

波 圧 論

大阪市立大学教授・工博 永 井 莊七郎

1. 波圧の基本式

非定常なポテンシャル流におけるベルヌーイ式は次式で表わされる。(1)

$$\frac{1}{2} V^2 + \frac{P}{\rho} - U + \frac{\partial \phi}{\partial t} = f(t) \quad (1)$$

式中 V : 速度, $V^2 = (\frac{\partial \phi}{\partial x})^2 + (\frac{\partial \phi}{\partial z})^2$

ϕ : 速度ポテンシャル

U : 力のポテンシャル

P : 圧力

$f(t)$: 時間 t のみの関数

(1)式を書変えと,

$$\frac{P}{\rho} = U - \frac{1}{2} V^2 - \frac{\partial \phi}{\partial t} + f(t) \quad (2)$$

この式は圧力方程式とも呼ばれ, 水流, 波動などの非定常運動における圧力を表わす一般式である。

いま波動がないときの静水面を x 軸に, これに直角上向きに z 軸をとると, 一般の波動においては水に働く外力は重力のみであるから,

$$U = -g z$$

$$\therefore \frac{P}{\rho} = -g z - \frac{1}{2} V^2 - \frac{\partial \phi}{\partial t} + f(t) \quad (3)$$

この式は静水面から z なる深さにおける波圧強度を表わす基本式である。

2. 微小振幅波の波圧式

表面波の内で特に波高が小さい波においては, 波動が小さいので近似的に $V^2 \div 0$ において差支えない。このような場合には(3)式は次のようになる。

$$\frac{P}{\rho} = -g z - \frac{\partial \phi}{\partial t} + f(t) \quad (4)$$

自由水面 $z = \eta$ においては圧力は大気圧に等しいから $P = P_0 = 0$,

$$\therefore f(t) = g \eta + (\frac{\partial \phi}{\partial t})_{z=\eta} \quad (5)$$

進行波においては η および ϕ は $x - \omega t$ の関数であるから, (5)式より $f(t)$ は $x - \omega t$ の関数でなければならないことになる。しかし $f(t)$ は t のみの関数が常数でなければならないから, $f(t) = 0$ でなければならない。故に(4)式は次のようになる。

(1) 永井：水理学, P, 176

$$\frac{P}{\rho} = -gZ - \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad (6)$$

(1) 深海波の波圧式

水深が深く $h/L \geq \frac{1}{2}$ の場合には速度ポテンシャル ϕ は次式で与えられるから

$$\phi = -\frac{an}{m} e^{mZ} \cdot \cos(mx - nt) \quad (7)$$

式中 $m = 2\pi/L$, $n = 2\pi/T$

水面の波形 $\eta = a \sin(mx - nt)$

(6)式より波圧式は次のようになる,

$$\frac{P}{w_0} = -Z + a e^{mZ} \sin(mx - nt) = -Z + \frac{1}{2} H e^{mZ} \cdot \sin(mx - nt) \quad (8)$$

式中 $w_0 = \rho g$, $H = 2a$ = 波高

(8)式より $Z \rightarrow -\infty$ においては波圧は零になり, 静水圧のみになる。

(2) 浅海波の波圧式

$\frac{1}{2} > h/L \geq (1/20 \sim 1/25)$ である浅海波においては速度ポテンシャルは次式で与えられる。

$$\phi = -\frac{ag}{n} \frac{\cosh m(h+Z)}{\cosh mh} \cdot \cos(mx - nt) \quad (9)$$

(9)式を(6)式に代入すると波圧式が得られる。

$$\frac{P}{w_0} = -Z + a \frac{\cosh m(h+Z)}{\cosh mh} \cdot \sin(mx - nt)$$

(欄外参照)

※

$Z = \eta$ において

$$\eta \frac{\cosh m(h+\eta)}{\cosh mh} = \eta \left\{ 1 + m\eta \tanh mh + \frac{1}{2} m^2 \eta^2 + \dots \right\}$$

