

海岸構造物による海岸侵食とその制御 (2)

——上越, 大潟海岸の大規模海浜過程と海岸侵食制御——

土屋 義人・山下 隆男・泉 達尚*・鳥取 一雄

BEACH EROSION BY COASTAL STRUCTURE AND ITS CONTROL (2)

——Large scale coastal behavior of Joetsu-Ogata coast and beach erosion control——

By *Yoshito* TSUCHIYA, *Takao* YAMASHITA, *Tatsuhisa* IZUMI* and *Kazuo* TOTTORI

Synopsis

In the second report, the large scale coastal behavior of Joetsu-Ogata coast, about 25 km in length, facing the Japan Sea, is first investigated by establishing a long-term shoreline change model where the representative monsoon wave is introduced. Compared the hindcasted result of long-term shoreline change with the real situation from 1910 to 1961, it is concluded that the proposed model can well predict the long-term shoreline change. Secondly, the shoreline change after the construction of Naoetsu Harbour was also calculated under the condition that the sandy beach had been kept in the natural condition where no countermeasures for beach erosion were constructed. The result shows that shoreline retreats severely near the harbour and progresses in the central part of the coast.

In order to find the most suitable condition for stabilizing the coast, thirdly, shoreline change was predicted numerically under the condition that shoreline changes are given at the boundaries. It can be concluded in principle that when the boundary condition is given near the Shinborikawa river, the sandy beach being eroded tends to be stable. This fact reflects theoretically to support the methodology for beach erosion control by headlands that is now under construction.

緒 言

上越, 大潟海岸は, Fig. 4.1 に示すように, 西は郷津から東は米山崎の聖ヶ鼻に至る約 25 km の砂浜海岸であり, 近年海岸土砂収支の不均衡とそれを助長する要因によると考えられる海岸侵食が深刻な問題となっている。この侵食傾向は直江津港の築港とその拡張にともなって顕在化してきたのであるが, 特に漂砂の下手側である直江津港から新堀川に至る区間での侵食は深刻で, そこには現在すでに砂浜は存在しない。また, 最近では新堀川以東の海岸でも, 汀線の後退はもとより, 護岸の決壊等の災害がしばしば発生してきている。このタイプの海岸侵食, すなわち大規模海岸構造物による海浜侵食の要因としては, 第1報¹⁾で述べたように, 構造物により沿岸漂砂が阻止されることに起因する侵食(第1要因)と波浪場が変化することにより生ずる海浜循環流システムに起因する変動(第2要因)とに分けて考えることができる。第1要因としては, 構造物により沿岸漂砂が阻止される境界条件がひとつ与えられるが, その下手側では無限遠で汀線

* 新潟県土木部河川課長

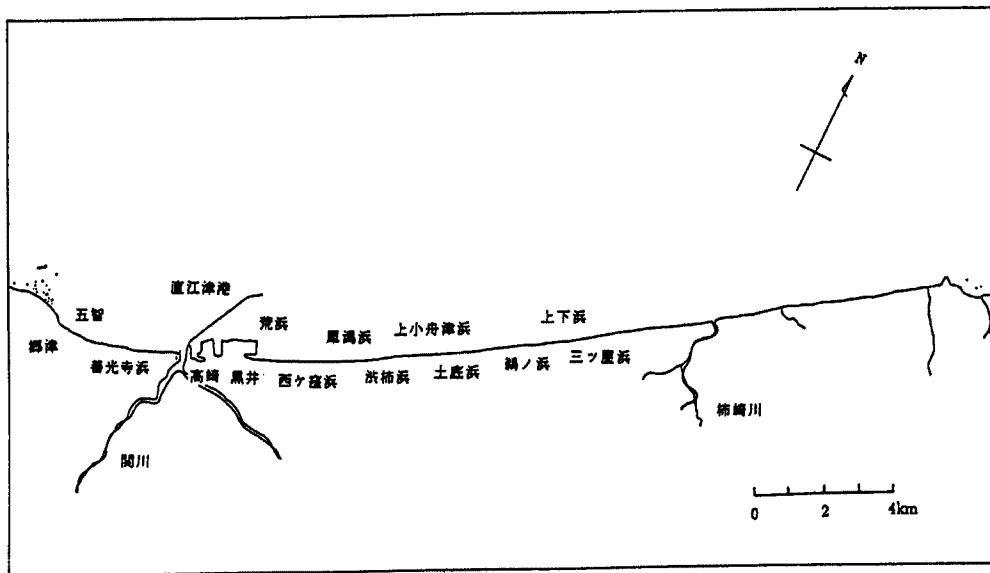


Fig. 4.1. Outline of Ogata coast.

変化がゼロに近づくといったような境界条件となり、理論的には海浜が直線状であれば、その変形は漂砂の下手側に無限に伝播する。一方、第2要因は防波堤による回折波により発生する循環流が汀線変化に凹凸を生じさせるもので、その影響は構造物周辺に限られる。しかし、波向きが変化するところでは、港内に向かう波浪により沿岸漂砂が堆積することになる^{2),3)}。結局、大規模海岸構造物周辺の海浜変形は、これら2要因に起因する海浜変化の重ね合わせによる複合現象として考えることができる。

われわれが実施してきた研究⁵⁾⁻⁷⁾では、大潟海岸の海岸侵食の要因を以上のような観点から明らかにし、この海岸全体を安定化させて保全するための安定海浜工法を提案してきたが、その一部はすでに施工中である。しかしながら、その後直江津港の拡張計画にともなって、防波堤の延長など周辺の諸施設の整備が計画、または実施されつつあり、提案した安定海浜工法の再検討が必要になってきていることもあり、またこの海岸全域を対象としてその保全を考えるために、大規模海浜過程 (Large Scale Coastal Behavior) としてその特性を把握しておくことにする。そのため、本研究では、まず明治43年から昭和36年の50年間 (直江津港築港以前) において、いまだこの海岸が自然海岸の状態であった時代の汀線変化を追算できる長期汀線変化予測モデルを構築し、長期汀線変化の追算のみならず、沿岸漂砂量の沿岸分布を明らかにして、この海岸全域の海浜過程を究明する。さらに、直江津港の築港後の海浜変形の追算を行う。ただし、現状では直江津港東端から中央部付近までは海岸侵食対策のため護岸、離岸堤などが建設されて、砂浜は消滅し海浜断面も著しく変貌しているため、その過程を追算してもその計算の信憑性が問題であり、また将来予測として有益な結論が得られるとは思えない。したがって、ここではもし海岸線がこれらの岸構造物により守られていなかったならば、海岸侵食がどこまで進行するかを明らかにし、またどうしたらこの海岸を海岸侵食から安定化できるかについて、原理的な方法論を得たいと思う。

より具体的には、1) 明治42年の地形図、上越、大潟海岸の海浜断面形状データおよび海図から、海岸侵食が現在のように深刻でない頃の海底地形を再現する。この地形において緩勾配方程式の放物型近似による波浪の変形計算を行い、これから計算される沿岸漂砂量の沿岸分布から1ラインモデルによる汀線変化計算を行い、計算結果を実測された汀線形状と比較し、代表波浪条件を決定する。この場合、関川および柿崎川からの流送土砂量を与え、これらの河川を漂砂源として均衡を保っていた時代の自然海浜の大潟海岸を再現し、当時の沿岸漂砂量を推定する。さらに、1) で得られた海浜変形の代表波浪条件を用いて、河川からの

流送土砂量の変化，および海岸構造物の建設に伴う沿岸漂砂の阻止の影響を数値モデルにより検討する。すなわち，1ラインモデルにより自然海浜のまま大潟海岸が存在していた場合の海浜変形を計算する。また，上越，大潟海岸周辺の施設整備による波浪，海浜流場および海浜変形への影響を評価し，安定海浜工法の適用性について検討する。

4. 上越，大潟海岸の海岸地形の特性

4.1 海岸地形の形成

まず，約1万年前の最終後水期における海岸線は，現在の陸棚の一部であるが，その後海進が進み縄文時代中期以降には，場所によってはさらに2~3mに及ぶ海進があり，やがてその分の海退があって，現在に及んでいる。そのため現在われわれが対象とする海岸は縄文後期以降の海退後に形成されたものであろう。このように考えると，約4千年程度の形成の過程を経ているとよいであろう。もちろん，その期間には周辺の火山活動もあったであろうし，それによる土砂流出によって砂浜が形成され，また隆起，沈降などを繰り返したはずである。こうして形成された上越，大潟海岸は現在西端の郷津および東端の米山崎（聖ヶ鼻）を両端の境界とし，主たる漂砂源としては西側に関川，そして中央部に柿崎川が流入して，これらが波浪などの作用と平衡して大局的にはこれらの両端で境界する弓形状の砂浜で安定な状態になっていたものと考えてよい。ただし，海岸土砂収支の観点からすれば，これらの漂砂源が存在するかぎりでは若干堆積性の砂浜であるといえるであろう。

4.2 海岸地形の構成と底質特性

この海岸全域の汀線変化を長期にわたって追算または予測できる長期汀線変化予測モデルを構築しようとするならば，上越，大潟海岸を含む郷津から米山崎に至る約25kmの区間とその周辺海域の海底地形を必要とする。海図を用いれば，比較的深海の海域については，十分な海底地形を得ることができるが，浅海部では精度が悪くその全域を深淺測量したものはないので，ここでは，次のような方法で海底地形を構成することにした。

一般に，砂浜海岸の岸側における海浜断面形状はDean⁸⁾による2/3乗則にほぼ従うものと考えられており，それは次式によって表される。

$$h = Ax^{2/3} \dots\dots\dots (4.1)$$

ここに， h は水深， x は汀線から沖方向への距離を表し，また A は定数である。この式において係数 A はその海浜断面の勾配を間接的に表すものであり，それが大きいほど海浜断面は急勾配，小さいほど緩勾配である。さらに，古くBascom⁹⁾により，また最近では砂村¹⁰⁾によれば，海浜断面が急な勾配であるほど底質は粗く，緩い勾配ほど細かい底質になる傾向にあるという。そこで，水深20m以深付近の海浜断面はほとんど変動しないものとして，昭和31年に作成された海図の水深20mの地点と，明治43年の地形図における汀線との間を多項式によって近似表示したものをを用いて，式(4.1)の係数 A の沿岸方向分布を求めて，Fig. 4.2に示す。これによると，郷津の東側約2kmの遊光寺浜付近，約11kmの渋柿浜付近および米山崎の西側約3km付近において，3つのピークが現れている。全体的にこの係数は，郷津から渋柿浜付近まではほぼ増加傾向にあり，渋柿浜から観測棧橋にかけて一旦減少した後，米山崎の西側約3km付近まで増加し，米山崎にかけて減少している。

ところで，Fig. 4.3に白井・土屋¹¹⁾の調査による大潟海岸の底質特性の沿岸方向分布を示している。ただし，対応する沿岸方向の距離はFig. 4.2のPIERを原点としてある。この調査はすでに海岸侵食が起こった昭和43年ころのものであるが，これから底質粒径は観測棧橋付近で粗くなり，そこから東側あるいは西側に向かって粒径は細くなっているという特徴を示している。これらの結果は調査時期が異なっており，とくに明治43年，すなわち直江津港築港以前の汀線を用いて求めたFig. 4.2と比べて，その底質粒径

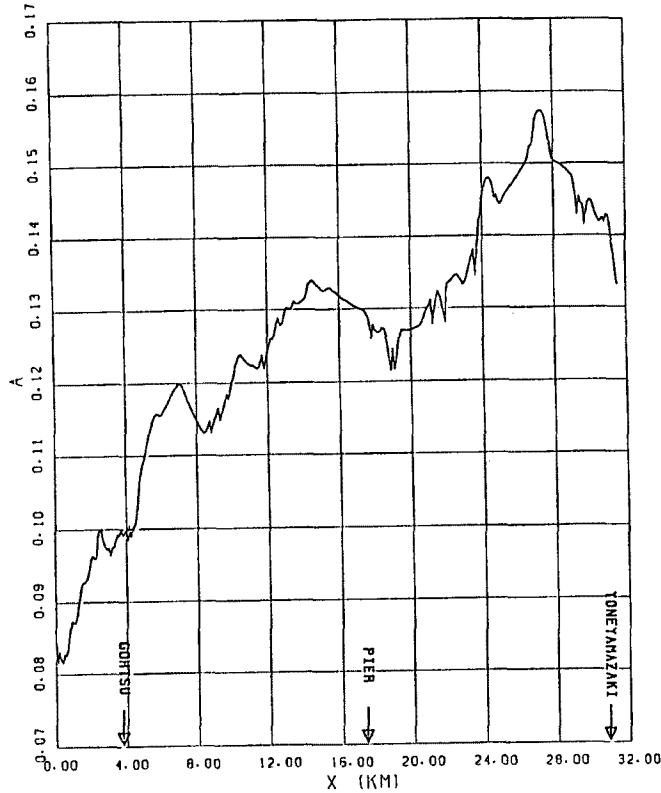


Fig. 4.2. Alongshore distribution of parameter A.

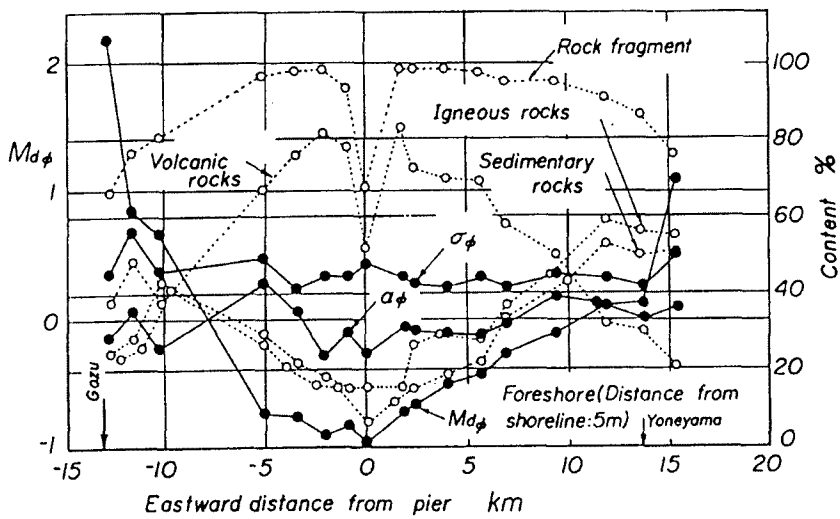


Fig. 4.3. Alongshore distribution of mineral properties of foreshore sediment.

の沿岸方向分布の変化が多少異なっているのは当然のことであるが、大局的には、観測栈橋付近にその極大点があり、郷津および米山崎付近では減少傾向にあるという点においては両者はよく一致しているといえる。

したがって、ここでは、海図によって沖側の海底地形を与え、また明治43年の地形図によって汀線を郷津から米山崎までの領域で読み取り、それを多項式によって近似表示する。つぎに、水深については波浪の周

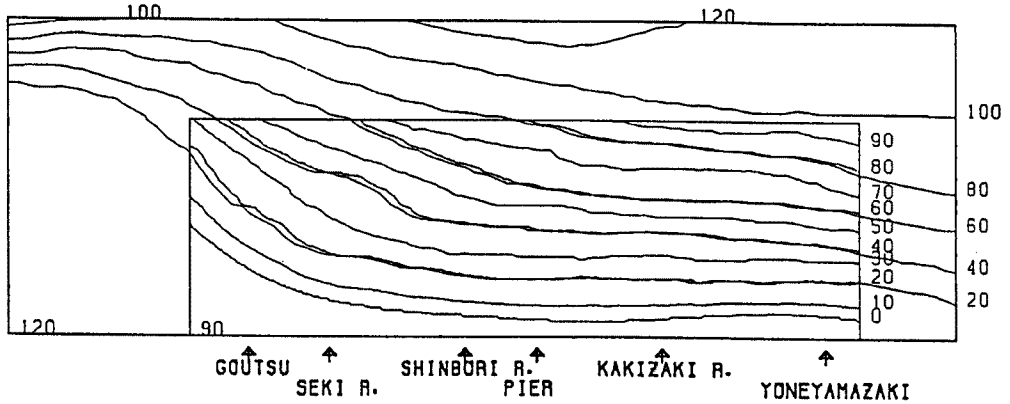


Fig. 4.4. Depth contour maps of wide/narrow region for wave deformation computation.

