

新潟海岸の大規模海浜過程と海岸侵食制御に関する研究

土屋 義人・山下 隆男・泉 達尚

LARGE SCALE COASTAL BEHAVIOR OF NIIGATA COAST AND ITS BEACH EROSION CONTROL

By *Yoshito TSUCHIYA, Takao YAMASHITA and Tatsunao IZUMI*

Synopsis

Most of Japan's erosive beaches locate in the river mouth delta in which beach protection has to be considered from the points of view such as: (i) beach change is in the processes of river mouth delta deformation, and (ii) finding the solution of stable beach under river mouth processes. The spatial scale of river mouth is from ten to hundred kilometers and strongly depends on the river's capacity of sediment supply. Based on these view-points, erosion control problem of Niigata coast is dealt in this paper.

After construction of the Okozu diversion channel from the Shinano-gawa river in 1922 to control river flooding, the river delta reduction of Shinano-gawa river started. Severe subsidence due to oil and natural liquid gas mining accelerated beach erosion as well. Various river developments have been conducted and a lot of countermeasures against coastal erosion, such as revetment detached breakwaters and groins, have continuously been constructed since around 1935.

First longshore sediment transport rate is investigated by finding the representative wave condition for long-term beach changes. Secondly the erosion control measures are proposed by considering longshore sediment budget and beach stabilization. By considering total balance of longshore sediment transport, dynamically stable pocket beaches are calculated using the equation of equilibrium bay. Numerical simulation of beach response to abnormal storm wave conditions was also performed to test the stability of three types of nourished beaches. It was confirmed that no significant out-going sediment from the pocket beach was observed in the results of numerical simulation of three dimensional beach changes.

1. 緒言

新潟海岸は信濃川の河口デルタとして形成された海岸であるが、大河津分水、関屋分水による流出土砂の減少とその質の変化および天然ガス採掘に伴う地盤沈下により著しい海岸侵食が起こったため、可能な限り有効と思われた海岸侵食対策が実施されてきた。その効果として評価すべきことは、確かに現状の海岸線で海岸を守ったことであるが、それにより雄大な砂浜を完全に消滅させ、現状のように改変してしまったといえよう。いいかえれば、洪水対策として分水工事が果たした役割は新潟平野の発展を通じて高く評価でき、これらの先駆的な大工事が推進されていなかったならば幾度か大氾濫災害を被っていたであろうことは

想像に難くない。分水工事に伴う河口部に及ぼす影響は、河口から流出される土砂、すなわち新潟海岸の漂砂源への影響だけであるが、海岸へ直接的な影響を及ぼしたのは新潟港の築造、とくに信濃川河口左岸に建設された西防波堤による新潟西海岸への漂砂の遮断であり、前述した地盤沈下による相対的な海岸線の後退である。この中で、信濃川からの流送土砂の減少と西防波堤による漂砂源の遮断に注目すると、新潟海岸の侵食は漂砂源の欠如による河口デルタの急激な縮小過程によるものであるといわなければならない。とくに、河口デルタは多量の流出土砂によって、徐々にではあるが前進し、拡大していたはずである。それが漂砂源の欠如によって均衡を崩し、デルタ地形の縮小といった形で海岸侵食が現れたことを考えると、その侵食過程がどれほど著しいものであるかが理解されるはずである。

この海岸では、従来より各種の侵食対策が実施されてきたが、次の二点が対策上の問題として提起できる。その第一は、たして前述した信濃川の河口デルタの縮小過程としてこの海岸侵食を理解し対処してきたかどうかということである。第二には、従来実施されてきた工法のうち、少しでも新潟海岸を安定化できる見込みがある安定化の原理的なものが考えられていたかということである。すなわち、海岸侵食を長期的観点から制御することは、その海岸を安定化することであり、そのためには安定化できる何か原理的なものが存在しなければならない。そうでない限り、どのような対策工法を施工しても、いたずらに局所的な、一時的な海岸の保全に終わってしまうことになる。

本研究は、新潟海岸の海岸侵食制御を大規模海浜過程¹⁾として捉え、この海岸を安定化させて長期的に保全するための方法論とその具体的な工法について述べるものである。まず、第 2 章ではこれまでの調査結果を解析、検討し、新潟海岸の大規模海浜過程について明らかにしておく。これにより、この海岸の長期的な変形過程を知る。第 3 章では侵食を制御するだけでなく、自然の砂浜を再生するための方法を示す。また、第 4 および 5 章では、安定海浜工法の安定性を検討する。

2. 新潟海岸の大規模海浜過程の予測

前述したように、海岸侵食を制御して海岸の安定化を図るためには、まず海岸侵食の主要因を明らかにして、それに伴う長期の海浜変形を予測することが重要である。このことに注目して、これまでの多くの海岸についてそのような調査研究が実施されてきたが、ともすれば対象とする漂砂系全体について検討すべきことを忘れて、現在侵食問題が顕在化している範囲だけを対象としている場合が多く見受けられる。ここでは新潟西海岸が信濃川河口デルタの一部であることに注目して、その主要な侵食原因について考察し、河口デルタの縮小過程として考えられる大規模海浜過程としての長期の汀線変化の予測を行う。

2.1 新潟西海岸の概要

ここでいう新潟西海岸とは、信濃川河口から西へ新川に至る約 15km のほぼ直線状の海岸であり、現在の海岸は、Fig. 1 に示すように、東から運輸省（新潟港湾区域）、新潟県（補助海岸保全区域、約 3,782m）、および建設省（直轄海岸保全区域、約 8,221m）により管轄されている。信濃川および阿賀野川の二大河川からの多量の流送土砂により発達した河口デルタの西側に位置しており、かつては砂丘が幾重にも発達した堆積性の海岸であった。しかしながら、1600 年から 1949 年の間に 94 回も発生した洪水を防ぐため、明治時代以降に実施された信濃川の治水工事とくに大河津分水事業などにより、河川からの流送土砂量が減少し、またその質も変化してきたこと、さらには明治 29 年に始まった新潟西港防波堤の建設により西向き沿岸漂砂が遮断されたことが重なって、侵食性の海岸となった。また、昭和 30 年頃から天然ガス採取のため多量の地下水の汲み上げに伴う地盤沈下が海岸侵食を助長した。Fig. 2 に示すように、沈下量は直轄海岸保全区域で大きく、昭和 34 年から昭和 53 年の間に約 1.7m に及び、補助海岸保全区域でも約 1.2-1.5m に達したことがわかる。

建設省信濃川下流工事事務所がまとめた信濃川河川改修工事および河口防波堤工事と新潟海岸の汀線後退

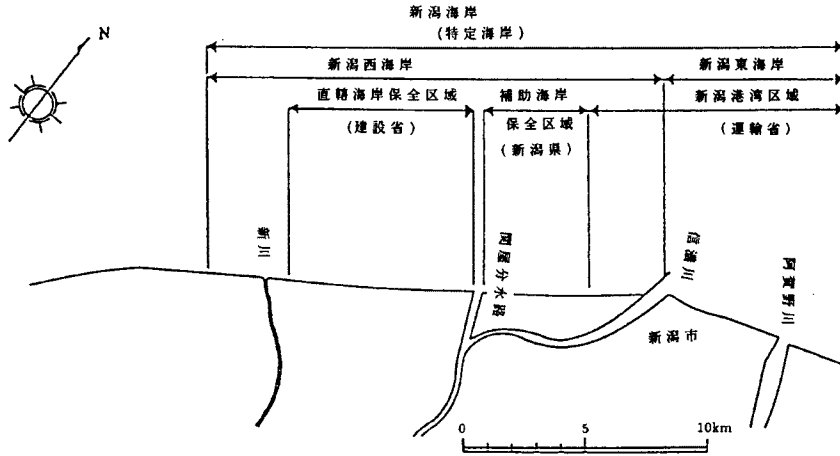


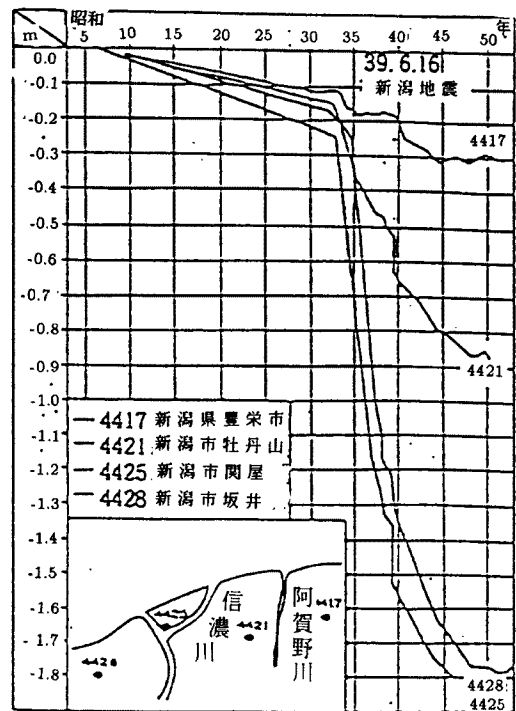
Fig. 1 Location of Niigata west coast and its jurisdictions.

量との関係を示す Fig. 3はこの海岸の侵食の歴史をよく物語っている。明治22年を基準とした汀線変化は、信濃川河口防波堤の築造および大河津分水路通水後にける汀線の顕著な後退，昭和20年台後半からの災害対策工事による信濃川河口部近くでの汀線の固定状況（ただし，これにより海浜断面が変化し，おそらく法先水深は増加してきたと思われる），昭和30年初めからの地盤沈下による急激な汀線後退が顕在化したことがよく理解されるとともに，その後実施された関屋分水路による直轄海岸保全地区における汀線の前進状況もよくわかる。この図がこの海岸の侵食の歴史と言っても過言ではなからう。

さらに，広範囲に信濃川河口から角田岬に至る汀線変化を示す Fig. 4は，従来の調査結果を基にして，明治44年以降の汀線変化を昭和6，22，および45年について図示したものであるが，新川港が一つの海浜変形の境界条件となり，これ以东では汀線の前進，以西では後退がみられる。また，昭和22年とそれ以後の汀線変化には，Fig. 3に示した地盤沈下の大きかった地域における汀線の後退が顕著に認められる。

2.2 新潟海岸の漂砂系と海岸侵食の主要因

周知のように，新潟海岸の漂砂源は言うまでもなく信濃川であるが，それは大河津分水および関屋分水両大工事によって大きく変えられた。新潟西海岸は，このほか新潟港の築港による沿岸漂砂の遮断によってさらに変えられた。このことはこの調査の対象区域である関屋分水河口以西の海岸でも同じであり，長期的な海岸保全を考える場合には，少なくともこれまでの



(a) Historical changes

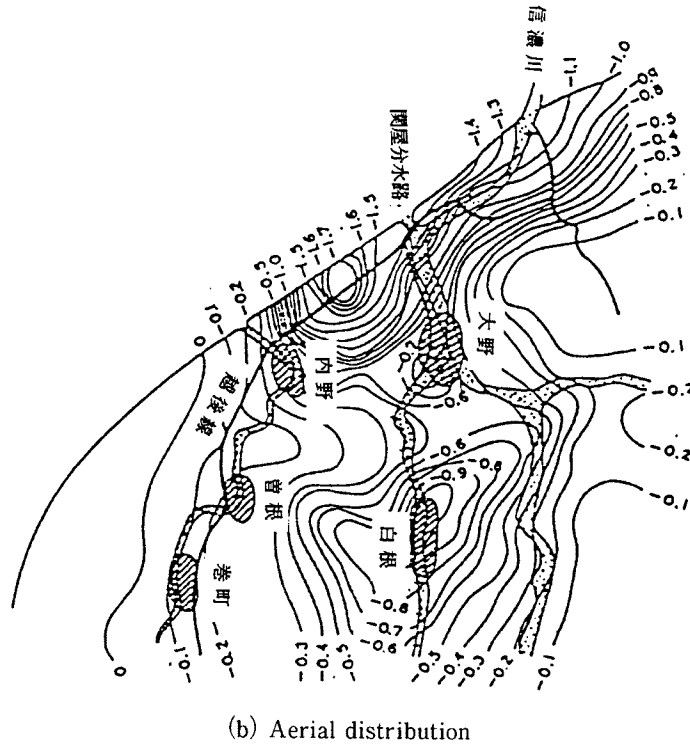


Fig. 2 Ground subsidence in Niigata (after Niigata Prefecture).

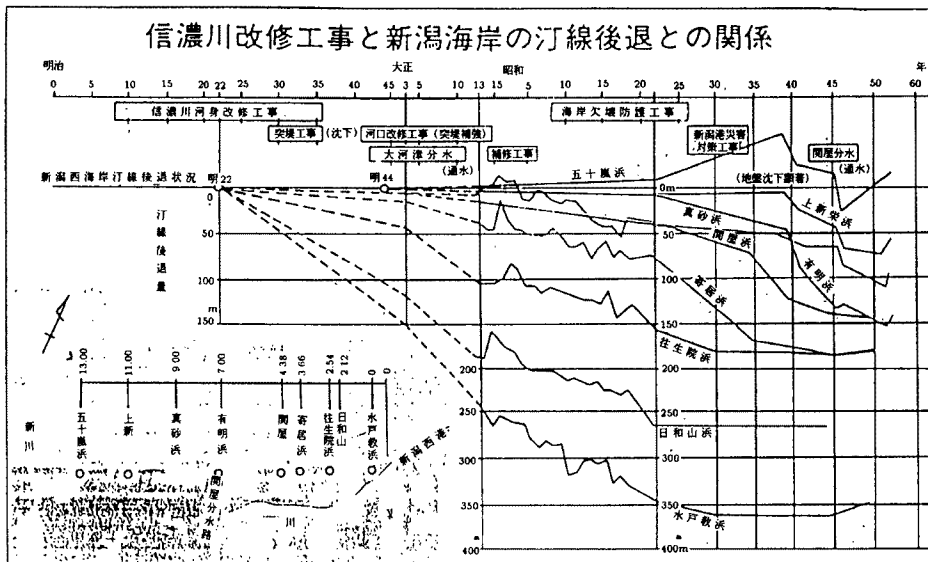


Fig. 3 Shoreline retreat in Niigata west coast in relation to construction works in Shinano river basin (after Ministry of Construction).

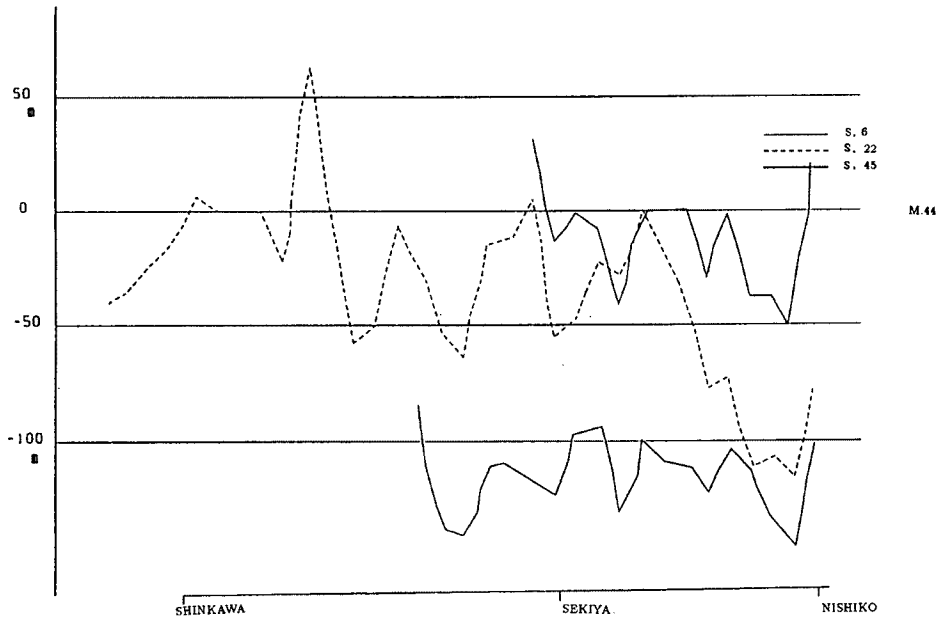


Fig. 4 Shoreline changes in Niigata west coast in 1931, 1947 and 1970 since 1911.

経緯を考察しておかなければならない。ここでは、まず、一般的に河口デルタ地形の縮小過程を考察したあと、新潟海岸の海岸侵食が問題になったところの調査結果と最近の深浅測量の結果による海岸地形の現状から当時の漂砂系を明らかにするとともに、海岸侵食の主要因について考察する。

(1) 河口デルタの縮小過程と新潟海岸全体の漂砂系

最初に、河口デルタの縮小過程について一般的に考察する。直線状の海岸に一定の漂砂源をもつ河口があって形成されたデルタ地形が漂砂源の欠如によっておこるデルタ地形の縮小は、理論的に Fig. 5 のように表わされる。すなわち、河口部は急激に侵食され、デルタ地形の縮小が起こり、汀線の後退は河口部が最も著しく、下手側に向かうほどその傾向は減少する。侵食されて生じた漂砂はその下手側に必ず堆積することになり、デルタ地形の末端部で海浜変形が起こらないで漂砂が通過することには決してならないのである。いいかえれば、河口部は著しく侵食されるが、その下手側には必ず堆積が起こるので、このことを念頭において海岸侵食制御または海岸の安定化を図らなければならないのである。

新潟海岸は信濃川の河口デルタ地形であり、後述するように、主要な波浪はNWからNNWおよびNNEからのものであるから、その形成には佐渡島による波浪の変形が影響したと思われる。昭和31年の海図を用いて、水深5m、10mおよび20mの等水深線を

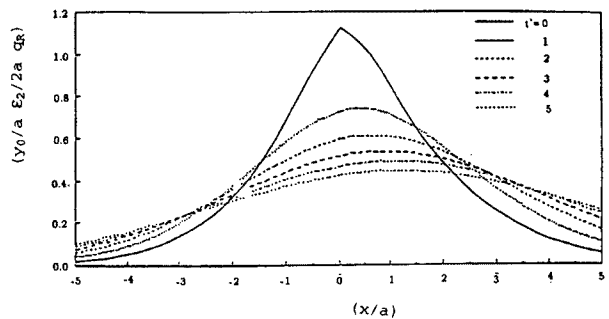


Fig. 5 Theoretical reduction process of a river delta due to lack of sediment input from the river in the case of oblique wave incidence (after Refaat and Tsuchiya³⁾).

