

# 港湾技術研究所報告

REPORT OF PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

第5卷14号

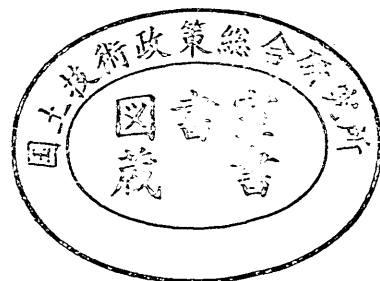
Vol. 5 No. 14

(通卷第36号)

防波堤の安定性に関する研究……………伊藤喜行・藤島 睦・北谷高雄

1966年9月

運輸省港湾技術研究所



# 防波堤の安定性に関する研究

## 目 次

は し が き	3 頁
<b>第 1 章 砕波堤と重複波堤</b>	
1.1 序 説	4
1.2 防波堤型式の分類	4
1.3 砕波堤と重複波堤	4
1.4 砕波と重複波の限界	7
<b>第 2 章 不規則波と設計公式</b>	
2.1 波の不規則性と設計公式	8
2.2 実体としての波高と指標としての波高	9
2.3 設計波高と計算波高	11
2.4 設計公式と説明公式	11
<b>第 3 章 模型不規則波の性質</b>	
3.1 不規則波発生装置	13
3.2 波高・周期の時間的変動	15
3.3 波高の頻度分布	15
3.4 周期の頻度分布	15
3.5 実験結果の解釈(その一)	18
3.6 実験結果の解釈(その二)	19
<b>第 4 章 混成堤直立部の滑動</b>	
4.1 直立部の滑動状況	20
4.2 滑動限界波高と波圧強度	22
4.3 不規則波中の最大波力	24
4.4 期待滑動量	26
4.5 重複波堤の期待滑動量	31
4.6 砕波堤の期待滑動量	33
4.7 重複波+部分砕波堤の期待滑動量	35
4.8 災害実例への期待滑動量の応用	35
<b>第 5 章 混成堤直立部の転倒</b>	
5.1 堤体の回転運動	37
5.2 実験例の検討	38
5.3 重複波堤の転倒	39
5.4 砕波堤の転倒	41
5.5 重複波+部分砕波堤の転倒	41
5.6 期待回転量	42
<b>第 6 章 混成堤マウンドの安定</b>	
6.1 マウンドの安定性	42

6.2	マウンドの支持力	43
6.3	マウンド被覆ブロックの安定	49
6.4	斜め入射波に対する被覆ブロックの安定	56
6.5	潜堤の安定	59
6.6	前面海底の洗掘	60
<b>第7章 傾斜堤の安定</b>		
7.1	捨石重量公式中の波高H	66
7.2	マルセーユ型傾斜堤	67
7.3	捨石堤の安定	73
7.4	テトラポッド堤の安定	76
<b>第8章 波力を受ける構造物の動的解析</b>		
8.1	構造物の動的挙動	87
8.2	弾性部材の固有周期	88
8.3	周期的波力による共振	89
8.4	衝撃的波力に対する応答	90
8.5	衝撃応答のパラドックス	92
8.6	模型実験の相似性	94
8.7	部材の弾塑性振動	96
8.8	弾性基礎上での応答	99
8.9	混成堤の衝撃応答	101
8.10	直立堤の地震時応答	105
<b>第9章 セル型防波堤の安定</b>		
9.1	セルに作用する波力	108
9.2	セルの滑動と転倒	110
9.3	セル壁体に生ずる応力	113
<b>第10章 その他の諸問題</b>		
10.1	碎波帯内の波力	114
10.2	急勾配海底上の波力	115
10.3	堤体背後の捨石の抵抗	117
10.4	堤体前後の補強ブロックの効果	119
10.5	パラペットの位置と波力の位相差	121
10.6	Minikin 公式について	124
10.7	天端高による波力の差	126
10.8	幅の広いマウンドの場合	129
あ と が き		132
参 考 文 献		133

# ON THE STABILITY OF BREAKWATERS

Yoshiyuki Ito\*

Mutsumi Fujishima\*\*

Takao Kitatani\*\*\*

## Synopsis

Breakwaters have been built since long ago and the design criteria have already been almost established through successful and unsuccessful experiences all over the world. There still remain, however, a lot of detailed problems in structural design of breakwaters.

This report deals with various problems related to the stability of breakwaters under wave action, such as the stability of vertical breakwater against sliding or overturn, stability of rubble mound as a foundation for vertical wall, stability of natural or artificial blocks in mound breakwater, dynamic behaviour of wave resistant structures and so on.

One of the most important items to be studied is the relation between the practical design criteria and the irregularity of natural sea waves. Most experimental and theoretical investigations have so far been conducted with regular waves of constant amplitude and period. At present, however, more accurate examination is required to apply these fundamental studies to actual design of harbour and coastal structures.

In this report are presented some experimental results using irregular waves in a wave basin. The authors devised an irregular wave generator, which consists of three generating plates driven with slightly different periods and supplies a certain irregularity by superposing these elementary waves. The irregularity of wave height is approximated by a probability function similar to Rayleigh's distribution.

Practical design formulas for wave force always contain the term of wave height. As breakwaters have to resist the biggest wave force caused by a wave train during a storm, the maximum wave height should be used in principle in wave force formulas. In some cases, however, the maximum wave height is probably replaced by the significant wave height or any other suitable value as an index representing the biggest wave force. Conventional design criteria are not exact in this respect. The most reasonable wave height to be used as an index has to be determined taking into consideration the irregularity of waves, pattern of structures and the accuracy of each formula. The formulas for wave pressure against a vertical wall and for required weight of blocks are examined in this report through model experiments under irregular wave action.

In order to get a definite idea on the stability of breakwaters, it is indispensable to examine the behaviour of structures under wave action beyond the limit of stable state. The vertical breakwater, for example, will begin to slide when the wave force exceeds the critical resistance. The distance of sliding is a function of the magnitude and duration of wave force and the resisting capacity of the wall. Moreover, the total sliding distance during a storm depends on the occurrence of wave force in an irregular wave train. The authors have proposed a new concept of "probable sliding distance" and presented a formula

---

\*Chief of Breakwater Laboratory, Hydraulics Division

\*\*Member of Model Test Section, Hydraulics Division

\*\*\*Member of Breakwater Laboratory, Hydraulics Division

for it basing on the experimental results in the irregular wave basin. The stability of vertical breakwater is quantitatively evaluated by this method.

The sliding or overturn of vertical breakwater and the degradation of armour block in mound breakwater are examples of dynamic behaviour as a rigid body in the unstable region. Another aspect of dynamic behaviour is found in elastic or elasto-plastic vibration of structural members. The main problem is the response of structures to periodic wave force and to impulsive breaking wave pressure. The authors discussed some problems in this field, such as the response of vertical wall supported by rubble mound, behaviour of breakwater under hydro-dynamic pressure due to earthquake, response of plates on elastic foundation, similarity of model experiments for impulsive wave force, etc.

This report also includes some miscellaneous problems and is expected to serve as an informative guide to the structural design of breakwaters.

## 防波堤の安定性に関する研究

伊 藤 喜 行<sup>\*</sup>  
藤 島 睦<sup>\*\*</sup>  
北 谷 高 雄<sup>\*\*\*</sup>

### は し が き

この報告は、防波堤の安定性に関する種々の問題点を実験や計算などによって検討し、多少の考察を加えて現在までの成果をひとまず取りまとめたものである。問題点の多様性に伴って本報告の内容も雑然と多岐にまたがり、長短精粗さまざまで、研究報告というよりはむしろ小論乃至は解説とでもよぶべき部分もある。

およそ防波堤の歴史は極めて古く、エジプトのアレキサンドリア港などでは、紀元前の防波堤の跡を今なお海中に望むことができる。そのような太古のものは別としても、近代的築港の時代に入ってから既に数十年あるいは100年以上を経過しており、長期間にわたって機能を発揮し続けている防波堤は数多い。それにも拘わらず、防波堤に関してなお検討を要する問題は少なからず提起されている。昭和38年の直轄港湾技術研究会における未解決問題には、無数といってよい程の項目が列举されているし、目下作成中の港湾技術基準設計篇においても、決定的に律しきれない多くの問題点が残されている。

本報告は、こうした未解決問題に対するいわば解答集を目指したものである。もちろん、すべての問題点を網羅しつつくしているわけではない。また、いわゆる未解決問題の中にも、既往の経験的知識の集積や、最近の各方面における研究成果を応用すれば大凡の見当のつくものが含まれている。その反面、実験的検討などを全く経ていない机上の考え方が是認されている場合もある。本報告では、そのような盲点の検討、いうなれば落ち穂拾いにもいささかの意を注いだつもりである。しかしながら、多くの項目を短期間に扱ったため、それぞれを独立に取り上げれば完璧を欠く憾みのあることはやむを得ない。筆者としては、各項目を水理実験として綺麗にまとめ上げることが目的ではなく、また、すべてを水理実験だけで解決できるとは考えられない。その意味では、問題の

本質をあらためて見なおしてみることが必要であるとの観点から、古い文献などに述べられている先人達の考え方の跡をたどってみたりもした。その上で、僅かな実験などによって従来の経験的知識に実証的根拠を与え、あるいは誤まれる推測を是正することができるならば、たとえ箇々のメカニズムを完全に追求しなくても、それぞれ大体において妥当なものは慣用的方法を踏襲し、著しく不当なものは速やかに排除することによって、当面の実用目的を果し得るのである。また、一般的設計基準にまで洗練する程のものでなければ、必要の都度補足的な実験などを行えばよい場合もあるし、緊急の重要項目として更に深く研究を要する問題もある。この点に関しては、各項目の内包する問題点をこの際明らかにしておく必要がある。そして、どの程度を以て解決済みと称し、あるいは未解決とみなすかは、設計法の、更には港湾技術の全体系におけるバランスを考慮して判定すべき事柄であろう。

筆者は本報告の中で、防波堤の真の安定性を知るには、構造物周辺の水理的現象ばかりではなく、破壊時の状況、すなわち本文でいうところの不安定領域における構造物の挙動に注目すべきである、との考え方に立った。したがって実験的手法としては、水理現象の計測はなるべく避けて、構造物の破壊状況を観察することに努めた。防波堤は何らかの材料によって構成されており、それが基礎地盤に支持され、そして水理的外力の作用を受けるのであるから、安定性についても三位一体の総合的な見方が不可欠である。しかし、基礎地盤や構成材料については、まだ水理実験との融合が不十分であり、これを今後の課題として準備を進めている。

水理面での新しい試みは、模型実験への不規則波の導入をはかったことである。そして、不規則波の作用を受ける構造物が不安定領域において示す挙動の一つとして、混成堤直立部に対する期待滑動量なる概念を提唱し

\* 水工部防波堤研究室長

\*\* 水工部模型試験課第二係長

\*\*\* 水工部防波堤研究室

た。波力などの現象面だけでは解決できない防波堤の安定性も、これを用いてかなり明快に評価することができる。

防波堤の安定性に関する研究は、これを以て終了するものではなく、今後も続編を提出する筈である。その際、前述のような、構造物としての総合的安定性の把握と共に、港湾という場において果すべき構造物の機能との調和という観点からの追究を推し進めたいと思う。

## 第1章 砕波堤と重複波堤

### 1.1 序説

本報告で先ず取り上げる問題は、直立堤あるいは混成堤直立部の設計に当たっての、いわゆる砕波圧と重複波圧との使い分けに関する点である。現行の設計法では、直立部の水深が波高の2倍以上か以下かによって、それぞれ重複波あるいは砕波の波圧公式を適用することになっている。この2倍という値が妥当であるか、波圧公式として何を用いるか、公式中にどのような波の諸元を代入して計算するか、などが考察の対象となる。以下、章を追って議論を進めて行くが、本章では防波堤の構造様式についての理念を探りながら、この問題へのアプローチを試みる。

### 1.2 防波堤型式の分類

防波堤の主要な型式をその断面形から分類すれば、傾斜堤、直立堤および混成堤の3種類となる。また、波に対する作用の面から見ると、波を砕くことによってエネルギーを散逸せしめる砕波堤と、波を反射させて沖へエネルギーを送り返す重複波堤とに分けられる。断面形による分類のうち、傾斜堤は明らかに砕波堤に属し、純然たる直立堤は重複波堤の範疇に含まれる。直立堤に砕波が当たる場合がないとはいえないが、それは堤体が砕波を生ぜしめるのではなく、砕波を生ずるような位置にたまたま堤体を設置したのであるから、事情はやや異なっている。

混成堤は、傾斜堤を基部としてその上部に直立堤を配したものと定義され、文字通り傾斜堤と直立堤との混成であるが、断面形から見るか作用面から見るかによって、その意味するところが異なって来る。

日本の防波堤の多くは混成断面型式であり、しかもその直立部に砕波の圧力がかかるものと考えられる場合が大部分を占めている。傾斜堤を、前述のようにその斜面上で波のエネルギーを散逸せしめるものであると考えると、

たとえ混成堤の傾斜部で砕波を生じたとしても、エネルギーを十分に消耗しつくさないうちに直立部に衝突するような場合には、傾斜部は砕波堤としての作用を発揮しているとはいえない。また、このとき直立部には砕波が当るのであるから、これが重複波堤としての直立堤に相当しないことは明らかである。

このように、日本では混成堤という言葉で、断面形からの分類に従って用いているのに反して、英語の composite breakwater とか、フランス語の digue mixte とかの言葉は、もっぱら作用面から見た分類における用法となっている。すなわち、構造上からは下部が傾斜堤、上部が直立部であることに変わりはないが、潮位が低いときは傾斜部が砕波堤として波のエネルギーを散逸させ、潮位が高いときには直立部が重複波堤としての役割を果たす。断面形の混成ではなく、作用の混成を意味しているのである。したがって、直立部の底面の位置は干潮面よりもかなり高く、いわゆる高基混成堤の形をなしている。同時に、満潮時に砕波を生じないようにするには、この底面の位置は満潮面よりも十分に低くなければならないから、実際問題として潮差の極めて大きいところ、例えば欧州でいえば英仏海峡に面した諸港（潮差は5~10mに達する）などに実例が見られる。断面の1例として、Le Havre 港（フランス）のものを図-7.9に示してある。日本でも、高基混成堤は潮差の大きい瀬戸内海の一部に限られている。

こうした意味での混成堤の場合、満潮時と干潮時にはそれぞれ重複波堤あるいは砕波堤本来の状態であるとしても、中間の潮位のときには、直立部に砕波が当ることになる筈である。しかし、これは恐らく防波堤型式の本来の趣旨ではないのであろう。そして、満潮時の重複波圧に耐える程の直立部であれば、中間潮位時の砕波圧が強度としては大きくても、潮位が低いことによる受圧面の減少ならびに作用点の低下により、堤体の安定性が失なわれる恐れは少ない、という考え方もある。

### 1.3 砕波堤と重複波堤

混成防波堤という言葉の意味が、日本と諸外国とで異なることは上述の通りである。一方、vertical breakwater とか jetée verticale という範疇には、日本語における直立堤、すなわち、海底から直ちに鉛直またはそれに近く築き上げた型式ばかりでなく、捨石マウンドの上に直立部を配した形の、断面としての混成堤もまた含まれている。実際の例としてはむしろその方が多いであらう。しかしながら、その作用はあくまでも重複波堤である。つまり、直立壁を用いるときには砕波を生ぜしめること

なく完全に反射させるのが原則であって、波を砕いて防波機能を発揮しようとする場合、あるいは砕波を生じ得る地点に防波堤を建設しようとする場合には、必ず傾斜堤を採用するという根本思想に基づいているのである。

こうした、傾斜堤＝砕波堤、直立堤（混成断面型式を含む）＝重複波堤、とする考え方は、日本でこそ採られていないが、国際航路会議（PIANC）などでは主流をなして来ており、しばしば確認されているところでもある。

混成断面の防波堤が砕波の作用を受けないようにするには、来襲波高とくらべて元来の水深が十分に大きく、かつ直立部の底面を十分な深さに置く必要がある。そして幾多の災害を含む経験を通して、この直立部の水深は来襲波高の2倍以上を要するとの結論がPIANCにおいて得られているのである。しかも、当初は1.5倍とされていたものが、それでは未だ不十分なので、後に2倍に修正された模様である〔1.1〕。もし重複波堤とするための必要水深をとれないときには、砕波の圧力を想定して設計するのではなくて、この型式を捨てて傾斜堤を採用するわけである。事実、地中海沿岸などでは、重複波堤がなかなか成功しなかったり大災害を蒙ったりした後、結局それをあきらめ、傾斜堤に変更して成功を見た例が多い。

日本の主要な防波堤は、従来大部分が砕波の作用を受ける混成断面型式であり、大規模な傾斜堤や本格的な重複波堤はなかったといつてよい。それは、混成堤に砕波堤としての役割、すなわち波を砕いてエネルギーを散逸せしめる作用を積極的に意図したと考えるよりも、砕波にも耐えるような断面にせざるを得なかったのであると見るべきであろう。つまり、PIANC流の観点からすれば、重複波堤としての必要条件を満足できないときには傾斜堤に走るべきところを、そうした思想が明確に導入される以前から、日本では、混成断面型式が砕波にも耐えるよう強固なものに育成して来た伝統を有するわけである。

このような考え方の相違の由来を十分に理解するためには、深い歴史的考察を必要とするであろうが、ここで単純な想像を試みるならば、背景における一つの要素として、捨石防波堤に関する彼我の伝統の差を挙げることができよう。諸外国には古代から巨石の文明がある。エジプトにピラミッドやオベリスク、ギリシャにパルテノン、ローマにコロセウムと枚挙にいとまがない。こうした石を基調とする文明に育くまれ、日常の建築や道路にもまた石材を用いながら来た人々からすれば、捨石防波堤を以て主流となすのも不思議ではない。これが、やが

てマルセーユ港の大防波堤を典型的な成功例とするような、大規模な傾斜堤の出現をもたらしたものと見ることが出来る。とすれば、砕波の強大な波力に対抗する危険性を、敢えて直立壁に負わせることなく、実績のある傾斜堤を選ぶのもまた極めて自然な話である。

これにひきかえ、日本には世界最古を誇る木造建築は残っていても、石の遺跡は見あたらない。そして、生活は木と竹と紙との家屋で営まれ、僅かに城の石垣などに石積みの妙を発揮した程度である。もっとも、鎌倉和歌江における本邦最古の築港以来、小規模な石積あるいは石張堤が各地に建設されては来たが、遂にその域を出ることはなかった。

第二に考えられる要素は、防波堤の設置水深である。諸外国では、20mや30mの水深に設けた防波堤の例は数多いのに、日本では従来せいぜい10m内外であった。来襲波高が数mに達する太平洋や日本海沿岸で、水深が20mもあればともかく、10mでは重複波堤にしたくとも不可能であり、直立堤＝重複波堤という思想の生れ出る余地がない。その上に、傾斜堤を採用する基盤を欠いていたとするならば、砕波にも耐えられるような混成断面堤とする以外に方法はない。

それでは、砕波堤を目的とした混成断面型式は邪道というべきであろうか。この疑問に対しては、日本における幾多の混成堤の健在を誇る実績が、それ自身雄弁な解答である。砕波時の強大な波力をわざわざ発現せしめる型式を選ぶのは賢明でないかも知れないが、それには強力な砕波にも十分に対抗できる構造とすればよいのであって、砕波を生ぜしめないことを絶対的な前提条件とする重複波堤の方がむしろ危険でさえある。欧州諸国などで直立堤の災害が跡を絶たず、結局は傾斜堤を優先させるようになったのも、直立堤＝重複波堤という根本思想に起因する面もあるのではなからうか。

しかしながら、砕波堤としての混成堤と傾斜堤とを比較した場合にどちらが有利であるかは、別途に考えるべき問題である。1953年のローマにおける国際航路会議の後、第5回直轄港湾工事研究会（昭和29年）でもこのことが討議されている〔1.2〕。比較の要素としては、工費、施工・保守・災害復旧の難易などがあり、局地的条件が介在するけれども、幾つかの比較設計例においては捨石堤の方が割高な場合が多い。しかし、そこでの結論にも述べられているように、混成堤型式が絶対的に正しいとはいいきれない。特に近年種々の異形ブロックが考案されて来ており、その他の諸条件も当時とは異なるかも知れない。いずれにしても、最も重要な因子の一つは、防波構造物としての本質的な安定性である。



およそ波のような自然現象を対象とする構造物である以上、そこには多くの不確定な要素が介在するのは当然である。来襲波自身の規模や性質、それによる波力の発現、それに対する構造物の安定性などには、多かれ少なかれ揺らぎを伴う。このような環境のもとで、自然現象や構造物の力学的な挙動を正確に記述することは極めて困難であり、いわんや正確に予測することは最早不可能に近い。波の作用、特に砕波の作用は甚だ複雑であって、波の諸元、海底や構造物の形状など種々の因子に影響され、決定的な把握はなかなか難しい。また、現在では波浪の推算法や観測技術がかなりの進歩を遂げて来てはいるが、設計の対象としていかなる波を予測するかという点などには、まだまだ不明確な部分が多い。

構造物の建設は事後における現象の記述ではなく、事前にこれを予測することから始まる。しかしながら、予測に絶対的な明確さを期待できない限り、設計当時に想定した値以上の外力が作用する可能性は十分にあるから、構造物に要求される本質的な条件の一つは、こうした不測の変動にも耐え得る安定性を備えていることである。厳格に言えば不測なる言葉は適当でなく、そうした事態をも既に予測の中に含んでいるのでなければならない。とはいっても、徒らに強度を増して、いかなる外力が作用しても微動だにしないような構造物をつくるという意味ではない。想定した条件を多少超えたからといって、直ちに潰滅的な状態に陥ることなく、多少の被害を生じて、なおかつ相当の防波機能を維持できるようなものが望ましいのである。この意味から、単に作用する外力に対して構造物が安定か不安定かを判断するだけでなく、不安定領域における構造物の挙動、例えば最終的な破壊に至るまでの過程とか、機能の変化の程度にも注目することが肝要である。これは、特に新しい型式の防波堤を試みるときに見落してはならない点である。伝統的な防波堤型式の場合には、災害の経験を通じてこのような挙動に関する認識も集積されている。しかし、新たな構造様式に対してはあらゆる可能性を予見して検討する必要があり、実験的手法もまたその要請に十分応じ得るものでなければならない。

さて、傾斜堤についての考察は後に譲ることにして、ここでは混成防波堤を対象にすると、このような構造様式は、上述の本質的な条件を満足する可能性を有している。すなわち、適正な規模をもつ堤体であれば、たまたま大きな波力を受けて滑動などの変形を生じたとしても、その量は大きくないし、またそのチャンスも少ない筈である。そして、当初の位置から僅かずれても、再びそこで安定すれば、次の嵐が来るまでは十分な機能を発

揮しつづけることができる。

ところが、同じ混成防波堤ではあっても、砕波を生ぜしめないことを前提条件とする重複波堤と、もともと砕波の作用を想定して設計したものとでは事情が異なる。砕波の強大な波力を避けようとするのが重複波堤の根本思想であるから、少しばかり大きな波が来襲して碎けると、たちまち安定性を失う恐れがある。それを避けるための方策として、砕波が生じて安全であるような断面としたのでは、重複波堤でも砕波堤でも大した変りがないことになり、砕波を生ぜしめないために重複波堤としたことと自己撞着してしまう。

設計条件として最も安全なのは、堤体の直前でちょうど碎ける波を対象とする方法で、これはもちろん砕波堤としての考え方である。それより大きい波は既に沖合で碎けてしまっているから、堤体に作用する波力としてはかえって小さくなり得る。したがって、想定以上の波が来襲しても、危険性は増大しない。また、たとえこのような波を直接の設計対象としないまでも、これに近い波をとっている限り、かなりの安全性を有するといえるが、重複波堤の場合はこの上限と程遠い波を対象としているのであるから、想定以上の波が直ちに砕波しないとしても、安全性において劣ることは否定できない。従来の日本の防波堤は、設置水深10m程度、設計波高6m前後が標準であったから、水深によって規制される限界砕波高に比較的近い波が対象となっていたわけである。これが上述の意味での安全性を増す一因をなしていたものとすれば、今後外海に面した大水深の地点に防波堤を建設する際、過去の経験を安易に適用すると、思わぬ結果を招かないとも限らない。

要するに、直立堤の水深を成るべく大きくして砕波を生じ難くしようとする努力は有効であっても、それに頼り過ぎることは妥当ではない。重複波堤は、地形的にかなりよく遮蔽されフェッチの限られた水域で、来襲波高の上限が信頼できる程度に抑えられ、かつ十分な水深を取り得る場合にのみ用いるべきである。少なくとも外洋に面した地点で、来襲波高と水深との比から単純に砕波堤と二者択一をはかるような性質のものではなさそうである。戦前の港湾工事設計示方要覧において、砕波と重複波との使い分けを規定した当時には、現実に重複波堤が設計されることは殆んど予想していなかったということであり、そのまま今日に至ったのであるが、背景にひそむ精神はよく認識されなければならない。国際航路会議の結論にも、来襲波高が明らかでないときに直立堤を用いてはならないと述べられている。

#### 1.4 碎波と重複波の限界

上に述べて来たような経緯からすれば、直立部の水深と波高との比の2なる限界値は、重複波堤としての存立要件を提示するものであって、重複波あるいは碎波の発生条件を示すものではない。すなわち、重複波堤とするためには少なくとも波高の2倍以上の水深が必要であるということ、あるいはまた、それ以下の水深のときには碎波が作用するものとみなすという規定と、現象としての碎波と重複波との限界が厳密に一致しなくても不思議はない。もっとも、その論拠は当然現象に求めなければならないが。

マウンド上の水深をできるだけ大きくすれば、碎波が発生し難いのは当然であり、かつて1.5倍とされていた限界が2倍に修正されたのも、そのことを反映している。また、マウンド上の根固めブロックの存在が碎波を促進して災害を招いたとの観点から、ブロックをマウンド内に埋め込んで以後の改良をはかった事例もある。しかし、2倍という値についての説明は、必ずしも明快に与えられていたわけではない。最も単純な解釈の一つは、

進行波は波高と同程度の水深に達すると碎ける、したがって直立部の水深は波高よりもある程度大きくなければならない、そこで安全のため2倍をとる、とする考え方である。あるいはまた、一樣水深の場合における重複波の限界は入射波高が水深の半分位のときであるから、その水深として直立部のものをとることにすれば、やはり2倍という値についての説明が成り立つともいえる。

碎波と重複波との限界については、幾つかの実験的研究が行なわれているが、表-1.1は、堤体を設置する以前のマウンド上での碎波の状況に関して、筆者がかつて行なった一つの実験例を示すものである。この表の値は、模型縮尺を $1/30$ として現地の値に換算したものであって、もちろん任意の縮尺を用いて差し支えない。なお、波の周期は7sec、海底勾配は非常に緩やかで水平に近い。表によれば、マウンド上の水深 $d$ と波高 $H$ との比 $d/H$ が約2以上あれば、全く碎けないか、たかだか僅かの崩れを見せる程度である。 $d/H$ が2以下のときにはマウンド上で碎波を生じているが、 $d/H$ が比較的大きければ、法肩附近で変形し始めた波が碎波点にまで達するにはかなりの進行距離を必要とする。法肩直後で碎波する

表-1.1 マウンド上での碎波状況

海底水深 $h$	マウンド上の水深 $d$	入射波高 $H$	$d/H$	法肩から碎波点までの距離 $x_0$	碎波状況
8.1m	3.0m	1.5m	2.0	14m	波峯が僅かに崩れる程度 マウンド法肩附近から変形し始めて崩れ波となる
		2.1	1.4	7	
		2.7	1.1	4	
		3.3	0.9	2	
9.3	4.2	1.5	2.8	—	碎波せず 僅かに崩れる 崩れ波的に碎ける
		2.4	1.8	16	
		3.0	1.4	5	
		3.6	1.2	4	
10.5	5.4	1.8	3.0	—	碎波せず 極めて僅か崩れることもある 崩れ波的に碎ける
		2.4	2.3	—	
		3.3	1.6	13	
		4.2	1.3	13	
11.7	6.6	2.1	3.2	—	碎波せず 極めて僅か崩れることもある 崩れ波的に碎ける
		2.7	2.5	—	
		3.3	2.0	—	
		3.9	1.7	20	
		4.8	1.4	14	
12.9	7.8	2.1	3.7	—	碎波せず 碎波寸前の状態 僅かに崩れる
		3.0	2.6	—	
		3.9	2.0	—	
		4.2	1.8	20	

のは、 $d/H$  が1に近く、しかも海底水深があまり大きくないときである。 $d/H$  の値が更に小さくなると、砕波点はマウンド法肩から法面上へ移行し、やがて  $h/H$  ( $h$  は海底水深) が0.8~0.9程度に達すれば、マウンドとは無関係に沖合で砕けるようになる。

直立壁をマウンド上に設置したとき、それに砕波が作用するか否かは、その位置が上述のような砕波点より岸側にあるか沖側にあるかによって大体定まる。通常の混成堤のマウンド肩幅はそう広くないので、マウンド上を20m近くも進行してから砕けるような波の場合には、たとえ  $d/H$  が2以下であっても壁面に砕波は作用しない。しかしながら、砕波が生じなくても直ちに完全重複波とはならないのであって、完全重複波となるためには、やはり  $d/H$  が2程度以上あることを要する。砕波と完全重複波との中間においては、直立壁と初期砕波点との相対位置の関係に応じて部分砕波的な様相を呈する。

また、直立壁の位置から半波長沖側での水深も若干の影響を有している。砕波であれ重複波であれ、壁面からの反射波は沖側半波長の点、すなわち定常波でいえば腹の位置で次に続く入射波とぶつかり合う。初期砕波点がこれより沖側にあれば、一旦砕けた波は再び腹において砕ける可能性がある。また、初期砕波点がこれより岸側にあるときには、腹において砕波が促進されて波峰が崩れる傾向が見られる。初期砕波点か直立壁よりも更に岸側であって重複波の状態にある場合は、腹における水深が大きいほど完全重複波に近くなる。普通はこの腹がマウンド法先の外側にあるが、マウンド肩幅が広くて半波長以上もあると、腹の水深が小さいために部分砕波的色彩が濃い。その反面、法肩附近に初期砕波点をもつ波がマウンド上の腹で再び砕け、半波長の距離を進行する間にエネルギーを失ってしまうため、肩幅の狭い場合とくらべて砕波の最大波力を減少せしめる効果もある。

現象の細部を追究すれば、断面形状や波の周期などの種々の要素が介在するので一概にはいえないが、以上の簡単な実験的事実からすれば、2倍なる限界値やそれに対する前述の解釈は、大雑把に見てそれぞれ妥当性が認められる。しかしながら、ここに問題点が二つある。その第一は、これまでの議論を現地に直ちに適用するには、波の不規則性について更に明確な考慮を払わなければならない点である。実際の海の波は大小長短さまざまな波から構成されており、波高の大きいものほど砕けやすく、同じ波高でもまた周期などの差が影響するであろう。国際航路会議における結論は、波の不規則性に関して有義波などの概念をはっきり扱えた上でのものではないから、単に波高といっても何を意味するのかが明らかでな

い。もちろん、有義波その他が導入される以前においても、波の不規則性は認識されていた筈であるから、常識的に考えれば、波群の中での最大級の波高をとるのが当然である。ところが現行の設計基準(港湾工事設計要覧)では、砕波圧と重複波圧との使い分けに用いる波高は  $H^{1/3}$  となっている。これは、 $H^{1/3}$  以上の波は砕けても構わないということであろうか、あるいは、完全砕波に至るまでには未だ余裕があるからであろうか。この辺は極めてあいまいである。重複波や砕波の状態がいかに現象的に追究されても、不規則波への適用法を確立しなければ実用上の解決にはなり得ない。

もう一つの問題点は、設計に用いる波圧公式との関連である。砕波と重複波との限界が議論の対象となるのは、公式の与える砕波圧と重複波圧とが大幅に異なるからである。例えば、Sainflou 公式による重複波の平均波圧強度は、通常の条件の場合 (0.8~1.0)  $wH$  程度であるから、これを広井公式の  $1.5wH$  なる砕波圧と比べればはるかに小さい。構造物にとって直接重要なのは波圧など波の作用であって、砕波であるか重複波であるかの現象的区別ではない。したがって、砕波と重複波との限界は、どの領域でいかなる波圧公式が妥当であるかと共に論じなければならないのは当然である。そして、砕波から重複波への移行が漸变的であるとすると、すべてを連続的に包含する波圧公式が得られれば、敢えて限界に拘わる必要はない。また、波圧についても、既に述べたような重複波堤や砕波堤の本質的な安定性と共に考察することが肝要である。

## 第2章 不規則波と設計公式

### 2.1 波の不規則性と設計公式

前章の終りで、波の不規則性について言及した。実験室への不規則波の導入はかねてからの懸案であつて、その幾つかの成果は本報告に述べるとおりである。しかし、波の不規則性を構造物の設計と結びつけて考えようとするとき、予め明らかにしておくべき問題点が少なくない。実験内容の説明に移る前に、本章ではいましばらく考察を続け、特に種々の用語についての概念規定を試みたい。

構造物に関連した波の問題を取り扱う場合、従来は理論的にも実験的にも、海の波を一定の周期・波高を有する規則的な波列に置き換えて考えるのが普通であつた。しかし、実際の海の波はこのように単純なものではなく、波高・周期・波向あるいは波峰線の長さなどに複雑な不

規則性をもっている。主として風波の発生などの面から海の波のこうした性質が次第に解明され、不規則性に関する知識が増加するにつれて、構造物についてもこれを考慮して種々の問題を議論しようとする機運が高まっている。また、問題の種類によつては、不規則性を無視して論じたのでは、全く意味をなさないものさえある。これまでも不規則性に対する考慮が全然払われていなかったわけではないが、把え方が明確でなく、論拠もあいまいであつた。

現実の海の波の不規則性を表現する方法を大別すると2種類ある。一つは、波群を構成する箇々の波の波高や周期に着目して、それぞれの出現頻度やそれらの相関を以て表現するもので、有義波の概念がその中心をなしている。構造物に対する波の作用を考えるにはこの方法が好都合である。もう一つは、波列を種々の波高・周期あるいは波向を有する成分波の重ね合せと見るエネルギー流の考え方であつて、微小振幅波理論などを応用して理論的計算を行なうような場合に有効な方法である。

不規則波に関する問題はいろいろあるが、構造物の設計と最も密接な関係を有するのは、波圧公式中の波高 $H$ とは一体何を指すのかといった類の問題である。波圧公式以外でも、およそ $H$ なる値が漠然と含まれている場合は同様であつて、その1例は、砕波圧と重複波圧との適用限界について、既に第1章で見たとおりである。そこでも述べたように、簡単に考えれば波群の中の最大級の波高を用いればよいだけのことであるが、議論の精度の向上と共に、より明快な解答を打ち出すべき段階に来ている。

従来防波堤の設計に用いられて来た波圧公式の代表的なものは、広井公式 ( $p=1.5wH$ ) である。この公式は、極めて簡潔な表現ながら経験的にその妥当性を認められた得難い設計公式である。理論的な誘導法も紹介されているが、現在それに拘わる必要はなく、むしろ純粹に経験的なものとして受けとる方が自然であらう。当初この公式中の波高 $H$ としては、漠然と沖波の波高をとるということになっていた。ここにいう沖波とは、相当の水深を有する沖における波のことで、普通は水深10~20mの障害物のない場所における波を指している。したがって、最近の概念としての深海波ではなく、むしろ防波堤設置点附近での進行波としての波高に対応する。

風波の発生に関する研究と共に有義波などの概念が導入されて以来、単に波高といっても、波群を構成する箇々の波の高さを意味する場合もあれば、 $H^{1/3}$ とか $H^{1/10}$

のように、波群の一部の平均値を以てその規模を代表する場合もあるようになって来た。現行の設計基準では、広井公式中の $H$ として $H^{1/3}$ を用いることになっている。これは、通常の型式の防波堤に対しては、従来のいわゆる設計波高を、推算や観測から求めた $H^{1/3}$ と対応せしめてはば妥当であろうという程度の根拠に基づくものであつて、波の不規則性に関する詳細な論議を経て決定されたわけではない。

広井公式は波高だけを含む極めて簡単な形をとっているが、砕波に関する Minikin 公式や重複波に関する Sainflou 公式などでは、波高のほかに波長も含まれているので周期のとり方もまた問題となる。また、前述のとおり、直立堤の水深が波高の2倍以上か以下かによって、重複波圧と砕波圧とを使い分けている。現基準では、これらをすべて有義波の値を用いて計算しているが、波の発生を論ずるにあたって波群を代表せしめる有義波が、構造物に対する作用に関しても波群を代表できるという必然性は少しもない。一方、ブロックの安定重量に関する公式中の波高 $H$ としては、現在 $H^{1/3}$ ではなく $H^{1/10}$ をとることになっている。この種の公式では、所要重量が $H^3$ に比例するので、 $H^{1/10}$ を用いるか $H^{1/3}$ を用いるかによって、結果の値には約2倍の開きを生ずることになる。

波圧公式などの波高 $H$ として何をとりかの問題は、構造断面の設計に直接影響するだけに、その解決は極めて切実に要求されている。公式が実用に供されるためにはこの点がはっきりしていなければならないから、今後公式を提唱しようとする場合には、あらためて検討しなくてもよいようにしておく必要がある。しかし、有義波などの概念が導入される以前から使いなれて来た公式については、集積された貴重な経験を将来に引き継ぐためにも、現段階で再検討することが目下の課題である。

## 2.2 実体としての波高と指標としての波高

上述のような問題を考える上での一つのポイントは、波高という言葉には、実体としての波の高さを表わす場合と、波群を表現するある指標を意味する場合とがあることである。規則波における波高は当然実体を意味するが、不規則波においては、実体としての箇々の波高のほかに、ある種の平均値たる $H^{1/10}$ 、 $H^{1/3}$ 、あるいは $H_{mean}$ などの波高がある。我々が有義波高いくらというときには、その有義波高を指標として表わされるところの波群全体を指しているものであり、 $H^{1/10}=1.3H^{1/3}$ 、 $H^{1/3}=1.6H_{mean}$  といった関係を常に用いることにすれ

ば、どの指標を用いようとも、 $H_{max}$  から  $H_{min}$  までのすべてを含む波群を表わしていることに変わりはない。しかしながら、波群の中には、 $H^{1/3}$  や  $H^{1/10}$  の大きさにちょうど相当するような実体としての波高も見出されるであろう。そして混乱は、 $H^{1/3}$  なり  $H^{1/10}$  なりがどちらの意味で使われているのかに明確さを欠くときに始まる。

ところで、構造物がある波群に対して安定であるためには、その波群のもたらす最大の波力に耐えることが必要である。最大の波力は、波群のうちの最大級の波によってもたらされるであろう。 $H^{1/3}$  相当波の波力に対して安定であるだけでは、それより大きな波では必ず壊れることになる。波群の中には  $H^{1/3}$  を超える波が全体の14%もあり、 $H^{1/10}$  でさえ  $H^{1/3}$  の1.3倍、最大波に至っては1.5倍とか2倍とかが出現し得るのであるから、通常の安全率1.2程度ではとてもカバーしきれない。

もし、規則波による実験結果や理論から導びかれた波圧公式中の  $H$  として  $H^{1/3}$  を代入したとすると、それは波群の中の  $H^{1/3}$  相当波の波力を示すに過ぎない。最大の波力を求めるためには、それをもたらすような波の諸元を代入しなければならない。周期その他の影響を無視して波高だけを考えれば、 $H$  として当然最大波高を用いるべきである。ただ、波圧公式自体にある程度の余裕が含まれているのかどうか、構造物の破壊の進行が一回の波の作用のもとで極めて急速であるのか、あるいは、一定周期・波高の連続である規則波の作用が不規則波中におけるそれと等価な箇々の波の作用と同じであるかどうか、などの問題点もあるので、実用上は最大波高以外の値をとり得ることもあるかも知れない。その場合、何をいれればよいかは個別に検討を要するが、あくまでも指標としての波高によつて、最大の波力（あるいは波群の作用の総和といった方が適切な場合もあるだろう）を表現しているものと解すべきである。

このように考えて来ると、例えば広井公式中の  $H$  として  $H^{1/3}$  を用いるのは、それを指標として波群の中の最大の波力を表現しているものと解釈しなければならない。もっとも、 $H^{1/3}$  を用いるのが妥当であればの話であって、妥当であるか否かはこれから検討する。とすると、 $H^{1/10}=1.3H^{1/3}$  といった関係を用いることにすれば、 $H$  として何をとるかの問題は、係数値を幾らにするかの問題に置き換えられる。すなわち、 $p=1.5wH^{1/3}$  と書いても、 $p=1.15wH^{1/10}$ 、あるいは  $p=2.4wH_{mean}$  と書き直しても同じことで、要は波群を代表する波力が得られるように、計算に用いる波高と係数値との組み合わせを定めればよい筈である。

もし、広井公式中の  $H$  が指標ではなく実体としての波高を意味するものとするれば、設計に際してはもちろん最大級の波高を用いなければならない。しかしながら、現実に  $H^{1/3}$  を代入していることの理由として、 $H^{1/3}$  相当波に耐えるよう設計すればよい、適当な安全率でカバーすればたとえ破壊を生じたとしても極めて僅かである、との説明がなされるかも知れない。しかし、こういう解釈が妥当でないことは後に実験結果を用いて第4章で明らかにするとおりである。

一方、重複波圧に関する Sainflou 公式は純然たる理論解であるから、これを重複波堤の設計に用いようとするならば、式中の  $H$  は当然実体としての最大級の波高でなければならない。したがって、仮にこの場合も  $H^{1/3}$  を代入して実用上妥当であるとすると、それは公式がもともと余裕をもっていたからであって、あくまでも  $H^{1/3}$  を指標として最大の波力を表わしていることに変わりはない。Sainflou 公式は、理論解とはいってもあまり厳密なものではなく、また、水深は一樣と仮定しているから、マウンドのある場合にそのままあてはまるわけではない。実際の波圧より大きいことも小さいこともあるが、 $H^{1/3}$  などの指標を代入して実用上の妥当性が認められるためには、実際よりもある程度大きいことが必要であり、そのような領域にのみ限定して用いられなければならない。

既存の公式に対して、指標としての  $H$  の妥当な値があるにしても、それは条件に応じて、また各公式ごとに異なるかも知れない。その都度違う  $H$  を用いるのは煩雑である。前述のとおり、広井公式のような形の場合には、ある組み合わせのもとで  $H$  を変えても係数値を変えても、結果に変わりはないのであるから、 $H$  を一定にして係数値を状況に応じて定める方が都合がよい。Sainflou 公式などでも、一定の  $H$  に対応する補正係数を適宜求める方法が考えられないことはないが、それほどまでにして Sainflou その他の公式に拘泥する必要はない。設計法の体系としては、設計計算に用いる波高を統一し、あらゆる条件に適合する波圧公式を整備するのが最もすっきりしている。この際、最大の波力を与えるような最大級の波の諸元を用いることにすれば、計算と内容とが一致するので原理的に好ましいが、最大級の波をどう定めるかに困難が伴う。むしろ何らかの指標で表現する方が便利なることもあり、そうした場合には推算値と直接結びつく  $H^{1/3}$  に限定するのがよい。

このように波高  $H$  が指標であったり実体であったりしたために、従来用いられていたいわゆる設計波高なる語にも若干の混乱があった。次節においては、これを少

し考えておくことにする。

### 2.3 設計波高と計算波高

構造物を設計する際には、その対象とする設計波高を定めることが先ず前提条件である。しかし、設計波高という言葉が、構造物の設計の対象とする波群の規模を表わす場合、波群の中のある波高の実体を示す場合、あるいは波圧を計算するために公式中に代入する波高を意味する場合などがあって、それらがしばしば混同されている。これは、不規則波に対する認識が不十分であったためやむを得ないことではあるが、この点をはっきりさせておかないと、以後の議論を円滑に進めることができない。

例えば、表—2.1 のような三つの波群を考えてみる。ここで単に設計波高6.5m といっただけでは、どのクラスの嵐を指しているのか明らかでない。もし、それが指標としての  $H^{1/3}$  のことであるならば、A級の嵐による波群を意味しているわけで、構造物がこれに対して全く安定であるためには、この波群の中の  $H_{max}=9.8\text{m}$  (便宜上  $H_{max}=1.5H^{1/3}$  としてあり、最大の波力が  $H_{max}$  によってもたらされるものと考える) に耐えなければならない。ところが、上記の設計波高6.5m が実体としての波高を意味するものとする、それはA級の嵐における  $H^{1/3}$  でもあり、B級の嵐における  $H^{1/10}$  でもあり、また

表—2.1 嵐の規模

波高 規模	$H^{1/3}$	$H^{1/10}$	$H_{max}$
A級の嵐	6.5m	8.5m	9.8m
B級の嵐	5.0	6.5	7.5
C級の嵐	4.3	5.5	6.5

C級の嵐における  $H_{max}$  でもある。そして、実体としての6.5mの波高に対して安定となるように設計した構造物は、C級の嵐の場合は安定であるが、A級およびB級の嵐の際には必ず不安定となる。 $H^{1/3}$  や  $H^{1/10}$  相当波以上の波によって不安定となることを最初から覚悟して設計する場合もあるかも知れないが、これは安定な構造物の設計とはいえないから、今の議論の対象外である。もちろん、このような場合には、その不安定性の程度を十分に把握しておかないと、若干の被害どころではなく、壊滅的な状態に陥らないとも限らない。

要するに、設計波高という言葉が指標を意味するときには、その波群全体が設計対象なのであり、また、実体を指す場合にも、それを  $H_{max}$  とするところの波群がやはり対象となっているのである。したがって、設計波

高なる概念は、もっぱら波群の規模を表わすものと規定すべきであり、その表現としては、指標たる  $H^{1/3}$  によるのが妥当である。

さて、以上のようにして構造物の設計対象とする波群が定めれば、次は波圧公式を用いて波力を算定する順序となる。このとき、実体としての  $H$  を含む公式を使用するのであれば、 $H$  として  $H_{max}$  をとらなければならない。また、公式が指標としての  $H^{1/3}$  や  $H^{1/10}$  を含んでいるならば、当然それぞれに応じた値を代入することになるが、それが何であろうとも、波群のもたらす最大の波力を算出していることに変わりはない。設計波高の大小はもっぱらいかなる波群を対象とするかを示すに過ぎないのであって、 $H^{1/3}$ 、 $H^{1/10}$  あるいは  $H_{max}$  などのどれを用いて最大波力を算定するかは、それと全く別の問題である。この意味から、波圧公式中に用いる波高のことを計算波高とでもよんで、設計波高とは異なる概念として取り扱う方がよい。そして混乱を避けるため、波力の計算にあたって指標としての計算波高を用いる場合は、すべて  $H^{1/3}$  に統一するのが望ましい。

### 2.4 設計公式と説明公式

不規則波との関連を考えながら波圧公式を再検討するにあたって、公式の性格を把握しておくことも重要である。波圧公式をその用法から分類すると、実用を目的とする設計公式と、水理現象に対する説明公式との2種類となる。前者の設計公式は、それを用いて構造物の適正な規模を決定しようとするのが目的であるから、仮に現象を忠実に説明できない場合があったとしてもその価値を失うものではない。対象とする構造様式や、いかなる安定計算法と共に用いるかに応じてある種の置き換えがなされれば、式の形や値は当然真の現象とは変り得るし、設計条件の変動などに対する安全性を加味したり、使用にあたっての簡便化をはかる場合もある。

これに反し、後者の説明公式においては、現象を忠実に記述するための精度と普遍妥当性が最も重要な条件であって、実際の設計にそれを使用することの適不適や便不便とは一応無関係である。

例えば、碎波による衝撃的な波圧について、その空間的な分布や時間的な変動をも詳細に説明できる公式を、そのまま構造物の設計に用いようとするならば、安定計算もまた動力的に行なう必要がある。しかしながら、原理としてはその方が現象に対して忠実であるとしても、実際にいちいち複雑な動力的計算を行なうのは便利とはいえないし、介在する種々の要素をすべて定量的に明確にすることも容易ではない。直の現象を十分に理

解しておくことが、設計法の確固たる基盤として重要であるのはいうまでもないが、設計計算の目的は構造物の物理的挙動を記述することにあるのではない筈である。実用上からは、動力学的なものを静力学的なものに置き換えるのが、工学的常道の一つである。この際、静力学的な安定計算法に見合うように置き換えられた波圧公式は、正確には現象としての波圧それ自身を表わしているとは限らない。どのような置き換えが許されるかは条件によるから、ある構造様式とある安定計算法とに適應するように変形された波圧公式が、全く異なる場合に対してもそのまま適用できるとは、少なくとも先験的にはいえないわけである。この意味で、設計公式の妥当な適用範囲を明らかにしておくことが不可欠である。

広井公式の場合、その与える波圧はある受圧面積内での平均値であって、実用上はこれを等分布荷重であるかのように扱うのであるが、現象としてもそうであるといっているわけではない。したがって、局部的に集中した実際の波圧強度を、広井公式で見積ろうとしてもそれは公式の適用範囲外にある。また、式中の $H$ が指標を意味するものとすれば、これを実体とする規則波の実験値などと比較しても無意味である。もともと砕波のような複雑な現象を、すべて1.5なる単一の係数で表わせる筈がないのであるから、これを説明公式であるかのように扱うことは誤りである。

Sainflou 公式は、既に述べたとおり理論解であるから、その生い立ちからすれば説明公式に属する。もっとも、理論解とはいっても近似的なものであるから、当初は実験値と比較してその妥当性を認識されたのに、次第に議論が精密になるにつれて、逆に実験値との相違の方が指摘される傾向にある。規則波を対象としたこの公式に、指標としての有義波の諸元を代入して設計公式とすることは、前述のとおり原理的に不都合であるが、実際問題として設計に用いてよいかどうかは、公式から算出される数値の妥当性にかかっている。つまり、説明公式としては正確なものではなくても、設計公式として実用に耐える可能性は残されているわけで、その適否は目的に応じて別途に検討すればよい。

ただ、数値の妥当性はともかくとして、説明公式として理論的に導びかれたものを、ほとんどそのまま形で設計にも用いようとする点には大いに疑問がある。Sainflou 公式の中には双曲線関数が含まれており、別に難しいという程のものでもないが、あまり簡単でもない。表やグラフを用意すれば、計算の煩雑さからある程度免れることはできて、式中に指標としての波高や波長を代入してどのような物理的意味があるのか、必ずしも釈

然とし難い感がある。現に国際航路会議が提案した重複波堤用の波圧は、静水面下では  $p=1.0wH$  の一様分布、静水面上では  $+1.5H$  で 0 となるような直線分布である [2.1]。実用上はこの程度のもので十分かも知れないし、更に静水面上も一様分布としてしまえばもっと簡単になる。事実、Sainflou 公式の与える波圧強度は、通常の場合静水面で  $(1.0\sim 1.1)wH$ 、海底で  $0.8wH$  であり、また、壁面での波頂高は静水面上  $1.3H$  内外である。平均波圧は、堤体天端が十分高ければ  $(0.8\sim 0.9)wH$ 、天端が低くて越波分をカットするとやや増大して  $(0.9\sim 1.0)wH$  位になる。したがって、上記のような単純化は実用上十分に可能であるといつてよい。もちろん、その適用範囲を明示しておかないと、誤った用法をされる恐れがある。

このほか、Sainflou 公式は水深一様な場合を対象としているのに、実際の混成堤では、単に水深といっても、マウンド上の水深もあれば海底までの水深もある。そのどちらをとればよいのかといった議論は、この公式の提唱された頃から今に至るまで続いている問題である [2.2]。マウンドが比較的小さければその影響は小さいであろうから、海底までの水深を用いればよい。その際、堤体の受ける波圧としてはその受圧面積分だけをとるとするのが通常の考え方である。マウンド幅が非常に広いようなときは、現象的に考えれば、もちろんマウンドの水深をとるのが妥当である。何れにしても、いかなるとり方がよいかは、公式の与える数値の精度にかかっているから、原理的な妥当性とは必ずしも一致しない。もし、Sainflou 公式に拘泥しないで、上述のような一様分布あるいはそれに近い波圧を実用上の設計公式として採用するとすれば、この問題は最早論議の対象にはなり得ないことにもなる。また、水面附近に砕波圧を適用するいわゆる部分砕波の場合、波圧の計算はかなり厄介なものとなるが、労力に値するほどの精密な結果が出るわけではないから、設計公式としては、精度のバランスを保ちつつ、できるだけ簡単なものの方が望ましい。

要するに、Sainflou 公式が重複波圧に対するアプローチの方法や基本的な性質を我々に教えてくれた功績は大きいが、設計公式としての役割までも今後とも負わせる必要はない。また、Sainflou 公式に代る精密な説明公式も種々提示されているけれども、それをそのまま実用的設計公式として用いることは甚だ疑問である。精密であればあるほど、僅かな条件の変動が鋭敏に影響し、取り扱いが困難となる。また、いかなる精密な公式といえども現実の海の波の複雑さを説明しつくせるものではないであらう。条件の変動への対処は、構造様式の方が

ら考えるべきである。

そこで、Sainflou 公式に代る設計公式としては、例えば上述のような  $p=1.0wH$  の一様分布を用いる方法が考えられる。もし、一様分布とすることの妥当性が認められれば、問題は、この係数値が適当かどうか、計算波高  $H$  として何をとりか、にじはられる。前節の所論に従えば、計算波高  $H$  は実体としての  $H_{max}$  か指標としての  $H^{1/3}$  かの何れかであるから、係数値の検討のみが議論の焦点となる。碎波についても同様である。もっとも、 $H_{max}$  のとり方については後述するような問題がある。したがって、広井公式や Sainflou 公式中の  $H$  として何をを用いるべきかの問題は、平均波圧を  $p=nwH^{1/3}$  (あるいは  $H_{max}$ ) と表現したときに、 $H_{max}$  の定め方も含めて、 $n$  なる係数を条件に応じていかに与えるか、という点に帰着する。

### 第3章 模型不規則波の性質

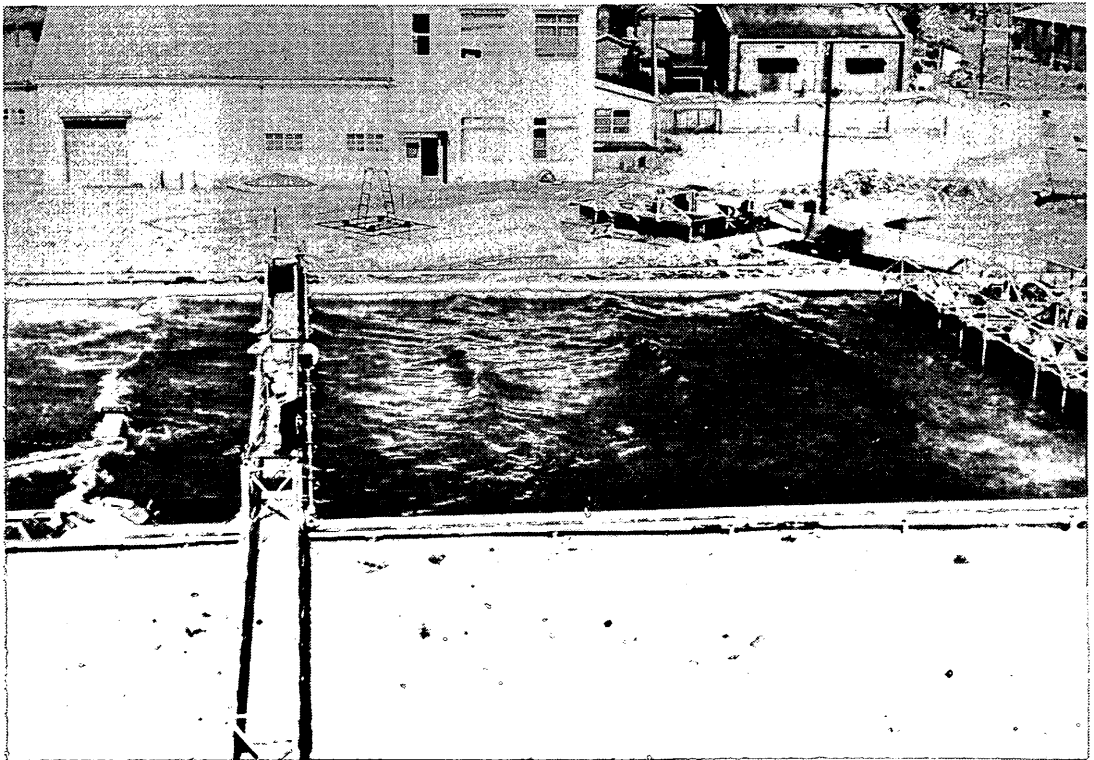
#### 3.1 不規則波発生装置

従来実験に用いられて来た波の多くは、機械的に発生

された一定周期・一定波高の波列、すなわち、いわゆる規則波である。波の基本的な性質を知るにはなるべく綺麗な波が便利であるが、実際問題の解決に対しては不規則性を導入することの必要性が認識されて来ている。筆者も昭和39年度から不規則波を用いた実験の研究に着手している。本章では先ず模型不規則波の性質およびそれを用いた実験結果の解釈法について述べることにする。

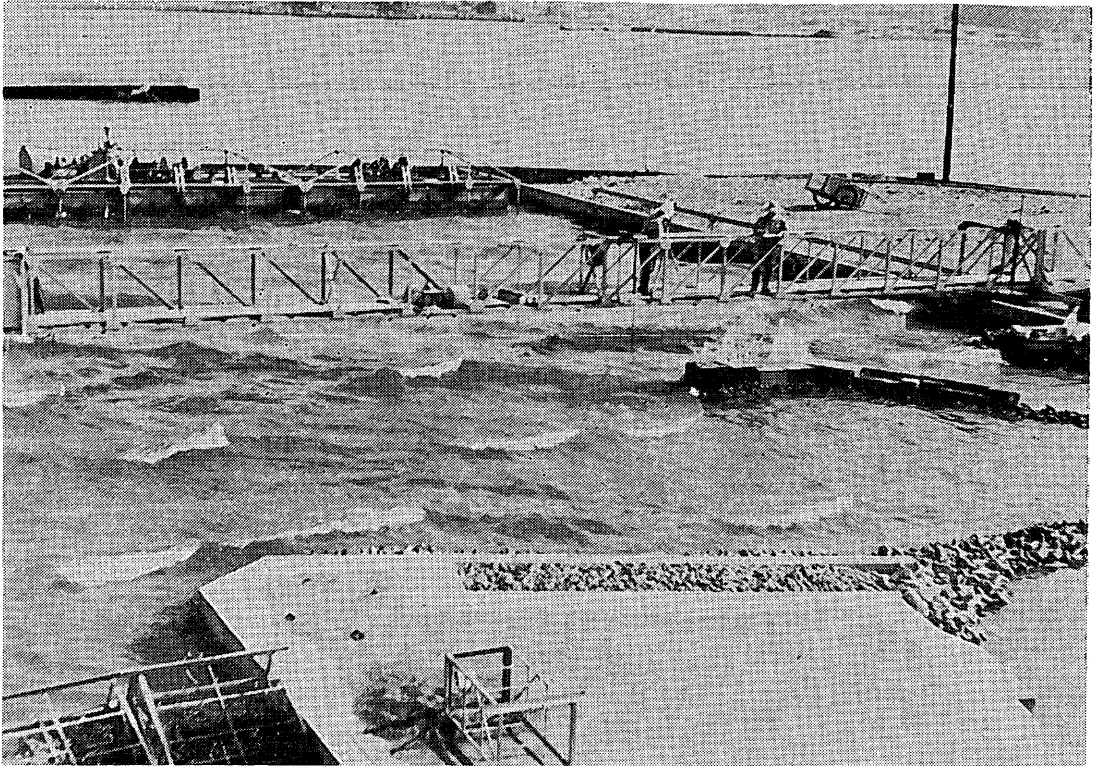
不規則性と言っても、波高や周期の分布におけるものほかに、波向の変動とか切れ波的な要素とか、あるいは更に風波とうねりとの重畳とか、いろいろな意味が含まれている。このような海の波の複雑さを十分に有する不規則波を実験室においても再現できれば申し分ないが、実際の波と全く相似であることは望み難いとしても、ある種の法則性をもつ実験用不規則波によって、とにかく規則的ではない波の作用の一端をうかがい知ることにはできる筈である。以下に述べる不規則波は、主として波高における不規則性に重点をおいたものであって、周期・波向・波峯の長さにも附随的な不規則性が現われているが、一応それらは第二義的に考えている。

そこで、実験室においていかなる特性の不規則波をいかなる方法で発生せしめるかが先ず問題となる。幸いにして現地の波に関する研究の結果、波高や波長の出現頻



写真—3.1 不規則波平面水槽





写真—3.2 不規則波平面水槽

度は Rayleigh 分布にはほぼ従うことが見出されているから、そのような性質の波を再現することを一応の目標に考えればよい。

また、不規則波を機械的に発生せしめる方法にはいろいろ考えられるが、第一は、波高や周期の異なる数箇の波を別々に発生させてこれを合成するやり方である。第二は、造波板自身にそのような合成運動を始めから与える方法である。このほか、規則的発生波の進行する途中に不規則なフィルターを設けることも可能であろう。

筆者が用いたのは第一の方法で、平面水槽 (20m×35m) 内の3枚の造波板にそれぞれ異なる周期の運動を与えて、その合成波に不規則性を求めようとするものである。造波装置は、従来使用して来たものに若干箇のギヤを追加しただけの極めて簡単なもので、3枚の造波板 (ピストン型、延長各6m) の周期の比は、ギヤの組み合わせによっていろいろ変えることができるが、これまで使用して来た標準値は 1.07 : 1.00 : 1.22 である。これは、一定間隔の2本のシャフトの間にあるギヤの組み合わせとして自づから定まるものの一つである。各造波板の偏心量もそれぞれ任意に変えられるが、あまり自由度を多くしても混乱を招くばかりであるから、実験に際し

てはすべて同一の偏心を与えた。

細長い水路ではなく平面水槽に不規則波発生装置を設けた理由の一つは、模型構造物と造波板との間を往復する反射波の処理に関する点である。水路の場合には、この反射波の存在によって有効な実験時間が限られてしまう。不規則波の実験においては、波をかなり長時間連続的に作用せしめる必要があるので、反射波を処理しなければならないが、平面水槽内の一部に模型を設置すれば、反射波は拡散してその影響を極小にとどめることができる。このとき、必要とあれば水槽内に部分的な隔壁を設けたり、ある長さの堤体の一部分のみを試験対象としたりすることによって、構造物の延長方向における一様性を保つことが可能である。

また、斜めに入射する波の作用、防波堤法線形状の影響、堤頭部の問題などを扱う場合には、平面水槽を必要とすることはいうまでもない。

さて、上述の不規則波発生装置から水槽内のある点に達した波は、各造波板からの異なる波高、異なる周期の波を合成したものであって、原理的には1種のビートである。もちろん、このように簡単な装置から、直ちに実際の海の波に近い不規則性を期待することは無理である

から、模型不規則波の性質をよく把握して、実験結果の解釈を補足しながら現地波への適用をはかる必要がある。補足解釈を不要とする忠実な不規則波を発生できるような、装置の改良をはかることも一法ではあらうが、早急にそれを望むのは無理である。それよりも、筆者としては、波の不規則性に関して実用上解決すべき問題点の本質を考察し、過去の規則波による成果を参照しながら進ことによって、先ず全容を把握することが目下の急務であり、かつ満足すべき結果を期待できるものと考えたのである。

写真—3.1および3.2は実験施設の全景を示すものである。

### 3.2 波高・周期の時間的変動

図—3.1は模型不規則波の波形記録の例である。先に述べたようにビートの原理による不規則波であるから、波形記録にもその傾向が現われている。

また、図—3.2は筒々の波の波高と周期の時間的変動を示すものである。ただし、波形が静水面を上方へ切る点の時間々隔を周期とし、その中に含まれる波の峯とその直前の谷との差をそれに対応する波高としてある。波高の変動には明らかに周期性が認められ、大体16~17波ごとにピークが現われている。周期の変動は波高よりもはるかに小さいが、波高の極小にはほぼ対応して見かけ上の短い周期の現われる場合が多い。試みに波高と周期との相関係数を算出してみると、例えば0.4といった値が

得られている。

### 3.3 波高の頻度分布

連続100波の記録から波高の頻度分布を求めると、図—3.3のような累加曲線が得られる。測定的位置や時間によって多少の変動はあるが、大体図示の帯の中に含まれていて、かなり一定した傾向が認められる。この傾向はRayleigh分布とある程度似てはいるが、残念ながら分布の拡がり十分とはいえない。したがって $H/10$ 、 $H^{1/3}$ 、 $\bar{H}$ などの相互の比率もRayleigh分布による値より小さく、 $H^{1/10}/H^{1/3}=1.1\sim 1.2$ (Rayleigh分布では1.3)、 $H^{1/3}/\bar{H}=1.3\sim 1.5$ (同じく1.6)となっている。

波高の出現頻度がRayleigh分布に従うとき、ある波高 $H$ 以下のものの出現する確率は次式で表わされる[3.1]。

$$P(\eta) = 1 - \exp(-0.785\eta^2), \quad \eta = \frac{H}{\bar{H}} \dots\dots\dots (3.1)$$

これと同様な表現を模型不規則波に対して試みると

$$P(\eta) = 1 - \exp(-0.70\eta^3) \dots\dots\dots (3.2)$$

となる。これは、図—3.3に示すように実測値を平均的によく代表しているが、Rayleigh分布における $\eta^2$ の代りに $\eta^3$ を含んでいるのが特長である。

(3.2)式から定まる $H_{max}$ 、 $H^{1/10}$ 、 $H^{1/3}$ などと $\bar{H}$ との比を、20例の実測の平均値およびRayleigh分布による値と比較して示すと表—3.1のようになる。

表—3.1 特性波高の比較

	$H_{max}/\bar{H}$	$H^{1/10}/\bar{H}$	$H^{1/3}/\bar{H}$	$H^{1/2}/\bar{H}$	$H_{max}/H^{1/3}$	$H^{1/10}/H^{1/3}$
実測の平均値	1.81	1.63	1.42	1.30	1.26	1.15
(3.2)式による値	1.87	1.62	1.39	1.30	1.34	1.17
(3.1)式による値	2.45	2.03	1.60	1.42	1.53	1.27

ただし、表の中の $H_{max}$ は100波のうちでの最大波高を意味するものであって、この点には若干の注釈を要する。一般に最大波高とよばれている $H_{max}$ なる値は、波数が $N$ 筒のとき超過確率がちょうど $1/N$ になるような波高のことであって、あくまでも確率的な量である。したがって、 $H_{max}$ は観測波数と共に増大し、その計算値は表—3.2のようになる。しかし、統計的にはこのような値が期待されるとしても、ある観測記録の中で必ずこうなるとは限らない。模型不規則波では、その発生機構からいって $H_{max}$ が波数と共に増大する可能性がないわけではないが、あまり期待できない。また、設計に際して実際の海の波における $H_{max}$ をどのようにとれ

ばよいのか、重大な問題ではあるが目下のところ明快なきめ手はなさそうである。

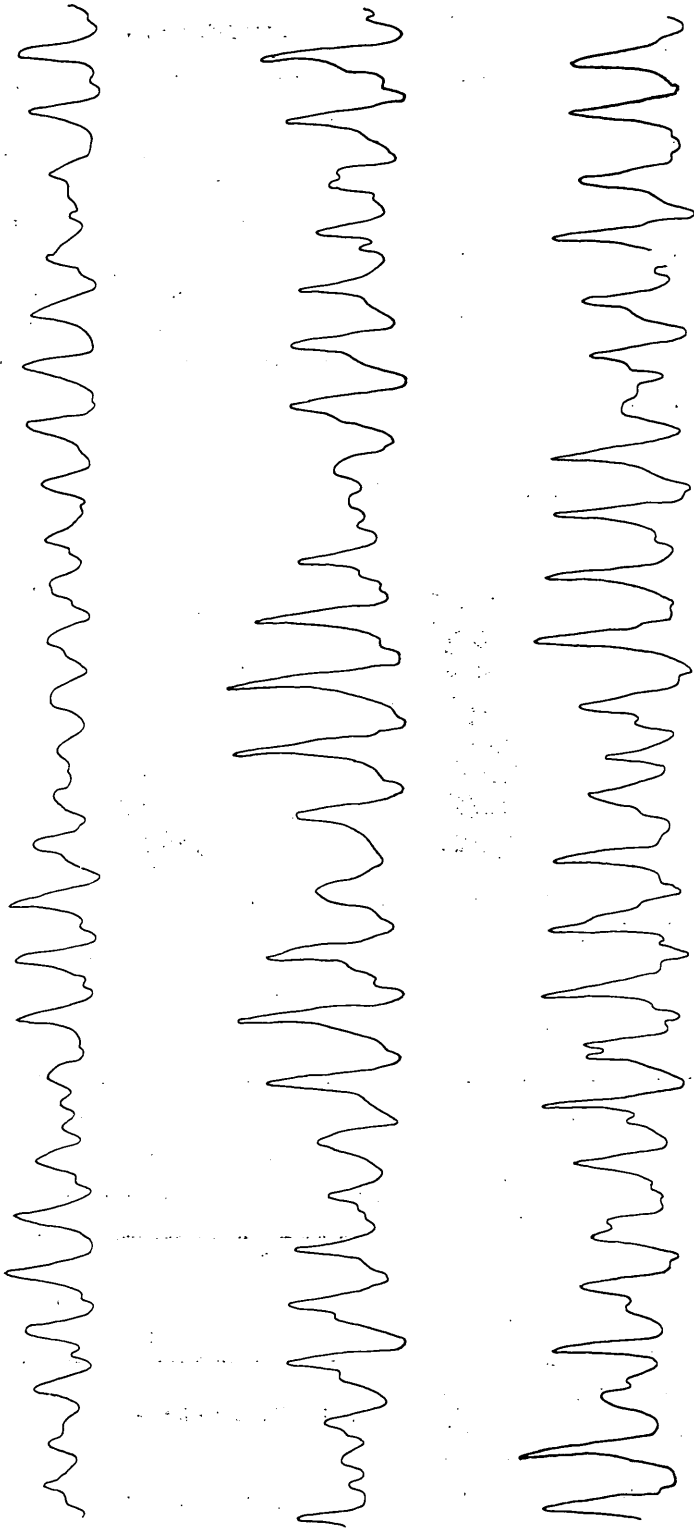
表—3.2  $H_{max}/\bar{H}$

N	100	200	500	1000
(3.2)式による値	1.87	1.96	2.07	2.14
(3.1)式による値	2.45	2.62	2.83	2.98

### 3.4 周期の頻度分布

図—3.4は模型不規則波の周期に関する累加曲線である。実際の海の波では波長の出現頻度がRayleigh分

波峰  
時間  
波谷



(ペン書オシログラフによる)

