

Asasaki

港灣技研資料

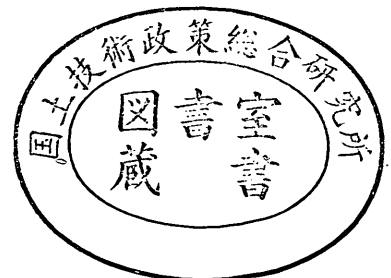
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 69

June 1969

防波堤構造論史.....伊藤 喜行

運輸省港灣技術研究所



目 次

1. 近代防波堤構造の変遷	3
1-1 初期の捨石堤	3
1-2 捨石堤から混成堤へ	5
1-3 捨石堤から捨方塊堤へ	6
1-4 階段堤から混成堤へ	9
1-5 傾斜堤への回復	11
2. 構造様式論の変遷	12
2-1 防波堤型式の分類	12
2-2 初期の構造様式論	14
2-3 直立壁堤の評価	16
2-4 日本の構造様式論	19
3. 直立壁堤の基面高論	22
3-1 初期の基面高論と高基混成堤の災害	22
3-2 P I A N Cにおける基面高論の系譜	24
3-3 基面高に関する理論と実験	26
4. 波力論の変遷	27
4-1 初期の波力論	27
4-2 古典的波力観測	29
4-3 水撃波圧論	32
4-4 滑動災害と波力の評価	35
4-5 波力理論の系譜	37
4-6 揚圧力論	39
4-7 波力研究の推進	40
5. 傾斜堤構造論	43
5-1 捨方塊堤の災害	43
5-2 マルセーユ型傾斜堤論	45
5-3 傾斜堤安定論の発展	47
5-4 階段堤構造論	48
6. 混成堤構造論	51
6-1 サイクロピアンブロック堤論	51
6-2 ケーソン堤論	53
6-3 波殺し工論	58
6-4 立壁堤の海底直洗掘	62
6-5 混成堤設計論	65
後 記	71
謝 辞	72
文 献	72

防波堤構造論史

伊藤喜行*

要 旨

本資料は、防波堤構造に関する既往の論議を内外の文献から収録したものである。すでに多くの成書が防波堤の事例や設計・施工法などを扱っており、日本にもいくつかの名著があるが、その背景をなす考え方についての記述は必ずしも十分ではないように感ずる。本資料では、各時点での先人達の見解をあらためて認識するため、その変遷を施工例や被災例と共にとりまとめた。

依拠した文献は、国際航路会議の提出論文および議事録、日・英・仏・独・米などの土木学会誌その他で、1830年代の古典的資料までさかのぼったが、最近の事項については、歴史的経緯の記述と特に関連あるものだけに止めた。

第1章（近代防波堤構造の変遷）は、18世紀末から現代に至る間の構造変遷をたどったもので、捨石堤から出発した近代の防波堤が、外力への対抗と順応とを繰返しながら示して来た変化の状況を解説した。

第2章（構造様式論の変遷）は、傾斜堤から直立堤に至る各種の構造様式に関する論議を、特に傾斜堤＝碎波堤、直立壁堤＝反射堤とする西欧流の基本理念と共にとりまとめ、日本における考え方をこれと対比して示したものである。

第3章（直立壁堤の基面高論）では、反射堤としての直立壁堤にとって最大の要件である直立部基面高の問題を特に取上げた。

第4章（波力論の変遷）では、防波堤構造と波力のとらえ方との関連、災害や理論的実験的研究に基づく波力の量的評価などの推移を述べた。

第5章（傾斜堤構造論）と第6章（混成堤構造論）とにおいては、災害経験や波力論に基づく構造各部の論議、あるいは各時点で提唱された構造基準などを示した。

なお、本資料では対象をいわば主流的な防波堤構造に限定したので、特殊型式の防波堤にはあまり触れてない。

1. 近代防波堤構造の変遷

1-1 初期の捨石堤

(1) 防波堤構造の原型

防波堤の最も原始的な形態は、海底への自然石の単純な堆積と考えることができよう。海中に投入された捨石は、波の作用の下で沈下や散乱を生じながら、次第に波の規模や石の重量に適應した安定斜面を形成する。もちろん、防波機能を維持するためには絶えざる石の補充が必要であり、その都度新たな安定化を繰返して平衡勾配へ近づく。

長年月の間に平衡勾配に達した緩斜面捨石堤の古い实例が、イタリアのチビタベッキヤにある^{19) 155) 162)}。これはローマ皇帝トラヤヌスにより紀元1世紀に建設されたもので、1920年代には、当時現存する最古の捨石堤と称されていた。石はあまり大きくないが、ほとんど維持補

修を必要としないまでに安定化していたという。

もっとも、古代の防波堤がすべて単純な捨石堤であったわけではなく、古代エジプト、フェニキア、ギリシャ、ローマなどの地中海世界には、石積堤、直立堤あるいは混成堤など、現代の各構造型式がすでに網羅されていたし、沈船防波堤や孔あき防波堤のように特殊なものさえあった^{94) 155)}。チビタベッキヤの捨石堤は、これら古代の防波堤の中では最も後期に属する。

捨石堤における石の散乱を防ぎ、所要材料の減少をはかるものとして枠や籠がある。これらも極めて古くからの工法に違いないが、近代的築港の嚆矢と称されるシェルブール（フランス）の大防波堤で最初に用いられたのも、一種の石枠堤であった。しかしこれは程なく失敗に帰し、捨石堤へ、更に混成堤へと変更してようやく完成に至るのである。

シェルブールや、これを模したプリマス（イギリス）

などの捨石堤の施工経過は、平衡勾配への過程そのものであり、チビタベッキヤの事例とほとんど異なるところがない。近代の防波堤は、17世紀

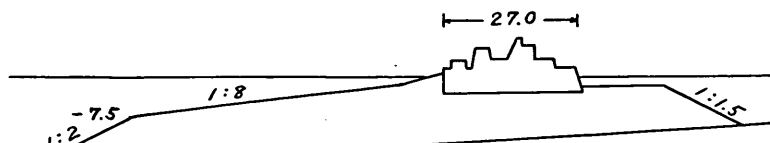


図 1-1 Civitavecchia の捨石堤

* 水工部 防波堤研究室長

を隔てた古代のそれと同じ道を歩みなおしたものといえる。1953, 1965 PIANC において A. d'Arrigo (イタリー)は、古代技術者の英知を讃えて過去20世紀間における退歩を嘆き、海工に関する歴史的・考古学的資料を工学的見地から集大成しようと提案した^{87) 94)}。古代技術はさておき、近代的築港の200年にわたる経験を集約することが、不完全ながら本稿の目指すところでもある。

(2) シェルブールの捨石堤¹⁷⁹⁾

イギリス本土を望むシェルブール港にフランス海軍の根拠地を設けようという構想は、古く17世紀中頃から立てられていたが、港口の大防波堤に着手したのは1781年のことであった。

当初は、de Cessart の考案にかかるコーン型石枠堤を用いた。これは底面の径50m、頂面の径20m、高さ20~24mに達する雄大なもので、陸上で製作したコーンを浮遊曳航して沈設し、内部に石詰を施した上、モルタルの頂部工によって完成させるという方法である。しかし、着工直後から沈設したコーンがあいついで破壊したため、捨石方式との併用に切替え、更に全部で20函を据付けた後、遂にこの工法を諦め、1789年以降はもっぱら捨石の投入に全力を注ぐこととなった。これが大規模な捨石方式 (pièrres perdues) の元祖である。

この捨石堤に対し、当初に計画した斜面勾配は海側1:3、港内側1:1であった。しかし、LWL附近まで施工したときの嵐により著しく変形してしまった。大部分の石は堤頂を越えて港内側へ流入し、その状況はあたかも砂丘が風で移動するようであったという。その結果、海側斜面は-5mまで1:10の緩勾配となったが、それ以深や港内側は急勾配を保っていた。海側斜面では、2~3m³の石を入念に据えた場合に、ようやく1:8程度の勾配を維持することができた。

こうした被災の後も捨石の投入を続けていたのであるが、波力の最も強いLWL~HWL間にはどうしても捨石斜面を形成できない。そこで次に採られた方法が、1-2で述べるような高基混成堤である。

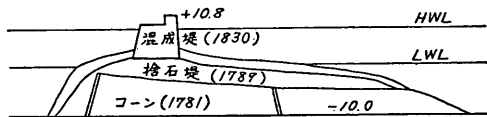


図 1-2 Cherbourg 堤の変遷

(3) プリマスの捨石堤¹²¹⁾

シェルブールの築港に対抗して、イギリス本土南岸のプリマスでは、1812年から防波堤工事を開始した。ただしその工法は、シェルブールにおける捨石方式の模倣で

ある。イギリスでは同様な緩斜面捨石堤がいくつか建設されたが、このプリマスのものが、近代初期の典型として永くその名をとどめている。

当初の計画では海側斜面1:3、内側2:3とし、天端高は+3m(平均潮位附近)とする予定であった。避難港の島堤であるからこの程度の天端高で十分であると、越波を許す方が航路維持にはむしろ有効と考えていたのである。そして早くも1814年には、泊地を一応利用できる状態に達したが、工費に余裕を生じたため天端高を+6mとするよう計画変更した。

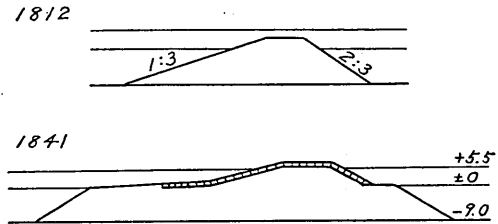


図 1-3 Plymouth 堤の変遷

捨石は石灰岩を特製のバージで運搬投入したもので、1816年までの90万tの重量別内訳を見ると、5t以上1.4%、3~5t17%、1~3t35%、1t以下47%となっている。

波による被害は工事初期から若干生じていたが、1824年には、700mにわたって海側LWL以上を1:5に崩されてしまった。そこで以後はこの勾配を用いて施工することとし、内側も1:2に変更した。また頂幅を当初の9mから14mに増加し、同時にLWLから頂部までを張石で被覆した。

その後も斜面や頂部の補強を繰返し、1841年に至ってLWL附近にはほぼ水平なバームを有する断面で一応の竣工を見た。捨石総量は340万t、水深9mにおける底幅は110mに達する。しかし、その後も大量の捨石補給を要したため、完成年度が確定できない程であるとまでいわれた。

このような不安定の一因を上記の張石にあるとする説もあった¹²⁾。張石の滑面によって戻り流れが強化されるほか、その戻り流れが砕波を促進するためLWL附近の洗掘が著しく増大したのである。そこで張石基部の被覆を増強したが、一方、捨石部分は1841年以降の数年間に1:12の緩勾配に変化しているのに、これをあくまで水平なバームに復旧しようとしたことも、大量の補充を要した原因である。後年の Savile の報告⁶⁵⁾によれば、1921年にこの部分を1:12のままとすることに決定し、以後ようやく安定した。自然の平衡に反した断面の維持

がいかに困難であるかを物語っている。

もちろん、平衡勾配といっても箇々の石が完全に静止の状態にあるわけではないから、ある程度の移動や摩擦は避けられず、それ相応の補修は必要である。そして大小の石を混合して用いると、小塊が大塊の転動のコロの役を果たしたりするので、プリマスでは小塊を除き比較的大塊のみを用いた。しかし、そのためかみ合せが不足したため、後に小塊を斜面に撒布し、波の作用で空隙に充填して結合を強化しようと試みたこともある。

1-2 捨石堤から混成堤へ

(1) シェルブールの高基混成堤¹⁷⁹⁾

プリマスでは、捨石堤型式によって一応完成したのであるが、シェルブールの捨石堤は、前述のとおりLWLに顔を出す都度、波の作用のために崩壊して所期の計画を達することが不可能であった。

しかし、東西両堤頭部と中央部との3箇所で当時築造していた砲台では、その強固な基礎が波によく耐えていたので、1830年以降は、これを模した強大な直立壁をLWL上に設けることとなった。この直立壁は基面を+0.9mに置き、幅は9m弱で、花崗岩積みの内外壁間にモルタルを充填した構造である。同時に、マウンド斜面は1:6~7の勾配に0.5~5t石で被覆した。壁体の着工後、その自重でマウンドが沈下し亀裂を生じたため、以後は壁体基礎のみ設けて3~4年間放置し、それから上部まで完成せしめた。

かくして1853年ようやく竣工したのであり、工事中断の期間をはさんでいたとはいえ、着工以来実に70年に及ぶ歳月を経過している。完成後は壁体もマウンドも大体安定で、1920年前後の捨石補給量は毎年1㎡/m弱であった。ただ、ここでも断面の安定と箇塊の安定とは別で、最大5t程度の被覆石では移動を免れず、それが壁体に衝突して若干の損傷を与えたこともあるという。

フランスの英仏海峡岸には、シェルブールに範をとった高基混成堤が、後年いくつか建設されている。

(2) オールドダニーの混成堤¹²⁸⁾

イギリスでは1840年代から、沿岸の避難港の整備その他を目的として、各地で防波堤工事が盛んに実施されるようになり、防波堤構造に関する論議もまた一きわ活潑となった。後述するドーバーの直立堤は、そのような論議の所産でもある(2-2)。

ドーバーとはほぼ時を同じくして着工されたものには、セント・キャサリン、オールドダニー、ホーリーヘッド、ポートランドなどの混成堤がある。これらはいずれも、緩斜面の捨石マウンド上にLWL附近から直立壁を設けた型式である。ただホーリーヘッドやポートランドで

は、マウンド上部斜面をHWLまで延ばして直立壁を被覆しているのに、混成堤とはいっても傾斜堤にかなり近い断面となっていた(6-3)。

この時期には、すでにプリマスやシェルブールなどの経験から、緩勾配捨石マウンドの難点はよく認識されていたが、だからといって常にドーバー式直立堤が採用できるわけではなく、石の豊富な地点ではやはり捨石マウンド方式が順当だったのである。

セント・キャサリンの場合は、マウンドに十分な沈定期間をとらずに壁体を施工したため、不等沈下による若干の亀裂を生じた。しかし幸いなことに、この港は英仏海峡内にあつて対岸距離が僅か20kmしかないため、実質的被害は軽微であった。

ところが同じ英仏海峡内にあつても、オールドダニーは大西洋に直面している。それにも拘らず、セント・キャサリンと同じ設計者 J. Walker によって類似の断面が採用されたため、着工直後から被害が続出し、直立部基面高などを逐次変更して行かざるを得なかった。すなわち、当初の設計では直立部の内外壁共にLWLに基面を置いていたが、125mを施工した後、1849年以降は外壁基面を-3.6mに変更した。この値は、先行していた捨石マウンドの安定限界から定めたものである。捨石マウンドは、LWL~-4.5mは1:5、それ以深は1:1.5の勾配を計画したが、実際には上部斜面は1:7となり、また変曲点は-4.5mではなく-6.0mであった。マウンドは25~2000kgの石の混合から成る。

-3.6mの壁体基面は、マウンドの沈下に応じて実際には-5m内外になっていたが、被覆石は絶えず洗掘され、毎年莫大な補充を要した。そこで堤頭部では、安全を期して基面を-7.2mに置き好結果を得た。

この防波堤の被害は、4-3で述べるとおり、単に基面高だけでなく壁体構造自身の脆弱さや、先端部40mにも達する大水深のための著しい沈下にも起因しているが、この補修工事を担当した Vernon-Harcourt は、波の条件の相違を見落して画一的断面をとってはならないという教訓の例として、しばしばこれに言及している。

(3) 混成堤の低基化

シェルブールで捨石堤から高基混成堤へと変遷した過程を見れば明らかのように、混成堤直立部の役割には、防波という面はもちろんのこと、マウンド捨石の移動を防止するという重要な部分を占めていた。この場合、直立壁の施工面から見れば、その基部をLWL上に置くことが好都合であったことは当然である。

しかし、波の作用によってマウンドが洗掘され、壁体の安定を脅やかすようになると、それに対してとるべき

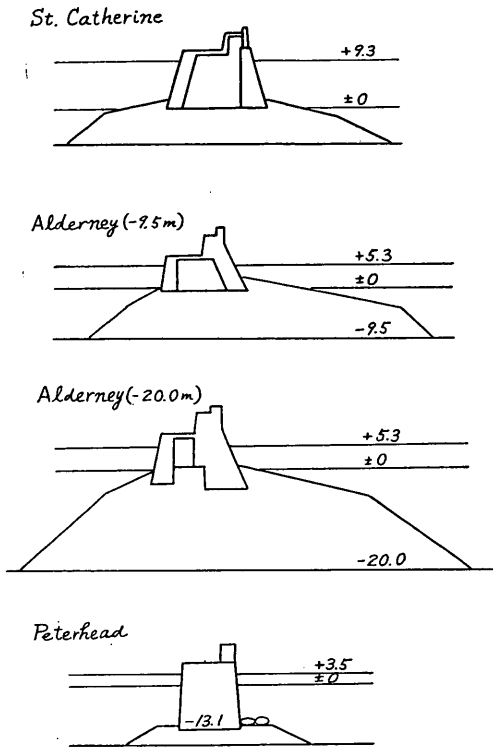


図 1-4 混成堤の低基化

改良の道には大別して2種類が考えられる。その一つは、洗掘に耐え得るよう、大塊を以て基部を被覆して行こうとする方法である。もう一つは、洗掘作用の及ばない深さまで壁体基部を下げようという方向であり、ここに混成堤の低基化、すなわち高基混成堤から低基混成堤への変遷過程が見出される。

前述のオールダニーがその好例であったが、やはり同じ Walker の計画に成るタイン河口の防波堤においても、 -0.3m なる基面高から出発した(1855)¹⁴⁶⁾。しかし着工直後から被害を生じ始め、1863年には基面を -3.6m に下げたが、なお不十分で被害が絶えず、結局、先端附近の基面高は北堤で -8.2m 、南堤では -11m にまで達した。こうした改良により小康を保っていたが、1890年代に再び壁体基部が洗掘され、遂に北堤90mが破堤するに至った。復旧に際しては法線を旧堤背後へ移し、海底表面の砂層を除去して -14m の頁岩上に直接基礎を置く直立堤を採用した。高基混成堤に近い当初の断面から、次第に低基化の途をたどった後、遂に純然たる直立堤にまで変遷を続けたわけである。

イギリス本土でこうした低基化の過程を歩んでいた頃、カラチ、コロombo、マドラスなどイギリス植民地では、 -6m 内外に基面を置く低基混成堤が主流となって

いた。そして更に本土のピーターヘッドでは、実に -13.1m という基面高が出現した³²⁾。

この防波堤は基部(-15.4m 以浅)が岩盤上の直立堤、それ以深は直立部基面を -9.1m に置く混成堤であった。壁体は40t方塊から成り、LWL以上のみ練積である。

波高3m程度以下のときは、波は壁面で静かに上下するのみであったが、1896~97年の大波によって、40t方塊が -5m および -7m の位置から吸出され、その一つは -9.4m のマウンド上に落着いた後、次の嵐で流失してしまった。更に1898年10月には、9mと称する波のため -3.2m 以上の壁体部分が一体となって5cm滑動する一方、 -11m まで波の作用の及んだことが認められた。そこで以後は安全を見込んで -13.1m の基面高を採ることになったのである。

こうして、捨石方式を原型とする防波堤構造は、平衡勾配型の緩斜面捨石堤を媒介として、それから高基混成堤へと変化した、更に直立壁基面の低基化という過程を経て、現在の我々にもなじみやすい低基混成堤に到達した。これが近代防波堤構造の変遷形態における一つの経路である。

日本では、1890年代から横浜港旧水堤や小樽港北防波堤などで混成堤型式を採用したが、これらはイギリスの低基混成堤の系列に属する。すなわち、横浜の場合は英人技師 Palmer の設計施工にかかるものであり、小樽の混成堤も、マドラスやコロomboに範をとったものである。そして、以後日本の防波堤は、この種の型式が主流となって現在に至っている。

1-3 捨石堤から捨方塊堤へ

(1) アルジェの捨方塊堤^{168) 296)}

アルジェ(アルジェリヤ)の旧港は16世紀以来の歴史を有する。その古い捨石堤はやはり不断の補修を要したため、トルコ領の時代には奴れいを使って維持に努めていたという。

仏領となった直後の1833年に、技師 Poirel が2~4m³の大石6000m³を投入してこれを補強したが、一冬でたちまち飛散して1:6の緩斜面となってしまった。そこで自然石の使用は諦め、20m³コンクリート方塊を用いてようやく安定を得た。後に、10m³方塊でも十分安定であることを見出した。

1838年に着手した北防波堤では、全断面を10m³方塊の乱積とし、斜面勾配は海側1:1、内側1:0.5、頂部には場所打コンクリートを施した。1840年以降の部分では、堤心は重量別の捨石層(内層20~100kg、外層1.5t以上)で形成し、内外斜面と -10m 以上にもみ乱積方塊

を用い、後には更に港内側の方塊被覆層を省略するようになった。

このように、当初の単純な全断面捨方塊堤から方塊被覆捨石堤へと変更したことにより、方塊の使用量を減すると同時に、安定性を損わずに密実な堤体を形成することができた。この防波堤の先端水深は35mに達しており、かかる大水深の地点で緩勾配捨石堤を採用したときの莫大な所要材料を想像すれば、コンクリートの導入による箇塊の大型化の効用は極めて明白である。

しかしながら、1:1程度の急斜面を以てしては、完全な安定を得るには至らず、これを模したアルジェリヤ各港の捨方塊堤も、5-1で述べるような災害から免れることはできなかった。そうした経験をも加味して改良を加え、傾斜堤としての理想的な型式となったのが、次に述べるマルセーユの防波堤である。

(2) マルセーユの傾斜堤

マルセーユの外港拡張工事は1845年に始まり、それ以来逐次延長されて来た防波堤は、現在傾斜堤部が5000m以上、直立壁堤部が約2000mに達している。この傾斜堤

は、近代の方塊被覆捨石堤における典型的な成功例で、長くその模範とされて来ているものである。

断面形は背面を繋船岸とするか否かなどにより若干異なるが、その特徴を列挙すると以下のとおりである。

a) 堤心の捨石は重量別に分類し、外側のものほど重量を次第に増して内層を被覆する。大部分は5種に分類したが(3kg以下, 3~100kg, 100kg~1.3t, 1.3~3.9t, 3.9t以上)、後年の区間では3種に減じた。

b) 海側斜面には方塊被覆層を設け、静水面付近で斜面勾配を変化させる。方塊は1875年まで10㎡、それ以降14㎡を用いた。

c) 静水面上の斜面は緩く長くして、波力や戻り流れの作用を減殺する。頂部工は水面から十分に遠ざけ、受圧面積を減らすよう被覆層内に埋め込む。

d) 静水面下の斜面は急勾配とし、方塊被覆層の基底は十分な深さに置く。

e) 被覆方塊は整積にするほどの必要はないが、なるべく密にし、かつ長手方向を波向に合せて波あたりを弱める。

こうした原則の全部が着工当時から確立されていたわけではないが、その頃は大規模な防波堤に関する経験がすでに内外で若干得られていたため、それを生かしながら最も合理的な方法を採用したのである。

捨石層を重量別の分類としたのは、一つには大塊を波力の強い部分に置こうとする適材適所主義であり、もう一つは、大小塊を混用して空隙を填めることなく、適度の空隙を残して所要材料を減じようとするものである。捨石部の空隙率は31%であった。

しかし、空隙を保つことは不等沈下や透過波を増大せしめるおそれもあるから、分類方式と混合方式のどちらがよいかは議論の分れるところである。マルセーユの場合には、頂部工の最大沈下量46cm、数ヶ所に僅かな亀裂を生じただけであった。一方空隙からの透過波は、水面での堤幅40mの断面において、来襲波高1mのとき10~15cmであったという。

この断面の外見上の特徴である復

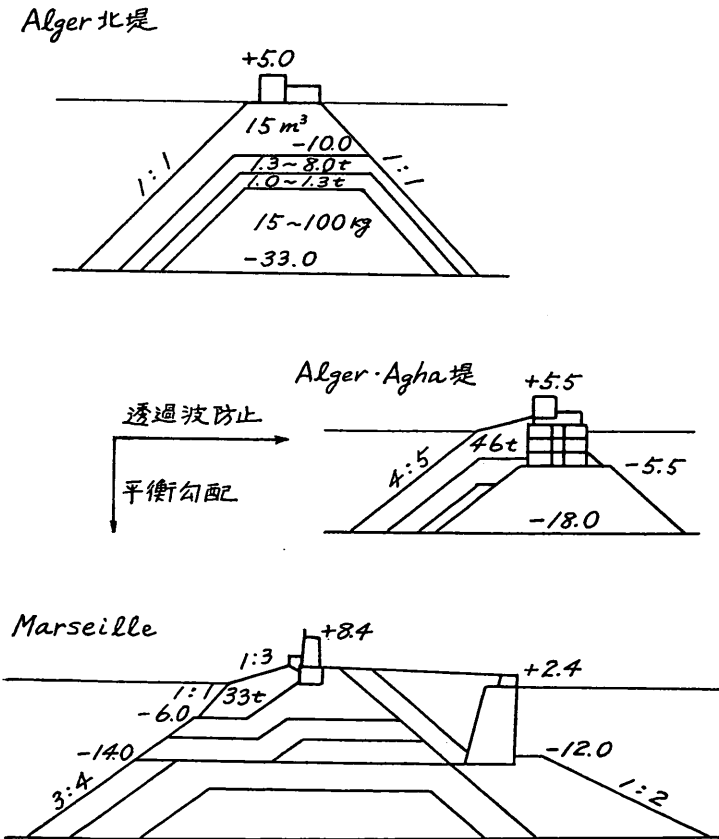


図 1-5 捨方塊堤の変遷

合斜面は、当初は一律に1:1としたところ、波の作用で上部1:2.5,下部1:1の程度に変形したとのことであるから、これも一種の平衡断面といってよい。ただ、多くの捨石堤に見られる形状とは著しく異なっている。こうした複合斜面形に関する論議は5-2で述べることにする。

(3) アルジェ港アガ堤の波止め壁¹⁶⁸⁾

アルジェ北堤は災害の都度若干の改良を重ねていたが、なお残された重大な欠陥があった。それは-10m以上が空隙の大きい乱積方塊であるため、透過波による港内の擾乱がはげしかったことである。もっとも、実際に透過波が影響しているのか、それとも港口からの侵入波であるのかは必ずしも明らかでなかったが、透過波対策として北堤の基部200mを港内側へ18m拡幅し、-4~6m以上に壁体を設け、中間には石詰を施して改良した。しかし、ほぼ同時に東防波堤を100m延長して港口を狭めたので(1892)、果してどれだけの効果をもたらしたかは判然としていない。

そこで、次に建設したアガ堤においては、安定性もさることながら、この透過波の抑制を基本的な目標の一つに掲げて構造を選定した。

上記の東堤延長部は階段堤であったので、この構造型式についても考慮したのであるが、この箇所は北堤の被覆内にあるから、これを直ちにアガ堤先端部には適用できないし、当時イタリーなどにあった階段堤の施工例もあまりかんばしい結果をおさめていなかったため、この型式は結局見送ることとなり、捨石マウンド上の方塊積直立壁と、その前面に配した捨方塊層とから成る断面を採用した(図1-5)。

この場合の構造上の主体は、北堤以来の伝統を有する捨方塊層にあり、直立部は透過波を阻止するための波止め壁であって、むしろ附随的な存在である。透過波阻止のためには、通常の傾斜堤のようにできるだけ密な堤心を形成する方法もあるが、ここで敢えて直立壁を用いたのは、粗石の取得に難点があったためである。

前面の捨方塊層と背後の直立壁とから成る断面の実例は極めて多い。その大部分は、元来混成堤を意図したものが災害を蒙り、その復旧乃至は補強として、後から捨方塊層を附加することによって生じている。このような波殺し工については6-3で扱うが、アガ堤の場合、結果的にはそれと全く同様な形状を呈していながら、出発点はあくまで捨方塊による傾斜堤であって、波止め壁としての直立部をこれに附加したものであるという発想の相違に注意する必要がある。しかし、実際問題としては傾斜堤から混成堤へ一歩近づいたことになり、事実この防

波堤の後年の延長部たるムスタファ堤においては、混成堤型式を採用している。したがって、ここでも前節と同様、初期の捨石方式がやがて低基混成堤に到達するという過程が認められるのである。

なお、アガ堤の捨方塊は北堤より大きく20m²とし、斜面勾配は北堤における実績に基づいて海側の水面下で1:1.25,港内側は1:1.2と定めた。そして海側の斜面はマルセユなどの先例にならって、水面上を緩とした複合斜面とする筈であったが、施工に際して上部を省略したため後に災害の原因となった(6-3)。

(4) 捨方塊堤の発展

マルセユの成功例に範をとった傾斜堤型式は、初期には地中海沿岸の諸港に限られていたが、やがて外洋に面する潮差のやや大きい地点でもこの断面を採用するようになった。当初からこれを用いた所ではほとんど常に成功をおさめており、また、不適切な傾斜堤あるいは混成堤の被災後にこの型式に変更した結果良好な成績を挙げた場合も多く、マルセユ型の声価は高まる一方であった。

しかし、被覆方塊の重量としては一般に30~60t程度を要し、また上部斜面を緩勾配とするため被覆層の断面がかなり大きい。こうした点の改良を目的に近年登場したものが、いわゆる異型ブロックである。

例えばサフィ(モロッコ大西洋岸)には、45t被覆方塊を使用した既設のマルセユ型傾斜堤があったが、新堤に対しては模型実験による検討を経て25tテトラポッドに置換えた結果、70%のコンクリート量と5%の粗石量とを節約することができた^{181) 304)}。この新堤は、1957年12月の最大波高9mの下でも安定を保っていたという。

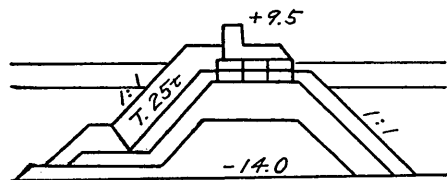
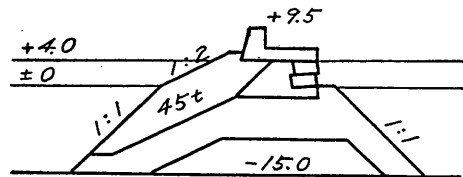


図 1-6 Safi (被覆ブロックの変遷)

異型塊の他の効用はその反射状況にある。例えばアルジェ港ワティエ堤（北防波堤延長部）では、延長計画に際して、同じアルジェリヤのアルジュ、メル・エル・ケビールで既に採用されていた傾斜積階段堤（5-4）を取上げ、模型実験によって被覆層や頂部工の安定に対しては種々の改良を施したのであるが、反射率の大きいという欠点があった¹⁹³⁾。

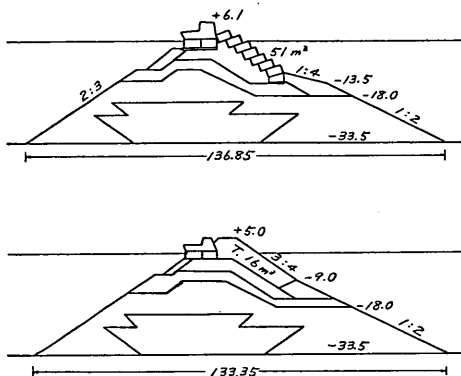


図 1-7 Alger (被覆ブロックの変遷)

すなわち、この階段堤による反射率は35~55%に達し、既設のワティエ堤単断面部の5:9斜面における20~25%と比較してすぶる大きい。そこで被覆層をテトラポッドに変更した結果、反射率を25~35%に減ずることができた。また安定の面からすれば、階段積の90t方塊に40tテトラポッドが対応している。ただし、アルジェ港はアルジェリヤの独立（1963）以後港勢が停滞しているため、この断面は未だ実現に至っていない。

1-4 階段堤から混成堤へ

(1) ジェノアの階段堤^{44) 242)}

古代のローマに連なるチビタベッキヤの緩斜面捨石堤はすでに紹介したが、近年においても、ジェノアなどイタリアの各港ではやはり捨石堤から出発した。一般に背面に繫船岸を設けたため、頂部には巨大な防波壁を附し、マウンド天端は+3~4m、水面におけるマウンド幅は12~20m、海側は1:3内外の斜面を2~8t石で被覆し、内側斜面の勾配は1:1.5程度という断面であった。

アルジェでは捨石堤から捨方塊堤へと変化したのであるが、イタリアでは全断面捨方塊堤は少なく、アルジェ北堤を担当した技師 Poirel によるリボルノの例が見られる程度である。そして1870~80年頃には、マルセーユを模した方塊被覆捨石堤がカタニヤ、バリなどに出現した。

さて安定度の面からいえば、乱積方塊よりも、相互に支え合った整積方塊の方が好ましい。こうした観点から、被覆層を方塊階段積とする方式、すなわち階段堤が生まれ、技師 Parodi によってジェノアのガリエラ堤へ最初に応用された（1879）。そして以後1890年代へかけて、イタリアのほとんどすべての新設防波堤がこの型式を採用することとなった。階段積方塊によって捨石斜面の上部を被覆するだけでなく、海底面までの全斜面を階段積被覆としたものも若干ある。

しかしながら当初の期待にも拘らず、イタリアの階段堤のいくつかは、間もなくその欠陥を露呈して災害を蒙った。中でもガリエラ堤の被害が著しい。

この階段堤は、施工後10年間は特に異常を生じなかったが、1898年11月の未曾有の嵐の際、沖側直線区間においては防波壁220mが倒壊し、また法線屈曲部では斜め

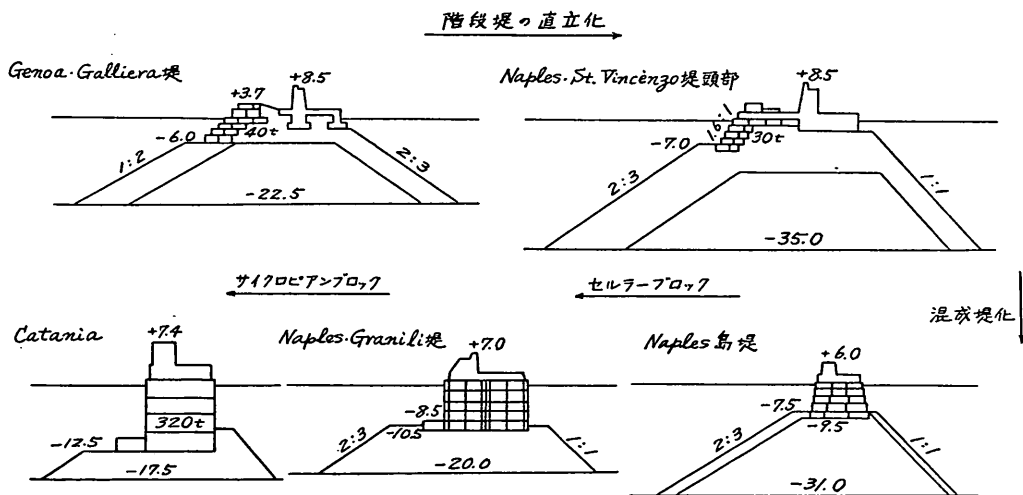


図 1-8 階段堤から混成堤へ

入射波により頂部の無被覆の石が取り去られたため、最上段方塊は平面アーチ状に密に配列してあったにも拘らず、背後の支えを失って散乱し、この破壊が周辺へ波及して行った。

復旧にはやはり階段堤型式を踏襲したが、特に頂部の保護に意を注いで改良に努めた。その結果、1901年の暴風時には、旧断面部では遡上波が防波壁を越えて背後の貯炭を流失せしめたほどであったのに、補強部では波が鉛直にはね上るだけで、エプロン上の歩行さえ可能であったという。

ガリエラ堤の災害原因の一つは、頂部の被覆が不十分であったことにあるが、更に階段積方塊被覆層それ自体の欠陥も無視できない。そしてその誘因には、捨石マウンドの沈下が算えられる。すなわち、被覆層の基面と上部とはマウンドの沈下の程度が異なるから、下段方塊と捨石マウンドとにまたがって据えられた被覆方塊は、不等沈下に伴って当初の整積が乱され、その結果波の作用に対する抵抗力を著しく減ずることとなる。

また、階段積方塊の一体性を改善して安定を確保する方法は、オーバーラップを増すこと、すなわち階段の傾斜を急にすることである。したがって、傾斜堤よりはむしろ混成堤あるいは直立堤に近くなる。

(2) ナポリの混成堤⁴⁵⁾

ナポリでも古い捨石堤は階段堤へ移行していた。この階段堤の場合はマウンドの沈下が1~1.2mに及び、また階段積の基部洗掘がこれに加わると被覆塊の一体性が失われ、それが災害を惹起することを危惧したため、被覆層の基部を捨石で更に保護することとなった。しかし、これを大規模に実施すれば旧来の捨石堤へ逆戻りしてしまい、折角階段堤へ改良した効果が失われてしまう。またたとえ小規模に行っても、そのため形成された緩斜面が頂部の方塊や防波壁への波あたりを強め、新たな災害を招くおそれがあった。幸いにして、大きな被害は生じなかったが、これはジェノアより波が小さかったためであり、維持にはなおかなりの費用を要した。

一方この防波堤の頭部(図1-8)では、階段積を1.6:1の急勾配とし、根固以外には捨石被覆を施していない。そしてマウンドを上部工より数年間先行させて十分な沈定期間をとったため、波あたりの最も強い区間であるにも拘らず、完成後災害を蒙らなかつた。すなわちマウンド捨石は大小混合して空隙を極小にし、しかも段階的に施工したのである。これに反して、堤頭部の沈下が完了した後でも以前の区間ではなお沈下が続き、10年間に1.2mに達したという。かくして堤頭部の強度は増したが、工費は高く工期が長い。特に方塊の整積に困難があ

り、理想的な防波堤型式とは言い難いと評されていた。

このようにイタリーの階段堤が悲観的な結果をもたらしていた頃、イギリスを視察した Coen Cagli は直立または混成堤型式の実施例に注目し、イギリスでは大きな潮差を利して直立壁のかんりの部分をドライワークで施工して成功をおさめているが、潮差の小さい地中海でも直立壁の利点を生かす方法を見出し得るとの考えを抱いて帰って来た。

これは、波のエネルギーは水面附近に集中し、水面下数mにもなれば無視できるほどに減少するという考え方に由来している。したがって、防波堤の主体を直立壁構造とすることにより、波力の発現を極小に抑えながら、しかもそれに対する抵抗力は最大限まで発揮できる。もちろん、水面下で方塊を規則的に積むことの困難さや、自然石に代る人工塊の使用が局地条件に制約されることなどを Cagli は認めている。

こうしてイタリーでは階段堤から混成堤へと変遷したのであり、その初期における代表例が、すでに上述のような階段堤の直立化という過程をたどっていたナポリの島堤である(図1-8)。ここではマウンド厚が25mにも及ぶため、階段堤の経験にかんがみ、沈下に対しては極めて慎重に臨んだ。Cagli の考えでは、直立壁の構造を沈下に順応できるものとするよりも、壁体重量によるマウンドの沈下を極小にすることが肝要であって、そのためには捨石の重量別分類を行わず、各種の石を混合して空隙をできるだけ小さくし、また全断面を一気に施工しないで段階的に逐次仕上げ、壁体の据付けまで十分な期間をおかなければならない。

直立壁は20~25㎡方塊を水平積とし、各層ごとに繋鉄で結合した。また直立部基面高は、施工技術と経済性の両面から、-9.5mと定めた。

(3) 混成堤の発展

ナポリで混成堤に着手したのは1900年のことで、以後イタリーの各港では混成堤型式が主流となり、その枠内での直立壁の構造に主たる関心が寄せられて、いくつかの変遷を示すようになった。

ナポリの計画時には、すでにビルバオ、ゼーブリュック、ビゼルト、スケフェニンゲンなどでケーソンを用いていた(6-2)。壁体構造における一体化・大型化の重要性は論をまたないところで、Cagli もケーソンの利点は認めていたのであるが、なお危惧の念を捨てきれず、採用するところとはならなかつた。それは施工設備や据付けにおける難点のほか、かかる大塊を一挙に据えると不等沈下を生ずるおそれがあり、一単位の長さが過大であるので、ケーソンのような不均質なブロックは安定上好

ましくない、といった理由からである⁷¹⁾。

そこでナポリで次に建設したグラニリ堤では、方塊の大型化の方途としてセルラーブロックを採用することとなった(図1-8)。しかしながら、セルラーブロックには施工上の欠陥が多々見出されたため(6-1)、これに代って登場したのが、浮起重機の進歩を背景とした、重量数百tにも及ぶサイクロピアンブロックである。

イタリアで最初にサイクロピアンブロック堤を計画したのはカタニヤである(図1-8)。2箇の縦穴によって一体性を確保するもので、重量は330tであった。ひきつづき、ナポリ、バリ、ジェノアなどの各港にサイクロピアンブロックが用いられるようになった。

イタリアにおけるこうした風潮は、他の地中海諸港にも影響を与えている。アルジェでは、1923年に着工したムスタファ堤に縦穴つきサイクロピアンブロックを導入したし(6-1)、マルセーユの外港計画に際しても、1928年にイタリアの防波堤を視察した Sainflou が、その实例に範をとったサイクロピアンブロック堤を計画した(6-5)。

一方日本では、1910年前後から使用し始めた鉄筋コンクリートケーソンがもっぱら普及し、遂にサイクロピアンブロックは導入されることとならなかった。ケーソンを否定してサイクロピアンブロックへ向ったイタリアの場合と対照的である。

1-5 傾斜堤への回帰

(1) 混成堤の災害復旧

緩斜面捨石堤から出発した近代防波堤構造の変遷過程の中には、低基混成堤への移行という大きな流れがあった。すなわち、絶えず直立化を指向し続けて来たのであるが、決して完全なものに到達し得たわけではなく、常に災害の脅威にさらされていた。

混成堤の災害後における復旧方法、災害を予見してとる補強の方法、あるいは災害経験に徴して次に建設される防波堤のとるべき構造が、災害の形態や程度などに応じて多種多様であることは当然である。しかし一般に西欧では、混成堤の被災後に、この方式自体を放棄して傾斜堤として復旧する場合が多い。これに反し日本では、混成堤はあくまで混成堤のまま断面の強化をはかるのが通例であった。

混成堤の災害原因が構造様式の本質に関するものならば、そして傾斜堤がその面ではるかに秀れているとすれば、傾斜堤を以て復旧するのも当然といえよう。ところが、単に箇塊の重量不足や一体性の欠如など、構造細部の弱点に起因する場合でさえも、敢えて傾斜堤への回帰を示すとすれば、やはり傾斜堤を以て防波堤構造の出発

点とした伝統と、マルセーユ型という実績への信頼感に負うところが大きいものと考えざるを得ない。

本節では、傾斜堤への回帰を示す著名な实例を紹介しよう。

(2) カタニヤの災害^{71) 78) 91) 224)}

イタリアのカタニヤには、古くからの捨石堤あるいは捨方塊被覆捨石堤などがあつたが、前節で述べたとおり、1920年代に入ってサイクロピアンブロック堤を計画するに至つた。

この混成堤では、マウンドは十分低くし、そのバーム幅も広くとって壁体基部は根固方塊で保護し、背後には捨石を盛上げて支持を増すなど、安定性には慎重な考慮を払っていた。そしてサイクロピアンブロックには縦穴2本を通して一体化する計画であつたが、実施にあたっては、そこへ填充する水中コンクリートへの不信感と、かくも大重量のブロックにそれほどの一体化は必要でないとの過信から、縦穴を廃して320t無孔ブロックの単純な水平積に変更した。

そのため施工中の1930年2月～1931年2月にかけて、上段ブロックの滑動あるいは転落を惹起した。最下段ブロックは背後捨石のため安定であつた。その後、頂部工

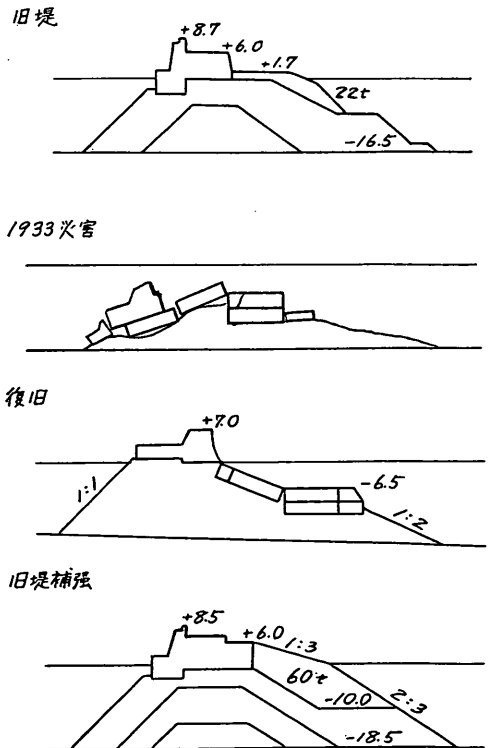


図 1-9 Catania (傾斜堤への回帰)