期は 10 sec 程度と考え、沖側の水深 100 m までを対象とし、それはこれまでほとんど変動しないと考へて、昭和31年の海図によって水深データを与える。また、岸側では式 (4.1) により近似する。ただし、この式の係数 A については、Fig. 4.2 に示したように、この海岸全域にわたって求められているので、それを用いることにする。このようにして作成した大湊海岸全域の海底地形のデータから作られた等深線図を Fig. 4.4 に示す。

5. 長期海浜変形の追算と沿岸漂砂量の推定

前述したように、直江津港が建設されるまでは、おそらく関川および柿崎川よりの漂砂源と波浪による沿岸漂砂量がほぼ平衡したいわゆる一つの漂砂系を形成し、海浜はほとんど安定していたであろう。しかし、Fig. 5.1 にその経緯を示すように、当初この港は河口港であったが、昭和 36 年には関川右岸に防波堤を設けて港湾の拡張を実施してから、沿岸漂砂を遮断してしまったために、侵食され始めた。したがって、ここでは、明治 43 年から本格的な直江津港の築港が始まった昭和36年までの海浜地形を対象として、そのような長期の海浜変形の追算を行う。

5.1 長期海浜変形の計算法と境界条件

ここでは、直江津港築港以前における長期海浜変形を汀線変化予測 1 ラインモデルを用いて追算する。すなわち、当時の海浜地形を再現できる長期汀線変化予測モデルを構築するとともに、上越、大湊海岸における代表的波浪及び沿岸漂砂量を推定する。

(1) 汀線変化予測 1 ラインモデル

海岸侵食に伴う 1 ラインモデルの基礎式は、まずその連続方程式は次式で表される。

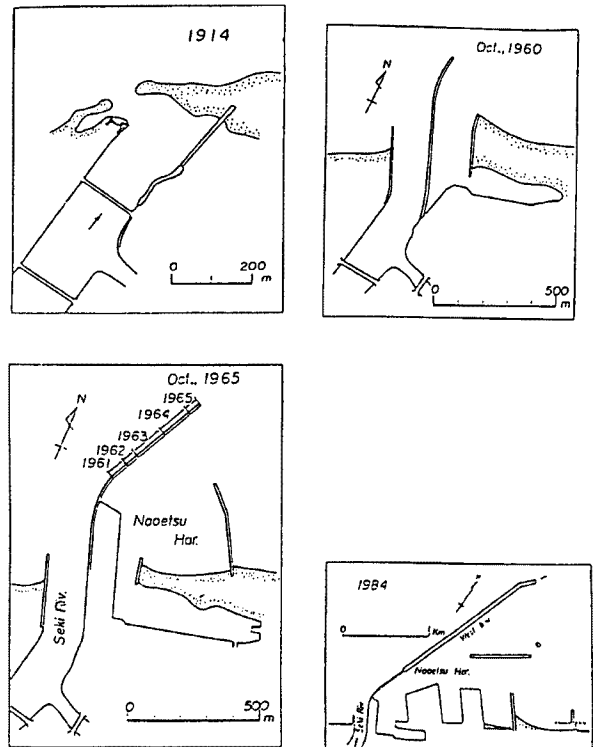


Fig. 5.1. Historical development of Naetsu harbor.

$$\frac{\partial y_0}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)h_k} \frac{\partial Q_x}{\partial x} = \frac{Q_R(t)}{h_k B} \delta(x-x_0) \dots\dots\dots (5.1)$$

ここに、 y_0 は基準線からあつた汀線変化量、 t は時間、 x は基準点からの沿岸方向の距離、 h_k は漂砂帯の限界における水深で海浜変形の限界水深、 λ は底質の空隙率、 Q_x は沿岸漂砂量、 B は河川の幅、 $Q_R(t)$ は河川からの流出土砂量のうち漂砂源となる量である。まず、沿岸漂砂量則としては種々のものが提案されているが、ここでは最も一般的に用いられている次の CERC 公式を使用する。

$$Q_x = 1290 P_l \times 9800 \text{ (m}^3/\text{yr)} \text{ and } P_l = \frac{\rho g^2}{64 \pi} H_b^2 T K_B^2 \sin 2\alpha_{BS} \dots\dots\dots (5.2)$$

ここに、 α_{BS} は汀線と碎波の波峰線とのなす角で、同一波浪条件に対して汀線変化を伴う。この効果を表すためには、次式の波向きと汀線変化の関係を付加させる。

$$\frac{\partial y_0}{\partial x} = \tan(\alpha_{B0} - \alpha_{BS}) \dots\dots\dots (5.3)$$

ここに、 α_{B0} は初期汀線と碎波の波峰線のなす角で、 α_{BS} との関係は Fig. 5.2 に示すようである。

以上の基礎的な関係式から沖波が設定される場合、その波浪変形計算により碎波の波高、波向き、周期が求まると、式 (5.2) から、 Q_x の沿岸方向分布が計算され、式 (5.1) により新しい (次の時間ステップ) の汀線位置が求まる。新しい汀線位置が分かると、式 (5.3) から汀線に対する碎波角が更新され、再び式 (5.2) に用いられる。これが 1 ラインモデルの陽解法のアルゴリズムであるが、計算の安定性を考慮して陰解法を用いる方法もある。この場合には、山下、土屋、松山、鈴木¹²⁾ のように、式 (5.1) および (5.3) か y_0 を消去して、次のような Q_x に関する拡散方程式が得られる。

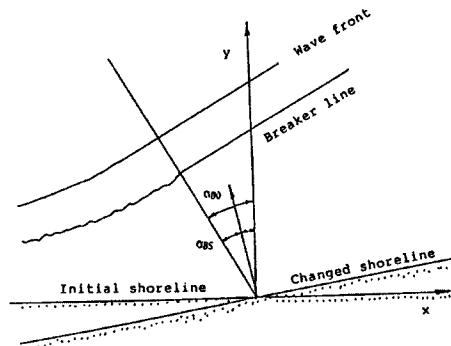


Fig. 5.2. Coordinate definition of wave angles and shorelines for the 1-line model.

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial Q_x}{\partial t} &= \frac{\{\partial Q_x / \partial \alpha_{BS}\}}{(1-\lambda)h_k \{1 + (\partial y_0 / \partial x)^2\}} \frac{\partial^2 Q_x}{\partial x^2} + A_R \\ A_R &= \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{Q_R(t)}{h_k B} \delta(x-x_0) \right\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.4)$$

これを与えられた初期汀線形状と境界条件をもとに陰解法で解き、さらに得られた Q_x を用いて式 (5.1) を解いて、汀線の時間的変化を求める。両者の特徴は、前者では安定性を考慮して 1 ステップ計算を行うが、後者では安定性はよいが、2 ステップ計算を行わなければならない。このため、計算効率の観点からは、両者に大きな差異はないが、ここでは、後者の 2 ステップ陰解法による計算方法を用いる。ここで注意すべきことは、本問題のように、両端部で沿岸漂砂を阻止する場合には、境界条件を考慮して前進、後進差分を使い分ける点である。

以下に、数値計算法の定式化において用いた差分式を示す。式 (5.4) に対して、

$$a_i Q_{xi+1}^n + b_i Q_{xi}^{n+1} + c_i Q_{xi-1}^n = d_i \dots\dots\dots (5.5)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} a_i = c_i &= \frac{-D\Delta t}{2\Delta x^2}, \quad b_i = 1 + \frac{D\Delta t}{2\Delta x^2} \\ d_i &= \Delta t A_R + \frac{D\Delta t}{2\Delta x^2} (Q_{xi+1}^n - 2Q_{xi}^n + Q_{xi-1}^n) + Q_{xi}^n \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.6)$$

$$D = \frac{\partial Q_x / \partial \alpha_{BS}}{(1-\lambda) h_k \{1 + (\partial y_0 / \partial x)^2\}}$$

$$\frac{\partial Q_x}{\partial \alpha_B} = \frac{\rho g^2}{32\pi} H_0^3 TK_R^2 \cos 2\alpha_{BS}$$

さらに、式 (5.1) に対しては、式 (5.5) により得られた Q_x^{n+1} を用いて、

$$y_B^{n+1} = y_B^n - \frac{\Delta t}{2(1-\lambda) h_k} \left(\frac{\partial Q_x^{n+1}}{\partial x} + \frac{\partial Q_x^n}{\partial x} \right) + \Delta t A_R \dots\dots\dots (5.7)$$

により、汀線変化量 y_B^{n+1} を計算する。

(2) 波浪条件および境界条件

まず、長期の海浜変形の追算において最も重要なのは、いうまでもなく海浜変形を支配する波浪をいかに与えるかであるが、通常2つの方法が考えられる。その1つは、長期の波浪観測データから時系列として波浪を与えるか、あるいは適当な統計によって整理したものを与えるかであり、いま1つはいわゆる代表波浪を波浪データ、海浜変形の追算などによって推定する方法である。前者は、海浜変形に対する異常波浪が十分含まれていることが大切であり、時系列として与えると労力、計算時間がかかる点が問題となる。後者は、比較的簡単であるが、波浪データに立脚してその海岸の実態を再現できるものでなければならない。

この大潟海岸では、2つの主波浪が存在する。それらは、1) NW から NNW からの比較的周期の短い風波、2) NNE からのうねりとであるが、来襲する波および波浪エネルギーからすれば前者が卓越している。しかし、一つの季節風の通過に伴う波浪特性の変化には大きな特徴があり、季節風による波浪の発達期から最盛期を迎え、やがて減衰期となり、それらにもなって波浪特性がおおよそ特定できるので、それを考慮した波浪の取り扱いも考えられる。ここでは、この方法による取り扱いを提案する。それ故、ここでは **Table. 5.1** に示すような波浪条件を与え、かつそれらの平均の継続時間は直江津港における波高 2 m 以上の高波浪の年間の累積時間約 264 hr (これはまた一つの季節風波浪の波高 2 m 以上の継続時間を 24 hr としたときそれが年平均11回来襲することに対応する) を対象とし、これらの波浪条件でどれだけ長期汀線変化が起こるのか、またどうすれば再現できるのかを汀線変化の追算結果と実際の汀線変化との比較から検討し、その再現性ととともに、代表波浪の推定を行う。

Table 5.1. Representative waves proposed and their properties

Representative Waves	Wave Direction	Wave Period in sec	Wave Height in m
1st	NW5°W	6	2
2nd	NW	7	3
3rd	NW 10°N	8	2

そのために、まず **Table. 5.1** に示した条件によって波浪の屈折計算を行うと、**Fig. 5.3** のようになる。図中には、3種類の周期に対してそれぞれ屈折図を示し、砕波点を黒星印で図示してある。これから分かることは、いずれの場合でも汀線に対して入射する波浪の波向きは東、西端の海崖部を除いてきわめて小さいことから、沿岸漂砂量の計算のための砕波角の計算では、十分な精度が要求されるはずである。

実際に、**Table. 5.1** に示した3つの代表波浪のそれぞれについて波浪の屈折計算を行い、砕波高 H_B および汀線に対する砕波角 α_B を求め、それらの沿岸分布を **Fig. 5.4** に示す。ただし図中には、これらの値が沿岸方向に変動するので、それらを平滑化したものを太い点線で示してある。これによると、まず砕波高が著しく変動する場所は郷津、直江津港および柿崎川付近であり、それぞれ海底の微地形に影響されている。

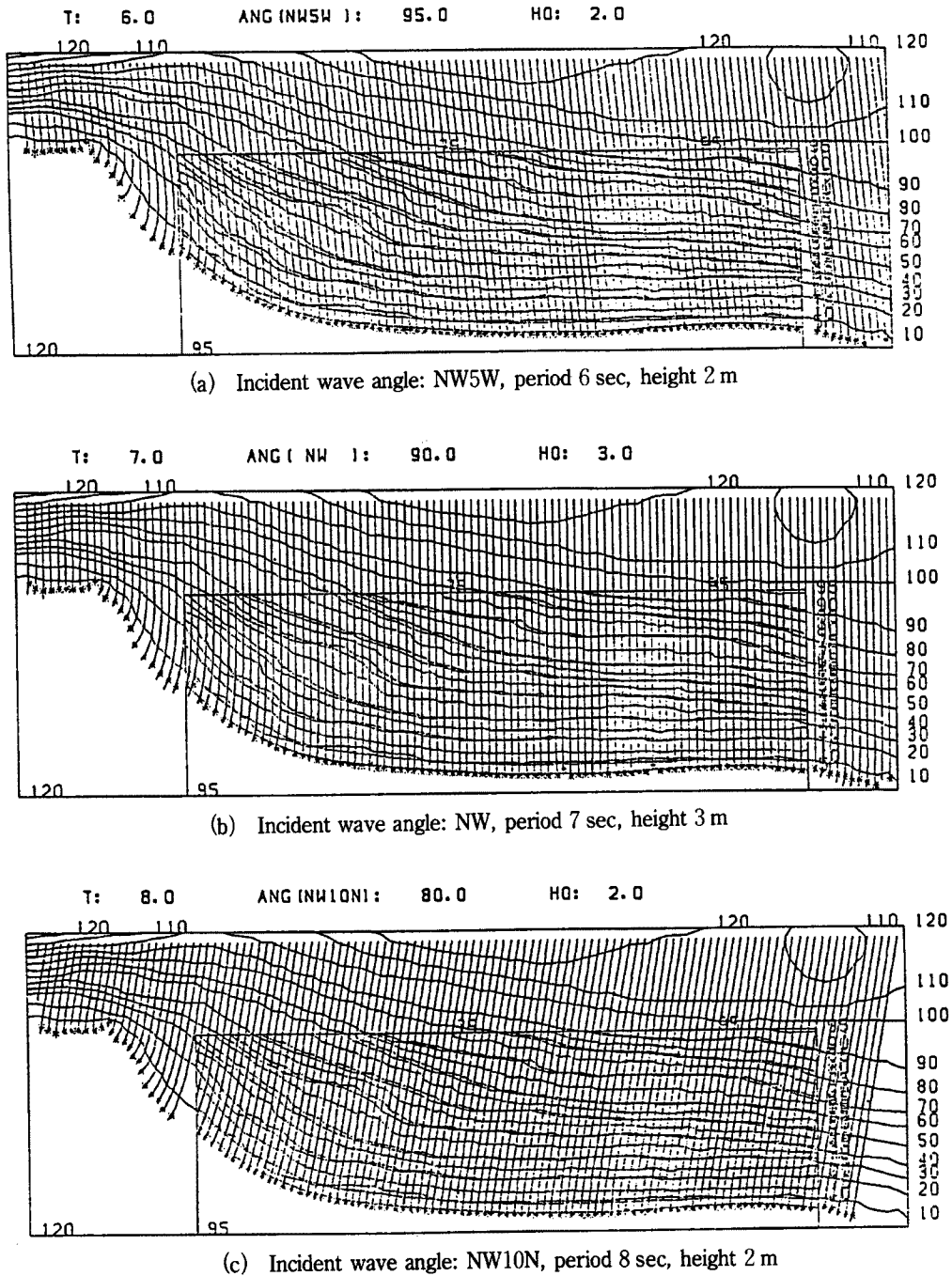
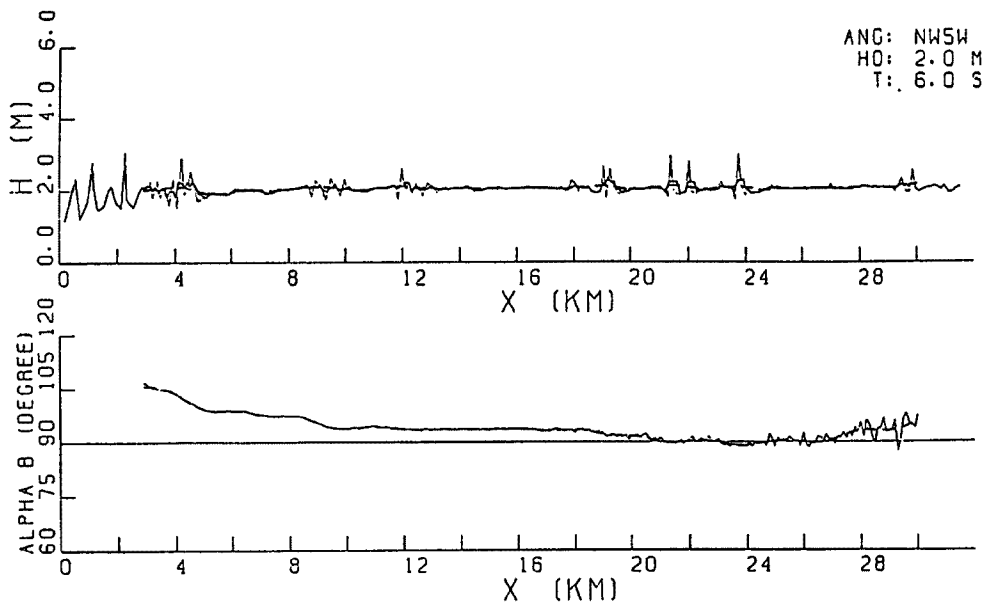


Fig. 5.3. Wave ray diagrams.

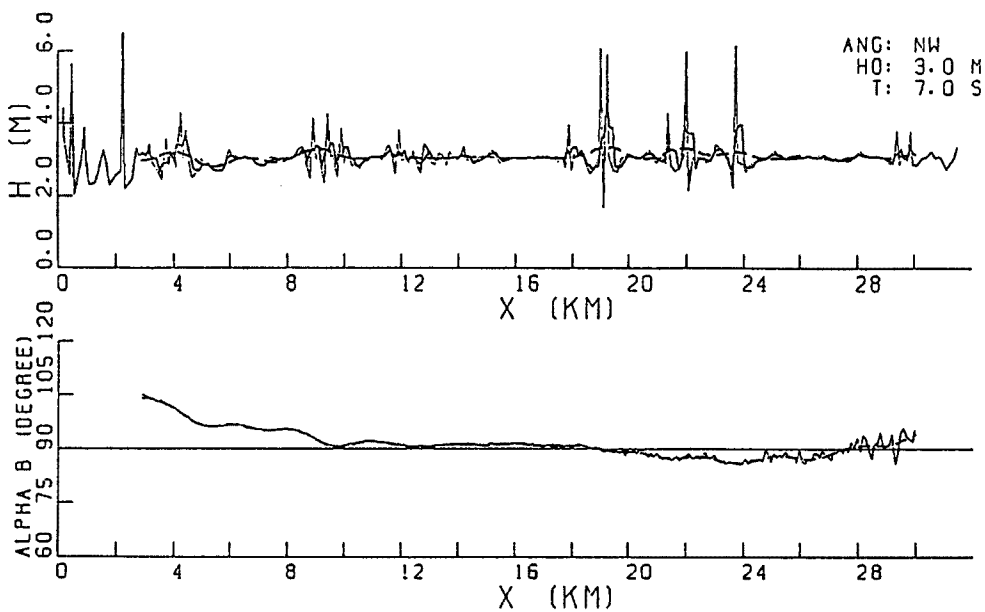
とくに、3つの代表波浪のうち第2のものが著しいのはその屈折特性によるようであり、全体を通じて碎波高の沿岸分布には局所的な変動が存在するが、沿岸方向の明らかな変化はないようである。これに対して、碎波角の沿岸分布にはきわめて明確な変化が存在し、3つの代表波浪のいずれについても海岸全体のほぼ中央部より西では正值（沿岸漂砂は東向き）をとり、それより東では負値（沿岸漂砂は西向き）をとり、さらに東では再び正值をとる傾向になっている。ただし、この傾向のうち、第3の代表波浪に対しては負値をと

る範囲がかなり広範囲に及ぶことが特徴といえる。このような代表波浪の碎波角の沿岸分布は東、西両端に岬状の海浜変形の境界条件をもつ自然海浜の形成における大きな特徴といえるであろう。

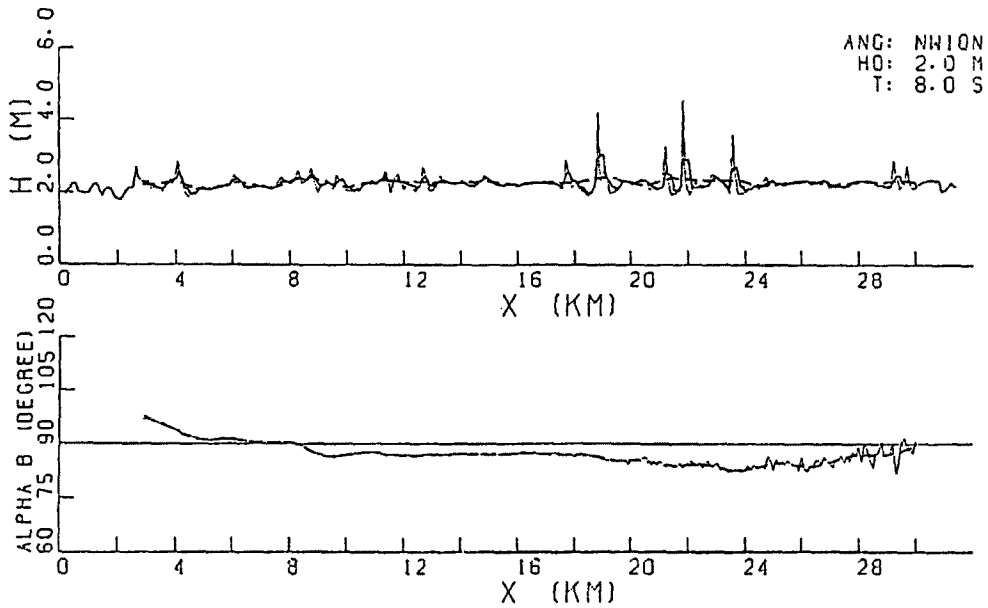
つぎに、Fig. 5.1 に示したこの海岸全域における長期の海浜変形の追算における境界条件について考察する。まず、前述したように、主たる漂砂源として関川および柿崎川が存在するので、そこからの漂砂源としての流入土砂量をどう与えるかであり、また長期海浜変形の予測モデルにおけるその計算法を考えなければならぬ。すなわち、漂砂源として点源またはある幅を持つ河口として与えると、そこでは汀線は尖状に発達することになるので、長期の海浜変形の予測においては適当でない。実際、漂砂源としての河口からの



(a) Incident wave angle: NW5W, period 6 sec, height 2 m



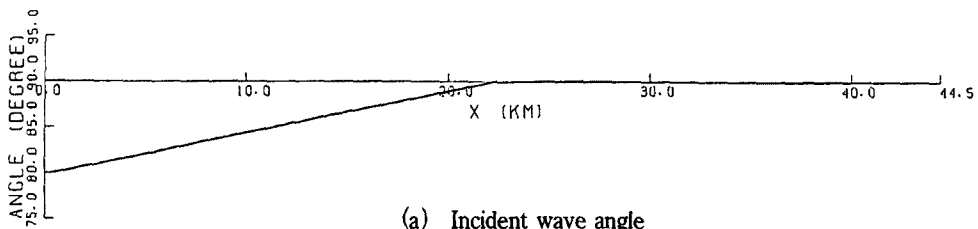
(b) Incident wave angle: NW, period 7 sec, height 3 m



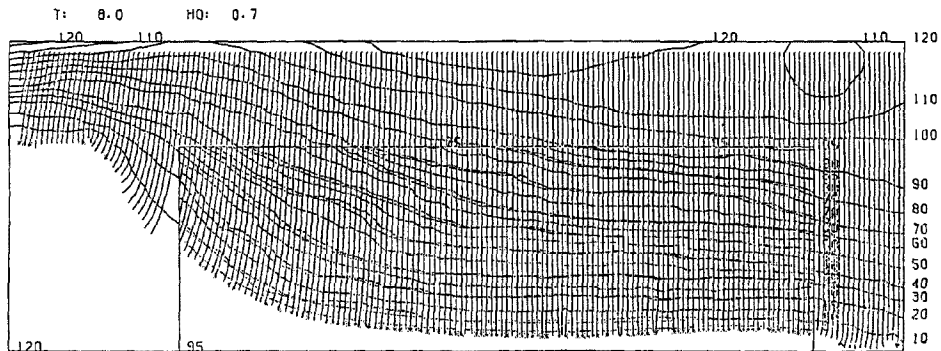
(c) Incident wave angle: NW10N, period 8 sec, height 2 m

Fig. 5.4. Alongshore distribution of wave height and breaker angle.

