

海岸堤防の設計, 特にその有効高について

京都大学教授 工学博士 石 原 藤 次 郎
 同 助教授 岩 垣 雄 一
 同大学院学生 鈴 木 雄 太

1. 緒 言

海岸堤防はその目的により, 主として波の作用による浸食に対して沿岸を防護するものと, 海水の内陸への侵入を防止するものとに大別できるが, 両者の目的を兼ねた海岸堤防もあることはいうまでもない。浸食防止を目的とした前者では, 裏側の地盤が高いかあるいは天端の高さまで埋め立てられるから, 堤防というよりはむしろ壁であつて, 一般に防潮壁 (Seawall) とよばれるものに相当し, 海水の侵入防止を目的とした後者では, 裏側の地盤が低いので堤防の形をなし, 狭い意味の 海岸堤防 (Sea dike) とよばれるものに相当すると考えられる。富山湾海岸のものは前者, 愛知・三重海岸のものは後者の好例であつて, 泉南海岸のものは両者の目的を兼ねたものということができよう。

これらの構造物は機能的には異なつてはいるが, それらに働らく力はいずれも波力であつて, 壁体の重さと裏込めの受働土圧とでこの波力に抵抗する。従つてこれらの二つの構造物の設計基準はほぼ同じと考えられ, ここで主として論じようとする有効高の問題も同様に取り扱つてよい。ただ防潮壁の場合には, その背後が道路になつていて舗装されたり排水設備が整つたりしていることが多いので, 多少の越波があつてもその被害は少ないが, 堤防の場合には, 背後の土地が低くて排水も悪く, かつ堤防の防護も十分でないことが多いので, 慎重に越波の問題を考慮すべきであろう。この意味から両者の有効高に対する安全率のとり方が相違すべきことは当然といわねばならない。

海岸堤防は沿岸の防護方法として古くから用いられているが, 従来の設計では主として構造上の問題が論じられ構造型式が次第に改良されてきたのであつて, 背後地を護るための科学的な設計基準はほとんど確立されていなくとも過言でない。このため米国においてもその科学的な設計基準の確立の必要性を認め, 最近若干の研究が行われているが¹⁾²⁾³⁾, いずれも体系的なものでなく, 十分とはいへないようである。わが国では先年来建設省土木研究所で行われた一連の研究成果にもとづいて⁴⁾⁵⁾, 愛知・三重の海岸堤防⁶⁾および泉南海岸の防潮壁⁷⁾が設計施工されているが, こうした方面の新しい方向を提示したものとして注目される。

海岸堤防の設計に必要な項目を挙げると,

1. 堤防高 2. 堤防の形状と構造 3. 堤防の構築位置

に大別することができよう。しかしこれらの項目は互いに関連があつて, 種々の要素に支配される。例えば, 堤防を構築する位置によつて, 基礎地盤が異なるであろうし, また堤防前面の水深, 波の特性などが相違するから, 堤防の形状及び構造並びに高さを当然違へなければならぬことになる。また堤防の形状として, 直立表面, 曲表面, 階段型あるいはそれらの組合せ型のどれを選ぶかによつて⁸⁾, 堤防高の算定法の基準が違ふはずであり, さらに経済的な考慮も上述の三項目の決定に加えられるべき重要な要素であろう。以下これらの項目について簡単な考察を行い, 著者等の研究の立場を明らかにしたいと思う。

(1) 堤防高 この堤防高は波の内陸への侵入を防ぐために最も慎重に決定すべき重要な項目であつて, その算定を誤ると水が堤防を越流して非常な損害を与える。この場合必要な要素としては, 波の特性, 堤防前面の水深および堤防の形状があげられる。このうちまず波の特性としては, 沖波の波高と波形勾配および波の屈折状況 (屈折係数) が必要であり, 前者は過去の観測資料があればそれを参考として定め, もしなければ Fetch graph あるいは経験公式を用いて求め, 後者は沖波の方向と周期を与へ屈折図を画くことによつて得られる。こうして定められる波の特性と堤防前面の水深とによつて波が砕波の前か後のいずれの状態で堤防に衝突するかが決定され, これがまた堤防高の決定に大きい影響を及ぼす。堤防前面の水深を変化させる要素は, セイシュ, 潮, 高潮 (Storm tide) および水底の浸食であつて⁹⁾, これらのうちで最も重要な水面変動は台風にもなる高潮現象であろう。つぎに堤防の形状と堤防高との関係であるが, これについての研究はほとんど行われていない。K.N. Grantham²⁾は傾斜壁面上に波が打上げられる最高の高さ (静水面上の高さ) と波高の比が, 壁面の傾斜角, 波形勾配, Shal-
lowness (水深と波長の比) および壁面構成材料によつて, どのように変化するかを実験して興味ある結果を得ているが, 水深一定の場合の実験であるから, 砕波現象をとまなう傾斜海浜に対しては適用することができない。なお階段型の壁面の場合はさらに複雑となり, その実態把握のためにはどうしても模型実験を行わねばならないが,

波の衝突時におけるエネルギー損失が大きいので、直立壁面または曲壁面の場合より堤防高を小さくすることができよう。また佐藤博士は波返しが波力の一部を受持つようにしないで、堤体に全面的に波力を受持たせるように設計することを主張しておられるが、波返しの機能と安全性の上からもつともなと思われる。著者等は以上の点を考慮して、波返しについては全く考えないこととし、1/10 勾配の傾斜海浜の上に置かれた直立壁および傾斜壁を取扱うことにする。

(2) 堤防の形状と構造 これはその地点の地形、堤防前面の水深、波の特性および基礎の状態に応じて決定すべきものであつて³⁾、とくに防潮壁の場合には十分に波力の程度を考慮し、のり先きの洗掘を防止するようにしなければならない。J. A. Ayers は波がおだやかなところでは直立表面型、中程度に波が荒いときは曲表面型または階段型、また前浜部が狭く波の衝撃が中程度で潮差の大きいときは曲表面と階段の組合せ型が有効であるといっている³⁾。防潮壁の裏込めを舗装したり、堤防の裏のりを被覆したりすることは、壁体およびその背後が越波や飛沫で浸食されるのを防止するのに有効な方法であり、また排水と被覆とを完全にするこゝによつて裏込めや堤土の流失を防ぎ、さらに波の荒さの程度によつて十分な大きさの捨石をしたり防砂堤を併用したりして、のり先きや前浜部の浸食を防ぐことが堤防保全の点から最も大切なことである。海岸堤防は構築しさえすれば、そのままで永くその機能を発揮するわけのものではなく、波の作用その他によつて堤防の弱点が少しずつ破壊されていつて、ついには思わぬ大被害を受けることになる。堤防の弱点の一つとして、その構築により自然力を変えんということが起るから、これによつて前浜がどのように変化するかを調査することが必要である。堤防の補修と維持にたえず努力しなければ、長期間にわたつて堤防の機能を十分保持することが不可能となるであらう。米国などでは設計施工の当初において、最初の建設費と将来の補修維持費とをあわせて考慮し、全体として最も有利な形状と構造とを採用するようにしているが、大いに注目すべき点である。

(3) 堤防の位置 一般に地形と経済的な考慮とから堤防位置が決定されるが、これは河川の堤防の場合と同様である。波のあまり来ないような浅いところでは、堤防は低くてよく、必要な建設費も少なくすむが、防護する陸地が狭いので経済的な効果は小さく、また沖の水深が大きいところに構築すれば背後地が広くなるが、堤防高が大きくなつて工費がかさむので、あまり有利とはいえないであらう。従つて経済効果からだけ考えれば、最も工費が少なくかつ効果の大きい堤防の位置があるはずであつて、こうした最適の位置を決定することはそんなに困難ではないと思われる。しかしこの場合に堤防を構築したのちの各地に及ぼす影響を予想し、これに対する処置に要する経費をも見込むことが必要である。利点だけを強調して欠点を無視するような経済効果の見積り方は、意味がないことができよう。なお、堤防構築後の将来の堤防自体の補修維持をも考慮すべきことは、前項で述べたとおりである。

