

海岸堤防論

1. 概 説

海岸堤防というのは、土木学会編の海岸保全施設設計便覧によれば、「高潮時の海水あるいは津波の侵入を防ぎ、背後地の土地財産を保護し、かつ通常、在来地の盤に盛土して設ける構造物」¹⁾ のことであるとし、また運輸、建設、農林の3省で作った海岸保全施設築造基準の解説では、「現地盤を盛土またはコンクリート打設などによって増嵩し、高潮などの侵入を防止するとともに、侵蝕海岸においては、土砂などが持ち去られるのを防止する施設」²⁾ であるとしている。一方、護岸というのは、前者によれば、「海岸地帯において波または流れによって、陸岸が浸食されることを防ぎ、背後地の土地財産を保護するために陸岸の のり などをおおって設ける構造物」をいい、後者によれば、「現地盤を被覆し、土砂が持ち去られ浸食されるのを防止する施設」をいうとしている。

このように、堤防と護岸は、両者の機能や構造が異なっているが、水理学的な観点からすれば、これらの構造物と外力との相互作用については非常に似ており、ただ強いて両者の相違を挙げれば、堤防の方は、のり先水深が来襲波に比べて大きいのが普通であるのに対して、護岸の場合には、一般に来襲波がのり先水深に比べて大きく、また汀線より陸側に造られる場合も少なくない。このような意味から、ここでは堤防と護岸を区別しないで検討していきたいと思う。

昭和37年度の海岸統計によれば、わが国の堤防および護岸の延長は表-1のようになっており³⁾、堤防と護岸を加えた延長 5,069 km は、わが国海岸線の総延長の 18.8%、海岸保全区域指定済延長の 55.7%、海岸保全施設による海岸防護総延長の 98.9% に当たっている。

表-1 わが国の海岸線と堤防および護岸の延長 (昭. 38. 3. 1 現在)

海岸線総延長 (m)	海岸保全区域 要指定延長 (m)	海岸保全区域 指定済延長 (m)	堤防延長 (m)	護岸延長 (m)	堤防+護岸 延長 (m)	海岸保全施設に よる海岸防護総 延長 (m)
26,987,040	12,331,492	9,106,207	1,903,905	3,164,762	5,068,667	5,134,452

このように、わが国の海岸防護は、99% までが堤防と護岸にたよっているわけであって、この点からも、堤防・護岸の設計の合理化が、社会的にも経済的にもわが国海岸防護の上に果す役割は非常に大きいといわねばならない。

いまから11年前、昭和28年(1953年)には、海岸堤防に関する幾多の特筆すべき事柄がおこった。同年2月1日には、営々として築いたオランダの海岸堤防が、ゲールとよばれる嵐のために高潮がおこって決壊し、死者1,783名、被害世帯37,300戸、浸水面積20万haという大災害をこうむった。そのときの Rotterdam における最高潮位は、平均海面上3.75m、潮位偏差は2.70m(最大の偏差は3時間半前におこり3.70m)であり、この潮位は堤防の設計天端高を50~70cmも越えるものであった⁴⁾。一方、わが国においては、同年9月25日に来襲した台風13号により、愛知・三重の両海岸に高潮がおこり、台風の針路にあたった伊勢湾、渥美湾および知多湾の海岸一帯では、ほとんどの海岸堤防が欠壊し、両県で死者122名、被害家屋206,193戸、被害農地71,600ha、被害総額1,280億円に及んだ⁵⁾。

さらに1953年には、9月にアメリカの Minneapolis において国際水理学会が開催され、Saville と Caldwell が堤防の越波に関する実験結果を発表し⁶⁾、また同年 California 大学の Granthem は斜面上の波のうちあげについての実験結果を Trans. Amer. Geophys. Union に発表した⁷⁾。オランダでは、1936年以来、斜面上の波のうちあげ高について各種の実験を行っていたが⁸⁾、水理学上の観点から波のうちあげ高や越波を考慮し、

堤防の有効高を決めようとして行なった実験の結果を初めて公表したのは上記の Saville-Caldwell および Granthem であった。わが国においても、丁度その頃、建設省土木研究所において海岸堤防の研究が開始され、また台風13号による海岸災害を契機として、京都大学でも研究を始めるに至った。したがって、海岸堤防の水理学的研究は、オランダを除けばまだ十数年程度の歴史しかもっていないといってよい。1953年は、このような意味で、海岸堤防研究における特筆すべき年としてよいであろう。

このように、研究の歴史が浅いので、系統的に海岸堤防を水理学的立場から論ずることはできないが、これまでの研究をできる限り取り上げて紹介してみたいと思う。

2. 波 の 反 射

(1) 反 射 率

いま入射波の波高を H 、反射波の波高を H_r とすれば、反射率 r は

$$r = H_r/H \quad (2.1)$$

によってあらわされる。波が完全に反射すると、入射波の波高の2倍の波高をもつ重複波があらわれるが、反射時に波のエネルギー損失があり、反射率 r が1より小さい場合には、部分重複波となる。

簡単のため微小振幅波を取り扱い、波長 L および周期 T が同じで、波高 H をもつ入射波と波高 H_r をもつ反射波の合成波を考えると、つぎようになる。

$$\begin{aligned} \eta &= \frac{H}{2} \sin 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) + \frac{H_r}{2} \sin 2\pi \left(\frac{x}{L} + \frac{t}{T} \right) \\ &= \frac{1}{2} (H+H_r) \cos 2\pi \frac{t}{T} \sin 2\pi \frac{x}{L} - \frac{1}{2} (H-H_r) \sin 2\pi \frac{t}{T} \cos 2\pi \frac{x}{L}. \end{aligned} \quad (2.2)$$

したがって、 $\sin 2\pi x/L = \pm 1$ 、すなわち、 $x = (nL/2) + (L/4)$ (n : 整数 $0, 1, 2, \dots$)

のところでは、全波高は $H+H_r$ となり、 $\cos 2\pi x/L = \pm 1$ 、すなわち、 $x = nL/2$ のところでは、全波高は $H-H_r$ となるような波高分布をする。このことから、 $L/4$ だけ離れたところで最大の全波高と最小の全波高があらわれる。このような部分重複波の波高分布を図-2.1に示す。最大全波高を H_{max} 、最小全波高を H_{min} とすれば、 $H_{max} = H+H_r$ 、 $H_{min} = H-H_r$ であるから、両式より次の関係が得られる。

$$H = (H_{max} + H_{min})/2, \quad (2.3)$$

$$H_r = (H_{max} - H_{min})/2. \quad (2.4)$$

これらの関係から、 H_{max} と H_{min} が測定されれば、 H および H_r が求められ、したがって反射率 $r = H_r/H$ もわかることになる。以上のようにして反射率を求める方法を、Healy¹⁰⁾ の方法という。なお、このような部分重複波の運動機構を岸¹¹⁾や加藤・白石¹²⁾が調べている。

(2) 反射率に及ぼす各種の要素

Hunt は海岸堤防や護岸あるいは防波堤の設計に際しては、できる限り入射波の反射を小さくするようにすべきであると述べている¹³⁾。このような考え方が正しいとすれば、反射率に及ぼす各種の要素、例えば、法面勾配、法先水深、入射波の特性、断面形状、法面粗度などの影響を調べ、どのようにすれば反射率を小さくできるかを知っておく必要がある。

i) 反射率に及ぼす波形勾配および法面勾配の影響

ある一定の法面勾配に対して、入射波の波形勾配を段々大きくしていくと、ある波形勾配より大きい波の場合には法面上で砕けてしまうという最大の限界波形勾配が存在する。Miche¹⁴⁾ はこの限界波形勾配と法面勾配と

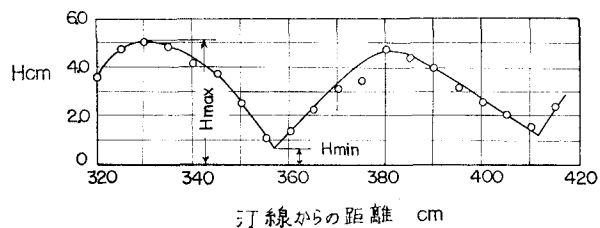


図-2.1 部分重複波の波高分布の1例
(石原・岩井・鈴木⁹⁾より)

の関係を理論的に求め、次のような関係であらわした。

$$\left(\frac{H_0}{L_0} \right)_m = \sqrt{\frac{2\alpha}{\pi}} \frac{\sin^2 \alpha}{\pi} \quad (2.5)$$

ここに、suffix 0 は沖波を、 m は最大をあらわし、 α は水平面に対する法面の勾配である。

また、Iribarren-Nogales は反射率が 1/2 であるような限界の法面勾配として、次式を求めている¹³⁾。

$$\tan \alpha = \frac{8}{T} \sqrt{\frac{H}{2g}} \quad (2.6)$$

ここに、 g は重力加速度である。

Miche¹⁵⁾ はさらに、(2.5) 式であらわされる最大の波形勾配 $(H_0/L_0)_m$ より大きな波形勾配をもつ波は、完全に反射しないで、部分的に反射し、その場合の理論的な反射率 r' は

$$r' = \frac{(H_0/L_0)_m}{H_0/L_0}, \quad r' \leq 1 \quad (2.7)$$

であらわされるとした。ここに分母の H_0/L_0 は入射波の沖波波形勾配である。どうしてこのような形で簡単に反射率があらわされるか理解できないが、恐らく反射して沖の方へかえっていく波の波形勾配は、その波が入射波としてきた場合、完全に反射してかえっていくような波に等しいと考えたのであろう。Miche は実際の反射率は、法面の粗度や浸透などを考えて、法面の勾配と無関係な係数 ρ_r を導入し、

$$r = \rho_r r' = \rho_r \frac{(H_0/L_0)_m}{H_0/L_0} \quad (2.8)$$

とすべきであるとした。 ρ_r の値は滑らかで非透水性の法面の場合の 1.0 という値から、粗面の場合の 0.68 という値まで変化し、捨石堤の場合には $\rho_r = 0.31$ という値をとることを Miche は示した。

結局 (2.8) 式は (2.5) 式を代入して、

$$r = \rho_r \sqrt{\frac{2\alpha}{\pi}} \frac{\sin^2 \alpha}{\pi} \frac{L_0}{H_0} \quad (2.9)$$

とあらわされる。したがって、 ρ_r を別にすれば、反射率 r は法面の傾斜角 α と入射波の沖波の波形勾配 H_0/L_0 の関数となる。図-2.2 は (2.9) 式にもとづいて、 r/ρ_r と法面勾配および入射波の沖波波形勾配との関係を示したもので、法面勾配が小さくなればなるほど、また入射波の波形勾配が大きくなればなるほど、反射率は小さくなることがわかる。またこの図において、 r/ρ_r が 1 の場合の H_0/L_0 と α との関係が (2.5) 式を満足することはいうまでもない。

図-2.3 は Healy¹⁰⁾ が実際に実験水槽を用いて得た一様で滑らかな法面（木板で作った傾斜面）に対する反射率と法面勾配との関係を示したもので、波形勾配が 0.01 の場合の結果である。3 種類の周期（実物に換算して、5, 10, および 15 sec）の場合（波形勾配は同じであるから、法先水深 h と波長 L の比が異なる）について示してある。また同図には、 $\rho_r = 0.9$ とした場合の Miche の理論曲線が比較のために描かれているが、実験の結果では、理論のように完全反射（この場合 $\rho_r = 0.9$ であるから 90% 反射）する限界の法面勾配は明確ではなく、法面勾配の増大とともに反射率が少しづつある一定値に近づいていく過渡的な領域があることがわかる。このことから、勾配が小さい場合には Miche の理論曲線は実験値とかなりよく合

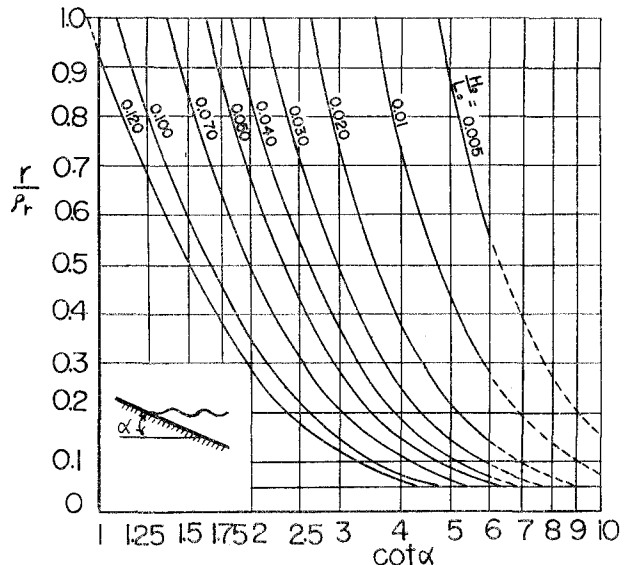


図-2.2 理論上の反射率 r/ρ_r と法面勾配および入射波の沖波波形勾配との関係 (Miche¹⁵⁾ より)

うが、ある程度勾配が急になると完全反射するような勾配になるまでは合わないことがわかる。

なお、Hunt¹³⁾ は Iribarren-Nogales の (2.6) 式と Miche の (2.5) 式を、(2.8) 式を用いて反射率 $r = 1/2$ の場合について比較した結果、 $\rho r = 0.8$ とすれば両者はほぼ一致することを示している。

Greslou-Mahe¹⁷⁾ は各種の法面勾配について系統的な実験を行ない、図-2.4 に示すような反射率 r と沖波の波形勾配 H_0/L_0 および法面傾斜角 α との関係を得た。また、これより、法面傾斜角をパラメーターとして、反射率 r と入射波の沖波波形勾配との関係を示すと図-2.5 のようになる。これらの図から、法面傾斜角が 30° 程度に緩であっても、かなり波は反射すること、また波形勾配が小さいと、法面勾配が小さくても非常によく反射することがわかる。したがって、うねりとか津波のような長周期波は、たとえば海底勾配が小さい自然海岸でも、反射率は1に近いことが想像される。

ii) 反射率に及ぼす法先水深の影響

いままでは、一様な水深から急に一様な勾配の堤防法面が始まる場合を取り扱ったが、ここでは、図-2.6 に示すように、堤防法面が $1/10$ 勾配の海底から始まる場合を考え、法先水深が反射率に及ぼす影響を調べてみよう。

図-2.7 は入射波の波形勾配別に、法面傾斜角 α をパラメーターとして、反射率 r と h/L_0 との関係を示したものである。前述の Miche 流に反射率の考え方をすれば、一様な水深の場合には $(H_0/L_0)_m$ は法面傾斜角 α の関数であるが、 α が大きい場合には反射波に及ぼす傾斜角 α の影響はほとんどなく、傾斜海岸の場合にはむしろ法先まで砕波して進行してくる入射波の波高と直接関係がある。法先における砕波の波高（砕波条件にし

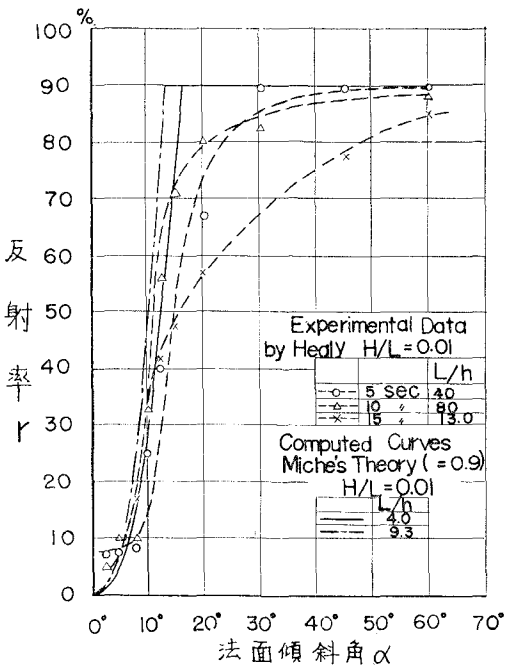


図-2.3 Healy の実験による $H/L=0.01$ の場合の反射率の値と Miche の理論値 ($\rho r=0.9$ とする) との比較 (Straub-Bowers-Herbich¹⁶⁾ より)

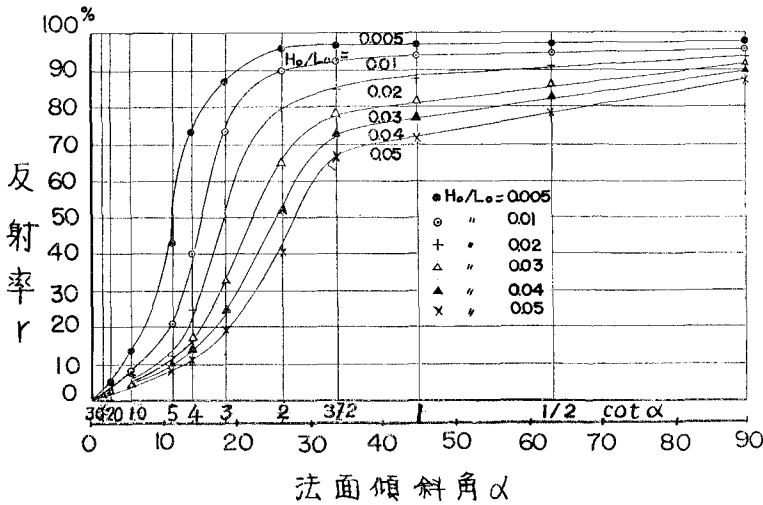


図-2.4 反射率に及ぼす法面勾配の影響 (Greslou-Mahe¹⁷⁾ より)

ばられる浅水最高波の波高に相当)は法先水深にほぼ比例すると見てよいので、反射して沖の方へかえっていく波の波形勾配は h/L_0 の関数と考えてよい。このことから、図-2.7において、 $\alpha = 20^\circ$ の場合は別として、それより傾斜角の大きい場合には、 α の影響は顕著でなく、法先水深が小さいときには h/L_0 の効果が非常に大きいことが理解される。

iii) 反射率に及ぼす法面の形状、粗度および透水性の影響

法面形状の影響についての実験はあまり見当たらない。図-2.8は法先の鉛直壁の高さが、法面勾配によってどのように反射率に影響を及ぼすかを調べた Schoemaker-Thijssse の実験結果である。この図によると、法先の鉛直壁の高さの効果は顕著ではない。これは $H/L = 0.025$, $L/h = 5.7$ であるから波高水深比は $H/h = 0.143$ であって、波の運動は水面近くに集中しているので、 $z/h = 0.27$ 程度では影響があまりあらわれないのであろう。

法面粗度の影響については、定量的に表現する方法がかなり困難であるし、実験例も少ない。図-2.9は Mers-el-kebir の海軍基地の東突堤の1/200の模型を用いて行なった実験結果であるが、 $\cot \alpha = 3/2$ の階段状法面で、法先に捨石が置かれた断面である。図-2.5と比較すれば、滑らかな法面に対して反射率が約20%減少することがわかる。粗度の大きさも、波高との比によって反射率の減少の程度が異なると考えられる。

法面の透水性の影響は、Straub-Bowers-Herbich¹⁶⁾ による実験がある。図-2.10は鉛直壁の前面に $1/4\text{in} \sim 3/4\text{in}$, $1\text{in} \sim 1-1/2\text{in}$ および $1-1/2\text{in} \sim 2\text{in}$ の粒径の砕石(空隙率は約50%)を α の傾斜角で置いた場合と、 $3/16\text{in}$ の wire mesh (空隙率92.3%)を置いた場合の反射率を、滑らかな法面の場合のそれと比較して示したものである。この図より法面勾配が小さい場合には、空隙率の影響はあまりないが、勾配が大きくなると92.3%という大きい空隙率をもつ wire mesh はほとんど波のエネルギーを殺してしまうが、50%程度の空隙率をもつ砕石ではなお波を反射させることがわかる。

3. 波の衝突とうちあげ

(1) 波の衝突理論

波が鉛直壁に衝突し、反射して沖の方へかえっていく場合、入射波が砕波しないで鉛直壁に達するときは、前面の衝突波高は $H + Hr = (1+r)H$ と考えてよいであろう。重複波の波高の中分面は、静水面から

$$\delta \approx \frac{\pi H^2}{L} \coth \frac{2\pi h}{L} \quad (3.1)$$

の高さにあるから、静水面から衝突波の峯までの高さを R とすれば、

$$R = \frac{1}{2} (1+r)H + \frac{\pi}{L} \left\{ \frac{H(1+r)}{2} \right\}^2 \coth \frac{2\pi h}{L}, \quad (3.2)$$

あるいは、

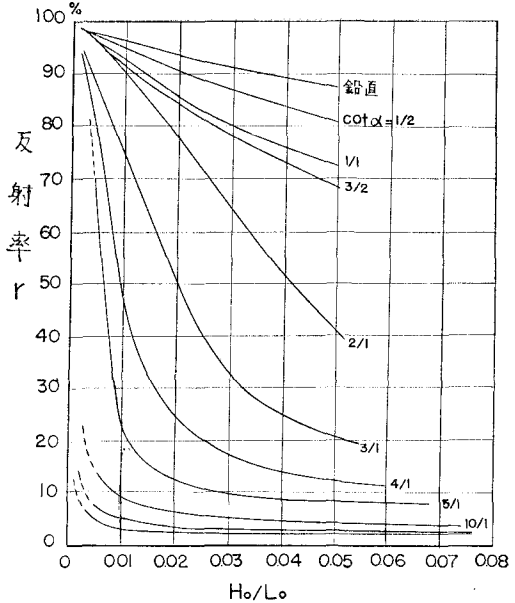


図-2.5 反射率に及ぼす入射波の沖波波形勾配の影響 (Greslou-Mahe より)

