

糸魚川海岸の侵食制御について

土屋 義人・芝野 照夫・山下 隆男
白井 亨・山元 淳史

BEACH PROCESSES AND THEIR CONTROL IN ITOIGAWA COAST, NIIGATA

By *Yoshito TSUCHIYA, Teruo SHIBANO, Takao YAMASHITA,*
Toru SHIRAI and Atsushi YAMAMOTO

Synopsis

In Itoigawa Coast, Niigata, facing the Japan Sea, of which the main sediment source is from Himekawa River, recently beach erosion has remarkably advanced. Long-term data of waves and sea bed topography were systematically analyzed to find the main causes of the beach erosion. They are conceived as (i) cut of sediment source by construction of the west breakwater of Himekawa Harbour which is located eastside the river mouth, (ii) increase in longshore sediment transport by change of the coastline by construction of bypass-road, and (iii) direct reflection of waves by seadikes with concrete units.

The predominant waves governing shoreline changes are estimated with relationship between the rate of longshore sediment transport and annual wave energy flux calculated by averaged duration of high waves. The estimated annual rate of longshore sediment transport is about 15000 m³/yr to the eastward. These informations make prediction of shoreline change possible. The predicted shoreline change agrees well with the observed one.

Based on the results obtained by fundamental investigation a methodology of erosion control is discussed. A headland control with man-made reefs is proposed to reform sandy beaches along the coast.

1. 緒 言

糸魚川海岸は姫川河口の東側に位置し、姫川港から海川に至る約 3.7 km の海岸である。1964年以来継続して施工してきた姫川港西防波堤の延長に伴って漂砂源が遮断され、しだいに侵食海岸へと変貌してきた。さらに、「1970年1月低気圧」による未曾有の高波浪の来襲によって壊滅的な海岸災害を被った。その災害復旧工事と併せて国道8号線バイパスの海側へのつけ換えと在来の海岸施設を基本として海岸堤防前面に消波工の工事が行われた。そのため、海岸堤防の法線が 10 m~20 m 海側へ移され、大量の消波工が設置されたため、波浪、漂砂特性が変化し、海岸侵食が助長されてきた。それに伴って消波工の規模の増大、災害復旧をくり返してきたが、消波工前面の水深が次第に深くなってきたため、消波機能が著しく低下し、高波浪時には越波のために国道が遮断されたり、付近の住民に越波災害を少なからず及ぼすようになってきた。

本研究では、このような過去の経緯をふまえ、糸魚川海岸の主たる侵食原因である漂砂源の遮断および侵食を助長してきた要因を究明する。さらに、このような漂砂源の変化に伴う海岸侵食の制御について具体的方法を示すための基礎研究を行う。すなわち、まず波浪、底質特性を究明するとともに、過去の航空写真および深浅測量図に基づいて汀線、海浜断面形状の経年変化を明らかにする。これらの結果に基づいて、本海岸の侵食原因および侵食を助長している要因を明確にするとともに、本海岸に近接している洋谷への底質の流出についての検討を行う。これらの成果をふまえて、海岸侵食制御の具体的な試案を提示する。

2. 糸魚川海岸の変遷と災害

2.1 海岸構造物築造の変遷

糸魚川海岸は、かつて姫川からの流送土砂が堆積した礫浜であったと考えられる。**Fig. 1** は1947年11月撮影された空中写真を図化し、作成された1/50,000地形図である。これによっても、姫川の東側に位置する糸魚川海岸は、市街地の前面に砂浜の広がった自然海岸であって、海岸堤防などの構造物がなかったことがわかる。ここで、1970年冬期災害以前の構造物築造の経過が明らかでないため、それ以降の築造経過について述べる。1970年冬期の災害によってほぼ全域の海岸堤防の再築とともに、その前面に消波工が設置された。

1970年以降の海岸堤防、消波工の築造および嵩上げの経年変化は次のようである。まず、海岸堤防は1971年に姫川河口右岸から海川まで区間のほぼ1/2の距離にわたって築造されたが、現在ではほぼ全域に築造されている。一方、消波工については災害直後の1971年にはほぼ全域に設置されたが、その後、沈下、散乱などによって嵩上げが随所で行なわれており、その構造物延長は海岸線の長さが約3.5 kmにもかかわらず、約8 kmにも及んでいる。この消波工の沈下、散乱による嵩上げと同じく、海岸堤防もそれまでの天端高+7.70 m から +8.00 m への嵩上げが行われ現在に至っている。

海岸堤防前面の消波工は当初 5 ton から 8 ton の重量のものが設置されたが、その後の高波浪の来襲によって沈下し、その箇所からの越波が頻発したために、しだいに規模の大きな消波工を設置するようになり、

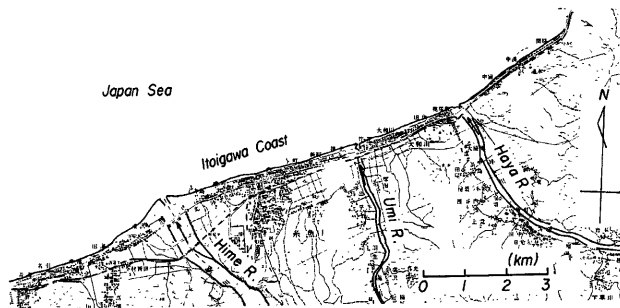


Fig. 1 Topographic map of Itoigawa Coast, Niigata.

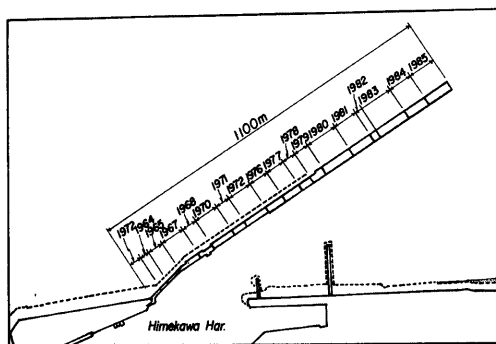


Fig. 2 Extension of west breakwater at Himekawa Harbour.

とくに海岸侵食が顕著となっている姫川港東側では、現在 25 ton のものが設置されている。また、その他の区間においても当初の千量のものに比べて、大きなものが設置されてきているが、姫川港から遠ざかるほどその重量は小さくなっている。

一方、姫川河口右岸に築造されつつある姫川港は、しだいに拡張され、とくに西防波堤は Fig. 2 のように毎年のごとく延長され、現在では延長 1,100 m となり、しかも、その先端は水深 17 m のところに及んでいる。この西防波堤延長が後述するように糸魚川海岸の海岸侵食の一要因となっているものと考えられる。

2.2 1970年冬の海岸災害

1970年冬期には、「1970年1月低気圧」など異常低気圧の通過に伴って、日本海沿岸で海岸災害が多発した。そのうち、とくに1970年1月29日から2月3日にかけて、この糸魚川海岸では、海岸護岸が各所で倒壊し甚大な被害を被った。ここでは、当時の海象状況および災害の概要¹⁴⁾を述べる。

1) 海象状況：災害をもたらした異常低気圧は、1月29日に台湾北東海上にあり、次第に発達しながら東進して、1月30日21時頃には紀伊半島へ上陸、1月31日3時にはその中心気圧 976 mb と中型台風なみの勢力に発達しながら三陸沖から北海道東岸へと去った。台湾付近で発生し、発達しながら通過する低気圧は、一般に「台湾坊主」と呼ばれ、日本海沿岸に高波浪をもたらすものとして知られている。一方、糸魚川海岸における来襲波浪は、1月31日未明から強風が吹き始め、その風速は海上で 25~30 m/sec、陸上では 15~20 m/sec であり、しかも2月2日夕刻まで続いた。その結果、糸魚川海岸をはじめとする新潟県下全域で、高波浪が来襲し、この低気圧の通過に伴う日本海沿岸各県の漁港関係被害の約半分は新潟県下において記録されている。

この低気圧通過に伴う海象状況によれば、当時姫川港の沖合に設置されていた波高計は1月31日14時頃に、海岸部の被災と同時に破損し、有義波高 $H_{1/3}=6.33$ m を記録したが、実際にはこれ以上の波浪が来襲したものと考えられている。

2) 被害の状況：姫川河口右岸の姫川海岸から大和川海岸には、天端高 +7.70 m の海岸堤防が築造されており、また、その前面は 50 m 以上の浜幅が存在していた。しかし、この高波浪の来襲に伴って前浜が欠壊し、堤防前面は洗掘され、堤体背後の土砂が吸出されるに及んで、次々に海岸堤防が倒壊し、背後地が大きく侵食されるに至った。とくに、姫川河口右岸では、糸魚川市横町の海岸堤防背後にあった8棟40戸の公営住宅は、Photo. 1 に示すように海岸堤防の倒壊と同時に転落流出し、甚大な被害を被った。また、大和川地区では約 2.3 km の海岸堤防のうち、約 1.6 km も倒壊流出して、人家多数が危険な状態となった。

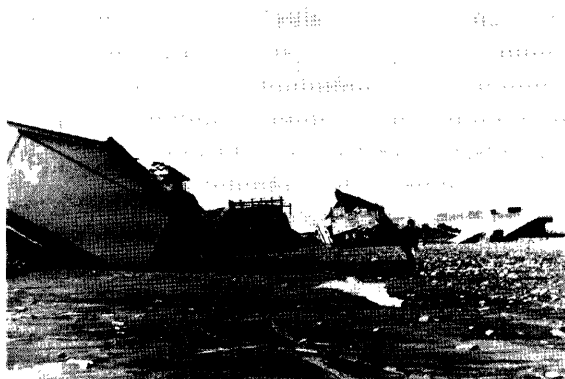


Photo. 1 Broken houses by severe beach erosion in 1970.

一方、最近、糸魚川海岸、とくに寺町から横町にかけての区間は、冬季節風時の高波浪によって越波し、堤防背後の国道8号線の片側通行規制が行なわれ、全面通行止になることもしばしばである。越波の原因は、堤防設置にともなう反射波が発生し、それによる沖方向漂砂が卓越して海岸侵食が著しく助長され³⁾、法先水深が深くなって砕波高が増大してきたのに加えて、消波工の沈下に伴う天端高の低下および反射波の発生に伴う重複波が形成されることなどによるものと考えられる。とくに、糸魚川海岸では、その前面に「アイガメ」と呼ばれる洋谷が海岸線近くまで迫っており、この海岸の波浪特性として後述するように、沿岸方向に波浪の集中、発散個所が存在することも災害を助長する一要因として考えられる。

3. 糸魚川海岸の底質及び波浪特性

3.1 底質特性

糸魚川海岸は、その西側に流入する姫川の流送土砂量によって涵養されている海岸であるが、河口右岸に築造された姫川港の西防波堤の延長に伴って姫川からの流送土砂が阻止され、直接汀線近接に供給される土砂量が減少し、さらに底質特性の変化も余儀なくされている。

かつて、1968年10月姫川河口付近から直江津までの汀線砂礫の調査を実施して、姫川港から前浜の消失している寺町付近で礫が分布していたことを確認している。この当時は海岸堤防前面には広い前浜があり、直径 20 cm 以上の礫を含んだ礫浜であった。また、その礫は円形度も高く、冬季節風時の来襲波浪によって磨耗されている。このように当時の糸魚川海岸は姫川から供給された土砂が広く堆積していた海岸である。

Fig. 3 には1984年9月4日から10日に実施した底質調査における底質採取位置を示す。現在侵食が問題となっているところでは、前浜はすでに消失しているので、水深 4 m 以深で採取し、また、洋谷が迫っているところでは、沖方向漂砂の洋谷への落込みを検討するため、水深約 60 m の位置においても採取した。

Fig. 4 は代表的な採取各測線における中央粒径 d_{50} と底質の真比重および海底断面形状を示したものである。中央粒径の分布は、一般に汀線に近いものほど粗くなっているが、水深 10 m までの海浜勾配は非常に急で、約1/5程度であり、それ以深の底質粒径は 0.25 mm 以下の細砂となっている。また、水深 20 m 以深ではシルト分を多量に含み、その中央粒径も 0.02 mm 以下の細泥の底質が広く分布している。一方、底質比重の分布は、一般に水深 15 m 前後の位置で大きくなっており、それ以浅における底質の移動が来襲波浪の影響を大きく受けるのに対して、それ以深では粒径は非常に細かくなっている。底質粒径など、底質特性の平面分布を見ると、Fig. 5 のようであり、汀線とはほぼ平行か少し傾いた角度で、粒径、比重ともに帯状の分布を示していることから、急な海浜勾配や海岸構造物によって反射波が発生し、重複波の腹および節の位置に対応してこのような分布形を示すものと考えられる。

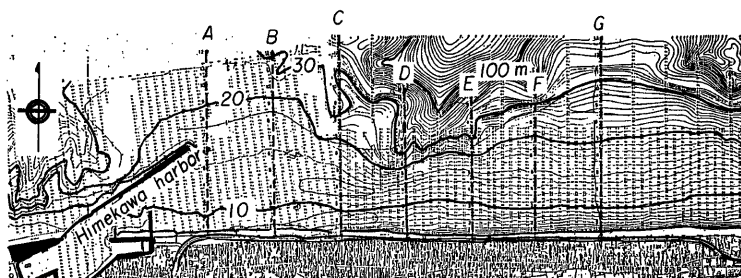


Fig. 3 Points of sediment sampling along Itoigawa Coast.

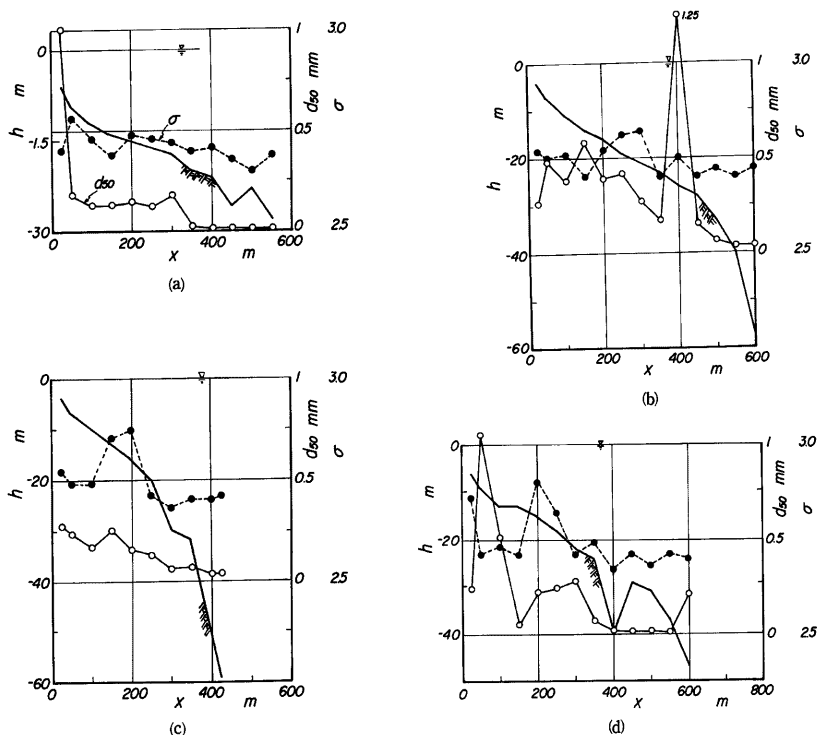


Fig. 4 Beach profiles with offshore properties of bottom sediment.

(a) At St. A (b) At St. C (c) At St. E (d) At St. G.

