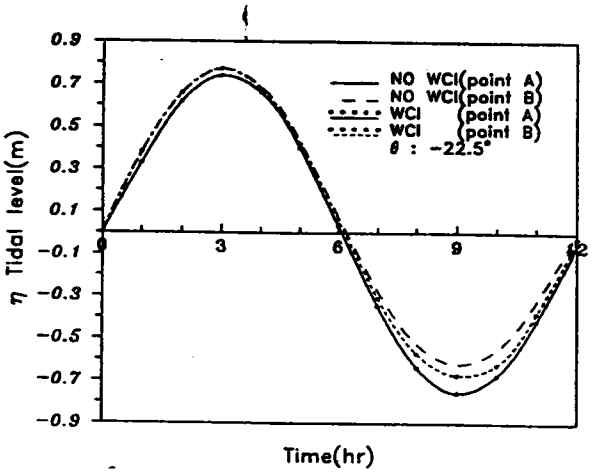


圖5 計算水域潮汐水位變化圖
(波浪斜向入射)

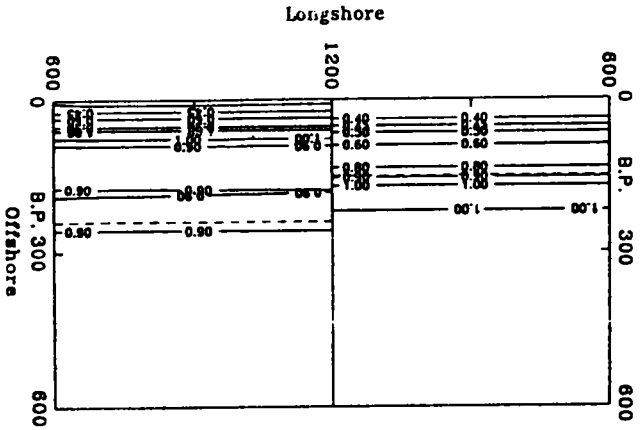


圖6 計算水域波高分布與碎波點位置圖
(波浪垂直岸線入射)

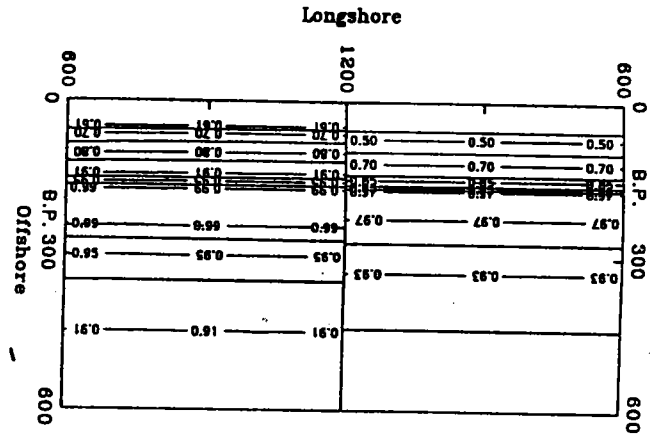


圖7 計算水域波高分布與碎波點位置圖

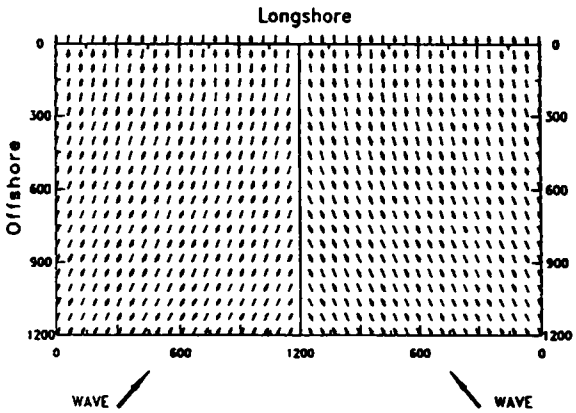


圖8 計算水域波向角分佈圖

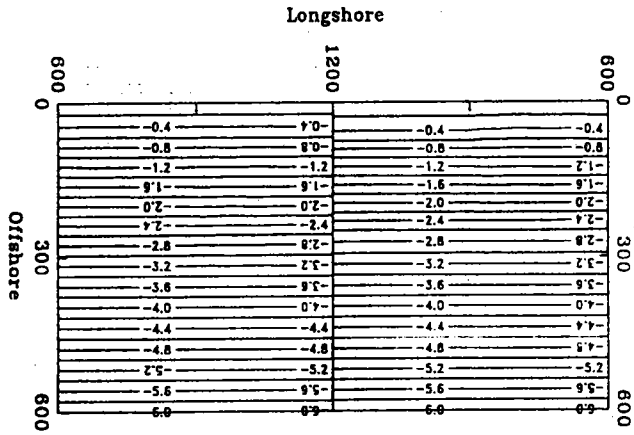


圖9 計算水域水深地形變化圖
(波浪垂直入射)

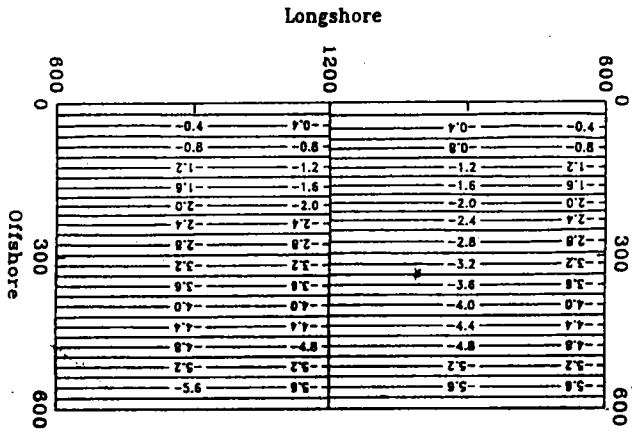


圖10 計算水域水深地形變化圖
(波浪斜向入射)

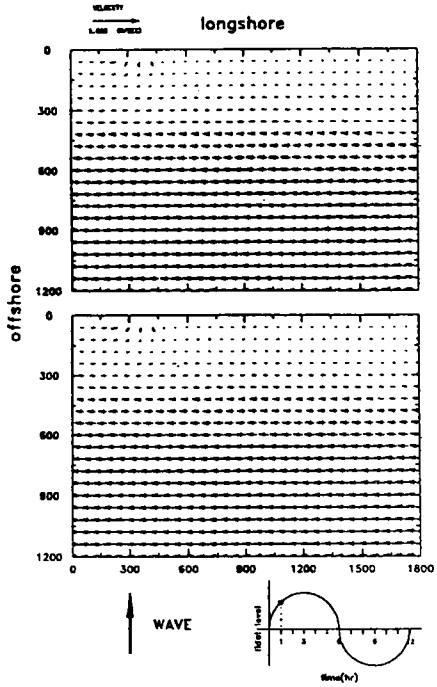


圖11 計算水域1小時後流場流速向量分佈圖
(波浪垂直入射)

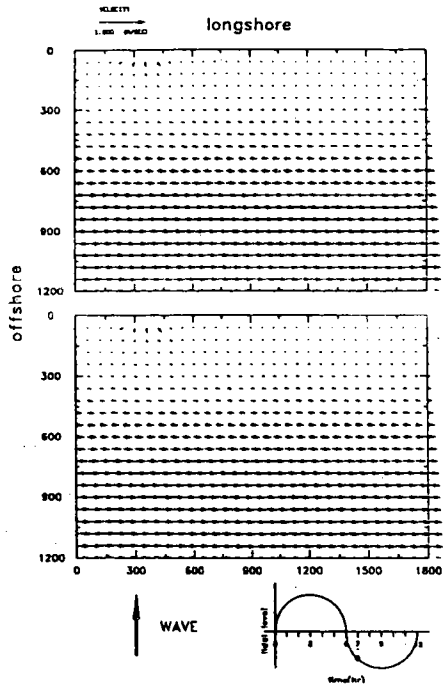


圖12 計算水域7小時後流場流速向量分佈圖
(波浪垂直入射)

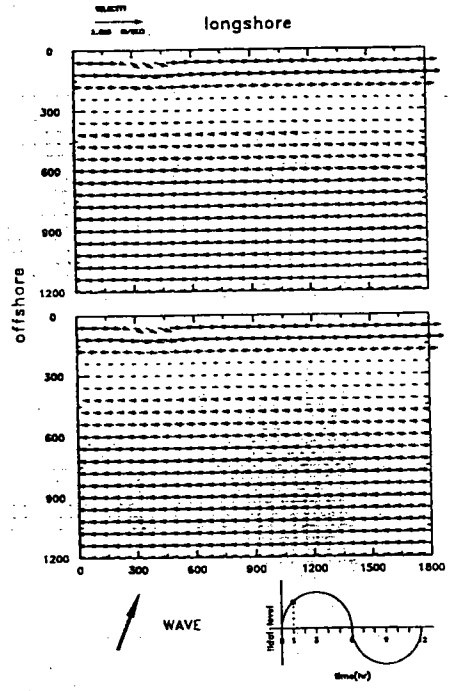


圖13 計算水域1小時後流場流速向量分佈圖
(波浪斜向入射)

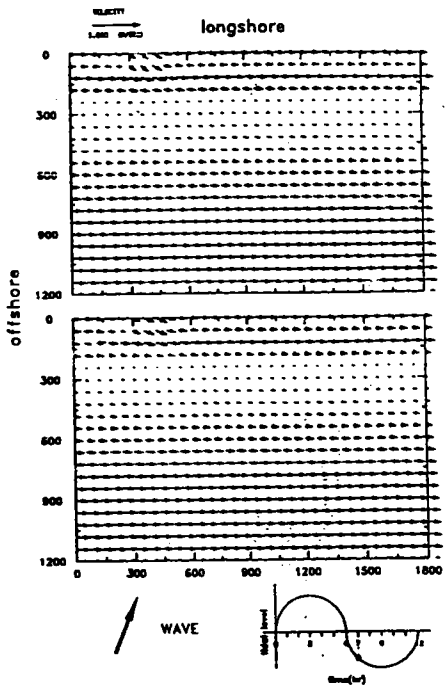


圖14 計算水域7小時後流場流速向量分佈圖
(波浪斜向入射)

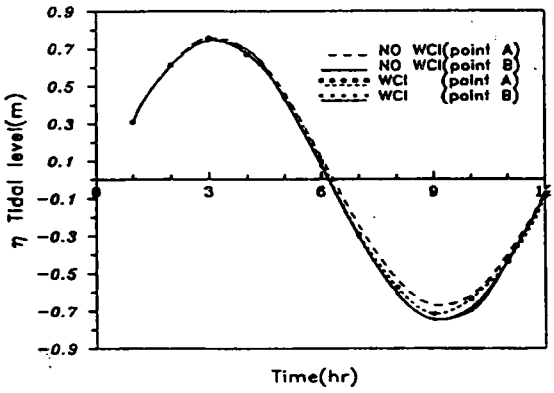


圖15 台南急水溪附近海域一潮汐週期
水位變化圖

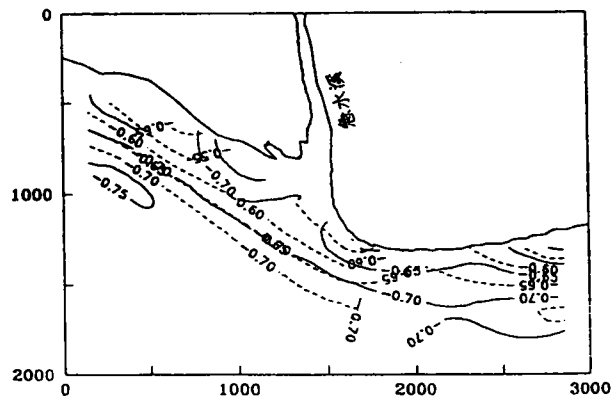


圖16 台南急水溪附近海域10小時後水位分佈圖
----無波流互制, ----波流互制

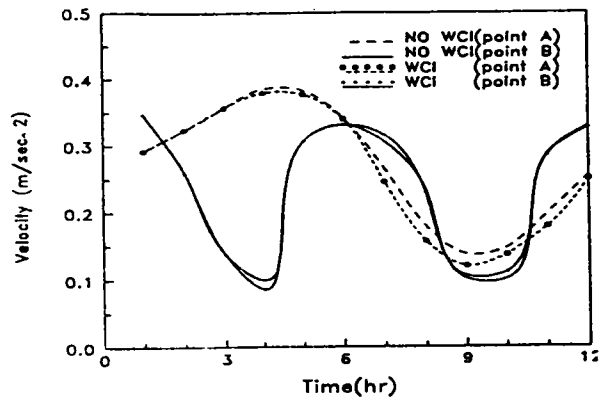


圖17 台南急水溪附近海域一潮汐週期
流速振幅變化圖

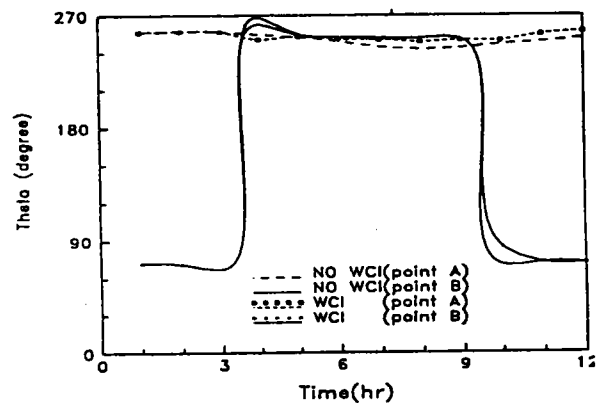


圖18 台南急水溪附近海域一潮汐週期
流速方向變化圖

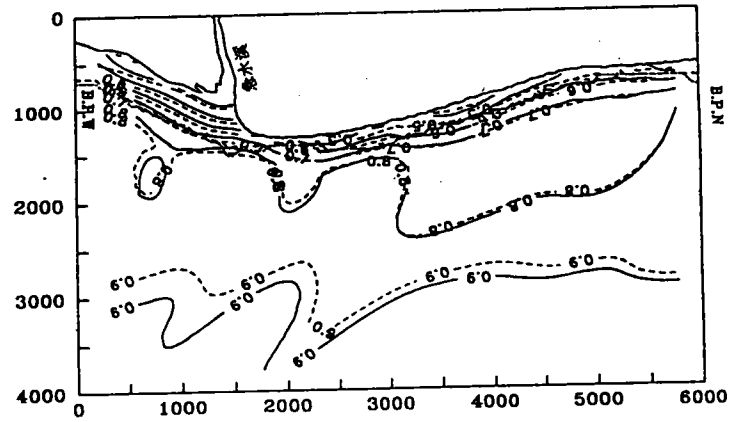


圖19 台南急水溪附近海域12小時後波高分佈圖
----無波流互制, ----波流互制

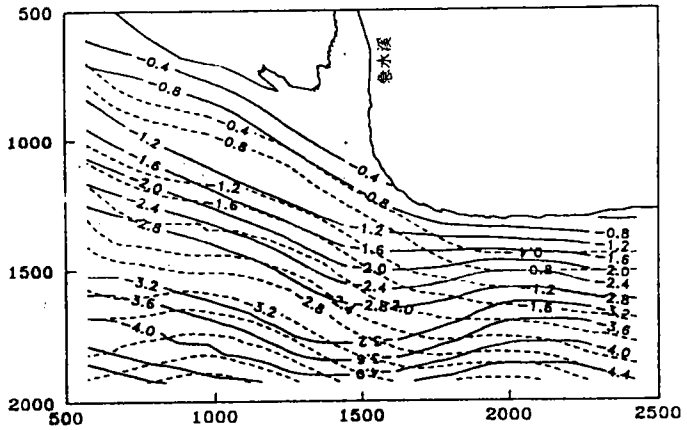


圖20 台南急水溪附近海域水深地形分佈圖
----77年，----78年

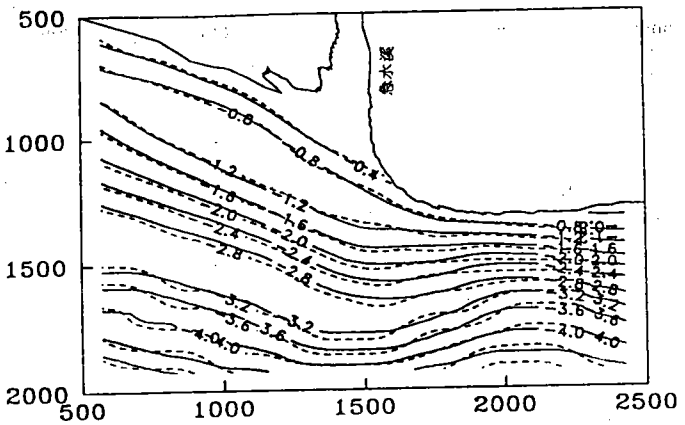


圖21 台南急水溪附近海域12小時後水深分佈圖
----無波流互制，----波流互制

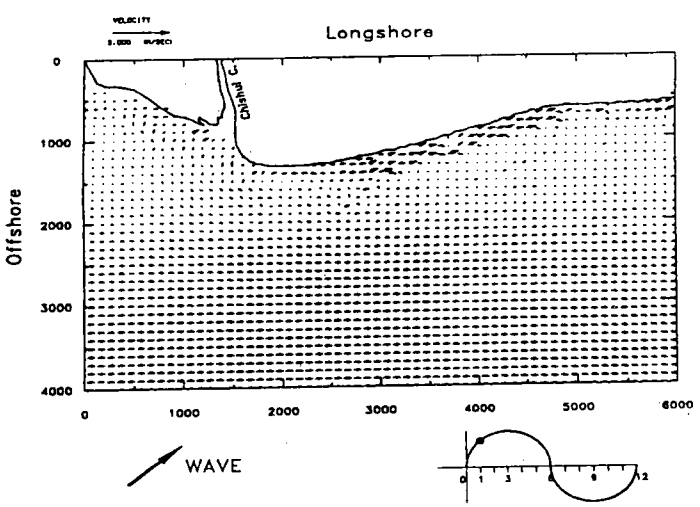


圖22 急水溪海域波流互制1小時後流場圖

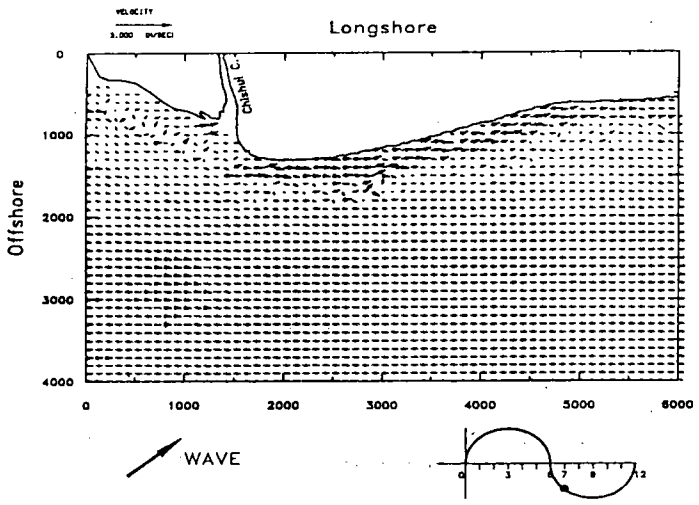


圖23 急水溪海域波流互制7小時後流場圖

海岸地形變遷數值模擬及應用探討

龔誠山[1] 楊博仁[2]

摘　要

海岸地形變遷在整個海岸動力現象中爲一相當複雜之非線性過程，不僅深受當地多變的海氣象條件影響，另地理、地質環境變異，以及人類積極從事海岸開發更使得往昔變幻莫測的海岸地形變化愈加錯綜複雜。過去研究海岸變遷現象均依賴水工模型試驗，隨著科學昌明人類智識提昇，海岸工程也朝大型化、大範圍趨勢演進，此時工程浩大、曠日費時之水工模型試驗再也不是那麼經濟且易於從事短期之研究工作，故自 1960 年起當有關海岸動力學的學理逐漸成型，且計算機技術也突飛猛進之時，在此雙重導引下“數值模擬”之方法能迅速且經濟地提供分析研判之基礎，因此逐漸深受各家學者所採用。時至今日在解析海岸地形變遷研究領域上擁有數個知名的數值模式，然其因基礎學理各有不同，所能解決問題的目的亦有所差別，故從事海岸工程規劃者選擇適合之數值模式及建立完整的模擬作業程序，是工程應用上不得不審愼小心的。

本文透過探討不同方式及不同大小時間尺度上之海岸動力過程模擬分析，以討論海岸地形變遷在不同工程上之應用，提供國內海岸工程開發、規劃設計者之參考。並藉以拋磚引玉提出一套從事海岸地形變遷數值模擬在工程應用配合上應注意事項及其限制與未來之發展，以期國內海岸工程界在未來能建立更優良之數值模擬應用工具，供從事海岸工程開發者分析規劃使用。

1 前　言

過去海岸過程的演變，只是航海家眼中地理、地形位置不同而已，自公元前 3,000 年人類開始從事海岸開發起，它不再是一個地形學上的現象，而是與人類生活環境息息相關的一項課題，舉凡從事如海埔地開發、港灣建設、填海造地、海堤、防波堤、突堤等海岸開發及保護設施之興建均會影響到原有海岸型態造成海形變遷。近年來，由於環保意識高漲，在過去因無限制進行海岸開發所造成之不良結果下，如海岸侵蝕、海堤損壞、

1 中興工程顧問股份有限公司 雲林離島工業區開發計畫 計畫經理
2 中興工程顧問股份有限公司 雲林離島工業區開發計畫 海岸工程師

地盤下陷等，使得人們已愈來愈注重其臨海處之有限生活空間及品質維護，更使得海岸地形變遷之影響在海岸開發過程中的重要性大大提昇。

所謂海岸地形變遷，係泛指在海岸地區經自然營造力作用下，海岸變化之過程，其主要影響性之動力機制包括風、波浪、水流、潮汐、泥砂運動等動力行爲，這些自然作用力主宰海岸工程構造物之力學變化行爲及海岸過程之演化，因此在海岸地形變遷研究中，海岸各類動力資料之蒐集分析，及理論的分析及計算爲必要之手段，近 30 年來由於計算機之計算能力快速發達，造成以數值模擬之方式進行海岸動力現象之研究，已愈來愈成熟及經濟，直至近十年來幾乎已成爲從事海岸開發時所必須使用之分析方法。然由於學理之艱深，數值分析之工作量龐大，常造成工程師對數值模擬產生畏懼，另又受限於現場資料之欠缺完備及驗証數據不足，使得許多海岸地形變遷分析之工作，常處於缺乏嚴謹之模擬及分析工作而造成結果之誤差。

一般與海岸工程開發及海岸保育有關之海岸地形變遷分析，則視研究區域範圍大小及時間尺度而具有不同之海岸過程變化尺度，包括灘線之縱坡變化、岸線之變化、河口之改變、潮溝之變化、砂洲之變遷、整體海岸侵蝕等等。晚近受地球溫室效應更有長時間尺度之變化趨勢，隨著研究尺度之增長，模式所包含之物理因子其隨時間變化及不確定性亦隨之增加，因而造成模式計算之複雜性，而其結果之解釋性及預測性亦相對地隨之降低，因此在實際工作上常視現場資料之限制性及所引起關注項目之特性，因地制宜而有不同之分析方法，雖然所使用之方法不同但其分析之程序原則仍需遵循模擬分析之原則，由理論建立、模式建立、驗証、應用等循序漸進逐一完成，一般分析之過程如圖 1 所示，龔（ 1995 ）。

2 理論及數值模擬之架構

海岸地形變遷之數值模擬工作，首先需建立欲研究現象之控制方程式，然後再利用數值模式模擬解析所欲研究之自然動力現象所造成之各種現象及其與海岸間之反應。其模式大致上包含波浪計算、輻射應力計算、流場計算、泥砂傳輸計算、地形變化計算等五大項，因海岸地形變遷的過程受三維自然營造力之變化而具有隨機性變化之特徵，但由於所關注的時間及空間尺度不同有時可以一維或二維的理論分析及方法來描述海岸地形特徵之變化而簡化問題，一般實際運用的模式可分爲， De Vriend et al.(1993 ）；

1.岸線模式（ coastline models ）：
透過集合海岸垂直方向較小尺度（ eg. vertical,cross-shore ）之輸砂效應，配合沿岸水平方向較大尺度之效應，而整體描述大尺度（ largest-scale ）大範圍內沿岸地形變遷行爲，其主要以海岸線之侵蝕後退或淤積前進爲分析指標。

2.海岸剖面模式（ coastal profile models ）：
忽略沿岸輸砂水平方向相互間之影響性，僅針對引起水深垂直方向之地形變化量去研究，在中尺度（ medium-scale ）沿海岸垂直方向斷面上之海底高程變化的情形。

3.海岸區域模式（ coastal area models ）：
建基在二維水深平均之流場模式，同時考慮水深垂直與水平方向之變化量，綜合探討區域中尺度（ medium-scale ）三維海底地形高程變化狀況。

4.局部模式（ local models ）：
忽略水深水平方向大尺度及中尺度大範圍效應，集中研究小尺度（ small-scale ）小範圍因三維水動力過程所引起之地形變化現象（如砂漣形成），其中有關水深垂直方向之輸砂變化則不能加以忽略或者利用參數化加以簡略。

上述四種模式不管在概念上或者數值求解上均不外乎利用波浪、水流及泥砂傳輸等之物理作用現象，在輸砂平衡之理論下求解海底床高程變化情形，再據以解析海岸地形變遷現象，唯因所欲探究的現象及工程應用上時間尺度不同，短則數小時或數天如颱風作用、防波堤穩定等，長則數月或數年如結構物及河口附近海岸地形變化等，而有短期、中期或長期的設計模式（ design models ），Le Mehaute(1990 ），其大致概念見圖 2，整合分述如下：

1.小尺度（短期）地形變遷模式：
在此模式中假設非常局部小的區域範圍內，當地海底地形之總量不變，不考慮地形改變效應，在波浪、水流等水動力及泥砂傳輸聯合作用下，計算局部侵蝕或淤積的變化量，一般模式中流場及地形變化模式均爲三維模式。

2.中尺度（中期）地形變遷模式：
在此模式中因模擬區域較廣大，海底地形之量不再是固定，經由波浪、水流及輸砂運動作用下，計算所得之地形改變量將回饋至模擬工作中，如此反覆計算而形成一隨時間而變的動態底床系統，直至模擬終結。此模式的時間尺度必須是決定性的地形動力模擬（ deteministic “morphodynamic” simulation ），Wright and Thom(1977)，De Vriend(1991)，且其大小必不能大於水動力之時間尺度（如颱風期間或潮汐週期），一般模式爲二維海岸平面模式、半三維海岸地形變遷模式或特徵模式。

3.大尺度（長期）地形變遷模式：
本模式不僅可以描述大範圍內各種物理作用過程的現象更能將其反應集合在一起，整體考量其所引致海岸地形變遷，其地形變動量亦經更大時間尺度更新、重覆模擬計算工作。模式一般均運用一維理論加以解析，如岸線模式或灘線模式，有時簡化之二維模式亦可用來分析大區域之地形變遷。

依據上述三類不同尺度所發展出之海岸地形變遷數值模式，不論在國內或國外已用以進行海岸地形變遷之研究，其特性均爲利用模式來描述複雜之自然物理過程現象，因此在分析上必須就其變遷過程之特性及模式適用性等進行討論。以下各節就分別配合工程上之應用，討論在不同尺度狀態下所進行之地形變遷模擬。

3 大尺度模式之應用

當海岸地形變遷須探討大範圍及長時間之變化情形時，短時期內平面海底地形變化影響就不再是所關注重點，此時在數值模擬的過程中爲了縮減二維模擬所需耗費大量時間及電腦容量，同時在缺少大規模資料驗証下，而又能同時兼顧結果的精度，因而發展出簡化之模式。在輸砂平衡連續方程式基礎理論上，由原本輸砂運動變化量是反應在平面格網內水深垂直高程上，簡化至通過垂直海岸線上各控制斷面間輸砂量之不平衡而反應在岸線之變化上，形成所謂一維之岸線變遷模式或灘線變遷模式。最早運用此一理論而實際運用在檢驗海岸上突堤（groins）所引起的岸線變化者爲Pelnard-Considere（1956），當時雖然僅假設沿岸輸砂率與入射波浪角度成正比而計算，再配合實驗結果校正，卻獲得相當大的回響，直至今日據此而發展出較著名的一維岸線變遷模式有，荷蘭DELFT之UNIBEST（Roelvink and Stive,1989），丹麥DHI之LITPACK模式（Hedggaard et al.,1991），美國CERC之GENSIS模式（Hanson et al.,1989），以及法國LNH之SEDITEL模式（Pechon,1992）等。

上述這些模式基本上均假設通過與海岸線成垂直之控制斷面的泥砂在漂砂移動限界水深內活動，此限界水深之決定一般視研究區之地形、底質、波高之特性而有不同。通常使用此模式有二個步驟，第一爲計算受水動力過程作用下，通過控制斷面之沿岸輸砂率，通用之輸砂公式如Bijker，Van Rijn， CERC等經驗公式均一併建立在模式中，其二計算相鄰兩斷面間因通過各斷面之沿岸輸砂率不同而產生泥砂單位體積差量，在泥砂移動限界水深之限制下直接反應至岸線侵蝕後退或淤積前進變化上，此一大範圍之地形變遷模擬其時間尺度大多以一年爲期，即假設每年大自然營造力爲固定，經一年作用後更新地形再繼續作用，直至所欲模擬年期爲止。至於沿岸輸砂率之計算與研究區內之波高、波向、流速、水位、碎波指數、底質特性、折射淺化及限界水深有密切關係，其中較敏感之變數爲波浪入射角度、d_{50}及漂砂限界水深等三項。表1顯示雲林海岸外傘頂洲附近，沿岸輸砂計算之敏感度分析，由表中可見各項參數之敏感度在實用上須特別審愼考量。

由於使用本模式之目的在評估長期海岸地形之變化，因此在應用時必須有長時間之以往海岸線變化資料供校正及驗証使用，方能有效地進行工程上未來長期預測之評估。雖然理論上海岸地形變遷爲一長時間各項自然

動力作用累積之結果，但在分析時受限於資料之取得困難及缺乏逐時之變化資料，因此多利用代表性波浪、水流等條件進行分析模擬，因此如何定義"代表性"爲實用上須詳加研究之工作，以下提出兩種方法，一種爲模擬時可採用與年波浪能量相等之代表性波浪，另一種方法則直接採用與產生年輸砂量相等之代表性波浪及水流，二種方法之優劣性仍待進一步評估。另外選取不同之波浪方向、週期在實用上，亦需加以詳加研究。

以 LITPACK 岸線變遷模式應用爲例，首先於沿海岸線方向切取數個特徵斷面，利用二維波浪或流場模式模擬出各斷面上等間距之代表性年波浪及水流流速統計值，其中波浪場計算模式輸入資料即採用年波浪能量相等之代表性波浪，流場計算模式輸入資料則分別於冬、夏季時期各取一個月代表性時序列實測風速及潮汐值進行模擬，求取年流速、水位變化相當之代表性流場，代入 Rijn(1984)泥砂傳輸經驗公式中，計算通過各斷面之沿岸輸砂量，其後利用輸砂守恆原理，將每相鄰兩斷面間因輸砂量之不平衡而直接反應至岸線變動上。圖 3 顯示外傘頂洲利用 LITPACK 岸線變遷模式模擬灘線變化之結果，楊等（ 1995 ），圖 4 顯示台中港北防砂堤附近利用相同模式模擬地形變化之結果，楊等（ 1996 ），Chou et al.（ 1996 ），本模式因時間尺度較大，因此需要更長期之實測資料加以驗証，於圖 3 外傘頂洲模擬中，就引用歷年人造衛星影像砂洲灘線變化率及水利局歷年外傘頂砂洲低潮線實測值變化率加以校正泥砂傳輸經驗公式中之參數，其後又以 1993-1994 實測海底地形變化量，驗証沿外傘頂洲各斷面間限界水深內因輸砂量不平衡而產生之海底地形變動量。而於圖 4 台中港北淤砂區之模擬中更經由蒐集數十年(1971-1994)此區海域實測地形資料計算其侵淤變化量，而校正模式之可行性，其後更由實測地形在北防砂堤附近岸線變化情形，如表 2 所示，驗証模式模擬同時段岸線變化結果之可信度，以上二者在經過長期地形之校正驗證後，顯示本模式之實用性。

此外，有關雲林海岸箔子寮砂洲變遷，據蒐集的人造衛星遙測影像、水利局低潮位圖及中央氣象局颱風資料顯示，數次短時期颱風強力作用下，造成三條崙砂洲斷裂、分離形成自 1992 年以來即孤立於海中的箔子寮砂洲，楊等(1995)，此一砂洲未來變遷因牽涉到潮汐、潮溝、颱風、波浪、長期季風等自然力共同作用結果，理論上須以平面二維、或甚三維之 Tidal-Inlet-Wave 共同作用之模式加以解析，然在欠缺完整理論基礎及模式所需資料嚴重不足情況下，可將其欲探討之尺度加大僅針對大範圍之型態學上探討，即利用形式化平均方法（ formally average method ），Krol(1990)，將二維以上問題簡化成一維模式加以解析，於是即利用平移延散方程式 ADE （ Advection-Dispersion Equation ），來預測推估砂洲未來形狀、高程及地理位置，圖 5 爲箔子寮砂洲過去數年其型心縱斷面形狀校正、驗証結果圖，圖 6 則是模式預測未來十年後箔子寮砂洲位置。

4 中尺度模式之應用

利用二維水深平均流速觀念之數學模式解析三維海底地形變化過程，描繪出中尺度地形動力（ medium-morphodynamic ）之模式，此模式主要考慮平面海岸地形在波浪、水流共同作用下，每一格網點上之泥砂傳輸及地形變遷現象，由於水流之計算採用二維水深平均之流速，再通過紊流邊界層理論，計算格網點上流速及懸浮質濃度之分佈而求出泥砂傳輸量，計算之結果再利用連續方程式計算成格網上之地形變動量，經過一段時間間隔（ time step ）模擬後再將更新地形回饋至此時間間隔模擬之初始地形，再從新進行波浪、水流及泥砂傳輸模擬計算過程，如此依時間間隔重覆模擬直到所欲模擬時間爲止，其中須特別注意模式之時間回饋間隔之選取。

在此種地形變遷模式中面臨另外一個問題則是波浪場與流場之計算，由於計算量龐大要進行完整泥砂傳輸之歷時變化，在實用上以目前之預算、電腦速度及容量實不可能反應眞實逐時之變化，因此一般還是以代表性波浪條件之方式，及流場運用代表性二維水深平均流速方式，配合三維地形變化理論，進行所謂半三維（ quasi-3D ）地形變遷分析，分析在某一特定波浪場，流場下海域三維底床之侵淤行爲及與結構物之反應。目前國內外據此而發展出之模式，在國外有荷蘭 DELFT 之 COMOR 模式（ 1989 ），丹麥 DHI 之 MIKE21 ST 模式（ Broker,Hedgaard et al.,1991 ），英國 HR Wallingford Ltd.之 NPM 模式（ Southgate and Nairm,1993 ），國內有台大造洋所模式(林， 1994)，成功大學模式(謝， 1994)及(許， 1994)等等，另外亦有日本 Tokyo Univerity 之 WATAN3 模式（ Ohnaka and Watanabe,1990 ），即是透過利用所謂經驗式的三維海岸變化觀測模式，配合二維平面水深平均流場理論解析結構物附近之半三維（ quasi-3D ）地形變遷模式。

以 MIKE21 平面海岸地形變遷模式應用爲例，評估目前台塑六輕建廠計畫在雲林海岸進行抽砂築堤施工對周遭海岸地形變遷之衝擊，該研究依據雲林海岸輸砂之特性，將模式區分爲冬夏季兩代表性階段進行模擬，冬季季風期間主要以考慮潮汐流場與波浪聯合作用下海域輸砂及地形變遷量爲主，夏季期間由於季風波浪所產生之輸砂量較小，海域地形以颱風經過本區時濁水溪河川產生大量輸砂所引致之地形變動爲主，因此輸砂模式採用計算河口懸浮質分佈推算鄰近河口附近海域地形之變化量。

模擬過程首先進行背景波浪場及流場計算，其中波浪場模擬時，加入潮位變化以反應受潮位漲落影響下碎波帶範圍移動的特性；流場模擬時，則加入波浪之二維輻射應力效應，以反應波浪所產生之沿岸流流場；經由沿岸輸砂模擬及河口輸砂模擬計算地形之變遷量，起始地形以 1993 年之測量地形爲基準，經逐月計算背景波浪、流場、輸砂及地形變動量後，更新原有地形後，再持續次一月波浪、流場與地形變動量之模擬，依此反覆計算至 1994 年 6 月之地形變遷，結果如圖 7 所示，與現場海域地形測量結果比較，可得相當近似之地形侵淤特性。另外亦蒐集 1995 年 3 月本區人造衛

星遙測影像資料，將本研究模擬至 1995 年 3 月之地形等深線加以套疊，如圖 8 所示，亦可發現模擬成果之等深線與衛星影像中淺灘砂洲相符且實際碎波線位置與模擬結果相近。圖 9 爲 1993 年至 1996 年地形變遷模擬結果圖，謝等（ 1996 ），Kung and Hsieh （ 1996 ）。計算結果顯示若有充份實測地形水深資料及類似人造衛星影像資料之輔助驗証，加上良好之波浪場與流場之解析模式在實用上可以有非常好之模擬，供工程規劃分析使用。

5 小尺度模式之應用

當工程應用上需要瞭解局部區域內較劇烈處短時期之海底地形變化情形，如取水口附近懸浮滓濃度影響取水品質、電廠溫水排放口附近淤砂情形影響水體稀釋的功能、突堤堤頭侵蝕問題影響結構物本身安全、河口附近侵淤變化情形影響當地輸砂活動特性等等問題時，因局部地區受結構物影響易產生紊流及渦流效應增加流場複雜性，且靠近海底床處之流場更受地形及結構物影響，與前述之平均流場有不同之方向及強度，而泥砂傳輸主要又與底部流場之變化息息相關，因此經數值簡化、參數化或型態化後之一維或二維模式已無法準確且適時地描述此類小範圍小尺度內之輸砂運動情形，此時唯有透過能實際反應自然界現象之三維水動力模式及泥砂傳輸模式，方能有效的求得實際漂砂運動所造成地形侵蝕淤積情形，如美國 SED3 模式（ 1991 ）、挪威 SSIIM 模式（ Olsen and Skoglund,1994 ）及美國明尼蘇達大學的模式（宋及周,1996 ）。

此模式因著重在展現小區域內微小變化情形屬於較小尺度之作用機制探討，其中波浪模式仍可用平面二維加以模擬，但模式中需特別注意局部繞射效應，數值計算時格網大小必須在 1/8 ～ 1/20 波長之間才會獲得較精確之解析度，至於流場計算則使用三維不可壓縮之 Navier-Stokes 方程式配合紊流效應進行數值解析，然其中因波浪碎波後所引致之沿岸流場，則不能如二維模式中一般運用吸收波浪輻射應力之方式進行計算，而須直接解析波浪與水流之共同作用，如 De Vriend and Ribberink(1996)之方法，其後泥砂傳輸在懸浮滓運動用三維質量輸送方程式求解，底床運動則用 Van Rijn's(1984)之方法計算。圖 10 顯示士林堰其進水口附近之三維流場分析，宋及周（ 1996 ），結果可以很明顯看出底部流速之特殊變化。

6 綜合討論

目前地形變遷模式之應用性由於自然界隨機現象及其影響性甚難掌握，因此在實際模擬時常受限於工作時間，資料可靠性（如波向之資料則經常缺乏），及邊界條件不易掌握，因此常使用代表性波浪及水流等條件，做爲模擬時之特徵流場與波浪場來取代自然之隨機現象以進行模擬分析，即進行所謂 IF-THEN 之分析及研判結果供工程應用。但由於非線性之影響，線性疊加之結果或代表性之模擬條件等假設常不能完全表現模式及實際之現象，尤其在預測較長期之影響時其不確定性更爲增加。前述圖 7 ～圖 9

模擬步驟係模擬 50 小時（約 4 個潮期）後求解其輸砂現象及地形變遷，再利用線性疊加原理將 50 小時之值相加至一個月，並反覆進行至一年期，此爲採用代表性波浪、流場之作法。另一種理想之方法爲長時期之直接模擬，模擬時間與眞實時間幾乎相同，此方法常受限於時間長、電腦容量限制及邊界條件不易掌握，因此無法普遍採用且計算經費龐大而無法負荷。另外一個問題是在作預測模擬時，由於邊界條件亦爲一隨機事件，其未來發生之情形實無法詳加推測，因此也無法長期的採用配合眞實時間步驟之模擬方式，故在工程實用上仍以進行所謂 IF-THEN 之模擬方式來據以評估判斷。

海岸地形變遷受不同尺度之海岸動力作用而有不同之變化機制，短則數十秒，長有數百年或數萬年之久，於是乎其在工程上之應用則不得不愼選其最佳適合尺度加以研究探討。通常長期海岸地形變遷之預測以年爲單位，預估未來10～20年間之變化，理論上未來10～20年間之海象、氣象條件變化莫測，實難予以定量化的預估，因此一般均假設未來模擬條件與過去一段長遠期間內發生之條件類似，而以代表性的海象條件作爲模擬指標，以評估工程之影響範圍。採用此種方式必須注意基本假設之一致性，如在台灣西部海岸地形變遷係受長期冬季季節風之作用下引起波浪及沿岸流作用而向南輸送之結果，而將颱風短時間之因素忽略不計，但以雲林海岸之變遷爲例，則同時受長期季風之作用及短期颱風之影響，其代表性之波浪水流條件應反應此種特性。另外如前述，颱風及長期季風作用常造成三條崙砂洲數次斷裂、復合之現象，其結果顯示短時期颱風之作用能強烈地改變長期性地形變遷之機制，此種短時間強力作用之結果仍有待進一步之三維局部模式開發才能詳加研究。基於海岸地形變遷之非線性特徵及複雜性，在數值模式模擬之始則須先就所欲模擬對象進行地形變遷機制之相似性分類，以合適之模式及模擬策略進行方能取得更合理之預測成果。

七結 論

利用數值模式進行不同尺度之海岸地形變遷分析，在定性上已取得良好之結果，在定量上也有一定之精度，已可以做爲工程規劃、分析及評估之工具。海岸動力作用爲一錯綜複雜之自然現象，受自然隨機因子控制，其地形變遷及預測受限於資料之精確度及豐富度而仍存在極高之不確定性，因此從事任何類型之海岸地形變遷模擬之初，均需要事先確定模擬之目標，主要研究對象之作用機制，配合現場實測資料之精確度及豐富度，採用合適之分析尺度模式，再配合合理地校正及驗證過程方能達到分析之目的。當海岸地形變遷模擬在缺乏可靠資料驗證時，其分析之結果應審愼評估，以免造成相反之效果。

目前海岸地形變遷數值模擬，已有許多商用化之模式供工程師使用，但對於不同尺度模式之選擇、使用方法、使用限制、模擬工作之品質保證、模擬參數之校正及驗證，則缺少統一之作業標準，且常因研究地區及研究

對象而異，故對於工程應用上，如何利用海岸地形變遷數值模式來進行工程分析及規劃設計仍有待我國海岸工程界努力。

參考文獻

1. Broker Hedegaard.I., Degigaard R. and Fredsoe, J., 1991, "Onshore/Offshore Sediment Transport and Morphological Modelling of Coastal Profiles", In Proc. ASCE Speciall Conf. Coastal Sediment.
2. Chen-Shan Kung and Chang-Kan Hsieh, 1996, "Geomorphological Analysis of Yunlin Coast", Second International Conference on Hydrodynamics,Vol.2, pp.1161-1166.
3. F.K.Chou, J.G.Shieh, P.J.Yang and C.S.Kung, 1996, "Numerical Simulation of Thermal Discharge and Coastal Morphological Change in the Conceptual Design of Hi-Doer Power Plant", Second International Conference on Hydrodynamics,Vol.2, pp.779-784.
4. De Vriend, H.J., 1991, "Modelling in marin morphodynamics", In:A.S.-Arcilla, M.Pastor, O.L. Zienkiewicz and B.A.Schrefler(Editors), Proc.CMOE '91 Conf., Barcelona, Balkema, Rotterdam, pp.247-260.
5. De Vriend,H.J., J.Zyserman, J.Nicholson, J.A.Roelvink, P.Pechon and H.N.Southgate, 1993, "Medium-term 2DH Coastal Area Modelling", Coastal Engineering, pp.193-224.
6. De Vriend, H.J. and Jan S. Ribberink, 1996, "Mathematical modeling of Meso-Tidal Barrier Island Coasts Part II: Process-Based Simulation Models", Advances in Coastal and Ocean Engineering, Vol.2, pp.151-197.
7. Hanson, H. and N.C. Kraus, 1989, "GENESIS:Generalized Model for Simulating Shoreline Change", Department of the Army, US Army Corps of Engineers.
8. Krol, M.S., 1990, "The Method of Averaging in Partial Differential Equation", Ph.D. Thesis, Utrecht Unversity,81.
9. Le Mehaute, B., 1990, "Similitude", Ocean Engineering Science, The sea, Vol.9, John Wiley and Sons, pp.955-980.
10 Nils R.B. Olsen and Morten Skoglund,1994,"Three-Dimensional Numerical Modeling of Water and Sediment Flow in A Sand Trap", Journal of Hydraulic Research, Vol.32, No.6.
11. Ohnaka, S. and A. Watanabe, 1990, "Modelling of Wave-Current interaction and Beach Change", I, Proc. 22nd In. Conf. Coastal Eng. Delf, ASCE New York, pp.2443-2456.
12. Pelnard-Considere, R., 1956, "Essai de Theorie de l'Evolution Des Forms de Vivadg en Plages de Sable et de Galets", IV Journees de l'Hydraulique, Les Energies de la Mer, Question III, Rapport, No.1, pp.289-298.
13. Pechon, P., 1992, "Numerical Modelling of Wave-driven Currents and Sediment Transport in the Surf Zone", Internal Report EDF-LNH HF.42.
14. Rijn,L.C., 1984, "Sediment Transport PartI Bed Load Transport", Journal of Hydraulic Engineering Vol.110,No.10.
15. Rijn,L.C., 1984, "Sediment Transport PartII Suspended Load Transport", Journal of Hydraulic Engineering Vol.110,No.10.
16. Southgate, H.N. and R.B.Nairm, 1993, "Deterministic Profile Modelling of Nearshore Processes", Part I Wave andCurrent Coastal Eng. Vol.19, pp.27-56.

17. Wright, L.D. and Tom, B.G., 1977, "Coastal Depositional Land Forms: A Morphodynamic Approach" Prog. Phys. Geogr., 1:412-459.
18. 謝正倫, 曾志民, 1994, "波浪、潮汐及洪水作用下海岸地形變遷之數值模擬", 第七屆水利工程研討會論文集, pp.F17-F35.
19. 林銘崇, 楊博仁, 黃正昌, 1994, "波流互制作用下近岸海域地形變遷之數值模式", 第十六屆海岸工程研討會論文集, pp.B01-B15.
20. 許泰文, 歐善惠, 張憲國, 1994, "花蓮海岸侵蝕防護對策之研究", 第十六屆海岸工程研討會論文集, pp.D186-D206.
21. 龔誠山, 1995 "應用數值分析研究海岸地形變遷之方法探討", 第十七屆海岸工程研討會論文集, pp.1169-1182.
22. 楊博仁, 謝章淦, 龔誠山, 1995, "LITPACK 岸線變遷模式應用在雲林海岸地區地形變遷之研究", 第十七屆海岸工程研討會論文集,pp.1185-1198.
23. 楊博仁, 龔誠山, 蘇榮昌, 謝章淦, 楊慶宗, 鄧耀里, 1995, "多時性衛星影像於海岸潮間帶地形資訊萃取及應用配合研究" ,財團法人中興工程顧問社, 專案研究報告 SEC/R-HY-95-02.
24. 謝章淦, 周芳國, 龔誠山, 1996, "抽砂築堤施工對海岸地形變遷之模擬", 第十八屆海岸工程研討會論文集,pp.683-693.
25. 楊博仁, 謝章淦, 周芳國, 龔誠山, 1996, "海度電場溫排水導流堤與海岸地形變遷模擬分析", 第十八屆海岸工程研討會論文集,pp.683-693.
26.宋杰祥及周發毅, 1996, "建立取水口沖刷淤積電腦模式應用" ,財團法人中興工程顧問社, 專案研究報告 SEC/R-HY-96-?.