以上海岸堤防の設計に必要な三つの項目について簡単に考察したが、背後地を防護する目的からいうと、第一に重要なことは堤防高の決定であり、その他の項目はいずれも第二義的に考えてよいようである。著者等はこのような見地から、まず堤防の有効高を決定するための合理的基準について研究してきたので、ここにその成果の詳細を述べたいと思う。

2. 堤防の有効高に関する考え方

海岸堤防の模型実験を行つてみると、堤防の高さによつて、(1) 波そのものはもちろん、飛沫も全く堤防を越えない場合、(2) 波は越えないが、飛沫は越える場合、(3) 波そのものが流れとなつて越える場合、の三つの状態があることがわかる。なお(2)の場合は飛沫となつて越える水量の大小によつて、さらに二つに分けることができる。堤防の有効高として、これらのうちのいかなる場合を採用するかが、まず第一の重要な問題である。(1)の状態を基準にとると、堤防高が非常に高くなり、安全ではあるが莫大な工費がかかることになるし、また(2)の状態を基準にとると、堤防高はかなり低くなつて工費は安くすむが、危険をとまう可能性がある。どの状態を対象として合理的な基準を決定するかは、なかなか困難な問題であるが、結局は経済効果の程度や堤防の構造などを考慮して、慎重に決定するしか方法がないわけである。裏込め天端の舗装、堤防の被覆ならびに排水が完全であつて、補修維持が常にゆきとどくような場合には、飛沫が堤防を越えても大した危険性がないであらうから、(2)の状態を基準として採用することができるが、排水や堤防被覆が不完全か、あるいは背面の被覆ないしは舗装が行われないような構造の場合とか、また背後地が経済的に大きい意義をもつていたり、多くの人命に危険があつたりする場合には、(1)の状態を採用するのが当然である。

以上のような考え方を念頭において、K. Kaplan¹⁾と土木研究所²⁾の基準のとり方を説明すると、つぎのとおりである。

(1) K. Kaplan の基準のとり方 彼は Seawall を対象として、波の水平方向の運動量をなくし、どんな Solid

water をも壁体の上を越させないように，十分な高さを Seawall がもつておれば全く有効であると考え，そしてこのための基準は，壁の高さが衝突波高に等しいか，あるいはそれより高いときに満足されるとした。

このような基準のとり方をする，砕波後を除くと，堤防高は簡単に求められる。Kaplan は Seawall が砕波帯にある場合，それより沖側および陸側にある場合の三つに分けて，十分に有効な Seawall の高さを決定している。すなわち，Seawall が砕波帯にあるときは，砕波高の約 68% が静水面上にあることを示した Reynolds の実験にもとづいて，静水面上の Seawall の高さ H_c を

$$H_c = 0.7 H_b \dots \dots \dots (1)$$

とし，また同様に砕波帯より沖側に Seawall があるときには，

$$H_c = 0.6 H \dots \dots \dots (2)$$

と定めた。ここに， H_b は砕波高， H は砕波帯より沖側の Seawall の位置における波高である。砕波帯より陸側に Seawall があるときについては，Stoker が砕波と跳水あるいは衝撃波との間の相似に注目しているが，砕けたのちの波高の減少を見積りうる階段になつていないという理由から，Kaplan は最大の波高が生ずるところ，すなわち砕波帯に壁体を置いた場合の (1) 式をそのまま採用することを主張している。そしてこれらの基準より Seawall の高さが低いときの相対的な有効性について，壁体を越える波と衝突波のエネルギーとの関係から計算を行っている。

以上のような Kaplan の基準のとり方は，前述した (2) と (3) の限界あるいはそれ以下の堤防高の場合に対応していることになり，背後地の防護および堤防の保全という立場からいうと，最も危険側を採用していることになる。ただし，砕波後は波の特性がよくわからないという理由で，多少安全側を見込んでゐることは，上に説明したとおりである。

(2) 土木研究所の基準のとり方 土木研究所では砕波点より沖側では重複波の波頂高，陸側では Stoker の方法に従い入射波高を与えて計算して得られる衝突波頂高に等しく堤防高をとれば，飛沫が越えることはあつても波そのものは越えないということを，実験によつて明らかにした。そしてこの基準のとり方によるものが，堤防の最低限度の高さを示すものと考えたわけである。

(3) 著者等の見解と研究 上述の土木研究所の基準のとり方と Kaplan の考え方とは非常に相違しており，これらの基準の採用の仕方によつて，工事費に大きい差を生ずることが想像される。従つてどのような基準のとり方が実際に最も合理的であるかを明確にする必要があり，このためには各種の波に対して広汎な実験を行つて，飛沫は越えるが波そのものは越えなくなる (2) と (3) の限界ならびに飛沫も越えなくなる (1) と (2) の限界を明確に把握し，さらにこれらの限界がいかなる計算法によつて求め得られるかを明らかにしなければならない。

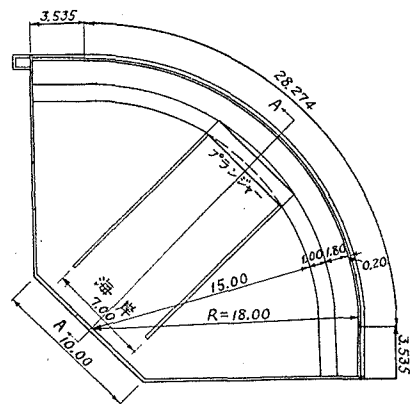
著者等は以上の問題を解決するために，波そのものあるいは飛沫が越えなくなる限界を明らかにしようとして，つぎに述べるような 2 種類の実験を行つた。そして実験結果を無次元表示して，実際の堤防の有効高決定に役立ちうるようにするとともに，これらの限界の力学的な意義を，実験結果からできるだけ説明するよう努力したのである。

3. 扇形水槽による実験

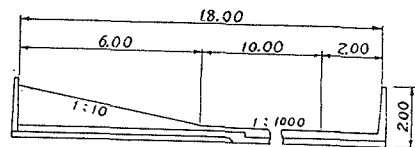
この実験は，波の方向が波返しのない鉛直壁体の堤防に直角な場合について行い，波および飛沫が堤防を越える限界と沖波の波形勾配，水深および堤防高との関係を明らかにしようとしたものである。

(1) 実験装置 用いた実験水槽は京大防災研究所宇治川水理実験所の扇形の屋外水槽であつて (図一1)，模型を固定させ，任意の方向から波を来襲させるように，とくに考慮されたものである。波起し機はプランジャー型で，巾 7 m，周期は 0.5~2.0 sec の範囲で変化することができ，波起機全体を水槽の周辺に沿つて移動させ波の方向を任意に変化できるようになつてゐる。しかし今回の実験では，波が海岸線に直角に押しよせる場合だけを対象

図一1 扇形実験水槽



平面図



A-A 断面図 単位 m

うにし， 90° ， 60° ， 45° ， 30° および 20° の 5 種類について実験した。

まず，実験結果の解析に必要なので，堤防壁を置かない場合の砕波点ならびに波高および波頂高の変化を測定した。ついで堤防壁を順次上述の位置において，沖側水平部における波高変化と壁面上の波の打上げ高さ H_c とを測定したが，反射率は沖側水平部における波高の変化から計算して求めた⁸⁾⁹⁾。