以上のように、海底における底質は、細粒から泥質分を含んだものが広く分布しているが、汀線砂礫の調査が同時に実施されなかったので、1985年2月6日～2月8日に汀線砂礫の長径 a 、中径 b および短径 c の測定を実施した。測定間隔を 50 m とし、姫川港の東防波堤を基点として東側へ測定をしたが現在消波工が大量に設置されている箇所、すなわち深浅測量図における測点 No. 5 付近から糸魚川病院の前面測点 No. 110 付近までは、消波工前面に砂浜がないし、また砂浜への立入りが不可能であったために測定していない。汀線砂礫の測定範囲および最大粒径の分布を Fig. 6 に示す。汀線付近の底質はいずれも最大粒径 200 mm 程度のものが分布しており、それは糸魚川海岸の東方の海川と早川の中間付近まで続いている。この最大粒径の分布において早川河口付近では約 600 mm 程度で、その値が東西両海岸に行くに従って減少している。このことは、早川からの流送土砂が両側に移動していることを示しているが、海川河口ではその傾向が顕著でなく、河川の流送土砂の面からも海川に比べて早川の方が、この付近の底質に寄与していると思われる。また、Fig. 7 は底質の細長率 b/a および偏平率 $(b-c)/b$ の沿岸分布を示したものである。これから糸魚川新町付近から海川までの細長率がしだいに大きくなる傾向で、西から東へと底質が磨耗されながら移動していることを示している。早川河口付近の海岸では、複雑な分布となり、早川から流送された礫が十分磨耗されずに分布しているものと考えられる。一方、海川と早川の中間付近では細長率および偏平率の値も大きく、この付近で東西両側からの沿岸漂砂が重なり合い、大きく東西方向へ移動するのでなく、この付近で波

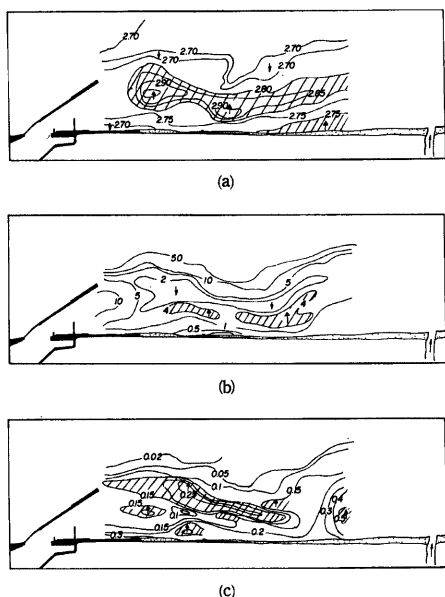


Fig. 5 Spatial distributions of bottom sediment properties.

- (a) Medium diameter d_{50} in mm
- (b) Content of silt in %
- (c) Specific gravity of sediment

に近い方向であり、背後の山地による影響であると考えられ、後述する波浪特性のうち波向を推定する方法として、風向を用いることは不可能といえよう。また、この海岸における波浪の観測は、過去10数年前に若干実施されたのみであって、再び1983年12月から観測を始められたが観測期間が短く、外力を算定するため

による摩擦作用が働くものといえよう。

以上のように、糸魚川海岸の底質は姫川と早川にはさまれた範囲で移動し、とくに海川と早川の中間付近までが1つの影響範囲であるといえよう。

3.2 波浪特性

糸魚川海岸は日本海に面し、高波浪は冬季季節風の低気圧の通過に伴って来襲し、毎冬のごとく海岸災害が発生している。また、この海岸の姫川河口および侵食の著しい海浜の前面に洋谷の谷頭が迫り、来襲波浪もその海底地形を反映して沿岸方向に複雑な分布を示し、波浪の集中、発散箇所が現れることになる。糸魚川海岸の波浪屈折図など波浪の沿岸方向分布などは後述するので、ここでは来襲波浪の一般的な特性を述べる。

まず、姫川港において1976年から1983年までの8年間にわたって観測された、風速10 m/sec以上の強風の風向頻度分布はFig. 8 のようである。これによれば、風速10 m/sec以上の強風は、その方向がほぼ一定しており、WNW方向からWSW方向のものが全風向の約70%を占めている。しかし、これらの方向は海岸線とほぼ平行

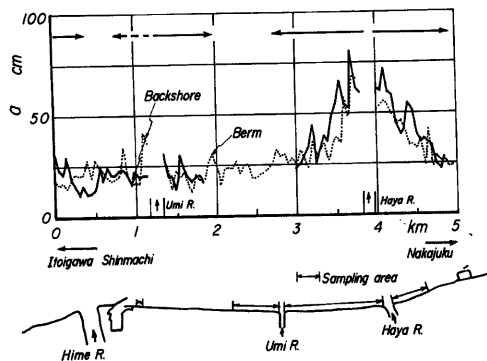


Fig. 6 Alongshore distributions of maximum size of berm and backshore sediment along Itoigawa Coast.

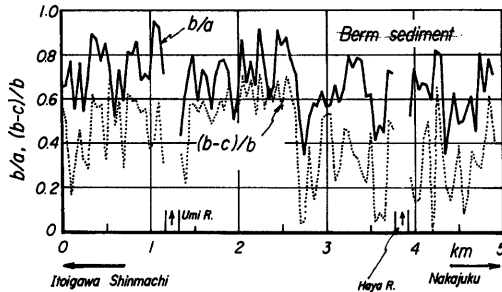


Fig. 7 Alongshore distributions of slenderness (b/a) and flatness $(b-c)/b$ of berm sediment along Itoigawa Coast.

には十分でない。このことから糸魚川海岸に近く、冬期季節風時の高波浪の観測が測得率も高く実施されている直江津港の観測結果を用いることにする。

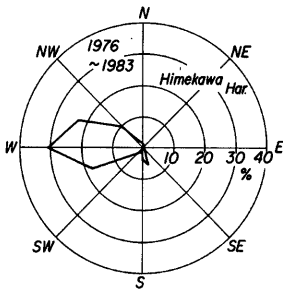


Fig. 8 Wind rose of strong wind at Himekawa Harbour.

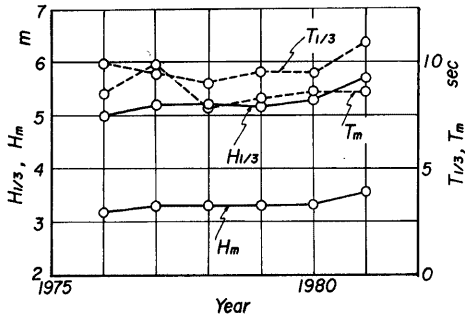


Fig. 9 Changes in annually maximum values of significant wave height $H_{1/3}$ and mean wave height H_m and their periods $T_{1/3}$ and T_m .

Fig. 9 は、1976年かめ1981年までの6年間における最大有義波高、最大平均波高とそれぞれの周期を示したもので、有義波高として約5m、有義波周期として9sec~11secのものが毎冬来襲することが明らかである。これらの高波浪は月別にみると12月下旬から2月初旬までに発生している。また、直江津港における最近5年間(1977~1982年)の波浪観測記録を収集、解析したが、日本海側では前述のように冬期季節風時にのみ高波浪の来襲があ

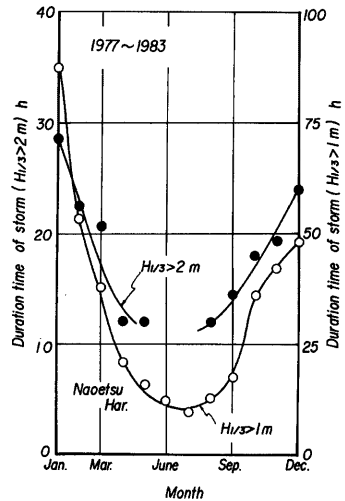


Fig. 10 Seasonal changes of duration of stormy waves with significant wave heights higher than 1 and 2m.

ることから、11月から4月までの冬期間6カ月間の記録を用いた。この記録から有義波高 3 m 以上を示す高波浪の来襲を取出すと、この5年間で約65回となっている。さらに、この期間に来襲した高波浪のうち、1つのストームの有義波高 1 m 以上および 2 m 以上が継続したその平均時間を示すと Fig. 10 のようである。これによれば有義波高 2 m 以上の年平均延べ継続時間は138時間、また 1 m 以上では262時間と10日間以上も高波浪の来襲が続くことを示している。

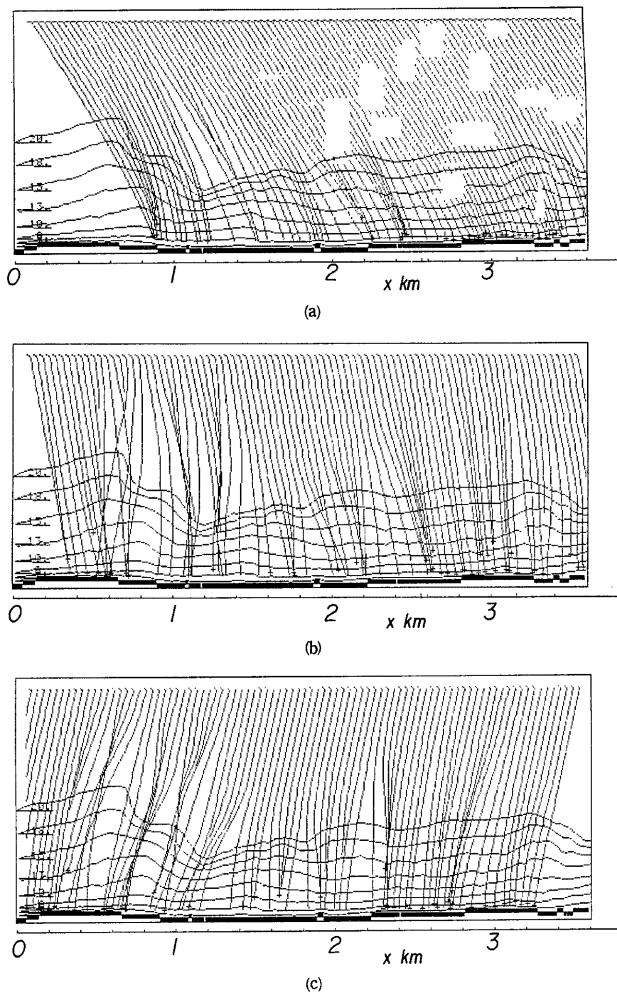


Fig. 11 Some examples of wave refraction diagrams.
 (a) Wave direction NW and wave period 8s
 (b) Wave direction NNW and wave period 10s
 (c) Wave direction N and wave period 10s

また、この海岸に來襲する波浪の屈折図を Fig. 11 に示すが、沖波波向 NW において、周期 8 sec では波浪の集中する箇所が姫川港東防波堤を基点として、約 1 km, 1.5 km, 2.4 km となっている。しかし、周期が 10 sec となると波浪の集中はより顕著であって、約 0.7~1.0 km, 1.5 km, 1.8 km, 2.4 km, 3.0 km と波状に集中、発散箇所が出現する。Fig. 11(b) の波向 NNW においても、0.7~1.0 km, 1.4 km, 1.7 km および 2.0~2.2 km のところで波浪は集中するが、比較的汀線に直角に入射している。また、Fig. 11(c) は波向 N の場合であって、いわゆる富山湾沿岸に來襲する「寄廻り波」に対応したものと考えられる。この波向はとくに波浪の集中、発散箇所が沿岸方向に複雑に分布している。

以上のように、糸魚川海岸に來襲する波浪は、冬季季節風時にほぼ限られると同時に、海底地形が複雑であることから集中、発散箇所が波状に出現し、海岸侵食をより複雑に変化させているといつてよいであろう。

4. 糸魚川海岸の地形変化

4.1 海底地形変化の解析法

海岸地形の時間空間変化特性を種々の観点から検討するためには、コンピューターを援用して、海底地形のデータセット化を行っておくことは極めて有効である。本研究では、解析に用いる深淺測量図は Table 1 に示すように計 8 枚であり、これを $\Delta S=20$ m の格子点上に配分すると、1 枚当たり約 10,000 点のデータとなる。そこで、いずれの深淺測量図からでも、水深データが格子点に容易に近似配分される恒久的な水深配分システムを構築することにした。本システムは、京都大学防災研究所付属宇治川水理実測所のスーパー・ミニ・コンピューター NEC 社製 MS-190 を援用しており、デジタイザー (A 1 版) を用いて、等水深線の位置と値が入力でき、またその結果がリアルタイムにグラフィックディスプレイに表示される。一方、これらのデータを格子点上に配分するためのソフトウェアの開発には、京都大学大型計算機センターの数値解析ライブラリー (KLIB)⁴⁾ に提供されており、2 変数の 3 次スプライン補間サブルーチンを本システム用に修正して用いる。

本スプライン補間サブルーチンは継ぎ目の数と位置および連続条件によって精度が決まるため、この点についてデータの処理方法を検討した。 x および y 方向の分割数、節点の多重度を種々変え、組合せた条件について内挿計算を行い、その結果の等水深線とデジタイザー入力のそれとを重ねて表示できるようにした。

その結果、まず、多重度を 3 にするということは、継ぎ目で関数値だけが連続に補間されることで有り滑らかさ (平滑効果) が得られず、スプライン関数の特色である微分連続性を失うことになる。また多重度を 1 にすると、2 次微分まで連続に補間するため、近似度が高くなり、再現性が失われる。そのため細い凹凸部分が再現できない。したがって、多重度 2 がここでの目的にあっていないと判断される。また、 X 方向、 Y 方向ともゆデータの多い領域を細分割することで精度の向上を図ることができる。

本システムを有効に利用する際の留意点として、以下の点があげられよう。

- (1) 配分領域に一律にデータを分布させるように領域配分する。特に縁部の精度の低下を防ぐためには、そこでのデータ数を多くする必要がある。
- (2) 多重度を 2 にすることで、再現性、平滑化のバランスがとれた補間が可能となる。
- (3) デジタイザー入力の際に、(1)及び(2)を考慮して、不必要なデータは極力少くし、必要なデータは多めにして、適当な間隔でデータが散ばるように工夫する必要がある。

このような手順で等水深線を曲線近似した格子点データをもと

Table 1 Dates of sounding maps measured in Itoigawa Coast

No.	Dates surveyed
1	June, 1970
2	November, 1970
3	April, 1971
4	December, 1971
5	January, 1973
6	May, 1979
7	September, 1981
8	September, 1983

に、鳥観図、海底勾配、等水深線の経年変化、侵食堆積図および沿岸漂砂量の推定などを行い、随時、他の方法で得られたデータと比較検討することができる。

4.2 汀線および等水深線の変化特性

これまで8回実施された深浅測量結果から、水深 0 m, すなわち汀線と水深 5 m, 10 m および 15 m の等水深線の離岸距離をスプライン補間を行ったものについて算定し、検討する。また、汀線の変化特性については、後述するように空中写真の読み取りに基づいた糸魚川海岸が、ほぼ自然海岸であった時代からの比較的長期間にわたる変化の実態を明らかにする。

(1) 汀線の変化特性：汀線変化のうち空中写真を用いたものについて述べると次のようである。まず Fig. 12 は1947年11月に米軍によって撮影された空中写真を基準として、その後6回撮影されたもののうち1965年から1983年までの4回について、汀線変化を示している。Fig. 12(a) は姫川河口から西側約 4 km までの範囲であって、河口左岸の汀線後退が顕著であり、その侵食土砂が田海川河口付近に堆積して、その付近の汀線前進がうかがえる。さらに、田海川より西側では、姫川河口の侵食土砂と田海川からの流送土砂によって、1983年には約 80 m も汀線の前進していることがわかる。姫川河口東海岸では、姫川港から約 1.5 km 東側までの範囲を示す Fig. 12(b) において、約 0.6 km から 1.3 km の範囲の汀線後退が顕著となり、1983年には約 60 m も後退している。また、1965年の汀線後退の顕著なところは約 300 m のところであったが、その範囲がしだいに東側へと移動するのに伴い、汀線後退も顕著になっている。さらに、海川までの範囲においても1965年には汀線は前進していたが、その後、後退してきている。

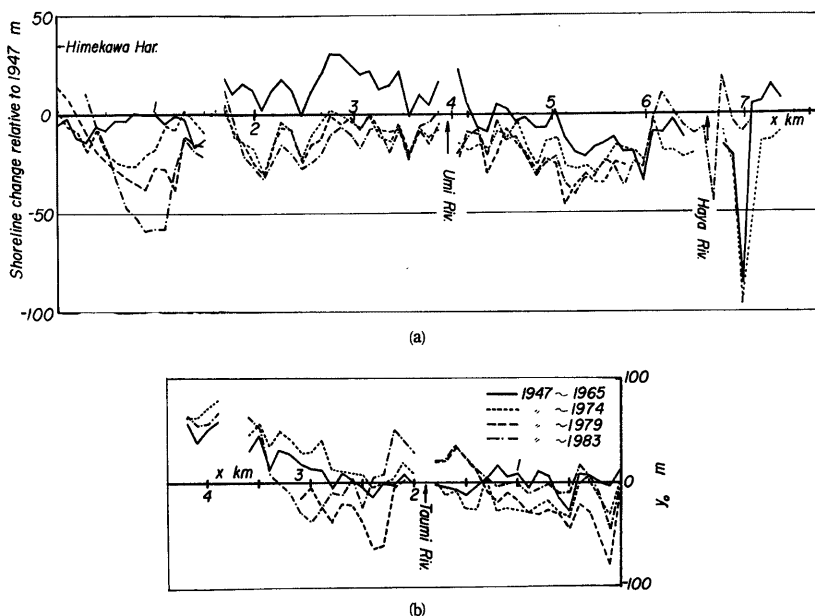


Fig. 12 Changes of shorelines relative to those in 1947 along Itoigawa Coast. with aerial photographs.