土砂流出は主として洪水によるものであるが、そのときに常に高波浪が来襲するとは考えられないので、漂砂源としての土砂流出が適当に起こり、それがその後の高波浪によって沿岸漂砂として沿岸方向に拡散または分散するものとするのがよいと思われる。したがって、本研究では、海浜変形そのものには影響を与えないような入射波の波向きを見出す。すなわち、波高0.7 m および周期8 sec を固定して、沖波の波向きを空間的に変化させ、長期間の海浜変形計算を行い、安定な汀線変化が得られる入射波波向きを試行錯誤的に



(a) Incident wave angle



(b) Wave way diagram

Fig. 5.5. Wave ray diagram and incident angle of representative normal wave

探し出すと、Fig. 5.5 (a) のようになる。

これは大渦海岸の沖に存在する佐渡島の遮蔽効果、つまり回折波の影響を経験的に取り込もうとすることと同じである。このような波浪を探し出す目的は河口からの漂砂源を沿岸方向に分散させることにあり、この波だけでは上越、大渦海岸の汀線変化にはほとんど影響を与えないような波浪であることが望ましい。沖波の波向きを一様に入射させた場合は Fig. 5.4 に示した碎波角の沿岸方向分布からも分かるように、郷津付近で沿岸漂砂量が大きくなってしまふ。これを小さくするために沖波の波向きを種々の関数形で与えて計算した結果、以下の式を用いた場合が最も汀線変化が小さくなることがわかった。

$$\alpha_0 = \frac{1}{2000} (x - 44.5)^2 \dots\dots\dots (5.8)$$

ここに、 α_0 は沖波の波向きであり、 x は沿岸方向の距離である。

以上の方法により、河口からの漂砂源を沿岸方向に分散させて、長期の海浜変形の計算を行う。いいかえれば、長期の海浜変形における時間スケールに比べて、漂砂源としての河口からの土砂流出はきわめて短期間であるので、このような方法で漂砂源に対する境界条件を与えることが許容されると考えたわけである。

なお、関川および柿崎川の漂砂源に対しては、実際両河川からの流出土砂量として考えられる値を参考にし、数値計算において具体的な値を採用することにする。海浜変形の境界条件はいうまでもなく、この海岸の東、西両端におけるものであるが、ここではつぎのように考える。その1つは、西端の郷津においては、1) 沿岸漂砂の流入がないとする条件を境界条件とするもの、および2) 前述したようにこの地域には従来海崖が発達していたので、その崩壊による漂砂源の存在を考慮して境界条件とする、の2つが考えられる。そして、東端の米山崎の聖ヶ鼻は岩礁となっているが、その法線形状や沖側の海底地形からすれば、沿岸漂砂が存在し、それが沖側に流出していると考えられるので、ここでは沿岸漂砂の流入が存在するものと一応仮定しておく。

以上、長期の海浜変形の境界条件として、ここではつぎのように3つの段階により海浜変形予測モデルに取り入れて考察することにする。

(1) 関川および柿崎川よりの漂砂源を省略し、西端の郷津では沿岸漂砂の流入が存在せず、かつ東端の米山崎では沿岸漂砂の流入が存在するものとする。

(2) 境界条件(1)のうち、関川及び柿崎川からの漂砂源を前述した方法によって与えることにする。

(3) さらに、境界条件(2)に対して、西端の郷津において海崖からの漂砂源を考慮するものとする。ただし、波浪条件としては、前述したように Table. 5.1 に示した代表波浪に対して年平均264時間を作用させた場合の海浜変形を計算し、また3つの代表波浪をそれぞれ8時間ずつ継続する季節風によるものとし、それが年平均11回来襲するものと仮定した場合について計算して実際の約30kmに及ぶ汀線形状と比較することにした。

5.2 長期海浜変形の追算結果と代表波浪

(1) 関川および柿崎川からの漂砂源を省略した場合（境界条件(1)の場合）の海浜変形の追算結果

この場合の計算結果を3つの代表波浪のそれぞれに対して Figs. 5.6, 5.7 および 5.8 に示す。ただし、図中には後述するように境界条件(2)の場合の計算結果も併記してある。また、図中太い点線は初期汀線としての明治43年における汀線であり、実線は初期汀線からの10年ごとの汀線変化の数値計算結果を示し、さらに参考までに図の上部には初期汀線における波浪のエネルギーフラックスの沿岸分布も示してある。

これらの結果によれば、第1及び第2の代表波浪の場合には、郷津付近で汀線がかなり後退する傾向を示し、その代わり中央部付近で前進することになる。この傾向は第1より第2の代表波浪による方が著しくないのである。しかし、米山崎付近では汀線はほとんど変化しない。これに対して第3の代表波浪の場合には、若干傾向を異にし、Fig. 5.4 に示した碎波角の沿岸分布からも予測されるように郷津付近でも若干汀線

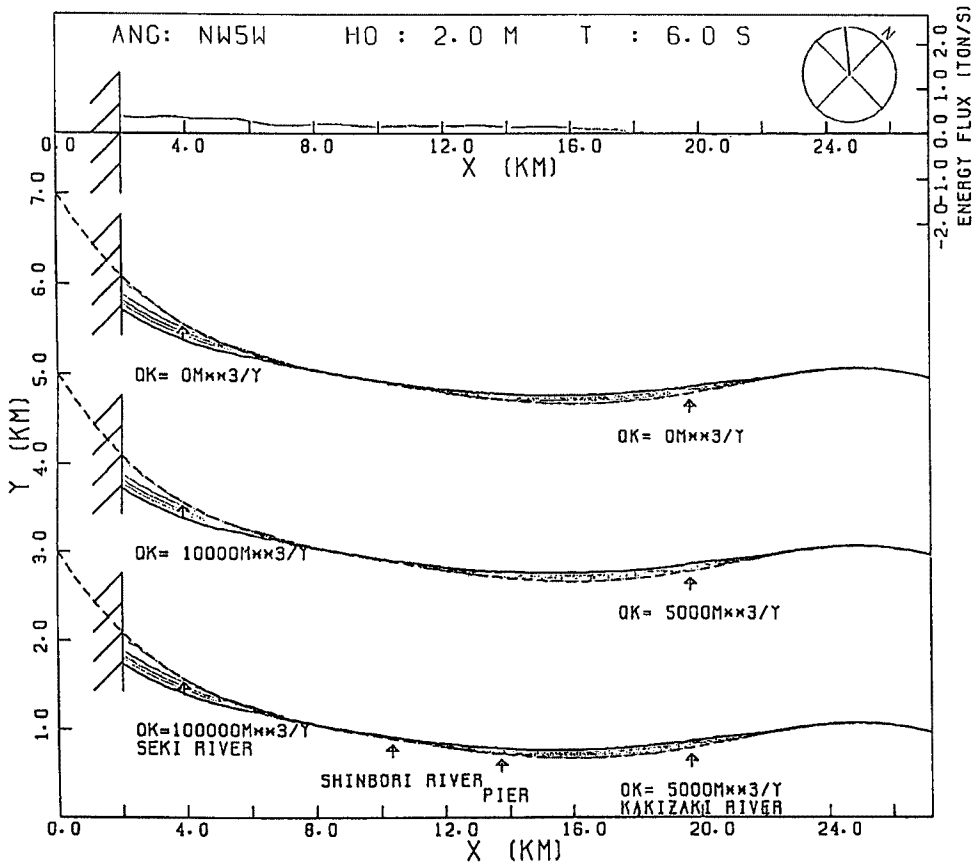


Fig. 5.6. Computed shoreline changes in the period of 1910-1960 assuming the 1st representative wave condition.

(upper: wave energy flux, 2nd: no sediment supply from rivers, 3rd: 10,000 m³/yr from Seki river and 5,000 m³/yr from Kakizaki river, bottom: 100,000 m³/yr from Seki river and 5,000 m³/yr from Kakizaki river)

が前進する傾向を示し、中央部全域にわたって汀線は少し前進する傾向になることが分かる。このときの沿岸漂砂量の沿岸分布を Fig. 5.9 に示す。図中には3つの代表波浪による初期汀線における沿岸漂砂量を式 (5.2) によって計算した結果を示す。これによると年平均の沿岸漂砂量は、この海岸としてはかなり大きく推定されているように思われるが、その沿岸方向分布は Fig. 5.4 に示した碎波角のそれによく対応しており、碎波高のそれが加わって沿岸方向に若干変動している。しかし、第3の代表波浪の場合にはその傾向はかなり相違し、またその向きも変わることを示している。

(2) 関川および柿崎川からの漂砂源を考慮 (境界条件 (2) の場合) した場合における海浜変形の追算結果

前述した方法によって、関川及び柿崎川からの漂砂源を与え、3つの代表波浪のそれぞれによる海浜変形の追算結果は、すでに Figs. 5.6, 5.7 および 5.8 に示した通りであるが、この計算においては関川及び柿崎川のそれぞれに対して、1) 10,000 m³/yr および 5,000 m³/yr, 及び 2) 100,000 m³/yr および 5,000 m³/yr を仮定した。これらの漂砂源に対する境界条件を付加すると、全般的にわずかな汀線の前進が中央部で起こり、郷津付近ではわずかな汀線の後退が少なくなる傾向を示すことが分かる。

このときの沿岸漂砂量の沿岸分布を Fig. 5.10 および 5.11 に示す。これは Fig. 5.9 の場合と同様な傾向

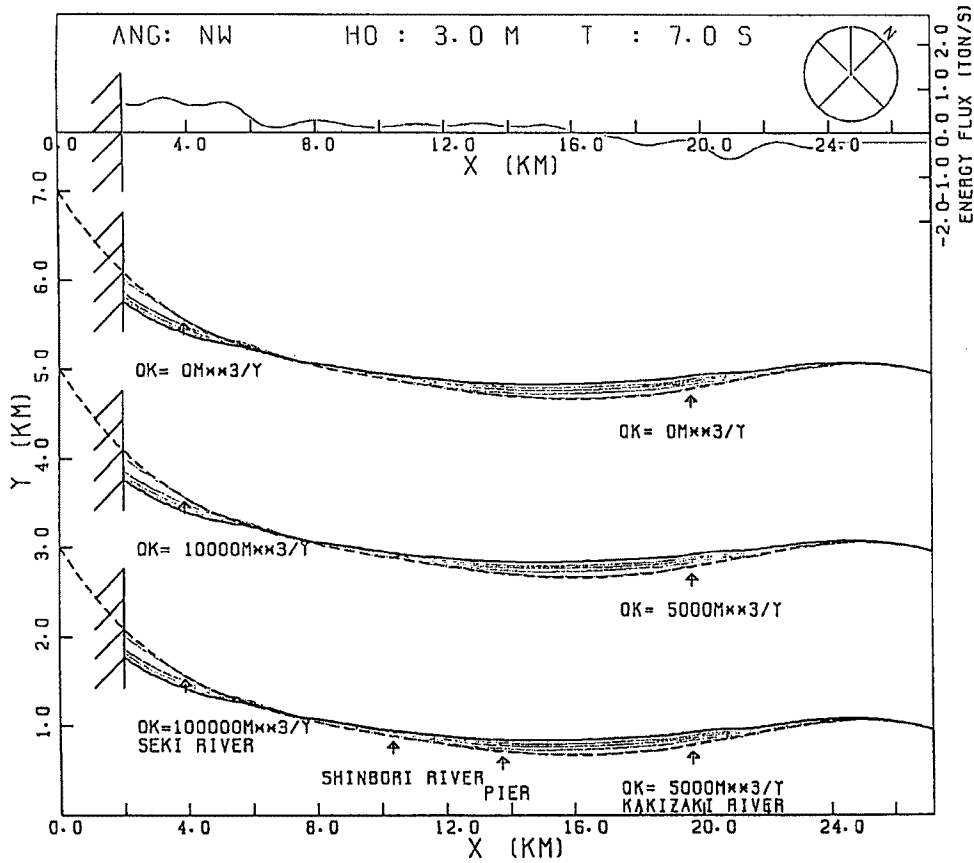


Fig. 5.7. Computed shoreline changes in the period of 1910-1960 assuming the 2nd representative wave condition.

を示すが、関川および柿崎川からの漂砂源が加わっただけ、その付近の分布がわずかに変わっているはずであり、このことから前述したように、ここで対象とした100年程度の長期の海浜変形に及ぼす漂砂源の影響はそれほど顕著には現れないことになる。

なお、境界条件(3)の場合については、たとえ郷津付近の海崖から、たとえば柿崎川からの漂砂源と同程度の沿岸漂砂としての流入が存在したとしても、この程度の時間スケールでの海浜変形には大きく寄与しないように思われたので、その計算は省略することにした。

(3) 長期海浜変形の追算と代表波浪

以上、3つの代表波浪をとりあげて、それぞれによる長期の海浜変形を実施したが、ここではさらに代表波浪のとり方を工夫して海浜変形の追算を試みる。前述したように、この海岸の波浪は風波とうねりに代表されるが、一般に季節風の通過にともない風波からうねりに変わって来襲する。そこで、前述した3つの代表波浪のうち第1および第2代表波浪は季節風の初期、発達期における風波を主体とする波浪を代表するものとし、その発達に従って波高および周期も増大するので、それを2つの代表波浪で取り扱うこととし、さらに減衰期のうねりに対して第3の代表波浪を対応させて、このような一連の波浪を前述したように、ここで改めて定義し、それらの継続時間をそれぞれ8hrとし、さらにこのような波浪が年平均11回来襲するものとする。

この代表波浪すなわち代表季節風波浪を用いて、再び長期の海浜変形の追算を実施し、実際の汀線変化と比較したが、その結果は Fig. 5.12 (a) に示す通りである。図中には、代表季節風波浪を形成する3つの代

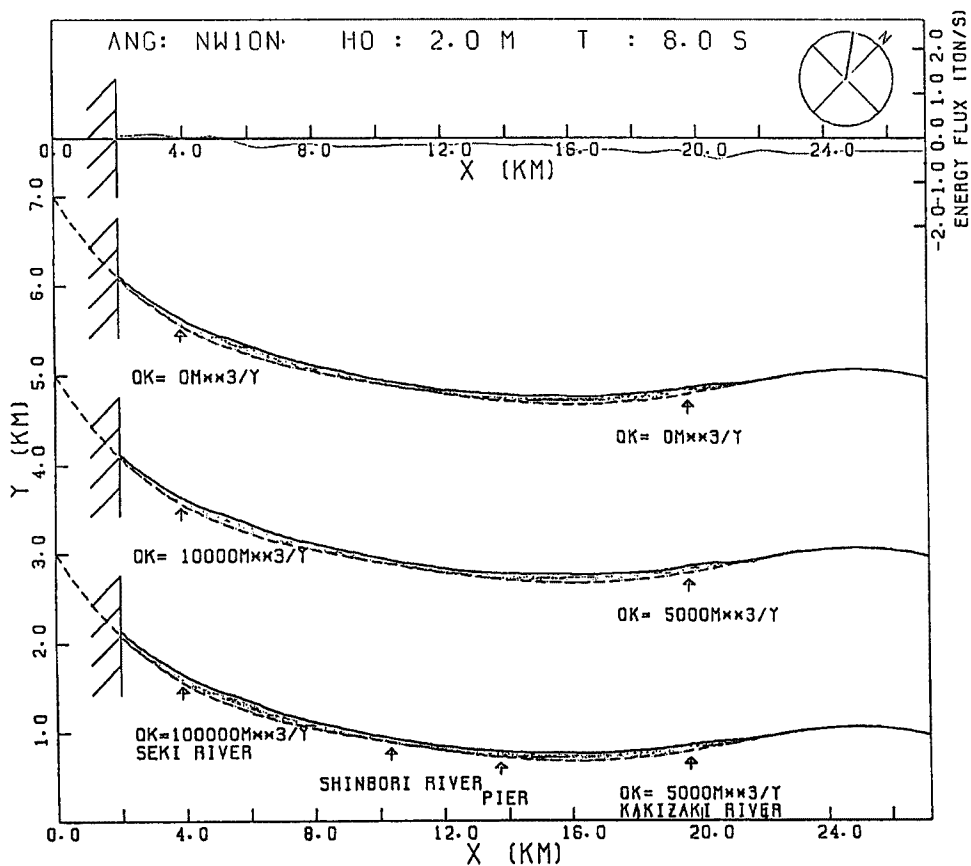


Fig. 5.8. Computed shoreline changes in the period of 1910-1960 assuming the 3rd representative wave condition.

