

# 跨世紀海岸工程規劃設計技術研討會

## 論 文 集



主辦單位：交通部運輸研究所

協辦單位：中華民國港埠協會

中華民國八十四年五月十九日

# 跨世紀海岸工程規劃設計技術研討會

## 論文集

### 目錄

- 1 · 海岸複雜地形之波浪數值分析.....1-1  
劉立方 台灣大學土木工程系客座教授
- 2 · 颱風設計波浪之探討.....2-1  
梁乃匡 台灣大學海洋研究所教授
- 3 · 利用衛星 S A R 資料推測海洋風浪方向波譜.....3-1  
郭一羽 交通大學土木工程研究所教授
- 4 · 台灣地區海岸工程規設技術之演變及未來發展方向.....4-1  
許硯蓀 中華顧問工程司副總工程師
- 5 · 彈性結構物消波特性之研究.....5-1  
施士力 海洋大學河海工程研究所教授
- 6 · 海岸結構物附近之地形變化.....6-1  
歐善惠 成功大學工學院院長
- 7 · 深水合成防波堤不規則波波壓力值之探討－合田(Goda)公式之修正式.....7-1  
侯和雄 交通部運輸研究所運輸工程組組長
- 8 · 設計波高之統計特性分析.....8-1  
簡仲和 成功大學水利暨海洋工程研究所教授
- 9 · 人工岬灣安定性之實驗研究.....9-1  
蔡清標 中興大學土木工程研究所教授
- 10 · 近岸砂洲模擬地形繪製誤差之研究.....10-1  
李忠潘 中山大學海洋環境系主任
- 11 · 台灣地區國際商港現存問題之探討.....11-1  
張金機 港灣技術研究所所長

# Mathematical Modeling of Wave Propagation Over Complex Topography

Philip L.F. Liu  
School of Civil and Environmental Engineering  
Cornell University  
Ithaca, N.Y. 14853 U.S.A.

## Introduction

In the last two and half decades significant progresses have been made in modelling wave propagation in nearshore region. The advancements are accomplished because of our better understanding of the physical phenomenon and the rapid increase in computing power. During 1960's and early 1970's the wave ray theory was the primary tool for computing wave propagation. Although the theory has many deficiencies, it usually provides reasonable results for wave fields in an open coast. The most serious limitation in ray theory is its inability to include the diffraction, which could be caused by either the appearance of a coastal structure or a large bathymetric variation. The mild-slope equation was first derived in early 70's to consider the combined effects of refraction and diffraction. The mild-slope equation is a useful mathematical model for computing small amplitude waves propagating from deep water to shallow water. The model is also suitable for computing wave scattering by a surface piercing structure. However, the inconvenience of using the mild-slope equation comes from boundary conditions, which are required along the entire boundary. This becomes a serious problem when one of the boundaries is inside the surf zone so that the location of the boundary can not be determined *a priori*. Furthermore, the nonlinearity is not included in the mild-slope equation, which becomes very important in shallow water. To overcome the difficulty in dealing with the boundary condition along the breaker, the parabolic approximation was introduced in the mild-slope equation in the late 1970's and early 1980's. It also turns out that the nonlinearity can be included in the parabolic approximation in a rigorous manner. The original parabolic approximation is the so-called small-angle model, which restricts the direction of wave propagation. This limitation was later removed and wide-angle parabolic models as well as the angular spectrum model were developed. In the shallow water where both nonlinearity

and frequency dispersion are important, Boussinesq-like equations are more adequate mathematical models. In fact, based on the Boussinesq-like equations, several parabolic approximation models and angular spectrum models were also developed in the late 1980's. However, the traditional Boussinesq equations can only be applied to very shallow water. Some of them become unstable when they are applied to intermediate depth. In recent years, research efforts have been focused on the development of a Boussinesq-like model which can propagate waves from intermediate depth to shallow water including wave breaking.

In the following review, the mathematical background of each models is briefly reviewed. For simplicity the subject of wave-current interaction is intentionally omitted.

### Wave Ray Approximation

Consider wave propagation over a slowly varying bathymetry, i.e. a wave must travel the equivalent of many wavelengths before noticing the change in bathymetry. Mathematically, a small parameter,  $\mu = 0(\nabla h/kh)$ , characterizes the slowness of the bathymetric variation. Consequently, for a progressive wave train, the free surface displacement can be expressed as:

$$\zeta = A(\mathbf{x}, t)e^{iS(\mathbf{x}, t)} \quad (1)$$

where the amplitude function  $A(\mathbf{x}, t)$  is slowly varying in space and time compared to the variations in the phase function  $S(\mathbf{x}, t)$ . The behavior of the amplitude function and the phase function can be described by the geometrical techniques of ray theory.

Similar to the plane wave case, the wave number vector,  $\mathbf{k}$ , and the frequency,  $\omega$ , are given respectively by the gradient and the negative of the time derivative of the phase function, i.e.

$$\frac{\partial S}{\partial t} = -\omega, \quad \nabla S = \mathbf{k}. \quad (2)$$

In principle, we can define a family of curves tangential to  $\mathbf{k}$ , which are called wave rays. These rays are normal to the phase lines. The equation of the

conservation of wave crest can be derived easily from the equation above. Thus,

$$\frac{\partial \mathbf{k}}{\partial t} + \nabla \omega = 0. \quad (3)$$

The dispersion relation for the plane wave can be used for the nearly plane wave as long as the local depth is used in calculations, i.e.

$$\omega = \sqrt{gk \tanh kh}. \quad (4)$$

From the equation of conservation of wave crests and the dispersion relation, one can find the wave number vector. Hence the ray pattern. There are many techniques for computing and tracing the rays. The detail of these approaches will not be discussed here. Once the ray pattern is determined, the wave amplitude function can be calculated from the transport equation, i.e.

$$\nabla \cdot (C_g \frac{\mathbf{k}}{k} \omega A^2) = 0, \quad (5)$$

in which  $C_g$  is the group velocity and is defined as  $d\omega/dk$ . The amplitude function and the frequency have been assumed to be independent of time in deriving the transport equation. The transport equation implies that the wave action,  $\omega A^2$ , propagates in the wave ray direction,  $\mathbf{k}$ . Therefore, wave energy is not allowed to cross the ray. This excludes the wave diffraction. Furthermore, the conservation of wave crests and the transport equation both disallow wave rays crossing each other (ray focusing) or being tangential to a common curve (caustics).

### Mild-slope Equation

Within the linear wave theory framework, Berkhoff (1972) proposed a two-dimensional theory which can deal with large regions of refraction and diffraction. Heuristically, over a slowly varying bathymetry evanescent modes are not important except in the immediate vicinity of a three-dimensional body. For a monochromatic wave with frequency  $\omega$  and free surface displace-



ment  $\zeta$ , it is reasonable to represent the velocity potential, which formally represents the propagating mode only, by

$$\phi = \frac{-ig \cosh k(z+h)}{\omega \cosh kh} \zeta e^{-i\omega t}, \quad (6)$$

where  $k(\mathbf{x})$  and  $h(\mathbf{x})$  vary slowly in  $\mathbf{x}$  according to the linear dispersion relation. By a perturbation argument Smith and Sprinks (1975) have shown that the free surface displacement  $\zeta$  must satisfy the following partial differential equation:

$$\nabla \cdot (CC_g \nabla \zeta) + \frac{\omega^2}{g} \zeta = 0, \quad (7)$$

where  $C$  and  $C_g$  are the local phase and group velocities of a plane progressive wave. This elliptic equation is asymptotically valid for sufficiently small  $\mu$  to leading order and is known as the *mild - slope equation*. Introducing the transformation

$$\chi = \zeta \sqrt{CC_g} \quad (8)$$

into the mild-slope equation, one obtains

$$\nabla^2 \chi + k_c^2 \chi = 0, \quad (9)$$

where

$$k_c^2 = k^2 - \frac{\nabla^2 \sqrt{CC_g}}{\sqrt{CC_g}}. \quad (10)$$

An indication of its versatility can be seen in two limits. For long waves in shallow water the limit of the mild-slope equation is known to be valid even if  $\mu = 0(1)$  as long as the linearization is acceptable. On the other hand, if the depth is a constant, but  $kh$  is arbitrary, the mild-slope equation reduces to Helmholtz equation where the wave number satisfies the dispersion relation. Both limits can be used to calculate the diffraction legitimately. Thus the mild-slope equation can be applied to all  $kh$ .

An alternative approach to understand the physical meaning of the mild-slope equation is to substitute the expression of the free surface displacement of a nearly plane wave, (1), into the mild-slope equation and examine the

resulting transport equation and the definition of wave number. Substituting (1) into (7) and multiplying the resulting equation by the amplitude function, we obtain two equations by separating the real and imaginary parts,

$$|\nabla S|^2 - k^2 = \frac{\nabla^2 A}{A} + \frac{\nabla(CC_g) \cdot \nabla A}{CC_g A} \quad (11)$$

and

$$\nabla \cdot (CC_g A^2 \nabla S) = 0. \quad (12)$$

The first equation reduces to the eikonal equation, if the right-hand side is ignored. Then the second equation becomes the transport equation for the ray theory. Therefore, in determining the phase function of a nearly plane wave from the mild-slope equation the diffraction effects, the gradient and the curvature of the wave amplitude function, are included. The second equation can still be interpolated as a transport equation, in which the wave energy,  $A^2$ , is propagating in the  $\nabla S$  direction. The propagation speed is  $C_g |\nabla S|/k$ .

The mild-slope equation is a second-order partial differential equation of the elliptic type. To find solutions one must specify boundary conditions along the entire boundary of the computational domain. For some practical coastal engineering problems one of the boundary could be inside the surf zone. Therefore, the location of the boundary is not known before the problem is solved. This makes the application of the mild-slope equation in the nearshore region difficult. Moreover, nonlinear effects have not been included in the mild-slope equation.

The mild-slope equation was also extended to included the effects of a varying current (e.g. Booij 1981). However, a conceptual difficulty exists in this model because the wave number vector,  $\mathbf{k}$ , need to be determined from the ray theory before the mild-slope equation can be applied. Therefore, if the ray theory predicts a caustics, the approach simply breaks down.

### Parabolic Approximation

For essentially forward-propagation problems, the so-called parabolic approximation expands the validity of ray theory and is much more efficient

than the mild-slope equation. The concept of the parabolic approximation can be best illustrated by a pure diffraction problem, i.e. the edge of a shadow zone behind a long breakwater. Consider a semi-infinite breakwater lying along the positive  $y$  axis which is struck by a plane wave of normal incidence originating from negative infinity. The ray passing the tip of the breakwater separates the domain  $x > 0$  into an illuminated zone ( $y < 0$ ) and shadow zone ( $y > 0$ ). According to the ray approximation, waves in the illuminated zone are progressive with amplitude  $A$  equal to that of the incident wave, i.e.  $A_0$ . But the amplitude must suddenly drop to zero on the shadow side of the ray. This discontinuity is of course a shortcoming of the ray approximation. An effective remedy is to insert a boundary layer along the edge ray within which the progressive wave amplitude is modulated slowly in the transverse direction and even more slowly in the direction of wave propagation. In this way an approximate equation is obtained for the wave envelope:

$$2ik \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial^2 A}{\partial y^2} = 0. \quad (13)$$

The above equation is a Schrodinger equation where the  $x$ -axis is time-like.

The same idea can be extended for a curved ray and hence for progressive waves that are simultaneously diffracted and refracted. Within the linearized context, Liu and Mei (1976) employed the concept to find the wave field in the neighborhood of a breakwater on a beach with parallel (one-dimensional) depth contours. For two-dimensional bathymetry the first extension was given by Radder (1979) and Lozano and Liu (1980). Stable numerical techniques for the Schrodinger equation, such as the Crank-Nicolson method, can be easily applied. The lowest-order models are valid when the wave train propagates primarily in a specified direction. These models are called *small angle model*. The higher-order models represent angular propagation in a manner that is tied to a polynomial approximation of the wave number definition:

$$\frac{k_x}{k} = (1 - (\frac{k_y}{k})^2)^{1/2} = \frac{P_1(k_y/k)}{P_2(k_y/k)}, \quad (14)$$

where  $P_1$  and  $P_2$  are polynomials in  $k_y/k$ . Dingemans (1994) discussed the accuracy of wide-angle models using the Pade expansions of the above equation. Up to the third-order in  $k_y/k$ , Dingemans showed that the [2,2] Pade



approximation gives the most accurate solution. The corresponding evolution equation becomes

$$2ik \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial^2 A}{\partial y^2} + \frac{3i}{2k} \frac{\partial^3 A}{\partial x \partial y^2} - \frac{5i+1}{8k^2} \frac{\partial^4 A}{\partial y^4} + \frac{i}{8k^3} \frac{\partial^5 A}{\partial x \partial y^4} = 0. \quad (15)$$

Because the higher derivatives are included in the governing equation for the wide-angle parabolic approximation, the numerical efforts are much more demanding. Furthermore, additional boundary conditions are required.

Although the parabolic approximation has been primarily for forward propagation, extensions have been made by Liu and Tsay (1983), who deduced a pair of small-angle parabolic equations coupling both forward and backward wave fields. These coupled equations are then solved numerically by an iterative scheme with the assumption that the backward wave field is relatively weak.

### Nonlinear Parabolic Approximation

The parabolic approximation has been extended to the second-order Stokes wave theory (Liu and Tsay 1984, Kirby and Dalrymple 1983, Kirby 1986). The evolution equation becomes:

$$2ik_o \frac{\partial A}{\partial x} + \frac{\partial^2 A}{\partial y^2} + [k^2 - k_o^2 - \frac{\nabla^2 \sqrt{CC_g}}{\sqrt{CC_g}} + i \frac{\partial k_o}{\partial x}] A - k^4 \frac{C}{C_g} \frac{\cosh 4kh + 8 - 2 \tanh^2 kh}{8 \sinh^4 kh} |A|^2 A = 0. \quad (16)$$

in which  $k_o$  is a reference wave number. This equation has been used to study the formation of stem waves along a vertically-walled structure (Yue and Mei 1980) and along a depth discontinuity (Liu and Yoon 1986). The nonlinear parabolic equation has also been shown to give an adequate description for the wave field in a focal region caused by a topographical lens (Liu and Tsay 1984, Stamnes et al. 1983).

To include the effects of long waves Liu and Dingemans (1989) derived a nonlinear parabolic equation up to the third-order in wave slope. In general,

long waves are coupled with the wave envelope. They need to be solved simultaneously.

### Angular Spectrum Models

An alternative approach to the parabolic approximation is the angular spectrum model. This approach decomposes the entire wave field into an angular spectrum by applying the Fourier transformation with respect to the alongshore direction (e.g. Dalrymple and Kirby 1988, Dalrymple et al. 1989, Chen and Liu 1994a). Therefore, the information in (14) is fully retained. However, since the periodicity in the alongshore direction must be assumed, the freedom in specifying lateral boundary conditions is lost. For instance, Chen and Liu (1994a) used the Fourier collocation method by expressing  $\chi$  in (9) in terms of trigonometric polynomial interpolants:

$$\chi(x, y) = \sum_{j=0}^{2N-1} \chi(x, y_j) g_j(y), \quad (17)$$

where  $g_j(y)$  are the trigonometric polynomial interpolants

$$g_j(y) = \frac{1}{2N} \sin[N(y - y_j)] \cot\left(\frac{y - y_j}{2}\right)$$

at the following set of the collocation points

$$y_j = \frac{jL}{2N}$$

in which  $L$  is the wavelength in the  $y$ -direction. The mild-slope equation can be reduced to a set of ordinary differential equations for  $\chi_j$ , i.e.

$$\frac{d^2 \chi_j}{dx^2} + \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 \sum_{n=0}^{2N-1} [D_2]_{j,n} \chi_n + k_j^2 \chi_j = 0, \quad (18)$$

where

$$k_j = k_c(x, y_j), \quad [D_2]_{j,n} = \frac{d^2 g_n(y_j)}{dy^2}$$

The coupling of these resulting ordinary differential equations is provided by the second derivative with respect to  $y$ .

The solution to the governing equation for  $\chi_j$ , (18), consists of the forward and backward propagating wave fields. Therefore,  $\chi_j$  can be viewed as the  $j - th$  mode of the angular spectrum of the whole wave field. Chen and Liu (1994a) developed an iterative numerical scheme to generate the Bremmer series solution for the combined refraction and diffraction by bathymetry. They demonstrated the importance of the backward propagation modes in the case of a large angle of incidence.

Suh et al. (1990) developed an angular-spectrum model for the Stokes' wave. However, in their model only the forward propagation modes can be included. Therefore, the model can not produce accurate solutions for large angle of incidence. Moreover, the bottom slope must be smaller than second order in wave slope.

### Boussinesq-like Equations

The mild-slope equation and the parabolic equations described above are suitable for intermediate and deep water. As waves propagate into shallow water wave amplitude increases and the Ursell number, which is ratio of  $A/h$  to  $(kh)^2$ , becomes of order one or higher. The suitable governing equations for the weakly nonlinear and weakly dispersive wave are Boussinesq-like equations. The conventional Boussinesq-like equations can be written in terms of different type of horizontal velocity components, such as the depth-averaged velocity, the velocities on the mean free surface or the seafloor, and the free surface elevation (Peregrine 1967 and 1971). The applications of these governing equations are all restricted to very shallow water. For instance, when the depth-averaged velocity is used in the Boussinesq equations, the water depth has to be less than one-fifth of the equivalent deep water wavelength so that the phase velocity calculated from the (linearized) Boussinesq equations is more than 95% of that determined from the Stokes' first-order theory. If the velocity on the mean free surface is used, the restriction on depth is even more severe.

Numerous attempts have been made to extend the range of the applicability of Boussinesq-like equations to intermediate deep by improving their lin-

ear dispersion characteristics (Witting 1984, McCowan and Blackman 1989). Recently, Madsen et al. (1991) and Madsen and Sorensen (1992) formulated the conventional Boussinesq equations in term of the depth-integrated velocity components (i.e. fluxes) instead of depth-averaged velocity components. With the mild slope assumption, they included some higher-order terms, which were neglected in the process of deriving traditional Boussinesq equations, in the momentum equations and obtained a new form of the Boussinesq equations. Introducing a common factor,  $B$ , in front of these additional terms, they selected a value for  $B$  such that the linear dispersion characteristics of the resulting Boussinesq-like equations are optimized. Nwogu (1993) formally derived an alternative form of the Boussinesq equations using the horizontal velocity components on an arbitrary elevation. He showed that if the horizontal velocity near the mid-depth is used as the velocity variable, the linear dispersion properties can be significantly improved.

The parabolic approximation was first applied to the conventional Boussinesq equation by Liu, et al. (1985). Kirby (1990) developed the angular spectrum model for the conventional Boussinesq equations, in which the topography is allowed to vary only in the on-offshore direction.

Chen and Liu (1994b) first rederived Nwogu's modified Boussinesq equations in terms of a velocity potential and the free surface displacement. Denoting  $\Phi_\alpha$  as the velocity evaluated on elevation  $z = z_\alpha(x, y)$ , they showed that the modified Boussinesq equations read

$$\begin{aligned} \frac{\partial \zeta}{\partial t} + \nabla \cdot [(\zeta + h) \nabla \Phi_\alpha] + \nabla \cdot h \nabla [z_\alpha \nabla \cdot (h \nabla \Phi_\alpha) + \frac{z_\alpha^2}{2} \nabla^2 \Phi_\alpha] \\ + \frac{h^2}{2} \nabla [\nabla \cdot (h \nabla \Phi_\alpha)] - \frac{h^3}{6} \nabla \nabla^2 \Phi_\alpha = 0, \end{aligned} \quad (19)$$

$$\frac{\partial \Phi_\alpha}{\partial t} + g\zeta + \frac{1}{2} (\nabla \Phi_\alpha)^2 + [z_\alpha \nabla \cdot (h \nabla \frac{\partial \Phi_\alpha}{\partial t}) + \frac{z_\alpha^2}{2} \nabla^2 \frac{\partial \Phi_\alpha}{\partial t}] = 0. \quad (20)$$

Chen and Liu (1994b) demonstrated that if the velocity potential on the elevation  $z_\alpha = -0.522h$  is used in the governing equations, the sum of the relative errors of phase and group velocities over the range  $0 < h/\lambda_o < 0.5$  is minimized. Equations (19) and (20) can be combined into one in terms of the velocity potential without losing the improvement in the dispersion characteristics. Chen and Liu (1994b) further developed the small angle parabolic model and the angular spectrum model.

### Concluding Remarks

In this paper we have given a brief account of the development of mathematical models for wave propagation in nearshore region. More detailed discussions are referred to Liu (1990) and Dingemans (1994). Although significant advancement has been made in the last decades, many topics are still to be investigated, including: (1) Nonlinear mild-slope equation in the intermediate water depth. (2) Nonlinear wave-current interaction. (3) Breaking wave model. Finally, one of the most intriguing issue for all wave modeller to ponder is whether it is possible (or necessary) to construct a unified mathematical model to compute water wave propagation from the deep water to the shoreline.

### Acknowledgment

The author wishes to acknowledge the support for many years of the U. S. National Science Foundation, New York Sea Grant Institute, and Army Research Office. The paper was written when the author was visiting National Taiwan University. Financial supports provided by the National Research Council of the Republic of China (NSC84-2621-P002-022-B) is also acknowledged.

### References

Berkhoff, J.C.W. 1972 "Computation of combined refraction-diffraction", Proc.13th Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE, pp.471-490.

Booij, N. 1981 "Gravity waves on water with non-uniform depth and current", Rep. No. 81-1, Delft Univ. of Technol.



Chen, Y. and Liu, P. L.-F. 1994 "A pseudospectral approach for scattering of water waves". Proc. R. Soc. Lond. A 445, pp.619-636.

Chen, Y. and Liu, P. L.-F. 1995 "Modified Boussinesq equations and associated parabolic models for water wave propagation", J. Fluid Mech. (to appear).

Dalrymple, R.A. and Kirby, J.T. 1988 "Models for very wide-angle water waves and wave diffraction". J. Fluid Mech., 192, pp.33-50.

Dalrymple, R.A., Suh, K.D., Kirby, J.T., and Chae, J.W. 1989 "Models for very wide-angle water waves and wave diffraction. Part 2. Irregular bathymetry." J. Fluid Mech., 201, pp.299-322.

Dingemans, M.W. 1994 "Water wave propagation over uneven bottoms", Ph.D. thesis, Technical University of Delft.

Kirby, J.T. and Dalrymple, R.A. 1983 "A parabolic equation for the combined refraction-diffraction of Stokes waves by mildly varying topography", J. Fluid Mech., 136, pp.453-466.

Kirby, J.T. 1986 "On the gradual reflection of weakly nonlinear Stokes waves in regions with varying topography", J. Fluid Mech., 162, pp.171-186.

Kirby, J.T. 1990 "Modelling shoaling directional wave spectra in shallow water", Proc. 22th Int. Conf. on Coastal Engrg., pp.109-122.

Liu, P. L.-F. 1990 "Wave Transformation" in The Sea: Ocean Engineering Science, Vol.9, pp.27-63 John Wiley and Sons, Inc.

Liu, P. L.-F. and Dingemans, M.W. 1989 "Derivation of the third-order evolution equations for weakly nonlinear water waves propagating over uneven bottoms". Wave Motion, 11, pp.41-64.

Liu, P. L.-F. and Mei, C.C. 1976 "Wave motion on a beach in the presence of a breakwater 1. Waves", J. Geophys. Res., 81, pp.3079-3084.

Liu, P.L.-F. and Tsay, T.K. 1983 "On weak reflection of water waves", J. Fluid Mech., 131, pp.59-71.

Liu, P. L.-F. and Tsay, T.K. 1984 "Refraction-diffraction model for weakly nonlinear water waves", J. Fluid Mech., 141, pp.265-274.

Liu, P.L.-F. and Yoon, S.B. 1986 "Stem waves along a depth discontinuity", J. Geophys. Res., 91, pp.3979-3982.

Liu, P. L.-F., Yoon, S.B. and Kirby, J.T. 1985 "Nonlinear refraction-diffraction of waves in shallow water", J. Fluid Mech., 153, pp.185-201.

Lozano, C.J. and Liu, P.L.-F. 1980 "Refraction-diffraction model for linear surface water waves", J. Fluid Mech., 101, pp.705-720.

Madsen, P.A., Murray, R. and Sorensen, O.R. 1991 " A new form of the Boussinesq equation with improved linear dispersion characteristics", Coastal Engineering, 15, pp. 371-388.

Madsen, P.A. and Sorensen, O.R. 1992 "A new form of the Boussinesq equation with improved linear dispersion characteristics. Part 2. A slowly-varying bathymetry." Coastal Engineering, 18, pp.183-204.

McCowan, A.D. and Blackman, D.R. 1989 "The extension of Boussinesq type equations to modelling short waves in deep water", Proc. 9th Australasian Conf. on Coastal and Ocean Engrg., Adelaide, Australia, pp.412-416.

Nwogu, O. 1993 "Alternative form of Boussinesq equations for nearshore propagation", J. Waterway, Port, Coast., and Ocean Engrg., ASCE 119, pp.618-638.

Peregrine, D.H. 1967 "Long waves on a beach", J. Fluid Mech., 27, pp.815-827.

Peregrine, D.H. 1971 "Equations for water waves and the approximation behind them", in Waves on Beaches (ed. R.E. Meyer) Academic Press, N.Y., pp. 95-121.

Radder, A. C. 1979 "On the parabolic equation method for water-wave propagation", J. Fluid Mech., 95, pp.159-176.

Smith, R., and Sprinks, T. 1975 "Scattering of surface waves by a conical island", J. Fluid Mech., 72, pp. 373-384.

Stamnes, J.J., Lovhaugen, O., Spjelkavik, B., Mei, C.C., Lo, E., Yue, D.K.P., 1983 "Nonlinear focusing of surface waves by a lens-theory and experiment", J. Fluid Mech., 135, pp.71-94.

Suh, K.D., Dalrymple, R.A., and Kirby, J.T., 1990 "An angular spectrum model for propagation of Stokes' waves," J. Fluid Mech., 221, pp. 205-232.

Witting, J.M. 1984 "A unified model for the evolution of nonlinear water waves", J. Comput. Phys., 56, 203-236.

Yue, D.K.P. and Mei, C.C. 1980 "Forward diffraction of Stokes' waves by a thin wedge", J. Fluid Mech., 99, pp. 33-55.

# 颱風設計波浪的探討

梁乃匡  
台灣大學海洋研究所

## 摘要

在台灣，設計波浪完全由颱風決定。傳統的決定設計波浪的方法，是由氣象資料推算過去  $N$  年內出現颱風在測站的最大波浪，再由全部事件中取  $N$  個較大波高，或每年選一個最大波高，依極端值機率分佈理論，求出不同回歸期對應的波高來。本研究以高雄外海某地點為例，發現依 Weibull 分佈又採用每年選一資料的結果，在統計的意義上比較合理。另，作者提出的組合機率法所求出的設計波高，略小於上述傳統方法所求出者，這點可能與其未考慮風浪與湧浪的重疊有關；而組合機率法所求出的設計波高有一上限，這點直覺上較合理。建議海洋工程師同時採上述兩種方法，斟酌後決定設計波高。

去年(1994) 7月9-10日在花蓮登陸的提姆颱風，造成花蓮港不小的損害，台灣省港灣技術研究所安裝的 waverider 測波儀，測得寶貴的波浪資料，可惜在颱風登陸前約兩小時儀器受損。由 Bretschneider 颱風風浪及作者颱風湧浪推算模式，模擬提姆颱風在花蓮的波浪，發現堆積效應使湧浪波高加大；而登陸前颱風移動速度加快，造成風浪與湧浪重疊，估計登陸時  $H_{1/3}$  波高為 12.8 米。

## 一、引言

波浪是海浪中影響海洋工程的重要自然現象，而颱風是夏秋兩季在西太平洋出現的熱帶低壓氣旋，常造成狂風巨浪，因此在台灣地區海域的設計波浪由颱風波浪決定，無庸置疑。一般長期實測資料很少，設計波浪多依賴推算技術，由長期氣象資料推估過去波浪。在國內，有兩種決定設計波浪的方式：其一為先選擇一設計颱風，通常此颱風規模為過去通過工程地點最大的颱風，而颱風路徑為人為的，再依據推算模式推算波浪，取其最大者作為設計波浪。台中港的設計波浪，就是一個實例。其二為推算所有過去颱風記錄在工程地點的波浪，取其最大者。 $N$  年取  $N$  個最大值，或每年取最大者，共  $N$  個極端波高。選擇一極端值機率分佈，使資料在機率紙上回歸出一最佳代表直線，從而可推求不同回歸期的極端波高來。對前者而言，可能高估設計波，因為人為的颱風路徑多採取較不利者。對後者而言，有可能低估設計波高，因為過去出現的強烈颱風的路徑距工程地點較遠，而輕度颱風反而靠近該地點，而將來可能相反。



作者曾提出組合機率法(Liang and Peng ,1993)，先由颱風資料求得颱風參數的聯合機率密度函數，由 Bretschneider的颱風風浪與梁的颱風湧浪推算模式便可以求出波高的機率分佈函數，從而求得不同回歸期的設計波高來。由於台灣已有四十幾個波浪資料，將不再採第一種方法，本文以高雄外海作例子來比較不同方法。

對港灣工程而言應考慮波向及折射，本文所提方法並未考慮，但建議波向可由過去颱風路徑機率最大者研判定一至二個設計波向，折射則在波向、波高及週期確定後，可依水深資料計算。

去年(1994)七月 9~10 日，強烈颱風提姆造成花蓮港不小損失，當時港灣研究所在花蓮港設有 Waverider測波儀，測量到寶貴的波浪資料，最後一筆資料是在 10 日 17 時 34 分，而颱風在兩個小時後登陸，吾人一直好奇提姆颱風登陸時的波高是多少，本文將探討此問題。

## 二、由極端值機率理論求設計波高

依梁等(1993)發現颱風波浪與季風波浪的極端值機率完全不同，因此在求台灣海峽的設計波高時雖然有時一年中季風波高大於颱風波高，仍應分別討論不可混在一起。本文採用 Bretschneider的颱風風浪模式(Bretschneider and Tamage, 1976 )和梁的颱風湧浪模式(Liang ,1989,1990 ;Liang et al,1994) 來推算颱風波浪，吾人可依順位排的極端波高值，定義第  $m$  順位的極端波高 $H_m$ 的超越機率為：

$$Q = 1 - P(H < H_m) = m / (N + 1) \quad (1)$$

本文選擇 Log-normal ,Gumbel 及 Weibull 極端值機率分佈,其機率紙座標如表一所示(郭,1989)。颱風資料由1945到1991年，吾人放棄1950年，因為該年僅兩個離台灣很遠的颱風。表二為自全體資料中選出依序排列的極端波高值，及表一的 $X$ 與 $Y$ 軸值，表三每為每年選一極端波高的 $H_m$ 及其 $X$ 與 $Y$ 軸值。 颱風名前的兩位數表示本世紀年份，如79Hope為1979年的Hope颱風。表二與三的資料點如圖一~六所示，表四為不同機率分佈所對應不同回歸期的極端波高，"mixed"表示由全部資料選出，"yearly"表示每年選出。從表四看出每年選出的值一般比較大，而且由圖一~六看出每年選出的標準偏差比較小，僅Log-normal 例外，但Log-normal的波高偏大，與其較大值的點偏離直線頗多有關(圖一)，因此斷定每年選及Weibull分佈為最佳選擇(圖六)。

## 三.組合機率法



颱風的6個參數為中心緯度X、中心經度Y、移動速率V、移動方向 $\theta$ 、中心氣壓Po及七級風暴風半徑R7，從 1945~1991 年215個颱風資料計算其間相關係數，如表五所示(Liang et al., 1994)，僅X與Y，X與V及Po與R7略高外，但仍小於0.4。其他均甚小，其絕對值小於0.2，因此假設除X，Y外其他參數的機率為獨立。則聯合機率密度函數為：

$$F(X, Y, Po, V, \theta, R7) = F_1(X, Y) \cdot F_2(Po) \cdot F_3(V) \cdot F_4(\theta) \cdot F_5(R7) \quad (2)$$

Bretschneider 的颱風風浪模式是唯一可用某一時刻颱風參數來推算波浪的方法，梁的颱風湧浪模式乃是利用Bretschneider方法，先求出颱風中心波浪作為其模式的輸入資料，詳細請參考文獻(Liang et al., 1994)。所以，吾人可以由一組颱風參數即可得一波高值，也就是只要有颱風參數的聯合機率密度函數F，可得到波高的機率分佈函數。本文選擇的測站位置為緯度22.397N，經度119.29 E，採取資料範圍為緯度(20~25) N、經度(115~121) E，圖七~十為 $F_2(Po)$ ,  $F_3(V)$ ,  $F_4(\theta)$ 及 $F_5(R7)$ 的頻率柱狀圖。本模式亦考慮到陸地遮蔽的影響(Liang et al., 1994)，計算出的波高機率分佈及累積值如表六所示，其中Ce為陸地遮蔽係數。表七為不同回歸期的波高值。與前節結果比較，波高值比較小，而且必有一上限，即由最大的Po, R7, V及對測點最不利的 $\theta$ 及X, Y所求出波高，站在理論上是合理的，只要蒐集的颱風參數資料已包含應有的極端值。

#### 四. 提姆颱風波浪模擬

去年(1994)7月10日強烈颱風提姆在花蓮登陸，造成花蓮港不少損失，中央氣象局的颱風記錄如表八所示，10日2時提姆颱風由中度轉為強烈，距花蓮約540公里，10月20時稍後，颱風登陸，此颱風移動相當快，而且直撲花蓮。無論根據Bretschneider的颱風風浪模式，或梁的颱風湧浪模式，均使花蓮的風浪及湧浪加大，在登陸前風浪與湧浪疊加，造成巨浪。港灣技術研究所當時在花蓮港外安裝一具waverider測波儀，測到大部份的波浪，登陸前儀器故障，最後一筆資料的時刻是17時34分。實測波浪記錄如表九所示。

由表八，7月10日13時以前蓮仍在七級風暴風半徑以外，因此表九的波浪記錄第一筆到第十筆都屬於純湧浪。依梁的颱風湧浪模式及表八的颱風資料，無法模擬出表九中0-12時之間的湧浪，由前四筆颱風資料模擬結果，湧浪到達時間在這段時間之後及波高偏小甚多，如將週期乘以1.2倍，到達時間提前，但波高仍偏小，因此懷疑表八的前四筆資料的可靠性。作者的颱風湧浪推算模式中的經驗係數乃由數個實測資料迴歸而來，而且颱風資料亦有誤差存在。因此，針對某一特定颱風模擬，

其中經驗係數可稍做調整,使其結果與實測值符合,尤其是影響 "堆積效應" 的波浪週期。經過一些嘗試,採用如下的改變:

一.湧浪週期乘以0.85

二.計算波高修正係數( $\lambda$ )時計算湧浪傳播時間差,採用上一筆週期

三.湧浪波高公式中係數取0.106

計算結果如表十所示:

以下對表十的資料進一步的探討

(1)No.5與No.6時間相差半小時可當作同時到達,以能量疊加之,得

$$(7.23^2 + 3.56^2)^{1/2} = 8.07 \text{ 米}$$

(2)No.7的到達時間為14.7,以表八No.10颱風資料為準,求出中心最大風速半徑處不考慮移動的波高 $H_R = 3.19$ 呎,風速 $U_R = 88.32$ 節, $f \cdot R / U_R = 0.0297$ 。取花蓮測站經緯度為23.96N,121.65E,與No.10 颱風中心位置距離為262公里,即當做250公里,梁的方法採用王崇義的建議,颱風最大風速半徑 $R$ 為七級風暴風半徑的十分之一(Wang,1978),因此 $r/R = 10$ 。由圖十一 可得 $H_r / H_R = 0.45$ 則 $H_r = 14.36$ 呎。取表八No.9與No.10的颱風資料求颱風移動速度,得 $V_F = 16.8$ 節,未超過臨界移動速度 $V_C = 18.93$ 節。颱風移動所增加的風速增加量為

$$\Delta U = \frac{1}{2} V_F \cos(\theta + 25^\circ)$$

其中 $\theta$ 為等壓線切線與颱風移動方向的夾角,因測站在颱風中心之北,而颱風向著測站移動,所以可以令 $\theta = 0$ ,則

$$\Delta U = 0.5 \times 16.8 \cos(25^\circ) \text{ 節}, U_r / U_R = 0.3762, U_r = 33.23 \text{ 節}$$

$$U_{rs} = 0.865 \times U_r \approx 28.74 \text{ 節},$$

因颱風移動而造成的波高為

$$H_r^* = H_r \left(1 + \frac{\Delta U}{U_{rs}}\right)^2 = 14.36 \left(1 + \frac{7.61}{28.74}\right)^2 \approx 22.8 \text{ (呎)} \approx 6.95 \text{ 米}$$

與湧浪疊加後為 $(3.11^2 + 6.95^2)^{1/2} = 7.6$ 米

(3)No.8的到達時間為16.4,當作17時,仍以表八之No.10颱風資料為準。此時測站距颱風中心157公里, $r/R = 6.28$ 由圖十一得 $H_r / H_R = 0.68$ ,則

$$H_r = 31.9 \times 0.68 \approx 21.7 \text{ 呎},$$

由  $f \cdot R / U_R = 0.0297$  及  $r/R = 6.28$  得

$$U_r / U_R = 0.53, \quad U_r = 0.53 \times 88.32 = 46.8 \text{ (節)}$$

如同上節  $\Delta U = 7.61$  節，

$$H_r^* = 21.7 \left(1 + \frac{7.61}{46.8}\right)^2 \cong 29.3 \text{ 呎} \cong 10.47 \text{ 米}$$

(4) No. 9 的湧浪到達時間為 19.28 當作 20 時，採用表八 No. 11 颱風資料，此時為颱風登陸前夕。計算得

$$H_R = 31.58 \text{ 呎}, U_R = 87.98 \text{ 節}, T_R = 11.07 \text{ 秒}, V_c = 18.8 \text{ 節},$$

$$f \cdot R / U_R = 0.0319, r/R = 2.578。$$

由圖十一讀出  $H_r / H_R = 1$ ，則  $H_r = 31.58$  呎，另計算出  $U_r / U_R \cong 0.819$ ，則

$$U_r = 0.819 \times 87.98 = 72.06 \text{ (節)}$$

$\Delta U$  仍保持 7.61 節，則因颱風移動時的波高為：

$$H_r^* = 31.58 \left(1 + \frac{7.61}{72.06}\right)^2 = 38.6 \text{ (呎)} = 11.76 \text{ 米}$$

與湧浪疊加後得  $(5.05^2 + 11.76^2)^{1/2} = 12.8$  米，推算與實測值比較如圖十二所示，兩者頗吻合，因此颱風登陸前夕的  $H_{1/3}$  波高接近 13 米可信度很高。

## 五. 結論

- (1) 以傳統的求設計波高的方法，自氣象資料推算之波浪中，每年取一極端波高較取全部資料中較大者為佳；而極端值機率分佈，以 Weibull 分佈最具代表性。
- (2) 組合機率法求出之設計波高較傳統方法為小，是否為個案，尚待探討；但本法不能考慮風浪與湧浪的重疊，是其缺點，也可能是偏小的原因。無論如何，本法可供海洋工程師參考。
- (3) 湧浪的週期及颱風移動速度對向測站移動的颱風所造成的波浪十分敏感，週期與移速配合，可造成巨大湧浪；最後颱風到達時，先前的湧浪與當地風浪疊加，再加大波高。本文模擬提姆颱風時將週期改小才得到較好結果，因此湧浪的週期尚需進一步研究。
- (4) 研究颱風波浪時亦應加強颱風資料的觀測，尤其中心氣壓，暴風半徑及中心最大風速半徑尤為重要。

## 六. 誌謝

中央氣象局提供颱風資料,港灣技術研究所提供波浪資料及胡重威、林宏仁先生協助電腦打字,特此誌謝。

## 七.參考文獻

Bretschneider, C.L. and E.E. Tamage (1976) Hurricane wind and wave forecasting techniques, Proceedings 15th International Coastal Engineering Conference, PP.202-237.

郭金棟(1989)波浪統計特性,海岸工程講習會講義,中國土木水利工程師學會,民國78年9月8日,台南,31-65頁。

Liang, N.K. (1989) A revised typhoon swell prediction method, Harbour Technology, vol.4, pp. 1-10.

Liang, N.K. (1990) A study on typhoon swell height prediction, ACTA OCEANOGRAPHICA TAIWANICA, No.25, pp.77-86.

Liang, N.k. and H.Q. Peng (1993) The determination of typhoon wave by synthetic probability method, Waves93, Proceedings of the international symposium on ocean wave measurement and analysis, New Orleans, Louisiana, U.S.A. (in print).

梁乃匡、許明光、李汴軍及彭海鯤(1993)台灣南部海域海氣象設計參數之研究,台灣大學海洋研究所專刊第79號,176頁。

Wang, G.C.Y. (1978) Sea-level pressure profile and gusts within a typhoon circulation, Monthly Weather Review, Vol. 106, pp.954-961.

Liang, Nai-Kuang, Hai-Ouan Peng and Ming-Kuang Hsu (1994) A study on design wave determination in Taiwan, ACTA OCEANOGRAPHICA TAIWANICA, No.32, pp.16-29.

表一 座標軸尺度函數			
	Log-normal	Gumbel	Weibull
x	ln H	H	ln H
y	$P = \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{\pi}} \int_0^y \text{EXP}(-\frac{t^2}{2}) dt$	$-\ln(-\ln P)$	$\ln(\ln(1/(1-P)))$

註：H為波高

表 二 全體資料中選出的極端波高值及相關資料

Rank	Typhoon	H(m)	Ln(H)	Q	Lognormal	Gumbel	Weibull
1	79Hope	12.5	2.526	0.023	2.279	3.773	1.331
2	54Ida	10.6	2.361	0.045	2.000	3.068	1.129
3	54Pamela	10.1	2.313	0.068	1.825	2.650	0.988
4	62Dinah	9.9	2.293	0.091	1.691	2.351	0.875
5	80Percy	9.1	2.208	0.114	1.583	2.115	0.777
6	86waynel	9.1	2.208	0.136	1.490	1.920	0.689
7	64Sally	8.8	2.175	0.159	1.408	1.753	0.609
8	83Wayne	8.6	2.152	0.182	1.336	1.606	0.533
9	53Rita	7.9	2.067	0.205	1.270	1.475	0.462
10	85Hal	6.9	1.932	0.227	1.207	1.355	0.393
11	91Amy	6.8	1.917	0.250	1.151	1.246	0.327
12	77Thelma	6.4	1.856	0.273	1.096	1.144	0.262
13	87Lynn	6.3	1.841	0.295	1.047	1.049	0.198
14	81Ike	5.9	1.775	0.659	0.441	-0.073	-0.875
30	90Marian	3.6	1.281	0.682	0.410	-0.136	-0.960
31	90Percy	3.5	1.253	0.705	0.379	-0.198	-1.049
32	68Nadine	3.5	1.253	0.727	0.349	-0.262	-1.144
33	65Maryl	3.3	1.194	0.750	0.318	-0.327	-1.246
34	81Clara	3.2	1.163	0.773	0.288	-0.393	-1.355
35	78Olive	3.0	1.099	0.795	0.259	-0.462	-1.475
36	53Kit	2.9	1.065	0.818	0.230	-0.533	-1.606
37	75Elsie	2.9	1.065	0.841	0.200	-0.609	-1.753
38	53Cora	2.7	0.993	0.864	0.171	-0.689	-1.920
39	73Nora	2.7	0.993	0.886	0.143	-0.777	-2.115
40	61Lorna	2.7	0.993	0.909	0.114	-0.875	-2.351
41	71Qnty	2.7	0.993	0.932	0.085	-0.988	-2.650
42	89Gordon	2.7	0.993	0.955	0.057	-1.129	-3.068
43	83Ellen	2.7	0.993	0.977	0.028	-1.331	-3.773



表 三 每年選出的極端波高值及相關資料

Rank	Typhoon	H(m)	Ln(H)	Q	Lognormal	Gumbel	Weibull
1	79Hope	12.5	2.526	0.023	2.279	3.773	1.331
2	54Ida	10.6	2.361	0.045	2.000	3.068	1.129
3	62Dinah	9.9	2.293	0.068	1.825	2.650	0.988
4	80Percy	9.1	2.208	0.091	1.691	2.351	0.875
5	86Wayne1	9.1	2.208	0.114	1.583	2.115	0.777
6	64Sally	8.8	2.175	0.136	1.490	1.920	0.689
7	83Wayne	8.6	2.152	0.159	1.408	1.753	0.609
8	53Rita	7.9	2.067	0.182	1.336	1.606	0.533
9	85Hal	6.9	1.932	0.205	1.270	1.475	0.462
10	91Amy	6.8	1.917	0.227	1.207	1.335	0.393
11	77Thelma	6.4	1.856	0.250	1.151	1.246	0.327
12	87Lynn	6.3	1.841	0.273	1.096	1.144	0.262
13	81Ike	5.9	1.775	0.295	1.047	1.049	0.198
14	68Wendy	5.0	1.609	0.318	0.998	0.960	0.136
15	59Joan	4.8	1.569	0.341	0.953	0.875	0.073
16	57Carman	4.4	1.482	0.364	0.908	0.794	0.012
17	82Andy	4.3	1.459	0.386	0.867	0.717	-0.050
18	75Betty	4.1	1.411	0.409	0.826	0.642	-0.112
19	67Anita	4.0	1.386	0.432	0.786	0.570	-0.175
20	52Della	3.9	1.361	0.455	0.748	0.501	-0.238
21	61Betty	3.7	1.308	0.477	0.711	0.433	-0.302
22	90Marian	3.6	1.281	0.500	0.675	0.367	-0.367
23	84Wynne	3.4	1.224	0.523	0.639	0.302	-0.433
24	65Mary1	3.3	1.194	0.545	0.604	0.238	-0.501
25	78Olive	3.0	1.099	0.568	0.571	0.175	-0.570
26	89Gordon	2.7	0.993	0.591	0.538	0.112	-0.642
27	88Warren	2.7	0.993	0.614	0.505	0.050	-0.717
28	71Qnty	2.7	0.993	0.636	0.473	-0.012	-0.794
29	73Nora	2.7	0.993	0.659	0.441	-0.073	-0.875
30	76Ruby	2.4	0.875	0.682	0.410	-0.136	-0.960
31	56Glida	2.4	0.875	0.705	0.379	-0.198	-1.049
32	69Elsie	2.3	0.833	0.727	0.349	-0.262	-1.144
33	51Pat	2.1	0.742	0.750	0.318	-0.327	-1.246
34	63Faye	2.0	0.693	0.773	0.288	-0.393	-1.335
35	66No78	1.8	0.588	0.795	0.259	-0.462	-1.475
36	74Bess	1.7	0.531	0.818	0.230	-0.533	-1.606
37	49Nelly	1.6	0.470	0.841	0.200	-0.609	-1.753
38	55Iris	1.3	0.262	0.864	0.171	-0.689	-1.920
39	58Winnie	1.2	0.182	0.886	0.143	-0.777	-2.115
40	60Elaine	1.1	0.095	0.909	0.114	-0.875	-2.351
41	45No18	1.0	0.000	0.932	0.085	-0.988	-2.650
42	70Fran	0.5	-0.693	0.955	0.057	-1.129	-3.068
43	72Betty	0.5	-0.693	0.977	0.028	-1.331	-3.773

表 四 由颱風資料求出的設計波高值

Return Period (year)	Log-Normal		Gumbel		Weibull	
	mixed	yearly	mixed	yearly	mixed	yearly
10	9.5	12.3	9.2	8.9	8.5	8.6
25	13.3	22.5	11.3	11.4	9.8	10.9
37	15.0	28.4	12.2	12.4	10.3	11.7
50	16.5	33.8	12.9	13.2	10.6	12.4
100	20.2	49.0	14.5	15.1	11.4	13.9
200	24.2	69.1	16.1	16.9	12.1	15.2

表 五 颱風參數間相關係數

	Longitude	Moving Speed	Moving Direction	Central Pressure	R7
Latitude	-0.208	0.083	-0.372	-0.007	0.197
Longitude		0.132	0.010	-0.054	-0.141
Moving Speed			-0.029	0.054	0.021
Moving Direction				-0.059	0.010
entral Pressure					-0.259

表 六 波高分佈及累積值

measure statiion: 22.397N 119.29E

wave height(m)	frequency	sum	F*Ce	sum*Ce
from 0 to 1	.252122	.252122	.386813	386813
from 1 to 2	.315458	.567580	.279213	.666026
from 2 to 3	.182666	.750246	.141611	.807637
from 3 to 4	.105739	.855985	.078774	.886411
from 4 to 5	.056277	.912262	.044686	.931096
from 5 to 6	.035132	.947394	.027700	.958797
from 6 to 7	.022695	.970088	.017318	.976115
from 7 to 8	.014395	.984483	.010991	.987106
from 8 to 9	.009263	.993746	.007642	.994749
from 9 to 10	.004438	.998184	.003743	.998492
from 10 to 11	.001221	.999406	.001014	.999506
from 11 to 12	.000279	.999685	.000237	.999743
from 12 to 13	.000193	.999878	.000155	.999898
from 13 to 14	.000114	.999992	.000094	.999992
from 14 to 15	.000008	1.000000	.000008	1.000000

表 七 不同回歸期波高值

Return Period	Wave Height(m) (sheltered)	Wave Height(m)
10	6.97	6.61
25	8.36	8.09
37	8.78	8.61
50	9.03	8.89
100	9.72	9.59
200	10.24	9.99

表 八 1994 年提姆颱風記錄

No	月	日	時	緯度 N	經度 E	中心氣壓 (mb)	七級風半 徑(公里)
1	7	8	08	15.4	130.0	995	100
2			14	16.3	129.2	990	150
3			20	16.6	128.7	988	180
4		9	02	17.1	128.0	982	200
5			08	18.0	127.0	970	200
6			14	18.6	125.8	962	200
7			20	18.9	125.3	952	250
8		10	02	19.9	124.3	950	250
9			08	20.7	123.5	950	250
10			14	21.8	122.6	945	250
11			20	23.4	121.5	945	250

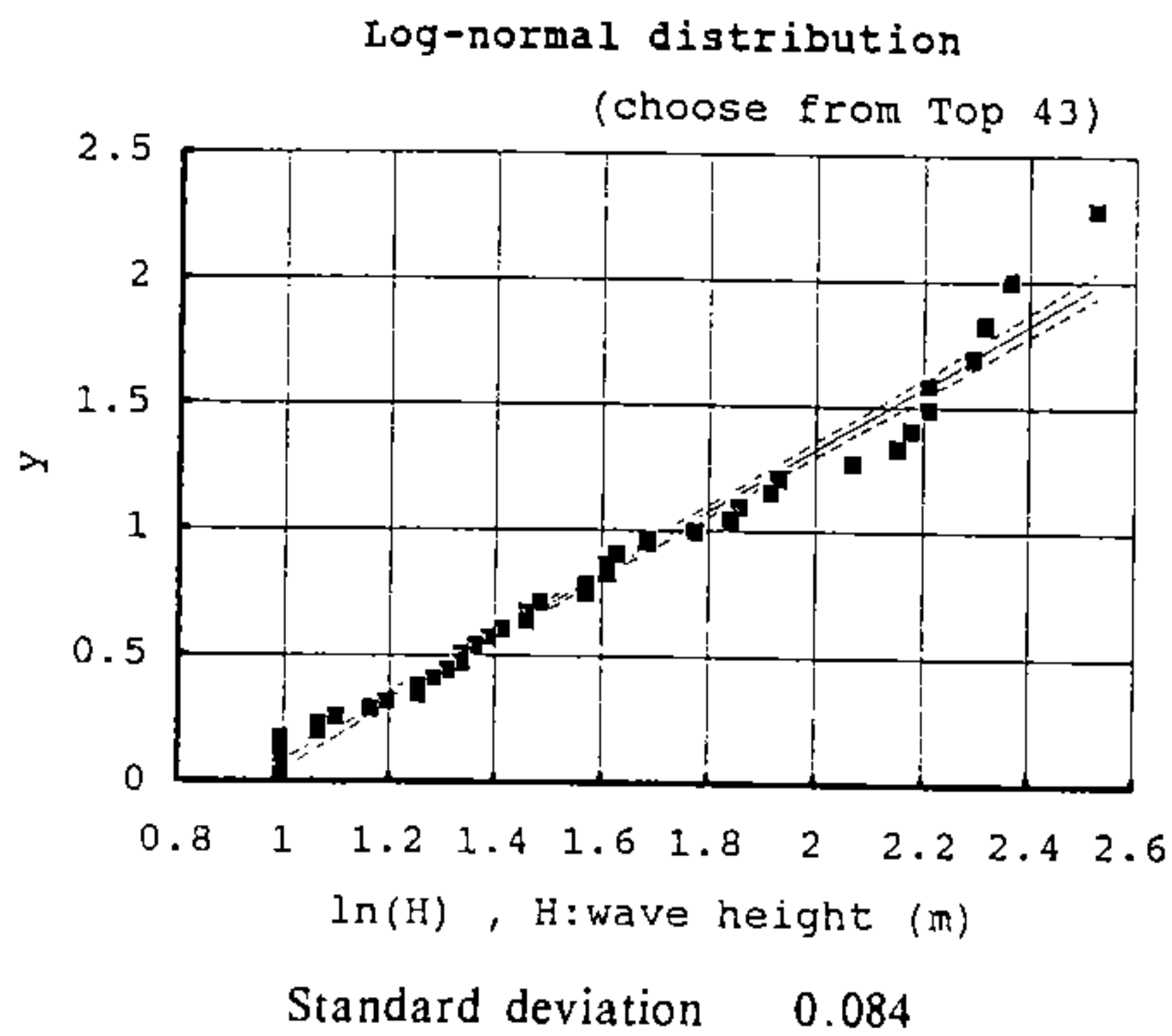
表 九 花蓮實測波浪資料

年	月	日	時	分	H 1/3	T 1/3
1994	7	10	0	17	3.33	9.4
			1	20	3.60	10.3
			2	50	3.88	10.3
			3	52	4.11	11.5
			5	23	5.49	11.9
			6	51	5.43	11.4
			8	20	5.91	11.9
			9	55	6.37	12.6
			11	30	8.06	13.5
			13	00	8.07	13.1
			14	26	6.92	12.1
			15	58	10.17	14.7
			17	34	10.01	14.1

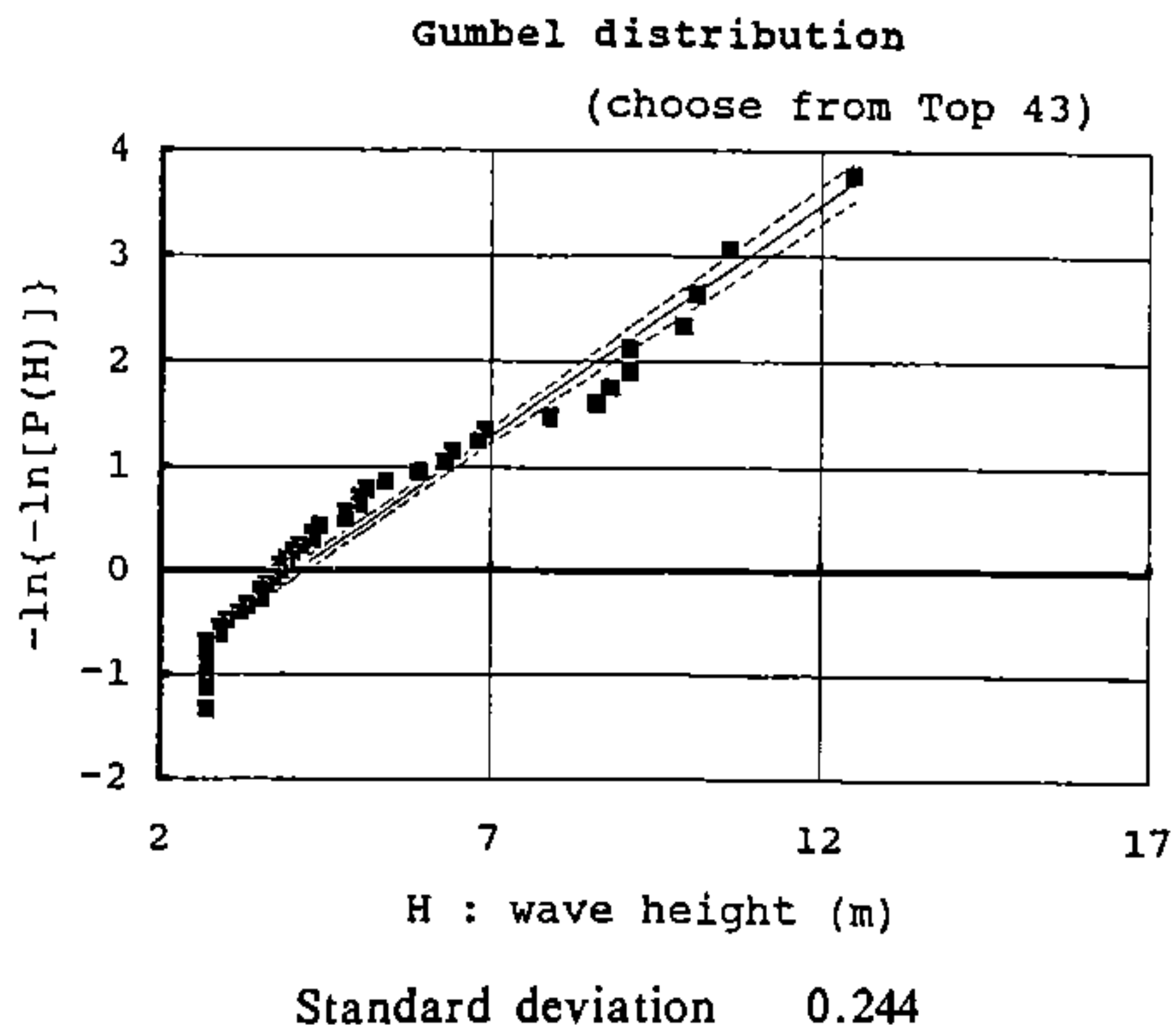
表十 模擬提姆颱風波浪

No.	日	時	H1/3	T1/3	$\lambda$	附註
3	10	20.8	0.9	8	1.2	
4	10	18	1.95	8.9	1.91	
5	10	12.96	7.23	10.63	4.94	
6	10	12.45	3.56	11.6	1.97	
7	10	14.7	3.11	12.8	1.19	已進入暴風圈
8	10	16.4	5.45	12.9	1.8	已進入暴風圈
9	10	19.28	5.05	12.78	1.48	已進入暴風圈

註:No.為所採用的颱風資料筆號

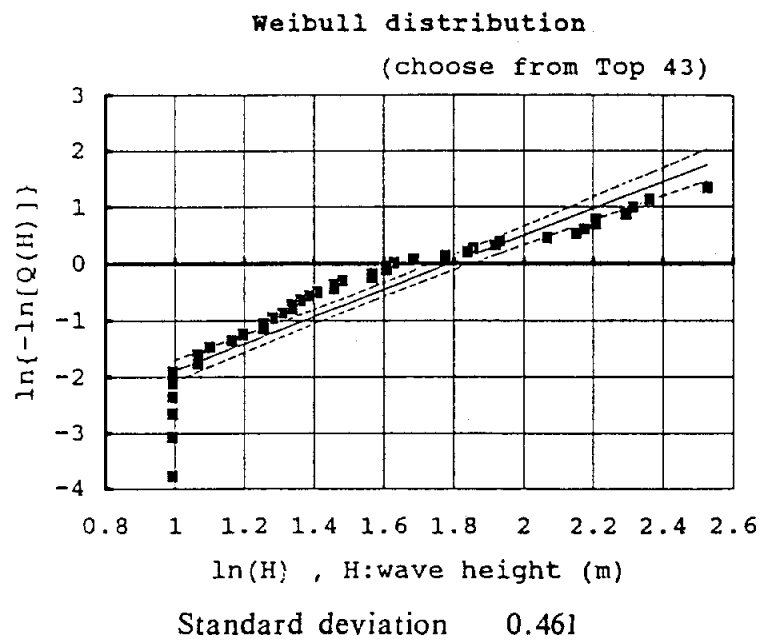


圖一 依 Log-normal 分佈極端波高機率圖 (mixed)

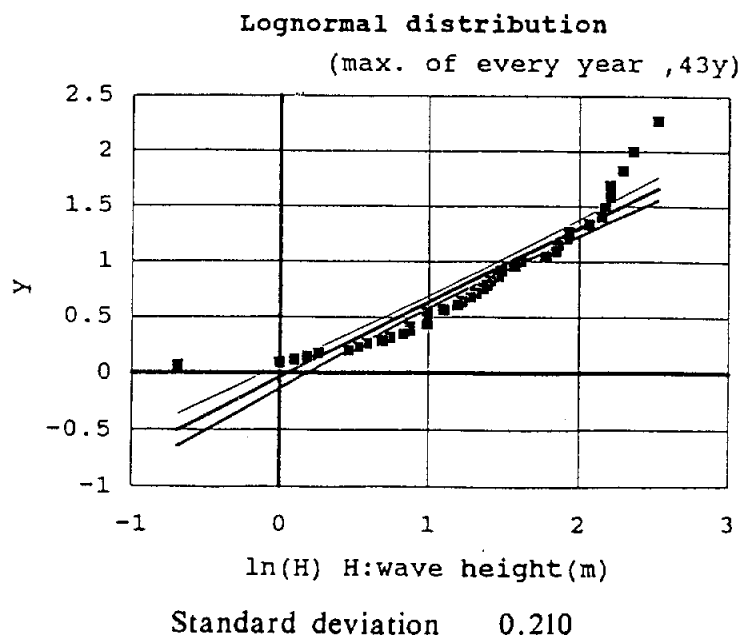


圖二 依 Gumbel 分佈極端波高機率圖 (mixed)

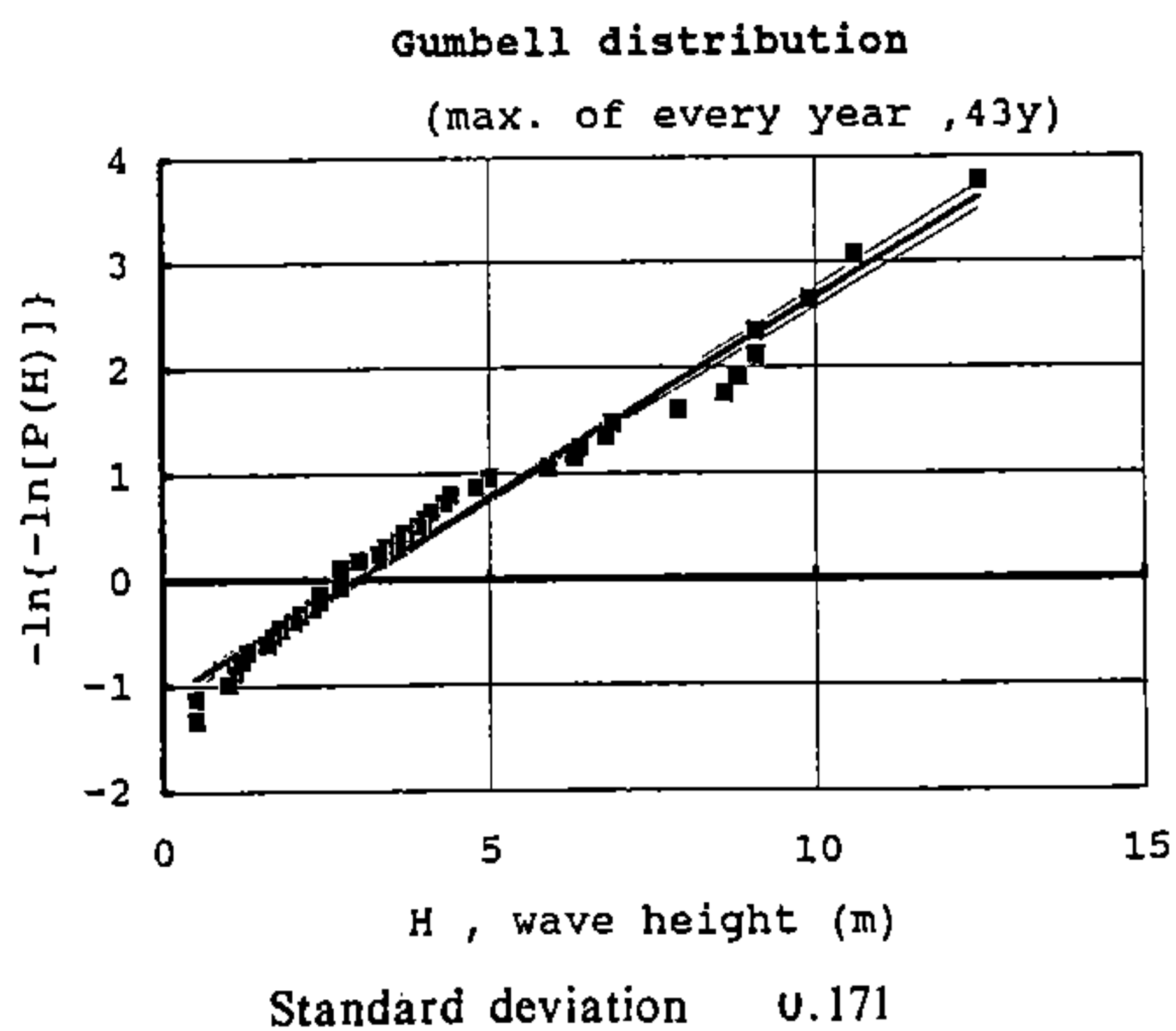




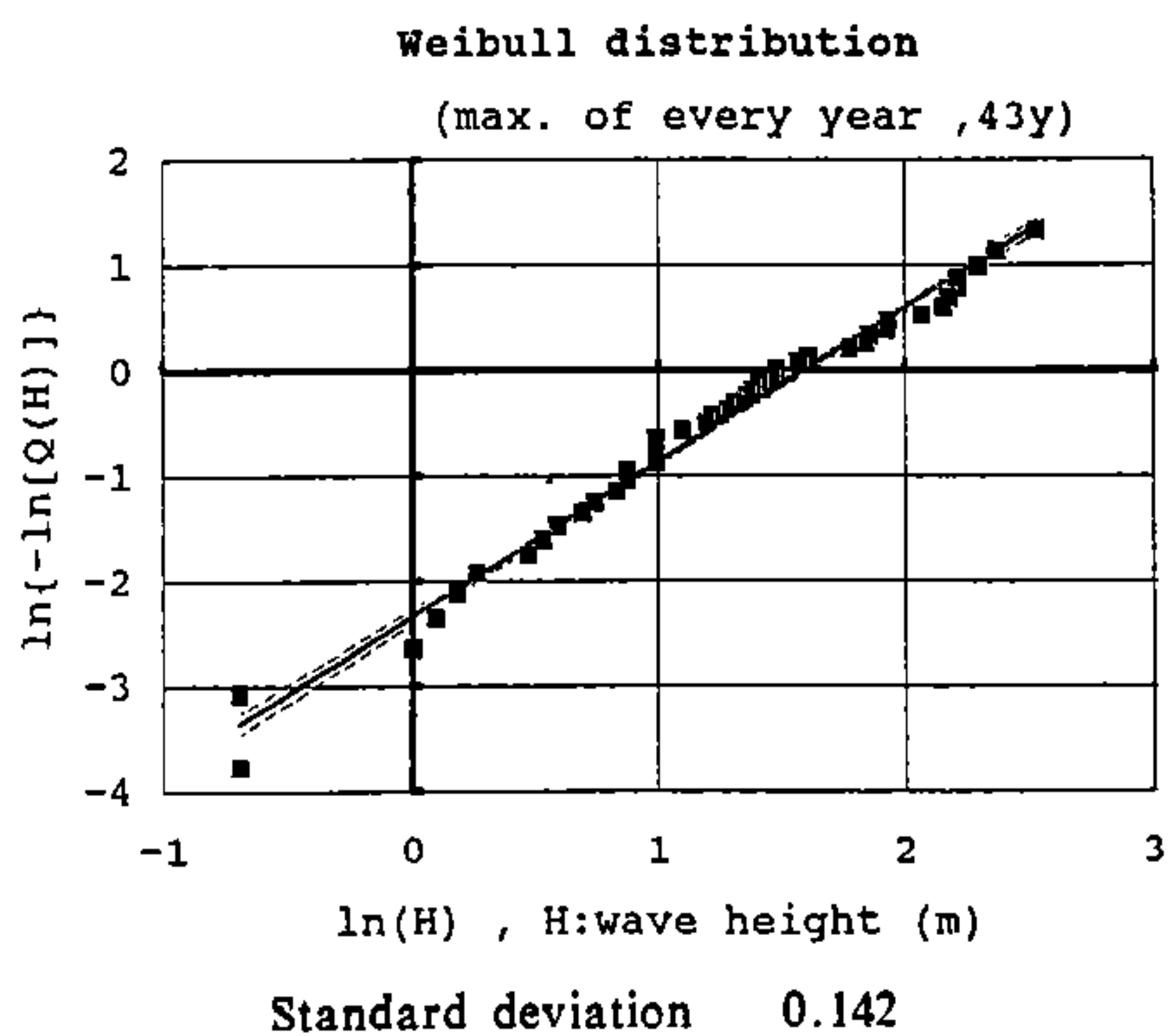
圖三 依 Weibull 分佈極端波高機率圖 (mixed)



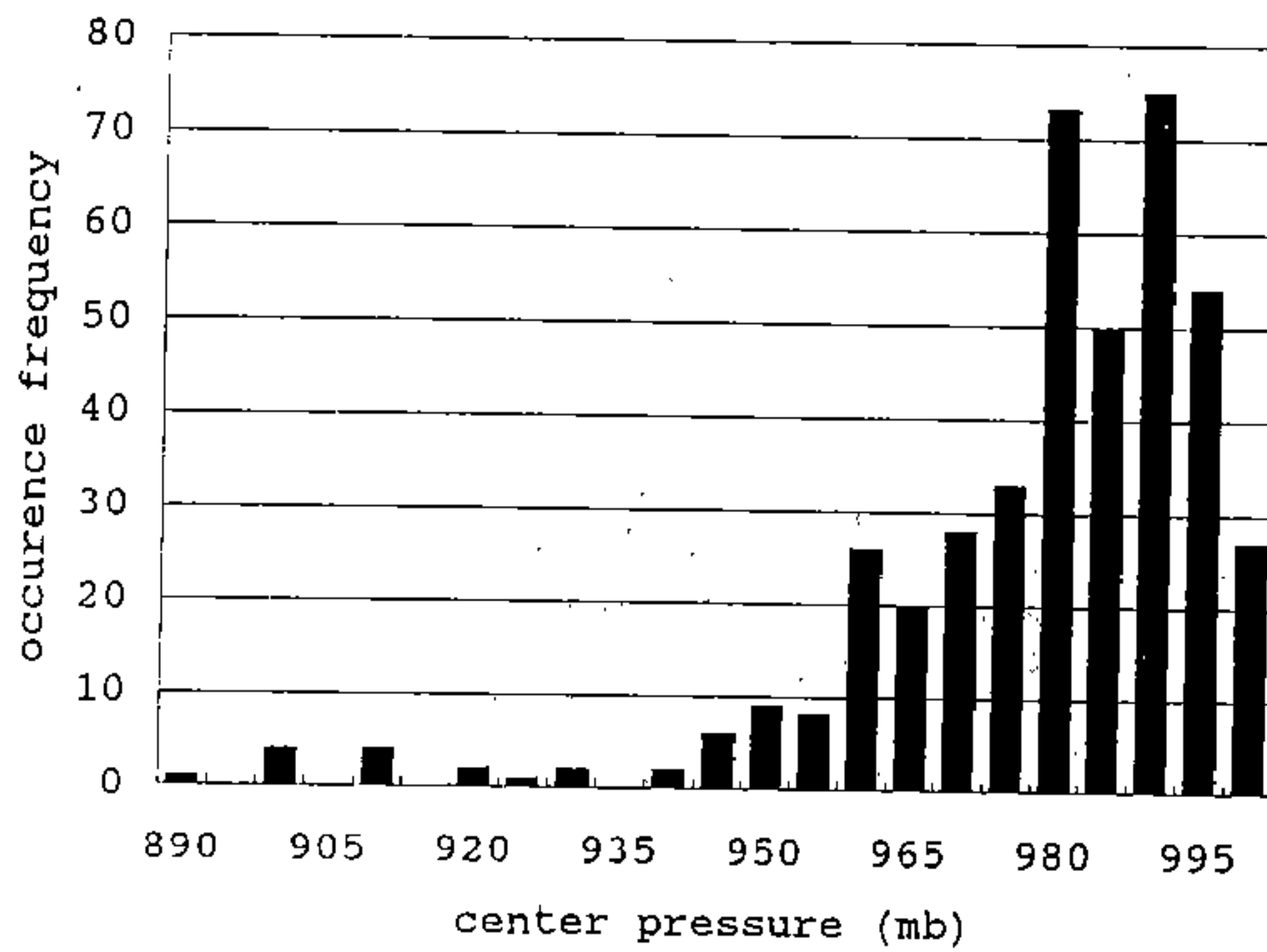
圖四 依 Log-normal 分佈極端波高機率圖 (yearly)



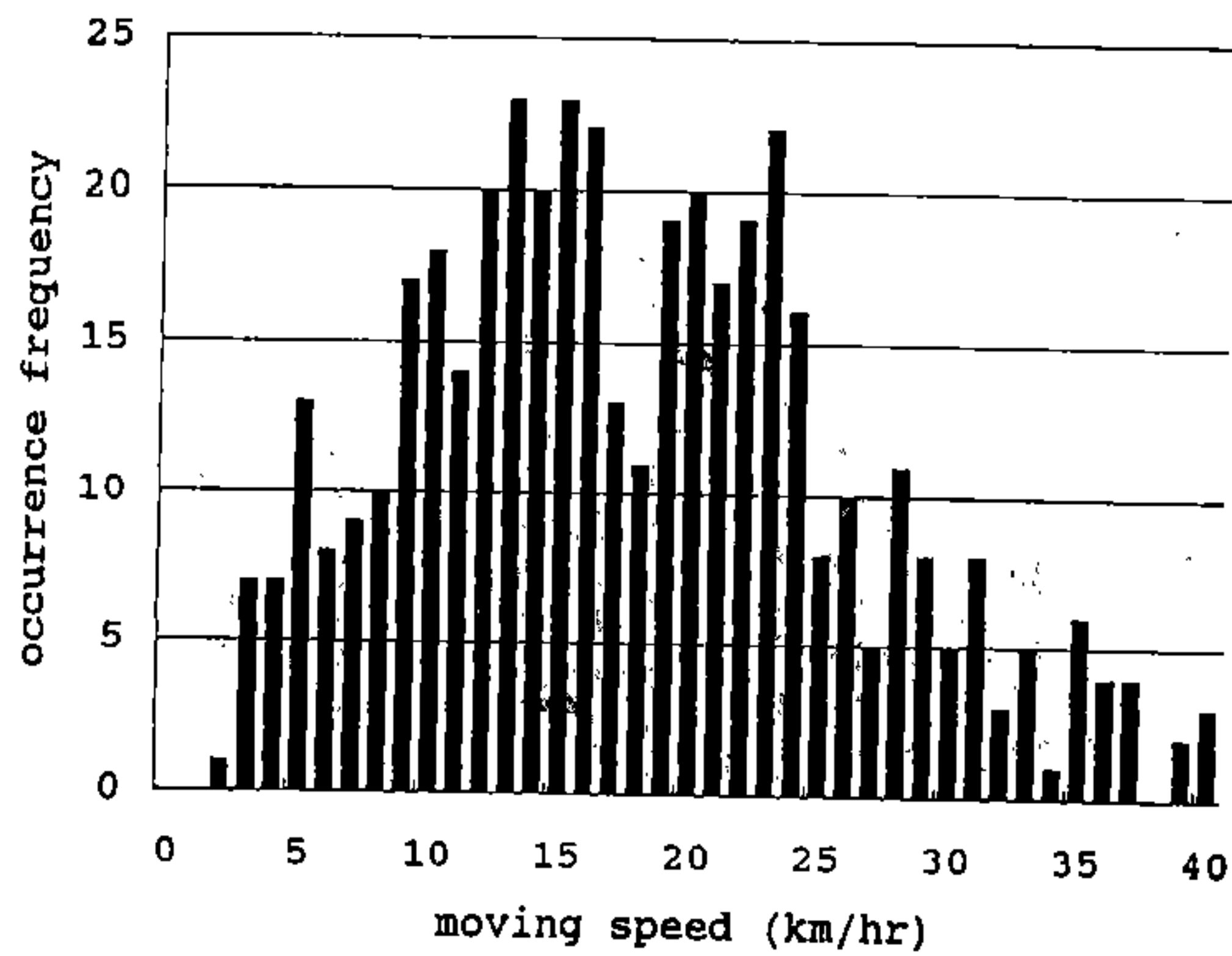
圖五 依 Gumbel 分佈極端波高機率圖 (yearly)



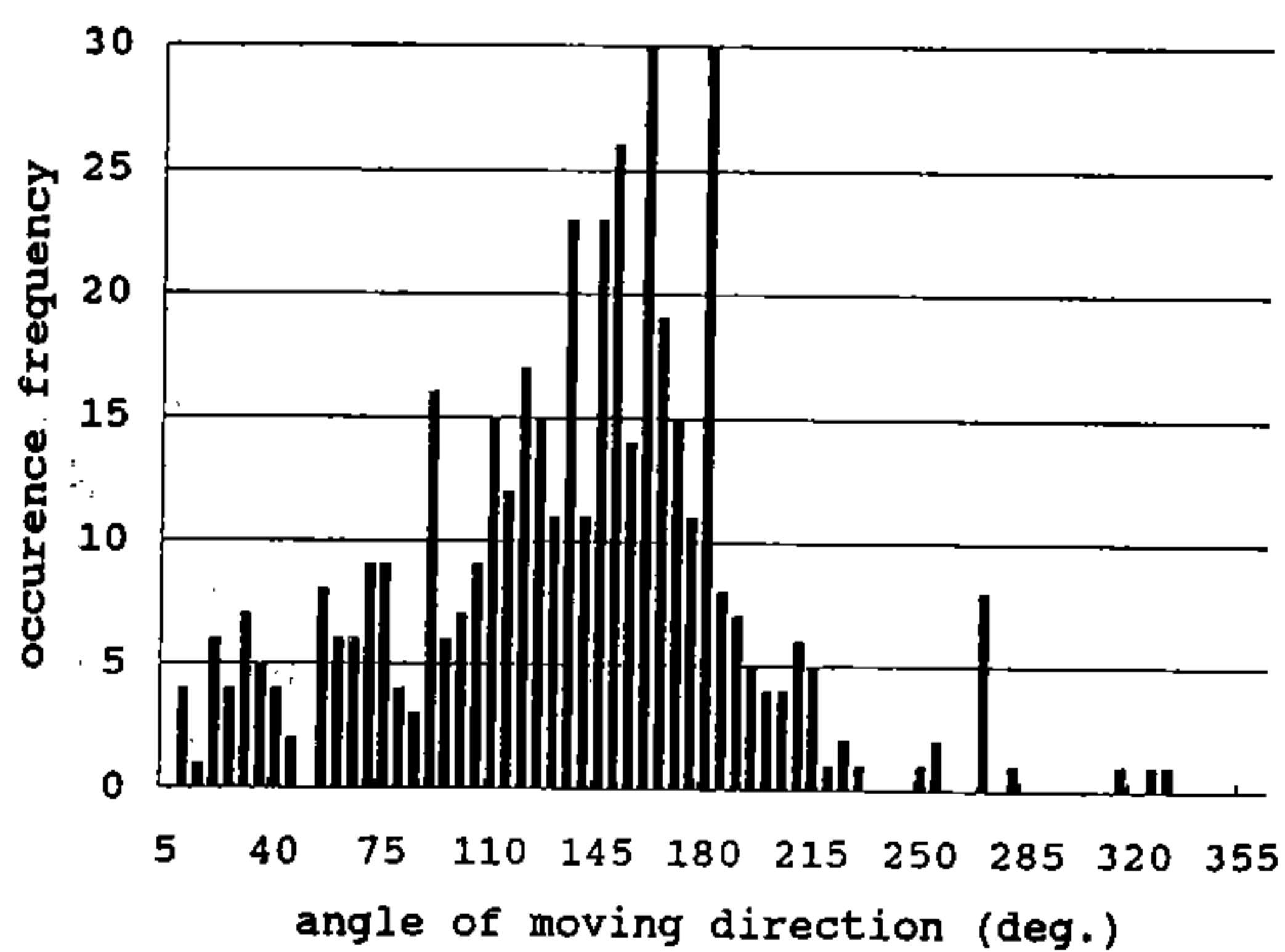
圖六 依 Weibull 分佈極端波高機率圖 (yearly)



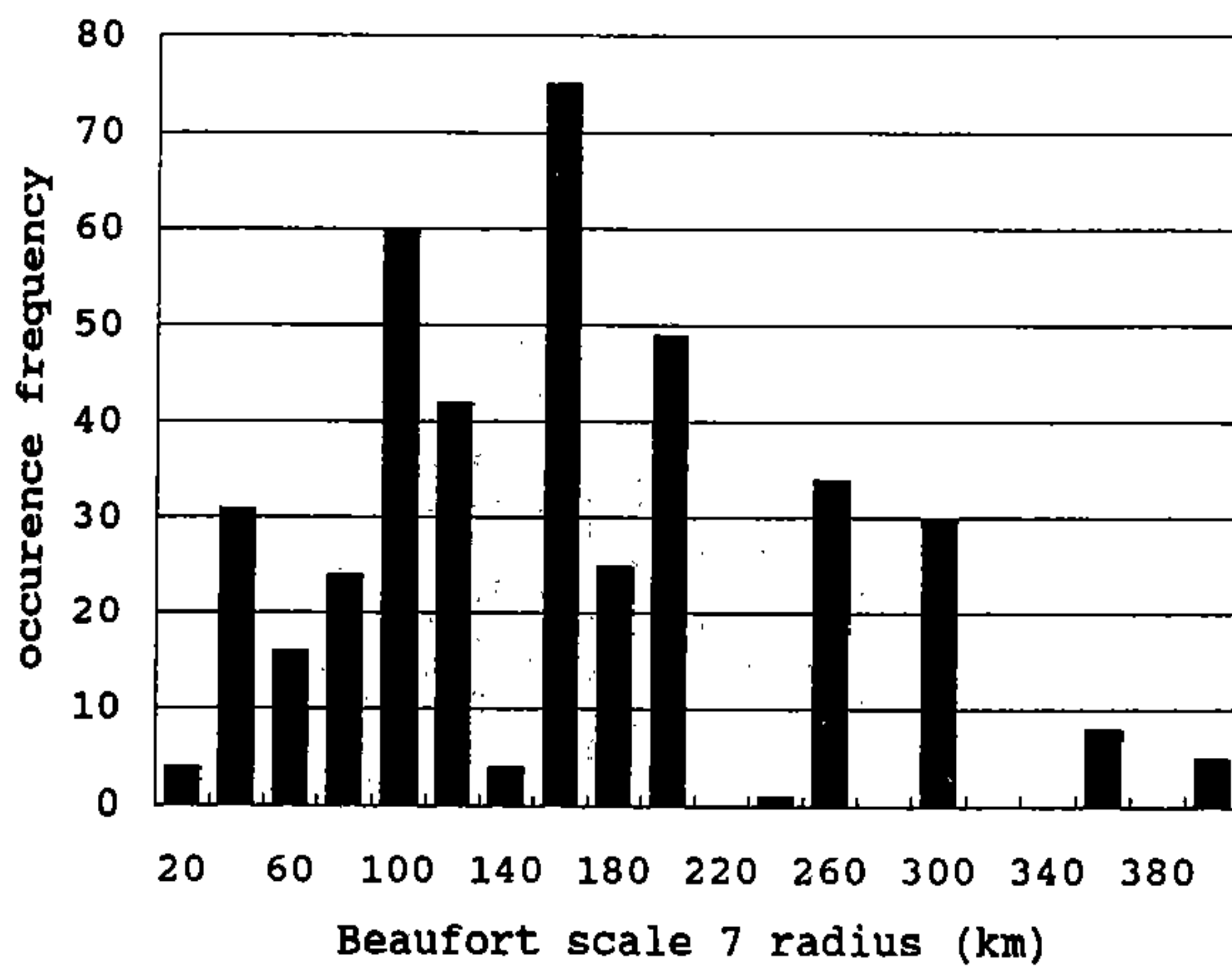
圖七 颱風中心氣壓出現頻率直方圖



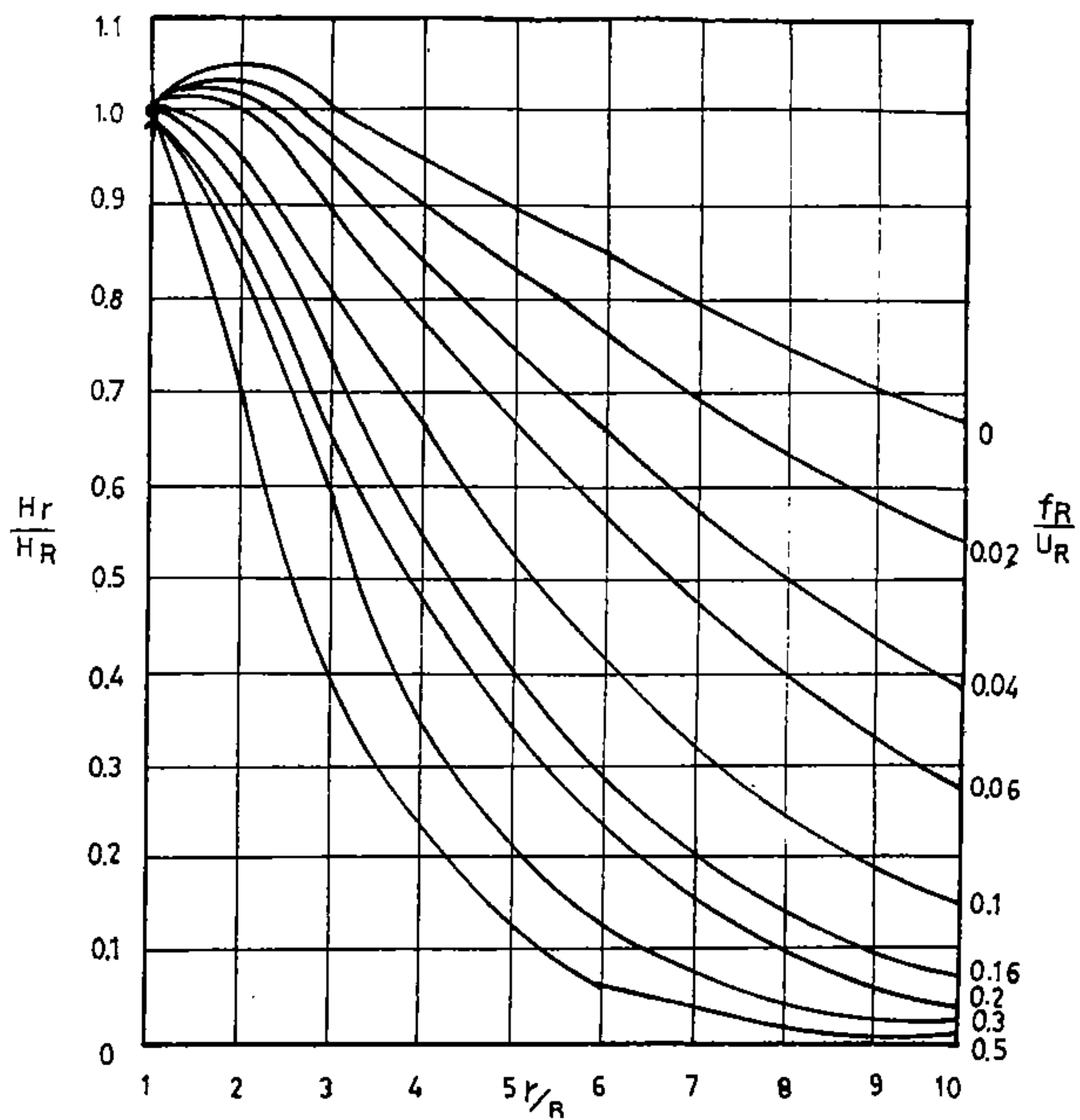
圖八 颱風移動速率出現頻率直方圖



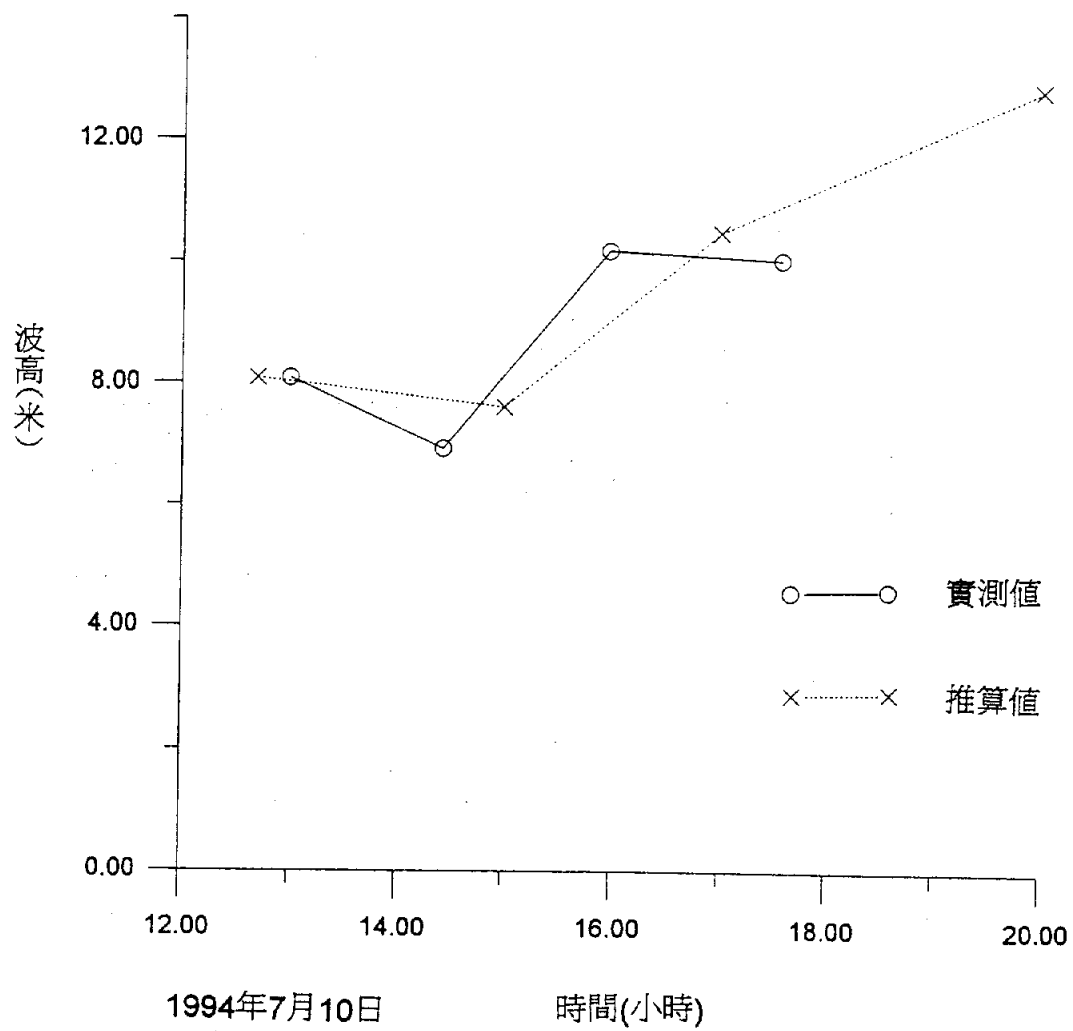
圖九 颱風移動方向出現頻率直方圖



圖十 颱風七級風暴風半徑出現頻率直方圖



圖十一 Bretschneider 模式颱風波高分佈  $H_r/H_R$  與  $f \cdot R/U_R$  及  $r/R$  之關係



圖十二 1994 年提姆颱風花蓮實測與推算波高比較



# A Study on Design Typhoon Wave Determination

Nai Kuang Liang

Institute of Oceanography, National Taiwan University

## Abstract

Typhoon waves determine the design wave in Taiwan. The conventional way is to hindcast typhoon waves at a site for  $N$  years. Then, either extreme waves for the whole period or  $N$  maximum waves each year are selected. By employing an extreme value probability distribution, the design waves of different return periods can be estimated. Weibull distribution with "yearly" data, i.e. selecting  $N$  maximum waves each year, is a better choice in a statistical sense. Another method to determine design typhoon wave height proposed by the author, named Synthetic Probability Method (SPM), estimates a design wave height a little smaller than that of the conventional one, i.e. by Weibull distribution with "yearly" data. However, the design wave height by SPM is bounded. This is intuitively right. One possible reason is SPM doesn't consider the overlapping of swell and wind waves of a typhoon.

A suggestion is that both the conventional method (by Weibull distribution with "yearly" data) and SPM can be employed to estimate a design wave. Using these data, the ocean engineers can make a final decision.

During July 9-10, 1994, Typhoon Tim invaded Hualien Harbour and caused significant damages. Institute of Harbour & Marine Technology deployed a wave rider nearby and collected almost the whole typhoon waves. The wavemeter was damaged about 2 hours before the typhoon center arrived the coast. By employing Bretschneider's typhoon wind wave and author's typhoon swell hindcasting techniques, Tim typhoon wave at Hualien is simulated. The swell wave height is enhanced largely by the "accumulation effect". And owing to the high moving speed of typhoon center when Tim arrived Hualien, the wind wave overlapped with the swell. It is estimated that the significant wave height  $H_{1/3}$  is about 12.8 meters, as Tim arrived the coast.

# 利用衛星SAR資料推測海洋風浪方向波譜

Directional wave spectrum measured by SAR data

郭一羽、高義郎、呂黎光  
國立交通大學土木工程研究所

## 摘要

遙測應用於海洋波浪的測定，尤其是對波浪的頻率和方向而言極具功效，本研究利用ERS-1衛星SAR資料，分析計算波浪的方向頻譜。藉此推算無因次頻譜以及波浪的方向分佈函數，以取代傳統測定方法的不足。本研究嘗試各種提高解析度的分析方法，並試圖將分析計算結果與實測結果做比較驗證。另外擬將分佈函數數式化以利於工程設計上的使用。

## 一、前言

瞭解波浪的性質與作用在海洋或海岸工程上極為重要。目前對波浪的觀測，利用各種波浪儀雖能簡單測得波高、週期或是波浪能譜(一維頻譜)，但對於波向的觀測就較為麻煩，尤其是對波浪方向分散性的觀測則更為困難。波浪的方向分散性對波浪淺化、變形、防波堤配置、海岸結構物設計、以至海岸變遷等各種海岸工程上的問題常會有重大的影響。然欲測定波浪的方向分散性或所謂的二維(方向)頻譜，除了波浪儀的配置繁複外，解析上的精度也難達到起碼的要求(蕭1994)。又加上海面上的直接觀測易受人為或暴風浪的破壞，故遙測乃是另一種觀測以取代傳統測定方法的不足。本研究嘗試各種提高解析度的分析方法，並測海洋波浪的有效方法。至於遙測，般乃屬於空間域量測，而有異於傳統波浪儀的時間域量測。近年來遙測海洋波場的方式，主要有岸上雷達系統(Georges 1986)，空載掃描以及人造衛星攜帶儀器進行觀測。這些波浪觀測方式各有各的利弊，得視情況所需選擇合適的觀測方式。但欲收集大範圍之定點、定時的波浪資料，以及考慮經費和運作方便的情況下，衛星似為目前最佳的選擇。SPOT衛星資料屬於可見光波段易受大氣雲層及水汽干擾無法作全天候觀測(呂 1993)。因此若欲取得大風浪海況下波浪資料，做大範圍、全天候的波場觀測宜採用ERS-1或JERS-1之SAR資料分析。本研究擬利用國內ERS-1衛星接收站所接收之SAR資料，嘗試推估波浪的方向頻譜。

利用衛星雷達電波探測海面波浪，波浪運動對SAR成像機制的影響至今仍未明確，研究(如Alpers 1986, Hasselmann1991)仍在繼續努力。一般而

言對週期和波向而言易於推算，但對水面高程的變化卻無法予以準確的定量。因由衛星所得的影像資料，其波高僅以灰度值(明暗度)來表示。此若與海面實測數據相互驗證，可能建立換算關係而知道由灰度值如何推測水面變位，則完整的方向頻譜(包括方向、頻率、水位)就可以得到。但目前為止此仍為一相當困難的工作。在此若將水位的問題除外，本研究只以方向頻譜中能量在頻率與方向上的分佈形態為主要研究對象，也就是說只探討方向頻譜的形狀。我們可以利用傳統的觀測技術或風浪預報方法獲得設計波高，今利用衛星資料只要知道波浪能量在頻率和方向上的分佈，則在海岸工程設計上與波浪條件有關的完整資料就可以得到了。

## 二、資料來源與處理

### (一)資料來源與性質

ERS-1為歐洲太空總署於1991年七月發射升空之太陽同步衛星，主要任務以海洋觀測為主。衛星運行軌道高度約785公里，其上之SAR系統以斜視角 $23^{\circ}$ ，發射頻率5.3GHz(Cband)運作，掃描並接收雷達回波信號。每一全景影像(full scene)涵蓋地面範圍約100公里 $\times$ 100公里，一個像元(pixel)大小為12.5公尺 $\times$ 12.5公尺，空間解析度約為25公尺。中央大學太空及遙測研究中心地面接收站直接接收SAR 資料。

本研究從該中心購得花蓮沿海地區之影像資料一幅，做為分析波浪方向譜的背景資料。此筆資料之測定時間是在1993年11月26日10時30分。圖一為從其中擷取下來的一部份資料(影像)。ERS-1衛星飛行方式分上升模式(由南向北飛行)和下降模式(由北向南飛行)。本次所得資料屬於下降模式，此模式SAR影像和實際地圖呈左右相反，又若依地理參考座標做修正，則其正上方(X方向)與正北方向相差 $12.9^{\circ}$ (順時鐘方向)。

利用此筆資料可擷取廣大海面上任何位置的波浪資料來分析，但因為在花蓮港外北緯 $23^{\circ} 58' 45''$ 東經 $121^{\circ} 37' 46''$ 處，港灣技術研究所設置有浮球式波浪儀(此處水深26m，資料取樣頻率 2.56HZ，樣本長度20分鐘)，可以直接測得水面變位的方向頻譜。為了能將衛星影像處理結果與海面實測結果做比較驗證，首先取此測站周邊的海面SAR 資料當做研究對象。其次為了進一步更清楚瞭解SAR資料的統計特性，亦取其他鄰近海域的資料做分析。

### (二)資料處理與分析

#### 1.濾波及前置處理

SAR資料所表示的雖是海面波浪資料，但其乃間接資料，只是一種類似瞬間攝影所得雷達波回波的光度或灰度值，並非真正的海面水位變化高程

之數據。而且此雷達波之回波受入射角、長浪、衛星飛行等種種干擾或作用，其波形與真正波浪之波形，除振幅的絕對值或單位有所不同外，形狀也可能遭到扭曲變形。圖二是浮球波浪觀測站附近之SAR資料，在X方向與Y方向的空間一維波形信號(長度3200m)。圖三是由浮球實測得到的真實水面變位時間序列。由圖二中我們可發現SAR 資料與水波波形稍有不同有點接近於雜訊(noise)。

由以往研究(Tucker, 1991)知道，波浪之示性波高大於2m以上時，SAR信號變化的主要來源是波浪。此次由實測知道示性波高為1.65m，所以圖二之SAR信號波形對應的應是波浪信號。但從和圖三的比較可以看出其似乎有點走樣。故我們首先嘗試利用移動平均(圓滑化)的方法加以修正，使其較接近水面波的形狀。其實這也就是一種高頻濾波(low pass filter)的方法。但由於SAR資料的像元(Pixel) 間隔只為12.5公尺，已經很接近近海波浪的波長，濾波或移動平均有可能會把波浪的短波部份的能量消滅掉，故不宜盲目加以濾波或做移動平均。而必須視分析結果，了解信號真正性質以後，再於分析過程中做適當處理。

另一方面在低頻濾波方面，若是所取資料的樣本尺寸過寬，則波場成為非均一性，或是所取的樣本過小則因長波的存在，都會使波形信號變成一種非定常信號(Nonstationary data)。我們推算波譜是假設波場在統計上具有均一性，故對這種信號需要有趨勢消除(detrend) 的前置處理。本次嘗試以二維二次迴歸方法決定其趨勢再加以消除。以圖二的數據為例，經比較發現趨勢消除前後之波形似乎差異不大。但因波浪信號的長度、性質各有不同，無論如何此趨勢消除的前置處理還是有必要的。趨勢消除雖是屬於一種低頻濾波(high pass filter)，但只是濾掉本就無法估算的長波，故不會有把長波消滅掉的顧忌。信號中若有低頻成份存在其是否由風浪所引起，在不清楚的狀況下最好也不要任意予以消除，只能依分析結果藉助其他方式或經驗去做判斷。

除了要消除波浪以外的雜訊之外，關於SAR資料之波形的失真(與實際波浪形狀有所不同)，以至於使計算出的波譜不能真正反映實際波浪。對波長(波數)和方向而言其偏差的程度較為有限。但對波高也就是波譜能量密度而言會有較大的影響。我們從SAR資料分析結果，來推測實際水位之波譜能量密度，在波數(或頻率)領域的分佈就因傅立葉變換的線性轉換，會使那些多餘的非線性量轉移至離開主要能量分佈區的低頻或高頻區，以至使波譜形狀(能量分佈)失真。故有必要對SAR波形信號的統計特性、波譜形狀或非線性現象等深入加以研究，或是利用以往處理海洋波浪波譜之經驗來判斷所獲得結果之可信度。

## 2. 波數能譜



欲將二維空間分佈的波形信號轉變為波譜，以花蓮港外浮球測站周圍海域的資料為例。我們首先利用二維快速傅立葉變換(F.F.T)得到一以直角座標表示的二維波數能譜 $\phi(K_x, K_y)$ (圖四)。我們知道利用F.F.T計算能譜，將產生100%的隨機誤差。欲降低此誤差可以使用樣本平均或移動平均的手段來達成。在其他的研究(Ientile1993)有使用多個子樣本分別處理F.F.T再予以平均的例子，樣本的數目或大小不能無限制的增加，否則會失去其統計上的一致性，故在數目或大小兩方必須做一抉擇。在本研究中發現，取多個子樣本不如用一個大樣本的解析度。但為了降低隨機誤差，在求得能譜之後還是再做 $3 \times 3$ 個像元的移動平均。

接著是要把 $\phi(K_x, K_y)$ 改變成以極座標來表示(圖五~圖七)，其轉換關係式如下：

$$\phi(k, \theta) = \phi(K_x, K_y) \cdot k \quad (1)$$

其中 $K_x, K_y$ 表示波數在X, Y方向的分量， $k$ 為其絕對值， $\theta$ 為相位角。 $\phi(K_x, K_y)$ 是對原點對稱，故在處理上只需以兩個象限的數據轉換即可。

也因此從這種影像只能得 $\pm 90^\circ$ 而無法求得反向波浪之能譜。因為以上在分析處理時，均使用離散數據，故必需使用內插方式尋找 $(k, \theta)$ 上等間隔的座標點。而且 $\phi(K_x, K_y)$ 和 $\phi(k, \theta)$ 因定義不同其能量密度所涵蓋的等間隔區間 $dK_x, dK_y$ 和 $dkd\theta$ 亦不相同，在轉換上數據需有足夠的密度才不至於產生內插的誤差。故隨著內插方法的不同有時會有不同的結果出現。

圖五是以 $64 \times 64$ 像元處理出來的結果，圖六是在相同地點而用較小區間 $128 \times 128$ 像元處理出來的結果，圖七則是用 $256 \times 256$ 像元處理出來的結果。由這三圖的比較可發現從圖五很難分辨真正能量集中的區域。而在圖七中就可看出約在 $k=0.045$ ， $\theta=73^\circ$ 的地區有明確能量集中的現象存在。其他區域則為類似雜訊或隨機誤差般雜亂無章的能量。因此如何提高能量分佈的解析度，在資料處理的過程中經驗與判斷是非常重要的。

### 3. 頻率能譜

得到了極座標的波數能譜後，經過波浪分散關係式

$$\omega^2 = kg \tanh kh \quad (2)$$

$\omega = 2\pi f$ ， $f$ : 頻率， $h$ : 水深， $g$ : 重力加速度)，即可轉換成方向頻譜 $\phi(f, \theta)$ 。其轉換關係如下：

$$\phi(f, \theta) = \phi(k, \theta) \frac{dk}{df} \quad (3)$$

$dk/df$ 可由(2)式求得。(3)式之轉換同樣有內插，以及能譜密度涵蓋區間不等的問題。在(1)式或(3)式的轉換結果都會有強化高頻(或高波數)區能量的現象。因此在波數譜(尤其是直角座標)上的高頻區之弱小的能量，不管是波浪或雜訊都會被強化，所以在計算波數譜時解析度就需要被嚴格的要求。而且最好在(3)式的轉換之前，如能有肯定的把握，應先把一些不要的能量予以消除，才可得到較為正確的方向頻譜。

圖八為將圖七直接轉換後的方向頻譜，從圖中可以更明顯發現在主頻區以外的區域有類似白色雜訊的能量出現。從經驗上我們相信這些能量不會是風浪信號的能量，而最好能將其除掉。一種方法是利用波浪主方向的直角方向沒有能量存在的概念 (Vesecky, 1982)，在波數譜中從直角方向 $\pm 15^\circ$ 區域內之能量估算這些雜訊能量大小，再將其對整個區域從原有波數能譜中扣除，再經(3)式的轉換，結果得到了如圖九的方向頻譜。

圖九顯示主要能量集中在頻率0.09HZ，方向 $70^\circ$ 附近。在高頻區的各种角度仍有些殘餘的能量存在，如何完全消除不必要的能量仍有待進一步的研究。圖十為利用浮球波浪儀在同一時間直接實測到的方向頻譜(其角度是與正北向的夾角)。從圖九與圖十的比較，知道SAR資料分析結果有相當高的可信度。其實圖十的實測頻譜在準確度與解析度上也不見得完全可信，這裡只能當做參考。尤其是在整個波譜形狀的比較上，由於測定方式、時間、計算方法等多種因素造成的不定性，直接去比較而判定分析結果的優劣可能並無多大意義。當然，在能量的定義上，灰變值不直接代表水面變位，其間的相關性亦未明，所以在能量定量上的比較就更不具意義了。

### 三、分析結果與討論

#### (一)主方向與主頻率

從圖九和圖十的比較，知道由SAR資料推測而得的波浪主方向和主頻率與實測的結果大致一致。其實這從圖四或圖五波數譜上能量集中的位置也可以大概看出主頻率(經分散關係式)和主方向。這在以往很多的研究報告中也已被提出。但是關於能量在波數譜或頻率譜上的分佈狀況，也就是對波譜形狀的探討，在以往的研究中還沒發現有比較肯定的結論。因此在本研究中擬對方向頻譜之波譜形狀做進一步的討論。

#### (二)一維能量頻譜



一種常用的表示方法，把方向頻譜 $\phi(f, \theta)$ 分解成一維的能量頻譜 $\phi(f)$ 與方向分布函數 $G(f, \theta)$ ，即

$$\phi(f, \theta) = \phi(f) G(f, \theta) \quad (4)$$

$G(f, \theta)$ 是一正規化函數

$$\int_{-\pi}^{\pi} G(f, \theta) d\theta = 1 \quad (5)$$

$\phi(f)$ 是一維能量頻譜。此由 $\phi(f, \theta)$ 對 $\theta$ 做積分可以得到。即

$$\phi(f) = \int_{-\pi}^{\pi} \phi(f, \theta) d\theta \quad (6)$$

圖十一是從圖九的方向頻譜積分得到的結果。在此我們欲對此一維頻譜的形狀去做討論。為了使結果更具一般性，我們從SAR的資料中多擷取不同位置的信號來做分析和討論。依照一維頻譜之正規化形狀具有一致性(Kuo 1993)的說法，我們將5個不同位置的波浪SAR信號，用上述同樣的分析處理，所得到的一維頻譜，以如下的方式正規化。然後重疊畫於

$$\frac{\phi(f) f_p}{E} = F\left(\frac{f}{f_p}\right) \quad (7)$$

$$[f_p: \text{主頻率}, E = \int_0^{\infty} \phi(f) df]$$

圖十二中。而同時畫於圖十二中的粗線是Pierson-Moskowitz標準型波譜。從圖中可發現各不同頻譜的形狀大約一致。而且其甚為接近Pierson-Moskowitz這種典型的風浪波譜，由此可證明以上所得的波譜是一種風浪波譜無誤(如有風浪以外的能量摻入則形狀應會有異)。水位高程之頻譜的單位是 $M^2$ 但正規化後的頻譜則沒有單位，故由SAR資料所得的一維頻譜雖單位或絕對值大小與實際水位高程的有所不同，但其正規化後的頻譜則沒有差別，同樣只是描述能量在頻率區間的分布比例，換句話說由SAR資料所得的頻譜能充份描繪實際海洋波浪頻譜的形狀。

### (三)方向分佈函數

從(5)式可以知道 $G(f, \theta)$ 亦為一正規化函數。所以若只討論方向分佈函數，則由SAR資料分析出來的結果，與由實際觀測分析出來的結果也沒有不同。依據Mitsuyasu等(1975)的提議將方向分佈函數以如下的數學式來表示。

$$G(f, \theta) = G(s) \cos^{s/2} \frac{1}{2}(\theta - \bar{\theta}) \quad (8)$$

其中 $s$ 表示方向分散度， $\bar{\theta}$ 表示平均方向，兩者都是頻率 $f$ 的函數。 $G(s)$ 為一正規化常數。我們從圖九SAR資料之 $\phi(f, \theta)$ ，由(4)式和(6)式計算出 $G(f, \theta)$ 的離散數據。利用這些數據以最小平方法找出各頻率成份的 $s$ 和 $\bar{\theta}$ 。圖十三和圖十四是利用上述五個樣本之SAR資料得到的結果整理出來的 $s$ 和 $\bar{\theta}$ 與 $f$ 的關係圖。討論 $s$ 與 $f$ 的關係，我們知道 $s$ 愈大表示方向愈集中， $s$ 愈小表示方向分散性愈大，從圖可看出在主頻率附近 $s$ 最大，然後往低頻高頻漸次減小。這種變化趨勢與以往的研究結果(Mitsuyasu 1975)頗為一致。圖中同時顯示出以迴歸分析而得到的指數型迴歸方程式。

至於 $\bar{\theta}$ 與 $f$ 的關係，圖中顯示數據稍微散亂，但大致是分佈在 $70^\circ \sim 110^\circ$ 之間。此為與X軸之夾角，若與正北向之夾角則需加上 $12.9^\circ$ 即約 $83^\circ \sim 123^\circ$ 。同時間在當地利用浮球波浪儀測到的角度則在 $80^\circ \sim 125^\circ$ 。比較上頗為一致。總之，我們利用SAR資料之處理能夠得到如(8)式之方向分佈函數。以後如有更多不同時期的資料，我們更可歸納出適用於當地的經驗公式以供工程設計上參考使用。

#### (四)應用

由SAR資料所得的方向頻譜無法表示海面真正水位變化(或波浪)大小，只能描述此波浪能量在頻率(或波數)以及方向上的分配比例，有關波浪的工程設計上的問題毫無疑問波高是最重要的考慮因素。因此SAR資料無法推估波高是最大的缺陷和遺憾。(若有充份的數據可做比對驗證，或對信號的性質有更深入的瞭解或許可達到推估波高的目標，但目前為止仍不可行。)但起碼SAR資料可配合定點式波高儀的觀測提供較詳盡的方向分佈函數做為設計參考。有些數值計算模式在處理不規則波的計算時，只需要知道能量在頻率與方向的分佈，則此SAR資料的分析結果就可直接應用。譬如波浪的淺化折射繞射計算，船舶受波浪作用的運動和受力等，均以波高比這種無因次的物理量來建立模式。在實際應用時只要再給予設計波高的絕對值，即可去做各種推算和設計。此外對於會引起港池共振之長波(方向和頻率)的檢出等也應有其應用的價值。

#### 四、結論

SAR資料的應用，目前已可容易的辨識出海洋波浪的主頻率與主方向，但要進一步瞭解波浪能量在頻率區間和方向上的分佈形態時則有相當大的困難。本研究一方面嘗試改善數據分析的處理方法，一方面利用處理海洋

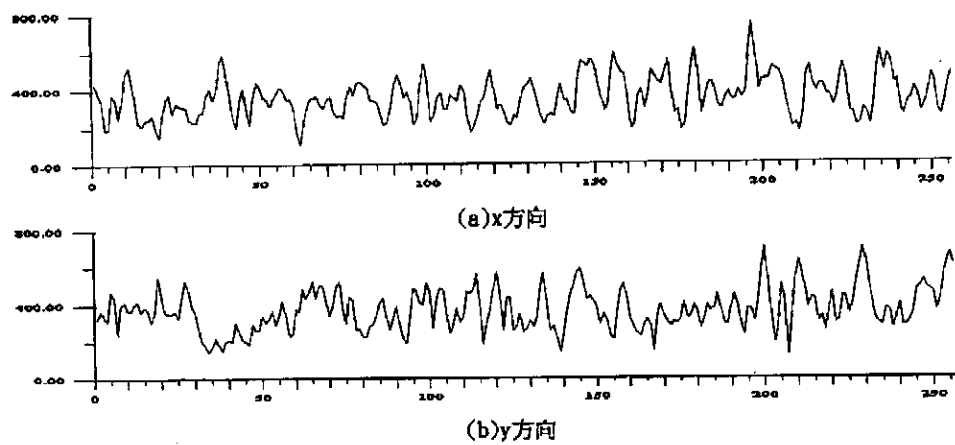
波浪的知識背景和經驗對分析方法之得失做判斷。利用花蓮近海之SAR資料，經數據分析處理後，獲得一灰度值的方向頻譜，經與現場實測的水位方向頻譜比對發現形態上頗為近似。此外從無因次化後的一維頻譜和方向分佈函數來討論，發現本次從SAR 影像資料分析出來的結果，是可以當成海洋波浪的結果，具有實用上的價值。

