

海岸・港湾構造物の設計の変遷と今後の課題

Change of Coastal and Harbor Structure Design and Problems in the Future

榎木 亨

Toru SAWARAGI

1. はじめに

昭和31年に海岸法が設定されて1996年で40年となり、昨年より40周年記念で首藤¹⁾、合田²⁾の両氏が雑誌「海岸」あるいは土木学会誌に海岸工学研究・施工の変遷について要領よく記述しておられる。また漂砂研究の歩みについては1996年度の本研修会講義集において野田氏³⁾が昭和20年代から30年代の研究について紹介されている。一方国際会議においても、1950年米国ロンビーチで開かれた第1回国際海岸工学会議 (International Conference on Coastal Eng. 略称ICCE) より第25回目に当たる1996年フロリダ、オーランドで開かれた会議において、15ヶ国の代表が各国の海岸工学の変遷の歴史を講演し一冊の本にまとめられており、その中で日本の変遷については堀川氏⁴⁾が詳細に論じておられる。このような状況において私が再度海岸・港湾構造物の設計の変遷を記述する必要もないと考えるが、できるだけこれらの先生方の記述と重複をさけ、構造物別の設計思想の変化について述べてみたい。しかしどうしても一部は重複するところがあるが、これについてはあらかじめお許しを願っておきたい。また本文を書くに当たっては主として公式集、基準解説及び参考書、教科書を参照したが、これらについては参考文献の中で別掲として年代別に記述し、本文中に参考として引用した箇所については、例えば (I-1)、(II-1) という表示で示すこととし、(I: 便覧、基準解説書、II: 参考書及び教科書を示す) 他の参考論文については例えば首藤¹⁾といったように一般参考文献欄Ⅲに表示をして文末に示した。

2. 海岸構造物

2・1 海岸堤防・護岸

(A) 構造・形式

(a) 基本型の確立: 古い時代の海岸堤防は主として干拓地への浸水防止、荒天時の波浪を防ぐために築かれたもので、図-1 (II-2、p.323) に示すように、石材豊富な地方では図中 (a) のように表側に石材

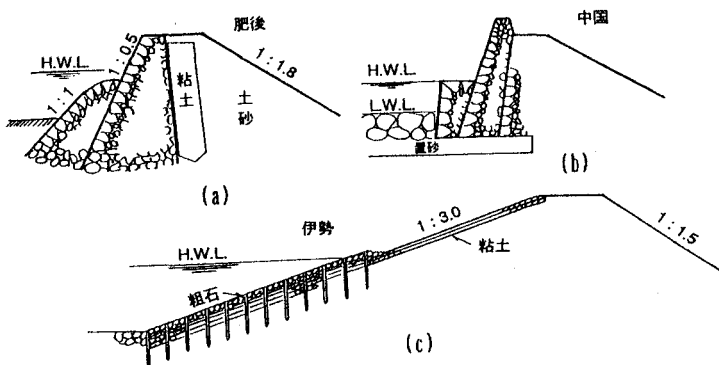


図-1 日本の昔の海岸堤防 (II-2、 p.323より)

を用いて急勾配とし、伊勢湾沿岸のように石材の少ない所では(c)のように表側を緩勾配として土堤で構成し、土堤の法先部を石張りの小護岸にしていた。またこの土堤防は芝等を張りつけて法面の保護としていた。

しかしながらこの様な海岸堤防は昭和28年9月に伊勢湾南部を襲った13号台風によりその進路に当たった海岸地帯では殆ど全面的に決壊し、愛知県、三重県

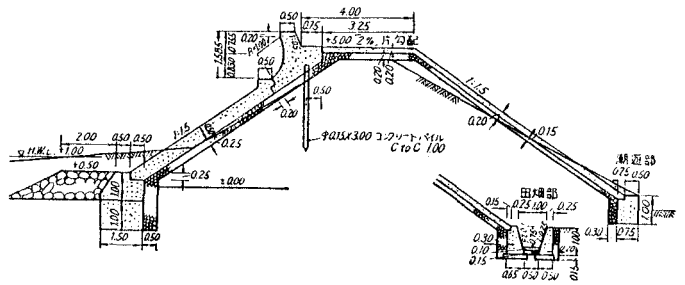


図-2 13号台風による災害復旧断面（Ⅰ-1、p.139より）

で死者122名、被災者799,297名被災総額1,200億円という災害を発生した。⁵⁾

このときの堤防崩壊の原因として①堤防高さの不足、②越波溢流による天端及び裏法からの崩壊、③波の吸出しによる積石の離脱と目地からの内部土砂の吸出し、④バラベットの構造欠陥などが挙げられた。

この復旧に際しては以上の点を考慮して、波の打ち上げに際しては土木研究所及び京大の実験結果を参照し、波そのものが越波しないような高さを設定し、はじめて水理実験結果を考慮するようになった。

また越波にともなう天端及び裏法面からの崩壊を防ぐ意味でこれらをすべて舗装することになった。復旧標準断面図を図-2に示す。これより海岸堤防が表法面、天端面、裏法面ともに舗装することになり、いわゆる三面張りが基準となったことは、海岸堤防構造上の大きな変化といえよう。しかしこの標準断面は経済的な面から重要な地区に限られており、その他については従来通りの堤防が多かったようで、全面的な三面張り堤防の採用は昭和34年9月来襲し、大災害を生じた伊勢湾台風による復旧まで待たざるを得なかったと報告されている。¹⁾

この海岸災害を契機として従来の経験的な海岸諸施設の設計を合理的な力学体系に載せるための図書の刊行が土木学会において計画され、昭和32年に「海岸保全施設設計便覧」(Ⅰ-1)が発行され、ついで昭和35年1月には海岸施設施工を直接担当する4省庁がが基準の統一をはかるため「海岸保全施設築造基準解説」(Ⅰ-2)をまとめている。この両書によって海岸堤防の構造形式が明確に分類され、新しく海岸堤防を建設するに当たっての選定方法が述べられている。

これらの書によると、海岸堤防は表法勾配によって直立型、傾斜型、混成型に分類し、直立型は法勾配が0.8割より急なもの、傾斜型は法勾配が0.8割より緩やかなものとしている。なお(Ⅰ-2)によると1割より急なものを直立型、1割より緩やかなものを傾斜型と称している。

上述の表法、天端、裏法の三面を舗装する三面巻きと三つの堤防形式はその後の堤防建設に当たっての基本型であって現在でもその基本形式は変化していない。

(b) 構造形式の変化：浸水対策としての海岸堤防も時代の変遷とともに、海岸利用、特に堤防前面の海浜利用の面から汀線に立ち入り易い構造が求められるようになってきた。一方(a)で述べた形式の海岸堤防が多く海岸線に建設されるに従って、堤防に衝突する波による前浜の侵食、沿岸漂砂の不均衡による前浜の消失が目立ちはじめ、反射の少ない緩傾斜法面をもつ堤防あるいは階段堤防に変わってきた。この緩傾斜堤(3割以上の緩勾配法面をもつ堤防)もまた人が汀線に入り易いという特徴を有している。

この階段堤防に関する記述は昭和44年の「海岸保全施設設計便覧改訂版」(Ⅰ-5)においても見出され、その設計方法は豊島の「現場のための海岸工学、高潮編」(Ⅱ-4 p.204)においても具体的に示されている。しかし一方階段ごとにバラバラに崩壊される例が少なくないことも報告されており、施工に特に注意を払う必要があることも論じられている。

このような親水性を考慮した堤防形式は、昭和48年3月(1973年)に設定された海岸環境整備事業

実施要綱の公布により事業の対象となり施工箇所が増加してきた。

緩傾斜堤が急激増加したのは昭和61年からであって、豊島⁷⁾によると昭和59年度の緩傾斜堤の施工箇所28カ所に比較して昭和61年度は92カ所、昭和62年度は115カ所と急増している。その構造形式は一般に図-3に示すようにコンクリートブロック張式表法被覆工をもった構造がとられている。しかしながら緩傾斜堤は法先が前面に突き出て海面下に突き込む場合が多くなり波の打ち上げが高くなって天端高さが高くなる(後述)という問題が生じた。この問題を解決するために、法面に粗度をもたせたり、法面に浸透性をもたせたりする方法が提案されている。豊島⁸⁾はこれらの解決法として法勾配が5割~6割の緩勾配ブロック被覆工を採用することにより解決しようと試みた。

なおこの緩傾斜堤の設計については建設省海岸課によって手引き書(Ⅰ-13)が出版されているので参照して頂きたい。

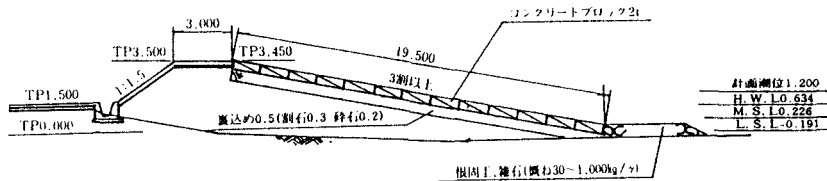


図-3 緩傾斜堤構造断面図(Ⅱ-11、p.155より)

(c) 堤体の安全:土砂を用いず、コンクリートなどで一体として自立しうるように作られた自立式堤防を除いて海岸堤防・護岸は粘土を多少含む砂質あるいは砂礫質の材料で盛土をして構成される。この自立式堤防は載荷重が集中的に作用するので沈下及び転倒の不安が大きく基礎工に多額の工費を必要とするためか、初期の便覧(Ⅰ-1、Ⅰ-5)及び築造基準解説(Ⅰ-2、Ⅰ-7)には記載されているが、昭和62年(1987年)の築造基準解説(Ⅰ-11)には独立項目としては記述されていない。先に述べた初期の便覧、築造基準(例えばⅠ-1)においても「地盤の崩壊」という項目で盛土堤体の滑り破壊についてはふれられているが十分な記述は行われていない。しかしながら堤体自体の沈下、滑動、転倒により堤防が完全に消失するという災害も生じた。著者のわずかな経験であるが、昭和32年に有明海の新設の干拓堤防を見学に行ったとき、その堤防上で撮った写真が手元にある。しかしながら数ヵ月後に案内して頂いた方からの手紙によると、一夜にして新設の干拓堤防が消失したことが知られてきた。このような現象は”お化け丁場”と称する様であって、有明海の干拓においては往々にして生じることであったが、これに関連するかどうかは定かではないが其の後の築造基準解説(Ⅰ-11)には、円形すべりに対する検討、直線すべりに対する検討、堤体の透水性(堤体土砂の吸いだし、堤体盛土への浸透、パイピング)などについての検討手法が述べられている。