表 1 外傘頂洲 LITPACK 模式泥砂傳輸計算敏感度分析

分析狀況條件	年淨輸砂率（$10^6 m^3/yr$）	增減百分比
底床粗糙度=0.0025	-3.12	31.1
底床粗糙度=0.01	-1.80	-24.4
泥砂粒徑（d_{50}）=0.15mm	-9.90	316.0
泥砂粒徑（d_{50}）=0.3mm	-0.41	-82.8
粒徑篩分係數（σ_g）=1.0	-0.28	-88.2
粒徑篩分係數（σ_g）=2.0	-16.48	592.4
孔隙率=0.3	-2.03	-14.7
孔隙率=0.5	-2.84	19.3
泥砂相對密度=2.65	-1.34	-23.7
外海波高（Hrms）*1.1	-3.54	48.7
外海波高（Hrms）*0.9	-1.54	-35.3
波譜分散係數=0.4	-1.71	-28.2
波譜分散係數=0.6	-3.24	36.1
包含砂漣地形	-2.38	0.0
岸線垂直角度 +5°	-2.05	-13.9
岸線垂直角度 -5°	-2.61	9.7

表 2 民國 67 年後台中港北防砂堤前 LITPACK 模式模擬岸線移動情形（單位：m）

年	第 0 年	第 1 年	第 2 年	第 3 年	第 4 年	第 5 年	第 6 年
實測岸線位置	264	439	559	699	629	739	805
模擬岸線位置	264	428	548	633	691	743	755
每年移動距離	0	164	120	85	58	52	12
誤差量	0	5%	4%	15%	17%	1%	9%

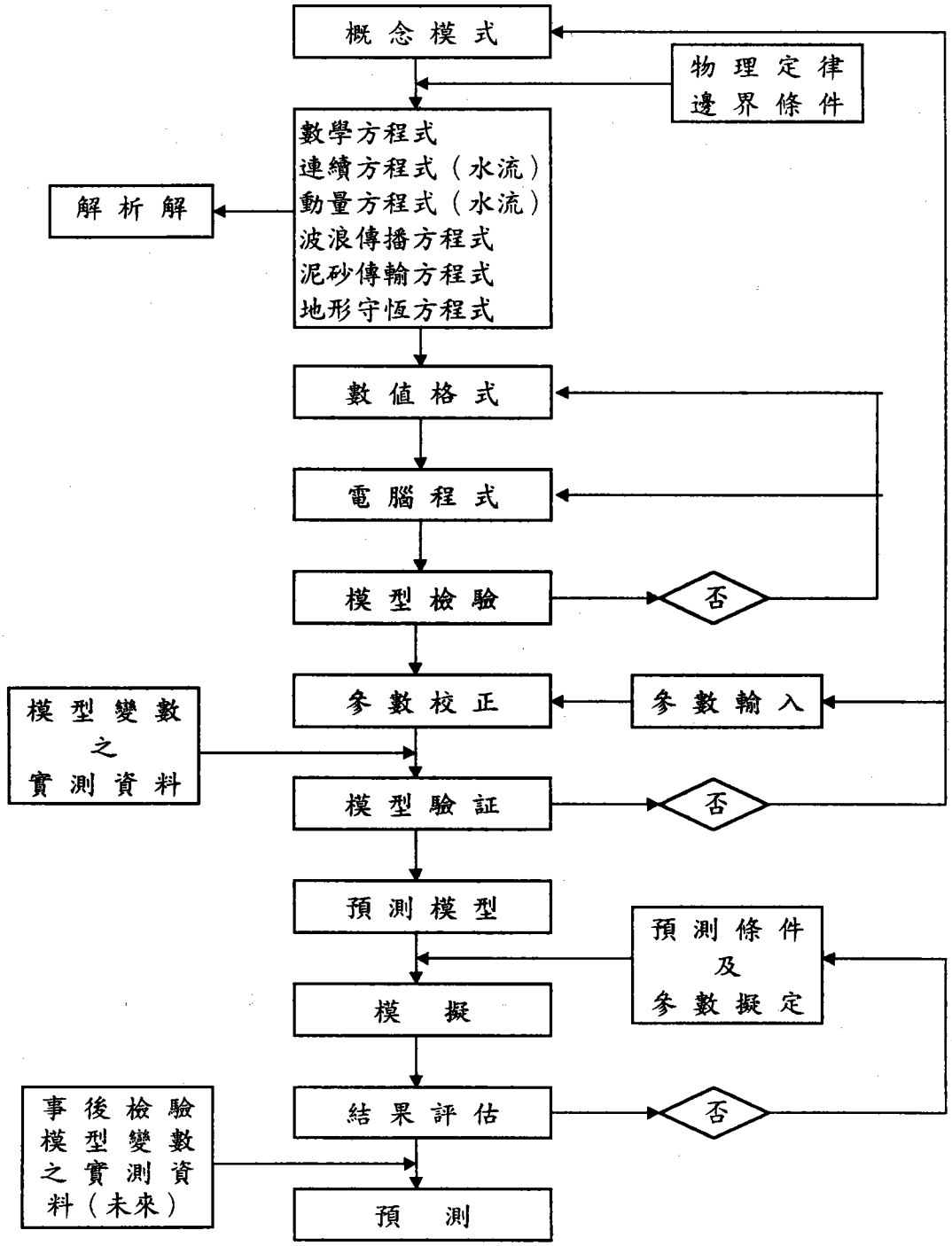


圖 1 模型發展、檢驗、校正、驗証及模擬程序示意圖

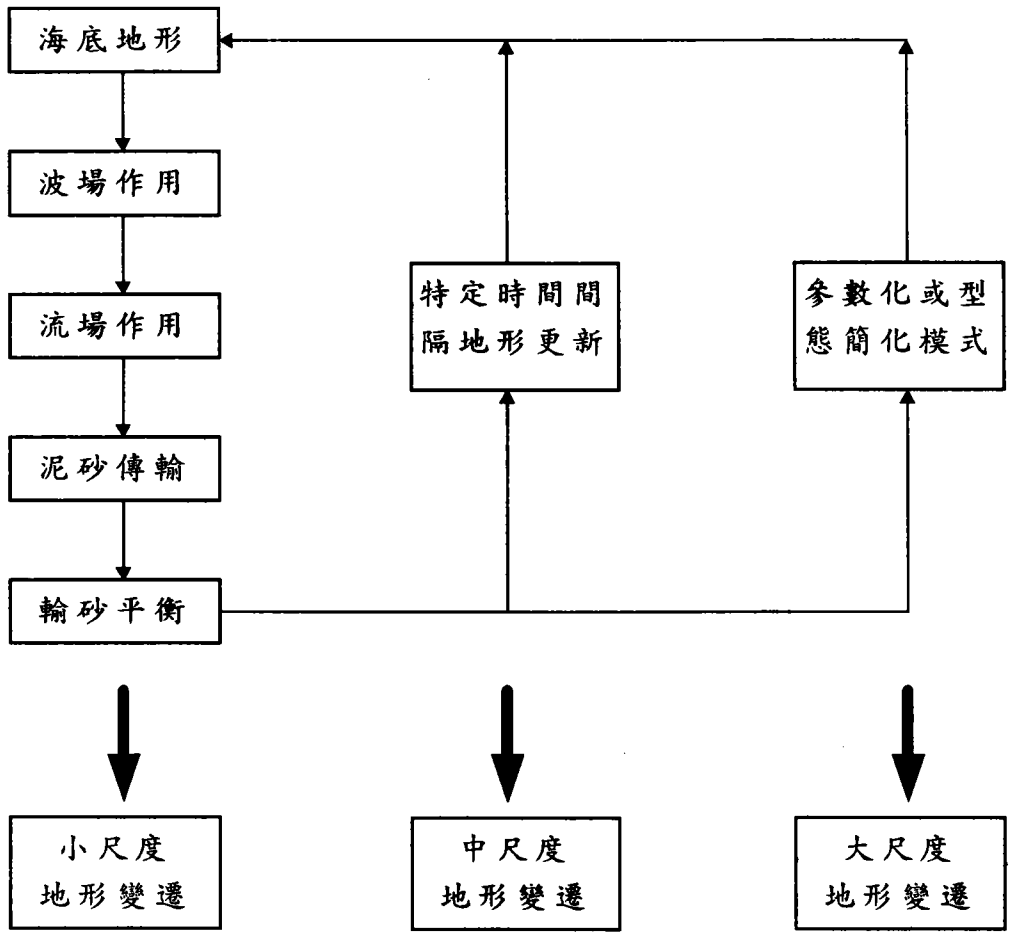


圖 2 混合地形變遷模式概念圖

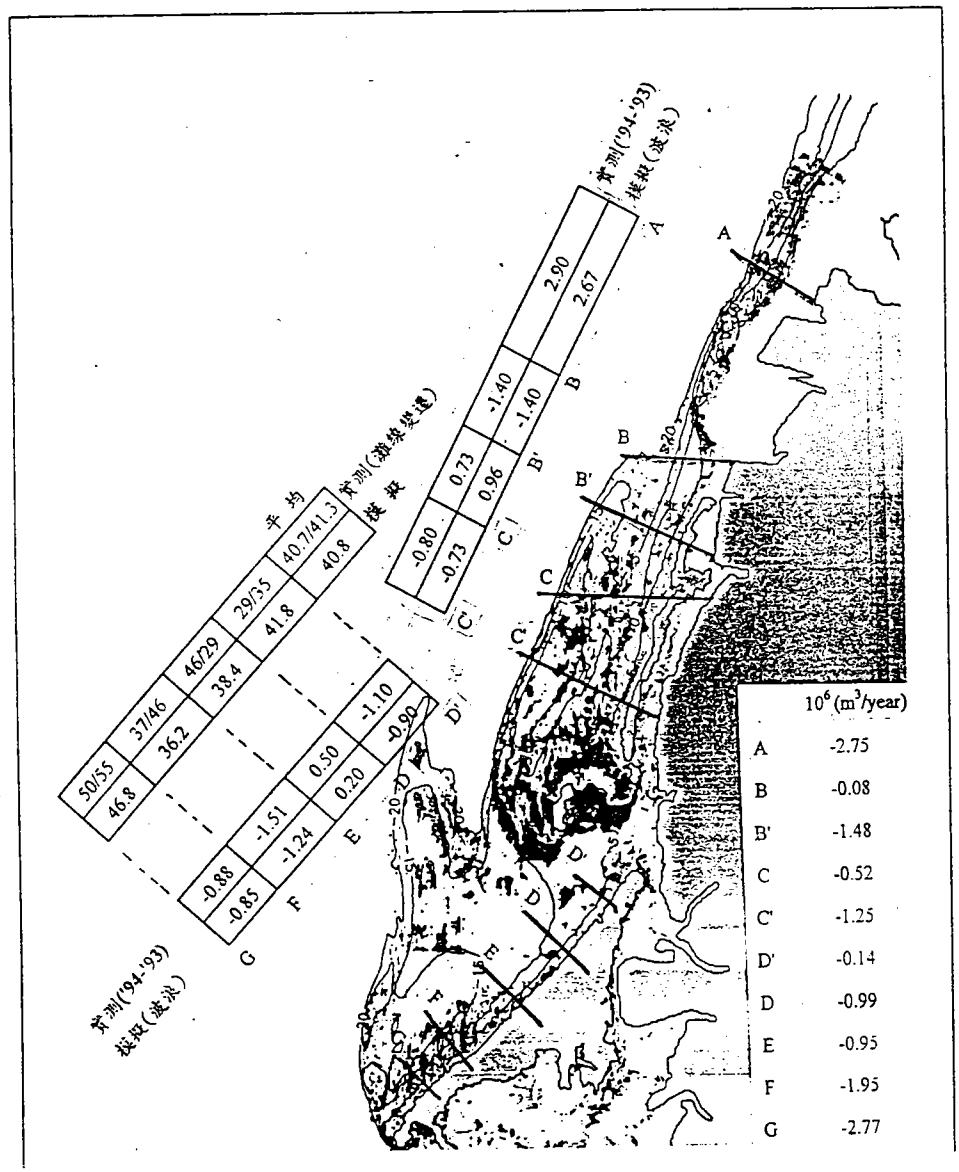


圖 3 外傘頂洲利用 LITPACK 岸線變遷模式模擬沿岸年輸砂率結果

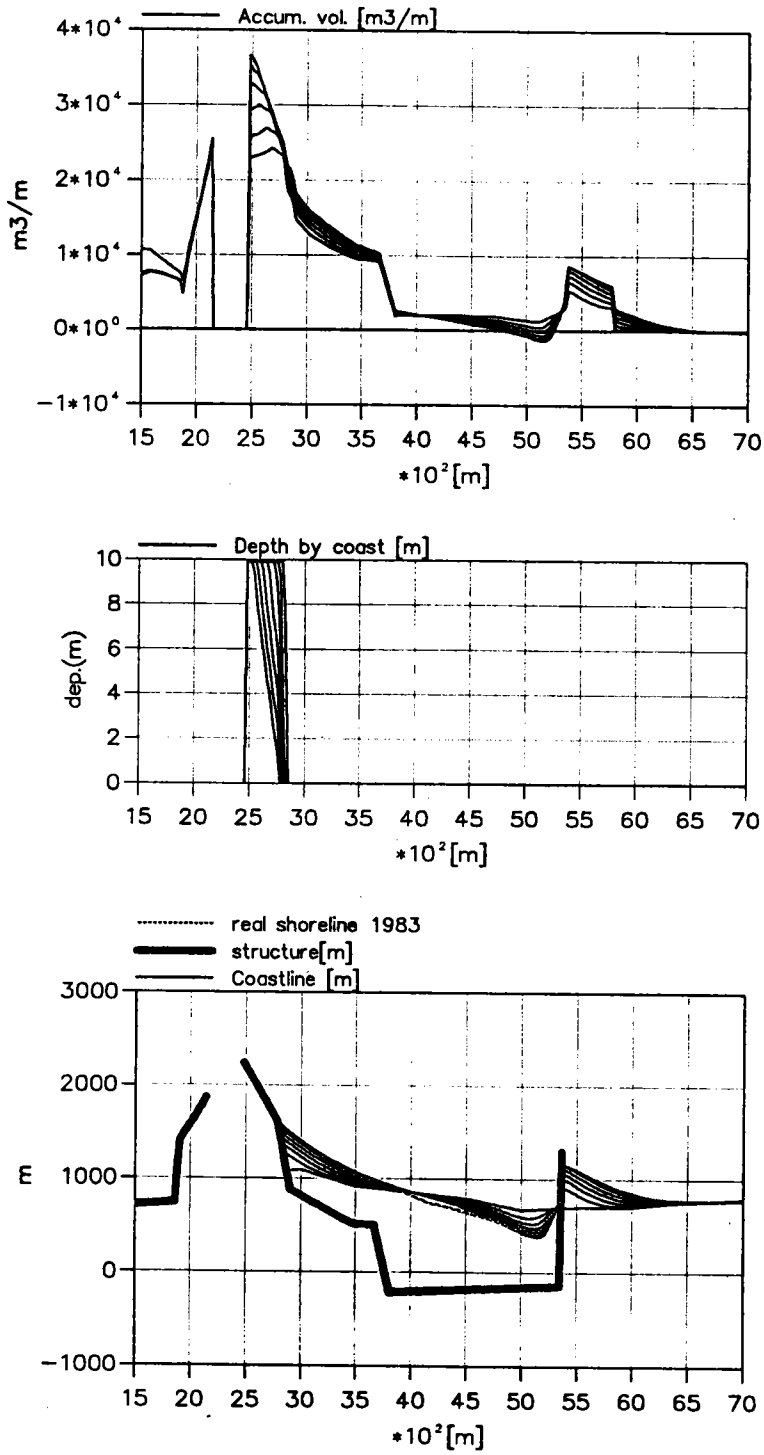


圖 4 顯示台中港北防砂堤附近利用 LITPACK 模式模擬地形變化之結果

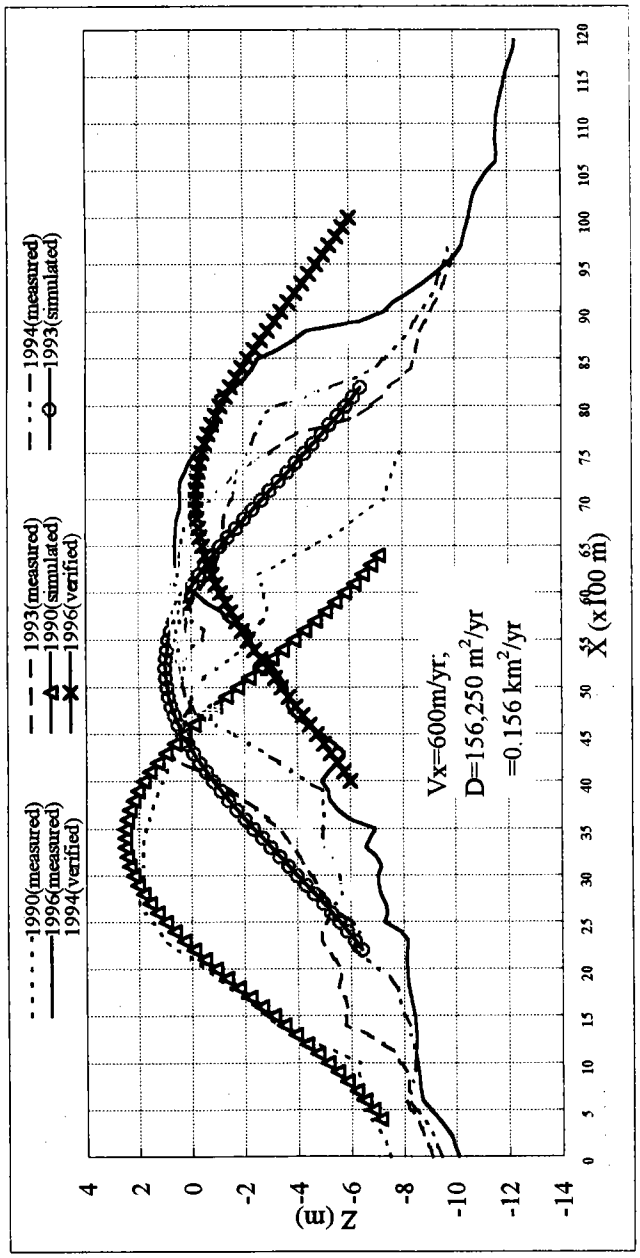


圖 5 爲箔子寮砂洲過去數年其型心縱斷面形狀校正、驗証結果圖

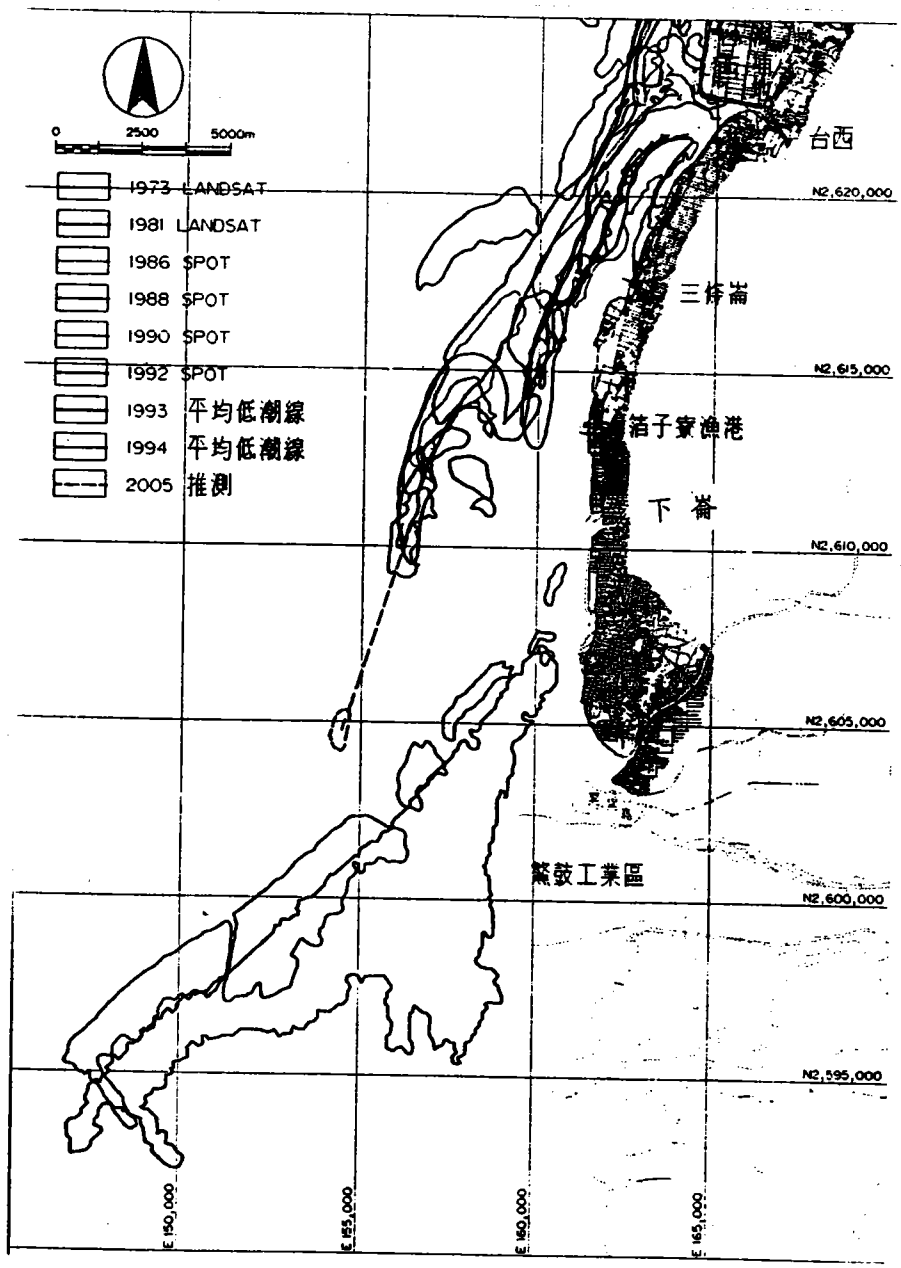


圖 6 爲預測未來十年後箔子寮砂洲位置

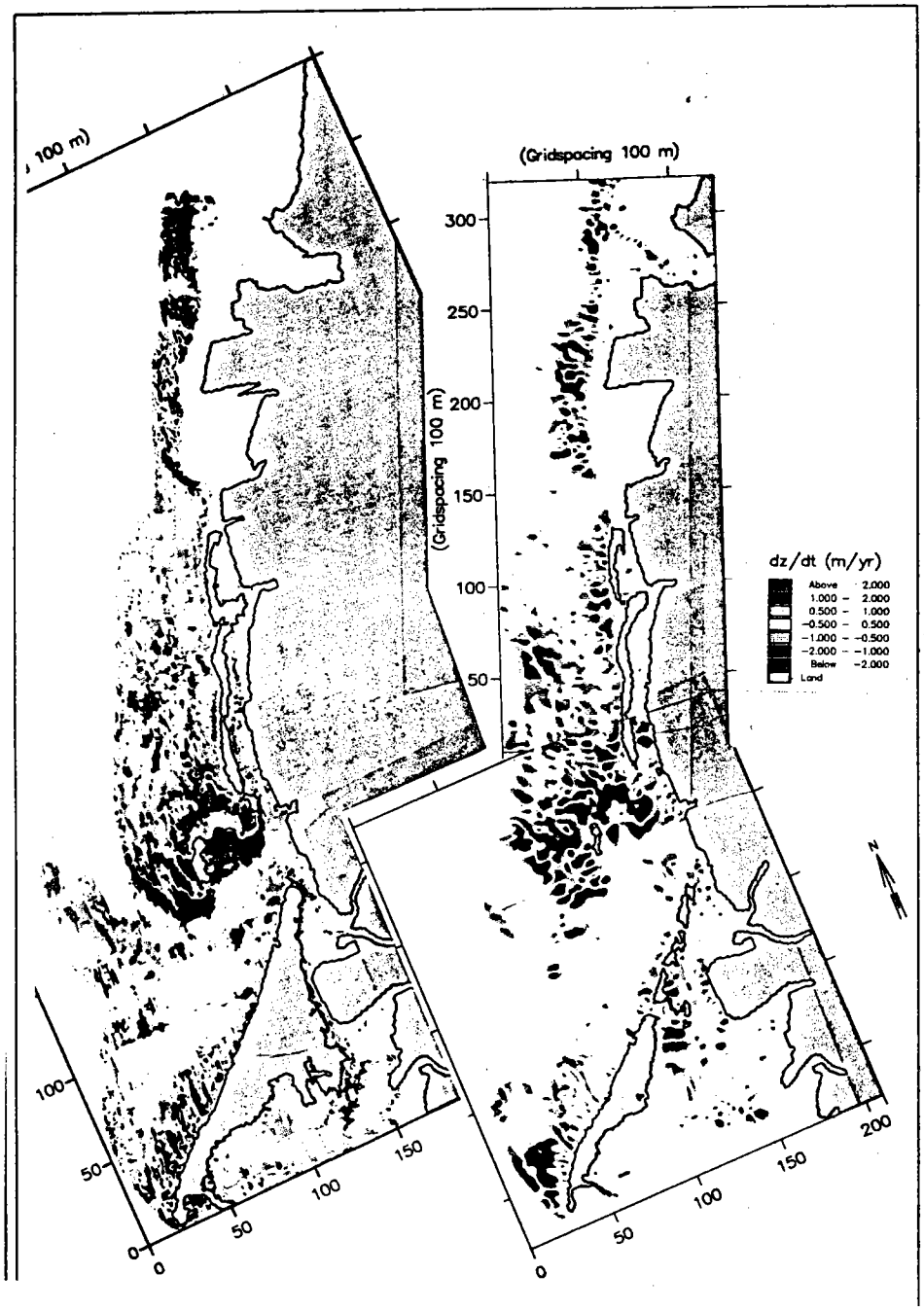


圖 7 雲林海岸利用二維輸砂模式計算地形年侵淤量與模擬結果驗証圖

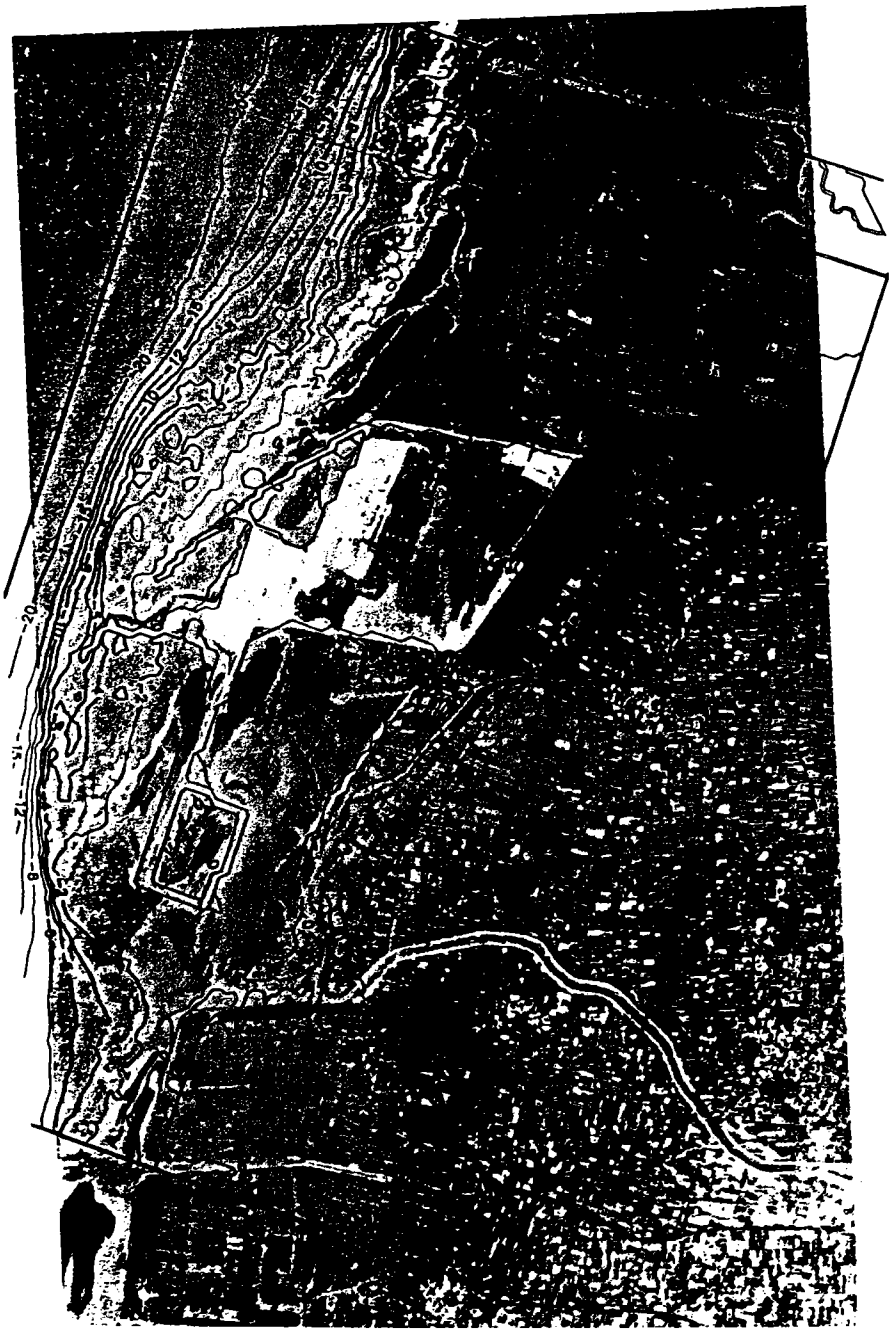


圖 8 二維輸砂模式模擬至 1995 年 3 月時地形與當時之人造衛星遙測影像套疊圖

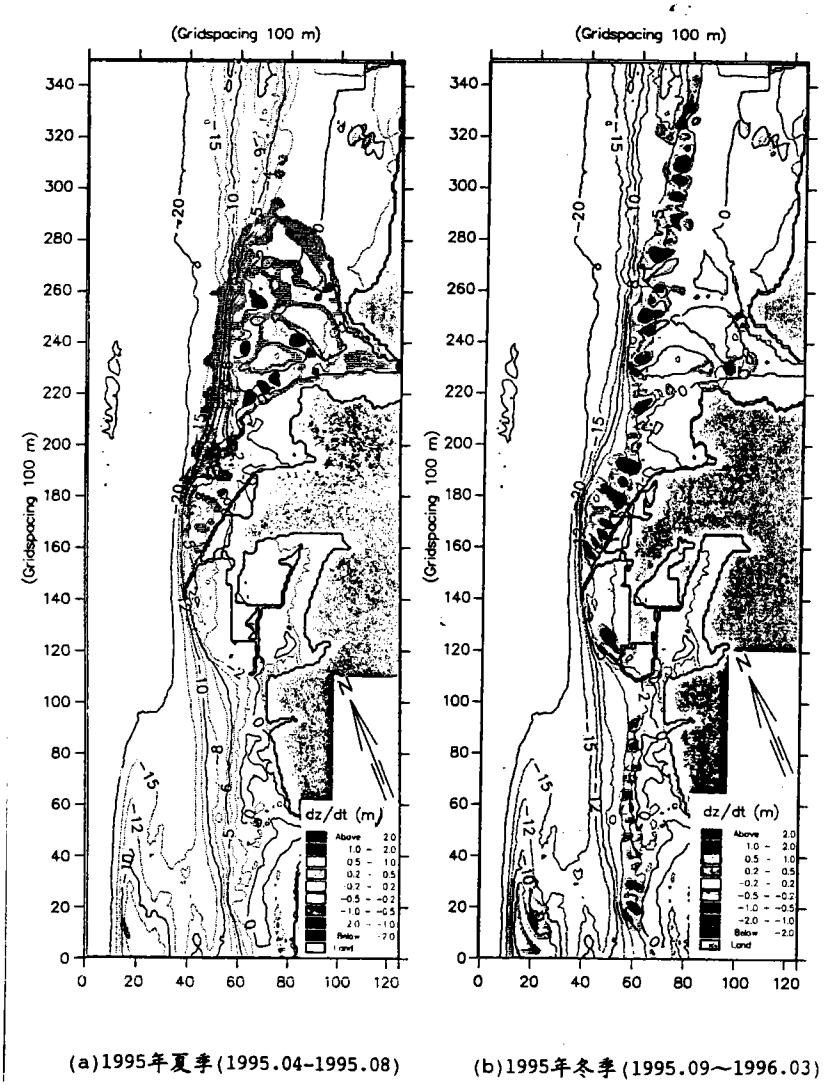


圖 9 二維輸砂模式模擬 1993 年至 1996 年地形變遷結果圖，

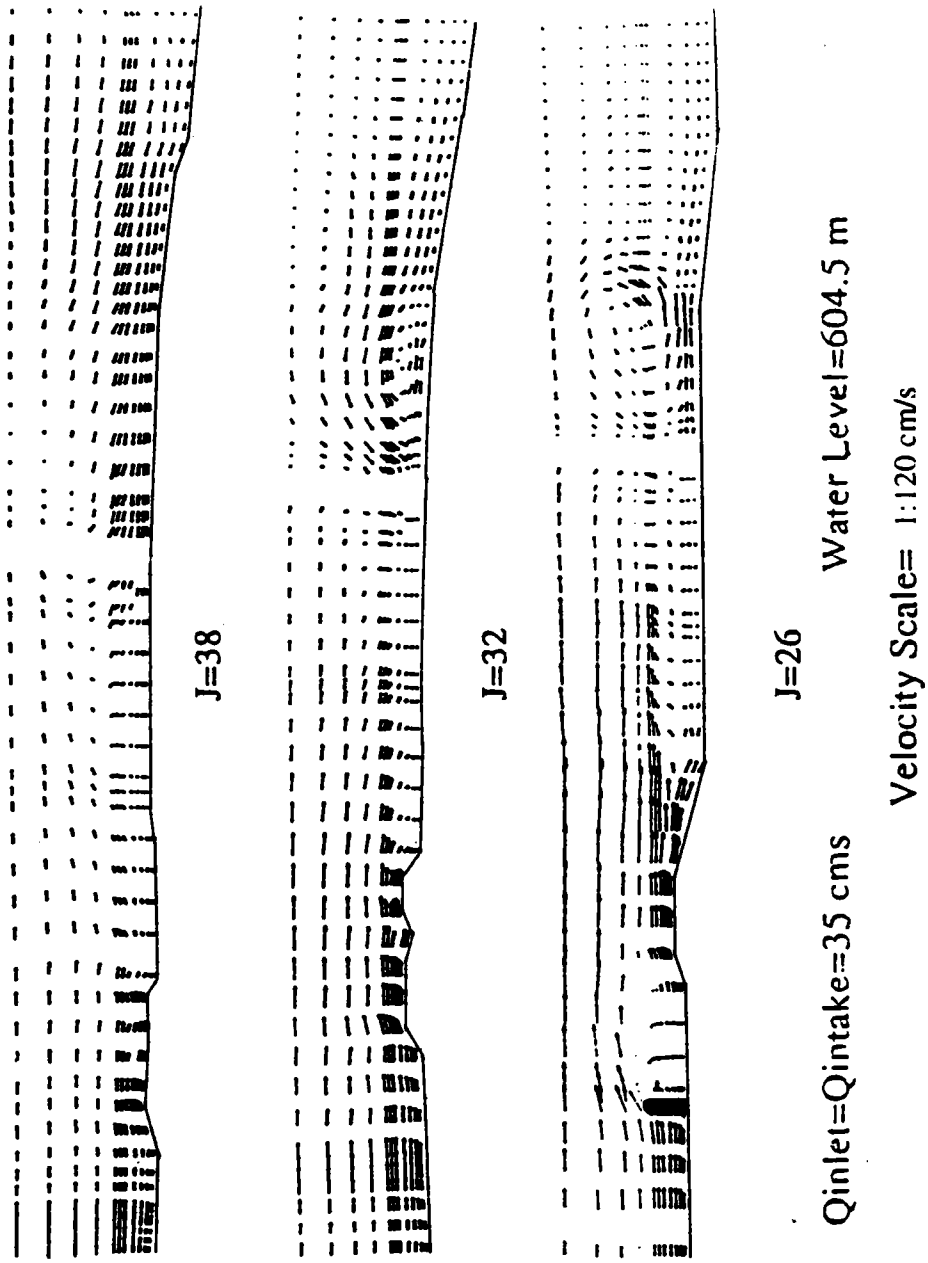


圖 10 顯示士林堰其進水口附近之三維流場分析，宋及周（ 1996 ）

COMOR 海岸變遷模式及其應用實例之探討

張恆文[1] 侯廷易[2] 顏厥正[2] 顏志偉[2]

摘 要

保護及開發海岸近幾年來逐漸受到重視，尤其在幾個大型的離島工業區逐漸開發之後，然而此類與海爭地的結果是否需要付出更多的代價，相信一直是海岸工程界甚且社會大眾急想探知的問題，其中所引致的海岸變遷一直是爭議的焦點；此外自然海岸所擁有的現象，如外傘頂洲之內移，海岸線之後退、侵蝕及港灣的淤積等也一直是海岸工程界急需方法解決的問題。而在解決這些問題的方法中，數值模式爲較爲有利的工具之一。COMOR 模式屬於二維之海岸變遷模式，本文藉由模式之應用條件及方法簡述模式之特性，並探討其在台南縣海域之應用結果。

Introduction and Application of Coastal Morphology Model

Chang Heng-Wen[1] Hou Ting-Yi[2] Yen Chieh-Cheng[2] Yen Chih-Wei[2]

ABSTRACT

Rescently more attentions has been paid to coastal protections and developments after some large scale land reclamations was constructed. Due to the complexities of coastal behaviour, still some measures are desired to reduce the impact of artificial behaviour along the coast, such as land reclamations, port constructions,etc.. By the way, the natural beach's erosion and sedimentation could induce large influence on coast also. Some methods have been developed to investigate and solve those problems, including numerical simulations. Numerical model is an useful tool to evaluate those morphological behaviour not only on quality but also on quantity almost. COMOR is an acronym for Coastal MORphology. It's a compound system of two dimensional mathematical models for the simulation of morphological processes in coastal areas. It interconnects various constituent models including wave, current, sediment and bottom change computation. An introduction about this model is described in this paper, and a practical application on Tainan area was studied.

1 前言

海岸變遷的現象基本上是屬於複雜的三度空間變化，然而由於海岸經常在垂直、向離岸及沿岸等方向上產生不同時間及空間尺度的變化，故某些主要的海岸行爲是可以使用數值模式在較少的空間尺度上被模擬和預測，因此若干描述海岸變化的數值模式便被發展出來，如描述大尺度範圍之單線(海岸線)模式，忽略沿岸差異的向、離岸模式及整合水深平均之海岸平面模式等，COMOR 海岸變遷模式即屬於整合的水深平均之二維海岸平面模式，此類模式通常涵蓋幾個主要的模組，此各別模組基本上描述海岸變遷過程中主要的物理現象，而各個主要現象間可能都存在時間尺度的差異，如流、波浪、漂砂等。對於此類模式而言，基本上需要克服的是時間尺度整合的問題，儘管這些基本模組對於某些物理現象都已經能準確的做到定性甚且定量上的描述。H.J. de Vriend(1991 ， 1993)曾描述此類二維之數值模式(Medium-term)及其在時間尺度之定位，如圖 1 所示，並比較幾組該類模式之模擬結果，同時說明其組合的方式，如圖 2 所示。本文僅就 COMOR 海岸變遷模式之模組、模組之組合及應用之實例作一介紹。

1工研院能源與資源研究所副研究員

2工研院能源與資源研究所研究員

2 模式理論背景

COMOR整體架構考慮波浪、流所造成之地形變化，因此整個計算的數學模式分成四個部分，分別爲流場模式(TRISULA)，波場模式(HISWA)，輸砂及底床變化模式(Sediment Transport & Morphodynamic)，茲將各模式簡述如下：

2.1 流場模式(TRISULA)

TRISULA模式爲二維深度平均之潮流流場模式(Delft Hydraulics，1993)，採用曲線(curvilinear)網格座標系統，以隱式差分法求解網格上之水位及流速分佈。模式中假設流體密度爲均勻分佈且不可壓縮，而在水深方向上之流體運動很小可以忽略且其加速度遠小於重力加速度之情形下，採用水平方向爲正交曲線座標(ξ,η)而水深垂直方向爲$\sigma=(z-\zeta)/(d+\zeta)$座標(在自由液面上$\sigma=0$；而在底床上$\sigma=-1$)與協變速度分量(contravariant velocity components)，將連續方程式與動量方程式轉換爲：

連續方程式：

$$\frac{\partial\zeta}{\partial t}+\frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial[(d+\zeta)u\sqrt{G_{\eta\eta}}]}{\partial\xi}+\frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial[(d+\zeta)u\sqrt{G_{\xi\xi}}]}{\partial\eta}=0 \tag{1}$$

ξ方向動量方程式：

$$\frac{\partial u}{\partial t}+\frac{u}{\sqrt{G_{\xi\xi}}}\frac{\partial u}{\partial\xi}+\frac{v}{\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial u}{\partial\eta}+\frac{uv}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial\sqrt{G_{\xi\xi}}}{\partial\eta}-\frac{v^2}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial\sqrt{G_{\eta\eta}}}{\partial\xi}-fv=$$
$$-\frac{g}{\sqrt{G_{\xi\xi}}}\frac{\partial\zeta}{\partial\xi}+F_\xi+\frac{1}{(d+\zeta)^2}\frac{\partial}{\partial\sigma}(\nu_v\frac{\partial u}{\partial\sigma}) \tag{2}$$

η方向動量方程式：

$$\frac{\partial v}{\partial t}+\frac{u}{\sqrt{G_{\xi\xi}}}\frac{\partial v}{\partial\xi}+\frac{v}{\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial v}{\partial\eta}+\frac{uv}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial\sqrt{G_{\eta\eta}}}{\partial\xi}-\frac{u^2}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial\sqrt{G_{\xi\xi}}}{\partial\eta}+fu=$$
$$-\frac{g}{\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial\zeta}{\partial\eta}+F_\eta+\frac{1}{(d+\zeta)^2}\frac{\partial}{\partial\sigma}(\nu_v\frac{\partial v}{\partial\sigma}) \tag{3}$$

其中，fu與fv爲地球科氏力(Coriolis Force)；ν_v爲垂直方向之渦流滯性係數；d爲平均海水面至底床之深度；ζ爲自由液面高出平均海水面之距離；$G_{\xi\xi}$與$G_{\eta\eta}$分別表爲ξ與η方向二基底向量之內積；F_ξ與F_η爲水平黏滯項。此模式中考慮之外力包括地球科氏力、亂流黏滯應力、底床及風之剪力效應。其中底床剪力採用切西(Chezy)、曼寧(Manning)或懷特(White Colebrook's)公式；風剪力則採用與風速有關之二次摩擦定律。同時模式中亦考慮波浪造成之波作用力(wave driving force)，此驅動外力在垂直於地形等高線方向將造成水位之波揚(wave setup)，平行於地形等高線方向則引起沿岸流；而在陸地邊界處理方面，採用移動性邊界條件(moving boundary)，對於水陸交界的位置作一乾濕區域(dry and flood area)的判釋，適合潮間帶之流況模擬，此一特性對於海灘坡度較緩、碎波帶較大之海域其輸砂及地形變遷之模擬至爲重要。

2.2 波場模式(HISWA)

HISWA波場模式是由荷蘭Delft工科大學(Technical University of Delft)所發展之二維平面模式，可模擬波浪由深海至淺海之成長與傳播現象。

該模式模擬矩型格網上不同方向之波動(wave action)函數分佈，考慮風吹作用之波浪成長，底床摩擦、波浪碎波及水流引起之阻絕效應(blocking effect)等之波能損失。同時考慮水深及水流引起之波浪折射作用，可應用於淺水海域中方向波譜之模擬，其中水流引起之折射作用，一般在流速大於四分之一波速時才顯得出重要性。此波場模式求解定常性(stationary)之波動密度平衡方程式，同時將此波動平衡方程式作參數化的處理以降低變數的數量，利用有限差分法求解矩形格網內各個波向上波動密度函數之零階動差及一階動差。其控制方程式如下所示：

$$\frac{\partial}{\partial x}(c_x^* A_0)+\frac{\partial}{\partial y}(c_y^* A_0)+\frac{\partial}{\partial \theta}(c_\theta^* A_0)=T_0 \tag{4}$$

$$\frac{\partial}{\partial x}(c_x^{**} A_1)+\frac{\partial}{\partial y}(c_y^{**} A_1)+\frac{\partial}{\partial \theta}(c_\theta^{**} A_1)=T_1 \tag{5}$$

其中，c_x^*、c_y^*與c_θ^*分別表零階動差波動密度函數在x,y與θ方向上之傳播速度，而c_x^{**}、c_y^{**}與c_θ^{**}則分別爲平均頻率在x、y與θ方向上之傳播速度。其中，c_x與c_y表直線傳播，c_θ表折射。A_0與A_1分別表波動密度函數之零階與一階動差，而其風吹作用之波浪成長產生項與底床摩擦、波浪碎波及水流引起之阻絕效應(blocking effect)等消散項則分別包含在源項T_0與T_1之中。

2.3 輸砂及底床變化模式(Sediment Transport & Morphodynamic)

輸砂模式採用Bijker輸砂公式，考慮波浪的效應，計算含懸浮載S_S(suspended load)及底床載S_b(bed load)之總輸砂量S(total load)$=S_b+S_S$ (Van de Graaff etc.，1979)。底床載表爲

$$S_b = b\,d_{50}\frac{q}{C}\sqrt{g}\exp(A_R)(1-\varepsilon) \tag{6}$$

其中，A_R之值由

$$A_{RA}=\frac{-0.27\Delta d_{50}C^2}{r_\mu q^2[1+0.5\xi(\frac{U_b}{q})^2]} \tag{7}$$

依以下之判定式

$$\begin{aligned} A_R &= A_{RA} && \text{若} \quad -50.0 < A_{RA} < 100 \\ &= -50.0 && \text{若} \quad A_{RA} < -50.0 \\ &= 100.0 && \text{若} \quad A_{RA} > 100.0 \end{aligned}$$

來決定。式中r_μ表示爲

$$r_\mu = [\frac{C}{18.0\log_{10}(\frac{12h}{d_{90}})}]^{1.5} \tag{8}$$

b值之大小與波高h_w及水深h之比值有關，表示爲

$$\begin{aligned} b &= BD && \text{若} \quad h_w/h < C_d \\ b &= BD+\frac{(h_w/h)-C_d}{C_S-C_d}(BS-BD) && \text{若} \quad h_w/h > C_d \ \text{且} \ h_w/h < C_S \end{aligned} \tag{9}$$

$$b = BS \qquad 若 \quad h_w / h > C_S$$

此外，式中 d_{50} 與 d_{90} 爲過篩50%與90%時之粒徑；C爲Chezy 係數；q爲平均流速；U_b 爲波浪對底床所造成之水分子最大軌跡速度；ξ爲Bijker參數；g爲重力加速度；ε爲孔隙率；△爲無因次相對密度表示爲

$$\Delta = \frac{\rho_S - \rho}{\rho} \tag{10}$$

上式中，ρ爲水體密度；ρ_S 爲底床載密度。

由於假設底床載僅存在於離底床 r_c 之垂直厚度內，因此懸浮載存在於 r_c 到自由液面間，表爲

$$S_S = 1.83 S_b [I_1 \ln(\frac{33h}{r_c}) + I_2] \tag{11}$$

其中，h爲局部水深；I_1 . I_2 爲愛因斯坦積分式(Einstein's integrals)分別表爲

$$I_1 = 0.216 \frac{(\frac{r_c}{h})^{z_*-1}}{(1-\frac{r_c}{h})^{z_*}} \int_{r_c/h}^{1} (\frac{1-y}{y})^{z_*} dy \tag{12}$$

$$I_2 = 0.216 \frac{(\frac{r_c}{h})^{z_*-1}}{(1-\frac{r_c}{h})^{z_*}} \int_{r_c/h}^{1} (\frac{1-y}{y})^{z_*} \ln y dy \tag{13}$$

其中

$$z_* = \frac{w}{\frac{\kappa q \sqrt{g}}{C} \sqrt{1 + 0.5(\xi \frac{U_b}{q})^2}} \tag{14}$$

w爲沉滓沉降速度； κ爲馮卡門常數(Von Karman constant)。

Morphodynamic 底床變化模式則利用泥砂質量守恆原理，由單位時間進出每個計算網格控制體積內之淨輸砂量，考慮底床之孔隙率，求得底床沖淤之變化速率(Z.B. Wang，etc.，1991)。

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + \frac{1}{1-\varepsilon} \nabla \cdot \vec{S} = 0 \tag{15}$$

其中，$\vec{S}$ 爲單位時間、單位寬度之輸砂量向量，Z 爲底床高程。

3 模式應用

對地形變遷而言，研究不同時間尺度之海岸變遷，有其不同之應用方法，而對於不同之漂砂特性而言，亦有所不同，以 2D 模擬之時間尺度而言，一年之平均變化爲其適當之模擬單位。本文僅就 COMOR 適用之沿岸漂砂模擬敘述其應用方法。

3.1 邊界條件

模式應用過程中，邊界條件的選取非常重要。在不同的模式計算其應用之邊界條件亦有所不同，然而，如何適切應用模式之邊界條件模擬現場環境，便成爲不容忽視的一項課題。以下就不

同模式其分別之邊界條件加以說明:

(1)流場計算

流場計算邊界條件之設定通常爲水位，流速或通量(flux)，而在海域潮流之計算中，常常面臨到外海開放邊界(open boundary)的問題。台灣西海岸之潮波，漲潮時由南北二端向台灣中部傳遞，退潮時則分別向南北二端退出，因此在模擬近岸潮流運動中，常常以垂直海岸的方向定爲潮波之相同位相，但由於海岸線並不規則，垂直線之選取便常有差異，另若海中有沙洲存在（例如外傘頂洲），則潮波受到阻礙其位相必定有所差異。而決定潮波振幅方面，由於本省潮位計皆位於岸邊，在外海少有潮汐振幅資料，故常假設振幅一致，唯此種假設有時常造成奇怪的環流現象。

外海流速資料之取得常較水位容易，但由於流速差異受到局部地形的影響甚大，如果沒有全面性的流速資料，甚少採用此種邊界條件。因此，在實際應用上，常常需要加大研究範圍，或分爲大、小範圍分別計算之。而本文流場模擬係採用後者，利用大洋模式計算之分潮等高線之組合當作大範圍之邊界條件，再依此計算之外海條件作爲小範圍計算之邊界條件。而在小範圍計算之邊界條件型態方面，則需不斷加以調整以避免在邊界上產生奇怪之環流現象，此種現象可能因爲大範圍與小範圍共同涵蓋之水體體積不一致，因而導致動量傳輸之差異。

(2)波場計算

本文使用之波動密度平衡方程式在外海上波(up-wave)邊界，可以考慮波浪之能譜分佈，因此其能量傳遞會有角度的分佈；而在側向(lateral)邊界部分，由於水深的差異，波浪已有所變形，除非有已知之實測波浪資料，否則存在一擾動區域(disturbed area)，如圖 3 所示，而此一區域受到邊界條件的影響，並不能涵蓋在研究區域內，因此，通常波場計算範圍都較流場計算範圍爲大。

(3)輸砂及底床變化計算

輸砂及底床之邊界條件，以本文來說，係以泥沙質量守恆原理爲主，故在邊界上可擇一設定，即選定輸砂邊界或者底床邊界，則另一之邊界條件可由方程式計算得知；而就應用上而言，在外海近岸邊界上，除非有已知測量所得之輸砂或底床資料，否則必須配合現場環境小心應用。常用之邊界條件爲輸砂通量保持一致，此表示底床不隨時間改變，因此在選擇模擬區域時，此即爲考慮的因素之一，是否該區邊界之底床對時間的變率可以滿足應用之邊界條件。

3.2 模式規劃(Schematization)

由於整個海岸變遷之機制涵蓋不同時間比尺(time scale)，因此模式規劃旨在建立不同模式之組合，尋求滿足正確性及適用性之結果，其中包含了計算格網之建立，代表性潮汐之選定，波浪及輸砂等等，以下僅就部分加以說明:

(1)計算格網：

格網的建立除了考慮邊界效應而需加大計算範圍外，通常針對研究範圍會予以加細(refinement)強調，而此加細的程度一般又與研究的項目有關，如研究水體環流(eddy)的現象，則此範圍內應有約 6 至 10 點之格網；如探討碎波帶之效應，則此範圍內最好應有約 4 至 10 點之格網，以反應出現象。

(1)代表性潮汐:

就海岸變遷而言，潮汐高低變化影響了潮間帶的移動，亦造成了碎波帶的移動，而潮汐變化實際涵蓋了大、小潮，暴潮及地形引起之風環流等之效應，一般而言，一年的時間基本上涵蓋了潮汐週期性變化之最小週期，因此如何就海岸變遷之輸砂觀點尋求一個適當的時間尺度來代表一定時間之平均值，而可以省略由於模擬眞實狀況所造成之龐大計算量，便形成討論之重點。本文係以一年平均之潮汐，乘以一加權係數爲代表性潮汐，而此一加權係數包括氣象潮等引起之潮水

變化所造成之漂砂。

(2)代表性波浪

波浪條件之選定，從長時間之統計而言，有其一定之延時及方向之分佈，通常選取重要之波向分別計算，而以其時間延時作爲加權，以爲輸砂計算之時間分佈。而相對於長時間之延時分佈，波浪實際上在潮汐延時變化上亦造成不同之效應(如碎波帶的移動等)，然而對於潮汐水位之週期性變化而言，勢必尋找代表性之水位求出波場之變化，以簡化隨時變化水位對波場之影響。一般來說需根據潮汐週期之平均輸砂量作爲選取適當水位之依據，藉以計算波場，相關文獻記載在全日潮較大潮差之計算，十個水位即以足夠，然而在應用上考慮計算容量及時間的問題，在全日潮之水位特性海域，需至少函蓋高、低潮位，混合潮則需至少函蓋二個高、低潮位；而在選定水位其間之波場計算結果，則以線性內差求得，圖 4 爲台南海域選取波浪計算之水位條件，由於潮差較小共分爲五個時間之水位分別計算。另相對於外海地區水位之空間分佈，亦於模式計算中加以考慮。

(3)輸砂計算

依照代表性潮汐及波浪之分佈計算求得潮汐週期內各個時段輸砂量，再求得此一潮汐週期之平均輸砂量，藉以求得地形之變化。

(4)地形計算

以潮汐週期之平均輸砂量依照泥砂質量守恆原理計算底床變化，並根據不同波浪條件之分佈延時作爲該波浪條件下形成之地形變化，然而在計算過程中，考慮地形的變化亦會影響到流速的變化，進而造成輸砂的差異，本文引用連續性修正(continuity correction)方式，在水深變化不是很大的前題下，逐步修正流速及輸砂量，此連續性修正方式在流速變化方面，假設通過格網邊界其流量不變，因此當水深減少時，流速即增加；在波浪方面，假設波高不變，因此當水深減少時，水粒子軌跡速度即增加。當水深變化甚大時，則重新再以新地形計算流場及波場。

對不同的波浪條件而言，在一年之變化內，其各自之起始水深在本文之中都是一致的，但其計算過程中重新計算流場及波場所引用之新地形則各自獨立，此即將不同波浪條件下之地形變化視爲獨立且可以線性相加的。圖 5 爲計算地形變化之流程。

4 應用實例

COMOR-2D 海岸變遷模式曾經應用於台灣雲、嘉、南海域之應用，本文僅就台南縣海域加以說明。

4.1 海域現況

台南縣海岸，北自八掌溪口，南至曾文溪口，南北長約爲33公里，自北而南包括急水溪、將軍溪等河川，範圍涵蓋北門、將軍及七股等三鄉海域，如圖 6所示。根據工研院能資所(吳等，1990、1991)利用遙測資料研究結果顯示，早期此區域海岸外的多處濱外沙洲除了因開發而與陸地相連外，其餘多數沙洲都因劇烈的侵蝕現象而內移，並有南進的趨勢。又近年來此海域陸續有急水溪排放管放流計畫、北門中心(鯤鯓)漁港擴建計畫、青山港計畫而興建許多海岸結構物，此舉勢必已經影響到該海域之地形變遷，而現時在七股鄉境內海域亦有相關單位提出濱南工業區開發計畫，因此有關海岸工程中最基本之地形變遷研究工作需及時進行，以兼顧開發與環保。因此選定此段海岸進行地形變遷數值模擬，期望能藉由數值模式與年度內之海岸地形實測，瞭解其沖淤分佈狀況，並預測未來之海岸變遷。

而依據本所執行雲嘉海域地形變化分析(林等，1995)之結果顯示，本區海岸北端之八掌溪口距外傘頂洲約12公里，其附近海域歷年來之等深線(5米)變動不大，亦即該區海域傾向於平衡海岸，符合數值模式地形邊界條件之要求，另由於從大網格計算所得之邊界條件宜遠離較複雜海域(外傘

頂洲)，故此次模擬選定之北方邊界介於八掌溪與急水溪之間。至於本區域南端之曾文溪，咸認此溪爲台灣西海岸輸砂運動之分界，但爲求愼重起見，此次之數值計算只計算到曾文溪口以北，並未納入曾文溪之輸砂量，迨計算結果明朗化後，於未來執行計畫時再行考量。本研究區域之範圍如圖 6所示，南北長共約30公里，離海岸線東西平均寬約10公里的海域爲計算範圍。

4.2研究區域背景資料

本區研究之地形水深，主要由工研院1994年8~9月(葉等，1995)所測，部份較深海域及近岸海域之地形資料由海軍測量局1992年海圖及1994年9月SPOT衛星灘線資料補足，陸上高程則以1992年聯勤5000分之一地形圖作爲參考；圖上顯示的字母編號爲模式使用之校正及驗證點位，其中包括水利局所屬之將軍及本所所設之青山港潮位測站，本所1994年9月的三個流速測站及1995年4月的一個流速測站，急水溪口外之二個波浪測站。圖中顯示本區之海岸線約呈西南南走向，於北門漁港外及將軍溪口北緣分佈著一條與海岸線平行且連接海岸之王爺港(新北港)沙洲，形成一條狀自然沙壩；此外於青山港港嘴南緣有一缺口，其南亦延續著一條西南南走向之沙洲，包括青山港沙洲之往南延續及網子寮沙洲，將此區隔成一天然養殖區，其間有三股溪流出；網子寮沙洲以南亦隔著水道與頂頭額沙洲南北相望，如圖上虛線所示。

整個研究區域之海象背景資料甚爲缺乏，除了長期之潮位記錄外，流速及波浪之實測資料都偏向短期的量測且集中於部份地區；由於HISWA模式中考慮波浪的作用，因此需要外海的波浪入射條件，爲解決此一問題，乃引用香港皇家天文台所蒐集之台灣海峽長期船舶觀測資料，資料時間自1949年至1988年，資料的量測範圍包括東經119.00° 至121.00° 、北緯22.50° 至24.50° 。若將上述之全年統計值依東北季風期(10月至3月)及西南季風期(4月至9月)分別再加以統計分析，則其波高與波向之關係有明顯的區分，尤以東北季風期爲甚，所有波浪幾乎都集中在NE方向附近，而在西南季風期其波高與波向之關係則較不明顯。

將此一統計分析結果扣除未能傳達至岸邊及波高小於0.75米之波浪，依照二個季風期的分類得到正北方向(0°)來的代表性波浪，其示性波高爲3米，示性週期7秒，發生的機率爲11.1%；西南方向(230°)傳來之代表性波浪，示性波高爲2.5米，示性週期6秒，發生機率爲5.5%。而風場之分佈則相對於不同之波浪條件分別以20m/s及10m/s爲模擬區域之風速條件。另對於流速資料的處理，因模式計算爲深度平均，部份量測點屬於上層量測，必須予以適當修正至水深平均值以爲比較。

本區較大之河川爲八掌溪及急水溪二條主要河川，由於此二條河川在平時其流量甚小，故在模式模擬的情況下並不考慮此等河川之逕流量。

另蒐集東吉島80年8月至84月5月波浪資料，依照前述船舶資料分爲東北季風期(10月至3月)及西南季風期(4月至9月)予以分類，顯示10至3月主要之波浪集中在週期5至8秒、波高0.5米至3.5米之間，其中週期5至8秒約佔93%，1.5米以下之波浪約佔50%，2.5米以下之波浪約佔81%，3.0米以下之波浪即佔約91%，其它約9%之波浪分佈極廣，甚至高達10米以上；4至9月之波浪分佈，主要之波浪集中在週期4至8秒之間，約佔96%，其中1.5米以下之波浪約佔86%，2.0米以下之波浪約佔93%，2.5米以下之波浪約佔97%。此結果與船舶資料統計相比，1.75米以下之波浪約佔52%，2.25米以下之波浪約佔67%，週期約78%集中在7.5秒以下之分析結果略有差異，波高部份船舶資料統計值較高，週期部份則二者較爲接近，這是因爲船舶資料量測範圍相對較廣，使波高較週期之歧異性大之結果所致。

4.3水深實測比較

在水深3至5公尺以內至海岸之區域因易造成船隻擱淺而施測困難，但此類區域通常皆已位於碎波區，漂砂活動劇烈，爲海岸變遷之重要區域。本所利用人力背負GPS以步行方式沿著灘線進行測繪，彌補以往極淺海域之量測空白，除了能更明確掌握灘線之位置外，尙能提供水深測量對於較淺海域不易由船隻量測得到之相關資料。本次灘線測量集中在青山港以南之沙洲，包括青山港沙洲之往南延續、網子寮沙洲及頂頭額沙洲等，其中青山港沙洲之往南延續與網子寮沙洲爲一孤立之沙洲，因此需乘船至沙洲上進行測量，同時配合海上水深量測，本次灘線測量共計於84年9

月及85年4月進行二次，其中第二次對於孤立沙洲之量測，爲了解其潮間帶之坡度，亦分別於高潮及低潮時進行測量；其它沙洲則只作一次測量。

灘線位置於此代表當時潮位所能淹沒之沙灘位置，利用後處理的方式加入潮汐之修正，據此求出整個灘線之水深及高程。量測過程中除需克服部份灘地鬆垮、下陷，對於向海側灘線之潮位淹沒認定往往存在相當大的爭論，理由是不同之海岸坡度其碎波之條件及溯上(run up)程度不一，坡度較陡者在相同之波浪條件下其溯上之距離較短，因此判斷灘線之潮位淹沒位置誤差較小，而坡度較緩之海灘其碎波距離往往較長，甚且存在相當多次的碎波，因此其因溯上導致之潮位淹沒位置，往往較當時眞正之潮位位置更爲向岸，距離之差異在本次測量上可達10公尺以上。此外複雜之灘線地形，如小淺水沙洲(sand bar)等，往往導致錯誤判斷。