## 五、參考文獻

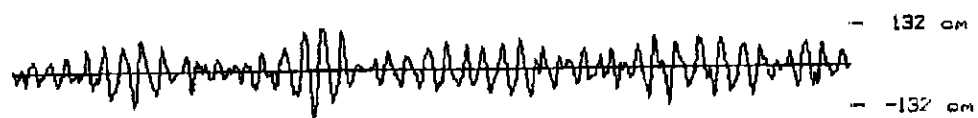
1. Alpers, W.R. and C. Briining, "On the relative importance of motion-related contributions to the SAR imaging mechanism of ocean surface waves" IEEE Trans. Geosci, Remote Sensing, Vol, Ge-24, (1986).
2. George, T.M. " Coastal ocean dynamics application radar" NOAA'S wave propagation Lab., (1984)
3. Hasselmann, K. and S. Hasselmann, "On the nonlinear mapping of an ocean wave spectrum into a SAR image spectrum and its inversion" J. Geophysical Research. Vol 96, No.C6, (1991).
4. Lentile F. "SAR ocean wave imagery: spectra and statistics" (In press).
5. Kuo, Y.Y. and C.C. Chien, "A study on the spectral form of nearshore water waves" China Ocean Eng. Vol. 7, No.3 (1993).
6. Tucker, M.J. "Waves in ocean engineering" Ellis Horwood Ltd., England (1991).
7. Vesecky, J.F. "The observation of ocean surface phenomena using imagery from the SEASAT SAR" J Geophysical Research, Vol. 87, No. C5, (1982).
8. 蕭勝文，高家俊"有限傅立葉級數法與最大概似法分析方向頻譜之比較"第十六屆海洋工程研討會論文集(1994)。
9. 呂黎光、郭一羽、劉進金"SPOT 資料應用於海洋波場試驗觀測"航空測量及遙感探測第25期(1993)。



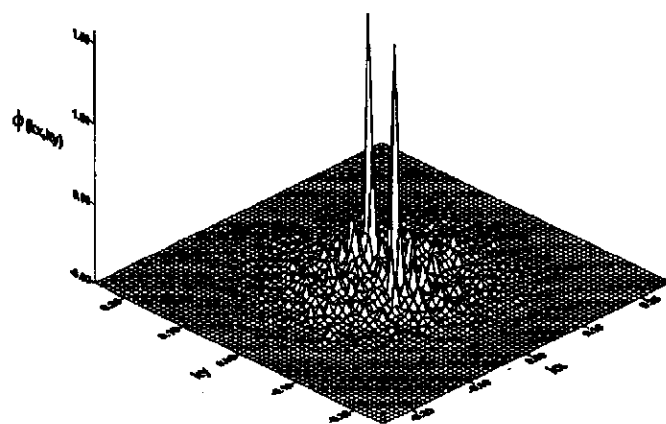
圖一．SAR影像資料(花蓮)



圖二. SAR資料之波形信號

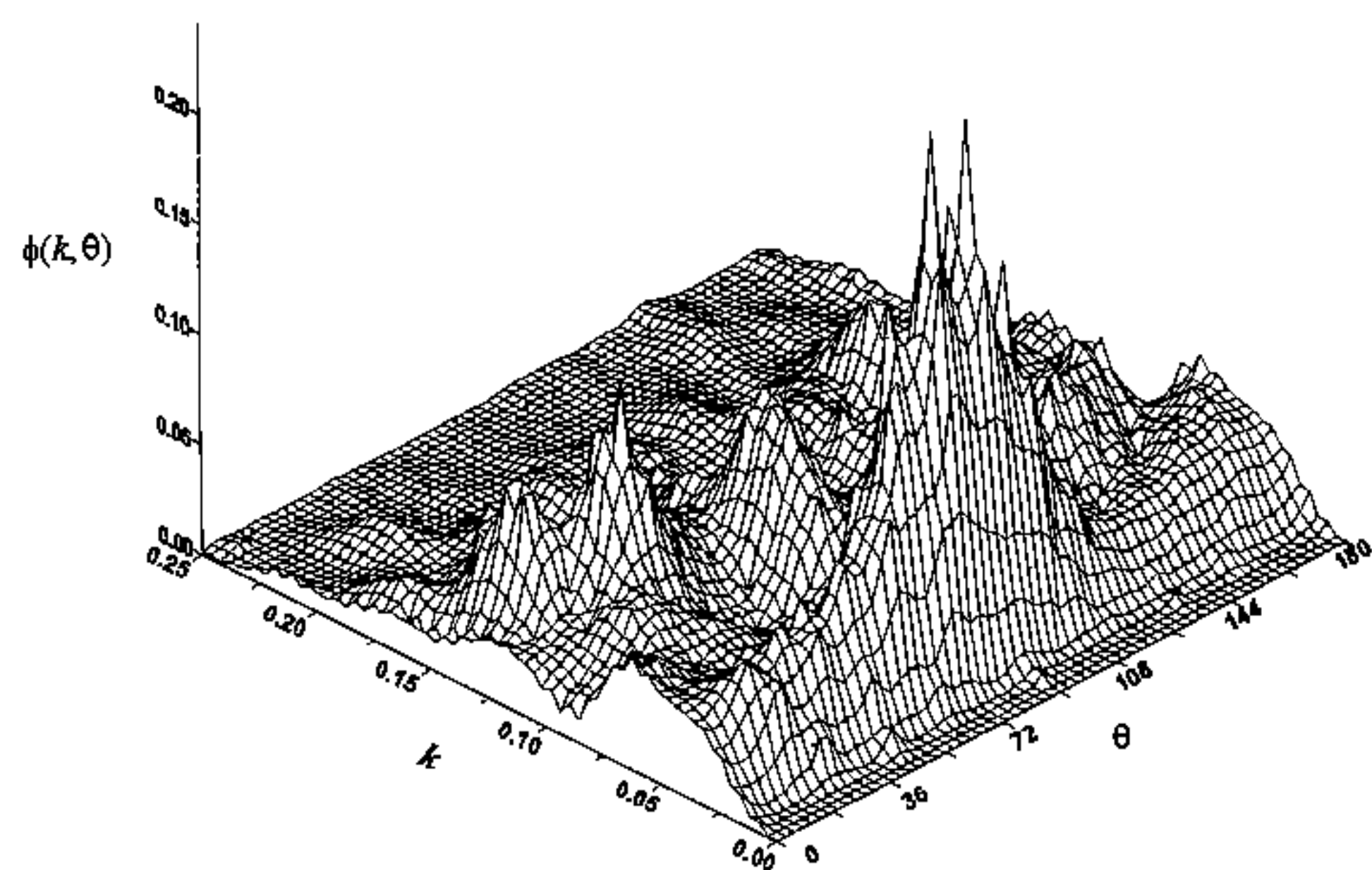


圖三. 浮球波浪儀測得之時間序列信號

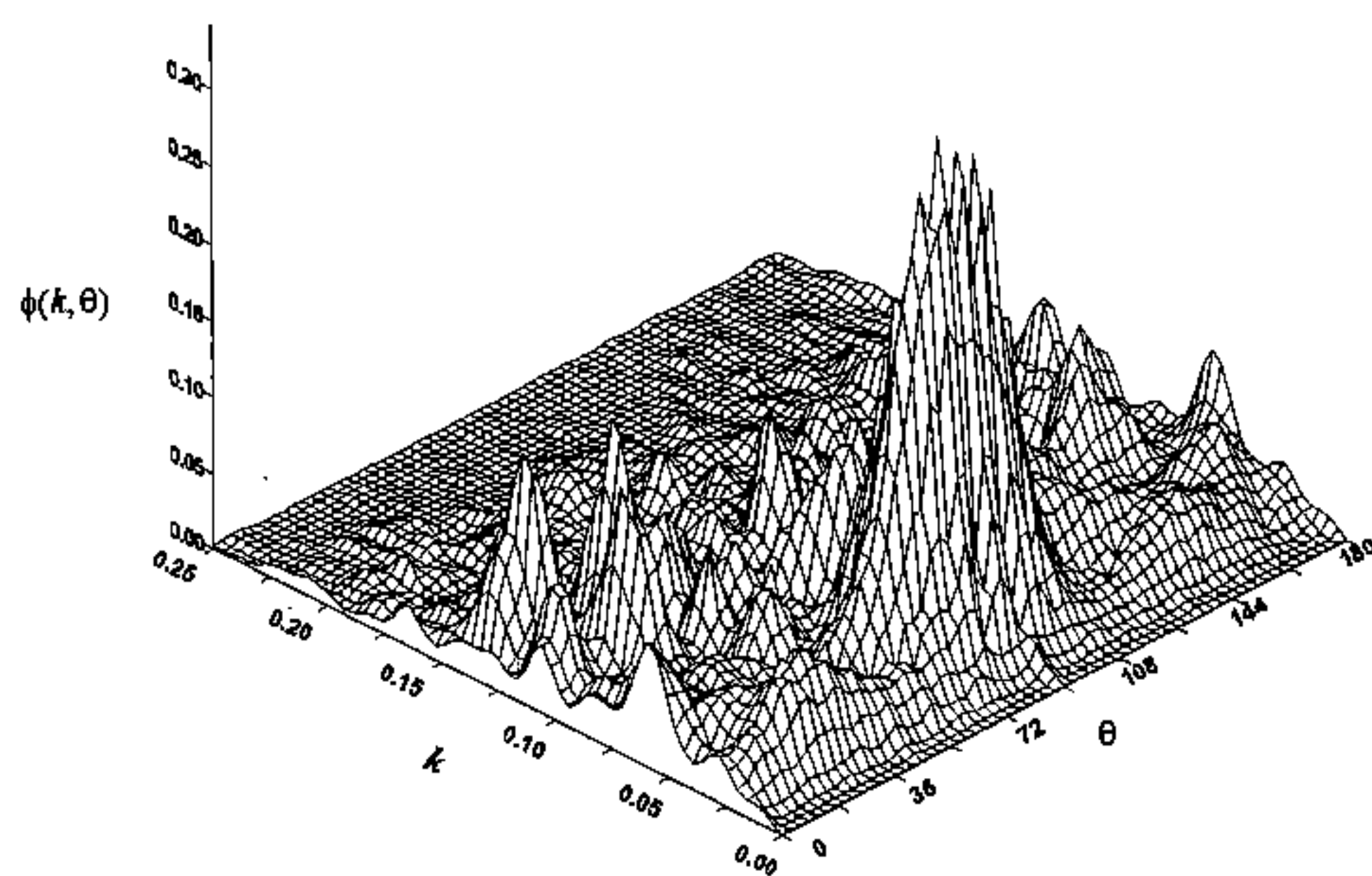


圖四. 直角座標之二維波數能譜



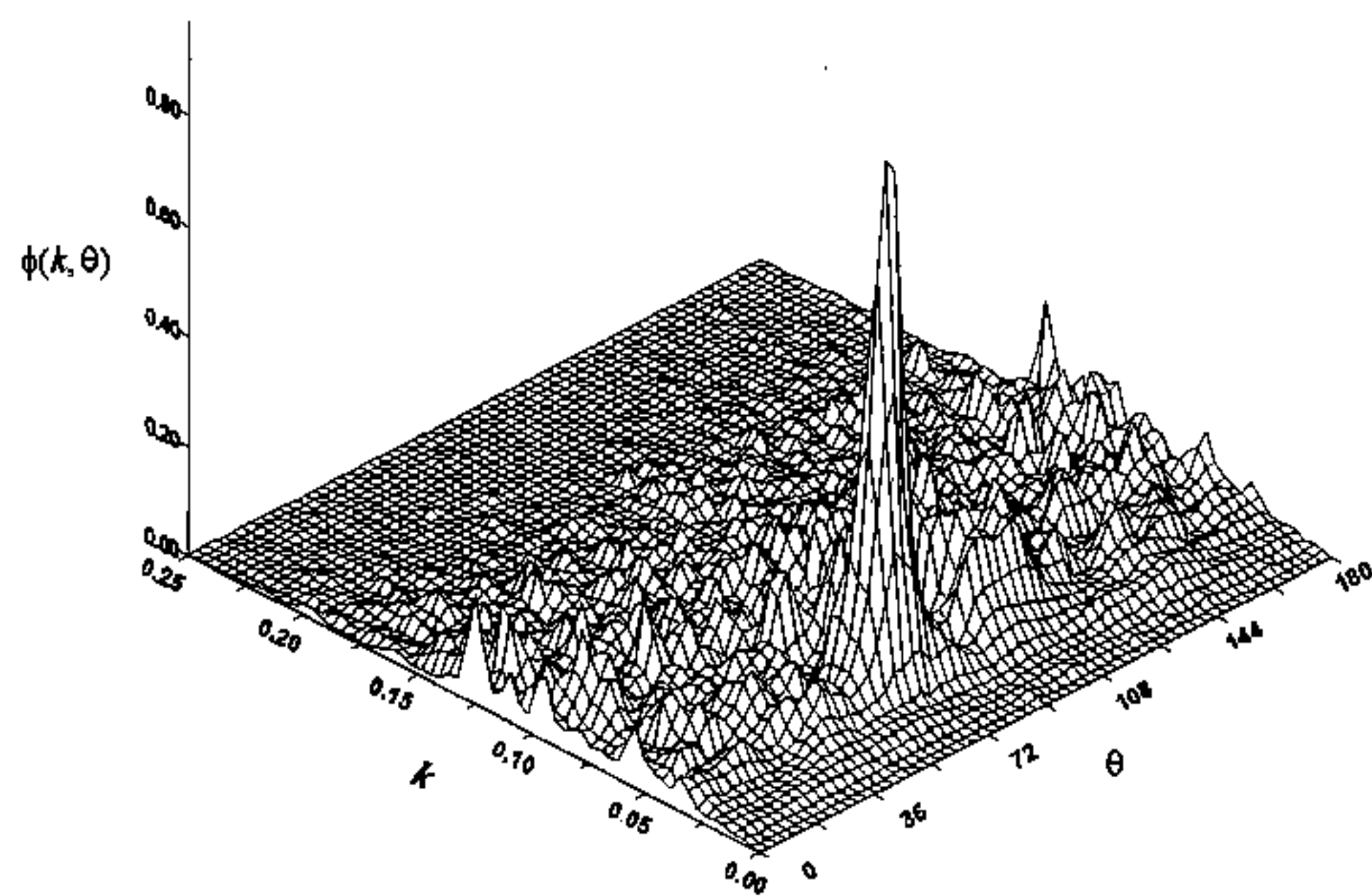


圖五. 極座標之二維波數能譜(64×64像元)

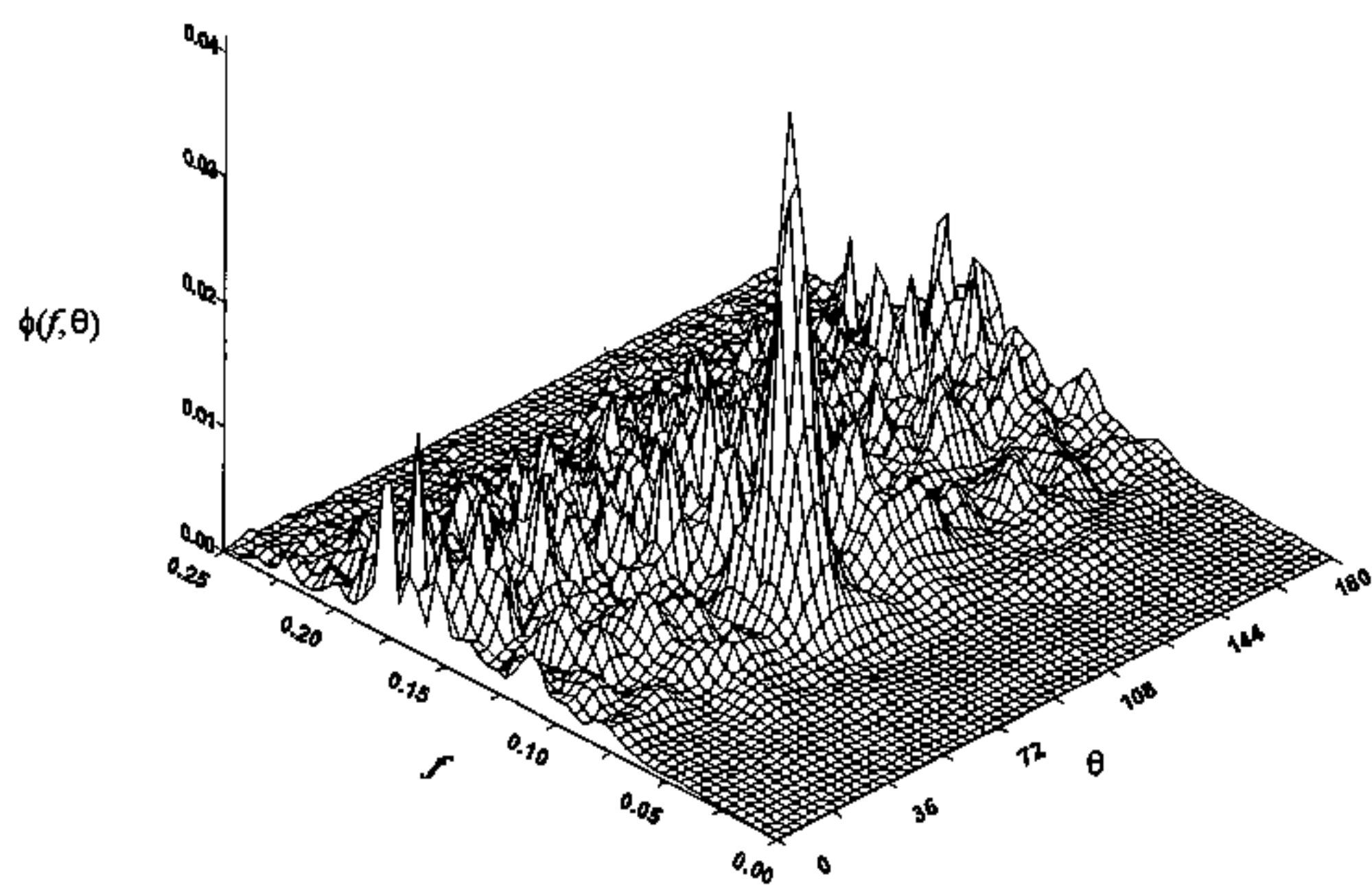


圖六. 同圖五(128×128像元)

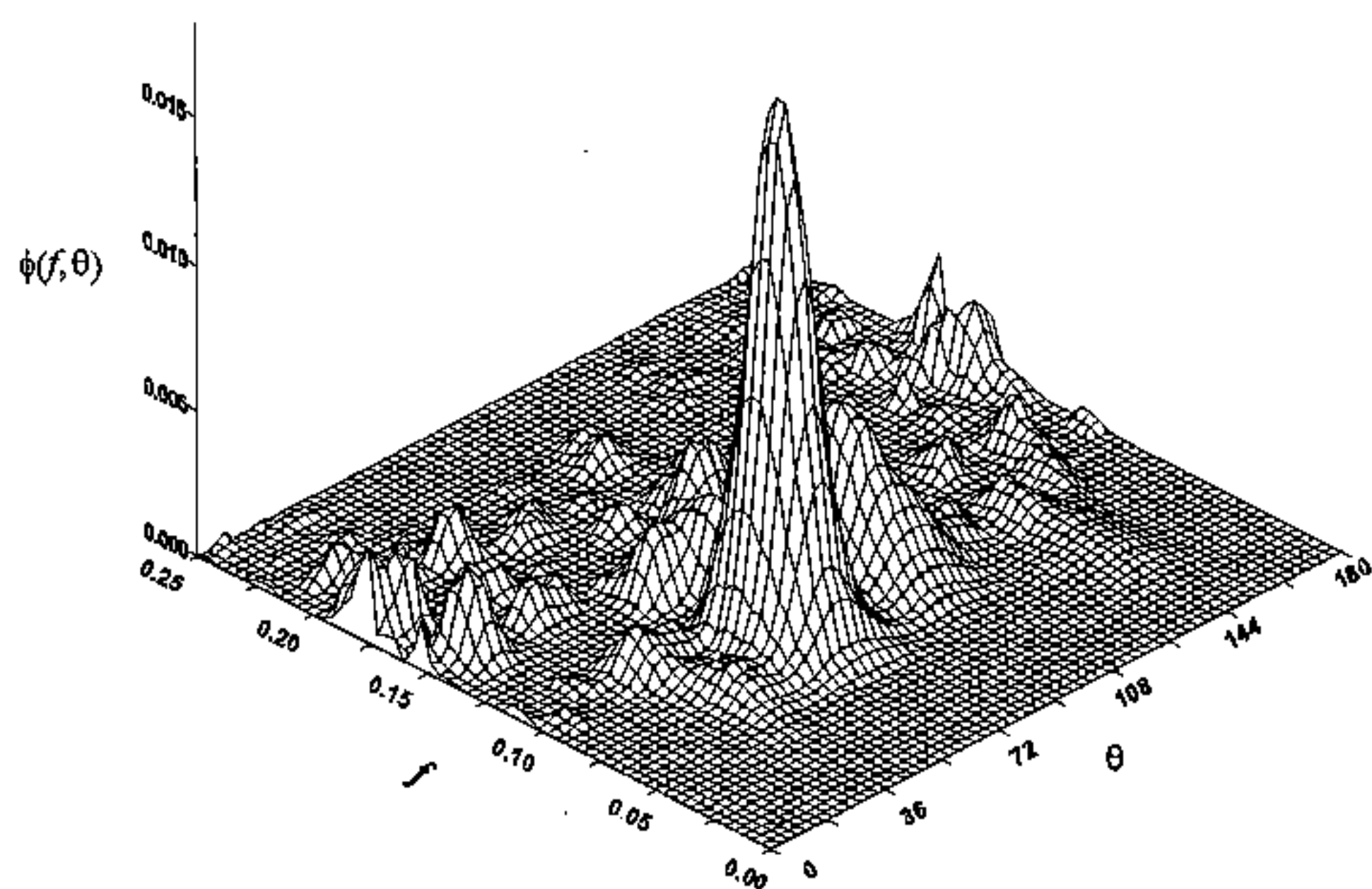




圖七. 同圖五(256×256像元)



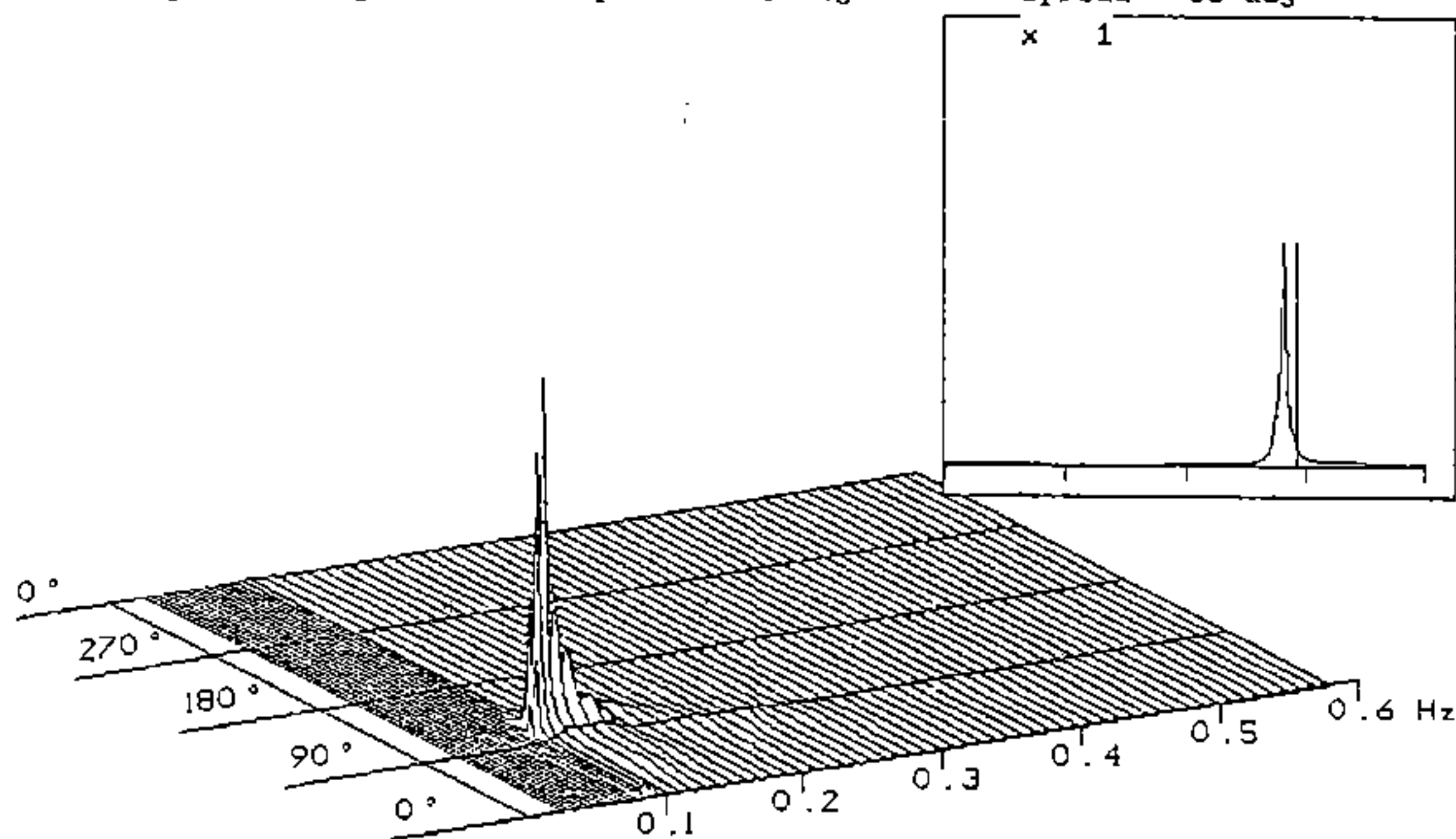
圖八. 方向頻譜(SAR資料, 未經修正)



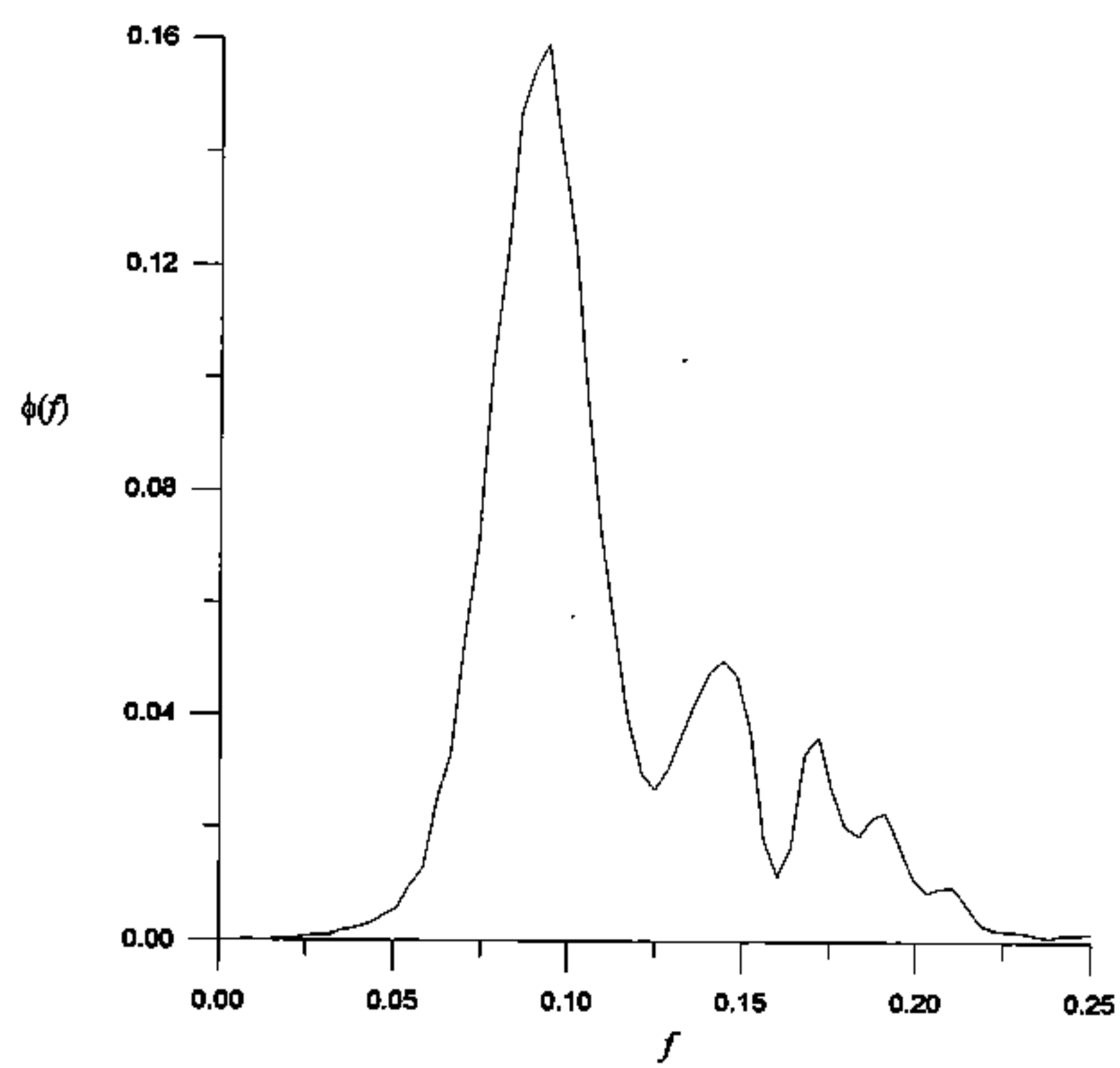
圖九. 方向頻譜(SAR資料・經過修正)

FILE : 11261030.SPT       $H_m0 = 180 \text{ cm}$   
 MAXIMUM : 105 deg @ .095 Hz spread : 20 deg  
 M.E.M top : 108 deg @ .100 Hz spread : 38 deg

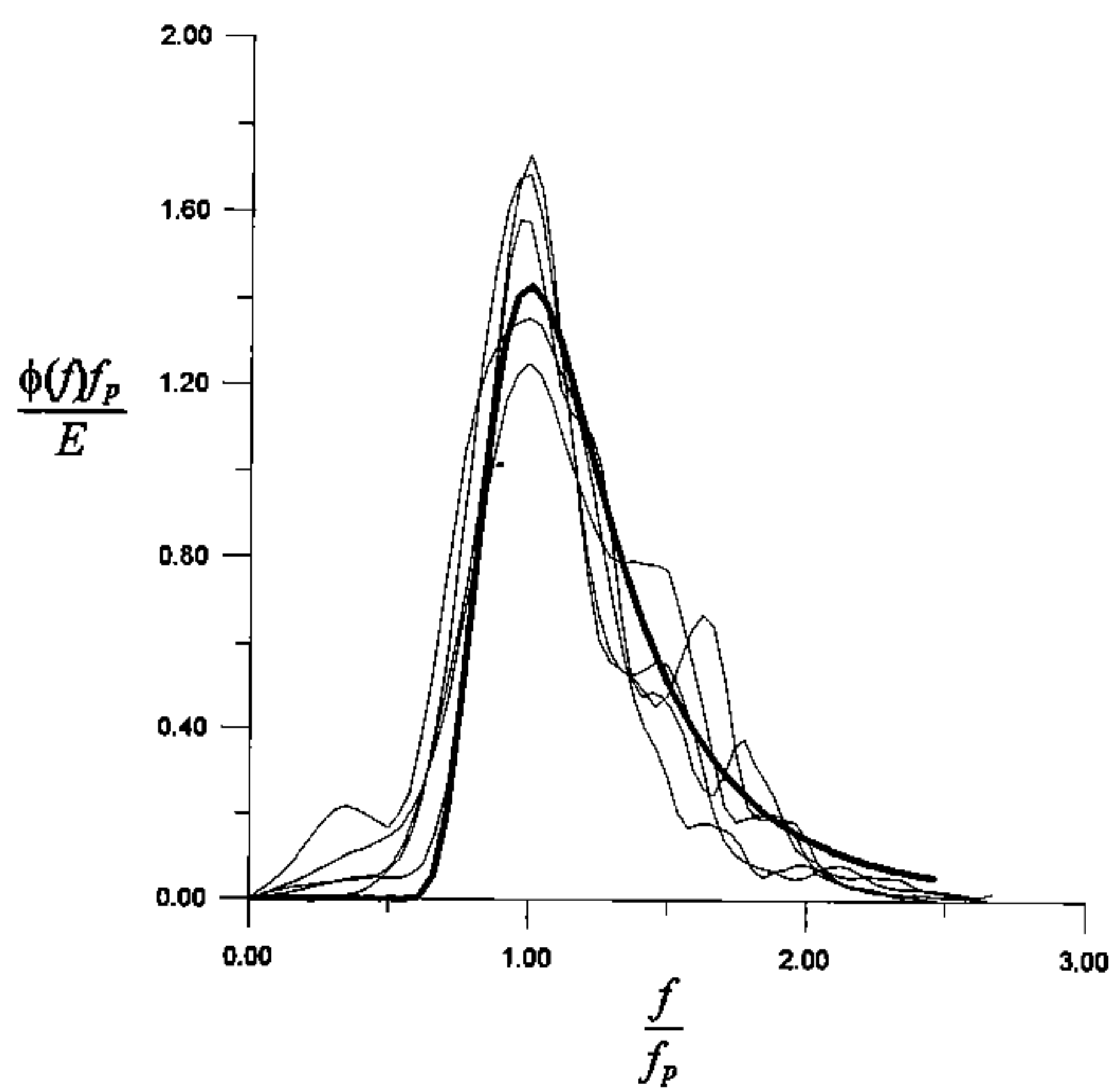
0.100 Hz (10.0 sec)  
 Direction: 98 deg  
 Spread : 38 deg



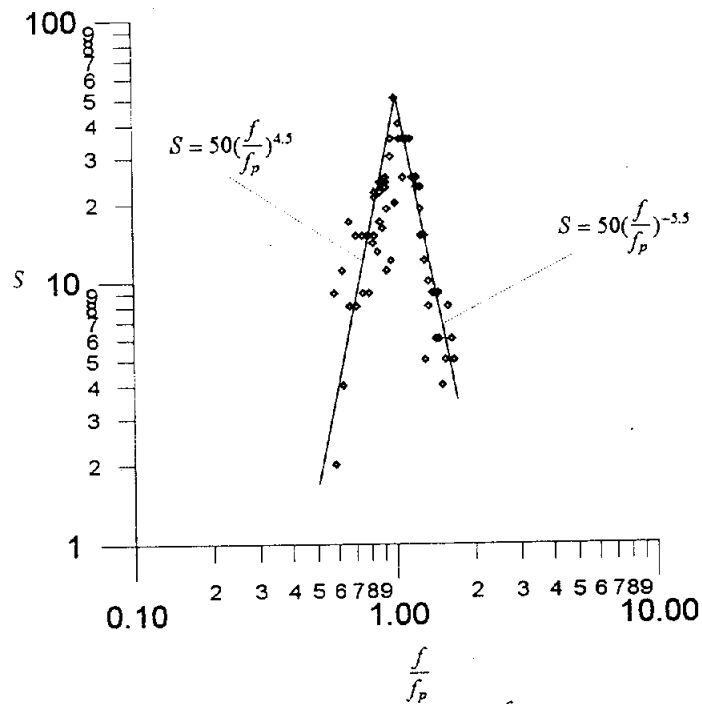
圖十. 方向頻譜(浮球測波儀)



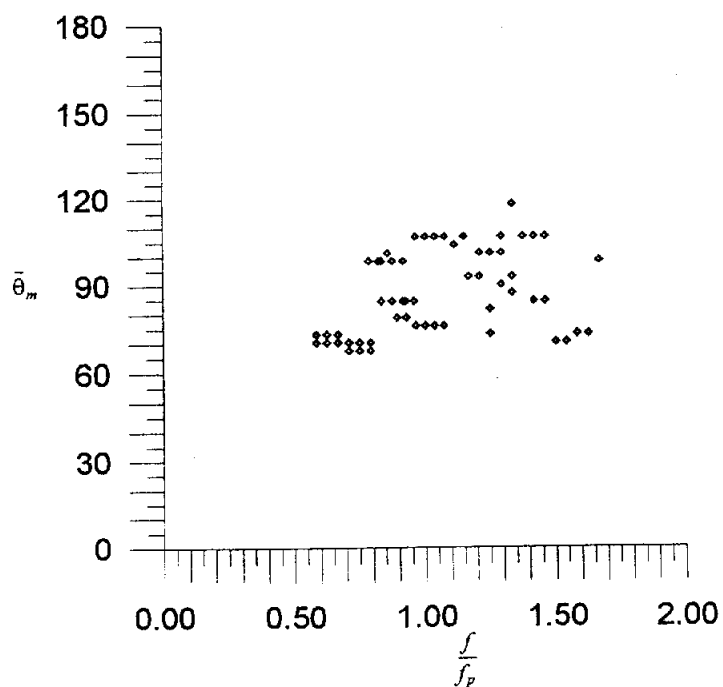
圖十一. 一維能量頻譜



圖十二. 無因次化能譜與Pierson-Moskowitz波譜的比較



圖十三. 方向分散度  $S$  與頻率  $\frac{f}{f_p}$  的關係



圖十四. 平均方向  $\bar{\theta}_m$  與頻率  $\frac{f}{f_p}$  的關係

## Abstract

Remote sensing is very useful for ocean wave measurement, especially for measuring wave frequency and direction. In this study, the SAR data from ERS-1 satellite will be used to evaluate the directional distribution function and normalized power spectrum. This method is expected to replace the traditional measuring method with wave gauge on water surface. The results obtained by SAR data were verified by the data measured by wave gauge. Moreover, the directional distribution function will be formulated for the engineering application.

# 台灣地區海岸工程規設技術之演變及未來發展方向

\*許硯蓀

\*\*廖學瑞

\*中華顧問工程司副總工程師兼港灣部經理

\*\*中華顧問工程司港灣部 組長

## 摘要

早期台灣地區海岸工程著重於圍墾開發，後因砂源流失而專注於海岸保護，現今則受土地需求及環境保育影響而重新謀求開發與保育並重之道；依規劃觀念言早期較重視計畫區本身之海岸工程，屬局部性之影響分析；現今則提昇至整體性之考量，影響範圍加深加廣，即由海岸學至地形學之改變，均須予以全盤研討。另由於海象變化萬千，復受去年間之颱風及今年之神戶大地震影響，致海岸工程之設計備受挑戰而須進一步謀求提昇之道。本文即基於規劃觀念之演變及設計所面臨問題予以檢討現今之規設技術並建議未來發展方向，俾拋磚引玉供海岸工作者之參考。

## 壹、引言

台灣海岸工程觀念之引進始自新竹香山海埔地之開發，當時由金城、湯麟武兩位教授參照日本干拓與埋立工學理論及實際情況配合台灣當時海埔地開發事業之進行。

過去之海岸工程多僅著重於淺海土地圍墾工程中海埔地海堤保護以及因開發行為所導致之海岸線變化之防止，晚近由於陸地之不足以及環保意識之高漲，若干工業區及休閒用地，則多計劃朝向濱海地區發展，由於所需面積擴大，涉及之層面亦擴廣，已非昔日單純目標所能涵蓋，加以時間及經驗之累積，或多或少亦對過去之海岸工程理論及配合實務之調查、規劃、設計，甚至施工等方面，已均有長足之研發進展，可資作為借鏡。

惟因海岸工程涉及之相關因素頗多，上自天文下至地理，無所不包含在內，且各因子均為變數，而非固定值，致至今於若干範疇介面上，仍有無法徹底明瞭之瓶頸存在，尚有待吾人繼續努力去發現及溶入實用中，以協助解決問題。本文謹就實務經驗及工作中遭遇疑點予以闡述並檢討之。內文將分別依規設基準分析之演進、多元化規劃理念之產生、基本設計技術之進化、規設技術瓶頸及未來發展方向等，分章敘述，以供從事海岸工程人士之參考，並祈能拋磚引玉以期使該領域之理論及實務趨於完整。



## 貳、規設基準分析之演進

### 一、基本資料

海岸工程規劃設計涉及對環境之影響及堤體之安全，因此主要之基本資料有海象之波浪、潮位與流況、氣象之風與降雨、地象之地形與地質，茲就現階段之技術分析概述如下：

#### (一)海象

##### 1.波浪

波浪資料無論對堤線規劃及結構設計均為重要因素之一，前者屬平時常態資料用以分析漂沙現象之依據；後者屬異常浪（颱風時）用以分析設計波浪。然而由於台灣早期欠缺系統性之資料蒐集，一般常時性波浪均以計畫區鄰近之波浪資料加以分析或利用SMB法予以推算，惟波浪受區域性影響且台灣海峽又屬有限風域，故所分析之成果常有所偏差，至於異常性之波浪則以Wilson或井島武士及湯麟武之數學模式加以推算，由於異常性資料取得不易，致驗證不易，所推算結果之信賴度亦尚有待商榷。

由於台灣國土有限，致大型海岸開發計畫陸續展開，開發單位有鑒於完善之規劃須以完整資料為基本，遂自行進行觀測計畫以蒐集海象資料；然而該等大型計畫畢竟屬少數，為將來新開發計畫之進行及研究，宜儘速建立全國性之觀測網，以免屆時資料不足所需，影響開發時程。

##### 2.潮位

潮位為堤型設計之重要因子，以往潮位均利用鄰近測站之結果加以內差以得計畫區之潮位，現今台灣地區之潮位記錄已頗為健全，有水利局、氣象局、漁業局、港務局等觀測站，若能予以進一步整合，將可供規設單位參考；然而設計者所重視者則以暴潮位為主要考量，早期係以風速及氣壓差以經驗公式算得暴潮偏差，現階段則以數值模擬方式加以計算。

##### 3.流況

流況可供漂沙活動分析之重要指標，以往均參考鄰近測站資料而得，現階段有自行觀測或利用數值模擬而得，惟數值模擬因涉及相關變數之決定須利用實測記錄加以驗證。

## (二)氣象

### 1.風

風速及風向資料一般均頗為完備，惟早期對海岸開發較不重視，因此鄰海附近之風速及風向資料較為欠缺，現階段開發工作之進行均以現場自行設立觀測站觀測。而用以推算波浪之颱風資料則取自氣象局。其所分析之風速風向資料可為結構物設計及波向判定之參考。

### 2.降雨

降雨攸關計畫區排水及可工作天之依據，早期係依鄰近測站之降雨資料加以分析，現今則採實測或鄰近測站資料進行降雨強度分析，以求得設計年限之降雨強度，俾為規設排水系統之依據；另再統計降雨強度大於10mm/hr者視為不可工作之天數，以為工期安排參考。

## (三)地象

### 1.地形

地形變化對海岸工程規劃之影響最具關鍵性，由於早期對海岸地形變化較欠缺瞭解且屬潮間帶之開發較多，故並未對地形變化深入探討，隨著環保意識之覺醒，地形變化在海岸工程中具絕對性之角色，然而由於早期之不重視，故除水利局對幾處有進行長期之監測外，餘均闕如，因此為海岸開發宜儘早建立長期性之監測網，以掌控地形之變化。另對地形變化具絕對影響者為河川輸沙，而今河川輸沙大部份皆由含沙量及流量計算，惟其測站並非位於河口，因此為能較確實掌握河川輸沙量，宜於河口附近進行觀測。

### 2.地質

海床底質大小攸關受浪作用而改變，如台灣東部地區，粒徑較大幾近卵礫石，底床坡度較陡，西部地區則屬沙岸，坡度較緩。早期由於海岸開發較少，並未有大规模之底質採樣分析，然而底質粒徑亦為漂沙分析之重要指標，因此為將來海岸開發之需亦宜儘早籌措辦理。

## 二、規設基準之推算

### (一)設計年限

對任何結構物之設計均須考量其設計年限，其中尤以海象變數甚大，宜慎重為之；依國內現行之「港灣及海岸結構物設計基準」言，並無對設計年限加以規定，方有台中港防波堤用二十年迴歸期波浪設計，而蘇澳港更少僅為十年，該等防波堤使用迄今並未嚴重受損，致有新工程之設計是否須提高設計年限之議。為謀工程之安全，宜儘早訂立設計年限準則，俾供工程界有所遵行，依大英國協規範(British Standard Code for Maritime Structures)規定「海岸保護及防波堤之設計年限(design life)為60年」，而聯合國之Port Development則建議防波堤之經濟壽齡(economic life)為50年；日本規範亦無明確規定，但一般均在50年以上；現階段台灣所採行之設計年限一般為50年，對特殊之安全著想亦有提高至100年，如海底油管及LNG港等，基此，由於建物之重要性不同而有相異之設計年限，並非單一為之。

## (二)設計水位

設計水位對堤體結構及開發區排水計畫佔有重要之地位，早期由於電腦計算並不普及，一般均採用現有或鄰近潮位再加下示之經驗公式計算暴潮偏差而得。

$$\xi = a\Delta p + bU_{\max}^2 \cos \theta + C$$

$\xi$ ：暴潮偏差

$\Delta p$ ：氣壓差

$U_{\max}$ ：最大風速

$\theta$ ：風向與海岸線垂直方向之交角

$a, b, c$ ：經驗常數

現階段設計水位之研訂為採用以往最高潮位或朔望平均高潮位再加計暴潮偏差，二者之較大者，惟前者若有長期記錄則可信度高，否則應以後者計算之。現今之暴潮偏差計算係考量風場及氣壓梯度，以數值模擬計算之。

前述之設計水位一般均用於突堤、離岸堤、海堤或防波堤設計，然為海岸設施之排水，除前述之水位外尚須加計由波浪所產生之水位堆升高(set up)及潮位變化而衍生之淺灘振盪(surf beat)，其中以海底坡度陡峭時更甚。

## (三)設計波浪

現行設計波浪之研訂均以湯麟武及井島武士(IJIMA)之數值模擬法推算，惟亦可有模型颱風及實際颱風之別，前者係將風速及氣壓先予以統

計分析求得設計年限之風速及氣壓值，再進行數值模擬計算；後者則以實際颱風之路徑、風速與氣壓資料進行各時段之颱風波浪推算，最後將所有推算結果予以極值統計分析，以求得設計年限之波高與週期，二者各有其優劣點，惟後者較能代表實際之波浪，但該推算法尚有如下之不完整之處：

### 1. 程式之驗證

由於颱風波浪觀測不易，可用資料不全，因此程式在推算之前甚難得較完整之驗證，且颱風發生前後常伴隨氣流之運轉，而現行之颱風推算法尚無法考量該等現象所衍生之風浪。

### 2. 波高與週期之關係

設計波浪均以波高考量，將推算之波高結果利用Gumbel、Poisson及Weibull等分佈，以分析極值，求出設計年限之波高( $H_D$ )，再以下式求得其相對之週期( $T_D$ )。

$$T_D = c\sqrt{H_D} \quad c: \text{係數}$$

依「SHORE PROTECTION MANUAL」及日本「漁港構造物標準設計法」將 $c$ 定為3.86，然而由該式計算之無論任何方向或不同之設計年限，其波浪尖銳度均為0.043，該現象應為不正確結果，榎木亨於「波漂砂 構造物」中另建議 $T_D$ 為 $H_D$ 之1/3次方之關係，但亦有依波譜計算而建議週期與波高成直線之關係，因此實際為何有待進一步評估研究。

## 參、多元化規劃理念之產生

### 一、使用目標之多元化

早期海岸工程著重於海埔地之開發，且專供農業養殖用，諸如土資會時代之七股及台西海埔地等，後來由於水庫之構築及經濟發展而致沙石使用量之大增，導致河川輸沙量之減少，因而引起沙源流失及海岸侵蝕，故部份地區開始著重於海岸之保護。因保護方法之不同而有突堤、離岸堤及護岸等方式，依突堤方式保護者可以高雄港第一港口至第二港口間及林園一帶海域為代表，採離岸堤者則以屏東赤崁及林邊一帶海域為代表，採護岸者則以台東東部沿岸及枋寮至枋山一帶海域為代表。

然而隨著經貿之發展，提高土地之使用計畫目標遂因而形成，大型開發



者有台中港之商港用地及永安液化天然氣港之能源用地，以及台電電廠用地等單一目標之使用；近年來由於環保意識之覺醒及土地資源之有限，遂有於海岸借地作為廢棄土處理場及垃圾拋埋場之使用目標，諸如高雄市之南星計畫及新竹、彰化、基隆之掩埋場等設施。

隨經濟發展而致之工業用地之需求，及都會區發展所衍生廢棄土處理之需求，以及提昇生活休憩而需之親水空間，最近海岸工程之發展遂有朝向多元化目標使用之趨勢，如彰濱工業區之開發及淡海新市鎮海岸用地之使用等。

綜上所述，海岸空間利用已非單一目標之使用，而須顧及土地開發目的、環保需求及配合提昇生活休憩等目標進行；基此，海岸規劃者並非僅就海岸工程技術進行佈設，而係需融合藝術美學、環保觀念及敷地計畫等專業技術方能為功，因此海岸規劃係一綜合性技術之表現，且隨著海岸規劃之完成，將來尤須著重於海岸維護及管理，俾留給後代一完善及美好之海岸環境。

## 二、築堤造地之深水化

台灣地區可用土地有限，且西部沿海又屬高密度之開發地區，在土地取得困難下，為經濟之持續發展，祇有向海爭地一途；如前所言，早期之使用以保護海岸或農業用途為目的，其開發僅在潮間帶附近，水深不大，對海岸地形變化亦屬有限，惟隨經濟發展大型計畫之開發，遂將築堤水深往外海延伸，諸如高雄港二港口之開闢，水深已達-16m；安平港港口之開闢，水深亦達-10m；台中港港口之開闢，水深已達-20m。然就築堤造地而言，築堤水深亦有深水化之趨勢如高雄市之南星計畫，水深達-8m；中油永安液化天然氣用地，水深達-9m；彰濱工業區用地，水深亦達-5m；因此築堤造地之深水化已屬必然趨勢。近年來更受船舶大型化及大面積工業區開發之影響，築堤深水化更趨明顯，依現正施工中之麥寮工業區言，防波堤之堤址水深已達-25m，用地部份水深則達-5m，將來離島工業區之水深將更深。

既然深水化係必然之趨勢，海岸規劃者更須掌控該變遷所致之影響，諸如地形變遷、堤岸受力作用及排水防洪等。依地形變遷言，由於現今環保觀念之提昇，該項影響性將更為重要，由於水深之加深，將大量阻擋上游而來之漂沙，勢必對下游地形產生莫大影響，現階段較明顯之案例有永安液化天然氣港之南側海岸及台中港南側大肚溪口之附近海岸，故海岸規劃者須予以完善評估。現今之評估法有數值模擬及水工模型試驗二種，惟由於漂沙機制之複雜性，該二種方法無法全然展現實體之變動，但可提供一變化之定性趨勢，開發後亦需借重監測計畫，掌握地形之變遷，適時研擬可行之防制對策。另深水化後之開發勢必對鄰近區域性排水造成影響，海岸規劃者宜於規劃前先行深入瞭解當地之排水狀況，於規劃時予以考量，避免影響地區性之

排洪。

綜上所述，隨築堤造地之深水化，海岸工程規劃者更須掌控更多之技術及資訊，以規劃佈設完善之計畫。

### 三、環境保育觀念之影響

由於環保意識之提昇，海岸規劃者已不能閉門造車，僅就海岸工程之領域加以佈設，而須考量整體性及全面性之影響，因此受環境保育觀念而影響海岸規劃者，概略言有整體性影響觀念之產生、對地形變化之加重及生態保護與開發如何並存等三項，茲概述如下：

就整體性影響觀念言，早期海岸規劃者僅就計畫本身探討其可能之影響，現今則須考量由於計畫之開發活動所可能衍生之影響，如鄰近區域之排水防洪，橋墩受迴水之影響，對下游地形變化影響，對既有生態之影響以及水位是否上升而影響既有堤防等等，因此其考量係多方面且需整體性者。

就地形變化言，海岸工程開發難免對地形造成影響，早期評估僅係就地形變化可能之影響予以探討，現今則須儘量予以量化，然依現今技術言力有未逮，無論數值模擬及水工模型試驗僅能提供一參考性之推論，畢竟該等研究亦有與研究結果相異之案例，如台東縣之大武漁港及新竹市之新竹漁港，因此如何突破該等現象，尚有待進一步研究。另對海岸保護措施則應從環境觀點進行，非如早期單純從海岸技術觀點著眼，而進行單調堅硬之固體設施，將來則應從環境及人文觀點加以進行海岸保護，如採用柔性結構之人工養灘或配合相關親水設施進行，以降低人類與海洋之疏離感。

就生態保護與開發如何並重言，該項課題係一艱難且嚴謹之課題，畢竟任何開發計畫勢必對環境產生影響，因此僅能謀求如何將該等影響降至最低，如最近之鰲鼓、七股及台南科技等工業區均面臨該項挑戰，至於應以孰重，似乎須大智慧者方能有所突破，不過依台灣地區有限資源言，海岸規劃者應能虛心求教於相關者，以求一完善之規劃。

### 肆、基本設計技術之進化

#### 一、波力及型塊重量

##### (一)波力計算

波力為海堤受力之主要外力，早期一般之觀念，即若水深大於二倍波高，可能產生重複波而以Sainflou公式計算，惟Rundgren(1958)認為Sainflou公式過於高估重複波壓，而將Miche之高次理論解予以修正，做



為部份反射直立堤無碎波時波壓公式，亦就是如Shore Protection Manual所述，其計算式如下：

$$p = \left( \frac{H + k_r}{2} \right) \left( \frac{wH}{\cos H \left( \frac{2\pi h}{L} \right)} \right)$$

$\frac{H + k_r}{2} P$ ：底床之動力強度

$K_r$ ：反射率，當 $K_r = 1$ 時即為Sainflou公式

$H$ ：入射波高

$h$ ：水深

$L$ ：波長

$w$ ：單位體積水重

至於碎波波壓公式則有廣井(Hiroi)公式及Minikin公式之別，碎波帶內則有修正之廣井式及Shore Protection Manual內所列方法，但一般亦以廣井公式較為常用，其計算式如下：

$$p = kwH \cos^2 \beta$$

$k$ ：碎波時採1.5，消波塊被覆時採1.0

$\beta$ ：波向與堤線法線之夾角

近年來合田良實(GODA)氏重新研究波壓進行一系列之試驗，由半理論中提出適合由深海至淺海之波壓公式並列為設計規範，遂被廣為採用。惟GODA公式對被覆消波塊、平台寬度及受衝擊波壓作用時，並未予以深入探討，後經由Tanimoto and Takahashi(1994)等人加以修正提出略為修正之公式，其波壓分佈詳如圖一，計算式如下：

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta) \lambda_1 H_D$$

$$p_1 = 0.5(1 + \cos \beta)(\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \alpha_2 \cos^2 \beta) w H_D$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1$$

$$p_4 = \alpha_4 p_1$$

$$p_u = 0.5(1 + \cos \beta) \lambda_3 \alpha_1 \alpha_3 w H_D$$

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5[4\lambda h / L_D] / \sinh(4\lambda h / L_D)]^2$$

$$\alpha_2 = \min[(1 - d / h_b)(H_D / d)]^2 / 3, 2d / H_D]$$

$$\alpha_3 = 1 - (h' / h)[1 - 1 / \cosh(2\pi h / L_D)]$$

$$\alpha_4 = 1 - h_c^* / \eta^*$$

$$h_c^* = \min(\eta^*, h_c)$$

$h_b$ ：距離堤址5倍堤址水深之示性波高處之水深

HD、LD：於水深hb處之最大波高、波長

$\lambda_1$ 、 $\lambda_2$ 、 $\lambda_3$ ：係數，依堤型而定，當 $\lambda_1 = \lambda_2 = \lambda_3 = 1$ 即為GODA公式。若於堤前被覆消波塊時則波力有所折減，其 $\lambda_1$ 、 $\lambda_2$ 、 $\lambda_3$ 等係數則修正如下：

$$\begin{aligned}\lambda_1 = \lambda_3 &= 1.0 & H/h &\leq 0.3 \\ &= 1.2 - 2.3(H/h) & 0.3 < H/h < 0.6 \\ &= 0.8 & H/h &\geq 0.6 \\ \lambda_2 &= 0\end{aligned}$$

至於衝擊波壓之影響則尚須考量平台寬度之影響，故須予以修正 $\alpha_2$ 數，Tanimoto and Takahashi(1994)亦予以探討，至此GODA公式之適用範圍方告完備。

## (二)型塊重量計算

一般型塊重量計算均以Hudson公式計算，其計算式如下：

$$W = \frac{W_r H^3}{k_D (S_r - 1)^3 \cot \alpha}$$

$W_r$ ：型塊單位重

$K_D$ ：型塊安定係數

$S_r$ ：型塊比重

$\alpha$ ：坡度

由於Hudson公式欠缺對波浪週期之考量，在使用時須予以斟酌，然而亦有學者提出具週期之關係式，如蘇聯之Rybichevsky公式，但較少被採納使用，晚近Van der Meer(1987)提出與週期、波浪作用時間有關之新關係式，惟由於Hudson公式之簡易性遂廣為各界使用，但在使用Hudson公式尚須注意如下數點：

### 1.設計波高之取捨

早期及現今之日本規範均建議採用示性波高計算，惟谷本勝利等人(1985)建議應採1.5倍示性波高或0.8倍之最大波高設計而Shore Protection Manual(1984)及大英國協規範(1991)則建議以 $H1/10$ 計算，如此將使型塊重量加倍，一般型塊應以30噸以下為宜，否則須加鋼筋補強，因此若採用 $H1/10$ 設計，將增加工程施工上之困難性。

### 2.拋石坡度

Hudson公式之拋石坡度適用性可達1:1.25，惟拋石坡度越陡將增加型塊之重量，因此該坡度應視型塊之種類特性而定，依Port Engineering(1989)建議最適之坡度如下表所示，就菱形塊言應以1:2.0至1:2.5最佳。

Type of Armor Unit	$\cot \alpha_{opt}$
Rip-Rap Quarry	5.00
Parallelopedic blocks	4.00 to 6.00
Stabits	3.00 to 6.00
Tetrapods	2.00 to 2.50
Dolos	1.75 to 2.00

### (三)被覆石重量計算

一般對直立堤或沉箱堤堤基之護坡被覆石重量亦採仿Hudson公式計算，計算式如下：

$$W = \frac{W_r H^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3} \quad N_s : \text{安定係數}$$

早期計算被覆石重量時均採Shore Protection Mannual之建議辦理，詳如圖二所示，該式若作為護坡塊石重量之依據，則一般而言其重量應屬偏小，Tanimoto等人(1982)基於護坡之安定性另建議之關係式如下：

$$N_s = \max \left\{ 1.8, 1.3 \frac{1-k}{k^{1/3} H_{1/3}} + 1.8 \exp \left[ -1.5 \frac{(1-K)^2}{K^{1/3}} \frac{h'}{H_{1/3}} \right] \right\}$$

$$K = \frac{4\pi h' / L'}{\sin(4\pi h' / L')} \sin^2 \left( \frac{2\pi Bm}{L'} \right)$$

BM：平台寬度

L'：於沉箱底之水深下之波長

h'：沉箱底之水深

依設計言基礎拋石應可採用Shore Protection Mannual建議設計，至於基礎拋石之護坡塊石則應以Tanimoto等人所建議之計算式為宜。

## 二、堤型變化

一般海岸工程所採用之堤型結構有護岸、拋石堤、合成堤及直立堤等數種型式，最近曾研究基於波浪作用而修改拋石堤，另考量休憩需求而修正合成堤並提出新堤型。首先就拋石堤而言，早期之拋石堤如圖三所示，首先拋放基礎拋石再以塊石甚至型塊拋放保護，惟近期發現拋石堤在受波浪長期作用下，其前坡有近似S型狀出現(如圖四所示)，因此遂有為堤體之安定何不直接即設計成近似S型狀，亦即複合型之拋石斷面，如圖五所示，樁木亨(1991)遂基於該複合型斷面並考量破壞率及不規則波特性，另提出拋石重量之計算式。

由於人文觀念之提昇，親水空間需求之刻不容緩，早期海堤設置均使人與海之距離越來越疏遠，現今遂有構思如何拉近人與海之距離，因此有人提議將拋石堤之坡度儘量予以減緩，惟緩坡時將造成工程斷面之加大、施工困難度之增加及工程費之上升，實難一蹴而成。基此，遂有依功能性予以改變早期之刻板印象而儘量降低胸牆高度並綠化沿岸環境，如圖六所示，外海側將胸牆內移，臨海側則設置短胸牆或欄竿，以防人員落水之意外，於二胸牆間則可供休憩垂釣使用，至於內側則予以綠化提供休憩幽靜之場所，如此可將堤體之使用多元化與人性化。

綜上所述，將來工程設計者除須考量堤體結構之安全性外，尚須考量功能性及人性化之特性，俾增加人類之親水空間，拉近人與海之距離。

### 三、堤基沖刷

一般海堤除本身結構體安全外，尚須考量堤基之沖刷，尤以侵蝕性海岸地區為最，該等沖刷可能由於波浪下刷(downrush)作用，或受短峰波及流作用或由於沙源減少而產生，其可能之破壞狀況如圖七所示，會造成護坡塊石之下滑或流失，故設計時須先予以保護。

堤基沖刷之保護設計可分成下挖式及平台式二種，詳如圖八所示，前者係將堤基下挖至一定深度再予以被覆，惟該方式由於需先下挖，易造成底床沙質之擾動而影響環境且施工品質不易控制，故較少採用；至於平台式則為於既有底床上堤基處鋪設一拋石平台，以防護坡塊石之下滑。

至於保護方式因各種規範之不同而有差別，如以Shore Protection Manual而言，其平台寬度需3倍波高至4.5波高長，依大英國協規範言則至少需4個護坡塊石寬，惟為防止反沖刷之護坦長度至少需達1/4波長，詳如圖九所示。

雖然堤基沖刷之保護有上述之建議，設計者須依計畫區現場資料予以考量，若屬淤積性海岸，堤基沖刷程度應不致發生，應可參考規範規定考量；若屬侵蝕性海岸則最好能輔以水工試驗加以瞭解，以研擬較合適之對

策，惟目前較難掌握者為短峰波對堤基所產生之影響，因該等影響無法由斷面中求得，因此構築完工後應定期予以監測，俾進行維護。

#### 四、堤體沉陷及土壤液化

海堤之堤體沉陷一般可分為基礎地質本身之沉陷及底質受塊石擠壓滲入塊石孔隙中受浪淘失之沉陷等二種，前者往往係對於地質結構之不夠瞭解而產生，如地質結構屬軟弱沉泥且並未予以改良，則沉陷量將頗為可觀；至於後者係拋放塊石作業時，塊石鋪設至底床受上面載重作用而擠壓底床沙土進入塊石孔隙中，復受波浪作用水流流入塊石孔隙而將沙土帶出，如此將致使堤體產生沉陷，該狀況屬長期性，惟量較小。

設計者為求堤體之安全亦須對可能發生之堤體沉陷予以掌握，首先務必分析基礎地質結構，以瞭解堤址基礎之承载力，因此在無地質資料下，應視狀況進行地質鑽探試驗，以實地瞭解地質結構並分析是否須置換或改良。至於底質之擠壓所產生之沉陷，現階段均於底床上方鋪設土工織物，以期可增加均勻上載荷重之傳遞，亦可防底床質之上擠，惟土工織物於設計時須考量其拉力強度及底質之粒徑而加以選擇。

台灣位處環太平洋地震帶多地震，地震時發生液化之可能性甚大，因液化大部份均發生於無凝聚性之沙性土壤，而海堤之構築亦以沙質海岸最多，因此於堤體設計時尚須進行液化潛能評估，俾研擬改善之相關措施。

#### 伍、規設技術瓶頸及未來發展方向

##### 一、規設技術瓶頸

##### (一) 規劃作業

現階段之海岸工程係一整體性技術之工程，非單一學門可為功，依目前之技術能力言可能之技術瓶頸如下：

##### 1. 波浪預測

波浪無論在設計或規劃階段均係具關鍵性之地位，由於異常浪觀測不易，即使有實測資料亦常礙於時間過短，對長期性之預測將有所失真；因此，遂以氣象資料為輸入條件，利用經驗公式數值化後予以進行颱風波浪預測，惟在進行預測前應先驗證程式，但在實際波浪取得不易下，致使驗證工作欠缺，而導致預測結果之不正確性加大，且目前之颱風波浪預測模式無法考量伴隨氣流產生影響之變化，故如何加強觀測異常浪及改進預測模式之正確性，如採用能

譜預測法，將為現今發展新技術所必須深思者。

## 2. 地形變化

海岸工程之佈設勢必對附近地形產生影響，而現今地形變化之分析不外乎數值模擬預測及水工模型試驗，前者多半以自行發展或引用已發展之套裝模式進行模擬預測，惟現階段由於對漂沙機制尚無法完全掌握，該等模式遂滲雜了相當之經驗公式，尤其在漂沙量之估算方面，因此，所得結果僅能供工程之參考，況且實際地形變化係受多方向之波浪及外在因素作用，而模式為運作之方便，多以簡化或假設，故其正確性亦為降低，惟趨勢可為工程判斷之參考。至於水工模型試驗，雖較能完全模擬現況，但亦礙於場地底質之難以縮尺化及加沙之真實性，致試驗結果亦有所失真，然可信度應較數值模擬結果為高。基此，如何提高數值模擬及水工模型試驗之正確性亦為一重要課題。

## 3. 水位變化

水位變化常對設計及排水規劃造成莫大影響，對於海堤設計所使用之水位一般係以設計水位為考量，如規設基準所述可推算暴潮位或利用現有潮位資料統計分析而得，爭議性較少。但近海之水位變化則受地形及結構物之影響較大，爭議性亦大，一般近海之水位變化只要受波浪及淺灘振盪而引起之水位堆升影響，前者屬波浪輻射應力(Radiation stress)變化之一種，後者屬受潮汐影響所產生。波浪所產生之水位堆升，在One-dimension上之處理，依Goda建議方式亦可處理，而淺灘振盪目前亦可以經驗公算得，至於two-dimension之影響分析則有待進一步研究。

## 4. 環保與休憩

海岸開發者現今所面臨之另一難題則為如何與環境保育共存之課題，致海岸工程工作者已非僅就專業技術之考量，而尚須考量對環境盡一份心力，如稀有動植物之保存或創造新溼地俾供生態之棲息；另亦須考量提供人類一親水之良性空間，以縮短人與海之距離，致在海岸保護時應儘量考量避免堅硬刻板之措施，而替之以較柔性之措施如人工養灘或堤型美化，以增進人文空間。因此，如何在海岸開發又能兼具環保與休憩之功能，將為海岸工作者另一挑戰。

### (二) 設計作業



設計成果為實體結構之展現，在經濟原則下並須首重其安全性，依現今之技術言，可能之技術瓶頸如下：

### 1. 堤體設計

現今之海堤設計無論採用何者之波力公式計算皆屬靜力分析，惟海象變化萬千又屬時間之變化因素，因此，將來對堤體設計應進行動力分析並考量波浪之作用時間，且尤須加重對衝擊波壓之分析，如GODA(1994)所研析之新方向。

### 2. 堤基沖刷

堤基沖刷之機制僅能依經驗或既有資料予以分析，而堤基沖刷目前亦有進行水工模型試驗者，然均屬斷面試驗，對短峰波或流況改變之影響尚無法掌握，因此將來應進一步研究謀求改善對策。

### 3. 液化分析

台灣位於地震頻仍帶且於沙質海岸構築海堤亦特多，現今之堤體結構分析甚少進行液化潛能評估，為堤體之整體安全，將來宜進行液化分析。本(84)年初日本關西大地震所造成之新填地液化現象嚴重，在提醒設計者須考量就液化潛能之評估分析結果，予以特別處理設計。

## 二、未來發展方向

如前所言之規設技術瓶頸，未來從事海岸工程工作者即應突破該等瓶頸而提昇技術，基此，未來發展方向應朝多元化、專業技術化發展，其主要方向如下：

- (一) 提高波浪預測之準確性
- (二) 發展較具可信力之地形變化預測模式
- (三) 發展二維性之淺水水位變化計算模式
- (四) 提昇堤體設計為動力結構設計
- (五) 加強堤址沖刷及土壤液化研究
- (六) 謀求海岸開發與環境保育共存之道

## 陸、後記

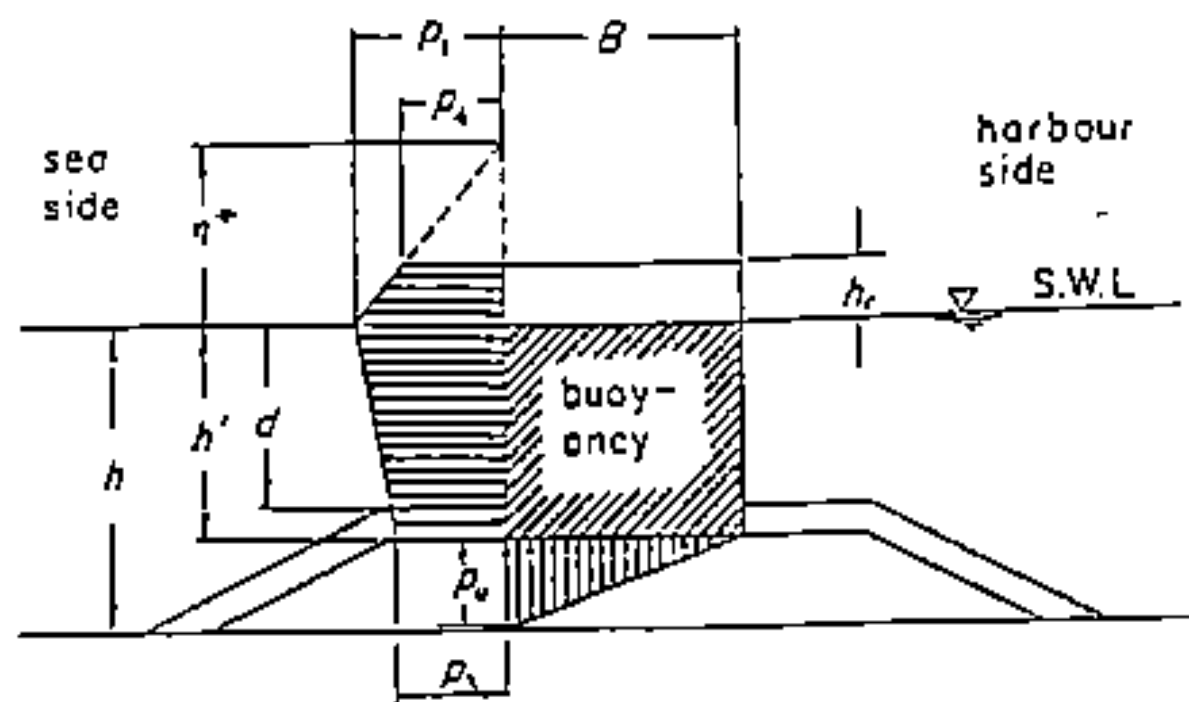
海岸地形往往均藉自然之海象力量，經過某一期間之變遷後漸趨於平衡，如無人工之破壞或異常之外力影響將僅在有限之範圍內作往覆之異變

而已。然本文所述均涉及土地開發或海岸線保護，勢必藉人為手段改變原有之平衡狀態，故除須有長期完善之調查分析資料外，尚需作有系統之科學理論研討其變化情形及推測最終之異動結果與量化程度。更進者，過去之知識告知吾人對人工島計畫之高填土區，須作基礎處理及土質改良等工作，日本亦曾以重視該問題並切實執行等事實引以自傲。然今年初之一場關西大地震，幾乎粉碎日本工程及學術界之信心，但足資吾人學習者為該國快速冷靜之處理態度及組團研析破壞之原因，且在極短之時間內求得主因並予以溶入復舊修護計畫中。另純人工所填築之港島(Port Island)及六甲島(Luka Island)，在本次地震時皆發生有大量液化現象，此一問題在今後離島工業區開發上確有值得深入探討之必要。中華顧問工程司已擬以專案方式辦理研討會與國內各界共同尋求防治之道。

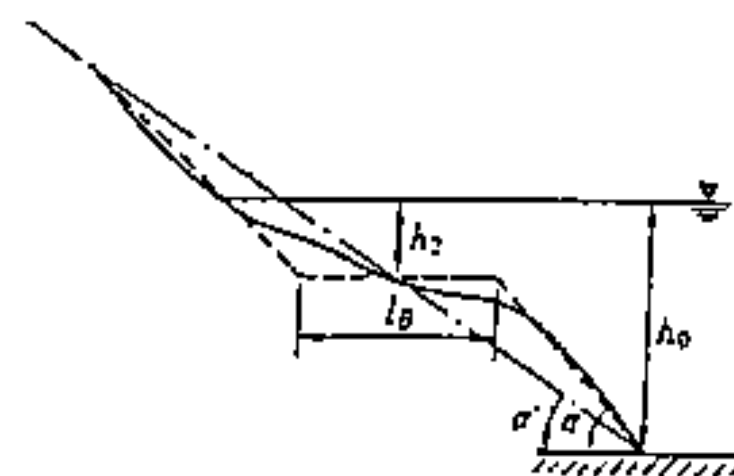
最後謹就多年來觀察所得之感想提出討論，即日本工程遭遇災害時，首要工作為結合各方面專家學者致力於原因之探索，而甚少有聞先追究責任所屬之情事，此一民族性應屬可學習之處。蓋因災害已發生，徒在行政程序上打轉，將勞而無功且浪費時效，更甚者常使原因掩滅。常理而言，如並非人為之特別疏失且為不能預先考量者，應無責任可言，例如日本本次地震即發現在建築規範上仍有值得商榷之處，而無法斷言究為何者之責任？此一問題之延伸意義深遠，或可供本次參與研討之各方工程先進予以慎思！

## 柒、參考文獻

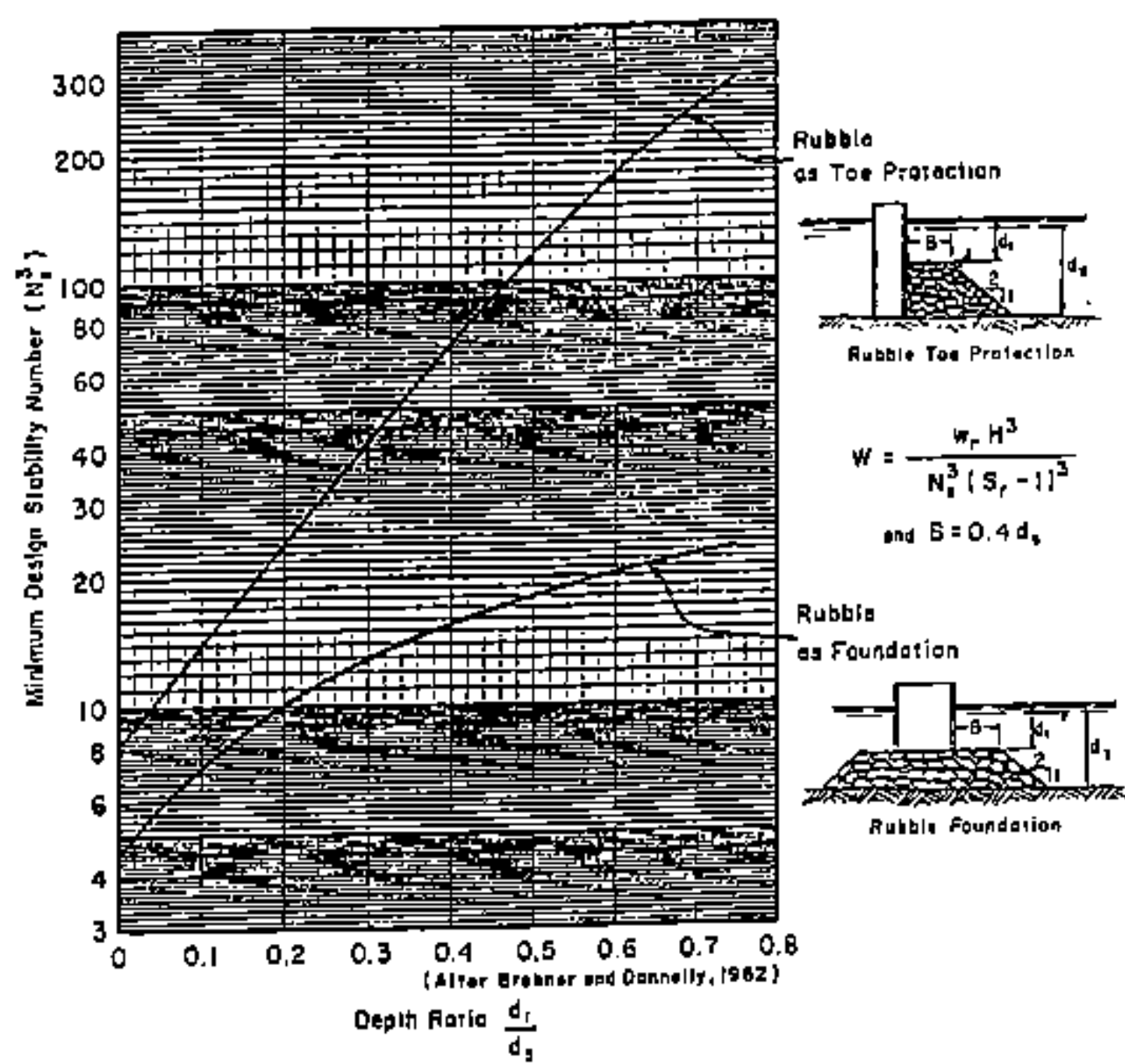
- 一、British Standard Code for Maritime Structures : Part 1. General criteria, 1984.
- 二、British Standard Code for Maritime Structures : Part 7. Guide to the design and construction of breakwater, 1991.
- 三、Port Development, 2nd edition, United Nations.
- 四、Shore Protection Mannual, 1984.
- 五、日本漁港構造物設計法，社團法人全國漁港協會，1990。
- 六、榎木亨：波 漂砂 構造物，技報堂出版，1991。
- 七、合田良實：港灣構造物 耐波設計，鹿島出版社，1990。
- 八、Per Bruun : Port Engineering, 4th edition, 1989.
- 九、K. Tanimoto and Takahashi, S.: Design and construction of caisson breakwater
- 十、Goda, Y. : Dynamic response of upright breakwaters to impulsive breaking wave forces, Coastal Eng., 1994, Vol.22, pp.135-158.
- 十一、Tanimoto, K., T. Yagyu and Y. Goda : Irregular wave tests for composite breakwater foundations, Proc. 18th Int. Conf. Coastal Eng., 1982, pp.2144-2163.
- 十二、谷本勝利、原中祐人、山崎一雄：不規則波 對 消波安定性 關 實驗的考察，日本港灣技術研究所報告，第24卷第2號，1985，pp.85-121。
- 十三、Van der Meer, J. W. : Stability of breakwater armor layers- design formula, coastal Eng., Vol. 11, 1987, pp.219-239.



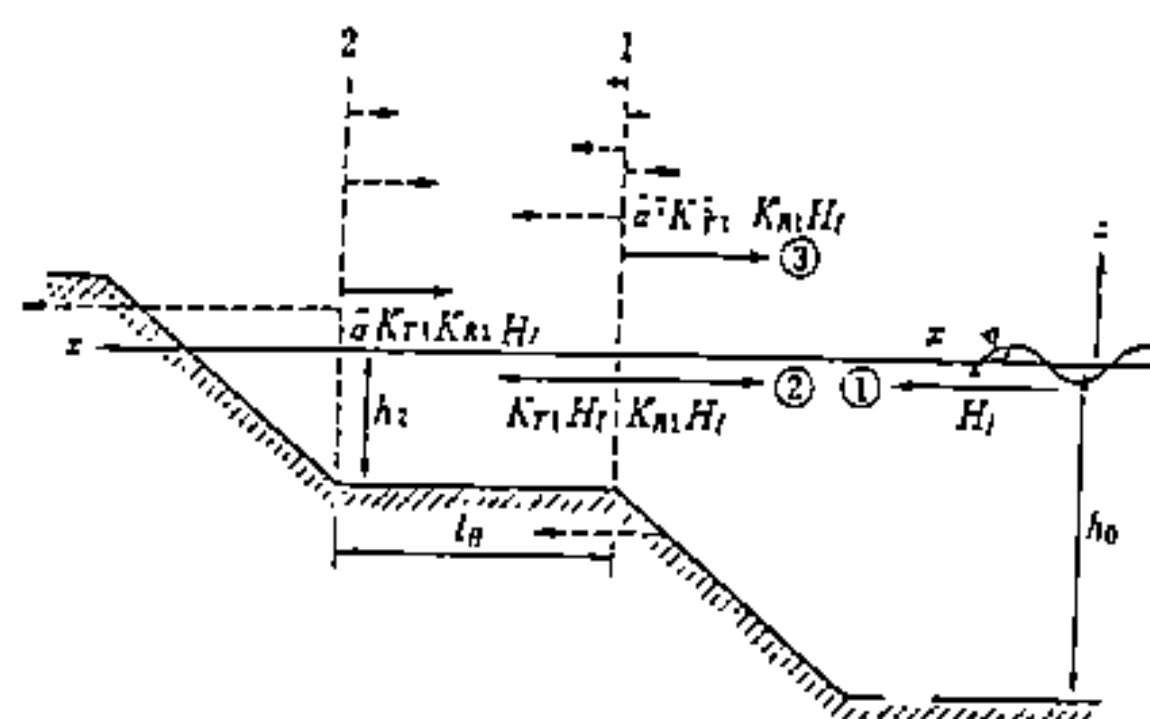
圖一 合田良實氏之波壓分佈圖



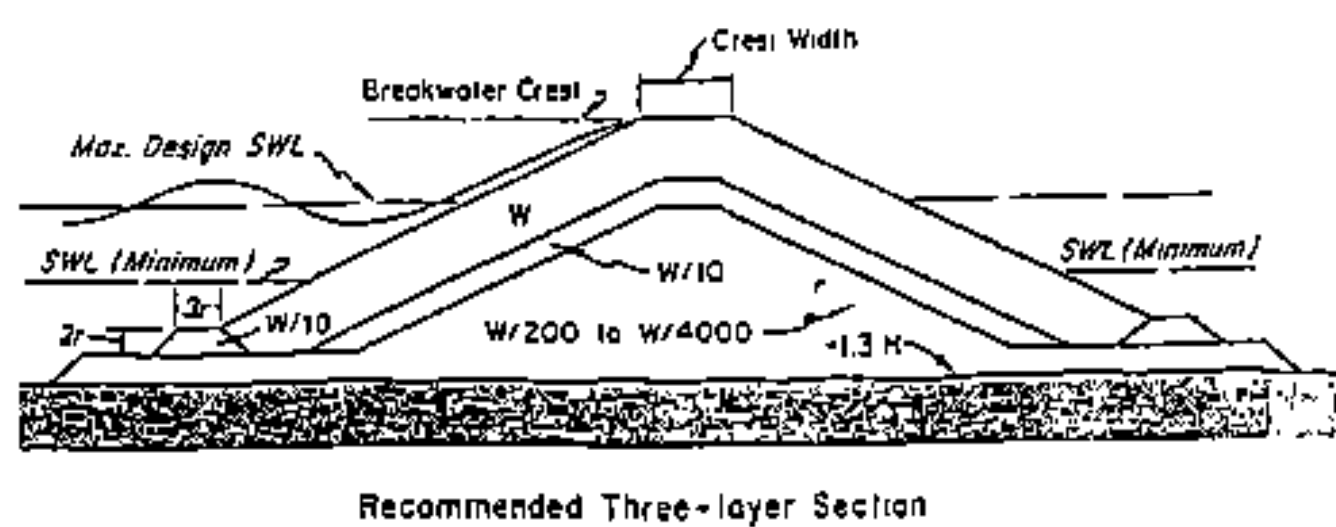
圖四 拋石堤受波浪作用後之示意圖



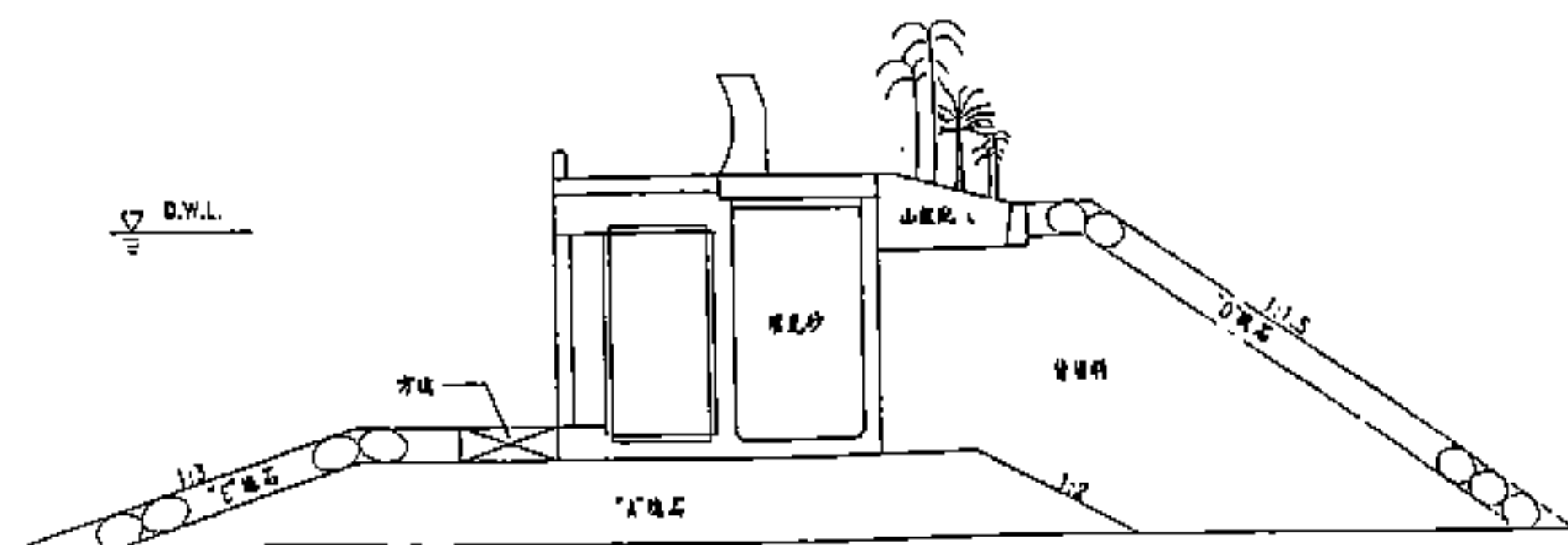
圖二 基礎拋石及被覆塊石之安定係數圖



圖五 複合型拋石堤示意圖



圖三 拋石堤型之一般斷面示意圖



圖六 防波堤景觀斷面示意圖

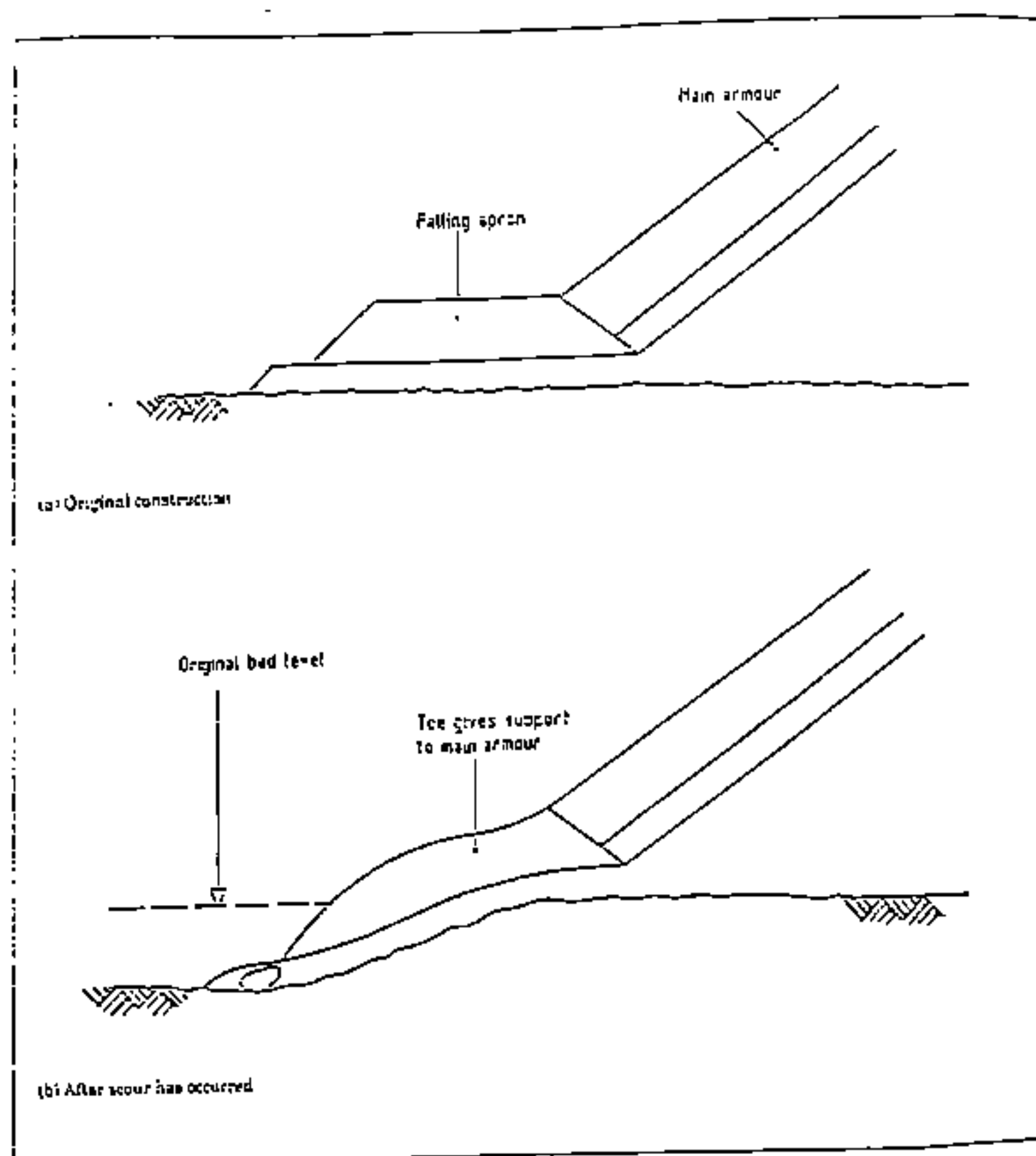


圖 七 堤基冲刷而致破壞之示意圖

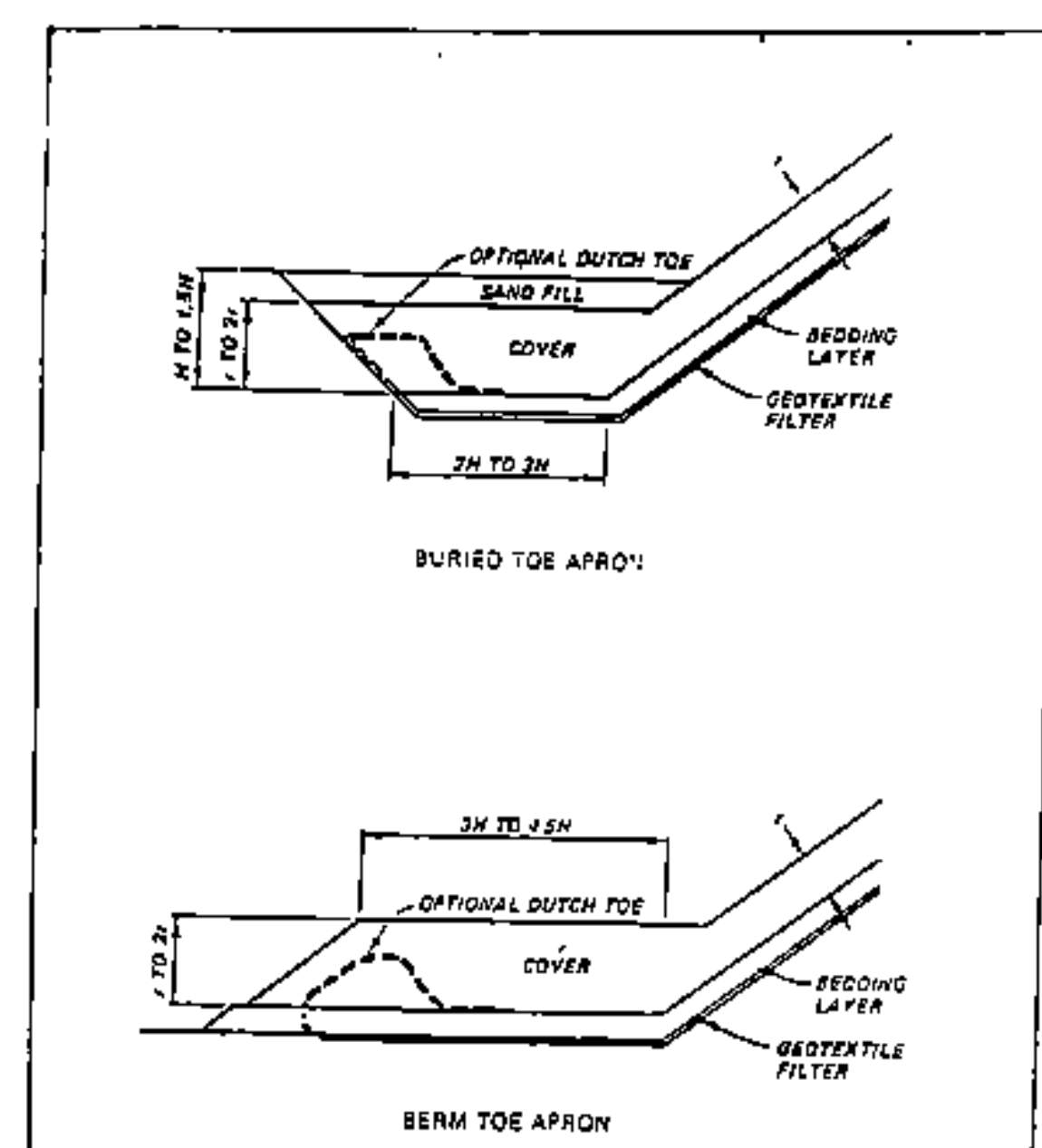


圖 八 堤基冲刷之保護方式示意圖

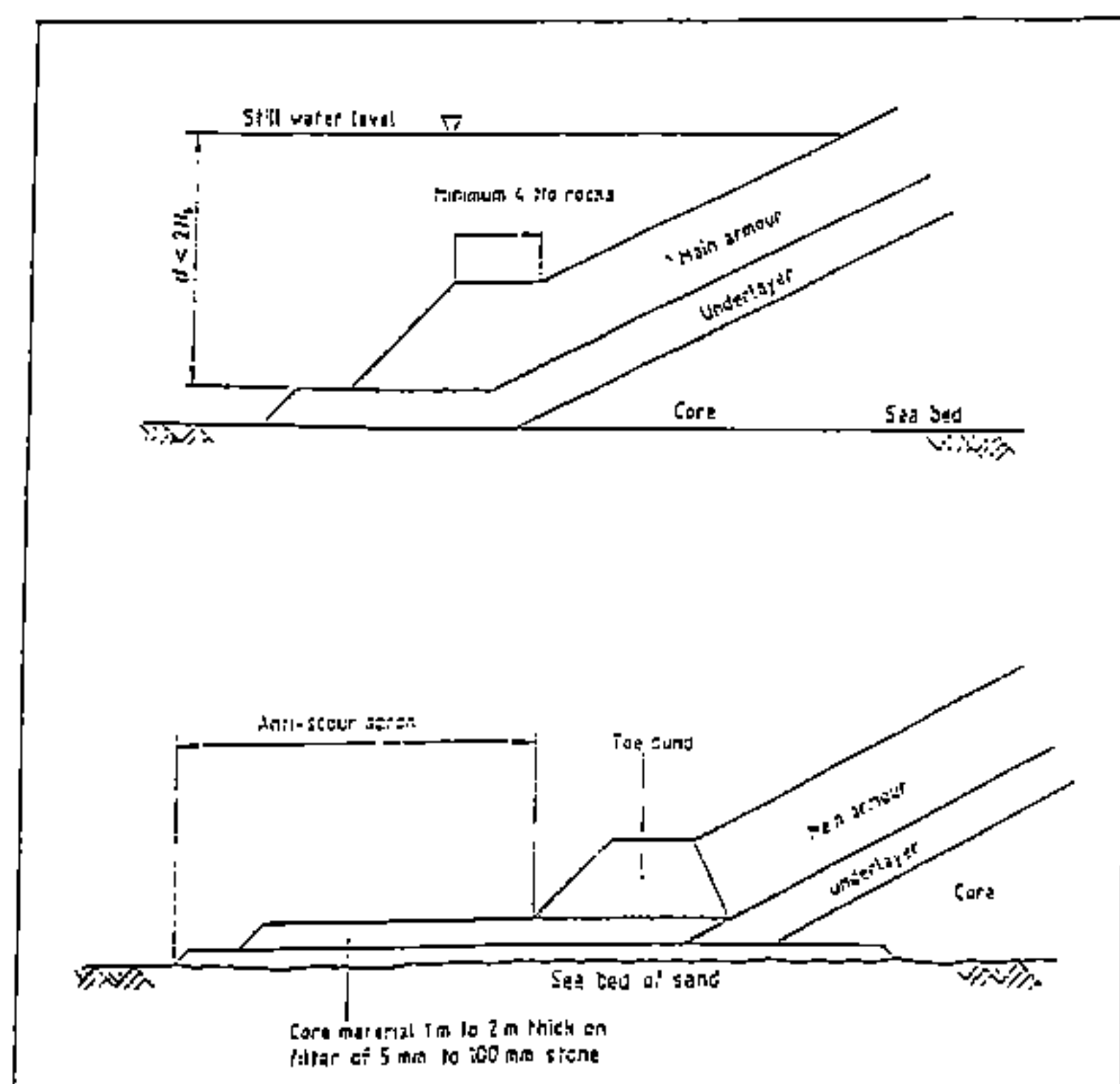


圖 九 堤基防止反冲刷之保護示意圖

## ABSTRACT

The historical developments of coastal region utilization in Taiwan consist of exclusively reclamation in the past, reclamation plus shore protection due to sediments loss later, and equally weighted reclamation and preservation work recently due to both land demands and environmental protection. As a result, the engineering planning concepts also evolved from the focus of local region impacts to environmental evaluations of much wider areas centered at the target site. In particular, engineers have to take account of morphology subjects onto coastal engineering work since now. Several severe attacks by last-year typhoons and the recent Kobe earthquakes in Japan not only had great impacts on the design concepts in the coastal engineering but also had motivated researchers to conduct further studies for updating the current design criteria. This paper first reviewed the development of design concepts & techniques and associated problems of practical coastal engineering. In the end several suggestions served as subjects for future studies will be made on wave prediction, morphology changes, water level variation, environmental protection, breakwater caisson design, foundation scouring and liquefaction capacity analysis, respectively.