一方1983年の日本海中部地震を契機として昭和53年(1988年)に大規模地震対策特別処置法が制定され、従来全く考慮されていなかった地震力の効果が海岸堤防の設計にも考慮されるようになり、1987年の築造基準解説にも地震の項が付加されるようになった(Ⅰ-1、pp.121-129)。地震を考慮した検討項目としては、①構造物全体の安定性、②基礎地盤のすべりに対する安定性、③砂質土の基礎地盤の液化現象に対する安定性及び上部構造物に及ぼす影響、④構造物の部材応力、⑤隣接する構造物や地盤との相対変位などが挙げられている。

(B) 天端高さの決定

海岸堤防の大きさを左右する要因として、天端高さの決定が挙げられる。天端高さの決定に関する基本的考え方は次の通りである。

$$\text{海岸堤防の有効高さ} = \text{設計高潮位} + \text{設計波に対する必要な高さ} + \text{余裕高}$$

(a) 設計高潮位：ここに設計高潮位としては、最初の便覧（Ⅰ－１）において、(1)既往最高潮位をとる方法と(2)潮位偏差を考える方法の２通りあることを示した上で、(2)の場合には基準潮位＋計画潮位偏差で与えられるとしている。(2)の考え方は最高潮位のときに必ずしも最大偏差を生じていないことから、外力の影響を直接に示す潮位偏差をとった方が良いという考え方に基づくものであって、近代海岸堤防設計の基礎となった１３号台風（昭和２８年）災害の復旧に当たっても、基準潮位として朔望平均満潮位をとり、潮位偏差として既往最大潮位偏差をとって基本断面の天端高さ決定に用いている。⁵⁾この潮位偏差を既往最大にとる方針は伊勢湾台風（昭和３４年）による海岸堤防復旧に際してもこの方針が踏襲された。⁹⁾しかしその後東京湾、伊勢湾、大阪湾などの重大な被害が予想される地域においては、この計画潮位偏差を既往最大潮位偏差のみでなく、モデル台風を計画箇所の最悪ルートを通過するものと仮定して数値シミュレーションにより求めて計画に反映する方法がとられている（Ⅰ－１１、p.105）。例えば大阪湾沿岸の海岸堤防の天端高さの算定においては、伊勢湾台風モデルが室戸台風の進路をとるものとして決定している。なおこの設計潮位および設計波の最新の動向については本研修会講義集に合田が詳細に記述しているので参考にしていきたい。

(b) 設計波に対する必要高の決定：設計波に対する海岸堤防の必要高さについては、波の衝突高さをとることが考えられる。この衝突高さ、特にのり勾配が１割より急な直立堤においては衝突した時の静水面より的高さは飛沫も考慮すると極めて高いものになる。１３号台風復旧時（昭和２８年）に用いた水理模型実験では、この様なうち上げ高さの状況を次の３つの状況に大別して、静水面からのうち上げ高さ R_c と設置水深 h 及び沖波の波形勾配の関係を求め設計に供している。（Ⅰ－１、p.34）

- ①波はもちろん飛沫も全く越えない場合
- ②波は越えないが飛沫は越える場合
- ③波そのものが流れとなって越える場合

この状況では①～③がどの様な越波量を示すかわからず、まして堤防崩壊にどの程度の越波が寄与しているか明らかにされておらず、１３号台風復旧時には①の状況を採用すると極めて高い堤防となるため、②の状況で設計し、飛沫にともなう越波は天端及び裏のり面の被覆で対応している。⁵⁾

しかしその後この越波状況と越波量の関係については永井・高田の与えた分類表をⅠ－６、p.535に示し設計の資料に供している。

一方合田は昭和４５年に不規則波に対する単位幅単位時間当りの越波量の期待値を求め、さらに不規則波の越波計算モデルを作成した（Ⅰ－９、及びⅠ－１１）。合田はこのモデルによって算定した越波量の算定値を期待越波量と称し、次に述べる許容越波流量と併せ考えることによって、堤防天端高さの決定に越波を認める思想を定量的に取り入れることになった（Ⅰ－１１）。

合田は（Ⅱ－９、p.120）は台風による海岸堤防、護岸の被災例について、当時の波浪データと上述の越波量算定モデルから、その時の越波量を推定し、越波による被災限界流量を与えている。これらは許容越波流量の目安としてⅠ－９及びⅠ－１１に与えられており堤防設計の基礎資料となっている。しかし被災時に越波流量を計測することは不可能であり、上記許容越波量の算定が主として内湾等の比較的波浪の小さい場所で短時間の波の作用下に適応するものであって、外海に面した大きな波高の来襲場所や、長時間来襲する波浪の場合にはⅠ－１１で与えられた値は一層小さいものになることは提案者（合田）も認めており（Ⅱ－

9、p.121) その適用に当っては十分な注意を必要とする。越波を許容する設計思想に立てば、この許容越波量は極めて重要な値となるにも拘らず、其の後、被災例が生じてもその報告がされていないが、今後この被災限界、特に海岸道路が多くなっている状況では、自動車の通行の可否も含めて現場観測と推定値の集積が望まれる。

このような越波に関する安全性については親水性防波堤の越波による堤上の人々の転倒及び防波堤からの転落に関する高橋ら¹⁰⁾の研究が、上記の海岸堤防上の利用の限界を与えるものとして興味深い。

波の打ち上げ高さを求める算定図は初期の便覧、基準及び公式集(Ⅰ-1、Ⅰ-2、Ⅰ-3)においては直立堤、1割堤に対するものであって、緩勾配(3割以上)の堤体に関する打ち上げ高さはSavilleの行った実験結果をのせているにすぎない。

これはわが国の海岸堤防の基本型が図-2に示した様な1割~1割5分勾配の表のりを有したためと考えられ、諸外国の海岸堤防(特にオランダの海岸堤防)が緩勾配堤を示すためと考えられる。その後打上げ高さに関する実験が進み、また先に述べた様に海浜利用の観点から階段堤防があらわれるにともない3割堤に対する打上高算定図(Ⅰ-5、Ⅰ-7)が公式集及び基準に掲載されるようになってきた。さらに近年の緩傾斜堤の増加にともないⅠ-13においては5割、6割といった緩勾配堤防の打ち上げ高さ算定図も示されている。

一方波の衝突高さが極めて高くなるので天端高さを低くおさえるために表小段を有する堤防断面が荒川河口堤防及び浦安海岸堤防で計画され、それに対する波の打上げ高さに関する実験が行なわれた。¹¹⁾この様な小段を有する堤防断面を複合断面と呼んでいる。この複合断面における波の打上げ高さの算定に対しては、従来より数多くの研究結果が得られている単一断面に対する算定結果を利用する方法がSavilleによって比較的早い時期に提案されているが、この算定方法は仮想勾配法と称されている。この手法は水底勾配が1/30より急な場合に適用できるとされており(Ⅰ-9)、1/30より緩やかになると推算値は実際の値より小さく表われ危険であることも指摘されている。また緩傾斜堤に対するSavilleの方法を適用する場合にも実験より低く推算値があらわれるようで、この場合には中村ら¹²⁾の改良仮想勾配法を適用することが手引き(Ⅰ-13)に示されている。

以上の複合断面に対する波の打上げ高さの低減効果は今後の地球温暖化に伴う海面上昇に対して極めて重要な意味をもつものといえよう。すなわちIPCCの報告通りに2100年に50cmの海面上昇を生じるものとする、既存の海岸堤防の多くは越波対策に悩むであろう。消波工の設置による波高の低減も当然考えられるが、海岸景観、海岸線利用といった面から考えた場合、遊歩道及び堤体の安定性の強化も考えて、堤防前面に小段を示す複合断面堤への改良による越波防止効果が考えられる。その為には今後さらにこの複合断面の越波ならびに前面海浜への影響を明らかにする必要があるのではなかろうか？

(c) 余裕高について：13号台風(昭和28年)、伊勢湾台風(昭和34年)による堤防復旧に当っては従来の堤高に比して極めて大きくなり、その天端高さの具体的数字をみても⁵⁹⁾余裕高は見込まれていない。また初期の便覧及び基準解説にもそれについてふれられていないが現在の基準解説(Ⅰ-11、p.146)にはふれられている。しかしその設計基準は明確でなく、高度の安全性を要する場合には最大1.0mを限度として余裕高を適宜決定すればよいという記述になっている。これから考えると余裕高は河川堤防のような土堤による沈下に対する配慮が基本的な思想にあるのではなかろうか。もしそうであるならば三面巻を基本とする現在の断面形においては、余裕高さを考慮することにより、どの程度越波量を低減できるかを推定し明示した方が科学的根拠を与えるように思われる。

(C) 堤脚部洗掘と前浜消失

海岸堤防を設置すると無堤時における漂砂のバランスを崩し、堤防脚部の局所洗掘を生じたり、前浜の消失を生ぜしめる。これらの対策についての変遷についてみてみよう。

堤防脚部の洗掘は海岸堤防の上部構造物の崩壊に直接つながるものであり、一般に基礎工及び根固工で対応している。基礎工で堤脚洗掘に対抗するためには、洗掘深さに対応する根入長を必要とするが、堤防前面の洗掘が進むと堤脚水深が増加し、波のうちあげ高さ、波圧が大きくなり、堤体全体が不安定になることから根入れ長さで対抗するのではなく、一般に2～3m程度の矢板を施工することが多い。(I-11, p.164) しかしながら、この矢板が洗掘によって浮上って被災する例も豊島によれば数多く報告されていることが述べられている。したがって波による堤脚部洗掘の実態解明が実験室スケールで行なわれ、最大洗掘を生じる堤防の法先水深(h_m)は砕波水深(h_b)と密接な関係を持ち、 $(h_b - h_m)/L_0 = 0.02 \sim 0.03$ という関係があること、その地点の最大洗掘深さは堤防の反射率、底質によって左右されていることが示されている。(II-10, p.371) この様に波が堤防に直角に入射する場合の洗掘状況に関しては榎木らの実験的研究(1961～1971)以後いくつかの研究も発表されているが、宇多¹³⁾は堤脚洗掘を含めた堤防前面の海浜消失の主原因として現場調査から沿岸漂砂の不均衡を挙げている。このような沿岸漂砂が堤脚部洗掘に関係することは、先に榎木¹⁴⁾も伊勢湾台風後の被災調査に出向いた時に、堤防に沿って延長数100mにわたって一様に洗掘されていることを見出し、波が堤防に斜めから入射した場合に、堤防前面の沿岸流速が無堤時に比較して局部的に加速され、沿岸漂砂量も無堤時よりも増加することを実験的に確めている。すなわち海岸堤防が汀線から最終砕波点までの間に設置された時、沿岸流速は無堤時の最大流速の1.1～1.5倍程度となる。しかしながら沖の方では沿岸流速の差違いは殆どみられない。一方沿岸漂砂量の沖方向分布をみると図-4の様になり、有堤時の堤防前面の沿岸漂砂は、無堤時のそれに比して著しく大きくなり、堤防設置地点より陸側の無堤時沿岸漂砂量が、堤防前面に集中している様にみえる。