図-3.1 波形記録の例

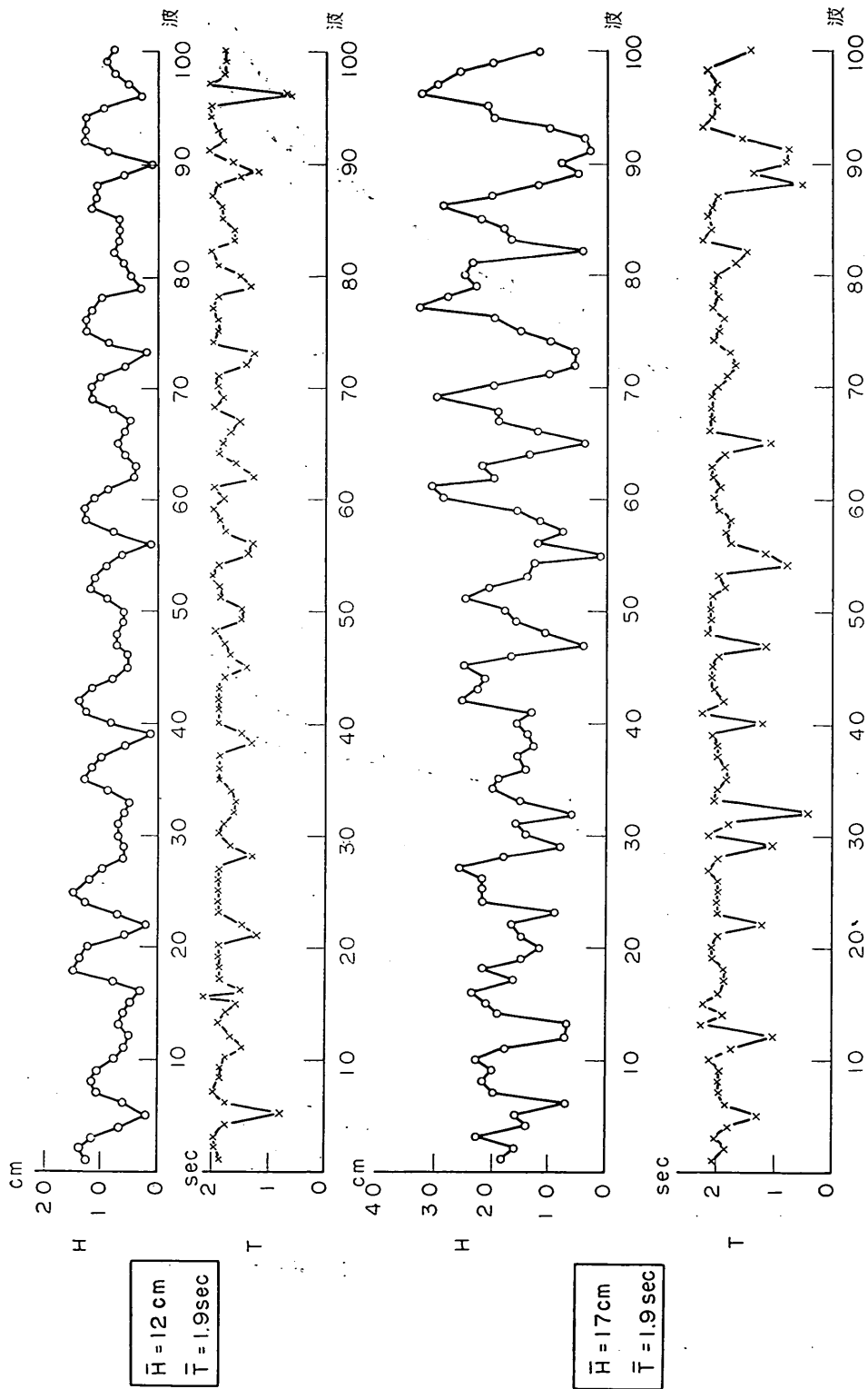


図-3.2 波高・周期の時間的変動の例

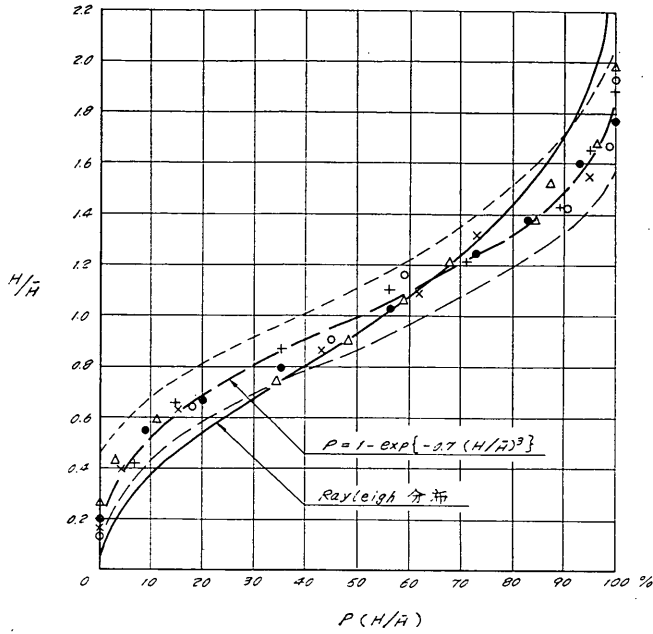


図-3.3 波高の頻度分布

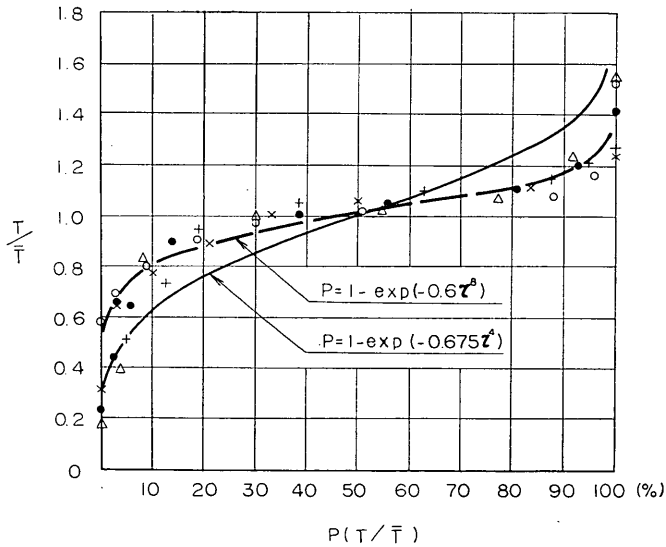


図-3.3 周期の頻度分布

布に従い、そのとき周期の未超過確率は

$$P(\tau) = 1 - \exp(-0.675\tau^2) \quad \tau = T/\bar{T} \dots (3.3)$$

で表わされる。この分布は波高にくらべると拡がりが少ないが、模型波では更に狭く、平均的には次式のような形をとる。

$$P(\tau) = 1 - \exp(-0.60\tau^2) \dots (3.4)$$

模型波における波高と周期との間には前記の程度の相

関があるため、波高が大きいかほど周期もやや増加する傾向にある。例えば  $T^{1/3}$  は  $\bar{T}$  より 6% 前後大きい。以後に単に周期とよぶのは平均周期のことである。

### 3.5 実験結果の解釈 (その一)

模型不規則波がかなり一定の傾向をもつことがわかったので、次に考えなければならない問題は、このような

特性を有する模型不規則波による実験結果をいかに解釈して現地への適用をはかるかという点である。すなわち、ある有義波高で代表される現地の波の作用を模型実験で求めようとしても、実物と異なる波高分布を用いたのでは直接の解答を導びくことはできない。何らかの操作を施して解釈を補足する必要がある。そのため、筆者は2種類の方法による考察を試みた。

第一の方法は、波群の作用を、それを構成する箇々の波の作用として別々に捉えようとするものである。そして、その表現方法としては、波の作用と箇々の波高との統計的な関係を利用する。波の作用、例えば波力の出現頻度を知れば、それを波高の出現頻度と比較することによって、波高と波力との統計的な対応が求められる。模型波についてこうした関係が得られたならば、これを現地の波高分布に適用することによって、現地波の作用を推定することができる。

この方法を用いる際に、箇々の波の作用がそれと等しい波高、周期を有する規則波によるものと同じであるとは限らないことに注意を要する。もちろん、かなりの類似性は当然予想されるし、規則波の実験や理論に基づくこれまでの成果をできるだけ応用しようという観点からしても、そのことを期待しないわけには行かない。したがって、敢えて不完全な不規則波を用いて実験するまでもなく、規則波に関する実験結果を、現地波の統計的性質を考慮しつつ適用することで十分ではないかとの議論も出て来るであろう。ただ、そのような適用法が果して妥当であるかどうかは実験的に確認する必要がある。また、適用するに足るだけの十分なデータを規則波において既に得ているとは限らない。これからデータを集積しようとするれば、純粋な規則波よりも、まがりなりにも不規則波を用いる方がはるかに現実に近いともいえる。筆者の目的は、規則波と不規則波との比較にあるのではなく、不規則波を用いた実験の過程を通じて、規則波に頼っていたのでは得られないかも知れないようなその作用を体得し、かつ定量的なデータを補足充実して行くことにより、複雑な海の波の作用についての概念を形成しようとするところにある。

また、規則波と不規則波とのあまり厳密な比較は意味をなさない場合もある。波の不規則性が増大すれば、波群のどの部分を以て一つの波とみなし、その波高・周期をどう定義すればよいかの疑問も生じて来る。あるいは、時間的な系列の影響、例えば、同じ大きさの波の作用も、その直前の波が大きいか小さいかによって異なるのではないかと、といった問題もある。この点も、箇々の波の作用の相違にあまり拘わることなく、ある波高分布

を有する波群の発現する作用の出現状況を、波高を媒介として表示するのである、という風な上述の解し方によって実用的に解決することができる。実験技術上の実際問題としても、不規則波中の箇々の波とその作用とを一对一の対応として捉えることは、構造物の存在が波形に影響しないような特別の場合を除けば不可能である。したがって、統計的な処理が最も実際的な方法となる。

この解釈法の適用例は、次章に述べる混成堤直立部の滑動に対する安定性の問題である。そこでは、不規則波の作用のもとで堤体が滑動する頻度を求め、これを波高と対応せしめることによって堤体の滑動状況を統計的に論じてある。

### 3.6 実験結果の解釈 (その二)

第二の方法は、現地波の  $H^{1/3}$  などに相当する値を模型不規則波の中に設定して、模型波を直接現地波に対応させようとするものである。波群の作用のうちで実質的に重要なものは、波高がある程度以上大きい波によってもたらされるから、波群の中から波高の小さいものを部分的に取り除いても、全体の作用として大きな違いはないであらう。すなわち模型不規則波を、現地波の中で波高の小さいものの1部が取り除かれて発生して来たものと見なすわけである。

そこで、 $H^{1/3}$  と  $H^{1/10}$  とに着目してこの対応を考えてみる。 $H^{1/3}$  や  $H^{1/10}$  は、全体のうち大きい方から  $1/3$  あるいは  $1/10$  を取り出して平均した波高であるが、いまの場合には超過確率がそれぞれ14%、4%であるような波高として扱う。また、 $H^{1/10} = 1.3H^{1/3}$  という関係をも同時に利用する。模型不規則波において、超過確率の比が4:14、波高の比が1.3であるような二つのパラメータを見出し、それぞれ  $H^{1/10}$ 、 $H^{1/3}$  なる記号で表わすと、模型波における平均波高  $\bar{H}_M$  との間には次の関係がある。

$$\frac{H^{1/10}}{\bar{H}_M} = 1.51, \quad \frac{H^{1/3}}{\bar{H}_M} = 1.19 \dots \dots \dots (3.5)$$

このとき、模型波における超過確率は  $H^{1/10}$  が9%、 $H^{1/3}$  が31%であるので、模型波は現地波を約  $1/2.2$  に縮めたものに相当することになる。いかなる波高の波がどのような割合で取り除かれたものと考えればよいかは、表-3.3 に示すとおりである。この表には、現地波の222波から122波を除去して模型波を100波とした場合を記してある。

表-3.3 からわかるとおり、除去波の大部分は  $(0.2 \sim 0.8)\bar{H}_M$  の範囲にあり、 $H^{1/3}$  に相当する  $1.2\bar{H}_M$  以上の

部分には一つもない、したがって、波群の全体としての作用が、 $H^{1/3}$  程度よりも大きい部分によって代表され

表-3.3 除去波の分布 (その1)

$H/H_M$	模型除去		現地波			$H/H_P$
	波数	波数	波数	累計	超過確率(%)*	
0~0.2	1	12	16	13	6% (6%)	0~0.27
0.2~0.4	4	27	31	44	20 (20)	0.28~0.52
0.4~0.6	10	31	41	85	38 (39)	0.54~0.80
0.6~0.8	15	31	46	131	59 (60)	0.80~1.07
0.8~1.0	21	15	36	167	75 (76)	1.07~1.34
1.0~1.2	19	6	25	192	87 (87)	1.34~1.61
1.2~1.4	15	0	15	207	93 (94)	1.61~1.88
1.4~1.6	9	0	9	216	97 (98)	1.88~2.14
1.6~1.8	5	0	5	221	99 (99)	2.14~2.41
1.8~2.0	1	0	1	222	100 (100)	2.41~2.68
計	100	122	222			

\*( )内は Rayleigh 分布による値

るようなときには、 $1.2\bar{H}_M$  を現地波の  $H^{1/3}$  におきかえることができるわけである。

表中の  $\bar{H}_P$  は現地波の平均波高で、模型波の平均波高  $\bar{H}_M$  との比は次のとおりである。もちろん、模型の縮尺はこれとは別に考えなければならない。

$$\bar{H}_P = 0.745\bar{H}_M \text{ (または } \bar{H}_M = 1.34\bar{H}_P \text{)} \dots\dots (3.6)$$

新しく設定した  $H^{1/10}$ ,  $H^{1/3}$  と  $\bar{H}_P$  との比はそれぞれ 2.03, 1.60 であって、これが Rayleigh 分布による理論値と一致することは、上述の誘導法からして当然である。また、模型波中の  $H_{max}$  と新しい  $H^{1/3}$  あるいは  $\bar{H}_P$  との比はそれぞれ 1.5, 2.4 程度であって、現地における 100 波内外の場合における期待値とほぼ等しい。

表-3.3 除去波の分布 (その2)

( $H_{max} = 2.0H^{1/3}$ ,  $H^{1/3} = 0.91\bar{H}_P$ )

$H/\bar{H}_M$	模型波数	除去波数	現地波数	$H/\bar{H}_P$
0~0.2	1	269	270	0~0.35
0.2~0.4	4	686	690	0.35~0.70
0.4~0.6	10	770	780	0.70~1.05
0.6~0.8	15	615	630	1.05~1.40
0.8~1.0	21	309	330	1.40~1.75
1.0~1.2	19	187	206	1.75~2.10
1.2~1.4	15	53	68	2.10~2.46
1.4~1.6	9	11	20	2.46~2.81
1.6~1.8	5	0	5	2.81~3.16
1.8~2.0	1	0	1	3.16~3.51
計	100	2900	3000	

もし、 $H^{1/3}$  や  $H^{1/10}$  を考慮することなく、 $H_{max}$  のみ着目しても、上と同様な対応をつけることはできるがあまり良い結果は得られない。例えば、上記の対応においては  $H_{max} = 1.5H^{1/3}$  であってやや不十分であるので、現地波において  $H_{max} = 2.0H^{1/3}$  までが含まれているものと考えことにすると、この  $H_{max}$  に模型波の  $H_{max}$  を対応させた場合、表-3.4 の示すように、模型の 100 波は現地の 3000 波から 2900 波を除去したものとなってしまう、解釈法としてはやや無理な感がある。

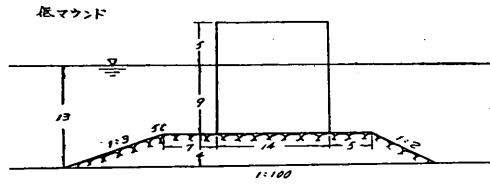
なお、本節の解釈法は、波群の作用を総合的に把えるためのものであって、第4章における混成堤直立部の滑動の問題にも、また後のブロックの安定に関する問題にも応用されている。

## 第4章 混成堤直立部の滑動

### 4.1 直立部の滑動状況

通常の安定計算法においては、堤体に作用する波力とその滑動抵抗との大小関係によって安定性の判断が行なわれる。滑動以外のものでも同様であって、抵抗力と外力との比がいわゆる安全率である。原理的には、波力が滑動抵抗を超えれば堤体は必ず滑動する。しかし、いま一步踏み込んで考えると、たとえ波力が滑動抵抗を超えても、滑動の程度が実質上無視できる程小さければ安定とみなして差支えないかも知れない。逆に、僅かの超過が致命的な結果を招くようであれば、十分な安全性をもたせる必要があることになる、したがって、真の安定性を評価するためには、不安定領域における構造物の挙動を把握することが不可欠である。本章における対象は、混成堤直立部の滑動状況であって、先ず堤体の活動を不規則波の作用のもとで観察し、次いで堤体の滑動に寄与する波圧強度を求め、更に期待滑動量なる概念を導入して現行の設計基準の再検討を行なう。

図-4.1 は実験に用いた混成防波堤の断面であって、マウンドが比較的低い場合 (マウンド厚は海底水深の約  $1/3$ ) と比較的高い場合 (同じく約  $2/3$ ) との2種類である。模型縮尺は  $1/36$  とする。マウンドは、ケーソンが滑動しても崩壊しないよう、5 t 内外の石を以て十分強固に形成してある。不規則波実験水槽内の一部に隔壁を設けて小水路を作り、その中に模型を設置して、ケーソンの重量や入射波高を変えながらケーソンの滑動状況を記録すると、例えば図-4.2 のような結果が得られる。これは、ケーソンの当初の位置からの滑動距離を、作用した



単位 m  
模型縮尺 $1/36$

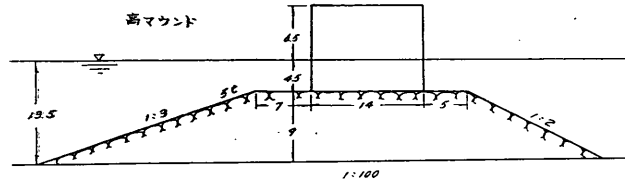


図-4.1 実験防波堤断面

低マウンド  
 $H/3 = 7.6\text{ m}$   
 $T = 12\text{ sec}$

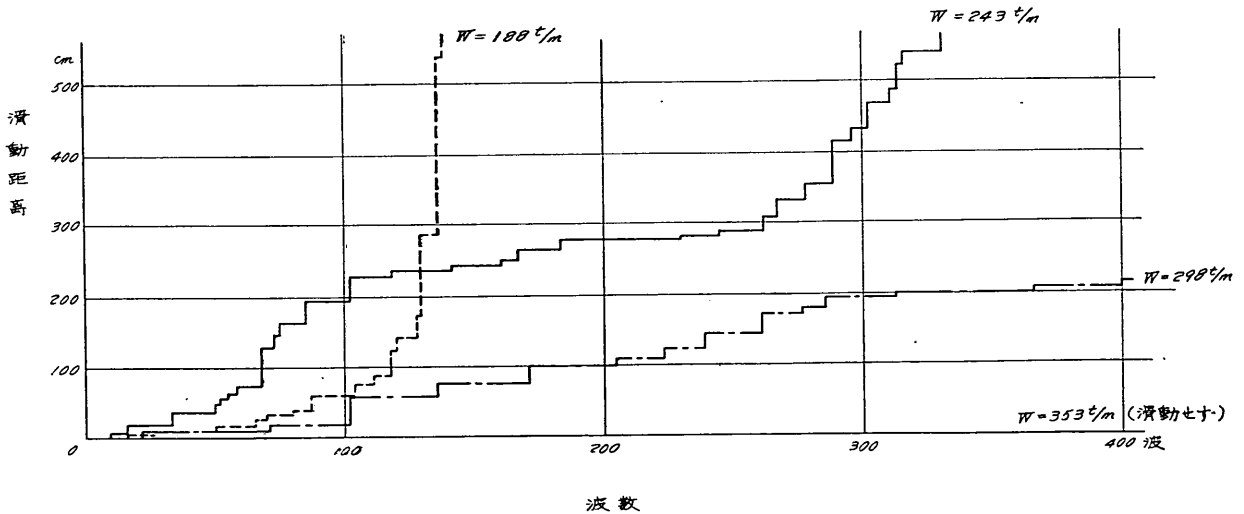


図-4.2 ケーソンの滑動状況 (例)

波数, すなわち時間の関数として 1mm 単位 (模型値) で測定したものであり, 第何波目にどの位滑動したかが示されている。

図-4.2 によると, 滑動は十数波ごとに生ずる傾向があり, 図-3.3 における波高変化の周期性と大体一致している。これはいうまでもなく, 波群の中で波高の大きいグループによって滑動を生じていることを示すものである。当然のことながら, 同じ大きさの波のもとでは,

堤体重量が小さいほど滑動回数が多い, 滑動距離が長い。また, 堤体重量が同じであれば, 波高の大きいほど滑動の程度も大きい。しかし, マウンド上での堤体の滑動はかなりばらつきの大きいものであり, 常に一定の滑動状況を示すわけではない。波力や滑動抵抗の発現における揺らぎの他, 堤体の滑動に応じてマウンド肩幅が変化すれば, 作用波力が微妙に変化する可能性もある。また, 滑動限界それ自身も元来かなり不明確なものであ



て、波力を受けたときの堤体の運動は、微動だにしない状態から明らかな滑動に至るまで、甚だ広範囲にまたがっている。この実験においては、堤体がかなり動揺しても、結果的な変位が 1mm 単位で読み取れない場合には、これを滑動とはみなしていない。

#### 4.2 滑動限界波高と波圧強度

上述のようなばつつきはあるにしても、ある重量の堤体を滑動せしめる限界の波高は平均的に求められる。この際、不規則波中の箇々の波高（進行波としての）と各回の滑動とを一対一に対応せしめることはできないか

ら、両者の出現頻度を比較する統計的な処理法を用いる。すなわち、ある波数内での堤体の滑動回数と、堤設置前に測定した波高の出現頻度とを比較すれば、平均的な滑動限界波高が得られる。

図-4.3 は、このようにして求めた滑動限界波高と堤体重量との関係をプロットしたものである。ここに示す堤体重量は、静水中での浮力を差引いた値である。この図は、近似的には不規則波中の箇々の波高と、それに対して必要な堤体の安定重量との関係を表わすものと考えてよい。

滑動限界波高と堤体重量との関係は、限界波圧と滑

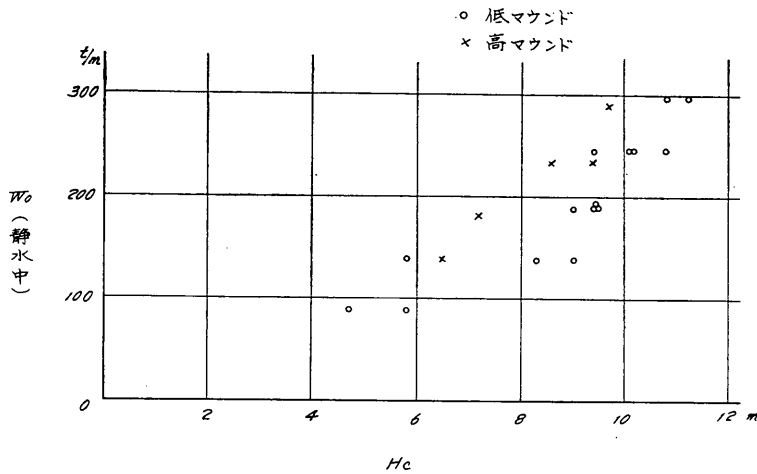


図-4.3 堤体重量と滑動限界波高

動抵抗との関係に置き換えられるから、これから逆算すると壁面に作用する平均波圧強度が得られる。そこで、滑動に関する慣用的な安定計算法に準じて、図-4.4 のような波圧および揚圧力の分布から、次式を用いて波圧強度の逆算を行なう。

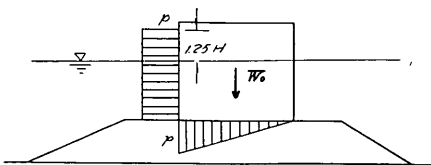


図-4.4 波圧・揚圧力の分布

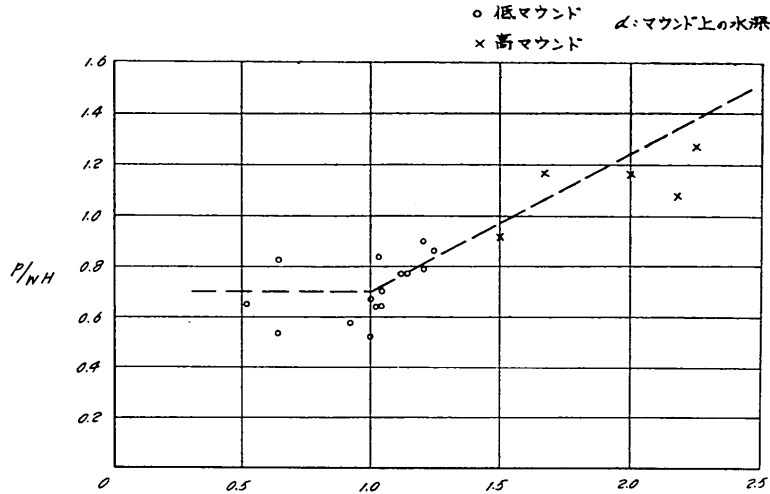
$$P_i = \mu \left( W_0 - p \frac{B}{2} \right)$$

$$\therefore p = \frac{\mu W_0}{1 + \frac{\mu}{2} B} \quad (4.1)$$

ここに、 $l$  は壁高あるいは底面から静水面上 1.25H ま

での高さのうち何か小さい方をとり、壁面に作用する波圧は鉛直方向に一様分布と考える。B は堤体幅である。また、揚圧力は堤体前趾で波圧強度に等しく、後趾で 0 となる直線分布をするものと仮定する。堤体とマウンドとの間の摩擦係数  $\mu$  は、従来から用いられているとおり 0.6 とする。このようにして算出した波圧から  $pi/wH$  の値を求め、これを波高とマウンド上の水深との比  $H/d$  と対応させてプロットしたものが図-4.5 である。

堤体に作用する波圧の測定法としては、壁面における局部的あるいは全体的な波圧を歪計などで受けるのが一般的である。しかし、特に碎波の瞬間的な衝撃圧を対象とする場合には、計器の応答特性が重大な問題となる。また、混成防波堤も一種の振動系を形成しているから、それに対する吟味も必要である。堤体の滑動現象を完全に記述するには、こうした振動特性と共に、作用波圧の強度ばかりでなくその時間的変化、揚圧力における同様



図—4.5 平均波圧強度と波高水深比

な性質，更には摩擦抵抗などのそれぞれを厳密に追求しなければならない。各項目に関しては既に幾つかの研究もあるとはいえ，これらを総合して堤体の滑動に適用できる程には達していない。一方，動的荷重を受ける構造物の安定計算も，実用上はこれをある適用範囲内で妥当な静力学的関係に置き換えて行なうのが普通である。したがって，上述の逆算法によって求めた波圧は，このような構造様式に対しこのような計算法を用いるときに限ってあてはまるものであって，他のケースにも普遍的に適用できるものではなく，いわんや波圧を現象的に記述するためのものではないことに留意する必要がある。こうした意味からすれば，図—4.5 に示す値は，厳密には波圧という語を避けて，滑動計算用の荷重とでもよぶべきものである。もっとも，波圧計で精密に測定した波圧といえども，その応答係数が厳密に1.0でない限り，直の波圧と称することができないのは同様である。

また，図—4.5 のような結果は，不規則波を用いなくとも，規則波によって丹念に実験すれば得られる筈のものである。しかし，混成堤に対して重複波から碎波に至るまで連続的に，しかも堤体の滑動の検討に用いることのできる実験値や公式は残念ながら得られていない。そこで，今回不規則波による実験の第一段階としてこれを求め，以後の検討の基本的なデータとしたわけであり，その妥当性は十分にある筈であるが，この結果を以て普遍的かつ決定的な新波圧公式を提唱しようとするものではない。波圧公式として確固たるものにするには，波高・周期・波向・堤体やマウンドの形状寸法，海底勾配などの諸要素を広くに包含し，かつ時間的変動や圧力波

形なども精密に把えて動的挙動との結合を十分にさせなければならない。

さて，図—4.5によると， $H/d$  がほぼ1より小さい部分では  $p/wH$  は平均的に0.7程度であって，ほぼ重複波的な領域と考えてよい。 $H/d$  が1より大きくなると次第に碎波的な領域へ移行し， $p/wH$  は  $H/d$  にほぼ比例して増加する。ここで  $H/d=1$  を以て一応の境界としたのは単に便宜上の問題に過ぎず，図中の折線をなだらかな曲線を置き換えても差支えないであろう。また，どこまでが完全重複波であり，どこからが完全碎波であるかの現象的区分はこの際重要でなく，滑動に寄与する荷重を連続的に得ることが目的である。

この実験の場合，碎波的領域における最大の波圧は，海底水深によって規定される限界碎波高，すなわち防波堤のやや前方で碎けてちょうど堤体に衝突するような波によってもたらされている。限界碎波高は，海底勾配の緩やかなとき水深の0.8倍前後であって，この実験の場合（海底勾配  $1/100$ ）は平均約0.85倍であった。そして， $p/wH$  の最大値はマウンドの低いとき0.9，マウンドが高いときは1.3に達している。

なお，上記の実験結果の整理に際しては，波群の一部が既に碎けてから堤体に作用するとき，同じ波力でも既に碎けた大きい波によるものか，まだ碎けない小さな波によるものかを区別していない。これは，波力の頻度と対照せしめる波高として，防波堤設置位置における進行波としての値（堤設置前に測定したもの）をとり，その分布を用いたからである。波群の大部分が既に碎けてしまっているような碎波帯内ならばともかく，極く一部が

砕けただけであれば、砕波後の波高をも含む模型不規則波の頻度分布は、全く砕波を含まないものと殆んど違ってない。第3章に示した波高分布も、この程度の浅海におけるものであって、完全な深海域や砕波帯内とは別である。また、以下の議論においては、現地波も同様な性質を有するものと考えことにする。

### 4.3 不規則波中の最大波力

図-4.5の波圧強度は、不規則波中の箇々の波高を以て表わしたものであるから、波群の中での最大の波高が定まれば、それによる波力を算出して堤体の安定重量を求めることができる。そこで、問題はそのような最大波高をどうとるかである。もっとも、最大の波力が常に最大の波高の波によってもたらされるとは限らない。周期や波向との組合せの如何によっては、最大波の波力が却って小さいこともあり得る。したがって、以下に用いる最大波高なる語は、波群の中での最大級の波のうち、最大の波力を生ずるような波を近似的に波高のみで表現し

たもの、という風に考えることにする。

不規則波中のいわゆる  $H_{max}$  は、既に述べたとおり確率的なものであって、設計に用いる波圧のきめ手とは必ずしもならない。しかし、 $H_{max}$  を  $1.6H^{1/3}$  とするか  $2.0H^{1/3}$  とするか、あるいは他のどの値をとるかで結果は大きく異なる。一方、波高の上限は砕波限界によって規制されるから、最大波高として限界砕波高をとれば、それ以上の波は既に砕けてしまって、堤体に作用する波力は却って減少する。しかしながら、砕波の作用を取って辞さない砕波堤の場合はこの考え方を適用できるけれども、元来波が砕けないことを大前提とする重複波堤において、波が砕けることを条件に最大波高を定めるのは根本的に不合理であって、限界砕波高をとる限り、重複波堤というものがあるも成り立たない。

例えば、水深 13m の地点で対象とする有義波高が 6m の場合、限界砕波高 11m (=13m × 0.85) はほぼ  $1.8H^{1/3}$  にあたるから、最大波高として常識的に過大ではない。しかし、もし  $H^{1/3}=3m$  であると、11m なる限界

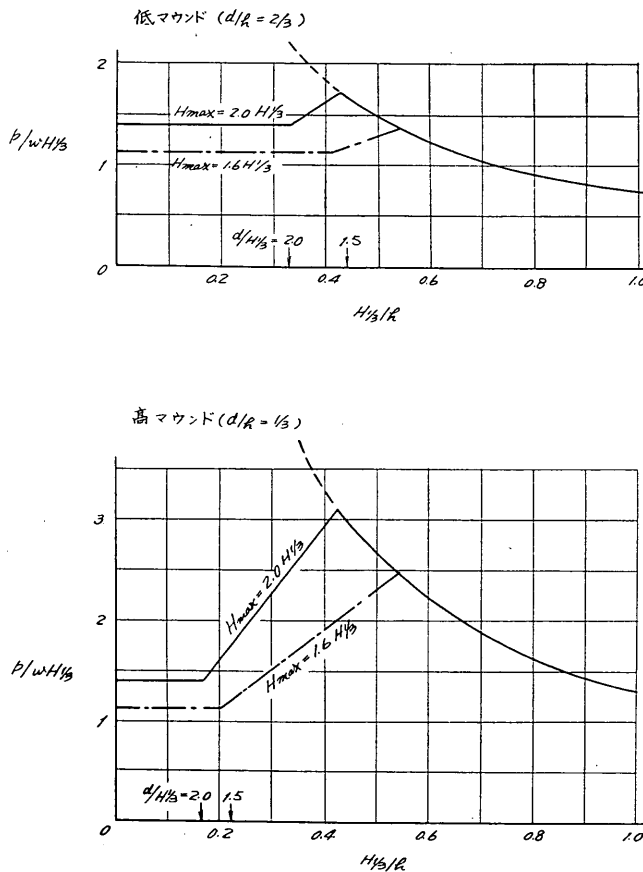


図-4.6 最大波圧と  $H^{1/3}$  との関係

砕波高は  $3.7H^{1/3}$  に相当してその出現確率は極めて小さい。Rayleigh 分布によれば、 $3.7H^{1/3}$  以上の波の出現頻度は 0.00001% 以下である。また、深海波性の砕波の場合には限界波形勾配は  $1/7$  であるが、通常設計の対象とする有義波の波形勾配は  $1/30$  内外であるから、この限界砕波高もやはり非常に出現頻度の小さいものとなる。このように稀な波に対しても完全な安定性を保証することは不合理である。

また、最大波高のとり方は、単に与えられた一つの波群の中での問題であるばかりでなく、どのような規模の波群を設計対象として想定するかにもまたがる事柄である。

このような問題点が残ってはいるが、図-4.5 のデータを用いて、先ず現行の波圧公式との単純な比較を試みよう。図-4.6 は、最大波高として  $1.6H^{1/3}$  または  $2.0H^{1/3}$  と、限界砕波高たる  $0.85h$  ( $h$  は海底水深) との何れか小さい方をとり、指標としての  $H^{1/3}$  によって最大の波圧強度を表現したものである。

例えば、図-4.5 における  $H/d < 1$  の領域では  $p/wH = 0.7$  であるから、この  $H$  に対して  $H_{max} = 2.0H^{1/3}$  を代入すれば、 $H^{1/3}/d < 0.5$  において  $p/wH^{1/3} = 1.4$  という関係になる。図-4.6 の上図は、マウンドが低く  $d/h = 2/3$  の場合であるので、 $H^{1/3}/d < 0.5$ 、すなわち  $d/H^{1/3} > 2.0$  の範囲は、 $H^{1/3}/h < 0.33$  に対応する。これが同図における  $d/H^{1/3} = 2.0$  の矢印より左側の、 $H_{max} = 2.0H^{1/3}$  と示した水平部分である。これより右側の部分では、図-4.5 中の  $H/d > 1$  における関係に対応して  $p/wH^{1/3}$  の値が次第に増加する。やがて  $H_{max}$  が  $0.85h$  に達すると、すなわち  $H^{1/3}/h = 0.425$  の点において  $p/wH^{1/3}$  は最大値をとる。この図の場合には、 $H_{max}/h = 0.85$  は  $H_{max}/d = 1.27$  に相当し、そのとき  $p/wH_{max} = 0.85$  であるから、 $p/wH^{1/3} = 1.7$  が最大値となっている。

このピークより更に右側では、 $0.85h$  の方が  $2.0H^{1/3}$  より小さい。つまり、最大波高が限界砕波高によって規制される領域であって、 $H^{1/3}/h$  の増加と共に  $p/wH^{1/3}$  は却って減少する。これは、 $H^{1/3}/h$  が増加しても  $H_{max}/h$  は一定であるため  $p/wH_{max} = p/0.85wh$  の値も変化せず、 $p/wH^{1/3} = p/wh \times h/H^{1/3} = 0.85 \times 0.85 \times h/H^{1/3} = 0.73 \div H^{1/3}/h$  なる放物線を描いているわけである。

$H_{max} = 1.6H^{1/3}$  に対するカーブや、高マウンド堤の場合についても同様にして作成することができる。

図-4.5 では、重複波的領域から砕波の領域へ移行する点を  $H/d = 1$  に置いたので、図-4.6 においても、 $H_{max} = 1.6H^{1/3}$  か  $2.0H^{1/3}$  かに応じて、 $d/H^{1/3} = 1.6$  ま

たは  $2.0$  に折点が現われている。この限界を取って重複波圧と砕波圧との使い分けの限界と考えるならば、現行の設計基準における限界値の評価にあたっては、最大波高のとり方が関連して来ることになる。

水深による限界砕波高で規制される放物線領域では、 $p/wH^{1/3}$  の値が変化しても、与えられた水深のもとでの波圧の絶対値は一定である。この点は砕波堤の安全性を増す一つの要因であって、どのような波が来襲しようとも、また波群の中での最大波高がどうであらうとも、波圧はある上限で抑えられている。重複波堤のように、砕波を生じないことを前提とした場合、想定より大きな波がたまたま来襲して大きな波力を及ぼす可能性のあることとくらべた重要な相違点である。また、この領域は波群の中の最大級の波から見れば既に砕波帯内に属するのであるから、来襲波高を必ずしも正確に決定しなくても、最大の波力は求められる。したがって、 $H^{1/3}$  を指と標して最大の波力を表現することは不便であり、実体としての  $H_{max} = H_b$  をとるのが妥当である。

さて、図-4.6 によると  $H_{max} = 1.6H^{1/3}$  とすれば重複波的領域では  $p/wH^{1/3} = 1.1$  程度である。Sainflou 公式による平均波圧強度は  $(0.8 \sim 1.0)wH$  であるから、安全率 1.2 をも考慮すれば、現行の基準による設計波圧はほぼ  $p/wH^{1/3} = 1.0 \sim 1.2$  に相当することになり、上記の  $1.1$  と大体一致する。しかし  $H_{max} = 2.0H^{1/3}$  とすれば  $p/wH^{1/3} = 1.4$  となるから、明らかに不十分である。

一方、広井公式に安全率 1.2 を加味したものを  $p/wH^{1/3} = 1.8$  と考えると、図-4.6 から判るように、マウンドが低いときは十分安全であるが、マウンドが高い場合には、 $p/wH^{1/3} > 1.8$  となる部分がかかなりある。このようなときに指標としての  $H^{1/3}$  を広井公式中に用いたのでは危険である。この点については、後に再び触れることにする。

限界砕波高をそのまま最大波高とし難い領域では、最大の波力が一義的に与えられないので堤体断面が決定されない。この問題を解決するには、波高の出現頻度と、波の作用を受ける構造物の不安定領域における挙動とを組合せた考察が必要である。例えば、 $H_{max} = 1.6H^{1/3}$  を想定して堤体断面を決定したとすると、それ以上の波によつて堤体は滑動するが、滑動量が無視できる程小さければ、実質的には安定とみなしてよいかも知れない。あるいは、滑動量は大きいけれども、そのようなチャンスが極めて少ないのならば、それでもよいともいえる。ところが、 $1.6H^{1/3}$  程度を対象としたのではとても安定を期し難いならば、 $2.0H^{1/3}$  なりそれ以上を想定する必要がある。こうして妥当な設計波圧を定めようとするのが、

次節における期待滑動量の考え方である。この際、波高の出現頻度としては Rayleigh 分布を用い、また、堤体の滑動状況については本章第1節の実験データを用いる。

しかしながら、実用上妥当な最大の波力を想定し、それに対しては安定な堤体断面を定め得たととしても、それ以上の波力によつて堤体がたまたま滑動する可能性までも否定できるものではない。したがつて、僅かな変形が直ちに壊滅的な被害をもたらさないような構造様式をとることがあくまでも前提である。

#### 4.4 期待滑動量

堤体が滑動限界波高を超える波によって滑動するとき、波力が大きければ一回の滑動距離も大きいが出現頻度は小さい。逆に、波力が比較的小さければ、滑動距離は小さいけれども出現頻度が大きい。そして、各回の滑動距離とその出現頻度とを掛け合せたものの合計が総滑動量である。総滑動量は滑動限界波高が波群の中で占める地位によって、すなわちその波高の超過確率によって異なる。図-4.7はこのような観点から実験結果をプロットしたもので、滑動限界波高の超過確率と総滑動量との関係を無次元表示してある。このような総滑動量を、筆者は期待滑動量と名づけた。図-4.7中の計算曲線については後述するとおりである。

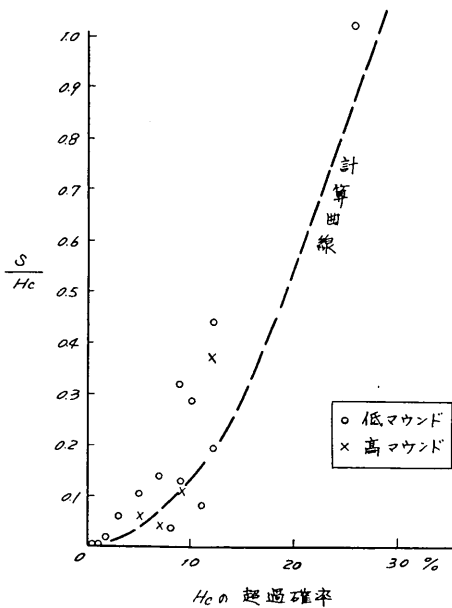


図-4.7 模型における滑動量 (100波当たり) と滑動限界波高の超過確率

期待滑動量なる概念をモデル的に説明すると以下のとおりである。図-4.8のように、重量 $W$ の堤体に波力 $P$ が $\tau_1$ 時間だけ作用するものと考え、摩擦抵抗 $F$ よりも波力が大きければ堤体は滑動して $\tau_2$ 時間後に静止

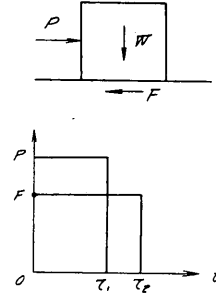


図-4.8 堤体滑動モデル

する。このとき、1回の滑動距離は次のようにして導かれる。

$t=0\sim\tau_1$ の間に堤体に作用する力積は

$$I = (P - F)\tau_1 \dots\dots\dots (4.2)$$

であるから、これによって堤体の得る速度は

$$v_1 = \frac{g}{W} I = \frac{g}{W} (P - F)\tau_1 \dots\dots\dots (4.3)$$

である。またこのときまでの滑動距離を  $x_1$  とすれば、外力のなした仕事は堤体の運動エネルギーに等しいとの関係により

$$\begin{aligned} (P - F)x_1 &= \frac{W}{2g} v_1^2 \\ &= \frac{g}{2W} (P - F)^2 \tau_1^2 \dots\dots\dots (4.4) \end{aligned}$$

となる。一方、この運動エネルギーは  $t=\tau_1\sim\tau_2$  の間に摩擦抵抗のなす仕事によって消費されるから、その間の滑動距離を  $x_2$  とすると

$$F x_2 = \frac{g}{2W} (P - F)^2 \tau_1^2 \dots\dots\dots (4.5)$$

となり、結局総滑動距離として次式が得られる。

$$\begin{aligned} x &= x_1 + x_2 \\ &= \frac{g}{2W} (P - F)^2 \tau_1^2 + \frac{g}{2W} \frac{(P - F)^2}{P} \tau_1^2 \\ &= \frac{g}{2W} \frac{P}{F} (P - F)^2 \tau_1^2 \dots\dots\dots (4.6) \end{aligned}$$

同様な関係は、最初から運動方程式を直接解くことによつても求められる。なお、滑動が終了するまでの時間 $\tau_2$ は

$$\begin{aligned} F(\tau_2 - \tau_1) &= I = (P - F)\tau_1 \\ \therefore \tau_2 &= \frac{P}{F}\tau_1 \dots\dots\dots (4.7) \end{aligned}$$

である。

さて、摩擦抵抗  $F$  は

$$F = \mu(W_0 - U) \quad \dots\dots\dots (4.8)$$

である ( $W_0$  は静水中での浮力を差引いた堤体重量,  $U$  は揚圧力)。したがって、滑動限界時の摩擦抵抗  $F_c$  は

$$F_c = \mu(W_0 - U_c) \quad \dots\dots\dots (4.9)$$

となるが、一方、これはそのときの波圧  $p_c$  を用いて

$$F_c = p_c l_c \quad \dots\dots\dots (4.10)$$

と表わされる ( $l$  は受圧面の高さ)。また、任意の波高  $H$  による波力  $P$  は

$$P = pl \quad \dots\dots\dots (4.11)$$

である。ここで簡単のため、(4.6) 式中で厳密には空中重量をとるべき  $W$  を

$$W = \frac{F_c}{\mu} = \frac{p_c l_c}{\mu} \quad \dots\dots\dots (4.12)$$

と置き、また、波高の変化による揚圧力や受圧面の高さの変動を無視して

$$F = F_c = p_c l_c \quad \dots\dots\dots (4.13)$$

$$P = pl = p_c l \quad \dots\dots\dots (4.14)$$

と考えることにすれば、(4.6) 式は次のように変形される。

$$x = \frac{\mu g}{2} \frac{p(p-p_c)}{p_c^2} \tau_1^2 \quad \dots\dots\dots (4.15)$$

この計算に必要な波力の継続時間  $\tau_1$  については、今まで明確な実験結果も得られていないのではっきり定め難いが、簡単に Froude 則を考慮して次のように仮定する。

$$\tau_1^2 = kH \quad \dots\dots\dots (4.16)$$

この係数  $k$  は  $[\text{sec}^2/\text{m}]$  の次元をもつが、重力の加速度  $g$  を掛ければ無次元の値となる。物理的意味からすると、 $\tau_1$  は滑動に関して有効な波力の作用時間であり、このような単純な仮定の許される実証的根拠はない。また、波圧は決して矩形パルスではなく、実際の砕波の衝撃圧はもっと三角形に近いし、重複波圧であれば逆にもっとなだらかである。しかしながら、現段階で早急にこれらの点に関する結論は得られないから、計算はできるだけ簡単にして後は実験で補うとの考え方に立つと、 $H$  なる波高による 1 回の滑動距離は、(4.15) 式と (4.16) 式とより

$$x = \frac{\mu g k}{2} \frac{p(p-p_c)}{p_c^2} H \quad \dots\dots\dots (4.17)$$

ということになる。

これを更に、波高  $H$  の出現する確率密度を  $p(H)$  と書いて、 $N$  個の波が作用する間の総滑動量  $S$  を求めるために積分すると

$$S = N \int_0^{H_{max}} \frac{\mu g k}{2} \frac{p(p-p_c)}{p_c^2} H \cdot p(H) dH \quad (4.18)$$

と変形される。これが、期待滑動量を与える基本式である。

図—4.5 の波圧強度と、模型不規則波における波高分布、および先の実験で得た総滑動量とを用いて常数  $k$  の値を算出すると、マウンドの低いときの平均値として  $0.025 \text{sec}^2/\text{m}$ 、マウンドが高ければ  $0.013 \text{sec}^2/\text{m}$  なる値が得られた。マウンドが高い方が波圧強度は大きいのに、図—4.7 ではマウンドの高低に拘わらず同程度の滑動量しか示していないのは、このような  $k$  の値の相違によるものである。この  $k$  の値を用いると、例えば模型において波高 30cm のとき、 $\tau_1 = 0.09 \text{sec}$  または  $0.06 \text{sec}$  となって、砕波圧の作用時間としてそれ程おかしな値ではない。しかし、重複波圧の場合には、これよりはるかに大きな値とならなければならない筈であるのに、今回の実験ではそこまで明白な結果は得られなかった。またマウンドの高低による  $k$  の相違については、同じ波高のもとではマウンドの高い方が波圧強度が大きく衝撃性も増しているけれども、波圧の力積が一定であると考えればそれに伴って作用時間が減少する、との解釈が成り立たないこともない。しかしながら、誘導の過程において計算を単純化するために設けた種々の仮定からしても、ここでは  $k$  なる常数を、単に (4.18) 式と実験値とを結ぶためのものとみなす程度にとどめるべきである。

事実、計算式の形が変れば  $k$  の値も変化する。ある例について、 $W$  や  $F$  のとり方に関する前述の単純化を行わずに試算したところでは、 $k$  は約 1.7 倍に増大すると結果が得られている。しかし、このような単純化を行わないとすると、同時に天端高や堤体幅、パラベットの形状などの要素が常に介入することになって、計算も議論も非常に複雑になる。複雑であっても真実に近い方が好ましいけれども、マウンド上での滑動現象自身がばらつき大きいものであり、それを正確に記述することが究極の目的ではない。ただ、後に図—4.11 に示すように結果的な妥当性は認められ、また、図—4.12 の程度のばらつきはあるにしても、滑動量のオーダーを評価する上で実用に供することはできる。

さて、出現頻度が Rayleigh 分布に従うとき、その確率密度は

$$p(H) = \frac{\pi}{2} \eta e^{-\frac{\pi}{4} \eta^2}, \quad \eta = \frac{H}{H} \quad \dots\dots\dots (4.19)$$

であるから、これを (4.18) 式に代入して計算すること

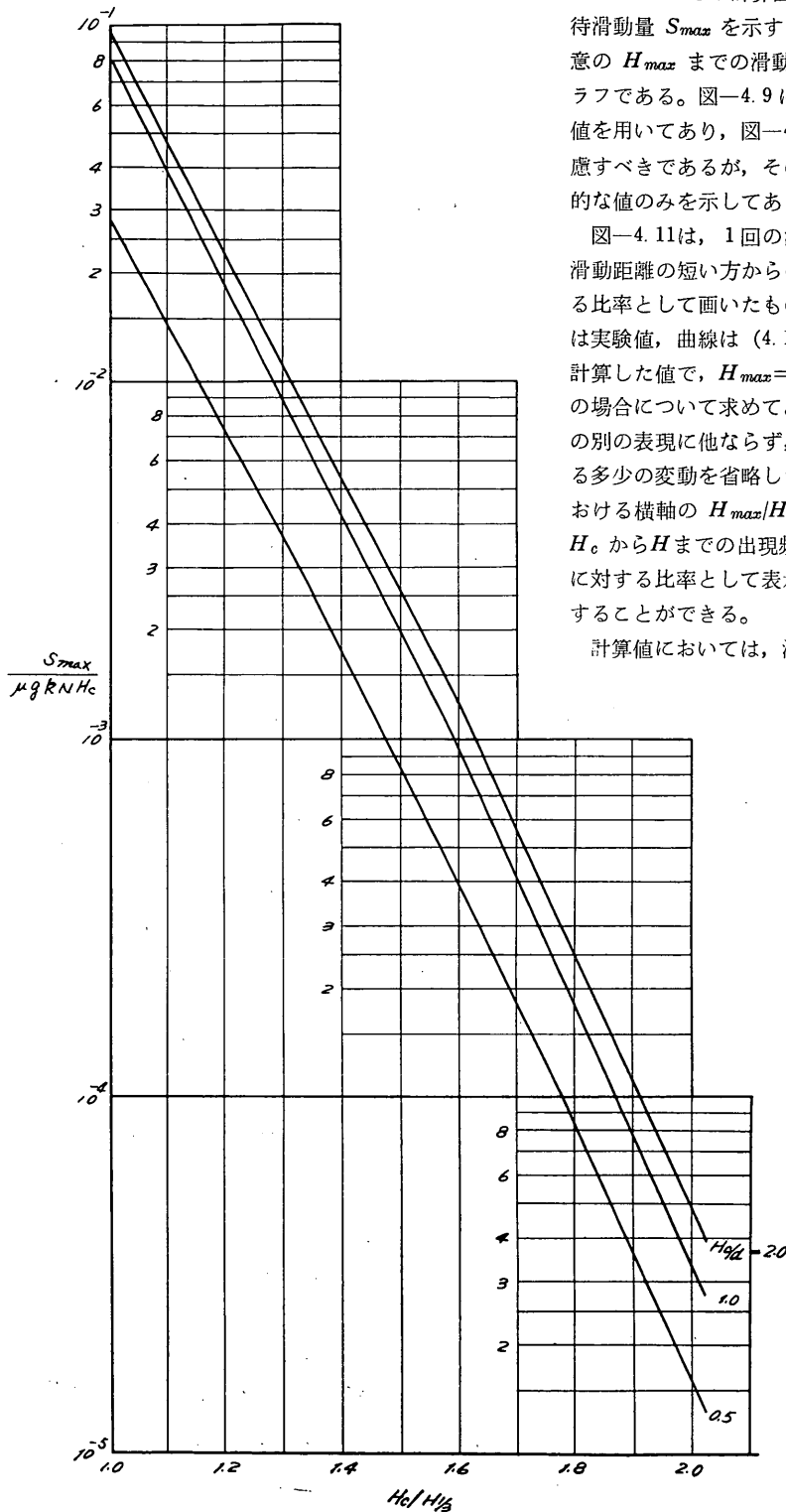


図-4.9 期待滑動量

によって、現地波に対する期待滑動量が得られる。図-4.9はこのための計算図表で  $H_{max}=\infty$  としたときの期待滑動量  $S_{max}$  を示すものである。また、図-4.10は任意の  $H_{max}$  までの滑動量  $S$  と  $S_{max}$  との比率を示すグラフである。図-4.9にはパラメーターとして  $H_0/d$  の値を用いてあり、図-4.10においても正しくはこれを考慮すべきであるが、その影響は小さいので省略し、平均的な値のみを示してある。

図-4.11は、1回の滑動距離とその頻度との関係を、滑動距離の短い方からのそれぞれの累計値の全体に対する比率として画いたものである。図中にプロットした点は実験値、曲線は(4.18)式に Rayleigh 分布を用いて計算した値で、 $H_{max}=\infty$  と  $H_{max}=1.5H_{1/3}$  との両方の場合について求めてある。この計算曲線は、図-4.10の別の表現に他ならず、やはりパラメーターの相違による多少の変動を省略した平均的な値である。図-4.10における横軸の  $H_{max}/H_{1/3}$  の代りに、この図のように、 $H_0$  から  $H$  までの出現頻度を  $H_0$  以上無限大までの頻度に対する比率として表示すると、ほぼ1本の曲線で代表することができる。

計算値においては、滑動距離およびその出現頻度を波高の関数と考えており、波高が小さい程滑動距離は短く出現頻度は大きい。一方、実験では各滑動距離の大小と波高の大小とを直接対応せしめることはできないが、図-4.11の示すように、1回の滑動距離の短いもの出

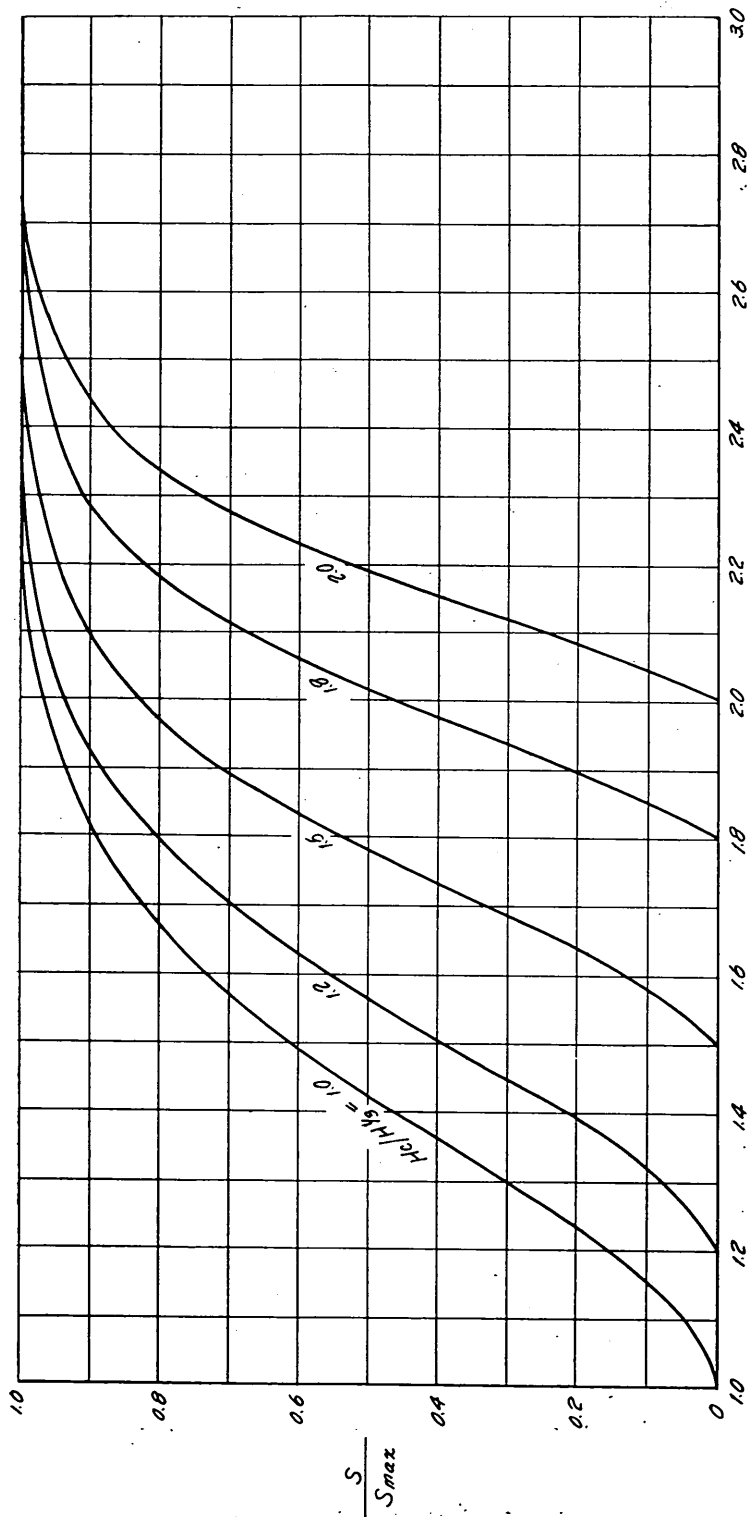


圖-4.10 最大波高之期待滑動量  $H_{max}/H^{1/3}$



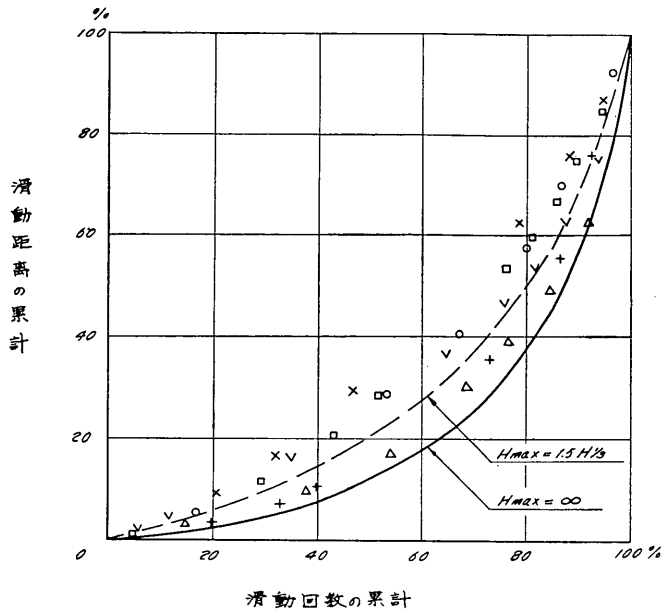


図-4.11 滑動距離と滑動回数

現頻度が大きい。そして計算値と実験値との傾向的な一致は、計算法の総合的な妥当性を間接に肯定するものである。

また、前章で述べた第二の解釈法によれば、波群の中のある程度以上大きい部分のみを対象とするときには、模型不規則波を直接現地不規則波に対応させることも可能である。いまの場合には、滑動限界波高以上の部分が

問題なのであるから、この限界波高があまり小さくなければその方法が適用できる。模型不規則波では  $H_{max} = 1.5H_{1/3}$  程度と考えればよいのであり、図-4.11の計算曲線 ( $H_{max} = 1.5H_{1/3}$  に対するもの) と実験結果との定量的な一致は、滑動距離の分布に関する限り、(4.18)式が実用上十分な精度をもつことを更に示すものとい

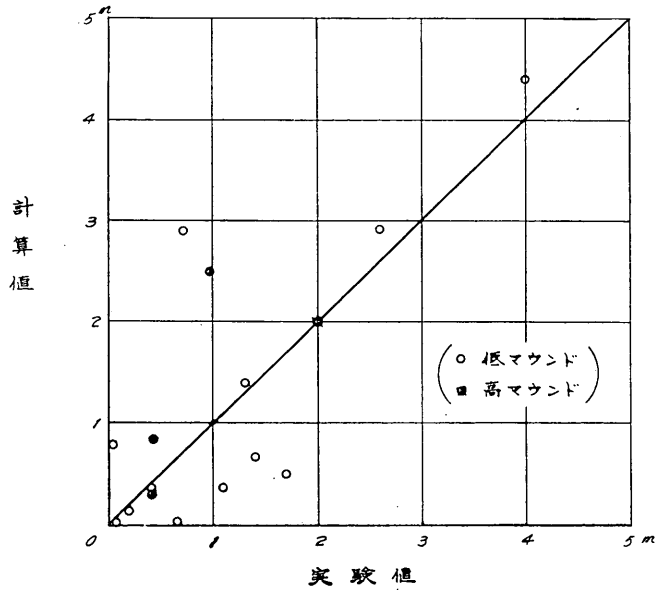


図-4.12 期待滑動量-実験値と計算値との比較

次に、図-4.9~4.10のグラフを用い、次節以降の例題で述べる計算法によって箇々の実験ケースにおける滑動量を求め、実験値と比較すると図-4.12のようになる。この場合、計算においては Rayleigh 分布を有する現地波を対象としているので、その 222 波に対する期待滑動量 ( $H_{max}=1.5H^{1/3}$  として) と実験における 100 波のそれとを比較してある。また、計算に用いた  $k$  の値は、既に述べたようにマウンドの高さ別の平均値で、そのばらつきに応じてこの図にもばらつきが認められる。

なお、図-4.7に画いた計算曲線は、同様にして求めた平均的な傾向を示すものである。ただし、横軸には模型波における滑動限界波高の超過確率をとっているため、計算値にもそれに対応した補正を施してある。

以上述べた期待滑動量は、波の不規則性のうちもっぱら波高に関するものを対象としたものである。周期や波向の要素をも含めて図-4.5のようなデータが広範囲にわたって得られれば、それらの不規則性を考慮したより広義の期待滑動量へ拡張することができる。その場合には、波高・周期・波向などの相関が重要な因子となることはいままでのない。また、Rayleigh 分布などはほぼ定常的な波群に対するものであるが、実際の海の波、特に台風時のように急速な発達、減衰を示すときに波の出現頻度をいかに把えて計算に応用するかは目下のところ問題である。

#### 4.5 重複波堤の期待滑動量

前節で掲げたグラフを用い、具体的な数値をあてはめて期待滑動量を算定しながら、先ず重複波堤の安定性から考察を進めて行く。ここにいう重複波堤とは第1章で波の作用の面から定義したものではなく、現行の設計基準に基づく重複波圧によって設計される混成堤のことである。

計算例としては、次のような条件を設定する。

海底水深	: $h=15\text{m}$
マウンド上の水深	: $d=10\text{m}$
静水面上の天端高	: $R=2.7\text{m}$
設計波高	: $H^{1/3}=4.5\text{m}$

なお、断面は必ずしも滑動に対する安定からのみ定まるとは限らず、転倒や支圧力その他の要素も考慮しなければならないが、本章では滑動のみに限定して矩形断面の堤体を考える。

現行の設計基準を評価する前に、 $H_{max}$  のとり方がどのように影響するかを見てみよう。この場合、堤体断面は図-4.5の波圧強度を用いて決定されるものとする。先ず、 $1.6H^{1/3}=1.6\times 4.5=7.2\text{m}$  を想定し、これをち

ようど滑動限界波高  $H_c$  とするような断面を定めたとすると、それ以上の波による期待滑動量は、図-4.9より ( $H_c/d=7.2/10=0.72$  を用いて)

$$\frac{S_{max}}{\mu g k N H_c} = 6 \times 10^{-4}$$

周期 10sec 前後の波が 3 時間程度継続する場合を考えると  $N=1000$ 、また、先に求めた  $k=0.025\text{sec}^2/\text{m}$  および  $\mu=0.6$  を用いると  $\mu g k N=150$  であるから

$$S_{max} = 6 \times 10^{-4} \times 150 \times 7.2 \\ = 0.64\text{m}$$

となる。これは  $H_{max}=\infty$  とした値であるから、水深による限界碎波高  $H_b=0.85\times 15=12.8\text{m}$  までをとることにすれば  $H_{max}/H^{1/3}=12.8/4.5=2.85$ 、したがって図-4.10を用いて補正しても変化はなく、

$$S = 0.64 \times 1.0 = 0.64\text{m}$$

である。同様にして、 $H_c=1.8H^{1/3}=8.1\text{m}$  を対象として定めた断面の場合には

$$S_{max} = S = 1.3 \times 10^{-4} \times 150 \times 8.1 \\ = 0.15\text{m}$$

となる。更に、 $H_c=2.0H^{1/3}=9.0\text{m}$  とすれば、

$$S_{max} = S = 3 \times 10^{-5} \times 150 \times 9.0 \\ = 0.04\text{m}$$

となる。

このような計算から判るとおり、限界碎波高までの波が存在し得ると考えるとき、 $1.6H^{1/3}$ 程度を想定したのではかなりの滑動量を期待しなければならないが、 $2.0H^{1/3}$ 程度を対象とすればその値は激減する。また、限界波高  $H_b=2.85H^{1/3}$  までとするのは過大の感があるので  $2.0H^{1/3}$  以上を無視しても、上記 3 例に対してそれぞれ  $S=0.48\text{m}$ 、 $0.07\text{m}$ 、 $0$  となつてさほどの変化はない。

要するに、最大波高を通常考えられている  $H_{max}=(1.6\sim 2.0)H^{1/3}$  程度の範囲内であり過小評価することは危険であるから、以後は少なくとも  $2.0H^{1/3}$  ぐらひはあるものとして考察を進める。

さて次に、現行の設計基準に拠って、前記の条件のもとで Sainflou 公式に  $H^{1/3}$  を代入して決定した断面の安定性を評価する。周期を  $10\sim 12\text{sec}$  とすれば、この場合 Sainflou 公式による波圧の壁面全体での平均値は、 $p/wH^{1/3}=0.9$  内外である。そこで、滑動に対する安全率  $1.2$  を加味して、 $p/wH^{1/3}=1.1$  となる波圧、すなわち  $p=1.1\times 1.0\times 4.5=4.95\text{t/m}^2$  にちょうど耐えるような断面が決定されたものとする。ここで安全率を含めて考えるのは、堤体の安定性は設計における波圧の与え方だけでなく、そこで用いた安全率の大小に当然関係しているからである。設計波圧がいかに小さくても、安全

率をかなり大きくとってあれば、結果的に堤体の安定が確保されているかも知れない。

こうして決定された堤体断面には、それに対応するある滑動限界波高  $H_c$  があり、その値は図-4.5 から求められる。すなわち、 $H_c/d < 1$  を予想すると、そのとき  $p/wH_c = 0.7$  であるから、

$$\frac{H_c}{H^{1/3}} = \frac{p/wH^{1/3}}{p/wH_c} = \frac{1.1}{0.7} = 1.57$$

$$\therefore H_c = 1.57 \times 4.5 = 7.1 \text{ m} \left( \frac{H_c}{d} = \frac{7.1}{10} = 0.71 < 1 \right)$$

となる。これは先の計算例における  $H_c = 1.6 H^{1/3}$  とほぼ等しい。 $N = 1000$  として期待滑動量を計算すると、図-4.9 ~ 4.10 より

$$S_{max} = 8 \times 10^{-4} \times 150 \times 7.1 = 0.85 \text{ m}$$

$$H_b = 12.8 \text{ m に対して } S = 0.85 \times 1.0 = 0.85 \text{ m}$$

$$H_{max} = 2H^{1/3} = 9.0 \text{ m に対して}$$

$$S = 0.85 \times 0.75 = 0.64 \text{ m}$$

である。何れにしても、Sainflou 公式に  $H^{1/3}$  を代入した程度では 1000 波当りの期待滑動量は数十 cm ~ 1 m に達する値となる。

期待滑動量を完全に 0 とするには、限界碎波高  $H_b$  に耐えるようにすれば十分である。 $H_b = 12.8 \text{ m}$  であるから、このときの波圧強度は図-4.5 より

$$\frac{p}{wH_b} = 0.85$$

$$p = 0.85 \times 1.0 \times 12.8 = 10.9 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{p}{wH^{1/3}} = \frac{10.9}{1.0 \times 4.5} = 2.4$$

であり、Sainflou 公式の 2 倍以上、広井公式とくらべてもかなり大きい。

一方、広井公式  $p = 1.5wH^{1/3}$  に安全率 1.2 を加味して  $p = 1.8wH^{1/3}$  として断面を決定した場合はどうか。前と同様に先ず滑動限界波高  $H_c$  を求めるのであるが、 $H_c/d > 1$  となることが予想される場合には次のようにする。図-4.5 における関係は、 $H_c/d > 1$  のとき次式で表わされる。

$$\frac{p}{wH} = 0.15 + 0.55 \frac{H}{d} \dots \dots \dots (4.20)$$

滑動限界波高に対して

$$\frac{p}{wH_c} = 0.15 + 0.55 \frac{H_c}{d}$$

であるから、これを  $p/wH^{1/3} = 1.8$  で割ると

$$\frac{H^{1/3}}{H_c} = 0.083 + 0.305 \frac{H_c}{d}$$

となり更に変形すると

$$0.305 \left( \frac{H_c}{d} \right)^2 + 0.083 \frac{H_c}{d} = \frac{H^{1/3}}{d} = 0.45$$

この二次方程式を解けば

$$\frac{H_c}{d} = 1.08$$

$$\therefore H_c = 1.08 \times 10 = 10.8 \text{ m}$$

$$\frac{H_c}{H^{1/3}} = \frac{10.8}{4.5} = 2.40$$

図-4.9 より外挿して

$$S_{max} = 1.2 \times 10^{-6} \times 150 \times 10.8 = 0.002 \text{ m}$$

$H_{max} = 2.0 H^{1/3}$  とすればもちろん  $S = 0$  であり、 $H_{max} = H_b = 2.85 H^{1/3}$  とすれば  $S = S_{max} = 0.002 \text{ m}$  となる。