# 彈性結構物消波特性之研究

施士力<sup>\*</sup> 方惠民<sup>\*\*</sup> 陳志文<sup>\*\*\*</sup>

關鍵詞：彈性結構物、邊界元素法、微小振幅波

## 摘要

本文旨在研究彈性結構物(彈性膜)之消波效能，利用彈性膜隨入射波運動之特性，探討波浪通過彈性結構物後之變形。以邊界元素法解析等水深海域中水面上彈性膜之消波效能，配合水理試驗驗證數值計算結果，並進一步改變彈性膜設置深度，以水理試驗方法研究其對不同週頻率波浪之影響。

水面上彈性膜數值計算模式之建立，依微小振幅波理論，以Laplace方程式為控制方程式，根據Green定理建立積分方程式，以邊界元素法(Boundary Element Method)進行數值解析。由數值計算結果與水理試驗比較，能更深入解析與瞭解彈性結構物之消波特性。

## 一、前言

海域開發及海岸保全為目前各臨海國家相當重視的工作，由於台灣本島四面環海，海岸線綿長，陸地資源極其有限，因此，若能積極妥善地從事海域開發與規劃，將可彌補天然條件的不利因素。海域開發諸如海埔新生地的圍墾、離島工業區的設置、沿海養殖漁業的發展、亦或國家對外經貿動脈的港埠設施等，各標的構造物之安全，有賴良好的消波設施來保障，為避免波浪對海域開發工程設施造成嚴重衝擊，往往須藉助良好的消能設計，以減緩入射波之衝擊。

前人對消能設施之研究甚多，其中以在水中或水面設置固定平板，造成波浪變形，雖可獲致消波效果，但對海岸結構物影響較鉅的長週期波尚無良好之對策。緣此，本研究以彈性結構物為對象，利用邊界元素法(Boundary Element Method)解析水面彈性膜之效能，進一步以水理試驗方法探討水中彈性膜與入射波之互制運動。由數值計算與水理試驗之方法，瞭解彈性膜之運動機制，期能找出最佳之消能配置，提供另一種新而有效的消波方式。

---

<sup>\*</sup> 國立臺灣海洋大學河海工程研究所 副教授

<sup>\*\*</sup> 國立臺灣海洋大學河海工程研究所 博士班研究生

<sup>\*\*\*</sup> 國立臺灣海洋大學河海工程研究所 碩士班研究生

## 二、理論分析

### 2-1 基本假設

如圖2-1所示，在一定水深 $h$ 的海域中，水面上有一兩端固定之彈性薄膜，長為 $l$ ，置座標原點位於彈性膜之中點處，垂直方向為 $Z$ 軸，水平方向為 $X$ 軸，於彈性膜兩端處設立一假想邊界面將海域分割成(I),(II),(III)領域，在微小振幅波理論下，以邊界元素法進行數值解析，其基本假設如下：

1. 各領域內之流體為不可壓縮，非黏性及作非旋性運動之理想流體。
2. 底床為固定不透水。
3. 彈性膜緊貼水面運動。
4. 忽略彈性膜自重所引起之變位。
5. 彈性膜之運動符合弦振盪方程式。
6. 無越波現象及無能量損失。

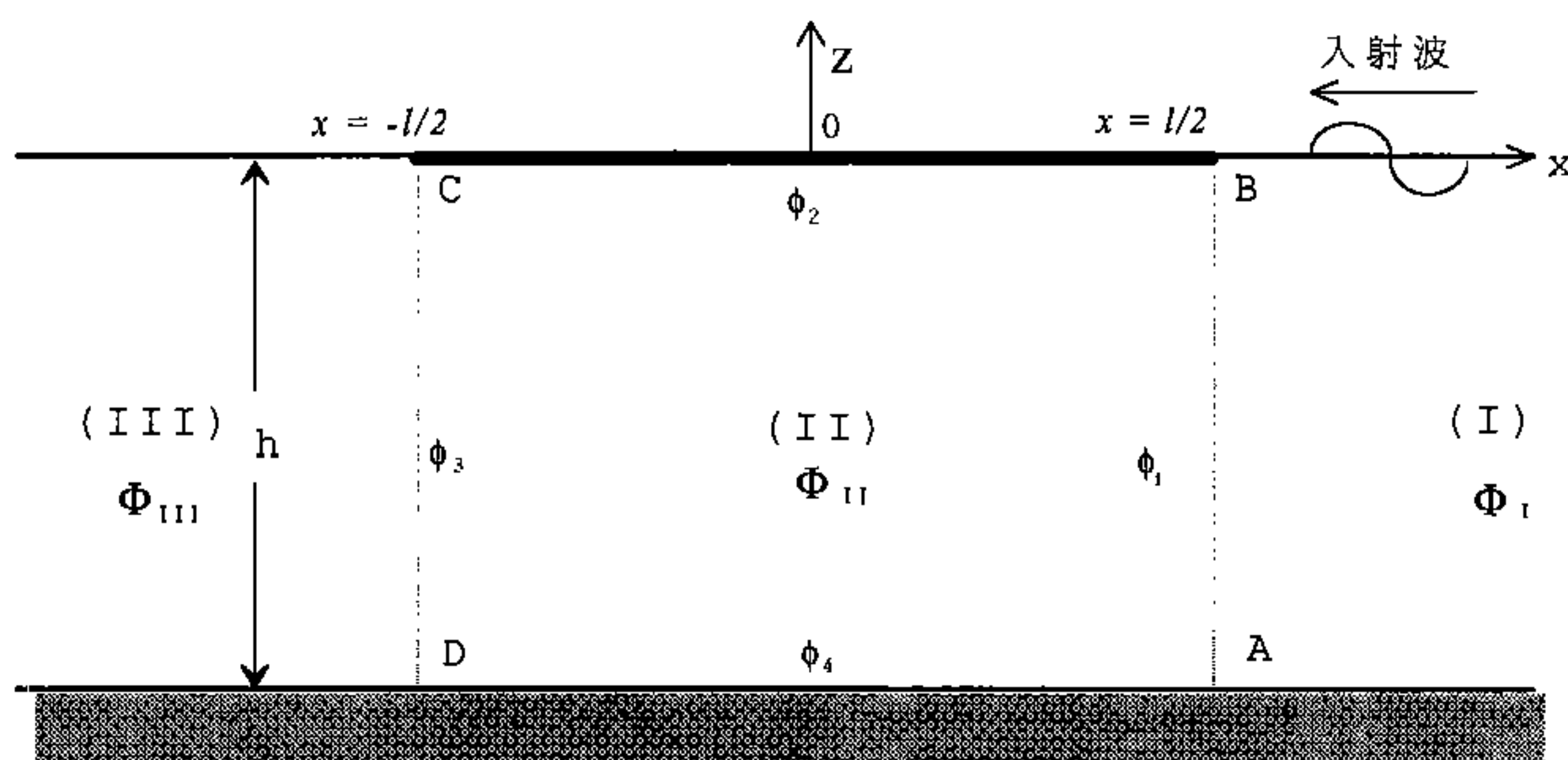


圖2-1 數值計算定義圖

假設當領域(I)有一振幅為 $\zeta_0$ ，週頻率為 $\sigma$ 之正弦波入射，則各領域速度勢 $\Phi$ 可以下式表示。

$$\Phi(x, z, t) = \frac{g\zeta_0}{\sigma} \phi(x, z) e^{i\sigma t}$$

各領域之速度勢及勢函數表式為 $\Phi_e^1(x, z, t)$ ， $\Phi_e^0(x, z, t)$ ， $\Phi_e^{\gg}(x, z, t)$ ， $\phi_e^1(x, z)$ ， $\phi_e^0(x, z)$ ， $\phi_e^{\gg}(x, z)$ ，另假設領域(II)各邊界面上之勢函數為 $\phi_1, \phi_2, \phi_3, \phi_4$ 。

## 2-2 領域( I )、( III )勢函數表示法

領域( I )之勢函數 $\phi_{\epsilon}^1(x, z)$ 可表示如下：

$$\begin{aligned}\phi_{\epsilon}^1(x, z) = & [e^{ik(x-\frac{l}{2})} + A_0 e^{-ik(x-\frac{l}{2})}] \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \\ & + \sum_{m=1}^{\infty} A_m e^{-k_m(x-\frac{l}{2})} \frac{\cos k_m(z+h)}{\cos k_m h}\end{aligned}\quad (1)$$

上式中之第1項及第2項分別表示入射波及反射波之勢函數，第三項之級數項表示散射波之勢函數，而 $A_0$ 為複數反射率。式中 $k$ 及 $k_m$ 為分散關係式之根，即

$$\sigma^2 h/g = kh \tanh kh = -k_m h \tan k_m h \quad (m = 1, 2, 3, \dots) \quad (2)$$

領域( III )之勢函數 $\phi_{\epsilon}^{\gg}(x, z)$ 可表示如下：

$$\phi_{\epsilon}^{\gg}(x, z) = C_0 e^{ik(x+\frac{l}{2})} \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} + \sum_{m=1}^{\infty} C_m e^{k_m(x+\frac{l}{2})} \frac{\cos k_m(z+h)}{\cos k_m h} \quad (3)$$

上式中第1項表示透過波之勢函數，第2項表示散射波之勢函數，而 $C_0$ 為複數透過率。由(1)式，在假想邊界面 $\overline{AB}$ 上之勢函數及其向 $x$ 正方向之導函數可以下式表示。

$$\phi_{\epsilon}^1\left(\frac{l}{2}, z\right) = (1 + A_0) \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} + \sum_{m=1}^{\infty} A_m \frac{\cos k_m(z+h)}{\cos k_m h} \quad (4)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \phi_{\epsilon}^1\left(\frac{l}{2}, z\right) = ik(1 - A_0) \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} - \sum_{m=1}^{\infty} A_m k_m \frac{\cos k_m(z+h)}{\cos k_m h} \quad (5)$$

由(3)式，在假想邊界面 $\overline{CD}$ 上之勢函數及其向 $x$ 負方向之導函數可以下式表示。

$$\phi_{\epsilon}^{\gg}\left(-\frac{l}{2}, z\right) = C_0 \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} + \sum_{m=1}^{\infty} C_m \frac{\cos k_m(z+h)}{\cos k_m h} \quad (6)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \phi_{\epsilon}^{\gg}\left(-\frac{l}{2}, z\right) = -ikC_0 \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} + \sum_{m=1}^{\infty} C_m k_m \frac{\cos k_m(z+h)}{\cos k_m h} \quad (7)$$

## 2-3 彈性膜之控制方程式

$$\frac{\partial \Phi_{\ell}^{\circ}}{\partial z} = \frac{\partial \eta}{\partial t} \quad ; z = 0 \quad (8)$$

$$\frac{\partial \Phi_{\ell}^{\circ}}{\partial t} + g\eta + \frac{p}{\rho_w} = 0 \quad ; z = 0 \quad (9)$$

$$\frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} = \frac{F_x}{\rho_p} \frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} + \frac{p}{\rho_p} \quad ; z = 0 \quad (10)$$

$$\eta(-\frac{l}{2}, 0) = \eta(\frac{l}{2}, 0) = 0 \quad ; z = 0 \quad (11)$$

(10)式為弦振動方程式，式中各符號表示如下

$\eta$  : 彈性膜之變位  
 $P$  : 彈性膜所受之水壓力  
 $F_x$  : 彈性膜單位長度之水平張力  
 $\rho_p$  : 彈性膜之單位面積質量  
 $\rho_w$  : 水之單位體積質量

假設彈性膜之垂直變位為

$$\eta(x, t) = v(x)e^{i\sigma t} \quad (12)$$

$$\text{則} \quad \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} = -\sigma^2 \eta \quad (13)$$

由(9)(10)(12)及(13)式，可得下式

$$\frac{d^2 v}{dx^2} + \lambda^2 v = \psi(x) \quad (14)$$

$$v(x) = \sum_{n=1}^{\infty} \gamma_n v_n(x) \quad (\gamma_n : \text{為待定係數}) \quad (15)$$

上式中

$$\lambda^2 = \frac{\rho_p \sigma^2 - \rho_w g}{F_x} \quad (16)$$

$$\psi(x) = \frac{i\sigma \rho_w}{F_x} \phi_2 \quad (17)$$

$$\psi(x) = \frac{i\sigma\rho_w}{F_x} \phi_2 \quad (17)$$

由(11)及(12)式， $v(x)$ 亦必須滿足下式之彈性膜邊界條件

$$v(-\frac{l}{2}) = 0 \quad ; \quad v(\frac{l}{2}) = 0 \quad (18)$$

為解(14)先假設其齊性解為 $v_n(x)$ ，因此 $v_n(x)$ 亦必需滿足彈性膜邊界條件。

$$\frac{d^2 v_n}{dx^2} + \xi_n^2 v_n = 0 \quad (\xi_n: \text{待定常數}) \quad (19)$$

$$v_n(-l/2) = v_n(l/2) = 0 \quad (20)$$

解(19)式可得

$$v_n(x) = \sin \xi_n(x + \frac{l}{2}) \quad (21)$$

式中

$$\xi_n = \frac{n\pi}{l} \quad n = 1, 2, 3, \dots$$

將(14)式乘以 $v_n(x)$ ，然後對 $x$ 從 $-l/2 \sim l/2$ 積分，得

$$\frac{l}{2}(\lambda^2 - \xi_n^2) r_n = \int_{-l/2}^{l/2} \psi(x) v_n(x) dx \quad (22)$$

則

$$r_n = \frac{2}{l(\lambda^2 - \xi_n^2)} \int_{-l/2}^{l/2} \psi(x) v_n(x) dx \quad (23)$$

由(12)(18)式，可得

$$\eta(x, t) = e^{i\omega t} \left[ \sum_{n=1}^{\infty} r_n v_n(x) \right] \quad (24)$$

將(16)、(23)、(24)式代入(8)式可得

$$\frac{\partial \Phi_{\Pi}}{\partial z} = e^{i\sigma z} \sum_{n=1}^{\infty} \left[ \frac{-2\sigma^2 \rho_w}{l(\lambda^2 - \xi_n^2) F_x} \int_{-l/2}^{l/2} \phi_2(x) v_n(x) dx v_n(x) \right] \quad (25)$$

由上式可得

$$\overline{\phi_2}(p) = \frac{\partial \phi_2}{\partial z} = \sum_{r=1}^{n_2} f_2(r, p) \phi_2(r) \Delta x_r \quad (26)$$

式中

$$f_2(r, p) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{-2\sigma^2 \rho_w}{F_x l(\lambda^2 - \xi_n^2)} \left[ \sin \xi_n \left( x_r + \frac{l}{2} \right) \sin \xi_n \left( x_p + \frac{l}{2} \right) \right] \quad (27)$$

將(26)式以矩陣型式表示

$$[\overline{\phi_2}] = [F_2][\phi_2] \quad (28)$$

式中

$$F_2 = f_2(i, j) \Delta x_j \quad (i, j = 1, 2, 3, \dots, n_2) \quad (29)$$

## 2-4 Green函數

設  $\phi(x, z)$  在第(II)領域中可滿足Laplace方程式，且若其第二次導函數存在，則根據Green定理(Green's Second Identity)：在領域內任意點P(x, z)之勢函數  $\phi(x, z)$  可由邊界上之函數值  $\phi(\xi, \eta)$  及其對邊界法線之方向微分值  $\frac{\partial}{\partial v} \phi(\xi, \eta)$  來決定，即領域內部點之函數可以下式表示之。

$$\phi(x, z) = \frac{1}{2\pi} \int_{\Gamma} \left[ \frac{\partial}{\partial v} \phi(\xi, \eta) \ln \frac{1}{r} - \phi(\xi, \eta) \frac{\partial}{\partial v} \left( \ln \frac{1}{r} \right) \right] ds \quad (30)$$

其中

$$r = \sqrt{(x - \xi)^2 + (z - \eta)^2} \quad (31)$$



(30)式中的 $\ln \frac{1}{r}$ 為滿足Laplace方程式之特別解，若點P(x,z)位在邊界上，則其勢函數可以下式表示之

$$\phi(x, z) = \frac{1}{\pi} \int_{\Gamma} \left[ \frac{\partial}{\partial v} \phi(\xi, \eta) \ln \frac{1}{r} - \phi(\xi, \eta) \frac{\partial}{\partial v} (\ln \frac{1}{r}) \right] ds \quad (32)$$

$v$ ：表法線方向  $\Gamma$ ：表封閉邊界線

## 2-5 積分方程式離散化

領域(II)之勢函數若以 $\phi(x, z)$ 表示，而領域(II)之邊界線係由ABCD構成，若將界線 $\overline{AB}, \overline{BC}, \overline{CD}, \overline{DA}$ 以一定元素，依反時針方向分別以 $n_1, n_2, n_3, n_4$ 個元素加以分割，全部元素共 $n = n_1 + n_2 + n_3 + n_4$ 個，將(32)式以和分方程式表示。

$$\phi(x, z) + \frac{1}{\pi} \sum_{j=1}^n \int_{\Gamma_j} \phi_j(\xi, \eta) \frac{\partial}{\partial v} \ln \frac{1}{r} ds = \frac{1}{\pi} \sum_{j=1}^n \int_{\Gamma_j} \overline{\phi}_j(\xi, \eta) \ln \frac{1}{r} ds \quad (33)$$

將上式以矩陣形式<sup>[8]</sup>表示

$$[H][\phi] = [G][\overline{\phi}] \quad (34)$$

則

$$[\phi] = [K][\overline{\phi}] \quad (35)$$

$$[K] = [H]^{-1} [G] \quad (36)$$

再將(35)式以下列之部份矩陣形式表示

$$\begin{bmatrix} \phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \\ \phi_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} & K_{14} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} & K_{24} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} & K_{34} \\ K_{41} & K_{42} & K_{43} & K_{44} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \overline{\phi}_1 \\ \overline{\phi}_2 \\ \overline{\phi}_3 \\ \overline{\phi}_4 \end{bmatrix} \quad (37)$$

上式中 $\phi_i, \overline{\phi}_i (i=1, 2, 3, 4)$ 分別表示在邊界 $\overline{AB}, \overline{BC}, \overline{CD}, \overline{DA}$ 上的 $\phi$ 及 $\overline{\phi}$ 之部份矩陣。

## 2-6 微小振幅波速度勢解析

在假想邊界面 $\overline{AB}$ 上，由於橫貫 $\overline{AB}$ 之質量流束(mass flux)及能量流束(energy flux)連續而得

$$\phi_1(z) = \phi_1(l/2, z) \quad (38)$$

$$\overline{\phi}_1(z) = \overline{\phi}_1(l/2, z) \quad (39)$$

故將(4)(5)式分別代入(38)(39)式得

$$\phi_1(z) = (1 + A_0) \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} + \sum_{m=1}^{\infty} A_m \frac{\cos k_m(z+h)}{\cos k_m h} \quad (40)$$

$$\overline{\phi}_1(z) = i k (1 - A_0) \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} - \sum_{m=1}^{\infty} A_m k_m \frac{\cos k_m(z+h)}{\cos k_m h} \quad (41)$$

將(41)式之各項分別乘以 $\cosh k(z+h)$ 及 $\cos k_m(z+h)$ ，再對水深方向從 $-h$ 至 $0$ 範圍積分得反射率 $A_0$ 及 $A_m$ 如下：

$$A_0 = 1 + \frac{i}{N_0 \sinh kh} \sum_{p=1}^{n_1} \overline{\phi}_1(p) \cosh k(z_p + h) \Delta z_p \quad (42)$$

$$A_m = - \frac{1}{N_m \sin k_m h} \sum_{p=1}^{n_1} \overline{\phi}_1(p) \cos k_m(z_p + h) \Delta z_p \quad (43)$$

式中

$$\Delta z_p = \frac{1}{2} (z_{p+1} - z_{p-1}) \quad (44)$$

$$N_0 = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right) \quad (45)$$

$$N_m = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{2k_m h}{\sin 2k_m h} \right) \quad (46)$$

將(42)(43)式之 $A_0$ 及 $A_m$ 代入(40)式，得在假想邊界面 $\overline{AB}$ 上之 $\phi$ 及 $\overline{\phi}$ 間之關係如下式。

$$\phi_1(p) = 2 \frac{\cosh k(z_p + h)}{\cosh kh} + \sum_{r=1}^{n_1} f_1(r, p) \overline{\phi}_1(r) \Delta z_r \quad (47)$$

式中

$$f_1(r, p) = i \frac{\cosh k(z_r + h) \cosh (z_p + h)}{N_0 \sinh kh \cosh kh} - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{\cos k_m(z_r + h) \cos k_m(z_p + h)}{N_m \sin k_m h \cos k_m h} \quad (48)$$

同理在 $\overline{CD}$ 邊界面上可得

$$C_0 = \frac{i}{N_0 \sinh kh} \sum_{q=1}^{n_3} \overline{\phi}_3(q) \cosh k(z_q + h) \Delta z_q \quad (49)$$

$$C_m = - \frac{1}{N_m \sinh k_m h} \sum_{q=1}^{n_3} \overline{\phi}_3(q) \cos k_m(z_q + h) \Delta z_q \quad (50)$$

式中

$$\phi_3 = \sum_{s=1}^{n_3} f_3(s, q) \overline{\phi}_3(s) \Delta z_s \quad (51)$$

$$f_3(s, q) = i \frac{\cosh k(z_s + h) \cosh (z_q + h)}{N_0 \sinh kh \cosh kh} - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{\cos k_m(z_s + h) \cos (z_q + h)}{N_m \sin k_m h \cos k_m h} \quad (52)$$

將(47)及(51)式以矩陣型式表示

$$[\phi_1] = [Z] + [F_1][\overline{\phi}_1] \quad (53)$$

$$[\phi_3] = [F_3][\overline{\phi}_3] \quad (54)$$

式中

$$[Z] = 2 \frac{\cosh(z_j + h)}{\cosh kh} \quad (j = 1, 2, 3, \dots, n_1) \quad (55)$$

$$[F_1] = f_1(i, j) \Delta z_j \quad (i, j = 1, 2, 3, \dots, n_1) \quad (56)$$

$$[F_3] = f_3(i, j) \Delta z_j \quad (i, j = 1, 2, 3, \dots, n_3) \quad (57)$$

底床邊界條件為固定不透水，故

$$\overline{\phi_4} = 0 \quad (58)$$

將(28)(53)(54)(58)式代入(37)式化簡可得

$$\begin{bmatrix} K_{11}-F_1 & K_{12}F_2 & K_{13} \\ K_{21} & K_{22}F_2-I & K_{23} \\ K_{31} & K_{32}F_2 & K_{33}-F_3 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \overline{\phi_1} \\ \overline{\phi_2} \\ \overline{\phi_3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Z \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (59)$$

I=單位矩陣

由(59)式可求得 $\overline{AB}$ ,  $\overline{BC}$ ,  $\overline{CD}$ 邊界上之 $\overline{\phi_1}$ ,  $\overline{\phi_2}$ ,  $\overline{\phi_3}$  值。將 $\overline{\phi_1}$ 代入(42)式可得複數反射率 $A_0$ 值，將 $\overline{\phi_3}$ 代入(49)式可得複數透過率 $C_0$ 值；故

$$\text{反射率 } K_r = |A_0|$$

$$\text{透過率 } K_t = |C_0|$$

#### 四、水理試驗

本研究係於國立台灣海洋大學海港工程實驗館內之斷面造波水槽中進行實驗，該水槽全長50公尺、寬1.8公尺、高1.5公尺，底床為平坦之混凝土結構鋪設而成，水槽一側為光滑鋼筋混凝土壁，另一側為玻璃，可供實驗時觀測用。

試驗佈置如圖3-1所示，彈性結構物(彈性薄膜)設置於造波板前18公尺處，於造波板前方6公尺處設置一支波高計(#1)，以測定入射波波高及週期，於彈性結構物(彈性薄膜)後方4公尺處設置#2波高計測定透過波波高及其週期。在試驗進行中，水深(h)保持為30cm，彈性結構物(彈性薄膜)設置沒水深(qh)有q=0.0、0.125、0.25、0.50等四種不同設置沒水深度，彈性結構物(彈性薄膜)之寬度(l)為15cm、30cm、45cm、60cm等四種不同寬度，彈性結構物(彈性薄膜)所預施之張力( $F_0$ )為500NT/m與1000NT/m兩種不同張力。

為降低反射波，避免影響透過波之量測，故於斷面水槽末端設置消波斜坡(坡度1:5)，以利實驗之進行。

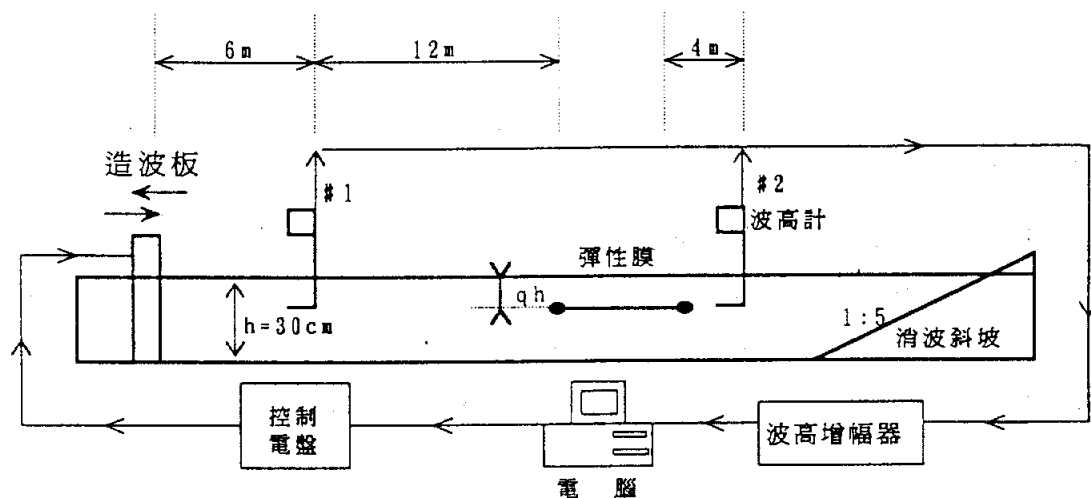


圖2-2 斷面水槽佈置圖

## 五、分析與討論

### 5-1 水面上彈性膜之消波效能

將數值計算所獲得之結果，整理成無因次週頻率與透過率之關係圖，其結果如下所述。

圖3-1為彈性膜寬度( $l/h$ )為2.0時，分別改變彈性膜無因次張力( $F_x/F_w$ )為0.05，0.10，0.20，0.40時所得到透過率與無因次週頻率關係圖，"—"線為依據湯<sup>[3]</sup>所計算設置於水面上水平板之透過率與無因次週頻率曲線。由圖3-1可看出，當無因次張力為0.05時，開始透過率隨無因次週頻率增加而無明顯之變化，但當無因次週頻率達0.55後，透過率急劇下降，於無因次週頻率達1.05時，透過率降至最低點，隨後又緩慢上升再下降。彈性膜預施張力愈大，透過率曲線愈接近平板之透過率曲線，當無因次彈性膜張力為0.40時，其透過率曲線與平板之透過率曲線幾無差別。

圖3-2至圖3-4表彈性膜寬度( $l/h$ )為1.5、1.0、0.5時，分別改變無因次彈性膜張力為0.05、0.10、0.20、0.40時所得到透過率與無因次週頻率關係圖，其變化趨勢與圖3-1相似。

圖3-5為無因次彈性膜無因次預施張力為0.05時，分別改變彈性膜之寬度( $l/h$ )為0.5、1.0、1.5、2.0時，所得到透過率與無因次週頻率之關係圖，由圖中顯示透過率急劇下降點之無因次週頻率大小不受彈性膜寬度之影響，但寬度愈短，透過率下降後躍升愈大。圖3-6為彈性膜無因次預施張力為0.10時，所得之透過率與無因次週頻率圖，其圖形曲線走勢類似圖3-5，圖3-7及圖3-8為當彈性膜預施張力增加至0.20，0.40時，所得之透過率與無因次週頻率圖，其曲線走勢已接近平板。

透過率與無因次週頻率關係圖中，透過率急劇下降肇因於彈性膜之張力效應，對波浪產生干涉效應，能有效反射入射波能量，降低水面變動；而透過率急劇下降點之無因次週頻率之大小由彈性膜之預施張力決定，當彈性膜之預施張力愈小，其振動頻率較低，故透過率急劇下降點之無因次週頻率較低；反之，當彈性膜之預施張力變大，由於彈性膜之振動頻率較高，故透過率急劇下降點之無因次週頻率亦高，故彈性膜之預施張力愈小，其適用消波頻率範圍愈廣。當彈性膜無因次張力( $F_x/F_w$ )為0.05時，其適用消波頻率範圍為無因次週頻率大於0.8之波浪，當無因次張力為0.10時，其適用消波頻率範圍為無因次週頻率大於1.3之波浪，當無因次張力大到0.2以上時，其適用消波頻率範圍已超出數值計算之波浪之頻率範圍。

將彈性膜之消波效能與水面固定平板比較，彈性膜無因次張力( $F_x/F_w$ )為0.05時，對無因次週頻率大於0.8之波浪較具消波效果；而當無因次張力為0.10時，對無因次週頻率大於1.3之波浪，彈性膜之消波效果亦較水平板佳，此兩種張力區間是較可行之張力，當無因次張力大到0.2以上時，因其剛性增加、彈性減小，其消波效果已近似平板。

圖3-9至圖3-12為彈性膜預施張力為( $F_x/F_w$ )0.1時，透過率之數值解與實驗值之比較，結果顯示透過率與波浪無因次周頻率變化關係曲線趨勢大致相似，得以數值計算探討水面彈性膜之消波特性。

## 5-2 水中彈性膜之消波效能

水中彈性膜消波效能之探討以水理試驗進行解析，試驗之進行以規則波為模擬波浪條件，根據前述水面上彈性膜消波效能研究結果顯示，在相同的設置條件下，彈性膜之預施張力越大，因彈性膜之剛性增加而使其消波效果也越近似固定水平板。因此，水中彈性膜消能研究則以消波效果較顯著的 $F_x/F_w=0.05$ 與0.1兩種預施張力條件，分別就彈性膜寬度、設置深度探討其效能。



圖3-13至圖3-26係在同一設置深度與預施張力條件下，波浪無因次週頻率與透過率關係曲線圖；由試驗結果顯示，在相同設置條件下彈性膜越寬，其消波效果越顯著，波浪無因次週頻率介於1.0~1.4間，四種不同寬度( $l/h=0.5$ 、 $1.0$ 、 $1.5$ 、 $2.0$ )之彈性膜皆有較小之透過率。

如圖3-13與圖3-14中顯示，當 $l/h=2.0$ 、 $qh/h=0.125$ 時，透過率於 $\sigma^2 h/g=1.1$ 附近降至0.4以下，當透過率到達最低點後，隨著無因次週頻率之增加又逐漸上升，於 $\sigma^2 h/g=1.7$ 附近透過率再達高峰；但隨寬度之減小，透過率最低點之值有漸增之趨勢。

圖3-15、圖3-16、圖3-17、圖3-18，分別表示在相同試驗條件下，不同設置寬度之消波特性，以 $l/h=0.5$ 之消波效果較不顯著，餘三者無因次週頻率於0.8~1.3間其最低之透過率皆在0.6以下。

圖3-19至圖3-24表示在相同之設置條件下，透過率與波浪無因次週頻率間之關係，任一種寬度透過率隨設置水深之增加而遞減；當彈性膜越寬，則水深對透過率曲線之影響才顯著。 $l/h=2.0$ 、 $qh/h=0.125$ 時之消波效果最佳，無因次週頻率在1.1時有最小之透過率為0.33(無因次週頻率小於1.2)；而在高頻(無因次週頻率大於1.2)部份，以設置水深比為 $qh/h=0.25$ 時之透過率0.46為最佳。

## 六、結論

經由以上之數值計算與水理試驗分析可獲致以下幾點結論：

- 1.水面上彈性膜運動使透過率急遽下降，肇因於彈性膜張力效應。彈性膜之張力較小其振動頻率亦較低，對長週期波較具效果，故透過率急遽下降點之無因次週頻率較低；因此，透過率急遽下降點之無因次週頻率大小，由彈性膜之張力決定。但水中彈性板則無此結果。
- 2.在相同設置條件下，水面上彈性膜之預施張力越大由於剛性增加，其透過率曲線則越近似固定水平板。
- 3.彈性膜越寬、預施張力越小，不論設置於水面或水中皆有較佳之消波效果，但隨設置水深之增加，彈性膜寬度對消波效能之影響越不明顯。
- 4.彈性膜消波效能隨設置深度之越近水面，對長週期波較具消波效果，其消波範圍亦廣；換言之，欲消除對海岸設施影響較大的長週期波，設置水深應據較淺。

## 參考文獻

- [1] 井島、尾崎、江口、小林(1970)："水平板による防波堤と岸壁に関する理論的研究(2)"，第十七回海岸工學講演會論文集。
- [2] 井島、佐佐木(1971)："潛堤の効果にする理論的研究-1不透水潛堤"，第十七回海岸工學講演會論文集。
- [3] 周石泉、湯麟武(1983)："沿海發電廠冷卻水路防波工程新方法－壓波板之作用與實例"，第七屆海洋工程研討會論文集。
- [4] 周宗仁、翁文凱、井島武士(1987)："潛水繫留平板引起波之變化及水中繫留水平板之運動特性"，第九屆海洋工程研討會論文集。
- [5] 王嘉興(1987)："固定水平板引起波浪衰減之實驗研究"，國立臺灣海洋學院河海工程研究所碩士論文。
- [6] 施益章(1988)："固定水平板對垂直壁減壓效果之實驗研究"，國立臺灣海洋學院河海工程研究所碩士論文。
- [7] 姚武田(1989)："固定式水平板對垂直岸壁之影響"，國立臺灣海洋學院河海工程研究所碩士論文。
- [8] 周宗仁(1983)："邊界元素法在波浪力學之應用"，臺灣海洋學院河海工程學會。
- [9] 日野幹雄、鵜飼惠三(1971)："水面上の彈性板の波による振動"，第十八回海岸工學講演會論文集。

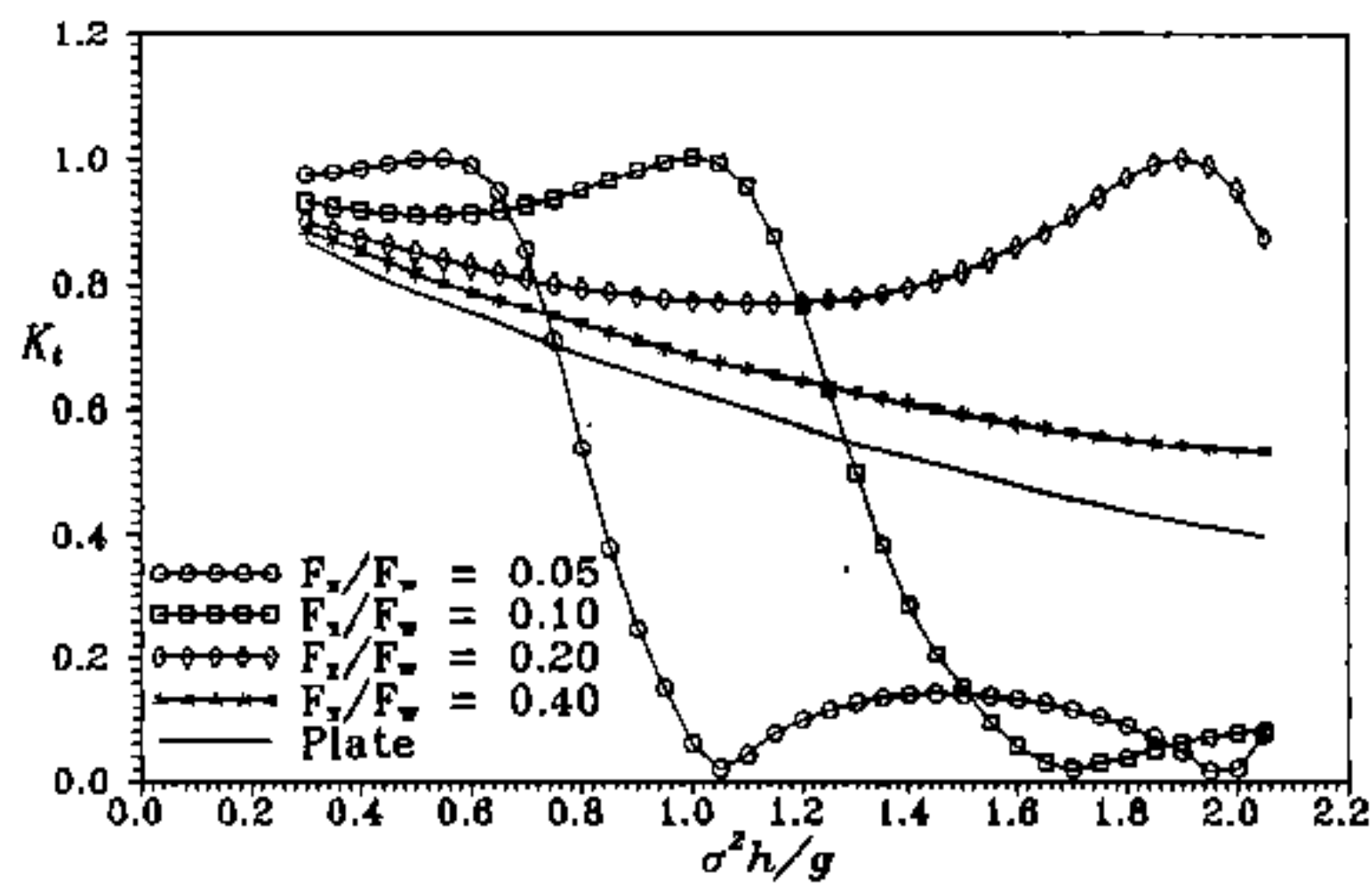


圖3-1  $l/h=2.0$ ，透過率與無因次週頻率關係圖

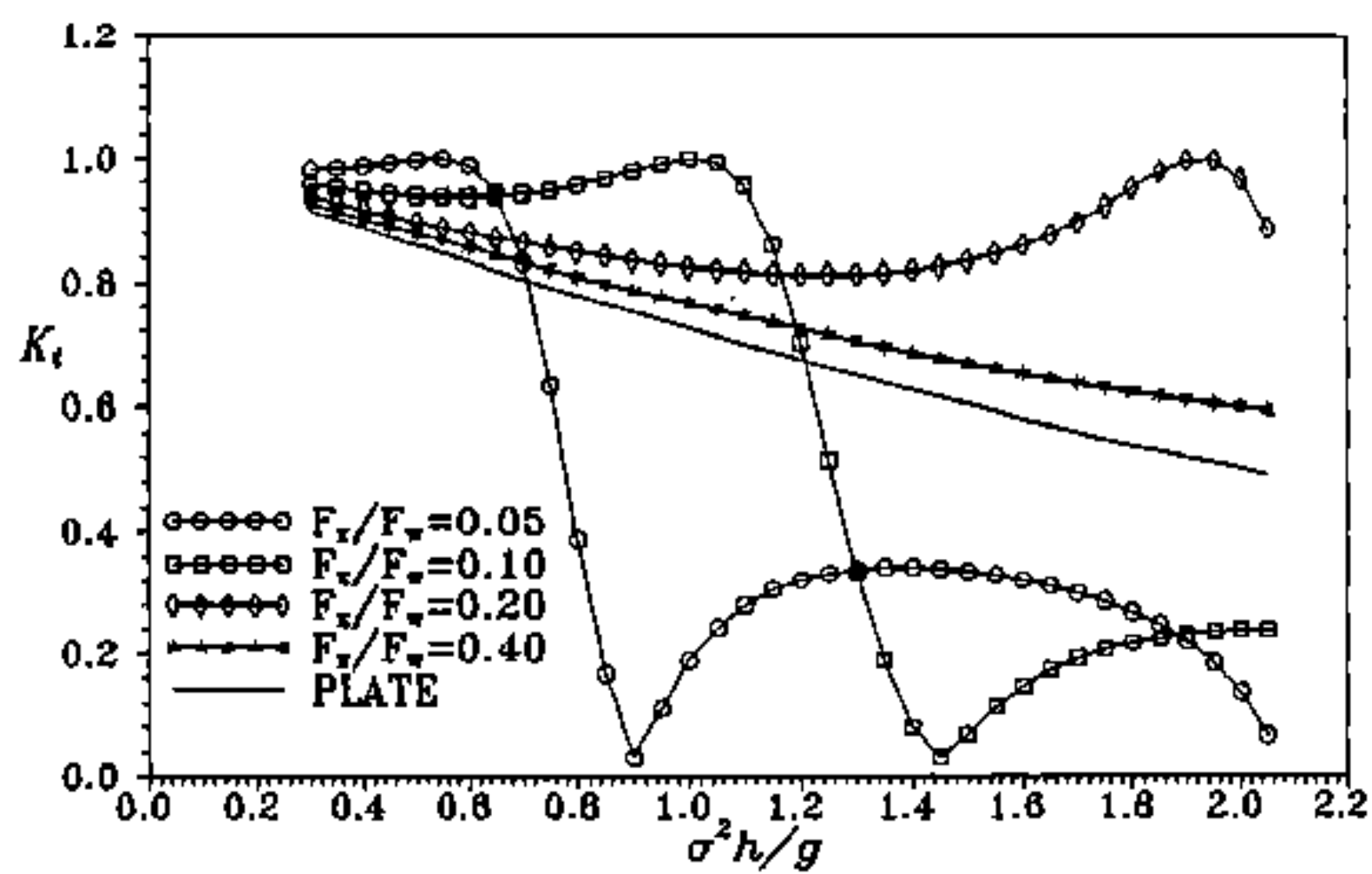


圖3-2  $l/h=1.5$ ，透過率與無因次週頻率關係圖

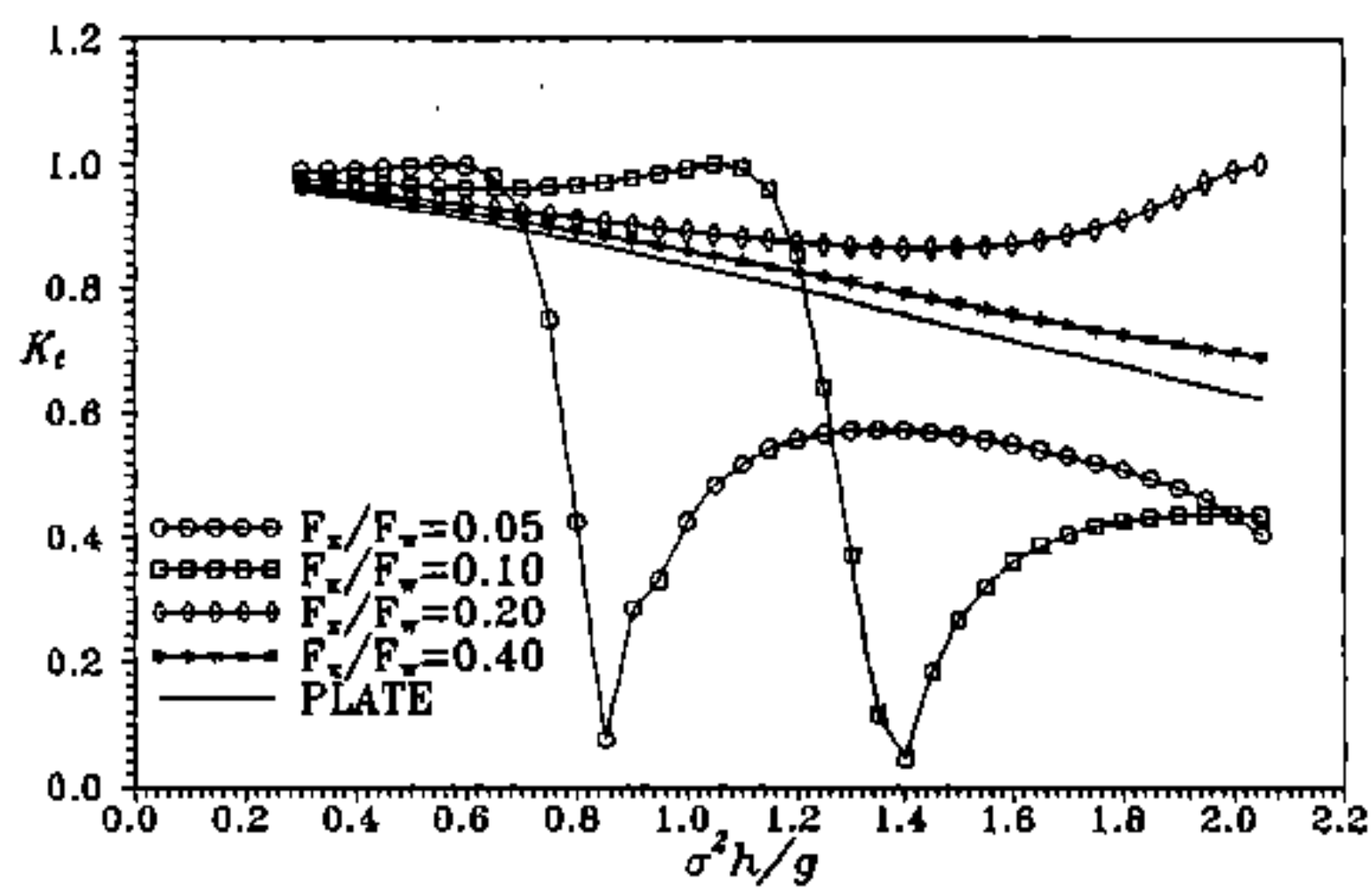


圖3-3  $l/h=1.0$ ，透過率與無因次週頻率關係圖

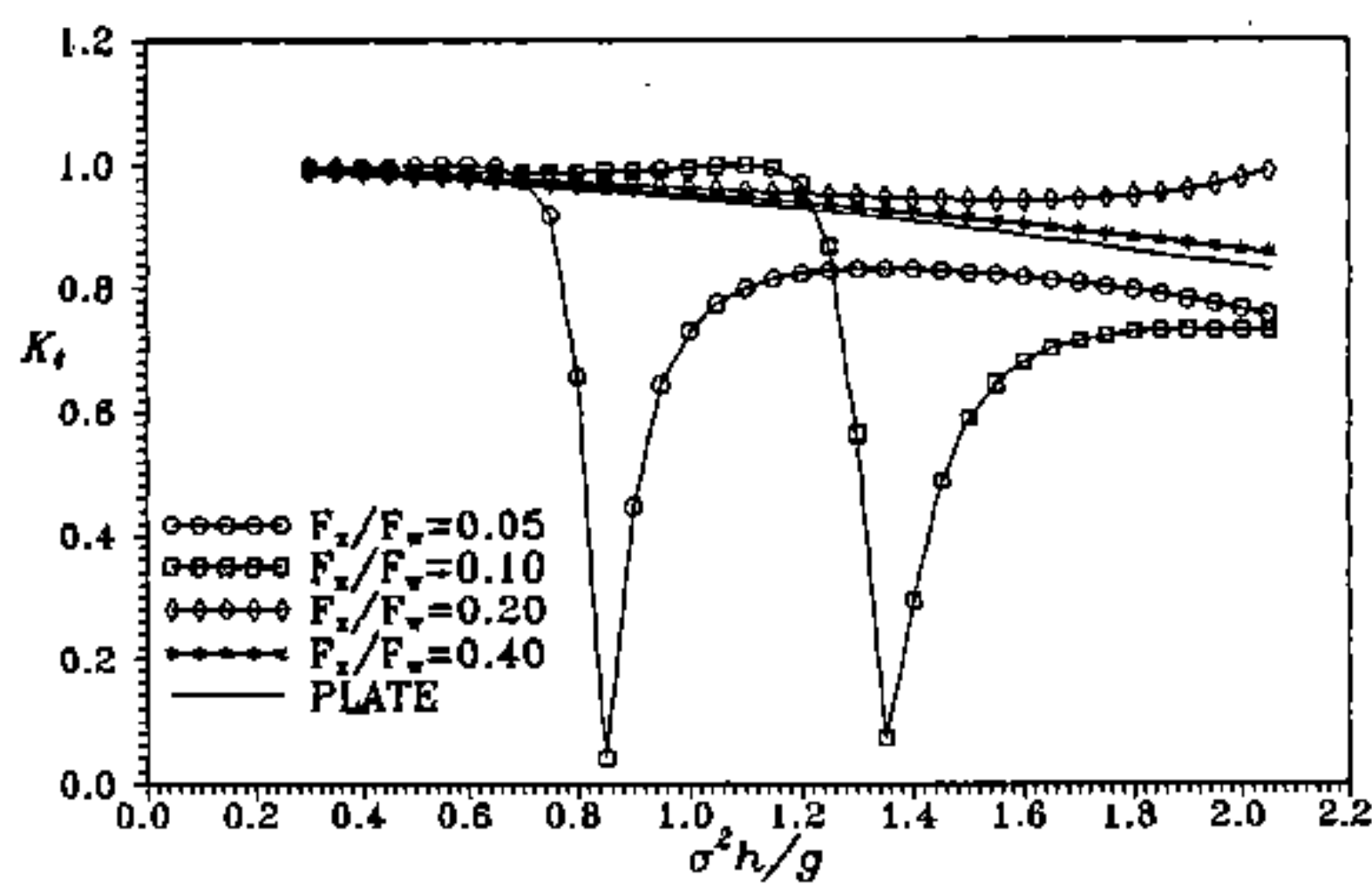


圖3-4  $l/h=0.5$ ，透過率與無因次週頻率關係圖

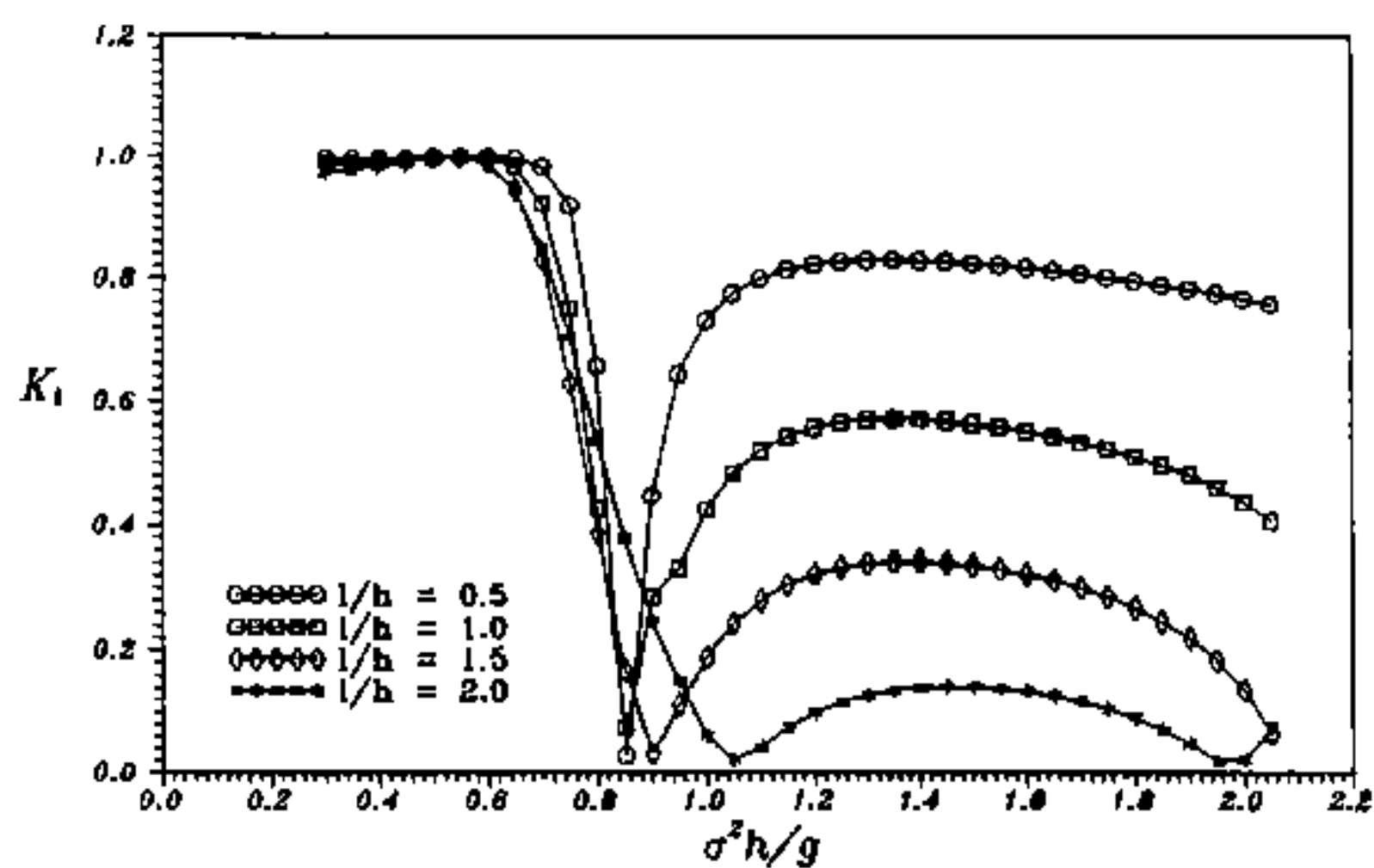


圖3-5  $F_x/F_w=0.05$ ，透過率與無因次週頻率關係圖

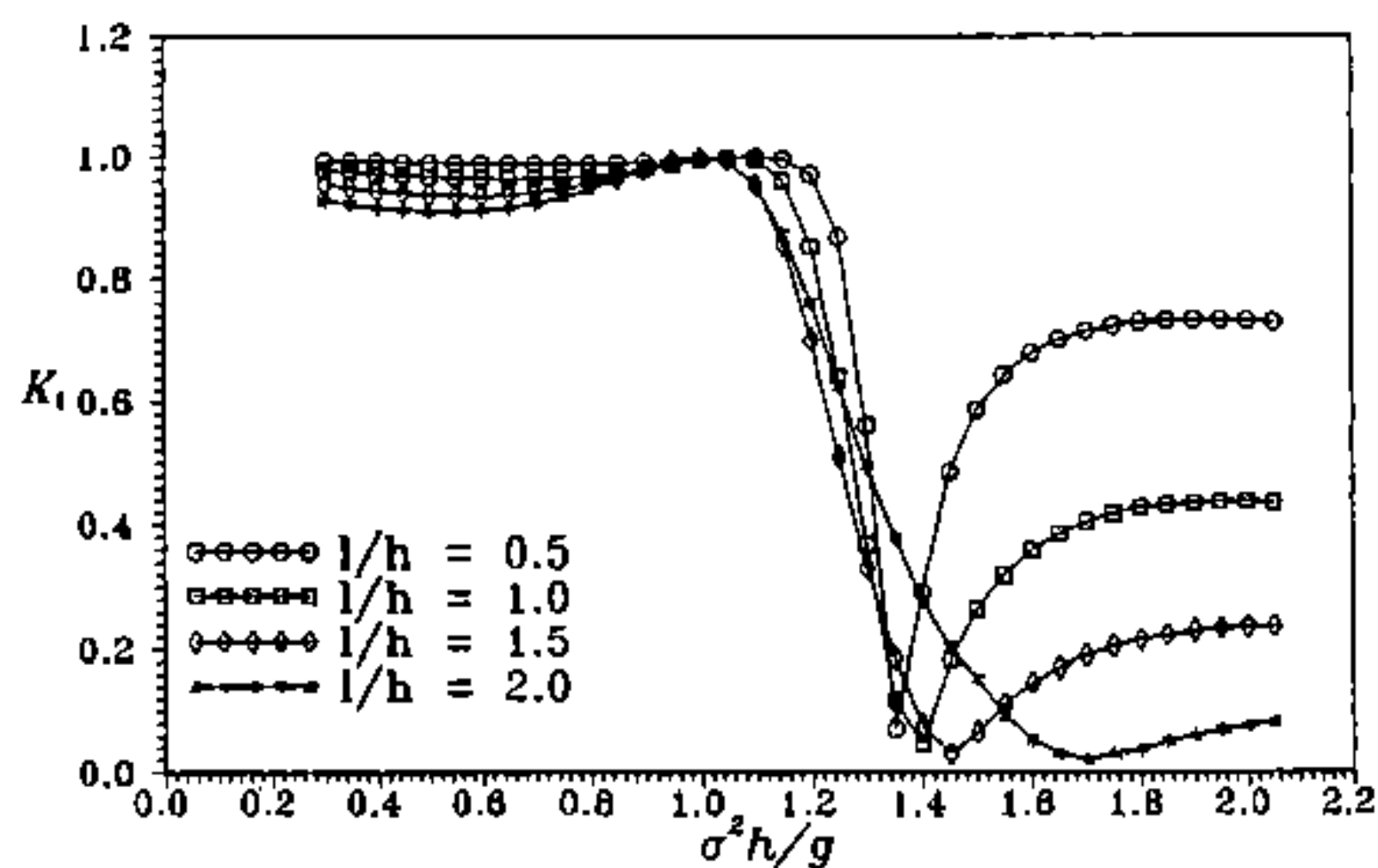


圖3-6  $F_x/F_w=0.1$ ，透過率與無因次週頻率關係圖

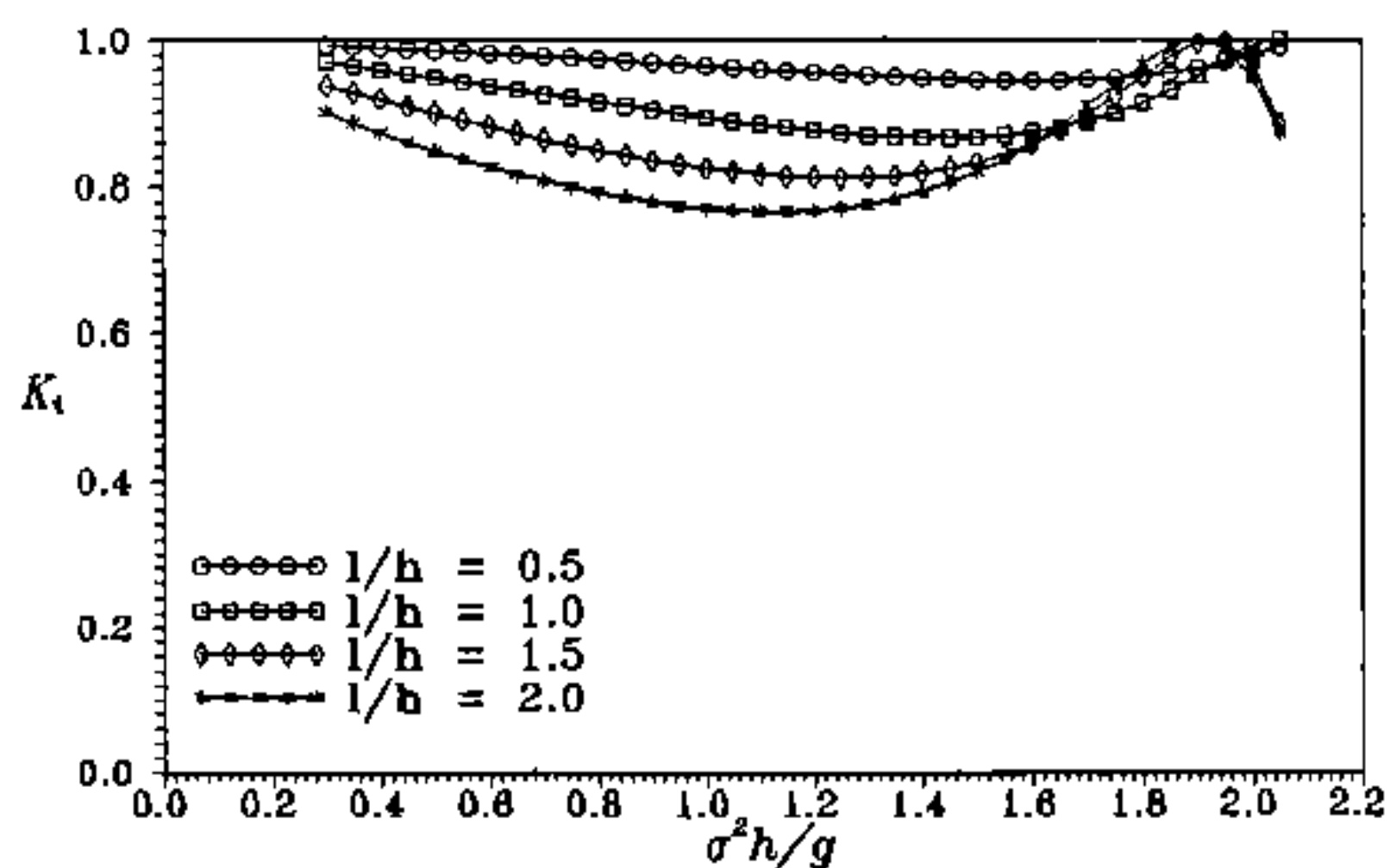


圖3-7  $F_x/F_w=0.2$ ，透過率與無因次週頻率關係圖

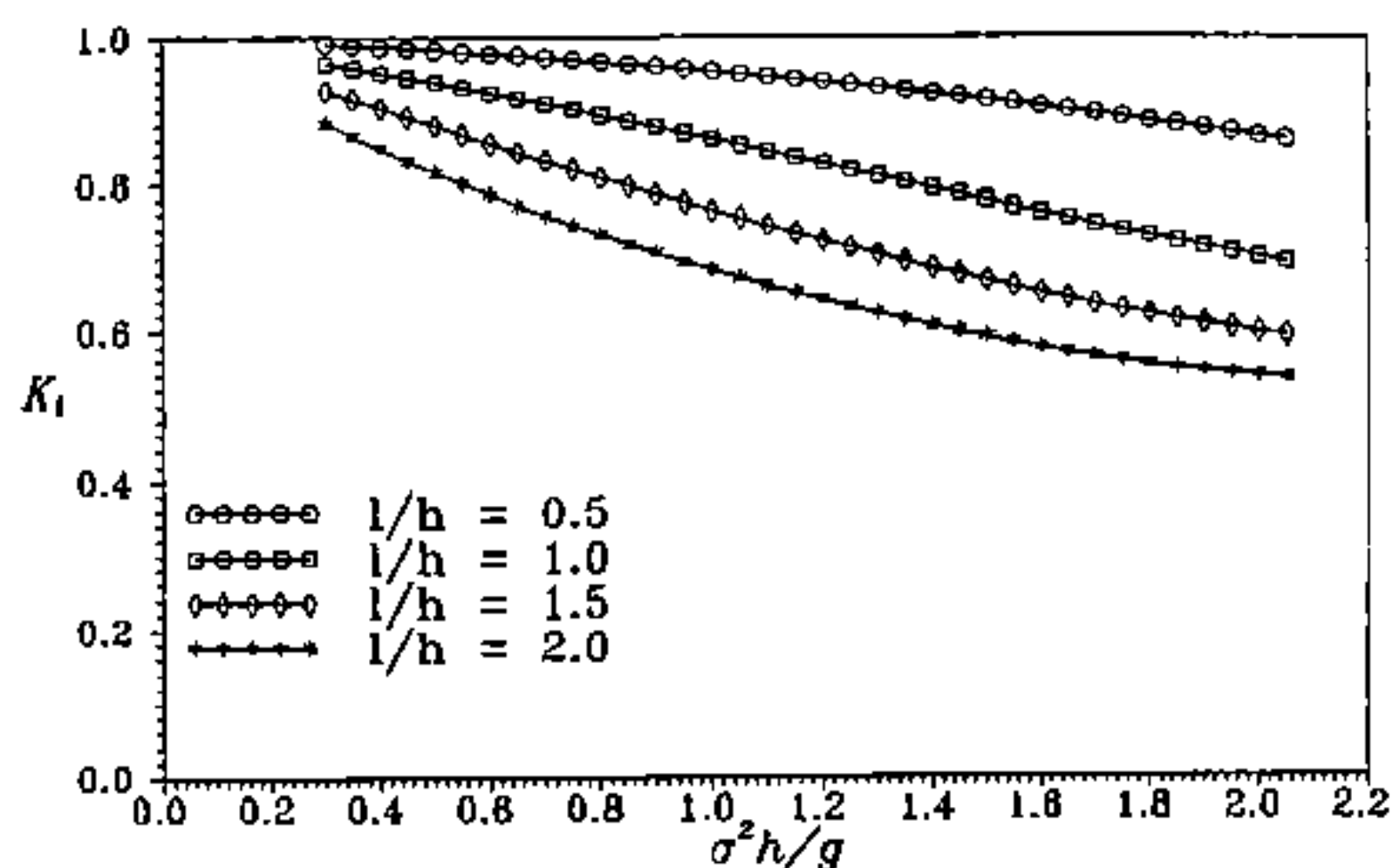


圖3-8  $F_x/F_w=0.1$ ，透過率與無因次週頻率關係圖

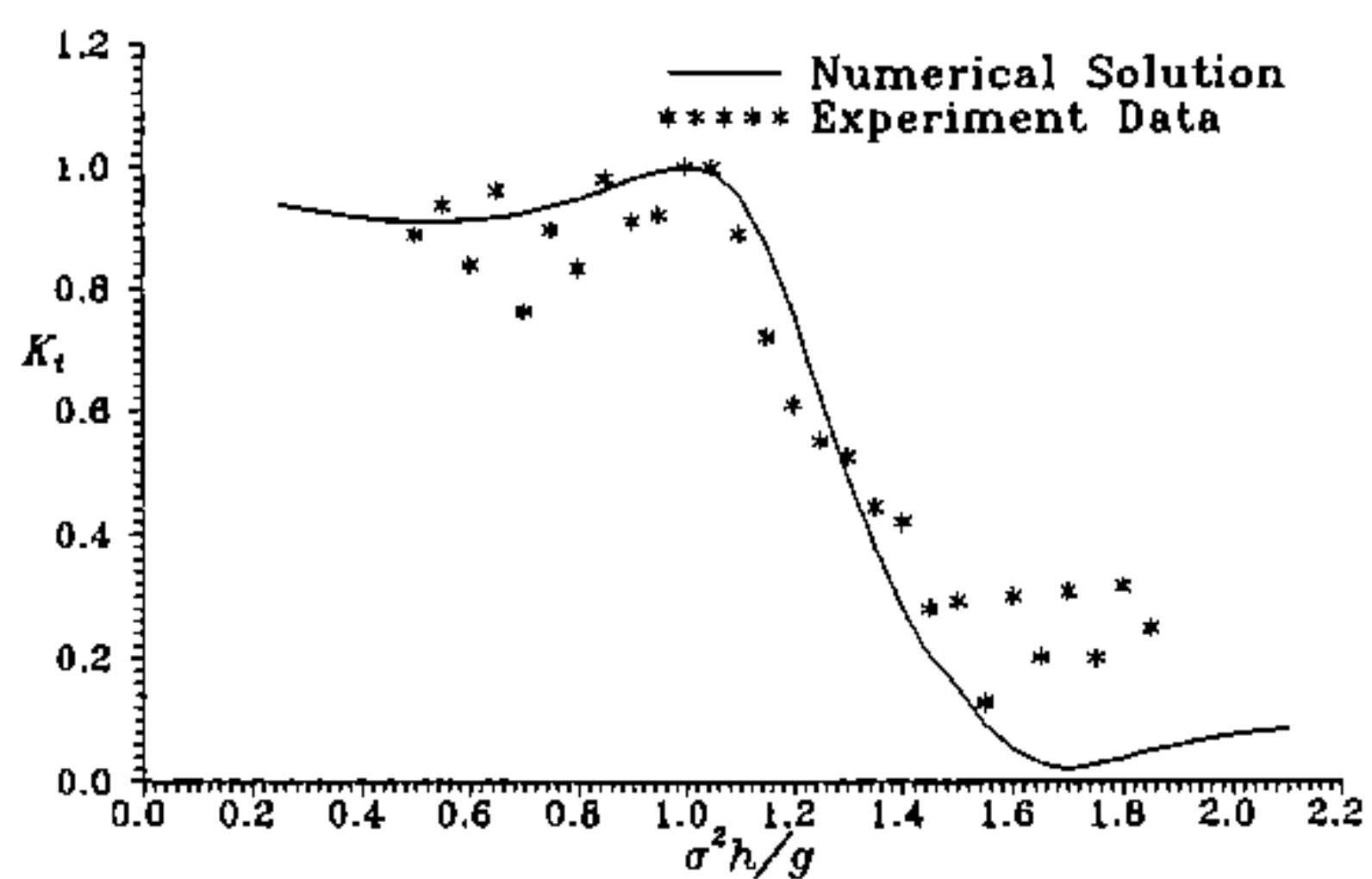


圖3-9  $F_x/F_w=0.1$ 、 $l/h=2.0$ ，透過率與無因次週頻率關係圖

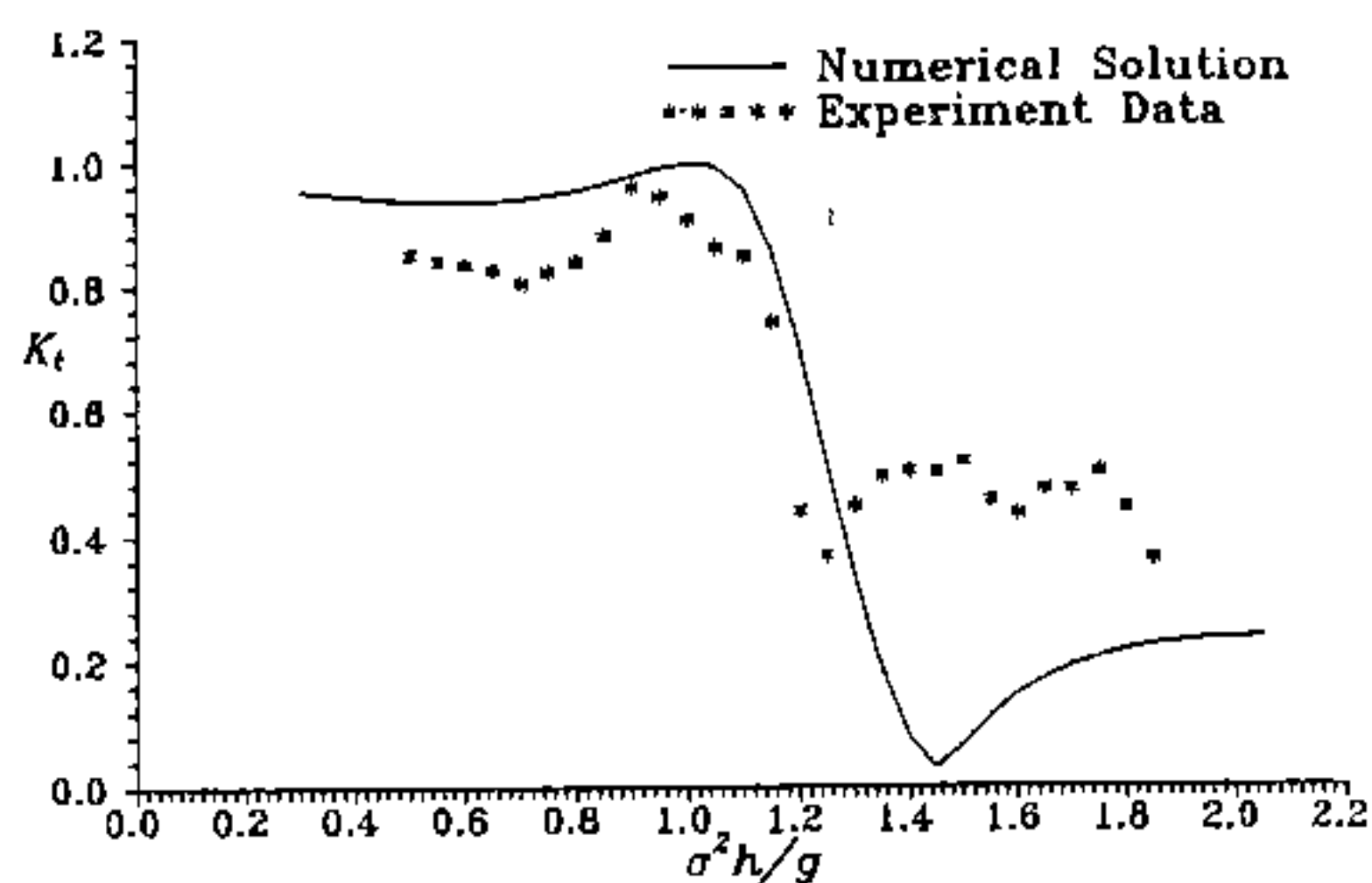


圖3-10  $F_x/F_w=0.1$ 、 $l/h=1.0$ ，透過率與無因次週頻率關係圖

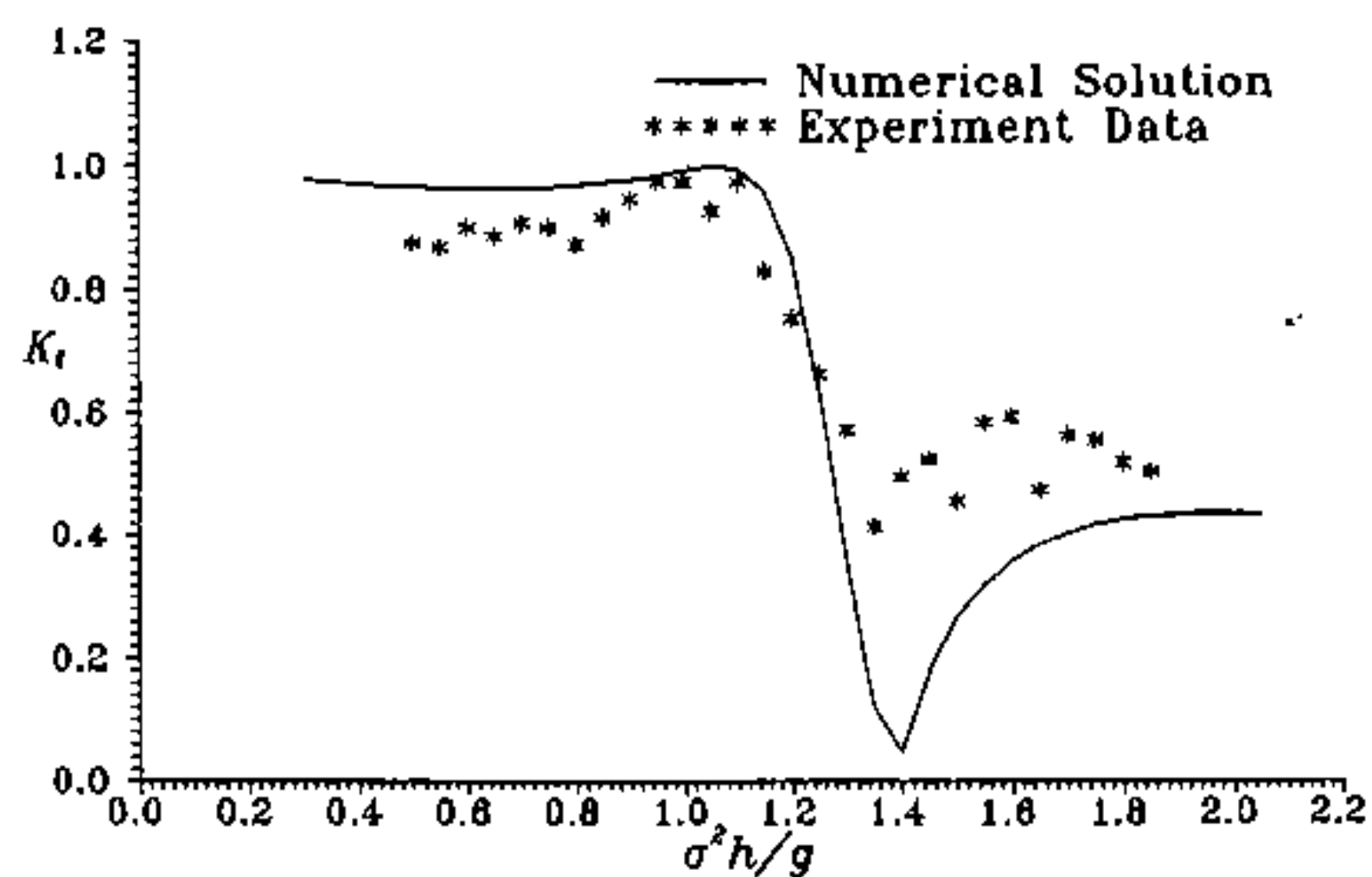


圖3-11  $F_x/F_w=0.1$ 、 $l/h=1.0$ ，透過率與無因次週頻率關係圖

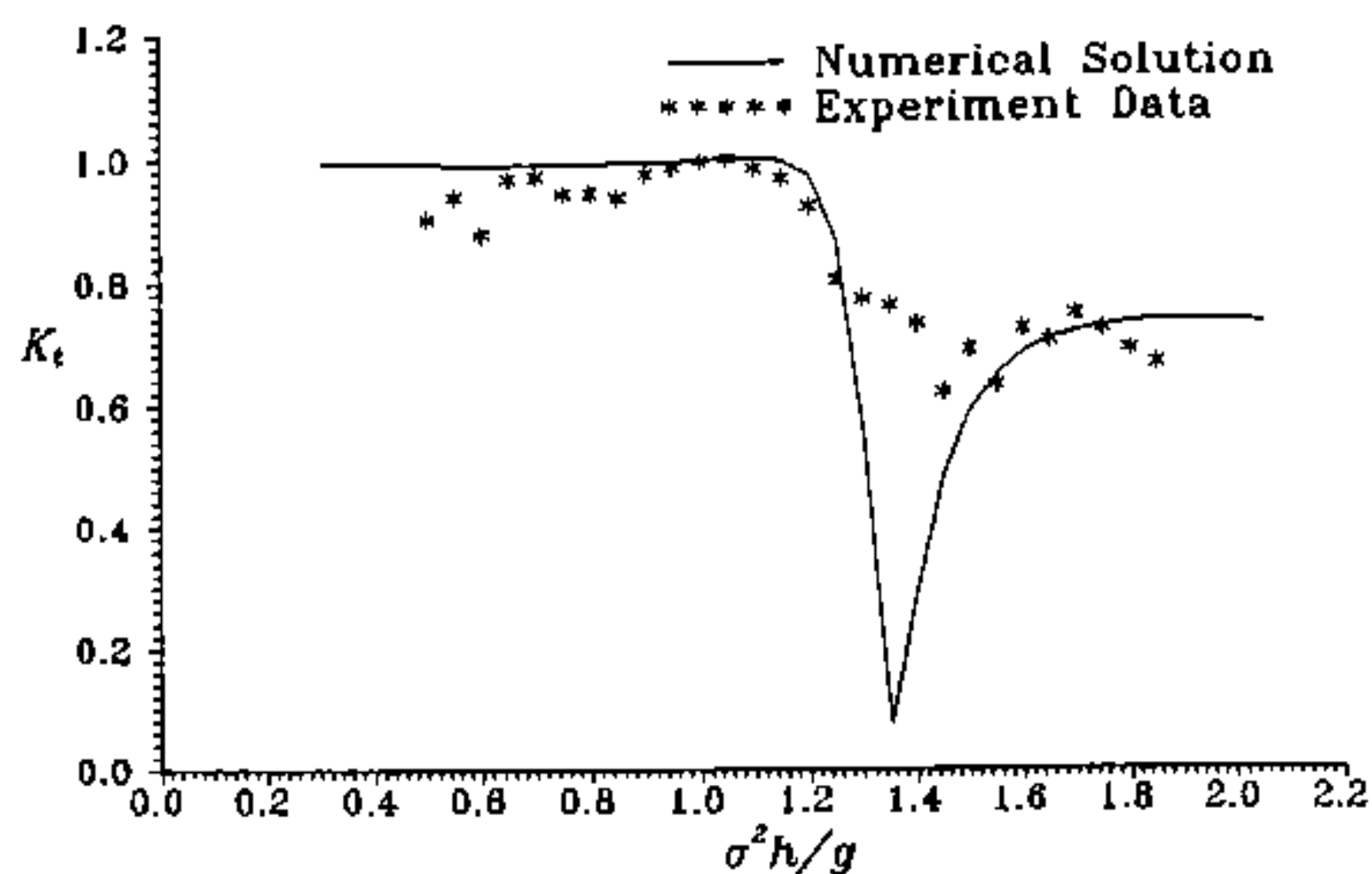


圖3-12  $F_x/F_w=0.1$ 、 $l/h=0.5$ ，透過率與無因次週頻率關係圖

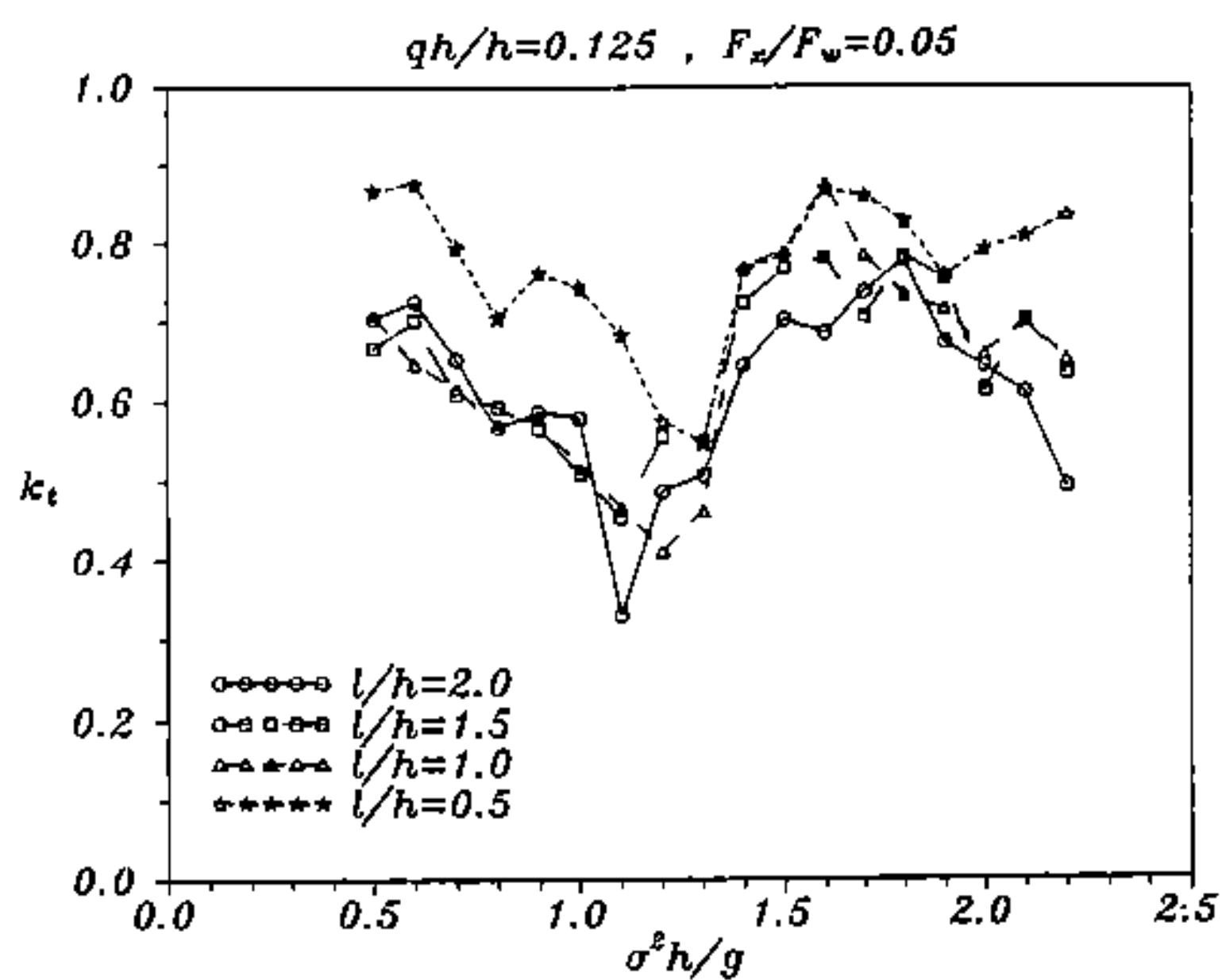


圖3-13 透過率與無因次週頻率關係圖

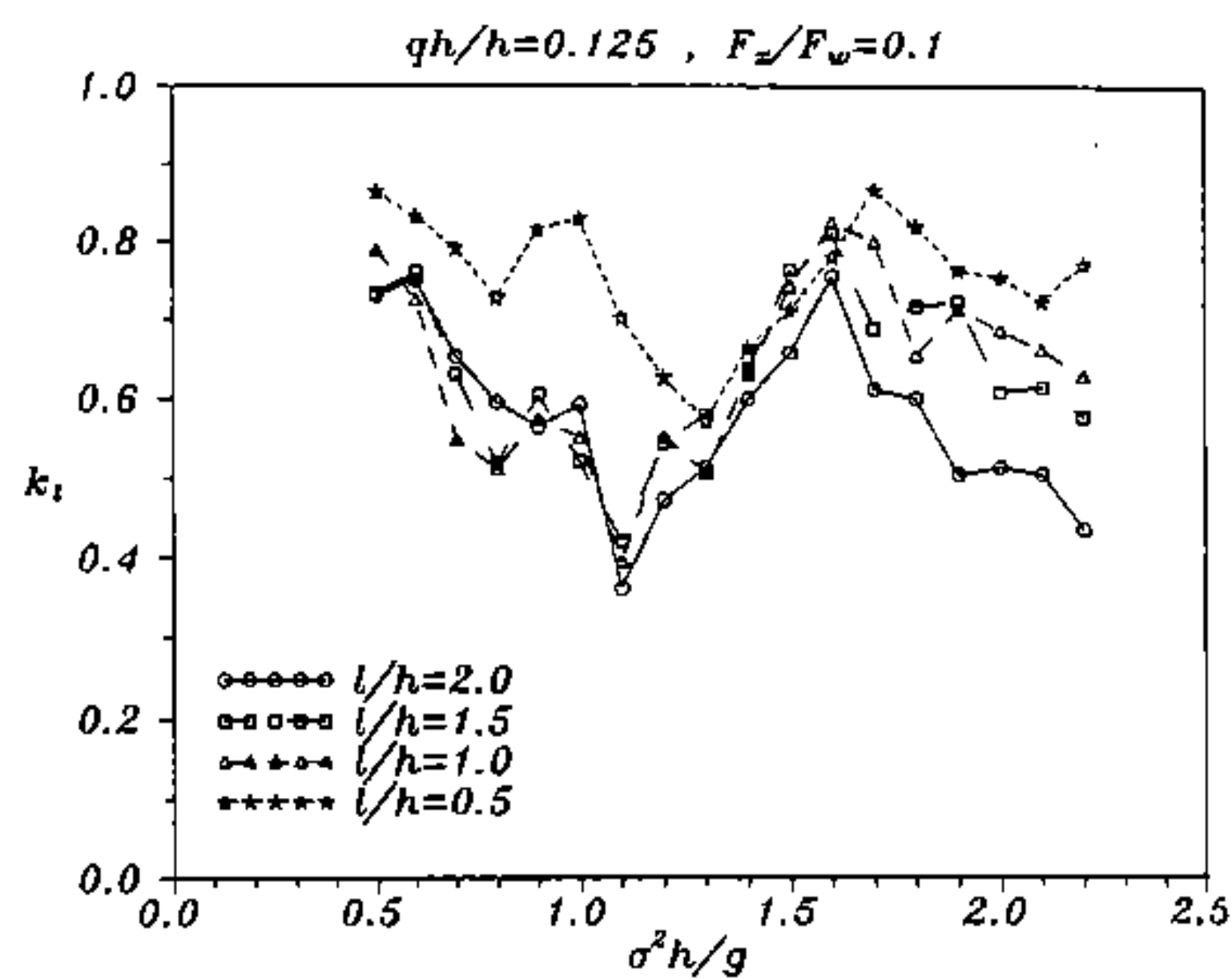


圖3-14 透過率與無因次週頻率關係圖

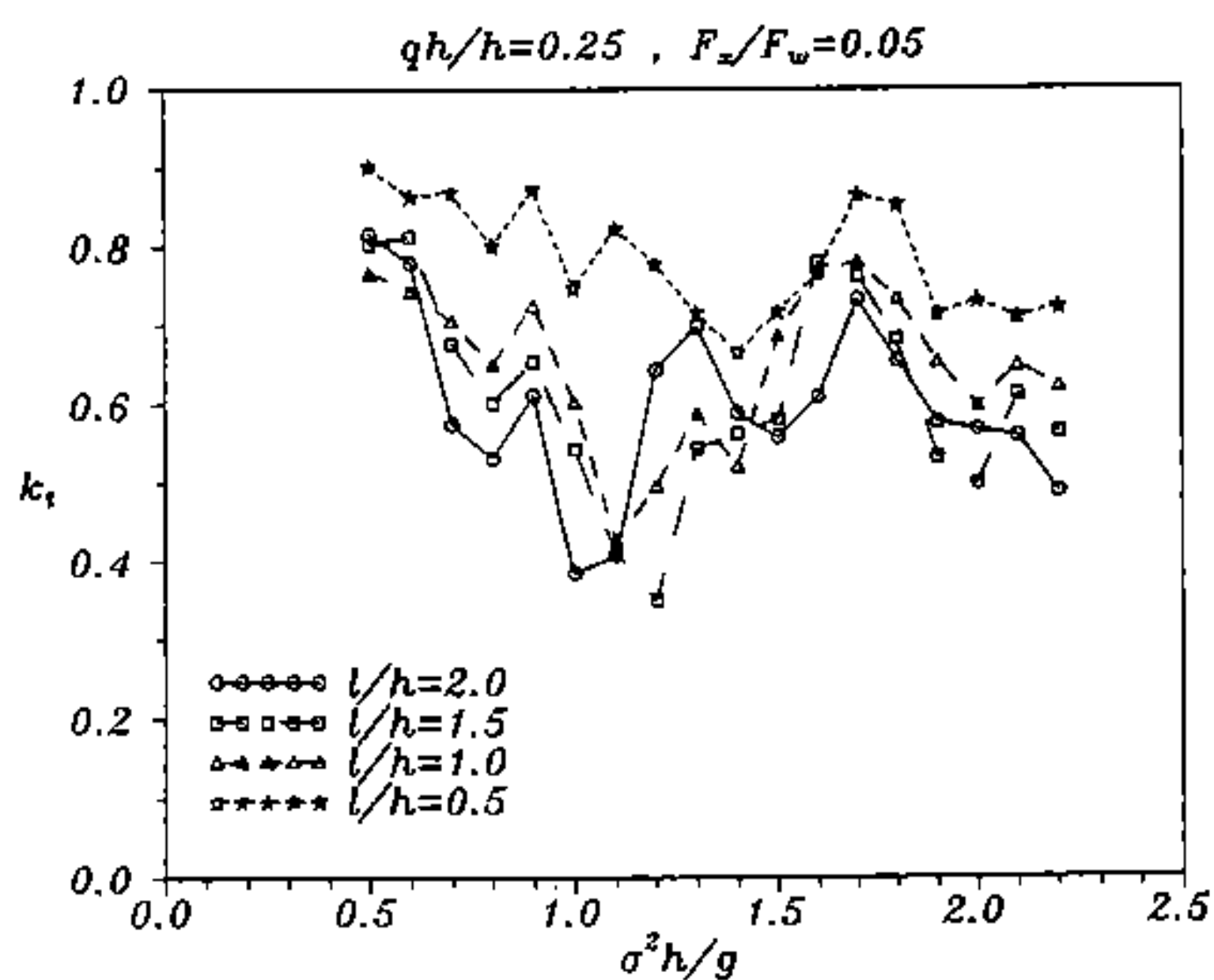


圖3-15 透過率與無因次週頻率關係圖

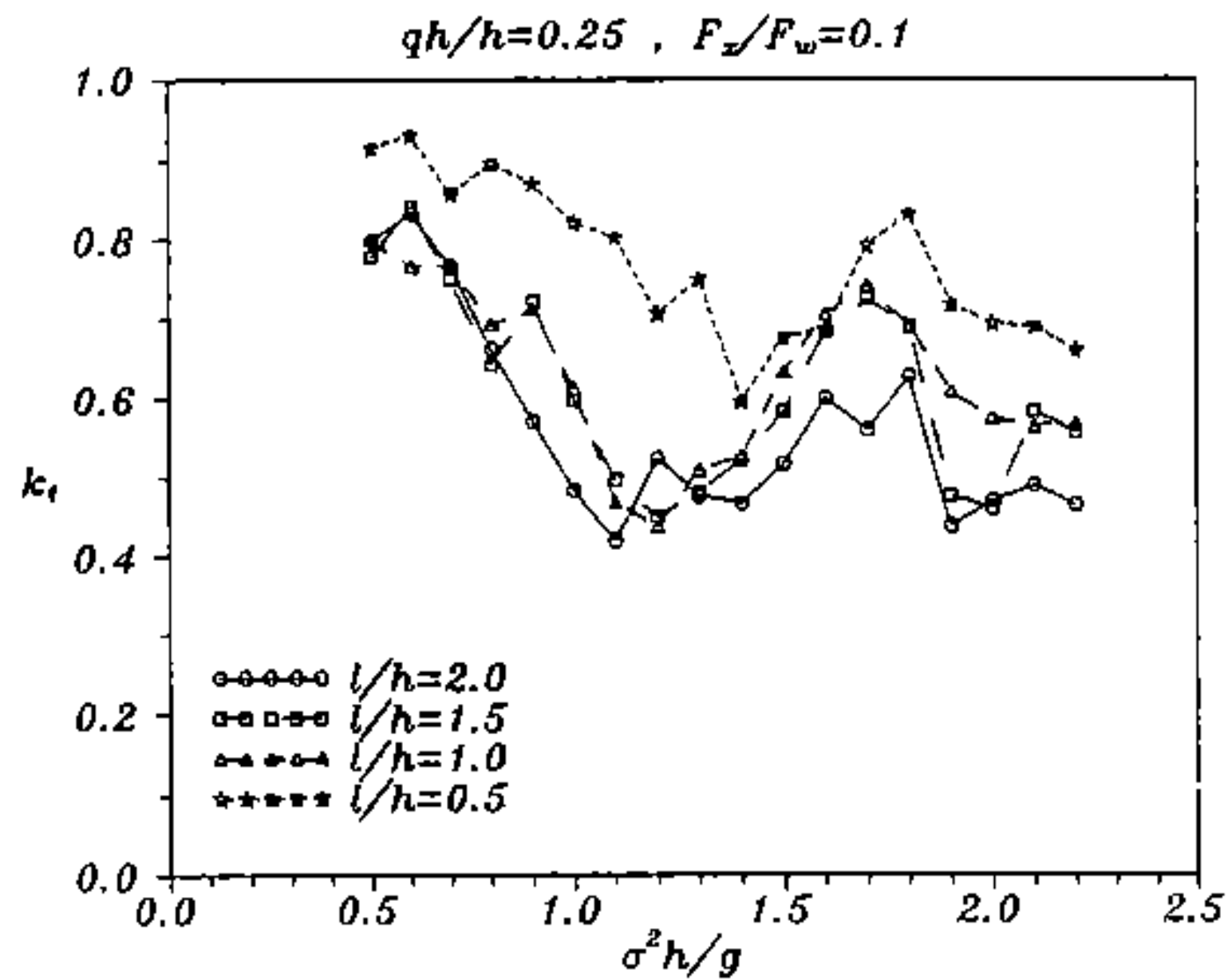


圖3-16 透過率與無因次週頻率關係圖

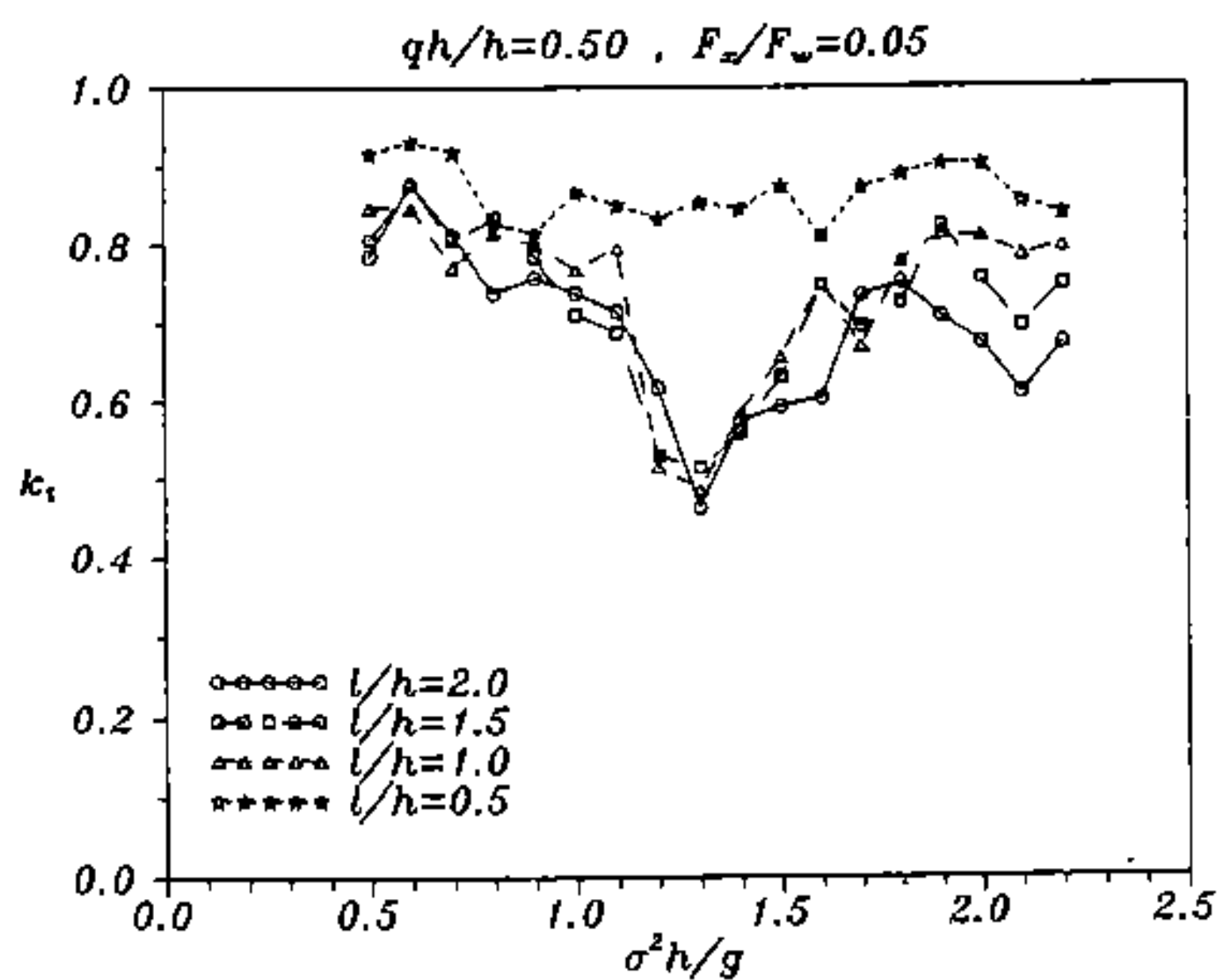


圖3-17 透過率與無因次週頻率關係圖

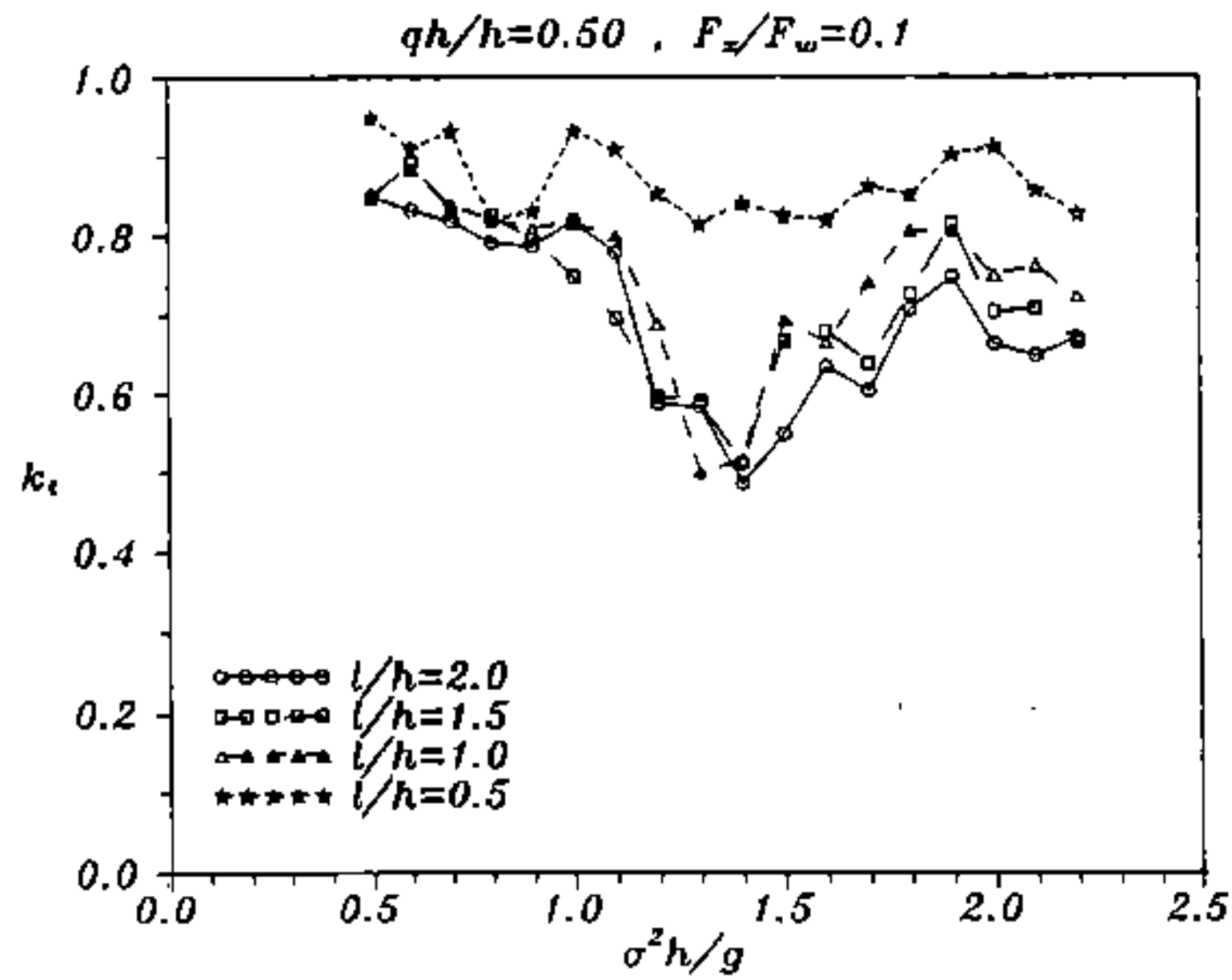


圖3-18 透過率與無因次週頻率關係圖



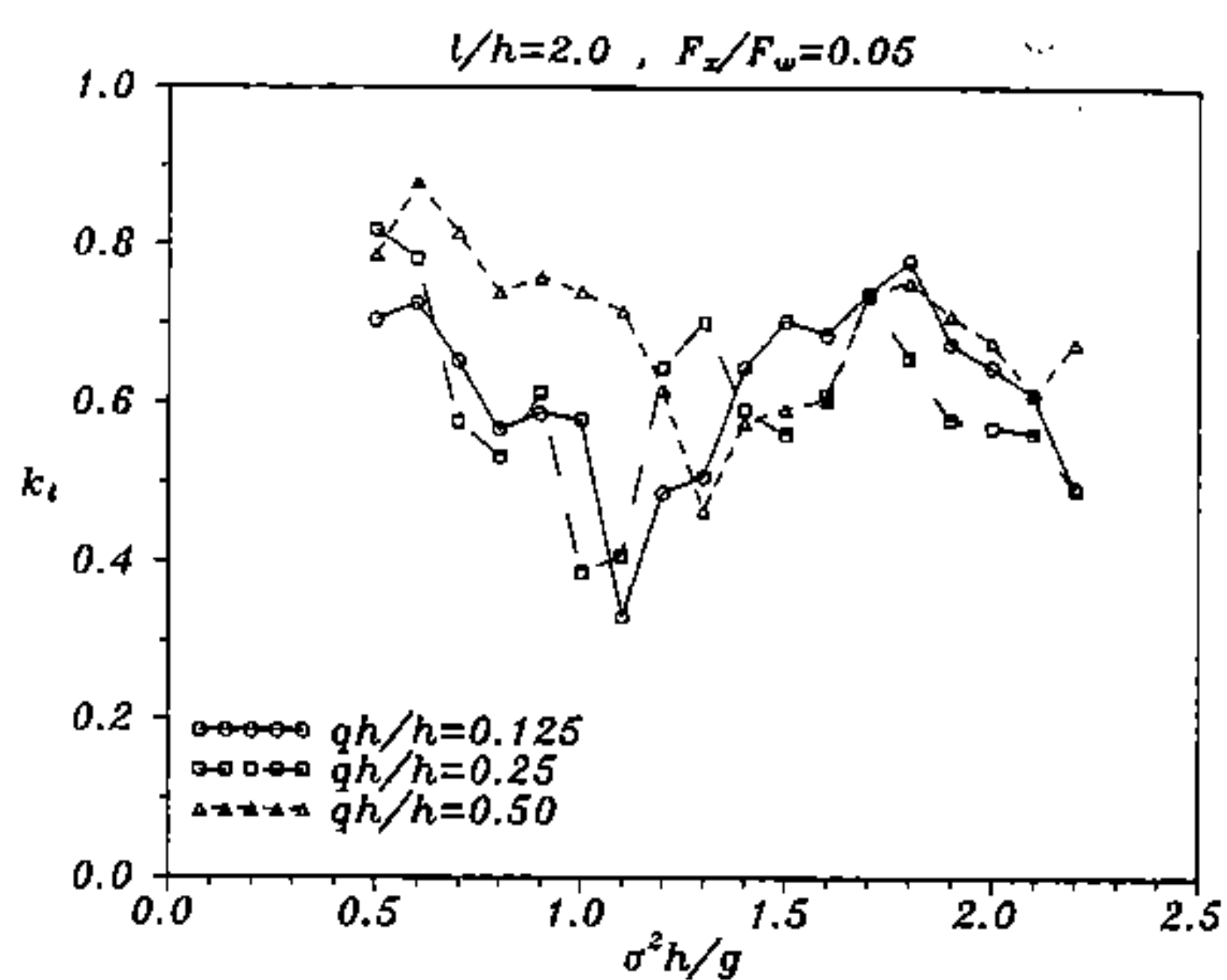


圖3-19 透過率與無因次週頻率關係圖

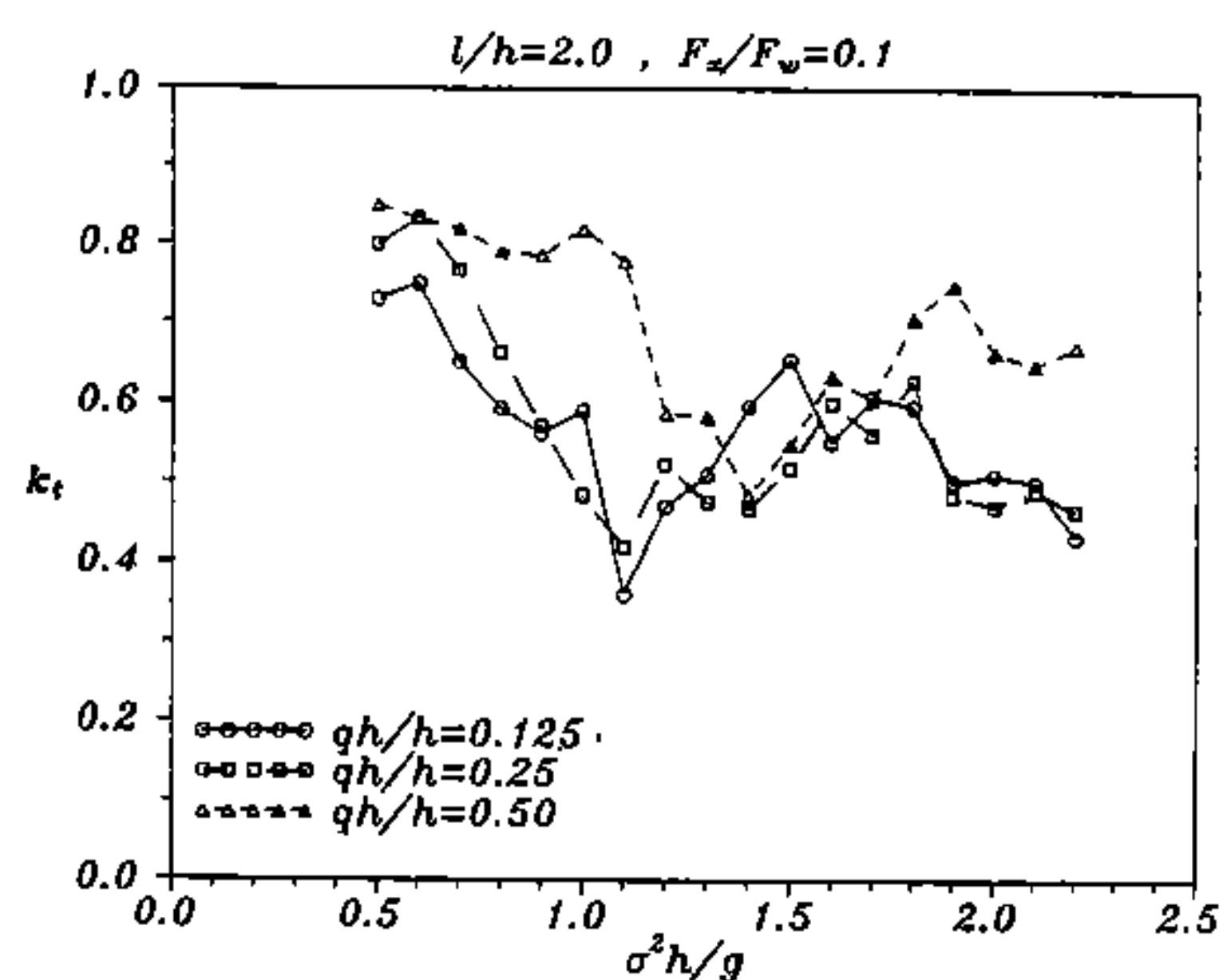


圖3-20 透過率與無因次週頻率關係圖

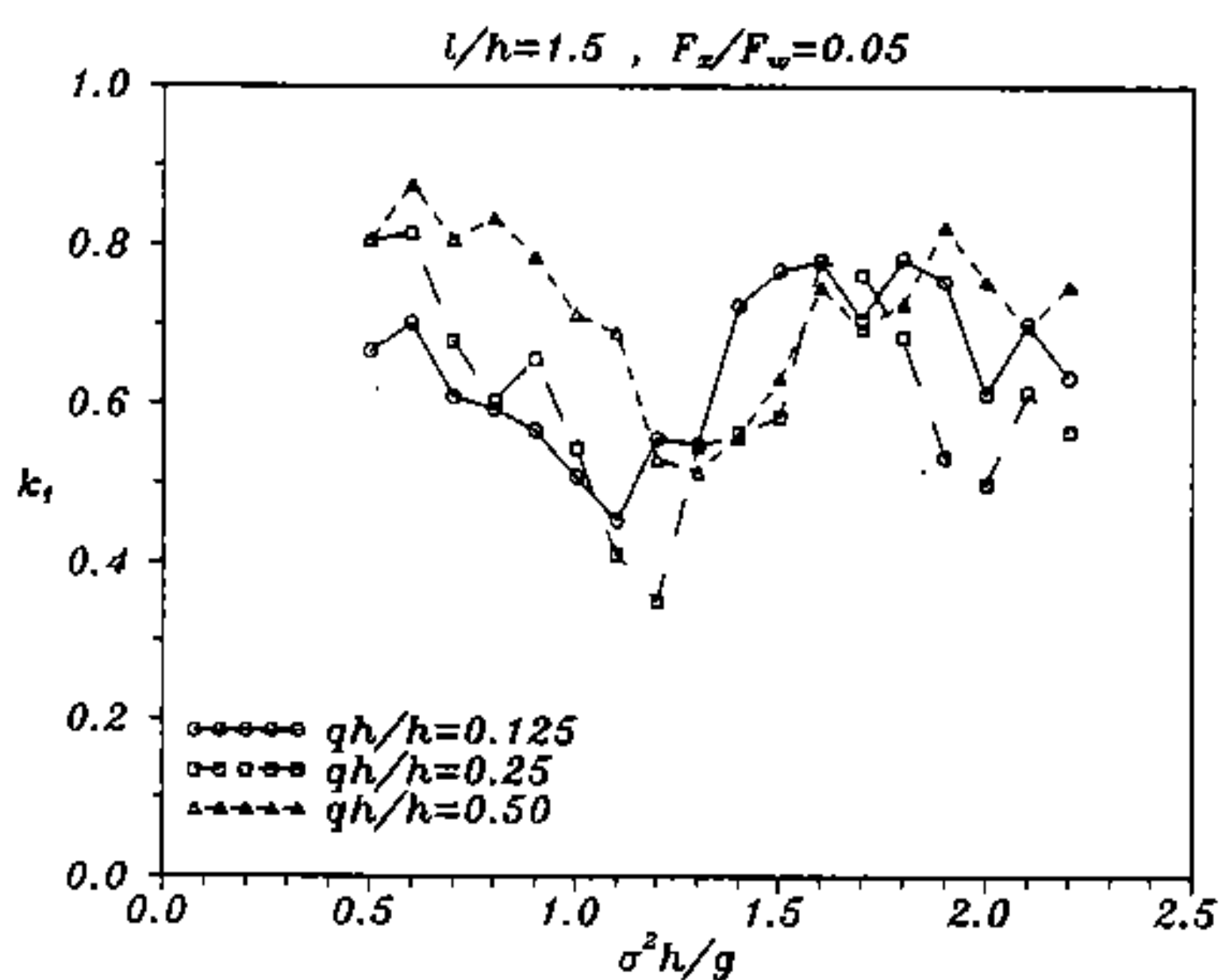


圖3-21 透過率與無因次週頻率關係圖

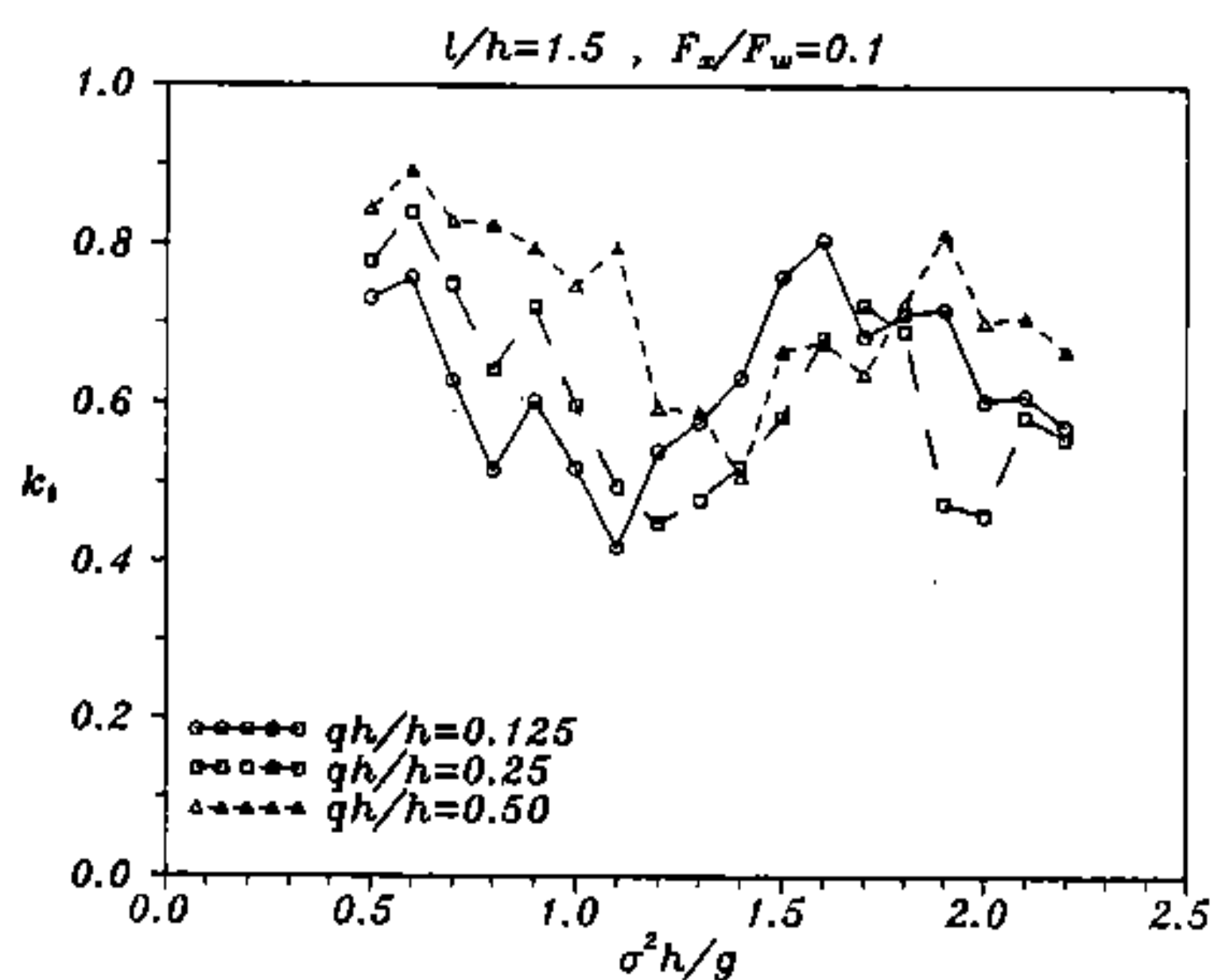


圖3-22 透過率與無因次週頻率關係圖

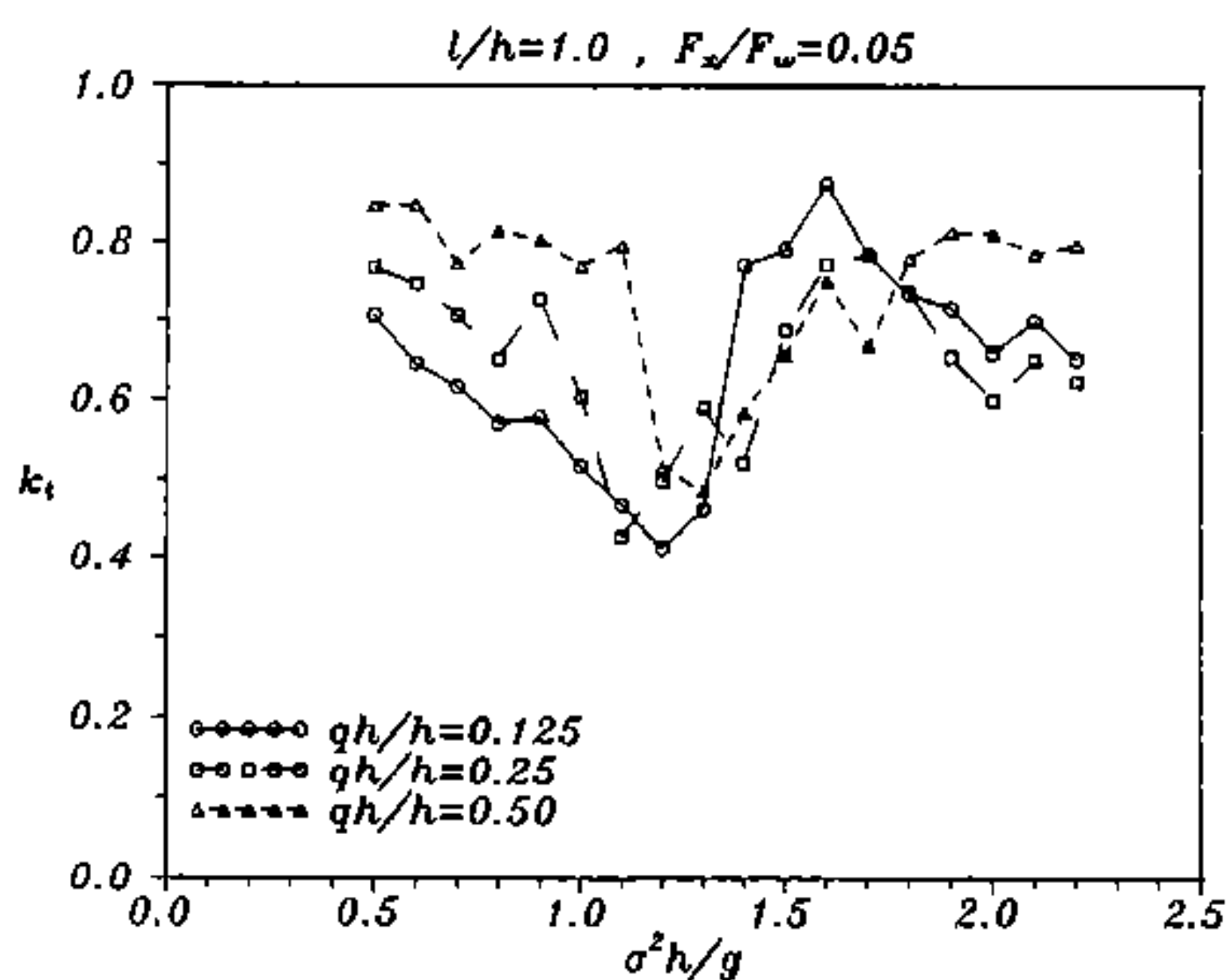


圖3-23 透過率與無因次週頻率關係圖

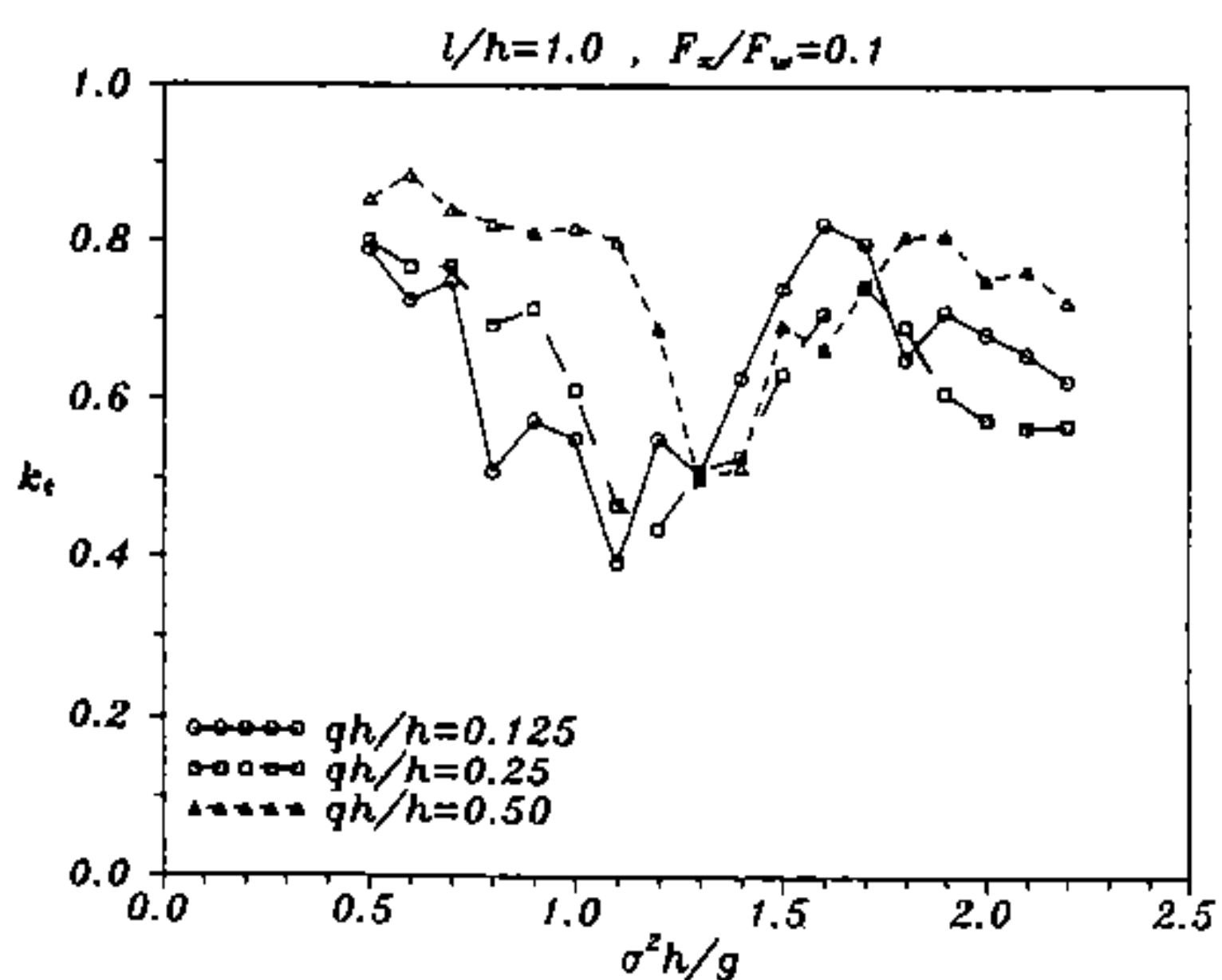


圖3-24 透過率與無因次週頻率關係圖



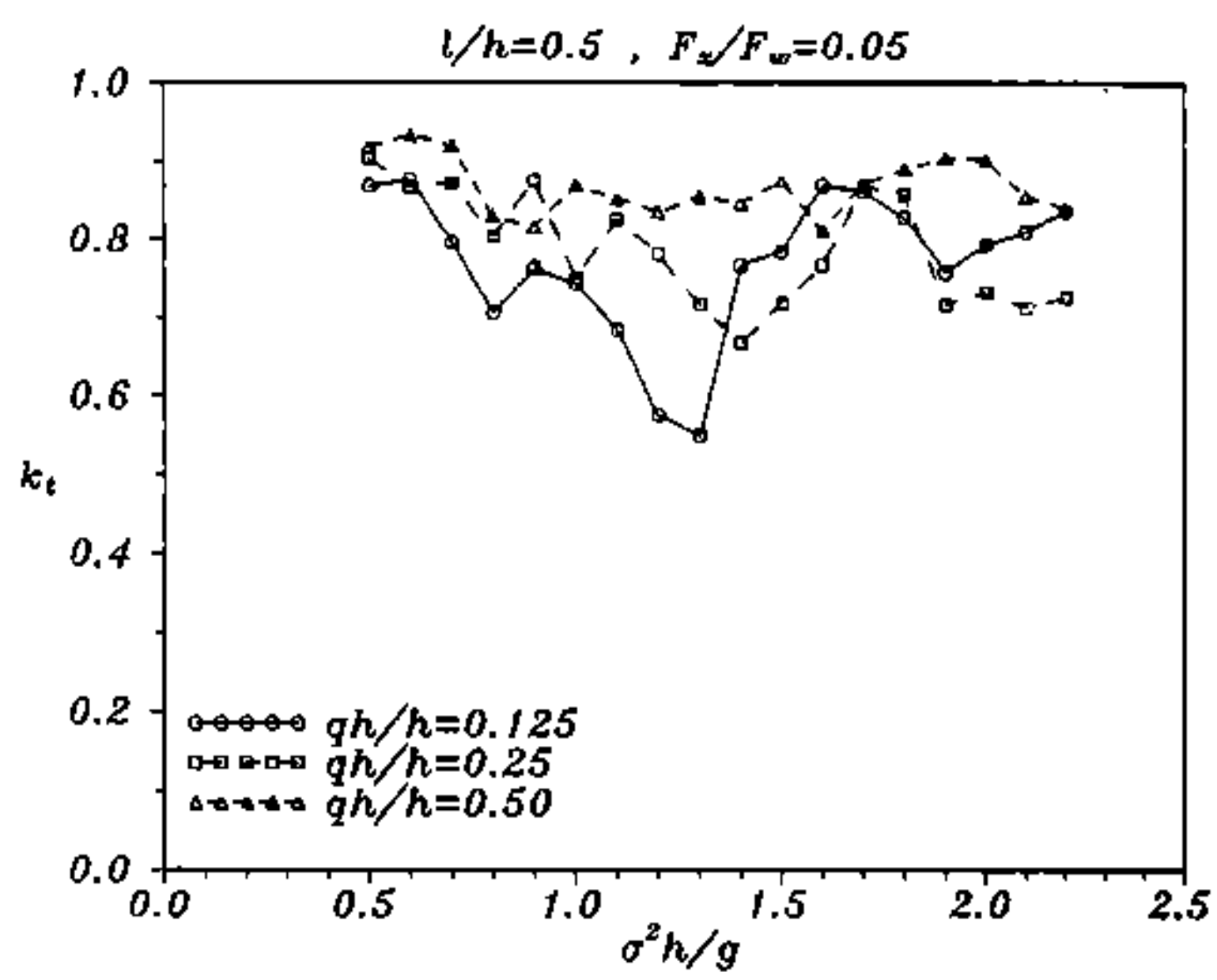


圖3-25 透過率與無因次週頻率關係圖

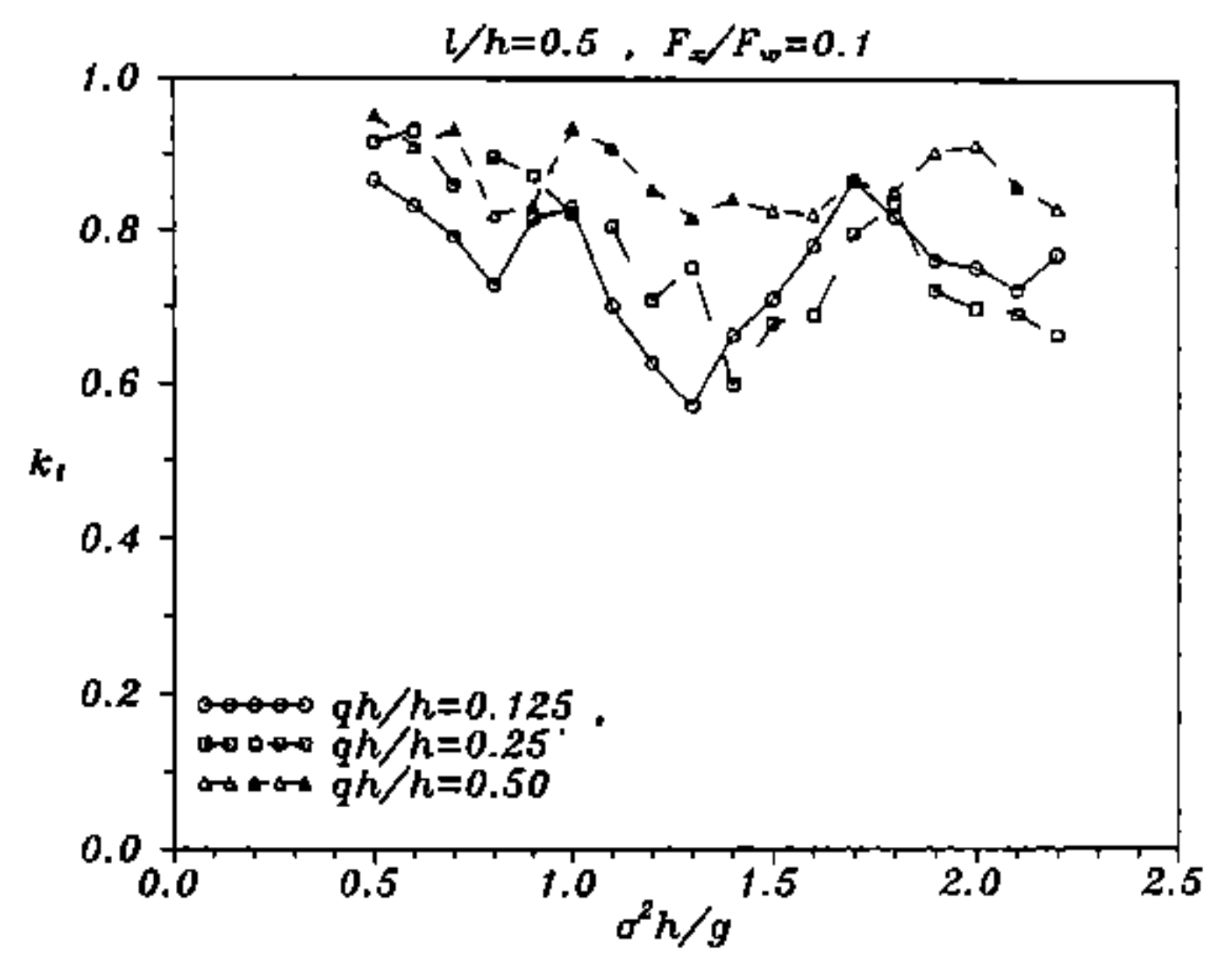


圖3-26 透過率與無因次週頻率關係圖

# **A Study of Waterwave Motion over The Elastic Structure**

Shih Su-Liek<sup>1</sup> Fang Hui-Min<sup>2</sup> Cheng Chih-Weng

**Key words:** elastic membrane, energy dissipation structures, small amplitude wave, boundary element method.

## **ABSTRACT**

There were many studies on the waterwave energy dissipated structures, but seldom to do with elastic structures. In this research, an elastic membrane is interested and will be used as energy dissipation structure. A numerical analysis with boundary element method will be performed, and some results as that characteristics of transmission waves will be detected. There are also results of hydraulic tests to be discussed.