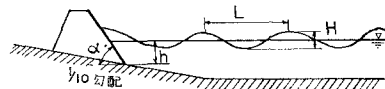


図-2.6 1/10勾配の海底から堤防法面が始まる場合の模型図

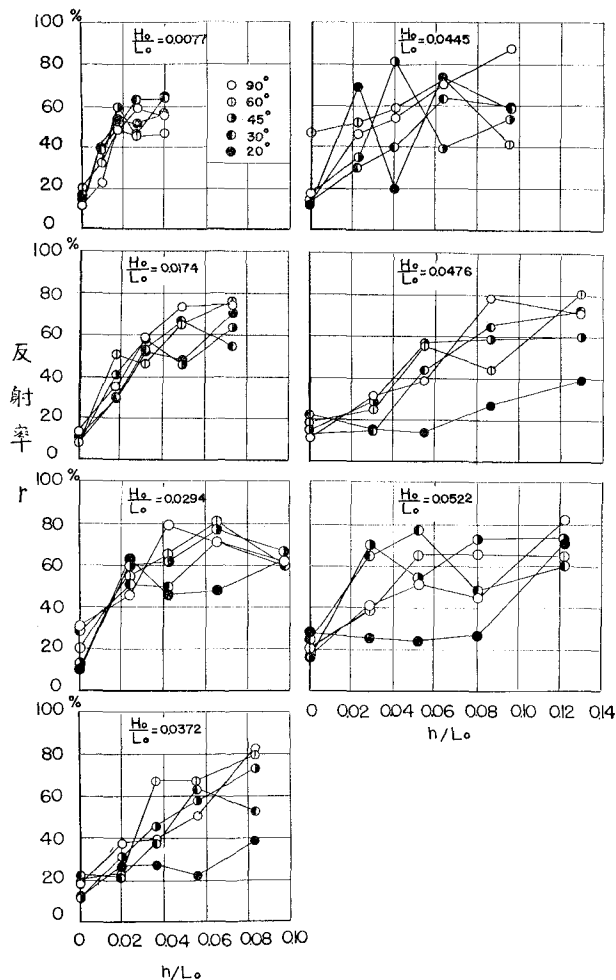


図-2.7 反射率に及ぼす法先水深の影響
(石原・岩垣・鈴木より)

$$\frac{R}{H} = \frac{1}{2} (1+r) + \frac{\pi(1+r)^2}{4L} H \coth \frac{2\pi h}{L} \quad (3.2)'$$

たとえば、反射率を $r = 0.8$ とすれば、

$$\frac{R}{H} = 0.9 + \frac{0.81\pi H}{L} \coth \frac{2\pi h}{L} \quad (3.2)''$$

となる³⁹⁾。したがって、砕波しない鉛直壁に衝突する場合の波の無次元衝突高 R/H は、反射率を与えさえすれば、いちおう波形勾配 H/L と h/L との関数であらわされることになる。

しかし、砕波時あるいは砕波後に鉛直壁に衝突する場合は、波は非常に高くまで立ち上げられ、上述のような考え方はできない。いま、砕波後の波を bore として取り扱う衝突理論を考えてみよう。

図-3.1 に示すように水平床で一様な水深の場合を考え、bore が w の速度で進行するものとし、bore の前の水深を h_0 、流速を u_0 、bore の後の水深を h_1 、流速を u_1 とする。このときの連続式と運動量式は、それぞれ次式であらわされる¹⁸⁾。

$$\rho(u_1 - w)h_1 = \rho(u_0 - w)h_0, \quad (3.3)$$

$$\rho h_1 u_1 (u_1 - w) - \rho h_0 u_0 (u_0 - w) = (1/2) \rho g h_0^2 - (1/2) \rho g h_1^2. \quad (3.4)$$

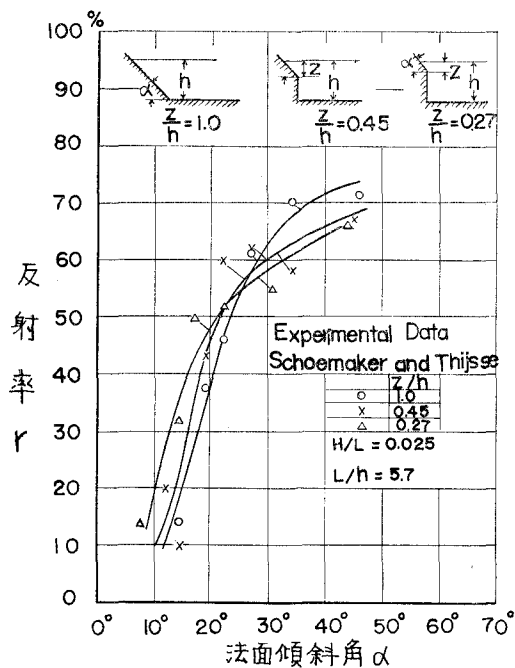


図-2.8 法面形状が反射率に及ぼす影響の1例
(Straub-Bowers-Herbich より)

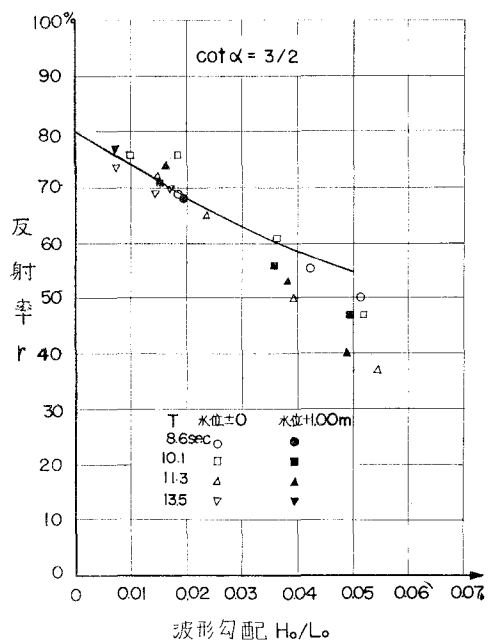


図-2.9 法面粗度が反射率に及ぼす影響の1例
(Greslou-Mahe より)

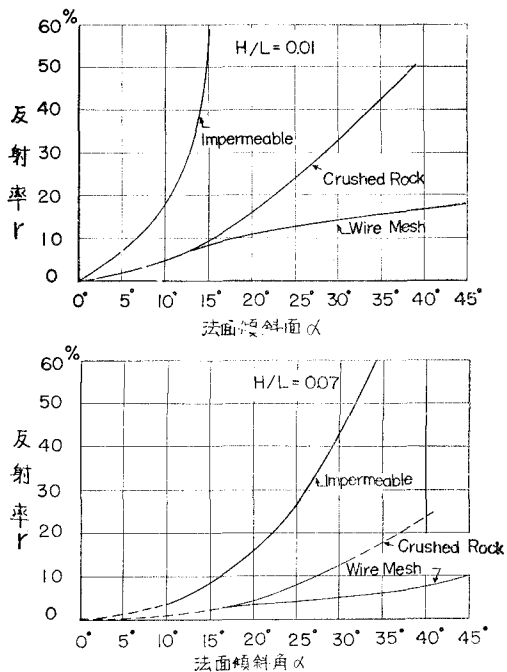


図-2.10 透水性が反射率に及ぼす影響の1例
(Straub-Bowers-Herbich より)

いま, $v_1 = u_1 - w$, $v_0 = u_0 - w$, $m = \rho(u_1 - w)h_1 = \rho(u_0 - w)h_0$
とおけば, $mv_1 = \rho v_0 h_0$, $mv_0 = \rho v_1 h_1$ を考慮して,
上式は

$$\rho v_1 h_1 = \rho v_0 h_0 = m, \quad (3.3)'$$

$$m(v_1 - v_0) = (1/2)\rho g h_0^2 - (1/2)\rho g h_1^2 \quad (3.4)'$$

と書きかえられる。(3.4)' 式はさらに,

$$v_0 v_1 = \frac{g(h_0^2 - h_1^2)}{2(h_0 - h_1)} = \frac{g}{2}(h_0 + h_1) \quad (3.4)''$$

と変形されるので, $w > u_0$ を考慮すれば, w は

$$w = u_0 + \left\{ \frac{g h_1}{2} \left(1 + \frac{h_1}{h_0} \right) \right\}^{1/2}, \quad (3.5)$$

または,

$$(u_0 - w)(u_1 - w) = -\frac{g h_1}{2} \left(\frac{u_1 - w}{u_0 - w} + 1 \right) \quad (3.5)'$$

とあらわされる。

さて, 図-3.2 に示すように bore が鉛直壁に衝突し, 反射する場合に, bore の反射波の高さ h_2 を算定する方法を考えよう。図の (a) の場合は, 図-3.1 において, $u_0 = 0$ の場合であるから, (3.5) 式は

$$w^2 = \frac{g h_1}{2} \left(1 + \frac{h_1}{h_0} \right) \quad (3.6)$$

となり, また連続式は (3.3) 式より

$$\frac{h_1}{h_0} = -\frac{w}{u_1 - w} \quad (3.7)$$

とあらわされる。一方, 図-3.2 の (b) の反射波の場合は, (3.5)' 式および (3.7) 式において, $u_0 = 0$, $h_0 \rightarrow h_2$, $w \rightarrow w'$ とおきかえれば, (3.6) 式および (3.7) 式に対応した次式が得られる。

$$-w'(u_1 - w') = -\frac{g h_1}{2} \left(1 - \frac{u_1 - w'}{w'} \right), \quad (3.8)$$

$$\frac{h_2}{h_1} = -\frac{u_1 - w'}{w'}. \quad (3.9)$$

ここで,

$$w^2/g h_1 = w_*^2, \quad u_1^2/g h_1 = u_{1*}^2, \quad w'^2/g h_1 = w_*'^2 \quad (3.10)$$

とおけば, (3.6)~(3.9) 式は, それぞれ

$$w_*^2 = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{h_1}{h_0} \right), \quad (3.6)'$$

$$\frac{h_2}{h_0} = -\frac{w_*}{u_{1*} - w_*}, \quad (3.7)'$$

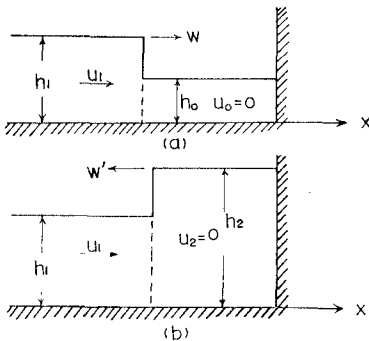


図-3.2 boreの鉛直壁からの反射

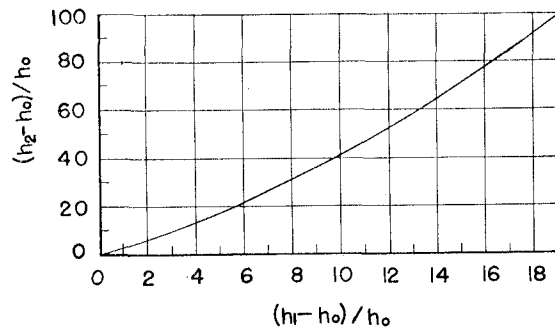


図-3.3 boreの反射波の高さの算定図 (Stoker¹⁸⁾ より)

$$-w_*'(u_{1*}-w_*') = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{u_{1*}-w_*'}{w_*'} \right), \quad (3.8)'$$

$$\frac{h_2}{h_1} = - \frac{u_{1*}-w_*'}{w_*'} \quad (3.9)'$$

となる。したがって、 h_1/h_0 を与えると、(3.6)' 式より w_* がわかり、(3.7)' 式より u_{1*} 、(3.8)' 式より w_*' 、(3.9)' 式より h_2/h_1 が求められる。これより h_1/h_0 と h_2/h_1 、あるいは h_1/h_0 と h_2/h_0 との関係がわかる。また $(h_1-h_0)/h_0$ と $(h_2-h_0)/h_0$ との関係であらわすこともできる。図-3.3はこの関係を図示したものである。この場合、(3.8) 式は w_*' について三次式であるから根が三つ存在するが、ここでは最も小さいものを選ぶ必要がある。

h_1/h_0 が1に近い場合、すなわち、 $(h_1-h_0)/h_0$ が非常に小さい場合には、

$$\frac{h_2-h_0}{h_0} \approx 2 \frac{h_1-h_0}{h_0} \quad (3.10)$$

となることが示されるが、これは反射波の波高が入射波の波高のほぼ2倍に等しいことを意味している。しかし、 h_1/h_0 が大きくなると、例えば $h_1/h_0 = 11$ あるいは、 $(h_1-h_0)/h_0 = 10$ の場合には、 $(h_2-h_0)/(h_1-h_0)$ の値は図-3.3からわかるように4に達する。

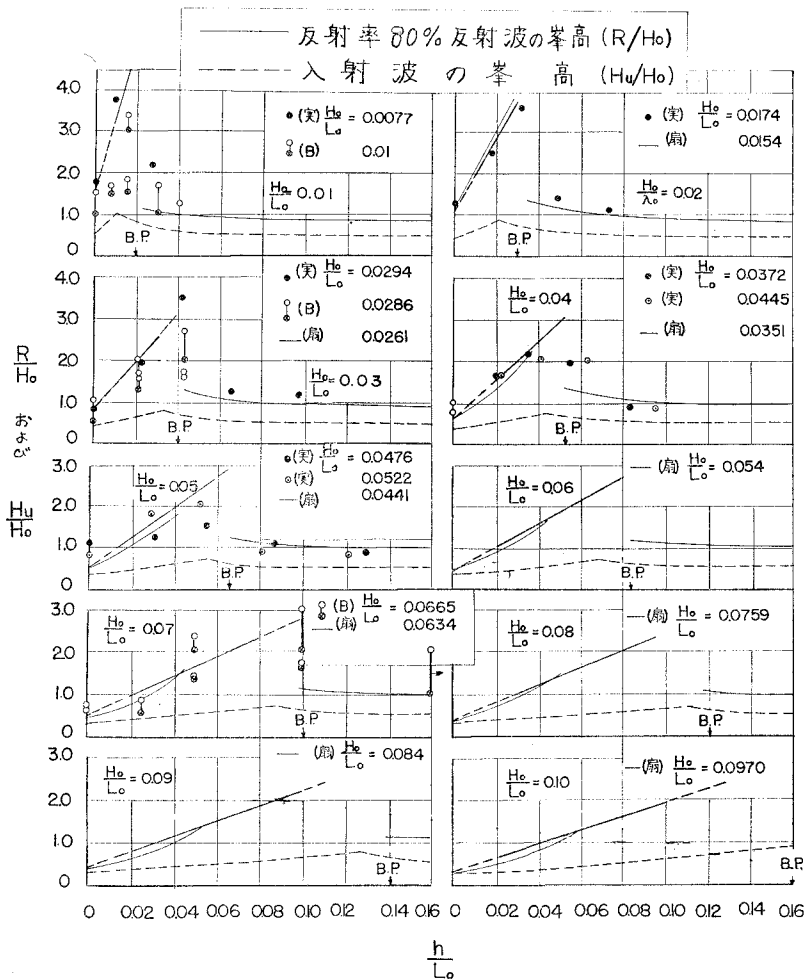


図-3.4 鉛直堤に対する波のうちあげ高さと水深との関係 (石原・岩垣・鈴木より)

実際に海岸に來襲する波が砕けた状態は、完全には bore と同じではないが、砕波前の衝突波の峯高は (3.2)' 式で求め、また砕波後の波は bore として取り扱うものとして、波のうちあげ高さを求めることにする。この取扱い方は、最初建設省土木研究所^{20,21)}が採用し、 h_0 として静水面下の水深を用いたが、石原・岩垣・鈴木⁹⁾が入射波の谷の水深を h_0 とし、入射波および衝突波 (反射波) の水底から波の峯までの高さをそれぞれ h_1 および h_2 とした後者の結果について述べよう。

図-3.4 は鉛直堤に対する波のうちあげ高と水深との関係を入射波の沖波波形勾配別に無次元量で示したものである。この場合、破線で示した入射波の峯高 H_u および太い実線で示した反射波の峯高 R 、入射波の波高 H および静水面下の水深 h と h_0 , h_1 および h_2 との関係は図-3.5 からわかるように、

$$\left. \begin{aligned} h_1 - h_0 &= H, & h_2 - h_0 &= R + H - H_u, \\ h_0 &= h - H + H_u \end{aligned} \right\} \quad (3.11)$$

とし、砕波点より岸側の部分は図-3.3 を用いて R/H_0 と h/L_0 との関係を求めた。また砕波点より沖側の部分は反射率を 80% とみなして (3.2)'' 式より求めた。なお、図-3.4 における実験値は、京都大学および Beach Erosion Board における実験 ((実) は工学研究所内の実験水槽を用いたもの、(扇) は防災研究所の扇形水槽を用いて得られたもの、(B) は Beach Erosion Board で Saville-Caldwell⁹⁾ が行なったもの) の結果であって、波も飛沫も越えない限界の堤防高をうちあげ高とみなして示したものである。これより、入射波の谷の水深を bore における水深 h_0 として算定した反射波の峯高は、波も飛沫も越えない限界の高さにはほぼ等しいことが見られる。

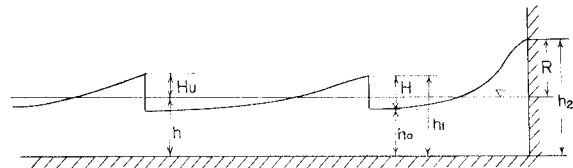


図-3.5 反射波の峯高 R の算定に用いた bore の h_0 , h_1 および h_2 と入射波の特性および法先水深との関係

しかし、後述するように、bore の理論を波の衝突反射の現象に利用する場合でも、水深が段々浅くなる sloping beach における bore の変形を考慮しなければならないが、変形していく bore の反射についてはまだ研究が行なわれていない。なお、飛沫は越えるが波そのものは越えないという限界の堤防高については、上述の飛沫も波もともに越えない限界の堤防高よりずっと低くなる。

(2) 波のうちあげ理論

傾斜した法面をもつ海岸堤防のみでなく、普通の自然海浜においても、波がうちあげられたり、遡上する現象は、誰も興味をもってながめ、その運動を眼で追い、どこまで波があがるかを予測しようとする意思が無意識にでも働くにちがいない。著者も、昭和24, 25年頃、海岸浸食の調査を行っていた際、なんとかして波のうちあげの現象を実測しようと考え、小さな流速計を試作して、うち上げられた水の流速の時間的変化と距離の分布をとらえようと試みたが成功しなかった。

傾斜海浜 (sloping beach) における非線型浅水理論 (non-linear shallow-water theory) を、特性曲線法によって解くことを提案し、その方法を示したのは Stoker²²⁾ で、1948年のことである。その後しばらくこうした研究はとどえていたが、10年後の1958年に、Carrier-Greenspan²³⁾ が、この非線型浅水理論にもとづいて、一様な sloping beach 上の波の運動を調べ、初めて汀線の移動と流速変化の模様を明らかにした。さらに、彼が砕けなくても波が sloping beach 上を遡上し得ることを示した。その後1960年に Keller-Levine-Whitham²⁴⁾、1962年に Ho-Meyer²⁵⁾、1963年に Shen-Meyer^{26,27)} が sloping beach 上の bore の運動や遡上を特性曲線法を用いて理論的に取り扱い、とくに bore が汀線に近づいたときの極限について、数学的にくわしく議論し、bore の速度は汀線に接近すると段々減少するが、汀線の近くで急に増大することを見出し、また bore が浜にうちあげられたときの水際線の径路を論じた。1963年に Méhauté が、1964年に Freeman-Méhauté²⁸⁾ がやはり同じ問題を取り扱い、砕波直前の波から出発して、それが砕波後 bore となって sloping beach を進行し、遂には汀線上の dry bed を波が遡上する現象を実際に特性曲線法で計算し、遡上高を具体的に算出する方法を例によって示した。ここでは、この Freeman-Méhauté の研究を紹介してみよう。

いま、任意の点の静水面下の水深を h 、静水面上の水面の高さを η とする。また波の進行方向を x 、時間を t 、 x 方向の流速を u 、重力加速度を g とすれば、浅水における長波に関する運動方程式および連続式は、それぞれ次式のようにあらわされる。

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = -g \frac{\partial \eta}{\partial x}, \quad (3.12)$$

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \{ (h + \eta) u \} = 0. \quad (3.13)$$

この場合、 $u(x, t)$ の鉛直分布は一律であり、速度の鉛直成分と鉛直加速度は無視され、また水底の摩擦も無視されている。もし鉛直加速度の効果を導入するとすれば、 $-(1/3)(h + \eta) \partial^3 \eta / \partial t^2 \partial x$ の項を、また水底摩擦の効果を考えるとすれば、摩擦応力を $\tau = \rho f u^2$ (f : 摩擦抵抗係数、 ρ : 水の密度) とおいて、 $-f u |u| / (h + \eta)$ の項を (3.12) 式の右辺に加えなければならない。すなわち、(3.12) 式は

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = -g \frac{\partial \eta}{\partial x} - f \frac{u |u|}{h + \eta} - \frac{h + \eta}{3} \frac{\partial^3 \eta}{\partial t^2 \partial x} \quad (3.14)$$