この程度の期待滑動量は 0 とみなしてよい。

同様な計算を設計波 圧強度  $p/wH^{1/3} = 1.2, 1.4, 1.6$  のそれぞれについても行なうと、表-4.1 に示す値が算出される。この結果を見ると波圧を僅か大きく見込むと

表-4.1 期待滑動量

$p/wH^{1/3}$	$H_c/H^{1/3}$	$H_c$	S	
			$H_{max} = 2.0 H^{1/3}$	$H_{max} = H_b$
1.1	1.57	7.1	0.64 m	0.85 m
1.2	1.72	7.7	0.19	0.30
1.4	2.00	9.0	0	0.04
1.6	2.24	10.1	0	0.006
1.8	2.40	10.8	0	0.002
2.4	2.85	12.8	0	0

とによって期待滑動量が急激に減少しており、 $p/wH^{1/3} > 1.4$  であればほとんど 0 であることがわかる。したがって、この例の場合には  $p/wH^{1/3} = 1.4$  程度が設計波圧としての最小限といえるであろう。

次に検討を要するのは安全率の問題である。不確定の要素を総合的に包括した形のいわゆる安全率の中には、波圧公式に含まれる誤差や滑動抵抗の算定における誤差などの単純なものから、波群における波高の出現頻度やそれが発現する波力の示す偶然性などまでが包含されているであろう。上記の計算はすべて図-4.5 のデータの平均的な値を基本としたものであるが、ここで既にある変動がある。しかしながら、与えられた来襲波のもとでの堤体の安定性は、かなりの程度まで実験的に確かめることができるのに反して、設計波高の想定までを実験に頼ることはできない。

設計波高の決定は、対象とする気象条件、例えば台風の規模や経路の想定、その条件のもとでの来襲波の推算、既存構造物の安定性との関連の検討、などの作業を積み重ねて行なわれている。気象資料からの推算値は、方法の相違や風速のとり方によっても異なるから、ある程度の幅はどうしても避けられない。また、想定を多少超え

る台風などが来襲する恐れは十分にあり、そのとき完全な安定を保ち得ないまでも、被害を最小限に止めるような配慮は当然必要である。このような見地からすれば、設計波高を上回る来襲波によってどの程度の破壊を生ずるのかを認識しておかなければならない。期待滑動量の考え方はそのための有力な手段であり、安全性の内容を定量的に評価することが可能である。

表—4.2は、設計波高を10%あるいは20%上廻る波が来襲したときの期待滑動量を示すものである。表—4.1と共にこれを見ると、来襲波高の若干の増加は期待滑動量を大幅に増加せしめており、特に  $p/wH^{1/3}=1.1\sim 1.2$  の設計波圧を用いた場合は壊滅的な状態といつてよい。

しかしながら、安全率をいくらにとればよいかは一義的に定め難い。最大波高を  $2.0H^{1/3}$  程度以上にとったことにおいて、既にある程度の安全率が含まれているとみなしてよいのかも知れない。この点の決定的な判断は下せないで、慣習的な安全率1.2をそのまま踏襲し、これを来襲波高の変動に置き換えてすべてを包括せしめることにすれば、表—4.2から判るとおり、設計波圧としては  $1.8wH^{1/3}$  程度が必要となる、これは、広井公式に  $H^{1/3}$  を代入して安全率1.2を加味したものに相当する。次節に示すように、マウンドが低ければ、いわゆる砕波領域においてこの程度の設計波圧で十分な安全性が得られる。そうなると、重複波・砕波の別なく、同程度の安全性を確保するには、設計波圧（の係数）としてほぼ等しい値をとるべきであるといわねばならない。

一方、20%増の来襲波のもとでは若干の変形を許し、それが致命的なものに達しないよう構造様式でカバーするとの考え方に立てば、 $1.5wH^{1/3}$  程度の設計波圧でもよい。Sainflou 公式に  $H^{1/10}$  を代入して安全率1.2を加味すれば、大体  $p=(1.4\sim 1.5)wH^{1/3}$  に相当するから、

表—4.2 設計波高以上の波による期待滑動量

設計波圧	10%増の波による S		20%増の波による S	
	$H_{max} = 2.0H^{1/3}$	$H_{max} = H_b$	$H_{max} = 2.0H^{1/3}$	$H_{max} = H_b$
$p/wH^{1/3} = 1.1$	2.0 m	2.2 m	5.0 m	5.5 m
1.2	0.71	0.92	2.5	3.0
1.4	0.07	0.17	0.37	0.55
1.6	0	0.03	0.05	0.14
1.8	0	0.01	0	0.04
2.4	0	0	0	0

(注) 表中  $p/wH^{1/3}$  の  $H^{1/3}$  はもとの設計波高であり、 $H_{max}=2.0H^{1/3}$  の  $H^{1/3}$  は、それぞれ10%または20%増加した値である。

これも当面の事態を改善する一つの方法ではある。しかし、それ程まで Sainflou 公式に拘泥する必要もないし、場合に応じて  $H^{1/3}$  や  $H^{1/10}$  を使い分けるのは煩雑であるから、将来はもっとすっきりした体系にする必要がある。

安全率に関しては、構造物の重要度に応じてその安全性を加減して設計するという考え方がある。従来はこれを安全率の数値で操作したり、計算波高のとり方に依存したりもしていたが、設計波高によって行なうのが最も妥当であろう。安全率は不確定な要素を表わすものであるから、設計波高の大小を問わず同じでなければならない。また設計計高を決定した以上、公式中に代入する計算波高は常に一定であることを要する。そして、設計波高を加減したことの評価に対して期待滑動量を応用すればよい。例えば、非常に稀な嵐を設計対象とする程の重要性をもたない防波堤の場合、それより小さい波を設計波として定めた堤体が、稀な嵐のもとでどの程度の破壊を生ずるのかを予測できる。また、嵐は1回限りではないから、今後数年あるいは数十年間の波浪の来襲頻度を想定して期待滑動量の総計を算出し、防波堤の目的と寿命とを併せ考えた上で妥当な設計波高を定めるという方法をとる場合にも一つの目安となるであろう。もっとも、こうした場合に期待滑動量自身に明確な許容基準があるわけではない。1回の嵐で数mも滑動するのは論外であるが、数cmあるいは数十cmの滑動を大きいと見るべきか小さいと見るべきかは断定し難い。もし、多数のケーンが一律にではなく平均的に数十cm滑動するものと解釈すると、全く動かないものもある代りに、数mも移動するものもあるかも知れない。

#### 4.6 砕波堤の期待滑動量

図—4.6の低マウンド ( $d/h=2/3$ ) に対するグラフによると、 $H_{max} \leq 2.0H^{1/3}$  であれば  $p/wH^{1/3}$  の最大値は1.7であるから、広井公式に安全率1.2を加味した  $p/wH^{1/3}=1.8$  程度の波圧を滑動限界とする堤体は全く安定で、その期待滑動量は0である。

$H_{max} > 2.0H^{1/3}$  であれば、もちろん場合によっては若干の滑動を生ずる。例えば、前節と同じく  $h=15\text{m}$ ,  $d=10\text{m}$  とし、 $H^{1/3}=5.0\text{m}$  に対して  $p/wH^{1/3}=1.8$  とし定めた堤体においては、 $H_c/H^{1/3}=2.3$  であって  $H_b=12.8\text{m}=2.6H^{1/3}$  まで出現し得るとしても、1000波あたりの期待滑動量は僅かに0.003mに過ぎない。10%増の来襲波のもとで0.02m、20%増のときでも0.07mである。

この場合、 $d/H^{1/3}$  は2.0で、現行設計基準における

波堤と重複波堤とのちょうど境界に相当するが、もしこれを Sainflou 公式にほぼ相当する  $p/wH^{1/3}=1.1$  で決定したものとすると、期待滑動量は一挙に 1.0m に急増する。 $d/H^{1/3}=2.0$  を境として設計用の波圧に大幅なひらきがあるが、広井公式が過大なのではなく、Sainflou 公式に  $H^{1/3}$  を代入して用いることが過小なのである。

さて、ここで従来しばしばいわれたような  $\sim H^{1/3}$  に対して設計する、あるいは  $\sim H^{1/10}$  に対して設計する、という言葉の意味を、期待滑動量によって再検討してみる。既に設計波高と計算波高その他の節で述べたとおり、現行の設計基準において広井公式中の  $H$  として  $H^{1/3}$  を代入しているのは、 $H^{1/3}$  を指標として波群のもたらす最大の波力を表現しているものと解釈すべきであって、波群の中の  $H^{1/3}$  相当波の波力に耐えることができさえすればよい、後は安全率でカバーするという風に考えるべきではない。もし  $H^{1/3}$  あるいは  $H^{1/10}$  を滑動限界波高とするように堤体断面が決定されたならば、波群のうちそれ以上の波によってどの程度の滑動を生ずるのか、また通常の安全率 1.2 によってどの程度までカバーできるものなのか、この問題を期待滑動量の見地から考えてみよう。

もちろん、 $H^{1/3}$  に対して設計するといっても、波圧として  $p=1.5wH^{1/3}$  を用いたのでは、実質上  $H_{max}$  附近の波に耐えるように設計したことになる場合があるから議論の対象とはならない。あくまでも、 $H^{1/3}$  を実体とする波による圧力を考えるのであれば無意味である。

そこで、例として  $h=15m$ 、 $d=10m$ 、 $H^{1/3}=6m$ 、 $H^{1/10}=7.8m$  なる条件をとる。まず  $H^{1/3}$  を滑動限界波高とする場合は、図-4.5 から  $p/wH^{1/3}=0.7$  すなわち広井公式の半分以下であって、極めて大きな滑動量が予想される。 $H_c/H^{1/3}=1.0$ 、 $H_c/d=0.6$  であるから、図-4.9 より  $S_{max}=30m$  (1000 波あたり)、 $H_{max}=H_b=12.8m$  として図-4.10 によって補正しても  $S=29m$  であり、まさに壊滅的被害と評さざるを得ない。安全率 1.2 をもってしても  $S=12m$  となって、到底カバーしきれないものではない。

次に、 $H^{1/10}$  を滑動限界波高とする場合は、 $H_c/H^{1/3}=1.3$ 、 $H_c/d=0.78$  で  $S=6.7m$ 、安全率 1.2 を含めても  $S=1.4m$  となって、かなりの被害であることは上と同様である。

このように、規則波を用いたにしろ不規則波を用いたにしろ、個々の波高に対する波圧公式に  $H^{1/3}$  や  $H^{1/10}$  を単純に代入したり、また内容の不明確な安全率を用いただけでは恐るべき結果を招くことになる。海の波の不規則性の吟味が不可欠のものであることはもちろんであ

り、また、不安定領域における構造物の挙動を把握することなしには真の安定性を論ずることはできない。

以上はマウンドの低い場合であったが、マウンドが高いときは、図-4.5 からわかるように  $p/wH^{1/3}=1.8$  としてもかなり危険となりそうである。今度は、 $h=9m$ 、 $d=3m$ 、 $H^{1/3}=4m$  として計算すると、 $S=1.2m$  となる (高マウンドのときは  $k=0.013sec^2/m$  とする)。図-4.6 によれば、この例に対しては  $p/wH^{1/3}=3.0$  程度にとらなければならないから、1.8 としたのではかなりの滑動を生ずるのも当然である。このような場合には、広井公式中の計算波高として  $H_{max}$  あるいはそれに近いものを用いる必要がある。

過去に広井公式を用いて設計したマウンドの比較的高い防波堤が安定を保っているとするれば、 $H^{1/3}$  よりかなり大きい波高を代入していたからであろう。外海に面して来襲波高が大きく、その割に水深の浅い地点では、その水深で生じ得る最大の波高をとるという考え方は古くから用いられていたし、しかも限界碎波高を  $1.0h$  とっていたのであるから、十分な安全性は期待できる [4.1]。また、有義波が導入された後に  $H^{1/3}$  を代入して設計した防波堤であっても、設計波高が比較的大きかったとすれば、結果的には安全な場合もある。上記の例においては限界碎波高  $H_b=7.7m$  であって、要はこの波による波力に耐えればよい。この場合、 $p/wH_b=1.55$ 、 $p=11.9t/m^2$  であって、設計時に広井公式中に代入した波高が  $6.6m$  以上であったならば、いかなる波が来襲しても安定である。しかし、内海などでかなり設計波高が小さく、 $p=1.5wH^{1/3}$  として設計していた防波堤において、もし被害があったのならば、設計波圧が過小であったことも一つの原因と考えられる。もし被害がないものとする、それ程の波高が来襲していない (波群の中での最大波の出現をも含めて) とか、附帯的な安定性の増加 (堤体背後の捨石やブロックの抵抗、頂部工による一体化の効果など) とかが原因として算えられるであろう。

来襲波の大小を問わず、限界碎波高によって最大波高が抑えられているときには、既に述べたとおり、 $H^{1/3}$  を指標として用いるよりも、実体としての  $H_{max}$  を用いて波力を算定の方が合理的である。例えば、 $h=15m$ 、 $d=10m$  のとき、 $H_b=12.8m$  による波圧は  $10.9t/m^2$  であって、所要堤体幅は  $16m$  前後である。来襲波高として  $6\sim 7m$  程度が予想されるものとする、気象資料からの推算ではそのどちらとも決定しきれないが、 $1.5wH^{1/3}$  の設計波圧に対する所要堤体幅は約  $14m$  か  $16m$  かのひらきがある。こうした場合には、来襲波高に関せず限界碎波高から断面を決定してしまう方が妥当である。それ

にしても、この計算例における広井公式 ( $H^{1/3}$ を代入した) は、実験値と比較してなかなか良好な値を出しているものである。

#### 4.7 重複波+部分砕波堤の期待滑動量

Sainflou 重複波圧と広井砕波圧とを併用するいわゆる部分砕波の考え方は、水深が波高に比して十分に大きく重複波圧として取り扱うときでも、水面付近には局部的に砕波圧が作用する恐れのあることを指摘したものである。それにも拘わらず、実際には例えば  $1.5H < d < 2.0H$  の、現行基準では砕波圧の領域となっているところへこれを適用してはどうかという提案がしばしば出されている。これは  $d/H=2$  を境として砕波圧と重複波圧との間に画然としたひらきがあるために、中間領域を設けようという無理からぬ趣旨ではあるが、前述のような重複波堤の不安定性からすれば、重複波圧を引き上げること考えるべきであって、砕波圧を引き下げる動向には賛同し難い。そこで、期待滑動量を用いてこの問題を検討してみる。

静水面から  $\pm H/2$  の範囲内を広井公式による砕波圧で置き換えても、全波力は Sainflou 公式による重複波圧と大差はなく、たかだか10数%の増加に過ぎない。したがって、ここでは安全率1.2を加味して、これを  $p/wH^{1/3}=1.3$  に相当するものと考えことにする。ただ、この程度でも急速に安定性を増大せしめ得ることは表-4.1~4.2に示すとおりで、その意味では、重複波領域において部分砕波を適用することは極めて有効である。

計算例としては、 $k=15m$ 、 $d=10m$ 、 $H^{1/3}=6m$  ( $d/H^{1/3}=1.67$ ) を考えると、各ケースに対する期待滑動量の計算値は表-4.3のようになる。

表-4.3 重複波+部分砕波堤の期待滑動量

$H^{1/3}=6.0m$		10%増の波		20%増の波	
$H_{max}=2.0H^{1/3}$	$H_{max}=H_b$	$H_{max}=H_b$	$H_{max}=H_b$	$H_{max}=H_b$	$H_{max}=H_b$
0.24m	0.34m	0.95m	2.4m		

この結果からすれば、本来砕波圧を用いるべきであるとされていた領域で、重複波+部分砕波の波圧を使用することは妥当でない。また、重複波領域においても Sainflou 公式をそのままの形で計算に用いることは、あまり意味のないことを前に述べたが、部分砕波を加えると更に計算は煩雑となり、しかもそれに値するほどの精度はないのであるから、この計算方式に固執する必要はなく、その精神を生かしたより簡便な方法を用いるべ

きである。

#### 4.8 災害実例への期待滑動量の応用

期待滑動量の計算には、来襲波の大きさや継続時間、最大波高のとり方がかなり微妙に影響するので、実際の防波堤の災害状況を完全に説明することは難かしい。しかし、以下の例に示すとおり、来襲波高などを適切にとることによって大体良好な値は得られる。実験結果に基づいて案出した計算法である以上、このことは当然である。更に計算値の精度を向上させるためには、 $k$  の値もさることながら、むしろ自然条件の把握に努めるべきであろうが、波浪観測などに現在以上の精度を早急に望むことはできないし、またそれ程の必要もない。その程度の把握しかできない自然条件を対象とする構造物の安定性をいかに確保するかについて、設計時の指針として応用するのが期待滑動量の理念である。

##### (1) 留萌港南防波堤

まず、留萌港の南防波堤の例について期待滑動量の計算を試みる。この防波堤のうち、先端側の図-4.13に示

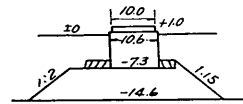
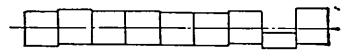


図-4.13 留萌港南防波堤断面

す断面の部分は、大正9年11月22日から翌年3月18日までの間に図-4.14のような滑動を生じたとのことであ

大正9年11月13日



大正10年3月18日

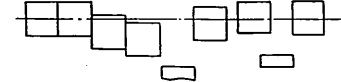


図-4.14 留萌港南防波堤滑動状況

る[4.2]。このときの波高は、波頂の高さと静水面の高さとの差を1.8倍したものととして、6mあるいは7.6mといった値が記録されている。

先ずケーソンの重量を求めると、背後のブロックを加えても、静水中で  $W_0=120t/m$  程度である。滑動限界の波力は

$$P = \mu(W_0 - U)$$

であるから、

$$P = p \times 8.3, \quad U = p \times \frac{10.6}{2}$$

を代入すると、

$$8.3p = 0.6(120 - 5.3p)$$

$$\therefore p = 6.3t/m^2$$

この波圧強度は

$$\frac{p}{wH_c} = 0.15 + 0.55 \frac{H_c}{d}, (H_c > d)$$

に相当するから、 $d = 8.3m$  とすれば  $H_c = 8.7m$  となる。

さて、来襲波高や波数ははっきりとはわからないが、 $H^{1/3} = 5m$  および  $6m$  について1000波あたりの期待滑動量を計算すると表-4.4 のとおりである。このとき、 $k$  の値は低マウンドと高マウンドの間をとって  $0.02sec^2/m$  ととってある。

表-4.4 留萌港南防波堤の期待滑動量

$H^{1/3} = 5m$		$H^{1/3} = 6m$	
$H_{max} = 2.0H^{1/3}$	$H_{max} = H_b$	$H_{max} = 2.0H^{1/3}$	$H_{max} = H_b$
0.17m	0.30m	2.7m	3.0m

この結果からすれば、5~6m程度の波によって、一冬の間には甚大な災害を蒙っても不思議はないといえる。

(2) 和歌山北港西防波堤

この防波堤のケーソン(幅12m, 高さ10.5m)は、6420号台風時に部分的に25cm程度の滑動を生じ、ケーソン背後の捨石層の被覆ブロックが押されてはらみ出した[4.3]。以下、台風時の期待滑動量の算出に際しては、波の発達・減衰の時間的变化を考慮して、波数は500波、最大波高は  $1.6H^{1/3}$  と仮定することにす。これは特に根拠を有するわけではないので、仮定を変えれば、結果もまたかなり異なり得る。

潮位を+2.7m とすると、ケーソンの静水中重量は約190t/m、背後の捨石およびブロックの滑動抵抗を無視すれば、限界波圧は  $8.2t/m^2$ 、滑動限界波高  $H_c = 8.8m$  となる。これに対する期待滑動量は次のとおりである。

$$H^{1/3} = 5m : S = 0$$

$$H^{1/3} = 6m : S = 0.36m$$

(3) 姫路港妻鹿西防波堤

この防波堤はケーソン全50函から成り、6420号台風時に、15函は全断面完成、22函はパラペットを除く全断面完成、残りの13函は中詰、捨コンクリートまで完成という状態であった。前二者は部分的に数cmの移動を生じた程度であるが、未完成部分のうち11函は17~112cm、平均35cmの滑動を生じた。来襲波は  $H^{1/3} = 3.8m$ 、 $T^{1/3} = 7.7sec$  と推定されている[4.3]。潮位を+1.6mとして期待滑動量を算出すと表-4.5 のとおりである。

表-4.5 妻鹿西防波堤期待滑動量

	全断面完成部	パラペットのみ 未完成部	未完成部
静水中重量	72t/m	65	52
限界波圧	3.6t/m <sup>2</sup>	3.3	2.8
滑動限界波高	5.1m	4.7	4.0
期待	$H^{1/3} = 3.0m$	0m	0.01
滑動量	3.8	0.54m	1.2
			0.38

ただし、未完成部は天端が低いので、第10章第7節に従って、揚圧力を半分に減じて考えている。

(4) 神戸港第3防波堤

この防波堤は室戸台風時に最大約20cm、6420号台風時にケーソン2函が最大45cm移動した。来襲波は  $H^{1/3} = 3.8m$ 、 $T^{1/3} = 7sec$  と推定されている[4.3]。前面の方塊は滑動抵抗には寄与しないと考えられる(第10章第4節)ので無視するが、最下段方塊とケーソンとの間に充填された詰石によって揚圧力が減殺されるものと仮定する。背後の方塊の滑動抵抗は考慮に入れる。期待滑動量は表-4.6 のとおりである。ただし、背後ブロック2ケは、断面1.82m×1.52mを2ケ、同4ケは断面2.73m×1.52m、1.62m×1.52m各2ケである。

表-4.6 神戸港第3防波堤期待滑動量

	ケーソンのみ	ケーソン+背後ブロック 2ケ	ケーソン+背後ブロック 4ケ
静水中重量	42t/m	50	58
限界波圧	2.9t/m <sup>2</sup>	3.4	3.9
滑動限界波高	4.1m	4.8	5.6
期待	$H^{1/3} = 3.0m$	0.2m	0
滑動量	3.5	1.5m	0.3
	4.0	4.8m	1.4

(5) 鹿児島港北防波堤

この防波堤はセルラーブロック堤で、6420号台風時には、頂部工未完成のまま66函が全部滑動(10m内外)した。波浪観測記録によると、最大波高2.85m、平均波高1.36m、 $H^{1/3} = 2.78m$ 、 $T^{1/3} = 5.4sec$  とのことである[4.4]。静水中重量を23t/mとし、天端が低いので揚圧力を半分に減じて考えると(第10章第7節)、潮位を+3m程度として限界波圧は  $3.2t/m^2$ 、滑動限界波高  $H_c = 3.9m$  となる。期待滑動量は以下のとおりである。

$$H^{1/3} = 3.0m : S = 0.9m$$

$$H^{1/3} = 3.5m : S = 6.0m$$

(6) 清水港興津防波堤

この防波堤においては、昭和40年台風24号によって堤

頭函が20~30cm滑動を生じた。断面の諸元は次のとおりである。

- 設置水深：-8.5m
- マウンド天端：-6.5m
- 根固めブロック天端：-5.5m
- ケーソン幅：9.5m
- ケーソン高：9.5m
- バラペット天端：+5.0m
- 被災時潮位：+1.9m

この堤体の滑動限界波高は8.0mで、期待滑動量は次のようになる。

- $H^{1/3}=5.5\text{m} : S=0.36\text{m}$
- $H^{1/3}=6.0\text{m} : S=0.68\text{m}$

もし、堤体背後の方塊および捨石の抵抗を考慮すると、滑動限界波高は8.4mとなって、上記の来襲波のもとの期待滑動量はそれぞれ0.11m, 0.17mに減少する。

## 第5章 混成堤直立部の転倒

### 5.1 堤体の回転運動

現在、堤体の転倒に対する安定の検算は、堤体後趾のまわりの転倒モーメントと抵抗モーメントとを比較することによって行なわれる。この場合、転倒モーメントが抵抗モーメントを超えても、堤体は直ちに転倒するとは限らない。波力が長時間静的に作用するものであれば、転倒モーメントが抵抗モーメントをわずかに超えればやがては転倒にまで達するが、作用時間が限定されているときには、堤体前趾が若干浮き上っただけで再び元に戻ることもあることになる。したがって、実際に転倒するか否かは、転倒モーメントの大きさと共にその作用時間によるのである。そこで、先ず堤体の後趾のまわりの回転運動について調べてみる。なお、本章ではマウンドや基

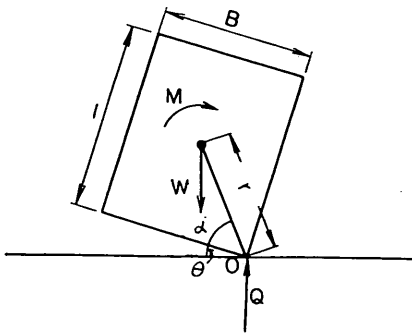


図-5.1 堤体の回転

礎地盤は十分に剛であって、後趾のめり込みはないものとして扱う。

図-5.1において、堤体後趾O点のまわりの回転運動に対する方程式は

$$\frac{\gamma}{g} I \ddot{\theta} = M - W r \cos(\alpha + \theta) \dots \dots \dots (5.1)$$

である。IはO点に関する堤体断面の2次モーメントで

$$I = \frac{B l^3}{3} (B^2 + l^2) \dots \dots \dots (5.2)$$

で表わされる。また、抵抗モーメントは

$$M_r = W \frac{B}{2} = W r \cos \alpha \dots \dots \dots (5.3)$$

であるから、(5.1)式の右辺第2項を変形すると

$$\begin{aligned} W r \cos(\alpha + \theta) &= W r \cos \alpha \cos \theta - W r \sin \alpha \sin \theta \\ &= M_r \left( \cos \theta - \frac{l}{B} \sin \theta \right) \dots \dots \dots (5.4) \end{aligned}$$

となり、結局、運動方程式は

$$\frac{\gamma}{g} I \ddot{\theta} = M - M_r \left( \cos \theta - \frac{l}{B} \sin \theta \right) \dots \dots \dots (5.5)$$

となる。

計算を簡単にするため、転倒モーメントMは図-4.8における滑動の場合の波力と同様に、7時間だけ一様に作用するものと考え、θが微小であるものとして(5.5)式を解くと、最大回転角⊙は次式で表わされる。

$$\textcircled{\text{H}} = \frac{g}{2\gamma I} \cdot \frac{M}{M_r} (M - M_r) \tau_1^2 \dots \dots \dots (5.6)$$

この式は、滑動距離に対する(4.6)式と全く対応している。なお、式中のγは堤体の空中単位量である。

最大回転角が実際にどの程度であるかをみるため、 $M_r = W B / 2 = (\gamma - 1) B^3 l / 2$  において(5.6)式を変形すると

$$\textcircled{\text{H}} = \frac{3}{4} \cdot \frac{\gamma - 1}{\gamma} \cdot \frac{g}{B} \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{l^2}{B^2}\right)} \cdot \frac{M}{M_r} \left( \frac{M}{M_r} - 1 \right) \tau_1^2 \dots \dots \dots (5.7)$$

となる。例えば、 $M/M_r = 1.2$ ,  $l/B = 1.0$ ,  $B = 10\text{m}$ ,

表-5.1 最大回転角

$\tau_1$	$M/M_r$	$l/B$			
		0.5	1.0	1.5	2.0
0.1sec	1.2	0.05°	0.03°	0.02°	0.01°
	1.5	0.14	0.09	0.06	0.04
	2.0	0.35	0.28	0.15	0.10
1.0	1.2	4.5	2.9	1.8	1.1
	1.5	14.3	8.8	5.5	3.6
	2.0	14.6	23.8	14.7	9.6



$\tau_1=0.1\text{sec}$ ,  $\gamma=2.3t/m^3$  として計算すると  $\theta=5\times 10^{-4}$  rad. $=0.03^\circ$  となって極めて僅かな値である。種々の場合については、表-5.1 のような値が得られる(ただし、 $\gamma=2.3t/m^3$ ,  $B=10\text{m}$  とする)。 $\tau_1=0.1\text{sec}$  の程度であれば前趾の浮き上りもほとんど問題とならないが、1 sec のオーダーとなると回転角はかなり大きい。

さて、転倒限界の回転角は  $\cot^{-1}l/B$  で与えられる。転倒モーメントの作用が終わった後も堤体は回転を続けるのであるが、最大回転角が限界値以下のときには再び元へ戻る。しかし、回転角が限界値を超えると、今度は自重によるモーメントが外力と加算されて一挙に転倒に至る。最大回転角がちょうど転倒限界となるような作用時間は以下の方法で求めることができる。

(5.5) 式の両辺に  $\theta$  を掛けて積分すると

$$\begin{aligned} \frac{\gamma}{2g} I \left( \frac{d\theta}{dt} \right)^2 &= M\theta - M_r \left\{ \sin\theta + \frac{l}{B} (\cos\theta - 1) \right\} \\ & \quad t \leq \tau_1 \\ &= M\theta_1 - M_r \left\{ \sin\theta + \frac{l}{B} (\cos\theta - 1) \right\} \\ & \quad t > \tau_1 \dots (5.8) \end{aligned}$$

ただし、 $\theta_1$  は  $t = \tau_1$  における回転角である。転倒限界  $\theta = \cot^{-1} l/B$  において  $d\theta/dt = 0$  であるから、(5.8) の第2式より

$$\theta_1 = \frac{M_r}{M} \tan \frac{\alpha}{2}, \quad \alpha = \cot^{-1} \frac{l}{B} \dots (5.9)$$

同じく第1式より、 $\tau_1$  の最小値は

$$\begin{aligned} \tau_{1,min} &= \sqrt{\frac{\gamma I}{2g}} \int_0^{\theta_1} \frac{d\theta}{\sqrt{M\theta - M_r \left\{ \sin\theta + \frac{l}{B} (\cos\theta - 1) \right\}}} \\ &= \sqrt{\frac{\gamma I}{2gM_r}} \int_0^{\theta_1} \frac{d\theta}{\sqrt{\left( \frac{M}{M_r} - 1 \right) \theta}} \\ &= \sqrt{\frac{\gamma I}{2gM_r}} \cdot \frac{2\sqrt{\theta_1}}{\sqrt{\frac{M}{M_r} - 1}} \dots (5.10) \end{aligned}$$

となる(この近似による誤差は、計算例の範囲内で10%程度以下である)。これが転倒限界に至らしめる外力の最小作用時間であって、(5.7) 式を導びいたときと同様にして更に変形すると、

$$\begin{aligned} \frac{g}{B} \tau_{1,min}^2 &= \frac{4}{3} \cdot \frac{\gamma}{\gamma-1} \cdot \frac{1}{\frac{M}{M_r} \left( \frac{M}{M_r} - 1 \right)} \\ & \quad \times \frac{1}{\sin\alpha (1 + \cos\alpha)} \dots (5.11) \end{aligned}$$

となる。計算結果は表-5.2 のとおりで、砕波圧の継続時間程度では、 $M/M_r$  がかなり大きくないと転倒限界にまで達することはない。

表-5.2 転倒限界に対する

最小作用時間  $\sqrt{\frac{g}{B}} \tau_{1,min}$

$M/M_r$	$l/B$			
	0.5	1.0	1.5	2.0
1.2	2.8	2.6	3.2	3.6
1.5	1.6	1.6	1.8	2.0
2.0	1.0	1.0	1.1	1.2

## 5.2 実験例の検討

滑動に対して安定であるような堤体は、あまりスレンダーなものでない限り、転倒(前趾の浮き上り)に対しても十分な抵抗を有するのが通常であって、その意味で転倒に関する実験例は少なく、特に砕波圧の作用する場合のデータを筆者は持ち合わせていない。

図-5.2 は細長い堤体に更に高いパラペットを付けたもので、これに重複波を作用させたとき前趾の浮き上りが若干認められたので、前節の計算式を用いて検討してみる。模型縮尺は  $1/25$ 、波は  $H=3.8\text{m}$ ,  $T=10\text{sec}$  の規則波である。

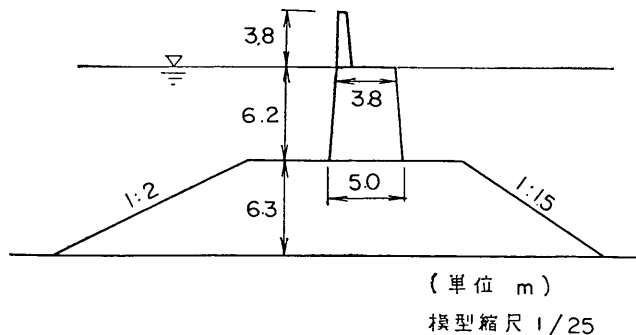


図-5.2 模型堤体断面

$H/d < 1$  であるから、図-4.5 より  $p/wH = 0.7$ 、したがって、波力、揚圧力および転倒モーメントは次のようになる。

$$P = 0.7 \times 1.0 \times 3.8 \times 10 = 27 t/m$$

$$U = 0.7 \times 1.0 \times 3.8 \times \frac{5}{2} = 6.7 t/m$$

$$M = 27 \times \frac{10}{2} + 6.7 \times \frac{2 \times 5}{3} = 157 t - m/m$$

堤体の静水中重量  $W_0 = 71 t/m$  および  $65 t/m$  のときには、滑動も浮き上りも生じなかった。これらの場合、滑動抵抗はそれぞれ  $39 t/m$  および  $35 t/m$  で上記の波力より大きく、また、抵抗モーメントはそれぞれ  $178 t - m/m$ 、 $162 t - m/m$  で、これも転倒モーメントよりやや大きい。

次に、 $W_0 = 60 t/m$  としてみると、滑動抵抗は  $35 t/m$  で波力より大きい、抵抗モーメントは  $150 t - m/m$  で転倒モーメントよりも僅か小さい。実験においても、滑動は生じなかったが、前趾の浮き上りは極めて僅かながら認められた。最大回転角は、正確に測定したわけではないが、前趾の浮き上り量から判断して  $1^\circ$  程度のオーダーであったと考えられる。ここで、転倒モーメントは波の周期と等しい周期を以て正弦的に変化するものと仮定すると、いまの場合、抵抗モーメントを超えている時間は  $0.83 \text{ sec}$  である。単純にこれを (5.6) 式中の  $\tau_1$  とし、また転倒モーメントの最大値を同式中の  $M$  として最大

回転角を計算してみる。断面の 2 次モーメントは、堤体を矩形断面におきかえて

$$\begin{aligned} \gamma I &= \frac{W}{3} (B^2 + l^2) \\ &= \frac{75}{3} (4.4^2 + 6.2^2) = 1450 t - m^2/m \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \therefore \textcircled{H} &= \frac{9.8}{2 \times 1450} \times \frac{157}{150} (157 - 150) \times 0.83^2 = 0.017 \\ &= 1^\circ \end{aligned}$$

となる。ただし、 $W$  は堤体の空中重量である。

更に、 $W_0 = 51 t/m$  に減らすと、やはり滑動はしないが前趾は  $10^\circ$  程度の浮き上りを示した。この場合、滑動抵抗は  $27 t/m$ 、抵抗モーメントは  $128 t - m/m$  である。上と同様の計算を行なうと、 $\tau_1 = 1.9 \text{ sec}$ 、 $\gamma I = 1290 t - m^2/m$  であるので

$$\begin{aligned} \textcircled{H} &= \frac{9.8}{2 \times 1290} \times \frac{157}{128} (157 - 128) \times 1.9^2 = 0.49 \\ &= 28^\circ \end{aligned}$$

となる。

以上の結果を一括して示すと表-5.3 のとおりであり、最大回転角の計算値は実験結果と必ずしもうまく一致するわけではないが、現象を理解し、オーダーを評価するための一助にはなる。また、図-4.4 の波圧・揚圧力の分布と図-4.5 の波圧強度とから算出した転倒モーメントも、浮き上りの限界と照して大体妥当であることが判る。

表-5.3 転倒の実験例

静水中重量 $W_0$	滑動抵抗 $F$	抵抗モーメント $M_r$	波力 $P$	転倒モーメント $M$	最大回転角	
					実験	計算
51 t/m	27 t/m	128 t - m/m	28 t/m	162 t - m/m	約 19°	28°
60	32	150	28	162	約 1	1
65	35	162	28	162	—	—
71	39	178	28	162	—	—

### 5.3 重複波堤の転倒

現行の安定計算法を用いる限りでは、堤体断面は主として滑動に対する安定から定まり、転倒（前趾の浮き上り）に対しては滑動に対する以上に安定である場合が多い。特に、広井公式による波圧を用いるときには、滑動に対して 1.2 の安全率をもたせれば、転倒に対しては 2 内外の安全率を有するようになる（概略の値は  $2l/B$  で与えられる）。

しかし、堤高が大きく波圧強度が小さいときにはこうはならず、滑動に対する所要幅では不足するので、堤体

幅を増すなりフーチングをつけるなどの方法で抵抗モーメントを増大せしめる必要がある。

それでは、滑動の方から断面が定まるためには、波圧強度はどの程度以上なければならないか、その限界は次のように計算できる。図-4.4 の波圧ならびに揚圧力の分布は、堤体の滑動状況の検討に際して仮定したものであるが、これから算出した転倒モーメントは実験における転倒（前趾の浮き上り限界）と多くの場合大体一致しているので、これをそのまま用いることにする。まず、波力と滑動抵抗との関係から、滑動に対する所要堤体幅  $B_s$  は次のようになる。ただし、堤体は矩形断面とし、その空中単位重量を  $2.3 t/m^2$ 、安全率はもちろん 1 である。

$$p(R+d) = \mu \left( 2.3R + 1.3d - \frac{p}{2} \right) B_s$$

$$\therefore B_s = \frac{p(R+d)}{\mu \left( 2.3R + 1.3d - \frac{p}{2} \right)} \dots (5.12)$$

また、転倒に対する所要幅  $B_t$  は次のとおりである。

$$p \left\{ \frac{1}{2}(R+d)^2 + \frac{1}{3}B_t^2 \right\} = (2.3R + 1.3d) \frac{B_t^2}{2}$$

$$\therefore B_t = \sqrt{\frac{p(R+d)^2}{2.3R + 1.3d - \frac{2}{3}p}} \dots (5.13)$$

したがって、 $B_s = B_t$  となるような波圧強度  $p$  は上の 2 式より

$$\frac{p^2(R+d)^2}{\mu^2 \left( 2.3R + 1.3d - \frac{p}{2} \right)^2} = \frac{p(R+d)^2}{\left( 2.3R + 1.3d - \frac{2}{3}p \right)}$$

$\mu = 0.6$  と置いてこれを整理すると、

$$0.76p^2 - 1.36(2.3R + 1.3d)p + 0.36(2.3R + 1.3d)^2 = 0$$

なる 2 次方程式となるのでこれを解けば、

$$\left. \begin{aligned} p_{min} &= 0.74R + 0.42d \\ \text{または} &= 3.4R + 1.9d \end{aligned} \right\} \dots (5.14)$$

が得られる。

(5.14) の第 2 式は、堤体幅が非常に大きくなると、図—4.4 のような三角形分布の揚圧力を考える限り、その影響によって再び転倒が支配的となる限界を示すものであって、現実にはあり得ないので第 1 式だけを考えればよい。すなわち、これによって与えられるよりも大きな波圧強度を用いて安定計算を行えば、滑動に対するよりも転倒に対する方が安全である。

例として、 $d = 10\text{m}$ 、 $R = 2.7\text{m}$  とすれば、(5.14) 式より、 $p_{min} = 6.2 \text{ t/m}^2$  となる。これは、 $H^{1/3} = 4.5\text{m}$  とするとき、 $p/wH^{1/3} = 1.4$  に相当するから、この程度以上の波圧強度を用いさえすれば、滑動から定められた堤体は転倒に対しても自づから安定である。もちろん、波高がもっと小さく例えば  $H^{1/3} = 3.0\text{m}$  に対しては  $p/wH^{1/3} = 2.1$  となるから、こういうわけには行かない。

表—4.5 は、各種の設計波圧強度から定められた断面の

表—5.4 重複波堤の安定性

( $h = 15\text{m}$ ,  $d = 10\text{m}$ ,  $R = 2.7\text{m}$ )  
( $H_{max} = 2.0H^{1/3}$ , 波数 1000)

設計波 $H^{1/3}$	設計波圧 $p/wH^{1/3}$	来襲波 $H^{1/3}$	所要堤体幅		限界波高		期待 滑動 待量	最大回転角
			滑動	浮き上り	滑動	浮き上り		
4.5m	1.1	4.5m	6.3m	7.0m	7.8m	7.0m	0.16m	25°
		4.5×1.1					0.77	>29
		4.5×1.2					2.3	>29
	1.4	4.5	8.3	8.2	9.0	9.1	0	0
		4.5×1.1					0.07	8
		4.5×1.2					0.37	27
	1.8	4.5	11.2	9.7	10.8	12.1	0	0
		4.5×1.1					0	0
		4.5×1.2					0	0

堤体が、滑動および転倒に対していかなる安定性を有するかを算出した例である。設計波圧  $p = 1.1wH^{1/3}$  の場合には、矩形断面を考えれば転倒に対する所要幅の方が滑動に対するものよりも大きく、表中の期待滑動量や最大回転角は、こうして定まった断面についてのものである。したがって、滑動に対する所要堤体重量のまま、フーチングなどで抵抗モーメントを増す方法をとれば滑動量はもう少し大きくなる。

この堤体では、図—4.5 の波圧強度を用いて滑動限界波高および転倒（前趾の浮き上り）限界波高を算出すると、それぞれ 7.8m、7.0m である。すなわち、 $H^{1/3} =$

4.5m の波群が来襲するとき、 $H < 7.0\text{m}$  であれば滑動も転倒もしないが、 $7.0\text{m} < H < 7.8\text{m}$  によって前趾が浮き上り、 $H > 7.8\text{m}$  では前趾が浮き上りながら滑動する（実験においてもこのような状態はときどき見られる）。

最大波高を  $H_{max} = 2.0H^{1/3} = 9.0\text{m}$  とすると、表—5.2 より最小継続時間  $\tau_{1,min} = 2.5\text{sec}$  なる値が得られ、最大波の周期が十数秒もあると本当に転倒してしまうかも知れない。仮に  $T_{max} = 12\text{sec}$  として、前節の実験例の検討に用いたのと同様な方法で最大回転角を算出してみると  $\Theta = 25^\circ$  となる。この堤体断面の転倒限界角は  $29^\circ$  であるから転倒すれすれである。

また、このとき1000波あたりの期待滑動量は0.16mであるが、10%増の来襲波によって0.77mに、20%増の来襲波のもとでは2.3mに増大する。このような来襲波による最大回転角はもちろん29°より大きく、堤体は完全に転倒する。

設計波圧を  $p=1.4wH^{1/3}$  とすると、今度は滑動の方から定まる所要堤体幅の方が僅かに大きい。来襲波が  $H^{1/3}=4.5\text{m}$  であれば滑動も浮き上りも生じないが、10%増、20%増の来襲波のもとでは、1000波あたりの期待滑動量はそれぞれ、0.07m、0.37mであり、また、最大回転角はそれぞれ、8°、27°でなおかつ不安が残る。

結局、20%増の波によっても前趾が浮き上らないためには、矩形断面とする限り9.7mの堤体幅が必要であって、この浮き上り限界の波圧は  $p/wH^{1/3}=1.8$  に相当する。そして、この断面は、 $p/wH^{1/3}=1.6$  として滑動から定めたものと等しく、20%増の波による期待滑動量は0.05mに減少して安定性はかなり改善されている。

更に、20%増の来襲波高のもとでも全く滑動しないようにするならば、 $p/wH^{1/3}=1.8$  として定めた11.2mの堤体幅が必要となる。要するに、 $H_{max}=2.0H^{1/3}$  とし、かつ20%増の来襲波が作用しても全く安定であるためには、いわゆる重複波領域においても、設計波圧強度として  $p/wH^{1/3}=1.8$  あるいはそれに近い値をとることがどうしても必要である。砕波領域では次節に示すとおり、やはり  $p/wH^{1/3}=1.8$  ととって殆んど安定であるから、こうなると砕波と重複波との現象的な限界は、設計波圧の観点からすればもはや大した問題ではない。

#### 5.4 砕波堤の転倒

第4章第7節の例題、 $h=15\text{m}$ 、 $d=10\text{m}$ 、 $H^{1/3}=5\text{m}$ 、そして  $p/wH^{1/3}=1.8$  について計算を試みる。天端高は  $R=0.6H^{1/3}=3.0\text{m}$  とする。滑動に対する所要幅は、13.2m、転倒に対しては11.5mであるから、堤体断面は滑動の方から定まる。そこで  $B=13.2\text{m}$  とすると、前趾の浮き上りの限界砕波高は13.5mで、これは限界砕波高12.8mよりも大きい。滑動限界波高は11.5mで限界砕波高よりやや小さいが、期待滑動量が極めて僅かであることは既に記したとおりである。

次に、同じく  $H^{1/3}=6\text{m}$ 、 $R=3.6\text{m}$  とすると所要堤体幅は滑動に対して15.4m、転倒に対して11.9mで、やはり滑動から定まり、前趾の浮き上りの限界波高は15.4m、滑動限界波高は12.7mである。

このように、 $p/wH^{1/3}=1.8$  として決定された砕波堤の断面は、滑動にも転倒にも非常に安全である。

#### 5.5 重複波+部分砕波堤の転倒

前章4.8における計算例と同じく、 $h=15\text{m}$ 、 $d=10\text{m}$ 、 $H^{1/3}=6\text{m}$  として、種々のケースの所要堤体幅や限界波高などを一括して示すと表-5.5のとおりである。天端高は  $R=0.6H^{1/3}=3.6\text{m}$ 、また、最大波高は  $H_b=12.8\text{m}$  にとつてある。

この場合、10%増あるいは20%増の波によって期待滑動量は増加しているのに最大回転角が変らないのは次の理由による。すなわち、 $H_{max}=H_b$  としてあるので、期

表-5.5 重複波+部分砕波堤の安定性  
( $h=15\text{m}$ 、 $d=10\text{m}$ 、 $R=3.6\text{m}$ )

設計波 $H^{1/3}$	設計波圧 $p/wH^{1/3}$	来襲波 $H^{1/3}$	所要堤体幅		限界波高		期待滑動量	最大回転角
			滑動	浮き上り	滑動	浮き上り		
6.0m	1.3	6.0m	10.2m	9.5m	10.5m	11.3m	0.24m	3°
		6.0×1.1					0.95	3
		6.0×1.2					2.4	3
	1.5	6.0	11.9	10.2	11.5	12.8	0.06	0
		6.0×1.1					0.22	0
		6.0×1.2					0.56	0
	1.8	6.0	15.7	12.0	12.8	15.2	0	0
		6.0×1.1					0	0
		6.0×1.2					0	0

待滑動量の計算に用いる波高の上限値は一定であるが、滑動限界波高  $H_c$  から  $H_{max}$  までの間に含まれる波の出現回数が  $H^{1/3}$  と共に増大し、このため期待滑動量も増

加する。これに反して最大回転角は  $H_{max}$  ただ1波による値であるから一定である。

そこで、最大波高によつても前趾が浮き上らないよう

にするには、 $p/wH^{1/3}=1.5$  ととらなければならないが、なお若干の期待滑動量が残る。更に設計波圧強度を増加して  $p/wH^{1/3}=1.8$  とすれば、滑動にも浮き上りにも全く安定である。なお、表中の最大回転角の計算は、 $\tau_1=1 \text{ sec}$  と単純に仮定して行なったものである。

## 5.6 期待回転量

堤体の前趾が浮き上がったところで直ちに転倒に至るものではないことは既に述べたとおりである。多少回転しても、捨石などの異物が狭まらない限り、自重の復元力で再び元へ戻る。滑動の場合には一度変位すれば元へは戻れないから、その意味では回転運動の方がより安定であるということができる。また、若干の滑動は防波堤としての機能をそれほど損なうものではないが、転倒の場合にも、たとえ完全に横倒しになっても防波機能を保持し続ける可能性はある。もっとも、そのためにはマウンドはそれ相応の広さと十分な支持力を備えていなければならない。その上、横転してからも前と同様の天端高を保つには、堤幅は堤高と同程度であることが必要であり、そのような断面が純粋な転倒を生ずることは滅多にない。

それにしても、波群のうちの大きな波によって回転乃至転倒を生ずるチャンスは少ないのであるから、滑動における期待滑動量に対応する概念が考えられないわけではない。しかし、期待滑動量が各回の滑動の累積の期待値を意味するのに反して、完全な転倒は生ずるか生じないかのどちらかであるから、期待転倒量などと称するものはあり得ない。また、回転もその都度元へ戻るのだから、その累積を考えることはできず、強いていえば各回の回転角の平均値として次式で表わされるような期待回転量を定義できる程度である。すなわち、

$$E(\text{㊸}) = \frac{\int_0^{H_{max}} \text{㊸} \cdot p(H) dH}{\int_0^{H_{max}} p(H) dH} \dots\dots\dots (5.15)$$

または

$$E(\text{㊸}) = \frac{\int_0^{H_{max}} \text{㊸} \cdot p(H) dH}{\int_a^{H_{max}} p(H) dH} \dots\dots\dots (5.16)$$

である。ここに、㊸は(5.6)式で示される最大回転角、 $p(H)$ は波高 $H$ の出現する確率密度、 $H_c$ は前趾の浮き上りの限界波高である。

(5.15)式の分母は  $H_c$  以上の波高の出現頻度であるから、この  $E(\text{㊸})$  は回転を生じた場合についての平均値

を表わす。これに対して、(5.16)式の分母は波群全体の出現頻度、すなわち1であって、回転を全く生じない場合をも含めた全平均値が  $E(\text{㊸})$  によって示されることになる。

試みに、本章第4節で用いた重複波堤 ( $h=15 \text{ m}$ ,  $d=10 \text{ m}$ ,  $R=2.7 \text{ m}$ ,  $B=7.0 \text{ m}$ ,  $H^{1/3}=4.5 \text{ m}$ ,  $H_{max}=2.0H^{1/3}$ ,  $T=12 \text{ sec}$ ) について計算してみると、(5.15)式によるものは $3.9^\circ$ 、(5.16)式によるものは $0.03^\circ$ となる。最大波高による回転角は約 $25^\circ$ である。いずれにしても、このように定義された期待回転量は、転倒に対する安定性を評価するための資料にはなるかも知れないけれども、その物理的な意味は明瞭でない。

また、問題は(5.6)式中の $\tau_1$ のとり方である。本章第2節や第3節の計算例においては、転倒モーメントが時間と共に正弦的な変化をするものと仮定し、それが抵抗モーメントを超えている時間をもって $\tau_1$ と考えた。波圧が完全重複波的であれば、この考え方は大体妥当であろう。しかし、波圧が衝撃の様相を帯びて来ると $\tau_1$ はもっと短くなる。

期待滑動量の計算の場合には、 $\tau_1^2=kH$ と置いた上で(4.18)式を実験値と照して常数 $k$ の値を定めたのであるが、回転運動に対する(5.6)式中の $\tau_1$ にも同じ値をそのまま適用できるとは限らない。 $\tau_1$ は回転角に対して自乗の形で影響するので、回転運動を正確に知るにはその値が重要であるが、ここで期待回転量などを精密に計算する必要もないので、これ以上立ち入らないことにする。

以上、本章での議論は堤体後趾の支持力が極めて大きいことを前提としたものであり、弱い基礎の上では、前趾の浮き上りを生ずる前に後趾のめり込みが先ず生じてしまう。そして一旦傾斜した堤体は、第10章第3節で述べるように、抵抗モーメントが減少すること、限界回転角が減少することのため、同じ波力によっても容易に転倒するようになる。直立部の滑動や転倒を論ずるには、基礎を十分強固にする必要があり、次章では混成堤マウンドの安定に関して若干の実験的考察を行なう。

## 第6章 混成堤マウンドの安定

### 6.1 マウンドの安定性

本章では、混成堤のマウンドが直立部を支持する基礎としての役割に関して、その構成材料や形状寸法がいかに影響するかを実験で観察する。

混成防波堤の災害は、直立部の単純な滑動などよりも

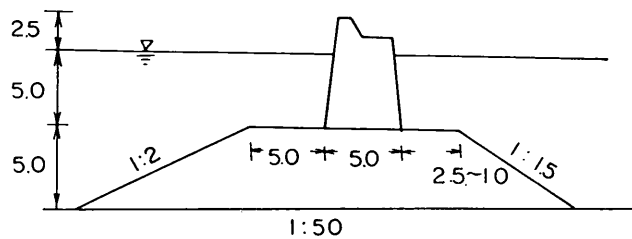
むしろマウンドの不安性に起因する場合も多いようである。この不安定性にもいろいろあるが、第一は直立部に対する支持力である。直立部自体は滑動や転倒に十分耐えることができても、基礎が弱ければめり込みや滑りを生ずる。第二は波によるマウンドの洗掘散乱であって、これが直立部の基部にまで達すると堤体は倒壊するに至る。この場合、マウンドの構成材料が直接に波の作用を受けて散乱するほか、前面海底の洗掘が遠因をなすことがある。

すべての構造物にとって基礎が最も重要な部分の一つであることは自明の理であり、防波堤に関しても古くから貴重な経験に基づく多くの教訓が集積されて来ている。

しかし、これを定量的に明快な形とすることはなかなか困難で、本章に示す実験結果も、ある特定の条件のもとでの例を述べた程度のものである。今後こうした実験例の積み重ねが必要であるが、筆者としては海底地盤の支持力をも含めて構造物としての総合的な安定性をなるべく明快に把握できるような方向へ進むことを計画中である。

## 6.2 マウンドの支持力

図-6.1 は実験に用いた混成堤の基本断面である。便宣上、模型縮尺を  $1/25$  と考え、現地の値に換算して記述を進める。この実験では海底は十分に剛であって、地盤



(単位 : m)

模型縮尺  $1/25$

図-6.1 防波堤断面

の支持力の影響は含まれていない。なお、実験に用いたのは規則波であって、 $H=2.5\text{m}$ 、 $T=10\text{sec}$  の一種類である。

写真-6.1 の場合、マウンドの捨石重量は  $600\text{kg}$  堤体重量 (静水中) は  $30\text{t/m}$  であって、上記の波に対して大体安定している。図-4.5 から  $p/wH=0.7$  とすると、いまの場合、波力は  $13\text{t/m}$  で、滑動抵抗はその 1.2 倍ある。しかし、ケーソンがたとえ滑動しなくても、滑動限界附近ではマウンドの歪みと共に僅かに変位するのが普通である。ケーソンを全く微動だにしない状態にするにはその重量をかなり増す必要があり、 $50\text{t/m}$  としてもなお僅かながら変位が認められた。この変位は、堤体から摩擦力を受けるマウンドの剪断変形と、堤体後趾側からの圧縮による変形とに基づくものである。

さて、次に堤体重量を  $25\text{t/m}$  に減らすと、滑動抵抗が波力をやや下廻るため、写真-6.2、6.3 のように滑動し、マウンドの港内側法肩を削りながら斜面を滑り落ちる。

写真-6.4 は、 $15\text{kg}$  内外の捨石でマウンドを構成したもので、写真-6.5~6.7 に示すように堤体後趾がマウ

ンドにめり込み、港内側法肩附近で転倒してから後方へ転落する。堤体の重量は写真-6.2~6.3 の場合と同じであるのに、マウンドの構成材料の違いによって破壊の状況がこのように異なっている。

写真-6.8 においては、港内側のマウンド肩幅をこれまでの  $5\text{m}$  から  $2.5\text{m}$  に縮めてある。港外側斜面は  $600\text{kg}$  の粗石で被覆してあるが、いまの場合マウンドの支持力とは直接関係ない。堤体重量は  $40\text{t/m}$  で、 $600\text{kg}$  マウンド上ではもちろん滑動しなかった。しかるに  $15\text{kg}$  マウンド上では、写真-6.8 や 6.9 のように後趾がめり込みながら滑動する。ちょうど堤体後趾から後下方へ楔を打ち込むような感じで、写真-6.8 と 6.9 とを比較すると、マウンドが後方へせり出している様子がよくわかる。堤体自身の滑動抵抗は波力の 1.6 倍もある筈なのに、この実験ではあっという間に滑ってしまったほどである。

堤体重量を  $45\text{t/m}$  に増加しても、写真-6.10 のようにやはり後趾のめり込み、マウンドの後方へのせり出しが認められる。

写真-6.11 は堤体重量を更に増して  $50\text{t/m}$  とした場合

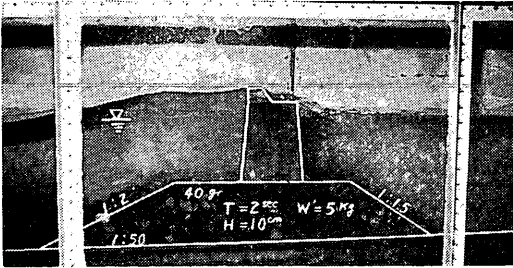


写真-6.1 堤体：30t/m  
 捨石：600kg  
 後肩幅：3.8m  
 H=2.5m  
 T=10sec  
 模型縮尺： $\frac{1}{25}$

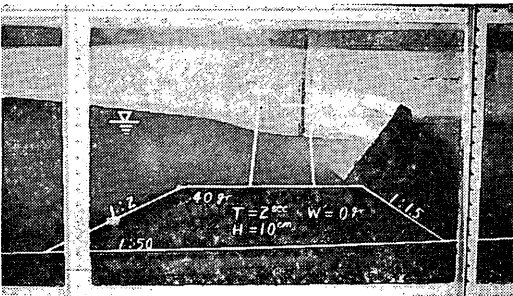


写真-6.2 堤体：25t/m  
 捨石：600kg  
 後肩幅：3.8m  
 H=2.5m  
 T=10sec  
 模型縮尺： $\frac{1}{25}$

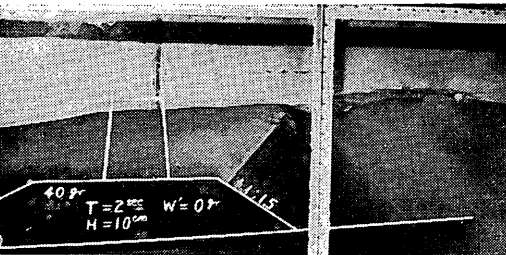


写真-6.3 同上

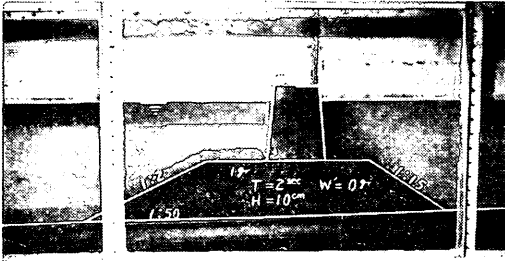


写真-6.4 堤体: 25t/m  
 捨石: 15kg  
 後肩幅: 3.8m  
 H=2.5m  
 T=10sec  
 模型縮尺:  $\frac{1}{25}$

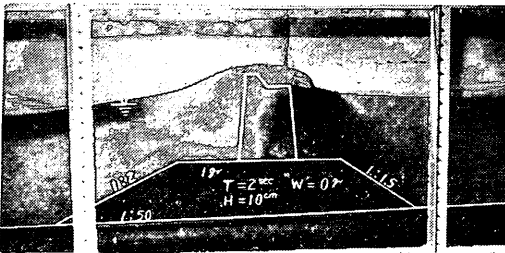


写真-6.5 同上

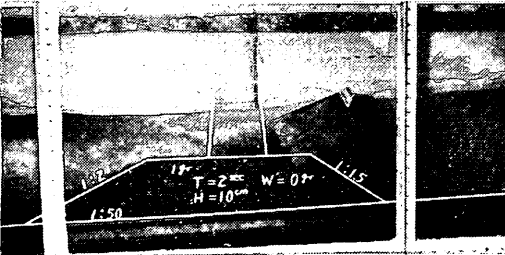


写真-6.6 同上

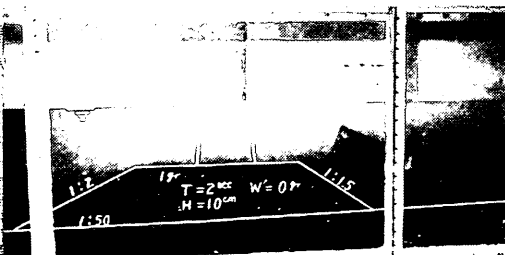


写真-6.7 同上



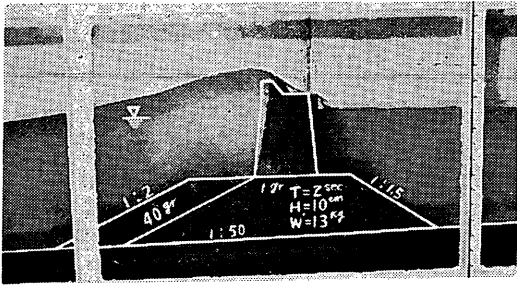


写真-6.8 堤体: 40t/m  
 捨石: 15kg  
 後肩幅: 2.5m  
 H=2.5m  
 T=10sec  
 模型縮尺:  $1/25$

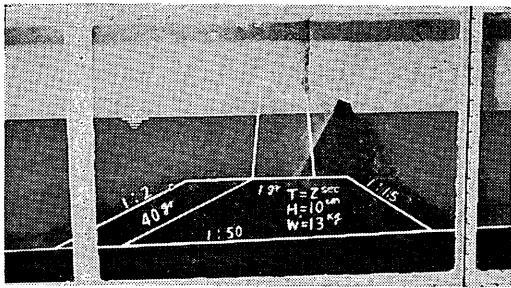


写真-6.9 同上

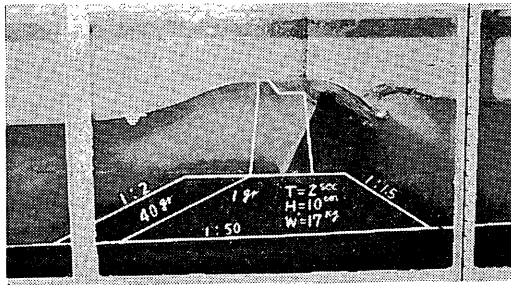


写真-6.10 堤体: 45t/m  
 捨石: 15kg  
 後肩幅: 2.5m  
 H=2.5m  
 T=10sec  
 模型縮尺:  $1/25$

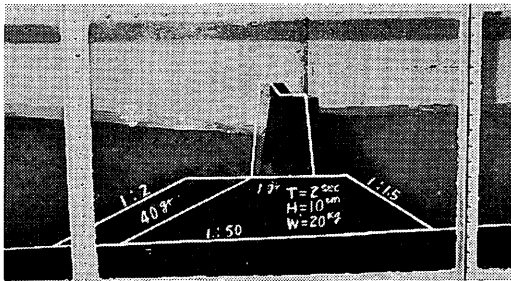


写真-6.11 堤体: 50t/m  
 捨石: 15kg  
 後肩幅: 2.5m  
 H=2.5m  
 T=10sec  
 模型縮尺:  $1/25$

で、滑動抵抗は波力の2.1倍もあるがマウンドの滑りは徐々に進行していた。楔の部分の圧縮や後方へのせり出しは明瞭に観察される。堤体自身の重量が十分あって捨石との間の摩擦抵抗がいかに大きくても、基礎マウンドがそれを支えきれずに滑ってしまうのでは何もならない。

堤体重量をそのままにしてマウンドの港内側肩幅を再び5mに戻すと、写真-6.12に示すとおり安定性を増大する。しかし、この場合にもマウンドの歪みは相当あり、極めて緩慢ながら滑りを生じつつあった。

写真-6.13~6.14はマウンドの港内側肩幅を更に増加して10mとしたり、堤体背後にも捨石を盛ったりしたもので、滑動こそしないが堤体後趾附近の圧縮は明瞭で、次第に沈下する傾向を示していた。

戦前の示方書では、マウンドの安定に関する検算を図-6.2のような平面滑り面について行なうことを規定している[6.1]。このときの安全率は次式で示される。

$$F.S. = \mu \frac{W \cos \theta - P \sin \theta}{W \sin \theta + P \cos \theta} \dots \dots \dots (6.1)$$

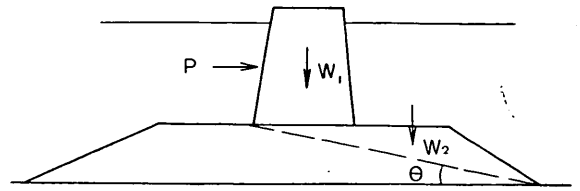


図-6.2 マウンドの滑り面

$\mu$ : 摩擦係数 (=0.8)

$W$ : 重量 (=  $W_1 + W_2 = W_0 - U + W_2$ )

$P$ : 波力

この安全率を以上の各実験ケースについて算出してみると表-6.1のとおりである。この表には堤体のみを滑動、転倒に対する安全率をも併せて示してある。写真-6.14に対する値は、背後の捨石の抵抗も考慮した値である。捨石層の内部摩擦係数は通常0.8ととられているが、模型実験に用いた小さな石(上記の15kg捨石に対応するものは実験では1gr程度、600kgに対応するものは40gr内外)に対しては過大であるから、15kgの石の場合

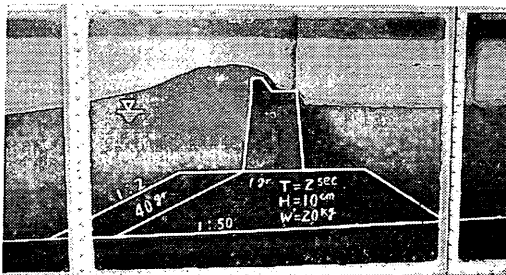


写真-6.12 堤体: 50t/m  
捨石: 15kg  
後肩幅: 5m  
 $H = 2.5 \text{ m}$   
 $T = 10 \text{ sec}$   
模型縮尺:  $1/25$

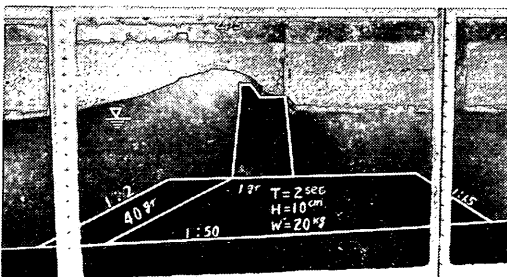


写真-6.13 堤体: 50t/m  
捨石: 15kg  
後肩幅: 10m  
 $H = 2.5 \text{ m}$   
 $T = 10 \text{ sec}$   
模型縮尺:  $1/25$

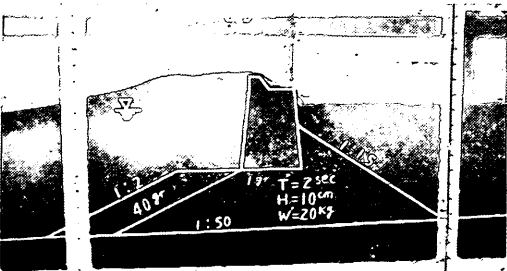
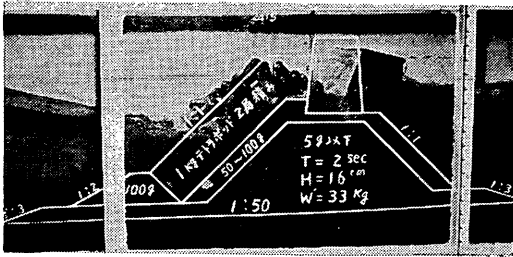
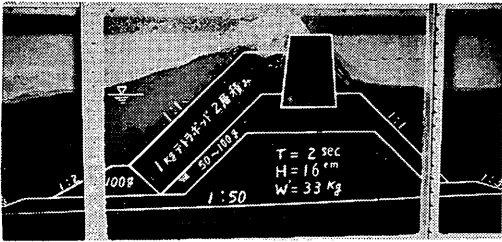


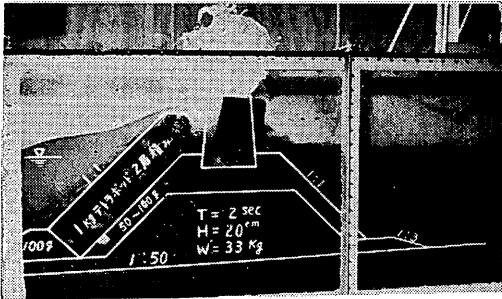
写真-6.14 堤体: 50t/m  
捨石: 15kg  
後肩幅: 5m (上部にも捨石)  
 $H = 2.5 \text{ m}$   
 $T = 10 \text{ sec}$   
模型縮尺:  $1/25$



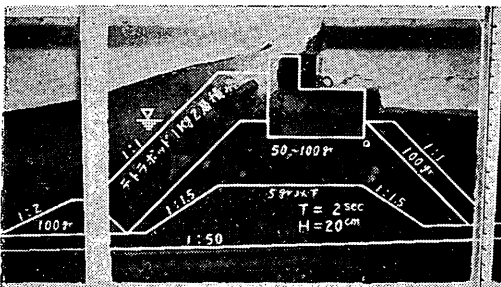
写真—6.15 頂部工 : 30t/m  
 $H = 2.4\text{m}$   
 $T = 8\text{sec}$   
 模型縮尺 :  $1/15$



写真—6.16 頂部工 : 30t/m  
 $H = 2.4\text{m}$   
 $T = 8\text{sec}$   
 模型縮尺 :  $1/15$



写真—6.17 頂部工 : 30t/m  
 $H = 50\text{m}$   
 $T = 8\text{sec}$   
 模型縮尺 :  $1/15$



写真—6.18 頂部工 : 18t/m  
 $H = 3.0\text{m}$   
 $T = 8\text{sec}$   
 模型縮尺 :  $1/15$

表-6.1 堤体とマウンドの安全率

写真番号	P	U	M	W <sub>0</sub>	捨石	堤体の安全率		マウンドの安全率	堤体 後反力
						滑動	転倒		
6.1	13t/m	4.4t/m	64t/m	30t/m	600kg	1.2	1.2	1.3	54t/m <sup>2</sup>
6.2~6.3	"	"	"	25	"	0.9	1.0	1.2	—
6.4~6.7	"	"	"	"	15	"	"	0.7	—
6.8~6.9	"	"	"	40	"	1.6	1.6	0.9	30
6.10	"	"	"	45	"	1.9	1.8	0.9	28
6.11	"	"	"	50	"	2.1	2.0	0.9	27
6.12	"	"	"	"	"	"	"	1.0	"
6.13	"	"	"	"	"	"	"	1.3	"
6.14	"	"	ミ	"	"	2.5	2.0	1.1	25

には砂に近い 0.5 なる値を計算には用いてある。計算によるマウンドの安全率は、ほぼ実験結果と符合しており、摩擦係数のとり方や計算法にもっと適切なものがあるにしても、ともあれこのような破壊の状況を、実験は明瞭に示しているのである。

マウンドのこういう崩壊は何も混成堤に限ったことではなく、写真-6.15~6.17のテトラポッド被覆傾斜堤でも同様である。写真-6.15は傾斜堤マウンドの大部分を細かい石で構成し、薄い粗石層の上にスレンダーな頂部工を置いたもので、細かい石の滑りによる崩壊が明らかに認められる。これを、写真-6.16のように粗石層の厚さを増すと、状況は改善されて大体安定となる。写真-6.17は波高を増したため頂部工は移動したが、細かい石の層内の滑りによるものではない。写真-6.18は、粗石層を更に増し、頂部工の幅も広げたため、ほぼ水平な滑動を示している。テトラポッド堤頂部工の安定性については、後に第7章第4節で再び言及する。なお、写真-6.15~6.18の値は、後の記述に合わせて模型縮尺を 1/15 としたときのものである。