による荷重の増加，直立壁基面高の改良（-12.5mから-13.5mへ）などを施したが，竣工後の1933年3月に再び同様な災害を生じ，一体化不足の欠陥を露呈した。

復旧には旧堤のサイクロピアブロックを利用して，特異な傾斜堤構造を採用した。この断面は，波力の最も強い部分を滑らかな斜面とし，勾配を下から上へ漸次急にして波を完全なスプレーに変えようとしたのであるが，落下水塊が斜面と頂部工との間隙から打込むため，予期に反して好結果は得られなかった。

後の延長部ではマルセーユ型に類似の断面を用い，次第に改良を加えた結果，1951年10月の嵐の際，他の断面部分では大きな被害があったのに，ここでは何の損傷も受けなかったということである。

カタニヤの災害教訓をもとに，アルジェのムスタファ堤では放置してあった縦穴の填充を急拠実施したのであるが，なお海底洗掘に起因する大災害を蒙った（6-4）。

Cagli は両者を比較して，もしカタニヤで最初から一体化を施し，アルジェで洗掘対策を講じてあったならば，いずれの災害も起らなかっただろうと述べ，直立壁堤それ自体の欠陥であるとする意見には反対を唱えた。しかしアルジェにおいても，実際の復旧断面はマルセーユ型であり，やはり傾斜堤への回帰を示している。

(3) レークソーの災害^{11) 68) 86) 211)}

ポルトガルのレークソーの旧堤（1884～92）は，マルセーユ型傾斜堤を外洋で適用した早期の例の一つであ

り，良好な成績をあげていた。しかし，1932年以降の外防波堤では，直立壁堤を計画して施工中のところ，1934～36年にかけて基部の岩盤上の直立堤部分が破壊散乱してしまっ。これはちょうどカタニヤやアルジェの直立壁堤災害と同じ時期であったため，その影響はここにも及び，復旧断面ではやはりマルセーユ型傾斜堤を計画した。実際には模型実験の結果，港内遮蔽および埋没防止の両面から見て潜堤に変更することとなり，大塊被覆の捨石堤を施工した。なお近年，外防波堤背後を利用するためこの潜堤は嵩上げされ，テトラポッド被覆の断面で施工中である。

2. 構造様式論の変遷

2-1 防波堤型式の分類

(1) 構造様式論と防波堤型式の分類

本稿にいう構造様式論とは，傾斜堤から直立堤までの各種構造様式に関し，主として対波作用の観点からするそれらの利害得失や適用の条件についての論議のことである。これに対して構造論という言葉は，狭義には各構造様式の中での構造細部に関する論議を指し，広義にはそれと構造様式論とを包括した全体を意味する。

さて，防波堤の構造様式を論ずるにあたっての西欧風の基本理念は，傾斜堤＝碎波堤，直立壁堤＝反射堤，という考え方である。日本ではこれに同調していないが，西欧ではこの理念に基づいて，直立壁堤の適用条件，特に直立壁の基面高が構造様式論の重要な部分を占めて来ている。基面高の問題は次章であらためて取上げることにし，本章には各時代の主要な構造様式論をとりまとめた。その際，構造様式の分類，特に混成堤あるいは直立壁堤という用語が重要な意味を帯びるので，まずこの点をよく把握しておくこととしよう。

(2) Stevenson の分類¹⁰⁾

防波堤型式の分類法には，断面形によるもの，対波作用によるもの，構成材料によるものなど各種があり，その精粗もさまざまであるが，いま構成材料によるものは別として代表的な分類を拾い出してみると，まず有名なTh. Stevenson の教科書では，簡単に次のように記されている。

a) 直立壁 (plumb wall)——水の運動方向を変えて鉛直方向の上下運動に転化させ，波を反射して沖へ送り返す。

b) 傾斜壁 (sloping wall)——十分な長さの斜面で波を遮ぎる。

(3) V.-Harcourt の分類⁹⁾

Vernon-Harcourt の教科書も古典的名著の一つで，

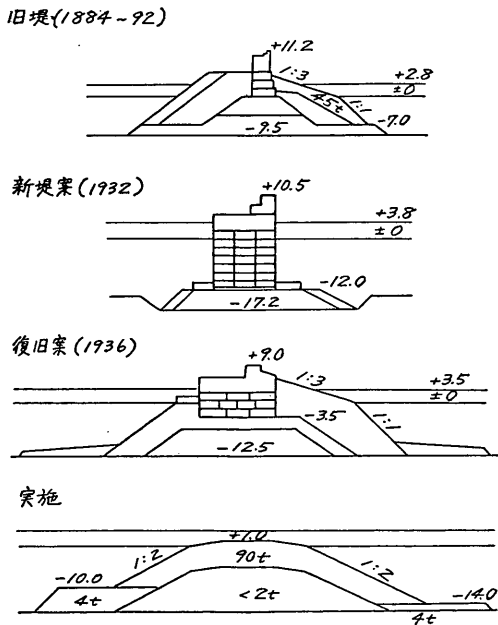


図 1-10 Leixoes (傾斜堤への回帰)

そこには次のような分類が示されている。

- a) 傾斜堤 (mound breakwater)
- b) 混成堤 (mixed type: breakwater formed of a mound and superstructure)
 - 高基混成堤 (rubble mound and superstructure founded at low water level)
 - 低基混成堤 (rubble mound and superstructure founded below low water level)
- c) 直立堤 (upright wall breakwater)

これはもっぱら断面形による分類であるが、混成堤直立部の基面は波の作用の及ばない深さに置くべきことを V.-Harcourt は随所に説いているから、対波作用に関するその基本思想は自づから明らかである。

(4) 日本における分類

Vernon-Harcourt の教科書の影響を強く受けている広井勇「築港」では、上記と同じ分類法をとった。⁷¹⁾ただ、混成堤の代りに戴壁堤という訳語を用いていた。この分類はその後日本における標準となって来ており、戦前の港湾工事設計示方要覧でも、それにならった定義を採用した⁶⁹⁾。

a) 直立堤——海底から直ちに築いた鉛直または鉛直に近い壁体で波力を防止するもの。

b) 傾斜堤——粗石またはコンクリートブロックを堆積し、その斜面で波の勢力を減殺するもの。

c) 混成堤——傾斜堤を基部としてその上部に直立堤を配したものの。直立部の基礎が干潮面より上にある場合を高基混成堤といい、下にある場合を低基混成堤という。

この説明の中には、直立壁は波力を防止するものでこそあれ、波を反射するという考え方はない。同様のことは、鈴木雅次「港工学」における対波作用の分類にも見られる⁷²⁾。

a) 波浪を堤体の傾斜面へ奔流せしめて波勢を減殺するもの。

b) 波浪を直立の堤壁面へ衝突せしめて波の進行を阻止するもの。

すなわち、衝突という語感からしても、西欧流の直立壁=反射堤とする既念が受入れられていないことは明らかである。

(5) Larras の分類²³⁾ と Gourret の定義¹⁸²⁾

J. Larras の近年の教科書における分類は次のとおりである。

a) 傾斜堤 (digues à talus)——粗石や方塊の斜面により、主として波のエネルギーを散逸せしめるもの。

b) 直立壁堤 (jetées verticales)——鉛直または鉛直に近い壁面により、主として波のエネルギーを沖へ反射せしめるもの。この場合、直立壁は一般に捨石マウンド上に設置する。

c) 混成堤 (digues mixtes)——直立壁をのせたマウンドが高く、潮位の高低に応じてあるときは傾斜堤として、あるときは直立壁堤として作用するもの。

この定義における混成堤はシェルブール型の高基混成堤を指しており、断面の混成よりも対波作用の混成に重点がおかれている。そして、基本的にはマウンドの有無に拘らず直立壁堤は反射堤であり、傾斜堤は碎波堤である。

また、重複波理論を駆使して独自の直立壁堤論を展開した Gourret は、直立壁堤の満すべき3原則を提示したが(3-3)、彼のいう混成型式 (type mixte) とは、その3原則が満足されないほどマウンドの高い断面のことである。この高さは波の諸元によっても変化するから、例えばナポリの島堤はその波に対して直立壁堤であるが、カタニヤやアルジェにおけるような大きな波を対象とすれば混成堤となる。

(6) 混成堤と直立壁堤

1926 PIANC では、総括報告者 Rouville が傾斜堤 (breakwaters with slopes) と直立壁堤 (vertical breakwater) との2種に分類して報告した。ところが Coen Cagli はこれに異議を唱え、vertical wall とは海底から直ちに築いたものであって、捨石マウンド上に直立壁を置くものは mixed type とよぶべきであると述べた⁶⁵⁾。この会議の提出論文では、Quellenec⁶⁸⁾、Bénézit-Hersent⁷⁰⁾、Lira⁶⁷⁾ などはいずれも傾斜堤と直立壁堤とに二大別して論じているのであるが、Cagli は当時のイタリーにおける混成堤の発展を背景としてこれを強調したのである。

しかし座長の Quellenec は、二大別を細分類することによってすべてが包含されると答え、Cagli の主張をしりぞけた。この場合、Cagli といえども考え方の根本は他と同じで、直立部基面を十分深くまで下げることにより波を変形せしめないようにするという点に異議はない。

以上のように、混成堤を単に断面形から見て傾斜堤と直立堤との中間に並べるか、あるいは対波作用から見た特殊性に重きをおくかの相違がある一方、混成断面型式といえども対波作用の上からは直立壁堤に包含して反射堤たることを原則とするか、あるいは日本風に碎波の衝突をも敢えて辞さないかといった差異もある。したがって、防波堤型式の分類は構造理念と密接に関連した重要

な意味をもっており、これを無視して構造様式論の系譜をたどることはできない。

本稿では、通常は混成堤という語を現在我々が常用する意味で用いるが、混成断面をも含めて直立壁による反射堤たることを指す場合には、煩雑ではあるが直立壁堤とよぶこともあり、原論文の用語の影響も受けるのでいささかの混乱は免れ難い。

2-2 初期の構造構式論

(1) 捨石堤の批判^{122) 124)}

シェルブールやプリマスで採用した捨石方式(1-1)への反対理由は、施工に長期間を要して工費がかさむこと、所要材料がぼう大であること、絶えず維持補修を要すること、などである。特に工期の長さについては、計画した技師がその生涯のうちに防波堤の完成を遂に見ることができない、とまで極言されたほどである。

更に本質的には、自然海浜を模倣した平衡断面を目標とすること自体についても、その誤りを指摘されている。つまり、海浜は最小抵抗の断面ではあるが、波に対抗し得るものではなく、仮に断面としての平衡を保っていたとしても、箇塊は不安定で常に新旧入れ替っており、したがってこれを模した防波堤は莫大な補修を要するというのである。

プリマス堤の不安定の原因が、その過大な空隙率(32あるいは37%)にあるとする意見もあった。わざわざ小塊を取り除いて投入したため空隙が大きく、そのためかみ合せが不足しているというわけである。

捨石堤に対する批判が、直立壁堤に優位を認める側からなされたことはいうまでもない。これは、捨石堤の被害が斜面で波を砕くこと、すなわち強大な砕波力の発現を誘引することに起因しているのに反し、深海の直立壁であれば静水圧程度の波力しか作用しない、という点に要約される。とすれば、直立壁堤にとっての必要条件は砕波を生じないことである。もし砕波を生ずるならば、直立壁には波がはげしく衝突するが、長い緩斜面上では穏やかに砕けるだけであるから、捨石堤を優位とする側からは当然反論が出て来る。

プリマス堤担当者の1人 J. Rennie は、もちろん捨石堤を弁護して以下のように主張した。

a) 捨石は自重によって堆積し、波力で自然に落ちて行くのであるから、平衡に達するまでの変形は当然であって災害ではなく、計算ずみのものである。

b) しかも変形はLWLより僅か下方から上の部分に限られており、石は主として堤頂を越えて港内側へ移動するだけで、法線外へ散乱したものはない。

c) プリマスで後に斜面へ石を補充したのは、計画

変更に応じて全体を嵩上げするためであった。張石を施したのは、偶発的な石の移動を防ぎ、かつ完成の観を与えるためである。

d) 自分の反対にも拘らず、マウンド上に直立壁を築いて失敗したこともある。

e) 捨石方式により、僅か18ヶ月で一応の遮蔽効果をもたらし、12年間で完全な泊地を供するに至ったが、これは工事規模に比すれば極めて短い期間である。

f) もし直立壁堤を採用していたら、無限の時間と費用をかけてもなお失敗に終わったろう。他港の例を見ても、捨石堤がむしろ好成績を挙げている。

(2) シェルブール混成堤の批判^{122) 124) 161) 163) 164)}

この高基混成堤も、結果的には一応の成功をおさめたとはいえ、断面形に対する多くの批判を浴びねばならなかった。

例えば Airy は、大水深の所では直立壁で波を反射させることを原則とし、砕波を生ずる地点でのみ捨石堤を認めているが、シェルブールのように十分な水深を有するときは、当然直立壁堤を採用すべきであったと述べている。ただし、最初に捨石方式を進めた以上、途中でこれを除去して直立壁方式に変更することは事実上不可能であるから、このような最終断面もまたやむを得ないとした。

また、プリマス型捨石堤を痛烈に批判した Jones は混成堤型式を推奨したのであるが、シェルブールのように高基としたのでは最大の波力を発現させて弱点をさらすこととなるから、直立壁基面はできるだけ下げること、すなわち低基混成堤を提唱した。

さて、シェルブールの捨石マウンドも、他の多くの例と同様に、水面下ある深さ以上は緩勾配、それで深は急勾配となっており、これが波の作用によって生じた平衡断面であることは疑いない。しかしその生成機構に関して、独特の底潮理論を提唱した Émy (4-1) は、これはあくまでも底潮の作用によって深部の石が押し上げられ、その結果急勾配になったものと主張した。

そして Émy がその理論に基づいて提案したのは凹面形の壁面であって、下端は海底面に滑らかに接し、上端は鉛直となるようにする。こうすれば底潮は曲面に沿って静かに上昇して行くから、恐るべきその破壊力から免れることができる。シェルブール堤のような断面では、底潮の押し上げた石が壁体に衝突して破壊の原因ともなる。そこで Émy はシェルブール堤に対する改良断面として、150 t 程度のコンクリート曲面壁体に樽製フロートをつけて浮遊曳航沈設し、既設マウンドは背後からこ

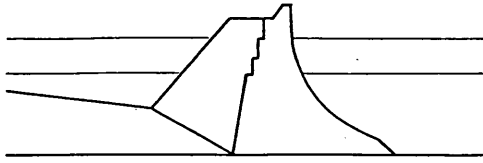


図 2-1 Emy の提案断面

れを支持するのに利用するという案を示した。

こうした Emy の意見に対するシェルブールの技師 Virla の反論は以下のとおりであった。

- a) シェルブールの前面海底はなだらかで、底潮の発生原因が全く見あたらない。
- b) 仮に底潮があったとしたら、マウンドは凹曲面形となって平衡に達していなければならないのに、事実はそうでない。
- c) マウンド深部の急斜面は数十年間安定している。
- d) マウンドの捨石が衝突して壁体が破壊したようなことはない。

Virla は同時に、シェルブール型混成堤においては、粗石で十分に被覆したマウンド斜面と、根固方塊で保護したエプロンが安定に大きく寄与しているものとして、その作用を次のように説明した。

- a) 低潮時には波は緩斜面上で砕け、勢力を失ってから直立壁基部に達する。
- b) 中間潮位時の波ははげしく壁体にあたるが、その基部には水のクッションがあって波力を緩和する。凹曲面としたのではこの作用がなくなる。
- c) 高潮時にはマウンド上での波の減衰がないから、クッションは更に重要な役割を果たす。

このような反論には、Emy が逐一再反論を加えた。彼自身の提案断面も確かに施工容易ではないが、問題は施工の難易や工費の多少にあるのではなく、確実な成功の見通しこそ最も肝要であるという。

(3) Scott Russell の構造様式論^{123) 124) 126)}

いかなる防波堤構造が最適であるかについては、次項で述べるドーバーの計画の前後に一きわ盛んに論じられた。もとより決定的結論を導き出せる性質の問題ではなく、建設地点の局地的条件、取得できる材料の性質、および全体の工費と共にしか論ずることはできない、というのが当時も Russell らが下した結論である。

しかし、基本的な選定規準の一つに、砕波の発生という条件がある。これまで述べた論議にも見られるように、波を揺れ波 (4-1) のまま反射できるときには直立壁を原則とし、傾斜面でわざわざこれを寄せ波 (4-1)

に転化すべきでないとする意見は一貫して強い。既述のとおり Airy は、砕波の発生の観点から比較的浅い所には傾斜堤を、深ければ直立堤を推しており¹²⁴⁾、M. Scott はそれぞれを砕波堤 (wave breaker)、反射堤 (wave reflector) と名づけて、前者を浅海用、後者を深海用とした¹²⁵⁾。

Russell の見解もほぼ同様で、防波堤構造様式に関する一般原則はないがと前置きしながら、各種の構造について以下のような論評を行った。

- a) 傾斜堤——斜面上で波を砕いて殺すには、砕波をできるだけ長く継続させ、斜面全体で均等にエネルギーの散逸をはからなければならない。ある点で一挙に砕いたのでは、そこに波力が集中するので有害である。そして、捨石の上でなく水の上で砕かせることが

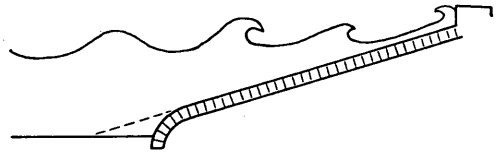


図 2-2 Scott Russell の提案斜面

肝要である。このための最良の斜面形状は水平軸を有する放物線で、実際には、放物線の内側に上部緩斜面と下部急斜面との組合せをつくればよい。

- b) 直立堤——波を砕くことなく反射するための鉛直またはほぼ鉛直な壁体は、強度と耐久性に富む材料による大塊を相互によく結合し、完全な基礎の上に十分な高さまで築き上げるならば、極めてすぐれた利点を有する型式である。しかし、砕波を生じないで反射させるには、壁体の高さは波高の少なくとも2倍なければならないし、水深の大きい地点ほど波高も大きいことに注意を要する。また越波の破壊力を防ぐため、壁体はHWL上半波高ぐらいまでの高さを要する。直立堤の最大の欠陥は、もし材料や施工に隠れた欠陥があると、その破壊が全体に波及する危険性のあることである。

- c) 45° 傾斜壁堤——45° 程度以上の斜面ならば波は砕けずに反射する。鉛直壁と比較したときのこの利点は、筒塊の重量による安定を最大限に利用できることにある。すなわち、各筒塊自身の重量による安定性は緩斜面の場合ほど大きく、上段塊の重量による抑えつけの効果は鉛直壁の場合が最大であるから、これを反射性状と併せ考えるならば、45° 斜面が最適ということになる。

- d) 混成堤——実際の防波堤は寄せ波と揺れ波の両

者を同時に対象としなければならない。このとき最良の型式は混成堤で、a) のようなマウンドを水面近くまで設けて寄せ波を砕き、表面の揺れ波は後方へやや傾斜した壁体で反射せしめる。

上記の b) において、波を砕かずに反射するための壁高は波高の2倍以上を要するとあるが、これが近年におけるものと同じ意味をもつとするならば、注目に値する見解である。反面、d) でマウンド斜面を水面附近まで設けてその上に壁体を置くとしているのはこれと矛盾するが、彼自身、混成堤直立部は堅固な基礎をかなりの深さに必要とすることもまた説いており、その辺の表現には若干の不一致が認められる。

(4) ドーバーの直立堤^{124) 152) 253)}

1847年から着工したこの防波堤の計画時には、配置や構造を8人の権威者に諮問したところ、構造に関しては3案が捨石方式、5案が直立方式で、これを機会に活潑な構造論議が展開された。上述のプリマスやシェルブルック堤構造の批判なども、主としてその当時のものであって、ドーバーでは結局直立堤を採用することとなった。

その理由は、捨石方式にはプリマスやシェルブルック堤で経験したような難点があること、ドーバーの附近で大量の石を取得するのは困難であること、この地点の海底は白堊の岩盤で水深も過大でないこと、直立堤にはキルラッシュ（イギリス）におけるような実績のあること、などである。ただしキルラッシュはよく遮蔽された地点にあって、水深も-2mという小規模なものであったから、ドーバーでの直立堤採用には実験の意味も多分に含まれていた。

さて、このように慎重に選定された構造ではあったが、直立堤として画期的なものであっただけに施工中の困難も多く、着工直後からその工費の高さ、工期の長さについて深刻な批判的となるに至った。

例えば当時の防波堤の施工は、壁体ばかりでなくマウンドさえも海中に仮設した足場に頼ることが多かったが、その耐波性には常に頭を悩ませていた。ドーバーにおける最初の足場も高さや強度の不足から、波により破壊流失して工期の遅れを招いたりした。

また、海底の均しには潜鐘（diving bell）を用いたのであるが、そのため壁体の方塊は僅か4m³に制限され、均しにも多大の時間を費したので、施工速度は年平均30m弱に過ぎなかった。

こうしたことから、潜鐘を用いるべきではないとか、方塊を大型にすべきであるとか、更には直立堤型式そのものが論外であるとか、種々の批判を浴びたのであるが、完成後は胸壁の流失などのほかはほとんど被害がな

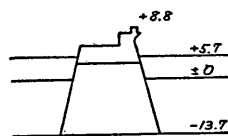


図 2-3 Dover の直立堤

い。

そして旧堤の着工から半世紀を隔てて建設した新堤においては、構造断面や施工法はほぼ踏襲しながらも、前者の経験を生かして改良に努めた結果、面目を完全に一新することができた。すなわち、方塊を旧堤の8tから26~40tに大型化したこと、足場上にゴライアス4台を並置して作業能率を向上したことにより、年間施工速度は約300mとなり旧堤の10倍以上に達したのである。

2-3 直立壁堤の評価

(1) 直立壁堤への指向

いかなる構造型式が最適であるかは、局地的条件が介在するため断定的な結論を下し難い。このことは19世紀中葉の論議でも述べられていたし、また例えば1893年のInternational Maritime Congress（ロンドン）において Q. de Rochemont が各型式の長短に関し論評を加えたところ、A. E. Carey はそれがあまりに断定的であると反論し、海中工事の最大の魅力の一つは、工法についての確定的な法則がなく、あらゆる局地的条件に即して自ら研究するところにある、と述べた²⁴¹⁾。

しかし、Carey はそうした留保をつけながらも、防波堤の基本原則は砕波の発生を極力抑えることにあり、したがって大水深における最良の型式は滑らかな鉛直壁であること、良い直立壁堤は工費が安く補修を必要としないが傾斜堤は絶えず維持を要すること、を強調した。もちろん、直立壁堤の場合には洗掘に十分注意すべきことを落してはいない。

このように、条件の許す限り基本的には直立壁堤を推す意見は古くから多く、特に今世紀に入ってから一層強力なものとなって来た。そこで、問題は直立壁堤の許され得る条件とは何かということであり、それが論議の主要な対象となる。以下、各回のPIANCの結論を中心として、こうした論議の過程をたどって見よう。

(2) 1900 PIANC（パリ）

これは第8回PIANCで、第6回以前の資料を筆者は見ることがなく、また他の文献にもあまり引用されていないので内容は不明である。第7回（1898、ブリュッセル）には、防波堤に関する論議はない。

1900 PIANC においても防波堤に関する特定の議論はなかったが、“最近の主要工事”という題目の下でい

くつかの防波堤工事が報告された。結論は次のような抽象的表現となっている³¹⁾。

防波堤の断面形や工法に関して、普遍的な唯一の原則を確立することはできない。海底の状況、水深、材料費などの局地的条件に応じて、断面や工法は著しく変化せざるを得ない。

(3) 1905 PIANC (ミラノ)

“防波堤の建設と波力の評価”という議題の下で、各国から多くの論文が提出された。当時イギリスではすでに高基混成堤を脱却して低基混成堤に関する幾多の経験を積んだ後であったし、イタリーでも階段堤から混成堤へ移行した頃であり、これらを背景として、直立壁堤に対する積極的な見解が表明されている。

Vernon-Harcourt⁴¹⁾, Bernardini⁴⁴⁾, Cagli⁴⁵⁾らの論旨を要約すれば以下のとおりである。

a) 効果的な防波堤断面としては、非常に緩く長い斜面で波の前進速度を重力によって減殺する型式と、波の軌道運動を変形しないような鉛直壁の型式のどちらかを選ぶべきである。

b) しかし、第一の傾斜堤型式は波を寄せ波に転化して危険な作用をもたらす、捨石を用いる場合は工費・工期が莫大でしかも安定を維持できない。そこで大型人工塊による急斜面の傾斜堤がこれに代って来たが、捨方塊や頂部工の安定性において満足なものとはいえない。

c) 第二の直立壁型式は波を揺れ波のままで反射し、傾斜堤やマウンドの高い混成堤のように碎波が局部的に集中して作用することはない。

d) 原理的には、海底から直ちに築き上げた直立堤が最も合理的である。しかしドーバーのような条件は稀で、通常は波や流れによる洗掘のおそれがあり、また大水深の地点では経済上の制約もある。

e) したがって、波力の集中する水面附近を直立壁とし、波力の弱い深部を捨石マウンドとした混成堤が最も理想的な型式である。

f) マウンドを用いることによって壁体基礎の深さを減ずることができるし、一方、壁体を用いることによってマウンドの所要材料を減じ、かつ波力に対する抵抗を増す利点がある。

g) ただし、直立部基礎は水中施工技術の許す限り深くして、波がマウンド上でも揺れ波の性質を失わず、かつ基部が波の洗掘作用を受けないようにしなければならない。

h) 直立壁の被災例もあるが、それは原理的に妥当性を欠いているからではなく、適用にあたって見落し

てはならない法則の存在をむしろ証明するものである。例えば、波力に対抗するための壁体の大型化・一体化、沈下に順応するための壁体の柔軟性、基礎洗掘防止のため前項のように基面を深くすること、などの注意が必要である。

i) 混成堤には安定性以外の利点として、施工が迅速であること、単価は高いが材料が少ないため工費が低廉であること、維持費が少ないこと、などが挙げられる。

こうした見解をもとに、会議の総括報告者 Lo Gatto は各論文をとりまとめて詳細な結論案を提示したのであるが⁴⁰⁾、必ずしも同意を得られず、結論は次のようなあたりさわりのないものになってしまった³⁹⁾。

この会議に提出された論文や口頭での論議は防波堤の建設に関する貴重な資料であるが、各ケースにおける条件の相違が極めて大きいので、絶対的な結論を引出すことはできない。

また、この後1912 PIANC (フィラデルフィア)でも防波堤工事に多くの報告があったが、目立った論議はなく、1905 PIANC の結論をあらためて確認したような形となっている^{55) 56)}。

(4) Bénézit の直立壁堤論¹⁷⁴⁾

1905 PIANC の前後から盛んに建設されはじめたイタリーの混成堤の影響を受けて、アルジェでもムスタファ堤にサイクロピアンブロック積の直立壁堤を採用することとなり、1923年からこれに着手した(6-1, 6-4)。当時の考え方は、重複波理理論の先鞭をつけたアルジェの技師 Bénézit が以下のように示している。

a) 傾斜堤では、斜面で碎波を生ずるときに波エネルギーの全部が放出され、そのため被覆塊や頂部工に強大な圧力を及ぼす。このことは、傾斜堤や混成堤マウンドに要する多額の維持費や災害の実例、また高基混成堤などでしばしば見られる凄まじい跳波からも容易に想像できる。

b) これに反し直立壁堤では波は上下に動揺するだけで、壁体に作用する波力は静水圧程度である。跳波は認められず、波が大きい場合でも静かな越流を生ずるに過ぎない。

c) 直立壁堤では反射波が擾乱を増すけれども、風に逆って進む反射波は壁面から200~300mも離れば減衰するので、大した影響はない。

d) 直立壁堤は最小限の断面で足りるので建設費が安く、また碎波力を発現しないので維持費は不要である。しかしこれが広く用いられるに至っていないのは、次の四つの理由に基づく。

i. 古い防波堤に捨石、捨方塊堤が多かったの
で、その前例を墨守していること。

ii. 直立壁堤の施工には、水中に堅固な基礎を設
けなければならないという困難があること。

iii. 直立壁堤の対象とする波力の予測、ならびに
所要断面の決定が困難であること。

iv. 直立壁堤の若干の災害例が過度に不評を蒙っ
ていること。

e) 直立壁堤は岩盤上の純粋な直立堤ばかりでな
く、砂地盤上に捨石マウンドを設けてつくることも
できる。このときマウンドは波の作用の微弱な領域内に
止め、更に根固方塊を施して洗掘を防ぐ。十分に深く
すれば砕波を生ずる恐れは少ないが、地中海では一
8mでは不十分で、一12mなら大体よいであろう。アル
ジェは波が大きいので一15mとする。

Bénézit の直立壁堤論は更にサイクロピアンブロック
とケーソンとの比較などにも及ぶのであるが、これにつ
いては6-1で触れることとする。やや遅れて Sainflou
も自身の重複波理論を応用して、直立壁堤の利点を論じ
た(3-3)。

(5) 1926 PIANC (カイロ)⁶⁵⁾

このときの議題は“潮汐の小さい海における防波堤と
その工費”であった。各種構造、特に直立壁堤に関して
新しい経験が集積され、それに対する積極的な意見も増
加して来たため、結論においても直立壁堤の利点をは
っきり認めており、これ以前の PIANC のような抽象的
表現とは著しく異なっている。

まず傾斜堤について、

粗石の堆積を主体とする防波堤(必要とあれば方塊
被覆を施す)はあらゆる場合に適用できるが、水深が
著しく大きいときには材料が過大となる。
と述べた後、直立壁堤の利点を次のようにまとめた。

下部工の大小を問わず、本質的にはその上に設けた
高い直立壁で波力に抵抗する型式の防波堤は、主とし
て施工機械の進歩により大型ブロックをかなり経済的
に使用できるようになったため、港湾技術者の間でま
ずまず好評を博しつつある。これまで長い間この型式
につけられていた留保は、その本質的な考え方よりも、
むしろその適用を誤って失敗した例があったためであ
ることは疑いない。水深が過大で捨石堤を採用し難い
とき、海底地盤に沈下や洗掘の恐れがないとき、工事
の重要度から強力なクレーンの使用が許されるとき、
などには、波が極めて大きい地点ですら直立壁型式が
有利である。

もちろん、直立壁堤の壁体基面は、下部工が波で洗

掘されないような深さに置かなければならないことを述
べ、傾斜堤と直立壁堤との二つを組合せたような中間的
型式ではできる限り避けるべきである、と説いている。

また、工費に関しては以下のような表現を示した。

傾斜堤と直立壁堤とを工費の面から一概に比較する
ことは困難であり、局地条件を考慮しながら次の二点
を検討することによってのみ、より有利な型式を選定
することができる。

i. 直立壁堤は所要材料が非常に少ないけれど
も、傾斜堤の構成材料が比較的安価であることと、
直立壁堤では施工設備の費用が極めて大幅に増加す
ることのため、それが必ずしも工費の低減を招かない。

ii. 維持費が両型式で著しく異なる。

ごく概略をいえば、欧州大陸の潮差が小さく水深12~
40mの地点で近年建設された主要な防波堤の場合、水
深が大きいために、直立壁堤の方が20%あるいはそれ
以上経済的であるように見受けられる。

(6) 1935 PIANC (ブリュッセル)⁷⁶⁾

議題は“鉛直壁防波堤の設計。波の作用。計算法と建
設法。経験から得られた教訓”であった。

このときは直立壁堤を直接の対象としていたから、結
論においても、傾斜堤との対比という形はあまり強調さ
れていない。1926 PIANC 以降ますます普及して来た
直立壁堤は、一方で波力論の発展を促し、それがまた構
造論にも反映して来たが、他方各地で災害が続出し、傾
斜堤への回帰という事態をしばしば招いた。それでもな
お、直立壁堤の本質的利点については希望的見解が示さ
れている。また、1926 PIANC の結論と重ねて中間的
型式を否定していることは、砕波堤と反射堤との二大区
分を再確認したものとさえいう。

災害実例からの経験的教訓に関していえば、海底洗掘
への対処の重要性や、傾斜堤とは比較にならない壊滅的
な災害について言及しているのが特徴である。なお、直
立壁の基面高に関する定量的表現がこの結論で初めて打
出されたのであるが、その内容は次章へ譲ることとする。

結論の中、構造様式に関する部分は以下のとおりであ
る。

a) 港湾の利用面から見れば、直立壁堤は占有面積
が小さく、船の接岸が可能であるという利点がある。
建設面においても、所要材料の少ないことが有利とな
る。

b) 直立壁堤における近年の災害は、この型式それ
自体や壁体の設計法に欠陥があるのではなく、むしろ

副次的なものとして誤解されていた事項、例えば捨石マウンドの沈定・強度・形状や、海底地盤の抵抗力、壁体を構成するブロック相互の結合、あるいは例外的な波浪に関する知識の不足がその原因である。

c) 直立壁の基面が非常に高く波が直接衝突するような型式は、1926 PIANC の結論で否定された中間的型式に属し、水深が小さく波も弱い所以外では推奨することができない。

d) 通常、直立壁堤は傾斜堤より維持費はるかに少ないが、予測不能の状況の下で一挙に完全な破壊に達することがある。すなわち、たとえ悪天候が続いても緩慢にしか進行しない程度の破壊、あるいは次の静穏時までは背後水域に対する遮蔽効果を十分維持できる程度の破壊などでは決してない。

(7) 1953 PIANC (ローマ)⁸⁷⁾

議題は「直立壁堤と傾斜堤(港湾防護用と海岸防護用)の新しい設計法。波の作用。設計法と施工法。典型的な事例。二種の防波堤構造における費用の比較。新しい維持の方法」であった。

この結論においては、あらためて構造様式を分類してその適用条件を示し、特に直立壁堤の適用限界を明らかにして従来の基本思想を確認した。このときの結論が、次節で述べるような日本の構造様式論を励起したのである。

a) 港湾防護のための防波堤型式は、波を反射する直立壁堤と波エネルギーを散逸せしめる傾斜堤との間で、技術的・経済的かつ施工上の考慮に基づいて選択する。

b) 直立壁堤は、水深が大きくて砕波の生じない地点において、海底が洗掘に抵抗でき、かつ基礎の不等沈下を生じないような場合に適用できる。ただし、この後二者の条件が満たされなくても、特別の方法を講ずればなお直立壁堤を用いることは可能である。

c) 上記および基面高に関する条件(3-1)を満足できないときには、傾斜堤を採用しなければならない。

d) 経済的には、直立壁堤が上記の諸条件の下で設計されている限り、そして水深の大きい場合は特に、材料の著しく少なくすむことが単面の高さを相殺してあまりあるので、初期建設費を軽減できかつ維持費も少ない。これに反し傾斜堤は、近年応用段階に達した理論に基づいて設計されない限り、嵐の都度破壊されて頻繁かつ高額の復旧工事を余儀なくされる。

なお、1965 PIANC (ストックホルム) の議題も、「直立壁堤と傾斜堤。波の測定。波力の研究。計算法」となっていたが、結論では構造様式に触れていない。⁹⁴⁾

2-4 日本の構造様式論

(1) 日本の防波堤

いままで述べて来た防波堤の実例や構造論議は、ほとんどすべて西欧のものである。日本においても、古くは鎌倉和賀江の石積堤や平清盛の経ヶ島、あるいは野中兼山の築港工事などがあったが、明治以降はもっぱら西欧技術の導入につとめたのが実情である。しかもその初期においては、外国人技術者の直接指導の下に、先進諸国における苦闘の歴史を再び経ることなく、その時点での成果を吸収することができた。

日本で本格的に築港を開始したのは19世紀末であった、この時期には、西欧では緩勾配捨石堤や高基混成堤をすでに脱却して、低基混成堤がかなり普及して来ていた。日本でも近代以前には小規模ながら石積・石張堤が多かったし、また近代の比較的初期に大阪港の捨方塊堤のような例もあるにはあったが、主流は何といても混成堤である。横浜や小樽以来の混成堤は、構造細部に若干の変化を示しながら、ほとんどそのまま現代に受け継がれている。大規模な傾斜堤が出現しなかったのは、西欧技術の発展段階との関連以外に、日本独自の環境が影響していたためかも知れないが、混成堤と対比すべき傾斜堤が実在しない限り、構造様式論が出現する機会は少ない。日本に、防波堤のとりべき構造様式を論じた資料が皆無に等しいのも、おそらくこのような背景を反映したものであろう。

(2) 横浜港旧水堤における Palmer の理念³¹⁾

横浜築港の計画は1874年頃から英・蘭人技師に諮問して種々立案されていたが、結局イギリス人 H.S. Palmer の案が採択され、工事の監督も委ねられることとなった。

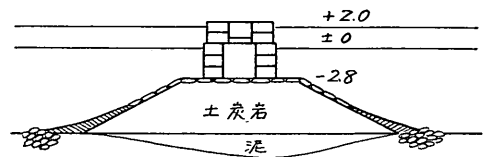


図 2-4 横浜(旧水堤)

防波堤の構造は、海底堅固な部分では直立堤としたが、海底軟弱な部分では土円岩と砂とによるマウンド上に、方塊積の内外壁を設けて中間を石詰し、頂部コンクリートを施した混成堤を採用した。マウンド天端高は大略3mである。

この混成堤部分のマウンドの高さおよび構造について、Palmer が1888年に提出した報告書には以下のように記述されている。ただし、波高は3m程度と見積られ

ていた。

水堤の下部結構に就て言はんには、低水以下12尺の下には高価の岩石の累層（マウンズ）若しくはコンクリート塊を用て建築するの必要なきもの如し。諸般の経験と一般測量せし成績とに拠れば、横浜港の如き地形の宜きを得たる港湾に於ては、風波の爲めに起る所の水の動揺は水面以下10英尺の深さに至りて止むと言ふを得るや明かなり。而して10英尺の深さの水は、潮流を除きて實際は常に静穩なり。故に拙者は、大潮以下12英尺を以て静水に達すべき安全の境界たるべしと信ず。因て此れより以下に要する所は、水堤の上部の（即ち建築する所）を支ゆるに適すべき堅固なる下部結構を施すに在り。即ち其結構をなすには、砂・礫・庄船石（バラスト）・土塊（灰土）の累層皆適すべし。唯沈下緊結の時を与へば可なり。

この考え方は、当然のことながら、西欧の直立壁堤そのものであり、初期の-12フィート説（3-1）に影響されているところがおそらく大きい。

(3) 小樽港混成堤における広井の構造理念^{312) 313)}

小樽の北防波堤は広井（勇）の担当にかかるもので、当時の日本における画期的な工事であったため、1895年より試験工事を実施して万全を期した。それによれば、波高は港外で最大8mに達し、波力の最大値は20 t/m²であった。

北防波堤は甲乙丙の3部から成り、丙部は捨石マウンド上に方塊傾斜積の直立壁を設けた混成堤で、壁体前面には更に方塊を階段状に配列してある。この階段状方塊は、激浪の衝突力を減殺し、かつ基礎捨石の転動を防止するものとされている。そしてこれを採用するに至った考え方は次のとおりである。

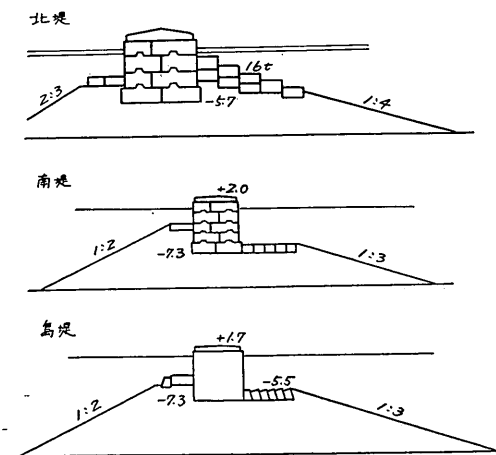


図 2-5 小樽（混成堤の変遷）

前面に在りては階段を造成して以て波浪突撃の期を異ならしむると同時に、砕波の効用を全たからしむる爲の捨塊の位置を高め、且つ塊の大きを加へたり。蓋し本港内に侵入する波浪は遠く外洋に起り旋回して来るものなれば波動深きに達し、業已に直動的の性を有するものなれば直立面を以て其全深に対抗せしむることの困難なるは論を俟たざる所なるを以てなり。此種波動の水深十数尺の下に於て尚ほ激烈なることは、干潮面以下11尺に設置せる波力計の示度1方米に対し屢々10吨に達せることあるのみならず、水深16尺に於て14吨の塊を転倒せしむることあるに徴しても明かなりとす。

つまり、波の作用がかなり深くまで及ぶために直立壁堤とはせず、階段状方塊斜面で波を砕いてエネルギーを減殺し、残りを直立部で受けようというものである。こうした発想が西欧のものとは具体的にどう関連しているのかは明示されていないが、階段状方塊とはいっても、傾斜堤から出発したイタリー風の階段堤にならったものではなく、直立部における方塊傾斜積工法の範としたコンボヤマドラスの波殺し工（6-3）をむしろ参照としたものと解釈すべきであろう。

そして最初のうちは少数の方塊を積上げたに過ぎないが、工事の進捗に応じ、方塊自身の安定性を増すためにその数を加えて行った。しかし、方塊層の高さが増せば波力も当然増大する。事実、甚だしいものは堤に沿って数百mも移動したという。

そこで第2期工事の南防波堤では、その乙部には階段状方塊を踏襲したが、丙部はこれを廃してむしろ基面を深く下げ、その代り直立部の背後に捨石を堆積して補強することにより好結果を得た。

更に島堤および北防波堤延長部では、以下のような考え方に变化している。

島堤および北防波堤延長部の本堤は、自体重大なる函塊を以て築設し、既に波力に対抗して充分安固たるを得べきに因り、其前面に於ける捨塊は階段式或は乱置式の如く特に高きに築設して尚本堤を擁護する必要なく、専ら基礎の保護に在るを以て、塊は函塊と同じ水深の基礎に置き、平面式傾斜積とし塊をして常に捨石の沈下に順応して固定せしめんとするものにして（中略）。畢竟此種直立防波堤の構造は、将来塊積壁式に代ふるに函塊式を以て築造するを最も安固なりとす。

すなわち、当初の波殺し工の思想は、むしろこれを廃して壁体自身を強化しようとする考え方へ变化したのである。

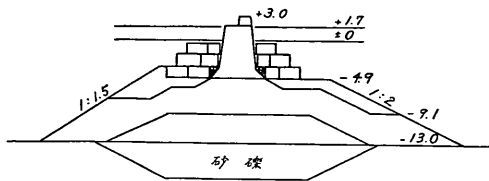


図 2-6 神戸（方塊による補強）

小樽の断面とはかなり異なるが、神戸の防波堤でも、ケーソンの前後に階段状の方塊を附加して補強した⁷²⁾。具体的にいかなる作用を意図したものか明らかでないが、室戸台風（1934）によるケーソンの若干の滑动の後、松尾（春雄）が模型実験でその効果を検討した³¹⁸⁾。それによると、前面方塊層に作用する波圧と、ケーソンに作用するものとの間には時間差があるので、これが安定の向上に寄与していたということである。しかし松尾は、もし最初から設計しなおすとすれば、直立壁基面を更に下げ、方塊層は除いて完全な重複波堤にすべきであろう、と後年述べている⁸⁾。やはり、直立壁堤を指向した見解である。

(4) 港湾工事設計示要覧⁶⁾

1940年から港湾協会の活動の一環として設計示要覧を作成することとなった。防波堤部会（松尾春雄幹事）では1944年に僅少数を印刷配布したが、後に繋船岸や浚渫埋立関係と共に港湾工事設計示要覧として刊行された。

この示方書に、当時までの日本および諸外国における経験や研究成果がとり入れられたことはもちろんである。例えば、Larras の碎波限界に関する実験結果(3-3)をいち早く導入し、重複波と碎波との区分を次のように規定した。

a) 重複波——直立堤前面における水深が波の高さの2.0倍以上なるときは、その場所には重複波ができるものとする。

b) 碎け波——水深が波の高さの2.0倍以下なるときは、碎け波を生ずるものとする。

そして混成堤の捨石天端までの深さは、直立部に碎け波の力が直接作用しないような大きさが望ましいと述べて、普通は1.3H程度の深さで碎波を生じやすいから、捨石天端水深としてこの附近の値は避けるべきで、これより深くして碎波とならない前に直立部に作用させるか、またはこれより浅くし、碎波となって勢力を消耗した後に直立部に作用するようにすることを附記している。

