

海 岸 保 全

建設省河川局 豊 島 修

昭和25年度から予算補助の形で始まったわが国の海岸事業は、昭和31年「海岸法」制定により初めて法律にもとづく事業となったが、この短い歴史の中で、わが国の海岸保全は次第にその性格を変えようとしている。すなわち、ただこれこれの海岸堤防をつくることが主題であった時代から、次第にその傾向が顕著になりつつある侵食の防止対策と海浜地の積極的な利用をはかる方向へと変容しつつある。

ここでは、最近における海岸保全上の課題のいくつかをとりあげ、現場の実態を中心に考察してみることとする。なお、筆者の私見にわたる部分が少なくないことを初めにおことわりしておく。

1 海岸堤防について

1) 海岸堤防断面の変遷

わが国において、海岸堤防の高さや構造が水理学的、工学的見地から決定されたのは、昭和28年の13号台風災害における復旧事業が初めてである。

それまでの海岸堤防は、藩政時代からの干拓堤防や、明治から昭和にかけて築造せられた民営干拓堤防あるいは埋立護岸等であり、その高さも低く、構造もコンクリートを用いたものは少なく、石積、石張に三和土を用いた程度のものであった。これらの堤防は、戦後あいついだ台風によって被災するたびに少しずつ高く復旧されていったが、当時の復旧天端高は

被災潮位 + 半波高

という考え方で決められたものが多かった。

その後、昭和25年度から、予算補助の形ではあるが海岸堤防修築事業が始められ、防災の見地から波返しを設けたり、天端の半分を被覆するなど初めて改良事業が実施されるようになったが、その高さや工法はほとんど経験的に決められていた。

昭和28年9月、東海地区を襲った台風13号は、わが国の海岸史上特筆すべき台風であった。この台風災害を契機として、わが国の海岸工学に関する研究が本格的に始まるとともに、この災害が「海岸法」制定の直接の動機となった。またこの13号台風災害の復旧にあたり、従来の海岸工法を一変し、天端および裏のりを含め堤防全体をコンクリートで巻立てるいわゆる巻堤（三面張）方式を採用し、これがいわば近代海岸工法の端緒となった。

この13号台風による海岸災害の復旧にあたり、災害復旧費に改良費を加えた「海岸災害防止事業」により抜本的な対策を講ずることとなった。

まず、堤防の構造については

- 1) 表のり被覆工は厚さ50 cmのコンクリート張りとする。

- 2) 堤防の天端幅は 4.00 m とし、波返工の天端幅は 50 cm、堤体天端からの高さを 50 cm とする。
- 3) 天端および裏のり面も全面コンクリートで被覆するものとし、その厚さは天端工は 20 cm、裏のり面は 15 cm とする。
- 4) 堤体土砂の吸い出しを防止するため、延長方向に対する目地の背面には、幅 50 cm、厚 20 cm の枕版を設けるものとする。

また、堤防天端高の決定については、

- 1) 計画高潮位は、13号台風による各地の偏差ならびに大正10年9月26日名古屋港における既往最高潮位の偏差を勘案して全海岸に対し偏差 1.60 m を採用、これを各海岸の朔望平均満潮位に加える。
($T.P. + 1.00 \sim 1.30 m + 1.60 m = +2.60 \sim 2.90 m$)
- 2) 計画波は、風速 25 m/sec とし、Molitor 式により求めることとする。
- 3) 計画潮位上の波頂高は、重複波または反射衝撃波の波頂高とする。
- 4) 実際の場合はこれに更に飛沫が伴って猛威を振うのであるが、飛沫まで計画の対象として考慮することは著しく建設費を増大するので、本計画ではいわゆる波そのものが溢水しないように考えて衝突波頂高をもつて計画堤防高とし、これに余裕高として 0.50 m のパラペットを設けることとした。

以上のように、13号台風災害の復旧にあたっては、それ以前にくらべて、その高さについても、またその構造についても画期的な対策が講ぜられることになったのであるが、この「海岸災害防止事業」が未だ完工しないうちに伊勢湾周辺は再び伊勢湾台風襲われることになった。

すなわち、天端高および表のり被覆工は第1期工事として伊勢湾台風襲来までにはほぼ計画どおり施工されていたが、天端および裏のり被覆工は財政上の問題から第2期工事として残されていたものがかなり多かった。

伊勢湾台風による海岸堤防の被害調査から、次のような点が指摘された。

- 1) 天端および裏のり面までコンクリート等で被覆されたいわゆる「三面張」の堤防は、かなりの越波があつたと思われる場合にもその被害は著しく軽微であつた。(計算された波頂高 + 7.7 m に対し、波返高は + 4.44 m であつたにもかかわらず、ほとんど原形のまま残存した例もある。)
- 2) 堤防高が有義波の最大波頂高程度あつたものは、天端および裏のりの被覆がなくともかなりの抵抗を示し、破堤に至らなかつた例がかなりあるが、これより 1 m 程度低い堤防では全壊に近い被害を受けた例が多かつた。
- 3) 一般の堤防は堤防高が伊勢湾台風の際の潮位および波頂高に対してかなり低かつたため、波は全面的に越波し、天端および裏のり面が被覆されていなかったために堤体土は流失し、重量の大きすぎた波返工は支えを失つて倒壊した。また波返工の下に杭を打つたものもあつたが、杭は横方向に対する抵抗力が弱いので、堤体土が流失すると支えを失い、波力によつて簡単に倒れている。
- 4) 波返しから下の表のり被覆工が殆ど無傷で残つた例がかなりある。これは被災時の潮位が非常に高かつたため、波力は上部の波返工附近に集中したためと考えられる。

5) 三面張の構造でありながら、一部の堤防では波力によつて破壊したと考えられる例があつた。

伊勢湾台風による災害の復旧にあたつては、特別措置法にもとづき、「伊勢湾等高潮対策事業」により災害復旧費に改良費を加えて全面的な改良復旧が行なわれることとなつた。

まず、堤防高は次の方針により決定された。

- 1) 計画対象条件としては伊勢湾台風時の潮位偏差および波浪をとり、天体潮位は台風期(7、8、9、10月)の平均満潮位をとる。
- 2) 堤防天端高は背後地の条件、堤防構造、前面海底地形、あるいは港湾・漁港の機能、ならびに防波堤の効果等を考慮して定めるものとし、地盤が低く人口稠密な地区の前面天端高は、計画の対象とした高潮ならびに波浪による海水を堤内に流入させないよう、台風期平均満潮位に伊勢湾台風時の最大偏差および波高を加えた高さを基準とする。

これを昭和28年13号台風の場合にくらべてみると

- 1) 天体潮位は台風期平均満潮位を採つた。(朔望平均満潮位より20~30cm低い)
- 2) 偏差は各地の伊勢湾台風実績を用いることとした。これは13号当時の一律1.60mと異なる。
- 3) 波頂高は伊勢湾台風時の実績波高を実測値などを参考に推算し、これの1.3倍程度を波高担当分と考え、計画潮位に加えた。

の諸点が異なつてゐる。

また、堤防の構造については次のような方針が定められた。

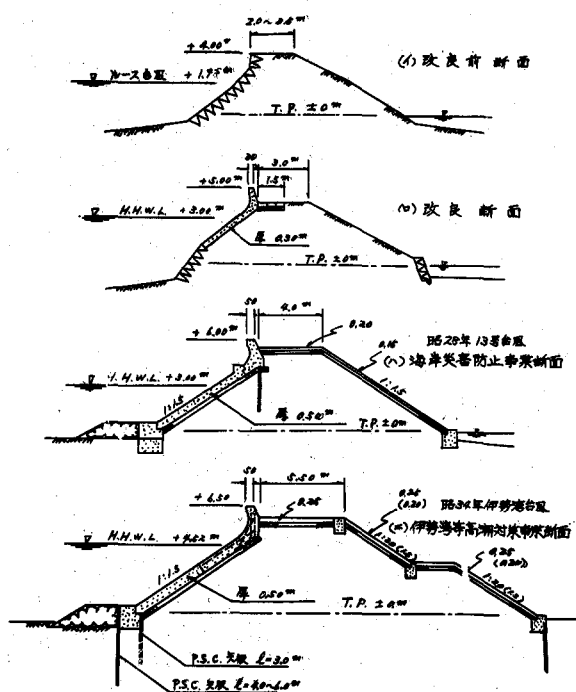
- 1) 堤防表のり被覆厚は新設の場合50cm、補強の場合は40cmとする。
- 2) 天端および裏のりのコンクリート被覆厚は25cmとする。
- 3) 堤防天端幅は5.50mを基準とする。
- 4) 堤防天端が地盤より5.0m以上高いときは原則として小段を設ける。
- 5) 波返工はtop heavy とならぬよう、重量をなるべく軽減する。

このように、伊勢湾周辺の海岸堤防は昭和28年の13号台風および34年の伊勢湾台風の2度にわたる大災害によつてほぼ全面的に改築され面目を一新したが、一方これら2回の海岸災害はわが国の海岸および河川における高潮対策事業に一大転機をもたらし、爾来重要な高潮計画については「伊勢湾台風モデル」が計画条件として用いられ、堤防は「三面張」が原則となつた。

図-1は、いままでに述べて来た海岸堤防構造の変遷を、伊勢湾周辺地域の海岸堤防をモデルとして比較してみたものである。

(イ) は昭和25年度以前、海岸堤防修築事業が実施される前の堤防で、表のりは石張、天端、裏のりは粘土張り又は植生程度のものであつた。なお、場所によつては表のりの石張も、H.H.W.L.程度の高さまでのものもあつた。

(ロ) は昭和25年度から始まつた海岸堤防修築事業により改良中の断面である。表のりがコンクリートで被覆され、波返工を設け、天端高がそれだけ高くなり、堤防天端幅も3.0~3.5mに拡張され、そ



図一 海岸堤防断面の変遷

のコンクリート厚は25cm(入江部、河川部等では20cm)とする。波返工は被災経験からなるべく重量を軽減するために鉄筋を用い、表のりと一体となるような構造とした。また堤内地盤高が低く堤防高が5.00mをこえるような所では複断面型として幅2.5m程度の裏小段を設けた。なお、表のり被覆工の厚さは従来どおり50cmとした。

2) 築造基準

昭和31年5月に「海岸法」が制定され、その14条に築造に関する基準が規定されたが、なおこれを具体的にするために「海岸保全施設築造基準」が制定され、農林・運輸・建設三省の関係局長名で、昭和33年12月23日付関係都道府県知事あて通達された。この築造基準は海岸法制定直後の昭和31年6月から作製にとりかかり、関係者の一方ならぬ努力と調整の末、2年半余の年月をへて昭和33年12月にやつと施行するに至ったものである。