としなければならない。

いま、

$$c = \sqrt{g(h + \eta)}, \quad c_* = \sqrt{gh_*} \quad (3.14), (3.15)$$

とおき、 x, t, u および c を次のような無次元量であらわすことにする。

$$X = x/h_*, \quad (3.16)'$$

$$T = c_* t/h_* = \sqrt{gh_*} t/h_* = \sqrt{g/h_*} t, \quad (3.16)''$$

$$U = u/c_* = u/\sqrt{gh_*}, \quad (3.16)'''$$

$$C = c/c_* = c/\sqrt{gh_*} = \sqrt{(h + \eta)/h_*}. \quad (3.16)''''$$

ここに、 h_* はある基準となる長さで、たとえば原点における水深にとる。

このような変換を行ない、(3.13) および (3.14) 式を変形すれば、次のような特性曲線の方程式が得られる。

$$\frac{dX}{dT} = U \pm C \quad (3.17)$$

の特性曲線上で、

$$\frac{d}{dT} (U \pm 2C) = -S - f \left(\frac{U}{C} \right)^2 - \frac{C^2}{3} \frac{\partial^3 C^2}{\partial T^2 \partial X} \quad (3.18)$$

が成立する。ここに S は勾配である。さらに、

$$G = -S - f \left(\frac{U}{C} \right)^2 - \frac{C^2}{3} \frac{\partial^3 C^2}{\partial T^2 \partial X} \quad (3.19)$$

とおき、図-3.6 に示すように、 $X-T$ 平面において、1と2の点の諸量 U_1, U_2, C_1, C_2, G_1 および G_2 が与えられ、 ΔT_{1-3} および ΔT_{2-3} が (3.17) 式からわかるから、3の点の U および C である U_3 と C_3 は、(3.18) 式を差分で書きなおした

$$U_3 + 2C_3 = U_1 + 2C_1 + G_1 \Delta T_{1-3}, \quad (3.20)$$

$$U_3 - 2C_3 = U_2 - 2C_2 + G_2 \Delta T_{2-3} \quad (3.21)$$

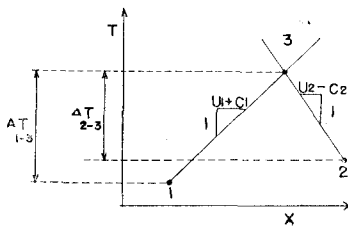


図-3.6 特性曲線法の原理

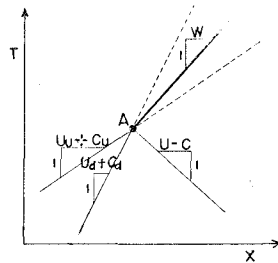


図-3.7 bore の発生

図-3.7 に示すように、二つの特性曲線 ($U+C$) が交わると、交点 A においては、同一の点で 2 組の値 C_u と C_a , U_u と U_a をもつことになり、これは物理的には波形はその点で鉛直であって、二つの値をとりうることを意味している。これは bore の発生開始であって、bore ができたあとは、それが伝播していくことになる。いま、bore の速度を w とし、

で無次元量になおすと、 W はつねに bore の低い方の側 (bore の前面の側) の $U+C$ の値、 U_a+C_a より大きい。すなわち、 $W > U_a+C_a$ である。なお、suffix u は bore の高い方の側の値を示す。

また, (3.4) 式より

で与えられ、前者は連続式、後者は運動量の式である。したがって、次の関係がある。

ここで、 W の式は、(3.23) 式と (3.24) 式から求められ、(3.5) 式と同じものである。 $W < U_u + C_u$ であるから、bore の線にぶつかる ($U + C$) の特性曲線が存在する。いま、これを図-3.8 の OU とすれば、この OU に沿って、

が成立しなければならない。(3.23), (3.24) および (3.26) 式より, 次の関係が求められる。

ここに、

図-3.8 bore の伝播

Freeman-Méhauté は bore の前面の流速が 0, すなわち $U_a = 0$ で, 水深が 0 に近づく, すなわち $C_a \rightarrow 0$ のときの極限について検討し, 次に示す結果を得た。

$$dW/dX \rightarrow d(U_u)/dX \rightarrow \infty. \quad (3.33)$$

— 12 —

播速度は bore の流速に一致することになる。後述するように、波のうちあげ高は、汀線における流速 $U_s = U_u$ に左右されるから、これは最も重要な要素といえる。

次に dry bed 上への波のうちあげについて述べよう。bore は汀線でいったん消滅するので、彼等は dry bed 上をうちあげる波を bore と区別し、これを rarefaction wave (稀薄波) とみなした。rarefaction wave というのは、ちょうど破壊されたダムから発生する波に似たものである。

うちあげられた rarefaction wave の先端では $\eta = -h$ であるから、(3.14) 式より $c = 0$ 、すなわち $C = c/c_* = 0$ となる。したがって、特性方程式は

$$dX/dT = U \quad (3.34)$$

に沿って、

$$dU = GdT \quad (3.35)$$

である。いま摩擦を無視すれば、

$$dU = -SdT = -SdX/U.$$

したがって、

$$d(U^2/2) = -SdX, \quad (3.36)$$

あるいは、

$$U^2/2 = (U_n^2/2) - S(X - X_n). \quad (3.37)$$

波のうちあげ高 R は、上式で $U = 0$ 、および $U_n = U_s$ とおけば、

$$\frac{R}{h_*} = \frac{U_s^2}{2} = \frac{u_s^2}{2gh_*} \quad (3.38)$$

がえられる。すなわち、摩擦を無視すれば、波のうちあげ高は、汀線における水の運動のエネルギーが、ポテンシャルエネルギーに代わったという考え方をしてよいことがわかる。

しかし、実際には摩擦が作用する。 $C \rightarrow 0$ であれば、摩擦項 $f(U/C)^2$ は ∞ に近づく。このことから、摩擦が作用すると、うちあげられた波の先端は、 $C = 0$ ではなく理論的には cut されて鉛直壁のようになっていると考えなければならない。さらに、先端では、慣習力が小さく、摩擦と重力の分力が釣り合っているとすれば、先端の水面形は放物線形となることが示されう。また先端では、

$$C = aU \quad (3.39)$$

という関係が成立するものと仮定する。ここで定数 a の値は、最大 $1/2$ であって、一般には $1/2$ より小さい。

うちあげられた波に対しては、

$$d(U+2C) = -\left\{S+f\left(\frac{U}{C}\right)^2\right\} \frac{dX}{U+C} \quad (3.40)$$

がなり立つから、 $C = aU$ を代入し積分すれば、

$$\frac{U^2}{2} = \frac{U_n^2}{2} - \left(S + \frac{f}{a^2}\right) \frac{X - X_n}{(1+a)(1+2a)} \quad (3.41)$$

が得られる。波のうちあげ高さ R は、 $U = 0$ 、 $U_n = U_s$ とおけば、第 2 近似値として次式が求められる。

$$\frac{R}{h_*} = \frac{U_s^2}{2} \frac{(1+a)(1+2a)}{1+(f/a^2S)} = \frac{u_s^2}{2gh_*} \frac{(1+a)(1+2a)}{1+(f/a^2S)}. \quad (3.42)$$

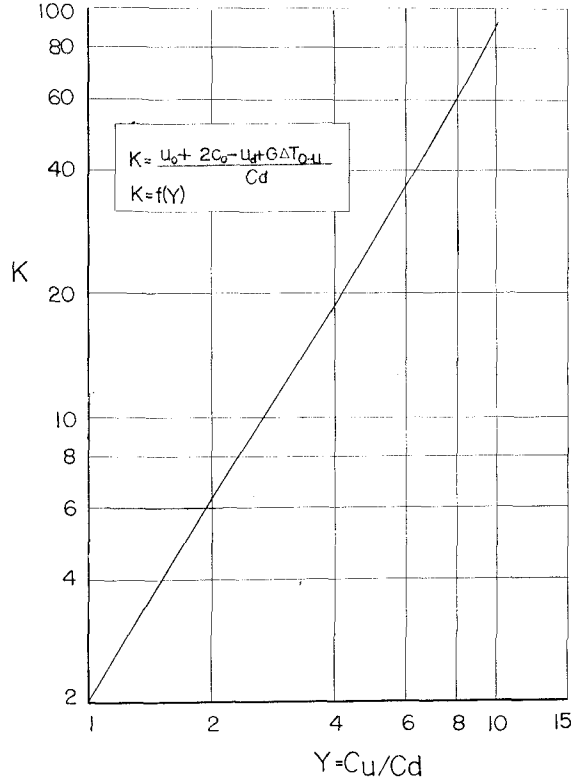


図-3.9 bore の計算図表 (Freeman-Méhauté²⁹⁾ より)

ここで、 U_s は

$$U_s + 2C_s = U_s(1 + 2a) \approx U_0 + 2C_0 \tag{3.43}$$

と仮定して求められる。

実際に a の値を小さく選ぶと、wave element は前の波の front に追いつき、波のうちあげ高を増加させる。 a の値が小さければ小さいほど、wave element はつぎつぎと波の先端に追いつく。したがって、波のうちあげは図式的に求めなければならない。これが第3近似である。すなわち、波の front は、elementary wave の $dX/dT = U$ という特性曲線群の envelope として求められる (図-3.10)。ここに、 U は (3.41) 式より X の関数として決められる。

Freeman-Méhauté は以上に述べた方法によって、図-3.11 に示す砕波限界の孤立波²⁶⁾が、1/10 勾配の sloping beach を進行し、さらに汀線より岸側は 1/5 の勾配をもつ斜面上を波がうちあげる場合を計算した。図-3.12 は水平床をもつ一様水深のところから、勾配が 1/10 の sloping beach ($X = 0 \sim 10$) へ図-3.11 に示

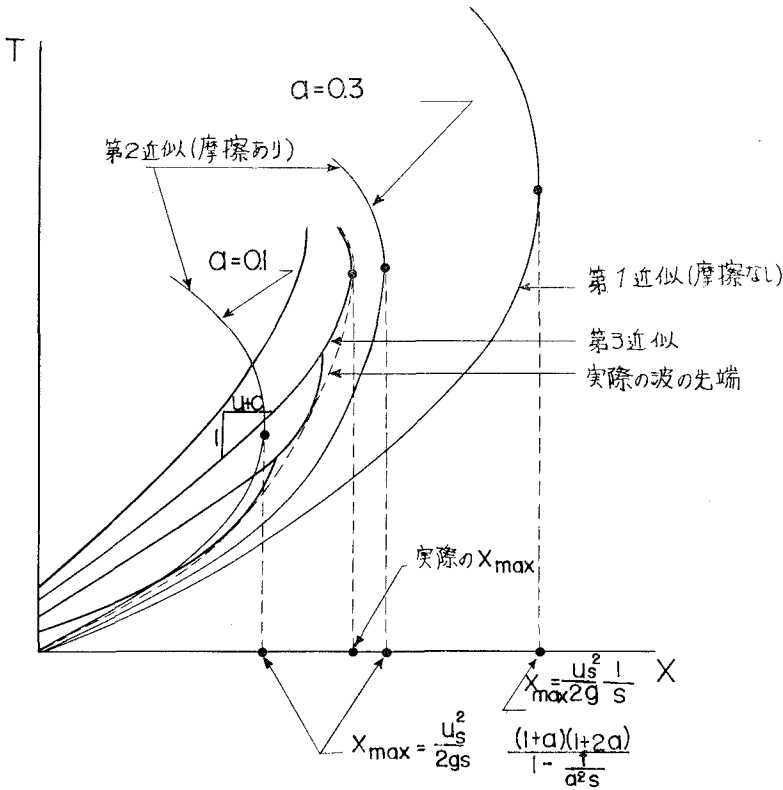


図-3.10 dry bed 上をうちあげる波の先端の特性曲線 (F-M より)

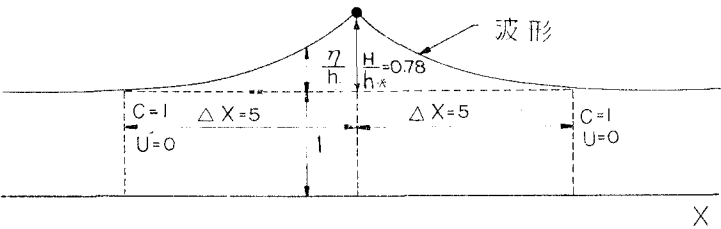


図-3.11 与えた波形 (F-Mより)

す孤立波が変形しながら進行していくときの特性曲線を示したもので、 $X = -5 \sim 4.8$ までは、波の峯が少しずつ砕け、いわゆる spilling breaker として進行していく部分で、 $X = 4.8 \sim 10$ までは前面が完全な bore となって進行する部分である。図中の太い実線は、波の峯あるいは bore の特性曲線を示している。図-3.13は1/10勾配の sloping beach 上の bore と1/5勾配の dry bed 上の surge 波の特性曲線を示したもので、

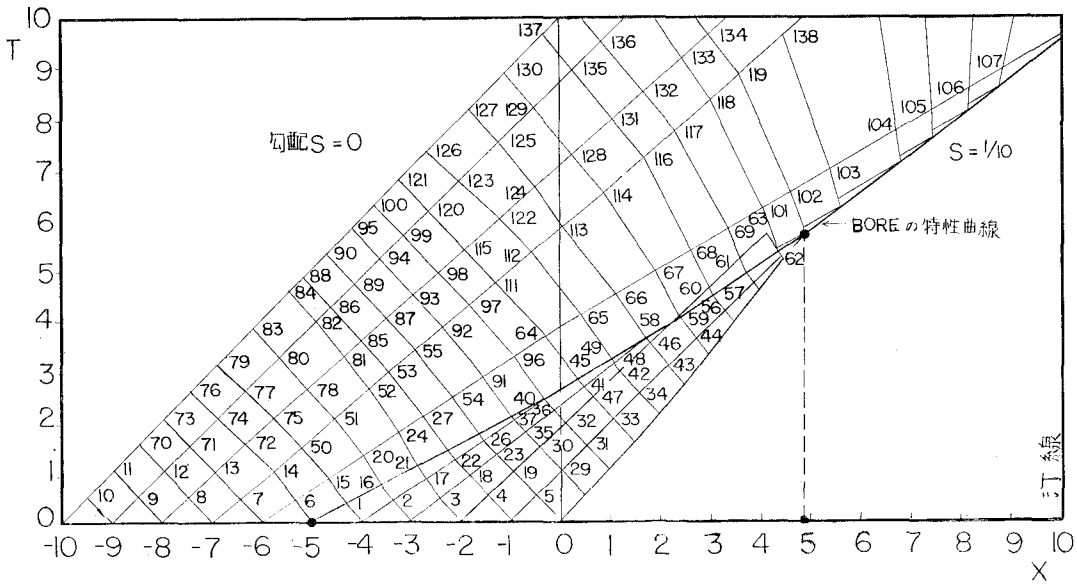


図-3.12 水平床から汀線までの特性曲線 (F-M より)

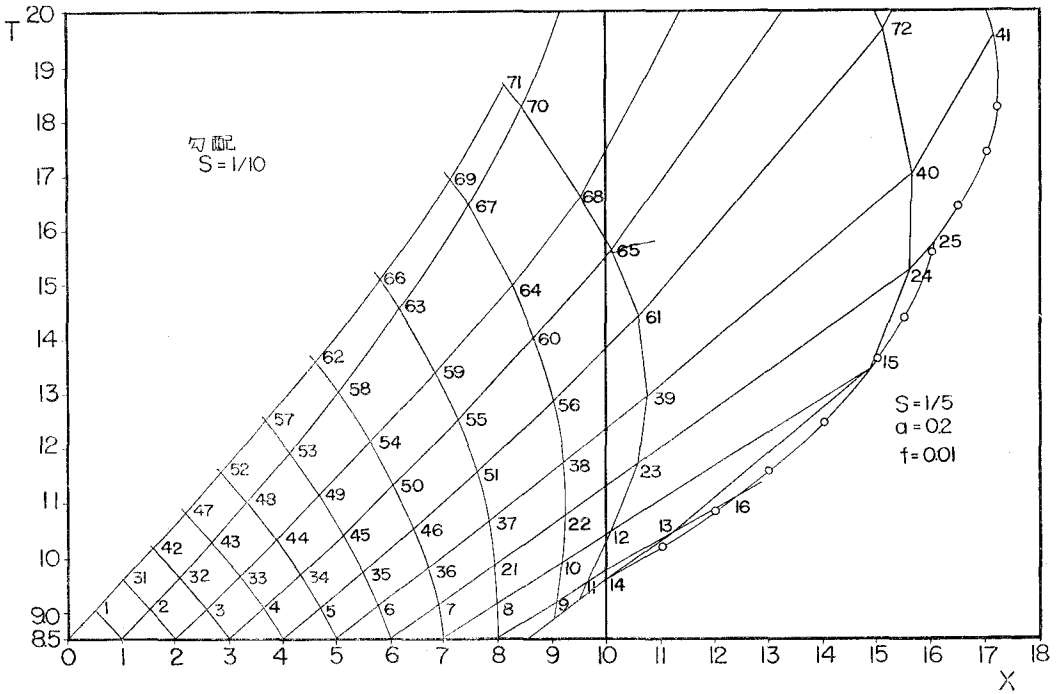


図-3.13 勾配1/10の sloping beach から1/5勾配の dry bed 上における特性曲線 (F-M より)

$a = 0.2$ および $f = 0.01$ として求めた wave front の特性曲線は、図-3.10 に示した第3近似のように wave element がつぎつぎと波の先端に追いついていくことがよくわかる。図-3.14 は砕けながら進行し、最後に dry bed 上を遡上する波の profile の時間的変化を示したもので、この場合の波のうちあげ高 R と波高 H の比 R/H は2であることがわかる。なお、図-3.15 は計算で得られた $U_a, U_u, C_a, C_u, W, U_u + C_u$, さらに C_s および U_s の距離的变化を示したもので、汀線の近くでこれらの諸量は急激に変化し、摩擦を考えない場合と考慮する場合とで、汀線上の値にかなりの差があることがわかる。

以上のようにして、いちおう sloping beach 上の波のうちあげについては、とくに bore が発生し spilling breaker として砕ける場合には計算が可能であるが、計算の精度の問題や、労力の問題、うちあげ高が解析的に求められない、などの多くの課題が残されている。しかし、ここ数年来数学的に急に発展してきた波のうちあげの理論的取扱いによって、かなり興味ある性質が見出されてきたので、今後この方面の実験と理論との結び付きが期待されてよいと思われる。なお、わが国では、北大の岸教授が津波のような long wave の変形をやはり特性曲線法で論じた研究のあることを付記しておきたい^{30,31)}。

(3) 波のうちあげ高に関する実験式

波のうちあげ高に関する実験式はあまり多くない。たとえ作ったとしても、うちあげ高に影響する要素がかなり多いので、適用範囲に限界があって、一般性があまりないからであろう。

いま Hunt にしたがひ、Buckingham の Π 定理によって、うちあげ高に関連する無次元量をあげると、

$$\frac{R}{H}, \frac{H}{L}, i, \frac{H}{h}, \frac{H^2 C^2 \rho}{E}, \frac{H C \rho}{\mu}$$

となる¹³⁾。ここに、 R : 波のうちあげ高、 H : 波高 ($H \approx H_0$ と仮定)、 L : 波長、 h : 水深、 i : 構造物の法面勾

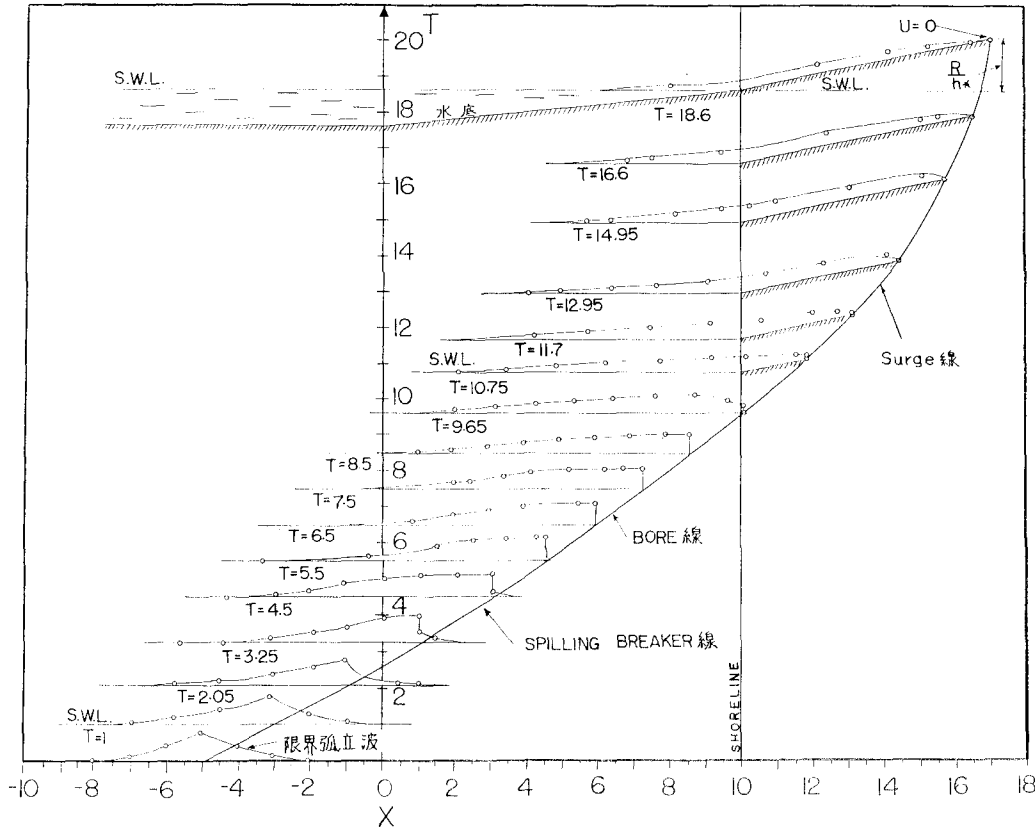


図-3.14 波形の時間的変化 (F-M より)