この前者の考え方は、反射堤の思想とあい通ずるものであるが、直立部には一般に碎け波が作用するものと

て波力を算定することが規定されており、重複波が生ずると考えて波力を求める方がむしろ例外規定である。すなわち、直立部前面の捨石天端水深が2H以上の場合と、直立部外壁と大潮高潮面との交点を過ぎて水面と45°の傾きをなす直線以下に捨石断面が含まれる場合とに限られる。

この45°線の考え方は、斜面上の重複波理論を展開したMicheによるもので、単純にマウンドやその上の水塊を斜面に置き換え、それが45°程度以上の勾配を有すれば波を反射し得るとした。²¹³⁾

要するに、反射堤としての必要条件や作用波圧の算定法などについては西欧の成果を織込んでいながら、直立壁堤=反射堤という西欧の根本理念とは正反対の規定を示しているのであって、この相違をどう解釈すべきかについての明快な説明はない。

(5) 第5回直轄港湾工事技術研究会における構造様式論³²¹⁾

1954年のこの研究会では、前年の1953 PIANC で扱われた問題を反映して、次の議題の下で報告や討議が行われた。

議題——重複波堤および碎波堤に対するPIANCの考え方と我が国の防波堤との関係

a) 重複波堤について——重複波公式を適用し得ると思われる防波堤について施工例を報告し、なお重複波公式を適用し得るための条件について検討する。

b) 碎波堤について——碎波堤における直立壁型式と傾斜壁型式の優劣について、比較設計に基づいて検討する。

ここで注意を要するのは、上記の碎波堤という用語である。すなわち、PIANC 流の反射堤に対立する意味での碎波堤ではなく、碎波が作用する、あるいはそのことを想定して設計する防波堤という意味も含まれている。したがって上記のように、碎波堤の中に直立壁と傾斜壁とがあるわけである。

さて、このときの結論的事項を要約すると以下のとおりである。

a) 波に関する確実な資料が乏しいので、重複波と碎波の限界条件は検討できないから、資料の集積をはかるのが先決である。

b) PIANC で碎波には傾斜壁型式を、重複波には直立壁型式を対応させている意味がよく分らないが、こうした考え方に到達したのも、外国の過去の技術的伝統と経済的問題との関連を経ているものと思われ、おそらくある時期には日本のような混成堤型式がとられたこともあり、現在は碎波には傾斜壁型式を対応さ

せるのが妥当であるとの結論になったものと考えられる。

c) ただ、外国の防波堤は一般に大水深のものが多くて、我が国とは大分趣きを異にしており、従来我が国に多い混成堤型式との相違もこういった点にあるのではない。

d) 日本では傾斜壁型式の実例が乏しく、PIANC に見るような実例と直接の比較はできない。また、PIANC の考え方のように碎波には傾斜壁型式を対応させることは、捨石の入手難の現状からもそのままあてはめられない。

e) 碎波堤における直立壁型式と傾斜壁型式との優劣は、単純な比較設計だけで検討はできない。すなわち、将来の維持補修、ひいては耐用年限をも勘案しなければならぬ。

f) 捨石堤と混成堤との比較設計例によると、附近に採石場のある特別な場合を除けば、一般に捨石堤の方が工費が高い。

g) だからといって、従来日本で採用して来た混成堤の考え方が絶対に正しいとは言いきれない。広井公式を中心とする碎波圧公式の矛盾、混成堤に見られる致命的な欠陥はこれを裏書している。新型ブロックの採用は、傾斜壁型式の安定性に混成堤型式を凌駕するものがあるのではないかと思惟される。

h) ともあれこの研究会は、両者の優劣を決定づけることはできなかったし、その必要もない。防波堤を設計する場合の検討事項に、新たな具体的示唆が与えられたものと解すべきであろう。

以上の記述が示すとおり、PIANC 流の考え方、更にはその背景をなす西欧の伝統的理念が正しく把握されているとはいえない。1953 PIANC で再確認された傾斜堤＝碎波堤、直立壁堤＝反射堤という考え方が、このとき突如として出現したものでは決してないことは、すでに繰返し述べたところである。もちろん、PIANC の結論が絶対唯一のものではあり得ないから、それはそれで論議の対象となり、日本ではその条件に応じた独自の見解が樹立されてしかるべきであるが、西欧の技術的成果を正しく受け容れるためにも、問題の前提や論議の経緯を十分に理解することが必要であろう。

3. 直立壁堤の基面高論

直立壁堤＝反射堤という西欧流の基本思想に立脚するならば、その適用にあたっての最大の制約は、直立壁基面の深さ、あるいは捨石マウンドの天端高である。この深さを十分にとり、碎波を生ぜしめることなく波を反

射できるときにのみ、直立壁堤の採用が許されることとなる。

もっとも、壁体に作用する碎波力だけが問題なのではなく、壁体基礎に及ぶ波の作用もまた、あるいはむしろその方が重要な条件である。たとえ外観上の碎波がなくても洗掘力は及び得るのであるが、論議は必ずしもこの点を明確に区分しておらず、時によりまた論者によって重点の置き方や表現が異なる。

直立壁基面高の問題は、近代防波堤構造様式論における中心的命題と称しても過言ではなく、連綿たる論議の対象となって来た。そして経験的事実の集積や理論的取扱いの発展につれ、とるべき基面水深はますます深くなり、遂に最大波高の2倍以上という見解に到達するのである。

3-1 初期の基面高論と高基混成堤の災害

(1) -12～15フィート説^{125) 128) 132) 146)}

直立部基面高をどこまで下げるべきかは、捨石マウンドや壁体基部に対する波の作用がいかなる深さまで及ぶかによって先ず決定される。そして19世紀中葉には、これをLWL下12あるいは15フィート、すなわち4m内外とする考え方があった。

その一つの根拠は、各地の捨石堤あるいは混成堤捨石部において、この程度より深部では1:1.5内外の急斜面が維持されていたという経験的事実である。もちろん、この深さは石の重量や波の規模に応じて当然異なり、一義的に決定できる値ではない。当時であっても、それぞれの経験に基づいて-5.5mとか-8mなどといった値も報告されていた。また、たとえこれを確定できたとしても、基面高をこれに等しくとればよいという保証はない。

オールダーニーの改訂断面で-3.6mを採ったのは、1-2で述べたとおり先行したマウンドの安定状況から判断したためである。しかし、直立壁の有無によってマウンドの安定断面は当然変化するから、これが決定的論拠となり得ないことはいうまでもない。事実、この防波堤では壁体施工後-6mまで擾乱が及んでいる。そのため壁体基部への被覆石補充は不可欠となり、補修工事を担当したVernon-Harcourtは、もし捨石で被覆しないのなら基面を-6mとすべきであったろうと述べている。

(2) Cargill の浮防波堤論^{29) 1)}

一方、こうした-12～15フィート説を応用して浮防波堤論を展開したのはTh. Cargillである。つまり、揺れ波の概念(4-1)からすれば波の運動は水面附近に集中しているから、通常の防波堤における海底に近い部分は防波機能とあまり関係なく、単に上部工の基礎としての

役割しか果していないことになる。

そこで Cargill はこの限界の深さをゼロ線と呼び、実在の代表的防波堤についてこの線以上と以下の断面を求めて見たところ、ブリマスの捨石堤では570:480m²、ドーバーの直立堤では270:200m²となった。ゼロ線以下の部分が全断面の半分近くを占めている。換言すれば、機能を果すに必要な材料の約2倍を消費しているわけである。

もし水深が更に大きければ、ゼロ線以下の所要材料がますます増加することは明らかである。また通常の構造型式では、緊急を要するとき所定の地点に急速に建設することが不可能であるばかりでなく、必ず港内の埋没を惹起するので、僅か数年にしてその効用を著しく減じてしまうという。

このような観点から Cargill は浮防波堤を提案した。浮防波堤の案はすでにブリマスの計画時(1811)にも提出されている程で、そのアイディアは古くからある。1840~50年頃には英仏露で試験的に実施もされたが、いずれも失敗に帰している。²²⁾したがって、Cargill はこれらの実績を考慮し、改良を加えた浮防波堤の構造を示した。しかしながら、Russell はつとに寄せ波の概念(4-1)に基づいて浮防波堤の効果を批判している¹²⁶⁾。

(3) Stevenson の断面¹⁰⁾

Th. Stevenson の教科書には、ピーターヘッドの防波堤として提案された断面が載っている。これは捨石マウンドの天端高を-6.0mとし、その上と海側斜面に100~200t方塊をLWLまで乱積して、頂部の空隙に袋詰を填充した後、天端高HWL上3m、幅14mの場所打上部工を施すというものである。

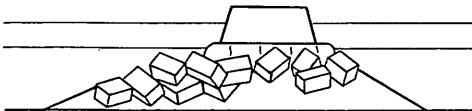


図 3-1 Stevenson の提案断面

捨石マウンドを-6mとしたのは、ウィック(イギリス)の混成堤における-5.5mが十分安定であったことに基づく。ただ、捨方塊マウンドをLWLまで設ける点については、何の説明もない。これは混成堤と考えるよりも、捨方塊堤に巨大な頂部工を施したものと見るべきであろう。

ピーターヘッドで実際にこの断面を施工したという報告は見あたらないが、(5)で述べるビルパオでは、これと極めてよく似た断面を採用して、大災害を蒙った。一方、ビルパオと同じカンタブリア海に面するブラビアで

は、やや似た捨方塊マウンド堤がよく安定を保っていたという。そのことを1926 PIANC に報告した Mateos は⁶⁹⁾、マウンドを一冬以上波にさらしてから上部を施工したことに安定の原因があるとし、本格的な混成堤の採用困難な地点に適する断面として推奨しているが、局地条件の詳細は明らかでない。

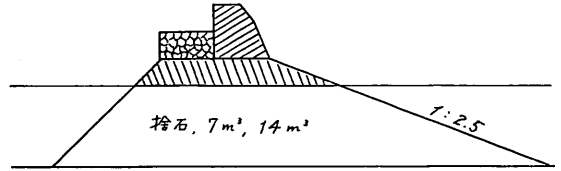


図 3-2 St. Etienne de Pravia

(4) フランスの高基混成堤^{34) 43) 179) 208) 274)}

フランスの英仏海峡岸方面では、シュルブルの古典的高基混成堤と類似のものが、同港西堤やブローニュ、ル・アーブルなどで1880~1910年頃に建設されているし、またダンケルクでも1930年代にやはり高基混成堤を採用した。いずれも直立部基面は+1~2m程度で、これを深くしようとした傾向はここには見られない。

しかし、マウンドが常に全く安定を保っていたわけではなく、例えばブローニュでは33t被覆方塊を用いて1:1斜面を計画したところ、波のため3:5に変化するなどの被害もあり、1910年の延長部では35~50t方塊に変更した。

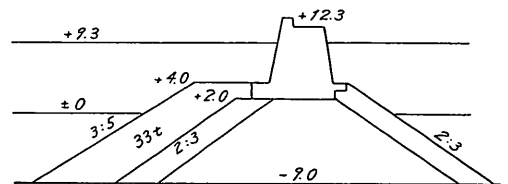


図 3-3 Boulogne (高基混成堤)

Joly は1905 PIANC において、フランスの高基混成堤を次のように要約している。

フランスでは、潮差の大きい地点でよく混成堤を用いている。直立部はLWL上に置くのが普通であり、基部を緩斜面のマウンドか方塊で保護してあれば、大西洋岸や海峡岸の波の大きくない地点では、壁体基面を更に下げる必要はない。しかし、ガスコニー湾のような荒海では不適當であり、地中海でもビゼルトのようにマウンド洗掘の例がある。

(5) 高基混成堤の災害

上記の文中にあるガスコニー湾とは、サン・ジャン・ド・リュツの実例を指したものである⁴³⁾。ここでは42t

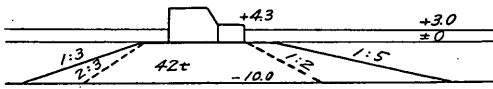


図 3-4 St. Jean de Luz (高基混成堤の災害)

捨方塊に石詰したマウンド上に、LWLから巨大な上部工を築いていたが、波が荒いため施工中から詰石が流失するなど困難を極め、1898年には2000t上部工の滑動、内外斜面の方塊散乱という災害を生じた。これに対しては、捨方塊の補充、保護塊の附加などを施したのであるが、Jolyは、このように波の荒い地点での高基混成堤は不適当か少なくとも不経済であり、上部工の基面を-5m程度に下げるべきだったろうと指摘している。

また、この港に近いスペインのビルバオでは^{33) 251)}、-5mまで捨石マウンドを設け、その上に30~50㎡方塊をLWLまで乱積し、二冬の間沈定させてから直立壁上部工を設けるという工法を採った。基面をLWL上としたのは、荒天が多く潜水夫の作業可能日数が限定されていたためである。ところが直立壁の施工を開始するや否や、1893~94年にかけてマウンドの洗掘や基部方塊の吸出しに起因する被害を繰返し、遂には試験的に設置したケーソンが32mも移動するなどの災害を蒙った。

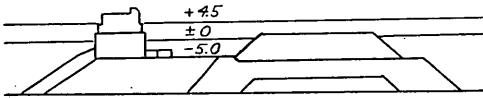


図 3-5 Bilbao (高基混成堤の災害復旧)

その結果、直立壁をLWL上に設ける方法では成功の見込みが全くないのでこれを諦め、施工済のマウンドを第一線堤とし、背後に25mの水面を隔てて第二線堤をつくることとなった。第二線堤の直立部にはケーソンを用い、その基面は-5mとした。

3-2 PIANC における基面高論の系譜

(1) 1905 PIANC の頃

1900 PIANC では、基面高についてのまとまった論議はない。僅かにVernon-Harcourtが、波の作用の及ぶ深さに関する多年の経験に基づいて基面高が次第に深くなる傾向にあることを指摘し、過去最大の例としてピーターヘッドの-13.1mを紹介した程度である(1-2)。

1905 PIANCにおいては、前述のJolyの見解その他を受けて、総括報告者Lo Gattoの結論案には次のような表現が用意されていた⁴⁰⁾。

捨石マウンドの下部工と直立壁の上部工とから成る混成堤は、潮差の大きい所、または潮差は小さくても水深の大きい所に特に適している。潮差が大きい場

合、直立壁をLWL上に設けることには何らの異論もない。

しかしこれに対してJolyは、自分はフランスの防波堤の実状を述べただけであって結論めいたことは少しも示してなく、波の強い地点で基面をLWLに置くのは不適当であることにも言及している、と述べて反対を唱えた³⁹⁾。またVernon-Harcourtも、イギリスでは基面を深くしてもなお被災した例があり、近年は大西洋岸で-6m程度に下げているが、自分は更に深く-10m内外にするのが適当と思う、と述べた³⁹⁾。

ほかにはイタリーのBastianiらが、水深10m以上の地点でならば、-10mに基面を置く混成堤がよいとして断面を提示した⁴⁶⁾。

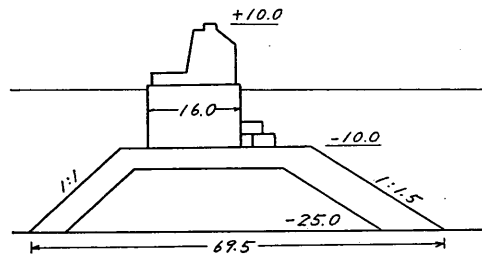


図 3-6 Bastiani らの提案断面

この会議の直後1909年に、L. Luiggiはジェノア(水深25~28m)とナポリ(同35m)で行った現地実験に基づいて、次のような定量的な結果を示した¹⁹⁾。

- a) 0.5~2kgの石を-8mまで堆積したマウンドは、6mの波で-12~15mまで、すなわち(2~2.5)Hまで洗掘される。
- b) 2~50kgの石を用いれば、-6~9m(1.0~1.5H)まで安定を保つことができ、頂部が若干乱されるだけで著しい散乱は生じない。
- c) これらのマウンドの斜面勾配は1:2~3であるが、少なくとも500kg、できれば2~3t、最大10tの石で被覆すれば、海側1:2、港内側1:1.5程度まで急勾配とすることができる。

(2) 1926 PIANC

この頃になると、上述のLuiggiと同様、波高との関係を把えた定量的な意見が目立って来る。例えばLiraは基面の深さとして少なくとも1.5Hが必要であることを述べた⁶⁷⁾。その他の見解では、波高の何倍という表現は直接用いていないが、Quellenecは地中海の波高を一般に5m以下と見積って-9m以深なら数百kgの石は安定であり、大西洋岸モロッコのように波高8mに達する所では-15m位まで波の作用が及ぶだろうとした⁶⁸⁾。すなわち、大体2Hを考えたことになる。

また Cagli は、ジェノアでは波高 6 m に対して基面高 -10.5 m では被覆石や根固方塊が安定不足であったため、波のやや小さいカタニヤにおいてこれを -12.5 m に改良したことを報告し⁷³⁾、Luiggi は、3.5~4 m の波に対し -10 m の基面高で十分安定であった事例を挙げている⁶⁵⁾。

こうして、所要の基面水深と波高との関係がかなり定量的に扱われるようになったが、会議の結論としては特にこれらの数値を取上げるには至らず、次のような抽象的表現に止まった⁶⁵⁾。

直立壁堤の壁体基面は、下部工が波で洗掘されないような深さに置かなければならない。また、下部工のバーム幅は十分広くして大型の粗石で被覆し、必要とあれば壁体基部を 1~2 列の根固方塊で保護する。

この結論においては、基面高の決定に関連して碎波の発生ということは述べていない。もっぱら下部工の洗掘に関心を示している。しかし、1.5 H なる値を提案した Lira は、

直立部の基面は、来襲波が砕けずに壁面へ到達できるよう、またマウンドが波の反射に伴う擾乱にも抵抗できるよう、十分な深さに置かなければならない。と表現しているのであって、特に当時碎波を無視したわけではない。

(3) 1935 PIANC⁷⁶⁾

このときの結論では、まず直立壁堤に対する処置が碎波の発生の有無によって著しく異なることを指摘し、次のように規定した。

a) 碎波を生ずるおそれのあるような水深の場合(すなわち一般に 2.H 以下)には、直立壁を洗掘されない地盤上に直接設置するか、起り得る最大の洗掘によっても安全となるよう十分な根入れをもたせるか、壁体前面に洗掘防止の対策を講ずるか、何れかの処置をとらなければならない。ただし、後二者の場合には実現不可能な程度まで工費が増大する傾向があるし、また壁体前面の保護工が碎波を促進することにも注意しなければならない。この場合、壁体の構造寸法は碎波の衝撃力を考慮して決定する必要がある。

b) 碎波のおそれがないとき(一般に少なくとも 2 H 以上の水深)には、経験的に妥当な諸基準に従って直立壁堤を建設しなければならない。

そして、この基準の一つとして、基面高に関する次の事項が掲げられている。

直立壁堤に関する最も基本的な問題は、捨石マウンドの天端高、または直立壁基面の高さの決定である。この高さは、上部工・下部工それぞれの材料取得の状

況に影響される全工費が最小になるようにすると同時に、最悪の嵐のときにも壁前面で碎波を発生させないように配慮し、壁体基部に作用する洗掘力、海底地盤の抵抗力をも考慮して、調和のとれた決定をしなければならない。これらの諸条件に対し、壁体基面上の水深としては、起り得る最大波高の 1.5 倍が必要最小限である。

すなわち、一般には 2 H なる水深を碎波の発生のおそれのある限界としているのであるが、直立壁の基面水深としては 1.5 H を必要最小限と規定している。Rouville の総括報告⁷⁷⁾の中では、基面水深は少なくとも 1.5 H、できれば 2 H 程度と表現されていた。討議の際にも 2 H とすべしとの意見があったが、ぎりぎりの限界という意味で 1.5 H が採用された。一方、上述の 2 H 以上と以下の場合に関する記述は、Laroche の提案に基づいて追加されたものであって、最終的に細かい数値の調整がなされなかったために、全体としてはやや一貫性に欠ける表現となってしまったようである。

さて、ここで決議された 1.5 H という値が具体的にどう適用されたかを示す一例が、ポルトガル領マデイラ諸島のフンシャルにある²²⁶⁾。1935 PIANC より早く 1934 年より基面高 -12 m のケーソン式混成堤に着手していたのであるが、対象とした H = 9 m に対して 1.5 H をとれば -13.5 m にしなければならない。しかるにマウンドは

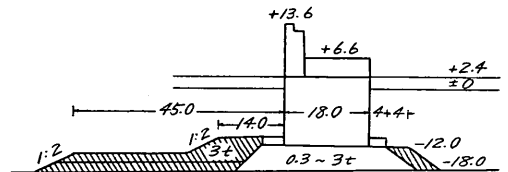


図 3-7 Funchal (マウンド補強)

すでに施工済であったので、模型実験の結果、マウンド幅を 45 m に拡大するなどの補強を行なうこととなった。この場合はもっぱらマウンドおよび海底の保護に意を注いでいるが、ケーソンに碎波力が作用する可能性やそれに対する処置などには関心を示していないようである。

(4) 1953 PIANC

この会議では、前回の 1.5 H を修正しようという意見が出て来た。すなわち、Comanji らは 2 H 以上を主張し⁹¹⁾、Larras はこれより更に深く 2.5 H を提案した。なお Comanji らによれば、碎波条件は前面海底の条件や水深と波長との関係に影響され、2 H 以上としてもなお碎波を生ずる場合がある。

こうした見解を受けて、会議の結論は次のようになった⁸⁷⁾。

1935 PIANC では、直立壁堤の適用限界として、構造物設置点付近で測定した最大の波高の1.5倍なる水深を規定した。しかしなお慎重を期するならば、少なくとも重要な構造物の場合や波の資料の乏しい場合には、この水深を2Hに増加すべきである。

3-3 基面高に関する理論と実験

(1) Sainflou の基面高論¹⁷⁶⁾

Sainflou が有名な重複波理論を示したのは1928年のことで、その理論を応用して直立壁堤の基面高を論じている。

その一つは重複波の碎波限界に基づくもので、限界水深は次式で与えられる。

$$h_b = \frac{T}{2\pi} \sqrt{\frac{gH}{2}} \log \frac{T\sqrt{g} + \pi\sqrt{H/2}}{T\sqrt{g} - \pi\sqrt{H/2}} \quad (3.1)$$

例えば $H=6\text{ m}$, $T=6.93\text{ sec}$ の波では $h_b=7.6\text{ m}$ となる。Sainflou はこれを用いて、Albertazzi, Cagli が1926 PIANC に提案した断面の基面高を検討した(6-5)。

また Sainflou によれば、基面水深が過小であると静水圧的重複波圧のほか動的な波圧が加わる。これは理論の誘導にあたって省略した高次の項と同程度の影響をもつものと考えてよく、基面水深の減少と共に動的波圧は急増する。

ところが、もしこれらの条件を無視し、波圧を受けたときの壁体後趾の反力(浮力を差引かないで 60 t/m^2 を許容値と仮定)からのみ基面水深と堤幅との関係を求めて工費を比較すると、 $H=6\text{ m}$, $L=75\text{ m}$ のとき、設置水深40mの場合には基面水深8mが最適となるが、設置水深が20mや30mであると、基面を浅くするほど有利となる。もちろん、壁体およびマウンドの工費はある仮定に基づく。

そこで、基面水深を減ずれば工費も減少するのであれば、傾斜堤の方が直立壁堤より有利であることになるが、Sainflou はこれに対して否定的な解答を示している。すなわち、静水面に頂部工を有する傾斜堤を上記の計算の極限と考えて推定すると、マウンド頂幅は15m程度で十分ということになるのであるが、前述のように碎波限界や動的波圧の影響、あるいは滑動に対する安定を無視しているのであるからこの推定は成立しない。実際にはマルセーユ型傾斜堤の経験によると、マウンド頂幅は少なくとも25mを要し、しかも海側斜面を5~6mまで大方塊で被覆しなければならない。そうすると工費は、基面水深10mとした直立壁堤よりも高くなってしまふ。

このような検討を経て Sainflou は、地中海で実際にとられている11~12mという基面水深は適切であり、む

しろこれより深くすると工費の増大を招くこと、また海底の保護に特別な対策を要しない限り、傾斜堤より直立壁堤の方が常に経済的であることを主張した。

(2) Gourret の基面高論¹⁸²⁾

Sainflou がトロコイド重複波を扱ったのに対し、Gourret はポテンシャル波理論から出発し、基面高についてはマウンドの安定の面から議論を展開した。

Gourret によれば、直立壁堤は海底から直ちに築き上げるのが理想的であるが、支持力や海底洗掘を考慮すると、深さ数mの床掘をして捨石置換の基礎をつくるのが最善である。しかし水深が15mにも達すると、所要堤幅が過大となって実現不可能となる。

そこで次善の策としては捨石マウンドを設けることとなるが、その天端をできるだけ低くして洗掘に対処しようとする従来の考え方を実現するには、多くの場合基面を極めて低くしなければならず、壁体幅も非常に大きなものになってしまう。

したがって一般的には、捨石マウンドに対する擾乱が無視できる(波運動の流速 1 m/sec 以下)程度の深さに下げることが断念せざるを得ない。そこで Gourret は、これに代るものとして以下のような考え方を提案した。

a) 流速の理論式における倍周波の項が無視できるほどの深さにおいては、流線が時間的に変化しないから、鉛直壁と水平海底とから成る理論上の境界面をその流線によって置換えても運動は変化しない。流速におけるこの微小項が 0.10 m/sec となる限界をB点と名づけるならば、第1の条件は、マウンド天端をB点以深に置き、かつ斜面が流線を大きな角度で切らないようにすることである。

b) マウンド洗掘防止の根固方塊が安定であるためには、その上方に静穏な領域を形成できるような深さに置けばよい。つまり、鉛直線上の2点間の圧力差が静水圧の差とほとんど等しいならば、そこには波による擾乱はない。その割合が10%となる限界をA点と名づければ、第2の条件は、根固方塊の上面をこれより低くすることである。

c) マウンドによって波の運動が阻害されないようにするため、斜面を流線になじませる必要がある。バーム幅を成るべく小さくし、斜面をできるだけ急にして、純粋な直立堤に近づけるべきであるとの考え方には反対で、理論によれば、水深が小さいときには斜面を緩にし、大きいときには急にしなければならないことが判る。

以上の3原則を $H=5\text{ m}$, $L=80\text{ m}$, 根固方塊の厚さ

表 3-1 Gourret の 3 原則による所要断面
($H=5\text{ m}$, $L=80\text{ m}$, 根固方塊厚 $=2\text{ m}$ の場合)

水 深	基 面 高	斜 面 勾 配
12 m	-10.5 m	1 : 3
24	-13~14	1 : 2
36	-15	3 : 4

2 m の場合に適用すると、表 3-1 のような結果となる。また、この原則を実例に適用して検討したものが表 3-2 であり、これから Gourret は以下のような論評を加えた。

a) ジェノア——理論値と比較して根固方塊が高過ぎるが、これは経験的事実と合致しており、改良断面では-10mに下げている。斜面と流線との交角は最大 27° で一応許容できるが、斜面勾配を1:3とすればなおよい(6-1)。

b) ナポリ——B点、A点に関する条件を共に満たして居り、斜面勾配も適当である(1-4)。

c) ビゼルタ——マウンドが高過ぎるし、斜面が流線と 45° で交わっている。したがって波の衝撃を受ける恐れが予測され、現実にも災害を蒙っている(6-2)。

d) カタニヤ——マウンドや根固方塊が高過ぎ、実際に大災害を生じた事実がこれを裏書している(1-5)。

(3) Larras の砕波実験

砕波限界に関する実験や観測は古くからある。例えば Russell は、水路における孤立波の実験や海岸での観測結果から、波高が水深にほぼ等しい所で砕波を生ずることを見出した¹⁰⁾。Stevenson は、水深と波高との比は1~2倍に変化し、風波とうねりとの相違や海底変化の影響のあることを指摘した¹⁰⁾。また Gaillard の観測でも、大部分は $h_b \approx H_b$ の関係にあるが箇々の値は散乱し、海底の状況や風、あるいは波長に関連することを認めている²⁹⁸⁾。

さて、砕波限界を直立壁堤の問題と結びつけて系統的な実験を行ったのは Larras である¹⁸⁹⁾。勾配5/100~15/100の海浜上の各位置に直立壁を設け、砕波の跳ね上りが最大となる位置は、壁体がないときの砕波点と一致していることを見出した。そして、直立壁の基部水深が $2.5H$ 以下のときには砕波を生ずる可能性のあること、しかし $2H$ 以上あれば、著しい衝撃は発生し難いことを認めた。

これらの結果から、水深 $1.5H$ 程度でも直立壁を設けてもよいという提案があまりに大胆すぎると指摘して、1935 PIANC の結論に疑問を投じている。更に、前面海底防護のために捨石層を設けると、水深の減少と粗度の増大とによって砕波の発生を促進し、その効用が打消されるから十分慎重を期するよう警告した。

1953 PIANC で Larras が $2.5H$ を提案したことは前に述べたが、1961年の教科書では、マウンド天端水深を更に深く $5\sqrt{H}$ (m単位)としている²³⁾。これは根固方塊の厚さ 0.25 を含むので、真の壁体基面までの水深は $5\sqrt{H}+0.25H$ ということになる(6-5)。

4. 波力論の変遷

4-1 初期の波力論

(1) Gerstner の斜面安定論¹⁶⁶⁾

海の波の流体力学的理論は、Bernoulli, Laplace, Lagrange らにより18世紀のうちに基礎的な発展を遂げていたが、1801年には Gerstner のトロコイド波理論が出現した。これが Airy のポテンシャル波理論と共に、近年まで実際問題の解決に偉大な貢献を果して来たことは周知のとおりである。そして Gerstner はその論文の末尾で、マウンド斜面の安定を論じたのであるが、トロコイド波理論自体が技術者や研究者にあまり知られないままに長年月を過したので、その斜面安定論も具体的に応用され発展せしめられるには至らなかった。

表 3-2 Gourret の 3 原則による実例の検討

港 名	波 高	波 長	水 深	直 立 部 高 基 面	根 固 塊 高 天 端	斜 面 勾 配	B 点	A 点
ジェノア (V. E. III)	5 m	75~80m	18m	-10.5 m	- 8.5 m	1 : 2	-10.8 m	-10.2 m
ナポリ (島 堤)	4	30	30	- 9.5	- 7.5*	1 : 1.5	- 6.0	- 7.0
ビゼルタ	5	80	17	- 8.0	- 6.0*	1 : 1.25	-10.6	-11.0
カタニヤ	7	100	17	-12.5	-10.5	1 : 2	-14.5	-13.0

* 根固方塊はなく、マウンド天端高を表わす。

Gerstner は張石斜面と捨石斜面との2種に分類して考えたのであるが、斜面上の塊に作用する波力は、深海波理論による進行波としての粒子速度の2乗に比例するものとして、次式で表わした。

$$p = \frac{wv^2}{g} = \frac{w\pi H^2}{2L} e^{\frac{4\pi z}{L}} \quad (4-1)$$

まず張石斜面の場合、石は周辺から相互に支えられ、斜面に垂直上方にしか吸出されない状態にあるから、自重の斜面に垂直な成分が(4-1)式による波の吸引力より大きければ安定で、次の関係が得られる。

$$W_0 \cos \alpha = n \frac{w\pi H^2}{2L} e^{\frac{4\pi z}{L}} \quad (4-2)$$

W_0 : 単位面積あたりの塊の重量

n : 安全率

すなわち、斜面勾配を一定とすれば張石重量は深部ほど小さくてよく、また重量を一定とすれば、斜面は深部で鉛直線に漸近することとなる。

一方、捨石斜面では石が斜面に沿って滑動し得るから、安定条件は次式のようになり、重量を一定とすれば斜面勾配は深部において摩擦角に漸近する。

$$W_0 (f \cos \alpha - \sin \alpha) = n \frac{w\pi H^2}{2L} e^{\frac{4\pi z}{L}} \quad (4-3)$$

こういう取扱いがそのまま成立たないことは当然であるが、近年とみに盛んなブロック安定論においても、この点で特に進歩しているわけではない。Castro や Iribarren らが上記の捨石斜面に相当する場合の関係式を導いて論じ始めたのは1930年代のことであり、Gerstner と隔たること実に130年に達する。しかるに現在でも基本式はほとんどすべて同じで、僅かに理論の不備を経験の集積と実験的係数とで補っているに過ぎない。

Gerstner のトロコイド波理論は19世紀初頭に出現しているながら、当初これが省みられなかったのは残念なことである。イギリスでは1840年代に Scott Russell がこれを引用しているが¹²³⁾、フランスではジェルブールの技師 Bertin が1869年に応用したのが最初で、このことを Saint-Venant は1871年に知り、その価値を認めて1887年に翻訳紹介した。そして浅海波や重複波の理論へ発展して行ったが、Sainflou による浅海重複波の解が得られるまでには、更に40年の歳月を要した。

(2) Virla の安定計算¹⁶³⁾

Gerstner の理論を知らなかったジェルブールの技師 Virla は、別箇に式を導いて捨石マウンドの安定を検討した。

一辺 a なる立方体の安定を考えると

$$\text{滑動抵抗} = \gamma a^3 (f \cos \alpha - \sin \alpha) \quad (4-4)$$

$$\text{作用波力} = wha^2 \quad (4-5)$$

h : 水面上の波の高さ

より次の関係が得られる。

$$h = \frac{\gamma a}{w} \frac{f - \tan \alpha}{\sqrt{1 + \tan^2 \alpha}} \quad (4-6)$$

Virla がこの式に代入した数値は、 $f=1.2$ 、 $\tan \alpha=0.16$ 、 $\gamma=2.60 \text{ t/m}^3$ 、 $w=1.026 \text{ t/m}^3$ で、最大の石2.8 m に対して $h=3.67 \text{ m}$ なの値を得た。このとき、 $f=1.2$ は粗石の安息角が高さ5 : 底面6であることから定めただのであるが、これは明らかに $1/1.2=0.83$ の誤りであり、また、もし水中の単位重量 $\gamma=1.57 \text{ t/m}^3$ を用いれば、 $h=1.5 \text{ m}$ となって結果はかなり異なる。

しかし、Virla は別の資料からも安定の検討を試みている。その一つは、重量28.98 t、断面積5.60 m²の石がLWLよりやや上で40年間安定を保っていたという事実で、摩擦係数を Boistard の実験により0.78として計算すると、波力は4.04 t/m²以下となる。もう一つは、13.8 t、2.25 m²のコンクリート方塊が不安定であったことで、Règnier の実験結果による摩擦係数0.58を用いると、波力は3.56 t/m²以上ということになる。これらの波力を生ずるに要する水頭 h はそれぞれ3.93 m、3.46 m であり、前記の $h=3.67 \text{ m}$ はちょうどその中間にあるから極めて妥当であるというわけである。

1792年の計画時には、この h として3.0 m を考えていたという。一方で当時ジェルブールの最大波高を7 m と称していたから、 h は半波高程度に相当して甚だ合理的であるが、この地点で7 mの波高は過大な感がある。

(3) Émy の底潮理論^{161) 164)}

Émy が1831年に提唱した底潮 (flot de fond, bottom tide) の理論は、実際問題との関連を強調したせいもあって、当時いささかのセンセーションをまき起した。これに基づいて Émy はジェルブール堤を批判し、Virla は種々の観点から反論したが(2-1)、共に Gerstner の理論とは無関係である。

Émy の理論自体やその適用結果は妥当性に乏しく、むしろ誤りといえるが、約50年後にイタリーのCornaglia が再び底潮に着目し、あらためて理論を発展せしめたため、防波堤構造論にも若干の影響を及ぼすようになる(4-5)。

さて底潮とは、波がその擾乱の及ぶ深さよりも高い海底障害(例えば段状の海底変化)に遭遇したとき、深部の波エネルギーが障害上に集中して波と共に進行するために生ずる一種の流れである。

Émy によると、海中構造物の破壊や港湾の埋没などはそれまで単に通常の波や潮流の作用と考えられていたが、実はその大部分が底潮の恐るべき威力によるものである。しかし、この理論では波形はトロコイドであるが、水粒子は鉛直方向に長軸を有する楕円軌道を描くというのであるから、いささか奇妙である。

(4) 揺れ波と寄せ波^{123) 125)}

Scott Russell が海岸における観測や水路実験によって、碎波の条件や孤立波の性質を求めたのは1836年のことである。次いで1842年には Airy がポテンシャル波理論を展開した。その他いくつかの研究が続出し、Gerstner のトロコイド波理論と共に、19世紀中期には波の基本的特性はかなり明確になっていたものといえる。

当時の波のとりえ方を端的に示すものに、Russell による揺れ波 (wave of oscillation) および寄せ波 (wave of translation) の概念がある。

まず揺れ波とは次のようなものである。

a) 局地風による短く急峻な波で、水粒子は軌道運動をして前後上下に動揺するが、水の実質が移動することはない。

b) 運動は深さ方向に一様でなく、擾乱は急速に減衰して深部にまで及ばない。

c) 障壁に出会うと反射し、波高は2倍となる。

d) 水深が浅くなると波高が増大して波形が変化する。水深変化が急激であれば波のもり上りが大きく、緩やかであれば海底摩擦のためのもり上りは小さい。

e) 物体に作用する波力は波高と共に増大する。最大の波力は波峯が谷に砕け落ちるときに生じ、こうして水塊が前方へ投げ出されると、水の前進運動を伴うようになる。

f) 水深よりも大きい波高は存在しないから、最大の波力は水深によって規定されることとなる。

一方、寄せ波は長くて低く、平坦な海岸にあっては表面と同程度の運動が海底にも及ぶ。そして水の実質は全て進行方向に移動し、碎波点付近における戻り流れを除けば、後退運動はほとんどあるいは全くない。ground swell とか roller とかよばれるうねりがこの一種で、著しいものは潮津波と類似の様相を呈する。

このように、理論的取扱いとしては揺れ波は深海の表面波にはば対応し、寄せ波は元来浅海の孤立波であるが、連続した波にも拡張適用したものである。また発生原因別に見れば、揺れ波は風波に、寄せ波は局部的衝撃による波あるいはうねりに相当する。

上述の説明とはやや異なるが、「マウンド斜面上で揺れ波が寄せ波に転化して壁面に大きな波力を及ぼす」と

いった表現もしばしば用いられており、用語の意味は必ずしも常に一定ではない。ともあれ、波のこうしたとらえ方は、その発現する波力、ひいては防波堤構造の論議に対して大きな影響を与えて来ているのであり、その具体的事例は随所に記すとおりである。

4-2 古典的波力観測

(1) Stevenson の波力計¹⁰⁾

Th. Stevenson が考案した波力計は、測定点に固定される円筒と、4本のロッドで支持された受圧板(径7~23cm)とから成る。ロッドは円筒内で強力なバネ(バネ係数10~30kg/cm)によって支えられ、草製リングが巻きつけられている。

このリングは、波力測定前には円筒の後蓋に接しているが、波力で受圧板およびロッドが後方へ変位し、バネによって再び原位置へ戻るとき、リングは後方へは移動できないので、その分だけロッド上で変位する。円筒側面の蓋をあけてこの変位を読みとれば、ある期間中の最大波力を知ることができるわけである。

この波力計は主として岩礁に設置されたのであるが、その地点としては、前面の浅瀬や暗礁で波が砕けてしまわないよう水深の十分大きい場所を選び、また波のおさまった干潮時に測定結果を容易に見られるよう、潮差の3/4位の高さに取り付けた。

Stevenson はこの種の波力計のほか、液体または気体で波圧を導き、連続的に遠隔記録する方法も示唆している。

(2) Stevenson による観測値¹⁰⁾

波力観測は1842年から始まり、スコットランド沿岸などのいくつかの地点で記録を得た。例えば、スコットランドの大西洋岸沖にあるスケリーフォア岩礁では、1843~44年の冬季6ヶ月間の平均値として10.4 t/m²、夏季5ヶ月間に対しては2.9 t/m²といった値を示しており、冬季と夏季との波の状況の差が極めて明瞭である。

各地で観測された波圧の最大値は以下のとおりであった。

スケリーフォア : 29.3 t/m² (1845. 3. 29)

” (第2位) : 25.1

ベル・ロック : 14.5

ダンバー : 38

バックキー : 32

Stevenson は、更に観測値を集積することによって、ブロックの安定計算などに用いる適切な波力の値が得られるようになるだろうと述べている。

Stevenson はまた、受圧板の径やバネ係数の異なる3箇の波力計を同一地点に設置し、それらが測定結果に及

ばす影響を調べたが、ほぼ同程度の値を得ている。

更に、波力計2台を用い、1台を他より若干前方にやや低く設置して、測定位置による波力の相違を求めた。潮位の低いときは、前方の波力計に達する前に波が砕けてしまって後方にはほとんど波圧が現れないが、潮位が高いと、水面附近に置かれた後方の波力計が約2倍の値を示したという。

このほかダンパー港では、既設護岸の前面に新設中の護岸やそのクレーン用の足場の杭などに波力計を取り付けて、次のような結果を得た。

a) 潮位が高く波高が小さければ、護岸には揺れ波の状態のまま作用し、波圧は水位上昇分の静水圧程度である。

b) 寄せ波となって来襲するときは、護岸に作用する波圧は杭に対するものの2倍程度である。

c) 揺れ波の状態で来襲しても、新設護岸の未完部分ではこれを寄せ波に転化してしまうため、杭に対する波圧の約22倍を生ずる。

d) 護岸未完部分が揺れ波を寄せ波に変形することによる波圧の増大は、揺れ波のまま作用する場合の約6倍にも達する。

以上の各種の観測値に関して、地形的条件や波高などは明らかでないが、特定条件下におけるとはいえ波圧の絶対値を定量的に把握し、しかも各要素がいかに影響するかを明確に示していることは、19世紀中葉における業績として特筆に値するものといえよう。

(3) 観測値に関する論議¹⁰⁾

さて、波力計で得られたこうした記録が一体何を意味するのかといった点に関しては、当時からもいくつかの批判があった。Stevenson はこれらに対して逐一反論している。もっとも Stevenson 自身、この波力はブロックなどの小片に対するものであって、大面積にそのまま適用はできないことを認めている。

まず、観測波力が灯標などの設計用にそれまで考えられていた値（例えば0.3とか0.7 t/m²といった程度）に比してあまりにも大きいという疑問に対し、三つの全く異なる現象から反論できるとした。

a) 波力によって大重量の自然石や構造物が移動した事例は多数ある（ただし、Stevenson は移動に要する波力の具体的な値は明示していない）。

b) 波の衝突によるスプレーは、例えばベル・ロック灯標において海面上30m以上に達したことがあるが、これだけのものを生ずるためには、波圧として約30 t/m²が必要である（恐らく単純に水頭を考えたのであろう）。しかるに、この地点での観測値は僅か15

t/m²に過ぎない。

c) ハイニッシュ港におけるスパン6 m、断面30cm角の角落し（当時は内港の小船溜の静穏を保つため、その入口に木材の角落しを設けることがあった）が6年間に7本も破壊した。破壊に要する外力は等分布荷重にして17 t/m²であるのに対し、そこで波力計の記録した最大値は12 t/m²であり、決して過大といえない。

また、波力のような動的なものを、あたかも静的な荷重であるかのように表現するのは妥当でない、との批判については、動的な波力に対して一般にブロックなどの自重で抵抗しようとするのであるから、波力計はまさに技術者の欲するものを与えるのである、と答えている。

更に、波力は固体の衝突力と同様な性質を有するという考え方が当時一部にあったが、砲丸を波力計の受圧板上に落下させて得た実験結果を以て、以下のようにこれを否定している。

すなわち、表4-1は波力計による圧力値と計算上の運動量とを比較したものであって、バネ強度が異なればその比も異なる。しかるにスケリーフォアでの観測によれば、バネ係数が違って結果に大差はない。したがって、波力は固体の衝突のような瞬間的なものではなく、波力計が通過する波に浸っている間連続的に作用しており、強いて例えれば、砲丸が次々に落下する状態に類似している、というのである。

この表4-1の意味を、筆者は簡単な計算で考察してみたが、次のような結果を得た。

砲丸の落下による受圧板の変位は、衝突後砲丸と受圧板とが一体となって運動するものと考えれば、

$$d = \sqrt{2h \frac{W}{k} \frac{W}{W+W_1}} \quad (4-7)$$

d : 受圧板の変位

W : 砲丸の重量

W_1 : 受圧板の重量

h : 砲丸の落下高

k : バネ係数

で表わされる。Stevenson は、波力計の示す圧力 kd と、運動量に相当する $W\sqrt{2gh}$ との比を算出して表示したのであるが、(4-7) 式より

$$\frac{kd}{W\sqrt{2gh}} = \sqrt{\frac{k}{g(W+W_1)}} \quad (4-8)$$

となるから、これがバネ係数の影響を受けることは明らかである。

表4-1中のこの比の平均値から(4-8)式を用いて逆

表 4-1 波力計の衝撃試験 (Stevenson)