八掌溪河口到曾文溪河口的海岸帶是台灣有名的沿海沙洲地形區，目前沙洲西側的海岸較陡(坡度約1/150至1/250間)，而東側通常成爲可連絡幾個小漁港的水道，如將軍漁港、北門漁港及青山漁港等。圖 7爲83年9月與84年9月二次實測之地形比較，現以5米線與10米線觀之，在青山港以南有顯著的侵蝕現象，再往南則淤積與侵蝕互見，綜合研判此段海岸處於侵蝕狀態。另外，此圖之15米線有異乎尋常之移動，經再三檢驗原始座標與水深資料，均無發現異常，因此其原因經詳加推敲分析如下：

(1) 15米線附近海域地形相當平坦，剖面斜率介於 $1/1000 \sim 13/1000$ 之間，若量測時浪高0.5米，則所導致之誤差即可使15米線移動500米以上，故可能爲波浪引致之量測誤差。

(2)經底質採樣分析結果(葉等，1995)，此區域底質顆粒屬於極細沙(粒徑=0.063~0.125mm)與細沙(粒徑=0.125~0.25mm)，以平均粒徑0.15mm並利用佐藤昭二之漂沙移動臨界水深計算，得波高2.5米時之漂沙移動臨界水深爲13.7~15.0米，故15米線在冬季或夏季風浪下會移動，本次量測結果會移動亦屬可能。

(3)經蒐集83年9月~84年9月之颱風資料，對台南海域有直接影響者有DEANNA、GARY、KENT、RYAN 共四個颱風(均爲84年之颱風)，此亦爲可能原因之一。

圖 8爲84年 9月與85年 4月二次實測之地形比較，其量測之時間間隔正好爲 7個月(即東北季風之影響時段)，若以5米線觀之，呈現侵淤互見之情況；若以10米線觀之，則淤積較明顯，因此在東北季風盛行期是會產生淤積的。其中之15米線依然差異甚大，然而85年 4月之15米線又與83年 9月差異不大，因此似乎可支持上述之說明。

4.4模式之校正與驗證

模式之校正與驗證包括流場部分及波場部分，流場部分包括台灣海峽及台南海域二個區域範圍，波場部分則只有台南海域。

(1)流場之校正與驗證

模式之建立需具備適當之外海邊界條件，由於缺乏該區域外海之邊界值，故先從大範圍之台灣海峽模式開始，配合本所海象量測時間作適當的模擬，並經過校正後，將此計算結果輸入作爲小區域之邊界條件，再執行小區域之計算。故本海域之二維流場模擬亦包含二個部分，台灣海峽模式及台南海域模式，其中台灣海峽模式之建立已詳如以往發表之論文及報告(張等，1993；黃等，1994、1996；Van Banning，1993)中。

而台南海域模式計算區域之網格分佈如圖 9所示，其中包含105×121個格網，最大網格大小約爲160×280m²，最小網格大小約爲100×180m²。爲了配合實測資料的時間做爲校正及驗證之用，選定1994年9月爲校正時段，1995年4月爲驗證時段，將上述台灣海峽模式分別計算，再將其結果作爲台南海域之外海邊界條件。經數值試誤選定計算區域之北邊及西邊邊界下三分之一爲水位邊界，剩餘之外海邊界則爲流速邊界。

利用校正過之模擬參數及固定邊界條件之型態，僅將台灣海峽之邊界值作時間位移至隔年四月以作驗證之用，計算結果顯示，漲潮時段沿著地形向北流，退潮時段則沿著地形向南流，如圖10所示爲漲潮時段之流場。

(2)波場校正

此地區僅有少數短期之測站資料，引用本所83年及84年之實測資料，其位置如圖1之w1及w2點，其結果依二個季風期的分類比較如表 1所示：可以看出w1點在北方代表性波浪入射之計算結果均介於實測值之範圍內，w2點在西南方代表性波浪入射之計算結果亦介於實測值之間；唯該二點之平均值週期均較計算值爲小，但趨勢一致。

圖11爲高潮位下北方代表性波浪入射之波高分佈，顯示波高分佈在海域北部受到外傘頂洲之阻隔效應，部份能量無法向南傳遞，與海域南部相較之下有較小之波高分佈。

4.5模擬與實測地形之比較與討論

(1)地形變遷數值模擬

爲了探討台南地區海岸地形之變遷，將藉著不同狀況(波浪、潮流)之組合以模擬一年後之底床沖淤現象。於計算過程中，爲避免各個不同之代表性波浪所衍生之地形變化過於劇烈，以至於影響流場之變化，因此在依照泥砂守恆原理計算地形變化至一定量代次數後，即重新計算波浪及流場，如前節所述。

本文假設連續二年之潮汐特性變化不大，利用84年青山港潮位資料求得研究區域的代表性潮汐水位週期，以此25小時來代表整年平均的潮汐變化，同時求得25小時之代表性潮流。

(2)一年後底床沖淤及岸線變化

依照船舶資料統計出一年中三種條件下之機率分佈，轉換爲一年中之發生延時分別計算如下：

• 代表性潮汐（M01）

此爲一年中無波浪作用，僅存在潮汐漲、退引發潮流作用下之影響。圖12爲台南縣附近海域之平均輸砂量分佈情形，圖中除了在南端5至10米水深處存在較大之輸砂量(約$1.2\times10^{-4}m^3/m\cdot s$)外，整體之輸砂量皆甚小。

• 北方代表性波浪及潮汐（HT1）

圖13表示在北方代表性波浪及潮汐共同作用下，模擬地區海域之平均輸砂量分佈情形，圖中可明顯地看出沿岸漂砂帶，其輸砂量值遠大於只有潮流作用時之結果，最大約在$4\times10^{-4}m^3/m\cdot s$左右，整體趨勢自將軍溪以南始有較大之沿岸輸砂量，此亦與海域北部受到外傘頂洲之遮蔽效應有關。整個沿岸輸砂之向量分佈亦可看出在將軍溪以南有鯤鯓漁港及青山漁港二個突堤，輸砂方向繞過突堤，可預期在漂砂上游爲淤積，而在下游處則爲侵蝕。整體而言，該地區之平均輸砂量往南移動。

波作用力(wave driving force)之大小會影響漂砂之運動，圖14爲高潮位時之波作用力向量分佈，最大值$21.5N/m^2$，集中在青山港以南之海域，此應與外傘頂洲有關。

• 西南方代表性波浪及潮汐（HT2）

圖15表示在西南方代表性波浪及潮汐共同作用下，模擬地區海域之平均輸砂量分佈情形。相較於北方代表性波浪及潮汐共同作用之平均輸砂量而言，沿著海岸線其數值減少甚小(最大約在$3.1\times10^{-4}m^2/m\cdot s$左右之尺度)，但仍大於只有潮汐作用時之輸砂量，方向朝北，主要之輸砂量分佈亦集中於 5米等深線內，在網子寮沙洲與頂頭額沙洲之中間水道外，輸砂亦沿著 5米等深線持續往北，在中心漁港及青山漁港二個突堤之間，輸砂向量亦繞過堤頭，但方向往北。

圖16爲高潮位時之波作用力分佈，最大值爲$8.693N/m^2$ ，自將軍溪以南始存在較大波作用力。

• 綜合沖淤

一年後之綜合沖淤結果爲上述三種代表性水力條件(M01、HT1及HT2)沖淤量之總和，如圖17所示，可知在區域北部外海之淺水區，底床正以每年約0.5至1米之速度向西南南方向刷深，其主要原因係由於南向之波浪所造成，沖刷之泥砂大部份往西及往南堆積。南端之海域，底床以每年1至2米之速度往西刷深，局部地區年侵蝕量可至3米之速度，沖刷之泥砂大部份向西堆積，主要原因除了波浪之合成作用外，該處地形在漲潮時段形成之渦流，其淨流向量向西亦爲原因之一，此外該處位於計算邊界，又屬於流場變化較大之海域，數值計算上之誤差亦有可能導致較大之沖淤量出現，唯此部份需有較爲靠近邊界之驗證點位予以比較，才能定出其誤差量之大小。在海域之侵淤均發生於沿岸地帶，網子寮沙洲與頂頭額沙洲之中間水道及頂頭額沙洲之北邊，侵蝕量可達每年 2米之速度，此部份漂砂往外及往南造成淤積，而整個網子寮沙洲之侵淤方向主要亦由北向南；海域南端海岸則呈現侵淤互現之地形；北部海岸除了局部地區受到海岸結構物之阻擋在其上下游造成局部地形沖刷外，大致上並無太大之變動。整體來說，北部外海較淺海域及青山港以南海域，皆呈現較大之侵淤現象，且以西南之趨勢爲主。

• 海岸線變化

將起始計算之等深線與計算一年後之地形等深線作一比較，如圖18所示，圖中實線部份代表1994年實測之地形等深線，虛線部份表示計算一年後之地形，結果顯示在北部外海之淺水區、南端之海域及網子寮沙洲與頂頭額沙洲之中間水道外均顯現較明顯之岸線變化。其中北部外海之淺水區等深線自15米即發生變動，顯現向南之趨勢；南端之海域顯現5米及10米線向西移動之趨勢，此現象推斷應與緊臨邊界有關。網子寮沙洲與頂頭額沙洲之中間水道外之等深線分佈，以5米線而言呈現北邊岸線外移、而南邊則相互交叉之情形，岸線外移則說明淤積現象，岸線相互交叉則說明侵淤互現。另在中心漁港及青山漁港之南北端海域則呈現局部岸線之變化，港之北邊岸線外移，港之南側則岸線內移。整體來說，岸線變動之深度除北部外海之淺水區影響至15米水深外，餘皆在10米等深線內變動。

4.6數值模擬結果與實測地形比較

由於自1994年起始地形開始，共計量測二次(不含起始地形)，已如前述，其中84年9月之測量結果因產生較劇烈之變化，在此處數值模擬與實測之比較上暫不採用，因此採用83年9月與85年4月之測量結果，發現其5米線在青山港以南至網子寮沙洲之間爲侵蝕多於淤積，在網子寮沙洲至頂頭額沙洲之間則侵淤互現大致平衡。另外，就一年後之地形將數值計算結果與實測地形加以比較，如圖19所示，除了在15米線差異稍大外，其餘水深線之一致性相當不錯。此嘗試以一年後之地形比較出發，瞭解數值模式中波浪延時與地形變化的關係，最終目的則期望能藉由逐年之地形比較，能提高較長期(十年以內)地形模擬之準確度。

5 結果與討論

此研究共獲致以下之結論：

模式應用規劃部份：

1. 海岸之變化行爲屬於複雜的三維現象，然而對於若干特性可以省略之海域則可以較少維數之模式加以模擬。
2. 模式應用需考慮其應用之限制條件(如模式之特性及邊界條件等)及應用海域之特性。
3. 模式規劃旨在反應眞實狀況，包含計算格網之建立，代表性潮汐之選定，波浪及輸砂等。
4. COMOR模式屬於二維平面海岸變遷模式，考慮波、流、輸砂及地形變化，對於模擬過程中地形對於波、流場及輸砂的影響，當地形變化量較小時引用連續性修正的方式，當地形變化量較大時即以修正地形再重新進行波、流場的計算。

模式應用實例部份：

5. 台南縣北部海域受到外傘頂洲阻隔的影響，北方入射波浪之部份能量無法進入，造成較低之波高分佈，影響範圍約止於青山港。
6. 研究區域北部外海較淺海域及南端海域均呈現較大之侵淤現象，主要之輸砂方向爲西南南向；前者主要受到北方入射波浪之影響，而後者除了受到波浪之影響外，潮流亦是主因之一。

7. 台南縣沿岸自青山港沙洲(青山港南邊)以南呈現較大之侵淤現象，尤以網子寮沙洲與頂頭額沙洲之中間水道及緊臨水道南側之頂頭額沙洲較爲嚴重，整體侵蝕方向亦沿著海岸線向南移動。
8. 台南縣沿岸自青山港以北，除局部地區受到人工結構物之影響，阻隔部分波浪的能量呈現侵淤的現象外，其它區域漂砂之運動較爲和緩，主要由於外傘頂洲之阻隔，降低了南向較大之波高能量分佈，而此南向之漂砂運動又與北向之漂砂運動，相互抵消所致。
9. 灘線測繪爲判斷海岸變遷必要之工作，可使5米線以內之水深變化更明朗，且最好於高潮位與低潮位時各測一次。
10. 就一年後之地形將數值計算結果與實測地形加以比較，發現除了在15米線差異稍大外，其餘水深線之一致性相當不錯。

參考文獻

1. 吳啓南(1990)，遙測資料應用於嘉南地區海岸變遷研究(一)，工業技術研究院能源與資源研究所，80-R030。
2. 吳啓南(1991)，遙測資料應用於嘉南地區海岸變遷研究(二)，工業技術研究院能源與資源研究所，06-3-81-0039。
3. 林勝豐，柯允沛，劉家驊，楊文熹，林漢文，張恆文，鄒明城(1995)，台南近海海況調查報告，工研院能資所。
4. 黃正昌，張恆文，顏志偉，尹可健(1994)，填海造地對外傘頂洲海岸地形之影響及其保護方法之研究，工研院能資所。
5. 黃正昌，張恆文，顏志偉，顏厥正，侯廷易(1996)，沿海地陷對外傘頂洲近海底床之影響，工研院能資所。
6. 張恆文，林秉衡(1993)，外傘頂洲地形變化分析，工研院能資所。
7. 葉春爐，羅聖宗，錢正明，駱承利，李伯當(1995)，台南近海海砂資源調查報告，工業技術研究院能源與資源研究所，06-3-84-0113。
8. Delft Hydraulics(1993), *TRISULA, a Simulation Program for Hydrodynamic Flows and Transports in 2 and 3 Dimensions*,Release 2.
9. Van Banning, G.(1993), *Taiwan Strait Model*, Prepare for ITRI, Delft Hydraulics。
10. Van De Graaff, J. and Van Overeem, J. (1979) "Evaluation of Sediment Transport Formulae in Coastal Engineering Pratice", Coastal Engineering, 3, ppl-32.
11. H.J. de Vriend, J.Zyserman, J.Nicholson, J.A. Rolevink, P.Pechon and H.N. Southgate,(1993),"Medium-term 2DH coastal area modeling",Coastal engineering, 21, pp 193-224.
12. H.J. de Vriend,(1991),"Mathematical modeling and large-scale coastal behaviour，Part 1：Physical processes",J. of Hydraulic Research,vol.29,No.6.
13. G.K.F.M. van Banning, H.J. de Vriend and S. Boer,(1987),"Schematization and validation of 2DH Mathematical models in Coastal Morphology",*Coastal Sediments '87*,12-14,May,1987,New Orleans,USA.
14. Z. B. Wang, T. Louters and H. J. De Vriend,(1991),"A Morphodynamic Model for a Tidal Inlet",Proc. CMOE'91 Conference,Barcelona.

表 1 計算波高值與實測資料之比較

工研院能資所現場量測

測點	年　月	有義波高	有義週期	記錄之平均值	
		(m)	(sec)	波高 (m)	週期 (sec)
W1	83.11.06 | 84.01.01	0.13～1.42	4.79～7.90	0.515	6.11
W2	84.05.24 | 84.07.11	0.11～2.27	5.00～7.50	0.419	4.69

計算結果

測點	代表性波浪	有義波高 (m)	有義週期 (sec)
W1	北方代表性波浪	1.04～1.12	6.69～7.13
	西南方代表性波浪	1.23～1.31	5.86～5.92
W2	西南方代表性波浪	1.52～1.57	5.83～5.88
	北方代表性波浪	1.32～1.38	6.95～7.26

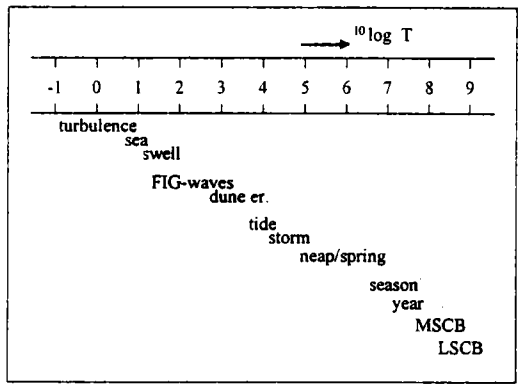


圖 1 海岸運動之時間尺度示意圖

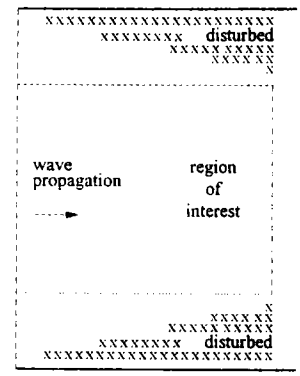


圖 3 波浪計算之擾動區域示意圖

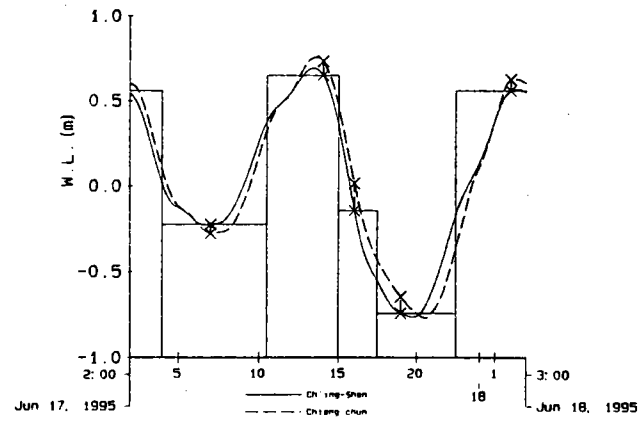


圖 4 代表性波浪之計算水位

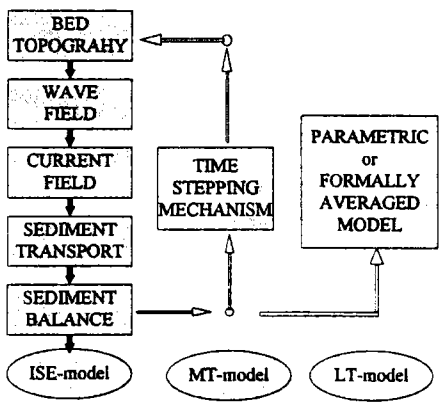


圖 2 海岸變遷模式之組合示意圖

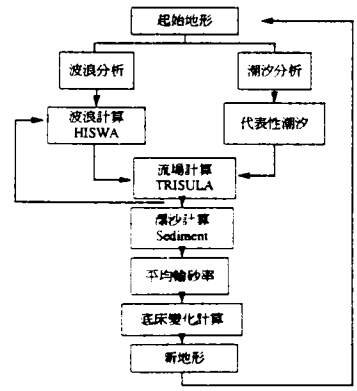


圖 5 COMOR 模式地形變遷計算流程圖

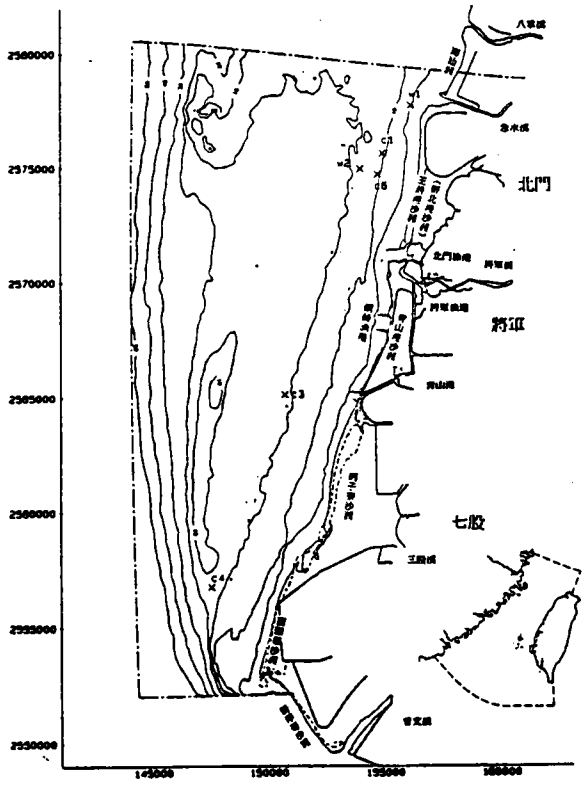


圖 6 台南縣鄰近海域等深線及測站分佈圖

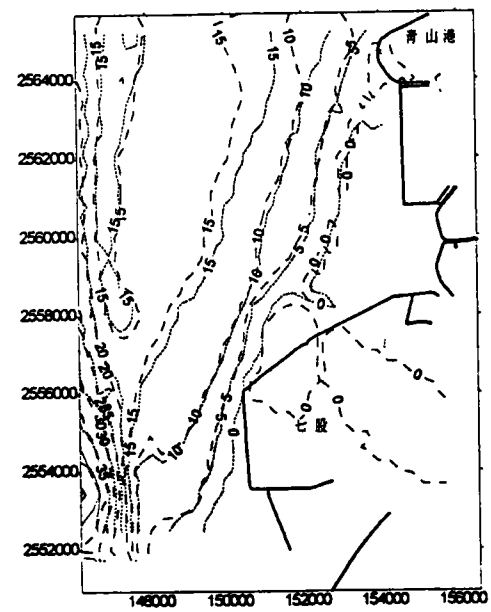


圖 8 84 年 9 月與 85 年 4 月二次實測之地形比較
實線： 84 年 9 月　點線： 85 年 4 月

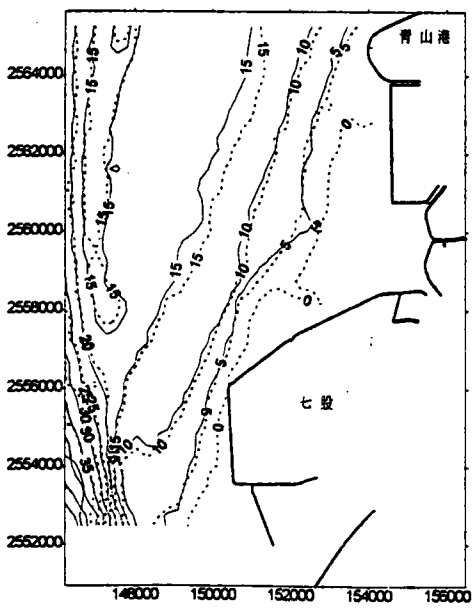


圖 7 83 年 9 月與 84 年 9 月二次實測之地形比較
實線： 83 年 9 月　點線： 84 年 9 月

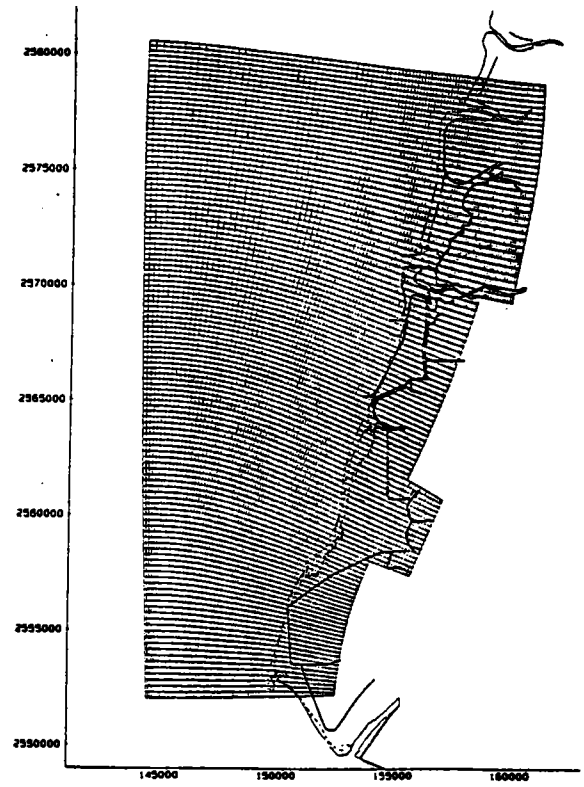


圖 9 台南海域模式計算網格分佈圖

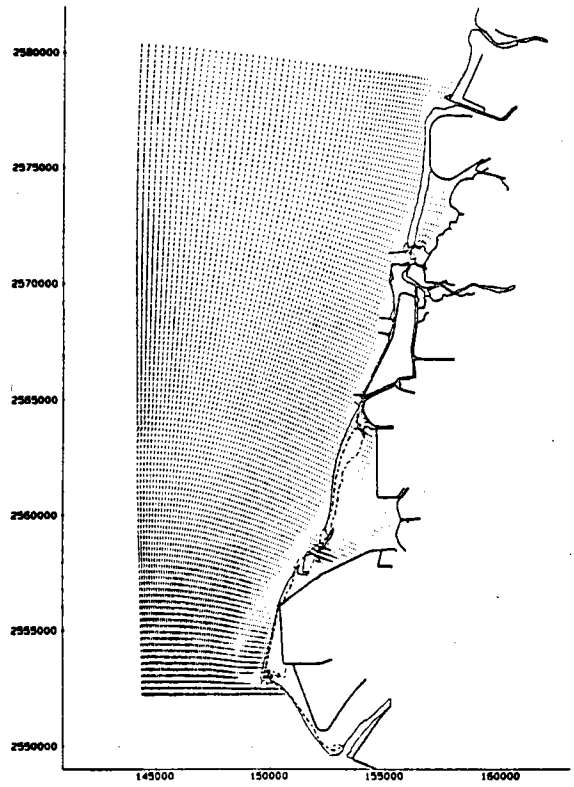


圖10 漲潮時段之流場分佈圖

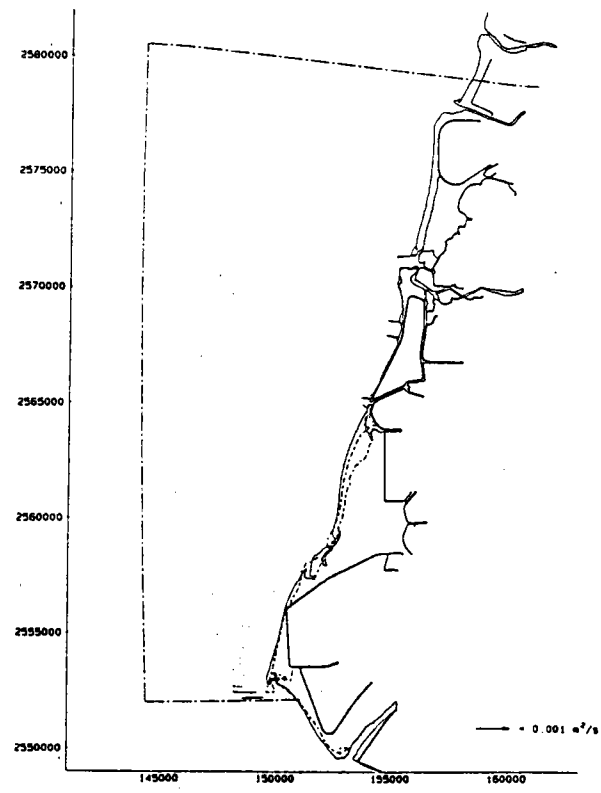


圖12 台南海域平均輸砂量分佈圖
(代表性潮汐(M01))

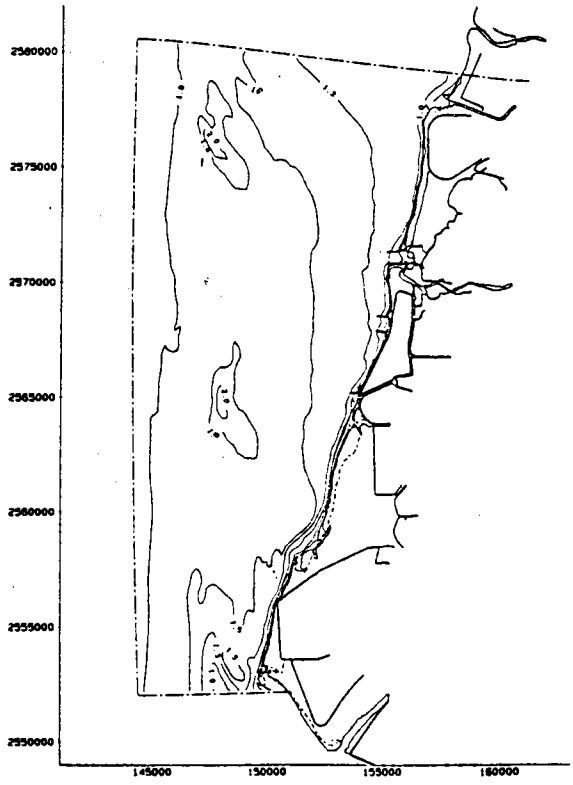


圖11 台南海域於高潮位時之波高分佈圖
(北方代表性波浪及潮汐(HT1))

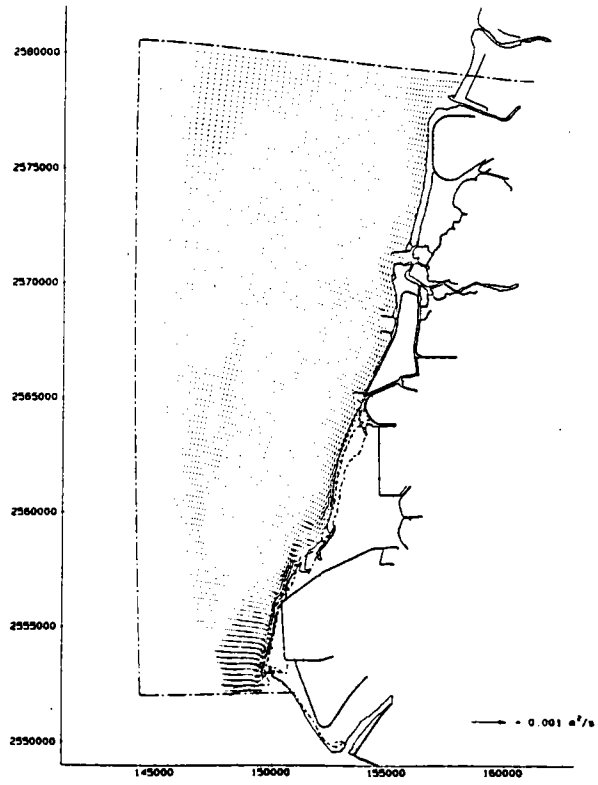


圖13 台南海域平均輸砂量分佈圖
(北方代表性波浪及潮汐(HT1))

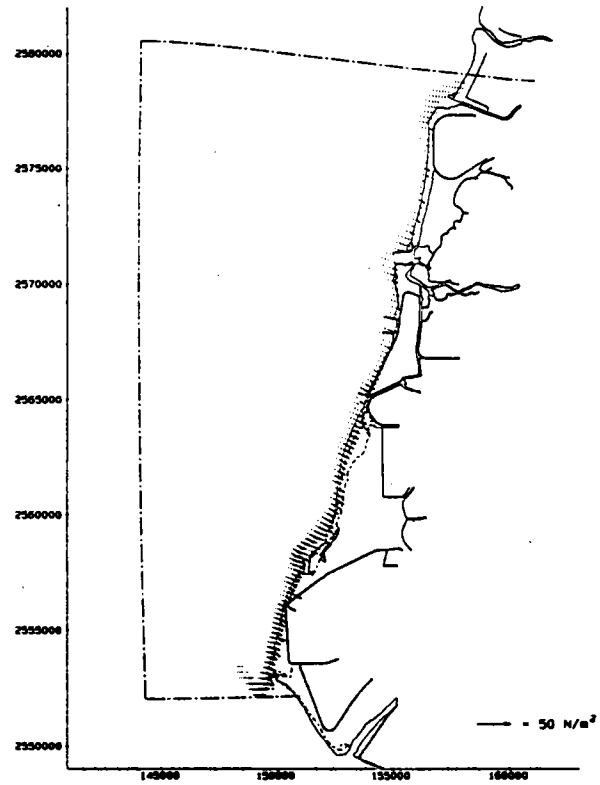


圖14 台南海域於高潮位時波作用力分佈圖
（北方代表性波浪及潮汐(HT1)）

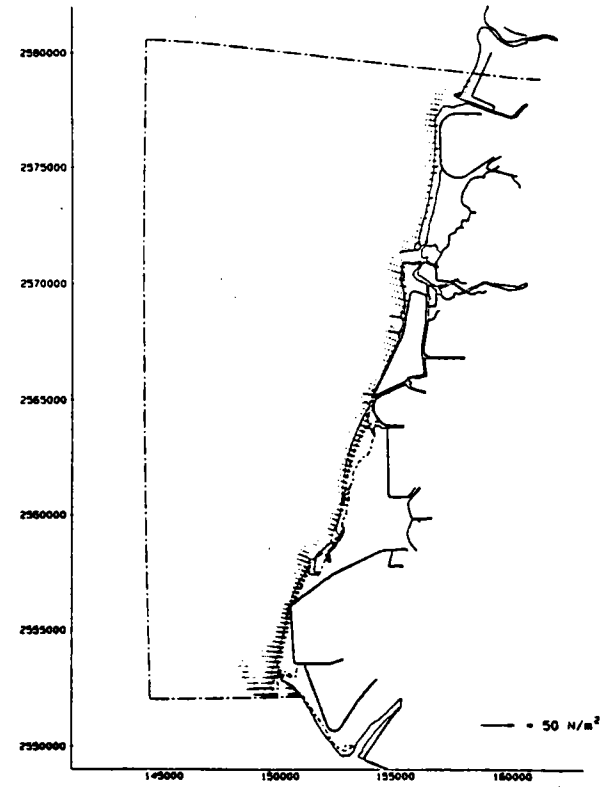


圖16 台南海域 於高潮位時波作用力分佈圖
（西南方代表性波浪及潮汐(HT2)）

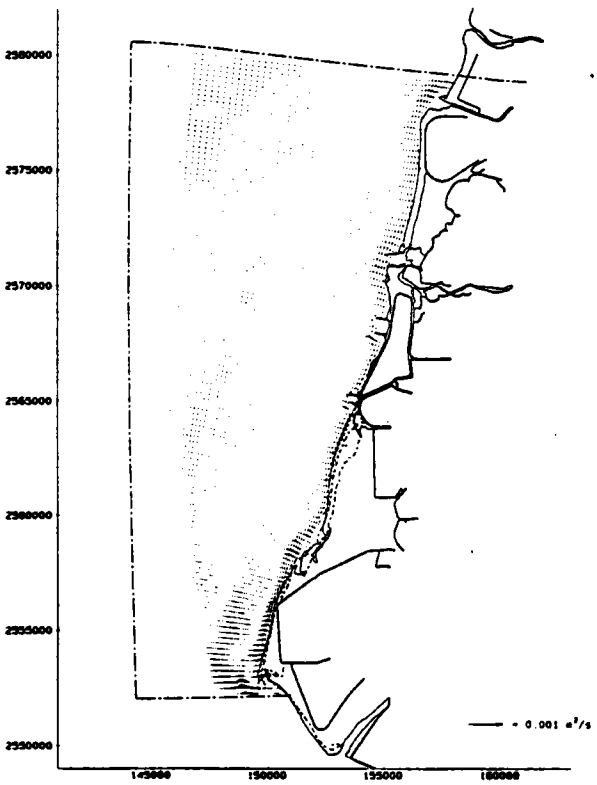


圖15 台南海域平均輸砂量分佈圖
（西南方代表性波浪及潮汐(HT2)）

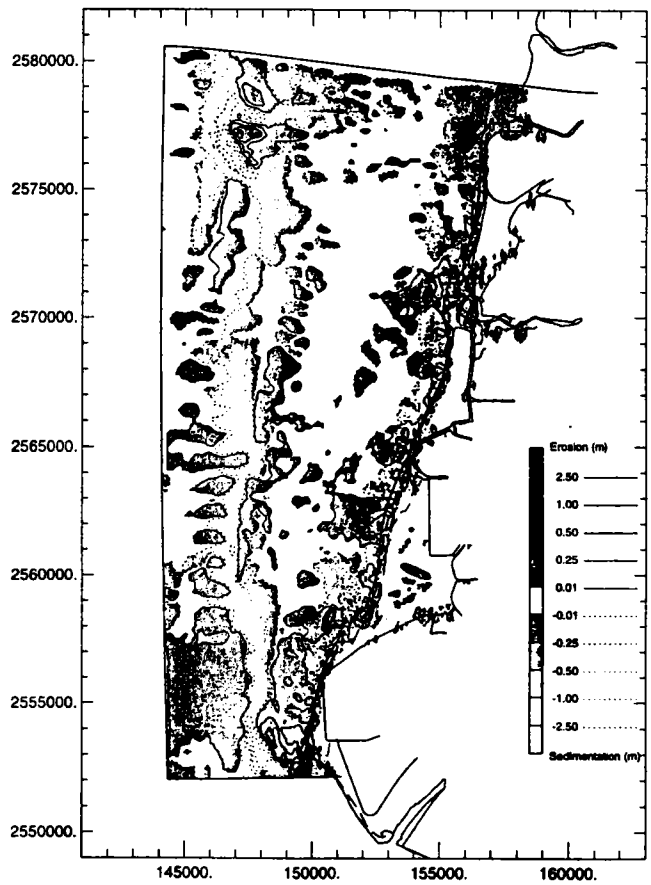


圖17 台南海域一年後底床綜合沖淤圖

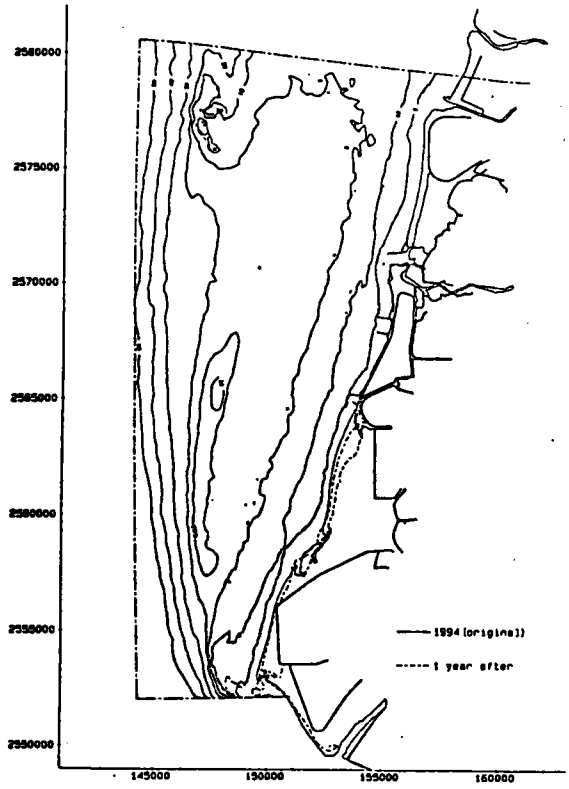


圖18 台南海域一年後等深線變化圖

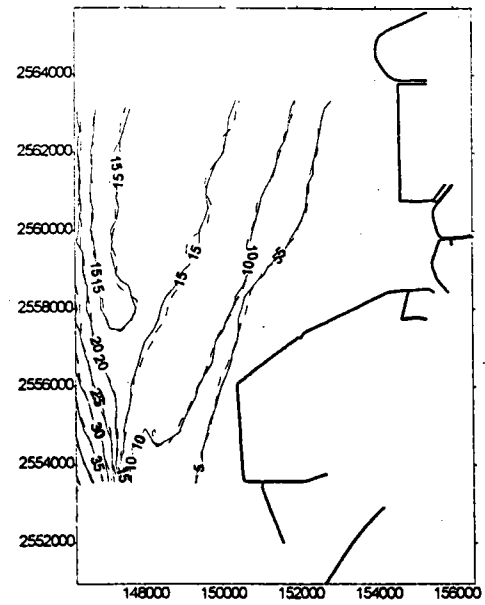


圖19 一年後實測地形與數值計算地形之比較
實線：實測　點線：數值計算

濁水溪河口地形變化數值模擬

許榮庭[1]

1前言

河口是海岸的一部份，對海岸地形變化而言，河川所扮演的主要角色是提供砂源，而河川提供砂源的方式是藉著水流將砂石由河川上游輸送至下游，若無人爲之採砂行爲，則來自河川上游之砂石最後將淤積於河口，形成河口三角洲，鹽水溪河口至將軍溪河口之間陸地即是曾文溪經過大約三百年之河口地形變化而形成，其主要砂源來自曾文溪上游之砂石。

台灣西部海岸自大肚溪至北港溪之間，最近幾年之海岸線往外海移動之情形相當顯著，而造成海岸線迅速變化的原因卻是人爲圍堤造地工程所引起，其間包括大肚溪南岸之伸港海堤、彰濱工業區開發、王功及芳苑海埔地及離島工業區開發。以大肚溪河口爲例，台中火力電廠建廠後大肚溪河口南岸淤積速率加快，低潮線亦往外海移動，使得大肚溪河口往外海推進。如果只有河川輸砂而沒有其他外力或者河川輸砂機制遠大於其他外力機制的話，那麼河口很快就形成河口三角洲地形。然而於台灣西部沿海，夏季盛行西南氣流，冬季盛行東北季風，加上每年不定次數的颱風風浪侵襲，使得海岸地形變化的數值模擬存在許多困難。就濁水溪河口地形變化而言，影響地形變化之主要機制有三種，第一是暴雨期間來自上游之輸砂，以及河川洪水期間河口流場之變化；第二是東北季風期間，因波浪碎波後產生之沿岸流漂砂；其次是颱風期間因風浪及暴潮而產生之流場變化。

由於三條崙以北至台中港之間半日潮振幅超過1.5公尺，亦即其潮差超過3公尺，此情況致使濁水溪河口有寬達4公里之潮間帶，隨著潮位之變化碎波線位置亦隨之變化，而沿岸流流場同時改變。

不論是河口地形變化或海岸地形變化都同時面臨一個研究上瓶頸，即是沒有足夠現場量測數據可供數值模式之驗證，尤其是地形水深數據。以河川斷面地形量測而言，往往間隔10年以上才有一次斷面地形資料，而且施測期間可能遇到暴雨，使得上下游斷面地形量測時間產生不一致情況。河口地形水深量測更加困難，其主要原因是潮差超過3公尺時，由於潮差而產生之高程量測誤差可能達50公分以上。地形水深量測就有如此多困難，更遑論河口流場以及沿岸流流場之量測。

民國79年以後，利用衛星遙測而提供了海岸地形之人造衛星相片，雖然只有短短

[1] 國立成功大學水工試驗所

數年，但已提供研究人員許多相當有用之數據，其中包括碎波線之位置，河口主槽流路之變化，潮位線等等。而由潮位線之變化更可以推估海岸地形之變遷。即使如此，河口地形變化研究上仍然缺乏詳細之地形變化數據以資數值模式驗證用。

2濁水溪下游河段砂源之推估

河口砂源是海岸工程防護中一項重要之參考數據，台灣河川之河口砂源推估不易，其主要原因有兩點：第一：台灣河川大都是感潮河川，而感潮長度達10公里以上者比比皆是；其次，主要河川之下游河段均有採砂行爲，而砂石挖取量又不易得到確實之數量。基於此兩種原因，與河口最近距離之水文站往往達20公里。以濁水溪而言，最下游端之水文站自強大橋距濁水溪河口約有17公里，而在這17公里河段中，人工採砂以及河道內之魚塭圍墾對河床地形變化均有相當大之影響。

濁水溪下游河道自強大橋以下自民國78年以後有三次斷面地形測量，將自強大橋至河口之間分成四個區間如圖1所示，表1則是此四個區間之三次斷面地形測量結果之比較，由土方變化量之推估結果得知斷面B至斷面D之間係淤積河段，而斷面D至斷面E之間則是侵蝕河段。斷面B至斷面D河段所以呈現淤積之主要原因可能是受到西濱大橋西側河道斷面束縮之影響。由表1中1989至1993年之土方變化量推算結果，濁水溪河口至自強大橋之間每年約有241萬立方公尺之侵蝕量，表2是自強大橋自1986年以後之年總輸砂量，此10年間之年平均輸砂量達773萬立方公尺，由此數據推估濁水溪河口每年之年平均輸砂量不超過1,014萬立方公尺。

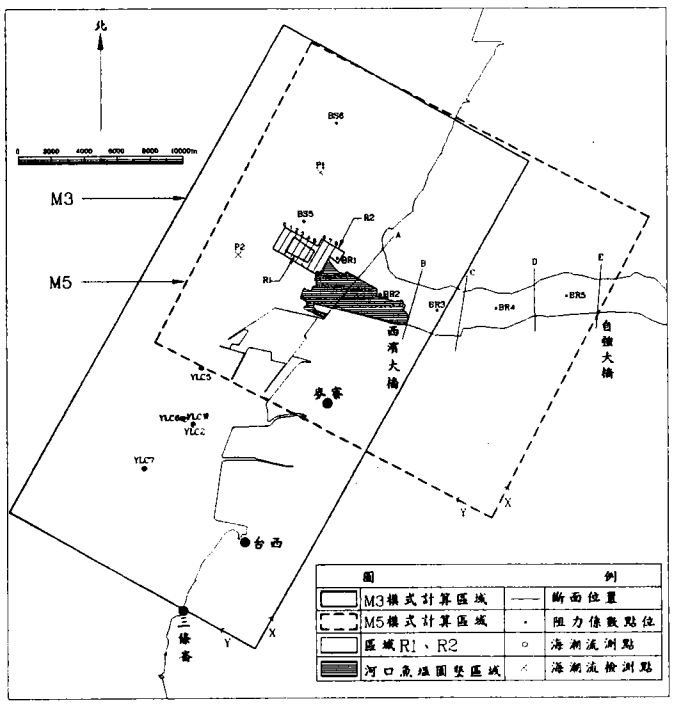


圖1　濁水溪河口變化地形數值模擬區位及相關點位

表1　濁水溪下游河段歷次測量成果之土方變化量推算

區間	面積 (公頃)	土方變化量(萬立方公尺)		
		1992-1989	1993-1992	1993-1989
斷面A-斷面B	1176.51	-273.202	-104.349	-377.551
斷面B-斷面C	840.98	-109.549	29.886	-79.663
斷面C-斷面D	955.44	-21.714	59.312	37.597
斷面D-斷面E	905.55	-66.544	-478.905	-545.449
合計	3878.47	-471.008	-494.058	-965.066

表2　濁水溪自強大橋歷年輸砂量推估值

年份	懸移質輸砂量 (萬立方公尺)	推移質輸砂量 (萬立方公尺)	總輸砂量 (萬立方公尺)
75	566.526	14.369	580.896
76	379.940	15.040	394.981
77	194.900	11.433	206.332
78	1092.755	15.074	1107.829
79	2772.048	22.308	2794.356
81	315.450	18.770	334.219
82	115.866	7.507	123.372
83	1120.165	15.891	1136.056
84	271.890	9.271	281.161
合計	6829.541	129.662	6959.203
年平均值	758.838	14.407	773.245

3二維河口地形變化模式

台灣河川於每年五月至九月間，常遭受北太平洋熱帶性低氣壓發展而成之颱風的侵襲。伴隨颱風而來的往往是豐沛的雨水，雨水將上游集水區內之土壤帶入河床內，而暴雨期間河川水位流量劇增，因而使河川輸砂能力增加，並且使得河床發生變化。河川將泥沙往河口方向帶動，最後淤積於河口形成灘地。爲模擬河口附近地形變動情形，本模式中分別考慮了下列三組方程式：

3.1二維河口水理模式

考慮深度平均之二維動態水理模式，並忽略降雨、風、科氏力(Coriolis force)及

大氣壓力對水流之影響，其控制方程式如下所示：

(1)水流連續方程式

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial (hU)}{\partial x}+\frac{\partial (hV)}{\partial y}=0 \tag{1}$$

式中，x：沿主軸方向之距離(m)，

t：時間(sec)，

y：與主軸方向垂直之距離(m)，

U、V：沿x、y方向分量之平均流速(m/sec)，

h：水深(m)，

(2)水流動量方程式

$$\frac{\partial U}{\partial t}+U\frac{\partial U}{\partial x}+V\frac{\partial U}{\partial y}=-g\frac{\partial \eta}{\partial x}+\frac{\partial}{\partial x}[\varepsilon_x\frac{\partial U}{\partial x}]+\frac{\partial}{\partial y}[\varepsilon_y\frac{\partial U}{\partial y}]-\frac{\tau_{bx}}{\rho h}\ , \tag{2}$$

$$\frac{\partial V}{\partial t}+U\frac{\partial V}{\partial x}+V\frac{\partial V}{\partial y}=-g\frac{\partial \eta}{\partial y}+\frac{\partial}{\partial x}[\varepsilon_x\frac{\partial V}{\partial x}]+\frac{\partial}{\partial y}[\varepsilon_y\frac{\partial V}{\partial y}]-\frac{\tau_{by}}{\rho h}\ , \tag{3}$$

式中，$\eta=h+Z$：水位面高程(m)，

Z：底床高程(m)，

g：重力加速度(m/sec^2)，

ρ：水的密度(kg/m^3)，

τ_{bx}、τ_{by}：底床摩擦剪應力τ_b在x、y方向之分量(kg/sec^2/m)，

$$\tau_{bx}=\tau_b U/|U|\ ,\ \tau_{by}=\tau_b V/|U|\ , \tag{4}$$

$\tau_b=\rho u_*^2$，u_*爲底床剪力速度(m/sec)依下列公式得之：

$$u_*=\sqrt{\frac{f}{8}}|U|\ ,\quad f=\frac{8}{(a+b\ln\frac{h}{k})^2}\ , \tag{5}$$

$|U|=\sqrt{U^2+V^2}$，深度平均流速(m/sec)，

f：阻力係數(無因次)，

k_s：底床粗糙高度(m)，

a, b：無因次對數剖面係數，

ε_x, ε_y：沿x、y方向之深度平均渦動粘滯係數(m^2/sec)，

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = \frac{\kappa}{6} u_* h \quad , \tag{6}$$

κ：無因次卡門常數(=0.4)，

3.2推移載與懸移載輸砂率

3.2.1推移載輸砂率

由於泥砂之運動十分複雜，完整之推移載運動方程式至今仍未能建立。而絕大部份皆係經驗或半經驗公式，其中大都含有一些參數在其中。換句話說，輸砂公式本身在應用上因殘存了很多無法掌握之不確定因子，因此對其結果，一般皆以定性之觀點視之。本模式中在輸砂率之推估方面，由於忽略波浪之影響，故在僅考慮水流輸砂之前提下，將一般河川常用之輸砂公式延至河口及其附近海域內。

河口推移載輸砂率採用Ashida&Michiue(1972)之半經驗平衡輸砂公式：

$$q_b = C_B \tau_{*c}^{1.5} (1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*})(1 - \frac{u_{*c}}{u_*}) \sqrt{\gamma_s g D_{b50}} \quad , \tag{7}$$

式中：

C_B：推移載輸砂係數(無因次)，

q_b：單位寬度推移載輸砂率 $(m^3/\sec/m)$，

τ_{*c}：泥砂之無因次臨界剪應力 $= u_{*c}^2 / \gamma_s g D_{b50}$，

τ_*：無因次底床剪應力 $= u_*^2 / \gamma_s g D_{b50}$，

u_{*c}：泥砂之臨界摩擦速度 $(m/\sec)$，

u_*：水流之底床剪力速度 $(m/\sec)$，

$\gamma_s = \rho_d / \rho - 1$：底床質在水中比重，

D_{b50}：底床質之中值粒徑 (m)，

ρ_d：底床質泥沙乾密度 (kg/m^3)，

其中泥沙之臨界摩擦速度 u_{*c} 採用岩垣雄一(1956)之實驗結果：

$$
\begin{aligned}
&1.\ D_{b50} \geq 0.00303, && u_{*c} = \frac{\sqrt{80.9(100D_{b50})}}{100},\\
&2.\ 0.00118 \leq D_{b50} \leq 0.00303, && u_{*c} = \frac{\sqrt{134.6(100D_{b50})^{31/22}}}{100},\\
&3.\ 0.000565 \leq D_{b50} \leq 0.00118, && u_{*c} = \frac{\sqrt{55(100D_{b50})}}{100},\\
&4.\ 0.000065 \leq D_{b50} \leq 0.000565, && u_{*c} = \frac{\sqrt{8.41(100D_{b50})^{11/32}}}{100},\\
&5.\ D_{b50} \leq 0.000065, && u_{*c} = \frac{\sqrt{226(100D_{b50})}}{100},
\end{aligned}
\tag{8}
$$

由式(7)得到推移載輸砂率後，再依 x,y 方向流速分量得 x,y 方向之輸砂率：

$$
q_{b_x} = q_b U/|U|, \quad q_{b_y} = q_b V/|U|, \tag{9}
$$

q_{b_x} ：x 方向之單位寬度推移載輸砂率(m^3/sec/m)，

q_{b_y} ：y 方向之單位寬度推移載輸砂率(m^3/sec/m)。

3.2.2懸移載輸砂率

水中泥沙之運動形態中，推移質運動係顆粒直徑較大之泥沙以跳躍或滾動方式移動，而懸移質運動則是顆粒直徑較小之泥沙因河床面垂直方向紊流，使泥沙向上垂直運動且懸浮於水中。當河床面上垂直紊流小於泥沙之沉降速率時，泥沙則逐漸往下降進而沉積於河床上。因此懸移質之輸砂主要有兩種運動方向，第一是垂直於河床面之運動，其次是沿水流方向之擴散傳輸運動。

(1)泥沙之垂直方向運動

泥沙在水中沉降速率 $V_{st}(m/\sec)$ 可由下列經驗公式得之(Rubey, 1933)

$$
V_{st} = \sqrt{r_s g D_s}\left(\sqrt{\frac{36\nu^2}{r_s g D_s} + \frac{2}{3}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{r_s g D_s}}\right) \tag{10}
$$

上式中，D_s：懸移質之代表粒徑(m)，

ν：水之動力粘滯係數(m^2/sec^2)。

而泥沙由河床面上升之懸移速率 $V_{rs}(m/\sec)$ 採用板倉忠興(1984)之經驗式：

$$
V_{rs} = 0.008\sqrt{r_s g D_s}\left[0.14\frac{\rho}{\rho_d}\left(\frac{14u_*}{\sqrt{r_s g D_s}} - \frac{0.9\sqrt{r_s g D_s}}{u_*}\right) - \frac{V_{st}}{\sqrt{r_s g D_s}}\right] \tag{11}
$$

(2)泥沙之水平方向運動

泥沙在水平方向運動可視爲懸浮物濃度之擴散及對流，其擴散傳輸方程式爲

$$\frac{\partial}{\partial t}(C_s h)+\frac{\partial}{\partial x}(C_s U h)+\frac{\partial}{\partial y}(C_s V h)=\frac{\partial}{\partial x}(D_x h\frac{\partial C_s}{\partial x})+\frac{\partial}{\partial y}(D_y h\frac{\partial C_s}{\partial y})+\frac{dD_{rs}}{dt}-\frac{dD_{st}}{dt} \qquad (12)$$

上式中，C_s：泥沙在水中之濃度(m^3/m^3)，

D_x：x方向之擴散係數(m^2/sec)，

D_y：y方向之擴散係數(m^2/sec)，

D_x, D_y可依下列經驗式而得之，

$D_x = D_c U/|U|$，

$D_y = D_c V/|U|$，

$D_c = K_1 L_d/\Delta t$，

K_1：擴散指數 $0.003 \le K_1 \le 0.075$，

$L_d = (\Delta x^2 + \Delta y^2)/2$：懸浮濃度擴散特性長度(m)，

D_{rs}爲泥沙之沉降厚度(m)，

D_{st}爲泥沙由河床面上升之厚度(m)。

3.3底床沖淤連續方程式

對於有線差分法數值計算之任一計算網格而言，其底床高程之變化決定於推移載進出之淨變化量與懸移載之沉降和再懸浮量。計算網格內所有泥沙進出之差值，即可以得到該點位之底床高程變化量。其連續方程式表示如下：

$$\frac{\partial z}{\partial t}=\frac{1}{1-\lambda}\left(\frac{\partial q_{b_x}}{\partial x}+\frac{\partial q_{b_y}}{\partial y}+V_{st}-V_{rs}\right)， \qquad (13)$$

