

港 湾 技 研 資 料

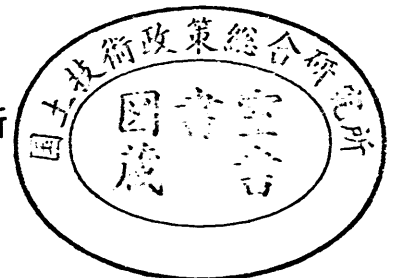
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 436 Dec. 1982

汀線変化予測モデルの開発と現地への適用

田 中 則 男
灘 岡 和 夫

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨	3
1. 緒 論	3
2. 海浜変形予測モデル開発の方向と汀線変化予測モデルの位置付け	4
3. 汀線変化予測モデル	5
3.1 モデルの構成	5
3.2 波浪変形モデル	5
3.3 汀線変形モデル	10
4. 汀線変化予測計算実施に際しての留意事項	24
4.1 汀線変化予測計算に必要な基礎情報	24
4.2 計算条件の決定	25
5. 汀線変化予測モデルの適用事例	28
5.1 苫小牧東港港内に流入する厚真川の付け替えに伴う導流堤の 所要長の推定	28
5.2 一つの海浜の中に小漁港を築造するのに最適な地点を定める 目的での適用事例	33
6. 結 言	37
参 考 文 献	39

Development and Application of a Numerical Model for the Prediction of Shoreline Changes

Norio TANAKA*
Kazuo NADAOKA**

Synopsis

A numerical model for practical use based on the 'one-line theory' is presented to simulate shoreline changes due to construction of coastal structures. The model contains the part to calculate wave deformation for estimates of wave energy flux at the breaking point. The algorithm for wave deformation is based on the wave-ray method, and takes the following effects into account; i.e., wave refraction, shoaling, reflection and diffraction.

Firstly, in this paper, the contents of the present model are outlined. Then, to examine the characteristics of this model, the effects of the assumptions and parameters contained in the model are clarified through the calculations of shoreline change for simplified cases. Further, some descriptions on numerical instabilities and time scale of shoreline change are also presented. In particular, it is shown theoretically that the time scale is proportional to the square of the alongshore length of the beach concerned.

Finally, as the guides for the practical application of this model, several comments are made on the required data and the determination of the parameters used in the model, with the presentation of two typical examples of the application of this model.

* Director of the Marine Hydrodynamics Division

** Member of the Littoral Drift Laboratory, Hydraulic Engineering Division

汀線変化予測モデルの開発と現地への適用

田中 則 男*
灘岡 和 夫**

要 旨

one-line theory に基づく実用的な汀線変化予測数値モデルを示した。本モデルは、実際海岸への適用を念頭において作成されたもので、汀線変化の外力となる碎波点での波のエネルギー・フラックスを求めるための波浪変形計算のパートを含んでいる。波浪変形計算は波向線法をベースとしており、波の屈折と浅水変形、および海岸構造物による反射と回折を考慮している。

本モデルでは、いくつかの仮定を置くことによって複雑な漂砂現象をかなり単純化して取扱っている。そこで本論文では、モデルの内容の紹介に引き続いて、まず、モデルの基本的な特性を単純な計算例などにより明らかにし、モデルに含まれるいくつかの仮定やパラメータ、あるいは使用する漂砂量式の効果などを検討した。また、数値計算上の不安定性や汀線変化の時間スケールについても言及している。特に後者については、それが浜の延長の2乗に比例することを理論的に示した。

最後に、本モデルを実際海岸に適用する際の留意事項について細かく言及し、あわせて、実際の適用事例を2例ほど示した。

1. 緒 論

今や海浜変形は、沿岸の開発行為に伴う重要なアセスメント項目の一つになっている。従って、より信頼性の高い予測手法の開発は、漂砂問題に関連して最も社会的要請の高い課題であると言って良い。

海浜変形予測の可能な手段としては、経験工学的な予測手法、移動床水理実験による予測手法および数値実験による予測手法の3つの方法がある。

経験工学的な予測手法は、過去に生じた海浜変形の事例を収集し、これを解析整理することにより整備される。すなわち、対象海岸の特性とそこに築造される構造物の配置形状や構造の特徴を過去の事例と照合し、その類似性からその構造物を築造することによって起り得る海浜変形を類推する方法である。

著者等の一人は、こうした経験工学的手法の整備のために、過去の事例の解析^{1),2)}、海浜変形パターンの類型化³⁾および我が国の砂浜海岸の地域区分⁴⁾等を実施して、経験工学的手法の体系化を試みて来た。

こうした努力にもかかわらず、経験工学的手法による予測は、定性的なものに止まり定量的に欠ける欠点を克

服することは困難である。

水理模型実験による予測は、普遍的な相似則の欠除と言う大きな問題を抱えながらも、古くから世界各国で実施されている。著者等もこの種の水理模型実験を多数実施し、この予測手法の有用性を示して来た。^{5),6)}

しかし、水理模型実験は、相似則の問題に加えて、その実施のために特殊な実験施設を必要とし、かつ一般的には、多くの労力と長期の時間を要すると言う問題点を持っている。

数値実験による水理現象の予測は、大型電子計算機の普及を背景として、急速に発達した。潮汐・潮流・波浪変形等、特に現象の理論的基盤の明確な問題に関しては、今や水理実験以上の精度で現象の予測が可能となっている。したがって漂砂および海浜変形分野においても、こうした数値実験手法の開発が要請されるのは、当然なすう勢であり、著者等も1970年頃からそれに答えるべく、各種の試みを行なって来た。

数値実験手法開発の基本は現象のモデル化である。すなわち、現象に関与する要因を把握し、これらの要因の下でどのような機構で現象が起るのかを考え、それを定式化することが必要である。

* 海洋水理部長
** 水工部漂砂研究室研究官

このためには、当然のこととして自然現象の基本的なルールが明確にされていなくてはならない。しかし残念なことに、過去30年来の間に蓄積されて来た漂砂現象に関する知見は、きわめて巨視的な視点で捕えられた経験的なものである。

こうした捕え方ではあっても、その中にはそれなりの基本的ルールが存在し、これらを組立てることによって現象の一応のモデル化は可能である。これが後述する one-line theory に基づくモデルと呼ばれるもので、本論文で述べる『汀線変化モデル』もこれに属する。

この種のモデルは、海浜の平面地形の形成を、なんとか数学的に説明しようとした試みに端を発し¹⁰⁾、突堤周辺での海浜地形や河口三角州の形成の数学的説明のために用いられて来たものである。これを海浜変形予測のために用いるようになったのは、ここ10ヶ年前後以来である。ところが、その普及は実に急速であり、我が国では今や沿岸部の開発に関連した多くのプロジェクトで用いられるようになってきている。

しかし、この種のモデルは本来、きわめて巨視的・経験的な捕え方で現象を見、これをモデル化したものであるから、実際の海浜で生じている現象の再現能力という点では自ら限界がある。また、現象の理論的基盤のしっかりした現象のシミュレーションのように、この種のモデルによるシミュレーションを安易に実施したのでは、思いも掛けない誤った結論を導びいてしまうおそれも十分ある。

したがって本論文においては著者等の作った汀線変化予測モデルとその計算プログラムを紹介するのみではなく、この種のモデルの特性や問題点を明らかにし、かつ、この種のモデルで海浜変形予測を行なう場合の利用の方法を一般論として指摘している。そうすることが、この種のモデルを、その特性に応じて適正に用いて行くための指針となることを期待する次第である。

2. 海浜変形予測モデル開発の方向と汀線変化予測モデルの位置付け

海浜変形予測のための各種の数値モデルを開発する試みが、現在、多くの機関でなされている。こうした動きをながめていると、その開発の方向は図-2.1に示すような形にまとめられよう。すなわち、開発目標になっているモデルは基本的に1次元モデルと2次元モデルに分け得る。

1次元モデルは、海岸線に沿った任意の位置において海岸線に対して岸沖方向に伸長された測線上における特

定の等深線、例えば汀線の位置の変化を求めようとするものである。一方2次元モデルは、海浜域に張り巡らした格子上の任意の1点の水深の変化を求めようとするものである。このような意味で、前者は「線モデル」、後者は「水深モデル」とも呼ぶことが出来よう。

一次元モデルは更に、底質の移動を沿岸漂砂量のみで取り扱い、汀線の変化のみを追う「汀線モデル」と、沿岸漂砂に加えて、海岸線に直角方向の岸沖漂砂を考え、汀線を含む2本以上の等深線を追う「複数線モデル」とに分類される。Bakker⁷⁾の命名に従えば、前者が「one-line theory」であり、後者が(特に2本の等深線を対象とする場合)「two-line theory」である。

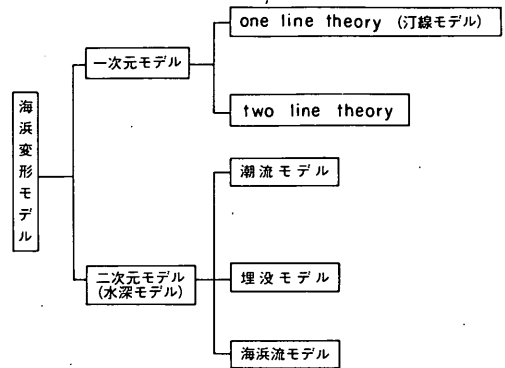


図-2.1 海浜変形予測数値モデルの開発の方向

水深モデルの最終的目標は、波浪、海浜流、潮流および河川流のすべての効果を含み、前浜・外浜および沖浜のすべての領域の現象を包含したモデル(海浜流モデルと呼ぶこととする)である。しかしながら、この最終目標に到達する過程において、外力場をより単純化し、波浪の効果を無視し、潮流と河川流のみを取り扱う潮流モデル⁸⁾や沖浜における波浪と潮流のみを外力として取り上げた埋没モデル⁹⁾などが取り扱われている。

One-line theoryの起源はPelnard-Considère¹⁰⁾に始まると言われる。このモデルを現地の子測問題に適用しようとする試みは我が国でも1970年代の初めから始められ^{11)~14),22)}前述のように、現在では急速に一般化しつつある。本論文に述べるモデルもこの範ちゅうに属する。これは1978年から1979年かけて開発し、その後、泉南海岸、苫小牧東港海岸、仙台港南海岸、高知海岸、三浦海岸、東海海岸等への適用を通じて、その現地への適用性を検討して来たものである。

後章3.3.1において再び詳述するが、one-line theoryとtwo-line theoryとの差異は、その名のように予測し得る等深線の本数の相違のみによるのではない。むしろtwo-line theoryにおいては岸沖漂砂量を導入すること

によって、台風等の短期的な高波によって土砂が沖合に運ばれ、荒天がおさまると、再びこの土砂が浜に帰って来ることを再現し得ることが重要である。

我が国のように海浜が狭小で、わずかな侵食によっても容易に護岸の倒壊に至るような状況下では、この点はきわめて重要である。このために、ここ数年岸沖漂砂量公式を確立し、two-line theoryに基づくモデルを開発しようとする努力が続けられている。近い将来、two-line theoryに基づく実用モデルの開発がなされるものと思われる。

3. 汀線変化予測モデル

3.1 モデルの構成

既に述べたように、本モデルはone-line theoryに基づいたものであるが、ここでは、計算対象領域での沿岸漂砂量を数値的に与えることが基本的に必要になる。これには、これまでいくつか提案されている何らかの型の沿岸漂砂量公式を用いて算定すればよいが、その際に、漂砂の外力となる砕波点での砕波エネルギー・フラックス等を求めておかねばならない。すなわち、モデルを完成させるためには対象海域での波浪変形計算を行うことが必要になる。

このようなことから、本モデルは、大きく別けて波浪変形計算の部分と汀線変形計算の部分から構成されている。各部分の詳細については、以下の節で述べるが、ここではモデルの全体的な構成や計算の流れを図-3.1に示しておく。すなわち、波浪変形計算の部分では、沖側境界で与えられたある波浪条件に対して、屈折や浅水変形さらには種々の構造物によって生じる波の反射や回折を考慮することによって波の変形計算を行い、最終的に各測線上での砕波エネルギー・フラックス等を求める。次に汀線変形計算の部分では、先に得られた砕波エネルギー・フラックス等から各測線上の沿岸漂砂量を計算し、これと、砂に関する質量保存式より各測線での汀線の変化量を求める。

実際の海浜過程では、沖波諸元が一定であったとしても、海浜変形に伴って沖側境界から砕波点に至るまでの波浪の変形状況が時々刻々と変化する。しかし、波浪変形と地形変形の計算を同時進行的に行うことはきわめて煩雑であり計算効率の上からも得策ではない。そこでここでは、図-3.1に示しているように、ある波浪条件に対して行われた波浪変形計算結果をもとに汀線変形計算を t_{\max} 時間行い、それによって変化した地形に対して再び波浪変形計算を行うというようにして、このサイクル

をIMAX回くり返すようなアルゴリズムを用いている。また、波浪変形計算の初期値としての沖側境界の波浪諸元の時間的な変動といったことも場合によっては考慮する必要がでてくる。その場合には、上記のIMAXサイクルの計算全体を沖側波浪諸元の数(図ではKMAX個)だけ行うことになる。

しかし、沖側波浪諸元を変化させる必要がでてくる場合というのは、波浪の季節的な変化や、台風などの通過に伴う短期間の波浪の変化を問題とする場合であるが、このような場合には、一般には相当大きな海浜断面自体の変化が生ずるものと考えられる。一方、本モデルの基本となるone-line theoryでは、後にも述べるように、汀線位置が変化しても海浜断面形状は変化せず一定と仮定するのが一般的である。したがって、汀線位置の変化に連動させて海浜断面形状を適当に変化させうる場合以外は、短期間の汀線変形をone-line theoryに基づいて予測しようとするには基本的に無理がある。

3.2 波浪変形モデル

3.2.1 各波浪現象の取り扱い

(1) 波の屈折および浅水変形

波浪変形計算の部分では、先に述べたように、沖側境界で与えられた波浪諸元を初期値として、砕波点に至るまでの波浪変形計算が実行される。本モデルでは、この波浪変形計算の手法として、いわゆる波向線法¹⁵⁾を基本としている。この方法は、以下に示す波向線方程式(3.1)と波向線間隔方程式(3.2)を連立させて解くことによりwave ray(波向線)を追跡し、同時にwave ray上の各点での屈折係数 K_r を求めるものである。

$$\frac{d\theta}{ds} = \frac{1}{C} \left(\sin\theta \frac{\partial C}{\partial x} - \cos\theta \frac{\partial C}{\partial y} \right) \quad (3.1)$$

$$\frac{d^2\beta}{ds^2} + p(s) \frac{d\beta}{ds} + q(s)\beta = 0 \quad (3.2)$$

ここに、

$$p(s) = \frac{1}{C} \left(-\cos\theta \frac{\partial C}{\partial x} - \sin\theta \frac{\partial C}{\partial y} \right) \quad (3.3)$$

$$q(s) = \frac{1}{C} \left(\sin^2\theta \cdot \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - 2 \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta \cdot \frac{\partial^2 C}{\partial x \partial y} + \cos^2\theta \cdot \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} \right) \quad (3.4)$$

である。ただし、 C は波速、 s は波向線の長さで、 θ は y 軸と波向線とのなす角度である。また、 β は波向線間隔の比で、屈折係数 K_r と次のように関係づけられる。

$$\beta = \frac{b}{b_0} = \frac{1}{K_r^2} \quad (3.5)$$

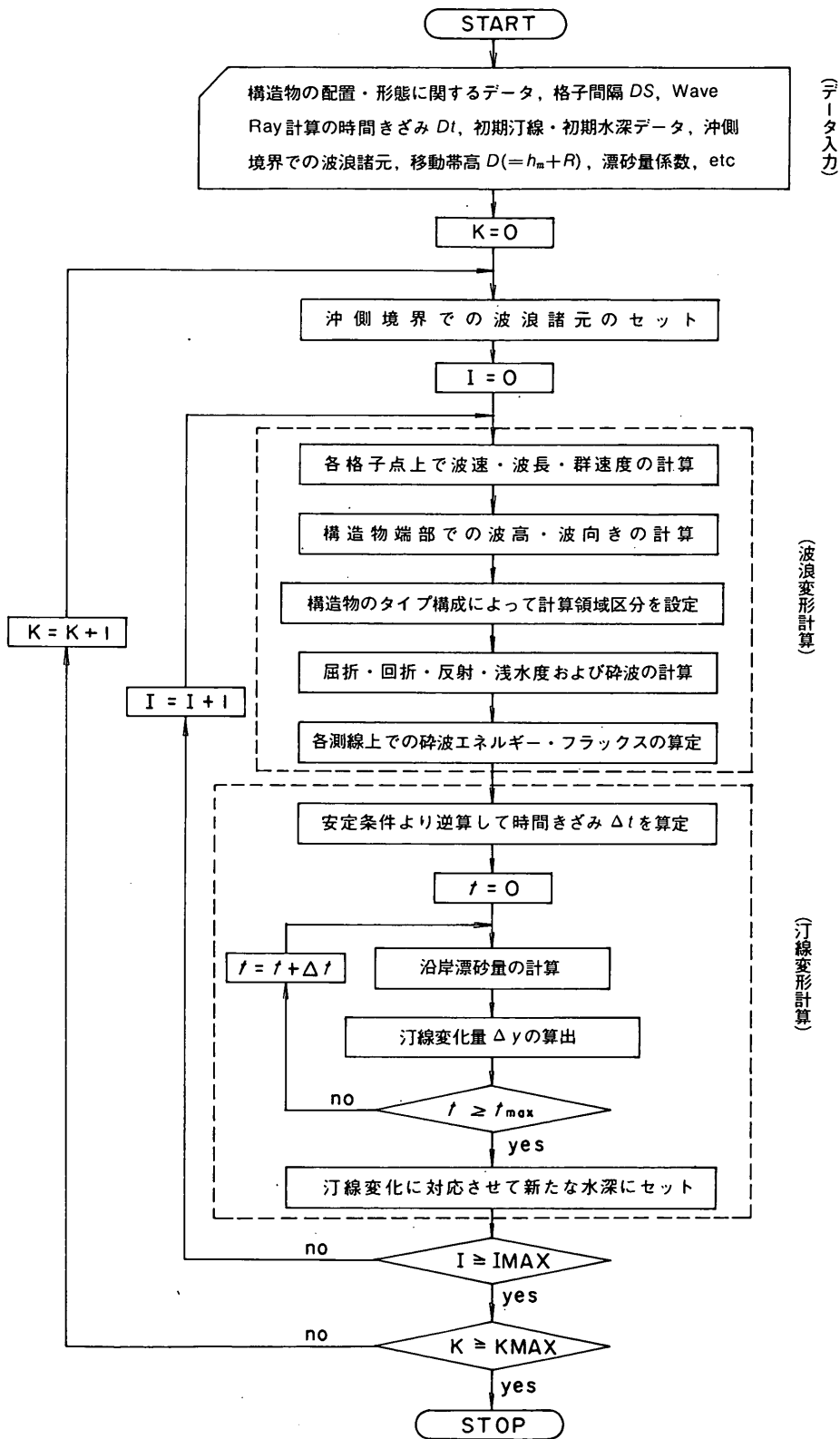


図-3.1 モデルの構成および計算のフロー

ここに、 b_0 は沖波における波向線間隔である。

一方、波の浅水変形は、次式の浅水係数より求める。

$$K_s = \left[\left\{ 1 + \frac{2kh}{\sinh(2kh)} \right\} \cdot \tanh kh \right]^{-1/2} \quad (3.6)$$

ここで、 h は水深、 k は波数である。

したがって、wave ray 上の各点での波高 H は次式によって算定できる。

$$H = K_r \cdot K_s \cdot H_0 = \frac{K_r \cdot K_s}{K_{r1} \cdot K_{s1}} H_1 \quad (3.7)$$

ただし、 H_0 は沖波波高であり、 H_1, K_{r1}, K_{s1} はそれぞれ沖側境界での波高、屈折係数、浅水係数である。

(2) 海岸構造物周辺での波高分布の算定方法

海岸構造物の周辺では、波の回折や反射等の現象を考慮する必要がある。ここでは、計算をなるべく簡略化するために、半無限防波堤に対する三井らによる修正近似解¹⁶⁾を用いた。この解は、厳密解の漸近展開によって得られる近似解であるが、式中には三角関数が含まれるのみでフレネル積分などの高等関数はなく、計算は非常に容易で短時間で済む利点がある。以下にこの修正近似解を示す。ただし、海域は全て一様水深と仮定する。

いま、入射波として、図-3.2に示すように角度 α で入射してくる波高1の波を考えてそれを g_1 とし、一方、反射波を g_2 とすると、これらは、反射率を K_R として次式で表わせる。

$$g_1 = \exp \{ i \rho \cos(\omega - \alpha) \} \quad (3.8)$$

$$g_2 = K_R \cdot \exp \{ i \rho \cos(\omega + \alpha) \} \quad (3.9)$$

ここに、 $i = \sqrt{-1}$ 、 $\rho = k|r|r$ で、 r と ω は、極座標の動径と偏角である(図-3.2)。

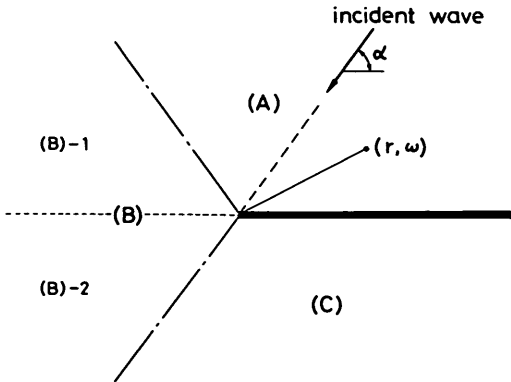


図-3.2 構造物周辺での波の計算のための領域区分
つぎに、防波堤の端点からの回折・散乱波 χ の近似式を示す。

$$\chi = -\exp \{ -i(\rho + \pi/4) \} / (2\sqrt{2\pi\rho}) \\ \times \left[\left\{ \cos \frac{1}{2}(\omega - \alpha) \pm \delta_1 X_1 \right\}^{-1} + K_R \cdot \left\{ \cos \frac{1}{2}(\omega + \alpha) \pm \delta_2 X_2 \right\}^{-1} \right] \quad (3.10)$$

ただし、 X_1, X_2 は補正項で、それぞれ次のように決められる。

$$X_1 = (1 - |\omega - \alpha - \pi| / \omega') \exp(-i\pi/4) / \sqrt{2\pi\rho} \quad (3.11.a)$$

$$X_2 = (1 - |\omega + \alpha - \pi| / \omega') \exp(-i\pi/4) / \sqrt{2\pi\rho} \quad (3.11.b)$$

$$\omega' = \cos^{-1} \{ 1 - 3\pi / (4\rho) \} \quad (3.12)$$

なお、 δ_1 と δ_2 は、 $1 - |\omega - \alpha - \pi| / \omega'$ 、 $1 - |\omega + \alpha - \pi| / \omega'$ の値が非負のとき1とし、負のときに0とする。

これらの各成分波の解から半無限防波堤の周辺の解 f を求めるには、図-3.2に示したような形で海域を三つの領域に別け、各々の領域ごとに次のような成分波の線形的な重ね合わせを行えばよい。