(1) 強バネ: $k=462.24\text{lbs/in}$ (82.6kg/cm), $W=32.5\text{lbs}$ (14.8kg)

落下高 $h(\text{ft})$	バネ変位 $d(\text{in})$	衝突速度 $\sqrt{2gh}(\text{ft/s})$	運動量 $W\sqrt{2gh}$	圧力 kd	$\frac{kd}{W\sqrt{2gh}}$	計算によるバネ 変位 (伊藤) (in)
0.5	0.875	5.67	184.3	404.5	2.195	0.87
1.0	1.25	8.02	200.7	577.8	2.216	1.23
1.5	1.5	9.83	316.5	693.4	2.191	1.51
2.0	1.685	11.35	368.9	779.4	2.113	1.74

平均 2.179

(2) 弱バネ: $k=156\text{lbs/in}$ (27.9kg/cm), $W=32.5\text{lbs}$ (14.8kg)

0.5	1.5	5.67	184.3	234	1.270	1.46
1.0	2.0	8.02	200.7	312	1.197	2.06

平均 1.233

算すると、波力計可動部の重量 W_1 は、

強バネ: $W_1=3.7\text{lbs}$ (1.7kg)

弱バネ: $W_1=5.8\text{#}$ (2.6#)

となる。これを用い、(4-7) 式から筆者が計算した変位 d の値を、表 4-1 の最後の欄に併記しておいた。

我々としては、衝撃的波力に対する応答特性を知る上で、この波力計の固有周期に関心がある。上記の計算で求めた可動部分の重量とバネ係数とからこれを算出すると、0.03~0.06秒程度となる。意外に固有周期は短く、それがバネ係数によっても波力に変化のなかった原因かも知れない。したがって、もっと固有周期の長い波力計をも含めて観測していたとすると、あるいは結果の解釈が違って来たということも考えられる。

(4) 1905 PIANC における評価

この会議では、防波堤に作用する波力の問題をテーマに含めていたので、いくつかの報告が Stevenson の波力観測に言及している。以下にそれを紹介しよう。

Vernon-Harcourt⁴¹⁾ — Stevenson が数十年前に行ったような波力観測を各地で実施することにより、それぞれの地点で防波堤に必要な強度を相対的に知る上での有効な資料となる。そうすれば、オールダニーのような波の強い所と、セント・キャサリンのようによく遮蔽された地点との差を設計時に見落すようなことはない。

Coen Cagli³⁹⁾ — Stevenson の波力計における最大の難点は、波力が受圧部の反力のために減少したり、可動部の慣性によって増大してしまうことである。

また局所的な波圧を示すに過ぎないから、測定結果が真実に近いかどうか疑わしい。しかし相対的な問題として、表面の波運動がどの程度の水深まで伝わるかなどには十分参考となる。

Joly⁴³⁾ — Stevenson は 30 t/m^2 といった波力を観測しているが、波力計の機構に疑問があるので、この値を直ちに受け容れるわけにはいかない。測定値は、固有周期と密接な関係をもつバネ強度と慣性とに影響される。また、衝撃的波力のような動力的現象を静力的に表現しようとするのも誤りである。更に、著しい波圧の作用範囲が極めて限定されていることは、多くの経験が示すとおりである。波圧の時間的空間的変動は、改良を重ねた自記波力計によってのみ究明できる事柄である。

Hamaran³⁹⁾ — 波力は一定の作用の繰返しではなく、各回の強度は非常に異なる。また著しく大きな波力は、局所的かつ互いに離れた点に作用するに過ぎない。したがって、構造物の計算に用いる波力を観測値から正確に決定することはできないけれども、Stevenson の波力計でしばしば得られた値よりやや小さくはあるが、 30 t/m^2 程度を基礎として考えればよいだろう。

(5) Gaillard の波力観測²⁹⁸⁾

Stevenson 以後半世紀を隔てた1890~1902年に、アメリカのフロリダ海岸やスベリオル湖で Gaillard が観測を行った。その波力計は板バネ式、コイルバネ式、ゴム膜式の3種である。波が小さいため最大波力は 10 t/m^2

内外で、Stevenson の得た値よりはるかに低い。

Gaillard もまた Stevenson と同じく、波力計について各種の試験を行っている。例えば鉄片の落下試験の結果では、やはりバネの強い方（バネ係数の比8.6）が、3倍以上もの圧力を記録した。また、消火栓からの噴流を波力計に衝突せしめて圧力を測定し、次式による計算値と比較した。

$$p = f \frac{wv^2}{2g} \quad (4-9)$$

実験結果によると、測定値と計算値（ $f=1$ ）との比は0.9~1.0で、バネ強度による変化は特に認められない。また衝撃圧を求めるため、噴流中にシャッターを出入させてみたが、定常流の圧力を超える値は得られなかったという。このほか落水の圧力実験でも、理論値を超えるものは稀で、大部分はその90%内外を示していた。現地における波圧の測定値もバネ強度の影響は受けなかったので、Gaillard も Stevenson と同様、波圧は固体の衝突と同種のものではなく、水塊の連続的な作用であると考えた。

さて、波圧を（4-9）式で示される動水圧として扱えるとするれば、問題は速度 v 、係数 f および圧力分布のとり方である。この際、砕波であるか否かの現象的区分は必ずしも問わない。

まず衝突速度について Gaillard は、これを波速と波頂における軌道速度との和であると考えた。そして観測から得た各日の最大波圧と、その日の最大波高とが対応するものとして、観測波速と計算軌道速度とを用いて係数 f の値を算出したところ、その最大値は2.0に達した。しかし、平均波圧に対する f の値は1.3内外で、Mariotte による定常流中での値1.25にかなり近かった。

Gaillard はまた、十数箇の防波堤被災例について、抵抗力と計算あるいは観測波力とを比較し、波力が抵抗力をはるかに超えていることを示した。

後年、Molitor は Gaillard の観測結果を補足整理して波圧計算法を提案した¹²³⁾。そこでは、速度としてはやはり浅海波理論による波速および軌道速度の和を用い、係数値は北米五大湖で1.30~1.71、外洋で1.8をとることになっている。波圧は波高中分面で最大となり、静水面の上下ある高さで0となるが、中間の波圧分布は実測記録を参照して定める。ここに用いる実測値は、各点の波力計が嵐の間に記録した最大値であって、箇々の波によるものはこれより小さく、したがって計算波圧には若干の安全性が含まれることになるという。

(6) 広井の波力観測¹⁰⁸⁾

Gaillard よりやや遅れて、日本では広井が Stevenson

の波力計に若干の改良を加え、また自記波力計を考案して観測を行った。記録した最大の波力は留萌における42 t/m²、次が小樽の35 t/m²であった。

観測から得られた結論は次のとおりである。

a) 波の最大圧力は水面近くに生じ、比較的小面積に作用する。

b) 一波力計が一暴風中に生ずる波の最大圧力を記録できるとは限らない。

c) 大面積に働く波の平均圧力強度を直接観測することは至難である。

d) 一地方における波の平均圧力強度を適当に推定するには、現段階では信頼すべき公式による以外にない。

例えば小樽港北防波堤の直立部に取付けた波力計は、±0の高さにおいては35 t/m²といった値をしばしば記録するが、-2.8 mになると極めて小さく、一般に数 t/m²である。この直立部は±1.5 mの範囲に21 t/m²、または全高に対して18 t/m²の平均圧力が作用すれば滑動する筈であるのに、実際には安定している。広井はこれらの事実に基づいて、35 t/m²もの最大圧力は波力計附近の小面積に作用したに過ぎないものと推定したのである。

また、波力は表面から水底に向うにつれて急速に減少する筈であり、記録の多くはこれと一致するが、一暴風中に逆の結果を示すことがある。広井によれば、この矛盾は砕波のような不規則な運動においては、その生じ得る最大圧力が必ず発現されるとは限らないからである。例えば約27時間に1万回以上の波の打撃を受けても、最大圧が僅かに1回記録されるに過ぎず、短時間の暴風では波力計が最大圧を記録できないことが多い。こういう傾向は、落下水の実験においても認められるところであるという。

要するに広井は、観測によって得られる波力と構造物の安定に関与する波力を別箇のものとして扱っているのであり、この点において、観測値と計算値とを結びつけ、それを構造物の被災例に直接適用した Gaillard の考え方や、それを公式化した Molitor の見解とは著しく異なる。

4-3 水撃波圧論

(1) 波の吸出し作用

防波堤の構造に応じて波力の発現形態が異なり、それに伴って波力の扱え方や構造面での対処の方法が変化する。

例えば初期の方塊積直立壁では、波の圧力による全体の移動よりも、波の吸出し作用による箇々の破壊の方が

顕著であった。したがって波力に対する主たる関心は、この吸出し作用、あるいは更に広く波の水撃作用とでもいった面に寄せられる。ところが、こういう各個撃波に対抗して筒塊の一体化・大型化を進めると、全体としての滑動といった災害形態が多くなるので、その観点からする波力や構造の論議が盛んとなる。

オールダニーの混成堤災害(1-2)も、直接には波の吸出し作用に負うところが大きい。この直立壁は方塊(切石またはコンクリート)積の内外壁間に石詰したもので、LWL以下は空積であるから、マウンドの洗掘や不等沈下によって方塊間に空隙を生ずると、上段からの抑えが消失して下段の方塊は容易に吸出されてしまう。

一方、巨大なマウンド上での碎波は壁面に衝突して著しく跳ね上り、その打込みによる頂部の破壊箇所から中詰石が流失し、前趾の方塊吸出し部と連結して空洞を生じてしまう。もっとも、一度この空洞が形成されると、波力を緩衝してそれ以上拡大することなく一冬を越し、頂部工は橋状に残っていたという。⁹⁾

方塊壁に階段状の傾斜をつけたことも、吸出しに対する弱点の一つであった。オールダニーの場合、最初の区間では4:3、次は2:1、更に3:1と次第に急勾配に改良してはいるが、傾斜のため自重による抑えの効果が減じ、下段の方塊が吸出されやすい。

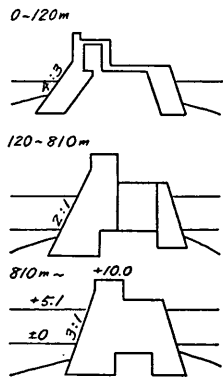


図 4-1 Alderney (壁体断面の変遷)

同様な経験はドーバーの直立堤にもあり、当初の3:1を後に6:1に変更した⁹⁾(1866)。また、後年イタリーなどの階段堤で繰返した欠陥でもある。

方塊の吸出しについて、Airyは次のような説明を与えた¹²⁴⁾。

たとえ波が壁面で砕けたとしても、方塊はその衝撃で直接移動するのではなく、継手内のモルタルや小塊をまず取去り、次いで亀裂が奥まで通じて水が満され、そこへ波があたると、背面からの水圧で方塊が抜け

出すのである。したがって波が斜めにあたるときは、継手から伝達される内圧の方が、前面に直接作用する外圧よりも一瞬早いから、直角に入射する波よりも危険である。

こうした圧力伝達に関連して、Malletはフランス砲兵隊における実験を紹介している¹²⁵⁾。幅および深さ30cm、長さ6mの蓋なし木箱の一端にゴム板を張り、水を満してからゴム板へ小銃弾を打込んだところ、圧力が側壁へ伝達されて、箱は一瞬にしてばらばらに分解したという。

ブロックの吸出しは直立壁の場合だけではない。マウンド斜面でもこの作用が重要で、Gerstnerがこれを張石斜面の安定として把え、理論的に簡単な検討を行ったことはすでに述べた(4-1)。

プリマスの捨石堤でも、被覆石は波の通過時の下方からの揚圧力と、上方の半真空部の作用とによって抜け出すものと考えられていたため、空隙に小塊を填充してこれに対処した。また張石に空気抜きを設け、下方に閉じ込められた空気を逃がそうという試みも行われた。しかし、張石下方の石がよく締ってさえすれば、このような方法によらなくても安定を保ち得たということである¹²⁴⁾。

(2) アバディンの災害

ドーバーの直立堤では、基礎岩盤の均しに多大の困難を味わったため、アバディン(イギリス)ではW. D. Cayが袋詰コンクリートによる均しの工法を導入した。すなわち、袋詰基礎上方塊を積層して、更に頂部コンクリートで一体性を強化したのであるが、岩盤上のみならず先端寄りの砂地盤上にも同じ方法を用いたため、後に災害を蒙った。

Cay自身、洗掘によって10~20t程度の方塊の下部工が少しでも傾けば、頂部工による抑えの効果を失って崩壊するおそれがあり、100~200tブロックを用いなければ、単独で波力に抗することはできないだろう、と危惧の念を抱いていた。

不幸にしてこの予想は適中し、方塊が頻々と吸出されたため毎年袋詰を填充して補強していたが、1883年には数回の嵐のため延長30mにわたって被災した。この部分

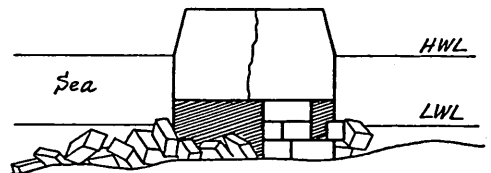


図 4-2 Aberdeen (南堤の災害)

は起点側岩盤区間と砂地盤との境界付近で、根固めの100 t 袋詰を省略した結果、基礎の袋詰および海側方塊列が吸出される一方、港内側の方塊は押し出され、下部工を失った頂部工は折損してしまった。災害原因としては、やはり空隙内の圧縮空気的作用が強調されている(135)~(139)。

海側方塊の吸出しと港内側方塊の押し出しとが同時に生ずるのか、あるいは吸出しの後に押し出しを生ずるのかは詳らかでないが、空隙内での圧力は前後の方塊に等しく作用するのであるから、抵抗のより少ない方が先に移動する。いずれにしても、空隙へ打込んだ波の作用に対しては、一般に水撃波圧とでも称するのが妥当であろう。

さてアバディンの防波堤構造に関して、Parkes は特に方塊の目地の通し方を論じた¹²⁹⁾。すなわち、一つの方塊は一つの方塊の上のせて、決して二つの方塊にまたがらせてはならない、という主張である。さもないと、不等沈下のために下段方塊が傾斜すると、上段方塊は甚だ不安定となり、空洞からの波力によって吸出されやすい。そしてこの積み方を実現するには、方塊の寸法は均一とすべきであって、異種の方塊を組合せることは誤りである。したがって壁高全体にわたって縦目地が通ることになるが、頂部場所打によって一体性を確保できるとした。

(3) カラチ、マドラスの災害

Parkes は上述の考え方をカラチ（パキスタン）の混成堤に適用した¹³¹⁾。この混成堤の直立部は方塊の傾斜積である。通常の水平積方塊壁では、施工中の堤端部の保護と不等沈下への対処に難点があり、これを克服する工法として傾斜積方塊がしばしば用いられた。

この方法は古く Telford がピーターヘッドで用いたといわれ、またおそらくはそれを知らなかった Askwith が1846年にドーバー堤へ提案したという。しかし、広く用いられるようになったのは、Parkes がカラチのマノラ堤に適用して以来で、同じ頃 Liddell もキュステンジ（現在ルーマニアのコンスタンツァ）で独立に試みている¹³⁰⁾。Parkes によれば、傾斜面が方塊据付け時のガイドおよび支持にもなるから、施工の迅速という利点が加わる。

マノラ堤の直立部は27 t 方塊 2列3段積である。傾斜は4 : 1で、継手の結合は全くなく、頂部場所打は後刻必要を生じてから打設することにしてあったため、天端が低い。沈下量は最大0.9 mで、主として砂地盤へのマウンドのめり込みによるものであった。そして不等沈下によって中央縦目地の開いていた部分では、打込み波のために主として港内側の上段方塊が転落してしまった。

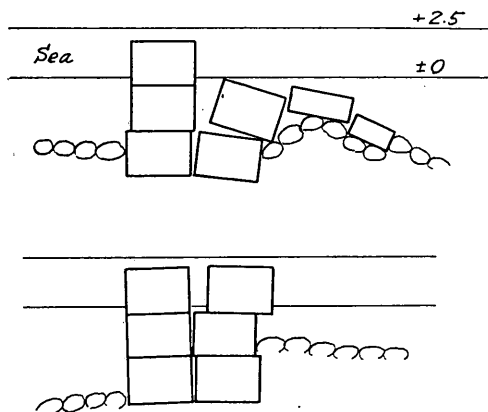


図 4-3 Karachi (Manora 堤の災害)

海側の方塊はむしろ安定で、また沈下の一様な部分では、うねりで目地が閉じる傾向にあって被害はなかったという。

W. Airy は、この被害を目地内の水の圧縮によるものとして、次のように説明している。すなわち、縦目地の空隙に越波による水塊が侵入し、それが抜けないうちに次の波で叩かれると、瞬間的に大きな力を発生して両側の方塊を互いに遠ざけようとする。その結果、波力で支えられていない港内側の方塊が先に転落し、その瞬間に海側方塊は内圧から解放されるので安定となる。

マドラス（インド）の旧堤も、カラチと同じ Parkes の設計に成る類似の断面で、1881年に大災害を蒙った¹⁴⁸⁾。このとき、法線屈曲部では斜め入射波のためマウンドが散乱し、直立部の海側方塊が沖へ転落したが、港内側方塊は沖側へ傾斜しながら残っているものさえあった。これに対して、屈曲部以深の直線区間では波が直角に入射し、港内側方塊の倒壊が著しかった。港内側のマウンドは特に洗掘されていないので、縦目地内への打込み波による水撃波圧や、波力を受けた海側方塊が港内側方塊を弾きとばしたことによると推定された。復旧工法については6-3で述べる。

(4) 小樽、留筋、ジェノアの災害

方塊傾斜積は上記のほか、コロombo（セイロン）¹³⁶⁾、スケフェニンゲン（オランダ）^{50) 83) 254)}、レユニオン（マダガスカル）¹³⁾ などであい次いで採用され、これらの実績に範をとって小樽の北防波堤にもこの方法を導入することとなった³¹²⁾。これは14~23 t 方塊を3 : 1の傾斜積としたもので、縦目地は通さず、方塊には突起をつけ、上段方塊は繫鉄で結合して一体化をはかったが、工事の堤端部で中間の方塊が吸出されたこともある。

南防波堤丙部も同様な構造であるが、頂部場所打施工

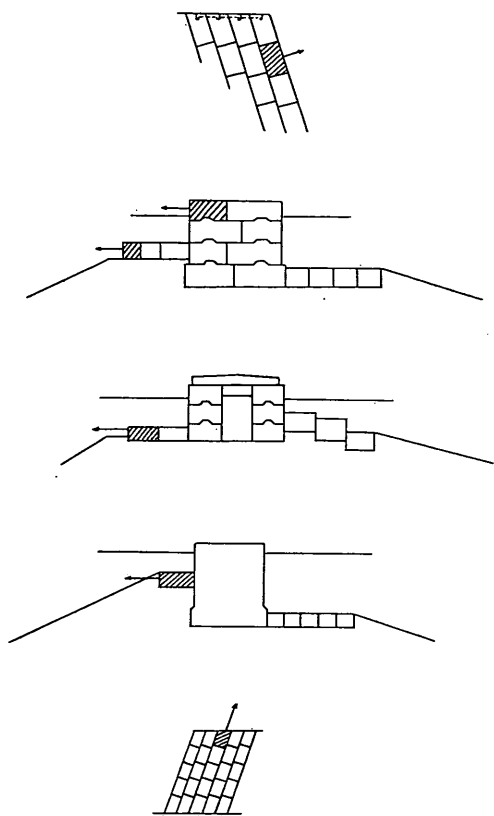


図 4-4 小構（方塊の脱出）

前の1910年2月の激浪により、最上段港内側の16 t 方塊数十箇が約6 cm押し出され、うち2箇は軌条を切断して港内側へ転落した。また港内側の根固方塊も、しばしば打込み波のために移動している³¹³⁾。

溜崩では、未充填ケーソンへの打込み波による災害を生じたが(1920)、林(千秋)はその波圧を試算した¹¹⁰⁾。すなわち、ケーソンの外壁および隔壁の引張破壊と考え、鉄筋コンクリートの強度から推定したところ、作用波力は約13 t/m²となった。

打込み波による被災例は近年ジェノアにも見られる。ジェノアの混成堤はセルラブロックからサイクロピアブロックへ移行したが、なお直立部の基面高や根固方塊の高さ、マウンド形状などに改良を重ね、その結果、無孔ブロック部はほとんど被害を生じないまでになった。しかし、セルラブロックや縦穴ブロックは、中詰コンクリート不完全のためしばしば破壊していたので、最も破壊の著しい部分に対しては、前面にサイクロピアブロックの副堤を設けて補強した(図6-1)。

この補強の結果は大体良好であったが、副堤の頂部コ

ンクリートを省略した箇所では、1951年11月の嵐の際、跳波が落下して新旧両壁体間の空隙に打込み、副堤の上方2段のブロックが沖側へ転落してしまった^{91) 321)}。なお、この防波堤は1955年2月に大災害を蒙り、サイクロピアブロック部では450 mにわたって最上段が頂部工と共に転落したが、副堤による補強箇所では、頂部工が若干破壊した程度に止まった³⁰⁰⁾。

(5) Gibson の水撃波圧論¹⁴⁷⁾

波の水撃作用は、実際の防波堤にとって極めて重要な意義をもっていたに拘らず、その割に研究面では省みられることなく、これを定量的に論じたものはあまりない。以下に述べる Gibson の研究も、防波堤の破壊を念頭においてはいるが、波を直接実験にとり入れたものではなかった。

Gibson はまず一端開放の管内に空気が閉じ込められているとき、開放端から侵入する噴流によって生ずる圧力を計算した。それによると、噴流の初速度を24m/secとした場合には、流入時のエネルギー損失が全くなければ圧力は104 t/m²、50%の損失を見込むと23 t/m²となる。この計算に用いた噴流の速度24m/secは、Stevenson の観測波力30 t/m²に相当する速度水頭から定めた値である。したがって圧縮空気による圧力は、表面の圧力の約3倍あるいは0.8倍ということになる。Gibson の実験結果では2~2.5倍となっており、これらの資料から、実際の構造物における水撃波圧は、おそらく壁面波圧の2倍を超えないと見てよいだろうと推論した。

一方、水塊が閉じ込められている場合の圧力に対しては、水を満したパイプに噴流を送り込んで実験を行い、衝突速度24m/secのもとで400 t/m²にも達し得ることを示した。そして、いずれにしても防波堤における空気抜きあるいは水抜きが有効であるとしている。

4-4 滑動災害と波力の評価

(1) 傾斜堤頂部工の災害

実在の防波堤の被害状況に基づく波力の推定は、もちろん極めて多く試みられている。方塊や頂部工の滑動抵抗から算出した波力は、多くの場合数 t/m²~十数 t/m²といった程度であるが、稀には Stevenson が波力計で観測したような30 t/m²以上の値を得ることもある。

例えばオラン(アルジェリヤ)における1886年1月の災害(5-1)では、頂部工の基礎と軌条で連結した頂部塊が、軌条を切断して移動した。抵抗力を算出すると30 t/m²となるが、この形の破壊が僅か2箇所しかなかったため、局部的に集中した特異な値と解釈された²⁹⁵⁾。

ジェノアにおける1898年の階段堤災害については1-4で述べたが、Bernardiniはこのときの防波壁の倒壊状況

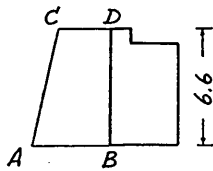


図 4-5 防波壁面の波圧分布 (Bernardini)

から以下のように波力を推定している⁴⁴⁾。

まず滑動については、石とモルタルとの附着力を 35 t/m^2 、摩擦係数を 0.70 、防波壁の比重を 2.30 と仮定すると、所要平均波圧として 24.9 t/m^2 を得る。転倒についても附着力を考慮して計算すると、平均波圧は 15.4 t/m^2 となる。

更に波圧を図 4-5 のような直線分布と考え、跳波の上昇高 Z と水塊の衝突速度 v との関係

$$v = \sqrt{2gZ} \quad (4-10)$$

と、波圧 p と速度 v との関係 (Dubuat の係数値)

$$p = 1.19 \frac{wv^2}{2g} \quad (4-12)$$

とを用いれば、

$$\left. \begin{aligned} AB &= 1.19 \frac{wv^2}{2g} = 1.19wZ \\ CD &= 1.19w(Z - 6.60), (\text{m単位}) \end{aligned} \right\} (4-11)$$

となり、滑動抵抗から逆算すると $Z = 24\text{m}$ が得られる。

ただし、この Z は跳波の上昇高の理論値であって、実際には空気や水粒子相互の抵抗のためこれより小さく、Cappa の公式によれば

$$S = 0.8367Z - 0.003333Z^2 = 18.16\text{m}$$

である。

災害当日には、波の減衰期に入ってもなお 20m の水柱が観測されており、最盛時の波力は上の計算値よりも大きい。しかも、防波壁の全長にわたって一様な波力が作用したわけではなく、波力の弱い部分の抵抗をも考慮すれば、破壊した局部には更に大きな力が働いた筈であるということである。

(2) 混成堤の滑動災害

筒塊の各個撃破に対抗して一体化・大型化を進めると、吸出しといった破壊形態からは免れるが、全体としての滑動災害を生ずる場合が多くなって来る。 1000 t 以上の巨塊が滑動したため、波力の強大さを示す例として喧伝されたものとしてウィックの災害がある¹³¹⁾。ただし、当時は全体の重量を主に強調しており、受圧面積なども併示はしているが、滑動抵抗の算定値までは示されていない。

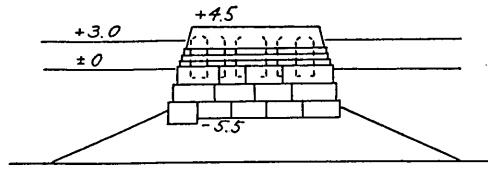


図 4-6 Wick (堤頭部)

この防波堤で1871年に施工した堤頭部は、捨石マウンド上に $80 \sim 100 \text{ t}$ 方塊を3段積とし、その上に切石を更に3段練積としてから頂部場所打を施した。場所打と最上段方塊とは、切石層を通して 89mm 鉄筋で緊結してある。その結果 1350 t の大塊を形成していたのであるが、1872年12月、これが滑動して港内側へ転落してしまった。このとき第2段方塊も引き続いて転落したが、 -3 m 以深の最下段方塊は原位置に止まった。

目測によれば、推定波高は約 13m であったことになっている。ただし、この堤頭部の水深は 9 m 、潮差 3 m である。

滑動した大塊の受圧面積は 50m^2 で、広井は後年その水中重量を 880 t 、摩擦係数を 0.7 として、滑動に要する外力を 12 t/m^2 と算出した。同時に低潮時の水深 9 m を用いて、公式から約 14 t/m^2 なる波力を算定し、滑動の可能性を説明している¹⁰⁸⁾。

一方、Gaillard は摩擦係数をやや小さく見積ったため滑動抵抗は 10 t/m^2 となり、上記の波高 13m と波長 150m とから、作用波力を 31 t/m^2 と算出した²⁹⁸⁾。

この堤頭部は、被災前と類似の工法による 2600 t の大塊を以て復旧したが、1877年1月に再び被災し、二つに割れて転落した¹⁴⁾。

またピーターヘッドの混成堤 (図1-4) に対して、1-2 で述べた1898年の滑動災害時の波力を推定するため、W. Shield はまず最大 68 t の方塊を用いて摩擦係数の測定を行い、湿潤状態のコンクリート版上での平均値 0.7 を得た。そして滑動部分の空中重量 3300 t 、受圧面積 103m^2 より、滑動抵抗を 2310 t として波力 22 t/m^2 以上という結果を算出した¹⁴³⁾。

この計算では浮力を考慮していないが、これは衝突す前の波の谷は、滑動部の下端 -3.2 m より更に下方にあるという考え方によるものである。そして、浮力を考慮しなければならぬ状態においては、波力の作用面積が同時に減少するから、波圧強度にはあまり変化を生じないだろうと述べている。こういう浮力の扱いは、後述する Cagli の安定計算 (6-5) でも採られている。

この災害に対し、広井は浮力を考慮して滑動抵抗を 18 t/m^2 以下と推定した。また、設置水深は大きいのが外海

の波高が14mを超えることは稀であると考え、この波高を公式に代入して最大波力を 21 t/m^2 と推定した¹⁰⁸⁾。

コロンボの南防波堤では、当初は背面を埠頭に使用する目的で捨石マウンド上に内外2列の壁体を設け、中間を石詰して幅15mの直立壁とする計画であった¹³⁶⁾。壁体は14~28 t方塊の傾斜積であるが、カラチやマドラスと異なり、グループを設け袋詰を填充して一体化をはかった。

施工中は常に外壁を内壁より先行させていたが、1878年7月、外壁の先端部に滑動および沈下を生じた。滑動量は先端で38cm、それより45m起点寄りでは0、沈下量は先端で30cm、135m起点寄りでは0であった。カラチやマドラスの災害と比較すれば、方塊相互の一体化が破壊形態を各個撃破からマスとしての滑動へ変化せしめた好例といえる。

広井の計算では滑動抵抗 8.4 t/m^2 となり、これに対し水深7.6m、波の入射角 58° とした場合の波力は 10 t/m^2 である¹⁰⁸⁾。

被災後、従前の断面で延長400mまで施工したが、それ以後は内側を繋船岸とする計画を中止し、外壁のみを以て防波堤専用とすることに改め、幅員を7mから10mへ増加した。この改良断面に対する広井の計算は、滑動抵抗 17 t/m^2 、水深12mを用いた波力 16 t/m^2 となって安全となる。

4-5 波力理論の系譜

(1) Cornaglia の底潮理論とその影響^{134) 165)}

1830年代に出現したÉmyの底潮理論や、それに基づくシェルブル高基混成堤に関する論議は、2-2で述べたとおりである。その後も1866年に、イタリーのCialdiが底潮を取上げて論じたが、更に1881年には、同じイタリーのCornagliaが新たな見地から解析して理論を導いた。

Cornagliaの理論においては、Émyと異なり海底の急変がなくても、単に海底傾斜が存在するだけで底潮は発生し得るのであるが、やはり理論としての妥当性は疑わしい。

例えばアルジェ港ムスタファ堤(6-4)を対象として計算した場合、 $H=7 \text{ m}$ 、 $L=200 \text{ m}$ の波による海底流速は 126 m/sec に達し、Sainflouの理論による 4.65 m/sec に比して信じ難いほど大きい。アルジェで実施した模型実験では 3.90 m/sec 、ローザンヌ大学での実験では 3.25 m/sec となっている⁷⁹⁾。

また、波力は構造物の基礎で最大となるという結果が導かれるようである。もっともこの点については、後に砕波圧の腰掛部は基部へ向って増大するという実験結果

を得たLarrasが、Cornagliaの予測と合致していることを認めた例もあるので¹⁸⁹⁾、必ずしも理論を否定する根拠とはならない。

このようなCornagliaの理論は、一方では底質移動に関する中立線なる概念を示して漂砂問題へ応用され、他方防波堤構造論にも若干の影響を与えた。

既述のとおり、Cagliが混成堤を採用した理由の主たるものは、水面附近に集中する波力を壁高全体で抵抗することの利点にあるが、反面、波の作用が海底深くまで及ぶことを認め、Cornagliaの理論を高く評価して、まだ観測で実証された理論ではないがもっとこれに関心を寄せるべきことを1905 PIANCで力説した³⁹⁾。

そしてナポリの島堤の設計には、この理論から導びかれる速度を用いて波圧を算定した⁴⁵⁾。それによれば、壁体に衝突する速度は島堤南端部で 13.5 m/sec となり、Dubuatの係数1.46を用いて動水圧を算出すると、 13 t/m^2 なる波圧が得られる。この値は経験とかなりよく合致するので、それをもとに壁体の頂幅を13mと決定した。壁体の抵抗は、施工中で一体化が未だ不完全なときでも、方塊が波圧を受けるとき全部水没しているものと考え、方塊間の摩擦係数を0.8として 15 t/m^2 あり、十分安全であるという。

後年(1930年前後)、Thierryは底潮理論に基づいて、混成堤の基面高に関する懐疑の念を表明した^{204) 205)}。底潮の概念からすれば、嵐の際のマウンドの崩壊は表面波の直接作用ではなく、主として底潮の作用に起因するものである。そして底潮のエネルギーは、表面波のそれ以外に海底形状の影響を大いに受けるから、マウンドのような障害物に出会うと底潮は上方へ向い、石を移動せしめたり壁面に圧力を及ぼしたり、あるいは表面波の運動を攪乱して遂には砕波を生ぜしめたりする。したがって、底潮の発生しやすいような海底形状の地点では、マウンド天端を僅か数m下げたからといって、果して安定を保ち得るかどうか甚だ疑問である、というのである。

1935 PIANCにおいても、Thierryはあくまで底潮の存在を信ずるものであることを述べ、同じPIANCで砂浜海岸での築港を対象とした議題の結論では、防波堤を中立線より沖側まで延ばすべきであるという文章を含んでいるのに、中立線なる概念の根源である底潮理論が、防波堤構造の面からは否定あるいは軽視されていると主張して、その矛盾を指摘した⁷⁶⁾。

(2) 動水圧的波力論

StevensonやGaillardが述べているような、波力は固体の衝突とは異なり、定常噴流の衝突と類似のものであるということの意味は明らかでないが、測定値がパネ

強度に影響されないという一応の実験結果が、動水圧的取扱いに確信を抱かせる結果となったであろうことは疑いない。この種の動水圧的波力理論は、一つの主要な地位を占めて来ており、その考え方に基づく実用的波力公式も甚だ多い。問題はすでに述べたとおり、速度と係数値と分布の定め方である。

我々が現在慣用する広井公式も、一種の動水圧的波力理論である。速度、係数、圧力分布に対する広井の取扱いは下記のとおりであった¹⁾¹⁰⁸⁾。

まず広井は、波が砕けて波頂が落下するときの速度を以て(4-9)式中の v と考え、計算でこれを波の諸元と結びつけた。この際、落下高は砕波の瞬間における波高の増大を考慮して定め、落下し始めの速度は深海波の軌道速度に等しいと仮定している。

係数値については、開底函からの水塊を波力計の上へ落下させて得た最大圧力から、 $f=2$ ととることとした。したがって最大圧力は

$$p_{max}=3.2wH \quad (4-13)$$

で表わされるが、これは比較的小面積に偶発的に作用する最大値であって、毎回生ずるものではない。

そして、直立面を打つ方向は水平に対して通常 45° 以上の傾きを有するから、大部分の水平波力は次の値を超えることはないと考えた。

$$p=1.5wH \quad (4-14)$$

これが有名な広井公式である。圧力の分布については、水塊を箱の中へ落下させたとき、側面や底面に取付けた波力計で測定した圧力が各面ほぼ同一であった事実に基づき、落下水塊の圧力はある程度まで水中にも及ぶものと考え、上式を堤の全高に作用する平均圧力であるとした。

なお、広井公式の実際の適用にあたり、堤設置点が全く大海に開放しているか、附近の水深が10m以下のときには、来襲波高 H の代りに水深 d を用いて波力を算出できると述べている。例えば函館港混成堤の安定計算では、HWL以下8.1mの水深を直接代入して波力を求めている³¹⁴⁾。ただしこの場合は、波の入射角を 45° としてそれによる補正を行っているので、波圧は僅か $6.3t/m^2$ である。

(3) 重複波圧理論

壁面での反射波を考慮に入れた実用的重複波圧理論は、まず Bénézit によって提唱された¹⁷⁴⁾。もっともこれは、重複波を流体力学的に解いたわけではなく、進行波からの類推に頼っており、また浅海波理論の代りに深海波の理論を用いた。Bénézit はこの方法をアルジェのムスタファ堤計画断面や、ディエップの直立堤に応用し

た計算例を示し、直立壁堤の利点を考察した。

今日広く用いられている Sainflou の重複波理論¹⁷⁶⁾は、直接には Bénézit の理論を改良したものであり、また次項に述べる Lira のダイナモ・スタティックという考え方に対する批判の上に立って出現した。すなわち、Bénézit が深海波として扱ったのに対し、Sainflou は浅海波の重複波をそのまま対象としており、またダイナモ・スタティックという便宜的考え方に比すれば、特別の仮定を全く必要としない点において理論的妥当性が明らかである。もちろん、これが高次の項を省略した近似解であることは、Sainflou 自身も認めているところである。

Sainflou がその理論の妥当性を Lira の式と比較して示した例証の一つは、直立壁堤における越波の状況である。ジェノアのビクトル・エマヌエル三世堤は直立部基面高 $-8.5m$ 、天端高 $+7.4m$ の混成堤で、波高 $5.5\sim 6.0m$ 、波長 $75m$ 程度の波で、数 cm の厚さの越流をしばしば生じていた。Sainflou 理論による計算では、 $H=5.75m$ とすれば波頂高は $8.0m$ となり、堤頂を $0.5m$ 超えることとなって観測と一致する。

ところが、Lira の理論による波頂高は $3.65m$ であって、堤頂までなお $3.75m$ の余裕が残ることになり、特に跳ね上りが認められないのに越波を生じているという事実を説明できない。このように、計算によって所要天端高を合理的に決定できることは、Sainflou 理論の有有用性の一つであった。

Sainflou がトロコイド波理論に拠ったのに対し、Gourret はポテンシャル波理論に基づいて重複波を論じた¹⁸²⁾。ただし、正確な水面形は実験的に求めることを前提としており、それが得られるまでの暫定的な近似解を示したものである。

Sainflou も Gourret も、単に重複波の基本理論や壁面に作用する波圧を求めただけでなく、直立壁堤に関する種々の問題点にこれを応用して構造論を展開した。更に Gourret は重複波理論を拡張し、それに基づく曲面堤の断面を提示している(6-5)。

日本では柳沢(米吉)が、斜め入射波による壁面での波高をエネルギー式から計算し、その水位上昇に対応する静水圧を以て一般の場合の重複波圧と考えた²¹³⁾。そして外海や内海の別に応じて波高・水深と波長との比を仮定し、実用波圧公式を提唱した。波が直角に入射する場合は、それぞれ次のようになる。

$$\text{外海: } p=2.45wH \quad (4-15)$$

$$\text{内海: } p=1.77wH \quad (4-16)$$

$$\text{長波: } p=1.4wH \quad (4-17)$$

(4) ダイナモ・スタティックの波圧理論

ダイナモ・スタティック (dynamo-static) の方法というのは、水粒子の衝突による動水圧と、水面の高まりによる静水圧との両者を組合せたもので、その代表的なものが Lira の理論である⁶⁷⁾⁸⁰⁾。近年においても、この種の考え方による公式はいくつか提唱されている。

動水圧に関する Lira の主張は以下のとおりである。

a) バルパライソ (チリ) の防波堤における観察によれば、波高は 4 m 以下で砕波を全く生じていなかったにも拘らず、堤体が振動していたほか、波があたったとき弱い衝撃音が聞えており、このことから動的圧力の存在は極めて明瞭である。

b) 1932年のカタニヤの災害に関する d'Arrigo の報告によれば、防波堤からかなり離れた水深20mの所で波は一部砕けており、したがって動的圧力が作用した筈であるという。同様の現象はチリでも観察されている。

c) こうした衝撃の原因は、防波堤の形が計算に用いるような単純なものでないことにある。水深が漸次浅くなれば水粒子の運動は次第に変形し、特に混成堤の場合には、波の反射を著しく妨げる。根固方塊もこれを助長する。

d) Miche も勾配 45° の斜面を対象として、一部動水圧、一部静水圧を考えた (1933)。

さて、このような考え方に基づく Lira の波圧は、前面の波頂高に対応する静水圧と、水粒子の運動による動水圧とから成る。このときの波頂高は、深海の進行波理論から類推して浅海波に拡張した値である。動水圧の算定に用いる速度も進行波としての軌道速度であるが、既往のものとは異なり、これに波速を加えるべきではないとした。(4-9) 式の表現における係数 f は 2 とする。

この方法で計算すると、例えば $H=8\text{ m}$ 、 $T=10\text{ sec}$ 、 $L=120\text{ m}$ 、 $h=10\text{ m}$ のとき、動水圧は 6 t/m^2 程度で、静水圧を加えても、それまでしばしばいわれて来たような $20\sim 30\text{ t/m}^2$ と比較すればかなり小さい。Lira は、波力計の記録や災害からの推定値は、極めて局部的なものであって、この計算値の方がはるかに真実に近い、と述べている。

また、壁面に波が衝突した後においては、実際の波頂高はもっと高くなるが、この時はすでに衝撃力が消滅しているから、これを特に考慮する必要はない、との解釈である。このほか、引き波の波力は対称形の直立壁に対しては殊更計算する必要もないが、胸壁のために非対称性が著しい場合にはこれを考慮に入れなければならないなどとも述べている。

しかしながら、Lira も Sainflou 理論の合理性は十分に認めている。そして Bénézit, Sainflou, Lira の各波力を比較すると、Sainflou が最大を示す傾向があるため、この一点のみを見ても Sainflou 式が実用上最も秀れていると結論した。

一方 Cagli は、ジェノアでの現地観測やスイスのローザンヌ大学 Stucky 教授へ依頼した換型実験に基づいて、重複波圧に懐疑的な見解を示している⁷⁸⁾。

揺れ波は壁面で反射されても定常波とはならず、軌道運動を伴うトロコイド波としての特性を維持し、波圧にも動的要素が加わる。また、壁面での波高が入射波高の 2 倍以上となるという実験の事実だけからしても、重複波理論は明らかに成り立たず、波圧は定常波によるものより大きい。

その実験結果を見ると、ジェノア (海底水深 $h=15\text{ m}$ 、マウンド水深 $d=10\text{ m}$ 、入射波高 $H=5\text{ m}$)、カタニヤ ($h=18\text{ m}$ 、 $d=10.5\text{ m}$ 、 $H=7.5\text{ m}$)、アルジェ ($h=18\text{ m}$ 、 $d=13\text{ m}$ 、 $H=9\text{ m}$) の各模型断面において、壁面の波高はそれぞれ 12.5、16.5、21.5 m となっており、確かに入射波高の 2 倍以上を示している。そして、壁面での波高が上記の入射波高のちょうど 2 倍となる場合と比べると、波圧は若干大きい。これらの実験では、いずれも表面的な砕波すら生じなかったということであり、したがってそのような影響は含まれていないものと考えられるが、具体的にいかなる実験法をとったか記されていないので、詳細は不明である。

4-6 揚圧力論

(1) Lira の揚圧力論⁸⁰⁾

Shield がピーターヘッドの災害解析に用いた方法 (4-4) や、Cagli の安定計算 (6-5) においては、波頂が衝突する瞬間には空中露出部分に浮力は作用しないものと考えていた。一方、直立壁の支持力の計算などについても、空中重量を用いて議論する場合が多かった。

Lira は 1935 PIANC において、揚圧力に関する以下のような見解を述べている。

a) 従来は壁体に対する基礎の支持力を重視した結果、揚圧力を無視する方が安全側であったが、近年の災害例の多くは滑出の重要性を示しており、その場合に揚圧力を無視すると危険である。

b) 揚圧力は通常前趾で波圧に等しく、後趾で 0 となるものと考えられているが、方塊の吊穴からこの水頭以上に水が噴出していた例もあるので、十分な根拠はないが、安全のためには三角形分布でなく等分布と考える必要がある。

(2) Castro の揚圧力論と壁体天端高

壁体の安定上からは、天端高をあまり高くしない方がよいという意見は古くからあり、例えば Th. Stevenson は次のように記している¹⁰⁾。

D. Stevenson の観察によれば、胸壁の破壊部では波が穏やかに越えて基部の洗掘は軽微であったが、胸壁残存部では衝突した水塊の落下による洗掘が甚だしかった。したがって、背面を繁船岸に使用しない限り、胸壁を設けるべきではなく、頂部の被覆を入念に施せば、特に越波を防止する必要はない。

また Larras による碎波圧の実験では、天端高を静水面附近に下げると、碎波圧の平手打部はほとんど消滅してしまい、腰掛部の圧力もほぼ半分に減少した。したがって、天端の低い構造物が安定を保っていたからといって、これより重くはあるが天端の高い壁体までも安定であるとは限らない、と述べている¹⁸⁹⁾。

これらはもちろん揚圧力と直接関係ないが、Castro は天端の低い壁体に対し、越流時の水面形を放物線と仮定してその遠心力を考慮に入れ、壁体の上下にかかる水圧差を計算して、天端高と安定性との関係を論じた⁸¹⁾。