この沿岸漂砂に及ぼす海岸堤防の影響については、その後研究は継続されてないが、堤脚部洗掘ならびに前浜の消失機構が未だ十分解明されていない現状では、前浜保全対策をたてる上からも残された課題といえよう。

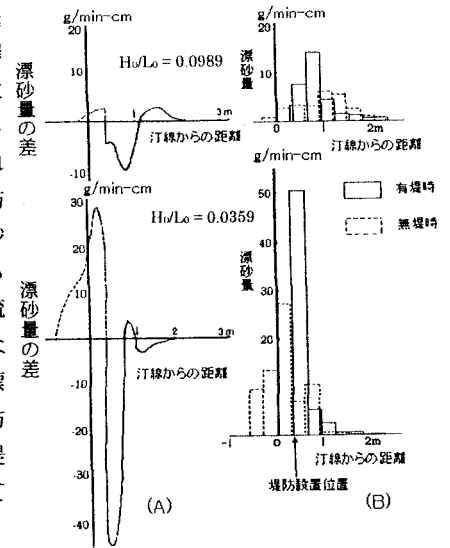


図-4 沿岸漂砂量に及ぼす海岸堤防の影響(榎木¹⁴⁾より)

(D) 面的防御工法への転換

海岸堤防は越波防止、浸水防止に建設されることが多いが、先に述べたように堤防の建設に伴って堤防前面の前浜が消失し堤防の越波量が増加して来た。このような事実を踏まえて、建設省は昭和56～57年頃(1981～1982)から従来の海岸堤防のみで浸水を防止するのではなく、後述する海浜保全工法との組合せで災害を防ぐ工法が採用されるようになってきた。すなわち海岸堤防という線的防御方法から、海岸堤防と離岸堤、あるいは海岸堤防と前面養浜(養浜の保持のための構造物も付随)という面的防御法への転換である。運輸省においてもこの面的防御方式の採用にふみきりその計画と設計に関してマニュアル(I-15)を出版している。

2・2 海浜保全対策工

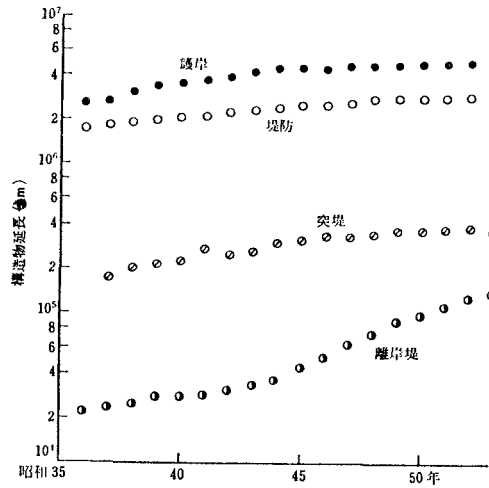
従来の海岸侵食対策工としては海岸堤防も含くまれているが、ここでは海岸堤防は浸水対策工と位置づけ、海岸侵食対策のうち海浜保全対策の変遷についてみてみよう。海浜保全対策工法としては、突堤、離岸堤、消波堤、人工リーフ、人工養浜などが挙げられる。このうち消波堤は機能的には離岸堤であり、その設計指

針においても（Ⅰ－１１，pp.220-222）殆んど離岸堤の設計指針に準じている。また人工リーフ（幅広潜堤）も潜堤であって、この様にしてみると設計便覧の最初の出版物（Ⅰ－１）にこれらの工法はすべて記述されており、現在においても工法的には特に目立った変化はないようである。ただ近年ドレーン工法¹⁵⁾及び透水層設置工法¹⁶⁾らの新工法が提案されているが、いずれも試験工法の域を出ていない状況である。

図－５は野田・橋本による侵食対策構造物の施工延長の経年変化を求めたものであるが（Ⅱ－１２，pp.111-125）、ここには１９８３～１９８４年代から建設が始まった人工リーフ工法や、大阪府二色の浜海岸で行なわれた、わが国では初めての養浜工法は実施時期は１９６６年と比較的古いけれども、その後長い間他のヶ所で施工されていなかったため、この表にはあらわれていない。これからみても突堤工法は昭和４５年（１９６０年）までは若干ではあるが増加しているが、昭和４５年以降は殆ど施行延長の経年変化は増加はない。

一方離岸堤工法は、その背後にトンボロ地形を形成するので、一見著しい海浜回復があるようにみられることから、昭和４５年以降急激に施工延長距離の増加がみられる。しかしながら、図－５にはあらわれていないが、昭和６０年代（１９８５）以降になると、兵庫県慶野松原で初めて施工された人工リーフ工法が、海岸線の景観を損わない工法として注目を浴び、新潟海岸¹⁷⁾など建設省直轄海岸で採用されてから（１９８６年）各地で施工されるようになってきた。

この様に海岸保全の対策工法も、砂浜の重要性の認識、海岸景観、沿岸生物の保存という環境面の認識が深まるにつれて、従来の防災対策一辺倒から自然との調和を考慮した工法が採用されるようになり大きく変化していつている。ここでは従来方式の突堤・離岸堤の計画設計の変遷を主として記述し、人工リーフにおいては簡単にふれるにとどめるが、その詳細についてはマニュアル（Ⅱ－１６、１９９２）を参照願いたい。



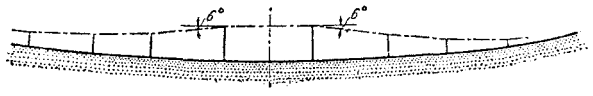
図－５ 侵食対策構造物の施工延長の経年変化
（Ⅱ－１２より）

（Ａ） 突堤

突堤の配置計画、長さ、間隔、天端高さなど詳細設計については上述の突堤の用いられ方を反映してか、古い便覧、基準（例えばⅠ－１、Ⅰ－２）の方が詳しく論じられており、比較的新しい基準（例えばⅠ－１１）などは簡単にしか記述されていない。（Ⅰ－１）においても国内外の実験例が紹介されて、その結果例えば突堤間隔Dは突堤の長さℓの１～３倍という値をとることが示されているに過ぎない。

また突堤群の配置計画についても、隣接海岸に及ぼす影響をできるだけ小さくするために、突堤の先端を結ぶ線が海浜になめらかに接続するように、図－６に示す角度αがクレスナーの実験では約６°、オランダのスケフニングンの実施例では５°をとることを示しているのみである。これらの角度は当然堤体の透過、不透過によって左右されると考えられるが、それに関する記述はない。

概木はこの様な経験的な配置計画が不十分であると指摘し、沿岸漂砂量のバランスで隣接海岸の海浜変形を生じないという考えの下で、漂砂の卓越方向を決定



図－６ 突堤群の配置計画図

して、各地点の通過沿岸漂砂量 Q_i を算定して、各地点における突堤の長さを変化させて突堤の漂砂捕捉率を違えて突堤間漂砂量の出入量のバランスをとる方式を提案した。(Ⅱ-10, p.429) すなわち漂砂上手例から地点1、2……10、とし各地点に施工する突堤の漂砂通過率を a_i (漂砂捕捉率は $(1-a_i)=T_r$) となる。) とすれば、各地点の間に地形変動が生じない条件は次式で示される。

$$a_1 Q_1 - a_2 Q_2 = 0, a_2 Q_2 - a_3 Q_3 = 0, \dots, a_9 Q_9 - a_{10} Q_{10} = 0$$

上式に基づいて $a_1 \dots a_9$ を求め、 $a_1 \dots a_9$ となる様な長さの突堤を各地点で施工するのが望ましいわけである。ここで問題は a_i (あるいは T_{ri}) と突堤の長さとの関係が明確かどうかということであろう。

この様な沿岸漂砂量のバランスによる対象海岸の安定化については、其の後1970年代より盛んになってきた地形変動の数値シミュレーションによる予測手法と同じ概念であって、この数値シミュレーションを行なうに当たっても突堤の漂砂通過率あるいは漂砂捕捉率が大きな問題となる。

この沿岸漂砂の突堤による捕捉率についてはアメリカの基準についてⅠ-5で紹介しているが、突堤先端の水深3m、1.5mと極めて大まかであり、堤防構造も透過か不透過かも明らかでなく、この基準をそのまま適用することに疑問を投げかけている。

榎木らは平面移動床実験を行い、水深変化量から求められる沿岸漂砂量 Q_i の変化から不透過なモデル突堤に対して図-7に示すような沿岸漂砂捕捉率 T_r と突堤長さの関係を求めている。(Ⅱ-19, pp.271-273) ここに $T_r = (Q_1 - Q_2) / Q_1$ (Q_1 : 突堤上手側の沿岸漂砂量、 Q_2 : 突堤の下手側の沿岸漂砂量)、 l : 突堤の静水時初期汀線からの長さ、 l_e : 波の最終遡上点からの突堤の長さ (有効突堤長さ)、 x_r : 静水時初期汀線から波の陸上最終遡上点までの距離、 x_b : 静水時初期汀線から碎波点までの距離。

図より明らかなように沿岸漂砂量は岸沖方向の分布をもつために堤長の増加に対して線形には増加せず、突堤先端が碎波点まで伸びていると80%程度漂砂が捕捉されることがわかる。図中には固有関数に基づいて沿岸漂砂量の岸沖方向分布を推定し(Ⅱ-19, pp.263-265参照)、突堤の上手側で生じる離岸流及び波浪による突堤先端から下流側への砂輸送を無視して計算される T_r も示されている。しかしながら、この図は実験から求められた捕捉率であり、突堤の構造(透過、不透過)、突堤の高さ、波の特性など当然捕捉率に影響すると考えられる諸要素の影響が入っていない。全国各地には突堤の施工例も多いことから、突堤の漂砂上手側、下手側の代表2測線の等深測量を実施して、その地形変動から沿岸漂砂量の算定を行い(Ⅱ-19, pp.262参照)、図-6の充足をして頂ければ今後の突堤の配置計画に極めて有用な資料となるであろう。