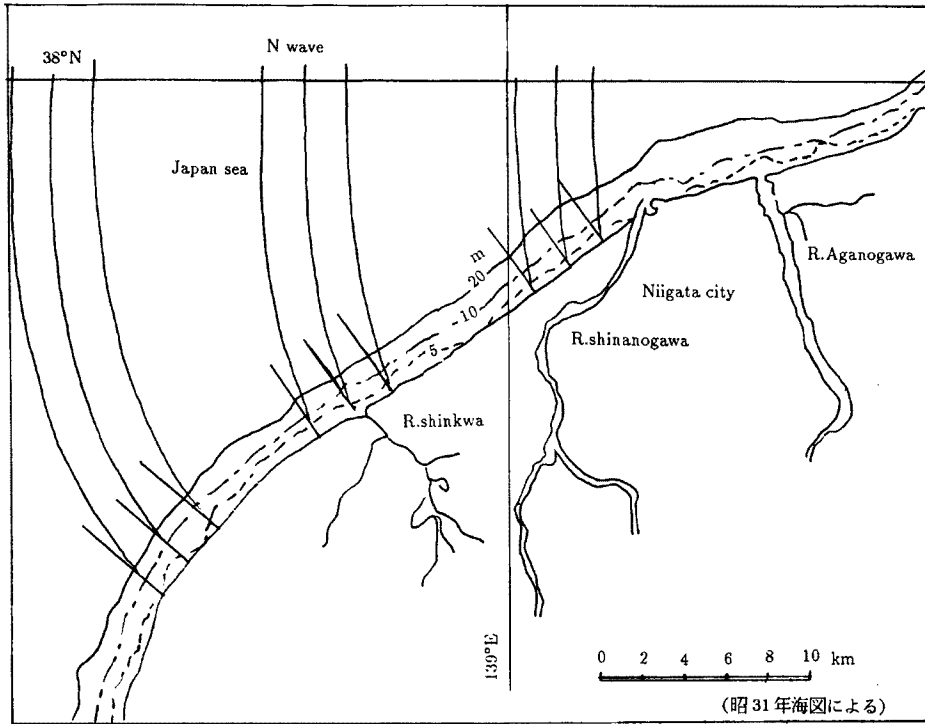


Fig. 6 Wave refraction Niigata coast and the bottom topography in 1956.

描くと、**Fig. 6** のようになる。そこにはNからの波浪の屈折の概略を示したが、これからわかるように、この海岸一帯では海岸線の方向が北東側より南西側に向かって次第に南向きとなっているため、屈折により波浪は海岸線に次第に直角に入射するようになり、その碎波角は信濃川河口付近より南西に向かうほど小さくなるものと思われる。したがって、当時唯一の漂砂源であった信濃川からの漂砂は沿岸漂砂となって主として西向きに輸送されたが、南西側に向かうほどその量は次第に減ることになり、このような海岸線の長い砂浜海岸が形成されたものと思われる。そのことは図中に示した等水深線がほとんど平行となっていることから想像される。

このことは1959年から1961年にわたって三野、町田、荒巻、および山内²⁾によって調査された結果からもよく理解される。すなわち、彼らによる底質特性の調査結果を**Fig. 7**に示す。この当時、海岸侵食はかなり進行していたが、このような貴重な資料が残されているからこそ、必要な考察ができるのである。これによると、中央粒径の沿岸分布にはすでに海岸侵食の影響が出ていると思われる。とくに、分級度の変化からよくわかるように、かなり変動が著しいが全体的には東北から南西に向かって減少していると理解される。このことは、**Fig. 8**に示すように、その後の建設省による調査結果においても、海岸侵食が進んだとはいえほぼ同様の傾向を示している。ただし、磁性鉱物の含有比の沿岸分布によれば、三野らが述べているように、寄居浜付近で最大となり下新田付近に向かって減少し、これに対して角田岬から下新田付近までの海岸では、不明瞭ではあるが、南西から東北に向かって減少する傾向にある。そして、磁性鉱物の供給源は新潟付近の海岸砂丘と信濃川であることから、**Fig. 9**に示すように、この付近の沿岸漂砂は一般的に東北から南西に向かい下新田付近までに及び、それより南西ではこれとは反対に東北に向かう漂砂が卓越すると推定している。すなわち、これらの両者の間には沿岸漂砂がほとんど卓越しないところが存在することを示

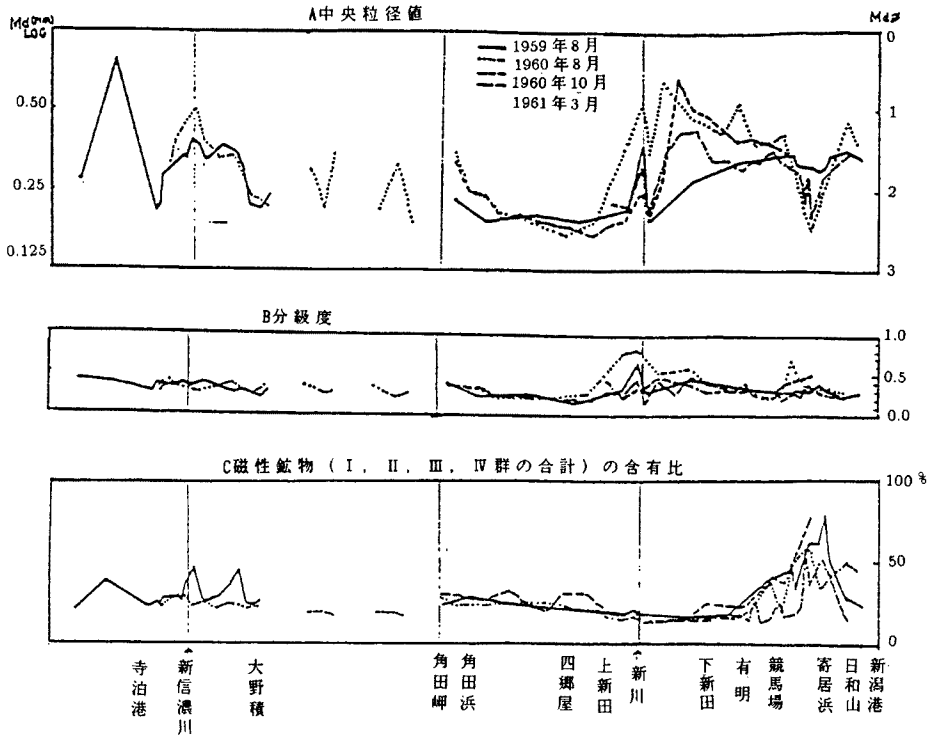


Fig. 7 Longshore distributions of median size, sorting coefficient and relative content of magnetic sediment in Niigata west coast surveyed in 1961 and 1962 (after Mino, Machida, Aramaki and Yamauchi²⁾).

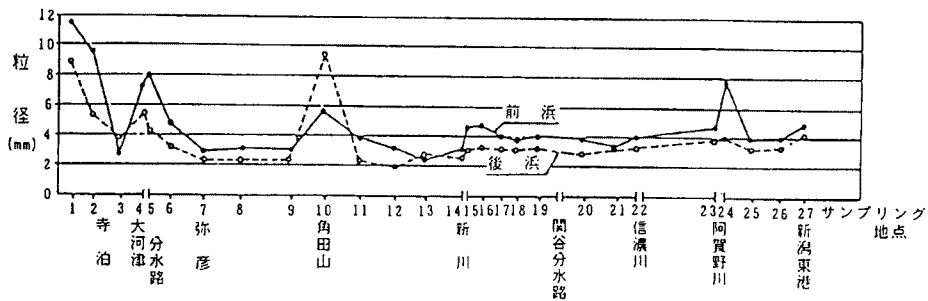


Fig. 8 Longshore distribution of median size of beach sediment on Niigata west coast surveyed in 1980 by Ministry of Construction.

峻しているわけで、これが現在における信濃川の河口デルタの南西端であるといえる。このような新潟海岸の基本的特性は、海岸侵食が著しく進んだ現在でも当然残されていると考えなければならない。

なお、この海岸にはすでに多くの離岸堤が建設され、また最近ではリーフ工法も適用されてきた。昭和61年の深淺測量の結果から、海岸地形の現状を調べる。従来、この海岸には沿岸砂州が形成されていたが、海岸侵食とともにそれがどうなっているかを調べるのもその目的である。まず、深淺測量図から水深5mの

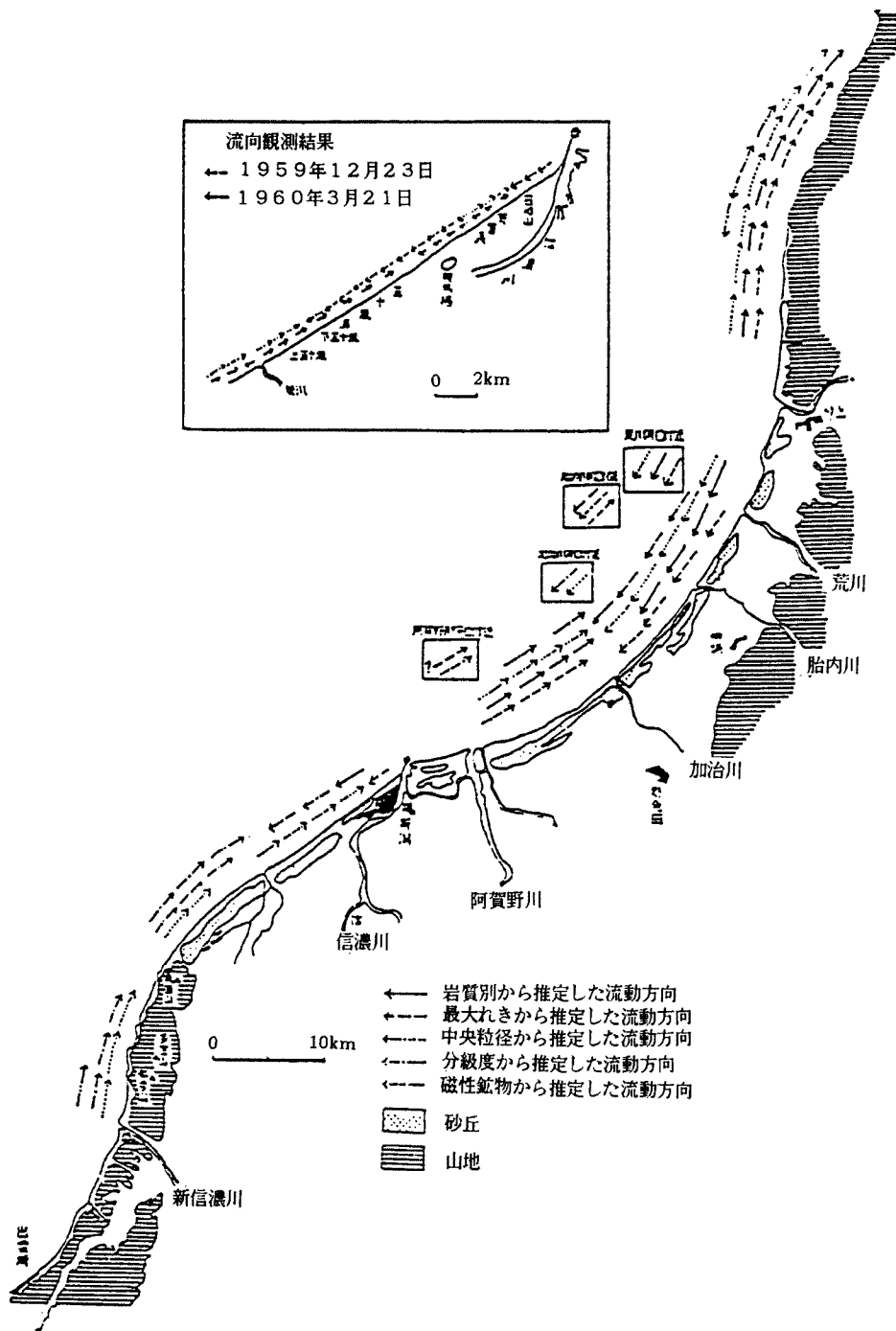


Fig. 9 Predominant direction of longshore sediment transport along Niigata coast (after Mino, Machida, Aramaki and Yamauchi²⁾).

等水深線の離岸距離 (y_{-5}) を測点間隔 200m ごとに求め、それを 1km ごとの区間でその両側の値の 3 点の平均値で図示すると、Fig. 10 のようになる。ただし、等水深線が重複しているところでは、さらに細かい間隔で図示してある。また、水深 5m と 3m との間隔 ($y_{-5} - y_{-3}$) を求め、同様の方法で図示してあり、さらに図中には沿岸砂州の trough の位置を示してあるが、当然それが存在しないところではその図示はしていない。この図から、つぎのことを知ることができる。まず、水深 5m の等水深線の離岸距離の沿岸分布によると、関屋分水からの距離で 8km 付近には新川の河口に新川港があるが、その西側の海岸はまだ自然海岸の状態である。そこでは、等水深線の離岸距離は 600m 程度ではほぼ一定であり、沿岸砂州が形成されていることがわかる。そして、水深 5m と 3m の等水深線の間隔は 100m 程度となっており、ある浜勾配を形成している。しかし、沿岸距離 5km 以西で 8km 付近までは、いまだ沿岸砂州は存在しているが、その trough の位置はかなり接岸していることがわかる。そして、それより東側の範囲ではもはや沿岸砂州は存在していない。水深 5m の等水深線の離岸距離は非常に特異な変化を示し、自然海岸のところより接岸してきており、とくに 5km 付近では舌状に沖側にのびている。これよりこの範囲に離岸堤が広範囲にわたって建設されており、それに沿ってその前面を沿岸漂砂が輸送されそれが堆積したと思われる。その離岸距離の沿岸分布が西側に向かうほど広がっており、かつそこには沿岸砂州はもはや存在せず、水深 5m から 3m の範囲が異常に広がっており、その付近まではほとんど一様なステップ状になってしまっていると理解される。

これらのことを総括すると、離岸堤の設置により海底地形は著しく変わって、沿岸砂州は消滅し離岸堤の近くまで深くなってきており、海浜の形状は沿岸砂州のあった砂浜からステップ状の砂浜に変わってきている。もしこのような対策を続けると、この傾向はさらに進み、やがては関屋分水路河口より東側と同じ撤を踏むことになろう。そして、新川港のためその北東側の海岸には沿岸漂砂が堆積している。多分、この量だけその西側の沿岸漂砂は減少しているはずであるが、現状では海底地形の変化にはそれほど大きく影響はしていないと思われる。この漂砂の堆積範囲は Fig. 6 に示した河口デルタの縮小過程における堆積範囲に対応しているように考えられる。

(2) 海岸侵食の主要因

大規模海岸構造物による海浜変形の要因としては、一般に、構造物により沿岸漂砂が阻止されることに起

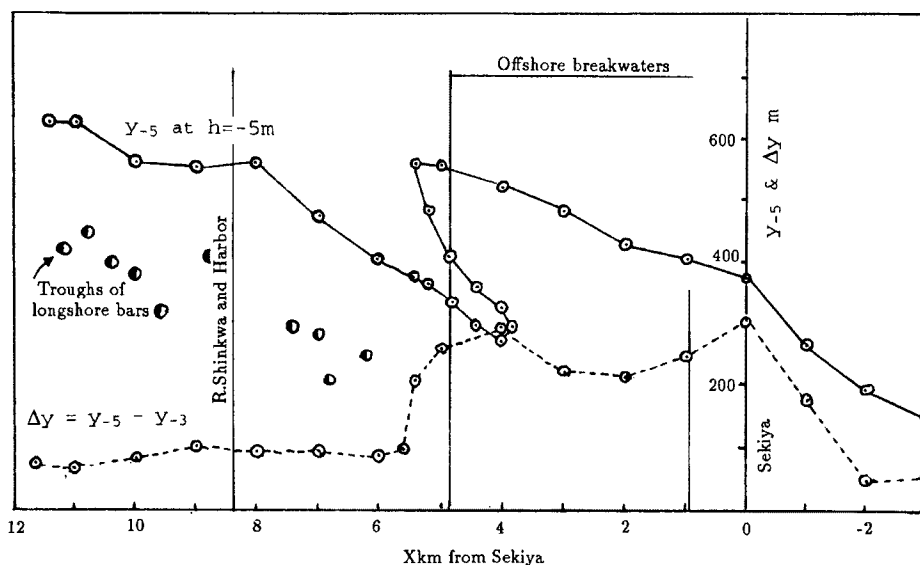


Fig. 10 Longshore distribution of offshore distance of depth contour of $h = -5$ km and formation of longshore bars.

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。前者によれば、海浜変形に対して構造物により沿岸漂砂が阻止されるという境界条件が与えられるが、その下手側では無限遠で汀線変化が存在しなくなるという境界条件となり、理論的には海浜変形は漂砂の下手側に無限に伝播する。一方、後者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をもたらすことになり、構造物の内側に漂砂が堆積することになるが、下手側への影響は構造物周辺に限られる。結局、大規模海岸構造物の周辺における海浜変形はこれらの要因に起因する変形の重ね合わせとその相互作用として考えられる。しかし、構造物が河口デルタ上に作られた場合には、前者の要因による海浜変形のうち、構造物から十分離れた地点での境界条件については、条件そのものは同一であるが、前述した河口デルタの縮小過程に関する理論結果からわかるように、河口デルタの形成過程と関係して侵食によって生じた漂砂は必ずその下手側に堆積するということが注目しなければならない。

新潟西海岸の場合には、信濃川河口からの漂砂源の減少に加えて、新潟港の築港に伴う沿岸漂砂の阻止、いいかえれば西海岸への漂砂源の欠如による信濃川河口デルタの縮小が起り、これが海岸侵食の第1の要因となり、これに地盤沈下が第2要因として起こって海岸侵食を助長し、さらにそのための海岸侵食対策によって海岸線を死守してきた結果、海浜断面の変化をもたらす、海岸侵食減少をさらに悪化してしまったといつてよいであろう。このような半世紀における開発に伴う自然との葛藤の過程において、もし当初に河口デルタの縮小過程の本質を理解できておれば、もっと長期的な観点にたった海岸の安定化の方策を模索できていたかもしれない。

2.3 大規模海浜過程としての長期汀線変化の予測

(1) 来襲波浪特性

新潟海岸における波浪観測は、当初種々の方法で試みられたが、昭和38年から新潟県によって寄居浜沖（水深12～14m）で、昭和47年からは運輸省新潟港工事事務所により、水深23mの地点で海底設置型超音波波高計による観測が行われてきている。また、ミリ波レーダーによる波向き観測も、昭和46年から行われている。以下では、これまでに調査された結果を基にして、来襲波浪の特性を検討する。**Table 1 (a)**には、昭和52年から56年のデータを用いた建設省信濃川下流工事事務所により解析された、波向き別有義波高出現頻度を、また**Table 1 (b)**には有義波高と周期の結合出現頻度を示す。これよりこの海岸へ来襲する波浪には顕著に卓越する波向きが存在し、NNW～NWに限られていることがわかる。さらに、昭和38年から53年までに新潟海岸で観測された年別最大波高、周期および換算沖波波高の結果によれば、観測水深や精度はデータ毎に必ずしも同一ではないが、昭和51年の最大沖波波高7.04mと周期13.6sとそれらの極値統計とから、この海岸の計画波浪としては、有義波高8mおよび有義波周期14sが用いられている。さらに、佐渡島の弾崎と新潟西港とにおける有義波高および周期の相関については、運輸省新潟調査設計事務所により解析されており、**Table 2**のようである。ただし、波向きは8方位であるため、新潟西海岸の卓越波向きNNWはNWに含まれる。

以上のように、これまでに行われてきた調査研究成果に基づいて、新潟西海岸の波浪特性を外観すると、波浪条件としては、1) 構造物等の設計波浪としては、有義波高8mおよび有義波周期10-14secで、その波向きはNNW-NW、および2) 海浜変形に対する代表波浪としては、有義波高3mおよび有義波周期7-9secで、その向きはNNW-NWである。

(2) 沿岸漂砂量の時空間分布の推定

a) 深浅測量図による沿岸漂砂量の推定方法：これまでに行われてきた深浅測量図から求めた土砂収支による沿岸漂砂量の推定結果には、離岸堤および突堤等の設置や維持のために投入された捨石およびコンクリートブロックの量（人為的土砂供給に相当する）の影響は考慮されていなかった。しかし、土砂収支の観点からすれば、これらはすべて人為的な土砂供給に相当するはずであるが、従来このことに注目した調査は実施されていない。例えば、従来の離岸堤では、投入された全ブロックの体積の6割近くが沈下し埋没して

Table .1 Wave characteristics in Niigata west coast.
(a) Occurrence frequency of wave height and period in relation to wave direction.