(2) 実験の結果 図-5 は 図-3 と同様のあらわし方で，縦軸に波の打上げ高さ H_c と沖波波高 H_0 との比をとり，横軸に堤防壁のり先きの水深 h と沖波波長 λ_0 との比をとって，各壁面の傾斜角ごとに，また沖波の波形勾配別に，実験結果をとりまとめて示してある。なお，壁面傾斜角が 90° のときには，壁面に沿って波の打上げ高さを測定すると，飛沫の影響が加わって非常に大きい値を示すので，飛沫の影響を除いた波そのもののより上り高さを捕捉する意味で，5 cm 壁面から離れたところにおける波の打上げ高さを示した。この図から， h/λ_0 の値が小さい場合，すなわち堤防の位置における水深が小さい場合は，壁面の傾斜角が 90° のときに波が最も高く打ち上げられて H_c/H_0 の値が非常に大きくなり，また h/λ_0 の値が大きい場合は，傾斜角が小さいときに H_c/H_0 の値が異なってくるのがわかる。

図-6 沖側の水平底面の部分における波高変化の一例
($\theta = 90^\circ$ ， $H_0/\lambda_0 = 0.0294$ ， $h/\lambda_0 = 0.0976$ の場合)

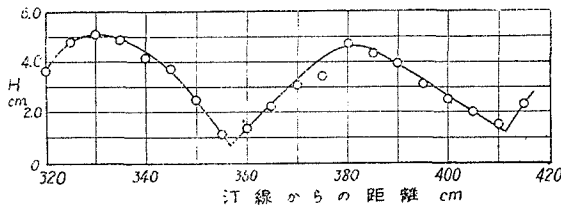


図-6 は沖側の水平底面の部分における波高変化の測定結果の例を示したものである。このような波高変化を，種々の壁面傾斜角，波形勾配および堤防位置ごとに測定すると，最大波高 $H_{\max}$ と最小波高 $H_{\min}$ とから，入射波高 H および反射波高 H_r をそれぞれ，

$$H = (H_{\max} + H_{\min})/2 \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$H_r = (H_{\max} - H_{\min})/2 \quad \dots\dots\dots (4)$$

によつて算定することができる。さらに H および H_r の値がわかると，反射率 H_r/H がただちに計算される。

図-7 は各波形勾配ごとに壁面傾斜角をパラメーターとして，反射率と h/λ_0 との関係を示したものであり，図-8 は同様の関係を各傾斜角ごとに波形勾配をパラメーターとして示したものである。

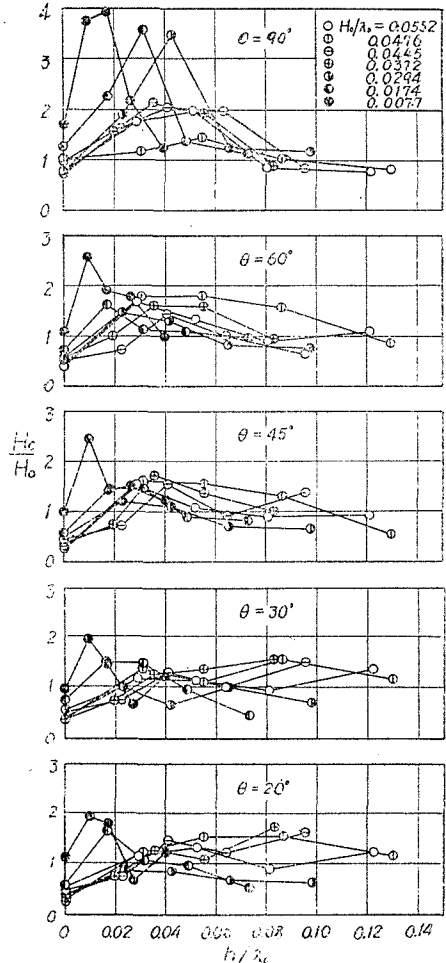
5. 実験結果の解析と考察

前述したように，扇形水槽を用いて，鉛直壁をもつ堤防模型につき波および飛沫が堤防を越える限界を求めるとともに，室内水槽によつて波が堤防壁面を打ち上げる高さを測定したが，このようにして得られた実験結果がはたしてどんな力学的意味をもっているかを解析し，堤防の有効高をきめるための基準をどのようにして求めるかを明らかにしなければならない。ここではこうした目的のための解析ないし考察を，主として鉛直壁の場合を対象として試みることとし，適宜傾斜壁の場合にも論及するつもりである。

(1) 解析の方針 2. において述べた基準のとり方として最も危険側と考えられる Kaplan の考え方で，砕波点より沖側では重複波，陸側では Stoker の方法によつて衝突波高を求める土木研究所の考え方にもとづいて解析を進めよう。土木研究所はその考え方を最低限度の高さとみなしているが，著者等はこれを安全側とみなしている。

まず前者の Kaplan の考え方では，入射波の波頂高の求める方法を考えればよいが，そのためには，(i) 波が

図-5 壁面の傾斜角および波形勾配別に示した H_c/H_0 と h/λ_0 との関係



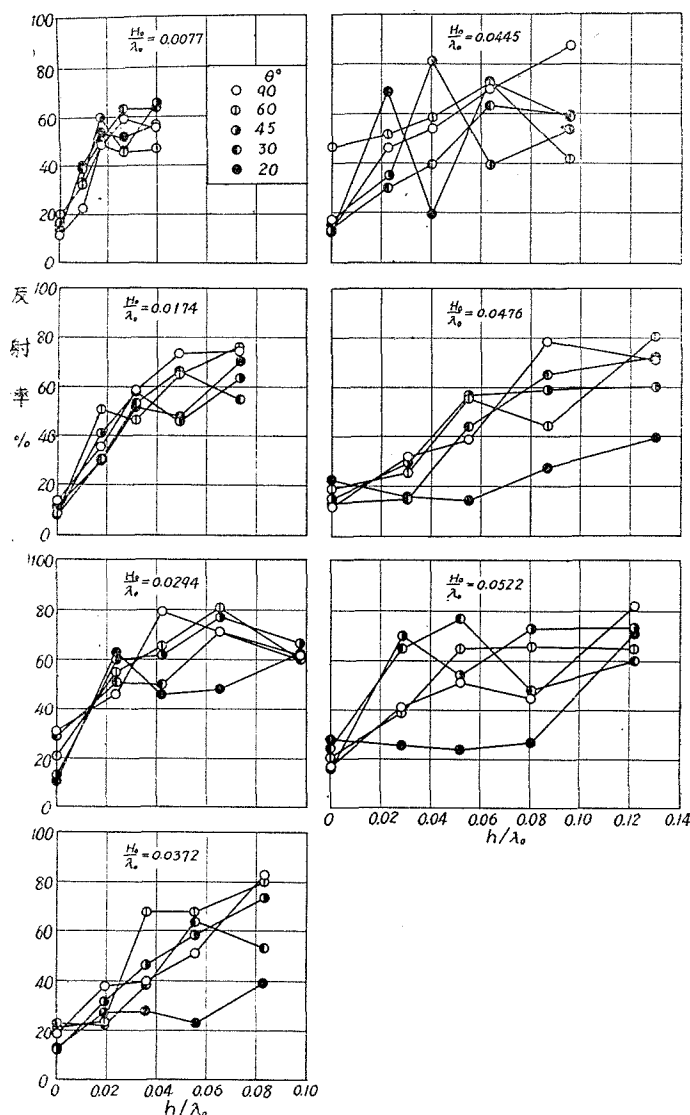
海岸に近づくにつれて波高がどのように変化するか、(ii) 静水面上から波頂までの高さは波高の何%であるか、という二つの問題を砕波点から沖側と陸側について明らかにすれば解決する。また土木研究所の考え方では、このようにして得られた入射波に対する反射波の波高を求めていけばよい。以下にこれらの考え方にもとづく計算法について、考察してみよう。