### 6.3 マウンド被覆ブロックの安定

混成堤マウンドの安定を保つために、その形状や構成材料が重要であることは論をまたないが、それを一義的に定めることはなかなか難かしい。特に、捨石あるいはブロックの安定所要重量については、通常それに関係する要素として波の諸元や水深、マウンドの厚さや法勾配、そして材料の形状、比重、積み方などが挙げられている。しかし、それにも増して箇々のブロックの坐り工合などが大きな影響を有しているようであり、殊に捨石の場合、たまたま不安定な置き方をしたものは、重量がかなり大きくても転落することがある。

例えば、写真-6.19~6.23は、混成堤マウンドの捨石

の安定性を示す幾つかの実験例である。条件がそれぞれ異なるので単純な比較はし難いけれども、捨石重量の大幅な違いによる程の変化は認められない。もちろん、重量が大きければ安定性はやや良いが、写真-6.19における1.6tの石でも幾つかは動揺し、たまたま坐りの悪かったものは転落することもある。ところが、写真-6.22においては、捨石重量は僅か40kgであるため、表層の石はいちはやく掃き落されて法肩は均されるが、それ以上破壊が進行して直立部の安定を脅かす程には至らない。かなりの重量変化があまり安定性の相違を示さないことは、逆にいえば、重量を相当増してもそれ程の効果が期待されないということである。そもそも、捨石が1箇たりとも動かない状態は望むべくもないし、またその必要もない。ある程度の石が散乱しても、なおかつ直立部を安定に支持するに足るだけのものが残っていればよいわけである。写真-6.22の場合、もしこれが最終的な平衡状態であるとするならば、最初のうち転落した石が多数あっても、それはマウンドの不安定を意味するものではなく、より安定な断面へ指向する過程に過ぎないとも解釈できることになる。要は、安定・不安定の判断基準をどこに置くかである。

現行の設計基準においては、混成堤捨石部の被覆石などの重量は、傾斜堤に準じて Iribarren その他の公式によって定めることとなっている。この場合、マウンド上の水深が波高より大きいときには、いわゆる仮想波高を用いて算定することとなる。この仮想波高なるものは極めて便宜的な考え方に基いており、その誘導法を紹介しておく以下のとおりである。

Iribarren 公式などは、元来斜面上での碎波の奔流が戻り流れとなったときの抗力に対してブロックの安定を考えたものであり、その流速は碎波時の波速に等しい。すなわち、

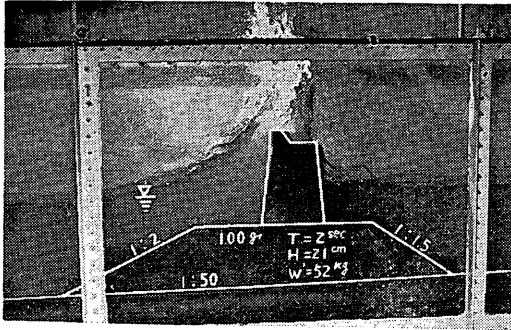


写真-6.19 T=10sec  
 H=5.3m  
 h=7.5m  
 捨石=1.6t  
 模型縮尺: 1/25

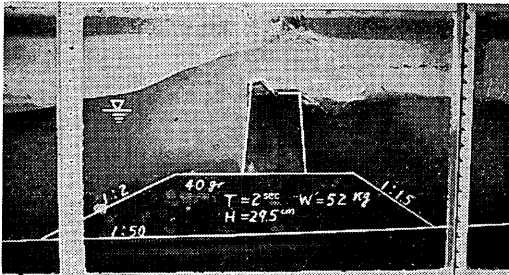


写真-6.20 T=10sec  
 H=6.0m  
 h=10m  
 捨石=600kg  
 模型縮尺: 1/25  
 (写真中の H=29.5cm は 24cm の誤り)

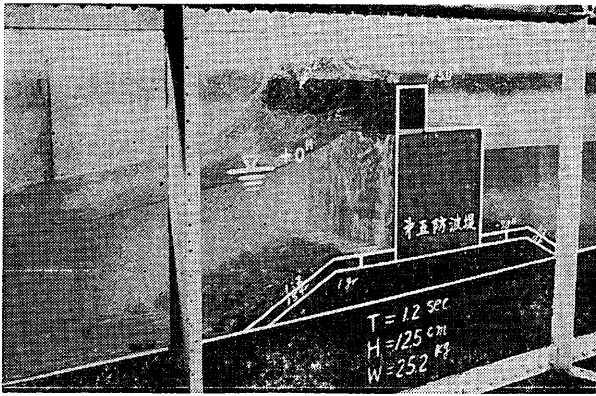


写真-6.21 T=7ecc  
 H=4.1m  
 h=11m  
 被覆石=500kg  
 模型縮尺: 1/33

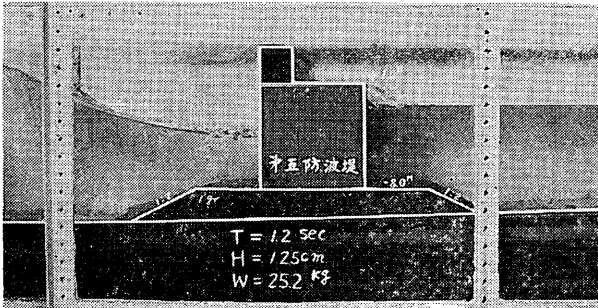


写真-6.22 T=7sec  
 H=4.1m  
 h=11m  
 捨石=40kg  
 模型縮尺: 1/33

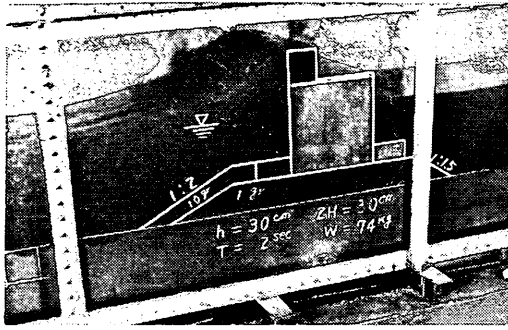


写真-6.23  $T = 10\text{ssc}$   
 $H = 3.8\text{m}$   
 $h = 7.5\text{m}$   
 被覆石 = 200kg  
 模型縮尺 :  $1/25$

$$v = \sqrt{gh_b} \dots\dots\dots (6.2)$$

この碎波水深  $h_b$  を波高の半分に等しいと考えれば、

$$v = \sqrt{g \frac{H}{2}} \dots\dots\dots (6.3)$$

である。

一方斜面上で水深  $h$  なる深部における水粒子の速度は、一様水深の場合の理論式より、

$$u = \frac{\pi H}{T} \frac{1}{\sinh \frac{2\pi h}{L}} \dots\dots\dots (6.4)$$

である。 $H$  なる波高によって (6.4) 式の粒子速度を生ずるとき、これを  $H'$  なる波高のもとで (6.3) 式の流速を生じたものと置換えて考えれば、水面附近での波高と所要重量との関係式をそのまま深部にも用いることができる。これが仮想波高の考え方である。したがって、(6.3) 式の  $H$  を  $H'$  と書いて  $u = v$  と置くと、

$$\begin{aligned} H' &= \frac{2\pi^2 H^2}{gT^2 \sinh^2 \frac{2\pi h}{L}} \\ &= \frac{\pi^2 H^2}{L_0 \sinh^2 \frac{2\pi h}{L}} \dots\dots\dots (6.5) \end{aligned}$$

が得られる。

仮想波高には、以上のような一応の考え方の根拠はあるけれども、実際問題として煩雑な計算に値する程のものではない。また、水深が増加すると仮想波高が急激に減少するので、あまり深い所へ適用すると、算定重量が過小となる。特にマウンドの法肩部へ適用した場合、例えば算定重量の 10~30 倍の石が不安定を示した実験例もある。あるいはまた、水深  $H$  以深の部分で仮想波高を用いると、この点を境にして所要重量に大幅なひらきを生ずるのが普通である。ただ、この点に関しては、捨石重量公式は説明公式ではなくて設計公式であると考えれば、数値の妥当性は別として当然あり得る事柄である。

混成堤マウンド捨石の安定性に関するやや組織的な実験結果は、Brebner および Donnelly (カナダ) によって得られている [6.2]。この所要重量算定曲線は、港湾技術基準設計篇に記載されている。この実験は、直立部の基礎としてのマウンドと、海底に底面を有する直立堤の根固めとしてのマウンドとの両者を対象としたもので、安定限界は、前者のうち  $d/h > 0.25$  ( $d$  はマウンド上の水深、 $h$  は海底水深) のときは、直立部基部において捨石の動揺が 2 箇/foot 以下であること、同じく  $d/h < 0.25$  および後者にあつては、斜面上の捨石の移動が 1% 以下であることとしている。そしてこの基準による所要重量は、基礎マウンドの方が根固めマウンドよりも大きく、その比は  $d/h = 0$  のときで約 2 倍、 $d/h = 0.75$  では 10 倍に達している。マウンドの性格によって何故判定基準を変えたか、また安定性が果して現象的に違ふのかどうかの説明は与えられていない。ただ、上記のような基準の量的評価は別として、基礎マウンドと根固めマウンドとは当然異なる観点から安定性を判断すべきである。基礎マウンドの場合、直立部の基部からの石の吸い出しはその安定性に重大な影響があるが、根固めマウンドにおいてはそれ程深刻なものではないからである。

さて、写真-6.19~6.23 の実験例について、Brebner-Donnelly の提唱する所要重量を算定してみると表-6.2 のようになる。実験例における捨石重量は、多くの場合根固めマウンド用の算定重量と比較してもなお小さいが、それが直ちに防波堤全体としての不安定性につながるものではない。特にこの実験例の場合、直立部基部からの石の吸い出しは認められなかった。これを以て実際に吸い出しという事象の生ずることを否定するものではないが、通常はここに大重量の根固め方塊が据えられるのであるから、そうなると基礎マウンドの安定限界は別箇の観点から判断されなければならない。そして、一般の捨石重量公式をも含めて、どの程度の変形(被害率)を以て安

表-6.2 捨石所要重量

写真No.	$h$	$d$	$H$	$W$	$d/h$	$W(B-D)$
6.19	m 7.5	m 2.5	m 5.3	kg 1600	0.33	2000~7000
6.20	10	5	6.0	600	0.20	6000~1600
6.21	11	7	4.1	500	0.64	200~2000
6.22	11	8	4.1	40	0.73	200~2000
6.23	7.5	3.5	3.8	200	0.47	400~3000

(注)  $W$  は実験に用いた捨石重量。 $W(B-D)$  は Brebner-Donnelly による所要重量で、小さい数値は根固めマウンド用、大きい数値は基礎マウンド用を示す。

定の許容基準とするべきかは、構造物全体としての安定性および防波堤に要求される機能の面から判断されなければならないが、目下のところ未解決の問題である。

以上はすべて規則波による実験である。したがって、この結果を現地に適用するには、波の不規則性について考えなければならない。また、既に述べたとおり、筆者の実験においては、直立部基部からの吸い出しが認められないし、また、越波による港内側捨石の移動もほとんど

でない。しかし、これらは現地においてしばしば生じている事象である。こうした問題点をいかに克服して信頼度を高めるかは、模型実験技術上の課題である。

さて、以下には混成堤マウンドの被覆ブロックの安定性を不規則波の作用のもとで検討した実験結果を述べる。この実験結果の解釈には、第3章で述べた第二の方法を用いる。すなわち、模型不規則波の平均波高の1.2倍を現地不規則波における  $H^{1/3}$  に相当せしめるわけである。このとき、最大波高は  $1.5H^{1/3}$  程度であるから、実際に現地で  $1.8H^{1/3}$  あるいは  $2.0H^{1/3}$  が生じ得るものとすれば、模型波の作用は若干不足していることになる。しかし、前述のような安定限界のあいまいさからすれば、 $1.5H^{1/3}$  を超える大きな波がたまたま作用しても致命傷とはならないであらうし、特に、模型波において既に砕けた波が含まれている場合にはその影響を考える必要はない。また、実験においては500波程度を連続作用させたが、模型不規則波は現地波のうち小さい波を取り除いて全体を  $1/2.2$  に圧縮したものと考えているから、これは現地の1100波程度に相当する。なお、模型縮尺は  $1/40$  であるとして記述する。

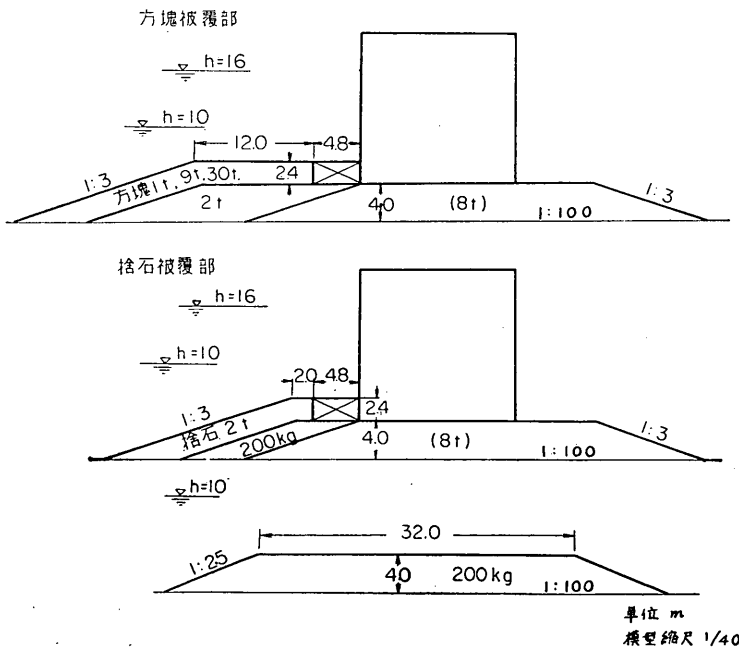


図-6.3 模型堤体断面

防波堤法線は写真—6. 24に示すように、先端部は波向に直角、基部は波向と 30° 傾斜している。また、先端に接続して被覆ブロックや直立部を未だ施工していないマウンド部を設けてある。被覆ブロックの大きさは、場所によつてまた実験ケースによって異なるが、図—6. 3 に断面を示すとおり、方塊は 1t (0. 8m 立方)、9t (1. 6m 立方) および 30t (2. 4m 立方) の 3 種、また被覆石は 2t である。ケーソン直下のマウンドには 8t 石を用いて十分安定な状態としてある。作用させた波の平均周期は 14sec である。本節では波向に直角な部分での被覆ブロックの安定性についてのみ述べることにし、実験結果を総括すると表—6. 3 のようになる。写真—6. 25~6. 33 は実験状況を示すものである。

表—6. 3 の示す安定限界 (いわゆる被害率の表示を用

表—6. 3 被覆ブロックの安定性

$h$	$H^{1/3}$	1tブロック	9tブロック	30tブロック
10m	1. 9	異状なし		
	2. 7	殆んど安定 (写真—6. 25)		
	3. 5	若干動揺散乱 (写真—6. 26)		
	4. 2	同上 (写真—6. 27)	異状なし	
	5. 0	かなり散乱し 天端面洗掘 (写真—6. 28)	天端から法面に 数箇転落	異状なし
	5. 8	著しく散乱し 特に法肩から 法面への転落 が基だしい (写真—6. 29)	若干動揺	若干動揺
16m	4. 4	異常なし (写真—6. 30)		
	5. 4	殆んど安定	法先部僅かに 移動	法面上僅かに 移動 (写真—6. 31)
	6. 4	法肩より若干 転落、法先散乱 (写真—6. 32)	同上	同上
	7. 8	かなり散乱 (写真—6. 33)	若干移動	全体的にゆる んで若干移動

いていないので、極く概略の限界である) を、Brebner-Donnelly の表現にならって整理すると表—6. 4 のとおりである。

表—6. 4 被覆ブロックの安定限界

ブロック重量	$h$	$d$	$d/h$	$(H^{1/3})_c$
1t	10m	3. 6m	0. 36	3m
	16	9. 6	0. 60	6
9	10	3. 6	0. 36	5
	16	9. 6	0. 60	6
30	10	3. 6	0. 36	6
	16	9. 6	0. 60	6

この表だけ見たのでは、水深 16m のときの限界波高は各ブロック共に 6m となっているが、表—6. 3 から判るように、 $H^{1/3}=6. 4\sim 7. 8$ m のときの状況が著しく異なることに留意する必要がある。今回の実験のみから一般的な結論は引き出し難いけれども、不規則波の作用のもとでのデータとして、他の資料と併せ用いることによつて実用上の判断に寄与できると思う。

この実験中、2t 被覆石は大体において安定していたが、 $h=10$ m、 $H^{1/3}=5. 8$ m のときには、天端面根固め方塊附近が約 1. 5m の深さまで洗掘された。しかし、それが根固め方塊 (この実験の場合は 2. 4m×4. 8m×4. 8m、重量 120t) の安定に及ぼす影響は認められない。

北海道各港の防波堤の調査結果によると、Brebner-Donnelly の実験結果の  $H$  として、設計波の  $H^{1/3}$  を代入した場合には実情と適合した値が得られるとのことである [6. 3]。ただし、実験者自身は設計に使用する際の  $H$  として最大波高をとるべきであると述べている。この場合の最大波高は、重要な構造物にあっては  $2H^{1/3}$ 、もし構造物前方で既に碎ける波が含まれているときは碎けない最大の波高、若干の被害を許す構造物においては  $1. 5H^{1/3}$  である。規則波による実験結果を現地に適用しようとするとき、最も単純には最大波高を代入すれば十分安全側にある筈である。最大波高以外の値を用いたり、最大波高それ自体を低く見積つたりするのは、ある程度の不安定性を是認することであるから、その場合は安定性の判断基準が問題となる。例えば、北海道の実例において設定した判断基準は、Brebner らの安定限界とは異なるものかも知れない。公式を現地の状況から検証する際には、不規則波中の波高のとり方と安定性の判断基準とが常にかみ合うが、前者は  $H^3$  という形で敏感に影響するし、後者はまた、現地において波の発達、減衰や継続時間を含めて論じ得るほど正確なものではない。



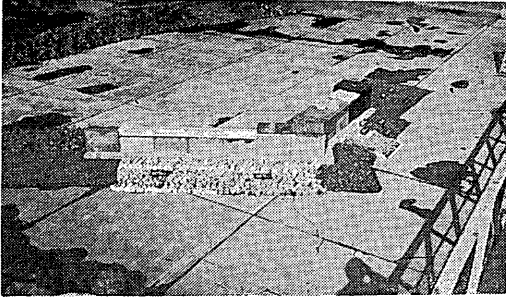


写真-6.24 模型防波堤 (縮尺 $1/40$ )

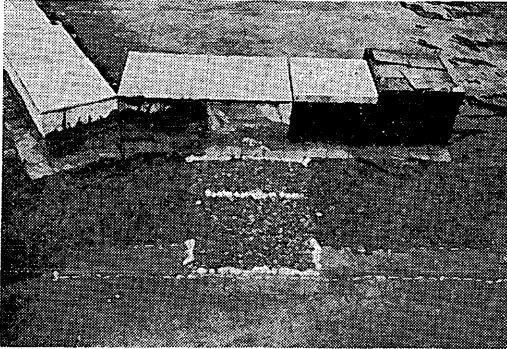


写真-6.25  $h = 10\text{m}$   
 $H^{1/3} = 2.7\text{m}$   
 $T = 14\text{sec}$   
 1 t ブロック  
 模型縮尺 $1/40$



写真-6.26  $h = 10\text{m}$   
 $H^{1/3} = 3.5\text{m}$   
 $T = 14\text{sec}$   
 1 t ブロック  
 模型縮尺 $1/40$

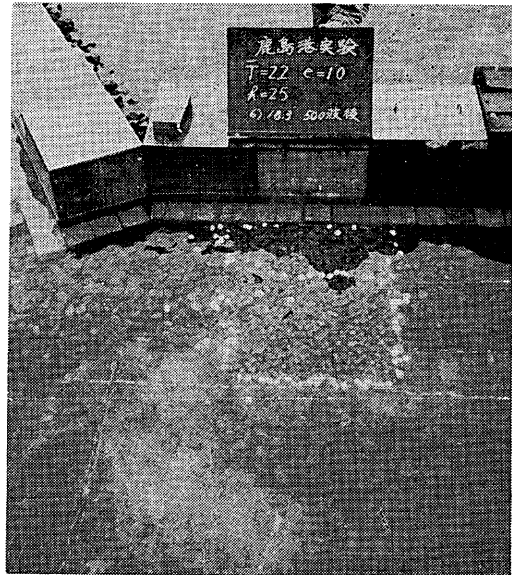


写真-6.27  $h = 10\text{m}$   
 $H^{1/3} = 4.5\text{m}$   
 $T = 14\text{sec}$   
 1 t ブロック  
 模型縮尺 $1/40$



写真-6.28  $h = 10\text{m}$   
 $H^{1/3} = 5.0\text{m}$   
 $T = 14\text{sec}$   
 1 t ブロック  
 模型縮尺 $1/40$

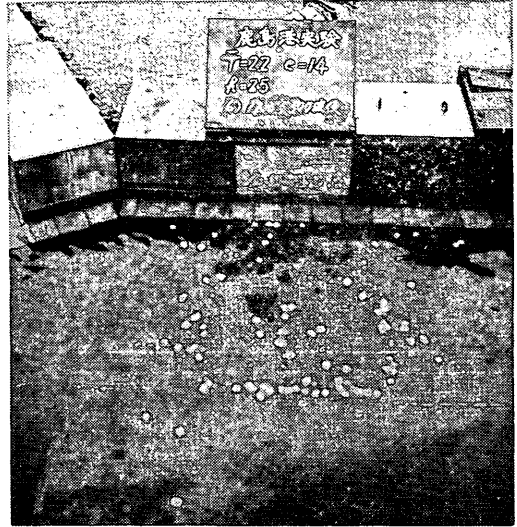


写真-6.29  $h = 10\text{m}$   
 $H^{1/3} = 5.8\text{m}$   
 $T = 14\text{sec}$   
 1 t ブロック  
 模型縮尺 $1/40$

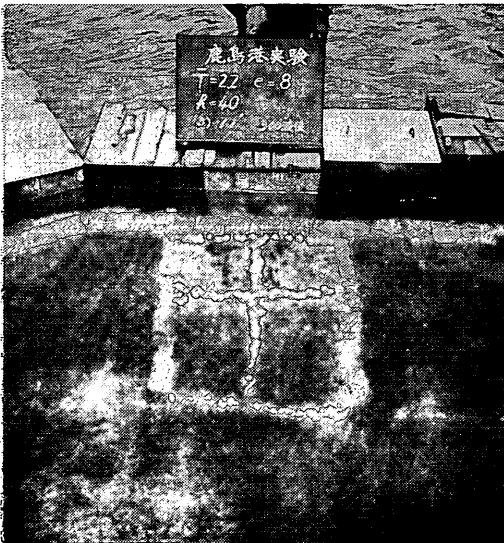


写真-6.30  $h = 16\text{m}$   
 $H^{1/3} = 4.4\text{m}$   
 $T = 14\text{sec}$   
 1 t ブロック  
 模型縮尺 $1/40$

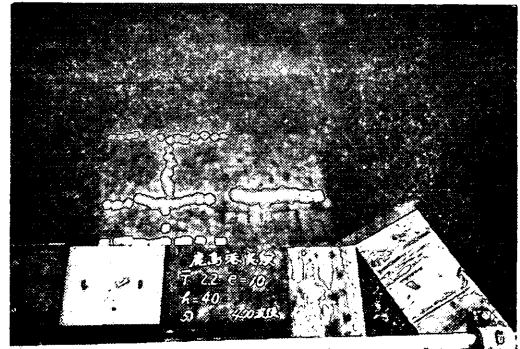
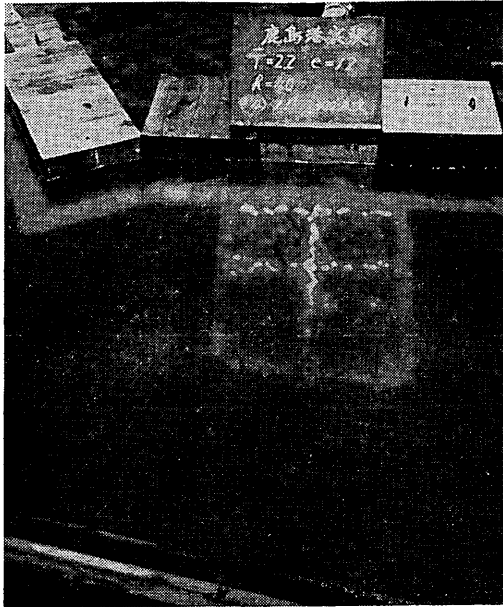
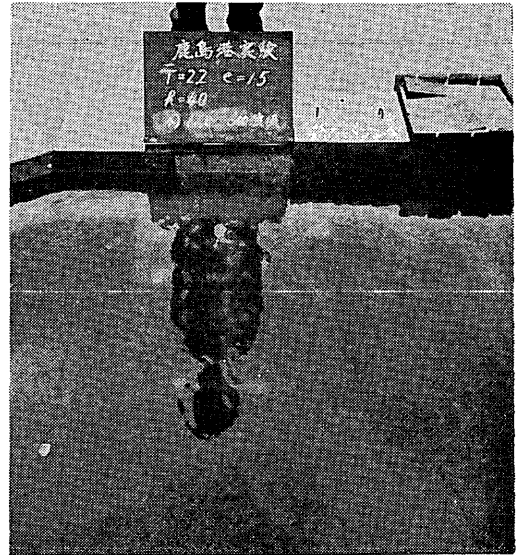


写真-6.31  $h = 16\text{m}$   
 $H^{1/3} = 6.7\text{m}$   
 $T = 14\text{sec}$   
 9t ブロック (左) 30 t ブロック (右)  
 模型縮尺 $1/40$



写 真—6.32  $h=16\text{m}$   
 $H^{1/3}=6.4\text{m}$   
 $T=14\text{sec}$   
 1 t ブロック  
 模型縮尺 $1/40$



写 真—6.33  $h=16\text{m}$   
 $H^{1/3}=7.8\text{m}$   
 $T=14\text{sec}$   
 1 t ブロック  
 模型縮尺 $1/40$

これらが、公式の評価を困難ならしめる原因である。

今回の不規則波による実験では、前述のとおり 2t 被覆石の安定限界は  $h=10\text{m}$ 、 $d=3.6\text{m}$  のとき  $H^{1/3}=5\text{m}$  程度であった。最大波高を  $1.5H^{1/3}=7.5\text{m}$  として、根固めマウンドに対する Brebner-Donnelly のグラフから所要重量を算出すると約 5t となる。逆に、重量 2t に対応する波高は 5.5m 程度であるから、このケースに関しては  $H$  として  $H^{1/3}\sim H^{1/10}$  程度が妥当であるといえるが、それ以上の正確さは期待し難い。

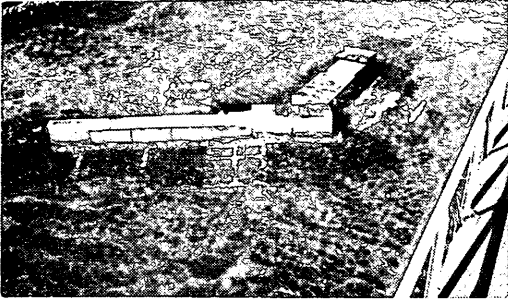
#### 6.4 斜め入射波に対する被覆ブロックの安定

ブロックが斜めに入射する波によって容易に移動することはしばしば指摘されている。このため、波の入射方向に測った斜面勾配を捨石重量公式に代入してはならないといわれている。前節の防波堤模型における斜め入射部分（法線と波向とのなす角  $30^\circ$ ）での不規則波の作用のもとでの被覆ブロックの安定性は表—6.5 および写真—6.34~6.38のとおりである。このとき、2t 被覆石は、 $h=10\text{m}$ 、 $H^{1/3}=5.8\text{m}$  のとき根固め方塊附近が約 50cm 洗掘され、法先が散乱するという状況であった。

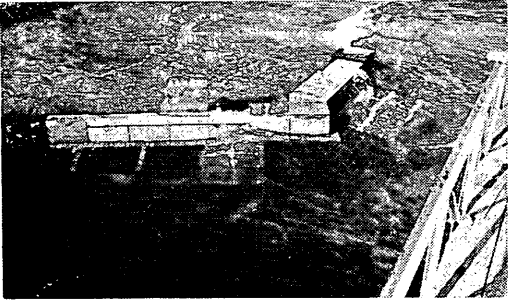
表—6.5 の記述からすれば、安定限界附近では、波が直角に入射する場合と比較して殆んど変わらないか、むしろ

表—6.5 被覆ブロックの安定性

$h$	$H^{1/3}$	1tブロック	9tブロック	30tブロック
10	3.5	異常なし		
	4.2	殆んど安定 (写真—6.34)		
	5.0	根固め方塊附近が散乱 (写真—6.35)		
	5.8	天端上で激しく移動、法面上殆んど移動せず (写真—6.36)	殆んど安定	殆んど安定 (写真—6.37)
	6.5	同上、天端面は約 2m 洗掘 (写真—6.38)		
16	5.3	異常なし		
	6.7	若干移動	殆んど安定	殆んど安定



写 真-6.34  $h = 10\text{m}$   
 $H^{1/3} = 4.2\text{m}$   
 $T = 14\text{sec}$   
1 t ブロック (中央)  
模型縮尺 $1/40$



写 真-6.35  $h = 10\text{m}$   
 $H^{1/3} = 5.0\text{m}$   
 $T = 14\text{sec}$   
1 t ブロック (中央)  
模型縮尺 $1/40$



写 真-6.36  $h = 10\text{m}$   
 $H^{1/3} = 5.8\text{m}$   
 $T = 14\text{sec}$   
1 t ブロック (中央)  
模型縮尺 $1/40$

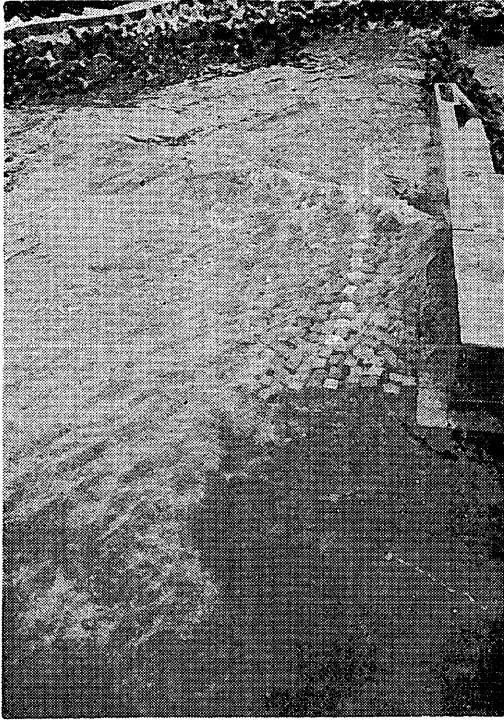


写真-6.37  $h = 10\text{m}$   
 $H^{1/3} = 5.8\text{m}$   
 $T = 14\text{sec}$   
30 t ブロック (手前)  
模型縮尺 $1/40$

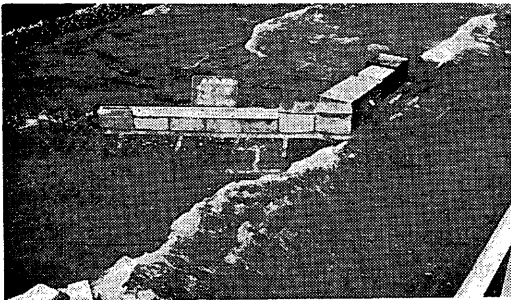


写真-6.38  $h = 10\text{m}$   
 $H^{1/3} = 6.5\text{m}$   
 $T = 14\text{sec}$   
1 t ブロック (中央)  
模型縮尺 $1/40$

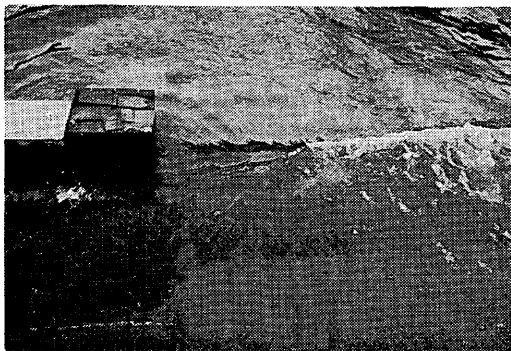


写真-6.39 マウンド上での碎波

表-6.6 1tブロックの移動距離と箇数

h	H <sup>1/3</sup>	波数	移動距離 (m)							
			<20	21~40	41~60	61~80	81~100	101~120	121~140	
m	m									
10	5.8	500	4	6	7	3	1			
10	6.5	400	19	36	66	45	18	6		4
16	6.7	400	6	5	0	3	1			

注) この移動距離は、ブロック設置区間 (幅約20m) の中央から測ったものであるから、箇々のブロックの真の移動距離には±10m程度の誤差はある。

ろ安定率が増しているのかの如き感もあるが、不安定領域における移動散乱の状況は、斜め入射によるものの方が著しい。そして、特に天端面上での水平な移動が顕著である。表-6.6は、1tブロックの横方向への移動距離とその箇数を示すもので、沿い波による移動のはげしさを物語っている。直角入射波のもとでは、斜面から転落するものはあっても、これ程の広範囲の散乱を示すことはない。

### 6.5 潜堤の安定

施工途中のマウンドにせよ、あるいは当初から潜堤を意図したものにせよ、その天端が非常に低ければ安定性はかなりよい。今回の先端部マウンドの実験においては、写真-6.35, 6.38, 6.39のように、マウンド上での碎波が見られるが、これを構成する200kg石は殆んど安定していた。もちろん、極端に波が大きくなると、例えば図

-6.4のように、砂連の移動に類似の緩慢な変形を生ずることはあるが、散乱するようなことはなかった。このときの波はH<sup>1/3</sup>=6.5mで、模型において1000波以上を継続作用せしめたものである。

もう一つの実験例は、図-6.5のようなテトラポッド潜堤に関するものである。これは混成堤のマウンドではないが、ここで簡単に実験結果を紹介しておく、模型縮尺は1/49、規則波によるもので、波の周期は12secまたは16secである。海底は1/20の急勾配であるから、波は巻き込むようにはげしく砕け、ちょうど堤体附近で砕けるものが最大の波力をもたらす。潜堤の場合には、波の進行方向にブロックを移動せしめる力の方が強いから、図-6.5の中央の方塊より岸側において不安定性が大きい筈である。実験を観察しても確かにそのとおりで、岸側のテトラポッドは若干動揺する場合があったが、しかし大したことはなく、散乱に至るケースはなかった。なお、この実験は中華民国台湾省大武漁港の防波堤延長工事に関連して、同港よりの研修員が港研滞在中に行なったものの一部である。台湾東海岸は常に台風の脅威を受けて波が荒く防波堤工事は困難を極める。また、同港附近は漂砂がはげしく港口の埋没が著しい。そこで、防波堤延長部には主として防砂堤の機能を負わせ、中央に方塊を置いて両側をテトラポッドで被覆し、強大な波力に耐え、得よう天端を下げて潜堤とする方法について検討したのである。

防砂潜堤の著名な実例はPort Said港 (アラブ連合、スエズ運河北端)に見られる。そこでは図-6.6のよう

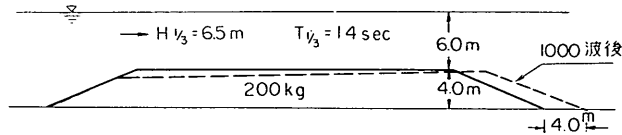


図-6.4 マウンドの変形

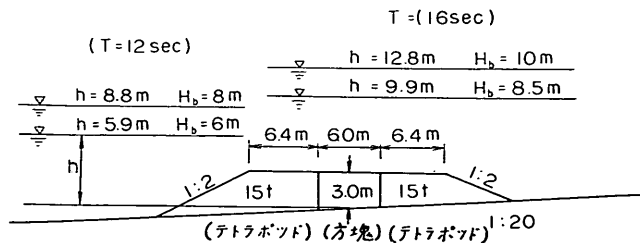


図-6.5 テトラポッド潜堤

に全延長 7.35km の西防波堤のうち基部 5kmが方塊乱積みの傾斜堤、先端部は天端高 -6mの捨石式潜堤（被覆石は0.1~2.5t）で、西方 50kmのナイル川 Damietta 河口からの漂砂に対する航路維持の役割を果たして来ている [6.5]。

## 6.6 前面海底の洗掘

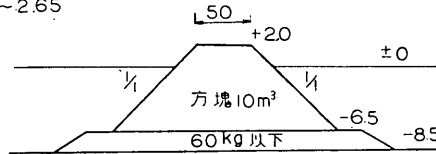
防波堤の前面の海底では、波による底質移動のために多かれ少なかれ洗掘や推積を生ずる。もし洗掘が著しければ、やがては堤体の崩壊を招く危険性がある。このような前面海底の洗掘の例は既に幾つか報告されているし、これに起因する災害を生じた場合もある。例えば Alger（アルジェリア）[6.5]や Valencia（スペイン）[6.6] などでは混成断面の防波堤の前面海底の洗掘がマ

ウンドの崩壊、ひいては直立部の倒壊を招いており、北海道森港[6.7]や Genoa（イタリア）[6.8] においては直立堤の前面が洗掘されている。また、台湾高雄港の南防波堤基部は、大正時代、砂地盤上にケーソンを直接据える工法をとったので、初期の著しい沈下を経て安定状態に達した[6.19]。

特に有名なのは Alger 港 Mustapha 防波堤の災害例である。この防波堤は、水深 20m 内外の地点に 5m 程度の波高を対象として建設されたもので、基礎マウンドの上に重量 400t のサイクロピアンブロックを積置し、縦穴を通して一体化をはかっていた。ところが、1934年 2月3日、波高 8~9m、周期 14sec と称される異常なうねりが来襲した際、堤体は振動しながらも12時間ほどもちこたえていたが、遂に延長 400mにわたって倒壊し

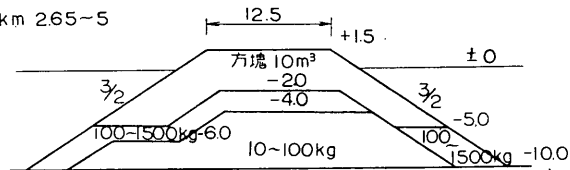
第1次延長部 (1874~1875)

km 2.15~2.65



第2次延長部 (1912~1922)

km 2.65~5



第3次延長部 (1923~24)

km 5~6

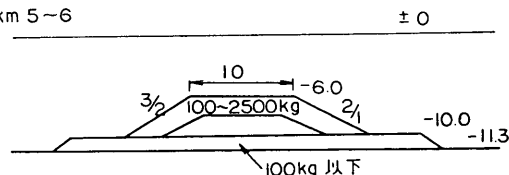


図-6.6 Port-Said 港西防波堤

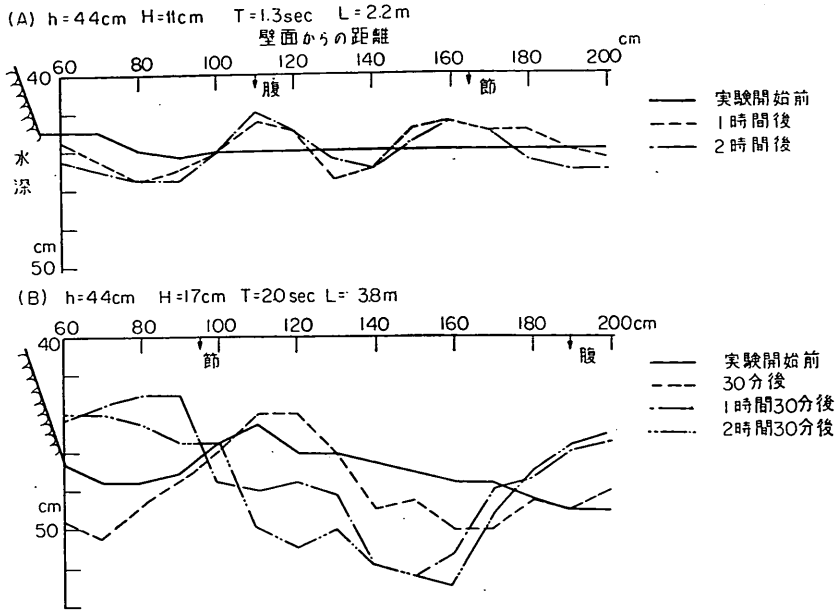


図-6.7 実験堤体断面

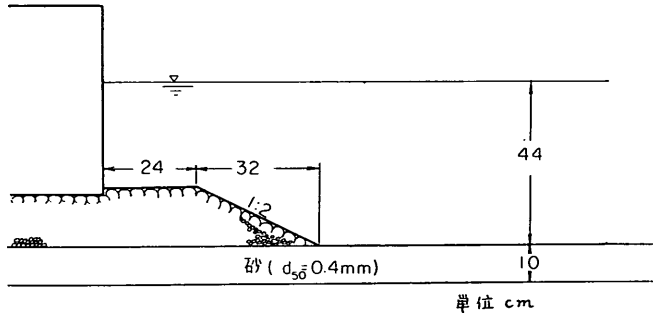


図-6.8 前面海底の変化

その原因は前面海底の洗掘とそれに伴うマウンドの崩れた。壞に帰せられている。

この防波堤の被災後に Alger の実験水路で行なわれた縮尺  $1/50$  にの模型実験によると、重複波の作用によって海底には高さ  $3 \sim 4\text{m}$  に達する起伏を生じて砂堆が形成され、その山は重複波の節の位置にあたり、砂堆の谷は重複波の腹と対応していた。すなわち、水粒子の水平速度の最も大きい重複波の節に砂が堆積し、最も小さい腹において洗掘を生じた。ただ、マウンドの法先はマウンドの肩幅の大小に拘わらず常に洗掘され、この洗掘部にマウンドの捨石が落ち込んでやがて堤体の安定を脅すに至る。粗朶沈床などを置いて保護すれば法先の洗掘は防げるが、やはり沈床の先端から洗掘が穿まる。

砂堆の状況に関してはいろいろの説があり、上記の実

験では  $1/2$  波長ごとに砂堆の山を生じていたのに対し、 $1/4$  波長ごと、すなわち重複波の腹と節との両方に砂堆の山を生ずるとい説もある。筆者が図-6.7 の混成堤について実験したところでは、図-6.8(A) のように  $1/4$  波長ごとに砂堆の山を生ずる傾向を極めて明瞭に示す場合もあるが、同図 (B) のようにその傾向は認められてもなかなか定常状態に達しない場合もある。Alger の実験結果を見ると、腹の位置における洗掘部の中にも小さな山を生じているので、その山が発達するか否かの条件次第でどちらにもなり得るのであろう。しかし、写真一うに、重複波の腹と節との中間に堆積を生ずる例もある 6.40~42 のよので、一定の傾向は断定し難い。

砂堆の発生機構やその形状はともかくとして、防波堤の安定にとって最も重要なのは、マウンドの法先から堤



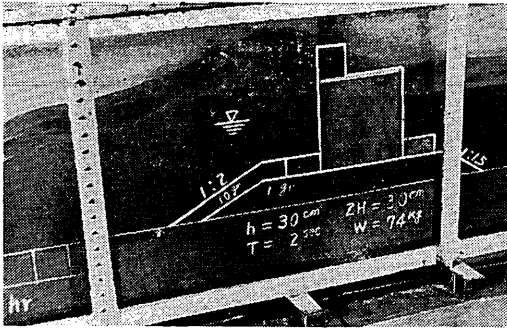


写真-6.40 前面海底の洗掘

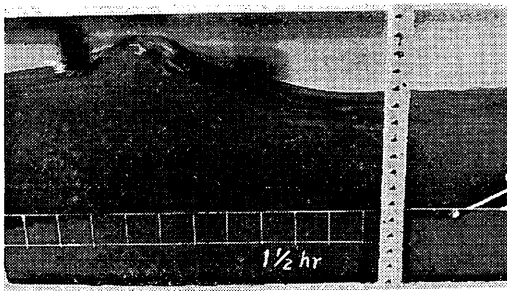


写真-6.41 同上

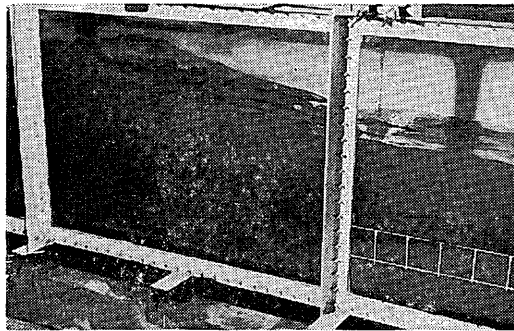


写真-6.42 同上

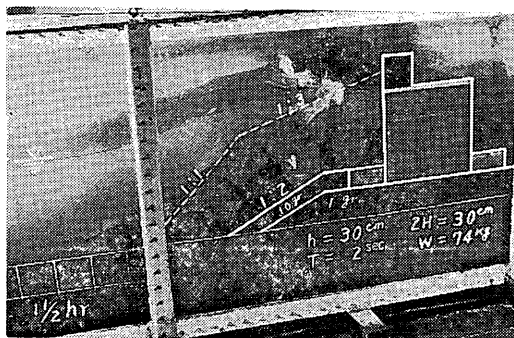


写真-6.43 同上

体基部に至る洗掘が、どういう条件のもとでの程度の危険をもたらすのか、それを防ぐにどうすればよいか、などの点である。

最初に感ずる疑問は、上述の洗掘堆積は重複波堤に固有のもので、碎波堤には生じないのかということである。そこで、写真-6.43のようにケーソンの前面をブロックで被覆した傾斜堤の場合について実験してみたが、重複波堤のときとほとんど同様な砂堆を生じていた。こうした砂堆の状況は、底質や波の条件によって異なるであろうが、碎波にしても重複波にしても水粒子の運動が底質の移動に関して十分な程度であれば、洗掘や堆積を生ずるのは当然である。少なくとも捨石部の先端の洗掘が重複波堤に固有のものであるとは考え難いが、その影響はもちろん直立堤と傾斜堤とで異なり得るであろう。

波による水粒子運動の速度と底質の移動との関係については、漂砂海岸における底質の移動限界といった観点から研究が進められて来ており、幾つかの公式も提示されている。防波堤前面の海底洗掘に対してこれを適用しようとする考え方もある。例えば、Larras (フランス) は重複波の最大水平粒子速度

$$U = \sqrt{\frac{4\pi g H^2}{L \sinh \frac{4\pi h}{L}}} \dots\dots\dots (6.6)$$

が底質移動の限界速度

$$U_0 = 30(\rho - 1)^{2/3} d^{1/4} T^{3/8} \text{ (CGS)} \dots\dots\dots (6.7)$$

と同程度以上のときには洗掘の恐れがあるものとして、直立壁から  $L/4$  以上の範囲の海底を粗朶や捨石などで被覆することをすすめている [6.10]。そして、それが不可能ならば、直立部を有する重複波堤はやめて傾斜堤とすべきであるといっている。(6.6)式は見なれない形をしているが、微小振幅波理論における通常の変形に過ぎない。また、(6.7)式は Goddet の提唱する限界流速である [6.11]。

しかしながら、問題は底質が移動し始める段階と、著しい洗掘を生じて堤体に危険を及ぼす段階上述のLarrasとの間にどの位のひらきがあるのかということである。の見解は、底質が移動する恐れのあるときには直ちに対策を講じようとするのであるから、安全には違いないがそれほどの必要があるであらうかとの疑問を生ずる。事実、(6.7)式による限界流速は通常の場合数十cm/secのオーダーであるのに、(6.6)式による粒子速度は数m/secであって限界流速の10倍位になる。したがって、上記の判定基準のもとでは、洗掘対策が不要となるときの方がむしろ例外となってしまう。粒子速度は模型実験においてすら限界流速よりはるかに大きい、洗掘、堆積を生じてマウンドを崩壊せしめるには至らなかつ

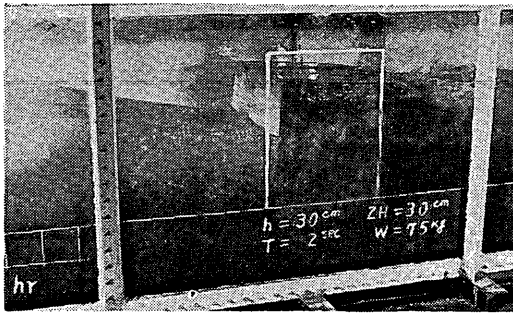
た。

Alger でも Valencia でも、災害後の復旧は傾斜堤断面によって行なわれた。洗掘が重複波堤に限ったものではないとすれば、傾斜堤に変更しなければならない必然性はないことになるが、ここにも欧州諸国における傾斜堤優先の思想が現われている。傾斜堤といえども法先の保護には十分注意する必要があることはいうまでもない。Alger の場合、マウンド被覆石の重量は僅か 200kg であったとのことであるし、直立部の底面反力も大きかったようである。単に海底洗掘ばかりが災害の原因ではなく、これらの要素もからみ合せて被害をもたらしたのであらう。

具体的な洗掘対策としては、粗朶沈床などのマットレスを敷いて洗掘箇所を遠ざける方法、多少の洗掘が直ちに致命傷とならないような余裕をマウンドに見込む方法、あるいは堤体の沈下も敢えて辞さない方法などいろいろ考えられる。写真-6.44は砂地盤上に直接置かれたケーソンの沈下状況の一例である。Genoa 港の直立堤の場合、砂地盤を捨石で置き換えているので、この写真のような沈下は生じていない。しかし、前面の海底はもちろん洗掘されているので、鉄筋コンクリート版を敷設したが効果的とはいえないようである。海底洗掘がやがては堤体の倒壊を招く恐れがあるならば、最初からこのような直立堤を採用すべきではない。しかし、高雄港で砂地盤上にケーソンを直接据えたのはそれだけの積極的な意図があった模様であり、その考え方および沈下状況の記録を抄録すると以下のとおりである。

山形博士は、先ず世界各地における防波堤災害の種々の実例を挙げ、波はその種類が多く変化の状態が千差万別で、到底浅薄な人智を以て知悉し得ないものがあり、不測の大威力を発現するから、(1)防波堤を以て永久に破壊または転覆しないものと想定し、この想定を信頼し、これを基礎として港湾の各種設備および配置をすることは危険である、(2)防波堤の結構は、その一局部が破壊または転覆することにより続いて全部の陥落崩壊流失となり、全然防波の効を失するような構造とすることは危険である、と述べている。これは、もちろん港湾の位置や地勢などによって異なるが、できれば埠頭施設などの位置を巧みに選定し、防波堤の背面に多少の波が侵入してもさして支障を生じないような配置をなし、転覆する場合をも予期し、たとえ転覆することがあっても各単位材あはその位置に止まり、流失消散することなく大体において防波の目的を達し得るようにするのが最上策である ということである。

更に続けていうには、打狗港(高雄のことを往時はこ



写真—6.44 直立堤の沈下

う書いた)の防波堤の目的は、その背面を荷役埠頭として使用するものではない、また、これによって内港水面の平穏を保障しようとするものでもない。ただ、港口(高雄港は、延長12kmに及ぶ細長い砂洲で被覆された潟湖を利用した港で、両側を山に挟まれた細い口によって外海に通じており、その外側にこの防波堤を築造しようというものである)外附近の海面は風波が常に荒く、特に暴風時には波高6mに近い大波が港口外を横切って進行するので、船舶の出入に危険であるばかりでなく航行不可能となることもあるから、防波堤を築いて港口外の航路を防護しようとするのである。そこで工法としては、(1)南防波堤の延長700mに対し、幅15m、長さ24~60m、高さは $HWL$ 上3.6mにまで達する(最大14m)大型ケーソンブロックを沈設する、(2)防波堤を築造する位置の海底には何らの基礎工事または地均し工事をも行なわない、海底地質は砂であるから大波の際は防波堤に激突する波によって海底は洗掘され、そのためケーソンブロックはある程度まで傾斜し、または遂に転覆するものもあるかも知れないが、ブロック自身が破壊したり遠く移動してしまわないことを期する。

ここでケーソンブロックというのは、当時まだ鉄筋コンクリートの海水に対する耐久性が議論の焦点であったため、ケーソンは一時的な外枠に過ぎず、中詰コンクリートによって大方塊を形成した後のケーソンには何ら期待するところではないとの意味を込めた語であると思う。

さて、このケーソンブロックは、波高7.6m、波長45mの波による最大 $26t/m^2$ の波力を想定し、例えば水深9mの所では幅15m、高さ14mとすれば転覆にも滑動にも安全である(この辺の計算はよく判らないが)。そして、前面の砂が洗掘されれば傾斜するけれども、その都度次第に深く砂中に没するから、波に対する抵抗力を増して遂にはある程度の傾斜に止まるであらう。もし過度の傾斜が転覆に及んでも、ブロックは高さ7~14m、幅15mであるのであるから、転覆後は高さ15m、幅7~14mとなっ

て、いささかも防波の効力を失するものではない。また海底の洗掘が甚だしいときにはブロックは漸次砂中に埋没し、その頂部が水面下に没することもあるだろうが、この場合にもある程度までは潜堤状態で防波効果を維持できるし、更に深く沈下したときにはこれを基礎として新たなケーソンブロックを沈設すれば、より安全な防波堤が得られる筈である。しかしながら、これは最悪の事態を想像したのであって、現に竣工部分を調査すると、沈設後一、二年間は傾斜または沈降などが認められる、がその後はしばしば暴風に遭遇しても殆んど移動の跡を認めない。ただ、沈設後一、二年の間には、海底洗掘の状態によってブロックのビームとしての応力から亀裂を生じた例もあるので、ケーソンはこれを目標として設計する必要がある、ということである。

このような見地に立って施工されたケーソンブロックは、予期のとおりさまざまな形で沈下した後、頂部コンクリート、間隙の充填、捨石による根固めが施された。出来上りは凹凸不整であるが、もともと外観の美を誇る考えではないのであるから意に介する必要はないとしている。

この防波堤は、その後は災害を蒙ることなく現在(昭和41年)に至るまで安定と機能とを保っている。なお、南防波堤の先端延長部と北防波堤とは、捨石マウンド上にケーソンを設置する通常の工法をとっている。図—6.9は、据付け後のケーソンの沈下状況を、記録に基づいて筆者が図化したものである。

前面海底の洗掘にいかなる対策するににしても、始めの見通しが重要であって、施工後の状況を見ながら処置できるかどうかは疑問である。常時の波の作用のもとでは大したことがなくても、ひとたび大きな嵐に見舞われて一挙に洗掘が進行し、破壊に至る恐れもあるからである。底質移動に関する模型実験には相似律の上で困難な点があるが、構造物前面の洗掘についても港研漂砂研究室で鋭意研究中であるので、その成果を期待したい。

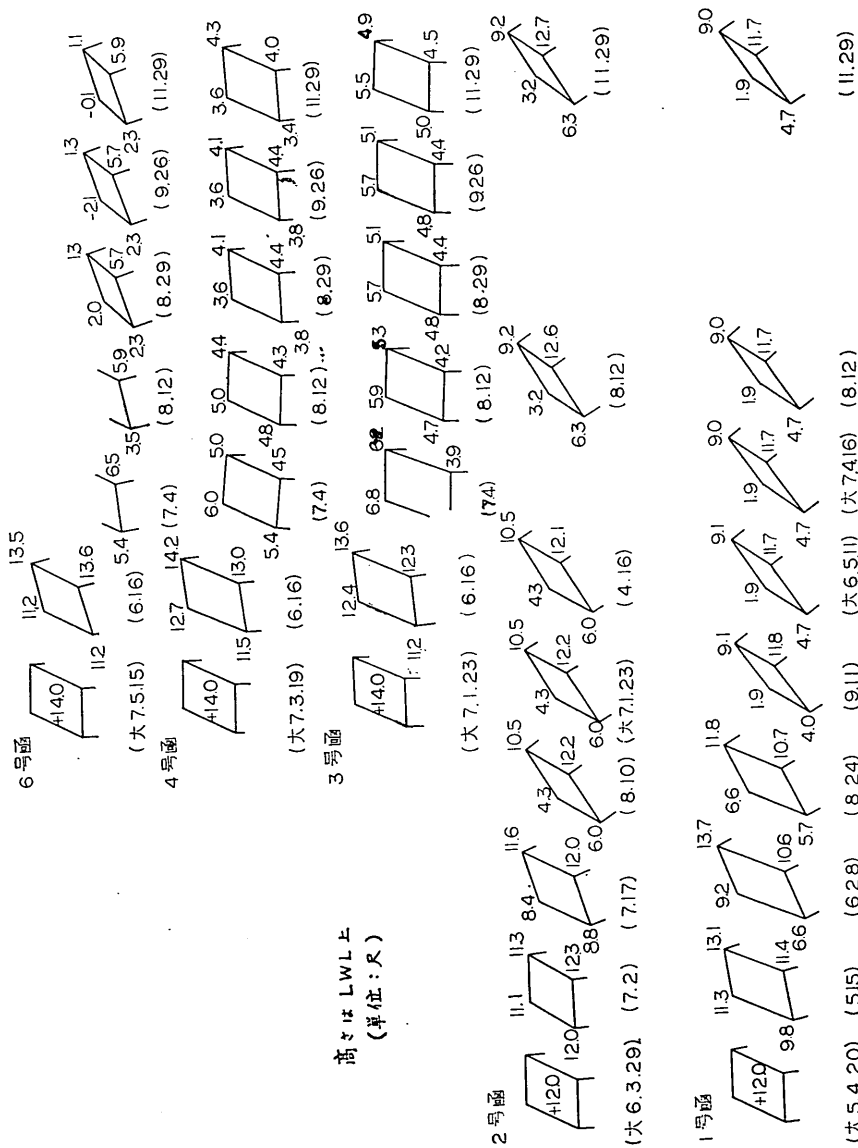


図-6.9 高雄港ケーソン沈下状況

## 第7章 傾斜堤の安定

### 7.1 捨石重量公式中の波高H

傾斜堤における被覆石や方塊などの重量算定公式中の波高 $H$ として、種々の特性波高のうちのをを用いるべきかは、海の波の不規則性を考えるとき必然的に生じて来る問題である。一般にこれらの公式は $W \propto H^3$ の形をとっているので、 $H$ として例えば $H^{1/3}$ と $H^{1/10}$ との二つだけを考えても、所要重量には2倍以上のひらきがあることになる。

この種の公式は、過去30年以上にわたって多くの人々によって提唱されて来た (Castro, Iribarren, Epstein-Tyrel, Mathews, Rodolf, Larras, Hudson など)。それぞれ係数値はもちろん、斜面勾配に関する項の表現などが異なっており、また、Mathews や Rodolf のように、所要重量が $H^3$ でなく $H^2$ に比例するものもあり、あるいは Iribarren や Larras のように深部では $H^6$ に比例するなどさまざまである〔7.1〕〔7.2〕。

特に異色なのは Larras の公式で、他の式が $W = \dots$ と、波高や斜面勾配から所要重量を与える形になっているのに反して、次式のように与えられた重量に対応する斜面勾配を求める形をとっている。

$$\sin(45^\circ - \alpha) = A \frac{H r_r^{1/3}}{W^{1/3} (S_r - 1)} \cdot \frac{2\pi H}{L} \cdot \frac{1}{\sinh \frac{4\pi d}{L}} \quad (7.1)$$

$A$  : 0.175 (捨石), 0.189 (方塊), 0.121 (テトラポッド)

$d$  : ブロックの位置の低潮面下の深さ

$L$  : 水深 $d$ に対する波長

これは単に式の上で右辺と左辺とを入れ替えただけのものではないようである。すなわち、ある採石場からとり得る石の重量別割合を前提として、それに対応する最も適切な断面形をこの式から求めようとする考え方がくみとられる。石を重量別の層として積み重ねて行く方法をフランス式、そうでないものをイギリス式とよんでいるが、恐らくそういった思想が公式の表現にも及んでいるのであろう。なお、上式では当該ブロックの水深 $d$ が半波高より小さいときには $d$ の代りに $H/2$ をとることになっているので、水面付近では重量は $H^3$ に比例する。

それはさておき、各公式の示す値は互いにほぼ等しい

場合もあれば、かなり異なるときもある。例えば、Iribarren 公式と Larras の公式とは一方の表現から他方へ変換すれば全く同一に近いものとなる。そしてこれらを Hudson 公式と比較すると、斜面勾配が1:2のときはほとんど等しいのに、1:1.5のときには前者が後者の2.5倍程度の値を示し、1:3の場合には逆に半分位になる、といった状況である。

いずれの公式も模型実験や現地の経験に基づいて提唱されているのであるから、その限りにおいてはそれぞれ十分な妥当性を有する筈である。したがって、直ちに一方が正しく他方が誤りであるときめつけるわけには行かない。ただ、捨石やブロックの安定限界などは、必ずしも明確に線を引ける性質のものではないから、妥当性とはいっても大きな幅のあることは否定できない。従来の実験はもちろん規則波によって行なわれたものであるが、その場合ですら実験者によって値は異なる。最も広範な実験を行なった Hudson の式と Iribarren 公式との異同は前記のとおりであるが、一方で Hedar は1.5~6割の斜面勾配について Iribarren の値を実験的に確認しているのであるから〔7.3〕、どちらがどうとは直ちにいいきれない。

波の諸元のはっきりしている模型実験でさえこの程度の差がある。いわんや、波高のはっきりしない現地の実績をもって安定性を検証する際には、波群の中のどの波高を用いるかということと同時に、どのような波群を対象としていかに波高を見積るかが問題であり、また、安定か不安定かの判断基準にも大きな幅がある。 $H^3$ に比例して変化するということは、換言すれば、波高のとり方如何で結果を左右できることでもある。

ところで、もし傾斜堤の安定が明瞭に $H^3$ に支配されるものであるとすると、設計波高の想定もまた非常に微妙なものとなり、少しでも想定を上廻る波が来襲すれば壊滅的な打撃を受けることになりかねない。しかし、元来傾斜堤型式の防波堤は欧州諸国などで好んで用いられて来ており、直立堤型式よりもむしろ柔軟な安定性を認められている。その代表例が次節に述べる Marseille 港の大防波堤であって、類似の断面は地中海沿岸などの諸港に用いられていずれも好成績をあげているといわれる。しかも、当初直立堤型式を採用し、施工途中から災害を受けてなかなか成功しなかったところ、あるいは完成後大災害を受けた後の復旧に用いられたり、また、同一の港の中で直立堤部分が大被害を蒙るような稀有の嵐のときでも傾斜堤部分は無事であったというような例が多い。

もっとも、適切に設計施工された傾斜堤と不適切な直

立堤とを比較したのでは、傾斜堤の方に軍配が挙がるのも当然である。そして原因の一端は、直立堤は重複波堤でなければならないとする根本的な考え方の中にもあるのではなからうか。重複波堤が本質的な不安定性を内包していることは、既に第1章などで述べたとおりである。それにひきかえ、傾斜堤の場合は箇々のブロックの幾つかが不安定であったとしても、全体としては波の作用を受けながらより安定な断面へ指向しようとする本質的な傾向をもっているということさえもできる。

何れにしても、傾斜堤の安定性は波高の3乗の形で律せられるほど敏感なものではなさそうである。例えば、Larras は自らの公式を実際の防波堤や模型実験と比較しており、その一つとして Alger 港の傾斜堤(Jetée du large) を取り上げている[7.4]。この防波堤は一世紀近くの間安定を保って来たもので、実際との比較のために公式中に代入した波高は 6.5m である。ところが、同じ Alger 港で、第6章第6節に述べた直立堤の大災害時の波高は 9m とされており、しかも傾斜堤はこの嵐にもちこたえたのである。もちろん、これらの波高が波群の中の何を意味するかは明示されていないが、当時 Alger 港では実体写真観測を試みていたことからしても、記録に現われた最大級の波高を指していることは疑いない。

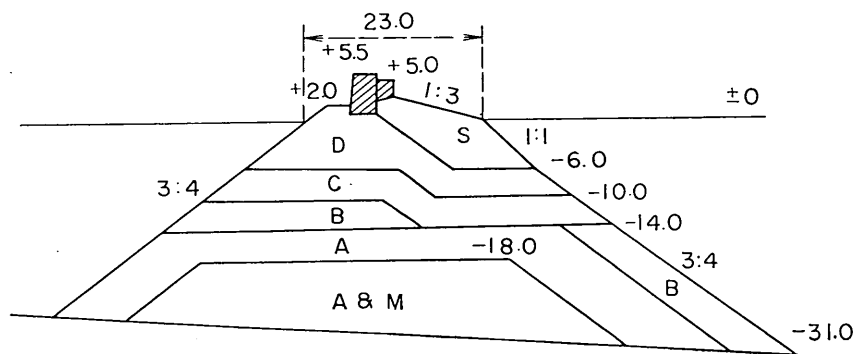
一方、Iribarren も同じ傾斜堤に対して、自らの公式による検証を行なっている [7.2][7.5]。そのとき用いた波高は 9.7m、後にこれを修正して、9.05m とした。これらの検証は、与えられた捨石重量、水深、波高、周期から対応する斜面勾配を公式から算出したものであって、実際との差は角度にして 2~5° 程度である。公式の妥当性は、式中の係数、用いる波高、結果の判定基準などに関係しているので、決定的な結論を得ることは困難のようである。

模型不規則波を用いた実験結果は後に述べるとおりであるが、その前に次節では、先に触れたマルセーユ型の傾斜堤についての概観を試みる。

## 7.2 マルセーユ型傾斜堤

ヨーロッパにおける傾斜式防波堤の成功例の多くは、Marseille 港(フランス)の防波堤に範をとつたものである。この防波堤は1845年以来建設されて全延長 4500m に達し、建設後の維持費も僅かで極めて良好な成績をあげているといわれる。標準断面は図-7.1 に示すとおりで、その特長は

- (1) 捨石は重量別に分類し、各層の外側を重量の漸増する層で被覆する。



A = 3 ~ 100 kg	D = 4000~8000 kg
B = 100 ~ 1500 kg	S = 33 t
C = 1500 ~ 4000kg	M = 雑石

図-7.1 マルセーユ港防波堤

- (2) 港外側斜面にはコンクリート方塊の被覆層を設け、静水面付近で斜面勾配を変える。
- (3) 静水面以上の斜面を緩く長くすることによって、波力や戻り流れを減殺する。頂部工は水面から十分に遠ざけ、かつ受圧面積を減らすように埋め込む。
- (4) 静水面下の斜面は急にし、被覆ブロック層の下端は十分な深さに置く。
- (5) ブロックを整積みにする必要はないが、なるべく密にし、かつ長手方向を波向きに合わせて波当りを弱める。

などである [7.6]。

類似の断面は地中海沿岸などの各港で用いられており、種々の文献からその諸元を拾い上げてみると表-7.1 のようになる [7.7]。古い資料によったものもあるので最近の状況ははっきりしないが、ブロックの不安定をはっきり訴えているのは Bastia 港だけである [7.8]。多くの港では当初の不適當な断面が幾多の災害を蒙った苦い経験の後にマルセーユ型傾斜堤を採用して成功しているのであるから、これが高く評価されるのも極めて当然である。この型式が防波堤として最高のものであるとは

いえないにしても、しばらくこれを考察の対象にしてみたい。

最初の問題は、傾斜堤と直立堤（混成断面型式を含む）との比較である。表-7.1 の例の中でも、Alger や Bizerta は直立堤の災害を傾斜堤で復旧したケースであるし、Genoa などでは隣接の直立堤が大災害を受けたときでも傾斜堤は安定していた。しかしながら、このような事実が直ちに傾斜堤と直立堤との優劣を示すものでないことはもちろんである。既に述べたとおり、適切な傾斜堤と不適切な直立堤とを同列に論ずることは意味が

表-7.1 マルセーユ型傾斜堤の実例

港名	港外側斜面勾配			被覆層	頂部工	被覆層	ブロック	水深	波高	備考
	水面上	水面下	深部	天端高	天端高	基部	重量			
				m	m	m	t	m	m	
Marseille (フランス)	1:3	1:1	3:4	+3	+5.5	-6	33	30	6.5	
Bastia ( " )	1:3	1:1	3:4	+4	+6	-7	30	25	4	ブロック不安定なのでテトラポッドに変更 他の型式の部分の被災時にも安定
Genoa (イタリー)	2:5	3:4	1:1	+4.5	+8	-7	40 ~60	9	7	同上
Catania ( " )	1:3	2:3	2:3	+5	+8.5	-10	60	18		同上
Crotone ( " )	1:3	2:3	2:3	+4.9	+8	-14	65	14		被災後の復旧
Haifa (イスラエル)	1:4	1:1	3:4	+4	+4	-3	7~15	5~11		
Alexandria(アラブ連合)	1:3	1:1		+4.8	+7.0	海底	40	5~11		
Bizerta (チュニジア)	2:5	4:5	緩	+2	+4.5	-8	40	17		直立堤の災害復旧・補強
Alger (アルジェリア)	1:3	4:5	2:3	+5	+3	-14	120 46	20		"
Oran ( " )	1:3	1:1	4:5	+4	+6.7	-9	24~46	20	6.5 ~7.5	当初の1:1単一斜面を改良
Mostaganem ( " )	1:3	2:3		+3.5	+6.0	-10	45	15		同上
Bougie ( " )	1:2	2:3	4:5	+3.4	+4.3	-4	6~12	11	6.5	
Ténès ( " )	1:3	4:5			+5.5		33	11		当初の1:1単一斜面を改良
Casablanca(モロッコ)	1:3	1:1		+5	+11.5	海底	45	16	8	
Leixoes (スペイン)	1:3	1:1	3:4	+5	+11.2	-7	45	10	8	
Valparaiso (チリ)	1:3	1:1	4:5	+3	+10	-12	60	18	8	
Pernambuco(ブラジル)	1:3	1:1	2:3	+5.5	+8.5	-4	24	10	小	

ない。直立堤の災害例においても改良の余地は大いにあるのであって、堤体の寸法、各層ブロックの一体化、マウンドの被覆石、前面海底の洗掘などに十分な考慮が払われていれば、多くの災害は防げた筈である。ただ、事前にそれらを予測して判断することに困難を伴ったり、条件の変動に対して脆弱な点があるとすれば、やはり本質的な欠点に算入すべきであるかも知れない。

マルセーユ型の特長の一つたる複合斜面の勾配は、実例によると水面上で1:3程度、水面下で1:1~1:

1.5である。アルジェリアの各港では、当初は水面上まで1:1とした単一斜面における災害をマルセーユ型複合斜面で復旧したのであるが、確かに現在の常識から見て、1:1の斜面勾配ではブロックの重量や積み方、天端高や幅などに問題が多い。また、頂部工が十分に被覆されていないければ、波力を受けて滑動する可能性が大きい。