式中，λ是底床平均孔隙率。

3.4數值離散化過程

本文數值模式採用交錯網格有限差分法，於時間項採用Leap-Frog差分法，空間一階微分項採用Up-wind差分法，空間二階微分項則採用中央差分法，差分展開式如下所列：

時間一階微分項以Leap-Frog展開如下：

$$\frac{\partial f}{\partial t}=(f_{i,j}^{K+1}-f_{i,j}^{K})/\Delta t，$$

空間一階微分項，採Up-wind差分法，展開如下：

$$\frac{\partial f}{\partial x}=\begin{cases}(f_{i,j}^{K+1/2}-f_{i-1,j}^{K+1/2})/\Delta x, & U_{i,j}^{K+1/2}\geq 0,\\ (f_{i+1,j}^{K+1/2}-f_{i,j}^{K+1/2})/\Delta x, & U_{i,j}^{K+1/2}<0,\end{cases}$$

$$\frac{\partial f}{\partial y}=\begin{cases}(f_{i,j}^{K+1/2}-f_{i,j-1}^{K+1/2})/\Delta y, & V_{i,j}^{K+1/2}\geq 0,\\ (f_{i+1,j}^{K+1/2}-f_{i,j}^{K+1/2})/\Delta x, & V_{i,j}^{K+1/2}<0,\end{cases}$$

空間二階微分項採中央差分法，展開如下：

$$\frac{\partial^2 f}{\partial x^2}=\frac{1}{\Delta x^2}(f_{i-1,j}^{K+1/2}-2f_{i,j}^{K+1/2}+f_{i+1,j}^{K+1/2})$$

$$\frac{\partial^2 f}{\partial y^2}=\frac{1}{\Delta y^2}(f_{i,j-1}^{K+1/2}-2f_{i,j}^{K+1/2}+f_{i,j-1}^{K+1/2})$$

4海域流場之驗證

水理與輸砂模式之檢測分爲兩個部份，第一部份即利用台南水工所於麥寮區海域之海潮流量測結果率定海域之海潮流模式。第二部份則利用民國84年6月8日至6月14日之洪水及河口局部區域之地形量測數據率定輸砂模式。圖1中亦標示二維河口水理模式與輸砂模式之計算區域，其中M3模式計算區域係用以檢測海域之海潮流流況，M5模式計算領域則是河口輸砂模式之計算區域，M3模式之 $\Delta x=\Delta y=250m$ ， $\Delta t=5$秒，M5模式之 $\Delta x=\Delta y=200m$ ， $\Delta t=4$秒。

台南水工所於民國81年至民國85年期間，於麥寮海域所進行之海潮流觀測點位標示於圖1中，其中YCL2、YCL5、YCL6及YCL7係民國81年至民國82年之觀測點位，而YCLW則是民國83年以後觀測點位。由歷次觀測數據中選取民國81年9月9日至9月18日之海潮流數據做爲驗證。

海潮流檢測時先假定邊界潮位條件係正確值。並調整阻力係數，即5式中參數 a、b 及 k_s 值。倘若調整 a、b 及 k_s 值後模式計算值與實測值之速度大小仍然差異很大時則必須考慮調整邊界水位及修正分潮振幅。圖1中亦繪出模式計算區域之底床阻力係數給定值位置，根據阻力係數給定值位置，以徐昇氏多邊形法(Thiessen polygon method)展延至模式全區計算區域，並以試誤法調整阻力係數中各參數大小而得到表3之最佳參數組合，由阻力係數之最佳參數組合得知該海域之阻力係數 f 大小範圍介於0.01至0.2之間。

表3 河口水理模式之阻力係數最佳參數組合

點位	a	b	ks
BS1	6.0	4.0	0.30
BS2	7.0	4.0	0.30
BS3	6.0	4.0	0.30
BS4	7.0	3.5	0.30
BS5	7.0	4.0	0.30
BS6	7.0	4.0	0.30
BR1	7.0	4.0	0.35
BR2	7.5	4.5	0.35
BR3	7.5	5.0	0.40
BR4	8.0	5.5	0.40
BR5	9.0	5.5	0.40

圖2是由最佳參數組合得到之YCL2點位海潮流測點計算值與實測值之比較。圖中沿岸流速係M3模式計算區域之X軸方向流速分量，而離岸流速則是Y軸方向流速分量。

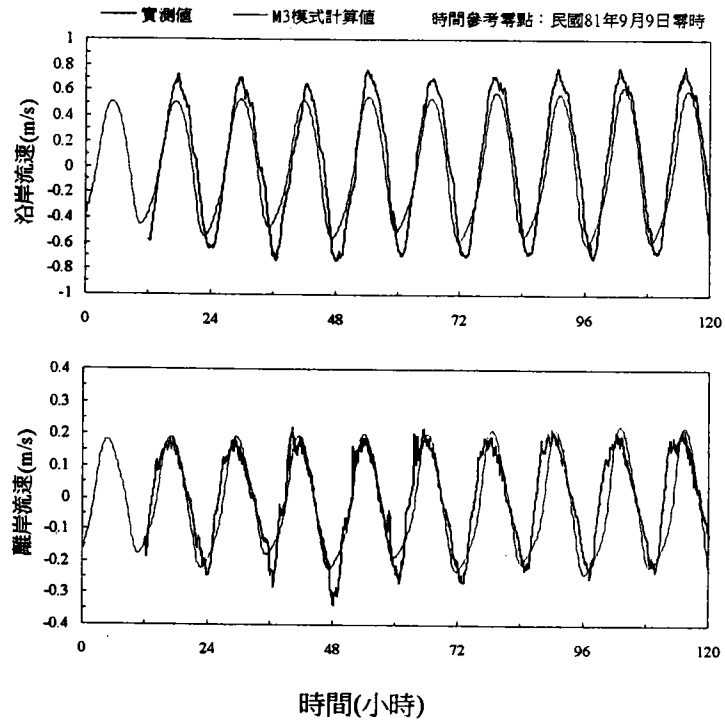


圖2 雲林縣麥寮海域之海潮流檢測結果(YLC2測點)

由M3模式得到M5南北邊界水位隨時間之變化並儲存之以供M5模式計算時使用。M3模式之東邊界至濁水溪西濱大橋，而M5模式之東邊界則至濁水溪之自強大橋，因此於M5模式區域內另外加入5個阻力係數點位，即圖中之BR1，BR2，...RR5，其阻力係數參數值列於表4。

表4　河道輸砂係數檢測，第一組檢測之參數組合

計算方案	底床平均孔隙率	輸砂係數	底床質中值粒徑 (mm)	懸移質代表粒徑 (mm)	懸移質起始淤積厚度 (cm)
M501	0.35	17	0.3	0.050	40
M502	0.30	17	0.3	0.050	40
M503	0.40	17	0.3	0.050	40
M504	0.35	14	0.3	0.050	40
M505	0.35	20	0.3	0.050	40
M506	0.35	17	0.2	0.050	40
M507	0.35	17	0.4	0.050	40
M508	0.35	17	0.5	0.050	40
M509	0.35	17	0.3	0.025	40
M510	0.35	17	0.3	0.075	40
M511	0.35	17	0.3	0.100	40
M512	0.35	17	0.3	0.050	20
M513	0.35	17	0.3	0.050	60
M514	0.35	17	0.3	0.050	80

由於河口模式M5計算區域內並沒有海潮流測點，因此採用M3模式之計算值當作M5模式之水理計算值檢測值。圖3即M3模式與M5模式之檢測點位P5之流速歷線，其沿岸流速與M3模式之計算值完全吻合，而離岸流速雖有些微差異，但並不顯著，可見M5模式與M3模式之間邊界潮位值傳輸是合理正確的。

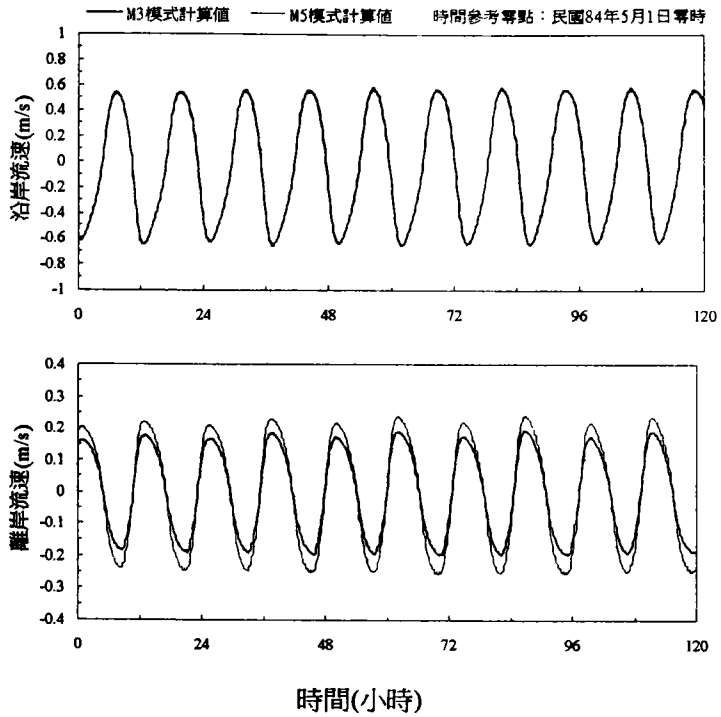


圖3　濁水溪河口水理模式檢測結果(P5檢測點)

5河口輸砂模式檢測

於(7)式推移載輸砂率半經驗平衡輸砂公式中，輸砂係數 C_B，底床質中值粒徑 D_{b50}，以及懸移載輸砂率公式中懸移質代表粒徑 D_s，起始沉降厚度 D_{rs_0}，底床沖淤連續方程式中底床平均孔隙率 λ，此五個係數是必須根據實測地形數據加以調整，以使模式計算結果可以正確描述地形變化以及輸砂量大小。

根據該區域河道與海域底床質粒徑之調查結果，濁水溪下游河道之中值粒徑介於0.35mm至0.54mm之間，其平均值約爲0.42mm。而底床孔隙率依據非黏性土壤之孔隙率，其值介於0.3至0.45之間，輸砂率公式中之輸砂係數只是一經驗值，其數值可依粒徑大小而調整，懸移質代表粒徑較缺少實測數據，但其值小於0.1mm，懸移質起始厚度乃代表底床上屬於懸移質可以移動的底床質厚度，本文利用懸移質厚度之計算來取代底床上方之交換層。

由於必須檢測或設定之輸砂係數有五個，因此採用試誤法先決定此五個係數之最佳值區間，表4中列出14組係數組合，其底床平均孔隙率採用0.35，0.40以及0.45三種數值，輸砂係數 C_B 則採用14，17，20三種數值，底床質中值粒徑採用0.2，0.3，0.4，0.5四種方案，懸移質代表粒徑採用0.025mm，0.05mm，0.075mm以及0.1mm四種數值，而懸移質起始厚度則給予20cm，40cm，60cm及80cm四種數值。

利用表4之14種參數組合條件計算民國84年6月8日零時至6月16日零時之洪水(其流量歷線如圖4所示)作用後濁水溪下游河道及河口之地形變化量，將地形變化量計算結果依斷面A-斷面B，斷面B-斷面C，斷面C-斷面D，斷面D-斷面E，區間R1以及區間R2等範圍統計地形變化量，其結果列於表5。表5之土方變化量統計結果顯示M501~M508計算組合方案中，區間R1之土方變化量均介於5.12~5.20萬立方公尺之間，且區間R2之土方變化量均介於54.83~55.74萬立方公尺之間。此結果說明了當懸移質粒徑爲0.05mm，懸移質起始淤積厚度爲40公分時，底床孔隙率、輸砂係數及底床質粒徑等三個係數對地形變化量而言將顯得「相當不敏感」。而懸移質粒徑由0.05mm降至0.025mm時，區間R1之土方變化量由5.16萬立方公尺增加至25.58萬立方公尺，區間R2之土方變化量由55.44萬立方公尺增加至127.35萬立方公尺。表6整理出民國84年4月及民國84年7月濁水溪河口局部地形之土方變化量，又台塑公司自民國84年4月至民國84年7月於河口抽砂區內抽取之土方量介於47.85~59.5萬立方公尺之間，由表6得知區間R1於民國84年4月至7月期間之土方變化量爲2.27萬立方公尺，區間R2之土方變化量爲73.55萬立方公尺。將抽砂量與土方變化量相加可以得到該區域之砂源補充量。即區間R1約有50.12~61.77萬立方公尺砂源補充，區間R2則約有121.4~133.05萬立方公尺砂源補充，此數值與M509之參數組合而得到之計算結果相當吻合，因此於第一組檢測中可以推斷出兩點結論：

(1)底床孔隙率採用0.3~0.4之間數值，輸砂係數採用14~20數值，底床質中值粒徑採用0.2~0.5mm，以上數值對地形變化量計算結果影響不大。

(2)懸移質代表粒徑採用0.025mm，懸移質起始淤積厚度採用40cm時，計算結果之土方變化量與實測結果相當吻合。

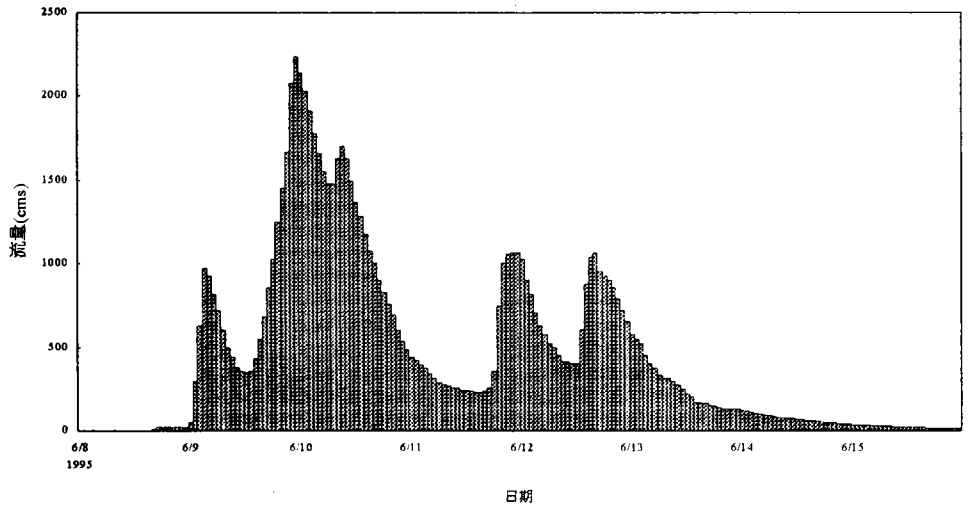


圖4　民國84年6月8日洪水，濁水溪自強大橋之流量歷線

表5　河道輸砂檢測第一組檢測，地形變化計算結果之土方變化量

單位：萬立方公尺

計算方案	斷面A-斷面B	斷面B-斷面C	斷面C-斷面D	斷面D-斷面E	區間R1	區間R2
M501	5.02	103.76	.38	7.70	5.16	55.44
M502	5.67	96.08	-5.69	.26	5.12	55.22
M503	2.78	103.62	12.62	24.00	5.20	55.74
M504	15.83	104.08	1.56	6.22	5.12	54.83
M505	1.02	98.55	1.30	8.28	5.19	55.67
M506	4.80	104.02	4.29	8.66	5.14	55.37
M507	5.80	104.35	-.56	7.58	5.15	55.46
M508	6.17	104.01	-.43	7.32	5.16	55.54
M509	-130.10	17.64	-76.31	-55.61	25.58	127.35
M510	20.20	132.34	39.60	99.01	.74	24.85
M511	18.98	108.97	32.52	201.04	.38	23.74
M512	2.75	101.94	49.75	54.10	3.19	34.60
M513	11.83	76.06	-13.09	-28.89	7.36	61.95
M514	-34.34	125.12	-40.70	-21.18	10.31	52.10

表6　民國84年4月至民國84年7月，濁水溪河口抽砂區之地形變化量

區域名稱	面積(公頃)	平均沖淤深度(公尺)	最大淤積深度(公尺)	最大淤積深度(公尺)	土方變化量(萬立方公尺)
斷面0-斷面1	60.25	.857	3.890	-.340	51.64
斷面1-斷面2	60.44	.695	3.510	-1.290	42.03
斷面2-斷面3	60.48	-.052	1.260	-2.810	-3.12
斷面3-斷面4	60.52	-.076	1.230	-1.490	-4.63
斷面4-斷面5	60.56	.008	.610	-.380	.48
斷面5-斷面6	67.03	.002	.470	-.930	.11
斷面6-斷面7	79.95	-.040	.510	-1.120	-3.21
斷面7-斷面8	79.90	-.120	.380	-1.950	-9.56
區間R1	135.00	.017	1.610	-1.310	2.27
區間R2	572.75	.128	3.890	-2.810	73.55

爲得到最佳之參數組合，乃固定底床孔隙率爲0.35，輸砂係數爲17，底床質中值粒徑爲0.4mm，並且調整懸移質代表粒徑爲0.02mm，0.025mm，0.03mm三種數值，以及懸移質起始厚度爲20cm，30cm，40cm，50cm等四種數值進行第二組檢測，參數組合之列表如表7所示。

表7　河道輸砂係數檢測，第二組檢測之參數組合

計算方案	底床平均孔隙率	輸砂係數	底床質中值粒徑 (mm)	懸移質代表粒徑 (mm)	懸移質起始淤積厚度 (cm)
M515	0.35	17	0.4	0.025	40
M516	0.35	17	0.4	0.020	40
M517	0.35	17	0.4	0.030	40
M518	0.35	17	0.4	0.025	20
M519	0.35	17	0.4	0.025	30
M520	0.35	17	0.4	0.025	50

表8是第二組檢測之區域土方變化量計算結果。由表8知M518之計算結果土方變化量偏小，此表示懸移質起始厚度不應該小於20cm，而M516與M520之計算結果偏大，此表示懸移質起始厚度不應該大於50cm且懸移質代表粒徑應該大於0.02mm。

表8　河道輸砂檢測第二組檢測，地形變化計算結果之土方變化量

單位：萬立方公尺

計算方案	斷面A-斷面B	斷面B-斷面C	斷面C-斷面D	斷面D-斷面E	區間R1	區間R2
M515	-129.86	16.94	-76.43	-55.95	25.58	127.26
M516	-163.38	-4.08	-96.21	-65.06	32.62	142.16
M517	-60.36	27.23	-58.06	-48.71	20.07	118.02
M518	-74.69	30.60	-18.85	1.60	14.32	73.63
M519	-102.57	17.16	-53.54	-30.31	20.84	104.80
M520	-138.00	10.87	-102.87	-83.94	30.61	155.86

除去M516，M518與M520之外，其餘三組結果之土方變化量均甚合理，且與實測值相當吻合，但是計算上之起始地形採用民國84年4月之量測地形，且未考慮抽砂所造成之抽砂坑對砂源補充可能產生之影響。亦即說，如果於計算上考慮抽砂坑之影響，則計算結果之砂源補充量應於大於目前之計算結果土方變化量。基於此一理由，M517與M519是較合理之計算結果，其中M517之懸移質代表粒徑爲0.03mm，懸移質起始厚度爲40cm，M519之懸移質代表粒徑爲0.025mm，懸移質起始厚度爲30cm。亦即說，考慮較粗粒徑配合較大懸移質起始厚度，或者考慮較細粒徑配合較小之懸移質起始厚度均可以得到不錯之計算結果。然而，M517與M519仍然以M517之土方變化量較接近實測值，因此於輸砂係數之檢測結果，各係數之最佳值組合爲：底床平均孔隙率0.35，底床質輸砂率係數17，底床質中值粒徑0.4mm，懸移質代表粒徑0.03mm，懸

移質起始厚度40cm。

6河口地形變化數值模擬結果

利用本文所建立之河口地形變化模式，並利用民國83年6月~10月中興工程顧問公司於雲林縣海域之地形水深量測數據，台灣省水利局於民國82年之濁水溪河道斷面測量數據以及台塑六輕廠提供民國84年4月河口抽砂區附近之地形水深量測數據，組織本文地形數值計算之起始地形水深，其河口部份之等高線如圖5所示，圖5中於座標(9000,18000)位置之四邊形區域是台塑六輕廠區於濁水溪河口之抽砂區域。由圖5之河口地形圖可以了解魚塭區域之高程大於5m，而濁水溪河口之平常高潮位大約爲+2m，朔望大潮高潮位約爲+3m，因此濁水溪屬於不感潮河段，潮位大約止於河口位置。圖5中之地形等高線亦可約略看出濁水溪河口主槽大約沿著Y軸向右傾斜15°~25°。

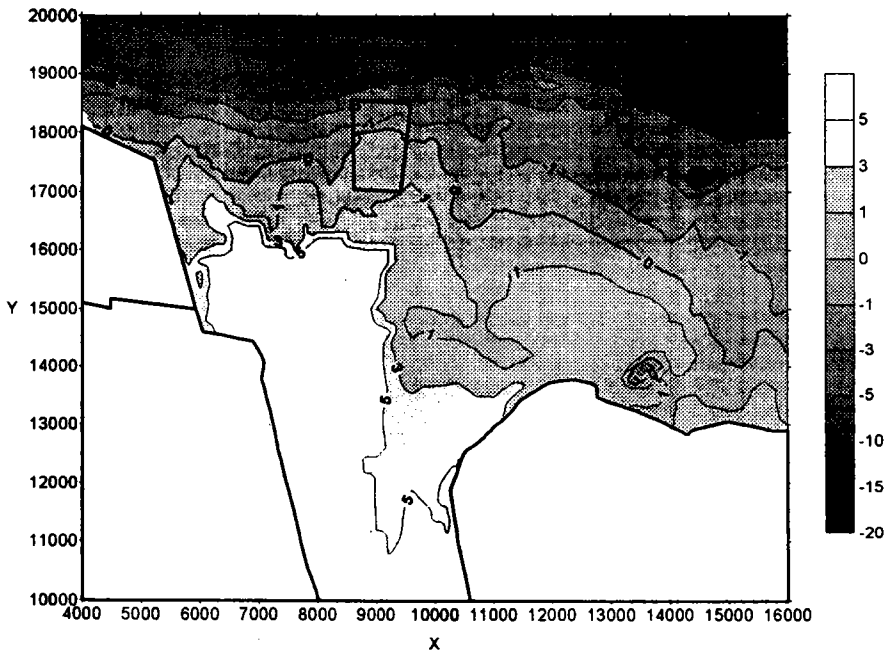


圖5　濁水溪河口地形變化計算之起始地形等高線(單位：公尺)

地形變化計算採用計算方案M517之最佳參數組合，即底床平均孔隙率0.35，推移質輸砂係數17，底床質中值粒徑0.4mm，懸移質代表粒徑0.03mm，懸移質起始淤積厚度40cm。採用圖4之洪水入流量，於洪水作用7天後得圖6之最終地形等高線。圖6顯示河口沿主槽方向之地形等高線變化最劇烈，圖7係圖5與圖6之高程變化量，由圖7可以了解主要侵蝕區在河道主槽位置，侵蝕深度以20~50cm範圍最大，局部區域可達50cm以上之侵蝕深度但面積不大。圖7中亦可看出主槽兩側呈現淤積現象，淤積範圍最前緣則停止於-15m水深線，而-3m至-15m等深線之間爲主要淤積區，其平均淤積厚度超過50cm。除此之外，河道內於5m等高線位置亦有較大之淤積厚度，但範圍較小約局限於河道中央。

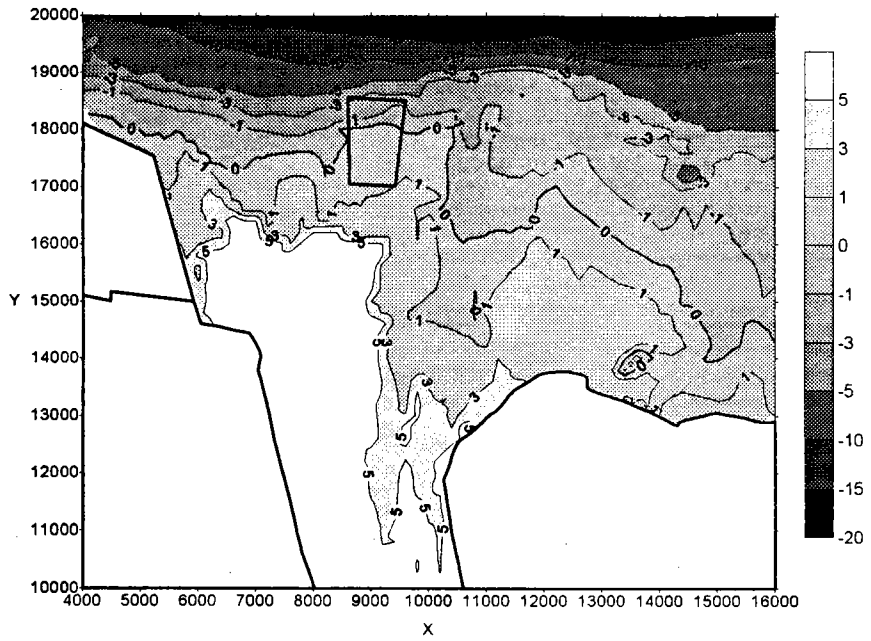


圖6　濁水溪河口地形變化計算之最終地形等高線(單位：公尺)

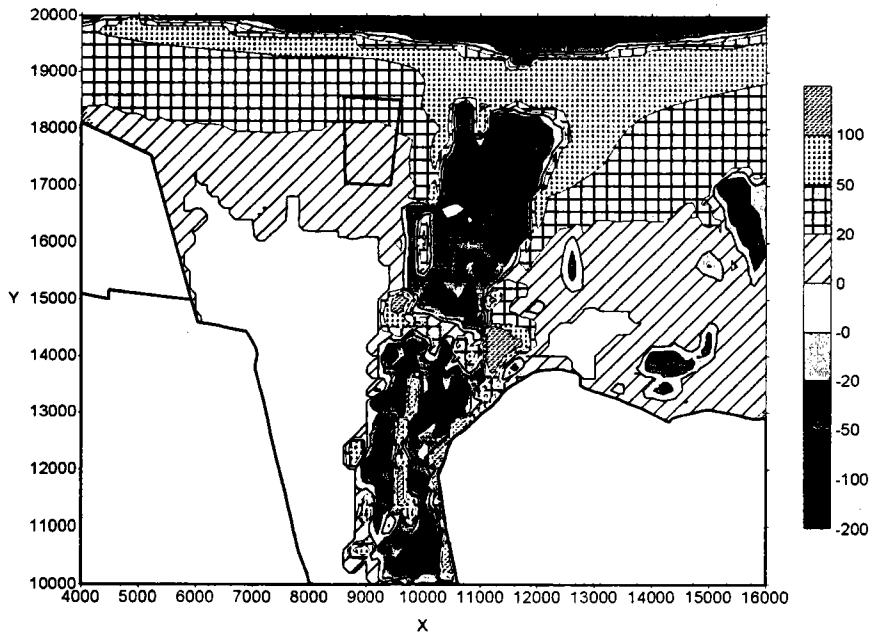


圖7　濁水溪河口地形變化計算之底床高程變化量(單位：公分)

爲了解懸移質輸砂量對河口地形變化之影響程度，將計算終了之懸移質淤積厚度

分布繪出如圖8所示。圖8中可看到河道主槽位置之懸移質淤積厚度大部份低至10cm以下，而-3m至-15m等高線之間區域之懸移質淤積厚度則超過80cm，此意謂該區域之淤積量大部份是懸移質於此區域內沉降而獲得，而河道主槽兩側之淤積亦同屬於懸移質沉降淤積。

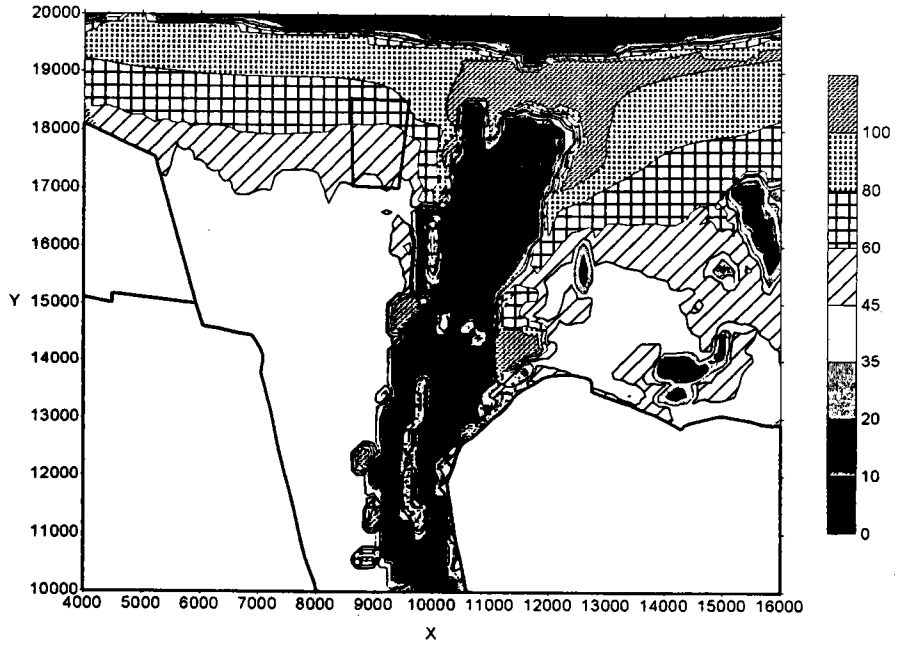


圖8　濁水溪河口地形變化計算之最終底床懸移質淤積厚度分布(單位：公分)

7結論

本文利用民國84年6月8日至6月15日之洪水模擬濁水溪河口之地形變化，由於濁水溪下游河道內並無水位流速實測值可供模式率定用，因此本文利用台南水工所於麥寮海域之海潮流實測值率定水理模式。另一方面，本文利用台塑六輕廠區於民國84年4月與民國84年7月期間兩次河口局部區域之地形水深量測結果率定輸砂模式。河口地形變化計算結果有兩點與實際地形變化相當吻合：第一，濁水溪下游河段西濱大橋東側呈現淤積狀況，西濱大橋至河口斷面以及自強大橋西側則均呈現侵蝕現象。其次，河口抽砂區範圍位於淤積區域內，並且該場洪水作用後之淤積量達118萬立方公尺，此數量與兩次地形量測結果及抽砂量記錄相當接近。

由地形變化計算結果得到幾點結論：第一，河道主槽高於-3m區域呈現侵蝕；第二，河口區域除河道主槽外，大部份均是淤積地形，而最大淤積區域在-3m至-15m等高線之間；第三，河口淤積區域之淤積量大部份是藉著懸移質沉降後淤積形。

雖然本文輸砂模式可利用台塑抽砂區之地形量測數據率定模式，但是由地形變化計算結果得知河道主槽之變化量更爲劇烈，而實際之變化情形由於缺乏照片或數據，因此無法比對。濁水溪爲本省中部主要河川砂源，而彰濱工業區及雲林縣離島式基礎

工業區，一在濁水溪之北，一在濁水溪之南。將來工業區海岸線之漂砂及地形變化與濁水溪河口輸砂有相當程度之關聯，因此濁水溪每年輸入海域之砂量及分布位置必須加以觀察才能掌握及了解海岸地形變化之趨勢。

參考文獻

1.陳哲維(1993)，"平面二維水庫沖淤模式之研究"，國立成功大學水利及海洋工程研究所碩士論文， PP.105 。

2.黃煌煇(1992)，"雲林縣離島式基礎工業區整體開發規劃調查分析"，國立成功大學台南水工試驗所，研究試驗報告第 136 號。

3.黃煌煇(1993)，"雲林縣離島式基礎工業區整體開發規劃調查分析"，國立成功大學台南水工試驗所，研究試驗報告第 151 號。

4.黃煌煇(1994)，"雲林縣離島式基礎工業區整體開發規劃調查分析"，國立成功大學台南水工試驗所，研究試驗報告第 155 號。

5.岩垣雄一(1956)，"限界掃流力の流體力學研究"，土木學會論文集，第 41 號。

6.板倉忠興(1984)，"河川における亂流擴散現象に關する研究"，土木試驗報告，第 83 號。

7.Ashida, K. and M. Michiue, (1972)， "Study On Hydraulic and Bedload Transport Rate in Alluvial Streams", Proc. of the Japan Society Civil Engineering, No. 206, PP.59-69 。

8.Kowalik, Z. and T. S. Murty (1993), "Numerical Modeling of Ocean Dynamics", Advanced Series on Ocean Engineering-Volumn 5, World Scientific Publishing Co., PP.481 。

9.Rubey, W. W. (1933), "Settling Velocitices of Gravel, Sand and Silt Particles", Amer. J. Sci., Vel.25, PP.325-338 。

四、污染擴散數值模式

污染物海洋拋置之數值模式及應用

周憲德[1]

摘　要

本文以數值模式模擬固體廢棄物於海面拋置後之沉降及淤積現象。固體廢棄物投入海域後，其混合與傳輸過程依模擬時間之長短，可區分為短期階段(short-term fate)及長期階段(long-term fate)。前者指單次海拋所形成廢質雲團(waste cloud)之沉降過程；而後者為多次海拋後，底床沈積厚度及範圍之模擬。 本文針對爐石及汙泥之海拋作業進行探討，並分別就台中、高雄、花東三個拋置海域進行模擬。根據模擬結果，短期階段時，拋置海域之水深為雲團沉降過程之重要影響因素；而密度層變對爐石及汙泥廢質拋置之影響並不顯著，只有夏季時於花東拋置區之汙泥拋置到達水力平衡位置。長期階段時，廢質雲團於底床之沈積厚度及範圍與海流分佈密切相關，因海拋區域之海流均成南北走勢，故底床沈積厚度出現兩個明顯尖峰值。

1 前言

有鑒於台灣四面環海，將低污染性之廢棄物，如工業廢料、廢液、爐石、飛灰或港灣浚泥等，以海洋拋置方式投入適當海域，是陸地掩埋之可行替代方案。 而為避免海拋作業對海域之生態環境及流況產生負面衝擊，吾人必須深入了解廢棄物於海拋後之沈積過程，才能評估海拋場址之容量及使用期限。

固體或液體廢棄物於海面定點拋置後，因其比重大於海水而下沈，沈降之過程引致海水捲增，而形成一廢質雲團(waste cloud)，其機制與氣象學所研究之浮昇暖流(buoyant thermals)相似。Morton et al.(1956)探討密度層變場中暖流之浮昇現象。Koh 和 Fan (1968) 進一步以暖流模式預測深海核子試爆後輻射流之分佈，並分析其在密度層變水域中達到浮昇平衡深度時之動力崩解現象。Koh 和 Chang (1973) 發展了廢棄物之海洋拋置操作模式。Brandsma 和 Divoky (1976) 延伸 Koh 和 Chang (1973) 模式之理論基礎，以模擬廢質

[1]國立中央大學土木工程學研究所副教授

雲團於動力崩解或接觸海床後之擴散現象。 Leung 和 Wu(1982)將波浪和潮流影響的機制加入Brandsma和 Divoky 的擴散模式。 Johnson(1990)之短期傳輸模式(short-term fate model)乃以 Brandsma等人的研究爲基礎，在個人電腦DOS介面下，建立了交談式操作模式之數值模擬。 Moritz 和 Randall (1995) 則以 Johnson(1990) 之短期傳輸模式之輸出結果，配合 Thevenot et al. (1993) 之長期傳輸模式(long-term fate model ， 簡稱爲 LTFATE)，模擬整個拋置之短期階段(short-term)物理現象，及長期廢質雲團之傳輸。 黃榮鑑等人(1989)曾利用 Koh 和 Chang (1973)之模式模擬中鋼公司爐石海拋後之擴散現象，然並未探討爐石於底床之長期淤積分佈。本研究以 Koh 和 Chang (1973)、及Johnson(1990) 之短期傳輸模式，加入長期之海流分佈以建立廢質雲團之長期傳輸模式，並就高雄海域之爐石海拋及台中、花東海域之淤泥海拋過程進行模擬。

2理論分析

2-1 短期階段理論分析

根據 Koh和 Chang(1973)之模式，廢質雲團之沈降過程可分爲位變沈降(convective descent)、動力崩解(dynamic collapse)、撞擊海底(bottom encounter)及長期擴散(long-term passive diffusion)等四部份，如圖1所示。各階段之界定及機制說明如下：

2.1.1 位變沈降階段

廢棄物以船舶運至海域定點排放後形成廢質雲團。雲團向下沉降之過程中，因其初始動量及其與週遭海水密度之差異，引致海水捲增，並而在雲團內部產生紊流渦度(turbulent eddies)及在雲團表面產生阻力。此階段廢質雲團之平均半徑及速度分別定義爲$b(t)$和$\bar{U}(t)$，t爲時間，$\rho(t)$爲廢質雲團之平均密度，$\rho_a(y)$爲周圍水域之密度。$\bar{U}_a(y)$爲周圍洋流之平均流速，並假設其爲水平且只爲垂直座標y之函數，且雲團之形狀均保持半球形。廢質雲團之控制方程式表示如下(Koh 和 Chang, 1973)：

(一)質量守恆方程式

$$\frac{dV}{dt} = E\rho_a - \sum_i \sum_j S_{ij}\rho_{si} \tag{1}$$

(二)動量守恆方程式

$$\frac{d\bar{M}}{dt} = \vec{Fj} - \bar{D} + E\rho_a\bar{U}_a - \sum_i \sum_j S_{ij}\rho_{si}\bar{U} \tag{2}$$

(三)浮力守恆方程式

$$\frac{dB}{dt} = E\Delta_f - \sum_i \sum_j S_{ij}\Delta_{si} \tag{3}$$

(四)渦度守恆方程式

$$\frac{dK}{dt} = -A\varepsilon \tag{4}$$

(五)固體顆粒守恆方程式

$$\frac{d}{dt}P_{ij} = -S_{ij} \tag{5}$$

其中

浮昇元素雲團內總質量 $V = \frac{2}{3}\rho\pi b^3$ (6)

捲增量 $E = 2\pi b^2 \alpha |\vec{U} - \vec{U}_a|$ (7)

沈降固體量 $S_{ij} = \pi b^2 |w_{sij}| c_{sij}(1-\beta_{ij})$ (8)

動量 $\vec{M} = c_M \rho \frac{2}{3}\pi b^3 \vec{U}$ (9)

浮力 $F = \frac{2}{3}\pi b^3 g(\rho - \rho_a)$ (10)

浮昇 $B = \frac{2}{3}\pi b^3 [\rho_a(0) - \rho]$ (11)

渦度消散項 $A = cb^2 g \frac{1}{\rho_a(0)}$ (12)

周圍密度梯度 $\varepsilon = \frac{d\rho_a}{dy}$ (13)

海水表面與雲團形心位置之密度差 $\Delta_f = \rho_a(0) - \rho_a$ (14)

海水表面與固體顆粒之密度差 $\Delta_{si} = \rho_a(0) - \rho_{si}$ (15)

雲團內之固體體積 $P_{ij} = \frac{2}{3}\pi b^3 c_{sij}$ (16)

於上述方程式中β_{ij}爲沈降係數，其值介於0與1之間。當垂直向速度 v = 0，則固體顆粒將由雲團中釋出，$\beta_{ij} = 0$；而當垂直向速度大於固體顆粒之沈降速度，即$v > W_{sij}$，固體顆粒將不釋出，$\beta_{ij} = 1$。$\vec{j}$爲垂直方向單位向量。c_D爲阻力係數，爲雷諾數之函數，且視b和$|\vec{U} - \vec{U}_a|$而定，本研究取$c_D = 0.5$。c_m爲附加質量係數，其值介於1與1.5之間。$\rho_a(0)$爲海水自由表面之密度，c爲渦度消散常數，K爲渦度。α爲捲增係數，其值視廢質雲團之性質、周圍流體性質和雲團內外之紊流結構而定。Koh(1973)利用 Turner(1963)之結果加以修正爲

$$\alpha = \alpha_0 \left[\tanh\left(\frac{B}{2\pi g c_1 K^2 \alpha_0}\right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (17)$$

α_0爲紊流暖流之一定值，$c_1 = 0.16$。

2.1.2 動力崩解階段

在密度層變的水域中，廢質雲團之往下運動受到浮力抑制，當雲團沈降至其密度與同一深度之水體相同時，雲團產生崩解而改以水平方向之傳遞擴散爲主。此時雲團內渦度之效應在密度層變下，已可忽略不計。然而在浮降平衡位置，雲團的運動及變形受動量 及水域之密度層變所控制。動量將造成雲團超越平衡位置往海底沈降，同時由於捲增效應，使雲團密度減小，浮力將迫使雲團浮昇，因而造成雲團垂直方向震盪，直到水力平衡爲止。此階段假設雲團截面積爲橢圓形，水平長軸爲 b、垂直短軸爲 a，且a、b均爲時間之函數。則此階段雲團之形狀可表示成

$$\frac{y'^2}{a^2} + \frac{r'^2}{b^2} = 1 \quad (18)$$

控制方程式除忽略渦度變化外，仍如前節所示，惟動力崩解之捲增不同於位變沈降之捲增量，表示如下(Koh 和 Chang, 1973)：

$$E = 2\pi\left[b^2 + \frac{a^2 b}{\sqrt{b^2 - a^2}}\log\left(\frac{\sqrt{b^2 - a^2} + a}{a}\right)\right]\left[\alpha\left|\vec{U} - \vec{U}_a\right| + \alpha_c \frac{db}{dt}\right] \tag{19}$$

2.1.3 撞擊海底

當海域之密度層變十分緩和時，雲團並未在水體中崩解，而因重力的作用直接撞擊海底。此一過程與動力崩解類似，雲團之垂直斷面假設爲半橢圓形。撞擊海底後，雲團朝水平方向擴散，故須考慮底床所衍生出的反作用力及摩擦阻力。

2.1.4 長期擴散階段

當潮流及紊流之擴散能力大於廢質雲團之慣性力時，可將廢質雲團之行爲界定爲長期擴散階段。此一階段之重點在於探討水體中及底床上之濃度擴散現象。廢質雲團之質量控制方程式爲

$$\frac{\partial C}{\partial t} + u_a\frac{\partial C}{\partial x} + w_a\frac{\partial C}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x}\left(K_x\frac{\partial C}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(K_y\frac{\partial C}{\partial y}\right) + \frac{\partial}{\partial z}\left(K_z\frac{\partial C}{\partial z}\right) - \frac{\partial}{\partial y}(w_s C) \tag{20}$$

邊界條件式爲

$$y = 0 \qquad w_s C - K_y\frac{\partial C}{\partial y} = 0 \tag{21}$$

$$y = H \qquad (1-\alpha_1)w_s C - K_y\frac{\partial C}{\partial y} - \gamma_1 W = 0 \tag{22}$$

其中

$$\frac{\partial W}{\partial t} - \alpha_1 W_s C + \gamma_1 W = 0 \tag{23}$$

x , z : 爲水平方向座標　　y :爲垂直方向座標

u_a, w_a : x,z 方向之流速　　w_s :廢質沈降速度

K_x, K_y, K_z: x,y,z 方向上之擴散係數　　C :廢質濃度

w : 沈積底床表面單位面積之廢質儲存量　　α_1 :底床吸附係數

γ_1 : 底床捲增係數

吸附係數α_1 與捲增係數γ_1 及沈降係數 w_s皆大於等於零。

2-2 長期階段理論分析

廢質雲團當其動力崩解之擴散速率小於紊流擴散(turbulent diffusion)率時，則爲短期階段之結束，進入長期階段之領域。濃度分佈特性,C(x,y,z)由高斯分佈描述如下(Csnandy, 1973)：

$$C(x,y,z) = \frac{m}{(2\pi)^{3/2}\sigma_x\sigma_y\sigma_z}\exp\left\{-\frac{1}{2}\left[\frac{(x-x_0)^2}{\sigma_x^2} + \frac{(y-y_0)^2}{\sigma_y^2} + \frac{(z-z_0)^2}{\sigma_z^2}\right]\right\} \tag{24}$$

其中

m = 雲團總質量　　$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ = 標準偏差

x, y, z = 空間座標系統　　x_0, y_0, z_0 = 雲團形心座標

雲團在水平方向對流傳輸(advection transport)之位置變量，可以差分表示成

$$x_{o_{new}} = x_{0_{old}} + u \cdot \Delta t \tag{25}$$

$$z_{o_{new}} = z_{0_{old}} + w \cdot \Delta t \tag{26}$$

u, w =局部週遭流速　　Δt =時間間距(time step)

除了水平方向對流傳輸以外，雲團還包含紊流擴散之水平及垂直向擴展，其水平擴散係數根據 Kolmogorov之相似性假設(Batchelor,1950)，表示如下

$$K_{x,z_{new}} = A_L L^{4/3} \tag{27}$$

式中 A_L 爲延散係數(dispersion coefficient)，L爲擴散雲團之尺度，Koh(*1971*)取 $A_L = 0.00015 ft^{2/3} / \sec$。所以雲團水平向之擴展可表示成

$$\sigma_{x,z_{new}} = \sigma_{x,z_{old}} \left(1 + 4^{4/3} \frac{2}{3} \frac{A_L \Delta t}{\sigma^{2/3}_{x,z_{old}}} \right)^{3/2} \tag{28}$$

垂直向之擴展由於受到穩定密度層變和自由水面邊界之壓抑，一般垂直向擴散係數通常比水平向擴散係數小好幾個尺度，表示爲

$$\sigma_y = (2K_y t)^{1/2} \tag{29}$$

則

$$\frac{d\sigma_y}{dt} = K_y (2K_y t)^{-1/2} \tag{30}$$

因此(29)式整理爲

$$\sigma_{y_{new}} = \sigma_{y_{old}} + \frac{K_y}{\sigma_{y_{old}}} \Delta t \tag{31}$$

故每種顆粒雲團在不同水深的水平格點上之濃度表示爲

$$C_T = (2\pi)^{-3/2} \sum_{i=1}^{n} \frac{m_i}{\sigma_{x_i} \sigma_{y_i} \sigma_{z_i}} \exp\left\{ -\frac{1}{2} \left[\frac{(x - x_{0_i})^2}{\sigma^2_{x_i}} + \frac{(y - y_{0_i})^2}{\sigma^2_{y_i}} + \frac{(z - z_{0_i})^2}{\sigma^2_{z_i}} \right] \right\} \tag{32}$$

在底床之沈積，可由各種顆粒雲團在底床深度濃度分佈之疊加，再轉換成沈積厚度。

3數值分析

3-1 數值模式

海洋拋置依據 Koh 和Chang(*1973*)之位變沈降、動力崩解、及撞擊海底之流況發展所導出之控制方程式，經展開化解後，可得一組擬線性常微分方程組，屬於初始值問題之常微分方程組，並採用穩定性良好之四階朗其-庫塔法(Runge-Kutta method)以求解。長期擴散之濃度變化由(20)至(23)式，利用動差法(method of moments)求解，整理可得一雙曲線型偏微分方程式，採用鬆弛因子爲 0.5之可藍克-尼克森法(Crank-Nicolson method)求解。

長期階段混合與傳輸之模擬，乃以統計的方法預測雲團經潮流混合傳輸之空間分佈機率。在此階段，雲團在水域中之傳輸驅動力主要來自於海域之潮流及紊流擴散。模式採用圓柱座標系統，並假設所有拋置均落在一定點(圓心)上，將圓周分成八部份，每部分爲45°。研究以此中心點向外擴展之軌跡(footprint)，根據潮流之實測資料結果，利用統計方法求得機率密度函數，根據此一密度函數，進而可分析廢質雲團在時間及空間之傳輸機率，由短期階段之雲團軌跡配合實際所測得之洋流資料，可模擬海拋區域內由圓心向外呈輻射狀之運動軌跡，再轉換成沈積厚度。並可根據拋置材料堆積時之最大臨界坡度(critical slope)，重新分配沈積厚度。

3.2 海拋物質之特性及數量

本文針對中鋼之爐石及台中港、花蓮港之浚渫淤泥等海拋廢質，進行數值模擬。表一所示爲中鋼爐石之物理特性。表二所示爲一般港灣浚渫淤泥之組成。表三則爲目前台灣海域爐石及港池浚渫淤泥之日、年拋置量。本文長期階段之拋置量即由表三之值決定； 短期階段模擬所需之單次海拋之數量，應依海拋船之容量而定，本文採以一般海拋船 2293m^3(3000yd^3)之容量爲輸入資料。

3.3 台灣海域資料

根據海域生態及自然資源之特性，可將台灣附近海域水體分成A~H八個區域如圖2所示(行政院環境保護署，1990)。本研究之海拋場址，依生態及經濟考量，初步選擇B(台中海域)、D(高雄海域)、F(花東海域)等三區，其背景資料收集如下：

(1)、洋流：圖2及圖3所示爲Stommel 和 Yoshida (*1972*)對台灣附近海域夏季及冬季黑潮洋流大小及方向分析。黑潮長年流經台灣東部，流速約爲50 cm/sec~150 cm/sec左右，根據 Chuang(*1986*)在台灣海峽量測海流之結果發現，台灣海峽亦有一流速大約27 cm/sec之穩定海流往北流經。 而長期階段底床沈積之傳輸，主要之動力來自海域潮流之作用，故海流資料之蒐集頗爲重要，然而目前台灣附近海域現有之實測海流資料極爲缺乏。本研究

模擬之B、 D、F三區之海流資料，爲省府交通處港灣技術研究所在台中、興達、花蓮三個測站所做之實測資料，此三區海流資料分析之結果，如表四所示。

(2)、水深：B、D、及F三區，其水深分別爲50公尺、200公尺及1000公尺。

(3)、水溫與鹽度：根據 Chu(1971)之研究結果，台灣周圍海域年溫度變化不大，夏季黑潮帶來之溫暖的亞熱帶暖流海水，使得台灣西南及東岸沿海水溫經年在攝氏20度以上，冬季大陸寒冷海水南下，可使水溫低至攝氏12、13度。

(4)、海水密度：參考所收集之海域背景資料(台大海研所，1989 ；廖等人，1992)，分別選取其夏季及冬季具有代表性之海水密度垂直分佈來進行模擬， B、D、F三區之密度層變情形如圖4所示。

4結果與討論

4.1 短期階段部分

根據拋置區域之數值模擬結果，茲將主要影響因素論述如下：

4.1.1 海域水深

在定點拋置作業中，拋置海域之水深是雲團沈降過程撞擊海底或到達浮降平衡之主要參數。在模擬之案例中，B區(台中海域)、D區(高雄海域)分別在拋置後20秒、180秒左右即撞擊海底(見圖5、圖6)。 F區(花東海域)冬季拋置時於拋置後1700秒左右撞擊海底；然而F區夏季拋置時到達水力平衡位置(如圖7所示)， 雲團在位變沈降階段，水平軸半徑爲初始雲團半徑之20倍，當動力崩解完成時已達200倍之大，雲團形心速度驟減，最終到達浮降平衡位置。而雲團沈降速度將直接影響固體顆粒釋出能力，當雲團初始速度大於顆粒之沈降速度時，顆粒將不會由雲團中釋出，隨雲團直接撞擊海底，而在底床上沈積。故其停留於水體中之時間較短，但在底床沈積之範圍較小，沈積厚度較大。

4.1.2 密度層變

如圖4所示，夏季海域之密度分層現象較爲明顯，冬季除了F區有分層現象以外，其他兩區之密度均爲1.024 g/cm^3 ，且冬季海水之密度均較夏季海水爲高。由圖5及圖6可知，B區及D區之密度層變對於廢質之沈降過程影響並不顯著，因爐石及淤泥的整體密度(*bulk density*)分別爲1.13 g/cm^3及1.51 g/cm^3。 但F區夏季之拋置案例，夏季海域密度層變梯度大於冬季，雲團在水深約565公尺處達到浮降平衡，如圖7 所示。

4.1.3 拋置廢質

爐石經由海洋拋置以後，大部分之固體(約95 %)在極短的時間內已沈降至海底，如圖6所示，其餘 5 %則與海水混和形成一沈降性雲團，繼續向下沈降。當此流團到達與其密度相當之水深時，其垂直方向之運動受抑制而減小，而改以水平向之擴散傳輸爲主。在拋置後3600秒時，水體中之懸浮量已經低於1 %，且因其雲團沈降速度快，受海流影響較小，故沈積範圍較小 。故爐石海拋後，在 水體中之固體濃度很低，大部分都在短時間內沈降至海底，對海域水體影響機率較低，影響區域僅局限於拋置點周圍之底棲環境。
港池浚渫淤泥於海面拋置後，水體中懸浮量視拋置區水深而定。B區淤泥在拋置後800秒，水體中懸浮量約爲35 %，至拋置後3600秒，水體中仍存在約10 %懸浮量。而F區冬季之拋置案例在拋置後2小時，水體中懸浮量約爲 90 %，拋置後3小時，水體中仍高達87 %懸浮量，固體顆粒易受海流作用而使得沈積範圍擴大，範圍達2~3公里；而夏季時F區在拋置後3小時，仍約有100 %之懸浮量在水體中。

4.2長期階段部分

經過短期階段以後，拋置廢質已失去本身之動量，故其長期階段之擴散傳輸主要決定於洋流與紊流之強度。本文針對廢質在爲期1年之多次拋置作業下，將底床沈積與分佈之結果做一歸納。

4.2.1 B區拋置結果

B區(台中海域)之海流方向，主要分佈在90 ° ~ 135 ° 與315 ° ~ 360 ° 兩個方向，年平均之海流速度分別爲 37.8 cm/sec及 33.7 cm/sec，發生機率佔總觀測數之 30 % 與 29 %。次要之海流分佈在0 ° ~ 45 ° 與135 ° ~ 180 ° 兩方向，年平均之海流速度爲 15.3 cm/sec 及 43.7 cm/sec，發生機率佔總觀測數之 11 %與 10 %。受此海流作用下，底床沈積之廢質將往北北西與東東南兩方向運動。若底床沈積之臨界坡度採爲 0.03333，最高之沈積高度約爲40 公分，沈積厚度至少 10 公分之範圍約爲 500 × 500 平方公尺，如圖8所示。

4.2.2 D區拋置結果

D區(高雄海域)之主要海流分佈在0 ° ~ 45 ° 與 180 ° ~ 225 ° 兩個方向，年平均之海流速度分別爲 20.3 cm/sec及 31.1 cm/sec，發生機率佔總觀測數之 33 %與 39 %。其他方向之海流分佈則在 10 %以下。 故底床爐石沈積之主要往北北東與南南西兩方向運動， 由圖9所示。若底床沈積之臨界坡度爲 0.05555，則底床上之最大沈積高度約爲 6公尺，沈積厚度至少 50 公分之範圍約爲 1000 × 800 平方公尺。 長期在一固定海域進行爐石之海洋拋置，會於底床累積相當厚度之爐石層，因而造成局部地形、地質的改變。一般而言，深度較深之海域所具有之底棲生物數量較少，分佈稀落，且又少具經濟價值，因而拋置爐石以深海爲佳。

4.2.3 F區拋置結果

F區(花東海域)之水深達 1000公尺，海流主要分佈於315 ° ~ 360 °，年平均之海流速度分別爲 23.4 cm/sec，發生機率佔總觀測數之53 %。由於水深較深，且淤泥雲團中含黏土與沈泥之細微顆粒成分，所以沈積過程受海流影響較大。底床淤泥之沈積較不規則，如圖10所示，底床之堆積亦出現明顯雙峰現象。若底床沈積之臨界坡度爲0.03333，則最大沈積厚度約爲 50公分，沈積厚度大於10 公分之範圍約爲 900x 500平方公尺。

5結　論

本文探討之爐石與港池浚渫淤泥，屬於低污染性之材料，其拋置後對海域之衝擊影響應爲有限。但需避免在短期間內之大量集中拋置而影響到底棲生物，並儘量減少拋置過程中水體濁度之產生。本研究之模擬結果可歸納成五點結論，論述如下：

1. 海拋物質拋置後在環境水域中之分佈有兩種可能之方式：(1)集中形態，拋置後能有效地停留在某一特定區域中(如爐石)；(2)分散形態，拋置後充分擴散或懸浮於水體中(如廢液)。海拋場地之選擇應先評估拋置海域之水深、密度剖面及洋流對整個拋置過程之影響。

2. 海域之密度層變梯度大小及雲團與週遭海域之密度差異，爲影響捲增量之重要因素。夏季與冬季進行拋置作業，海域中密度層變對爐石廢質之拋置影響並不顯著，然而對淤泥海拋在水深爲1000公尺之F區時影響較大。

3. 爐石因各別顆粒沈降速度較快，顆粒比重較高，故沈積範圍較爲集中。　淤泥拋置後懸浮於水體中之濃度偏高，主要原因爲含有沈降速度較小之黏土及沈泥成分。浚渫淤泥與爐石不同之處在於淤泥爲自然沈積物，與拋置區海底之組成份大致相同，但其表面可能有重金屬或有機物之吸附，且易受海流之作用而再懸浮於水體中，可在拋置前先經過處理或拋置後填以保護覆蓋層。

4. 固體廢棄物經海拋後，在底床上之長期沈積分佈，主要受經年之海流影響。本文探討之三個海拋區域，即B區(台中海域)、D區(高雄海域)及F區(花東海域)，區域之海流均成南北走勢，故底床沈積厚度出現兩個明顯尖峰值。

5. 經年長期海拋作業下，底床沈積厚度增加可能改變局部海域流況。 當海拋場址水深變淺時，波浪之效應須加以考慮。

誌　謝

本研究承蒙國科會經費補助(NSC84-2611-E008-002,NSC85-2611-E008-002)，

謹此致謝。

參考文獻

1.黃榮鑑、林銘崇、楊文昌(1989),中鋼公司爐石海拋之擴散研究,國立台灣大學造船工程研究所研究報告。

2.環海工程顧問有限公司 (1990)， 海洋投棄物可行地點及管理規劃，行政院環境保護署委託計畫報告，EPA-79-003-38-207.