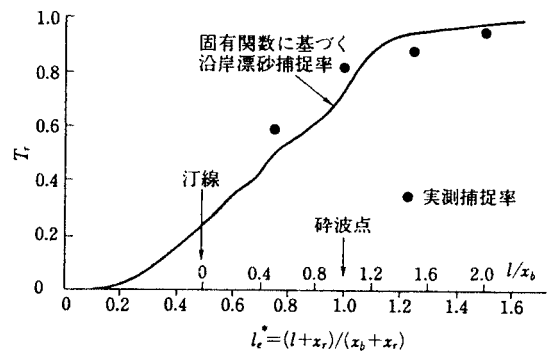


図-7 沿岸漂砂捕捉率と突堤の長さの関係

(B) 離岸堤

(a) 配置計画: 図-4に見られる様に海岸侵食対策工として離岸堤は昭和45年(1960)以降急激に増加しているが、離岸堤の漂砂遮断機構、離岸堤群の配置計画、構造等については既にⅠ-1(1957)においても述べられている。しかしながら離岸堤の設置位置、離岸堤の間隔、離岸堤の長さ、離岸堤の天端高さなどの設計項目は挙げられているが、これをもって具体的に設計しようとすると設計ができないことが多い。離岸堤による漂砂の捕捉率の算定法、離岸堤背後に形成されるトンボロの砂の補給源が沿岸漂砂なのか、沖から岸に運ばれる漂砂なのか、またその割合はどの程度なのか現在でも十分にわかっていない以上、これら漂砂の動態が上記の設計項目に関係するために、具体的な設計法を求めることは酷かもしれない。豊島は数多くの実施例を整理し、離岸堤の設置水深別にこれらの諸項目について一つの目途を与えている。(Ⅱ

現在ではこれらの離岸堤の配置計画においては、まず沿岸流の変化シミュレーションを行い、それとともなう汀線変動のシミュレーションを行い、予め離岸堤群が完成した後の地形を想定してその間隔、配置地点などを決定することができるようになってきた。

これら離岸堤施工に当たって最も注意をしなければならないのは、離岸堤の施工順序である。

この施工順序については、建設上の注意として1957年の便覧(Ⅰ-1)においても既に述べられている。すなわち“堤端部背後の海浜に波が集中し、在来の海浜を侵食する傾向があるので、保護すべき区域あるいは堤を設置すべき区域の下手側の端、またはその近くに最初の堤を建設することが望ましい。この最初の堤体による影響を観測し、海岸線が明瞭に安全状態に到達したと判断された後に、最初の堤体から最も遠い上手側の端に次の堤体を施工する。この過程を全体の設置計画が完了するまで繰り返す。”とある。この施工順序を決定するためには、漂砂の卓越方向の決定が非常に重要となる。施工順序の間違いが漂砂下手側決潰を生じた例を、高知の物部海岸に施工された離岸堤に見ることができる。

図-8は離岸堤の施工順序にともなう汀線の変化を示したものである。(a)図の地形において最も汀線が海岸堤防に近い地点に一基目の離岸堤を昭和49年3月に施工した直後

(No.4離岸堤)に台風により下流側海岸が大きく侵食を受け、下流側海岸堤防が200mにわたって完全決潰した。その後(b)(c)(d)の順に離岸堤が施工され、それに伴って程度は少なくなっているけれども下流側海岸の侵食が生じている。このような施工順序はできるかぎり避けるべきであろう。

(b) 安定計算：離岸堤堤体の波力に対する安定計算は初期の便覧(1957)、基準(1960)、水理公式集(1963)以来現在の基準、公式集も1952年に発表された捨石堤に対するハドソン式に基づいている。しかもその公式の中の波高としては有義波高を用いるという点で不規則波の効果を導入しているにすぎない。

この公式中には周期または波長の項が含まれていない。Brunn¹⁹⁾らによると周期の異なる波によって斜面上の波の共振現象が生じ、この現象が傾斜堤の安定性を左右することが指摘された。これをうけて樫木らは、1982年より研究を進めこの共振現象を取り入れた、波の周期性の考慮した公式を提案するとともに、さらに進んで不規則波中の波の連を考慮した波のエネルギー和によって表わす新しい重量算定式を提案している(Ⅱ-19, pp.211-213)。この式によるとハドソン公式の算定重量より相当に大きな値となり、新算定式の破壊率20%(水理公式集の定義により破壊率の4%に相当)の重量とハドソン公式の破壊率0%とほぼ同じ重量を与えている。

一方1988年頃よりVan de Meer²⁰⁾は同様の研究を進め、波の周期、波の継続時間、構造物の透水性、被害者を考慮した新しい算定式を提案している。

またこのような捨石堤の安定について確率設計あるいは信頼性設計の研究²¹⁾²²⁾が進められてきているが、いずれもこれらの研究成果はまだ設計基準に取り入れられていない。

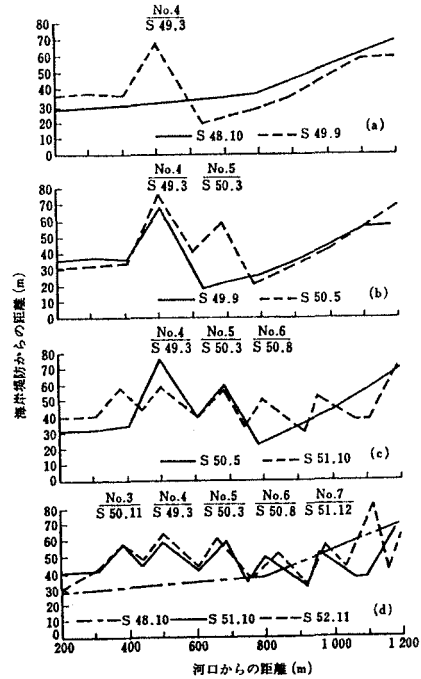


図-8 高知海岸における離岸堤の施工例
(Ⅱ-13, p.135より)

(C) 新しい海域制御構造物

新しい海域制御構造物としては後述の新形式防波堤も当然入るのであるが、ここでは新形式防波堤については防波堤の項に譲り、昭和61年(1986)より5ヶ年にわたって研究が行われてきた建設省土木研究所を中心とした構造物についてふれておこう。

(a)、(b)で述べてきた海岸保全工法は汀線近くに構築される構造物が多く、その構造も捨石が異型ブロックに変化はしていったが、最初の便覧(1957)以来大きく変わってはいなかった。しかしながらCCZ、MMZ計画など建設省が提唱した海岸利用、海岸環境の整備に付随して従来の構造物より深い水深(水深20m以浅)に海域制御構造物を設けて、広い水面に静穏海域を創出し海浜安定化を図る構造物の開発が試みられ、そのうちの一部の構造物は駿河海岸、富士海岸および富山県の下新川海岸で施工されている。²²⁾

Ⅱ-19(pp.199-202)で詳述している様に、波浪の制御機能は4つに別けられる。

- (1) エネルギー逸散による制御機能
- (2) 位相干渉による制御機能
- (3) 反射による制御機能
- (4) 波向変化に伴う制御機能

(1)の制御機能は従来の構造物による消波機能であって、たとえば斜石斜面堤(離岸堤)の場合は碎波と摩擦が、幅広潜堤(人工リーフ)の場合は碎波、摩擦、透水性が波の減衰が大きく支配する。

(2)の制御機能は入射波、反射波と伝達波の位相差を利用して波を制御する方法であって、近年各地で用いられている遊水部をもつ低反射護岸あるいは低反射防波堤(後述)や、潜袋消波堤などを上げることができる。

(3)の反射による制御機能は従来の防波堤、離岸堤でとられてきた手法で、反射率はまた壁体の状況(法面角度、粗度、空隙率)により(1)のエネルギー逸散も伴う。

(4)の波高変化にともなう制御機能は、屈折と回折及び反射現象を利用して波向線の集中、発散を生ぜしめて波高の制御を行うものであり、球面浅瀬や曲面浅瀬が検討されている。

またこのほかに周波数変化に伴う制御機能も考えられる。しかし碎波により高次の調和周波数に分解することはできるが、基本周波数成分は碎波後も残るので、周波数変化にはならない。

以上の制御機能別に土研を中心として開発した新しい海域制御構造物²³⁾を検討してみると、これらの新構造物の多くは上述の(1)及び(3)の乱れと反射を利用したものである。すなわち複数列列をしたスリット構造、平面トラス型スリット構造、水平板付スリット構造らはスリットを通過する際に生じる渦によるエネルギー逸散を目指したものであり、改良空気密閉型構造は空気気密式のカーテンウォールの改良型でウォール先端部で形成される大規模渦とその剥離によるエネルギー逸散とB.D.システム(Bassin and Deversment)と称される消波構造をとったものである。

一方フレキシブル・マウンドで代表されるような潜袋消波堤は上述の(2)の原理である位相干渉効果による。また防波堤の項(後述)で述べる遊水部を有する低反射護岸と同様の原理をもつ根入れ式鋼板セル構造物もこの(2)の原理を活用したものである。

3. 港湾構造物

先に述べた様に海岸構造物の設計の体系ができあがったのが昭和31年頃で比較的新しいのに比べて、港造りは紀元前のメソポタミア文明の時代よりはじまる。またわが国においても遣隋使、遣唐使の時代から「なのつ」「難波津」で知られる港があり、また世によく知られている平清盛による大輪田港の改修工事(D.C. 1161)によって防波堤あるいは経ヶ島という人工島建設がありその構造物の歴史は古い。これらの歴史的変遷については台田(Ⅱ-21)や谷本²⁴⁾によって詳しく述べられている。また著者の手許にはないが谷本によると昭和初期までの港湾の変遷を知る上の資料として、以下の文献があげられている。(1)運輸省港湾

局編；「日本港湾史」昭和26年、(2)広井勇；「日本築港史」、丸善、昭和2年(3)広井勇；「築港」(前、後編)、丸善、昭和2年、(4)伊藤喜行；「防波堤構造論史」港湾技研資料、No.69、昭和44年

3・1 防波堤

(A) 構造形式の変遷

(a) 基本型の確立：防波堤はその名の通り港を高波から守る構造物であり代表的な港湾構造物である。運輸省所管の港湾における防波堤だけでもその総延長は800kmを超えている。明治以前は防波堤は「波止」と呼ばれていたが、その原点は粗石を単純に海中に投げ入れて積み上げた捨石堤と考えられる。その防波堤の構造の変遷については谷本²⁴⁾が連載ゼミナールのNo.1で伊藤喜行の変遷図を再掲し、古代史の捨石を紹介している。

この捨石堤の施工方法について鈴木(Ⅱ-1 或はⅡ-2)は興味ある記述をしているので再掲しておこう。

捨石堤の構築方式にはフランス式とイギリス式とがある。波力の弱い下部と内部には小さい粗石を、波力の大きい上部と表面には大きな粗石を分けて使用するのをフランス式といい、粗石の大きさを2、3種に分けて施工するのでフランス式といえる。このようなわが国の方式は防波堤を砂浜海岸に施工する場合の防砂堤の役目をもたせる場合には、防波堤による漂砂の通過阻止のための内部をできるだけ細かい粗石で構成させる必要がある。しかしながら波の荒い外海で内部を小さい石で捨石する場合には、捨石が荒波によって流失することがあり、その場合にはネットで小さい石を数10ヶ包み込み、一包みの重量を重くして内部粗石とする方法(この方法は明石海峡大橋脚部洗掘防止の為に開発された方法でF.U.工法(フィルター・ユニット)と称されている。)がスリランカの漁港防波堤に施工されて成功した例が報告されている。²⁵⁾