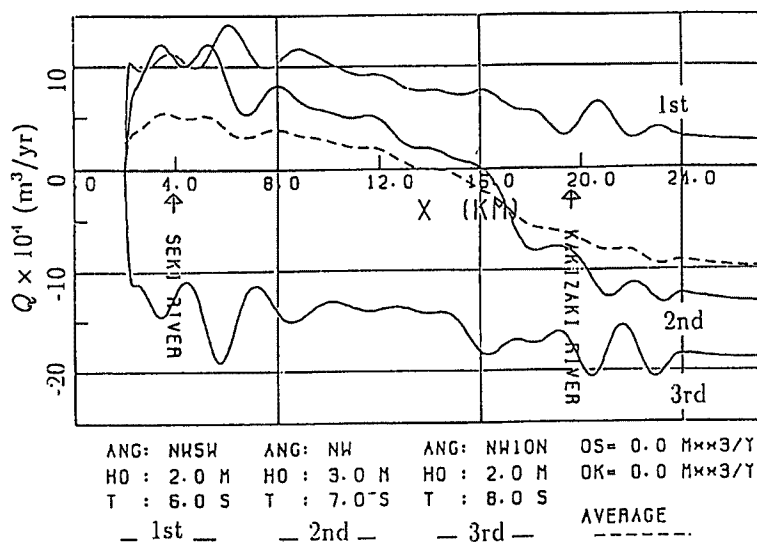


Fig. 5.9. Alongshore distribution of computed longshore sediment transport rates corresponding to each representative wave condition and averaged transport rate (broken line), with assumption of no sediment supply from rivers.

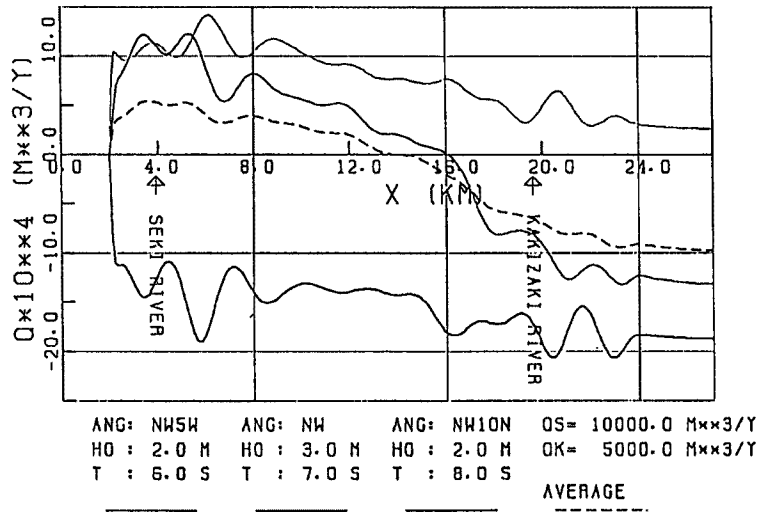


Fig. 5.10. Alongshore distribution of computed longshore sediment transport rates corresponding to each representative wave condition and averaged transport rate (broken line), with assumption of 10,000 m³/yr from Seki river and 5,000 m³/yr from Kakizaki river.

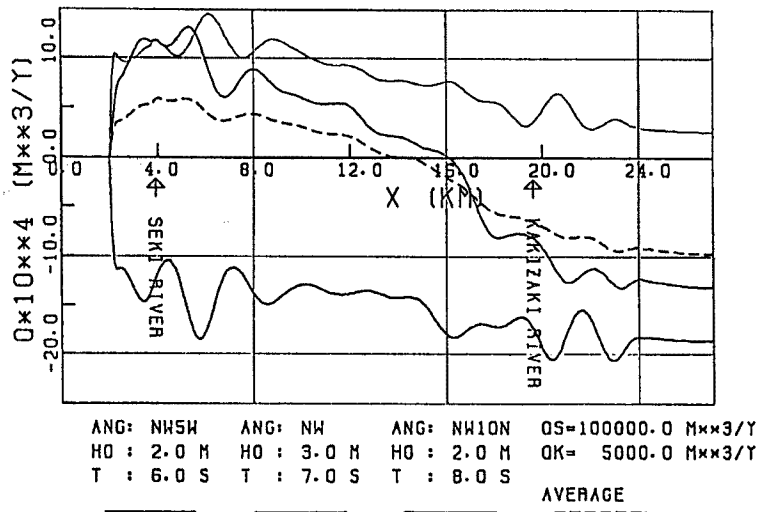
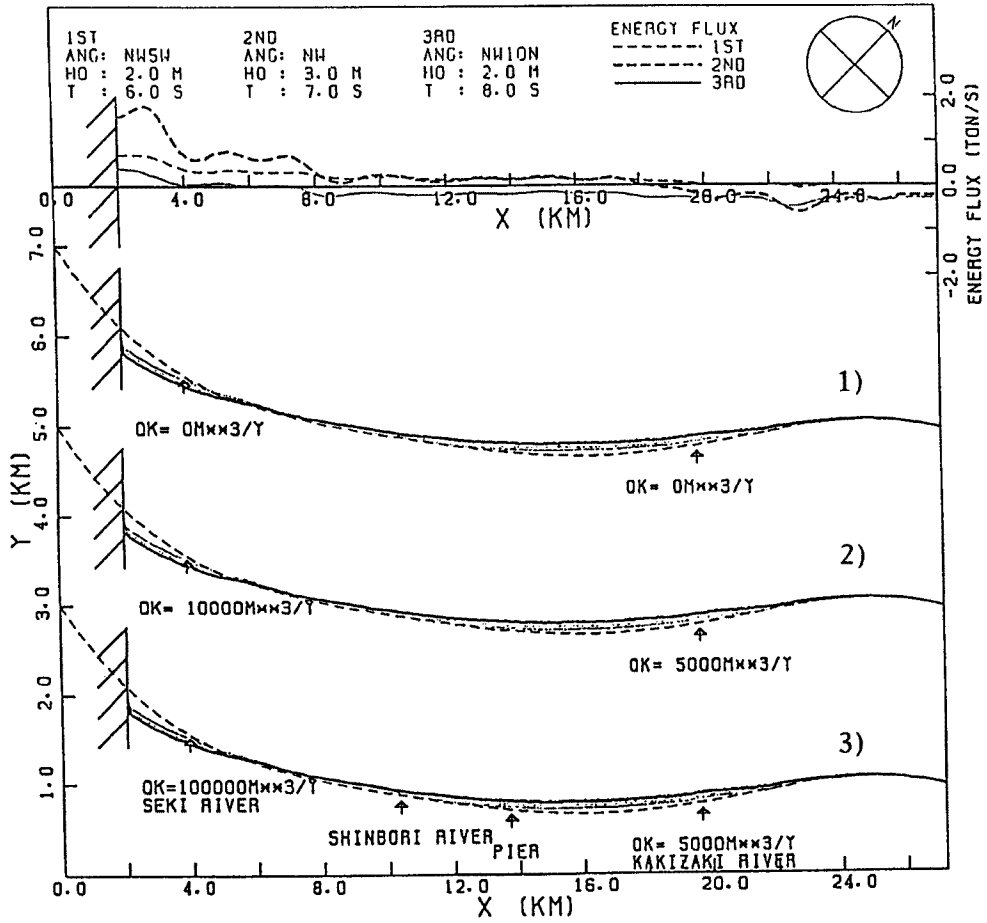
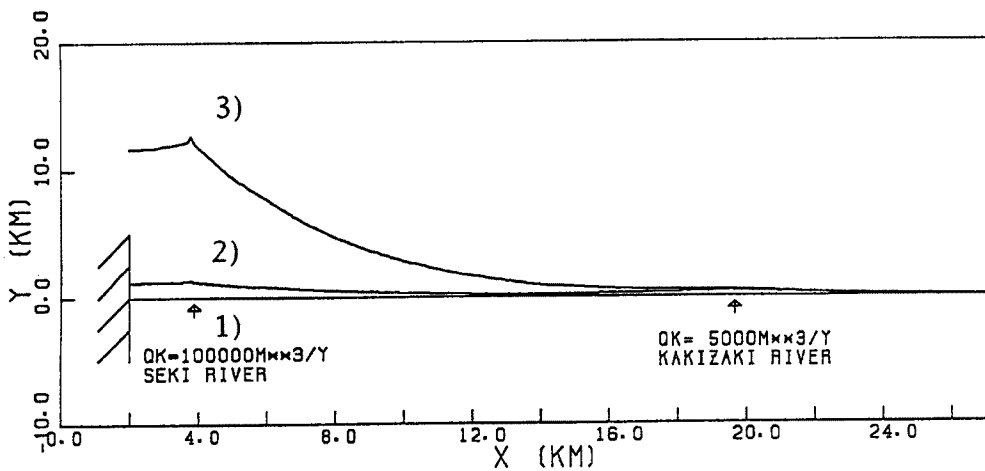


Fig. 5.11. Alongshore distribution of computed longshore sediment transport rates corresponding to each representative wave condition and averaged transport rate (broken line), with assumption of 100,000 m³/yr from Seki river and 5,000 m³/yr from Kakizaki river.

表波浪による波浪のエネルギーフラックスを最上段に示し、関川及び柿崎川からの漂砂源をそれぞれ1) 漂砂源を省略した場合、2) 10,000 m³/yr および 5,000 m³/yr, および 3) 100,000 m³/yr および 5,000 m³/yr とした場合の追算結果をその順に示してある。Fig. 5.12 (b) は河川からの流送土砂量の相違による汀線変化を拡大して示してあり、3) の場合には関川河口部で約 12 m 前進していることがわかる。また、この場合の沿岸漂砂量の沿岸分布を Fig. 5.10 および 5.11 の点線で示してあるが、まずこの場合には、年平均の沿岸漂砂量は現在の直江津港付近で最大となり、約 50,000 m³/yr 程度となっており、実際この海岸で考えられている沿岸漂砂量に対応していることに注目すべきである。そして、その沿岸方向変化においては、郷津



(a) Upper: wave energy flux, 2nd: no sediment supply from rivers, 3rd: 10,000 m³/yr from Seki river and 5,000 m³/yr from Kakizaki river, bottom: 1,000,000 m³/yr from Seki river and 5,000 m³/yr from river.



(b) Differences of shoreline position with conditions of sediment supply from rivers.

Fig. 5.12. Computed shoreline changes in the period of 1910-1960 assuming the representative winter storm wave condition.

から中央部の鵜の浜付近までは東向きに沿岸漂砂を示し、その方向に漸減する傾向があり、それより東側では西向きとなり、その方向に漸減する傾向である。したがって、この沿岸の中央部は長期的には堆積傾向にあることが分かり、また沿岸漂砂の構成からすれば、東向きに沿岸漂砂と西向きのそれとが存在し、それらがほぼ同程度であるか、年平均としては前述したように西端の郷津から中央部までは東向きとなり、それ以东では逆に西向きになるものと結論される。

このような沿岸漂砂の特徴をもつ代表波浪による長期の海浜変形の追算結果は Fig. 5.12 に示したように、郷津付近で汀線が少し後退し、中央部でわずかに前進する傾向を示すものの、全般的に実際の長期海浜変形をよく再現できていると見てよいであろう。このことから、ここで最後に提案し、長期海浜変形の追算に用いた代表波浪、いうなれば、代表季節風波浪はこの海岸における長期の海浜変形の実態をよく表しており、今後その予測に実際に十分適用できるものと結論される。

6. 直江津港の築港に伴う海浜変形機構と安定海浜工法の適用性

前述したように、昭和 36 年より関川右岸に防波堤を設け、本格的な直江津港の築港計画が実施されてきたので、この海岸の漂砂系は大きく変貌することになり、直江津港と東側海岸は著しい海岸侵食を受けることとなった。ここでは、前述した郷津から米山崎に至る 1 つの漂砂系を形成していた延長約 30 km に及ぶ海岸の長期海浜変形の特徴と代表波浪に基づいた長期汀線変化予測モデルを用いて、その海浜変形の機構を考察する。そして、その可能な海岸侵食制御の方法として、とくに安定海浜を形成させて海浜の安定化を図ることができるかどうかという立場から、長期の海浜変形の予測を実施して研究し、海浜変形の境界条件としてどこにヘッドランドを建設すれば最も理想的に海浜の安定化ができるかという立場から、安定海浜工法の適用性をさらに検討する。

6.1 築港に伴う漂砂系および沿岸漂砂量の変化

(1) 波浪場、海浜流系の計算方法

波浪場の計算には、山下・土屋・阿曾¹³⁾によって開発された数値モデルを用い、その概要はつぎのようである。波と流れとの相互作用を考慮した放物型緩勾配方程式に碎波や海底摩擦によるエネルギー逸散項 $i\sigma W\varphi$ を取り入れると、線形の規則波の変形は次式で表される。

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} = -A\varphi - B \frac{\partial \varphi}{\partial x} \dots\dots\dots (6.1)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} A &= k^2 + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{1}{G} \frac{\partial G}{\partial y} \frac{\partial}{\partial y} + \frac{1}{G} \{ \omega^2 - \sigma^2 + i\sigma W + i\omega (\nabla \cdot \vec{U}) \} + \frac{2i\omega}{G} v \frac{\partial}{\partial y} \\ B &= \frac{2i\omega}{G} u + \frac{1}{G} \frac{\partial G}{\partial x} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.2)$$

ただし、 $G = CC_s$, u, v : 平均流の x, y 方向成分, ω, σ : それぞれ固定および移動座標系における角周波数, a : 振幅, および k : 波数である。また、波の速度ポテンシャル φ を透過波成分 φ^+ と反射波成分 φ^- とに分離すると、進行波に関するすべての高次項を含む作用素 A は次式で表される。

$$\begin{aligned} A \equiv f^2 &= \left(k^2 - k_y^2 + \frac{1}{a} \frac{\partial^2 a}{\partial y^2} + \frac{2i}{a} \frac{\partial a}{\partial y} k_y + i \frac{\partial k_y}{\partial y} \right. \\ &+ \frac{1}{aG} \frac{\partial G}{\partial y} \frac{\partial a}{\partial y} + \frac{i}{G} \frac{\partial G}{\partial y} k_y \left. \right) + \frac{1}{G} \left(\frac{\partial G}{\partial y} + 2i\omega v \right) \frac{\partial}{\partial y} \\ &+ \frac{1}{G} \{ \omega^2 - \sigma^2 + i\sigma W + i\omega (\nabla \cdot \vec{U}) \} \dots\dots\dots (6.3) \end{aligned}$$

共存場における放物近似方程式は、次式のようになる。

$$\frac{\partial \varphi^+}{\partial x} = \left\{ \frac{1}{2} \left(f + \frac{A'}{f} \right) - \frac{1}{2fG} \frac{\partial fG}{\partial x} + \frac{i}{\partial x} \frac{\partial}{\partial y} \left(G \frac{\partial}{\partial y} \right) - \frac{\omega}{f} \frac{v}{G} \frac{\partial}{\partial y} - \frac{i\omega}{G} u \right\} \varphi^+ \dots\dots\dots (6.4)$$

ここに、 $A' = k^2 + (1/G)(\partial G/\partial y + 2i\omega v)\partial/\partial y$ である。一方、砕波による散逸率 W は段波モデルにより、次式のように表される。

$$W = \frac{2BP}{r^3} \frac{1}{T} \left(\frac{H_w}{h} \right)^4 \dots\dots\dots (6.5)$$

ここに、 $r = 0.7 + 5 \tan \theta$ であり、 BP は砕波水深比によって、次式のように表される。

$$BP = \begin{cases} 11 - 10(h/h_b); & 0.6 < h/h_b \leq 1.0 \\ 5.0; & h/h_b \leq 0.6 \end{cases} \dots\dots\dots (6.6)$$

ここに、 θ : 海底勾配、 H_w : 局所波高、 h : 局所水深、 h_b : 砕波水深、および T : 波の周期である。なお、砕波限界の指標としては合田の指標¹⁴⁾を用いる。さらに、海浜流場の計算には、radiation stress を媒介とした水平2次元モデルに、海浜変形による水深の空間変化項と、波向きを考慮した水平拡散項を導入したものと、その基礎式は、次式で与えられる。

連続式;

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \dots\dots\dots (6.7)$$

運動量方程式 (x -方向);

$$\begin{aligned} \frac{\partial M}{\partial t} + \beta \left(U \frac{\partial M}{\partial x} + V \frac{\partial M}{\partial y} \right) = & -gH \left(\frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\partial D}{\partial x} \right) \\ & - \frac{1}{\rho} \tau_x^2 - \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{yx}}{\partial y} \right) - \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial T_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial T_{yx}}{\partial y} \right) \dots\dots\dots (6.8) \end{aligned}$$

ここに、 M, N : x, y 方向の線流量で、平均流速 U, V により、 $M = UH, N = VH$ で表される。また、 H は全水深で、静水深 D と平均海面 η とにより、 $H = D + \eta$ で示され、 β は運動量補正係数である。さらに、海底面での摩擦 τ^2 および水平混合係数 T_{xx} などは山下・土屋・熊谷¹⁵⁾の表示と同様のものを用いる。

数値計算法としては、波浪場は進行計算法、海浜流場は ADI 法を用いる。ADI 法に関しては解法の詳細は省略し、ここでは波浪場の数値計算法を示す。式 (6.4) は Crank-Nicholson スキームにより差分化すると、未知数 φ_j^{n+1} に対して、次式の三重対角行列となる。

$$A_j \varphi_{j+1}^{n+1} + B_j \varphi_j^{n+1} + C_j \varphi_{j-1}^{n+1} = D_j \dots\dots\dots (6.9)$$

ここに、

$$\begin{aligned} A_j = & \frac{\omega \Delta x}{4 \Delta y} \frac{V_j^{n+1/2}}{f_j^{n+1/2} G_j^{n+1/2}} - \frac{i \Delta x}{4 (\Delta y)^2} \frac{G_{j+1/2}^{n+1/2}}{f_j^{n+1/2} G_j^{n+1/2}}, \\ B_j = & 1 - \frac{i \Delta x}{4} \left(f_j^{n+1/2} + \frac{A_j'^{n+1/2}}{f_j^{n+1/2}} \right) \\ & + \frac{f_j^{n+1} G_j^{n+1} - f_j^n G_j^n}{4 f_j^{n+1/2} G_j^{n+1/2}} + \frac{i \Delta x}{4 (\Delta y)^2} \frac{G_{j+1/2}^{n+1/2} + G_{j-1/2}^{n+1/2}}{f_j^{n+1/2} G_j^{n+1/2}} + \frac{i \omega \Delta x}{2} \frac{U_j^{n+1/2}}{G_j^{n+1/2}}, \\ C_j = & - \frac{\omega \Delta x}{4 \Delta y} \frac{V_j^{n+1/2}}{f_j^{n+1/2} G_j^{n+1/2}} - \frac{i \Delta x}{4 (\Delta y)^2} \frac{G_{j-1/2}^{n+1/2}}{f_j^{n+1/2} G_j^{n+1/2}}, \\ D_j = & \varphi_j^n \left(\frac{i \Delta x}{4 (\Delta y)^2} \frac{G_{j+1/2}^n}{f_j^{n+1/2} G_j^{n+1/2}} - \frac{\omega \Delta x}{4 (\Delta y)} \frac{V_j^{n+1/2}}{f_j^{n+1/2} G_j^{n+1/2}} \right) \\ & + \varphi_j^n \left\{ 1 + \frac{i \Delta x}{4} \left(f_j^{n+1/2} + \frac{A_j'^{n+1/2}}{f_j^{n+1/2}} \right) - \frac{f_j^{n+1} G_j^{n+1} - f_j^n G_j^n}{4 f_j^{n+1/2} G_j^{n+1/2}} \right. \\ & \left. - \frac{i \Delta x}{4 (\Delta y)^2} \frac{G_{j+1/2}^n + G_{j-1/2}^n}{f_j^{n+1/2} G_j^{n+1/2}} - \frac{i \omega \Delta x}{2} \frac{U_j^{n+1/2}}{G_j^{n+1/2}} \right\} \dots\dots\dots (6.10) \end{aligned}$$

$$+ \varphi_j^{j-1} \left(\frac{\omega \Delta x}{4 \Delta y} \frac{V_j^{j+1/2}}{f_j^{j+1/2} G_j^{j+1/2}} + \frac{i \Delta x}{4 (\Delta y)^2} \frac{G_j^{j-1/2}}{f_j^{j+1/2} G_j^{j+1/2}} \right)$$