この築造基準は昭和28年の13号台風後に制定されたものであるにもかかわらず、全国的な築造の基準であることを考慮してか、堤防の三面張を原則とはせず、次のように規定している。

「堤防の天端及び裏のりには、原則として被覆工を設けるものとする。なお、落下する海水の衝撃が激しい場合においては、波返工又は裏のり尻の後方に水叩工として強固な被覆工を設けるものとする。」

の半分はコンクリート又はコンクリートブロックにより被覆されることになったが、波返工は天端幅0.30m程度のスレンダーなものであり、天幅の半分および裏のりは依然として植生程度の被覆工であった。

(ハ)は昭和28年13号台風による海岸災害防止事業の標準断面図である。図に示すように、三面張とし、表のり被覆工は初めて50cmの厚さを取り、波返工の天端幅も50cmとし、堤防天端幅は4.00mを標準とすることになった。また堤防高は1m程度高くなった。波返工を大きくしたために杭を用いている。

(ニ)は昭和34年伊勢湾台風による伊勢湾等高潮対策事業の標準断面図である。堤防高はさらに高くなり、天端幅は5.50mを標準とし、天端および裏のり被覆工

そして、昭和35年1月刊行された「海岸保全施設築造基準解説」では原則として設けると規定した被覆工には粘土被覆までを含むとし、コンクリートを用いることが望ましいとしている。また上に示した水叩工の例として図-2を掲げている。

この解説は伊勢湾台風以前に編集されたものであり、伊勢湾台風後はコンクリートによる三面張が原則となったことを考えると、その後の海岸事業費の増大により工費面からもコンクリート三面張が可能になったとは云え、なお昔日の感を拭い得ない。

一方、堤防高の決定にあたっては、波のうちあげを考慮し、それまでに発表された波のうちあげに関する実験結果を参照して次のように規定した。

「堤防の天ば高(波返工等のある場合においては、その頂高)は、設計高潮位に次に掲げる高さ及び余裕高を加えたものとし、地盤若しくは堤体の沈下又は潮位の永年変化が明確に予測される場合においては、これにその量を加算したものとする。

- イ 波が衝突する場合においては、波高の1.0～1.3倍の高さ
- ロ 波が遡上する場合においては、波高の1.0～2.5倍の高さ」

この規定は、飛沫はこえるが少なくとも越波状態が生じない高さとして、それまでに発表された実験結果を勘案して決定されたものであり、これより低いと構造的に危険であり、堤内に入った海水の排水が困難であると判断したものである。

そして現実の堤防はほとんどが

$$R = 1.0 \sim 1.3 H$$

程度の値を用いている。

伊勢湾台風後、堤防はすべて巻堤となり、多少の越波には十分耐え得る構造となったためか、その後の海岸堤防の被災現場の調査によれば、堤防高不足だけの理由で破堤あるいは欠壊に及んだ例はほとんどない。

3) 模型実験の波うちあげ高

築造基準の制定にあたり参考にした模型実験結果の中には R/H_0 が3～4の値をとる例が少なくない。それを1.0～2.5としたのは実際の波形こう配は0.01～0.08位であり、堤脚水深も比較的浅い場合が多く、経済性も考慮した上で2.5位にしたものである。それでは実験のような R/H_0 が3.0～4.0になった時に危険はないかと云う点が心配されるが、ここに一つの問題がある。

これは、これら一連の実験は、波のうちあげ高のみに着目し、その水脈の厚さを不問にしている点である。

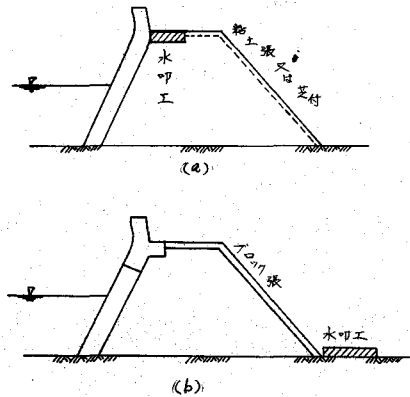


図-2 「築造基準」の
天端・裏のり被覆工

普通、波のうちあげに関する実験は、木製などの不透過滑面の固定床を用い、堤防は半無限・直線状であり、波返工も設けられていない。したがって、ある高さ以上になると波返工に衝突し、飛沫となつたり越波、溢流する現実の堤防とはかなり趣が異なる。

図-3を見てみよう。これは波のうちあげに関する模型実験で、高速映画撮影機を用いて波の衝突状況を撮影したものスケッチしたものである。実験に用いた波高および水深はほぼ同程度であり、堤防のりこう配と波の周期が多少異なっている。

図の(a)は、のりこう配1.5割で、波のうちあげ高は34cm、 R/H_o は2.22である。(b)はのりこう

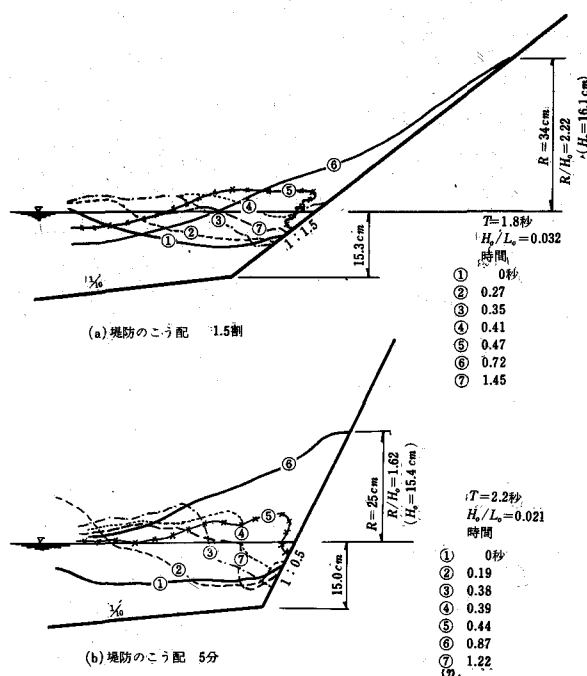


図-3 波のうちあげ状況

配5分で波のうちあげ高は25cm、 R/H_o は1.62である。波のうちあげ高のみを見つめて堤防高をきめるとすれば、計画堤防高は(a)の方が高くなる。しかし、いまこの二つの状況で仮に堤防高が $R/H_o = 1.3$ 程度でつくられていたとした場合、実際の堤防の危険度あるいは越波量の大小から考えた場合は(b)の方がより危険側にありそうである。

越波量が多く、かつ越波時間が長い程、堤防構造に対して危険度が高まり、かつ背後地への影響が大きいことを考えると、波のうちあげの際の水脈の厚さや、ある高さ以上の水位(波の水面)の存続時間などを考慮せずに、単に波のうちあげ高だけで堤防高を考えることは、考えている波が有義波であり、計画堤防高を越える確率が相当高いことから考えてもかなり問題があると考えられる。

4) 今後の問題点

「いかにしてこわれない堤防をつくるか?」と云うことが主題であつた海岸堤防も、伊勢湾台風以後は、潮位についても波についても十分な検討がなされ、さらに堤防構造についても天端および裏のり面まで強固に被覆することにより、現在ではまずこわれない堤防となつたが、最近にいたりこの堤防の信頼性が逆にいろいろの問題を提起することになった。すなわち、堤防の信頼度が高まる一方、臨海地域の利用開発が急速にすすみ、堤内地の人口、財産が急増したため、従来は許容される程度であつた越波量が大きな問題となつ

て来た。

したがって、海岸堤防の高さは、こわれないための高さでは不十分であり、許容越波量以下にするために必要な高さで構造が特に要求されることとなった。特に最近では大阪府の泉州海岸や富士・吉原海岸などの例に見られるごとく、海岸堤防自体の土木被害は極めて軽微であつたにもかかわらず、背後地の一般被害は非常に大きく、富士・吉原地区では人命の犠牲まで出たことは、今後十分考慮する必要がある。

今一つの問題点は、堤防前面の海底・海浜の変化である。最近にいたり、河川流送土砂の減少と河川砂利、砂の大量採取、あるいは港湾、漁港ならびに海岸保全施設等の臨海施設の影響によつて、汀線は次第に後退し、場所によつては砂浜が完全に消滅した例も少なくない。この結果、水深は次第に大きくなりつつあり、これに伴つて、堤防前面の波高も大きくなる結果、従来にくらべてそのうちあげ高も、越波量も、そして波力も一段と大きくなりつつある。最近の研究成果等からも明らかなように、渡岸構造物に対する前面水深の影響は極めて大きく、海岸堤防もそれだけ高く、強固なものが必要になるとともに工事費の面からも大幅なコスト高となることが予想される。

消波工、根固工の設置や、突堤、離岸堤等による侵食対策さらには養浜工による積極的な砂浜の造成など、今後の高潮対策は侵食対策も含めて考えていく必要に迫られている。

2 根固工について

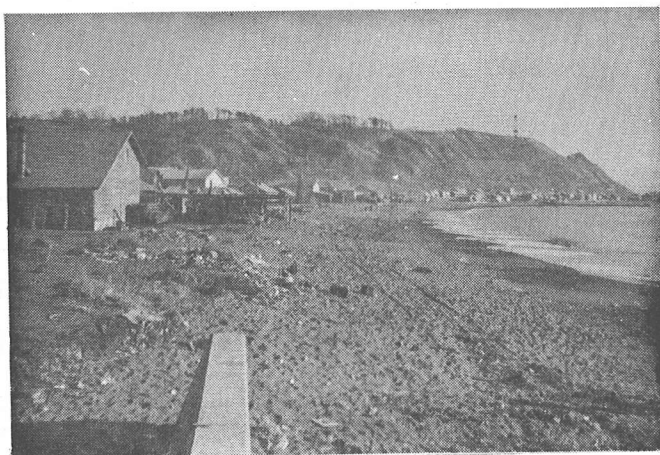
1) 堤防前面の洗掘

最近では全国的に汀線の後退や前浜の減少など侵食の傾向が見え始め、堤防や護岸の前面が洗掘される例もかなり多くなつて来た。従来は高潮や波浪対策として天然海岸に海岸堤防や護岸を新設しても、必ずしも同時に根固工は設置せず、様子を見ながら前面が掘られるようであれば後年度において根固工を追加設置すると云う考え方がかなり多かつた。事実、堤防または護岸のみを新設し、根固工を設置しないまま現在に至つていながら、なお前面の洗掘は全く見られないと云う例もかなり多い。