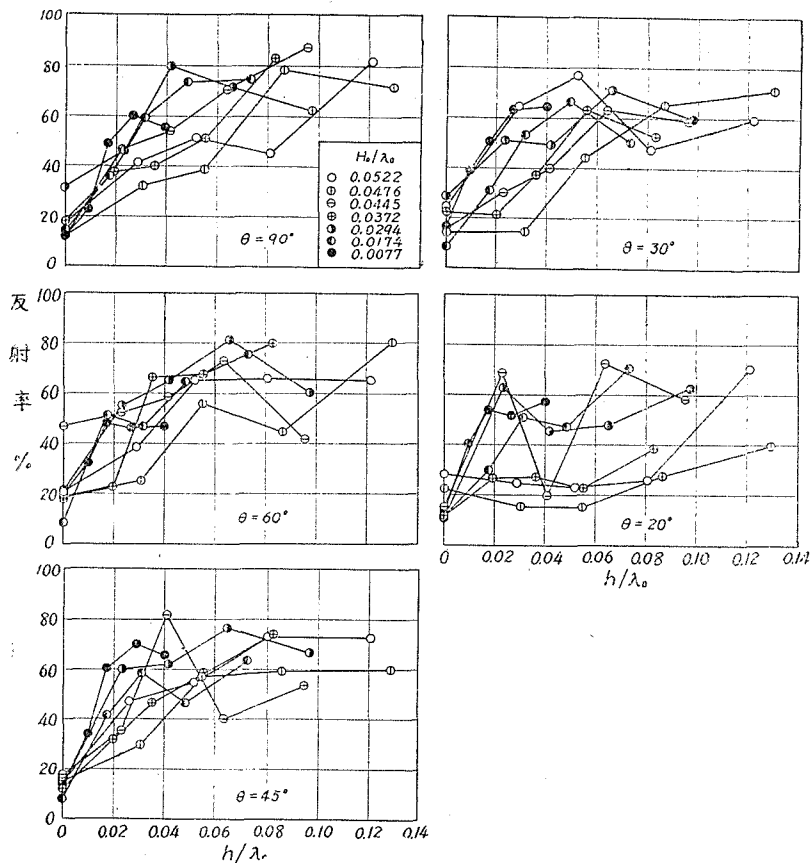
(2) 水深変化による波高の変化 風その他の原因で発生した波は、沖から岸へ向つて進行するにつれて深水波から浅水波となり、砕波条件を満足した水深に到達すると砕けるが、なおかつ砕波の状態のまま流れの性質をもつた波として進行し、最後に流れとなつて海岸に打ち上げられる。入射波の波頂高を求めるには、まず上述の過程において波高がどのように変化していくかを知らねばならない。微小振巾波の理論では、波が屈折しない場合、単位巾当りの波のエネルギーの流れの割合が一定であるという考え方から、つぎのようにあらわされる。

$$\frac{H}{H_0} = \left[1 + \frac{4\pi h/\lambda}{\sinh 4\pi h/\lambda} \right]^{-1/2} \left[\tanh \frac{2\pi h}{\lambda} \right]^{-1/2} \dots\dots\dots (5)$$

(5) 式の右辺は若干の変形をすると h/λ_0 の函数となるから、 H/H_0 の値は h/λ_0 のみによつて変化することになり、この関係は種々のグラフ¹⁰⁾¹¹⁾あるいは表¹²⁾として示されている。 H/H_0 はまた (H/λ_0) (λ_0/H_0) と変形される

図一7 傾斜角をパラメーターとした反射率と h/λ_0 との関係



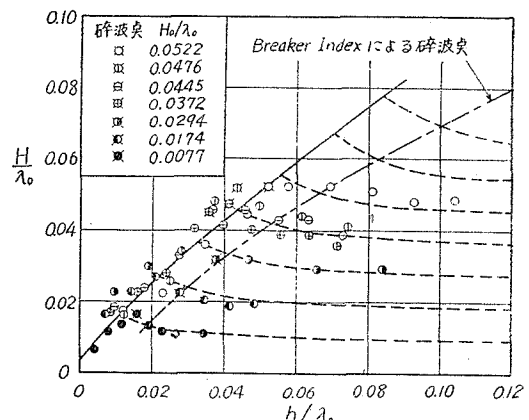
図一8 波形勾配をパラメーターとした反射率と h/λ_0 との関係


から， H/λ_0 の値は波形勾配 H_0/λ_0 と Shallowness h/λ_0 の函数としてあらわすことができる。図一9 における破線は，波形勾配をパラメーターとして H/λ_0 と h/λ_0 との関係を示したものである。また碎波点における H_b/λ_0 と h_b/λ_0 との関係も（添字 b は碎波点における値を示す），Breaker index¹⁰⁾¹³⁾ から求められ，図において鎖線で示されている。厳密に言えば碎波点を示すこの鎖線までが，上述の微小振巾波理論による H/λ_0 と h/λ_0 の関係が成立する範囲とみなされる。図にプロットした点は，室内実験水槽にて確かめた堤防壁を置かない場合の波高変化であつて，破線で示される微小振巾波理論によるものと大体一致している。図にはこの実験で得られた碎波点も示されているが，Breaker index による碎波点（鎖線）と必ずしも一致せず，それより若干岸側で碎波する場合もあり，Breaker index による碎波点を過ぎてなお波高が増大している。

問題は碎波したのち波が岸に近づくにつれて，波高がどのように変化するかであつて，これについてはまだ誰も明らかにしていない。ただ佐藤博士は，碎波点より岸側では波高がいたるところ碎波条件でしぼられた状態にあるものと考え，彼の求めた浅水最大波高の理論値¹⁴⁾が適用できるものとした⁵⁾。しかしこの表示法は H/λ および h/λ の関係によつていて，沖波の波長 λ_0 を用いていないから，実際に用いるのに不便であり，かつ $h=0$ すなわち汀線で波高が0になるので，浅い所では補正が必要である。

著者等は上述のような理論的結果によらずに，もつぱら実験的に得られた結果を使用することにしたが，図一9

図一9 水深変化による波高波化の無次元表示



からわかるように、Breaker index による砕波点を過ぎてもしばらくは増大していく波高も、やがては急に減少しはじめるようになる。この急減部の H/λ_0 と h/λ_0 との関係は、波形勾配に無関係にほぼ一定であると思われるから、この関係が図-9における実線であらわされるとし、以後著者等はこの実線で示される波高変化を砕波後の入射波の波高として用いることにした。なお図における実線と鎖線の間の破線は、著者等が実験結果を参照して適当に画いたものである。また (5) 式の波高変化をあらわす関係式は微小振巾波の理論にもとづくものであつて、有限振巾波の理論による場合には H_u/H は h/λ のみでなく H/λ も関係してくるのであるが、 H/λ の効果は小さいので¹⁵⁾¹⁶⁾、一般に用いられている微小振巾波による (5) 式をそのまま適用した。

(3) 静水面上の波頂高 前項において水深変化による波高変化を明らかにしたが、さらに静水面上から波頂までの高さの波高に対する比率を求めないと、入射波の波頂高を算出することができない。トロコイド波の有限振巾理論によると、静水面から波頂までの高さ H_u と波高 H との関係は、

$$\frac{H_u}{H} = \frac{1}{2} + \frac{\pi H}{4\lambda} \coth \frac{2\pi h}{\lambda} \quad \dots\dots\dots (6)$$

であらわされ¹⁵⁾、とくに完全反射による重複波の場合には、

$$\frac{H_u}{H} = 1 + \frac{\pi H}{\lambda} \cotn \frac{2\pi h}{\lambda} \quad \dots\dots\dots (7)$$

となる。これはちょうど (6) 式における H の代りに $2H$ とおいたものと同じ式である。(6) 式において $h/\lambda \rightarrow \infty$ とした深水波の場合の関係はまた、Levi-Civita による有限振巾波理論によるものとほとんど変つていない¹⁵⁾。