領域(A)：入射波・反射波領域($0 \leq \omega \leq \pi - \alpha$)

$$f = g_1 + g_2 + \chi \quad (3.13.a)$$

領域(B)：入射波領域($\pi - \alpha < \omega < \pi + \alpha$)

$$f = g_1 + \chi \quad (3.13.b)$$

領域(C)：回折波領域($\pi + \alpha < \omega \leq 2\pi$)

$$f = \chi \quad (3.13.c)$$

これより、任意地点での波高は $|f|$ 、位相は $\arg(f)$ で求められる。いまの場合、入射波の波高は1であるから波高 $|f|$ は、回折係数 K_d に他ならない。

上記の三つの成分波のうち、入射波 g_1 、反射波 g_2 は波峯線が平行直線の平面波であり、回折・散乱波 χ は防波堤の端点を点源として外方に進行する円筒状波である。これらの解を用いて防波堤周辺の波高分布を求めようとする場合には、上述のように単に f の絶対値 $|f|$ を計算すればよい。しかし、実際には水深一定の仮定が成り立たず、そのため屈折や浅水変形の効果も加わってくる。そこで、ここでは(1)で述べた屈折・浅水変形に関する波向線法をベースにして、各成分波ごとにwave rayを追跡していくという方法をとった。すなわち、入射波については、沖側境界からwave rayを追跡していき、もし、

あるステップで海岸構造物の法線と交差すればその交差点で wave ray を折り返し、そこでの波高に反射率 K_R を乗じた後、改めて wave ray を追跡するようにした。また、回折・散乱波については、前もって直接入射波を追跡することによって得られた海岸構造物の端点での波高を初期値とし、 $\Delta\theta$ の角度のきざみで順次 wave ray を出してそれを追跡するという方法をとった。回折・散乱波の wave ray 上の各点での波高は、先の式(3.7)にさらに式(3.10)から計算される χ の絶対値 $|\chi|$ をかけた形の次式で算定される。

$$H = \frac{K_r \cdot K_s}{K_{rs} \cdot K_{ss}} \cdot |\chi| \cdot H_0 \quad (3.14)$$

ただし、この場合の H_0 , K_{rs} , K_{ss} は、それぞれ海岸構造物端点での波高、屈折係数、浅水係数である。

このようにして得られた各成分波の波高と波向きの間から最終的な合成波の波高と波向きを求めるには、各成分波によるエネルギー・フラックスのベクトル的な合成を行えばよい。しかし、ここで一つの問題が生じる。確かに、ここで必要としている値は、沿岸漂砂の外力となる砕波点での波のエネルギー・フラックスであるから、各成分波のエネルギー・フラックスのベクトル合成という方法は一見合理的のように思える。しかし、砕波という現象は多分に非線形性を帯びた現象であるから、このような単純な線形的な重ね合わせによる方法を砕波点にまで延長して用いることはできない。砕波点の位置およびそこでの砕波高を算定するには、本来は式(3.13)のような位相を考慮した重ね合わせを行った後に得られた合成波について計算を行ってやる必要がある。上述のような位相を無視した取扱いでは、入射波あるいは反射波と散乱波がほぼ同じ方向に進む領域で特に精度が低下する。図-3.2で言うと、これはちょうど領域(C)と接する領域(B)の部分、それと領域(B)に接する領域(A)の部分に相当する。したがって、少なくともこれらの部分では、上述のやり方は妥当ではなくなる。

一方、入射波、反射波および回折波の波向きはお互いに異っているのが普通であって、位相を考慮した合成波である式(3.13)の f の形のままで砕波高は得られても砕波点での波向き(これは地形変形を計算する上で非常に重要な量である)を算定することができなくなる。

このように、砕波高および砕波角をとともに正確に算定することは、波向線法をベースとしている以上不可能なことである。そこでここでは、一つの実験的な解決法として次のような方法を用いた。すなわち、位相を考慮しない重ね合わせで精度が大きく低下する領域が、上述のように、入射波あるいは反射波と散乱波がほぼ同一の方

向に進む領域であることから、この領域では砕波角の正確な算定は行わず、砕波高の算定を優先するようにし、逆に、入射波・反射波と散乱波の波向きが大きく異なる領域では、砕波高の計算はある程度犠牲にして砕波角の算定を優先させるようにした。

具体的には、図-3.2の入射波領域(B)を、海岸構造物の延長線でさらに(B)-1と(B)-2の二つの領域に分けて、回折・散乱波は、このうちの(B)-1領域と回折波領域(C)だけ出すようにした。残りの入射波・反射波領域(A)と入射波領域(B)-2では、散乱波は出さず入射波あるいは反射波のみとし、本来存在するはずの散乱波の効果は、回折係数 $K_d (= |f|)$ の形で含ませるようにした。この場合の波高 H は、次式によって計算される。

$$H = \frac{K_r \cdot K_s}{K_{r1} \cdot K_{s1}} \cdot K_d \cdot H_1 \quad (3.15)$$

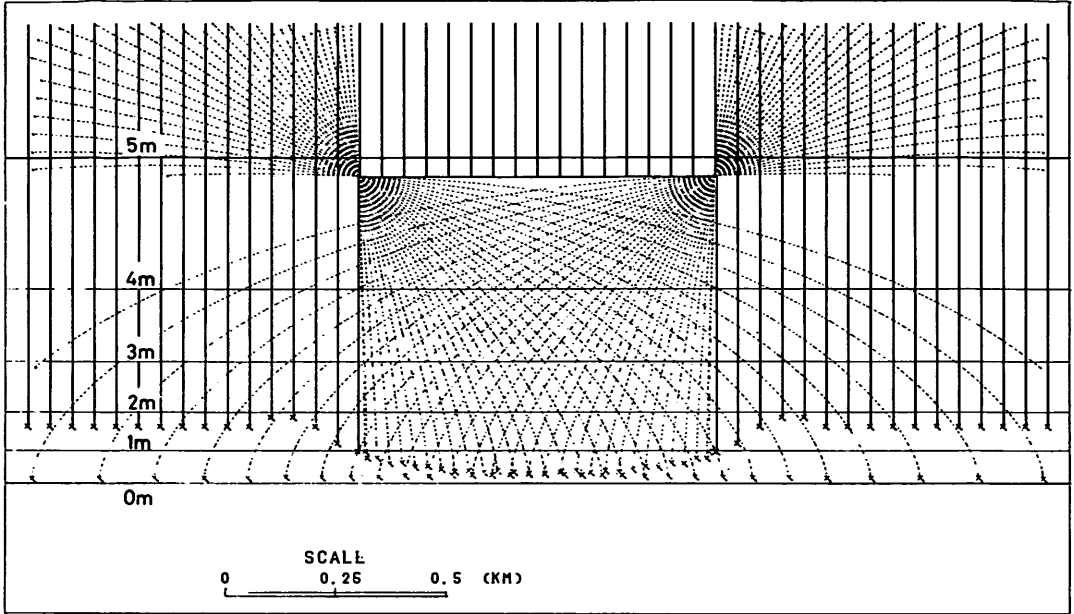
なお、本モデルでは、回折・散乱波の反射は考慮しないものとし、回折・散乱波の wave ray が構造物に達した場合には、そこで wave ray の追跡を打ち切るようにしている。また、ここで用いた三井らの修正近似解は、半無限防波堤の場合の解であるが、ここでは、これを突堤あるいは離岸堤などの構造物周辺の波の変形計算に用いている。したがって、ここでは離岸堤長 b は波長 L に比べて大きい ($b/L > 5$) ものと仮定している。

(3) 砕波諸元の合成

図-3.3(a), (b)は、それぞれ離岸堤1基、突堤2基の場合を例にとって、先に述べた方法で wave ray を計算したものである。このうち、実線が直接入射波ないしは反射波を示しており、点線は回折・散乱波を示している。また、各 wave ray の陸側端に付されている×印は、そこが砕波点であることを表わしている。

これらの図を見ればわかるように、各成分波の砕波点はお互いに重なり合った形で現われている。汀線変形計算の外力としてこれらの砕波諸元の値を用いるには、最終的にこれらを等間隔に並んだ各測線上に落とし、合成してやる必要がある。ここでは、以下に示す順序でこれを行った。

1. 直接入射波、反射波、回折・散乱波の各々について、砕波点およびそこでのエネルギー・フラックスを算出する。
2. 各成分波ごとに砕波エネルギー・フラックスを内そうして各測線上に落とす。
3. 測線上の各成分波の砕波エネルギー・フラックスをベクトル的に合成し、その測線での砕波エネルギー・フラックスの代表値とする。



(a) 離岸堤1基

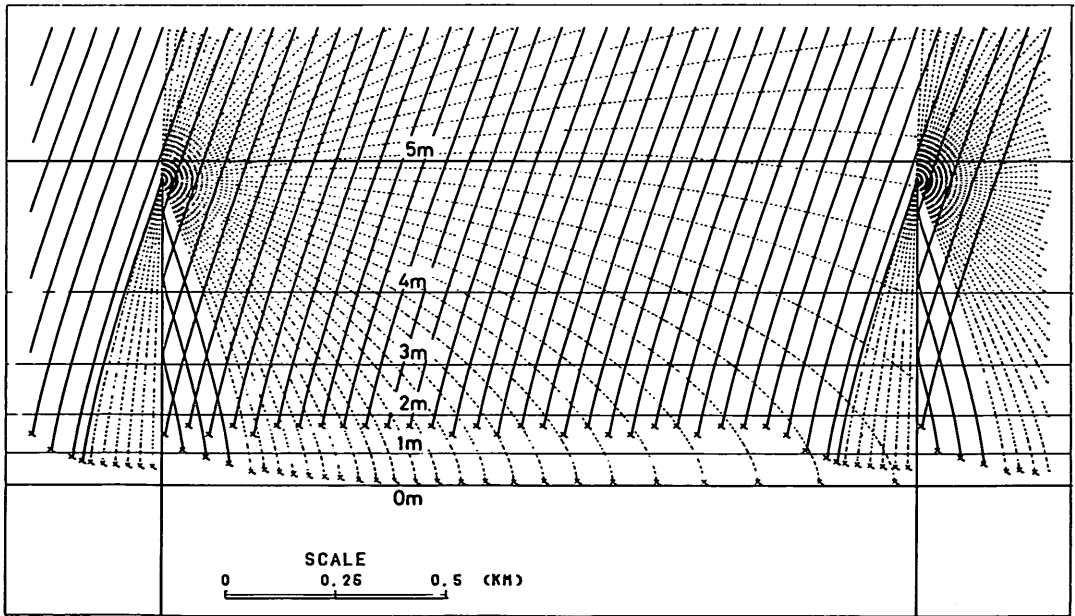


図-3.3 wave ray の計算例 (b) 突堤2基

なお、汀線変形計算の際、外力として碎波エネルギー・フラックスだけでなく碎波高も必要になる場合がある。その場合には、ここでは各成分波の碎波高のエネルギー合成によって算出するようにした。

また、本モデルでは、碎波指標として次式で示される合田の碎波条件式¹⁷⁾を用いている。

$$\frac{H}{L_0} = 0.17 \left[1 - \exp \left\{ -1.5 \frac{\pi h_b}{L_0} \left(1 + 15 \tan^{4/3} \beta \right) \right\} \right] \quad (3.16)$$

ここに、 L_0 ；沖波波長、 h_b ；碎波水深、 $\tan \beta$ ；海底勾配。

3.3 汀線変形モデル

3.3.1 基本的・補助的仮定

(1) 基本的仮定

本モデルは、基本的には1954年にPelnard-Considere¹⁰⁾によって始められた、いわゆるone-line theoryに基づいている。この方法は、汀線の変動に伴う海浜断面形状の変化の仕方をあらかじめ与えておき、沿岸漂砂量 Q の沿岸方向の分布と漂砂に関する連続式から汀線位置 y_s の時間的な変化量を得ようとするものである。

このように、one-line theoryでは海浜断面の変化のパターンを与件として与えるが、その後Bakker⁷⁾は1968年に、海浜断面の変化をある程度未知量として取り扱う方法を発表した。具体的には、海浜断面の特性を表わすのに適した2本の等深線位置 y_1, y_2 を未知変数とすることにより、 $y_2 - y_1$ の大小によって海底勾配の緩急が表現される。このように、one-line theoryが汀線位置 y_s のみを未知変数とするのに対し、Bakkerの方法では、2本の等深線位置 y_1, y_2 を未知変数とすることから、この方法は通常two-line theoryと呼ばれる。同様にして、未知変数を N 本の等深線 y_i ($i = 1, 2, \dots, N$)とする理論すなわちmulti-line theoryを構成することも可能である。

それでは、ここで、汀線変形モデルの基本的仮定を明確にするために、one-line theoryの基本的な枠組みとその位置づけについて少し詳しく見てみることにする。

上述のone-line theoryやtwo-line theoryあるいはmulti-line theoryは、基本的に1次元モデルと呼ばれるカテゴリーに属する。これらのモデルが全て1次元モデルと呼ばれる理由は、これらがいずれも沿岸方向の距離 x を独立変数とした1次元空間上で定義された変数による基礎式に基づいているためである。これに対して、平面上の点 (x, y) を独立変数とした2次元空間上で定義された変数に対して得られた方程式を基礎式とするモデルは、2次元モデルと呼ばれている。この2次元モデルは、各点の水深 $h(x, y)$ を未知変数とすることから、水深モデルと呼ばれることもある(これに対して、one-line theoryは汀線モデルとも呼ばれる)。

2次元モデルでは、具体的には次式で示される漂砂に関する質量保存式を基礎式とする。

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \quad (3.17)$$

ここで、 q_x, q_y は、それぞれ x, y 方向の(体積表示の)漂砂量であり、いわゆる局所的漂砂量と呼ばれるものである。この漂砂量を波や流れなどの外力の情報に基づいて (x, y) の各点で見積ることができれば、式(3.17)

によって各点の水深の変化量が算定できる。

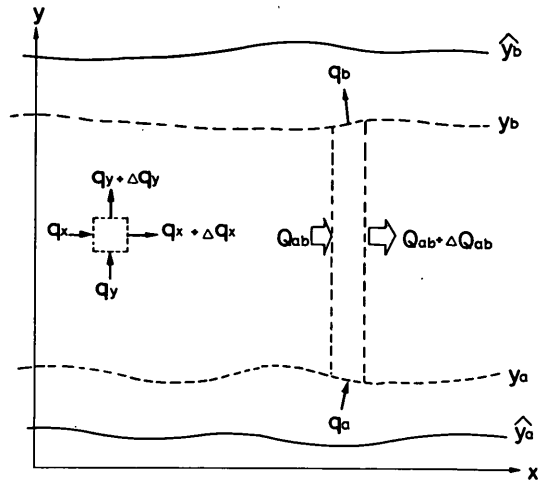


図-3.4 一次元モデルと2次元モデルの関係の説明図

1次元モデルと2次元モデルの関係を明らかにするために、式(3.17)を岸沖方向(y 方向)に図-3.4に示す y_a から y_b の区間にわたって積分してみる。そうすると次式が得られる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t} \int_{y_a}^{y_b} h \, dy + h_a \frac{\partial y_a}{\partial t} - h_b \frac{\partial y_b}{\partial t} \\ = \frac{\partial Q_{ab}}{\partial x} - q_a + q_b \end{aligned} \quad (3.18)$$

ただし、

$$q_a = q_{ya} - q_{xa} \frac{\partial y_a}{\partial x} \quad (3.19.a)$$

$$q_b = q_{yb} - q_{xb} \frac{\partial y_b}{\partial x} \quad (3.19.b)$$

$$Q_{ab} = \int_{y_a}^{y_b} q_x \, dy \quad (3.19.c)$$

である。上式において、積分区間 (y_a, y_b) を漂砂帯の陸側端 \hat{y}_a から沖側端 \hat{y}_b までの区間におきかえると、式(3.19.a)と(3.19.b)は、 $q_{xa} = q_{xb} = 0$ より、それぞれ $q_a = q_{ya}$ 、 $q_b = q_{yb}$ となり、式(3.19.c)の Q_{ab} は、いわゆる沿岸漂砂量 Q を表わすことになる。したがって、この場合には式(3.18)は次のようになる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t} \int_{\hat{y}_a}^{\hat{y}_b} h \, dy - R \frac{\partial \hat{y}_a}{\partial t} - h_m \frac{\partial \hat{y}_b}{\partial t} \\ = \frac{\partial Q}{\partial x} - q_{ya} + q_{yb} \end{aligned} \quad (3.20)$$

ここに、 R, h_m はそれぞれ、 $y = \hat{y}_a$ 、 $y = \hat{y}_b$ での水深の絶対値である。

式(3.20)は、依然として左辺に未知変数 $h(x, y)$

を含んでいる。そこでいま、この $h(x, y)$ を単に未知変数とするのではなく、 \hat{y}_a と \hat{y}_b の時間的な変化に対応させて、その変化の仕方を与えておき、この \hat{y}_a 、 \hat{y}_b と汀線位置 y_s との関係も与えておくことにする。その与え方としてはいろいろ考えられるが、通常は非常に単純な形で与えることが多い。以下に、2、3の例を示す。

a) CASE 1

これは、図-3.5 (a) に示すように、初期の海浜断面形状（通常、平衡断面と解釈される）を保ったまま、それが汀線位置 y_s の変化に対応して前後するとするもので、最もよく用いられる仮定である。この場合には、

$$\int_{\hat{y}_a}^{\hat{y}_b} h \, dy = \text{const}$$

であり、また、

$$\frac{\partial \hat{y}_a}{\partial t} = \frac{\partial \hat{y}_b}{\partial t} = \frac{\partial y_s}{\partial t}$$

であるから、式(3.20)は次式のようになる。

$$\frac{\partial y_s}{\partial t} = -\frac{1}{D} \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{1}{D} (q_{ya} - q_{yb}) \quad (3.21)$$

ただし、 $D = R + h_m$ である。

b) CASE 2

これは、図-3.5 (b) に示すように、漂砂帯の沖側端 \hat{y}_a が変化しないものとし、任意の時間 t での断面形状を次式の形に仮定する。

$$\tilde{y} = \tilde{y}_0 + \frac{h_m + z}{D} (\hat{y}_a - \hat{y}_{a0}) \quad (3.22)$$

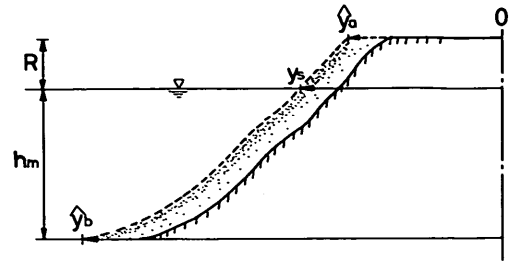
ここに、 z は平均水位から上方にとった鉛直座標、 \tilde{y} は任意時刻での海浜断面の y 座標であり、 \tilde{y}_0 と \hat{y}_{a0} はそれぞれ \tilde{y} と \hat{y}_a の初期値である。そうすると、式(3.20)は次式の形になる。

$$\frac{\partial y_s}{\partial t} = \frac{2h_m}{D^2} \left(-\frac{\partial Q}{\partial x} + q_{ya} - q_{yb} \right) \quad (3.23)$$

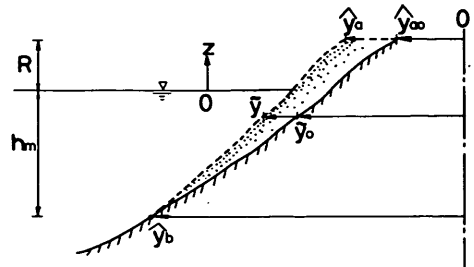
以上の例から明らかなように、one-line theoryの本質は、汀線位置 y_s の変化に応じて海浜断面形状の変化が一義的に決定されると仮定し、その対応関係を前もって与えておく点にある。そうすることによって、もともと各点の水深 h が未知変数であったものを、汀線位置 y_s を未知変数とすることが可能になる。

同様のことは、two-line theoryあるいはもっと一般的に multi-line theory にもあてはまる。これらの理論と上記の one-line theory との形式的な相違は、単に岸沖方向の積分区間が増えて、two-line theory では 2、multi-line theory では N 区間となることだけである。

しかし、実際上の違いはもっと大きい。というのは、one-line theory では、積分区間の両端に現われる岸・



(a) CASE 1



(b) CASE 2

図-3.5 海浜断面形状の変化に関する仮定

沖漂砂量 q_{ya} 、 q_{yb} が通常の場合はゼロと置けるのに対し、two-line theory あるいは multi-line theory の場合には、各積分区間どうしの間に見られる岸・沖漂砂量 q_y 、それ自体が、重要な量であって、ゼロと置くことができないからである。したがって、それらを何らかの方法で見積る必要があるが、残念ながら、現在のところ実用に耐えうる算定方法は存在しない。そして、このことが、two-line theory や multi-line theory の実用化を決定的に阻害しているというのが実状である。

(2) 補助的仮定

a) 沿岸漂砂量公式

通常用いられる沿岸漂砂量公式は、次の型のものがほとんどである。

$$Q = \alpha P_{10} \quad (3.24)$$

ここに、 Q は容積表示の沿岸漂砂量であり、 α は比例定数、 P_{10} は、汀線と砕波点における波峯線のなす相対的角度すなわち砕波角を α_b とし、砕波点におけるエネルギー・フラックスを F_b とするとき、

$$P_{10} = F_b \cdot \sin \alpha_b \cdot \cos \alpha_b \quad (3.25)$$

で算定される値である。表-3.1 に式(3.24)中の漂砂係数 α に関してこれまでに提案された代表的な値を示しておく。ただし、この場合の Q と P_{10} の単位はそれぞれ $[m^3/\text{時間}]$ 、 $[t \cdot m/m/\text{時間}]$ であり、式(3.25)中の砕波

表-3.1 漂砂量係数 a に関してこれまでに提案された代表的な値

発表者	発表年	a
Savage ¹⁸⁾	1962	0.22
佐藤・田中 ¹⁹⁾	1966	0.3
Komar and Inman ²⁰⁾	1970	0.39
CERC ²¹⁾	1973	0.4

エネルギー・フラックスは、有義波高を用いて算定するものとする。

小笹・Brampton²²⁾ は、式(3.24)のタイプ(以下、Savageタイプと呼ぶ)の沿岸漂砂量公式に対して、沿岸方向の碎波高 H_b の変化がある場合には、それによって引き起こされる沿岸流によって付加的な沿岸漂砂が生じるとして、次の形の漂砂量式を提案している。

$$Q = a_1 \cdot F_b \cdot (\sin 2\alpha_b - a_2 \cdot \frac{\partial H_b}{\partial x} \cdot \cot \beta \cdot \cos \alpha_b) \quad (3.26)$$

ここに β は、海底断面の傾斜角である。また、 a_1, a_2 は定数であるが、小笹・Brampton は、これらの値として各々 $0.385/r_s$ (r_s は底質の水中重量), 3.24 を与えている。

b) 海浜断面の変形パターンについての補足

(1)で述べた海浜断面の変形パターンのうち、本モデルではCASE 1 (図-3.5 (a))を採用した。この場合、汀線位置が前進するとき、初期断面が $-h_m \leq z \leq R$ の範囲