傾斜堤の港外側斜面勾配のとり方には、全部一定の勾配とするもの、上部を緩に下部を急にするもの、逆に上部を急に下部を緩にするものなどいろいろある。複合斜

面とするときには、勾配の折点をどの高さにおくかによって更に細分される。すなわち、マルセーユ型のように折点を静水面附近に設けるものと、静水面以下例えば $1.0H$ 附近に置くものがある。上部を急に下部を緩にする場合には、その折点のほか、もう一つの折点を下部緩斜面の深部に設けてそれ以下を再び急にし、材料の節約をはかるのが通例である。

マルセーユ型が静水面附近に折点を置く理由は、単に材料の節減だけではなく、波に対する積極的な作用を意図しているようである。その水理的説明は詳かでないが、波のエネルギーをこの折点において分断し、その一部を上部緩斜面上で砕くという風にも説明されている。〔7.9〕。これに反して、静水面下 $1.0H$ 附近から下方を急にするのは、波の作用がそれより深いところで急速に弱まるからブロックの安定を損なう恐れが少ないとの認識に基づいている。したがって、この考え方からすれば、静水面以下を直ちに急勾配にするのは危険である。

一方、上部を急に下部を緩にする場合の一つの考え方は、上部は入念に施工できるとの理由によるものであって、折点は当然静水面附近となる〔7.10〕。もう一つは、下部斜面で波を砕くことによって上部斜面への波当りを弱めようとするもので、折点は高からず低からずちょうど良い位置に置かなければならない。Hedar は上部 $1:1.5$ 、下部 $1:6$ 、深部 $1:1.25$ の斜面で実験した結果、折点が水面下 $0.25H$ でも $0.75H$ でも良好でなく、 $0.5H$ が最も良いことを示した〔7.11〕。しかし、この程度に微妙なものであるとすると、潮位や波高の変動に必ずしも対処できない恐れがある。もし、後に図7.12に示すような平衡勾配を、来襲波のあらゆる条件のもとで求めることができ、そこから最良のものを選択するならば、最も安定した断面ということができようであろう。

斜面の形状や勾配は当然ブロックの重量や天端高と共に論ずべきである。表7.1の実例における被覆ブロック重量は大略 $30\sim 60t$ であり、波高 $6\sim 8m$ 、勾配 $1:3$ とすれば、公式による計算値もほぼこの程度の値を示す。下部斜面 $1:1$ には公式の適用が困難となるが、実績の示す安定性からすれば、これでも十分なのであろう。下部斜面の不安定を唱える唯一の例たる Bastia 港では、波高 $4m$ に対して $30t$ ブロックを使用していた。そして不安定の説明として、勾配 $1:1$ では Iribarren 公式でも Larras の公式でも所要重量が無量大となることを述べているが、これはいささか本末転倒の感がある。

また、実例における被覆ブロック層の天端高は $+3\sim 5m$ 、頂部工の天端高は $+5\sim 10m$ である。上部斜面を緩にしたり頂部工の受圧面をできるだけ小さくしたりす

ることは、頂部工の安定上極めて重要である。 $1:1\sim 1:1.5$ 程度の斜面をそのまま頂部工にとりつけたのでは不安定であり、このことは既に述べた実例においても模型実験においても容易に認められる。Catania 港の古い防波堤では、上部の緩斜面を十分な高さまで延ばさないうえ途中から水平なバームとしたため、露出した頂部工に対する波当りが強くなって災害を生じた〔7.6〕。頂部工をよく被覆してもあまりスレンダーでは写真6.15や6.17のようになることもある。Barcelona 港(スペイン)では断面の節約をはかって細長い直立壁としたために、 $1km$ にわたってそれが転倒する結末を招いたとのことである〔7.6〕。

断面各部の細かい点を議論すれば限りがないし、一定の規準が得られるわけでもないが、こうしたマルセーユ型傾斜堤が各地で長期間にわたって安定性を保っている事実から、我々がこの型式をそのまま採用すると否とに拘わらず、傾斜堤に関する多くの教訓を汲み取るべきである。

写真7.1~7.7は直立壁の前面にブロックを捨て込んだときの状況を実験的に観察したものである。いずれも混成堤に関する他の実験の後でついでに試みた程度なので、これをもって一般的な結論とするつもりはないが、マルセーユ型複合断面についての概念は僅かながら得られる。ここでは、模型縮尺を $1/25$ と考える。

写真7.1は、設置水深 $7.5m$ 、波高 $3.8m$ (規則波)、周期 $10sec$ 、水面上の斜面勾配 $1:3$ 、水面下 $1:1$ ブロックは $30t$ ( $3m\times 3m\times 1.5m$ )を乱積、被覆ブロックの天端高 $+4m$ 、パラペット天端高 $+5m$ である。波は水面上の緩斜面で砕けてパラペットに衝突するが、越波は極めて少ない。ブロックのほとんどは安定していた。

写真7.2は、写真7.1の水面下に $15t$ ブロックを追加して $1:3$ の単一斜面勾配としたもので、波の遡上やパラペットへの波当りは上記に比べてやや減少した。ブロックの安定性も良好である。

写真7.3は $1:2$ の単一斜面で、同時にブロック層の天端高もやや増してある。写真7.1よりも僅か良好な感じであった。

写真7.4は $16t$ テトラポッドを斜面勾配 $3:4$ に捨て込んだもので、波が遡上する状況には大差ないが、パラペットへの波当りは幾分弱まったかのように見受けられた。

写真7.5は、ケーソンの後肩につけたパラペットの前面にブロックを捨て込んだもので、(これは実験の都合上のもので、パラペットの位置に特に意味はない)。設置水深 $13m$ 、波高 $5E$ 、周期 $10sec$ 、ブロック斜面勾



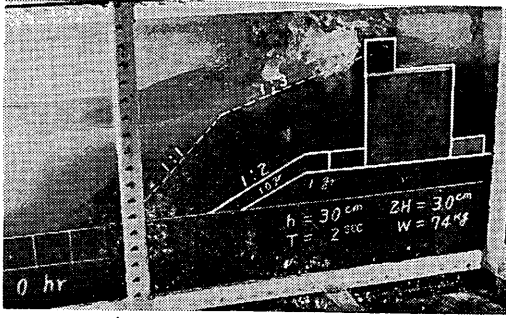


写真-7.1 1:3-1:1 (30 t 方塊)  
 H=3.8m  
 T=10sec  
 h=7.5m  
 模型縮尺 $1/25$

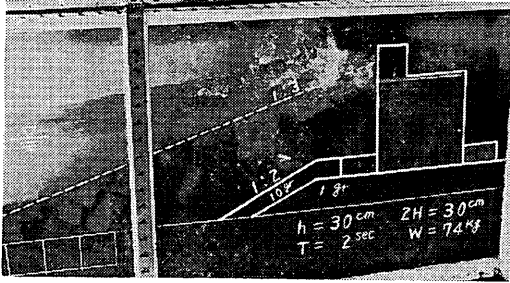


写真-7.2 1:3 (上部30 t 方塊, 下部15 t 方塊)  
 H=3.8m  
 T=10sec  
 h=7.5m  
 模型縮尺 $1/25$

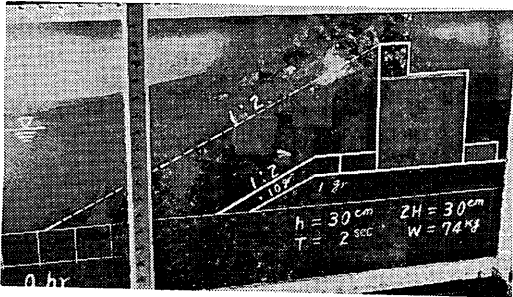


写真-7.3 1:2 (30 t 方塊)  
 H=3.8m  
 T=10sec  
 h=7.5m  
 模型縮尺 $1/25$

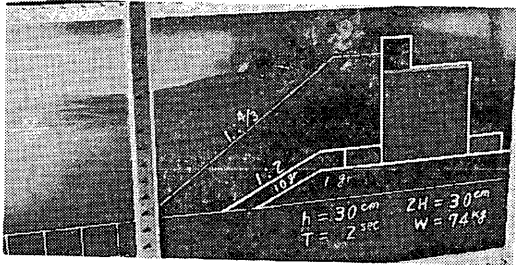


写真-7.4 1:1/3 (16 t テトラポット)  
 H=3.8m  
 T=10sec  
 h=7.5m  
 模型縮尺 $1/25$

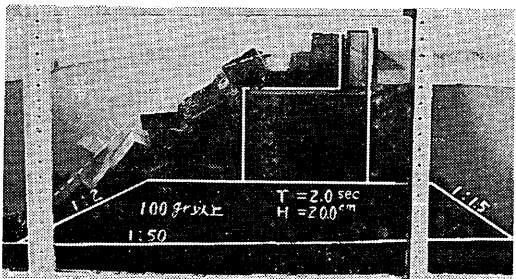


写真-7.5 1:3-1:1 (30 t 方塊)  
 H=5m  
 T=10sec  
 h=13m  
 模型縮尺 $1/25$

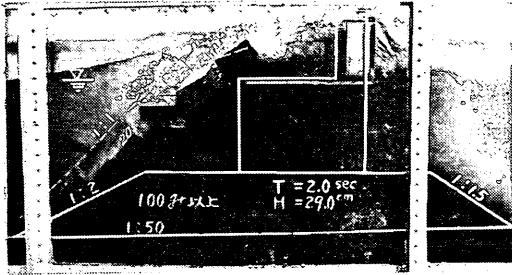


写真-7.6 1:3—1:1 (30 t 方塊)  
 H=7.5m  
 T=10sec  
 h=13m  
 模型縮尺 $1/25$

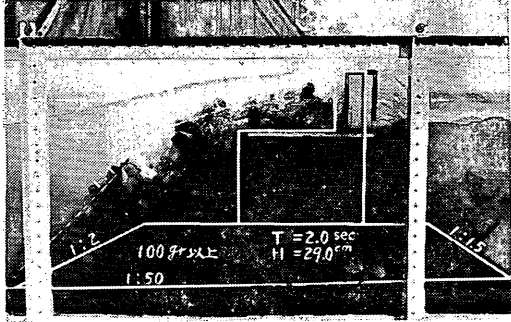


写真-7.7 1:3—1:1 (16 t テトラポッド)  
 H=7.5m  
 T=10sec  
 h=13m  
 模型縮尺 $1/25$

配は水面上1:3, 水面下1:1, ブロック重量30t, ブロック層およびパラペットの天端高は共に +5mである。ケーソンが側面ガラス壁の白線より後方へずれているが, この実験の際に滑動したわけではない。ブロックはやや不安定な感があったが, 越波は極めて少ない。なお, 第10章第5節の各写真と比較すると, ブロックによって防波機能や安定性は著しく増大しているようである。

写真-7.6 は波高を 7.5mに増したもので, 越波は若干増大している。しかし, 上方への跳波はほとんどなく, また, ブロックの安定性は波高 5mのときとあまり変わらない。

写真-7.7 は上記のブロックを 16t テトラポッドに置き換えたもので, 水面付近が不安定であった。また, 越波や跳波ならびにパラペットへの波当りは若干増大しているように見受けられた。

以上の簡単な実験結果からも, マルセーユ型断面がそれなりに有効性を発揮していることが認められる。なお, この実験における方塊被覆層の空隙率は, 51~55%, テトラポッドは57~59%であった。

最後に, マルセーユ型からテトラポッド被覆傾斜堤への移行過程を, Genoa 港の防波堤について眺めてみよう。Genoa 港における防波堤の総延長は 4.7km, そのうち約 800mは方塊水平積み of 傾斜堤で, 残りはセルラーブロック 3段積み, 縦孔つきブロック 4段積み, サイロピアンブロック 4段積み of 混成断面型式であり, 幾多の災害を繰り返しながら改良を重ねて来たがなお完全なものである。この 7mが何を意味するのかはもちろん不明である。

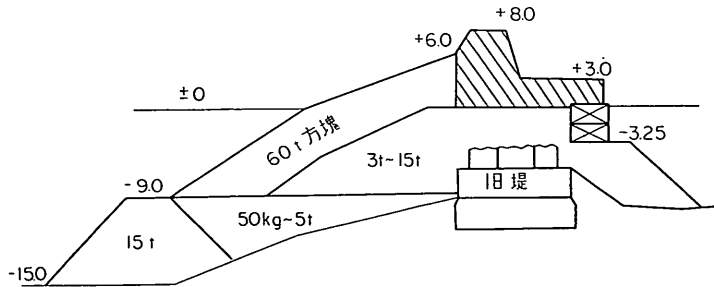


図-7.2 Genoa 港防波堤方塊被覆案

ここにおいて復旧断面として先ず考えられたのが、図-7.2のような60t方塊被覆によるマルセーユ型断面である。第1章で述べたとおり、欧州諸国などにおける基本的な原則は、直立堤には砕波を作用させてはならないとする考え方であり、度重なる災害の原因がどうしても砕波を防ぎ得ないことに帰せられる以上、直立堤を捨てて傾斜堤に転向するのをもたやむを得ない。この辺が、直立部に砕波の作用することも敢えて辞さない日本の考え方と根本的に異なっている。ただ、この防波堤の設置水深は15~18mで、マウンドの天端は-10m前後であるのに、かって波高4m以下のときにも強力な砕波の発生が認められたとのことである[7.13]。当時、その原因は根固めブロックを置いたことによるマウンド水深の減少によるとされたため、以後は根固めブロックをマウンド内に埋め込むなどの改善が施された。また、1955年の災害に関しては、この付近には海底溪谷があって、そ

こから噴出する淡水の上昇流が砕波を生ぜしめるのであるという説が提出されている[7.12]。いずれにしても、堤体幅は12m程度あるので、たとえ砕波を生じたとしても直ちに大被害を生ずるとは限らず、むしろ各段ブロック相互の一体性に欠ける点が致命的な要素なのではないだろうか。

さて、傾斜堤への切り替えを決した以上、そこに現われるのは当然ながら、当のGenoa港をはじめイタリア国内でもCatania, Crotoneなどで既に成功を収めているマルセーユ型である(表-7.1に示すGenoa港のマルセーユ型傾斜堤は、この4.7kmの防波堤とは別箇のものである)。図-7.2のように、破壊された旧堤を捨石で包み、それを水面上の勾配1:3、水面下2:3の60t方塊で被覆してある。そして、更にその代案として提示されたのが図-7.3, 7.4のテトラポッド被覆堤であって、60t方塊の代りに25tテトラポッドを用い、堤体断面

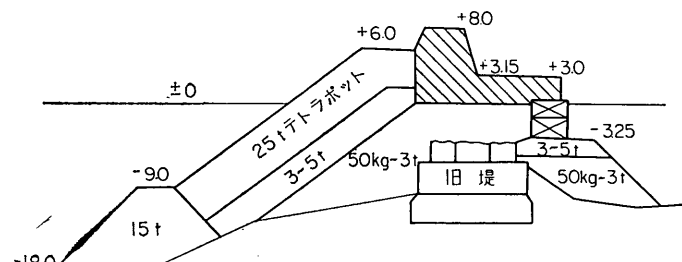


図-7.3 Genoa 港防波堤テトラポッド被覆案(1)

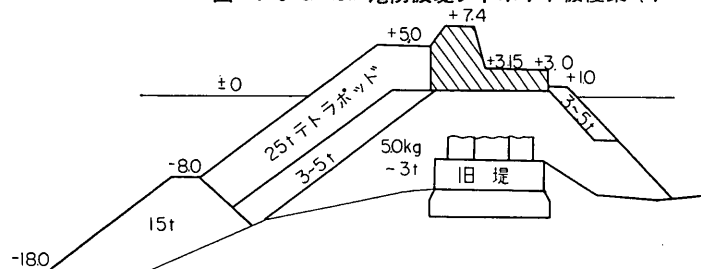


図-7.4 Genoa 港防波堤テトラポッド被覆案(2)

表-7.2 Genoa 港防波堤工費比較

	単価 (リラ)	方塊被覆		テトラポッド被覆(1)		テトラポッド被覆(2)	
		数量	金額	数量	金額	数量	金額
捨石	2,500	733 t	1,832,000	636 t	1,590,000	636 t	1,590,000
コンクリートブロック	10,000	133 m <sup>3</sup>	1,333,000	13 m <sup>3</sup>	130,000	—	—
テトポッド	12,000	—	—	63	756,000	55 m <sup>3</sup>	660,000
場所打ちコンクリート	11,000	73	803,000	37	803,000	50	550,000
1 m 当り工費			3,968,500		3,279,000		2,800,000

(1リラ=60円)

を大幅に縮小して表-7.2 のような工費の節減をはかっている[7.14]。日本流の感覚からすれば 25t テトラポッドは超大型であるが、数十t の方塊、ときには何百t というサイクロピアンブロックを扱って来たところでは、むしろ軽さを感じるだけかも知れない。

マルセーユ型の方塊被覆傾斜堤そのものが今後日本で採用されることは先ずないであろうが、防波堤構造の発展過程をたどる上で重要な存在であり、先人の叡智から学ぶべきものは多い。

### 7.3 捨石堤の安定

ここでは先ず、捨石堤に対して、模型不規則波を作用させてみた第一段階の実験結果について述べる。

この実験は、最初に勾配 1 : 1 の捨石斜面を形成して

置いて、これに十分長時間波を作用させたときの平衡勾配を求めたものである。この平衡勾配を捨石重量公式に代入すれば、対応する波高がそのときの不規則波中の何にあたるかがわかる。あるいは、公式中に  $H^{1/3}$  なら  $H^{1/3}$  を代入すれば、いかなる係数が妥当であるかが求められる。ただし、ここで注意しなければならないのは、捨石重量公式は設計公式であって説明公式ではないということである。公式による所要重量は防波堤の被覆石としての実用上妥当な値であればよいのであって、与えられたある波に対して常にちょうど安定限界となる値である必要はない。実験結果もそのような観点から評さるべきである。なお、この実験結果における模型不規則波と現地不規則波との対応には、第3章で述べた第二の方法を用いる。

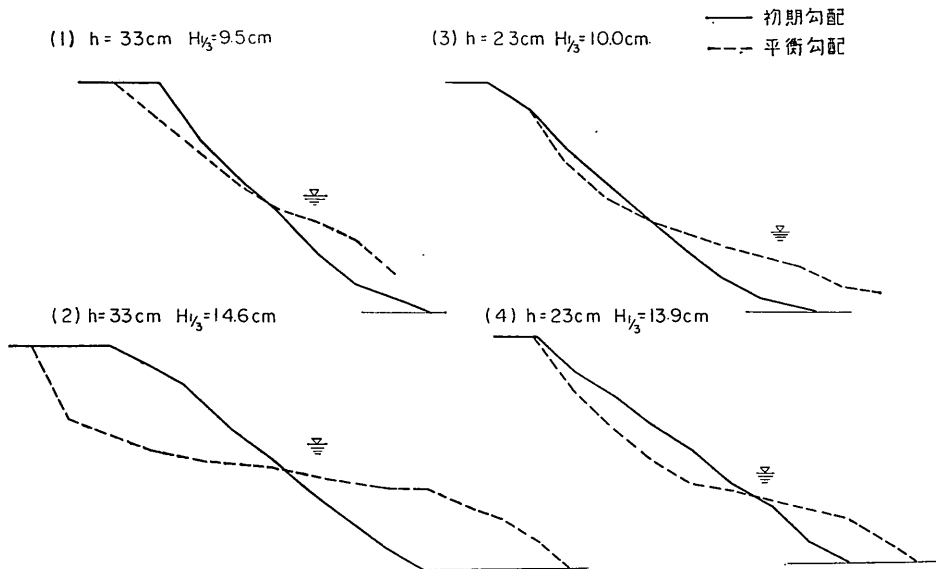


図-7.5 捨石安定斜面

表-7.3 捨石重量公式の係数値

$h$	$H^{1/3}$	$W$	$\cot\alpha$	$N$	$K_a$
33cm	9.5cm	40gr	2.20	0.0096	5.75
"	14.6	"	4.95	0.0105	9.26
23	10.0	"	2.75	0.0146	5.35
"	13.9	"	3.20	0.0072	12.3

Iribarren 公式:  $W = \frac{NS_r H^3}{(\gamma_r - 1)^3 (\cos\alpha - i \sin\alpha)^3}$

Hudson 公式:  $W = \frac{S_r H^3}{K_a (\gamma_r - 1)^2 \cot\alpha}$

(注) Iribarren は第21回国際航路会議((Stockholm, 1965)において再び新たな算定法を提示しており、また、不規則波との関係をやがて報告するとのことである。

さて、図-7.5 は不規則波を長時間あてた後の捨石の安定斜面である。平衡勾配とはいっても一義的に定め難いが、一応静水面付近での値をとることとする。公式としては Iribarren 公式と Hudson 公式との二つを用い、式中の  $H$  に実験波の  $H^{1/3}$  を代入して係数値を逆算すると表-7.3 のような結果となる。

捨石に対して Iribarren の提唱する  $N$  の値は 0.015、Hudson の  $K_a$  は約 4 であるから、実験結果から逆算した値と比較すると、公式中の  $H$  として  $H^{1/3}$  を用いることはいずれの場合も危険側ではない。したがって、この限りにおいて公式中に  $H^{1/3}$  を用いてよいといえる。ただ、実際の防波堤断面における天端高や天端幅、捨石

層の厚さなど各部の寸法のほか、斜め入射波の影響、想定を若干超える来襲波のもとでの被害状況などを考慮すると、最終的には単に現象的な斜面の安定性だけでなく、防波堤の保持すべき機能面とも併せて設計公式としての妥当な係数値を判断すべきであろう。

純然たる捨石堤は比較的小規模な防波堤に用いられる

場合が多いが、断面としては図-7.6のようなものが標準的な型である。以下には、写真-7.8~7.13と共にこれに規則波を作用させたときの状況を参考として掲げる。模型縮尺は $1/15$ で、波の周期は 8 sec, 防波堤の設置水深は 6mである

表-7.4 越波の状況

H	天端高	遡上高	伝達波高	写真番号
1.5m	+3.0m (2.0H)	+2.3m (1.5H)	0.2m (10%)	写真-7.8
2.0	" (1.5H)	3.0 (1.5H)	0.2 (10%)	" 7.9
2.4	" (1.3H)	3.5 (1.5H)	0.4 (15%)	" 7.1
3.0	" (1.0H)	3.9 (1.3H)	0.8 (25%)	" 7.11
3.8	" (0.8H)	4.1 (1.1H)	1.0 (25%)	" 7.12
4.4	" (0.7H)	4.4 (1.0H)	1.4 (30%)	" 7.13

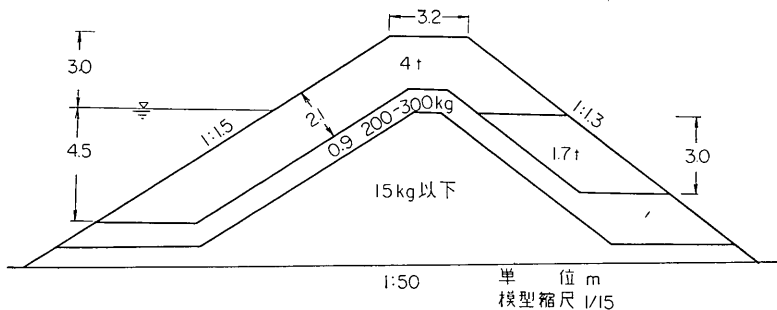


図-7.6 捨石堤断面

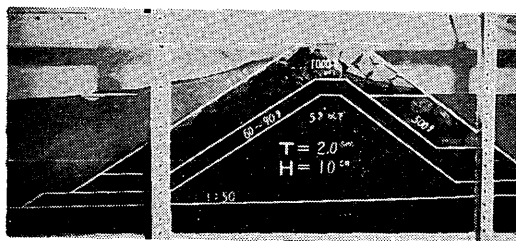


写真-7.8 H=1.5m  
模型縮尺 $1/15$

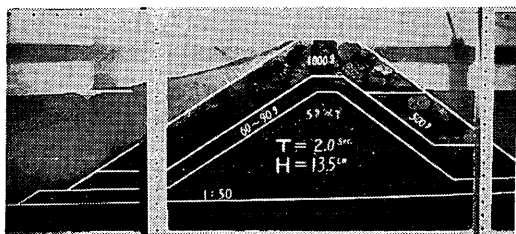


写真-7.9 H=2.0m  
模型縮尺 $1/15$

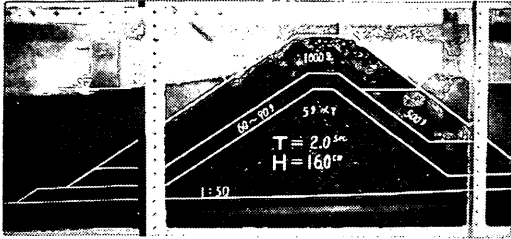


写真-7.10 H = 2.4 m  
模型縮尺 $1/15$

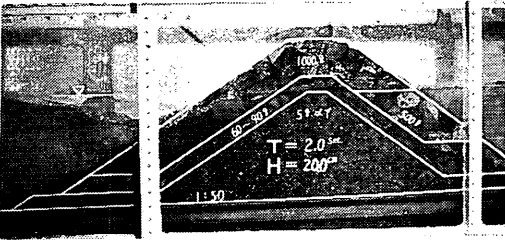


写真-7.11 H = 3.0 m  
模型縮尺 $1/15$

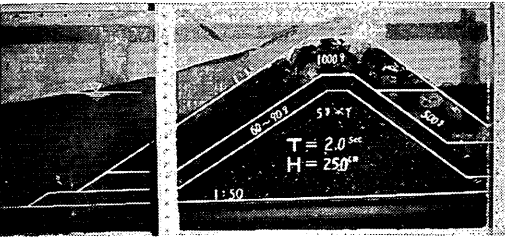


写真-7.12 H = 3.8 m  
模型縮尺 $1/15$

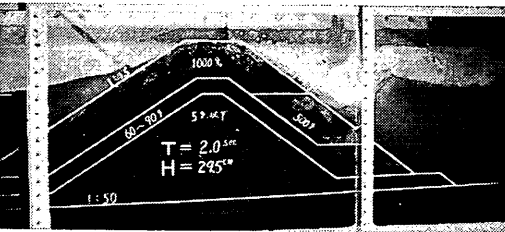


写真-7.13 H = 4.4 m  
模型縮尺 $1/15$

先ず、各波高のもとでの越波の状況を表-7.4に示す。捨石堤の天端高は、許容し得る越波の程度や施工の便から定まるが、通常は $(0.6 \sim 1.25)H$ 程度で、日本における実例では満潮面上 $1 \sim 2m$ 内外が普通とされている。捨石斜面上での遡上高に関するグラフ[7.15]を参照すると、今の場合、越波を許さない天端高として $1.0H$ で十分ということになるが、表-7.4の結果を見るとそれでは不十分で、 $1.5H$ 位にししないと越波を完全には防げない。天端高が $1.0H$ 以下のときには、越流に近い状態を示すことがあり、伝達波高もかなり大きい。なお、表中の遡上高のうち天端高を超えるものは、堤頂における波頂の高さを示す値であって、正しくは遡上高とよぶべきではない。また、遡上高が天端高より低くても伝達波

高があるのは、捨石間の空隙や水路側壁との間隙を通じて微少な擾乱が伝達されるためである。

捨石堤の天端幅は、堤体の安定や施工の便から定まり、通常は $(0.6 \sim 1.2)H$ 程度、あるいは最小限捨石3列分とされている。天端附近での所要堤体幅に関して、潮位上の部分に砕波の圧力を作用させて滑り出しの安定を計算する方法も提唱されているが[7.16]、実際にこのような滑りを生ずるのか、波圧をどうとるかは問題である。しかし、通常の場合は、以下の計算例が示すように、十分安定な結果が得られるから敢えて計算するまでもない。例えば、天端高および天端幅を $1.0H$ 、港外側および港内側の斜面勾配をそれぞれ $1:2$ 、 $1:1.5$ とすると、静水面での堤体幅は $4.5H$ であるから、

重量 :  $W = 1.0 \times \frac{H + 4.5H}{2} \times 1.0H = 2.75H^2$   
 摩擦抵抗 :  $F = 0.8 \times 2.75H^2 = 2.2H^2$   
 波力 :  $P = 1.5 \times 1.0 \times H \times H = 1.5H^2$   
 $\therefore FS = \frac{2.2H^2}{1.5H^2} = 1.5$

となる。今回の実験では、 $H = 3.6\text{m}$  のときこの安全率は 1.1 であり、静水面でも、またもっと上方の面でも滑り出しの徴候は認められなかった。波高に比して箇々の捨石重量が極端に小さく、かつ多量の越波を伴うようなときには、ほぼ静水面上の捨石が港内側へ押し流されて、結果的には上記の滑り出しに似た状況を呈することもあるが、様構としての滑り出しとはいえない。箇々の捨石の安定が先決である。箇別には散乱し難い程度の重量を用いて、天端幅を成るべく大きくする方が安定性にとっては有利であろう。捨石堤の天端幅を多少増しても、実質的には堤体材料のうち小重量のものが増えるだけで工費への影響は少ないが、安全度が増し施工が容易になるという意見もある〔7.17〕。

この実験例での 4t 被覆石は、扁平なものが僅かにひらひらする程度で、ほぼ完全に安定であった。しかし港内側斜面以下に使用した 1.7t 石は、越波に叩かれて水面付近から転落したものもあり、越波を許すとき、この部分だけわざわざ重量を減らすことは危険である。越波のほか、堤頭からの回折波や港内発生波（航跡波を含む）に対しても十分な安定性を必要とすることはいうまでもない。港外側斜面の被覆石は、静水面下 (1.0~1.5

$H$  附近まで下げるのが原則であり、それ以下や内側の層では、被覆石の重量の  $1/10 \sim 1/20$  のオーダーのものが用いられる。この実験においては、法先の小さな石の一部がやや不安定を示していた程度であった。このほか被覆層の厚さは平均径の 3 倍程度とすると、内部層厚は最小限 2 層としかつ 1.5~2m 以下にはしない方がよいとか、内部捨石の層別重量配分はあまり厳格なものにせず、各種の大きさを混合して空隙を最小にするのが安定上望ましいとか、堤頭部では幹部の 1.5 倍以上の被覆石を用いるべきであるとか、捨石堤乃至傾斜堤一般に関しては、古くからの経験に基づく詳細な基準が提示されている。もちろん平均的な目安ではあるが、規則波で実験してみた限り概ね妥当であり、多少の過不足が直ちに致命的な結末を招くこともなさそうである。

#### 7.4 テトラポッド堤の安定

異型ブロックの一種としてのテトラポッド式傾斜堤にも種々の型式がある。まず、図-7.7 のような断面から考えてみる。前節と同じく、模型縮尺は 1/15 である。こうした型式についての設計基準は、前節の捨石堤と大体同様である。異なる点は、斜面勾配を捨石堤よりやや急にできること、捨石よりも空隙率が大きいから波の遡上に対しては効果的に天端高を若干下げられること、テトラポッド被覆層を支持するための強固な根固め工を必要とすること、などであらう。テトラポッドの方が捨石よりも安定性がよいが、箇々の重量は、コンクリートの比重

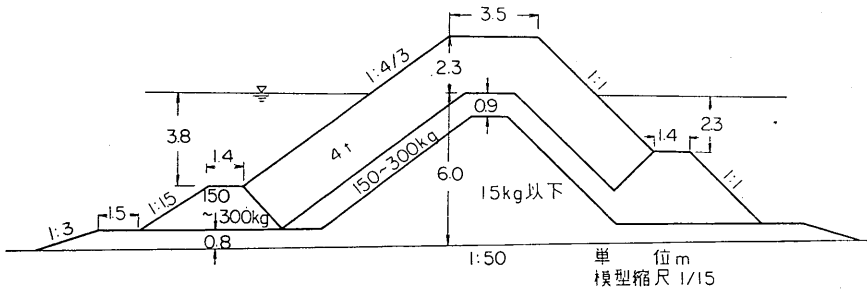


図-7.7 テトラポッド堤断面

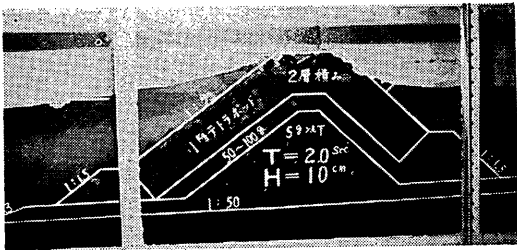
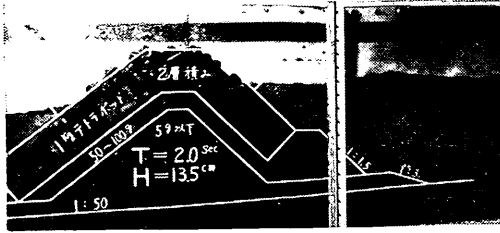
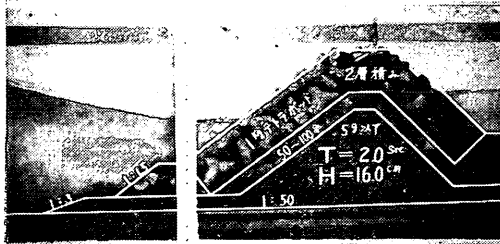


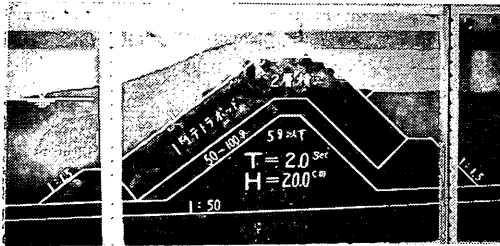
写真-7.14  $H = 1.5\text{m}$   
 模型縮尺 1/15



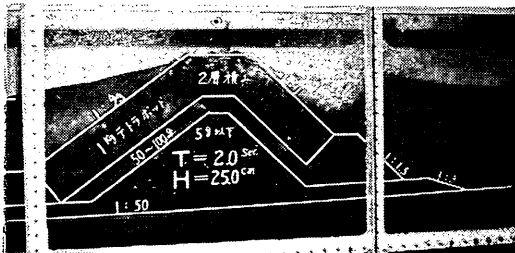
写 真—7.15 H=2.0m  
模型縮尺 $1/15$



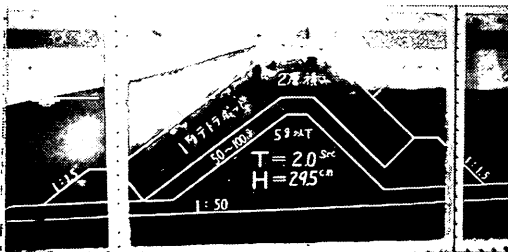
写 真—7.16 H=2.4m  
模型縮尺 $1/15$



写 真—7.17 H=3.0m  
模型縮尺 $1/15$



写 真—7.18 H=3.8m  
模型縮尺 $1/15$



写 真—7.19 H=4.4m  
模型縮尺 $1/15$

が石よりも小さいこと、斜面勾配を急にとることのために、実質的にはあまり変わらない。

写真—7.14～7.19は実験状況である。また、表—7.5は越波の状況を示すものである。捨石堤と比較すると、遊

上高は若干減少しているけれども、伝達波高が著しく増大している。これは、テトラポッド被覆層の高い空隙率のために、透過による伝達率が大きいからであって、特に波高が低くて越波の少ないときに、捨石堤との差が明ら



表-7.5 越波の状況

H	天端高	遡上高	伝達波高	写真番号
1.5m	+2.3m (1.5H)	+1.8m (1.2H)	0.6m (40%)	写真-7.14
2.0	" (1.2H)	2.7 (1.4H)	0.9 (50%)	" 7.15
2.4	" (1.0H)	2.9 (1.2H)	1.2 (50%)	" 7.16
3.0	" (0.8H)	3.0 (1.0H)	1.2 (40%)	" 7.17
3.8	" (0.6H)	3.2 (0.8H)	1.4 (40%)	" 7.18
4.4	" (0.5H)	3.3 (0.7H)	1.7 (40%)	" 7.19

かである。ということは、常時かなりの波が港内へ侵入するわけであるから、機能面で十分に考える必要がある。

この実験の場合、テトラポッドや捨石は、港外側根固め部分を除いて安定であった。根固め捨石は若干不安定で、法肩附近から転落するものも見られた。しかし、破壊が進行してテトラポッド層にまで及ぶほどではない。根固め工はテトラポッド被覆層を支持する最も重要な部分であるから、その安定性は十分高くなければならない。そのためには、その天端高を静水面下十分に深くし、石の重量を大きく、斜面勾配を緩やかとし、また法肩からの破壊がテトラポッド層にまで及ばないように天端幅を広くとる必要がある。前節の捨石堤断面では、下部の石は上方の被覆石によってむしろ保護されている形である

が、テトラポッド堤の根固め工にこうした突出部を設ける場合には、多少のことでは安定性はそれほど増さないであろうから、石の重量など上記の要素を思い切って大きくしなければ、完全な安定性は期待し難い。

テトラポッド堤のもう一つの典型的な断面は、図-7.8のような型式である。図-7.3, 7.4, に示した Genoa 港や、モロッコの Safi 港[7.18], スペインの Rota 港[7.19]などの防波堤がこれに属する。頂部工によって透過波は激減するので、越波を防げば機能的には十分改善されるが、新たに頂部工の安定性に関する問題がつけ加わる。しかし、透過波も全く消え失せるわけではなく、この断面の場合には頂部工の底面がちょうど静水面の高さと一致しているので、前面水位の上下に伴って捨石部間隙を通る水と空気が背後へ噴出する。

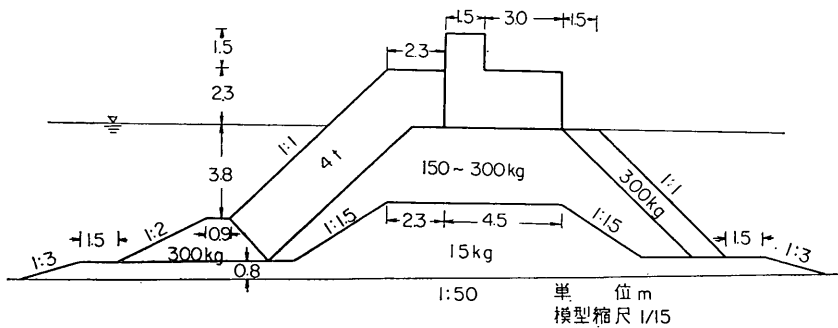


図-7.8 テトラポッド堤断面

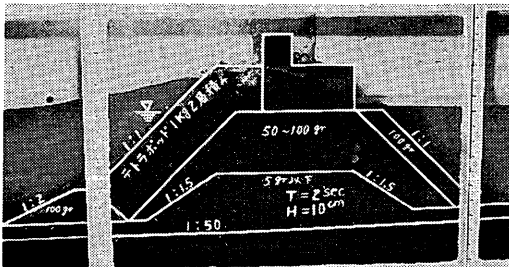


写真-7.20 H=1.5m  
模型縮尺1/15

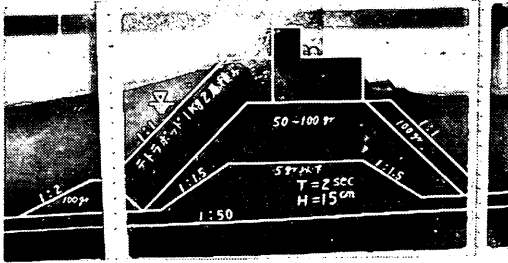


写真-7.21  $H = 2.3\text{m}$   
 模型縮尺 $1/15$

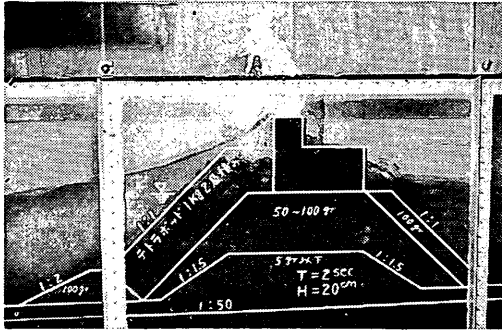


写真-7.22  $H = 3.0\text{m}$   
 横波縮尺 $1/15$

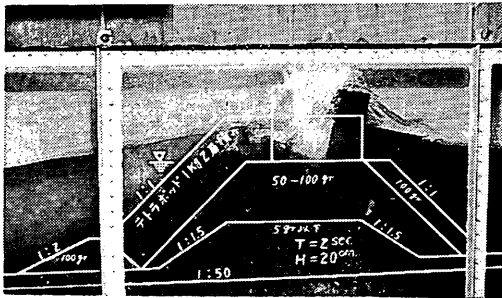


写真-7.23 同上

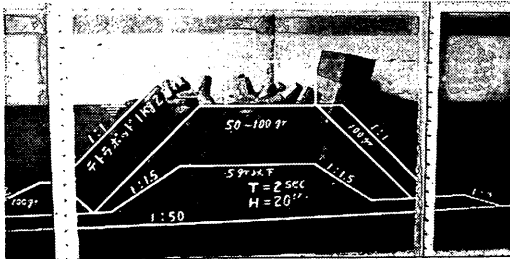


写真-7.24 同上

実験状況は写真-7.20~7.24に示されている。この頂部工の重量は約 $21\text{ t/m}$ である。 $H = 1.5\text{m}$  および $2.3\text{m}$ では滑動しないが、 $H = 3.0\text{m}$ ともなると、激しい跳波を伴う強力な波圧のもとでたちまち滑動し、マウンドを崩して後方へ転落してしまう。例によって図-4.4の波圧および揚圧力の分布を仮定して波圧強度を逆算すると、大略の値として $p/wH = 0.9 \sim 1.0$ が得られた。この実験の場合、テトラポッドや捨石は極めて僅かの動揺

を示すものがあつた程度に過ぎないから、壊滅的状况を呈した頂部工はあまりにもアンバランスな弱点といわざるを得ない。改善策としては、頂部工の重量を増加すること、テトラポッド被覆層の天端を高くして露出面積を減少すること、頂工部をマウンド内に埋め込むこと、などが考えられる。写真-7.25~7.26は、単に頂部工を下げて少し埋め込んだだけであるので、滑動の速度がやや鈍った程度で大勢に変化はなかつた。前記 Safi 港の防

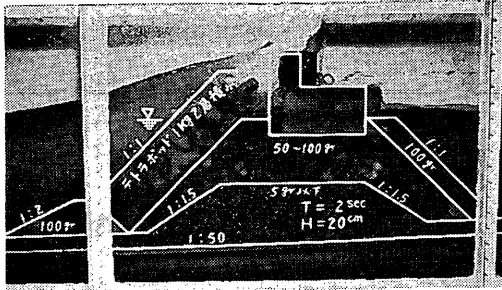


写真-7.25 H=3.0m

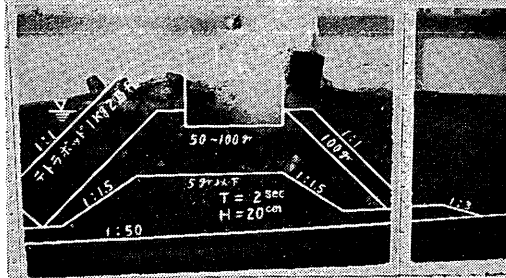


写真-7.26 同上

波堤の断面形のプロポーションは、ほぼ図-7.8と同じで、頂部工の重量は方塊と場所打ちとを合わせて約 190 t/mである。いまの実験では、頂部工の重量は 21t/mであるから、両者の幾何的寸法の比は  $\sqrt{190/21} \approx 3$  となり、実験結果から判断すると、 $H=8\sim 9$ mによって頂部工が滑動するものと考えられる。もちろん、 $p=1.0wH$ として限界波高を算出しても同程度となる。

Safi 港の防波堤は1955年に完成したもので、延長 200 m、水深-14mであり、来襲波高は7~9m、周期 8~16 secを想定して設計された。そして、1957年12月の3日間にわたる暴風時に、最大波高 9mが記録されたが全く安定であったということである。この最大波高なる言葉を、波群の中での  $H_{max}$  という意味に受け取るならば、頂部工に関する限りまさに安定限界すれすれにあったと推定せざるを得ない。

なお、被覆層には10m<sup>3</sup>テトラポッドを使用しており、テトラポッドに関する通常の重量算定式  $W=0.1H^3$  (t-m単位) からすれば、これはほぼ  $H=6$ mに相当する。しかも、Safi 港では斜面勾配1:1をとっており、これが上記の最大波高 9mに耐えたものとする、ブロックの安定性にはかなりの柔軟性のあることが想像できる。

頂部工自体の滑動抵抗がいかに大きくても、マウンドの支持力が不十分であれば容易に崩壊してしまうことは、既に第6章第1節で写真-6.15~6.17と共に示したとおりである。このときの一連の実験結果における頂部工の安定性を、上述の波圧  $p=1.0wH$  を用いて算定してみると表-7.6 のようになる。頂部工は滑動に対して十分な安全率を有するにも拘わらず、マウンドを構成する細かい石の層内での滑りのために崩壊している。また、たどえ細石層内の滑りが認められなくても、写真-6.17のよ

表-7.6 頂部工の安定性

H	W <sub>0</sub>	P	U	M	頂部工の安全率		マウンドの安全率	頂部工後反力	写真番号
					滑動	転倒			
1.5m	18 t/m	5.6 t/m	2.2 t/m	15t-m/m	1.6	1.8	0.6	18 t/m <sup>2</sup>	写真-7.27
2.0	"	7.7	3.1	19	1.1	1.4	0.5	28	" -7.28
"	21	"	"	"	1.4	1.7	0.5	24	" -7.29
2.4	"	9.0	3.6	24	1.2	1.3	0.5	38	" -7.30
"	30	"	"	"	1.8	1.9	0.6	29	" -6.15
"	"	"	"	"	1.8	1.9	0.6	"	" -6.16
3.0	"	11.3	4.5	30	1.4	1.5	0.6	41	" -6.17

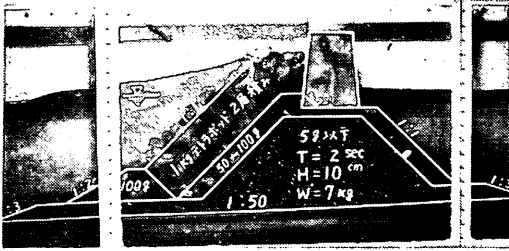


写真-7.27 H=1.5m  
頂部工=18 t/m  
模型縮尺 $1/15$

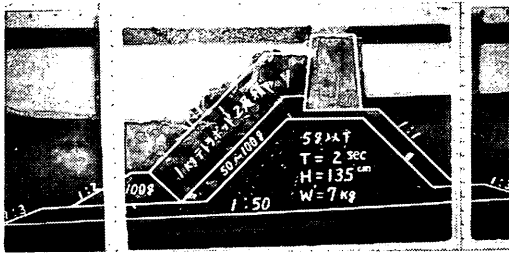


写真-7.28 H=2.0m  
頂部工=18 t/m  
模型縮尺 $1/15$

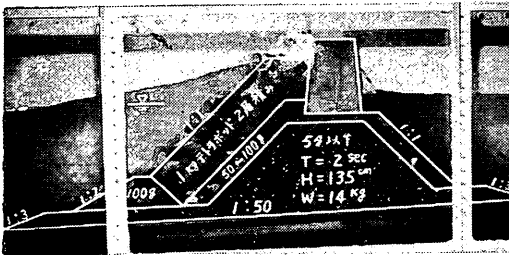


写真-7.29 H=2.0m  
頂部工=21 t/m  
模型縮尺 $1/15$

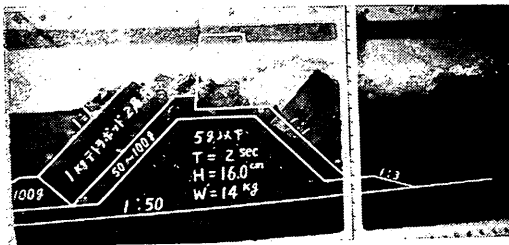


写真-7.30 H=2.4m  
頂部工=11 t/m  
模型縮尺 $1/15$

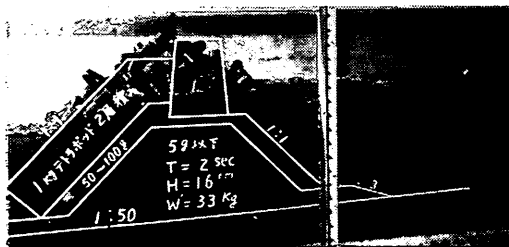


写真-7.31 H=2.4m  
模型縮尺 $1/15$

うに粗石層の厚さが不足していると、やはり崩壊は免れない。なお、表-7.6中のマウンドの安全率は、簡単に図-6.2のような滑り面を仮定し、内部摩擦係数を0.5として計算を試みた値である。また、写真-7.31はこうして頂部工が倒壊した後、テトラポッドを補充して半ば

復旧したものである。伝達波高は大きいけれども、頂部のテトラポッドは殆んど安定していた。機能と安定との両者を十分に満足させるためには、各部に相当の考慮を払う必要がある。

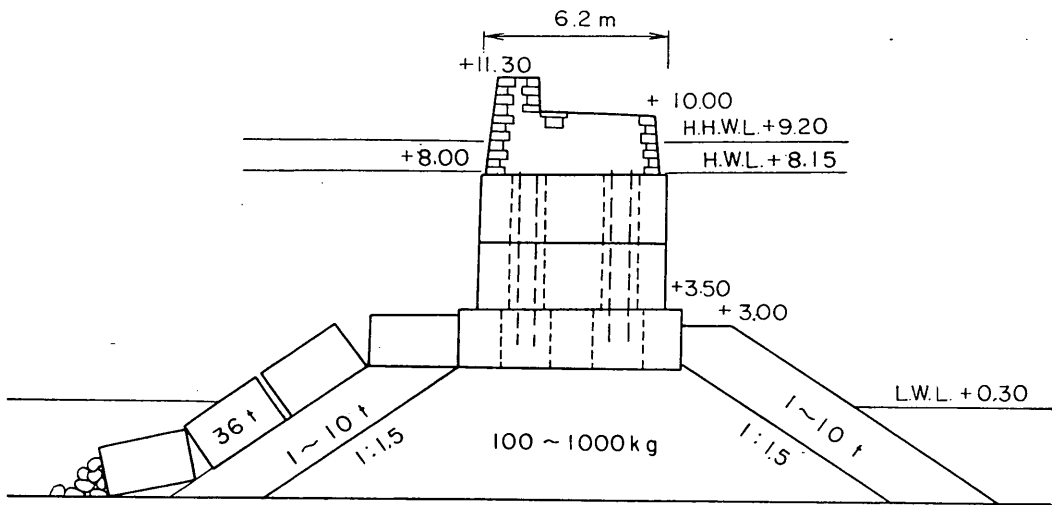


図-7.9 Le Havre 港南防波堤

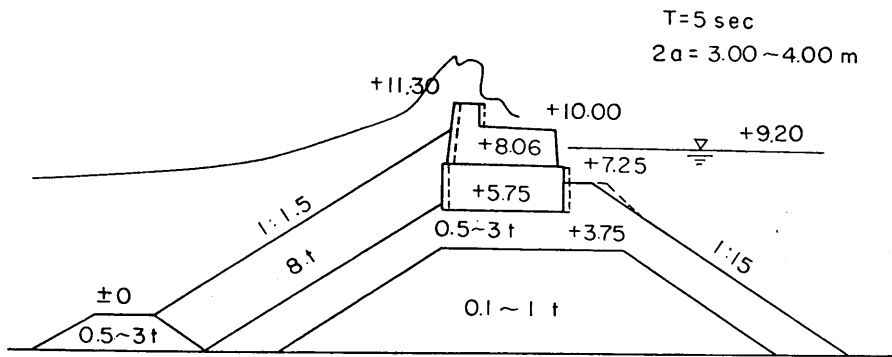


図-7.10 テトラポッド堤当初案

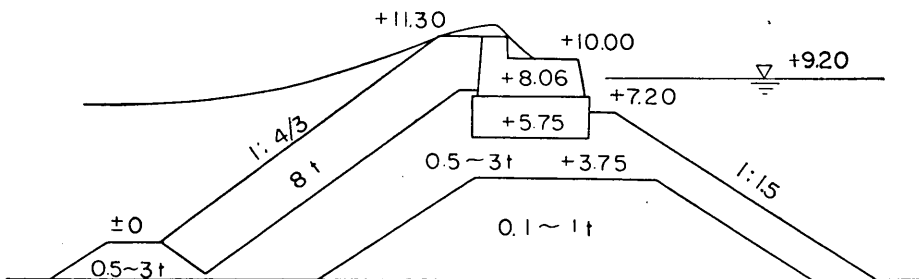


図-7.11 テトラポッド堤改良案

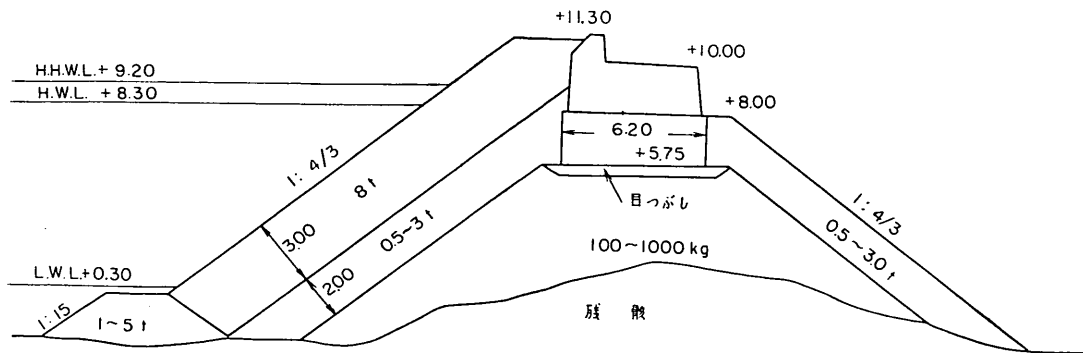


図-7.12 テトラポッド堤最終断面

テトラポッド堤の頂部工の滑動については、フランスの Le Havre 港防波堤に関する実験例もある[7. 20]。1933～1957年に建設されたこの防波堤の原断面は図-7. 9のとおりで、典型的な composite breakwater の一つである。第二次大戦中の機雷の爆発による延長 160m の破堤部から、セヌ河の流下土砂および波浪が港内に侵入するため、復旧工法としてテトラポッド堤が採り上げられ、Sogréah で模型実験を行なった。対象とした波高は最大 5m、周期は 5～7sec である。最初に図-7. 10の断面で実験したところ、被覆が不十分であったために、 $H=3\sim 4\text{m}$  で図中の点線のような頂部工の移動を

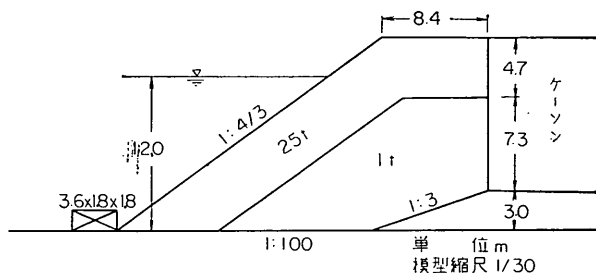


図-7.13 テトラポッド被覆堤断面

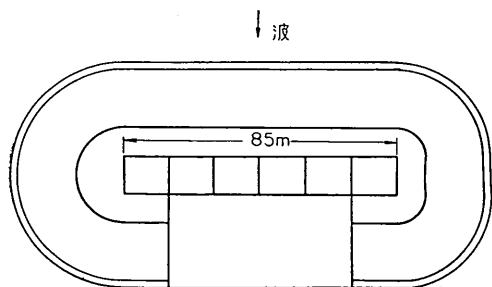


図-7.14 同上平面図

生じた。波圧を計算してみると、前記の  $p=1.0wH$  と大体一致している。改良断面は図-7. 11のとおりで、 $H=5\sim 6\text{m}$  でも僅小な被害に止まった。実際に施工されたのは図-7. 12の断面で、1963年末に完成した。なお、既設部との接続点では 12.5t テトラポッドを使用し、35～75t の方塊で支持している。

以上はすべて規則波を用いた実験である。次に、図-7. 13の断面に対して不規則波を作用させた実験について述べる。この模型防波堤は、図-7. 14および写真-7. 32

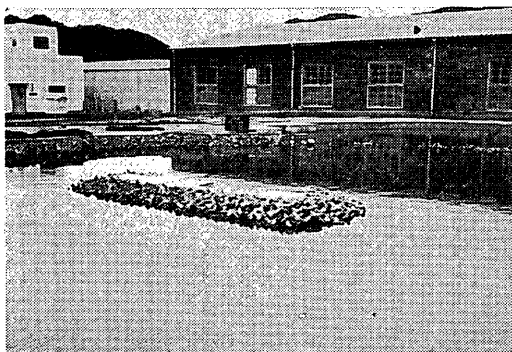
のようにケーソン延長85mに相当する島堤状につくってある。模型波は、第3章に述べた第二の方法に従って現地波へ対応せしめる。波の平均周期は 12sec、作用させた波数は 1000 波以上である。

写真-7. 33～7. 37は、今回の実験で作用せしめた最大の波のもとでの状況である。 $H^{1/3}=5.4\sim 7.4\text{m}$  となっているのは、模型水槽内での波の大きさが、峯方向に若干異なるためで、いまの場合は図-7. 14の左側の方が波高が大きい。25t テトラポッドは殆んど安定で、堤頭部の後方の部分、すなわち、写真-7. 36においてはげしく砕波している箇所での水面附近のものが若干散乱した程度に過ぎなかった。そこで、被覆層の一部を 12.5t テトラポッドに置き換えてみたところ、写真-7. 38～7. 40の示すように、波高がやや小さい ( $H^{1/3}=4.9\sim 6.9\text{m}$ ) のに、水面附近のものが崩れ落ちたり、頂部に移動を生じたりした。これらの実験結果からすれば、 $H^{1/3}=7\text{m}$  内外に対して、幹部における 25t テトラポッドは安定であるが、堤頭部における 25t および幹部における 12.5t では不足していることになる。

ここで一つの問題点は、第2章の第二の解釈法を用い

るときは、模型不規則波において  $H_{max}=1.5H^{1/3}$  程度であるから、最大波高として必ずしも十分とはいえない恐れのあることである。しかし、既に第6章で混成堤マウンドの被覆ブロックの安定性に関する実験の際に触れたように、また、本章の初めの部分で述べたとおり、ブロックの安定性は混成堤直立部におけるほどには微妙な

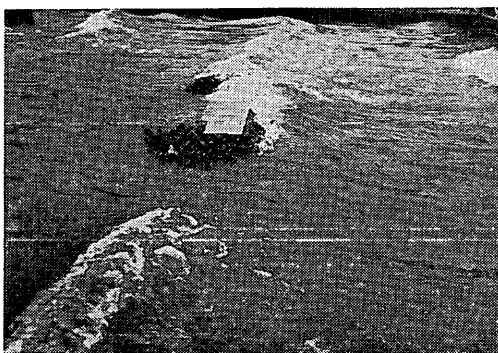
ものでなく、かなりの柔軟性をもっていること、また、今回の実験の場合は写真-7.33にも見られるように、模型不規則波が堤体に達する前に既に砕け始める最大級の波を含んでいることの2点を考えれば、たとえ模型波の不規則性が現地波と異なっても、結果に大きな相違はないものとしてよいであろう。



写 真-7.32 模型防波堤



写 真-7.33  $H^{1/3}=5.4\sim 7.4\text{m}$   
25 t テトラポッド  
模型縮尺 $1/30$



写 真-7.34 同 上



写 真-7.35 同 上



写真-7.36 同上

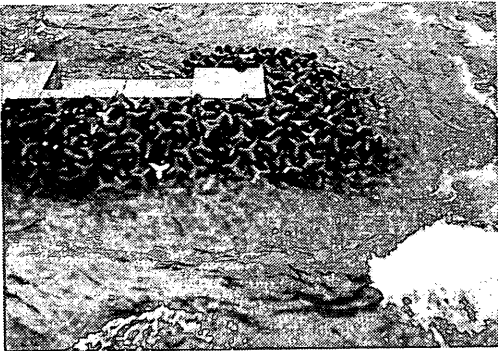


写真-7.37 同上

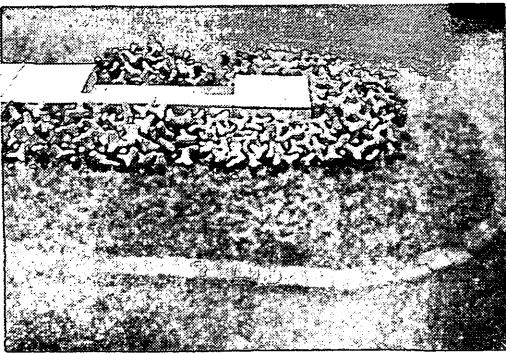


写真-7.38 1部12.5t テトラポッドに置き換え

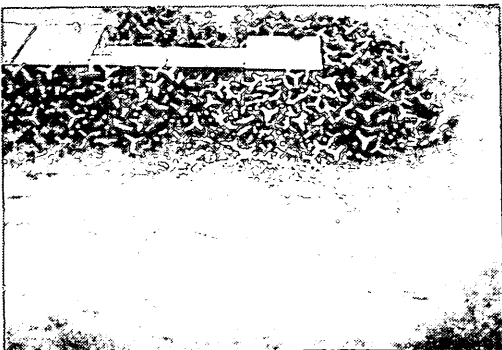


写真-7.39 H=4.9~6.9m  
模型縮尺 $1/30$



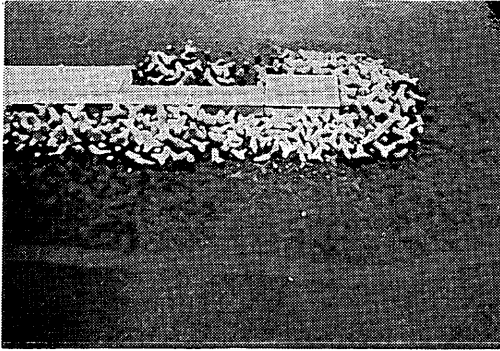


写真-7.40 同上

さて、25 t テトラポッドは大体波高 6m 級に、12.5 t テトラポッドは 5m 級に相当するから、上記の実験結果から、 $H$  として  $H^{1/10}$  か  $H^{1/3}$  かの二者択一にしばって考えれば、 $H^{1/3}$  を用いてもよいとの解答が得られる。

表-7.7 は各地におけるテトラポッド堤の実績調査である（港研設計基準課が各調査設計事務所より提供を受けたもの）。この資料から直ちに決定的な解答を得ることは、関連する要因、すなわち、防波堤の断面形状（天端高、法勾配、頂部工、根固め工、第 2 層の状況）、海底勾配、来襲波の方向、継続時間、観測の精度、安定性の判定基準などがあまりにも複雑で不可能に近い。そこで、大胆な基準を設定し、それと比較して第一段階の判定を試みることにする。その基準としては、前述の実験結果を参照して、公式中の  $H$  に  $H^{1/3}$  を用いることにする

が、それが水深で規制される限界碎波高  $H_b$  を超える場合は  $H_b$  によって置き換えることにする。

表-7.8 は、このような基準から算定した重量と実際の重量とを比較したものである。限界碎波高  $H_b$  は、設置水深に潮位を加えたものの 0.9 倍で、この潮位は簡単に日本海岸で 0.5m、太平洋岸で 1.4m、大阪湾では 6420 台風の実測潮位を用いた。また、所要重量は、標準法勾配 1 : 1.3 に対しては  $W = 0.11H^3$  (t - m 単位) とし、法勾配の異なるものは  $\cot\alpha$  によって補正する。

この表によると、先ず算定重量と同程度のものを実際に使用して安定を保っているものは、酒田港、新潟東港、伏木富山港の例であって、何れも  $H$  として  $H_b$  を用いたか、または  $H^{1/3}$  を用いたにしても  $H_b$  に非常に近い（酒田港の場合）。したがって、水深が比較的小さいとき

表-7.7 テトラポッド堤の実績

港名	施設名	$H^{1/3}$ 観測値	観測水深	重量	法勾配	設置水深	備考
秋田	北防波堤基部	9.05m	-16m	10 t	1 : 1.3	-2.6m	
酒田	南防波堤補強部	3.98	-9	8	1 : 1.3	-4.0	
新潟西	西突堤	6.46	-12	8	1 : 1.3	-10	堤頭部 12.5 t
"	西防波堤	"	"	12.5	1 : 1.3	-10	" 20 t
新潟東	波除堤	5.75	-10	4	1 : 1.3	-2.8	
伏木富山	波除堤(富山港内)	4.31	-12	2	1 : 1.3	-2.5	
輪島	防砂堤	2.90	-14.8	4	1 : 1.3	-4~-5	
金沢	横波除堤	3.48	-6	8	1 : 1.3	-4	
小名浜	防波堤 B 区	5.74	-10	8	1 : 1.25	-9.1	
"	" C 区	"	"	8	1 : 1.5	-10.1	
名洗	防波堤	7.68	-7.5	12.5	1 : 1.5	-8~-9	
鹿島	船溜東防波堤	4.96	-14	8	1 : 1.3	-4	
"	南防波堤	"	"	12.5	1 : 1.3	-5.5	
神戸	第 1 防波堤(幹部)			4	1 : 1.3	-14	推算波高 $H^{1/3} = 3.8$ m で被災
"	" (堤頭部)			8	1 : 1	"	同上
尼崎	西防波堤	3.3	-8	4	1 : 1.3	-5	被災

表—7.8 暫定基準と実績との比較

港名	施設名	$H^{1/3}$	設置水深+潮位	$H_0$	$W$	実際重量
秋田	北防基部	9.1m	2.6m+0.5m	2.8m	2.4t	10t
酒田	南防補強部	4.0	4.0+0.5	4.1	7.1	8
新潟西	西防突堤	6.5	10+0.5	9.5	30	8
〃	西防波堤	〃	10+0.5	〃	〃	12.5
新潟東	波除堤	5.8	2.8+0.5	3.0	3.0	4
伏木富山	波除堤	4.3	2.5+0.5	2.7	2.2	2
輪島	防砂堤	2.9	4.5+0.5	4.5	2.7	4
金沢	横波除堤	3.5	4.0+0.5	4.1	4.7	8
小名浜	防波堤 B区	5.7	9.1+1.4	9.5	22	8
〃	〃 C区	〃	10.1+1.4	10.4	18	〃
名洗	防波堤	7.7	8.5+1.4	8.9	44	12.5
鹿島	船溜東防波堤	5.0	4.0+1.4	4.9	13	8
〃	南防波堤	〃	5.5+1.4	6.2	〃	12.5
神戸	第1防波堤(幹部)	3.8	14+3.4	15.7	6.1	4
〃	〃(堤頭部)	〃	14+3.4	〃	8.1	8
尼崎	西防波堤	3.3	5.0+3.8	7.9	4.0	4

に限界砕波高を以て算定する方法は一応妥当である。

算定重量以上のものを実際に使用して安定しているのは、秋田港、輪島港、金沢港であって、これらからは、算定法の安全性を確認することはできない。

逆に、算定重量以下のものが実際に安定している例としては、新潟西港、小名浜港、鹿島港、名洗港が挙げられる。このうち、名洗港の  $H^{1/3}$  が、観測水深 -7.5m で 7.7m となっているのは納得し難いので別としても、算定重量よりはるかに小さいものが安定している事実からすれば、 $H$  として  $H^{1/3}$  を用いてもなお十分な場合があることが判る。

一方、神戸、尼崎両港の場合は、 $H^{1/3}$  を用いた算定重量と同程度もしくはやや下廻るものが被害を生じている。神戸港の第1防波堤幹部の4tテトラポットの被災の大部分は施工途中の先端において生じ、また8tテトラポッドは堤頭部であつたため被害を受けた。尼崎港では、頂部工ならびに天端部分のテトラポッドが未施工であったため、越波によって斜面部のテトラポッドが散乱したものである〔7.21〕。したがって、これらは被災事例としてやや特殊なケースに属する。堤頭部のテトラポッドの災害に関しては、かつて新潟港西防波堤における例がある〔7.22〕〔7.23〕。このときのテトラポッドは上部12.5t、下部8tで、昭和34～35年の冬季風浪（最大は  $H^{1/3}=3.5\text{m}$ ）で散乱したが、主たる原因は、根固め捨石が海底へ沈下したためのテトラポッドのゆるみにあるといわれて

いる。 $H^{1/3}=3.5\text{m}$  に対する所要重量は5t程度、堤頭部の割増を考慮しても12.5tで十分のように思えるが、条件の如何によっては甚だ危険な場合のあることが判る。

以上の実績から、公式中の波高  $H$  を  $H^{1/10}$  か  $H^{1/3}$  かの二者択一にしぼって考える限り、 $H^{1/3}$  を用いて十分であるといえる。簡々の条件に応じてこれを更にもどの程度減少させることができるか、あるいは逆に増加しなければならないこともあるであろうが、こうした点については今後不規則波を用いた模型実験例および現地の実績を積み重ねて行くこととしたい。

## 第8章 波力を受ける構造物の動的解析

### 8.1 構造物の動的挙動

波の作用は動力学的なものであるから、それを受ける構造物の挙動もまた多かれ少なかれ動的である。静力学的な取り扱いによって十分な近似の得られる場合も多いけれども、本質を理解するにはやはり動的な解析を必要とする。また、既にしばしば述べたとおり、構造物の安定性を明確にするためには、不安定領域におけるその挙動を把握することが不可欠であり、更には、多少の変位を許して経済的な設計を行なうためにも、動的解析を無視することはできない。

第4章における堤体の滑動状況や、第5章における堤体の回転運動などは、動的挙動の例である。類似の運動は、棧橋の渡版が下から波の揚圧力を受ける場合などにも見られる。図-8.1に示すように、重量  $W$  の渡版が一定の揚圧力  $U$  を  $\tau_1$  時間だけ受けるものとする、そ

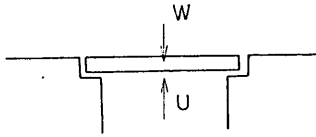


図-8.1 棧橋渡版

の上昇距離  $y$  は次式で表される。

$$y = \frac{g}{2W} \frac{U}{W} (U - W) \tau_1^2 \dots \dots \dots (8.1)$$

この式も、滑動距離に対する (4.6) 式、回転角に対する (5.6) 式と全く同形である。物体が波力を受けて動くか動かないかだけを知るのが目的であれば、波力と抵抗力との大小を単に比較して判定すればよいが、動くことがそのまま破壊に等しいとは限らない。例えば、転倒モーメントを受ける堤体の前趾の浮き上がり、直ちに転倒を意味するものでないとは既に述べたとおりである。棧橋渡版の場合も同様で、動いたからといって直ぐさま落下してしまうわけではない。たとえ外力が抵抗力を超えても、その作用時間が短かければ、実際の変位が極めて小さいこともあり得る。このことは、外力が碎波圧のような衝撃性を帯びているとき、特に留意すべき事項である。