3.台大海洋研究所(1989)，台灣四周海域水質資料背景調查期中報告， 行政院環境保護署委託計畫報告，EPA-79-003-03-013.

4.廖德明、許勝田、李祖良 (1992)，「發酵廢液海洋棄置之擴散分析」， 第六屆水利工程研討會論文集， pp. 975-985.

5.周憲德、藍家駿 (1994)， 「 廢液排入船尾跡流後之稀釋效應」，第16屆海洋工程研討會論文集，pp. B177-193.

6.Batchelor, G.K. (1950), " The Application of the Similarity Theory of Turbulence to Atmospheric Diffusion," *Quarterly J. of Roy. Meteorol. Soc.*, Vol.76, pp. 133-146.

7.Brandsma, M. G. and D. J. Divoky, "Development of Model for Prediction of Short-Term Fate of Dredged Material Discharged in the Marine Environment," U. S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station Report D-76-5.

8.Chuang, W. S. (1986), " A Note on the Driving Mechanisms of Current in the Taiwan Strait, " *Journal of the Oceangraphical Socienty of Japan*, Vol. 42, pp.355-361.

9.Csanady, G.T. (1973). *Turbulent Diffusion in the Environment,* D. Reidel Publish Co.,Boston, USA, 248p.

10.Johnson, B. H. (1990) , " User's Guide to Model of Dredged Material Disposal in Open Waters," U. S. Corps of Engineers, Waterways Experiment Station Technical Report, D-90-5.

11.Koh, R. C. Y. and Fan, L. N. (1969), "Further Studies on the Prediction of the Radioactive Debris Distribution Subsequent to a Deep Underwater Nuclear Explosion " , Tetra Tech Inc. Tech. Rept , TC-154.

12.Koh, R. C. Y. (1971), " Ocean Sludge Disposal by Barge, " *Water Resources Research*, Vol. 7, pp. 1647-1651.

13.Koh, R. C. Y. & Y. C. Chang (1973), " Mathematical Model for Barged Ocean Disposal of Wastes, " Environmental Protection Agency , EPA-660-2-73-029.

14.Leung, T. C. T. and F. H. Y. Wu (1982), "Short-Term Fate and Resuspension of Dredged Material Discharged in the Marine Environment," Report of Tetra Techa, Inc., Pasadena, California.

15.Moritz, H, R. and Randall, R. E. (1995) , " Simulating Dredged-Material Placement at Open-Water Disposal Sites, " *J. of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, ASCE, Vol. 121, No.1, pp. 36-48.

16.Morton, B. R., Taylor, G. I. and Turner, J. S. (1956)," Turbulent gravitational Convection form Maintained and Instantaneous Sources, " *Proc. Roy. Soc.* A, Vol. 234, pp. 1-23.

17.Stommel H. and K. Yoshida. (1972), *Kuroshio, its Physical Aspects*, University of Tokyo Press, pp. 165-216.

18.Tetra Tech Inc. (1990), "Initial Sedimentation and Dispersion Analysis: LA-5 Ocean Disposal Site," Final Report for U.S. Environmental Protection Agency.

19.Turner, J. S. (1963) , " The Motion of Buoyant Elements in Turbulent Surroundings, " *Journal of Fluid Mechanics*, Vol. 16, pp. 1-16.

20.Thevenot, M.M., J.R. Tallent, and N.W.Scheffner (1993), "LTFATE-Report 2 :User's Mannual," Dredging Res. Program Rep. DRP-93-xx, Coastal Engineering Research Center, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.

表一 中鋼爐石之物理特性

顆粒種類	粒徑(mm)	密度g/cm^3	體積濃度	沈降速度cm/sec
1	<0.004	2.9	2.7×10^{-2}	0.70
2	0.063-0.004	2.9	6.8×10^{-3}	0.92
3	0.063-0.12	2.9	1.7×10^{-3}	0.98
4	0.12-1	2.9	7.0×10^{-3}	1.20
5	1-2	2.9	9.0×10^{-3}	1.70
6	>2	2.9	4.7×10^{-3}	2.20

(*取自行政院環保署，1990*)

表二 港灣淤泥之物理特性

顆粒種類	密度g/cm^3	體積濃度	沈降速度cm/sec
黏土	2.60	0.0326	0.0004
沈泥	2.60	0.2334	0.0007
細砂	2.60	0.0388	0.0311
中砂	2.60	0.0072	0.0972

(*取自 Tetra Tech Inc., 1990*)

表三 台灣地區爐石及港灣淤泥拋置情況

項目		拋棄量(公噸)		投棄方式
		日	年	
爐石		5500	200萬	重力投棄
浚泥	花蓮港	3800	99萬	重力投棄
	台中港	2600	15萬	重力投棄
	高雄港	--------	150萬	重力投棄

(*取自行政院環保署，1990*)

表四 台中，興達、花蓮測站之海流實測資料

角 度	台中測站		興達測站		花蓮測站	
	平均流速 (cm/sec)	所佔百分比 (%)	平均流速 (cm/sec)	所佔百分比 (%)	平均流速 (cm/sec)	所佔百分比 (%)
$0^0 \sim 45^0$	15.3	11	20.3	33	7.3	4
$45^0 \sim 90^0$	16.0	9	20.8	6	7.4	2
$90^0 \sim 135^0$	37.8	30	20.0	2	14.8	12
$135^0 \sim 180^0$	43.4	10	27.2	10	15.1	16
$180^0 \sim 225^0$	5.9	3	31.1	39	5.3	2
$225^0 \sim 270^0$	8.4	3	26.9	2	5.6	2
$270^0 \sim 315^0$	13.1	6	18.7	1	11.8	10
$315^0 \sim 360^0$	33.7	29	22.0	6	23.4	53

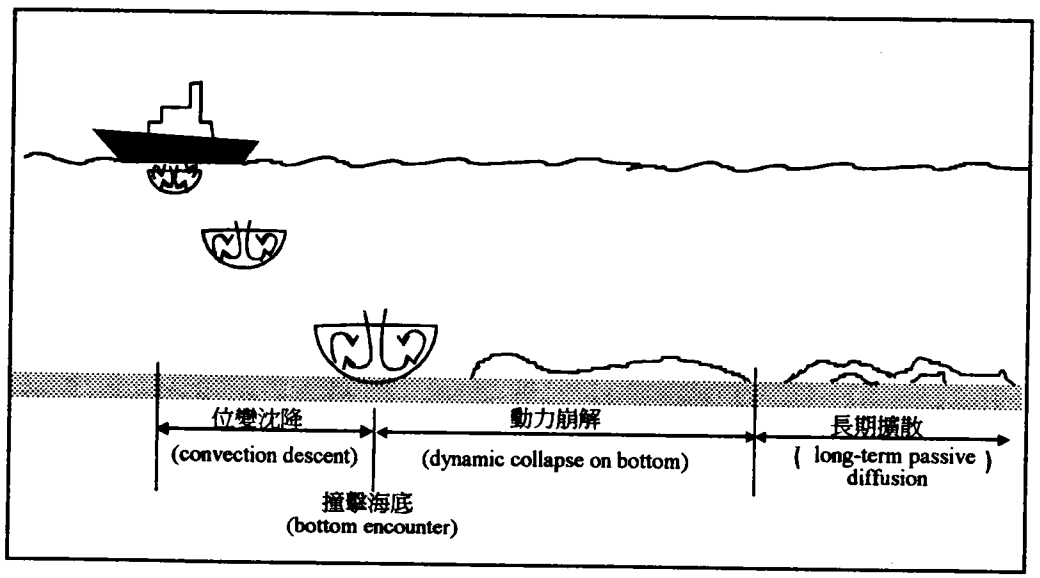


圖1定點瞬點拋置示意圖

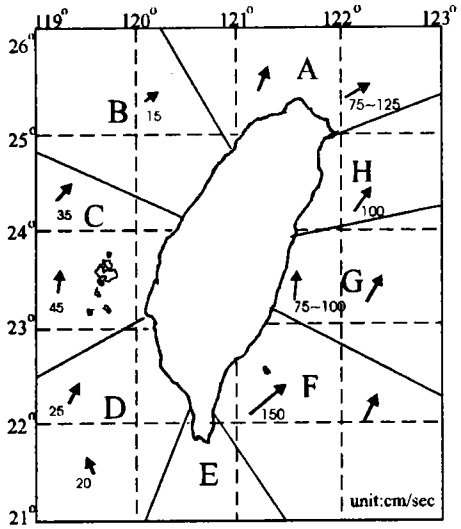


圖2 台灣海域夏季洋流之大小及方向

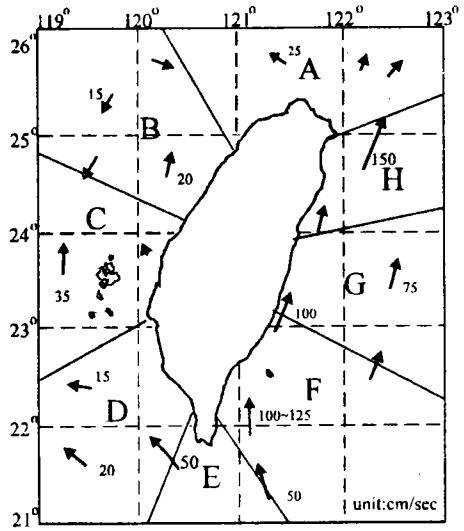


圖3 台灣海域冬季洋流之大小及方向

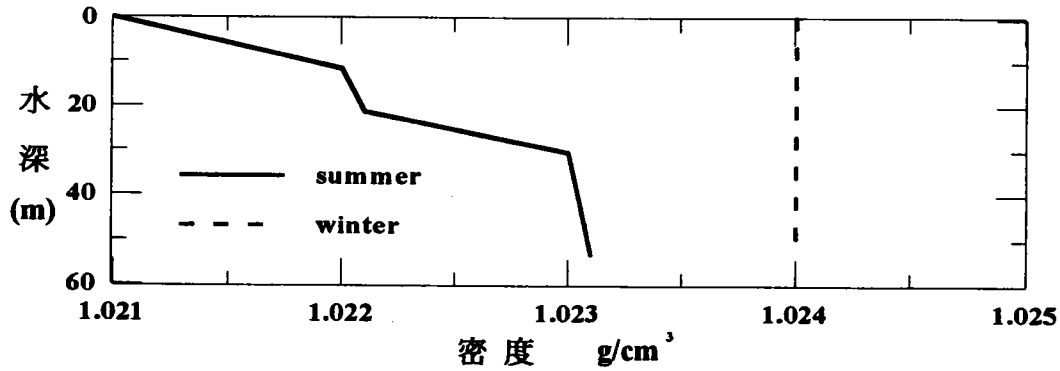


圖4(a)台中海域(B區)

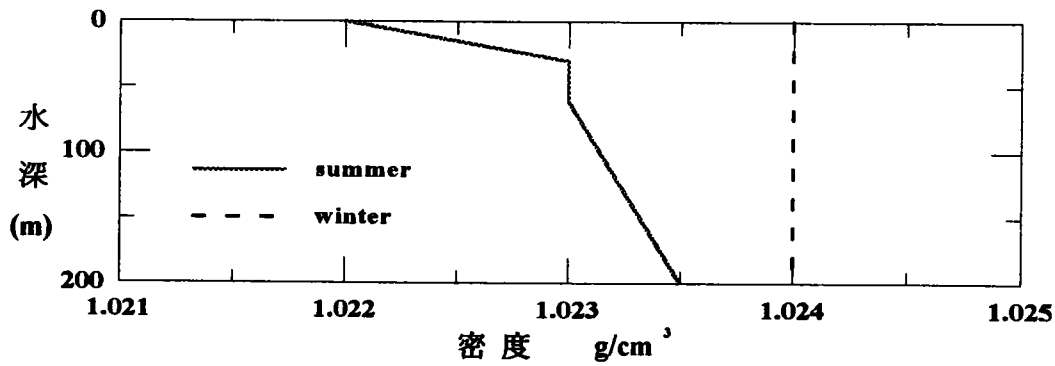


圖4(b)高雄海域(D區)

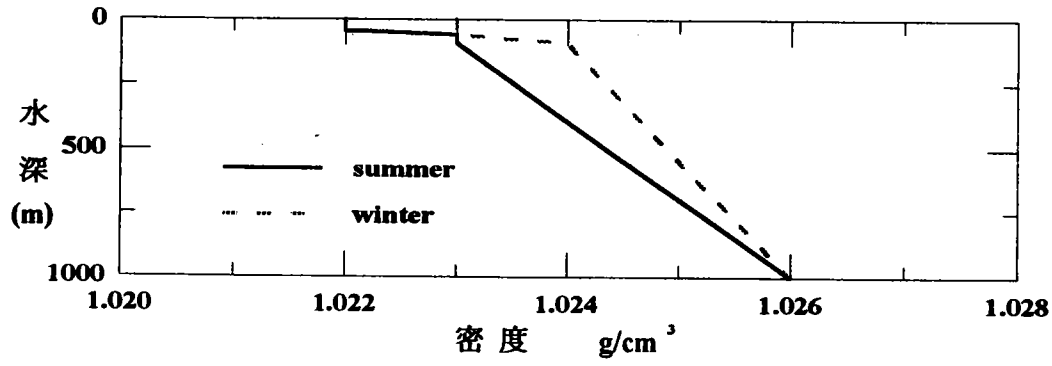


圖4(c)花東海域(F區)

圖4 海拋區域之海水密度剖面圖

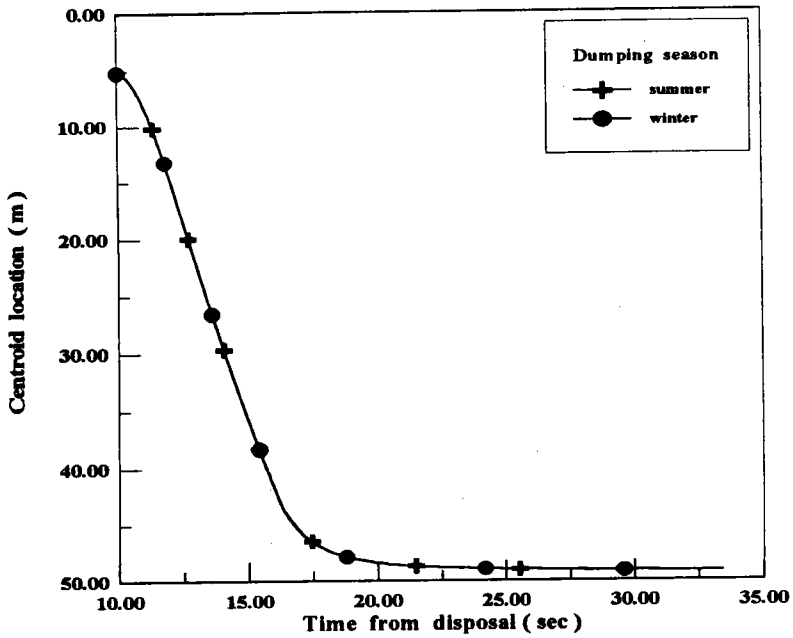


圖5 台灣B區海拋淤泥雲團形心位置隨時間變化圖

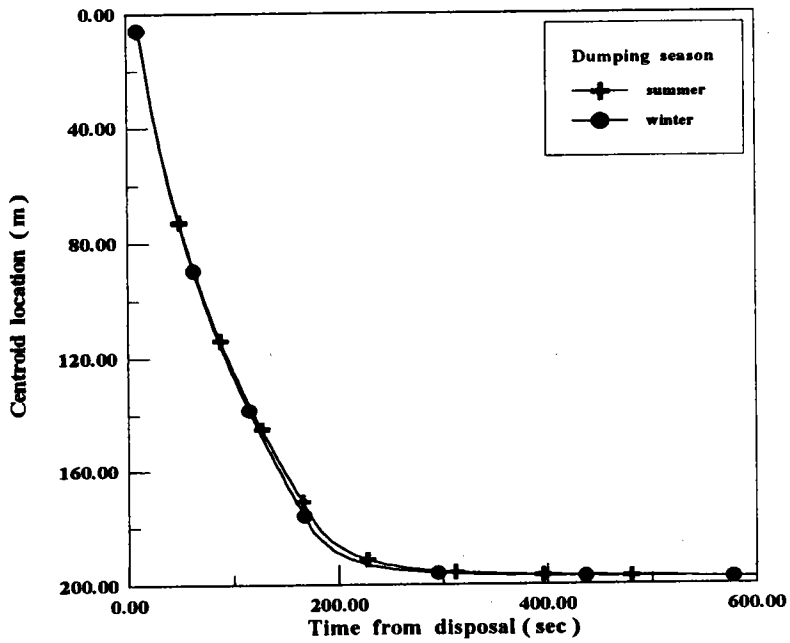


圖6 台灣D區海拋爐石雲團形心位置隨時間變化圖

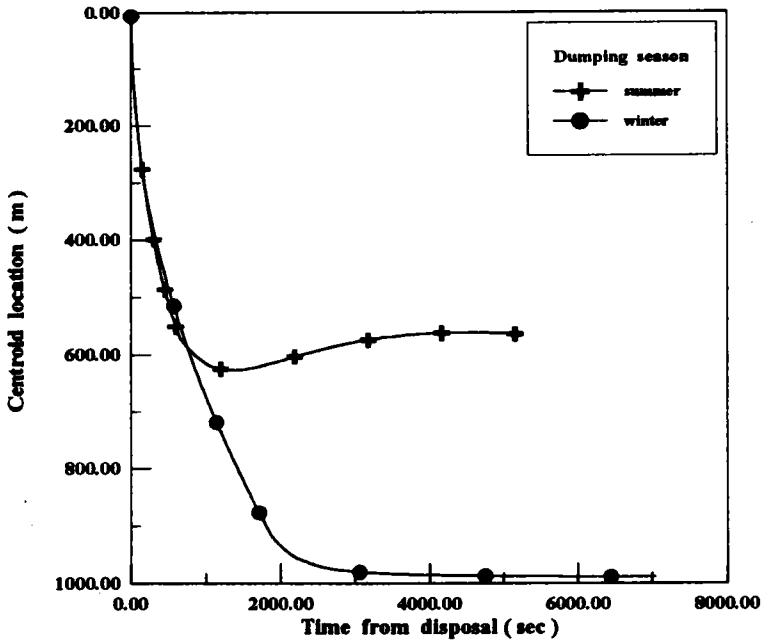


圖7 台灣F區海拋淤泥雲團形心位置隨時間變化圖

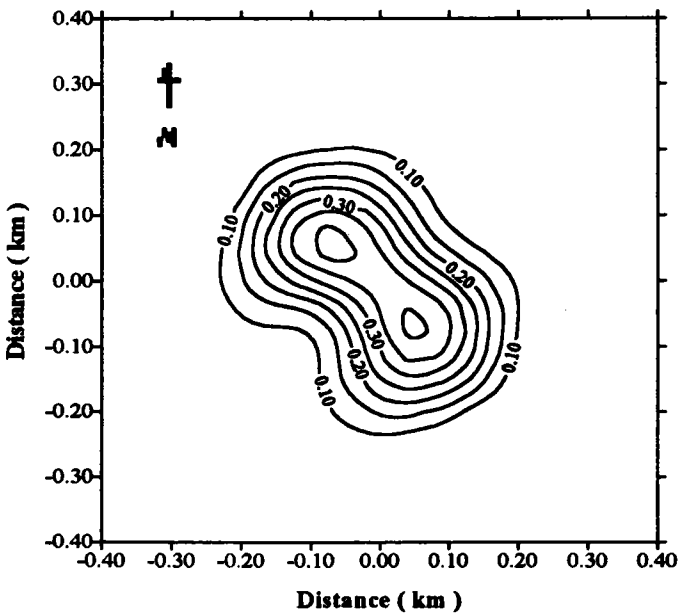


圖8 台灣B區汙泥年拋置量長期階段之沈積厚度圖(以臨界坡度=0.03333)

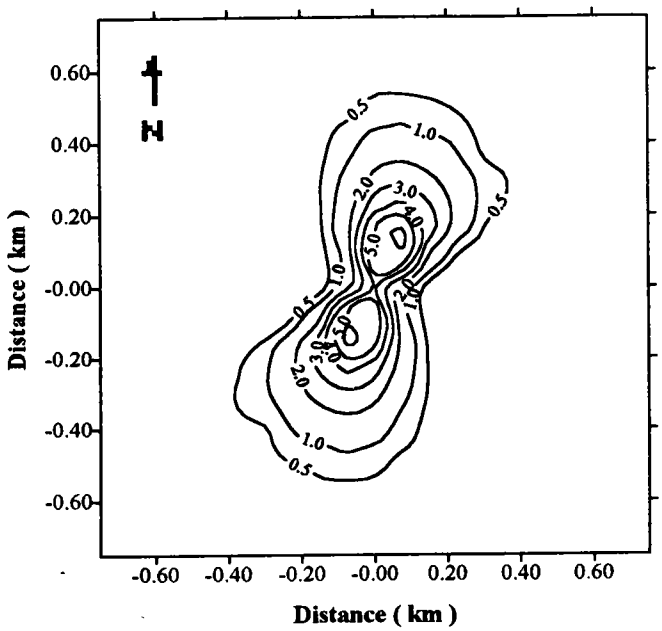


圖9 台灣D區爐石年拋置量長期階段之沈積厚度圖(以臨界坡度=0.05555)

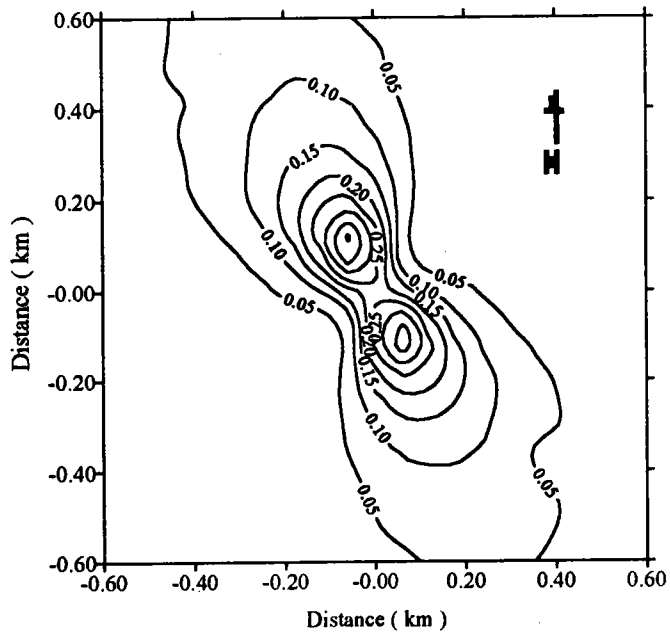


圖10 台灣F區汙泥年拋置量長期階段之沈積厚度圖(以臨界坡度=0.03333)

Deposition Process of Solid Wastes after Ocean Dumping

Hsien-Ter Chou*

Abstract

The deposition process of slags and dredged slurries in Taiwan coastal waters after ocean dumping is explored in this study by employing numerical simulation. During the settling process, the dumped solid waste entrains water and generates waste clouds. Transport of waste clouds in ambient water is classified into two regimes,i.e., short-term fate and long-term fate subsequently, according to the simulation period. In the short-term fate, the transport of waste clouds for a single dump operation can be categorized into three phases: 1) convective descent: during which the waste cloud falls under the influence of initial momentum and gravity; 2) dynamic collapse: occurring when the descending cloud either impacts the bottom or arrives at a level of neutral buoyancy where descent is retarded and horizontal spreading dominates; 3) passive diffusion: commencing when the transport mechanism is predominated by ambient currents and turbulence rather than by the the inertial of clouds.

Water depth at the dumping site is the dominant factor in the stage of the short-term fate. The effect of density stratification is negligible except the case of summer dumping in Zone F(Hua-Lien coastal waters). During the long-term fate of waste clouds for multiple dumpings and over a long period, the thickness and deposited area on the seafloor strongly depend on the distribution of ambient currents. Since the oceanic currents in all three dumping sites are mainly flowing either southerly or northerly, two distinct peaks appear in the contour plot of deposition thickness.

*Associate Professor, Graduate Institute of Civil Engineering, National Central University, Chung-, Li Taiwan 32054

溫排水遠域擴散之研究

楊文衡[1]　盧春森[2]

摘　要

本研究對於溫排水研究之數值模式是以丹麥水力試驗所所發展的MIKE 21爲主，該模式是以有限差分二維數值模式建立海域流場及溫排水擴散計算模式，基於海域流場爲影響溫排水混合擴散情況的主要因素，因此本研究首先利用連續方程式及動量方程式並利用有限差分的 ADI Method 計算水理模式，並利用傳輸擴散方程式做爲溫排水混合擴散的控制方程式並以 有限差分法中的 QUICKEST scheme 來做計算。

在計算水理模式時，邊界條件是影響流況變化的最大因素，因此爲求水理模式之準確性，本研究建立了二個大小範圍不同之海域地形圖1、圖2，將水理模式由大而小做精確的計算。大尺度的海域地形所建立的水理模式模式（將它稱 M1)爲南北邊界上各一點（北在淡水，南在後龍）之潮位做爲其邊界條件。由其中的結果粹取出小尺度海域地形（將它稱 M2)水理模式的邊界條件。

M2水理模式計算的結果是要應用於計算溫排水擴散計算時所需的條件。在執行溫排水混合擴散的計算時，我們先將排放口置於距離岸邊1000公尺處，水深6公尺處。M2的網格間距是20公尺，南北向分割成144個格點，東西向分割成149個格點。

1、前　言

由於臺灣工商業迅速地成長與發達而使得臺灣每年的總用電量都呈現一定的成長量，因此電廠的興建就成爲目前最關心的課題，相對地因爲興建電廠而帶來的環保問題亦是人們注視的焦點。所以，如何在此二者之間取得平衡點，這是我們要研究的重點。

國內無論是火力或是核能電廠普遍均採用抽取海水做爲發電運轉時的冷卻水，而當這些冷卻水再排入環境的水域中時即會造成環境水域的水溫上昇；溫度升高時導致水中溶氧量降低進而造成對附近沿岸海域生態產生的熱衝擊因而破壞海域中生態。

---

[1] 國立台灣海洋大學河海工程研究所副教授

[2] 國立台灣海洋大學河海工程研究所研究生

依據中華民國環保署的規定在距排放口500 公尺處之溫度升高不得大於環境水域背景溫度4°C亦即是保護海域的環境來避免因熱排水產生的溫升過高而破壞附近海域生態環境。本文是利用有限差分二維數值模式對電廠溫排水以表面式排放入海域之混合擴散做數值計算所得之模擬結果做討論。

近年來台灣地區電力供應不足成爲台灣經濟發展的瓶頸，行政院於民國八十二年七月提出振興經濟方案，同年八月四日提出電業自由化與台電民營話對外說明資料，進一步說明相關規定。因此本研究係以長生電力股份有限公司海湖發電計畫區域（桃園縣蘆竹鄉下海湖）作爲研究區域。

一般來說，電廠溫排水的排放方式可分爲潛水式排放（Submergcd Discharge）及表面（Surface Discharge ）排放兩種，而潛水式排放的混合擴散效果較表面排放的效果要佳，但由於潛水式排放的建造及維護要比表面排放要昂貴且困難得多，因此花費也相對地提高不少，所以一般電廠都以表面排放式爲主。但表面排放式的混合擴散的效果較差，因此表面排放式必需有充分的環境條件的配合才能使得效果能達到所要求的效果。

2. 模式理論基礎

本研究計算的數學模式建立乃是利用丹麥水力試驗所（DHI）所研究發展出的MIKE 21，而本研究計畫之水理及傳輸擴散模式則由其中兩個模式所組成，其中應用到的二個模式：水理模式(HydrodynamicModule HD)，用來模擬M1、M2的二維流場；傳輸擴散模式(Advection - Dispersion Module AD)，用來模擬M2排放海域溫水排放分佈與循環的情形。水理模式中現場實測資料僅有一點，因此作爲模式驗證用。M1部份是從淡水港到苗栗後龍的海域，範圍大小爲81750公尺*89250公尺，網格數爲109*119，網格間距皆爲750公尺。M2部份則是現場附近的海水浴場到南崁溪口南側竹圍漁港附近海域，範圍大小爲2880公尺*2980公尺，網格數爲144*149，網格間距皆爲20公尺。

2.1 水理模式

2.1.1 控制方程式

水理模式亦稱爲水動力學模式(Hydrodynamic Module HD)。其最主要演算是二維的模式，由於研究的海域位於大陸棚區域而且水深變化較緩，所以利用二維的方式來計算將更爲方便。水理模式是模擬二維流場在潮流、波浪作用下隨時間和空間的變化。此模式對於流場的描述是利用流體的連續方程式(Continuity equation)及動量守恆方程式(Momentum equation)所組成的控制方程組來進行模擬與計算。

(1)連續方程式:

$$\frac{\partial \varsigma}{\partial t}+\frac{\partial p}{\partial x}+\frac{\partial q}{\partial y}=0 \qquad (2\text{-}1)$$

(2)動量方程式:

x方向:

$$\frac{\partial p}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}(\frac{p^2}{h})+\frac{\partial}{\partial y}(\frac{\rho g}{h})+gh\frac{\partial \varsigma}{\partial x}+\frac{\rho g\sqrt{p^2+q^2}}{c^2h^2}-\frac{1}{\rho_w}[\frac{\partial}{\partial x}(h\tau_{xx})+\frac{\partial}{\partial y}(h\tau_{xy})]-\Omega q-fvv_x+\frac{h}{\rho_w}\frac{\partial}{\partial x}(Pa)=0 \qquad (2.2)$$

y方向:

$$\frac{\partial q}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial y}(\frac{q^2}{h})+\frac{\partial}{\partial x}(\frac{\rho g}{h})+gh\frac{\partial \varsigma}{\partial y}+\frac{\rho g\sqrt{p^2+q^2}}{c^2h^2}-\frac{1}{\rho_w}[\frac{\partial}{\partial y}(h\tau_{yy})+\frac{\partial}{\partial x}(h\tau_{xy})]-\Omega p-fvvy+\frac{h}{\rho_w}\frac{\partial}{\partial y}(Pa)=0 \qquad (2.3)$$

式中:

ς :水位(m)

h :水深(m)

p :x方向流束密度($m^3/s/m$)

q :y方向流束密度($m^3/s/m$)

g :重力加速度(m/s^2)

c :底床摩擦阻力Chezy number($m^{1/2}/s$)

ρ :水體密度(kg/m^3)

Ω :科氏力參數(S^{-1})

f :風摩擦係數

$\tau_{xx}, \tau_{yx}, \tau_{yy}$:有效剪應力項

Pa :大氣壓力($kg/m/s^2$)

v_x, v_y :風速及其x,y方向分量(m/s)

x, y :空間座標(m)

t:時間(s)

2.1.2 數值方法

在水理模式中，對於質量與動量守恒方程式，皆採用有限差分法中的ADI（Alternating Direction Implicit）數值運算方法，將控制方程式在時空領域上作積分。當求解方程式矩陣時，則利用 DS（Double Sweep）方法，依序解得各個方向及網格線上的數值解。

2.1.3 數值法之穩定條件

水理模式數值法的穩定性，可以由下列的判斷式來確定。當保持在特定範圍內的Courant Number之內時，模式不會呈現不穩定的現象，所以，可以在特定的Courant Number範圍內，用來推算穩定時的時間間距。

$$C_r = \frac{c\Delta t}{\Delta x} \qquad (2\text{-}4)$$

其中：$c = \sqrt{g * h}$

Δt：時間間距

Δx：網格間距

g　：重力加速度

h　：水深

在一般數值模擬下，Courant Number的建議值爲5以下，但最大值亦可達到20（地形極爲平坦的情況）。所以，在水深地形變化極大的地區，Courant Number要非常地小，才能確保模式的穩定性。爲了配合地形與傳輸擴散模式的穩定性，在M1內選取時間間距 則Courant number = 1.3，而在M2內選取時間間距則Courant number = 4.6。

本研究中M1的網格△x=750m，網格數爲109格，全長81750m；△y=750m，網格數爲119格，全長89250m；網格之y軸與正北夾角48°。模式的範圍包含淡水港到苗栗後龍的海域（圖1、圖2），南北邊界係以潮位變化爲其邊界條件，西邊界亦爲開放邊界，邊界條件經由多次試驗校正後選擇一適當常數，東邊界假設爲封閉邊界。地形的資料由中華民國海軍海洋測量局出版的海軍水道圖(台灣及附近島嶼，1984)，利用數位板讀出準確的水深值再予以網格化。

而M2的網格△x=20m，網格數爲144格，全長2880m；△y=20m，網格數爲149格，全長2980m；網格之y軸與正北夾角90°。模式的範圍包含桃園縣南崁海域的海域，南北西邊界係以M1水理模式結果中中粹取出的流況作爲邊界條件。地形的資料則由現場實測資料讀出準確的水深值。

2.1.4 水理模式重要參數校正

水理模式中主要的校正控制參數爲底床摩擦係數（Bed resistance），渦流黏滯係數（Eddy

viscosity）及風阻係數（Wind friction ）。

（1）底床摩擦係數（Bed resistance）

底床摩擦力受到Chezy Number及Manning Number兩種係數的影響，此兩種係數越大則底床摩擦力越小，相對地流速則會增加。依據MIKE 21 HD的使用經驗得知，Manning Number約爲15 - 40 $m^{1/3}/sec$，在海邊可以用到$10m^{1/3}/sec$。底床摩擦係數MIKE 21的建議值爲$32m^{1/3}/s$，經過多次的模擬校正後，M1水理模式取Manning Number爲$25m^{1/3}/s$，M2水理模式取Manning Number爲$20m^{1/3}/s$。

（2）渦流黏滯係數（Eddy viscosity）

渦流黏滯係數主要是在討論因紊流（turbulence）在動量方程式中對有效剪應力項所造成的影響。在本模式中採用Smagorinsky公式，對於Smagorinsky Factor的選擇，主要依地形水深之不同而作適當的選擇與校正。在一般模擬C_s值約爲0.25 - 1.00之間。經過多次校正之後，大尺度模式採用Smagorinsky factor爲0.5而M2模式採取Smagorinsky factor爲0.65。

（3）風阻係數（Wind friction ）

在水理模式中，如果考慮到風會影響到整個區域時，就可以依實測的資料值帶到模式裡，或是給予一個假設的風速與風向值。在本模式中，計算風力係由square law所決定。本研究模擬區域因風速風向影響海流流況甚小故未將風的效應考慮進去。

2.1.5 水理模式模擬結果

本研究M1的水理模式，模擬時段從3月9日00:00 開始至18日00:00 爲止。其中用前4天作爲Soft start 之時段，然後開始紀錄資料，來繪製流場的向量圖，一直到18日的00:00止，詳見圖3至圖6。

由流速分佈圖3到圖6中可以明顯的看出，該海域的流速與漲退潮呈週期性變化，這與實際現象十分吻合，另外亦可看見流場的流向與實測十分吻合都是呈現WSW與ENE向。

而M2的水理模式，模擬時段從3月9日00:00 開始至15日00:00 爲止。其中用前4天作爲Soft start 之時段，然後開始紀錄計算資料，來繪製流場的向量圖，一直到15日的00:00 止，詳見圖7至圖12。而在流速向量圖中可以看出流向大致呈東西向即與海岸平行之方向。

2.2 傳輸擴散模式

2.2.1 控制方程式

傳輸擴散模式主要是物理傳輸模式（Advection Dispersion）。當不考慮水中的生化反應條件時，

物質在水中受到剪力流、亂流、分子濃度擴散等因素的影響下，所產生的擴散現象及稱爲物理傳輸。在本研究當中，將其應用在溫度擴散的分析上。其控制方程式表示如下：

$$\frac{\partial C}{\partial t}+u\frac{\partial C}{\partial x}+v\frac{\partial C}{\partial y}=D_x\frac{\partial C^2}{\partial x^2}+D_y\frac{\partial C^2}{\partial y^2} \qquad (2\text{-}5)$$

式中：

C：濃度

u：方向流速(m/s)

v：方向流速(m/s)

D_x：方向擴散係數(m^2/s)

D_y：方向擴散係數(m^2/s)

2.2.2 數值方法

本模式的數值方法是使用 QUICKEST scheme 法來求得數值解。其最主要的特色：將所有的時間項完全的化爲空間項。

2.2.3 傳輸擴散模式重要參數校正

擴散係數是傳輸擴散模式中的主要控制參數，所以經由時間間距的調整，就可以作爲控制整個模式的驗證及校正工作。關於時間間距的選定，則需要藉由經驗值和模式的實際狀況而定。但是，爲了符合穩定性的要求，時間間距則要滿足下列的判別式：

$$(\frac{D_x}{\Delta x^2}+\frac{D_y}{\Delta y^2})dt<0.5 \qquad (2\text{-}6)$$

其中：

Dx：x方向的擴散係數

Dy：y方向的擴散係數

$\Delta x,\Delta y$：x,y方向網格大小

擴散係數在MIKE 21中沒有一個建議值可供參考，所以，經由實際測試及驗證的結果，可以得到一個x、y方向的擴散係數經驗值爲8。

2.2.4 傳輸擴散模式邊界條件設定

傳輸擴散模式是使用水理模式的流場計算結果，來計算出溫水的擴散情形。因此，邊界條件採用與M2水理模式相同的邊界資料，source部份則採用設計資料：背景溫度加7℃，三部機組運轉時出流量共流量39 cms，作爲模擬之邊界條件。

2.2.5 傳輸擴散模式模擬結果

M2傳輸擴散模式模擬的時間是配合水理模式，由3月9日00:00至3月15日00:00。至於soft start的時間和M2水理模式都相同，是模擬的前4天。關於模式執行的結果，詳見於圖13到18。經由對水理模式結果的比較，可以發現溫水擴散效果十分良好，圖19至22爲模式中距排放點500公尺處的溫升隨時間變化圖。

3. 模擬結果

3.1 水理模式模擬結果

本次M1模擬的時間爲民國八十五年三月九日至十八日零時止。在水理模式模擬結果我們利用南崁溪南側竹圍漁港實測資料作比較結果與模擬結果十分吻合（圖23）但流速結果（0.37m/sec）是較實測資料（0.41m/sec）小一些。至於流向方面與實測資料ENE方向與WSW方向大致相符。根據以上的敘述應可以認定M1水理模式設定是正確的。

在M2水理模式中模擬時間爲民國八十五年三月九日至十五日零時止，其邊界條件是由M1水理模式的資料中直接粹取出來的。在模式結果中可以看出流速比實測資料小（0.32m/sec），這是因爲必須與M2傳輸擴散模式配合而調整參數中的Manning Number 與Smagorinsky factor並且將網格分割更細達20公尺，而模擬的時間尺度（time step)縮短到每隔六秒計算一次，因此此次計算的結果應比M1水理模式更爲精準。

3.2 傳輸擴散模式模擬結果

本次模擬時間爲民國八十五年三月九日至十五日零時止。模擬結果在排放口附近水域的溫升並不大，五百公尺處的最高溫升約0.6^{o}C (圖19至22)。結果是遠低於環保署規定距排放口五百公尺處溫升不得高於4^{o}C 的規定。

一般而言，表面排放式的排放方式在溫水擴散效果上是比潛水式的效果差。在本次研究中模擬方法是將排放方式設爲表面排放，而該電廠的設計是採潛水式的排放，所以在對周圍海域環境的影響上應該會比模擬的結果還要好。另外，由溫升圖可以看出溫水的流動是呈現與海岸平行的方向（東西向），若與水理模式結果之流速向量圖相比較可以看出溫水的擴散方向主要受漲退潮流向所影響。

3.3 水理模式、傳輸擴散模式參數設定

本次模擬水理模式、傳輸擴散模式參數設定設定如下表所示：

水 理 模 式		
模 擬 區 域	設 定 參 數	設 定 值
M 1	*Manning Number*	25 $m^{1/3}/s$
	Smagorinsky factor	0.5
M 2	*Manning Number*	20 $m^{1/3}/s$
	Smagorinsky factor	0.65

傳 輸 擴 散 模 式		
模 擬 區 域	擴 散 係 數	設 定 值
M 2	*Dx*	8
	Dy	8

4. 結論與建議

綜合本次水理模式與傳輸擴散模式的模擬中可以歸納出下列結果：

1.M2流場水流流動情況大致呈東西流向，與實際的流向大致吻合。而流速的大小與實流情況小0.09m/sec，這是因爲爲求模式穩定而將 Manning Number 與Smagorinsky factor做適度的調整 ，因此與M1水理模式模擬結果流速有所差異，但在實際應用上時流速較大擴散的效果應該較好，所以實際的擴散效果應該比模擬出的結果還要好。另外，將M1水理模式中竹圍漁港的潮位粹取出與實際潮位做比較發現與實際情況非常吻合（圖4-1），所以本模式應用在這海域上是準確的。

2.由M2的傳輸擴散模式中可得知：在距離排放口北方 500公尺處的溫升變化大約在0.01至0.3°C 間（圖19）；距離排放口南方500公尺處的溫升變化大約在0.01至0.12°C 之間（圖20）；距離排放口東方500公尺處的溫升變化大約在0.01至0.5°C 之間（圖21）；距離排放口西方 500公尺處的溫升變化大約在0.01至0.6°C 之間（圖22）。其中東西向溫升較高可以由比較M2水理模式流速向量圖得到原因。

3.排放口附近的模擬流速是在0.2m/sec到0.45m/sec之間，這與實測資料比較是十分相似的。

4.一般而言，自然界的海水溫升冬夏季可達10^{o}C以上，而本次模擬的結果最大溫升僅達0.6^{o}C。

5.大體上來說表面排放的溫水排放方式在傳輸擴散的效果上是比潛水式的排放效果差。而本次研究模擬方法是將排放方式設爲表面排放，若該電廠的設計改採取潛水式的排放設計之下與綜合之前水理模式流速模擬比實測小的情況下，對於該電廠溫排水在對周圍海域環境的影響上應該會比模擬的結果還要好。

5、參考文獻

1. 中華民國海軍海洋測量局海軍水道圖(1988)，"台灣海峽"，No. 0312。
2. 中華民國海軍海洋測量局海軍水道圖(1988)，"三貂角至舊港泊地"，No. 0352。
3. Basic Design And Engineering Services For Sea Water Cooling System Of Ever Power IPP Company's Hai Fu Power Project，Tokyo Kyuei Co.;Ltd Tokyo Japan
4. Danish Hydraulic Institute(1991), MIKE 21, "HD User's Guide and Reference Manual".
5. Danish Hydraulic Institute(1991), MIKE 21, "AD User's Guide and Reference Manual".
6. Fisher,H.B.et al.(1979), Academic, "Mixing in Inland and Coastal Water". PP. 7-8, 50-54.
7. Klapow,L.A. and R.H.Lewis(1979). "Analysis ofToxicity Data for California Marine Water Quality Standards". Journal WPAC. 51: 205 4_ 2070.
8. L.Metcalf,H.P.Eddyetal.(1993),"Wastewater Engineering".
9. W.H.Press, S.A.Teukolsky, W.T.Vetterling, B.P.Flannery (1996), Cambridge, "Numerical Recipes in Fortran". 2nd ed. pp. 704-708.
10. Tide Tables Vol 3,PACIFIC Ocean 1996，The Hydrographer of The Navy