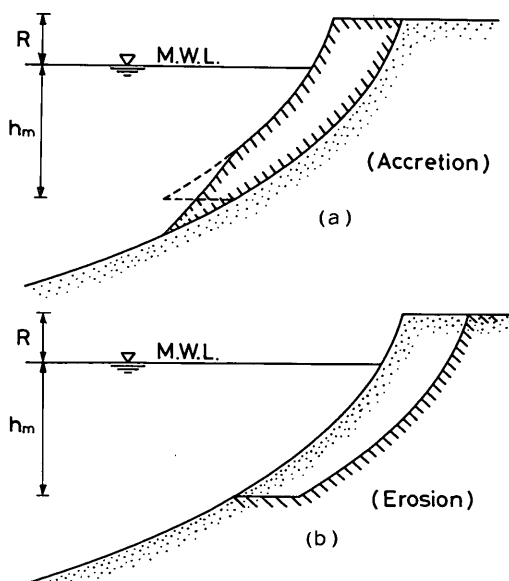


図-3.6 本モデルでの海浜断面の変化の取扱い方

だけ前方へ平行移動することになり、図-3.6 (a)の点線で示すように $z < -h_m$ の部分の地形との間にギャップが生じてしまう。そこで、本モデルでは図-3.6 (a)中に実線で示しているように、初期断面に、直上の地形変形量をすりつけるような形にすることとした。

なお、ここでは R, h_m の値は、計算領域中では一定と仮定している。

c) 底質粒径

底質粒径の値は、これが関係する h_m の値を計算領域中で一定としたことと対応させて、全領域中で一定と仮定する。

d) 潮位変動

本モデルは、潮位変動の効果は直接には考慮せず、平均水位レベルは一定とし、移動帯高 h_m および R の中にその効果を間接的に含ませている。すなわち、本モデルでは h_m には (M.W.L.) - (L.W.L.) の値を、 R には (H.W.L.) - (M.W.L.) の値を最終的に加え合せることによって、見かけ上移動帯高が増加した形にして取扱っている。

e) 護岸

小笹・Brampton²²⁾ は、背後に護岸をひかえた海浜に対する数値シミュレーションモデルを提案している。彼らは、汀線が護岸付近に達したときの漂砂量の与え方として、次のように取扱っている。すなわち、汀線が護岸に達したときは漂砂量 Q をゼロとし、汀線は護岸には達しないが後浜がなくなり前浜の一部が護岸に接するような場合には、その程度に応じて護岸の影響を考えない場合の Q とゼロの間の値を与えるようにしている。このとき、もし、 $t + \Delta t$ での汀線位置が護岸位置より陸側になるようになれば、護岸位置に汀線があるものとして取扱う。

本モデルでは、護岸の取扱いとしては大体において小笹らと同様の方法をとっているが、護岸の影響下での沿岸漂砂量に関する彼らの取扱いには疑問点が残るため、ここでは、より簡単に、汀線位置が護岸に到達するまで通常の漂砂量の与え方をし、護岸に到達すれば $Q = 0$ とするようにした。

f) 河川からの流出土砂

河口部では、通常、河川からの流出土砂を考慮する必要がある。この河川流出土砂は、基礎式(3.21)の q_{ya} によって、モデル中に組込むことができる。ただし、通常は図-3.7の例に示すように、河口幅 B が測線間隔 D より大きくなるので、河川流出土砂量 Q_r を各区間に割り振る必要がある。

本モデルでは、河口土砂は河口幅 B の範囲にわたって一様に分布しているものと考えてこの配分を行った。し

たがって、式(3.21)の q_{ya} には、単位幅当りの河口土砂量 $q_r = Q_r/B$ を与えればよいことになる。ただし、図-3.7の①と④の区間のように、河口部の端がその中に入る区間では河口内に位置する区間の幅 b_1 あるいは b_2 と DS との比だけ q_r を減じて与える必要がある。すなわち、図-3.7の場合では、①から④の各区間の河口土砂量をそれぞれ、 $q_{r1} = (b_1/DS) \cdot q_r$ 、 $q_{r2} = q_{r3} = q_r$ 、 $q_{r4} = (b_2/DS) \cdot q_r$ として与える。

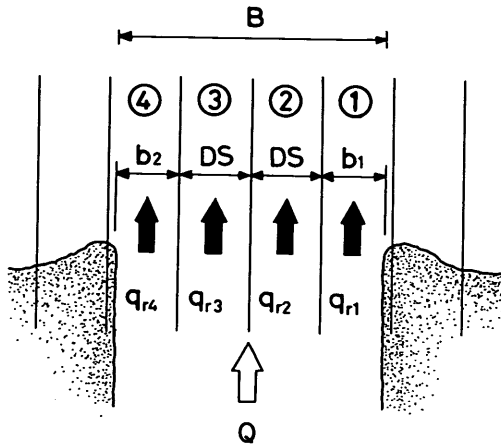


図-3.7 河口土砂の与え方

なお、河口土砂の効果をこのように全て q_{ya} に含ませることは、河口土砂が全て河口周辺の汀線の前進となって現われるようにすることを意味している。しかし、実際には河口流出土砂量 Q のうちの何割かはそのまま沖へ流出して汀線変化には寄与しない、というのが一般的である。この場合には、式(3.21)中の q_{yb} によってこの沖への流出土砂成分を考慮することができる。しかしながら、河口流出土砂の沖への流出割合を算定することは一般的にきわめて困難である。

g) 突堤での漂砂の通過率

突堤での漂砂の通過率を正確に与えることは一般に困難である。しかも、実際の突堤での漂砂の通過現象には、例えば、突堤の先端を迂回するような流れが重要な役目を果たしていると考えられるが、当然のことながら、このような効果は本モデルのような一次元モデルでは表現しえない。

そこで、本モデルでは、突堤での漂砂の通過率の与え方として次のような方法をとった。すなわち、ここでは図-3.8に示すように、沿岸漂砂量の岸沖方向分布 $q_x(y)$ の中で、 Y_0 より岸側の部分の沿岸漂砂量 $Q_0 = \int_0^{Y_0} q_x(x) dy$ が全て突堤によって捕捉されると考えて通過率を与えている。したがって、この場合の漂砂の通

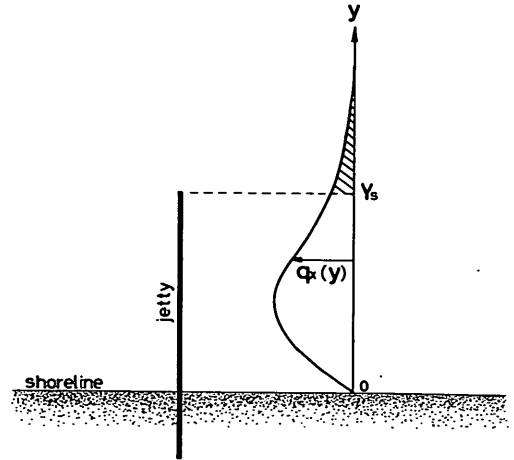


図-3.8 突堤での沿岸漂砂の通過率の与え方

過率は $(Q - Q_0)/Q$ で与えられることになる。ただし、 Q は全沿岸漂砂量である。

このように、本モデルでの通過率の与え方は、考え方としてはかなり単純であるが、これによって少なくとも、汀線の前進あるいは後退による漂砂の通過率の変化を表現することができる。

なお、漂砂量の岸沖分布としては、ここではLonguet-Higgins²³⁾による沿岸流速分布の理論式にもとづいたKomar²⁴⁾の漂砂量分布を用いた。これは次式で与えられる。

$$q_x(y) = k_2 \cdot \{ C_f \rho u^2 + 0.5 f \rho \cdot (0.25 \gamma^2 g h) \} u \quad (3.27)$$

ここに、 C_f : 沿岸流に関する摩擦係数、

f : 波に関する摩擦係数、

ρ : 海水の密度、

γ : 碎波高と碎波水深の比、

u : 沿岸流速、

g : 重力加速度、

h : 水深、

k_2 : パラメータ。

3.3.2 汀線変化の時間スケール

実際の数値計算にあたっては、汀線変形計算を時間的にどのくらいまで実行するかということが具体的に問題となる。そこでここでは、この問題について若干の理論的な検討を加えておく。

理論解析には、Pelnaud-Considèreが導いた次の基礎式を用いる。

$$\frac{\partial y_s}{\partial t} = \kappa \frac{\partial^2 y_s}{\partial x^2} \quad (3.28)$$

$$\text{ここに, } \kappa = \frac{1}{D} \frac{\partial Q}{\partial \alpha_b} \Big|_{\alpha_b = \theta_b} \quad (3.29)$$

この基礎式は、先の式(3.21)に対して $q_{ya} = q_{yb} = 0$ とし、さらに次のような仮定を置くことにより導かれたものである。

- 1) 沿岸方向 (x 方向) に波の入射角 θ_b とエネルギー・フラックス F_b が一定
- 2) x 軸に対する汀線の傾きが小さい。
($\tan^{-1}(\partial y_s / \partial x) \simeq \partial y_s / \partial x$)

式(3.28)は、通常の拡散方程式に他ならないが、これを状況に応じた適当な境界条件のもとに解けば、汀線変化の理論解が得られる。ここではまず、Pelnard-Considère によって求められた1本の突堤に斜めに波が入射した場合の解を示しておく。この場合の初期条件と境界条件は次のようになる。

$$t = 0 \text{ で, } y_s = 0 \quad (3.30.a)$$

$$x = \pm \infty \text{ で, } y_s = 0 \quad (3.30.b)$$

$$x = 0 \text{ で, } \frac{\partial y_s}{\partial x} = -\tan \theta \quad (3.30.c)$$

ここで、 θ は y 軸に対する波の入射角である。これに対する解は次式で表わせる。

$$\left\{ \begin{array}{l} x > 0 \text{ に対して} \\ y_s = \tan \theta \cdot \left\{ 2\sqrt{\frac{\kappa t}{\pi}} \cdot \exp\left(-\frac{x^2}{4\kappa t}\right) - x \cdot \operatorname{erfc}\left(\frac{x}{2\sqrt{\kappa t}}\right) \right\} \end{array} \right. \quad (3.31.a)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x < 0 \text{ に対して} \\ y_s = -\tan \theta \cdot \left\{ 2\sqrt{\frac{\kappa t}{\pi}} \cdot \exp\left(-\frac{x^2}{4\kappa t}\right) + x \cdot \operatorname{erfc}\left(-\frac{x}{2\sqrt{\kappa t}}\right) \right\} \end{array} \right. \quad (3.31.b)$$

ここに、 $\operatorname{erfc}(\cdot)$ は、Gauss の誤差関数

$$\operatorname{erf}(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^x e^{-\xi^2} d\xi \quad (3.32)$$

を用いて、 $\operatorname{erfc}(x) = 1 - \operatorname{erf}(x)$ で定義される関数である。

式(3.31)は、式中的変数を

$$\eta = \frac{y_s}{D}, \quad \xi = \frac{x}{D}, \quad \tau = \frac{4\kappa t}{D^2} \quad (3.33)$$

と無次元表示することにより、

$\xi > 0$ に対して

$$\eta = \tan \theta \left\{ \sqrt{\frac{\tau}{\pi}} \exp\left(-\frac{\xi^2}{\tau}\right) - \xi \operatorname{erfc}\left(\frac{\xi}{\sqrt{\tau}}\right) \right\} \quad (3.34.a)$$

$\xi < 0$ に対して

$$\eta = -\tan \theta \left\{ \sqrt{\frac{\tau}{\pi}} \exp\left(-\frac{\xi^2}{\tau}\right) + \xi \operatorname{erfc}\left(-\frac{\xi}{\sqrt{\tau}}\right) \right\} \quad (3.34.b)$$

となる。これはさらに、

$$\psi = \frac{\eta}{\sqrt{\tau}}, \quad \zeta = \frac{\xi}{\sqrt{\tau}} \quad (3.35)$$

と置けば、

$$\psi = \psi(\zeta) \quad (3.36)$$

の形に表わせるから、汀線は時間的に $\sqrt{\tau}$ の形で相似形を保って変化していくことがわかる。図-3.9は、無元表示解(3.34)を具体的に図示したものである。

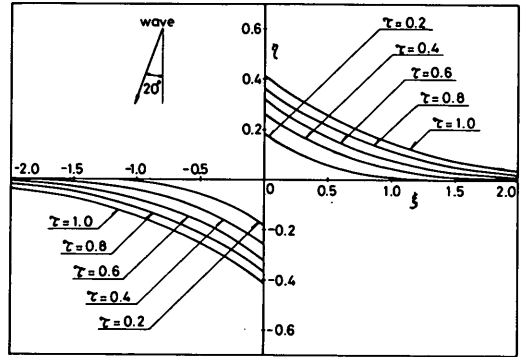


図-3.9 1本の突堤に斜めに波が作用した時の汀線変化に関する理論解

これらのことから明らかなように、この場合には $t \rightarrow \infty$ となっても安定地形は存在しない。これは物理的には、 $x \simeq +\infty$ から常に漂砂の供給があり、逆に $x \simeq -\infty$ へ常に漂砂の流出が生じていることを反映したものである。しかし、現実には、無限遠からの漂砂の恒常的な供給が存在するということはありません、どこかにboundaryが存在し、その効果によっていずれは安定地形に達するというのが一般的である。

そこで次に、2本の突堤間の汀線変化をここで新たに求めてみることにする。この場合の境界条件としては、先の式(3.30.b)と(3.30.c)が次式のように置きかわる。

$$x = \pm \frac{L}{2} \text{ で, } \frac{\partial y_s}{\partial x} = -\tan \theta \quad (3.37)$$

ただし、 L は2本の突堤間の間隔である。これから基本式(3.28)を解けば、いくらかの計算の後に、最終的に

次式が得られる。

$$y_s = L \cdot \tan \theta \cdot \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n \cdot \left\{ \sqrt{\frac{4\kappa t}{\pi L^2}} \cdot \exp \left\{ -\frac{L^2}{4\kappa t} \left(\frac{x}{L} + \frac{1}{2} - n \right)^2 \right\} + \left(\frac{x}{L} + \frac{1}{2} - n \right) \cdot \operatorname{erfc} \left\{ -\frac{L}{\sqrt{4\kappa t}} \left(\frac{x}{L} + \frac{1}{2} - n \right) \right\} \right\} \\ + L \cdot \tan \theta \cdot \sum_{n=-\infty}^0 (-1)^n \cdot \left\{ \sqrt{\frac{4\kappa t}{\pi L^2}} \cdot \exp \left\{ -\frac{L^2}{4\kappa t} \left(\frac{x}{L} + \frac{1}{2} - n \right)^2 \right\} - \left(\frac{x}{L} + \frac{1}{2} - n \right) \cdot \operatorname{erfc} \left\{ \frac{L}{\sqrt{4\kappa t}} \left(\frac{x}{L} + \frac{1}{2} - n \right) \right\} \right\} \quad (3.38)$$

上式の形を見ると、次のような無次元表示が可能であることがわかる。

$$\frac{\eta}{\tan \theta} = \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n \cdot \left\{ \sqrt{\frac{\tau}{\pi}} \exp \left\{ -\frac{1}{\tau} \left(\xi + \frac{1}{2} - n \right)^2 \right\} + \left(\xi + \frac{1}{2} - n \right) \cdot \operatorname{erfc} \left\{ -\frac{1}{\sqrt{\tau}} \left(\xi + \frac{1}{2} - n \right) \right\} \right\} \\ + \sum_{n=-\infty}^0 (-1)^n \cdot \left\{ \sqrt{\frac{\tau}{\pi}} \exp \left\{ -\frac{1}{\tau} \left(\xi + \frac{1}{2} - n \right)^2 \right\} - \left(\xi + \frac{1}{2} - n \right) \cdot \operatorname{erfc} \left\{ \frac{1}{\sqrt{\tau}} \left(\xi + \frac{1}{2} - n \right) \right\} \right\} \quad (3.39)$$

ここに、

$$\xi = \frac{x}{L}, \quad \eta = \frac{y_s}{L}, \quad \tau = \frac{4\kappa t}{L^2} \quad (3.40)$$

図-3.10は、この解を具体的に図示したものである。これからもわかるように、この場合には、 $x = \pm L/2$ で $Q = 0$ となるので安定地形が存在する。ここで、式(3.40)中に示した無次元時間 τ を、式(3.29)の κ の定義を用いて書き直してみると

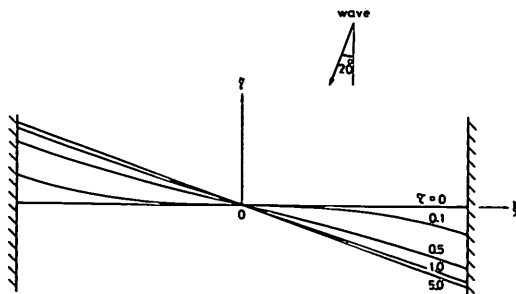


図-3.10 2本の突堤間の汀線変化に関する理論解

$$\tau = \frac{4}{DL^2} \cdot \frac{\partial Q}{\partial \alpha_b} \Big|_{\alpha_b = \theta_b} \cdot t \quad (3.41)$$

となる。上式は、 Q として Savage タイプの沿岸漂砂量式を用いるものとし、 $\cos \theta_b \approx 1$ とすれば、さらに次のように書ける。

$$\tau = \frac{4 \alpha F_b}{DL^2} \cdot t \quad (3.42)$$

ただし、 F_b は砕波点でのエネルギーフラックスであり、 $F_b = (EC_g)_b$ である。これより、汀線変化の時間スケールは、漂砂量係数 α と砕波エネルギー・フラックス F_b に逆比例して短くなり、逆に、移動帯高 D の1乗および浜の長さ L の2乗に比例して長くなるのがわかる。

図-3.11は、2本の突堤基部での汀線変化量の絶対値 η_e を図示したものである。これから η_e は、 $\tau \rightarrow \infty$ での値 $\eta_{e,\infty} = \tan \theta / 2$ に対して、

$\tau = 1.0$ で	93%
$\tau = 1.5$ で	98%
$\tau = 2.0$ で	99.5%

の変化量を示すことがわかる。このことから、汀線変形計算を行う時間としては、無次元時間 τ が 1.5 程度になる時間を選べばよいと言えよう。

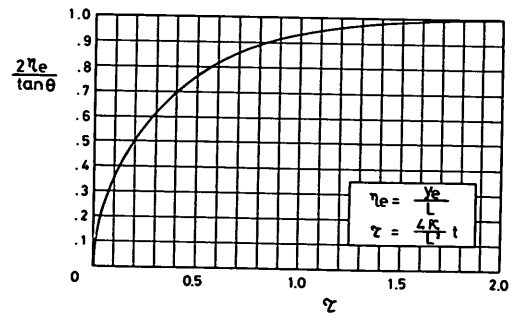


図-3.11 突堤基部での汀線変化量の絶対値 η_e の時間変化

3.3.3 汀線変形計算の安定性

(1) 数値的な不安定について

本モデルでは、拡散型の基礎式(3.21)を次のような explicit な差分スキームで解いている。

$$y_{i,j+1} = y_{i,j} - \frac{\Delta t}{\Delta x \cdot D} (Q_{i+1,j} - Q_{i,j}) + \frac{\Delta t}{D} (q_{yai} - q_{ybi}) \quad (3.43)$$

ここで、 Δt 、 Δx はそれぞれ時間と距離のきざみ幅で (ただし、 $\Delta x = DS$) $t = j \Delta t$ 、 $x = i \Delta x$ である。また、 y_{ij} および Q_{ij} は図-3.12 のようにとるものと

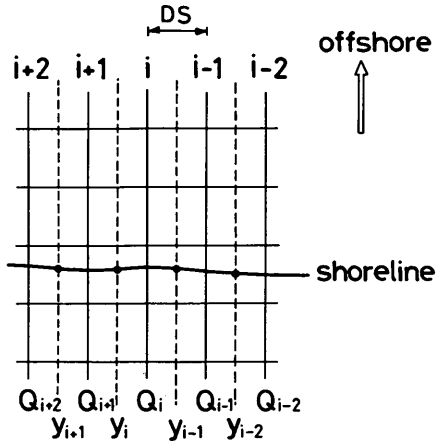


図-3.12 離散化された変数 $y_{i,j}$ と $Q_{i,j}$ の定義位置

する。ただし、 $y_{i,j}$ は y_s の離散表示である。

一方、先の式(3.28)において、漂砂量公式として Savage タイプのものを用いれば、次式が得られる(ただし、 $\cos \theta_b \approx 1$)。

$$\frac{\partial y_s}{\partial t} = \frac{\alpha F_b}{D} \cdot \frac{\partial^2 y_s}{\partial x^2} \quad (3.44)$$

この種の線形偏微分方程式を、explicit な差分スキームで数値的に解く場合には、 Δx 、 Δt が次式で示す安定条件を満たす必要がある。²⁵⁾

$$\frac{\alpha F_b}{D} \cdot \frac{\Delta t}{(\Delta x)^2} < \frac{1}{2} \quad (3.45)$$

ただし、これはあくまでも線形偏微分方程式(3.44)に対するものである。実際の数値計算の対象となる基礎式(3.21)は、漂砂量公式として Savage 型の公式を使って表わすと次式のようになる(ただし、 $q_{ya} = q_{yb} = 0$ としている)。

$$\frac{\partial y_s}{\partial t} = -\frac{\alpha}{2D} \left[\frac{\partial F_b}{\partial x} \cdot \sin 2\alpha_b + 2F_b \cos 2\alpha_b \cdot \left\{ \frac{\partial \theta_b}{\partial x} - \frac{1}{1 + \left(\frac{\partial y_s}{\partial x} \right)^2} \cdot \frac{\partial^2 y_s}{\partial x^2} \right\} \right] \quad (3.46)$$

ただし、

$$\alpha_b = \theta_b - \tan^{-1} \left(\frac{\partial y_s}{\partial x} \right) \quad (3.47)$$

すなわち、この場合には方程式が非線形となり線形の場合に対する安定条件式(3.45)を無条件に使うことには問題がある。

一般に、非線形の拡散方程式を explicit に解く場合には、少なからず発見的な手法に基づいて安定条件をさぐっていく必要がある²⁶⁾。そこで、ここでは次のように

考えた。まず、式(3.46)で $\partial F_b / \partial x = 0$ 、 $\partial \theta_b / \partial x = 0$ の場合を考えると、次式を得る。

$$\frac{\partial y_s}{\partial t} = \frac{\alpha F_b}{D} \cdot \cos 2\alpha_b \cdot \frac{1}{1 + \left(\frac{\partial y_s}{\partial x} \right)^2} \cdot \frac{\partial^2 y_s}{\partial x^2} \quad (3.48)$$

上式は、いぜんとして非線形方程式であり、これに対して形式的に先の式(3.45)の形にあてはめると、安定条件式は、

$$\frac{\alpha F_b}{D} \cdot \cos 2\alpha_b \cdot \frac{1}{1 + \left(\frac{\partial y_s}{\partial x} \right)^2} \cdot \frac{\Delta t}{(\Delta x)^2} < \frac{1}{2} \quad (3.49)$$

となる。上式で $\alpha_b \approx 0$ 、 $(\partial y_s / \partial x)^2 \approx 0$ の場合を考えると、これが最も安全側となることがわかる。そこで、けっきょく本モデルでは、先の式(3.45)を安定条件式として用いることにした。ただし、実際にはさらに安全を見込んで式(3.45)中の Δx として、実際の値の 0.8 倍の値を用いて Δt を算定した。