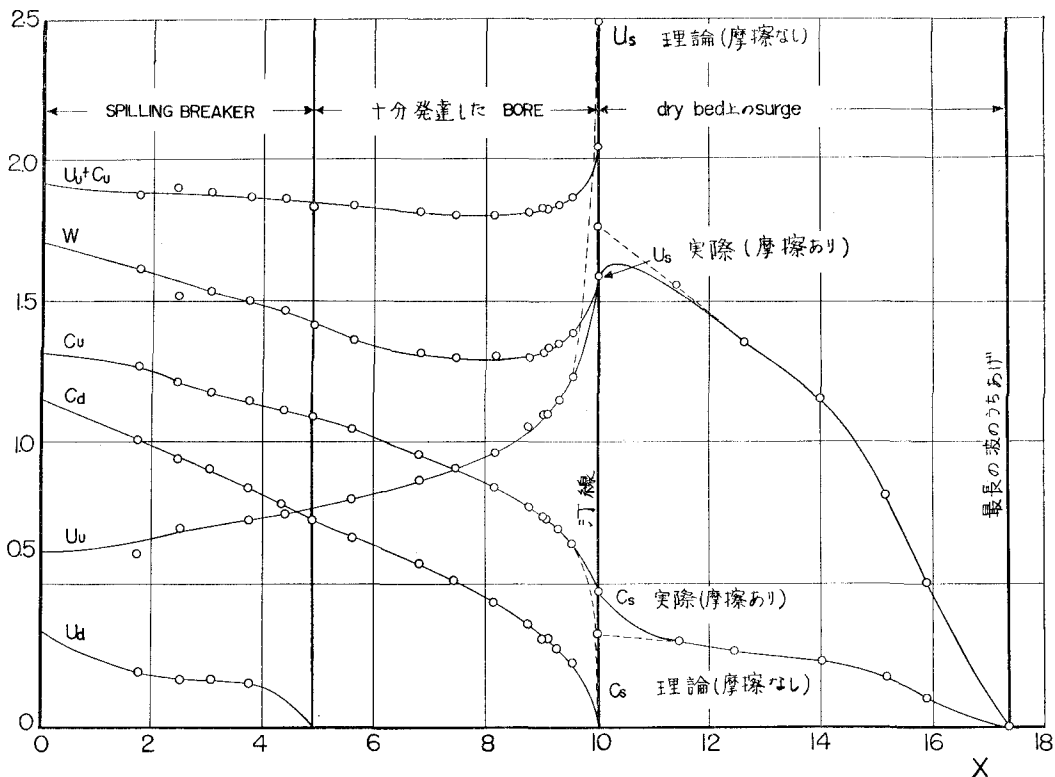


図-3.15 波の front の特性の変化 (F-M より)

配 ($\tan \alpha$ に等しい), E : 波のエネルギー, ρ : 水の密度, C : 波速, μ : 水の粘性係数である。これらの中で $HC\rho/\mu$ は Reynolds 数と同じ形をもち, 平坦な beach slope でなければ, この影響は小さく無視できるのであるとした。また, $H^2C^2\rho/E$ はほぼ $\tanh 2\pi h/L$ とかきかえてよいから, 結局

$$\frac{R}{H} = f\left(\frac{H}{L}, i, \frac{H}{h}, \tanh \frac{2\pi h}{L}\right) \quad (3.44)$$

の形にかけらる。

Iribarren-Nogales は前述したように反射率が $1/2$ であるような限界の法面勾配は (2.6) 式で与えられることを示したが, この式はまた波が完全に砕ける勾配と, 完全に反射する勾配 (あるいは surging wave となる勾配) との平均値にほぼ一致するので¹³⁾, 波のうねりも, この限界勾配にしたがって, 波が砕ける場合と surging wave になる場合とにわけて取り扱うことにする。(2.6) 式は, ft-sec 単位では

$$i = \tan \alpha = \frac{8}{T} \sqrt{\frac{H}{2g}} \approx \sqrt{\frac{H}{T^2}} \quad (\text{ft-sec 単位}) \quad (3.45)$$

となるので, 両者の範囲はそれぞれ $i < \sqrt{H/T^2}$ および $i > \sqrt{H/T^2}$ ということになる。

i) 波が砕ける場合

Hunt は (3.44) 式において, WES の研究から H/h が R/H に及ばず影響は小さいとし, この場合, $i = \tan \alpha$ と H/L および $\tanh 2\pi h/L$ の影響を調べた。その結果, 次式を得た。

$$\frac{R}{H} = K' \left(\frac{H}{L}\right)^{-1/2} (\tan \alpha) \left(\tanh \frac{2\pi h}{L}\right)^{-1/2}. \quad (3.46)$$

また,

$$\frac{H}{T^2} = \frac{g}{2\pi} \frac{H}{L} \tanh \frac{2\pi h}{L}$$

の関係があるから、

$$\frac{R}{H} = \frac{K \tan \alpha}{(H/T^2)^{1/2}} \quad (3.47)$$

と変形される。多くの実験の結果から定数 K の値を決めると、約 2.3 となるので、(3.47) 式は

$$(H/T^2)^{1/2} > \tan \alpha \text{ に対して、}$$

$$\frac{R}{H} = \frac{2.3 \tan \alpha}{(H/T^2)^{1/2}}. \quad (3.48)$$

ただし、 $H \approx H_0$

とあらわされる (ft-sec 単位に注意)。

ii) Surging wave の場合

これは $\tan \alpha$ が $(H/T^2)^{1/2}$ (ft-sec 単位) より大きい場合で、入射波は一般に構造物の法面上で砕けないで遡上する。このとき、反射率は $1/2$ より大きい。したがって、波は法面上を非常によく遡上し、 R/H の値が 3.0 にまで達する。Grantham⁷⁾ の結果では、 $h/L = 0.218$ のとき、 $\alpha = 30^\circ$ および 45° のいずれの場合も、波形勾配の増大とともに R/H の値も大きくなっており、また h/L も H/L も一定の場合、 R/H の値が最大となるような α の値が存在し ($\alpha = 30^\circ$)、それより α が大きくても小さくても R/H の値は減少する。以上は $\tan \alpha > 1/2$ の法面をもつ構造物の場合であるが、 $\tan \alpha < 1/2$ の法面をもつ構造物に対しては、 $H/T^2 < i^2 = \tan^2 \alpha$ の場合に、(3.48) 式で計算される R/H の値より若干増大し、 H/T^2 の減少とともにほぼ一定となり、さらに H/T^2 の値が減少すると R/H も減少する。

図 - 3.16 は $i = \tan \alpha = 1/10$ の滑らかな非透水性の法面上を遡上する波の高さと波高の比 R/H に及ぼす H/T^2 (波形勾配に相当) の影響を調べた実験結果を示したもので、 i^2 に等しい H/T^2 より大きい H/T^2 の場合には、(3.48) 式がほぼ成立することがわかり、より小さい H/T^2 の場合には、surging wave としての前述の傾向があることがわかる。いずれにしても、現状では surging wave の遡上の場合に対しては、法面勾配や波形勾配の影響を適格に表現する実験式は作れないので、Hunt は結局つぎのようにいっている。

storm wave の波形勾配 H_0/L_0 は一般に 0.05 以上であるから、 $\alpha \geq 45^\circ$ の法面をもつ構造物に対しては、設計に際して

$$R/H \approx 3.0 \quad (3.49)$$

と考えてよいであろう。一方、 $\alpha < 45^\circ$ の場合には (3.48) 式を利用すればよい。

オランダでは、1936 年来、海岸堤防の波のうちあげの実験を行ない、次のような実験式を作った⁸⁾。

$$R_n/H = A \cdot B \sin 2\alpha. \quad (3.50)$$

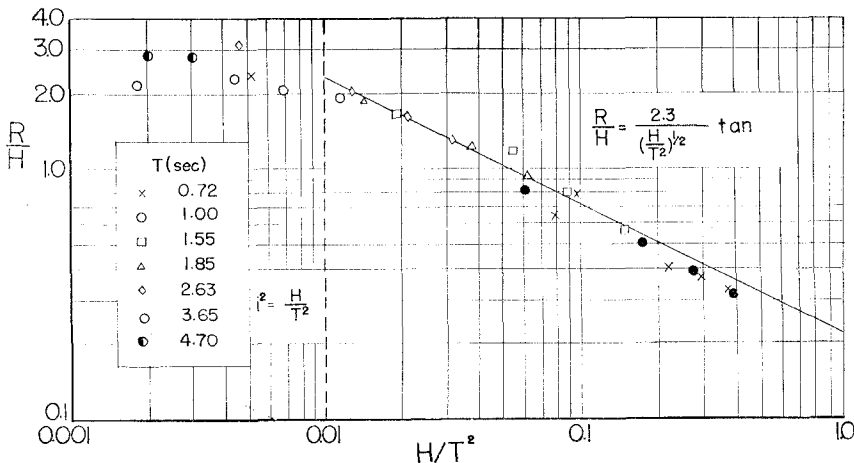


図 - 3.16 $\tan \alpha = 1/10$ の滑らかな法面に対するうちあげ高と波高の比 (Hunt より)

ここに、suffix n はうちあげ高の頻度%であって、その高さをこえる確率が $n\%$ であるということを意味している。 A は前面の波の波形勾配、有義波高、平均波高などのように H を表現する仕方および R の頻度 n によってきまる定数、 B は堤防の形状 (B_1)、堤防法面特性 (B_2)、前面の海浜状態 (B_3) および波の入射方向 (B_4) によってきまる定数である。 A の値は H を有義波とし、 $H/L = 0.05$ と 0.07 の場合について n との関係を表にすれば、表-3.1 のようになる。

表-3.1 A の 値

n		0.1	1	2	5	10	30	50
A	$H/L = 0.05$	4.90	4.50	4.30	4.10	3.90	3.50	3.25
	$H/L = 0.07$	4.75	4.30	4.10	3.85	3.60	3.10	2.80

また B_1 の値は、法面が一樣な勾配のとき 1.00、法面が 3% ふくらんでいるとき 0.95、静水面のところに長さ $(1/4)L$ の小段があり、上下の法面勾配 i_2, i_1 がともに $1/3.5$ のとき 0.75 という値をとる。 B_2 の値は粗石を法面にきっちり敷きつめたとき 1.00、滑らかな法面のとき 1.10~1.15、 0.3×0.3 m で高さ 0.1 m の正方形のコンクリートブロックを 0.3 m の間隔をおいて並べたとき 0.95、 0.14×0.48 m の小さい階段を作ったとき 0.90、 0.35×1.2 m の大きい階段のとき 0.89 といった値をとる。 B_3 は前面の海浜が波のうちあげに影響がないとき 1.00 で、くわしくは不明。 B_4 は波の方向と堤防の法線とのなす角を β として

$$B_4 = (1 + \sin \beta) / 2 \quad (3.51)$$

であらわされる。したがって $\beta = 90^\circ$ のとき $B_4 = 1$ である。

(4) 波のうちあげ高に及ぼす各種の要素

以上までは、波のうちあげ高に及ぼす法面勾配や波形勾配などについて、断片的に述べてきたが、ここでは、少し系統的に法面勾配、入射波高、法先水深などの影響を論じてみよう。この場合、基準となる実験結果が必要であるが、ここでは、1/10 の sloping beach 上におかれた一樣勾配の法面をもつ堤防の波のうちあげ高を調

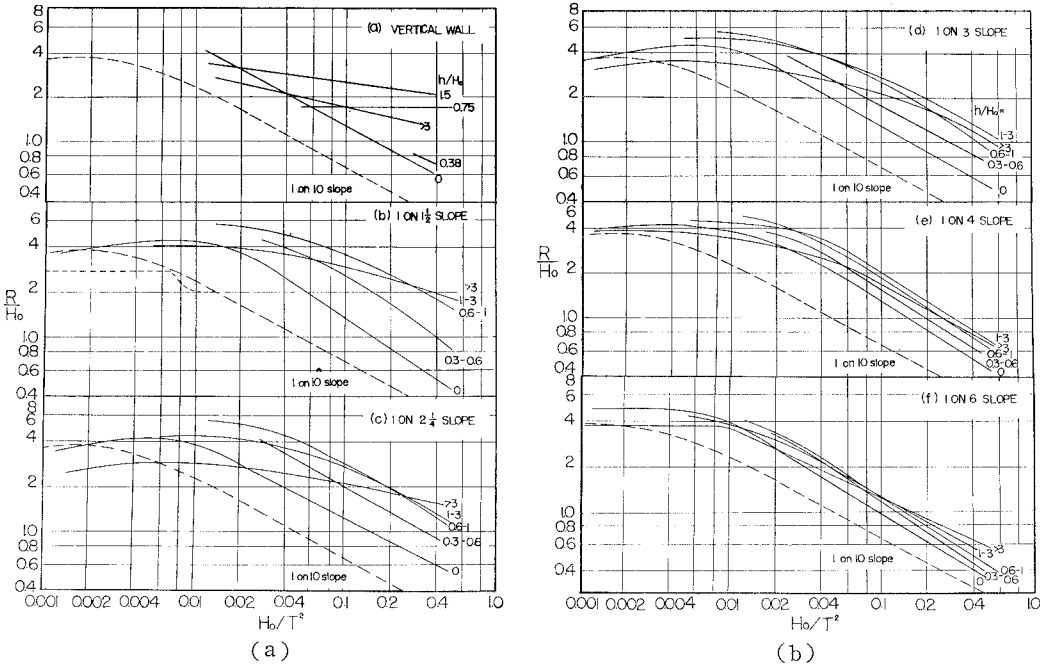


図-3.17 法面勾配別に h/H_0 をパラメーターとしてあらわした R/H_0 と H_0/T^2 の関係 (Saville³²⁾ より)

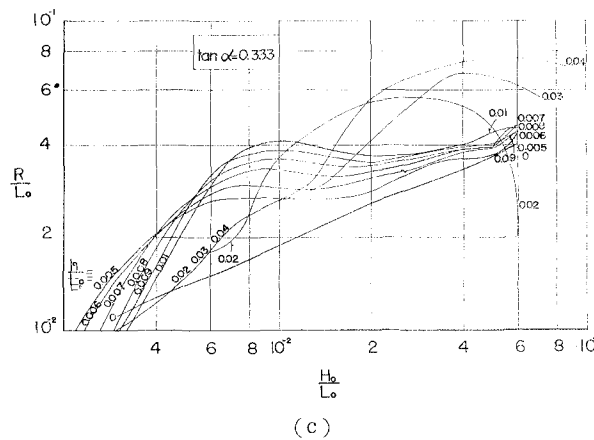
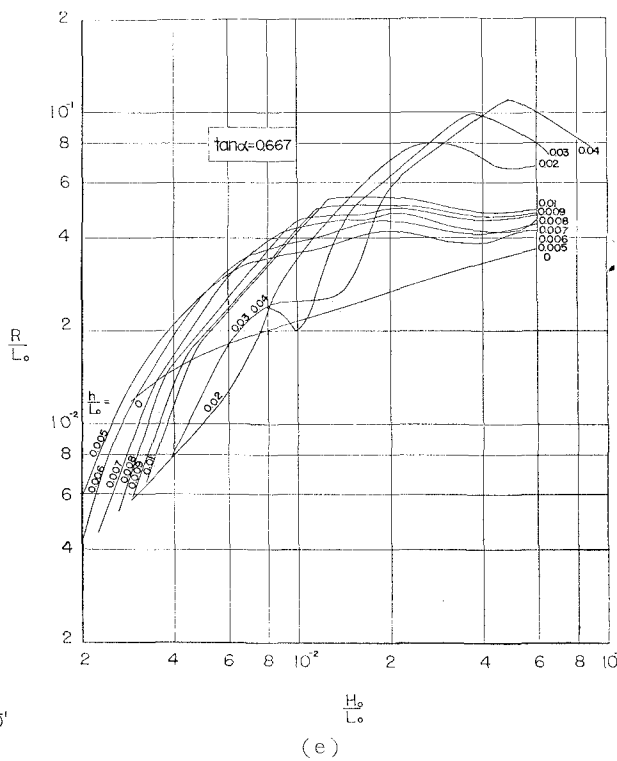
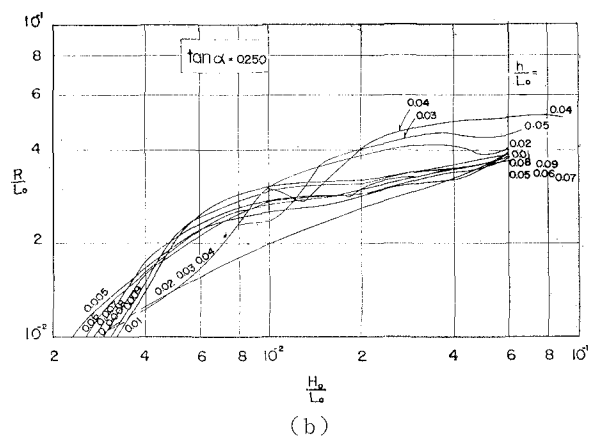
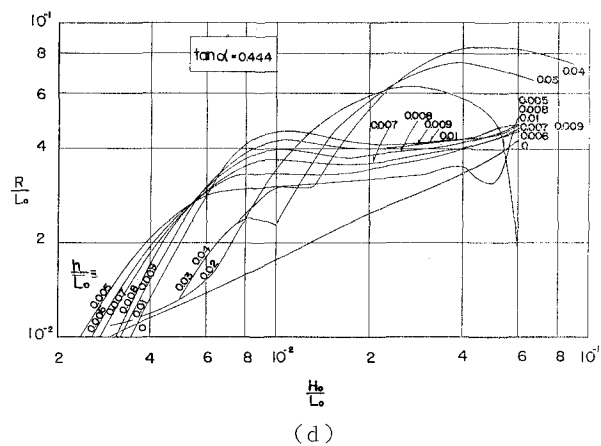
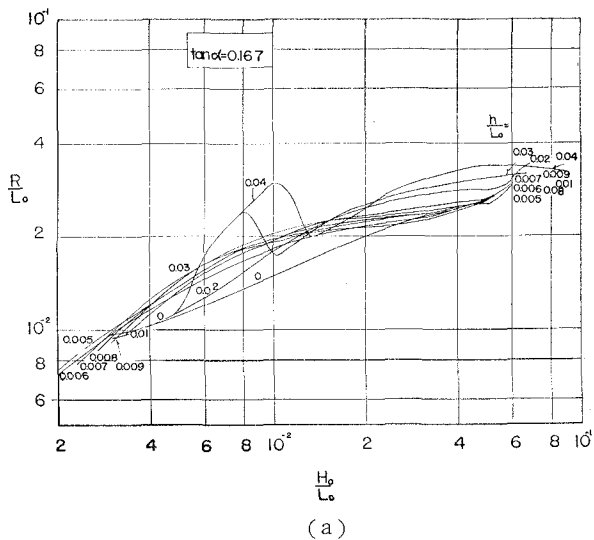


図-3.18 波のうちあげ高に及ぼす沖波波高の影響

べた Saville の結果³²⁾を使用することにする。

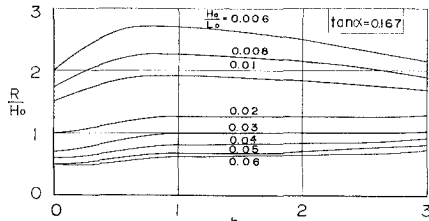
図-3.17 は法面勾配別に、法先水深と沖波の波高の比 h/H_0 をパラメーターとし、 R/H_0 と H_0/T^2 (ft-sec 単位) との関係を示したもので、図中の曲線はかなり散乱している実験値のほぼ平均をあらわすように描いたもので、この図には実験値は省略してある。

(3.44) 式において、右辺の $\tanh 2\pi h/L$ の項は省略してよいと考えられ、また波の特性を沖波に書きかえれば、

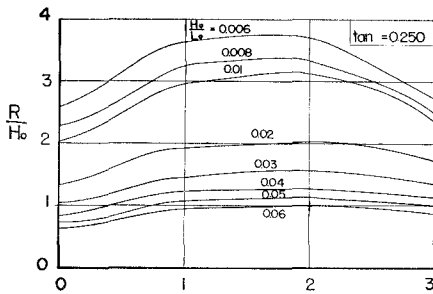
$$\frac{R}{H_0} = f_1\left(\frac{H_0}{L_0}, \tan \alpha, \frac{h}{H_0}\right) \quad (3.52)$$

とかける。したがって、(3.52) 式中の各無次元量を適当に変換すれば、 R に及ぼす H_0 、 h および $\tan \alpha$ の影響を知ることができる。