H _{1/3}	NO DATA	WSW	W	WNW	NW	NNW	N	NNE	ETC	TOTAL
0.00 ~ 1.00	2034	8	67	3	21	49	24	2	0	2208
1.01 ~ 2.00	55.7	0.2	1.8	0.1	0.6	1.3	0.7	0.1	0.0	60.5
2.01 ~ 3.00	170	4	82	0	202	289	62	0	0	809
3.01 ~ 4.00	4.7	0.1	2.2	0.0	5.5	7.9	1.7	0.0	0.0	22.2
4.01 ~ 5.00	0	0	23	1	113	161	16	0	0	314
5.01 ~ 6.00	0.0	0.0	0.6	0.0	3.1	4.4	0.4	0.0	0.0	8.6
6.01 ~ 7.00	0	0	1	0	47	61	2	0	0	111
7.01 ~ 8.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.3	1.7	0.1	0.0	0.0	3.0
8.01 ~ 9.00	0	0	0	0	13	13	0	0	0	22
9.01 ~ 10.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.4	0.0	0.0	0.0	0.6
10.01 ~ 11.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11.01 ~ 12.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12.01 ~ 13.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13.01 ~ 14.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
NO DATA	174	0	9	0	1	4	0	0	0	188
	4.8	0.0	0.2	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	5.1
TOTAL	2378	12	182	4	393	577	104	0	0	3652
	65.1	0.3	5.0	0.1	10.8	15.8	2.8	0.1	0.0	100.0

いることが音波探査により明らかにされており、多量のブロックが投入され、海底に埋没されていることが示されている。

ここでは、深浅測量図からの海岸土砂収支の結果に加えて、人為的に投入された捨石およびコンクリートブロックの体積 Q_A を考慮して沿岸漂砂量を推定する。すなわち、 Q_A を砂丘からの土砂供給のように考えると、解析の対象領域に単位面積・単位時間当りの漂砂の供給量 q_s を考慮すればよいことになる。Fig. 11 の座標系を用いて、水深 h および単位幅・単位時間当りの漂砂量 q_y で記述した漂砂の連続式は、次式のようになる。

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

ここに、 λ は海底砂の空隙率である。式(1)を漂砂帯全域で積分すると、次式を得る。

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\partial Q_y}{\partial y} - Q_s \dots\dots\dots (2)$$

ここに、

Table 1. Wave characteristics in Niigata west coast.
(b) Co-occurrence frequency of wave height and period.

$H_{1/3}$	NO DATA	WSW	W	WNW	NW	NNW	N	NNE	ETC	TOTAL
0.00	943	4	15	13	15	85	262	10	0	1347
~										
1.00	43.0	0.2	0.7	0.6	0.7	3.9	12.0	0.5	0.0	61.5
1.01	289	2	5	0.3	15	76	40	0	0	430
~										
2.00	13.2	0.1	0.2	0.1	0.7	3.5	1.8	0.0	0.0	19.6
2.01	90	0	3	3	9	43	14	1	0	163
~										
3.00	4.1	0.0	0.1	0.1	0.4	2.0	0.6	0.0	0.0	7.4
3.01	25	0	0	0	5	24	4	0	0	59
~										
4.00	1.1	0.0	0.0	0.0	0.2	1.1	0.2	0.0	0.0	2.7
4.01	11	1	0	0	0	2	0	0	0	14
~										
5.00	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.6
5.01	1	0	0	0	0	1	0	0	0	2
~										
6.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1
6.01	1	0	0	0	1	0	0	0	0	2
~										
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1
NO DATA	111	0	7	19	18	45	4	0	0	175
	5.1	0.0	0.3	0.9	0.4	2.1	0.2	0.0	0.0	8.0
TOTAL	1471	7	31	4	53	276	324	11	0	2192
	67.1	0.3	1.4	0.1	2.4	12.6	14.8	0.5	0.0	100.0

$$H = \int_0^B h dx, \quad Q = \int_0^B q_w dx, \quad Q_s = q_s B \quad \dots \dots \dots (3)$$

また、漂砂帯幅 B は時空間的に変化しないと仮定した。

いま、計測年の異なる2枚の深浅測量図から $\partial H / \partial t$ が得られ、捨石およびブロック投入量から q_s が推定されると、式(2)を積分し、沿岸漂砂量 $Q(x)$ の空間分布が求められる。

$$Q - \int \left(\frac{\partial H}{\partial t} + Q_s \right) dy + C \quad \dots \dots \dots (4)$$

ここに、積分定数 C は新潟港西防波堤の基部 $y = 0$ で $Q = 0$ とする境界条件から $C = 0$ となる。

b) 深浅測量、捨石・ブロックの投入量のデータ：対象とする海域（新潟港から関屋分水路河口まで）における深浅測量は、新潟県および運輸省により **Table 3** のように実施されている。表中の領域記号 A, B および C の領域区分を **Fig. 12** に示す。これらのうち、沿岸漂砂量の推定には、全領域をカバーする昭和51年、55年および59年の深浅測量データを10m幅の格子点に内挿して用いた。

また、捨石およびブロックの投入量は新潟県新潟土木事務所により、昭和24年から平成元年までの調査結果が A, B および C の各領域について **Table 4** のように取りまとめられたものを用いる。これから捨石およびブロックの投入量の経年変化を **Fig. 13** に示す。新潟西海岸の港湾区域で孔間弾性波探査法により離

Table 2. Correlation of wave characteristics between Niigata harbor and Hajikizaki point

$H_{1/3}$	NO DATA	~ 3	3 ~ 5	5 ~ 7	7 ~ 9	9 ~ 11	11 ~ 13	13 ~ 15	15 ~	TOTAL
0.00 ~ 1.00	968	5	454	647	127	6	0	0	1	2208
1.01 ~ 2.00	26.5	0.1	12.7	17.7	3.5	0.2	0.0	0.0	0.0	60.5
2.01 ~ 3.00	0	1	45	469	277	17	0	0	0	809
3.01 ~ 4.00	0.0	0.0	1.2	12.8	7.6	0.5	0.0	0.0	0.0	22.2
4.01 ~ 5.00	0	0	0	96	179	39	0	0	0	314
5.01 ~ 6.00	0.0	0.0	0.0	2.6	4.9	1.1	0.0	0.0	0.0	8.6
6.01 ~ 7.00	0	0	0	1	70	39	1	0	0	111
7.01 ~ 8.00	0.0	0.0	0.0	0.0	1.9	1.1	0.0	0.0	0.0	3.0
8.01 ~ 9.00	0	0	0	0	6	13	3	0	0	22
9.01 ~ 10.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.4	0.1	0.0	0.0	0.6
10.01 ~ 11.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11.01 ~ 12.00	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
NO DATA	188	0	0	0	0	0	0	0	0	188
	5.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.1
TOTAL	1156	6	499	1213	659	114	4	0	0	3652
	31.7	0.2	13.7	33.2	13.0	3.6	0.1	0.0	0.0	100.0

岸堤の埋没状況を調べた結果によると、標準断面の約2倍のブロックが埋没していることが西田らにより報告されている。これより全投入量の6割が埋没していると仮定して、昭和23年から63年までの間の平均的な q_s を推定すると、領域A, BおよびCに対して、それぞれ 4.14×10^{-3} , 4.65×10^{-3} , および $8.68 \times 10^{-3} (\text{m}^3/\text{m}^2/\text{yr})$ となる。

c) 沿岸漂砂量の沿岸分布と汀線変化：

Fig. 14 に海底土砂量の変化とそれを積分して求めた沿岸漂砂量の沿岸方向分布を示す。ただし、沿岸漂砂量 (m^3/yr) は西向きを正とし、原点 $x = 0$ を新潟港の西防波堤基部として、これより西側に約5.5kmまでの範囲について求めた。この区間中、一部深浅測量図に欠測の区間(約900m)があるが、ここでの海底地形変化は無視してある。なお、海底面上の構造物は土砂収支の計算からはすべて除外した。これらの結果より、次のことがわかる。

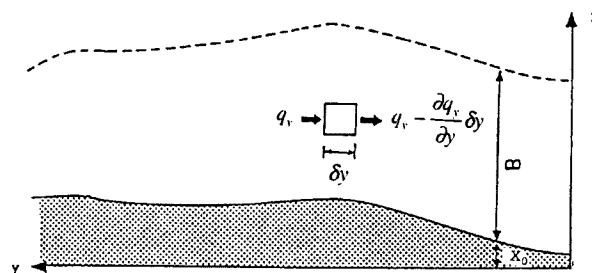


Fig. 11 Coordinate system for the one-line theory.

Table 3. List of depth soundings

年度	領域	実施月	委託元	実施会社
51	A	3	新潟土木事務所	北陸測量設計事務所
51	B.C	9	新潟港湾事務所	中野測量航業株式会社
55	A	7	新潟土木事務所	日本測量株式会社
55	B.C	3	新潟港湾事務所	足立測量設計事務所
59	A	8	新潟土木事務所	日海測量コンサルタント(有)
59	B.C	3	新潟港湾事務所	シーベルコンサルタント(株)
63	B.C	8	新潟土木事務所	東洋航空事業株式会社

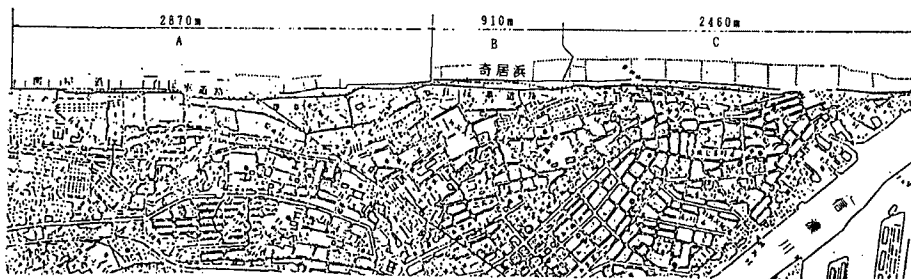


Fig. 12 Sounding areas performed by Niigata Prefecture and Ministry of Transport in Niigata west coast.

1) 昭和51年より55年までの沿岸漂砂量は東向き（負）となっており、 $x = 2000\text{m}$ あたりに変曲点をもつが、昭和55年より59年のものでは西向き（正）で $x = 2500\text{m}$ まで単調に増加し、それ以西ではほぼ一定 $4,000\text{m}^3/\text{yr}$ となっている。

2) この原因として、昭和47-50年にかけてBおよびC領域に多量に投入されたブロックが昭和51年から55年の間に沈下し、みかけ上の堆積傾向を示していること、昭和51年の測量は3月に実施されたが、その他は9月であるため季節変化が介入していることが考えられる。

3) さらに詳細に原因を検討すべきであるが、前述したような原因が考えられるため、昭和51年から55年における沿岸漂砂量の推定結果を除外し、昭和55年から59年のものを用いて、その平均沿岸漂砂量を $4,000\text{m}^3/\text{yr}$ とする。

一方、明治44年を基準とした昭和6年、22年および45年の汀線変化がわかっているので、前述した海岸侵食の第2要因としての新潟港の防波堤の影響は入るが、海岸堤防および離岸堤等の海岸構造物の直接的な影響を考慮しない条件下（河川からの流送土砂は阻止されているが、汀線は自然の状態に変化する）における沿岸漂砂量の沿岸分布が推定できる。この期間における海底へのブロックの投入量は少ないので Q_s は考慮せず、漂砂の移動限界水深 h_k を 10m として計算する。Fig. 4に示した明治44年を基準とした昭和6年、22年および45年における汀線変化から、海浜断面形状の大きな変化はないと仮定して求められた沿岸漂砂量の沿岸方向分布をFig. 15に示す。これより、沿岸漂砂の変曲点（侵食の先端）が年代とともに西進していることがわかる。また、昭和22年においては約 $50,000\text{m}^3/\text{yr}$ （ $h_k = 6\text{m}$ と仮定すると、 $30,000\text{m}^3/\text{yr}$ ）の沿岸漂砂量であったと推定される。すなわち、河口デルタの縮小過程では、漂砂源の変化が起きて縮小が始まったときが最も著しい汀線後退を示すが、Fig. 7に示したように、地形変化の進行に伴って汀線に対する波向きが減少するので、しだいに沿岸漂砂量は減少して行くことになるはずであるが、ここで

Table 4. Volume of concrete blocks and rubble stones placed in Niigata coast in the period of 1949-1989.

A				B				C				
Concrete block		rubble stone		Concrete block		Concrete block		rubble stone				
年度	重量(t)	体積(m ³)	年度	体積(m ³)	年度	重量(t)	体積(m ³)	年度	重量(t)	体積(m ³)	年度	体積(m ³)
34	14664	5865.6	37	788.0	30	252	100.8	24	184	73.6	38	1230.0
36	11912	4764.8	60	16072.0	32	14092	5636.8	28	241	96.4	39	1119.1
37	5	2.0	61	18611.2	35	7690	3076.0	29	180	72.0	49	5561.7
38	21020	8408.0	62	24550.4	36	32084	12833.6	30	2291	916.4	50	5906.0
39	7094	2837.6	63	5600.0	38	6744	2697.6	31	17	6.8	51	499.1
40	8918	3567.2			39	17232	6892.8	32	13400	5360.0	55	13640.0
41	8004	3201.6			47	123580.8	49432.3	33	1595	638.0	56	12915.0
42	11305	4522.0			48	138839.4	55535.8	35	54594	21837.6	58	12030.0
43	13632	5452.8			53	45593.1	18237.2	36	2472	988.8	60	8297.0
44	15006	6002.4			57	1968	787.2	37	33648	13459.2		
45	525	210.0			58	5058	2023.2	38	83918	33567.2		
46	8577	3430.8			59	8244	3297.6	39	36793	14717.2		
47	18706	7482.4						40	26987	10794.8		
48	21903	8761.2						41	73888.7	29555.5		
49	3462	1384.8						47	3744.6	1497.8		
50	9600	3840.0						49	53590.8	21436.3		
51	9090	3636.0						50	60763.5	24305.2		
52	28278	11311.2						51	4756.5	1902.4		
53	11658	4663.2						52	830	332.0		
54	25740	10296.0						53	160	64.0		
55	1218	487.2						54	12549.6	5019.8		
56	19776	7910.4						55	29020	11608.0		
57	34374	13749.6						56	27200	10880.0		
58	31650	12660.0						57	11028	4411.2		
59	26598	10639.2						58	33066	13226.4		
60	22976	9190.4						60	17526	7010.4		
61	8340	3336.0						61	2592	1036.8		
62	46715	18686.0										
63	9444	3777.6										
H1	10074	4029.6										

得られた結果はこの事実をよく説明している。

(3) 汀線変化の長期予測

a) 1ラインモデルによる長期汀線変化の予測：前述した波浪変形の計算法を対象とする全海域に適用することは、来襲波浪の時系列が分からないうえ、計算効率の観点からも得策でない。ここでは、1ラインモデルにより長期的な汀線変化を予測する場合の代表波浪を推定し、もし新潟西海岸の侵食が人為的に防御されなかったと仮定すると、現在どの程度の汀線後退が生じていたかを予測する。

さて、波浪の時系列特性が1ラインモデルの計算結果に影響することは十分理解できるし、従来から指摘されているとおりであるが、適切な時系列データは一般には望めない。そこで、海浜変形における代表波浪の概念が重要になる。代表波浪の推定方法として次の方法が提案されている。

1) 沿岸漂砂量が実用上波浪のエネルギーフラックスに比例することから、年平均エネルギーフラックスを集計してそれを代表する波浪とする方法が一般に用いられている。この場合、通常、エネルギーフラックスの評価を計算の簡便さから沖波について実施しているため、代表波浪としては波高も周期もかなり小さいものとなり、現実の海浜変形を支配する波浪とは思えないものになってしまう。

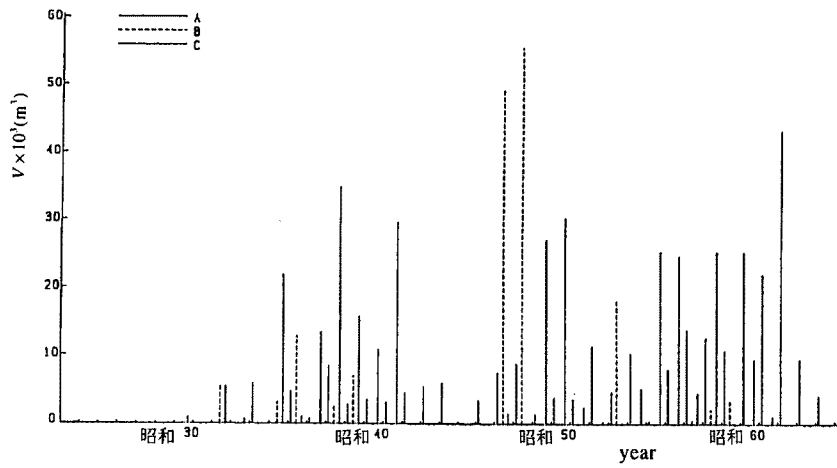
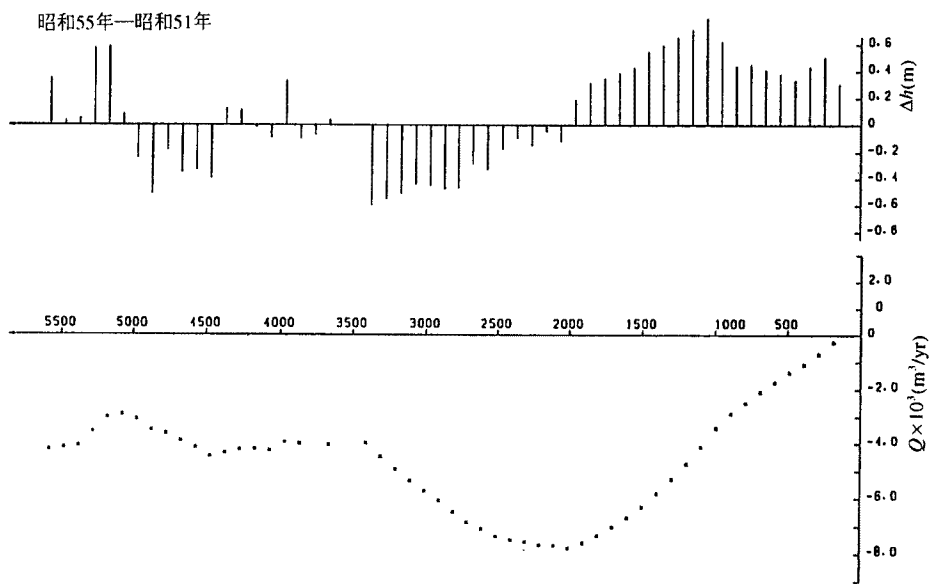
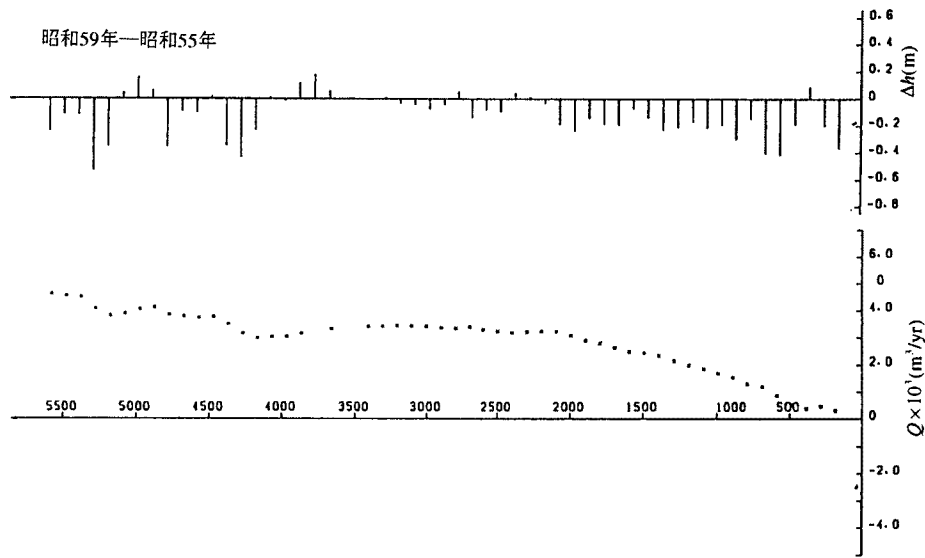


Fig. 13 Historical change of total volume of rubble stone and concrete blocks used for countermeasures for beach erosion in Niigata west coast.