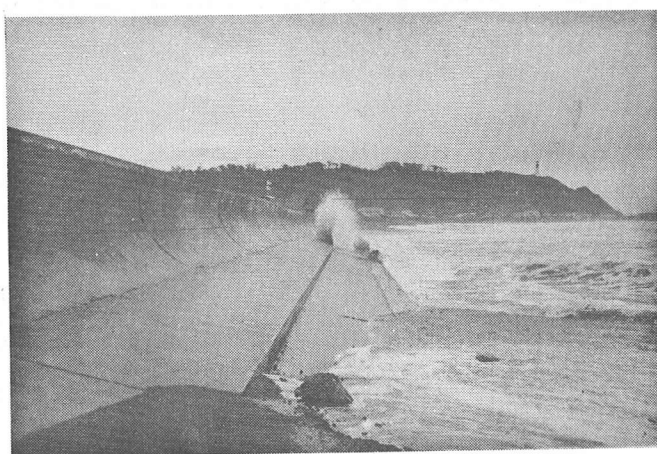
しかしながら一般的には、天然海岸に堤防や護岸を新設し、前面が洗掘されてしまつた例はきわめて多い。

写真-1はその典型的な1例である。(a)のように、堤防設置前はかなりの浜があつた。緩慢なる汀線の後退に備えて波浪対策の意味からも海岸堤防を新設することになった。直立式の堤防では反射率の面から前面の洗掘が生ずるであろうことを考慮して、多少工費は高いが傾斜式の堤防とした。しかし、これらの配慮にもかかわらず、堤防完成後砂浜は急激に姿を消した。(b)、前浜のなくなつた堤防は少しの時化にも容易にしぶきが上がるようになつた。(c)そして前面は洗掘され、吸い出しがおこり、波力と越波は急激に多くなり、ついに堤防は欠壊した。

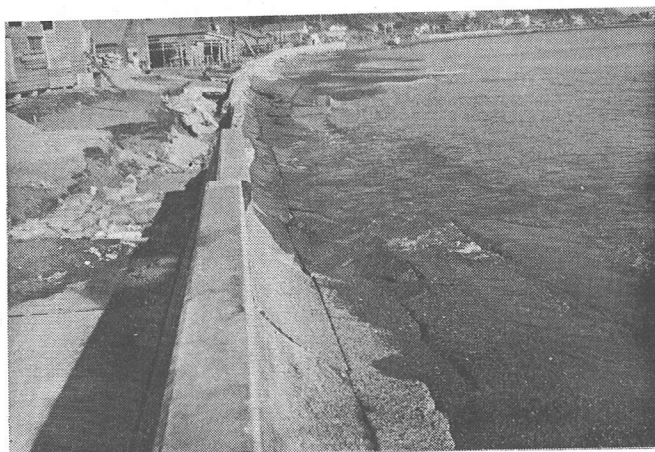
また、図-4と写真-2もこれに似たような例であるが、図-4で始め①のような地盤に堤防を新設したが、前浜が広いこともあつて堤防高は+4.00mで十分であつた。しかしその後急速に前浜がとられ、②のように地盤も下がり、堤防も被災したので、あわてて堤防をかさ上げし、+6.00mとした。しかしながら前面の汀線後退の対策をとる暇もなく、再び被災し、写真-2のように+6.00mの高さの堤防も全面的に欠壊してしまつた。



(a)



(b)



(c)

写真-1

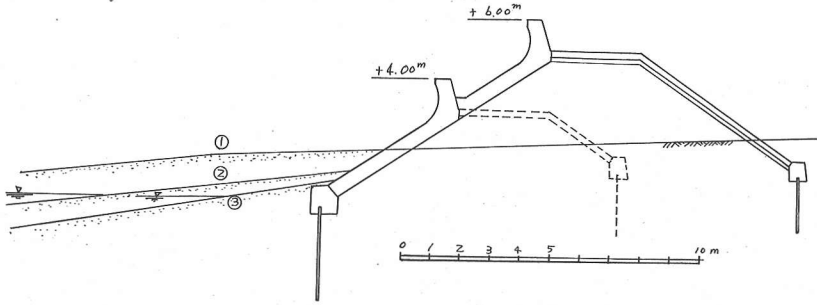


図 - 4



写真 - 2

以上の二例は、いずれも天然海岸に堤防を新設して失敗した例であるが、これらにはいずれも根固工が設置されていなかった。最近では侵食性の海岸が次第にふえる傾向にあって、従来落ちついていた根固工なしの堤防も、その前面が洗掘され、欠壊、破堤する例が多い。

それでは、これらの例で根固工を設置していたとすればこれらの欠壊を免れ得たであろうか？。

この2例は、もともと堤防の設置位置としても非常に問題があり、多少汀線が後退気味であったところへ、汀線安定の対策もたてずにいきなり堤防を新設し、根固工すら併設しなかったことが欠壊の大きな原因と考えられるが、ではこのような場合に対して根固工はどのような機能を発揮し、どのような効果をもたらすものであるかを考えると、現在までの海岸工学ではこれに明快な解答を与えるだけの知識は無いように思われる。

現地における実例では、根固工はそれなりの効用を発揮していると考えられるケースもかなり多いが、反面根固工の効果空しく被災する例もある。図-5の(a)のような堤脚の洗掘は、根固工を整備しておくことによつてかなりの程度まで防止できるものと思われる。しかしながら、(b)のように前浜が次第にけずられて、汀線が次第に後退してくるような場合には、も

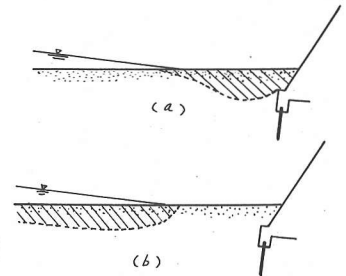


図-5 堤防前面の洗掘

はや根固工のみでこれを防止する能力は無いと考えざるを得ない。したがって、このような場合には本格的な侵食対策工法を用いるべきであり、堤防、護岸や根固工など砂浜の上だけで処理できる問題ではない。

2) 根固工のタイプ

根固工には図-6のような3つのタイプが考えられる。

(a)は従来から用いられてきたもので、コンクリートブロックを基礎前面附近に埋め込んでおき、地盤線が点線の位置まで下がって来たときに初めて効果を発揮するもので、これが基礎工および矢板の前面を保護し、基礎洗掘を防止しようとするものである。(b)は最近よく用いられているもので、前面地盤を均した上で異形コンクリートブロックを設置し、このブロックの消波効果によって基礎洗掘を防止しようとするものである。また(c)は従来しばしば用いられていたものであるが、最近では適当な捨石が入手困難となったことと、異形ブロックが数多く普及してきたために次第に実施例が減少しつつあるが、堤防基礎をカバーして堤脚洗掘に対処できるものであり、湾、内海等では十分効果を発揮している例が多い。

以上3つのタイプを比較検討してみると、それぞれに問題があると考えられる。

まず、(a)のように、地盤線が点線の位置まで洗掘され、下がってくるのをじつと待っているようなことは、決して賢明な策とは云えない。前面地盤高が沈下すれば、それに伴って前面水源が深くなる結果、波のうちあげ高は高くなり、越波量は大幅に増加するとともに、波圧も大きくなり、場合によっては堤体からの吸い出しも生ずるなど、仮に基礎工は被災しなくとも堤体全体に被害を生ずるおそれが出てくるので、堤防前面の地盤高が低下するのを防ぐことが根固工の第1の目的であると考えらるべきである。

しかし、このように基礎工の前にコンクリートブロックを設置することは、基礎工および基礎矢板工を保護する上では大きな効果があり、(b)の異形ブロックが次第に沈下して基礎工や矢板工の前まで沈下埋没したものとは別の効果をもつものと考えられる。異形ブロックが沈埋しても、その空隙率や形から考えて、(a)のコンクリートブロックと同等の効果を発揮するとは限らないと思われる。また同じような理由から、図-7のように異形ブロックをあらかじめ埋め込んでおくことは、根固工の目的および異形ブロックの機能から考えて適当な工法とは云いがたい。

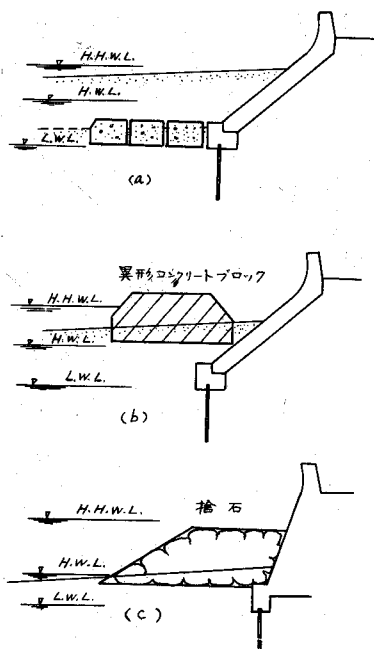


図-6 根固工のタイプ

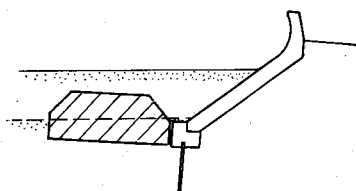


図-7 異形ブロックの不適当な使用例

次に、(b)のように、異形ブロックのみを、下に何も敷かず設置した場合には沈埋する例が多く、根固工としての機能が十分発揮されていないと思われるケースが少なくない。

異形ブロックを根固工に使う目的は、入射波のエネルギーを減少せしめ、衝突波高や反射率を小さくし、もどり流れの流速を落して、堤脚部の土砂が持ち去られるのを防ぐことにあると思われる。したがって、ブロックが埋没すれば、ブロックによる消波効果は減少し、根固効果も期待されなくなる。

また(c)の捨石根固工は、来襲する波浪が比較的小さく、海府こう配が緩な場合は問題はないが、波が大きくなり、海府こう配が急な場合はのり尻部が洗掘されるとともに次第に前方にズリ落ち、散乱するおそれがあるので、この点に留意する必要がある。