この捨石堤は粗石の代りに方塊が用いられるようになり、表面をコンクリート方塊で被覆する捨石堤が用いられるようになってきた。(例えば明治30年着工の大阪港の防波堤)。

一方捨石構造はその容積が極めて大きくなることから、コンクリート方塊を層状に積み上げて直立構造がとられるようになってきた。このような直立壁はブロックの大型化、一体化が進み、ブロックの散乱が少なくなるような構造の変化を示していった。まずブロックに突起をつけて組み合わせで一体化を図り、ついでセルラーブロック(底なしのコンクリート枠状ブロックに、粗石で中詰めるもの)コンクリート・ケーソンが使用されるに至った。既に昭和初期の文献Ⅰ-1でもケーソン堤を近時最も流行している防波堤であると述べているが、このように現在多用されているケーソン堤の歴史は古い。

上述の直立壁堤は直接海底に設置するものもあったが(例えばドーバ港(英)の防波堤)、多くはまず捨石堤が波の作用のため沈下、散乱して十分な高さの防波堤ができなかったため、その沈下した捨石堤の上に、上述の直立壁を施工する方法がとられた。このような手法は紀元1世紀に建設されたといわれるローマ近郊のチビタ・ベツキア港において既にみられる(合田Ⅱ-21による)。その後この種の防波堤はヨーロッパにおいて数多くみられるが、これらは下部を捨石堤、上部を直立堤とする混成堤でmixed type breakwaterとも呼ばれていた。この混成堤の初期は、先に述べたように捨石堤の高さを補うためからスタートしているので、捨石基部はL.W.L.より高い堤(高基混成堤)を構成していた。しかしながら、強大な波力を直立堤で受け止めるようになると、直立堤基部の捨石が洗掘、流出して災害を受けるようになる。これを防ぐために直立堤基部を大型コンクリートブロックで防御するとともに、捨石基部を下げて波の作用力を低下せしめようという工法が開発された。この方法は1849年にイギリス海峡にあるオルダーニー港で採用されたのが、そのはしりといわれているが(谷本²⁴⁾による)、近代防波堤の基本型である低基混成堤がこの時代から始まったと考えてよさそう。しかし波は混成堤捨石基部によって砕波し、直立部に非常に大きな砕波波力を受けることが生じてきた。この力に対抗するために初期の時代には防波堤背後(港側)に捨石を施し補強していたが、(例：留萌港)、1949年にテトラポッドが開発されて以来、同様の消波ブロックを防波堤前面に設置して波力の低減を図る工法が、水深が比較的浅いところでの防波堤として多用されるようになってきた。(消

波ブロック被覆混成堤)

現在の防波堤の設計基準(1-12, p.19)に示されている防波堤の基本型である傾斜堤(捨石式、捨ブロック式)直立堤(ケーソン式、ブロック式、セルラブロック式、単塊式)、混成堤(直立部は直立堤と同じ)、消波ブロック被覆混成堤は以上のような変遷をへて確立されてきた。なお現在のわが国の低基混成堤の技術は世界的にも有名であり、各国の模範となるものであるが、わが国の混成堤の最初はイギリス人パルマーの指導のもとで、明治24年に着工された横浜北水堤であった。わが国の技術者による混成堤は小樽港二期工事(明治48年-大正10年)、留萌港(明治44年-昭和8年)が挙げられるが、これらを指導した伊藤長右衛門をケーソン防波堤の祖に挙げる人も多い。(谷本²⁴⁾による)

一方先に述べたようにヨーロッパにおいては混成堤の歴史は古く、各地でその例を見ることも多いが、ポルトガルのシネス港の大災害を契機にバーム型防波堤²⁰⁾と呼ばれる捨石堤の研究が行われるようになってきた。バーム(berm)型防波堤と言うのは図-9に示すように捨石を十分な幅と高さで投入し自然の安定勾配に近い形にしようとするものである。バーム型防波堤は $H/(\sigma_s/\rho-1)D$ が3~6の場合で、厳しい海象条件の場合は多少の被災を許す構造である。(ここにDは異形ブロックの大きさ)

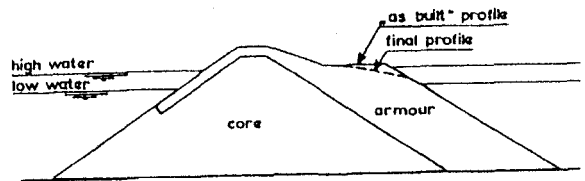


図-9 バーム型防波堤

(b) 消波ケーソン堤の採用: 2-2 (c) で述べた波の制御原理からいうと捨石堤は砕波および捨石間の通過によるエネルギー逸散及び反射によるものであり、直立堤および混成堤は主として波の反射によって波高の低減を図るもので、これらの基本型は非常に長い間変化がなかった。そこに全く異なった入射波と反射波の位相干渉を応用した消波原理を用いた消波堤が1961年にジアーラン(Jarlan)²⁶⁾によって提案された。すなわち全部に透過壁と遊水部を有しているケーソン堤で、遊水部に波が入る際に発生する噴流あるいは乱れによるエネルギー損失と遊水部における入射波と反射波の位相干渉の結果、防波堤前面の反射波が小さくなるという特徴を有している。この防波堤において波の位相干渉を重要視するため、入射波の波長と遊水部の幅との比が大きな影響要素であげられる。この防波堤は昭和39年(1964)頃カナダのコモ港で建設されたのが最初であり、わが国においても昭和40年代に研究が進められている。これらの成果については参考文献Ⅱ-14に詳述されている。当初前部の透過壁は孔あき型が用いられ、ケーソンも孔あきケーソンと称されていたが、施工面からこの透過壁はスリット型に改良され、現在はスリット型ケーソンが多用されている。さらにこの形式は後述するような曲面スリットケーソン、二重円筒型ケーソンといった変形消波ケーソンへと変化していった。

(c) 新しい防波堤構造の開発: 1970年代に入ると防波堤開発に当たっての情勢が、次に示す諸条件を考慮せざるを得ないようになり新しい防波堤構造の開発が行われるようになってきた(1-19)。すなわち

(1) 大水深で海象条件、地盤条件の悪い場所での建設、(2) 防波堤による反射波の低減、(3) 広範囲への海域制御、(4) 親水性防波堤への要望などの諸条件である。

この開発は港湾技術研究所を中心として1975年頃から始まったが、その多くは従来の混成防波堤の改良であり、(b)で述べた消波ケーソンの変形であった。(上部斜面ケーソン、マルチセルラーケーソン堤、曲面スリットケーソン堤、二重円筒堤など)

上部斜面ケーソンは壁面に波がのり上げた時、壁面が斜面であると下向きに抑える波力の成分が生じ安定性が増すという発想から開発されたものである。しかし実際はケーソンは鉛直のまま上部の場所打ちコン

クリートの部分のみを斜面とすることが多いようである。新潟東港、酒田港、宮崎空港防波堤、鹿児島片泊港で既に施工例がある。²⁴⁾

マルチセルラーケーソンは先述の斜面を凹曲面にしたものであり、下部直立面は縦スリット壁として (b) で述べた消波ケーソンの特性をもたせた構造を示す。これは昭和 59 年に和歌山港で試作され、高い耐波安定性が現地試験でも実証されている。一方この上部斜面を凸曲面にし、その面をスリット構造にしたのが、曲面スリットケーソンと呼ばれるものであり、昭和 59 年に秋田県船川港で実施されている。二重円筒ケーソンは外側円筒に孔をあけ内側円筒型ケーソンに砂等を中詰めしたもので、その効果は (b) の消波ケーソンと同様の効果を期待したものであるが、消波ケーソンに比べて遊水部の幅が狭く、位相差利用の消波には疑問があり、孔の通過に伴うエネルギー損失のみを期待する型式ではなかろうか？この防波堤は平成元年に兵庫県柴山港ではじめて設置されて以来、鳥取県の境港、紀伊長島の離岸堤にも施工例をみることができる。また直立消波ケーソン堤の壁面を凸曲面とし堤全体を半円形にした半円型ケーソン堤も考案された。これは谷本²⁴⁾の発案によるもので、曲面に働く波圧は円の中心に向かうため回転モーメントは生ぜず、地盤反力は等分布になることをねらったものである。これらはいずれも (b) の直立消波ケーソンの改良型であるが、和歌山のマリーナシティに構築された防波堤は最初から人が防波堤上に立ち入り、水に親しむタイプの防波堤として、縦スリットケーソンの上部をダブルデッキ型として異常波浪時にはダブルデッキの下部に避難できるように考えだされたもので親水性防波堤の第一号といえる。(平成 6 年以降一般開放)

一方消波ケーソン堤の遊水部上部の空気圧が波の入射時には圧縮されて増大することを利用した波力発電用のケーソンも酒田港で試験施工された。(平成元年) このように従来の防波・消波のみを目的とした防波堤は防波堤の利用をも考慮した構造へと変化していつている。

(B) 配置計画に関する技術の発展

(a) 港内静穏度保持：防波堤は昔から港内の静穏を維持し、荷役の円滑化、船舶の航行・停泊の安全を図るような配置計画が考えられていた。このため、まず港内の波高が所要の波高に低減する様な配置計画されたが、港内波高の推算に当たってはまず防波堤による波の回折波の推算が行われた。

波の回折波の推算に当たっては、ゾンマフェルドの光の回折理論に基づく規則波の回折計算が行われ、比較的早い時代に (1950 年頃) 回折図が提示されている。その後入射波を不規則波として取扱われるようになり、この不規則波の回折係数算定図の港湾技術研究所において提案されている。(I-9, pp.39-50)

一方港湾内の波高分布を数値シミュレーションによって解いていく技術も、電子計算機の容量の大型化にともなって 1975 年頃から実用化されるようになってきた。²⁷⁾ この様な数値シミュレーションにおいて、防波堤の反射立、透過率を如何にみつめるかという問題点は残っているが、充分に実用化できることが水理実験あるいは観測結果より検証されており、現在では多くの港で用いられている。

しかしながら、港内の静穏度を単に港内波浪でのみ表わすのではなく荷役を左右する港内係留船舶の動揺でもってその評価指標とする機運が高まってきた。²⁸⁾²⁹⁾ そしてその研究の結果、船舶の動揺には港内の波高のみならず、入射波の周期及び港内振動によっても大きく左右されることが立証されたが、この港内振動には防波堤の配置計画 (港口開口幅計画も含む)、係留岸壁の特性 (低反射岸壁かどうか)、波除堤の設置の有無が大きく影響することから今後の防波堤配置計画には是非港湾内の波高シミュレーションのみならず、港内振動も含めた船舶の動揺シミュレーションを行うようにしなければならない。(II-19, pp.361-414)