以上の例は、構造物の一部、すなわち堤体や渡版の剛体としての運動を対象としたものである。構造物が梁や版などの部材から成るときには、波力の作用のもとで生ずる弾性振動を考える必要がある。この場合の主要な問題は、第一に周期的外力に対する構造物の共振である。波力は波の周期を以て繰返し作用するから、構造物の固有周期がそれに近い場合には共振の状態に達する。第二は衝撃的外力に対する構造物の応答である。碎波圧のような衝撃性の強い外力に対する構造物の応答は、同じ大きさの静的外力に対するものと全く異なる場合がある。いずれの問題においても、外力の時間的変化と構造物の振動特性とが重要な因子である。

弾性振動は、梁や版などの部材、あるいはそれらを組み合わせた構造様式に限られたものではない。混成防波堤のような重力式構造物においても、マウンドや基礎地盤を一種のばねとして、それに支持された堤体と共に一つの振動系が形成される。

また、鋼材や鉄筋コンクリートなどでは、変形が弾性領域にとどまらず塑性領域にまで及ぶ場合、当然弾塑性

振動をも考慮に入れなければならない。

こうした動的解析は、防波構造物については未だあまりなされていない。本章で述べる事柄も殆んどが基本的計算であって、実証の根拠は極めて乏しい。また、衝撃的外力を受ける点で防波構造物と共通点を有するところの、耐爆構造物の方面で採られている考え方を単に紹介したにとどまる部分もある。このような意味で、本章はいわば序説であって今後の発展を必要とし、一部については実験的研究も計画中である。ただ、事象の本質を把握するための動的解析は必要であるとしても、それを構造物の設計にどのように織り込んで行くかには問題がある。設計が単なる計算の遊戯に終わらないよう、また、計算にのらない点への洞察を忘れないように留意すべきである。

## 8.2 弾性部材の固有周期

弾性梁の曲げ振動の基本固有周期は次式のとおりでである [8.1]。

$$T_0 = \frac{2\pi l^2}{(kl)^2} \sqrt{\frac{\gamma A}{gEI}} \dots \dots \dots (8.2)$$

- $kl = 1.875$  (一端固定一端自由)
- $\pi$  (両端単純支持)
- 3.927 (一端固定一端単純支持)
- 4.730 (両端固定)

梁の支持条件による固有周期の比率は、単純梁を1とすれば、片持梁は2.8、一端固定一端単純支持梁は0.64、固定梁は0.44である。

例として、海中に立てられた鋼管(外径  $D=1\text{m}$ 、肉厚  $t=2.5\text{cm}$ 、海底上の長さ20m)を、海底で固定された片持梁と考へて固有周期を計算すると、(8.2)式より  $T_0=0.40\text{sec}$  なる値が得られる。

これは水の存在を無視した空中における値であって、水中では管の内部の水の質量と、管が周囲の水に相対的な加速度運動をすることによる附加質量とを加えて補正する必要がある。すなわち、もし鋼管が全部水中に没しているものとすれば、(8.2)式中の

$$\gamma A \left( = \gamma \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4} \right)$$

の代りに、

$$\gamma \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) + \gamma_0 \frac{\pi}{4} d^2 + \gamma_0 \frac{\pi}{4} D^2 \dots \dots \dots (8.3)$$

と置けばよい。 $\gamma_0$  は水の単位重量である。したがって、水中における固有周期と空中のそれとの比は

$$\sqrt{1 + \frac{\gamma_0}{\gamma} \frac{D^2 + d^2}{D^2 - d^2}} = \sqrt{1 + \frac{\gamma_0}{\gamma} \frac{D}{t}} \dots \dots \dots (8.4)$$

となる。上の計算例の場合にはこの比は 1.9、すなわ

ち、水中では  $T_0=0.76\text{sec}$  である。

また、海底における支承条件が完全固定でないときは、根入れ部分の変位を考慮すると固有周期は更に長くなる。これは、Rayleighの方法を用い、以下のような計算によって評価することができる。

先ず、海底に深い根入れを有する鉛直な杭の上端に  $P$  なる水平力が静的に作用しているときを考えると、海底面以上の部分の撓みは

$$y_1 = \frac{Pl^3}{6EI} \left\{ \frac{3(1+\beta l)}{\beta^3 l^3} + \frac{3(1+2\beta l)}{\beta^2 l^2} \frac{x}{l} + 3\left(\frac{x}{l}\right)^2 - \left(\frac{x}{l}\right)^3 \right\} \dots\dots\dots (8.5)$$

であり、海底面以下においては

$$y_2 = \frac{P}{2EI} \frac{1}{\beta^3} e^{\beta x} \{ \beta l \sin \beta x + (1+\beta l) \cos \beta x \} \dots (8.6)$$

で表わされる。ただし、 $l$  は海底面上の杭の長さ、 $x$  は海底面より上方にとり、かつ

$$\beta^4 = \frac{E_s}{4EI} \dots\dots\dots (8.7)$$

である ( $E_s$  は地盤の弾性係数)。杭の自由振動の振幅をこの撓みに等しいと考えれば、

$$\text{運動エネルギー} = \frac{wA}{2g} \sigma^2 \left( \int_0^l y_1^2 dx + \int_{-\infty}^0 y_2^2 dx \right) \dots\dots (8.8)$$

であり、積分を遂行すると

$$\int_0^l y_1^2 dx = \left( \frac{Pl^3}{6EI} \right)^2 l \left\{ \frac{9(1+\beta l)^2}{\beta^6 l^6} + \frac{9(1+\beta l)(1+2\beta l)}{\beta^5 l^5} + \frac{3(1+2\beta l)^2}{\beta^4 l^4} + \frac{9}{2} \frac{1+\beta l}{\beta^3 l^3} - \frac{33}{10} \frac{1+2\beta l}{\beta^2 l^2} + \frac{33}{35} \right\} \dots\dots\dots (8.9)$$

$$\int_{-\infty}^0 y_2^2 dx = \left( \frac{Pl^3}{2EI} \right)^2 l \frac{3+4\beta l+2\beta^2 l^2}{8\beta^7 l^7} \dots\dots\dots (8.10)$$

となる。ここに、 $\sigma=2\pi/T_0$  である。

一方、

$$\text{位置エネルギー} = \frac{P\delta}{2} \dots\dots\dots (8.11)$$

$$\delta = (y_1)_{x=l} = \frac{Pl^3}{6EI} \frac{1}{\beta^3 l^3} \{ 3(1+\beta l) + 3\beta l(1+2\beta l) + 2\beta^3 l^3 \} \dots\dots\dots (8.12)$$

であるから、運動エネルギーと位置エネルギーとの両者を等しいと置くことによって、固有周期  $T_0$  が算出される。

上記の計算例において、 $E_s = kD$ 、 $k = 3\text{kg/cm}^2/\text{cm}$  ( $k$  は地盤の横方向反力係数) とすると、 $E = 2.1 \times 10^8 \text{kg/cm}^2$ 、 $I = 9.1 \times 10^8 \text{cm}^4$ 、 $l = 20\text{m}$  に対して  $\beta = 2.5 \times 10^{-3} \text{cm}^{-1}$  となり、地中部の運動エネルギーは地上部のそれに比較して無視してよく (その比は  $3 \times 10^{-4}$  程度)、また、地

上部の運動エネルギーは、海底面固定の場合の3.6倍に増加する。位置エネルギーの方は、同じく1.7倍になる。したがって、固有周期は  $\sqrt{3.6/1.7} = 1.4$  倍に増大して約1.1secとなる。

### 8.3 周期的波力による共振

前節で計算例に用いた鋼管の固有周期は約1secであるから、数秒から十数秒の範囲にある通常の波の周期よりもかなり短かく、このままでは共振を生じない。しかし、波は完全な正弦波ではなく高調波成分を含んでいるので、場合によっては構造物の固有周期が第何次かの倍周期と一致して共振を生ずることもある。以下に述べる実験結果は、実験室における測定系がこのような共振の状況をもたらした例の一つである。

海中に置かれたタンクに作用する波力を模型実験で求めた際、タンクを波力測定桿 [8.2] に取り付けて測定したところ、図-8.2のような記録の得られたことがあ

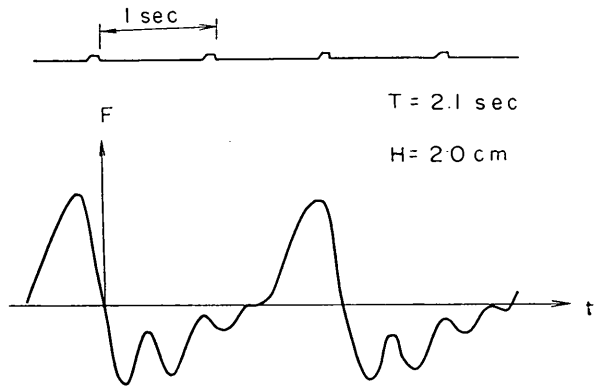


図-8.2 高調波成分による共振

る。基本波の4~5倍の振動数をもつ成分が明らかに認められる。波の周期は2.1secであるから、この成分波の周期は0.4~0.5secであり、また、測定系の固有周期は0.427secであったので、高調波成分によって共振を生じたことが明瞭である。

固有円振動数  $n (=2\pi/T_0)$ 、対数減衰率  $\varepsilon$  なる振動系に、円振動数  $p$  の正弦的外力が作用するときには、それが静的に作用する場合よりも次式に示す倍率だけ大きい変位をもたらす。

$$K = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{p^2}{n^2}\right)^2 + \left(\frac{2\varepsilon p}{n^2}\right)^2}} \dots\dots\dots (8.13)$$

さて、水中に置かれたタンクに作用する波力は、水粒子の加速度とタンクの容積とに比例する質量力が支配的

である。波の高調波成分をも考慮するとき、この質量力は次のように表わされる。

$$F = \sum_i F_i = \sum_i \frac{w_0}{g} C_M V \left( \frac{\partial u}{\partial t} \right)_i \dots\dots\dots (8.14)$$

そして、このような波力を上記の振動特性を有する測定系で測ると、各成分はそれぞれの倍率  $K_i$  で増幅されて、あたかも  $\sum F_i K_i$  の力が作用したかのような記録を生ずる。図-8.2 の例において、表面波形を調和分解して求めた高調波成分から、それぞれの質量力および記録に現われた見かけの質量力を算出すると、表-8.1 に示す値が得られる。表中、 $A_i$  は表面波形を、 $f_i$  は記録波力をそれぞれ調和分解して求めた高調波成分である。この実験の場合、(8.13)式中の  $n = 14.7 \text{sec}^{-1}$ 、 $\epsilon = 0.316 \text{sec}^{-1}$ 、(8.14)式中の  $C_M = 2.0$ 、 $V = 15900 \text{cm}^3$  である。この計算結果によると、5倍周波数成分の倍率は実に約18にも達し、そのため本来は微小な波力成分が記録には顕著に現われたのである。

表-8.1 波力の高調波成分

$i$	$T_i$	$A_i$	$\frac{\partial u}{\partial t}_i$	$F_i$	$K_i$	$F_i K_i$	$f_i$
	sec	cm	cm/sec <sup>2</sup>	kg		kg	kg
1	2.10	7.10	75.5	3.09	1.04	3.21	3.71
2	1.05	3.83	73.0	2.36	1.20	2.84	2.33
3	0.70	1.75	24.7	0.800	1.60	1.27	1.24
4	0.53	0.49	3.84	0.124	2.95	0.37	1.05
5	0.42	0.26	0.90	0.029	17.6	0.51	0.86

以上は、構造物が周期的波力によって共振的な状態を生じた一例である。もちろん、実際のタンクがこうした振動系を形成しているわけではなく、この例の場合には、単に実験室の測定装置が不適切であったに過ぎない。この実験のときにも、別の波力測定桿を用い、系の固有周期を 0.16sec に下げて正しい測定結果を得ている。しかし、実際の構造物といえども、その型式や寸法の如何によってはこれに似た事態を招かないとも限らない。構造物の設計や模型実験に際して注意すべき事項の一つである。

### 8.4 衝撃的波力に対する応答

砕波の圧力のような衝撃的な外力が振動系に作用したときの応答は、それと同じ大きさの静的な力によるものとは異なるのが普通である。すなわち、振動系の固有周期  $T_0$  が衝撃圧の継続時間  $\tau$  よりも十分に短かければ、衝撃荷重によって生ずる変形は静荷重によるものと同程度乃至 2 倍である。これに反して、 $T_0$  が  $\tau$  よりかなり長いときには、外力の急激な変化に追従できないので変形は小さい。このような動的効果は、次式で定義される衝撃応答係数  $\varphi$  によって表わされる。

$$\varphi = \frac{\text{衝撃荷重による変形}}{\text{同じ大きさの静荷重による変形}} \dots\dots\dots (8.15)$$

この  $\varphi$  の値は、図-8.3 に示すように  $\tau/T_0$  の関数であり、また衝撃圧の波形によっても異なる。これらは、

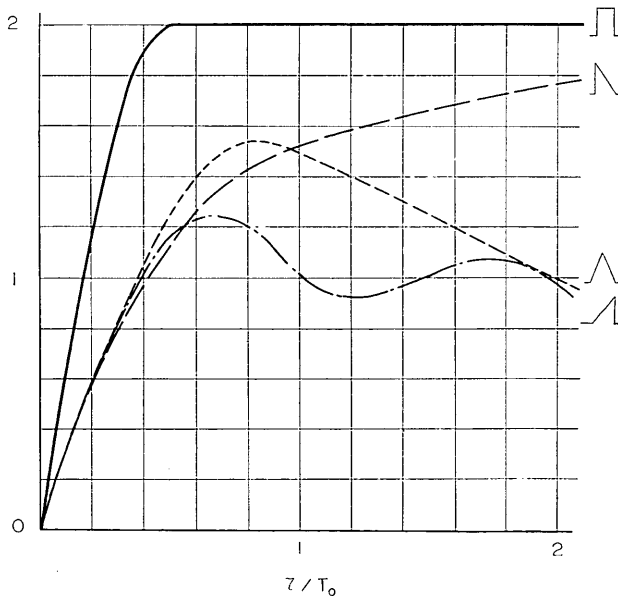


図-8.3 衝撃応答係数

衝撃に関する教科書などに記載されており [8. 3], [8. 4], 図—8. 3 の 1 部はそれから引用したものである。また, 他の形の爆圧曲線に対する応答係数も計算されている [8. 5]。衝撃応答係数の計算は, 波形が複雑であれば理論も複雑となるが, 簡単な波形, 例えば短形パルスの場合は比較的容易である。この衝撃応答は, 以下の議論にとって基本となる事項であるから, ここで理論的な誘導を示しておくことにする。

ばね常数  $k$  のばねに支えられた重量  $W$  の物体に, 大きさ  $P$ , 作用時間  $\tau$  なる短形パルス衝撃力が作用するものとする, 運動方程式は次のとおりである。

$$\left. \begin{aligned} \frac{W}{G}\ddot{x} + kx &= P, & 0 \leq t < \tau \\ &= 0, & \tau \leq t \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8. 16)$$

これを, 初期条件

$$t = 0 \text{ で } x = \dot{x} = 0 \dots\dots\dots (8. 17)$$

のもとで解くため, ラプラス変換を施すと

$$\left( \frac{W}{g}s^2 + k \right) x(s) = \frac{P}{s} (1 - e^{-\tau s})$$

$$\therefore x(s) = \frac{g}{W} \frac{P}{s \left( s^2 + \frac{gk}{W} \right)} (1 - e^{-\tau s}) \dots\dots (8. 18)$$

となる。ただし,  $x(s)$  は  $x(t)$  のラプラス変換, すなわち

$$x(s) = \int_0^{\infty} e^{-st} x(t) dt \dots\dots\dots (8. 19)$$

である。この振動系の固有周期は

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{W}{gk}} \dots\dots\dots (8. 20)$$

であるから, これを用いて (8. 18) 式を変形すると

$$x(s) = \frac{1}{k} \left( \frac{2\pi}{T_0} \right)^2 \frac{P}{s \left\{ s^2 + \left( \frac{2\pi}{T_0} \right)^2 \right\}} (1 - e^{-\tau s}) \dots\dots (8. 21)$$

この逆変換は

$$\left. \begin{aligned} x(t) &= \frac{P}{k} \left( 1 - \cos \frac{2\pi}{T_0} t \right), & 0 \leq t < \tau \\ &= \frac{P}{k} \left\{ \cos \frac{2\pi}{T_0} (t - \tau) - \cos \frac{2\pi}{T_0} t \right\}, & \tau \leq t \end{aligned} \right\} \dots\dots (8. 22)$$

である。

さて,  $P$  なる静荷重が作用するときの静的変位は

$$\delta_0 = \frac{P}{k} \dots\dots\dots (8. 23)$$

であるから, 動的変位  $x(t)$  とこれとの比, すなわち,

$$\left. \begin{aligned} R &= 1 - \cos \frac{2\pi}{T_0} t, & 0 \leq t < \tau \\ &= \cos \frac{2\pi}{T_0} (t - \tau) - \cos \frac{2\pi}{T_0} t, & \tau \leq t \end{aligned} \right\} \dots\dots (8. 24)$$

が応答関数であり, その時間的極大値が応答係数  $\phi$  に相当する。  $0 \leq t < \tau$  の場合の極大値は

$$t = \frac{T_0}{2}, \frac{3}{2} T_0, \frac{5}{2} T_0 \dots\dots\dots (8. 25)$$

などのとき生じ, そのとき

$$R_{max} = 2 \dots\dots\dots (8. 26)$$

である。  $t < \tau$  において少なくとも 1 回の極大値に達するためには

$$\frac{T_0}{2} < \tau \quad \therefore \frac{\tau}{T_0} > 0.5 \dots\dots\dots (8. 27)$$

でなければならない。これが, 図—8. 3 における短形パルスの応答係数の, 右側の一定値を示す部分である。

$\tau/T_0 < 2$  の場合, つまり固有周期が衝撃圧の継続時間より比較的長く, 急激な衝撃に追従できないときには, 衝撃圧の作用時間中に変形は極大値にまで達しないで, 外力の停止後に残る自由振動の中で極大を生ずる。この振動は (8. 24) の下式より,

$$R = \sin \frac{2\pi}{T_0} \tau \sin \frac{2\pi}{T_0} t - \left( 1 - \cos \frac{2\pi}{T_0} \tau \right) \cos \frac{2\pi}{T_0} t \dots\dots\dots (8. 28)$$

$$\therefore R_{max} = \sqrt{\sin^2 \frac{2\pi}{T_0} \tau + \left( 1 - \cos \frac{2\pi}{T_0} \tau \right)^2}$$

$$= \sqrt{2 \left( 1 - \cos \frac{2\pi}{T_0} \tau \right)} \dots\dots\dots (8. 29)$$

である。これは,  $\tau/T_0 = 0 \sim 0.5$  の範囲で  $0 \sim 2$  に変化し, 図—8. 3 における曲線の左側の部分, すなわち,  $\phi$  が  $\tau/T_0$  にほぼ比例する領域に対応している。  $\tau/T_0$  が極めて小さければ, (8. 29) 式は更に

$$R_{max} = \sqrt{2 \left( 1 - \left\{ 1 - \frac{1}{2} \left( \frac{2\pi\tau}{T_0} \right)^2 + \dots \right\} \right)}$$

$$\doteq \frac{2\pi\tau}{T_0} \dots\dots\dots (8. 30)$$

と変形される。

以上は 1 自由度系の振動を扱ったのであるが, 梁や版などの部材においては, 基本振動のほか倍周期の成分が, それぞれの固有周期に対応する上記のような振動をする。例えば単純梁に短形パルスの等分布衝撃荷重が作用するときの曲げ振動は次式のとおりである。

$$y = \frac{Pl^4}{\pi^5 EI} \sum_i \frac{1}{i^5} R_i \sin \frac{i\pi x}{l}, \quad i = \text{odd} \dots\dots (8. 31)$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} R_i &= 1 - \cos \frac{2\pi}{T_i} t, & 0 \leq t < \tau \\ &= \cos \frac{2\pi}{T_i} (t - \tau) - \cos \frac{2\pi}{T_i} t, & \tau \leq t \end{aligned} \right\} \dots\dots (8. 32)$$

$$T_i = \frac{2\pi l^2}{i^2 \pi^2} \sqrt{\frac{YA}{gEI}} \dots\dots\dots (8. 33)$$

である。

一般には高次の成分の影響は小さいので、基本振動のみを考えればよい場合が多い。また、近似的にはたわみだけでなく、曲げモーメントや剪断力についても、衝撃荷重によるものは静荷重によるものの $\phi$ 倍である。

図-8.3によると、衝撃応答係数 $\phi$ は $\tau/T_0$ にほぼ比例して変化する領域(比例領域)と、 $\tau/T_0$ にあまり関係なくほぼ一定な値をとる領域(一定領域)とがある。何れにしても、外力の正確な大きさ、継続時間、圧力波形と構造物の固有振動数とが判らなければ、生ずる応力その他の値を精密に定めることはできない。この点が、砕波の圧力に関連した種々の問題の解決を困難にしている原因の一つである。もちろん、砕波がそれ自身揺らぎやすい性質をもっていることも、これに与っている。

前節では、実験室における波圧測定装置の振動特性が重要因子であることを、周期的外力による共振の観点から述べたのであるが、振動特性の吟味は砕波圧の測定に際しても欠かすことのできない事項である。砕波の衝撃圧の継続時間は、1/10~1/100secのオーダーが普通であるから、例えば1sec前後の固有周期をもつ装置で測定したのでは、真の波力よりもはるかに小さな値が記録されてしまう。また、固有周期が十分に短かくて応答係数の一定領域に入るような場合でも、圧力波形の如何によって真の波力の1倍から2倍の値が記録される。したがって、記録そのものが波力であると考えてそのまま構造物への作用外力とするわけには行かない。いわんや、応答係数を無視した静力学的計算などはとても許されない。

### 8.5 衝撃応答のパラドックス

$\tau/T_0$ が小さく、衝撃応答係数 $\phi$ がそれにほぼ正比例する領域では、外力の効果はその大きさばかりでなく、作用時間との積、すなわち力積に比例している。このことは、以下のような計算によって理解することができる。

いま、質量 $M$ 、ばね常数 $k$ なる振動系に、大きさ $P$ 、継続時間 $\tau$ の矩形パルス衝撃荷重が作用するものとする。運動が比較的緩慢であれば、瞬間的に働いた力積 $P\tau$ によって運動を生じたものと置き換えられる。運動の初速度は

$$v = \frac{P\tau}{M} \dots\dots\dots (8.34)$$

であり、運動エネルギーは

$$E = \frac{M}{2}v^2 = \frac{P^2\tau^2}{2M} \dots\dots\dots (8.35)$$

である。この運動エネルギーがばねに吸収されて変位 $\delta$

を生ずるから、

$$\frac{k\delta^2}{2} = \frac{P^2\tau^2}{2M}$$

$$\therefore \delta = \frac{P\tau}{\sqrt{kM}} \dots\dots\dots (8.36)$$

一方、静的な外力 $P$ による変位 $\delta_0$ は

$$\delta_0 = \frac{P}{k} \dots\dots\dots (8.37)$$

であるから、結局、衝撃応答係数は

$$\phi = \frac{\delta}{\delta_0} = \sqrt{\frac{k}{M}}\tau = \frac{2\pi\tau}{T_0} \dots\dots\dots (8.38)$$

となって(8.30)式と一致する。

衝撃応答係数の比例領域では、構造物の固有周期を長くするほど有効な荷重が減少するから、この性質を利用して強大な砕波圧にも耐えられるようにしたいところであるが、そう簡単には行かない。というのは、(8.2)式を見ればわかるように、部材の固有周期を長くするには、断面の剛度を減らすか、スパンを長くするか、支持条件をゆるめるかしなければならぬが、そうすることによって、同じ有効な荷重強度のもとでの部材応力は却って増えるので、固有周期を長くして有効荷重を減少させた効果が薄れてしまうからである。

例えば荷重強度 $p$ なる矩形パルス衝撃圧を受ける矩形断面の梁について、先ず支持条件の影響を考えてみよう。表-8.2は、4種類の支持条件について、曲げモーメント、支点反力、撓みにおける比率を示したものである。もちろん、支持条件の如何に拘わらず、すべて比例領域内にあるものと仮定してある。

これによると、固有周期(すなわち応答係数)だけ、あるいは静荷重による曲げモーメントなどだけを取り上げると支持条件による差が大きいのに、両者を総合して考えればその差が極めて少なくなることが判る。この性質を利用すると、梁の支持条件がはっきり判らなくても、応力計算には必ずしもさほどの支障はない場合が多い。また、固定梁の一端が崩壊してヒンジとなっても、中央や他端の曲げモーメントなどに大した変化は生じない。極端な場合として、一端が完全に支承から外れて自由となったときでさえ、他端の曲げモーメントはほとんどそのまま、支点反力に至っては逆に減少してしまう。もっとも、撓みは著しく増大する。

次にスパンが曲げモーメントに及ぼす影響を考えると、

$$M \propto p \frac{\tau}{T_0} l^2$$

$$\propto p \frac{1}{l^2} l^2 = p \dots\dots\dots (8.39)$$

表-8.2 梁の支持条件の影響

支持条件	$\tau/T_0$ の比	中央附近の $M_{max}$ の比	固定端の $M$ の比	支点反力の比	最大撓みの比
固定-自由	0.16	—	$\frac{1}{2} \times 0.16 = 0.080$	$1 \times 0.16 = 0.16$	$\frac{1}{8} \times 0.16 = 0.020$
単純-単純	0.44	$\frac{1}{8} \times 0.44 = 0.055$	—	$\frac{1}{2} \times 0.44 = 0.22$	$\frac{5}{384} \times 0.44 = 0.0057$
固定-単純	0.69	$\frac{9}{128} \times 0.69 = 0.049$	$\frac{1}{8} \times 0.69 = 0.086$	$\frac{5}{8} \times 0.69 = \begin{cases} 0.43 \\ 0.26 \end{cases}$	$\frac{1}{185} \times 0.69 = 0.0037$
固定-固定	1.00	$\frac{1}{24} \times 1.00 = 0.042$	$\frac{1}{12} \times 1.00 = 0.083$	$\frac{1}{2} \times 1.00 = 0.50$	$\frac{1}{387} \times 1.00 = 0.0026$

であるから、全く関係ないことになる。すなわち、静荷重のときには同じ荷重強度のもとで曲げモーメントはスパンの2乗に正比例して変化するのに、比例領域における衝撃荷重の場合には、有効な荷重がスパンの2乗に反比例するので相殺してしまうのである。更に、支点反力は

$$R \propto p \frac{\tau}{T_0} l$$

$$\propto p \frac{1}{F} l = \frac{p}{l} \dots \dots \dots (8.40)$$

であって、静荷重においてスパンに正比例するのと反対に、スパンに反比例している。同様に、撓みも静荷重のもとではスパンの4乗に正比例するが、比例領域ではその2乗に正比例するに過ぎない。

また断面の影響を考えると、(8.2)式から明らかなように、部材の剛度を増すと固有周期は減少し、したがって比例領域においては有効荷重が増大する。例えば矩形断面の場合、曲げ応力度と断面の厚さ  $h$  との関係は、

$$\sigma \propto p \frac{\tau}{T_0} \frac{1}{h^2}$$

$$\propto p h \frac{1}{h^2} = \frac{p}{h} \dots \dots \dots (8.41)$$

であり、剪断応力度  $\tau$  は

$$\tau \propto p \frac{\tau}{T_0} \frac{1}{h}$$

$$\propto p h \frac{1}{h} = p \dots \dots \dots (8.42)$$

である。すなわち、厚さを増しても曲げ応力度に対する効果は少ないし、剪断応力度は全く変わらない。撓みについても

$$\eta \propto p \frac{\tau}{T_0} \frac{1}{h^3}$$

$$\propto p h \frac{1}{h^3} = \frac{p}{h^2} \dots \dots \dots (8.43)$$

となって、厚さの影響は静荷重のときより少ない。

以上の議論では、衝撃圧の継続時間  $\tau$  が部材の条件の如何に拘わらず一定であるとしたのであるが、海中に孤立する柱状の物体の場合には、 $\tau$  は碎波の波峯が物体を過ぎる時間に正比例するという考え方がある [8.6]。上の矩形梁の例でいえば

$$\tau \propto \frac{h}{C_b} \dots \dots \dots (8.44)$$

であるから ( $C_b$  は碎波時の波速)、(8.41~8.43) 式はそれぞれ

$$\sigma \propto p \dots \dots \dots (8.45)$$

$$\tau \propto p h \dots \dots \dots (8.46)$$

$$\eta \propto \frac{p}{h} \dots \dots \dots (8.47)$$

となって、剪断応力度の如きは厚さを増すと逆に大きくなるということになる。

このように、衝撃応答係数の比例領域においては、静荷重の場合と全く異なる性質が現われるのであって、筆者はこれを衝撃応答のパラドックスとよんでいる。こうした事実は、爆圧を受ける構造物について実験的にも認められているところで、単なる観念的な所産ではない [8.5]。武藤博士は、耐爆構造物に関してこの領域を力積破壊の世界とよんでおり、そこでは、

- (1) 爆心より同一距離にある同一厚の壁体はスパンに関係せず同一の曲げモーメントを受ける。鉄筋量が一定なら同一重量の爆薬で破壊する。
- (2) 鉄筋量が一定な壁体の耐爆距離はスパンおよび厚さに無関係である。

という理論的結論が実際に適合することがほぼ確かめられたとのことである。

こうしたパラドックスのために、有効荷重を減らそうとしてもそれほど効果的でないと同時に、部材の安全性



を高めようとして支持条件やスパンや断面などに改良を加えてみても、その効果は少ないか全くないか、あるいはむしろ逆効果にさえなる。もちろん、衝撃応答係数の一定領域に入ってしまうということはしない。しかし、比例領域にある限りは、積極的にこのパラドックスを利用して固有周期の長い構造物にする方がよいのかも知れない。

それでは、強大な砕波の衝撃圧にまともに抵抗する剛構造としないで、柳に風と受け流す柔構造にする方法がどの程度まで可能であろうか。この点についての一つの制約は、構造物の受ける外力は一定の衝撃的砕波圧だけではないということである。波群の中には、はげしく砕波して衝撃圧をもたらすような大きい波ばかりではなく、砕波しないで重複波的な波圧をもたらすものも、あるいは、砕波したとしても衝撃性のあまり強くないものなど、いろいろ含まれている。また、砕波圧自体も 衝撃部分だけで終るのではなく、壁体に作用する典型的な砕波圧は、いわゆる平手打ち部の後に緩慢な腰掛け部を

伴っている。したがって、これらの静的に近い波圧に耐えられるような構造物でなければならないことは当然である。

一方、上記の各ケースにおいて固有周期を長くすることによって撓みは必ず増大している。これは柔構造にするることの当然の帰結であるが、許容し得る撓みの面からの制約もある筈である。あるいは更に、固有周期を過度に長くすると、周期的な波力との共振も起きかねない。こう考えて来ると、設計に際して衝撃応答のパラドックスをうまく利用することは、なかなか難しい問題である。

ところで、実際の固有周期は一体どの程度の大きさであらうか。部材の種類や寸法に応じてその値は異なるが、表-8.3 は各種の鋼材について、スパン 5m の単純梁とした場合の固有周期を算出した例である。参考までに、 $3 t/m^2$  の静荷重を受けたときの曲げ応力度をも記してある。

表示した例は、實際上考察の対象となるものの中で特

表-8.3 鋼材梁の固有周期

材 料	幅 $B$	断面積 $A$	断 面 数 係 数 $W$	断面 2 次 モーメント $I$	スパン $l$	固 有 期 周 $T_0$	最大曲げ 応力度 $\sigma$	備 考
	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>3</sup>	cm <sup>4</sup>	m	sec	kg/cm	
鋼 板	40	260	282	915	5.0	0.16	1330	厚さ 6.5cm
鋼 矢 板	40	97.4	311	3690	〃	0.050	1200	厚さ 15.5mm
鋼 管	40	55.9	546	10900	〃	0.022	690	厚さ 4.5mm
H 形 鋼	10	21.9	76.5	383	〃	0.074	1230	100×100mm 厚さ 6mm, 8mm

に剛度が大きいものとはいえないのに、固有周期は大略 1/10~1/100sec のオーダーである。周囲の水の影響などを考えても極端に変ることなく、また、鉄筋コンクリートなど他の材料の場合でも大体同程度の大きさである。一方、砕波の衝撃圧の継続時間は 1/10~1/100sec の程度であって、固有周期とほぼ同じである。したがって、一般的には衝撃応答係数の一定領域に属することになり、少なくとも設計に際して比例領域に入ることを確実に期待することはできない。これに反して、耐爆構造物の場合には、破壊威力の大きい近距離範囲において爆圧の継続時間は 0.002sec 内外とされているため [8.4]、比例領域内にあることを十分に期待できる。この点が砕波圧と爆圧との相違の一つである。

本節では、衝撃応答係数の比例領域に現われる幾つかの性質について述べて来た。砕波圧を受ける構造物の設計にあたってこれが直接関連することはないかも知れないが、現象的には起り得る事柄であり、衝撃応答の取り

扱いに際して把握しておくべき事項である。

## 8.6 模型実験の相似性

砕波圧を受ける構造物について、例えば部材に生ずる応力などを実験的に求めようとするとき、そこには大別して 2 種類の手法がある。第一の方法は、作用する波圧を正確に測定し、そのような外力のもとでの部材応力を計算によって求めようとするものであり、第二の方法は、構造物の相似模型を作って、部材応力(歪み)を直接測定しようとするものである。何れの場合も、実物と実験との間の相似性が重要であることは論をまたない。そして、動的な荷重を対象とするのであるから、幾何学的、水理学的相似性のほかに、振動特性に関する相似性を吟味することが大切である。

第一の手法によって波圧自身を求めるには、一般には波圧計の固有周期が衝撃圧の継続時間と比較して十分に短く、衝撃応答係数の一定領域に入っていなければなら

ない。波圧計といえども、直接測定できるものは歪みであって波圧そのものではなく、歪みと波圧との関係は静的な荷重のもとでの較正によって与えられるのが普通である。したがって、波圧計の固有周期が長くても応答性が低い場合には、実際の衝撃圧よりも小さな値をピークとした緩慢な曲線が記録されてしまい、それを以て波圧であると見なすことは重大な誤りである。一方、波圧計の応答性がいかによくても、記録に現われるのはやはり波圧自身ではなく、外力による強制振動と計器の自由振動とを重畳したものである。衝撃波圧の波形如何によっては、記録のピークは真の波圧の2倍にも達し得る。記録から自由振動成分を除去して真の外力を求めることは、一般には不可能に近い。もし、記録がそのまま波圧であると誤認して、対象とする構造物にそれが動的に作用するものとした計算を行なったとすると、動的効果が二重に入ってやはり誤りを冒すことになる。しかし、実物と波圧計との応答特性が同じ場合には、真の波圧に対する実物の応答は波圧計のそれと同じなのであるから、わざわざ真の外力に変換するまでもなく、波圧計に現われた値を応答係数の含まれた有効圧力と考えて、実物に静的に作用させて応力を計算すればよい。この場合、圧力波形は水理諸元が同じでも、受圧系の形状によって異なり得るから、その点の相似性を保つことが肝要である。もっとも、幾何学的形状が異なれば、圧力波形と同時に波圧強度も変化する筈である。また、実験において局部的な波圧を測定した場合、実物の受圧面がそれよりはるかに大きいときには、作用波圧の各点における位相差が影響を有する。

第二の方法、すなわち構造物の相似模型によって部材応力を測定する場合には、上述のような真の外力の問題は直接現われない。部材に生ずる曲げ応力度の縮尺は次のとおりである。

$$\sigma_* = \frac{\varphi_* M_*}{W_*} \dots\dots\dots (8.48)$$

ただし、 $M$ は曲げモーメント、 $W$ は断面係数で、 $*$ は各量の縮尺を表わす。

実物と模型とで  $\tau/T_0$  の値を一致させることができれば、 $\varphi_* = 1$  となるから曲げ応力度の縮尺は静的荷重による場合と同じになる。ここで、水理現象における相似律として波圧強度について

$$p_* = l_* = t_*^2 \dots\dots\dots (8.49)$$

なる関係を用いると ( $l_*$  は幾何学的縮尺)。

$$\left(\frac{\tau}{T_0}\right)_* = \frac{\sqrt{l_*}}{l_*^2} \sqrt{\frac{E_* I_*}{\gamma_* A_*}} \dots\dots\dots (8.50)$$

である。もし、部材断面が幾何学的に相似であれば、

$(\tau/T_0)_* = 1$  となるためには

$$\gamma_* l_* = E_* \dots\dots\dots (8.51)$$

でなければならない。したがって、実物の材料が与えられれば、模型材料の性質と縮尺とは一定の関係にある。例えば、鋼材から成る構造物の模型を、 $\gamma = 1.05 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$ 、 $E = 35,000 \text{ kg/cm}^2$  の合成樹脂で作ろうとすれば、(8.51)式より幾何学的縮尺は

$$l_* = \frac{E_*}{\gamma_*} = \frac{35,000}{2,100,000} \times \frac{7.85 \times 10^{-3}}{1.05 \times 10^{-3}} = 8.0$$

と一義的に定まる。もっとも、波圧を乱さない限り、断面形の幾何学的相似は必ずしも保たなくてよいから、(8.51)式の束縛は絶対条件ではない。

また、 $\tau/T_0$  の値が実物と模型とで異なっても、共に応答係数の一定領域に属している限り  $\varphi_* = 1$  としてよい場合が多い。これは応答係数曲線の形状、すなわち衝撃圧の波形によることはもちろんである。前節で述べたとおり、実物は多くの場合一定領域に入っており、設計上からもそのような状態を想定すべきである。したがって、模型もまた一定領域に含まれるようにする必要はあるが、問題は実際にどの領域に属しているかを確認する方法である。もちろん、 $\tau$  や  $T_0$  の概略値から大よその見当はつくけれども、実験的にこれを確かめるには、模型の固有周期を種々変えながら測定を重ねればよい。

例えば、海中に鉛直に立てられた平板に生ずる曲げ応力度を知ろうとするとき、平板の形状やスパンをそのままし、板厚のみを変換することによって、波圧を乱すことなく固有周期を変化させることができる。 $T_0$  と板厚との関係は

$$T_0 \propto \frac{1}{h} \dots\dots\dots (8.52)$$

である。一方曲げ応力度と板厚との間には

$$\sigma \propto \frac{\varphi}{h^2} \dots\dots\dots (8.53)$$

の関係があるから、応答係数の一定領域内では

$$\sigma \propto \frac{1}{h^2} \dots\dots\dots (8.54)$$

となり、また、比例領域内では

$$\begin{aligned} \varphi &\propto \frac{\tau}{T_0} \propto h \\ \therefore \sigma &\propto \frac{1}{h} \dots\dots\dots (8.55) \end{aligned}$$

となる。

図—8.4 は、実物における鋼製平板の模型をアクリル樹脂で製作し、中央での曲げ歪みを測定した例である。模型縮尺は  $1/10$  であるが、板厚の縮尺には  $1/10$  と  $1/20$  と

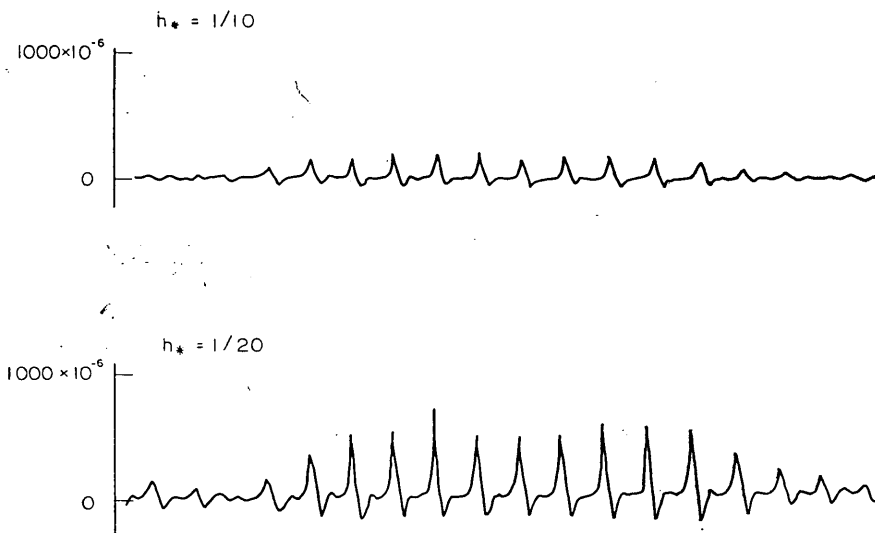


図-8.4 平板の曲げ歪

の二つを用いてある。そして、測定記録から判るように、 $h_* = 1/10$  のときと  $h_* = 1/20$  のときとを比較すると、後者の薄い板が前者の厚いものの約 4 倍の歪みを生じている。すなわち、歪みは板厚の 2 乗に反比例しており、両者共に応答係数の一定領域にあることを示唆している。しかも、平板の固有周期については

$$\left(\frac{\tau}{T_0}\right)_* = \frac{\sqrt{I_*}}{I_*^2} \sqrt{\frac{E_* h_*}{\gamma_*}} \dots \dots \dots (8.56)$$

なる関係があるから（ポアソン比は実物と模型とで等しいと考える）、アクリル樹脂の  $\gamma = 1.05 \times 10^{-3} \text{kg/cm}^3$ 、 $E = 35,000 \text{kg/cm}^2$  とすると、次のような値を得る。

$$h_* = \frac{1}{10} : \left(\frac{\tau}{T_0}\right)_* = 1.12$$

$$h_* = \frac{1}{20} : \left(\frac{\tau}{T_0}\right)_* = 0.56$$

すなわち、2 種類の模型の  $\tau/T_0$  は実物のそれぞれ約 1.1 倍と 0.6 倍とであり、その両者が共に応答係数の一定領域にあるのであるから、中間にある実物もまた一定領域内に含まれていることが判る。実測による模型平板の固有周期は  $1/25 \sim 1/100 \text{sec}$  の程度であったから砕波の衝撃圧の継続時間を  $1/10 \text{sec}$  前後と考えれば、このことは十分首肯し得るところである。

### 8.7 部材の弾塑性振動

これまででは、弾性領域内での振動のみを考えて来たが、構造物の究極の安定性を論ずるには、やはり塑性領域に踏み込んで、破壊に至る過程をも追求する必要がある。

これは、想定を多少超える外力によって直ちに致命的な被害を生じないように、防波堤として妥当な構造様式であるか否かを判断するためにも重要であるほか、構造物の強度を十分に利用しようとの観点からしても当然の要請である。例えば、混成堤直立部の滑動などに対しては、従来 1.2 程度の安全率を用いて来ているが、部材の強度に頼る防波構造物の場合に、通常の許容応力をそのまま用いたのでは、安全率として 1.2 よりもかなり大きいから、同じ目的の構造物としてはアンバランスである。混成堤直立部はたまたま滑動したとしても機能的に許容され得るものであるが、梁や版などの部材もまた若干の変形が許されるものであれば、安全率をもっと下げることが出来る筈である。しかし構造様式の本質的な安定性において、僅かの変形も許し難いものであるならば、それに応じた安全率を確保しなければならないし、あるいは、外的条件の不測の変動にも耐え得るような構造様式を積極的に見出して行かなければならない。本節ではこのような目標への基礎として、先ず衝撃波圧を受ける部材の応答を、弾塑性振動として考察してみる。

完全弾塑性体の応力-歪曲線は、図-8.5 のように理想化して表わされる。いま、固有周期（弾性振動としての） $T_0$  で、図-8.5 のような復元力をもつ 1 自由度系に、矩形パルス衝撃力が作用する場合を考えると、運動方程式は

$$\left. \begin{aligned} M\ddot{x} &= F(t) - kx, & x \leq x_y \\ &= F(t) - kx_y, & x > x_y \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (8.57)$$

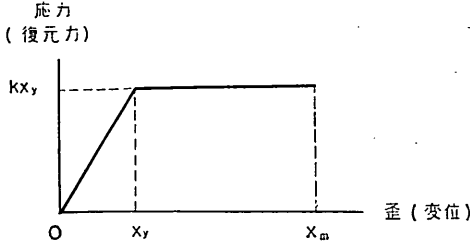


図-8.5 完全弾塑性体

$$\left. \begin{aligned} F(t) &= F, & t &\leq \tau \\ &= 0, & t &> \tau \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8.58)$$

である。これを、 $t=0$  で  $x=\dot{x}=0$  なる初期条件のもとで解けば、最大変位  $x_m$  を衝撃力の大きさ  $F$ 、その作

用時間  $\tau$  の関数として、図-8.6 のような無次元表示のグラフが得られる。文献 [8.3] には、三角形パルスの衝撃力に対するこれと類似のグラフが記載されており、筆者はそれを真似て矩形パルスに対する図-8.6 を作成してみたものである。これは、碎波圧にあっては矩形パルスを用いるべきであるという意味ではなく、単に計算を簡単にするために過ぎない。なお、文献 [8.4] には、三角形パルス、矩形パルスの両方についてのグラフが載っている。

(8.57) 式を解いて計算式を誘導するのはやや複雑であるからここには省略するが、 $\tau/T_0$  が小さいときには、力積を用いて以下のように直観的に理解することができる。すなわち、力積によって与えられる運動エネルギー

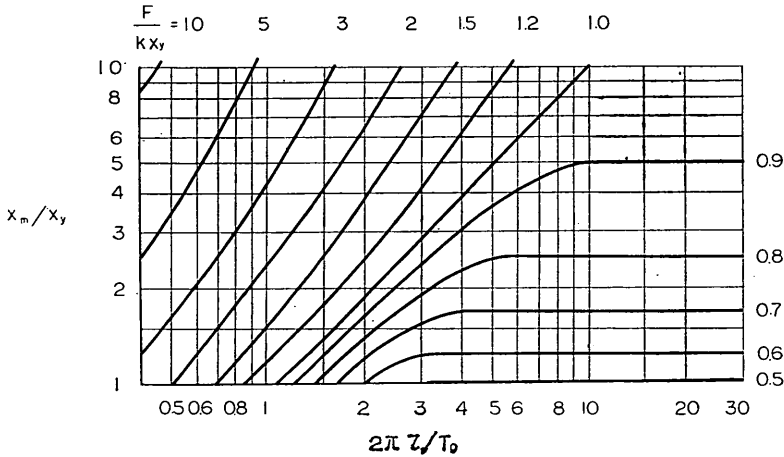


図-8.6 最大変位

は (8.35) 式のとおりであるから、これを完全弾塑性体の吸収エネルギーに等しいと置くと

$$\frac{F^2\tau^2}{2M} = \frac{kx_y^2}{2} + kx_y(x_m - x_y) \dots\dots\dots (8.59)$$

しかるに

$$M = k \left( \frac{T_0}{2\pi} \right)^2 \dots\dots\dots (8.60)$$

であるから、これを (8.59) 式に代入して整理すると、

$$\frac{x_m}{x_y} = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} \left( \frac{2\pi\tau}{T_0} \right)^2 \left( \frac{F}{kx_y^2} \right) \dots\dots\dots (8.61)$$

となつて、最大変位が力積の 2 乗の関数となつてゐることが判る。図-8.6 の左側の部分が力積の領域で、図-8.3 における比例領域に対応する。

図-8.6 の右下方の水平部分は、 $\tau/T_0$  に無関係な一定領域である。ここでは、外力の作用時間中に最大変位に達してしまうので、力積を用いて最大変位を求めるこ

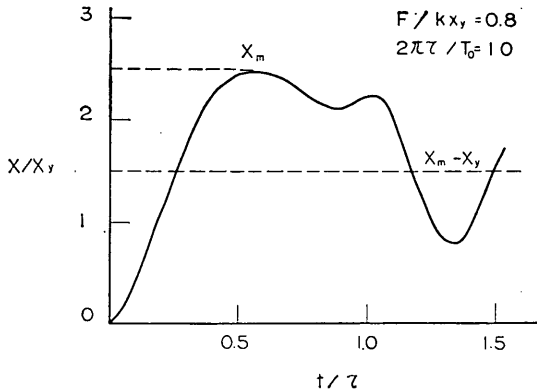
とはできないが、吸収エネルギーと外力のなす仕事とから、

$$Fx_m = \frac{kx_y^2}{2} + kx_y(x_m - x_y) \dots\dots\dots (8.61)$$

$$\therefore \frac{x_m}{x_y} = \frac{1}{2 \left( 1 - \frac{F}{kx_y} \right)} \dots\dots\dots (8.62)$$

なる関係が、 $F/kx_y < 1$  のときに成り立つ。

図-8.7 は弾塑性振動の 1 例で、最大変位  $x_m$  に達した後、残留歪み  $x_m - x_y$  のまわりに自由振動の続く様子が示されている。自由振動が減衰すれば永久変形が残る。靱性の大きい材料であれば、降伏点を超えて塑性領域へ入つても、破断点にまで達しない限り直ちに最終的な破壊を生ずるわけではない。このような性質を設計にも織り込んで、材料の強度を十分に利用しようとする考



図—8.7 弾 塑 性 振 動

え方が、耐爆構造物においては実際に提示されている [8.3] [8.4] [8.5]。

そこでは、爆圧の強度、波形、継続時間などを、爆発力の強さ、爆心からの距離に応じて仮定し、構造物を単純な完全弾塑性体で置き換えてその最大変形を見積るとするのが原理的な方法である。核爆発の場合、100KT ~ 20MT の爆弾が 1~40km の距離で爆発したとき、爆風の圧力は 1~100 t/m<sup>2</sup> のオーダーである。実際に構造物に作用する圧力は、構造物の形状や爆風の反射・図折の状況によって異なる。また、爆圧の時間的变化は

$$P_s = P_{s0} \left(1 - \frac{t}{t_0}\right) e^{-\frac{t}{t_0}} \dots \dots \dots (8.63)$$

なる形で表わされており、正の圧力の作用時間は 1~10 sec の程度である。構造物の応答を計算するときには、爆風による荷重の波形を三角形パルスに置き換えて、図—8.6 に類似のグラフを利用する。

部材の最大変形と降伏点での変形との比 (ductility factor)  $x_m/x_y$  は、非常に脆い材料で 1 強、極めて靱性に富むものでは 20~30 に達する。耐爆構造物の設計の場合、鋼材および鉄筋コンクリートの何れに対しても通常は 3、圧縮部材では 1.3 なる値が提唱されている。

さて、耐爆構造物の場合には、いかなる規模の爆弾がどこで爆発するかを想定することは極めて困難であろう。とすると、衝撃応答などの計算を精密に行なうことに、設計上どれ程の意義があるのか、いささか疑問を抱かざるを得ない。それはとも角、耐爆構造物、特に核兵器を対象とするものにおいては、ただ 1 回の衝撃荷重に対して材料の強度を利用しつくしても構わないであろうが、波のように、外力が繰返し作用するときには事情が異なる。1 回の波力で一挙に崩壊しなくても、最大級の波力が何回も作用すれば、各回の残留歪みが累積して、やがて破壊に至る恐れがある。

この意味で、混成堤直立部に対する期待滑動量と同様

に、残留歪みの累計量の期待値たる期待変形量とでも称すべき概念を導入することができる。すなわち、ある部材が、波群の中のある大きさの波力によってちょうど降伏点に達するものとする、それ以上の波力が作用するごとに若干の残留歪みを生ずる。そして、各回の残留歪みとその出現頻度とを掛け合わせたものの総和が期待変形量となるわけである。こうして累積した永久変形が、破断強度に相当する許容限界を超えれば、遂に終局的な破壊を生ずるに至る。

例えば、図—8.4 に示した平板の曲げ歪みに関する実験記録から、連続 100 波による歪みの出現頻度を累加曲線の形で示すと図—8.4 のようになる。これを外力の大きさの出現頻度に置き換え、かつそれが大きい部分では Rayleigh 分布に従うものと仮定して、期待変形量を計算してみよう。 $t/T_0$  は十分に大きく、図—8.6 の右下の一定領域に入るものと考えれば、最大変位  $x_m$  は (8.62) 式で示される。また、波力  $F_y$  によってちょうど降伏点の変位に達するものとする、

$$F_y = 0.5 k x_y \dots \dots \dots (8.64)$$

の関係がある。残留歪みは  $x_m - x_y$  であるから、(8.62) 式を変形して

$$\frac{x_m - x_y}{x_y} = \frac{\frac{F}{F_y} - 1}{2 - \frac{F}{F_y}} \dots \dots \dots (8.65)$$

となる。これに Rayleigh 分布の確率密度を掛けて  $F_y$  以上の部分について積分したものが期待残留歪みであり、それに  $x_y$  を加えれば最大の歪みが得られる。表—8.4 はこれを二、三計算してみたもので、 $F_y$  以上の波力の出現頻度と、1000 波あたりの期待残留歪および期待最大歪との関係を示してある。

これによると、超過確率 1% 程度の波力によって降伏点に達するような場合、ductility factor としてのとることができるならば、なお安全圏内にあることになる。

表—8.4 期 待 変 形 量

$F_y$ 以上の出現頻度	期待残留歪	期待最大歪
1.1 %	1.5 $x_y$	2.5 $x_y$
0.15	0.15	1.15
0.032	0.027	1.027

以上は、期待変形量の概念を把握するために、単純な仮定に基づく計算を示したに過ぎない。実際の構造物に対しては、波圧強度、その出現頻度、具体的な構造様式

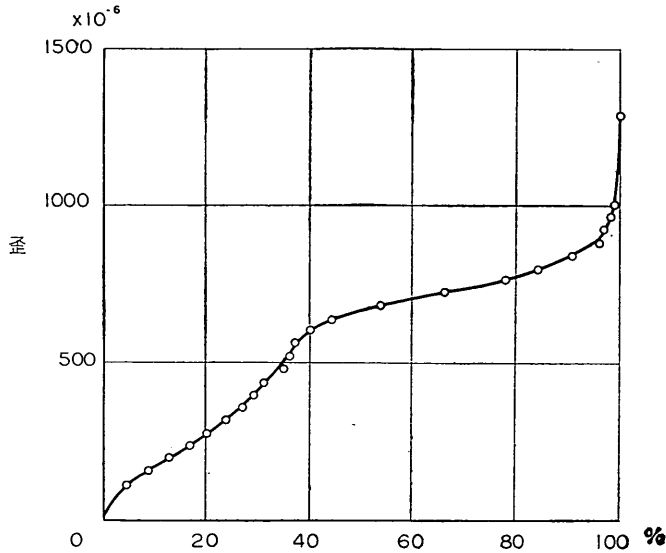


図-8.8 歪の累加曲線

などと共に究明して行く必要がある。今後、更にデータを集積しながら解明して行く予定である。

### 8.8 弾性基礎上での衝撃応答

波圧を受ける部材が砂層などで支えられているときには、その挙動を近似的に把握するため弾性基礎上での版や梁としての解析が必要である。例えば、砂で中詰されたケーソンの側壁や裏込土を有する矢板壁が波圧を受けるとき、また、ケーソンの蓋コンクリート乃至頂部工が落下する水塊の圧力を受けるときなどがそうである。海岸堤防のコンクリートあるいはアスファルト被覆層の場合も同様である。事実、アスファルト層を砕波の衝撃圧を受ける弾性基礎上の版として設計する方法も既にオランダで提示されている。

まず、弾性基礎が部材の固有周期に及ぼす影響を、版について考えてみよう。自由振動を

$$v \sin pt \dots\dots\dots (8.66)$$

と表わすと、歪みエネルギーの最大値は

$$V = \frac{D}{2} \iint \left\{ \left( \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} \right)^2 + \left( \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right)^2 + 2\nu \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + 2(1-\nu) \left( \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} \right)^2 \right\} dx dy \dots\dots\dots (8.67)$$

となり、これに次式の弾性反力に対する仕事を加えたものが位置エネルギーとなる。

$$\frac{1}{2} \iint kv^2 dx dy \dots\dots\dots (8.68)$$

また、最大運動エネルギーは

$$T = \frac{\gamma h}{2g} p^2 \iint v^2 dx dy \dots\dots\dots (8.6)$$

である。ただし、何れも積分は版の全面積について行なう。

固有円振動数は、位置エネルギーと運動エネルギーとを等しいと置くことによって求められる。すなわち

$$p^2 = \frac{2g}{\gamma h} \frac{(8.67) + \frac{1}{2} \iint kv^2 dx dy}{\iint v^2 dx dy}$$

表-8.5 矩形平板の固有周期

支持条件	b/a	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	∞
四辺単純支持	$T_{00} \sqrt{gD/\gamma ha^4}$	0.318	0.440	0.509	0.549	0.573	0.636
四辺固定	$(D = Eh^3/12(1-\nu^2))$	0.175	0.233	0.256	0.264	0.271	0.281

$$= p_0^2 + \frac{gk}{\gamma h} \dots\dots\dots (8.70)$$

である。ここで、 $p_0$  は弾性基礎がないとしたときの固有円振動数である。この式を固有周期の関係に書き直すと、

$$\left(\frac{2\pi}{T_0}\right)^2 = \left(\frac{2\pi}{T_{00}}\right)^2 + \frac{gk}{\gamma h} \dots\dots\dots (8.71)$$

となる。

例えば、矩形平板の場合について、固有周期の変化を計算してみよう。辺長  $a$ 、 $b$  なる矩形平板の空中での固有周期  $T_{00}$  は表—8.5 のとおりである[8.7]。

計算例として、一辺 4m、厚さ 40cm の四辺固定正方形コンクリート版 ( $\gamma = 2.2 \text{ t/m}^3$ ,  $E = 210,000 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\nu = 0.2$ ) を考えると、

$$\sqrt{\frac{gD}{\gamma h a^4}} = \frac{h}{a^2} \sqrt{\frac{gE}{12\gamma(1-\nu)^2}} = 22.5 \text{ sec}^{-1}$$

$$\therefore T_{00} = \frac{0.175}{22.5} = 7.8 \times 10^{-3} \text{ sec}$$

となる。一方、砂層の地盤反力係数を  $k = 10 \text{ kg/cm}^2/\text{cm}$  とすると、

$$\frac{gk}{\gamma h} = \frac{980 \times 10}{2.2 \times 10^{-3} \times 40} = 1.11 \times 10^5$$

(8.71)式より

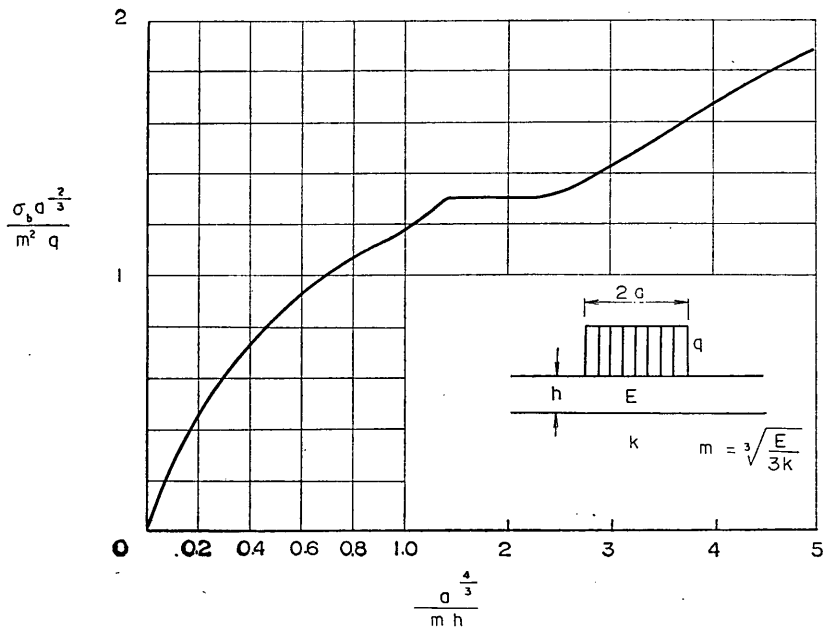
$$\left(\frac{2\pi}{T_0}\right)^2 = 6.50 \times 10^5 + 1.11 \times 10^5 = 7.61 \times 10^5$$

$$\therefore T_0 = 7.2 \times 10^{-3} \text{ sec}$$

となって、この例の場合には、弾性基礎が固有周期に及ぼす影響は小さい。

なお、本章第2節で論じたように、水中では周囲の水の影響によって固有周期は長くなる。また、杭の根入れを考慮しても同様である。しかるに、弾性基礎上では固有周期は却って短くなる。この相違は、水の抵抗としては運動する物体の加速度に比例するもの考えたため、附加質量の増大という形で運動を緩慢にする方向に作用するのに反して、弾性基礎の抵抗は物体の変位に比例し、ばねを硬くする方向に働くことに起因している。根入れの場合は、支持条件を緩めてばねを柔らかくしたのであるから、固有周期が増大するのは当然である。

さて、通常の部材の固有周期は砕波の衝撃圧の継続時間に比して短いと考えるべきことは既に述べたが、弾性基礎上では更に応答性が高くなる。したがって、衝撃波圧のピーク（波形に対応する応答係数を加味したもの）がそのまま静的に作用するものと考えられる。そこで、弾性基礎上に置かれた梁について、局部的に波圧が作用したときの曲げ応力度がどうなるか、ひいては版厚を決定するにはどのようにすればよいかを考えてみる。いま、図—8.9 の中に示すように、ヤング率  $E$ 、厚さ  $h$  の版が、地盤反力係数  $k$  なる弾性基礎上にあって、 $2a$  の範囲に強度  $q$  なる荷重を受けているものとする。紙面に直角方向には一様であるとし、かつ、近似的



図—8.9 版厚算定曲線

に無限長の梁とみなしてこれを解くと、教科書にあるとおり、荷重作用範囲の一端から  $x$  の距離での曲げモーメントは次式で表わされる [8.8]。

$$M = EI \frac{q\beta^3}{k} \left\{ e^{-\beta x} \sin \beta x + e^{\beta(a-x)} \sin(2a-x) \right. \\ \left. I = \frac{h^3}{12}, \beta^4 = \frac{k}{4EI} \dots\dots\dots (8.72) \right.$$

荷重範囲が狭ければ、曲げモーメントの最大値はその中央で生ずるが、荷重範囲が増大するにつれて、最大曲げモーメントを生ずる位置は次第に端部の方へ移行する。何れにしても、その最大値  $M_{max}$  が設計上は必要である。版に生ずるこのような最大曲げ応力度は、

$$\sigma_b = \frac{qEh\beta^3}{2k} \left\{ \dots \right\}_{max} \dots\dots\dots (8.73)$$

である。

ここで

$$m = \sqrt{\frac{E}{3k}} \dots\dots\dots (8.74)$$

なる量を導入して (8.73) 式を変形すると

$$\frac{\sigma_b a^{\frac{2}{3}}}{m^2 q} = \frac{3}{2} \sqrt{\frac{a^{\frac{4}{3}}}{mh} \left\{ \frac{a^{\frac{4}{3}}}{mh} \right\}_{max}} \dots\dots\dots (8.75)$$

となる。ここに、 $\left\{ \dots \right\}_{max}$  は (8.72) 式中の括弧内の最大値で、

$$\beta a = \left( \frac{a^{\frac{3}{4}}}{mh} \right)^{\frac{3}{4}} \dots\dots\dots (8.76)$$

の関数である。(8.75) 式をグラフ化したものが 図—8.9 であって、許容曲げ応力度を与えれば版厚を決定できる。

こうした考え方は、海岸堤防のアスファルト被覆層の厚さの算定法として、オランダにおいて提唱されている [8.9]。その誘導法の詳細は明らかでないが、図—8.9 と類似のグラフが示されており、結果の数値も殆んど同様であるから、恐らく上述のような計算に基づくものであらう。ただ、地盤反力係数  $k$  の代りに地盤のヤング率を用いているので、グラフの表現も若干異なっている。

オランダにおける研究によると、堤防斜面に作用する波圧は、静水面下 ( $1/3 \sim 2/3$ )  $H$  で最大であり、その強度は表—8.6 のとおりである。そして、波圧の継続時間は

表—8.6 斜面上の波圧強度

斜面勾配	波圧強度
1 : 2	$p/wH = 3$
1 : 3	4~5
1 : 4	2.5~3
1 : 6	2

0.1sec (層厚の算定には直接関係ない)、作用範囲は  $a = 1/10 H$  ととる。また、アスファルト層の許容曲げ応力度およびヤング率は表—8.7 のとおりである。

表—8.7 アスファルト層の許容応力度およびヤング率

	Sand asphalt	Asphaltic concrete
$\sigma_b$	5kg/cm <sup>2</sup>	15
$E$	30.000kg/cm <sup>2</sup>	50.000

これらは、オランダにおいても未だ指針であって基準とまではなっていないようであるが、表—8.6 および表—8.7 の値と図—8.9 とを用いてアスファルト被覆層の厚さを計算してみると、例えば表—8.8 のようになる。この計算には、堤防盛土の地盤反力係数として  $k = 10 \text{kg/cm}^2/\text{cm}$  を用いた。

表—8.8 所要厚計算例

被覆層	勾配	$H$	$h$
Sand asphalt	1 : 3	2m	30cm
"	"	3	55
asphalt concrete	"	2	15
"	"	3	40

海岸堤防の斜面に作用する波圧に関しては、建設省土木研究所における実験結果がある [8.10]。そこでは、斜面勾配 1 : 0.5~1 : 2 が対象となっており、斜面勾配が急な場合、最大の波圧は静水面より上方で生ずるが、斜面勾配が緩やかになるにつれて、波圧分布は堤脚部から上方に向かって漸減する傾向を示している。したがって、オランダにおける設計法の示すような静水面下で最大の波圧を生ずるという事実は見られないが、堤防下部の海底勾配を  $1/10$  としていることの影響が含まれているのかも知れない。また、斜面勾配 1 : 2 のときの最大波圧強度は  $p = 1.0 w H_0$  の程度であって、表—8.6 の値よりかなり小さく、これが広範囲に分布するものとする、被覆層に生ずる曲げモーメントもまた小さなものとなるであらう。また、実際問題としては堤体土砂が吸い出されて部分的に弾性支承とはかけ離れた状態を生ずることがある筈であり、そのような場合について更に考究する必要がある。

### 8.9 混成堤の衝撃応答

混成堤を、剛体としての直立部がマウンドという一種の弾性体に支持されたものと考えれば、これはやはり振動系としての性質を有する。マウンドの変形の一つは水平方向の剪断変形であり、もう一つは鉛直方向の圧縮に



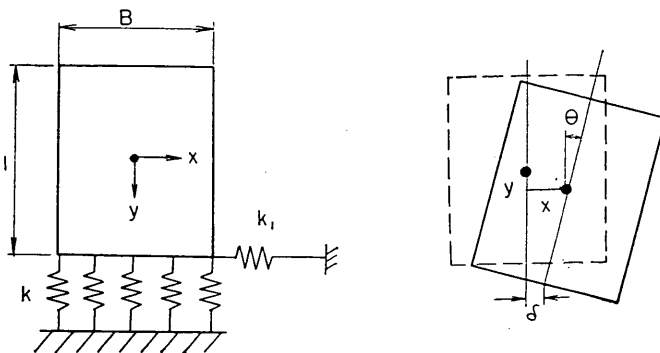


図-8.10 混成堤の振動系

よるものである。したがって、マウンドを図-8.10のようばねに置き換えて考えることができる。本節では、この振動系の固有周期ならびに衝撃的碎波圧の作用のもとでの挙動を考察する。この種の計算は既に林博士らによって示されているが〔8.11〕、ここでは水平方向の剪断変形が無視されている。しかし、マウンドを用いた模型実験を観察すると、水平変位が必ずしも無視できないように思えるので筆者はこれを含めた計算を試みる。

図-8.10の記号を用いると、自由振動に関する運動方程式は次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{W}{g} \ddot{x} &= -k_1 \delta \\ \frac{W}{g} \ddot{y} &= -kB y \\ \frac{\gamma I}{g} \ddot{\theta} &= -\frac{kB^3}{12} \theta + k_1 \delta \frac{l}{2} \end{aligned} \right\} \dots (8.77)$$

ただし、自重による平衡状態を基準とし、底面反力が負とならない限度内を対象とする。また、上式中では、重心の水平変位  $x$  と底面の水平変位  $\delta$ 、回転角  $\theta$  との間に次の関係がある。

$$x = \delta + \frac{l}{2} \theta \dots (8.78)$$

なお、

$$I = \frac{Bl}{12} (B^2 + l^2) \dots (8.79)$$

である。

(8.78)、(8.79)式を用いて(8.77)式を書き直すと、

$$\left. \begin{aligned} \frac{W}{g} \ddot{x} &= -k_1 x + \frac{k_1 l \theta}{2} \\ \frac{W}{g} \ddot{y} &= -kB y \\ \frac{W}{g} (B^2 + l^2) \ddot{\theta} &= 6k_1 x - (kB^3 + 3k_1 l^2) \theta \end{aligned} \right\} \dots (8.80)$$

となり、自由振動を

$$x, y, \theta = (a, b, c) \sin(pt + \alpha) \dots (8.81)$$

と置いてこれを解くと、固有円振動数  $p$  は次式のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{W}{g} p^2 &= \frac{1}{2(B^2 + l^2)^2} \{ k_1 (B^2 + 4l^2) + kB^3 \\ &\pm [ \{ k_1 (B^2 + 4l^2) + kB^3 \}^2 \\ &- 4k_1 kB^3 (B^2 + l^2) ]^{1/2} \} \\ \frac{W}{g} p^2 &= kB \end{aligned} \right\} \dots (8.82)$$

この第2式は鉛直方向の自由振動に関するもので、(8.80)式から判るように、水平および回転振動とは独立である。

水平方向のばね常数  $k_1$  は、マウンドの剛性率  $G$  によって次式で表わされる。

$$k_1 = G \frac{A}{h} \dots (8.83)$$

ただし、 $A$  はマウンドの幅、 $h$  はマウンド厚である。もし、マウンドが質的な弾性体であれば、 $G$  とヤング率  $E$  との関係および鉛直方向のばね常数は次のようになる。

$$G = \frac{\nu}{2(1+\nu)} E \dots (8.84)$$

$$k = \frac{E}{h} \dots (8.85)$$

これらから

$$\frac{k_1}{k} = \frac{\nu}{2(1+\nu)} A \dots (8.86)$$

なる関係が得られる。いま  $k$  の値として、通常の場合に砂や砂利層について与えられているものから類推して、 $k = 3 \times 10^4 \text{ t/m}^2/\text{m}$  と考えることにする。 $h = 3\text{m}$  とすれば、これに対応するヤング率は(8.85)式より  $E = 9 \times 10^4 \text{ t/m}^2 \approx 10^4 \text{ kg/cm}^2$  である。また、ポアソン比を 0.2 ~ 0.3 の程度と考えれば、 $A = 20\text{m}$  として(8.86)式より  $k_1 = 6 \times 10^4 \text{ t/m/m}$  となり、これに対応する剛性率は  $G = 10000 \text{ kg/cm}^2$  である。