6. 附圖

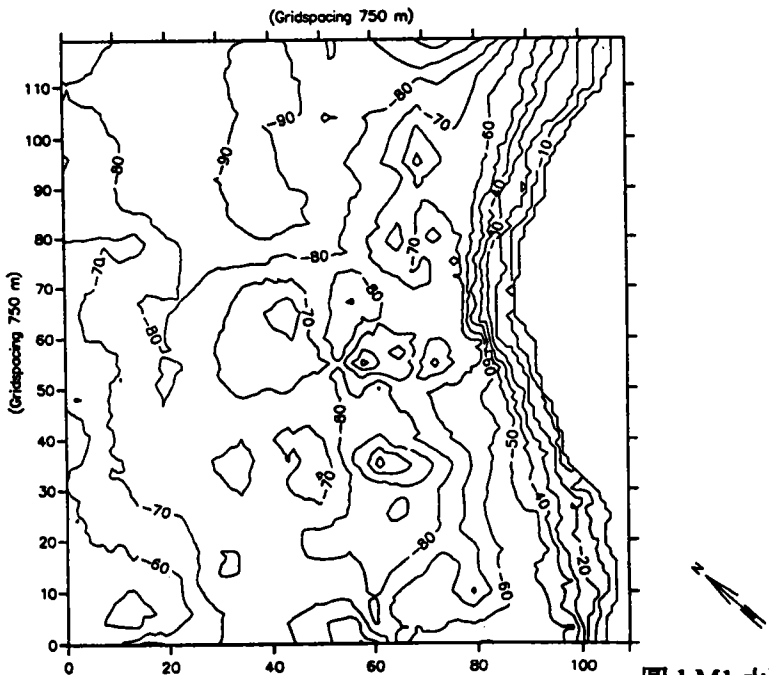


圖 1 M1 水深地形圖

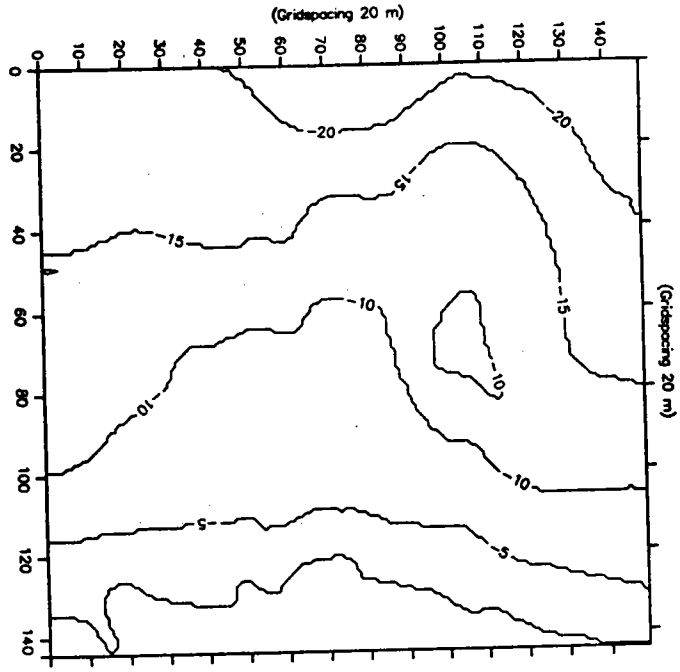


圖 2 M2 水深地形圖

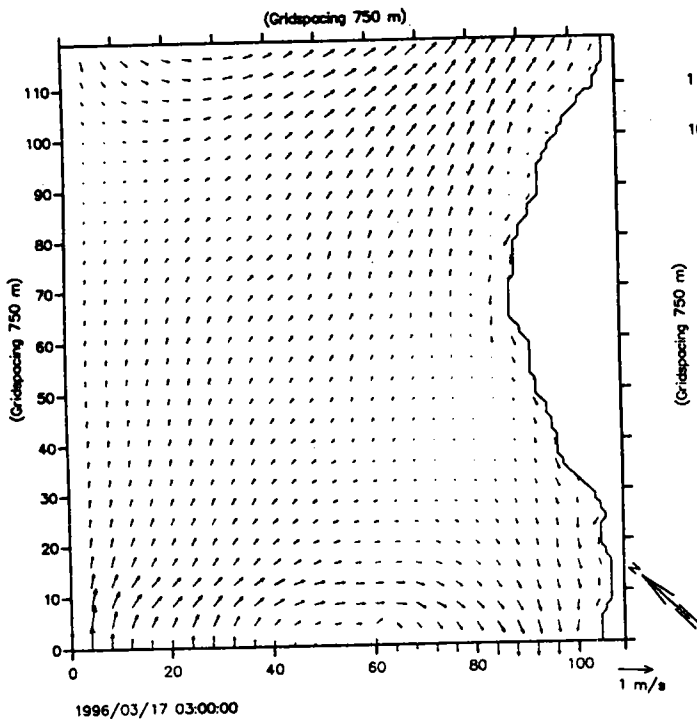


圖 3 M1 水理模式流速向量圖

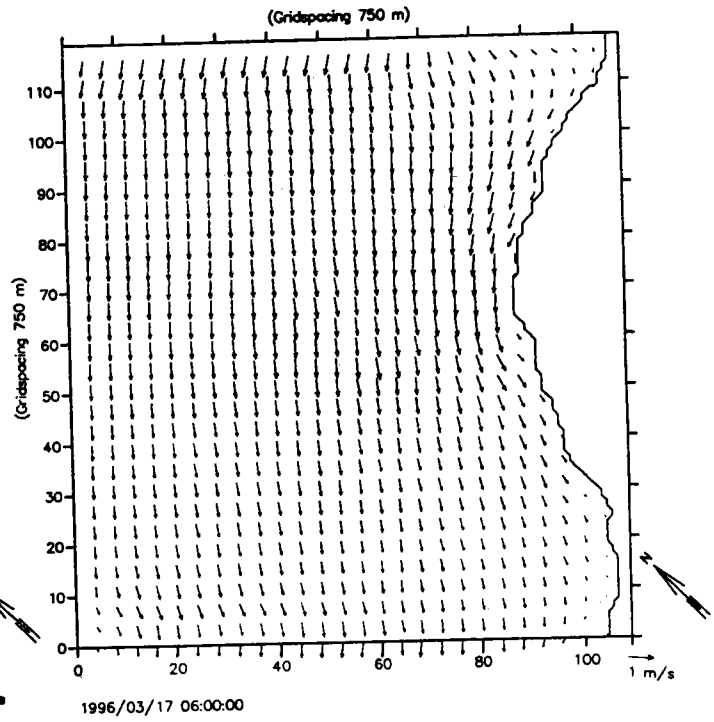


圖 4 M1 水理模式流速向量圖

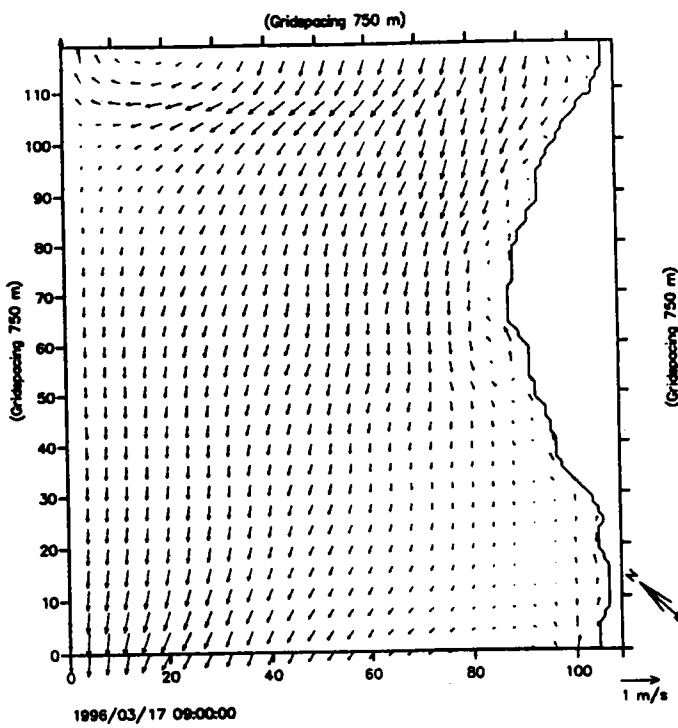


圖 5 M1 水理模式流速向量圖

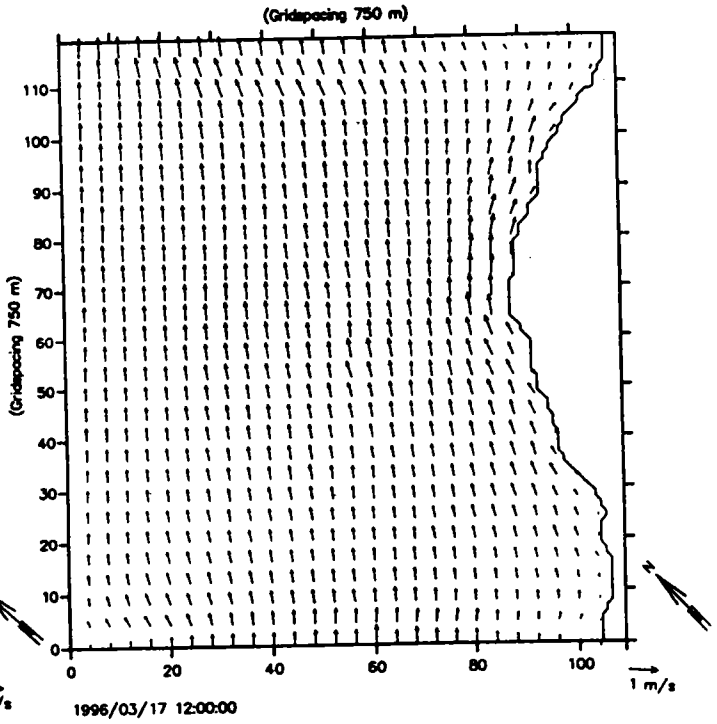


圖 6 M1 水理模式流速向量圖

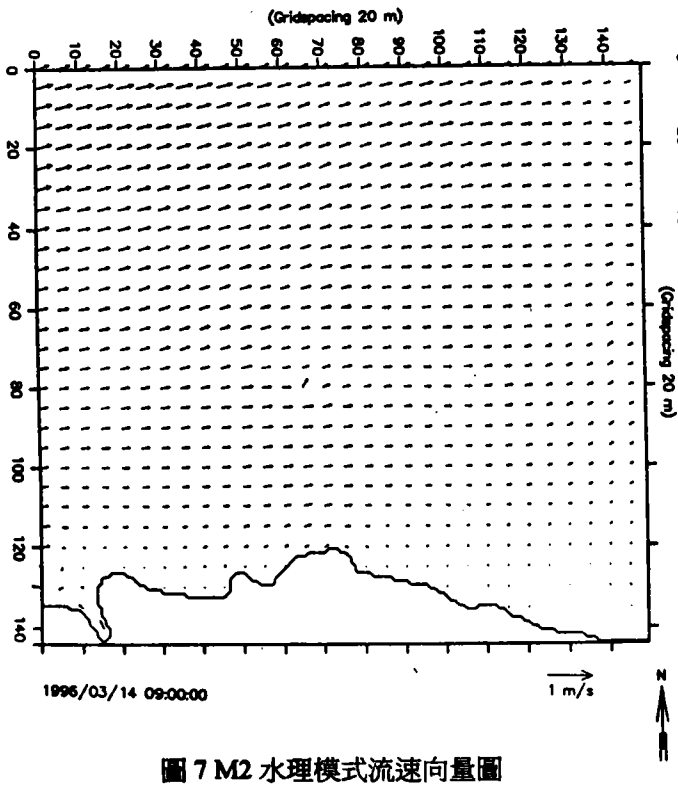


圖 7 M2 水理模式流速向量圖

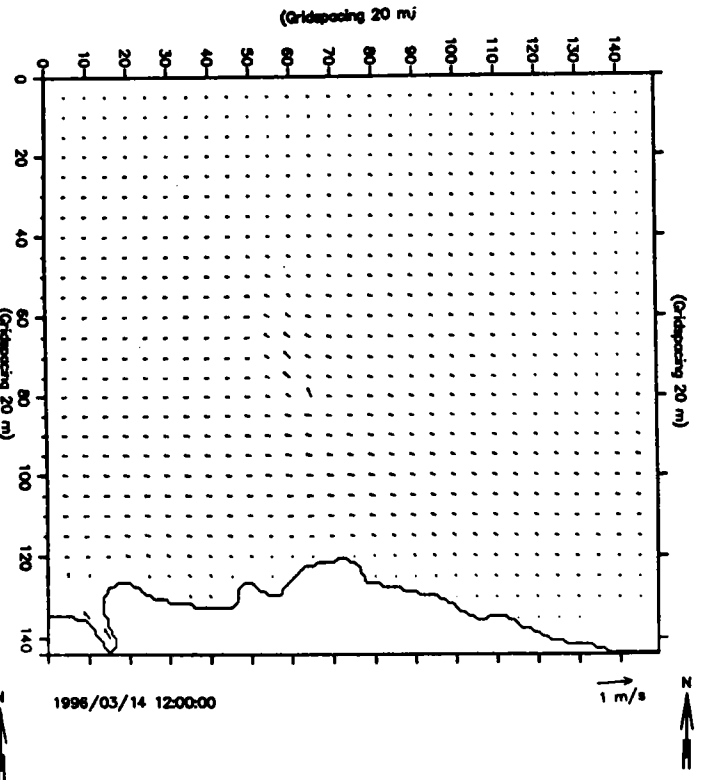


圖 8 M2 水理模式流速向量圖

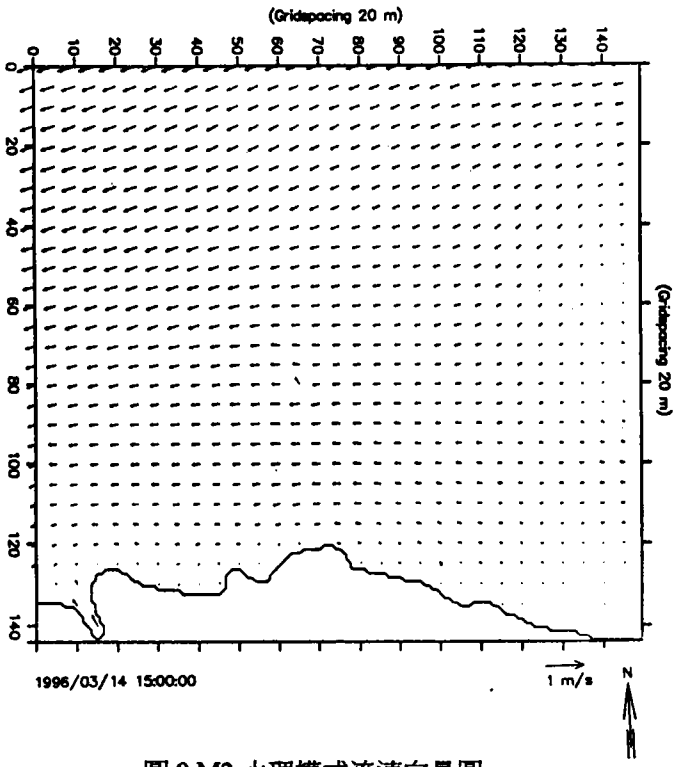


圖 9 M2 水理模式流速向量圖

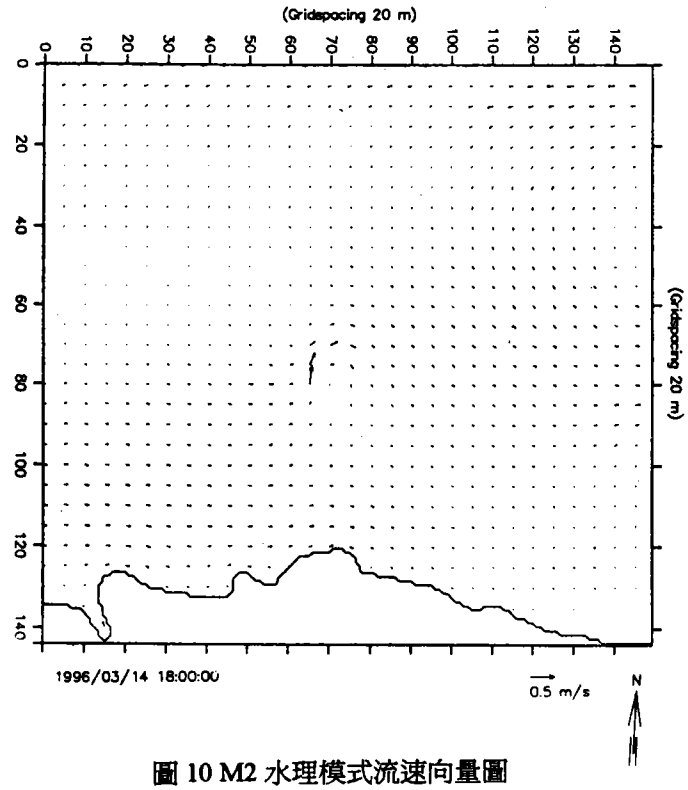


圖 10 M2 水理模式流速向量圖

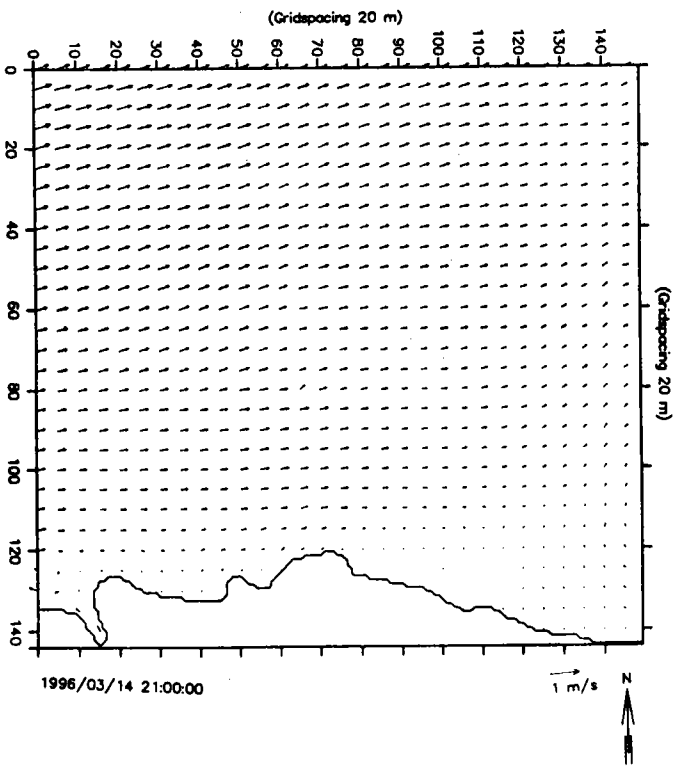


圖 11 M2 水理模式流速向量圖

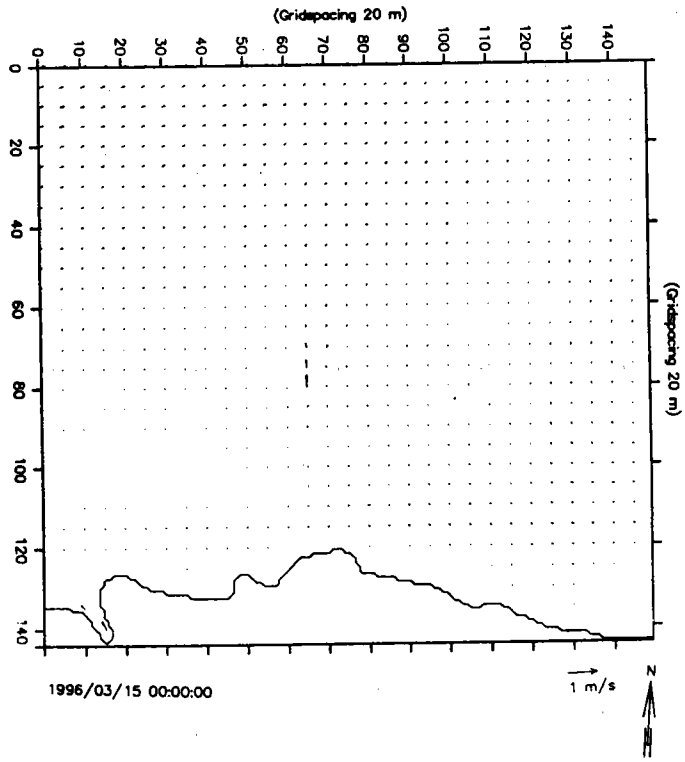


圖 12 M2 水理模式流速向量圖

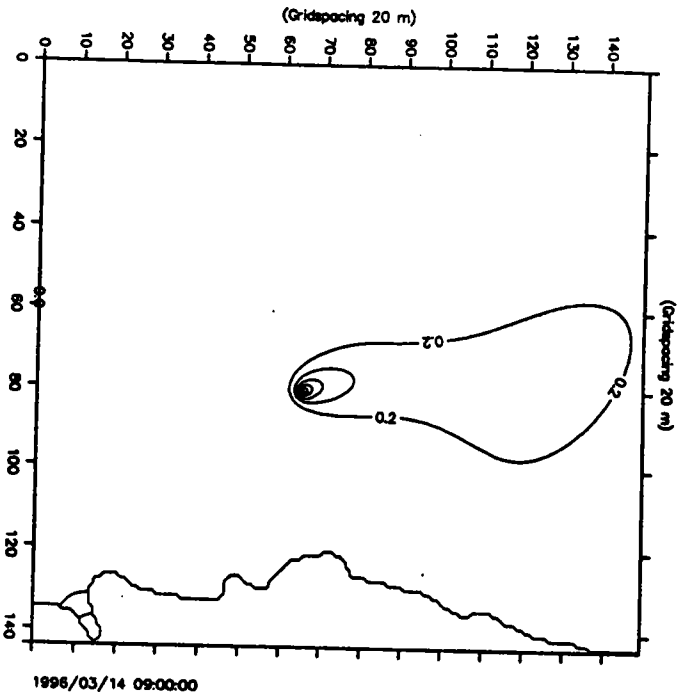


圖 13 M2 傳輸擴散模式流速向量圖

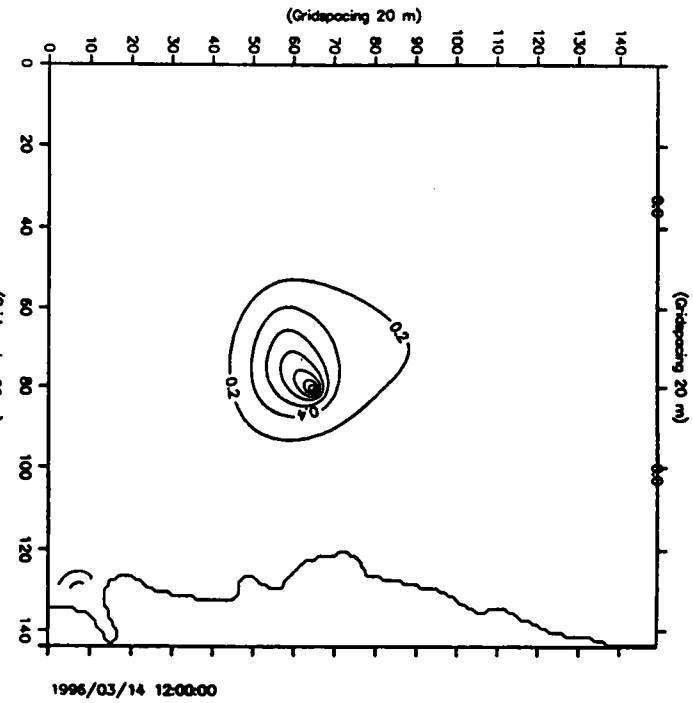


圖 14 M2 傳輸擴散模式流速向量圖

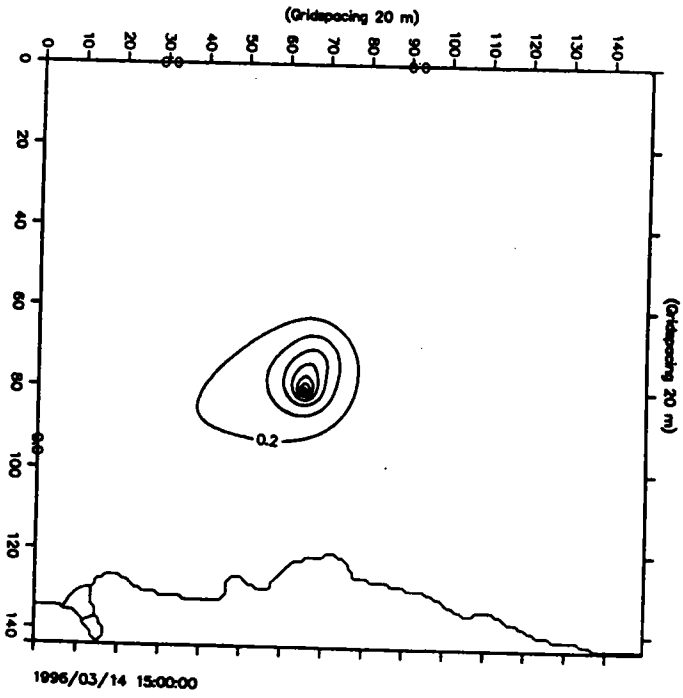


圖 15 M2 傳輸擴散模式流速向量圖

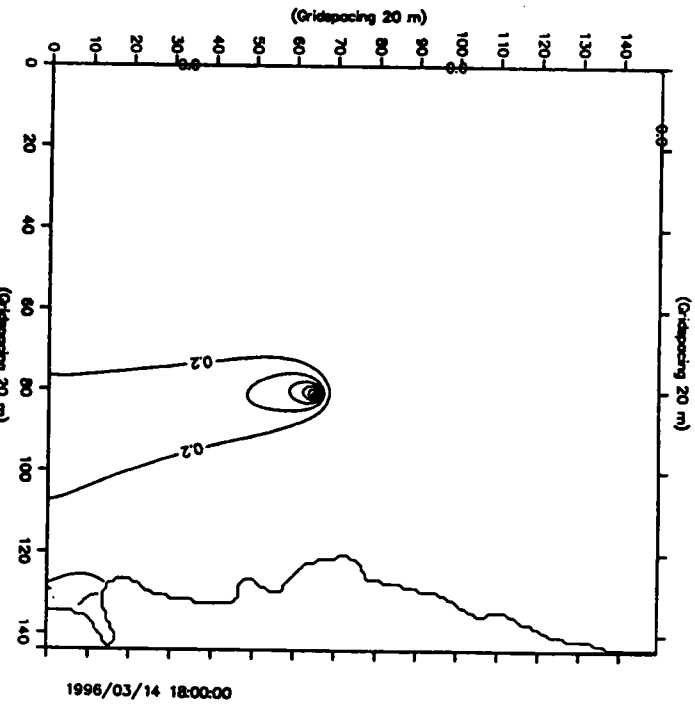


圖 16 M2 傳輸擴散模式流速向量圖

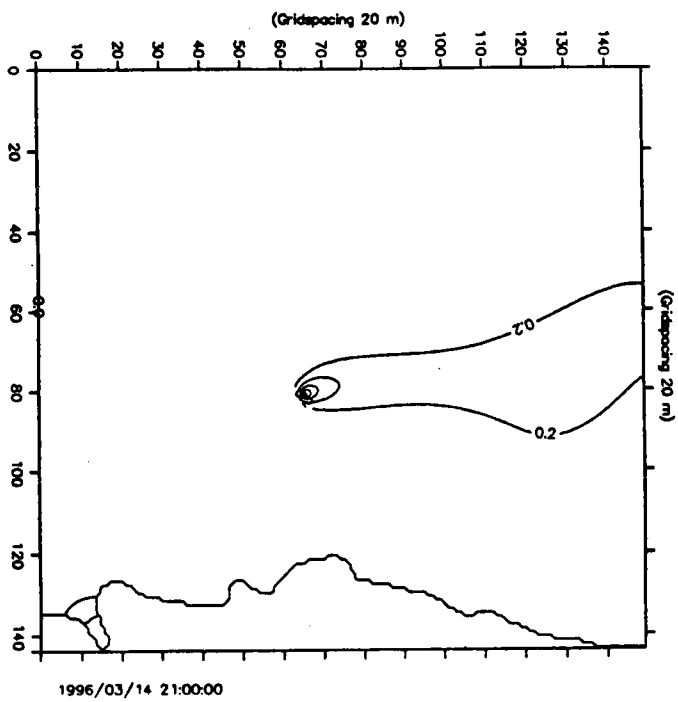


圖 17 M2 傳輸擴散模式流速向量圖

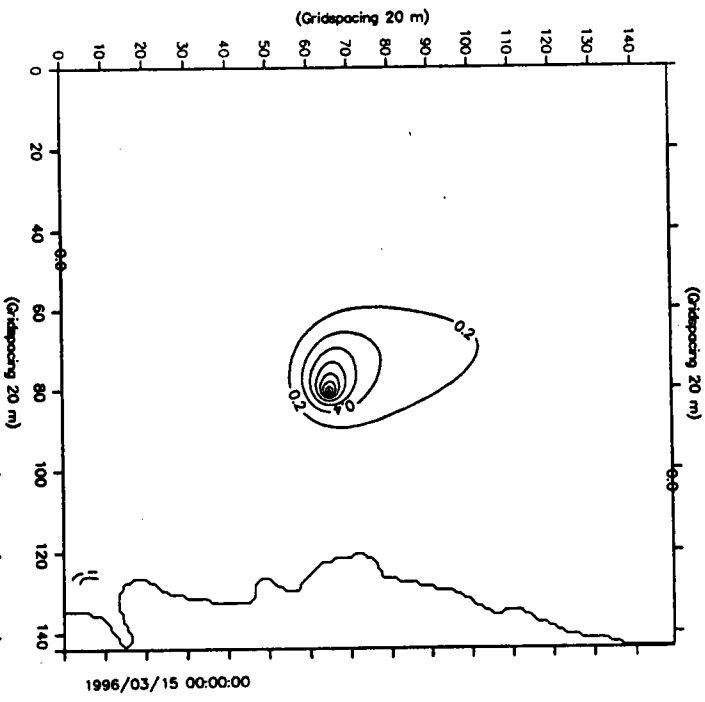


圖 18 M2 傳輸擴散模式流速向量圖

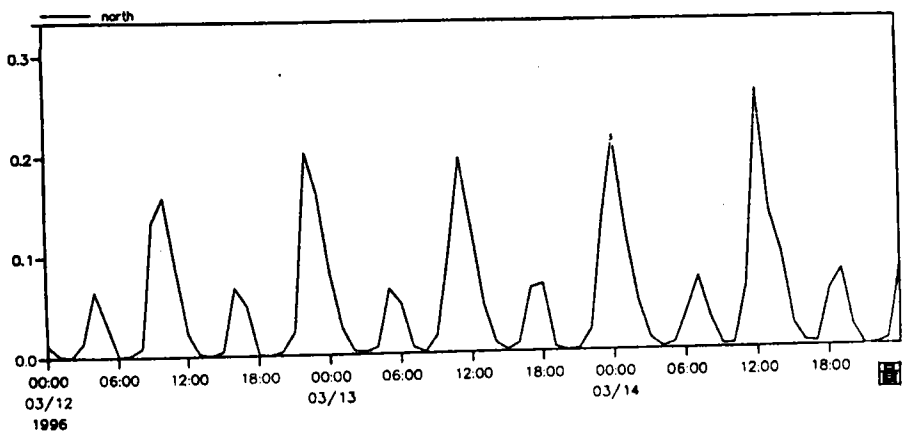


圖 19 M2 距排放口北方 500 公尺處溫升圖

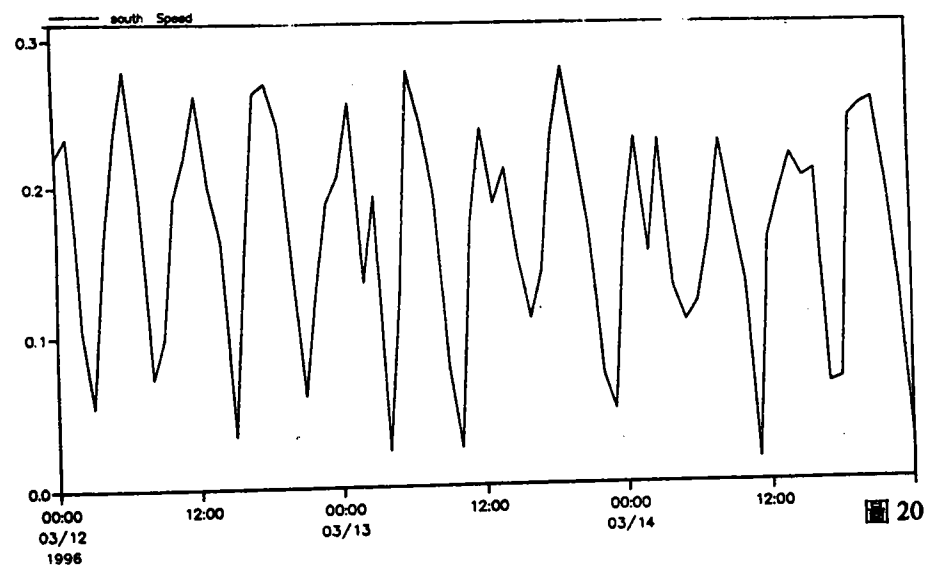


圖 20 M2 距排放口南方 500 公尺處溫升圖

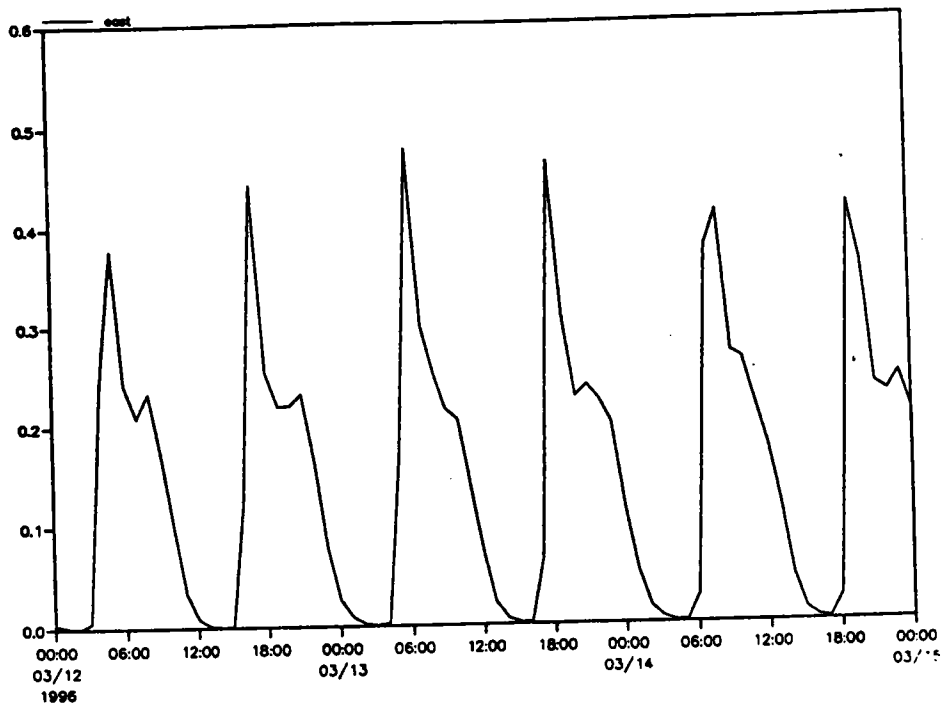


圖 21 M2 距排放口東方 500 公尺處溫升圖

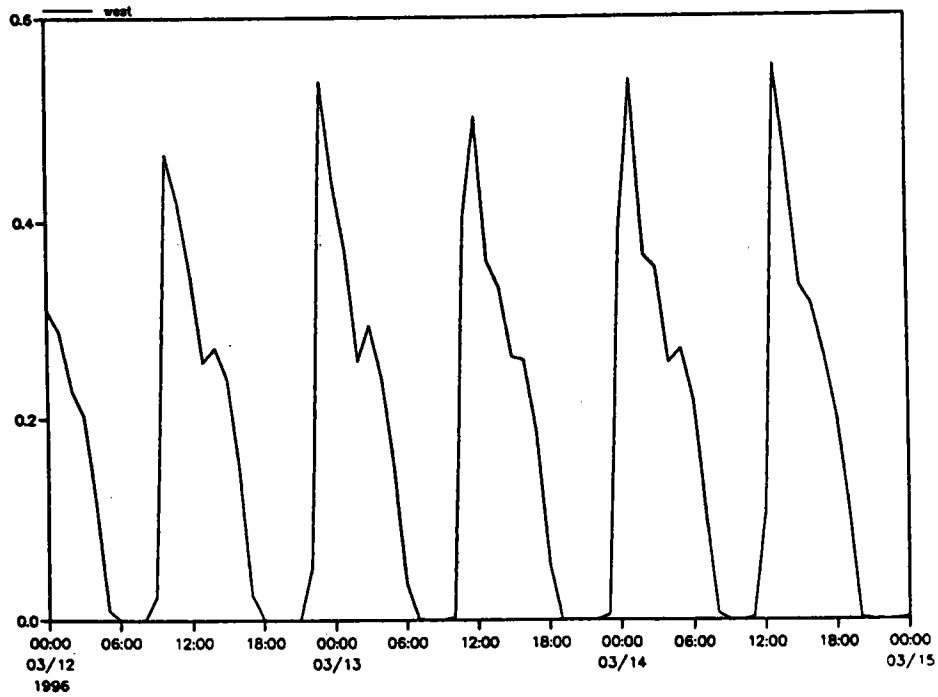


圖 22 M2 距排放口西方 500 公尺處溫升圖

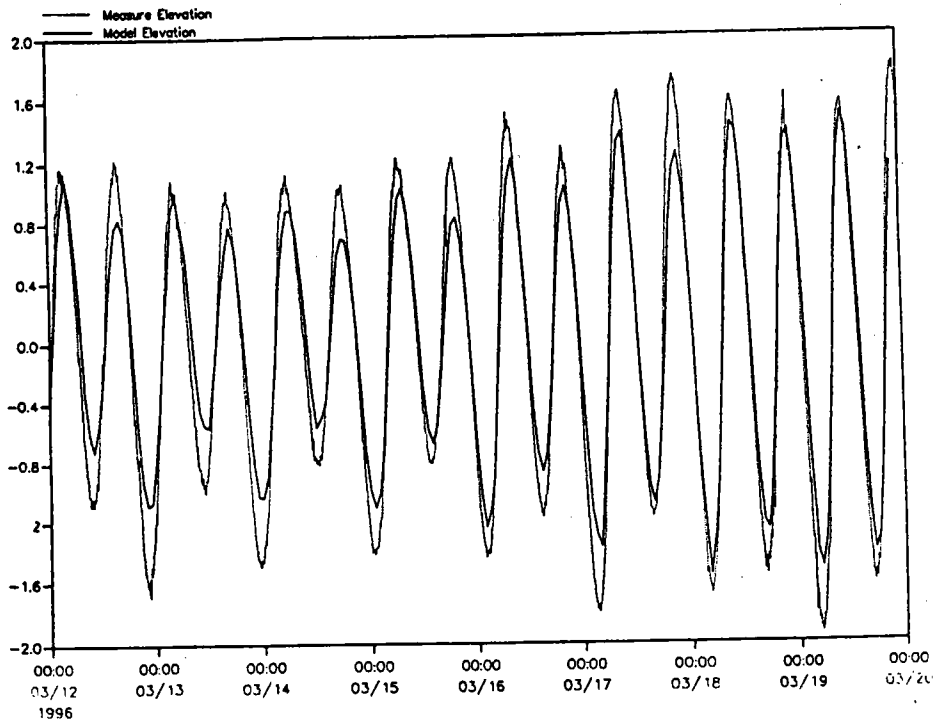


圖 23 竹圍漁港實測與模擬水位比較圖

海域污染擴散數值模擬之介紹與應用

劉景毅[1]

1前言

近年來台灣經濟蓬勃發展，隨之而來的人爲污染物排放量亦逐年昇高。由於大自然之自淨能力已不足以淨化這些人爲污染物，導致目前台灣近岸海域已呈現不同程度之污染，影響人民生活環境品質甚巨，因此海域污染防治問題目前已成爲重要的課題之一。大致來說，海域污染之改善主要基於是否能落實二大原則，一爲控制新污染源之產生，另一則爲減輕乃至消除現有之污染源。在控制新污染源的產生方面，目前環保法規與海岸開發法均規定大型海岸開發案件在開發前必須先做好環境影響評估，因此若上述兩個法規得以確實執行，當可有效管制新污染源的產生。在現有污染源之減輕或消除方面，則須對所要改善海域的水理與水質特性能充份掌握，才能據以擬訂有效的解決對策，而此二原則能否確實執行則取決於事前之預測與評估是否準確可行。一般而言，預測與評估方法之選取及其準確性依所欲評估對象的不同而有所差異，在海域污染擴散傳輸模擬方面，由於海域污染擴散數值模式具備經濟、迅速等特性，使得其廣被使用於模擬海域污染擴散傳輸的動態狀況，並因之成爲環境影響評估與污染整治規劃的工具，因此海域污染擴散數值模擬的重要性與日俱增，而本文的重點即在於介紹目前海域污染擴散數值模擬的發展與應用。

由於在執行海域污染擴散數值模擬時，首先必須先能掌握污染來源，因此本文將先探討台灣四周海域的主要污染源，接著本文對海域污染擴散數值模擬之發展與現況做系統性之介紹，最後本文以實例介紹來做終結。

2海域污染之來源

根據"水污染防治法規"，水污染之定義爲：「指水因物質、能量或生物之介入，而變更品質，致影響其正常用途或危害國民健康及生活環境」。依據此一定義，海域污染應可解釋爲海水因物質、能量或生物之介入，而變更品質，致影響其正常用途或危害國民健康及生活環境者。而介入之物質、能量與生物可分別以營養鹽、溫度與大腸菌爲例。大致而言，海域之污染來源主要來自陸地，目前台灣近岸海域之主要污染源包括電廠之溫排水、海洋放流污水、廢棄物海拋、海岸施工、溢油、河川與港口流入之污水以及非點源污染等，分述如下：

---

[1] 國立成功大學水工試驗所

2.1電廠之溫排水

目前台灣興建之電廠計有林口火力、通宵複循環火力、台中火力、興達火力、大林蒲火力以及核能一、二、三廠等，由於核能與火力電廠均需巨量之冷卻水，故台灣的核能與火力電廠大都興建於海岸邊，以利取放水。核能與火力電廠於營運運轉後，由於使用大量之冷卻用水，故增溫後的排放水常成爲排放海域的污染源。惟此一溫排水污染問題可藉由適當的工程規劃設計，使其影響範圍降至最低，以減少其對海洋生態之影響。

2.2海洋放流污水

海洋放流主要係將污水處理廠處理後之廢、污水經海洋放流管排放至稀釋率較佳的深海處，目前台灣已在運轉之海洋放流均在高雄海域，此即分別經由左營、中洲、大林蒲三條海洋放流管進行之污水放流。其中大林蒲海洋放流管總長度3300公尺，管徑1.5公尺，排放口附近的平均水深約爲18.4公尺，已於民國73年開始操作，主要係排放聯合污水處理廠處理後之廢污水。中洲海洋放流管總長度3000公尺，管徑1.8公尺，排放口附近的平均水深約爲20公尺，已於民國76年開始操作，主要係排放中洲污水處理廠處理後之污水。現階段中洲污水處理廠之污水處理量約爲400,000cmd，第二階段將可提昇至1,000,000cmd。左營海洋放流管總長度5074公尺，管徑1.5公尺，排放口附近的平均水深約爲18.5公尺，於民國78年開始操作，主要係排放左營放流站之放流水，現階段排放之工業廢水量爲63,000cmd。而目前剛完工之八里海洋放流管則將排放八里污水處理廠處理後之污水，其總長度爲6660公尺，管徑3.6公尺，排放口附近之平均水深約爲35公尺。其他如台南縣的急水溪海洋放流管則仍在施工中。雖然環保法規對海洋放流之實施有嚴格的規定，但連續排放之大量家庭污水和工業廢水，對承受海域而言，仍是一污染來源。

2.3廢污水或污泥、土石等之海拋

所謂海拋乃是將廢棄物質拋置於海中，冀藉由海洋的同化能力，將廢棄物對環境的影響降至最低。文獻資料顯示，近年來有些單位曾使用船駁方式在台灣西部海域拋棄煤灰、爐渣與浚渫之淤泥等。由於此海拋方式在規劃時未經慎重評估且無相關機構監督其作業，拋棄後也無相關機構進行追蹤及評估其對生態環境與生物資源之影響，故將成爲海洋的污染源，並易產生糾紛。

2.4海岸施工

海岸工程主要包括防波堤、突堤、離岸堤、潛堤與導流堤等之施工，此外如濱海工業區之海埔地開發需要大量土方填築灘地，其砂源除工程廢土或陸地挖方外，亦有抽取近岸海砂以滿足填方之需求。在上述海岸施工過程中，施工所在水域往往因抽砂與浚渫挖泥作業，而導致懸浮微粒之增加。一般而言，懸浮微粒濃度昇高將增加海水的混濁度，進而干擾浮游植物的光合作用，若懸浮微粒濃度過大則可能妨害魚類之呼吸作用，導致其生長速率減慢以及卵的孵化率降低。惟此類之影響係屬短暫性，於施

工完成後其水質將逐漸恢復。

2.5運油及鑽油工程之溢油

原油爲國內石油化學工業之主要原料與能源之來源，但台灣自產之原油量有限，故所使用之原油大部份均由國外進口。進口原油之輸送大都先將油輪運送之原油卸裝在外海之浮筒，再經海底油管輸送至陸地轉運站之油槽存放，最後再轉送至各煉油廠。目前國內之原油轉運站有高雄大林蒲、桃園沙崙等處。至於海域石油之開採，中國石油公司曾在新竹CBK海域開鑿油井。大體而言，外海之鑽油或卸油設施及其作業流程均極爲完備，漏油之機率甚小。但在海上，由於海、氣象條件瞬息萬變，當運油或鑽油作業受到不可抗拒之天災人禍侵襲時，原油可能大量洩出，造成臨近海域嚴重之污染。例如，民國85年8月賀伯颱風來襲後，高雄大林蒲外海浮筒之卸油管故障，導致大林蒲海域遭溢油嚴重之污染，影響環境生態甚巨，因此運油及鑽油工程等之溢油爲海域之潛在污染來源。

2.6港口及河川入流

目前台灣污水下水道的普及率不高，因此廢污水最終大都還是流入河中，導致河川水質不佳。根據民國82年的台灣省水質年報，台灣21條主要河川及29條次要河川中，其下游河段未受污染者有18條(佔36%)，輕度污染者有7條(佔14%)，中度污染者有13條(佔26%)，嚴重污染者有12條(佔24%)。此結果顯示台灣主、次要河川下游河段有半數以上已受到不同程度的污染。而河水最終還是要流入海洋，因此河川入流已成爲台灣近岸海域的主要污染源。此外，部份海港港池由於承接上游河川流入之污水、臨近工廠的工業廢水與船隻所排放之廢水等，使得港內水質惡化，這些港內廢污水終將隨著潮汐漲退流入海洋，而成爲臨近海域的污染負荷。

2.7非點源污染及其它

非點源污染主要包括由暴雨沖刷地表面污染物，藉由地面逕流流入海域之污染，經由大氣進入海中之污染以及經由地下滲流進入海中之污染等，其污染量甚難估計且誤差很大。

總之，海域污染數值模擬之應用時機，往往是所欲模擬的海域已存在或將產生污染源，而冀藉由海域污染擴散數值模式預測、評估污染狀況，故確實掌握所欲模擬海域的污染源爲執行海域污染數值模擬之重要準備工作，也唯有準確掌握污染源的質與量以做爲模式的輸入條件，模式才能準確預測、評估污染源對周遭環境之影響。

3海域污染擴散數值模擬

3.1數值模擬是什麼?

模式爲海域污染擴散數值模擬的主體，而一般比較令人接受且具有代表性之"模式"定義應爲:「所謂"模式"是一種事件過程或事物的表徵，它可以用來預測或描述這些事件過程或事物在某一方面的行爲或特性」。在科學的發展過程裏，科學家們試圖發展各式各樣的"模式"來描述或預測大自然的現象。最初始的發展大都是所謂的概念模式(Conceptual model)，此類模式用邏輯或關係的敘述來描述事物或事件的過程。例如，牛頓第一運動定律"在無外力作用下，物體動者恆動，靜者恆靜"即是一個概念模式，又例如在河川水利學上"河水流速與底床坡降成正比關係與底床摩擦力成反比關係"的描述亦可當作是概念模式。但是概念模式對自然現象的描述不夠精確，因此科學家更進一步依據概念模式來發展所謂的數學模式(Mathematical model)。數學模式主要利用數學式子來描述事物或事件的過程。例如，大家所熟知的牛頓第二運動定律F=MA，即是一個典型的數學模式。而在流體動力學裏的連續方程式或納維爾-史塔克方程式(Navier-Stokes Equations)亦是所謂的數學模式。但由於許多數學模式非常的複雜，科學家們無法由算術、代數、微積分等方法求得解析解。此時只能將連續的數學方程式離散化，再經由有限元素法、有限差分法、邊界元素法等數值方法，以電腦快速運算的能力求得數學模式的數值近似解，而此即爲所謂的數值模式(Numerical model)。因此數值模式與其它類的模式一樣，其發展的目的在於用來預測或描述所欲模擬事件的過程或事物在某一方面的行爲或特性，而數值化只是達成目的的方法。

然而由於目前的科技水平仍對許多物理現象不甚了解，因此在模式的建立過程中，模式建立者常需做一些假設來密閉聯立方程組或簡化模式的複雜性。但伴隨著這些假設而來的則是一些未知的參數，此等參數值之決定需由現場或實驗室的實測資料來率定。因此數值模擬的準確性除了模式本身須要設計精良外，足夠且高品質之率定與驗證資料，絕對是增進模式預測精確度的必需條件。因此一個完備的數值模擬組成基本上應包括下列諸要素：

1.有足夠專業知識與經驗的使用者。

2.需有一組方程式，此方程組能夠描述模式所欲模擬自然現象的過程和特性。

3.需有一種數值技巧。據此數值技巧發展一套電腦程式以解析離散化的方程組。

4.需有一些電腦軟體用於準備資料的輸入和結果的分析。

5.需把所要模擬的區域格網化。

6.所要模擬區域的一些現場資料。這些資料將提供模式啓動所需的邊界條件、起始條件、參數值以及模式的率定與驗證之用。

上述之要素2至要素5可統稱爲數值模式，因此數值模擬應主要包括使用者、數值模式與資料三個組成。數值模擬進行時，模式使用者首先須蒐集分析基本背景資料，並據以篩選出適當的模式輸入條件;然後再用實測資料率定與驗證模式，以決定適當的模式參數值;最後進行案例模擬時，模式使用者須依其專業知識與經驗對模式模擬結果之可信度做研判與確認。故模式使用者的專業知識與經驗、數值模式與資料爲海域污染數值模擬不可或缺的重要組成，三者間的任何缺失都可能嚴重影響模式模擬結果的準確性，而減低模式應有之功能。

3.2海洋污染擴散數值模式

污染物質在海洋中的擴散傳輸變化機制主要包括傳導、擴散與污染物質本身的生化反應現象。當污染物質進入海域後，其傳導過程主要受海流主宰，海流的大小和方向將決定污染物的移動軌跡。而在傳導的過程中，污染物之濃度亦將因紊流擴散、蒸發、沉澱與生化反應等因素而有所改變，故海洋污染擴散數值模式主要包括水動力模式與水質擴散傳輸模式兩部份。水動力模式主要在模擬海流流況，其結果可提供水質擴散傳輸模式模擬污染物質在海中的擴散傳輸現象。

由於水動力模式的發展比較早，其成果較成熟，故目前各種水動力模式所使用的控制方程式差異性較小。(3-1)式至(3-8)式所示即爲常被使用於三維水動力模式之控制方程式，其組成主要包括連續方程式、動量守恆方程式、鹽度守恆方程式、溫度守恆方程式、狀態方程式與紊流傳輸方程式。

$$\frac{\partial u}{\partial x}+\frac{\partial v}{\partial y}+\frac{\partial w}{\partial z}=0 \tag{3-1}$$

$$\frac{\partial u}{\partial t}+\frac{\partial (uu)}{\partial x}+\frac{\partial (uv)}{\partial y}+\frac{\partial (uw)}{\partial z}-fv+\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x}-\frac{1}{\rho}(\frac{\partial \tau_{xx}}{\partial x}+\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y}+\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z})=0 \tag{3-2}$$

$$\frac{\partial v}{\partial t}+\frac{\partial (vu)}{\partial x}+\frac{\partial (vv)}{\partial y}+\frac{\partial (vw)}{\partial z}+fu+\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial y}-\frac{1}{\rho}(\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x}+\frac{\partial \tau_{yy}}{\partial y}+\frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z})=0 \tag{3-3}$$

$$\frac{\partial p}{\partial z}+\rho g=0 \tag{3-4}$$

$$\frac{\partial s}{\partial t}+\frac{\partial (us)}{\partial x}+\frac{\partial (vs)}{\partial y}+\frac{\partial (ws)}{\partial z}-\frac{\partial (D_x\frac{\partial s}{\partial x})}{\partial x}-\frac{\partial (D_y\frac{\partial s}{\partial y})}{\partial y}-\frac{\partial (k\frac{\partial s}{\partial z})}{\partial z}=0 \tag{3-5}$$

$$\frac{\partial T}{\partial t}+\frac{\partial (uT)}{\partial x}+\frac{\partial (vT)}{\partial y}+\frac{\partial (wT)}{\partial z}-\frac{\partial (D_x\frac{\partial T}{\partial x})}{\partial x}-\frac{\partial (D_y\frac{\partial T}{\partial y})}{\partial y}-\frac{\partial (k'\frac{\partial T}{\partial z})}{\partial z}=0 \tag{3-6}$$

$$\rho=\bar{\rho}+\rho'(s,T) \tag{3-7}$$

$$\frac{\partial e}{\partial t}+\frac{\partial (ue)}{\partial x}+\frac{\partial (ve)}{\partial y}+\frac{\partial (we)}{\partial z}-\frac{\partial (D_x\frac{\partial e}{\partial x})}{\partial x}-\frac{\partial (D_y\frac{\partial e}{\partial y})}{\partial y}-\frac{\partial (k\frac{\partial e}{\partial z})}{\partial z}\pm S_e-D_e=0 \tag{3-8}$$

以上諸式中x、y、z爲右手直角座標，u、v、w爲相對於x、y、z方向之流速分量，t爲時間，f爲地球自轉之柯氏力係數，ρ爲海水密度，p爲壓力，g爲重力加速度，$\tau_{xx},\tau_{xy},\tau_{xz},\tau_{yx},\tau_{yy},\tau_{yz}$爲剪力分量，s表鹽度，T表溫度，e表紊流強度，$D_x$、$D_y$、$k$、$k'$爲各方向之延散係數，$S_e$與$D_e$則表紊流能量之來源與損失。

在水質擴散傳輸模式方面，由於海域之污染指標主要有溶氧量、生化需氧量、氨氮、硝酸鹽、磷酸鹽、重金屬、懸浮固體濃度、大腸菌及溫度等。這些污染物在海洋

中之擴散傳輸現象皆可由擴散-對流方程式加上污染源項與生物化學作用項來描述。其中，在擴散-對流方程式中之擴散與對流項，各類水質擴散傳輸模式大都使用相同之表示式；而對於污染源項與生物化學作用項之公式的選取則變化性較大，但目前仍大都以一階反應簡化之。(3-9)式即爲較完整的三維水質擴散傳輸方程式：

$$\frac{\partial C_i}{\partial t}+\frac{\partial (uC_i)}{\partial x}+\frac{\partial (vC_i)}{\partial y}+\frac{\partial (wC_i)}{\partial z}-\frac{\partial (D_x\frac{\partial C_i}{\partial x})}{\partial x}-\frac{\partial (D_y\frac{\partial C_i}{\partial y})}{\partial y}-\frac{\partial (k\frac{\partial C_i}{\partial z})}{\partial z}+R_{Ii}+R_{Ei}=0 \tag{3-9}$$

上式中 C_i 表水質濃度，i=1,2,3...代表水質項目，式中第一項代表水質濃度的時間變化率，第二至第四項代表對流作用項，主控水流對物質之傳送現象，第五項至第七項爲擴散作用項，代表物質在水中受分子擴散、紊流等作用之複合現象，R_{Ii} 代表內部由於物理或生化反應所造成 C_i 濃度增加或減少之機制，其公式將依水質項目而異，R_{Ei} 代表由外面加入系統的污染來源或離開系統的損失。式(3-9)可與式(3-1)至式(3-8)組成三維的海域污染擴散模式。

惟建立一個完整的三維、時變海洋污染擴散數值模式在實用上非常不經濟，且亦常缺乏足夠質與量的驗證資料，因此不同的模式建造者依其不同的需求做了一些不同的假設來簡化模式的複雜性。有的模式建立者假設模式爲穩定狀態，其模式建立的目的在於明瞭污染物擴散傳輸達到穩定狀態時的結果。有的模式建立者根據特殊地形條件或物理現象將三維的模式在空間維度上簡化爲二維。有的模式建立者對潮汐的週期取平均，以研究污染物質長時間的傳輸情形。式(3-10)至式(3-13)所示爲在水深方向的運動尺度遠小於水平方向的運動尺度與成層現象不明顯的前題假設下，將三維的控制方程式由海底積分至海面，同時加入底部和表面的邊界條件而得之平面二維流場控制方程式：

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t}+\frac{\partial (HU)}{\partial x}+\frac{\partial (HV)}{\partial y}=0 \tag{3-10}$$

$$\frac{\partial U}{\partial t}+U\frac{\partial U}{\partial x}+V\frac{\partial U}{\partial y}-fV+g\frac{\partial \xi}{\partial x}+g\frac{U(U^2+V^2)^{1/2}}{C^2H}-\frac{1}{\rho H}\tau_x^s-(K_{xx}\frac{\partial^2 U}{\partial x^2}+K_{xy}\frac{\partial^2 U}{\partial y^2})=0 \tag{3-11}$$

$$\frac{\partial V}{\partial t}+U\frac{\partial V}{\partial x}+V\frac{\partial V}{\partial y}+fU+g\frac{\partial \xi}{\partial x}+g\frac{V(U^2+V^2)^{1/2}}{C^2H}-\frac{1}{\rho H}\tau_y^s-(K_{yy}\frac{\partial^2 V}{\partial y^2}+K_{yx}\frac{\partial^2 V}{\partial x^2})=0 \tag{3-12}$$

$$\frac{DC_i}{Dt}=\frac{\partial}{\partial x}(E_x\frac{\partial C_i}{\partial x})+\frac{\partial}{\partial y}(E_y\frac{\partial C_i}{\partial y})+R_{Ii}+R_{Ei} \tag{3-13}$$

以上諸式中x與y爲右手直角座標，ξ 爲自由水面的高度，H爲水深，U與V爲相對於x與y方向之平均流速分量，K_{xx}, K_{yy} 爲渦動粘性係數，τ_x^s, τ_y^s 爲表面風剪力分量，C

爲Chezy係數。由於(3-13)式中之 R_{Ii} 的公式形式依水質項目而異，故本文以較常被用來作爲海域污染指標的懸浮固體、大腸菌、BOD、DO、溫度、重金屬等爲例，來介紹較常使用的 R_{Ii} 或 R_{Ei} 公式：

(1)若 C_i 爲懸浮固體時，若以一階反應表示且省略再懸浮現象之影響，則懸浮固體模式可以表示如下：

$$R_{Ii} = -\mathrm{Ki}\, C_i \tag{3-14}$$

Ki爲懸浮固體的沉降係數，Ki=Ki(V,D)，V表速度，D表懸浮固體粒徑。

(2)若 C_i 爲大腸菌時，一般均以一階反應來表示，則大腸菌模式可以表示如下：

$$R_{Ii} = -\mathrm{Ki}\, C_i \tag{3-15}$$

Ki爲大腸菌的衰減係數，Ki=Ki(S,I,T)，S表鹽度，I表光照度，T表溫度。

(3)若 C_i 爲BOD與DO時，由於兩者相關連，因此須解聯立方程組。在BOD方面，因爲污水與海水混合後，其主要將產生沉澱與分解兩種作用。而海洋水體中DO濃度的變化機制則較複雜，主要包括BOD分解耗氧作用、曝氣增氧作用、光合作用、呼吸作用與底泥耗氧作用等。本文將以美國曼哈頓學院與美國環境保護署所共同發展之WASP(Water Quality Analysis Simulation Program)模式爲例，來介紹DO的平衡機制。WASP模式中有關生化反應模擬主要有兩部分，一爲優養現象模擬，另一則爲毒性物質模擬。優養現象模擬又可分爲浮游植物，磷循環，氮循環，以及溶氧平衡四部份，本文在此將僅介紹溶氧平衡。WASP模式中之溶氧平衡變化依所考慮因子的多寡區分爲不同層級(Levels)，簡介如下：

Level 1: Streeter-Phelps

最簡單的溶氧平衡模式係以Streeter-Phelps方程式爲軸心，如式(3-16)與(3-17)所示：

$$R_{I5} = -k_d C_5 - \frac{v_{s3}}{D}(1 - f_{D5})C_5 \tag{3-16}$$

$$R_{I6} = +k_2(C_s - C_6) - k_d C_5 - \frac{SOD}{D} \tag{3-17}$$

其中 C_5 表總BOD濃度，C_6 表DO濃度，k_d 爲BOD怯氧係數，f_{D5} 爲溶解BOD所佔比例，v_{s3} 爲有機物質沉降速度，C_s 爲飽和溶氧濃度，SOD表底泥耗氧量，k_2 爲曝氣係數，D表水深。此溶氧平衡模式中，BOD濃度之衰減主要由沉澱與分解兩種作用來表示，DO濃度的變化則包括BOD分解耗氧作用、曝氣增氧作用與底泥耗氧作用。

Level 2: modified Streeter-Phelps

modified Streeter-Phelps模式所考慮之溶氧平衡機制與Streeter-Phelps模式類似，但其將總BOD細分成碳生化需氧量(CBOD)與氮生化需氧量(NBOD)，而在模式中加入硝化作用耗氧之考量，也因此比Level 1模式各增加一個變數與控制方程式，如下所示。

$$R_{I5} = -k_d C_5 - \frac{v_{s3}}{D}(1 - f_{D5})C_5 \tag{3-18}$$

$$R_{I6} = +k_2(C_s - C_6) - k_d C_5 - k_n C_1 - \frac{SOD}{D} \tag{3-19}$$

$$R_{I1} = -k_n C_1 - \frac{v_{s3}}{D}(1 - f_{D1})C_1 \tag{3-20}$$

其中 C_5 表CBOD，C_1 表NBOD，k_n 爲氮怯氧係數，f_{D5} 爲溶解之CBOD所佔比例，f_{D1} 爲溶解之NBOD所佔比例，其餘之符號與Level 1相同。

Level 3: Full linear DO balance

Full linear DO balance模式將NBOD的反應過程再細分爲硝化作用(Nitrification)與礦化作用(Mineralization)，並另外加入考量因浮游植物光合作用與呼吸作用的影響，因此Level 3模式比Level 2模式多增加兩個變數，即有機氮與硝酸氮，而其相對增加之方程式則如式(3-24)與式(3-25)所示。

$$R_{I5} = -k_d C_5 - \frac{v_{s3}}{D}(1 - f_{D5})C_5 \tag{3-21}$$

$$R_{I6} = +k_2(C_s - C_6) - k_d C_5 - 4.5k_{12}C_1 - \frac{SOD}{D} + (k_{1C} - k_{1R})\frac{32}{12}C_4 \tag{3-22}$$

$$R_{I1} = +k_{71}C_7 - k_{12}C_1 \tag{3-23}$$

$$R_{I2} = +k_{12}C_1 \tag{3-24}$$

$$R_{I7} = -k_{71}C_7 - \frac{v_{s3}}{D}(1 - f_{D7})C_7 \tag{3-25}$$

其中 C_1 表氨氮，C_2 表硝酸氮，C_7 表有機氮，C_4 表浮游植物碳(在Level 3模式中並非變數)，k_{1C} 爲平均植物成長參數，k_{1R} 爲平均動物呼吸率，k_{71} 爲礦化係數(Mineralization rate constant)，f_{D7} 爲溶解有機氮之比例，其餘之符號則與Level 1與Level 2相同。

Level 4: Nonlinear DO balance

此Level之溶氧平衡模式主要是在上述的線性模式中，再加入溶氧量對氧化作用、硝化作用與脫硝作用(Denitrification)之反饋影響，亦即在此三項分別乘以 $\frac{C_6}{K_{BOD}+C_6}$、$\frac{C_6}{K_{NIT}+C_6}$ 與 $\frac{K_{NO3}}{K_{NO3}+C_6}$ 三式，故原來之線性方程式將變成非線性方程式，而式中之 K_{BOD}、K_{NIT} 與 K_{NO3} 皆分別爲與溶氧濃度限制有關之半飽合常數，此一溶氧量反饋影響之考量在低氧環境尤其重要。

以上所介紹爲較常使用的溶氧平衡模式，而模式建立者當然亦可依自己的用途或資料的多寡對以上模式做適當的修改，以符合自身之要求。式(3-26)與式(3-27)所示即爲作者近年來常使用之BOD-DO平衡模式：

$$\frac{DL}{Dt}=\frac{\partial}{\partial x}(D_x\frac{\partial L}{\partial x})+\frac{\partial}{\partial y}(D_y\frac{\partial L}{\partial y})-(K_1+K_3)L+\frac{B_a}{H}+R_{EL} \tag{3-26}$$

$$\frac{DC}{Dt}=\frac{\partial}{\partial x}(D_x\frac{\partial C}{\partial x})+\frac{\partial}{\partial y}(D_y\frac{\partial C}{\partial y})-K_1L+K_2(C_s-C)+P(t)-R-D_b+R_{Edo} \tag{3-27}$$

式中 L 表BOD濃度、C 表DO濃度、K_1 爲BOD怯氧係數、K_3 表BOD沉降係數、K_2 表再曝氣係數、C_s 表飽和DO濃度、B_a 表單位面積海域底泥釋出之BOD量、$P(t)$ 表光合作用產氧率、R 表呼吸耗氧常數、D_b 表底泥耗氧常數、R_{EL} 與 R_{Edo} 表污染源。