(a) In the period of 1984-1980.



(b) In the period of 1980-1976.

Fig. 14 Longshore distribution of depth changes and the total rate of longshore sediment transport estimated from change in bottom topography.

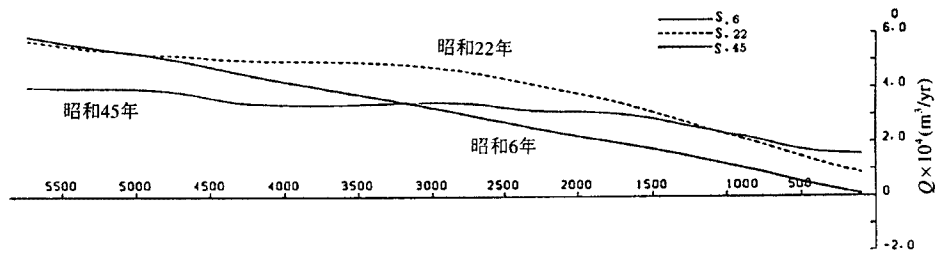


Fig. 15 Longshore distribution of total rate of longshore sediment transport estimated from change in bottom topography in Niigata west coast.

2) 海浜変形を支配する波浪は少なくとも底質の移動を起こすものでなければならず、そして支配的な沿岸漂砂量を与えるものであるはずである。したがって、波高および周期に対してある下限値が存在すると考えるべきであるとして、その値を仮定してそれ以上の波浪について集計する方法がとられる。

3) 対象とする海岸の波浪特性を考慮して、長期の汀線変形の追算を実施して推定しようとするもので、具体的には次のような概念によるものである。長期的見地から汀線変化を考えることは、対象とする海岸の変形特性やそれを支配してきた沿岸漂砂の連続性を把握するうえで重要である。すなわち、汀線変化の予測モデルとしていわゆる1ラインモデルを用いて、おおよその海岸の特徴的な波浪特性と地形図または空中写真から汀線変化がわかれば、長期の汀線変化を予測するための波浪条件が推定できる。たとえば、卓越する来襲波浪の有義波高と周期や汀線変化に関する情報は比較的得やすいので、波浪特性を表わすような波高お

よび周期を仮定して、1ラインモデルによる汀線変化の追算を実施して、それをほぼ一致させることのできるようなそのほかの波浪特性、すなわち波向きおよび波浪の年間来襲率（または年平均の継続時間）を見出すことができれば、対象海岸の代表波浪となりうる波高、周期および波向きとその波浪の年平均の来襲率を決定することができる。

さらに、前述したように、複数回の深浅測量結果があれば、沿岸漂砂量の沿岸方向分布が推定でき、代表波浪を適用した1ラインモデルから計算される沿岸漂砂量の沿岸方向分布と比較することで、代表波浪の有意さを判断することもできる。このような方法はあまりにも実際の過ぎるように思えるが、長期の汀線変化の追算を基礎としているところにその実用的な根拠があるので、大規模海浜過程の予測や長期的観点に立って行われるべき海岸保全計画の策定上極めて重要であるといえる。ここでは、この方法を新潟西海岸に適用してみよう。

まず、これまでの検討から与えられる条件を要約すると、次のようである。

1) 卓越する来襲波浪の特性としては、代表波浪として波高3m および周期8sec とし、その波向きをNNW-NW とする。

2) 汀線変化データとしては、地盤沈下の影響が顕著でない明治44年を基準とした昭和6年および22年のものが対象とできる。さらに、

3) 沿岸漂砂量の沿岸方向分布としては、Fig. 15 に示した結果が適用できる。

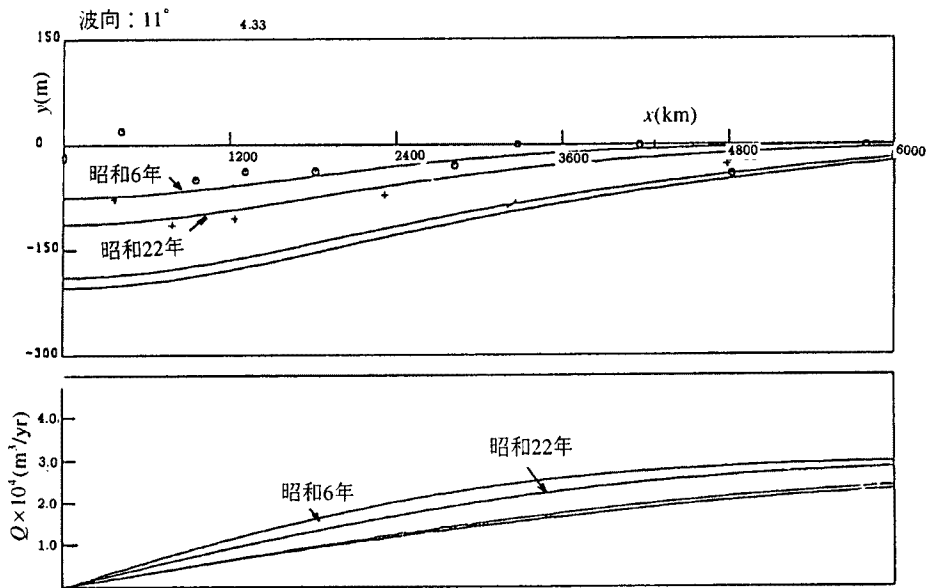
これらの諸条件のもとに、長期の汀線変化を追算できる波浪条件を次のように確定していく。まず、波高および周期を固定し、NNW から NW の間にあると推定される波向きを 11.0° 、 16.5° および 22.5° の3ケースに分け、それらについて汀線変化を追算する。波浪の変形計算は行わず、沖波の波形勾配 H_0/L_0 および波向き α_0 を用いて、次式で碎波の波向きを計算する。

$$\alpha_{BS} = \alpha_0 \left(0.25 + 5.5 \frac{H_0}{L_0} \right) \dots\dots\dots (5)$$

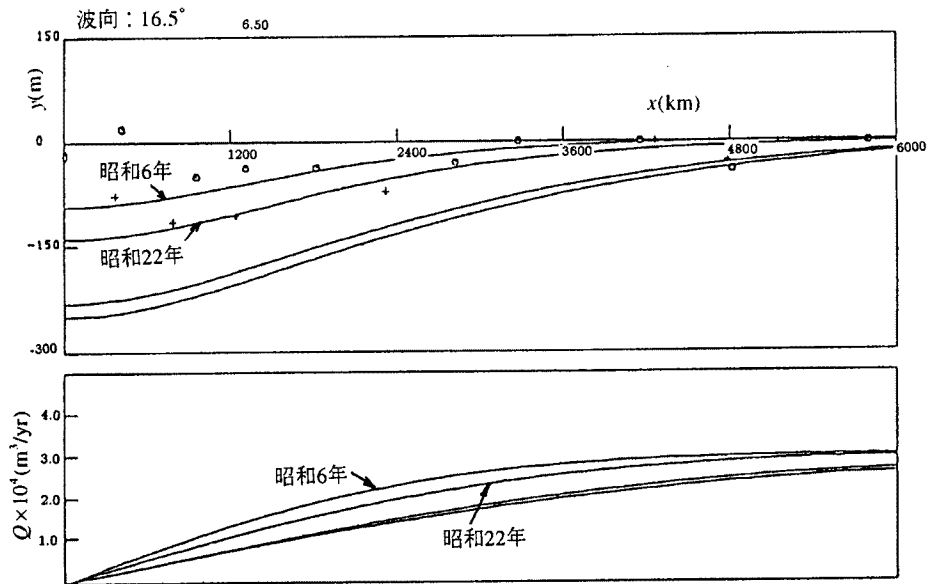
碎波波高は屈折係数より計算する。Fig. 16 には $h_k = 6\text{m}$ として計算された汀線変化と沿岸漂砂量の分布を示す。これより、汀線変化および沿岸漂砂量の追算結果のオーダーとそれらの傾向から2) および3) の測量データをよく説明することのできる波向きは 16.5° であり、昭和22年頃の沿岸漂砂量は約 $30,000\text{m}^3/\text{yr}$ であると推定できる。これはFig. 7 で示した汀線変化から推定した沿岸漂砂量 $30,000\text{m}^3/\text{yr}$ のみならず、その沿岸分布ともよく一致することがわかる。一方、昭和55年から59年における深浅測量から推定された沿岸漂砂量は約 $4,000\text{m}^3/\text{yr}$ であったが、自然海浜を仮定した1ラインモデルから計算されたその値は約 $25,000\text{m}^3/\text{yr}$ であり、1オーダー小さい。このことは、前述したように汀線の後退にしたがって碎波角が減少してきていることに加えて、漂砂帯の8割近くまでが人為的防壁で覆われているためであろうと思われる。

b) 海岸侵食に伴う汀線変化との比較と将来予測：新潟県海岸対策委員会（昭和23年）および新潟県土木部による報告書（昭和35および39年）に基づいて、明治43年（1910年）の地形図を基準として新潟西海岸における汀線変化を整理すると、大正13年（1924年）から昭和23年（1948年）の間には顕著な地盤沈下の影響はないが、大河津分水事業をはじめとする信濃川河川改修工事等のために漂砂源が欠如したことによる海岸侵食の傾向がよく表わされている。また、これらは1ラインモデルによる汀線変化の追算結果とよく対応している。なお、Fig. 16 には、明治22年（1889年）を基準として昭和6年（1917年）および22年（1947年）の汀線変化をこの追算結果と比較してあるが、それらはかなりよく一致しており、長期の汀線変化の追算が十分満足のできる結果であることを示すとともに、そこで推定した代表波浪も極めて適切なものであると結論してもよいであろう。

さらに、代表波浪を用いて、信濃川河口からの漂砂源が欠如してから、海岸防壁施設が設置されなかったとして、自然海浜のままではどれだけ汀線後退があったかを推定するために、平成2年（1990年）および12



(a) Incident wave angle of 11°



(b) Incident wave angle of 16.5°

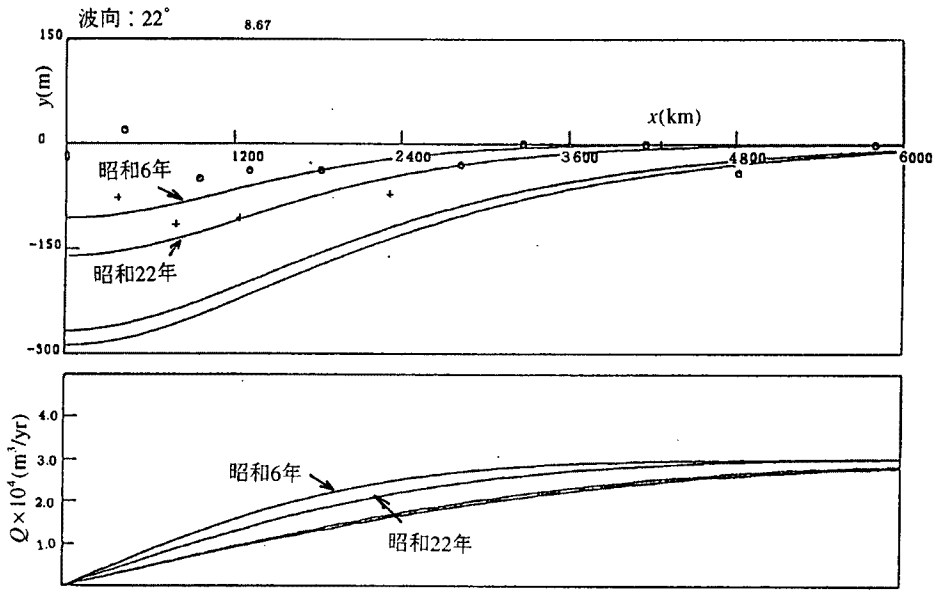
(c) Incident wave angle of 22°

Fig. 16 Prediction of shoreline changes and longshore sediment transport rate estimated by one-line theory.

年(2000年)までの汀線変化を予測した結果をも示してあるが、計算範囲が関屋分水路河口口までなので、Fig. 5に示したような河口デルタの侵食域と堆積域の関係までは計算されていない。

3. 安定海浜の形成による海浜の安定化

安定海浜工法、すなわち沿岸漂砂が存在して、それが場所的に変化しないいわゆる安定海浜または平衡海浜が存在するためには、沿岸漂砂の上手側と下手側の二つの海浜変形に関する境界条件が必要であり、もし適切な二つの境界条件が存在すれば、その間に一つの安定海浜が形成されることが保証される。ただし、その境界条件として、どういうものが実際に最も安定海浜を形成させるのに効果的であるかは、現実に施工してその経験から創意工夫していかなければならないが、理想としては低反射で構造物自身の海浜変形に及ぼす影響が少ないものほどよいと思われる。ここではまず二つの具体的な事例を示した後、とくに河口デルタの縮小過程としての新潟海岸への適用について考察する。

3.1 海浜の安定化の方法

まず、第一例は漂砂源が変化した場合の河口海岸の侵食制御である。漂砂源としての河川からの流出土砂量が減少すれば、河口付近の漂砂の下手側の海岸は侵食される。この場合の侵食制御としては、1) 漂砂源を積極的に復元させるか、2) 漂砂源の変化に対応させて沿岸漂砂量を制御し、安定な海浜群を形成させるかの方法が考えられる。安定海浜工法を適用した場合の方法をFig. 17に示す。このように、海岸線の傾きを少しだけ変えることにより、主波浪の碎波角を減少させて沿岸漂砂量を制御し、動的または静的に安定な海浜群を形成させることができるはずである。

次に、大規模海岸構造物による侵食は、その原因として、1) 沿岸漂砂の阻止と、2) 海岸構造物による波浪特性の変化とそれによる海浜流系の変化による侵食とが重なって起こる。従来、このような場合には、

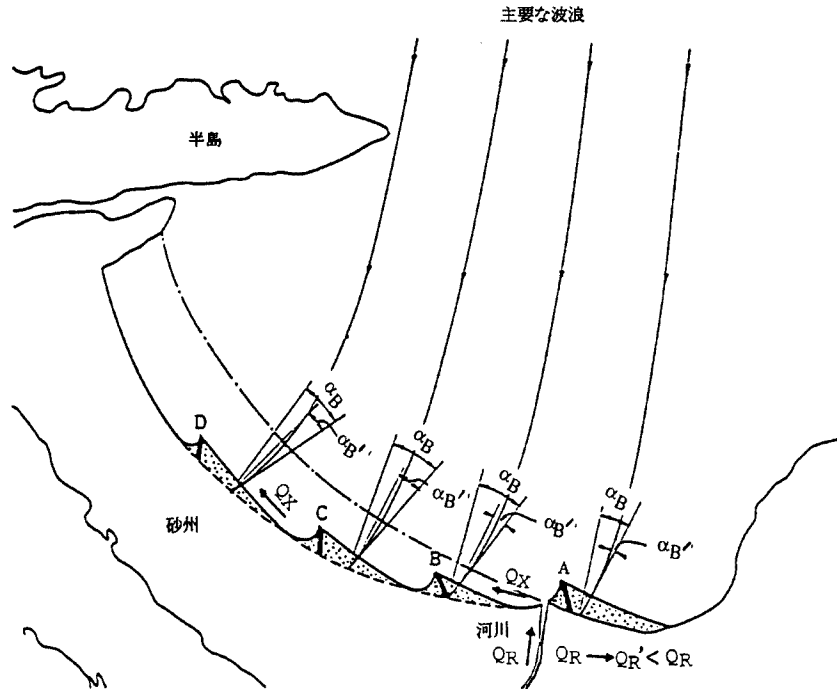


Fig. 17 Beach erosion control around river mouth delta (When sediment input from the river changes as $Q_R \rightarrow Q_R' (< Q_R)$, wave breaking angle changes to $\alpha_B' < \alpha_B$.)

侵食防止のため護岸、離岸堤などを設置してきたが、護岸条件に応じた新しい海浜が形成されるだけで、それが安定化する保証は何もない。海浜を安定化させるためには、たとえば Fig. 18 のように海岸構造物に対応したもう一つの海浜変形の境界条件として、その下手側に岬を設け、その間に動的に、また静的に安定な海浜が形成できるようにすればよい。

3.2 河口デルタの縮小過程

河川からの多量の流出土砂による河口デルタの形成過程から、流出土砂量の急激な減少による河口デルタの縮小過程への移行に関する理論的研究³⁾によれば、すなわち、最も簡単な計算例として、まず波浪が海岸線に対して直角に入射する場合をとりあげ、河口が漂砂源として点源であるとした場合と、有限の河口幅をもつ場合について、まず河口デルタの発達を数値計算し、十分発達させた段階で漂砂源を欠如させるとどのような海岸侵食が起こるかを調べた結果が Fig. 19 (a), (b) である。

いま一つの計算例は波浪が斜めに入射する場合で、点源の場合を対象として計算した結果は Fig. 5 に示してある。これらの結果によると、漂砂源の欠如による海浜変形としての海岸侵食は、当然のことながらいずれの場合でも河口付近がきわめて著しく、漂砂源の欠如とともに直ちに発生する。そして、注目すべきことは、その侵食された土砂が沿岸漂砂の下手側、すなわち河口デルタ地形の変曲部分に堆積することである。いいかえれば、もし漂砂源の欠如だけによって海岸侵食が起こった場合には、河口デルタ地形の変曲部分に著しい堆積が起こってもおかしくなかったと結論されるのである。いうまでもなく、このような結論はたとえ漂砂源の欠如によって海岸侵食が起こっても、海浜断面は変化せず、変形前と同じ反射特性を有するものと仮定したことに留意するべきである。しかし、実際には種々の侵食対策工法を実施して、結果的には

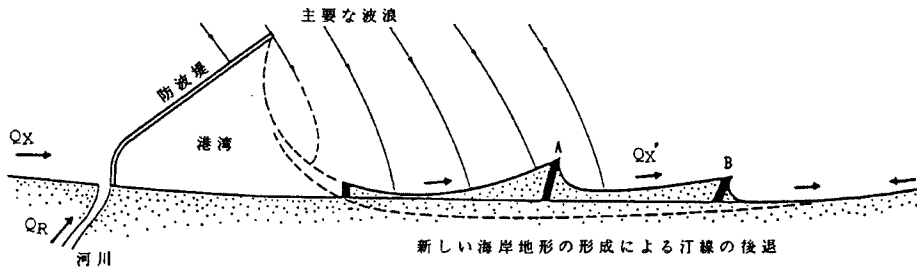


Fig. 18 Beach stabilization by artificial headlands A, B to control the beach erosion due to large scale coastal structure.