その計算例によれば、幅10m、高さ10m、天端高—5m、比重2.2なる壁体は、静水中で1mあたり120tの重量を有するが、越流速度5m/secの場合には118t、10m/secでは88t、20m/secになると72tということになる。このことから Castro は、静水中での浮力をそのまま用いたり、潜堤は大きな波圧を受けないから安定であると考えたりするのは誤りであると指摘した。

(3) Gourret の揚圧力論¹⁸²⁾

Gourret の考え方における特徴の一つは、捨石マウンド上に置かれた方塊下面の受圧面積と全面積との比率は、捨石の空隙率に等しいものと仮定し、その結果有効揚圧力が減ずるとした点にある。例えば通常の根固方塊の高さは2m程度であるから、空中重量は 4.5 t/m^2 内外であり、捨石の空隙率を40%とすれば浮力は $2 \times 0.4 = 0.8\text{ t/m}^2$ 、したがってその水中重量を $4.5 - 0.8 = 3.7\text{ t/m}^2$ と考えるわけである。

Penna, d'Arrigo のカタニヤにおける方塊吊上げ試験によれば、捨石マウンド上に置かれた方塊を吊上げるに要する力はその水中重量にほぼ等しいが、砂地盤、更に粘土混り地盤上では次第にその空中重量に近づいて行くということである¹⁴⁹⁾。したがって、基礎の空隙その他で揚圧力にも変化を生ずることは確かであろう。しかし、この実験でも捨石マウンドの場合には影響がないし、仮にあったとしても、Gourret の計算通りにはならない筈である。

さて Gourret によれば、波の山においては、たとえ

波運動が捨石間隙を伝わって根固方塊の下面に作用するとしても、その大きさは 0.5 t/m^2 程度で問題にならない。しかし、波の谷において捨石間隙内に静水圧が残るとすると、例えば5mの水面低下を生じていれば、揚圧力は $5 \times 0.4 = 2\text{ t/m}^2$ に達する。またこれと同時に、根固方塊と壁面との間隙に上昇流を生じ、その水位差の40%が流れと化し、残り60%が圧力に変るものとする、 $5 \times 0.6 = 3\text{ t/m}$ の水平力が方塊に作用することとなる。方塊幅を4mとすれば、その有効重量は $(3.7 - 2.0) \times 4 = 6.8\text{ t/m}$ で、したがって方塊が沖側へ滑動する可能性があることになるという。このような根固方塊の移動は、現実にもしばしば生じているところである。

一方、直立壁の底面に作用する揚圧力については、通常どおりの三角形分布を Gourret もとっている。そして、やはり捨石空隙率による補正を施した。しかし、底面と捨石とは点接触に過ぎないから全揚圧力をとるべきである、との考え方も取り入れ、支持力などの計算例では両方の場合を併示している。

また、サイクロピアンブロックの水平継目に作用する揚圧力を考察して、縦穴による一体化の重要性を、反力の面からあらためて指摘した。すなわち、ブロック製作の精度からいって、水平面における上下の接触は完全ではあり得ない。したがってその間隙から揚圧力が作用し、そのときの接触部の反力を、周辺で接触している場合と周辺を離れて接触している場合とで比較すると、後者の方がはるかに危険となる。故にブロックの周辺に近く縦穴を設け、コンクリートを充填して鉛直方向に締めつけるのが、振動を抑制して槌撃破壊を防ぐのに有効であり、もし滑動抵抗を増強したいのであれば、更に軌条を縦穴にそう入すればよい、ということである。

4-7 波力研究の推進

(1) 1905 PIANC の結論⁹⁹⁾

このときの Stevenson の波力観測に関する論議は4-2ですすでに述べた。この会議では、波力について以下のような結論が採択されている。

a) 防波堤に作用する波力、特にその衝撃力は現在まで正確には測定されていない。

b) 防波堤の破壊は衝撃力の繰返しによるものであるが、この点も今日まで解明されるに至っていない。

c) 外海に面する新しい工事の計画に際しては、波や海岸性状などあらゆる条件を比較考察しながら既存の構造物を検討することにより、有益な資料を得ることができる。

(2) 1926 PIANC の提議⁶⁵⁾

1905 PIANC において Cagli は、

波力の評価に関し、我々は不幸にして十分正確な手段を得るに至っていないが、いつの日かこの偉業を達成できるであろうから、理論的実験的研究を推進するよう研究者を激励すべきである。

と発言したのであるが³⁹⁾、更に20年後の1926 PIANCでは、組織的な波力観測の実施を次のように提案した。

現在は波力のオーダーを知るために公式をつくり、葉をもつかむ気持でそれに頼っているが、成果は上っていない。Liraなども理論を提唱してはいるが、最後は係数に頼って最初の厳密さを無駄にし、しかも過大な値を示している。一方、波力に抵抗するための所要堤幅はすでに判っている。ジェノアでは12m ($H=6$ m)、バルバライソでは15m ($H=8$ m)、ピーターヘッドでは14m ($H=9$ m)、といった工合である。波がもっと小さい所では、繋船岸としての必要幅でうねりにも砕波にも十分抵抗できるだろう。しかし、だからといって波力観測が不用なわけではない。各国で、互いに比較できるような同じ方法で波力観測を実施するよう、委員会を設けて活動することを希望する。

こうした意向を受けて、1926 PIANC の結論には次の提議が織込まれることとなった。

波力の大きさとその測定に最適な計器とに関して、軌道運動をする波と砕波とを慎重に区別しながら、各国共同で組織的な研究を実施することを要望する。このために、少数の専門家を含む国際委員会を設置し、無用の重複や比較不能の測定法を避けて、合理的な調整をはかるよう格別の留意が望ましい。

かくして誕生した委員会の最初の参加国は、チリ、スペイン、フランス、イギリス、イタリアで、やや遅れてドイツが加わったほか、ソ連も独自の波力観測を実施したり、後の1935 PIANCには論文も提出して関心を示すようになった¹⁹²⁾。この委員会はその後拡大され、1957 PIANC以降は波力およびセージュに関する委員会となっており、これには日本からも参加している。

Stevenson によって19世紀中頃に始められた波力観測は、ようやく国際的な規模で実施される段階に達した。表4-2は Brun がとりまとめた波力観測年表である²¹³⁾。

(3) 波力計の開発^{183) 192)}

委員会がまず取上げたのは、波高や波圧の観測計器の

表 4-2 波 力 観 測 年 表 (Brun)

観 測 者	年	地 点	壁 体	計 器
Stevenson	1843~50	スコットランド西岸 Skerryvore Rock, Dunbar, 北海沿岸 Bell-Rock	直 立	Stevenson 式
Gaillard	1890~92	スベリオル湖 Duluth 運河口, フロリダ州 St. Augustine他	"	Gaillard 式
広 井	1905~08	小樽, 留萌, 太東岬	"	広井式
Eckhardt	1911	北海 Heligoland	"	実体写真と併用
Kusnetzow	1929	黒海 Tuapse	"	Kusnetzow 式
"	1930	アメリカ大西洋岸 Portland	45° 斜 面	
Besson	1931	フランス大西洋岸 Dieppe	6.7 : 1 斜 面	ピエゾ型
Rouville	1933	"	"	"
Besson	1935	"	"	"
Petry	1937	"	"	"
Albertazzi	1929	ジェノア	直 立	"
Levy	1933	"	"	"
Renaud	1933, 35	アルジェ	"	
Bruns, Oja	1934, 35	レニングラード	"	Kusnetzow 型
Wokresensky	1935	フィンランド湾 Krestowsky 島	"	"
Pouzyrewsky	"	" 外海	円 柱	
Bruns	"	白海 Kandelakschabucht	直 立	
"	1936	黒海クリミヤ半島 Simeis-Kaziweli	"	
"	1936~37	Barents 海 Kolabucht Wajanga	"	
"	1937	" Mis Zipp-Navolok	"	
Wlaskin	1938	" "	"	

研究である。従来は主としてある期間中の最大波力しか得られていなかったのであるが、砕波の場合をも含めて波圧の時間的変化を記録できるよう、特に応答性を考慮しながら計器の開発に努めた。

種々の波力計のうち、ディエップの西突堤で1928年から用いたものは、受圧板から導管中の液体を通じて圧力計に連結する古典的な型式で、固有周期は0.1sec程度であり、若干の記録を得たが操作に難点があったため、永くは使用されなかった。最終的に採用したのはピエゾ電気型で、1000c/s以上の固有振動数を有する。これは、ディエップ、ル・アブルにおいて特に砕波圧の測定に用いた。ディエップの観測(1933~37)によれば、継続時間1/200 sec程度の衝撃的波力が記録され、その最大値は実に69 t/m²であった。

ジェノアではLévi型波力計を用いた。これは水を満したU字管の一部に水銀を入れ、プラチナ線を浸して波圧による電気抵抗の変動を記録する方式である。

波高は、当初は望遠鏡でフロートの運動を追跡して求めていたのであるが、チェーンによってその動きが制約されたり、波しぶきで目視を妨げられたりする。そこでディエップでは、50m間隔に立てた2本の鉄柱に、50cmごとの縞模様をつけて波高を読み取ることにした。この鉄柱は、同時に波速の測定も可能である。波向は照準盤による。またディエップやアルジェでは、壁面に沿う波高の測定に階段抵抗式を使用した。

アルジェの現地観測は、この委員会の活動とは別箇のものであるが、実体写真を含め各種計器を使って波高・波圧・堤体振動などの測定を行ない、種々の資料を得ている。

(4) 模型実験の評価

1926 PIANCは波力の現地観測に積極性を示したのに、模型実験には甚だ消極的であった。すなわち、ソ連のTimonoffが、防波堤の構造断面の検討にガラス張り造波水路における模型実験を応用すべきであり、これを次の会議の議題にしたいと提案したのであるが、以下のような反論を浴びてしまった⁶⁵⁾。

Quellenec——模型実験は実用上の問題よりもむしろ理論的研究に活用すべきもので、実際の嵐をどう再現するかといった難点がある。

Lira——バルパライソでは1/1000模型で防波堤法線を定めたが、構造物に対する波の作用を定量的に求めるのは困難である。

Rouville——ソ連では興味があるかも知れないが、我々は関心を抱かない。
しかしこの後間もなく、スイスのローザンヌ大学では

Stuckyが直立壁堤に作用する波圧の模型実験その他を行ったし、アルジェの水路でもムスタファ堤の波圧や洗掘災害に関する模型実験を実施して有用なデータを生み出している。日本でもこの頃、平尾(俊雄)の揚圧力の実験³¹⁹⁾、井上(範)による砕波圧の実験¹¹³⁾、松尾(春雄)の神戸港防波堤の保護方塊に関連した安定実験³¹⁸⁾などがある。どこまでを理論的、どこからを実用的と称すべきかは明らかでないが、実験的手法に懐疑的な上記1926 PIANCの論調は、いささか理解に苦しむところである。

(5) アルジェ、ジェノアにおける観測と実験⁷⁸⁾ 183) 224)

組織的な波力観測を提議した1926 PIANC 当時は、前節で述べたBénézitやLiraの波力論が出現したばかりであったが、その直後の1928年にはSainflouの重複波理論が提示されて、この分野の一大発展を促した。そこで波力観測や模型実験も、この理論との対比を主目的としたものが多い。すなわち、壁面における重複波高と入射波高との比、重複波の波頂高、重複波圧の大きさと分布などである。

重複波高が入射波高の2倍であるということは、前からも唱えられていたが、アルジェでの観測では、大体1.8~2.1の範囲内にあった。これに反し、Cagliが2倍以上となると述べたことは、すでに記したとおりである。

波頂高については、Sainflou自身がつとにジェノアの例と比較しているが、アルジェの観測によっても、理論の妥当性は明らかであった。ムスタファ堤が倒壊した1934年2月3日の波は、 $H=9\text{ m}$ 、 $L=200\text{ m}$ と推定されたが、写真によれば波頂高は11~13mで、計算値は11.7mとなって観測と一致する。

また波圧に関しては、アルジェでは最大波圧は $w(\delta_0 + H)$ にほぼ等しかったが、その生ずる位置は静水面よりかなり下方であった。これに反してジェノアでは、最大波圧は静水面付近で生ずるが、その大きさは wH 程度であったと報告している。また波圧における動的要素について、前節にCagliの主張を述べたが、アルジェの模型実験でも、造波板の周期が僅かに変化すると、定常波のほかに衝撃的圧力が加わり、50%位増大することがあったという。

このようにして、1930年前後から直立壁に作用する波力の研究は極めて盛んとなり、理論・模型実験・現地観測に基づく多くの成果が生み出されて来た。その初期のものとしては、例えばLarrasによる斜め入射波の重複波圧¹⁹¹⁾、電気的相似性を利用した重複波圧^{187) 188)}、砕波圧における平手打部(gifle)と腰掛部(bourrage)の

区分¹⁸⁹⁾などの業績がある。

(6) 1965 PIANC の結論

波の性質や作用に関する研究は、近年著しい発展を遂げつつある。防波堤構造と直接関連するものも甚だ多いが、ここでは最近の状況を端的に示すものとして、1965 PIANC の結論を掲げるに止める。

a) 過去20年間に、防波堤に作用する波や、完成前後の各種型式の構造物に対する波の作用についての理論的・実験的ならびに現地観測による研究が、港湾工学におけるこの分野に著しい進歩をもたらした。これらの研究は更に強化されるべきである。

b) 波およびその作用に対する統計的解析法の応用は、効率の経済的な設計および建設に極めて貴重な手段である。

c) 小縮尺の模型実験は、一般的研究および特定の設計問題の解決に不可欠の手段であることが立証されて来ている。

d) ある種の場合には、構造物に対する波の作用は、実際の波のスペクトルを適切に再現できるような造波水槽において、最も効果的に解明することができる。

e) 各種の特徴的地点における波候の直接観測による研究は更に発展させるべきであり、PIANC はこれを奨励すべきである。

f) 研究のよりよき協力のため、模型実験や現地観測についての結果ばかりでなく、その背後のデータをも関連した研究の従事者が入手できるようにすべきである。

g) 捨石堤に関しては、斜め入射波および堤頭部の問題により一層の注意を払うべきである。

5. 傾斜堤構造論

5-1 捨方塊堤の災害

(1) アルジェリヤの捨方塊堤^(43) 295) 296)

傾斜堤にも各種の断面があるが、これからしばらく、比較的古いアルジェリヤの各港の捨方塊被覆捨石堤を対象として話を進めよう。アルジェリヤでは、アルジェをはじめオラン、フィリップビル、モスタガネムその他多くの港で、19世紀中葉から後半にかけて盛んに捨方塊堤を建設し、そしてしばしば災害を蒙った。被災の都度変更を重ねて来た各断面は、災害要因のとらえ方、改良断面へのその反映の仕方など、歴史的変遷をたどる上で好箇の資料を提供している。

方塊被覆層の破壊要因には、斜面勾配、方塊重量、基面の深さ、施工法などが挙げられる。

まず斜面勾配については、アルジェの捨方塊堤(1-3)

と同様、アルジェリヤ各港ではほとんどが1:1程度の急勾配から出発したので、絶えず補充を必要とし、次第に1:1.5内外の斜面、あるいはマルセーニ型複合斜面に変更せざるを得なかった。

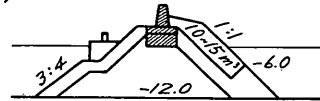
アルジェリヤで用いた方塊は、大略10~20m²である。もちろん、被災の都度大型化する傾向にあった。特に被覆層頂部には大塊を据えて、頂部工を保護すると同時に被覆塊の抑えにしようとした。しかし、被覆塊の沈下に伴ってこの保護塊は不安定となるし、また、保護塊の前面が波を激して被覆層を洗掘せしめるので、こうした方法では必ずしも好結果を得られない。

また、被覆方塊の施工法に起因する災害もしばしばあった。すなわち、方塊を堤頂で製作して斜面を落下させる場合が多かったので、必ずしも所定の位置に据えられないし、落下を容易にするため方塊の形状を立方体に近づけると、波力によっても移動しやすくなる。したがって後には、デリックによる入念な据付けに変更した。

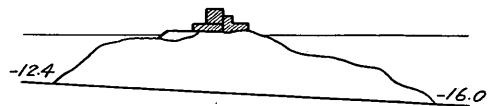
(2) オランの捨方塊堤災害^(43) 296)

被覆層の基面高に起因する被害の好例はオランにある。まず着工間もない1869年1月、頂部工の倒壊・転落、被覆方塊やマウンド捨石の散乱という甚大な災害を蒙ったのであるが、その第一の要因と考えられたのは、

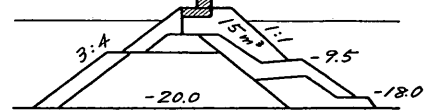
1859



1869災害(補修)



1869(改訂)



延長部

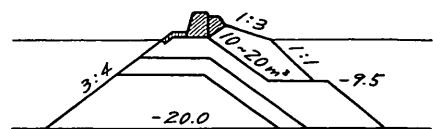


図 5-1 Oran (捨方塊堤の変遷)

— 6.0 mに置いた被覆層基面が浅過ぎたことである。すなわち、波の作用が— 6.0 m以深まで及んだため下部捨石層が崩壊し、その結果被覆方塊が転落、したがって捨石層上部は被覆を失って散乱したため頂部工との間に空洞を生じてしまい、遂に頂部工の倒壊を招いた、という解釈である。

そこで次の断面では、方塊被覆層の基面を— 9.5 mまで下げると共に、— 3 mより上方では堤全幅にわたって捨石を乱積方塊に置換え、頂部工の下に空洞を生じないように改良した。

この断面で施工した1869年以降の延長部は良好な成績をおさめたが、1869年の被災部では、旧堤の捨石が緩勾配で散乱していたため、被覆層の基部を— 9.5 mにとることができず、それ以後も被覆塊が散乱したり、また越波で港内側斜面が破壊されるなど、被害はあとを絶たなかった。その後も被覆塊の補充、頂部工前面への保護塊の追加、港内側斜面の補強などの改良を繰返し、結局当初の断面から大幅に変形してしまっただが、なお安定を得るには至らなかった。更に後年の延長部ではマルセユ型を採用して成功している。

(2) フィリップビルの捨方塊堤災害^{43) 295)}

ここで1860年から施工した断面では、まず— 8 mまで捨石マウンドを設け、その上を粗石および方塊で順次被覆した。この— 8 mという深さは、それ以前の経験から得られた安定限界である。後に施工中の1868年に、— 4 mまで捨石を盛上げて実験したところ、冬季の波でやはり— 8 mの水平面が形成されたということである。

この捨方塊堤も施工中から粗石や方塊の散乱、頂部工の滑动や転落を繰返し、1865、1869、1878、1890年の各断面へ次第に移行した。ただオランの場合と異なり、主として頂部工の巨大化という方向をたどっている。

1860年の断面における頂部工は、実際には高さ3 mを2 mに減じ、後方の埋込み塊も省略してあったので、1865年2月の嵐ですべて港内側へ転落した。1865年の改訂断面では、被覆層の不規則な方塊上に頂部塊を施工することは困難であるため、強固な頂部工基礎を設けてその上に頂部塊を置き、また頂部塊相互の間には20cmの空隙を残して、後に必要とあれば被覆層へ補充できるようにした。しかし、この断面も1869年8月の嵐により、水面上の15㎡方塊が不安定を示したため、これを125~175㎡の大塊で置換えて頂部工を保護することとなった。

ところが、この保護塊は下方の被覆層の沈下に伴って前面へ傾斜し、その著しいものは35°にも及んでいた。そこへ1878年1月の嵐が襲って大被害を生じたのであるが、このとき、すでに移動した保護塊の後方へ新たに方

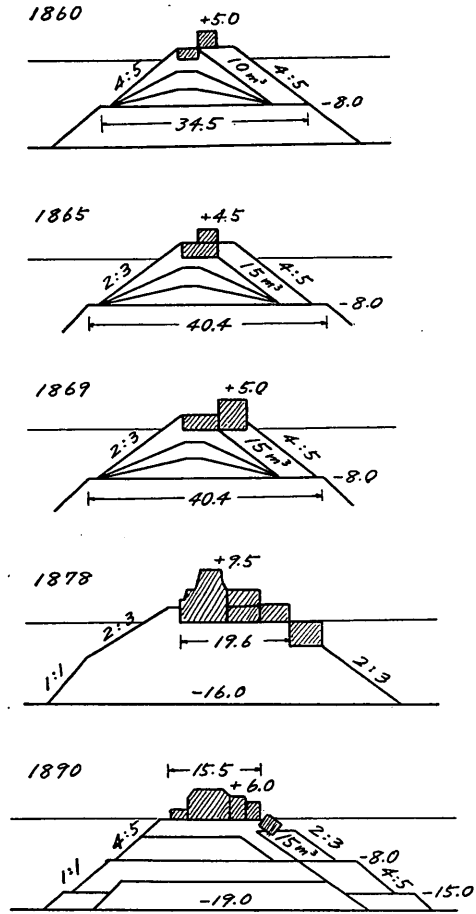


図 5-2 Philippeville (捨方塊堤の変遷)

塊を補充して2列となっていた部分は安定であったので、そこから大頂部工を設けて安定性を増強しようという考え方が生れ出た。

技師長 Salva の推定によれば、1878年の断面の頂部工に作用する波力は183.87 t/m、それに対する抵抗力は、185.438 t/mである。しかし、この巨大な頂部工が災いして、1885年8月には被覆層が散乱してしまったので、再びその補強をはからねばならなかった。

1890年の断面に関して Salva は、被覆層の36 tという大方塊は施工困難であるし、石は十分取得できるので20~25 tの自然石に代えるよう主張した。そして、方塊と石の単位重量をそれぞれ2.4、2.8 t/m³とすれば、36 t方塊は20 t石に相当することを示した。しかし実際には、当時テール石灰の価格が下がったので、やはり方塊を使用することとなった。1900、1903年の嵐で旧断面は被災したが、この部分には被害がなかったという。

(4) アルジェ、モスタガナム、テネの捨方塊堤災害

アルジェ¹⁶⁸⁾では、頂部工前面のバームに方塊を補充して被覆層を維持していた。しかしながら、このバームによる波の減殺が不十分なため、頂部工上段の30㎡塊はしばしば港内側へ転落したので、バーム上に100~120㎡大塊を据えてようやく小康を保った。

こうして波の直接作用に対する安定度は増したが、乱積方塊層の沈下による頂部工の亀裂が甚だしく、1890~91年冬季に甚大な被害を生じたので、頂部工を全面的に補修することとなった。新頂部工の特色は以下のとおりである。

a) 階段状の断面として最上段方塊の滑動に対処した(図1-5のAgha堤の頂部工参照)。その結果、既往最大と称する1898年3月の嵐にも耐えることができた。

b) 前面のバームを7~9mに拡幅して、15~40㎡方塊で波殺し斜面を形成した。しかし、上記の嵐の際の越波は防止しきれなかった。

c) 頂部工の港内側半分には、法線と直角方向の目地を設けて不等沈下に備えた。海側半分は厚さが小さく、しかも上段保護塊の自重によって先に亀裂を生ずる筈であるから、港内側部分の破壊を予知できる。

またモスタガナム¹⁷⁾では、当初の捨方塊堤が1895年3月に被災した後、被覆層の基面高を下げてもルセーユ型複合斜面とし、かつ背後には方塊傾斜積の波止め壁を設けた断面に改良したのであるが、再び1903年11月に災害を蒙った。その原因の一つは、大石を供給できなかった

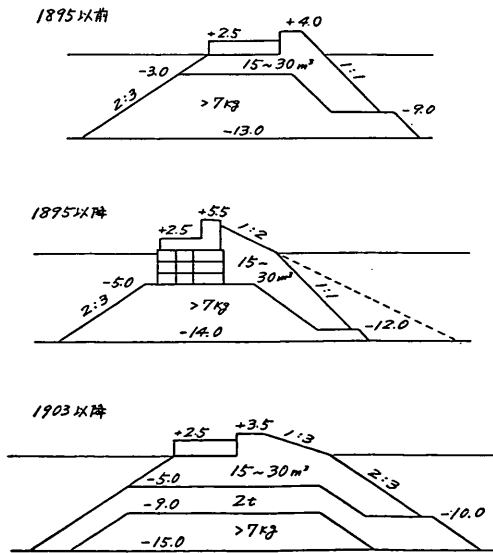


図 5-3 Mostaganem (捨方塊堤の変遷)

ため堤心を小塊(7kg以上)のみで形成し、直ちに15~30㎡方塊で被覆したことにある。復旧には、中間に2t石の層を設けて吸出しを防止した。

テネ⁵⁷⁾でも被災・改良を繰返して次第にマルセーユ型へ近づきつつあったが、工費の都合上、頂部工の断面を縮小して Casagne の提案による波殺しベースンを用いた。これは+2.9mの保護塊の背後に、+1.6mの外壁と+2.5mの内壁とを有する+1.0mの頂部工を設けてベースンとし、その内部で越波のエネルギーを散逸させ、水は内壁の溢流あるいは排水孔を通じて港内へ流入せしめるか、保護塊の間隙から港外側へ戻すかとするものである。

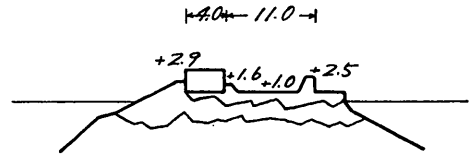


図 5-4 Ténès (Casagne の波殺しベースン)

実際には水塊が内壁を越えることはなく、荒天時にも内壁上を通行可能であったという。ベースンに一旦貯溜することにより戻り流れの勢力を減ずるので、海側斜面の安定にとっても好都合である。Casagne は、更に大きな嵐の下でも試験した上で部分的な修正を加えれば、経済的で有効な工法であろうと期待していた。

5-2 マルセーユ型傾斜堤論

(1) 1905 PIANC における評価

マルセーユの傾斜堤およびその型式の普及については、すでに1-3で述べた。各地のマルセーユ型傾斜堤が前述の諸原則をすべて遵守しているわけではないが、主として外観上の複合斜面に特徴を求めて実例をいくつか集めてみると、随所で紹介した断面のほか図5-5のようなものがある。

1905 PIANC における総括報告者 Lo Gatto は、結論案の中で方塊被覆捨石堤に言及し、マルセーユ型と階段堤の対比の下で、階段堤に関する当時の不評を反映しながら、被覆方塊は整積よりも乱積にする方がよいと述べた⁴⁰⁾。これに対し、討議の際 Batard-Razelière は以下のように発言してマルセーユ型の優秀性を強調すると共に、結論案中の乱積という表現に異論を唱えた³⁹⁾。

a) あらゆる地点に適合する唯一の型式はあり得ないが、マルセーユ型は、地中海では条件に応じて若干の修正を施ささえすれば、常に適用できる断面である。

b) マルセーユ型の一つの特徴は、各部の受ける波力に応じて筒塊の寸法を変えている点にある。そのた

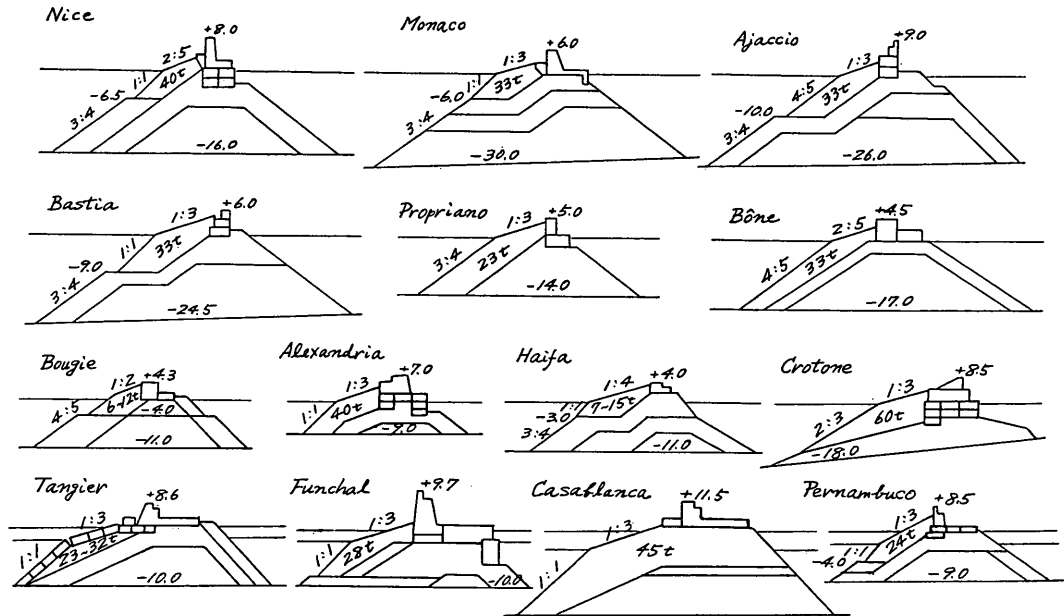


図 5-5 マルセーユ型傾斜堤の実例

めには石の分類を必要とするが、これは採石場で大塊にはデリックを、小塊は手で、屑石にはショベルを用いれば自づからできることであり、分類することにより空隙が増して経済的となる。

c) 総括報告者のような被覆方塊の乱積という表現では、最良の配列が偶然に委ねられる感があって適切でない。起重機で1箇1箇密に積むことによるのみ、安定性と耐久性の向上を期することができる。

d) 被覆層の基面にはバームを設けて最大級の粗石で保護し、その安定状況を絶えず注視することが肝要である。

e) この型式は、石が豊富で水深が過大でなく、特に背面に撃船岸を設けると、あらゆる場所で経済的である。

(2) 1926 PIANC における評価

1926 PIANC では、Quellenec が特にマルセーユ型傾斜堤の長所を力説し、その原則を遵守して成功した例、遵守しなかったための失敗例をいくつか挙げて、詳細な指摘を行った⁶⁸⁾。成功例に算えたものは、オラン延長部(図5-1)、アレキサンドリヤ東港、ペルナンブコ(ブラジル)、カサブランカ(モロッコ)(以上図5-5)、レークソー(図1-10)である。また失敗例は前述のオラン旧断面やフィリップビル、バルセロナ(6-3)およびカタニヤである。カタニヤの旧堤(図1-9)では、方塊被覆層の上部を緩斜面とせず水平としたのであるが、波のエネルギーを減殺するには戻り流れが必要であって、

水平部は有効でないし、また頂部工の露出面が過大であったと評している。

この会議の結論では、マルセーユ型という言葉は直接使っていないが、傾斜堤に対してこの断面を推奨し、次のようにうたっている⁶⁹⁾。

捨石堤の場合には、方塊被覆層の有無を問わず、海面下の斜面は構成材料の自然勾配をとることができる。これに反し、LWL上の斜面は1:3程度に緩くして、戻り流れの破壊力を減殺するようにしなければならない。頂部工を設ける場合には、この斜面を十分高くまで延ばして、斜面上で砕けた波の薄い先端のみが僅かに頂部工表面の一部にあたるに過ぎないようにする。上記以外の斜面形状が大災害の原因となった場合が多い。

更に1953 PIANC でも、Comanji, Strongoli がジェノア、カタニヤ、クロトンなどイタリアでの経験に基づいてこの型式を高く評価した⁹¹⁾。斜面勾配は水面上1:3、水面下1:1.5、方塊重量は波の荒い所で40~60t、被覆層の天端高は0.75H以上とする、などが経験的な基準であった。

(3) 複合斜面論

マルセーユ型傾斜堤では、水面上の斜面が緩く、水面下で急勾配となっている。この形状も、元来は波の作用で生じた一種の平衡勾配であるらしいが、捨石堤などに多く見られる平衡断面では、むしろ反対の傾向を示している。すなわち、水面上よりも水面下の方が緩勾配で、

深部の急勾配を含めると3種の勾配から成るものが多い。

プリマス堤もそうであったが、デラウェアの捨石堤も同様である。これはアメリカの古い捨石堤の代表例で、はげしい嵐によっても最早変形しないまでの平衡に達したものであるという。類似の形状は、被災後の実在の捨石堤や近年の模型実験でもしばしば得られている。

もちろん、勾配や折点の高さなどの具体的な値は条件に応じて異なるが、Hasskarl は上記デラウェア堤に範

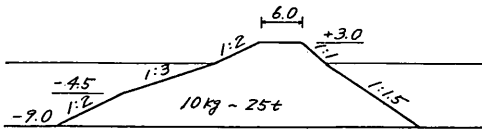


図 5-6 Hasskarl の捨石堤断面

をとり、あまり波の大きくない地点における標準断面を1912 PIANC で提示した⁵⁹⁾。斜面勾配は±0以上1:2、±0~-4.5mで1:3、-4.5m以深で1:2となっている。そして中間の緩斜面で波を砕き、遡上させてエネルギーの散逸をはかるものとしており、したがって、この部分は大石を規則的に張って滑面を形成しなければならない。

1926 PIANC では、Lira が類似の捨石堤断面を提案した⁶⁷⁾。これも波は中間斜面上で砕けさせるもので、1:2の勾配でもよいが良質の大塊を入念に積まなければならないので、1:3が無難であるとしている。上部を1:2としたのは、水面上では入念な施工が可能だからである。深部の折点の深さは1.0H以上とする。この種の捨石堤は波高3~4mが上限であるから、この深さは4.5~5mとなる。なお、Lira は同時に捨方塊被覆捨

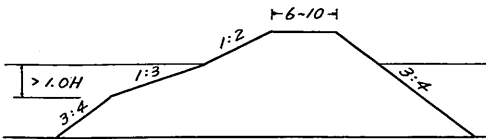


図 5-7 Lira の捨石堤断面

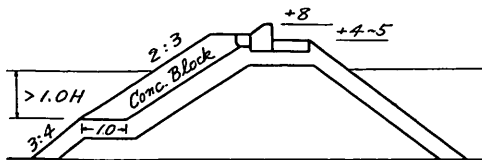


図 5-8 Lira の捨方塊堤断面

石堤の断面を示したが、そこでは単一勾配をとっている。

さて、1953 PIANC に報告された Hedar の実験的研究⁹²⁾によれば、こうした複合斜面における勾配や折点の位置は微妙な影響をもっている。すなわち、中間斜面を1:6としたとき、上方折点の深さが小さいと全般に被害があり、大きいと頂部斜面だけが被害を受け、その中間の場合にはほとんど被害がない。そして、下方折点は1.0Hより深くする必要がある。

この PIANC での総括報告者 Ferro は、マルセーヌ型断面と Hedar の実験結果とを総合して、

上部斜面はできるだけ緩くして、衝撃的な波が遡上時にエネルギーを費消し、重力で加速された戻り流れが水面近くのブロックを転落せしめないようにする。下部斜面はブロックの大きさに応じて急勾配とする。折点の深さは甚だ微妙であり、実際の経験では1.0H程度でも安定であるが、実験結果を参照して2Hとする方が望ましい。

と述べたのであるが、Comanji は次のように反論した⁸⁷⁾。

イタリアの実例では折点を静水面に置いている。上部斜面を降下する戻り流れは、水中に注ぎ込んで急速に勢力を失うのであり、下部斜面が急であるほどこの拡散は著しいから、折点はLWL附近に置くべきである。

5-3 傾斜堤安定論の発展

Gerstner による捨石・張石安定論や Virla の安定計算は4.1で述べたとおりである。その後もこうした考え方は部分的に応用されているし、また特定の地点での経験的重量公式などもいくつか求められていたが、1933年に Castro が公式を提示して以来、この種の論議は一段と盛んになり、1949・1953・1965の各 PIANC その他で、続々と新しい研究結果が発表されている。実際の防波堤における経験の集積もさることながら、模型実験の寄与した部分が甚だ大きい。

これらの重量公式は、大体において表現も結果の数値も類似してはいるが、なお相互に若干の差異があるため、すでに1953 PIANCにおいて、小委員会を設けてこれを検討すべしという意見が Rouville から出されている⁸⁷⁾。この提案は実施に移されるに至らなかったようであるが、1965 PIANC の頃には更に公式の数も増大したので、その結論では、模型や現地実験の結果ばかりでなく、背後の、データをも発表してより一層協同の成果をあげるようにすべきである、とうたっている(4-7)。

さて、1953 PIANC では Iribarren や Larras らが、

防波堤構造に関するかなり詳細な基準を提案した。その内容はすでに翻訳紹介されている³²⁾ のでここには省略し、総括報告者 Ferro がとりまとめた事項のみ掲げると以下のとおりである³⁷⁾。

a) 被覆石は等級別に分類して、個々に据付けることが必要である。

b) 大塊間の空隙を小塊で填充することは好ましくない。小塊の重量が波力に対して不十分であれば、空隙の数が増すだけで緊密性は改善されないし、空隙が減ればそれだけ揚圧力が増大する。

c) 捨石被覆層の厚さ(斜面に垂直方向の)は、筒塊の厚さの少なくとも3倍とすべきである。

d) 被覆層の表面はできるだけ不規則にして碎波を助長せしめるのが望ましいが、過度の突起や空隙は避けなければならない。

e) 被覆層とは反対に、堤心部には各種の大きさの塊を混合して最大の密実さを得るようにする。これによって港内への透過波が防止されるだろう。

f) 密実さを最大にする配合を理論的には得られるとしても、その実施は困難かつ不経済である。実際には数種の等級に分類するに止め、施工中の安定から許される最小の石を堤心の最下部に置き、上方および側方へ向って重量を増加して行くのがよい。

g) 堤心部と被覆層の間には、空隙からの吸出しを防止するため一〜二の中間層を設ける必要がある。もし吸出しがあると、長期間の中には密実さが失われ、不測の沈下を生じてしまう。

h) ともあれ、捨石堤の施工はできるだけ短期間に終了せしめることが望ましい。

i) 人工方塊で被覆する場合、従来の経験によると、乱積は過大な空隙を残す恐れが極めて大きいし、水平積にすると施工や補修が非常に困難である。

なお、このときの結論は以下のとおりであった³⁷⁾ (直立壁堤に関するものは除く)。

a) 理論的実験的研究の成果により、現在では通常の場合における傾斜堤の筒塊重量や斜面勾配を、波の大きさと結びつけて適切な精度を以て計算できるようになった。

b) 波の擾乱にさらされる内部空隙を減じ、かつ剛性は避けながら構成要素間に一種の附着力をもたせるため、近年防波堤のブロック間に瀝青モルタルを填充した例があるが、目下のところ満足すべき結果を示している。しかし、更に長期間にわたって効果を確認することが望ましい。また揚圧力が増大する可能性や、その散逸状況を検討することも必要であろう。

また 1965 PIANC の結論では、捨石堤における斜め入射波の作用と堤頭部の安定とに一層の注意を促している(4-7)。

5-4 階段堤構造論

(1) Luiggi の階段堤論²⁴²⁾

1898年の International Maritime Congress において、Luiggi はイタリアの各種防波堤を紹介した後、階段堤を強く推奨して次のように要約した。

a) イタリアで現在最も一般的な型式は、方塊階段積の被覆層を有する捨石堤である。上部工には防波壁を配し、背面を繋船岸とするのが普通である。

b) 階段堤の基礎は50~500 kgの捨石で形成し、海側は3~10 t、港内側は0.5~2 tの石でそれぞれ被覆する。斜面勾配は石の大きさと波の大小によるが、海側で1:1.5~2、港内側1:1~0.6とする。

c) 被覆層のコンクリート方塊は、設備の許す限り大型とする。通常は15~17 m²であるが、20 m²に達するものもある。

d) 方塊の据付けには浮起重機を用い、最下段は潜水夫によって入念に据える。上段には普通潜水夫を使用しない。継目にモルタルを填充すると、不等沈下への順応を妨げる。

e) 被覆層の勾配は1:1とする。港内側では2:1またはそれより急とし、繋船岸に使用するときは鉛直とする。

f) 被覆層基面は-4~7 m程度の十分な深さに下げる。海底が堅固な場合や石の取得が困難なときには、海底面まで被覆層を下げることもある。

g) 被覆層の幅は水面において最大とし、8~12 mをとる。天端高は通常+4 m内外とする。

h) 背面を繋船岸とするときは、被覆層頂部の背後に幅6~10 mのエプロンを設け、その海側を厚さ3~4 m、高さ+6~10 mの防波壁で保護する。

i) 頂部工の基礎は、以前は水中コンクリートによったが、現在は方塊積とするのが普通で、その方が施工中に流失する危険が少ない。

j) 階段堤は施工迅速、安定性大、工費中庸で、維持費も最小限ですむ。

さて、地中海沿岸など水深の大きい地点では、捨石マウンドの沈下が重要な問題で、例えばジェノア港ガリエラ堤の場合、被覆層基面以下20 mのマウンド厚に対し、沈下量は2.5 mに及んだ。そして被覆層と捨石部との間の不等沈下が階段堤災害の誘因となったのであるが、この点に関して Luiggi が1898年当時を示した見解は以下のとおりであった。

この構造は法線方向にも断面方向にも若干の柔軟性を有するから、沈下には支障なく順応することができる。もちろん、沈下に伴って被覆方塊は若干不規則になるけれども、波力に対抗するための一体性・安定性は十分確保でき、最下段の方塊を入念に据えて大粗石で前面を保護すれば更に安定となる。また施工当初は表層の方塊が波力で変位し、後列の方塊に押しつけられるが、乱積の場合のような著しい移動や方塊相互の衝突による破壊は生じないから、維持費が僅小ですみ、工費も乱積とくらべてそう高くない。

(2) 階段堤の災害

ジェノアやナポリ(1-4)以外でも、例えばチビタベッキヤではトラヤヌス堤北側延長部の階段堤が1895、1902年に被災している¹⁹⁾²⁹⁷⁾。これは、堤心に小塊を用いたため被覆方塊の正確な据付けが困難であったこと、堤心の沈下が被覆層の沈下よりはるかに大きかったためであるといわれている。1926 PIANCでQuellenecは、これをオラン延長部のマルセーユ型断面と比較し、水深20m点でコンクリート量は248m³も多いのに、捨石節減量は180m³に過ぎないことを指摘し、真似てはならない構造であると述べた⁶⁸⁾。

フランスのセットの階段堤では、不等沈下に備えて方塊間に60~70cmの空隙を残して据え、後に水面下では石を、水面上ではコンクリートを填充した⁴³⁾。しかし、海底洗掘のためマウンドが崩壊し、方塊も傾斜して危険

となったので、ナポリと同様、方塊被覆層の外側を捨石で被覆するという奇妙な結末を招いてしまった。やはりQuellenecによれば、マルセーユ型をここに適用した場合よりはるかに不経済で、これも真似てはならない例の一つである⁶⁸⁾。

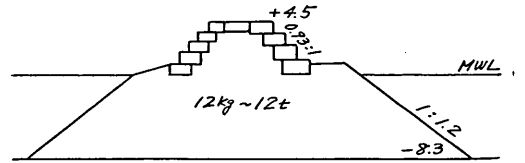


図 5-10 Delaware 型階段堤

アメリカのデラウェアの新堤では、イタリーの影響を受けて階段堤を採用し、デラウェア型と称する一型式を生み出した²⁶¹⁾。その特徴は、平均潮位上のみを階段被覆とした点にある。これは、各地の捨石堤において、上部は1:1程度の急勾配が維持されていたという実績に基づく発想である。

しかし、ここで成功した型式もサンディー湾ではかなりの被害を生じ、階段積の勾配や基面高、基部の保護捨石、頂部塊の重量や一体化などに、イタリーと同様な種々の経験を繰返さなければならなかった¹⁶⁾²⁶¹⁾。

(3) 階段堤の批判

上述の事例を背景とし、1905 PIANCではCagliが階段堤を次のように結論づけた⁴⁵⁾。

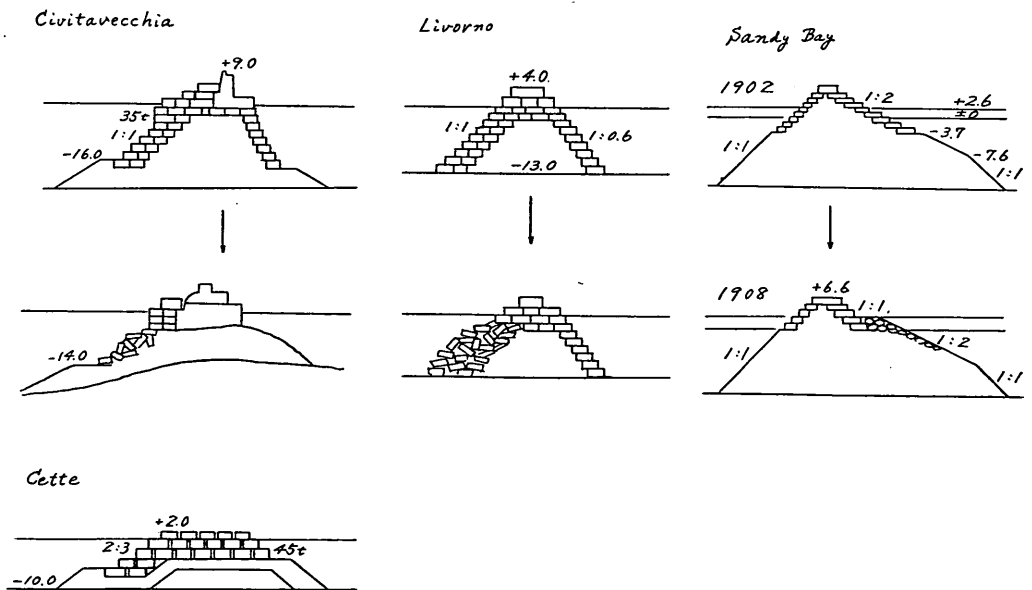


図 5-9 階段堤の災害

整積方塊で被覆した捨石堤は、堤心部と被覆層との間の不等沈下と、被覆層の傾斜が緩に過ぎたことのため、これまであまりよい成績を挙げていない。

また、Bernardini は捨方塊と対比して、

乱積方塊は波エネルギーをよく吸収して擾乱を減じ、たとえ1箇が移動しても、隣接塊がそれを埋めて被害を極小に止める。しかし常に維持補修を要し、また漏斗状の空隙へ侵入した波が大きな力を発現して、被覆不十分な堤心の小塊を吸出してしまう。整積方塊は安定性と経済性においてより合理的であるが、どれか1箇が移動すると被害が全体に波及する。と述べた⁴⁴⁾。