故に水面 $Z = \eta$ において

$$\frac{P_0}{w_0} = 0 = -\eta + \eta + m\eta^2 \tanh mh + \frac{1}{2} m^2 \eta^3 + \dots = m\eta^2 \tanh mh + \frac{1}{2} m^2 \eta^3 + \dots$$

いま $h = 15m$, $L = 50m$ のとき $m = 2\pi/L = 0.126$

$H = 3m$ のとき $H/L = 0.06$, $mh = 1.88$, $\tanh 1.88 = 0.954$

$$mH^2 \tanh mh + \frac{1}{2} m^2 H^3 = 0.126 \times 9 \times 0.954 + \frac{1}{2} (0.126)^2 \times 27$$

$$= 1.082 + 0.214 = 1.296m \approx 1.30m$$

$H = 1m$ のとき $H/L = 0.02$,

$$mH^2 \tanh mh + \frac{1}{2} m^2 H^3 = 0.126 \times 1 \times 0.954 \times \frac{1}{2} \times (0.126)^2 \times 1$$

$$= 0.12 + 0.008 = 0.128m$$

$$= -Z + \eta \frac{\cosh m(h+Z)}{\cosh mh} \quad (10)$$

式中 $\eta = a \sin(mx - nt)$: 水面波形

(10)式は水面 $Z = \eta \div 0$ において $P = 0$ なる条件を満足する。しかし波高が相当大きい場合には水面において $P = 0$ にはならない*。

水底 $Z = -h$ においては

$$\frac{P_R}{w_0} = h + \frac{a}{\cosh mh} \cdot \sin(mx - nt) \quad (11)$$

故に水底における圧力変動波高 H' は次式で与えられる。

$$H' = \frac{2a}{\cosh mh} = \frac{H}{\cosh mh} \quad (12)$$

海底に沈める圧力式波高計は、この式を用いて海底で記録した圧力波高 H' から海面波高 H を求めようとするものである。(12)式は規則正しい波においては可なりよく合うようであるが、暴風時に海面に起るような不規則な波においては、海底波圧が表面波形に十分に追従できないので、あまり良い結果がえられない。不規則波における H と H' との関係の究明は今後の研究にまたねばならない^{(2), (3)}。

3. 重複波の波圧式

水底が水平か又はほゞ $1/20$ より緩かな勾配の場所に設置された直立壁 (あるいは直立防波堤) の前面水深 h が進行波高 H のほゞ 1.8 倍以上である場合には、水面に強い風が吹いていなければ、進行波は直立壁に衝突した後、ほゞ全反射して、進行波と波高、周期、波長が等しい後退波を生じ、これが進行波と重なって重複波を生ずる。ただし直立壁は水面上十分な高さを持っていて全く越波しないものとする。

1) 微小振幅波の重複波、深海波の場合 ($h/L \geq 1/2$)

入射波

反射波

$$\eta = a \sin(mx - nt), \quad \eta_2 = a \sin(mx + nt) \quad (13)$$

重複波は次式で表わされる。

$$\eta = \eta_1 + \eta_2 = 2a \cos nt \cdot \sin mx \quad (14)$$

$$2a = H = \text{入射波の波高 (反射波の波高)}$$

速度ポテンシャル ϕ は次式で与えられる。

$$\phi = \phi_1 + \phi_2 = -\frac{2a \cdot n}{m} \cdot e^{mZ} \cdot \sin nt \cdot \sin mx \quad (15)$$

水面 $Z = \eta$ においては $P = P_0 = 0$ であるから(1)式より

(2) 本間, 堀川, 小森: 水圧変動波形と水面波形の相関性, 第12回海岸工学講演会, 昭和40年11月

(3) 川鍋: 波浪記録の特性の解析と調査の仕方, 海と空, 昭和41年1月号

光易, 広本: 波による水中圧力の変動について, 第12回海岸工学講演会, 昭和40年11月

$$f(t) = g \eta_0 + \frac{1}{2} V_0^2 + \left(\frac{\partial \phi}{\partial t} \right)_{Z=\eta_0} \quad (16)$$