(a) West coast of Himekawa River

(b) East coast of Himekawa River

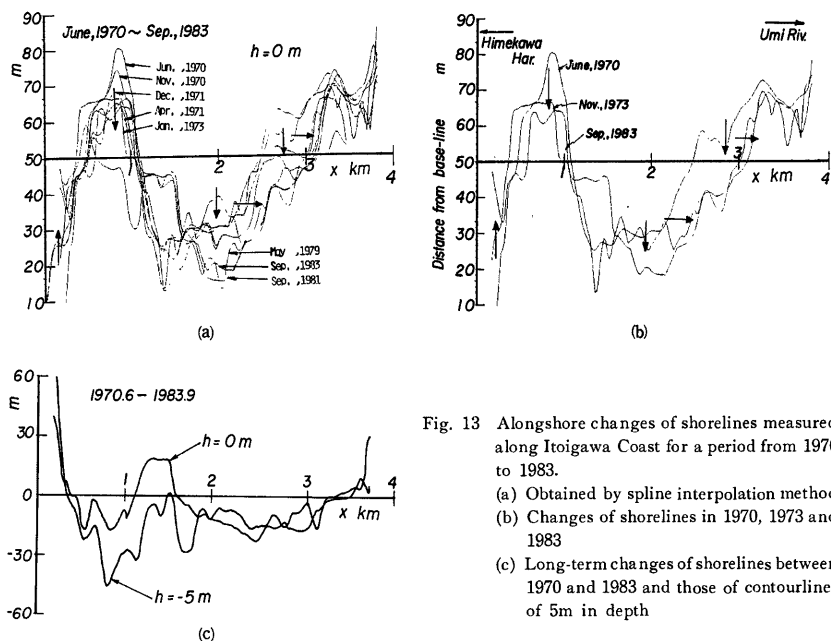


Fig. 13 Alongshore changes of shorelines measured along Itoigawa Coast for a period from 1970 to 1983.

(a) Obtained by spline interpolation method
(b) Changes of shorelines in 1970, 1973 and 1983

(c) Long-term changes of shorelines between 1970 and 1983 and those of contourlines of 5m in depth

一方、これまで実施された8回の深浅測量に基づく汀線変化を示したものが **Fig. 13** であって、まず **Fig. 13(a)** および **(b)** はデジタイザーによって読み取った基準線からの汀線位置を示したもので、示すスプライン補間を行った汀線位置は平滑によって傾向は読みとりやすいが、補間に際して配分領域の縁となる場合は精度はよくない。また、**Fig. 13(c)** は1970年6月から1983年9月まで汀線変化を取り出したものである。なお、これらの図中には矢印によって、等水深線の汀線と直角方向および沿岸方向の移動を示している。まず、汀線の変化は姫川港東防波堤付近で前進しているが、約1 km 東側で後退、それより東においても汀線の後退と後退領域がしだいに東側海岸へ移動していることが明らかである。しかし、1.2 km から1.5 km の範囲では、**Fig. 13** に示すように、汀線の前進がみられる。これは、西防波堤先端からの回折波と入射波の重なり合うところが東防波堤から500 m～600 m 付近であり、この点を中心にして東西方向の沿岸流が発生し、その付近の侵食土砂が姫川港東防波堤の東側と1.2 km から1.5 km の範囲の汀線前進をもたらしたものと考えられる。

(2) 水深5 m, 10 m および15 m の等水深線の変化特性：海岸は後述する侵食、堆積領域図からも明らかのように、汀線のみならず沖合においても海底地形の変化が顕著である。そこで水深5 m, 10 m および15 m の等水深線の変化特性について検討する。

Fig. 14(a) は水深5 m の等水深線の沿岸方向分布であり、図中の矢印のように汀線変化と同じ変化傾向を示している。しかし **Fig. 14(b)** で明らかのように、この海岸の両端付近で等水深線が沖合に移動して水深が小さくなるのに対して、それ以外の範囲では1970年6月に比べて1983年9月には全体的に5 m 等水深は岸方向に近づき、水深が大きくなる傾向を示している。さらに1970年6月の等水深線を基準として1983年9月までの4回深浅測量を差し引き、経年的な5 m 等水深線変化の沿岸方向分布を示したものが **Fig. 14(b)** である。これによっても1971年12月には侵食の激しいところで、等水深線が沖方向に移動しているが、

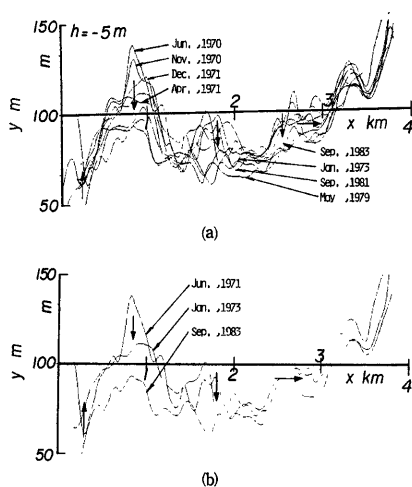


Fig. 14 Alongshore changes of contourlines in bottom topography.

(a) Obtained by spline interpolation method

(b) Changes of contourlines in 1970, 1973 and 1983

その後 16 ton のものまで上げられ、さらに現在では高波浪の来襲に対処するために 25 ton の重量にもなっている。また、消波工前面の 5 m 等水深線の変化は、前述のように、1970 年以来しだいに岸側に近づき、現在では約 50 m にも及んでいる。このことは海岸構造物の影響による反射波などによって海底が侵食され、消波工前面の水深が増大するために、砕波高が大きくなり、海岸保全に対処するためより大重量の消波工の設置が必要となったものであり、構造物の築造が法先水深の増大、すなわち海岸侵食を助長している実例といえよう。Fig. 17(a) は 10 m 等水深線の沿岸方向分布であり、またこのような等水深線の変化がほとんど見られなくなるのは、Fig. 17(b) に示す水深 15 m 付近であって、海底の侵食、堆積領域の変化も、局所的に変化はあるもののほぼこの水深までであることと一致している。

4.3 海底断面形状の変化

前述したように、この海岸は姫川河口沖合および糸魚川市寺町の沖合約 500 m に洋谷が迫っており、海底形状は変化に富んでいる。その深浅測量は、1960 年 6 月以来これまで 8 回にわたって実施されているが、その測量期間は継続したものでなく、例えば 1973 年から 1979 年までは測量が実施されていないことから、経年的な変化を求めるためには、かなり問題があるが、ここではこれら測量図に基づいて検討する。なお、後述する海底地形の鳥観図のところでは、深浅測量図の読取りおよびその修正を行った 3 種類の方法によ

海川に近いところではほとんど変化が見られず、この年代には侵食の影響が及んでいないことがわかる。

一方、海岸構造物すなわち消波工前面の法先水深の変化を明らかにするため、姫川港東防波堤から 300 m 毎に平均した 5 m 等水深線の経年変化が Fig. 15 である。この図からも東防波堤近傍では、いずれも等水深線は 1970 年 6 月に比べて沖方向に移動している。しかし、現在消波工が大量に設置されている東防波堤から約 800 m 東側では、5 m 等水深線は毎年のように海岸線に近づき、その値は 1970 年 6 月に比べて現在では約 50 m にも及んでいる。消波工の法先水深は、急激に増加し、それに伴ってより大規模な消波ブロックを必要としてきている実態を理解することができる。この水深増加に伴って高波浪時には、消波工に対する波力の増大をもたらし、消波工の沈下、散乱、さらに越波災害の危険度が増大しているといえよう。

この 5 m 等水深線の離岸距離と設置消波工の重量の経年変化を示すと Fig. 16 のようである。消波工の重量は「昭和 45 年 1 月災害」の復旧に対して、1970 年には 8 ton のものが設置されたが、

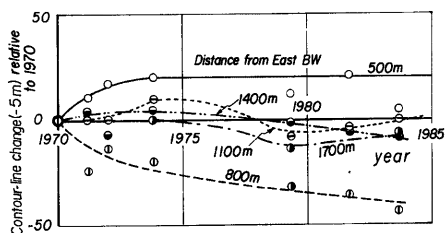


Fig. 15 Changes of averaged contourlines of 5m in depth.

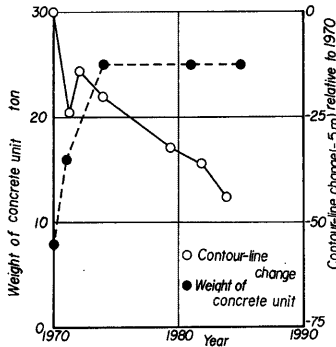


Fig. 16 Relation between changes of weight of concrete units for wave absorption and contourlines averaged.

る図について詳述する。

まず、姫川港から東へ海川までの約 3.5 km の沿岸において、その海底形状および海岸侵食の顕著な領域を考慮して姫川港東防波堤付近から 8 区間にわけて、その点を中心としてスプラインデータを 20 m 間隔で 11 点平均した海底断面形状を示したものが Fig. 19 である。ただし、(a) には測線番号を示し、(b)、(c) および

(d) に 1970 年 6 月、1973 年 1 月および 1983 年 9 月測量の断面形状を示している。これから各地点における断面形状の変動が明らかにされ、姫川港に近い測線 B では、水深 12 m 以浅の変動が激しく、漂砂の侵食・堆積が著しいところといえよう。測線 D は水深 4 m 以浅で汀線の前進、すなわち土砂が堆積して、海浜勾配が急になっているものの、それより深い水深 12 m 付近までは逆に侵食されていることがわかる。一方、測線 F では海底断面形状の変動が水深の大きな沖浜で小さくなっているが、汀線近傍では他の測線と同様の変動を示している。このように、姫川港付近から海川にかけて海底断面形状の変化は侵食が著しい領域ほど、その変動も激しいことが明らかである。

さらに、各年の断面形状は水深 12 m～15 m で重なり、測量の精度とも関係するが、地質の大きな移動はその付近までであるといえよう。

次に、姫川港東防波堤から海川までの海底断面形状を沿岸方向に連らねて、それを鳥観図として示したものが、Fig. 19 である。この図は水深 135 m までの海底形状を示しているが、糸魚川海岸の中間付近に洋谷が迫まっていることがわかり、この洋谷の存在が沿岸部における波浪の変化などを複雑にしているものと考えられる。または水深 15 m までの水深データの処理方法の相違による海底地形の平滑化特性として次の点が明らかにされている。すなわち、水深の読み取りをデジタイザーを用いて行ったもの、それを移動平均して、読み取りデータを平滑化したものなどを詳細に比較検討すると、当然のことながら平滑化を行うほど海底地形は滑らかとなり、とくに海岸中央部の洋谷から海岸線付近まで延びている洋谷の端部は移動平均回数 9 および 11 では現われなくなる。

一方、デジタイザーを用いて読み取ったデータから作成したものでは、深淺測量図に汀線から水深 5 m までの等深線の記入がないため、その範囲は直線状で水深 5 m との接線点が屈曲している。さらに各断面

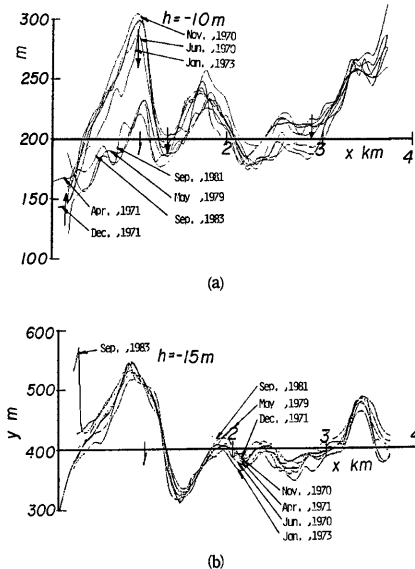


Fig. 17 Changes of contourlines averaged.

(a) 10m in depth

(b) 15m in depth

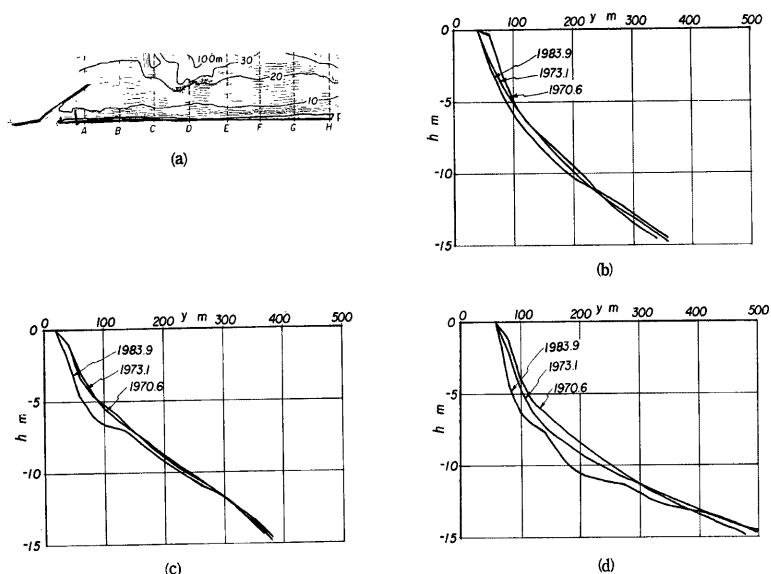


Fig. 18 Beach profiles at various stations along Itoigawa Coast.

(a) Stations of beach profiles shown

(b) Station B (c) Station D (d) Station F

形状を示す各線も凹凸が激しく、実際の海底地形の表現としては十分でないと思われる。しかし、このデジタイザーで読み取ったデータを移動平均したものでは、海底形状の表現が非常に滑らかになっており、とくに移動平均の個数を7点としたものは、浅海部における谷の状態をよく表現している。このことから移動平均とスプライン補間による海底形状の表現法は、深淺測量の精度を考えると、実用上最適なものであるといつてよいだろう。

これらの検討の後、移動平均の個数を7点としたものを最終的に採用することとし、1970年6月および

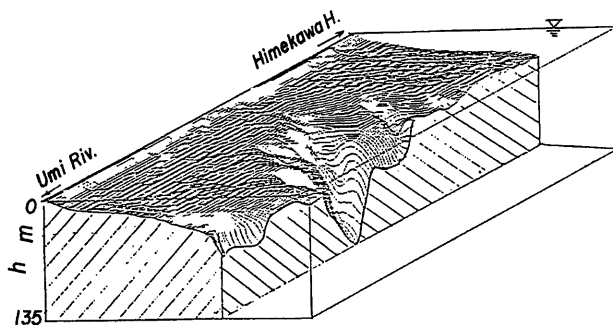


Fig. 19 Bottom topography of Itoigawa Coast in bird-view.