---

<sup>1</sup> Associate professor, Dept. of Harbor & River Engineering, National Taiwan Ocean University

<sup>2</sup> Doctor Course Student, Dept. of Harbor & River Engineering, National Taiwan Ocean University

<sup>3</sup> Senior Graduate Student, Dept. of Harbor & River Engineering, National Taiwan Ocean University

# 海岸結構物附近地形變化

歐善惠 許泰文

國立成功大學水利及海洋工程研究所

## 摘 要

本文以一個新的二維經驗特徵函數法，簡化過去二維模式繁瑣的計算過程，節省計算時間及誤差，以高雄縣新港海岸實測斷面資料，解析海灘地形變化特性，並驗證其預測能力。分析結果顯示新港海岸地形隨著季節而變，其平均斷面普遍存在夏季侵蝕而冬季回淤的現象。從液化天然氣接收站築港前後之地形變化分析得知，築港後除臨近地形之斷面外，其他斷面在海岸線附近呈現侵蝕現象。從預測結果顯示，本段海岸日後可能繼續呈現侵蝕現象，適度的海岸保護措施是必要的。

## 壹、前言

海灘地形受波浪之影響產生漂沙活動，然而在沙質海岸興建人工結構物，將改變漂沙運移特性，使原有的海灘地貌隨之改變。以高雄縣蚵仔寮海岸為例，海堤的興建雖在短期內有防浪防潮的效果，然而堤前波浪的反射，造成堤前沖刷，使原有的海灘因而消失。研究結構物佈置後，漂沙特性有何改變，海灘地形如何變化，實為海岸利用與漂沙防治不可或缺的工作。

新港海岸位於高雄縣永安鄉，毗鄰興達港，由於中油液化天然氣接收站人工島（簡稱 LNG 港）之築建，造成堤前海灘流失，產生局部侵蝕現象，極需速謀對策，以維護百姓生命財產之安全。

瞭解海灘地形的變化趨勢為提出適宜的海岸保護對策之第一步。現場調查為研究海灘地形變化的方法之一，其觀測之資料乃各種影響因素綜合變化的結果，非模型試驗或數值模擬所盡能描述的。因此，如有長期的實測記錄，再輔以數理方法分析，研判其紛紜的變化過程，則有助於對海灘地形變化的瞭解。

經驗特徵函數法 (empirical eigenfunction method) 屬系統數學模式之一環，係以實測斷面資料，應用統計方法解析海灘斷面變化，經解析結果，斷面變化現象由幾個變化型態 (variation modes) 所構成，每一變化型態代表某一變化成分的變動性質，解析各種變化型態，將有助於對海灘地形變化之瞭解[1-6]。

水利局自民國七十二年開始，已於台灣南部海岸加強海灘斷面變化觀測，所施測之海灘斷面已相當可觀，在學術上及工程上甚具參考價值。然而觀測之海灘變化極不規則，一般很難以直觀的方法瞭解其變化原因或推測未來的變化情形，如何根據這些實測資料，應用數理方法構成系統數學模式，就雜亂無序的變化現象予以分析，以便推求有用的結論，並作合理的預測，為一值得研究的問題。

本文以 LNG 港附近海岸地形變化為主要研究對象，以經驗特徵法，利用實測的海灘斷面資料，分析 LNG 港構築前後的海灘地形變化過程，並預測未來可能的變化情形。

## 貳、基本理論分析

### 一、一維經驗特徵函數法

Winant et al. (1975)[1] 以經驗特徵函數法解析海灘斷面變化特性。經解析結果，海灘斷面之變化性質可由幾個變化型態所構成，而每一個變化型態則由一組與時間及空間相關之特徵函數所描述：

$$h(x,t) = \sum_n e_{nx} c_{nt}^* \quad (1)$$

式中  $h(x,t)$  為海灘底部高程， $x$  為與海岸方向垂直之座標， $t$  為時間， $n$  為變化型態個數， $c_{nt}^*$  為時間特徵函數， $e_{nx}$  為空間特徵函數。

Aubrey (1978)[2] 利用經驗特徵函數法，配合波浪資料，從事寬敞海灘地形之解析與預測，他以不同樣本長度 (sample length) 探討時間及空間特徵函數的穩定性問題，同時證實前面幾個變化型態之特徵函數能反應出暴潮時海灘斷面的侵蝕特性。

Hashimoto and Uda (1979)[7] 應用特徵函數法解析波高、波向及沿岸流與特徵函數之關係，並將各種變化型態的空間特徵函數與 Winant et al. 之結果比較，除平均海灘斷面函數外，其餘變化型態與 Winant et al. 略有不同，表示不同的海灘地形則有不同型的特徵函數。

Aranuvachapun and Johnson (1979)[3] 應用特徵函數法分析海岸地形的侵淤情形，分析結果顯示，在有防波場的海岸，所獲各種變化型態之特徵函數性質和寬敞海岸有所不同。他們並指出第二個時間特徵函數和風速的變化有密切的關係。

研究海灘斷面空間性變化，可由斷面上  $i$  與  $j$  兩觀測點空間變化的相關性加以考慮，而  $i$  與  $j$  點的相關性則由歷次觀測的海灘斷面變化資料經由統計方法求得：

$$a_{ij} = \frac{1}{N_x N_t} \sum_{t=1}^{N_t} h(i, t) h(j, t) \quad (2)$$

式中  $a_{ij}$  為空間相關係數， $N_x$  為海灘斷面之觀測點數， $N_t$  為海灘斷面之觀測次數，因同一個斷面有  $N_x$  個觀測點，故由 (2) 式可得  $(N_x \times N_x)$  的空間相關矩陣  $A$ ，由於  $A$  矩陣之元素  $a_{ij}$  係由斷面上各觀測點歷次之觀測高程所求得，故  $A$  矩陣代表海灘斷面空間之變化性質，而  $A$  矩陣經由矩陣方程式之轉換，可產生  $n$  個特徵值  $\lambda$  及其對應之空間特徵函數  $e_{nx}$ ：

$$A e_{nx} = \lambda_n e_{nx} \quad (3)$$

由 (2) 式知  $A$  矩陣為赫米茲矩陣 (Hermitian matrix) 之特例，故所求得之空間特徵函數具有正交性，即滿足克朗尼克數函數 (Kronecker delta function)：

$$\sum_x e_{nx} e_{mx} = \delta_{nm} = \begin{cases} 1, n=m \\ 0, n \neq m \end{cases} \quad (4)$$

時間特徵函數可由 (1) 及 (4) 式應用最小二乘法求得：

$$\dot{c}_{nt} = \sum_x h(x, t) e_{nx} \quad (5)$$

再由 (1)、(2)、(4) 及 (5) 式可求得：

$$\sum_t \dot{c}_{nt} \dot{c}_{mt} = \delta_{nm} \lambda_n N_x N_t \quad (6)$$

故定義

$$c_{nt} = \dot{c}_{nt} / (\lambda_n N_x N_t)^{1/2} \quad (7)$$

使其成為單位正交特徵函數，即滿足

$$\sum_t c_{nt} c_{mt} = \delta_{nm} \quad (8)$$

將 (7) 式代回 (1) 式，則海灘斷面可表示為：

$$h(x,t) = \sum_n (\lambda_n N_x N_t)^{1/2} e_{nx} c_{nt} = \sum_n a_n^* e_{nx} c_{nt} \quad (9)$$

式中  $a_n^*$  為正交因子。 $e_{nx}$  及  $c_{nt}$  均為無因次之單位正函數，經正交因子轉換後，得有因次之海灘斷面變化量。

若海灘斷面第  $n$  個變化型態之斷面高程分量以  $[h(x,t)]_n$  表示，則由 (1) 式、(4) 式及 (8) 式可得其特徵值  $\lambda_n$  即為此變動分量之均方值 (mean square value)：

$$\lambda_n = MSV = \frac{1}{N_x N_t} \sum_x \sum_t [h(x,t)]_n^2 \quad (10)$$

在統計學上，一般以均方值表示變化成分之變動量，故由 (10) 式可知，每個特徵值即代表每一變化型態變動量的大小，並以  $P_n$  表示此變化型態之變動量在整個海灘斷面變化所佔的比例：

$$P_n = \frac{\lambda_n}{\sum \lambda_n} \quad (11)$$

由  $P_n$  的大小可得知，每一變化型態在海灘斷面變化中之重要性。

## 二、二維模式理論

實際海岸漂沙包括向、離岸及沿岸漂沙兩種，尤其在沿岸漂沙劇烈地區，若如一維模式僅考向、離岸的變化，則無法完整地描述海灘地形變化特性，故二維模式之建立有其必要性。

Hashimoto and Uda (1980)[8] 首先提出二維模式之概念，此模式係以兩個函數描述整個海灘地形之變化。一為解析垂直海岸方向變化之向、離岸特徵函數，另一則為與沿岸方向相關之沿岸特徵函數，然後由實測之斷面資料分析防波堤存在時之漂沙活動性質。解析結果顯示，向、離岸漂沙及沿岸漂沙對於海灘地形變化之影響可以分開。惟他們於解析應用時，則將向、離岸特徵函數取時間之平均值，而僅考慮沿岸變化分量，失去二維模式之真正意義。

歐等 (1985)[9] 及 Hsu et al. (1986)[10] 擴展 Hashimoto and Uda (1980)[8] 之模式，以較完整的二維理論，同時解析向、離岸及沿岸之變化情形，並配合馬可夫過程 (Markov process) 及線性迴歸 (linear regression)，進行海灘地形變化預測，雖獲較佳結果，但其解析過程太過



繁瑣，在操作過程中容易增加人為的誤差；歐 (1988)[11] 改進以往二維模式，提出較簡便之模式來分析海岸結構物附近地形之變化特性，但對未來海灘地形變化情形則未進一步探討。

在某一時刻下，實測之海灘地形為向、離岸漂沙及沿岸漂沙兩者綜合作用的結果，則類似一維理論，在某一時刻之海灘地形，可視為沿岸特徵函數及向、離岸特徵函數的線性組合：

$$h(x, y, t) = \sum_k e_k(x) e_k(y) c_k^*(t) \quad (12)$$

此處  $e_k(x)$  為向、離岸空間特徵函數， $e_k(y)$  為沿岸空間特徵函數， $c_k^*(t)$  為時間特徵函數。

欲求得向、離岸空間特徵函數，可由觀測地區每個斷面上第  $i$  點及第  $j$  點之相關性加以考慮， $i$  點及  $j$  點之觀測高程經由統計方法求得其相關性為：

$$b_{ij} = \frac{1}{N_x N_y N_t} \sum_t \sum_y h(i, y, t) h(j, y, t) \quad (13)$$

式中  $b_{ij}$  為向、離岸相關係數， $N_y$  為觀測斷面個數，若每個斷面有  $N_x$  個觀測點，則  $b_{ij}$  可組成一個  $(N_x \times N_x)$  之相關矩陣  $B$ 。

由矩陣方程式之轉換，相關矩陣  $B$  可求得  $N_x$  個特徵值及其對應之單位正交向、離岸空間特徵函數  $e_k(x)$

$$B e_k(x) = \lambda_{kx} e_k(x) \quad (14)$$

式中  $\lambda_{kx}$  為向、離空間特徵函數之特徵值。 $e_k(x)$  滿足克朗尼克數函數：

$$\sum_x e_k(x) e_m(x) = \delta_{km} = \begin{cases} 1, & n=m \\ 0, & n \neq m \end{cases} \quad (15)$$

同理，沿岸空間特徵函數  $e_k(y)$  亦可經由統計方法利用下列處理方式求得：

$$c_{ij} = \frac{1}{N_x N_y N_t} \sum_t \sum_x h(x, i, t) h(x, j, t) \quad (16)$$

$$C e_k(y) = \lambda_{ky} e_k(y) \quad (17)$$

其中  $\lambda_{ky}$  為沿岸空間特徵函數之特徵值， $e_k(y)$  亦滿足克朗尼函數，為一單位正交函數。

(12) 式兩邊同乘  $\sum_y \sum_x e_m(x) e_n(y)$ ，並應用單位正交函數之特性，則可求得時間特徵函數：

$$c_k^*(t) = \sum_y \sum_x e_m(x) e_n(y) h(x, y, t) \quad (18)$$

為使時間特徵函數亦滿足克朗尼克數函數的性質，令

$$c_k(t) = \frac{c_k^*(t)}{[\sum c_k^*(t)^2]^{1/2}} = \frac{c_k^*(t)}{a_k} \quad (19)$$

$a_k$  為正交因子。根據 (19) 式則 (12) 式可改寫為

$$h(x, y, t) = \sum_k a_k e_k(x) e_k(y) c_k(t) \quad (20)$$

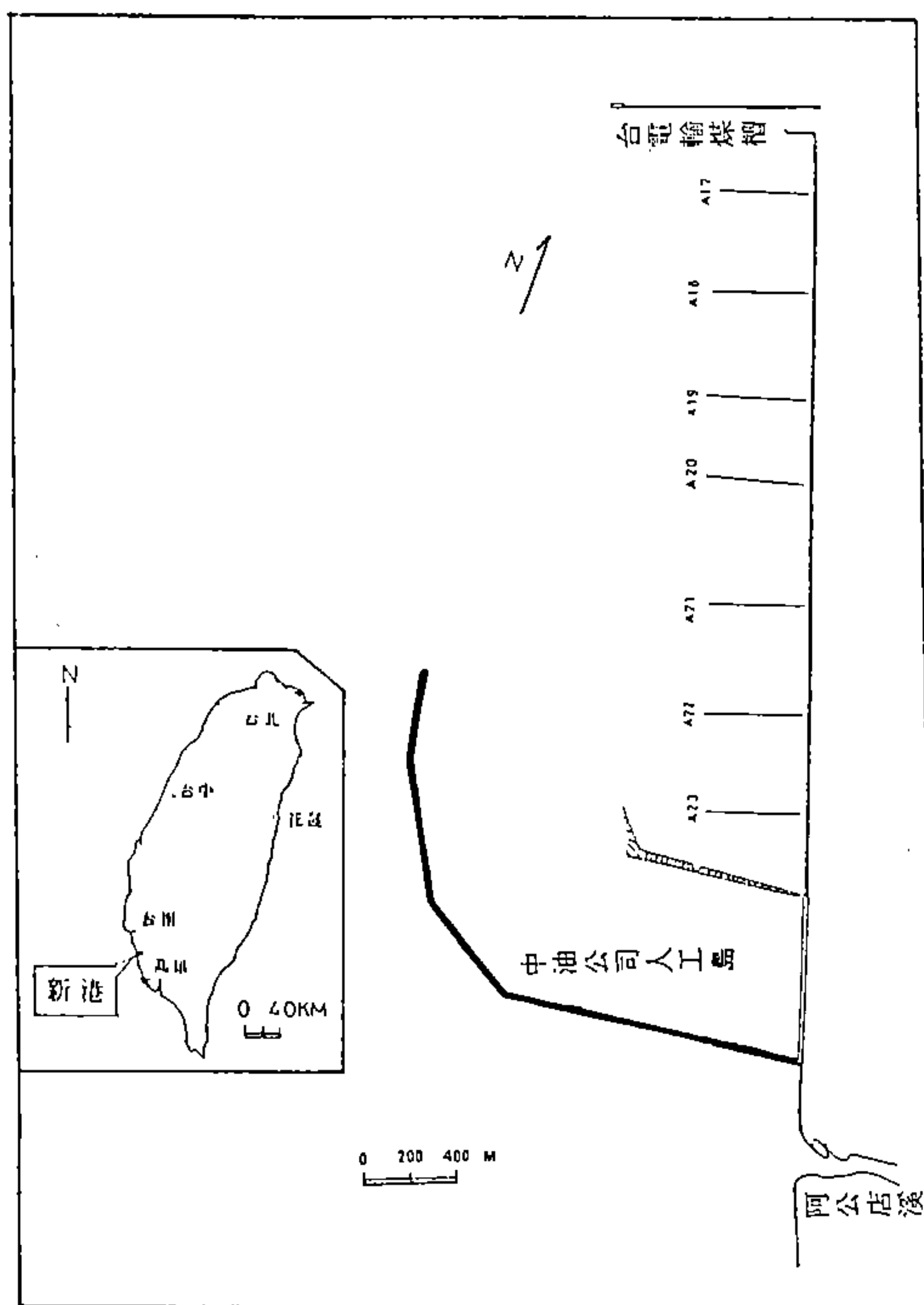
經由以上的處理過程，則各特徵函數均為單位正交函數，每個函數均為相互獨立的函數，且同時支配海灘地形的變化，此為二維模式的真正涵義。

二維海灘地變化之預測模式法參閱 Hsu and Ou (1994)[6]。

## 參、現場資料

### 一、海灘斷面資料

水利局自民國七十二年開始，已於台灣南部海岸加強海灘斷面變化觀測，自二仁溪口至援中港溪口段，海岸範圍約 24 公里，設置 A1~A56 共 56 個測量斷面，斷面距離約為 500 公尺，其中 A17~A23 斷面位於新港海岸其斷面位置如圖一。



圖一 新港海岸地理位置及施測斷面位置圖。

## 二、波浪資料

海灘地形受波浪之影響產生漂沙活動，然而實際海面之波浪極不規則，應用時僅能選用一代表波浪，其作用與同時期的紛紜波浪作用於海灘之效果相同，本文利用興達港民國 73 年~78 年之波浪觀測資料[12]，以能量通率求得常年作用於海灘之代表週期與波高。

$$T_s = \sum_{i=1}^n P_i T_i \quad (21)$$

$$\sum_{i=1}^n C g_i H_i^2 P_i = H_s^2 C g_s P_s \quad (22)$$

式中  $T_i$  為個別週期， $T_s$  為代表週期， $H_i$  為個別波高， $H_s$  為代表波高， $Cg_i$  個別群波波速， $Cg_s$  代表群波波速， $P_i$  為個別機率， $P_t$  為總機率。

實測波浪之水深為 4.5m 及 6.5m，應用於預測模式則換算為無限水深之波高與波浪銳度。表一列出計算結果。

表一 興達港波浪資料

觀測時間	代表波高(m)	代表週期(sec)	波浪銳度
73.1~73.2	0.53	4.4	0.0173
73.3~73.4	0.41	4.0	0.0163
73.5~73.6	0.80	4.8	0.0225
73.7~73.8	0.92	6.1	0.0163
73.9~73.10	0.57	4.9	0.0151
73.11~73.12	0.51	4.6	0.0156
74.1~74.2	0.50	4.4	0.0168
74.3~74.4	0.49	4.3	0.0166
74.5~74.6	0.70	5.1	0.0172
74.7~74.8	0.73	5.2	0.0172
74.9~74.10	0.52	5.2	0.0122
74.11~74.12	0.46	4.6	0.0139
76.2	0.57	5.2	0.0138
76.3	0.52	4.9	0.0136
77.1	0.52	5.2	0.0124
77.3~77.4	0.52	5.1	0.0128
77.5~77.6	0.32	5.8	0.0062
77.7~77.8	0.43	5.7	0.0085
77.9~77.10	0.39	5.4	0.0086
77.11~77.12	0.38	5.8	0.0073
78.1~78.2	0.39	5.6	0.0080
78.3~78.4	0.13	5.3	0.0030
78.5	0.31	6.2	0.0053

## 肆、結果與討論

### 一、新港海岸地形變化分析

#### (一)、季節性平均斷面比較

海灘斷面受季節波浪作用，冬、夏季呈現不同的特性。分析季節性平均斷面時，72 年之斷面資料 1~4 月視為冬季斷面，75~77 年斷面資料中，4~10 月為夏季斷面，10~4 月為冬季斷面。圖二為 A17 斷面冬、夏季平均斷面比較之一例。大體而言，新港海岸在前灘區呈現夏侵冬淤的現象，由於夏季較大波浪造成對海岸的侵蝕，將近灘底質大量帶至外海，再由冬季波浪將外海底質帶回近岸，形成循環的侵淤現象。

#### (二) LNG 築港前後冬季平均斷面比較

圖三為築港前後冬季 A18 斷面的比較結果，中油人工島構築後，除近北堤的 A23 斷面外，各斷面在前灘區均有侵蝕現象，而後灘區各斷面則呈淤積，顯示本地區呈現侵蝕性海岸，由於中油人工島的構築，阻隔沿岸漂沙於北堤，才使北堤之 A23 斷面呈現淤積現象。

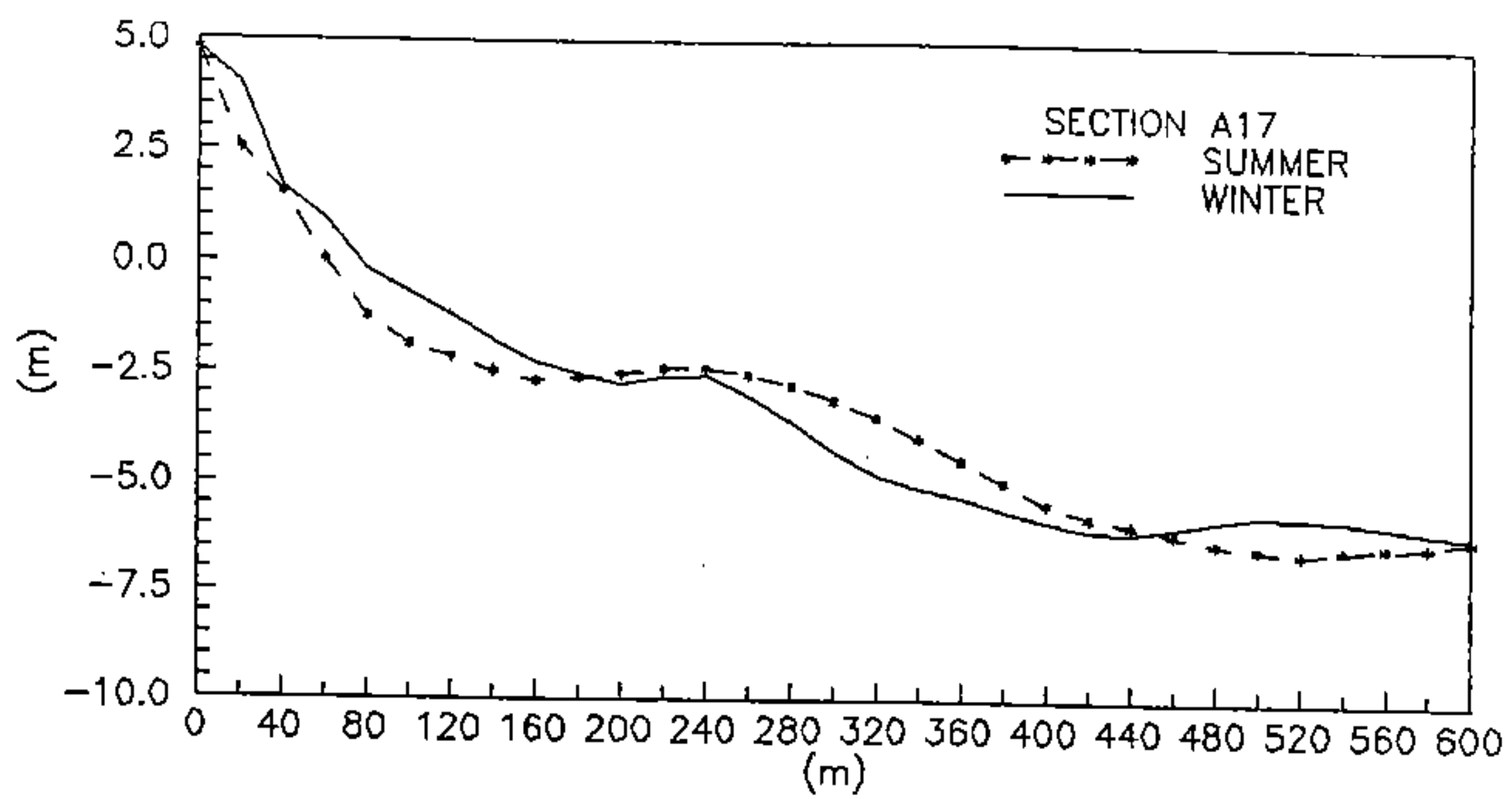
### 二、海灘地形變化之預測

實際之漂沙包括向、離岸及沿岸漂沙兩種，海灘地形即為兩者共同作用的結果，若僅考慮向、離岸之變化，於沿岸漂沙不重要的地區尚屬可行，但於兩者同屬重要或沿岸漂沙卓越地區，特別是有結構物之海岸，則無法完全掌握海灘地形變化特性，更難預測較好的結果。

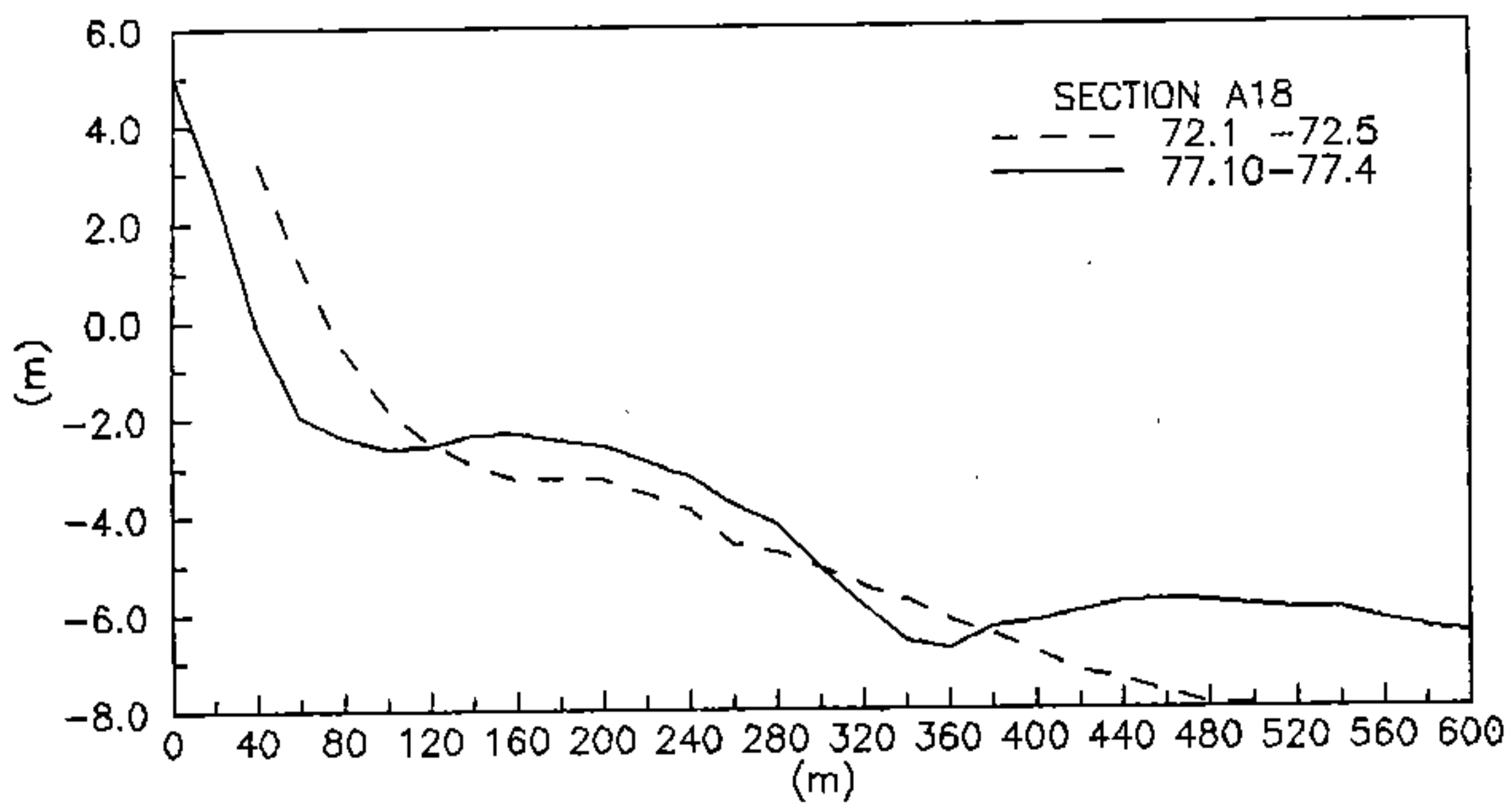
預測模式之優劣以偏差率  $S_f$  來判斷， $S_f$  定義為：

$$S_f = \frac{E[h(x,y,t) - \hat{h}(x,y,t)][h(x,y,t) - \hat{h}(x,y,t)]^T}{E[h(x,y,t)][h(x,y,t)]^T} \quad (23)$$

式中  $h(x,y,t)$  及  $\hat{h}(x,y,t)$  分別為實測與預測的海灘高程， $E$  代表期望值， $T$  代表轉置矩陣。若  $S_f$  愈低，則表示模式的預測能力愈佳。



圖二 A17 断面冬、夏季平均断面比較圖。



圖三 A18 断面 LNG 港構築前後冬季平均断面較圖。



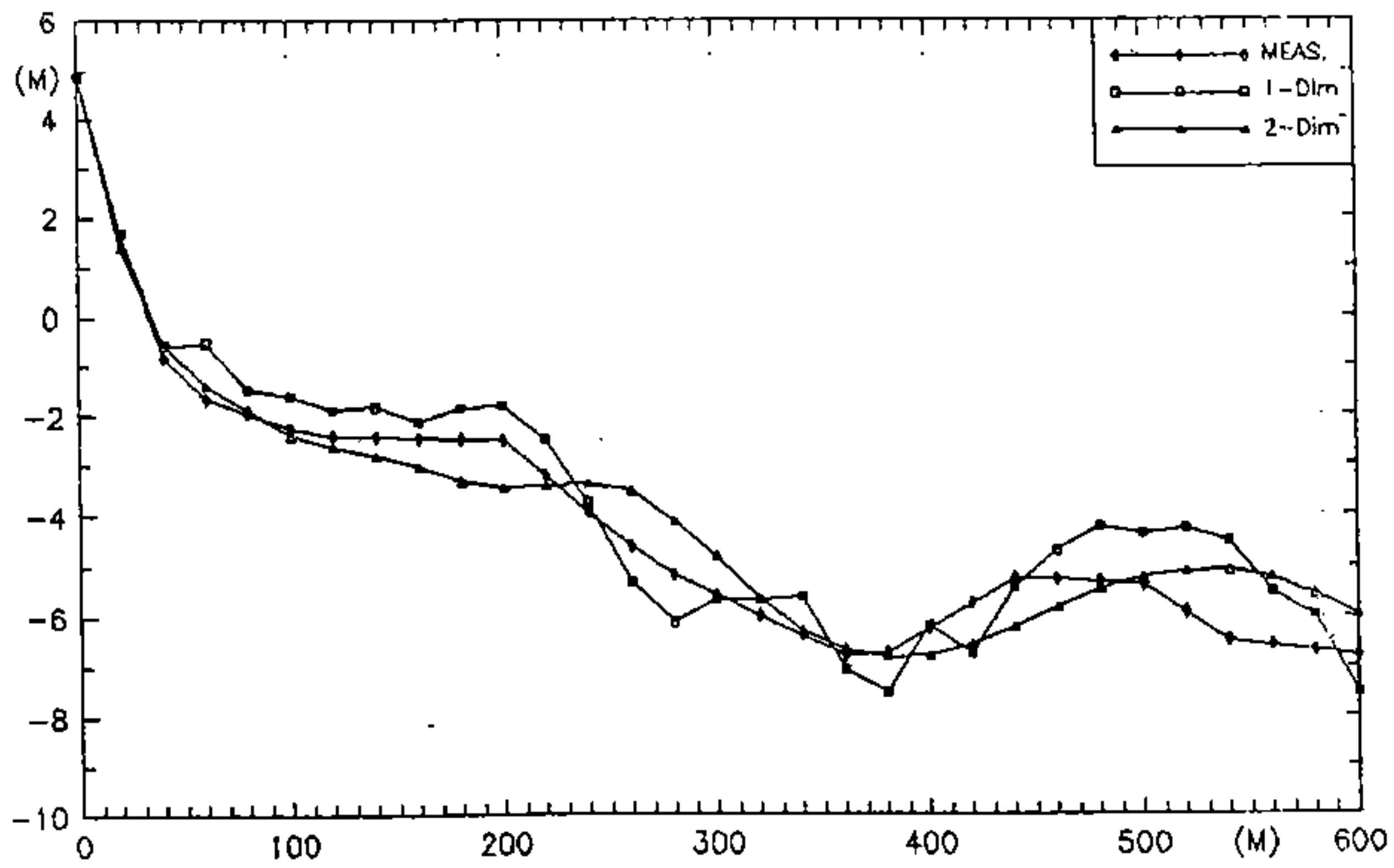
本文利用實測之前 10 個時段的斷面資料預測最後時段之地形，各斷面之偏差率  $S_r$  列如表二，從表中可以明顯看出，除 A19 及 A23 斷面外，本文建議之二維模式所得之偏差率均較一維模式小，亦即應用二維模式預測所得結果之偏差量均較一維模式小，此由於一維模式未能考慮沿岸漂沙對海灘地形的影響，故所預測的結果較差，顯示本地區之漂沙活動同時受向、離岸及沿岸漂沙所影響，僅考慮向、離岸變化，無法完全描述整個海灘地形變化。

圖四及圖五為應用一維模式及二維模式的預測結果，圖中顯示，本文預測模式所得的結果均與實測數據較為接近，顯示本文建議之模式具備較佳的預測能力。

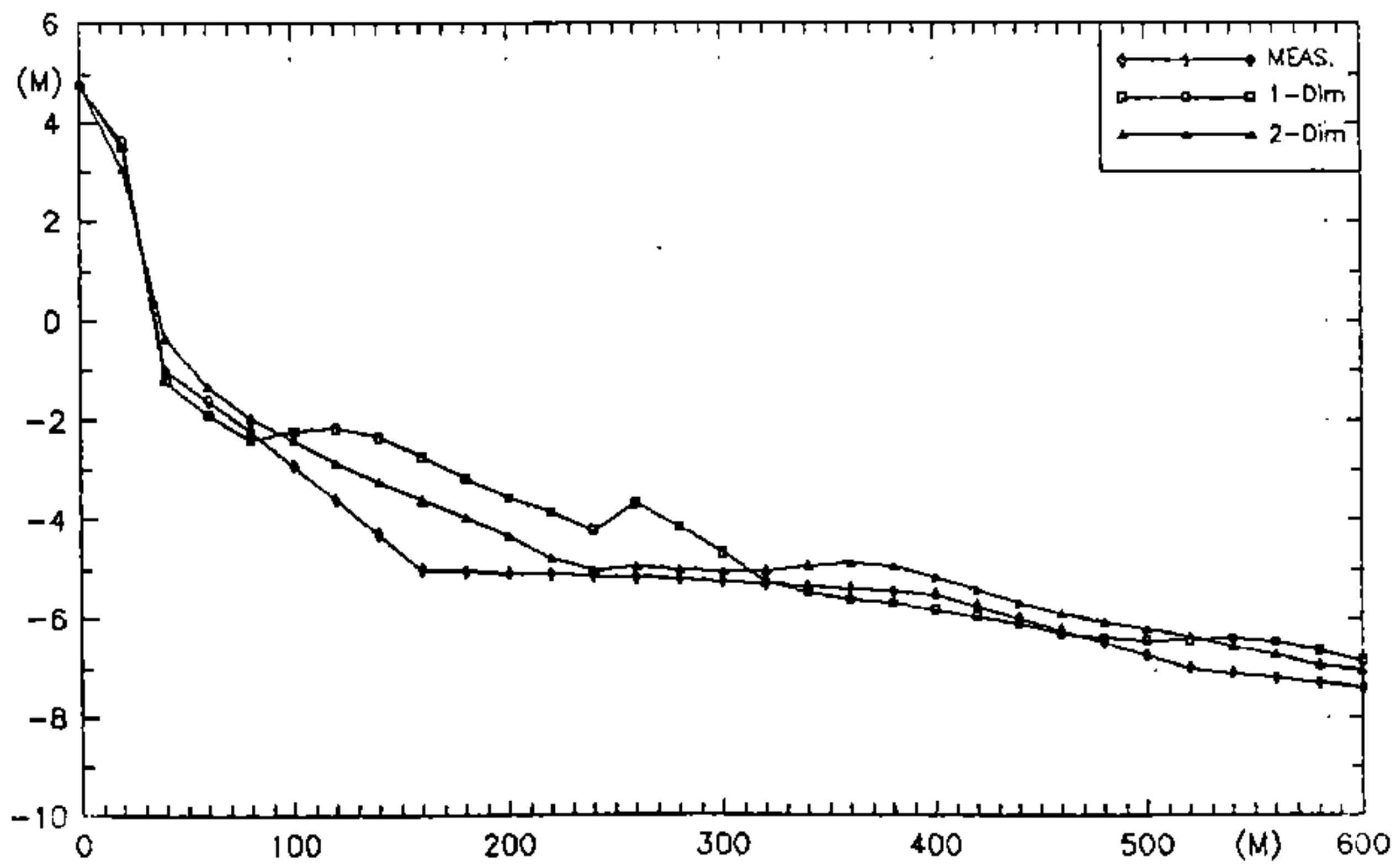
本文進一步應用實測資料，推測一年後之海灘變化情形，預測結果如圖六及圖七所示。A17 斷面及 A21 斷面則於近岸呈現侵蝕，顯示本地區極需海岸保護工作，以維護海岸地區之安全。

表二 各斷面預測結果之偏差率  $S_r$ 。

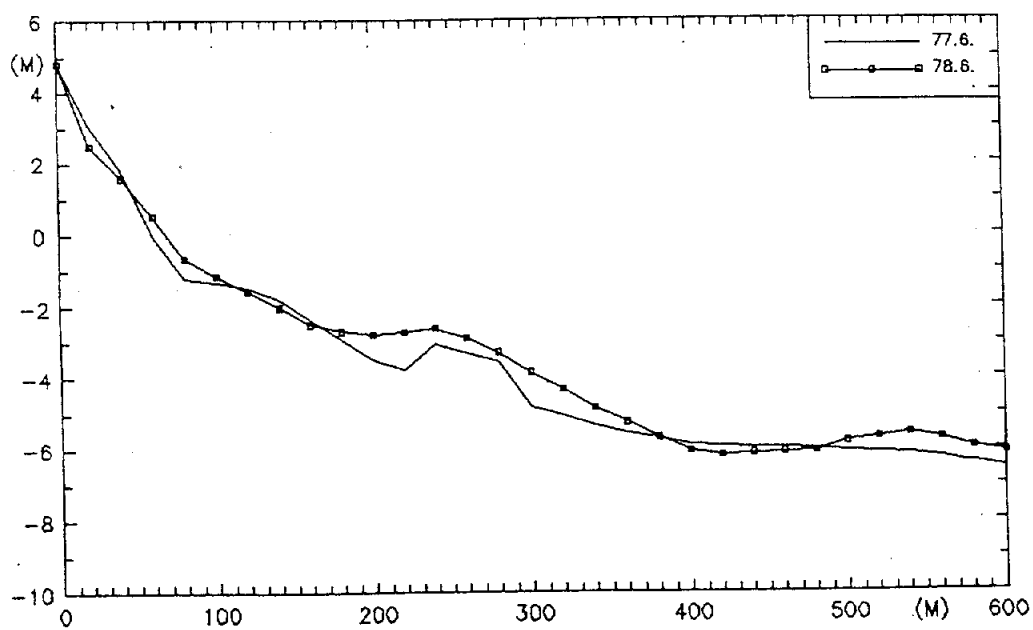
斷面編號	一維模式	本文二維模式
A17	1.346362E-02	1.100223E-02
A18	2.632310E-02	1.960916E-02
A19	2.042178E-02	3.308555E-02
A20	2.314983E-02	1.935885E-02
A21	9.620675E-03	7.20586E-03
A22	2.903268E-02	1.072237E-02
A23	3.324317E-02	3.439976E-02



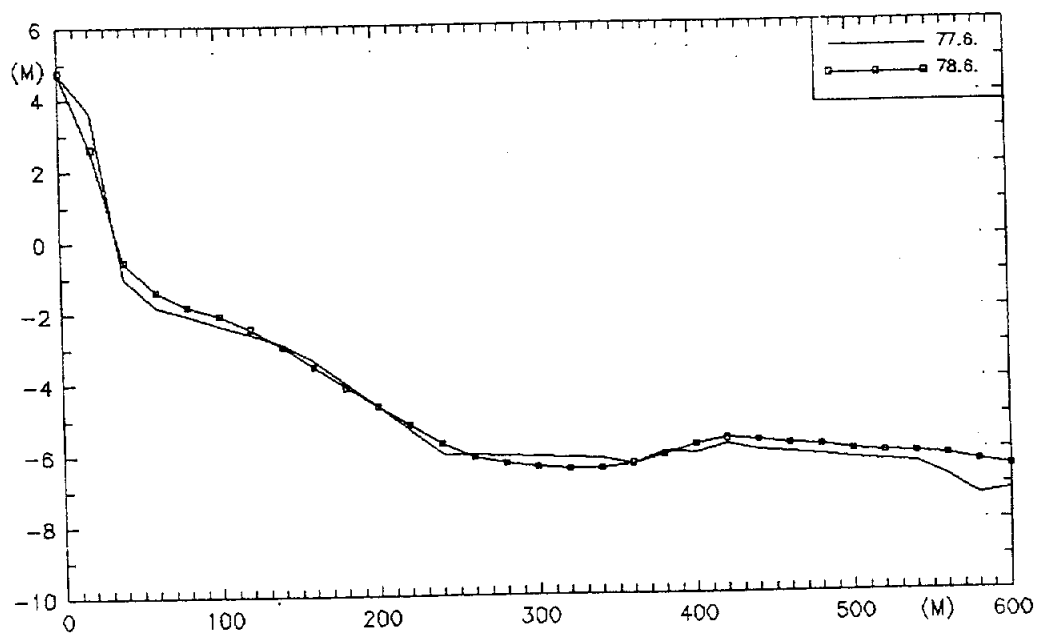
圖四 A18 預測結果比較圖。



圖五 A22 預測結果比較圖。



圖六 A17 断面未來變化預測圖。



圖七 A21 断面未來變化預測圖。

## 伍、結論

1. 本文改進目前研究海灘地形變化之二維經驗特徵函數法，提議一個新的二維模式，節省計算時間，簡化過去二維模式繁瑣的分析及預測過程，特別是在資料長度愈長的情況，其功能愈為顯著。
2. 冬、夏季平均斷面之分析比較發現，新港海岸呈現夏侵冬淤之現象。中油人工島構築後，除靠近北堤之A23斷面外，新港海岸各斷面均有侵蝕現象。
3. 實測資料分析結果顯示，本文提議之模式較能解析向離岸及沿岸方向的海灘地形變化特性。
4. 由於同時考慮向、離岸及沿岸漂沙對海灘地形變化的影響，較能掌握海灘地形變化特性，故本文所提議之二維模式，在預測未來海灘地形時，得到較佳的預測結果。
5. 預測新港海岸未來的變化情形，顯示本地區海岸繼續呈現侵蝕，極需海岸防護策施，以維護海岸的安全。

## 參考文獻

1. Winant, C.D., Inman, D.L. and Nordstrom, C.E., 1975. Description of seasonal beach changes using empirical eigenfunctions. *J. Geophys. Res.*, 8(15) : 1979-1986.
2. Aubrey, D.G., 1978. Statistical and dynamical prediction of changes of natural beach. Ph. D. Diss., Univ. of Calif., San Diego, CA, 194 pp.
3. Aranuvachapun, S. and Johnson, J.A., 1979. Beach profile at Gorleston and Great Yarmouth. *Coastal Eng.*, 2 : 201-213.
4. Ostrowski, R., Pruszek, Z. and Zeidler, R.B., 1990. Multi-scale nearshore and beach changes. In : *Proc. 22nd Int. Conf. Coastal Eng.*, Delft. ASCE, pp. 2101-2116.
5. Pruszek, Z., 1993. The Analysis of beach profile changes using Dean's method and empirical orthogonal functions. *Coastal Eng.*, 19 : 245-261.
6. Hsu, T.W. and Ou, S.H., 1994. On the prediction of beach changes by a new 2-D empirical eigenfunction model. *Coastal Eng.*, 23 : 255-270.
7. Hashimoto, H. and Uda, T., 1979. Analysis of beach profile changes at Ajigura by empirical eigenfunction. *Coastal Eng. Jpn.*, 22 : 47-57.
8. Hashimoto, H. and Uda, T. 1980. An application of an empirical prediction model of beach profile change to Ogawara Coast, *Coastal Eng. Jpn.*, 23 : 191-204.
9. 歐善惠，王順寬，許泰文，廖學瑞，1985。二維海灘地形變化分析與預測，第八屆海洋工程研討會論文集，397-418。
10. Hsu, T.W., Liaw, S.R., Wang, S.K. and Ou, S.H., 1986. Two-dimensional empirical eigenfunction model for the analysis and prediction of beach profile changes. In : *Proc. 20th Int. Conf. Coastal Eng.*, Taipei. ASCE, pp. 1180-1195.
11. 歐善惠，1988。二維海灘地形變化分析與預測，NSC77-0410-E006-34，國立成功大學水利及海洋工程研究所，41pp.
12. 高家俊、顏樟木，1989。興達電廠海域波浪特性之研究，國立成功大學水利及海洋工程研究所。

# TOPOGRAPHICAL CHANGES AROUND THE COASTAL STRUCTURES

Shan-Hwei Ou and Tai-Wen Hsu

Department of Hydraulics & Ocean Eng., National Cheng Kung  
University, Tainan, Taiwan

## ABSTRACT

A 2-D empirical eigenfunction model is developed for the analysis and the prediction of beach profiles at Shin-Kong coast due to longshore and cross-shore sediment transports. The usefulness of this 2-D model is confirmed as a adequate method in predicting the beach topographical changes. The Shin-Kong coast exhibits erosion in summer and deposition in winter. From the prediction it is shown that this coast will erode continuously in the future.



# 深水合成防波堤不規則波波壓力值之探討

## —合田(Goda)公式之修正式

H.S. Hou, Y.D. Chiou, C.H. Chien

報告人：侯 和 雄

交通部運輸研究所運輸工程組組長

### 摘要

深水合成防波堤試驗模型採用幾何比尺1/49，就二種斷面(一為-32.6m 水深，另一為-28.6m 水深，等二種斷面)各改變三種堤頂高程拍打JONSWAP波譜作成之不規則波，以十組波壓計，二組位移計，測定波壓，上舉力及位移，波浪週期， $T=9、11、13$ 秒， $H_o/d=0.08$ 至 $0.4$ ，其一 $1/3$ 面，檢測堤面波壓、堤底揚壓力及安定性，另一斷面則量測越波量。

使用零上切zero-up cross方法，分析波壓力統計值以確認 $P_{max}/P_{1/3}$ 、 $P_{1/10}/P_{1/3}$ 、 $P_{rms}/P_{1/3}$ 、 $H_o/d$ 之關係式，經用柯—司(Kolmogorov-Smirnov-K-S)的密合度試驗法檢定Weibull、Rayleigh及Log-normal等理論機率分佈模式與水面下最大波壓發生點之波壓機率分佈顯示Weibull分佈較能有效描述試驗值之機率分佈情況。

波壓分佈試驗值與微小振幅重複波、Sainflou及Tadjbakhsh-Keller重複波三次解等理論波壓公式值比較結果顯示，重複波三階解與試驗值較吻合。

本文經由波壓試驗結果分析，提出Goda波壓經驗公式之修正式，並經兩組試驗數據印證良好修正式符合實際設計之用，試用尚稱合理。

### 壹、緒言

為因應我國未來航運成長以及世界航運發展趨勢，台灣地區需籌建深水港，俾能提供深水船席提供大宗散貨及工業原料裝卸，同時構築新生地作為工業區及機場用地。然因深水防波堤水深堤高比一般之防波堤高，沈箱斷面較大，拋石基

礎亦較寬，工程費高昂，倘堤體斷面、堤頂高及堤寬不能依據波浪條件切實予以掌握，則影響工程費及堤體之安全，故需對波壓、上舉力詳加研究，務期設計之防波堤斷面能儘量縮小而不影響其安全以期節省工程費。由於一般波壓公式係依普通水深試驗或實驗之結果為依據，所提議之公式是否適宜於深水情況有待驗證，而這些波壓公式除Goda公式採不規則波觀念外，其餘如Sainflou, Minikin, 等均以規則波為設計基準，是否吻合實際海洋波壓亦值得深入探討。而上舉力一向少研究，凡此均值得再深入探討。

我國建造防波堤頗具經驗，唯水深僅達24m都採混成堤型式，而拋石堤則僅達數公尺，深水防波堤尚乏經驗，日本雖有水深達60m之建造經驗，但屬防禦海嘯之防波堤其設計波高較小，防波堤長度亦有限。然日本為建造深水防波堤於事前經近十年之研究，開發若干新型之防波堤，唯此等防波堤型式是否適用於波浪條件兇惡之台灣海域以及施工設備有待探討。

台灣過去於成大、興大、港研所與運研所等研究單位曾就直立沉箱、開孔沉箱及拋石堤等從事試驗及理論研究頗有成果，但對大水深防波堤問題因過去無此需要而較少研究，為因應未來港灣建設需要實有深入研究之必要。

## 貳、理論公式解析

深水合成堤堤面波壓分佈則代用微小振幅波、Sainflou、Tadjbakhsh-keller三次近似重複波等波壓理論解析之，以比較理論與試驗波壓分佈之差異。堤面之波壓機率分佈型態乃以Weibull、Rayleigh及Long-normal等理論分佈模式比較試驗值之累積及超越機率分佈，同時以柯-司 (Kolmogorov-Smirnov K-S) 的密合度試驗法檢定理論分佈式之適用性。合成堤之波力經驗式則以Goda波壓經驗式為基礎，藉由其與試驗值之比較結果對Goda經驗式作一適當的修正。上述之各項經驗及理論公式詳述如下：

### 一、堤面動壓力理論公式

#### 1. 微小振幅波重複波波壓公式

最大壓力發生在波峰出現時，其壓力強度為Pa

$$Pa = -rz + rH \frac{\cosh k(d+z)}{\cosh kh(d+H)} \dots\dots\dots (2-1)$$

## 2. Sainflou 波壓公式

$$\Delta h_o = \frac{\pi H^2}{L} \coth \frac{2\pi d}{L} \dots\dots\dots (2-2)$$

波峰出現時之靜水面、底床處壓力強度分別為  $P_2$ 、 $P_1$ ，其公式為：

$$\begin{cases} p_2 = (p_1 + rd) \frac{H + \Delta h_o}{d + H + \Delta h_o} \\ p_1 = \frac{rH}{\cosh \frac{2\pi d}{L}} \end{cases} \dots\dots\dots (2-3)$$

式 2-3 中之  $\Delta h_o$  表靜水面之升高量， $H$  表堤前波高。

## 3. Tadjbakhsh-Keller 重複波壓三次近似解

三次解動壓力於堤面之分佈方程式如下：

$$\begin{aligned} \frac{kp}{r} = & -kz + \frac{\epsilon^2}{8}(w_o^{-2} - w_o^2) - \frac{\epsilon^2}{2} \frac{\sinh^2 k(z+d)}{\sinh 2kd} + [A_{11} \frac{\cosh k(z+d)}{\cosh kd} \\ & + A_{12} \frac{\cosh 3k(z+d)}{\cosh 3kd} - A_{13} \frac{\sinh k(z+d) \sinh 2k(z+d)}{\sinh kd \cosh 2kd}] \cos \sigma t \\ & - [B_{11} - B_{12} \frac{\cosh 2k(z+d)}{\cosh 2kd} - B_{13} \frac{\sinh^2 k(z+d)}{\sinh 2kd}] \cos 2\sigma t \dots\dots\dots (2-4) \\ & - [C_{11} \frac{\cosh k(z+d)}{\cosh kd} - C_{12} \frac{\cosh 3k(z+d)}{\cosh 3kd} - \\ & C_{13} \frac{\sinh k(z+d) \sinh 2k(z+d)}{\sinh kd \cosh 2kd}] \cos 3\sigma t \end{aligned}$$

$$\text{但： } w_o^2 = \tanh k \dots\dots\dots (2-5)$$

波長  $L$  由下式推算

$$d/L_o = (d/L) w_o^2 [1 + 1/32 \epsilon^2 (9w_o^{-8} - 12w_o^{-4} - 3 - 2w_o^4)] \dots\dots\dots (2-6)$$

$$L_0 = gT^2 / 2\pi \dots\dots\dots (2-7)$$

參數 $\epsilon = ka$ ，可依下式由 $H/L$ 推算

$$KH = \epsilon + \epsilon^3 / 256 \left[ 27W_0^{-12} + 27W_0^{-8} + 96W_0^{-4} - 63 + 11W_0^4 + 6W_0^8 \right] \dots (2-8)$$

各係數如下式： 其中橫作標記位於靜水面，垂直方向為 $z$ ，向上為正， $T$ 為週期， $L$ 為波長， $d$ 為水深， $k = 2\pi/L$ ， $a = H/2$ ， $r$ 為單位水重。

#### 4. Goda波壓經驗公式

$$H_{1/3} = \max \begin{cases} k_s H_0 & : d/L_0 \geq 0.2 \\ \min(\beta_0 H_0 + \beta_1 d), \quad \beta_{\max} H_0, \quad k_s H_0 & : d/L_0 < 0.2 \end{cases} \dots (2-9)$$

$$H_{\max} = H_{1/250} = \begin{cases} 1.8 K_s H_0 & : d/L_0 \geq 0.2 \\ \min(\beta_0 H_0 + \beta_1 d), \quad \beta_{\max} H_0, \quad 1.8 k_s H_0 & : d/L_0 < 0.2 \end{cases} \dots\dots (2-10)$$

式2-9、2-10中之 $K_s$ 係代用Shuto公式所計算之淺化係數。

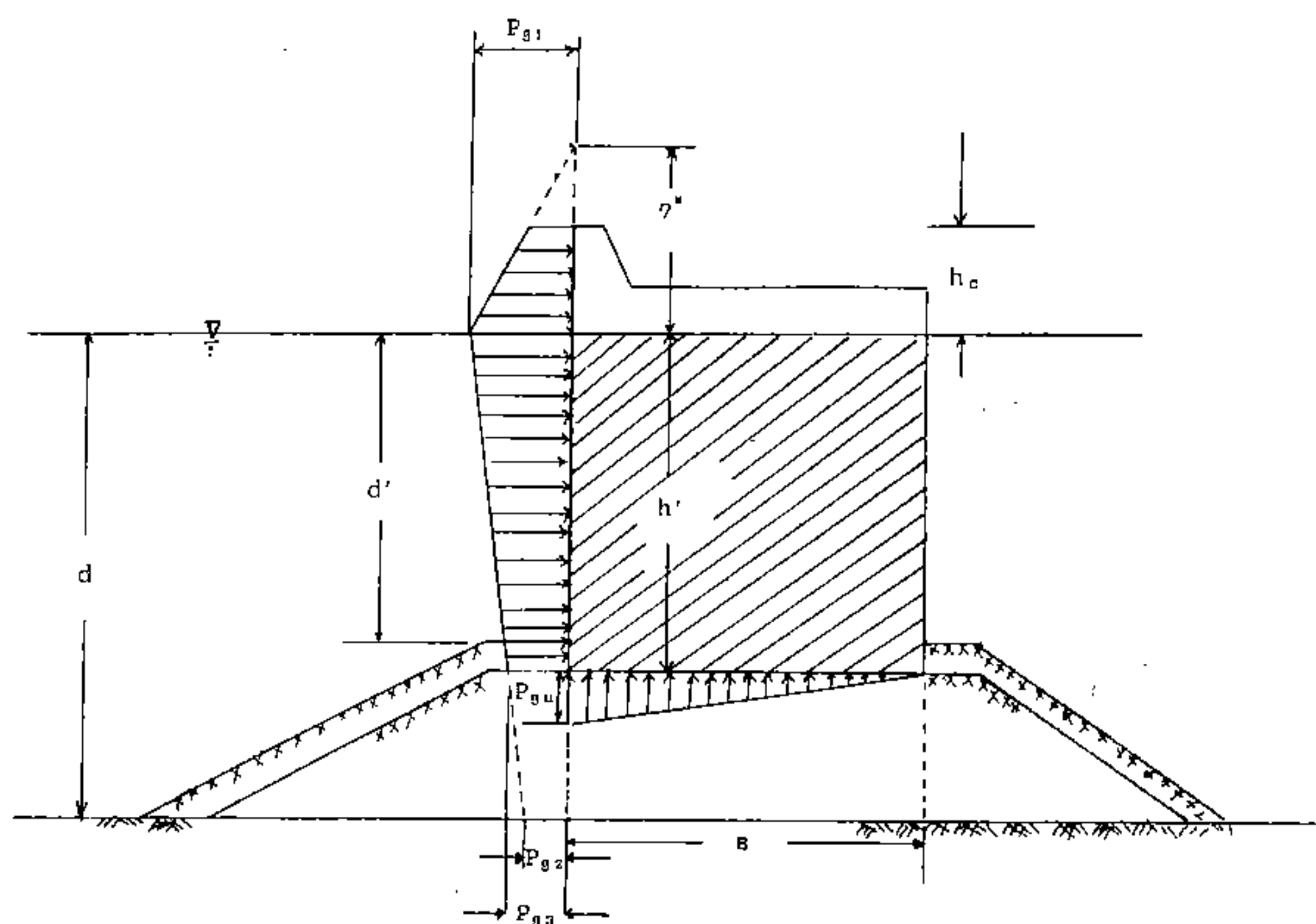
$$\begin{aligned} \beta_0 &= 0.028 (H_0 / L_0)^{-0.38} \exp (20 \tan^{1.5} \theta) \\ \beta_1 &= 0.52 \exp (4.2 \tan \theta) \\ \beta_{\max} &= \max [0.92, 0.32 (H_0 / L_0)^{-0.29} \exp (2.4 \tan \theta)] \\ \beta_0^* &= 0.052 (H_0 / L_0)^{-0.38} \exp (20 \tan^{1.5} \theta) \\ \beta_1^* &= 0.63 \exp (3.8 \tan \theta) \\ \beta_{\max}^* &= \max [1.65, 0.53 (H_0 / L_0)^{-0.29} \exp (2.4 \tan \theta)] \end{aligned}$$

$\max [a, b, c]$  :  $a, b, c$ 之最大值

$\min [a, b, c]$  :  $a, b, c$ 之最小值

$\tan \theta$ : 海底底床之坡度

Goda波壓經驗公式中各符號標示如下圖



Goda波壓經驗公式符號標示圖

(1) 堤前設計波高  $H_{1/3}$ 、 $H_{\max}$

指示波高  $H_{1/3}$ ：以堤址水深  $d$  代入式 2-9 推求。

最大波高  $H_{\max}$ ：碎波帶以外以  $1.8H_{1/3}$  估算，碎波帶內以堤址前  $5H_{1/3}$  處之水深代入式 2-10 推求。

$$T_{\max} = T_{1/3}$$

(2) 波壓作用於堤面最高點距水面線之高程  $\eta^*$

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta_g) H_{\max} \dots \dots \dots (2-11)$$

$\beta_g$ ：波向與堤面法向之夾角

(3) 直立堤堤面波壓

$$p_{g1} = \frac{1}{2}(1 + \cos\beta_g)H_{\max} \dots\dots\dots(2-12)$$

$$p_{g2} = \frac{p_{g1}}{\cosh(2\pi d/L)} \dots\dots\dots(2-13)$$

$$p_{g3} = \alpha_{g3}p_{g1} \dots\dots\dots(2-14)$$

其中

$$\alpha_{g1} = 0.6 + \frac{1}{2} \left[ \frac{4\pi d/L}{\sinh(4\pi d/L)} \right]^2$$

$$\alpha_{g2} = \min \left\{ \frac{d_b - d'}{3d_b} \left( \frac{H_{\max}}{d'} \right)^2, \frac{2d'}{H_{\max}} \right\}$$

$$\alpha_{g3} = 1 - \frac{h'}{d} \left[ 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi d/L)} \right]$$

$d_b$  : 堤址前  $5H_{1/3}$  處之水深

(4) 直立堤堤趾處之上揚波壓

$$p_{gu} = \frac{1}{2}(1 + \cos\beta_g)\alpha_{g1}\alpha_{g3}rH_{\max} \dots\dots\dots(2-15)$$

(5) 直立堤堤面所受之波力  $F_g$  及堤底之上揚力  $F_{gu}$

$$F_g = \frac{1}{2}(p_{g1} + p_{g3})d' + \frac{1}{2}(p_{g1} + p_{g4})h_c^* \dots\dots\dots(2-16)$$

$$F_{gu} = \frac{1}{2}p_{gu}B \dots\dots\dots(2-17)$$

其中

$$p_{g4} = \begin{cases} p_{g1}(1 - h_c/\eta^*) & : \eta^* > h_c \\ 0 & : \eta^* \leq h_c \end{cases}$$

$$h_c^* = \min[\eta^*, h_c]$$



B：直立堤堤底寬度

## 二、Shuto淺化係數公式

本文之波壓於堤面之分佈與理論波壓公式之比較，所需之堤前波皆利用深海波高以 $K_s$ 係數計算求得，其中 $K_s$ 係數係用Shuto公式計算之，公式之詳細內容說明如下：

$$k_{si} = \frac{H}{H_o} = \frac{1}{\sqrt{(1 + \frac{4\pi d/L}{\sinh(4\pi d/L)} \tanh \frac{2\pi d}{L})}} \dots (2-18)$$

$$\begin{cases} k_s = k_{si} & : d_{30} \leq d \dots (2-19) \end{cases}$$

$$\begin{cases} k_s = (k_{si}) \left( \frac{d_{30}}{d} \right)^{2/7} & : d_{50} \leq d < d_{30} \dots (2-20) \end{cases}$$

$$\begin{cases} k(\sqrt{K_s} - B - c = 0 & d < d_{50} \dots (2-21) \end{cases}$$

$$\left( \frac{d_{30}}{L_o} \right)^2 = \frac{2\pi}{30} \frac{H_o}{L_o} (K_{si})_{30} \dots (2-22)$$

$$\left( \frac{d_{50}}{L_o} \right)^2 = \frac{2\pi}{50} \frac{H_o}{L_o} (K_{si})_{55} \dots (2-23)$$

$$B = \frac{2\sqrt{3}}{\sqrt{2\pi H_o L_o}} \frac{d}{L_o} \dots (2-24)$$

$$C = \frac{C_{50}}{\sqrt{2\pi H_o L_o}} \left( \frac{d}{L_o} \right)^{3/2} \dots (2-25)$$

$$C = (k_s)_{50} \left( \frac{d_{50}}{L_o} \right)^{3/2} \left( \sqrt{2\pi \frac{H_o}{L_o} (k_s)_{50}} - 2\sqrt{3} \frac{d_{50}}{L_o} \right) \dots (2-26)$$

式2-18中之 $k_{si}$ 係由微小振幅波理論所推導之淺化數，式2-22中之 $(k_{si})_{30}$ 表代用2-18於水深 $d=d_{30}$ 所計算之 $k_{si}$ ， $d_{30}$ 則由式2-22以疊代方法求之，式2-6中之 $(k_s)_{50}$ 表水深 $d=d_{50}$ 所計算之 $k_s$ 、 $(k_s)_{50}$ 及 $d(k_s)_{50}$ 需聯立式2-21、2-23以數值方法解之，此二式中之常數項如式2-24、2-25及2-26所示。計算初，以上述程序先解得 $d_{30}$ 及 $d_{50}$ ，再以式2-19~2-21判別以何式計算水深 $d$ 之淺化係數並計算之，即可得水深 $d$ 處之淺化係數 $k_s$ 。

## 三、波壓機率分佈函數

波壓之機率分佈特性中分析點波壓之機率分佈型態所代用之三種理論機率函數，其詳細內容及計算方式說明如下：

### 1. Weibull 累積機率函數：

$$F(x; \alpha_w, \beta) = \int_0^x \alpha_w \beta t^{\beta-1} \exp(-\alpha_w t^\beta) dt = 1 - \exp(-\alpha_w x^\beta) \dots (2-27)$$

其超越機率密度函數為

$$E(x; \alpha_w, \beta) = 1 - F(x; \alpha_w, \beta) = \exp(-\alpha_w x^\beta) \dots (2-28)$$

X: 波壓(g/cm<sup>2</sup>)

參數 $\alpha_w, \beta$ 可依下列方法估算之:

將超越機率密度函數 E(X) 之倒數取兩次對數後, 得

$$\ln \ln(1/E(x)) = \ln \alpha_w + \beta \ln x \dots (2-29)$$

式(2-19)為一截距 $\ln \alpha_w$ , 斜率 $\beta$ 的直線。只要先計算試驗數據的超越機率值, 經線性迴歸後即可求得 $\alpha_w$ 與 $\beta$ 。

2. Rayleigh 累積機率函數:

$$F(x; \mu_r) = \begin{cases} 1 - \exp\left[-\frac{\pi}{4} \left(\frac{x}{\mu_r}\right)^2\right] & \text{for } x \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \dots (2-30)$$

x: 波壓(g/cm<sup>2</sup>)

$$\mu_r = \sum x_i / n$$

n: 樣本數

3. Long-normal 累積機率函數:

$$f(x; \mu, \sigma) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} \int_0^x \frac{1}{t} \exp[-0.5 \cdot (\ln t - \mu)^2 \cdot \sigma^{-2}] dt \quad x > 0 \dots (2-31)$$

x: 波壓(g/cm<sup>2</sup>)

$$\mu = \sum \ln x_i / n$$

$$\sigma = \left[ \sum \ln^2 x_i / n - (\sum \ln x_i)^2 / n^2 \right]^{1/2}$$

## 參、模型試驗

本試驗之模型幾何比尺為1/49，採用等比縮尺，模型試驗係在成功大學水利及海洋工程系之試驗室中進行，其模型各物理量則依物理相似律決定。本試驗之波浪條件、堤址水深及混成堤沉箱之重量等經比尺計算後其結果如表1所示。

表1 模型之各類物理量

項 目	實 體			模 型		
幾何比尺	1			1/49		
週期(sec)	9	11	13	1.29	1.57	1.86
設計波高H1/3	8m			16.33 cm		
暴潮位水深						
混成堤 A	32.6 m			66.5		
混成堤 B	28.6 m			58.4 cm		
拋石堤	20.6 m			42.0 cm		
沉箱重量	1363.13 ton/m			567.73 kg/m		
波壓	0.49 ton/m <sup>2</sup>			1/g cm <sup>2</sup>		
位移	0.49 m			1 cm		
沈箱晃動角度	1°			1°		
越波量	343 m <sup>3</sup> /m/sec			1 m <sup>3</sup> /m/sec		

深水合成防波堤原型之斷面則如Fig1及Fig2所示。試驗的配置則如Fig.3所示，模型沈箱之殼是鐵質製成內部加滿砂以調製如表所示之設計重量，十組率定之壓力計則架在沈箱上(六組在前面，四組在底面)如Fig.4所示。

本試驗之波浪採用JONSWAP波譜，其peak enhancement factor採取適用於台灣海域之2.08 於試驗前首先率定波譜是否吻合理論波譜，率定過程中以週期1.29Sec波高14.28cm時，其試驗波譜與其理論波譜比較兩者甚為吻合，乃將其率定好之波譜儲存，並藉以進行試驗。

由於深水沈箱合成堤除進行波壓、位移及越波之影響，為便於說明，因此將A、B兩種不同堤址水深之合成堤依其堤頂高予以編號如表2。

表2 不同堤址 水深及堤頂高程之試次編號

試次	堤址水深d		堤頂高程		$h_c/d^*$
編號	實體	模型	實體	模型	
A-1	32.6 m	66.5 cm	+10m	+15.10 cm	0.2270
A-2	32.6 m	66.5 cm	+ 9m	+13.06 cm	0.1963
A-3	32.6 m	66.5 cm	+ 7m	+ 8.98 cm	0.1350
B-1	28.6 m	58.4 cm	+10m	+15.10 cm	0.2587
B-2	28.6 m	58.4 cm	+ 9m	+13.06 cm	0.2238
B-3	28.6 m	58.4 cm	+ 7m	+ 8.98 cm	0.1538

\*: $h_c$ 表堤頂之出水高度

#### 肆、試驗結果

##### 一、無因次波壓力 $P_{1/3}/rd$

Fig.5顯示波壓力 $P_{1/3}/rd$ 與 $H_0/d$ 間關係式之典型結果本文選用 $P_2$ (正好在S.W.L.之下)及 $P_8$ (接近沈箱堤址)來強調上述之關係。

一般而言兩者  $P_2$ 及 $P_8$ 之 $P_{1/3}/rd$ 皆隨 $H_0/d$ 之增加而增加，水面附近(即 $P_2$ )之波壓隨 $H_0/d < 0.2$ 增加幅度之坡度陡於 $H_0/d > 0.2$ 增加幅度之坡度，此係已有大部份波高越波消散部份波能，使其整波列發生大波壓之機率減少，因此 $P_{1/3}$ 趨於平緩，然就 $P_8$ 而言，測點之波壓則因佈置較深，波壓傳動受水深影響，較大駐波之越波產生之擾動亦會因水深較深而減幅，因此 $P_8$ 之波壓值( $P_{1/3}/rd$ )隨 $H_0/d$ 增加的趨勢並沒有明顯的改變。亦即 $P_8$ 波壓增加之趨勢似乎並未受到近水面擾動之影響。

## 二、代表波壓之比值

試驗波高之分析方式採用零上切法(zero up-cross method)，並依統計方法求出平均波高 $H_{mean}$ ，1/3最大波高 $H_{1/3}$ ，1/10最大波高 $H_{1/10}$ ，及最大波高 $H_{max}$ 。由於本試驗所拍打出之波浪屬中間性波，因此試驗所分析出之波高 $H_{1/3}$ 皆用/Shuto公式求出淺化係數 $K_s$ 後，反算其深海波高 $H_0$ ，而波壓之探討亦依照波高統計分析方式，分析其正波壓之統計值。

其結果乃表示為 $P_{max}$ 、 $P_{1/10}$ 、 $P_{rms}$ 及 $P_{mean}$ 不等，為簡單起見乃選用Case A-1，A-3，B-1，B-3之 $P_2$ 與 $P_8$ 來求 $P_{max}/P_{1/3}$ ， $P_{1/10}/P_{1/3}$ ， $P_{rms}/P_{1/3}$ ， $P_{mean}/P_{1/3}$ ，與 $H_0/d$ 間之關係式，其典型之結果則如Fig 6所示。Fig 6之A及E兩圖中 $P_{max}/P_{1/3}$ 值顯示比其他圖較為分散 $P_{max}/P_{1/3}$ 之值域，則隨 $H_0/d$ 值增加而增大。就 $P_2$ 壓力計而言，其 $P_{max}/P_{1/3}$ 值隨 $H_0/d$ 之增加而其分佈範圍約在1.2-1.8間，而 $P_8$ 壓力計則 $P_{max}/P_{1/3}$ 值則分佈於1.2至2.3之間。 $P_{1/10}/P_{1/3}$ 顯示與上述同樣趨勢，就 $P_2$ 的壓力計而言， $P_{1/10}/P_{1/3}$ 值較集中於1.2至1.28之間，而 $P_8$ 的壓力計則分佈於1.2至1.75之間。至於 $P_{rms}/P_{1/3}$ 及 $P_{mean}/P_{1/3}$ 之值似乎不受 $H_0/d$ 之影響，當 $H_0/d$ 值增大時，則兩者之值保持定值， $P_{rms}/P_{1/3}$ 與 $P_{mean}/P_{1/3}$ 各自等於0.75與0.7

Sainflou等波壓公式其波壓與波高係成正比關係，假定實際海洋波浪以零上切法定義之波高滿足Rayleigh分佈，則依Rayleigh分佈之各種波高統計比關係可知代表波壓比值 $(P_{max}/P_{1/3})_r$ 、 $(P_{1/10}/P_{1/3})_r$ 、 $(P_{mean}/P_{1/3})_r$ 及 $(P_{rms}/P_{1/3})_r$ 各為1.61、1.27、0.625及0.7，比較本試驗之各代表水波壓比值顯示，波壓 $P_{max}/P_{1/3}$ 於 $H_0/d < 0.22$ 時小於 $(P_{max}/P_{1/3})_r$ ，上舉力亦然， $H_0/d > 0.22$ 則 $(P_{max}/P_{1/3})_r$ 介於波壓、上舉力 $(P_{max}/P_{1/3})$ 之值域間。波壓 $P_{1/10}/P_{1/3}$ 與 $(P_{1/10}/P_{1/3})_r$ 之關係如上所述，上舉力 $(P_{1/10}/P_{1/3})$ 值域範圍則含蓋 $(P_{1/10}/P_{1/3})_r$ 。 $(P_{mean}/P_{1/3})_r$ 約略相等， $P_{rms}/P_{1/3}$ 則大於 $(P_{rms}/P_{1/3})_r$ 。

這些結果顯示，Rayleigh分佈似乎不是適當的函數來描述波壓之機率分佈，它需要進一步研究，其討論容後再述。

## 三、波壓之機分佈

於相波浪週期條件下所拍打出之收種波高中，選取最大與最小波高之兩波列(每一波列約100個波)所繪制測點P3之波壓累積及超越機率分佈及機率分

佈與Weibull、Rayleigh、Log-normal等機率分佈之比較圖，由Fig 7之累積機率及超越機率圖顯示，大波高時( $H_0/d$ 大時)，Rayleigh分佈對於發生機率較大之水波壓有低估的趨勢而對於發生機率較小之大波壓則有高估的趨勢，Log-normal分佈則與上述情況相反，Weibull分佈則與試驗值較吻合；小波高時( $H_0/d$ 小時)，三種分佈大致上與試驗值皆吻合，但對於發生機率極小之大波壓皆有高估的趨勢，其中以Rayleigh分佈與試驗值偏差最大，其次為Weibull分佈。由圖中顯示大波高時三種分佈仍以Weibull分佈與試驗值較吻合，小波高時，Rayleigh分佈有高估大波壓的趨勢，其餘二分佈則有低估的趨勢。由四圖之比較結果，於大波高，以Weibull分佈與試驗值分佈最吻合，於小波高，小波壓之描述三種分佈皆適用，大波壓則三種分佈與試驗值之偏差較無規則可循。比較圖中各週期小波高之試驗值分佈皆與Weibull分佈相吻合。

表3為利用柯一司(Kolmogorov-Smirnov K-S)的密合度試驗法在有效水準 $\alpha_k=0.2$ ，點數 $n$ 時經查表所得的 $D_n^{\alpha_k}$ 值及試驗值與各分佈之 $D_n$ 值，用以檢定試驗所得的累積機率與假設的理論分佈間的差異，表中註記"\*"者表該分佈之 $D_n$ 值大於查表之 $D_n^{\alpha_k}$ 值，即該分佈並不適於描述試驗值之分佈。由表顯示，Rayleigh與Log-normal分佈除少部份試次外，二者之 $D_n$ 值與皆大於 $D_n^{\alpha_k}$ 值，Weibull分佈之 $D_n$ 值皆小於 $D_n^{\alpha_k}$ ，此表示Weibull分佈用來描述波壓之機率分佈是可以被接受的。

表3 K-S密合度試驗之 $D_n$ 及 $D_n^{\alpha_k}$ 值

試次	$d/L_0$	$H_0/d$	$n$	Weibull $D_n$	Rayleigh $D_n$	Log-normal $D_n$	K-S $D_n^{\alpha_k}$
A-1	0.2563	0.2861	84	0.0489	*0.1573	*0.1678	0.1167
		0.1194	98	0.0713	0.0994	*0.1704	0.1081
A-3	0.2563	0.2935	86	0.0736	*0.2382	*0.1774	0.1154
		0.0826	88	0.0493	0.1069	0.1237	0.1141
B-1	0.1082	0.3657	97	0.0585	*0.1899	*0.1715	0.1086
		0.1061	100	0.0467	*0.2127	0.1014	0.1070
B-3	0.1082	0.3442	98	0.0522	*0.2088	*0.1511	0.1081
		0.1037	100	0.0724	*0.2247	*0.1370	0.1070



#### 四、波壓於堤面(沈箱前之面板)之分佈與理論波壓公式值之比較波壓於堤面之分佈點繪如Fig.8所示。

試驗之波壓分佈與Sainflou等波壓公式之比較，其中符號"o"代表試驗值  $P_{1/3}/rd$ ，點折線(—..—1st)代表微小振幅重複波波壓，長虛線(——Sainflou)代表Sainflou波壓公式，實線(—3rd)代表重複波壓三階解，計算時以  $\alpha t=0$  代入可得波峰處之波壓，點線(...3rd\_max)代表重複波壓三階解之最大波壓。

各圖中三種波壓公式計算結果顯示，以Sainflou波壓公式計算之水面下波壓值皆高於其他二公式計算之結果，微小振幅重複波波壓計算值則介於其間，且較接近於Sainflou公式計算結果。比較圖中試驗值與波壓公式計算結果顯示，於較小  $H_0/d$  時，試驗值較趨近於Sainflou公式計算結果，隨著  $H_0/d$  之逐漸增加，試驗值愈趨近於重複波三階解，而Sainflou及微小振幅重複波波壓公式計算值有逐漸高估之趨勢。在較小  $H_0/d$  值時，三種波壓公式計算結果之偏差較小，隨著  $H_0/d$  之增加，重複波三階解與其它二公式之偏差才逐漸加大。大致上，由上述之比較結果顯示，三種公式以重複波三階解與試驗值較吻合。另外，CASE A-1~於  $H_0/d > 2.5$  及 CASE B-1~B-3 於  $H_0/d > 0.29$  時，三階解之最大波壓有偏離波峰的現象，即最大波壓並不是發生於  $\alpha t=0$  處。

#### 五、最大波力與上舉力—Goda波壓公式之修正式

目前一般波壓公式係依普通水深試驗或實驗結果為依據所提議之公式，而這些波壓公式中除Goda公式採不規則波觀念外，其於如Sainflou等重複波波壓公式均以規則波為設計基準，因此各公式對於實際海洋深水結構物波壓計算結果是否合理，有待進一步探討。本計畫之混成堤試驗包含六種  $d/L_0$  值，試驗深海波高拍打範圍換算成實體波高約在2m至13m間，直立堤部之出水高度有三種，總合所有試驗之條件所得之結果可謂眾多，因此本節擬提議一經驗公式以便於設計參考。由於Goda波壓公式以不規則波觀念作成，且此公式計算結果含蓋重複波及碎波帶範圍之波壓，因此本節提議之經驗公式擬以Goda波壓公式為藍本，經與試驗值之比較對其作一適切及合理的修正。由

Fig.9至Fig.10，最大波力與上舉力等之試驗值經與合田(Goda)公式計算值比較之情形，分別呈現於子圖(A)及子圖(B)。

試驗值與計算值皆隨 $H_0/d$ 、 $H_0/L_0$ 之增加而增加，待 $H_0/d$ 增至0.22附近，因越波之緣故使得試驗值之增加幅度有減緩的趨勢，此結果與前述波壓變化趨勢相同，計算值則沒明顯改變。另外，比較不同堤頂高程於相同 $H_0/d$ 時所對之波力，由計算值顯示較高堤頂所對應之波力皆略大於較低堤頂之波力，此趨勢隨 $H_0/d$ 之增加而愈明顯，至於試驗值則沒有明顯的差別，此係因堤頂降低部份所合成之波力僅佔全波力之小部份，因此試驗值顯示堤頂改變對全波力之影響並不明顯。比較相同 $H_0/d$ 所對應之計算值與試驗值顯示，計算值於 $H_0/d < 0.22$ 時與試驗值較吻合， $H_0/d > 0.22$ 後，計算值有高估試驗值的趨勢，且二者之偏差有隨 $H_0/d$ 增加而增加的傾向。此一分析結果顯示， $H_0/d$ 愈大，Goda公式愈有高估之可能，此種情形乃因Goda公式未考慮到大波有明顯之越波情況。另一方面，上舉力在大部分試驗試次中，顯示Goda公式值有低估之情況，主要因為沈箱背後大波越波後產生水位之堆高現象。而此種水位堆高現象則在Goda公式內未加考慮，因此造成上舉力之低估情況

基於本文之試驗結果，修正迴歸曲線針對試驗值( $F_{Lab}$ )與合田公式值( $F_{Goda}$ )之力的比值，分波力比值與上舉力比值點繪於Fig.11中之圖(A)與圖(B)內。此迴歸曲線之迴歸式作為Goda波壓公式之修正式， $\alpha$ 值為比值對迴歸曲線之標準偏差，藉由 $\alpha$ 值以包絡線型式定出修正式之上下限，分別以較密及較疏曲線表示，各修正式及其上下限與其適用範圍載於表4，表中之 $R_{to.}$ (Ratio)係由各修正式對應不同 $H_0/d$ 值所計算出之修正係數。由圖(A)顯示，試驗值與計算值比值隨 $H_0/d$ 之增加而下降，圖中迴歸曲線隨不同 $H_0/d$ 所對應之比值由1.05逐漸下降至0.6，即計算值隨 $H_0/d$ 之增加愈有高估試驗值之趨勢，另外由圖(B)顯示，迴歸曲線隨 $H_0/d$ 之增加而小幅度上升，其值約在1.1附近，即計算值有低估試驗值之趨勢。

表 4 Goda波壓公式之修正式

適用範圍 $d/L_0=0.1082 \sim 0.2563$	
波 力 修 正 式	
上 限	$R_{to} = -1.38x(H_0/d) + 1.40$
修正式	$R_{to} = -1.38x(H_0/d) + 1.16$
下 限	$R_{to} = -1.38x(H_0/d) + 10.92$

上舉力修正式	
上 限	$R_{to} = -1.14 \times (H_o/d) + 3.12$
修正式	$R_{to} = -1.14 \times (H_o/d) + 1.08$
下 限	$R_{to} = -1.14 \times (H_o/d) + 0.22$

本節所提議之經驗公式，係以Goda波壓經驗式為藍本，其計算之波力及上舉力再乘以表4中修正係數 $R_{to}$ 修正之。

為檢定迴歸曲線之可行性，Case A-1 (T=9秒)與Case B-1(T=13秒)之試驗資料乃用來與公式修正值比較，其結果乃顯現於Fig.12及Fig.13兩圖中，如Fig.12(A)所示，試驗值位於公式修正值之上下側，且在上下限間，試驗值與公式修正值吻合之程度遠優於Fig.9(A)之情況。至於Fig.12(B)顯示公式修正值稍有高估，但其資料仍在上下限直線內，Fig.13(A)(B)顯示之結果與上述雷同，表示本文所提Goda公式之修正式尚屬合理。

#### 伍、結論

就本所先期規劃之高雄深水港提出之兩種深水合成防波堤斷面，一為28.6M水深，另一為32.6M水深，進行作用在沈箱上之不規則波波力與上舉力之水工模型試驗研究，波浪條件為 $d/L_o = 0.1082 \sim 0.2563$ ， $H_{1/3} = 0.08 \sim 0.4$ ，其結果如下：

- (1)藉由柯一司 (Kolmogorov-Smirnov K-S)的密合度試驗法檢定理論與試驗值之差異結果，顯示Weibull分佈用來描述波壓之機率分佈是可以被接受的，Rayleigh及Log-normal分佈則較不適用。
- (2)示性波壓 $P_{1/3}$ 作用於堤面之壓力分佈，經以微小振幅重覆波、Sainflou與Tadjbakksh-Keller重複波三次解理論波壓與試驗之波壓分佈比較結果，三種公式以(T-K)重複波三階解與試驗值較吻合。
- (3)當越波之情況發生時，導致波浪擾亂致使近S.W.L.之波壓力降低，而促使合田(Goda)公式之波壓力有高估之現象。
- (4)越波後則促使防波堤後之水位湧升，其結果使得合田之上舉力公式值有低估之現象。

(5)本研究之試驗結果，獲致試驗值與合田公式值之迴歸線經與試驗再比較有一合理及良好之吻合特性，顯示研究成果甚佳。

#### 陸、References

- 1.Horikawa, K.(1978)Coastal Engineering, University of Tokyo press.
- 2.Tadjbaksh, I and J.B. Leller(1960):Standing Surface Waves of Finite Amplitude, J. Fluid Mech. 8, p.442-451
- 3.Goda, Y., (1974): New Wave Pressures Formula for Composite Breakwater, Proc. 14th Coastal Engng. Conf.
- 4.Hole, P. G.(1962):Introduction to Mathematical Statistics, 3rd Ed., J.Wiley and Sons, New York.
- 5.Tang, F.L.W., Ou, S.H. and Hwang, J.S.(1990):Studies on Irregular Wave Pressures on Breakwater and Their Probability Distribution Models, Dissertation No. 18, Tainan Hydraulics Laboratory of Water Resources Planning Commission-Ministry of Economic Affairs and NCKU, Taiwan, R.O.C.
- 6.Experimental Study and Theoretical Comparison of Irregular Wave Pressures on Deepwater Composite Breakwaters. H.S.Hou and C.H. Chien & Y.D.Chiu, HYDRO-PORTS'94 Japan.