3) マットと敷石

異形ブロックによる根固工は、ブロックが沈埋してしまうとその効果は急減する。このため最近ではこのブロックの沈下を防ぐ目的で種々のマット類や敷石等が用いられるようになって来た。根固工の目的は堤脚洗掘防止であり、堤防前面の土砂が掘られ移動しないように何かでカバーすればよいと考えることができる。すなわち、碎波や渦、もどり流れ、海水のじょう乱などによって海府や浜の土砂がかく乱され、移動し、運び去られるのを防ぐために、堤脚の前面海底あるいは浜のある範囲を何か適当なものでカバーして、海水のじょう乱が直接土砂に及ばないようにすればよいといえることができる。

そして、このカバーに用いる材料が波力で壊れたり持ち去られたりしないように適当な重量の「おもし」をその上にのせておけばよい。この「おもし」としては、必要重量に応じて大重量のものまで比較的簡単に製造でき、かつ消波効果を有する異形消波ブロックがもつとも適していると云うことができる。

このように考えてくると、根固工本来の目的である堤防前面の土砂流失を防止する機能は、異形ブロックの下に敷いたマットや敷石が持っているものであつて、異形ブロックは消波機能を兼ね備えた「おもし」にすぎないとも考えることもできる。したがって、異形ブロックそのものに土砂流失防止機能を要求することには無理があり、異形ブロックのみによる根固工は根固効果に乏しいと言えるのではなかろうか。

しかしながら、ここで一概にブロックだけでは効果が無いとはいいきれぬ面もある。と云うのは、現場において現にいままでブロックのみの投入によって十分根固効果を発揮している例が少なくないからである。もつとも、一度設置したものが沈下し、その上にさらに1~2回ブロックを追加設置した例もかなり多い。よほど条件が悪い場合を除き、ブロックは1~2回追加すれば、それより更に沈埋するという例は少ない。

さて、このようにマット類や敷石が単にブロックの沈下対策として用いられるのではなく、根固工本来の目的である「土砂流失防止」のために設置されるものであるとすれば、

- 1) 碎波や海水のじょう乱で下の土砂がかく乱されないように、敷石は大小粒経が適度に混つたフィルターとしての作用を持つべきものであり、マット類は自由に土砂が出入できるような孔や隙間がないものであること。
- 2) 堤防に衝突し反射したもどり流れが下をくぐり抜けられないような構造であること。

ハ) もどり流れにより土砂の流失を防ぐため、もどり流れが表面をゆつくりと流れるよう、適当な表面粗度と厚さがのぞましいこと。

ニ) 地盤のある程度の沈下、変動に対し、一体として追従できるような屈撓性と連繋性がのぞましいこと。

ホ) 波力やショック、集中荷重等に対し、十分な強度を持つものであること。

ヘ) 摩耗や腐食あるいは風化等に対し、抵抗性の大きなものであること。

等の諸点を十分検討して、材料の選択や工法の決定に当たるべきであろう。

筆者が見聞した限りでは、今までの現場における使用例から見て、海府こう配や汀線こう配および浜こう配が比較的ゆるやかで、波力やもどり流れが小さいと思われる所では、マット類がかなりの効果を発揮していると思われるが、逆にそれぞれのこう配が急で、波力やもどり流れの大きいような所ではマット類の効果は比較的小さく、強度的にも不十分と思われる例が多く、中には設置後すぐに破損したという例もかなりあった。このような場合には敷石やフトン籠など石を主体としたものを用いるべきであると思われる。

図-8は敷石を用いた根固工の1例である。敷石は表面に大きなものを、下の方に小さなものを、適当に石は表面に大きなものを、下の方に小さなものを、

適当に混ぜて敷き込む。厚さは0.6~1.0mくらい。

異形ブロックは原則として2層積みもしくはそれ以上

とし、1層並べはできるだけ避ける。㊦の三角形

の各間は空けておかない方がよい。これは根固工の

斜面で砕波したような波がこの各間に落下したり、

堤防に衝突し、うち上がった波がこの谷間に落下して、この部分から除々に洗掘されてゆく例が多いからである。㊥は次に述べる根固工ののり先洗掘防止対策用のブロックで、㊤や㊦にくらべて少し大きいものを、2~3列程度1層に並べ、前面海底が洗掘されればそれにつれて沈下し、敷石と根固ブロックが前面洗掘によつて前に移動し沈下するのを防止する目的のものである。

マットや敷石等を下に敷いて異形ブロックを置いた根固工は堤防の堤脚洗掘に対してはかなり効果があると考えられるが、ここで問題になるのは根固工自体の前面洗掘にどう対処するかということである。すなわち、堤防の前に根固工を設置したため、堤脚洗掘位置がそれだけ前に出たとも考えられる。この対策としては、根固工の前のりこう配をなるべく緩かにして反射率を小さくするとともに、図-8で示したように㊥のようなブロックを設置し、これが沈下した場合にはこれを補充して、堤防本体の堤脚に洗掘が及ばないように根固工をできるだけ正常な姿で維持してゆくようにすべきであろう。

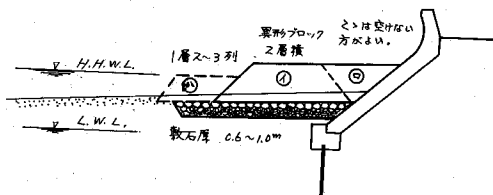


図-8 敷石を用いた根固工の1例

3 消波工について

1) 消波機構について

最近になって各地で消波工の設置をのぞむ声が多くなった。海岸事業の整備水準が向上し、ただ襲れない堤防をつくるのが目的であった時代から、臨海部の機能的な設計と生活環境の向上を考慮した海岸保全施

設が要求されるようになったことや、最近の前浜の減少や汀線の後退により越波量が増加してきたことにもよるが、テトラポッドをはじめ各種の異形ブロックが開発され、その消波効果がひろく認識されたことも見逃がせない要因の1つであろう。その後数多くのブロックが次々と出現するに及び、その合理的設計法が強く要求されるに至った。よくいわれることであるが、どのブロックが1番よく効くか？空隙率の大小は消波効果とどんな関係があるか？、経済的な消波工の設計はどうすれば良いか？、という疑問である。しかし残念ながら今のところこれに明確に答えることはできないようである。

今までに、それぞれのブロックについていくつかの実験結果が公表されて来たが、広汎な実験条件の下で、同一条件について各種ブロックの比較が行なわれた例はきわめて少ない。そこで、ここでは各ブロックの比較は一応措くとして、異形消波用ブロックの消波機構について考えてみることにする。

右の図9は消波工の標準的な形を示したもので、消波工断面は中詰石の上に2～3層に異形ブロックを並べることもあれば、全断面を乱積

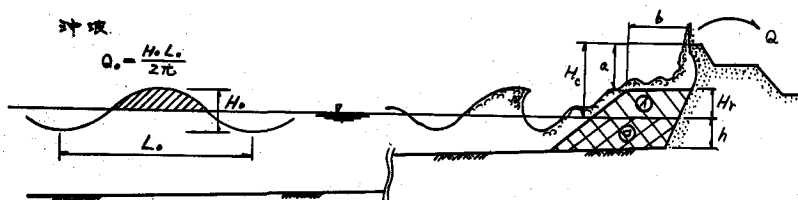


図 - 9 消波工の説明図

図のように沖から岸側へ進行してきた波は消波工に衝突し、はい上がり、しぶきを飛ばし、風の影響も加わって堤内側へとび込む。この際、波の一周期あたりの岸側への移動水量 $Q_0 (= \text{沖波で } H_0 \cdot L_0 / 2\pi)$ はまず消波工ののり面で一部が反射され、一部はしぶきや水塊となって空中にとび上がる。残りの水量は消波工の表面をはい上がるとともに消波工の中の空隙に侵入してゆく。空隙が一ぱいになった後は消波工の天端上を堤防に向かって進み、堤防の表のりまたは波返し工に衝突し、水塊や飛沫となってとび上がるとともにその一部は反射される。そしていわゆる消波効果が小さいときは残りの水量がさらに堤防天端をこえ堤内に溢流することになる。

したがって、この場合の消波工は

- ① 消波工ののり面でまず一部を反射させる。
- ② 消波工ののり面および天端の表面粗度で波の進行速度を小さくしてエネルギーを減少せしめる。
- ③ 消波工の空隙の中を通過する水量の流速を小さくするとともにその一部を吸収し貯留する。

というような機能を果たすことになる。

このことから消波効果の良い消波工としての必要条件は

- ① 表面粗度の大きいものであること。
- ①のようにまず一部を反射させ、②のように表面を流れる水の流速を小さくさせて堤防に当たる際の衝突エネルギーをできるだけ小さくする。

② 波の規模に応じた適度の空隙をもつこと。

消波工の中に侵入しようとする水はあまり空隙が小さいと抵抗が大きすぎて容易に中に侵入できないし、逆に空隙が大きすぎると何の抵抗もなく消波工の中を通過して消波効果は減少する。したがって、波の大きさに応じて適当な大きさと形とその配置が空隙率とともに必要であり、同じ空隙率でも空隙の形や大きさ及びその配置の違いによつて形状抵抗も異なるので、消波工の断面は同じであっても、ブロックの大きさ、種類、および積み方がかわれば消波効果も変化すると思われる。

③ ある程度以上の容量をもつこと。

㊦のように水量の一部を消波工の内部に一時的に貯留する必要があるので、小容量のものは効果が小さい。これは、水面以下の消波工は効果が無く、水面上の部分のみが有効に作用することにも通ずる。前頁の図で④の部分が大いほど有効であり、このため消波工の水面上の高さ H_r と天端幅 b が消波効果にかなり大きな影響を与えるものである。

④ 堤防天端は消波工天端よりある高さをもつこと。

前頁の図で a すなわち $H_c - H_r$ が少なくとも 1 m 程度は欲しいと思われる。かなり消波工が大きくても、消波工の天端を流れてゆく水量はかなりのものがあり、もし a が 0 あるいは $-$ であれば、消波効果は大幅に低下する。場合によつてはほとんど効果がないことにもなりかねない。消波工におけるこの堤防高は非常に重要な機能をもつものであるから、堤防天端一ぱいに消波工天端を高くすることはさけるべきであり、それだけ消波工の高さが必要であるとすれば、その効果をさらに確実にするためにも堤防天端高をさらに 1 m 程度かさ上げすべきである。次に許容越波量について若干ふれておこう。

2) 許容越波量

消波工の設計に当たっては、許容越波量をいくらにおさえるか?と云うことを当然最初に決めておくべきであると考えられるが、実はこれが明確にはされていないのが現状である。と云うのは、越波量の実測例が殆ど無いからである。また、越波状況の写真を見ても、それが1波あたり 1 m あたり何トン越波しているのかは定かには測りがたい。