なお、非線形の拡散方程式を explicit に解く場合には、与えられた解に対して、系は時間 t のある値で安定であっても他の値で安定になるとは限らない²⁶⁾が、いまの場合には、同一の沖波条件に対して F_b が時間的に変化しないことから、ここでは、ある沖波条件のもとで得られた F_b に対して安定条件を計算し、その沖波条件が変化するまで同一の Δt を用いるようにした(図-3.1)。具体的には、 F_b の沿岸方向分布からその最大値 $F_{b,max}$ を選び出し、それに対して安定条件(3.45)を満たすように Δt を決めるようにした。

(2) 拡散係数が負となることによる不安定について

先の式(3.48)において、 $\alpha_b > \pi/4$ の場合には $\cos 2\alpha_b < 0$ となり、右辺の係数、すなわち拡散係数が負になってしまう。その場合には、海岸線の小さな凹凸が時間経過とともに増大していくことになる。この種の不安定性については、既に Bakker と Edelman²⁷⁾ によっても論じられているが、実際には $\alpha_b > \pi/4$ となることはさきわめてまれであって、たいていの場合には、海岸線の微小な凹凸は時間の経過とともにならされていくというのが普通である。しかし、あとで具体例を示すように、実際の数値計算においては波の変形計算と汀線変形計算を同時進行的に行えない関係上、場合によってはこの種の不安定現象が現われることがあるので、その場合には適当な処理を施すことによってそれを回避する必要がある。

3.3.4 単純なケースでの計算例 — 各仮定やパラメータの効果について —

(1) 突堤の場合

a) 反射波の効果

図-3.13は、直線状の海岸線（等深線は図-3.3，以下同じ）に直角に設置された突堤に対して、図のような形で波が入射した場合の汀線変形計算結果を示したものである。計算条件は図に示す通りであり、波浪変形計算の回数，すなわち図-3.1中のIMAXは1としている。また、この場合の突堤での漂砂の通過率はほぼゼロである。

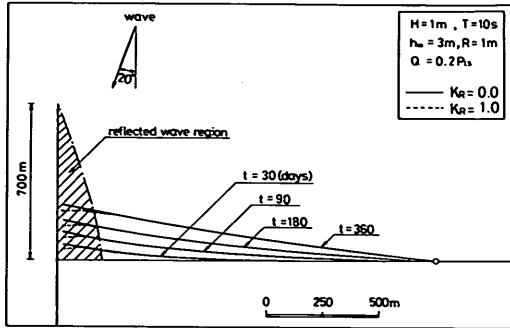


図-3.13 反射波の効果

計算された汀線位置は、図中で実線と破線とで示してあるが、これらは各々、反射率 K_R を0および1とした場合の計算結果である。これを見ると、突堤からの反射波の効果は、反射波が直接到達する領域に現われるだけで、それより遠方にはほとんど波及していないことがわかる。また、 $K_R = 1$ の場合では、突堤近くの汀線はほぼ水平になるようである。

なお、汀線変形計算領域の右端は、図中、白丸印で示してあるが、計算に際してはこのポイントで汀線位置を固定して取扱っている。これは、開境界で汀線位置をフリーにして取扱うと、計算が不安定になることがあるためである。

b) 回折の効果

図-3.14は、先の図-3.13に示したものと同一条件で突堤の下手側の領域に対して計算を行ったものである。これを見ると、回折の効果は突堤周辺で顕著に現われており、特に、計算初期の段階では、回折領域と直接入射波領域の境界線あたりで最も汀線が後退するようになることがわかる。

c) 漂砂の通過率の効果

図-3.15は、やはり同じ波の条件下で、初期汀線から海側の突堤長を200mとして突堤の両側の汀線変形計算を行った結果を示したものである。ただし、突堤による波の反射率は0.5としている（以後、同じ）。図中の実線は、先の3.3.1のg)項で述べた方法で汀線の変化に

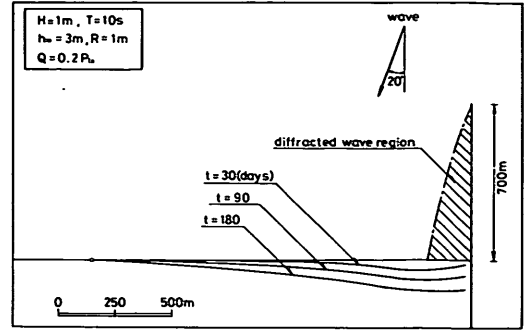


図-3.14 回折の効果

連動させて通過率 K_P を算定することにより行った計算結果であり、一方、破線は一律に $K_P = 0$ として行った計算結果を示している。

これを見ると、汀線の前進に伴って通過率 K_P が急激に増大し、それに伴って $K_P = 0$ とした場合との差がしだいに大きくなっていく様子がよくわかる。また、反射や回折の効果と異なり、通過率の効果は突堤の周辺のかなり広い範囲に現われている。

d) 漂砂量式の効果

汀線位置の最終安定形状は、一般に用いられる沿岸漂砂量公式(3.24)を使用する場合には、主として波向きによって決まり、漂砂量係数 a にはあまり影響を受けない。この漂砂量係数 a は、3.3.2で示したように主として汀線変化の時間スケールに関係している。最終安定形状の漂砂量式による違いは、式(3.24)のようなSavageタイプと、小笹・Bramptonによる式(3.26)のようなタイプ（以下、小笹タイプと呼ぶ）を使用した場合とで明瞭になる。

図-3.16は、やはりこれまでと同じ波の条件下で、Savageタイプ（実線、 $a = 0.2$ ）と小笹タイプ（破線= $a_1 = 0.1, a_2 = 3.24$ ）の漂砂量公式を使用した場合の計算を2本の突堤間の汀線変化に対して行ったものである。図の下端には、砕波高 H_b の沿岸方向分布も示してあるが、反射波領域や回折波領域では H_b が大きく変化し、そこで両者の違いが明瞭になっている様子がよく理解される。ただし、相違の程度は、後で述べる陸岸堤の場合ほど大きくない。

e) 波浪変形計算の回数の効果

汀線位置が変化すると、それに応じて波の屈折状況が変化してくるため、本来は波浪変形と地形変形計算は同時進行的に行うことが望ましいが、計算時間の制約から本モデルでは、図-3.1に示したように、波浪変形計算をある有限の回数（IMAX回）だけ行うようにしている。

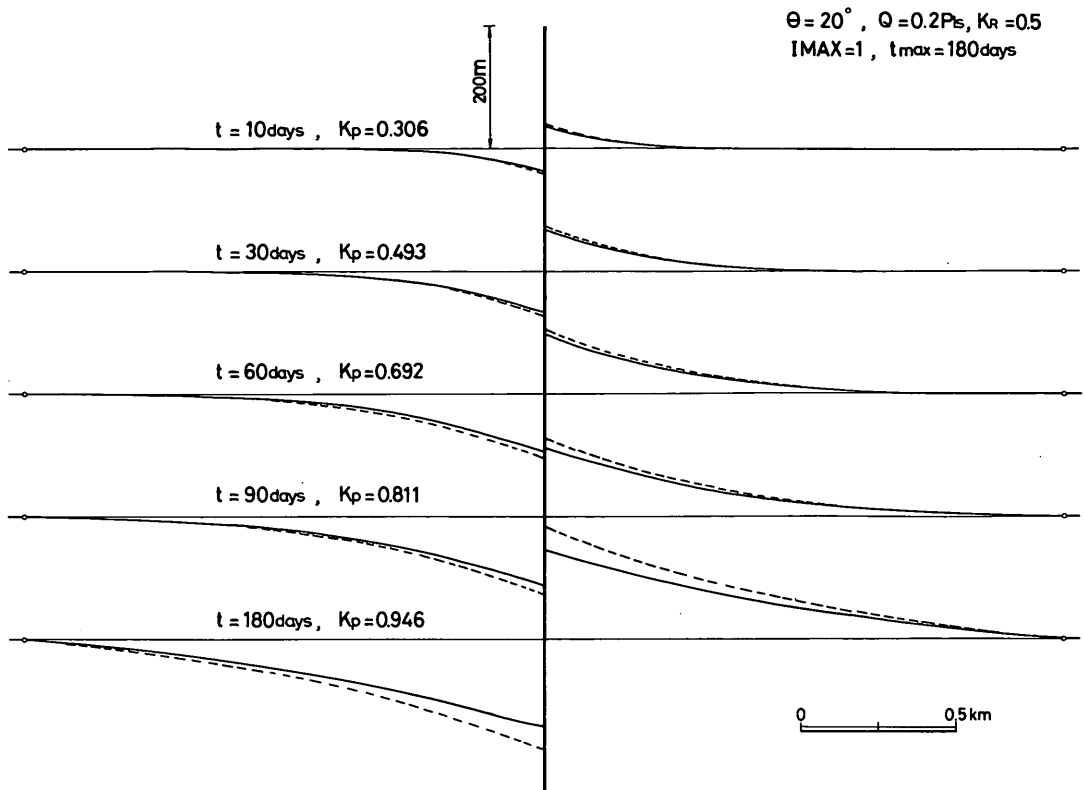


図-3.15 突堤での漂砂の通過率の効果

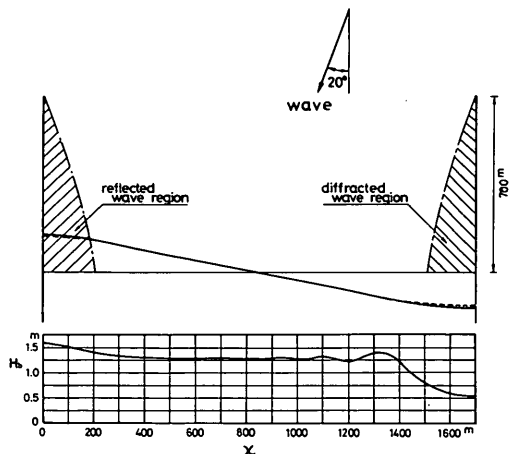
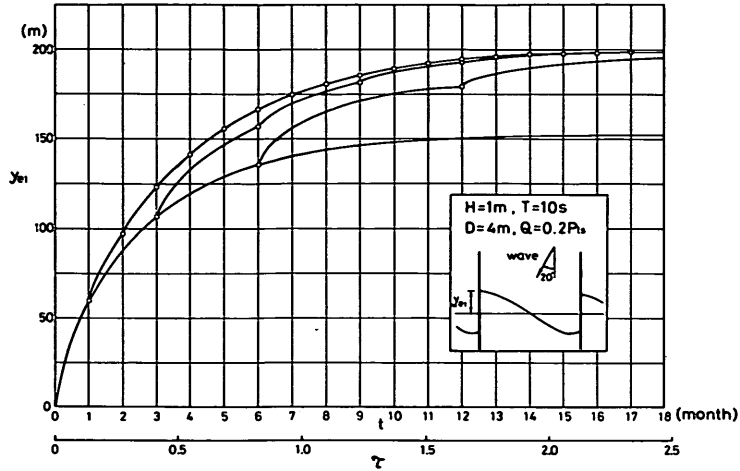


図-3.16 漂砂量式の効果

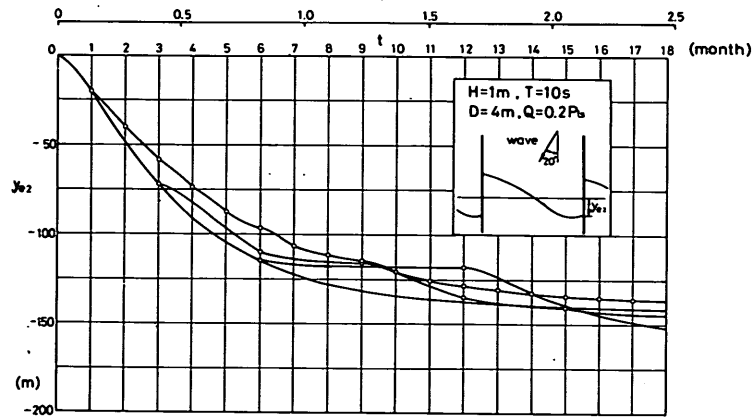
この極端な場合は $IMAX = 1$ 、すなわち与えられた沖波条件に対して1回だけ波浪変形計算を行う場合であるが、こうすると、初期状態の地形に対して計算される碎波角 θ_0 と、最終安定形状の地形に対して計算される θ_0 が大きく異なるときに、当然のことながら誤差が大きくなる。例えば、先の図-3.3 (b) に示した、2本の突堤

間の波浪変形の場合、右側の突堤基部の回折波領域では汀線が後退しても θ_0 はほぼゼロのままであるが、左側突堤近くでは汀線の前進而に伴ってより沖側で碎波するようになるため θ_0 がしだいに大きくなっていく。したがって、 $IMAX$ をかなり大きくとったときと1の場合とでは、左側突堤に近い部分で汀線変形の計算結果が大きく違ってくるものと考えられる。

図-3.17 (a) と (b) は、実際に計算を行ってこのことを確認した結果であって、それぞれ、左側および右側の突堤基部での汀線位置の変化量を、横軸に経過時間とて示したものである。これらの図は、18カ月の計算時間に対して、 $IMAX = 1, 3, 6, 18$ の4通りのケースで計算を行った結果をまとめて示したもので、図中の○印は、その時点の地形に対して波浪変形計算を行ったことを意味している。また、○印のところで線が分岐している箇所があるが、これは、その点が波浪変形計算を行った場合とそうでない場合との分岐点となっていることを表わしている。これらの二つの図を比較すれば明らかのように、右側突堤基部では、十分時間が経過した後でも $IMAX$ の違いによる汀線変化量の大きな相違は見られ



(a) 左側突堤基部（堆積側）



(b) 右側突堤基部（侵食側）

図-3.17 突堤基部での汀線変化量の経時変化

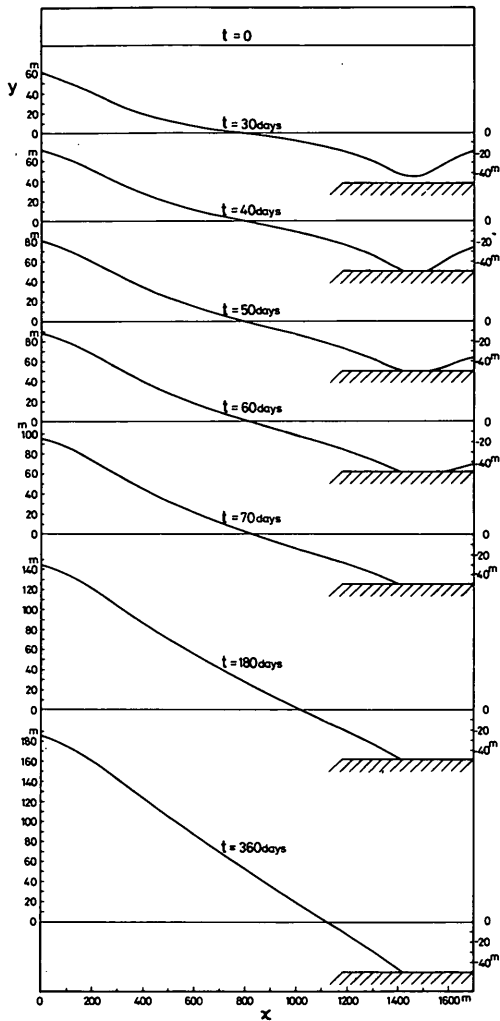
ないのに対して、左側突堤基部では、 $IMAX = 1$ とした場合の結果は、 $IMAX = 18$ の場合に比べて最終的に $3/4$ 程度になっていることがわかる。これらの図の横軸には、突堤間の碎波エネルギー・フラックス F_b の平均値を用いて式(3.42)の定義から算定される無次元経過時間 τ の値も示してあるが、これに対して $IMAX = 1$ の場合の汀線変化量を図-17(a)について見ると、 $\tau = 1.0$ と 1.5 での値はほぼ先の3.3.2に示した値になっていることがわかる。しかし、 $IMAX = 18$ の場合では、多少安定値に達するのが遅れるようである。

以上のことから、 θ_b の値が汀線変化とともに大きく変わる場合には $IMAX = 1$ とするのは誤差が大きくなることが明らかになった。このような場合には、図-3.17(a)の結果だけから判断する限りでは、少なくとも $IM-$

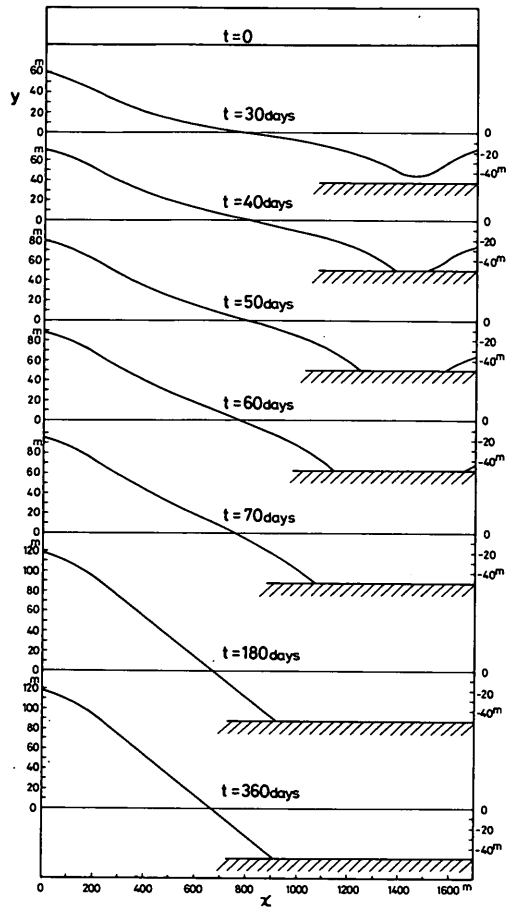
$AX \geq 3$ とする必要があるようである。また、計算時間は、 $IMAX$ が大きい場合には、図-3.11で決まる値より多少大きめにとる必要があるが、それでも $\tau \approx 2.0$ 程度で十分であると言えよう。

(f) 護岸の効果

護岸の取扱い方はすでに3.3.1で述べたが、これにはなお若干の補足が必要である。図-3.18(a)は、初期汀線位置から50m陸側に護岸がある場合の2本の突堤間の汀線変化を3.3.1で述べた方法で計算した結果を図示したものである。これからわかるように、この場合には汀線と護岸の交点が時間が経っても移動せず、しかも堆積部分の発達が著しくて最終的には欠堤部分の面積との極端な不一致が鮮明になっている。これは明らかに不合理な結果であるが、この原因としては次のようなこと



(a) METHOD A



(b) METHOD B

図-3.18 護岸のある場合の汀線変化

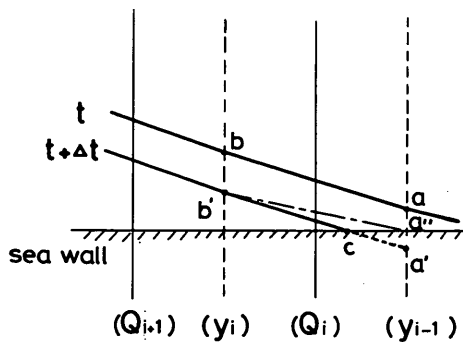


図-3.19 汀線が護岸に達した時の取扱い方

が考えられる。

図-3.19は、 y_{i-1} の汀線位置が、時刻 t から $t+\Delta t$

にかけて、護岸前面の a 地点から計算によって護岸背後の a' 地点にきた状況を示している。この場合には、3.3.1で述べた約束に従って、 $t+\Delta t$ 時点での汀線位置は a'' 地点にセットされることになる。問題はこの次の時間ステップである。 y_{i-1} の汀線位置をそのまま a'' 地点とすると、 $t+\Delta t$ 時点での Q_i は、汀線の傾きが $b'a''$ で算定されるためかなり大きめの値になってしまう。そのため、 Q_i を定義する測線上で見かけ上余分な漂砂の供給があったことと同じとなり、次の時間ステップで y_i が減少しなくなることになる。

そこでここではこれを回避するために、図の c 地点を計算で求めてこの点の漂砂量をゼロとし、これと Q_{i+1} とで漂砂のバランス式をたてて次のステップでの y_i の

値を算定するようにした。また、次のステップでのc点は、最初のb'cの傾きをストックしておくことによって y_i の値から決定した。

図-3.18(b)は、このような方法で計算した結果を明示したものである。これから上述の方法によって妥当な結果が得られることがわかる。図-3.20は、左側突堤基部の汀線前進量 y_e の経時変化を、護岸がない場合(実線)と護岸がある場合(点線)と比較して示したものである。

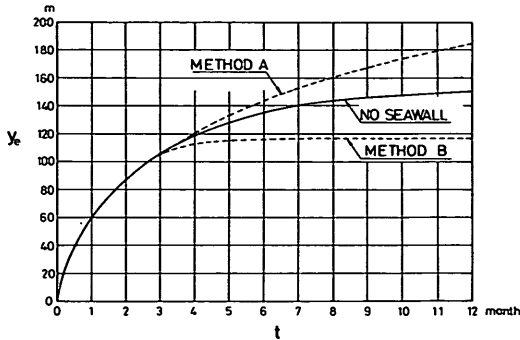


図-3.20 左側突堤基部の汀線前進量 y_e の経時変化

点線が2本あるのは、改良前(METHOD A)と改良後(METHOD B)をあわせて示したことによる。これを見ると、護岸がある場合には、汀線変化が安定に達するのが早まり、見かけ上浜の長さの短くなったような効果が現われることがわかる。また、改良前の方法(METHOD A)は、この図からも明らかに不合理であることがわかる。

(2) 離岸堤の場合

a) 波浪変形計算の回数効果

離岸堤の場合には、局部的に大きな汀線変化が生じるため、初期状態での碎波角 θ_0 と最終汀線形状に対する θ_0 が大きく異なってくる。それゆえ、IMAXの効果は先に示した突堤の場合よりももっと極端な形で現われる。

図-3.21は、離岸堤長さ b と汀線から離岸堤設置点までの距離 l がともに400mの場合の計算を、IMAX=1として行ったもので、360日後の値を示してある。ただし、漂砂量式は、図中に示すようにSavageタイプのものを用いている。この図から、 $\theta = 20^\circ$ の場合には、離岸堤背後部で汀線位置に段差が生じる形になっていることがわかる。これは、この位置で3.3.3の(2)で述べた種類の不安定、すなわち、汀線の向きに対する相対的な碎波角 α_0 が $\pi/4$ を超えて、その結果、拡散係数が負になることによる不安定現象が現われていることを示している。 α_0 が $\pi/4$ を超えたのは、IMAX=1とした場合、汀線変化に伴って汀線の傾きがかなり大きくなって、初期

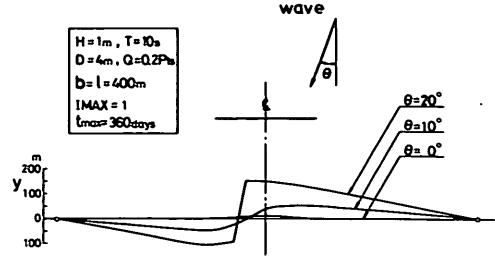


図-3.21 離岸堤背後の汀線変化 (IMAX=1, Savage型の漂砂量式を使用, $\alpha = 0.2$)