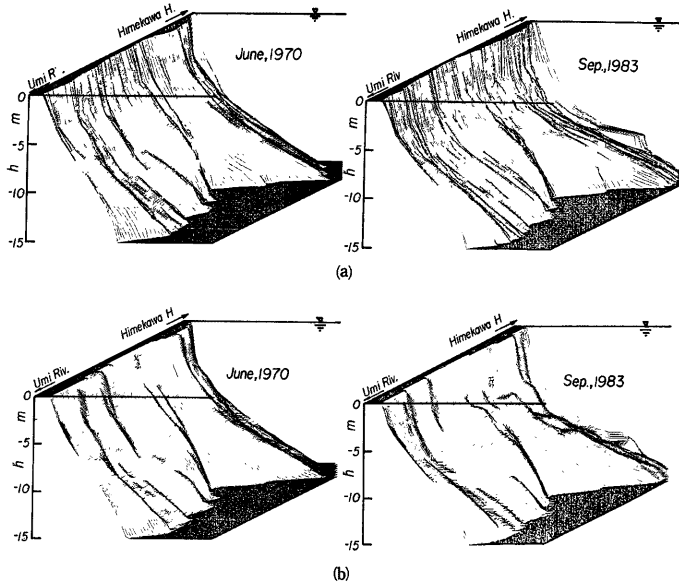


Fig. 20 Nearshore bottom topographies of Itoigawa Coast in bird-view.
 (a) Bottom topographies surveyed (Left in 1970 and right in 1983)
 (b) Bottom topographies by spline interpolation method (Left in 1970 and right in 1983)

1983年9月の海底地形は Fig. 20 に示されている。これらの図に基づいて、海底形状の変化を見ると、次のようである。まず、経年的に姫川港東側の海底勾配（水深 5 m 以浅）が急になっており、とくに1983年9月には水深 6~7 m 付近に凸部が出現している。また、姫川港から約 1~1.2 km の海底には凸部が現われ、汀線近傍の侵食土砂が堆積したことをうかがわせる。さらに、水深 5 m 以浅において沿岸方向に断面形を描く線が重なったことが約10カ所程度みられるが、これは岸沖方向に海底の凹凸が延びていることを表わしており、この海岸の東側に近い海川付近ではその位置がほぼ固定しているのに対して、姫川港から海岸中央部付近で経年的に東へと移動しているように考えられる。これは後述する等水深線の経年変化および侵食堆積図からも明らかのように、海岸侵食の領域が変化してきているためであるといえよう。

4.4 侵食・堆積領域図とその変化

海岸侵食の進行に伴って汀線および等水深線の離岸距離が変化してきていることをすでに明らかにした。すなわちこの変化は海岸土砂の侵食、堆積の場所的な不均衡を示すものである。ここではその空間的な実態を知るために、深淺測量図を重ね合わせて侵食、堆積領域図を作成する。なお、図の作成は次の2つの方法で行った。まず第1は、手作業によって等水深線の測量年月日の相違する深淺測量図を重ね合わせて、侵食、堆積領域を決めたものであり、第2は計算機を用いてスプライン補間によって作った水深データを差し引きして、侵食・堆積領域および等侵食・堆積高コンターを描いたものである。ただし、スプライン補間に基づいて作成した図は、水深 21 m 以深における測量精度を考慮して、それ以深の水深変化量がないものとして計算してある。作成した侵食・堆積領域図はその範囲を姫川港東防波堤の東 300 m 付近から海川河口まで

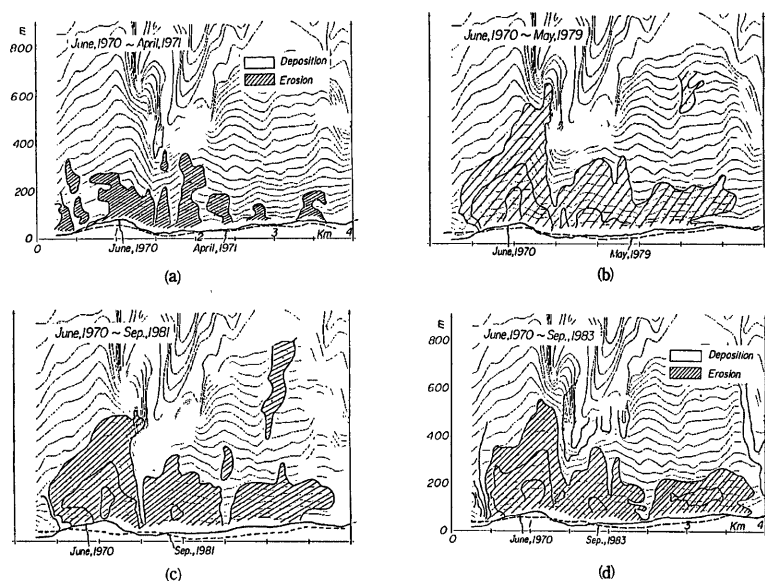


Fig. 21 Changes in erosion-accretion areas from 1970 to 1983.

- (a) June 1970 to April 1971
- (b) June 1970 to May 1979
- (c) June 1970 to September 1981
- (d) June 1970 to September 1983

の約 3.8 km 区域とするとともに、浅海部における等水深線間隔が非常に狭くなっているために、沖方向の距離を 3 倍拡大して表現している。

このようにして作成した図のうち、ほぼ測量期間ごとに代表的なものを示したものが **Fig. 21** であり、まず、測量期間の短いものは、侵食、堆積土砂量とも少なく、またその領域も狭くなっているが、経年的に姫川港東防波堤の東側約 700 m の侵食が顕著となっており、その侵食域は水深約 14 m 付近まで広がっている。またスプライン補間によって作成された図のうち、最近のものでは、東防波堤約 1.3 km 付近に堆積領域がみられるが、これは消波工前面の海底の水深が 3 m あるいは 4 m となっているにもかかわらず、計算上消波工先端を水深 0 m として、沖方向の次の格子点までの間の水深を内挿することによって生じたものである。一方、海川河口付近までも、水深 5~6 m までの浅海部で沿岸方向に侵食領域が顕著となっている。

しかし、最近では姫川港の拡張とともに西防波堤の延長と東防波堤の築造が実施され、西防波堤による波浪の遮閉区域では、港方向に向う西向き沿岸漂砂が発生して、東防波堤で漂砂は阻止され、その東側では堆積領域が顕著となっている。

さらに、**Fig. 21(d)** の 1970 年 6 月から 1983 年 9 月までの約 13 年間にわたる変化では、東防波堤の東側を除いた沿岸部における侵食が顕著で、最大 3 m 以上の侵食領域が見られるが、西防波堤先端沖合、洋谷の谷頭および海川河口沖合で堆積領域が見られる。西防波堤先端沖合の堆積領域は糸魚川海岸で最も侵食の顕著な東防波堤の東側約 700 m 付近沖の侵食土砂が、洋谷へ落ちこむことによるものであろう。

4.5 侵食土砂量の沿岸分布と経年変化

得られた深浅測量図から、海底土砂量の沿岸方向分布とその経年変化を議論することは、海浜の変形特性を把握する上で重要である。ここでは、4.3で示したような方法で平滑化した水深データをを用い、土砂量の計算を行う。

土砂量の計算をするに当り、次の点を検討しておく必要がある。すなわち、

(1) 深浅測量結果は水深が増大するに従って、その精度が下がることは周知のとおりであり、この誤差を「土砂量の変化」としてできる限り持ち込まないようにするためには、水深何mまでを対象とするのが最適であるか？

(2) 沿岸分布および経年変化特性を的確に抽出するためには、どのような方策が考えられるか？

まず、(1)について検討を行う。ここで用いるスプライン補間によるデータは $\Delta S=20\text{ m}$ の正方格子内の水深の代表値であり、このために、汀線の極近傍（例えば法先水深等）を議論するのには適さない。しかしながら、漂砂帯規模の範囲での土砂量変化を推定し、把握するには適用可能であり、後述する沿岸漂砂量の推定には、ここでの結果が用いられよう。そこで漂砂帯規模の変化を対象とすることとし、領域は以下に示す理由により、10 m 等水深線までとする。

(a) 沿岸方向に十数点での海浜断面形状を8枚の測量図について検討すると、10~12 m 水深に、それ以浅とそれ以深とで形状特性の変化する点が見出される。すなわち、以浅の変化は、いわゆる海浜変形が支配的要因であり、以深のそれは深浅測量誤差が主要因であると考えられる。

(b) 漂砂の移動限界水深として非合理的な値ではない。

(c) 10 m 等水深線内には、汀線からの格子点が沖方向に約20点入っているので、解析に耐え得る。

(d) 等水深線の経年的変化がさほど顕著でない。

このようにして設定した範囲内において、11点の移動平均を施してさらに平滑化したスプライン補間データから、次式で定義される単位幅当りの土量 V を求める。

$$V = 10 \times \ell(10\text{m}) - \int_0^{\ell(10\text{m})} h dx \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $\ell(10\text{m})$ は $x=0\text{ m}$ から 10 m 等水深までの距離である。

このような方法によって、測量年度の相違する2枚の深浅測量図から得られた土量の差を有効年数で除した土砂量の経年変化を検討した。その結果、式(1)によって、姫川港東防波堤より東へ約 200 m から海川まで計算した値を1970年6月と1983年9月について比較すると、水深 10 m の領域の総侵食土砂量は13年間に於いて約41万 m^3 となり、年平均すれば約3万 m^3/yr と推定されたが、これについては、沿岸砂量の推定において改めて詳しく考察する。

5. 沿岸漂砂量の推定と汀線変化の追算

5.1 深浅測量図からの沿岸漂砂量の推定法

前章で得られた侵食土砂量の沿岸分布とその経年変化の結果は、本海岸の沿岸漂砂量を推定する有力な情報である。すなわち、複数年に渡る同一地点の海浜断面形状のデータから、時間きざみ Δt は粗くなるが、漂砂の連続式を差分表示した場合の $\Delta h/\Delta t$ を近似的に表現できることになり、これから、沿岸漂砂量 q_y に関する差分表示 $\Delta q_y/\Delta x$ が得られる。以上の考え方を要約すると、以下のように説明される。

(1) 深浅測量図から得られる情報

これは、測量年度の異なる同一地点の測深データから計算されるが、4.5で述べたとおり Δt は有効年数で考える。なぜならば、本海岸における顕著な海浜変形は冬期波浪によって生じるためである。また、 Δh は基準面からの堆積土量の差として $-\Delta h = h(x_i, t_2) - h(x_i, t_1)$, $t_2 > t_1$ で定義される。

(2) 漂砂の連続式の差分表示により変換される情報

沿岸漂砂が卓越する海岸では、沿岸方向の局所漂砂量 q_y と水深 h との関係は、沿岸方向を y 軸にとり、

空隙率 λ を用いて漂砂の連続式として次式で表示される⁶⁾。

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{1-\lambda} \frac{\partial q_y}{\partial y} \dots\dots\dots (2)$$

前章で示した考えに基づいて、漂砂帯の幅 B を決定すると、汀線 x_0 から x_0+B まで式(2)を積分し、沿岸漂砂量および水深は漂砂帯における平均量として、それぞれ次式の Q および $\bar{h}$ を定義することができる。

$$Q = \int_{x_0}^{x_0+B} q_y dx, \quad \bar{h} = \frac{1}{h_k} \int_{x_0}^{x_0+B} h dx \dots\dots\dots (3)$$

これらの平均量を用いて式(2)を表わせば、次式となる。

$$\frac{\partial}{\partial t} (h_k \bar{h}) - h_k \frac{\partial (x_0+B)}{\partial t} = \frac{1}{(1-\lambda)} \cdot \frac{\partial Q}{\partial y} \dots\dots\dots (4)$$

ここで、深淺測量図から得られる情報は、ある基準線からの土量であり、これを単位幅当りの量で定義すると水塊の断面積 S または土砂の断面積 A として求めることができる。いま、 S は

$$S = \int_{x_0}^{x_0+B} h dx = h_k \bar{h}$$

であるので、式(4)はこれを用いて、次式のように変形される。

$$\frac{\partial S}{\partial t} - h_k \frac{\partial (x_0+B)}{\partial t} = \frac{1}{(1-\lambda)} \cdot \frac{\partial Q}{\partial y} \dots\dots\dots (5)$$

ここで、 h_k が時間的に変化しないものと仮定すれば $\partial(x_0+B)/\partial t = 0$ となり、結局、深淺測量図から得られる結果を用いて、

$$\frac{\partial S}{\partial t} = \frac{1}{(1-\lambda)} \cdot \frac{\partial Q}{\partial y} \dots\dots\dots (6)$$

によって沿岸漂砂量とその分析を解析することができる。

(3) 沿岸漂砂量 Q の推定方法

式(6)を y_0 から ξ まで y について積分することにより、次式のような沿岸漂砂量を推定する関係式が得られる。

$$\frac{1}{(1-\lambda)} (Q(\xi) - Q(y_0)) = \int_{y_0}^{\xi} \frac{\partial S}{\partial t} dy = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\Delta S_i}{\Delta t} \right) \Delta y \dots\dots\dots (7)$$

すなわち、沿岸漂砂量の推定できる点 y_0 が与えられると、その点からの累加量として、任意点 ξ での沿岸漂砂量が推定される。ここで問題となるのは y_0 が見出せるか否かという点である。もし、海岸構造物等により沿岸漂砂が阻止されている場合には、その点を y_0 とし、 $Q(y_0)=0$ の境界条件を得ることができる。幸い、ここで用いるデータには、1981年および1983年には糸魚川海岸の西端に突堤が築造されており、上述の境界条件を用いることができる。しかしながら、その他の年のデータには適用できないので、以下の2通りの方法によって沿岸漂砂量の推定を行う。

1) 方法一……式(7)を y について一度微分すると、次式のようになる。

$$\frac{\partial^2 S}{\partial t \partial y} = \frac{1}{(1-\lambda)} \frac{\partial^2 Q}{\partial y^2} \dots\dots\dots (8)$$

ここで、 $\partial^2 Q / \partial y^2 = 0$ (変曲点) は沿岸漂砂の向きが変わる点であり、その点での S は時空間的に変化しない ($\partial^2 S / \partial y \partial t = 0$) ことになる。このような考えから、 $\partial^2 Q / \partial y^2 = 0$ の「顕著な」点を選び出し、そこでの沿岸漂砂量をゼロと仮定する。これはかなり大胆な仮定のようなのであるが沿岸漂砂量の変化が急で、かつ $Q_i = Q_{i+1}$ を満足する点においては、 $Q_i = Q_{i+1} = 0$ と考えることは、次の点において自然であろう。(a)長期間(少なくとも1年)に渡り顕著な $Q_i = Q_{i+1}$ の関係を満足する点では、 $Q=0$ が安定な状態であろう。(b)これらの点は糸魚川海岸の西側に多く存在していることから $Q=0$ が妥当である。

2) 方法二……式(4)を t について微分すると、次式となる。

$$\frac{\partial^2 S}{\partial t^2} = \frac{1}{(1-\lambda)} \frac{\partial^2 Q}{\partial t \partial y} \dots\dots\dots (9)$$

いま $\partial^2 S / \partial t^2 = 0$ なる点が見出せるような場合を考えよう。この点は深淺測量図を解析して得られた $\partial S / \partial t$ の時間的変化がない。すなわち、どの年のデータにおいても $\partial S / \partial t$ は同一であるような点で、しかも、その点では $Q(x, t)$ は時期的変化しないことを意味している。もし、そのような点 y_0 が見出せたとすれば $Q(y_0) = 0$ の存在する1983年9月—1981年9月間のデータを出発点として、 $y = y_0$ で沿岸漂砂量が一致する条件から解析が可能となる。方法 -2 は y_0 が存在しないような海岸では適用できないため普遍性はないが、Fig. 22 に示したように、本海岸には海川の西側 500 m ~ 600 m の位置に $y = y_0$ が存在している。

(4) 沿岸漂砂量の分布

1970年6月から1983年9月までの9回の深淺測量結果に基づいて、海浜変形を生じる限界水深 h_k をそれぞれ8.0, 10.0, 12.0および15.0 m とした場合の年平均侵食土砂量の沿岸方向分布を検討したが、その一例を Fig. 22 に示す。当然のことながら、限界水深を大きく取れば侵食土砂量の値も大きくなるが、1970年6月と基準とした11年間から13年間の侵食土砂量の分布は、その土砂量の多い位置が姫川港防波堤から約1 km の位置であるとともに、約1.3 km ~ 1.5 km のところで若干堆積の傾向が見られる。一方、それより短期間のものについても示しているが、測量の精度とも関係して変化のある分布となることがわかった。しかし、前出の1 km 付近において侵食土砂量は最大となっている。

Fig. 23 は、沿岸漂砂量の沿岸分布を示したもので、ただし、前述の最大侵食土砂量を示す位置が2ヶ所あるうちの、東側での最大の点から積分したものである。

1970年6月を基準として11年から13年の長期間においては、いずれもほぼ同様の傾向を示しており、糸魚川海岸の端部にあたる約3.5 km 付近において、その値はほぼ平衡に達している。移動限界水深によって値は変化するが、8 m では約12,000~13,000 m³/yr となり、15 m でも約12,000~19,000 m³/yr となることわかった。

1970年6月を基準として1979年5月および1983年9月までの、それぞれの9年および13年間にわたる汀線変化量と海浜断面積変化を調べた。この場合、移動限界水深を8.0, 10.0, 12.0および15.0 m として、かつ沿岸方向を4区間に区分した。これらからも1~2 km の区間では、汀線が前進しているにもかかわらず、断面積が負の値になっているところが多く、これは海浜の勾配が急となっていることを示しており、また、3 km ~ 4 km の区間では後退しても断面積は正の値となり、汀線より沖側に土砂が堆積して海浜勾配が緩くなっていることがわかった。さらに、測量期間が1年から4年程度の短期間について調べたが、水深を大き

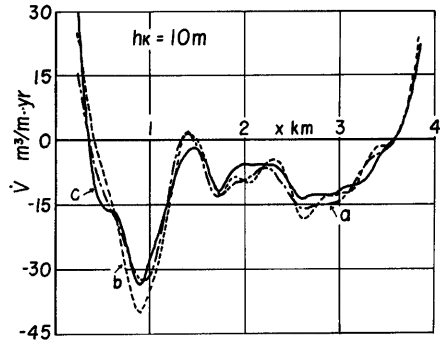


Fig. 22 Changes in alongshore distributions of rate of sediment eroded using critical depth of sediment movement of 10m (a; Obtained by bottom topographies averaged for two data, Sept. 1981 and Sept. 1983, and for four data, June and Nov. 1970, Apr. and Dec. 1971, b; by topographies in June 1970 and Sept. 1981, and c; by topographies in June 1970 and Sept. 1983).