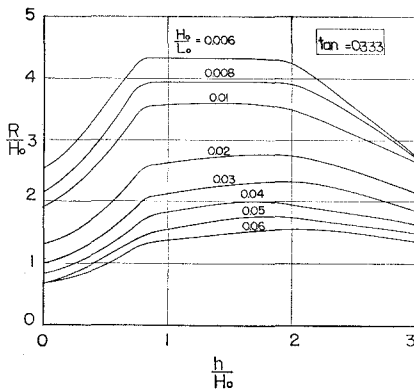
i) 波のうちあげに及ぼす波高の影響



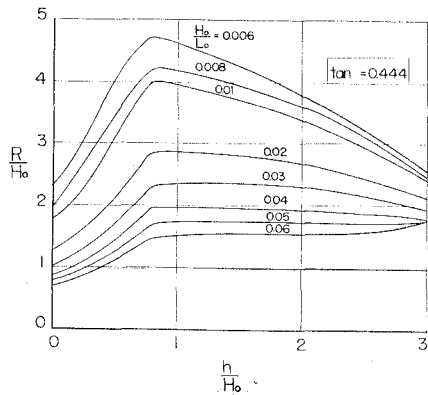
(a)



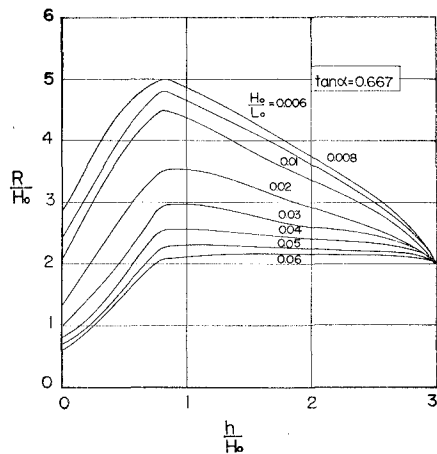
(b)



(c)



(d)



(e)

図-3.19 波のうちあげ高に及ぼす法先水深の影響

(3.52) 式を変形して、

$$\frac{R}{L_0} = f_2\left(\frac{H_0}{L_0}, \tan \alpha, \frac{h}{L_0}\right) \quad (3.53)$$

とすれば、 $\tan \alpha$ および h/L_0 を一定とし、 R/L_0 と H_0/L_0 との関係を調べることににより、 R に及ぼす H_0 の影響を明らかにすることができる。この場合、図-3.17 からわかるように、 h/H_0 は 0, 0.3~0.6, 0.6~1.0, 1.0~3.0 および >3.0 のように連続的でなく、範囲であらわしてあるため、 h/H_0 を乗じて無次元量を変換した結果も連続的でなくなるので、それぞれを平均し、0, 0.45, 0.8, 2.0 および 3.0 として取り扱った。

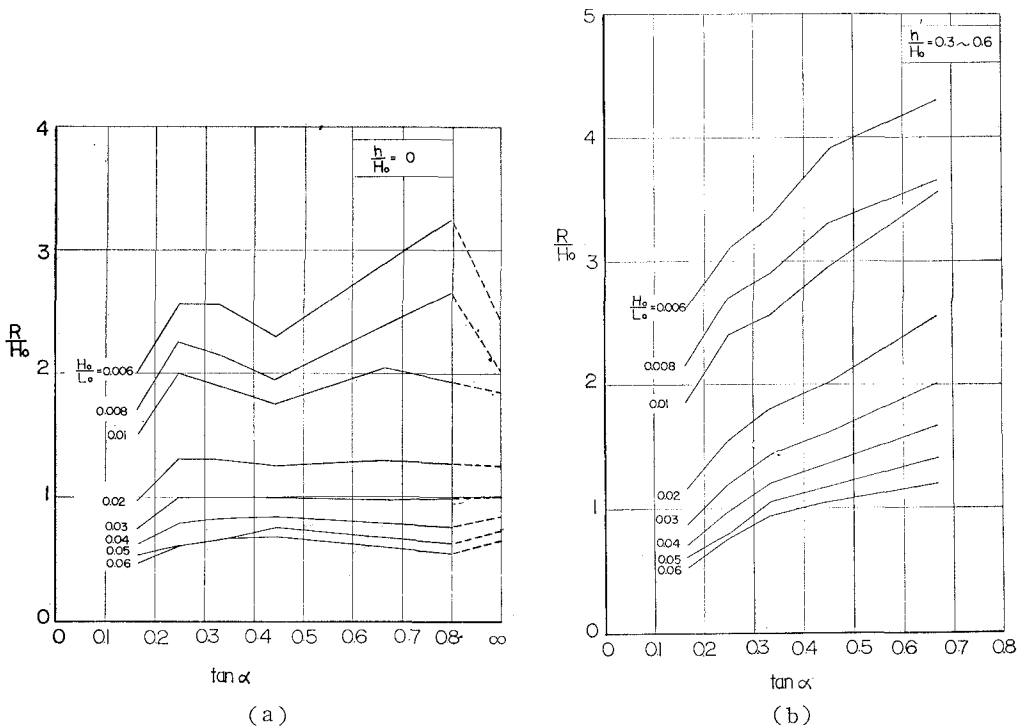
図-3.18 はこのようにして得られた R/L_0 と H_0/L_0 との関係であって、 L_0 を一定とし、 H_0 を大きくしていった場合の R の変化の様子がよく理解される。すなわち、法面勾配が小さい $\tan \alpha < 1/4$ の場合には、波高増大とともにうちあげ高も増加するが、 $\tan \alpha > 1/3$ となると、かならずしもそうでなく、ある波高のところのうちあげ高が極大あるいは最大となるような波高が存在するようになる。そのときの h/H_0 の値を調べてみると、ほぼ 1 程度の値のときに対応しており、このことは、法先水深付近で丁度波が砕けるような条件と一致する。このことは、法先水深の影響のところでもいえることで、とくに興味深いことである。

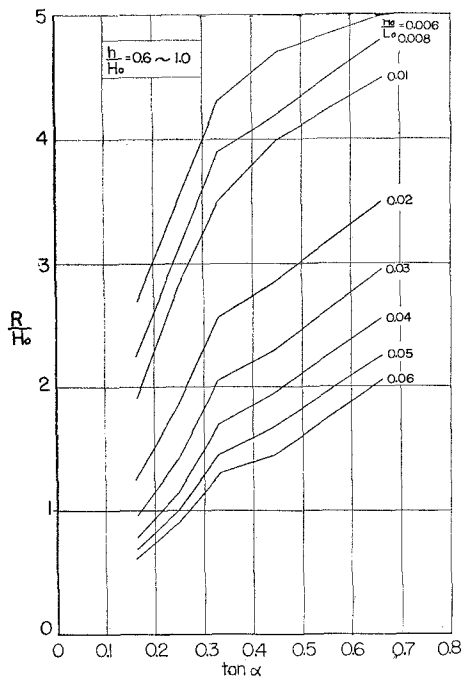
ii) 波のうちあげ高に及ぼす法先水深の影響

(3.52) 式をそのまま用い、 $\tan \alpha$ および H_0/L_0 をパラメーターとして、 R/H_0 と h/H_0 との関係を調べればよい。図-3.19 はこの関係を示したもので、この図より次のことがいえる。すなわち、法面勾配が小さく、また波形勾配が大きいときには、波のうちあげ高に及ぼす法先水深の影響はあまり顕著ではない。しかし、法面勾配が大きくなると、法先水深の影響が段々と顕著となり、 h/H_0 の値が 1~2 において、 R/H_0 の値が最大となるような変化の仕方をする。とくにこの傾向は波形勾配 H_0/L_0 が小さくなると著しく、 R/H_0 が最大となる位置が $h/H_0 \approx 1$ の付近に移る。このことは、図-3.4 に示す鉛直堤に対する波のうちあげに対してもしもいえることで、砕波点 (B.P.) の付近で R/H_0 の値が非常に大きくなり、最大を示している。

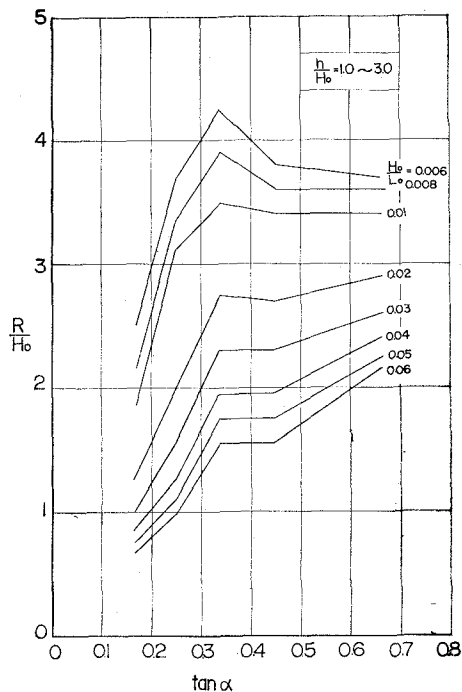
iii) 波のうちあげ高に及ぼす法面勾配の影響

この場合も、(3.52) 式をそのまま用い、 h/H_0 および H_0/L_0 をパラメーターとし、 R/H_0 と $\tan \alpha$ との

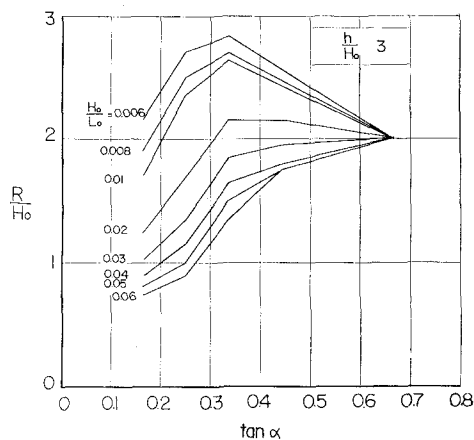




(c)



(d)



(e)

図-3.20 波のうちあげ高に及ぼす法面勾配の影響

関係を調べればよい。図-3.20はこの関係を図示したもので、この図から次のことがいえる。すなわち、 h/H_0 の値が0.3~1.0程度の場合および h/H_0 がそれより大きくても $\tan \alpha$ が小さい場合には、(3.48)式で示すように R/H_0 が $\tan \alpha$ にほぼ比例するが、 $h/H_0 = 0$ のときおよび $h/H_0 > 1.0$ で $\tan \alpha$ が大きい場合には、(3.48)式のようににはならない。これは碎波となるか surging wave となるかの相違によるものであると思われるが、この図を見ると、その限界が明確にわかる。とくに興味あることは、 h/H_0 の値が3より大きい場合で、鉛直堤のときには R/H_0 の値はほぼ1程度になるので、各波形勾配に対して、 R/H_0 が最大となる α の値が存在することになる。 $H_0/L_0 \leq 0.02$ のときには、図-3.20の(e)の図にすでにあらわれており、 H_0/L_0 が0.02のとき $\tan \alpha = 0.4$ 、0.01~0.006のとき $\tan \alpha \approx 0.34$ 付近で R/H_0 の最大があらわれている。このことか

ら、法面勾配を小さくして波のうちあげ高を減少させようとする場合には、法面勾配をずっと小さくしなければ効果がないことがわかる。このことは波形勾配が小さければ小さいほど必要である。

(5) 複合法面の堤防のうちあげ高

複合法面の堤防のうちあげ (wave run-up on composite slopes) は小段 (berm) のうちあげ高に及ぼす影響も含まれるが、ここでは問題が多いので、とくに (4) から取り出して論じてみよう。

一様な勾配の断面の実験結果から、複合法面の場合の波のうちあげ高さを推定する方法には、Hunt¹³⁾ の方法と Saville³⁹⁾ の方法の二つがある。

i) Hunt の推定法

Hunt は複合法面を 図-3.21 に示すように、複合勾配構造と小段型構造の二つに分けた。

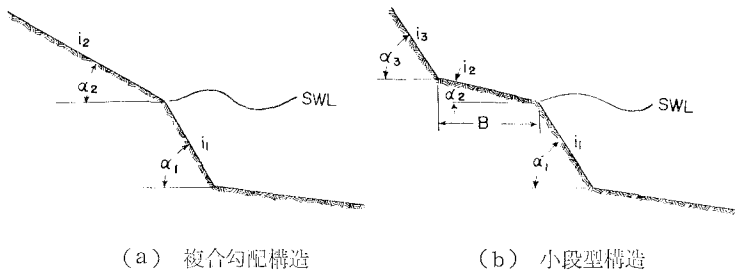


図-3.21 複合法面の堤防

a) 複合勾配構造 図-3.21 (a) に示すように、断面は勾配 i_1 と i_2 からなっていて、Hunt はすべての入射波は i_1 の上で碎けるように $i_2 < H/T^2$ (ft-sec 単位) と設計すべきであるといっている。したがって、 R/H と H/T^2 の関係曲線は、(3.48) 式より

$$\frac{R}{H} = \frac{2.3 i_1}{(H/T^2)^{1/2}} \quad (3.54)$$

および

$$\frac{R}{H} = \frac{2.3 i_2}{(H/T^2)^{1/2}} \quad (3.55)$$

の両式の曲線の間中に存在し、また両者に平行であろうと推定した。もちろん、波が i_1 の下の方で碎ける場合には (3.54) 式で、また i_2 上で波が碎ける場合には (3.55) 式で計算してよい。一般には、

$$\frac{R}{H} = \frac{2.3}{(H/T^2)^{1/2}} \left(\frac{\tan \alpha_1 + \tan \alpha_2}{2} \right) S \quad (3.56)$$

で求められ、 S は常数であって $(\alpha_1 - \alpha_2)$ の関数である。WES と BEB の実験結果は、(3.56) 式が成立することを示し、 $i_1 = 1/3$, $i_2 = 1/6$ のとき $S = 0.9$, $i_1 = 1/3$ で $i_2 = 1/10$ のときおよび $i_1 = 1/10$ で $i_2 = 1/3$ のときには、いずれも $S = 0.8$ であった。 i_1 と i_2 が逆の場合でも波のうちあげ高が同じであるということは非常に重要なことで、 $i_1 = 1/3$, $i_2 = 1/10$ のときより $i_1 = 1/10$ で $i_2 = 1/3$ の方が、堤体を形成する物質を大きく節約することができるからである。

b) 小段型構造 場所的な関係で、 i_2 の部分を延ばすことが実験的でないような場合には、第3の勾配 i_3 を用いる必要がある (図-3.21 (b))。このような三つの勾配からなるものを小段型構造とよび、 i_2 の部分を小段 (berm) と定義する。小段の勾配は小さく、丁度波が i_1 と i_2 の間のあたりで碎けるようにすべきである。この場合の R/H の算定法を Hunt は提案していないが、小段の幅 B と波長 L の比 B/L の増大とともに R/H が減少することは事実であり、 B が長くなると (3.56) 式で推算した R/H と実験値がよく一致することを示している。Delft の水理実験所では⁸⁾、 R/H は $(1 - B/L)$ に比例するとしているが、Hunt は

$$B/L \geq 1/5 \quad (3.57)$$

となるよう B を決めるべきであるとしている。

ii) Saville の推定法

Saville は図-3.22 に示すように、実際の複合法面を、砕波点 B と波のうねりの最高点 A を結ぶ一様な勾配の断面におきかえ、一様な法面勾配に対して使用する図-3.23 を利用して、trial に波のうねり高を決める方法を提案した。Saville はこの方法で各種の複合法面の R/H_0 を求め、実験結果と比較して、推算値が実験値とかなりよく一致することを示したが、Herbich-Sorensen-Willenbrock³⁴⁾

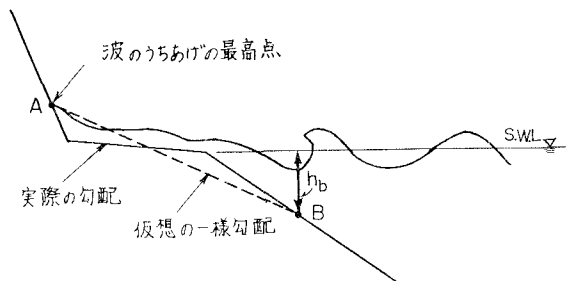


図-3.22 仮想の一様勾配のとり方

は小段の幅 B をいろいろ変えて実験し、Saville の方法による波のうねり高の推算値と比較した結果、 B が小さいときにはよく一致するが、 B が大きくなると合わなくなり、実験値の方が推算値より大きくなることを示した。これは波が引いたとき小段の上に水が残る、次の波がうねりされたとき、その残った水と一緒に上るためであろうと説明している。このため、小段の幅が広くなっても、うねり高はあまり減少しない。

図-3.24 は R と $B = 0$ の場合のうねり高 R_0 との比 R/R_0 が B/L によってどのように減少するかを示したもので、 B/L が小さいときにはかなり急激に R/R_0 は減少するが、 B/L が大きくなるとあまり減少せず、ほとんど変化がないことが見出される。参考のために Wassing が提案した $R/R_0 = 1 - B/L$ の関係⁸⁾をも付記したが、この関係は H-S-W の実験とはあっていない。H-S-W は図-3.24 より、小段の幅は波長の $1/4$ 、すなわち $B/L = 1/4$ が好ましく、その場合の R/R_0 の値は 0.63 であると述べている。

なお、波のうねり高に及ぼす要素としては、堤防断面形状の影響^{8, 32, 35, 36, 37, 38)}、法面粗度や透水性の影響^{8, 39)}、粗石堤の波のうねり高の問題⁴⁰⁾、不規則波の波のうねり高の問題⁴¹⁾、波が堤脚に達する前に砕けるときの遡上高の問題^{42, 43)}、波の入射方向の影響⁴⁴⁾、V 字形法線の堤防へのうねり高の問題⁴⁵⁾、風波の遡上⁴⁶⁾、

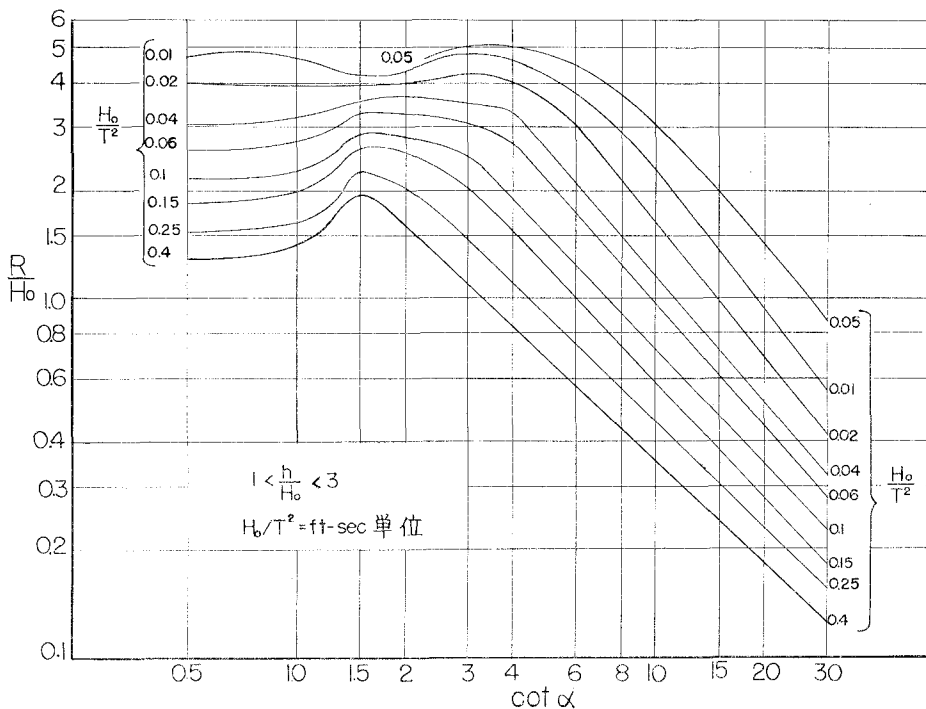


図-3.23 一様法面勾配に対する波のうねり高を決める図 (Saville³³⁾ より)

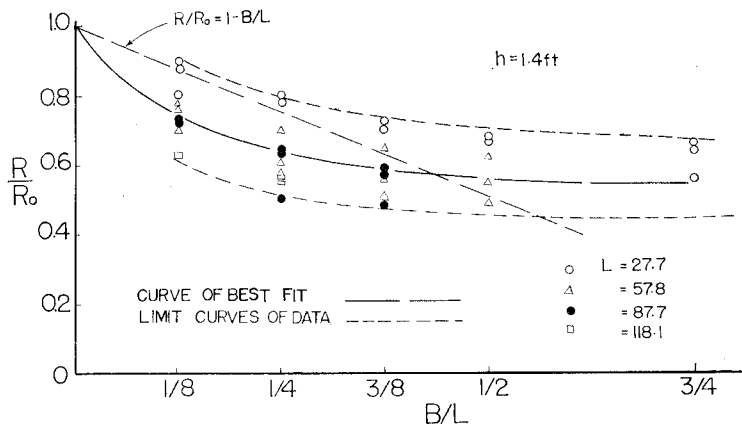


図-3.24 小段の幅が波のうちあげ高に及ぼす影響 (Herbich-Sorensen-Willenbrock³⁴⁾ より)