(6) および (7) 式の右辺は、前項の場合と同様に H_0/λ_0 および h/λ_0 の函数としてあらわされる。図-10 は (6) 式にもとづいて得られた H_u/H と h/λ_0 との関係を、 H_0/λ_0 をパラメーターとしてあらわしたものである。また図-11 は H_u/H と h/λ_0 との関係を、波形勾配別に実験結果からプロットしたものである。図-10 には Breaker index による砕波点をも示してあり、この砕波点までは H_u/H の値はせいぜい 0.6 程度であつて、砕波後の H_u/H と h/λ_0 との関係は明らかでないが、砕波点より岸側でも (6) 式が適用されるものとすれば、 H_u/H の値は h/λ_0 の減少とともに急激に増大していき、波形勾配が大きいほど H_u/H の値も大きくなることわかる。この H_u/H の値に関する実験は非常な精度を必要とし、他の実験¹⁷⁾におけると同様に、著者等の実験でもあまり美しい関係は得られていないが、 H_0/λ_0 が大きい場合に h/λ_0 の値の減少につれて H_u/H の値が急激に増大する有様はよくあらわれている。実験の精度その他の関係で、図-10 に示した関係を実証するには至つていないが、ここでは図-11の実験結果を参照し、一応図-10を以後の計算に用いることとしよう。ただし h/λ_0 が 0.01~0.015 程度以下の非常に小さいところでは H_u/H の値がはなはだしく大きくなるので、この部分には図-10 の関係を使用しないことにする。

以上のようにして H_u/H の値がわかると、(2) で述べた波高変化によ

図-10 H_0/λ_0 をパラメーターとした H_u/H と h/λ_0 との関係

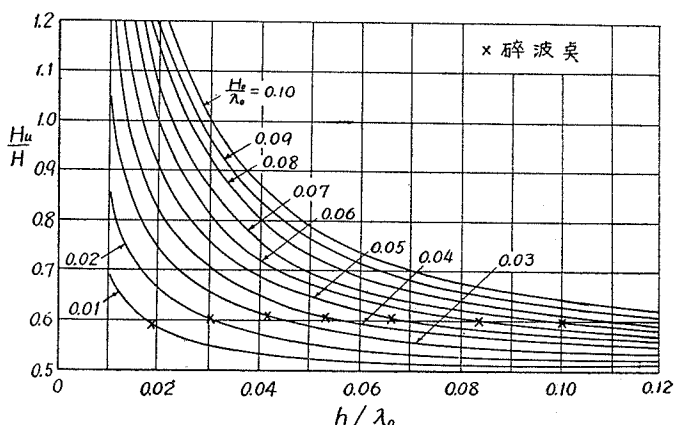
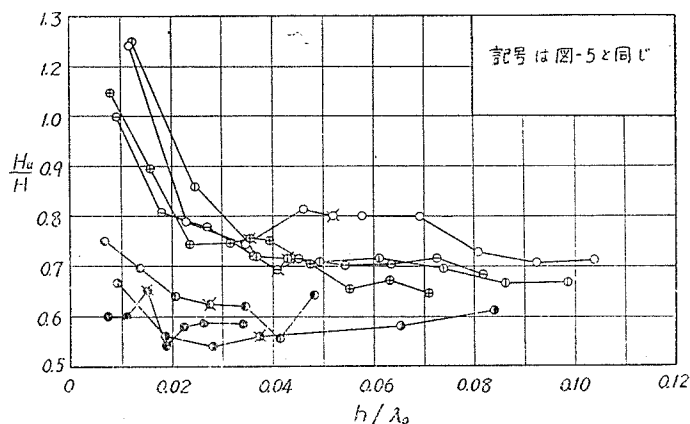


図-11 実験による H_u/H と h/λ_0 との関係



つて, 水深変化による入射波の波頂高の変化を求めることができる。Kaplan は前述したように, Reynolds の実験で得られた $H_u/H=0.7$ (砕波点) および 0.6 (砕波点より沖側) の関係を用い, 土木研究所は H_u/H が $0.5 \sim 0.75$ の範囲で変化するとし, 砕波点より岸壁では砕波点における値にほぼ等しいとみなして, 堤防設計の立場からは, $H_o/\lambda_o > 0.05$ であれば $H_u/H=0.75$ と見積るべきことを主張している⁵⁾。しかし砕波後は波形勾配が大きく, また h/λ_o の値が小さくなると H_u/H の値は 0.75 を越えて 1 以上にもなることが, 土木研究所の実験および著者等の実験 (図-11) にも見られる。これらについてはさらに詳細な研究を必要とするが, とくに汀線近くの浅いところに堤防を置く場合に注意しなければならない。

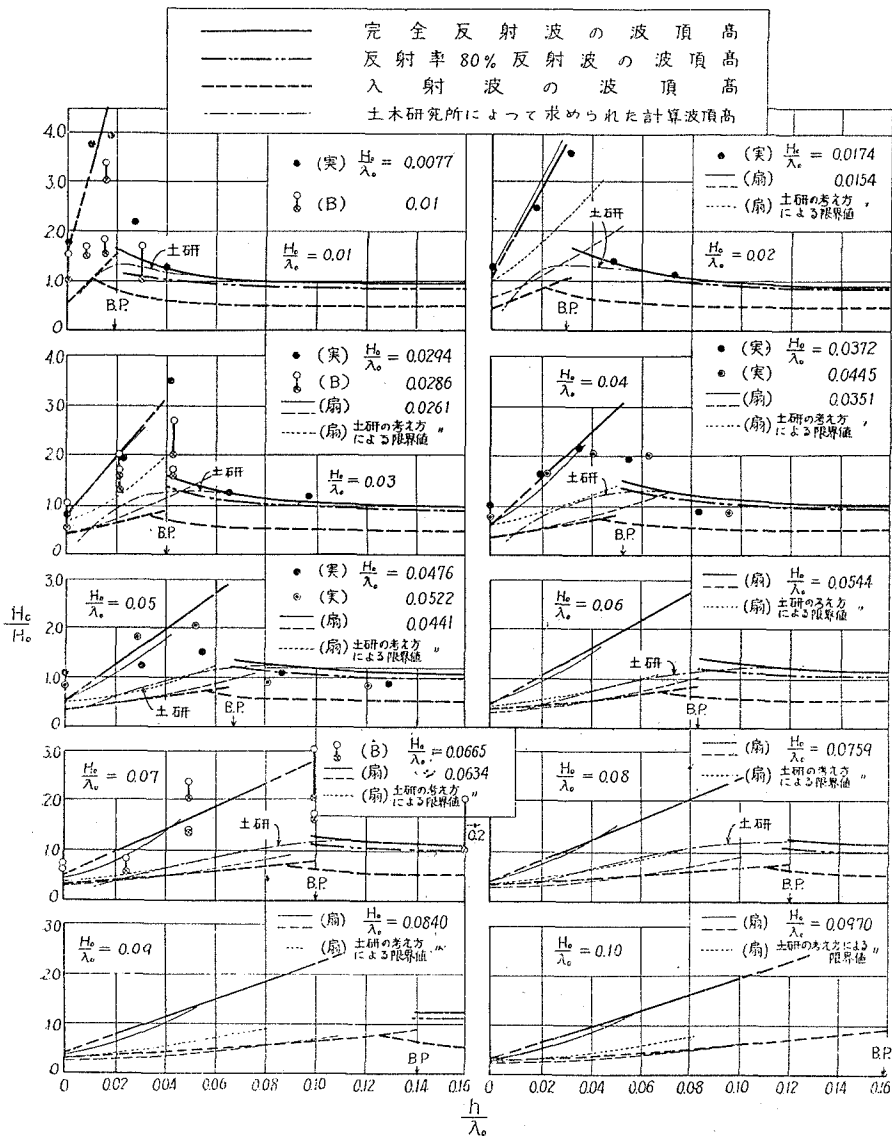
(4) 入射波および反射波の波頂高 入射波の静水面上の波頂高 H_u と沖波の波高 H_o の比は

$$H_u/H_o = (H_u/H)(H/\lambda_o)(\lambda_o/H_o)$$

とあらわされるから, 図-9 および 図-10 を用いて, 各波形勾配ごとに H_u/H_o と h/λ_o との関係を求めることができる。図-12 における点線はこの関係を示したものであるが, この場合は H_u の代りに H_c としてあらわしてある。