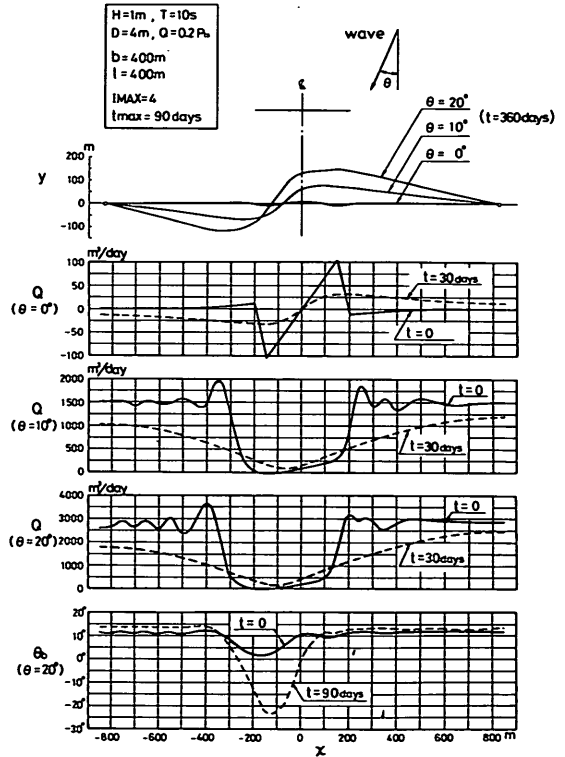


図-3.22 離岸堤背後の汀線変化 (IMAX=4, Savage型の漂砂量式を使用, $\alpha = 0.2$)

汀線に対する碎波角 θ_0 を用いて相対的碎波角 α_0 を算定しなければならないためである。

そこで、次にIMAX=4として同様に360日間の汀線変化を計算した結果を図-3.22に示す。これからわかるように、IMAX=4とすると、上述のような不安定現象は現われなくなっている。同図の最下段には、碎波角 θ_0 の分布形も示してあるが、初期地形に対する θ_0 の分布形と90日後のそれとは離岸堤背後部で大きく異なっており、地形変形と波浪変形計算をある程度連動させて行うことが重要であることが理解される。このようなこと

から、特に、離岸堤背後部のように局部的に大きな汀線変形が生じるような場合には、IMAXを大きめにとる必要があると言える。以後示す図は、IMAX = 4として計算した結果である。

b) 漂砂量式の効果

先の図-3.22を見ると、 $\theta = 20^\circ$ の場合には離岸堤背後部でかなり汀線が前進するのに対し、 $\theta = 0^\circ$ では、ごくわずかな前進しかしていないことがわかる。同図の中段には各 θ に対する漂砂量 Q の分布も示してあるが、これと上段の汀線変化形状を対比させると明らかにように、Savageタイプの漂砂量式を使用した場合には、主として、離岸堤の存在によってその背後部で漂砂の輸送能力が減少することによって汀線の顕著な前進が現われる。

これに対し、図-3.23は小笹タイプの漂砂量式を用いた計算結果を $\theta = 0^\circ$ の場合について示したものであるが、Savageタイプのものに比べてかなりの汀線前進量となっており、一方向に卓越する沿岸漂砂が存在しなくても、顕著な汀線の前進を示すことができることがわかる。ただし、汀線形状は台形に近い形となっており実際によく見られる形とは異なっている。

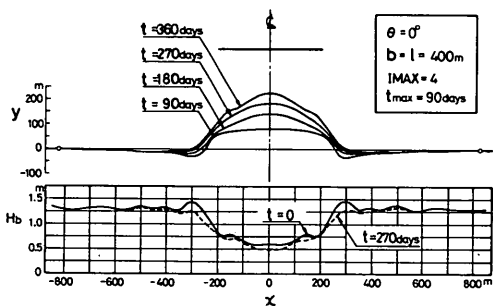


図-3.23 離岸堤背後の汀線変化 ($\theta = 0^\circ$, 小笹タイプの漂砂量式使用, $a_1 = 0.1, a_2 = 3.24$)

次に、 $\theta = 20^\circ$ の場合の結果を図-3.24に示す。これは、離岸堤の右側で汀線前進量のピークが現われる点でSavageタイプの漂砂量式を用いた場合の結果と同じであるが、270日後から360日後にかけて極端な汀線の前進を示す形になっている。これは下段に示した砕波高 H_b の分布形を見るとわかるように、初期状態に比べて270日後の地形に対する H_b の分布形の方が離岸堤の右側背後部で急激な減少を示す形になることによって。 (式(3.21)と(3.26)を組合わせて考えれば明らかにように、小笹タイプの漂砂量式を用いる場合には、 H_b の x に関する2階微分の値が大きいほど汀線変化量が大きくなる。)これは小笹タイプの漂砂量式を離岸堤背後部

での汀線変形計算に用いる際の一つの問題点である。すなわち、通常のSavageタイプの漂砂量式では、汀線変化が進むにつれて漂砂量が少なくなっていく、最終的にはほぼゼロとなって安定形状に達するのが普通であるが、小笹タイプの漂砂量式を使用した場合には、汀線が前進するにつれて砕波高 H_b の沿岸方向の変化率が大きくなり、極端な場合には式(3.26)の第2項の効果がききすぎて、その結果、汀線が非現実的な変化の仕方をしてしまうのである。

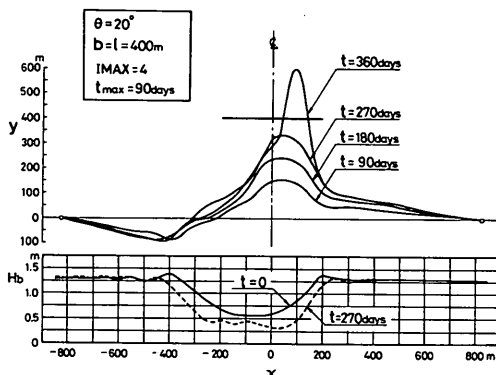


図-3.24 離岸堤背後の汀線変化 ($\theta = 20^\circ$, 小笹タイプの漂砂量式使用, $a_1 = 0.1, a_2 = 3.24$)

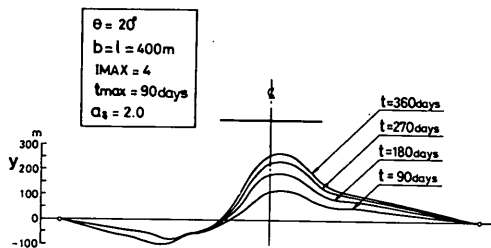


図-3.25 離岸堤背後の汀線変化 ($\theta = 20^\circ$, 小笹タイプの漂砂量式使用, $a_1 = 0.1, a_2 = 2.0$)

このような一種の不安定現象を回避する一つの手段は、式(3.26)中の係数 a_2 を小さくし、第2項のきき方を弱めることである。図-3.25は、係数 a_2 の値を小笹らの与えた3.24から2.0に落して計算した結果である。これには先のような不安定現象が現われておらず、 a_2 の値を操作することによって妥当な結果が得られることがわかる。

c) 離岸堤長および設置位置の効果

離岸堤に対して波が直角に入射してくる場合、離岸堤長 b に比べて離岸堤の設置位置から初期汀線までの距離 l が小さい場合 ($l/b \leq 0.5$) には、双峰型のトンボロ

が現われることが実験的に知られている²⁸⁾。図-3.26は、Savageタイプの漂砂量式を用いて、 $b = 400\text{ m}$ 、 $l = 200\text{ m}$ の場合について行った計算結果を $\theta = 10^\circ$ と $\theta = 20^\circ$ の場合も含めて示したものである。これを見ると、 $\theta = 0^\circ$ では汀線の変化量は増大しているものの双峰型のトンボロ地形は現われていない。一方、小笹タイプの漂砂量式を使用した場合には、離岸堤の両端背後部で H_b のコントラストが強くなるため、その部分で汀線が前進し双峰型のトンボロ地形を形成する傾向をもつが、その効果が強すぎてかなり極端な汀線変化を示すためここには示していない。

図-3.27は、 $b = 800\text{ m}$ 、 $l = 700\text{ m}$ の場合に対して、小笹タイプの漂砂量式を使用して計算した結果である。実際上は、この離岸堤の配置であれば単峰型のトンボロ地形が現われるものと考えられるが、計算では図のような双峰型のトンボロ地形が現われている。一般に、小笹タイプの漂砂量式を用いる場合には、離岸堤の端点近くの背後部で汀線変化が大きくなるようであり、図-3.23に示したような単峰型のトンボロ地形が現われる場合でも台形に近い形になる傾向がある。なお、この離岸堤配置に対してSavageタイプの漂砂量式を使用して汀線変化を計算すると単峰型のトンボロ地形が現われる

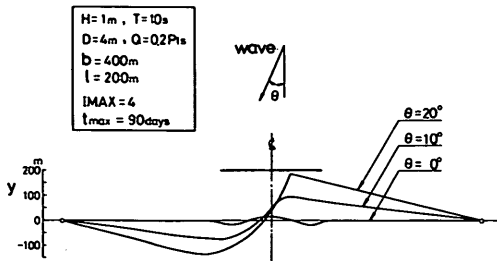


図-3.26 離岸堤背後の汀線変化 ($b = 400\text{ m}$ 、 $l = 200\text{ m}$ 、Savageタイプの漂砂量式使用、 $a = 0.2$)

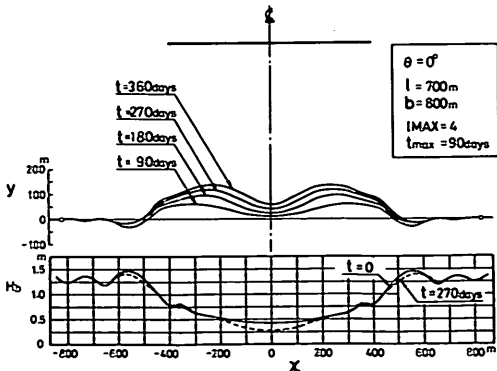


図-3.27 離岸堤背後の汀線変化 ($b = 800\text{ m}$ 、 $l = 700\text{ m}$ 、小笹タイプの漂砂量式使用、 $a_1 = 0.1$ 、 $a_2 = 3.24$)

が、変化量としてはごくわずかであったのでここには示していない。

(3) 波向きを振らせることの効果

図-3.28は、90日の時間々隔で、波向きを $\theta = 20^\circ$ と $\theta = -20^\circ$ に交互に入れ換えた場合の突堤周辺の汀線変化を示している。ただし、その他の計算条件は以前のもと同じであり、漂砂量式には小笹タイプのものを用いている ($a_1 = 0.1$ 、 $a_2 = 3.24$)。これから特に360日後の汀線形状に見られるように、波向きを振らすと、平均的には $\theta = 0^\circ$ であっても突堤の両側から突堤にすりつくような汀線変化を生じることがわかる。このような形の汀線変化は実際にもよく見られるが、そのことは逆に、このような汀線変化を再現するには、突堤をはさんでその両側から波が入射するように波向きを振ってやる必要があることを示している。

図-3.29は、離岸堤の背後の汀線変化を、同様に波向きを振らせて計算してみたものである。ただし、漂砂量式としてはSavageタイプのものを用いている ($a = 0.2$)。これから、離岸堤背後は常に堆積していることがわかる

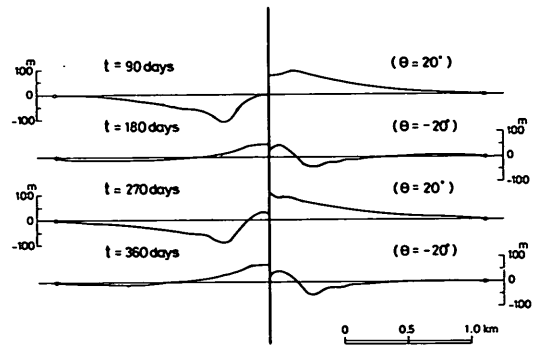


図-3.28 波向きを振らせることの効果 (突堤の場合)

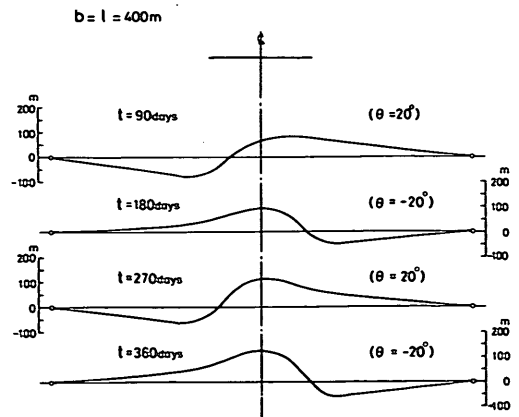


図-3.29 波向きを振らせることの効果 (離岸堤の場合)

が、これは、離岸堤背後部が左右両方向からの沿岸漂砂のトラップになっていることの現われである。したがって、このことから、Savageタイプの漂砂量式を使用した場合には、 $\theta = 0^\circ$ として計算すると離岸堤背後部の汀線の前進はあまり見られないが(図-3.22)、 $\theta = 0^\circ$ のまわりに波向きを振らせることによって離岸堤背後部に大きな堆積地形を生じさせることができる、ということがわかる。

4. 汀線変化予測計算実施に際しての留意事項

4.1 汀線変化予測計算に必要な基礎情報

汀線変化予測計算の実施に際して必要な情報の種類は表-4.1に示すとおりである。

表-4.1 汀線変化予測計算のために必要な情報

波浪	・ 1～5年間にわたる波高・周期・波向の情報
潮汐	・ 各種の平均潮位の情報
地形	・ 波浪の変形計算のための広域にわたる海底地形の情報 ・ 海底断面の変化の状況を把握するための少なくとも1年4シーズンの各々に対する海底断面に関する情報
汀線変動	・ 5～10年間にわたる汀線の継続的变化を知ることの出来る情報
漂砂	・ 対象海岸の漂砂の卓越方向に関する情報 ・ 沿岸漂砂量と波浪特性を関連付ける情報(特に汀線変動の情報を欠く場合に必要)
構造物等	・ 堤防・護岸, 突堤・防砂堤, 離岸堤, 防波堤などの位置, 構造, 築造年月あるいは人工的土砂投入あるいは採取等
河川	・ 主要河川の土砂排出量
底質	・ 粒度に関する情報

(1) 波浪に関する情報 — 通常時波浪の長期間にわたる平均的な特性に関する情報が必要である。対象海岸で直接観測の資料が得られない場合には、適当な方法による推算をする必要がある。

得られる資料が1ヶ年分であるような場合には、その年の波浪条件が、特に通年とは異なる特性を持っていないかどうかを点検しておく方が良い。この点検の方法には種々のやり方が考えられるが、対象海岸に出来るだけ近い観測点の記録の中で対象の年のデータと他の年のデータを統計的に比較するのも一つの方法であろう。

一般に、波高・周期の情報に比べて波向に関する情報は得難い。しかし、汀線変化予測モデルは、最終的な平衡汀線形状が、波向に最も強く左右されると言う意味で、「波向モデル」とも呼び得る性格を持っている。従って波向の情報は不可欠であり、波向データのない場合には

何らかの方法によって推定する必要がある。

(2) 地形に関する情報 — 波浪変形計算に使用するための深浅測量は、計算対象海岸を充分包含する領域についてなされなくてはならない。特に沖波が広い方向から来襲する場合には、変形計算対象地域の両側に十分な余裕を取って測量を実施する必要がある。

海底断面変化に関する情報は、後述するように、沿岸漂砂の移動帯の幅の推定等に用いられる。したがって、同一測線上で繰り返し実施された測量結果が必要である。このために、対象海岸沿いに、3～4箇所につき2～3本ずつの定測線を設け、この測線について測量を繰り返す方法が取られる。

(3) 汀線変動に関する情報 — 汀線変化予測計算においては、将来予測計算に先立って過去の汀線変形を追算し、この追算計算において計算結果が過去の変形を再現するように、計算条件の取り方やモデル中の係数を決定して行く過程が重要である。したがって、対象海岸において過去に生じた汀線変動に関する情報がきわめて重要である。

本章において述べる苦小牧東港の場合には同一の海浜のわずか15kmの距離の地点に苦小牧港が存在し、この港における20ヶ年弱の期間にわたる海浜変形のデータが、苦小牧東港での推定の大きな力となっている。また、予測計算に先立って数年間汀線測量を繰り返して、汀線変化の傾向を把握した5.2節に示した例もある。

長期間の間の汀線変化の傾向を知る上で、航空写真は重要な手掛りになる。しかし言うまでもなく、航空写真から得られる情報は撮影の瞬間の状況を示すものである。したがって、それが一時的な状況であるのか、あるいは長期にわたる変化の結果であるのかを確認する必要がある。このためには、撮影年月の異なる写真を可能な限り収集すること、地形図、海図等を参照すること、および地元住民から過去の海浜の状況を聴取することなどが必要である。

(4) 漂砂特性に関する情報 — 海浜変形に関する情報と同様な意味で、対象海岸の漂砂特性は事前に十分に把握されていなくてはならない。特に、海浜変形に関する適当な過去の情報の得られない海岸においては、漂砂特性の現況を入念に調査し、それをモデル中で再現することによって、計算条件やモデル中の諸係数を決定することになる。

漂砂特性として特に、対象海岸における漂砂の卓越方向および沿岸漂砂量が重要な要素となる。

漂砂の卓越方向に関しては、以下に示すような項目が明らかにされることが、モデルの検定の上で有益である

うと思われる。すなわち、

- 年間を通じての卓越方向
- 季節別に見た卓越方向
- 代表的な波向に応じて、海岸沿いの各所での底質の移動方向

沿岸漂砂量に関しては Savage 型の沿岸漂砂量公式の係数、すなわち、沿岸漂砂量と砕波点における波のエネルギー・フラックスの沿岸方向成分とを比例関係においた時、その比例係数を対象海岸において定めておくことが必要である。

沿岸漂砂量の測定は、現段階では螢光砂を用いて測定する²⁰⁾のが最も確実な方法であろうと思われる。また、沿岸漂砂量と波のエネルギー・フラックスの間の正比例関係は、過去の多くのデータによってほぼ確認されていると考えて良い。したがって、種々の海象の条件（波のエネルギーの広いレンジ）にわたって最小限 4～6 回程度の螢光砂を用いた調査を実施して、この係数を定めれば良い。

(5) 構造物に関する情報 — 対象海岸に当る波の特性に何らかの変化を与える構造物（沖合の防波堤・離岸堤など）、沿岸漂砂を遮ぎる可能性のある構造物（突堤、防砂堤、埋立護岸など）および浜の後退を防ぐ構造物（堤防、護岸など）については、その諸元（長さ、位置、構造など）および築造年月日を把握しておくべきである。

(6) 河川等の特性に関する情報 — 河川の特性については、主要な河川の排出土砂量を把握しておく必要がある。現地調査によって河川の排出土砂量が把握されている河川はきわめて稀な事例であるので、一般には、汀線変化の予測計算に先立って適当な方法によって推定しておく必要がある。

計算においてその排出土砂量を考慮しなくてはならない河川と、それを無視して良い河川の選別の基準を定めることは困難である。この選別の目安は、河川排出土砂量と河川流出地点付近における正味の沿岸漂砂量の比によって立てるのが適当であろう。後述する河川排出土砂の海岸への寄与率が、1 より小さい値であることを考慮すると年間の排出土量が年間の正味漂砂量の 20～30 % 以上に達するか否か程度を目安とすれば良いのではないかと思う。

4.2 計算条件の決定

4.2.1 計算の対象範囲と計算格子間隔の決定

予測計算の実施範囲は、対象海岸の明瞭な境界、すなわち、岬や長大な防波堤等によって近隣の海浜と明瞭に切り離されている境界まで広げられることが望ましい。

しかし、対象海浜が長大な海浜の一部をなしている場

合には、計算領域が広大になり過ぎる。前述のように、このモデルにおいては、一つの海浜の途中に計算上の境界を設ける場合には、その境界で汀線位置を固定しなければ計算が安定しない。従って、海浜の途中に境界を設ける場合には、長期にわたって比較的安定している地点を選び、そこに計算境界を選ばなくてはならない。

このような地点を選ぶことが難しい場合には、境界において汀線を固定したことの影響が、問題としている地域にまで有意に及ばないように、計算対象範囲に十分余裕を持って広く取らなくてはならない。

汀線変化計算に対する計算格子間隔は、以下の事項を考慮して決定する。すなわち、

- 計算対象地域の広さ
- 海浜地形の複雑さ*
- 計算に期待する視野の広さ（例えば、突堤群の間の地形や離岸堤背後の地形までを知ろうとするのか、あるいは、より沿岸方向に平均化された地形を知ろうとするのかの相違）。

一応の目安としては、計算対象地域が広くまた沿岸の地形が単純な場合には、100～200 m の格子間隔に定め、突堤群間や離岸堤背後等の地形を求めたい場合は、突堤間隔や離岸堤の堤長の $1/10$ 前後の長さに相当する格子間隔とすれば良い。

沖合の波の変形計算において、このような短かい格子間隔を取ることは不経済な場合が多い。したがって、例えば水深 -5～10 m 程度の点まで粗い格子間隔で波浪変形の計算を実施し、それ以後ではより短かい格子間隔を取るのが合理的であろうと思われる。

4.2.2 計算に用いる波の諸元の決定

この汀線変化モデルにおいては、計算に用いる波浪条件を短かい時間間隔で変化させることは、もちろん可能である。しかし前述のように、このモデルにおいては計算時間の大半を波浪変形計算に費やしており、計算波浪条件をいたずらに複雑にすることは、計算時間を増加させ得策とは思えない。このモデルの精度を勘案するとき、それはむしろ無駄であると言って良いであろう。計算に用いる波浪条件は、その目的に合致した範囲で、最も単純に定めるべきである。

後述する苫小牧東港の事例では、年間を通じて1種の波浪条件を定めているし、5.2に示す事例では、その海岸に来襲する波を南寄りのうねりと東寄りの風浪に分け、

*本モデルでは、波浪変形計算法として波向線法をベースとしている関係上、波長スケール以下の細かな等深線の変化は正確に追跡できない。そのような細かい変化が、深投図にある場合には、適当に平均化して水深データを作成するのがよい。

年間を通じて2種の波浪条件を定めている。その他にも、各季節ごとに1種、計4種の波を定める考え方、あるいは各季節ごとに代表的な2方向の波を選び、年間8種の波を定める考え方もある。

どのような考え方によるかは、対象海岸の波浪の特性に第一に左右され、第二には予測の目的に左右される。環境アセスメントの目的で実施する予測においては、専門家でない第三者に理解しやすいと言う要素は、意外に重要であり、このため、波浪条件を極端に単純化するのが困難である場合が多い。また、過去の海浜変形に関する情報が充実しているか否かも、計算波の選定のための重要な要素であろう。情報が豊かであれば、これら過去の変形を再現出来る範囲で条件を単純化しても十分な説得力がある。しかし、情報が乏しい時には勢い計算波浪の条件を複雑にせざるを得なくなる。