海浜断面の改変をきたしてしまっただけであるので、侵食土砂のほとんどは沿岸方向に若干は流送されたにせよ、その多くは沖方向漂砂としてもはや海浜には再帰しないものとなってしまったのであろう。

少し極端な議論をすれば、もし新潟海岸の侵食が始まったときに、このような自然の仕組みがわかっておれば、河口デルタの下手側に堆積したであろう土砂を定期的にいわゆるサンドバイパスすれば海浜はいまよりも残されていたのかも知れない。海岸侵食の基本的対策、とくにその長期海岸保全対策の立案にあつては、その海岸の全体的な動態を十分理解したうえでないと、姑息な局所的な計画だけでは、それに対する自然の素直な強い反作用しか残らないと言わなければならないであろう。ただし、所詮対策工事を実施するとすれば、かなりの工事期間を必要とすることは言うまでもないので、その影響評価も当然実施しなければならない。

3.3 新潟海岸の安定化、とくに安定海浜群の形成の条件

まず、新潟海岸の河口デルタについて、少し調べておく必要がある。それは、とくに前述したように、この海岸にも果たして河口デルタ地形における変曲部が存在するかどうかということ、もしそうだとすれば従来河口からの流出土砂はデルタ地形の形成に寄与してきたもののほかは、この西海岸ではどこに堆積または流入しているのかを明らかにしなければならない。Fig. 20はこの付近の海図であるが、すでに漂砂系のところで考察したように、新川付近が沿岸漂砂の変曲部にあるらしいことがわかっている。いま少し詳しく海底地形を調べると、次のことが理解される。すなわち、この図によれば、この付近で浅海部で等水深線が沖側に張り出しており、またさらに深いところではその傾向がより鮮明となっている。また新川付近に近づくと、海岸線は沖方向に凸状となっていることから理解される。このような傾向は、前述したように、三野ら(1963)による沿岸流またはそれによる沿岸漂砂の卓越方向の調査結果からもよく理解される。したがって、海浜の安定化の具体的な工法を論ずる場合には、この付近が自然の河口デルタ地形の末端であると取り扱えると思われる。

さて、前述した沿岸漂砂の沿岸分布に基づいて、安定海浜群をどのような理念のもとに形成させていくかを考えなければならない。新潟海岸の海岸侵食が始まった頃の沿岸漂砂の沿岸分布を推定した結果と最近の深淺測量の結果から計算したものとでは、それら両者に大きな相異が存在する。ここでは、前述したように、代表波浪を用いて、現状の海岸線の形状で平衡海浜断面を仮定して推定した沿岸漂砂量の沿岸分布と最近の深淺測量の結果から計算したものを基礎にして考察する。それらの結果を屈折図とともに地形図と対比して改めて示すと、Fig. 21のようになる。ただし、後者についてはすでに詳しく考察したように、昭和52年より平成元年までの平均で表したものをを用いることにしたので、これには離岸堤などの設置に伴うコンクリートブロックによる実質的な養浜(コンクリートブロックを投入することは、それらが海底に埋没した部分はそれだけ海底に土砂を投入してことになろう)とそのため起こった海浜断面の変化による土砂

供給が介入しているはずであるから、計算された沿岸漂砂量はかなり大きめに評価されていると考えなければならない。それゆえ、両者の間にはかなりの差があってもおかしくないであろう。

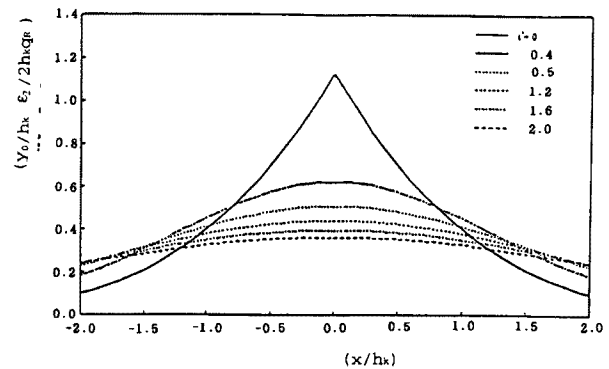
これらの推定から、新潟海岸の沿岸漂砂系はつぎのように理解してよいであろう。まず、現状では信濃川河口からは浚渫土砂の投入としてたとえば約 $50,000\text{m}^3/\text{yr}$ の漂砂源が与えられたとしよう。そうすると、それに若干の沿岸漂砂が海浜断面の変化により加算されて少し増加するが、コンクリートブロックで護岸されたこの海岸ではほとんどの沿岸漂砂はそのまま通過することになる。ただし、関屋分水河口からの供給土砂のうちわずかの部分は北東に流送されていると考えられる。これより南西に向かうと、関屋分水からの漂砂源（多分、信濃川河口からの土砂投入を約 $50,000\text{m}^3/\text{yr}$ とすれば、約 $110,000\text{m}^3/\text{yr}$ - 約 $50,000\text{m}^3/\text{yr}$ = 約 $60,000\text{m}^3/\text{yr}$ ）が加わって流送される。しかし、新川付近は河口デルタ地形の変曲部に当たるので、その沿岸漂砂はしだいに堆砂する傾向を示す。これに対して、平衡海浜断面を仮定した海岸では、沿岸漂砂量の沿岸分布は前者とほぼ同じ傾向を示すが、その絶対値は小さくなっていく。信濃川河口部から関屋分水河口まででは、とくに関屋分水河口の右岸付近で約 $70,000\text{m}^3/\text{yr}$ 程度となり、そこから下手側には約 $110,000\text{m}^3/\text{yr}$ が漸減していると理解される。

このような沿岸漂砂量の沿岸分布において、海浜の維持管理を含めて、ここでは次のように考える。

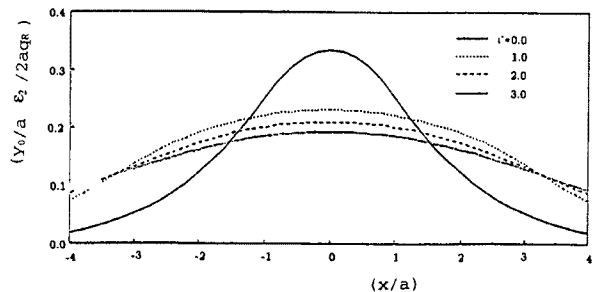
- 1) 新潟港の浚渫土砂はこの海岸の保全に活用するものとする。ただし、その土砂の特性から海岸漂砂として自然が利用しないほど細粒のものが多量に含まれている場合には、適当な養浜砂を考えるものとする。
- 2) 関屋分水からの流出土砂量については、その推定が必要であるが、ここでは現状において新川付近の海浜地形があまり変化しないこと、およびそこがこの河口デルタ地形の変曲部にあたり、沿岸漂砂がほとんど存在しないところにあると考えられることに根拠をおくことにする。したがって、ここからの漂砂源としての供給量は約 $60,000\text{m}^3/\text{yr}$ で程度あると仮定する。
- 3) そして、安定海浜群が形成されたときには、平衡海浜断面形状を仮定した海岸として沿岸漂砂系が形成されるとしよう。

これらの条件に加えて、さらに信濃川の河口条件として、次の2つの場合を対象とする。

- 1) 現在新潟港が存在するが、それより南西の海岸全体をいかに安定化させるかを主目的にする。すなわち、ここから新川までの区間をすべて安定海浜群を形成させることにより、海岸の安定化を図ろうとするものであって、この場合には現在運輸省等で計画しているような沖側への埋立は考えないことにする。
- 2) この場合には、現在運輸省等で計画しているような沖側への埋立が対象とする海岸の沿岸漂砂の上手



(a) Assumed a point source of sediment



(b) Considered river mouth width

Fig. 19 Theoretical reduction process of a river delta due to lack of sediment input from the river in the case of normal wave incidence.

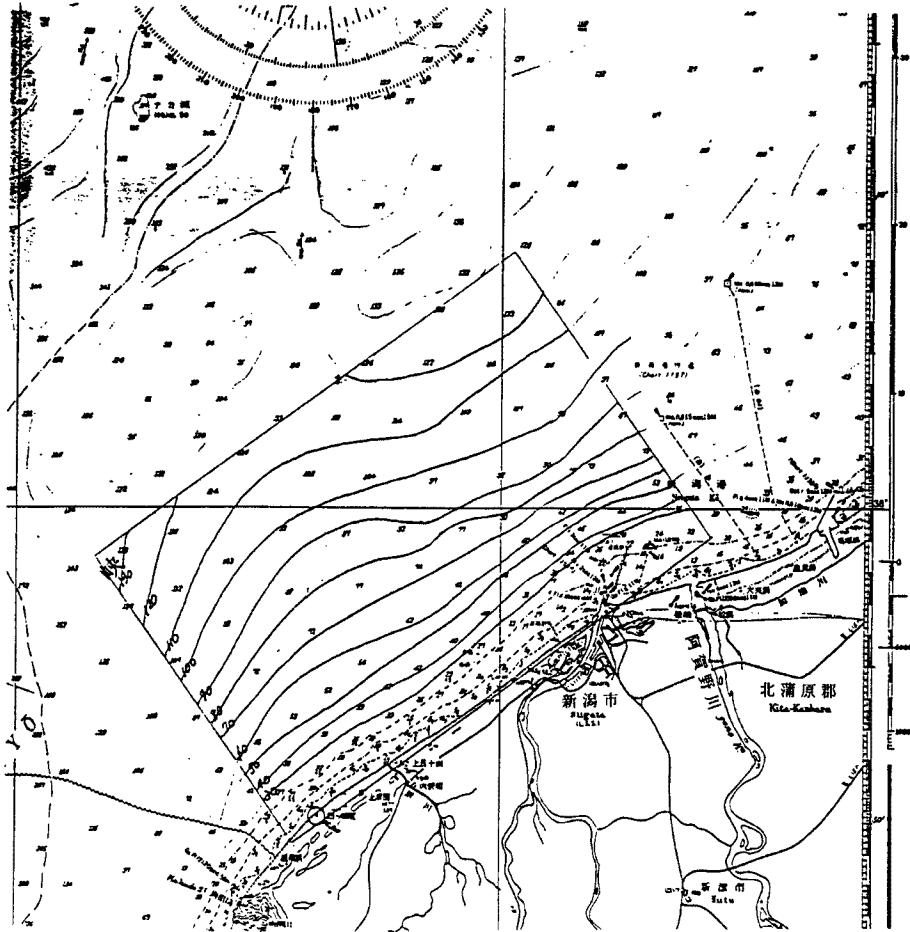


Fig. 20 Coastal topography off Niigata coast and the computation domain of wave propagation.

側に実施されたとして、その影響をも考慮した場合に、果たしてどのような条件において安定海浜群を形成させることができるかを考察する。

しかし、いずれの場合においても、新潟海岸の安定化についての考察では、前述したように、この海岸侵食を河口デルタの縮小過程として考え、海岸全体の漂砂系を十分考慮して、安定海浜群を形成させることができるか、できるとすればどのようなことになるかを検討する。この場合の安定海浜群の形状は簡単のために Hsu ら⁴⁾による経験式を用いることにする。ただし、これはいわゆる静的に安定な海浜形状を表すものであって、次式で表される。

$$\frac{R}{R_0} = C_0 + C_1 \left(\frac{\beta}{\theta} \right) + C_2 \left(\frac{\beta}{\theta} \right) \dots \dots \dots (6)$$

ここに、 R 、 R_0 、 β および θ は Fig. 22 定義をしめすようである。また、係数 C_0 、 C_1 、 C_2 は β により Fig. 23 のように変化する。この経験式を用いて、実際に安定海浜の形状を求めるには、まず海岸全体の計画とくに前述したようにその沿岸漂砂系から、安定海浜を形成させることのできる条件を明らかにしたうえで、その背後地の利用から海浜変形の境界条件となるいわゆるヘッドランドの間隔 L 、すなわち海浜の間隔を決

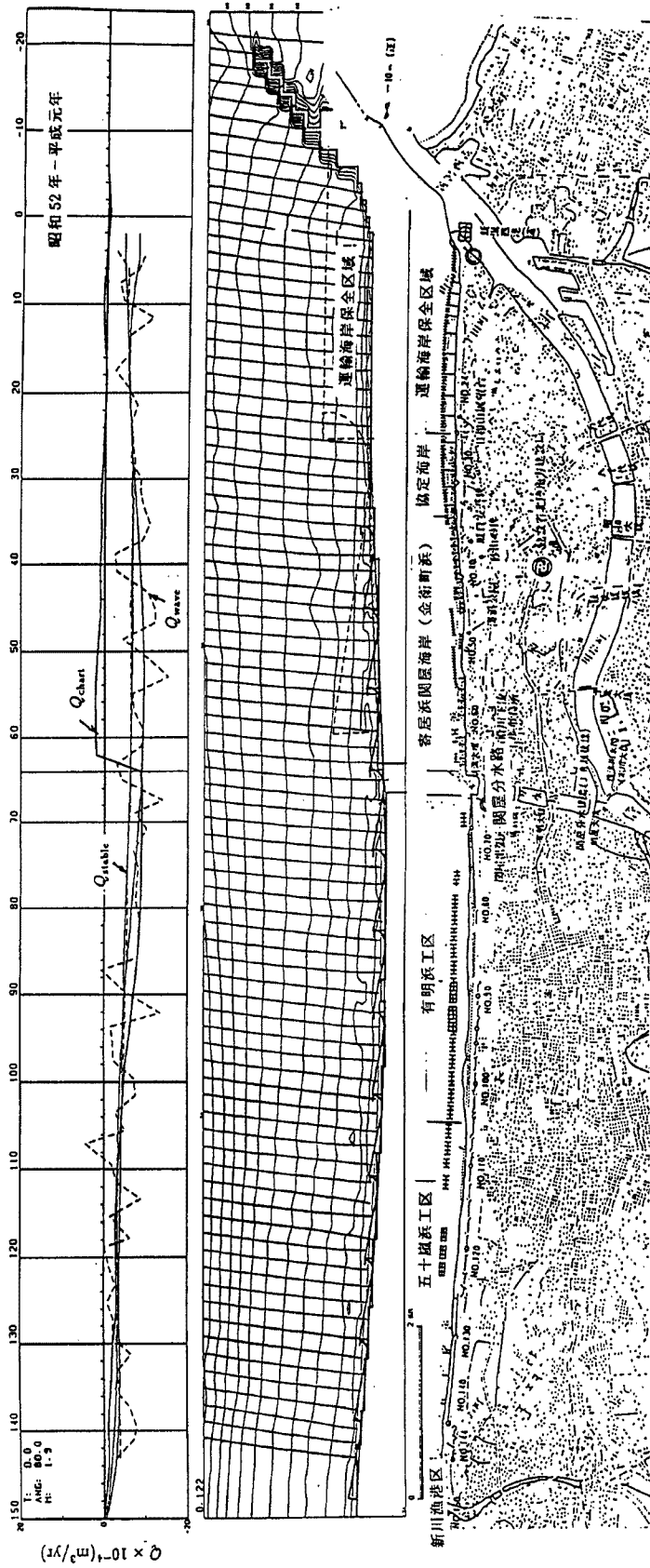


Fig. 21 Longshore sediment transport distribution and wave refraction diagram in Niigata coast.

定しなければならない。これが定められると、つぎにはどれだけの海浜幅を確保すれば安定海浜として存在できるかという検討が必要になってくる。それは式(6)により、Fig. 22を参照して安定海浜の最大湾入長 Y_{max} を与えられたヘッドランドの間隔 L に対して求めればよい。すなわち、Fig. 22において $\theta = \beta$ および $\theta = \beta + \pi$ の場合の R の和を求めればよい。これに対して、所定の海浜幅をもつような安定海浜の形状はそれに対応する最大湾入長 Y_{max} を与える角 θ を次式から計算することになる。

$$\tan(\theta - \beta) = \frac{C_0 + C_1 \left(\frac{\beta}{\theta}\right) + C_2 \left(\frac{\beta}{\theta}\right)^2}{C_1 \left(\frac{\beta}{\theta^2}\right) + 2C_2 \left(\frac{\beta^2}{\theta^3}\right)} \dots\dots\dots (7)$$

なお、このような安定海浜が果たして安定であるかを3次元海浜変形数値ミュレーションモデルによって検討した結果では、形成された海底地形を含めてかなり安定であると結論されている。ただし、実際の海岸では主波浪のほか方向の異なる波浪が進入するので、その場合にどの程度変形するかをさらに検討する必要がある。

3.4 新潟海岸全体を対象とした場合の安定海浜の形成方法

この場合には、前述した条件のもとで、どのような安定海浜群が形成できるかを考える。このときの特記事項は次の3点である。1) 信濃川河口からの漂砂源は現在存在しないが、浚渫土砂を海岸保全に利用することを義務づければ、安定海浜群の維持として活用できるし、またそうすべきであろう。2) 関屋分水からの供給土砂の存在は海浜の安定化に直接寄与するが、この地点では漂砂源の不連続が起るわけで、それにどう対処するか問題になろう。そして、3) 前述したように、新川付近で沿岸漂砂がほとんど存在しなくなると考えて、ここを安定海浜群の南西端として取り扱う。

安定海浜の形成に関する理論によれば、卓越波浪が存在して沿岸漂砂量が沿岸方向に一定のとき、沿岸漂砂の上手および下手側における海浜変形の境界条件がそれぞれ存在しさえすれば、そこには唯一つの安定海浜(または、平衡海浜)が形成されることになる。ただし、その形状は、前述したように、卓越波浪の波向きのほか、境界条件(たとえば、ヘッドランド)の規模、とくにその沖方向の長さとの間に依存するので、全体の沿岸漂砂系において海浜の安定を漂砂の連続性の確保の観点においてどう配置するかであり、さらに実際的には安定海浜の背後地をどのように利用するかによって、その規模を決めるべきであろう。ここでは、信濃川河口より関屋分水までの区間に適当な間隔で安定海浜を形成させ、その最南西端のものが関屋分水河口部でできるだけトラブルを生じないように、河口部がヘッドランドの背面付近にあって、ヘッドランドによる回折波による局所的な海浜変形や河口閉塞などが起きないように考慮する。このようにして、ここでは一例として、一つの安定海浜の延長、すなわち海浜変形の境界条件としてのヘッドランドの間隔を1,000mとして考え、主波浪の波向きとしてNNW3°Wを用い、関屋分水河口を起点として沿岸漂砂

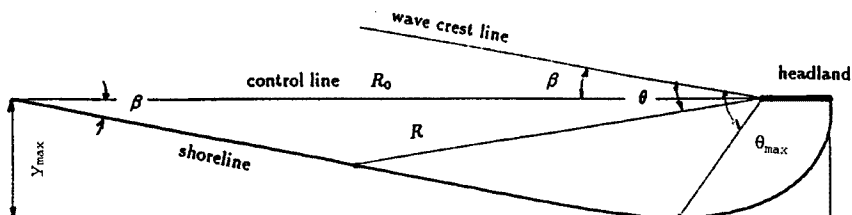


Fig. 22 Definition of variables to describe the stable pocket beach.