したがって、今まではもっぱら実験の越波状況を観察して、現地における越波状況を推察しているのが実状である。このことは、越波に関する実験が、風の条件も含めて、すべてフルードの相似則にしたがうものとしての判断であり、現地における実測値とのチェックはまだ行なわれていないのである。許容越波量についての議論にはまずこの点を頭の中に入れておかねばならない。

建設省土木研究所における由比海岸の実験⁽¹⁾においてもこの許容越波量が問題になったが、当時は越波量の実測例はもろろんなく、特に高速道路に対する許容越波量はいくらにすべきかについては、道路側の関係者も確たる判断の資料はもっていないかった。

自動車交通に対し越波がどのような形で障害となるかについても明確な判断は困難であつた。このため“しぶき”の一部位はやむを得ないであろうと云う考え方で実験に着手し、まず全越波量を排水可能な水量

におさえ、道路部への越波量はさらにその $1/10$ 程度にできれば良いのではないかと云う判断のもとに12種類の断面について実験が行なわれ、全越波量が毎波あたり $0.3 \text{ トン}/m$ 、そのうち道路部への越波量が $0.04 \text{ トン}/m$ であるタイプを採用したのである。

一般の海岸堤防における許容越波量は、その背後地の利用状況や堤防の構造などによつていろいろ異なると考えられるが、あくまでも実験観察の範囲で考えられた許容越波量としては、今までに次のように提案されている。

まず、白石、遠藤⁽²⁾によれば

1) 今、仮りに排水溝の断面を $0.4 \text{ m} \times 0.4 \text{ m}$ または $0.5 \text{ m} \times 0.5 \text{ m}$ 程度と考えた場合、対象とする波が $T = 8 \text{ sec}$ 、 $H_0 = 3.0 \text{ m}$ の場合には排水可能限度は

$$Q/Q_0 = (2\pi Q/H_0 \cdot L_0) = 1 \sim 2 \times 10^{-3}$$

2) Q/Q_0 が $10^{-4} \sim 10^{-3}$ のオーダーでは飛沫が越える程度であるか、またはわずかに越波する程度であり、完全に波が越える状態は 10^{-2} のオーダーであると報告している。

次に永井、高田⁽³⁾は

1) しぶきが入るのは Q/Q_0 が 10^{-4} 以下であり、水塊がとび込むのはほぼ $10^{-4} \sim 5 \times 10^{-3}$ の範囲にある。

波の実質部分が越波する場合は Q/Q_0 がほぼ 5×10^{-3} より大きい場合であり、多量に越波するのは $10^{-2} \sim 10^{-1}$ である。

2) 許容越波量は水塊が飛び込むことを限界にとれば $Q/Q_0 = 5 \times 10^{-3}$ 、しぶきが入る程度を限界にとれば 10^{-4} を用いるのが適当であろう。と述べている。

土木研究所の由比海岸模型実験ではこの Q/Q_0 の値が

海岸堤防越波量…………… 1.5×10^{-3}

道路部への越波量…………… 1.4×10^{-4}

であるタイプを採択したが、上の二つの提案とほぼ同程度の許容越波量であつたことがわかる。

このように今までに提案された許容越波量としては Q/Q_0 の値で示して $10^{-3} \sim 10^{-4}$ という例が多いのであるが、この Q/Q_0 という無次元量には多少問題があると思われる。と云うのは、この越波量は波の特性の差によつて実際の越波量が異なるからである。

いま、仮に越波量が最大となつた場合の波の条件が、A、B 2カ所についてそれぞれ

A…………… $H_{0A} = 2.0 \text{ m}$ $T_A = 5 \text{ sec}$

B…………… $H_{0B} = 4.0 \text{ m}$ $T_B = 10 \text{ sec}$

とすると、それぞれの $Q_0 (= H_0 L_0 / 2\pi)$ は

$$Q_{0A} = \frac{2.0 \times 1.56 \times 5^2}{2\pi} = \frac{2.0 \times 39.0}{2\pi} = 12.4 \text{ m}^3/\text{T} \cdot \text{m}$$

$$Q_{OB} = \frac{4.0 \times 1.5 \times 10^2}{2\pi} = \frac{4 \times 156}{2\pi} \doteq 99.4 \text{ m}^3/\text{T} \cdot \text{m}$$

ここで、A、B 2カ所の最大越波量が無次元表示で

$$Q_A / Q_{OA} = 2 \times 10^{-3}$$

$$Q_B / Q_{OB} = 1 \times 10^{-3}$$

であったとすると、無次元表示ではAはBの2倍の越波量を示しているが実際の越波量を計算してみると

$$Q_A = 2 \times 10^{-3} \times Q_{OA} = 2 \times 10^{-3} \times 12.4 \doteq 0.025 \text{ m}^3/\text{T} \cdot \text{m}$$

$$Q_B = 1 \times 10^{-3} \times Q_{OB} = 1 \times 10^{-3} \times 99.4 \doteq 0.10 \text{ m}^3/\text{T} \cdot \text{m}$$

となつて、逆にBがAの4倍の越波量を示すことになる。

したし、ここで更に注意すべきは、これは毎波あたりの越波量であることである。すなわち、同期がちがえばある時間内の総越波量がちがってくるのである。

上の越波量を毎秒あたりの越波量に換算してみると

$$Q_A / T_A = 0.025 / 5 = 0.005 \text{ m}^3/\text{m sec}$$

$$Q_B / T_B = 0.10 / 10 = 0.010 \text{ m}^3/\text{m sec}$$

となつて、BはAの2倍程度である。

このように無次元表示の許容越波量も波の特性によつては毎波あたり、あるいは毎秒あたりの越波量に換算するとかなりの差を示すことがわかる。

しかし、これらの差はそう無制限に大きくなるものではない。たとえば、同じ無次元越波量を示すとしても、波高が10mで周期が2.0秒というようなことは減多にない。このような波は普通ずっと沖側で碎波してしまうので、無次元越波量の値もずっと小さい値を示すからである。

こうして考えてみると、2～3倍程度の開きはあるとしても、無次元表示で $10^{-4} \sim 10^{-3}$ 程度とする許容越波量表示はおおむね妥当な値であると云えるのではなからうか。

ただここで注意すべきは、今までの実験結果は風を考慮したものもあれば、そうでないものもあることである。許容越波量としては Q/Q_0 が 5×10^{-3} 以下あるいは 10^{-4} 以下程度をとるとしても、有風実験と無風実験との差をどうするかと云う問題が残る。風の効果に関する相似則が確認されていない現在では、このとり扱いは非常にむずかしい問題である。フルードの相似則が成立するか否かは明らかでないにしても、風が加われば越波量は特別の場合をのぞき増大するのが普通である。風が強い場合は波返しの効果もなくなると云われており、事実このような状況は現地ではしばしば見られる所である。したがつて、風を与えていない実験の越波量はかなり小さ目に出ていると考えていた方が安全であると云えよう。したがつて、実際問題としては、できるだけ風を用いた実験を行なうとともに、無風の実験結果は実施の際に風の影響を考慮して施工断面を決定すると云う方法をとらざるを得ないと思われる。

いずれにしても、近い将来において水塊やしぶきによる越波量の実測が行なわれ、潮位や波あるいは風な

どとの関係が明らかにされて、適正な許容越波量が決定されることがのぞましい。特に最近では海岸道路の例が多くなり、越波の自動車交通に及ぼす影響も無視できない状態になりつつあるので、海岸担当者は勿論であるが、自動車関係者からの越波に対する調査がのぞまれる。

3) 堤脚水深と越波量

海岸堤防又は護岸への越波量は、潮位や波高ならびに堤防高等によって大きく変化するが、波のうちあげ高と同様に堤防前面水深（堤脚水深）に左右されるところもきわめて大きい。この1例を図-10に示す。

この図は京都大学防災研究所で行なわれた大阪府泉南海岸に関する模型実験⁽⁴⁾の結果を筆者が整理し、プロットしたものである。図の横軸は堤脚水深一波高比、縦軸は越波量の無次元表示である。また、実験に用いられた断面を図-11に示す。

実験は越波量に対する堤脚水深の影響を調べるため、潮位はO.P.+4.00 mで一定とし、海底地盤高を変化させることによ

って堤脚水深 h を変化した。実験に用いられた波は、現地に換算して、波高1.2～3.0 m、周期は6.5 sec、模型縮尺は1/20である。

図-10によれば、堤防断面、消波工断面および潮位が同じであっても、堤脚水深 h が変化することによって、越波量がかなり大きく変化することがわかる。堤脚水深 h が1.0 mや1.5 mの場合は越波量は 10^{-5}

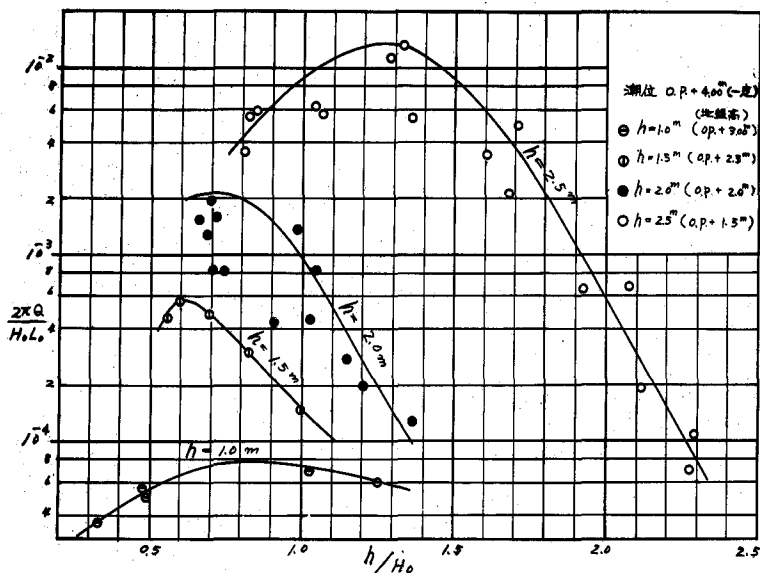


図 - 1 0

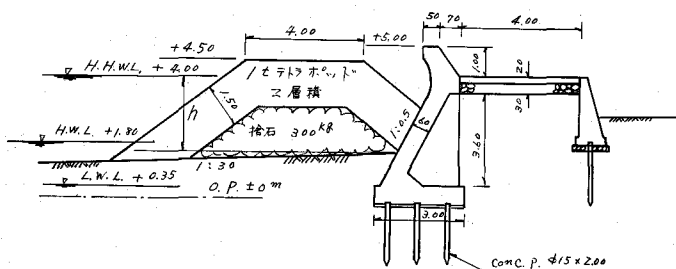


図 - 1 1

$\sim 10^{-4}$ のオーダーであつて、せいぜい「しぶき」程度であるが、 h が 2.0 m になると許容限界すれすれと考えられ、さらに h が 50 cm 深くなつて 2.5 m となると越波量は 10^{-2} のオーダーとなり、もはや許容量をはるかにオーバーする越波量となる。

h が $1.0 \sim 2.0\text{ m}$ までは越波量のピークは h/H_0 の値が 1.0 以下の所に生じており、砕波水深より浅い。これは水深が浅いのでこの小さな水深で堤防前面で砕波する波より、沖側で砕波する波の方が大きな越波量を示すようである。しかしそれでもピークは存在し、 h/H_0 が 0.5 よりも小さくなると越波量は減少しており、あまり波高が大きくなると砕波点が沖側に行きすぎて、かえつて越波量は小さくなることを示している。