この三重対角行列を Thomas アルゴリズムにより計算するが、単一波の透過境界条件の設定は以下のように行い、波浪が重ならない領域に開境界を置く。

$$\left. \begin{aligned} \varphi_1^{n+1} &= \varphi_2^{n+1} e^{-ik_n \Delta y}, \quad \varphi_{N-1}^{n+1} = \varphi_{N-2}^{n+1} e^{ik_n \Delta y} \\ E_1 &= e^{-ik_{N-1/2}^{n+1} \Delta y}, \quad F_1 = 0, \quad \varphi_{NY} = \frac{F_{NY-1}}{e^{-ik_{N-1/2}^{n+1} \Delta y - E_{NY-1}}} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (6.11)$$

また、構造物まわりでの回折波の計算には、遮蔽域背後および構造物セル上に、半無限堤の回折波の理論解を pre-wave fields として与える。

(2) 築港に伴う波浪場・海浜流場および漂砂系の変化

ここでは、直江津港の防波堤の延長に伴う関川から米山崎までの海域での波浪場、海浜流場の変化を、前述した数値モデルを用いて明らかにする。計算領域は防波堤の影響を受ける範囲としては、若干広域を対象として関川河口から遊光寺浜付近までとする。沖波は前章で詳細に検討して Table 5.4 に示した3つの代表波浪とする。ここでは防波堤の延長の影響を考慮するため、1) 昭和40年、2) 昭和45年、3) 昭和51年および4) 昭和63年の4つのステップに分割して計算する。

こうして得られた結果を Fig. 6.1 から Fig. 6.12 に示す。たとえば Fig. 6.1 は Table. 5.4 の第1の代表波浪、つまり NW5W の場合の最初のステップであり、以下それぞれ対応している。なお、それぞれの図において (a) はこのときの波高分布を、(b) はその領域での海浜流場を表し、さらに (c) は (b) の枠線内の狭領域を拡大して示したものである。

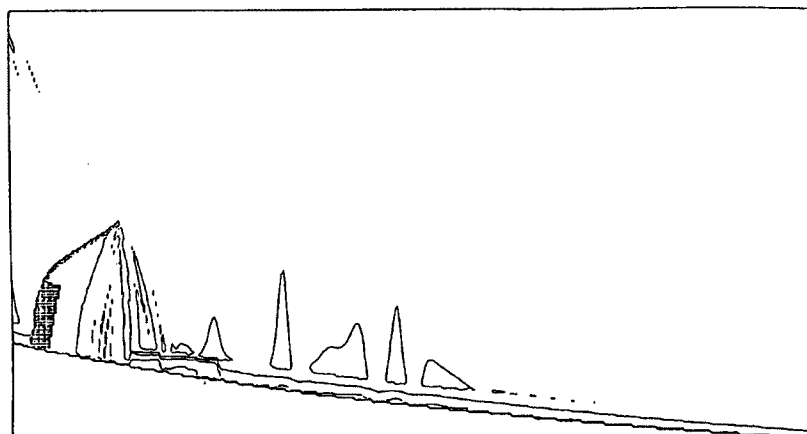
まず、これらから波浪場の特徴について考察する。第1代表波浪 NW5W の場合であるが、防波堤の延長に伴ってその回折波領域が東側に移動し、その規模も次第に大きくなっている。また、防波堤付近にはほとんどその影響を及ぼしていない。これに対して、第2代表波浪の NW の場合には、防波堤が延長されても防波堤近傍に回折波領域が広がっており、さらに防波堤先端より以東にはその影響は現れていなかったのに対し、後者では防波堤の先端より以東にも回折波の影響が現れる。さらに第3代表波浪の NW10N の場合では、防波堤の先端より以東にも大きな乱れが生じており、その領域はかなり広範囲に及ぶことが分かる。

つぎに、海浜流場の変化について考察する。前述した一連の図において (b) 及び (c) を見ると、海浜循環流が防波堤の先端で碎波帯を中心として3つ生じており、防波堤の延長とともにその位置は東に移動している。つぎに、第1および第2の代表波浪による循環流は後者の方がその規模が大きくなり、強さを増大していることが分かり、さらに第3代表波浪の場合には循環流が乱れ、防波堤の先端より以東にも広範囲にわたって海浜流の影響を及ぼすことになる。このように防波堤の建設は波浪場及び海浜流場に多大な影響を与え、その結果漂砂系にも大きな変化をもたらしてきたことがよく理解できる。

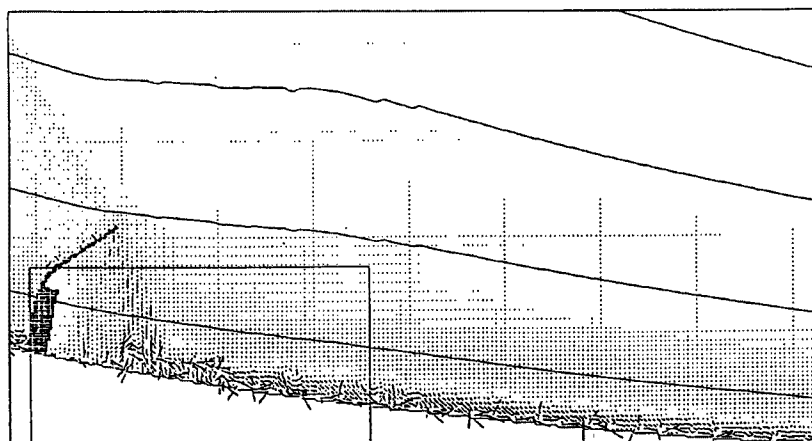
本格的な直江津港の築港以後、その防波堤によって沿岸漂砂は完全遮断され、それまでとは異なった漂砂系を生じた。つまり築港以前では前述したように郷津付近で関川からの漂砂源に加えて、汀線が後退して取られた底質が東向きに卓越した沿岸漂砂となって関川以東に供給されていたわけである。さらに、そのうえ防波堤による回折波領域内には循環流が生じ、これによって底質が漂砂となって輸送される。このように築港以前とは全く異なった漂砂系が出現したのに伴い、沿岸漂砂量も当然変化してきているので、つぎにその分布について考察する。

(3) 沿岸漂砂量の分布

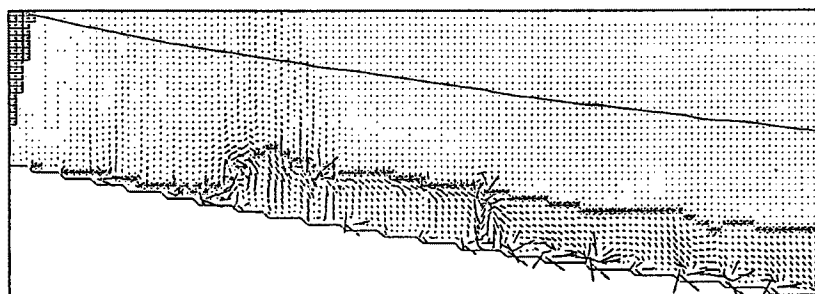
(1) において計算した碎波高とその波向を沿岸方向に平滑化し、波向に関しては初期汀線に対する角度に補正した結果が Fig. 6.13 である。前述した4ステップのうち最終の昭和63年当時における防波堤の場合に



(a) Wave height

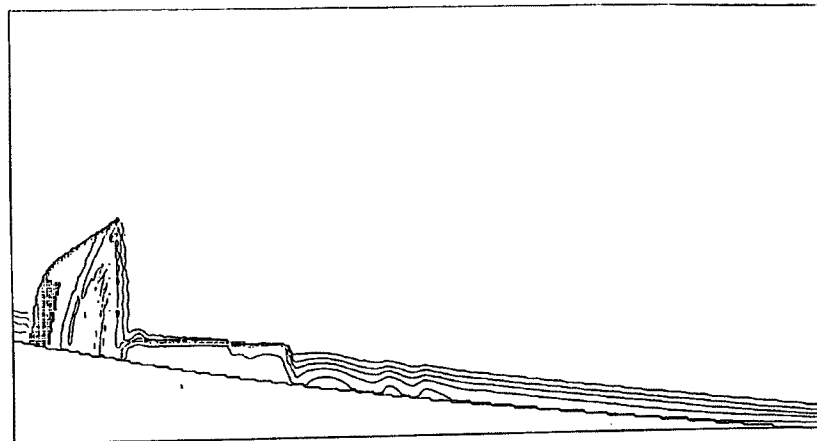


(b) Nearshore currents

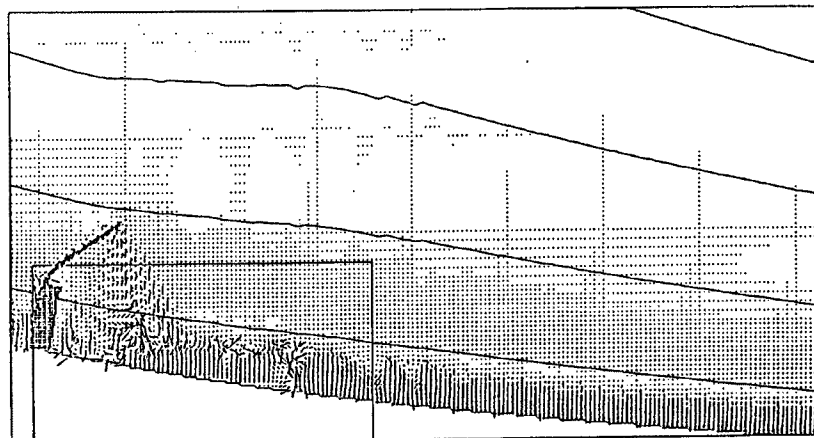


(c) Enlarged nearshore current field

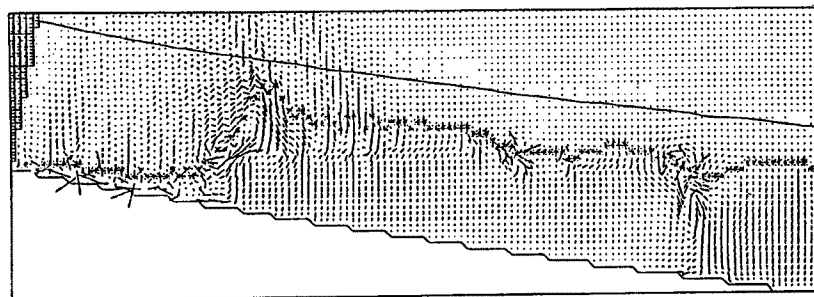
Fig. 6.1. Computed wave and current field assuming the 1st representative wave condition and coastal geometry in 1965.



(a) Wave height

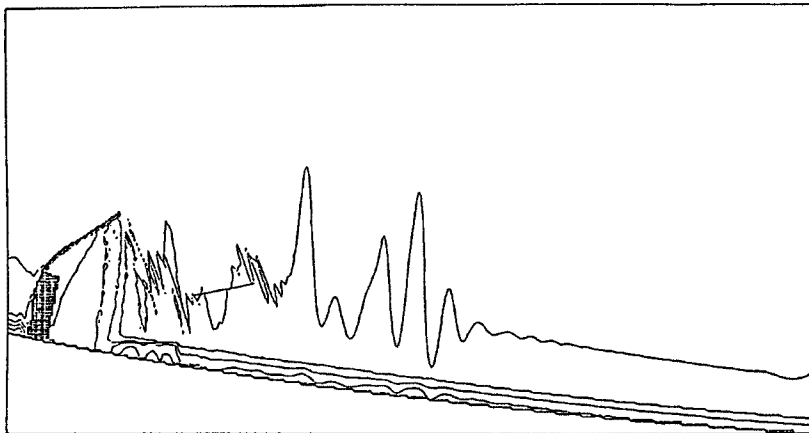


(b) Nearshore currents

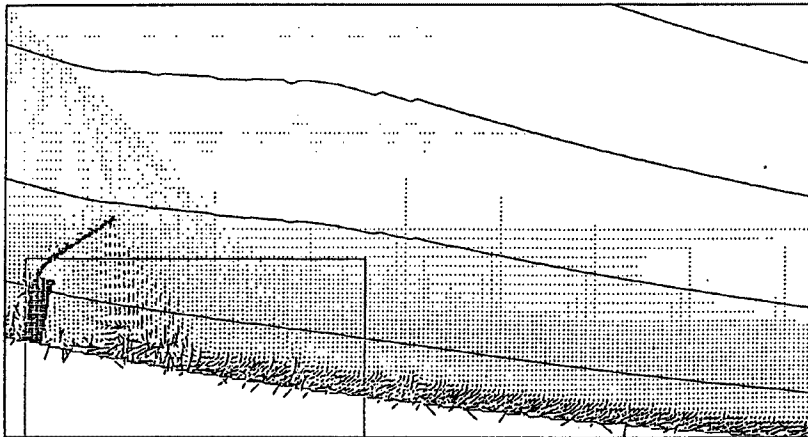


(c) Enlarged nearshore current field

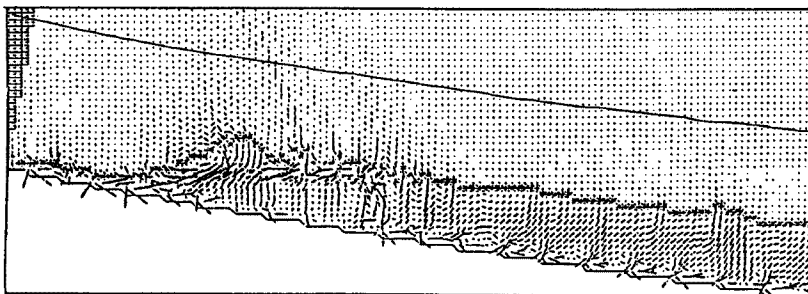
Fig. 6.2. Computed wave and current field assuming the 2nd representative wave condition and coastal geometry in 1965.



(a) Wave height

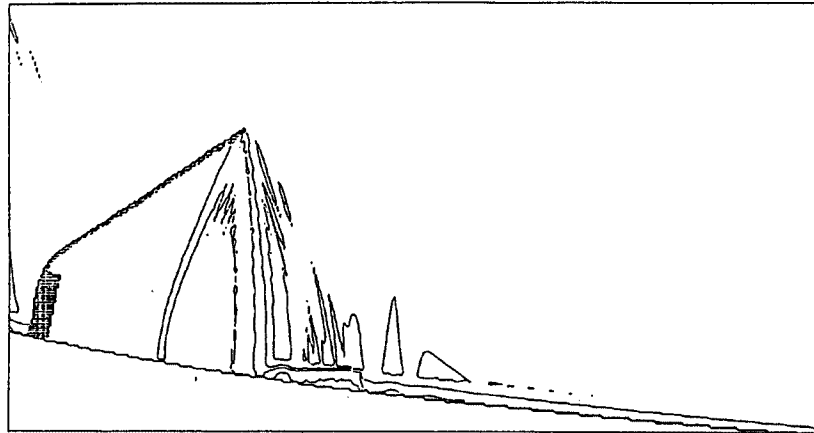


(b) Nearshore currents

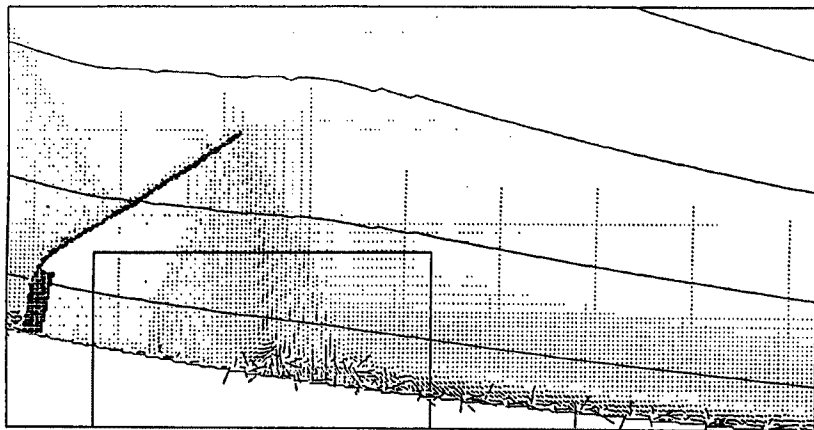


(c) Enlarged nearshore current field

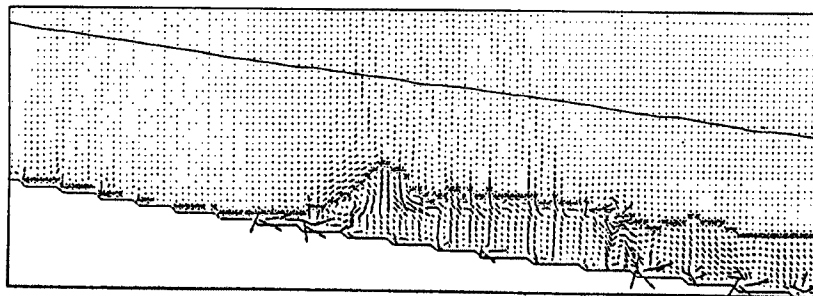
Fig. 6.3. Computed wave and current field assuming the 3rd representative wave condition and coastal geometry in 1965.