#### 柒、謝誌：

本研究為交通部運輸研究所之經費支援，本所同仁歐陽餘慶副組長、翁國和工程司參與本計畫之研討，特此致謝！

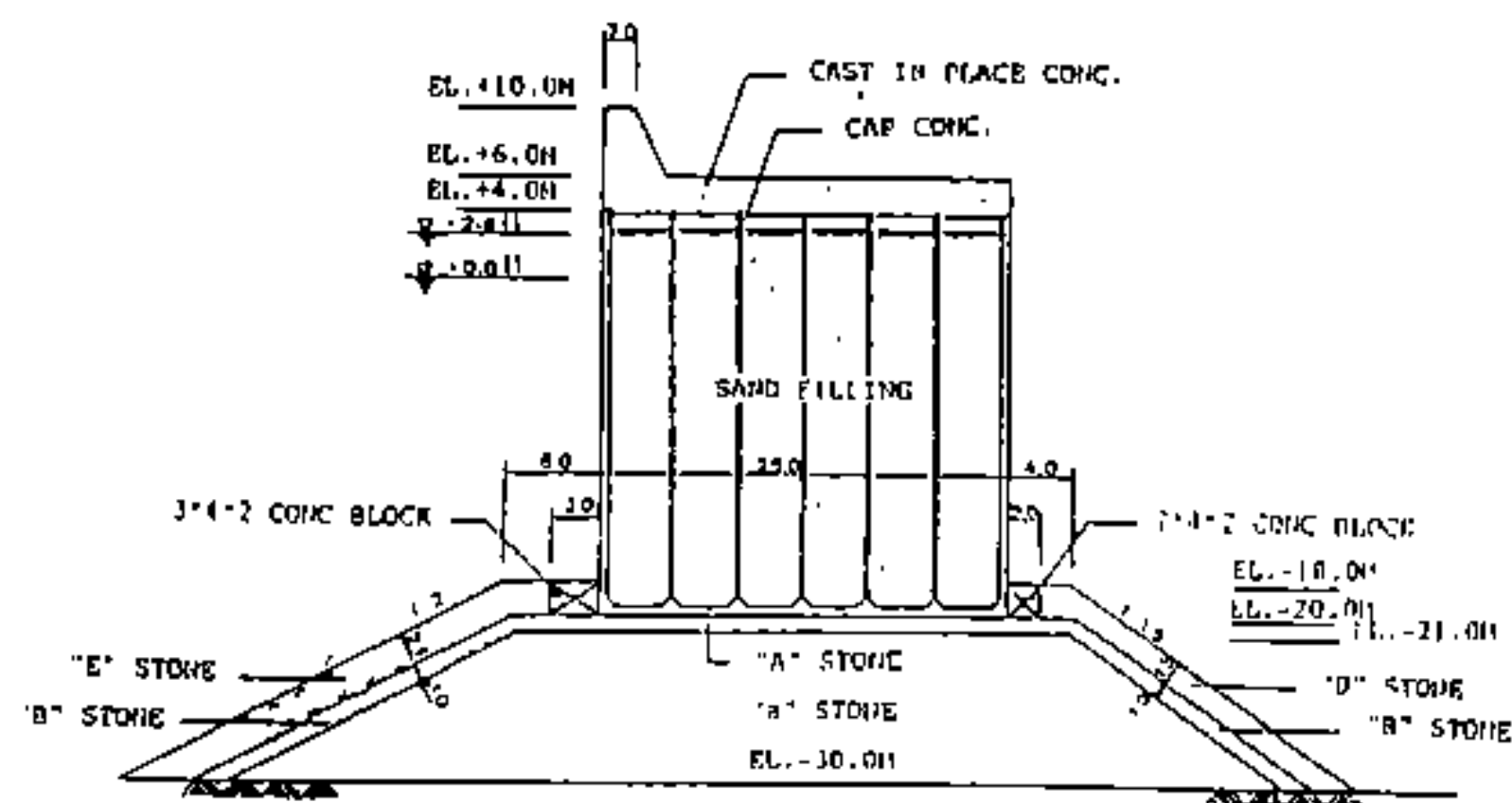


Fig-1 The design cross-section of composite breakwater

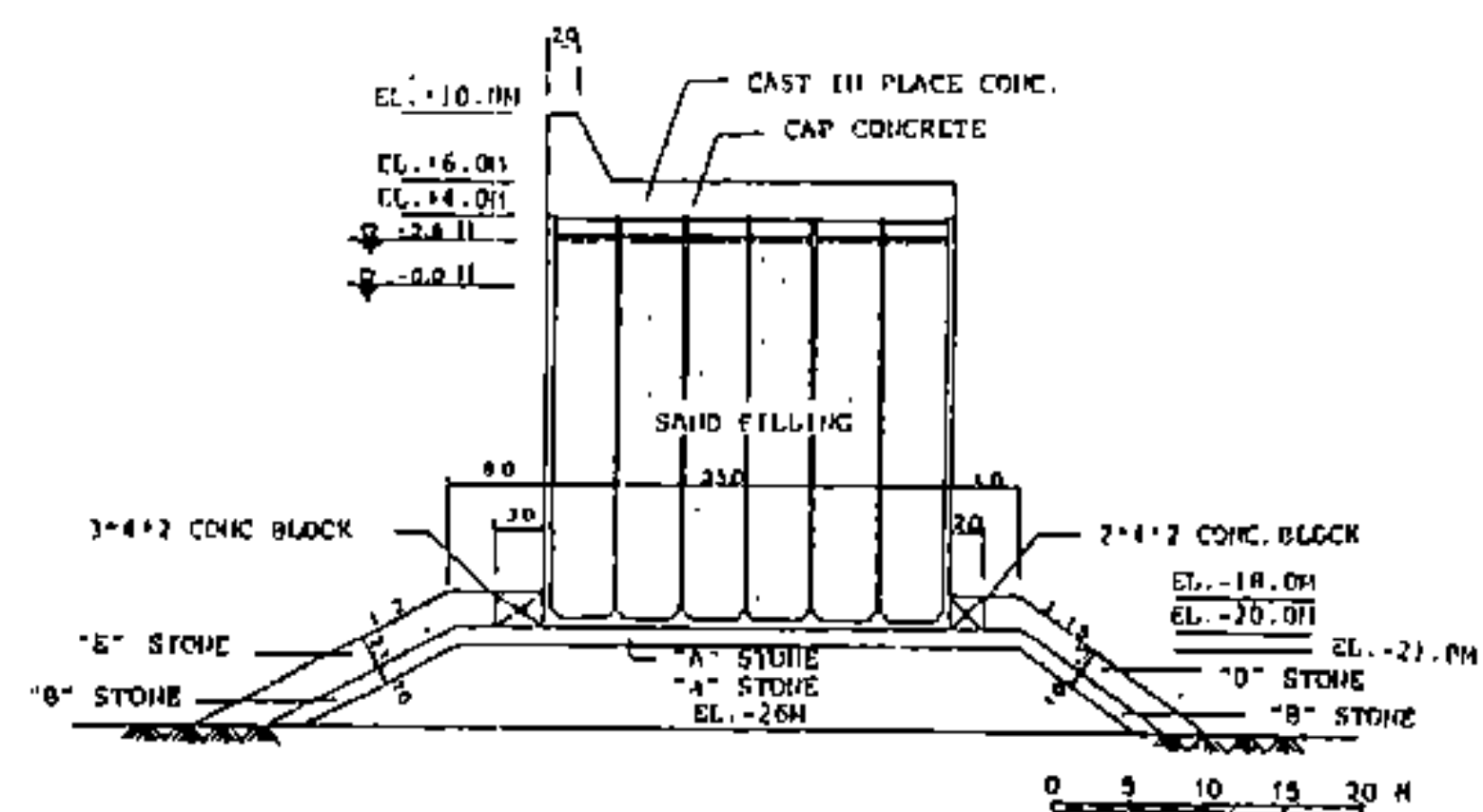


Fig-2 The design cross-section of composite breakwater

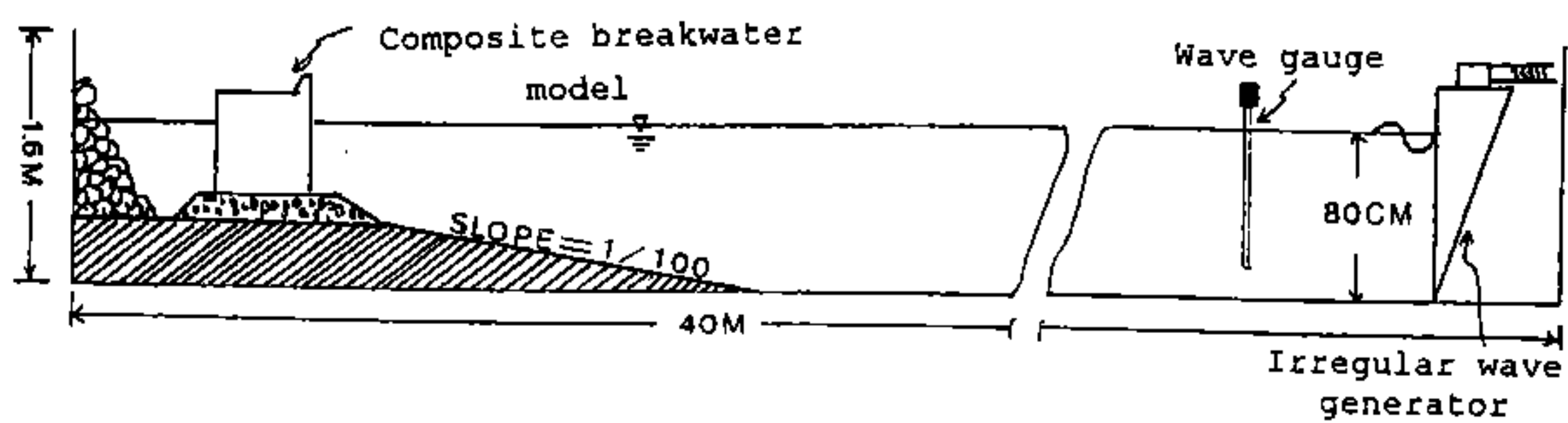


Fig -3 Layout of experiment

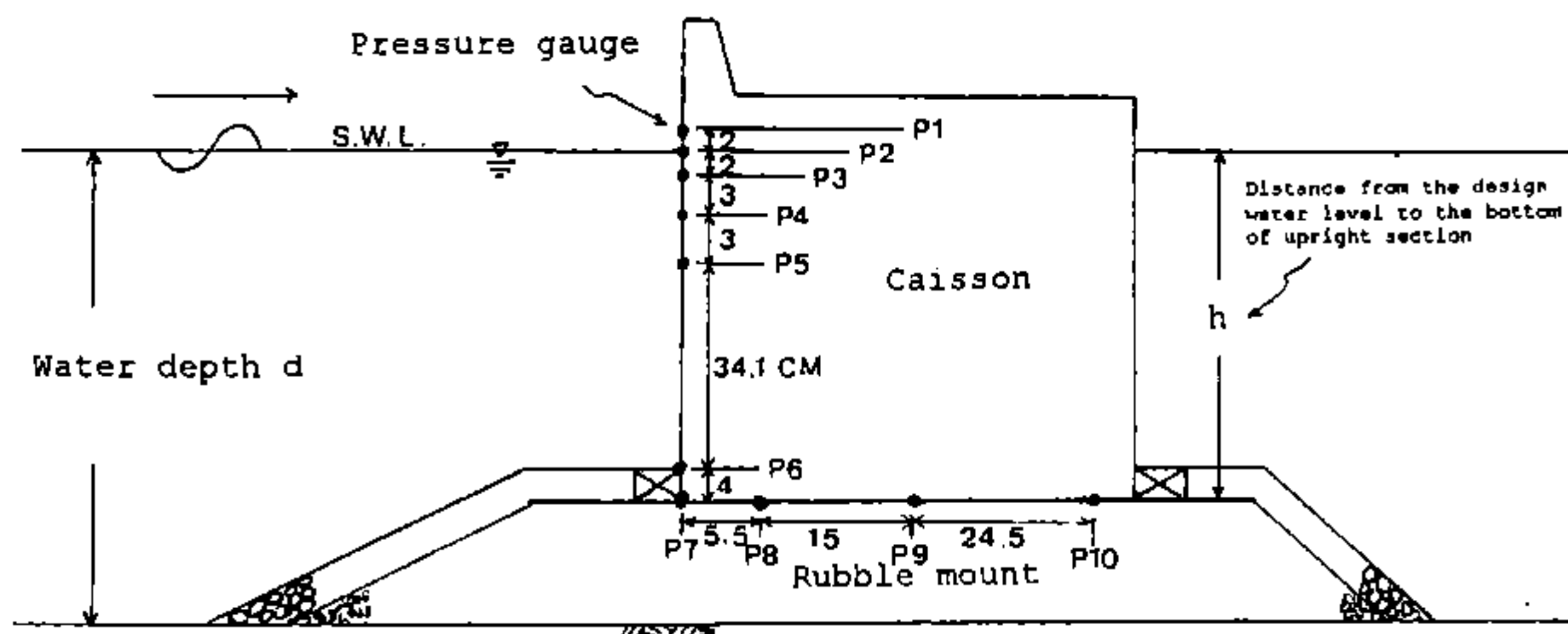


Fig-4 Layout of pressure gauges

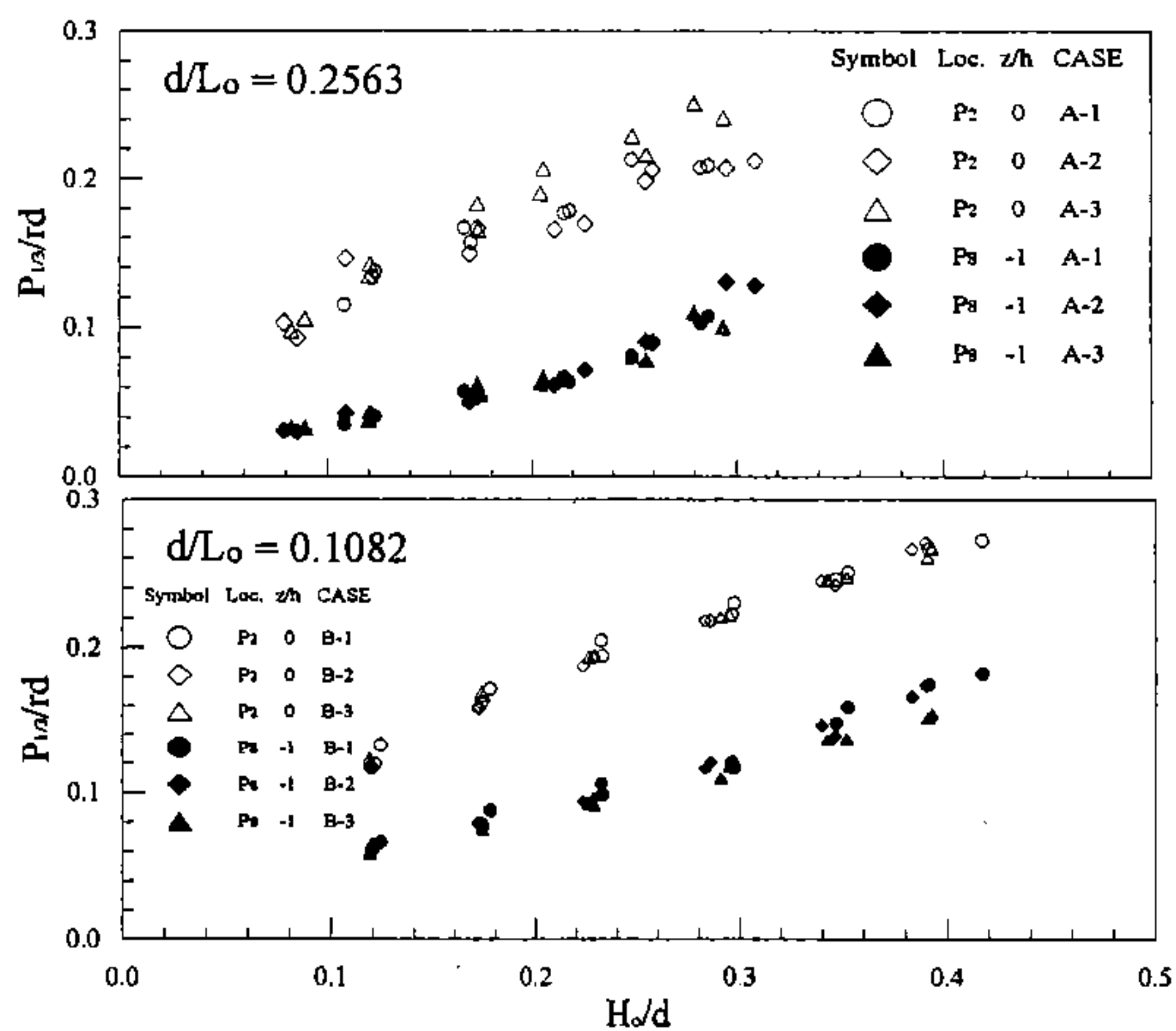


Fig-5 The relationship between  $P_{12}/rd$  and  $H/d$



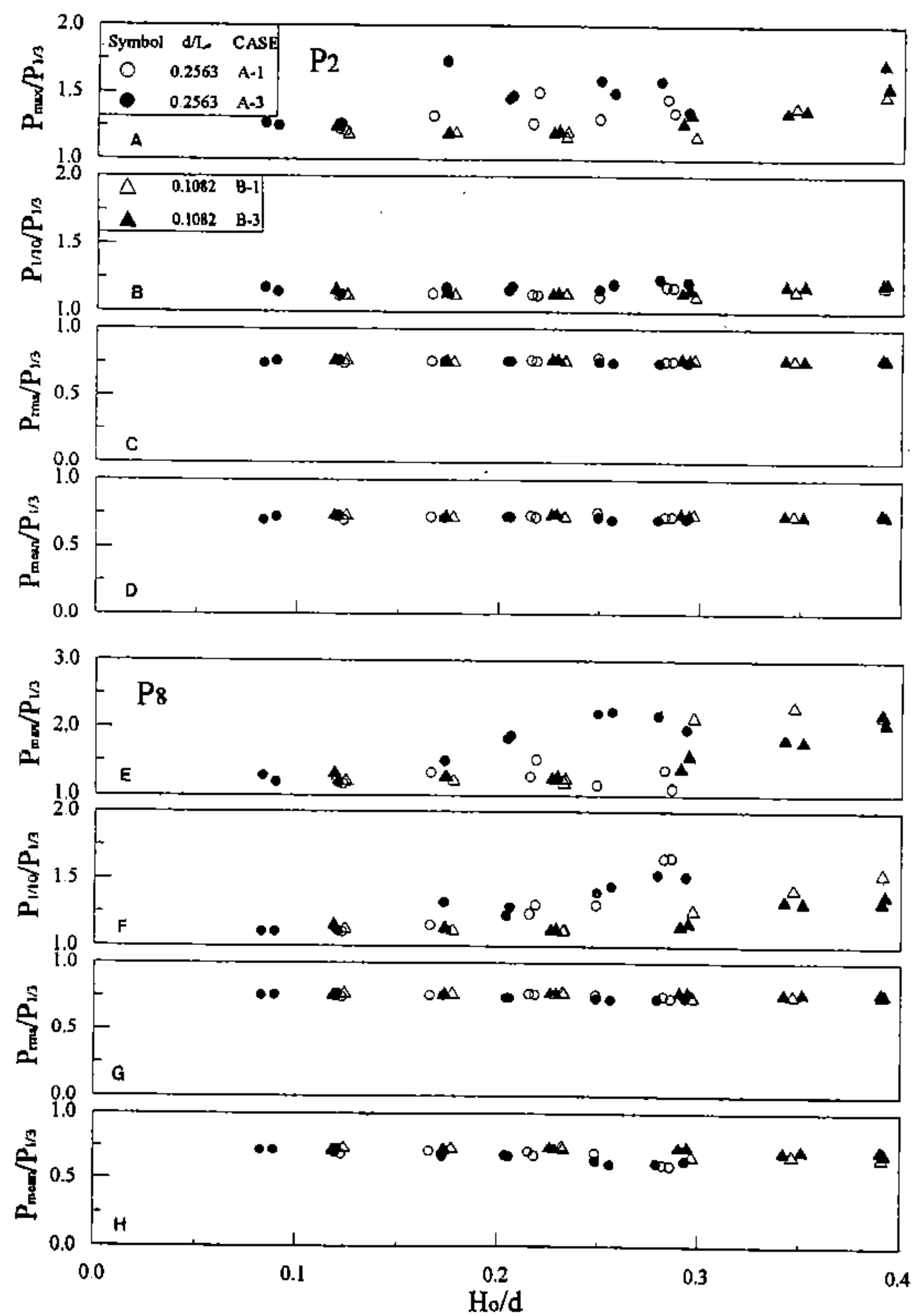


Fig-6 The statistical ratio value of wave pressures

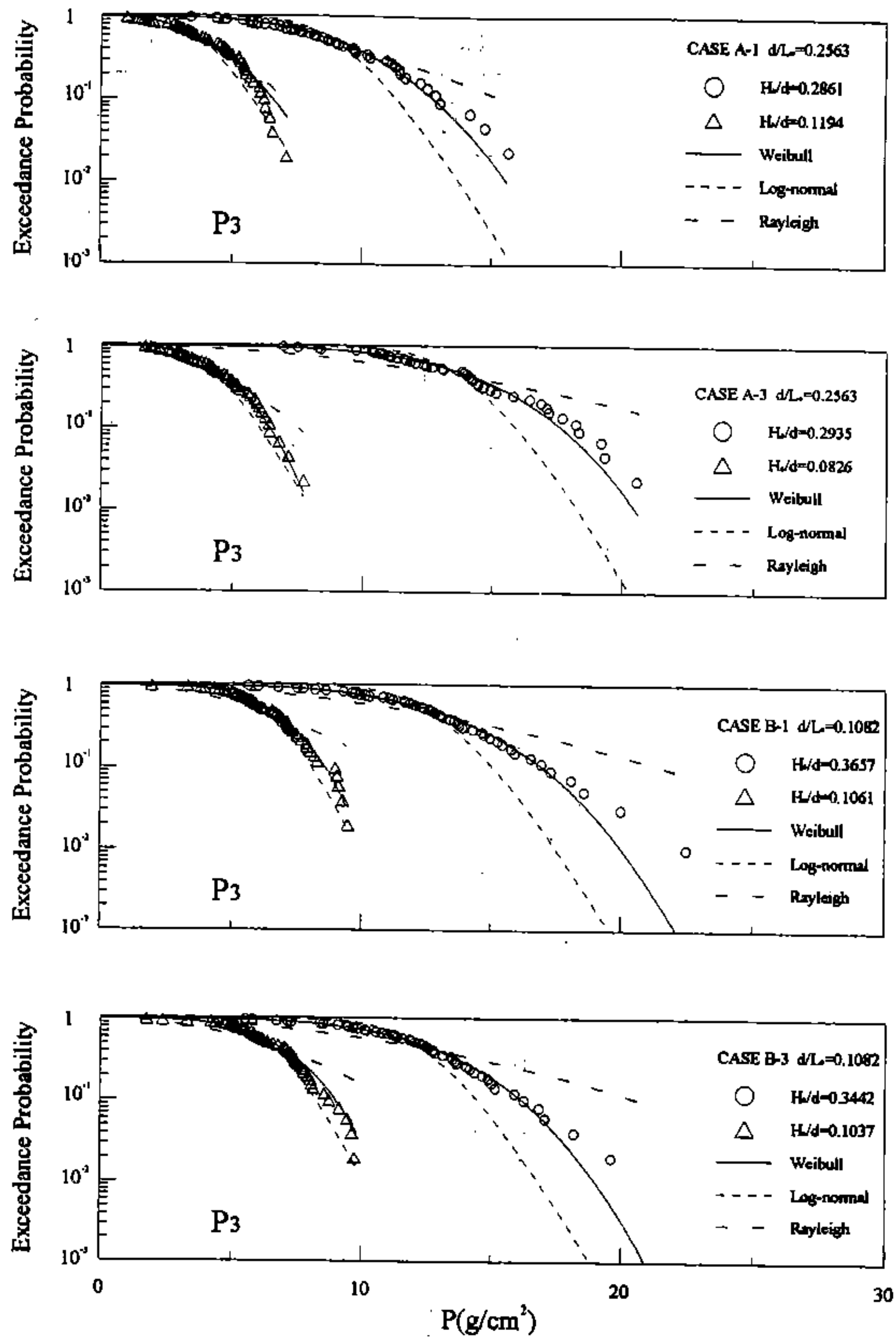


Fig-7 The exceedance probability distribution of wave pressures

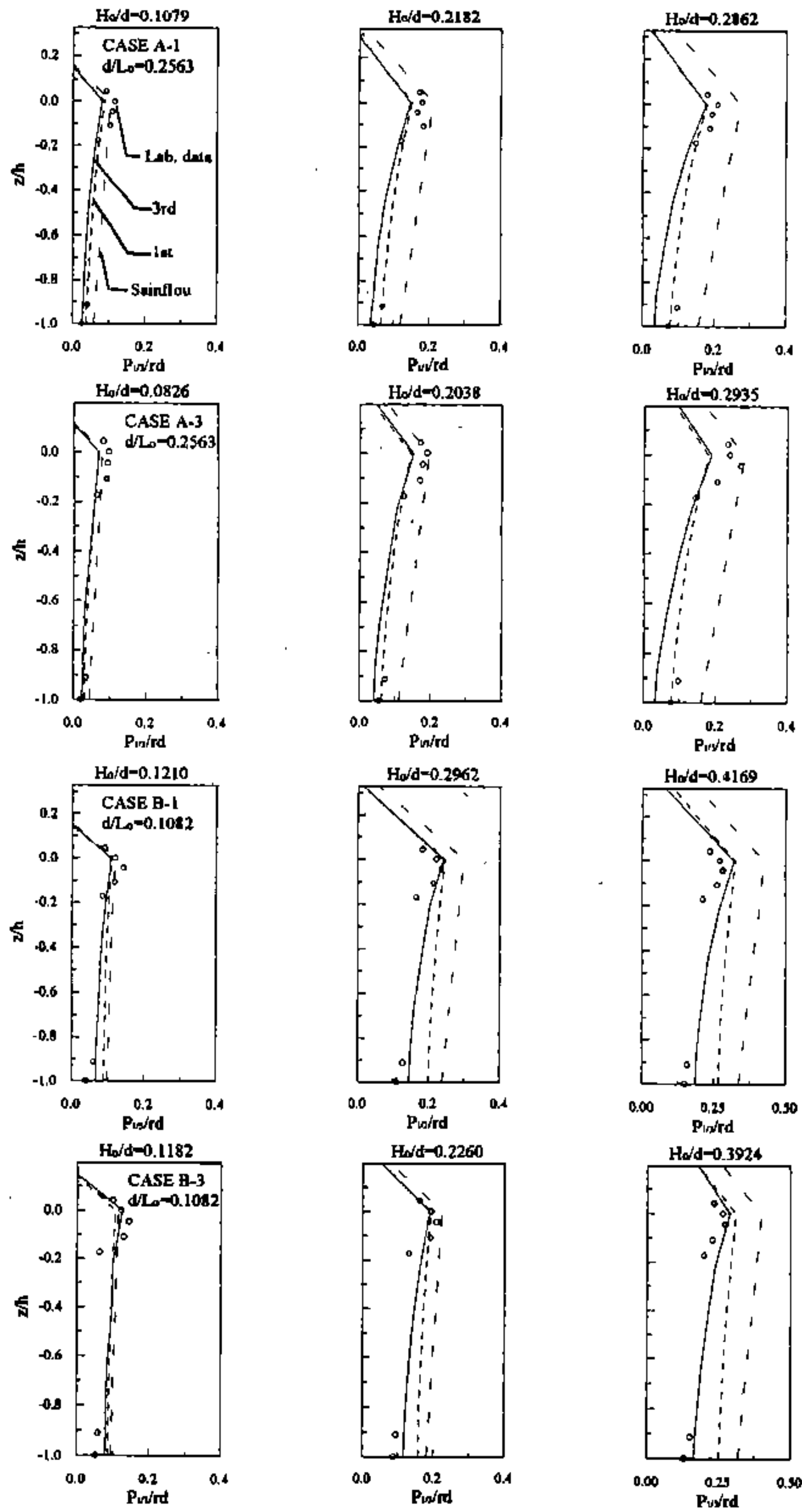


Fig-8 Pressures distribution on the front face of caisson

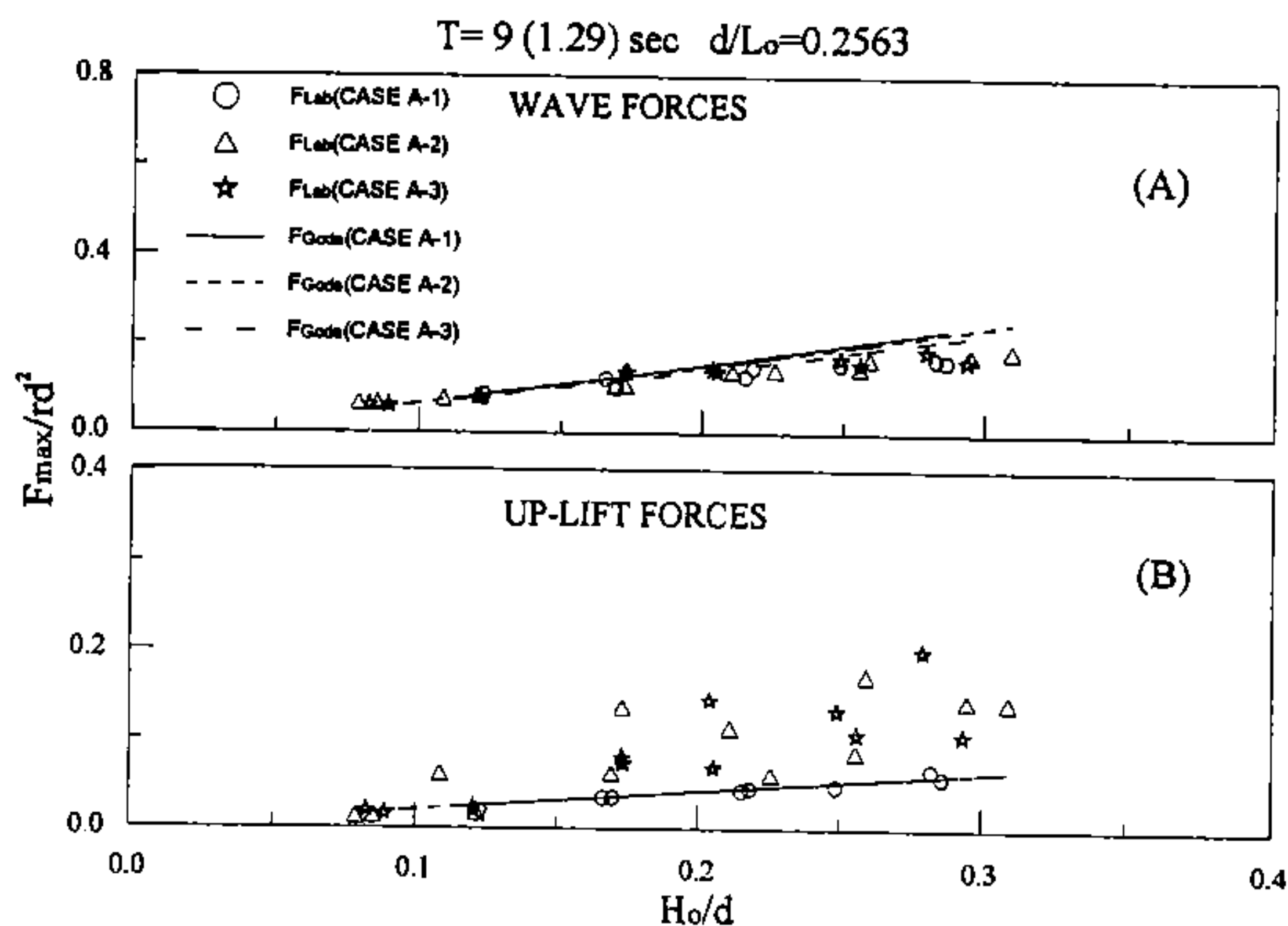


Fig-9 The comparison of  $F_{Goda}$  and  $F_{Lab}$

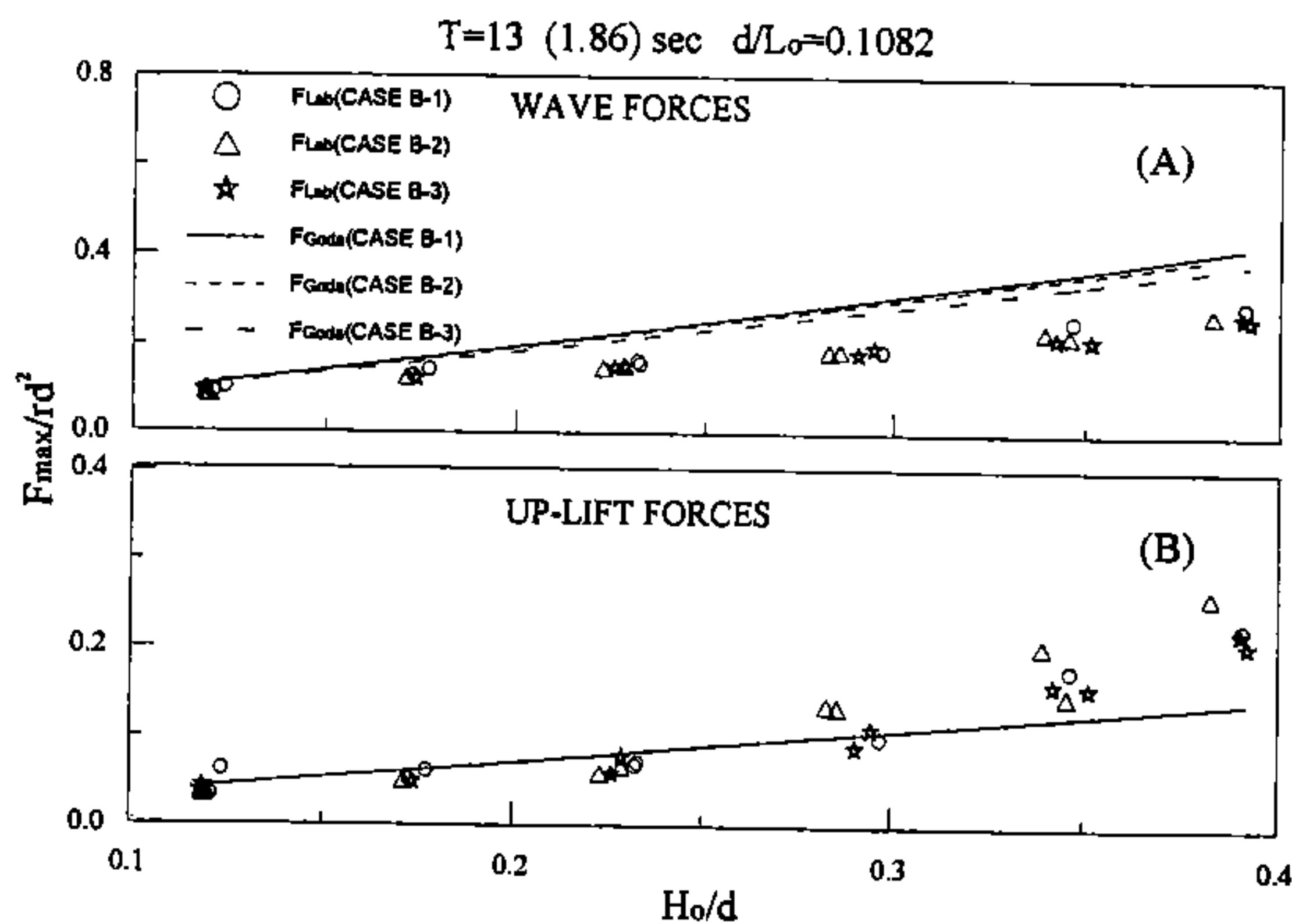


Fig-10 The comparison of  $F_{Goda}$  and  $F_{Lab}$

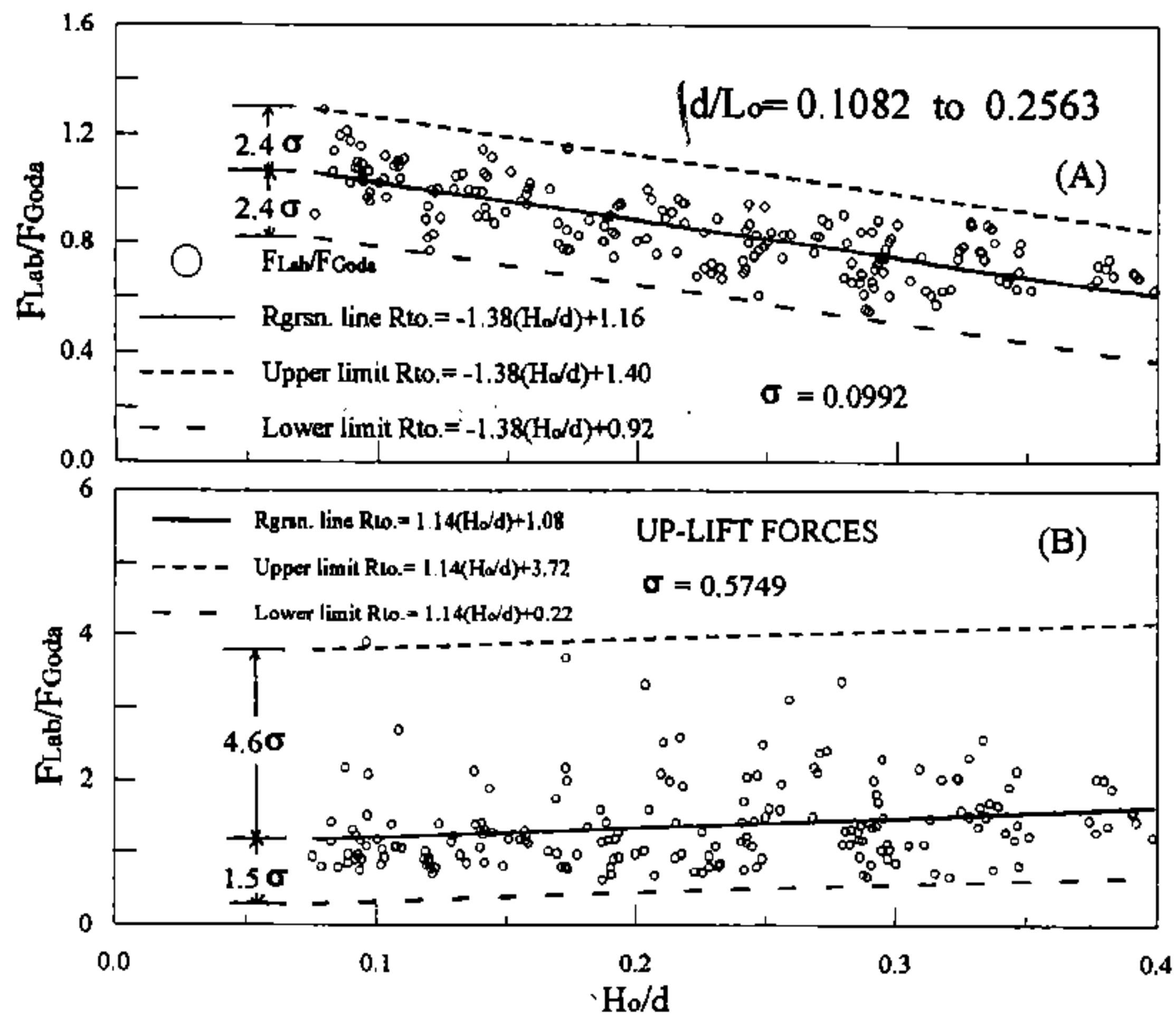


Fig-11 The relationship between  $F_{Lab}/F_{Goda}$  and  $H_0/d$

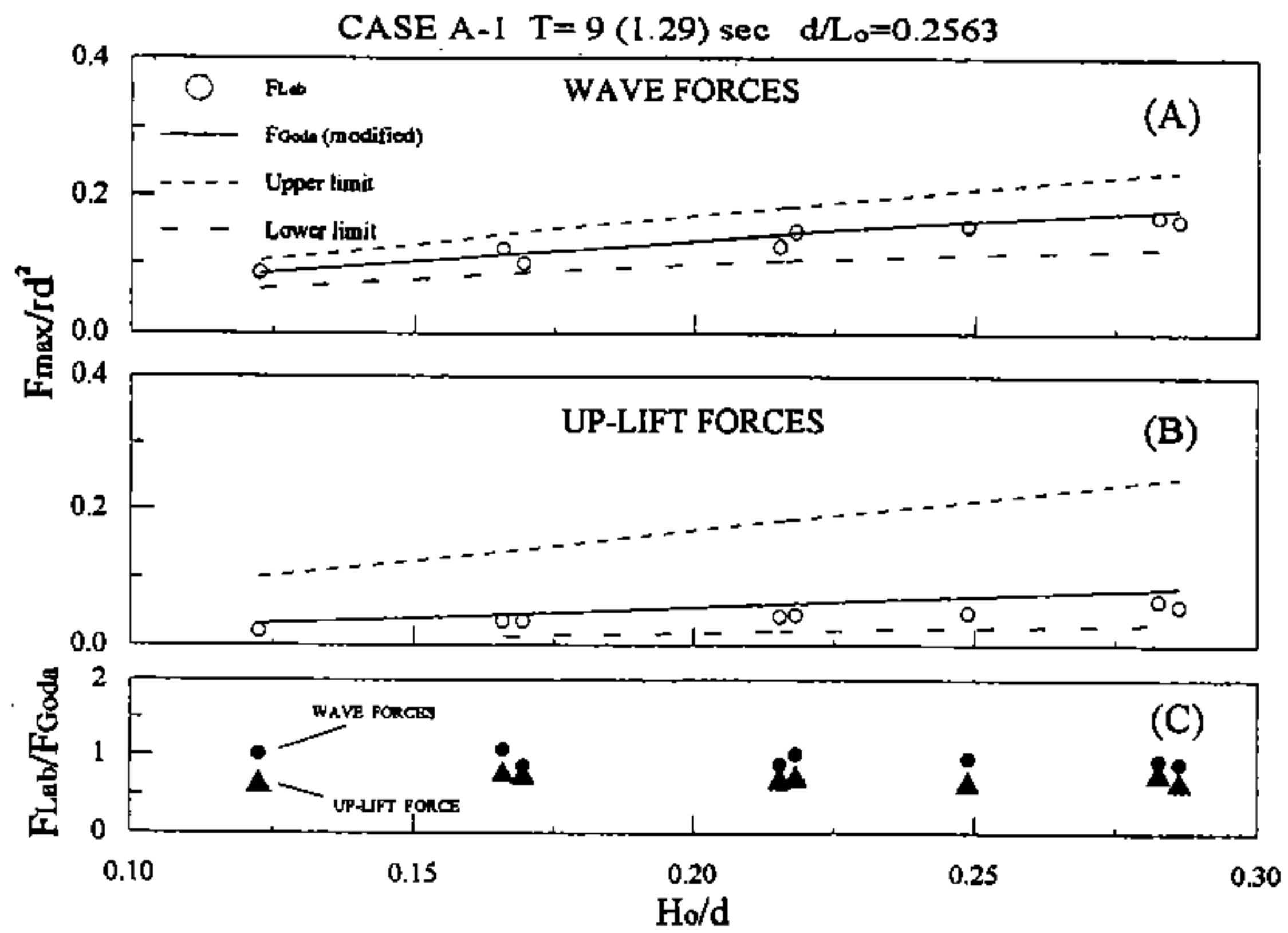


Fig-12 The comparison of experimental and modified data

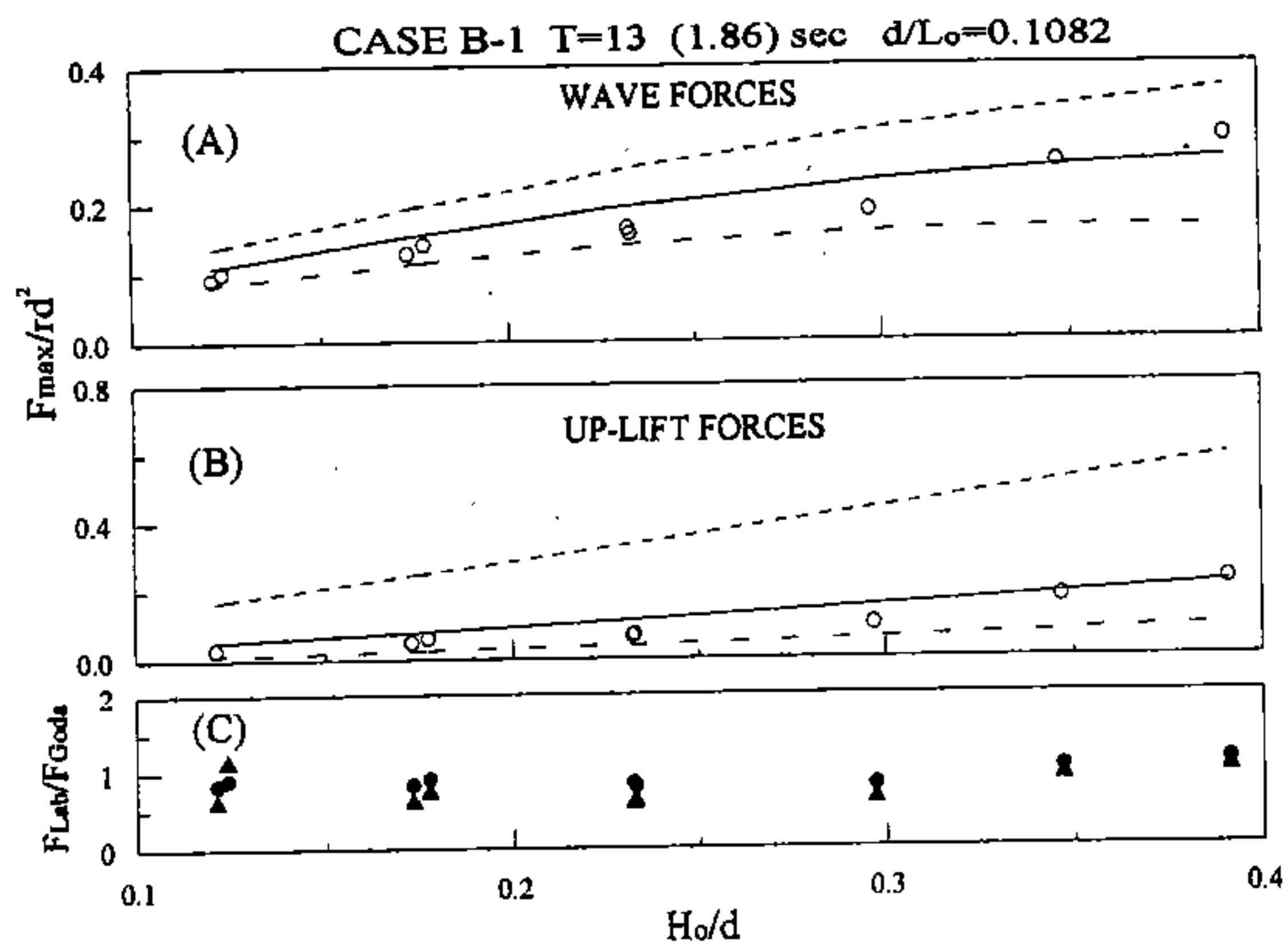


Fig-13 The comparison of experimental and modified data



# Study of Irregular Wave Pressures on Deepwater Composite Breakwaters — Goda's Formula Modification

H.S. Hou<sup>1</sup>

Y.D. Chiou<sup>2</sup>

C.H. Chien<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Division Chief & Professor, Transportation Engineering Division  
Institute of Transportation, MOTC

<sup>2</sup> Graduate student, Graduate school of Hydraulics and Ocean  
Engineering, National Cheng Kung University, Tainan

<sup>3</sup> Associate professor, Dept. of Hydraulics and Ocean Engineering  
National Cheng Kung University, Tainan

## ABSTRACT

1:49 model tests are carried out to investigate the irregular wave pressures and up-lift on deep-water composite breakwaters of which prototypes are separately located at water depth -32.6m, -28.6m. Using ten sets of pressure gauges and with sampling rate  $2000H_z$ , wave pressures and up-lift on upright section of composite breakwaters are sampled.

Utilizing zero-up crossing method, we analyze the statistical values of wave pressures to demonstrate the relationship between  $P_{max}/P_{1/3}$ ,  $P_{1/10}/P_{1/3}$ ,  $P_{rms}/P_{1/3}$ ,  $P_{mean}/P_{1/3}$  and  $H_o/d$ . Through Kolmogorov-Smirnov goodness-of-fit test with experimental data, it reveals that Weibull is a more suitable function to describe the probability distribution of wave pressures than Log-normal and Rayleigh function. The comparison between experimental data and three theoretical formulas are made; it shows 3rd order standing wave pressure formula is more suitable to describe the distribution of experimental data for non-overtopping cases. A modification is suggested in this study for the purpose of application to Goda's formula.

Key Words: Wave Pressure, Up-lift, Deepwater Composite Breakwater.

# 設計波高之統計特性分析

簡 仲 和

國立成功大學水利及海洋工程研究所 副教授  
台南市大學路一號 TEL. (06)2757575-63270

## 摘 要

設計波高推估是海岸、港灣工程規劃設計作業項目中一個相當重要之環節。在國內有關設計波高之推估以往均偏重於極值(extreme value)之推算或回歸分析(regression)，至於類似回歸值(return value)之分佈範圍與機率問題，則較少進行分析探討。本文利用Kerstens等人(1988)之實測波高數據作為應用實例，以簡(1995)發展貝氏定理應用於分佈參數推估之自動更新法，說明逐年更新設計波高回歸值之結果，並探討其統計特性，藉以提供日後從事海岸、港灣工程規劃設計工作時參考。

## 壹、 前 言

眾所皆知，設計波高攸關港灣外廓工程、海岸工程之安全，其回歸值之推估是規劃設計過程中一個相當重要之作業項目。有關設計波高之推估，國內通常所採用之分析方法主要可分成下述兩大類：

- 一、由模型颱風推算設計波高之數值計算方法。此法假設颱風中心氣壓、最大暴風半徑、行進速度，利用颱風波浪數值模式推算不同颱風路徑下規劃地點之波浪歷程，再取各方位角入射波高之最大值作為由各方位角入射之設計波高。通常採用此法之規劃單位，多由歷年實測颱風中心氣壓分析其回歸值或取歷年通過規劃地點之最低實測颱風中心氣壓，作為模型颱風之中心氣壓；亦有部份係以歷年實測颱風中心氣壓依路徑類別，分析其回歸值作為模型颱風之中心氣壓者，如郭、黃、簡(1984)與簡、唐、邱(1992)。
- 二、由多年實測波浪資料，或由歷年侵襲台灣或規劃地點之實際颱風氣象資料推算之颱風波浪數據，以機率分佈模式回歸其極值波高作為設計波高。如Bretschneider (1973)以北太平洋船隻實測波浪或由10年中20個颱風氣象資

料推算之波浪數據，回歸分析得台灣東海岸深海之設計波高；蔡(1980)以實測波浪資料或井島武士颱風波浪模式推算之波浪數據，利用Beard機率分佈回歸分析基隆、蘇澳、花蓮、台東、東港、高雄、興達、台中等地波高之極值作為設計波高；Hou, Kuo及Tseng (1982)[或侯(1991)]以20年實測颱風氣象，利用Bretschneider (1972)颱風波浪模式推算得之波浪數據，由Gumbel機率分佈回歸得桃園竹圍、新竹南寮、宜蘭大溪、台東成功、嘉義布袋、屏東東港、南灣、小琉球等地波高之極值作為設計波高。

在觀測波高極值之回歸分析方法方面，Carter及Challenor (1983)討論Fisher-Tippett Type I分佈機率點繪位置(plotting position)、參數推估方法之優缺點；Ochi, Mesa及Liu (1986)由每日示性波高最大值，探討修正型Type III漸近線分佈參數、極值回歸之分析方法；Muir及El-Shaarawi (1986)探討以Fisher-Tippett Type I, Type II, Type III, Weibull, lognormal及Poisson-Gumbel等分佈函數之點繪位置、密合度試驗法(goodness-of-fit test)與信賴區間(confidence interval)等相關問題；Goda (1986)以Monte Carlo模擬法討論最佳點繪位置方程式之決定方式，並以Gumbel及Weibull分佈探討由部份時系列(partial duration series)波高數據推估回歸值與其偏差值(bias)之分析方法；Mathiesen, Goda, Hawkes, Mansard, Martin, Peltier, Thompson及Van Vledder(1994)則就波高數據之選取、truncated Gumbel與Weibull分佈之參數推估、檢定與回歸極值、信賴區間等分析方法做了實用性之建議。

由此可知，國外有關波高極值回歸分析方法之探討較為廣泛，一般多偏重機率點繪位置、分佈參數回歸分析法之探討，較深入者則論及分佈模式密合度檢定方法與回歸值信賴區間、偏差之分析方法，所使用之分析觀點都是已經廣為應用之古典統計方法。

但此類古典推估方式都存有兩種不確定量(uncertainty)。一為受限於使用數據大小之影響，對分佈參數(distribution parameter)與回歸值之推估多少會存有統計不確定量(statistical uncertainty)，除非有充分之大量數據，此不確定量無法消除。另一為模式推估之不確定量(modelling uncertainty)；有關不同分佈模式描述數據分佈之正確性究竟如何，古典推估方式僅能以變異數(variance)大小、圖形密合情形或密合度試驗作為模式對分佈情形描述能力好壞之判斷依據，但未能推估出各分佈模式發生機率之多寡，此為古典推估方式對模式推估之不確定量。

民國83年夏季，連續數個颱風侵襲台灣，其中提姆、道格兩個強烈颱風給東北角海岸、花蓮港及蘇澳港造成頗為嚴重之災情(張，1994)，也給規劃、設計、使用等相關單位帶來相當大之衝擊，究竟怎樣決取設計波高、設計波高回歸值之分佈情形以及其超越機率如何推估等問題，再度成為討論焦點。顯而易見，前述

有關波高極值回歸分析之各種方法並未能確切解開這些問題。

貝氏定理(Bayes' theorem)為古典統計基本定理之一，根據此一定理可利用先期(prior)機率推估考慮新數據時之後期(posterior)機率，此可兼顧以往數據機率分佈之特性與新數據對此分佈之影響，由於觀念甚為簡易，因此漸漸被引用在有關統計不確定量與回歸分析之問題上。Kerstens, Pacheco及Edwards (1988)將貝氏定理應用於波高回歸值之推估，說明分佈模式機率及其參數機率之更新(update)原理及方式，與進以推估回歸值分佈範圍之方法，並闡述相關機率分佈之特性。莊(1994)將貝氏定理應用於隨機變數機率分佈函數之選定，並說明以數值方法合成不同分佈函數模擬數據分佈之觀念。

然而，應用貝氏定理推估分佈參數機率時，需將各組數據集合(data set)以試誤法(trial and error)反覆嘗試，以決定參數分佈範圍(range)與區間寬度(grid interval)或區間個數(grid number)大小之設定，常給作業人員帶來極大之困擾，是貝氏定理應用之一大阻礙。針對此一問題，簡(1995)發展了貝氏定理應用於分佈參數推估之自動更新法，實質改進由試誤過程設定參數分佈範圍與更新參數機率之程序，可使極值之回歸推估達到只要輸入數據即自動進行更新作業，直接輸出有關各分佈函數模式之發生機率或其參數與回歸值之機率、分佈範圍、超越機率等相關數據，提供給規劃設計人員參考應用。

很顯然地，不論是對分佈函數模式之發生機率或對其參數與回歸值之機率、分佈範圍，應用貝氏定理均可直接推定，可以克服前述古典統計方法之限制；同時又可依據先期數據之特性，隨時繼續以新數據更新其分佈情形，了解時間歷程對數據分佈之影響特性。因此，在極值之回歸分析問題上，貝氏定理是一個相當實用之推定方法，且待繼續推廣應用研究，以探討其推定方法應用於工程上各項物理量推估之特性，提供工程設計時參考應用。

因此，本文先簡介貝氏推估法之基本方程式，其次以Kerstens等(1988)之實測波高作為應用實例，由自動更新法之推估結果，探討波高回歸值分佈之變更情形及其平均值(mean)、標準偏差(standard deviation)等統計特性。

## 貳、基本方程式

本節說明貝氏定理推估分佈模式與參數先期機率、後期機率之相關方程式，以及引介分佈模式推算回歸值之方式[節錄自簡(1995)]。

## II-1 模式與參數之先期機率與後期機率

若 $A$ 及 $B$ 兩個任意事件(arbitrary event)，其發生機率分別為 $p(A)$ 、 $p(B)$ 且均不等於零，則根據貝氏定理，於發生 $A$ 事件中 $B$ 事件亦發生之條件機率(conditional probability)， $p(B|A)$ ，可寫成如式(1)之關係式

$$\begin{aligned} p(B|A) &= p(A|B) \cdot p(B) / p(A) \\ &= p(A|B) \cdot p(B) / \sum_{i=1}^n p(A|B_i) \cdot p(B_i) \end{aligned} \quad (1)$$

式中 $p(A|B)$ 為於發生 $B$ 事件中 $A$ 事件亦會發生之條件機率，第二個等式則為 $p(A)$ 以總和機率代入之表示法。

若 $M_m$ 為用以描述數據機率分佈之第 $m$ 個函數模式( $m=1,2,3,\dots,m$ )，此函數有 $r(r=1,2,3,\dots,r_m)$ 個參數 $R_{mr}$ ，其區間個數為 $I(I=1,2,3,\dots,I_{mr})$ ，則其臆測事件(或物理量) $O_{mr}$ 之先期機率， $p(O_{mr})$ ，可寫成

$$p(O_{mr}) = p_j(R_{mr}|M_m)_I \cdot p(M_m) \quad (2)$$

式中 $p(M_m)$ 為 $M_m$ 之先期機率， $p_j(R_{mr}|M_m)_I$ 代表 $M_m$ 中各參數 $R_{mr}$ 之先期區間結合機率(joint probability)。而當引入第 $d(d=1,2,3,\dots,d)$ 組新數據集合 $D_d$ 時，由式(1)、(2)之結合， $O_{mr}$ 之後期機率， $p(O_{mr}|D_d)$ ，可更新為

$$\begin{aligned} p(O_{mr}|D_d) &= p(D_d|O_{mr}) \cdot p(O_{mr}) / \sum_{O_{mr}} p(D_d|O_{mr}) \cdot p(O_{mr}) \\ &= p(D_d|O_{mr}) \cdot p_j(R_{mr}|M_m)_I \cdot p(M_m) / C_O \end{aligned} \quad (3)$$

$$\text{而 } C_O = \sum_{M_m} \sum_{R_{mr}} p(D_d|O_{mr}) \cdot p_j(R_{mr}|M_m)_I \cdot p(M_m)$$

其中， $p(D_d|O_{mr})$ 為新數據集合 $D_d$ 對 $O_{mr}$ 之條件機率，亦即為新數據集合 $D_d$ 對先期模式 $M_m$ 、 $R_{mr}$ 之條件機率，其值可由概似函數 $L_{dmr}$ 予以推估之，其計算方法如式(4)所示

$$\begin{aligned} L_{dmr} &= [p(D_{1d}|O_{mr})_1]^{n_{1d}} \cdot [p(D_{2d}|O_{mr})_2]^{n_{2d}} \cdot \dots \cdot [p(D_{gd}|O_{mr})_g]^{n_{gd}} \\ &= \prod_{g=1}^{g_d} [p(D_{gd}|O_{mr})_g]^{n_{gd}} \end{aligned} \quad (4)$$

式中 $p(D_{gd}|O_{mr})_g$ 表示當第 $d$ 組數據集合 $D_d$ 離散化為 $g(g=1,2,\dots,g_d)$ 個區間時，由機率分佈模式 $M_m$ 以其參數 $R_{mr}$ 推估而得之各區間機率，而各區間之數據值為 $D_{gd}$ ，各區間內之數據個數為 $n_{gd}$ 。將之代入式(3)，則可改寫成下式

$$p(O_{mr}|D_d) = L_{dmr} \cdot p_j(R_{mr}|M_m)_I \cdot p(M_m) / C_O \quad (5)$$

$$\text{而 } C_O = \sum_{M_m} p(M_m) \cdot \sum_{R_{mr}} L_{dmr} \cdot p_j(R_{mr}|M_m)_I$$

仿照此一更新觀念，當引入第 $d$ 組新數據集合 $D_d$ 時，在模式 $M_m$ 中參數 $R_{mr}$ 之後期區間結合機率， $p_j(R_{mr}|D_d)_I$ ，可根據式(1)予以更新為

$$p_j(R_{mr}|D_d)_I = L_{dmr} \cdot p_j(R_{mr}|M_m)_I / C_R \quad (6)$$

$$\text{而 } C_R = \sum_{R_{mr}} L_{dmr} \cdot p_j(R_{mr}|M_m)_I$$

又，引入第 $d$ 組新數據集合 $D_d$ 時，模式 $M_m$ 之後期機率， $p(M_m|D_d)$ ，可根據式(6)對其參數 $R_{mr}$ 予以合成而更新為

$$p(M_m|D_d) = p(M_m) \cdot \sum_{R_{mr}} L_{dmr} \cdot p_j(R_{mr}|M_m)_I / C_O = p(M_m) \cdot C_R / C_O \quad (7)$$

$$\text{而 } C_O = \sum_{M_m} p(M_m) \cdot \sum_{R_{mr}} L_{dmr} \cdot p_j(R_{mr}|M_m)_I = \sum_{M_m} p(M_m) \cdot C_R$$

## II-2 回歸值

設回歸期 $T$ 所對應之回歸值為 $V_T$ ，由機率分佈函數 $M_m$ 以其參數 $R_{mr}$ 推估回歸值之函數為 $G(R_{mr})$ ，而推估回歸期 $T$ 所對應回歸值之函數為 $G_T(R_{mr})$ ，推估得之回歸值為 $(V_T)_{mr}$ ，則其關係式可寫為

$$(V_T)_{mr} = G_T(R_{mr}) \quad (8)$$

以 $(V_T)_{mr}$ 取代 $O_{mr}$ ，並代入式(5)可得回歸值 $(V_T)_{mr}$ 之後期機率 $p[(V_T)_{mr}|D_d]$ 為

$$p[(V_T)_{mr}|D_d] = L_{dmr} \cdot p_j(R_{mr}|M_m)_I \cdot p(M_m) / C_O \quad (9)$$

再結合式(8)及(9)，以所有模式推估回歸值之期待值(expectation)， $E\{V_T\}_d$ ，



即由下式予以計算之。

$$\begin{aligned} E\{V_T\}_d &= \sum_{M_m} \sum_{R_{mr}} (V_T)_{mr} \cdot p[(V_T)_{mr}|D_d] \\ &= \sum_{M_m} p(M_m) \cdot \sum_{R_{mr}} G_T(R_{mr}) \cdot L_{dmr} \cdot p_j(R_{mr}|M_m)_I / C_O \end{aligned} \quad (10)$$

在另一方面，若以  $p(V_{mr} > V_T | R_{mr})$  代表由模式  $M_m$  之參數  $R_{mr}$  推估事件  $V_{mr}$  大於  $V_T$  之超越機率，則所有模式推估值中， $V_{mr}$  於  $V_T$  之機率期待值  $E\{p(V_{mr} > V_T)\}$  可以式(6)及式(7)代入後寫成下式

$$\begin{aligned} E\{p(V_{mr} > V_T)\}_d &= \sum_{M_m} \sum_{R_{mr}} p(V_{mr} > V_T | R_{mr}) \cdot p_j(R_{mr}|D_d)_I \cdot p(M_m|D_d) \\ &= \sum_{M_m} p(M_m) \cdot \sum_{R_{mr}} p(V_{mr} > V_T | R_{mr}) \cdot L_{dmr} \cdot p_j(R_{mr}|M_m)_I / C_O \end{aligned} \quad (11)$$

### 參、結果與討論

本文以 Kerstens 等人(1988)現場三小時間隔觀測波浪數據  $H_s$  作為分析用之實例，表一所列為經重新整理  $H_s$  之頻率表。而用以分析之機率分佈模式則取 Gumbel 與 Weibull 函數兩種，其函數型式分別如式(12)中所示。

表一 示性波高  $H_s$  之區間頻率表 [數據重新整理自 Kerstens, et al. 1988]

$H_s$ (m) 年份	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11 以上
1977	100	920	883	533	255	95	52	33	12	3	5	1
1978	112	762	864	521	287	129	27	15	6	5	0	2
1979	152	740	731	489	254	135	47	23	5	3	2	1
1980	142	627	588	361	190	95	50	21	14	5	2	0
1981	143	871	500	288	154	79	39	26	9	5	0	0
全部	649	3290	3566	2192	1140	533	215	118	46	21	9	4

$$\begin{aligned} F_G(H_S) &= \exp \{[-\exp(-\alpha(H_S - u))]\} && \text{for Gumbel model} \\ F_W(H_S) &= 1 - \exp [-(H_S/\nu)^k] && \text{for Weibull model} \end{aligned} \quad (12)$$

式中  $F_G$  與  $F_W$  分別表示 Gumbel 與 Weibull 兩種分佈函數之累積機率 (cumulative probability)。因此模式個數  $m$ 、參數個數  $r_m$  均為 2。而若以  $M_1$  及  $M_2$  分



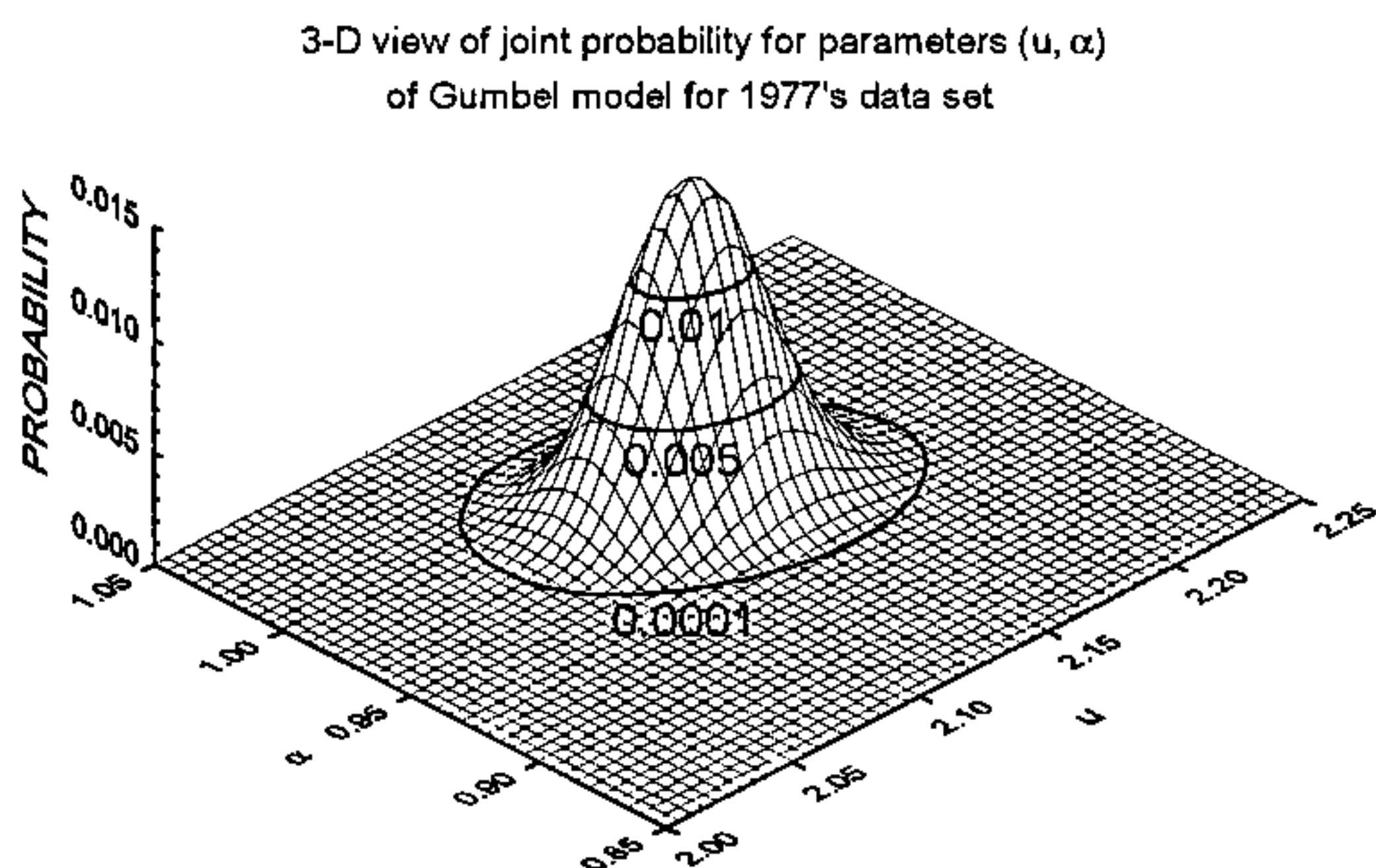
別代表Gumbel與Weibull模式，則 $(R_{11}, R_{12})$ 分別代表Gumbel模式之參數 $(u, \alpha)$ ，而 $(R_{21}, R_{22})$ 分別代表Weibull模式之參數 $(v, k)$ 。

此處以簡(1995)之自動更新法進行有關分佈模式、參數之更新過程。當引入第一年(1977)波高數據時，需先以最小二乘法推估參數值，再乘以任意設定之百分比 $r_p$ 作為兩側參數至此推估值之差值，並藉以設定先期參數範圍之起始值；而另一需預設之值為決定自動更新參數範圍之重要參數-邊界機率比 $S_c$ 。本文有關Gumbel與Weibull模式參數更新之 $r_p$ 與 $S_c$ 分別設定為0.075與 $10^{-10}$ ，而各參數範圍內則均劃分為60之區間（即區間數 $I = 60$ ）。由更新過程之起始值設定步驟，可推得各模式機率、各模式參數區間機率與參數區間結合機率之起始設定值分別為1/2、1/60與1/3600。

引入表一中第一年(1977)數據時，Gumbel模式參數 $(u, \alpha)$ 之最小二乘法推估值分別為(2.15, 0.975)，其至兩側邊界之參數差值分別為(0.161, 0.073)，而起始參數之設定範圍分別為(1.989至2.311, 0.902至1.048)。Weibull模式參數 $(v, k)$ 之最小二乘法推估值分別為(3.058, 2.154)，至兩側邊界之參數差值分別為(0.229, 0.162)，而起始參數之設定範圍則分別為(2.829至3.287, 1.992至2.316)，詳細更新過程請參考簡(1995)一文。根據更新過程推算得模式機率之比較，結果顯示Gumbel模式機率遠大於Weibull模式(約1比 $10^{-61}$ 以上)，因此本節茲以Gumbel模式之更新結果作為探討主題。以下說明有關參數機率分佈、波高回歸值分佈之更新結果，並探討其統計特性。

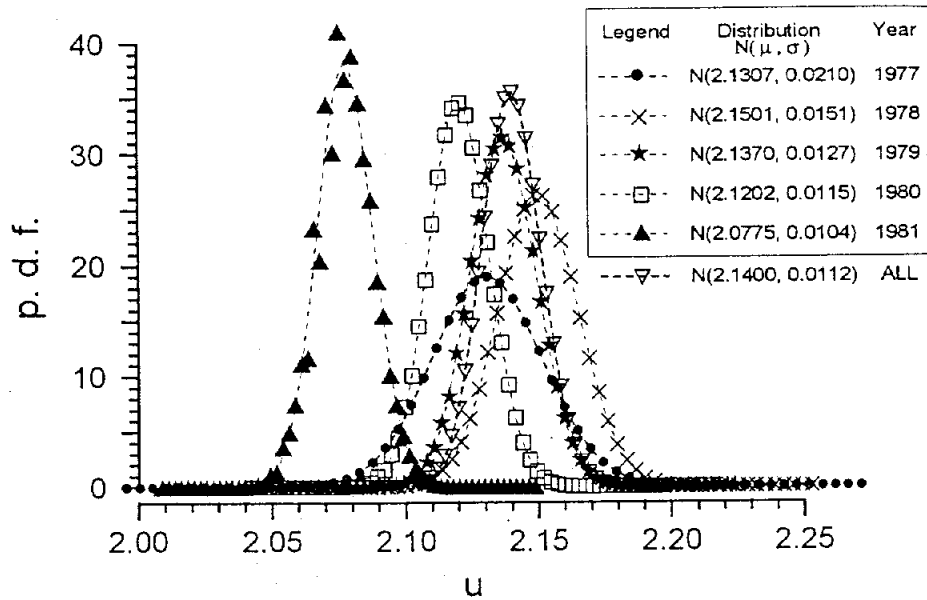
### III-1 參數機率分佈

圖一中所繪圖形為引入1977年波高數據時，Gumbel模式參數 $(u, \alpha)$ 結合機率分佈之更新結果，其圖形與立體山峰地形類似。由此結合機率分佈，若固定參數 $u$ 區間，累計各區間所對應之 $(u, \alpha)$ 結合機率，即可得知參數 $u$ 區間機率之分佈情形；反之，若固定參數 $\alpha$ 區間，累計各區間所對應之結合機率，亦可得到參數 $\alpha$ 區間機率之分佈情形。

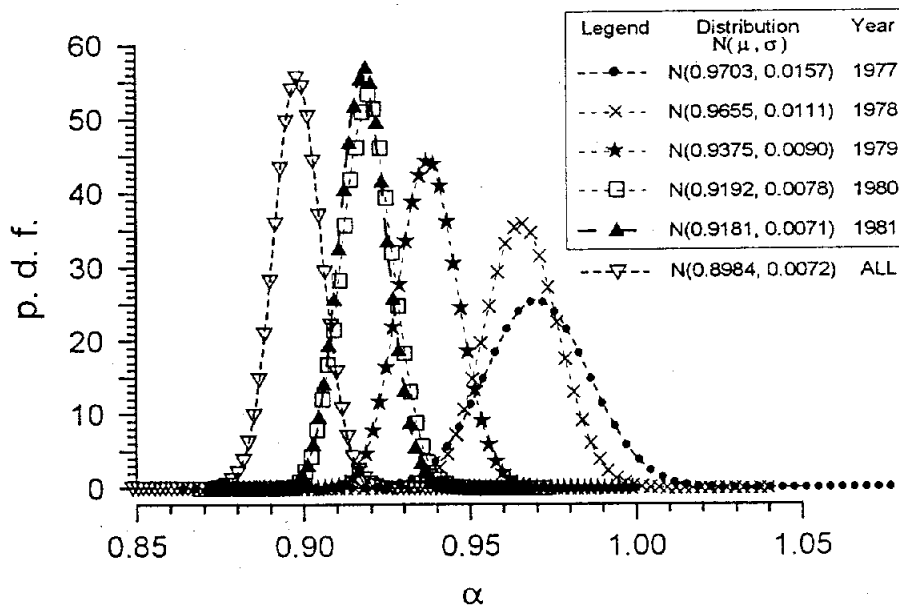


圖一 引入1977年波高數據時，Gumbel模式參數( $u, \alpha$ )之  
結合機率分佈圖

當引入逐年波高數據時，根據上述方法可分析得圖二中參數分佈範圍與機率之逐年更新情形。其中圖(A)為Gumbel模式分佈參數  $u$  之結果，圖(B)為Gumbel模式分佈參數  $\alpha$  之結果，其縱座標為機率密度函數(probability density function),  $p.d.f.$ 。圖中除列有各年度數據之更新結果外，並繪有結合各年度全部數據後，單獨予以進行參數更新分析之結果。圖中  $N(\mu, \sigma)$  註記係表示以各年度參數平均值  $\mu$  及標準偏差  $\sigma$  推算之正規分佈(normal distribution)曲線。由圖形顯示參數分佈範圍隨著更新年度之增加而逐漸集中(即範圍變小，而機率密度函數變大)。而結合所有數據之分析結果與逐年更新之最後一年(1981) 結果並不相同，由圖中所標註之標準偏差可知，前者顯較後者為大；於圖(A) 中，結合全部數據分析參數  $u$  之分佈範圍與1979年之分析結果較為相近，而於圖(B)中，其參數  $\alpha$  之分佈範圍則均比各年度之逐年更新結果要小。另由兩圖中各年度分析數據與其相關正規分佈曲線之比較，可知不論是參數  $u$  或參數  $\alpha$ ，其分佈情形與正規函數之密合程度均極為良好。



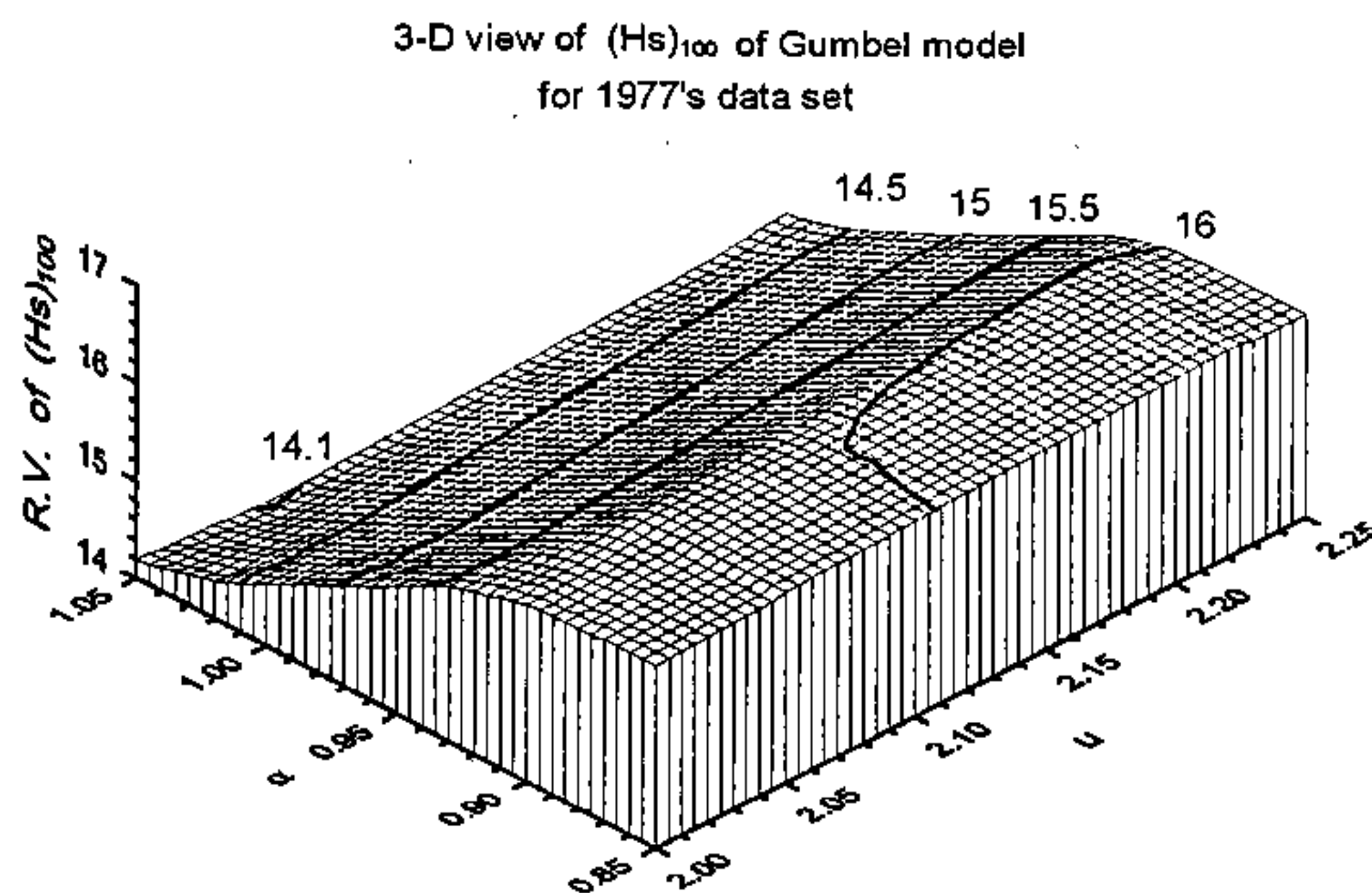
圖二(A) 逐年引入各年度波高數據時，Gumbel模式分佈參數  $u$  之更新結果。



圖二(B) 逐年引入各年度波高數據時，Gumbel模式分佈參數  $\alpha$  之更新結果。

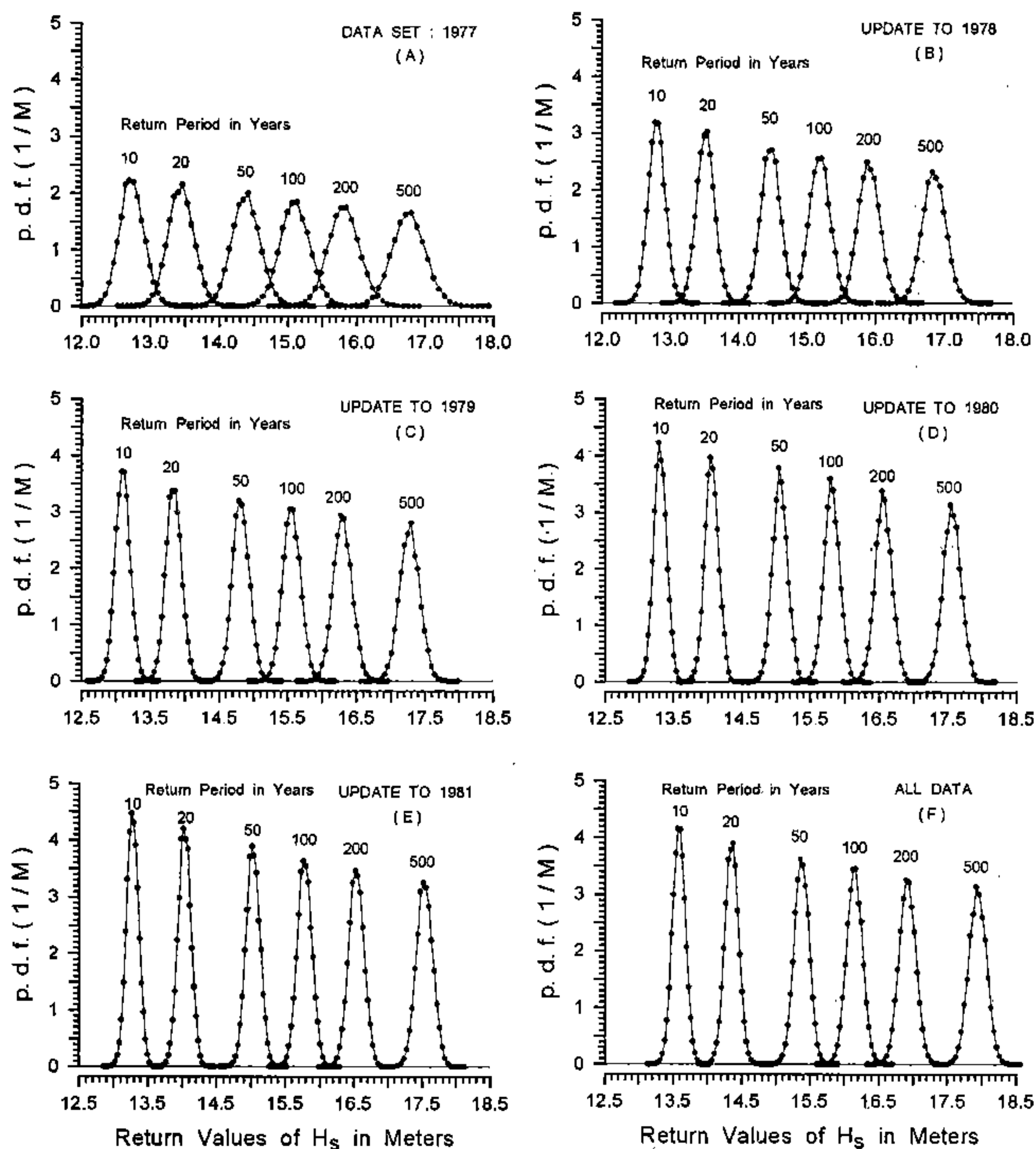
### III-2 回歸值機率分佈

圖三為由參數 $(u, \alpha)$ 帶入式(10)推估100年示性波高回歸值之分佈情形，而圖一所示之結合機率即為相對於同一參數 $(u, \alpha)$ 區間之回歸值機率。由圖三等值線之變化趨勢可知，回歸值隨參數 $\alpha$ 之增大而減小之趨勢相當明顯，但隨參數 $u$ 之改變，回歸值並無顯著變化之現象。若將圖三之回歸值分成若干區間，並將各區間內回歸值所對應之機率予以累計，即可得到各回歸值區間之機率值，亦即可獲得回歸值之機率分佈；另一方面，以圖三各參數 $(u, \alpha)$ 區間之回歸值乘以圖一相對應之機率，或以各區間回歸值乘以其區間機率，由兩者分別加以累計均可得到該回歸值之期待值。



圖三 引入1977年波高數據時，由Gumbel模式參數 $(u, \alpha)$ 推估100年回歸值之分佈圖

由上述方法可以推估得各不同回歸值之期待值與機率分佈，圖四各分圖即分別為為引入1977年逐年更新至1981年波高數據及引用全部波高數據時，各回歸值之分佈情形。同時為能更詳細了解各回歸值之期待值與標準偏差之變化情形，茲將1977年逐年更新至1981年等五個年度及結合全部數據之推估值並列於表二。根據圖四(A)1977年各回歸值之分佈情形，可了解其回歸值分佈範圍之圖形越靠左側越窄，機率密度函數最大值也跟著遞增，相對於表二中1977年各回歸值之期待值與其標準偏差均隨回歸期之減小而遞減，此表示回歸期減小時，相對應之回歸值會隨著遞減，而分佈則越集中；圖四與表二中其他年度或全部數據之回歸值分佈亦顯示相同之趨勢。



圖四 (A) 初引入1977年度波高數據時，各回歸值之分佈情形。  
(B) 更新至1978年度波高數據時，各回歸值之分佈情形。  
(C) 更新至1979年度波高數據時，各回歸值之分佈情形。  
(D) 更新至1980年度波高數據時，各回歸值之分佈情形。  
(E) 更新至1981年度波高數據時，各回歸值之分佈情形。  
(F) 一次引入全部波高數據時，各回歸值之分佈情形。



表二 更新至各年度數據時各回歸值之期待值與標準偏差對照表

年度	回歸期 (年) 分析值	1	5	10	20	50	100	200	500
1977	期待值	10.356	12.015	12.730	13.445	14.390	15.104	15.817	16.763
	標準偏差	0.139	0.166	0.177	0.189	0.204	0.215	0.227	0.242
1978	期待值	10.416	12.083	12.801	13.518	14.468	15.186	15.903	16.853
	標準偏差	0.097	0.117	0.125	0.133	0.144	0.153	0.160	0.171
1979	期待值	10.649	12.366	13.106	13.845	14.822	15.561	16.301	17.279
	標準偏差	0.083	0.100	0.107	0.114	0.123	0.130	0.137	0.147
1980	期待值	10.800	12.551	13.305	14.060	15.056	15.811	16.565	17.562
	標準偏差	0.074	0.088	0.095	0.101	0.109	0.115	0.122	0.130
1981	期待值	10.769	12.522	13.277	14.032	15.030	15.785	16.540	17.538
	標準偏差	0.068	0.082	0.088	0.094	0.102	0.107	0.113	0.120
全部	期待值	11.022	12.810	13.586	14.358	15.378	16.149	16.921	17.941
	標準偏差	0.074	0.088	0.094	0.101	0.109	0.115	0.121	0.129

而比較圖四中各年度同一回歸期分佈範圍之圖形，可以知道隨著更新年度之增加，其分佈圖形愈趨窄小，機率密度函數最大值也跟著遞增；再比較表二中同一回歸期期待值之標準偏差，可以發現標準偏差係隨著更新年度之增加而漸漸減小，凡此均意謂著：同一回歸期之回歸值分佈會隨著更新數據組合之增加而有愈趨集中之現象。

又，由圖四(E)、(F)同一回歸期分佈範圍之比較，可知以全部數據分析之回歸值要比逐年更新至1981年分析者要大些，而由表二中兩者分析結果之比較，亦可知前者之期待值與其標準偏差均比後者要大。根據圖二之參數分佈與其推估得圖三之回歸值分佈情形，可判斷此係合理之分析結果。由圖三可知回歸值隨參數 $\alpha$ 之減小而增大，回歸值隨參數 $u$ 之變化雖不明顯，但在 $\alpha$ 小於0.9時，回歸值有隨參數 $u$ 成正比變化之顯著趨勢，而由圖二可知以全部數據分析得參數 $\alpha$ 之分佈要比逐年更新至1981年之分佈小，參數 $u$ 之分佈則反要大些，因此可以推知前者回歸之期待值應比後者要大；又圖二中前者兩種參數之標準偏差均比後者要大，因此又可據以推知前者回歸期待值之標準偏差亦應比後者要大。

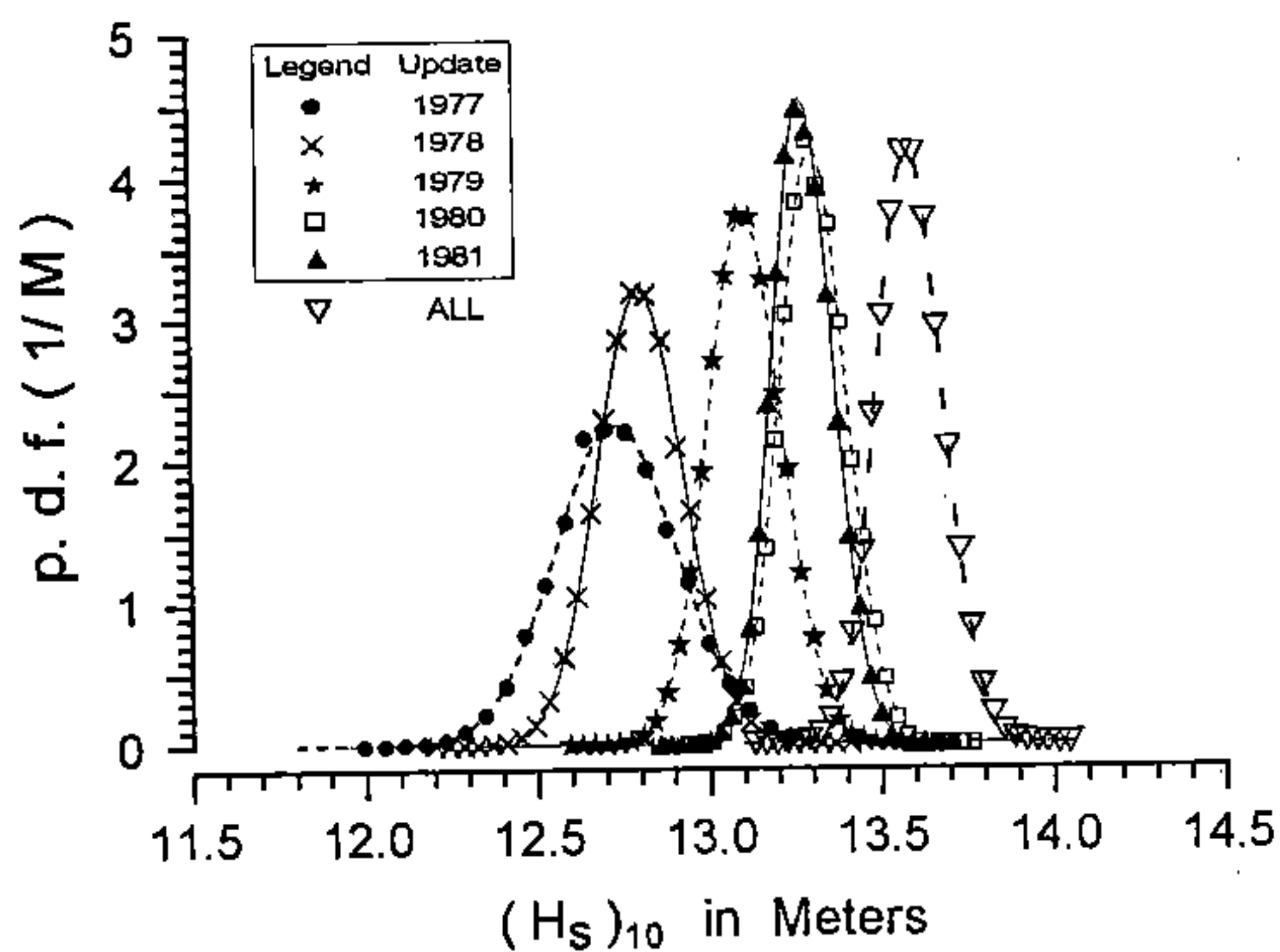
為便於了解上述同一回歸期之期待值分佈變化，茲將10年及100年回歸值分佈之逐年更新情形分別繪於圖五(A)、(B)，由其分佈情形可以了解兩者之變動情形相當一致，即隨著更新年度之累增，回歸值分佈會漸增大且趨於集中，對照圖

二、三中參數  $\alpha$  及回歸值變動趨勢，即可推知係參數  $\alpha$  分佈逐年遞減且漸漸集中之趨勢所造成。另，圖中曲線係以表二中相對應之平均值與標準偏差所點繪而成之正規分佈機率，其結果顯示各回歸值之分佈情形均與正規函數曲線相當密合。

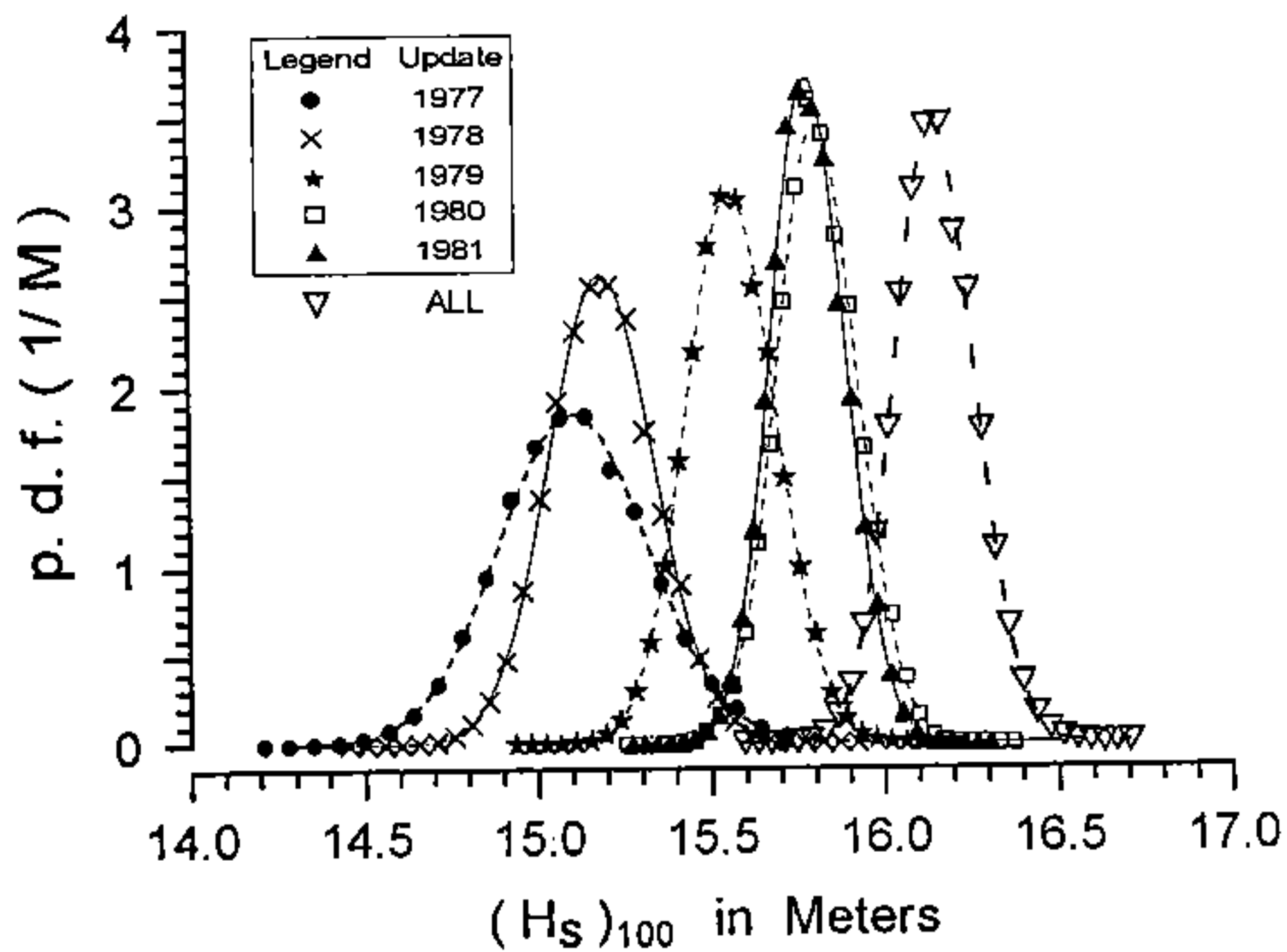
圖六為逐年更新之回歸值與其實測波高數據之比較情形，左側縱座標為對回歸值累積機率取二次自然對數之值，右側縱座標為相對應之回歸期；左上角符號代表實測波高之數據，右下角符號則為貝氏定理之推估值。由圖形比對，大致可看出實測波高數據範圍內(即右側回歸期在5年以下時)，實測波高數據之分佈多在回歸值之下，即同一回歸期之期待值要比實測者為小；由該圖表一中所列數據可知1980、1981兩年實測大波高之頻率較小，但貝氏法推估值依然隨著逐年波高數據之更新而增大(即回歸線漸往右移)，且漸與實測值相近。由前述參數、回歸值統計特性之分析及圖六實測值與貝氏法之回歸值比較結果，可以了解貝氏法之回歸分析能隨數據更新回歸值之分佈特性，亦仍會維持以前數據之特徵，同時由式(4)概似函數之計算過程更可凸顯所有數據之共有特徵，是以逐年分析之最後結果其機率參數與回歸值分佈均要比全部數據之分析結果來得集中(即標準偏差較小)。

為比較機率分佈分析結果之離散情形，一般以無因次之變異係數(coefficient of variation，即標準偏差對平均值之比)，CV，作為比較基準；圖七即為逐年引入波高數據時，各回歸值變異係數之更新情形。很明顯地，回歸值小(回歸期亦小)時其變異係數亦較小，大致成正比關係，而同一回歸期之變異係數則隨著更新年度之增加會逐漸變小，且相隔年度間之變異係數差值亦漸減小，此表示變異係數逐漸變小且漸趨於一定值。大致上在第二年度更新時，變異係數即已全小於0.01。在另一方面，由圖形亦可分辨出全部數據回歸值之變異係數仍較逐年分析之最後結果(1981年)為大。

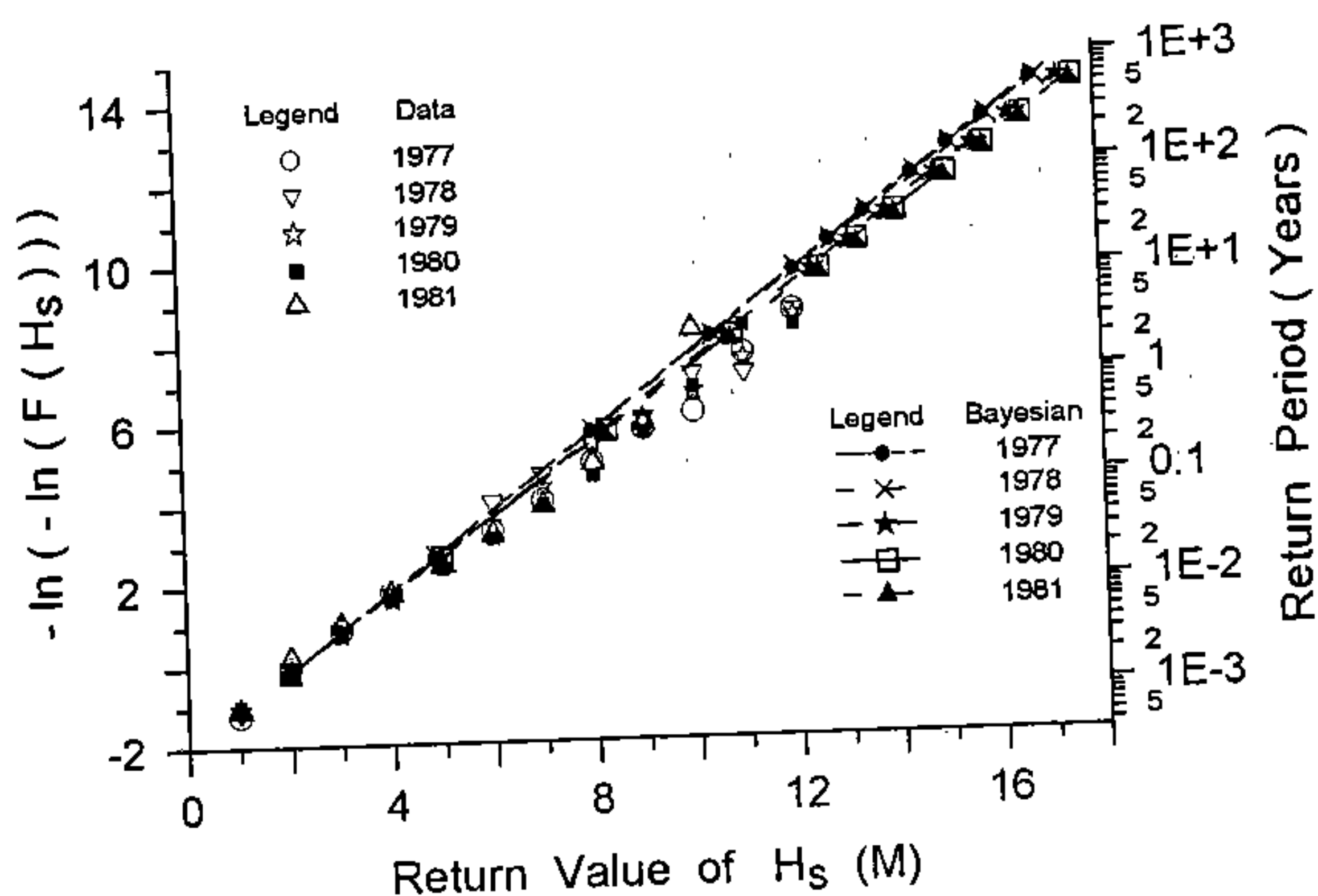




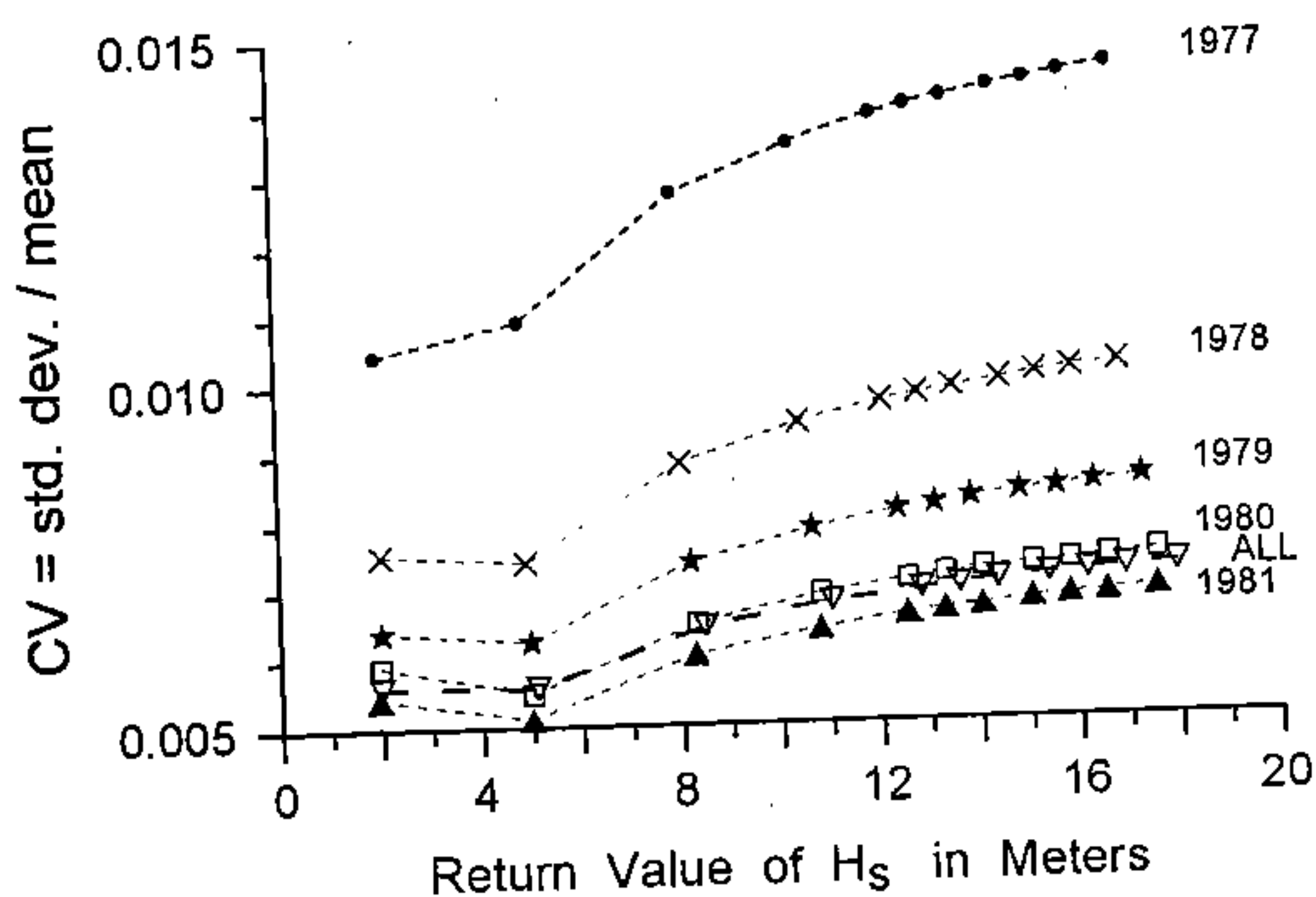
圖五 (A) 逐年引入波高數據時，10年回歸值之分佈情形。



圖五 (B) 逐年引入波高數據時，100年回歸值之分佈情形。



圖六 逐年引入波高數據時，各回歸值之更新情形。



圖七 逐年引入波高數據時，各回歸值變異係數CV之更新情形。

## 肆、 結論與建議

利用以貝氏定理由實測波高數據推估設計波高回歸值之成果，本文探討波高分佈參數及其回歸值分佈於更新過程中之變化情形，由其分佈情形與平均值、標準偏差及變異係數等統計特性之分析討論，茲將其結果與建議事項綜述於下：

貝氏定理應用於設計波高之回歸分析時，不但可直接檢定分佈模式之機率，亦可由分佈參數、回歸值之分佈範圍，直接推估其期待值與其信賴區間；且可隨時引入新數據進行更新分析，這些回歸值之分佈範圍亦將隨著更趨於集中，分析結果與實測資料會更密合，確為推估設計波高之實用方法。

由逐年引入波高數據與一次引入全部波高數據更新回歸值之結果比較，顯示前者各回歸值之標準偏差與變異係數均比後者要小，亦即逐年引入波高數據之分析結果較佳。又，分佈參數與回歸值之分佈與正規函數曲線極為密合，因此在分析上，可利用正規函數分佈逕予推估分佈參數與回歸值之機率分佈及其信賴區間。

而在台灣四周海域，有關實測波浪之數據並不多，實測資料不但為期甚短，且常有遺漏數據之情形，如何加強現場波浪觀測，並利用貝氏推估法進行回歸分析，以了解設計波高回歸值之分佈情形，實有其必要性。然而各海域冬夏兩季波浪特性旋異，亟需以年度或季節波高數據回歸各海域設計波高，探討其統計特性之差異，提供各海域相關工程規劃設計時之參考應用。

## 伍、 參考資料

- 蔡瑤堂，臺灣沿海設計波浪之研究，中華民國第四屆海洋工程研討會論文集，pp.259-282, 1980
- 郭金棟、黃正欣、簡仲和，北部海岸海洋環境不規則波水工模型試驗報告，成功大學水利及海洋工程研究所研究報告，No.73-6, 1--169, 1984
- 侯和雄，海岸、港灣規劃與設計，金玉堂印刷廠，pp. 556-562, 1991
- 簡仲和、唐文堂、邱耀達，全省海堤設計高度檢討計畫報告，國立成功大學水利及海洋工程研究所報告，CKHOPJ-92-005, pp. 1-125, 1992
- 莊士賢，貝氏定理應用於隨機變數的機率分佈函數選定，中華民國第十六屆海洋工程研討會論文集，pp. D-122--D-139, 1994
- 張金機，花蓮港與蘇澳港八十三年颱風災害探討，台灣省政府交通處港灣技術研究所，專刊第99號，pp. 1-24, 1994

- 簡仲和，貝氏定理應用於分佈參數推估之自動更新法，1995(投稿中)
- Bretschneider, C. L., "A Tentative Analysis of Wave Data for Design Wave Criteria Around Taiwan", ACTA Oceanographica Taiwanica, Science Reports Of The National Taiwan University, No. 3, pp. 1-23, 1973.
- Carter, D. J. T. and Challenor, P. G., Methods of Fitting the Fisher-Tippett Type 1 Extreme Value Distribution, Ocean Engng. Vol. 10, No. 3, pp. 191-199, 1983.
- Chien, C. H., Kuo, C. T., Wu, M. C. and Chen, C. M., 1986, Statistical Characteristics of Wave Data Surrounding Taiwan, Paper No.143, Abstracts, 20th International Conference on Coastal Engineering, ASCE.
- Edwards, G., 1984. A Bayesian Procedure for Drawing Inferences from Random Data, Reliability Engng. 9, pp. 1-17.
- Goda, Y., On the Methodology of Selecting Design Wave Height, Proc. 21th Coastal Eng. Conf., pp. 899-913, 1988.
- Hou, H. S., Kuo, S. C. and Tseng, Z. S., Study of Hurricane Waves around the Taiwan Coast, Proc. of 6th Conference on Ocean Engineering, R.O.C., pp 46-1--46-13, 1982
- Kerstens, J. G. M., L. A. Pacheco and G. Edwards, A Bayesian Method for the Estimation of Return Values of Wave Heights, Ocean Engng., Vol. 15, No. 2, pp. 153-170, 1988.
- Mathiesen, M., Goda, Y., Hawkes, P. J., Mansard, E., Martin, M. J., Peltier, E., Thompson, E. F. and Van Vledder, G., Recommended practice for extreme wave analysis, Vol. 32, No. 6, pp. 803-814, 1994.
- Muir, L. R. and El-Shaarawi, A. H., On the Calculation of Extreme Wave Heights: A View , Ocean Engng. Vol. 13, No. 1, pp. 93-118, 1986.
- Ochi, M. K., Mesa, D. and Liu, D. F., Estimation of Extreme Sea Severity from Measured Daily Maxima, Proc. 16th Coastal Eng. Conf., ASCE, pp. 647-659, 1986.

## Statistics of Return Values for Design Wave Heights

Chien, Chung-Ho

Associate Professor, Dr. of Eng.  
Graduate School of Hydraulics and Ocean Engineering  
National Cheng Kung University, Tainan, Taiwan, R. O. C.

### ABSTRACT

An auto-updating scheme for Bayesian estimator, proposed by Chien (1995), was used to regress the observed wave data presented by Kerstens, et al (1988). Then, the statistics of distribution parameters and return values for design wave heights were investigated in this paper. The decreasing trend was found for the standard deviations of Gumbel distribution's parameters while the serial year's data were used to update the estimators. Similar decreasing trends of standard deviation and coefficient of variation were also obtained for the return values of wave heights. When comparing with the results regressed with the whole wave data, those regressed with the serial year's data would give the smaller values of standard deviation and coefficient of variation for return values. On the other hand, the normal function is suggested to describe the distributions of Gumbel's parameters and return values, since they presented the perfect graphic fitness. As the concluding remark, field observations of long term wave data should be enhanced at the surrounding sea of Taiwan, thus, the differences of return values of wave heights, regressed with the year's data and seasonal data respectively, could be studied with Bayesian method as soon.

# 人工岬灣安定性之實驗研究

蔡清標

國立中興大學土木工程學研究所

## 摘 要

本研究係藉模型試驗方式探討較低能量之波浪條件作用下，人工岬灣形成後，在較高能量之颱風波浪條件作用時，對人工岬灣安定性的影響。試驗結果顯示原先平衡的灘線在颱風波浪作用下有短暫侵蝕的現象，其底床剖面亦有砂洲產生，但再經原季風波浪作用後，受侵蝕之灘線及底床剖面能迅速再恢復原來的平衡狀態，顯示人工岬灣具有安定侵蝕海岸之特性。



## 壹、前言

海岸地形由於波浪、潮流等動力的長期作用及地質、人工構造物等天然或人爲的種種因素影響，而被動地呈侵蝕性或堆積性；對某段海岸而言，若其上游砂源的供給失調，流入的漂砂量少於總流出量，海岸灘線就會受侵蝕而後退。海岸線的被侵蝕，不但是國土資源損失，亦潛在威脅著沿岸居民的生命財產，對海岸生態環境亦有不良的影響，因此必需保全防治；尤其我國政府爲配合工業快速發展的需求，積極推動海岸的開發，規劃海濱及離島工業區，海岸的保護愈形重要。

台灣的海岸線長約一千六百公里，大部爲砂質海岸；根據調查研究[1]，台灣東部海岸普遍發生侵蝕，而西部海岸則以雲嘉地區及高雄彌陀海岸發生較嚴重的侵蝕。上游砂源的供給失調，爲海岸灘線侵蝕後退的主因之一，如雲嘉海岸，過去在颱風季節因河川挾帶大量泥砂補注，尚能維持海岸線的平衡，然近來則或因河川上游集水區的整治，排入海岸的輸砂量顯著減少，加以人爲的超抽海岸地下水，導致原爲平衡性的砂岸漸呈嚴重的侵蝕海岸。另外，大型海岸構造物，如防波堤的下游砂岸，亦容易因砂源被阻隔而產生侵蝕。

目前常用來防止海岸侵蝕的保全工法，有海堤、護岸、突堤、離岸堤等，係以改變海岸的波流動力系統，達到局部性的保護效果，但卻也常爲下游海岸帶來負面的影響，或被保護的海岸灘線在高波能的颱風波浪作用下仍然遭致破壞[2]。另外，如人工養灘及定砂造灘等亦有適度保全侵蝕海岸之效果，但亦需輔以適當之構造物，以避免在海濱波流系統作用下，將原所補充的砂帶走流失。

本研究則旨在探討在台灣海岸的波浪特性作用下，人工岬灣工法[3]在侵蝕海岸保護應用的可行性；人工岬灣工法為仿效自然岬灣具有相當的安定地形之優點而發展的工法，國外已有實例證實其在侵蝕海岸保護的成效[4, 5]，由於成功的人工岬灣不僅具有安定海岸侵蝕的特性，在自然景觀上亦相當悅人，且工法經濟，因此是值得推廣的工法。然而此等實例之波浪條件係屬較低波能且波向視窗(wave window)較窄之情況，反觀台灣海岸之波向在夏冬兩季即顯著不同，夏秋亦有颱風波浪的侵襲，岬灣中的灘線在此等波浪特性作用下之安定性應需先予研究，方得應用於台灣侵蝕海岸之保護。本研究係以模型試驗方式進行之；先以較低波能之波浪作用產生人工岬灣後，再分別施以同波向及不同波向較高波能之波浪作用，以探討人工岬灣的安定性。

## 貳、模型試驗

本研究係以試驗方法進行之，模型試驗水槽縱深為30公尺，橫寬為25公尺。水槽中置有可駕駛移動式造波機組，其為油壓動力驅動活塞式系統，可造不規則波及規則波列；該機組的控制樞紐為一台486 P C及類比數位轉換系統，經由電腦輸出訊號驅動動力系統造波，產生所需的試驗波浪條件。水槽中並電動台車一組，供量測儀器架設用。

水槽中試驗區以平均粒徑為0.22 mm之河海混合砂（比重2.68）先鋪設成坡度為1/10之底床，並佈置寬度B為2.5  $L_0$ （ $L_0$ 為深海波長）之人工岬頭，人工岬頭係以碎石塊束成橢圓形柱體放置後，再於堤基處酌予置放消波塊。

台灣海岸冬有東北季風浪，夏有西南季風浪及颱風波浪的作用，但一般而言，颱風波浪則是破壞海岸線安定性的主要波浪；故為探討人工岬灣中平衡灘線在颱風波浪作用時的安定性，本文實驗先以較低波能之

波浪條件作用(下以W-1波浪稱之)，在安定岬灣形成後，再分別以(W-2、W-3)較高波能之波浪條件作用，觀測灘線及底床變化特性；颱風波浪作用後再以原季風波浪W-1條件作用，以觀測灘線及底床變化之恢復過程。試驗之波浪條件如表一所示，如以1/50之模型縮尺比例計算，W-1之試驗條件相當於台灣西海岸平均的季風浪條件，而W-2及W-3則相當於平均的颱風波浪條件。試驗佈置如圖一所示。

### 參、實驗結果與分析

圖二為W-1較低波能之波浪條件作用約十二小時後，安定灣岸灘線形成時，施以相同波向的W-2較高波能之波浪二小時作用後岬灣灘線的變化情形，由圖顯示，安定灣岸在W-2的颱風波浪作用下，因在灣內下游區產生較強烈的沿岸流（如圖中流況示意），導致下游灘線造成侵蝕後退之結果。

而圖三至圖五則分別為安定灣岸及W-2波浪作用時之等深線地形圖。由於安定灣岸形成時，碎波線幾乎平行於灘線，灣內並沒有沿岸流產生，因此圖三之實測結果顯示安定灣內之等深線是幾乎平行的，其平衡剖面之特性請參文獻[6]；然而由圖四及圖五則顯示較高波能之颱風波浪作用下，灣內有典型的暴風型沙洲地形產生。

為探討上述颱風侵蝕地形在灣內的恢復性，模型實驗中在W-2波浪作用二小時後再施予原來的W-1較低波能之季風波浪條件作用。圖六為灘線之恢復過程，顯示在原季風波浪條件作用下，下游被暴風浪侵蝕後退之灘線能迅速恢復。由圖七至圖十之等深線圖可發現原颱風浪所產生之沙洲地形亦迅速消失，且幾乎恢復為原來安定灣岸之等深線地形。探究其能恢復原地形之原因，乃安定岬灣中之地形在承受颱風浪作用時，岬灣灘線被侵蝕之沙量仍僅被囚留於灣內而未被帶往灣外之

深海區，因此被侵蝕後退之灘線能予恢復；此與其它工法，如離岸堤群、突堤群等，在颱風浪作用下，可能產生強烈的離岸流將原堆積的沙量帶往外海後，季風浪再也無法堆回被侵蝕後退之灘線有所差異。

至於安定灣岸在不同波向之W-3 颱風波浪作用時的變化情況，圖十一為灘線變化過程，而其地形變化則如圖十二至圖十四 所示。此情況之波向與W-1 者成九十度角，波向平行於岬頭，使得岬頭失去遮蔽效應，應屬最惡烈的情況。由圖十一顯示此情況在颱風波浪作用0.5 小時後，原安定的灘線即遭破壞，在上游區及下游區均造成大量的侵蝕，使灘線侵蝕得近乎直線型態，且上游岬頭之陸繫沙洲亦產生開口。圖十三及圖十四亦顯示在颱風波浪作用0.5 小時後，即有明顯的暴風沙洲地形，並造成上游堤趾區深挖的現象；不過，沙洲出現後受颱風波浪的持續作用時，因無使沙洲產生明顯的移動，使碎波線之位置幾乎不變，因而防止沙洲後方的灘線產生劇烈的再侵蝕現象。

同樣的，如同前述情況，模型實驗在W-3 颱風波浪作用後再施予原來的W-1 較低波能之季風波浪條件作用，以觀測侵蝕地形在灣內的恢復性，其灘線之變化結果如圖十五所示，顯示原下游被嚴重侵蝕後退之灘線亦能迅速恢復，而且由圖十六至圖十九 之等深線圖可發現原颱風浪所產生之沙洲地形亦漸漸消失，且最後又幾乎恢復為原來安定灣岸之等深線地形，且陸繫沙洲亦恢復為原來之閉合情況。

比較上列兩種不同颱風波向之結果，顯示原有的低波能季風浪均能使被短暫侵蝕的灣岸恢復為原來的安定型態，僅是恢復之時間有所差異而已，由此初步之實驗結果顯示人工岬灣確實是具有安定海岸侵蝕的特性。

## 肆、結論與建議

本文以平面模型試驗方式，探討人工岬灣工法對侵蝕海岸保護之可行性，試驗結果顯示，當岬灣在較低波能波浪作用下，安定岬灣形成後，受颱風波浪的侵襲時，安定岬灣之灘線僅是有限度的短暫侵蝕後退，但只要卓越方向的季風浪再長時期的作用，可恢復成安定灣岸。

由本研究之結果，可初步獲知人工岬灣工法是具有安定侵蝕海岸之功能的，但由本試驗之過程亦顯示顯示當颱風波浪作用時，岬頭趾部若無適當的保護，亦可能造成堤趾深挖現象而破壞岬頭，故岬頭堤趾附近之適當養護是應注意的。

另外，本研究並非以實際侵蝕海岸地形進行模型試驗，如欲實際應用時，仍應針對個別情況，以模型試驗決定最適當的岬頭間距及佈置方式。

## 誌 謝

本研究承農委會經費補助，計畫編號：83 科技-2.12-林-04 (07)，謹誌謝忱。

## 參考文獻

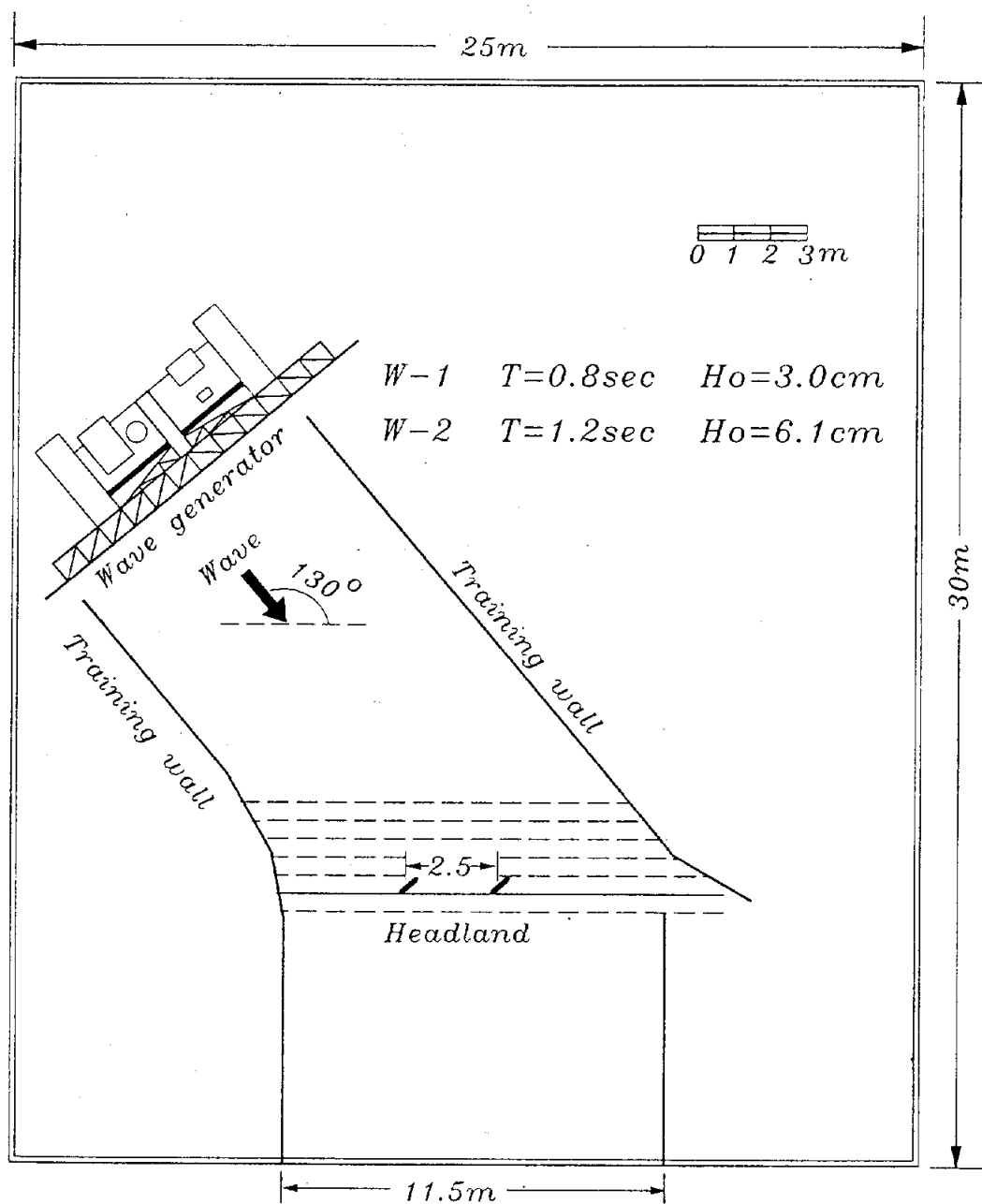
1. 郭金棟，「台灣海岸地形變化及其未來之開發利用」，國立成功大學水利及海洋工程研究所研究報告，CKHOTR-90-012，台南(1990)。
2. Silvester, R. and Hsu, J.R.C., New and old ideas in coastal sedimentation, Reviews in Aquatic Sciences, CRC Press, Inc., Florida, 4(4), 375 - 410 (1991).

3. Silvester, R. and Hsu, J.R.C., *Coastal Stabilization: Innovative Concepts*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 578pp (1992).
4. Chew, S.Y., Ho, S.K., Wong, P.P. and Leong, Y.Y., Beach development between headland breakwaters in a low wave energy environment, Pasir Ris, Singapore, *Proc. 20th Intl. Conf. Coastal Eng., ASCE*, 2, 1016 -1031 (1986).
5. Tsuchiya, Y., Eldin, H and Refaat, A.A., Formation and reduction processes of river deltas; theory and experiments, *Bulletin Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ.*, Vol. 41, 177-224 (1991).
6. 蔡清標，「侵蝕海岸保全工法之研究（一）」，農委會研究報告，計畫編號82科技-2.8-林-13(7)，台北(1993)。

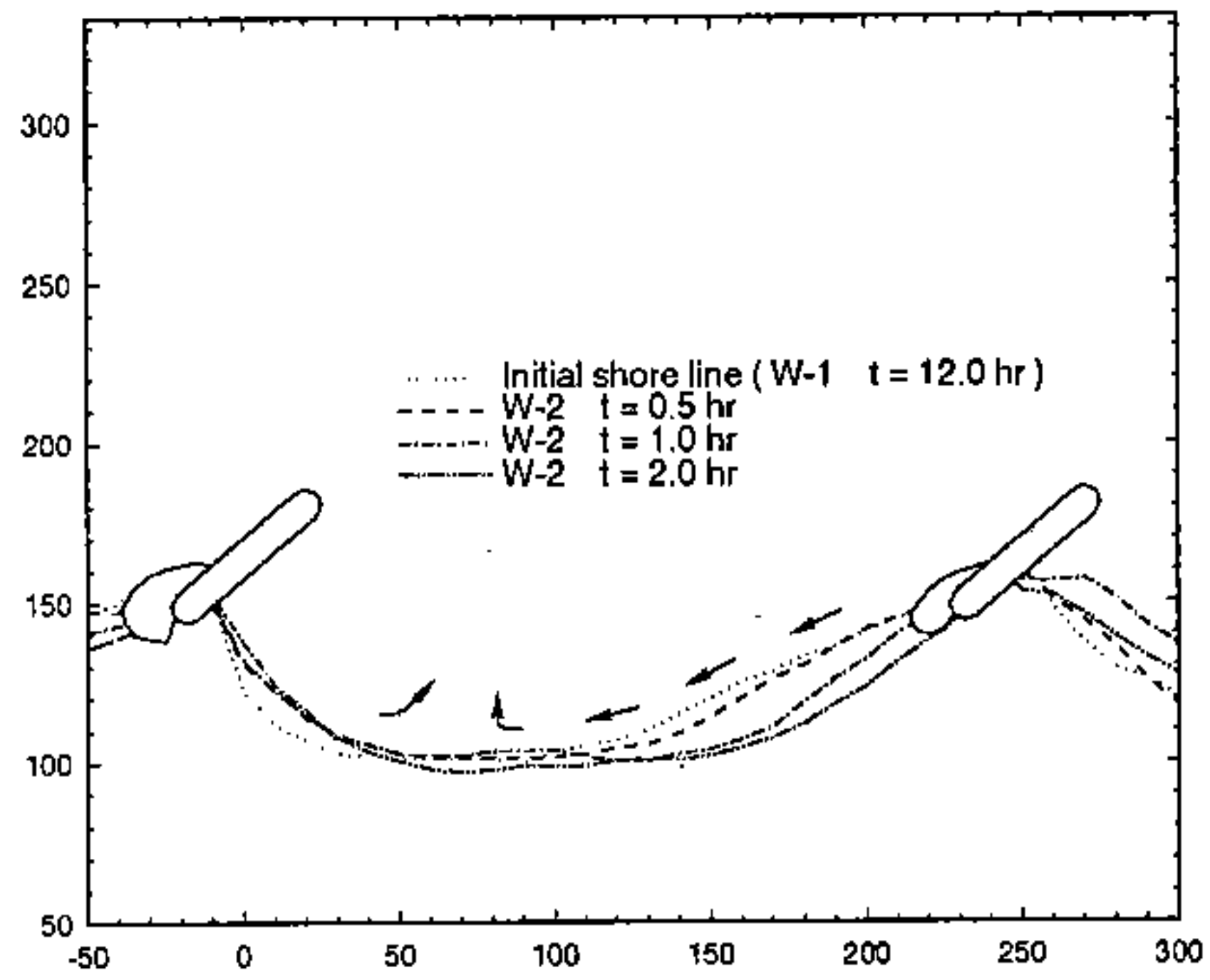
表一 試驗波浪條件

波浪條件 編號	波高 (cm)	週期 (sec)	波向	水深 (cm)
W-1	3.0	0.8	130°	25.0
W-2	6.1	1.2	130°	25.5
W-3	6.1	1.2	40°	25.5

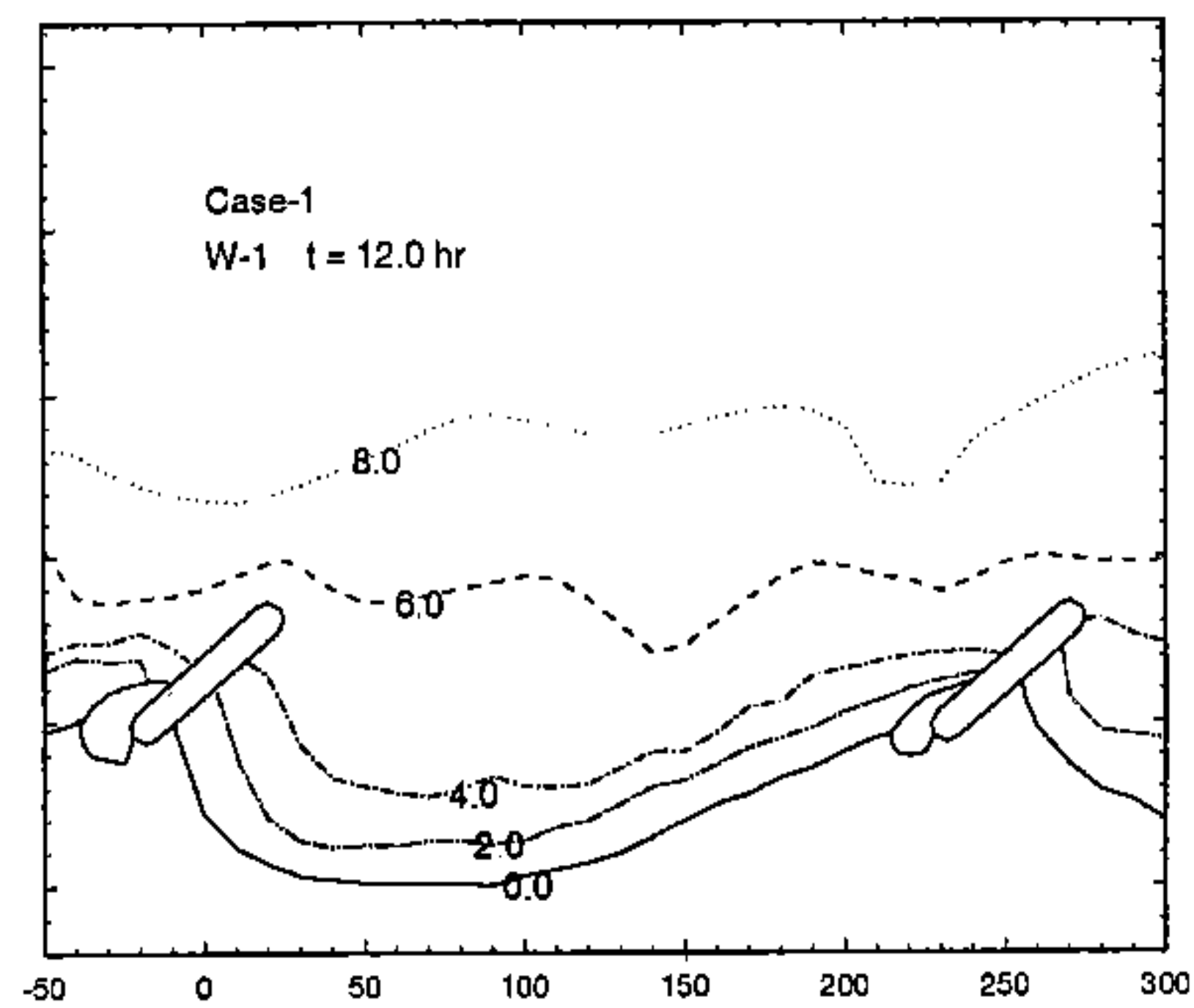




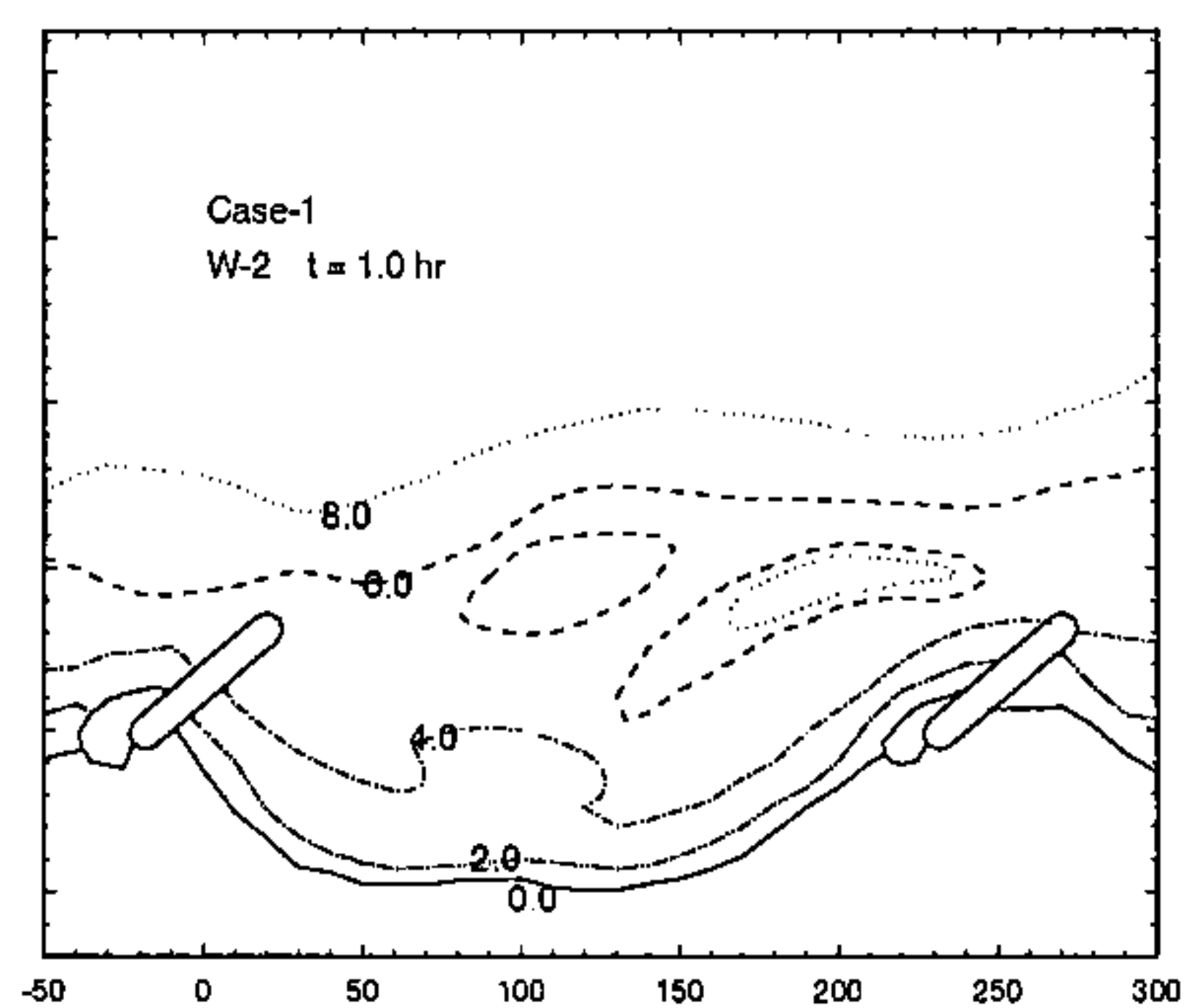
圖一 試驗佈置示意圖



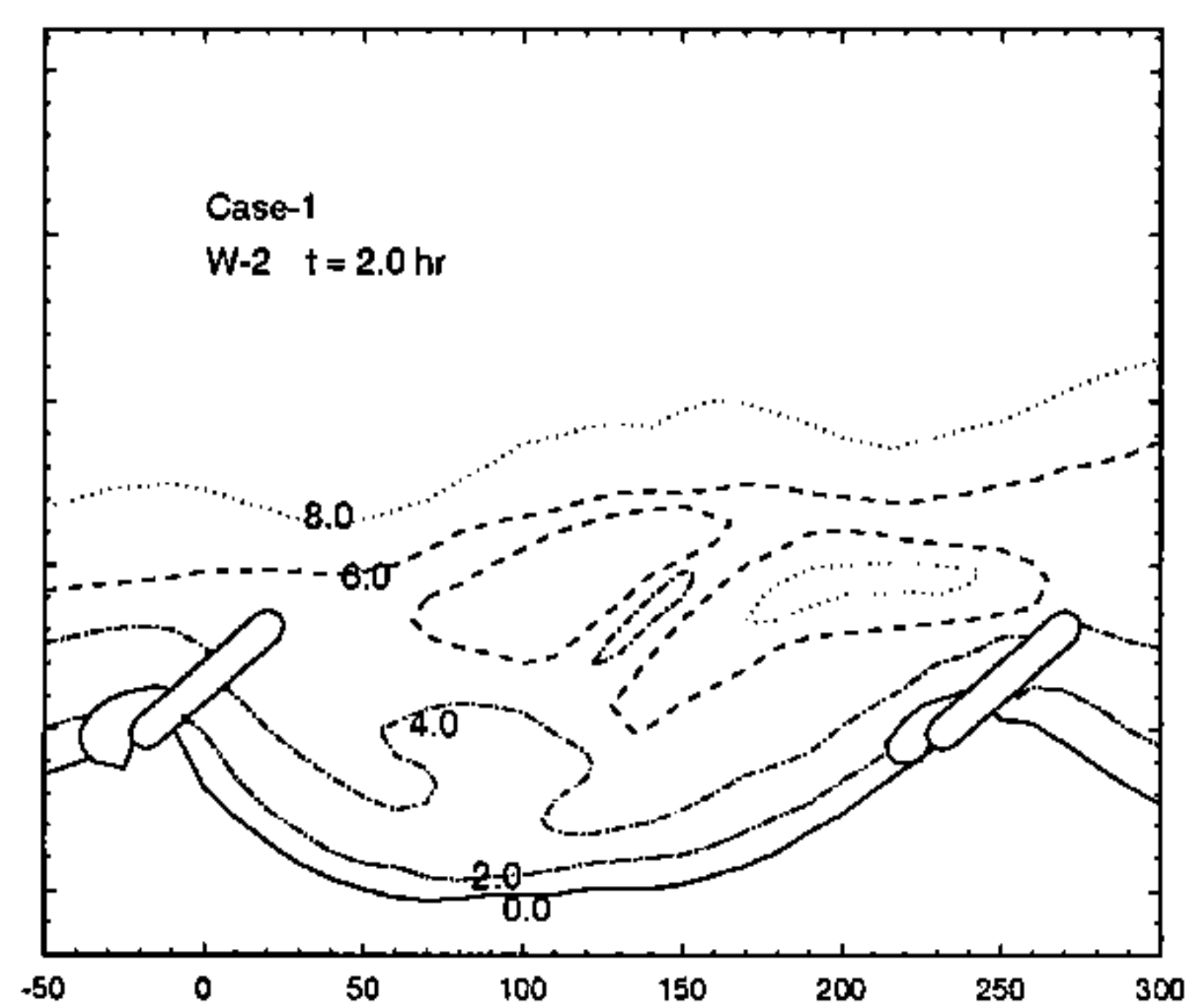
圖二 安定灣岸灘線在W—2波浪作用後岬灣灘線的變化(case 1)