ばね常数としてこのような値を用い、またケーソンを

$B=l=10\text{m}$ ,  $W=230t/\text{m}$  とすると, 固有円振動数  $p$  および固有周期  $T_0(=2\pi/p)$  は (8.82) 式より次のようになる。

$$\begin{aligned} p_1 &= 106\text{sec}^{-1}, & T_{01} &= 0.059\text{sec} \\ p_2 &= 37.8 & T_{02} &= 0.166 \\ p_3 &= 114 & T_{03} &= 0.050 \end{aligned}$$

このうち, 第3番目が鉛直振動に対するものである。

$T_{01}$  および  $T_{02}$  は回転振動と水平振動とを合成したものであるが, 回転を伴わない純粋な剪断振動に関しては

$$p = \sqrt{\frac{gk_1}{W}} \dots\dots\dots (8.87)$$

であって, 数値を代入すると

$$p = 50.6\text{sec}^{-1}, \quad T_0 = 0.124\text{sec}$$

となる。同じく, 純粋な回転振動に対しては

$$p = \sqrt{\frac{gkB^3}{W(B^2+l^2)}} \dots\dots\dots (8.88)$$

$$p = 80.0\text{sec}^{-1}, \quad T_0 = 0.079\text{sec}$$

という値が得られる。

なお, 水中における附加質量の影響を考慮すれば固有周期は長くなる。水平振動の場合には, 次節(8.107)式の示すとおり, 重量  $W$  の代りに  $W+1.1w_0h^2$  ( $h$  は直立部の水深) を用いればよい。 $h \doteq l$  とすれば, いまの計算例における固有周期は約1.2倍に増加する。

北海道羽幌港における実測によると, 高さ 6.6m, 幅 9.0m, マウンド厚約2mの混成堤の固有周期は約0.2secであったとのことである[8.12]。上記の計算例における固有周期のうち  $T_{02}$  の値は大体これと一致している。

(8.78)式の示すとおり, 重心の水平変位  $a$  は, 純粋な剪断変形に基づく  $\delta$  と回転振動による  $cl/2$  との和であって, 両者の比は次のようになる。

$$\frac{\delta}{\frac{cl}{2}} = \frac{2}{l} \frac{a}{c} - 1 = \frac{\frac{W}{g} p^2}{k_1 - \frac{W}{g} p^2} \dots\dots\dots (8.89)$$

いまの計算例の場合,  $p=106\text{sec}^{-1}$  とするとこの値は  $-1.29$  すなわち水平振動と回転振動は逆位相である。 $p=37.8\text{sec}$ のときには, 比は 1.26 で同位相であり, 共に剪断変形に基づく振幅の方が約30%大きい。

次に, 波力が作用した場合の強制振動を考える。堤体に水平力  $P$ , 揚圧力  $U$ , 重心のまわりの回転モーメント  $M$  が作用するときの運動方程式は

$$\left. \begin{aligned} \frac{W}{g} \ddot{x} &= P - k_1 x + \frac{k_1 l}{2} \theta \\ \frac{W}{g} \ddot{y} &= -U - kBy \\ \frac{W}{g} (B^2+l^2) \ddot{\theta} &= 12M + 6k_1 lx - (kB^3 + 3k_1 l^3) \theta \end{aligned} \right\} (8.80)$$

である。与えられた外力のもとでこれを解けば堤体の運動が定まるが, いま議論の煩雑を避けるため, 揚圧力および回転モーメントを省略し, 波力の水平成分  $P$  は, 大きさ  $P$  で継続時間  $\tau$  なる矩形パルスの衝撃荷重であるものと仮定する。解は次のとおりである。

$$\left. \begin{aligned} x &= \frac{P}{\left(\frac{W}{g}\right)^2 (B^2+l^2) (p_1^2 - p_2^2)} \\ &\times \left[ \left\{ \frac{W}{g} (B^2+l^2) - \frac{kB^3 + 3k_1 l^2}{p_1^2} \right\} R(p_1) \right. \\ &\quad \left. + \left\{ \frac{kB^3 + 3k_1 l^2}{p_1^2} - \frac{W}{g} (B^2+l^2) \right\} R(p_2) \right] \\ \theta &= \frac{6k_1 l P}{\left(\frac{W}{g}\right)^2 (B^2+l^2) (p_1^2 - p_2^2)} \\ &\times \left[ -\frac{1}{\gamma_1^2} R(p_1) + \frac{1}{p_2^2} R(p_2) \right] \end{aligned} \right\} (8.91)$$

ただし,

$$\begin{aligned} R(p_i) &= 1 - \cos p_i t, & t &< \tau \\ &= \cos p_i (t - \tau) - \cos p_i t, & t &> \tau \\ (i=1, 2) &\dots\dots\dots (8.93) \end{aligned}$$

である。

堤体がマウンドと共にこのような運動をするとき, 堤体とマウンドとの間の剪断力は摩擦抵抗によって伝達され, その値  $S$  は (8.90) 式より,

$$S = P - \frac{W}{g} \ddot{x} = k_1 x - \frac{k_1 l}{2} \theta \dots\dots\dots (8.93)$$

であり, (8.91) 式を代入すると,

$$\begin{aligned} S &= \frac{k_1 P}{\left(\frac{W}{g}\right)^2 (B^2+l^2) (p_1^2 - p_2^2)} \\ &\times \left[ \left\{ \frac{W}{g} (B^2+l^2) - \frac{kB^3}{p_1^2} \right\} R(p_1) + \right. \\ &\quad \left. + \left\{ \frac{kB^3}{p_2^2} - \frac{W}{g} (B^2+l^2) \right\} R(p_2) \right] \dots\dots (8.94) \end{aligned}$$

となる。前記の計算例の数値を代入すると, (8.91) および (8.94) 式は次のようになる。

$$\begin{aligned} x &= \{0.044R(p_1) + 2.62R(p_2)\} \times 10^{-5} P \\ \theta &= \{-0.29R(p_1) + 2.29R(p_2)\} \times 10^{-6} P \\ S &= \{0.115R(p_1) + 0.885R(p_2)\} P \end{aligned}$$

何れも円振動数  $p_1$  の成分は小さいので, 以下では  $p_2$  の成分のみを考えることにする。

さて, 剪断力  $S$  は (8.93) 式の示すとおり, 波力  $P$  から堤体の慣性抵抗  $\frac{W}{g} \ddot{x}$  を差し引いたものであって, これが摩擦抵抗の限界値  $F = \mu W_0$  ( $W_0$  は空中重量から浮力や揚圧力を除いたもの) より小さい間は, 堤体はマウンドと一体となって運動する。しかし, 限界値を超えると, 堤体はマウンドに相対的な運動を開始し, これが実質的な滑動となる。例えば,  $W_0$  として堤体の全水中重量を

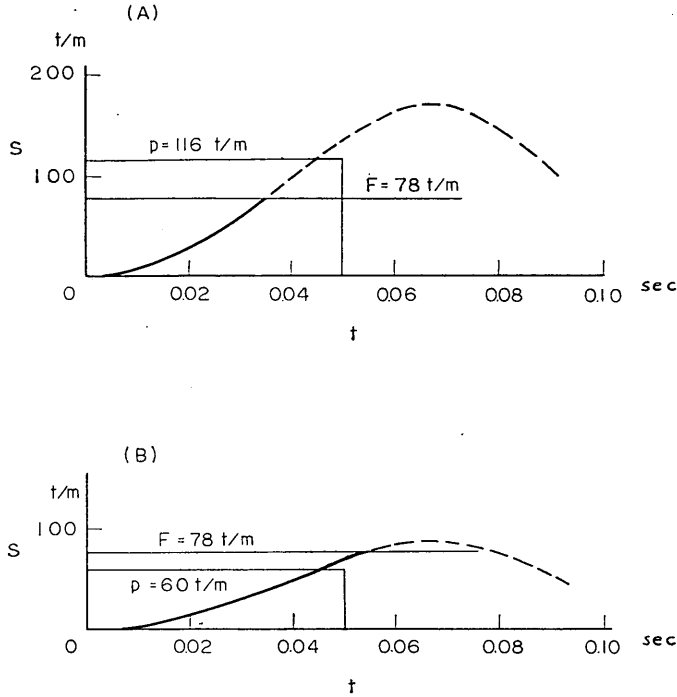


図-8.11 剪断力の時間的变化

とると、いまの計算例では  $130 \text{ t/m}$ 、したがって  $F = 0.6 \times 130 = 78 \text{ t/m}$  である。これに対し、 $P = 116 \text{ t/m}$ 、 $\tau = 0.05 \text{ sec}$  なる外力を考えると、図-8.11(A)に示すように剪断力  $S$  は  $t = 0.035 \text{ sec}$  において限界摩擦抵抗  $F$  と等しくなり、このときから堤体の滑動が始まることになる。

マウンドが完全剛体で弾性変形が全くなければ、剪断力は直ちに限界摩擦抵抗に達するので、波力が作用し始めた瞬間から滑動を生ずる。その滑動距離は第4章(4.6)式によって求められ、いまの例についてこれを計算すると、

$$x = \frac{9.8}{2 \times 230} \frac{116}{78} (116 - 78) \times 0.05^2 = 0.3 \text{ cm}$$

である。マウンドの弾性変形を考慮し、実質的な荷重の作用時間を  $\tau_1 = 0.050 - 0.035 = 0.015 \text{ sec}$  と考えると、滑動距離は  $0.027 \text{ cm}$  に減少する。

以上は、波圧の作用時間中に滑動限界に達した例であるが、場合によっては波圧の終息後にそうなることもある。図-8.11(B)は  $P = 60 \text{ t/m}$  としたときのもので、 $t = 0.055 \text{ sec}$  において、剪断力が摩擦抵抗と等しくなっている。波力は最早作用していないので、上記のような単純な考え方では滑動距離を求めることができない。厳密には、これまでの計算で無視したマウンドの重量をも考慮して、堤体とマウンドとの相対運動を論すべきであ

らう。

この例では、 $60 \text{ t/m}$  の波力によって  $78 \text{ t/m}$  の滑動限界に達してしまい、奇異な感じを受けるが、これは衝撃応答係数が1より大きいためである。すなわち、 $\tau/T_0 = 0.05/0.166 = 0.3$  であるから、図-8.3より、 $\varphi = 1.6$ 、したがって、堤体が滑動しないためには、限界摩擦抵抗が波力の  $1.6 \times 0.885 = 1.4$  倍以上なければならない。しかしながら、このことは真の波力に対していえるのであって、もし応答性の十分に高い( $\varphi = 2$ )波圧計で測定した値を波力それ自身と考えるならば、1.4倍ではなくて0.7倍ということになる。マウンドが剛体に近く応答性を増せば真の波力の2倍、波圧計による測定値の1倍を要することももちろんである。これらは矩形パルス衝撃荷重を仮定したときの値で、他の波形を考えれば値は当然異なる。

なお、上の計算例においては、滑動限界に達したときの堤体重心の水平変位は何れも  $0.23 \text{ cm}$ 、そのうち純粋な剪断変形によるものが  $\delta = 0.13 \text{ cm}$ 、したがって水平反力は  $k_1 \delta = 6 \times 10^4 \times 0.0013 = 78 \text{ t/m/m}$ 、回転によるものは  $0.10 \text{ cm}$  である。このように、剪断変形の影響が大きいとすると、これを無視することはできない。しかしながら、何れにしてもマウンドのばね常数の仮定にはなお問題がある。碎石で構成した模型マウンド上での堤体の変位(ただし、重複波的圧力によるもの)の状況を観察す

ると、模型でさえ 0.2cm よりはるかに大きな変位が認められる。また、この変位の程度は堤体の重量によっても異なる。マウンド上の堤体を微動だにしないようにするには、滑動限界重量よりもはるかに重く（例えば 3 倍程度）してやらなければならない。堤体重量が大きいほどマウンドの変形が小さいのは、マウンドが上載荷重によって密になるため、剛性率などが大きくなることを示すものであろう。

次に基礎の反力を調べてみよう。反力のモーメントは  $kB^3\theta/12$  であるから、これと波力の転倒モーメント  $Pl/2$  との比が応答係数となる。この場合、先の仮定により波力の作用点は堤高の中心にあるものと考えている。応答係数は (8.91) 式を用いて、

$$\begin{aligned} \frac{kB^3\theta/12}{Pl/2} &= \frac{kB^3}{6l} \times 2.29 \times 10^{-6} [R(p_2)]_{max} \\ &= \frac{3 \times 10^4 \times 10^3}{6 \times 10} \times 2.29 \times 10^{-6} \times 1.6 \\ &= 1.83 \end{aligned}$$

となる。水平力に対しては上記のとおり 1.4 であったが、転倒モーメントについては 1.8 となってそれと異なる。マウンドの変形を考慮すると、外力は同じであっても、その用途によって等価の静荷重が、異なり得るわけである。なお、計算式誘導の過程においては、堤体底面反力に引張りを生じない限度を対象としたのであるが、前後趾の反力を

$$\sigma = \frac{W_0}{B} \mp \frac{kB\theta}{2} \dots\dots\dots (8.95)$$

とすると、例えば  $P = 25 \text{ t/m}$  としても

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{130}{10} \mp \frac{3 \times 10^4 \times 10 \times 2.29 \times 10^{-6} \times 1.6 \times 25}{2} \\ &= 13.0 \mp 13.7 \\ &= -0.7 \text{ or } 26.7 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

となって、既に前趾側に引張りを生じており、仮定と矛盾する。計算に厳密を期するならば、もちろんこの点を修正しなければならない。

第 4 章における滑動量の計算に際しては、矩形パルスの荷重のもとでの堤体の運動を剛体的に扱ったが、それは本節で論じたようなマウンドの変形を無視したのではなく、その効果をも含めた実質的な滑動を論じたものと解釈すべきである。つまり、第 4 章で考えた波圧は真の外力そのままではなく、マウンドの応答性を媒介として終局的に堤体の滑動に寄与するところの荷重という意味である。したがって、その波圧は本節における真の外力としての波圧とは全く異なり得るもので、相互の関係を明確にするには、前述のとおり、マウンドの運動をも含めたより詳細な議論を展開しなければならない、第 4 章

において、堤体の滑動限界から波圧を逆算したり、厳密には波圧ではなく安定計算用の荷重であると述べたりしたのも、すべてこのような理由に基づくのである。なお、共に矩形パルスの荷重を想定しているのは、もっぱら計算を容易にするために他ならない。

混成堤の応答特性が、マウンドの大きさやその弾性的性質、直立部の寸法や重畳によって異なるものとすれば、来襲波の諸元や、波力に影響を与える断面形状が同じで、真の波力としては等しい場合にも、静力学的に置き換えられた等価の荷重は必ずしも同一ではない。こうなると、動的性質を考慮していない波力公式において、その差が果して実用に無視できるものなのか、あるいは無視できるとしたら限界はどの辺にあるのか、といった疑問も生じて来る。例えば、岩盤と捨石マウンドとの応答性の相違を、摩擦係数などの数値のとり方で処理できるならば、それも一つの実用的方法である。

また、模型実験の相似性からすると、応答特性を現地と相似にするには、マウンドのヤング率や剛性率の縮尺を幾何学的縮尺と一致させる必要がある。もっとも、現地も模型も共に応答係数の一定領域に入っていれば、そこまで厳密を期さなくてもよい。この報告書における混成堤の模型実験では、一般に現地におけるプロポーションよりも大きな捨石を用いているので、そのためにマウンドが剛になっているものとすれば、応答性が実物よりも低下していることはない筈である。

設計上からは、混成堤の応答が十分に高いものとして扱う方がもちろん安全側にある。先の計算例における固有周期の 0.2sec なる値を見ても、応答性をあまり低く考えることはできない。もし 応答特性を利用して等価静荷重を有効に減少させようとするれば、マウンドをかなり柔くしなければならぬが、あまり柔かければ、それ自身が先ず崩壊する危険性がある。しかし、応答性を無視することが実情とかけ離れ過ぎているのであれば、設計にもこれをとり入れる必要がある。恐らく経験と合致する妥当な設計法の中には、それが既に含まれているのであろうが、あらためて動的設計法を確立するには、現段階であまりにも問題点が多い。また、精密な計算にのる部分は防波堤の一面のみであり、重力式の防波堤は全く未開発の構造様式ではないのであるから、動的設計法を追求しても結果的には大差はないのではなからうか。事象の本質の理解に役立てば十分である。

## 8.10 直立堤の地震時応答

通常の防波堤は、波力に耐えるような断面であれば地震力に対しても安定であり、そのような被害例は少ない

ようである。しかし、水深が比較的大きく来襲波高の小さな地点にスレンダーな堤体を設ける場合には、地震力をも考慮しなければならない恐れもあるので、計算によってその点を検討してみる。

地震時に堤体に作用する力は、地震動の加速度による慣性抵抗と、周囲の水との相対運動に基づく動水圧とであり、これらが滑動抵抗や抵抗モーメントを超えれば、堤体は滑動あるいは転倒を生ずることになる。地震時動水圧は主としてダム分野で研究され、古くから Westergaard の公式などが用いられているようであるが、港湾水理の面からすれば、実験水路における造波板に作用する水圧の理論から出発する方がなじみやすい。以下にその誘導を示すが、原理的にも得られる結果もダムの場合とほとんど同じである。ただ、ダムにおいては動水圧はその片側にしか働かないのに反して、海中の堤体では両側に作用するから 2 倍の値を考えなければならない。

地震動を

$$x = e \sin \omega t \quad \dots \dots \dots (8.96)$$

なる正弦運動で表わし、それに伴って堤体も同じ運動をするものとする、その片面に作用する水圧は、ピストン型造波板の理論から次式のようになる〔8.13〕。

$$\frac{p}{w_0 e} = \frac{2 \sinh^2 kh}{\sinh kh \cosh kh + kh} \frac{\cosh k(h+y)}{\cosh kh} \cos \omega t + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2 \sin^2 m_n h}{\sin m_n h \cos m_n h + m_n h} \frac{\cos m_n(k+y)}{\cos m_n h} \sin \omega t \quad \dots \dots \dots (8.97)$$

ただし

$$k = \frac{2\pi}{L} \left( = \frac{4\pi^2}{gT^2} \right) \quad \dots \dots \dots (8.98)$$

$$\sigma^2 = -m_n g \tan m_n h \quad \dots \dots \dots (8.99)$$

であり、 $h$  は水深、 $y$  は水面から鉛直上方にとる。地震動の周期は非常に短いから深海波として扱ってよく、(8.97)式の右辺第 1 項は次のように変形される。

$$2eky \cos \omega t \quad \dots \dots \dots (8.100)$$

また、(8.99)式の根は近似的に

$$m_n h = \frac{(2n-1)\pi}{2} \left( 1 + \frac{L}{2\pi h} \right) \quad \dots \dots \dots (8.101)$$

で表わされる。

(8.97)式を鉛直方向に積分して動水圧の合力を求めると

$$\frac{P}{w_0 e h} = \frac{L}{\pi h} \cos \omega t + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2 \sin^2 m_n h}{\sin m_n h \cos m_n h + m_n h} \cdot \frac{\sin m_n h}{m_n h \cos m_n h} \sin \omega t = \frac{L}{\pi h} \cos \omega t - \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)^3} \cdot \frac{32h}{\pi^2 L} \sin \omega t$$

$$= \frac{L}{\pi h} \cos \omega t - 3.41 \frac{h}{L} \sin \omega t \quad \dots \dots \dots (8.102)$$

となる。仮に周期 0.5sec、水深 10m とすると、この式の右辺第 1 項と第 2 項の振幅の比は

$$\frac{1}{\pi \times 3.41} \cdot \frac{L^2}{h^2} = \frac{0.39^2}{\pi \times 3.41 \times 10^2} = 1.4 \times 10^{-4}$$

であって、第 1 項は無視してよい。したがって、動水圧は堤体の運動と逆位相、すなわち前面の水は堤体を運動方向に引張り、背面の水はこれを押すように作用する。堤体両側での全動水圧の大きさは

$$2P = 2 \times 3.41 w_0 e \frac{h^2}{L} = 6.82 w_0 e \frac{2\pi h^2}{gT^2} = \frac{6.82}{2\pi} w_0 \frac{e}{g} \left( \frac{2\pi}{T} \right)^2 h^2 = 1.1 w_0 \alpha h^2 \quad \dots \dots \dots (8.103)$$

となる。 $\alpha$  は水平震度である。Westergaard 公式における全動水圧は

$$P = \frac{7}{12} w_0 \alpha h^2 (= 0.58 w \alpha h^2) \quad \dots \dots \dots (8.104)$$

で、(8.103)式の 2P はこれの約 2 倍となっている。

同様にして転倒モーメントを計算するととなる。

$$2M = 2w_0 e \frac{h^3}{L} \sum_{n=1}^{\infty} \left\{ \frac{1}{(2n-1)^3} \cdot \frac{32}{\pi^2} - \frac{1}{(2n-1)^4} \cdot \frac{64}{\pi^3} \right\} = \frac{w_0}{\pi} \cdot \frac{e}{g} \left( \frac{2\pi}{T} \right)^2 h^3 \times 1.31 = 0.42 w_0 \alpha h^3 \quad \dots \dots \dots (8.105)$$

となる。動水圧の合力の作用点は海底から 0.38h (Westergaard 公式では 0.4h) の高さにある。なお、動水圧によって堤体底面に揚圧力を生ずるものと考え、端趾のまわりの転倒モーメントを計算してみると、

$$M_u = \frac{w}{6} \alpha h B^2 \quad \dots \dots \dots (8.106)$$

となり ( $B$  は堤体幅、一般に側面に働く動水圧によるものより小さく無視してよい。

さて、堤体の水平方向の運動方程式は

$$- \frac{W}{g} \sigma^2 e \sin \omega t = 1.1 w_0 \alpha h^2 \sin \omega t - F$$

すなわち

$$(W + 1.1 w_0 h^2) \alpha \sin \omega t = F \quad \dots \dots \dots (8.107)$$

であるから ( $F$  は摩擦抵抗)、滑動を生じないための条件は

$$(W + 1.1 w_0 h^2) \alpha < \mu W_0 \quad \dots \dots \dots (8.108)$$

で示される ( $W_0$  は堤体の水中重量)。同様にして端趾

が浮き上らないための条件は

$$\left(W - \frac{I}{2} + 0.42W_0h^3\right)\alpha < W_0 - \frac{B}{2} \dots\dots\dots (8.109)$$

である ( $I$  は堤高)。水深10m, 堤高12mの場合について、限界の幅員を各水平震度ごとに計算してみると表一8.9のようになり、水平震度と共に所要堤幅は急増する。

表一8.9 地震動に対する限界幅

水平震度	滑動限界幅	浮き上り限界幅	マウンド崩壊限界幅
0.1	1.4m	3.3m	1.7m
0.2	4.3	6.5	6.0
0.3	14.2	7.5	35.2

この表によれば、震度が特に大きくない限り、滑動よりも端趾の浮き上りの方が危険であるが、たとえ浮き上ってもそれが直ちに転倒を意味するものでないことは既に第5章でも述べたところである。例えば堤体幅6.5mでは水平震度0.3のもとで若干の浮き上りを生ずるが、最大回転角を第5章(5.6)式で計算してみると次のようになる。

$$W = 2.3 \times 12 \times 6.5 = 180 \text{ t/m}$$

$$W_0 = 180 - 1.0 \times 10 \times 6.5 = 115 \text{ t/m}$$

$$2M = \left(W - \frac{I}{2} + 0.42W_0h^3\right)\alpha$$

$$= 180 \times \frac{12}{2} + 0.42 \times 1.0 \times 10^3 \times 0.3$$

$$= 450 \text{ t-m/m}$$

$$M_r = W_0 \frac{B}{2}$$

$$= 115 \times \frac{6.5}{2}$$

$$= 374 \text{ t-m/m}$$

$$I = \frac{Bl}{3}(B^2 + l^2)$$

$$= \frac{6.5 \times 12}{3}(6.5^2 + 12^2)$$

$$= 4840 \text{ m}^3/\text{m}$$

地震動の周期を0.3secとすると、 $\tau_1 = 0.06\text{sec}$ となり、結局(5.6)式より

$$\theta = \frac{9.8}{2 \times 2.3 \times 4840} \times \frac{450}{374} (450 - 374) \times 0.06^2$$

$$= 1.45 \times 10^{-4} \text{ rad} \approx 0.008^\circ$$

となって非常に小さい。

また、この場合には滑動も生ずることになるので、(4.6)式を用いてこれを見積ってみよう。

$$2P = (W + 1.1W_0h^2)\alpha$$

$$= (180 + 1.1 \times 1.0 \times 10^2) \times 0.3$$

$$= 87 \text{ t/m}$$

$$F = \mu W_0$$

$$= 0.6 \times 115$$

$$= 69 \text{ t/m}$$

$\tau_1$  は同じく0.06secとなるので、

$$x = \frac{9.8}{2 \times 180} \times \frac{87}{69} (87 - 69) \times 0.06^2$$

$$= 0.002 \text{ m}$$

となり、これも極めて小さい。

このような計算結果からすれば、通常の規模の堤体が地震時に剛体としての滑動や転倒を生ずることは極めて稀であろう。

混成堤の場合には、マウンドという水平方向のばねを介して地盤の運動が伝達されるものと考え、直立部の振幅と地震動の振幅との比は

$$\frac{1}{(T/T_0)^2 - 1} \dots\dots\dots (8.110)$$

である。 $T_0$  は直立部の水平振動の固有周期で前節の計算例では0.1~0.2sec程度の値である。地震動の周期 $T$ がこれに近いときには、直立部の振幅がかなり大きなものとなる可能性がある。したがって、直立部に作用する地震力や動水圧もそれに応じて増大し、滑動や転倒を生じやすくなるが、同時に、剪断振動を行なうマウンドがその内部から崩壊する危険性も大きい。

このマウンドの安定性を、第6章の(6.1)式を用い、 $\mu = 0.8$ ,  $\theta = 10^\circ$ として検討してみると、(8.10)式の増幅率を無視した場合、所要堤幅は表一8.9に併示したような値となる。これも水平震度と共に急激に増加し、しかも滑動に対する所要幅より大きい。マウンドの動的安定性は、このような単純な計算で示されるものとは異なるかも知れないが、災害実例においても、堤体の移動よりマウンドの沈下に起因するものの方が多いようである。そして、地震動の方向が防波堤法線に直角でないとき、堤体の滑動などに関与するのは直角方向の成分であるのに反して、マウンド自体の安定に対しては各方向の成分が有効に働く恐れがある。しかしながら、多少の沈下は直ちに防波堤の機能を著しく低下させるものではないし、嵩上げなどによる復旧も比較的容易であるが、スレンダーな堤体が転倒してしまうと機能は大いに阻害される。特に、マウンドの不等沈下に伴って堤体が傾斜すると、たとえ地震時にはもちてたえたとしても、次の嵐の際に容易に倒壊にまで至る可能性があることに留意すべきである。

## 第9章 セル型防波堤の安定

### 9.1 セルに作用する波力

セル状の構造物に作用する波力を実験的に求める前に、既往の知識を用いてその大きさを推定してみる。よく知られているように、海中に孤立して存在する物体に作用する波力は、抗力と質量力とに分けて考えるのが普通である。抗力は波の粒子速度の自乗と物体の射影面積とに比例し、質量力は粒子加速度と物体の容積とに比例する。そして、波の規模にくらべて物体の径が小さいときには抗力が卓越するが物体が大きければ質量力が支配的となる。

いま、セルの直径を、16m波高を4m程度とすると、当然質量力の卓越が予想される。質量力は

$$F = \frac{w_0}{g} C_M \frac{\pi D^2}{4} \int_{-h}^0 \frac{\partial u}{\partial t} dz \quad (9.1)$$

で表わされる。ここに

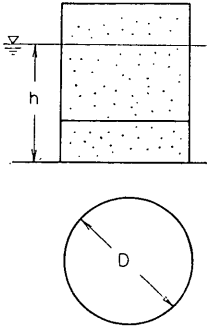


図9.1 セル型防波堤

$$\begin{aligned} \int_{-h}^0 \frac{\partial u}{\partial t} dz &= \frac{2\pi^2 H}{T^2} \int_{-h}^0 \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} dz \\ &= \frac{\pi H L}{T^2} \quad (9.2) \end{aligned}$$

である。また、質量係数  $C_M$  の値は基本的には2.0である。例えば、 $D=16\text{m}$ 、 $H=4\text{m}$ 、 $h=15\text{m}$ 、 $T=10\text{sec}$  ( $L=109\text{m}$ ) として計算すると  $F=560\text{t}$  なる値が得られる。しかし、 $C_M=2.0$  としてよいのは、直径と波長との比が小さい場合であって、その比が大きくなるにつれて  $C_M$  の値は小さくなる。その関係は円柱のまわりの速度ポテンシャルから計算することができて、次式で示される。

$$C_M = \frac{2(Y_0 J_1 - J_0 Y_1)}{\sqrt{(kr_0 J_0 - J_1)^2 + (kr_0 Y_0 - Y_1)^2}} \quad (9.3)$$

$$J_0 = J_0(kr_0), \text{ etc.}$$

$$r_0 = D/2$$

この問題は既に解かれているようであるが [9.1]、筆者が行なった誘導は以下のとおりである。

半径  $r_0$  なる円柱のまわりの波の速度ポテンシャルは次のように表わされる [9.2]。

$$\phi = \frac{gH}{2\sigma} \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \psi(r, \theta) e^{i\sigma t} \quad (9.4)$$

$$\psi(r, \theta) = e^{ikr\cos\theta} - \frac{J_1(kr_0)}{H_1^{(2)}(kr_0)} H_0^{(2)}(kr)$$

$$- 2 \sum_{n=1}^{\infty} i^n \frac{n J_n(kr_0) - kr_0 J_{n+1}(kr_0)}{n H_n^{(2)}(kr_0) - kr_0 H_{n+1}^{(2)}(kr_0)}$$

$$\times H_n^{(2)}(kr) \cos n\theta \quad (9.5)$$

円柱側面の圧力は

$$\frac{p}{\rho} = \left( \frac{\partial \phi}{\partial t} \right)_{r=r_0} \quad (9.6)$$

であるから、全波力は

$$\begin{aligned} P &= \int_{-h}^0 dz \oint p \cos\theta \cdot r_0 d\theta \\ &= \frac{i}{2} \rho g H r_0 e^{i\sigma t} \int_{-h}^0 \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} dz \oint \psi(r_0, \theta) \\ &\quad \times \cos\theta d\theta \quad (9.7) \end{aligned}$$

となる。ここで、

$$e^{ikr\cos\theta} = J_0(kr) + 2 \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n J_{2n}(kr) \cos 2n\theta$$

$$+ 2i \sum_{n=0}^{\infty} (-1)^n J_{2n+1}(kr) \cos(2n+1)\theta \quad (9.8)$$

なる展開公式と

$$\left. \begin{aligned} \int_0^{\pi} \cos n\theta \cos m\theta d\theta &= 0, \quad n \neq m \\ &= \frac{\pi}{2}, \quad n = m \end{aligned} \right\} \quad (9.9)$$

なる関係を利用すると、

$$\begin{aligned} \oint \psi(r_0, \theta) \cos\theta d\theta &= 2 \int_0^{\pi} \psi(r_0, \theta) \cos\theta d\theta \\ &= 2\pi i \left\{ J_1 - \frac{J_1 - kr_0 J_2}{H_1^{(2)} - kr_0 H_2^{(2)}} H_1^{(2)} \right\} \quad (9.10) \end{aligned}$$

となる。ただし、 $J_1 = J_1(kr_0)$ 、etc である。ハンケル関数の定義により、

$$H_n^{(2)} = J_n - i Y_n \quad (9.11)$$

また、漸化式

$$\left. \begin{aligned} kr_0 J_2 &= 2J_1 - kr_0 J_0 \\ kr_0 Y_2 &= 2Y_1 - kr_0 Y_0 \end{aligned} \right\} \quad (9.12)$$

より、(9.10)式は

$$\frac{i\pi k r_0 (Y_0 J_1 - Y_1 J_0)}{(k r_0 J_0 - J_1)^2 + (k r_0 Y_0 - Y_1)^2} \times \{(k r_0 Y_0 - Y_1) - i(k r_0 J_0 - J_1)\}$$

$$P = \frac{\rho g}{2} H r_0 \frac{\text{anh} kh}{k} \times \frac{2\pi k r_0 (Y_0 J_1 - Y_1 J_0)}{(k r_0 J_0 - J_1)^2 + (k r_0 Y_0 - Y_1)^2} \dots (9.13)$$

と変形される。これの絶対値を用いると、結局波力  $P$  の大きさは

となる。

一方、波力を質量力として表現すると

$$P = \frac{w_0}{g} C_M \frac{\pi D^2}{4} \frac{2\pi^2 H}{T^2} \int_{-h}^0 \frac{\cosh k(z+h)}{\sinh kh} dz \dots (9.14)$$

であるから、両式を比較すると質量係数  $C_M$  として (9.3) 式が得られる。

表—9.1  $C_M$  と  $D/L$  との関係

$kr_0$	0	0.2	0.5	1.0	2.0	3.0
$D/L$	0	0.064	0.159	0.318	0.637	0.956
$C_M$	2.00	2.05	2.00	1.37	0.56	0.31

表—9.1 はこの  $C_M$  の値を示すものであって、上記の例では  $D/L = 16/109 = 0.15$  であるから、 $D/L$  の影響による  $C_M$  の変化はほとんどない。

これまでの議論は、ただ1箇のセルが海中にあるものとして進めて来たのであるが、多数のセルが狭い間隔を置いて並んでいるときには、そのことの影響が加わる。円柱相互の間隔の大小が質量係数に及ぼす影響を及ぼすかを、定常的なポテンシャル流 (9.3) について近似的的に解くと、表—9.2 のような結果が得られる。ここで近似的という意味は、理論的に計算できるのは固体表面が完全な円形をなす場合でなく、近似隋円をなすときであることを指している。表中の  $l$  はセルの中心間隔であって、これを 19m とすれば  $D/l = 16/19 \approx 0.8$ 、したがって  $C_M \approx 4$  となるから、この値を (9.1) 式に代入すると  $F \approx 1100 \text{ t}$  ということになる。

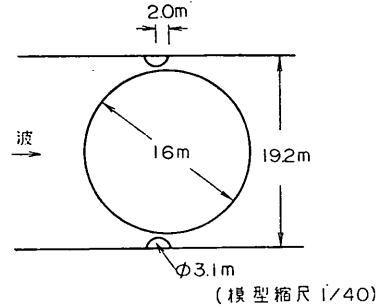
表—9.2  $C_M$  と  $D/l$  との関係

$D/l$	0.1	0.3	0.5	0.7	0.9
$C_M$	2.05	2.18	2.51	3.19	4.65

セル相互の間隔が更に狭くなって互いに密着してしまうと、波のエネルギーは間隙を通過して背後へ伝達されることなく全て反射されるから、完全重複波となる筈で

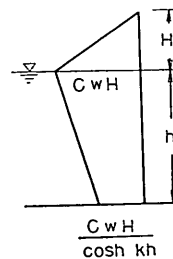
ある。もちろん、境界面は連続円弧状をなしているから平面の場合とは異なるであろうが、Sainflou 公式で重複波圧を計算すると  $F = 1100 \text{ t}$  となる。あるいは、混成堤直立部に対する  $p = 0.7wH$  を使って簡単に求めれば  $F = 900 \text{ t}$  である。以上、いずれの取り扱いも完全ではないから、解答もまた確実とはいえないが、このような計算からは数百〜千トン程度の波力が推定される。

さて、実験によって波力を測定するとどのような値が得られるであろうか。図—9.2 の状態でセルに作用する



図—9.2 セルと円管の配置

全波力を測定したところでは (セル相互の間隙を通過して波が背後へ廻り込むような場合には、セルの前後面に波力が作用するのであるから、前面での波圧を測定しただけでは、少なくとも原理的には全波力を求めたことにならない)、表—9.3 に示す結果が得られた。先の計算例に相当する波力は 600 t 内外であって、計算値の方が一般にかなり大きい。この表には波力を (9.1) 式で表わされる質量力と考えたときの質量係数と、重複波圧と考えたときの補正係数の値とを、共に実験結果から算出して記入してある。ここで重複波圧としては簡単のため微小振幅重複波によるものを用い、静水面上の部分を図—9.3 のように便宜的に加算してある。



図—9.3 波圧分布

表—8.3 によると、質量係数  $C_M$  の値は波の周期によってかなり変化する。その変化の程度は、(9.3) 式あるいは表—9.1 に示されるものよりはるかに大きい。こ



表-9.3 全波力測定値

h	T	H	円管あり				円管なし			
			F <sub>+</sub>	F <sub>-</sub>	C <sub>M</sub>	C	F <sub>+</sub>	F <sub>-</sub>	C <sub>M</sub>	C
12m	6.3 <sup>sec</sup>	2.5 <sup>m</sup>	260 <sup>t</sup>	220 <sup>t</sup>	1.2	0.64	210 <sup>t</sup>	260 <sup>t</sup>	1.0	0.53
		3.2	330	290	1.1	0.61	340	320	1.2	0.63
	7.9	2.4	290	240	1.6	0.69	280	270	1.5	0.66
		3.8	450	290	1.5	0.61	420	330	1.4	0.57
	9.5	2.3	320	230	2.1	0.72	300	240	2.0	0.68
		3.8	500	330	2.0	0.66	550	420	2.2	0.72
	4.4	650	370	2.2	0.72	610	410	2.1	0.69	
15	6.3	3.3	380	380	1.2	0.52	340	450	1.0	0.46
		4.4	480	470	1.1	0.47	460	510	1.1	0.45
	7.9	3.3	480	400	1.7	0.66	400	460	1.5	0.55
		5.1	670	560	1.6	0.56	590	650	1.4	0.49
	9.5	3.2	510	480	2.2	0.67	450	420	1.9	0.59
		4.8	760	650	2.1	0.63	680	680	1.9	0.57
	6.4	950	790	2.0	0.56	960	870	2.0	0.56	

れに反して、重複波圧の補正係数Cは変動が少なく、0.5~0.7、平均0.6程度となっている。

また、質量力は水粒子の加速度によって表現されることからわかるように、その位相は波形の位相より90°前進しており、波面が静水面を上方に向かって切るときに最大値を生ずる。もっとも、この関係も物体の径が大きくなると異なっては来るが、いまの場合はほとんど影響しない。ところが、重複波圧においては波の山によって最大値を生ずる。実験では、波形と波力の位相差まで測定はしなかったが、観察によると波の山において波力が最大となっているように見受けられた。このほか、間隙から背後へ伝達される擾乱はそれほど小さくなく、したがって全波力の大部分がセル前面に作用していると考えら

れることから、この実験の対象としたセルに作用する波力の機構は、質量力的であるとするよりも重複波圧的であると考えの方が妥当であろう。

なお、円管の有無による波力の差はあまり顕著ではない。これに対しては、間隙部では確かに波力の集中が起り得るであろうが、水圧は元来壁面に直角に作用するのであるから波の進行方向にとった成分が全波力に及ぼす影響は必ずしも大きくない、という風に解釈することもできる。

## 9.2 セルの滑動と転倒

前節の考察および実験によって、セルに作用する波力の大要が把握できた。本節では、実際に砂で中詰された

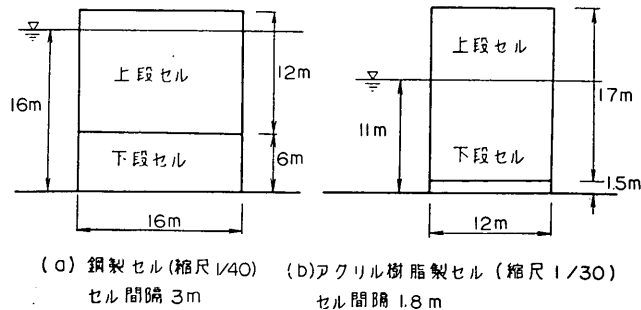


図-9.4 セルの寸法

セルが、波の作用に対していかに抵抗し、いかに破壊するかを実験的に観察する。実験に用いたのは、図-9.4のような鋼製セルとアクリル樹脂製セルであって、共に下段セルは模型海底に固定し、その上に据えた上段セルの安定性だけを対象とした。真の安定性は根入れ部をも含めて論ずべきであるが、残念ながらまだそこまで実験に取り入れていない。

波を作用させる前に、上段セルの中詰砂（実験に使用したのは粗砂）の量を変化させながら種々の抵抗試験を行なった。まず、上段セルを水平に引張って下段セルとの境界面における剪断抵抗を求め、その結果から内部摩擦係数を算出してみると、僅かに変位しはじめる限界に

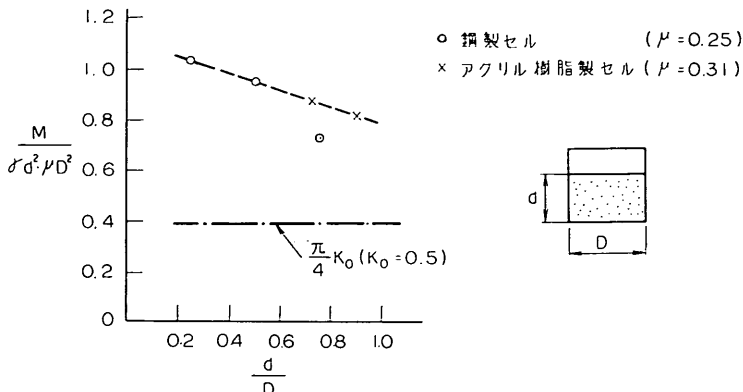


図-9.5 中詰砂の抵抗モーメント

$$M = \frac{\pi}{4} \gamma K_0 d^2 \mu D^2 \quad (9.15)$$

となる。図-9.5の実験値は、上式の係数 $\pi K_0/4$ よりもはるかに大きく、また、中詰砂の高さを増すと減少する傾向を示している。これは水平力を受けたときの中詰土圧が静止土圧と異なること、高さが径に比して大きいときは下部の土圧が深さに比例して増大していないこと、などに起因するのであろう。

実験に用いた鋼製セルの板厚は僅か1mmしかないので、上下段の接合部にはフランジを付けて坐りをよくしてある。上述の抵抗モーメント測定の際にはフランジの影響は入っていないが、これを含めれば抵抗モーメントはもちろん増加する。表-9.4は、セルの自重やフランジの効果をも含めた滑動抵抗および抵抗モーメントの実測値である。

表-9.4 鋼製セルの抵抗

中詰厚(d)	滑動抵抗	抵抗モーメント
12m	1600 t	11200 t-m
8	900	7400
4	540	4200

対して約0.6、崩壊の極限においては0.8~0.9という値が得られた。また、上段セルを吊り上げて壁面と中詰砂との間の摩擦係数を求めたところ、鋼製セルの場合は平均0.25、アクリル樹脂製セルの場合には平均0.31であった。ただし、中詰砂が壁面に及ぼす土圧として、 $K_0 = 0.5$ の静止土圧を考えている。更に上段セルの上部を水平に引張って後趾のまわりの抵抗モーメントも測定したが、その結果は図-9.5に示すとおりである。この抵抗モーメントは、壁体の自重によるものを差し引いた値である。転倒に対する上段セルの抵抗モーメントを、中詰砂の静止土圧に基づく一様な周辺摩擦の後趾のまわりのモーメントと考えれば、

鋼製セルには、水路内で規則波を作用させたのであるが、先の実験結果に基づいて上段セルに作用する波力および転倒モーメントを算出すると表-9.5のようになる（水深16m、周期9.5sec、波圧の補正係数0.7）。これと表-9.4との比較から、中詰厚12mのときは $H = 2 \sim 8$ mの範囲で全く安定であるが、中詰厚8mの場合には $H = 7$ m程度、中詰厚4mならば $H = 5$ m程度で、いずれも滑動に対して先ず不安定になることが予想される。実験結果は表-9.6のとおりで、この予想と大体一致している。

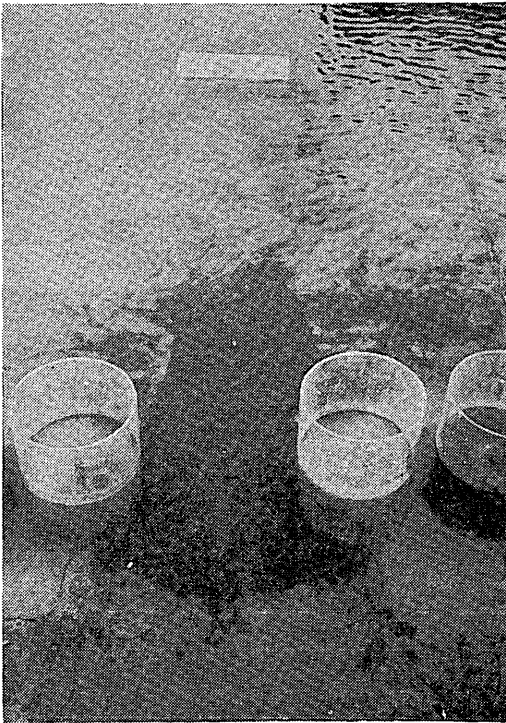
表-9.5 上段セルに働く波力

波高(H)	水平力(F)	転倒モーメント(M)
2m	220 t	1300 t-m
4	470	2800
6	720	4400
8	960	5900

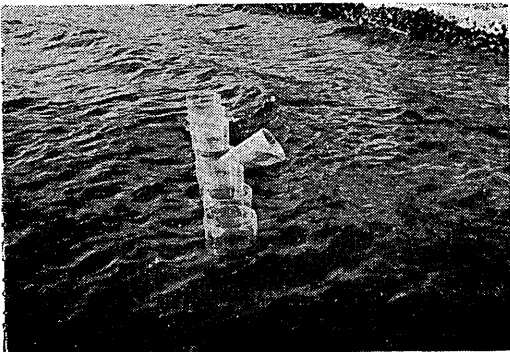
次にアクリル樹脂製セル模型は、合計8箇を平面水槽内に一列に並べ、中央1箇のみを試験体として不規則波を作用せしめた。中詰厚を11mとすると、抵抗試験によって得られた上段セルの抵抗モーメントは2800 t-m、



写真—9.1  $H_{max}=4.7\text{m}$   
中詰厚11m  
波向直角  
模型縮尺 $1/36$



写真—9.2 同 上  
破壊後（中央のみが被試体）



写真—9.3  $H_{max}=4.7\text{m}$   
中詰厚 8 m  
波向 $45^\circ$   
模型縮尺 $1/36$

滑動抵抗は変位しはじめが 470 t, 極限で 740 t 程度である。周期 12sec として安定限界波高を計算すると、滑動に対して 5.1m, 転倒に対しては 4.7m という値になる。実際に平均周期 12sec, 最大波高 2.9m の不規則波を作用させてみると、最大波高も安定限界波高以下であるためセルは安定を保っていたが、最大波高 4.7m の波では次第に傾斜して遂に倒壊した。写真—9.1, 9.2 にその状況を示す。この場合、計算による安定性の推定は、やや過大評価であったことになる。静的に与えた荷重のもとでの極限滑動抵抗はかなり大きい、不規則波中の最大級のグループがもたらす波力が初期滑動抵抗を超えていれば、長時間のうちにはその繰返し作用によって変位は累積する。そして、もともと変位がある限度に達すれば一気に崩壊してしまうような構造様式なのであるから、想定をはるかに上廻る波力のもとでも微動だにしないほどの断面としない限り、真の安定性は確保し難い。

上述の実験は、波を防波堤法線に直角にあてたものであるが、45°の入射角をもたせて同じく不規則波を作用せしめてみたところ、隣接セルによる遮蔽効果とでも称すべきものために、波力は若干の減少を示していた。すなわち、中詰厚 11m の場合は上記の波によって破壊せず、中詰厚を 8m に減少せしめてようやく倒壊した(写真—9.3)。このとき、滑動抵抗は 330 t (極限では 510t), 抵抗モーメントは 2100t-m で、直角に波が入射するとしたときの安定限界波高はそれぞれ 3.6m, 3.9m である。

表—9.6 鋼製セルの安定性

H	中詰厚	12m	8m	4m
2.0m		安定	安定	安定
3.0		"	"	僅かに変位
3.8		"	"	滑動して倒壊
4.8		"	僅かに振動	
5.6		"	"	
6.4		"	僅かに変位	
7.4		"	"	

### 9.3 セル壁体に生ずる応力

据え付け後のセル壁体に作用する外力は、内側からの中詰土圧と、外側からの波圧とである。いま円周方向について考えると、荷重分布が全く一様であれば、壁体には直応力しか生じない。しかし、波圧は円周方向に一様ではなく、特にセル相互の間隙における波圧の集中によって、円周方向にも曲げ応力を生ずることが予想される。それがどの程度のものであるのか、若干の仮定に基

づく計算を行なってみる。

中詰土砂による反力を弾性基礎の場合と同様に取り扱い、セルの向き方向には現象の変化がないものとする、基本方程式は次のようになる [9.4]。

$$\frac{\partial^2 v}{\partial \varphi^2} - \frac{\partial w}{\partial \varphi} = 0$$

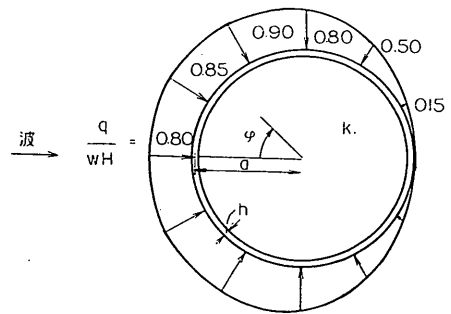
$$\frac{1}{a} \frac{\partial v}{\partial \varphi} - \frac{w}{a} - \frac{h^2}{12a^3} \frac{\partial^4 w}{\partial \varphi^4} = -\frac{a}{Eh} (q - kw) \quad \dots \dots \dots (9.16)$$

ここに

- v : 円周方向の変位
- w : 半径方向の変位
- h : 壁厚
- a : セルの半径
- E : 壁体のヤング率
- q : 波圧強度
- k : 中詰土砂の反力係数
- φ : 海側の頂点から測った角

である。

円周方向に非対称な波圧として、図—9.6 のような分布を考え、これを次式で表わす。



図—9.6 波圧分布

$$q = q_0 + q_1 \cos \varphi + q_2 \cos 2\varphi \quad \dots \dots \dots (9.17)$$

$$\left. \begin{aligned} q_0 &= 0.6wH \\ q_1 &= 0.4wH \\ q_2 &= -0.2wH \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (9.18)$$

この波圧の合力は

$$P = \pi a q_1 = 0.63wHD \quad \dots \dots \dots (9.19)$$

で表わされ ( $D=2a$ ), 先に実験的に求めた値と大体一致するように定めたのである。この水平力は、中詰土砂の剪断抵抗によって受けもたれるものと仮定する。

(9.5) 式を解くために、

$$\left. \begin{aligned} v &= v_0 + v_1 \sin \varphi + v_2 \sin 2\varphi \\ w &= w_0 + w_1 \cos \varphi + w_2 \cos 2\varphi \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (9.20)$$

と置くと、解として

$$\left. \begin{aligned} w_0 &= \frac{q_0}{k + \frac{Eh}{a^2}}, & v_0 &= 0 \\ w_1 &= \frac{q_1}{k + \frac{Eh^3}{12a^4}}, & v_1 &= w_1 \\ w_2 &= \frac{q_2}{k + \frac{Eh^3}{3a^4}}, & v_2 &= \frac{w_2}{2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9.21)$$

を得る。数値として、 $a = 7.5\text{m}$ 、 $h = 15\text{cm}$ 、 $E = 2.1 \times 10^5 \text{kg/cm}^2$ 、 $k = 10\text{kg/cm}^2/\text{cm}$ 、 $H = 4\text{m}$  を代入して応力度を求めると、

$$\begin{aligned} \text{直応力} : \sigma &= -\frac{E}{a} \frac{q_0}{k + \frac{Eh}{a^2}} = -4.3\text{kg/cm}^2 \\ \text{曲げ応力} : \sigma &= \pm \frac{3Eh}{2a^2} \frac{q_2}{k + \frac{Eh^3}{3a^4}} \cos 2\varphi \\ &= \pm 0.067\text{kg/cm}^2 \dots\dots\dots (9.22) \end{aligned}$$

となって、曲げ応力は非常に小さい。これは主として中詰土砂の効果によるものであって、(9.22)式の直応力に関する式において、 $k$  と  $Eh/a^2$  との比は、 $10 : 5.6$ 、また曲げ応力に関する式の中では、 $k : Eh^3/3a^4 = 10 : 0.00075$  となっている。

このような計算を確めるため、模型鋼製セル(縮尺 $1/40$ 、壁厚 $1\text{mm}$ )の水面附近にストレインゲージを貼付し、円周方向の各点における水平・鉛直両方向の曲げおよび直歪みを測定してみた。実験に用いた波高は $14\text{cm}$ である。記録に現われたのは、たかだか  $\varepsilon = 0.8 \times 10^{-6}$  程度の歪みで、このように小さな値では、実際に歪みを生じているのか、それとも他の何か、例えば絶縁抵抗やリード線の容量変化などが、波の作用のもとで周期的に現われたのか判らないが、ともかく非常に小さいことは事実である。上の方法を用いてこの模型における歪みを計算すると、直歪み： $\varepsilon = 0.1 \times 10^{-6}$ 、曲げ歪み： $\varepsilon = 0.1 \times 10^{-6}$ で、共に極めて小さい。

それでは、もっと局部的に集中した波圧の場合はどうであろうか。例えば、 $q$ なる波圧が円周方向に $b$ の区間にのみ作用するものとして、最大の曲げ応力を近似的に解くと(弾性基礎上の梁とみなして)、

$$\sigma_{max} = \frac{3qb}{2\beta h^2}, \quad \beta^4 = \frac{3k}{Eh^3} \dots\dots\dots (9.12)$$

数値として、 $q = 4\text{t/m}^2$ 、 $b = 2\text{m}$ を代入すると  $\sigma_{max} = 37\text{kg/cm}^2$  となってかなり増大するが直ちに破壊に至るは程のものでない。何れにしても、中詰土砂が有効に働く限り、非対称な波圧に対しても、壁体はそれほど脆弱であるとはいえないようである。

## 第10章 その他の諸問題

### 10.1 砕波帯内の波力

砕波帯内における波力の問題は、既に砕けたある波のもたらす波力はいかなる大きさであるかということと、ある水深の点において予想される最大の波力はいかなる大きさであるかということとの二点である。構造物の設計上からは後者の方がより重要である。

砕波の波力は、初期砕波点よりやや岸側に置かれた壁面に対して最大となる。したがって、構造物の側からすれば、その設置点よりやや沖側でちょうど砕けるような波によって最大の波力がもたらされる。それより大きい波はもっと沖側で砕け、減衰してから構造物に当たるから波力は小さいし、また、それより小さな波は砕けるに至らないから波力も当然小さい。このような最大の波力を、現行の設計基準においては、海底勾配が緩やかなときには設置水深の $0.9$ 倍の波高を広井公式に代入すれば十分であるとしている。

海底勾配が急であれば、砕波高は砕波水深よりも大きいことがあるし、構造物のやや沖側における水深もその距離のとり方によってかなり異なる。しかし、 $1/50$ とか $1/100$ とかの海底勾配の場合は、砕波高と砕波水深との比はばらつきはあっても大略 $0.8$ 前後であり、また砕波位置のとり方による影響も少ない。したがって、対象とする砕波高を設置水深の $0.9$ 倍とする考え方は妥当であるが、問題はその波高を広井公式中の $H$ としてよいかどうかである。上記の砕波高はもちろん実体としての波高を意味するから、波力公式中の $H$ が波高の実体を表わすときにだけそのまま使用できるのであって、 $H$ が指標としての波高を表わすときには過大となる。このことは既に第4章で述べたとおりである。したがって、砕波帯内に設置される構造物の設計波圧としては、設置水深の $0.9$ 倍程度の波高に、例えば図-4.5に示される波圧係数を用いて算出したものをとるのが合理的である。もちろん、海底勾配や構造様式の異なる場合にまで直ちにこれを拡張することはできない。ただ注意を要する点は、砕波帯内における海底の変動である。砕波帯内は底質の移動がはげしく、構造物の設置による影響も大きい。前面一帯が洗掘されれば水深が増して限界波高も大きくなる。また、局部的な堆積は海底勾配を急にしたり波を収れんさせたりして波力の増大を招く恐れがある。

波の不規則性を考えると砕波帯という言葉も極めてあ

いまいである。波群のうち波高の大きいものは沖合で砕け、あるものはちょうど直前で砕け、一部は砕けないで構造物にあたる。したがって、同じ水深の地点でも波によって砕波帯内であったり砕波帯外であったりする。また、構造物の設置水深が与えられたとき、波群の中の箇々の波が砕波後にいかなる波圧を及ぼすかを求めることよりも生じ得る最大の波力を知ることが実用上重要である。この考え方は、第4章などの砕波堤において既に見られるものであって、この意味からも、現象的説明はとも角として、砕波時の波圧と砕波後の波圧とは明確に区分し難い。

## 10.2 急勾配海底上の波力

前節で述べたとおり、設置水深が与えられたとき、構造物を作用する最大の波力はそのやや前方でちょうど砕けるような波によってもたらされる。この場合、やや前方の水深をいかにとるかは、緩勾配の海底よりも急勾配の海底において微妙である。表-10.1は、海底勾配  $1/100$

表-10.1 砕波位置と波高との関係

$x_b$	1/100			1/15		
	$h_b$	$H_b$	$H_0$	$h_b$	$H_b$	$H_0$
m	m	m	m	m	m	m
0	3.75	3.3	3.2	3.75	4.1	3.3
20	3.95	3.4	3.4	5.08	5.5	4.4
40	4.15	3.6	3.6	6.41	7.0	5.6
60	4.35	3.8	3.8	7.75	8.4	6.7
80	4.55	4.0	4.0	9.08	9.9	7.9
100	4.75	4.1	4.1	10.42	11.3	9.1

と  $1/15$  との兩者について、構造物の設置点から砕波点までの距離に応じて、砕波高やそれを生ずる沖波高がいかに変化するかを Iversen のグラフから算出したものである。この計算例では、設置水深 = 3.75m, 沖波の  $H_0/L_0 = 0.03$  としてある。Iversen のグラフ (港湾工事設計要覧所載のもの) によると、勾配  $1/100$  のとき  $h_b/H_0 = 1.15$ ,  $H_b/H_0 = 1.00$ ,  $H_b/h_b = 0.87$  であり、また勾配  $1/15$  のとき

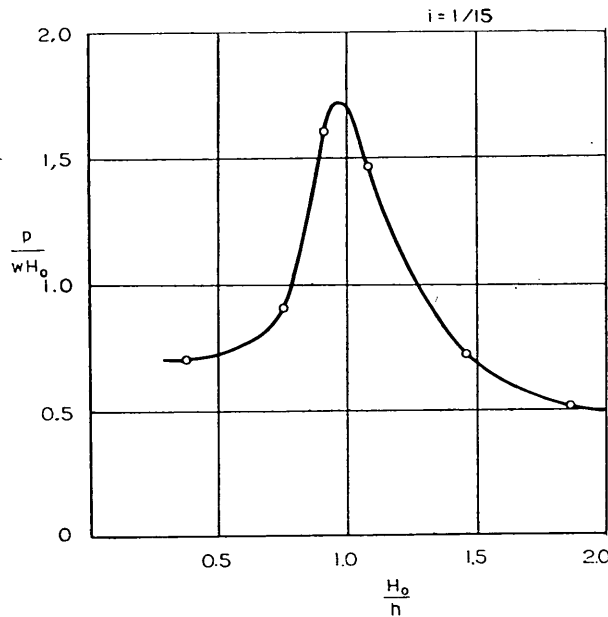


図-10.1 沖波高と波圧強度

は、 $h_b/H_0 = 1.15$ ,  $H_b/H_0 = 1.25$ ,  $H_b/h_b = 1.09$  である。この表を見てわかるとおり、勾配  $1/100$  であれば、砕波点までの距離  $x_b$  を 20m とするか 60m とするかによる  $H_b$  および  $H_0$  の変化は約 10% であるのに対して、勾配  $1/15$  の場合はそれが 50% に達する。 $x_b = 0m$  と  $100m$  とをとっても前者ではたかだか 20%、しかるに後者では

2.8 倍に急増する。したがって、海底勾配が急になるほど最大の波力をもたらす砕波の波高や水深、そのときの波圧強度に関する精確な知識が要求される。

さて、図-10.1は  $1/15$  の海底勾配上の堤体に作用する波圧強度を、沖波高を用いて表示した実験結果の一例である。この実験も、捨石基礎上の堤体の滑動限界から平

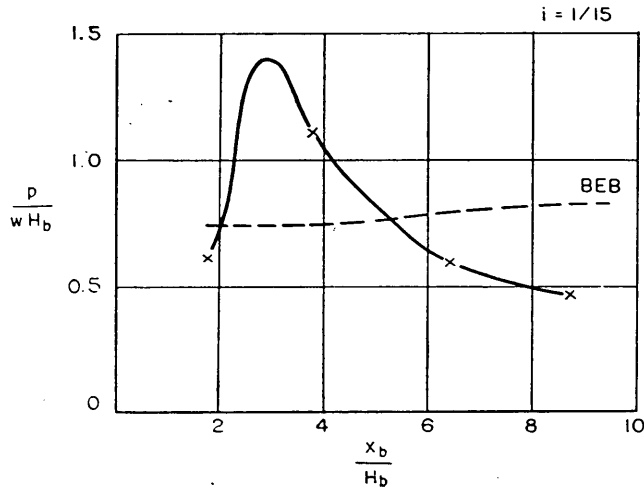
均波圧を逆算したもので、模型縮尺を  $1/25$  とすれば、堤体設置水深 = 3.75m, 堤高 = 7.0m, 波の周期 = 10 sec である。沖波高  $H_0$  が非常に小さければ波は砕けないから波圧強度も重複波圧的である。 $H_0$  が増すと共に波圧強度は増大し、この実験例では  $H_0 = h$  のとき最大となる。このとき堤体前方で砕けた波はちょうど壁面に巻き込むように衝突し、はげしい跳波を伴っている。波高が更に大きくなると、波圧は減少し、また越波の状態も跳波から水塊の越流へと変化する。波圧強度のピーク的位置に関しては、光易博士が広汎な実験を行なって次の

実験式を得ている〔10.1〕。

$$\frac{d_M}{H_0} = (0.59 - 3.2 \tan \theta) \left( \frac{H_0}{L_0} \right)^{-\frac{1}{4}} \dots \dots \dots (10.1)$$

ただし、 $d_M$  は波圧強度が最大となるような設置水深、 $\tan \theta$  は海底勾配である。 $\tan \theta = 1/15$  と置くと  $d_M/H_0 = 0.9 \sim 1.0$  程度となる。

図—10.2は、図—10.1と同じデータを砕波高および砕波位置によって表示したものである。この場合の砕波高と砕波水深とは Iversen のグラフから算定したもので、



図—10.2 砕波位置と波圧強度

その値と今回の実験結果は大體一致していた。いずれにしても極大値附近での変化は急激であって、これが  $p/wh$  の形の係数値だけならよいが、波圧の絶対値もまたこれに近い変化をするので、設計波圧の決定はいささか微妙なところである。

現行の設計基準では、構造物が汀線附近または海底勾配の急な場所にあつて既に砕けた波が作用するときには、Beach Erosion Board の波圧公式によって安定および強度を検算することになっている。この公式はBEBの Technical Report No. 4 に説明されており、そこでは、重複波に対して Sainflou 公式、砕波に対して Minikin 公式、そして既に砕けた波 (broken wave) に対してこのBEB公式を使うよう規定している。BEB公式の誘導法は極めて便宜的なものであり、またその信頼度も明確にされているわけではない。この公式は、確かに砕波帯内での波力の減少の傾向は示しているが、それはもっぱら設置水深の減少に伴う受圧面積の減少に起因するのであって、波圧強度自体はほとんど変らない。図—

10.2にこれを示してあるが、明らかに実験の事実とは符合しない。そしてBEB公式の与える波圧強度は、砕波点と構造物との距離に関せず波高の大きいほど大であるから、構造物の設置水深が与えられたときには、比較的近くで砕ける小さな波よりも、はるか沖合で砕ける大きな波の方が大きい波力をもたらすという矛盾を生ずる。実際問題として砕波帯内の波力が必要となるのは、ある波が砕けた後の波力が位置的にいかに変化するかの現象的説明ではなくして、構造物設置点での最大の波力を求めたいときであるし、特に波の不規則性を考慮すればますますそうならざるを得ない。それでも、この公式をいわゆる broken wave の領域から敢えて breaking wave の領域へ拡張したときに適切な値を示し得るならばとも角、図—10.2の示すとおりいずれの要求にも応じられそうもない、どうやらBEB公式を使うのは避けの方がよさそうである。もっとも、BEB公式が元来かなり緩勾配の、しかも砕波点からかなり離れた点での波圧の算定を意図したものであるとすれば、上述の批判は見当外れ

かも知れない。

光易博士の海底勾配  $1/15$  に対する実験結果のカーブからいまの場合に対応する全波力を算出すると  $60\sim 80t/m$  となる。もっとも、極大値附近のシャープな部分において、沖波波形勾配によって内挿したものであるから確定的なものではない。図-10.1 から求めると  $50t/m$  となるが、これもピークは目分量であって概略値である。一方、砕波帯内の波圧公式は本間博士らによっても提唱されており〔10.2〕、 $1/15$  勾配上での実験であるから直接いまの場合に適用できる。その結果は  $51t/m$  である。この公式は B E B 公式と同様に堤体背後から静水圧がかかっているときにはこれを差し引くことを忘れてはならない。いまの例では、静水圧は約  $7t/m$  である。筆者の実験以外は、応答性のかなり高い計器で全波力を測定したものであるが、それにも拘わらず波力として同程度の値が出ているのは、本当に同じものが同じ値を示したのか、あるいは、違うものがたまたま一致したのか、急勾配海底上での砕波圧の強い衝撃性を考えると、いささか疑問の余地はある。いずれにしても、海底勾配の比較的急な砕波帯内での波力の極大値は、ちょっとした条件の差が敏感に響くものようであるから構造物としてはそれに見

合う対処が必要である。中でも重要なのは、前節に述べたとおり、海底の変動の及ぼす影響であろう。

### 10.3 堤体背後の捨石の抵抗

混成堤直立部の滑り出しについて安定計算を行なうとき、一般には前後の捨石の抵抗を無視するが、捨石層が厚いときにはある程度の抵抗が期待される筈である。以前の設計基準（港湾工事設計示方要覧）では、直立部の高さのほぼ  $1/3$  以上に達する捨石もしくは根固め方塊がある場合に限り、これを堤体の一部と考えてよいとしている。本節では、この問題に関して図-10.3の断面によって模型実験を行なう（模型縮尺  $1/25$ ）。実験は規則波によるものである。

表-10.2に実験結果および計算による安全率を示してある。計算に用いた波力は第4章の実験結果に基づく値であり、また背後捨石の滑動抵抗は、捨石の内部摩擦係数を  $0.8$  とし、ケーソン底面と同一水平面における摩擦抵抗として算出する。また、ケーソンの転倒に対する捨石の抵抗は、上記の滑動抵抗が捨石層の高さの下から  $1/3$  の点に作用するものと単純に考える。

実験結果によるケーソンの安定性は、背後捨石の抵抗

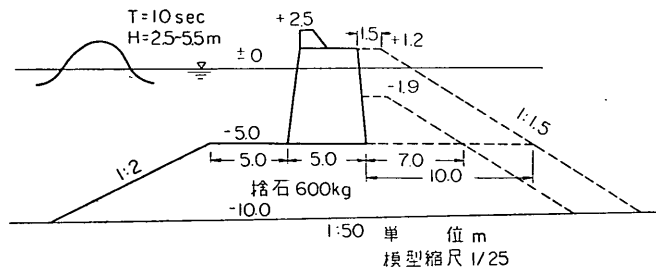


図-10.3 堤体断面

表-10.2 堤体の安定

捨石 天端高	波高	堤体 重量	捨石を無視した安全率		捨石を考慮した安全率		安定性	写真
			滑動	転倒	滑動	転倒		
+1.2m	2.5m	23t/m	0.9	0.9	3.0	1.8	安定	
	4.0	"	0.5	0.6	1.8	1.1	"	写真-10.1
	5.5	"	0.3	0.4	1.2	0.8	前方へ滑動	" -10.2
-1.9	2.5	"	0.9	0.9	1.7	1.1	安定	
	4.0	59	1.5	1.4	2.0	1.6	"	
	5.5	77	1.3	1.3	1.6	1.3	ほぼ安定	
	"	59	0.9	1.0	1.3	1.0	まあ安定	
	"	41	0.6	0.7	0.9	0.7	かなり動揺	" -10.3
"	"	23	0.3	0.4	0.6	0.5	転倒	" -10.4



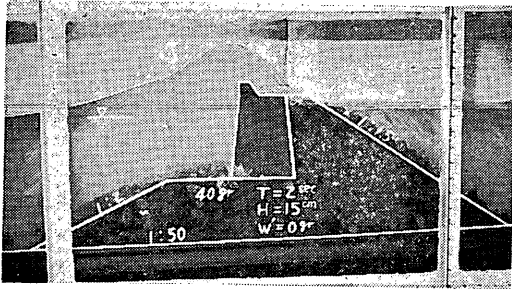


写真-10.1  $h = 10\text{m}$   
 $T = 10\text{sec}$   
 $H = 4.0\text{m}$   
 $W_0 = 23\text{ t/m}$   
 捨石重量600kg  
 模型縮尺 $1/25$   
 (写真中の模型波高は誤り)

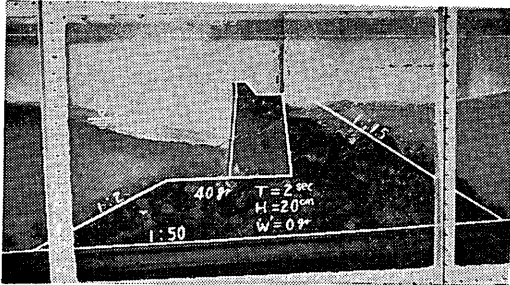


写真-10.2  $h = 10\text{m}$   
 $T = 10\text{sec}$   
 $H = 5.5\text{m}$   
 $W_0 = 23\text{ t/m}$   
 捨石重量600kg  
 模型縮尺 $1/25$   
 (同上)

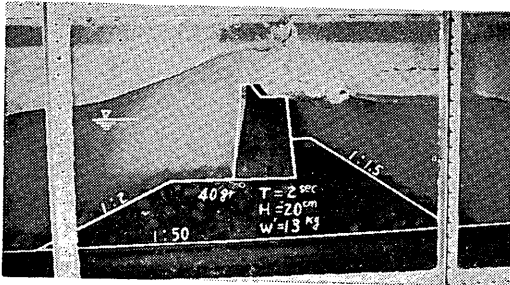


写真-10.3  $h = 10\text{m}$   
 $T = 10\text{sec}$   
 $H = 5.5\text{m}$   
 $W_0 = 41\text{ t/m}$   
 捨石重量600kg  
 模型縮尺 $1/25$   
 (同上)