$$\text{式中 } \eta_0 = 2a \cos nt, \quad (17)$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} V_0^2 &= 2a^2 \cdot n^2 \cdot e^{2m\eta_0} \cdot \sin^2 nt \div 2a^2 \cdot n^2 (1 + 2m\eta_0) \sin^2 nt \\ &= 2a^2 \cdot m \cdot g (1 + 2m\eta_0) \sin^2 nt \end{aligned} \quad (18)$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{\partial \phi}{\partial t} \right)_{Z=\eta_0} &= - \frac{2a \cdot n^2}{m} \cdot e^{m\eta_0} \cdot \cos nt \\ &\div - \frac{2a \cdot n^2}{m} (1 + m\eta_0) \cos nt \\ &= - g \cdot \eta_0 (1 + m\eta_0) \end{aligned} \quad (19)$$

(17), (18)および(19)式を(16)式に代入すると

$$\begin{aligned} f(t) &= -g \cdot m \cdot \eta_0^2 + 2a^2 \cdot m \cdot g (1 + 2m\eta_0) \cdot \sin^2 nt \\ \eta_0^2 &= 4a^2 \cdot \cos^2 nt = 2a^2 (1 + \cos 2nt) \text{であるから} \\ f(t) &= -g \cdot m \cdot 2a^2 (1 + \cos 2nt) + g \cdot m \cdot 2a^2 (1 + 4ma \cdot \cos nt) \cdot \sin^2 nt \end{aligned} \quad (20)$$

(20)式を(2)式に代入し、 $\rho g = w_0$ 、 $2a = H$ とおくと、直立壁 ($\sin mx = 1$) においては

$$\begin{aligned} \frac{P}{w_0} &= -Z - \frac{1}{2} mH^2 \cdot e^{2mZ} \cdot \sin^2 nt + H \cdot e^{mZ} \cdot \cos nt - \frac{1}{2} mH^2 (1 + \cos 2nt) \\ &\quad + \frac{1}{2} mH^2 (1 + 2mH \cdot \cos nt) \cdot \sin^2 nt \end{aligned} \quad (21)$$

水深が非常に深くなると、水面における波動は伝わらないので(21)式における V_0^2 の項は(21)式から消える。従って水底 $Z = -h$ ($h \geq \frac{1}{2} L$) においては波圧式は次のようになる。

$$\frac{P}{w_0} = h - \frac{1}{2} mH^2 (1 + \cos 2nt) \quad (22)$$

(22)式から明らかなように、水底の圧力は水面に波の山が来たときに最も小さくなり、水面が静水面にあるときに最も大きくなるような水面波の2倍の周波数で振動をする。その理由は、水面から水底までの水柱の重心が水面における重複波の振動によってその2倍の周波数で上下に振動するからである⁽⁴⁾。

2) 微小振幅波の重複波、浅海波の場合 ($\frac{1}{2} > h/L > (\frac{1}{10} \sim \frac{1}{100})$)

浅海波の場合には速度ポテンシャルは次式で与えられる。

$$\phi = - \frac{2a \cdot n}{m} \cdot \frac{\cosh m(h+Z)}{\sinh mh} \cdot \sin nt \cdot \sin mx \quad (23)$$

深海波に比べると同様に、水面 $Z = \eta$ において $P = P_0 = 0$ なる条件より $f(t)$ を求め、(3)式に代入すると波圧式は次のようになる。

(4) 永井：重複波の発生条件と重複波の波圧，第9回海岸工学講演会集，P. 122.

$$\begin{aligned} \frac{P}{w_0} = & -Z + \eta_0 + \frac{mH^2 \cdot \sin^2 nt}{\sinh 2mh} \left\{ \sinh^2 m(h + \eta_0) - \cosh^2 m(h + Z) + \sin^2 mx \right\} \\ & + \eta_0 \left\{ \frac{\cosh m(h + Z)}{\cosh mh} - \frac{\cosh m(h + \eta_0)}{\cosh mh} \right\} \end{aligned} \quad (24)$$