また反射波の波頂高については, まず完全に反射する場合砕波点より沖側では重複波となる関係上, 図-9 にお

図-12 静水面上の堤防高と水深との関係の無次元表示



ける H を2倍し、さらに (7) 式を用いると、 H_u/H_0 と h/λ_0 との関係が求められる。図-12 における砕波点より沖側 (h/λ_0 の大きい方) の太い実線は、 $H_u=H_c$ としてこの関係を示したものである。

なお、実際には波は完全に反射せず、反射率が 100% 以下の値をとることは、著者等の実験 (図-7 および図-8) のみでなく、Healy⁸⁾、Greslon および Mahe¹⁸⁾ の実験結果でも明らかに認められる。著者等の実験では、砕波点より沖側に鉛直の堤防壁を置いた場合、大体 60~80% の程度の反射率を示している。Greslon および Mahe の実験¹⁸⁾ においては、波形勾配が増大すると反射率が減少する結果を示し、 H_0/λ_0 が 0.05 および 0.005 の場合に、反射率はそれぞれ約 80% および 98% となつている。著者等の実験は傾斜海浜の場合であり、このことが Greslon および Mahe の実験と反射率を異にするようになった原因の一つと考えられるが、この点についてはさらに詳細な実験にまたねばならない。

いま著者等の実験結果に従い、反射率 80% の場合について反射波の波頂高を求めてみよう。このときの反射波の最大波高 $H_{\max}$ は (3) および (4) 式より $H_{\max}=H+H_r$ であるから、 $H_{\max}=1.8H$ となり、また (6) 式の H に $H_{\max}$ の値を代入して得られる関係式

$$\frac{H_u}{H} = 0.9 + \frac{0.81\pi H}{\lambda} \coth \frac{2\pi h}{\lambda} \dots\dots\dots (8)$$

が適用されるものとすれば、図-9 における H を 1.8 倍するとともに (8) 式の関係を用いて、各波形勾配ごとに反射率が 80% の場合の H_u/H_0 と h/λ_0 との関係が求められる。図-12 における二重鎖線は $H_u=H_c$ としてこの関係を示したものである。

一方砕波点より岸側については、Stoker の理論を用いて入射波の波高を求める土木研究所の考え方を採用して、波頂高を計算してみよう。この場合入射波の谷の水深を h_0 、入射波および反射波の水底から波頂までの高さを h_1 および h_2 として、 $(h_2-h_0)/(h_1-h_0)$ と h_1/h_0 との関係を示すグラフが与えられているから、

$$h_1-h_0=H, \quad h_2-h_0=H_{ur}+H-H_{ur}, \quad h_1=h+H_{ur}, \quad h_0=h-H+H_{ur}$$

とみなして、 H_{ur}/H_0 と h/λ_0 との関係を求めることができる。ここに、 H_{ur} は反射波の静水面上の波頂高である。図-12 における砕波点より岸側の太い実線は、 $H_{ur}=H_c$ としてこのようにして求めた関係を示したものである。なお、同図の細い鎖線は静水面下の水深を h_0 にとつて、土木研究所で計算された衝突波頂高を示したものである。また Breaker index による砕波点 (図-12 で B.P. とあらわしてある) より岸側の完全反射による重複波の波頂高も同じく鎖線で示されている。

(5) 実験結果との比較 図-12 における細い実線と破線は、図-3 にその一例を示したように扇形実験水槽による堤防模型実験の結果であつて、それぞれ波も飛沫もともに堤防を越えない限界と、飛沫は越えるが波そのものが越えなくなる限界とを示したものである。また室内実験水槽を用いて得られた波の打上げ高さをあらわす実験値も、図-5 における $\theta=90^\circ$ の場合が波形勾配別に示されている。そして前者のものは (弱)、後者のものは (実) と略記してある。

Saville および Caldwell¹⁹⁾ は鉛直壁をもつ海岸堤防状構造物の模型をつくり、その構造物の上を越える水の量を測定し、かつその水の量が 0 となる限界をみつけるように努めた。この場合の堤防位置としては、模型を固定させ、その代りに静水面を変化して堤防前面の水深を変えており、底面の傾斜は著者等の実験と同じく 1/10 である。図-12 に示した Saville および Caldwell の実験値 ((B) と略記) のうちで、白円は越える水の量が 0 の場合、他の記号のものは若干の量が越える場合をあらわしているから、両者の限界はこれら二つの実験値の中間にあるものと考えられる。

以上の扇形実験水槽および室内実験水槽における著者等の実験ならびに Beach Erosion Board における Saville および Caldwell の実験の結果と、入射波および反射波の波頂高の計算曲線とを比較してわかることはつぎのようである。

1. 砕波点より岸側における反射波の波頂高は、入射波の谷の水深を用いて計算すれば、扇形実験水槽における飛沫も波も堤防を越えない限界、室内実験水槽による波の打上げ高ならびに Saville および Caldwell の堤防が水が越えない限界と、ほぼ一致しているようである。

2. 砕波点の岸側における入射波の波頂高は、扇形実験水槽における実験で波そのものが堤防を越えない限界とほぼ一致しており、とくに興味の深い事実である。

3. 砕波点付近でも波の打上げ高および Saville-Caldwell の堤防が水が越えない限界は、砕波前の反射波の波頂高よりも砕波後の反射波の波頂高に近く、それより沖に行くに従つて急激に重複波の波頂高 (太い実線) ないしは反射率 80% の反射波の波頂高 (二重鎖線) に近づいて行くように思われる。このことは、波は砕波前になると

運動量の輸送が顕著になつて反射が完全に行われず、堤防に衝突したときかなりの飛沫を打ち上げ、それが堤防を越えるためと考えられる。佐藤博士および岸氏は飛沫の打上げ高を測定したが、砕波点より若干沖側で最も高く飛沫があがることを明らかにしている⁴⁾⁷⁾。

4. 砕波点よりずっと沖側では、実験資料が少ないので何ともいえないが、飛沫の打上げが少なくなつて、それが堤防を越える限界と波そのものが越える限界とが漸次一致してくるものと考えられることから、点線で示した入射波の波頂高では、波が堤防を越えるものと思われる。事実、Saville および Caldwell の実験において、 $H_0/\lambda_0 = 0.0665$, $h/\lambda_0 = 0.20$ の場合を見ると、 $H_c/H_0 = 1$ では水が堤防を越えていることがわかる。

(6) 傾斜壁の堤防の場合 傾斜壁の場合の波の打上げ高と水深との関係を無次元表示した図—5 から、つぎの事実を認めることができる。

1. 水深が浅く h/λ_0 の小さいところでは、一般に堤防壁面の傾斜角が小さくなるほど、 H_c/H_0 の値も減少する。従つて堤防高が低くてすむが、その代りに傾斜のり面が長くなつて材料費がかさみ、工費が高くなる。

2. 水深が深く h/λ_0 が大きいところでは、傾斜角が小さくなるとかえつて H_c/H_0 の値が増大し、また波形勾配が増すと鉛直壁の場合にははつきりわからないが、一般にやはり H_c/H_0 の値が大きくなる傾向がみられる。このことは、著者等のように傾斜海浜を用いずに一定水深の場合について行つた Granthem の実験結果とその傾向がよく一致しており、彼の実験では傾斜角が 30° のときに H_c/H_0 の値が最も大きくなり、とくに $h/\lambda = 0.218$, $H/\lambda = 0.071$ の場合には H_c/H の値が 2.5 に達している（この資料は沖波の波高、波長に換算されていない）。これらのことから、堤防を水深の深い沖の方に築造するときには、傾斜壁より鉛直壁に近い方が堤防高が低くてよく、工費の軽減を期しうるのである。