また前述した離岸堤の背後のトンボロの形成の事例で示したように、一方向の波のみでは現象を再現することが出来ず、数種の波を交互にかけることによって初めて現象の再現が可能となる場合がある。

さて、前述して来たことを考慮して計算に用いる波浪条件の定め方の基本の方針を定めた後は、以下の手順・方法によって計算波浪の諸元を定めれば良い。説明をわかりやすくするために、各月ごと、各波向ごとに周期別波高発生頻度表が与えられており、季節ごとに2方向の波を計算に用いる場合を考える。

(1) 計算に用いる波の周期の決定 — 設定された期間および設定された波向の範囲における平均周期を定める。

$$\tilde{T}_{ij} = \sum_k n_{ijk} T_k / \sum_k n_{ijk} \quad (4.1)$$

ここに \tilde{T}_{ij} ; 期間区分 i (例えば夏期6, 7, 8月)、波向区分 j (例えば南寄りの波E, ESE, SE, SSE) に対する平均周期
 n_{ijk} ; 期間区分 i 、波向区分 j および周期階級 T_k (例えば8.0 s ~ 8.99 s、平均8.5 s) の波の発生頻度

(2) 計算に用いる波の波高の決定 — 設定された期間および設定された波向に対するエネルギー平均波高 (\tilde{H}_{ij}^2) を求める。

$$\tilde{T}_{ij} \cdot \tilde{H}_{ij}^2 = \frac{\sum_k \sum_l (n_{ijkl} \cdot T_k \cdot H_l^2)}{\sum_k \sum_l n_{ijkl}} \quad (4.2)$$

ここに n_{ijkl} ; 期間区分 i 、波向区分 j 、周期階級 k に対する波高階級 l の波の発生頻度 (例え

ば周期階級 8.0 ~ 8.99 s、波高階級 1.0 ~ 1.49 平均 1.25 m) の波の発生頻度

このような考え方によって定めた波高を用いることで一般的には、ほとんど問題は生じない。ただし、突堤等の沿岸漂砂の捕捉率を考える場合には、多少考慮を要する場合が生じて来る。

例えば、前述の方法によって定めた波高と周期を用いると沿岸漂砂の捕捉率が100%であるが、それより大きい波高になると捕捉率が100%を切るという状況は十分に起り得る。前述のエネルギー平均波高は、全出現可能有意波高のうち大きい方から $1/3$ 前後の値であることが多いから、計算に用いた条件では沿岸漂砂の通過が起らないような突堤でも、実際には全沿岸漂砂量の10%前後の沿岸漂砂の通過が生じている場合もあり得る。

この程度の通過が問題となる状況に対して汀線変化予測モデルを適用する場合には、計算に用いる波高を大小2種選ぶなどの工夫が必要である。

(3) 計算に用いる波の波向の決定 — 設定された期間および設定された波向の範囲に対する波のエネルギーフラックスの沿岸方向の成分の合計を与える波向 $\tilde{\alpha}_{ij}$

$$\tilde{T}_{ij} \cdot \tilde{H}_{ij}^2 \cos \tilde{\alpha}_{ij} \cdot \sin \tilde{\alpha}_{ij} = \frac{\sum_k \sum_l \sum_m n_{ijklm} \cdot T_k \cdot H_l^2 \cdot \cos \alpha_m \cdot \sin \alpha_m}{\sum_k \sum_l \sum_m n_{ijklm}} \quad (4.3)$$

前述のように汀線変化予測モデルにおいては、汀線変化によって汀線の方向が徐々に変化し、波向と直角な方向に達すると沿岸漂砂量がゼロになる。これは地形が平面的な平衡状態が達成された状況である。従って、汀線形状は波の諸元のうちでも波向に最も影響される。この意味では、汀線変化予測モデルは波向モデルということも出来る。

一方、現状では波の諸元のうちで波向は最も取得し難い項目であり、測定精度も低い。従って前述した方法で機械的に決定された波向を用いた計算では、過去の汀線変化を再現し得ない場合が多い。このような場合には、前述した方法によって定めた波向を少しずつ修正しながら試計算を繰り返して、過去の汀線変化を最も良く再現する波向を求めて行く必要がある。

また後述する苫小牧東港への適用事例のように、計算に用いる波の周期と波高を定めた後、過去の地形変化を最も良く再現する波向を最初から探して行く方法もある。

4.2.3 漂砂の移動帯の幅および沿岸漂砂量公式の係数の決定

式(3.21)において $q_a = q_b = 0$ とし、 $Q = a P_{1s}$ と

すると $\frac{\partial y_s}{\partial t} = -\frac{\alpha}{D} \frac{\partial P_{ls}}{\partial x}$ となる。

ここに P_{ls} は砕波点における沿岸方向のエネルギーフラックスである。このように、波のエネルギー・フラックスの沿岸方向の成分 ($P_{ls} = F_b \sin \alpha_b \cos \alpha_b$) の x 方向の変化率のある一定値に対する汀線変動量 (Δy_s) は、沿岸漂砂量の係数 (α) と漂砂の移動帯幅 (D) の比の値によって左右される。

一方、沿岸漂砂の移動帯の幅は、突堤状の構造物の沿岸漂砂の捕捉能力に関係する。一般には移動帯幅が大きいと、同一長さの突堤の捕捉率は低くなり、より多くの土砂が突堤先端を越えて下流に輸送されることになる。

したがって、沿岸漂砂の移動帯幅と沿岸漂砂量公式の係数とは、上述の2つの要素を考慮しつつ、一体のものとして取り扱われるべきであろうと思われる。

(1) 沿岸漂砂の移動帯の幅の決定 — 沿岸漂砂の移動帯の幅は、平均満潮面上の波の這い上りの上限から平均干潮面下の底質の移動限界水深までの高低差で表わされる。この場合の底質の移動限界水深は、いわゆる初期移動とか全面移動とかと言った、底質の粒子の運動の限界水深を言うのではない。こうした水深より相当に浅い、海底断面変化が顕著に現われるような水深を意味している。

この移動限界水深は、現地地で観測された海底断面測量の結果から推定する場合と既存の推定公式を用いて推定する場合とがある。

現地データから移動限界水深を定める場合には、特定の数本の測線について四季を通じて断面測量を繰り返し、この結果を重ね合わせた上で断面変化の著しい区域の沖端の水深を決定する。

移動限界水深を求めるための移動限界水深算定式は多数提案されている。これらの中で、海底断面変化の顕著である地域の沖側の水深に相当する限界水深を与えるとと思われるものを示すと以下の通りである。

○ 佐藤・田中の式 (完全移動限界式)²⁹⁾

$$\frac{H_0}{L_0} = 2.4 \left(\frac{d}{L_0} \right)^{1/2} \left(\sinh \frac{2\pi h_0}{L} \right) \left(\frac{H_0}{H} \right) \quad (4.4)$$

○ スワートの式 (Dプロファイルの沖端水深を与える式)³⁰⁾

$$\frac{h_0}{L_0} = 0.0063 \exp B$$

$$B = 4.347 \frac{H_0^{0.473}}{T^{0.894} d^{0.093}} \quad (4.5)$$

○ レクターの式³¹⁾

$$h_0/L_0 = 3.5 (H_0/L_0) (d/L_0 \times 10^4)^{-0.75} \quad (4.6)$$

○ ハーラーマイヤーの式³²⁾

$$\sinh \left(\frac{2\pi h_0}{L} \right) = \left\{ \frac{\pi^2 (H_0 - 0.3\sigma)^2}{8g \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) T_s^2 d} \right\} \quad (4.7)$$

ここに、 H_0 ; 換算沖波波高 (m), L_0 ; 沖波波長 (m), d ; 底質の中央粒径 (m), h_0 ; 移動限界水深 (m), L ; 水深 h_0 における波長 (m), T ; 波の周期 (s), H_0 ; 年間平均有義波高 (m), σ ; 有義波高の年分布の標準偏差 (m), T_s ; 年平均有義周期 (s), ρ_s ; 底質の密度, ρ ; 海水の密度である。これらの推定式による推定値は相当にバラ付いた値を与える。従ってこれらを見比べて上で適当な値を定めることになる。

一方、波の這い上りの上限値もまた、現地海浜の断面形状および既存推算式によって推定することが出来る。波の這い上りの上限は、現地の海岸で比較的簡単に見付け出すことが出来る。すなわち、汀線付近からほぼ様な勾配で陸側に上った砂浜面が、急により緩勾配の砂面に変る点付近が、ほぼ波の這い上りの上限に当たっている。台風直下のような荒天時には、この点より高い地点まで波が這い上っていることが、漂着した材木の位置などでわかる。しかし、汀線変化の予測計算に用いる値としては、それ程大きな値を用いる必要はなく、前述した現地での断面測量によってほぼ平均的な値を定めれば良いであろう。

既存の公式によって這い上り高を推定しようとする場合には、以下に示すような諸公式が用い得る。これらの公式による推定値も、相互に相当に異なった値となるので、これらの値の中で適当な値を定めなくてはならない。

○ レクターの式³¹⁾

$$R/L_0 = 0.18 (H_0/L_0)^{0.5} \quad \text{ただし } H_0/L_0 < 0.018$$

$$= 0.24 \quad H_0/L_0 \geq 0.018 \quad (4.8)$$

○ ハーラーマイヤーの式³²⁾

$$\left\{ \frac{2\pi R}{L} \right\} \sinh^2 \left\{ \frac{2\pi R}{L} \right\} \tanh \left\{ \frac{2\pi R}{L} \right\}$$

$$= \frac{\pi^2 (H_0 + 5.6\sigma)^2}{0.03 \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) \left(\frac{g T_s^2}{2\pi} \right)^2} \quad (4.9)$$

○ スワートの式³⁰⁾

$$R/d = 7,644 - 7,706 \exp A \quad (4.10)$$

$$A = -0.000143 \frac{H_0^{0.488} T^{0.93}}{d^{0.786}}$$

○ ハントの式³³⁾

$$R/H_0 = \tan \beta / \sqrt{H_0/L_0} \quad (4.11)$$

ここに、 R ；波の這い上り高、 $\tan \beta$ ；前浜勾配であり、他は式(4.4)～式(4.7)に用いられた記号と同じである。

(2) 漂砂量公式の係数の決定 — 前述のように、沿岸漂砂量公式の係数の値は、漂砂の移動帯の幅と一体となって同一波浪条件下での海浜変形の速さを支配する要因である。従って、過去に生じた海浜変形を追尾再現する予備計算を行って、これらの値を適当に定める必要がある。

追尾再現計算の対象となるような過去の事例が存在しない場合には前述した現地調査によってこの係数を決定する必要がある。更に、既存の公式をそのまま用いると言う手段も考え得る。しかし、公式およびこのモデルの精度を考え合わせれば、既存の公式をそのまま用いたのでは、定性的な予測はまだしも定量的予測は不可能である。

4.2.4 繰り返し計算の必要性とその時間々隔

図-3.1に示すように、繰り返し計算を要する部分には、汀線変化計算の繰り返し部分と波浪変形計算の繰り返し部分とがある。前者は、同一の砕波波浪の条件であっても、汀線の変化に伴って、汀線に対する波の入射角が変化し、これによって漂砂量の変化が生ずるために必要となる繰り返し計算である。後者は、同一の沖波条件であっても、汀線の変化に伴って沿岸漂砂の移動帯の部分で海底地形が変化するために、波の屈折・砕波の状況が変化するために必要となる繰り返し計算である。

汀線変化の繰り返し計算は、3.3.3項において述べた計算の安定条件から、繰り返し時間(Δt)が規制され、プログラム中で自動的に決定されるようになっている。

再三にわたって述べて来たとおり、このモデルの計算時間の大半は、波浪変形計算によって消費されている。したがって計算の簡易化の観点からは、波浪変形計算の頻度を出来るだけ減ずることが望ましい。しかし、図-3.17に示したように、繰り返し計算の頻度によって、最終的な汀線形状が異なったものとなる。このために、なにがしかの繰り返しは必要であろう。図-3.17によれば、繰り返しを行わない場合と、1ヶ月ごとに繰り返し計算を行った場合の間には、最終汀線形状に相当(y_{s1} の値で繰り返しのない場合の値は、1ヶ月ごとの繰り返しの場合の値の0.75倍である)の差異がある。しかし、

6ヶ月ごとに繰り返し計算を行えば、1ヶ月ごとに行った場合との差は急激に減少し、 y_{s1} の値で0.95倍になっている。従って、繰り返し計算をあまり頻繁に行っても、その意味は薄く、 $IMAX = 3$ 程度が適当な値と言えるだろう。

4.2.5 必要な予測計算期間長さ

3.3.2項において述べたように、汀線の変化の速度の指標 τ は式(3.42)によって示される。すなわち、波のエネルギーフラックスが大きい程、Savage型の沿岸漂砂量公式の係数 a が大きい程速くなり、沿岸漂砂の移動帯幅が小さい程、海浜の延長距離が短かい程速くなる。特に海浜の延長は、その2乗で汀線変化速度に影響し、必要な予測計算期間を左右する。

図-3.11に示すように単純な条件での汀線形状は、 $\tau = 1.5$ 付近でほぼ平衡状態に達している。 $\tau = 1.5$ とした時、海岸線の延長と $4aF_b/D$ の値から所要計算時間を求めるグラフを図-4.1に示した。構造物の配置が複雑になると、局所的に波のエネルギーフラックスが小さく、汀線変化が遅い箇所も生ずる可能性があるため、このグラフから求まる値の2倍程度の期間を計算期間とすると良いであろう。

5. 汀線変化予測モデルの適用事例

5.1 苫小牧東港港内に流入する厚真川の付け替えに伴う導流堤の所要長の推定

図-5.1に示すように、厚真川は苫小牧東港北防波堤の港内側(西側)に流入している。この川を途中からショート・カットして北防波堤の東側の基部に付け替えようという計画がある。

苫小牧東港の西ほぼ15kmの地点に既設の苫小牧港があり、この港では、後述するように、その東側に土砂が堆積し、西側の海岸が侵食された。この事実から、この海岸では東から西へ向う漂砂が卓越するものと考えることが出来る。

したがって、苫小牧東港においても、その東側海岸に土砂が堆積することが予想され、事実すでにその傾向があらわれている。このため、港の東側に河川を付け替えるとすれば、河口閉塞を防止するために、導流堤を設けることが望ましい。将来の海浜汀線の前進を考慮して、この導流堤の長さをどれだけとするのかを決定するために、汀線変化予測モデルを用いた。

幸いにして、この事例の場合には、近くに苫小牧港があり、その築造に伴う汀線の変化が把握されている。このため、汀線変化モデルを比較的簡便に利用しても、相

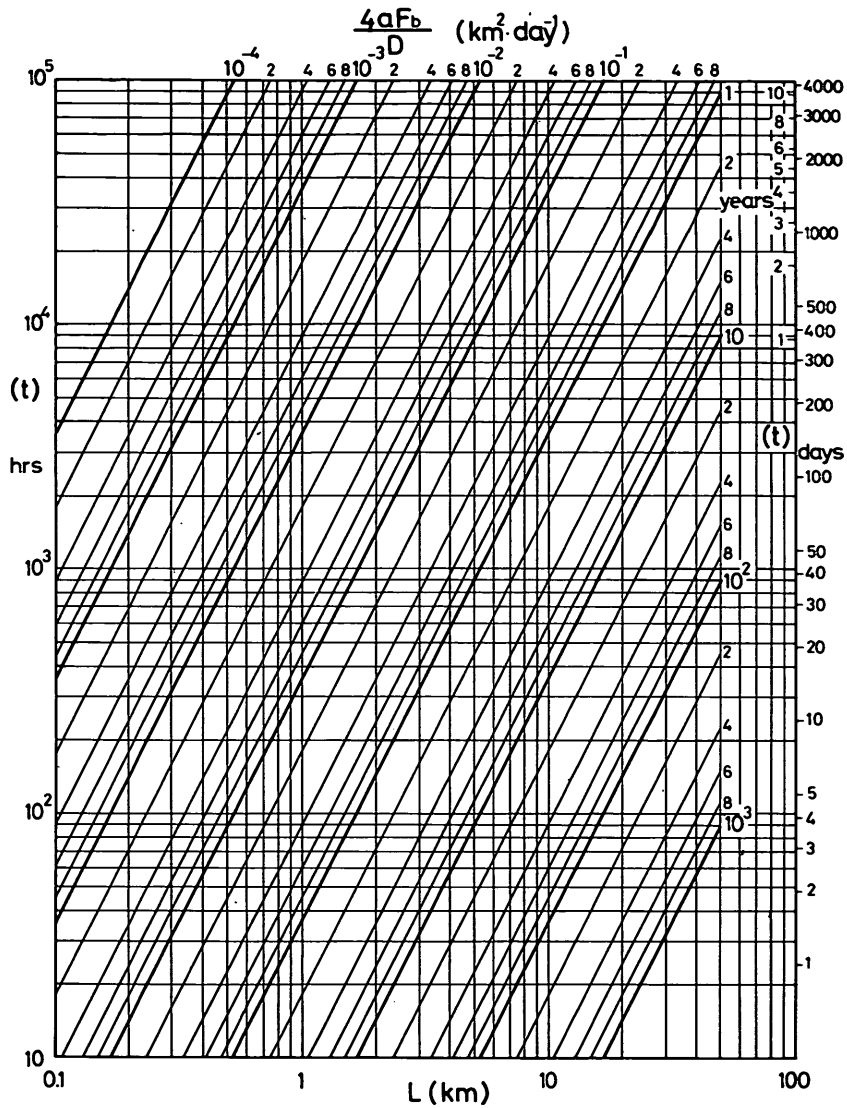


図-4.1 海岸線延長と所要予測期間の関係

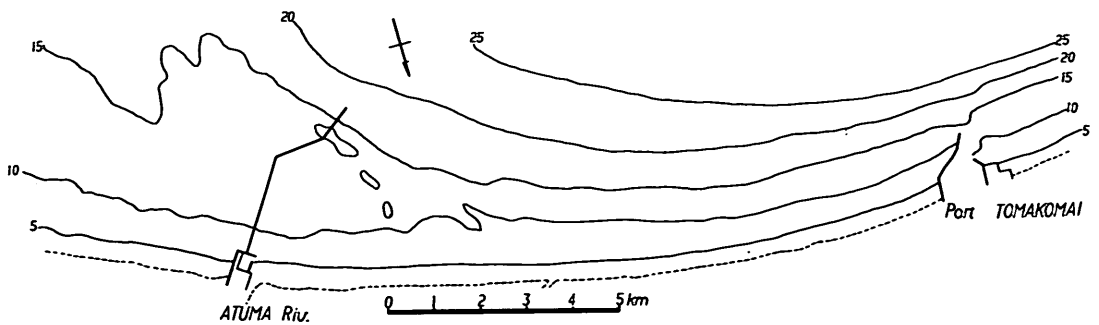


図-5.1 苫小牧港, 苫小牧東港平面図

当に信頼性の高い将来予測がなされたものと考えている。

5.1.1 海岸の自然条件³⁴⁾

(1) 海底および海浜地形 この海岸はほぼ東西方向に走り、ゆるやかな凹形の線形を描いて太平洋に正対している。図-5.1に見るように東に行くに従って海底勾配は緩やかになる。その傾向は水深が深い程著しく、汀線から水深-10m程度までの平均勾配は、苫小牧港で1/100、苫小牧東港で1/120程度、-5mまでだと各々1/60および1/80となる。

苫小牧東港の西側沖合に海岸から斜めに東沖合に伸びる礁状の地形が走っているが、この部分を除くと、各等深線は、単調な曲線をなしている。

(2) 底質 海底質の中央粒径は-5m付近で0.1~0.2mであり海岸に沿って一定した変化傾向を示さない。水深が-20m程度では東苫小牧港で0.15~0.45mm、苫小牧港で0.1~0.15mmと東側の方が粗粒であるが、更に深く-25mになると、その傾向は逆になる。

(3) 波浪 例えば昭和42年から46年の5ケ年間について、水深-13m地点に設置されたステップ式波高計の記録から波高・周期の相関表を示すと表-5.1のとおりである。この間の平均測得率は92.4%であり、測得率に特に季節性などは見られない。

さらに、ミリ波レーダーによって測定された波向の分布(同じく昭和42~46年の5ケ年)は図-5.2に示す

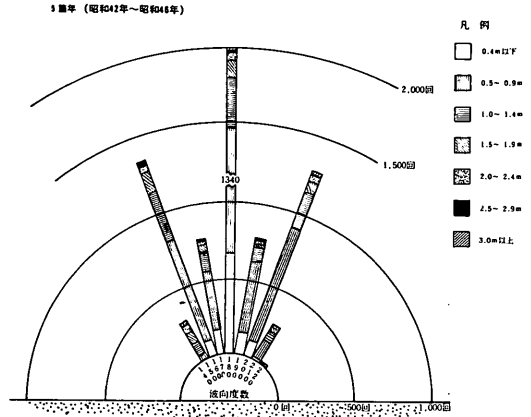


図-5.2 苫小牧港における波向分布

とおりである。

(4) 潮位 苫小牧港における各種平均潮位は次の通りである。

平均潮位	+ 0.883 m
期望平均満潮位	+ 1.517 m
期望平均干潮位	- 0.014 m

5.1.2 苫小牧港東海岸における汀線の変化

苫小牧港東海岸における汀線変化を昭和28年(1953年)の汀線を基準として示すと図-5.3に示すとおりで

表-5.1 苫小牧港における周期別波高発生頻度

5箇年(昭和42年~昭和46年)		1日12回観測 測得率92.4%								
T%周期	H%波高	0.4以下	0.5~0.9	1.0~1.4	1.5~1.9	2.0~2.4	2.5~2.9	3.0~3.4	3.5以上	計
	1	1.0~1.9 ^{sec}	2(0.0)							
2	2.0~2.9	25(0.1)	25(0.1)			1(0.0)				51(0.3)
3	3.0~3.9	239(1.3)	824(4.3)	98(0.5)	4(0.0)					1,165(6.1)
4	4.0~4.9	382(2.0)	1,615(8.5)	573(3.0)	125(0.7)	4(0.0)				2,699(14.3)
5	5.0~5.9	340(1.8)	1,391(7.3)	586(3.1)	264(1.4)	101(0.5)	15(0.1)	1(0.0)		2,698(14.2)
6	6.0~6.9	288(1.5)	1,183(6.2)	499(2.6)	208(1.1)	130(0.7)	33(0.2)	5(0.0)		2,346(12.4)
7	7.0~7.9	362(1.9)	1,328(7.0)	386(2.0)	141(0.8)	65(0.3)	34(0.2)	11(0.1)	9(0.0)	2,336(12.3)
8	8.0~8.9	478(2.5)	1,403(7.4)	319(1.7)	110(0.6)	28(0.1)	18(0.1)	9(0.0)	12(0.1)	2,377(12.5)
9	9.0~9.9	506(2.7)	1,212(6.4)	318(1.7)	112(0.6)	39(0.2)	26(0.1)	4(0.0)	8(0.0)	2,225(11.7)
10	10.0~10.9	369(1.9)	696(3.7)	264(1.4)	108(0.6)	53(0.3)	21(0.1)	10(0.1)	7(0.0)	1,528(8.1)
11	11.0~11.9	171(0.9)	371(2.0)	173(0.9)	75(0.4)	43(0.2)	18(0.1)	11(0.1)	4(0.0)	866(4.6)
12	12.0~12.9	72(0.4)	147(0.8)	87(0.5)	74(0.4)	34(0.2)	13(0.1)	5(0.0)	6(0.0)	439(2.3)
13	13.0~13.9	35(0.2)	45(0.2)	25(0.1)	31(0.2)	23(0.1)	6(0.0)			164(0.9)
14	14.0~14.9	11(0.1)	15(0.1)	5(0.0)	11(0.1)	2(0.0)	2(0.0)	1(0.0)		47(0.2)
15	以上	5(0.0)	7(0.0)		2(0.0)					14(0.1)
計		3,285(17.3)	10,262(54.1)	3,333(17.6)	1,265(6.7)	523(2.8)	186(1.0)	57(0.3)	46(0.2)	18,957(100.0)