こうした見解をもとに、総括報告者Lo Gatto は、

階段堤はその方式自体を放棄しない限り、維持を続けることは不可能である。

とまで表現するに至った⁴⁰⁾。

これに対して Joly は、階段堤の災害はその原理よりもむしろ他の欠陥、例えば被覆層と頂部工との間の石詰部分や防波壁に対して被覆不十分であったことが主たる原因で、こうした欠陥は容易に是正できるものとした¹⁶⁹⁾。そして技師 Guérard の指導にかかるバルナ(ルーマニヤ)の階段堤を紹介し、基礎を広くして荷重の分散をはかり、不等沈下による方塊の変位を防いで成功したことを示した。

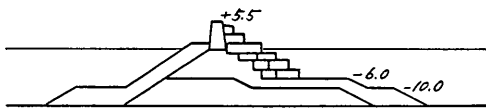


図 5-11 Varna (階段堤)

(4) 傾斜積階段堤論

イタリー式の階段堤では、被覆方塊は原則として水平積であったが、方塊を後方へやや傾斜させた階段方式が、Quellenec によって最初アレキサンドリヤ東港の護岸に用いられた(1905)^{68) 75)}。これは水平積の被災後に改良された型式で、以後全く安定を保っている。

同じアレキサンドリヤの西港では、旧捨方塊堤の延長部にこの方式を適用した。ここでは海底の岩盤上に厚い

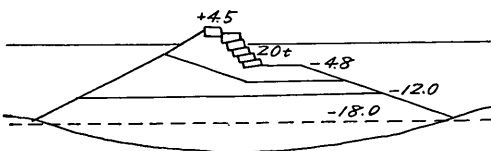


図 5-12 Alexandria (傾斜積階段堤)

シルト層をかぶっているの、浚渫土砂と礫とを堆積して平均6m沈下させ、-12m以上に階段堤を施工した。

階段積方塊の傾斜は15%、被覆層外面の勾配は1:1.2である。この勾配は、上段の方塊重量で下段の方塊を抑えつけるための最も有効な値であるという。方塊を後方へ傾斜させると、波力と重力とで中詰石へ押しつけられるため安定性を増す。最上段の方塊は更に保護塊で抑えられ、保護塊はまた背後の頂部工で支持されている。

この構造に対する Quellenec 自身の評は以下のとおりである⁶⁸⁾。

傾斜積階段堤は極めて有効であるが、この例の場合には、頂部工の小さいことと被覆層基面が浅いことに弱点がある。もっと波が大きくて2~3列の被覆塊を要するようになると、乱積あるいは半整積の方塊被覆と比べて特別の利点はない。

ここで指摘された点のほか、頂部工背後の捨石層が不十分なことも欠陥の一つで、事実、前面の暗礁で収れんした波が高さ16mに跳ね上って落下し、20mの区間にわたって背後捨石を流失させ、そのため頂部工の移動したこともあった。幸いにして被覆方塊は微動だにせず、復旧には捨石流失部をマッシュな塊で置き換え、その後の安定を確保した。

この断面は元来波が特に大きくない地点において意図されたものであるが、これを実施した技師 Malaval は、ジュノア港ガリエラ堤の災害は、水平な階段積の上部に抑えの大塊を据えなかつたことにあると考え、波の大きい地点での傾斜積階段塊を次のように示唆した⁶⁵⁾。

a) 被覆層の勾配はマルセーユ型、すなわち基面から+0.8mまで3:4、それ以上で1:3とする。

b) 被覆層基面は-8m以深に置き、そこから+0.8mまでは長さ4~5m、幅2.6~3.3m、高さ1.3~1.6mの方塊を15%の傾斜で、1.7~2.1mづつ後退させて積上げる。

c) その上にやはり1.7~2.1m後退させて、長さ4~5m、高さ2.5~3.1mの保護塊を据える。

d) その背後に長さ4m、高さ3mの方塊4個を1:3の勾配で+6~7mまで積み、水面での堤幅は24mとする。

1926 PIANC の結論では、傾斜積階段塊に関する次のような記述を取入れている⁶⁵⁾。

水平階段積の被覆層は、沈下や戻り流れによって外側へ傾斜し、思わしからぬ結果を招くことが多い。内側へ傾斜させた積み方によって、こうした欠陥を除くことのできる場合もある。

傾斜積階段塊の実施例は、マル・デル・プラタ⁶⁸⁾(ア

ルゼンチン), マルセユ³⁰²⁾や, アルジェリヤのアルジュ, メル・エル・ケビール¹⁹³⁾などにもある。マル・デル・プラタの場合は被覆層最上級に抑えの保護塊がなく, かつ防波壁は方塊を単純に積み重ねただけであったので, この方塊がしばしば後方へ転落した。アルジュの場合は, 80 t 被覆塊自体は強固であったが, 頂部工および港内側方塊壁の附近が越波によって崩壊し, 1949年の波高7~7.5mの波で被災した。そこでメル・エル・ケビールでは模型実験による検討を経て, 頂部工その他に改良を施した。

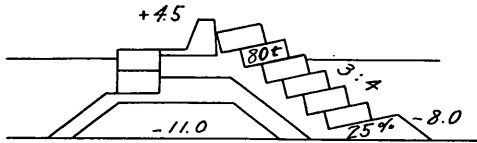


図 5-13 Arzew (傾斜積階段堤)

6. 混成堤構造論

6-1 サイクロピアンブロック堤論

(1) セラブロックの得失

混成堤上部工において, 筒塊の大型化・一体化の必要性は論をまたないところであり, その結果到達した極致がサイクロピアンブロックとケーソンとであろう。

1-4でイタリーにおける混成塊の変遷を見たが, 当初ナポリの島堤などでは方塊積とした。当時ケーソンに若干の危惧を抱いたためであるが, その後種々考察を重ね, 筒塊の運搬据付の容易化, 均質性の増大, 基礎の沈下への対処という観点から, I. Inglese の提案に基づき, セラブロックを重ねて独立の壁体とし, その一単位の長さは5~6mに止めるという方法を用いることとなった⁶¹⁾。その最初の応用がナポリのグラニリ堤である(図1-8)。

このセラブロックの寸法は9m×5m×2.3mで, 3.5m×3.5mのセル2室を有する。1箇の重量は96.5tで, 120t浮起重機を使用して, これを2列5段に積層した。1室の中詰には2日間を要したが, 先の島堤にくらべて施工速度は4倍に増加したということである。

ジェノアでもガリエラ堤の延長部たるピクトル・エマヌエル三世堤に対し, 1916年からセラブロックを用い始めた。これは12m×6m×3.6m, 重量220t, 4.5m×3mのセル3室から成る。外壁および隔壁は厚さ75cmの無筋コンクリートで, 隔壁には深さ1.6mの切欠きを設け, 中詰コンクリートの一体化をはかった。ナポリと異なり1列3段積とし, 基面は-10.5mに置いた。

こうしてセラブロックは所期の目的を達したかに見えたのであるが, 施工上の欠点もまた多々見出されるようになった。すなわち

a) マウンドの沈下を考慮して段階的に据えると, 中詰前に波で破壊される。グラニリ堤の場合は, 一6m以上になると波の影響を受けるので, 上部2段は一気に据付けて中詰する必要があった。

b) 中詰前には最下段セル内のマウンド捨石が吸出されるので, 底面に直ちにコンクリートを打設する必要があった。ただし, これによって沈下を一樣にする効果はあった。

c) 1日に400~500㎡のコンクリート中詰を迅速に施工しなければならず, そのための設備を必要とした。

d) 隔壁が過大なため壁の強度が低下し, また大きな隔壁に水中コンクリート中詰を施しても, 一体性には必ずしも信頼がかけない。

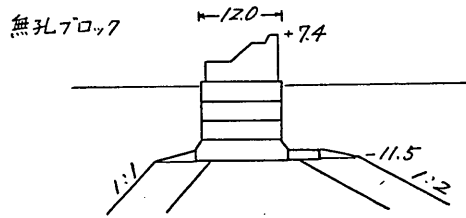
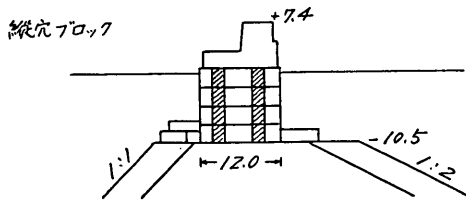
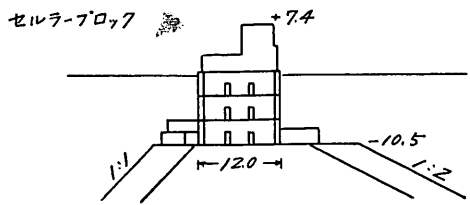
(2) サイクロピアンブロック

B. Stoney は1871年から施工したダブリン(イギリス)の岸壁に350tという巨大なブロックを用い, 浮起重機でこれを据付けた。そして当時の高基混成堤に見られる捨石マウンドの不安定性や, ドーバー型直立堤における工費・施工速度に関する欠陥を是正する方法として, このような大型ブロックを応用した低基混成堤を提案した¹²⁷⁾。ただ, 後のサイクロピアンブロックが水平に積重ねられたのに対し, Stoney の案の場合は, 縦長のブロックを2~3列に並べる方式であった。

さて, イタリーでセラブロックに代って登場したサイクロピアンブロックは, 1-4でも述べたとおり, 地中海地方における直立壁構造の主流となった。もっとも, セラブロックを施行中の箇所では, 現有起重機の容量の関係でなかなかサイクロピアンブロックへの切替を実現できなかったもので, 例えばジェノアでは, 1925年からようやくこれを使用することとなった。その寸法は12m×4m×2.7mで, 径2mの縦穴2本を以て一体化をはかった。

しかし, この縦穴の存在は施工中のブロックの破壊をしばしばもたらし, また水中コンクリートによる縦穴の充填にも十分な信頼をおけなかった。そこで縦穴を廃して, 吊穴4箇のみを有する300~330tブロックに変更した。

こうした一体化の無視は, すでに述べたようなカタニヤの災害を惹起したのであるが(1-5), ジェノアにおいても1955年2月の大暴風時に, 無孔サイクロピアンブロック部の全長1,850mのうち450mで, 頂部工と最上段



副堤による補強
(セルラーブロック部)

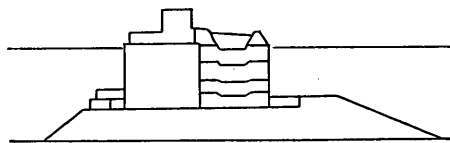


図 6-1 Genoa (混成堤の変遷)

ブロックとが港内側へ転落した。この部分は1953年まで延長を続けて来たもので、カタニヤの災害教訓にも拘らず一体化をはからなかったのは、両地点の波高の差を考慮に入れたためであろう。すなわち、カタニヤの7.5 mに対してジェノバでは5 mと考えていたし、事実1955年以前には無孔ブロック部に被害はなかったのであるが、この災害時には波高7 m以上に達したものと見られている(6-5)。

サイクロピアンという言葉は、ギリシャ神話に現れる一つ目の巨人サイクロプスに由来している。そして、巨大な石がモルタルを用いなくて積んである太古の遺跡の石積み法を、サイクロプ族の仕事だとする伝説があるという(研究社新英和辞典)。防波堤のブロックの場合、

どの程度以上の重量を以てサイクロピアンブロックと称するか判然としないが、堤幅いっぱいの長さを有するものという意味も含まれているようである。

小規模ではあるが堤幅いっぱいのブロックから成る例は、かなり古くからある。例えばキュステンジ(当時トルコ領、現在のコンスタンツァ)では、(3.3~3.6) m × 1.5 m × 1.8 mのブロックを単列に傾斜積とした¹³⁰⁾。またスミルナ(トルコ)でも、私人技術者の手により堤幅4 mの単列ブロック壁を築造した(1876)。Quellenecはこれをサイクロピアンブロックの分類の中で紹介している⁶⁸⁾。

地中海地方においても、現在では最早サイクロピアンブロック堤は建設していないようであるが、6-5に述べるとおり、直立壁堤論自体は近年までほとんどがサイクロピアンブロックを直接の対象としたものであった。

(3) Bénézit のサイクロピアンブロック論¹⁷⁴⁾

アルジェのムスタファ堤に直立壁堤を採用した経緯については、2-3で述べたとおりである。このときBénézitは、直立壁にサイクロピアンブロックを用いた理由を、更に次のように説明している。

a) 直立壁にケーソンを用いることには以下のような難点がある。

- i. 基面を-12mなどという深さに置くことは、不可能ではないが高価となる。
- ii 曳航据付に困難はないが、砂や石による中詰では耐久性に問題がある。
- iii たとえコンクリートを注意深く中詰しても、隔壁との一体化は不安全で、均質なブロックを形成することができない。

b) 故に、できるだけ大型の均質な方塊を積疊することが望ましい。通常50 t方塊程度では、多数の方塊を複雑に積上げなければならないので、不等沈下の影響を受けやすいし、重量が不十分であるから、強固な一体化をはからなければ、容易に吸出されてしまう。

c) 浮起重機の進歩を利用してサイクロピアンブロックを積量するのが最も簡単であり、かつ最良の結果が得られる。

こうした考え方に基づく直立壁堤の当初断面(図6-12)では、突起をつけたサイクロピアンブロックを積上げることとなり、後趾の反力を減らすため、上段ほど堤幅を狭めてあった。設計波は $H=5$ m、 $L=80$ mで、Bénézitは自らの重複波圧理論を応用して安定を検討した。しかし当初案の突起については、若干の滑動を生じた後でなければ効果が発揮されないこと、また方塊に亀

裂を生じやすくなることなどの欠陥を指摘され、また、波力の最も強い水面付近で堤幅を狭くするのも適当でないで、これらを勘案した結果、実際の施工にあたっては等幅の縦穴つきサイクロピアブロックを採用した。

このブロックは重量450tという大型のもので、それに使用した浮起重機もまた驚異的な規模となった。縦穴には軌条およびコンクリートを填充して一体化することとなっていたが、将来の外港完成時に航路とするため撤去を予定していた150m区間では屑石だけを詰めた。また残りの大部分については、剛な堤体にするに好ましからぬ振動を生ずるおそれがあるとの意見により、壁高の一部にのみ軌条とコンクリートを填充し、全高にわたって実施したのは先端付近だけであった¹⁸³⁾。

この防波堤は、やがて海底洗掘に基づく大災害を蒙るに至るのであるが、それについては6-4で述べることにする。

(4) 鮫島の混成堤上部工論¹⁸⁴⁾

鮫島(茂)によれば、混成堤上部工の構造は次のように分類される。

- a) 多数方塊を並列積置したもの。
- b) 大方塊を単列積置したもの。
- c) セルラーブロックを単列積置したもの。
- d) 多数方塊を傾斜の位置に累積したもの。
- e) マウンド上に多数方塊を乱雑に積み自由沈下に委ねたもの。

f) 断面前後に方塊積を以て壁をつくり、中間に割石を填充し上面を連結したもの。

このうち、e)は方塊が協同能力を発揮することなく各個撃破されるし、f)も共同抵抗力を利用できないので小防波堤用の構造に過ぎないと述べ、更にb)のサイクロピアブロックについては、次のように痛烈に批判した。

近年地中海におけるフランス、イタリー諸港の傾向は、非常に大重量の方塊を以て単列積置し、しかも鉄楔により相互の結合をはかりたる頑丈な構造であるが、マウンドを閑却するに過ぎ、そのために数度の致命的事故を起した。しかも大方塊を取扱うため、能力350tあるいは400tに達する大起重機船を巨費を投じて製造せるが如き、到底不可解なる計画である。

しかしながら、各層を単箇の方塊で造成するのは構造上非常に有効で、少なくとも最下層はこうあらしめたいが、その重量については、細長い形態のものを用いるか中空方塊により、一般起重機船の能力の範囲(50t未満、多くは20t)で考えるのが適当であるとしている。

要するに、

方塊は多数集合せし協同抵抗力を発揮せしむる形態を適切とし、それがため柄あるいは鉄材等の仲介物を設くるはまた極めて有効なる手段である。一般に方塊上部体は耐久的の得点あるも、波動抵抗より考るときはモノリシック体たる函塊に若かず。概言して函塊上部体を以て方塊よりも優れた構造とし、而して方塊はマウンド保護の目的に使用するを正当なる用途と信ずる。

と述べて、ケーソンを推した。そのケーソン論については次節で述べる。

(5) ブロックかケーソンか

鮫島の批判とは反対に、西欧側ではむしろケーソンに懐疑的な意見がかなりあった。Bénézitの見解はすでに述べたとおりであるが、Quellenecもこれと同様な考えを1926 PIANCで示している⁶⁸⁾。また同じとき、Kandiba, Toukholkaは、トアプセにおけるケーソン堤の災害経験に照して、ケーソンの難点を次のように指摘した⁷³⁾。

ケーソンは工費や施工速度に利点があるけれども、一旦災害を生ずるとその復旧は方塊の場合よりはるかに困難であるから、安定性に関する十分な検討が必要である。

一方、Liraは法線方向の一体性という点を重視し、波の著しく大きい所では、十分な考慮を払いさえすればケーソンの方が好ましいと述べている。またCoen Cagliも、イタリーに混成堤を導入した初期の頃には、ケーソンの利点は認めながらもその採用に踏みきれなかったのであるが、1935 PIANCの頃になると、波の荒い所ではケーソンか縦穴つきサイクロピアブロックを用いるべきであると、同列に評価している⁷⁸⁾。

同じイタリーのP. Perianiは、1953 PIANCにおいてサイクロピアブロックの欠点を

- a) 水深十分なる水際線に接する広大なヤードを要する。
- b) 大容量の浮起重機を要する。
- c) 据付けに静穏を要するので施工速度が遅い。
- d) 頂部工打設前に上段ブロックが移動しやすい。
- e) 縦穴を設けると外壁が破壊されやすい。

と列挙し、鉄筋コンクリートケーソンを用いればこれらの問題点を解消した上、十分な安定性・耐久性が得られると主張した⁸⁷⁾。

6-2 ケーソン堤論

(1) ケーソンの出現

大型化への順序からすれば、ケーソンはセルラーブロックの発展形態の一つとも考えられるが、実際にはむしろ

ろケーソンの使用の方が先である。これは、ケーソンの運搬には浮力という自然の力を利用できるのに反し、セルラブロックには強力なクレーンを必要とすることからも首肯できる。ケーソンの前身の一つはおそらく石枠であり、枠が転化して箱になったものがケーソンであろう。しかし、中詰コンクリートを主体とすれば、ケーソンは単なる型枠の一種ともいえる。水中場所打コンクリートによる壁体の形成も、かなり古くからの工法である。

ケーソンなるものが何時頃から出現したものであるかは、筆者の知る限りあまり詳かでない。しかし、ドーバーの直立堤を論議した1840年代に、Walkerは約200km離れたポルトランドで長さ90mのケーソンを製作し、これを浮遊運搬して沈設するという案を示した¹²⁴⁾。

また、水中コンクリート工法の研究で著名な Kinipple は1886年に、鉄の骨組で補強したコンクリートケーソンをマウンドまたはコンクリート基礎上に設置し、内部および頂部にコンクリートを打設して堤体とする方法を提案している¹³⁵⁾。

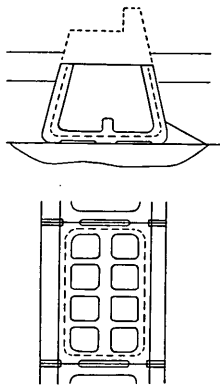


図 6-2 Kinipple のケーソン堤

(2) 初期のメタルケーソン

初期に実用に供されたものには、メタルケーソンが多い。3-1 で述べたビルバオで1894年頃から用いたケーソンは、6mm鋼板から成る幅13m、高さおよび長さ7m、重量30tのもので、内部は6箇の隔室に別れていた。これを30㎡方塊で中詰し、更に空隙にはコンクリートを填充した^{33) 251)}。

ゼーブリューゲ (ベルギー) でも、1900年頃からメタルケーソンを用いた²⁵²⁾。寸法には各種あったが、例えば先端部のもは、幅9m、高さ8.75m、長さ25mである。外壁は3mm鉄板をフレームで補強した枠にコンクリートを填充したものである。当初の計画では砂地盤上

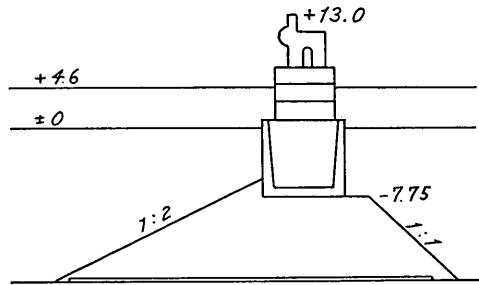


図 6-3 Zeebrugge (ケーソン堤)

に直接据付けることになっており、そのためケーソン下面周辺には約50cmのエッジが附いていて、これを海底へ貫入せしめる筈であった。実際には、基部3函据付け直後から予定法線上の海底が潮流で著しく洗掘されたため、粗朶沈床ならびに捨石マウンドを施して混成堤に変更した。

ビゼルタ (チュニジア) におけるメタルケーソンは、幅および高さ8m、長さ31mであった⁴³⁾。これは地中海における初期の代表的なケーソン堤であるが、しばしば災害を蒙り、多くの問題点を提供した。その状況は本節(7)で述べるとおりである。

以上は防波堤幹部の例であるが、堤頭部のみケーソンを用いた例もある。前記ビルバオでは、幹部にケーソンを採用し始める前から、東堤では径18mの、西堤では径27mの円形ケーソンによって堤頭を築造する計画であった。

マドラスで1894年に施工した旧堤頭部も、径13m、高さ16mの鉄製円筒ケーソンであった¹⁴²⁾。またサンダーランド (イギリス) の堤頭部は、幅20m、長さ30m、高さ8mの鉄ケーソンを袋詰コンクリートのマウンド上に沈設したものである¹⁸⁾。これに中詰を施すと重量10000tとなり、頂部工および灯台を含めると実に23000tに達する。

バルチック海沿岸シュトルプミュンデの導流堤頭部には、半円形の鉄製無底ケーソンが用いられた⁴⁸⁾。この地方には杭式石枠堤が多いが、堤頭部の災害が絶えないので特に強固な構造としたのである。

(3) 初期の無筋コンクリートケーソン

フローティングケーソンではないが、中空のコンクリートブロックを壁体に用いた例がコペンハーゲンにある²⁴⁴⁾。起重機の容量の制約から中空としたもので、長さ2.5m、高さおよび幅3.1m、重量35.5tという小型のものである。側面と底面はそれぞれ60~80cm、46cmとかなり厚いが、横方向の壁としては厚さ6cmのプレキャスト

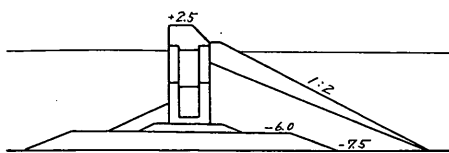


図 6-4 Copenhagen (中空ブロック)

ト鉄筋コンクリート版を組込んだ。将来の移設を予期して中詰には砂を用い、ケーソン相互の間隙には楔ブロックをはめ込んで一体化をはかった。

バルセロナ（スペイン）の無筋コンクリートケーソンは、幅 6 m、高さ 7 m、長さ 18.6 m で、外壁の上縁に 25 mm 鉄筋 2 本を用いたのみである¹⁷¹⁾。底版の厚さは 1 m、側壁は上部 10 cm、下部 30 cm、隔壁は上部 10 cm、下部 20 cm であった。隔壁の上部は深さ 1 m に切り欠いて、中詰コンクリートの一体化に便するようにした。注水沈設後、粗石を 1.6 m 厚に敷き、排水してからその空隙にモルタルを注入し、更に上部にコンクリートを打設して完成せしめた。この防波堤の特徴ならびに災害については、次節で述べるとおりである。

安芸（杏一）はこの港を 1907 年に視察しているが¹⁰³⁾、第二次大戦中の築港回顧録の中で、資材不足の折の参考にといい、この無筋コンクリートケーソンの例を再び紹介した²³⁵⁾。

無筋コンクリートケーソンは、1930 年代に至ってマルセユー港でも用いられている²⁷¹⁾。これは計 15 の隔壁から成るが、そのうちの 9 室を I 型にコンクリート中詰して全体の強度を増大せしめ、残りには屑石を填充した。

(4) 初期の鉄筋コンクリートケーソン

北米五大湖地方では豊富な木材を利用して、19 世紀末頃までは石枠堤が多く用いられていた^{85) 258) 259)}。これは湖底上に直接または捨石マウンド上に、ほぼ静水面に達する下段石枠を据え、その上に上段石枠をのせて頂面を板張したものである。しかし、波の作用で破壊するため絶えず補修が必要であり、前面に捨石波殺し工を設けて保護したが、なお木材の腐朽という欠点があった。そこで上部を方塊あるいは場所打コンクリートに変更したが、1901 年以降は、石枠に代って鉄筋コンクリートケーソンが登場した。ミルウォーキー、ムスケゴン、ラシン、アルゴマなどがその例で、多くは台形断面を呈し、中詰には石を用いた。

黒海沿岸のトアブセでも、古い石枠堤に替えて鉄筋コンクリートケーソンを使用するようになった⁷³⁾。その一つは幅 6.4 m、高さ 6.5 m、長さ 17 m で、21 箇の各室に別れていたが、周辺の隔壁にのみコンクリートを填充し、

内部は碎石のみで中詰した。

(5) Nikolsky のケーソン論⁵²⁾

さて、初期のケーソンの多くは、中詰コンクリートを以て強固なマスを形成するまでの単なる枠と考えられていたのであるが、隔壁の一部または全部に碎石を填充するようになると、一体性及均質性についての論議をよび起す。

例えば上記のトアブセでの中詰法に関して Nikolsky は、海水による鉄筋コンクリートの腐食が隔壁にまで及んだときに嵐が来襲すると、ケーソンが一挙に破壊してしまうおそれのあることを指摘した。

しかしながら Nikolsky の考えによれば、これは鉄筋コンクリートケーソンの本質的欠点ではなく、要はその強度や低廉な工費、施工の迅速さという利点を生かしながら、大塊形成の手段として効果的に使えばよいのである。問題は隔壁と中詰コンクリートとの附着力不足が一体化を阻害する点にある。

そこで、できるだけ隔壁の数を減らすと同時に、それを上部まで連続させずに取外し可能の支保材で置き換え、中詰作業の進行と共に順次除去して行く。こうすることによって、中詰の一体化が大いに改善される。もちろん、隔壁の存在が据付けや中詰作業の便に寄与していることは否定できないが、そのことのために、より重要な事項を見失ってはならない、と述べている。

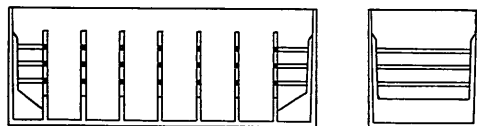


図 6-5 Nirolsky のケーソン

(6) 日本へのケーソンの導入

日本で最初にケーソンを港湾工事に用いたのは、神戸の岸壁である¹¹³⁾ (1907)。防波堤に用いた初期の例としては、留萌港南防波堤¹¹⁰⁾、小樽港島堤および北防波堤延長部³¹³⁾、高雄港南防波堤¹⁰⁴⁾などがあり、いずれも 1910 年代のことである。小樽では、伊藤（長右衛門）が世界最初の進水式製造を試みた³¹⁶⁾。

これらのケーソンはすべて鉄筋コンクリート製で、西欧のような金属あるいは無筋コンクリートケーソンは使用されなかった。しかし西欧と同様、鉄筋コンクリートの耐海水性の問題に関しては、中詰にコンクリートを用いることにより、外壁破壊後も中詰コンクリートを以て波力に抵抗せしめる、との考え方をとっていた場合が多い。

したがって、例えば神戸港の岸壁ケーソンで後半分を砂で中詰した例に対して、広井は以下のような批判を加えた²⁾。

繫船壁の函塊を填充するに後半に砂を用いたるは工費の節約を主眼としたものなるべく、海外においてもその実例ありといえども、数十年の後鉄材の腐食膨脹その他の原因により函塊の外殻を破壊するに至らば一を得て百を失うに異ならざるべく、国家百年の施設としては遺憾なき能はず。

(7) ビゼルタのケーソン堤災害³⁹⁾⁴³⁾

先に初期のメタルケーソンの一つとして、ビゼルタの例を紹介したが、このケーソン式混成堤は、施工中からしばしば災害を蒙っている。

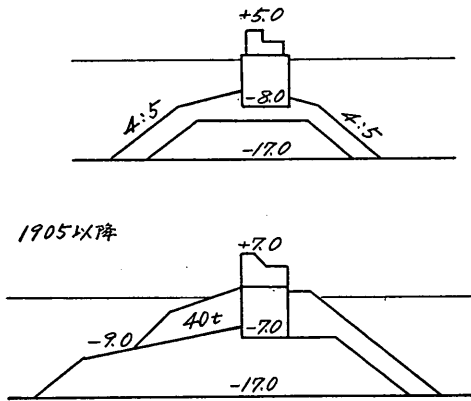


図 6-6 Bizerta (ケーソン堤と波殺し工)

マウンドの斜面勾配は当初 1 : 1.25 の計画であったが、海側は施工中すでに 1 : 1.5 に変更せざるを得なかったし、港内側も後に拡幅した。

1904年2月の嵐では、各ケーソンが若干の滑動、回転、沈下を生じてしまい、ケーソン間にコンクリートを填充して一体化をはかろうとしたが、その作業終了前の同年12月、7函にわたって上部場所打が流失し、6函は著しく港内側へ傾斜した。更に翌1905年1月には、島堤のマウンドが 1 : 3 斜面に崩壊、直立部は4函が最大 1 m 滑動したほか、著しい亀裂や沈下を生じた。次いで同年11月にも、堤体の移動や胸壁の破壊などを生じた。

結局これらの災害原因として算えられた事項は、

a) 地盤が良好ではないのに、厚さ 10 m のマウンドが十分沈定する前にケーソンを据付けたこと。

b) 直立壁基面の深さが不十分 (- 8.0 m、捨石マウンドの天端は - 5.5 m)、堤幅も僅か 8 m しかなかったこと。

c) 胸壁が高過ぎたこと。

d) マウンドの石質が不良だったこと。

などである。

この防波堤は、地中海岸におけるケーソン式混成堤の最初の試みの一つで、これを 1905 PIANC に報告した Joly は、論文提出以後に生じた災害を会議で口頭発表しなければならなかったが、同じ頃被災したゼーブリュッゲの状況をも勘案して、ケーソン式混成堤に関する注意事項を以下のように指摘している。

a) 壁体基部の洗掘に対しては、内外両斜面共に特別の考慮を払わなければならない。海側には少なくとも幅 10 m のバームを設け、大型塊で被覆する必要がある。こうすることによって、マウンドや壁体の施工も容易となる。

b) マウンドの沈下はできるだけ避けなければならない (ビゼルタでは最大 70 cm)。そのためには、ナポリやジェノアで行ったように、あらゆる大きさの捨石を混合し、段階的に時間をかけて施工し、上面を良質の材料で仕上げる必要がある。

c) マウンドの施工に十分な注意を払っても、ケーソンのような大塊にはなお沈下の恐れがあるから、各単位を独立させて隣接部と絶縁する。数年を経て沈定した後でなければ、各単位相互の一体化をはかろうとしてはならない。

d) 巨大塊は、一単位の長さが大きいほど移動の恐れも大きい。ゼーブリュッゲ (25 m) やビゼルタ (31 m) の長さは過大である。

e) 通常、壁体幅を 10 m 以下としてはならない。幅が過小であることの危険性は、マウンドの厚さが大きく、その締りが悪いほど大きい。マウンド厚を減らすことは、波力に対する抵抗の面からいっても有利である。

f) ケーソンによる巨大塊は、できるだけ均質なものとしなければならない。ビルバオのように、メタルケーソンの中に方塊を据えてコンクリートを注入する方式には批判の余地がある。

ビゼルタにおけるケーソン堤の災害が、イタリーなどでケーソンの採用をためらわせ、セルラーブロックからサイクロピアンブロックへの過程をたどらしめた一因をなしている。

災害後の補強としては、前面に捨方塊波殺し工を附加し、かつ背後にも捨石を堆積して壁体の支持を強化した。しかし、壁体の頂部工が極めて高いのに、波殺し工はこれを十分被覆していなかったため、その後 1915、1931年に直立部の倒壊を招き、被害の程度はかえって増大

してしまった^{19) 79) 174)}。

(8) PIANC のケーソン論

まずケーソンの外壁としてのメタル、無筋コンクリート、鉄筋コンクリートの優劣については、例えば Mateos は 1926 PIANC でメタルケーソンを推奨した⁶⁹⁾。その理由は以下のとおりである。

a) 無筋コンクリートの場合は壁厚が過大となって浮遊に支障を来す。

b) 鉄筋コンクリートは耐海水性に疑問がある。

c) 25年前に据付けたビルパオのメタルケーソンは、水面附近に僅かな損傷の見られるほかは良好な状態に保たれている。

d) 鉄筋コンクリートケーソンの隔壁は均質なブロックの形成を阻害するが、メタルケーソンに鉄製の支柱を併用することにより、補強された均質のものが得られる。

しかし、Cagli は無筋コンクリートケーソンを推し、その注意事項として、隔室によるケーソン内部の分割は、たとえ外壁が破壊しても中詰コンクリートによるブロックだけで波力に抵抗できる程度にとどめるべきであると⁷¹⁾。

一方 Bonnet, Braeckman は、トラスやポゾラナの添加によってコンクリートの耐海水性は保障されるから、むしろ鉄筋コンクリートケーソンの方が経済的であると⁶⁶⁾。Lira も鉄筋コンクリート派で、もし耐海水性が危惧される場合には、隔壁を廃して良質のコンクリートで中詰することにより均質性を確保すべきであると述べている⁶⁷⁾。

これらの意見をもとに、1926 PIANC の結論は次のようにうたっている。

a) 鉄筋コンクリートその他の材料による薄い壁体のケーソンは、中詰材料と外壁との結合が不十分であること、沈設後その巨大な隔室の中詰に長時間を要することのため、破壊あるいは施工困難の原因となる。

b) ケーソンは、鉄筋コンクリートよりも無筋コンクリートの方が通常安全のようである。

c) ケーソンは、不等沈下の際にその一部が張出し状態とならないよう、法線方向の長さをできるだけ短くしなければならない。

d) 外壁の破壊後にも中詰コンクリートだけで波の作用に抗し得るように、ケーソンの隔室を適切に配列することが肝要である。

こうした見解は 1935 PIANC の結論にもほぼ受けつがれて居り、そこには以下の表現が含まれている。

浮遊曳航して現場で中詰するケーソンを用いるとき

は、壁体と中詰材料との結合不十分という本質的欠陥に注意する必要がある、材料の性質がこれに関連する最も重要な因子となる。中詰作業に時間を要することから生ずる困難や危険もまた、十分考慮しなければならない。法線方向にかなり長いケーソンの場合には、過度の不等沈下を生じないように注意する。これらは、1926 PIANC の結論においても指摘された事項である。

(9) 鮫島のケーソン論¹¹⁵⁾

6-1 で述べたとおり、鮫島は混成堤上部工の各種構造を比較した結果、一般にはケーソンが最も優れているとしたのであるが、従来用いられて来た鉄筋コンクリートケーソンにはなお多くの欠陥があるとして、以下のよう

に批判した。

a) ケーソンの形状は対称形である必要はない——外壁は緩やかにできないが、内壁の傾斜は自由であり、かつ重心を低下させるのが安定上有利である。

b) 函底とマウンド間の摩擦抵抗が少ない——滑動対策として函底に凹凸をつけるのは容易にして有効である。

c) 外壁が下部に厚く上部に薄いのは合理的でない——波圧、船舶による外傷、海中生物、自然侵食のいずれから考えても、上部は下部と同じかむしろ厚くするのが永久構造物として合理的である。しかるに実際には、浮遊運搬時の強度および安定のために永久的条件を犠牲に供している。

d) 鉄筋のかぶり過小である——海水に常時露出されているに拘らず、重量軽減のため極めてかぶりが小さい。

e) 内部にコンクリート填充を必要としない——ケーソンに適切な修正を加えれば、それ自体で耐久的な構造となし得るから、コンクリートの填充は重量増大の手段としては高価に過ぎ、むしろケーソンを大きくして安価な割石を填充するのが賢明である。数十年後に外殻崩壊の兆あるときには、初めてコンクリートを填充しても遅くはない。逆に填充コンクリートが化学作用を起し、膨脹してケーソンを破壊した例があり、特に火山灰入りの場合にこの心配が多い。また将来防波堤の移築を要するときには、コンクリート填充は障害となる。

f) ケーソンの剛度不十分である——各立壁の長さおよび高さは壁厚に比して極めて大きいため、斜め方向の外力に対して脆弱で、波圧や均し不十分による亀裂を発生して重大な欠陥となる。

g) 頂部の亀裂防禦を講ずべきである——均しの不

足や海面上下の温度差により、頂部から水面下数mに及ぶ亀裂がしばしば発生し、耐久上の重大な欠陥となる。

h) 災害修理や移設に対する用意をしておくべきである——この観点からも、外殻を薄くしてコンクリートを填充する従来のケーソンは不適當で、外殻をできるだけ堅固にして非常の際に備えるのが賢明である。

こうした批判の上に立って提案されたのが水平骨格式ケーソンである。これに対して、従来の通常のを隔壁式ケーソンという。

水平骨格式は、鉛直な隔壁の代りに水平なラーメンあるいはトラスを配したもので、隔壁式における外壁が水平方向の連続桁となっているのに反し、水平骨格式では鉛直方向の連続桁となる。また、隔壁は外壁の支保工としての直応力と、隔壁間の水位差による曲げ応力を受けるが、水平骨格はラーメンまたはトラスとして、隔壁よりはるかに少ない材料で、より強固に支保の目的を果し得る。ただし水平骨格式の場合、底版には補強桁を加える必要がある。

水平骨格によって剛度が増すから、上記 f) g) の問題は自ら解決するし、骨格の間隙を適切に定めれば c) の欠陥は是正でき、永久的条件と一時的条件とを合致させることができる。また同時に d) に対しても、フロートを用いることによって解決できる。要は、施工時の若干の便宜のために永久的条件を左右するのは本来転倒であるという考え方である。

この水平骨格式ケーソンによる横浜港外防波堤については、6-5 で述べるとおりである。

6-3 波殺し工論

(1) 波殺し工と波止め壁

1-3 で述べたアルジェのアガ堤では、捨方塊の間隙を通る透過波を阻止するため、背後に直立部を設けて波止め壁 (wave screen) とした¹⁶⁸⁾。

エジプトのアレキサンドリヤでは、岩盤上に10㎡方塊を乱積し、波と漂砂の透過を防止するため港内側には捨石層を設けた⁷⁵⁾。これもやはりウエーブ・スクリーン的一种であるが、壁体ではないから波止め層とも称すべきであろう。

アガ堤の場合、出発点は捨方塊堤であるが、同じ断面でも見方を変えれば、直立部を主体とし、その前面に波勢を殺ぐための波殺し工を附加したものと考えることができる。そして、混成堤の補強を目的として、後から捨石または捨方塊を投入して波殺し工とした例の方が多く、当初から波殺し工を附加した例、あるいは捨方塊堤に波止め壁を設けた断面の方がむしろ少ない。

アルジェと同様に捨方塊層の透過波防止を意図したものととしては、モスタガネムにおける1895年の被災後の断面がある (5-1)。またバルパライソでは、捨方塊上に頂部工を設置したのでは、その空隙を通して作用する揚圧力が危険であるという理由で、背後に方塊積の直立壁を設けた結果、類似の断面となった⁸⁰⁾。

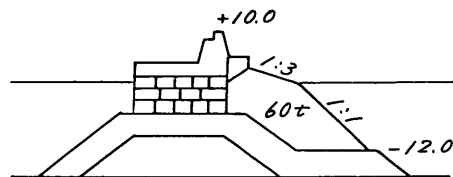


図 6-7 Valparaiso (波止め壁)

波殺し工の機能は、直立部自体の破壊やその脚部洗掘を防止するため捨石または捨方塊の斜面で波を砕き、エネルギーを散逸せしめようとするところにある。したがって、基本的には傾斜堤と同じ考え方であり、傾斜堤の場合に斜面を緩く長くしてできるだけ高くまで延ばし、頂部工を十分に被覆しなければならないのと同様に、混成堤直立部前面の波殺し工も壁体をよく被覆しなければ、砕けかけた波がまともに衝突してかえって逆効果となりかねない。事実、後述するようないくつかの災害例もある。

(2) 波殺し工による混成堤の補強

高基混成堤から低基混成堤への途を歩んだオールダーニー (1-2) では、度重なる災害の後、1870年にイギリス政府が J. Hawkshaw と A. Clarke に改良案を諮問した。その答申では、頂部工を廃して天端を下げると共に、捨石または捨方塊の波殺し工を設けて、壁体とマウンドの保護をはかるべきことをうたっている⁹⁾。

しかしながら、この港は最早こうした補強に要する費用には値しないと判断するに至ったため、改良案は実施に移されず、1872年以降の維持は起点から 870 m までの区間に止め、それより沖側は放棄することとなった。

上述の改良案の中で天端高について触れているが、この直立壁の場合、天端高が高過ぎた (+10m 内外) ことも、基部の洗掘力を強め、打込み波による破壊を助長した原因に算えられている。また、このように巨大な頂部工を設けたため、断面の非対称性が横断方向の不等沈下を増大したのである。

オランダのイムイデン (図6-8) では、1867年から J. Hawkshaw の指導の下で防波堤を建設した^{50) 83) 133) 254)}。この地方は石材に乏しいため、砂地盤上に直立堤を設けようとして失敗し、結局、幅広く薄い捨石マウンド上に方塊水平積の直立壁を施工した。

LWL以上の方塊は繋鉄で結合してあったが、マウンドの洗掘に伴いLWL附近の方塊が安定性を欠いていたため、後に全延長の沖側半分は、マウンドを拡幅すると共に10~20t方塊の波殺し工を附加した。それに要した工費は全体の40%に達する。しかもなお方塊の補充を必要とし、鎖で連結したり、80~150tケーソンを用いたりした結果、1905年以降によりやく安定となった。

マドラス旧堤の災害については4-3で述べたが、その復旧工法として設計者 Parkes は、港内側に第3列方塊層を追加して一体性を十分強化し、マウンドには大粗石を補充するという案を示し、あくまで混成堤構造をとろうとした。また Molesworth は、散乱方塊はそのまま放置し、新たに追加補充して捨方塊堤に変更する方法を主張した。

最終的に採用されたのは Hawkshaw, Coode, Stokes の3人委員会による以下の案である⁹⁾。

a) 原位置に上部工を復旧するが、散乱方塊によってそれが不可能ならば、18m後退させて平行に新設する。

b) 上段方塊を繋鉄で結合してから、全長にわたる場所打コンクリートでHWL上3.6mに嵩上げして一体化する。

c) 陸岸の基点からある距離の区間には、大型捨石を海側マウンドに追加する。

d) そこから屈曲点までは捨方塊の波殺し工を設け、必要とあれば捨石マウンドを拡幅する。

e) 屈曲部とそれ以深の区間には、更に大規模な波殺し工を設ける。

f) 港内側マウンドには、袋詰コンクリートの根固め塊を2列設置する。

後年の港口移設に伴う新堤においても、この復旧断面と同様なものを採用した。

図6-8は波殺し工つき混成堤の実例若干を示したものである。ホーリーヘッドの場合は、混成堤被災後に附加した波殺し工とやや異なるが、類似の性格を帯びているといえないこともない(5)の論議参照)。ポティはソ連の黒海沿岸の港である^{19) 73)}。チビタベッキヤの場合は、波殺し工による補強だけではなお不安なので、前方に潜堤を設けて来襲波を減殺する二重堤方式を採った¹⁹⁾。バッファローは北米五大湖にあり、この地方でよく用いられた石枠堤は破壊や腐食が甚だしいので、波殺し工による保護が必要となった^{59) 85)}。モルムガオやコロomboのものは当初の設計から含まれていた波殺し工である。