(7) 反射率と波の打上げ高 反射率と壁面傾斜角 θ 、波形勾配 H_0/λ_0 および Shallownees h/λ_0 の関係を示す図—7 および図—8 から、反射率が波の打上げ高に及ぼす影響を調べよう。図—7 からわかるように、波形勾配が小さく 0.0077 の場合には、この実験範囲では傾斜角の効果は顕著でないが、それより波形勾配が大きくなつていくと、傾斜角の効果あらわれ始め、とくに $\theta = 20^\circ$ の場合は他の傾斜角の場合にくらべて、反射率がかなり小さい値をとつている。さらに図—8 をみると、あまり明瞭ではないが、波形勾配が大きくなると、反射率が減じてゆくことがわかる。これらの関係は、Greslou および Mahe の実験結果¹⁸⁾においても示されていることである。また h/λ_0 と反射率との関係は、一般に堤防壁が砕波点付近から岸に近づくに従つて、反射率が急激に小さくなる。しかし $\theta = 20^\circ$ のときには、波形勾配が大きくなるにつれて、この傾向は見られないようになつている。

以上のことと前項の結果から、反射率と波の打上げ高との関係を考察すると、(1) h/λ_0 が大きい場合は傾斜角と波形勾配の両方の関係から、反射率が小さいほど打上げ高が増大するという結果が得られ、(2) h/λ_0 が小さい砕波後の場合は、汀線付近を除くと傾斜角が小さくなれば打上げ高も反射率も小さくなり、また波形勾配が大きくなつても同じことがいえるから、反射率が小さいほど打上げ高も減少するという、(1) と逆の結果になる。しかし h/λ_0 が大きく壁面が鉛直に近づくとき、反射率に対する波形勾配の効果は非常に小さく¹⁸⁾、また波の打上げ高に対する効果はもつぱら静水面上の波頂高の波高に対する割合に左右されると考えられるから、(1) の結論は適用されなくなるものと思われる。

Granthem の実験では、波形勾配が非常に大きくなると、かえつて H_c/H の値が小さくなつているが、これについてはさらに検討する必要がある。

なお、以上の結論は同じ壁面状態のものについていえることであつて、壁面状態が異なるものと一緒にしてはもはや適用され得ないことである。(1) と (2) の結論の相違に対する力学的な説明についても、一応の見解をまとめているが、別の機会にくわしく論じたいと思つている。

6. 海岸堤防の有効高の決定

水深変化にともなう入射波および反射波の波頂高の変化を求め、実験結果と比較して、飛沫あるいは波が堤防を越える限界の力学的意義をある程度明らかにすることができた。従つてつぎの問題は、実際の海岸堤防の有効高として、どのような基準のものを採用するかということである。

いま波そのものも飛沫もともに堤防を越えない鉛直壁の場合の限界として、砕波点から岸側は図—12 に示した太い実線とし、砕波点か等沖側は著者らの実験および Saville-Caldwell の実験を参照して、漸次重複波理論にもとづく太い実線に移つていくような曲線であらわすと、図—13 に示すような静水面上の堤防高と水深との関係の無次元表示が得られる。また飛沫は越えるが波そのものは越えない限界として、砕波点から沖側はこの場合前述したように二重鎖線（反射率 80% とした反射波の波頂高）を採用し、砕波点から陸側は漸次太い点線に移つていく

ような曲線であらわすことにすれば、図-14に示するような曲線が得られる。従つて沖波の波高 H_0 および波長 λ_0 と堤防前面の水深 h とが与えられると、鉛直壁の場合それぞれの限界に対する静水面上の堤防高 H_0 を図-13 および 図-14 を用いて求めることができる。傾斜壁の場合は、図-13 および 図-14 のようにはつきりと限界をあらわすことはできないが、室内実験水槽による波の打上げ高についての実験結果(図-5)から 図-13 に対応する堤防高を大体見積ることができるし、また波返しをつける場合には、図-14に示す鉛直壁の場合の限界をそのまま適用しても、波を越えさせないためには十分有効であろうと考えられる。

これまで述べてきたことは、波が屈折したり回折したりしない場合についてである。波が海底地形によつて屈折するとか、あるいは防波堤その他の遮蔽物によつて回折現象が起るときには、図-13 および 図-14 をそのまま適用することができない。いま沖合で波高が H_0 であったものが、屈折または回折によつて H' になつたものとし、屈折も回折もしないときの波高を H とすれば、

$$\text{屈折のとき； } H'/H_0 = KH/H_0 \dots\dots\dots (9)$$

$$\text{回折のとき； } H'/H_0 = K' \dots\dots\dots (10)$$

とあらわされ、 H/H_0 としては (5) 式がそのまま適用される。ここに、 K は屈折係数、 K' は回折係数である。 H' が屈折しないときの波高 H 、あるいは回折しないときの波高 H_0 に等しいような沖波の波高を H_0' として、相当沖波波高とよぶことにすれば、(9) および (10) 式から、

$$H_0' = KH_0 \dots\dots\dots (11)$$

$$\text{あるいは } H_0' = K'H_0 \dots\dots\dots (12)$$

の関係が得られる。(11) 式はすでに Kaplan¹⁾ によつて示されている関係である。すなわち、波が屈折または回折するときは、これまでに述べてきた H_0 の代りに相当沖波波高 H_0' を (11) または (12) 式から計算して用いればよく、また波長は周期が一定であれば水深のみに関係するから、そのまま沖波の波長 λ_0 を採用すればよい。

つぎに計算例として、風速、対岸距離および屈折係数を与え、図-13 および 図-14 からそれぞれの限界に対する堤防高と水深との関係を求めてみよう。いま風速を 15 m/sec、対岸距離を 40 km とすれば、Fetch graph²⁰⁾ から $H_0 = 2.6$ m、 $\lambda_0 = 28$ m が求まり、屈折係数として $K = 1.1$ の値をとれば、(9) 式から相当沖波波高は $H_0' = KH_0 = 2.86$ m、従つて波形勾配は $H_0'/\lambda_0 \approx 0.1$ となる。水深 h を与えて h/λ_0 を求め、図-13 および 図-14 から H_c/H_0' の値を見出すと H_c が算出されるが、表-1 の左側はこのようにして得られた水深と静水面上の堤防高との関係を示したものである。この場合 図-13 および 図-14 から求めたものを、それぞれ上限界および下限界として区別してある。また Fetch graph の代りに Molitor の公式によつて H_0 を求めると $H_0 = 1.6$ m となり、これ以外は上と同じ値を用いて同様に算出すれば、表-1 の右側のようになる。

表-1 水深と静水面上の堤防高との関係

水深 h (m)	Fetch graph を用いた 場合の堤防高 H_0 (cm)		Molitor の公式を用いた 場合の堤防高 H_0 (m)	
	上限界	下限界	上限界	下限界
0	1.1	0.8	0.8	0.6
1.0	2.7	1.0	2.5	0.9
2.0	4.2	1.2	4.1	1.4
3.0	5.7	1.7	2.6*	1.9
4.0	7.3	2.3	2.0*	1.8*

*限界が小さくなっているのは、碎波点より沖側に堤防が来るためである。

図-13 波そのものも飛沫も越えない限界の堤防高と水深との関係の無次元表示
(鉛直壁の場合)

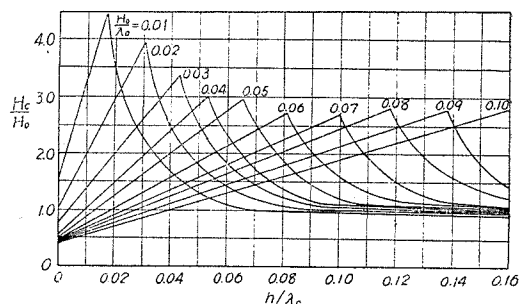


図-14 飛沫は越えるが波そのものは越えない限界の堤防高と水深との関係の無次元表示
(鉛直壁の場合)