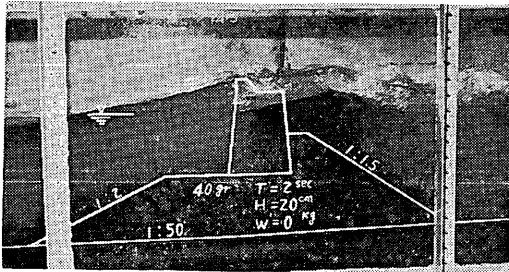


写真-10.4  $h = 10\text{m}$   
 $T = 10\text{sec}$   
 $H = 5.5\text{m}$   
 $W_0 = 23\text{ t/m}$   
 捨石重量600kg  
 模型縮尺 $1/25$   
 (同上)

を含めた計算上の安全率と大体一致した傾向を示しているから、上述の程度の捨石層の抵抗は認められてよい。したがって捨石層の厚さがどの程度以上あればこれを考慮に入れてもよいか否かは、箇々のケースについて計算してみれば、その値の全抵抗に占める割合から自づから判定できる事柄である。ただ実際問題としては、以下のような注意が必要である。

第一に、捨石層の厚さが幅に比して過度に薄いときは、

一体となって抵抗する前に局部的な崩壊を生ずる危険性がある。6420台風時における和歌山北港西防波堤の災害例では、背後捨石の被覆ブロックがケーソンの滑動と共に盛り上っている状況が報告されている[10.3]。したがって、上述の計算では水平な滑り面を仮定したが、抵抗土圧的な考え方にならって、捨石層厚がある程度ある場合についても、あらゆる滑り面を仮定し最も安全側となるように背後捨石を評価すべきである。

第二は、当然の根本前提として、背後捨石の頂部や表層が越波あるいは港内発生波に十分耐えられるよう、その断面形や重量を確保しなければならない。写真-10.1～10.2の実験例では、越波による捨石層の崩壊が認められる。

第三は、波の谷における負圧に対する配慮である。背後捨石に滑動抵抗の大部分を負わせてしまうと、ケーソン自体が軽くなり過ぎるために、写真-10.2のように引き波時に前方へ滑動する。負圧のほか、捨石層の主働土圧（石圧）的な圧力も恐らくこれを促進するであろう。この実験例では、ケーソンが前後に動揺し、その都度背後捨石が僅かづつケーソンとの間に落ち込んで次第に沖側へ移動したのである。

図-10.4は宇部港における防波堤の転倒の実例である〔10.4〕（原文では、戦時中のことなので〇〇港となっている）。堤体の両側に捨石で被覆してあるが、あまりにスレンダーであるために転倒を免れなかったであろう。

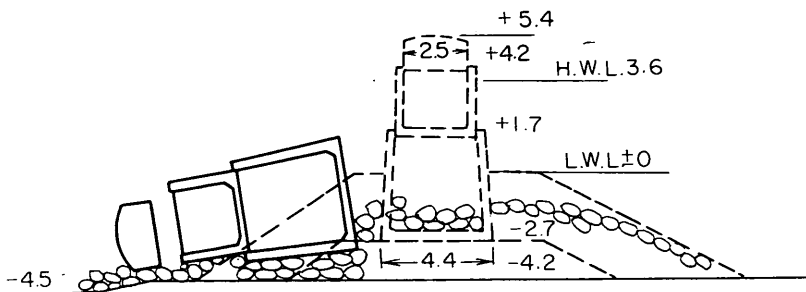


図-10.4 宇部港防波堤の転倒

るためには抵抗モーメントの1.4倍程度の外力を要する（波の周期10secとして第5章の計算法を用いた場合）。これだけの波力が作用すると、転倒を生ずる前に滑動が始まることになる。しかし、堤体が若干滑動しながら僅かでも傾斜すると、外力はそれほど大きくなっても容易に倒壊にまで達し得る。第6章の写真-6.5～6.7は、そういった傾向を示す一例である。堤体が傾斜していれば抵抗モーメントも限界回転角も小さくなるから倒壊しやすいのは当然である。図-10.4のような形状の場合、堤体が水平であるときの抵抗モーメントにちょうど等しい外力が作用するものとする、水平である限り前趾の浮き上りに関する限界状態にあって倒壊は絶対に生じないが、堤体が僅か7°傾斜しているところへ同じ外力が作用すれば倒壊してしまう。構造物の破壊は、その本来の安定状態から必ずしも一気に生ずるものではなく、波の繰返し作用によって徐々に進行する場合が多い。やはり、平衡状態からの僅かな偏倚が破壊を加速するようなもの

図中の水深から判断すると沖側へ転倒したもののようなから、前面捨石の洗掘などにも起因するのかも知れない。この堤体の滑動抵抗は1mあたり約20t、抵抗モーメントは75t-mである。これに対して、背後捨石の滑動抵抗は7t程度、抵抗モーメントは6t-mである。また、前面の捨石が、堤体が水平に滑動しようとするとき主働土圧的に作用するものとしても、その大きさは1t以下であるから無視できる。堤体が転倒しようとするとき受働土圧的に抵抗するものとする、これも大したことはない。

結局岸側へ転倒するためには85t-m、前面捨石の洗掘後に沖側へ転倒するものとする、約75t-mの外力が少なくとも必要である。これは平均2.5t/m<sup>2</sup>程度の波圧に相当するから、波高にすれば4m内外である。もっとも、これだけの転倒モーメントによって堤体の前趾あるいは後趾が多少浮き上がったところで直ちに倒壊するわけではなく、このような断面形の場合、完全に転倒せしめ

であってはならない筈である。

#### 10.4 堤体前後の補強ブロックの効果

混成堤の直立部の前後に方塊を多数積み重ねて補強した断面の代表例は、神戸港の第1～第3防波堤において見られる。この防波堤は、室戸台風や最近の台風時に若干の被害を受けてはいるが、ほとんど健全な姿を保ち続けている。1926年のPIANC (Cairo) に提出された阪本、高西両氏の論文によると、この防波堤の建設当時の考え方は以下のとおりである〔10.5〕。

来襲波としては、大阪湾内の発生波よりも紀淡海峡から侵入して来る外洋の波の方が危険で、波向はSE、波高は2mあるいはそれ以上と推定される。この波が砕けるときは、 $H/L=1/20$ と仮定して、 $1.5+\pi H/2L=1.6$ 倍、すなわち、神戸港附近では約3mに達する。最大波圧は $2wH=6.2t/m^2$ となる。この砕波が構造物に作用するとき、波頂は30～45°の角度をもって衝突するから、

実際の波圧は上記の値の約80%、すなわち、水面で約4.8t/m<sup>2</sup>となる。また、防波堤法線は紀淡海峡の方向と65°をなすから、更に82%に減少して4.0t/m<sup>2</sup>になる。波圧分布はLuigiのカーブを参照して、水面上3mで90%、水面下3mおよび4.5mでそれぞれ45%、30%とする。この波力によるケーソン後趾の反力は18.6t/m<sup>2</sup>である。

波に対する堤体の安定性について述べられているのは以上の点だけで、方塊に関しては、単にケーソンを保護するため13tと17tのものを積み上げたという風にしか書いてないので、具体的にどのような効果を期待したのかよく判らない。上記の波圧分布によってケーソンに作用する波力を求めると(潮位はLWLとして)約23t/mとなるが、これに対してケーソンの水中重量は42t/m、滑動抵抗は25t/mである。現行の方法で設計すれば、波高3mとしてマウンド上の水深(4.85m)の半分以上あるから広井公式を用いることとなり、入射角を考慮して $P=29t/m$ 、したがってこの断面ではやや不足する。もっともこれはケーソンのみを考えた場合の話であって、前後のブロックの効果を考慮に入れば計算上の安定をもたせることはできる。問題はブロックの抵抗をいかに評価するかである。なお、堤体後趾の反力を計算すると43t/m<sup>2</sup>となって、前記の値とは合わない。

この防波堤は室戸台風時に最大20cm程度滑動したといわれ、その後松尾博士が土木試験所で水槽実験を行なって安定性を検討した[10.6]。それによると、前後のブロックは堤体の滑り出しに対してかなり有効であり、前面ブロックの方が後面ブロックよりも効果が大きい。その理由は、前面ブロックの前面に作用する波力と堤体に作用する波力との間には時間的なずれがあるからとされている。また、前面ブロックは波によって多少移動するが、それがマウンドの洗掘にまで及ぶほどのものでなければ、すなわち根固めブロックとしての機能を失なわない限り、ブロックは移動現象が起ればこそこれを置く必要があるものであって、移動を生じたブロックはその使命を果したものと考えられるということである。

前後のブロックの安定性については、この防波堤の嵩上げおよびそれに伴うテトラポッド被覆に関連してSogréah(フランス)で実験している[10.7]。それによると、波高3m前後のときの大体の傾向としては、潮位が低ければ上層部のブロックは港内外ともに不安定であり、潮位が高くなると安定性を増す。筆者も同様な実験を行なってみたが、潮位が高いときにブロックが安定であるのは堤体の天端が低く越波が許されるためであって、天端を高くして越波を阻止すると、引き波によって前面ブロックの上部のものは簡単に転落する。潮位が低ければ、引き波の影響は更に下方のブロックにまで及ぶであろう。このようなブロックの移動が堤体の安定性にどう寄与するのか、以下にそれを考察してみよう。

図-10.5のような断面(模型縮尺1/30)で、堤体の滑動や転倒状況の観察、壁面に作用する波圧強度の測定を行なったところによると、前後のブロックには滑動や転倒に対する抵抗が一応認められる。しかし、前面ブロックがケーソンと一体となって抵抗するという事はなく、むしろ堤体に作用する波力が上部に集中して転倒モーメントを若干増大せしめているようにさえ見える。 $H=3.0\sim 4.5m$ について波圧を測定してみると、ブロックがなければ重複波的であるのに、前面ブロックの存在によって壁体上部では極めて衝撃的な波圧となる。また、ブロックが壁面と完全に密着していない限り、ブロックの蔭の部分にも波圧は作用するのであって、これもブロックが存在すればやや衝撃の様相を帯びようになり、波圧強度も増えこそすれ減りはしない。もっとも、壁体上部の局部的な衝撃圧が直ちに全体波力の増加をもたらして堤体の安定を脅かすわけではなく、衝撃圧とその後の重複波的圧力のピークとの間には時間的なずれがある。さて、前面ブロックの蔭の堤体部分にも波圧が作用するという事実からすれば、ブロックの効果は自づから明らかである。ブロックと壁面との間隙内で水圧が伝達し難いようなものに、あるいは完全に遮断するようなものとしてはじめてその効果が期待できる。実際の神戸の防波堤では、最下段のブロックとケーソンとの間に

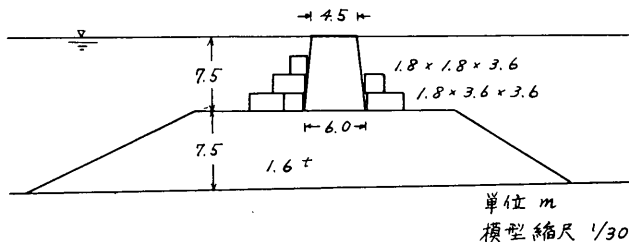


図-10.5 堤体断面

は石を充填してあるようであるから、多少は波圧減殺の効果を有するかも知れない。なお、この波圧はブロック自身の背面にも同時に働くわけであるから、ブロックは前後面の波圧の差に応じて動揺する。もし、ブロックが自重のみでは滑動に抗しきれないときには、岸向きの最大波力時に堤体に押しつけられ、残りの抵抗は堤体が負担しなければならない。ただ、ブロックに対する岸向きの最大波力は、完全重複波の場合には波の谷において、進行波であれば波面が静水面を上方に切る位置において生ずるから、堤体に作用する重複波的圧力の極大と一致することはない。また、ブロックの重量が不十分なときには堤体に負担を及ぼす前に沖側へ移動転落してしまうであろう。

最後に、背後ブロックの効果を期待滑動量によって評価してみよう。ケーソンのみの滑動限界波高は4.1m、背後のブロック2箇(断面1.82m×1.52mを2箇)を含めると4.8m、更に背後のブロック4箇(断面2.73m×1.52m, 1.62m×1.52m各2箇)の場合には5.6mである。第4章の方法を用い、500波に対する期待滑動量を  $H_{max}=1.6H^{1/3}$ ,  $k=0.02sec^2/m$  として計算した値は表-4.6に示したとおりで、背後ブロックがある程度有効に働いていることが判る。

### 10.5 パラベットの位置と波力の位相差

砕波の波力は瞬間的なものであるから、例えばケーソン頂部のパラベットを前肩につけず後肩に置けば、ケーソン本体に作用する波力との位相差によって、全体の波力が減少するのではないかということが考えられている。

単純に考えれば確かにそのとおりである。いま、壁体に衝突する水塊の水平速度を砕波時の波速と同程度とすると、水深10m程度の場合、水平速度は10m/secのオーダーである。したかつて、ケーソン幅を10mとすれば時間の遅れは約1secであって、砕波の衝撃的波力の継続時間よりはるかに長いから、全波力は当然減少してよい。問題はこのような単純な推論が果して成り立つか、成り立つとしても実用上有効な程度のものか、あるいは波力以外の面での効用や悪影響はないのか、といった諸点である。

位相差によって全波力が有効に減少する場合はあるとしたら、恐らくそれは、堤体の形状の如何に拘わらず、やや前方でちょうど砕波するようなときであろう。そしてまた、パラベットが受け持つ波力がかなり大きな部分を占めていなければならない。ということは、巨大なパラベットが比較的低いケーソンの後肩にある場合であって、抵抗モーメントや地盤反力の点からの不安を生ずる。また、本来なら重複波的様相を呈する筈の比較的小さな波が、低いケーソンの天端上で砕波状態となって悪影響をもたらすことも予想される。以下の実験はこのような例を示すものである。模型縮尺は $1/25$ とする。

写真-10.5は、パラベットをケーソン前肩に置き、 $H=5.0m$ を作用させたもので、多少越波する程度の極めて穏やかな重複波の状態にある。このとき、マウンド上の水深は7.5mである。写真-10.6はその滑動状況を示すもので、第4章図-4.5の滑動限界に照らして妥当である。パラベットをケーソン後肩へ移すと、ケーソン前肩で崩れて波は段波状に進行し(写真-10.7)、パラベ

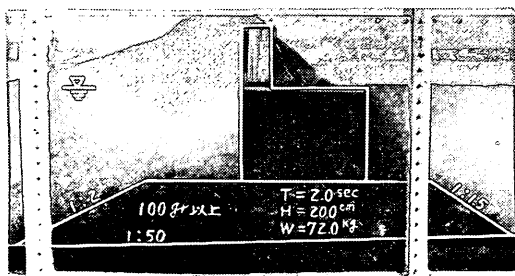


写真-10.5  $h=12.5m$   
 $T=10sec$   
 $H=5.0m$   
 $W_0=96 t/m$   
 模型縮尺 $1/25$

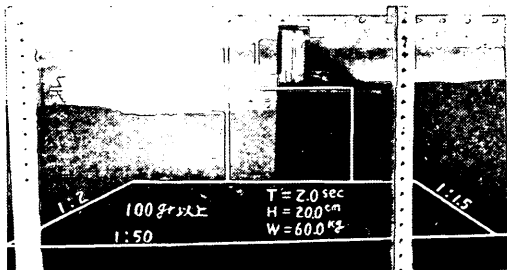


写真-10.6  $h=12.5m$   
 $T=10sec$   
 $H=5.0m$   
 $W_0=80 t/m$   
 模型縮尺 $1/25$

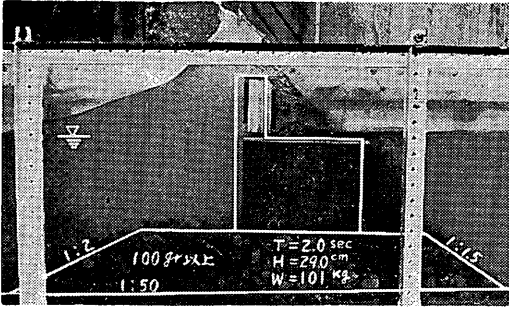


写真-10.7  $h = 12.5\text{ m}$   
 $T = 10\text{ sec}$   
 $H = 5.0\text{ m}$   
 $W_0 = 110\text{ t/m}$   
 模型縮尺 $1/25$

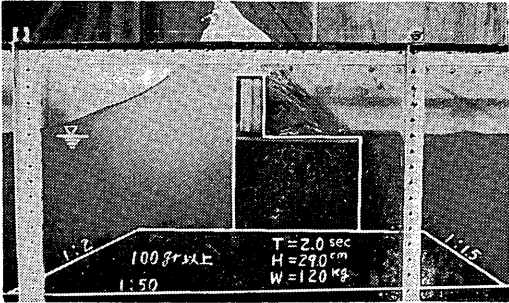


写真-10.8  $h = 12.5\text{ m}$   
 $T = 10\text{ sec}$   
 $H = 5.0\text{ m}$   
 $W_0 = 67\text{ t/m}$   
 模型縮尺 $1/25$

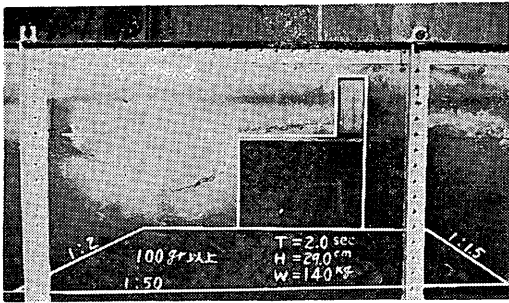


写真-10.9  $h = 12.5\text{ m}$   
 $T = 10\text{ sec}$   
 $W_0 = 110\text{ t/m}$   
 模型縮尺 $1/25$

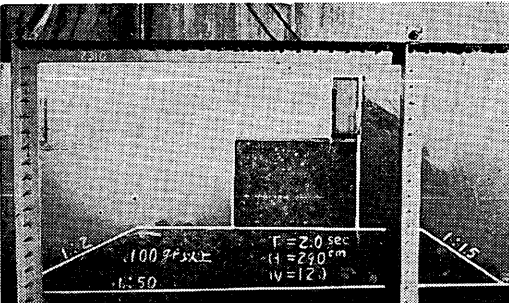


写真-10.10  $h = 12.5\text{ m}$   
 $T = 10\text{ sec}$   
 $H = 5.0\text{ m}$   
 $W_0 = 65\text{ t/m}$   
 模型縮尺 $1/25$

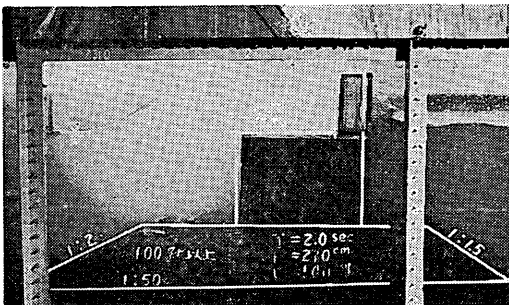
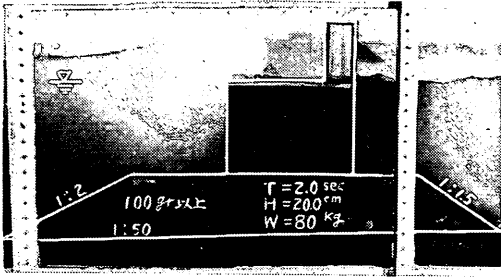
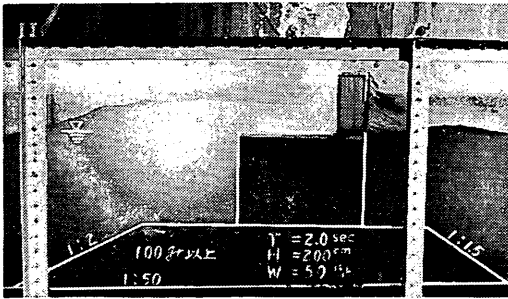


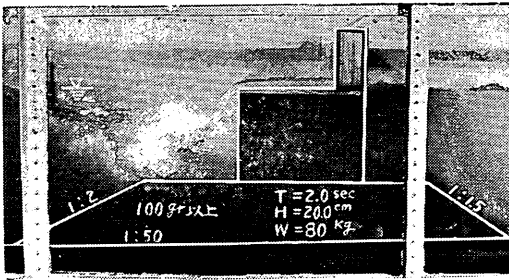
写真-10.11  $h = 12.5\text{ m}$   
 $T = 10\text{ sec}$   
 $H = 7.3\text{ m}$   
 $W_0 = 160\text{ t/m}$   
 模型縮尺 $1/25$



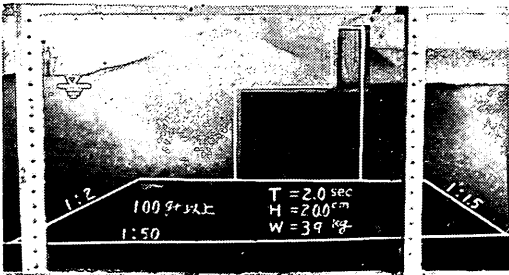
写 真—10.12  $h = 12.5\text{m}$   
 $T = 10\text{sec}$   
 $H = 7.3\text{m}$   
 $W_0 = 130\text{ t / m}$   
 模型縮尺  $1/25$



写 真—10.13  $h = 12.5\text{m}$   
 $T = 10\text{sec}$   
 $H = 7.3\text{m}$   
 $W_0 = 190\text{ t / m}$   
 模型縮尺  $1/25$



写 真—10.14  $h = 12.5\text{m}$   
 $T = 10\text{sec}$   
 $H = 7.3\text{m}$   
 $W_0 = 160\text{ t / m}$   
 模型縮尺  $1/25$



写 真—10.15  $h = 12.5\text{m}$   
 $T = 10\text{sec}$   
 $H = 7.3\text{m}$   
 $W_0 = 130\text{ t / m}$   
 模型縮尺  $1/25$

ットにはげしく衝突して著しい跳波を生ずる(写真—10.8) この水塊はケーソン前面に渦を捲く戻り流れとなり(写真10.9), マウンドに洗掘作用を及ぼし, 後続の波を前傾させて碎波を促進する。この場合, 滑動に関する全波力は明らかに減少していたが(写真—10.10), 安定

に寄与するものはケーソン前面に作用するものではなくて, パラベットに働く波力が支配的であるように見受けられた。そしてこの衝撃的な波力は, 滑動限界以前においても堤体を振動させ, また後趾の沈下も大きい。次に波高を 7.3m とすると, 前部パラベットの場でも越波

は多量に見られるが(写真—10. 11~10. 12), 後部パラペットにおける跳波や前面の渦はまことに凄まじく, しかもパラペットに集中する波力のために, 滑動限界の変化は認められない(写真—10. 13~10. 15)。

更に波高を大きくして, 設置水深に対する限界砕波高附近に達すれば, あるいは全波力が再び減少するかも知れないが, 一般的には, 上述のようなパラペットへの波力の集中, 越波の増大, 前面洗掘の恐れ, 更に常時の機能などを考えると, パラペットを後方へ設置するのは有効な方策とはいえない。

## 10.6 Minikin 公式について

砕波の圧力に関する Minikin 公式を, 第 4 章図—4. 5 などのデータと比較して検討してみる。Minikin 公式の波圧は動圧と静圧とから成り, 静圧を用いている公式は, 他にも本間・堀川公式や BEB 公式などがある。Minikin 公式における一つの特色は, 動圧の強度がマウンド上の水深と共に増大する点である。これは, 第 4 章で述べた実験結果と明らかに矛盾しており, マウンド上の水深を大きくするほど波圧が増加するのでは, 重複波堤の根本思想に反すること甚だしい。こういった点から, 数値の妥当性もさることながら, 公式の適用範囲は極く限られたものとならざるを得ない。現行の設計要覧では, Minikin 公式の適用条件として, 直立部の水深が深海波高の 1.0~1.3 倍程度でかつ天端高が静水面上 0.5H 以上と述べているが, これが果して妥当な条件であるかどうかは疑問である。Minikin の原著では, 公式の適用範囲は明示されていない[10. 8]。

まず, 公式の与える数値を実験結果と比較してみる。Minikin 公式による全波力は

$$P = 33 wd \left(1 + \frac{d}{h}\right) \frac{H}{L} + 0.5 w H \left(d + \frac{H}{4}\right) \quad \dots (10.5)$$

である。図—4. 1 のマウンドの低い場合を例にとり,  $H = 9\text{m}$ ,  $T = 12\text{sec}$  として全波力を計算すると 370t/m となる。これに対して, 図—4. 5 のデータを用いると, 全波力は 88t/m であって, Minikin 公式は実に 4 倍もの値を示している。このような場合にも, 指標としての何らかの波高を用いて最大波による波力を表示することもできないことはないが, そうまでする必要はなく, マウンドが比較的低いときを, 公式の適用範囲から除外するのが自然である。

図—4. 1 のマウンドの高い場合には, 同じく  $H = 9\text{m}$  に対して  $P = 158\text{t/m}$  となり, 上記の値と比較すれば, 公式における直立部水深の減少による波力の減少の傾向

が明らかである。図—4. 5 のデータによれば, このとき  $P = 124\text{t/m}$  となって, 公式と実験値との差はかなり減少している。その他の波高についても比較すると, 表—10. 4 のようにほぼ一定した比率 1.3 を示している。

表—10. 4 Minikin 公式と実験値との比較 (高マウンド)

$d$	$H/d$	$H$	$P$ (ミニキン)	$P$ (実験)	比
4.5m	1.0	4.5m	45t/m	32t/m	1.4
	1.2	5.4	62	48	1.3
	1.4	6.3	82	64	1.3
	1.6	7.2	105	81	1.3
	1.8	8.1	130	102	1.3
	2.0	9.0	158	124	1.3

既に第 4 章で述べたとおり, マウンドが高くなると広井公式中に  $H^{1/3}$  を代入したのでは不十分なときがあるから, その代りとして Minikin 公式に  $H_{max}$  なり  $H^{1/10}$  なりを代入して用いるのも一つの方法ではある。しかし, その場合の妥当な  $H$  や明確な適用範囲を求めようと思えば, 結局は図—4. 5 なり他の信頼し得るデータなりと比較して定めなければならないのであるから, 既存の公式に徒らに拘泥して設計法の体系を煩雑にするのも得策ではない。

ただ, Minikin 公式の示す全波力が妥当である場合には, 波圧強度の鉛直分布を求める一つの依りどころとしての用法はあるかも知れない。方塊積みの直立部に対して, 各段ブロックの安定を検算するなどがその例である。しかし, 全波力の妥当性の検討が, 直立部全体の滑動についてなされたとき, それを直ちに部材強度の検算に用いてよいかどうかには問題があり, 目的に応じた十分な吟味が必要である。

さて, 直立部の水深が増加すると波圧が増大するという Minikin 公式の特性は, いかなる状況において現われるかということ, マウンド厚が海底水深の割に非常に大きく, その斜面上で顕著な砕波を生ずる場合を考えないと解釈できない。図—4. 1 の低マウンド堤では, マウンドの存在がそれ程砕波を促進するわけではないから, 波圧もあまり大きくないが, 高マウンド堤ではマウンドの影響がやや現われて波は砕けやすくなり, 波圧も増大する。したがって, この二つを比較すれば, マウンドが高く直立部の水深が小さいほど, 波圧は大きい。しかし, 何れも最大の波力は海底水深に規制される限界の砕波によつて与えられる段階にある。ところが, マウンドがもっと大きくなると, 海底水深に対しては砕波限界からほど遠いような波でも, マウンド斜面上ではげしく砕波するようになる。斜面の上で砕けると, 波高が同じな

ら砕波水深も等しいが、砕波点と直立壁との距離は、マウンド肩幅と同じであれば、直立部の水深の大きいほど小さい。したがって、近くで波ける波の方が大きな圧力を及ぼす。波高が増大すれば、砕波点は直立壁から遠ざかるが、ある限界に達するまでは、波圧もそれと共に増大する。更に波高が増して斜面下部で碎けるようになると、直立壁には砕波後の波があたるので波圧はかえって減少する。これは、ちょうど図-10.1に示す関係に相当する。混成堤の問題であるよりも、急斜面上の波力として扱うべき性質のものであり、Minikin 公式はこのような特別の場合を対象としていることになる。

こうした状況を呈するための条件を考えてみると、法肩附近で碎けるためには、入射波高が直立部水深と大雑把に比べて同程度、あるいはそれ以上が必要である。あまり小さければ碎けないし、あまり大きければはるか彼方で碎けてしまう。次に、波が海底水深に影響されることなく、純粋に斜面上で碎けるためには、海底水深が波高よりもかなり大きくなければならない。複合斜面上での遡上などの現象に対して、基部水深が波高の3倍程度以上あれば下方の斜面の影響は小さいという事実は、この場合の海底水深に対してもあてはまるであろう。したがって、海底水深が直立部水深の少なくとも3倍以上あって、かつ斜面上部で碎けるような波が来襲する場合に、Minikin 公式の示唆する傾向が現われることになる。Minikin 公式と類似の表現を有する永井公式において、同様な傾向を示す限界  $d \frac{dH}{hL} \leq 0.22$  についての実験データ[10.9]を見てみると、上記の条件にあてはまる場合が多い。このとき、ミニキン公式は実験値に対して大略±50%までの誤差の範囲内にある。

第7章で Genoa 港の防波堤の災害について述べたが、Minikin は自らの公式を適用して検討している [10.10] (以下の計算は筆者による)。このときの波高は7m、周期12sec とされており、防波堤は設置水深17.5m、直立部の水深10.5~12.5m、天端高+7.4mで、Minikin 公式によると動圧だけでも200t/m、前後となる。これに対して、堤体幅は12m程度で水中重量は約240t/mである。災害は、主として最上段のブロックとその上の頂部コンクリートが滑動転落したのであるが、その部分だけを考えると、水中重量は約120t/mで、もちろん Minikin 波力によって災害の説明はつくし、また水面附近での波力はの集中を表わすこともできるが、いささか過大の感がある。図-4.5を用いれば全波力は約90t/mこれが Minikin 的分布をするものとして転落部分に作用する波力を求めると約80t/mとなって、滑動抵抗を60t/mと考えればこれでも説明はつくことになる。Mi-

nikin 公式を適用する限り、波高4m内外で既に滑動抵抗を越えてしまう。

さて、Minikin 公式とは直接関係ないが、この Genoa 港での災害をも含めて、Larras は面白い見解を表明している [10.11]。それによると、直線状の防波堤の破壊箇所は、堤端から先ず  $0.24L$  の位置とそれから  $0.63L$  ごとの点とで顕著であり、そのような実例は Touapsé (1919および1921)、Catania (1930)、Alger (1930および1934)、Marseille (1934)、Genoa (1955) の各港において見られるということである。例えば、Marseille 港のサイクロピアンブロック堤は、堤軸に沿って正弦曲線状に移動し、その波長は70m、高さは50cmであった [10.12]。このとき、来襲波高は2.5~3.0m、周期5sec、波長40m程度といわれており、前記の間隔とは必ずしも一致しない。しかし、Genoa 港の防波堤の場合には、来襲波の波長を98.5mとすれば、計算と実情とは表-10.5のように極めてよく一致する。この波長は、水深17m前後のとき周期約9secに相当する。表中24mにお

表-10.5 Genoa 港防波堤破壊箇所 (堤頭からの距離)

計算	24m	86	148	210	272	334	396
実際	—	80 ~106	146 ~156	203 ~226	281 ~316	326 ~343	389 ~402

いて実際に被害を生じていないのは、堤頭部の断面補強の効果による。

このような事象を生ずる原因として Larras が唱えているのは、堤軸に沿う波高の分布、したがって波力の分布によるという説である。半無限堤のまわりに波が回折するとき、堤体の港外側における波高は決して入射波高の2倍ではなく、若干の変動がある。また、港内側でももちろん一様ではないから、内外の圧力差が位置によって異なれば、堤体の移動状況もそれに応じて変化するというわけである。Larras の計算によれば、港外側の波高は堤頭より  $0.24L$ ,  $0.875L$ ,  $1.505L$ ,  $2.14L$ ,  $2.77L$  においてそれぞれ  $2.342H$ ,  $2.204H$ ,  $2.151H$ ,  $2.128H$ ,  $2.112H$  ( $H$ は入射波高)である。

それでは、果してこのような解釈が妥当であるかどうか、先ず微小振幅波の回折理論 [10.13] を用いて計算してみよう。半無限防波堤に直角に入射する波を考えると、堤体の港外側における水位は次式で表わされる。

$$\eta_1 = \frac{H}{2} \{ (C+S+1)\cos\alpha t - (C-S)\sin\alpha t \} \dots (10.6)$$

$$\left. \begin{aligned} C &= C(2\pi x/L) \\ S &= S(2\pi x/L) \end{aligned} \right\} \dots (10.7)$$



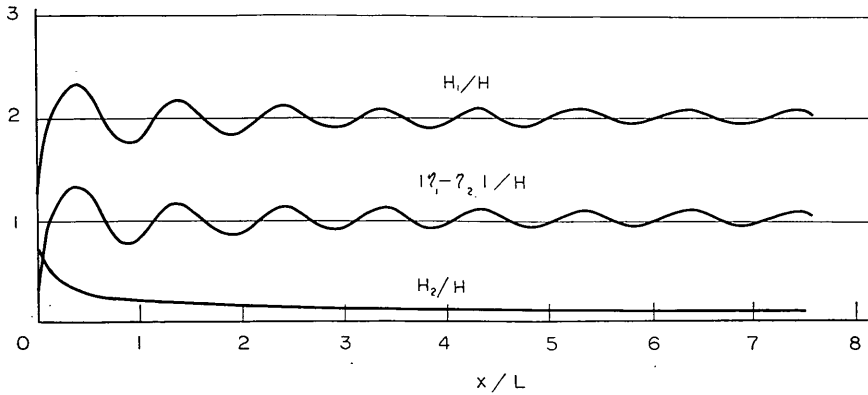


図-10.6 堤軸に沿う波高分布

はフレネル積分,  $x$  は堤頭からの距離,  $\sigma=2\pi/T$  である。これにより, 港外側の波高は次のようになる。

$$H_1 = H\sqrt{(C+S+1)^2 + (C-S)^2} \dots\dots\dots (10.8)$$

また, 港内側での水位および波高の分布は,

$$\eta_2 = -\frac{H}{2}\{(C+S-1)\cos\sigma t - (C-S)\sin\sigma t\} \dots\dots\dots (10.9)$$

$$H_2 = H\sqrt{(C+S-1)^2 + (C-S)^2} \dots\dots\dots (10.10)$$

となる。更に, 内外の圧力差はその水位差に比例するものと考え、

$$\eta_1 - \eta_2 = H\{(C+S)\cos\sigma t - (C-S)\sin\sigma t\} \dots\dots\dots (10.11)$$

$$|\eta_1 - \eta_2| = H\sqrt{2(C^2 + S^2)} \dots\dots\dots (10.12)$$

という結果が得られる。図-10.6はこれらを堤軸に沿ってプロットしたものである。確かに変動が認められ, 港外側の波高の大きさは前記の値に等しいけれども, ピークを生ずる位置は堤頭から $0.38L$ , その後はほぼ1波長間隔である。Larras は別の理論によったか,  $\pi/2$  倍だけ間違えたかのどちらからしい。新しい値を使うと, 表-10.5の実情と合わせるための波長は62m でなければならず, これは周期6~7secに相当する。こうした波高の分布を用いれば, 各位置ごとの期待滑動量などを計算することによって, 堤体の移動の分布に関する説明がつくかも知れないが, 単純な回折波理論から出発した考え方が果して妥当であるかどうか, このような事実があるとすればどう解釈すればよいのか, いささか問題である。砂浜に形成されるカスプの大きさが嵐の規模に応じて変化するように, 直様状の防波堤に対する作用もまた, 波峯の方向に何らかの波動性をもっているのかも知れない。

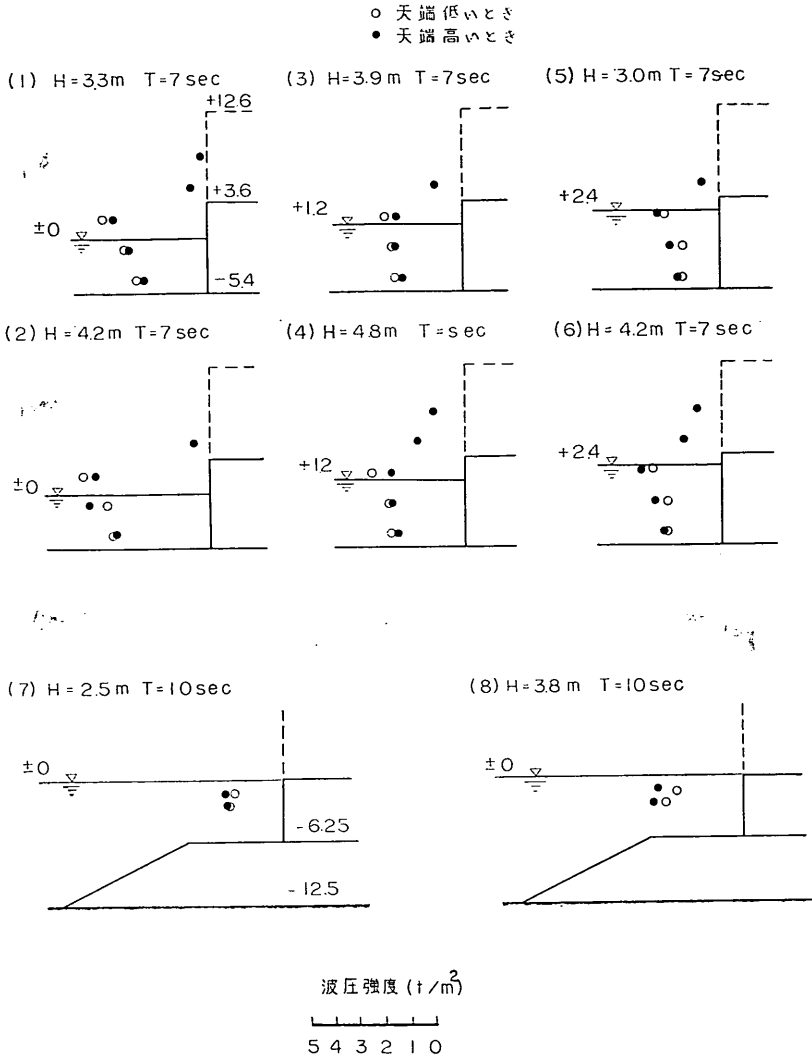
### 10.7 天端高による波力の差

堤体の天端高が異なれば, 同じ波が作用しても波圧強

度が異なるのではないかといわれている。事実, 天端高に応じた平均波圧強度の変化を表わす浜田公式もかつて提唱されている[10.14]。また, かなり以前に建設された防波堤が強大な波にさらされ, 安定計算上からは被害を生じてでも不思議はないのにほとんど安全であったような場合, 堤体天端の低さに帰せられることが多い。ただ, この場合に注意しなければならないのは, 安定の検算にいかなる波圧公式を用いるかであって, 設計公式と説明公式の性格の相違を念頭に置く必要がある。

図-10.7は, 重複波的な状況において, 天端高の差による壁面波圧強度の変化を示す幾つかの実験例である。天端高の影響はあまりなく, 現行の設計基準にあるように, 天端以上の波圧分をカットする方法は, 実用上妥当である。しかし, 堤体の安定に関係しているのは壁体前面の波圧強度ばかりではない。揚圧力や背面からの圧力同時に考慮しなければならない。図-10.7の例では, 前面の波圧強度に変化はないから, 堤体底面に作用する揚圧力も同様であると見なして差し支えないが, 越波が甚だしければ, 堤体の上部の水塊が下向きの圧力を及ぼすもので正味の揚圧力は減少する筈である。もちろん, 厳密には各面に作用する圧力の大きさばかりではなく, それぞれの位相差をも併せ考える必要があるが, 実用上は上下の圧力差を相殺して静的浮力のみを考慮するか, あるいは安全を期して底面の揚圧力だけをとるのが従来の方法である。越波による天端面の圧力についてのデータは今のところ得られていない。

堤体天端を越える水塊の別の作用として, 例えば1881年11月のMadras港(インド)における防波堤の災害に関して, G.L. Molesworth は幾つかの原因の一つとして, 波が堤体を越えるとき背後に生ずる真空部の引張り作用を挙げている[10.15]。本当に真空を生ずるかどうかはとも角として, 写真-10.3などにも見られるように, 越波あるいは越流が甚だしいと, 空気を巻き込んで異様な音



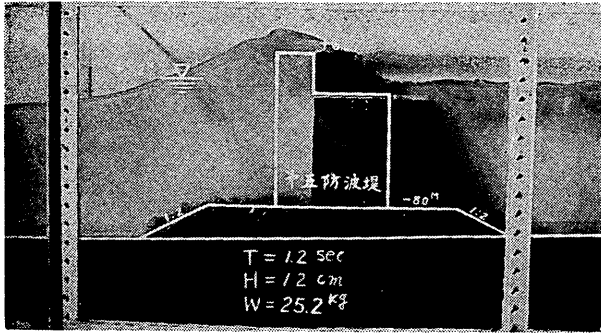
図—10.7 天端高と波圧強度

を立てる場合がある。物体の背後にまで水流が廻り込むときの圧力には、背後の渦が大きな役割を果たすのは明らかであるから、前面や底面の圧力だけで論じられるとは限らない。

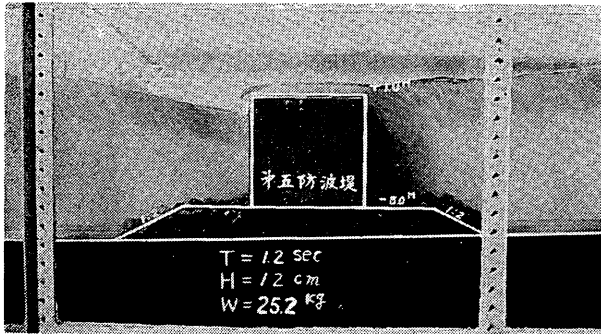
写真—10.16~10.18は堤体の安定性を示す実験例である。この場合、天端高の差の影響は、波圧強度ではなく受圧面の大小として現われており、堤体重量が同一であれば（模型のパラペットは木製で、重量には殆んど影響ない）天端の低い方が安定性のよいのは当然である。ただ、天端の低い堤体は、引き波時に背後からの圧力で前方へ若干滑動した。単に壁体前後面の波圧を考えただけでは、天端が高くて同様であってもよい筈であるし、

また、滑動抵抗から逆算すると  $p=1.0wH$  程度の負圧に相当して、いささか過大の感がある。実験水路内で堤体背後の水位がやや上昇したことの効果もあるであろうが、写真—10.17 に認められるような、戻り流れの渦による作用もないとはいえないように思う。

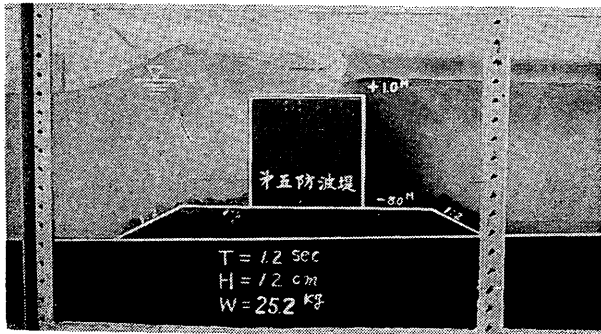
以上は重複波的領域での結果であるが、実際に天端高の顕著な影響があるとすれば、それは堤体直前で碎けて壁面にはげしく衝突するような場合であろう。前記の浜田博士の実験も、海底勾配  $1/15$  という急斜面上でのものである。そこで、図—10.8の断面を用い、波群の中の半分以上が既に碎けているような不規則波を作用させて動滑状態を測定したところ、図—10.9に示すように、第4章の



写真—10.16  $h = 14\text{m}$   
 $T = 7\text{sec}$   
 $H = 4.0\text{m}$   
 $W_0 = 59\text{t/m}$   
 模型縮尺 $1/33$

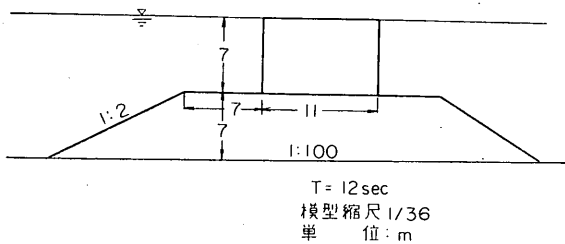


写真—10.17  $h = 14\text{m}$   
 $T = 7\text{sec}$   
 $H = 4.0\text{m}$   
 $W_0 = 59\text{t/m}$   
 模型縮尺 $1/33$



写真—10.18 同上

図—4.5 の平均的な値よりは多少低目の波圧強度が得られた。これは、揚圧力が作用するものと考えたときの値である。しかし、現行の設計要覧のように、天端が低く



図—10.8 堤体断面

波が堤頂を越えて流れるときは堤体全体に作用する浮力と静水時における浮力との差を揚圧力とするの考え方に立てば、いまの場合には天端高が静水面と等しいので揚圧力は0となる。したがって、逆算波圧はこの実験値より45%増大して、図—10.9にプロットしてあるとおり、天端高の低いことの影響はほとんどないか、むしろ波圧が増大する結果となる。便宜的な方法としては、波圧強度は天端高の高いときと同様にとり、揚圧力を半分位に減少させるものもある程度妥当であろう。なお、この実験の際にも、堤体重量が過少のものは、岸側へばかりでなく沖側へも滑動する傾向が見られたから、設計にあたって天端高の影響を過大評価することは危険である。

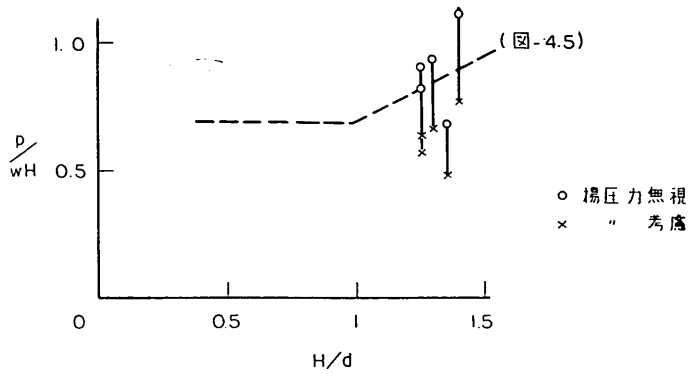


図-10.9 低天端堤の波圧強度

### 10.8 幅の広いマウンドの場合

混成堤のマウンド幅が極端に広く、来襲波の波長の半分以上もあるようになると、マウンド法肩附近で碎ける波は碎波後に堤体にあたるので、作用波圧が減少することがある。マウンド幅の広い防波堤の実例は、名古屋港高潮防波堤や京浜港川崎防波堤など、地盤の軟弱な所で見られる。

マウンド上での碎波の状況については、既に第1章第

4節で概説した。ここでは、直立部の安定性に関し、不規則波を用いて行なった実験結果について述べる。防波堤断面は図-10.10に示すとおりで、波の平均周期は7sec、模型縮尺は $1/30$ である。

直立部の滑動限界から、第4章の方法を用いて逆算した波圧強度を、模型不規則波における最大波高 $H_{max}$ (マウンド法先よりやや沖側における値)を用いて表示したものが図-10.11である。 $H_{max}/d$ の値の1附近を境にして異なつた傾向が見られる。 $H_{max}/d < 1$ の部分はほぼ

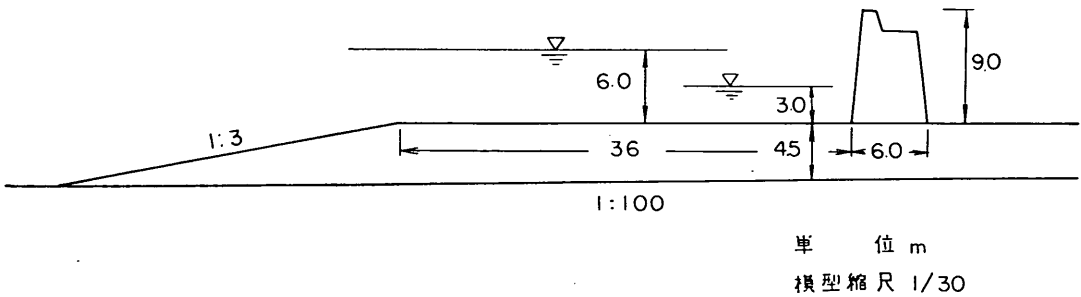


図-10.10 長マウンド堤断面

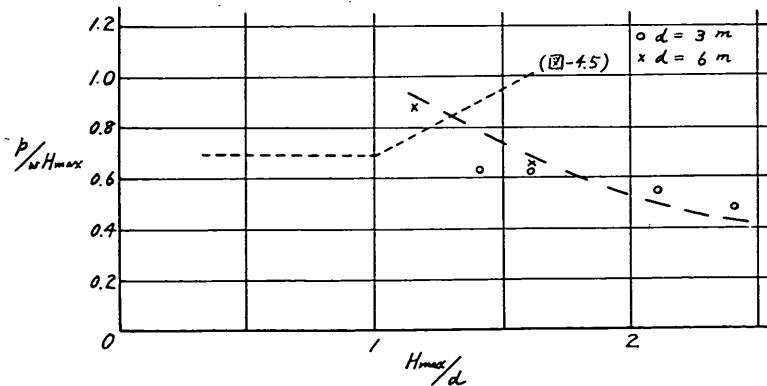


図-10.11 長マウンド上での波圧強度

重複波的な領域で、 $H_{max}$ のもたらす波力が最大であり、波圧強度は第4章の図-4.5におけるのと同じく  $p/wH = 0.7$  程度である。

$H_{max}/d > 1$  の領域では、波圧強度は  $H_{max}$  の増加と共に却って減少する。これはいうまでもなく、最大級の波はマウンド上、またはマウンドに到達する前に既に碎けてしまうためであって、最大の波力は  $H_{max}$  よりも小さい波によってもたらされている。したがって図-10.11の表示は最大波力を生ずる波における実体としての  $H$  を用いたものではなく、 $H_{max}$  を指標としてそれを表現しているものである。図-4.5においては、 $H/d > 1$  の領域で波圧強度がほぼ直線的に増加しているのに対して、図-10.11の傾向は幅の広いマウンドの特長を示している。図中の曲線は、

$$\frac{p}{wd} = 1.0 \dots \dots \dots (10.12)$$

すなわち、

$$\frac{p}{wH_{max}} \cdot \frac{H_{max}}{d} = 1.0 \dots \dots \dots (10.13)$$

なる放物線を表わすもので、波圧強度はマウンド上の水深によって規制されている。

このような取り扱いができるのは、前記のようにマウンド幅が半波長以上ある場合だけである。ここで半波長という長さが一つの臨界値となっているのは、以下に規則波についての実験結果が示すように、壁面から半波長沖側の腹の位置において碎波を促進し、壁面にあたるときには既に碎けた後の波となるためである。マウンド幅が半波長よりかなり短い場合には、この腹が法先よりも

表-10.6 マウンド上での碎波状況

海底深 $h$	マウンド上の水深 $d$	入射高 $H$	$d/H$	碎波状況
8.1m	3.0m	1.5m	2.0	腹ではね上るが碎波とはならず乱れた重複波となる マウンド法肩附近で崩れかかるか、あるいは碎けた後、腹において再び碎け、その後堤体に衝突する。
		2.1	1.4	
		2.7	1.1	
		3.3	0.9	
9.3	4.2	1.5	2.8	完全な重複波 腹で一部碎けるか、あるいは巻き込むようにして碎けた後、堤体に衝突してはね上る
		2.4	1.8	
		3.0	1.4	
		3.6	1.2	
10.5	5.4	1.8	3.0	完全な重複波 腹では碎ける寸前にあり、堤体に沿ってはね上る 腹で巻き込み、堤体にあたってはね上る
		2.4	2.3	
		3.3	1.6	
		4.2	1.3	
11.7	6.6	2.1	3.2	完全な重複波 越波を伴う重複波 腹においてやや崩れ、堤体天端附近へぶつかり、後方へはげしく越波する
		2.7	2.5	
		3.3	2.0	
		3.9	1.7	
		4.8	1.4	
12.0	7.8	2.1	3.7	越波を伴う重複波 腹でやや崩れ、はげしく越波する
		3.0	2.6	
		3.9	2.0	
		4.2	1.8	

(注) この実験に用いた堤体の高さはマウンド上 9.5m であり、上記のように場合によっては越波を生ずる。堤体天端を十分に高くし、越波を阻止した状態での観察結果によると、原天端高でははげしい越波を生じていた場合でも、腹において鉛直上方へはね上るような碎け方のときには、壁面においても単に上方へはね上るだけである。これに反して、腹において前進的に崩れるときには、波頂附近が壁面に衝突する傾向が認められた。

沖側に位置し、その水深がマウンド上のものよりも大きいので、砕波に関してそれ程の効果が得られない。もっとも、規則波の場合はもちろんのこと、模型不規則波においても周期の不規則性が十分でないために、腹の位置はほぼ一定している。もし、実際の海の波において、堤体直前で砕け、半波長の間にはエネルギーを失なわないような波高・周期の組み合わせを有する波がたまたま含まれているものとする、図-10.11の値を多少上廻る波力を覚悟しなければならぬことになる。こういった偶発的事象に対しては、やはり安全率を確保しておく必要がある。

さて、表-10.6は堤体を設置した幅の広いマウンド上での波の状況を規則波によって観察したもので、第1章の表-1.1における進行波の砕波状況に対応する。防波堤の断面は図-10.10に示すものと殆んど同じである。これによると、 $d$  (マウンド上の水深)  $> 2.0H$  の場合は完全重複波を生じ、波形もよく整っている。 $2.0H > d > 1.5H$  の場合には、やや部分砕波的で、壁面から半波長沖側の腹において鉛直上方にはねるようにして砕ける傾向を示し、壁面に沿うはね上りも著しく、波形はかなり乱れている。 $1.5H > d$  の場合は砕波性が強い。堤体設置前の砕波点が設置後の上記の腹より沖側にあるときには、一旦砕波してから再び腹において砕け、噴流のような状態で堤体に衝突する。しかし、砕波のはげしい巻き込みが直接堤体に衝突することなく、巻き込み点から堤体へ達するまでの間にかなりのエネルギーを消耗しているように見える。堤体設置前の砕波点が腹とはほぼ同じあるいはそれよりやや堤体側にある場合には、腹において進行方向の流勢を伴う崩れ波となって堤体に衝突する。

この規則波による実験(昭和36年に実施)の際には、壁面に作用する波圧を波圧計で測定し、記録に現われた圧力波形から波圧の型式を、 $d > 2.0H$  では重複波型、 $2.0H > d > 1.5H$  では重複波+部分砕波型、 $1.5H > d$  では砕波型と分類した。しかしながら、当時は波の不規則性については、単に不規則波による実験結果と実際の海の波

のもとでの状況との相違の可能性を指摘したにとどまり、また、堤体の滑動に寄与する波圧の大きさとの結びつきも明確でなかった。そこで、今回あらためて不規則波を使用して、堤体の滑動限界から図-10.11のような波圧強度を求めたのである。

上記の波圧型式による分類に用いた $H$ およびそれぞれの波圧公式中の $H$ を $H^{1/3}$ とおき、高さ9mの直立部に作用する全波力を、来襲波高 $H^{1/3}=3\text{m}$ 、周期7secとして各水深ごとに求めると表-10.7の $P_1$ のようになる。一方、最大波高を $H_{max}=2.0H^{1/3}=6\text{m}$ とした場合の全波力を、図-10.11を利用して算出したものが同表の $P_2$ である。両者を比較すると、砕波圧を適用した領域では $P_1$ の方が大きい、それ以外のところでは $P_2$ の方が大きい。もし、堤体が表中の $P_1$ の最大値41t/mによって、安全率1.2を加味して設計されたものであるとすると、 $P_2$ の最大値43t/mに対して若干の余裕があるから安全である。しかし、重複波+部分砕波の領域での $P_1=27\text{t/m}$ によって設計された場合には、実際に $P_2$ が作用すると不安定になってしまう。

それでは、その不安定さほどの程度であるか、これを期待滑動量によって評価してみよう。まず、水深6mのとき $P_1=27\text{t/m}$ に対して安全率1.2を有するような所要堤幅を安定する。ただし、矩形断面の堤体について滑動のみを考え、図-4.4の波圧および揚圧力の分布を用いるものとする。計算結果によると、この堤幅は4.1mである。一方、図-10.11のデータを用いて、この堤体の滑動限界波高を求めると、それぞれ $p_c=3.5\text{t/m}^2$ 、 $H_c=5.0\text{m}$ となる。この $H_c$ から $H_{max}=6.0\text{m}$ まで、すなわち $H/d=0.83\sim 1.0$ の区間は、図-10.11において図-4.5からうつした波圧強度の範囲に含まれるから、 $H^{1/3}=3\text{m}$ が来襲したときの期待滑動量は第4章の図-4.9、4.10を用いて算出できる。 $k=0.02\text{sec}^2/\text{m}$ 、 $N=500$ とすると、

$$S = 0.6 \times 9.8 \times 0.02 \times 500 \times 5.0 \times 4 \times 10^{-4} \times 0.67 = 0.08\text{m}$$

である。

表-10.7 算定波力の比較

$d$	$d/H^{1/3}$	適用公式	$P_1$	$H_{max}/d$	波圧強度	$P_2$
3m	1.0	砕波	30t/m	2.0	$p/wd=1.0$	23t/m
4	1.3		41	1.5	"	36
5	1.7		26	1.2	$p/wH_{max}=0.8$	43
6	2.0	重複波+部分砕波	27	1.0	0.7	38
7	2.3	重複波	24	0.9	0.7	38

もし、水深の 5m ときにこの波が来襲したとすると、表-10.7の  $p_c$  が示すように最大波力は更に増大する。しかし、水深の減少に伴って堤体の水中重量が増加するため、滑動限界は  $p_c=3.8t/m^2$ 、 $H_o=5.2m$  となり、 $H_{max}/d=1.2$  であるのでやはり図-4.9, 4.10 をそのまま利用して、

$$S = 0.6 \times 9.8 \times 0.02 \times 500 \times 5.2 \times 3 \times 10^{-4} \times 0.60 \\ = 0.055m$$

なる期待滑動量が得られる。

以上は原理的な計算によって、かつて提案された波圧公式適用基準の妥当性を再検討したものであるが、箇々の具体的なケースについては、堤体断面形状、設計時に用いた波圧揚圧力・安全率、堤体前後の根固め捨石の影響などを考慮する必要がある。

### あとがき

本報告では、これまでの10章にわたって、防波堤の安定性に関する各種の問題点についての考察を行なって来た。いわゆる未解決問題の幾つかに対する解答は得られたが、残された項目もまた基が多い。また、問題を追求したことにより、却って従来の基準を否定したり、新たな未解決問題を生み出す結果となってしまったものもある。すべての点を解明して、統一のとれた設計体系をつくり出すのが最終的な理想であるが、それにはなお多くの時日を要し、当面は不完全ながら暫定的な処置法をとらざるを得ない。

本報告で得られた成果の一部は、既に港湾技術基準設計篇に採択（または提案）されており、それを要約すると以下のとおりである。

(1)波の不規則性と波圧公式との関連について基本的な考え方を明らかとしたこと——構造物が設計対象とする波群に対して安定であるためには、波群のもたらす最大の波力に対して安定でなければならない。したがって、規則波による理論または実験に基づく波圧公式中の波高  $H$  には、 $H_{max}$  または  $H_o$  (限界碎波高) を代入する必要がある。この  $H_{max}$  としては  $2.0H^{1/3}$  程度をとるのが妥当である。しかし、公式の与える数値によっては、 $H^{1/3}$  あるいは  $H^{1/10}$  など指標としての波高を用いて最大の波力を表現できる場合もあるので、具体的にどの波高を用いるかは箇々の公式ごとに示す (第2章参照)。

(2)重複波圧の適用限界ならびに Sainflou 公式に用いる波高  $H$  を、 $H^{1/3}$  から  $H^{1/10}$  に改訂したこと——Sainflou 公式に  $H^{1/3}$  を代入することは危険であるので (第4章第5節)、とりあえずこれを  $H^{1/10}$  引き上げる。同時に重複波圧の適用範囲の縮小をはかる。

(3)広井公式中の波高  $H$  としては  $H^{1/3}$  を用いるとしたこと——混成堤のマウンドが低い場合には従来どおり  $H^{1/3}$  でよいけれども、マウンドが高くなると  $H^{1/3}$  では危険なことがある (第4章第5節)。しかし、現在の大勢としてはマウンドの比較的低いものが多いので、その場合を一般的基準とし、マウンドの高いものについては、箇々に本報告を参照しながら  $H^{1/10} \sim H_{max}$  を用いることとする。Sainflou 公式に  $H^{1/10}$ 、広井公式に  $H^{1/3}$  を用いるのは基だ不統一であるが、従来の慣用的な公式を踏襲する限りやむを得ない。

なお、海底勾配が緩やかなときの碎波帯内の波力として水深の 0.9 倍の波高を広井公式中に代入するのは、実体としての最大波高を用いることとなって、上記の指標としての  $H^{1/3}$  を用いることと矛盾するから、 $2/3$  程度に減らしてもよい。もちろん、海底勾配の急な場合にまで適用することはできない。

(4)BEB 公式を削除したこと——この公式が不適当であることは本文に述べた (第10章第2節)。これに代るものとして、本間・堀川公式あるいは光易博士の実験値などを参照する。

(5)Minikin 公式中の波高  $H$  として  $H^{1/3}$  を用いるとしたこと——Minikin 公式の本来の適用範囲は、マウンドの極めて高い特殊な場合に限られる (第10章第6節)。しかし、これを敢えてマウンドの低い場合に拡張すると  $H^{1/3}$  を用いることもできるので、波圧の分布を求める必要があるときに対する便宜的な使用方法としたものである。

(6)前面消波ブロックによって減殺された波圧を求めるときの波高  $H$  を  $H^{1/3}$  としたこと——このときの波圧は一応  $p=1.0wH$  となっているので、広井公式との関連を考慮して暫定的にこのようにした。しかし、これは消波ブロックで被覆されたケーソンなどの全体に対する平均値であるから、テラトポッド堤頂部工のように局部的なものに対しては、 $H$  として  $H_{max}$  をとる必要がある (第7章第4節)。

なお、消波ブロックの波圧減殺効果については、規則波による系統的な実験を終了し、波の不規則性の問題をも含めて実際の構造物への適用法を検討中である。

(7)ブロックの所要重量算定公式中の波高  $H$  を  $H^{1/10}$  から  $H^{1/3}$  に改訂したこと——不規則波による実験ならびに現地の実績を参照して、 $H^{1/3}$  または水深によって規制される限界碎波高の何れか小さい方を用いる (第7章第34節)。

以上は、主として波の不規則性の現地への適用法を明確にしなが、基本的な事項に対する処置をとりあえず提示したものであり、相互に矛盾する部分や不統一の点

などについては、今後改訂をはかる余地がある。細部の点や特殊な問題については、本報告で既に扱われているものはそれを参照し、必要とあればその都度模型実験などを行なって定めることとする。不規則波の導入、不安定領域における構造物の挙動の観察などによって、模型実験の信頼度は大いに高められるものと思う。このような実験的手法をも含めた今後の研究を通じて、実用的波圧公式の整備など設計基準の体系化をはかると共に、より本質的には、日本の自然および社会的条件に最も適合した防波堤構造様式を探索することが重要な課題である。それらの成果は本報告の続篇として提出することになる。

## 参 考 文 献

- [1. 1] H.F. Cornick: Dock and Harbour Engineering, Vol.2, Charles Griffin & Co. Ltd. 1959
- [1. 2] 港湾技術要報 No. 11
- [2. 1]=[1. 1]
- [2. 2] Benezit and Renaud: Design of Breakwaters with Vertical Sides, 16th PIANC (Brussels), 1935
- [3. 1] 井島武士: 波浪予知論, 水工学シリーズ6406, 土木学会水理委員会, 1964
- [4. 1] 鈴木雅次: 港工学, 風間書房
- [4. 2] 松尾春雄, 新妻幸雄: 波と防波堤
- [4. 3] 第三港湾建設局: 第6420号台風に関する調査, 昭40.
- [4. 4] 港湾技術要報 No. 48
- [6. 1] 日本港湾協会: 港湾工事設計示方要覧, 昭27
- [6. 2] Brebner and Donnelly: Laboratory Study of Rubble Foundations for Vertical Breakwaters, 8th Conf. Coastal Engg. 1962
- [6. 3] 北海道開発局港湾部: 防波堤の洗掘防止工法について, 第16回直轄港湾技術研究会資料, 昭和40年11月
- [6. 4] E. Quellenec: Brise-lames et jetées des ports d'Egypte, 14th PIANC (Cairo), 1926
- [6. 5]=[2. 2]
- [6. 6]=[2. 2]
- [6. 7]=[6. 3]
- [6. 8] A. Comanzi and G. Strongoli: Nouvelles conceptions sur les digues à parois verticales et sur les ouvrages en talus, 18 th PIANC (Roma), 1953
- [6. 9] 山形要助: 打狗港けいそん, ぶろっく防波堤に就て, 土木学会誌第5巻第6号, 大正8年12月
- [6. 10] J. Larras: Cours d'hydraulique maritimes et de travaux maritimes, Dunod, 1961
- [6. 11] Goddet: Étude du début d'entraînement des matériaux mobiles sous l'action de la houle, La Houille Blanche, No. 2, 1960
- [7. 1] 18th PIANC の各論文, 港湾技術要報 No.9
- [7. 2] R.E. Hickson and F.W. Rodolf: 突堤の設計及び施工, 海岸工学 I 丸善, 1955
- [7. 3] P.A. Hedar: Design of Rock-fill Breakwaters, 18th PIANC (Roma), 1953
- [7. 4] J. Larras: Nouvelles conceptions sur les digues à parois verticales et sur les ouvrages en talus, 18th PIANC (Roma), 1953
- [7. 5] Iribarren and Nogales: 同上
- [7. 6] E. Quellenec: Breakwaters or Jetties in Tideless Seas, 14th PIANC (Cairo), 1926
- [7. 7] [1. 1], [6. 8], [7. 1], [7. 6] 等による
- [7. 8] J. Bousseau: Emploi de tétrapodes pour la remise en état et le renforcement de la jetée St-Nicolas au port de Bastia, Travaux, Juin 1958
- [7. 9]=[1. 1]
- [7. 10] J. Lira: Design of Breakwaters with Vertical Sides, 16th PIANC (Brussels) 1935
- [7. 11]=[7. 3]
- [7. 12] A. d'Arrigo: Recent Damage to the Genoa Breakwater, Dock and Harbour Authority, June 1955
- [7. 14] 仏国ネールピック社: テトラポッド, 防波堤用新型ブロック
- [7. 15] Beach Erosion Board: Shore Protection, Planning and Design, Technical Report No 4, 1961
- [7. 16]=[6. 1]
- [7. 17] J.Lira: Breakwaters or Jetties in Tideless Seas, 14th PIANC (Cairo), 1926
- [7. 18] Danel and Greslau: The Tetrapod, Coastal Engg. 1963.
- [7. 19] J.J. Bordes: Construction de la grande jetée en enrochements de Rota, Travaux, juillet 1958
- [7. 20] P. Giraudet: Reconstruction de la jetée sud du Port du Havre, Travaux, Octobre 1964
- [7. 21]=[4. 3]



- [7. 22] 第一港湾建設局：新潟港西防波堤嵩上工事について，第11回直轄港湾工事技術研究会報告議題，昭35
- [7. 23] 新潟港工事事務所：新潟港西防波堤頭部補強テトラポッド模型実験について，昭35
- [8. 1] チモンエンコ：工業振動学，商工出版社，1959
- [8. 2] Y.Ito：Measuring Techniques in Wave Experiments，港研参考資料 No17，1964
- [8. 3] Newmark&Hansen: Design of Blast Resistant Structures, Shock and Vibration Handbook Vol. 3, Mc Graw Hill. 1961
- [8. 4] Norris et al: Structural Design for Dynamic Loads , McGraw Hill, 1959
- [8. 5] 武藤清：構造物の動的解析，丸善，1966
- [8. 6] 合田良実他：直柱に働く衝撃砕波力の研究，港研報告第5巻第2号，1966
- [8. 7] R.S. Ayre: Transient Response to Step and Pulse Functions, Shock and Vibration Handbook Vol.1, Mc Graw-Hill, 1961
- [8. 8] 山口昇：応用力学ポケットブック
- [8. 9] W.F. Van Asbeck：Bitumen in Hydraulic Engineering Vol.2. Elsevier. 1964
- [8. 10] 富永康照他：海岸堤防に作用する波圧について，第11回海岸工学講演会講演集，昭39
- [8. 11] 林泰造他：砕波の波圧について，第10回海岸工学講演会講演集，昭38  
同：砕波の圧力と堤体の滑動，第11回海岸工学講演会講演集，昭39
- [8. 12] 村木義男他：波による防波堤の振動について，第12回海岸工学講演会講演集，昭40
- [8. 13] 鶴田千里他：大型造波水路の設計について，運輸技術研究所報告第7巻第11号
- [9. 1] Reid: Estimation of Wave Force on a Fixed Vertical Cylinder of Large Diameter, unpublished.
- [9. 2] 田中清：円形島による波浪の回折，第3回海岸工学講演会講演集，昭31，
- [9. 3] 本間仁，安芸倭一編：物部水理学，岩波書店，1962
- [9. 4] Timoshenko and Woinowsky-Kriger：Theory of Plates and Shells, Mc Graw Hill
- [10. 1] H. Mitsuyasu: Experimental Study on Wave Force against a Wall, Report of Transportation Technical Research Institute, No. 47, Feb. 1962
- [10. 2] 本間仁他：海岸堤防に作用する波圧の分布について，第10回海岸工学講演会講演集，昭38，
- [10. 3]=[4. 3]
- [10. 4]=[4. 2]
- [10. 5] S. Sakamoto and K. Takanishi：Breakwaters or Jetties in Tideless Seas, 14th PIANC (Cairo), 1926
- [10. 6] 松尾春雄：防波堤の安定に関する一試験，土木試験所報告第34号，昭11
- [10. 7] Sogréah：Port de Kobe, Etude de stabilité du brise-lame sud, 1957
- [10. 8] R.R. Minikin：Winds, Wavese and Maritime Structures, Charles Griffin & Co. Ltd, 1950
- [10. 9] 永井莊七郎：防波堤に働く砕波の圧力に関する研究，土木学会論文集第65号，昭34
- [10. 10] R.R. Minikin：Breaking Waves, a Comment on the Genoa Breakwater, Dock & Harbour Authority, Sept. 1955
- [10. 11] J. Larras：Genoa Storm Damage, Dock & Harbour Authority. Oct. 1955. および[6. 10]
- [10. 12]=[4. 2]
- [10. 13] 石原藤次郎，本間仁編：応用水理学中(II)，丸善，1958
- [10. 14] 浜田徳一他：構造物に作用する波力，第3回海岸工学講演会講演集，昭31.
- [10. 15]=[1. 1]