其中光合作用產氧速率的估算公式很多，根據O'Connor and Ditoro (1970)，光合作用產氧率可以表示如下：

$$p(t_f)=p_m\sin[\frac{\pi}{F}(t_f-t_{fs})] \quad \text{at} \quad t_{fs}<t_f<t_{fs}+F$$
$$=0 \quad \text{other} \tag{3-28}$$

式中 P_m 表光合作用最大產氧率、t_{fs} 表太陽升起時間、t_f 表時間、F 表一天中有日光的時間分率。在飽和光線下 P_m 與葉綠素濃度的關係可以表示爲：

$P_m=0.25[Chl-a]$，$[Chl-a]$ 爲葉綠素a之濃度 (3-29)

此一水質擴散傳輸模式曾應用於模擬淡水海域與高雄海域之水質狀況，效果良好，並將於下節介紹。

(4)若 C_i 爲溫度時，則 R_{Ii} =0，而 R_{Ei} 可表示爲

R_{Ei}=Qs-Qb-Qe-Qh+St

其中Qs爲日照量，Qb爲海面有效逆輻射，Qe爲蒸發之潛熱量，Qh爲海面上之熱傳導，St爲溫度的來源(例如，溫排水)。

(5)若 C_i 爲重金屬時

由於現有重金屬水質模式所考慮之機制主要包括(a)懸浮顆粒對金屬之吸附與釋放能力(b)懸浮顆粒吸附金屬後之沉澱與再懸浮作用(c)沉澱至底床之顆粒上的金屬與底床孔隙水間之交互作用(d)底床孔隙水與底床以上之海水間之交互(擴散)作用(e)海洋生物之吸食。故重金屬模式之變數須包括(a)溶解金屬濃度 (b)吸附在懸浮顆粒之金屬濃度(c)懸浮質濃度(d)吸附在底泥之金屬濃度(e)溶解在底泥之金屬濃度(f)懸浮質沉澱與再懸浮影響所及之底泥厚度，此共需6個經驗公式Fi來描述以上變數間之交互作用，即

R_{Ii}=Fi，i=1,6

Fi爲經驗公式，公式內包含許多未知參數，其值將依懸浮質、底泥、重金屬之特性以及環境參數(諸如溫度、鹽度、PH、Redox Potential)而定。由於此部份之公式相當繁雜且仍未有定論，故在此省略。

以上所介紹爲目前海域污染擴散數值模式較常使用之控制方程式，當然每個模式

建立者可依自己之需求考量，對上述方程式做適當的補充或修改以符合所需。接著只要將控制方程式離散化，即可經由有限元素法、有限差分法或邊界元素法等數值方法，來建立海域污染擴散數值模式。而只要再給予適當之邊界條件與輸入資料，海域污染擴散數值模式即可模擬污染物質在海中之擴散傳輸情形。

3.3實例介紹

基本上，海域污染數值模擬之應用，在執行上有下列幾個必要步驟：

(1)計畫目標之確立

現有模式種類繁多，各類模式各有其優缺點，而計畫目標的確立可讓計畫執行者選取最適用之模式。例如模擬河口鹽水楔問題與模擬海洋放流遠域污染擴散問題對模式特性的要求即不相同。

(2)量測或蒐集分析背景資料與模式執行所需輸入資料之準備

數值模式在執行前必須先收集分析所欲模擬區域之水文、氣象、水質等背景資料，以作爲選取模式種類、模擬區域、網格配置等之依據。此外，這些資料將可提供作爲模式之起始條件、邊界條件、或模式率定、驗證與結果研判之用。如若資料完整性不夠或不具代表性則須增測現場資料，以補資料之不足。而資料之蒐集與分析者亦必須具備足夠的專業知識與經驗，以避免提供錯誤訊息，導致模式模擬出錯誤的結果。

(3)建立或選取適當模式

目前海洋污染擴散數值模式的種類繁多，各種模式各有其優缺點與適用的對象及範圍。因此模式使用者或建立者需能認清自己的需要和目的，再根據所能提供的電腦資源與資料以選取或建立適當的模式。例如，若計畫目的在探討污染物在鹽水楔明顯存在之河口的擴散傳輸問題，則模式使用者或建立者可能需要一個三維的海洋污染擴散數值模式才能符合所需，但可能的現實狀況是三維水質資料的質與量均嚴重不足，且並無足夠的經費可以進行現場量測。在此情況下，模式使用者或建立者可能須退而求其次的建立或選取垂直二維的數值模式來達成其計畫目標。再者，如若計畫目的在探討海洋放流之污染物是否會迴流海岸，影響近岸水質時，則一個水平二維的海域污染擴散數值模式應即符合所需。但若要應用一個三維的數值模式來模擬此一問題亦無不可(如若模式模擬所需之資料均能提供)，惟此一選擇並不經濟。

(4)模式之率定與驗證

數值模式建立完成後，一般須先以解析解或實驗室資料進行模式之率定與驗證。然而由於海域現況相當複雜，因此模式在應用於現況模擬時，往往必須以現場實測資料對模式重新做率定與驗證，以確保模式之模擬能重現所欲模擬區域的水動力與水質特性。

(5)規劃案例之模擬與結果之研判

此一步驟即是把經過率定與驗證後之模式應用於規劃案例之模擬。例如，模擬各種放流水流量與濃度條件下，海洋放流對近岸海域之影響;或模擬各種不同導流堤

配置條件下，溫排水排放對放流口附近海域之影響;或模擬污泥在不同地點與條件下進行海拋，將對附近海域水質產生之影響等，而各案例之模擬結果將提供模式使用者研判所要瞭解之訊息。惟因爲目前的海域污染擴散模式仍不是完全成熟，且海域水理、水質資料的質與量往往不足，因此模式使用者需依其專業知識與經驗對模式之模擬結果的可信度做最後之研判，以確保模式之品質。

接著本文將以淡水、八里近岸海域水質數值模擬爲例，來介紹海域污染擴散數值模式之應用。

(1)計畫目標之確立

近年來，在淡水、八里近岸海域進行之重大工程包括八里海洋放流管工程、淡海新市鎮的造陸填海工程與淡水國內商港等，其皆將影響淡水、八里近岸海域之流場與水質狀況，因此亟需建立一可信之預測工具以評估各類工程將對周遭海域水理、水質特性之影響，以作爲規劃設計或決策評估之依據。在此計畫目標下，作者冀建立一平面二維海域污染擴散數值模式。

(2)背景資料之蒐集分析與量測

在計畫開始執行前首先必需收集分析淡水、八里海域現有之水理、水質資料，以作爲研判之依據。資料蒐集結果顯示近年來已有成大水工試驗所、中華顧問工程司、中興工程顧問社等單位曾陸續在淡水、八里近岸海域量測水理、水質資料，惟這些資料的量測，因其目的爲建立海域水質背景資料或工程施工期間環境品質監測之用，因此或因在點位與量測時間的選取上不能互相配合，或因無同時量測之水理、水質資料，故其在模式率定與驗證的應用上有其不足之處，因此需增加測量海流與水質資料來驗證模式。

(3)模式之建立

根據李鴻源等(1996)於民國84~85年間在淡水河下游所測得之鹽度垂直剖面結果顯示，雖然淡水河爲一感潮段甚長之感潮河川，但淡水河下游河段在平常時期並無明顯的鹽水楔現象，故建立水平二維模式來模擬淡水、八里近岸海域之流場，應即可相當程度的代表實際之流況。本計畫建立之水平二維模式的控制方程式如式(3-10)至式(3-12)與式(3-26)、式(3-27)所示，此模式之水動力部份係以運算效率較高之ADI數值技巧(Leendertse, 1970； 劉等，1996)求解，水質擴散傳輸部份則以數值延散效應較小的的Eulerian-Lagrangian Scheme求解(Cheng, et al., 1984)。

(4)模式之率定與驗證

模式建立完成後，模式之率定與驗證將由模式計算之結果與收集所得實測之水位及海流資料相比較來爲之。由於收集所得淡水附近海域的海流、潮汐資料以在民國80年6月所測得之結果最爲完整，因此模式先以民國80年6月1日至6月12日桃園竹圍及淡水的潮汐資料作爲模式的外海開放邊界條件，淡水河入流量則由收集所得關渡橋站的歷年流量資料來推估，而以同一時間於八里海域所量測的海潮流以及淡水第二漁港之潮汐資料來率定水動力模式。水質模式之率定則以台北市政府工務局於民國79年至83年間在淡水、八里海域所測水質資料的平均值來爲之。然後再以同一研究於民國84年9月2日起至民國84年9月18日間於淡水、八里海域同時量測所得之海潮流與水質資料做爲模式之驗證資料。海潮流與水質測量點位如圖3-1所示。而模式之模擬區域(圖3-2)則南起桃園的竹圍海域，北至淡水河北岸的八

蓮溪出口附近海域。模式使用之網格間距爲300公尺，格網數目爲96×81，模式之y軸方向爲正北方向逆時針轉30度，使用之時間間距爲30秒。

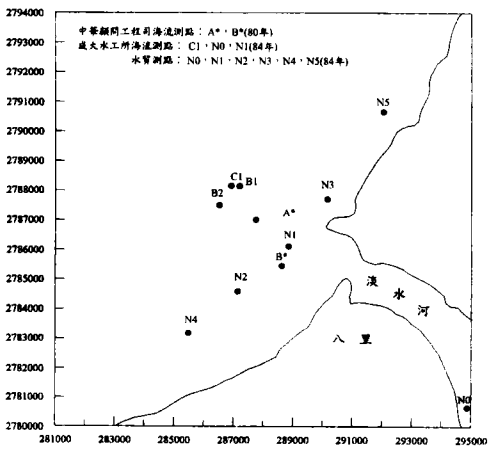


圖3-1 海潮流與水質測量點位圖

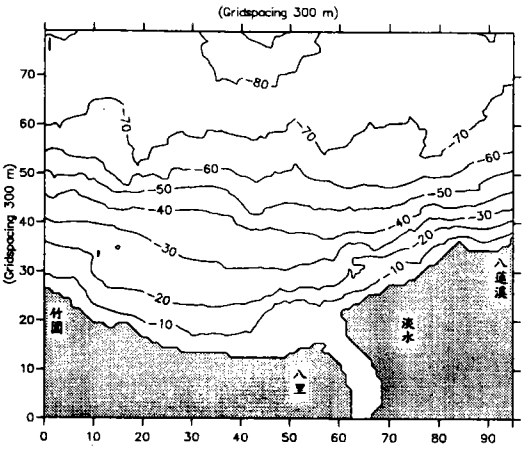


圖3-2 模式之地形水深等深線分佈圖

圖3-3所示爲模式計算所得之海流與測站A*與B*的實測海流之比較。結果顯示模式計算所得之流速在大部份時段與實測流速相當吻合，但最大流速值大都略小於實測流速。至於在海流方向的比較方面，模擬結果顯示模式計算所得之海流流向與實測流向相當一致。圖3-4所示則爲實測水質平均資料與模擬結果之比較，在大部份測站模式模擬結果與實測資料都相當吻合，只有S8和S9測站的實測水質濃度遠高於模式模擬的結果，其原因可能是因爲此二測站的污染並不是來自了淡水河，而是分別來自於淡水河南岸的南大灣溪與淡水河北岸的區域排水，但本文模式率定時只考慮淡水河爲模式中的唯一污染源，因此造成模擬結果與實測資料間有較大的差異。

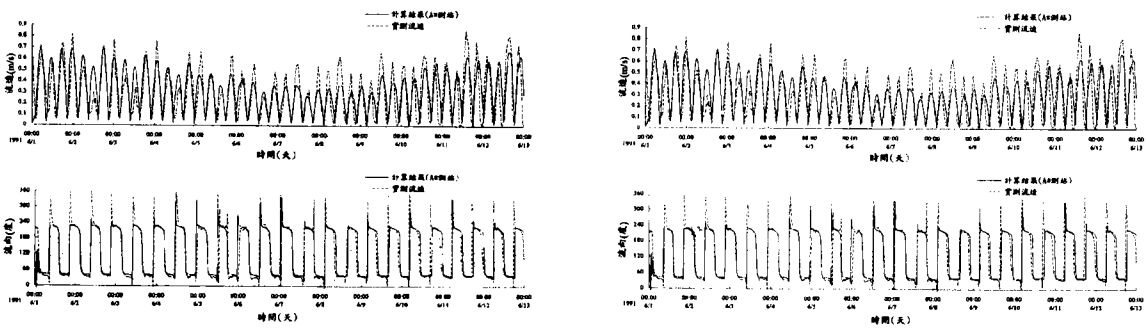


圖3-3 模式模擬結果與實測海流之比較(水動力模式之率定)

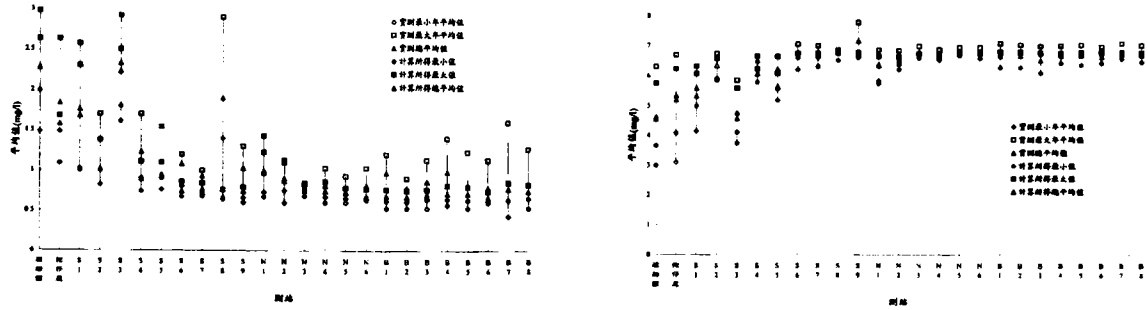


圖3-4　模式模擬結果與實測BOD與DO值之比較圖(水質模式之率定)

圖3-5所示則爲模式驗證時，模式計算所得之海流與測站N1與C1的實測海流之比較。C1站的比較結果顯示模式計算所得之流速與實測流速相當吻合。在N1站的比較結果亦顯示模式計算所得之海流流向與實測流向相當一致，但在大潮時，模式模擬所得之最大流速遠小於實測流速。圖3-6所示爲模式於模擬期間模擬所得之BOD與DO的最小、最大以及平均濃度值與海域水質量測結果的最小、最大以及平均濃度值的比較。模擬結果顯示，模式模擬所得之海域水質濃度分佈與實測資料在趨勢上均相當一致。

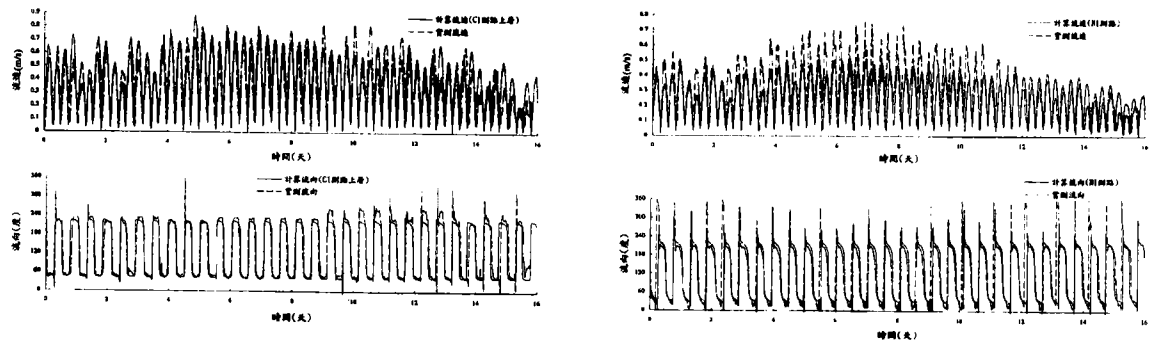


圖3-5　模式模擬結果與實測海流之比較(水動力模式之驗證)

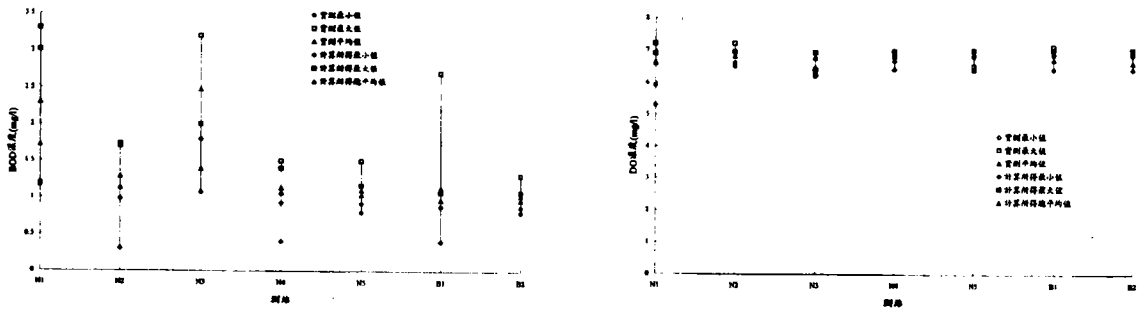


圖3-6　模式模擬結果與實測BOD與DO值之比較圖(水質模式之率定)

整體而言，建立之模式以實測資料作爲模式的開放邊界條件，再分別以同一時段之潮位、海流與水質資料進行模式之率定與驗證，模擬結果顯示建立之模式可以

相當程度的模擬出淡水、八里近岸海域之流場與水質濃度分佈特性。

(5)規劃案例之模擬

最後可應用此經過率定與驗證後之模式，模擬分析各種海洋放流水條件下，八里海洋放流對附近海域之影響，或模擬分析不同淡水國內商港外廓配置條件下，其將對附近海流與水質擴散傳輸之影響。而在此本文僅列出現況模擬之部份結果，以供參考。圖3-7所示爲模式模擬所得之現況流場圖，圖中結果顯示漲潮時海流沿著海岸方向往西南方向流，部份海潮水由淡水河口進入淡水河；退潮時則淡水河入流衝入海中，與退潮水往東北方向流動。

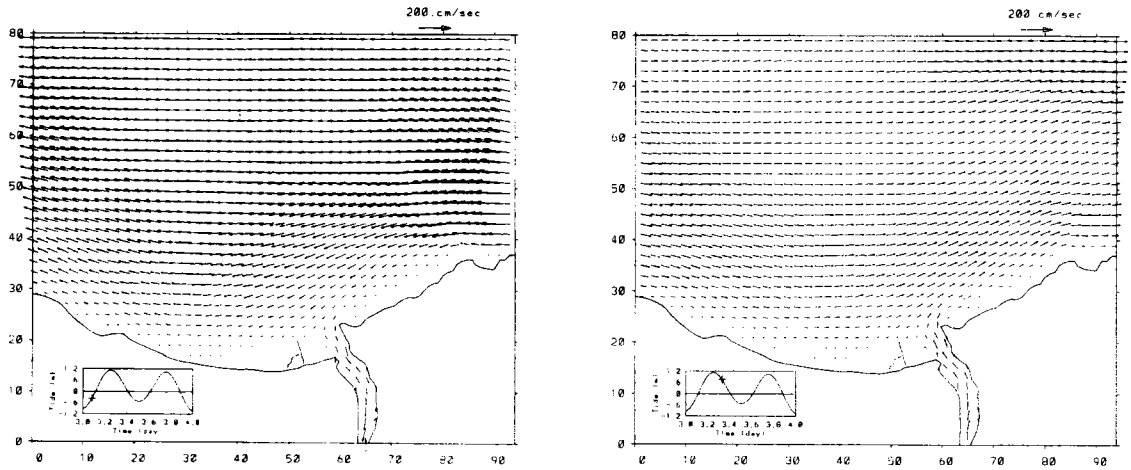


圖3-7　模式模擬之流場向量圖

圖3-8與圖3-9所示則爲模式模擬所得於N1、N2、N3、N4、N5、B1及B2測點的BOD與DO濃度變化歷線圖，圖中水質濃度的周期性變化主要由潮汐漲退所造成，其振幅大小則與大、小潮有關。大體而言，海域的DO濃度仍相當良好，各測點間相差不大，N1測點由於位處淡水河口因此其受淡水河的影響最明顯，其BOD濃度於大潮時可達3mg/l；而N2、N3測點分別位處淡水河口兩側，其受淡水河入流的影響較N1點小，模擬結果顯示其最大BOD濃度分別約爲1.6mg/l與2mg/l，其中N3測點的BOD濃度高於N2測點，此主要由於退潮時，外海之海流流向爲東北向，使得淡水河口之長期平均流場方向偏北所致；N4與N5檢驗點離淡水河口更遠，故模式模擬所得之最大BOD約降爲1.3mg/l；致於B1與B2測點之最大BOD濃度則均約爲1.15mg/l，其受大、小潮之影響已不明顯。

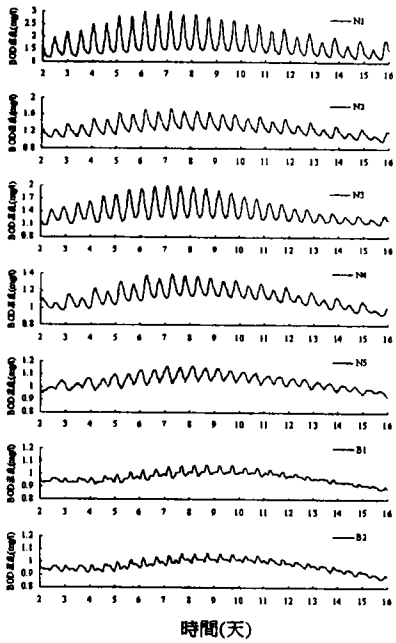


圖3-8　BOD濃度歷線圖

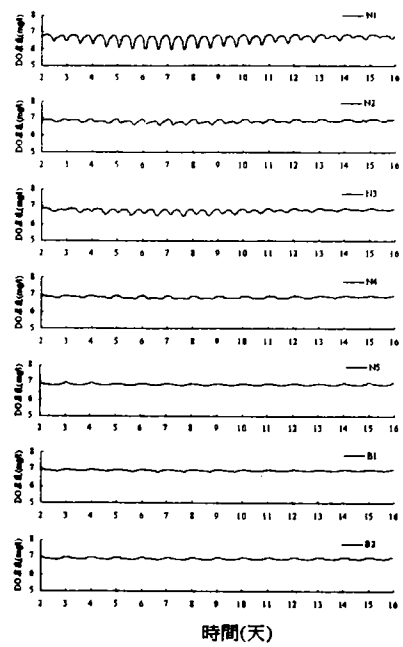


圖3-9　DO濃度歷線圖

圖3-10所示則爲模式模擬所得BOD之等濃度線分佈圖，圖中右下角所示爲當時之潮位。圖中結果顯示淡水河口海域的濃度變化明顯受潮汐漲退的影響，漲潮時較乾淨的海水由淡水河口進入淡水河，而部份河口污水團與海放所形成的污水團則沿著海岸往西南方向流動；退潮時，大量污水由淡水河流入海域，進入海域後的污水團沿著海岸往西北方向流動。在大潮的低平潮時刻，淡水河入流所形成的污水團其涵蓋範圍最遠可達B1、B2測點附近。

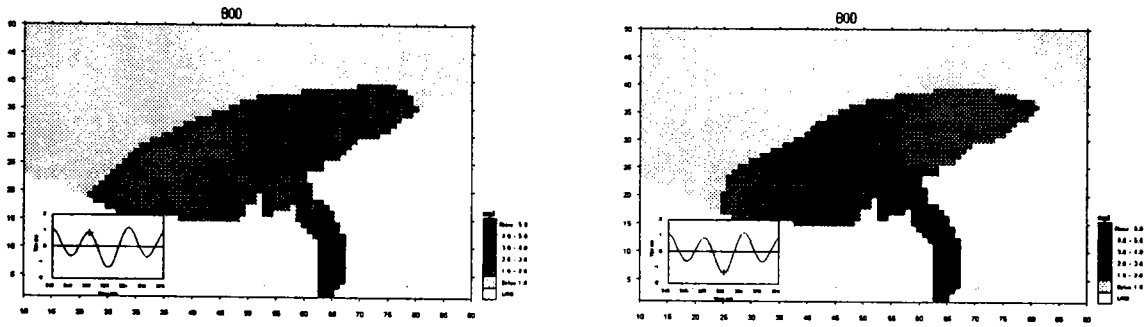


圖3-10　BOD等濃度線分佈圖

4結論與建議

綜合以上所述，本文有下列幾點結論與建議：

(1)海域污染擴散數值模式因經濟、快速之特性與預測之能力，使其常被應用作爲環境影響評估、規劃設計或事後預測之工具。惟海域水質變化與擴散傳輸爲一相當複雜之過程，具有高度的不規則性及非線性等特徵，其數值模擬過程之困難度非常的高，也因此目前常被使用的海域污染擴散數值模式大都仍屬於發展階段，故模式的使用上要非常小心，不然容易誤導結果，造成不良影響。

(2)目前海域污染擴散數值模式的發展仍有兩個重點需要加強，一是對許多海域污染擴散現象的發生過程與機制仍然不甚了解，因此模式控制方程式的完整性仍有待補強；另一則是缺乏足夠質與量之模式率定與驗證資料。

(3)由於科學界對許多海域污染擴散現象還不完全瞭解，因此海域污染擴散數值模式中仍有許多未知參數須經由實測資料來率定，而數值模擬的執行過程中，使用者依仍需具備相當的專業知識，以確保模式模擬結果的可信度，所以目前海域污染擴散數值模擬仍處於變異性大的發展階段。故若要執行一個準確完整的海域污染擴散數值模擬，使用者的專業知識、數值模式與資料缺一不可。

(4)近年來電子工業的發展一日千里，此使得電腦的運算速度與記憶容量增加迅速且成本降低，此甚有利於海域污染擴散數值模擬之進一步發展。

參考文獻

1. 中興工程顧問社(1990~1994)”八里污水處理廠暨海洋放流管等工程施工期間環境品質監測報告”，台北市政府工務局衛生下水道工程處。
2. 黃煌煇、溫清光等(1991)” 蘇澳、花蓮港區水理特性及環境容量研究(一)” ，行政院環保署專案研究計畫，計畫編號 EPA-80-E3G1-09-06。
3. 劉景毅、黃煌煇等(1994)” 水質、水理數值模式之品管研究及MIKE21模式之接收與應用” ，國立成功大學台南水工試驗所研究報告第158號。
4. 李鴻源、俞維昇等(1996)” 感潮河川水理、水質及輸砂特性探討” ，台大水工所報告。
5. 劉景毅等(1996)” 淡水河系污染整治計畫-有關模式建立，管理及水質評估” ，國立成功大學台南水工試驗所研究試驗報告第179號。
6. 劉景毅、洪逸銘(1996)” 淡水國內商港」與「八里污水處理廠海洋放流」相互影響之研究” ，國立成功大學台南水工試驗所研究試驗報告第193號。
7. 劉景毅，1996，"淡水海域水質數值模擬"，第十八屆海洋工程研討會論文集，pp. 467-478。
8. Cheng, R. T.,V. Casulli, and M. Milford 1984, "Eulerian Lagrangian Solution of the Convective-Dispersion Equation in Natural Coordinates". Water Resource Research. 20(7), 944-952.
9. Leendertse, J. J., 1970,"A water quality simulation model for well mixed estuaries and coastal seas; Vol. I principles of computation". Report No.RM-6230-RC, Rand Corp., Santa Monica, California.
10. O'Connor, D.J. and D.M. Di Toro., 1970,. "Photosynthesis and Oxygen Balance in Streams" ASCE, Journal of Sanitary Engineering Division, ASCE, Vol. 96, No. SA2.

嘉南海域污染擴散計算與污染物去除分析

陳筱華[1]、柯允沛[2]、張恆文[2]、顏厥正[3]

摘　要

本研究涵蓋之海域包括八掌溪口北岸向南延伸至曾文溪口北岸，南北長約33公里，離岸約25公里之範圍。污染模擬工作分爲兩部份：水理模擬使用荷蘭Delft Hydraulics (DH)之TRISULA延水深平均二維水理模式爲之，水質模擬則使用荷蘭DH之DELWAQ水質模式爲之。水質模擬之項目包括：生化需氧量(BOD)、溶氧量(DO)、氨氮(NH_3-N)、硝酸氮(NO_3^--N)、有機氮(Org-N)、正磷酸鹽(Ortho-P）、及藻類(algae)等共七項與水質優養化相關之項目。

依過去對於嘉南海域連續兩年每年兩季作水質調查之結果看來，河川出海口半徑二公里範圍內之近海水質狀況較差，但仍可勉強維持「乙類海域」之水質標準，而外海地區之水質狀況較好，可維持「甲類海域」之水質標準。總括來講，嘉南海域之平均水質狀況可勉強維持「甲類海域」之水質標準。

經水理水質模式之模擬及驗證結果可知嘉南海域沿岸地區民國八十三年九月於高潮位時水質狀況最差，平潮位時次之，低潮位時水質情況最好，民國八十四年十月亦有相似之結果。污染團被潮汐推移，於漲潮時污染物被推向岸邊，此時由於流速減緩，水深漸淺，因此河口排出之污染物有明顯累積於河口無法消散之情況發生。而因漲潮潮流有些許北向，因此此累積污染區沿著河口外之海岸線一直向北延伸。總括而言，各河口 2公里半徑以外之沿岸地區於高潮位時大致均無法維持甲類海域標準(BOD_5<2mg/L)，2公里半徑以內之河口地區亦無法維持乙類海域標準(BOD_5<3mg/L)。退潮時則情況較好，2公里半徑以外之沿岸地區均可維持甲類海域標準，2公里半徑以內之河口地區亦可維持乙類海域標準。

在設計污染物排放量及設計水質參數條件下，作污染物去除分配分析 waste load allocation)，以民國八十三年九月之水理狀況爲例，嘉南海域BOD_5 濃度經48小時模擬，河口及海放管2公里外之區域於48小時中(約四個潮汐週期)約有44小時不符合甲類海域水質標準； 於河口區及急水溪海洋放流管出口區半徑2公里之範圍內，於48小時中亦約有44小時不符乙類海域水體水質標準， 且模擬時段BOD_5 濃度超過標準之海域面積可達50km²。 設計條件下嘉南海域BOD_5 污染負荷去除85% (即對所有污染源污水作二級處理)，河口及海放管2公里外之區域BOD_5 濃度方可符合甲類海域水質標準， 而半徑2公里範圍內亦可符合乙類海域水體水質標準。因此， 嘉南地區各河川及急水溪海洋放流管均須去除BOD_5 負荷85% 方能使嘉南海域之水質完全符合海域水體分類水質標準。

[1]工研院能資所研究員兼海洋資源室副主任
[2]工研院能資所副研究員
[3]工研院能資所研究員

1、前言

海域水質模擬及驗證爲一相當重要的工作，它可被應用來評估各種海域相關之工程開發案對海域環境造成之影響。尤其是進幾年來政府積極進行之污水海洋放流工程、沿岸及離島工業區開發等重大工程，無一不須以海域水質模擬來評估其對海域環境之影響。

本嘉南海域水理水質模擬之研究於民國八十三年七月至八十五年六月兩年間進行，選擇之研究區域由八掌溪以北向南延伸至曾文溪口北岸。工作之內容包括了現場資料蒐集與調查、水質擴散與反應參數推求、水理水質模式之建立、水理水質之模擬驗證，並進一步作污染物排放對海域水質影響預測與去除規劃。祈透過此一技術研究能將水質動態模擬技術本土化，同時也能配合該區域未來可能發展之需求，作先導性規劃之基礎。

2、海域水質分類與水質特性

根據行政院環保署頒布之「台灣地區沿海水區範圍、水體分類及水質標準」，曾文溪口向西延伸至王功漁港向西延伸線間海域，水體分類屬於「甲類」。但海域水體內之河川、區域排水出海口或廢水管線排放口(非事業廢水)出口半徑二公里之範圍內之水體得列爲次一級之水體。而依「事業水污染防治措施及排放廢(污)水管理辦法」，事業廢水海洋放流管排放口在半徑二公里內，必須經100倍稀釋，且以管線排放於甲類海域必須符合「甲類海域」事業放流水標準。

「甲類海域」應適用於一級水產用水和游泳，「乙類海域」適用於二級水產用水、二級工業用水和環境保育。「甲類海域」、「乙類海域」、和「甲類海域」事業放流水之水質標準示如表一。

工研院能資所於嘉南海域最近連續兩年每年兩季作水質調查(位置示如圖一和圖二)，由表二之結果看來，嘉南海域之平均水質狀況可勉強維持「甲類海域」之水質標準。而由表三之結果看來，河川出海口半徑二公里範圍內之近海水質狀況較差，但仍可勉強維持「乙類海域」之水質標準，而外海地區之水質狀況較好，可維持「甲類海域」之水質標準。

與魚類生長或水質優養相關之營養鹽類包括氨氮、亞硝酸氮、硝酸氮、磷酸鹽磷及矽酸鹽矽等。這些營養鹽類是海洋中植物性浮游生物及藻類生長必需的營養鹽。根據日本水產資源保護協會(1965)訂立之水產用水基準和Klapow and Lewis (1979)建議沿岸水域水質標準，氨氮之容許量爲1.0mg/L或0.6mg/L。對於硝酸氮，Knepp and Arkin (1973)建議對於溫水魚類之容許量爲90mg/L。

根據Goldman et al. (1973)指出，通常海水之IN/IP值(IN爲無機氮，IP爲無機磷)相當低，約等於2，優養化之限制因子是氮而不是磷。海域水體中IN/IP值對於

優養化之影響可分爲：

IN/IP << 10 → N爲限制因子
IN/IP ～ 10 → N或P均可能爲限制因子
IN/IP >> 10 → P爲限制因子

根據陳靜濱(1986)分析，對於磷爲限制因子之海域，磷酸鹽磷超過0.02mg/L會造成水域優養化。另Thomann (1987)亦建議海域或感潮鹽份入侵段之葉綠素-a含量若超過100 μg/L則水質已達優養化。

表四爲嘉南海域水體營養鹽類含量與優養狀況比較。一般而言，嘉南海域水體均適合魚類生存，且無優養發生。雖然於海域水體磷酸鹽磷含量普遍超過0.02mg/L，但由於本海域N爲限制因子，因此超量的磷酸鹽磷並不會造成水體優養。

Klapow and Lewis (1979)建議沿岸水域重金屬含量超過鉻20 μg/L、銅5 μg/L、鉛8 μg/L、鋅20 μg/L對水生物即可能造成不良影響，此一標準較國內水質標準嚴格。經比較表三可知嘉南海域水體銅、鋅的含量稍高，然重金屬的含量對水生物均應無害。

嘉南海域水體水質之另一特色是COD比BOD大得多，COD:BOD爲26.3:1。COD遠大於BOD表示本海域承受了大量陸地邊界排出的工業污染物，使得水中存在大量阻止生物氧化的有機物。

分析水中連續七天BOD與TKN(總凱氏氮，Org-N與NH_3-N之和)之變化，資料經由Thomas Slope Method及Linear Regression技術之推算可得實驗室之BOD祛氧係數與硝化作用反應係數。與淡水不同的是，海域水體之硝化作用要比河川淡水活躍得多。河川中淡水之NBOD(有機氮硝化作用耗氧)通常要七天以後才會發生，但台灣各河川因長度不夠河水無法於河川中停留超過七天，因此於河川中不太容易發生硝化作用，除非水體中承受污水二級處理廠之排放水而加速水體產生硝化作用。然而，海域水體中因有足夠的化學自營性細菌(chemo-autotrophic bacteria)，只要pH值維持在7至8，水溫25~35°C及足夠的溶氧即可進行硝化作用(Boyd, 1979)。由表中可知，BOD祛氧係數近海比外海大，而硝化作用係數則是外海比近海大。基本原因是近海區域受河川淡水排出，其水體特性與河川較爲類似。

3、污染源現況與估算

海域之水質狀況除了與流況有關外，近海部份也與點污染源(以河川爲主)之排入息息相關。注入嘉南海域之河川由北而南主要包括八掌溪、急水溪、將軍溪、七股溪和曾文溪。本研究配合海域水理水質調查於民國八十三年起同時進行河川水質取樣及流量測量，流量及水質調查之地點爲：

(1).八掌溪－厚生橋
(2).急水溪－宅港橋
(3).將軍溪－華宗橋
(4).七股溪－大埕橋
(5).曾文溪－西港大橋

表五爲本所於感潮河段上游端量測實際注入海域之BOD_5、總磷、總凱氏氮(TKN)污染量及溶氧量。由三次BOD_5污染負荷量之調查結果可知，將軍溪和急水溪是嘉南海域BOD_5之主要污染源，而各河川之BOD_5污染負荷量於上下午均有差距。84年10月之污染源調查因前一日上游正好有大量降雨，導致第一日(10月3日)流量與第二日(10月4日)流量相差甚巨，大流量使河川釋出大量沉底之污染物，因此分兩天量測之上下午污染量相差很大。

表六爲嘉南海域主要河川污染源之BOD_5污染流達量之預估(台灣省環保處，1994)。將表六與表五計算之BOD_5污染流達量相比較，可知表六之預估流達污染量對急水溪與將軍溪有明顯低估之情況發生。將軍溪之預估流達污染量比實測流達量低了五倍以上。因此，於本文之嘉南海域污染物去除分析時，將考量將預估流達污染量作合理之補償。

4、海域水理模擬與驗證

4.1.水理模式理論

本文利用荷蘭Delft Hydraulics所發展之潮流流場模式(TRISULA)求解海域水理(水位、流場變化)現象。TRISULA模式(Delft Hydraulics, 1993)之主要假設包括只有浮壓力項有密度變化(Boussinesq approximation)，只考慮靜水壓力而忽略波浪造成之動水壓力。因此，本模式採用水平方向爲正交曲線座標(ξ,η)，水深垂直方向則爲σ座標$(\sigma=(z-\zeta)/(d+\zeta)$，在自由液面上$\sigma=0$，在底床上$\sigma=-1$)與協變速度分量(contravariant velocity components)。因此，模式之控制方程爲：

連續方程式：

$$\frac{\partial\zeta}{\partial t}+\frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial[(d+\xi)u\sqrt{G_{\eta\eta}}]}{\partial\xi}+\frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial[(d+\xi)v\sqrt{G_{\xi\xi}}]}{\partial\eta}+\frac{\partial\omega}{\partial\sigma}=0 \qquad (1)$$

ξ方向動量方程式：

$$\frac{\partial u}{\partial t}+\frac{u}{\sqrt{G_{\xi\xi}}}\frac{\partial u}{\partial\xi}+\frac{v}{\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial u}{\partial\eta}+\frac{\omega}{d+\zeta}\frac{\partial u}{\partial\sigma}+\frac{uv}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial\sqrt{G_{\xi\xi}}}{\partial\eta}$$

$$-\frac{v^2}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial\sqrt{G_{\eta\eta}}}{\partial\xi}-fv=-\frac{1}{\rho\sqrt{G_{\xi\xi}}}\frac{\partial P}{\partial\xi}+F_\xi+\frac{1}{(d+\zeta)^2}\frac{\partial}{\partial\sigma}(\nu_v\frac{\partial u}{\partial\sigma}) \qquad (2)$$

η方向動量方程式：

$$\frac{\partial v}{\partial t}+\frac{u}{\sqrt{G_{\xi\xi}}}\frac{\partial v}{\partial \xi}+\frac{v}{\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial v}{\partial \eta}+\frac{\omega}{d+\zeta}\frac{\partial v}{\partial \sigma}+\frac{uv}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial \sqrt{G_{\eta\eta}}}{\partial \xi}$$

$$-\frac{u^2}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial \sqrt{G_{\xi\xi}}}{\partial \eta}+fu=-\frac{1}{\rho\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial P}{\partial \eta}+F_\eta+\frac{1}{(d+\zeta)^2}\frac{\partial}{\partial \sigma}(\nu_v\frac{\partial v}{\partial \sigma}) \qquad (3)$$

其中，fu與fv爲地球科氏力(Coriolis Force)；ν_v爲垂直方向之渦流滯性係數；d爲平均海水面至底床之深度；ζ爲自由液面高出平均海水面之距離；$G_{\xi\xi}$與$G_{\eta\eta}$分別表爲ξ與η方向二基底向量之內積；F_ξ與F_η爲水平黏滯項分別表爲

$$F_\xi=\frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}}\frac{\partial \tau_{\xi\xi}}{\partial \xi}+\frac{1}{\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial \tau_{\xi\eta}}{\partial \eta} \qquad (4)$$

$$F_\eta=\frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}}\frac{\partial \tau_{\eta\xi}}{\partial \xi}+\frac{1}{\sqrt{G_{\eta\eta}}}\frac{\partial \tau_{\eta\eta}}{\partial \eta} \qquad (5)$$

其中，各水平剪力在引入ν_H水平渦流滯性係數後，可分別表爲

$$\tau_{\xi\xi}=\frac{2\nu_H}{\sqrt{G_{\xi\xi}}}(\frac{\partial u}{\partial \xi}+\frac{\partial u}{\partial \sigma}\frac{\partial \sigma}{\partial \xi}) \qquad (6)$$

$$\tau_{\xi\eta}=\tau_{\eta\xi}=\nu_H[\frac{1}{\sqrt{G_{\eta\eta}}}(\frac{\partial u}{\partial \eta}+\frac{\partial u}{\partial \sigma}\frac{\partial \sigma}{\partial \eta})+\frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}}(\frac{\partial v}{\partial \xi}+\frac{\partial v}{\partial \sigma}\frac{\partial \sigma}{\partial \xi})] \qquad (7)$$

$$\tau_{\eta\eta}=\frac{2\nu_H}{\sqrt{G_{\eta\eta}}}(\frac{\partial v}{\partial \eta}+\frac{\partial v}{\partial \sigma}\frac{\partial \sigma}{\partial \eta}) \qquad (8)$$

模式中若假設延深度方向流體運動可忽略，且延深度方向加速度遠小於重力加速度，並假設流體密度爲均勻分佈且不可壓縮，然後於水深方向求取深度平均，則成爲本研究使用之二維TRISULA-2D模式。TRISULA-2D中各物理變數以交錯之型態分佈在有限差分正交曲線網格上，並利用隱式有限差分法及AOI (Stelling and Leedertse, 1992)技巧求解控制方程式。此外，底床剪力採用切西(Chezy)、曼寧(Manning)或懷特(White Colebrook's)公式；風剪力則採用與風速有關之二次摩擦定律。同時模式中亦考慮波浪造成之驅動外力(wave driving force)，此驅動外力在垂直方向將造成水位之波揚(wave setup)，水平方向則引起沿岸流；而在陸地邊界處理方面，採用移動性邊界條件(moving boundary)，可作乾濕邊界(dry and flood area)判識，因此適合潮間帶之流況模擬。

4.2.水理模擬及驗證

模式建立需配合適當之邊界條件始可爲之，由於計算整個嘉南海域時缺乏適當之外海開放邊界條件 (open boundary condition)，爲了解決此一問題，乃先選擇台灣海峽之大範圍作潮位計算，再將計算結果應用於嘉南海域成爲邊界條件，同時，模擬時利用不同時段之現場量測資料以爲模式之輸入、校正及驗證之用。

4.2.1.台灣海峽水理模式

台灣海峽之大範圍水理模式中採用中華民國台灣省二度分帶之座標系統(TM2)，其網格切割及嘉南海域計算區域之相關位置如圖三所示，計算區域共含88 × 97個格網，涵蓋面積約爲350 × 600km^2，其中最小網格大小約爲2500 × 1750m^2，最大網格約爲12000 × 14000m^2；各格點水深資料利用海圖底床等深線分佈數化求得，同時以基隆平均海水面爲基準。此計算區域之邊界條件係引用Schwiderski (1978)之大洋潮汐模式中民國八十三年五個主要分潮係數(M2、S2、O1、K1、N2)合成之水位，將開放邊界分成九個分段，其中北面邊界三個分段，南面邊界六個分段，而各個分段間之水位值則以線性內差求得。計算之結果經過調和分析可得各主要之分潮係數，再將係數值與英國海軍潮汐年表(Hydrographer of the Navy, 1994)之係數值作比較，可校正及驗證(取前後兩時段作校正及驗證)模式之可靠度。基本上，民國八十三年9月1日起計算35天爲模式之校正時段，民國八十四年9月1日起計算35天爲模式之驗證時段。

在模擬過程中，爲了確保數值模擬之精度，計算的時間間隔定爲5分鐘，以使整個區域之可蘭數(Courant number)都小於6(Stelling et al., 1986)。將各個潮位站之模擬結果經過調和分析後之各個分潮係數計算結果與英國海軍潮汐年表之係數值作比對，由結果顯示，振幅的比值在嘉南附近海域以M2分潮而言都小於1%，位相角的差值小於 14^o，而其他分潮之位相差則都小於14^o，但振幅之比值則稍差些，此說明在此區域模擬出之位相角度具有一定的精度，對於潮汐之主要能量預測較佳，圖四爲此海域二個潮位測站於校正階段之歷時比較圖，圖中顯示整體之比較結果甚佳，因此，它當作嘉南海域之外海邊界條件可靠度甚高，而邊界上各個分段點經驗證後之分潮係數也將作爲TRISULA模式中輸入之重要參數。

4.2.2.地形及潮汐

本研究區域選定八掌溪以南、曾文溪以北之海域，南北長共約33公里，離海岸線東西寬約25公里的海域爲範圍；其中包括八掌溪及急水溪二條主要河川與將軍溪及七股溪等二條小型河川。本區地形資料主要由工研院民國八十三年8月所測得，部份較深海域及近岸海域之地形資料由海軍測量局1992年海圖補足，陸上高程則以1992年聯勤五千分之一地形圖作爲參考。本區之海岸線呈東北西南走向，整個海域之地形分佈於北門漁港外及將軍溪口北緣分佈著一條與海岸線平行且連接海岸之沙洲，形成一條狀自然沙壩；此外於青山港港嘴南緣亦廷續著一條西南南走向之網仔沙洲，將此區分隔成一天然養殖區，其間有三股溪流出。海域地形在水深10米以內呈平行海岸線分佈，10米至30米之間則存在較爲平坦之地形分佈，唯坡度較不均勻；30米外之水深則約略呈南北向分佈、坡度較陡。依據吳(1986)所作之西海岸潮差歷線圖顯示，此區之潮差約介於1.5米至1米之間，由南向

北逐漸增大，潮汐特性屬於混合潮型，其間有水利局將軍潮位測站及本所於青山港內佈置之潮位站。

4.2.3.河川水文

本區較大之河川爲八掌溪及急水溪二條主要河川，對八掌溪而言其河床之平均坡降顯然比急水溪要陡，達到1：42左右，同時亦比濁水溪之平均底床坡度還陡，顯見其感潮河段甚短；而急水溪平均坡度爲1：118左右，平均流量亦較八掌溪爲小。由於此二條河川在平時，其流量相較之下顯得較小，故在模式初步模擬的情況下並不考慮此等河川之逕流量。

4.2.4.嘉南海域水理模式

此計算區域之網格分佈如圖五所示，其中包含145×137個格網，最大網格大小約爲160×280m^2，最小網格大小約爲100×180m^2。校正及驗證所需之實測資料，潮位部分來自水利局及本所，流速部分則爲本所現場量測，爲了配合實測資料的時間做爲校正及驗證之用，選定民國八十三年9月爲校正時段，民國八十四年4月爲驗證時段。

校正過程中爲了避免計算時在邊界上產生不合理的物理現象，邊界條件的型態亦需適當的調整；經不斷的數值試誤，選定計算區域之北邊邊界及西邊邊界下二分之一爲水位邊界，剩餘之外海邊界則爲流速邊界。依其中二點測站、上下二層觀測25小時之比較結果，量測結果顯示方向部份存在水體上、下二層之差異，且在轉潮時段甚且出現上、下二層由不同方向旋轉而改變方向；而在速度部份則顯示上層較下層爲大但並無一定的比例關係，且隨潮汐漲退而變，而模擬結果則與下層測點較爲吻合。將另一點之流速測站與將軍潮位測站之比較結果，由於此量測流速點水深爲10米，量測位置爲水下 4米，假設在此段量測時間內之流速剖面爲對數分佈，將之調和分析後濾掉恆流，並依對數律分佈調整爲驗證所需之平均流速，比較結果相當好，僅有些許潮時差異；而潮汐之比較結果亦顯示向位及振幅都相當一致，僅平均水位有些許差異，可能因潮位站位於將軍溪內所致；整體來說校正結果相當良好。其中模擬採用之重要參數包括曼寧係數0.023，亂流黏滯係數2.0m^2/s，時間間隔爲1分鐘，地球自轉柯氏力參數則定爲北緯23.21^o。

利用校正過之模擬參數及固定邊界條件之型態，僅將台灣海峽之邊界值作時間位移至隔年四月以作驗證之用，驗證結果如圖六所示，圖中顯示水位測站一如校正時之結果，流速測站與實測值亦大致吻合，唯速度大小較量測值爲小。流場計算之結果顯示漲潮時段沿著地形向北流，退潮時段則沿著地形向南流。

5、海域水質模擬與驗證

爲了能對近岸海域水質有詳細的了解，以便於進行海洋放流工程、海岸地區開發之環境影響評估等與近海資源技術相關工作，本所乃引進荷蘭 Delft

Hydraulics 所發展之 DELWAQ 水質模式作爲研究的工具。本章將說明 DELWAQ 模式所依據之理論、求解方法及模式輸入資料。

5.1.水質模式理論

水質模式包含質量傳輸與生化反應二部份，質量傳輸部份爲決定水質的時空分佈，而生化反應則爲控制污染物質本身質量因生化作用的變化。水質傳輸模式的基本概念是由質量平衡觀念來推導而得，若以數學方程式來描述實爲一個傳流－擴散(advection-dispersion)方程式，其物理現象在傳流作用爲物質由水流所傳送，在擴散作用則爲因紊流作用造成之濃度梯度所產生。DELWAQ之三維質量平衡方程式可表示如下：

$$\frac{\partial C}{\partial t}=\frac{\partial}{\partial x}\left(D_x\frac{\partial C}{\partial x}-v_xC\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(D_y\frac{\partial}{\partial y}-v_yC\right)+\frac{\partial}{\partial z}\left(D_z\frac{\partial}{\partial z}-v_zC\right)+S \qquad (9)$$

式中：

C = 污染物濃度
D_i = 紊流擴散係數，i=x,y,z
v_i = 流速
S = source或sink

DELWAQ水質模式除上述的質量傳輸部份外，在source或sink之反應機制項可包括：(1).水體水質基本程序：包括BOD-DO模式、Oxygen-Nutrient-Algae process模式、Nitrogen-cycle模式；(2).水體水質優養化程序；(3).重金屬與有毒物質程序。

因此，上述程序可以數學方程式表示如下：

$$\left[\frac{\partial \bar{C}}{\partial t}\right]_p=f\left(\bar{C},\frac{\partial \bar{C}}{\partial x,y,z},\frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial x^2,y^2,z^2},t,e\right) \qquad (10)$$

結合方程式(9)、(10)即爲DELWAQ水質模式的採用的數學方程式。

$$\frac{\partial C}{\partial t}=\frac{\partial}{\partial x}\left(D_x\frac{\partial C}{\partial x}-v_xC\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(D_y\frac{\partial}{\partial y}-v_yC\right)+\frac{\partial}{\partial z}\left(D_z\frac{\partial}{\partial z}-v_zC\right)$$

$$+f\left(\bar{C},\frac{\partial \bar{C}}{\partial x,y,z},\frac{\partial^2 \bar{C}}{\partial x^2,y^2,z^2},t,e\right) \qquad (11)$$

5.3.水質模式求解方法

DELWAQ水質模式使用有限體積法來求解，有限體積法又稱爲控制體積法，其基本觀念爲將計算區域劃分爲一系類不重複的控制體積，並使每個網格點

周圍有一個控制體積，將待解的微分方程式對每一控制體積積分，就可以得出一組離散方程式，最後利用代數法求解。因此式(11)可轉換成下式

$$\frac{dm}{dt} = \int_S \left(\bar{D}\cdot\bar{\nabla}C\right)\cdot\bar{n}ds - \int_S \left(\bar{u}C\right)\cdot\bar{n}ds + F \qquad (12)$$

在使用有限體積法時須注意四個基本原則，第一爲控制體積交界面的一致性，第二爲正係數，第三爲source項的負坡線性化，第四爲相鄰節點的係數之和。此外在模擬計算的時間間距須滿足下式

$$\Delta t < \frac{V}{Q} \qquad (13)$$

5.4.水質模式之輸入資料

由於DELWAQ模式本身並不計算水理，因此必須結合其他水理模式，將水理模式計算出之流場資料轉換成流通量資料，而模式本身也依據水理模擬網格大小來劃分，並將流通量資料輸入。由於DELWAQ模式是使用有限體積法求解，所以每個控制單元體積須輸入。此外，控制體積的交界面之控制面積亦須輸入模式中。除此之外，須宣告有那些物質參與水質模擬，初始條件、邊界條件、河川污染物的排放量或是放流管排放量。最後，確定模擬的起始的時間、終止的時間、以及模擬的時間間距。

5.5.水質模式之模擬項目

嘉南海域水質模擬之項目包括：生化需氧量(BOD)、溶氧量(DO)、氨氮(NH_3-N)、硝酸氮($N0_3^-$-N)、有機氮(Org-N)、正磷酸鹽(Ortho-P)、及藻類(algae)等共七項與水質優養化相關之項目。

現場採樣所建立之背景水質及水質模擬驗證資料庫則包括上述之各項水質資料及其他重要之海域水體分類水質標準項下之水質監測項目，包括總磷、大腸菌及鉛、鉻、銅、鋅等重金屬。除了背景水質及水質模擬驗證資料庫外，本研究亦於現場實測水質模式之輸入資料與參數，包括：1.陸域河川污染源之水質與水量；2.嘉南海域之紊流擴散係數；3.嘉南海域之BOD祛氧係數；4.嘉南海域之TKN(有機氮+氨氮)硝化作用係數。

各河川污染源排放於嘉南海域之污染負荷量乃引用表五所示感潮河段上游端量測實際注入海域之污染量。

5.7.水質模擬及驗證分析

經水理水質模式之模擬及驗證，可求得嘉南海域民國八十三年九月及八十四年十月之水理水質時空分布情況。圖七與圖八爲嘉南海域沿岸地區民國八十三年九月水質模擬之BOD_5濃度隨時間變化於高、低潮位時之空間分佈狀況。由圖上

可知，民國八十三年九月嘉南海域沿岸地區於高潮位時水質狀況最差，平潮位時次之，低潮位時水質情況最好，民國八十四年十月亦有相似之結果。由圖上可看出污染團被潮汐推移，於漲潮時污染物被推向岸邊，此時由於流速減緩，水深漸淺，因此河口排出之污染物有明顯累積於河口無法消散之情況發生。而因漲潮潮流有些許北向，因此此累積污染區沿著河口外之海岸線一直向北延伸。各河口外均有一2公里半徑之圓，由圖上可知，民國八十三年九月高潮位圓圈以外之沿岸地區均無法維持甲類海域標準(BOD_5<2mg/L)，圓圈以內之河口地區亦無法維持乙類海域標準(BOD_5<3mg/L)。於退潮時則情況較好，圓圈以外之沿岸地區均可維持甲類海域標準，圓圈以內之河口地區亦可維持乙類海域標準。民國八十四年十月各河口2公里半徑以外之沿岸地區只有於將軍溪口平潮位時無法維持甲類海域標準，2公里半徑以內之河口地區亦只有於將軍溪口無法維持乙類海域標準。至於高潮與低潮時，2公里半徑以外之沿岸地區均可維持甲類海域標準，2公里半徑以內之河口地區亦可維持乙類海域標準。TKN濃度隨時間變化之空間分佈狀況與BOD_5之情形類似。

表七爲83年9月15~16日海域實測之BOD_5濃度、TKN濃度與水質模擬情況之比較，表八爲84年10月3~4日海域實測之BOD_5濃度、TKN濃度與水質模擬情況之比較。由比較之情形看來，83年9月15~16日模擬與實測之結果除了測站4因位於計算區域之邊界，污染物濃度會擴散出去外，其餘各點之實測與模擬狀況相當接近；84年10月3~4日模擬與實測之結果亦相當接近。因此，此嘉南海域水質模式可被引用作爲規劃預測之工具。

6、污染去除對海域水質之影響

6.1.設計條件之建立

表六已彙整嘉南海域主要河川污染源之BOD_5污染流達量預估值。然而經與實測之污染流達量比較後，發現預估流達污染量對急水溪與將軍溪有明顯低估之情況。而且，急水溪海洋放流管放流口之深度達15m，其排放後污水雖有初始混合(initial mixing)，但不會在該格網內完全混合。因此若引用污染負荷量(污染物kg/day)作爲輸入條件，則會因模式設定爲完全混合而造成另一次污染量低估。因此，本文將以過去三次(83.9、84.5、84.10)河口污染源調查之平均資料，配合急水溪海洋放流管之規劃資料，並考慮污染物濃度初始混合於河口地區爲1:2，海洋放流管爲1:5，並以污染源排放口格網之水質濃度作爲設計條件，嘉南海域之設計污染源排放情形整理示如表九。

設計條件中另包括設計水溫爲25°C，設計風速則爲5m/s(三級風)，設計BOD祛氧係數 = 0.2/day，設計硝化作用係數= 0.2/day。

6.2.設計條件污染預測

圖九與圖十爲設計條件下，以民國八十三年九月之水理狀況爲基礎，嘉南海域BOD_5濃度隨時間變化於高、低潮位時之空間分佈狀況。由BOD_5濃度於48小時

模擬之變化圖分析，以民國八十三年九月水理狀況爲基礎時，嘉南海域河口及海放管2公里外之區域BOD_5濃度於48小時中(約四個潮汐週期)約有44小時不符合甲類海域水質標準；以民國八十四年十月之水理狀況爲基礎，於48小時中約有45小時不符合甲類海域水質標準(示如表十)，而兩模擬時段BOD_5濃度超過標準之區域面積均約可達50km²，其主要原因爲急水溪放流管之大量污染負荷和污染物沿岸累積現象所造成。於河口區及急水溪海洋放流管出口區內，以民國八十三年九月之水理狀況爲基礎，於48小時中亦約有44小時BOD_5濃度>3mg/L(不符乙類海域水體水質標準)超出半徑2公里之範圍；以民國八十四年十月之水理狀況爲基礎，於48小時中亦約有41小時BOD_5濃度>3mg/L。因此，本海域必須作污染量去除以期能達到海域水體分類水質標準之要求。

6.3.去除50%污染預測

以民國八十三年九月及民國八十四年十月之水理狀況爲基礎，設計污染量減半(BOD_5污染負荷去除50%)之情況下，可計算嘉南海域BOD_5濃度隨時間變化於高、中、低潮位時之空間分佈狀況。由BOD_5濃度於48小時模擬之變化分析，以民國八十三年九月水理狀況爲基礎時，嘉南海域河口及海放管2公里外之區域BOD_5濃度於48小時中約有39小時不符合甲類海域水質標準；以民國八十四年十月水理狀況爲基礎時，嘉南海域河口及海放管2公里外之區域BOD_5濃度於48小時中約有20小時不符合甲類海域水質標準，而民國八十三年九月BOD_5濃度超過標準之區域面積約可達30km²，民國八十四年十月面積約20km²。於河口區及急水溪海洋放流管出口區內，以民國八十三年九月水理狀況爲基礎時，於48小時中亦約有35小時BOD_5濃度>3mg/L超出半徑2公里之範圍；以民國八十四年十月之水理狀況爲基礎，於48小時中亦約有6小時BOD_5濃度>3mg/L。

6.4.去除85%污染預測

圖十一與圖十二爲以民國八十三年九月之水理狀況爲基礎，設計BOD_5污染負荷去除85%之情況下(即對污水作二級處理)，嘉南海域BOD_5濃度隨時間變化於高、中、低潮位時之空間分佈狀況。由圖上可知嘉南海域河口及海放管2公里外之區域BOD_5濃度均可符合甲類海域水質標準。於表十可知，以民國八十四年十月水理狀況爲基礎時，河口及海放管2公里外之區域BOD_5濃度於48小時中只有3小時不符合甲類海域水質標準。而於河口區及急水溪海洋放流管出口區半徑2公里之範圍內均可符合乙類海域水體水質標準。

因此，爲使嘉南海域之水質完全符合海域水體分類水質標準，各河川及急水溪海洋放流管均須作污水二級處理，去除BOD_5負荷85%方能達成。

7、結論與建議

(1).本所對於嘉南海域連續兩年每年兩季作水質調查之結果看來，嘉南海域之平均水質狀況可勉強維持「甲類海域」之水質標準。而河川出海口半徑二公里範

圍內之近海水質狀況較差，但仍可勉強維持「乙類海域」之水質標準，而外海地區之水質狀況較好，可維持「甲類海域」之水質標準。

(2).一般而言，嘉南海域水體均適合魚類生存，且無優養發生。雖然於海域水體磷酸鹽磷含量普遍超過0.02mg/L，但由於本海域N爲限制因子，因此超量的磷酸鹽磷並不會造成水體優養。另嘉南海域水體水質之另一特色是COD比BOD大得多，COD:BOD爲26.3:1。COD遠大於BOD表示本海域承受了大量陸地邊界排出的工業污染物，使得水中存在大量阻止生物氧化的有機物。

(3).依水質模式模擬驗證之結果顯示民國八十三年九月嘉南海域沿岸地區於高潮位時水質狀況最差，平潮位時次之，低潮位時水質情況最好，民國八十四年十月亦有相似之結果。污染團被潮汐推移，於漲潮時污染物被推向岸邊，此時由於流速減緩，水深漸淺，因此河口排出之污染物有明顯累積於河口無法消散之情況發生。而因漲潮潮流有些許北向，因此此累積污染區沿著河口外之海岸線一直向北延伸。民國八十三年九月高潮位各河口2公里半徑以外之沿岸地區均無法維持甲類海域標準，2公里半徑以內之河口地區亦無法維持乙類海域標準。於退潮時則情況較好，2公里半徑以外之區域均可維持甲類海域標準，2公里半徑以內之河口地區亦可維持乙類海域標準。民國八十四年十月平潮位時各河口2公里半徑以外之地區只有於將軍溪口無法維持甲類海域標準，2公里半徑以內之河口地區亦只有於將軍溪口無法維持乙類海域標準。至於高潮與低潮時，2公里半徑以外之地區均可維持甲類海域標準，2公里半徑以內之河口地區亦可維持乙類海域標準。

(4).在設計污染物排放及水質參數條件下，以民國八十三年九月之水理狀況爲基礎，嘉南海域BOD_5濃度經48小時模擬，河口及海放管2公里外之區域於48小時中(約四個潮汐週期)約有44小時不符合甲類海域水質標準；以民國八十四年十月之水理狀況爲基礎，嘉南海域BOD_5濃度經48小時模擬，河口及海放管2公里外之區域於48小時中約有45小時不符合甲類海域水質標準，而兩模擬時段BOD_5濃度超過標準之區域面積均可達50km^2，其主要原因爲急水溪放流管之大量污染負荷和污染物沿岸累積現象所造成。於河口區及急水溪海洋放流管出口區半徑2公里之範圍內，以民國八十三年九月之水理狀況爲基礎，於48小時中亦約有44小時BOD_5濃度>3mg/L(不符乙類海域水體水質標準)；以民國八十四年十月之水理狀況爲基礎，於48小時中亦約有41小時BOD_5濃度>3mg/L。因此，本海域必須作污染量去除以期能達到海域水體分類水質標準之要求。

(5).設計條件下嘉南海域BOD_5污染負荷去除85%(即對所有污染源污水作二級處理)，河口及海放管2公里外之區域BOD_5濃度均可符合甲類海域水質標準。而於河口區及急水溪海洋放流管出口區半徑2公里之範圍內亦均可符合乙類海域水體水質標準。

參考文獻

Boyd, C. D. (1979). "Water quality in warm water fish pond", Elsevier Scientific Publishing Co., New York, pp36-40.