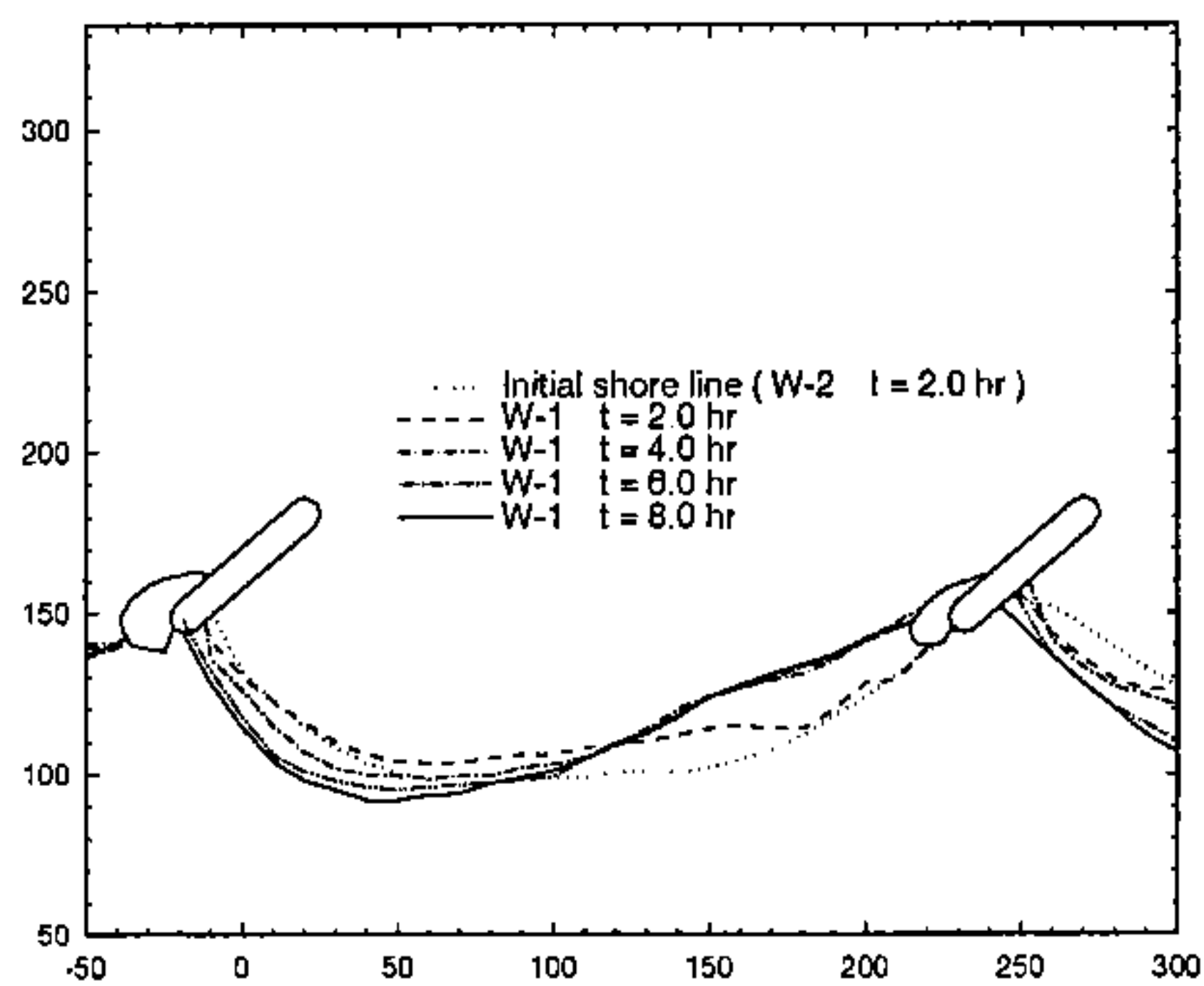
圖三 安定灣岸之等深線地形圖(case 1)



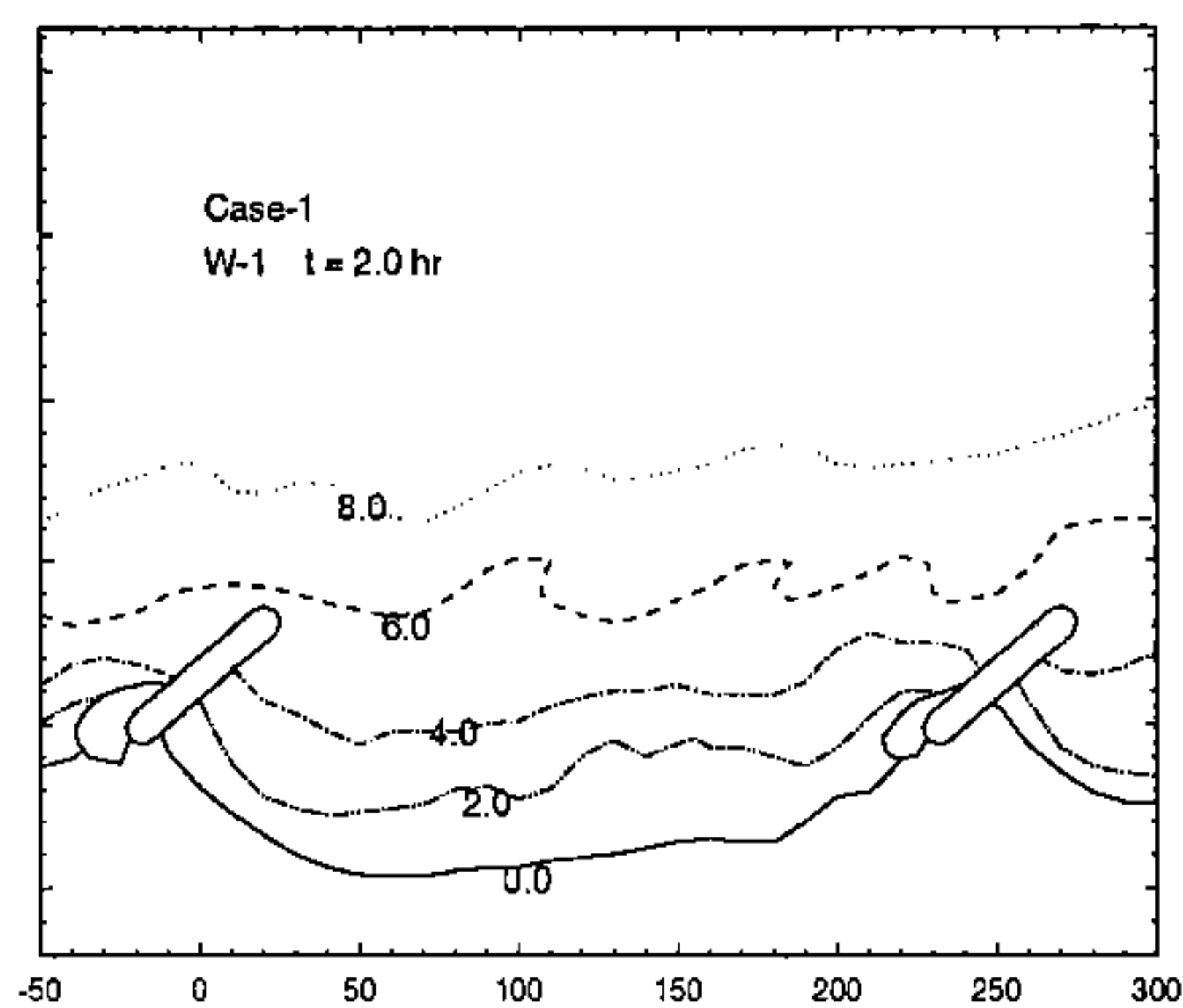
圖四 W—2 波浪作用1小時之等深線地形圖(case 1)



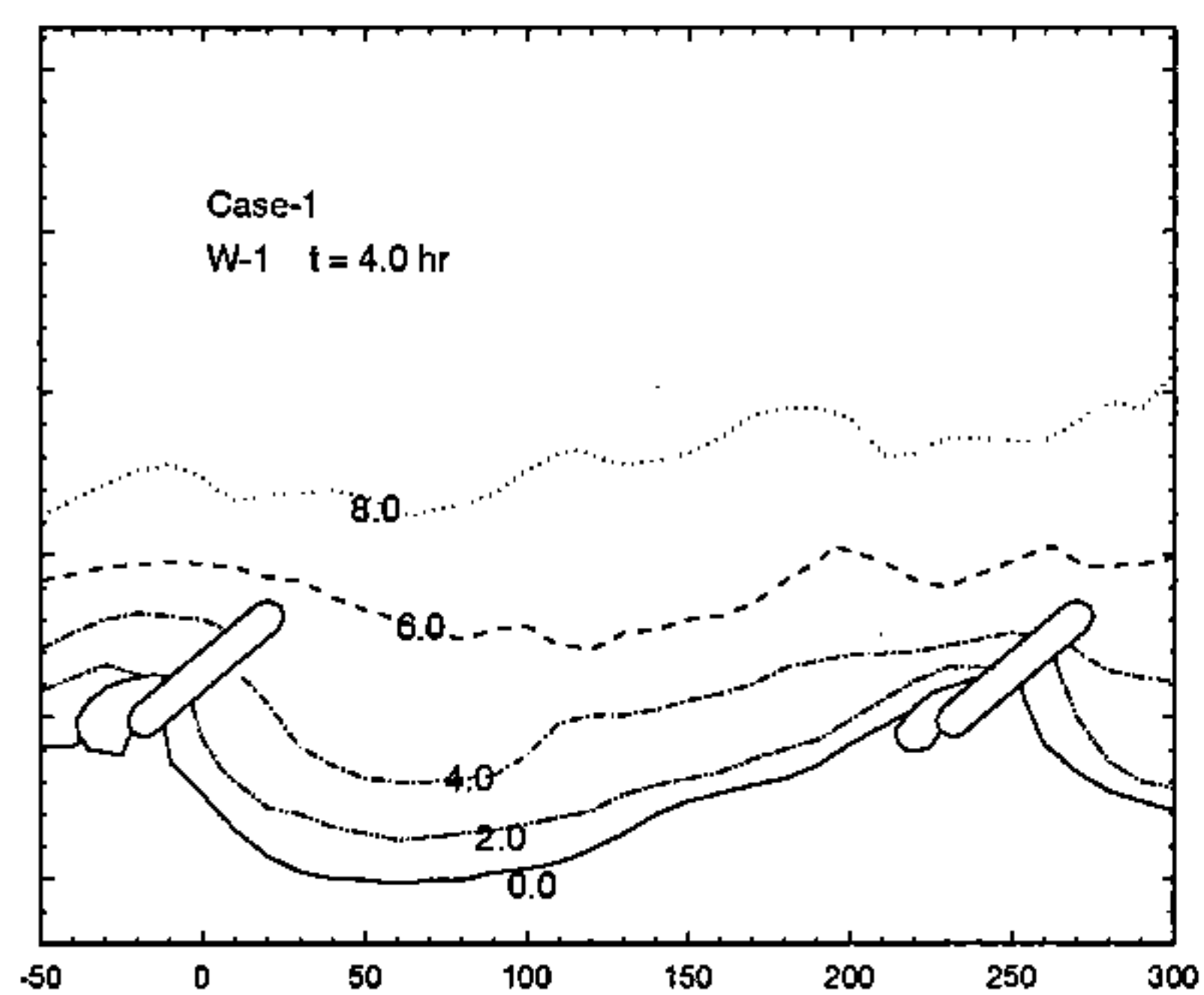
圖五 W—2 波浪作用2小時之等深線地形圖(case 1)



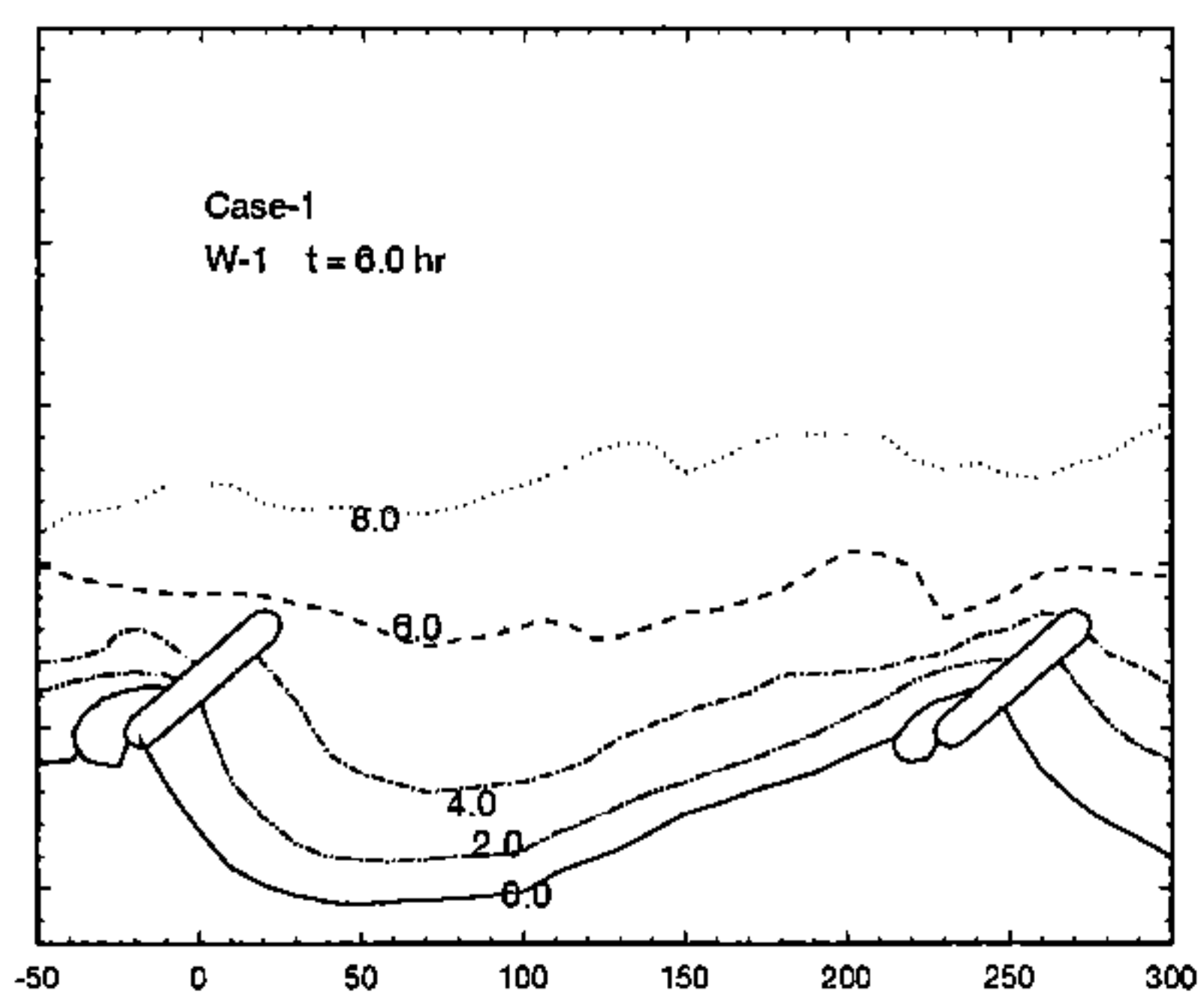
圖六 原W—1 波浪作用時灘線之回復過程(case 1)



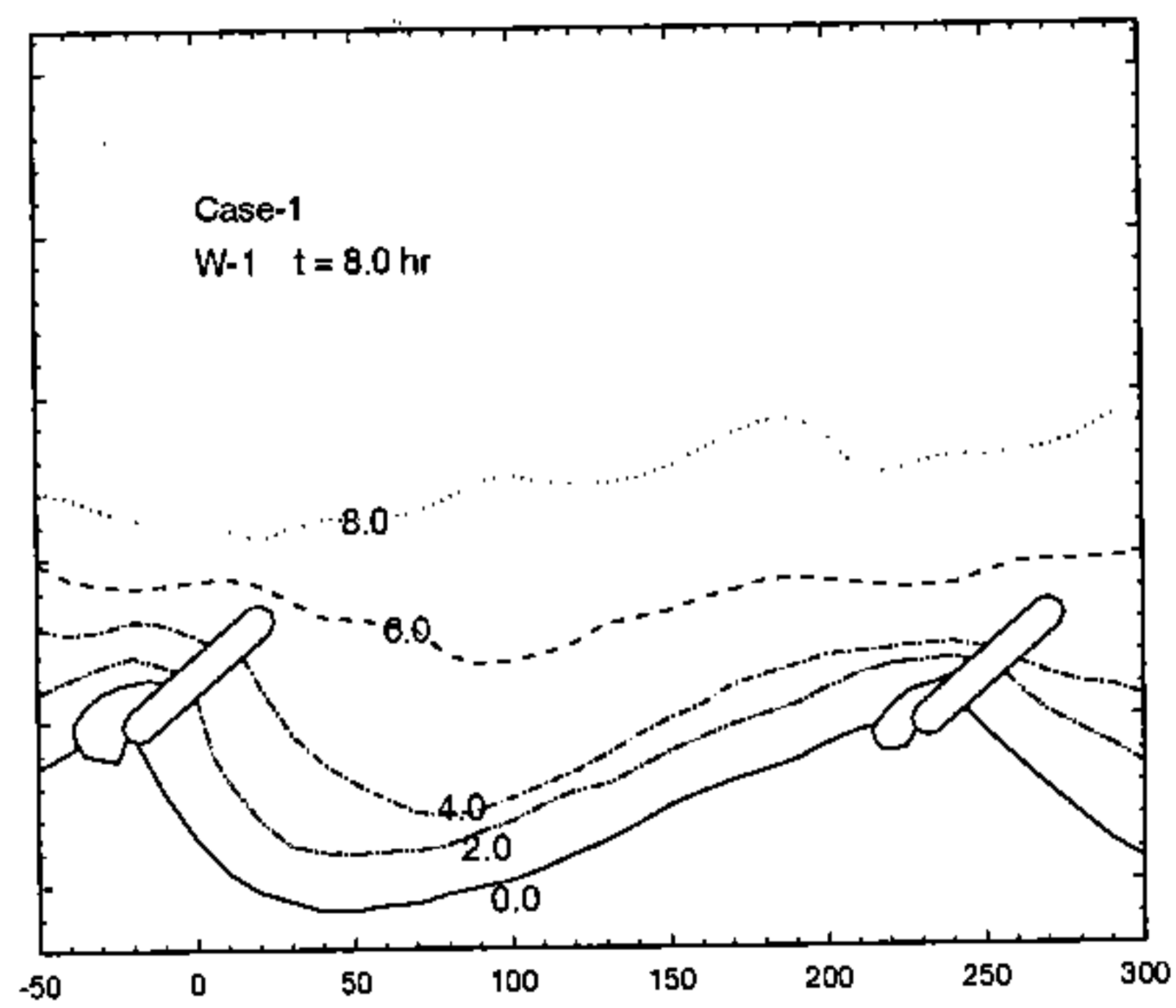
圖七 原W—1 波浪作用2小時之等深線地形圖(case 1)



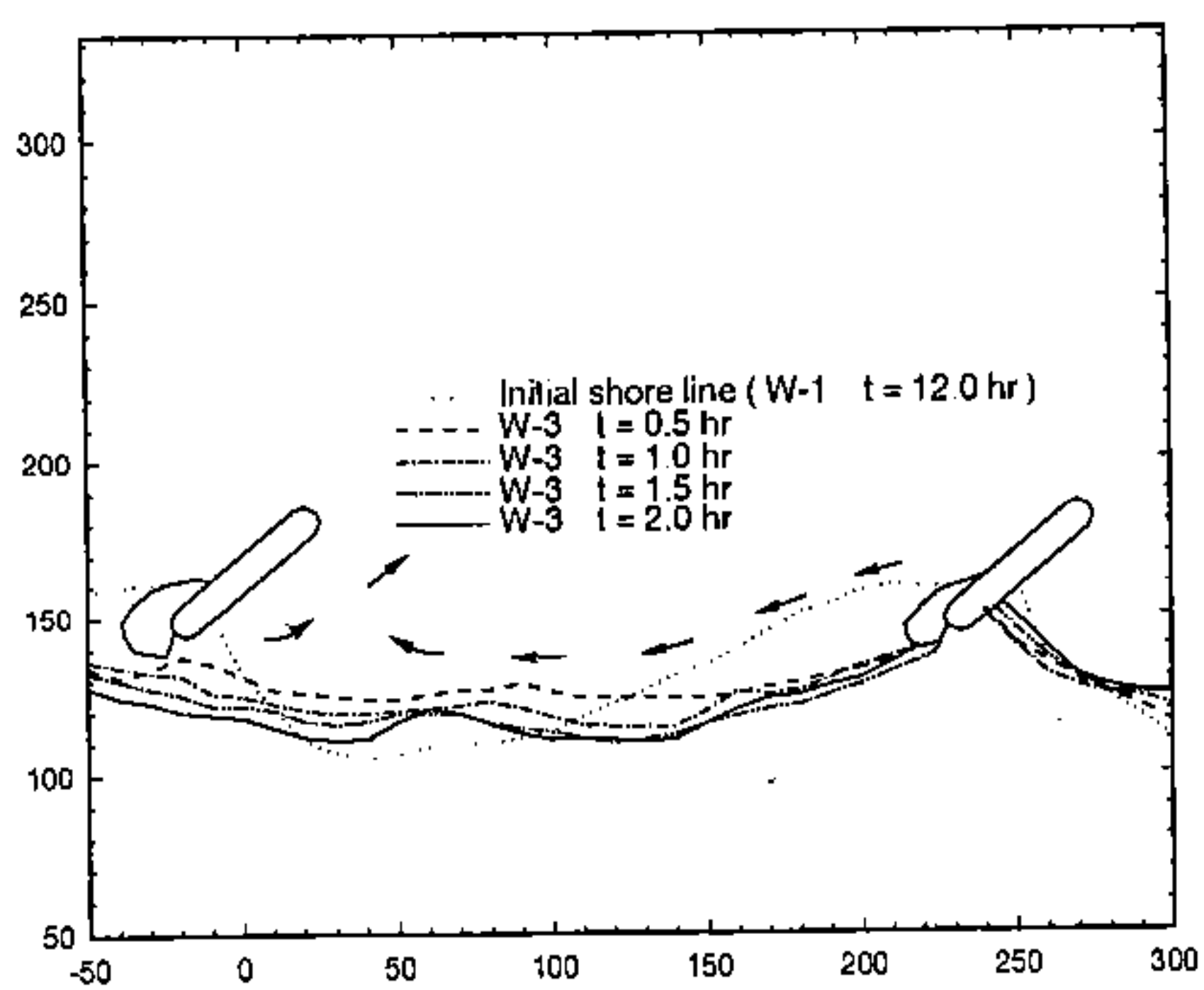
圖八 原W—1波浪作用4小時之等深線地形圖(case 1)



圖九 原W—1波浪作用6小時之等深線地形圖(case 1)

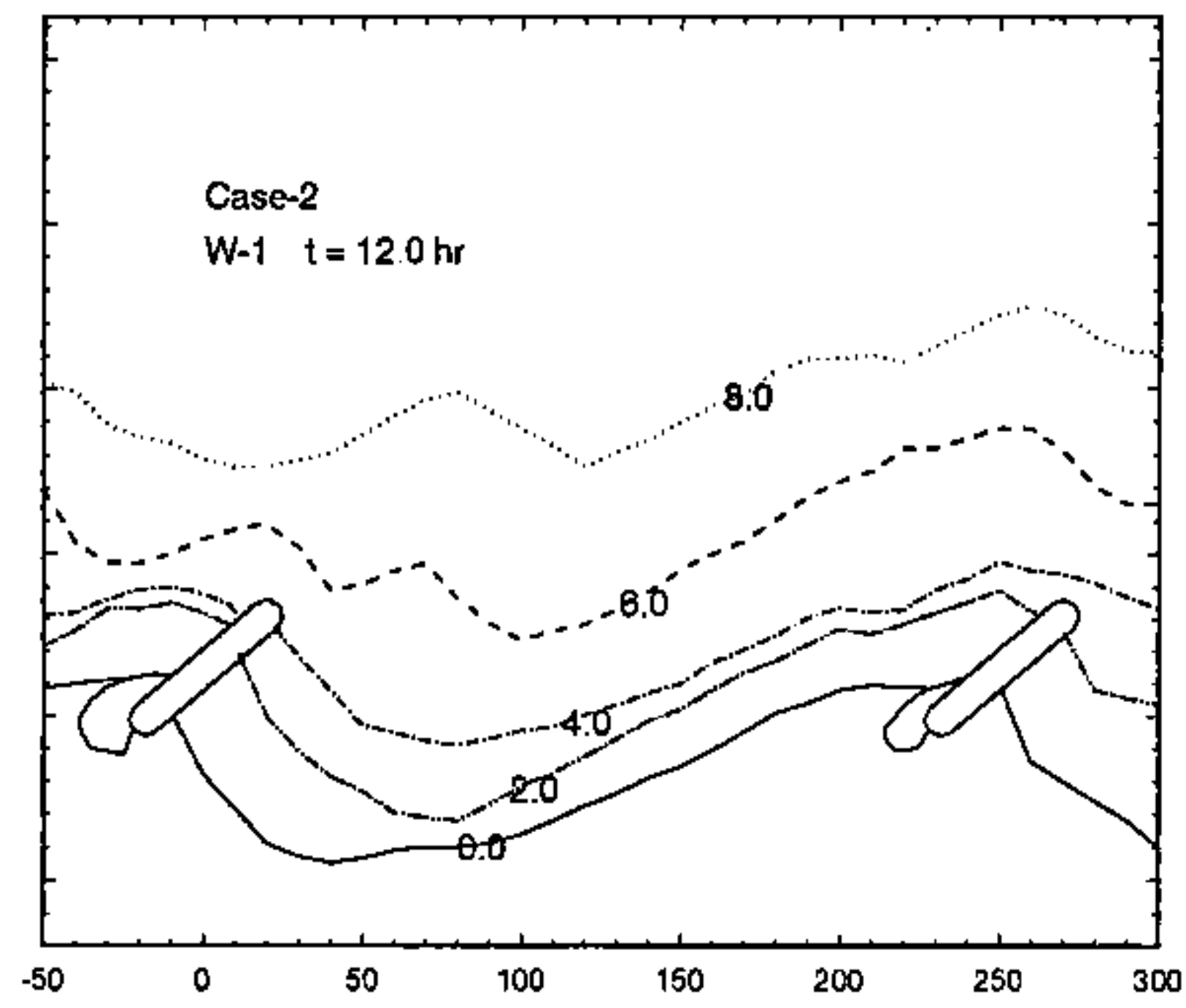


圖十 原 W—1 波浪作用 8 小時之等深線地形圖(case 1)

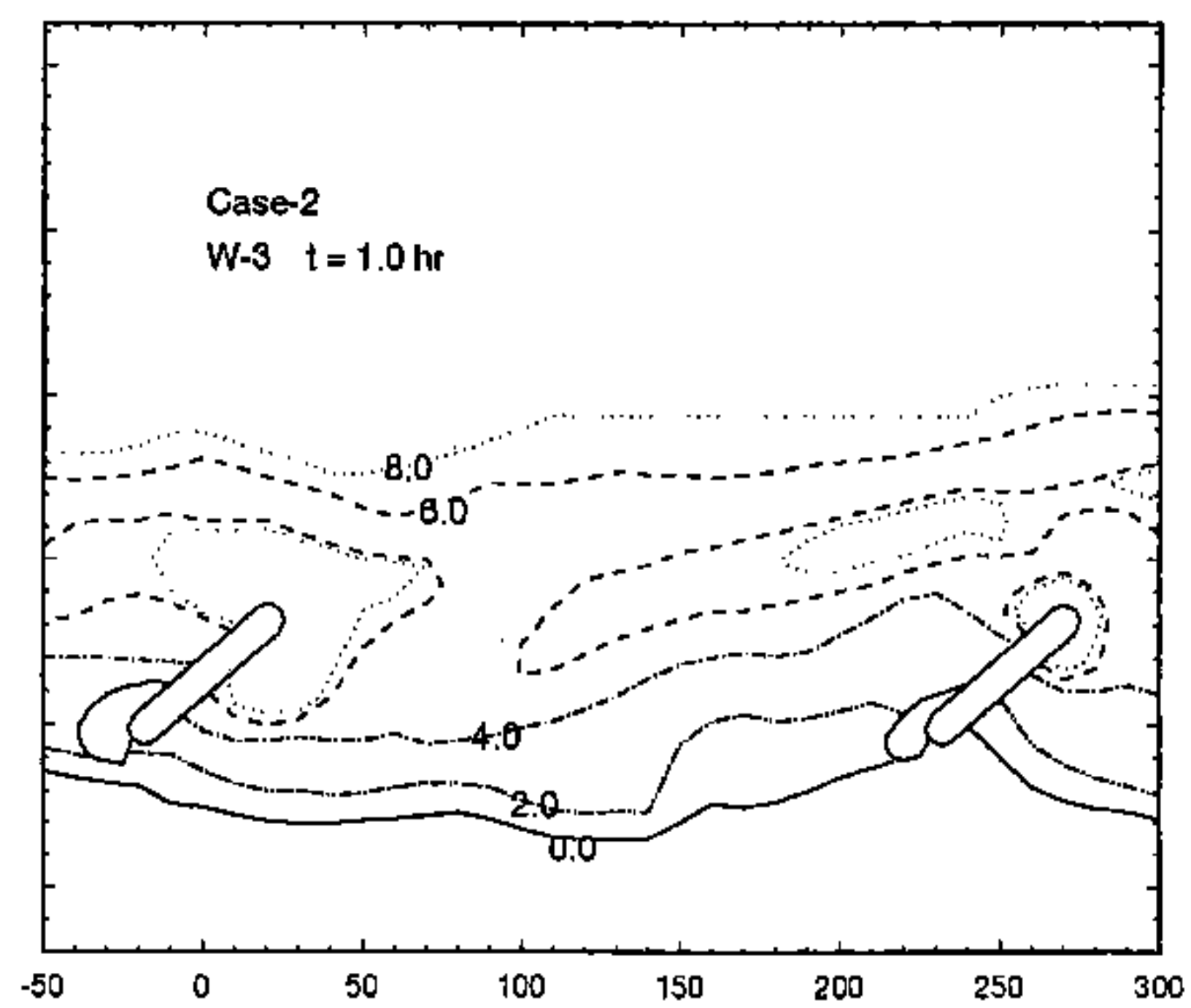


圖十一 安定灣岸灘線在 W—3 波浪作用後岬灣灘線的變化(case 2)

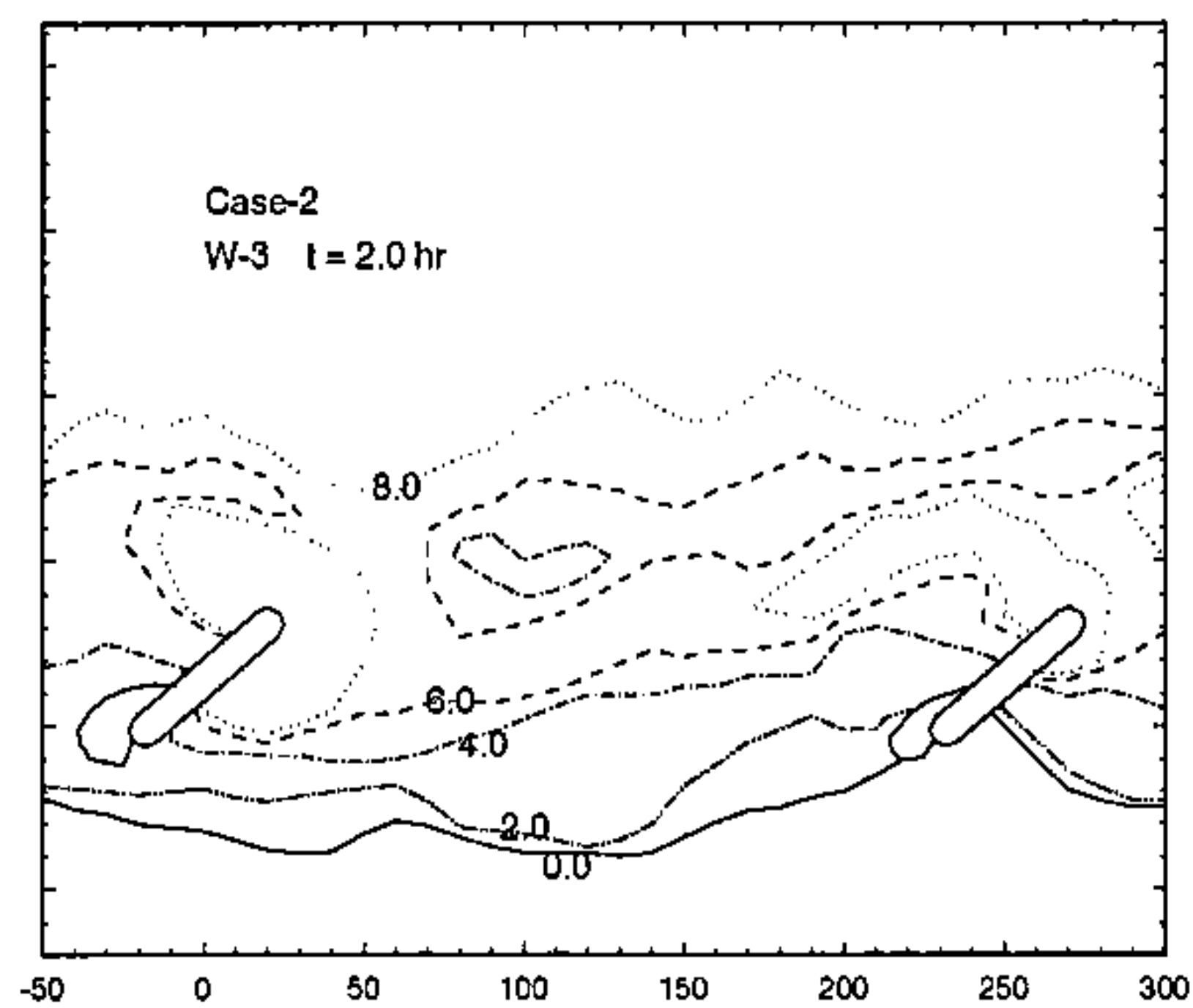




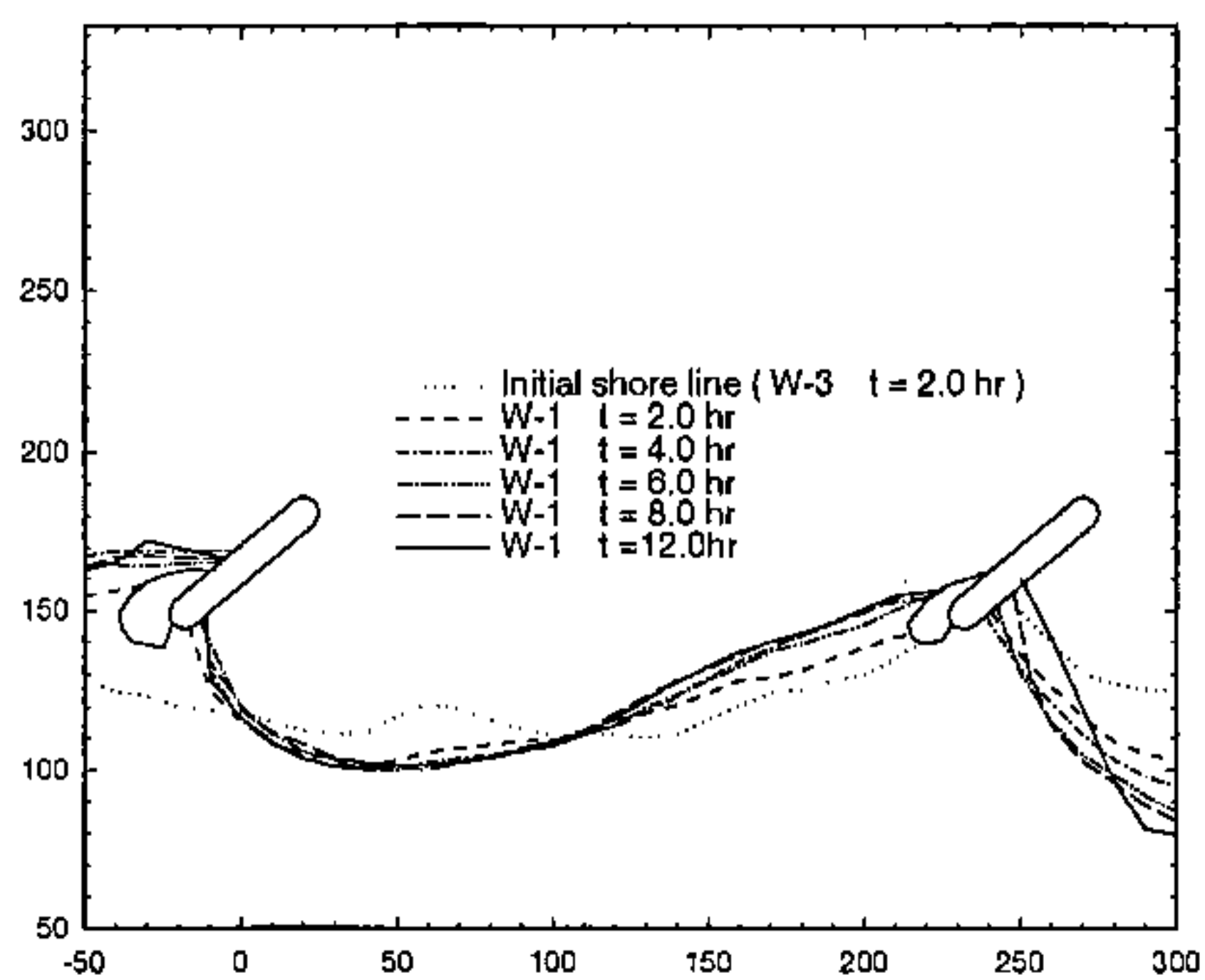
圖十二 安定灣岸之等深線地形圖(case 2)



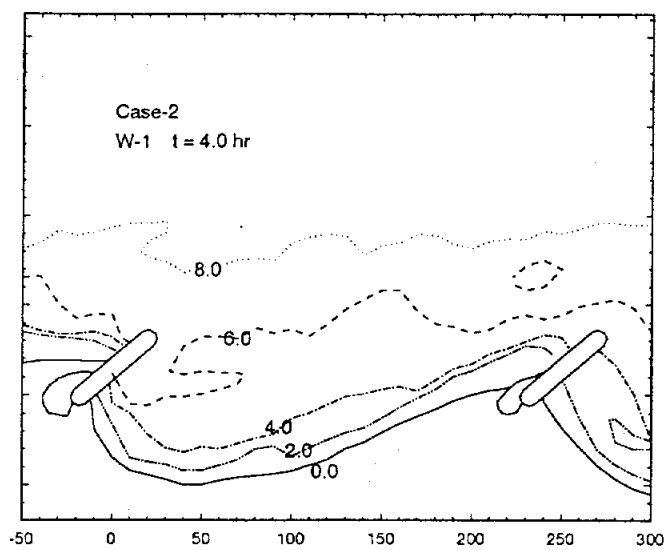
圖十三 W—3 波浪作用1小時之等深線地形圖(case 2)



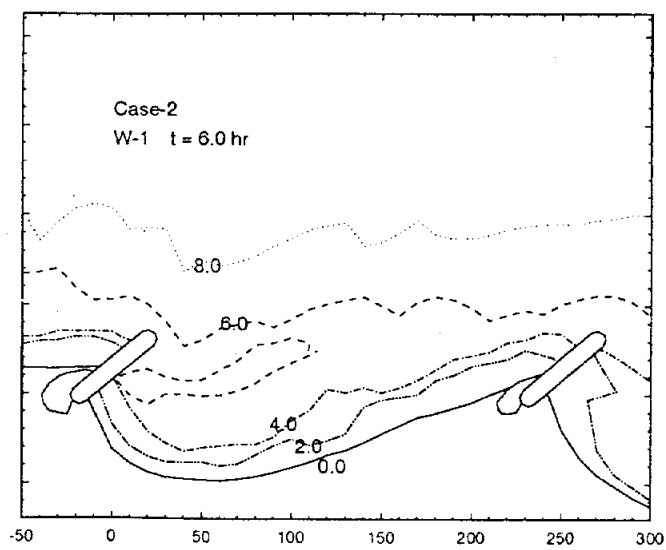
圖十四 W—3 波浪作用2小時之等深線地形圖(case 2)



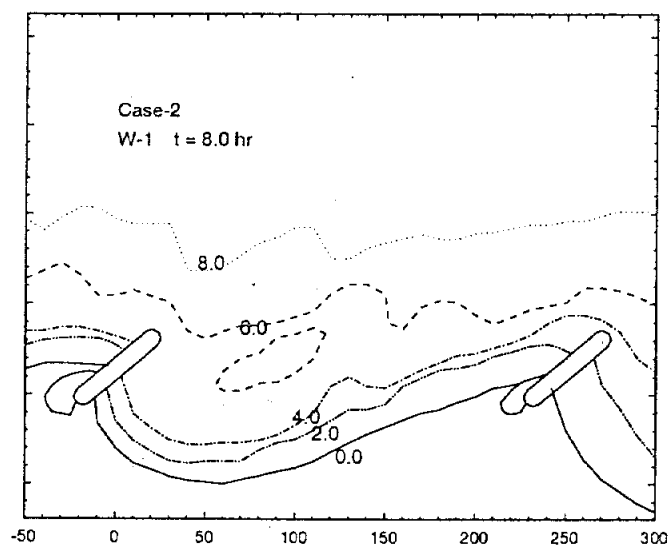
圖十五 原W—1 波浪作用時灘線之回復過程(case 2)



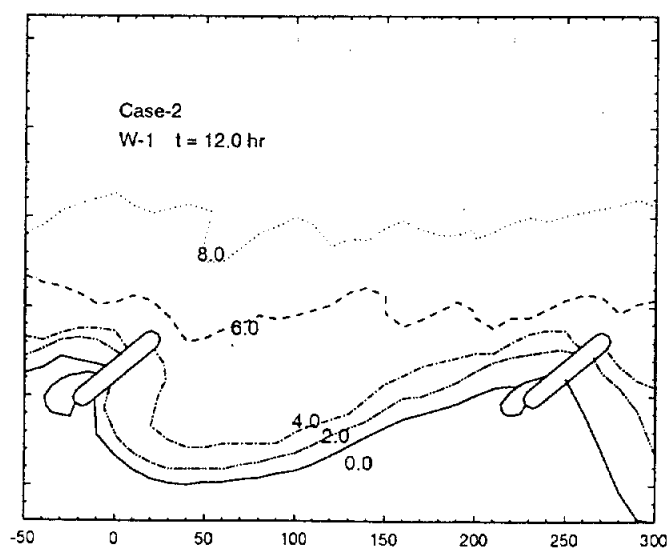
圖十六 原 W—1 波浪作用4小時之等深線地形圖(case 2)



圖十七 原 W—1 波浪作用6小時之等深線地形圖(case 2)



圖十八 原 W—1 波浪作用8小時之等深線地形圖(case 2)



圖十九 原 W—1 波浪作用12小時之等深線地形圖(case 2)

# **EXPERIMENTS ON BEACH EVOLUTION BETWEEN TWO HEADLANDS**

**Ching-Piao Tsai**

*Department of Civil Engineering, National Chung-Hsing University  
Taichung 402, TAIWAN, R.O.C.*

## **ABSTRACT**

Shoreline change in sandy beaches formed between two headlands due to the wave actions was investigated in this research by means of model tests. The shoreline between the headlands was firstly formed from an initially straight line to an equilibrium shape, under the action of persistent wave with low wave energy. The equilibrium shoreline in the model experiment then was received the wave action which is with high wave energy (such as storm wave). It was found that the equilibrium shoreline was gradually destroyed. Typical sand bar was also found in the bottom under this situation. However, both the equilibrium profile and shoreline will soon be reconstructed when the original low energy wave actions again. This result implies that the headland control is applicable in defense of the coastal erosion.

# 近岸沙洲模擬地形繪製誤差之研究

李忠潘\* 薛憲文\*\*

\*國立中山大學海洋環境學系教授

\*\*國立中山大學海洋環境學系副教授

## 摘要

本研究以一個模擬具數個於沿岸及垂直海岸方向均有起伏變化之沙洲地形，測試三種電腦繪圖軟體SURFER、DGM3、及HYDRO於繪製水深地形圖時受沿岸及離岸取樣距離變化之影響。由結果顯示因為SURFER於圖形輸出前均以Cubic Spline平滑化，故其圖形均較DGM3及HYDRO為平滑。

此外，DGM3或HYDRO對不同取樣距離較不敏感，而SURFER則很敏感，尤其是水深地形改變較大之垂直海岸方向之取樣距離DX改變時為然。若以本文之例子而言，在垂直海岸方向之取樣距離縮小至50公尺後，此取樣距離對精度之影響即不大。而在改變沿岸方向之取樣距離方面，沿岸取樣距離在200公尺左右時，所得之水深地形仍能相當代表實際地形。

而SURFER在離岸取樣距離DX較小時精度較高，但其受DX之影響也較大。若針對SURFER三種網格化內差方法所得結果而言，則MinCurv之網格化內差方法似乎對如本研究之規則變化地形有較佳之結果。未來研究應考慮加入有如海溝或礁岩等不連續變化之地形，則或可提高本研究之實用性。

## 壹、前言

海岸工程或海洋環境相關領域，如海岸侵蝕或變遷、港灣相關建設、海洋放流、護岸工程、海埔地填海...等等之設計施工均涉及海岸地形水深之量測與繪製。海岸水深地形圖除了是工程設計施工所需，亦為波浪、海流推算，研判海岸地形變遷之最重要資料之一。而過去水深地形資料因涉及儀器、人為誤差，資料之準確度如何常造成海岸地形變遷研判之困難（郭金棟，1990）。因此如何提供準確之海岸水深地形圖，即為一值得研究之領域。

海岸水深地形圖之繪製基本上涉及海上定位、水深量測、以及後續之等深線或地形立體圖之繪製。水深之量測一般使用聲波式測深儀，其精度已可達一公分

左右(如SIMRAD EA300P於一百公尺內之量測誤差)，故儀器誤差習慣均被忽略。唯此測值尚須經潮位修正，以及因波浪與船體運動所造成誤差之修正，亦頗值得研究。至於海上定位問題，傳統之前方交會法因易受天候影響，目前國內已漸採用E P S或G P S進行海上定位。其中G P S之精度於動態時已可達三公尺以內(薛憲文等，1993)，較之於前方交會法因人為及天候因素影響而造成之誤差為小(薛憲文、李忠潘，1993；薛憲文等，1994)，且作業人力及速度大為增加。至於E P S之精度本系亦在評估中。

而後續之等深線或地形立體圖繪製，傳統上以人力繪製之作業方式，在電腦計算速度及容量均大幅增進後，則多漸為電腦繪圖軟體所取代。而且隨著地理資訊系統(Geographical Information System, G I S)之日漸普遍，以及各種相關海象預測數值模式之發展，水深地形資料之數化及儲存也漸為電腦所取代。然而不同電腦繪圖軟體亦可能因網格之製作、網格點位值內差方式之差異、及等深線內差函數之選取等，造成所得結果有極大之不同(Watson, 1992；Burrough, 1988；Raper, ed., 1989)。本文即以三種較普遍，或於網格製作及內差方式上較具代表性之商業化電腦繪圖軟體，針對一個具有海岸沙洲之模擬水深地形，於水深地形繪製時可能產生誤差之相關問題，如沿岸及離岸取樣距離變化時，進行初步之比較研究。

## 貳、研究方法

本文採用之三種電腦繪圖軟體分別為SURFER，DGM3 (Digital Ground Modelling)，以及HYDRO (Hydrocontour)。以下將介紹並比較其網格製作、網格點位值內差方式、及等深線內差函數等基本原理解或特性。至於此等軟體涉及之繪製技術問題則可參考各公司發行之操作手冊(如參考文獻所列)，不在此文內敘述。

SURFER於水深地形之繪製過程主要分為三個步驟，首先為根據施測點之座標及水深資料製作網格，然後以內差方法計算網格點上之水深，此兩步驟統稱為網格化(Gridding)。最後由網格點上之座標及水深資料以內差方法繪製所需要之等深線圖或立體圖。SURFER採用矩形網格，而使用之內差方法有三種，分別為可以改變遞減權重次方(Weighting Power)之InvDist (Inverse Distance)方法、最小取率之MinCurv (Minimum Curvature)方法、以及根據區域變數理論(Regional Variable Theory)之Kriging方法(Watson, 1992)。至於內差計算網格點上水深時所採用之已知水深點位，則可根據給定之點數，直接選取最近距離之點位，或在四象限內(此時點數需為四的倍數)、或八象限內(此時點數需為八的倍數)分別選取最近距離者。最後SURFER再以線性內差之方法繪製等深線圖及立體圖，曲線並先經Cubic Spline方法平滑化(Smoothing)後再輸出圖形檔。

DGM3於繪製水深地形時，其步驟與SURFER者相同，且同樣採用矩形網格，但其網格可以在局部地區變小以適應該區之特殊需要。不過DGM3在進行網



格點上水深之計算時，則是採用線性內差方法。而在內差計算網格點上水深時，所採用之已知水深點位為四象限內最近之三點。最後DGM3仍以線性內差之方法繪製等深線圖及立體圖，曲線並先經簡單之平滑化後再輸出圖形檔。

至於HYDRO之網格則以已知水深之量測點為頂點，以Delaunay三角化法形成TIN (Triangulated Irregular Network；Raper，1989；Burrough，1988) 並以控制邊界來調整TIN。而任意點上之水深則以臨近已知點者由線性內差法求得。最後再以線性內差法繪製等深線圖及立體圖，而等深線可以直線或以具平滑化功能之曲線組成。

由於海底地形水深之量測不同於陸上者可以由現場地形做驗證。欲檢驗電腦繪圖軟體所繪地形之準確度，則需有一已知之地形做參考。故本研究乃以一個給定方程式之含海岸沙洲之模擬水深地形為參考，在計算得理論水深後，選取一組之點位座標水深資料，以上述三種電腦繪圖軟體進行水深地形之繪製，並計算在另一組點位上之水深與理論值比較，求得三種電腦繪圖軟體在各種條件下之誤差範圍。

#### 參、研究結果

本研究初步測試之海岸地形方程式為

$$Z = -0.1X^{2/3} - \sin(X/120) - \sin(Y/300 + 5/3)$$

其中之X為離岸方向距離而Y為沿岸方向距離，計算之範圍均0至2000公尺，而Z則代表水深。此水深方程式模擬一個具數個於沿岸及垂直海岸方向均有起伏變化之沙洲地形。垂直海岸方向之水深變化基本上採用DEAN的模式，由式中之第一項所代表。地形X與Y均以每20公尺變化，由SURFER軟體以方程式代入計算網格點上之值所繪得之地形立體圖及其平面圖如圖一所示。此圖於網格化時並未經內差，而僅於算等深線值時以線性內差求得，應可視為參考圖。

模擬現場水深量測點位及水深取樣資料時，考慮改變沿岸方向兩條測線間之距離DY及垂直海岸方向施測點間之距離DX，由此可以測試各種繪圖軟體對海測作業時施測路徑之敏感程度。本研究以表一所列之各種取樣距離及相對應之資料檔為例，進行三種繪圖軟體之測試。其中A與B、及D與E分別以不同之DX及DY組成，B (DX=10) 與E (DX=10) 之垂直海岸取樣距離分別較A (DX=50)與D (DX=200) 為密；而C及F則分別包含A與B及D與E之所有取樣點。各取樣點之水深值可由給定之方程式求得。為了模擬海上定位及水深量測之誤差，於此並以隨機(Random)方式，分別就各取樣點之座標值及水深值加入(2.0，1.0)及(0.1，0.1)之平均誤差(Mean Error)與標準偏差(Standard Deviation)。此點位座標及其水深值資料檔將視為現場量測之資料，以為後續之等深線及立體圖繪製用。

根據此模擬之水深取樣資料檔，分別以SURFER之三種網格化內差方法InvDist、Kriging、及MinCurv，以及DGM3與HYDRO進行網格化及繪製立體圖與平面圖。各種軟體與資料檔計有三十種組合，如表二第一及第二欄所列，各種組合之方法均將產生一個網格化之資料檔，儲存各網格點上之座標水深值。根據此網格資料檔並進行立體圖與平面圖之繪製，其結果如圖二至圖三十一所示。

同時為了量化其誤差值以比較其準確性，特於計算範圍內另以400公尺為邊長取25個正方形網格，並於各網格內任意取一點，再以前述三十種組合方法所得資料檔計算此25點上之水深值。然後將此結果與各點由方程式計算得之理論值比較，並求得其標準偏差值，其結果如表二之第三欄所示。

根據目前測試之各種組合之結果顯示，若單就三種不同軟體繪製之圖形在視覺上之感覺而言，因為SURFER於圖形輸出前均以Cubic Spline平滑化，故其圖形均較DGM3及HYDRO為平滑。因此若DGM3及HYDRO在輸出圖形前能加入較佳之曲線平滑化函數或方式，或可改善其曲線抖動之現象，此點在未來似可進行研究。

若以任意取樣之25個測試點之精度結果顯示，如表二之第三欄所示，則就同一取樣資料檔而言，以A或B為例，SURFER之精度均較DGM3及HYDRO為佳；但若以D或E為例，則SURFER之精度反較DGM3及HYDRO差。由A或B變成D或E時，SURFER之標準偏差約增加十倍，而DGM3及HYDRO則增加較少，或不受影響(如B變成E時)。由此顯示，DGM3或HYDRO對不同取樣距離較不敏感，而SURFER則很敏感，尤其是水深地形改變較大之垂直海岸方向之取樣距離DX改變時為然。此外，在DX值由10公尺增為50公尺時，各種繪圖軟體所得之標準偏差變化很小，而在DX值增加至200公尺時，各種繪圖軟體所得之標準偏差均增加。由此顯示，垂直海岸方向取樣距離確為影響水深地形繪製精度之重要因素，但以本文之例子而言，在此距離縮小至50公尺後，僅能提升少數精度。而在改變沿岸方向之取樣距離方面，DY由10公尺(如A)增至50公尺(如B)再增200公尺(如E)時，DGM3、HYDRO、及SURFER-MinCurv等之標準偏差值改變不多，似乎顯示，最少以本文測試之例子而言，沿岸取樣距離在200公尺左右時，所得之水深地形仍能相當代表實際地形。

雖然SURFER在離岸取樣距離DX較小時精度較高，但其受DX之影響也較大。若針對SURFER三種網格化內差方法所得結果而言，則MinCurv之網格化內差方法似乎對如本研究之規則變化地形有較佳之結果。

#### 肆、結論與建議

本研究以模擬一個具數個於沿岸及垂直海岸方向均有起伏變化之沙洲地形，測試三種電腦繪圖軟體SURFER、DGM3、及HYDRO於繪製水深地形圖時受沿岸及離岸取樣距離變化之影響。由結果顯示因為SURFER於圖形輸出前均以Cubic

Spline平滑化，故其圖形均較DGM3及HYDRO 為平滑。故若DGM3及HYDRO 在輸出圖形前能加入較佳之曲線平滑化函數或方式，或可改善其曲線抖動之現象，此點在未來似可進行研究。

此外，DGM3或HYDRO 對不同取樣距離較不敏感，而SURFER則很敏感，尤其是水深地形改變較大之垂直海岸方向之取樣距離DX改變時為然。若以本文之例子而言，在垂直海岸方向之取樣距離縮小至50公尺後，此取樣距離對精度之影響即不大。而在改變沿岸方向之取樣距離方面，沿岸取樣距離在 200公尺左右時，所得之水深地形仍能相當代表實際地形。目前本文作者正針對繪圖精度受沿岸或離岸方向取樣距離之影響，以及有異於本文所述之取樣方式，做更有系統之後續研究，其結果或可提供水深地形海測作業時較佳方式之參考。

而SURFER在離岸取樣距離DX較小時精度較高，但其受DX之影響也較大。若針對SURFER三種網格化內差方法所得結果而言，則 MinCurv之網格化內差方法似乎對如本研究之規則變化地形有較佳之結果。由於現場海岸地形變化很大，在有其它不規則地形出現之海域，本文之結果將僅供參考。此外，未來研究將考慮加入有如海溝或礁岩等不連續變化之地形，則或可提高其實用性。

#### 伍、謝誌

本研究經國科會研究計畫，編號 NSC-0410-E-110-511及NSC-82-0209-E-110-008之經費補助，本系張功武同學負責電腦軟體之操作及圖形之繪製，助理研究員吳朝榮先生之協助資料整理與文章編寫，以及助理李英旬小姐之協助編輯，作者於此致上誠摯之謝意。

#### 陸、參考文獻

郭金棟 1990，台灣海岸地形變化及其未來之開發利用，國立成功大學水利及海洋工程研究所研究報告，219pp.

薛憲文，劉黃宗隆，李忠潘，顏介皇 1993，GPS 差分導航定位法於進海測量之研究，第十二屆測量學術及應用研討會論文集，P.119~139。

薛憲文，李忠潘 1993，經緯儀前方交會在海上定位精度之研究，第十五屆海洋工程研討會論文集，P.723~738。

薛憲文，吳軍梁，李忠潘，孫慈悅 1994，角邊合量測法在海洋量測定位之精度研究，第十六屆海洋工程研討會論文集，P. C-305~318。

Burrough, P.A.. 1988. Principles of Geographical Information Systems for Land Resources Assessment. Oxford University Press, New York, USA.

Digital Ground Modelling Software, Release 3.5, L.M. Technical Services, Southampton, UK.

Hydrocontour, Version 4.02, 1991, Trimble Navigation New Zealand Limited, New Zealand.

Raper, Jonathan (Ed.). 1989. Three Dimensional Applications in GIS. Taylor & Francis Ltd, London, UK.

Surfer Information Manual, 1990, Golden Software, Inc., Colorado 80402-0281, USA.

Watson, D.F.. 1992. Contouring: A Guide to The Analysis and Display of Spatial Data. Pergamon Press, New York, USA.



表一、水深點位取樣條件及資料檔

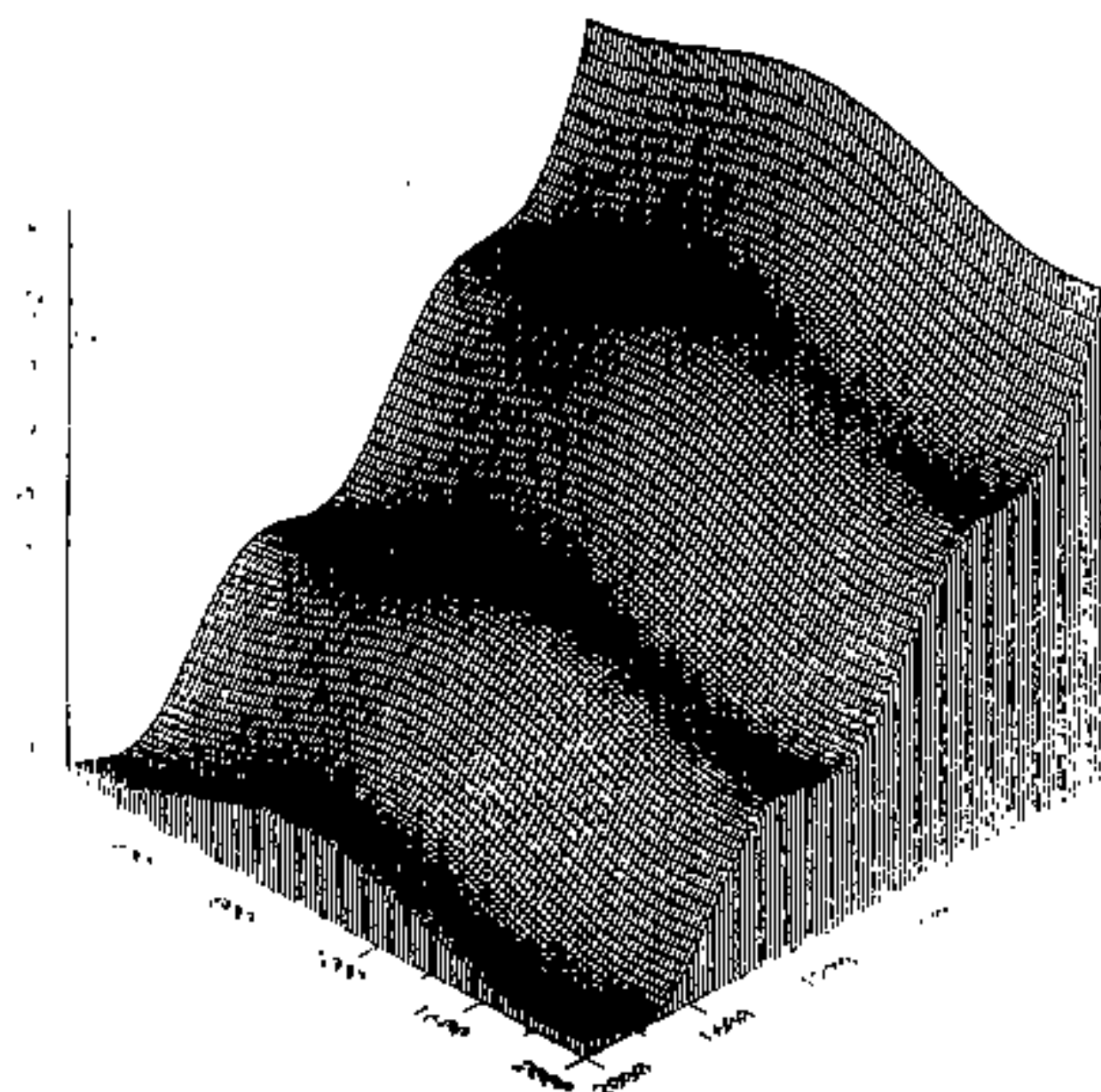
資料檔	取樣距離 (DX, DY)
A	(50, 10)
B	(10, 50)
C	(50, 10) 及 (10, 50)
D	(200, 10)
E	(10, 200)
F	(200, 10) 及 (10, 200)

表二、各種繪圖軟體對不同取樣方式(資料檔)之標準偏差

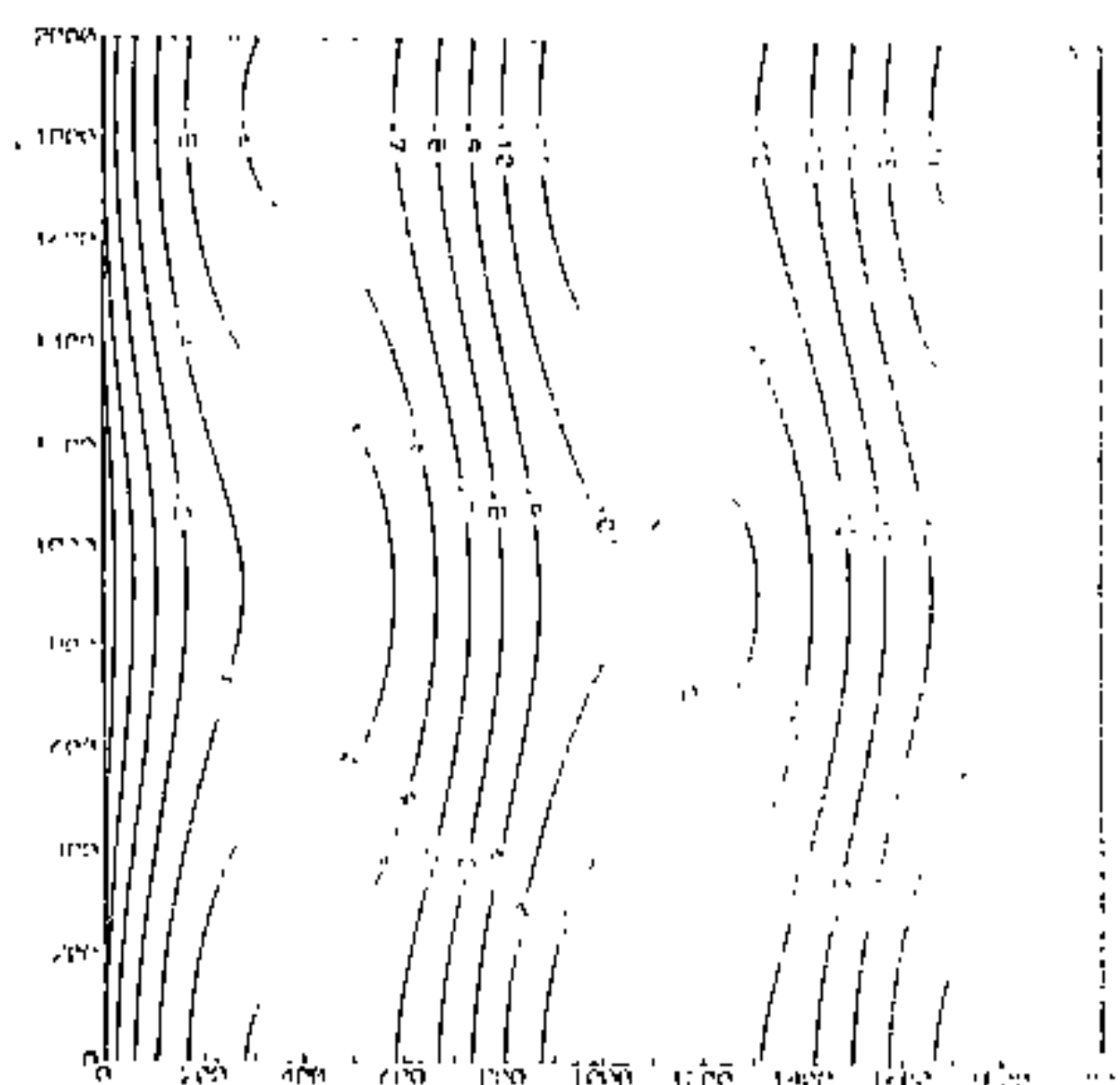
繪圖軟體	資料檔	標準偏差
Surfer-InvDist	A	0.0514
Surfer-Kriging	A	0.0419
Surfer-MinCurv	A	0.0461
Surfer-InvDist	B	0.0400
Surfer-Kriging	B	0.0460
Surfer-MinCurv	B	0.0449
Surfer-InvDist	C	0.0544
Surfer-Kriging	C	0.0517
Surfer-MinCurv	C	0.0447
Surfer-InvDist	D	0.6197
Surfer-Kriging	D	0.5817
Surfer-MinCurv	D	0.1326
Surfer-InvDist	E	0.1235
Surfer-Kriging	E	0.1327
Surfer-MinCurv	E	0.0700
Surfer-InvDist	F	0.1676
Surfer-Kriging	F	0.1597
Surfer-MinCurv	F	0.0620

繪圖軟體	資料檔	標準偏差
DGM3	A	0.0548
DGM3	B	0.0773
DGM3	C	0.0560
DGM3	D	0.2306
DGM3	E	0.0677
DGM3	F	0.1329

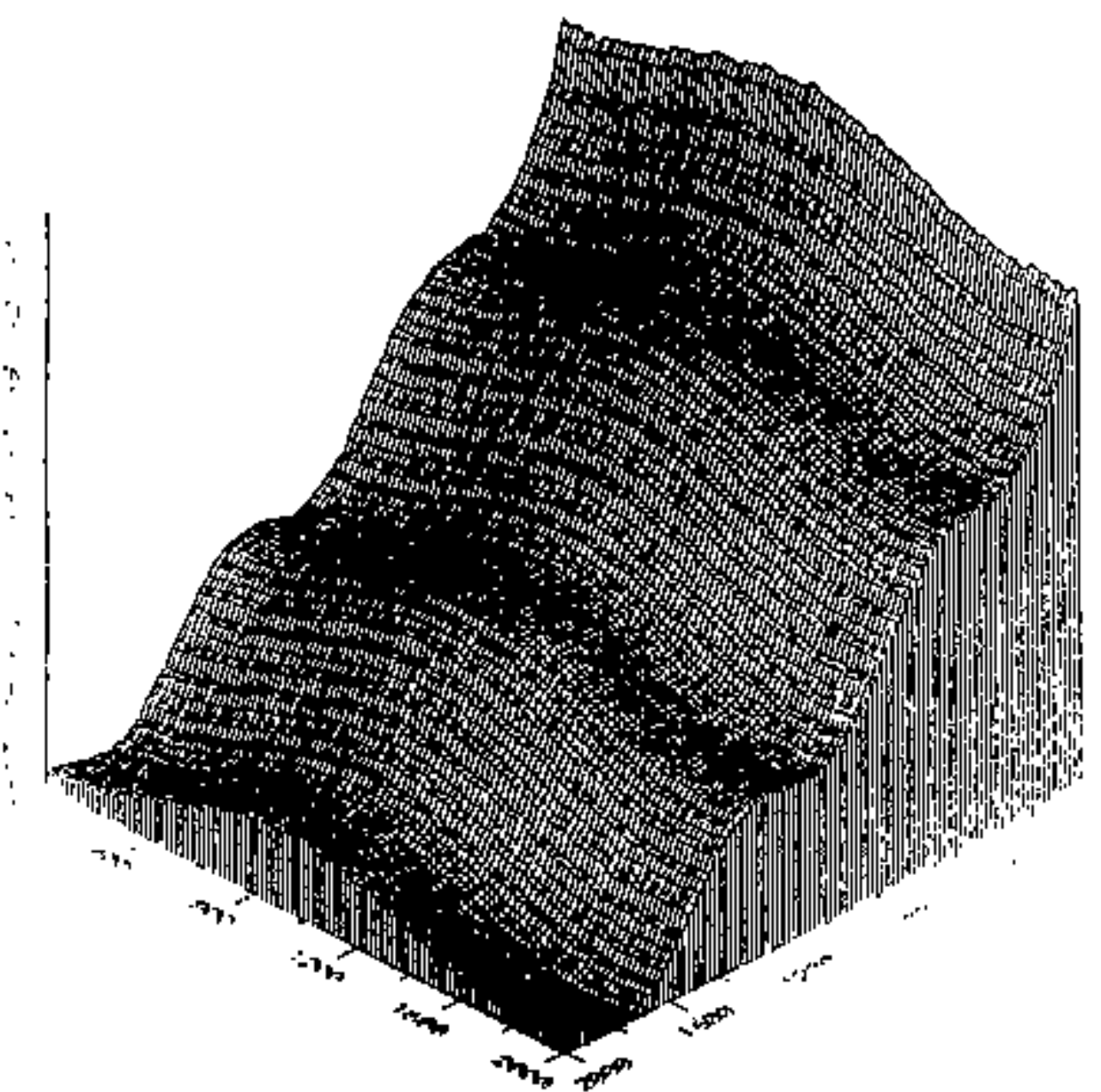
繪圖軟體	資料檔	標準偏差
Hydro	A	0.0682
Hydro	B	0.0785
Hydro	C	0.0864
Hydro	D	0.2394
Hydro	E	0.0730
Hydro	F	0.1108