(3) アルジェ港アガ堤の災害^{57) 168)}

アガ堤の断面(図1-5)は、元來は捨方塊堤の背後に波止め壁を設けたものであったが、ここでは波殺し工の分類に含めてその災害状況を述べることにしよう。

当初の計画における直立壁の基面高は-6.0m(実際は-5.5mに変更)であった。この深さは、障害物のない場所での15kg石が、通常の嵐の下では散乱しないという実績から定めたものであったが、異常な嵐の場合に果して安定であるか、壁体を施工した後はどうなるか、壁

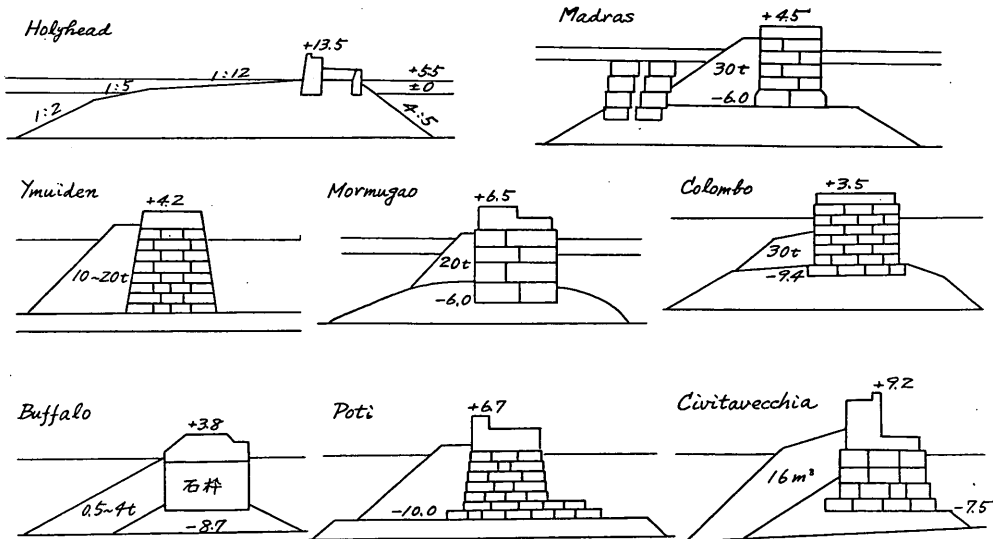


図 6-8 波 殺 し 工 の 実 例

体据付けのための均し用小粗石に対してはどうか、など不明の点多々残されていた。

そこで、基面の均しの前に前面の捨石および捨方塊層を設けることとしたが、その背後に直立壁を形成すると中間に生ずる凹部に擾乱が集中するおそれがあったため、施工は特に迅速を要した。

また、海底地盤があまり堅固でなくマウンド厚も大きいので、壁体の方塊間相互には40cmの空隙を残して不等沈下に対処した。当時、不等沈下対策としては傾斜積工法が普及していたのにこれを採用しなかったのは、モスタガネムの実例から、傾斜積方塊が相互に支えあって必ずしも沈下に追従しないものと判断したからである。

方塊被覆層と捨石マウンド(15~100kg)との間には二つの粗石層を設け、方塊空隙からの侵入波による吸出しを防いだ。北堤の拡幅部(1-3)では詰石が16mの距離を吸出された前例があるし、モスタガネムでも、中間層を省略したためにマウンド捨石を吸出されて甚大な損害を蒙ったので(5-1)、このような措置を講じたのである。

さて被覆層の方塊は20㎡のもので、最上部を31㎡方塊で保護して複合斜面とし、壁体背後には捨石層を水面附近まで設けて支持せしめる計画であったが、工費の制約と実験的意味とからこれらを省略することとなった。また基部200mは、北堤により遮蔽されているという理由で、壁体の幅員を6.4m(その他の区間では9.6m)に減じた。

その結果、頂部を通行可能な程度の平常の波によっても、壁体にはかなりの振動が感じられた程で、遂に1906年2月の嵐で壁体が傾斜するという事態を招いた。

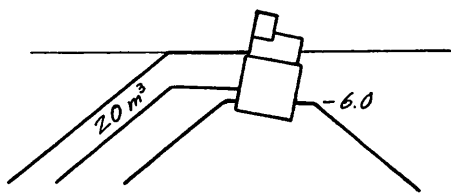


図 6-9 Alger (Agha 堤の災害)

災害原因としては、マウンド内の小塊が透過波の作用で流失したためであるとの説もあったが、もしそうであれば壁体は鉛直に沈下しなければならず、また流失した石が港内側に堆積している筈なのに見あたらない、ということでこれは否定された。実際には直立壁に対する被覆の不足が原因であって、まともに波力を受けた壁体がマウンドの圧縮または海底へのめり込みのため傾斜したのである。

災害後の調査によれば、壁体の沈下は1m内外、壁頂の水平変位は1.4~1.8m、傾斜は5~12%に達していた。壁頂の水平変位には、傾斜によるもののほか若干の滑動が含まれる(例えば1.80mの変位に対して、1.55mが傾斜、0.25mが滑動による)。このとき堤幅9.6mの部分では、6.4m部との接続点で0.4mの変位と僅かな傾斜を生じただけであった。

補強としては、当初の計画どおり、被覆層に31㎡方塊を追加すると共に、背後捨石層を-2mまで高めた。また、この経験に基づいて後年の先端部では更に断面の強化をはかったのであるが、それでもなお1921年10月には50mにわたって頂部工が倒壊したし、その後もしばしば災害を蒙った。しかし、ムスタファ堤が倒壊した1934年2月の $H=9m$ (6-4)の波の下で、いかなる状況であったかは明らかでない。

(4) バルセロナの災害

ビルバオで当初の高基混成堤が災害を蒙り、そのマウンドの背後にケーソン式混成堤を設けて二重堤に変更したことは3-1で述べた。同じスペインのバルセロナではこのアイディアを導入し、前面の乱積方塊層と後方の直立壁とを組合せた特異な断面を採用した¹⁷⁾。両者の中間は粗石と頂部工とで埋めてあり、完成断面は波止め壁を含む傾斜堤ともいえるし、波殺し工を含む混成堤とも考えられるが、基本的には上述のとおり二重堤である。

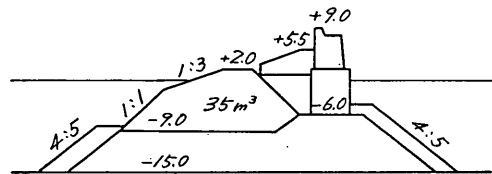


図 6-10 Barcelona (波殺し工)

この構造の利点として当初挙げられていた事項は次のとおりである。

- 捨方塊層をまず設けることにより、港内への遮蔽効果を早期に得ることができる。
- またこの捨方塊層により、直立部の施工が安全かつ容易となる。
- 工費・工期が大幅に減少する。
- 施工中の災害の危険性が軽減される。

この直立部の下部工としては無筋コンクリートケーソンが用いられた(6-2)。Hamaran は1905 PIANC でこの防波堤の断面および工法の利点を強調し、会議の結論に下記を追加するよう要望したほどである³⁹⁾。

15~20 t/m²程度の波力の地点でならば、バルセロナの新防波堤の構造型式は、施工容易・安定性大・工

費低廉という利点からあらゆる場合に適合し得るものである。

しかしこれから15年後の1920年2月、この防波堤は延長1000mにわたって直立部が倒壊するという大災害を蒙った。Quellenecの指摘する災害原因は以下のとおりである⁶⁸⁾。

a) 直立壁があまりにもスレンダーで、しかも背後に捨石層の支持がなかったこと。

b) 捨方塊層と直立部との中間の粗石の頂部コンクリートが十分な幅をもっていないかったため、それと捨方塊層との間隙からの打込み波が壁体に圧力を及ぼしたこと。

c) 直立壁上部の被覆が不十分で、過大な受圧面が露出していたこと。

復旧にあたっては、方塊被覆層を更に上方へ延長すると同時に、その背後に水面まで捨石層を設けて、その上に頂部工を据えることとなった¹⁹⁾。

(5) 波殺し工に関する論議

オールダーなどと同じ頃着工したホーリーヘッドの高基混成堤では、直立部の前面を緩斜面捨石マウンドでHWLまで被覆してある¹³²⁾。一種の波殺しといえるが、この工事に携ったHayterの1876年の報告の中では、波殺し工という言葉は特に用いていない。

ホーリーヘッドでは、捨石方式における難点は十分認識していたのであるが、採石場が極めて近かったので、敢えてこうした断面を採用したという。したがって1876年当時においても、こういう斜面は揺れ波を寄せ波に変形して絶えずその作用を受け、粗石は遂に磨耗して礫と化するから、鉄ケーソンにコンクリートを充填して直立部を形成し、その基面を例えば4.5mに置く低基混成堤とすべきであった、といった批判も出ていた。

Hayter自身も1886年の意見においては、緩斜面の波殺し工には確かにそのような欠点があるが、ホーリーヘッド建設時にはやむを得なかった、と述べている¹³³⁾。

さてHayterは後にイムイデンの工事も関与したのであるが、そこで波殺し工を附加した理由を、計画時に潮位上昇に関する資料が不足していたためであるとしている¹³³⁾。着工後、異常潮位の上昇はしばしば2m以上に達し当初の安全率が過小であることを見出したという。

これに対してR. Aitkenは、マウンドに1年の沈定期間をとったのであるから、その間に断面強化の余裕があった筈であり、かくも高額な波殺し工を採用したのは肯づけないと批判した。

またVernon-Harcourtは、基部の方塊が吸出される

ときには波殺し工が必要であるが、上部の方塊の移動に対しては、堤幅を増すなり、一体性を改善するなどして補強すべきではないか、と指摘した。後の1905 PIANCにおいても、波殺し工を用いるよりは、むしろその一部でも壁体の拡幅にまわすべきである、と説いている。

D. Cayはまた、アバディン南堤の例(4-3)を引いて、LWL以上を場所打コンクリートで一体とし、かつ根固めに袋詰コンクリートの大塊を用いれば、このような波殺し工は不要であるといっている。

こうした批判を受けたHayterは、波殺し工を附加するのが最も望ましいと判断するまでに長期間を要したこと、これを含めてもお工費は決して高くはないこと、細砂の海底上に袋詰根固塊は設置できないこと、などを挙げて反論した。

マドラス新堤の波殺し工に関しては、W. R. Bellがその不経済性を非難している¹⁴⁸⁾。すなわち、波殺し工があるために壁体にはかえって強大な波力の作用する恐れがあること、波殺し工を施工する前には壁体のみで嵐に耐えなければならぬこと、したがって、ぼう大な波殺し工の一部を以て壁体の拡幅にあてた方がよいという意見である。

モルムガオ(当時ポルトガル領インド)における方塊傾斜積の混成堤では、マドラスなどの災害経験に徴して、当初の設計から波殺し工を取入れた。これもホーリーヘッドやイムイデンと同じく、Hayterの考えによるものである。

Hayterによれば、モルムガオのような波殺し工はホーリーヘッドの緩斜面と違って、波の性格を変えて寄せ波に転ずることがなく、これを用いることによって堤幅を減らすことができるほか、根固め工も不要となるので、決して工費は増加しないということである。更に、波殺し工は完成断面の補強に有効であるばかりでなく、施工中の壁体をも保護できる利点があり、モルムガオの防波堤ほど施工中の被害が少なかったものはないという^{135)~139)}。

前節で述べたとおり、ビゼルタでは波殺し工が不十分であったために補強の効果はなく、再度の被害を生じた。Bénézitは、不十分な波殺し工が壁体に砕波力を及ぼしたのであるから、むしろ背後の捨石層のみに止め、海側はマウンドの補強だけとした方がよかっただろうと指摘し、傾斜堤と直立壁堤との中間的型式を批判した^{79) 174)}。

ビゼルタに対するGourretの見解もほぼ同様である¹⁸²⁾。

直立壁堤の完成後に断面の不足を見出した場合、そ

の補強は港内側に施すべきである。海側では、十分な幅を有する傾斜堤に変更しない限り完全とはいえず、ビゼルタのような補強策をとってはならない。たとえ完全な波殺し工であっても、施工中に混成堤としての作用(3.3)を生ずる危険性はなお残っている。

(6) 日本の波殺し工

小樽の北防波堤には、当初は前面の階段状方塊に波殺し工的效果を期待していたようである。しかし、程なくこれを廃してむしろ壁体自身を強化し、基面は低くするという方向をたどった。

1920～21年冬季に生じた留筋のケーソン滑動災害に対し、林(千秋)はさしあたり抵抗力増大の方法として次のような項目を挙げている¹¹⁰⁾。

- a) 堤幅を増す。
- b) 各ケーソンを相互連絡して一致的抵抗をなさしめる。
- c) 外側に受ける波力を弱めるため捨石量を増加する。
- d) 内側でケーソンを支持するだけの荷重を加える。

そして、これらの中ではa)とc)が比較的確実で得策であるとした。

c)は波殺し工の考え方とあい通ずるようにも受けとれるが、実際の補強断面では被災前のマウンド斜面1:2を1:4に緩くし、根固方塊をやや高めてそれを十分被覆できるようにした程度であるから、波殺し工という部類に属するまでには至らなかった。

なお、補強断面ではd)の方法をも一部併用している。直立部の背後を捨石層で支持する方法は、小樽でも用いられたし、釜山などにもある。広井はこれを

此補強たるや直立部の幅員を変更せずして随意に其の強度を増減することを得て波力不明の所に在りては適切なる方法なりとす。但し粗石堆を直立部と同高となすときは波撃により港内に打落せらるゝものあるべし。斯の如き粗石堆の抵抗力は嚙に小樽港に於て施したる試験の結果によれば其率約0.7に達するものなり。と評している¹⁾。

留筋では後に副ケーソンを背後に設置した。副ケーソンによる補強の例は、このほか網走³¹⁵⁾や室津⁵⁾にもある。

このように、日本の混成堤の大部分は、あくまで混成堤型式の枠内で補強を施しており、波殺し工の附加、あるいは傾斜堤への変更といった処置はほとんど見られない。しかし、近年は日本においても、異型塊を直立部前面に投入した波殺し工がかなり普及して来た。その大部

分は既設混成堤の被災後、あるいは嵩上げなどに伴う補強策としてとられているが、中には当初の設計からこれを採用したものもある。

波殺し工には、波圧の減殺、越波や反射波の軽減、基礎洗掘の防止といった効果が期待される反面、ケーソンなどによって意図した一体化・大型化の効用が半減されるし、直立壁の外側にこれを施工することは必ずしも容易ではなく、またその完成以前に直立部が被災しやすいなど、すでに指摘され続けて来た欠点も多い。

直立壁と傾斜面とを複合したこのような断面は、混成堤と傾斜堤の利点を併せもつてであろうが、また欠点も相乗されるおそれがあり、その得失は構造様式論における一課題として十分検討する必要がある。

6-4 直立壁堤と海底洗掘

(1) バレンシヤの洗掘災害^{19) 80) 176)}

スペインのバレンシヤでは、1920年頃からの防波堤延長部に対して、当初は直立部にメタルケーソンを用いる計画であった。このケーソンの底面は木製で、中詰コンクリートを施した後に側壁は取外すので、むしろ場所打の型枠に近い。実際には、側壁を除去した後のコンクリートの耐海水性に信頼をおけなかったので、イタリ式セルラーブロックに変更した。

さて、このセルラーブロック堤は、施工中の1926年12月、 $H=7\text{ m}$ 、 $L=150\text{ m}$ の波により水深12mの海底(細砂および泥)が堤の両側40mにわたって著しく洗掘されたためマウンドが崩壊し、壁体200mが前後に転倒した。このとき頂部工は未完成の状態であった。

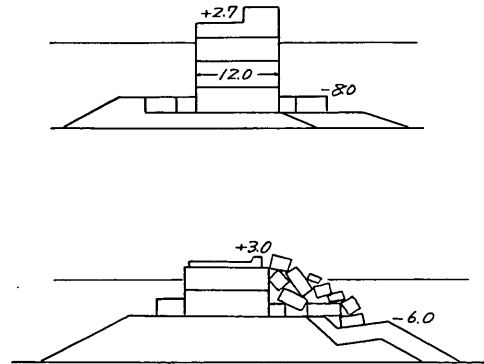


図 6.11 Valencia (洗掘災害)

Sainflou が重複波理論を示したのは、この災害の直後のことである。そして、壁面前方の重複波の節における海底粒子速度が極めて大きいことを計算で示し、バレンシヤの災害を例にとり、直立壁堤の築造にあたっては海底の洗掘に十分考慮すべきことをあらためて指摘し

た。たゞこの場合、施工中で天端が低かったため、越波により背後を洗掘されたことも一因をなしている。

復旧断面は波殺し工を附加したものである。

(2) アルジェ港ムスタファ堤の補強と災害¹⁸³⁾

バレンシヤの災害例や計算結果があったにも拘らず、その後1934年には、このムスタファ堤が前面海底の洗掘に端を発する大災害を蒙った。波高や波長が予測をはるかに上まわったことにもよるが、たとえ理論から粒子速度を算定したとしても、それだけでは洗掘の問題を講じきれない。もっとも、これは現在も未解決の難問である。

ムスタファ堤の設計時の考え方は2-3や6-1で述べたが、施工中の1930、31年に、壁体の沈下やマウンドの散乱など、部分的に若干の被害を生じたので、第2区の基部90mに対しては、前面に波殺し工を設けると共に、背後にも捨石層を施して補強した。

サイクロピアブロックの縦穴は、計画どおりに填充されていなかったのであるが、一体化の必要性は鉛直方向ばかりはない。波力の位相差のために法線方向のブロック間に相対運動を生ずると、ブロックが互いに接触して破壊する。したがって初期の沈下が終り次第、法線方向にも一体化をはかる必要がある。しかし簡単な突起程度では効果がないので、種々の方法を検討している最中に、1933年3月のカタニヤの災害(1-5)が発生し、一体化の緊急性を痛感するに至った。

そこでとられた補強策は次のとおりである。

a) 縦穴が放置されているところにはコンクリートを填充し、更に径10cmの穴をあけ、5~6.5cmの鋼棒をそう入してグラウトする。

b) 方塊間の薄い空隙やクラックにセメントグラウトする。

c) 鉛直継目を閉塞する。

このc)項については、すでにマルセーユのセント・マリー堤で30cmの間隙を袋詰で閉塞した経験があったが、こゝでは間隙が2.5~10cmじかないので、継目の内外縁に径10cmの孔をあけ、アスファルトを詰めて波を防ぎ、その間にセメント注入を行った。これらの補強費は、当初の建設費の30%にも達した。

第2区においては、縦穴の填充がすでに完了していたので、鉛直継目のみを対象として1934年以降に実施の予定であったが、その前に大災害に見舞われてしまったのである。

1934年2月初め、地中海サルディニヤ島に停滞した低気圧のため、ジェノア~アルジェ間535海里に強風が吹送した。たゞし、アルジェ沖30kmで風は止み、2月1日には全く静穏、2日明け方には僅かな荒れ方であったのに、午後からうねりが高くなり、3日早朝には超弩級の凄じさとなって、NNE方向からムスタファ堤第2区を襲った。

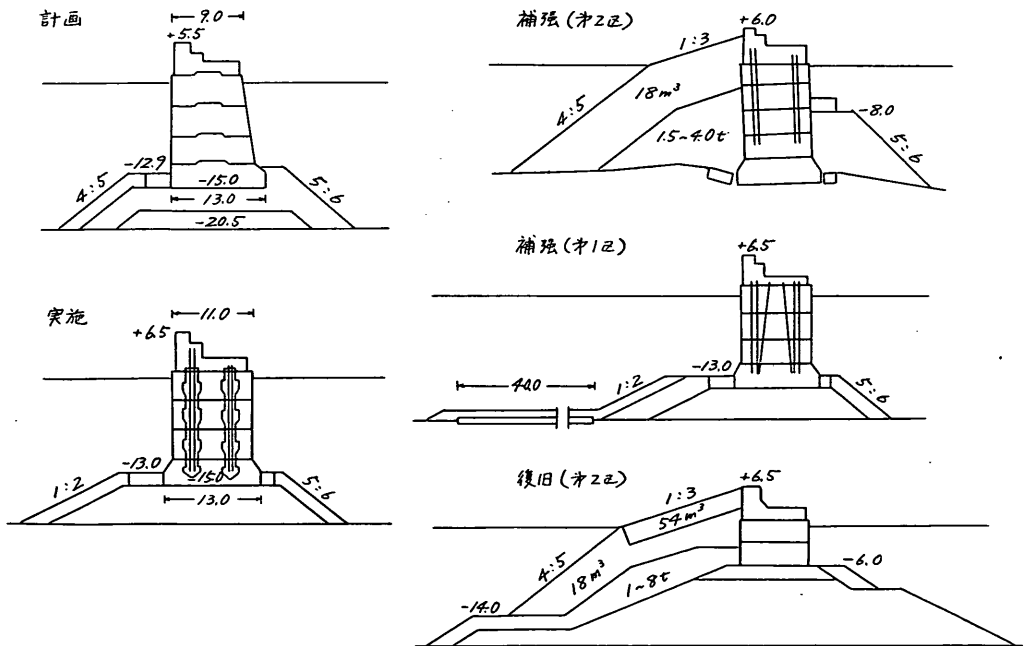


図 6-12 Alger (Mustapha 堤の変遷)

6時20分には起点より700~1200m間で最大0.5mの沈下を生じ、6時45分には全延長にわたる越波の後、引き波に吸込まれるようにして800~1200m間の壁体が2波で倒壊した。工事中の災害のため傾斜堤に変更済の部分と、斜めに波が入射した第1区とは災害を免れた。

破堤部では、800~840mと1140~1200m区間とで港内側へ転倒した以外は、すべて海側への倒壊である。そして各段ブロックの一体化のおかげで、ブロック相互の滑動は見られなかった。港内側海底には、壁体転倒後の越波によって-18mに達する洗掘を生じたという。

災害時に無風であったため、このときの海象は正確に把握されている。まず波の周期はほぼ一定で平均13.75sec、波長は北堤からムスタファ堤までの1200mの間に波峯が5~6個認められたことから約200mとなり、水深25~35mとした場合の周期からの計算値と一致する。

波高は北堤先端沖400mのブイを望遠鏡で観測したところ、2月3日9時半に10分間の値として $H=7$ mを得た。後日ブイの波に対する追従性を求めた結果では、上下約10%の誤差が認められたので、これを考慮すると最大8.4mとなる。一方、第1区外側からの写真は波峯と波谷との差16mを示しており、これを部分反射と考えることにより、結局推定入射波高は9mということになった。

(3) ムスタファ堤の災害調査と模型実験¹⁸³⁾

ムスタファ堤では、被災以前から波力その他の現地観測を実施していたが(4-7)、災害後も種々の現地調査や模型実験が行われた。

ボーリングの結果によると、海底砂礫層の中にもマウンド捨石がめり込んでおり、砂層は貫入が容易で、その組成から微粒子成分が失われていることが著しい特徴であった。また、マウンド捨石の散乱状況を求めるための電気探査も実施された。抵抗が $0.175\Omega/\text{m}^2$ 以下の部分は均一なゆるい飽和砂に対応し、それ以上の値は粗い成分が混入していることを示す。したがって、この限界を以て捨石の散乱範囲とみなすことができる。

海底洗掘を再現した模型実験は、アルジェの造波水路(長さ20m、幅50cm、深さ1.5m)で行なわれた。模型縮尺は1/50。水底には細砂を50cm厚に敷いて現地の海底に対応させ、マウンドは適当な寸法の砂利で、壁体はモルタルで製作した。

このとき得られた主要な実験結果は以下のとおりである。

a) 1934年2月3日の波($H=9$ m、 $L=200$ m、 $T=14$ sec)により、壁体は動揺するが港内側へ直ちに転倒することはなく、逆に海側へ倒壊する。

b) 壁体基部における渦のため根固方塊が沖側へ移動し、またマウンド法肩が崩れて斜面は緩かとなる。波の谷でマウンドから細かい石が吸出される。これに対しては、最下段サイクロピアンブロックと根固方塊とを一体としたRC版のようにするのがよく、荷重の分布にも有効である。

c) マウンドはめり込みと圧縮のため次第に沈下する。これに応じて壁体は海側へ傾斜する。

d) マウンド基部および壁面から半波長ごとの位置で海底は常に洗掘され、1/4波長、3/4波長、……の位置に堆積を生ずる。

e) マウンドのバーム幅を増しても、洗掘部と堆積部のそれぞれの間隔は半波長で、最初の洗掘はやはり壁面から半波長の位置に生ずる。マウンド斜面を急にするほど、洗掘堆積の高差が増大する。

f) 粗朶沈床などのマットレスによってマウンド法先の洗掘は防止され、沈下も減少し、斜面勾配が1:2以下なら実際上安定である。ただし、マットレスの先端にはやはり洗掘を生ずる。マットレスによって石のめり込みを防いで材料の節約をはかり、同時にマウンド厚を減らすことにより、碎波を生じ難くする効果も期待できる。

洗掘の模型実験には移動床の相以律についての基本的な問題が含まれており、それは今日に至るもなお未解決の難問であるが、以上の実験的研究は直立壁堤の安定性に関する要素を明快につき、模型実験の有用性を示した点で注目し得る成果である。

さて、このような模型実験結果を参照して、ムスタファ堤の復旧あるいは補強の工法が決定された。

まず第1区は被災していない上、外港が完成されれば外防波堤で遮蔽されるので、それまでの数年間に対して若干の補強をすれば十分であるから、マウンドを3m拡幅すると共に、前面海底を粗朶沈床で補強することとした。沈床用の柳枝はオランダからの輸入である。

被害の甚だしい第2区では、第1区の補強断面と同様な直立壁堤を再び採用するとすると、その工費(残骸撤去費を含まず)が当初の75%増にもなる。しかも、直立壁堤は一度破壊されると復旧が容易でないが、1930年12月および1931年12月における隣接アガ堤の経験では、一見かなり甚大な災害であっても、破壊は水面下数mまでしか及ばず、50t方塊を補給しさえすれば、数日間の作業で港内被覆に十分な程度まで回復できる。そこで直立壁堤は止めて、傾斜堤をとることとなった。アガ堤に類似の断面であるが、幅を50%増大して強化してある。波止め壁には400t方塊を用い、被覆方塊は、補修を容易

にしかつ波殺しの効果を発揮するため乱積とした。

(4) 1935 PIANC の結論における洗掘対策⁷⁶⁾

ムスタファ堤の被災直後のこの会議では、直立壁堤において、海底洗掘に対する考慮がそれまで不十分であったことを認めて注意を促した。洗掘をも含めた基礎の安定に関する事項を、結論では以下のようにうたっている。

a) 基礎マウンドは、それ自体できるだけ締ったものでなければならない。沖側の斜面勾配は、水深が小さい場合にはかなり緩くしなければならないが、特に海底に近い部分を緩勾配として、できるだけ遠くまで海底面を保護できるようにする。

b) バームの幅と斜面被覆塊は、水深が小さく波が大きく、したがってその深さにおける水粒子の水平速度が著しい場合ほど大きくしなければならないが、一方において、バーム幅や斜面を過度に延長することによって碎波を従進するようなことがあってはならない。

c) 洗掘の恐れのあるような地質や水深の地点でも、粗朶沈床か捨石の層を十分延長することにより、直立壁堤の適用範囲を拡大できる。

d) マウンドおよび壁体から海底に伝達される荷重強度は、適切な限界以下となることを確めなければならない。もし海底地盤が非常に悪いときは、適切な手段で改良するか、または直立壁堤の使用を断念すべきである。

e) 直立壁基部に通常設置される根固方塊は、その直立面の高さが過大とならないようにしなければならない。そのためには、根固方塊をマウンド内に埋込むだけでよく、同時に方塊が移動する恐れも減少する。

f) 一枚の版の上に直立壁を据えるという方法は、前後の洗掘を防ぐと同時に、壁体と基礎に対する交番波力による反力の分布を改善する上で有効であろう。日本の港湾工事設計示方要覧においても、重複波による海底の水平粒子速度の算定式を掲げて、PIANC の見解を反映した⁶⁾。

6-5 混成堤設計論

(1) Cagli のサイクロピアンブロック堤¹⁹⁾⁷⁾

イタリアでサイクロピアンブロックがかなり普及した1920年代に、Coen Cagli は混成堤の標準的断面を示してその見解を集約した。

これは波高5mを対象としたもので、11.0×4.0×3.1mのサイクロピアンブロックを4段積とし、1×2mの縦穴2本を通して一体化する。頂部工の天端高は+5.5m、直立部基面高は-12.0mとし、30㎡根固方塊で基部を保護してある。

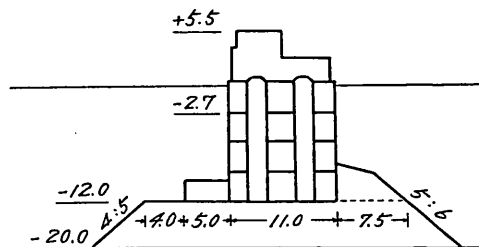


図 6-13 Coen Cagli の混成堤断面

この堤体について、頂部工と最上段ブロックとを一体としたもの、すなわち-2.7m以上の部分に対するCagliの安定計算は以下のとおりである。ここではナポリの混成堤の場合と異なり、最早Cornagliaの底潮理論は用いておらず、トロコイド波理論による動水圧的波力を考えた。

Cagliによれば、波は海底の変化、マウンド斜面、風の影響を受けてやや寄せ波の性質を帯びようになるが、直立部基面を十分深くしてあるから、なお揺れ波の性格を維持できる。しかし、計算には最悪の場合を予想し、波速と軌道速度との和を以て壁面に衝突するものと仮定する。沖の波高波長比1/20がマウンド上で1/15に増大するとして $L=75\text{m}$ 、それに直立部水深12mを用い、トロコイド波理論で計算すると、波速=9.40m/sec、軌道速度=1.57m/secとなる。

故に合速度は12.0m/secで、Dubuatの係数1.19を用いれば、全波力は

$$P = H \times f \frac{wv^2}{2g} = 43.6 \text{ t/m}$$

となる。一方、滑動抵抗にはW. Shieldによる摩擦係数0.70を用い、波の山が衝突する瞬間には-1.0m以上の壁体部が空中に露出しているものとして、

$$\text{滑動抵抗} = 11.6 \text{ t/m}^2 \times 8.20 \text{ m} = 95.2 \text{ t/m}$$

を得る。これは上記の波力よりはるかに大きく、安定である。

このほか、縦穴の填充コンクリートの剪断抵抗、あるいは頂部工の連続性を考慮に入れれば、滑動抵抗は更に増加することとなる。

さて、Sainflouはこの断面について、自らの重複波理論を適用して検討を試みた¹⁷⁶⁾。ただし、1926PIANCに提出したCagliらの報告中の断面図は、上記の計算に対するものと若干異なり、天端高が+7.5m、直立部基面高が-12.5mなどとなっている。Sainflouはこれを対象としたので、図6-13とは一致しない。

まずSainflouは、重複波の波頂高と天端高との関係

を調べた。 $H = 5\text{ m}$, $L = 75\text{ m}$, 根固方塊上の水深 10.5 m を用いて計算すると、波頂高は $+6.47\text{ m}$ となり、したがって天端高 $+7.50\text{ m}$ は十分な余裕を有する。

次は重複波の碎波限界水深についての検討である。沖波長 75 m に対応する周期は 6.92 sec で、(3-1)式によれば限界水深は 6 m となるから、提案断面における根固方塊の天端高 -10.5 m は安全であることになる。

重複波圧の計算には壁体基面水深 12.5 m を用い、後趾の反力を算出すると 64.8 t/m^2 となる。Sainflouはこの値をやや過大であるとし、これを是正するには、提案断面における堤幅 11 m を、イタリーで通常採用されている 12 m に拡幅すればよいと述べている。なお滑動については、 $\tan\phi$ (水平力と鉛直力との比) $= 0.116$ となって十分安全である。

(2) Sainflou のサイクロピアンブロック堤計画¹⁷⁾

1930年頃、マルセーユでは既設大防波堤の外側に外港を建設する計画があった。この計画は実際に着手するところとはならなかったが、マルセーユの技師 Sainflou らは当時イタリーを訪問してジェノア、バリ、カタニヤ、

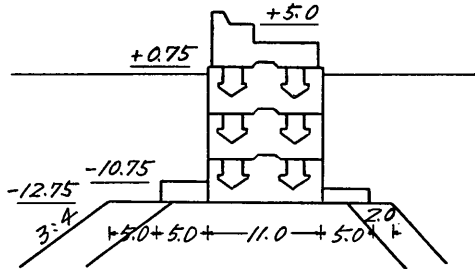


図 6-14 Sainflou の計画断面

ナポリの混成堤を視察し、それらの実績を参照して断面を計画した。イタリーにおける混成堤隆盛の影響が極めて著しいことは、以下の各項に明らかに示されるとおりである。

a) 設計波——ジェノア、カタニヤにおける $H = 5\text{ m}$, $L = 75\text{ m}$ よりやや小さく、 $H = 4\text{ m}$, $L = 60\text{ m}$ とする。

b) マウンド天端幅——ジェノア 31 m , バリ 23 m , カタニヤ 31.5 m , ナポリ 30 m に対し、マルセーユでは波がやや小さいから、海側肩幅 10 m , 港内側 7 m , それに後述の壁体幅 11 m を加えた計 28 m に減ずる。

c) マウンド港内側斜面勾配——イタリーでは $1:1$ としており、 $500\sim 1500\text{ kg}$ の石ならばこれを維持できるから、マルセーユでも同じ値をとる。

d) マウンド海側斜面勾配——イタリーでは $1:2$ としているが、マルセーユでの経験によれば、 $400\sim 4000$

kg の石で $3:4$ の勾配を維持できる。この防波堤には $1500\sim 4000\text{ kg}$ の石を用いる予定であるし、大型の被覆石を用いて成るべく急にする方が直立部に作用する波力が減少するから、 $3:4$ と定める。

e) 捨石重量—— 400 kg 以下、 $400\sim 1500\text{ kg}$ (港内側被覆)、 $1500\sim 4000\text{ kg}$ (港外側被覆)の3種に分類する。

f) 直立部基面——バリで -10.3 m , ジェノアとナポリで -11.5 m , カタニヤで -12.5 m である。故にマルセーユでは $-10\sim -11\text{ m}$ とすれば十分であるが、波の反射という面からはできるだけ下げることが無益でないし、背面の繫船岸に -13 m を要求されているので、マウンドの沈下を考慮して -12.75 m とする。

g) 壁体幅——イタリーでは、バリを除くと他は 12 m である。Cagliの提案断面では 11 m であるが、後趾反力が過大である。またジェノアの新堤は、Albertazziの計画によると 12 m であるが、最下段は 13.5 m に増してある。故にこれらを参照して、マルセーユでは 11 m と定める。

h) $H = 4\text{ m}$, $L = 75\text{ m}$, $h = 12.75\text{ m}$ として計算すると、反力は波峯時に前趾 16.3 t/m^2 , 後趾 54.4 t/m^2 , 波谷時に前趾 47.8 t/m^2 , 後趾 23.1 t/m^2 となる。この最大反力 54.4 t/m^2 は、アルジェで施工中のムスタファ堤における 64.2 t/m^2 と比較すれば十分許容できる。また、前後趾の反力がほぼ対称となっていることが、この場合安定上好都合な点である。

i) 滑動に対しては $\tan\phi = 0.204$ となり、イタリーでは摩擦係数を 0.75 ととっているから、十分安全なことが判る。ブロック各段についても安全である。

j) イタリーでの経験にかんがみ、壁体にはセルラーブロックは用いずサイクロピアンブロックとする。ブロック長は壁体幅と同一で、高さと同幅を起重機の容量 450 t から定めると、それぞれ、 4.5 m , 4.0 m となる。吊穴を差引けば、重量は 420 t である。

k) ジェノアの経験によれば、アンカー吊りよりも吊穴式の方がよい。しかし、カタニヤではアンカー吊りで満足すべき結果を得ている。アンカー吊りはコンクリート打ちがやや面倒で、かつ多少の補強を必要とする。

l) 各段ブロックの結合については、カタニヤでは何も施していないが、ジェノアのように移動を生じた例もあるので、マルセーユでは突起を用いることとする。

m) 天端高——根固方塊上の水深 10.5 m を用いて波頂高を計算すると 5.03 m となり、天端高を $+6.0\text{ m}$ と

すれば0.97mの余裕を有する。故に越波は全くないが、少なくとも頻繁ではない。

n) 胸壁——+5m以上の部分には減多に波があたらないから、その幅は1mとする。これにより+3m以上の重量は僅か22t/mとなり、イタリーのように50t/mもある大胸壁に比して著しく軽い。ジェノアの壁体が僅かながらも海側へ傾斜しているのは、このような大重量と無関係ではない。

o) 根固方塊——ナポリと同じく、長さ5m、高さ2mとする。これはジェノアにおける高さ1.5mより大きい。港内側では、ジェノアで次第に小型化し、遂にほとんど不要となった経験にかんがみ、また繫船岸としての要請から5m×1.5mとする。

(3) 1935 PIANC の提唱波圧⁷⁶⁾

直立壁堤について論じたこのPIANCでは、理論・観測・実験の成果を総合して、結論の中で直立壁に作用する設計波圧を提唱した。

重複波理論に基づく計算法は1926 PIANC以前から提出され、その後数学的方法の許す限り実際の条件に近づくよう修正されて来ており、また模型実験や現地観測でも確められて来たので、直立壁堤の設計に際しての十分な指針と考えるに至った。しかしながら、理論の仮定と実際の条件との相違、特に海底の状況や波の不規則性によって完全な定常波が生じないことなどを忘れてはならないが、この程度の計算と実際の違いは、他の土木構造物の場合にもやはり認められるところである。今日までに提唱された理論、既存の防波堤における波圧観測、災害例の検討ならびに実験結果を総合すると、現在の研究段階においては、少なくとも最近建設されている程度の構造物に対し、以下のような基準を提案することができる。すなわち、波形勾配が比較的小さく(0.020~0.025)、波高が水深に比して小さい場合、直立壁に作用する波圧の分布を要約すると次のとおりである。

a) 静水面では、沖波高 H に相当する静水圧に等しい。

b) 静水面以下では、直立壁基面まで波圧は僅かに減少するが、波長の長いほど減少の割合は小さい。しかし、減少の程度が不確定であるから、実用上は最大波圧を基面まで一様にとるのがよい。

c) 静水面上では、波頂で0となるような直線分布とする。この波頂高は少なくとも静水面上 $1.0H$ で、観測や実験によれば $1.5H$ に達することもある。

すなわち、Sainflouの理論そのものを直接には採らず、それを単純化した波圧である。重複波理論に対しては、Cagliが異見を示したことは4-5で述べたが、設計波圧に対するその見解は以下のとおりであった⁷⁸⁾。

最悪の波は表面が砕けて、定常波の圧力より更に大きい波圧を生ずる危険性があるが、目下のところこれに関するデータは全くない。しかし、風の作用の下でのこのような波は波長が短いから、海底へ向って波圧は急速に減少し、風がないときの同じ波高のうねりよりも全波力としては小さい筈である。また、砕波圧は短時間作用する動的なものであるから、堤全体としての滑動や転倒よりも、各層の剪断に対する影響の方が大きい。したがって、その地点で予想される最大の揺れ波について、風がないとした場合の波力を用い、適当な安全率を加味しておけば、風によって表面の砕ける波に対しても安定である。

なお、Bénézit, Renaudは、アルジェにおける観測に基づき、地形的条件によって防波堤に沿う波高に変動があること、暴風時に周期の異なる波が干渉して約15分ごとに通常の波の1.3倍程度の特に大きい波が出現することを示した。そして局所的な波高増大に伴う波力の増大は20%内外、これに時間的変動を加味すると結局50%増にもなることを指摘し、更に波長の誤差が50%あっても波力には10%しか影響しないが、波高が50%異なれば波力には100%の差を生ずると述べて、設計時の波高・波圧の評価に注意を促した⁷⁹⁾。

(4) Gourret の曲面堤¹⁹⁰⁾

Gourretはその重複波理論に基づいて直立壁堤の構造を種々論じたが、更に斜面および曲面による重複波の理論を展開して、図6-15のような曲面型サイクロピアンプロック堤を提案した。

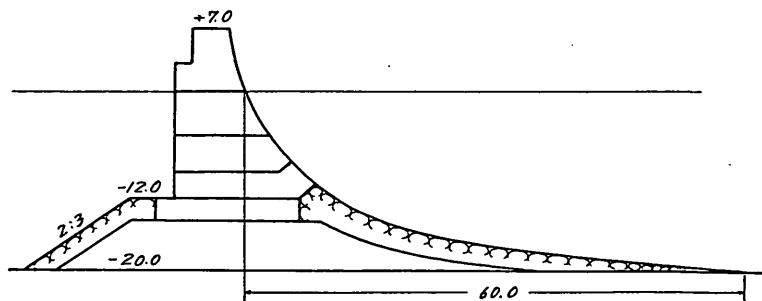


図 6-15 Gourret の曲面堤

これは、波を砕けさせずに完全に反射させ得るのは鉛直壁ばかりではなく、曲面でも可能であるとの考えによるものである。通常の直立壁堤の形状は重複波の滑らかな流線と合致しないから、特にマウンド法肩の突出部において圧力の急変を招き、そのためマウンドが崩壊する。これに反し、図6-15の断面は重複波の滑らかな流線そのものであって、突出部がないから被覆石は安定であり、また緩勾配のマウンドが沖へ延びているので海底の保護にも有効である。

完全重複波を生ずるような曲面は無数にあるが、Gourret は微小振幅ポテンシャル重複波の一般解を導き、その流線の一つとしての曲面を求めた。図6-15は $h=20\text{m}$, $L=60\text{m}$, $H=5\text{m}$ に対するものである。計算によると、壁面における最高最低水位は静水面から $\pm 5.60\text{m}$ 、したがって重複波高は 11.20m となり、鉛直壁の場合の 10.0m よりやや大きい。波圧強度を曲面と鉛直面とで比較すると表6-1のようになる。

表 6-1 曲面堤の波圧強度

波峯における圧力水頭			波谷における圧力水頭		
深 さ	鉛直面	曲 面	深 さ	鉛直面	曲 面
0 m	5.00m	5.60m	5 m	-5.00m	-5.00m
5	3.30	2.85	6.6	-2.35	-2.06
12	1.67	0	12	-1.67	0
16	1.35	-2.00	16	-1.35	+2.00
18.4	1.23	0	18	-1.23	0
20	1.22	1.08	20	-1.22	-1.08

図6-15の壁体のブロック重量はすべて 400t で、所要材料を直立壁堤（天端高 $+6.5\text{m}$ 、壁体幅 11.0m 、マウンド天端高 -12.0m 、マウンド斜面勾配海側 $1:2$ 、港内側 $2:3$ ）と比較すると表6-2のようになる。曲面堤

表 6-2 所要材料の比較

	直立壁堤	曲面堤
コンクリート	$222\text{m}^3/\text{m}$	$212\text{m}^3/\text{m}$
マウンド捨石	189	195
港内側被覆石	同	量
港外側被覆石	52	120

では港外側被覆石の所要量が著しく増加しているが、海底面付近まで理論曲線に従う必要もないから、例えばマウンド法先を 20m 短縮すると、被覆石は 80m^3 に減少できる。

表6-3は安定計算結果である。反力の許容値を $50\text{t}/\text{m}^2$

表 6-3 曲面堤の安定計算

	静水時	波 峯	波 谷
前 趾 反 力 (t/m^2)	15.2	4.2	22.0
後 趾 反 力 (")	24.0	38.4	17.5
水 平 合 力 (t/m)		48.7	40.0
鉛 直 合 力 (")		341	316
水平合力/鉛直合力		0.14	0.12

と仮定すれば十分安定であり、また反力の変動の少ないことが利点である。すなわち、前趾反力の変動分は $17.8\text{t}/\text{m}^2$ 、後趾では $20.9\text{t}/\text{m}^2$ で、既往の直立壁堤で $30\text{t}/\text{m}^2$ を超えるものがあるのと比べれば、マウンドの疲労破壊に対して甚だ有利となる。滑動に対しては、 -5m の水平継目において水平力と鉛直力との比が最大 26% となるが、なお摩擦角より小さく安定である。