の上手側に向かって安定海浜群を形成させることとして、式(1)および(2)を用いて計算して示すと Fig. 24 のようになる。つぎに、ここからさらに下手側に対しては、新川付近で現状の海浜に接続するように安定海浜群を配置して、その図に示してある。この場合の安定海浜群は信濃川河口からの漂砂減がほとんど存在しないことから、いわゆる静的に安定な海浜である。しかし、実際にはヘッドランドの沖側端部の水深を 7m としてあるので、これより沖側に沿岸漂砂が存在するような波浪条件もあるわけであるから、そのときには若干沿岸漂砂が下手側に流送されることになる。このような条件において安定海浜を形成させるためには、この分に対応する沿岸漂砂量を定期的に供給する必要がある。おそらく、その量は前述して沿岸漂砂量の推定からすれば、約 $10,000\text{m}^3/\text{yr}$ 程度であろうと思われる。

一方、関屋分水河口から下手側については、さらにここからの漂砂源によって、ここで示した安定海浜群においては、むしろ堆積性の傾向を示すであろうが、その余剰の漂砂は安定海浜群の維持に利用するべきであろう。すなわち、それを信濃川河口基部からのサンドバイパスに利用するべきである。

このように安定海浜群を形成させるためには、その施工順序が大変重要になるはずである。とくに、注意したいのは関屋分水河口から上手側であるが、関屋分水河口には漂砂源があり、それが主として南西方向に向かうことから、この河口のヘッドランドから上手側に順次施工していくのが理想的であろう。もちろん、関屋分水河口から下手側では、できれば新川河口から上手側にそれぞれ順次施工できれば理想的といえるであろう。

3.5 信濃川河口基部で埋立が実施された場合の安定海浜群の形成の可能性

この場合には、その埋立の規模にもよるが、その南西端が一般に海浜変形の境界条件となるので、安定海浜を形成させるとすれば、直接的にその影響を受けることになる。まず、それを境界条件とする一つの静的に安定な海浜を計算すると、Fig. 24 の下の図に点線で示したように、それは関屋分水地点に及ぶ大きな浜となり、その影響が沿岸漂砂の下手側に大きく及ぶことになる。いいかえれば、このような大規模の海岸構造物を主波浪を遮蔽するようにつくると、その海浜変形に及ぼす影響は極めて大きく、浜全体に及ぶことになるわけである。もし、ここに小規模の安定海浜群を形成させるとすれば、それは点線で示した海浜形状に接続する小規模の安定海浜を形成させることになり、それに続く安定海浜群を前述した場合と同様な方法によって計算すると、その図に示したようになる。とくに最も上手側における安定海浜の形成は波浪特性の評価において十分な注意が必要であろう。すなわち、回折波のほか、波向きによっては反射波も考慮しなければならず、そのとき果たして安定な海浜が形成されるかどうかであるが、もし主波浪に対して十分形成されるのであれば要は回折波などによってどれだけ形成された安定海浜が変形するか、またそのとき沿岸漂砂がどのような挙動をするかを 3次元海浜変形数値モデルにより検討しておく。

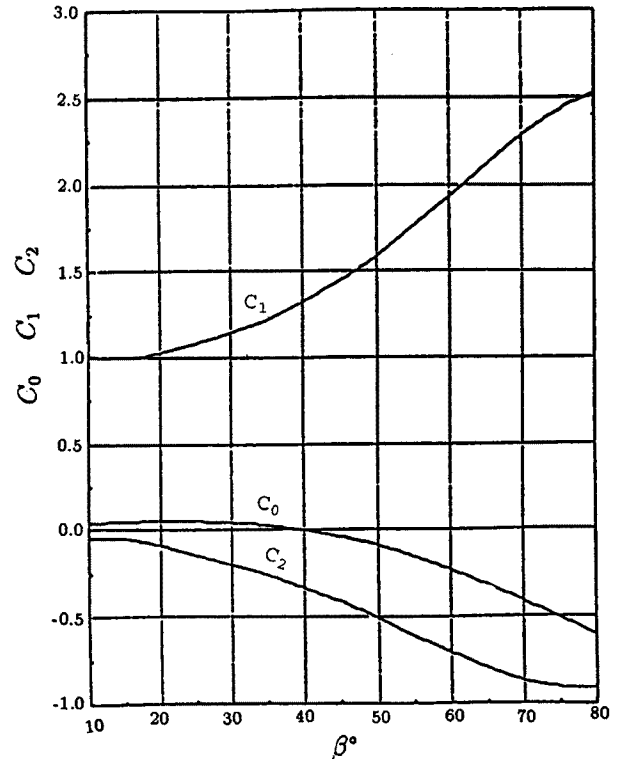


Fig. 23 Relation between β vs. coefficients, C_0 , C_1 , C_2 .

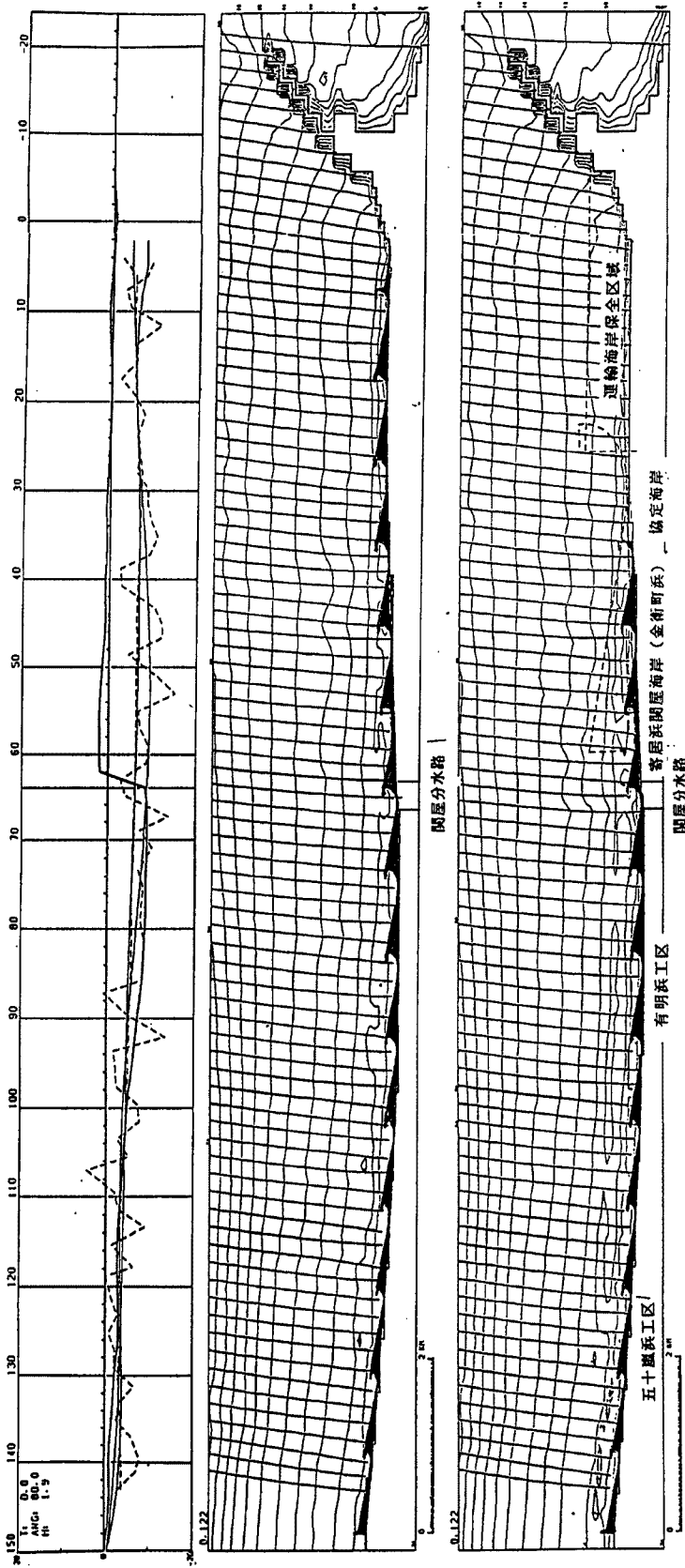


Fig. 24 Longshore sediment transport distribution and two types stable beach arrangement proposed in this study.

4. 海浜変形の数値モデル

ここでは、安定海浜工法を新潟海岸の長期侵食対策の方法として適用するために、安定海浜群をどのように配置すればよいか、また異常波浪時に計画された安定海浜がどのように変形するかを3次元海浜変形数値シミュレーションにより明らかにするとともに金衛町浜最西端のヘッドランド（突堤）の関屋分水に及ぼす影響を評価する。

ここで用いるモデルは山下、土屋ら⁵⁾によって開発されたもので、波、流れ共存場の楕円型緩勾配方程式を波浪場のモデルとして、これと海浜流、海浜変形モデル（海浜変形の影響を含む水平2次元海浜流モデル）とを結合して海浜の変形を計算するものであり、その概要はつぎの通りである。

4.1 波浪変形モデル

Kirby⁶⁾によれば、流れとの共存場で wave action E/σ を保存する緩勾配方程式は次式で示される。

$$\frac{D^2\phi}{Dt^2} + (\nabla \cdot \vec{U}) \frac{D\phi}{Dt} - \nabla \cdot (CC_g \nabla \phi) + (\sigma^2 - k^2 CC_g - i\sigma W) \phi = 0 \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに、微分作用素 D/Dt は、流速ベクトル u_i を用いて、次式で示される。

$$\frac{D}{Dt} = \frac{\partial}{\partial t} + u_i \frac{\partial}{\partial x_i} \quad \dots\dots\dots (9)$$

砕波による波浪エネルギー散逸率 D を評価する方法は、次式の Izumiya & Horikawa のモデル⁷⁾を用いる。

$$D = \gamma_* \beta \frac{E^{3/2}}{\rho^{1/2} (h + \bar{\eta})^{3/2}} \left(\frac{2C_g}{C} - 1 \right)^{2/1} \quad \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 $\bar{\eta}$ は平均水位の変化量であり、パラメータ $\gamma_* \beta$ および M_*^2 は次式で示される。

$$\gamma_* \beta = \beta_0 (M_*^2 - M_{*s}^2) \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$M_*^2 = \frac{C_g}{C} \frac{E}{\rho g (h + \bar{\eta})^2} \quad \dots\dots\dots (12)$$

式(10)を砕波によるエネルギー散逸を評価する式に書き直すために、砕波点における波高・水深比、 H_r および波の再生域における波高・水深比 H_{rc} を用いて、次式のように表している。

$$D = 0.159 (H_r^2 - H_{rc}^2)^{1/2} H_r \frac{EC_g}{h} \quad \dots\dots\dots (13)$$

ここで、楕円型緩勾配方程式を双曲型に変形するために、速度ポテンシャル ϕ から、複素数で表された水位変動 ζ に書き換えてある。速度ポテンシャル ϕ は次式で表される。

$$\phi = |\phi| \exp(i\psi) \quad \dots\dots\dots (14)$$

ここに、 ψ は位相関数で、

$$\psi = \vec{k} \cdot \vec{x} - \omega t \quad \dots\dots\dots (15)$$

また、固定座標系から見た角周波数 ω は、ドップラー効果により、次式のように示される。

$$\omega = \sigma + \vec{U} \cdot \vec{k} \quad \dots\dots\dots (16)$$

ここで、 σ は、移動座標系から見た角周波数で、次式の線形分散関係により、波数 k の関数となっている。

$$\sigma = \sqrt{gk \tanh kh}, \quad C = \frac{\sigma}{k}, \quad C_g = \frac{\partial \sigma}{\partial k} \quad \dots\dots\dots (17)$$

波・流れ共存場の水面での境界条件は、

$$\frac{D\phi}{Dt} = -g\zeta \quad \dots\dots\dots (18)$$

である。また、式(11)の解を考え、ポテンシャルの振幅変化が位相のそれに比べて緩やかであると仮定して、次式の近似を用いている。

$$\frac{D\phi}{Dt} = i\sigma\phi \quad \dots\dots\dots (19)$$

式(18)および(19)より、

$$\zeta = \frac{i\sigma}{g} \phi \quad \dots\dots\dots (20)$$

これより次式の関係を得ている。

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = i\omega\zeta \quad \dots\dots\dots (21)$$

以上の関係式を用いて、波・流れ共存場での緩勾配方程式は複素水位変動 ζ により、次式のように書き換えている。

$$\left\{ 1 + \frac{\sigma}{\omega} \left(\frac{C_g}{C} - 1 + \frac{i}{\sigma} W \right) \right\} \frac{\partial^2 \zeta}{\partial t^2} + \frac{\partial}{\partial t} (\nabla \cdot (\vec{U}\zeta)) - \nabla \cdot \left\{ \omega C C_g \nabla \left(\frac{\zeta}{\sigma} \right) \right\} = 0 \quad \dots\dots\dots (22)$$

エネルギー散逸が無い場合 ($W = 0$) には、虚部から次の wave action 保存則の関係を得ている。

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{E}{\sigma} \right) + \nabla \cdot \left\{ \frac{E}{\sigma} (C_g + \vec{U}) \right\} = 0 \quad \dots\dots\dots (23)$$

式(22)において、流れの存在しない場合には、次式のようになる。

$$\left(\frac{C_g}{C} + \frac{i}{\sigma} W \right) \frac{\partial^2 \zeta}{\partial t^2} - \nabla \cdot (C C_g \nabla (\zeta)) = 0 \quad \dots\dots\dots (24)$$

ここでは、楕円型緩勾配方程式を数値計算に用いるため、次式のような1階の双曲型3元連立方程式系に変換して、これを有限差分法で計算する^{8),9)}。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial P}{\partial t} - i\omega P + \omega C C_{\varepsilon} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{S}{\sigma} \right) &= 0 \\ \frac{\partial Q}{\partial t} - i\omega Q + \omega C C_{\varepsilon} \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{S}{\sigma} \right) &= 0 \\ \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{\partial Q}{\partial y} + \frac{1}{\omega} \left\{ 1 + \frac{\sigma}{\omega} \left(\frac{C_{\varepsilon}}{C} - 1 + \frac{i}{\sigma} W \right) \right\} \left(\frac{\partial S}{\partial t} - i\omega S \right) + \vec{U} \cdot \nabla S &= SS \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (25)$$

流れの無い場合には $\omega = \sigma$ であり、これを絶対角周波数と呼ばれる。一方、 σ は式(16)の分散関係を満足するように、流れと共に変動し、 $\vec{k} \cdot \vec{U} > 0$ ならば、 $\omega > \sigma$ 、 $\vec{k} \cdot \vec{U} = 0$ ならば、 $\omega = \sigma$ および $\vec{k} \cdot \vec{U} < 0$ ならば、 $\omega < \sigma$ となっている。また、波高 H (水位変動の振幅の2倍)、波向きを決める位相 χ は次式で計算されている。

$$H = 2 \sqrt{\text{Re}(S)^2 + \text{Im}(S)^2} \dots\dots\dots (26)$$

$$\chi = \tan^{-1} \{ -\text{Im}(S) / \text{Re}(S) \} \dots\dots\dots (27)$$

なお、数値計算には、空間スタッガード変数配置で、有限差分法の交互陰解法 (ADI 法) を適用している。

4.2 海浜流・海浜変形モデル

海流・海浜変形モデルの概要は以下のようなものである。海浜変形、海浜流の相互作用を直接考慮するため、局所的水深変化の影響を陽に含む水平2次元の海浜流の基礎方程式を展開し、これを全水深の時間変化項を入れた漂砂の連続式と連立させたモデルである。また、漂砂量の計算には、波浪の非線形性による水流子軌道の非対称性、波浪・海浜流相互作用および局所海底勾配の影響について掃流、浮遊漂砂毎の計6成分の和として定式化されている Bailard¹⁰⁾ および Stive¹¹⁾ による漂砂量則を用いてある。基礎方程式は、 x および y 方向の運動方程式としてそれぞれ次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial M}{\partial t} + \beta \left(U \frac{\partial M}{\partial x} + V \frac{\partial M}{\partial y} \right) &= -gH \left(\frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\partial D}{\partial x} \right) - \frac{1}{\rho} \tau_x^B \\ &\quad - \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{yx}}{\partial y} \right) - \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial T_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial T_{yx}}{\partial y} \right) \\ \frac{\partial N}{\partial t} + \beta \left(V \frac{\partial N}{\partial y} + U \frac{\partial N}{\partial x} \right) &= -gH \left(\frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\partial D}{\partial y} \right) - \frac{1}{\rho} \tau_y^B \\ &\quad - \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial S_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial S_{xy}}{\partial x} \right) - \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial T_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial T_{xy}}{\partial x} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (28)$$

ここに、 β は運動量補正係数で、次式で定義される。

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \int_{-D}^{\eta} u_i u_j dz = \beta U_i \frac{\partial U_j H}{\partial x_i} \dots\dots\dots (29)$$

以上の積分平均化された方程式において、海底摩擦係数、radiation stresses および Reynolds stresses の表示はつぎのようである。海底摩擦によるせん断応力 τ_i^B は次式で与えられる。

$$\tau_i^B = \rho C_f \sqrt{U^2 + V^2} U_i \dots\dots\dots (30)$$

ここに、摩擦係数 C_f は $10^{-3} < C_f < 10^{-2}$ の値をとる。Radiation stresses は反射波が存在するような場合

をも含めて、より一般的な波浪場に対して次式のように表わされる。

$$S_{i,j} = \frac{\rho g}{4} \left[\operatorname{Re} \left(\frac{\partial \eta}{\partial x_i} \frac{\partial \eta^*}{\partial x_j} \right) \frac{1}{k^2} \left(1 + \frac{2kD}{\sinh 2kD} \right) + \delta_{ij} \left\{ |\eta|^2 \frac{2kD}{\sinh 2kD} + \frac{2kD \coth 2kD - 1}{2k^2} \left(\left| \frac{\partial \eta}{\partial x} \right|^2 + \left| \frac{\partial \eta}{\partial y} \right|^2 - k^2 |\eta|^2 \right) \right\} \right] \dots\dots\dots (31)$$

さらに水平混合項は次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} -T_{vx} &= \rho H (v_e \sin \theta) \left(-\sin \theta \cos \theta \frac{\partial V}{\partial y} + \sin \theta \sin \theta \frac{\partial U}{\partial y} \right. \\ &\quad \left. - \cos \theta \cos \theta \frac{\partial V}{\partial x} + \sin \theta \cos \theta \frac{\partial U}{\partial x} \right) \\ -T_{vy} &= \rho H (v_e \cos \theta) \left(-\sin \theta \cos \theta \frac{\partial V}{\partial y} + \sin \theta \sin \theta \frac{\partial U}{\partial y} \right. \\ &\quad \left. - \cos \theta \cos \theta \frac{\partial V}{\partial x} + \sin \theta \cos \theta \frac{\partial U}{\partial x} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (32)$$

連続式は海浜の局所の変化を考慮して、全水深 D の時間変化と漂砂の局所勾配との釣合として、次式で表わす。

$$\frac{\partial D}{\partial t} = \frac{\partial q_i}{\partial x_i} \dots\dots\dots (33)$$

ここに、 q_i は単位幅水柱単位時間当りの x および y 方向の漂砂量である。

漂砂量則には Bailard¹⁰⁾ の表示のもとで、Stive¹¹⁾ によって海浜変形モデルへの適用がされたものを用いている。

$$\vec{q} = \frac{1}{(\rho_s - \rho)g(1 - \lambda)} \left\{ B_b \left(|u|^2 u - \frac{|u|^3}{\tan \phi} \frac{\partial D}{\partial x} \right) + B_s \left(|u|^3 u - \frac{\epsilon_s |u|^5}{w_f} \frac{\partial D}{\partial x} \right) \right\} \dots\dots\dots (34)$$