などがあるが、ここではその詳細については省略する。

4. 堤防の機能を阻害する各種の要素

(1) 越 波

大量の越波はもちろん破堤の原因となり、また内陸の浸水をもたらすが、大量でなくても、堤防の被覆工や排水設備が十分でないと、堤防の裏法面の欠壊や堤体土砂の流失の原因となる。したがって、あらかじめ各種の外的条件に対するその堤防の越波量を何らかの方法で推定して、越波に対する適当な処置を講じておかなければならない。とくに法面勾配が急な場合には、波のうちあげ高に応じて堤防天端高を決めることは非常に困難であって、どうしても越波量にもとづいて、合理的に決めなければ、天端高決定の基準が不明確になる。しかしながら、越波量は堤防の断面形状や消波工、波の特性などによって、かなり sensitive に変化するので、最も好ましいのは、模型実験を実施することであるが、縮尺効果 (scale effect) の問題などもあって、すべてが模型実験によって解決するわけでもない。ここでは、主として鉛直堤に対する越波を取り扱い、越波量に及ぼす各種の要素の影響を議論することにしてしよう。

i) 鉛直堤の越波量

一様勾配の海岸堤防に対する越波 (wave overtopping) の実験は、これまでにかなり行なわれている^{6, 35, 47-52)}。石原・岩垣・三井⁵¹⁾は Beach Erosion Board の Saville³⁵⁾ の鉛直堤に対する越波の資料と、実験室内の水槽および屋外の扇型水槽を利用した実験結果とにより、図-4.1 に示す無風時の越波量に関する図表を得た⁵³⁾。ここに、 Q は 1 周期単位幅当りの越波量、 H_0 は堤防の静水面からの高さ、 H_0 および L_0 はそれぞれ沖波波高および沖波波長、 h は堤防の法先水深、 $H_0 L_0 / 2\pi$ は沖波 1 周期単位幅当りの岸側へ輸送される水量である。なおこれらの実験値は 1/10 勾配の斜面上に堤防が設置された場合の結果である。なお、図中、 $2\pi Q / H_0 L_0 = 0$ に対応する関係が波のうちあげ高に関する図-3.4 に相当するものである。次に図-4.1 にもとづいて、各要素が越波量に及ぼす影響を議論してみよう。

ii) 越波量に及ぼす波の特性の影響

(a) 沖波波高の影響 沖波波高が越波量に大きな影響を及ぼすことは常識的にも当然考えられるが、沖波波高が大きいと越波量もそれに応じてかならず増大すると考えやすい。図-4.2 (a), (b) および (c) は $H_0 / L_0 = 0.03, 0.06$ および 0.08 の 3 例をとり出し、縦軸に沖波波長を用いた越波量の無次元量、横軸に沖波の波形こう配をとり、法先水深・波長比をパラメーターとして図-4.1 をプロットしなおし、越波量に及ぼす波高の効果を示したものである。これらの図からわかるように、波高の効果については二つの異なった傾向がある。すなわち、ある波高で最大の越波量を示し、それ以上の波高では越波量はかえって減少するものと、いま一つは波高の増大とともに越波量も増加していくもの、とである。さらに図中の曲線から法先水深が大きくなると、最大越波量を

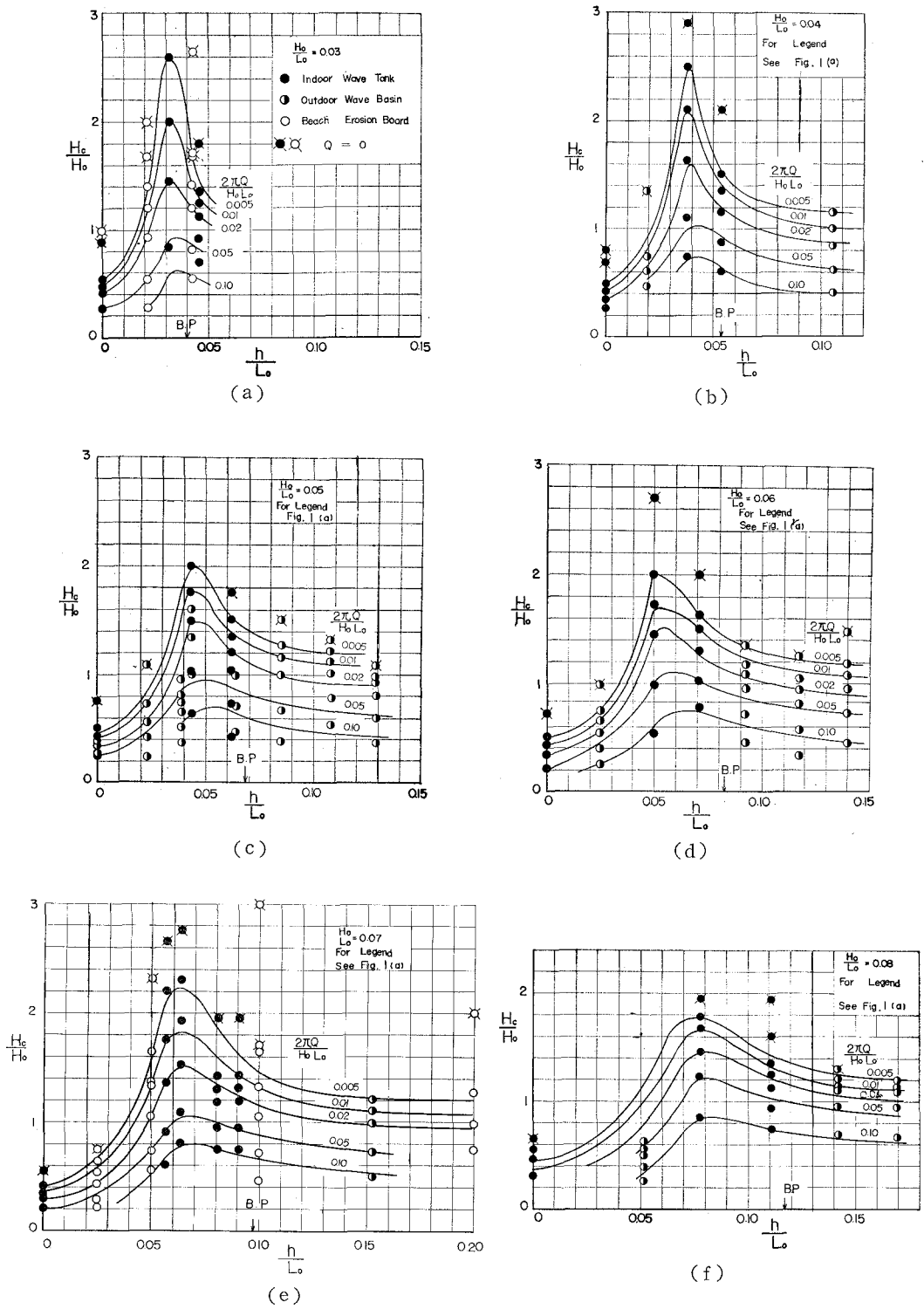
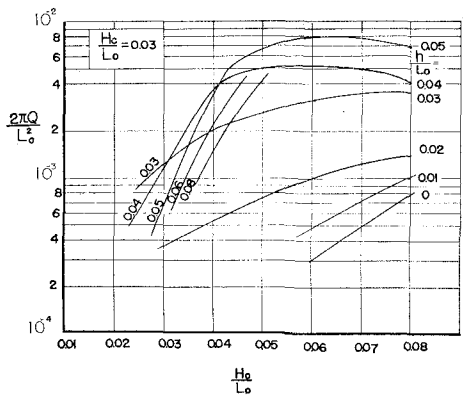
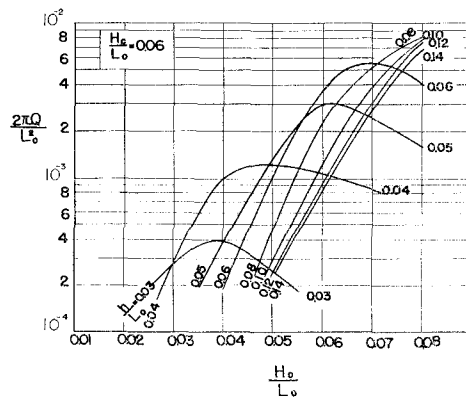


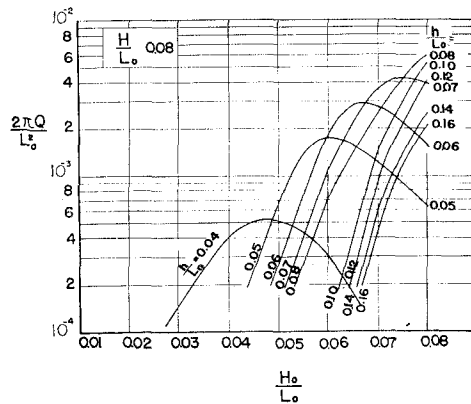
図-4.1 波形勾配別の $\frac{2\pi Q}{H_0 L_0}$ をパラメーターとした $\frac{H_e}{H_0}$ と $\frac{h}{L_0}$ との関係 (三井⁵⁴⁾より)



(a)



(b)



(c)

図-4.2 越波量に及ぼす沖波波高の影響

示す波高も大きくなり、それと同時に越波量の最大値も大きくなることがわかる。

いま、これらの図から h/L_0 を一定として、越波量が最大となる波形こう配 H_0/L_0 の値を調べてみると、ほとんどの場合、 H_0/L_0 と h/L_0 の比 H_0/h が 1.1~1.5 程度になっている。このことから、越波量が最大となるのは堤防前面より少し沖側で砕けるような波の場合であることがわかる。このように、大きい波高のときを対象としたから、その堤防が越波に対して安全であるとは限らないわけであって、このことは海岸堤防の設計に際して、計画波高を沖波波高の大小だけで決めないで、堤防を設置しようとする水深と合わせ考え、計画波高の決定にあたらなければならないことを示している。

(b) 周期(波長)の影響 従来、波の周期が越波量に及ぼす影響を調べたものはないようである。図-4.3 (a) および (b) は、縦軸に波高のみを用いてあらわした越波量の無次元量、横軸に沖波の波形こう配をとり、法先水深・波高比をパラメーターとして、周期あるいは波長の影響を示したものである。これらの図によると、堤防の高さに関係なく、来襲波の周期が短くなる、すなわち波長が短くなると越波量は変動しながら減少することがわかる。そしてこの傾向は法先水深が浅いほど顕著である。

iii) 越波量に及ぼす法先水深の影響

一般に常識的には、波高と同様に法先水深が大きいほど越波量が多いと考えがちである。しかし、かならずしもそうではない。ここでは、静水面からの堤防の高さ H_0 は常に一定として、堤防の法先水深だけが変化した場合に越波量がどのように変わるかを検討する。図-4.4 (a), (b) および (c) は縦軸に越波量の無次元量、横軸に

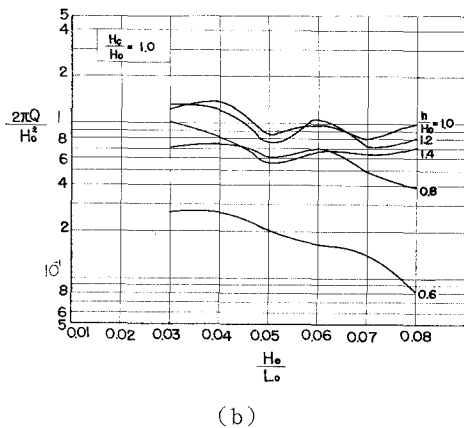
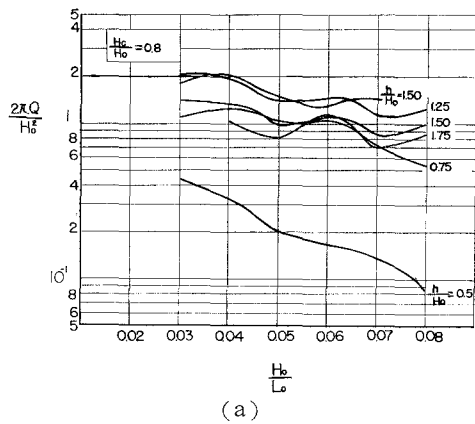


図-4.3 越波量に及ぼす周期あるいは波長の影響

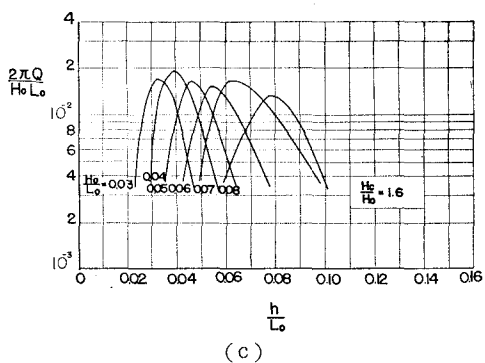
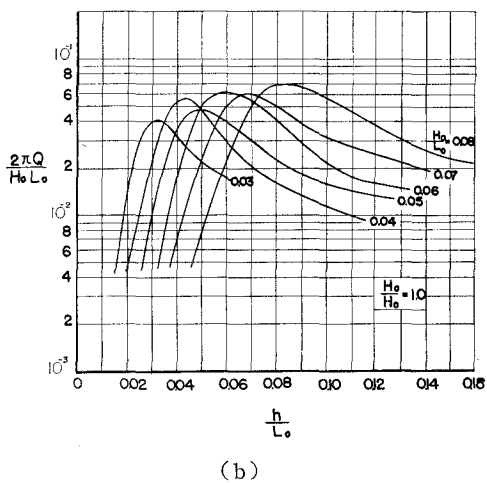
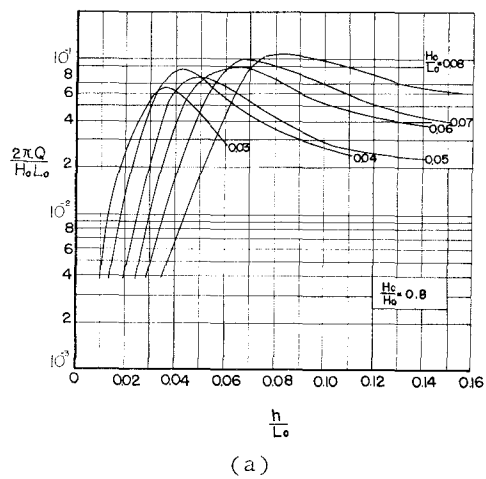


図-4.4 越波量に及ぼす法先水深の影響

法先水深の無次元量を取り、波形こう配をパラメーターとして、水深の影響を示したものである。これによると、いずれの波形こう配の場合でも、ある水深で越波量が最大となり、それ以上水深が大きくなると、越波量が減少することがわかる。これは前節ですでに述べたように、堤防前面より少し沖側で砕けるような波の場合に越波量が最大となるという事実に起因しており、換言すれば砕波点より少し岸側の位置に堤防を設置したとき越波量が最大となることを示している。このように波の特性ごとに波高によっては深いところに堤防を設置した方が越波量が少ない場合がおこり得る。以上、堤防の法先水深が越波量に及ぼす影響について述べたが、波高の場合と同じように水深についても、堤防設置位置中の最も深い法先水深を対象として設計したから、どんな波に対しても、その堤防が越波に対して安全である、と簡単に考えることは誤りであって、海岸堤防や護岸の設計に際しては、波の特性と法先水深とを切り離して考えることはできない。

iv) 越波量に及ぼす堤防の高さの影響

ここでは堤防の静水面からの高さの影響と、海底からの堤防高の両方について考察をすすめる。図-4.5 (a) および (b) は沖波の波形こう配を一定として、縦軸に越波量の無次元量、横軸に相対堤防高 H_e/H_0 をとり、法先水深・波長比をパラメーターとして、静水面からの堤防の高さの影響を示したものである。堤防の高さをあげると当然越波量が減少するが、法先水深が浅く、波が堤防前面よりずっと沖の方ですでに砕け、エネルギーを消費しながら進行して堤防にあたるような場合、また逆に、法先水深が深く、堤防前面でほとんど砕けないで重複波が発生するような場合には、堤防のかさ上げが越波量の減少に及ぼす効果は顕著である。しかし、堤防前面の少し沖側で砕けるような来襲波に対しては、図-4.5 (a) の $h/L_0=0.0378$ および (b) の $h/L_0=0.0436$ の場合のように、堤防かさ上げの効果は前の場合ほど顕著ではない。これは堤防前面の近くで砕波すると、飛沫を非常に高くまで打上げるためと考えられる。こうした傾向は波形こう配が実験範囲内の 0.03~0.08 では同じであり、堤防前面で激しい砕波現象がおこるような場合が予想されるときには、越波防止策として天端高をあげる方法はあまり効果的でないといえる。

図-4.6 は図-4.5 と同じように、沖波の波形こう配を一定とし、縦軸に越波量の無次元量、横軸に法先水深・波長比を取り、海底からの堤防高 H_e+h を一定として、法先水深を変えた場合の越波量の変化を示したものである。海底からの堤防高が一定という条件で、堤防設置場所を沖側に移していくとか、あるいは位置を固定しておいて水位をあげれば当然越波量も増大するわけであるが、図-4.6 にも見られるように、波形こう配の値によって若干異なるが、 $(H_e+h)/H_0$ の値がある特定の範囲 ($H_0/L_0=0.05$ の場合には 2.4~2.8) の場合には、法先水深の増大とともに越波量が変わらないか、あるいは若干減少したのち、徐々に増大していく傾向を

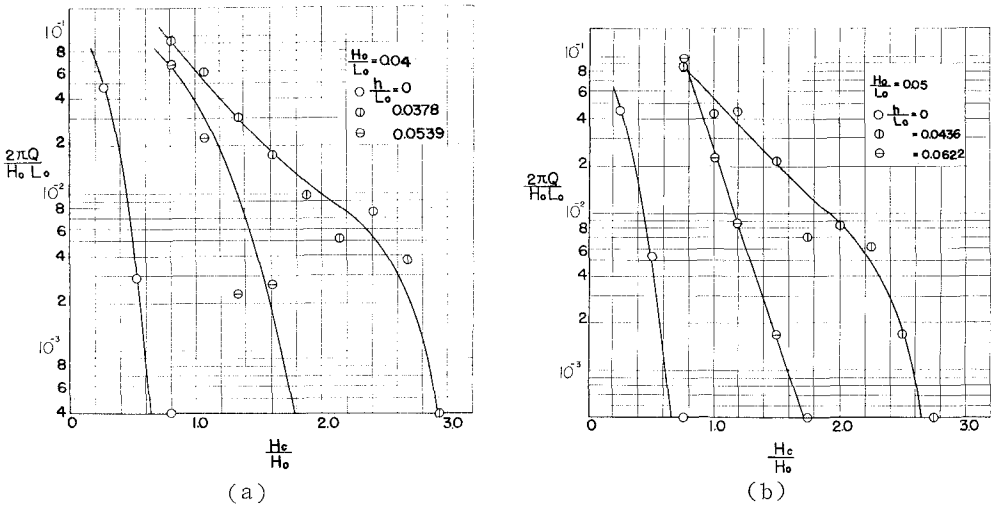


図-4.5 越波量に及ぼす静水面からの堤防天端高の影響 (三井より)

もっている。この事実は、とくに埋立護岸の設置位置を決めるような場合に利用すれば役立つもので、例えば許容の越波量が同じであれば、当然沖側の水深の深い所に護岸を設け、背後地をできるだけ広く利用することができるわけである。

v) 鉛直堤の越波量に及ぼす風の影響

海岸堤防の越波量が問題となるのは、ほとんどが台風時であって、越波量の推定に際して風の影響を見のがすことはできない。しかしながら、従来の越波に関する研究は、ほとんど風を考慮していないし、また風波を対象とした実験は二、三あるが^{38,48,50)}、それらの研究でも越波量に及ぼす風だけの効果を分離して評価するまでにはいたっていない。ここでは鉛直堤を対象とした岩垣・土屋・井上の実験⁵³⁾について述べる。

越波量の無次元表示として、1周期単位幅当りの越波量 Q と沖波1周期単位幅当りの岸側に輸送される水量 $H_0 L_0 / 2\pi$ との比 $2\pi Q / H_0 L_0$ を用い、風波による越波現象について次元解析を行なうと次式のような形で表わされる。

$$\frac{2\pi Q}{H_0 L_0} = f_1 \left\{ \frac{H_0}{L_0}, \frac{H_c}{H_0}, \frac{h}{L_0}, \frac{V}{\sqrt{g H_0}}, \frac{V H_0}{\nu}, \frac{k}{H_0} \right\}. \quad (4.1)$$

ここに、 V : 風速、 g : 重力の加速度、 ν : 動粘性係数、 k : 堤防壁面の粗度を表わす代表的な大きさである。さらに、上式において、いまの場合、堤防壁面の粗度は滑面であるから省略し、さらに Reynolds 数の効果をも省略すれば、簡単に次式のように表わされる。

$$\frac{2\pi Q}{H_0 L_0} = f_2 \left\{ \frac{H_0}{L_0}, \frac{H_c}{H_0}, \frac{h}{L_0}, \frac{V}{\sqrt{g H_0}} \right\}. \quad (4.2)$$

上式にもとづいて、風の越波量に及ぼす効果を検討するわけであるが、一般には風洞水槽で、風速を大きくすると波高も大きくなり、風の越波量に及ぼす直接的な効果を見出すことはできない。そこで、あらかじめ波高と風速、および風速と越波量との関係を求めておき、この二つの図から波の特性を一定として風速が異なる場合の越波量を読みとり、風の効果を検討した。図-4.7 は以上の操作によって実験結果を整理したものである。この図から明らかなように、鉛直堤の越波量に及ぼす風の影響は風速に関する Froude 数 $V/\sqrt{g H_0}$ によって表わされ、無次元越波量 $2\pi Q / H_0 L_0$ はこの Froude 数の増加とともに増大することが見出される。そして、あまり明確ではないが大体 $V/\sqrt{g H_0}$ のある値を境として $V/\sqrt{g H_0}$ が大きくなると急増し、ついで $2\pi Q / H_0 L_0$ の値は一定値に近づくか若干減少するような傾向を示しているように考えられる。このようにある風速のところで越波量がほぼ一定に近づくことは、与えられた風波に対して越波可能な水量が存在し、それ以上の水量は風速が大きくなっても越波しないためと考えられる。しかしながら、ここに示した例は波が堤防前面で砕けないような場合についてであって、無風時に堤防前面付近で砕けるような波に対する風の影響の仕方は、ある風速のところで越波量が急激に増減し、最大の越波量を示すような変