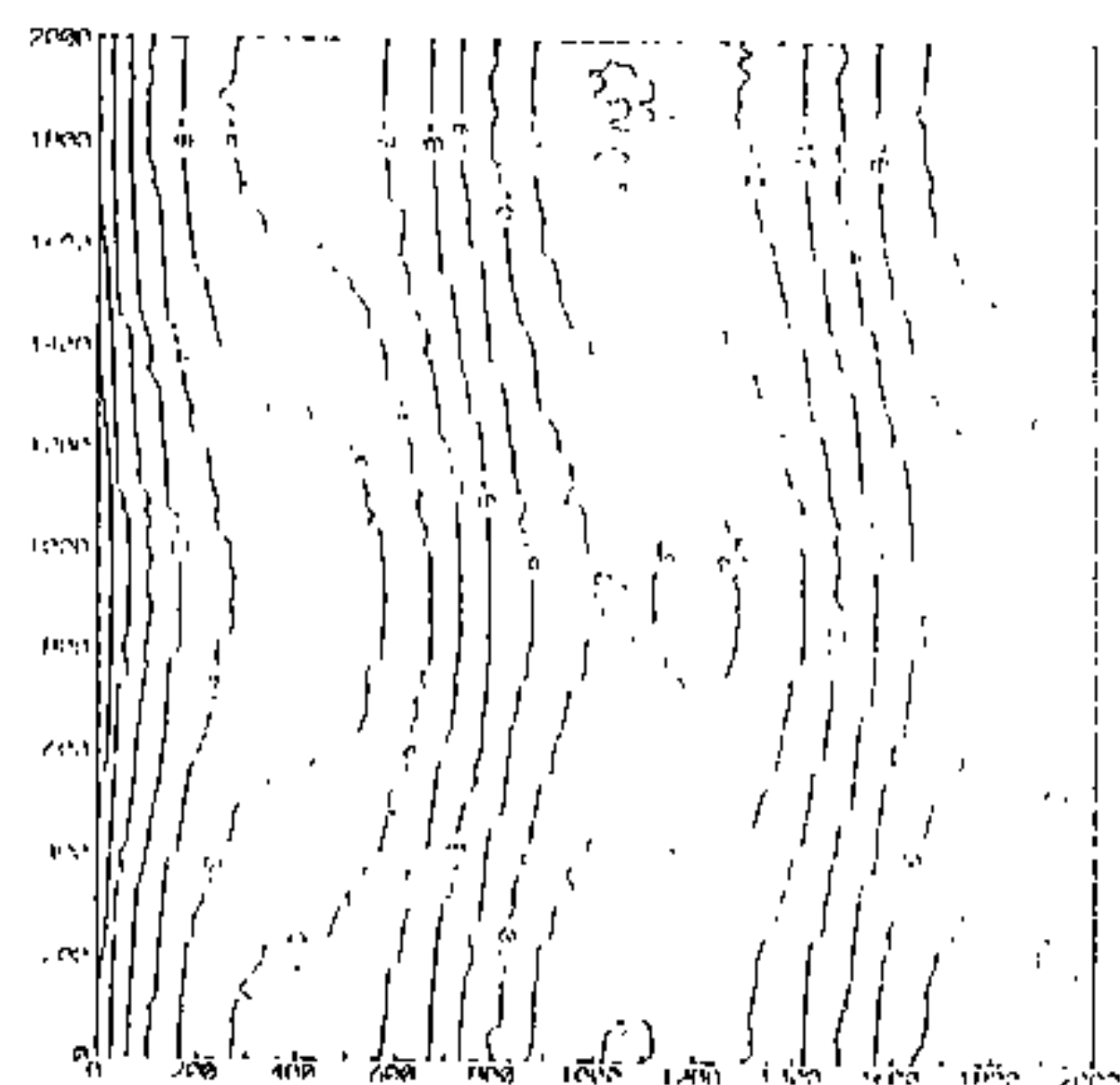
圖一-1 模擬之沙洲海岸地形立體圖



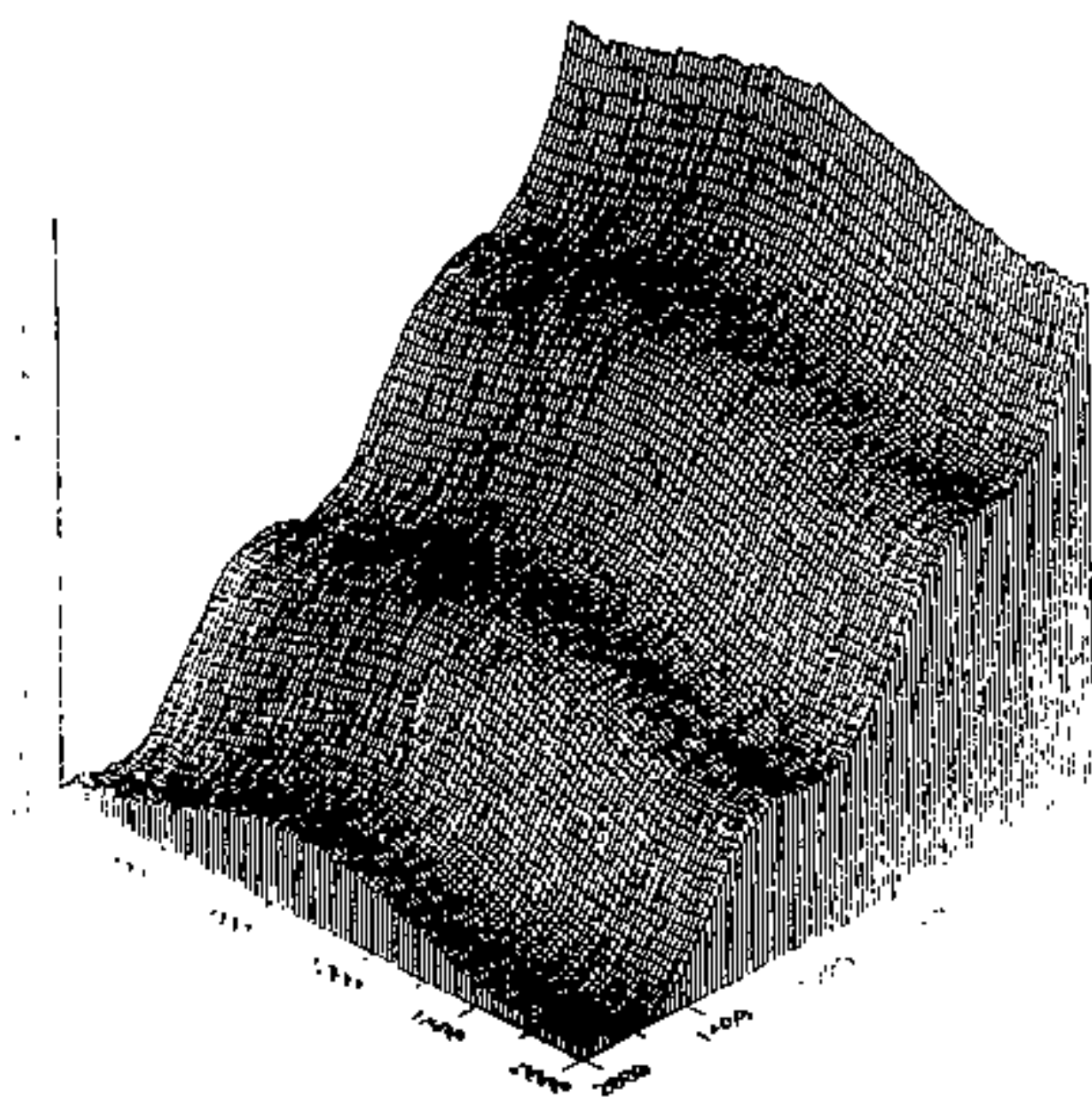
圖一-2 模擬之沙洲海岸地形平面圖



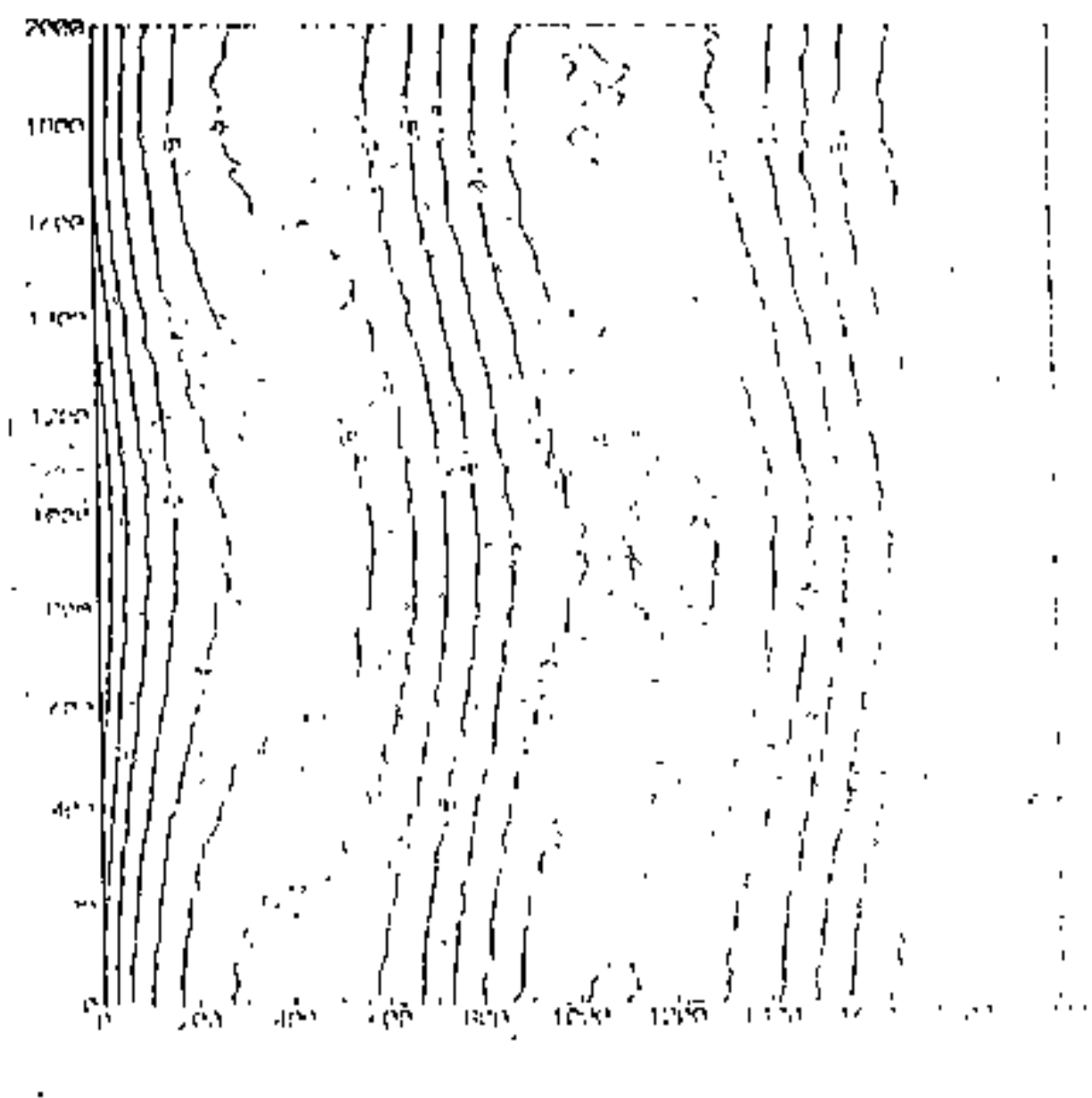
圖二-1 Surfer-Invdist-A 之立體圖



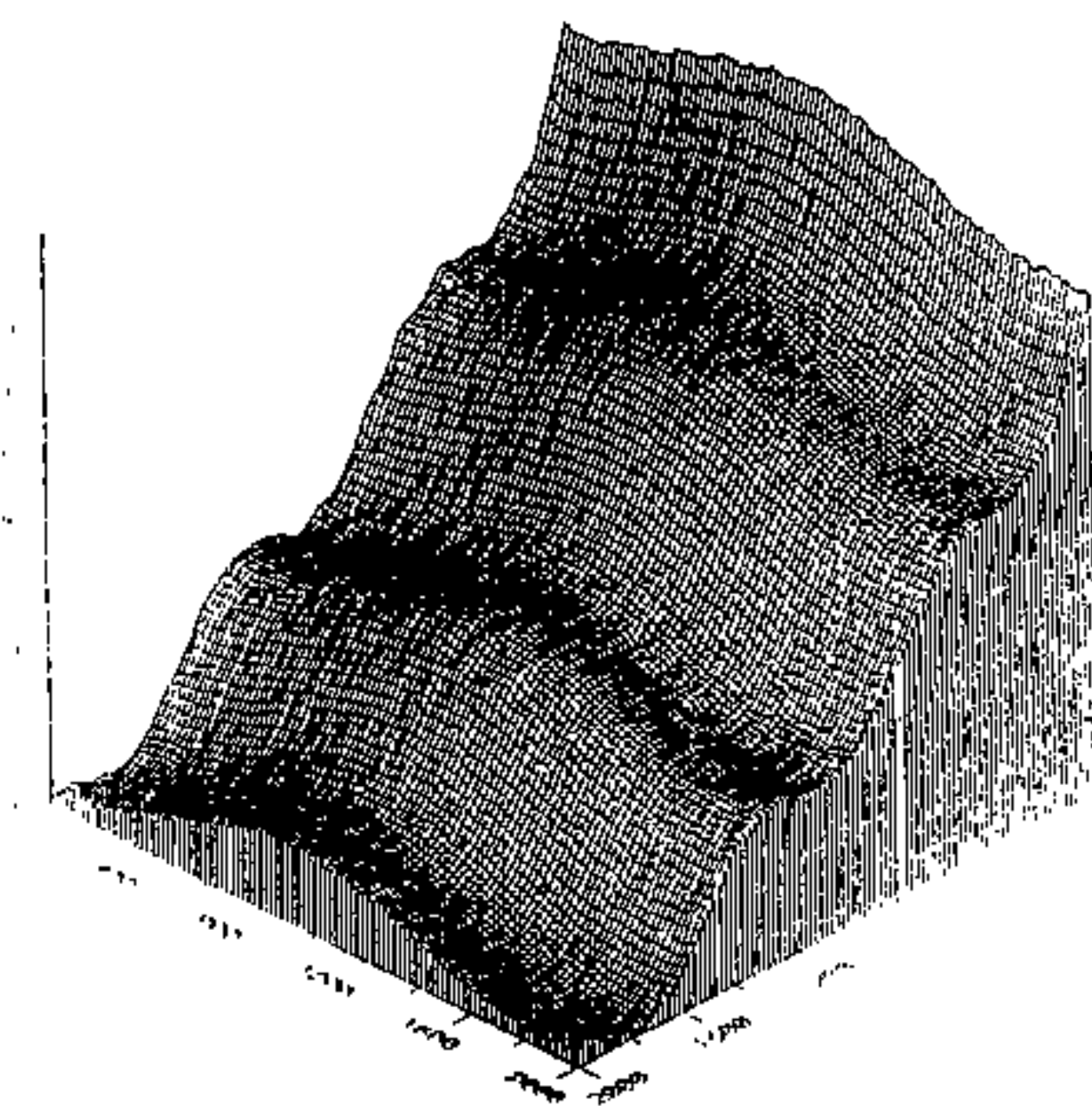
圖二-2 Surfer-Invdist-A 之平面圖



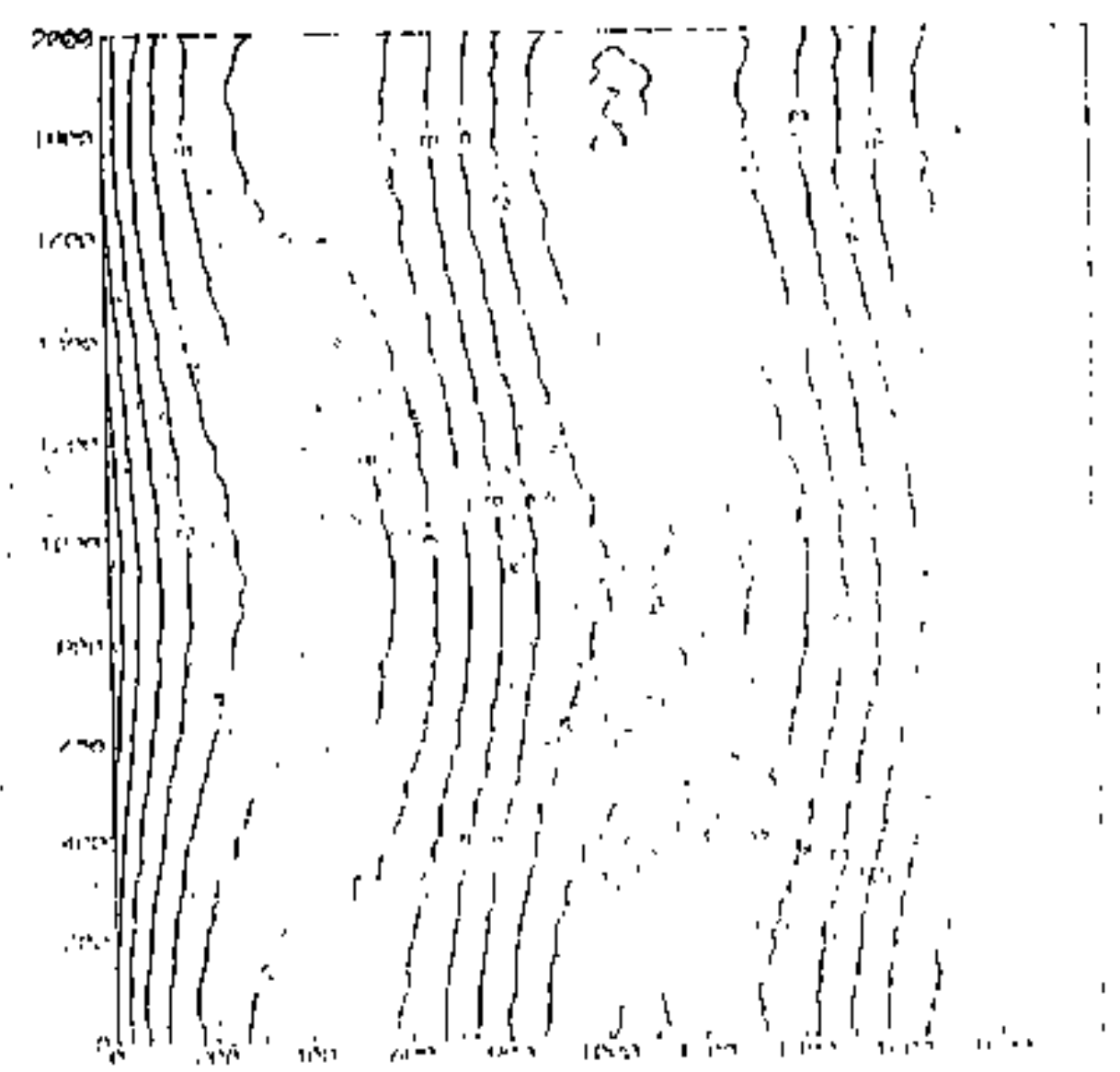
圖三-1 Surfer-Kriging-A 之立體圖



圖三-2 Surfer-Kriging-A 之平面圖

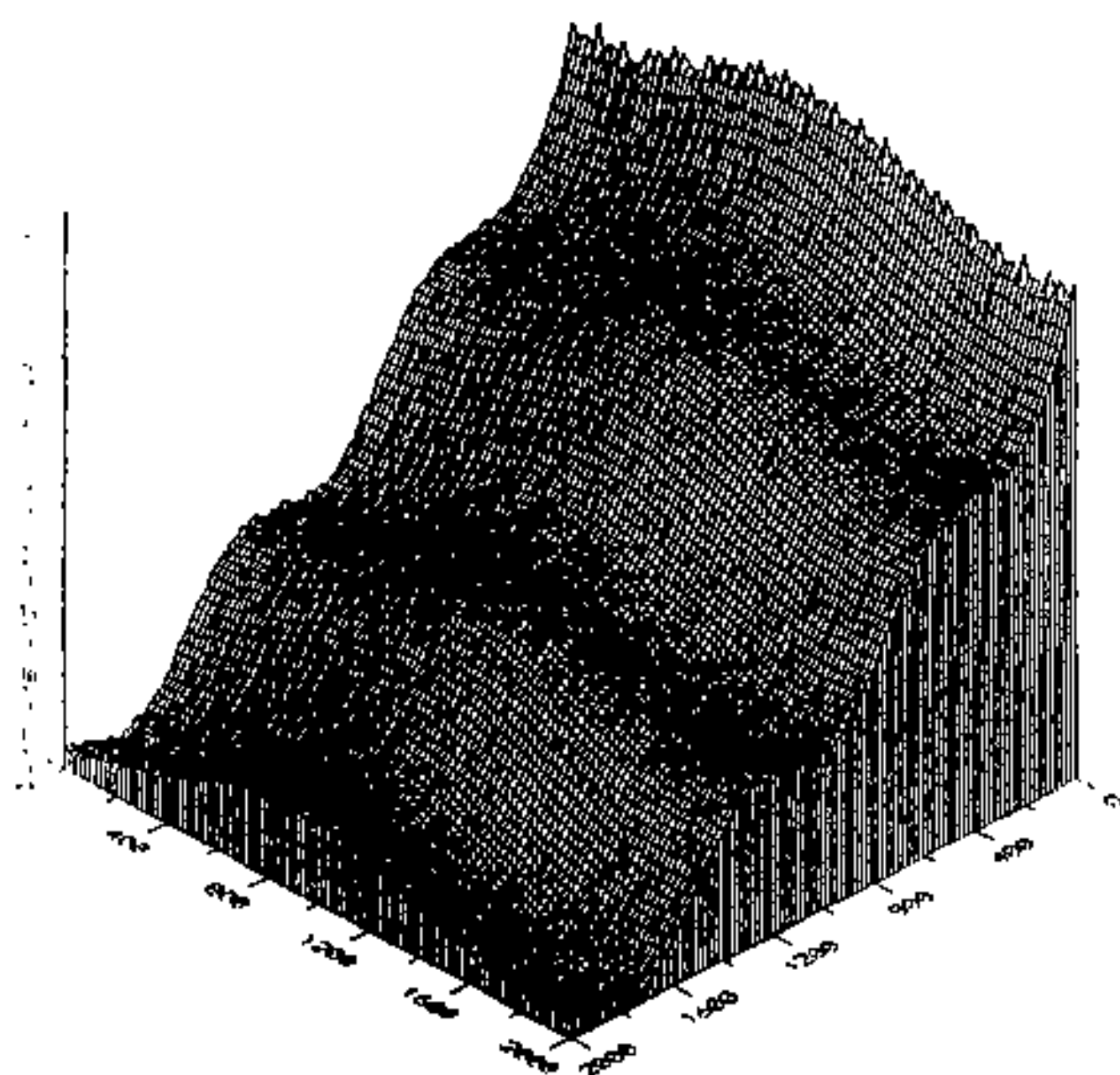


圖四-1 Surfer-MinCurv-A 之立體圖

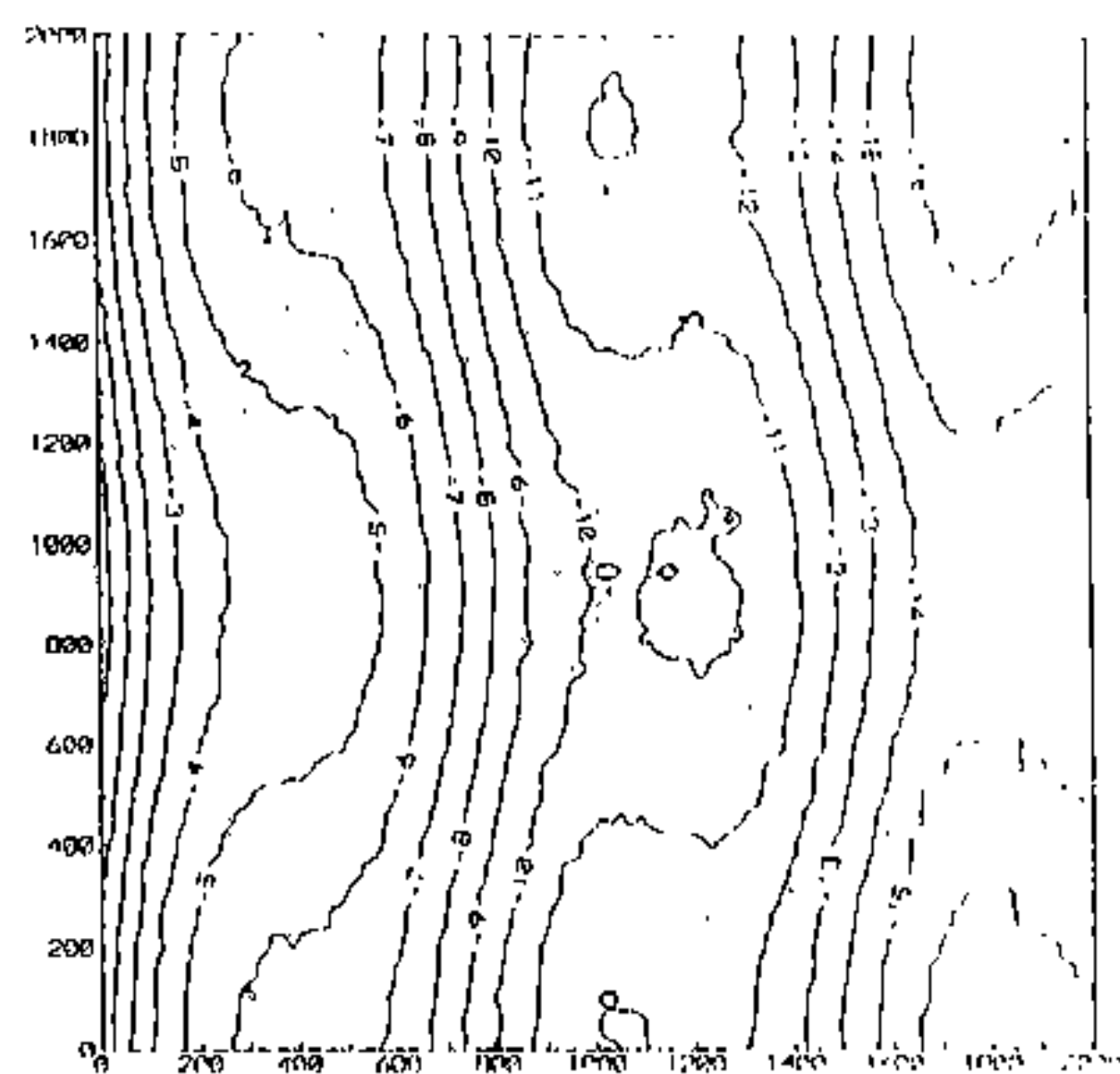


圖四-2 Surfer-MinCurv-A 之平面圖

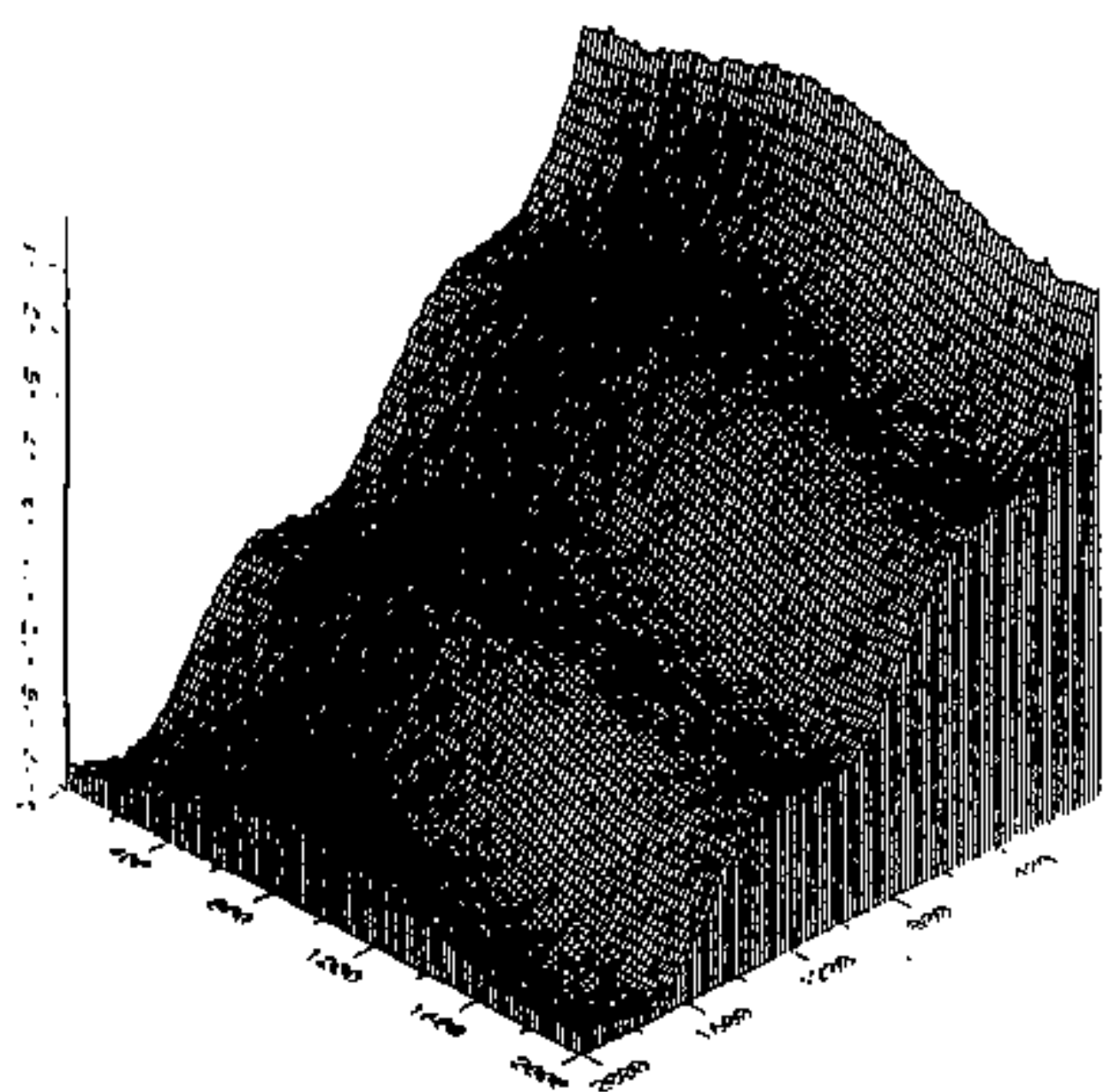




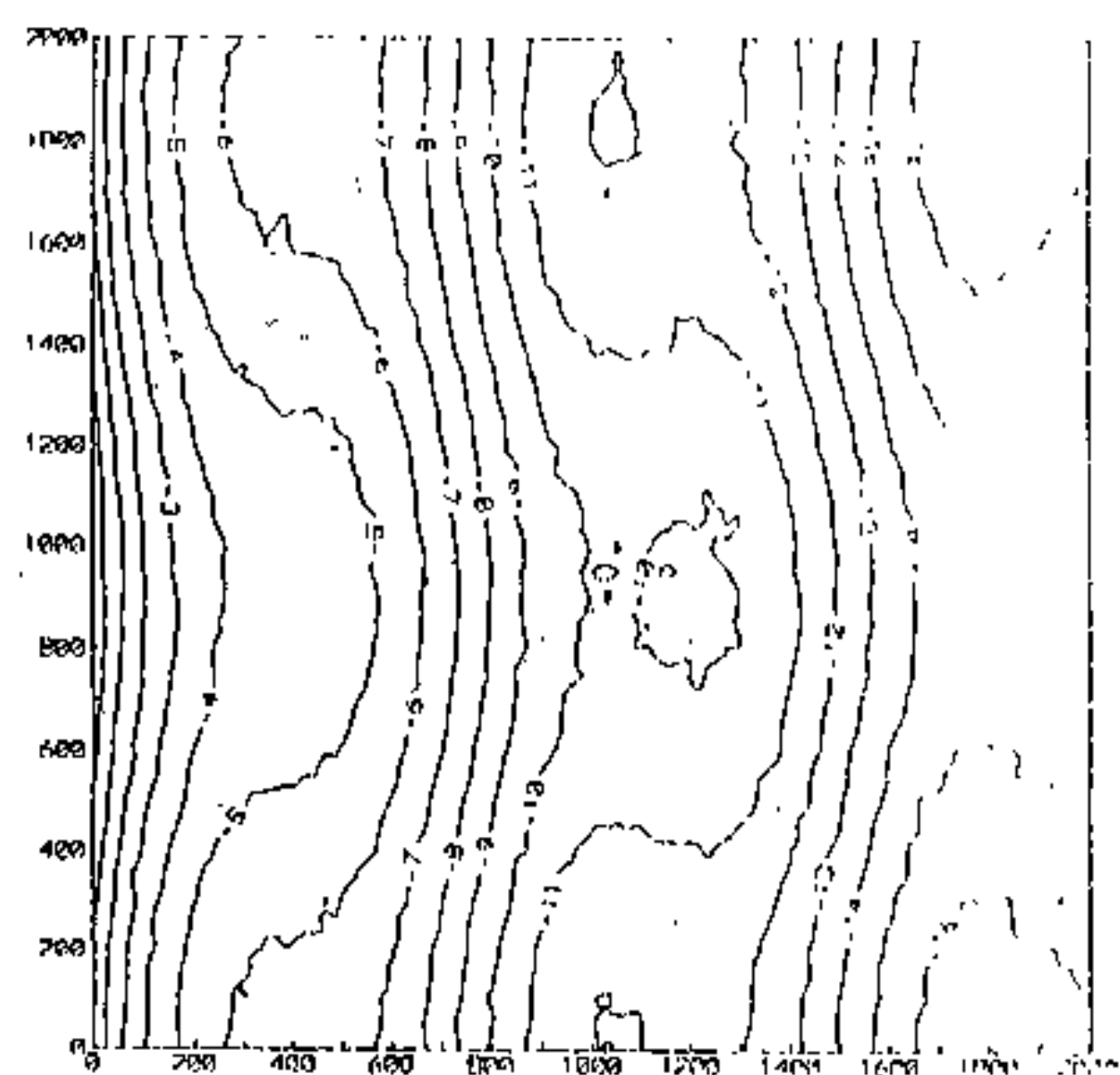
圖五-1 Surfer-Inverse Dist-B 之立體圖



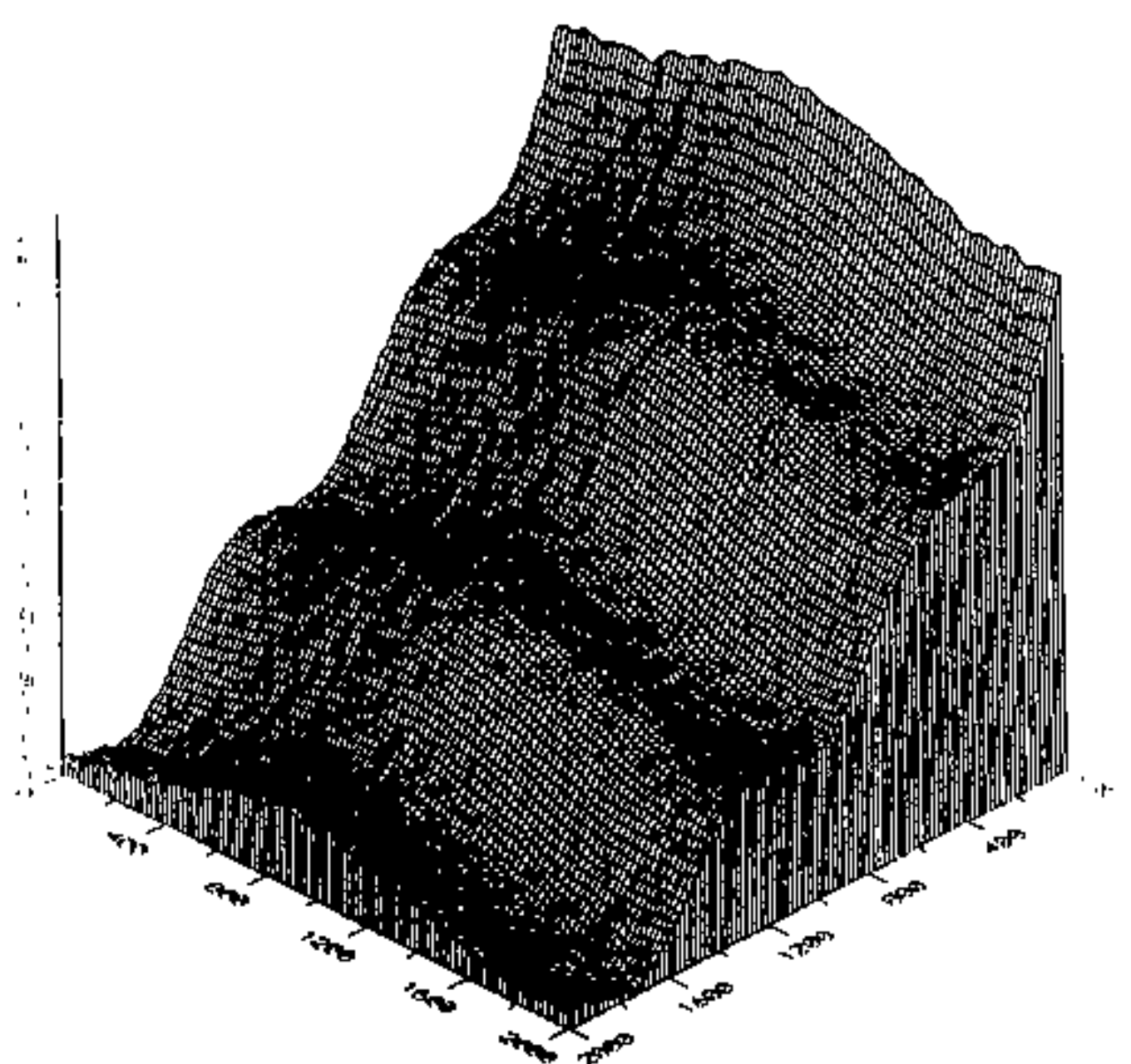
圖五-2 Surfer-Inverse Dist-B 之平面圖



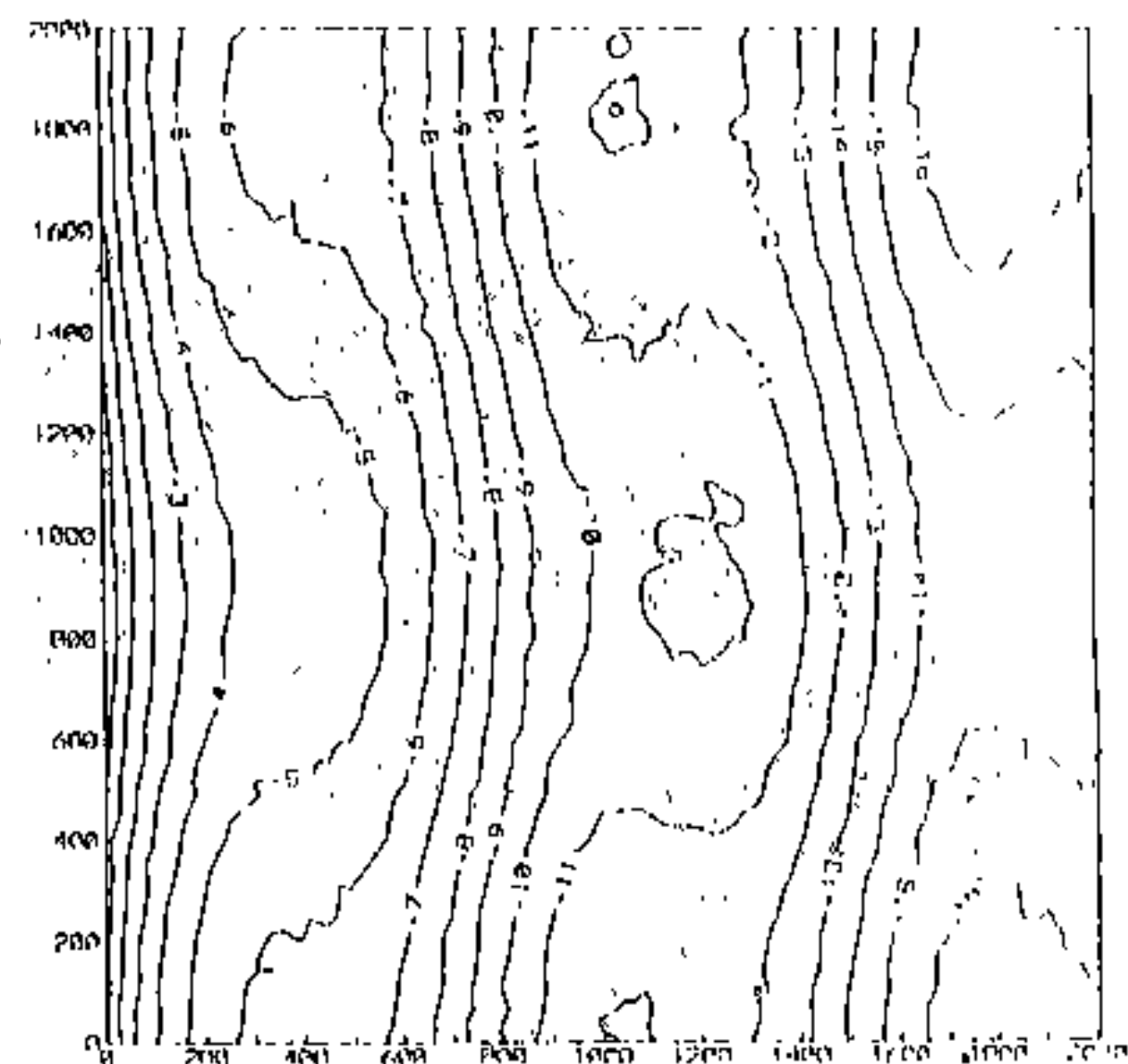
圖六-1 Surfer-Kriging-B 之立體圖



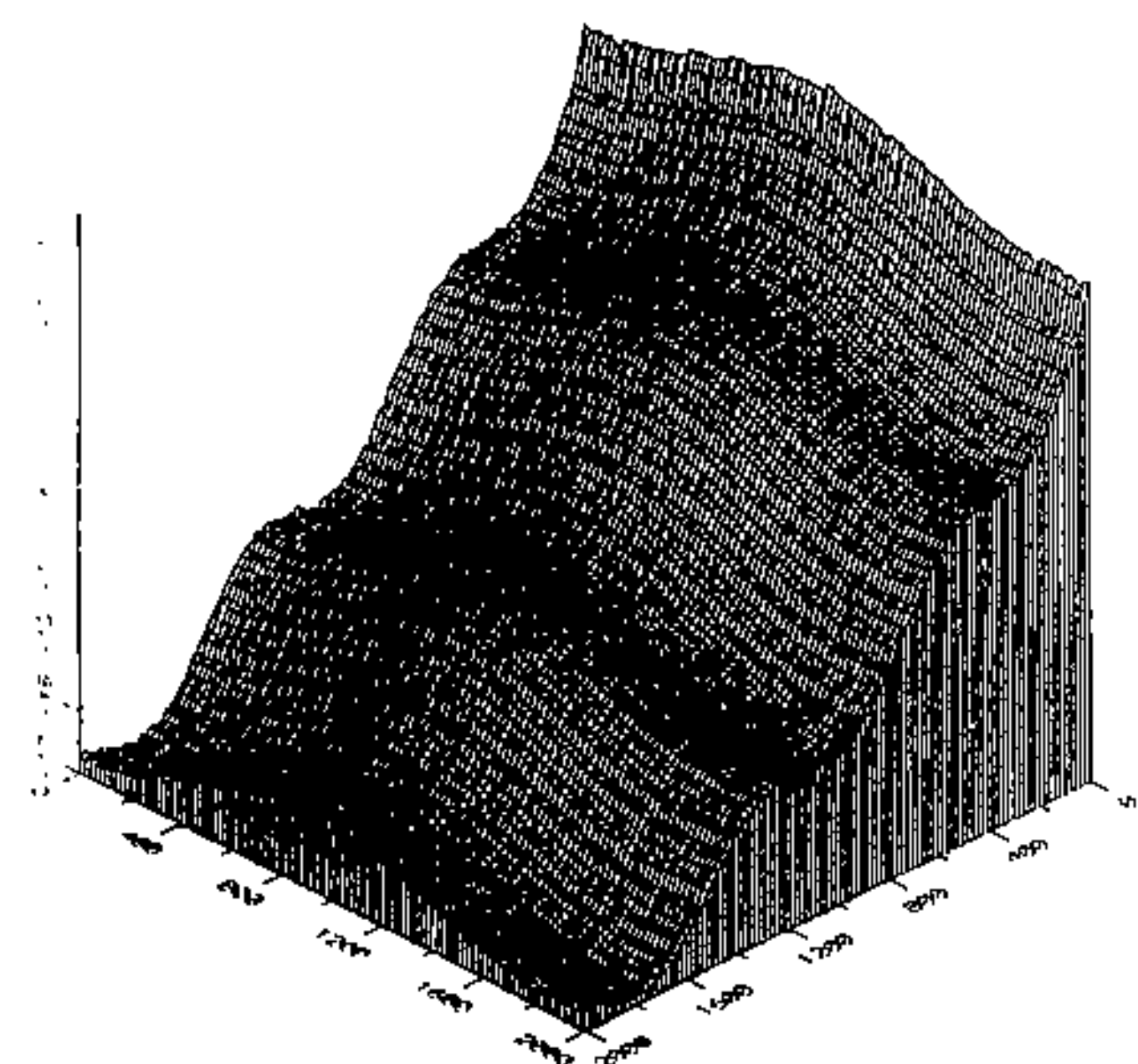
圖六-2 Surfer-Kriging B 之平面圖



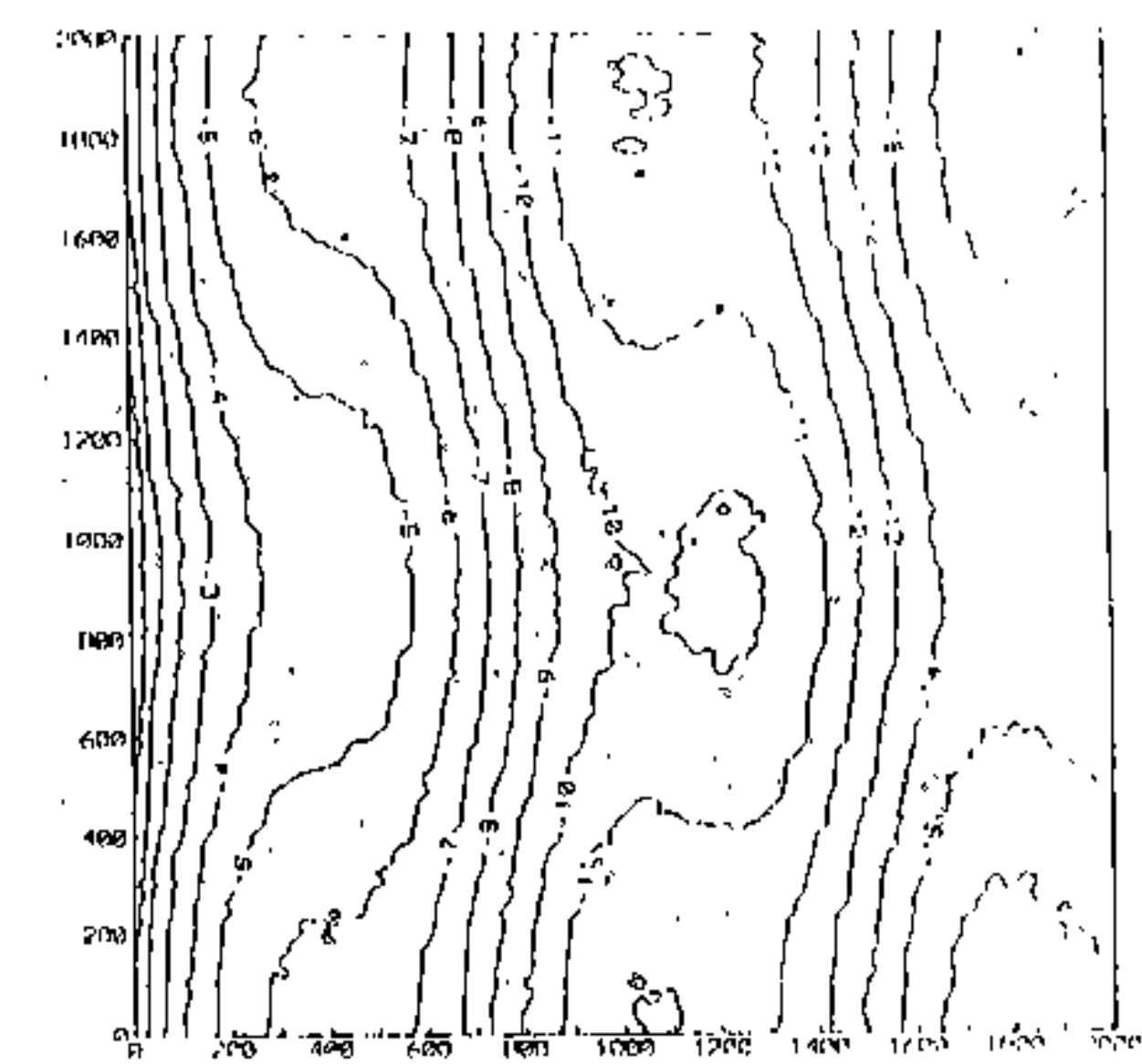
圖七-1 Surfer-MinCurv-B 之立體圖



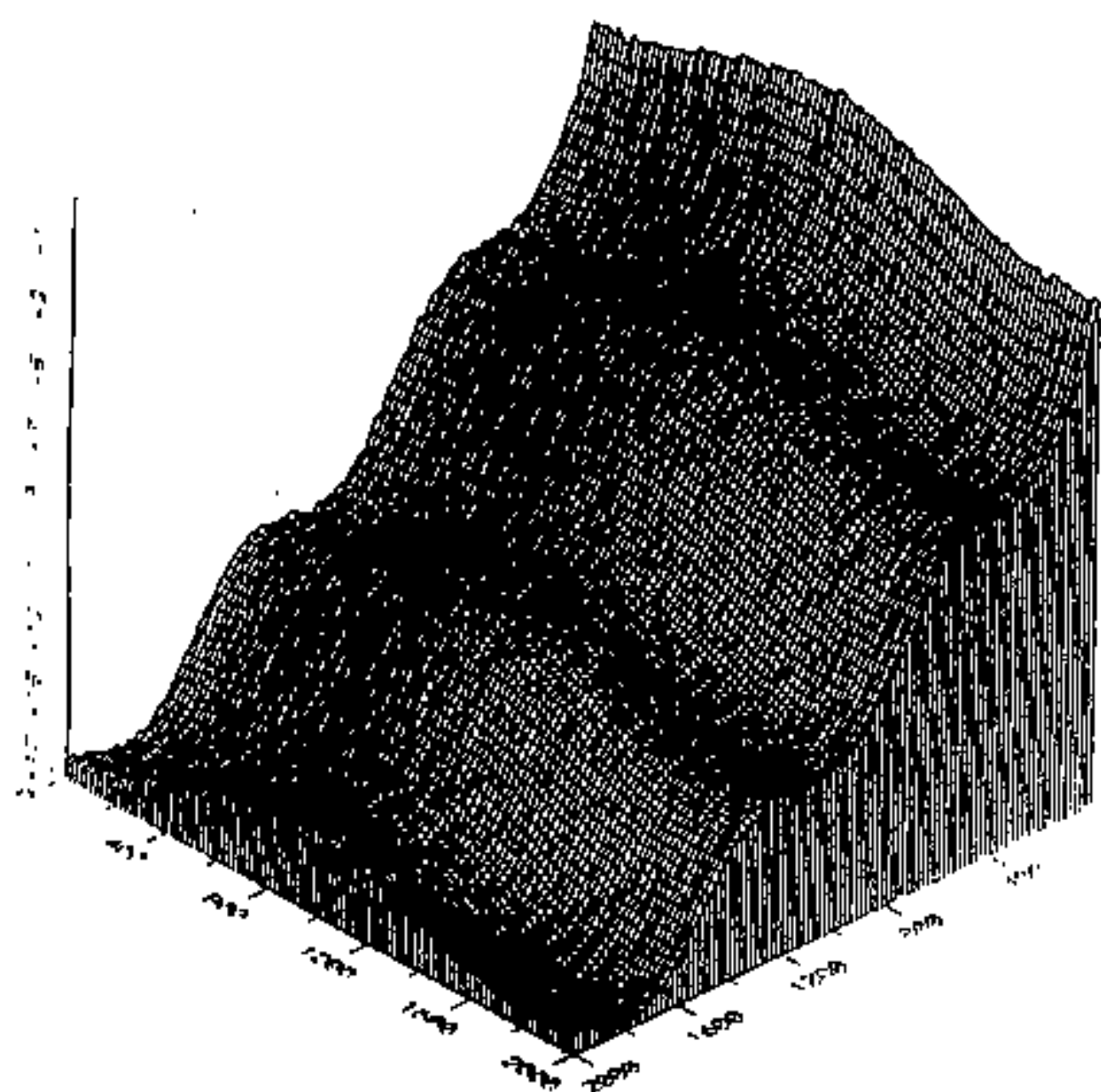
圖七-2 Surfer-MinCurv-B 之平面圖



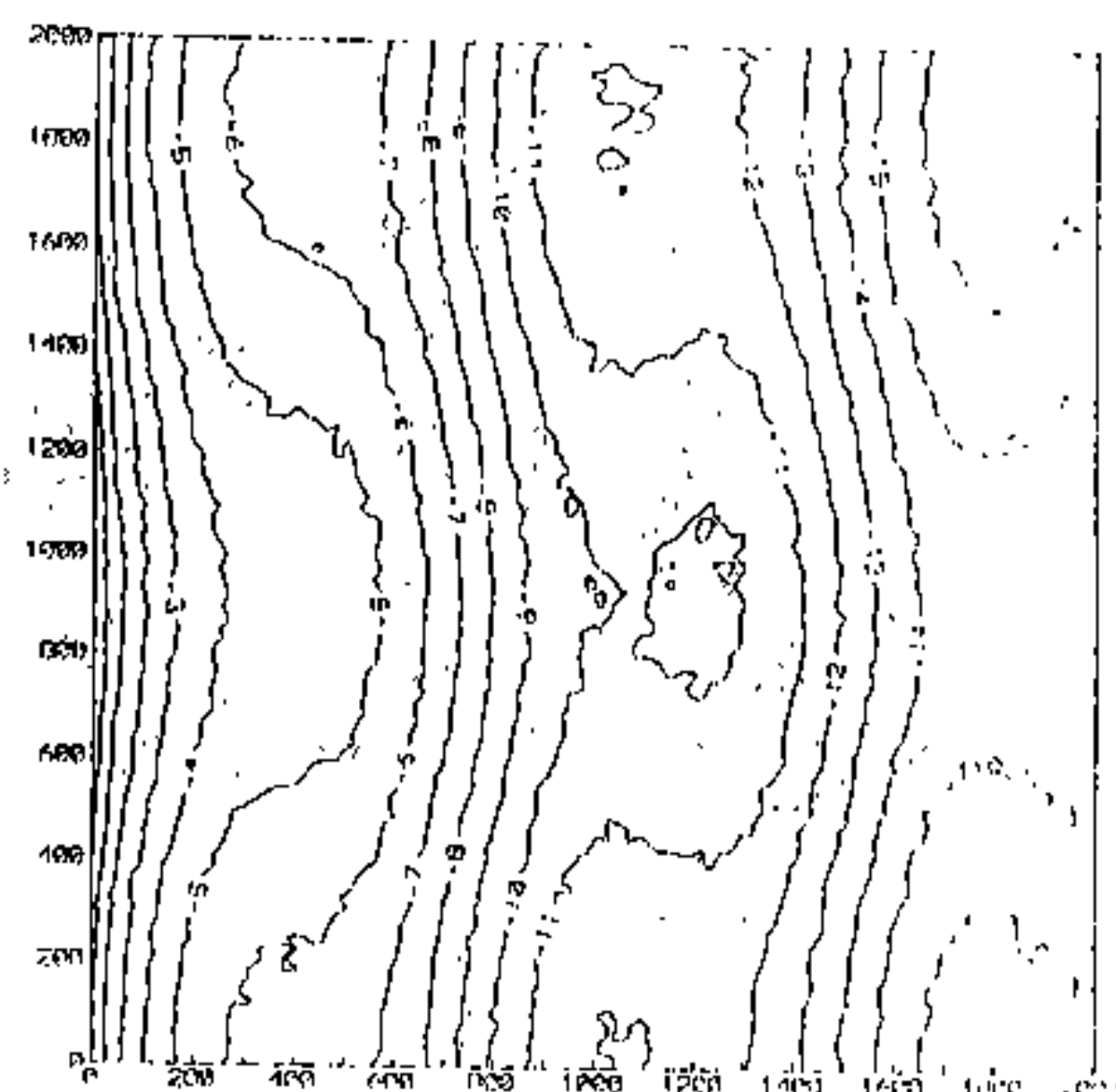
圖八-1 Surfer-Invdist-C 之立體圖



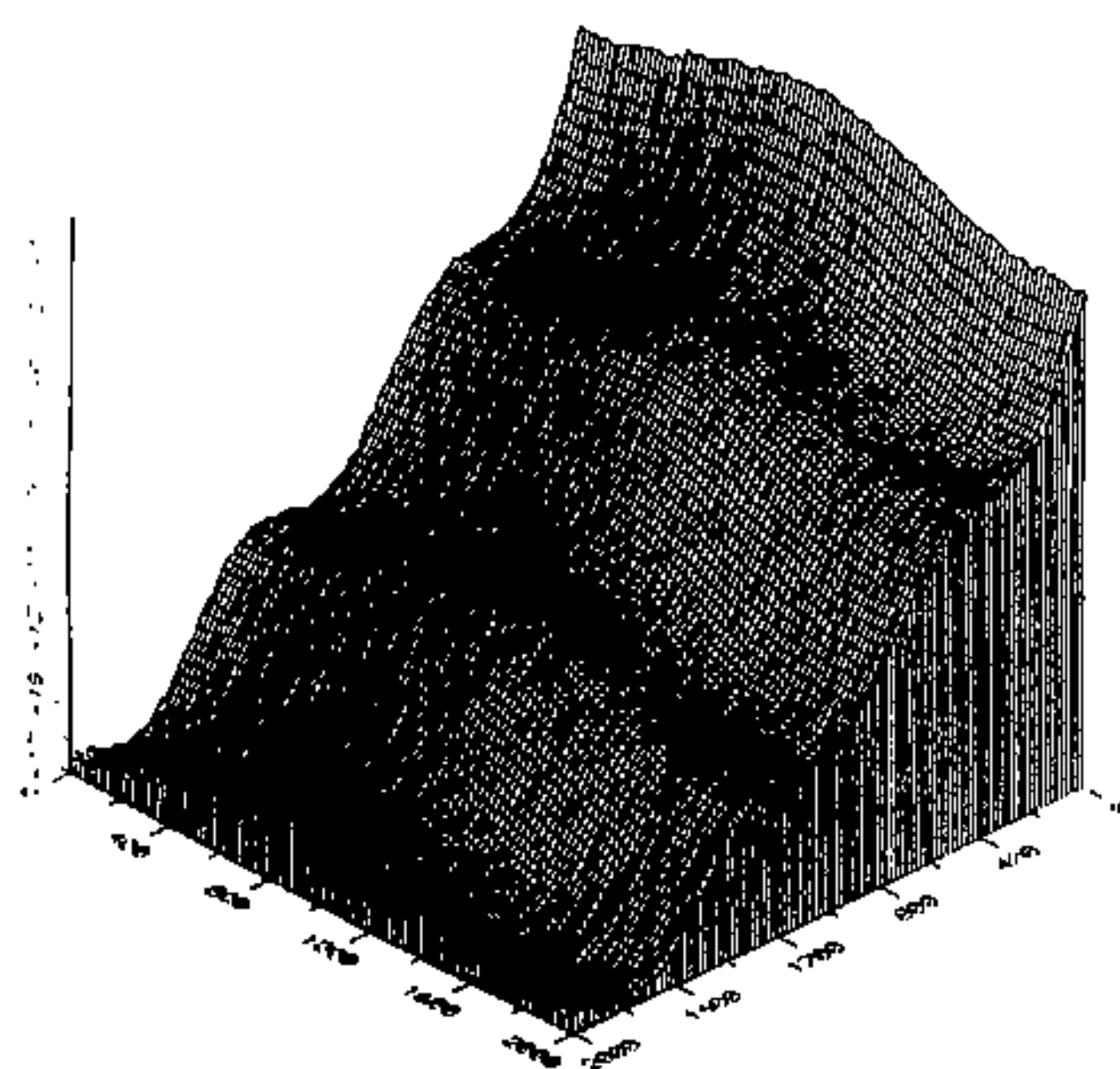
圖八-2 Surfer-Invdist-C 之平面圖



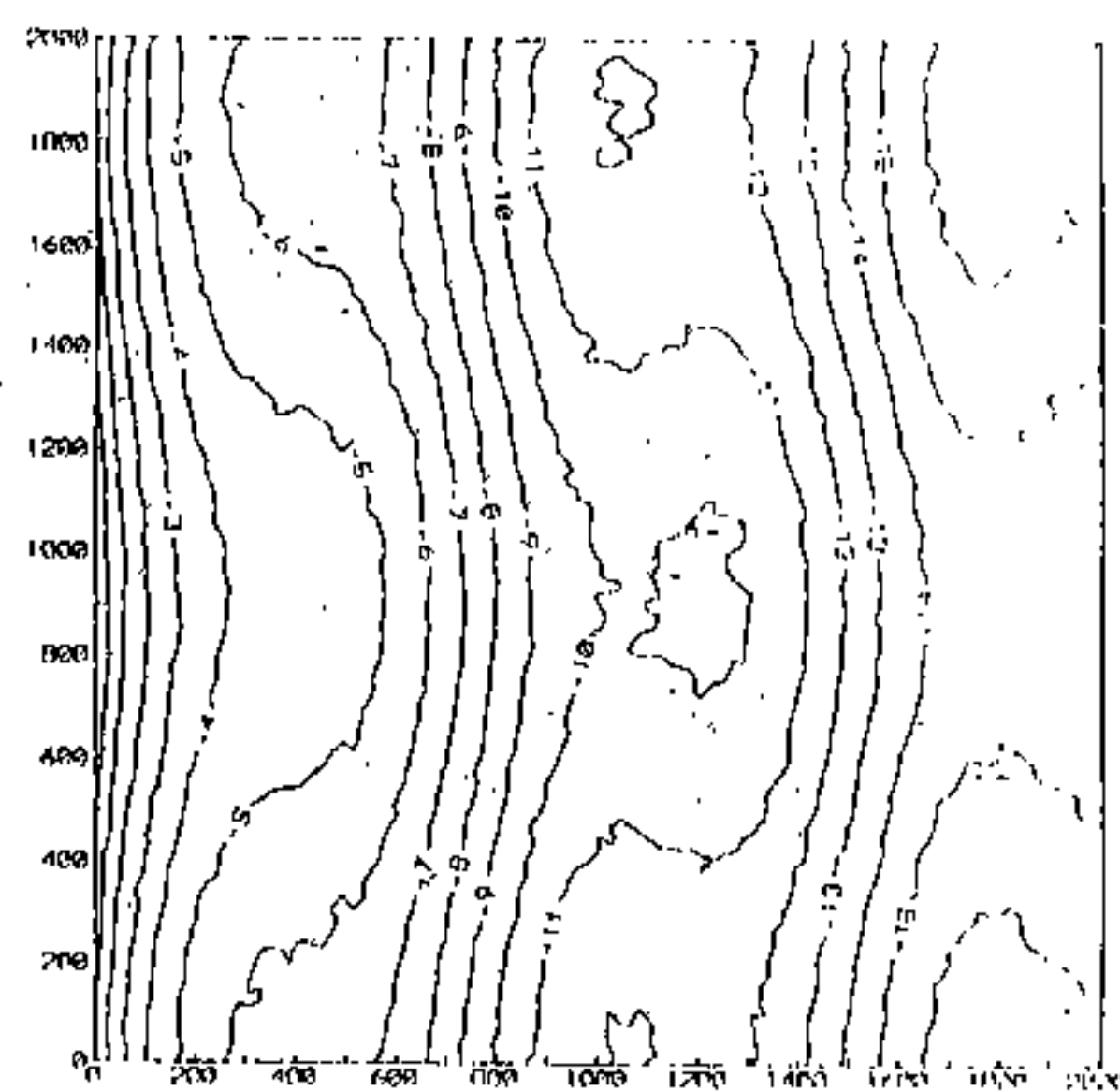
圖九-1 Surfer-Kriging-C 之立體圖



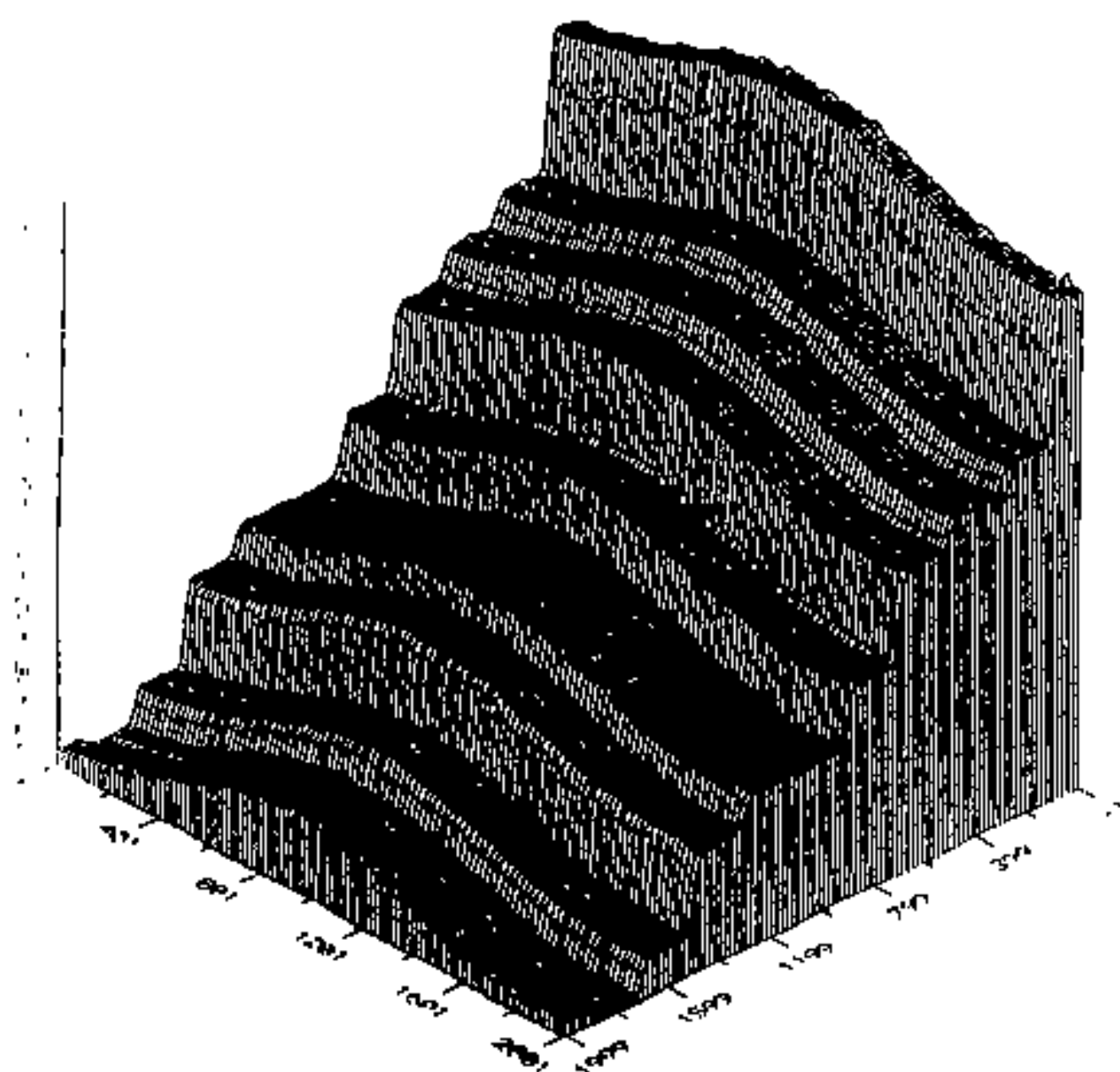
圖九-2 Surfer-Kriging-C 之平面圖



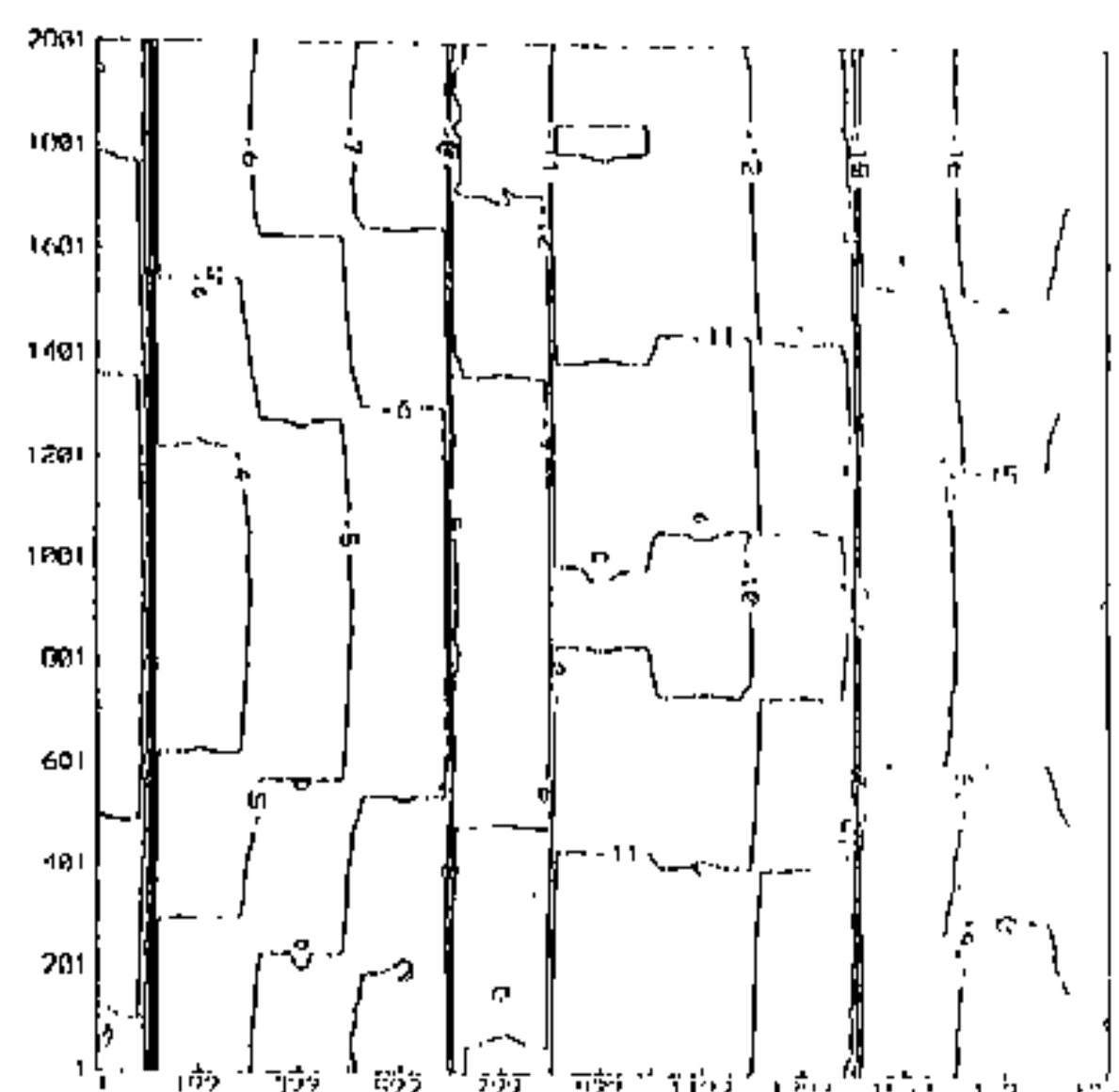
圖十-1 Surfer-MinCurv-C 之立體圖



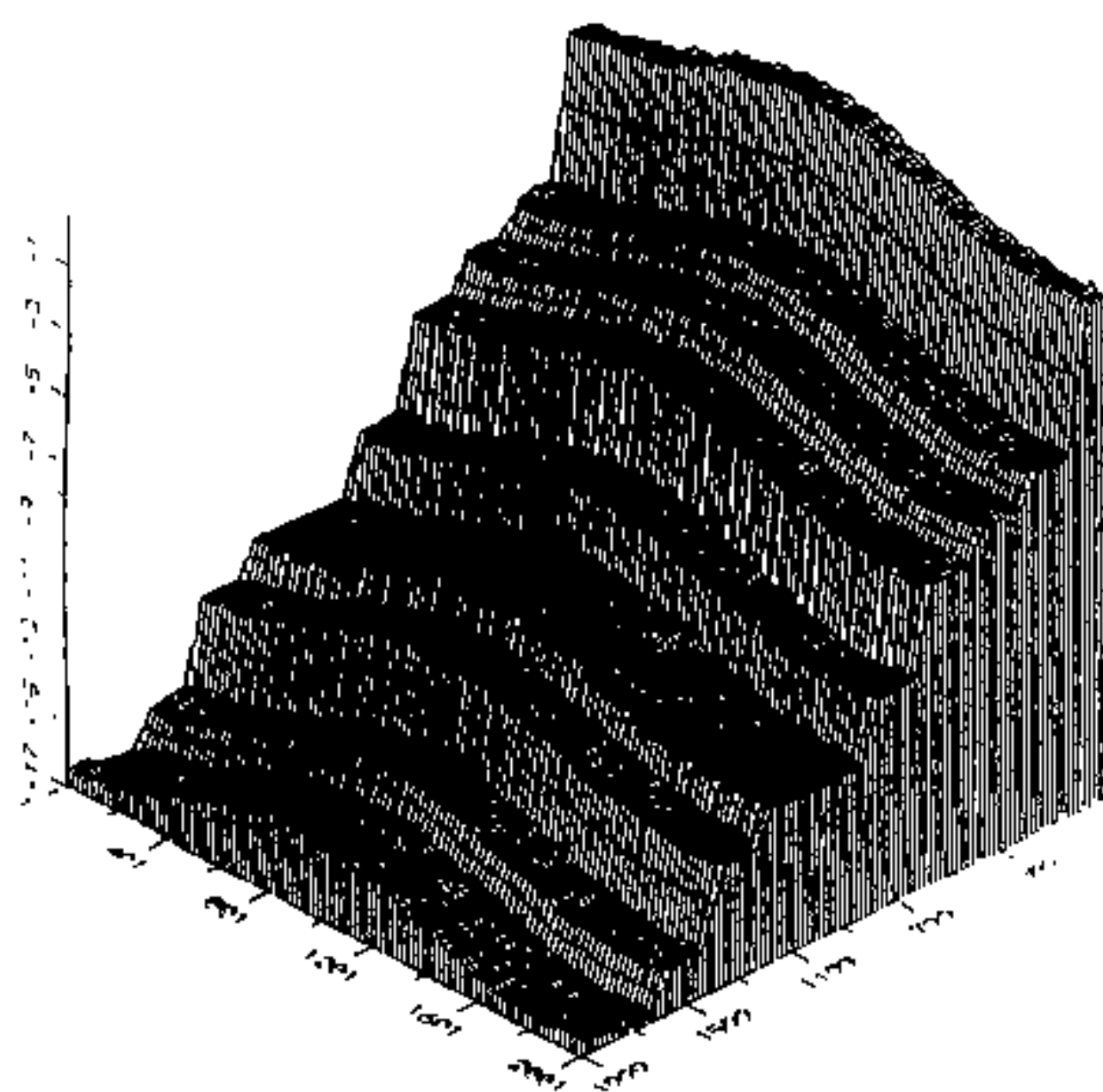
圖十-2 Surfer-MinCurv-C 之平面圖



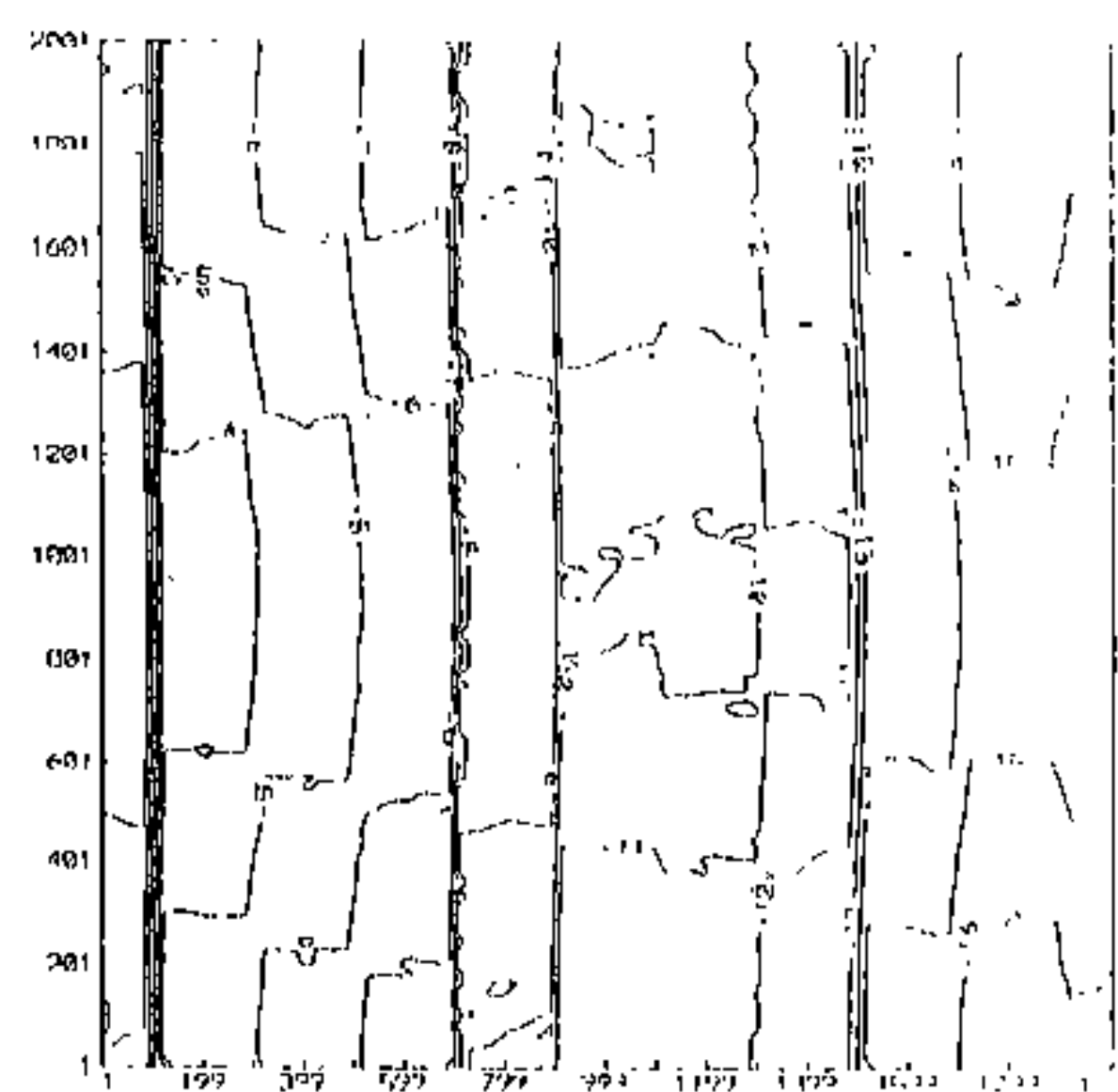
圖十一-1 Surfer-Invdist-D 之立體圖



圖十一-2 Surfer-Invdist-D 之平面圖

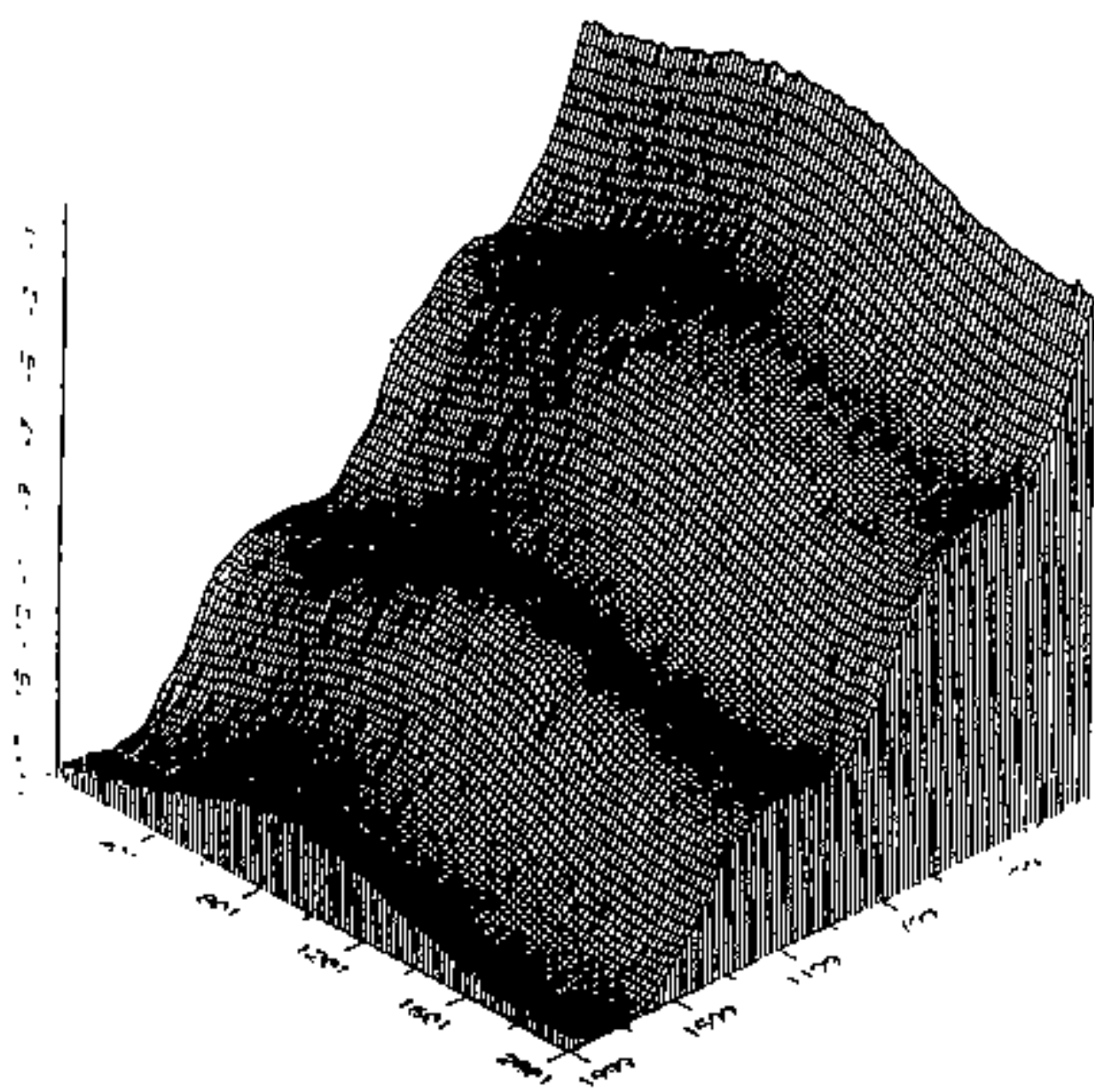


圖十二-1 Surfer-Kriging-D 之立體圖

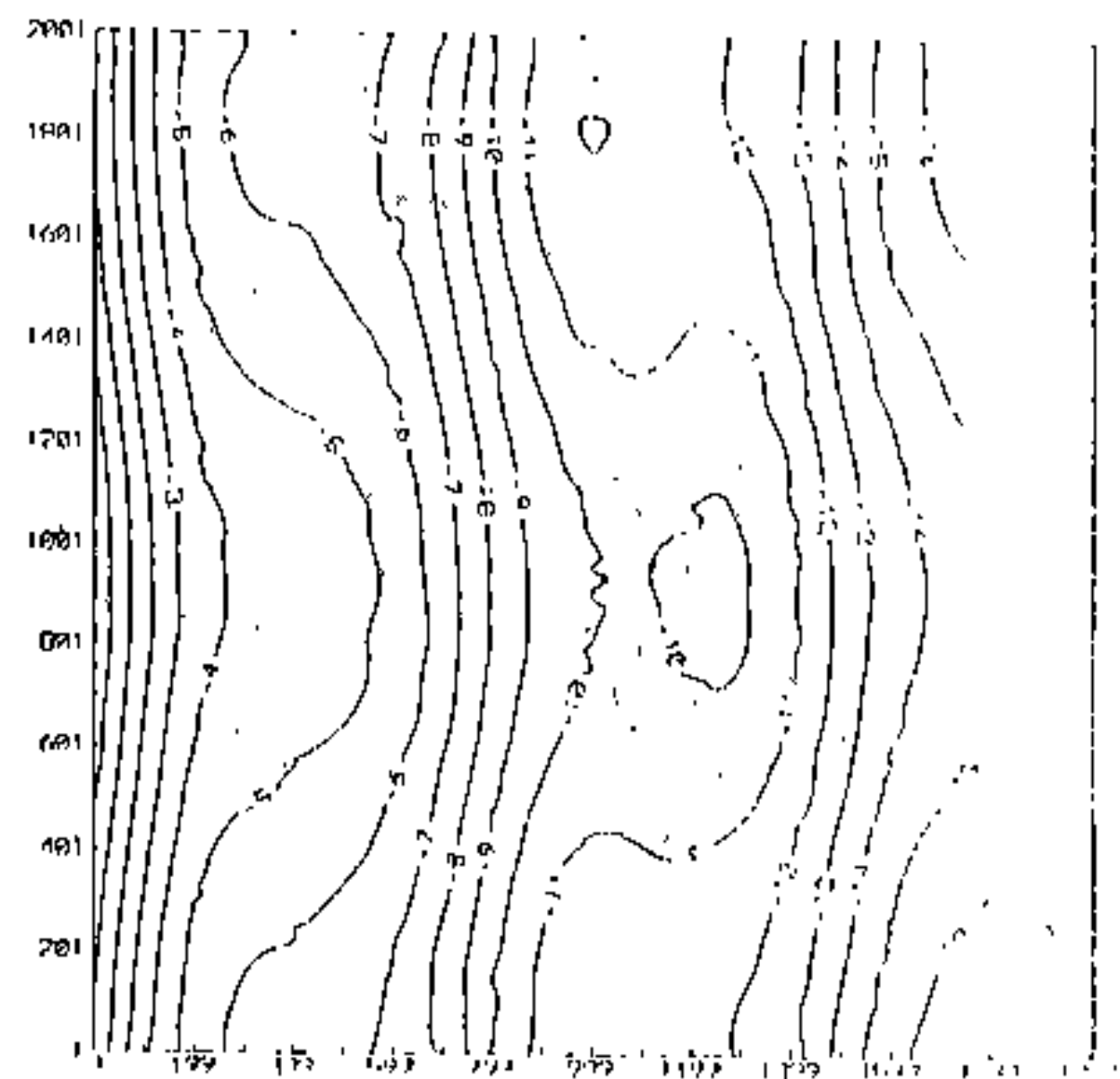


圖十二-2 Surfer-Kriging-D 之平面圖

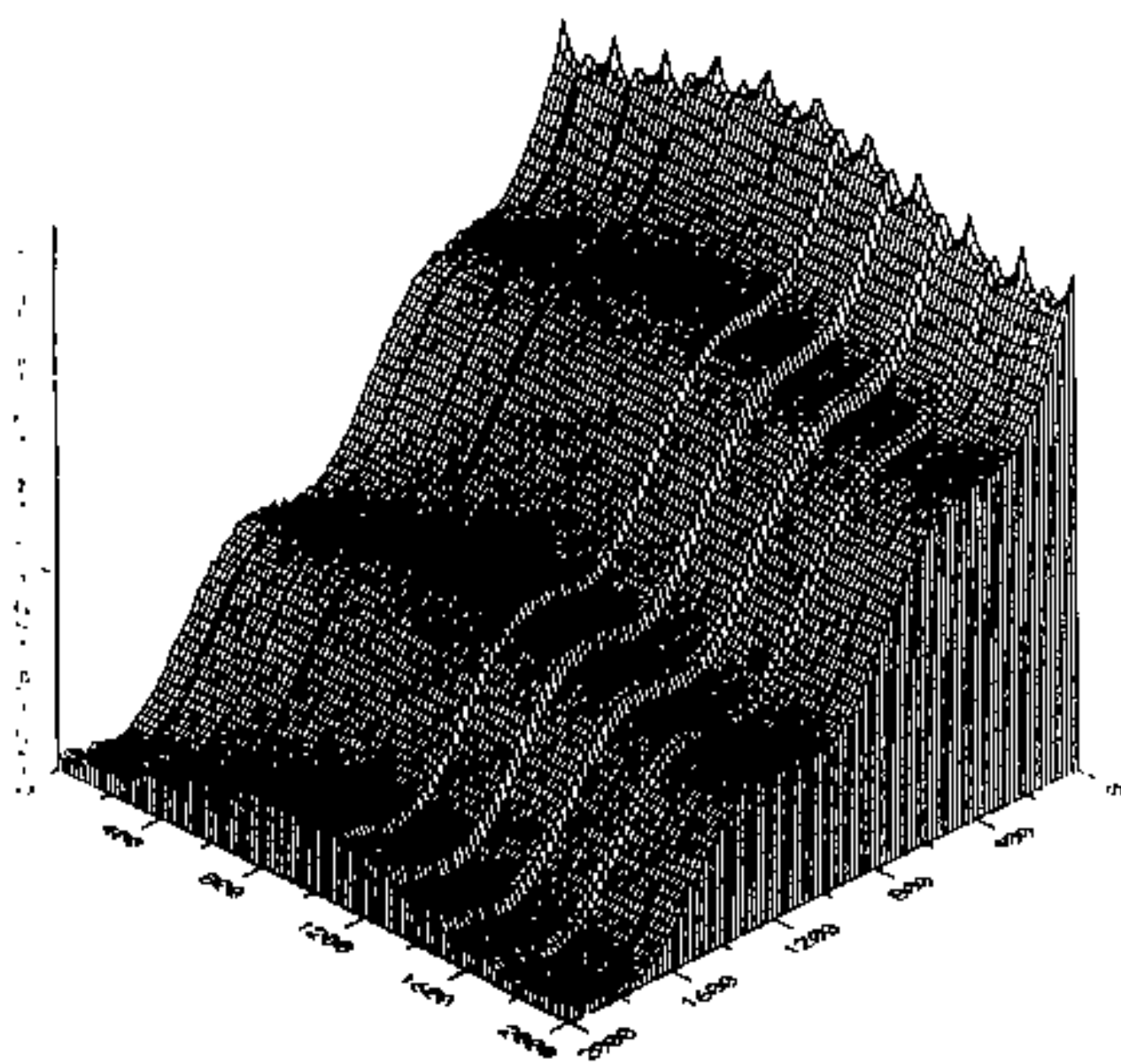




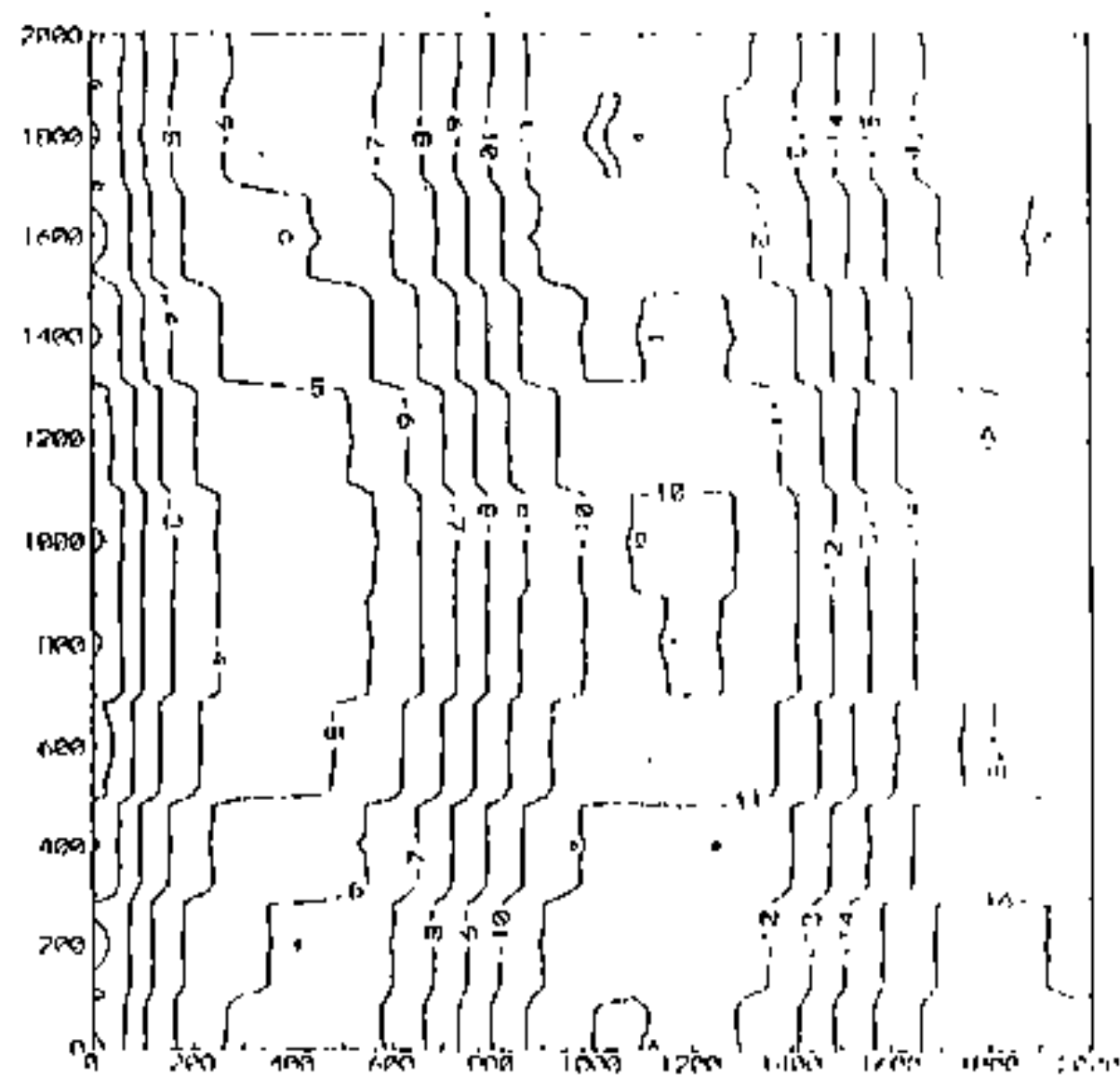
圖十三-1 Surfer-MinCurv-D 之立體圖



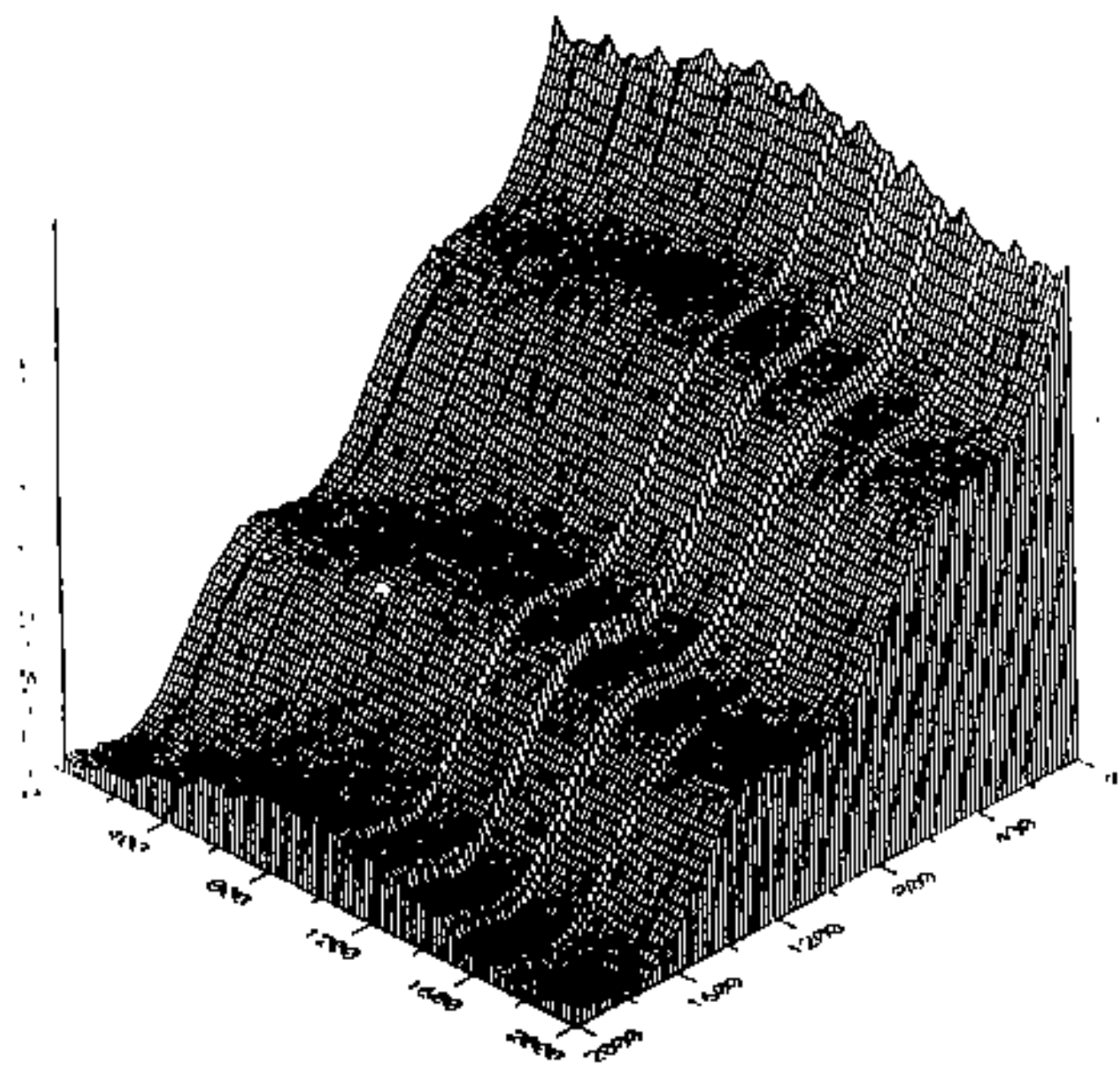
圖十三-2 Surfer-MinCurv-D 之平面圖



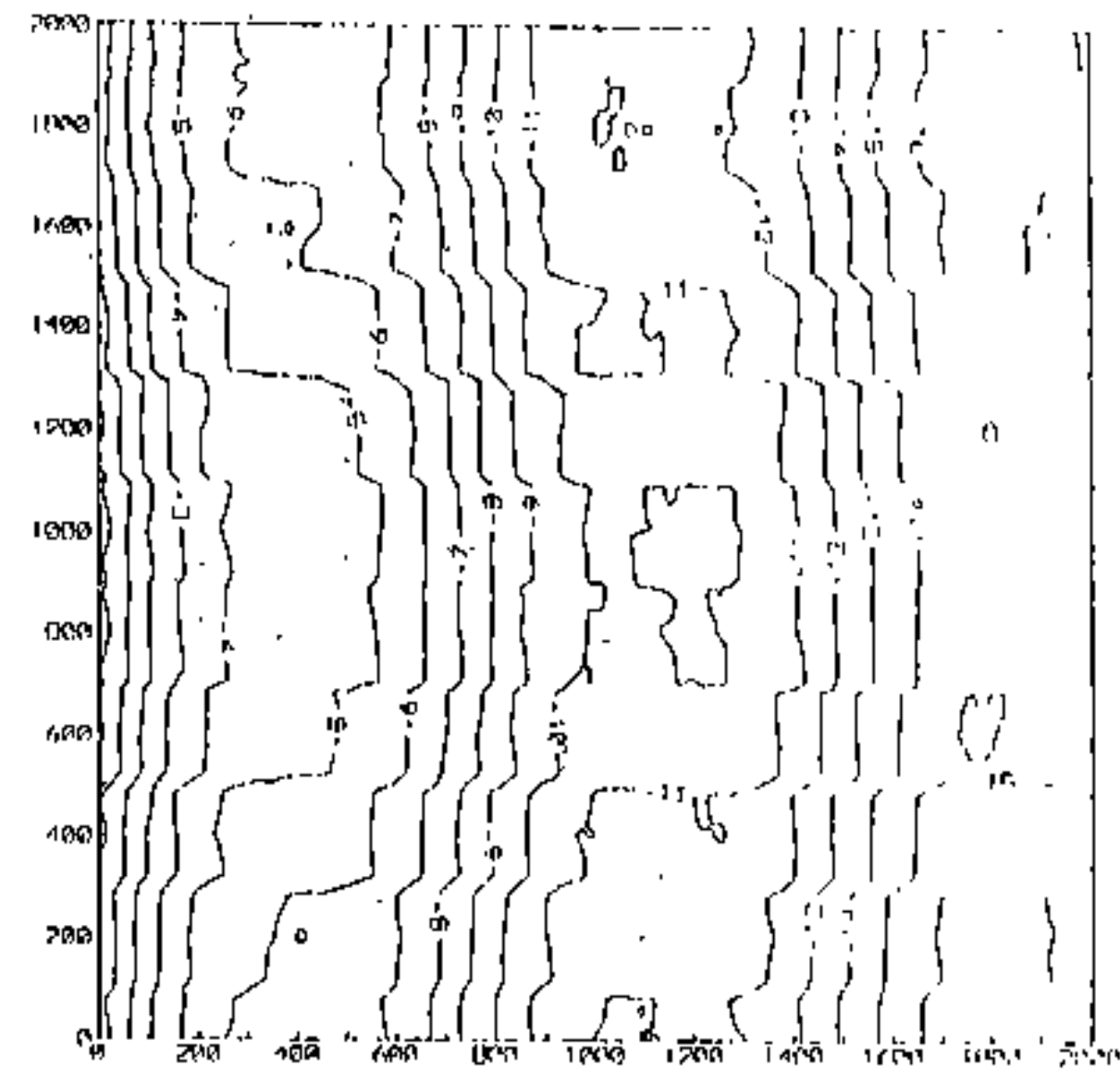
圖十四-1 Surfer-InyDist-E 之立體圖



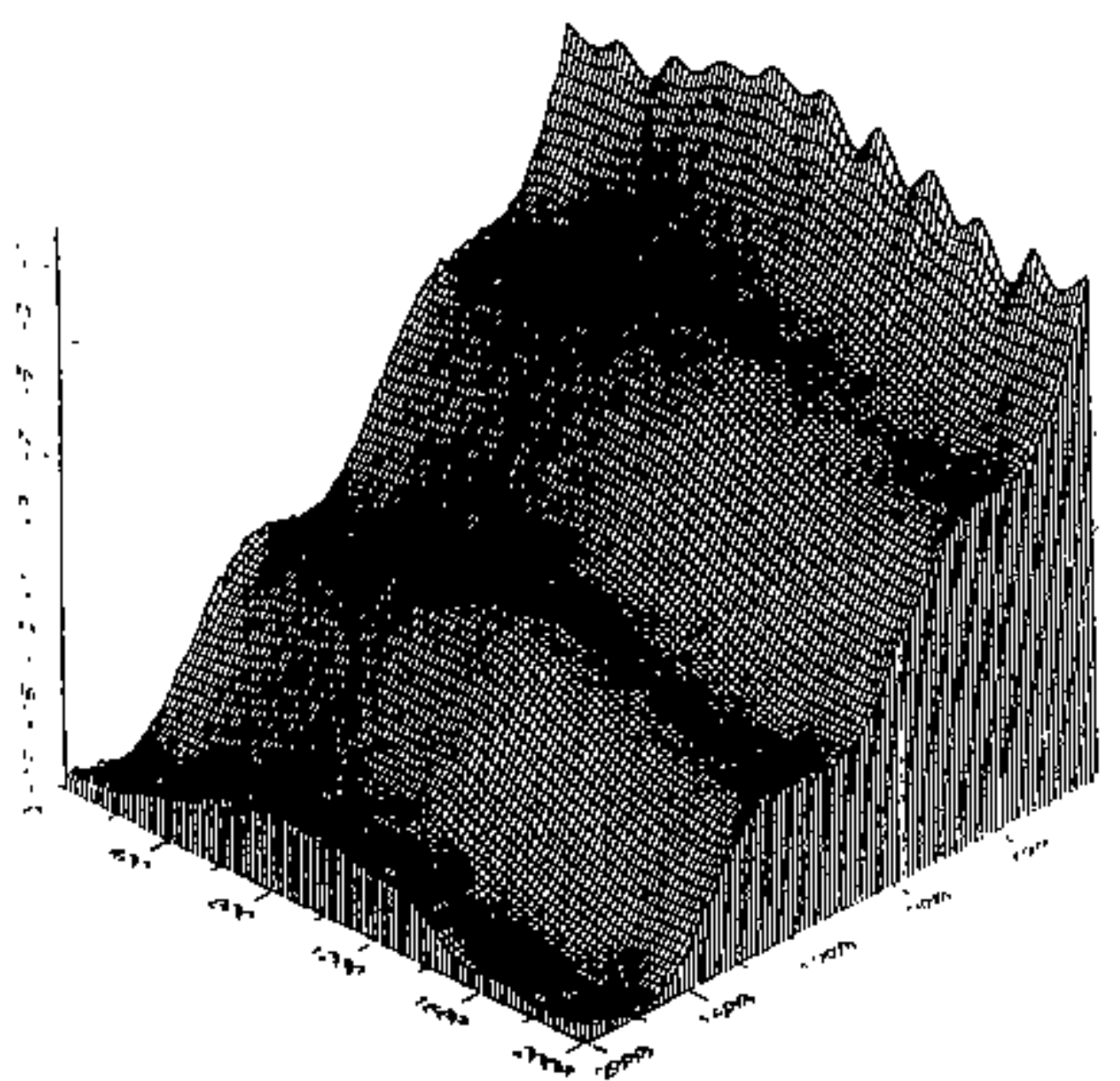
圖十四-2 Surfer-InyDist-E 之平面圖



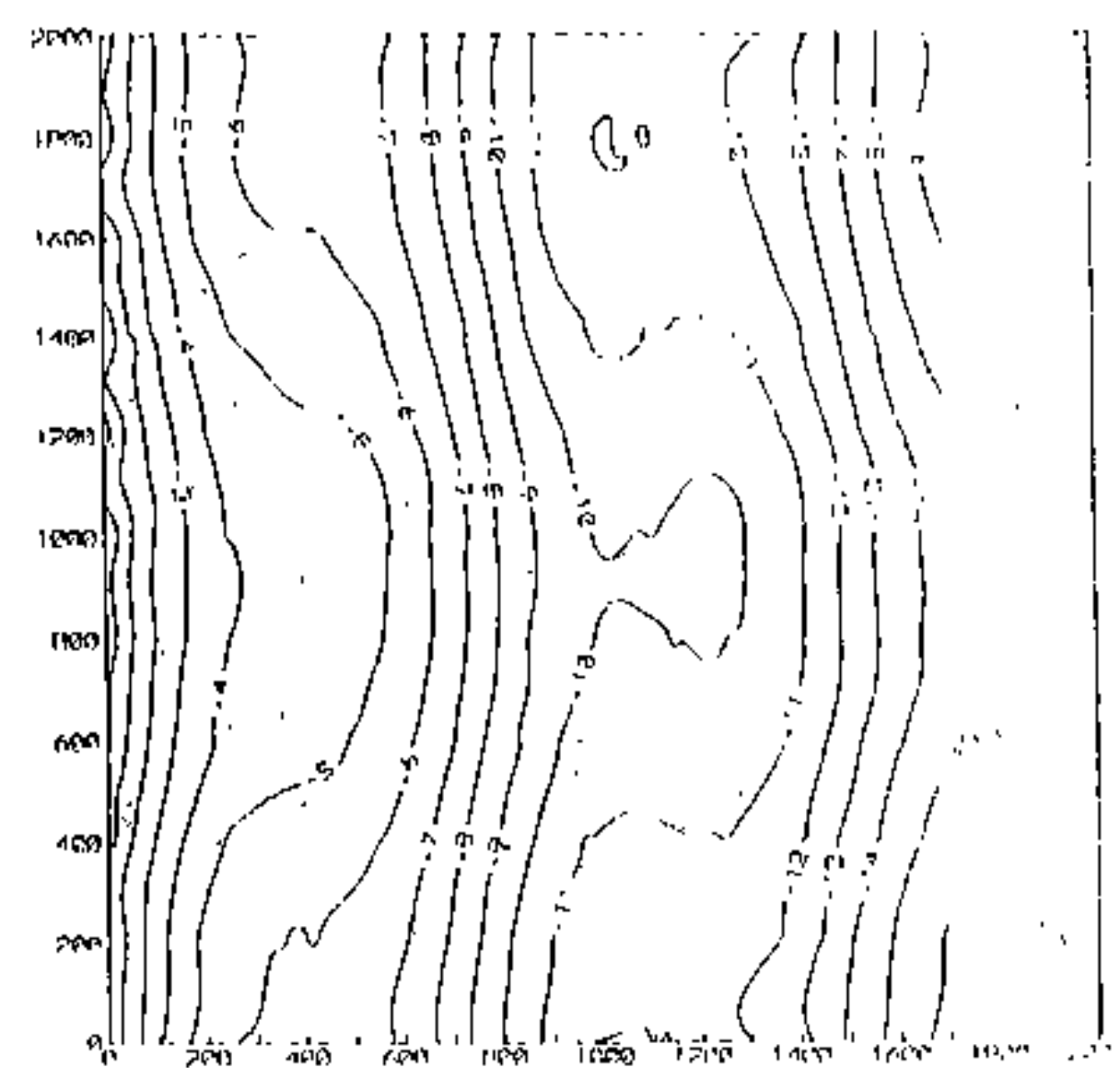
圖十五-1 Surfer-Kriging-1 之立體圖



圖十五-2 Surfer-Kriging-1 之平面圖

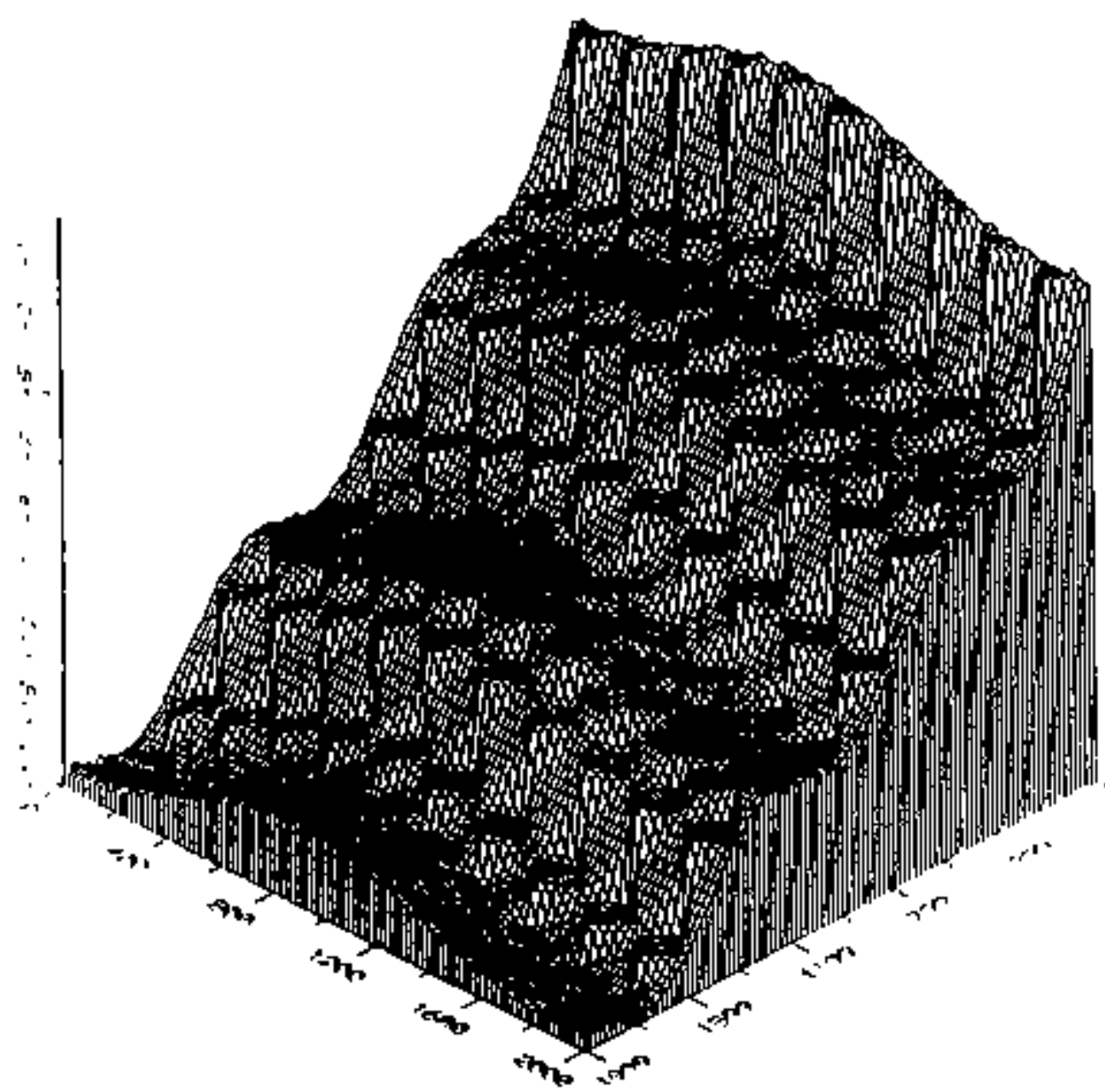


圖十六-1 Surfer-MinCurv-1 之立體圖

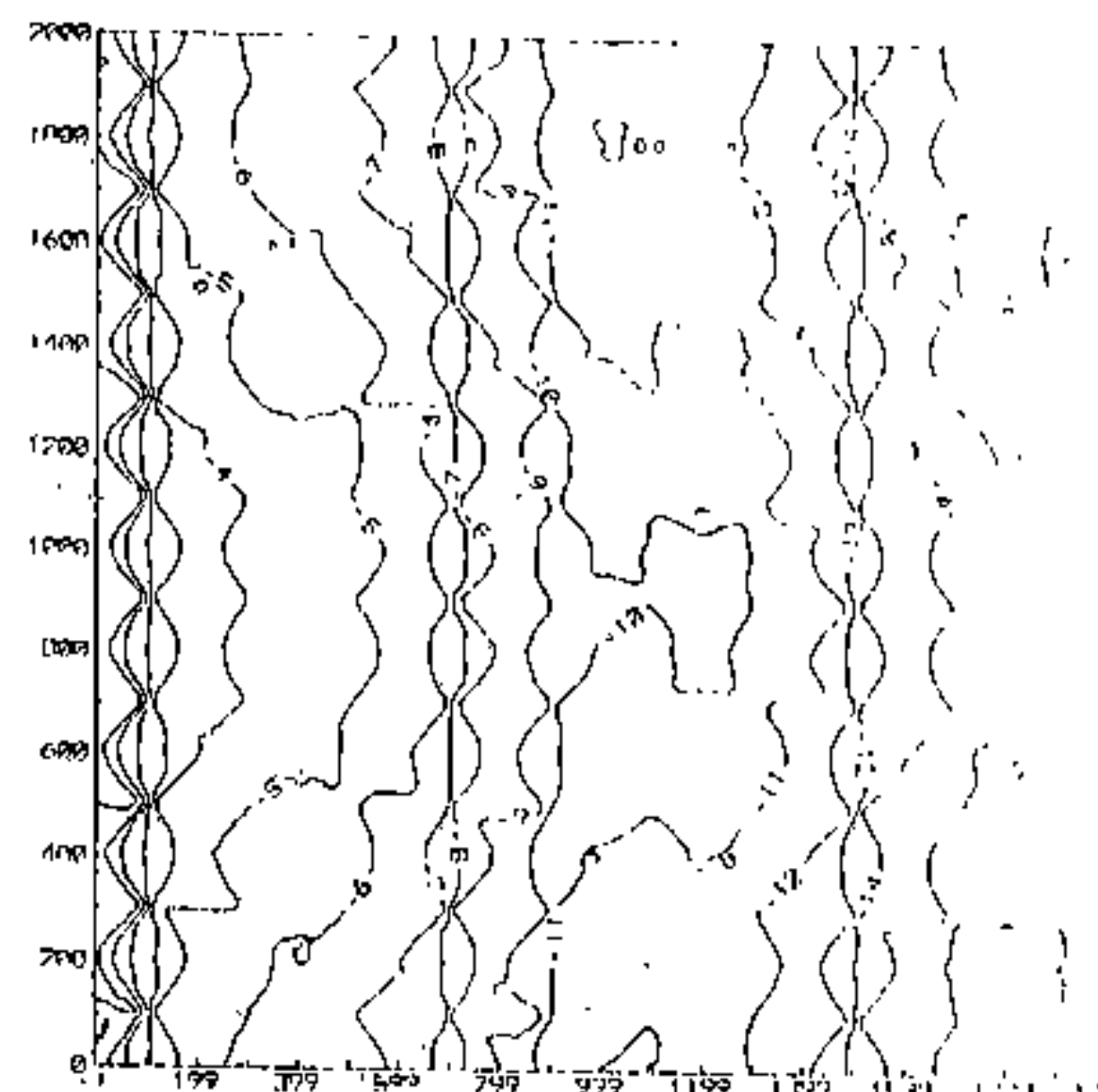


圖十六-2 Surfer-MinCurv-1 之平面圖

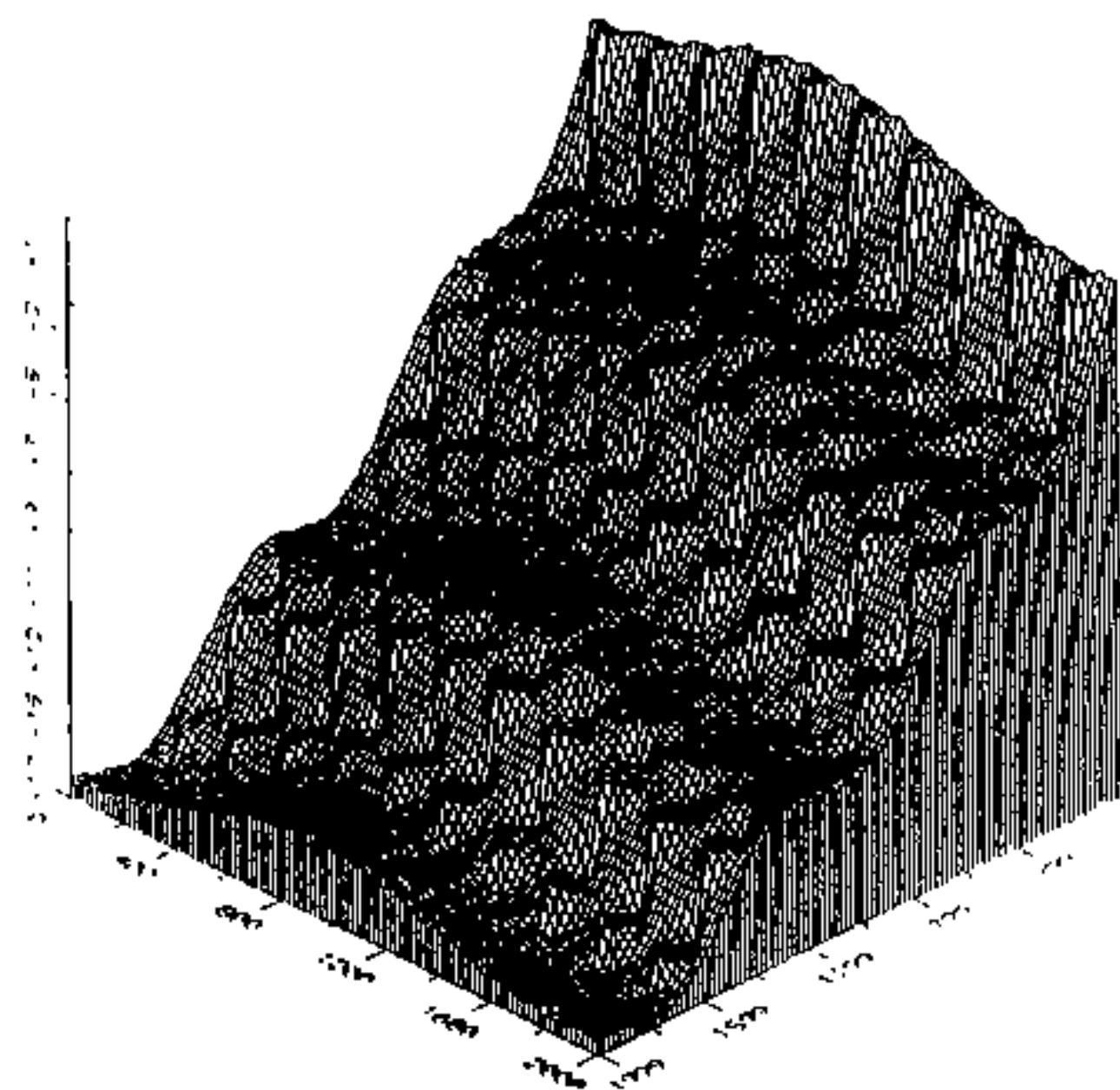




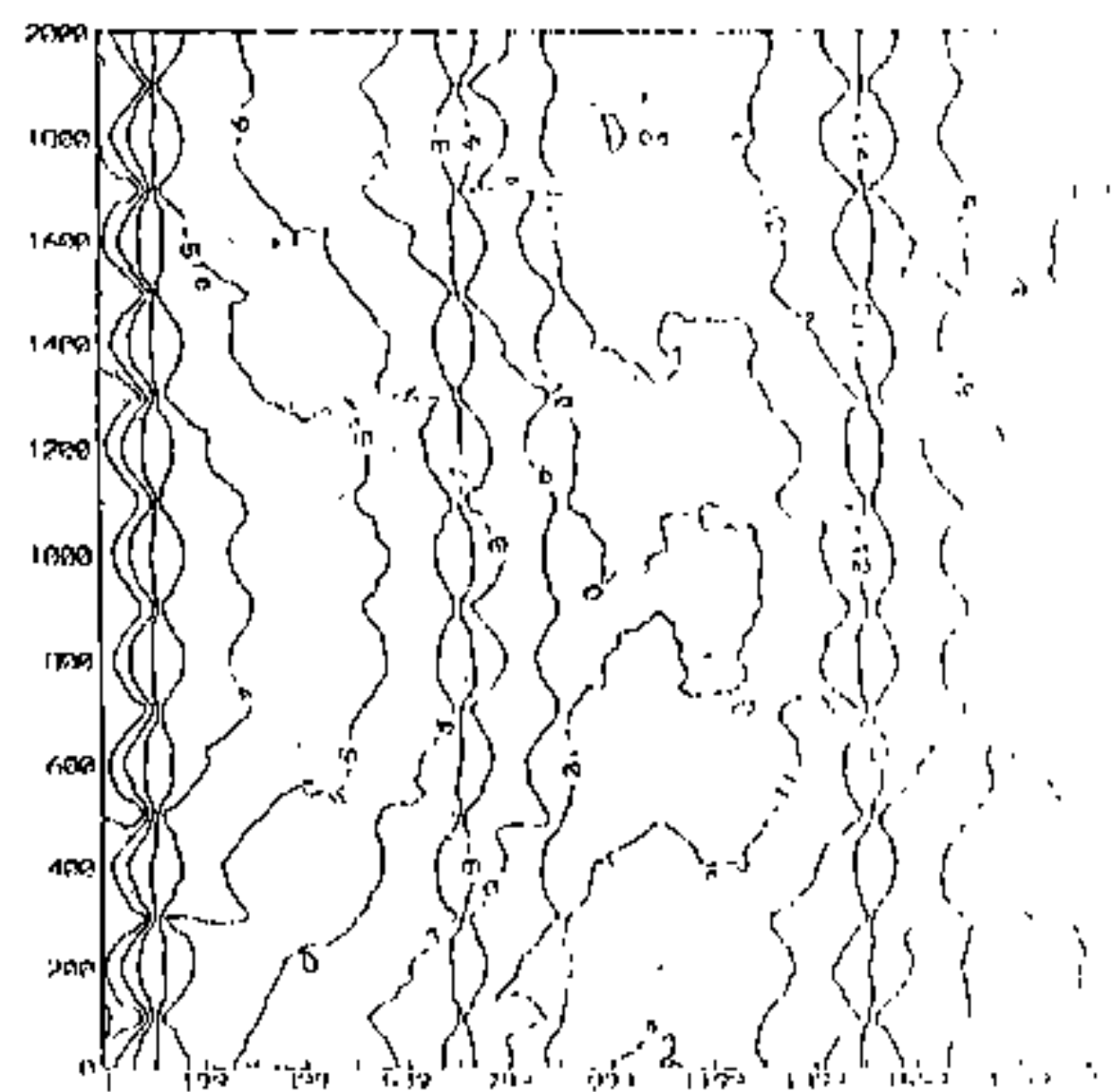
圖十七-1 Surfer-Inverse Distance Interpolation 之立體圖



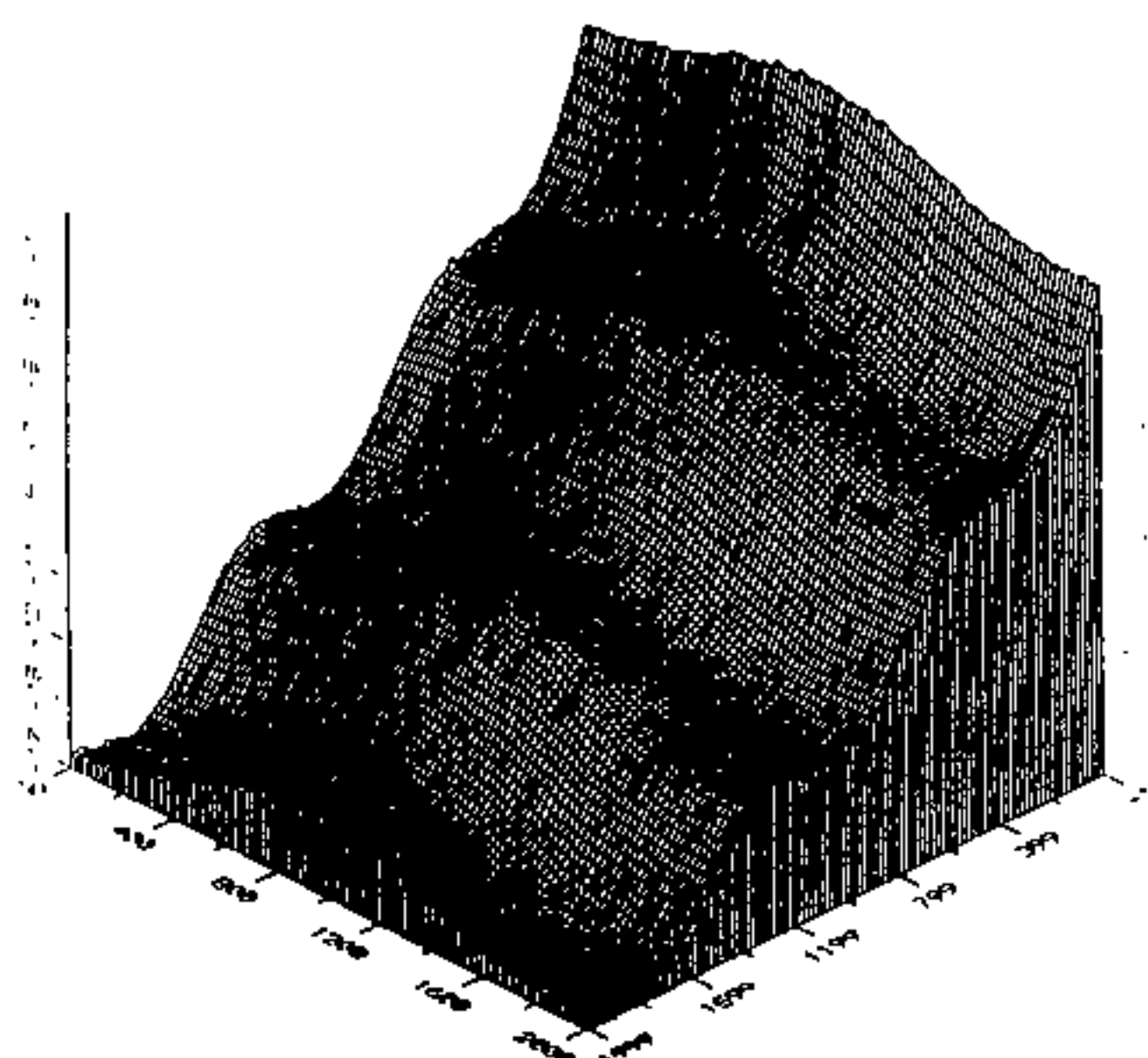
圖十七-2 Surfer-Inverse Distance Interpolation 之平面圖