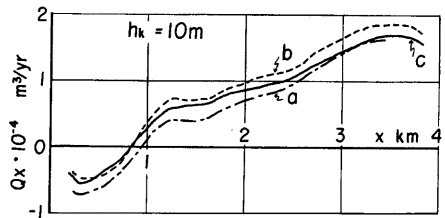


Fig. 23 Alongshore distributions of rate of longshore sediment transport (see Fig. 22 for a, b and c).

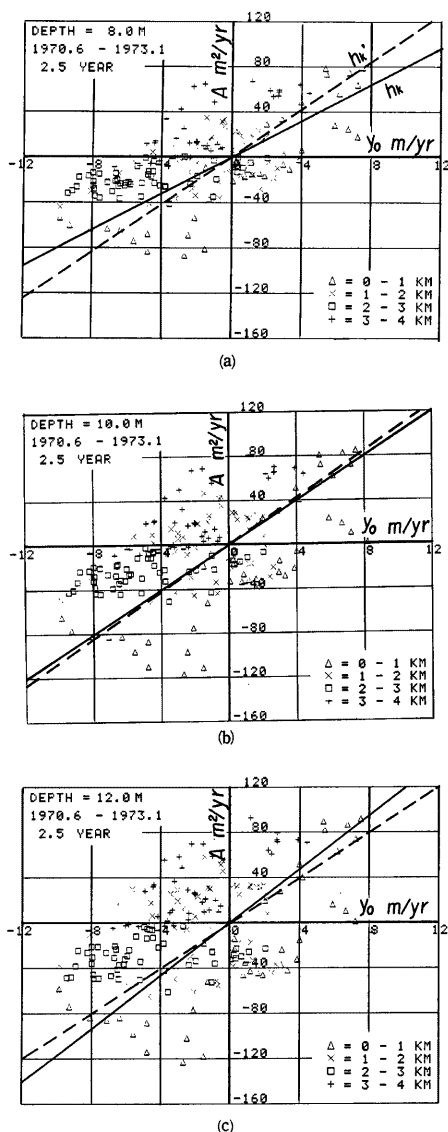


Fig. 24 Relations between eroded beach areas and shoreline change in initial stage of beach erosion, using critical depth of sediment movement.

(a) $h_k = 8m$ (b) $h_k = 10m$ (c) $h_k = 12m$

くとればこれらの値はバラつくが、ほぼ水深 10 m 程度において両者の良い関係が得られる。これらの検討結果の一例を Fig. 24 に示すが、図中の実線は海浜の勾配に対応しており、海浜変形の限界線を示すことになる。

つぎに、Fig. 25 は前出の Fig. 24 に示した実線から算定した海浜変形の限界水深 h'_k を求め、 h'_k と真の限界水深 h_k が一致するところ、すなわち $h'_k/h_k = 1.0$ の位置における沿岸漂砂量を推定したものである。なお、沿岸漂砂量の算定は、前出の Fig. 23 に示したこの海岸の東端部における値を用いている。これから、糸魚川海岸における年平均沿岸漂砂量は 14,600 m^3/yr 程度であると推定される。

方法一、および方法二によって求めた沿岸漂砂量 Q の沿岸方向分布をそれぞれ比較した結果は次のように要約される。

(i) 1973年1月と1971年4月とから得られたデータには特異性がある。

(ii) 方法一により得られた結果からは、1, 2年間の間隔で推定された沿岸漂砂量の分布に、海岸東部域で西向きを示すものもあるが、これは、むしろ短期的な変動とみなすべきであろう。一方、1979年—1973年、1979年—1971年のデータから推定される沿岸漂砂量はともにほぼ全域にわたって東向きであり、かつそれらのオーダーが等しいことから、この方法による境界条件の設定には大きな矛盾は無いものと考えられる。

(iii) 方法二では、東部海浜は長期的にみて定常状態に近い特性を有していると考えられるが、1, 2年の間隔のデータにより、境界条件を設定することに若干無理があるようで、1979年—1971年のデータから推定される沿岸漂砂が、本海岸の西側で、かなり大きな西方向の漂砂量を示す結果になっている。

(iv) 両方法においても、東部の比較的稳定な領域における平均的な沿岸漂砂量 Q は約 15,000 m^3/yr 程度でその方向は東向きであるものと推定される。

5.2 海浜変形における代表波浪

海浜変形を予測する場合、外力としての波浪条件を時系列的に与えられるが、Le Méhauté⁷⁾ が述べているように、その与え方、とくに高波

浪の生起順序によって予測結果が大きく変わることがわかっている。實際上、海浜変形を予測する場合、季節的変動などのいわゆる短期的な変動を予測することはきわめて重要であるが、本研究のような場合には、むしろ長期的な海浜変形をまず予測し、そこに生起する異常な変動を考察するのがよいと思われる。

この場合には、波浪条件を時系列的に与えるよりも、現象にできるだけ忠実に選ばれた代表波浪が定義できれば、実用上都合である。とくに、海浜変形を one-line theory⁸⁾ によって取扱う場合にはきわめて有用である。

さて、このような立場から、いかに代表波浪を定めるかについては、すでに若干の手法が実施されている。たとえば、関西空港の環境影響評価のための委員会⁹⁾ では、次のように推定している。代表波浪を季節ごとに分け、さらに波向を (NE~N), (NNW~WNW) および (W~SW) の3方向について考え、次の方法によって求められることにしている。すなわち、代表波浪の周期 T_s は、各季節ごとの3方向区分中における平均周期とし、次式で計算されるものとする。

$$T_s = \frac{\sum_{i=1}^n p_i T_i}{\sum_{i=1}^n p_i} \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 p_i は発生頻度、 T_i はそれに対応する周期である。これに対する代表波浪の波高 H_s は、周期 T_s を用いて求められる群速度 C_{gs} を用いて波浪のエネルギーフラックスの総和が保存されるとして、次式から計算される波高とする。

$$\sum_{i=1}^n H_i^2 C_{gs} p_i = H_s^2 C_{gs} (P/3) \dots\dots\dots (11)$$

ここに、 P は季節ごとの発生頻度の総和を表わす。したがって、波高 H_s および群速度 C_{gs} を用いて、エネルギーフラックスの沿岸成分が保存されるように、次式から代表波浪の波向 α_s を求めることができる⁹⁾。

$$\sum_{i=1}^n H_i^2 C_{gs} \sin 2\alpha_i p_i = H_s^2 C_{gs} \sin 2\alpha_s (P/3) \dots\dots\dots (12)$$

ただし、 α_i および α_s は汀線に平行な座標と波の進行方向の交角を反時計まわりに測った角度として求められる。

この方法は、来襲するすべての波浪のエネルギーフラックスに一致するよう代表波浪を決定することができる長所をもっているが、多くの場合これらの計算で得られた波浪の特徴は実際考えられるのに比べてかなり小さくなるであろう。そこで、ここでは海浜変形に実質的に寄与する波浪は、通常高波浪であることに注目し、かつ糸魚川海岸では長期間の波浪観測が実施されていないので、便宜的に次のように考えることにする。

海浜変形に最も影響するものは沿岸漂砂量であり、その沿岸方向の勾配によって長期的な海浜変形が支配される。この糸魚川海岸においては、前述したように年平均の侵食土砂量の沿岸分布が求められているので、これに波浪条件を考慮して、次のような方法で代表波浪を推定する。

まず、砕波帯に侵入する波浪エネルギーフラックスの沿岸方向成分 p_{Is} は水中重量で表示した全沿岸漂砂量 I_l と経験的に、次式のような関係がある。

$$I_l = K p_{Is} \dots\dots\dots (13)$$

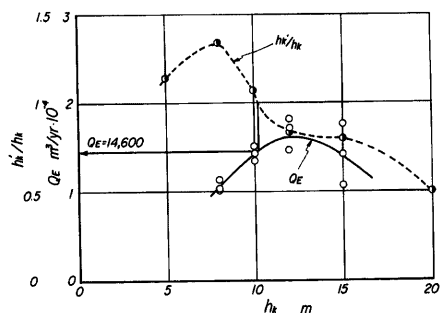


Fig. 25 Estimation of averaged rate of longshore sediment transport referring to eroded rates of sediment and critical depth of sediment movement.

ここに、 K は無次元の定数で、rms 波高を対象とした Komar & Inman¹⁰⁾ のものは $K=0.77$ 、有義波高で表示した CERC 公式では $K=0.39$ である。また、 I_l は容積表示の沿岸漂砂量 B を用いて、次式のように表示される。

$$I_l = (\sigma - \rho)g(1 - \lambda)Q \quad \dots\dots\dots (14)$$

ここに、 σ および ρ は、それぞれ底質および海水の密度、 g は重力の加速度である。式(13)および(14)から、 Q と P_{ls} との関係は、

$$Q = \frac{K}{(\sigma - \lambda)g(1 - \lambda)} P_{ls} \quad \dots\dots\dots (15)$$

であり、なお、これらの諸式における波浪エネルギーフラックス P_{ls} は、沖波波高 H_0 、周期 T 、砕波角 α_B および屈折係数 K_R を用いて次式で計算される。

$$P_{ls} = \frac{\rho g^2}{64\pi} T (H_0 K_R)^2 \sin 2\alpha_B \quad \dots\dots\dots (16)$$

ただし、高波浪の年平均の継続時間を t_d とすれば、式(16)に $t_d(\text{hr})/(365 \times 24)$ を乗ずることによって年平均の沿岸漂砂量が求められることになる。

糸魚川海岸のように礫海岸において、果して式(16)がそのまま適用できるかをうかは不明であるが、著者ら¹¹⁾が下新川海岸で調べた結果によると、これらの関係における係数の値は相違するけれども、沿岸漂砂量がエネルギーフラックスと直線関係にあることが確かめられているので、ここでは次のように考えて、代表波浪を推定することにする。糸魚川海岸における波浪特性として前述したように、高波浪の来襲波向は NW~NNW であり、その周期は 8 sec~10 sec 程度である。また来襲する高波浪の延べ年平均継続時間を求めるため、糸魚川海岸より数十 km 東側にある直江津港の波浪観測資料から、1977より1983年の7年間における有義波高 1 m および 2 m 以上の高波浪の継続時間を推定した結果は、Fig. 10 に示したように、年変化が若干あるけれども、波高 2 m 以上の高波浪の年平均延べ継続時間は 138 hr である。したがって、これらの波浪条件を用いて、糸魚川海岸全域にわたって波の屈折計算を行い、それから推定されるエネルギーフラックスと侵食土砂量から推定された沿岸漂砂量の沿岸分布を比較し、両者の関係ができるだけ直線関係で表される代表波浪の波高を求めることにする。この場合、できれば前述した CERC の沿岸漂砂量公式に近いものの方が理解しやすいことはいうまでもない。

対象とする波向に対して屈折計算をする場合、海底地形は1983年9月のものとし、その水深データ（間隔 20 m で x 方向に181点、 y 方向に60点）を半波長のオーダーで移動平均したものを用いることにした。

波向を NNW として、前述の条件のもとに、波高を変えて糸魚川海岸に沿う年平均のエネルギーフラックスの沿岸分布を計算した結果は Fig. 26 に示すようであり、これに基づいて沿岸漂砂量とエネルギーフラックスとの関係を求め、Fig. 27 で示す。図中には CERC の公式を示してある。また、図中の記号は糸魚川

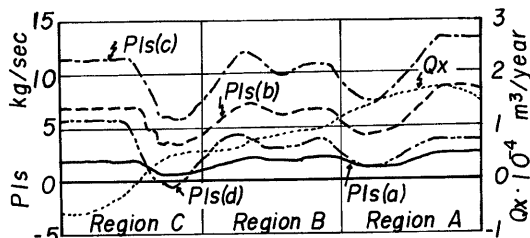
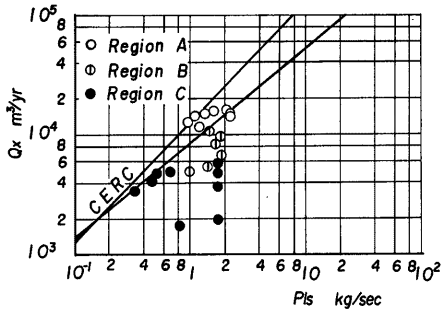
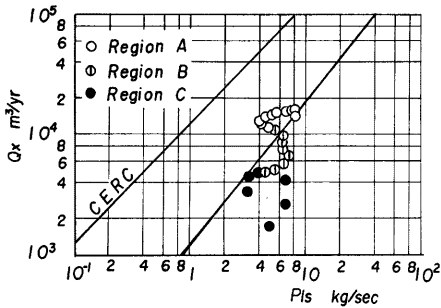


Fig. 26 Alongshore distributions of wave energy flux averaged and longshore sediment transport rate estimated from eroded rate of sediment (a, b, c and d are obtained by use of 1.5, 2.5, 3.0 in wave height for NNW waves, and 2.5 m for NNW (shifted 5 degrees north) waves, respectively).



(a)



(b)

Fig. 27 Relations between wave energy flux for NNW waves and longshore sediment transport.

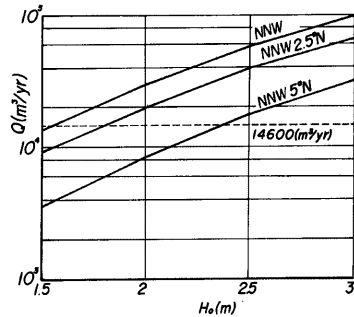


Fig. 28 Relation between longshore sediment transport estimated and wave energy flux for three kind waves.