(a) Wave height

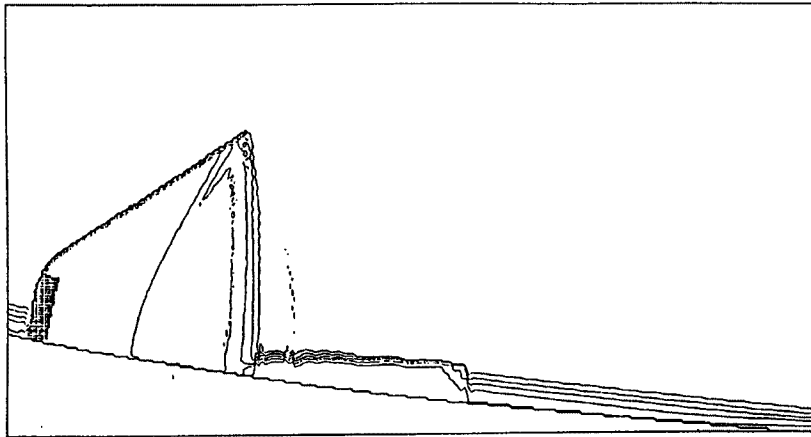


(b) Nearshore currents

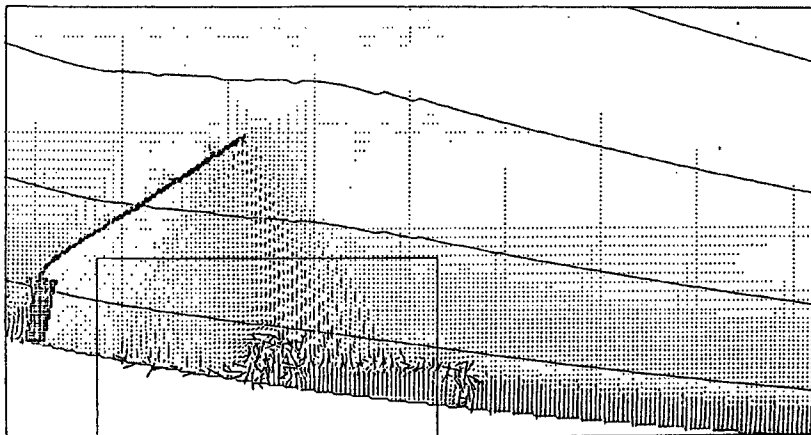


(c) Enlarged nearshore current field

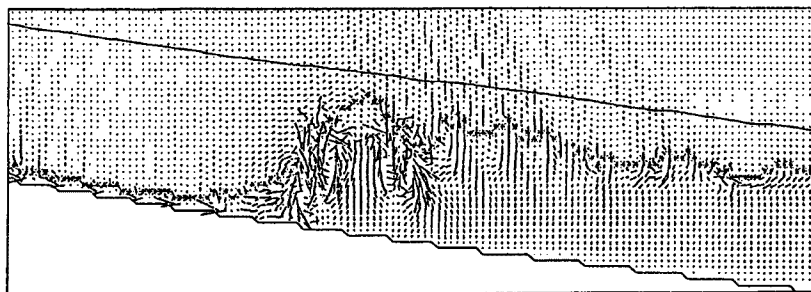
Fig. 6.4. Computed wave and current field assuming the 1st representative wave condition and coastal geometry in 1970.



(a) Wave height

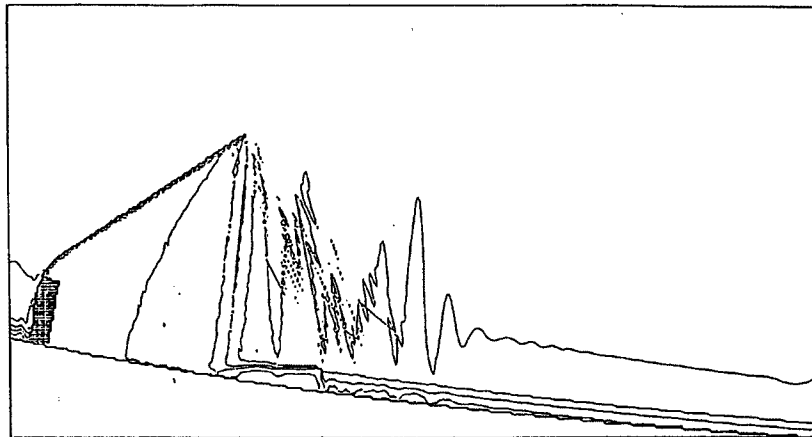


(b) Nearshore currents

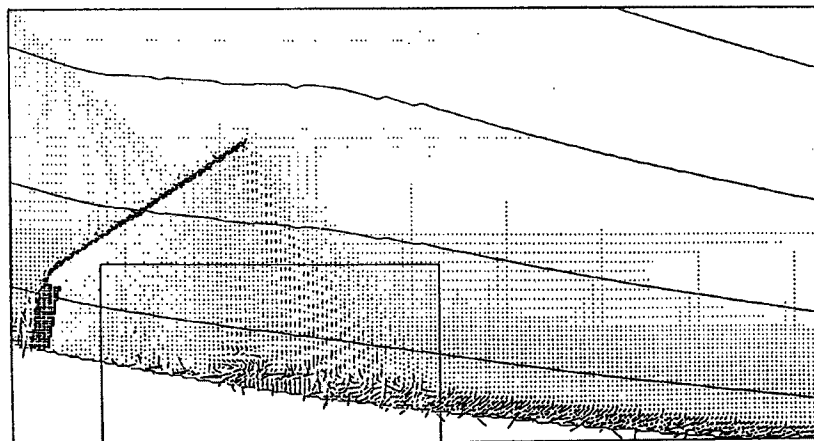


(c) Enlarged nearshore current field

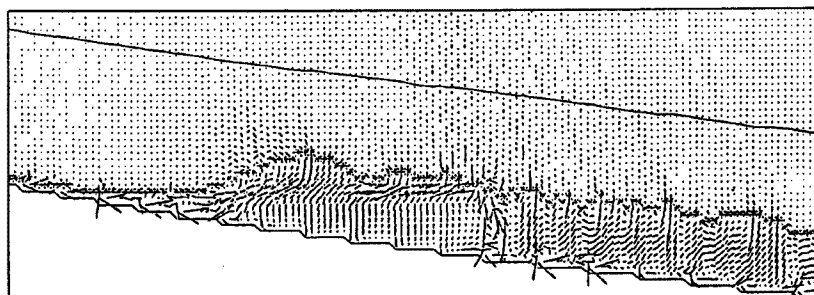
Fig. 6.5. Computed wave and current field assuming the 2nd representative wave condition and coastal geometry in 1970.



(a) Wave height

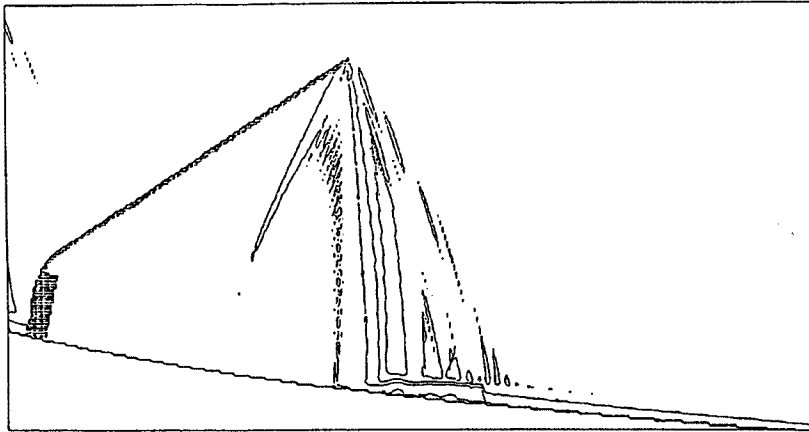


(b) Nearshore currents

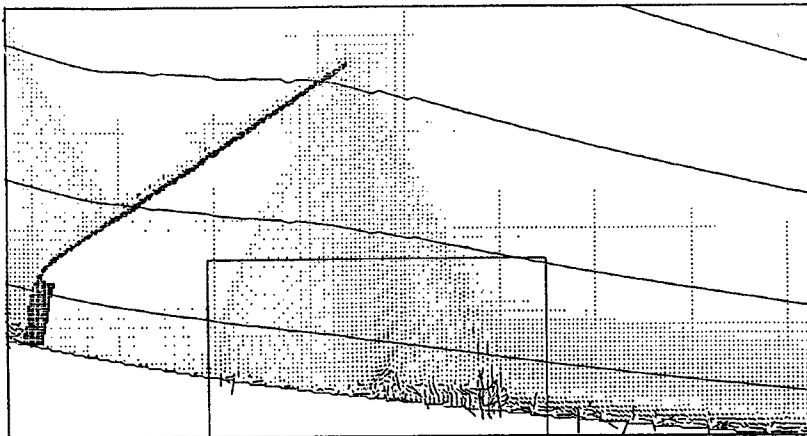


(c) Enlarged nearshore current field

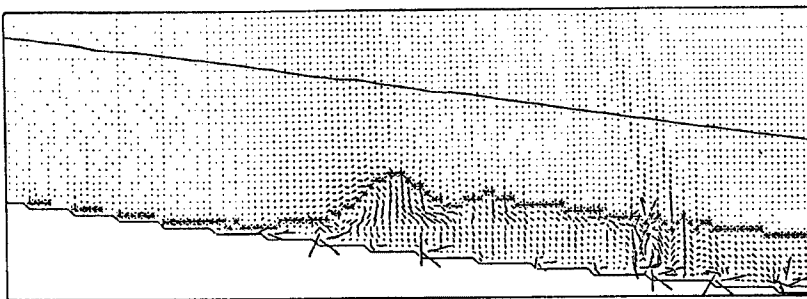
Fig. 6.6. Computed wave and current field assuming the 3rd representative wave condition and coastal geometry in 1970.



(a) Wave height

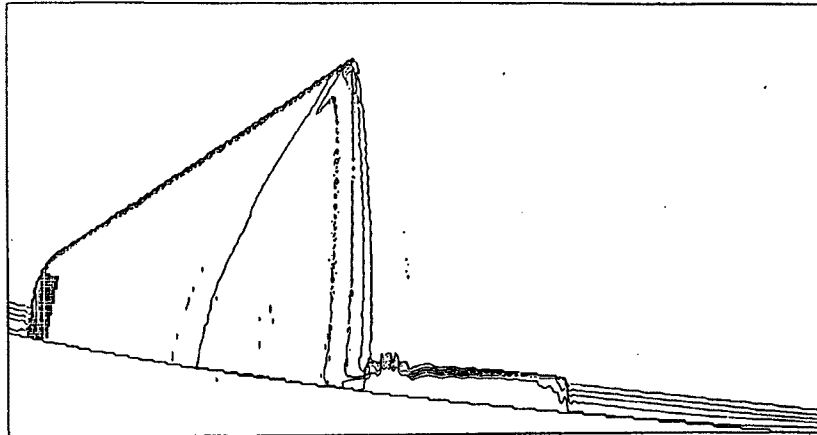


(b) Nearshore currents

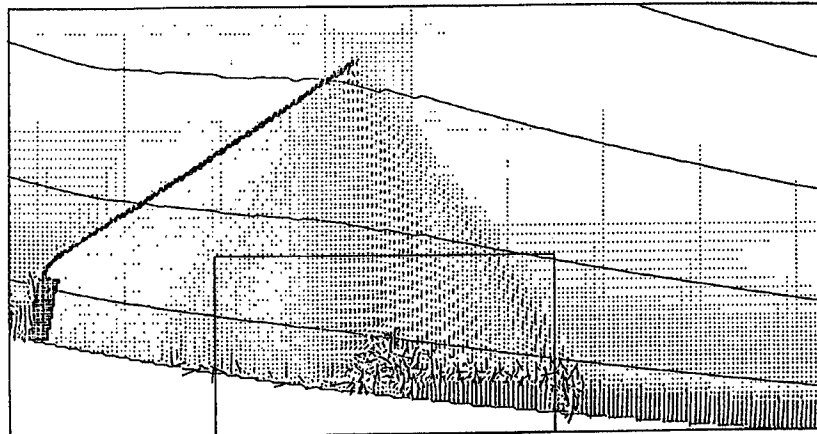


(c) Enlarged nearshore current field

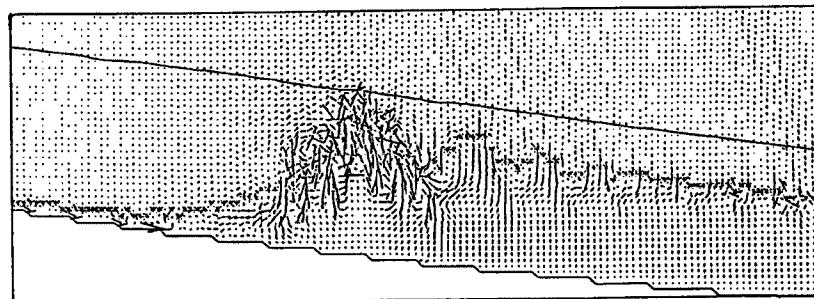
Fig. 6.7. Computed wave and current field assuming the 1st representative wave condition and coastal geometry in 1976.



(a) Wave height

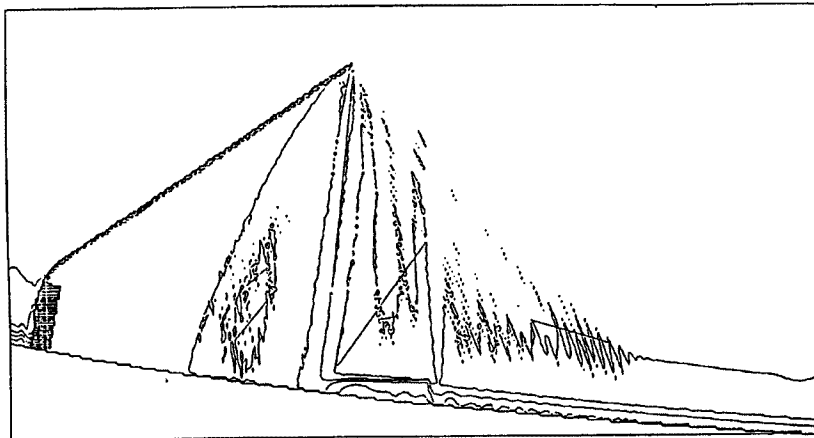


(b) Nearshore currents

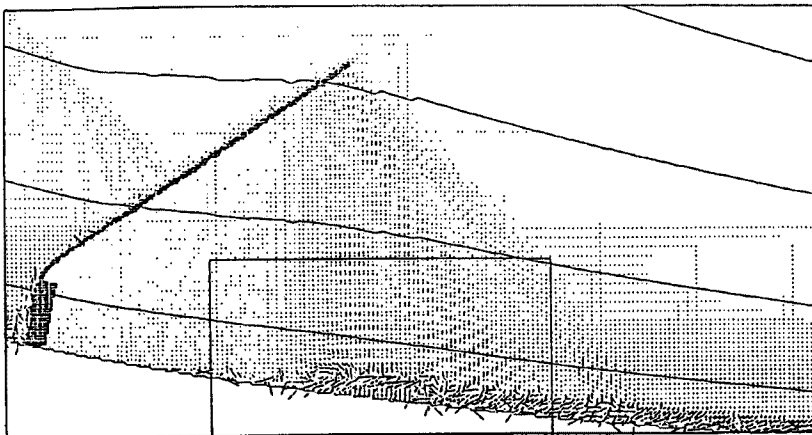


(c) Enlarged nearshore current field

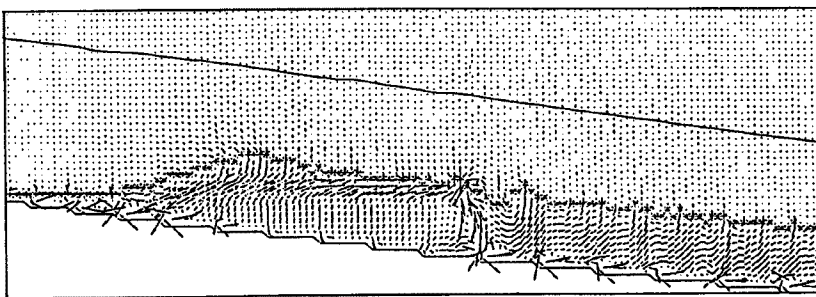
Fig. 6.8. Computed wave and current field assuming the 2nd representative wave condition and coastal geometry in 1976.



(a) Wave height

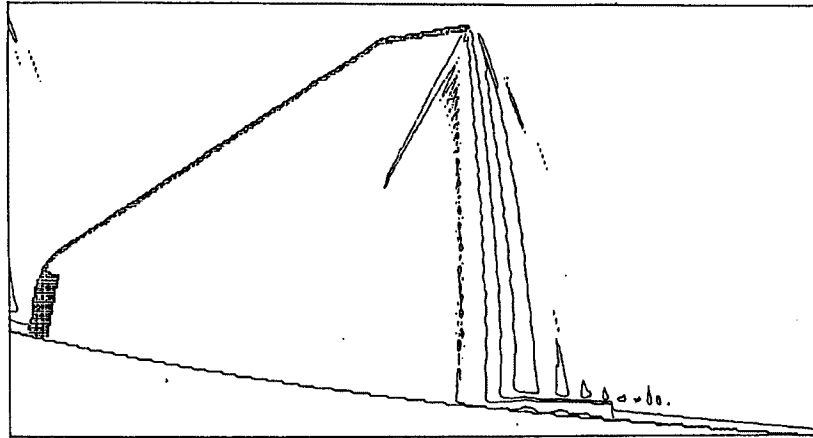


(b) Nearshore currents

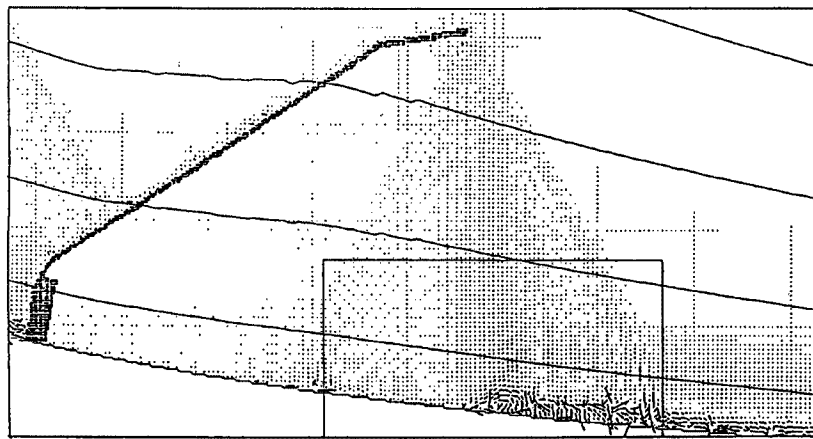


(c) Enlarged nearshore current field

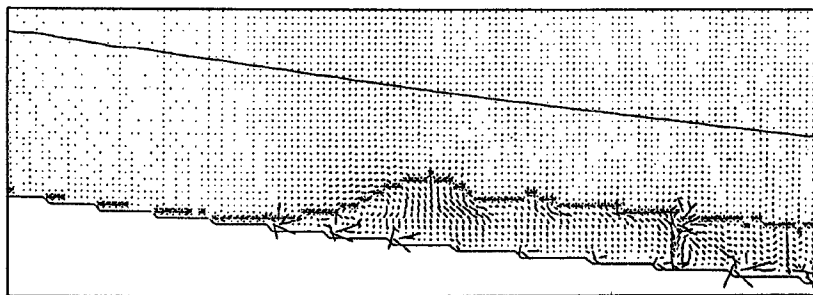
Fig. 6.9. Computed wave and current field assuming the 3rd representative wave condition and coastal geometry in 1976.