被覆石の安定性については、勾配が緩やかで突出部がないこと、流速は $2\text{m}/\text{sec}$ を超えないこと、 -10m 以深での圧力変動は $\pm 2\text{m}$ 水頭分しかないから吸出しを生じないこと、などを挙げている。

Gourret は以上のように全く理論的に曲面堤を考察したのであるが、この理論は第一近似解に過ぎないから、模型実験などで被覆層の摩擦による擾乱の影響や、他の諸元の波の反射あるいは碎波の状況などを検討した上で、更に経済的な断面を追求すべきであると結んでいる。

(5) 鮫島の混成堤災害論¹¹⁸⁾

西欧でサイクロピアブロックを用いた直立壁堤が風びしていた頃、日本では鮫島が海工用巨大塊体に関する見解を発表した。その混成堤上部工論、ケーソン論は既述のとおりである。本項ではその災害形態論を紹介し、次いで次項の横浜港外防波堤についての所論に移ることとする。

鮫島は、混成堤の災害形態あるいはその原因を、以下のように分類して論じている。

a) マウンドに衝突した波動の影響により、その外側の地盤が浸食されてマウンド崩壊の端を発する場合——事後に適確に指摘し難いが、かなりの割合を占めると推定される。マウンドの斜面勾配が急な場合、特に地層軟弱のときこの危険性が大きい。

b) マウンドの構造不完全のため、それを構成する石塊が箇々に剝脱・転落・移動を起し、上部工の破壊に及ぶ場合——防波堤被害の大半は前項または本項に属し、石塊の重量不足、塊相互の連絡の欠如、マウンド斜面が急に過ぎることなどがその原因である。

c) 防波堤に衝突する波浪のため、地層に及ぼす圧力に衝動を起し、地盤が沈下・陥没または水平移動を起す場合——軟盤防波堤に往々起る（1901年の横浜港旧水堤など）が、被害は復旧容易な程度に止まる。

d) 上部工に激突した波の渦動により、マウンド頂面の石塊が剥脱飛散して、上部工崩壊の素因をなす場合——上部工前面のように形態の急変をなす箇所は最も危険が多いから、方塊あるいは大石塊による保護が特に肝要である。

e) 上部工が側圧のためマウンド上面との間に滑動移動する場合——重量または底面摩擦力不足のために起るが、補強容易であって致命的被害でない。

f) 方塊構造上部工が部分的に動揺破壊される場合——方塊相互の連絡不完全が原因であるが、普通強度の上部工ではそれが単独に被災することはむしろ稀である。

g) 函塊上部工が振れのために亀裂を起す場合——波動が斜めに作用し、また1箇の函塊の両端における波相が異なるため振りの力が働き、函壁が上部から亀裂を生ずる。致命的被害ではないが、耐久性を非常に低下させる。

h) 落下する波頭の浸入のため、上部工が内圧により破壊する場合——函塊の工事中にこのような例がある。

要するに被害の大半はマウンドの不完全に起因するもので、従来マウンドを軽視して一般に不十分であるが、上部工は反対にむしろ過度に強固であり、強度の平均をはかるべきである、と述べている。改良の一つとしては、マウンドの斜面を特に緩やかにする必要があり、1:1.5または1:2のような急勾配は、少なくとも1:2.5以下の緩勾配に変えなければならない、ということである。

(6) 横浜港外防波堤と鮫島の理念¹¹⁸⁾

上述のような鮫島の見解は、横浜港外防波堤の構造に具現された。この防波堤は大部分が軟弱地盤上にあるため、必ずしも一般性をもたない点もあるが、以下に構造決定における考え方の要旨を紹介しよう。

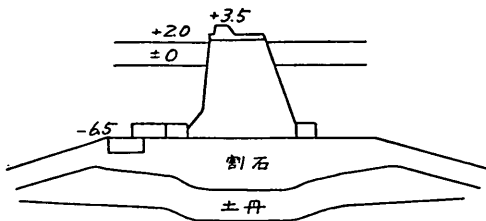


図 6-16 横浜（外防波堤）

まず構造選定の根本方針として、鮫島は次の諸事項を挙げている。

a) 防波堤は将来必ず骨格式、気泡や波相相互干渉などの消波手段が出現を予想されるが、現在はずべて自重に依存しており、本堤もその重要度にかんがみて重力式を採用する。

b) 地盤不良のため、沈下を極小にとどめかつそれによる被害を容易に修復できるよう考慮する。

c) 通常地震には異常ないようにするが、破壊的大地震に対しては経済的範囲内で被害を軽減し、修理を容易にするよう考慮する。

d) 30~50年後の港湾の発展を予期して、移設兼用しやすい構造とする。

e) 耐久的目標を30~50年におき、徒らに頑強とせず各部の耐久度を揃える。

f) 附近産の土円岩を使用し、やむを得ない部分にのみ高価な硬岩を用いる。

結局この防波堤の構造は、土円岩を主材料とした幅広く傾斜の緩なマウンドと、内部にコンクリートを填充しない水平骨格式ケーソンとから成る混成堤である。マウンドは荷重を地盤に広く伝えるに足る程度で成るべく低くし、これに反してケーソンを大きくした。工費面からもこの方が有利であったという。

ケーソンは底幅9m、頂幅5m、高さ8.7mで、外壁の勾配は緩に過ぎると越波を導きやすく、直に過ぎると波頭撃衝の反動としてマウンドに有害であるとの観点から10:1とした。そして底幅をできるだけ広く、また重心を成るべく低くする目的と、平時における底面圧力を均一にするため非対称となっている。更にケーソンの耐久性を重視して鉄筋のかぶり10cm、側壁厚60cm、底板厚70cmとしたので、容積に比して重量が大きく、浮遊曳航には特製のフロートを用いた。

なお安定計算においては、1901年の旧水堤被災時の推定5 t/m²という波力を参照し、水面上で7 t/m²、水面下では直線的に減じて-6 mで0（ただし深部でも最小1 t/m²）とする波圧を考えた。ただアルジェなどの災害例と比較して後から考えると、全面に6 t/m²を仮定の方が適切であったが、それでもなおこの防波堤は十分安全であるという。更にこの場合は、応力計算に対して10 t/m²の水平波力を、越波の落下水による頂部の垂直圧5 t/m²を想定している。

(7) Larras の直立壁堤基準^{23) 26) 90) 321)}

Larras は多年の研究に基づいて、直立壁堤に関する諸種の基準を1953 PIANC その他で示した。主要な項目を掲げると次のとおりである。

a) マウンド上の水深（根固方塊上）は $2.0H$ あるいは $5\sqrt{H}$ （ m 単位）以上とする。

b) 直立壁の基底は $-2.5H$ あるいは $-(5\sqrt{H} + 0.25H)$ 程度に置き、最下段には厚さ $0.5H$ 、幅 $3H$ の鉄筋コンクリート版を用いる。

c) 胸壁の天端高は HWL 上 $(1.2\sim 1.3)H$ 、壁体幅は概略 $2H$ あるいは $4\sqrt{H}$ 程度とし、安定計算および模型実験で最終的に決定する。

d) $-2.5H$ における捨石マウンド幅は $5H$ あるいは $10\sqrt{H}$ とし、マウンドの斜面勾配および被覆石の重量は、反射を考慮した波高 $(1.8\sim 2.0)H$ を用いて、傾斜堤の水中斜面と同様に決定する。港内側斜面に対しては $(0.25\sim 0.3)H$ を用いる。

e) 前面海底における粒子速度を算定し、これが底質の限界流速に近いときは、壁面から $1/4$ 波長以上前方まで、捨石層または沈床で海底を保護するか、直立壁堤を捨てて傾斜堤に変更する。

この e) 項はアルジェの洗掘災害 (6-4) の教訓に基づくものであるが、同じ事例をもとに、直立壁堤の場合特に慎重を要する事項として、設計波高の決定を挙げている。

Larras によれば、復旧の容易な構造物で、しかもその災害が港の存立を脅かさないと考えられる場合には、甚大な被害をもたらさない程度の限界波高（例えばアルジェで $7.5m$ ）をとってもよい。しかし、直立壁堤のように壊滅的被害を生じて港を危うくする可能性のある構造物では、人智の想像し得る限りの最大波高（アルジェで $9\sim 10m$ ）以外を考慮してはならない。

アルジェのムスタファ堤の計画時には、 $H=5m$ 、 $L=80m$ をとったに過ぎないが、実際には $H=9m$ 、 $L=200m$ に達する波が来襲して、大災害の原因となった。もっとも Minikin は、アルジェの最大対岸距離 480 哩を Stevenson 公式に代入すれば約 $10m$ の波高を得るのであるから、決して想像を絶する値ではないと述べている²⁵⁾。

このほか Larras は、堤頭に近い区間では回折現象の影響を受けて局部的に波圧が増大することを見出し、設計時にこのことをも考慮するよう指摘した。すなわち、堤頭周辺の回折によって、壁面に沿う重複波高は入射波高の2倍を中心に変動しており、直立壁堤の災害箇所がこの波圧増大部にちょうど対応している事例が、トアブセ (1919, 1921)、カタニヤ (1930)、アルジェ (1930, 1934)、マルセーユ (1934)、ジェノア (1955) などにそれぞれ認められるという。

(8) 直立壁堤基準によるマルセーユ、ジェノア混成堤

の考察^{94) 272) 301) 302) 203)}

マルセーユにおける Sainflou の計画は実現に至らなかったが、1930年から大防波堤（マルセーユ型傾斜堤）を北側へ延長した部分（ミラボー堤）では、サイクロピアンブロックの直立壁堤を採用し、1956年に完成した。

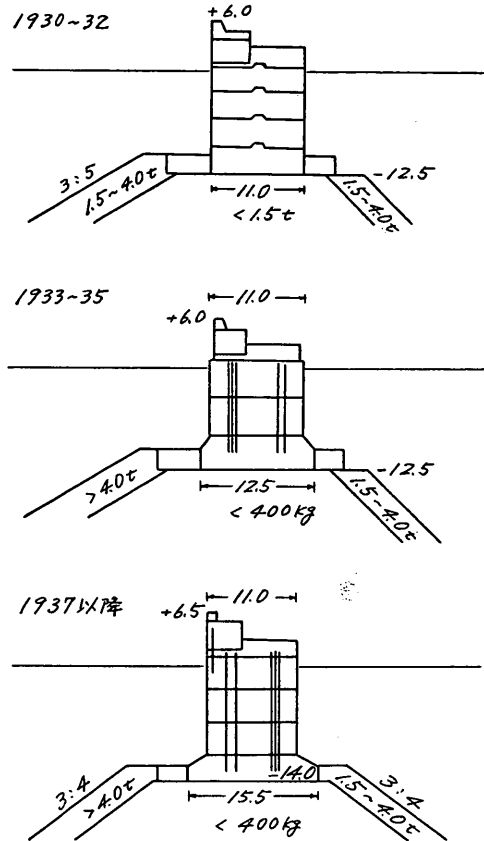


図 6-17 Marseille (サイクロピアンブロック堤の変遷)

最初の部分は吊穴各8箇を有する $350t$ ブロックを4段積とし、水平面に凹凸を設けたのみであったが、1933年の嵐で若干の滑動を生じたので、以後は縦穴つき $450t$ ブロックの3段積に変更し、突起は鉛直継目に設けた。1942年からは、それまで頂部工もブロック1単位ごとに切って独立させていたのを改め、2単位をつないで一体とした。水深は $28\sim 35m$ で、直立壁の基底高は初期の $-12.5m$ から後に $-14.0m$ へ改良している。

この直立壁堤に対しては、J. Cousteau が PIANC の基準との比較、波圧理論を用いた安定計算、模型実験による検討といった3点からの考察を試みている。

この場合の設計波は、通常の嵐の場合における $H=4$

m, $L=80$ m, 異常な嵐のときの $H=5.5$ m, $L=100$ m といった値と, この防波堤がマルセイユ港にとっての生命線であることを勘案して, その30%増, すなわち $H=7$ m, $L=100$ mを採用した。

図6-17の第3の断面を対象とし, 1935および1953 PIANC で提示された種々の基準との比較を試みると, 海底地盤および捨石マウンド上での反力, マウンド海側斜面の勾配や先端までの距離, 根固方塊の天端高や直立壁の基面高, 鉛直および法線方向の一体性, 直立部最下段の基礎版による反力の分散などの諸点について, 何れも基準の要求する条件を満足している。

また, 滑動や転倒に関する計算結果も十分な安定性を示しているし, 海底洗掘についても, 流速の自乗をアルジェの災害時と比較すると, 0.88:30.25 となって洗掘のおそれはない。

更に模型実験の示すところでは, $H=8$ m, $L=120$ m の下では壁体の若干の変位, 4 t 被覆石の振動, かなりの越波を生ずるが, $H=6$ mではほとんど安定であり, 以上の総合的な検討により, この直立壁堤は, $H=7$ m という30%増を見込んだ波に対しても十分安定であることが判明した。

しかもこの直立壁堤と旧来の傾斜堤との維持費を実績によって比較すると, 直立壁堤がはるかに優位を占めている。被覆層の空隙への瀝青材の充填を当時試験的に実施中であったが, これが成功すれば, その差はますます増大することになるという。

一方ジェノアでは, 多年にわたって延長を続けて来た混成堤が, 1955年2月に大災害を蒙った。4-3や6-1でも述べたとおり, 一体化を無視した無孔マイクロピアンブロック部における被害が最も著しい。この災害は, 地中海を北東進した低気圧によるもので, ジェノアにおける波高は7mとも9mとも推定されている。

さて Cavenel は, この防波堤断面を Larras の基準その他と比較して, 以下のようにその欠陥を指摘した。ただし, 来襲波高を7mとした場合の値である。

- a) 基面水深—— $11.5\text{m}=1.6H$ しかない。
- b) 壁体幅—— $12.0\text{m}=1.7H$ しかない。
- c) 壁体基礎——最下段ブロックは厚さ $2.95\text{m}=0.42H$, 幅 $13.5\text{m}=1.9H$ しかない。
- d) 一体性——鉛直方向にも法線方向にも何らの結合を施していない。

すなわち, 直立壁堤基準における主要な項目に対しては, 何れも甚だ不満足な状態にあることになる。

重複波圧による計算結果では, 最上段ブロックと頂部工に対する波力と抵抗力との比は0.76となり, 通常の

摩擦係数0.5~0.6をはるかに上廻る。更に下方のブロックを含めても同様な値となるが, 下段ブロックの変位が小さかったのは, 上段側がいちやく転落したこと, 碎波をほとんど生じなかったこと, などに帰せられている。

そして Cavenel は, 1935 PIANC 以来の直立壁堤に関する諸基準は, ジェノアの災害によっても何ら変更を迫られるものではないが, もちろん研究を要する事項はいくつかあるとして, その一つに暴風時の不規則な波の発生やその作用の問題を挙げた。

しかし他方では, あくまで碎波の作用を重視して, 直立壁堤型式それ自体を疑問とする意見もあった。d'Arrigo によれば, カタニヤやジェノアの防波堤前方には海底から噴出する流れの存在が知られており, このため, 前面水深がかなり大きいにも拘らず, 現実に碎波を生じているという。したがって直立壁堤の計画にあたっては, 従来無視されているこの種の状況に関しても十分な調査が必要であり, 同時により有効な構造型式をも追求して行かなければならない。

更に d'Arrigo は, ナポリ近郊ブツォリの直立堤は幅15.8mを以て過去2000年間の波に耐えて来たのに, 近年の被災防波堤は僅か12mでしかないこと, また1840年頃に火山学者 C. Gemmellaro がカタニヤ湾内の水深15mの地点で碎波を観察しており, アルジェでも同じ頃, Liessou が水深12mを下らざる点での碎波を認めているのに, 一世紀後にこうした観測データが全く忘れ去られてしまったことを嘆いている^{94) 303)}。

ジェノアの混成堤はやはり傾斜堤で復旧された模様で²⁷²⁾, ここにも捨石堤・階段堤・直立壁堤・傾斜堤という輪廻が見出される。

後 記

以上の6章にわたって, 過去200年に及ぶ近代防波堤構造の歴史, 特にその論議の変遷を訪ねて見た。主として古典の文献に頼ったため, 最近の事例や論議は必ずしも十分に含んでいないし, またあらゆる問題点を網羅したわけでもないのでも, もとより完全なものとはいいい難い。甚だまとまりの悪いものとなってしまったのは, ひとえに筆者の力量不足によることであり, 読者の御批判を期待する次第である。

さて, こうしてふり返って見ると, 我々が現在直面している問題の多くは, すでに繰返し論議の対象となって来たものであることが判る。傾聴すべき貴重な見解が随所に示されており, 啓蒙されるところが極めて大きい。また, 今日すでに常識と化してしまったような事項も,

先人達の苦心の末たどりついた結論であり、決して先験的に自明のものではなかったであろう。

一方、多年にわたって論議されて来ながら、今日未だに明確な見解を持つに至っていない事項も甚だ多い。問題点の対処にあたって我々が先人達より有利な立場にあるとすれば、それは実例がより豊富に集積されて来ていること、理論的実験的研究手段が発達していることに負うであろう。これらを活用して懸案の問題を解明し、また既往の論議に対しても、あらためて実証の根拠に基づく批判を加えることが、我々にとっての課題の一つである。このような観点から試みた筆者の考察の一部は、先に報告したとおりである³²³⁾。

防波堤構造に何らかの改革を目指すとき、必然的に現れるのがいわゆる特殊防波堤である。特殊防波堤の着想や実例もまた極めて古くからあり、我々が今日抱くようなアイディアの多くは、すでに何回となく先人達が論議し試みもしている。こうした歴史的経緯についてはかつて簡単にとりまとめたので³²⁴⁾、本資料の姉妹篇として参照して頂きたい。

特殊防波堤であると普通一般の構造であるとを問わず、今後の発展を目指すにあたり、多年の経験に支えられた確固たる基盤に立脚しなければならないことは論をまたない。先人達の遺産を正しく継承し発展せしめることこそ、その苦闘の歴史に報いる所以である。

なお、本資料の作成にあたり、できるだけ多くの文献に目を通したつもりであるが、読者においてお気づきの文献や、記載した実例の現況などにつき御教示頂ければ幸甚である。

謝 辞

本稿のとりまとめに際し、松尾春雄、新妻幸雄、白石直文、井島武士の諸先生より種々御指導頂いたことを厚く御礼申上げる次第である。また、文献は港湾技術研究所図書館所蔵のものほか、東京大学土木教室、九州大学土木教室のものを閲覧させて頂くことができた。関係各位に感謝申上げる。

文 献

A. 一 般

- 1) 広井勇：築港（前後篇）（第4版），丸善，1924
- 2) 広井勇：日本築港史，丸善，1927
- 3) 君島八郎：海工（上）（改訂版），丸善，1936
- 4) 黒田静夫ほか：河海構造物（第11版），アルス，1942
- 5) 松尾春雄・新妻幸雄：波と防波堤，常磐書房，1942

- 6) 日本港湾協会：港湾工事設計示方要覧，1952
 - 7) 鈴木雅次：港工学（増補改訂版），風間書房，1952
 - 8) 黒田静夫・石綿知治：防災工学，山海堂，1960
 - 9) L. F. Vernon-Harcourt：Harbours and Docks，Oxford，1885
 - 10) Th. Stevenson：The Design and Construction of Harbours (3rd Ed.)，Adam & Charles Black，1886
 - 11) F. Laroche：Travaux Maritimes，Librairie Polytechnique，1891
 - 12) W. Shield：Principle and Practice of Harbour Construction，Longmans Green，1910
 - 13) Q. de Rochemont，M. H. Desprez：Cours de Travaux Maritimes，Librairie Polytechnique，1914
 - 14) B. Cunningham：Harbour Engineering (2nd Ed.)，Griffin，1918
 - 15) B. Cunningham：Harbour Engineering (3rd Ed.)，Griffin，1928
 - 16) H. Proetel：See-und Seehafenbau，Julius Springer，1921
 - 17) M. Bénézit：Cours de Ports et Travaux Maritimes，Eyrolles，1921
 - 18) B. Cunningham：Dock Engineering (3rd Ed.)，Griffin，1922
 - 19) Coen Cagli：Lezioni di Costruzioni Marittime，Cedam，1928
 - 20) F. W. O. Schulze：Seehafenbau，Wilhelm Ernst & Sohn，1937
 - 21) H. F. Cornick：Dock and Harbour Engineering，Vol.1～4，Griffin，1958～1962
 - 22) N. N. Djoukovski，P. K. Bojitch：La Houle et son Action sur les Côtes et les Ouvrages Côtiers，Eyrolles，1959
 - 23) J. Larras：Cours d'Hydraulique Maritime et de Travaux Maritimes，Dunod，1961
 - 24) A. de F. Quinn：Design and Construction of Ports and Marine Structures，McGraw Hill，1961
 - 25) R. R. Minikin：Winds，Waves and Maritime Structures，(2nd Ed.)，Griffin，1963
 - 26) J. Chapon：Travaux Maritimes 1，Eyrolles，1966
- B. 国際航路会議 (PIANC)**
- a. 8th PIANC (Paris, 1900)
 - 31) Comte Rendu Sommaire

- 32) L.F. Vernon-Harcourt: Travaux les Plus Récents Exécutés dans Quelques-uns des Principales Ports et Rades Britanniques
- 33) P.C. Faria: Travaux Récents Exécutés dans les Ports de Barcelone et de Bilbao
- 34) Barbe: Travaux les Plus Récents Exécutés dans les Principaux Ports Français de la Mer du Nord de la Manche et de l'Océan.
- 35) Q. de Rochemont: Note sur les Travaux Exécutés dans Quelques ports de la Méditerranée
- 36) Giaccone: Notice sur les Travaux Plus Importants Exécutés dans Quelques Ports d'Italie
- 37) J.V.N. Guerreiro: Travaux les Plus Récents Exécutés dans les Principaux Ports Littoraux ou Maritimes du Portugal
- b. 9th PIANC (Dusseldorf, 1902)**
- 38) Batard-Razelière: Travaux de Construction d'un Port dans la Baie de Monaco
- c. 10th PIANC (Milano, 1905)**
- 39) Report of the proceedings
- 40) Lo Gatto: Conditions Affecting the Force of waves and the Construction of Breakwaters to Resist Them (General Report)
- 41) L.F. Vernon-Harcourt: "
- 42) W.D. Cay: "
- 43) G. de Joly: "
- 44) O. Bernardini: "
- 45) Coen Cagli: "
(Works of Defence of the Port of Naples, Considerations on the Structure and the Shape of Breakwaters outside of Ports)
- 46) F. Bastiani, F.D' Urso. E. Simoncini: "
(Structures and Form of Breakwaters built in Italian Harbours)
- 47) C. Bech: "
(Moles Near Vorupor and Hanstholm, on the West Coast of Jutland, Denmark)
- 48) Anderson: "
- d. 11th PIANC (Saint-Petersburg, 1908)**
- 49) Report of proceedings
- 50) H. Wortman: Construction of Harbours on Sandy Shores
- 51) Ivanina, Ekerle: "
(The Most Important Russian Ports on the Sandy Coast of the Baltic)
- 52) A. Nikolsky: Application of Reinforced Concrete to Maritime Works, Means of Assuring its Preservation
- 53) Q. de Rochemont: Report on the Most Recent Works carried out in the Principal Seaports
- 54) A.E. Carey: Fishery Harbour and Harbour of Refuge for the Coasting Trade
- e. 12th PIANC (Philadelphia, 1912)**
- 55) Report of the Proceedings
- 56) E. Burr: Report on the Most Recent Works constructed at the More Important Seaports and especially on those relating to Breakwater. Application of Reinforced Concrete: Means for insuring its Preservation (General Report)
- 57) The General Government of Algeria: "
(in Maritime Port of Algeria)
- 58) C. Bech: "
(Moles near Vorupor and Hanstholm on the West Coast of Jutland, Denmark)
- 59) J.F. Hasskarl: "
- 60) J. Voisin: "
- 61) I. Inglese: "
(Works going on for the Construction of a New Breakwater in the Port of Naples)
- 62) L. Luiggi: "
(Reinforced Concrete with the Addition of Pozzuolana for Works in the Open Sea)
- 63) V. de Blocq van Kuffler: "
- 64) A. Herrmann: "
(Account of Works carried in the Principal Seaports of Tunis)
- f. 14th PIANC (Cairo, 1926)**
- 65) Report of Proceedings
- 66) L. Bonnet, A. Braeckman: Breakwaters and Jetties in Tidess Seas; Cost
- 67) J. Lira: "
- 68) E. Quellenec: "
- 69) R.H. Mateos: "
- 70) V. Benezit, J. Hersent: "
- 71) A. Albertazzi, Coen Cagli: "
- 72) S. Sakamoto, K. Takanishi: "
- 73) B.N. Kandiba, W.W. Toukholka: "
- 74) F. Butavand: "
(Conditions for Building Jetties with Vertical Walls)

- 75) E. Quellenec : " (Brise-lames et Jetées des Ports d'Egypte)
- g. 16th PIANC (Brussels, 1935)**
- 76) Account of the Congress
- 77) A. de Rouville: Design of Breakwaters with Vertical Sides. Effect of Wave Action. Mathematical Determination and Methods of Construction. Lessons gained from Experiences (General Report)
- 78) Coen Cagli : "
- 79) V. Benezit, Renaud : "
- 80) J. Lira : "
- 81) E.J. de Castro : "
- 82) A. Lange, R.V. Frost : "
- 83) P.J. van Vader, A. Kloppert, A.G. Maris : "
- 84) J.A. Bogolepoff : " (Wave Pressure on Breakwaters having Vertical Sides)
- 85) M.C. Tylor : " (Breakwaters on the Great Lakes of North America)
- h. 17th PIANC (Lisbon, 1949)**
- 86) Account of the Congress
- i. 18th PIANC (Roma, 1935)**
- 87) Report of the Work
- 88) G. Ferro: New Designs of Breakwaters with Vertical Sides and of Structures with Sloping Faces, a) for Port Protection b) for Coastal Protection. Wave Action, Methods of Calculation for and Construction of Such Structures. Typical Examples of such Structures. Comparison of the Maintenance and Costs entailed for the two Types of Breakwaters, New Methods of Maintenance (General Report)
- 89) R. Iribarren : "
- 90) J. Larras : "
- 91) A. Comanzi, G. Strongoli : "
- 92) C.K. Abecasis : "
- 93) P.A. Hedar : "
- j. 21th PIANC (Stockholm, 1965)**
- 94) Report of Proceedings
- 95) A.M. Tasco, A. d'Arrigo: Problems arising from the increasing Use of Yachts and Other Small Boats for Sport and Recreation
- C. 工学会誌**
- 101) 直木倫太郎: 海工に於ける鉄筋混凝土の応用, Vol. 270, 1905
- 102) 防波堤の構造に関する波浪の影響並に波力の推定 (1~2), Vol. 293~294, 1907
- 103) 安芸杏一: ばるせろーん港, Vol. 318, 1909
- D. 土木学会誌**
- 104) 山形要助: 打狗港けいそん・ぶろっく防波堤に就て, Vol. 5, No. 6, 1919
- 105) 田村与吉: 同上討議, Vol.6, No.2, 1920
- 106) 井上範: " , Vol.6, No.3, 1920
- 107) 山形要助: " , Vol.6, No.4, 1920
- 108) 広井勇: 波力の推定法について, Vol.6, No.2, 1920
- 109) 広井勇: 波動力の測定と其の利用, Vol.6, No.3, 1920
- 110) 林千秋: 留蒨港南防波堤被害報告, Vol.7. No.3, 1921
- 111) 石川源二: 同上討議, Vol.7, No.5, 1921
- 112) 坂本丹治: " , "
- 113) 高西敬義: 繫船岸壁の構造及び之が築設に関する構造上の私見, Vol.9, No.4, 1923
- 114) 井上範: 波力に就て (正統), Vol.15, No.5, 1929 Vol.17, No.1, 1931
- 115) 工藤久夫: 方塊積構造物の安定度に就て, Vol.21, No. 11, 1935
- 116) 柳沢米吉, 工藤久夫: 同上討議, Vol.22, No. 2, 1936
- 117) 松尾春雄, 松田健作, 工藤久夫: 同上討議, Vol. 22, No. 4, 1936
- 118) 鯨島茂: 海工用巨大塊体に関する研究(1~4), Vol. 27, No.3~ 6, 1941
- E. Proceedings of the Institution of Civil Engineers**
- 121) W. Stuart: Account of the Original Construction and Present State of the Plymouth Breakwater, Vol.1, 1841
- 122) H.D. Jones: Observations upon the Section Of Breakwaters as heretofore Constructed, with Suggestions as to Modifications of their Forms, Vol.2, 1844
- 123) J. Scott Russell: On the Practical Forms of Breakwaters, Vol.6, 1847
- 124) Right Honorable the Earl of Lovelace: On Harbours of Refuge, Vol.7, 1848
- 125) M. Scott: Description of a Breakwater at the

- Port of Blyth; and of Improvements in Breakwaters, applicable to Harbours of Refuge, Vol. 18, 1859
- 126) M. Scott : On Breakwaters (Part 2), Vol.19, 1860
- 127) B.B. Stoney : On the Construction of Harbour and Marine works with Artificial Blocks of Large Size, Vol.37, 1874
- 128) L.F. Vernon-Harcourt : Account of the Construction and Maintenance of the Harbour at Braye Bay, Alderney, Vol.37, 1874
- 129) W. D. Cay : The New South Breakwater at Aberdeen, Vol.39, 1875
- 130) G.L. Roff : The Extension of the South Jetty at Kustendjie, Turkey, Vol.39, 1875
- 131) W.H. Price : The Manora Breakwater, Kurra- chee, Vol.43, 1876
- 132) H. Hayter : Holyhead New Harbour, Vol.44, 1876
- 133) H. Hayter : The Amsterdam Ship Canal, Vol. 62, 1880
- 134) A. Cornaglia : The Bottom-Tide in Liquids in a State of Undulation, Vol.66, 1881
- 135) W.R. Kinnipple : Concrete-Work under Water Vol.87, 1886
- 136) J. Kyle : Colombo Harbour Works, Ceylon, Vol.87, 1886
- 137) A.E. Carey : Harbour Improvement at New- haven, Sussex, Vol.87, 1886
- 138) W.G. Strype : Wicklow Harbour Improveme- nts, Vol.87, 1886
- 139) J. Willet : The Fishing-Boat Harbours of Fraserburgh, Sandhaven and Portsoy, on the North-East Coast of Scotland, Vol.87, 1886
- 140) W. Pitt : Plant for Harbour- and Sea-Works, Vol.113, 1893
- 141) W. E. Kenny : Machinery for carrying out Sea-Works, Vol.119, 1895
- 142) R.W. Thomson : The Caisson at the North Pier-head, Madras Harbour, Vol.125, 1896
- 143) W. Shield : Notes on the Effects of Waves on Breakwaters in Different Depths of Water, Vol. 183, 1899
- 144) J.W. Sandeman : The Design of Breakwaters, Vol.183, 1899
- 146) I.C. Barling : The Reconstruction of the Tyne North Pier, Vol.180, 1910
- 147) A. H. Gibson : Wave Impact on Engineering Structures, Vol.187, 1912
- 148) F.J.E. Spring : The Remodelling and Equip- ment of Madras Harbour, Vol.190, 1912
- 149) H.H.G. Mitchell : The Alteration of the Form of Madras Harbour, Vol.190, 1912
- 150) A. Scott : The New Harbour-Works and Dockyard at Gibraltar, Vol.197, 1914
- 151) D.E. Lloyd-Davies : Harbour and Coast- Defence Works at Alexandria, Egypt, Vol.201, 1916
- 152) M. F. Wilson : Admiralty Harbour, Dover, Vol.209, 1921
- 153) F.J.E. Spring : Restoration of a Cyclone- Damaged Breakwater-End in Madras Harbour, Vol.210, 1921
- 154) E.J. Buckton : The Construction of Haifa Har- bour, Vol.239, 1936
- 155) L.H. Savile : Presidential Address, Nov.1940
- F. Annales des Ponts et Chaussées**
- 161) Duleau : De l'ouvrage de M.A.B. Émy intitulé du mouvements des ondes, et des travaux hydrauliques maritimes, Tome 5, 1832
- 162) Auniet : Note sur les ports de l'état romain, 1834
- 163) Virla : Notes sur le mouvement des ondes et sur les travaux hydrauliques maritimes, en réponse à un mémoire publié sur ce sujet par M. le colonel Émy, 1835-2
- 164) Émy : Du mouvement des ondes en réponse aux articles de MM. Duleau et Virla, Tome 20, 1837
- 165) P.A. Cornaglia : Du flot de fonds dans les liquides en état d'ondulation, 1881-1
- 166) de Saint-Venant : Théorie des vagues suivie d'un essai sur la théorie des profiles des digues, mémoire du Chevalier Franz von Gerstner, 1887-1
- 167) de Saint-Venant, Flamant : De la houle et du clapotis, 1888-1
- 168) Gauckler : Note sur la jetée du port de l'Agha à Alger, 1904-2
- 169) G. de Joly : 10e congrès international de

- navigation tenu á Milan en 1905, rapport des délégués français sur les travaux du congrès, 1906-2
- 170) Q. de Rochemont, G. de Joly : Les ports maritimes d'Italie, 1907-1
- 171) Batard-Razeliere : Note sur le port de Barcelone, 1908-4
- 172) G. de Joly : Ports de commerce de la Russie, 1910-2
- 173) Danjon : Note sur la construction de la jetée de Djidjelli, 1910-5
- 174) Bénézit : Essai sur les digues maritimes verticales, 1923-5
- 175) de Rouville, Crescent : 14e congrès international de navigation tenu au Caire en 1926, compte rendu de la délégation française, 1927-6
- 176) Sainflou : Essai sur les digues maritimes verticales, 1928
- 177) Sainflou : Rapport de mission d'étude sur les grands ports italiens, au sujet de la construction du bassin du Pharo, à Marseille, 1929-1
- 178) C. Laroche : L'évolution des travaux maritimes de 1830 á 1930, 1931-1
- 179) Drouet : Notice sur les digues de Cherbourg, 1931-4
- 180) de Sèze : Sur les possibilités d'évolution dans la construction de l'infrastructure des digues à parois verticales d'après MM. Penna et d'Arrigo, 1933-1
- 181) Compte rendu de la situation des travaux maritimes dans les ports de France, 1934-3
- 182) Gourret : Sur mouvement approché des clapotis, application au calcul des digues maritimes verticales, 1935-3
- 183) Pierre, Renaud : La jetée de Mustapha au port d'Alger, 1935-4~5
- 184) Weckel : Note sur les grands travaux en Algérie, 1935-6
- 185) Sainflou : Note sur le calcul des digues maritimes verticales, 1935-11
- 186) 16e congrès international de navigation tenu á Bruxelles en septembre 1935, extraits du compte rendu de la délégation française, 1936-3
- 187) Larras : Essai de solution du problème analytique du clapotis par une méthode d'analogie électrique, 1936-8
- 188) L. Malavard : Réalisation expérimentale de l'analogie électrique de M.J. Larras concernant le problème analytique du clapotis, 1936-8
- 189) J. Larras : Le déferlement des lames sur les jetées verticales, 1937-5
- 190) Gourret : Sur certain mouvements périodiques de la mer au voisinage d'une paroi oblique ou courbe, 1937-3~4
- 191) Larras : La résistance des jetées verticales aux houles obliques, 1937-7
- 192) Rouville, Besson, Petry : État actuel d'études internationales sur les efforts dus aux lames, 1938
- 193) G. Ribes : Mise au point de nouveaux profils de jetée de protection du port d'Alger, 1963-1
- G. Jahrbuch der Hafentechnischen Gesellschaft**
- 201) G. de Thiéry : Weltgeschichte und Seehafen, 1918
- 202) E. Blunk : Der Ausbau des Hafens von Helsingborg, 1924
- 203) H. Proetel : Vorschläge für den Ausbau des Freihafens in Barcelona nach den beim internationalen Wettbewerb 1927 Preisgekroenten deutschen Entwürfen, 1928/29
- 204) G. de Thiéry : Über neuere Molenbauten und die Künftige Tiefe von Seezufahrstrassen und Hafengebäcken, 1928/29
- 205) G. de Thiéry : Über Grundseen und ihre Beziehungen zur Bauweise von Hafendämmen, 1930/31
- 206) Eckhardt : Erfahrungen über Wellenwirkung beim Bau des Hafens in Helgoland, 1930/31
- 207) W.v. Bleichert : Krane für Molenbau, 1932/33
- 208) K.W. Mautner : Vorhafen und Seeschleuse in Dunkirchen, 1932/33
- 209) Arens : Der Hafenausbau, Las Palmas, 1932/3
- 210) Muller-Dannien, E. Bachus : Der Hafenbau von Tamatave auf Madagaskar, 1932/33
- 211) H. Speth : Der Wellenbrecher des Hafens von Leixoes, 1936
- 212) H. Jansson, C. Sember : Die bauliche Entwicklung der Schwedischen Hafen nach dem Weltkrieg, 1938
- 213) E. Bruns : Berechnung des Wellenstosses auf Molen und Wellenbrecher, 1941/49
- H. The Dock and Harbour Authority**

- 221) K. Aki: Yokohama Harbour, 1926-12
 222) R.S. MacElwee: The Port of Constanza, 1928-4
 223) Renaud: Port of Algiers, The Mustapha Jetty (1~3), 1936-2, 3, 5
 224) Coen Cagli: Italian Docks and Harbours, 1936-4
 225) A. Fayard: The Port of Tangier, 1937-7
 226) J.R.C. de Lima: The Port of Funchal, Madeira, 1937-9)
 227) A. d'Arrigo: The Recent Damage to the Genoa Breakwater, 1955-6

I. 港 湾

- 231) 柳沢米吉: 波圧力について, 1935-5
 232) 松尾春雄訳: 防波堤に作用する力特に砕波に関する研究, 1939-8
 233) 松尾春雄訳: 鉛直壁面を有する防波堤に作用する波力及堤体の構造に関する研究(1~7), 1940-3, 5, 7, 8, 10, 11, 12
 234) 松尾春雄訳: 実体写真による波の観測, 1941-8
 235) 安芸杏一: 築港回顧録(4), 1947-11/12

J. International Maritime Congress(London, 1893)

- 241) Q. de Rochemont: Construction of Breakwaters
 242) C. L. Luiggi: Recent Breakwaters and Sea Defences in Italy
 243) P. Hansen: The Breakwater and Port of Middelgrunden Fort in the Sound
 244) H.C.V. Moeller: The Construction of a Breakwater at the Free Port of Copenhagen and a Short Description of this Harbour

K. Internatioal (World) Engineering Congress

a. Glasgow, 1901

- 251) D.E. de Chruca: Works for Improving the Bilbao River and Making an Outer Harbour, also the Application of Large Caissons as a Breakwater Foundation
 252) L. Van Gansbergh: Zeebrugge Harbour Works

b. St. Louis, 1904

- 253) W. Mathews: Harbours of Great Britain
 254) H. Wortman: Harbour Development in Holland
 255) Q. de Rochemont: Maritime Ports of France
 256) I. Hiroi: The Preparation and Use of Concrete Blocks for Harbour Works
 257) S. Shima: Concrete Blocks at Osaka Harbour,

Japan

- 258) D.C. Kingman: Harbors on Lake Erie and Ontario
 259) B. Gaillard: Harbors on Lake Superior, Particularly Duluth-Superior Harbor
 260) E. Gillette: Seacoast Harbors in the United States
 261) C.H. Mckinstry: The Delaware, Sandy Bay and San Pedro Breakwater

c. Tokyo, 1929

- 262) P. Periani: Recent Works Executed in Italian Ports
 263) K. Aki: On Harbours and Harbour Works in Japan

L. Bulletin of PIANC

- 271) G. Sainflou: Works for the Extension and Improvement of the Port of Marseille, No.9,1930
 272) International Committee for the Study of Stresses due to waves-A Resume of the Proceedings at the Meeting held on 7th and 8th September 1931 at Paris, No.14, 1932
 273) International Committee for the Study of Wave Stresses-Meeting of 18th and 19th June 1935 at Genoa-Minutes of Proceedings, No. 21, 1936
 274) Permanent International Commission of Navigation Congress-Excursion in France, June 1935-Inspection of the Port of Dunkirk, Calais and Boulogne, No. 21, 1936
 275) L. Greco: Cyclonic Storm that raged in the Harbour of Genoa from the 19th to the 21st of February 1955, No.42, 1955
 276) L. Greco: Observations made of Very Heavy Seas during the Storm that raged from the 16th to the 20th February 1955, according to Data recorded by the Dynamographic and Stereophotogrammetric Stations in the Gulf of Naples, No.43/44, 1956
 277) International Committee for the Study of the Force of Waves, Minutes of the Meeting of 4th June 1956, No.45, 1957
 278) H.R. Werke: Harbour Construction Developments in Turkey, No.46, 1957
 279) International Committee for the Study of the Force of Waves, Minutes of the Meeting of 23rd June 1958, No.47, 1958

- 280) E. Plakida: The Pressure of Breaking Waves on Sea Structures with Vertical Faces, No.48, 1958
- 281) L. Greco: The New Industrial Port of Ravenna, No.50, 1959
- 282) International Commissions for the Study of the Force of Waves and Seiches, Minutes of the Meeting held on 30 May 1960, No.52, 1960
- 283) E. Gallareto: Essays on New Ideas in the Design of Defence Works outside Seaports, No. 17, 1965
- M. その他**
- 291) Th. Cargill: Floating Breakwaters, Proceedings of Society of Engineers, 1871
- 292) F.H. Cheesewright: Breakwater Construction, Proceedings of Society of Engineers, 1890
- 293) Voisin-Bey: Die Seehaefen Frankreichs (Deutsche autorisierte Ausgabe nebst Anmerkungen von G. Franzius), 1886
- 294) Ministère des Travaux Publics: Ports Maritimes de la France, Tome 7, 1899
- 295) Ministère des Travaux Publics: Ports Maritimes de la France, Tome 8, 1892
- 296) Ministère des Travaux Publics: Ports Maritimes de la France, Tome 8(1), 1890
- 297) Coen Cagli, O. Bernardini; Ports Maritimes de Royaume d'Italie, 1905
- 298) Gaillard: Wave Action in Engineering Structures, Engineering News, 1905. 2. 23
- 299) D.A. Molitor: Wave Pressures on Sea-Walls and Breakwaters, ASCE, 1934-5
- 300) R. Cavenel: Port de Gênes, Dégâts causés à la Digue Verticale de Protection du Port par la Tempête des 19-20 Février 1955, Les Energies de la Mer(2), 1956
- 306) J. Couteaud: Port de Marseille, Digue du Large du Type Vertical, Les Energies de la Mer (2), 1956
- 302) Service Maritime de Ponts et Chaussées: Port de Marseille, 1960
- 303) A. d' Arrigo: Caractéristiques du déferlement géohydrologique des vagues au-dessus de source sous-marines, Coastal Engineering Conference, 1955
- 304) P. Danel, L. Greslau: The Tetrapod, Coastal Engineering Conference, 1963
- 305) J.P.M. Pannel: A Short History of Harbour Engineering, The Structural Engineer, 1963-1, 10
- 311) 臨時横浜築港局: 横浜築港誌, 1896
- 312) 広井勇: 小樽築港工事報文(前篇), 1908
- 313) 伊藤長右衛門: 小樽築港工事報文(後篇), 1924
- 314) 荒木文四郎: 函館築港工事報文, 1919
- 315) 平尾俊雄: 網走港修築工事誌, 1936
- 316) 中村廉次: 北海道港湾変遷史, 1960
- 317) 林千秋: 欧米港湾視察復命書, 1923
- 318) 松尾春雄: 防波堤の安定に関する一試験, 土木試験所報告, 1936
- 319) 平尾俊雄: 防波堤の直立部に働く波力の実際の観察, 第3回工学会大会講演集, 1936
- 320) 平野正雄: 最近の港湾修築工事, 港湾講演集第4集, 1937
- 321) 港湾技術要報 No.9 (第18回国際航路会議特集), 1954
- 322) 第5回直轄港湾工事技術研究会について, 港湾技術要報, No.11, 1955
- 323) 伊藤喜行: 防波堤の安定性に関する研究, 港湾技術研究所報告, Vol.5, No.14, 1966
- 324) 伊藤喜行: 特殊防波堤論, 水工学に関する夏期講習会講義集, 1968

(1969. 3. 31受付)

港 湾 技 研 資 料 No.69

1969・6

編集兼発行者 運輸省港湾技術研究所

発 行 所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印 刷 所 中和印刷株式会社
東京都中央区入船町2丁目3番地

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.