海岸を3つの領域に分けたものであるが、このうち領域Cは防波堤による波の回折効果が入っているところであって、ここでの対象ではない。

これらの図によれば、代表波浪の波高を大きくすると、沿岸漂砂量とエネルギーフラックスとの関係が系統的に変わり、波高2.5m付近で両者の関係が最も直線的であることがわかる。しかし、CERCの公式と比較すると、その値は数分の一となっている。なお、波向をNWとした同様の計算結果によれば、両者の関係はほぼ同様であるが、比例定数は

さらに小さくなるので、代表波浪の推定においては、この波向は対象としなくてよいと思われる。

同様に、波向をNNWより5°だけNよりにとった場合について、同様な計算を行って両者の関係を調べた。これらの結果から、海川河口西岸の基点からの距離0.4km～1.1kmの領域において、CERCの公式から推定される平均沿岸漂砂量と波高との関係を、波向をパラメーターとして表示すると、Fig. 28のようになる。図中、NNW5°NはNNWより5°だけN方向よりの波向とした場合である。これらの結果によれば、CERCの公式が適用されたと考えるならば、 $Q=14,600 \text{ m}^3/\text{yr}$ の沿岸漂砂量になる代表波浪は、波向NNW5°Nで、波高 $H_s=2.4 \text{ m}$ となる。たゞし、波向をNNW5°Nとしてエネルギーフラックスの値を小さくするようにした場合には、沿岸漂砂量との関係に直線性が保たれないことになるので、糸魚川海岸の海浜変形における代表波浪は、波高NNW、周期8secおよび波高2.5mとする方が実際的ではないかと結論される。

5.3 汀線変化の追算

海浜変形の予測手法としては、一般に水理模型実験による方法や数値シミュレーションによる方法などがあるが、最近後者による方法が用いられる場合が多い。海浜変形の数値シミュレーション法としては、通常いわれる1次元解析法によるone-line theoryあるいはこれを拡張したtwo-line theoryのほか、最近では2次元の海浜変形計算法が試みられている。前者は、海浜変形を1次元変形として考えるので、海浜断面の変化そのものを取扱うことはできないが、計算法そのものが簡便であるので、実際上かなり利用され、改良

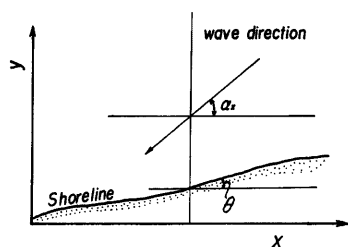


Fig. 29 Coordinate system for modelling shoreline change.

されるとともに、根本的な問題が明らかにされつつある。すなわち、わが国では橋本¹²⁾による富士川海岸への適用をはじめ、宇多¹³⁾による新しい海岸変形の計算法として、その実用化が問われてきたし、また Kraus ら¹⁴⁾によって大洗海岸の海浜変形予測に適用されてきた。これらの計算法における問題点とその改良の根本は、いずれも次の3点に集約される。その1つは、海浜変形の計算に耐えるよう、いかに正確に波の変形計算を実施するかということ、その2は基本とする方程式が1階の非線形方程式であるため、沿岸方向分布が必ずしも単調でないこととあいまって、その数値計算がきわめて発散しやすい特徴をもっていること、

およびその3としては、当然のことながらいかに沿岸漂砂量を表示するか、いいかえれば適切な沿岸漂砂量則の確立である。

このように海浜変形の数値計算法については、Pelnerd-Considère 以来、国外では活発な研究が実施され¹⁵⁾、前述したほぼ同様な結論に達しているが、最近 Le Méhauté は、海浜変形の計算における波浪の入力データについて検討し、時系列的な入力法の実際の困難さから、各波浪特性に分けて入力する場合の海浜変形の計算結果に及ぼす影響を調べている。その結果によると、波浪条件の入力順序によって計算結果が大きく相違することを強調している。また、Perlin ら¹⁶⁾はいわゆる two-line theory を拡張した数値モデルを開発し、2次元的海浜変形が検討できる方法を示している。

一方、2次元海浜変形計算法としては、海浜流とそれによる漂砂を考慮して、2次元海浜変形の連続式を数値的に解こうとするものが、山口ら¹⁷⁾および渡辺¹⁸⁾によって試みられてきているが、根本的には海浜流と漂砂とをどういう法則で結合するかが問題であって、波浪と海浜流の場における漂砂量則を確立しなければならないのである。

本研究では、このような現状から、簡便さのため、1次元解析法による方法を用いることにする。

1) 海浜変形の連続方程式: Fig. 29 に示すような座標系を用いれば、海浜変形の連続式は、つぎのように与えられる¹⁹⁾。

$$-\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \right) = 0 \quad \dots\dots\dots (17)$$

ここに、 h : 水深、 q_x および q_y : それぞれ x および y 方向の漂砂量、 t : 時間および λ : 海底土砂の空隙率を100で割った値である。いま、海浜の季節変化を省略して、主として長期的な海浜変形を対象とすれば、式(17)の左辺カッコ内第2項を省略して、沿岸漂砂による1次元的海浜変形を取扱い、漂砂帯の幅 B 、漂砂の移動限界水深を h_k として、式(17)から次式が導かれている。

$$\frac{\partial y_0}{\partial t} = \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{h_k}{B} \left(1 - \frac{h}{h_k} \right) \frac{\partial B}{\partial t} - \frac{1}{(1-\lambda)h_k} \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{1}{h_k} Q_R(t) \delta(x-x_0) \quad \dots\dots\dots (18)$$

ここに、 h : 平均水深、 Q_x : 沿岸漂砂量であり、また $\delta(x-x_0)$ は Dirac の δ 関数で、 $x=x_0$ に河川などの漂砂源 $Q_R(t)$ があるものとする。式(18)から、海浜変形はつぎの4つの場合に生ずることが指摘された。すなわち、1) $\partial h/\partial t$ による海浜形状の変化、2) $\partial B/\partial t$ による漂砂帯幅の変化、3) $\partial Q_x/\partial x$ による沿岸漂砂量の非一様性および4) $Q_R(t)\delta(x-x_0)$ による漂砂源の変化である。

さて、海浜変形を式(18)に基づいて取扱う場合には、 h 、 h_k あるいは B および Q_x に対する一般的表示を必要とし、これらが波の変形特性と底質特性の関数として与えられれば、式(18)を積分することは可能であろう。しかし、ここでは、来襲波浪の特性が長期的には比較的一定であり、かつ、漂砂源からの底質の供給が期待できない場合を取り扱うことにすれば、3)の沿岸漂砂量の非一様性を取りあげればよいだろう。いいかえれば、このような仮定のもとでは、1次元的な解析で海浜変形を予測できるであろう。

本数値計算においては、波浪条件を種々変化させるので、式(18)における右辺第1、第2項をも考慮すべきであるが、漂砂の移動限界水深を一定と仮定するなど実際上の諸仮定を余義なくされることから、近似的に、これらの諸項を省略した次式を基礎方程式として用いることにする。

$$\frac{\partial y_0}{\partial t} = -\frac{1}{(1-\lambda)h_k} \frac{\partial Q_x}{\partial x} \quad \dots\dots\dots(19)$$

ここで、沿岸漂砂量 $Q(\text{m}^3/\text{yr})$ は、式(14)より、汀線に対する砕波角 α_B を用いて、次式のように表示される。

$$Q = 6.14 \times 10^5 \times T \times (H_0 K_R)^2 \times \sin 2\alpha_B \quad \dots\dots\dots(20)$$

一方、Fig. 29 に示したように、 x 軸と汀線のなす角 $\theta = \tan^{-1}(\partial y / \partial x)$ および x 軸と砕波の峯線とのなす角 α_x とすると、 α_B は次式のように示される。

$$\alpha_B = \alpha_x - \theta = \alpha_x - \tan^{-1}(\partial y / \partial x) \quad \dots\dots\dots(21)$$

いま、 θ が微小値であり、 $\cos \theta \approx 1$ で近似される場合には、 $\sin 2\alpha_B$ は

$$\sin 2\alpha_B = \sin 2\alpha_x - 2 \cos 2\alpha_x \frac{\partial y}{\partial x} \quad \dots\dots\dots(22)$$

となり、 α_x も微小で、 $\cos^2 \theta = \cos^2 \alpha_x \approx 1$ 、 $\sin^2 \theta = \sin^2 \alpha_x \approx 0$ で近似される場合には、

$$\sin 2\alpha_B = 2 \left(\tan \alpha_x - \frac{\partial y}{\partial x} \right) \quad \dots\dots\dots(23)$$

のように、 $\partial y / \partial x$ を用いて表示することができる。

糸魚川海岸の場合は、ほぼ直線の汀線形状を有し、5.2で示したように、代表波浪 (NNW) に対しては、 α_x が十分小さいので、ここでは式(23)の表示を用いることとする。すなわち、波浪の作用時間 t_d (年間 138 hr) を考慮すると、沿岸漂砂量 $Q(\text{m}^3/\text{yr})$ は、式(20)から、

$$Q = 1.228 \times 10^6 \times T \times (H_0 K_R)^2 \times t_d \times \left(\tan \alpha_x - \frac{\partial y}{\partial x} \right) \quad \dots\dots\dots(24)$$

となり、one-line theory の基礎方程式は、次式で表される。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial y}{\partial t} &= -F \left\{ \sec^2 \alpha_x \frac{\partial \alpha_x}{\partial x} - \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \right\} \\ F &= 1.228 \times 10^6 \times T \times (H_0 K_R)^2 \times t_d / (1-\lambda) h_k \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(25)$$

2) 数値計算の方法：式(25)は、完全陰解法による差分表示を行うと、三重対角行列方程式となり、丸め誤差の小さい高速演算が可能である。すなわち、式(25)は次式のような差分表示される。

$$\frac{y_i^{n+1} - y_i^n}{\Delta t} = -F \left\{ \sec^2 \alpha_{xi} \left(\frac{\partial \alpha_x}{\partial x} \right)_i - \frac{y_{i+1}^{n+1} - 2y_i^{n+1} + y_{i-1}^{n+1}}{\Delta x^2} \right\} \quad \dots\dots\dots(26)$$

ここに、 Δt 、 Δx は、それぞれ時・空間のきざみで、 n 、 i は時・空間ステップを示す。式(26)は、 $y_i^{n+1} = Y_i$ 、 $y_i^n = y_i$ とおくと、次の行列式で表される。

$$-A Y_{i+1} + B Y_i - C Y_{i-1} = D \quad \dots\dots\dots(27)$$

ここに、

$$A = C = tF / \Delta x, \quad B = 1 + 2\Delta t F / \Delta x^2, \quad D = y_i - \Delta t F \sec^2 \alpha_{xi} (\partial \alpha_x / \partial x)_i \quad \dots\dots\dots(28)$$

一方、境界条件としては、東端部では自由境界として、 $\partial y / \partial x = 0$ とし、西端部では $Q = 0$ とする。

$Q = 0$ の条件は、式(24)から、

$$\frac{\partial y}{\partial x} = \tan \alpha_{x0} \quad \dots\dots\dots(28)$$

となり、両端部共にノイマン境界条件となる。

3) 汀線変化の追算結果：Fig. 30 は、代表波浪 (波向 NNW, 周期 8 sec, 波高 2.5 m) を用い、海岸の東端部での沿岸漂砂量が $14,600 \text{ m}^3/\text{yr}$ となるように CERC 公式の係数を変えて計算した汀線変化である。ただし、1年毎の出力で、18年間の汀線変化を示す。なお、計算条件は $\Delta t = 1 \text{ hr}$ 、 $\Delta x = 20 \text{ m}$ 、 $\lambda = 0.4$ および $h_k = 10 \text{ m}$ で、東端部の境界は、海川河口西側、西端部は屈折波と經川港西防波堤による回折波の領域との

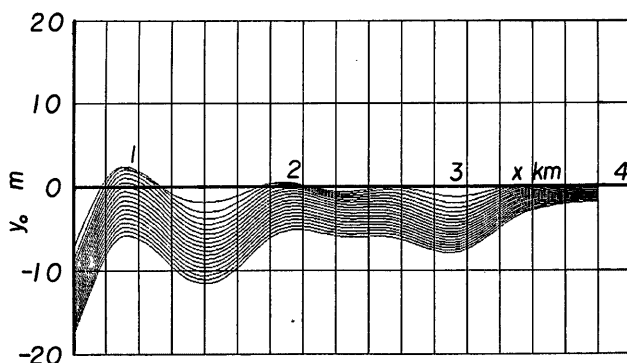


Fig. 30 Predicted annual changes of shoreline.

境界、すなわち、侵食土砂量から沿岸漂砂量を推定する場合の境界に対応する点である。これから明らかなように、 $x \approx 3$ km 付近（市営住宅前面）では、最初の1年間は汀線が前進する傾向にあるが、それ以後は、西側から侵食が進み海岸全域に渡って汀線が後退することがわかる。一方、Fig. 31 は、この場合の計算領域全体の侵食土砂量の累計値の経年変化であり、最初の1年間でこの海岸の沿岸漂砂量の推定値とほぼ同程度の侵食土砂量があり、これから推定される平均的な汀線の後退量は、0.5 m/yr である。さらに連続して代表波浪が来襲する場合には、侵食を受けながら次第に安定な海浜形状へと移行するため、侵食土砂量は通減

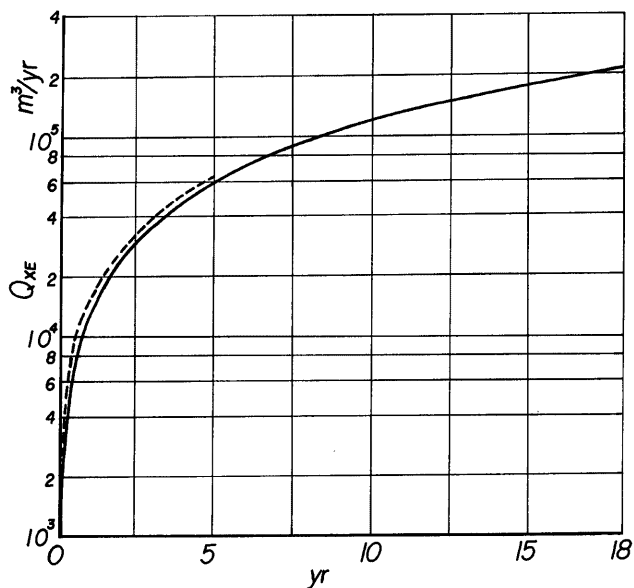


Fig. 31 Predicted changes in longshore sediment transport (Solid and dotted curves indicate with and without construction of bypass-road respectively).

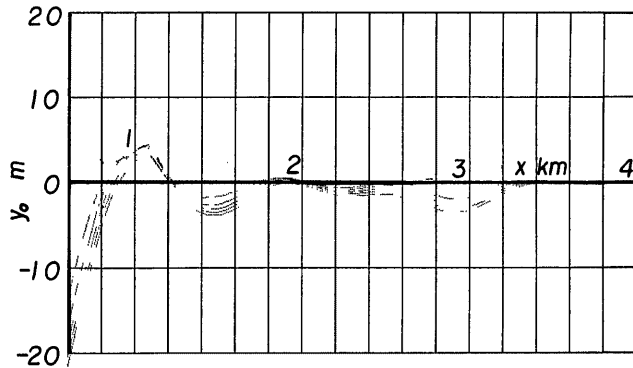


Fig. 32 Predicted shoreline change by influence of bypass-road construction.

していく様子がシミュレートされていることがわかる。

Fig. 32 は、この海岸の侵食を助長している要因のひとつと考えられる海岸施設法線の付け替えによる法線の変化の影響を検討した計算例である。すなわち、海岸施設法線を海側に出したため、 $2.7 \text{ km} < x < 3.2 \text{ km}$ の領域で、海岸線が約 2° 東側に傾いたとした場合の、5 年間の汀線変化の追算結果である。Fig. 30 との比較において、西側の汀線変化が増幅されており、侵食に伴ってこの影響が東側へ伝播する。なお、Fig. 31 の中の破線で示される侵食土砂量の累計値は、この場合の計算結果のものであり、海岸全域からみると、10%弱侵食土砂量を増加させていることになる。ここで one-line theory に基づく汀線変化の追算結果を現

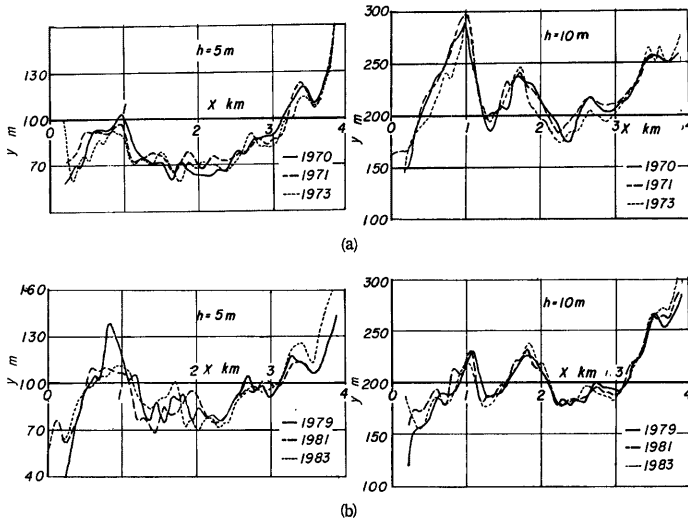


Fig. 33 Alongshore distributions of contourlines and their changes.