(b) 閉塞防止対策：防波堤の配置計画が (a) を考慮して十分にたてられても、港口及び港内に漂砂が堆積して閉塞すると港湾機能が全く失ってしまう。

この土砂による埋没災害は古くから報告されている。例えば新潟県の岩船港は島式の防波堤が建設されたが (大正 9 年)、その堤長の延長にともない港内の埋没する面積は増加し、昭和 2 年には 6.5 ヘクタール、埋

没土量440,000m³に達したことが報告されている。また茨城県の磯浜港は二本の半島堤で囲まれた港内面積7.6ヘクタールの港であったが、漂砂が防波堤に沿って移動し、港口部より侵入し、遂には全港内を殆ど埋めてしまっている。(Ⅱ-2、pp.192-195)

これらの埋没防止対策として、沿岸漂砂を防波堤で阻止することなく、陸上部と防波堤間に開口部を設けて通過せしめようとはかった例がある。(愛知県伊良湖港、京都府江尻港など)しかしながら漂砂は単独で移動するのではなく、防波堤背後の波高の低減により移動能力を失い、港内に堆積し埋没災害をひきおこした。

この埋没対策として防波堤の方向に工夫を加えて対応しようとしたり、防波堤の一部を低く造り、港内の水位を上昇せしめ、それに伴って生じる流れにより、港口より漂砂を流出せしめようとする方法、あるいは上記のような開口部の新設等の案が提案されたが、(Ⅱ-2、pp.195-196) いずれも十分な結果は得られていない。

いずれにしても港内埋没の原因を列挙してみると、①港口からの侵入漂砂、②防波堤の越波に伴う漂砂、③捨石堤の透過漂砂、④浮遊漂砂の港内静振による港内堆砂などがあげられる。したがってこれらに対する対策を考えればよいわけであるが、①に基づく港内地形は近年のシミュレーション技術を用いて、流れのシミュレーション、地形変動シミュレーションを行って防波堤の延長、方向を決定すればよい。

しかし防波堤のみでは漂砂埋没を阻止することは難しい。周辺の地形及び近くの既設の港湾埋没状況を視察した上で、防波堤より漂砂上手側で沿岸漂砂を沖方向にまではね出してしまう突堤建設もまた効果のある一方法といえよう。著者の関与したスリランカの漁港の埋没対策ではこの方法で成功した実例がある。²⁵⁾

④浮遊漂砂の港内静振による港内堆砂メカニズムについては1950年ころの速水らによる鳥取県泊港の埋没調査、岩垣、野田らの福井県架崎漁港らの埋没報告(1961)らにはじまり、片貝漁港(1979)、飯岡漁港(1989)らを対象とした数値シミュレーション研究があるが、その研究例は数少ない。しかしこれらのシミュレーションにおいて風波と海浜流を主な外力とした数値モデルでは港口部の堆砂は説明できても港湾内部の堆砂メカニズムは説明できない。この数値モデルに速水、岩垣らが指摘した港内長周期波の効果を取り入れたのが松岡の研究(1991)³⁰⁾である。彼は港内埋没は長周期波による港口部で発生する大規模渦によって生じた浮遊砂が、長周期波の港内侵入に伴って港内に運ばれ堆積すると指摘しているが、対策工法については論じていない。今後の開発課題といえよう。

(C) 波力算定法の推移

防波堤の設計においてそれに作用する波力(波圧)の算定は不可欠のものであり、ヨーロッパにおいては以前は次のような式が用いられてきた。(Ⅱ-2、p.60)

$$p = k_1 w H \quad (1)$$

ここに p は単位面積当りの波圧(トン)、 w :水1m³の重量(1.03トン)、 H :波高(m)であり、 k_1 は常数でRayleighは1.96、Dubuatは1.85、Joesselは1.62、Gaillardは1.31、Harricotteは1.25を与えており、以上の平均として1.6が用いられてきた。

(1)式は、 $p = kwV^2/2g$ (V :波速)とおき、 V を長波の波速 $\sqrt{gH}$ であらわすとすると、 $p = (k/2)wH$ となり $k_1 = k/2$ とおくと上式が導かれる。

わが国においてはよく知られている様に、小樽港の修復工事を指導した広井博士が1919年に発表した $p = 1.5wH$ が広井公式として最近までよく用いられてきたが、(1)式と比較して極めてよく似ている。

この広井公式はわが国においては碎波の波圧として水深が浅くて碎波でぶつかるときに用いられてきた。しかし水深が深いところに防波堤が建設される様になり、波が重複波になると、フランスで開発されたサンフルー公式(1928)が用いられるようになり、わが国の技術指針にもやや修正した式が用いられるようになってきた。しかしながら広井公式による算定値とサンフルーによる算定値とを比較すると、広井公式の方が約3割以上大きい値を与える²⁾。この碎波と重複波の波圧の不連続性は実際防波堤を設計する技術者にと

つてみれば大きな問題であり、また波を不規則波としてとらえる場合に、ある波は砕波して衝突しある場合には重複波となることを考えると、連続性をもたせた波圧式を見出す必要があった。

この問題点の解決策として1966年に伊藤喜行らによって滑動限界を推定するための次式が提案された。(Ⅱ-9、p.85)

$$p = \begin{cases} 0.7wH & : H/d \leq 1 \\ \left[0.7 + 0.55 \left(\frac{H}{d} - 1 \right) wH \right] & : H/d > 1 \end{cases} \quad (2)$$

ここにdは混成堤マウンド上の水深(m)であり、波高としては最高波高を用いている。

その後合田は(1973)実験データ、波圧分布、波圧強度及び既設防波堤の耐波実績を検討して新しい連続性をもつ波圧公式を提案した。合田式の詳細については各種技術基準、(Ⅰ-11、Ⅰ-12)及び公式集(Ⅰ-9)ならびに各教科書(例えばⅡ-10、Ⅱ-19)に述べられているのでここでは割愛する。

一方これらの公式で表示される波高について、不規則波の以下なる値を代表波に選ぶべきか問題であった。1960年代以前は代表波として有義波高 $H_{1/3}$ を採用していたが、伊藤喜行はサンプル公式には1/10最大波高($H_{1/10}$)を用いることを提案し、また(2)式においては最高波高 $H_{\max}$ で表示している。(2)式の伊藤の波圧式が $p = 0.7wH$ と小さい値を示しているが、 $H_{\max} = 1.87H_{1/3}$ (1000波中の最高波と $H_{1/3}$ の関係)を用いると、 $p = 1.3H_{1/3}$ となり広井公式に近づくことがわかるであろう。よく知られているように合田式は $H_{\max} = 1.8H_{1/3}$ という最高波高あるいは防波堤前面で砕波するときは砕波波高を用いて導かれたものであり、この式で設計される場合を最大波設計と呼ぶ。

この合田式は衝撃波圧に対するものではない。衝撃波圧は(1)式の k_1 が10~数十という値をとる。しかしその作用時間が極めて短いために防波堤の破壊につながるかどうかは不明である。衝撃波圧については1950年に発表されたMinikin(ミニキン)公式が有名であるが、1960年、1962年に発表された永井の式もあるが、現在の運輸省の技術基準(Ⅰ-12)には特に公式を提示せず、水理実験によって求めることを述べるにとどまっている。

3・2 係留施設

(A) 岸壁

岸壁には一般に重力式(コンクリート方塊、コンクリート・ケーソン、L型ブロック、セルラーブロック)岸壁、矢板式岸壁、柵式岸壁、セル型岸壁などが現在使用されており、その細部設計については夫々明確な設計基準が与えられている。(Ⅰ-12)

重力式岸壁はその自重によって背後の土圧に抵抗するもので、堅牢で船舶の衝撃に対する抵抗力大で古くから重要な港に多く用いられてきた。例えば明治の初期(1880年代)に広島の子品港の建設、明治中期(1890年代)の横浜港の岸壁にはコンクリート方塊岸壁が用いられ、コンクリート・ケーソン式岸壁も明治中期以降(1900年頃)に神戸港の-10m岸壁に用いられている。しかしこの種の岸壁は自重が大であるので基礎地盤に加わる力が大きく、地震によるすべり易い性質を有している。この地震により重力式岸壁のすべり易い性格は平成7年の阪神大震災における神戸港の岸壁の壊滅的な破壊においても実証された。

ケーソンあるいはコンクリート・ブロックの自重を提言し、かつL型の底部フーチング部の土砂を岸壁の一部とみなしうる構造としてL型ブロック岸壁が開発され、大正後期(1920年代)に鳥取の境港、横浜港で施工された。しかしなお軟弱地盤に対して自重の軽減ならびに杭基礎の使用から柵式岸壁の施工が行われるようになってきた。1931年に万国航海会議においてコペンハーゲンの新岸壁がこの柵式で行われたことが報告されており(Ⅱ-2)、またわが国においては大阪、名古屋の諸港で昭和の初期に施工例がみられる。

一方施工費の低減、工事の迅速性から鋼矢板または鉄筋コンクリート矢板による岸壁が開発されてきた。鋼矢板岸壁は干満潮位間の部分が腐食しやすく当初より使用期限が20年程度と想定されたが、重力式岸壁の費用と比較して金利等を考えれば有利と考えられ、民間埠頭の建設のように船舶の大型化等に対応して改善していく場合には適した構造と考えられた(Ⅱ-2, p.376)。この種の矢板式岸壁は大正末期に新潟港の物揚場、昭和初期(1920年後半)に大阪で施工されて以来多くの港で用いられるようになってきた。特に昭和39年(1964年)の新潟地震による新潟港の復旧事業にはその工事の迅速性を買われて、矢板岸壁が多用された。また昭和40年代の高度成長期における臨海地域の目ざましい発展には、この矢板式岸壁が数多く用いられ現在にいたっている。

一方矢板岸壁にはタイロッド、控え板といった陸上部での工事が伴うので背後が家屋、倉庫といった諸施設がある場合には施工が困難となる。このため矢板を円形に打ち込み、その内部に土砂を詰め矢板構造体として、それ自体で独立して背後の土圧ならびに船舶の衝撃に耐える様にしたのがセル型岸壁である。この形式の最初はRCセル岸壁として1930年後半に兵庫で施工されているが、矢板セルも昭和30年代に岸壁として用いられるようになってきた。しかし中詰土砂を施工するまでは矢板の殻のみで中詰土砂によるせん断力による抵抗は期待できないため、施工途中において台風などの異常波浪による被災例も報告されている。このため矢板セルの急速施工が要望されていたが、この要望にこたえたのがプレハブセル方式である。この方式は予め船上あるいは台場において矢板セルを組み立てておき、現場にセル全体を吊り下げていって、一気にパイプロハンマー等で打ち込む方法であるが、昭和47年(1974年)大阪の堺港で施工されたのが最初の施工例である。また矢板の代りに鋼板を円筒状に加工し、セル構造を海底地盤に打ち込む方式も開発され昭和55年(1980年)和歌山の住友金属の護岸に施工された。これを根入れ式鋼板セル工法という。この工法はその後昭和62年(1987年)に関西空港の護岸に一部用いられた。