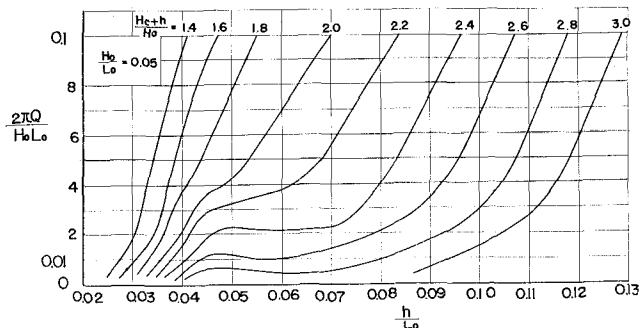


図-4.6 越波量に及ぼす海底からの堤防天端高の影響

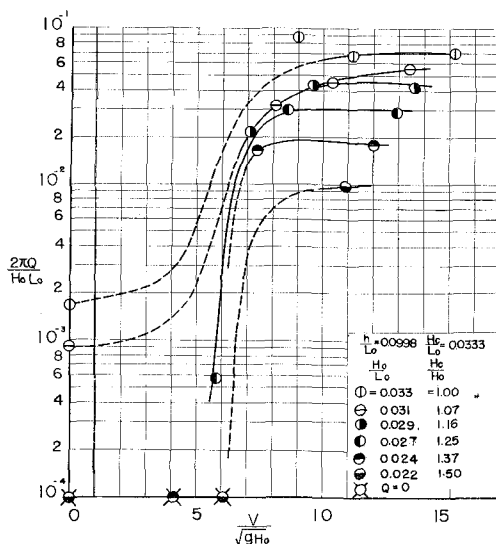


図-4.7 越波量に及ぼす風の影響

化をする。このように無風時に堤防前面付近で碎ける波と碎けない波とでは越波量によぼす風の効果が非常に異なることは注目すべきことである。

vi) 模型実験による実例

ここでは大阪府堺港の埋立護岸と静岡県由比海岸堤防の越波に関する模型実験⁵⁵⁾による実例をあげ、前述した越波量に及ぼす諸要素の影響について述べる。

(a) 堺港の埋立護岸の模型実験 図-4.8は堺港の埋立護岸の概略図であり、実験は Froude の相似則に従い、模型縮尺は1/15である。計画波浪は沖波波高 2~3 m、周期 6.5 sec、計画潮位は O.P.+4.30 m、そのときの護岸の法先水深は 13.30 m であり、来襲波高にくらべ、法先水深が非常に深い場合である。

図-4.9はこの場合の越波量に及ぼす波高の効果を示したものである。

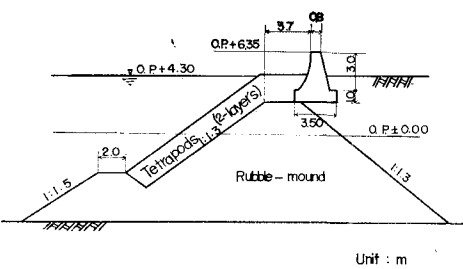


図-4.8 堺港の埋立護岸断面図

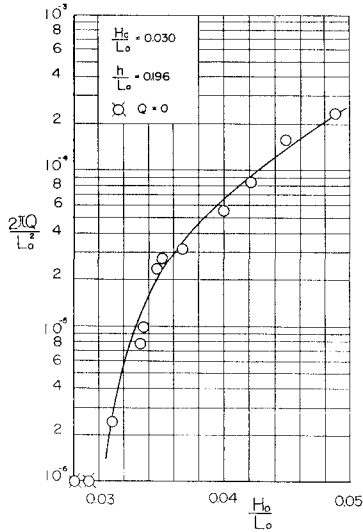


図-4.9 堺港の護岸に対する越波量に及ぼす沖波波高の影響

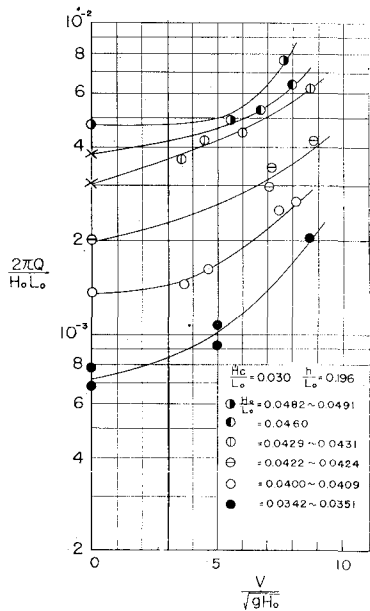


図-4.10 堺港の護岸に対する越波量に及ぼす風の影響

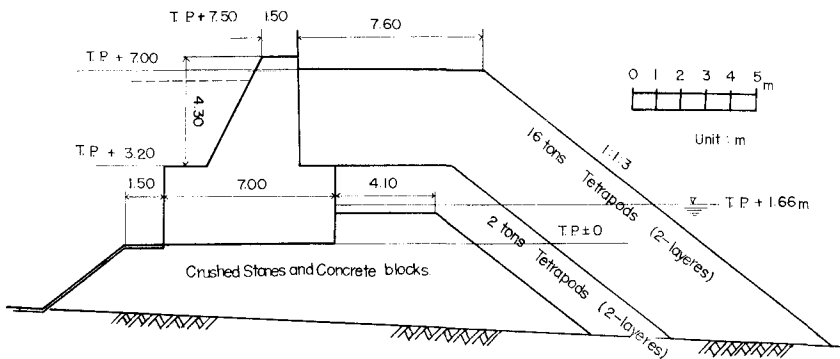


図-4.11 由比海岸堤防の断面図

図-4.9の傾向は波高の増大とともに越波量も増加する場合であって、この傾向は図-4.2においても見つけることができる。

図-4.10は越波量に及ぼす風の効果を示したもので、図-4.7に対応するものである。

この図に示されている H_0/L_0 が $0.034 \sim 0.049$ の範囲については、大体 $V/\sqrt{gH_0}$ が5付近までは風速の増加とともに越波量は徐々に増加するが、その後は急に増大している。この傾向は鉛直堤の場合とまったく同じであって、法先水深が深く堤防前面付近で砕けない波に風が作用した場合の越波量の変化の仕方を示しているわけである。

(b) 由比海岸堤防の模型実験 図-4.11は風の影響を考察した場合に 対象とした計画堤防概略図であり、計画波浪は沖波波高 5.12 m, 周期 18 sec, 計画潮位は T.P.+1.66 m で、そのときの堤防の法先水深は 6.4 m として実験した。風の影響以外の諸要素の効果については、この断面と少し異なった初期の計画断面を用いて実験したが、その場合の計画波浪は沖波波高 7.0 m, 周期 15 sec, 計画潮位は T.P.+1.60 m で、そのときの堤防の法先水深としては、6.4 m, 4.8 m, 3.3 m の3種類を選んだ。

図-4.12は波高の越波量に及ぼす影響について図-4.2と同じように図示したものである。由比海岸堤防の場合は、堤防の法先水深にくらべて来襲波高が大きいことから、ある波高のところで最大越波量を示し、それ以上の波高では越波量が減少するような変化の仕方を示す。この傾向は、鉛直堤の場合とまったく同じである。図-4.13は図-4.5と同じように、堤防の天端高さの越波量に及ぼす効果を表わしたものである。これによると堤防前面ですでに砕けている波、すなわち H_0/L_0 の値が 0.0113 および 0.0172 の場合には堤防をかき上げる効果は非常に大きい、図-4.12で越波量が最大となる波形こう配 0.01 付近、およびそれより小さい波形こう配の波に対しては、その効果があまり顕著でないことがわかり、こうした海岸堤防の場合でも、鉛直堤の場合とまったく同じ傾向を示している。さらに図-4.14は図-4.7と同じように、波の特性を一定として、越波量に及ぼす風の影響を示したものである。これによると波が砕波してのち堤防に到達する場合と砕波しない場合とでは、風の影響の仕方が異なることがわかる。すなわち、 $H_0/L_0=0.012$ 程度の砕けていない波では、先の堺港の埋立護岸の場合のように、風速の増加とともに越波量もふえるが、 $H_0/L_0=0.014$ 程度以上の砕けた波はある風速のところで最大の越波量が現われるような変化の仕方を示す。このように波の特性で越波量に及ぼす風の影響が違ってくるこ

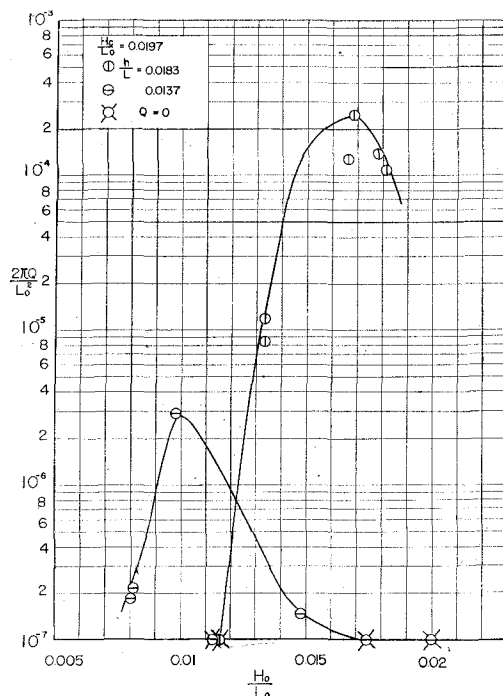


図-4.12 由比海岸堤防に対する越波に及ぼす沖波波高の影響

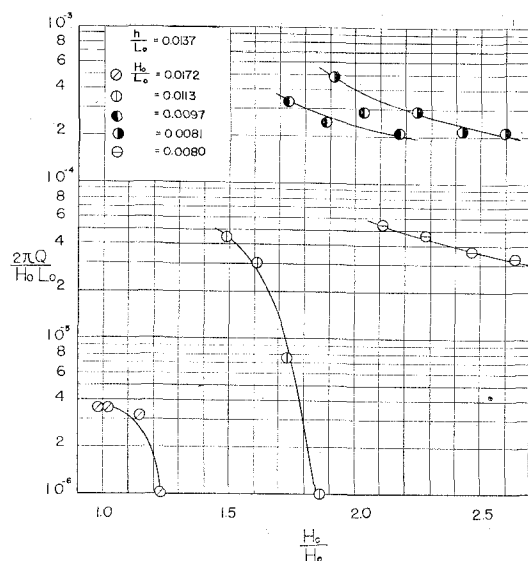


図-4.13 由比海岸堤防に対する越波に及ぼす静水面からの堤防天端高の影響

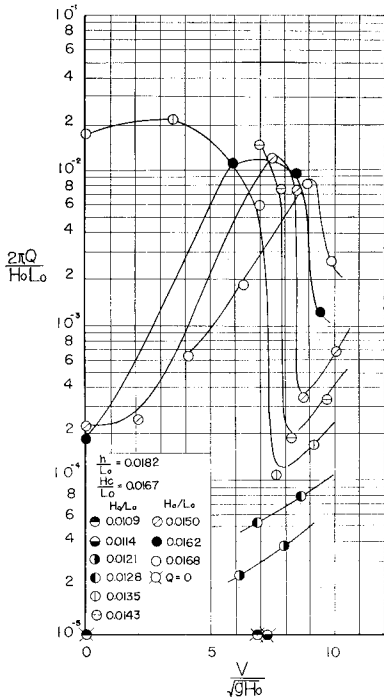


図 - 4.14 由比海岸堤防に対する越波に及ぼす風の影響

とは、とくに興味深いことである。

なお、越波量をどの程度まで許容するかは、背後地の状況や堤防の構造、排水施設的能力などに大いに関係があるが、白石・遠藤⁵⁶⁾は排水溝の断面積と越波量との関係を検討している。

(2) 堤脚部の洗掘

堤脚部の洗掘深さを見積ることは、基礎の根入の長さを決める上に大切なことであるが、その研究は少ない。ここでは、榎木・川崎の鉛直堤に対する実験⁵⁷⁾を紹介したい。

いま、鉛直堤の堤脚部の洗掘深さ Δh をとりあげ、関係する要素を用いて無次元量を作り、粘性の効果を省略すれば、次の式が得られる。

$$\frac{\Delta h}{H_0} = \phi \left(\frac{H_0}{L_0}, \frac{d}{H_0}, \frac{h}{H_0}, \frac{t}{T} \right). \quad (4.3)$$

ここに、 H_0 、 L_0 ：沖波の波高および波長、 d ：底質の粒径、 h ：堤脚部の初期水深、 T ：波の周期、 t ：時間、である。まず、彼等は $d/H_0 \approx 0.005$ の一定の条件のもとで、 $\Delta h/H_0$ が t/T とともにどのように変化するかを調べた。その結果、洗掘深さの時間的変化は、図 - 4.15 に示すように、四つの型に分類されることを知った。図中の (1) の型のものは、堤脚水深が小さく、堤防が汀線に近く造られた場合で、 $0.25 < h/H_0 < 0.35$ のときにあらわれ、(2) の型は堤脚水深が (1) より深く、 $0.35 < h/H_0 < 0.55$ のときに生じ、(3) の型は洗掘深さは時間的にあまり変化しないで、最終砕波点近くに堤防を設置した場合で、 $0.55 < h/H_0 < 0.77$ のときにおこり、(4) の型は

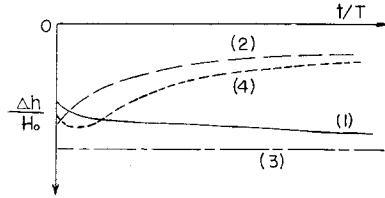
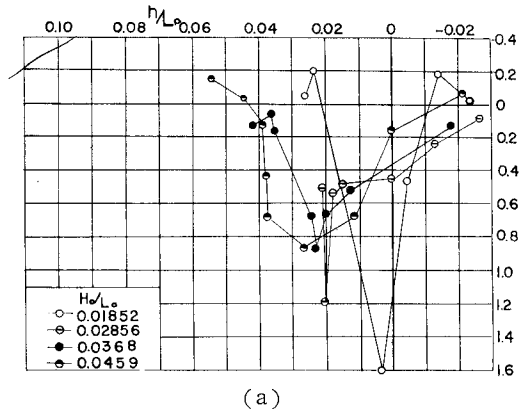
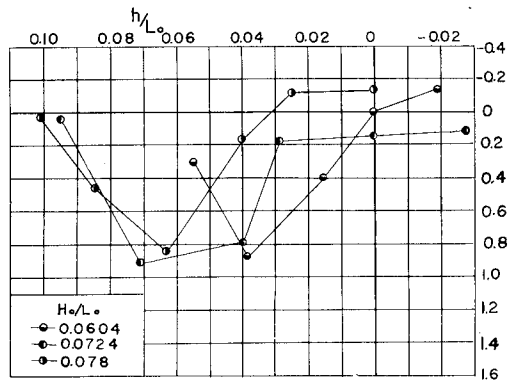


図 - 4.15 洗掘深さの時間的変化の四つの型



(a)



(b)

図 - 4.16 最終洗掘深さと堤脚水深との関係 (榎木・川崎⁵⁷⁾より)

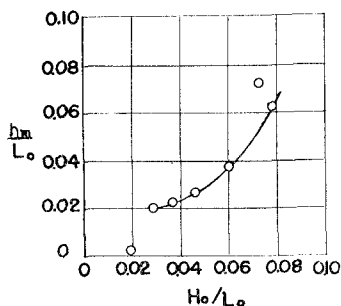


図-4.17 最終洗掘深さの最大を示す水深と波形勾配との関係 (樫木・川崎より)

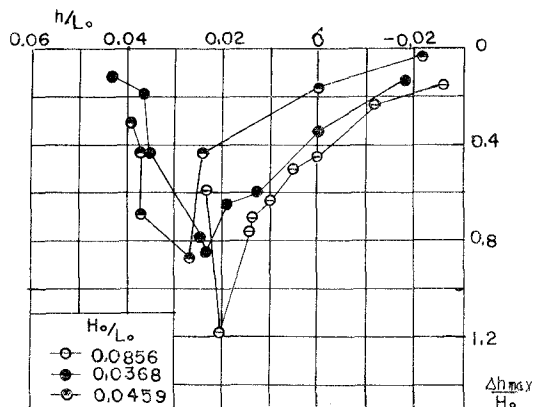


図-4.18 最大洗掘深さと水深との関係 (樫木・川崎より)

最終砕波点より沖側へ堤防を設置した場合で、 $h/H_0 > 0.77$ のときにおこる。このように堤防設置場所にしたがって、洗掘深さの時間的変化の模様が異なるのは興味深い。

つぎに、時間の経過とともに、洗掘深さがほぼ一定となり定常状態に達したあとの最終洗掘深さ Δh_F について考察してみよう。図-4.16 は $d/H_0 \approx 0.005$ の場合の $\Delta h_F/H_0$ と h/L_0 との関係を、波形勾配 H_0/L_0 をパラメーターとして図示したもので、各波形勾配ごとに最終洗掘深さ Δh_F が最大となるある堤脚水深が存在する。この水深を h_m とし、 h_m/L_0 と H_0/L_0 との関係をプロットすれば、図-4.17 のような関係が得られる。このように h_m/L_0 が波形勾配によって変化するのは、砕波水深 h_b と関係があると考えられ、 $(h_b - h_m)/L_0$ の値を調べた結果、0.02~0.03 の一定値をとることがわかった。すなわち、砕波点よりわずかに岸側の地点で最終洗掘深さが最大となるわけである。

さて、つぎに最大洗掘深さをとりあげてみよう。堤防の維持や根固工の設計では、最終の洗掘深さより、最大の洗掘深さ Δh_{max} が重要である。図-4.18 はやはり $d/H_0 \approx 0.005$ の場合の、 $\Delta h_{max}/H_0$ と h/L_0 との関係を、波形勾配をパラメーターとしてプロットしたもので、 Δh_{max} の値は H_0 の 1.2 位にも及んでいることがわかる。この図からも堤脚の初期水深が重要な要素であることが理解される。

なお、図-4.19 は Δh_F に及ぼす底質粒径の効果を調べたもので、 $\Delta h_F/H_0$ の値は H_0/d が大きくなれば減少することが見出される。これは粒径が小さくなると洗掘されたところが埋戻されるためであろうと考えられている。

以上は鉛直堤の場合であるが、法面勾配が緩になれば前面の洗掘の程度も少なくなることが観測されているし、また潮汐を加えた場合の実験も行なわれているが⁽⁵⁸⁾、ここに述べるほどの結論はえられていない。

(3) 海岸浸食

前述したような堤脚部の局所的な洗掘でなく、海浜そのものが全般的に浸食される場合も、やはり堤防の維持や根固めの問題に関係し、また法先水深が増大するわけであるから、越流量がそれにとまって増加し、非常に都合が悪い事態がおこる。

浸食対策として、護岸を築造し、波浪による海岸の欠陥を防止する方法がとられるが、護岸は浸食対

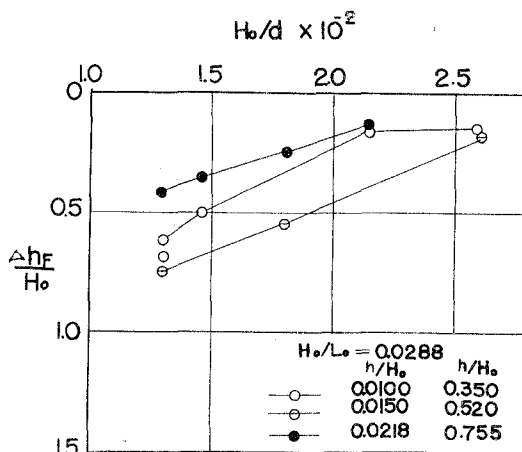


図-4.19 最終洗掘深さに及ぼす底質粒径の影響 (樫木・川崎より)

策の決定的な方法ではなく、あくまでもある期間中の一時的な防護策と考えてよいであろう。したがって、浸食の原因である漂砂の実態を究明し、漂砂の制御を考えなければ根本的な対策にはならない。漂砂の制御法としては、突堤や離岸堤、サンドバイパス工、養浜工などがあるが、護岸に加えて、こうした対策を同時に考えなければ、完全な浸食対策とはいえない。海岸浸食の問題は別の課題であるから、ここでは触れないことにする。

(4) 破 堤

破堤は海岸堤防の機能を完全に喪失するもので、われわれはあくまでも破堤は防止しなければならない。とくに 0 m 地帯の前面の堤防は、高潮や津波が去った後でも、潮汐による水位の上昇によって、海水は内陸へ侵入し、ひき潮時には逆に海へ流出するので、欠損口付近の水底は洗掘されて水深は極端に深くなる。そのため復旧作業は阻害されて、締切は遅れ、被害は増大することになる。このことは伊勢湾台風で経験した貴重な事実である。