()内は出現率%を示す。

静穏数 1,281
欠測数 1,674
合計 21,912

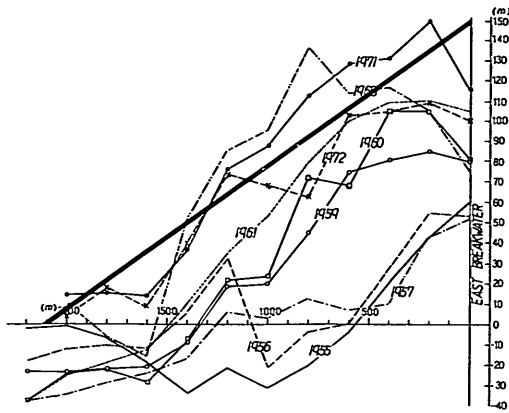


図-5.3 苫小牧港東海岸における汀線変化

ある。

これによると1955年(昭和30年)から1968年(昭和43年)にかけて継続的に前進しているが、1971年(昭和46年)頃には汀線の前進も止り平衡状態に達し1972年には東防波堤の近傍においては、汀線の後退が見られる。

すなわち、苫小牧港東海岸においては東防波堤着工の1963年(昭和38年)からほぼ1970年(昭和45年)頃までに海浜の平面形状はほぼ平衡状態に達したものと考えられ、その形状は図-5.3の太い直線で示した形状に近いものと考えることが出来る。

5.1.3 汀線変化モデルによる苫小牧港東海岸の汀線変化の再現

苫小牧港東海岸の汀線変化を予測するに先立って、予測モデル中の諸係数を決定するために、苫小牧港東海岸の過去の汀線変化を追算し、これを再現する条件を定めた。

この再現計算においては、1953年(昭和28年)から1970年(昭和45年)の17ヶ年で、東海岸の汀線が図-5.3中太線で示した平衡形状に落ち着くものと考え、これを再現する条件を試算により求めた。

(1) 計算に用いる波の波高と周期の決定 — 太平洋沿岸においては、波高と周期の相関は弱く、日本海沿岸のように波高の高い波ほど周期が長いと言う傾向は認めにくい。従って、計算に用いる波の周期としては表-5.1から求められる5ヶ年間に於ける周期の中央値 $(T_{\frac{1}{2}})_{80}$ を用いた。

$$(T_{\frac{1}{2}})_{80} \cong 7.0 \text{ s}$$

計算に用いる波高としては前述の周期 $(T_{\frac{1}{2}})_{80}$ を有し、波のエネルギー・フラックスの年平均値を与える波高 \tilde{H}

を用いた。すなわち、或る周期階級 i と波高階級 j の波の発生頻度を n_{ij} 、波の群速度を C_{Gi} とし、周期 $(T_{\frac{1}{2}})_{80}$ に対する群速度を \tilde{C}_G とすると、

$$\left(\sum_i \sum_j n_{ij} \right) \tilde{H}^3 \tilde{C}_G = \sum_i \sum_j (n_{ij} C_{Gi} \tilde{H}_j^3)$$

によって定まる波高 \tilde{H} を用いた。求められた \tilde{H} は0.95mであった。

(2) 計算に用いる波向の決定 — 前述のとおり、汀線変化予測モデルは基本的には波向モデルであり、汀線の最終平衡形状は波向によって定まると言うて良い。一方、波の諸元の実測値の中で波向は波高・周期に比べて最も測定精度が低く、かつその定義も不明確である。

したがって、この追算においては東海岸の汀線形状が図-5.3中に太線に示した形状で最終平衡状態に達しているものと考え、この形状に対して最少の沿岸漂砂量を与えるような波向を試算によって求めた。

図-5.4はその結果を示している。すなわち、周期7sの波を用い、沖波の波向をS方向から5°づつ東に振って各々に対する沿岸漂砂量沿岸方向分布が示されている。この結果、計算に用いる沖波の波向をS 10° E方向とした。

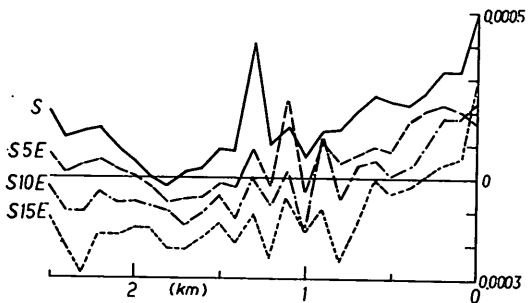


図-5.4 計算波向を変化させた場合の沿岸漂砂量の分布の変化

(3) 沿岸漂砂の移動帯の幅 — 沿岸漂砂の移動帯の幅はさく(朔)望平均干潮面下、底質の移動限界水深に相当する水深から、朔望平均満潮面上、波の這い上り高さまでの高度差として定めた。

底質移動限界水深は海底の変化が顕著に現われる程度の水深に取るべきである。このケースでは佐藤・田中の完全移動限界水深に関する式(4.4)を用い、波高0.95m、周期7.0s、底質の中央粒径0.14mmとして求めた約2.0mを用いた。

波の這い上り高 (R) はHuntの式(式4.11)において $\tan \beta = 0.015$ として、這い上り高0.13mを得た。

この結果沿岸漂砂の移動帯の幅は、平均潮位偏差を1.5

mと考えて

平均潮位上 $0.75 + 0.13 \approx 1.0$ m

平均潮位下 $0.75 + 2.0 \approx 3.0$ m

と取った。

(4) 沿岸漂砂量公式の係数の決定 — これまでに定められた計算に用いる波の諸元と沿岸漂砂の移動帯の幅を用い、沿岸漂砂量公式の係数の値を種々に変化させながら、昭和28年を初期地形として苫小牧港東海岸の汀線変化を計算した。今、東防波堤に接する地点の汀線の前進の状況と沿岸漂砂量公式の係数(a)との関係を示すと図-5.5のとおりである。

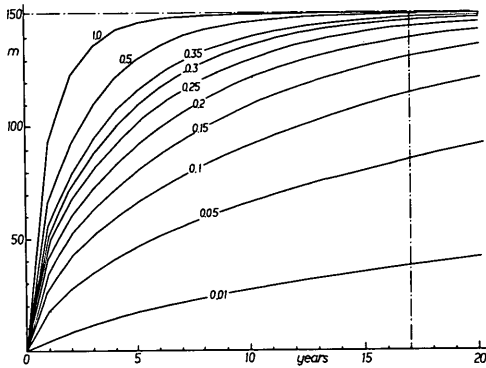


図-5.5 沿岸漂砂量公式の係数(a)と汀線前進速度の関係

係数 a の値の如何にかかわらず、東防波堤に接する部分の汀線の前進量は150mに漸近する(これは、前項における波向の選定が適正であったことを示す。)が、その速度は a の値が大きいく早くなる。前述したように、苫小牧港の場合は、ほぼ17年で平衡状態に達していることを考えると、 $a = 0.3$ 程度の値を採用するのが適当であると思われる。

この $a = 0.3$ という値は、鹿島港において求められた佐藤・田中の式の係数と一致するが、Savageの式の係数0.2より大きくKomarの式の係数0.4より小さい。

(5) 苫小牧港東海岸の汀線変化の再現性

前述して来た諸条件を用いて追算した苫小牧東海岸の汀線変化は図-5.6に示すとおりである。図の下側には追算された1970年(昭和45年)の汀線形状と1971年(昭和46年)の実測形状が、上側には、これら各々について1953年(昭和28年)の汀線位置からの変位が示されている。

実測値と追算値の一致は良好であり、過去の地形変化の再現性は良好である。

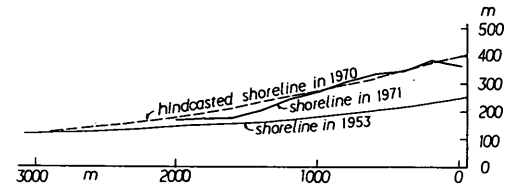
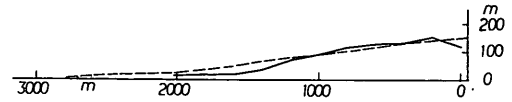


図-5.6 苫小牧港東海岸の汀線変化の追算結果

5.1.4 苫小牧東港東海岸の汀線変化の予測と導流堤の所要長さの算定

(1) 苫小牧東港東海岸の汀線変化の予測 — 苫小牧港と苫小牧東港の間は、高々15km程度の距離にある。したがって、沖波の特性を初め、諸条件に著しい相違はなく、前節で定めた諸条件を用いて東港東海岸の汀線変化を予測し得る。

図-5.7は1976年(昭和51年)の海底地形を初期地形として、17年後すなわち1993年頃の汀線形状を推定した計算結果を示すものである。予測結果では、最も大きい所で230mの汀線前進が生じている。防波堤に接する位置で堆積の多少の抑止が見られるが、これは東防波堤による反射波の影響であろうと思われる。

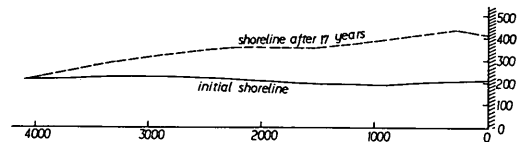


図-5.7 1993年における苫小牧東港東海岸の汀線形状の推定値

図-5.8は東防波堤から各々50mおよび100mの距離にある2測線上の汀線変化の推定値の時間変化を示している。これによると、17年経過後、防波堤に近い地点では汀線変化はほぼ平衡状態に達していることがわかる。しかし、この結果によって導流堤の長さを考える場合には、多少の余裕を見て、汀線の前進量を250m程度に見ておいた方がよい。

(2) 導流堤の所要長さに関する検討

導流堤の所要長さ(D)は、一般に次式によって定められる。すなわち

$$D = d_1 + d_2 + d_3 \quad (5.4)$$

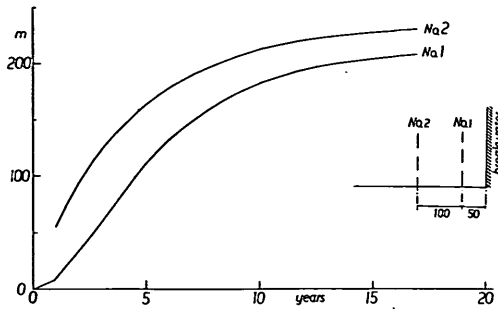


図-5.8 苫小牧東港東海岸の定測線における訂線変化の推定値の時間変化

ここに、 d_1 ；導流堤築造後の訂線の予測変化量、 d_2 ；予測訂線から陸側への所要長さ、 d_3 ；予測訂線から海側への所要長さである。

d_1 については、先に推定した所であるが、 d_2 については、建設省河川局治水課「河口処理指針(案)」には、次のように述べられている。

- 背後に護岸等のある場合にはこれに取り付ける。
- 荒天時にも、その元付を波がまわり込まない地盤高の所まで延長する。

この記述に従えば、地盤高が+3m程度の地点まで延長すれば良く、現地地形から考えてDLに対する現訂線から100m陸側へ突き込んでおけば十分である。

d_3 については、同指針案によると以下の通り考えられる。すなわち、

- 導流堤の先端水深が-2m(M.W.L.下)以下では効果が小さい。
- 導流堤長さは、M.W.L.の訂線から100m未満では効果が無く、200mあれば十分である。
- 計画河口河床高より深い水深まで伸長されなくてはならない。このケースの場合、計画河口河床高はDL-0.84mであり、この水深はDLに対する訂線の沖合40~60m沖合にある。

これらの諸点を考慮すれば d_3 はDLに対する訂線から100m取れば十分である。

したがって、導流堤の計画延長は250m+100m+100m、計450mとなる。

5.1.5 苫小牧東港への適用事例の特徴について

この適用事例は以下に示す理由のためにこの訂線変化予測モデルの典型的な適用事例であると言うことが出来る。すなわち、

- イ) 計算に用いる波を1種に止め、波の変形の繰り返し計算を省略するなど、計算条件が単純化されている。このような取り扱い、比較的単純な理論で構

成されているこのモデルと調和した取り扱いであろうと思われる。

- ロ) 対象地域の近隣に過去の海浜変形の好事例があった。したがってこれを再現することによって、計算の諸条件を比較的適正に選択することが出来、推定結果の信頼性は取り扱いが単純であるにもかかわらず相当に高いものと予想される。

- ハ) 計算に用いる波向の選定に際して、このモデルが基本的に波向モデルであると言う特徴を上手に生かしている。

これらの条件は、本モデルの適用に際して十分に認識されなくてはならないであろう。

数値計算モデルは、その使用に際して、いくらでも複雑に取り扱うことが可能である。このため、時として、モデルの特性を越えて、複雑に取り扱い不必要に計算量を肥大させる愚をおかしてしまうことがある。モデルの適用例として最初にこの事例を挙げたのは、このモデルでは、この程度の取り扱いが最も適当であり、スマートであることを強調する意図を著者等がもっているためである。

このモデルを用いて、正しい将来予測を行うためには、モデルの中の係数や外力の取り扱いを正しく定めることが必要である。このためには、過去の海浜変形事例を追算によって再現する手続きが、かならず必要である。予測の信頼性は、ひとえにこの段階の作業にかかっていると見て良く、過去のどのような海浜変形を再現するかを選択することが大切である。このような事情は、移動床水理実験の場合とまったく同じである。

5.2 一つの海浜の中に小漁港を築造するのに最適な地点を定める目的での適用事例

図-5.9にその地形を示す或る海岸において、図中実

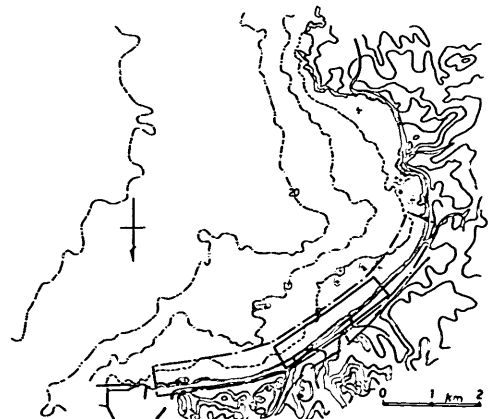


図-5.9 対象海岸一般図

線で囲んだ地域の中の何処か最適な場所に小漁港を建設する計画がある。海浜変形の観点からは何処が最適であるかを検討するために、汀線変化予測モデルを用いた。

5.2.1 汀線変化予測に先立って実施した諸調査

後述するように、この海岸の中央部においては、1970年頃から海岸侵食が顕在化し、侵食対策事業として突堤の築造が進められている。この侵食対策事業との関連もあり、過去に各種の調査が進められて来た。これらの調査には、汀線予測モデルの適正な適用のために不可欠のものが多く含まれていた。参考のために本節においてはその内容を概述する。

表-5.2は、主要な調査項目とその内容を示すものである。波浪調査においては幸にきわめて近くに既設の波

表-5.2 主要な調査項目と調査内容

調査項目	調査内容
波浪調査	当該海岸の近くにある既設波高計の資料と天気図に基づいて波高観測期間の波向を推算した。
深浅測量	沿岸域での波浪変形等の計算のための地形条件として利用するため、広域の深浅測量(8 km × 2 km)を1回実施した。
汀線測量	海浜部の変化を調べる目的で海岸事業の開始される前年の1975年以降毎年4~6回の汀線測量を実施している。
底質調査	この海岸の海浜および海域にわたって総計40点について底質の粒度分布を調べた。

高計があり、波高および周期に関しては十分な資料があった。しかし、波向きに関する情報は皆無であり、汀線変化の予測のために波向きの推定を行った。波向きの推定に際しては、天気図から推定される場の風を用いて波浪推算を実施し、この推算波浪の諸元、特に周期が、実測波浪の諸元にほぼ一致する場合、あるいは実測周期が推算周期より短い時は、場の風によって推算した波の波向を採った。実測周期が場の風による推算波の周期より長い時は、うねりとして取り扱い、うねりの波源を求めてその方向によって波向を決定した。

こうした推定作業は、相当に煩雑であるため、波向の推定期間は1ヶ年に限られている。しかし、実測波の波高・周期の統計的性質を比較して見ると、推定対象とした年は、他の年と比較して特異な年でないことが推定されている。

この問題に関しては広域の深浅測量を一回だけ実施した。しかし、他の機関において後年実施された深浅測量成果が入手出来、海浜変形の現状の解析には、これらの資料も利用している。

この海岸の沖合は、多くの礁が点在し、海底に岩の露出している箇所も多く複雑である。したがって、広域の

深浅測量に際しては、音響測深機の記録パターンから海底が土砂であるか岩盤であるかの判別を同時に実施し、岩盤の分布を図示した。

汀線測量は、過去7箇年にわたって年4~6回づつ継続している。測量の範囲は護岸基部より水深10m程度までであり測線の間隔は原則として100mであった。前述のように、この汀線変化予測モデルはone line-theoryと呼ばれるモデルの範ちゅうに入る。したがって、推定し得るのは、汀線の長期的な変化であり、一回の台風による一時的な汀線の後退のような短期的な現象の予測は不可能である。このため、現況再現計算に用いる現地の海浜変形の情報も、長期継続的な海浜変形を捕えたものでなくてはならない。従って、汀線測量についても数年継続的に測定されたデータが必要である。

5.2.2 この海岸の自然条件

(1) 海浜地形とその変化の状況 — この海岸は、その東端の岬から西に向って湾入し、南西部分には他の岬があり、この方向からの波を防いでいる。この海岸はその南の方向で太平洋に繋がっており東から北の方向数十kmには対岸がある。岬から海岸線沿いに約7 km程度の間は、連続した1つの砂浜となっている。しかし海浜の状況は、東部、中央部および西部の間で相当に異なっている。

図-5.10は、この海岸に沿った水深10mまでの平均海底勾配と海浜の幅(汀線と背後護岸の距離)との分布を示すものである。図の横軸の番号は後述する図-5.11の沿岸方向の位置の番号と一致し、小漁港を計画する範囲はNo.20からNo.40の間である。

この図によると、浜の東の部分(No.38~No.40以上)では、浜幅は40~50mとほぼ一定しており、海底勾配は $\frac{1}{30} \sim \frac{1}{50}$ 程度である。浜の中央部(No.20~No.38前後まで)では浜幅が狭く、かつ浜幅は東側の20m前後から西側の30~50mに漸増し、一方海底勾配は東側から急激にゆるやかになり西側では $\frac{1}{100} \sim \frac{1}{120}$ の緩勾配となる。(No.30~No.38の部分では汀線付近に軟岩が露出する。浜の西部(No.1~No.20程度まで)では東から西へと次第に浜幅が広くなり、海底勾配は急激に急になって $\frac{1}{40}$ 程度の値で落着いている。

この海浜の西部は、有名な海水浴場として利用されているが、海水浴への利用もNo.27程度までであり、それ以東では海水浴は実施されていない。東部も海浜は十分な幅があり、散策や魚釣りなどに利用されているが、中央部は1970年頃から海岸侵食が著しくなり、現在も突堤群の建設が進められている。

図-5.11は、この海岸の過去の海浜変形の状況を

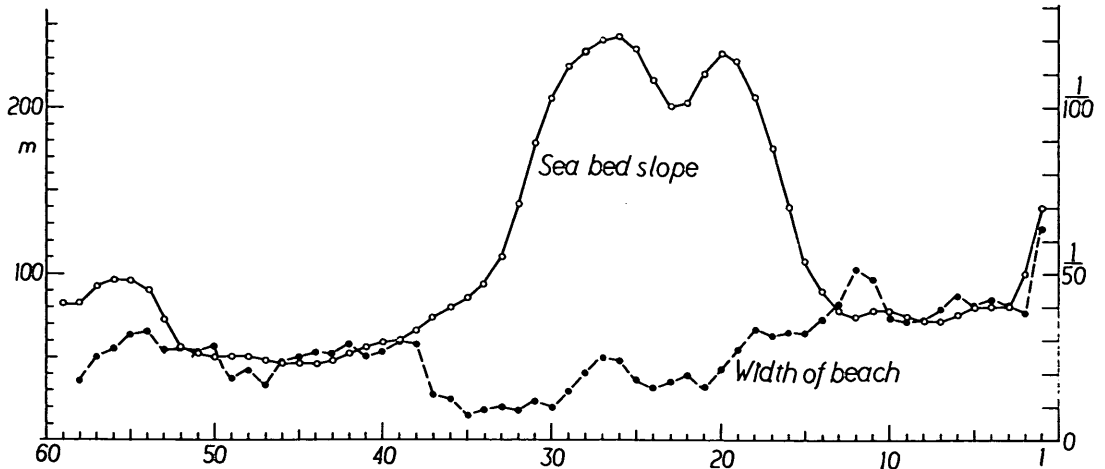


図-5.10 海浜の幅（汀線と背後護岸距離）と水深-10mまでの平均海底勾配の分布

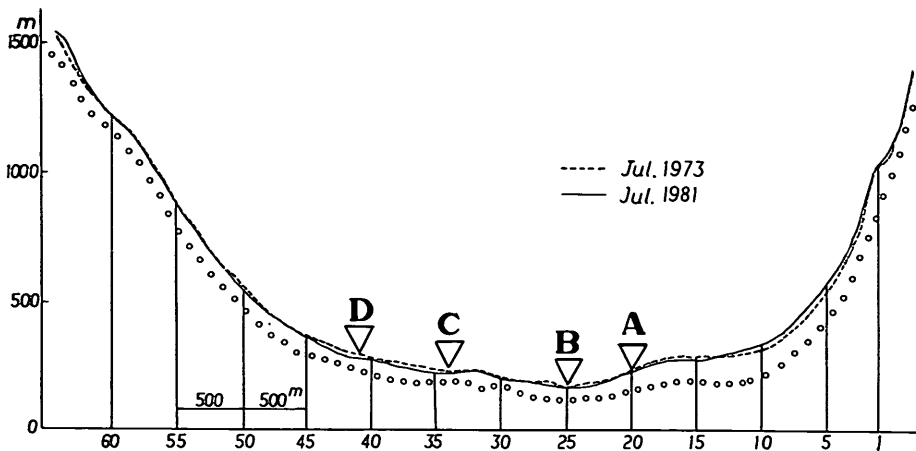


図-5.11 過去における海浜変形の傾向

1973年と1981年の汀線を比較することによって示したものである。図で示されるように測線No.1~14付近までは堆積の傾向にあり、No.14~No.45にかけて侵食傾向であり、No.45以东の部分では汀線の大きい変化はない。