(a) 1970 to 1973 (b) 1979 to 1983

地データとの比較において検討しておく必要があろう。**Fig. 33** は、 x 軸(基線)からの 5~10 m 等水深線の位置とその経年変化を示す。これらの図から、等水深線の特性として、以下の点があげられる。

- (i) $x=2.8\sim 3$ km, $x=2.1\sim 2.2$ km および $x=1.2$ km 付近で沖方向に凸である。
- (ii) 1970年台前半は汀線の位置が安定している。
- (iii) 1979年以後のものは、水深 10 m 安定であるが、それ以後の等水深線には沿岸方向へ変動が顕著である。

(iv) 1979年の 5 m 等水深線が $x=3$ km で大きく前進しているのは、消波ブロックを設置したためであり、それ以後はブロックの沈下、散乱のために、見かけ上後退しているようにみえるものと考えられる。

以上のような等水深線の変化特性のうち、(i)の波状性の傾向は、**Fig. 30** および **32** に示した数値シミュレーション結果と極めて良好な対応を示していることが認められる。このことは、5.2 で推定した代表波浪が適切であることと西端の境界条件(沿岸漂砂量 $Q=0$)を与えた位置が合理的であることを示しているといえよう。

6. 海岸侵食制御に関する考察

最近のわが国の海岸侵食の原因は、漂砂源、海岸に作用する外力および海岸地盤の変化による1次の要因と、各種の海岸構造物による沿岸漂砂の阻止、防波堤などによる外力の変化、とくに反射波の発生など1次の侵食要因に対して侵食を助長するのが2次の要因とに分けられる。ここでは、これら要因に基づいて糸魚川海岸の侵食を明らかにして、この海浜過程に基づいた侵食制御法について考察する。

6.1 海岸侵食の要因

まず、1次の要因として考えられる海岸侵食の原因は、次の3つであろう。

1) わが国の主要河川の河口部海岸における侵食と同様に、糸魚川海岸も姫川からの流送土砂によって涵養されていることから、近年の姫川上流域における発電用および砂防ダム群の築造や河川改修によって流送土砂が減少してきていることが考えられる。また、姫川河口から上流約 1 km の範囲において、河床の上昇量にほぼ対応した土砂が砂利採取によって取られていたことなど、姫川からの流送土砂の減少すなわち漂砂源の変化がこの海岸の侵食を要因となっている。

2) 姫川河口右岸には、1964年頃から姫川港の築造が開始され、現在では往時の潟湖の堀込みによる泊地の整備とともに、西防波堤はその法線がほぼ ENE 方向で、卓越波浪の主方向である NNW 方向に対して直角となるよう築造されている。また、防波堤は現在約 1 km 延長されており、姫川からの流送土砂による東側海岸への漂砂源はほとんど完全に消滅していることになる。

これらの1次の要因に対して、この海岸侵食を助長してきた2次の要因としては、次のものがあげられる。

3) 1970年冬の波浪災害後、海岸災害復旧助成事業と国道8号線バイパス工事との事業調整により、海側に工事が行われた。それに伴って、姫川港に近い市役所裏の寺町地区の海岸は、波浪災害前の海岸堤防に比べて約 30 m 沖合に新海堤防が築造された。この新しい現在の海岸堤防は、旧来のものに比べてその設置角が 2° 程度、卓越波向に対して大きくなっている。このことは、海岸堤防に対する波の入射角が、旧来のそれよりも約 2 倍になっているので、同一の波浪条件において、沿岸漂砂量は約 2 倍となり、その分だけ海岸侵食を助長してきたことになる。

4) 第2の要因は、本海岸の消波機能の減少である。すなわち、昭和45年の大波浪災害後、砂浜幅を減少させ、消波工を有する海岸堤防を設置したが、前述した第1の侵食要因とも相まって砂浜幅が著しく減少し、反射波によって沿岸漂砂や沖方向漂砂を発生させる結果になり、海岸侵食を著しく助長させてきた。とくに、これらの過程においては、反射波の発生に伴って法先水深が大きくなり、また反射率が増大する。このようにして、従来砂浜が存在していた当時に比べて、本海岸の消波機能を著しく減少させてきていることが海岸侵食を助長したと考えられる。

以上述べた1次および2次の要因に加えて、本海岸の海底地形の特性から、波浪が集中する個所が比較的固定しており、1)および2)の要因によって侵食され始めたあと、その作用を助長したものといえる。また、姫川港の防波堤による海域の波浪特性の変化によっても、同様な作用、いいかえれば波浪の沿岸分布特性を急変させることによって局所的な侵食を助長することになる。

6.2 具体的な侵食制御法

糸魚川海岸侵食は、予想していたよりもきわめて著しく、この海岸に適した侵食制御法を思考してみた。その場合、とくに考慮しなければならないのは、この海岸の海浜過程と侵食要因とである。ここでは、海岸侵食を助長してきた原因をできるだけ除去し、自然海浜の消波機能を生かした制御法を考えてみたい。そのためには、次の2つの条件を満足できるものでなければならない。

a. 漂砂の連続性 この海岸では姫川港によって漂砂源が消滅し、漂砂の連続性が断れているので、積極的に漂砂源を確保させるか、あるいは沿岸漂砂が存在しなくても安定な海浜を形成させるかである。

b. 消波則の適用 反射波の発生による沖方向漂砂を防止するため、できるだけ低反射のものとし、できれば自然海浜の有効な消波機能を活用する。

1) 養浜による方法

サンドバイパス工法によって沿岸漂砂量に見合う程度の漂砂が、上手側海岸から供給され、漂砂の連続性が保たれる場合には、前述の反射波の発生を防止することとあいまって、比較的安定な海浜が形成されるものと考えられる。

そのためには、まず第1に現在の海岸堤防および消波工からの反射波の発生を減少させることであり、緩傾斜堤護岸や人工リーフ工法²⁴⁾の設置が考えられる。このように反射率を低減して海岸保全に資する工法として、豊島²³⁾は緩傾斜のり面被覆工法を提案し、各地の海岸でその成果をあげているが、できればその勾配をさらに緩やかにすることが望まれる。糸魚川海岸を緩傾斜堤または人工リーフ工法²⁴⁾によって保全することも1つの方策であるが、そのためには沿岸漂砂の連続性を確保することが必須であり、その場合サンドバイパスすべき漂砂量は最大 15,000 m³/yr であろう。

2) 安定海浜工法による方法

安定海浜工法^{20,21,22)}は、沿岸漂砂の供給源が消滅あるいは変化したことに対応して、a. 静的に安定な海浜、b. 動的に安定な海浜を造成することができ、原理的にはいずれに対しても海岸侵食制御を行うことができる。ここでは、安定海浜工法を主体として、海浜の変動を防ぐために人工リーフ工法または緩傾斜工法を一部併用する方法について具体的に述べよう。

a. 静的に安定な海浜群による侵食制御：まず、糸魚川海岸に災害をもたらした1970年冬期以前には、海岸堤防前面に比較的広い砂浜（礫浜）があり、この砂浜による有効な消波効果が存在したのに加えて、姫川港西防波堤も約 200 m 程度しか延長されておらず、その先端を迂回して、姫川からの流送土砂が東海岸へ供給されていたものと考えられるので、当時の糸魚川海岸は侵食も顕著でなく、比較的安定した海岸であったであろう。このことからして、現在の海岸部を拡張して造成された国道8号線のバイパス道路は、前述したように海岸堤防の法線を沿岸漂砂を増大させるような方向に築造され、また姫川港西防波堤の延長に伴って沿岸漂砂が阻止されたために、海岸堤防前面の砂浜の侵食によって生産された土砂が、下手側海岸への沿岸漂砂として供給されたこととあいまって、糸魚川の侵食が激化してきたものと考えられる。このように、新海岸堤防の築造とその後の消波工の設置が、海岸侵食を助長していることからして、道路護岸としての海岸堤防の維持から一步脱却して、海岸線を安定に、しかもその背後地の保全といった幅広い考え方に立脚すれば、国道8号線バイパスの道路幅をも海岸保全用地として積極的に利用することが考えられる。

ここで、とくに注意しなければならないことは、姫川港の西防波堤がちょうど自然のヘッドランドに相当して、対象とする海岸はそれに支配される新しい海岸地形へと変わり始めていることである。そして、そこには沿岸漂砂による漂砂源の供給は皆無となっており、したがって海岸地形学的には、自然はより安定な新しい形態の浜になろうとするものと考えられる。その自然の行動に注目して、より安定な海浜をいかに造成

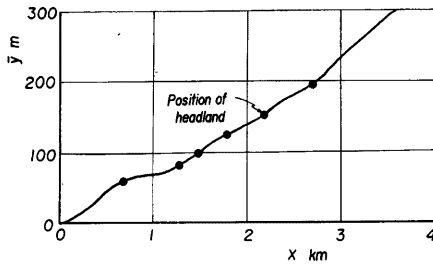


Fig. 34 Estimated positions of headlands for equilibrium beaches.

して安定海浜の間隔をかえ、海岸全体として安定な海浜を形成させることが可能であろう。

(i) 積極的に海浜を造成する場合 この場合には、Fig. 35 のように安定海浜工法を適用することが考えられる。この場合、上手側からの漂砂の供給が絶れていることから、下手側海岸へ沿岸漂砂を流下させず、また、沖方向漂砂の発生を防止しなければならない。そのためには、前述の静的な安定海浜を造成すればよいであろう。さらに、砂浜のもつ消波機能を効果的に生かすために、幅広い砂浜を養浜工法との併用によって造成して、ヘッドランドの設置水深を約 8 m 程度とすれば、汀線長を約 500~600 m とする浜幅の広い安定海浜群を計画することが可能である。とくに、現在侵食によって前浜が完全に消失して、現状における海浜変形の予測からも汀線の後退区域とされる姫川港東防波堤から約 1.3 km のところでは、東西方向への沿岸漂砂の移動が考えられ、そこでは Fig. 36 に示す模式図のように、来襲波浪の卓越波向に対して汀線の方角を直角にするようにし、しかも沖方向漂砂を極力避けるために、緩勾配護岸またはリーフ工法²⁴⁾などを用いて、出来るだけ反射波の発生を抑えるようにすればよい。まず、現在の東防波堤から約 800 m の位置にヘッドランドを設置し、その設置水深を 10 m のところとすれば、汀線は現在よりも 150 m~200 m 前進することとなり、しかも、汀線の角度が卓越波向に対して、西側へと沿岸漂砂をもたらし方向となるため、侵食が緩和されるであろう。このことから現在の東防波堤よりも約 400 m の位置に新東防波堤を新設して、港内へ進入する漂砂を阻止する必要がある。また、現在侵食が進行して、越波などによる災害が発生している東防波堤から約 800 m~2,000 m の範囲では、2つの安定海浜を造成することが考えられる。姫川港に近い1つ目の海浜は、その上手側先端を前述のヘッドランドにとり、下手側は 500 m、または 600 m とするものである。上手側ヘッドランド付近では、それによる回折波によって西向きの沿岸流が形成されるものの、すぐ下手側では東向きの流れによって漂砂は東へと移動するが、下手側ヘッドランド付近では、西向きの流れによる沿岸漂砂が生じ、一般に海域内からの漂砂の流出のない安定な海浜が形成されるものと考えられる。また、約 1,500 m~2,000 m にかけての安定海浜は、ヘッドランドの設置位置も現在の護岸から約 90 m 沖合の水深 6 m~7 m の位置にし、下手側汀線の角度を、若干波向に対して小さくすることによって、東向きの波浪エネルギーフラックスを減少させることが可能となり、当然のことながら東側への沿岸漂砂の発生を抑えられるであろう。さらに、下手側の海川までの海岸では、現在の砂浜を維持しながら沿岸漂砂の発生を極力抑える必要があることから、汀線長は長いものの、汀線の角度が若干変化するようにヘッドランドを設置して、現在の砂浜へ滑らかに接続するように、図に示したような水深 5 m 程度のところにヘッドランドを設置すればよいといえよう。

なお、ヘッドランドの設置は、下手側海岸から順次施工されることが望ましいが、現在最も侵食が深刻化している付近に養浜工法と併用して、施工することも可能といえよう。しかし、ヘッドランドの構造は反射波の発生を防ぎ、構造物周辺の洗掘を生じさせないために、緩勾配で、しかも半透過性程度のものがよいであろう。

するかを考えなければならないわけである。

例えば、具体的に安定海浜工法を適用して、姫川港から海川までの約 4 km にわたって、1つの安定海浜を形成させるとすれば、卓越波浪に対して沿岸漂砂が生じないように、すなわち、砕波角と直角に汀線の方角を定めてやればよいが、Fig. 34 のように、海川河口部では約 200 m も沖方向へ前進させなければならないことになる。また、この仮想汀線の沿岸分布には凹凸があり、これは海岸前面の洋谷など海底地形と関係するものであるが、その位置を利用

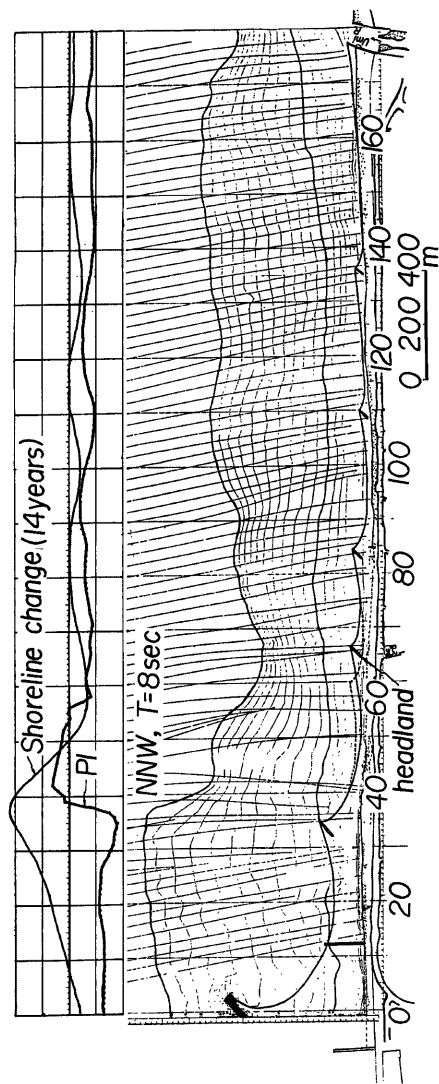


Fig. 35 Proposal to beach erosion control at Itoigawa Coast (1).

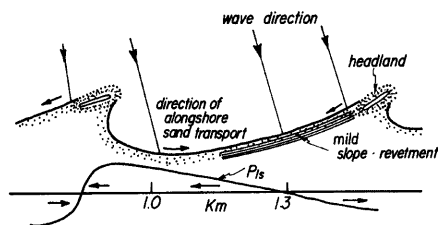


Fig. 36 Application of mild-slope revetment to most dangerous areas for beach erosion.