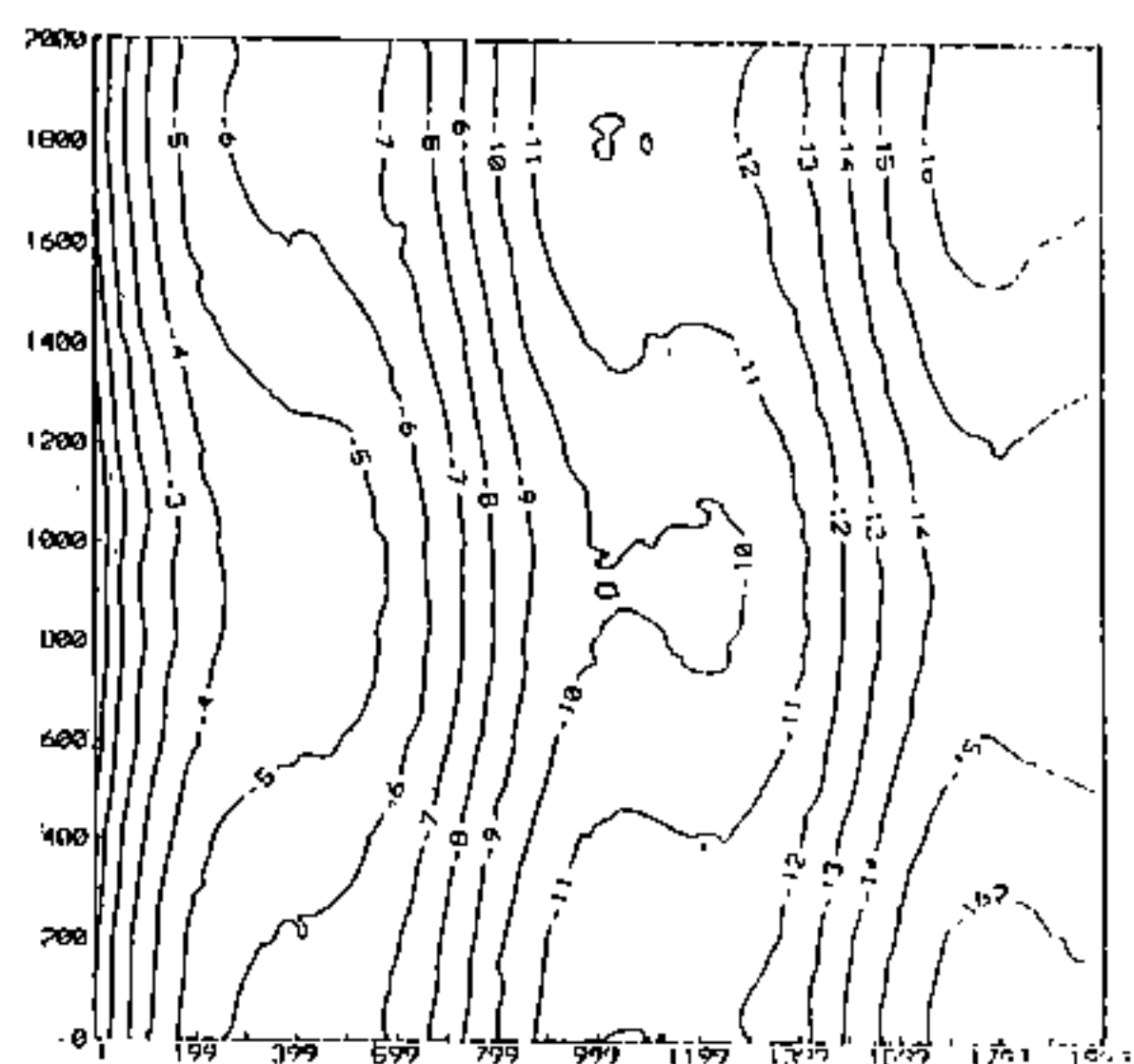
圖十八-1 Surfer-Kriging Interpolation 之立體圖



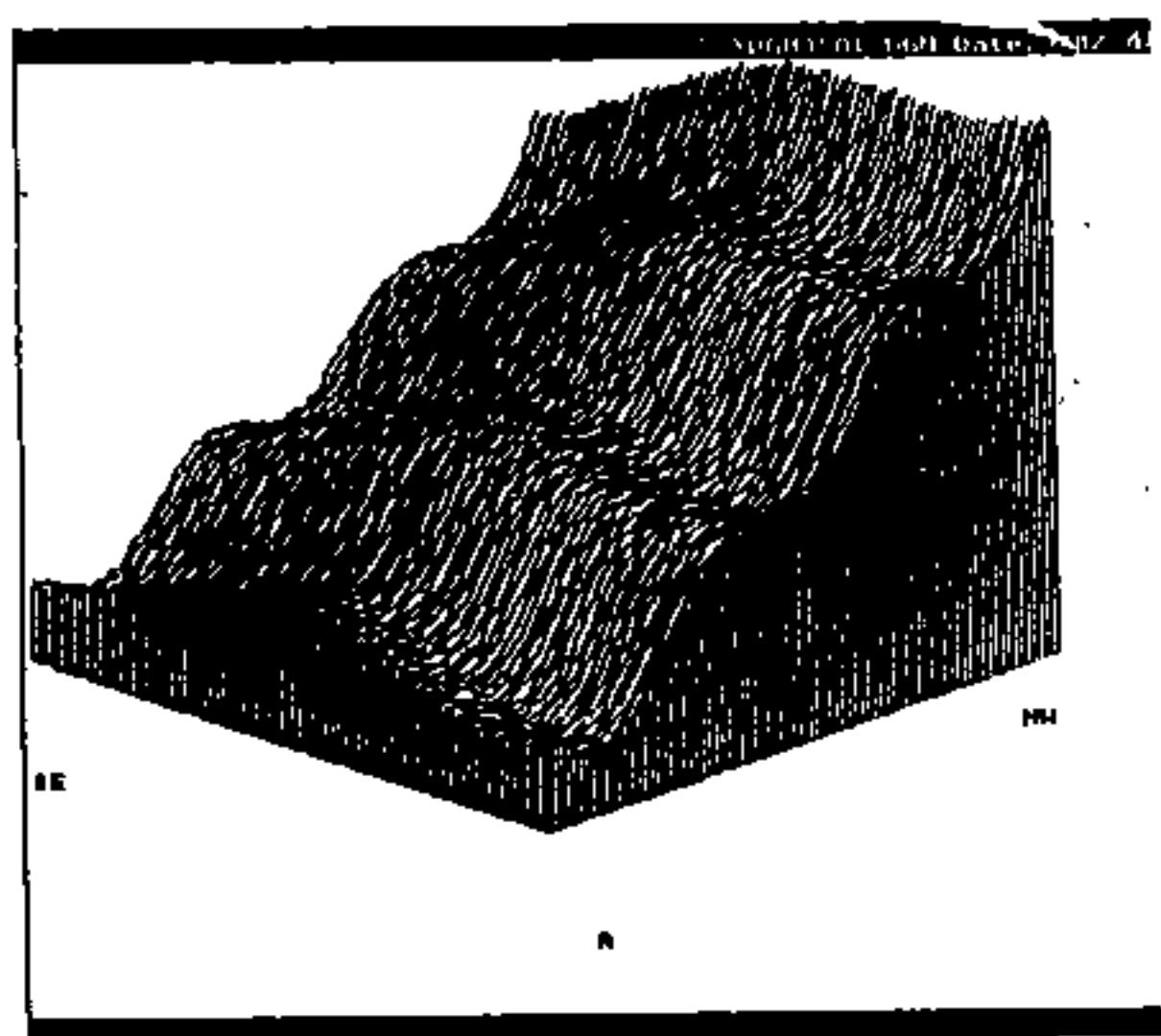
圖十八-2 Surfer-Kriging Interpolation 之平面圖



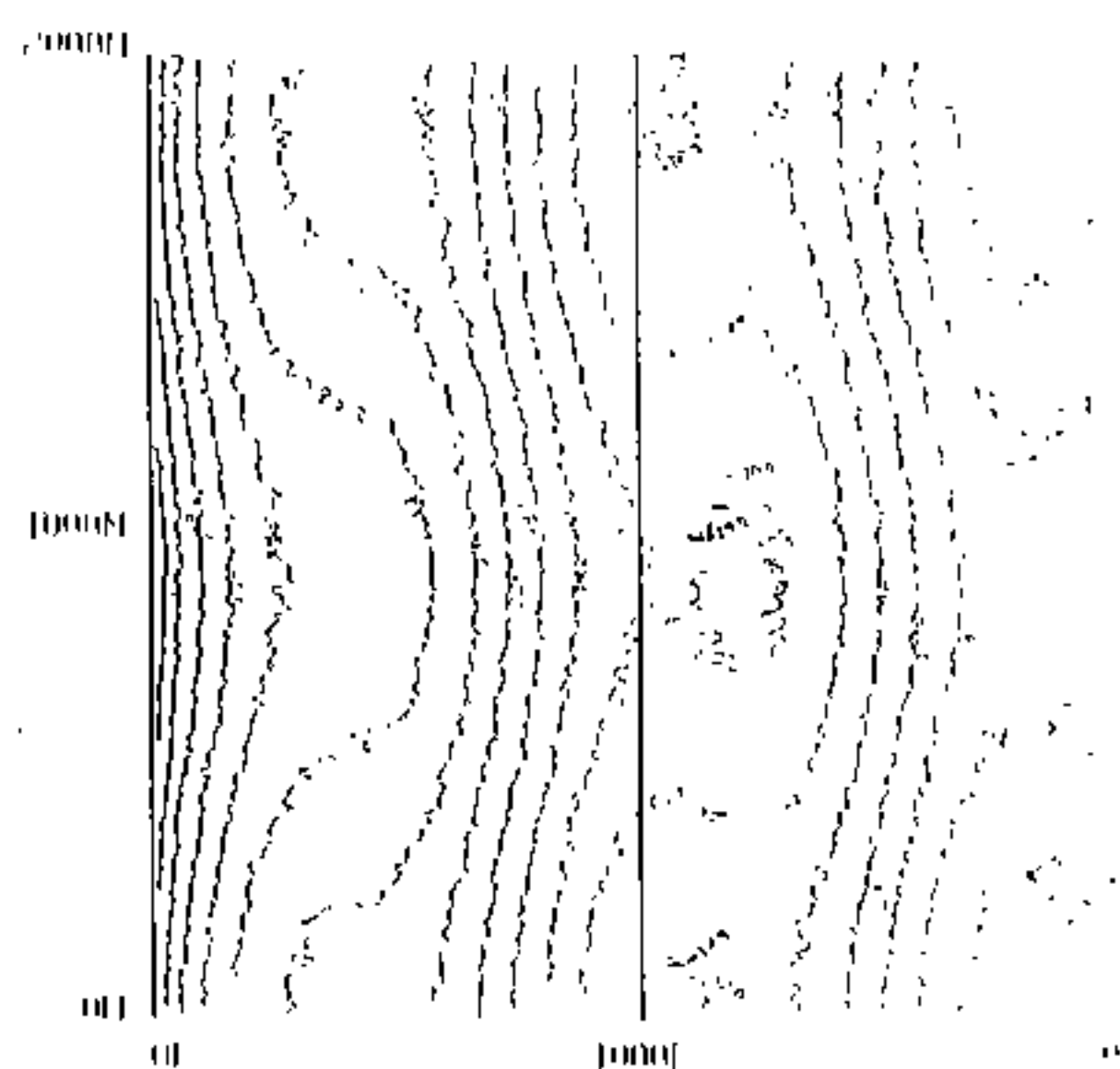
圖十九-1 Surfer-MinCurv-F之立體圖



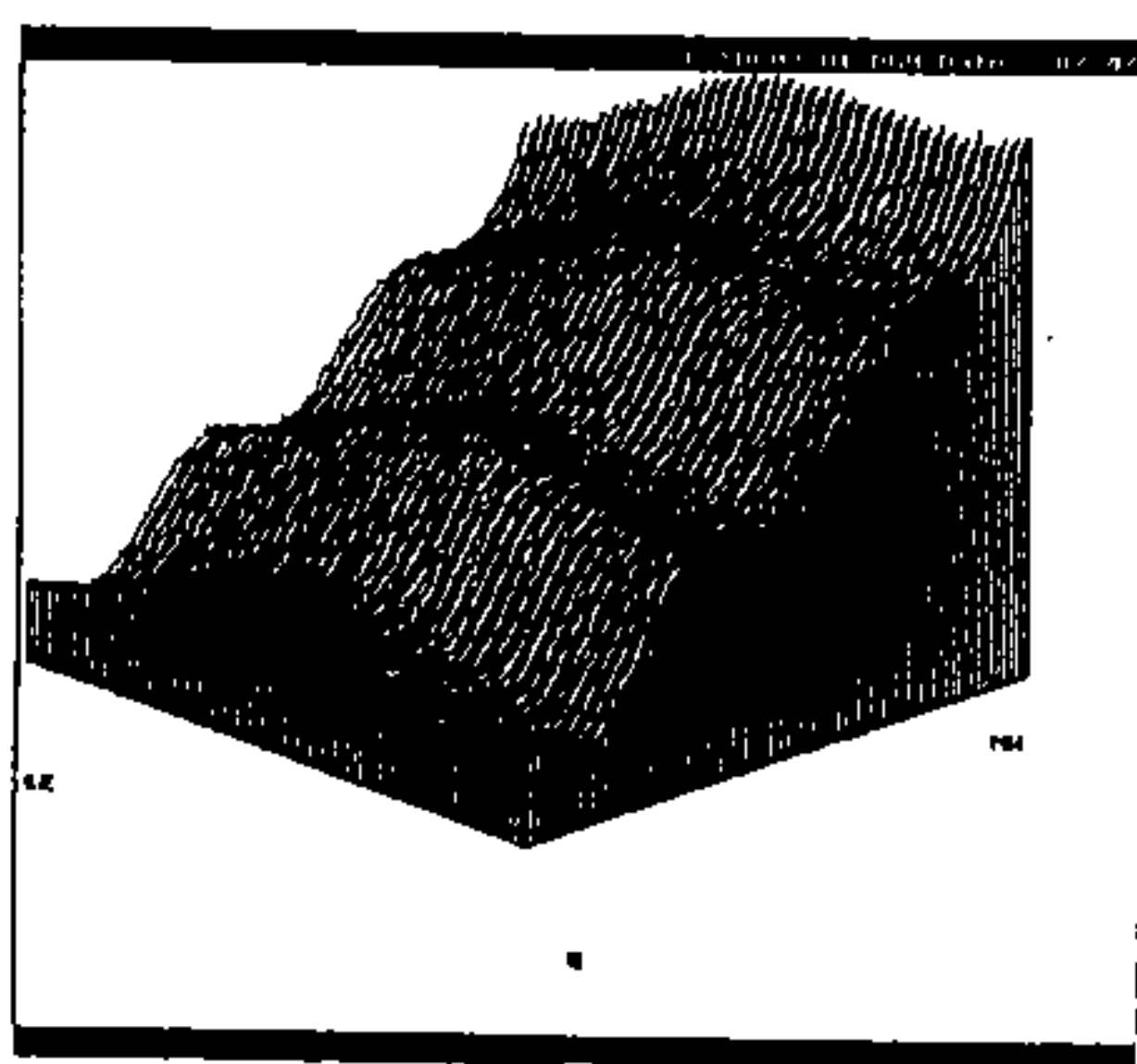
圖十九-2 Surfer-MinCurv-F之平面圖



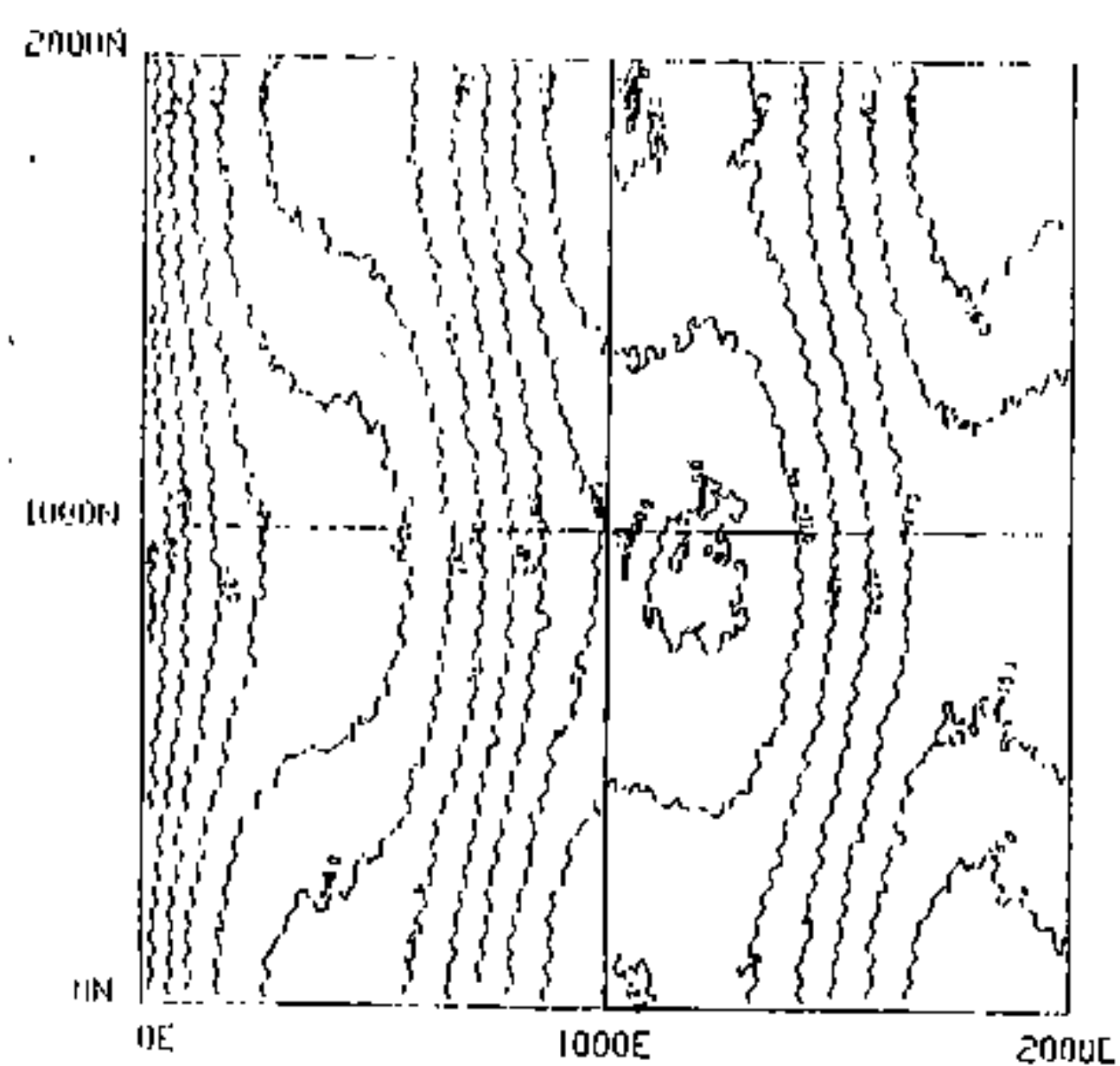
圖二十-1 IXGM3-A之立體圖



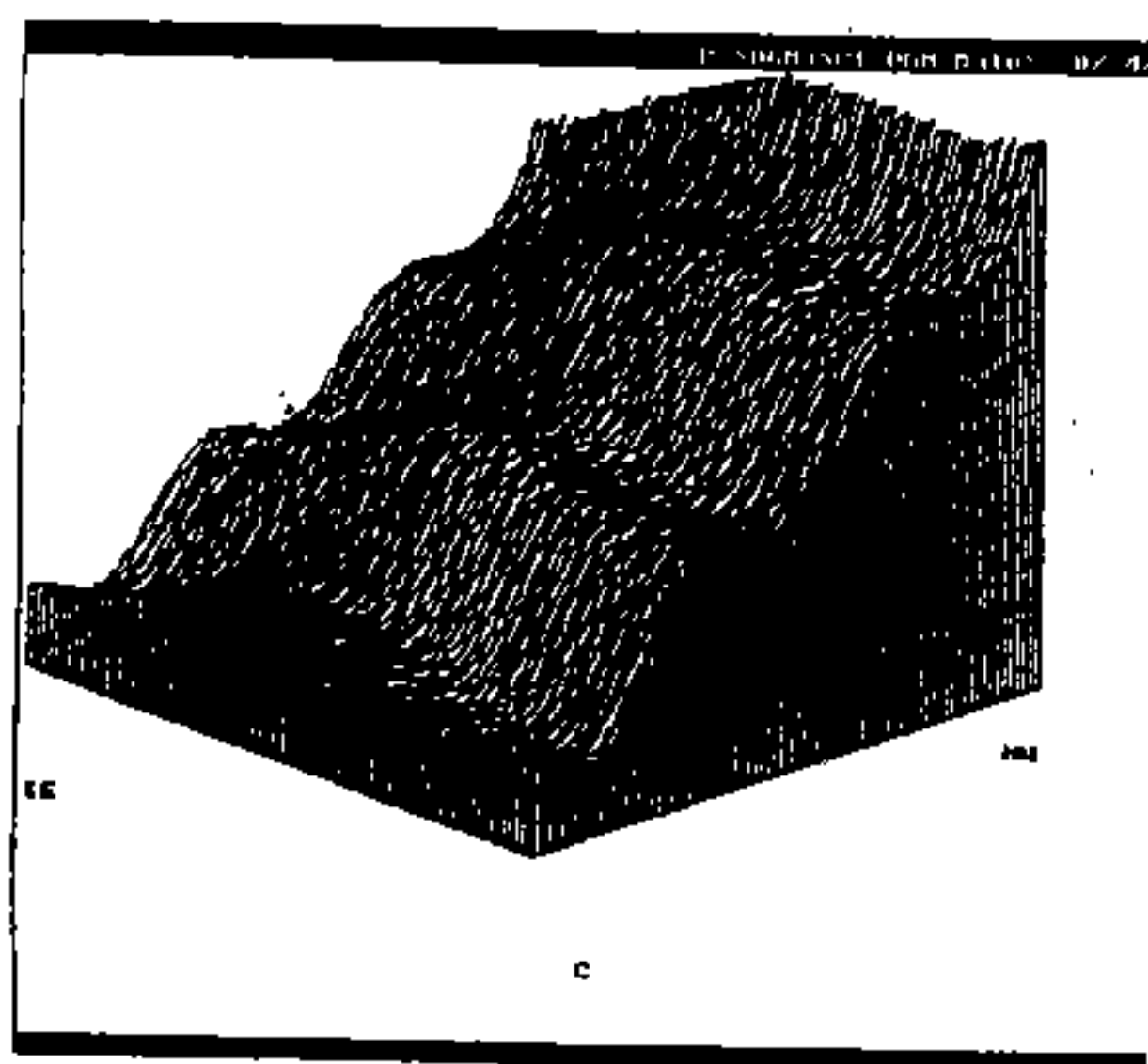
圖二十-2 IXGM3-A之平面圖



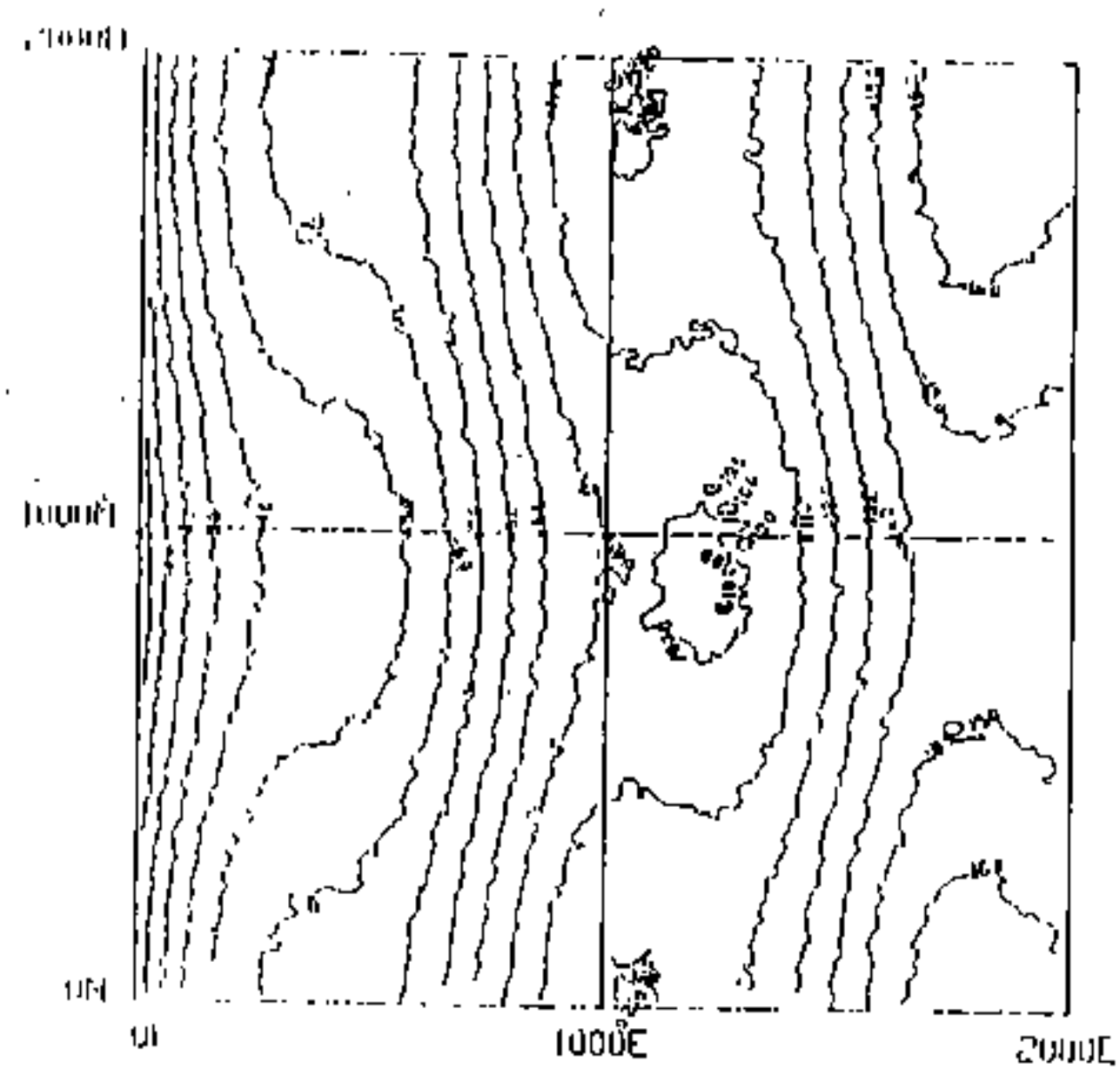
圖二十一-1 DGM3-B 之立體圖



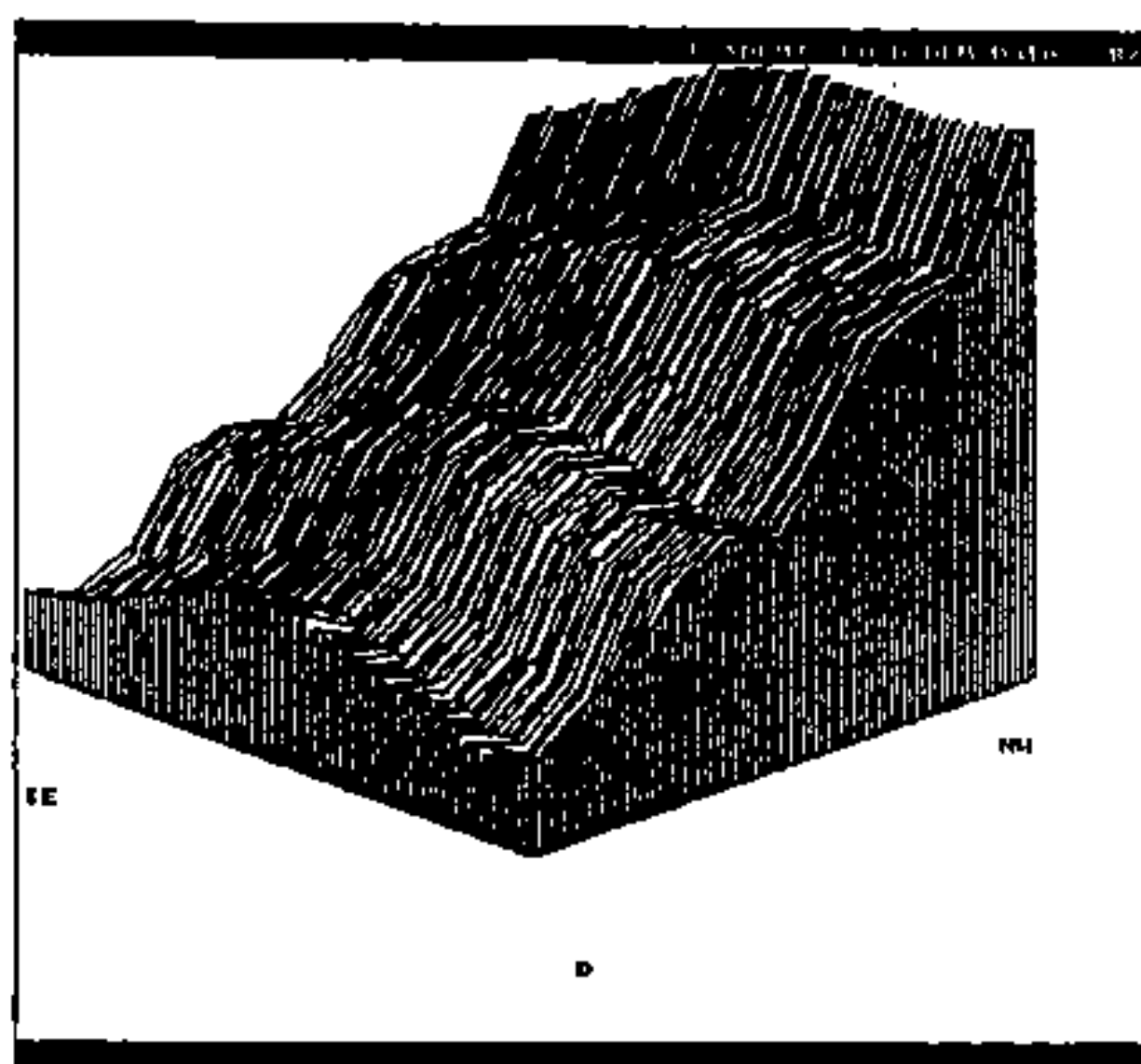
圖二十一-2 DGM3-B 之平面圖



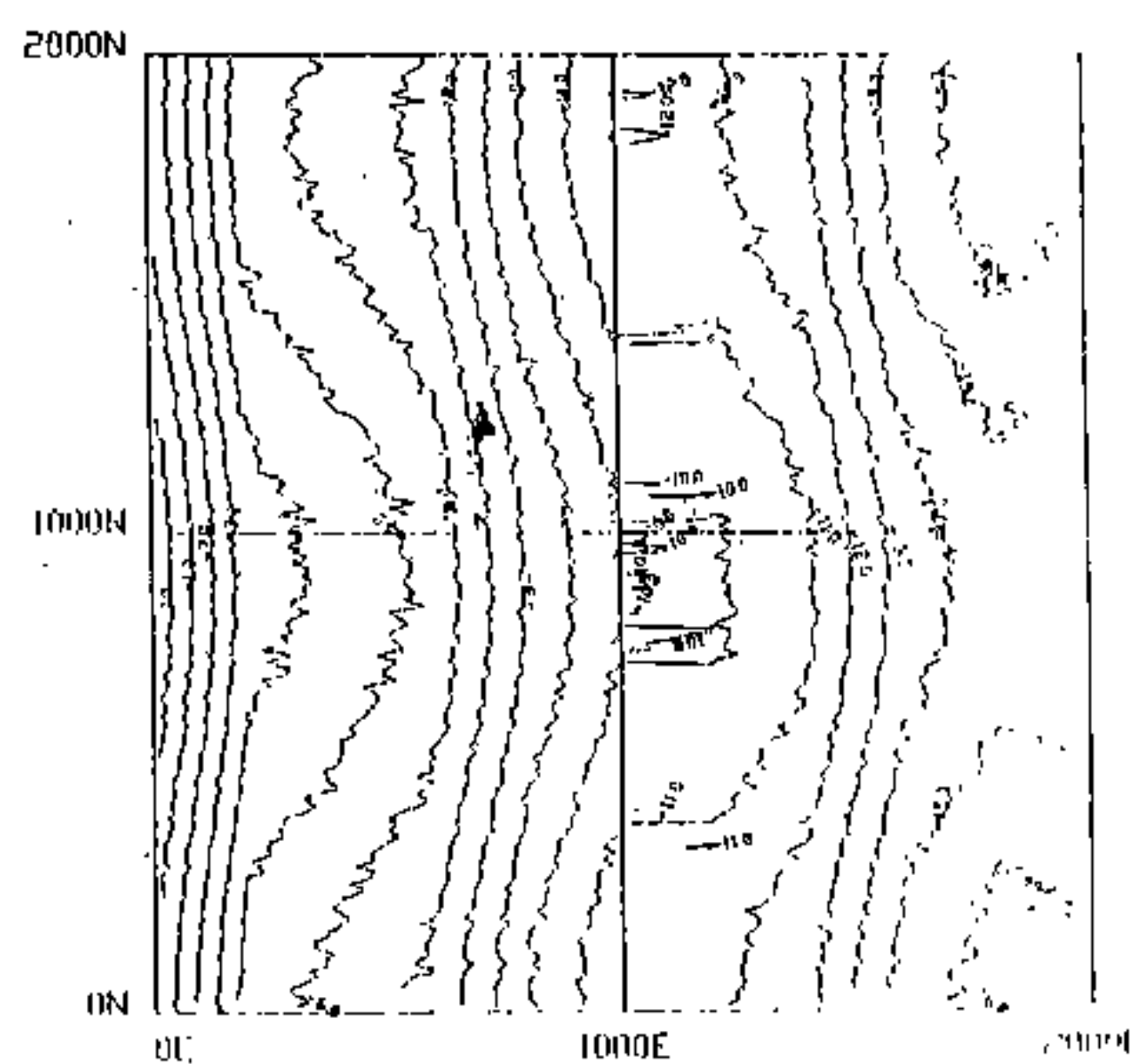
圖二十二-1 DGM3-C 之立體圖



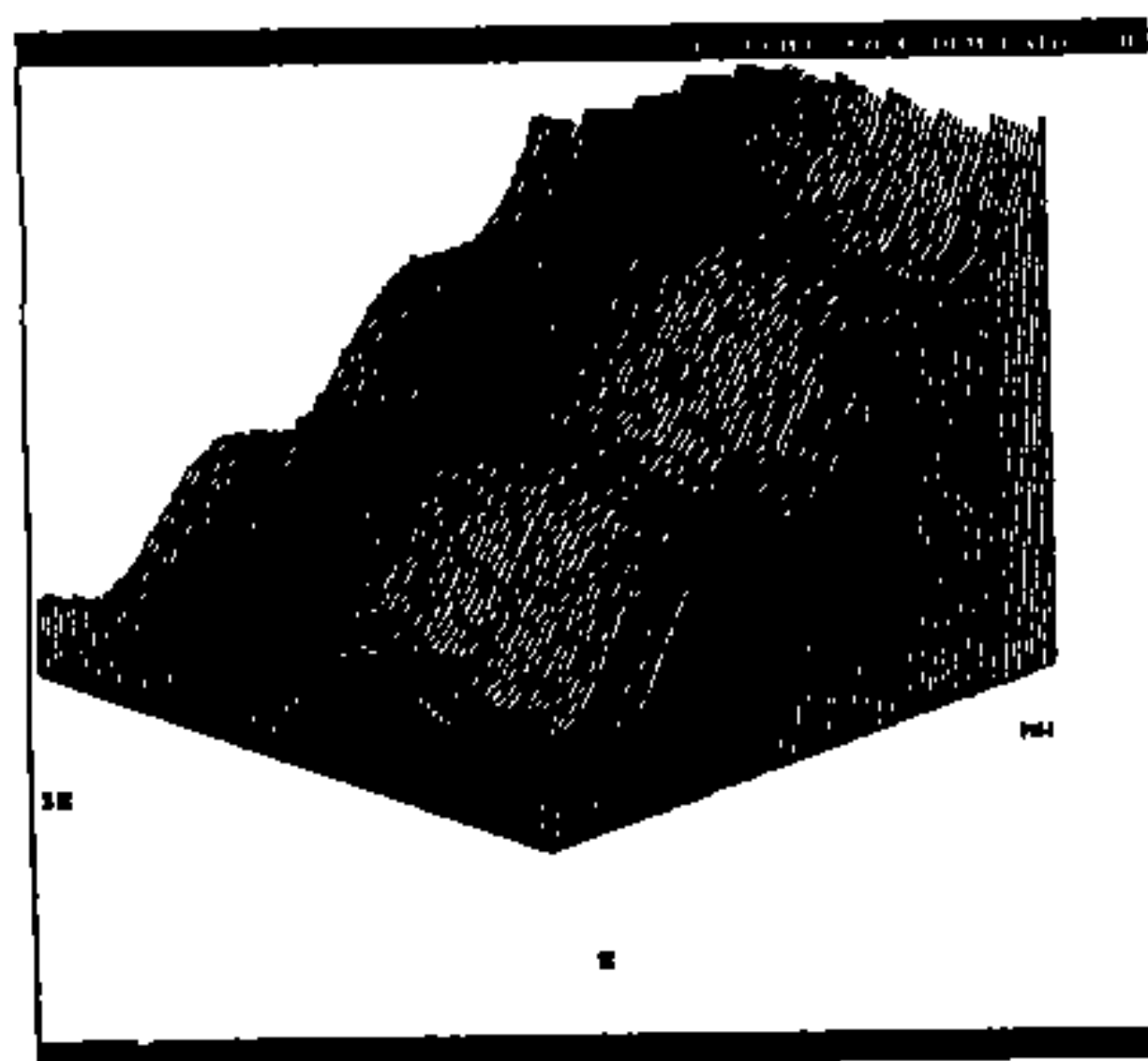
圖二十二-2 DGM3-C 之平面圖



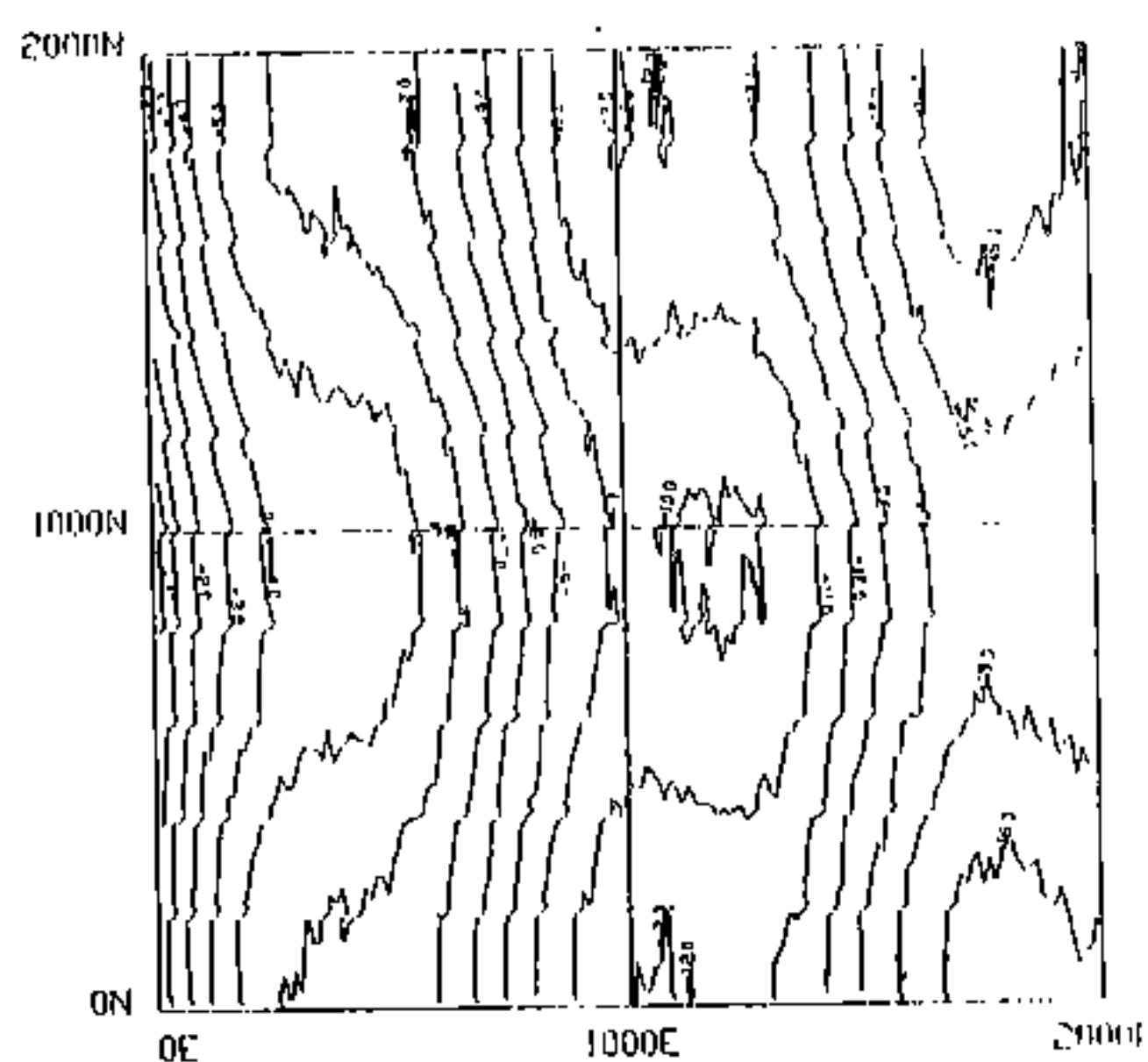
圖二十三-1 DGM3-D 之立體圖



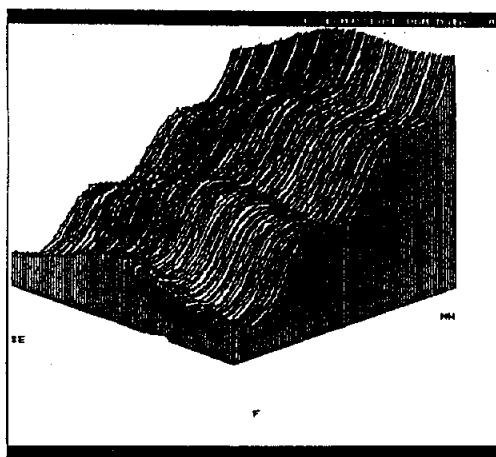
圖二十三-2 DGM3-D 之平面圖



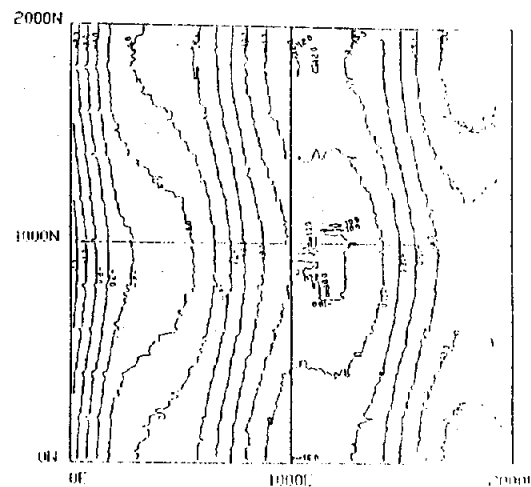
圖二十四-1 DGM3-E 之立體圖



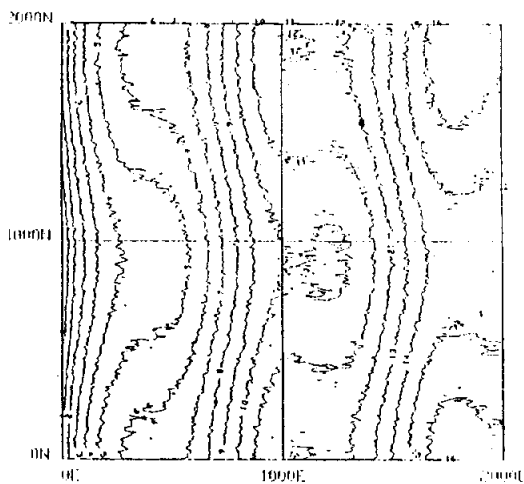
圖二十四-2 DGM3-E 之平面圖



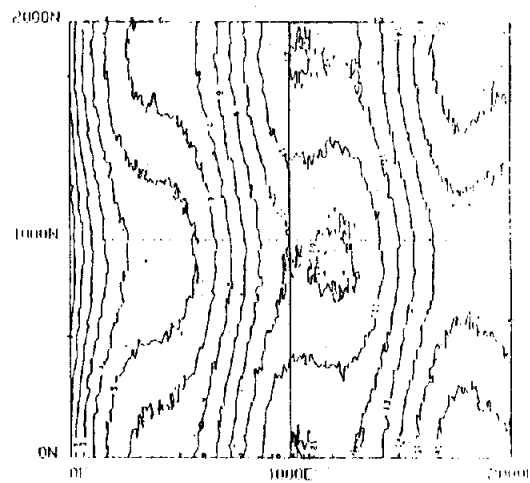
圖二十五-1 DGM3-F之立體圖



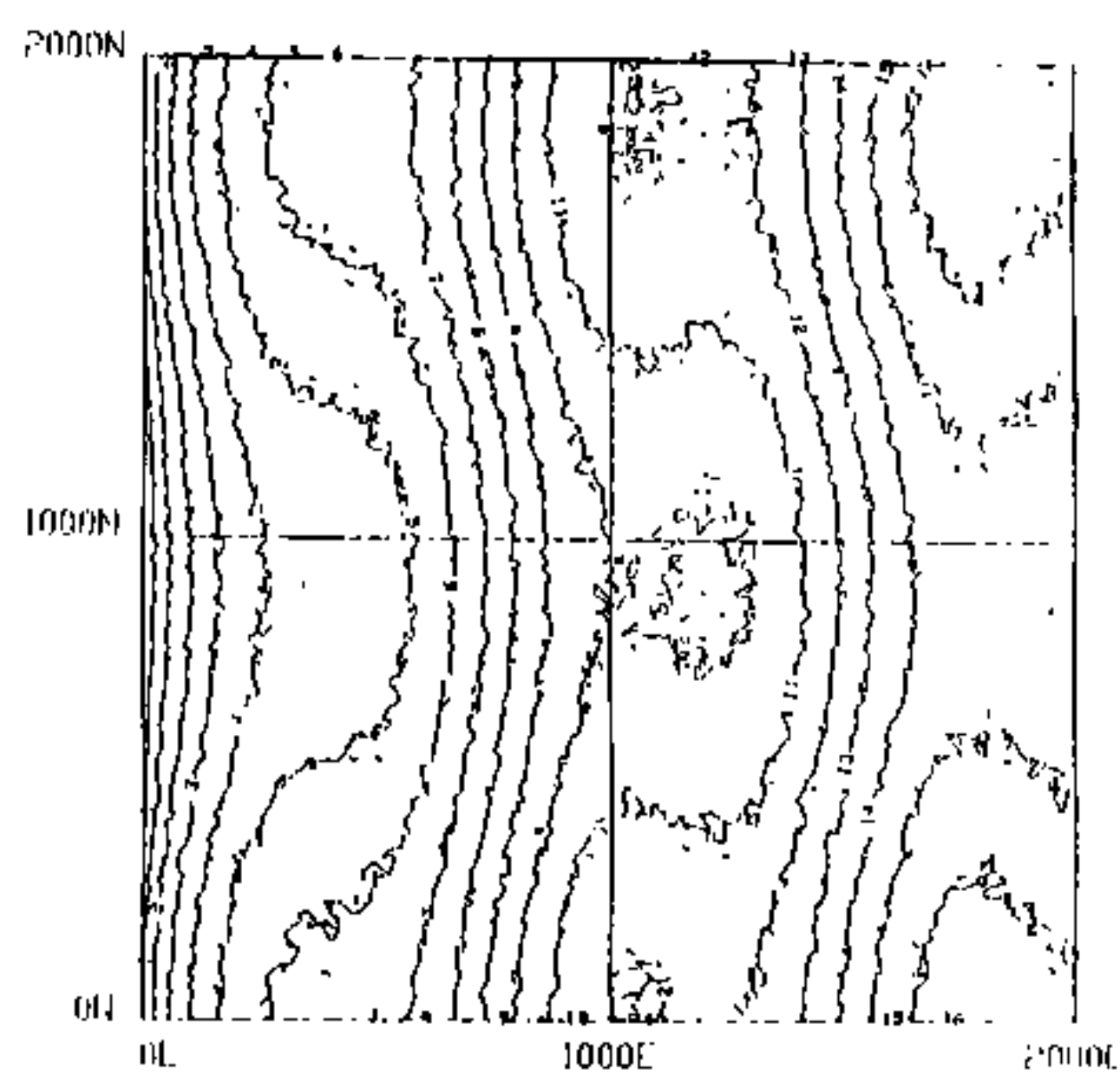
圖二十五-2 DGM3-F之平面圖



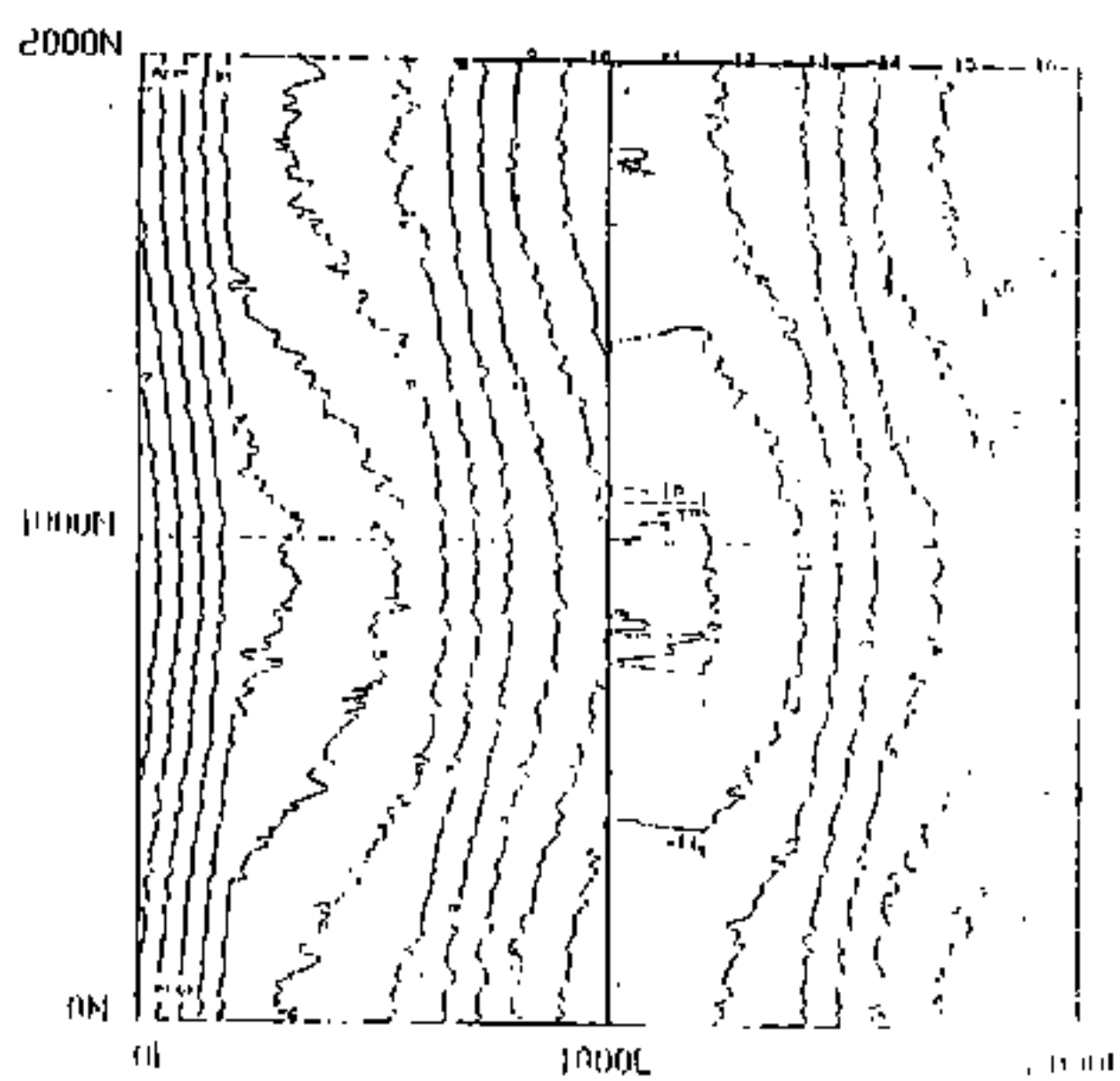
圖二十六 Hydro-A之平面圖



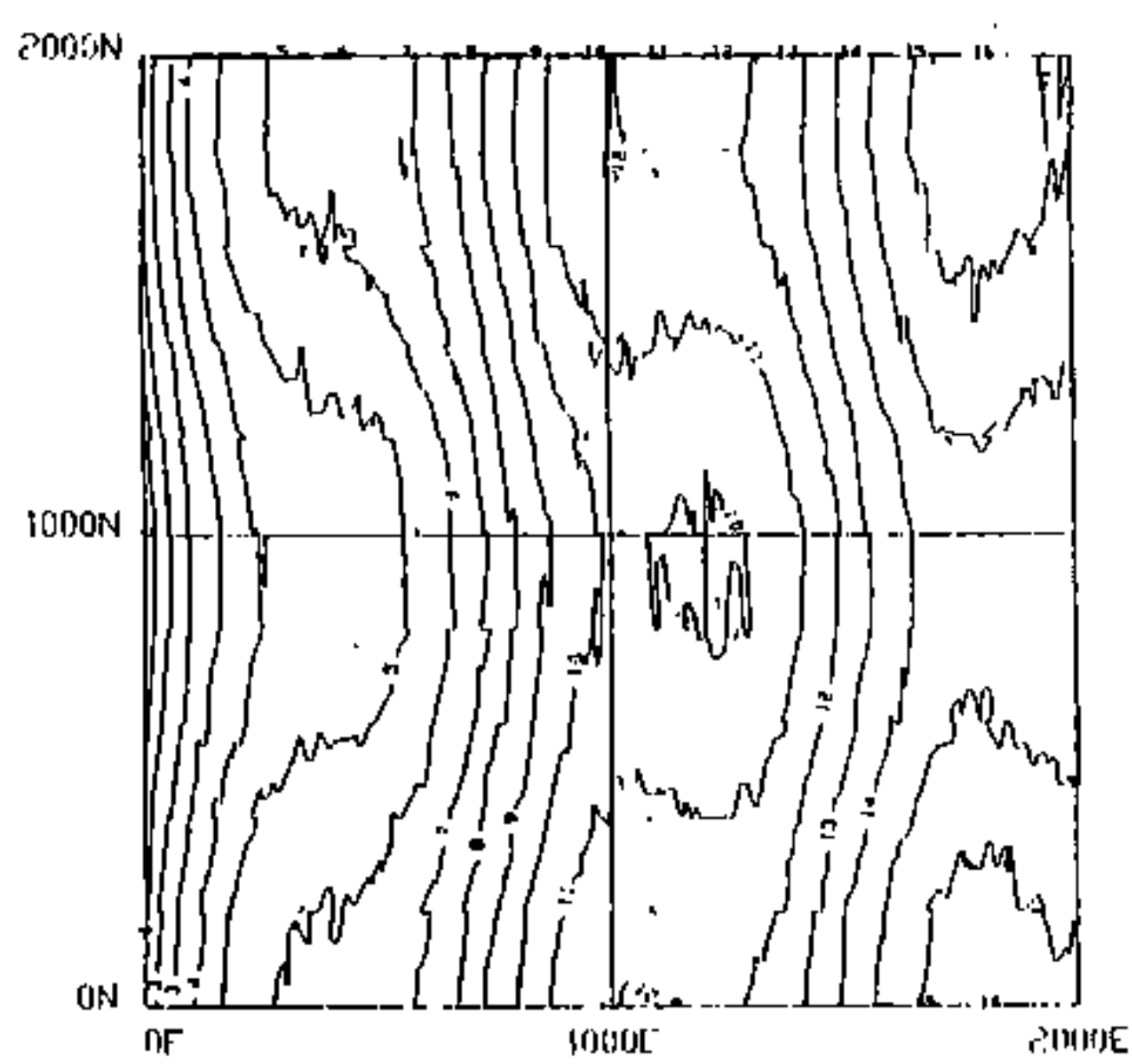
圖二十七 Hydro-B之平面圖



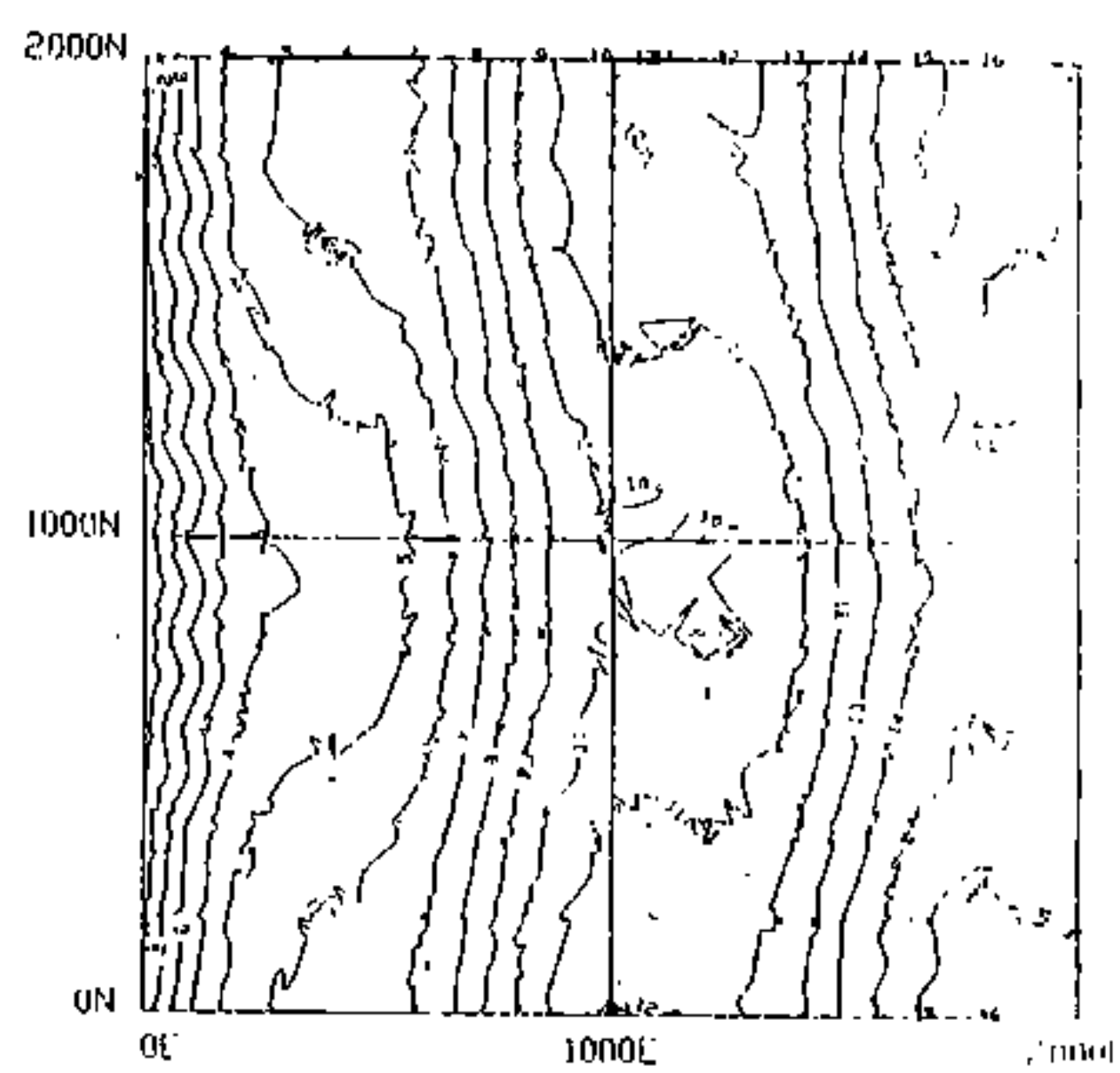
圖二十八 Hydro-C之平面圖



圖二十九 Hydro-D之平面圖



圖三十 Hydro-E之平面圖



圖三十一 Hydro-F之平面圖



# ERROR ANALYSIS IN BATHYMETRY-DRAWING OF A BAR-TYPE COAST BY COMPUTER-CODED SOFTWARES

Chung-Pan Lee\*and Shiahn-Wern Shyue\*\*

\* Professor and Chairman, Department of Marine Environment,  
National Sun Yat-sen University, Kaohsiung.

\*\* Associate Professor Department of Marine Environment,  
National Sun Yat-sen University, Kaohsiung.

## ABSTRACT

Three computer-coded softwares, SURFER, DGM3, and HYDRO, have been applied in the study to create contour maps and compute the water depth in different positions. In order to quantify the possible error during modelling, a known bathymetry is specified by a given formula based on the Dean's formula containing bars varying in both alongshore and on-off shore directions.

It is shown from the results that the contours produced by SURFER are much more smooth than those created by DGM3 and HYDRO. This indicates that the smoothing method of the cubic spline adopted by SURFER is superior than those used by DGM3 and HYDRO. On the other hand, SURFER gives better accurate results than DGM3 and HYDRO if the sampling distance of surveying is, for instances, less than 50m in the on-offshore direction as in the study. However, DGM3 and DYDRO are much more insensitive than SURFER to the change of the sampling distance either in alongshore or on-off shore directions. The results produced by the MinCurv gridding method in SURFER can improve this defect and show overall better results for the given regularly varying topography. Furthermore, for the test cases in the study, the sampling distance short than 50m and 200m in the on-off shore direction and in the alongshore direction, respectively, will not improve much the accuracy of the mapping.

# 台灣地區國際商港現存問題之探討

張金機

港灣技術研究所所長

## 摘 要

本篇文章先就台灣地區五個國際港口現有設備及貨物營運作概要描述。其次針對各港碼頭使用特性、老舊設施、港池水質、航運條件、水力環境、道路交通及港市相容等工程技術問題提出未來改善建議。

## 壹、前言

台灣地區海岸長約一千五百公里，目前已有基隆、台中、高雄、花蓮及蘇澳五個國際商港，淡水、安平與馬公三個國內商港，永安、深澳等工業港，沿岸漁港、船澳多達二百餘處。此外，為因應船舶大型化，交通部規劃高雄深水港，為解決基隆港港池狹窄，港埠用地不足聯外交通阻塞等問題，基隆港務局規劃基隆新港及淡水港；為推動產業東移，工業局規劃在和平水泥專業區興建水泥專用港；為興建六輕、便利原料、產品進出，台塑籌建六輕專用港；為開發台西離島式基礎工業區，工業局規劃台西工業港；為因應兩岸直航，地方民意代表爭取在選區興建小型商港通航口岸；為提倡海上休閒活動，觀光局、旅遊局規劃興建遊艇港；農政單位每年花大筆經費在擴建、維修漁港。

當初十項建設為推動產業東移及軍事需要闢建規模不小的花蓮港、蘇澳港，如今運量未及一半，經濟部工業局又要配合水泥產業東移政策，在風景特定區興建和平水泥專用港。七十九年交通部委託法國 Sogreah顧問公司評估，選定在高雄港二港口南側填築新生地，規劃深水港；一年後經濟部工業局又委託中興顧問社在台西離島式基礎工業區內規劃大水深工業港。

台灣與大陸雖未直航，但已通航，既有運量已經存在，通航除轉口貨外，增加運量可能只有零散之農產品及民生用品，數量相當有限。地方政府闢建港口通航後能獲得多少運量？將來管理與維護費誰來負擔？新港口能自給自足嗎？經濟價值如何？規劃時予審慎評估。

綜合上述情形，可以了解目前新港規劃與港口擴建呈現多頭馬車現象，缺乏整體考量。配合推動台灣成為西太平洋海運中心，並因應未來兩岸直航，交通主管單位應根據經濟成長、航運技術、貿易趨勢早日研訂港灣整體發展政策，作

為擴建現有港口與規劃新港之依據。否則將來沿岸港口林立，而每個港都不具規模，沒有足夠運量，又要負擔龐大管理、維護費用，勢必造成政府負擔。

## 貳、國際商港現況

### 一、概述

台灣在七十年代經濟蓬勃發展，進出口貿易急速成長，帶動港埠建設。十項建設中就有台中、花蓮與蘇澳三項港灣建設。台灣目前有基隆、台中、高雄、花蓮及蘇澳五個國際港口，1994年總裝卸量達40,262萬噸，最近六年各港營運量如表一所示。為因應國際貿易持續成長以及船舶現代化、大型化，使台灣成為西太平洋海運中心，港灣擴建及新港規劃興建均積極推動中。

表一 近六年五國際港口營運量（78～83年）

港口 年 項目 度		基隆港	台中港	高雄港	花蓮港	蘇澳港
裝 卸 量 ( 一 千 TON )	78	78,296	16,982	191,042	5,596	4,392
	79	79,615	21,261	190,945	5,172	4,069
	80	86,970	27,546	207,448	5,884	4,151
	81	85,267	34,672	214,198	6,136	4,825
	82	86,396	39,940	243,609	88,076	5,702
	83	91,626	45,026	251,378	9,006	5,583
吞 吐 量 ( 一 千 TON )	78	24,165	12,957	78,147	5,403	4,259
	79	25,190	16,672	77,986	4,933	3,899
	80	26,993	21,006	77,126	5,572	3,998
	81	26,146	26,104	79,497	6,027	4,649
	82	29,178	30,985	77,053	7,698	6,463
	83	29,586	33,983	75,747	8,645	5,478
貨 櫃 量 ( 一 千 TEU )	78	1,772	109	3,383		
	79	1,841	128	3,495		
	80	2,008	209	3,913		
	81	1,941	278	3,960		
	82	1,886	303	4,636		
	83	2,047	361	4,900		

五個國際商港中高雄港積極擴建第五貨櫃中心，並且興建安平港為輔助港，台中港增建碼頭 7 座、第二貨櫃中心、旅客服務中心及第一期工業專業區等，基隆港因港池狹窄缺乏腹地，除三度辦理外港規劃研究外，也積極規劃淡水港。花

蓮港與蘇澳港則因當年未能審慎評估運量，建港完成迄今尚未能充份發揮港埠設施功能，茲將各港現況概述如下。

## 二、基隆港

基隆港日據時代為本省第一大港，二次大戰遭受嚴重破壞，光復後成立港務局負責港灣重建工作。

基隆港港口朝NNW向，寬275m，可通行六萬噸以下船舶。港區總面積約630ha，港池水域面積380ha，共有碼頭58座，全長約9,000m，其中營運碼頭40座，包括散雜貨碼頭21座，油類、穀類碼頭3座，客貨碼頭2座及三處貨櫃中心14座碼頭，其餘為港勤及軍用碼頭，港區佈置如圖1。貨櫃碼頭主要設施有橋式起重機24台及跨載機、門式機等，因碼頭後線土地不足，貨櫃場均設於距港區十餘公里之瑞芳、七堵一帶。此外港區設五萬噸穀倉1座，水泥儲槽1座及非現代化之通棧設備，最近六年港埠營運量如圖2，裝卸成長已減慢，甚至呈現負成長現象。

## 三、台中港

台中港日據時代改名為新高港，光復後隸屬基隆港務局管轄。民國58年行政院核定闢建為國際港，62年開工，65年完成第一階段第一期工程並開放營運。

台中港為典型的沙灘人工港，興建防波堤、防沙堤及海堤長達二萬一千餘公尺，現有港區總面積約2,300ha，其中水域面積約530ha。港口朝WNW向，寬350m，航道水深低潮位下13m，可以通航六萬噸級船隻。台中港目前共有31座碼頭，全長約7,800m包括散雜貨碼頭14座，煤炭碼頭5座，穀類、石化水泥碼頭9座及3座貨櫃碼頭，港區佈置如圖3，主要港埠設施計有3台橋式起重機，2座六萬噸穀倉，液體儲槽94座，化學儲槽102座，水泥儲槽20座，大型通棧14棟，是一個較具現代化之港埠。最近六年營運量如圖4，每年均有二位數成長。

## 四、高雄港

高雄港在日本佔領期間積極建港，隨後戰爭失敗，建港未完成，光復後成立港務局，民國51年起辦理十二年建港計畫，64年完成第二港口闢建，73年完成過港隧道工程。高雄港第一、二港口均朝W向，寬度分別為130m及250m，水深則分別為11m及16m，二港口可進出十萬噸以下船隻。港區總面積約2,670ha，其中水域面積約1,280ha。目前擁有碼頭104座，全長約22,400m，其中可營運碼頭80座。港區設有四座貨櫃中心，19座碼頭，42台橋式起重機為最主要營運設施，其餘包括雜貨碼頭28座，化學品碼頭11座，煤及礦砂碼頭7座，穀類碼頭5座，其餘為水泥、肥料、原油及客貨碼頭，佈置如圖5。倉儲設備主要為八萬噸與四萬噸穀



倉各 2 座及倉棧、堆貨場，但部份倉庫老舊需要更新重建。近六年營運量如圖 6，每年仍有成長，但幅度不大。

## 五、花蓮港

花蓮港在民國 20 年開始建港，28 年完成 410m 水深 8m 狹小水域，供砂糖輸入及環島運輸。民國 34 年光復後成為基隆港務局花蓮分局，52 年開放為國際商港，成立港務局。

花蓮港經歷二期、三期向內港擴建，以及 67 年起第四期外港擴建於 80 年底完工，港口朝 SSW 向，寬 265m，水深 16m。港區總面積約 305 ha，其中水域面積 140 ha，擁有 25 座碼頭，全長約 4,740m，佈置如圖 7。內港區 16 座碼頭可停泊一萬五千噸船隻，外港區 9 座碼頭可靠泊三萬至十萬噸級船隻。內港區碼頭可供雜木、砂石、礦石、紙漿及雜貨裝卸；外港區碼頭則作為大宗散貨及管道裝卸用。港埠設施簡陋，最近六年營運情形如圖 8，近兩年成長迅速。

## 六、蘇澳港

蘇澳港在民國 63 年開始興建為基隆港輔助港，為十項建設中之一項港灣建設，72 年完成全部建港工程。

蘇澳港港口朝 E 向，港區東北側為軍港，西南側為商港，共有碼頭 13 座，水深 7.5m 至 13m，設置橋式貨櫃起重機一台，港區佈置如圖 9，近六年營運量如圖 10，未能達到預期營運目標。

## 參、國際商港現存問題之探討

台灣地區在民國 60 年代經濟蓬勃發展，對外貿易進出口貨物急速增加，帶動港灣工程建設，使高雄港與基隆港在世界貨櫃運輸上佔重要地位。但隨著國際貿易環境改變，航運技術發展又面臨大陸與東南亞港口的競爭，使台灣國際港埠因缺乏長遠規劃目標而逐漸失去原有優勢地位。茲就五個國際商港所遭遇工程問題加以探討，分別概述如下：

### 一、基隆港

(一) 港池水域狹窄，迴船池太小，大型貨櫃船進港靠泊困難；港區土地不足，港灣重建不易發展為現代化港埠，尤其是貨櫃轉運或再出口。

(二) 市區緊臨港區毫無緩衝地帶，造成彼此不相容現象；市區污水大部份直接排入港內，造成港池嚴重污染，影響市民親港意願。

- (三) 聯外交通瓶頸，每遇結關常造成高速公路及鄰近公路交通阻塞；西岸聯外道路完成後雖可改善西碼頭區交通，但市郊貨櫃集散站林立，交通仍待設法解決。
- (四) 碼頭、倉儲等設施老舊，碼頭鋼板樁腐蝕嚴重，部份出現穿孔現象，舊式倉棧無法滿足高效率裝卸機具需求。
- (五) 軍、漁、商港共用航道，軍用及港勤碼頭散佈港區，缺乏整體規劃，阻隔碼頭間橫向交通，影響港埠發展。

基隆港在日據時期為本省第一大港，但因受限於港池水域，缺乏發展空間，再以早期港埠規劃興建時無法預期今日航運需求，老舊碼頭、倉儲設施已逐漸失去港埠競爭力，同時也造成港、市不相容現象。因此，未來基隆港發展除規劃擴建外港可行性外，應積極辦理港區重建，使港埠現代化，提升營運績效。

## 二、台中港

- (一) 外廓防波堤完成後，造成北防波堤以北淤積，南防波堤以南冲刷，危及南海堤安全。
- (二) 港口寬度受南防波堤堤端影響，嫌稍不足，在冬季東北季風較大時，不利大型貨櫃船進港，影響貨櫃營運績效但港口加寬又可能影響港池穩靜。
- (三) 港內主航道長達八公里，台電煤碼頭設置於航道末端，未來航道兩側擴建為碼頭，可能影響大型煤輪操船。

台中港為台灣經濟起飛後，經過相當嚴謹規劃評估所興建港口，港區範圍遼闊，擁有現代化碼頭、儲倉設施。開放初期，營運情況相當不理想，但因經營方向正確，近年來營運量大幅成長，未來可視進港隻需求研究拓寬港口可行性。此外，台中港應善用淤沙及台電生產之飛灰妥善規劃填築新生地，除可一併解決南海堤冲刷問題外，更可創造有利的海岸空間作為發展工商或興建港埠設施用地。

## 三、高雄港

- (一) 港、市相鄰土地未規劃緩充區，造成土地使用不相容現象，市區為豪華商業大廈或公寓住宅，相隔十餘公尺便是碼頭、倉儲、裝卸機具等灰色、單調組合，加上碼頭裝卸作業對環境影響，而引發鄰近居民抗爭。



(二) 缺乏整體港區聯外道路系統，進出港區貨運車輛在市區穿梭，造成市區道路交通混亂甚至阻塞現象。

(三) 港區部份碼頭、倉儲設施老舊，無法滿足現代化裝卸機具；漁港散佈於港內，且使用共同航道，影響港埠整體發展。

(四) 市區污水大部份直接排入港池，嚴重污染水域，破壞景觀，減低市民親港意願，阻隔市民與港之情感。

高雄港是台灣西南海岸唯一天然港口，在民國五十年代，政府大力擴建浚挖港池、航道填築新生地，使高雄港略具大型港埠雛型。但因當時政府財政並不允裕，且缺乏遠見，建港時所填築新生地大都公開標售，以籌措財源，造成今日港埠發展空間不足現象。未來高雄港除應妥善規劃興建聯外交通系統，加強老舊港埠設施重建外，也應積極辦理港區綠化、漁港整合及污染整治，使高雄港發揮運輸、倉儲等主要用途外，還兼具高雄市民休閒、親海功能。

#### 四、花蓮港

(一) 花蓮港四期擴建後港池狹長，且呈簡單之漏斗形狀，又缺乏消波岸壁，每當夏季菲律賓東方海面發生颱風時受湧浪直接威脅，東堤與碼頭岸壁重複反射及導浪雙重作用，使大部份能量向內港航道集中，造成港池不穩靜，碇泊船隻必需疏散，甚至發生斷纜現象。雖然外港碼頭在水面附近採用開孔沉箱，試圖消滅部份波能，但在長波作用下，顯然消波效能未能發揮，造成港內波浪偏大現象。八十三年提姆颱風 #25 碼頭直接受偏西南向外海波浪侵襲造成碼頭損毀，在外港池 #22 碼頭前測得最大示性波高超過 3.5m (含反射量)。

民國 79 年 6 月歐菲莉颱風路如圖 11，在菲律賓東方海面形成後直撲花蓮港，在港口南方約 17km 處登陸，造成港內碇泊船隻斷纜，錨泊南濱外海日籍輪船擱淺船身斷裂。本所於颱風登陸前兩小時在花蓮港外海測得最大波高達 21m，統計波浪延時變化如圖 12，可惜因斷電未能獲得颱風侵襲期間取大波浪。民國 81 年 11 月發生三次遠洋颱風，路徑如圖 13，颱風中心距花蓮港約 1,000km 至 2,000km，氣象局尚未發佈海上颱風警報，但花蓮港受湧浪影響，港內碼頭不能碇泊，船隻需往外海疏散，甚至發生斷纜現象。民國 83 年夏季陸續發生六次颱風威脅花蓮港，其中提姆颱風路徑如圖 14，除造成港池不穩靜，碇泊船隻斷纜外，因適逢大潮高潮位，嚴重損毀防波堤與碼頭。颱風期間本所分別在港外及 #8，#10 與 #22 號碼頭前水域同時測取波浪資料，波譜分析結果如圖 15。比較港外與港內波譜顯示外海尖峰週期能量經過防波堤遮蔽後外海 #22 號碼頭

前減為十分之一，內港#8及#10 號碼頭則低於百分之一；但相反的低頻波浪能量卻成長數百倍。港內波浪原始資料延時變化，亦顯示水面呈長週期波動現象。

(二) 四期擴建東防波堤延長，造成南濱海岸沖刷，而美崙溪口與港口淤積現象；除港口水深減小影響航行安全外，南濱沖刷損毀海堤，破壞景觀，威脅陸上建築。

(三) 舊東堤混凝土老化，受外海惡劣海浪侵襲碎裂，堤心淘空；八十三年夏天受提姆颱風巨浪侵襲，四期擴建東防波堤破損近500m，西防波堤護基20 Ton雙T塊流失約600個，外廓堤防可能遭受較大外海風浪作用而破損。

花蓮港直接暴露於太平洋，每年夏季受颱風波浪侵襲。建港靠興築大量防波堤遮蔽外海波浪，以獲得較穩靜水域，提供船隻碇泊、作業。由於颱風波浪方向隨颱風位置改變，任何港口佈置均無法避免颱風波浪直接侵襲。因此，減低花蓮港港池不穩靜程度除增建突堤減少港口入射波能外，如何增加港池消波應該是未來研究重點。此外，花蓮港務局必需加強防波堤堤基檢測，以確保新建防波堤安全；舊防波堤則可配合港池穩靜改善方案，研提佈置，進行重建。

## 五、蘇澳港

(一) 受偏東北向及東向颱風或季節風波浪侵襲時，港池不穩靜，造成碇泊船隻斷纜現象。根據台電公司委託本所辦理卸煤碼頭水工模型試驗結果顯示，港內長週期波能有放大現象。試驗測點及延時紀錄如圖16及圖17，港內呈現長週期水位變化。78年 9月莎拉颱風過境在港港內#11 碼頭測得波浪資料分析結果呈現雙峰波譜。

(二) 蘇澳港防波堤受83年夏季連續發生六次颱風波浪侵襲，其中提姆、道格及葛拉絲三次颱風波浪對蘇澳港防波堤造成損壞。南防波堤#19及#31兩座沉箱嚴重破壞，三座沉箱破洞，三座沉箱裂痕；北防波堤沉箱基礎淘空，一座沉箱破洞，拋石段拋石及菱形塊流失約30。蘇澳港，除需設法研究減低港池不穩靜措施，加速外廓防波堤修補外，必需積極追蹤探究沉箱龜裂原因，尤其是南防波堤#21沉箱裂痕長度達25m。龜裂可能造成鋼筋腐蝕，是破壞前兆。

## 肆、結論與建議

台灣為一海島，港口為對外貿易主要門戶，政府正積極推動台灣成為亞太海運中心，港埠除扮演往昔貨物進出口功能外，還需具備轉運、儲存、加工、組裝

等功能，在國家經濟與社會發展佔極重要地位。因此，港埠規劃除需考慮本身因素外，還要更廣泛的就經濟、社會層面衡量區域及國家發展計畫中港埠所扮演角色。

港埠規劃建設所需考慮因素包括空間需求、港埠腹地、經濟及相關工業發展、現有及預期貨物、船舶類型及大小，水、陸連結運輸、航海及水力條件、安全與環境沖擊、發展潛力、經濟與財政分析、現有構造物與設施等。上述規劃因素相當繁雜，而且互相牽連，規劃時往往需要反覆檢討，以獲得最合理結果。

基隆與高雄兩港營運量約佔全國85%，在台灣地區五個國際港中佔很重要地位，是由早期小型商港經過二、三十年擴建而具有今日規模。在光復初期建港時，未能前瞻性規劃發展空間，造成目前無法配合全球經濟、貿易發展、航運技術改變、運量增加，提供足夠水域、陸域規劃興建現代化碼頭，尤其是貨櫃碼頭。此外，港口都市也因港埠營運大幅成長而快速繁榮，造成濱臨港區都市發展所需土地短缺現象。更嚴重的是，辦理都市計畫與港區規劃人員分屬不同機構，缺乏溝通與共識，使都市豪華商業大樓毗鄰港區灰色、單調老舊碼頭、倉棧與吊桿，形成港區與市區相鄰土地使用不相容現象。另外市區廢水直接排入港內污染港池；港內作業與貨運車輛影響市民生活品質。

台中港是十項建設中，在沙灘闢建的人工港，建港前雖經長期調查、試驗、規劃評估，但漂沙問題仍備受爭議。開放營運初期缺乏定期航線，裝卸量一直無法達到預期目標，最近十年成長快速，83年裝卸量超過四千五百萬噸，吞吐量超過基隆港。台中港綱要計畫中在港區與市區間規劃寬闊之隔離綠帶，並預留未來港埠發展空間，可以配合政府推動轉口與再出口業務建立轉運中心或物流中心。花蓮與蘇澳港為十項建設推動產業東移及軍事需要匆促籌劃興建的港口，開放營運以來因缺乏貨源，未能發揮預期功能。花蓮與蘇澳兩港建在東部陡峭海岸，每年夏季受颱風波浪侵襲造成港池不穩靜，碇泊船隻無法作業，而必需往外海疏散，甚至發生斷纜現象。

過去港灣工程規劃設計大都缺乏親切感，港灣都市臨海部幾乎全為港灣所佔有，而堤防是高胸牆混凝土與拋石護面；碼頭則是單調灰色柏油混凝土鋪面與吊桿、倉棧等裝卸機具組合。未來港灣建設除需具備現代化裝卸功能外，還需兼顧景觀與親港性。利用週邊土地種植林木綠化港區，改變單調景觀，減少裝卸作業對鄰近市區環境衝擊；改變堤防及岸肩設計，讓民眾參觀港埠設施外，還可以接近海邊，增加親港機會。謹就改台灣地區五個國際商港提出以下建議。

一、辦理老舊港埠設施重建，改善港區景觀，增加親海空間，促進港、市和協。

基隆、高雄兩港部份碼頭、倉棧老舊，軍、漁港散佈港區，應積極辦理港灣重建，甚至再開發；除規劃興建現代化碼頭、倉棧外，應增加親海空間，配合造

景植生改善港區景觀，促進港、市和協。此外，台中、花蓮、蘇澳三港也應規劃部份水域提供市民休閒、親港空間。

## 二、辦理雨水、污水截流，改善港池污染，提升國際形象

。基隆、高雄兩港緊臨大都會，都市雨水、污水直接排入港內；嚴重污染港池，台中港則因特定區大小排水溝渠將雨、污水排入，港內水質漸受污染。除應積極辦都市雨水、污水下水道工程外，可以研究利用潛堤與透水式防波堤組合，引進港外海水，增加港池內水體循環。

## 三、規劃興建港區聯外道路，改善市區交通

台灣地區五個際港口中，早期擴建之基隆、高雄兩港，未設置港區聯外道路系統，除應儘速完成規劃中之聯外快速道路外，亦應加強港區各碼頭間橫向交通規劃建設。台中、花蓮及蘇澳三港雖尚未造成交通阻塞，需及早規劃因應。

## 四、改善港灣水力條件，減低港埠不能作業時間

港灣提供船隻靠泊、裝卸作業設施，但位在東部花蓮、蘇澳兩港，常在颱風侵襲期間船隻無法碇泊，而需往外海疏散，甚至發生斷纜現象，應設法改善港池穩靜，減低不能作業時間。

## 五、利用海岸工程新技術，減少港灣建設對鄰近海岸衝擊

台中港興建外廓防波堤造成北側淤積，南側沖刷；花蓮港東堤延伸使南濱海岸沖刷，港口附近淤積。應研究設計最佳海岸構造物佈置，改變海岸波浪、水流特性，減少港灣建設對鄰近海岸衝擊，減低港口維護費用。

## 六、規劃興建北部新港，解決基隆港船席不足

基隆港港區狹窄水域不足，無法再行擴建，而且部份老舊碼頭鋼板樁穿孔必需重建或修補。北部新港規劃評估已快十年，港址至今仍未確定，對北部貨物進、出口貨物運輸影響甚大，應早日選定港址，動工興建。

## 七、引進現代化裝卸設備，提高裝卸效率，改善作業環境

港灣空間有限，而開發成本隨港埠擴建持續增加，因此需配合港灣重建引進現代化設備，提高裝卸效率，改善作業環境。

## 八、建立港口間運輸系統，穩固台灣成為亞太海運中心地位



以往台灣五個國際商港，除蘇澳港是基隆港輔助港外，均各自為政，互相競爭。未來應將五個國際港結合為地區港埠，各港之間必需建立陸上或海上安全、便捷、價廉的運輸系統，以台灣地區整體港埠規劃穩固亞太海運中心地位。

#### 伍、參考文獻

- 一、張金機，台灣港灣問題及沿岸開發，港灣技術研究所，83.6.
- 二、張金機，未來的港灣建設與海岸開發，港灣報導，港灣技術研究所，83.1
- 三、黃清藤，基隆港整體規劃方案，港灣規劃研討會論文集，港灣技術研究所，84.2
- 四、陳銘長，台中港第二階段發展構想，港灣規劃研討會論文集，港灣技術研究所，84.2
- 五、張金機，曾相茂，花蓮港港池不穩靜初步調查研究，第十五屆海洋工程研討會論文集，82.11
- 六、張金機，花蓮港港灣設施改善計畫之研究，期中報告，港灣技術研究所，84.3

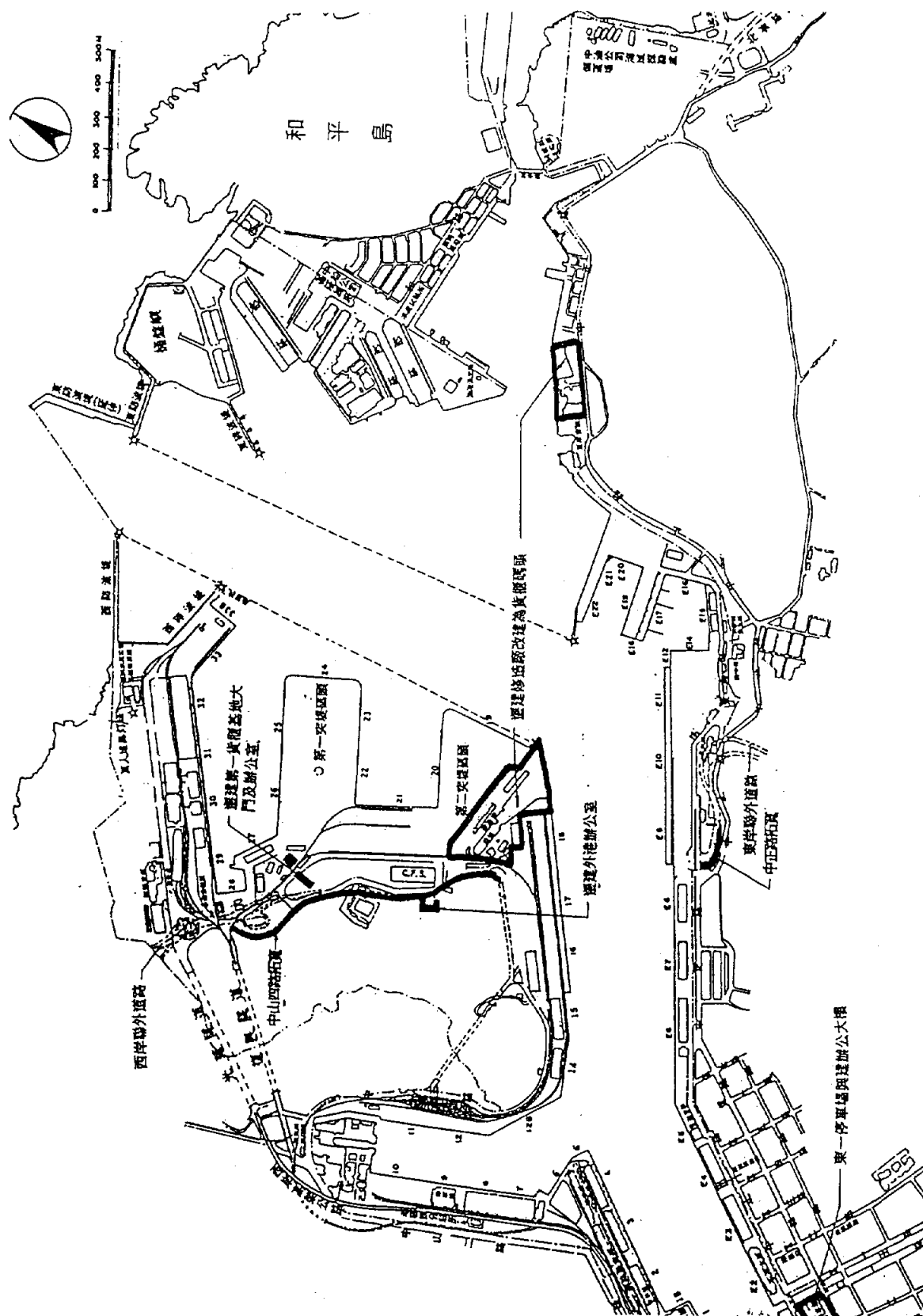


圖 1 基隆港佈置圖



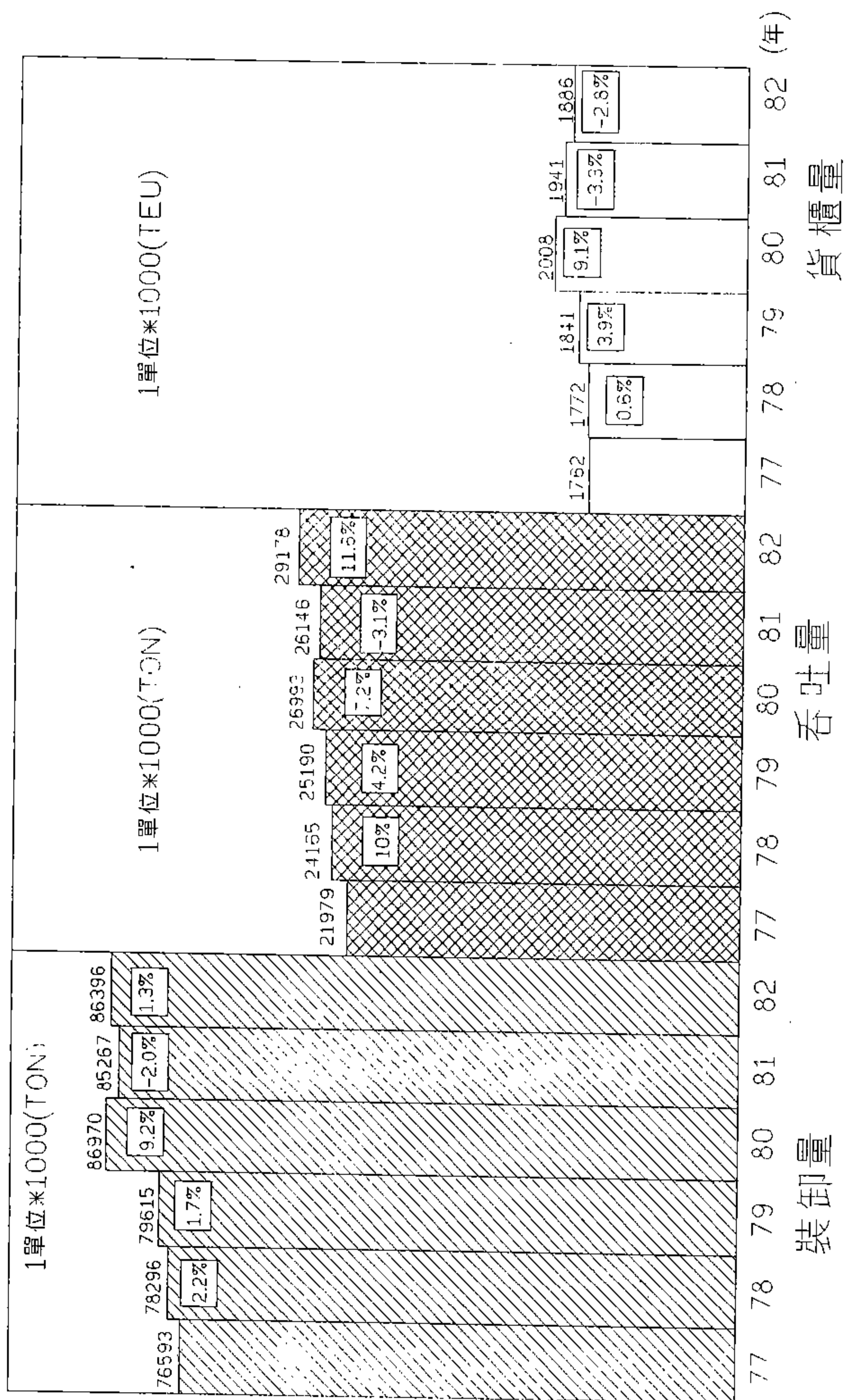


圖 2 基隆港近六年營運量



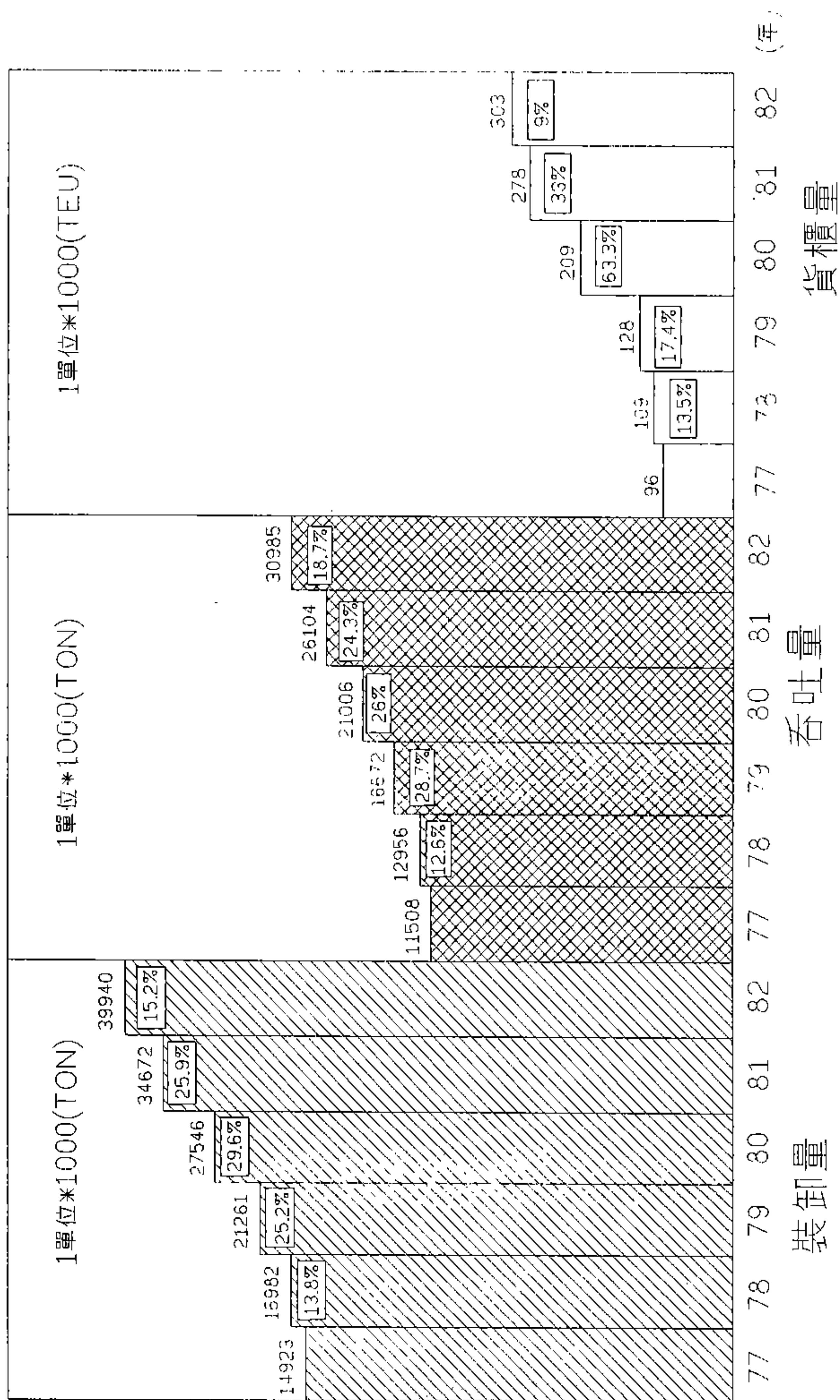


圖 4 台中港近六年營運量



## PORT OF KAOHSIUNG

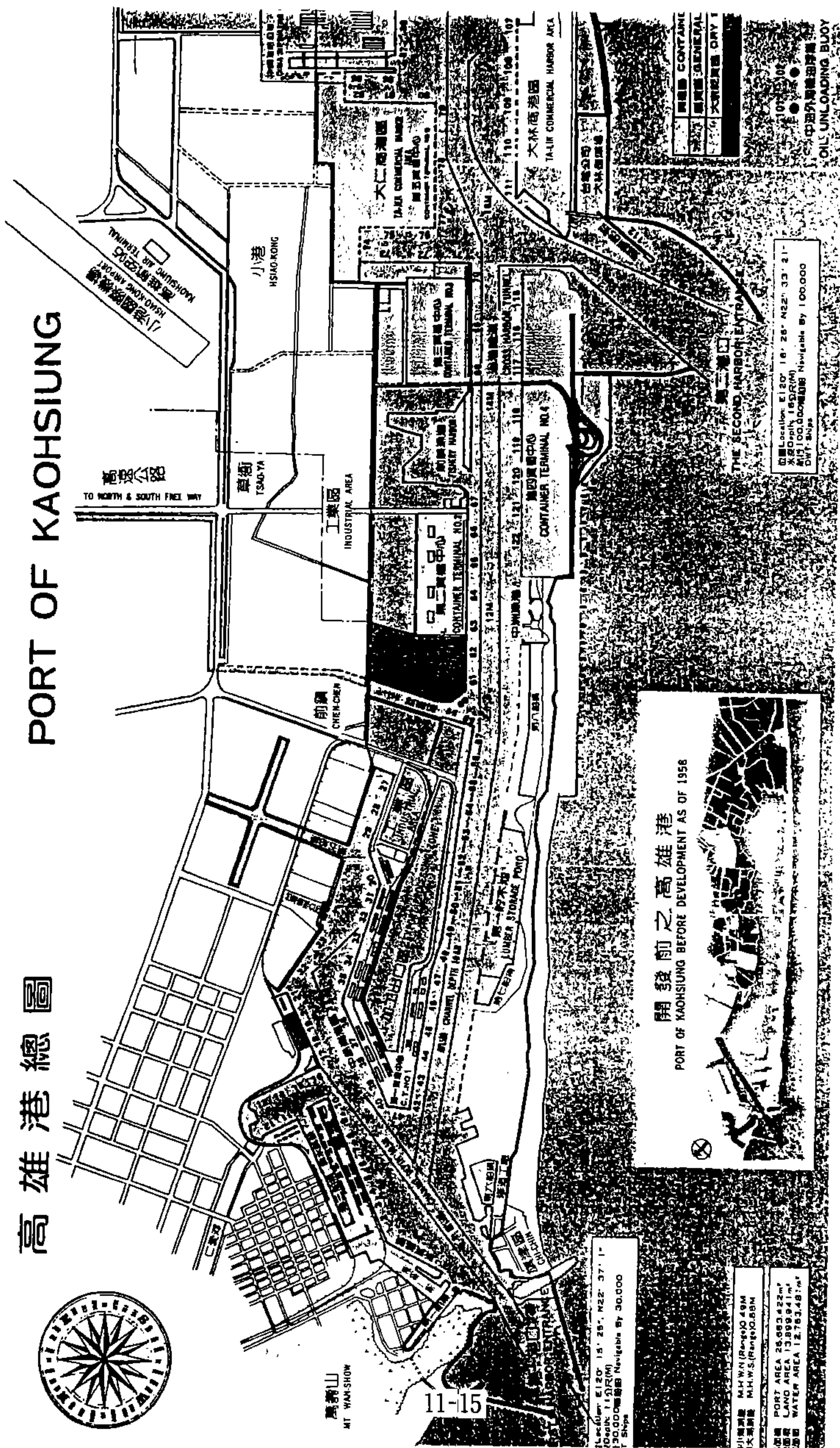


圖 5 高雄港佈置圖



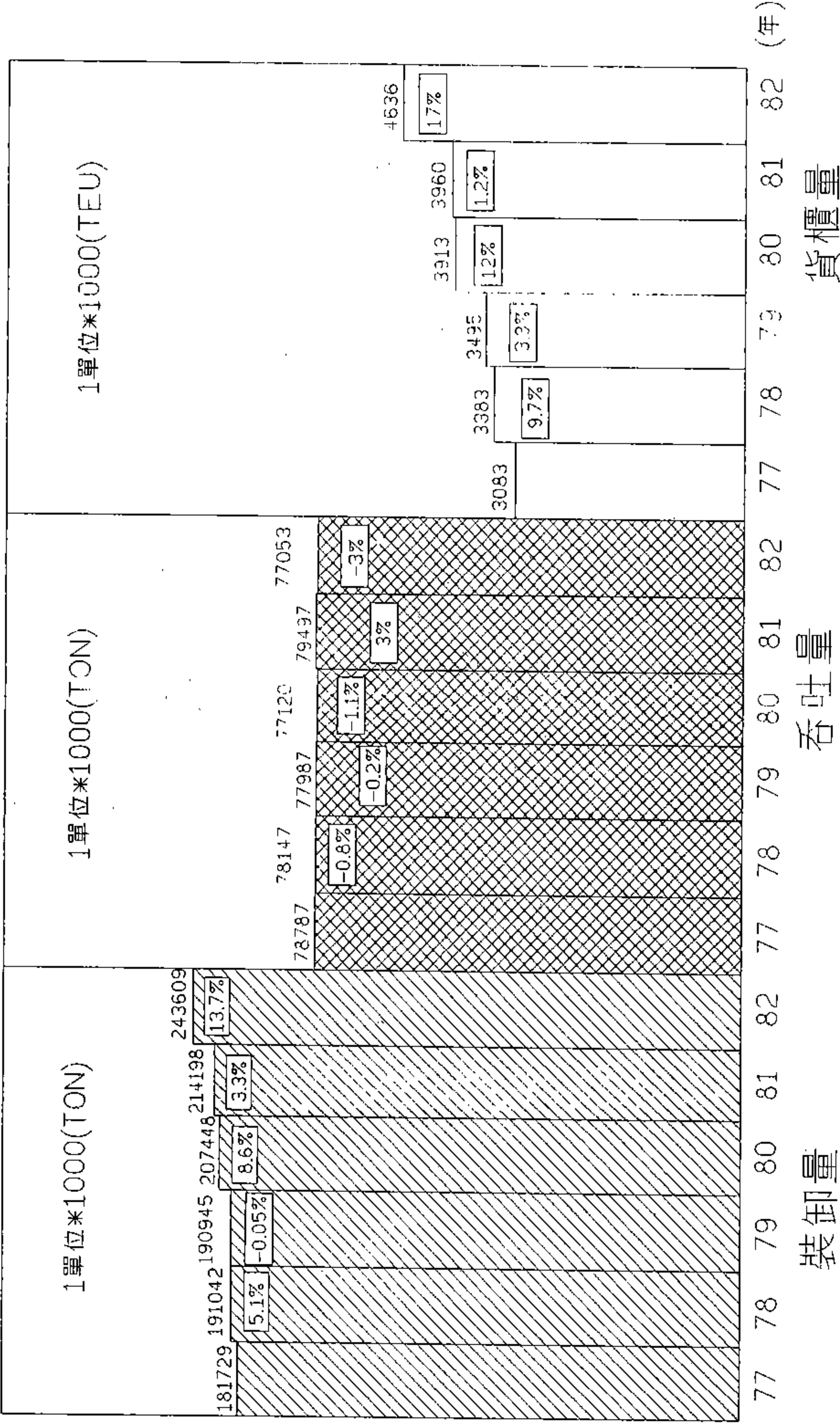
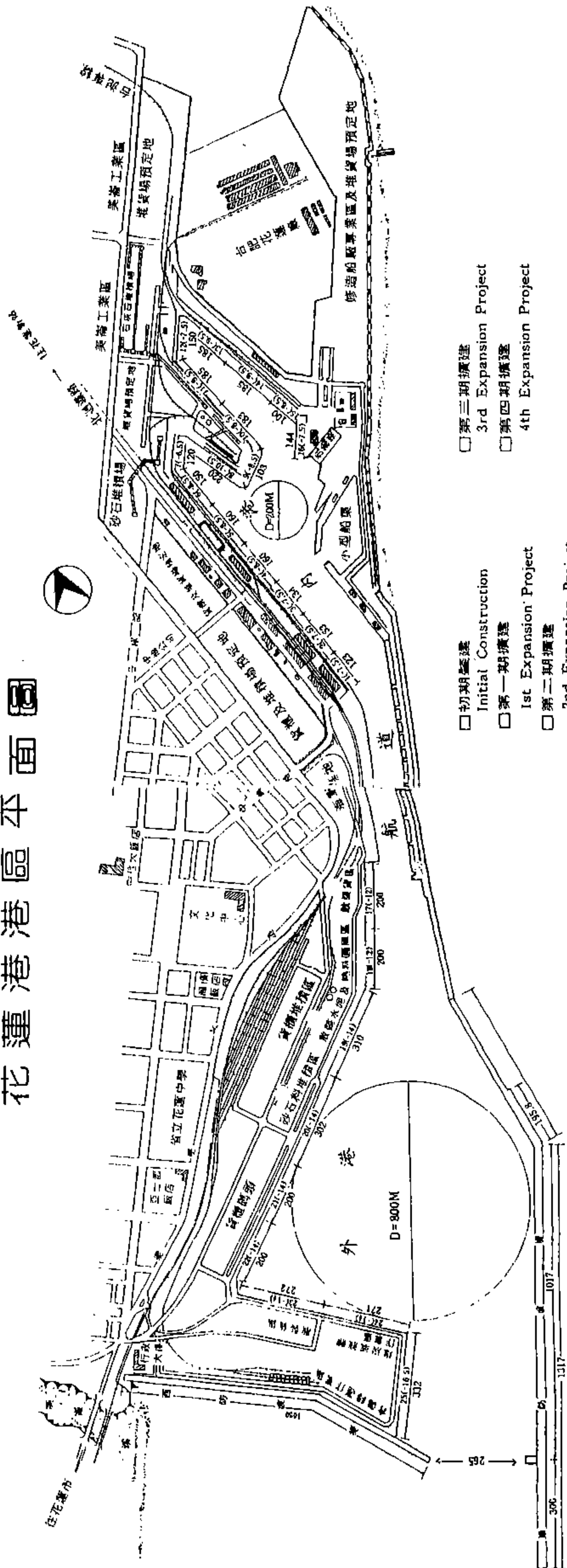


圖 6 高雄港近六年營運量

# 花蓮港港區平面圖



## 圖 7 花蓮港佈置圖



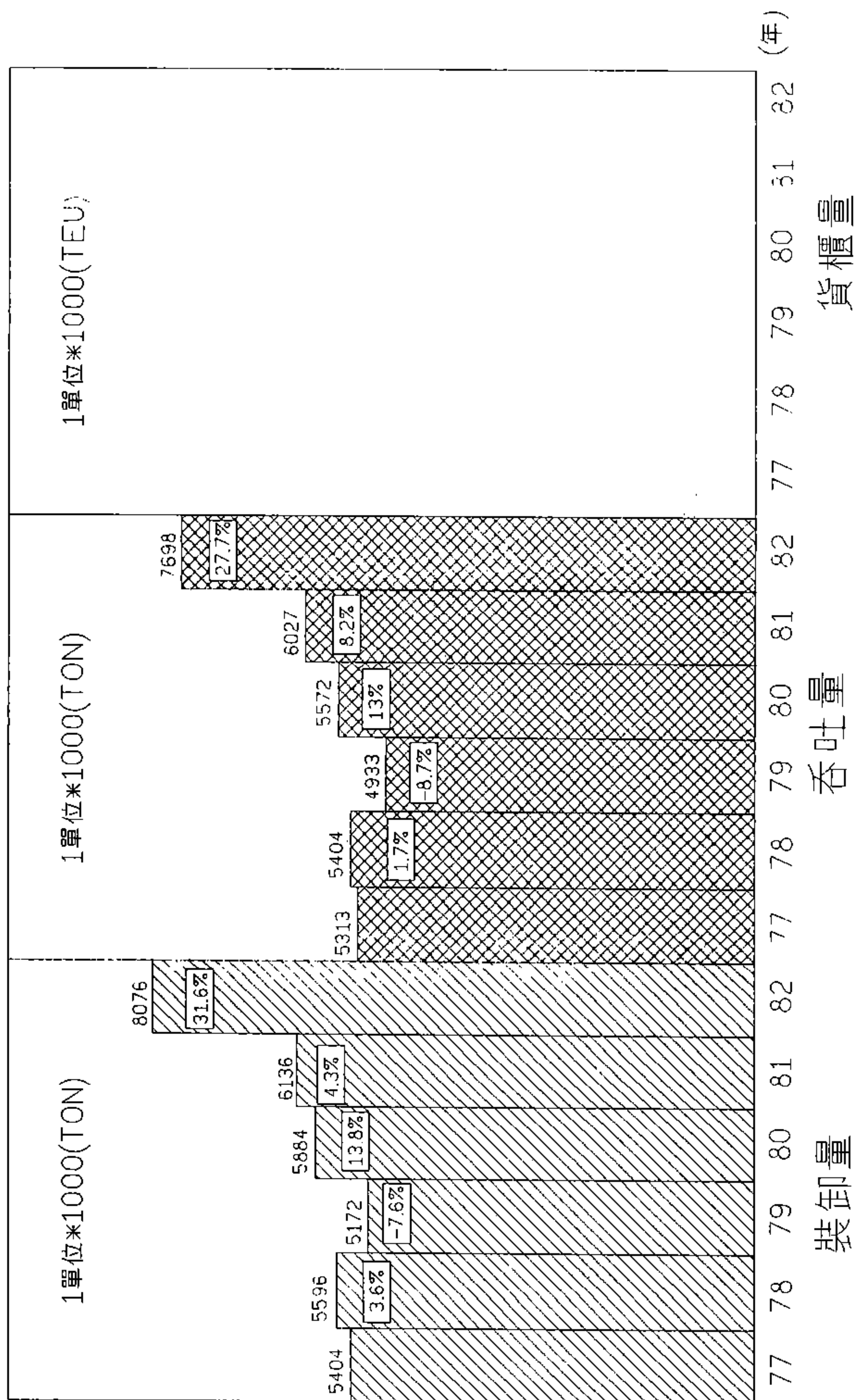


圖 8 花蓮港近六年營運量

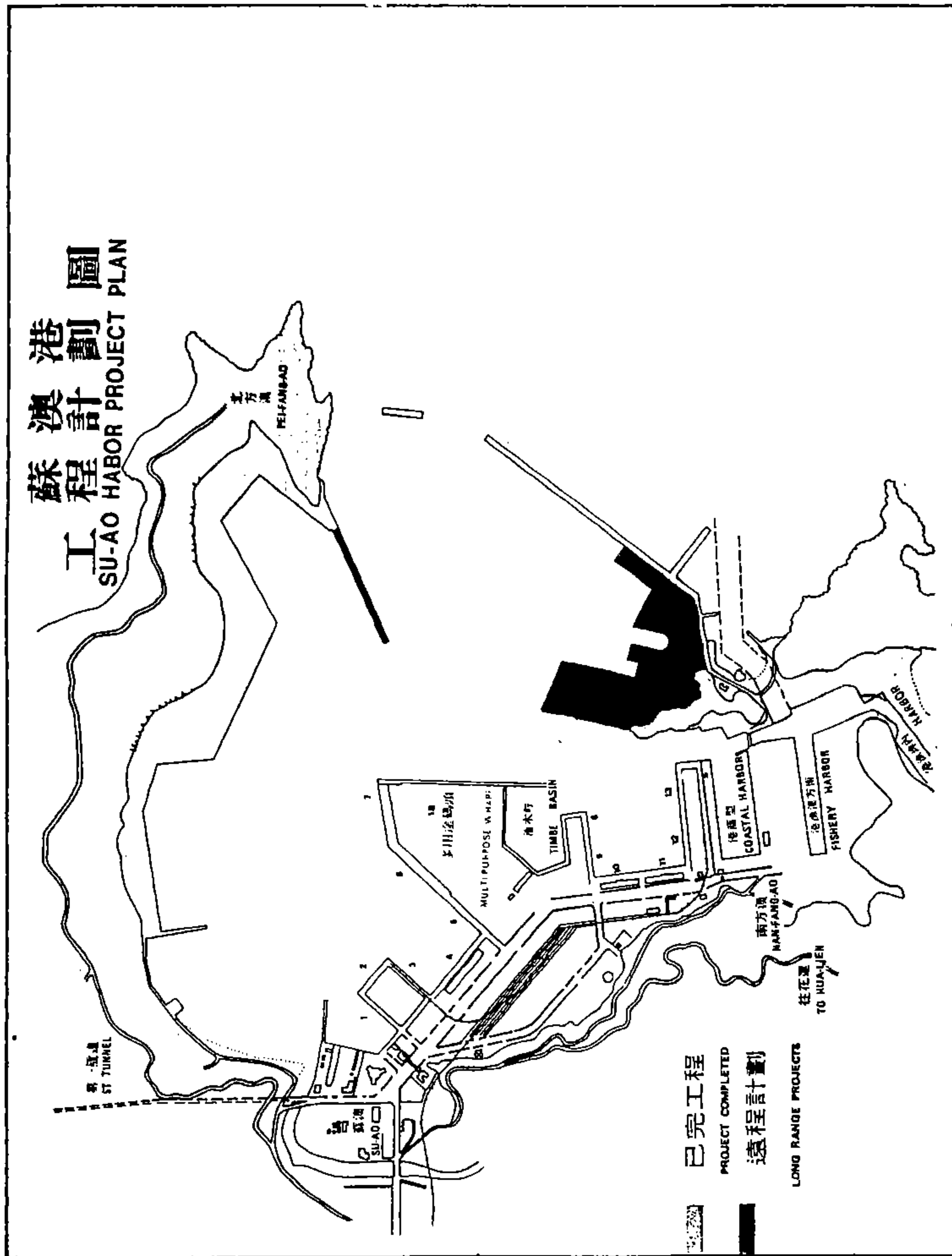


圖 9 蘇澳港佈置圖

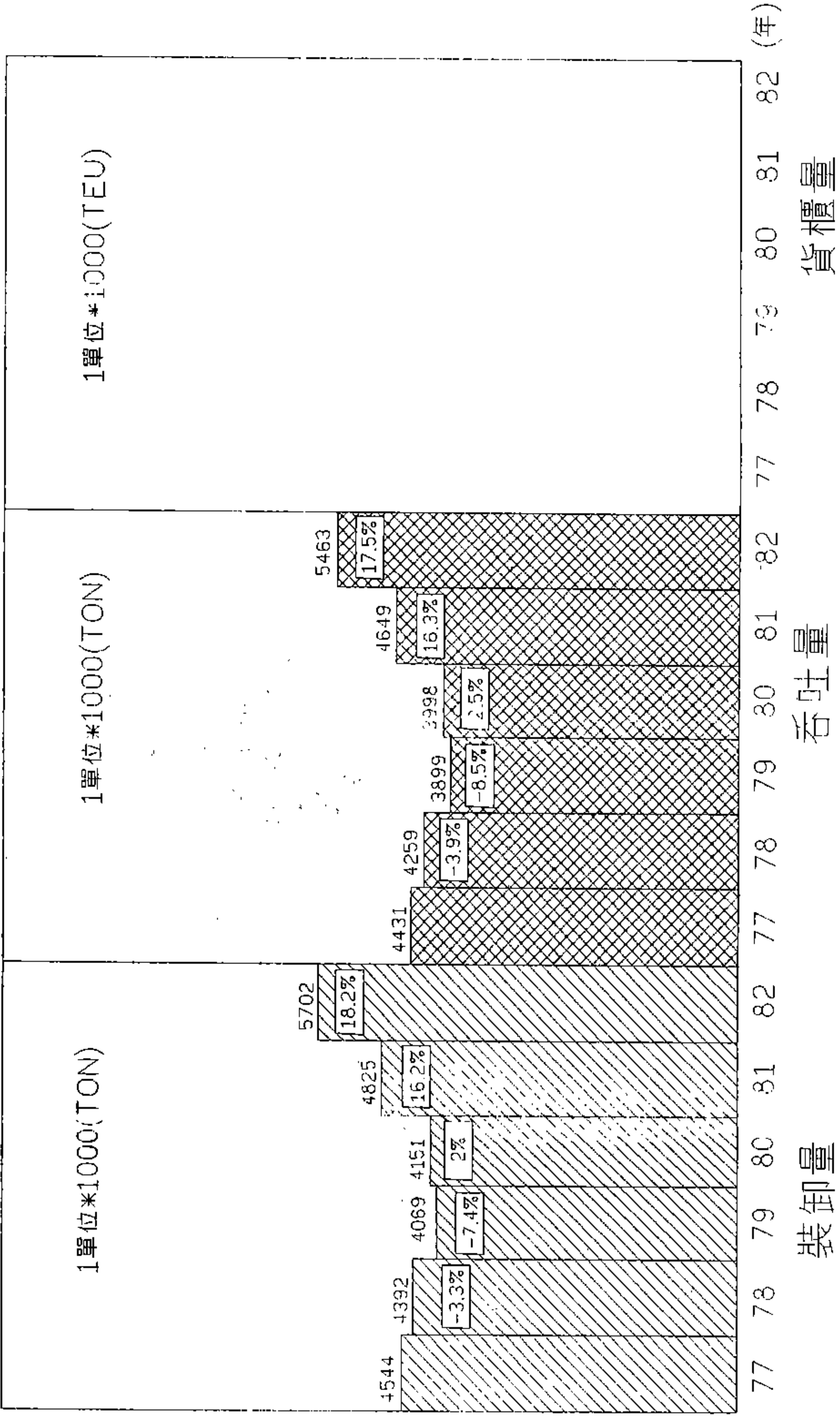


圖 10 蘇澳港近六年營運量

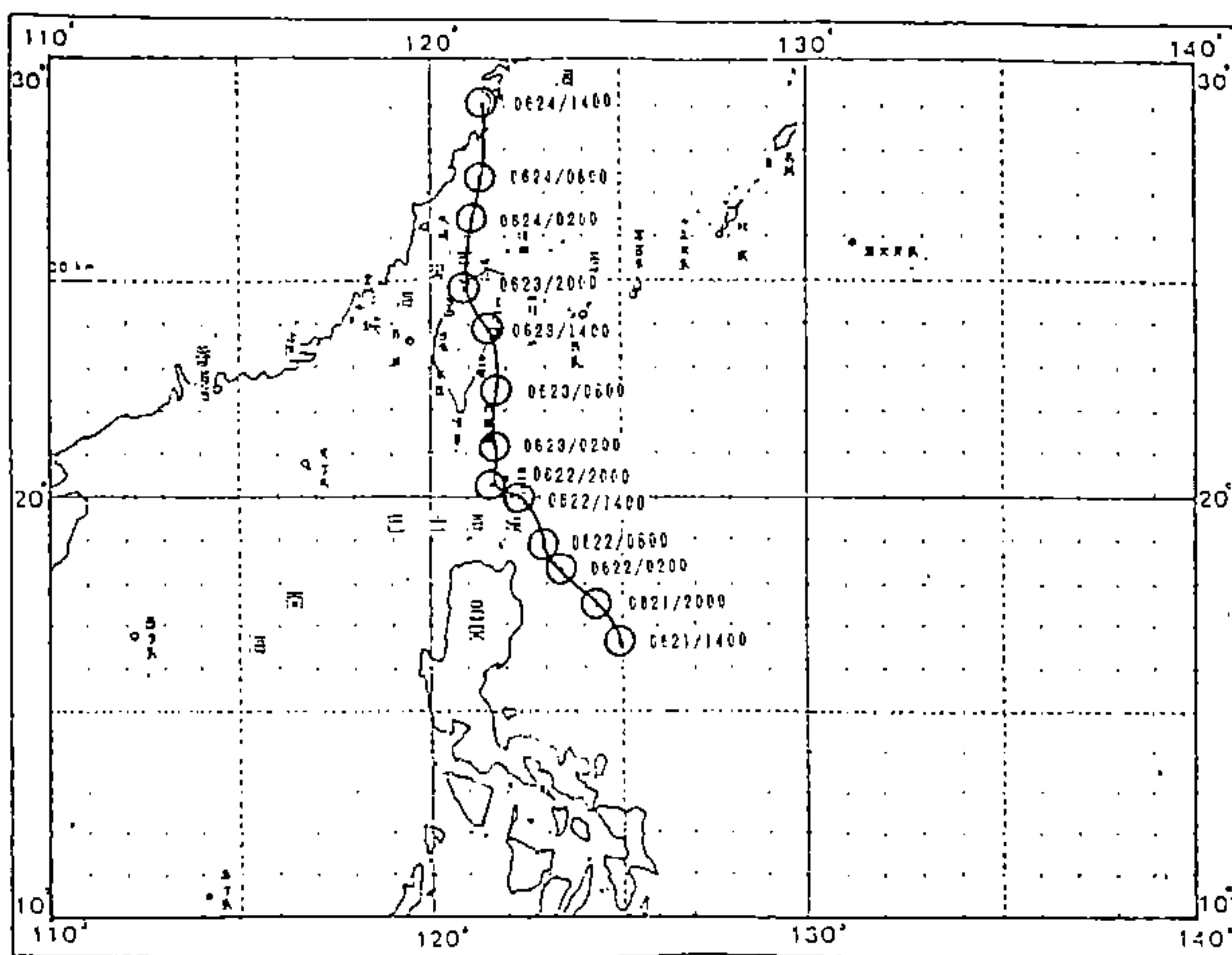


圖11 民國79年6月歐菲莉颱風路徑

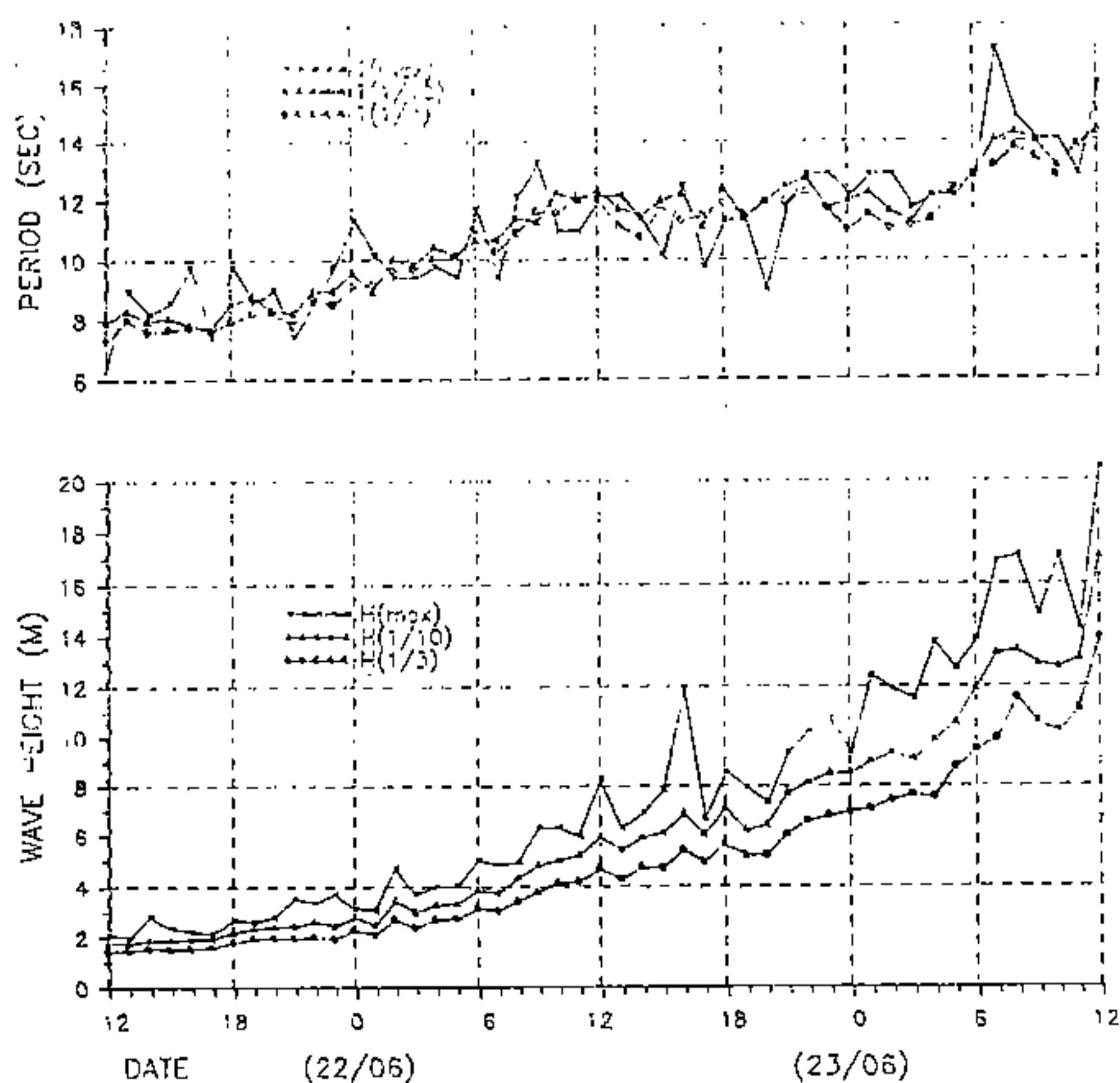


圖12 歐菲莉颱風統計波浪延時變化

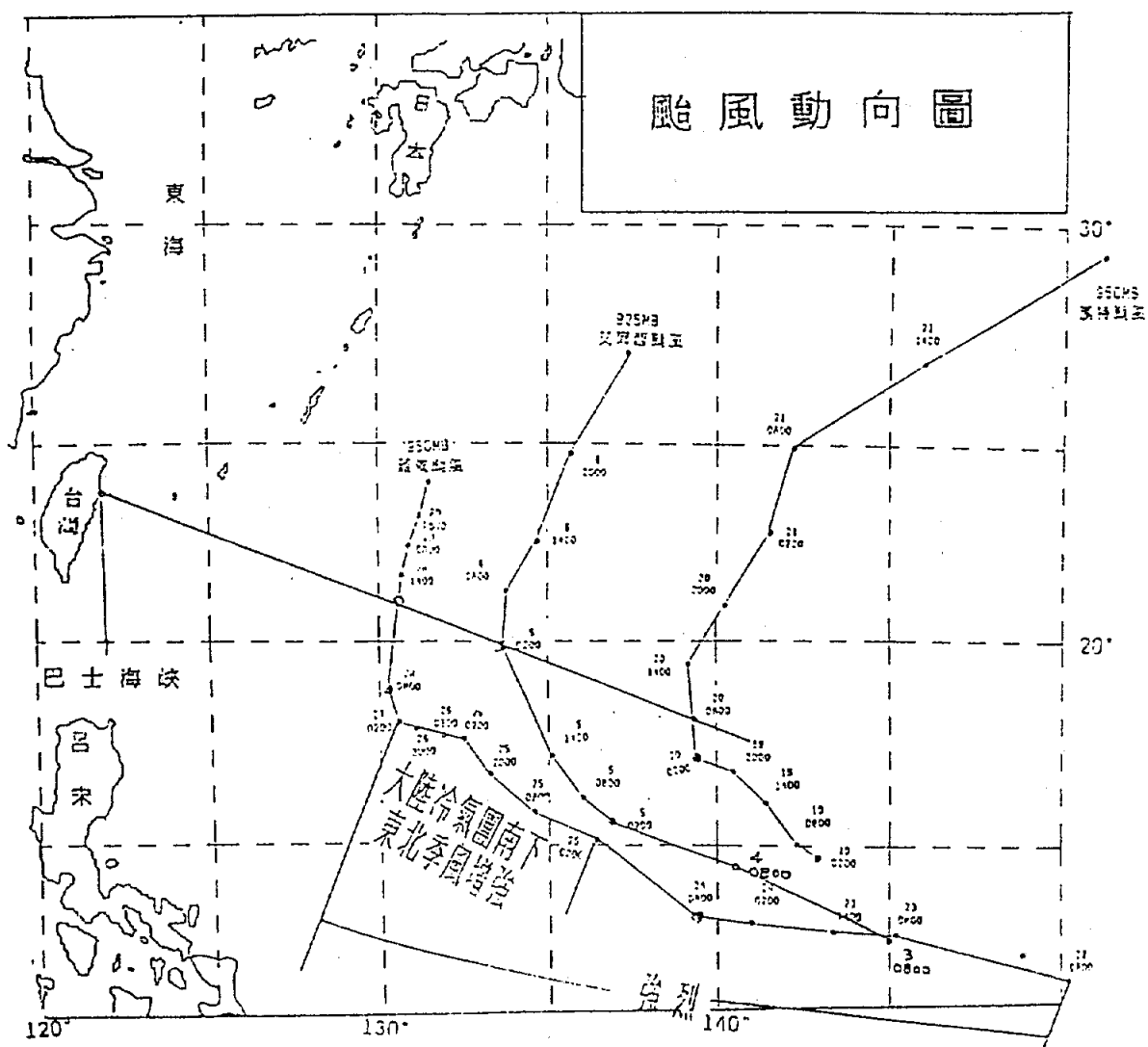


圖13 81年11月三次遠洋颱風路徑

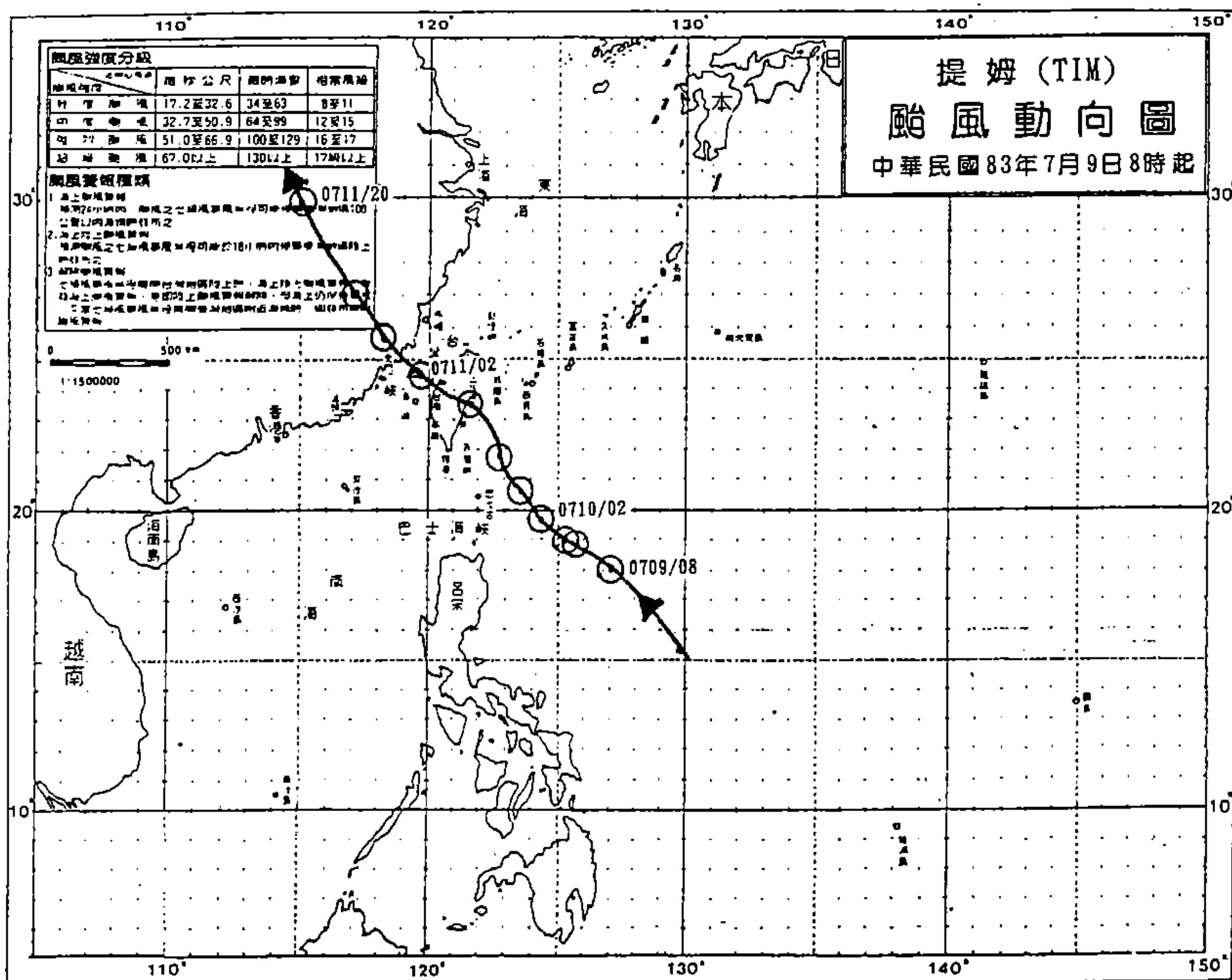


圖14 民國83年7月提姆颱風路徑



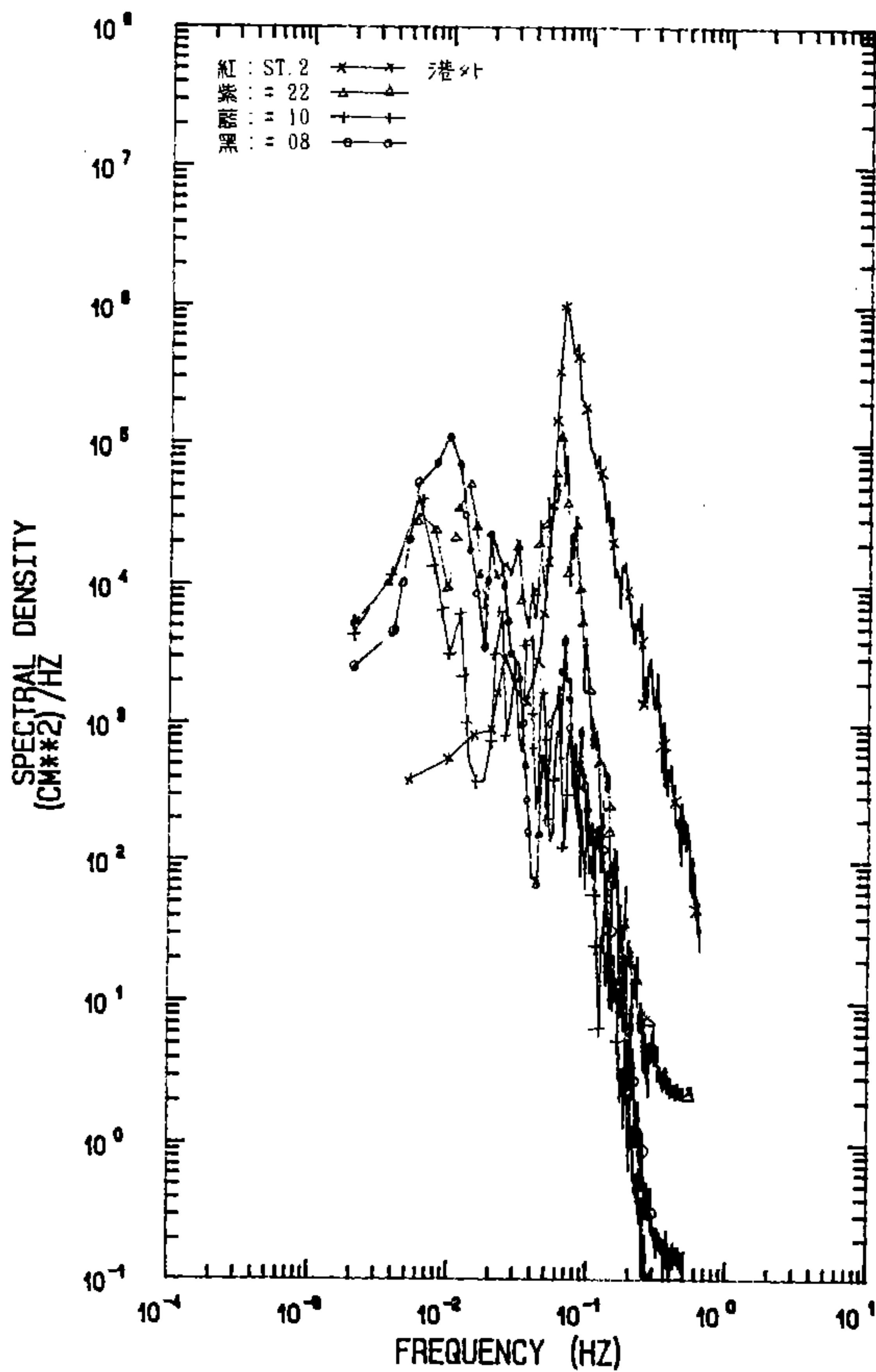


圖15 提姆颱風侵襲期間港外、港內波譜比較

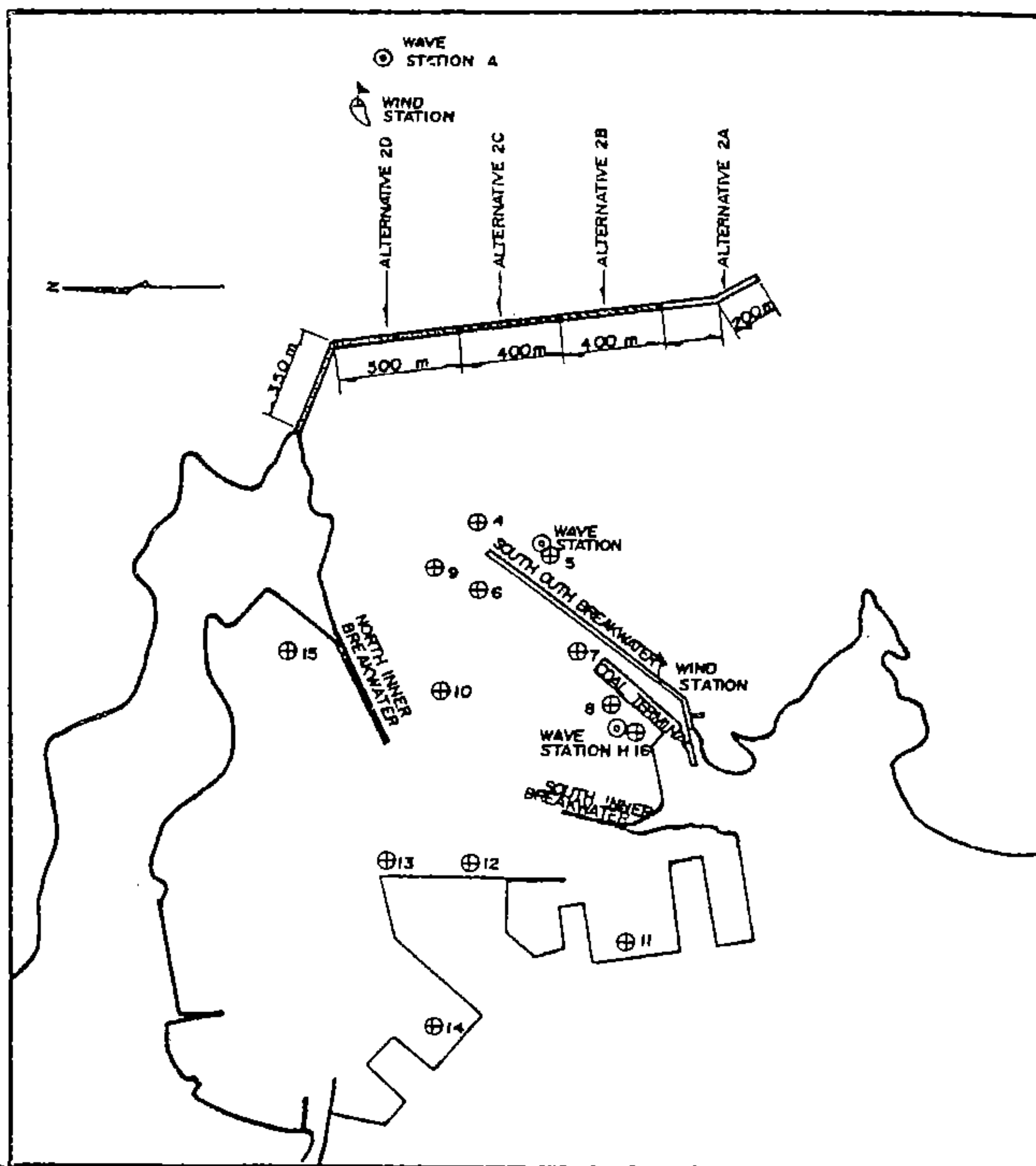


圖16 蘇澳港水工模型試驗測點

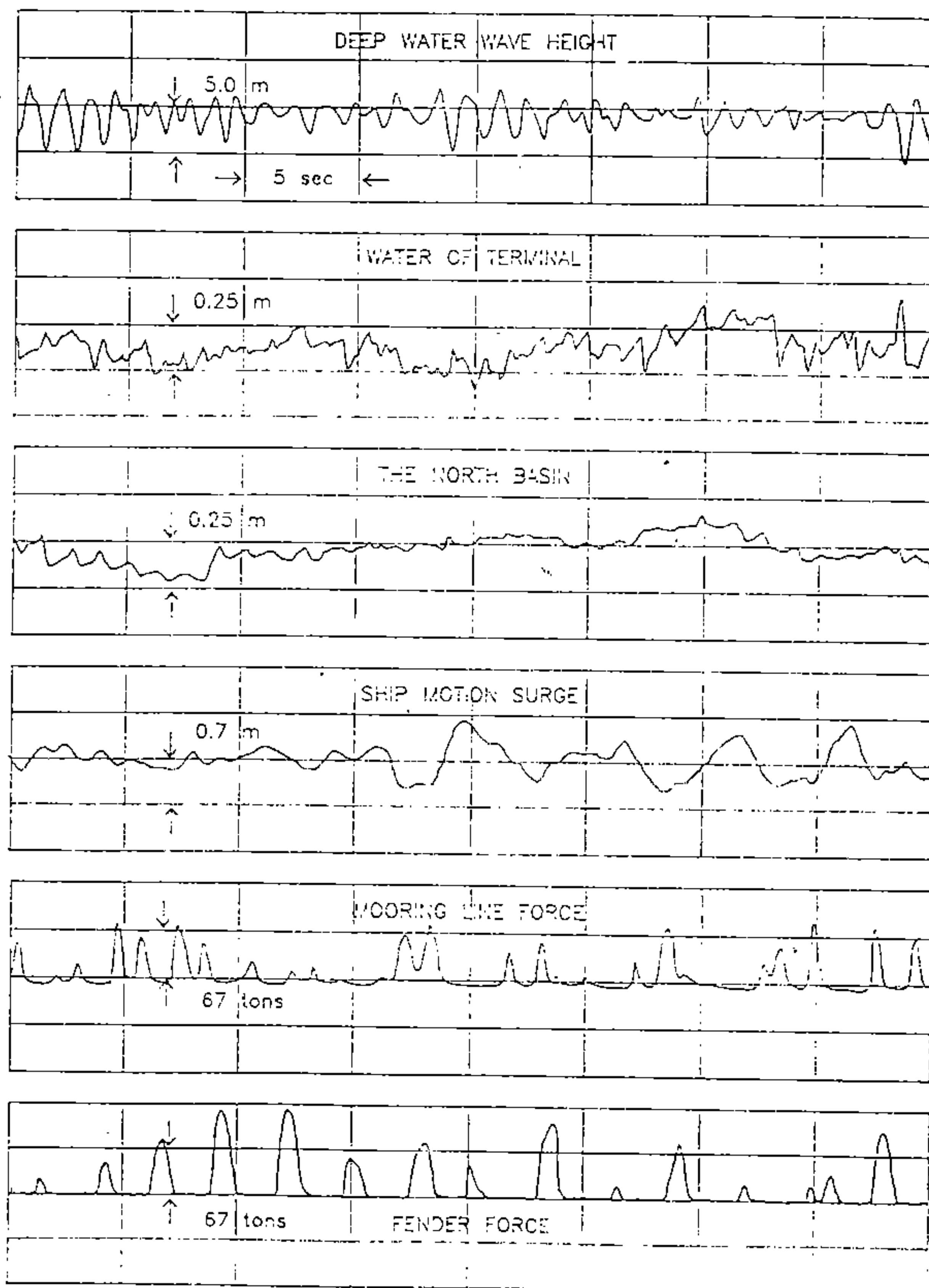


圖17 波高、船體運動、纜繩拉力及護舷壓力延時變化

### Abstract

In this paper the existing facilities and operating cargo volumes of five international harbours are described briefly. Next, the engineering technical problems, such as aspects of terminal usage, old type facilities, basin water pollution, nautical conditions, hydraulic environment, highway transportation, and port-city harmonious coexistence etc., are discussed. Finally, According to the port planning disciplines and the conclusion of harbour problem, suggestions for the harbour improvement in the future are proposed.