海岸沿いの波エネルギーの分布などから推定される沿岸漂砂の卓越方向は、測定No.40付近を境界としてその東側では西から東へ向う漂砂が、西側では東から西へ向う漂砂が卓越しているものと推定されている。

(2) この海岸の波浪と潮汐 — この海岸の東端沖合に超音波波高計が設置されている。この波高計による実測の波高・周期と天気図から推定された波向を用いて、波向別に波高および周期の出現頻度を示すと表-5.3(1)表-5.3(2)のとおりである。

表-5.3(1) NNW~ENE方向の波（年間出現頻度76.3%）

	0~0.49	0.5~0.99	1.0~1.49	1.5~1.99	2m以上	
3 未満	36.8					36.8
3~3.9	32.4					32.4
4~4.9	11.7	3.2				14.9
5~5.9	5.2	3.8	0.5	0.2		9.7
6~6.9	0.2	2.6	1.2	0.2		4.2
7~7.9		1.1	0.4			1.5
8~8.9		0.4		0.1		0.5
9~9.9						
10~10.9						
11s以上						
計	86.3	11.1	2.1	0.5		

表-5.3 (2) SSE~SW方向の波(年間出現頻度 24.7%)

	0 ~ 0.49	0.5 ~ 0.99	1.0 ~ 1.49	1.5 ~ 1.99	2.0 ~ 2.49	2.5 ~ 2.99	3.0 ~ 3.99	4 ~ 4.99	5 ~ 5.99	6 ~
3未満	2.3									
3~3.9	2.0									
4~4.9	0.2	0.7	2.3							
5~5.9		1.8	6.7	5.5						
6~6.9		5.6	12.1	7.3						
7~7.9		7.8	4.3	10.6	1.8					
8~8.9		3.8	0.6	2.3	2.6	1.1				
9~9.9		0.3	0.5	3.8	3.8	1.1	0.2			
10~10.9			0.5	1.2	0.3	2.3	0.7	0.3		0.2
11~11.9			0.3	1.0		0.5	0.2	0.2	0.1	
12~12.9				0.8		0.3				
	5.5	20.0	27.3	32.5	8.5	5.3	1.1	0.5	0.1	0.2

この海岸に襲撃する波は、SSE~SWに至るこの海岸に対して西側から入射する系統の波とNNW~ENEに至るこの海岸に対して東側から入射する波とに大別される。前者は、主として夏期太平洋から伝播される波で沖波は比較的周期も長く、波高も大きい。しかし、この海岸の南西方向にかぶさって来る岬の遮蔽を受けている。

後者は他の季節に卓越する場の風による風波であり、特に冬期の季節風時には波高が1.5m程度に達する。

この海岸の各種平均潮位は以下の通りである。

平均潮位 + 1.03 m

さく望平均満潮位 + 1.766 m

さく望平均干潮位 + 0.059 m

5.2.3 汀線変化の再現のための追算

(1) 計算に用いた波浪外力 — 前述のように、この海岸に襲撃する波は、南よりから入射するうねり性の波と東から入射する風浪性の波の2つの系統に大別される。季節別に見ると夏期は南系統の波が、他の季節では東系統の波が卓越する。

また南系統の波は周期が長く、波高の高い波の発生率が高く、東系統の波は周期が多少短かく波高も低い。このような波浪特性を考慮して、計算に用いる沖波の諸元を次のように決定した。すなわち、

- 春期の波; 波高 1.0m, 周期 6.0 s, 波向 NNE
- 夏期の波; 波高 2.0m, 周期 8.0 s, 波向 SSW
- 秋期の波; 波高 1.0m, 周期 6.0 s, 波向 NNE
- 冬期の波; 波高 1.0m, 周期 6.0 s, 波向 NNE

この海岸の沿岸の地形は沖合に暗礁などが多数存在し、きわめて複雑である。このため、沖波から水深-5m線までの間においては、波向線の交叉などによる波高分布の極端な変動をのがれる意味で、不規則波として取り扱い、その屈折計算を実施した。これによって、図-5.9の-5m等深線上に沿って示す9地点における波浪諸元を定め、これらの点以浅について汀線変化の計算プログラムを適用した。

このような計算波の条件によって求められた碎波点に

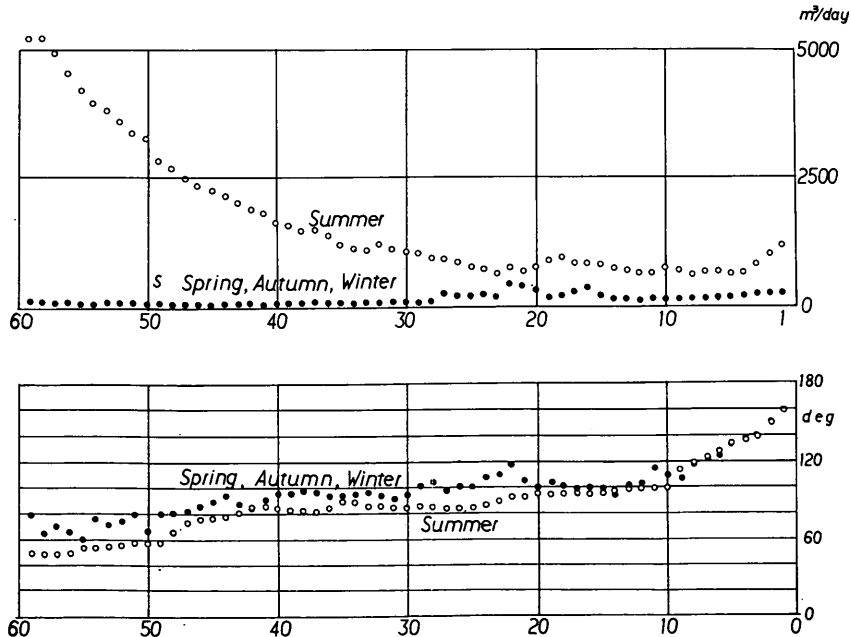


図-5.12 波のエネルギー・フラックスと波の入射角の沿岸分布

おける波のエネルギーフラックス(正確には式(3.26)における $a_1 \cdot F_b$ の値)および砕波角の分布は、図-5.12に示すとおりである。

(2) 沿岸漂砂の移動帯の幅 — 過去に実施された深淺測量(本調査のために実施したものおよび他機関で実施されたものを含めて)結果によると、この海岸では、DL-5 m程度までは有意な断面変化が認められる。また、既存のスワートおよびレクターの公式を用い、前述の計算波高を適用して波の這い上り高を求めると1 m程度となる。従って、移動帯の幅を次のように取った。

$$\begin{aligned} \text{移動帯幅} &= 1.0 \text{ m (M. H. W. L. 上のはい上り高)} \\ &+ 1.76 \text{ m (潮位偏差)} \\ &+ 5.0 \text{ m (M. L. W. L. 下の移動限界深さ)} \\ &\approx 7.5 \text{ m} \end{aligned}$$

(3) 沿岸漂砂量式の係数 — 沿岸漂砂量式の係数を決定するために、現地の汀線変化の再現計算を実施した。この再現計算の対象としたのは、1973年(昭和48年)から1981年(昭和56年)の8ヶ年間の汀線変化である。

図-5.13の最上段のグラフは、現地の汀線変化(図中破線)と沿岸漂砂量公式の係数を0.05とした場合の計算結果(図中実線)を比較したものである。両者の一致は概して良く、特に測線No.20以西ではきわめて良く一致している。No.20以东では、汀線変化の長波長の変動(例えば、破線においては、No.22~23, No.33, No.46に各々ピークを持った波長の長い変動がある。)のピーク点が、実測と計算とで多少ずれている。しかし、概して一致は良好と考えて良い。

係数が0.05と小さな値となったのは、計算に用いた波の波高が、実測のレベルと比べると、大き目選ばれているためであろうと思われる。

5.2.4 漁港の位置による汀線変化の相違の予測計算結果

1981年(昭和56年)を初期地形とし5ヶ年後の1986年の汀線変化を予測した結果を図-5.13の上から2段目以降のグラフに示す。

上から2段目のグラフは、漁港を建設しないまま5年が経過した場合の汀線変化である。海岸の西部、測線16, 17 辺りまでの間では、現在の堆積傾向が継続し、海岸の中央部、測線No.20~41までの間では、侵食傾向が続いている。

上から3段目以降は、漁港の候補地を西端のAから東端のDへと順次移して行った場合の汀線変化を示している。すべてのケースにおいて漁港の西側に漁港の建設に伴う侵食が生じ、漁港の東側の狭い部分に堆積が生じている。

西側の侵食は、候補地点が東へ移って行く程汀線の後

退量は小さくなるが、侵食範囲は広がって行く傾向を示している。候補地点A, Bに関しては漁港の築造がなければ、むしろ堆積傾向にある地域に侵食が生じ、現在海水浴等に盛んに利用されている地域の海浜をほとんど失う箇所を生ずることに大きな問題点がある。

ケースC, Dでは侵食地域は、現状でも侵食傾向を有する地域に限られ、侵食量は大きい所で漁港を設けない場合の3倍ぐらいになっているが、侵食の絶対量は小さい。図-5.10に見るように、測線No.37~30の間は浜幅がほとんどなく、侵食に対して最も背後地の防護の弱い箇所である。したがって、最も侵食の激しい箇所をこの地点に起すC点の計画では、護岸の補強等が必要であろうと思われる。

漁港東側の堆積量は、候補地点が東へ行く程大きくなる。これは、東に行くにつれて海底勾配が急になり、このため、同じ防波堤でも、その先端水深が深くなるため沿岸漂砂の阻止率が異なり、東側程、東から西へ向う漂砂の阻止率が高いためであろう。逆にこれを漁港の埋設の観点から見ると、西側の地点程、埋設防止のために長い防波堤が必要であるということになる。

6. 結 言

本資料においては、先ずその第3章において、著者等が開発した汀線変化モデルを紹介し、これを用いて単純な種々の計算条件下での計算例を示した。これによって、この種のone-line theoryに基づくモデルの基本的な特性のいくつかを明らかにした。第3章でのこれらの議論を踏えて、この種のモデルを汀線変化予測に用いる場合の計算条件の取り方等、実作業の進め方について第4章で述べ、さらに、第5章でこのモデルの応用例を示した。

以下、主な結論を列挙すると、以下の通りである。

(汀線変化予測モデルの内容について)

イ) このモデルは、波浪の変形計算を実施し、砕波点における波のエネルギー・フラックスの沿岸成分を求めるとこのエネルギー・フラックスから沿岸漂砂量を求め、土砂の保存則に基づいて、汀線の変化量を求めるパートから構成されている。モデル構成は、図-3.1に示すとおりである。

ロ) 波浪変形の計算部分では、波向線法によるwave rayの追跡(波の屈折計算)を基盤とし、波の反射、回折、浅水変形および砕波を考慮して計算を実施した。

ハ) 波の回折は、三井等による簡易計算法、波の砕波は、合田による砕波公式に基づいている。

ニ) 各測線上で、直接入射波、回折波、反射波等各々

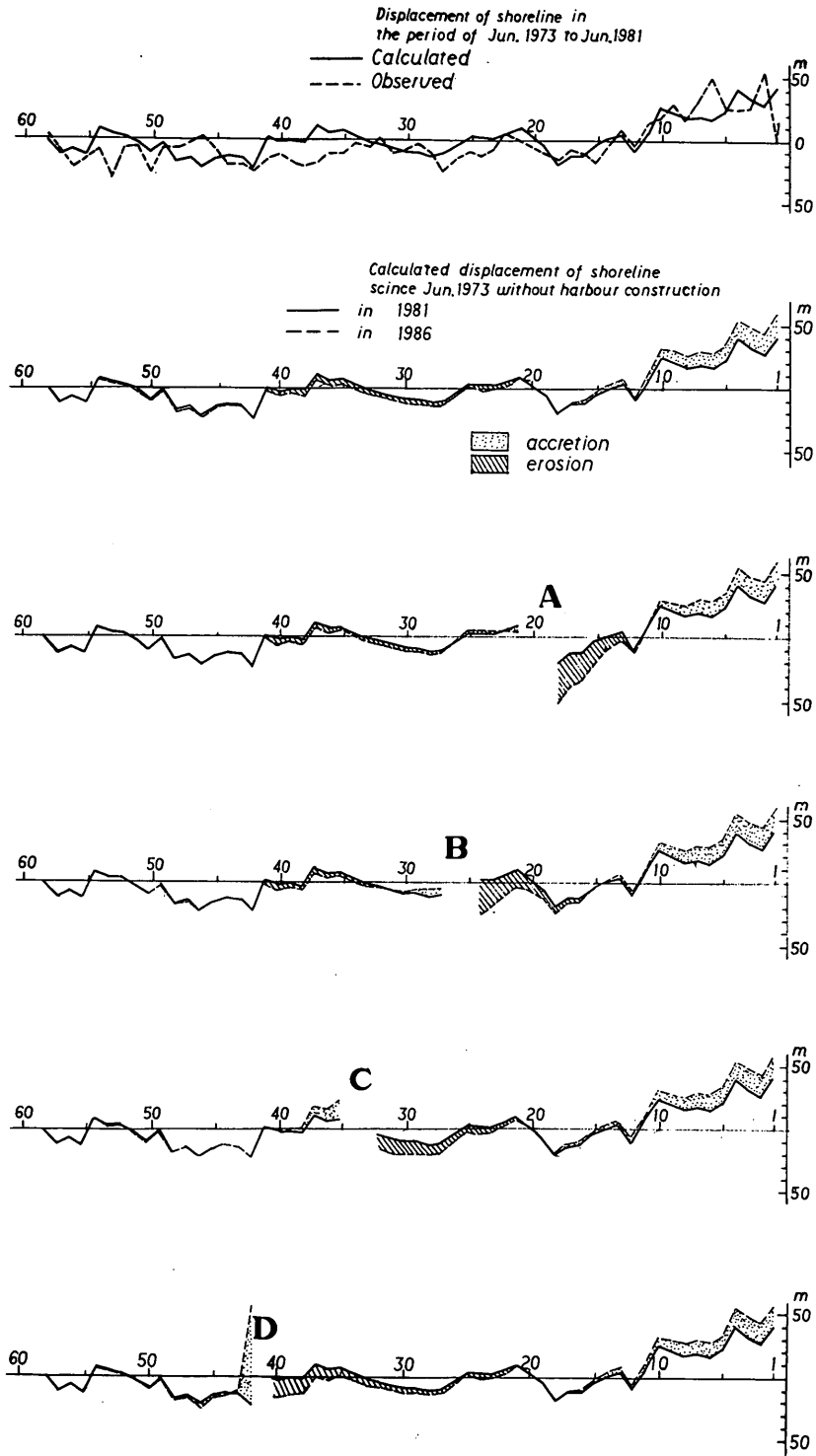


図-5.13 漁港の築造位置の相違による海浜変形状況の変化

の成分波の碎波エネルギー・フラックスを別途求め、これをベクトルの的に合成して、その測線上での碎波エネルギーの代表値とした。

ホ) 汀線変化計算の部分は、いわゆる one-line theory に基づいており、土砂の移動を沿岸漂砂量公式で与えること、汀線の変化と海底断面の変化との間に一義的關係を仮定すること、および土砂量の保存を考えることを基本的仮定としている。

ヘ) 前項の基本的仮定の他に、沿岸漂砂量、底質粒径、潮位変動、汀線が背後護岸に達した場合の取り扱い、河川からの排出土砂の取り扱い、沿岸漂砂量の岸沖方向への分布形状と突堤等の土砂捕捉率等について補助的な仮定を設けている。

〔汀線変化モデルの特性について〕

イ) このモデルによると、汀線形状が任意の外力条件に対して変化する時間スケールは、式(3.42)で与えられ、波のエネルギー・フラックスに逆比例して短くなり、移動帯幅の1乗、浜の延長の2乗に比例して長くなる。

ロ) 汀線変化モデルの数値的安定条件は、基本方程式(式3.46)が非線型になるが、計算対象区域中で最大となる波のエネルギー・フラックスを用いて線型方程式(式3.44)に対する安定条件式(3.45)によって求まる Δt に多少の余裕を見込んだ(0.8 Δt 程度)値とすれば良い。

ハ) 理論的には、波の入射角が著しく大きくなると、モデルが不安定になるが、実用上はこうした状況になくことは少ない。また、こうした状況が生じた場合には、適当な処置によって、それを回避する必要がある。

ニ) 同一の沖波条件に対して波の変形計算を一度しか実施しない場合と、汀線変化に対応して数度繰り返す場合とでは、最終形状が相当異なる。ただし、繰り返しを3回程度実施すれば、多数回実施した場合との差は小さく、必要以上に繰り返し計算を実施する必要はない。

ホ) このモデルによって、突堤および離岸堤の周辺の変形を計算して見ると、長い突堤の上手近傍での堆積傾向、地形に対する反射波の効果、離岸堤に対するトンポロの形成など基本的な海浜変形現象を生ぜしめることが出来る。

〔このモデルの現地への適用について〕

イ) 適用例2例を示したように、このモデルを現地問題に適用し、有効に用いることが出来る。しかし、この場合、モデルの特性を十分理解した上で、計算諸条件を設定し、かつモデル中の諸係数を決定する必要がある。

ロ) そのための具体的な方法は、第4章に取りまとめ

られている。

最後に、本資料の執筆に際しては、第3章を磯岡が、その他の章を田中が分担したことを付記しておく。

(1982年9月30日受付)

参考文献

- 1) 佐藤昭二・田中則男・佐々木克博：鹿島港建設に伴う海底および海浜地形の変化について—事例研究— 港湾技術研究所報告, Vol.13, No.4(2), 1974年12月, pp.3~78.
- 2) 田中則男・沢本正樹：砂浜港湾周辺における海浜変形—航空写真による現状把握と海浜変形形態類型化の試み— 港湾技研資料No.180, 1974年12月, 121p.
- 3) 田中則男：砂浜港湾周辺における海底および海浜の変化, 昭和49年度港湾技術研究所講演会, 講演概要, 1974年12月, pp.1~46.
- 4) 田中則男：漂砂および海浜特性から見た我が国海浜の地域区分, 港湾技術研究所報告, Vol.19, No.4, 1980年12月, pp.55~99.
- 5) 佐藤昭二・田中則男・入江 功・平原淳次：港湾埋没に関する移動床模型の再現性—鹿島港模型実験の場合— 港湾技術研究所報告, Vol.9, No.1, 1970年3月, pp.71~123.
- 6) 佐藤昭二・田中則男・佐々木克博：須磨海岸における養浜について, 第20回海岸工学講演会論文集, 1973年11月, pp.489~494.
- 7) Bakker, W.T.: The dynamics of a coast with a groin system, 11th IOCE, 1968, pp.492~517.
- 8) 加藤一正・田中則男・磯岡和夫：干潟上の潮流計算および干潟変形予測の手法, 港湾技術研究所報告, Vol.18, No.4, 1976, pp.1~76.
- 9) Madsen, O.S. and W.D. Grant: Sediment transport in the coastal environment, MIT Dept. Civil Eng., Rept. No. 209, 1976, 105p.
- 10) Pelinard-Considère, R.: Essai de théorie de l'évolution des formes de rivage en plages de sable et de galets, IV^{ème} Journées de l'Hydraulique, 1954.
- 11) 橋本宏：離岸堤による隣接海岸への影響予測モデル, 第21回海岸工学講演会論文集, 1974年11月, pp.181~185.
- 12) 橋本宏：海浜変形モデルの富士海岸への適用, 第23回海岸工学講演会論文集, 1976年11月, pp.218~222.
- 13) 土屋毅人・安田孝志：海浜変形の簡単なモデル, 第25回海岸工学講演会論文集, 1978年, pp.189~193.
- 14) 松岡道男・越智裕：汀線変化予測モデルの適用性の

- 検討, 第 26 回海岸工学講演会論文集, 1979 年 11 月, pp. 220 ~ 224.
- 15) Munk, W. H. and Arthur, R. S. : Wave intensity along a refracted ray, U.S. National Bureau of Standards Circular 521 : Gravity Waves, 1952.
 - 16) 三井 宏・越智 裕・川村勇二 : 埋立護岸隅角部からの反射波の様相, 第 23 回海岸工学講演会論文集, 1976 年, pp. 395 ~ 400.
 - 17) 合田良実 : 浅海域における波浪の碎波変形, 港湾技術研究所報告, 第 14 巻, 第 3 号, 1975 年, pp. 59 ~ 106.
 - 18) Savage, R. P. : Laboratory determination of littoral - transport rates, Proc. of A. S. C. E., WW 2, 1962.
 - 19) Sato, S. and Tanaka, N. : Field Investigation on sand drift at Port Kashima facing the Pacific Ocean, Proc. 10 th Conf. on Coastal Eng., 1966, pp. 595 ~ 614.
 - 20) Komar, P. D. and Inman, D. L. : Longshore sand transport on beaches, Jour. Geophys. Res., Vol. 75, No. 30, 1970, pp. 5914 ~ 5927.
 - 21) U. S. Army Coastal Engineering Research Center : Shore Protection Manual, U. S. Government Printing Office, 1973, Vol. 1, pp. 4-88 ~ 4-107.
 - 22) 小笹博昭・Brampton, A. H. : 護岸のある海浜のてい線変化数値計算, 港湾技術研究所報告, 第 18 巻, 第 4 号, 1979 年, pp. 77 ~ 104.
 - 23) Longuet-Higgins, M. S. : Longshore currents generated by obliquely incident sea waves, 2, Jour. Geophys. Res., Vol. 75, No. 33, 1970, pp. 6790 ~ 6801.
 - 24) Komar, P. D. : Beach sand transport: distribution and total drift, Proc. A. S. C. E., WW 2, 1977, pp. 225 ~ 239.
 - 25) 例えば, Roache, P. J. : Computational Fluid Dynamics, Hermosa Publishers Inc., 1976.
 - 26) Ames, W. F. : Non - Linear Partial Differential Equations in Engineering, Academic Press, Inc., 1965.
 - 27) Bakker, W. T. J. N. P. and Edelman, T. : The coastline of river - deltas, Proc. 9 th Conf. on Coastal Eng., 1964, pp. 199 ~ 218.
 - 28) 篠原謹爾・池田 茂 : 離岸堤による砂浜変形の特徴, 第 13 回海岸工学講演会講演集, 1966 年, pp. 146 ~ 150.
 - 29) 佐藤昭二 : 港湾建設に関連した漂砂の研究, 港湾技研資料, No. 4, 1962 年.
 - 30) Swart, D. H. : A schematization of onshore-offshore transport, Proc. 15 th ICCE, 1974, pp. 884 ~ 900.
 - 31) Rector, R. L. : Laboratory study on equilibrium profiles of beaches, B. E. B., Tech. Memo., No. 41, 1954.
 - 32) Hallermeier, R. J. : Seaward limit of significant sand transport by waves: An annual zonation for seasonal profiles, C. E. R. C., CETA. No. 81-2, 1981, 19p.
 - 33) Hunt, I. A. Jr. : Design of sea walls and breakwaters, Trans. ASCE., Vol. 126, Part IV, 1961, pp. 542 ~ 570.
 - 34) 北海道開発局苫小牧港建設事務所 : 苫小牧港調査報告書 (昭和 47 年度), 1972.

港湾技研資料 No. 436

1982・12

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 株式会社 東京プリント

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.