ここに、 u は底面近傍での平均流速、 ϕ は底質の水中摩擦角、 w_f は底質の沈降速度であり、および D は静水面からの水深である。この式はさらに、波浪の非線形性による水粒子軌道の非対称性 (添字 as)、波浪・海浜流相互作用 (添字 nc) および局所海底勾配の影響 (添字 sl) について掃流 (添字 b)、浮遊 (添字 s) 漂砂ごとの計 6 成分の和として、次式のように定式化している。

$$\vec{q} = \frac{1}{(\rho_s - \rho)g(1 - \lambda)} (\vec{q}_{asb} + \vec{q}_{ass} + \vec{q}_{ncb} + \vec{q}_{ncs} + \vec{q}_{sib} + \vec{q}_{sis}) \dots\dots\dots (35)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} \vec{q}_{asb} &= \frac{9B_b u_{orb}^4 \cos \phi_2}{C \sinh^2(kD)} \vec{i} & \vec{q}_{ass} &= \frac{9B_s u_{orb}^5 \cos \phi_2}{5\pi C \sinh^2(kD)} \vec{i} \\ \vec{q}_{ncb} &= \frac{3B_b u_{orb}^2 \vec{U}}{2} & \vec{q}_{ncs} &= 6.4 B_s u_{orb}^3 \vec{U} \\ \vec{q}_{sib} &= \frac{1.6 B_s w_{orb}^3}{\tan \phi} \frac{\partial D}{\partial x} \vec{i} & \vec{q}_{sis} &= \frac{8 \epsilon_s B_s u_{orb}^5}{w_f} b \frac{\partial D}{\partial x} \vec{i} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (36)$$

ただし \vec{i} は単位ベクトル、 θ は波向き、 u_{orb} : 線形波の底面近傍での流速振幅、 \vec{U} : 平均流の底面近傍流速、

ϕ_2 : Stokes 波理論の 2 次高調成分波との位相遅れ角, C : 線形分散関係で与えられる波速, および k : 波数である。

また, 掃流漂砂にかかわる係数 B_b および浮遊漂砂の係数 B_s は, それぞれ次式で示される。

$$B_b = \rho C_f \frac{\epsilon_b}{\tan \phi}, \quad B_s = \rho C_f \frac{\epsilon_s}{w_f} \quad \dots\dots\dots (37)$$

ここに, C_f は底質の代表粒径 D_s , 波動運動にともなう水粒子の振幅 a_w 沈降速度 w_f を用いて, 次式により計算される。

$$C_f = \frac{1}{2} f_w = \frac{1}{2} \exp \left\{ 5.2 \left(2.5 \frac{D_s}{a_w} \right)^2 - 6.0 \right\}, \quad a_w = u_{orb} \frac{T}{2\pi} \quad \dots\dots\dots (38)$$

この海浜の局所的変化を考慮した海浜流・海浜変形モデルの基礎式は, 非線形項の存在, 実虚関数の相違を除けば波浪変形モデルと同形であるので数値計算アルゴリズムも統一して ADI 法を用いている。

5. 異常波浪時による安定海浜の変動予測

5.1 金衛町浜への安定海浜工法の適用

前述したように, 金衛町浜は新潟海岸において信濃川河口から関屋分水河口地点との間に位置する海岸である。この海岸には, すでに多くの離岸堤が建設されてきたが, その海底地形は著しく変貌してきた。計画されている安定海浜工法は, これらの離岸堤を取り除いて, **Fig. 25** に示すように突堤と離岸堤を組み合わせた 4 つのヘッドランドを建設して, この間に養浜を行って安定な海浜を形成しようとするものである。ヘッドランドの規模は図中に示す通りである。ここでは, 汀線変化予測シミュレーションモデルと 3 次元海浜変形シミュレーションモデルを用いて, 異常波浪時に果たして安定海浜が形成されたままであるか, あるいはどのように変化するか, その変動予測を行ない安定海浜工法の適用性を検討する。

5.2 金衛町浜における安定海浜の形成とその変動予測

(1) 異常波浪時による安定海浜の変動予測の数値シミュレーション

安定海浜間に養浜した漂砂がどの程度ヘッドランド間に残るかという問題は, この工法の実際への適用上極めて重要である。ここでは, 計画された安定海浜が異常波浪時にどのような変形を生じるか, 養浜砂の流失の可能性はどの程度であるか, また流失防止のための配慮が必要であるか否かについて, 前述した数値シミュレーションによりその予測を行ない, 安定海浜工法の適用性を検討する。

(2) 養浜による初期汀線形状

養浜により造成する安定海浜の初期汀線形状の決定には, 前述した式(6)で示される Hsu ら⁴⁾による経験式を用いる。ここでは安定海浜の形成に影響を及ぼす波浪の波向きを NNW3°W とし, この波浪の海岸線に対する入射角は 8° であるので, 式(6)において $\beta = 8^\circ$ として形状を計算し, これが最大湾入位置において, 現在の汀線に接するように初期汀線形状を決める。つぎに, 養浜部分における海底勾配は, 汀線から沖方向へ一様勾配としている。このときの, 海浜勾配と養浜砂量との関係を **Fig. 26** に示す。ここに, 関屋分水の安定海浜側から順に, A, B, C としてあり, 便宜上このように呼ぶことにする。今回設定した養浜部分によって形成される海浜勾配は, 安定海浜 A および B が 1/25 で, C が 1/15 としてある。安定海浜 C においては, 養浜後の汀線が離岸堤に近く, 養浜部分がこれにかからないようにしたため, このような設定となった。**Fig. 27** に養浜後の海底地形の等深浅図を示す。図中の黒い影の領域が養浜下領域に対応する。

(3) 計算領域

計算領域は **Fig. 28** に示す太い線で囲まれた部分であり, 最右端のヘッドランドから関屋分水周辺までで

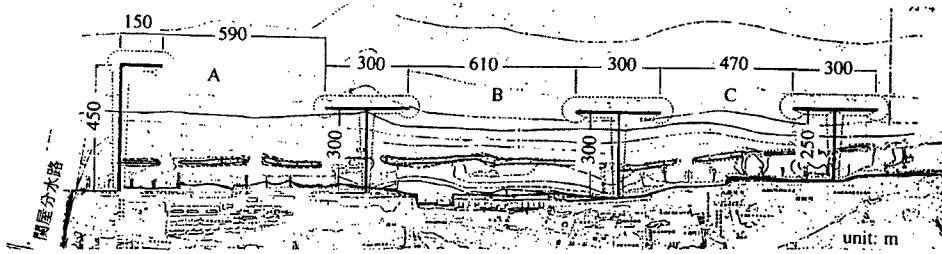


Fig. 25 Construction plan of headlands in Kinechohama.

の、縦367.5m×横3284mである。これを幅7.5m、縦439×横50のメッシュに切って水深を読み取ったあと、さきに計算した養浜部分の水深をこれに重ね合わせて海底地形のデータベースを製作したが、これが初期海底地形となる。この際、離岸堤のある部分は水深が不連続とならないように内挿してある。

(4) 計算方法

まず、海浜変化の数値シミュレーションにおける外力条件としての異常波浪は、日本海沿岸における季節風時の波浪特性を模擬できるものでなければならない。したがって、1ストーム中に来襲する波浪を次のようにモデル化する。主波浪の入射角は 8° で継続時間を16時間とし、異常波浪は入射角が 0° で継続時間が5時間、および入射角が -8° で継続時間が5時間として、それぞれ周期を10sec、波高を2mとする。まず、主波浪時において波浪場の計算をした後、海浜流・海浜変形計算を行う。次に異常波浪時において入射角 0° および -8° の順で同様の計算を行う。このように入射角、 8° 、 0° および -8° の順番で計算して、それぞれの来襲波浪による変形後の海底地形と1ストーム後の海底地形が得られる。

(5) 波の変形と海浜流の計算結果とその考察

前述したように、1つのストームによって3基連結のヘッドランド間の海浜において何が起こるかを数値計算した。まず、前述した方法によって得られたそれぞれの入射角における波浪の変形状況を調べるために、Fig. 29には前述した波を入射角として、 8° 、 0° および -8° を与えた場合の波浪の変形状況がわかるようにその空間波形で示してある。このうち(b)に示した場合は、直角入射の波の変形状況であるが、やはりヘッドランド周辺ではT型突堤の影響で局所的な変形が起こり、とくに興味あるのはヘッドランド間において回折波が相互作用して波峰線が弧状になって初期汀線に近づくことがわかる。一方、(a)に示した 8° の入射角の場合には、実際にはNNE方向からの波浪の場合に対応するが、ヘッドランド西側においては東側より波の回折作用が明かに現われ、波峰線は最後にはやはり初期汀線に沿うようになるが、若干初期汀線西側の向きに早く近づく傾向を示している。これとは対照的に、(c)の場合には、 -8° の入射のため直角入射の場合(a)のときよりもさらにヘッドランドの西側において、初期汀線に早く近づく傾向を示している。いずれの場合でも、T型突堤による局所的な波の回折と屈折とによって波浪の変形が支配されるわけであるが、そのときの波高分布を

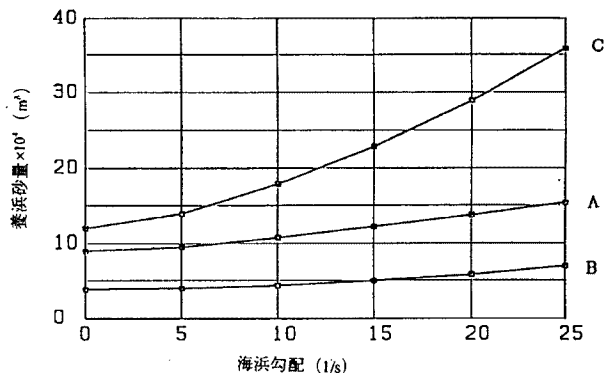


Fig. 26 Necessary amount of sand for beach nourishment and design beach slope.

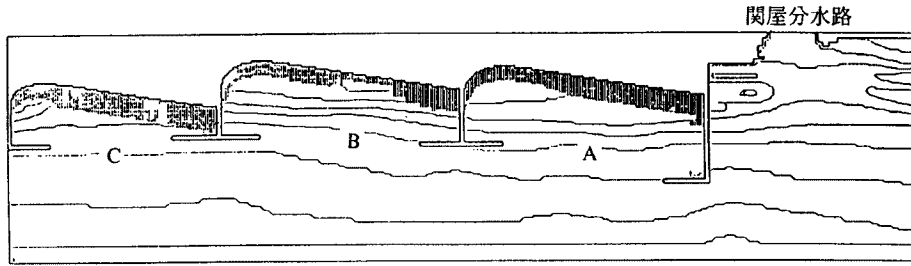


Fig. 27 Contour map of the beach after nourishment (shadow indicates nourished area).

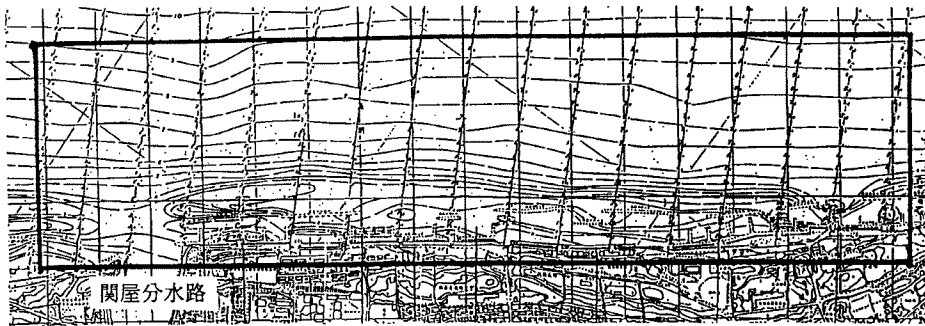


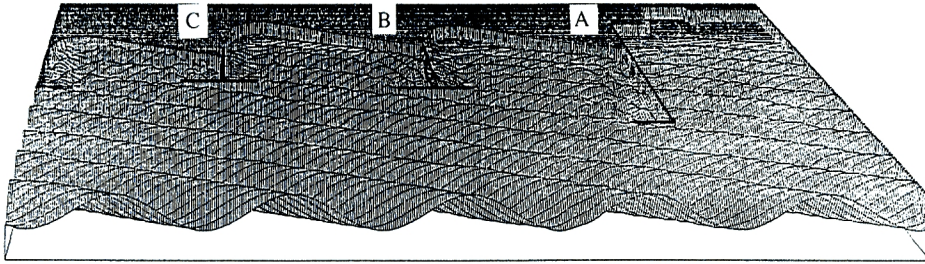
Fig. 28 Computational domain for 3-D beach change prediction.

Fig. 30 に示す。T 型突堤のヘッドランドによる波の回折によって波高が減少するが、屈折した入射波と養浜部分では波高が局所的に増大していることがわかる。一方、Fig. 29 および Fig. 30 に示した波の変形に伴って生ずる海浜流を計算した結果を Fig. 31 に示す。ただし、流速ベクトルのスケールは間隔が 0.5m/sec である。

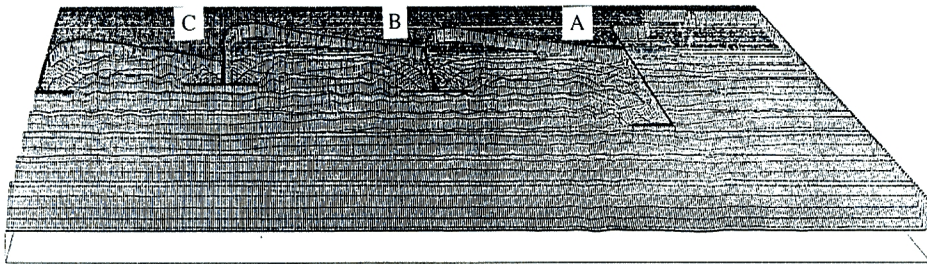
これらの結果によると、入射角が 8° から -8° に変えてあるにもかかわらず、いずれの場合にも、T 形突堤のヘッドランドによる大きな循環流とそれに付随するものが現れ、その程度もほとんど同じであることがわかる。そして、循環流は波の変形に伴う波高分布に依存し、radiation stresses の平面分布に支配されるわけであるが、これらの計算結果によると汀線から T 型突堤の先端部までの距離に関係しているようであり、それが大きいほど同一の波浪条件ではより大きな海浜循環流が発生しているようである。これが、波浪の変形、海浜流の発生とそれらに伴う漂砂、海浜変形に関係して、安定海浜の形成過程を支配することになるのであろう。

(6) 海浜変形と安定海浜の形成に関する計算結果とその考察

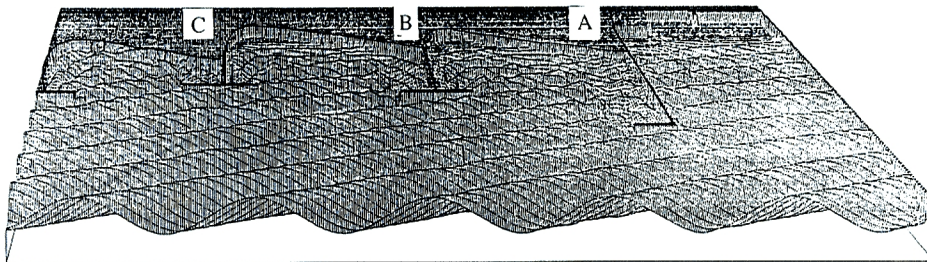
前述した方法によって、安定海浜を造成した直後における波の変形および海浜流の数値計算の結果を利用して、ここでは 4 連のヘッドランド間における 3 次元的な海浜変形を計算し、果して造成した海浜が安定海浜を形成する傾向にあるかどうかを検討する。まず、Fig. 32 には数値計算から、入射角 8° 、 0° および -8° の順番に波浪が作用した場合に、その継続時間をそれぞれ 16hr、5hr および 5hr として与えた後の海底地形を示す。安定海浜造成直後の海底地形と比較すると、この数値計算において与えられた継続時間の範囲で



(a) Incident wave angle of 8°



(b) Incident wave angle of 0°



(c) Incident wave angle of -8°

Fig. 29 Computed wave profiles.

は、T型突堤のヘッドランドの背面部分にわずかな地形変化が生じる程度であることがわかり、安定海浜が形成されるものと考えてよいであろう。このことを確かめるために、この計算結果を用いて侵食（図中で淡い部分）および堆積（図中で黒い影の部分）領域の空間分布を求めて Fig. 33 から Fig. 35 に示す。

また、図中には海底地形の空間的变化との対応が検討できるように詳細な海底地形の等深浅図もあわせて示してある。これによれば、まずT型突堤の先端背面部において、若干侵食される傾向にあるが、これは波高分布にともなう海浜循環流の発生と漂砂の連続関係によるものであるが、局所的にそのような傾向が現れるのは特記すべきであろう。この反面、その場所より少し岸側の部分に堆積領域が現れることも注目に値するが、いずれにしてもそれらの変化は長期的には安定海浜が形成維持できるための海底地形が次第に形成されていくものと理解される。

5.3 金衛町浜最西端のヘッドランドが関屋分水に及ぼす影響

金衛町浜最西端のヘッドランドの関屋分水に及ぼす影響評価として、ヘッドランドの建設によって関屋分水路周辺の海浜に局所的な変形や河口閉塞などが起こるかどうかが、分水路としての機能を阻害する可能性があるか否かどうかを調べなければならない。すなわち、これら4連のヘッドランドのうち最西端のものは、関屋分水の河口右岸に設置されるわけであるから、波の変形による波浪の集中、異常な海浜流の発生および海浜変形への影響を検討しておかなければならない。波の変形については、Fig. 29 および Fig. 30 に示した結果からすれば、入射角 8° において河口部分に若干波が集中する傾向を示す。また、Fig. 31 に示した海浜流の計算結果では、入射角 8° および -8° の場合にヘッドランド背面部分に海浜循環流が発生することがわかる。

Fig. 32 から Fig. 35 に示した3次元の海浜変形の数値計算結果によれば、著しい海底地形の変化はないようであるが、関屋分水河口付近とその左岸部の海岸に若干の堆積傾向を示すように思われる。しかし、より具体的には、関屋分水からの流送土砂を与えて河口付近における海浜変形または海底地形に変化を予測しなければならないであろう。

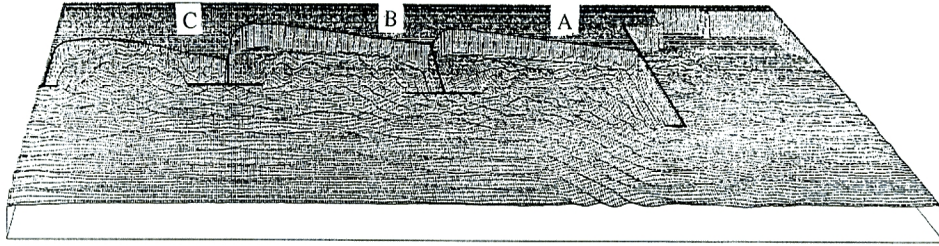
6. 結 論

新潟海岸に安定海浜工法を適用して、侵食を制御するだけでなく、よりよい海岸環境を創造するための基礎的検討を行った。これにより得られた成果を要約すると、以下のようである。