この様に岸壁の変遷は主として地盤対策、施工の迅速化から種々の形式が開発されてきたが、水理学的に岸壁構造が大きく変化したのは消波岸壁(低反射岸壁)の採用であろう。1970年代の港の改修工事によって多くの港は係船岸距離を近くするために、従来の港内の振動を抑えるための波消し浜、斜路をなくし直立岸壁に変えていった。このため港内の振動が大きくなり、係留船は船体動揺が激しく悩まされてきた。鉛直護岸で消波構造を示す形式の開発が望まれた結果、ワーロック、イグルーなどの各種の鉛直護岸を構成する消波ブロックが開発され、また一方防波堤の項で示した孔あきケーソン、縦スリットケーソンが岸壁に用いられてきた。この水理特性については先に述べたがⅡ-14、Ⅱ-19などを参考にして頂きたい。これは1975年頃から各地の港に普及していった。

一方岸壁の耐震性については一般の土木構造物と同様に震度法を用いて設計する方法が物部(1952)によって示されており、その安定計算法が技術基準にも記載されていた。また重力式岸壁の震度と地盤加速度に関する研究が、野田ら(1975)³¹⁾によって発表されている。いずれも地震動という不規則な振動を静的な力に置き換え、構造物の安定を検討する静的設計法である。阪神大震災の被災例にかんがみ今後この静的設計法を動的設計法に変えようという意見もあるようであり、今後残された課題であろう。

(B) 栈橋及びシーバース

岸壁と同じ機能をもつ係留船施設として栈橋をおとすことはできない。栈橋の長所・短所については数多くの港湾工学の専門書に記されているので、ここでは省略するが、軟弱地盤である大阪・横浜で多用されていることは栈橋の利点をいかしたもののといえよう。

一方開発途上国においては防波堤建設することなしに、また海岸線近くの栈橋を浚渫することなしに、物資を国内に輸入しようとする場合の港湾荷役のために大型船が停泊できる水深にまで栈橋を建設して荷役をすることが図られている。

栈橋の歴史的変遷は栈橋に用いる材料の変遷でもある。すなわち初期においては全て木材によって構成さ

れていた簡単な形式から、コンクリート杭を用いたもの、鋼製栈橋、杭の変わりに鉄あるいはコンクリートを用いた円筒形栈橋などに変遷していった。同時に水深の増大とともに係留施設自体が（A）で述べた重力式岸壁から栈橋形式に変化し、特に石油タンカーを対象とした係留施設としては島式栈橋（detached pier）が鋼管杭基礎を主体として施工されるようになってきた。これらの係留船施設はシーバースと呼ばれているが、1971年に新日鉄の原料シーバースが水深2.7mのヶ所に建設されたのをはじめとして1973年には大分県の喜入町に水深3.4mという原油受入れのバースなど各地のシーバースが建設されるにいたった。これらの構造物の多くは水平力はすべて組杭でもたせており、杭打機械のガーダーで高性能の打設を行っている。³¹⁾

（C）係留システムの改善

岸壁に船舶が係留する場合、波及び風の力によって船が岸壁に衝突し船を傷つけるのを防ぐため岸壁に防舷材がとりつけられている。この防舷材（フェンダー）のエネルギー吸収についてはVasco Costa（1964）³³⁾によって明らかにされたが、防舷材そのものは昭和38年（1963）頃まで角材あるいは自動車のゴムタイヤが用いられてきた。その後人造ゴムによるゴム防舷材が用いられるようになり、さらに空気防舷材、水圧式防舷材、油圧式防舷材などが開発されるにいたっている。

この防舷材の効用は単に接岸時の船舶のエネルギー吸収のみならず係留船の動揺低減に大きな影響を示すことを明らかにしたのはRussel（1958）³⁴⁾である。すなわち、彼は非対称係留の船舶はサブハーモニックモーションと呼ばれる長周期船体動揺を引き起こすのに対し、対称係留の船舶はこの様な長周期船体動揺が極めて小さいことを明らかにした。ここで対称、非対称係留というのは船を係留する場合の係留力とフェンダーによる反撥力の関係を示すものである。スウェーを例にとると、図-10に示すようにその拘束力 $F_1^{(M)}$ は船が岸から離れる場合の係留索による係留力と船が沖から岸向きにフェンダーを押すときのフェンダーの反撥力より成り立っている。ここに C_L 、 C_F は係留索及びフェンダーのバネ定数、 X は変位である。この図において領域Ⅰと領域Ⅱの $F_1^{(M)}$ と X の関係が一樣に点線のように一直線になる場合を対称係留、実線のように折れ曲がる場合を非対称係留という。このためには係留索にロープを利用するときは防舷材としては従来のばね定数の大きいゴムフェンダーでなく、ばね定数の小さい空気フェンダー（ニューマチック・フェンダー）や油圧式フェンダーを用いると対称係留に近づけることができる。

このような係留システムの改善については久保がダッシュ・ポットを用いた方法や、係留位置の指定など種々提案しているが（Ⅱ-19, pp.404-409）いまだ試用されていない。しかしながら、従来の防波堤延長によってのみ港内波高を減衰する方法は、防波堤の設置水深の増大、施工の困難さから係留船の固有周期と港内波浪の周期も考慮した新しい係留システムを見直す必要があろう

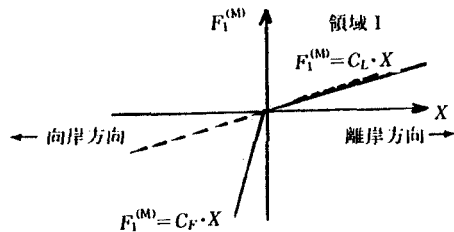


図-10 対称・非対称係留の説明図

3・3 地盤改良の変遷

明治の初期わが国の港湾建設の始まりである野蒜港、三国港などは、よく知られているようにオランダの技術者の指導の下で行われた。オランダの港湾建設は古くより、そだ沈床工法が用いられており、その工法がそのままわが国の港湾建設にも用いられたが、この手法は設置荷重を軽減し、防波堤あるいは護岸らの沈下を防ぐのを目的としたものである。そだ沈床のそだ（粗朶）とは切りとった木の枝のことをいい、その枝を組合わせて筏状にし、その上に捨石等を行って沈めて捨石堤などの基礎とするものである。しかしながら長

年月になるとこのそだは腐食するために、その後地盤の悪いところは掘削し、そこに良質の土砂を入れ換える工法により支持力の増大をはかった（置換砂工法という）。この置換砂工法は1950年代のサンド・ドレーンにはじまる各種の地盤改良工法が開発されるまでは主たる地盤改良工法であり、現在でもなお実用化している。しかしながら近年この置換砂工法における掘削及び土砂の置換の際生じる濁水汚染によって周辺地域に影響を及ぼすことから以下に詳述する地盤改良工法が用いられることが多くなってきた。

地盤改良の原理としては密度増大、固結、排水、止水があげられるが、歴史的にみると1950年代に密度増大工法としての脱水工法及び締固工法が実用化され、1960年代にはその応用工法である各種ドレーン工法（袋詰めドレーン工法、ペーパー・ドレーン、プラスチック・ドレーン）が出現し、1970年代に入って固結工法が開発され、1980年代に入ってこの固結工法の応用研究が発展してきた。これらの歴史的変遷については日本土木史（1966－1990）版³²⁾に詳しく述べられている。

すなわち初期の地盤改良では支持力の安定に主眼がおかれており、沈下対策に力がそそがれたが、地盤改良技術の発展とともに地盤の沈下のみならず側方変形対策さらには地震時対策へと変化していったといえよう。ここではまず最初に脱水工法としてのサンド・ドレーン、ついで脱水と締固めを行ったサンド・コンパクション工法、最後に固結工法の深層混合工法の開発について、その歴史的変遷について上記日本土木史³²⁾より簡単に紹介しておこう。

(A) サンド・ドレーン工法

サンド・ドレーン工法は1937年アメリカのポーター（Porter）によって研究開発されたもので、1948年にはバロン（Barron）によって理論的解析が行われた。わが国においては1952年（昭和27年）にはじめて採用され、1950年代の臨海工業地帯の造成工事に多く用いられるようになってきた。サンド・ドレーンはその名の様に砂杭という自然材が用いられたが、脱水材としてその後人工材が用いられるようになってきた。その一つがペーパー・ドレーンでスウェーデンで開発されたものであるが、1948年に国際土質工学会で発表されている。日本に導入されたのは1965年頃であるが耐久性に問題があるため、その欠点を補う目的で開発されたのがプラスチック・ドレーンである。このペーパー・ドレーンは1984年からの羽田空港の沖合い展開に数多く用いられた。またサンド・ドレーンは関西国際空港の護岸工事及び埋立部全域に打設された（1987年より）。現在でも地盤改良工法の主流ともいえる工法である。

(B) サンド・コンパクション工法

サンド・コンパクション工法は振動を用いて砂を圧入し、締固めた砂杭を地盤中に作る工法で砂質土、粘土にも適用されている工法である。この工法は1956年わが国において開発されたが、海上工事に用いられたのは1966年といわれている。この工法も1960年代及び1970年代の臨海工業造成工事の中で急激に発展した工法であり、砂質土に対しては密度増大工法として支持力の増加、圧密沈下の低減、水平抵抗の増加の効果を持つ。一方粘性土に対しては周辺粘性土からの脱水機能を持ち、砂と粘土の複合地盤の形成、地盤全体の剛性増加、側方流動の低減といった効果を示す。この工法の施工法については三種類があるが、大深度の施工能力は増加しており、陸上で4.5m～4.8mの深度、海上で水面下7.0mまでも施工可能となってきた。

(C) 深層混合工法

深層混合工法は石灰、生セメント系の液性あるいは粉状の科学的安定財を改良対象土に添加し、固結して安定させる工法で陸上工事（道路工事）などには1955年頃より用いられてきたが、海上工事に対しては港湾技術研究所において研究が進められ1974年に実用化されるにいたった経緯がある。

この工法の原理は石灰セメント系安定財の水和反応と化学反応によるものであるが、他の工法に比較して費

用が高価となるため局所的な部分にしか用いられていないが、最近では関西国際空港の護岸の隅角部、東京湾横断道路のトンネルの入口部など代表的な工事にも用いられてきている。

この他阪神大震災の港湾施設の被災においても大きな問題となった液状化対策として地盤の改良工法が各企業により数多く提案され、1978年の宮城沖地震、1983年の中部日本海地震、また北海道南西沖地震など最近の数多くの地震に対してその有効性が報告されている。これらについては数多くの研究成果が発表されているのでそれを参照していただきたい。