(a) Wave height

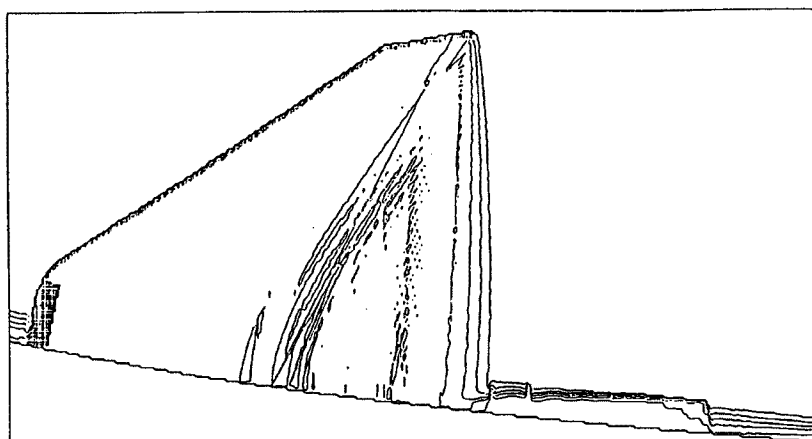


(b) Nearshore currents

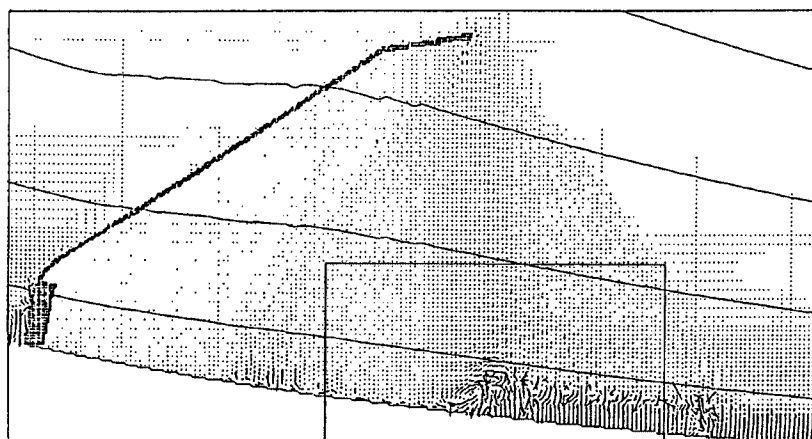


(c) Enlarged nearshore current field

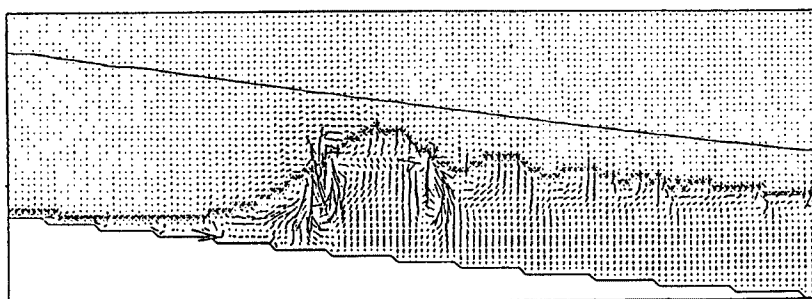
Fig. 6.10. Computed wave and current field assuming the 1st representative wave condition and coastal geometry in 1988.



(a) Wave height

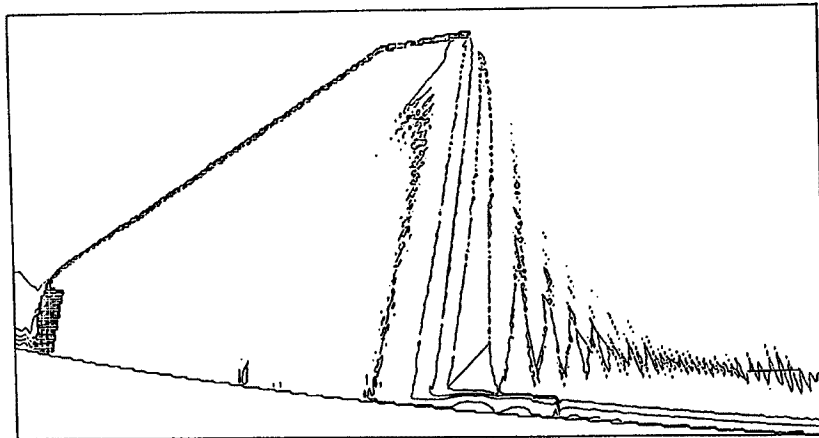


(b) Nearshore currents

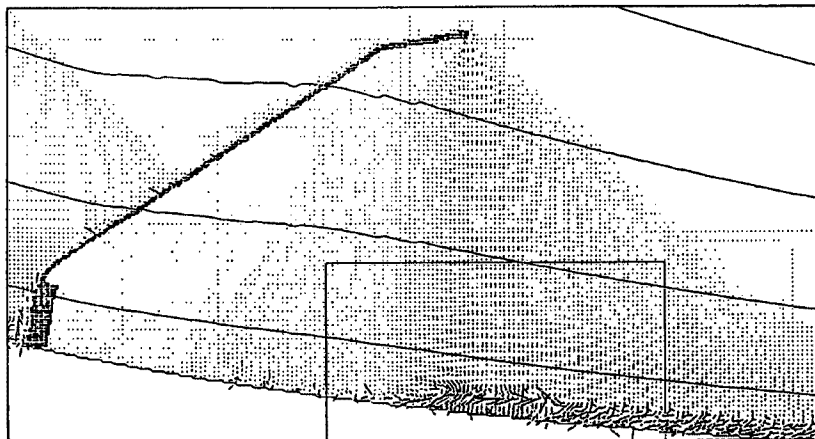


(c) Enlarged nearshore current field

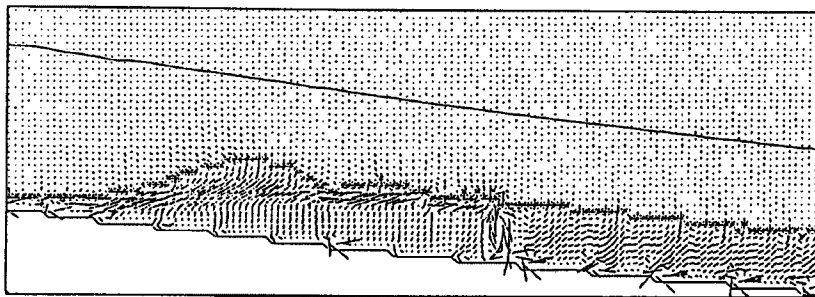
Fig. 6.11. Computed wave and current field assuming the 2nd representative wave condition and coastal geometry in 1988.



(a) Wave height

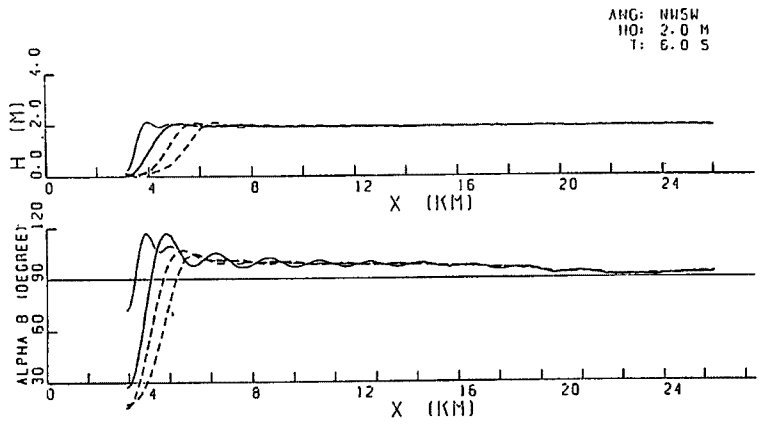


(b) Nearshore currents

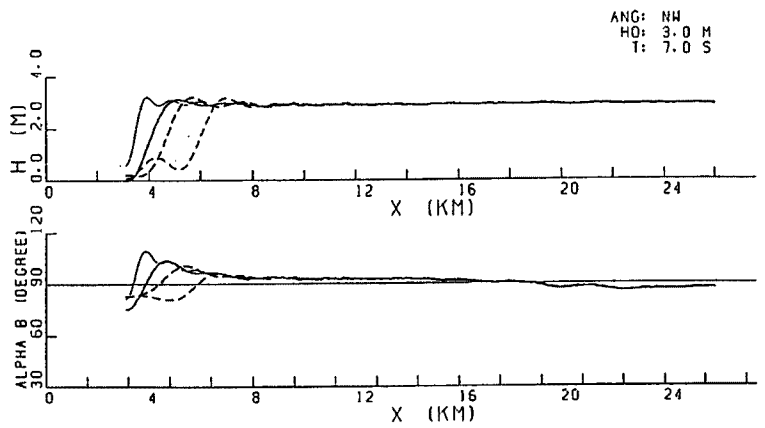


(c) Enlarged nearshore current field

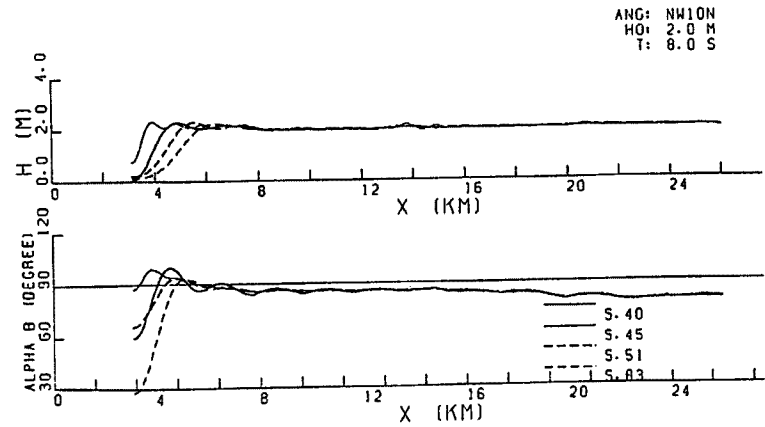
Fig. 6.12. Computed wave and current field assuming the 3rd representative wave condition and coastal geometry in 1988.



(a) In the case of 1st representative wave condition



(b) In the case 2nd representative wave condition



(c) In the case of 3rd representative wave condition

Fig. 6.13. Changes in alongshore distribution of breaking wave height and angle after construction of Naoetsu harbor.

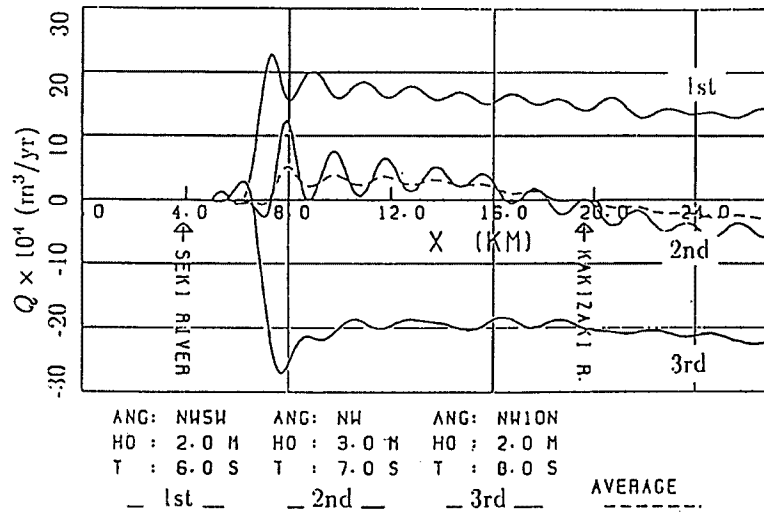


Fig. 6.14. Alongshore distribution of computed longshore sediment transport rates corresponding to each representative wave condition and averaged transport rate (broken line), after construction of Naoetsu harbor.

対して得られた計算結果を式 (5.2) に代入して推定された沿岸漂砂量の沿岸分布を Fig. 6.14 に示す。これによると、防波堤から黒井付近にかけては沿岸漂砂量はかなり小さくなっているが、これは延長された防波堤の影響を大きくうけ、防波堤基部付近ではほとんど碎波しない波浪となっているからである。また、第1代表波浪の NW 5 W の波浪では、黒井付近から米山崎にかけて沿岸漂砂は東向きが卓越するが、徐々に減少しており、これに対して第2代表波浪の NW の波では、三ツ屋浜から上下浜付近を境にして、西側では東向きに、東側では西向きの沿岸漂砂となっている。さらに、第3代表波浪の NW 10 N の波浪では、黒井付近から米山崎にかけて沿岸漂砂はほぼ一様に西向きに卓越している。また、これらの平均を見ると、防波堤から下荒浜まで沿岸漂砂はほとんどなく、三ツ屋浜から上下浜を境にして西側では東向きに、東側では西向きの沿岸漂砂となっていることが分かる。

これらの結果を前章で考察した直江津港築港以前における沿岸漂砂量の分布、すなわち Fig. 5.9 と比較すると、第1および第3代表波浪の NW 5 W および NW 10 N の波浪では、その量がかかなり増大し、第2代表波浪の NW の波浪では東向きに卓越した沿岸漂砂はその量に大きな違いはないが、西向きへの沿岸漂砂に関してはその量は半減している。さらに、これらの平均について見ると、第2代表波浪の NW の場合と同様で、東向きの沿岸漂砂ではその量に大きな変化はないが、西向きの沿岸漂砂に関してはかなり減少していることが分かり、さらに平均の場合の沿岸漂砂の卓越方向が変化する地点を比べると、約 5 km ほど東側へ移動してきていることが注目される。

6.2 築港後の海浜変形機構とその長期予測

前述したように、直江津港の築港以前とそれ以後とでは、沿岸漂砂量の沿岸分布において大きな変化が生じていることが分かったので、ここではそれに伴う汀線変化を数値計算し、その予測を行う。すなわち、前述した沿岸漂砂量の沿岸方向の計算結果を用いて、直江津港と防波堤基部から米山崎までの計算領域について、前章で構築した汀線変化予測モデルにより計算する。この場合、海岸侵食を防ぐために設置されている離岸堤、護岸、港湾施設等の影響は全く考慮せず、自然の砂浜海岸であったと仮定して計算を行う。このため初期汀線は明治 43 年の地形図から多項式近似によって求められたものを用いる。計算方法は前章と同様に、代表季節風波浪によって海浜変形を予測することとし、防波堤の延長の影響を考慮するため、昭和 36

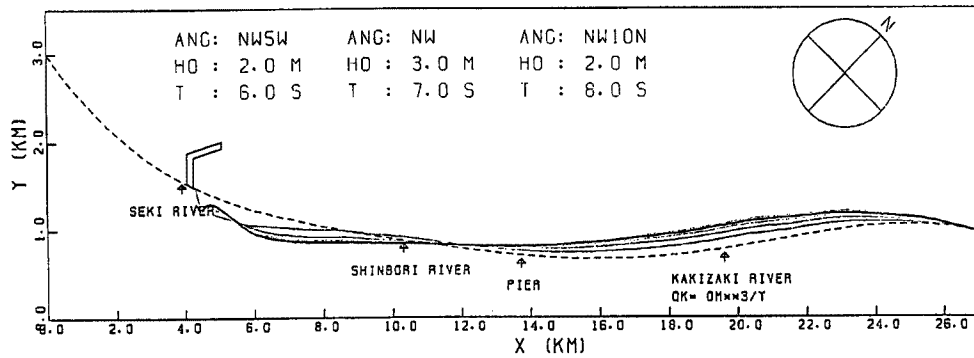


Fig. 6.15. Shoreline change prediction for 100 years after construction of Naoetsu harbor.

年から昭和40年にかけては前述した4ステップのうちの最初のステップにおける計算結果を用いることにしたが、そのほかのステップについても同様に対応している。これにより、自然の外力としての高波浪の場に対して、われわれがどれほど無理をして海岸線を維持してきたのかが示されよう。なお、当然のことながら、関川からの流送土砂は港の防波堤の先端を回って海浜変形の計算系には流入しないものとする。

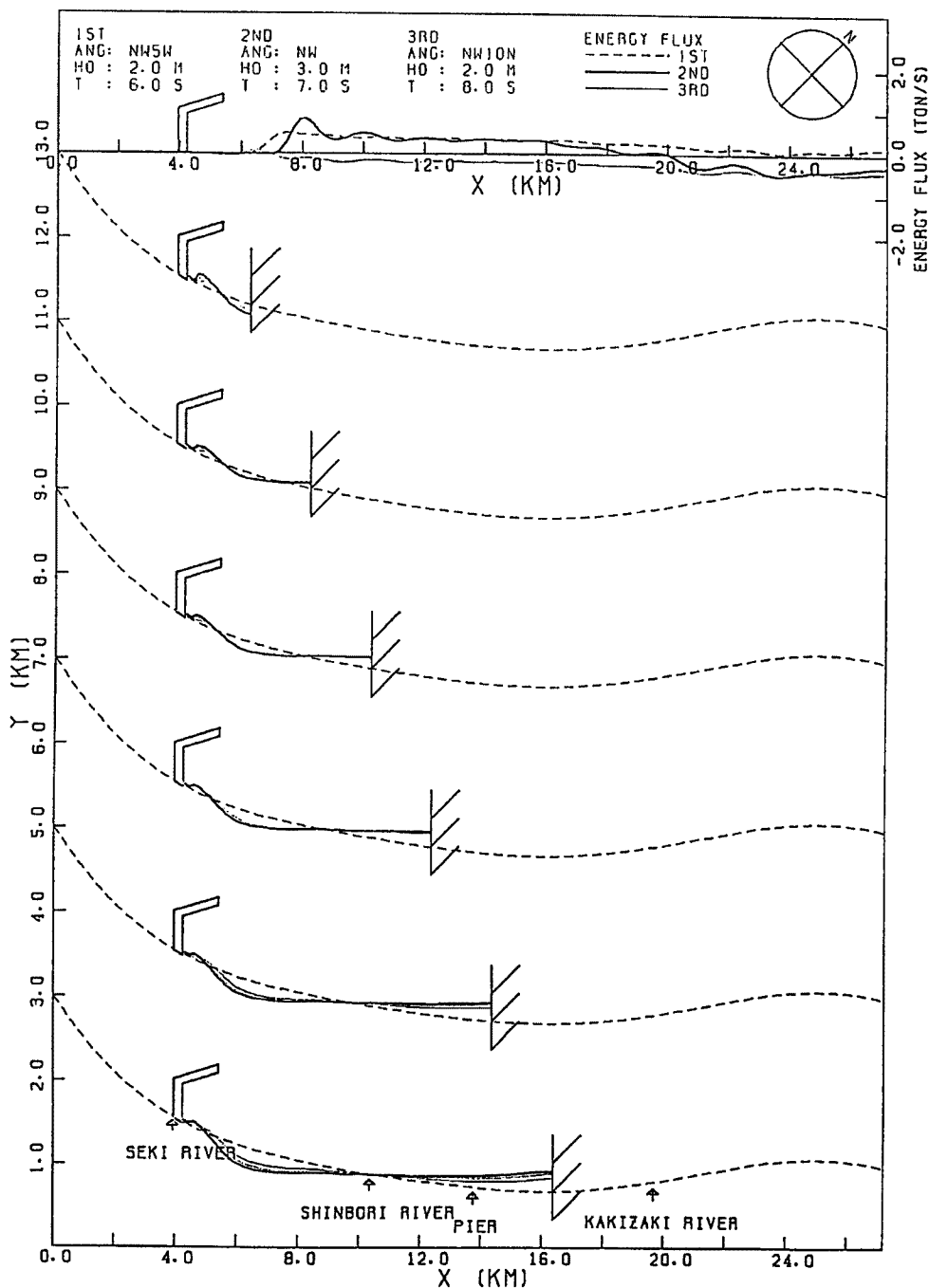
このような条件で、昭和36年から100年後の汀線変化を追算し、予測した結果がFig. 6.15である。これによると、全体的には直江津港の防波堤付近から東側の海岸では著しい侵食が生じ、これが洪柿浜付近まで続き、それ以東では逆に汀線が大幅に前進する結果となる。