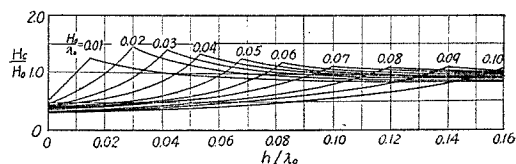


表-1 からわかるように、水深によつては上限界すなわち飛沫さえも堤防を越えない限界と下限界すなわち飛沫は越えるが波そのものは越えない限界で堤防高が非常に相違し、前者が後者の3倍以上になる場合がある。もし前者の上限界によつて堤防高を定めて構築すれば、非常に安全であるが、工費は莫大な額に達して、とても経済上から実施困難となる。一方後者の下限界にもとづいて堤防を構築すれば、波そのものは越えないとしても、飛沫が堤防を自由に越えることになり、堤防の被覆、裏込め天端の舗装あるいは排水設備が不完全であつたり、堤

防の補修維持が不十分であつたりすると, 堤防背後の浸食や堤体および裏込めの土の流失によつて, 破堤の危険にさらされる。従つて堤防高を決定する基準は, 堤防の構造や補修維持の程度によつて左右さるべきものであり, あわせて背後地の経済価値や人命の危険などを考慮する必要がある。

英国では 1953 年の Storm surge による海面上昇が非常に大きかつたので²²⁾²³⁾, 防潮壁の越流を絶対に避けねばならないという従来の基本概念を変更するようになった²⁴⁾。オランダと同様に, 現在イギリスで採用されている考え方は, 特別の事情のもとでは, ある程度の越流を許してもよいが, その代りに破堤や崩壊を起さないように設計すべきであるということである。そのために越流を許した場合の堤体の安定その他に関連して, 多くの新たな論争が行われているようである²⁴⁾。

こうした最近の傾向は, 財政経済的に窮迫したわが国において, とくに注目すべきものといわねばならない。わが国では毎年台風に襲われ, Storm surge (高潮) による海面の異常上昇がはなはだしく, 波の問題そのものよりも設計上の静水面の高さの決定に, 大きい問題があるように思われる。これは河川における計画高水位をきめる問題に匹敵し, 確率的な統計上の取扱いが採用されてしかるべきであり, 波の問題が解明されてくるとともに, さらに有効高の決定に経済効果を考慮する方向に進んでゆくのが当然であろう。高潮の頻度については, 宮崎氏²⁵⁾によつて研究が進められているようであり, 合理的な堤防高の決定に資するところが少なくないと思われる。このほかに場所によつては地盤沈下の問題が大きく影響し, 堤防の補修維持と関連してその挙動をはつきり把握しておくことが必要である。

7. 結 論

以上著者等は主として堤防の有効高について論じ, 扇形実験水槽および室内実験水槽によつて, 波あるいは飛沫が堤防を越えなくなる限界を見出すとともに, その力学的意義をある程度明らかにした。そして実際の堤防設計において, 波そのものも飛沫もともに越えないような基準をとれば, 堤防高が経済的に実行できないほど高いものとなり, どうしても構造の問題や背後地の経済価値および人命などの問題と関連させて, 多少の波や飛沫が堤防を越えることを許す方針で設計すべきことを主張した。従つて将来に残された問題は, 越波に対する堤体の構造上の安全性や高潮の頻度と経済効果の適確な把握などであつて, これらが解明されることによつて, 海岸堤防の合理的な設計が行われうるであらう。

最後に実験に協力していただいた防災研究所の足立助教授及び大学院の榎木, 三井, 喜多の学生諸君に感謝するとともに, この研究が建設省建設技術補助金および文部省科学研究費によるものであることを付記したい。

参 考 文 献

- 1) Kenneth Kaplan : Effective Height of Seawalls, The Bulletin of the Beach Erosion Board, Corps of Engineers, Dept. of the Army, Vol. 6, April 1952, pp. 1-18.
- 2) Kenneth N. Ganthem : Wave Run-up on Sloping Structures, Trans. Amer. Geophys. Union, Vol. 34, No. 5, Oct. 1953, pp. 720-724.
- 3) James A. Ayers : Seawalls and Breakwaters, Proc. of 1st Conf. on Coastal Engineering, 1951, pp. 192-204.
- 4) 佐藤清一, 岸 力 : 海岸堤防に関する研究 (1) — 海岸堤防に衝突する波の高さについて —, 土木研究所報告, 第 88 号の 4, 昭.29.9, pp. 1-33.
- 5) 佐藤清一 : 海岸堤防の設計について, 土木学会海岸工学研究発表会論文集, 昭.29.11, pp. 105-111.
- 6) 中島 武 : 台風 13 号による愛知・三重海岸災害の現状と対策, 同上, pp. 113-129.
- 7) 佐藤清一, 岸 力, 庵原照太郎 : 海岸堤防に働く波力並にパラペットの効果に関する研究報告書, 大阪府泉南海岸浸食調査報告書, 第 3 報, 昭.29.1, pp. 75-136.
- 8) John J. Healy : Wave Damping Effect of Beaches, Proc. Minnesota Intern. Hydraulics Convention, 1953, pp. 213-220.
- 9) 連水頌一郎 : 碎波の機構, 土木学会海岸工学研究発表会論文集, 昭.29.11, pp. 35-43.
- 10) Martin A. Mason : The Transformation of Waves in Shallow Water, Proc. of 1st. Conf. on Coastal Engg., 1951, pp. 22-32.
- 11) 永井莊七郎 : 水工学の立場から見た最近における波の研究, 土木学会水工学論文集, 昭.28.3, pp. 77-97.
- 12) Robert L. Wiegel : Gravity Waves, Table of Function, Published by Council on Wave Research, The Engineering Foundation, Feb. 1954, pp. 1-30.
- 13) Hydrographie Office, U.S. Navy ; Breaker and Surf, Principles in Forecasting, Publ. No. 234, 1944.
- 14) 佐藤清一 : 漂砂に関する研究 (4), 浅水表面波について, 建設省土木研究所報告, 第 82 号, 昭.27.3.
- 15) R.L. Wiegel and J.W. Johnson : Elements of Wave Theory, Proc. of 1st Conf. on Coastal Engg., 1951, pp. 5-21.

- 16) J.R. Morison : The Effect of Wave Steepness on Wave Velocity, Trans. Amer. Geophys. Union, Vol. 32, No. 2, April 1951, pp. 201-206.
 - 17) R.L. Wiegel : Experimental Study of Surface Waves in Shoaling Water, Ditto, Vol. 31, No. 3, June 1950, pp. 377-385.
 - 18) L. Greslou et Y. Mahe : Etude du Coefficient de Reflexion d'une Houle sur un Obstacle Constitue par un plan Incline, Proc. of 5th Conf. on Coastal Engg., 1955, pp. 68-84.
 - 19) Thorndike Saville, Jr. and Joseph M. Caldwell : Experimental Study of Wave Overtopping on Shore Structures, Proc. Minnesota Intern. Hydraulics Convention, 1953, pp. 261-269.
 - 20) H.U. Sverdrup and W.H. Munk : Wind, Sea and Swell, Theory of the Relation for Forecasting, U.S. Navy, Hydrographic Office, Techn. Report in Oceanography No. 1, 1947, pp. 1-44.
 - 21) S. Hayami, T. Ishihara and Y. Iwagaki : Some Studies on Beach Erosions, Disaster Prevention Research Institute Bulletin, Kyoto Univ., No. 5, Aug. 1953, pp. 1-29.
 - 22) P.J. Wemelsfelder : The Disaster in the Netherlands Caused by the Storm Flood of February 1, 1953, Proc. of 4th Conf. on Coastal Engg., 1954, pp. 258-271.
 - 23) J.B. Schijf : The Reconstruction of the Netherland Dikes after the Storm of February 1953, Ditto, pp. 272-290.
 - 24) C.H. Dobble : Some Sea Defence Works in England, Proc. of 5th Conf. on Coastal Engg., 1955, pp. 441-447.
 - 25) 宮崎正衛 : 風波と高潮について, 土木学会海岸研究発表会論文集, 昭.29.11, pp. 17-21.
-