4. むすび

以上海岸・港湾構造物別に個々の構造物の変遷ならびにその理念の変化について述べてきたが、他の科学部門に比べて技術の発展が遅れているといわれている海岸・港湾構造物にも近年やはり大きな変化があることに気付く。その変化は一口に言えば、堅牢な構造物の構築による自然の力に対する防御策から、自然の力を柔らかに受けとめていく防御策への変換であろう。例えば越波対策についても海岸堤防一辺倒の対策から人工リーフ工法への変換などはその良い例であろう。しかし海岸付近の住民にとっては巨大な構造物に対する信頼感が今もなお残っており、柔らかな工法の防災機能に対する不安感も大きい。この点の啓蒙運動も今後に残された大きな問題点であろう。

一方近年地球環境という言葉が構造物建設に当たって大きなキーワードとなっている。この地球環境問題でわれわれ海岸・港湾技術者にとって身近な問題は地球温暖化に伴う海面上昇問題である。土木学会の海岸工学委員会においてもこれに対して小委員会を設置し検討が重ねられ(1991-1994)その成果が「地球温暖化の沿岸影響」として1994年にまとめられている。(I-20)

しかし具体的に水位上昇した場合の越波防止をどの様にすべきか、侵食は如何に防ぐかといった対策法について真剣に討議検討すべきではなかろうか。この点に関して今後残された課題は極めて大きいと思う。なおこのような今後の問題点については海岸工学委員会の手で(I-21)の様にとりまとめられている。

3・3は私の専門外であり、本文に入れるかどうか迷ったが、やはりふれざるを得ないと考え、日本土木史より引用させて頂いたことを先に述べたが謝意を表したい。またこのように技術の歴史を振り返ることは今後の技術発展のために非常に有意であることを、この執筆を終えることに当たってつくづくと思い知らされる次第である。そしてこの様な機会を与えて頂いた海岸工学委員会の方々に御礼申し上げる。

参考文献

I. 公式集及び基準解説

- 1)土木学会：海岸保全施設設計便覧、1957
- 2)海岸保全施設築造基準連絡協議会：海岸保全施設築造基準解説、全国海岸協会、1960
- 3)土木学会：水理公式集（昭和38年度版）、1963
- 4)運輸省港湾局：港湾構造物設計基準、日本港湾協会、1967
- 5)土木学会：海岸保全施設設計便覧（改訂版）、1969
- 6)土木学会：水理公式集（昭和46年度版）、1971
- 7)海岸保全施設築造基準連絡協議会：海岸保全施設築造基準解説（改訂版）、全国海岸協会、1972
- 8)運輸省港湾局：港湾の技術上の基準・同解説、日本港湾協会、1979
- 9)土木学会：水理公式集（昭和60年度版）、1985
- 10)水産庁：沿岸漁場整備開発事業構造物設計指針、全国漁業振興開発協会、1985
- 11)海岸保全施設築造基準連絡協議会：海岸保全施設築造基準解説（改訂版）、全国海岸協会、1987
- 12)運輸省港湾局：港湾の技術上の基準・同解説、日本港湾協会、1989
- 13)建設省海岸課：緩傾斜堤の設計の手引き、全国海岸協会、1989

- 14)水産庁：港湾構造物標準設計法、1990
- 15)運輸省港湾局：面的な海岸保護方式の計画と設計マニュアル、日本港湾協会、1991
- 16)建設省海岸課：人工リーフの設計の手引き、全国海岸協会、1992
- 17)水産庁：沿岸漁場整備開発事業施設設計指針、全国漁業振興開発協会、1993
- 18)建設省海岸課：海岸保全計画の手引き、全国海岸協会、1994
- 19)運輸省港湾局：新形式防波堤技術マニュアル、沿岸開発技術センター、1994
- 20)土木学会海岸工学委員会：地球温暖化の沿岸影響、1994
- 21)土木学会海岸工学委員会：沿岸域のあり方ー21世紀に向けた海岸工学のあり方、1996

II. 参考書

- 1) 鈴木雅次：港湾、岩波全書、1933
- 2) 鈴木雅次：港工学増訂版、風間書房、1952
- 3) 細井延延：海岸・河口堤防の設計、山海堂、1964
- 4) 豊島 修：現場のための海岸工学、高潮編、森北出版、1969
- 5) 井島武士：海岸工学、朝倉書房、1970
- 6) 豊島 修：現場のための海岸工学、侵食編、森北出版、1972
- 7) 佐藤昭二、合田良実：海岸・港湾、彰国社、1972
- 8) 堀川清司：海岸工学、東京大学出版、1973
- 9) 合田良実：港湾構造物の対波設計、鹿島出版、1977
- 10) 岩垣雄一、榎木 亨：海岸工学、共立出版、1979
- 11) 佐藤昭二、合田良実：海岸・港湾（新訂版）、1981
- 12) 野田英明、橋本宏：漂砂と海岸保全施設、新体系土木工学、技報堂、1981
- 13) 榎木 亨：漂砂と海岸侵食、森北出版、1982
- 14) 近藤 郎、竹田英章：消波構造物、森北出版、1983
- 15) 堀川清司編：海岸環境工学、東京大学出版、1985
- 16) 服部昌太郎：海岸工学、コロナ社、1987
- 17) 岩垣雄一：最新海岸工学、森北出版、1987
- 18) 堀川清司：新編海岸工学、東京大学出版、1991
- 19) 榎木 亨編：波と漂砂と構造物、技報堂出版、1991
- 20) 榎木 亨、出口一郎：新編海岸工学、共立出版、1996
- 21) 合田良実：土木と文明、鹿島出版会、1996

III. 一般参考文献

- 1) 首藤伸夫：海岸防災技術の歩み、海岸、Vol.36-2、pp.31-42、1996
- 2) 合田良実：耐波設計、土木学会誌、Vol.82-2、pp.15-19、1997
- 3) 野田英明：日本の海岸漂砂研究の幕明け、1996年度水工学に関する夏期研修会講義集（B）、土木学会、pp.B-1-1-B-1-16、1996
- 4) Kiyoshi Horikawa：History of Coastal Engineering in Japan, History and Heritage of Coastal Engineering, (ed.N.C.Kraus), International Conf. on Coastal Eng., ASCE, pp.336-374、1996
- 5) 中島 武：台風13号による愛知・三重海岸災害の現状と対策、海岸工学研究発表会論文集、pp.113-129、1954
- 6) 佐藤精一：海岸堤防の設計について、海岸工学研究発表会論文集、pp.105-112、1954

- 7) 豊島 修：統緩傾斜護岸Q & A、海岸、pp.51-60、1988
- 8) 豊島 修：緩傾斜護岸工法、第34回海岸工学講演会論文集、pp.447-451、1987
- 9) 吉川吉三：伊勢湾高潮対策事業（建設省直轄施工海岸について）、第7回海岸工学講演会講演集、pp.289-303、1960
- 10) 高橋重夫、遠藤仁彦、室善一郎：越波による人の転倒限界とその現地への適用、海洋開発論文集、Vol.9、pp.295-300、1995
- 11) 豊島 修：表小段を持つ複断面型堤防への波のうちあげ高について、第11回海岸工学講演会講演集、pp.266-272、1964
- 12) 中村 充、佐々木泰雄、山田譲二：複合断面における波のうちあげ高に関する研究、第19回海岸工学講演会講演集、pp.309-312、1973
- 13) 宇多高明：現場のための海岸Q & A選集、全国海岸協会、pp.7-8、1994
- 14) 榎木 亨：海岸侵食に関する基礎的研究、京都大学博士論文、pp.253-255、1960
- 15) Davis, G.A., D.J. Hanslow, K. Hihbert and P. Nieslesen : Gravity drainage, A new method of beach stabilization through drainage of the watertable, Proc. of 23rd Conf. on Coastal Eng., pp. 1129-1141, 1992
- 16) 片山忠、黒川誠、柳島慎一、加藤一正、長谷川巖：透水層設置による前浜地下水位の制御、海岸工学論文集、Vol.39(2)、pp.871-875、1992
- 17) 浜口達男、宇多高明、井上力、五十嵐晃、中山修：人工リーフの波浪制御効果に関する現地実験、第35回海岸工学講演会論文集、pp.128-137、1988
- 18) 西村仁嗣：海浜変形の数値シミュレーション、第14回水工学に関する夏期研修会講義集 (B)、pp. B-5-1-B-5-14、1978
- 19) Brunn, P. and Günbak, A.R. : New design principles for rubble mound structures, Proc. 15th Int. Conf. on Coastal Eng., pp.2424-2473, 1976
- 20) Van de Meer, J.W. : Conceptual design of rubble mound breakwaters, Design and Reliability of Coastal Structures, Proc. of the short course of 23rd Inter. Conf. on Coastal Eng., pp.447-510, 1992
- 21) 山本方人、水村和正、遠藤泰司：消波工被覆混成堤の信頼性設計、海岸工学論文集、Vol.36、pp.668-672、1989
- 22) 田中茂信：明日の海岸事業、海岸、Vol.36、No.2、pp.21-27、1996
- 23) 建設省土木研究所海岸研究室：海域制御構造物の開発に関する共同研究報告書、(1)、(2)、土木研究所資料、第2454号、第2510号、1990
- 24) 谷本憲俊：波と闘う防波堤、(連続ゼミナールno.1～no.8) 土木施工、Vol.30、No.10、1989-Vol.31、No.5、1990
- 25) 榎木 亨：スリランカにおける漂砂との闘い、土木学会誌、Vol.82、No.7、1997
- 26) Jarlan, G.E : A perforated vertical wall breakwater, The Dock and Harbor Authority, Vol.41、No.488、pp.394-398、1961
- 27) 山本隆一、横田基紀、滑川伸孝：数値波高シミュレーションの実用化について、海岸工学講演会論文集pp.259-264、1975
- 28) 榎木 亨、久保雅義：係留船体運動からみた構内静穏度の算定について、港湾、日本港湾協会、Vol.11～12、1982
- 29) Ueda S. and S. Siraishi : The allowable ship motions for cargo handling at wharves, Report of the Port and Harbor Research Inst, Vol.27、No.4、pp.3-61、1988

- 3 0) 松岡道男、木下勝尊、山本正昭、森口朗彦：長周期水理特性を考慮した堆砂モデルの適用性の検討、海岸工学講演会論文集、Vol.38、pp.416-420、1991
- 3 1) 野田節夫、上部達生、千葉忠樹：重力式岸壁の震度と地盤加速度、港湾技術研究所報告、第14巻、第4号、pp.67-111、1975
- 3 2) 上木学会編：日本土木史、(1966-1990)、1992
- 3 3) Vasco Costa,F. : The berthing ship, Dock and Harbor Authority, VolXLV, May-June, 1964
- 3 4) Russel,R.C.H. : A study of the movement of moored ships subjected to wave action, Proc. of the Inst. of Civile Eng., Vol.12, pp.379-398、1958