これに対し、 h が 2.5 m のときは、水深もかなり深いので、ちょうど砕波水深に相当するところにピークが生じ、大きな越波量を生じていることがわかる。

堤脚水深の 50 cm の差が常にこのような越波量の差を生ずる訳ではないが、場合によつては堤脚水深が大きな影響を与えることを軽視してはならない。

4) 消波工の高さと堤脚水深

それでは次に消波工の高さについて検討してみよう。

消波工の経済的断面を決定するにはいろいろな条件を与えて模型実験を行なうのが最もよい方法である。一般に消波工はかなり多額の経費を必要とするものであるからである。しかし事業規模が小さい場合あるいは急施を要する場合等にはすでに発表されているいくつかの実験結果を参考にして決めるのも一つの方法であらう。このような意味から図-12および図-13が参考になると思う。

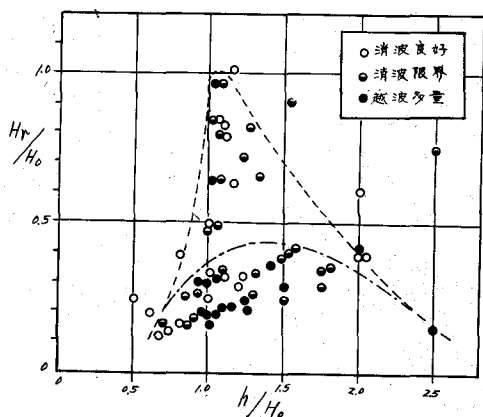


図 - 1 2

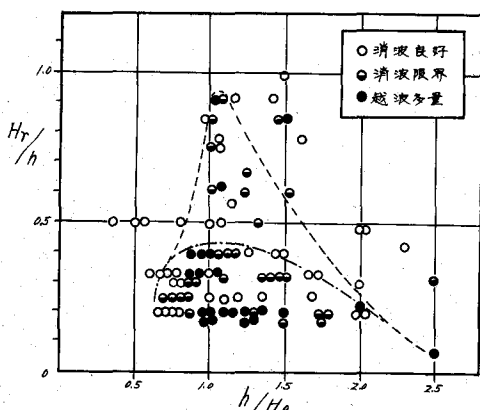


図 - 1 3

この図は、今までに発表された消波工に関する模型実験の中から8例をえらび、消波工の水面上の高さ H_R 、沖波波高 H_0 、および堤脚水深 h のみに着目して整理し、プロットしたものである(文献5~11)

消波効果に直接影響を与えると思われる消波工の天端幅 b 、堤防天端の水面上の高さ H_c 、消波工ののりこう配、海底こう配、あるいは波の周期、波形こう配等、実験条件は各実験ごとにマチマチであるが、ここではこれらについては一切ふれず、単に消波工の水面上の高さ H_r のみについて整理した。なお、実験に用いられた異形ブロックの大部分はテトラポッドであり実験はすべて風を考慮せず無風の状態で行なわれており、消波工の天端幅はおおむねブロック 3～5 列程度、また堤防天端高は消波工天端より 0.5～1.0 m 高いものが大部分であつた。

図は横軸に水深～波高比、縦軸に消波工の水面上の高さ H_r を波高 H_o および堤脚水深 h で除して無次元化した値で示してある。

また図中の消波区分は

消波良好…………… $Q/Q_o < 1 \times 10^{-3}$

消波限界…………… $Q/Q_o = 1 \sim 5 \times 10^{-3}$

越波多量…………… $Q/Q_o > 5 \times 10^{-3}$

として区分しプロットしたものである。

この両図をくらべると非常によく似た傾向を示しており、1～2の例外はあるが、越波多量で消波不良の限界は波高あるいは堤脚水深のいずれも約 0.4 倍くらいであり、例外を含めても H_o または h と同じくらいの値である。それぞれの実験結果をみるとよくわかるが、波高が最大のときの越波量が必ずしも最大になるとは限らず、のり先で砕破するような波高の場合に最大越波量を示すことが多い。したがって、消波工の計画では計画最大波高が必ずしも計画対象波高とはならない。

前頁の図によれば、越波量は波高と同じ程度に堤脚水深に支配されるということができ、堤脚水深が波高にくらべていちじるしく深い場合をのぞき、消波工の高さは堤脚水深を対象に考えれば良く、この意味で前頁の図-13が消波工の計画規模を考えるに有効な指標になるものと思われる。

もちろん、この資料はわずか 8 例の実験結果から求めたものにすぎず、これをもつて消波工の設計指標とすることには大きな疑問があるが、消波工の天端幅 b が 3～5 列程度で堤防の天端が消波工より 1 m 程度以上高いような場合には、堤脚水深の 0.5 倍程度の高さを H_r にとればかなり良好な消波効果を示すものと思われる。

ただし、これらはすべて無風の条件での値であつて、風速が 20 m をこえるような場合には、今までに発表された実験結果を見てもかなり越波量が多くなる例が多いので、風の影響については別途考慮すべきであろう。もつとも、無風時の越波量さえ満足に実測された例がなく、風の影響に関する模型実験の相似性についても確められていない現在では、風の影響をどの程度考慮したら良いか判断に苦しむところであり、今後のこの面に関する研究の進展と現地における多くの実測成果に期待するほかはない。

4 離岸堤について

離岸堤工法は、同じ侵食対策工法である突堤にくらべてその実施例はかなり少ない。これは海底こう配や工費、維持費の点にもよるが、前例が少なく、確実な効果を期待するには技術的にも多少の不安がある等の理由により、やや敬遠されてきたのではないと思われる。

離岸堤はトンボロを発生させ、これが発達することによって沿岸漂砂の大部分をしゃ断し、侵食をほとんど完全に止め得る可能性を持つものであると考えられる。

建設省所管の海岸事業では昭和41年度から、全国の侵食性海岸10数カ所において離岸堤工法を実施しているが、従来突堤工法では効果の少なかった海岸にも離岸堤の効果が現われるなど、今までのところかなり成功したと思われる例が多い。ここではこれらのうちから比較的規模の大きい新潟金衛町海岸と大阪泉南海岸二色浜の離岸堤について紹介する。

1) 新潟金衛町海岸離岸堤

新潟西海岸は従来から侵食の著しい地区として知られ、最大60年間に360mの後退を示しているところもある。この新潟西海岸のうち、金衛町浜約620mはまだ天然海岸のままで、新潟市周辺唯一の海水浴場であるため、海水浴も可能な侵食対策工法を種々検討して離岸堤工法を採用することとした。

離岸堤の設置位置は、あまり汀線に近いと効果が少ないし、沖に出すと深くなつて維持が困難となるので、工費の面や構造の点を考慮して平均水深が2.5m前後になる位置とした。このような深さは図-14でもわかるように、この海岸では汀線から約120~130mの距離になる。本海岸での支配的な波の周期が約8秒であり、現地での波長 L は約40mになるので、この離岸距離は約 $3L$ に相当する。

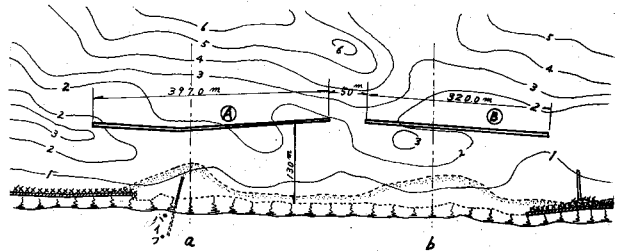


図-14 新潟金衛町海岸離岸堤位置図

次に離岸堤の長さは、長すぎると回折波がとどかず、トンボロが発生しにくくなるし、短かすぎると効果がほとんどなくなるおそれがある。

ここでは、離岸距離が120mで $3L$ に相当するから、半無限防波堤に直角に波が入射した場合の回折係数 K' が0.1の値を示す位置が堤防上5Lの点になるので、離岸堤の長さは $5L \times 2 = 10L \div 400m$ 以下におさえることとした。

また開口幅については50m($\div 1.25L$)と100m($\div 2.5L$)とを比較したところ、100mの場合は開口部正面の汀線附近で $K' \div 1.1 \sim 1.2$ となつて侵食されるおそれがあるので、開口幅は50mとした。しかし、このため開口部附近は相当洗掘されるおそれがあるので、開口部全延長にわたりフトン籠を敷

きつめて洗掘防止工を設置するとともに、離岸堤の構造面でも考慮することとした。

離岸堤の構造は、離岸堤前面の洗掘を軽減し、受ける波力を小さくし、ブロックの隙間から堤内側に浮遊土砂が波とともに入りこむことを期待するとともに、堤内側水位が高くなつてプール状を呈したときに離岸堤の全延長から平均して水が堤外側に抜けてゆくことによつて開口部の洗掘を防ぎ、かつ離岸堤基礎部のパイピングをできるだけ小さくする等を考慮して異形消波ブロックの層積とすることとし、2層積の高さや下部の水抜き等の点から六脚ブロックを用いることとした。

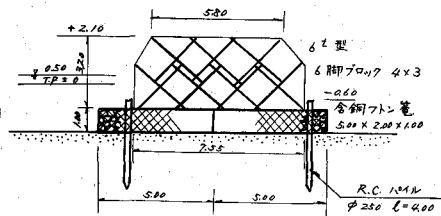


図-15 新潟金衛町離岸堤構造図

また基礎は、ブロックの沈下をできるだけ少なくかつ一様にする目的でフトン籠を用いることにし、フトン籠の厚さ分だけは直ちに沈埋することをあらかじめ予定して離岸堤の高さを決定した。(図-15参照)