ところで、Fig. 6.15に示した汀線変化の予測結果では、侵食域と堆積域との面積から判断される移動土砂量の収支が合っていないように見えるが、これはFig. 6.15のように右側境界条件を開にすると、第3代表波浪のNW10Nが作用するような場合には、ここで米山崎から系に漂砂が流入するためである。なお、後に示すFig. 6.16のように右境界条件を閉にすると、沿岸漂砂は数値計算上保存されて、侵食域と堆積域の面積は等しくなることから、このことが確認される。

ここで、この海岸のように砂浜海岸に大規模な海岸構造物を建設した場合における侵食原因について考えよう。第1の要因としては、防波堤による沿岸漂砂の阻止が挙げられる。この場合には沿岸漂砂が遮断された地点より、漂砂の下手側で侵食が生じ、その下手側に海浜変形の境界条件がないと無限に侵食範囲が広がっていく。大潟海岸の長期海浜変形の予測においては、米山崎に沿岸漂砂連続の境界条件を設定しているので、そこまで侵食範囲の拡大が終わっているのである。

つぎに、波浪の変形による海浜流の形成が第2の要因として挙げられる。このときには、海岸構造物による波浪の回折により生じた海浜流の循環流が漂砂を引き起こして海浜変形が起こることになるのだが、その範囲は構造物の近傍を中心とした領域に限定される。これをもう少し詳しく述べると、Fig. 6.1からFig. 6.12に示したように、このような海浜循環流はこの場合3つまたは4つ発生するので、岸に向かう相対する1組の循環流のところで砂が取られ、それが港内に運ばれて堆積するのに対し、相補する1組の沖向きの循環流によっては堆積が生じる。また、前述したように昭和36年当初の最初のステップでは防波堤などの構造物が小さく波浪の回折領域が狭い場合には、漂砂が構造物基部に運ばれ、そこに堆積するが、昭和63年の第4ステップのように構造物が長く伸びて、回折領域が拡大されると、堆積領域も拡大し、そこに小さな舌状砂州が形成されることになる。

以上の考察から、Fig. 6.15をさらに詳しく検討すると、まず汀線の後退が生ずる範囲が徐々に東側に移動して現在洪柿浜付近でその移動は止まっている。これは第1の要因によるものであるが、この図から分かるように、この海岸の汀線形状はちょうど関川の河口デルタの一部であるため、汀線の傾きが東側にいくほど、その中央部付近まで北向きになっているので、すでにFig. 6.13に示した碎波角の沿岸分布からも分かるように、侵食された土砂がその付近で堆積することになるものと考えられる。もし、直線状の海岸であれ



(a) Headland is located at the point of 2~12 km

ば、第1の要因によっては沿岸漂砂の方向に単調に侵食されることになるはずである。また、防波堤の延長がそれほど長くない時期には、防波堤基部では侵食される傾向にあったのが、防波堤の延長が進むにつれて海浜循環流の影響が大きくなり、防波堤の東側の約500m付近で堆積傾向が生じている。これは前述したことに反しているように見える。つまり、防波堤延長が短い時期には、港内に漂砂が運ばれ堆積するはずであるが、そうっていないのは、第2の侵食原因が同時に生起して両者の協同現象として海岸侵食が進んで

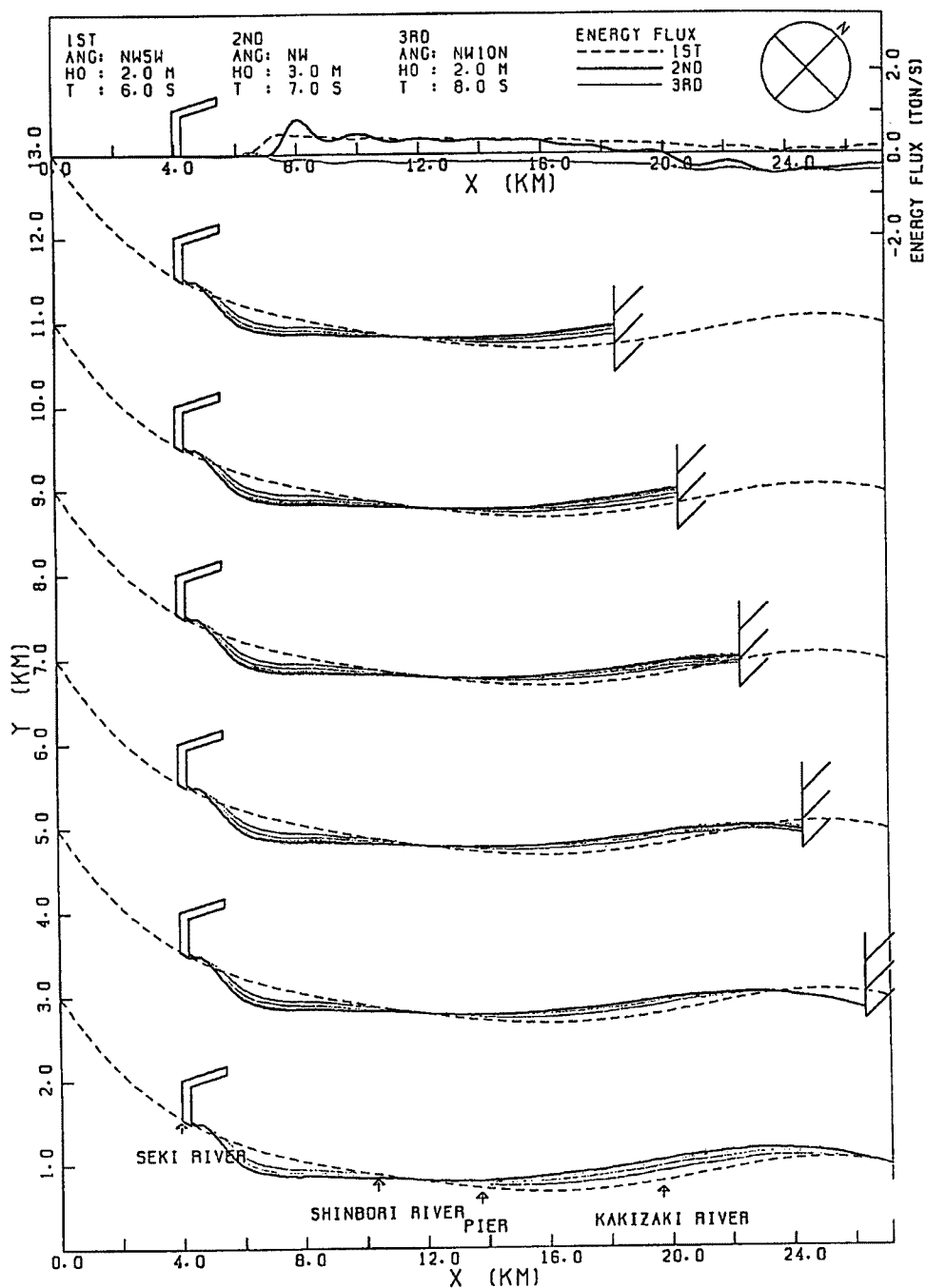


Fig. 6.16. A series of 100-year shoreline evolution with changing the position of right-hand-side boundary.

いるからである。また防波堤付近の堆積傾向は前述した舌状砂州そのものと言えよう。さらに、第2の侵食原因では、その範囲は海岸構造物近辺に限られていたのに対し、Fig. 6.15を見る限り侵食範囲は新堀川を超えた広範囲となっている。これらもこれら2つの侵食原因の複合現象の結果であると理解されよう。

このように、もし大湍海岸が自然の砂浜海浜であったならば、洪柿浜近辺まで著しく侵食され深刻な海岸

災害に至っていたことであろう。これに対して、現状では本来美しい砂浜海岸に海岸堤防や護岸施工し、消波ブロックで防護しているが、海岸侵食は制御できず、さらに離岸堤を併設して海岸侵食防止に対応してきたため、このような著しい汀線の後退はまぬがれたといえる。しかし、その結果砂浜は完全に消失し、さらに離岸堤、海岸堤防などの前面水深は次第に深くなり、現在約7mにも及んでおり、これらの構造物の維持管理上大きな問題を生じているのみならず、このような対策では海浜の安定化は期待できない。それでは、著しい侵食によって流出した海浜の土砂は果たしてどこに流失したのであろうか？その1つには構造物などによる反射波の発生により海浜断面形状が変わり、沖側に流出したとも考えられ、また前述したように直江津港内への堆積として流失したとも考えられる。

6.3 海浜の安定化と安定海浜工法の適用性

前節では、大潟海岸がもし自然海浜のままであったならば、直江津港の築港によって、渋柿浜まで侵食され、それ以东ではむしろ堆積傾向になることがわかった。ここでは、漂砂の下手側のある位置に、沿岸漂砂を阻止するような海浜変形の境界条件が設置されたとすると、どのような汀線変化が生じていたかをシミュレーションしてみよう。これにより、大潟海岸の恒久的な侵食制御の方法論を長期の海浜変形の予測から検討することができ、さらには安定海浜工法によりこの海岸を保全する場合の境界条件（ヘッドランド）の設置位置や規模を決定する際の有益な情報が得られる。

その境界条件を防波堤から2kmごとに移動し、昭和63年から100年後の汀線変化をシミュレーションした結果をFig. 6.16に示した。この場合の計算方法は昭和63年、すなわち第4のステップの計算結果を用い、代表季節風波浪を与えた場合の汀線変化を予測して、海浜変形の境界条件の効果を調べる。ただし、初期汀線は自然の砂浜海岸のままであったと仮定した。

この結果によれば、直江津港の防波堤の東側約2kmの地点に境界条件を設けた場合には、前述した舌状砂州が顕著に現れるが、防波堤の東側の6km地点、つまり新堀川付近で境界条件を与えた場合には、汀線の時間的変化においても、空間的変化においても、安定な海浜が形成されることが分かる。防波堤の東側8km地点を越えて境界条件を置いた場合には、汀線変化は次第に著しくなる。しかし、(b)図の最も下に示したケースを除いた場合、つまり沿岸漂砂を阻止するような境界を設けた場合には、汀線の時間的変化において、それぞれ終局な状態、つまり安定な海浜に近づいてきているといえるが、その間での汀線の後退が著しいので、そのような広域の区間において海浜の安定化を図ることがよいかどうか問題がある。しかし、実際には直江津港という大規模な境界条件に対して、広域的な海浜の安定性の存在を論ずることも大変興味あることといえよう。

また、Fig. 6.15と比較すると、Fig. 6.16の場合には直江津港付近では舌状砂州が現れるか、あるいはほとんど変化が見られない程度の地形変化である。というのはここでは防波堤の時間的延長を考慮していないため、防波堤基部において堆積傾向が強くなり、一方で前節で述べた第1の侵食要因である沿岸漂砂の阻止による侵食作用も複合現象として働くので、このような結果になったのであろう。

以上をまとめると、新堀川以西にヘッドランドを設けた場合には汀線変化はかなり小さいものとなるが、新堀川以东に設置すると、新堀川から小舟津浜付近を境にして、その西側では侵食され、東側では汀線が前進することになるので、新堀川付近、とくに西ヶ窪浜にヘッドランドを設置すると最も安定な海浜が得られるであろう。これは現在、新潟県によって施工されている最初のヘッドランドの位置に偶然にも極めて近い地点である。

結 論

以上、本研究では、まず上越、大潟海岸の大規模海浜過程としての長期の海浜変形を追算するとともに、沿岸漂砂量の沿岸分布を推定した。ついで、直江津港の築港に伴う海浜変形を追算し、さらに海浜変形の境

界条件をどこに設置すれば海浜の安定化が図れるかを数値シミュレーションによって詳細に検討し、安定海浜工法の適用性を調べたが、その主な結果は次のように要約される。

1) まず、上越、大潟海岸の大規模海浜過程を究明するための長期汀線変化予測モデルの構築に当たって、海図、明治43年の地形図によって深海域の海底地形と汀線形状を求め、浅海域についてはDeanによる平衡海浜断面形状を適用して両者の海域の地形を接続することにより、この海岸全域の海底地形を再現した。その結果、Deanの海浜断面形状に含まれる係数の沿岸方向分布がこの海岸の底質特性とよく対応することが見いだされたが、この事実は本海浜の形成過程の基本特性の1つとして理解される。

2) 上越、大潟海岸の大規模海浜過程を究明するために、明治43年より昭和36年までのほとんど自然海浜であった時代を対象として、その海浜変形を追算することのできる長期汀線変化予測モデルを構築した。すなわち、季節風による波浪の基本特性に基づいて長期の海浜変形における3つの代表波浪を選定し、それを用いて1ラインモデルにより長期海浜変形を追算し汀線変化の実態と比較して、海浜地形の形成とそれに伴う沿岸漂砂量の沿岸分布を推定した。ついで、これらの代表波浪から構成される代表季節風波浪を選定することに成功し、これが年平均11回来襲するとして、長期汀線変化の追算を実施したところ、この時代の汀線変化、海浜の形成を極めてよく再現することができることが示された。とくに、直江津港の築港以前において、関川および柿崎川からの漂砂源を省略した場合と考慮した場合とを比較すると、後者の場合、全般的にわずかな汀線前進が中央部で起こり、郷津付近ではわずかな汀線の後退が少なくなる傾向を示すものの、ここで対象とした100年程度の長期の海浜変形に及ぼす漂砂源の影響はそれほど顕著には現れないことがわかった。また、代表季節風波浪の場合の沿岸漂砂は本海岸の西端の郷津から中央部までは東向きとなり、それ以东では逆に西向きになっており、この海岸の中央部は長期的にみて堆積傾向にあるものと考えられる。

3) このようにして構築された長期汀線変化予測モデルを用いて、直江津港の築港以後の海岸侵食とくに汀線変化の予測を行うと同時に、大潟海岸の海岸侵食の制御及び安定海浜の形成を目的として、ヘッドランドの設置位置による汀線変化への影響について検討を行った。その結果、代表季節風波浪による長期海浜変形の追算結果は、全般的に実際の長期海浜変形をよく再現でき、今後その予測に十分適用できるといえる。

4) 直江津港の築港以後、その防波堤の延長に伴って海浜流場は大きく変化し、循環流の流況のみならず、その強さも増大してきており、その結果大潟海岸の漂砂系にも大きな変化をもたらしてきたことがわかった。

5) 直江津港の築港以後もその海浜が自然の砂浜海岸であったと仮定した場合について、海浜変形の予測を行った結果、防波堤から渋柿浜付近までの範囲では著しい海岸侵食が生じ、それ以东ではむしろ堆積傾向になることがわかった。

6) 大潟海岸の海岸侵食を制御し、安定な海浜を形成するために、どこに海浜変形の境界条件となるヘッドランドを建設すべきであるかを検討した結果、新堀川付近、とくに西ヶ窪浜にヘッドランドを設置すれば侵食領域が少なく安定海浜が形成されることがわかり、これが最良であることがわかった。なお、この地点は現在新潟県によって建設中であるヘッドランドの位置に極めて近いことは特記されるであろう。

なお、本研究のほか三次元海浜変形数値シミュレーションモデルの開発とそれによる安定海浜の形成に関する数値シミュレーションを実施し、安定海浜工法の適用に関する研究を推進したが、それらはすでに海岸工学論文集、防災研究所年報などに公表してあるので、ここではそのときの調査報告書^{16),17),18)}のみ参考文献として挙げておく。

最後に、本研究を遂行するに当たっては、熱心にご協力いただいた新潟県土木部河川課早津技師に謝意を表明する。また、現地観測において格別のご協力をいただいた白井 亨助教授をはじめ、吉岡 洋助手、藤木繁男技官および内山 清技官に深く感謝する。また、本研究の一部は文部省科学研究費一般研究(B)(代表者：土屋義人、No. 03452212)によって実施されたことを付記する。

参 考 文 献

- 4) 土屋義人・山下隆男・都丸徳治：海岸構造物による海岸侵食とその制御（1）－海岸侵食の機構－，京大防災研年報，第36号B-2，1993，pp. 436-440.
- 5) (財) 防災研究協会：大潟海岸の侵食制御に関する研究，1987，99p.
- 6) (財) 防災研究協会：大潟海岸侵食対策模型実験，1988，116p.
- 7) (財) 防災研究協会：大潟海岸侵食対策模型実験，1989，67p.
- 8) Dean, R. O.: Equilibrium beach profiles, US Atlantic and Gulf coasts, Report of Ocean Engineering, University of Delaware, No. 12, 1981.
- 9) Bascom, W. N.: The relationship between sand size and beachface slope, Trans. AGU, Vol. 32, 1951, pp.866-874.
- 10) Sunamura, T.: Quaanitative predictions of beach-face slope, Geol. Soc. Am. Bull., Vol. 95, 1984, pp. 242-245.
- 11) 白井 亨・土屋義人：大潟海岸の漂砂源について，第28回海岸工学講演会論文集，1981，pp. 251-255.
- 12) 山下隆男・土屋義人・松山昌史・鈴木 剛：海浜変形の数値モデル，京大防災研年報，第33号B-2，1990，pp. 503-542.
- 13) 山下隆男・土屋義人・阿曾克司：長期海浜変形予測モデル，海岸工学論文集，第39巻，1992，pp. 411-415.
- 14) 合田良実：碎波指標の整理について，土木学会論文報告集，第180号，1970，pp. 39-49.
- 15) 山下隆男・土屋義人・熊谷隆宏：安定海浜の形成の数値シミュレーション，海岸工学論文集，第38巻，1991，pp. 391-395.
- 16) (財) 防災研究協会：大潟海岸の侵食制御に関する研究，1991，98p.
- 17) (財) 防災研究協会：大潟海岸の侵食制御に関する研究，1992，37p.
- 18) (財) 防災研究協会：大潟海岸の侵食制御に関する研究，1993，37p.