Delft Hydraulics (1993). "TRISULA, a simulation program for hydrodynamic flows and transports in 2 and 3 dimensions, Release 2."

Goldman, J. C., Tenore, D. R., and Stanley, H. I. (1973). "Inorganic nitrogen removal from wastewater: effect on Phytoplankton growth in coastal marine waters", Science, Vol.180, pp955-956.

Hydrographer of the Navy (1994). "Admiralty tide tables and tidal stream tables of 1994, Volume 3".

Klapow, L. A., and Lewis, R. H. (1979). "Analysis of toxicity data for California marine water quality standards", Journal WPAC, Vol.51, pp2054-2070.

Knepp, G. L., and Arkin, G. F. (1973). "Ammonia toxicity levels and nitrate torlence of channel catfish", The Progressive Fish Culturist", Vol.35, p221.

Schwiderski, E. W. (1978). "Global ocean tides, Part I, A detailed hydrodynamical interpolation model", Naval Surface Weapons Center, Dahlgren, Virginia, U.S.A.

Stelling, G. S., and Leedertse, J. J. (1992). "Approximation of convective processes by cyclic AOI Method", Proceedings of 2nd International Conference on Estuarine and Coastal Modelling, Tampa, Florida, U.S.A., pp.771-782.

Stelling, G. S., Wiersma, A. K., and Willemse, J. B. T. M. (1986). "Practical aspects of accurate tidal computations", Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.112, No.9, pp802-817.

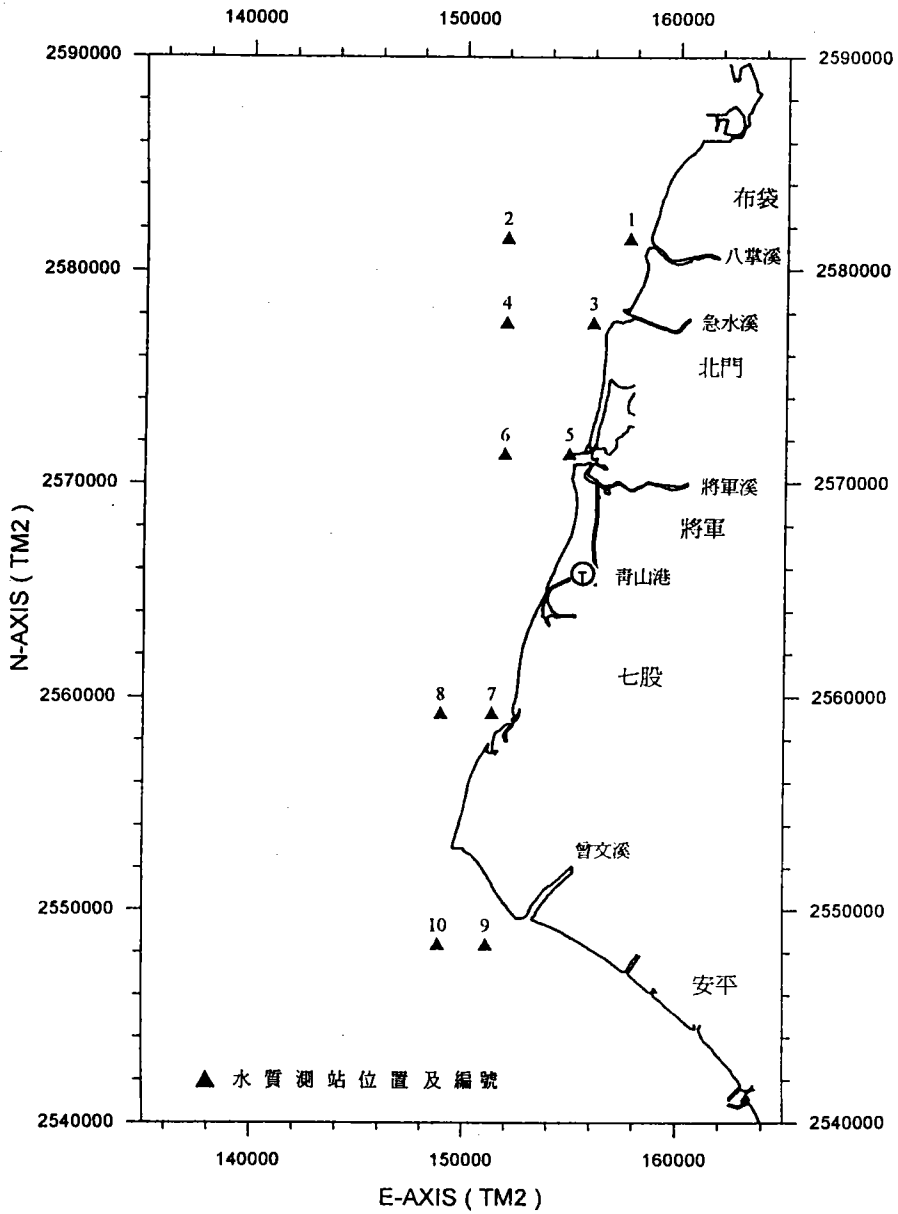
Thomann, R. V., and Mueller, J. A. (1987). "Principles of surface water quality modeling and control", Harper and Row Publishers, New York, 644pp.

日本水產資源保護協會(1965). "水產用水基準"，東京，日本。

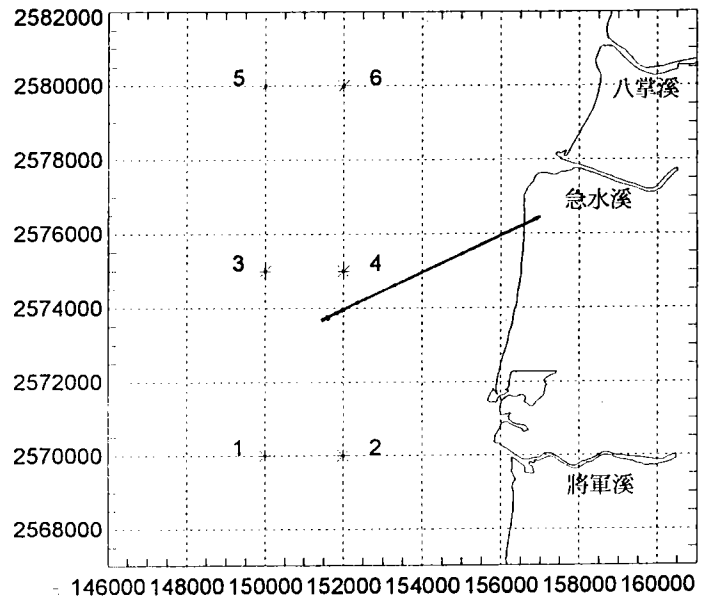
陳靜濱譯 (1986). "新訂公害防止的技術與法規－水質篇"，徐氏基金會，pp116-122.

台灣省環保處 (1994). "台灣省水污染防治實施方案規劃"，附冊2-3，南部地區河川水污染防治實施方案，民國八十三年八月。

吳旭朕 (1986). "台灣西海岸潮汐變化特性分析"，成大水利及海洋工程研究所碩士論文。



圖一、嘉南海域水質調查測站（84 年度）



圖二、嘉南海域水質調查測站（85 年度）

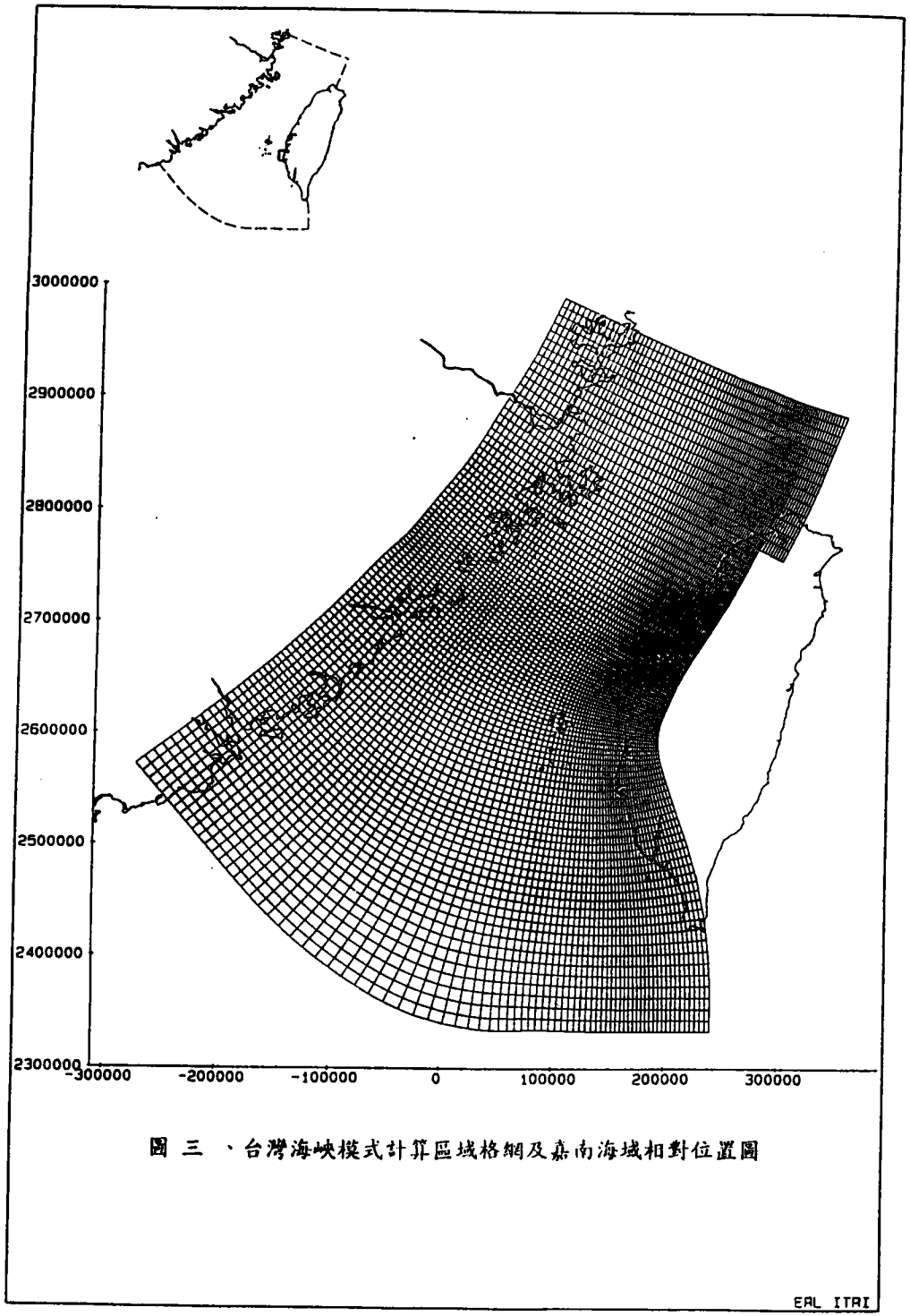
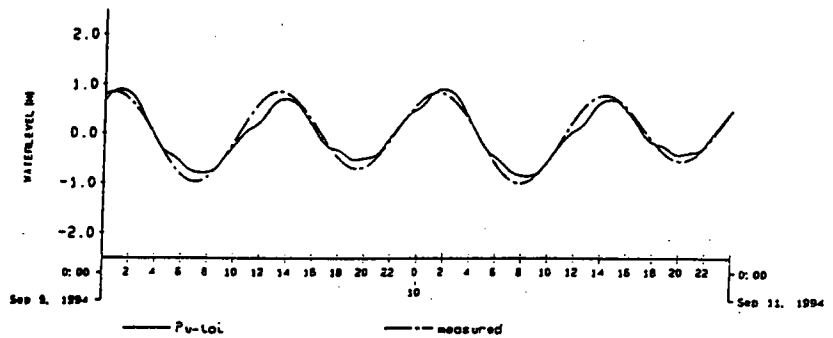
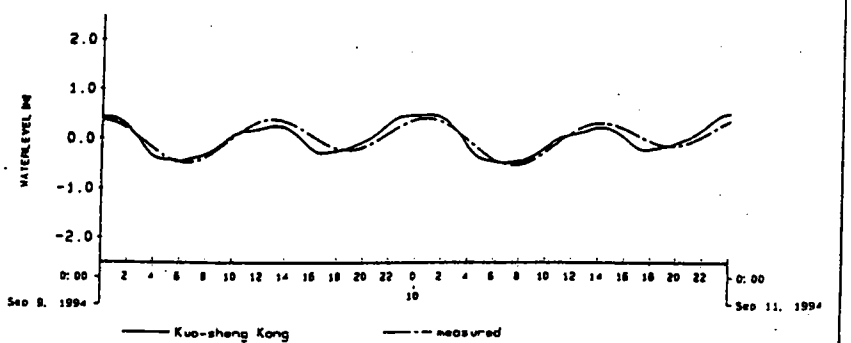


圖 三 、台灣海峽模式計算區域格網及嘉南海域相對位置圖



布袋港潮位歷時比較圖



國姓港潮位歷時比較圖

圖四、台灣海峽潮位校正圖

EAL ITRI

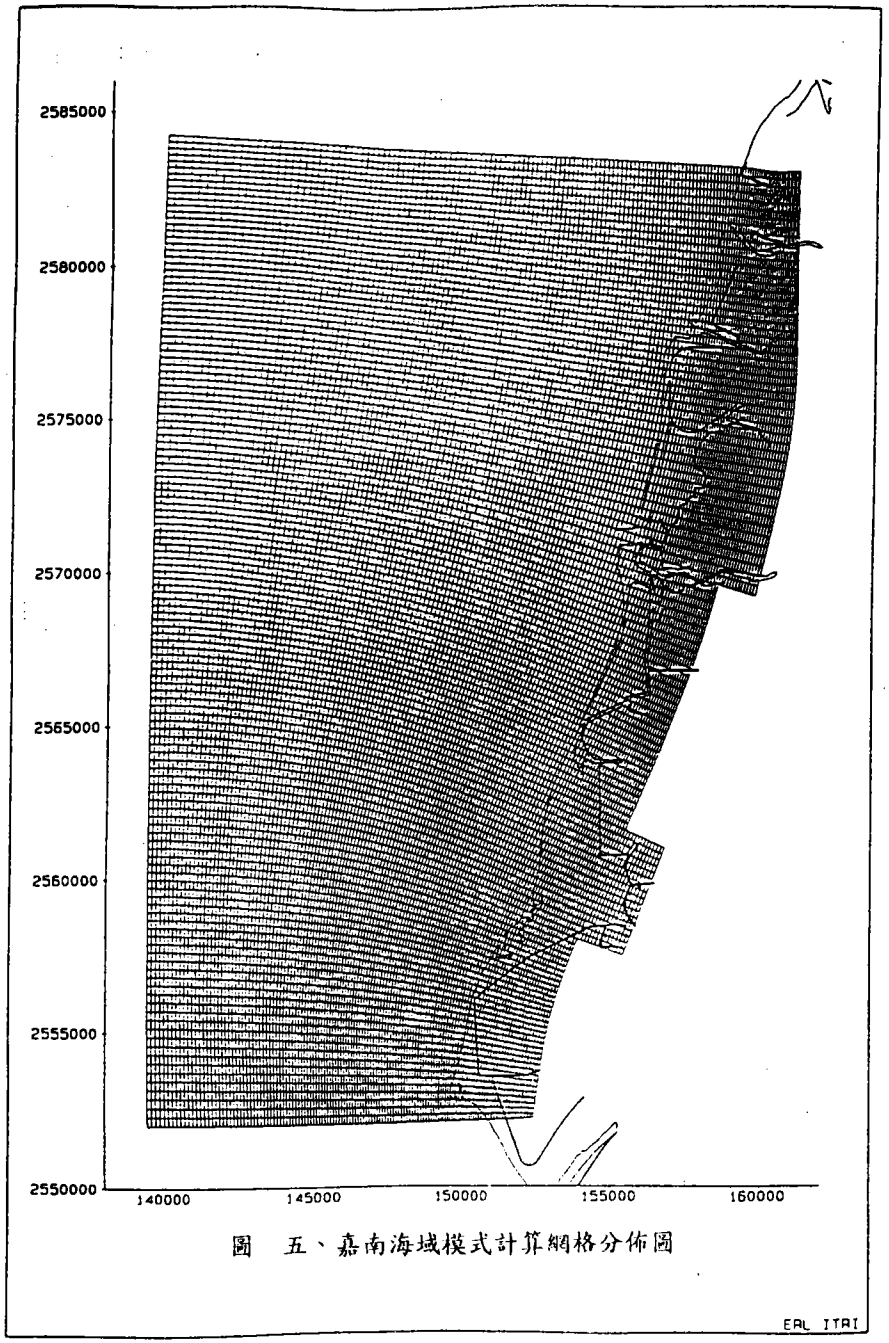
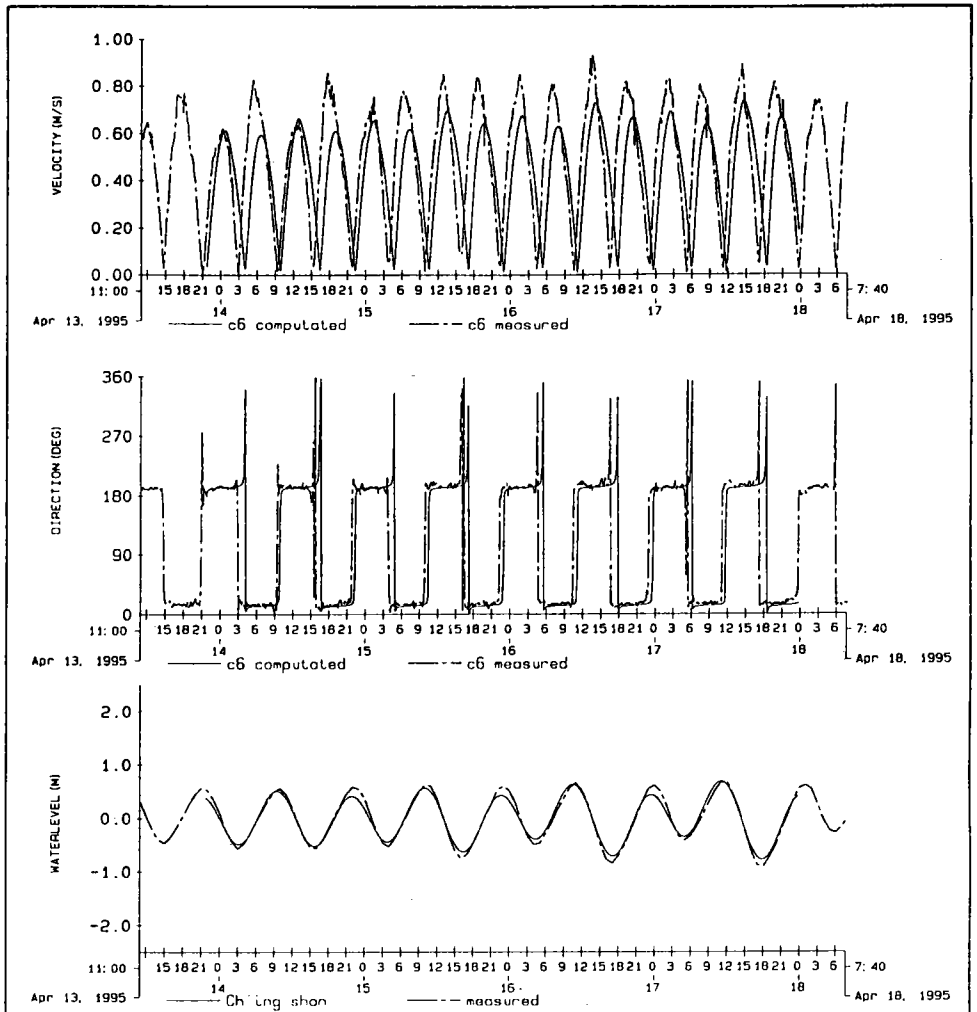
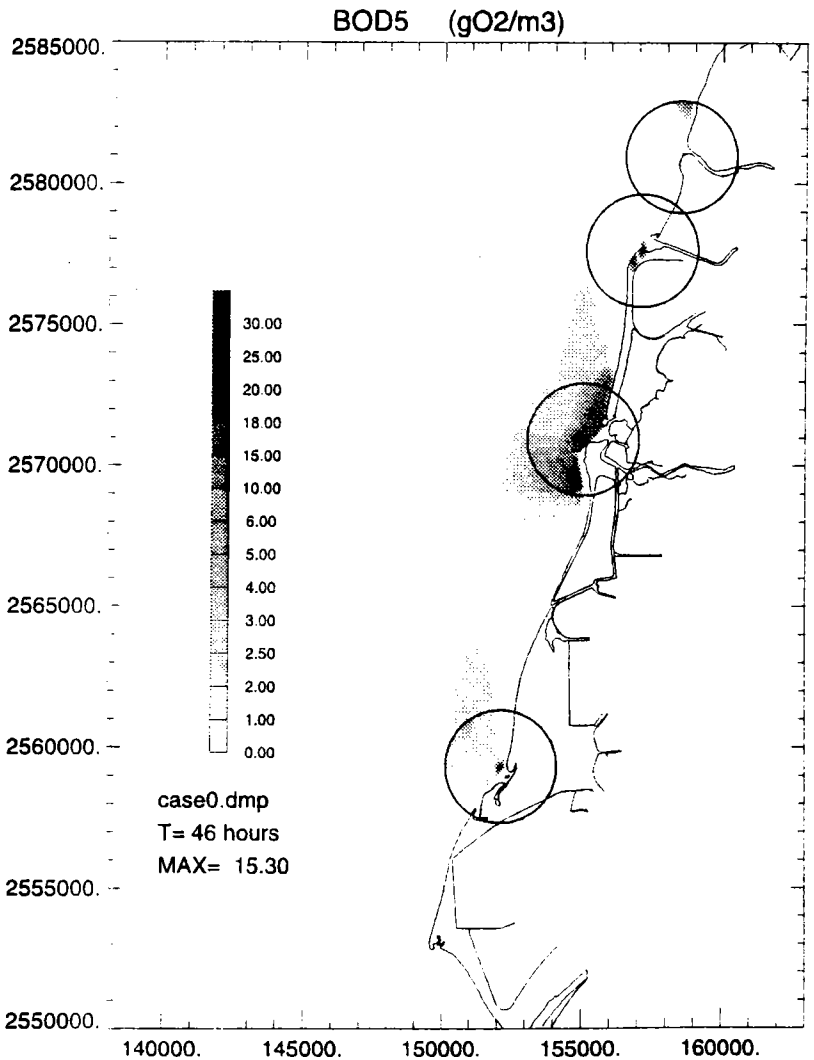


圖　五、嘉南海域模式計算網格分佈圖



圖六、嘉南海域水理模式驗證圖

EARL ITRI



圖七、嘉南海域BOD_5水質模擬結果(83年9月、高潮)

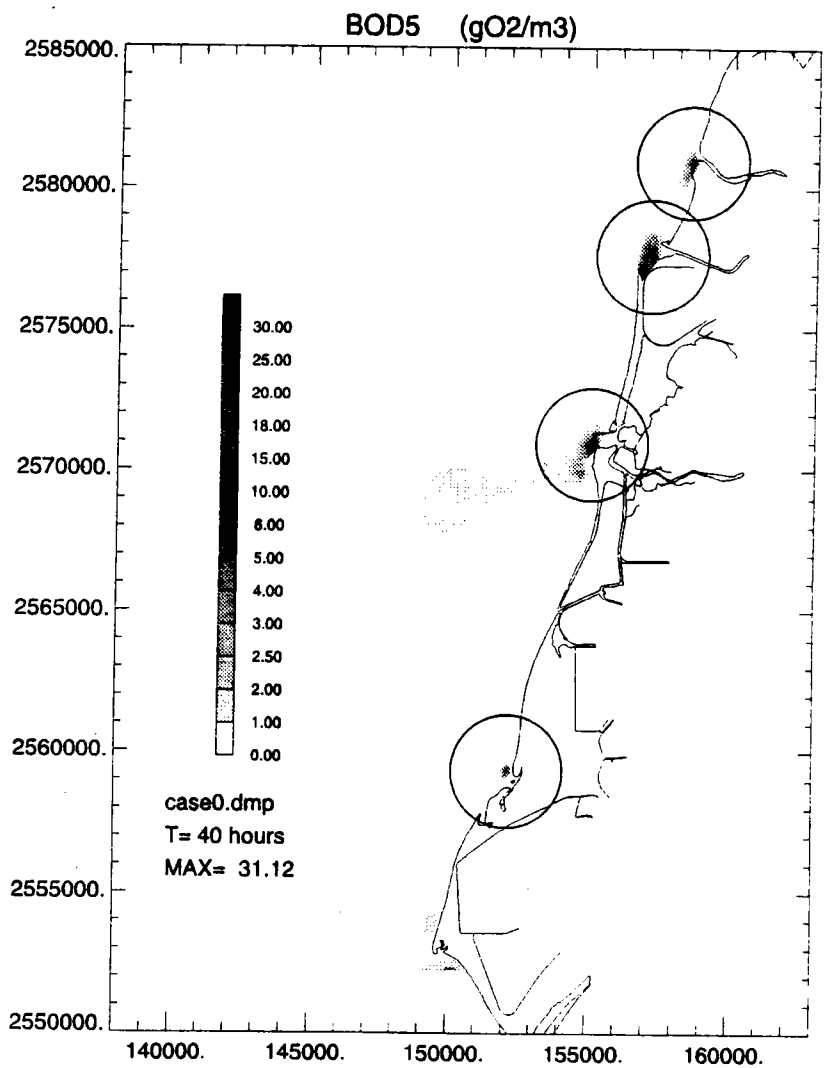
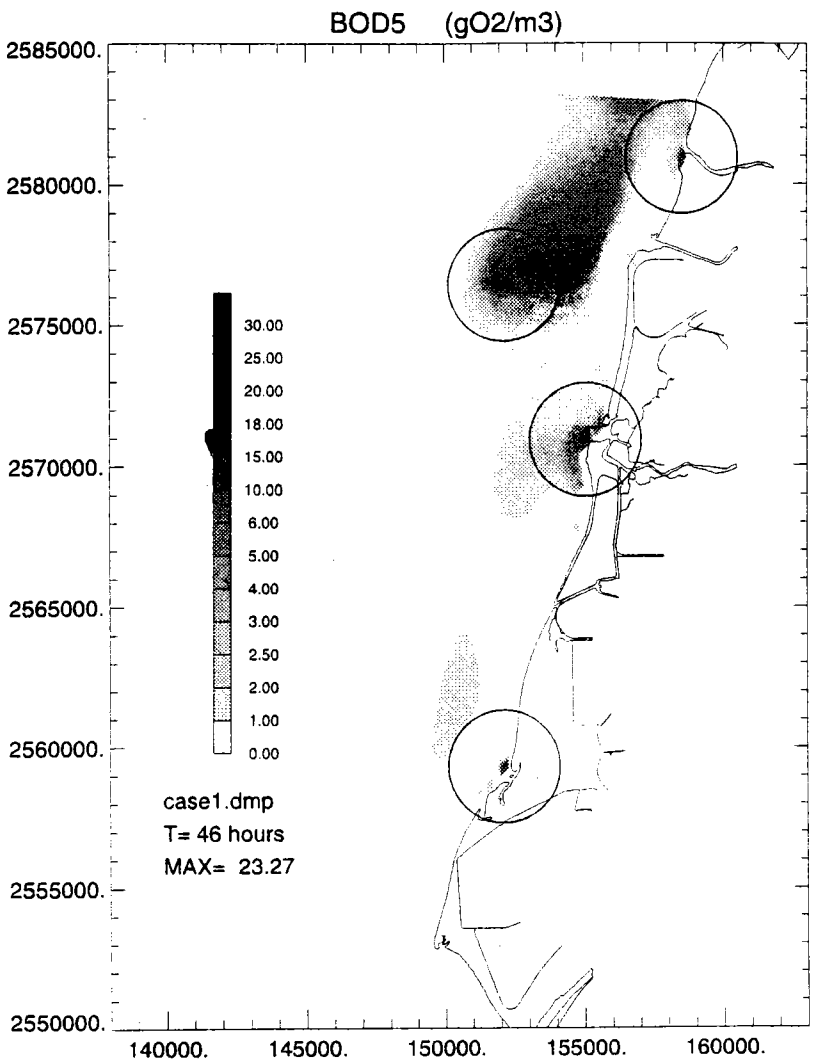


圖 八 、嘉南海域BOD_5水質模擬結果(83年9月、低潮)



圖九、設計條件下嘉南海域BOD_5模擬結果(83年9月、高潮)

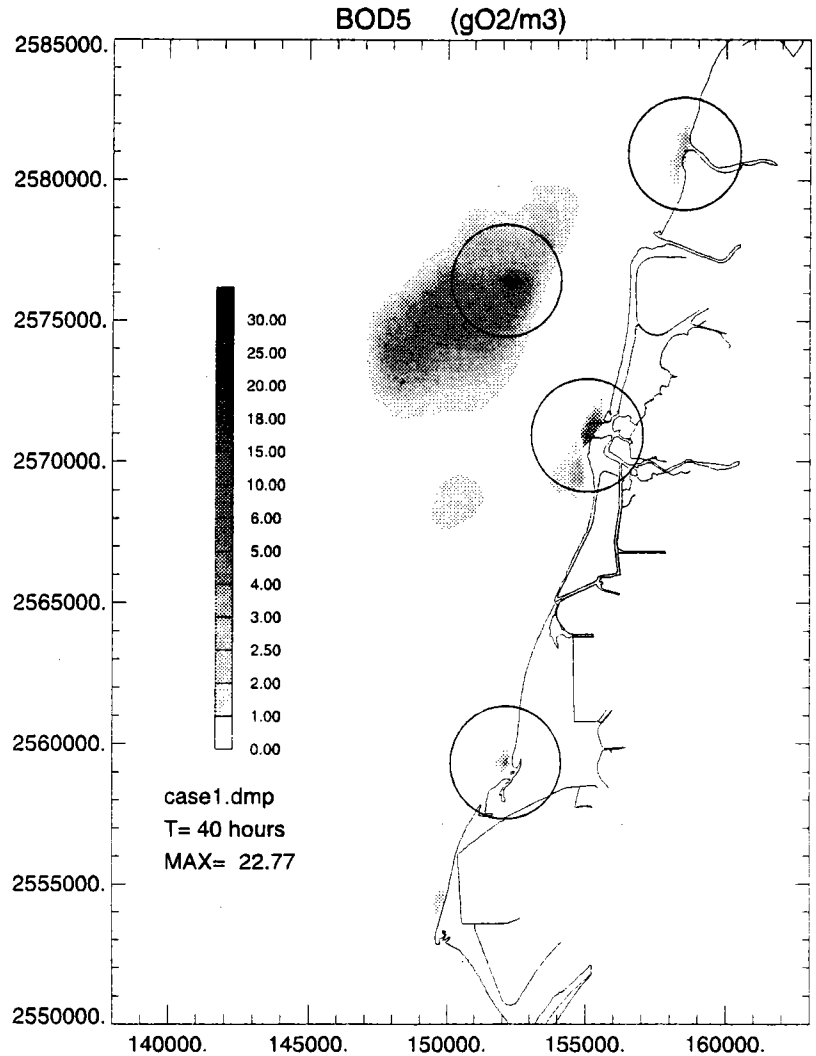
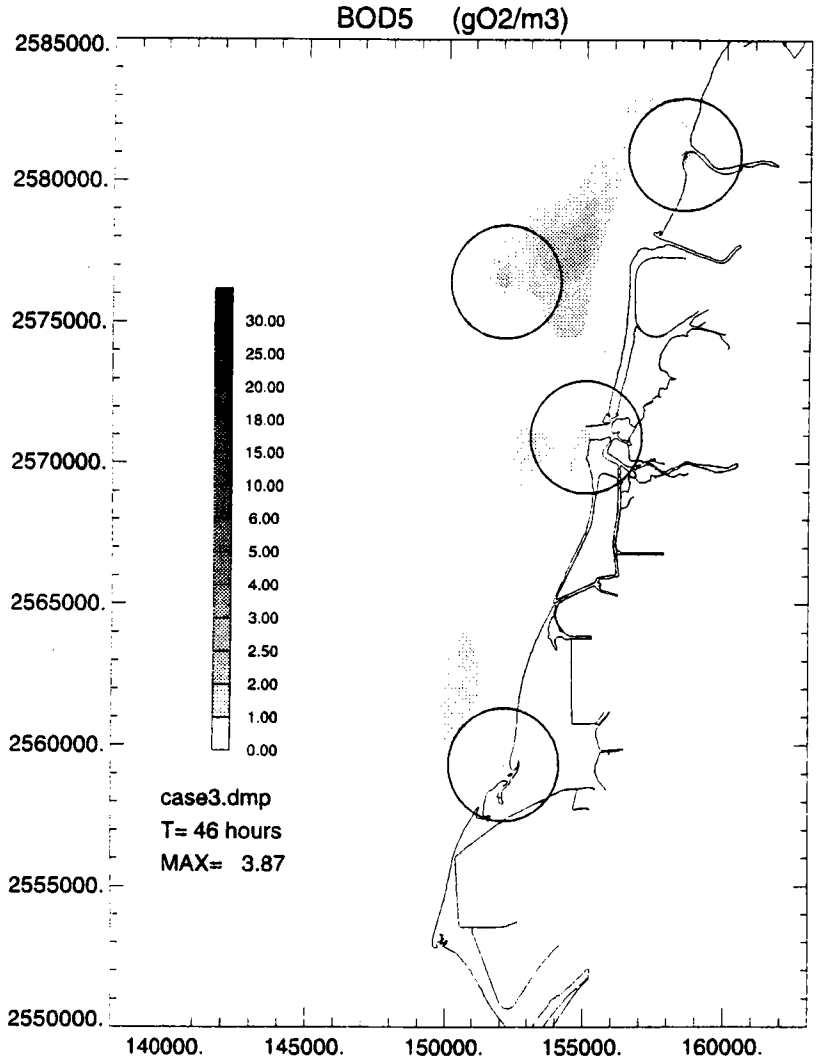


圖 十 、設計條件下嘉南海域BOD_5模擬結果(83年9月、低潮)



圖十一、設計污染量去除85%嘉南海域BOD_5模擬結果

(83年9月、高潮)

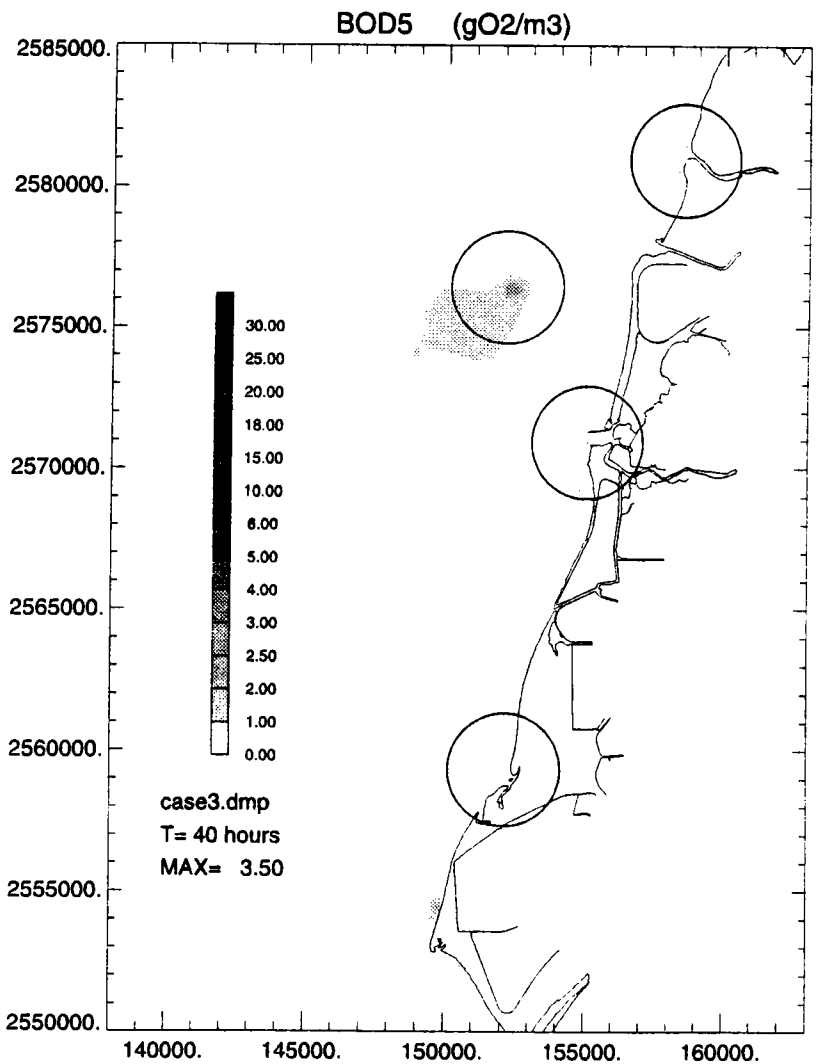


圖 十二 、設計污染量去除85%嘉南海域BOD_5模擬結果

(83年9月、低潮)

表一、台灣地區沿海水體分類水質標準及「甲類海域」事業放流水之水質標準

項目	水質標準 或最大容許量(mg/L)		
	「甲類海域」	「乙類海域」	「甲類海域」事業放流水
pH	7.5~8.5	7.5~8.5	6.0~9.0
DO	5	5	未訂
BOD_5(20°C)	2	3	100
COD	未訂	未訂	200
SS	未訂	未訂	100
大腸菌(每100ml最大可能數)	1000	未訂	50,000
礦物性油脂	2	2	20(總油脂)
酚類	0.01	0.01	1
氰化物	0.01	0.01	1
砷	0.05	0.05	3
鎘	0.01	0.01	0.5
鉻	0.05	0.05	2
銅	0.02	0.02	1
鉛	0.1	0.1	1
汞	0.002	0.002	0.1
鋅	0.04	0.04	2
鎳	未訂	未訂	1
殘餘氯量	未訂	未訂	1
表面水溫差°C(排放口500公尺)	未訂	未訂	1
放流口水溫°C	未訂	未訂	42

*表中農藥之限值省略未列。

表二、嘉南海域水質狀況與甲類海域水體水質標準比較

水質項目 甲類水質標準 日期 水質狀況	DO >5.0 mg/L	BOD_5 <2.0 mg/L	鉻 <50 μg/L	銅 <20 μg/L	鉛 <100 μg/L	鋅 <40 μg/L
83.9.15-16	6.61	2.34	0.88	1.9	0.95	3.8
84.5.9-10	7.02	1.06	0.97	2.1	1.1	3.9
84.10.3-4	6.59	0.83	-	-	-	-

*83.9和84.5之資料依高中低潮位平均求得，84.10之資料依高中低潮位及表中深三層平均求得。

表三、嘉南海域河口近海與外海水質狀況之比較

水質項目 乙類水質標準 位置 水質狀況	DO >5.0 mg/L	BOD_5 <3.0 mg/L	鉻 <50 μg/L	銅 <20 μg/L	鉛 <100 μg/L	鋅 <40 μg/L
河川出口近海						
八掌溪口	6.88	1.67	1.69	2.99	1.35	3.38
急水溪口	7.27	1.95	2.68	2.94	1.54	6.4
將軍溪口	7.12	2.14	1.47	3.63	2.14	8.35
七股溪口	6.61	1.62	1.18	2.06	1.02	4.37
曾文溪口	6.56	1.33	0	1.77	1.1	3.12
外海地區	6.60	0.99	0.45	1.32	0.62	2.58

*河川出口近海為83.9、84.5二次水質調查資料之平均。外海地區為83.9、84.5、84.10三次水質調查資料之平均。

表四、嘉南海域水體營養鹽類含量與優養狀況比較

水質項目 / 位置 / 水質狀況	NH_3-N mg/L	NO3-N mg/L	IN/IP(限制因子)	PO_4-P mg/L	Chl-a μg/L	是否不適魚類生長或優養
河川出口近海						
八掌溪口	0.06	0.14	0.54(N)	0.37	3.66	否
急水溪口	0.34	0.29	0.71(N)	0.89	7.57	否
將軍溪口	0.03	0.05	0.17(N)	0.47	1.47	否
七股溪口	0	0.01	0.15(N)	0.065	1.67	否
曾文溪口	0.02	0.11	13(N&P)	0.01	1.75	否
外海地區	0.04	0.06	3.35(N)	0.03	2.44	否

*河川出口近海為83.9、84.5二次水質調查資料之平均。外海地區為83.9、84.5、84.10三次水質調查資料之平均。

**IN為無機氮，IP為無機磷

表五、感潮河段上游端量測實際注入污染量及溶氧量

項目 / 河川名	DO mg/L	BOD_5 g/s	總磷 g/s	總凱氏氮 (TKN)g/s	流量 cms	調查日期
八掌溪						
上午	6.89	129.2	16.9	33.4	11.43	83.9
	3.93	42.4	14.1	25.0	5.49	84.5
	2.11	273.	14.6	86.1	32.5	84.10
下午	7.52	102.9	13.6	20.0	11.11	83.9
	2.80	67.1	13.7	41.9	4.93	84.5
	4.33	3.9	3.2	18.	6.5	84.10
急水溪						
上午	1.89	208.7	76.1	118.4	19.50	83.9
	0.15	418.4	124.0	219.3	23.48	84.5
	0.35	599.3	144.1	974.6	142.7	84.10
下午	5.74	333.5	94.7	190.0	29.51	83.9
	0.20	674.7	105.6	207.6	22.52	84.5
	0.67	95.4	31.9	188.2	32.9	84.10
將軍溪						
上午	0.63	1304.7	419.1	722.2	29.72	83.9
	0.24	1400.0	347.0	1108.0	30.44	84.5
	0.	137.2	166.5	957.	31.9	84.10
下午	0.93	737.6	149.4	378.	10.16	83.9
	0.41	1707.6	362.4	1182.8	37.67	84.5
	0.	1576.1	299.7	1755.2	59.7	84.10
七股溪						
上午	6.45	54.4	19.8	40.7	1.56	83.9
	0.82	50.7	27.2	73.1	1.96	84.5
下午	6.74	107.4	38.1	69.4	3.40	83.9
	0.27	25.4	15.4	38.6	1.00	84.5
曾文溪						
上午	6.74	106.6	18.6	118.7	46.54	83.9
	5.11	100.5	45.4	74.0	19.32	84.5
下午	7.96	10.3	1.0	6.3	2.73	83.9
	5.22	90.6	27.9	45.0	17.86	84.5

*為83.9、84.5、84.10三次水理水質調查之資料

表六、嘉南海域主要河川污染源之BOD_5污染流達量預估

單位：kg/day

	民國八十五年	民國九十年	民國一00年
八掌溪	11,096	12,124	14,065
急水溪	14,415	*7,585	*7,585
將軍溪	**13,210	13,660	14,491
七股溪	***-	-	-
曾文溪	6,939	7,128	7,513

*因急水溪海洋放流管完工，急水溪位於嘉南海域之污染注入點會改變。北門污水處理廠海洋放流之污染量為2,340kg/day，另五處主要工業污水污染量5,245kg/day，由放流抽水站直接海洋放流。

**於原報告中依產生量之35.3%估算。

***七股溪無水污染防治規劃報告

表七、海域實測之BOD_5濃度、TKN濃度與水質模擬結果之比較
(83年9月15~16日)

測站(潮位)	BOD_5 (mg/L)		TKN (mg/L)	
	實測	模擬	實測	模擬
1(高)	2.10	2.0~2.5	5.17	2.0~3.0
1(中)	2.28	2.5~3.0	4.87	1.0~1.5
1(低)	1.78	1.0~2.0	5.69	1.0~1.5
2	2.04	0~1.0	6.82	0~0.5
3(高)	1.55	1.0~2.0	1.05	0.5~1.0
3(中)	2.18	2.5~3.0	0.97	0.5~1.0
3(低)	2.80	2.5~3.0	3.15	2.5~3.0
4(高)	2.20	0~1.0	5.54	0~0.5
4(中)	1.69	0~1.0	0.82	0~0.5
4(低)	2.80	0~1.0	1.35	0~0.5
5	3.12	3~4.0	0.90	0.5~4.0
6	2.62	2.5~3.0	1.05	0.5~2.0
7	2.30	2.5~3.0	0.75	0.5~2.0
8	2.26	1.0~2.0	0.37	0~1.0
9	1.74	—	0.90	—
10	1.71	—	1.72	—

表八、海域實測之BOD_5濃度、TKN濃度與水質模擬結果之比較
(84年10月3~4日)

測站(潮位)	BOD5 (mg/L)		NH3-N (mg/L)	
	實測	模擬	實測	模擬
上層	1.9	0~0.5	0.075	0~0.05
1(高)中層	2.3		0.022	
下層	0.75		0.012	
上層	0.13	0~0.5	-	0~0.05
1(平)中層	0.12		0.01	
下層	1.2		0.047	
上層	0.6	0.5~1	0.063	0.5~0.8
1(低)中層	0.71		0.045	
下層	0.67		0.035	
上層	0.29	0.5~1	0.172	0.2~0.3
2(高)中層	0.39		0.023	
下層	1.2		0.041	
上層	0.24	0.5~1	-	0.5~0.8
2(平)中層	0.22		0.032	
下層	1.1		0.015	
上層	0.34	0.5~1	0.127	1~3
2(低)中層	0.54		0.023	
下層	0.51		0.021	
上層	0.73	0.5~1	0.046	0~0.05
3(高)中層	0.99		0.029	
下層	0.90		0.04	
上層	0.69	0~0.5	0.011	0~0.05
3(平)中層	0.22		-	
下層	0.17		0.018	
上層	0.28	0~0.5	0.078	0~0.05
3(低)中層	0.12		0.026	
下層	1.35		0.074	

海域實測之BOD_5濃度、TKN濃度與水質模擬情況之比較(續)
(84年10月3~4日)

上層	0.53	0.5~1	0.072	0~0.05
4(高)中層	0.71		0.094	
下層	1.74		0.095	
上層	1.0	0~0.5	0.04	0~0.05
4(平)中層	0.73		0.063	
下層	1.3		0.056	
上層	1.1	0~0.5	0.042	0.3~0.5
4(低)中層	0.85		0.042	
下層	1.3		0.093	
上層	0.59	0~0.5	0.033	0~0.05
5(高)中層	0.94		0.036	
下層	1.1		0.036	
上層	1.0	0~0.5	0.016	0~0.05
5(平)中層	0.67		0.043	
下層	0.29		0.022	
上層	0.47	0~0.5	0.018	0~0.05
5(低)中層	1.4		0.039	
下層	1.1		0.056	
上層	0.62	0~0.5	0.072	0~0.05
6(高)中層	1.0		0.048	
下層	1.8		0.046	
上層	0.74	0~0.5	0.039	0~0.05
6(平)中層	0.65		0.049	
下層	1.6		0.05	
上層	1.3	0~0.5	0.061	0~0.05
6(低)中層	0.62		0.082	
下層	0.95		0.04	

表九、嘉南海域污染源設計排放量

污染項目 / 污染源	BOD_5(mg/L)	Org-N(mg/L)	NH_3-N(mg/L)
八掌溪河口	5.8	2.5	0.9
急水溪放流管	20	10	4.0
將軍溪河口	32.7	15.8	6.2
七股溪河口	5.4	2.3	0.8

表十、污染去除率與海域水質(BOD_5)合格狀況表(設計條件下)

(83年9月15~16日，模擬時間48小時)

	半徑二公里以內		半徑二公里以外	
	合格時數	不合格時數	合格時數	不合格時數
設計條件下	4	44	4	44
設計條件再去除50%	13	35	9	39
設計條件再去除85%	48	0	48	0

(84年10月3~4日，模擬時間48小時)

	半徑二公里以內		半徑二公里以外	
	合格時數	不合格時數	合格時數	不合格時數
設計條件下	7	41	3	45
設計條件再去除50%	42	6	28	20
設計條件再去除85%	48	0	45	3