離岸堤の高さは、水面よりある程度高くしておく必要があり、この場合もフトン籠が沈埋してその上面が海底地盤高と同高となつたときに離岸堤天端が水面より高くなるように考えて、六脚ブロックの70×70、5.5t型を2層積にすることにした。

以上のような検討のもとに、④離岸堤が41年度(41年9月)に、⑤離岸堤が42年度(42年9月)にそれぞれ竣工した。両離岸堤とも施工途中から次第にトンボロが発生しはじめ、図-14に点線で示すように中央部でおおむね40mに及ぶ砂浜が出現した。

その後1~2冬を経過し、冬季風浪によつて汀線は一時後退することもあるが、天候の回復とともに再び前進するなど、時期的に前進、後退をくりかえしてはいるが、離岸堤内側の海底は離岸堤施工前にくらべると平均してかなり浅くなっており、今までのところ離岸堤はかなりの効果をあげていると考えられる。

離岸堤の設置前から最近にいたる海底変化状況を示したものが図-16~17である。

図-16は図-14に示す

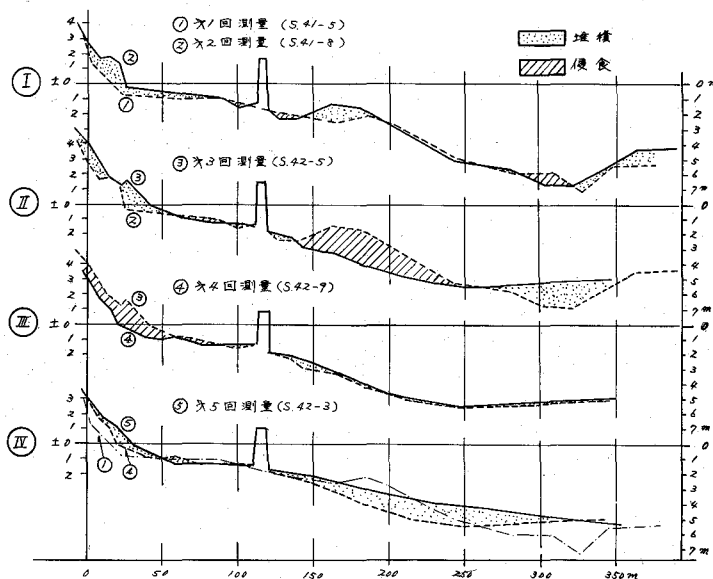


図-16 新潟金衛町海岸海底断面変化図
(その1)(測線-a)

a測線の海底変化を、毎測量ごとにその前回の測量結果と対比して示したもので、実線が今回、点線がその前回の測量断面を示している。①から②では離岸堤設置によつて堤内側が浅くなり、③でかなり大幅に汀線が前進し、沖側のバーがけずられているが、④では逆に汀線は後退している。しかし⑤では再び汀線は前進しており、Ⅳのように①と比較すればかなり前進している様子がうかがわれる。最近の調査の結果では汀線は更に前進しており、③またはそれ以上に上っているのではないかと思われる。

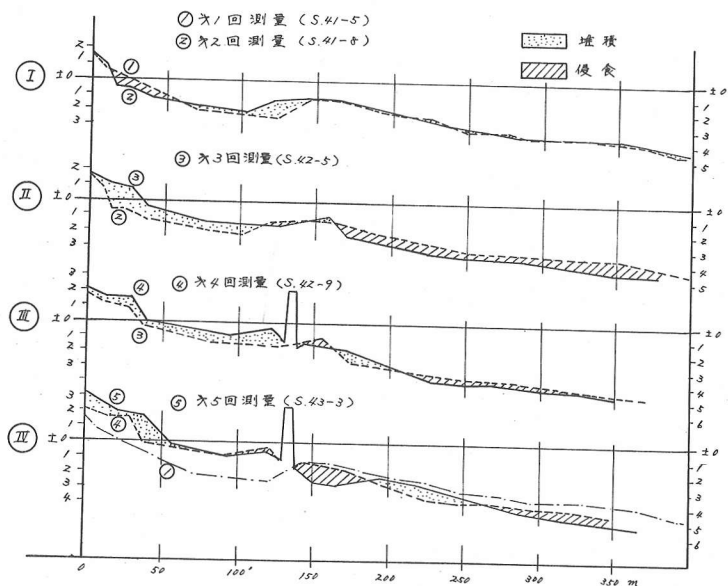


図-17 新潟金衛町海岸海底断面変化図
(その2) (測線-b)

図-17は同じくb測線について上と同様にその変化を示したものである。③離岸堤は42年9月に竣工したので①および②の③までは離岸堤はなく、海岸はかなりの変動をくりかえしている様子がうかがわれる。③および④によれば、このb測線での離岸堤の効果は非常に顕著であり、④の①と⑤を比較すればその効果は更に明らかであろう。

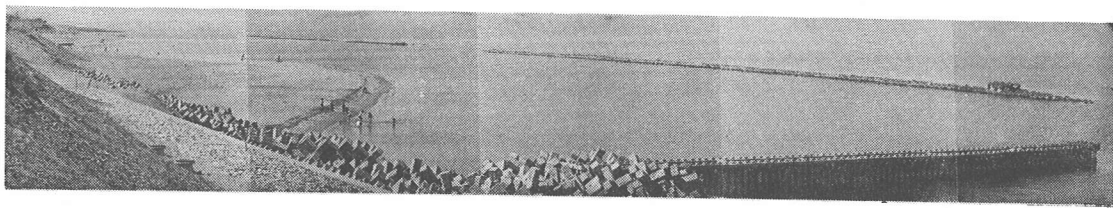


写真-3 離岸堤とトンポロ
(43年3月)

写真-3は最近の状況を示すもので、写真-4から7に至る一連の写真は測線aの近くのパイプを中心に、着工前から最近に至る変化を比較してみたもので、写真7ではパイプはトンポロに埋まっている。

次に、離岸堤の沈下については、当初予定していたフトン籠の厚さ相当分の沈下はあったが、④離岸堤



写真 - 4 着工前

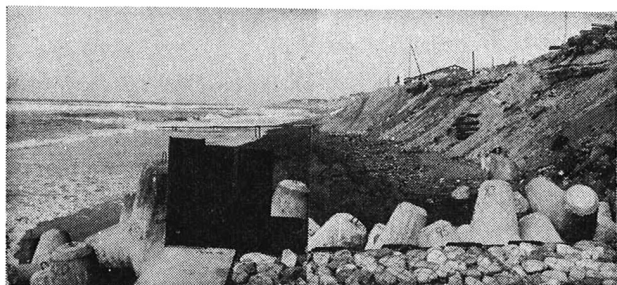


写真 - 5 着工直後

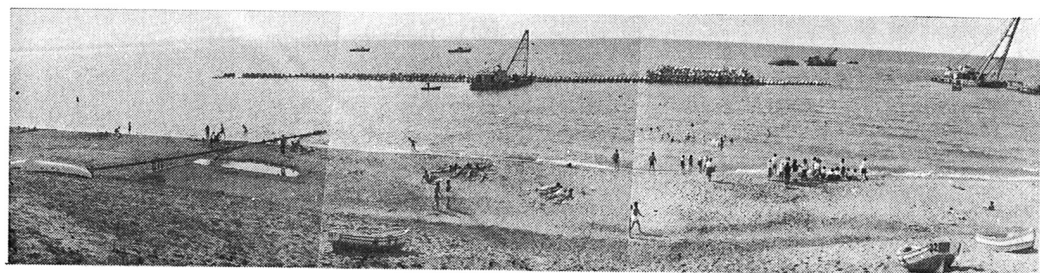


写真 - 6 施工中

の一部をのぞき、従前の例のような顕著な沈下は今のところないようである。しかしながら、少ないとは云え多少の沈下はあり、また干満の差は小さいが春秋など平均潮位が高くなると離岸堤の海面上の高さが小さくなり、離岸堤の効果が小さくなると考えられる。図-16の③から④に至る汀線の後退は5月から9月にかけて生じており、波浪は冬季にくらべて小さい時期であるこ

を考えれば、この汀線の後退は海面上の高さの低下によるものとも推定されるので、今後さらに十分調査検討の上、場合によっては多少かさ上げすることを目下検討している。



写真－7 最近の状況

2) 泉南海岸二色浜における養浜工と離岸堤

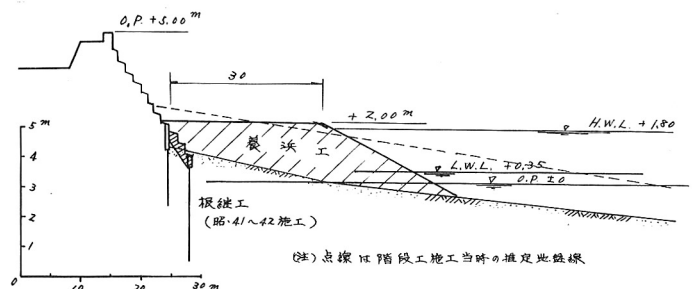
大阪府の泉南海岸二色浜は、養浜工と離岸堤が同時に施工された珍しい例で、わが国では初めてのケースと思われる。

第1回目の養浜は離岸堤施工前に実施されたが、その後半年を経ないうちにその大半が消失した。しかし、その後離岸堤が施工されてから再び第2回目の養浜を実施したところ、その後は順調な経過を示し、現在1年を経過するも砂浜は養浜当時の様相を示しており、今後のこの種の計画に多くの示唆を与えるものとして興味深い。以下その概要について紹介しよう。

大阪府の泉南海岸も新潟海岸と同様、従来から侵食の著しい海岸として知られており、現在では全線にわたって海岸堤防が設置され、根固工を兼ねた消波異形ブロックが投入されている状況であるが、このうち貝塚市の二色浜はこの附近唯一の海水浴場として知られている所であり、このためこの地区の堤防設置については前面洗掘をも考慮に入れて緩傾斜の階段式護岸が設置された。

しかしながら、この階段式護岸も次第に前面の砂浜がとられ、ついには図－18に示すように基礎工前面が露出するまでになった。

のため基礎工前面には図のように根継工を施工することにしたが、根継工の前面洗掘対策として根固工を施工することはこの海岸がこの附近唯一の海水浴場であるところから不適当であり、また根固工の設置のみでは前面の洗掘防止は期待できないので、沖合に