(ii) 海岸地形の現状に固守した場合 前述した(i)における積極的な砂浜の造成と保全を目的とした安定海浜工法に対して、現状のまま海岸線を維持しようとするものである。このため、汀線の位置をほとんど変化させずに、静的に安定な海浜群を示したものが Fig. 37 である。ヘッドランドの間隔は、姫川港に近いところで 200 m、海川に近づくところ 400 m から 600 m としている。

現在、侵食が問題となり大量の消波工が設置されている所では、前述のようにその前面水深

も 5 m 近くに達しており、砂浜の存在を前提としている安定海浜工法では、砂浜の確保と維持がむづかしいとも考えられる。一方、現在砂浜のある糸魚川市寺町以東の海岸では、砂浜を確保して、ヘッドランドと卓越波浪の波向の角度を直角よりも、その先端が若干波向の方向となるように設置してやれば、海浜とヘッドランドの接続も滑らかな静的に安定な海浜が形成されることになるが、寺町以西の海岸は砂浜が皆無であることからサンドバイパス工法によって、土砂を供給して漂砂の連続性を確保する必要がある。しかし、砂浜の幅が狭いために、高波浪の来襲時にはその波向によって砂浜も変化し、さらに、その付近は現在、越波などが問題となっている洋谷が発達したところで、波浪の集中・発散の著しいところであり、その波浪を消波しつつ砂浜を確保して、侵食を防止するために、その個所には従来工法である離岸堤を設置する案を併記してある。ただし、この離岸堤は卓越波浪の波向を考慮して、その法線が波向と直角になるようにしている。離岸堤の設置によって、その背後地にトンボロが形成されるものと考えられるが、トンボロを構成する砂礫は、いずれにしてもその付近の侵食土砂によって供給されるものであり、また、離岸堤の設置水深も 5 m 以上となり、高波浪時の堤体への波力の問題、すなわちブロックの散乱、さらに離岸堤前面と開口部の洗掘による離岸堤の沈下など維持管理上も多大の経費と労力を費さなければならないであろう。

7. 結 語

わが国では、最近河口部の海岸侵食がきわめて著しいが、本研究で対象とした糸魚川海岸も典型的な河口海岸のひとつである。その侵食原因を根本的に究明し、最も適切な侵食防止策を見出し、長期的な視点から海岸保全に努めなければならない。この目的のために、本研究では糸魚川海岸の海浜過程をできるだけ系統的に研究を行い、本海岸の特性として得られた成果を要約すれば、次のようである。

1) この海岸に来襲する波浪は、季節風時に限定され、その波向は NW~NNW と N~NNE であり、前者の方が一般に高波浪で発生頻度も高いが、周期は 8 sec~10 sec 程度である。一方、後者は周期 10 sec~12 sec 程度の寄り廻り波と呼ばれるうねり性の波で、その発生頻度は高くない。これらの波浪の屈折特性を調べた結果では、本海岸の前浜沖に存在する洋谷のため、その屈折特性はかなり複雑であり、とくに周期の長い波浪ほど著しく、特定個所に波浪が集中する傾向を示す。

2) この海岸の底質特性のうち、汀線砂礫の最大粒径および形状特性から、その移動方向は姫川港から海川への方である。しかし、海川と早川との中間付近では、両河川から流出した土砂の境界となっており、沿岸漂砂の不活発なところと考えられる。侵食の激しいこの海岸では消波工が設置されているため、その前面付近から細粒化が急激に進んできている。また、海岸堤防による反射波の発生のため、現在では底質特性が沖方向に波状を呈している。しかし、沖合にある洋谷への漂砂の流失は、底質粒径の平面分布からは考えられないと思われる。

3) 海底地形によれば、洋谷の存在のみならず、波浪の屈折特性を左右する海底地形にかなり褶曲が存在

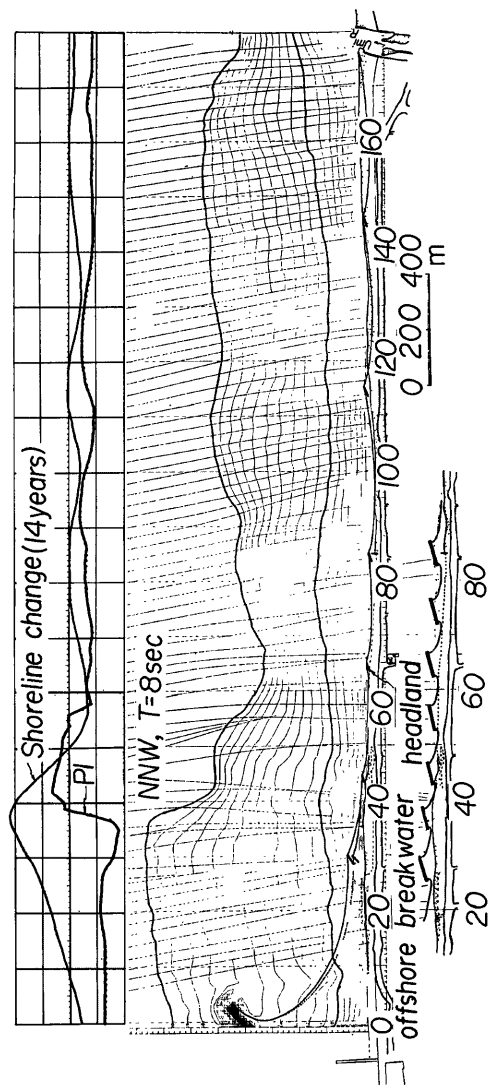


Fig. 37 Proposal to beach erosion control at Itoigawa Coast (2).

する。また、海浜断面は、海岸侵食に伴ってしだいに急峻化しており、それは汀線変化の著しい場所ほど急激である。

4) 対象とした本海岸の海域内における侵食・堆積領域図を作成し、その経年変化について検討した。最も侵食の激しい箇所はほぼ固定しているけれども、その範囲はしだいに東側に拡大してきている傾向にある。

また、年平均の侵食土砂量の沿岸分布とその経年変化を調べた結果、その侵食土砂量が集中している個所で最も侵食が進み、海底地形にはほぼ対応して沿岸方向に波状を呈している。

5) 本海岸における構造物の築造と海底地形変化との関係を検討したところ、水深 5 m 線の離岸距離が急激に減少するに伴って、消波ブロックの規模が増大していることが示された。このことは、消波工による反射波の発生によって、その洗先水深が急速に増大したものと理解される。

6) 深浅測量図による侵食土砂量の経年変化から得られた沿岸漂砂量は、海岸東部で約 $15,000 \text{ m}^3/\text{yr}$ であると推定された。

7) 波浪のエネルギーフラックスと沿岸漂砂量との関係から、両者の比例関係が比較的良く成り立つ波浪条件として、この海岸の代表波浪は、波向 NNW、周期 8 sec および波高 2.5 mであることを示した。

8) 代表波浪を用いて one-line theory による汀線変化の追算を行い、深浅測量図の 5 m~10 m 等水深線の変化特性と比較した結果、計算された汀線形状と良く一致しており、代表波浪の妥当性を検証することができた。

9) 海岸災害復旧助成事業と国道 8 号線バイパス工事の事業調整により施工した護岸工による海浜変形への影響を one-line theory で検討した結果、この工事により侵食土砂量が 10% 弱増加していることを示し、海岸侵食を助長していることを確認した。

これらの海浜過程に関する調査結果から、本海岸の侵食原因について考察した結果を再記すれば、次のとおりである。

まず、1 次の要因として考えられる海岸侵食の原因は、次の 3 つであろう。

1) わが国の主要河川の河口部海岸における侵食と同様に、糸魚川海岸も姫川からの流送土砂によって涵養されていることから、近年の姫川上流域における発電用および砂防ダム群の築造や河川改修によって流送土砂が減少してきていることが考えられる。また、姫川河口から上流約 1 km の範囲において、河床の上昇量にはほぼ対応した土砂が砂利採取によって取られていたことなど、姫川からの流送土砂の減少すなわち漂砂源の変化がこの海岸の侵食の要因となっている。

2) 姫川河口右岸には、1964 年頃から姫川港の築造が開始され、現在では往時の潟湖の堀込みによる泊地の整備とともに、西防波堤が延長されてきている。西防波堤はその法線がほぼ ENE 方向で、卓越波浪の主方向である NNW 方向に対して直角となるよう築造されている。また、防波堤は現在約 1 km 延長されており、姫川からの流送土砂による東側海岸の漂砂源はほとんど完全に消滅していることになる。

これらの 1 次の要因に対して、この海岸侵食を助長してきた 2 次の要因としては、次のものがあげられる。

3) 1970 年冬の波浪災害後、その復旧と同時に、この海岸の前面に国道 8 号線のバイパス造成工事を実施し、それに伴って姫川港に近い海岸は、波浪災害前の海岸堤防に比べて約 30 m 沖合に新海岸堤防が築造された。この新しい現在の海岸堤防は、旧来のものに比べてその設置角が 2° 程度、卓越波向に対して大きくなっている。このことは、海岸堤防に対する波の入射角が、旧来のそれよりも約 2 倍になっているので、同一の波浪条件においては、沿岸漂砂量は約 2 倍となり、その分だけ海岸侵食を助長してきたことになる。

4) 第 2 の要因は、本海岸の消波機能の減少である。すなわち、昭和 45 年の大波浪災害後、砂浜幅を減少させ、消波工を有する海岸堤防を設置したが、前述した第 1 の侵食要因とも相まって砂浜幅が著しく減少し、反射波によって沿岸漂砂や沖方向漂砂を発生させる結果になり、海岸侵食を著しく助長させてきた。とくに、これらの過程においては、反射波の発生に伴って法洗水深が大きくなり、また反射率が増大する。このようにして、従来砂浜が存在していた当時に比べて、本海岸の消波機能を著しく減少させてきていることが海岸侵食を助長したと考えられる。

これらの侵食要因に加えて、前述したように、本海岸の海底地形の特性から、波浪が集中する個所が比較的固定しており、1)および2)の要因によって侵食され始めたあと、その作用を助長したものと見える。また、姫川港の防波堤による海域の波浪特性の変化によっても、同様な作用、いいかえれば波浪の沿岸分布特性を急変させることによって局所的な侵食を助長することになる。

以上述べた糸魚川海岸の海浜過程とその主要な侵食原因に基づいて、この海岸侵食をいかに制御し、長期的な観点からどのような海岸保全を図るべきかについて考察したが、その具体的な侵食制御の方策について要約すれば、次のようである。

この海岸の侵食制御について考えなければならない侵食対策工法上の必須条件は、姫川港の築造によって、新しい形態の海岸に移行しつつあるという海岸地形学的特性を十分認識して、①漂砂の連続性を確保し、②適切な消波則を適用することであり、それらに基づく制御方法は次のように考えられる。

1) 1) 養浜による方法：この海岸を維持するために必要な漂砂をサンドバイパスし、緩傾斜護岸または人工リーフ工法などを併用する。この場合、サンドバイパス、または養浜すべき漂砂の量は、年間最大 $15,000 \text{ m}^3/\text{yr}$ 程度でよいと推定される。なお、できればこのような漂砂量をサンドバイパスした場合の海浜変形の各種シミュレーションを行ない、果して安定な海浜、とくに動的に安定な海浜が形成されるかどうか確認することが必要であろう。

2) 安定海浜工法による方法

(a) 静的に安定な海浜群の形成：静的に安定な海浜群を形成させ、前述した2つの条件を満足させる。この場合、姫川港の防波堤が1つのコントロールポイントになること、およびそれによる回折・屈折領域の境界付近が最も侵食が進み、また地形上の影響も加わって波浪が集中するので、この付近にいかんにか安定な海浜を造成するかがポイントとなろう。さらに、海川の河口付近の海岸へのアプローチをできるだけスムーズに行うことが大切であり、また波浪の集中する可能性のある個所は、できるだけ緩勾配の護岸として保全することが必須であるから、緩傾斜護岸またはリーフ工法などを適切に用いることが肝要であろう。これらの具体的な試案を安定海浜の形状特性に基づいて提示しておいたが、できればその実際の適用に当っては各種シミュレーションによって、果して静的に安定な海浜群が形成されるかどうか、あるいは形成させるために必要なヘッドランドの規模・構造をどうするかについて、試験施工などを行って、慎重に検討しなければならないであろう。

(b) 動的に安定な海浜群の形成：この場合は、現在漂砂源が消滅しているので、全体的には海岸線を主波向に対して直角になるよう僅か傾けることによって、沿岸漂砂量を制御し、現在の年平均沿岸漂砂量の数分の一程度で安定な海浜になるようにすることができる。このようにすれば、サンドバイパスすべき漂砂量を少なくすることにもなり、また安定海浜群の適切な間隔を選定することによって、より安定な海浜を形成させることができるであろう。

以上、糸魚川海岸の侵食制御に関する調査として、海浜過程を調べ、海岸侵食の根本的な要因を究明するとともに、これらの研究成果に基づいて長期的な観点から、考えられる侵食制御法について検討し、若干の試案を示した。ただし、具体的な工法については、その適用性について各種のシミュレーションによる詳細な検討を行うべきことはいうまでもない。

最後に、本調査の方向性について御指示いただいた佐々木新潟県土木部長、安食河川課長に謝意を表するとともに、糸魚川海岸侵食対策調査検討会の各委員、とくに適切な御指示をいただいた建設省河川局斉藤海岸課長補佐、北陸地方建設局名川河川工事課長をはじめ、直接本調査に御協力いただいた新潟県土木部河川課渡辺海岸係長および梶川海岸係主任に感謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) 諏訪 啓・加藤 昇：45-1低気圧による新潟県，糸魚川市「大和川漁港海岸」の災害について，漁港，Vo. 12, No. 2, 1970.
- 2) 西田俊策・田中則男：昭和45年冬期異常気象による海象と構造物の被害について，第17回海岸工学講演会論文集，1970，pp. 185-191.
- 3) 田中則男・小笹博昭・蜂須賀和吉・三好英一：海浜変形調査資料（第3報）——航空写真による汀線変化の解析——，港湾技研資料，No. 266, 1977.
- 4) プログラム・ライブラリー，京都大学大型計算機センター，1980，p. 224.
- 5) 岩垣雄一：海岸工学，共立出版，1979，pp. 354-362.
- 6) Shore Protection Manual, U. S. Army, C. E. R. C., Vol. I, 1984, pp. 4-80~4-107.
- 7) Le Méhauté・B, J. D. Wang and C. C. Lu: Wave data direction for shoreline processes, Proc. ASCE, Vol. 109, No. 1, 1983, pp. 63-78.
- 8) 小笹博昭・A. H. Brampton: 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，pp. 77-104.
- 9) 運輸省第三港湾建設局関西国際空港調査室：大阪湾南部海岸性状調査報告書，1979，p. 952.
- 10) Komar, P. D. and D. L. Inman: Longshore sand transport on beaches, J. G. R., Vol. 75, No. 30, 1970.
- 11) 土屋義人他：富山県宮崎海岸の海浜過程について，京大防災研年報，第24号，B-2, 1971，pp. 433-473.
- 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，pp. 218-222.
- 13) 宇多高明：新しい海浜変形モデルによる河口砂州の変形予測，土木学会論文報告集，第322号，1982，pp. 77-88.
- 14) N. C. Kraus・針貝聡一・久保田進：大洗海岸における汀線変化シミュレーション——防波堤背後の碎波と汀線変化——，第28回海岸工学講演会論文集，1981，pp. 295-299.
- 15) Price, W. A.・K. W. Tomlinson and D. H. Willis: Predicting changes in the plan shape of beaches, Proc. 13th Proc. 13th Coastal Eng. Conf., ASCE, 1972.
- 16) Perlin, M. and R. G. Dean: A numerical model to simulate sediment transport in the vicinity of coastal structure, C. E. R. C., No. 83-10, 1983, pp. 1-119.
- 17) 山口正隆・大津正司・西岡洋一：非定常波浪による2次元海浜変形の計算，第28回海岸工学講演会論文集，1981，pp. 290-294.
- 18) 渡辺 晃：海浜変形の数値シミュレーション，第28回海岸工学講演会論文集，1981，pp. 285-289.
- 19) 岩垣雄一：海岸侵食論，1966年度水工学に関する夏期研修会講義集，B, 1966，pp. 17-1~17.
- 20) Silvester, R.: Headland defense of coasts, Proc. 15th Coastal Eng. Conf., ASCE, 1976, pp. 1394-1406.
- 21) 土屋義人・R. Silvester・芝野照夫：安定海浜工法による海岸侵食制御について，第26回海岸工学講演会論文集，1974，pp. 191-194.
- 22) 土屋義人・芝野照夫・西島照毅：安定海浜の形成に関する実験的研究，第29回海岸工学講演会論文集，1983，pp. 274-278.
- 23) 豊島 修：清水（静岡）海岸の侵食防止工法（1私案），第31回海岸工学講演会論文集，1984，pp. 330-334.
- 24) 宇多高明・田中茂信・筒井保博：人工リーフによる波浪と漂砂の制御，第31回海岸工学講演会論文集，1984，pp. 340-344.