海岸堤防の破壊の原因には、いろいろなものが考えられる。越波によるもの、堤脚の洗掘によるもの、堤体土砂の吸出しによるもの、波力によるもの、地震によるもの、不等沈下によるもの、地盤のじりによるもの、などが考えられるが、波によるもののみを考えれば、波力によって堤防が破壊する例はあまりなく、たいていのものは越波によるものがほとんどと考えられる。とくに、裏法面や天端が被覆されていない場合にはその危険性は非常に多い。加藤・満田⁵⁹⁾は越波による堤防盛土の洗掘について実験し、洗掘過程と土性の相違による洗掘抵抗の変化について研究した。そして、図-4.20 に示すような結果を得た。ここで、洗掘抵抗係数 γ は、

$$\gamma = \rho V_w / \sigma_s V_s$$

(4.4)

で定義されるもので、 ρ : 水の密度、 σ_s : 土の密度、 V_w : 越波量または落水量、 V_s : 盛土の洗掘土量で、 γ の値が小さいほど洗掘されやすい土であることを意味する。また図中①の場合というのは、越波が直接土面に衝撃を与える場合、②は越波が衝撃を与え、かつ法面を流下洗掘する場合、③は盛土表面に凹凸があり、それによって破壊が誘発される場合、④は異質物（隔壁など）との接触により水浸食が促進される場合であって、砂質土の場合と粘性土の場合とで洗掘抵抗や様相が非常に異なる。

一般に海岸堤防は、波の作用が伴ない、越波現象が量的にまだ不明確であるから、超過災害を極力減少させる意味で、できる限り法面を被覆し、かつ排水施設を完備することにより破堤を防止するようにしなければならない。

(5) 地 盤 沈 下

地盤沈下は相対的に外海の平均水位が上昇したことに相当するわけで、法先水深が深くなり、静水面からの堤防天端高が低くなるわけであるから、場合によってはそのために越波量が増えたり逆に減少することがありうるが、一般には危険な状態になる場合が多い。とくに、波を伴わない市内河川の防潮堤のような場合には、それだけ高潮による越流防止機能を失うわけであるから、由々しい問題である。波を伴う堤防の越波の問題に対しては、鉛直堤の場合図-4.6 を適用して検討すればよいわけで、一般の海岸堤防の模型実験においては、 $h+H_0$ を一定とし、 h を変えた実験を行えば、地盤沈下の影響を知ることができる。

5. 外力の制御

外力の制御法には、高潮と波浪の場合を考えれば、まず理想的には、台風を制御することであるが、これは現在不可能であるから、結局、発生する高潮と波を制御するしか方法がない。現在、高潮の制御には、高潮防波堤が考えられ、具体的に伊勢湾の湾奥に構築されているが、この防波堤は高潮と同時に港内の波浪をも小さくする

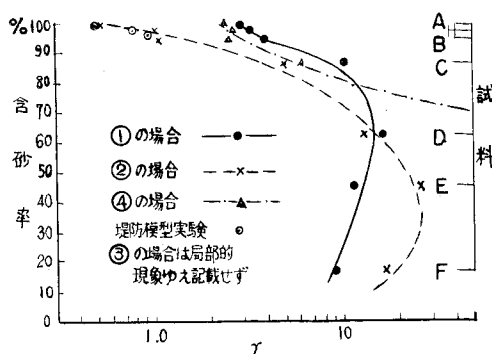


図-4.20 洗掘抵抗係数 γ と含砂率の関係

ので、高潮と同時に波浪の制御も行なうものであるといえる。ここでは、高潮の制御については触れないで、波の制御として、消波ブロック、養浜および潛堤の三つについて簡単に論じてみたい。

(1) 消波ブロック

消波ブロックは堤防や護岸の表法面を被覆し、また自然石に代って根固めに用いたり、あるいは堤体より少し沖側に離してマウンドするなどの方法で、来襲波のエネルギーを直接減殺する人工的なブロックであって、消波により波のうちあげ高や越波量を減らし、かつ堤体に作用する波力を減殺する作用をもっている。そのため堤防の高さや規模を減少させることができるわけである。

実用化されている消波ブロックは、図-5.1に示すテトラポッド、トライバー、六脚ブロック、中空三角ブロック、ホロースケアなどであるが⁶⁰⁾、その他数多くのものが考察されている。消波ブロックの特性としては、ブロックの安定性、波のうちあげ高、越波量、波力減殺などがあるが、これについて簡単にのべてみたい。

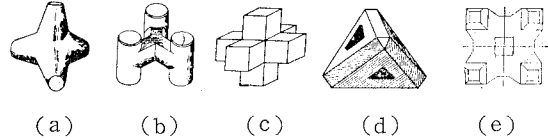


図-5.1 主な消波ブロック (a)テトラポッド、(b)トライバー、(c)六脚ブロック、(d)中空三角ブロック、(e)ホロースケア

i) ブロックの安定性

ブロックの安定性をあらわすものとしては、Hudson 公式⁴⁰⁾

$$W = \frac{\gamma_r H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot \alpha} \quad (5.1)$$

の中の定数 K_D の値で表現できる⁶⁰⁾。ここに、 W : 表面のブロックの重量 (t), γ_r : ブロックの単位体積重量 (t/m^3), S_r : ブロックの比重, H : 堤体前面の波高 (m), α : 法面の傾斜角, K_D : 移動したブロックの数が1%以下である被覆ブロックの限界重量を与える定数である。図-5.1に示した代表的なブロックについて K_D の値を比較すれば表-5.1 のようになる。 K_D の値が大きいブロックは、同一条件のもとでは K_D の値の小さいブロックより、ブロック重量の小さいものでも安定な状態にあることになる。なお、ブロック層内の空隙率はいずれも約50~60%であって、空隙率の大きいものほど消波効果が大きいことが認められているが、空隙そのものの大きさも消波に影響するであろうと考えられる。

表-5.1 各ブロックの K_D の値⁶⁰⁾

ブロックの種類	被覆層数	堤体部		堤頭部	
		砕波	砕波せず	砕波	砕波せず
自然石(粗)	2	2.1	2.6	2.0	2.4
〃(滑)	2	2.8	3.5	2.7	3.2
テトラポッド	2	6.6	8.3	5.0	6.5
トライバー	2	8.0	10.0	5.0	7.5
六脚ブロック	2	7.2	8.9	6.9	8.3
中空三角ブロック	—	7.6	—	—	—
ホロースケア	—	13.6	—	—	—

ii) 波のうちあげ高

テトラポッドの消波効果が、二、三試験されているが^{56), 61)}、その結果によると、1:3/2の法面勾配で $1 < h/H_0 < 3$ の範囲では、Saville の滑らかな法面の場合に比べて、 R/H_0 の値が0.3~0.4倍位に減少している。

iii) 越波量

越波量に及ぼすテトラポッドの効果は、著者らの経験によれば⁶²⁾、潮位によって非常な差があり、潮位が低い場合には、テトラポッドを置くと越波量は0となるが、潮位が高い場合にはあまり効果がなく、とくに波高が大きくなると、テトラポッドを置かない場合と越波量が全く一致して、全然効果がないときがあることがわかった。

これは消波ブロック層の断面形と量によるわけであるが、この点とはとくに注意を必要とする。また、テトラポッドの積み方が越波量に影響するようであって、とくに表層のテトラポッドを下にむけて並べ、表面を滑らかにすると越波量がかなり減少するようである。

iv) 波力減殺効果⁶⁰⁾

消波ブロックの波力の減殺効果は著しく、消波工を設置しない場合の波力の30～50%が減殺されることが認められている。しかし、重複波が生ずるような前面水深が深いときには、消波ブロックは砕波を助長するので、かえって大きな波圧が生ずることが認められているので注意が必要である。

(2) 養 浜

堤脚水深が浅くなると、砕波後の場合には急激に波のうちあげ高や越波量が減少することは前に述べた通りである。したがって、前面に消波ブロックを置く代りに、人工的に海浜を造成すれば、砂浜のために波のエネルギーが減殺され、消波効果は非常に大きくなり、堤防や護岸の天端高を低くしても越波がおこらなくなる。すなわち、人工養浜によって、堤防や護岸の規模を小さくし、かつ根固めの必要もなく、同時に海浜がリクリエーションその他漁業にも利用され、一挙両得となる。しかし、養浜によって、どの程度波浪が減殺されるか⁶³⁾、という効果の量的把握の問題、養浜によって造成された防護海浜が波によって浸食され、なくならぬであろうか、という維持の問題、養浜すべき砂はどこから求められるか、という材料の入手問題、砂はどのような砂をどのような断面で置くべきか、という置く砂の大きさ、量や勾配の問題、経済効果⁶⁴⁾の問題などがあるが、すでに米国その他で実施し成功している⁶⁵⁾、わが国でも消波ブロックで海岸を囲む代りに、自然の美をも生かしたこの方法を具体化するよう検討を加える必要があると思われる。

(3) 潜 堤

潛堤の機能は、海浜土砂の沖方向への流失を防止するためのものと、潛堤背後の波浪減殺を目的としたものの二つがある。ここでとりあげるべき機能は後者であって、本堤の前面に潛堤を設置することにより、本堤のうける波力を減殺し、かつ波のうちあげ高を低くしようとする目的をもっている。潛堤の波浪減殺については、理論的にも比較的早くから研究されており、かなりの論文が発表されている⁶⁶⁾。ここで、注意すべきは、潛堤の高さが波の減衰に大きく影響するので、計画潮位のとり方によって、潛堤の効果が異なってくるということである。

6. 結 語

以上、波の反射、うちあげ、越波を中心として、海岸堤防の問題を論じてきたが、最も重要な計画の基本的考え方、台風、潮汐、偏差、波、風などの計画外力の問題、安全率、超過災害、避難、予報、警報などの安全性の問題を論ずることができなかったのは残念である。ここに述べた事項が、この方面に関係する人々に少しでも役立てば幸である。最後にこの文を書くにあたって協力を惜しなかった、防災研究所海岸災害研究室の諸氏に感謝するとともに、この機会を与えられた所長石原藤次郎教授に謝意を表したい。

参 考 文 献

- 1) 土木学会編：海岸保全施設設計便覧，昭和32年版，昭 32.8，p.123.
- 2) 日本港湾協会他：海岸保全施設築造基準解説，昭 35.1，p. 57，
- 3) 建設省河川局：海岸統計，昭和37年度，昭和38年度版，p. 20.
- 4) Wemelsfelder, P. J.: The Disaster in the Netherlands Caused by the Storm Flood of February 1, 1953, Proc. of 4th Conf. on Coastal Engineering, 1954, pp. 258～271.
- 5) 中島 武：台風13号による愛知・三重海岸災害の現状と対策，海岸工学研究発表会論文集，昭 29.11，pp. 113～129.
- 6) Saville, T. Jr. and J. M. Caldwell: Experimental Study of Wave Overtopping on Shore Structures, Proc. of Minnesota Intern. Hydraulics Convention, 1953, pp. 261～269.
- 7) Granthem, K. N.: Wave Run-up on Sloping Structures, Trans. Amer. Geophys. Union, Vol. 34, No. 5, Oct. 1953, pp. 720～724.

- 8) Wassing, F.: Model Investigation on Wave Run-up Carried out in the Netherlands during the Past Twenty Years, Proc. of 6th Conf. on Coastal Engineering, 1958, pp. 700~714.
- 9) 石原藤次郎, 岩垣雄一, 鈴木雄太: 海岸堤防の設計, 特にその有効高について, 海岸工学講演会講演集, 昭30.11, pp. 57~70.
- 10) Healy, J. J.: Wave Damping Effect of Beaches, Proc. of Minnesota Intern. Hydraulics Convention, 1953, pp. 213~220.
- 11) 岸 力: 海岸の波浪について, 海岸工学講演会講演集, 昭30.11 pp. 1~12.
- 12) 加藤重一, 白石英彦: 部分重複波について, 農業土木研究, 第26巻, 第6号, 昭34.2, pp. 326~329.
- 13) Hunt, Ira A. Jr.: Design of Sea-Walls and Breakwaters, Trans. ASCE, Vol. 126, Part IV, 1961, pp. 542~570.
- 14) Miche, M.: Mouvement ondulatoires de la mer en profondeur constante ou décroissante, Annales des Ponts et Chaussées, 1944.
- 15) Miche, M.: Le pouvoir réfléchissant des ouvrages maritimes exposés à l'action de la houle, Annales des Ponts et Chaussées, 1951, pp. 285~319.
- 16) Straub, L. G., C. E. Bowers and J. B. Herbich: Laboratory Tests of Permeable Wave Absorbers, Proc. of 6th Conf. on Coastal Engineering, 1958, pp. 729~742.
- 17) Greslou, L. et Y. Mahe: Etude du coefficient de reflexion d'une houle sur un obstacle constitué par un plan incliné, Proc. of 5th Conf. on Coastal Engineering, 1955, pp. 68~84.
- 18) Stoker, J. J.: Water Waves, Interscience Publishers, Inc., New York, 1957, p. 317.
- 19) 18), p. 332.
- 20) 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.
- 21) 佐藤清一: 海岸堤防の設計について, 海岸工学研究発表会論文集, 昭29.11, pp. 105~111.
- 22) Stoker, J. J.: The Formation of Breakers and Bores, The theory of nonlinear wave propagation in shallow water and open channels, Comm. Pure Appl. Math., Vol. 1, 1948, pp. 1~87.
- 23) Carrier, G. F. and H. P. Greenspan: Water Waves of Finite Amplitude on a Sloping Beach, Jour. of Fluid Mechanics, Vol. 4, 1958, pp. 97~112.
- 24) Keller, H. B., D. A. Levine and G. B. Whitham: Motion of a Bore over a Sloping Beach, Jour. of Fluid Mechanics, Vol. 7, 1960, pp. 302~320.
- 25) Ho, D. V. and R. E. Meyer: Climb of a Bore on a Beach, Part 1. Uniform beach slope, Jour. of Fluid Mechanics, Vol. 14, 1962, pp. 305~318.
- 26) Shen, M. C. and R. E. Meyer: Climb of a Bore on a Beach, Part 2. Non-uniform beach slope, Jour. of Fluid Mechanics, Vol. 16, 1963, pp. 108~112.
- 27) Shen, M. C. and R. E. Meyer: Climb of a Bore on a Beach, Part 3. Run-up, Jour. of Fluid Mechanics, Vol. 16, 1963, pp. 113~125.
- 28) Méhanté, B. L.: On Non-Saturated Breakers and the Wave Run-up, Proc. of 8th Conf. on Coastal Engineering, 1963, pp. 77~92.
- 29) Freeman, J. C. and B. L. Méhauté: Wave Breakers on a Beach and Surges on a Dry Bed, Proc. ASCE, Vol. 90, No. HY2, 1964, pp. 187~216.
- 30) 岸 力, 花井正次: 津波の変形と陸上への打上げ高, 第8回海岸工学講演会講演集, 昭36.9, pp. 41~45.
- 31) Kishi, T.: Transformation, Breaking and Run-up of a Long Wave of Finite Height, Proc. of 8th Conf. on Coastal Engineering, 1963, pp. 60~76.
- 32) Saville, T. Jr.: Wave Run-up on Shore Structures, Trans. ASCE, Vol. 123, 1958, pp. 139~150.

- 33) Saville, T. Jr.: Wave Run-up on Composite Slopes, Proc. of 6th Conf. on Coastal Engineering, 1958, pp. 691~699.
- 34) Herbich, J. B., R. M. Sorensen and J. H. Willenbrock: Effect of Berm on Wave Run-up on Composite Beaches, Proc. ASCE, Vol. 89, No. WW2, 1963, pp. 55~72.
- 35) Saville, T. Jr.: Laboratory Data on Wave Run-up and Overtopping on Shore Structures, Beach Erosion Board, Tech. Mem. No. 64, 1955, pp. 1~32.
- 36) 佐藤清一, 岸 力: 海岸堤防の形状特性ならびに波の陸岸への遡上, 海岸工学講演会講演集, 昭 31.11, pp. 127~137.
- 37) 加藤重一: 海岸(干拓)堤防の断面形状と波浪エネルギーの減殺効果について, 一特に波のうちあげ高と波圧強度一, 第 5 回海岸工学講演会講演集, 昭 33.11, pp. 159~168.
- 38) 永井荘七郎, 上田伸三: 風と波を考慮した海岸堤防の形状と構造に関する研究, 第 7 回海岸工学講演会講演集, 昭 35.11, pp. 245~273.
- 39) Savage, R. P.: Wave Run-up on Roughened and Permeable Slopes, Trans. ASCE, Vol. 124, 1959, pp. 852~870.
- 40) Hudson, R. Y.: Laboratory Investigation of Rubble-Mound Breakwaters, Trans. ASCE, Vol. 126, 1961, pp. 492~541.
- 41) Saville, T., Jr.: An Approximation of the Wave Run-up Frequency Distribution, Proc. of 8th Conf. on Coastal Engineering, 1963, pp. 48~59.
- 42) 細井正延, 三井 宏: 砕波点より陸側にある海岸堤防への波のうちあげ, 第 9 回海岸工学講演会講演集, 昭 37.10, pp. 143~148.
- 43) 湯 麟武: 砕波後の波の遡上に関する研究, 第 10 回海岸工学講演会講演集, 昭 38.10, pp. 121~126.
- 44) 細井正延, 首藤伸夫: 堤防に斜めに波が入射する場合のうちあげ高について, 第 9 回海岸工学講演会講演集, 昭 37.10, pp. 149~152.
- 45) 細井正延, 首藤伸夫: V 字状法線をした海岸堤防へのうちあげ高, 第 10 回海岸工学講演会講演集, 昭 38.10, pp. 127~131.
- 46) Sibul, O. J. and E. G. Tickner: A Model Study of the Run-up of Wind-Generated Waves on Levees with Slopes of 1:3 and 1:6, Beach Erosion Board, Tech. Memo. No. 67, 1955, pp. 1~19.
- 47) Sibul, O. J.: Flow over Reefs and Structures by Wave Action, Trans. AGU, Vol. 36, No. 1, 1955, pp. 61~71.
- 48) Sibul, O. J. and E. G. Tickner: Model Study of Overtopping of Wind Generated Waves on Levees with Slopes of 1:3 and 1:6, Beach Erosion Board, Tech. Memo. No. 80, 1956, pp. 1~27.
- 49) Hudson, R. Y., R. A. Jackson and R. E. Cuckler: Wave Run-up and Overtopping, Levee Sections, Lake Okeechobee, Florida, Hydraulic Model Investigation, Waterways Experiment Station, Tech. Rep. No. 2-449, 1957, pp. 1~29.
- 50) Paape, A.: Experimental Data on the Overtopping of Seawalls by Waves, Proc. of 7th Conf. on Coastal Engineering, Vol. 2, 1961, pp. 674~681.
- 51) 石原藤次郎, 岩垣雄一, 三井宏: 海岸堤防の越波防止効果について, 海岸工学講演会講演集, 昭 32.11, pp. 99~109.
- 52) 岩垣雄一, 土屋義人, 井上雅夫: 風洞水槽を用いた海岸堤防の越波に関する研究(1), ——風洞水槽の特性と鉛直堤の越波に関する二, 三の実験——, 第 9 回海岸工学講演会講演集, 昭 37.10, pp. 153~158.
- 53) 岩垣雄一, 土屋義人, 井上雅夫: 海岸堤防の越波防止に関する二, 三の問題, 京大防災研究所年報, 第 7 号, 昭 39.3, pp. 387~399.
- 54) 三井 宏: 海岸堤防の越し波防止効果に関する研究, 京都大学大学院工学研究科修士論文, 昭 32.3.

- 55) 岩垣雄一, 土屋義人, 井上雅夫: 由比海岸堤防の越波に関する模型実験, 第10回海岸工学講演会講演集, 昭 38.10, pp. 132~137.
- 56) 白石直文, 遠藤泰司: 消波工に関する二, 三の問題, 第10回海岸工学講演会講演集, 昭 38.10, pp. 138~143.
- 57) 榎木 亨, 川崎芳一: 海岸堤防堤脚部の洗掘について, 京大防災研究所年報, 第 4 号, 昭 36.3, pp. 198~209.
- 58) Russell, C. H. and Sir C. Inglis: The Influence of a Vertical Wall on a Beach in Front of It, Proc. of Minnesota International Hydraulics Convention, 1953, pp. 221~226.
- 59) 加藤重一, 満田雅男: 波浪越波による堤防盛土の洗掘について, 土木学会論文集, 第106号, 1964, pp. 1~6.
- 60) 文献調査委員会: 消波用異型ブロック, 土木学会誌, 第49巻, 第 4 号, 昭 39.4 pp. 77~83.
- 61) 古谷浩三, 鴻上雄三, 近藤淑郎: テトラポッド防波堤に関する実験的研究, 第 8 回海岸工学講演会講演集, 昭 36.9, pp. 91~96.
- 62) 岩垣雄一, 島 昭, 井上雅夫: 泉南海岸堤防の越波に関する模型実験, 財団法人防災研究協会, 昭 39.3, pp. 1~12.
- 63) 石原藤次郎, 岩垣雄一, 榎木 亨: 養浜の波高減衰効果に関する実験的研究, 京大防災研究所年報, 第 5 号A, 昭 37.3, pp. 296~305.
- 64) 久宝雅夫: 養浜の経済効果に関する諸因子について, 第 7 回海岸工学講演会講演集, 昭 35.11, pp. 7~10.
- 65) Hall, J. V., Jr. and G. M. Watts: Beach Rehabilitation by Fill and Nourishment, Trans. ASCE, Vol. 122, 1957, pp. 155~177.
- 66) 石原藤次郎, 本間 仁編: 応用水理学中Ⅱ, 丸善, 昭 33.4, p. 557.