図－18 二色浜海岸標準横断面図

離岸堤を設置することにした。

一方、大阪府では、基礎捕強を兼ねて前面に砂浜を造成する計画がたてられ、昭和41年の夏季海水浴シーズンを前に養浜工が実施され、失われた砂浜が回復し、海水浴場が復活した。これまでも浚渫土砂を利用した養浜工の前例はあるが、本海岸のように本格的な養浜工が実施されたのはわが国で初めてのことである。なおこの養浜工は予算面上多少の疑義もあるところから、大阪府の単独事業として実施された。

第1回目の養浜は昭和41年5月25日から6月11にかけて、図-19に示すように延長600mにわたって実施された。養浜工の計画断面は、図-18に斜線で示したように、天端高O.P. +2.00m程度、天端幅30mで、mあたり50~60m³、総土量34,000m³であった。写真-8は養浜工実施中の状況であり、写真-9は復活した海水

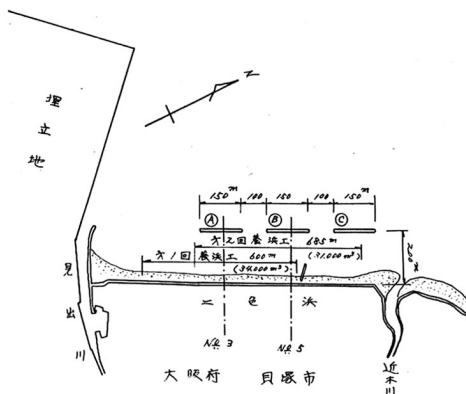


図-19 大阪泉南海岸二色浜位置図

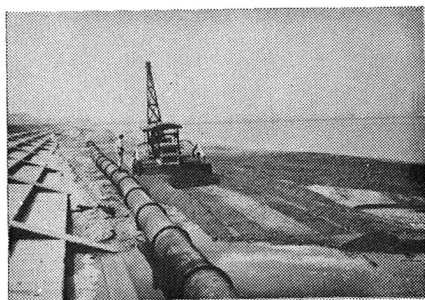


写真-8 養浜工実施中
(41年5月)



写真-9 海水浴の賑い
(41年7月)



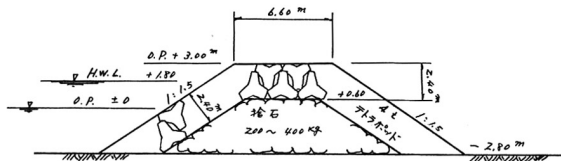
写真-10 消失した砂浜
(42年1月)

浴場の賑いを示すものである。

しかしながら、折角復活したこの砂浜もその年の冬にはその大半が消失した。写真-10は42年1月の状況であるが、養浜した砂の大部分は消え去っている。しかし、南側見出川河口に近い区域は南側の埋立地の影響もあつてかなりの砂浜が残っていた。

一方、泉南海岸侵食対策事業の一環として計画され

ていた離岸堤は、41～42年度
において施工されることになり、
④、⑤の離岸堤は41年9月着工、
42年5月に竣工し、⑥離岸堤は
42年9月着工、同年12月竣工
した。



図－20 二色浜離岸堤構造図

離岸堤の長さ及び配置は、図－
19に示すように、長さ150m

のものを100mおきに3本設置し、堤内の利用度と水深を考慮に入れて岸から200mの沖合に岸に平行
に計画された。離岸堤の構造は図－20に示すように捨石マウンドの上にテトラポッドを2層被覆した。設
置位置の水深が-2.80m (O.P.) とかなり深く、新潟にくらべて干満の差が大きいので、断面もかなり
大型となった。天端高は、朔望平均満潮位がO.P. + 1.80mであるので、+3.00mとした。

この間、大阪府では、地元の要望もだしがたく、42年の海水浴シーズンを前にして再び養浜工を実施
することになった。第2回目の養浜工は前回よりやや北側に位置を移し、昭和42年6月3日から6月25日
にかけて、総土量31,000m³が延長685mにわたり施工された。施工断面は前回と同様である。

今回の養浜は、前回とその規模および施工時期とも
ほぼ同じであったが、沖合に離岸堤が設置されていた
ためか、養浜後1年を経過したが、前回と異なり砂浜
はほぼ養浜当時の状況で存在しており、今年の海水浴
は今のところ支障なさそうである。写真－11は43
年5月の砂浜の状況を示したものである。写真－10
とほぼ同じ位置から撮影されたものであり、この両者
を比較すると、砂浜の状況がよくわかる。



写真－11 最近の二色浜
(43年5月)

図－21は、このような海底の変化を測点No.5につ
いて比較してみたものである。測点No.5は図－19に

記載されているように、④離岸堤のほぼ中央部に相当する位置で、第1回および第2回の養浜工が二回とも
実施された所であり、写真－10および写真－11はほぼこの附近に相当する。

図の①は第1回目の養浜の施工前後を示し、②はその年の年末に折角の砂浜がほとんどとられてしまった
状況を示している。③は再び第2回目の養浜が行なわれるとともに、離岸堤が完成したことを示している。
④は最近の状況と養浜直後とを比較したものであるが、図のように以前にくらべてその変化はかなり小さく、
写真－11にも見られるように養浜後ほとんど変化はないと云うことができる。この測量は16回という数
字が示すように、昨年6月以後約10回にわたって測量されており、紙面の都合で途中の部分を省略したが、
1回ごとの変化は極めて小さく、10回分の変化が集積されて④のようになっていたと考えると良い程度である。

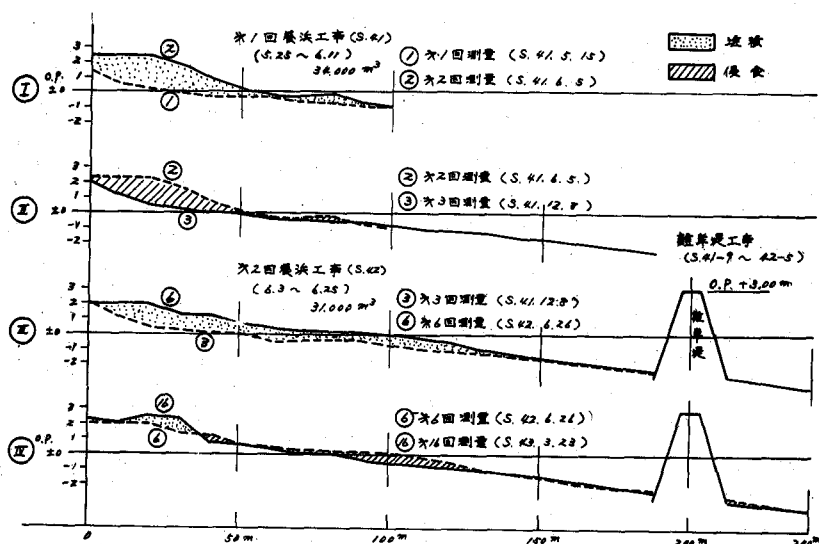


図-21 二色浜海底断面変化図
(測点 16.5)

ここでは代表断面として測線-5について示したが、他の測線についても大同小異であり、現在までのところ第2回目の養浜は離岸堤の完成によってそのまま維持されているということが

できるように、

二色浜海岸では一度消失した養浜による砂浜が、離岸堤の設置によって消失を免れる結果となつたが、これがすべて離岸堤の効果によるものか否かは、これを比較する方法がないのでわからず判定はできない。しかしながら、新潟に見られるような顕著なトンボロの発達は今のところ見られず、当初予想された程の効果は出ていないとも考えられる。このような点を含め、この二色浜離岸堤は、次のような問題を残していると考えられる。

イ) 離岸堤の設置水深とその配置は適当であつたか？ この離岸堤は、地元漁業組合との調整の必要もあつて、当初計画した位置より多少沖側に移され、水深が深くなつた。このため、当初は通常の砕波帯の内側に設置する計画であつたものがこれより沖側となり、満潮時には水深が4～5mとなる。たのため、当初予想された程の効果も出ず(?)、新潟金衛町海岸のような顕著なトンボロが発生しないのではなからうか。

また、新潟の場合にくらべて長さが短く、間隔は広い。間隔はともかく、離岸距離にくらべて離岸堤の長さが短いために効果が小さいように思われるのであろうか？。この点が明らかになれば、離岸堤を縫ぎ足して長くすることも検討する必要がある。

ロ) この離岸堤は今までのところ殆ど沈下していない。普通このような工作物はかなり沈下することが考えられるが、この場合離岸堤が通常の場合の砕波帯の沖側に位置するため、離岸堤の内外に水位差がつくことが少ないために沈下しないと云うことであらうか？ とすれば、大きな台風や時化などでこの離岸堤の外側で砕波するような波が襲来し、離岸堤内側がプール状を呈して水位が高くなるような場合には沈下するのであろうか？ 今まであまり沈下しなかつたのはこのような波が襲来せず、したがってパイピングが生じ

なかつたことによるのかどうか？。

ハ) 新潟ではロ) で問題にしたような理由で半透過というより透過式に近い構造としたが、ここではマウンドを用いた不透過式に近い構造である。砕波帯の内側で、パイピングのおそれがある場合にもこのようなタイプで沈下を免れ得るかどうか？。

これらの諸点について、今後とも十分調査・検討をすすめてゆくつもりである。

文 献

- 1) 由比海岸堤防模型実験報告書、昭和38年10月、建設省土木研究所
 - 2) 白石、遠藤：消波工に関する二、三の問題、昭和38年、第10回海岸工学講演集、土木学会
 - 3) 永井、高田：海岸堤防の越波におよぼす消波堤の効果、昭和39年第11回海岸工学講演集、土木学会
 - 4) 泉南海岸堤防の越波防止に関する模型実験、昭和40年3月、防災研究会
 - 5) 泉南海岸堤防の越波に関する模型実験、昭和39年3月、防災研究会
 - 6) 4) に同じ
 - 7) 1) に同じ
 - 8) 由比海岸に関する模型実験(第2報)昭和38年3月、防災研究会
 - 9) 大阪府下海岸堤防水理模型実験報告書、昭和42年9月、日本テトラポッドKK
 - 10) 阪神海岸高潮対策事業消波工模型実験報告書、昭和42年11月、日本テトラポッド大阪営業所
 - 11) 永井、上田、風と波を考慮した海岸堤防の形状と構造に関する研究、第7回海岸工学講演集、昭和35.
- 11