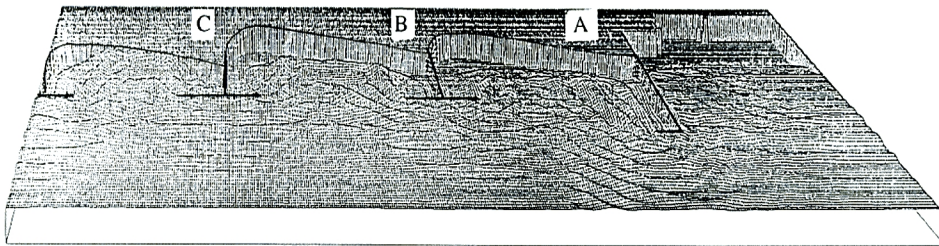
第2章では、新潟西海岸の主要な侵食原因を河口デルタの縮小過程としての大規模海浜過程として捉えるため、新潟県海岸対策委員会「中間報告第1号」（昭和23年）および新潟県土木部の「新潟海岸の欠潰について」（昭和35, 39年）の報告書に基づき、新潟海岸の汀線変化を整理し、1ラインモデルによる汀線変化の追算結果と比較検討した。これより、汀線変化および沿岸漂砂量の追算結果のオーダーとそれらの傾向から波向きは 16.5° であり、昭和22年頃の沿岸漂砂量は約 $30,000\text{m}^3/\text{yr}$ であると推定された。また、昭和55年から59年における深浅測量から推定された沿岸漂砂量は約 $4,000\text{m}^3/\text{yr}$ であったが、自然海浜を仮定した1ラインモデルから計算されたその値は約 $25,000\text{m}^3/\text{yr}$ であり、1オーダー小さかった。このことは、汀線の後退にしたがって碎波角が減少してきていることに加えて、漂砂帯の8割近くまでが人為的防衛工で覆われているためであると考察された。

さらに、新潟海岸の海岸侵食に対して、長期的な観点からその安定化をいかに図るのかについて検討した結果は次のように要約される。

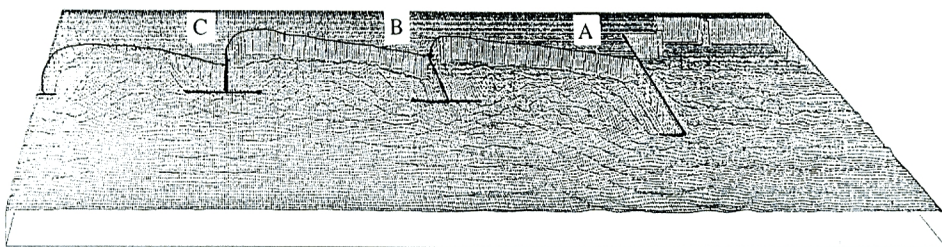
まず、新潟海岸の侵食は種々の要因があるにせよ、最も大きなものは信濃川河口からの漂砂源の欠如による河口デルタの縮小であると理解すべきであり、それは最近いわれだした大規模海浜変形の最も典型的な事象の一つであるとの観点から、長期的な海岸の安定化を図るべきである。この立場で、新潟海岸の漂砂系を考察して漂砂源から沿岸漂砂の沿岸分布を明らかにすることができた。ただし、信濃川の河口付近でどのく



(a) Incident wave angle of 8°

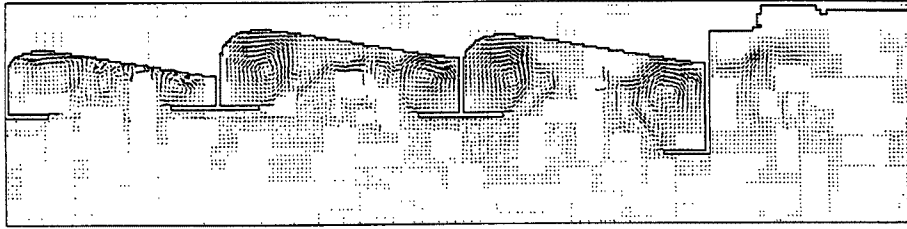


(b) Incident wave angle of 0°

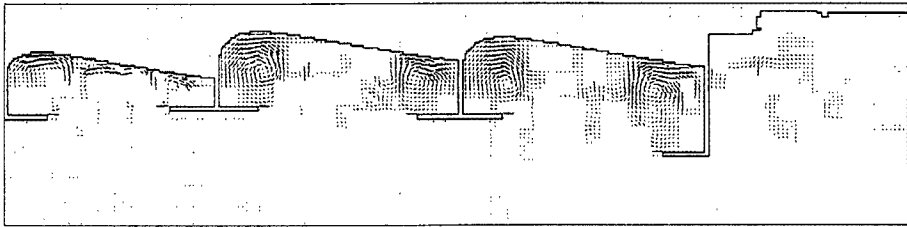


(c) Incident wave angle of -8°

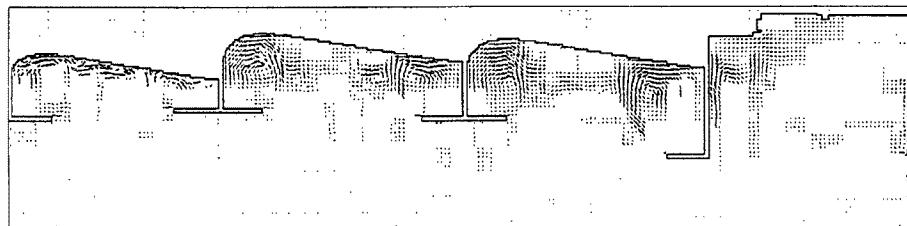
Fig. 30 Computed wave height distribution.



(a) Incident wave angle of 8°

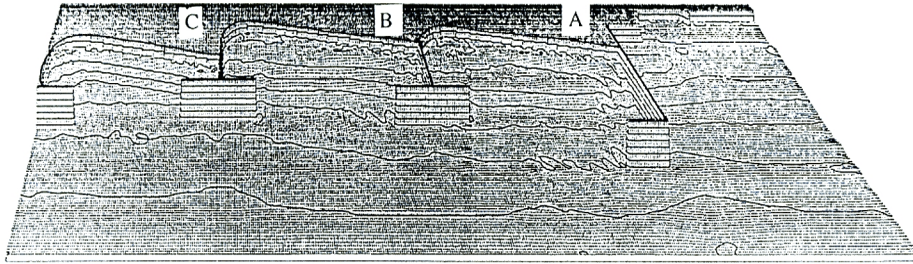


(b) Incident wave angle of 0°

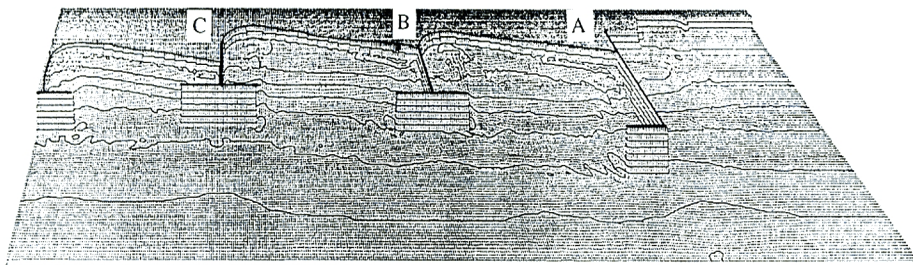


(c) Incident wave angle of -8°

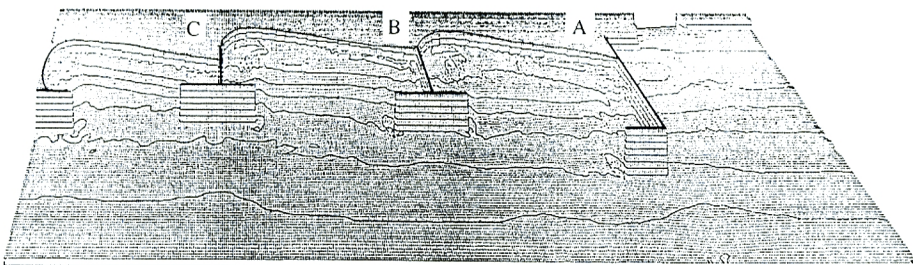
Fig. 31 Computed nearshore currents



(a) After 16hrs attacking by incident waves of which angle is 8°

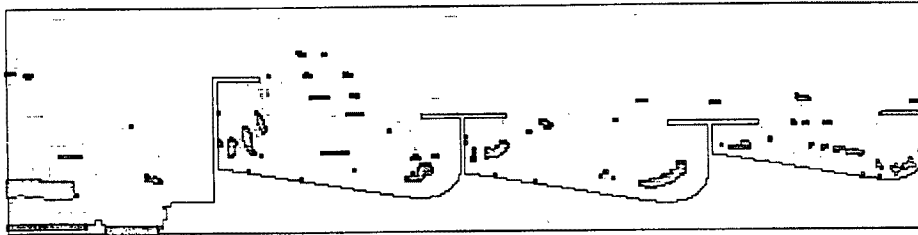


(b) After 5hrs attacking by incident waves of which angle is 0°

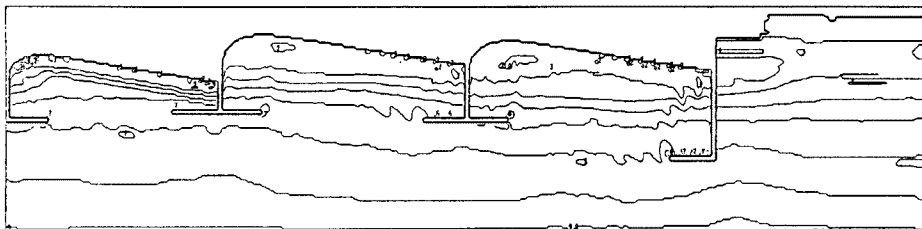


(c) After 5hrs attacking by incident waves of which angle is -8°

Fig. 32 A sequence of computed beach topography changes by attacking of stormy waves.



(a) Erosion-accretion diagram



(b) Contour of topography

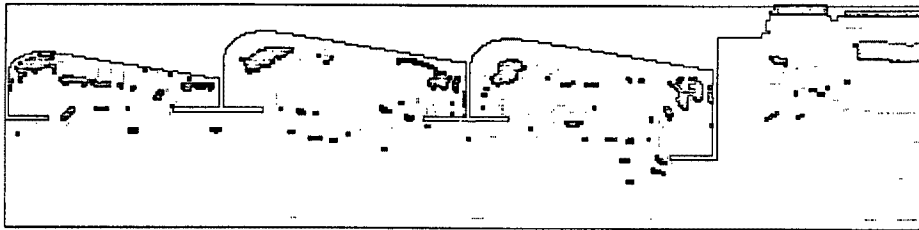
Fig. 33 A sequence of computed beach topography changes by 16hrs attacking of stormy waves of which angle is 8°

らしい浚渫土砂の投入が行なわれてきたか、また関屋分水の河口より供給される漂砂源の量がどのくらいかなど若干不明な点があり、今後さらに検討するべきことを残しているが、基本的な漂砂系の実態を明確にできたと考えている。

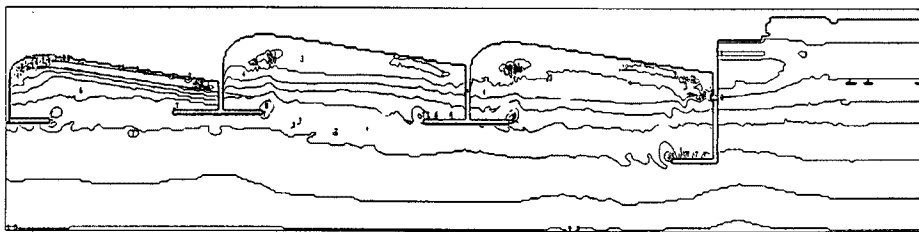
とくに、新潟海岸は河口デルタ地形として、その縮小過程に見られる典型的な汀線変化をしてきていること、および底質特性の沿岸分布のみならず、海底地形の変化にもその傾向を理解することができるので、この実態を十分理解したうえで、海岸侵食制御を考え、海浜の安定化を図らなければならないことを説明した。

最近の深浅測量の結果を用いて、海底地形の変化から海浜変形の連続し基を用いて、沿岸漂砂量の沿岸分布を求め、また現状の海岸地形において、平衡海浜断面を仮定したときの沿岸漂砂量の沿岸分布も計算した。これにより漂砂源を考慮して沿岸漂砂系の理解するとともに、その沿岸分布から汀線変化の実態と河口デルタの縮小過程をも明らかにすることができた。

このようにして得られた沿岸漂砂量の沿岸分布を十分考慮して、新潟海岸の安定化に資するための一つの方法論として、安定海浜群を造成する方法を検討し、次のような基本的な考え方において、具体的な方法を提示することができた。すなわち、現在この海岸では信濃川河口からの漂砂源は実際的には欠如されており、ただ関屋分水河口からそれが存在するが、それらは今後海浜の維持管理のために積極的に利用すべきであると考えて、計画としては静的に安定な海浜群を造成することによってこの海岸の安定化を図るように



(a) Erosion-accretion diagram



(b) Contour of topography

Fig. 34 A sequence of computed beach topography changes by 5hrs attacking of stormy waves of which angle is 0°

考えた。そして、形成された静的に安定な海浜群の恒久的な維持のために、これらの漂砂源を積極的に活用していくよう海岸管理を一つの漂砂系において徹底していかなければならないことを前提としている。

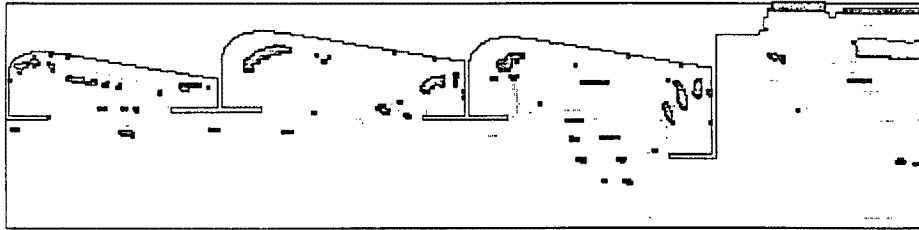
新潟海岸の安定化において、(i)新潟海岸全体の漂砂系において考えられる安定海浜群の形成を示すとともに、(ii)現在検討されている信濃川河口付近の埋立を考慮した場合についても、その可能性を検討して一応可能な具体的な安定海浜群の形成方法を示すとともに、形成に当たっての注意事項についても言及しておいた。

ただし、具体的に安定海浜を形成させるためには、海浜変形の境界条件となりうるヘッドランドなどをいかに造成するをさらに検討しなければならないといえる。

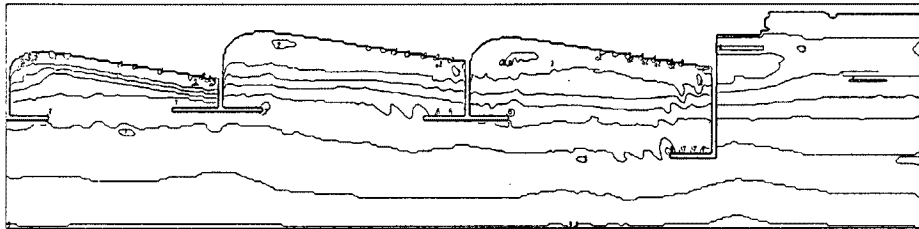
第3章では、新潟海岸の海浜変形を河口デルタの変形の一部として理解し、新潟海岸全体を安定化させて侵食を防ぐ方法とその理論的根拠を示した。

第4章では、3次元海浜変形モデルの概要を示し、第5章では、新潟西海岸金衛町浜に安定海浜工法を適用した場合、ヘッドランド間に形成される安定海浜の異常波浪による変動を3次元海浜変形数値モデルによって予測し、異常波浪時の波向きの変化に対して安定海浜造成のための養浜砂の移動を海底地形の変化から調べ、またそれが閥屋分水に及ぼす影響について考察し、この工法の適用性を検討したが、主な成果は次のように要約される。

安定海浜群を実際に新潟海岸に造成させるために、4基のT型突堤のヘッドランド間に3つの安定海浜



(a) Erosion-accretion diagram



(b) Contour of topography

Fig. 35 A sequence of computed beach topography changes by 5hrs attacking of stormy waves of which angle is -8°

を Hsu らの経験式による平面形状で一様勾配で造成するものとし、そこにおける波浪の変形、海浜流の計算を実施して、安定海浜の形成への寄与を明らかにするとともに、3次元海浜変形モデルによって海底地形の変化を予測した。その結果、波向きによっては汀線付近における波峰線が必ずしも安定海浜の汀線形状にそわないものもあるが、さほど問題にはならないこと、および海浜流の計算ではヘッドランド付近に大きな循環流が現れ、それを補おうとする小さなものも形成されることがわかり、それに波向きにはほとんど関係ないことがわかった。

ついで、海底地形の変化については、T型突堤のヘッドランドの沿岸漂砂の上手側の先端の背面において、わずかな侵食領域が、その陸側部に堆積領域が現れることがわかったが、いずれもそれらはわずかな地形変化であり、むしろそのような地形変化によってより安定な海浜に少しずつ変形していく過程ではないかと理解することができた。

また、計画した4連のヘッドランドのうち最西端のものは、関屋分水の河口右岸に設置されるわけであるから、その関屋分水の河口付近の海浜に及ぼす影響については、入射角 8° において河口部分に若干波が集中する傾向を示し、また入射角 8° および -8° の場合にヘッドランド背面部分に海浜流の循環が発生することが示されたが、3次元の海浜変形の数値計算結果によれば、著しい海底地形の変化はないようであるが、関屋分水河口付近とその左岸部の海岸に若干の堆積傾向が示された。

なお、本研究を遂行するにあたり、新潟県新潟土木事務所の諸氏に多大なるご協力を頂いたことに謝意を

表するとともに、新潟西海岸のデータ解析は当時京都大学大学院 1 回生の阿曾克司君、安定海浜の変動の数値計算は京都大学工学部土木工学科 4 回生和田宙司君の協力によることを明記し、その労に感謝する。

参考文献

- 1) 土屋義人・山下隆男・都丸徳治：大規模海岸構造物による海岸侵食の機構，海岸工学論文集，第 38 卷，1991，pp.436-440.
- 2) 三野与吉・町田 貞・荒巻 孚・山内秀夫：新潟海岸の海浜堆積物からみた沿岸流の卓越方向について，東京教育大学地理学研究報告，Ⅶ，1963，pp.1-22.
- 3) Refaat H.E.A.A. and Y. Tsuchiya: Formation and Reduction Processes of River Deltas; Theory and Experiments, Bull. Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., Vol.41, 1991, pp.177-224.
- 4) Hsu, J.R.C., R. Silvester and Y.M. Xia: New characteristics of equilibrium bays, Proc. 8th Australian Conf. Coastal and Ocean Eng., 1978, p.140-144.
- 5) 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 卷，1991，pp.391-395.
- 6) Kirby, J.T. (1984) : A note on linear surface wave current interaction over slowly varying topography, Jour. Geophy. Res., Vol.89, C1, pp.745-747.
- 7) Izumiya, T. and K. Horikawa (1984) : Wave energy equation applicable in and outside the surf zone, Coastal Eng. in Japan, Vol.27, 1984, pp.119-137.
- 8) Madsen P. A. and J. Larsen (1987) : An efficient finite difference approach to the mild slope equation, Coastal Engineering, Vol.11, pp.329-351.
- 9) Yamashita, T., Y. Tsuchiya, M. Matsuyama and T. Suzuki (1990) : Numerical calculation of linear wave propagation in the coastal zone, Bull. Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., Vol.40, Part 1, No.345, pp.15-40.
- 10) Bailard, J.A. (1982) : Modelling on-offshore sediment transport in the surf zone, Proc. 18th ICCE, pp.1419-1438.
- 11) Stive, M.J.F. (1986) : A model for cross-shore sediment transport, Proc. 20th ICCE, pp.1551-1564.