式中 $\eta_0 = H \cdot \cos nt$

直立壁においては $\sin mx = 1$ であるから

$$\begin{aligned} \frac{P}{w_0} = & -Z + \frac{mH^2 \cdot \sin^2 nt}{\sinh 2mh} \left\{ \sinh^2 m(h + \eta_0) - \sinh^2 m(h + Z) \right\} + \eta_0 \left\{ 1 + \right. \\ & \left. \frac{\cosh m(h + Z)}{\cosh mh} - \frac{\cosh m(h + \eta_0)}{\cosh mh} \right\} \end{aligned} \quad (25)$$

直立壁に波の山が来たときの波圧式は次のようになる。

$$\frac{P}{w_0} = -Z + H \left\{ 1 + \frac{\cosh m(h + Z)}{\cosh mh} - \frac{\cosh m(h + H)}{\cosh mh} \right\} \quad (26)$$

水底 ($Z = -h$) における圧力は次のようになる。

$$\frac{P}{w_0} = h + H \left\{ 1 + \frac{1}{\cosh mh} - \frac{\cosh m(h + H)}{\cosh mh} \right\} \quad (27)$$

波の山が直立壁にあるときの水面から水底までの波圧合力 P は次式で表わされる。

$$P = \frac{1}{2} w_0 (h^2 - H^2) + w_0 H \left\{ h + H + \frac{\sinh m(h + H)}{m \cosh mh} - (h + H) \frac{\cosh m(h + H)}{\cosh mh} \right\} \quad (28)$$

(25)式において

$$\begin{aligned} \eta_0 \cdot \frac{\cosh m(h + \eta_0)}{\cosh mh} & \doteq \eta_0 + m\eta_0^2 \tanh mh \\ & = \eta_0 + \frac{m}{2} H^2 (1 + \cos 2nt) \cdot \tanh mh \end{aligned}$$

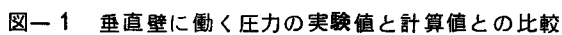
であるから、(25)式は次のように書変えられる。

$$\begin{aligned} \frac{P}{w_0} = & -Z + \frac{mH^2 \cdot \sin^2 nt}{\sinh 2mh} \left\{ \sinh^2 m(h + \eta_0) - \sinh^2 m(h + Z) \right\} \\ & + \eta_0 \frac{\cosh m(h + Z)}{\cosh mh} - \frac{1}{2} mH^2 \cdot \tanh mh \cdot (1 + \cos 2nt) \end{aligned} \quad (29)$$

(29)式からわかるように、浅海波の重複波においても、波圧式には静水面から水底まで表面波の2倍の周波数で振動する項を含んでいる。この項は深さに無関係に一定であるから、水深が深くなり表面波の影響が小さくなるにつれてこの項の影響が大きくなる。(29)式および多数の実験によって調べた結果によると、

①浅海波の重複波においては、一般に基本周波数で振動する項の値が2倍周波数で振動する項の値に比して大きいので、深海波の重複波におけるように、水面の波形が静水面に来たときに波圧が最大になることはない。波圧の山は水面波の山のときか、水面波が山と静水面との中間にあるときに起る。

②直立壁前面の水深が波長に比して小さい場合には、波形勾配が比較的大きい場合でも、波圧は水面波と同じ周期で振動し、その山は波形の山のときに起る。実験によって確めた結果によると、静水面の波圧が水面波形の2倍の周波数で振動を始める限界はほぼ(29)式による限界に一致するが、水底波圧が2倍周波数で振動を始める限界は図-1で示すように、(29)式からえられる限界より可なり上方に



ある。

③⑤式およびその合力を示す⑥式は波高が非常に小さいという条件のもとに導かれたものであるから、図-1において細い破線で示した曲線（⑤式により水底波圧が2倍周波数で振動を始める限界）より下側、すなわち相対水深および波形勾配が小さい範囲においてのみ実験値によく合い、⑥式の値 P_c と実験値（最大同時圧力） P_e との比は $P_e/P_c = 1.1 \sim 1.2$ で、大部分の場合に P_c の値は実験値より稍小さい。この範囲を出て波形勾配が大きくなるにつれて P_c の値は小さくなり、これに反して P_e は大きくなるので、全く合わない。

3) 有限振幅の重複波

(3)式において $f(t)$ を ϕ の中に含め

$$\phi^{**} = \phi - \int f(t) dt$$

のような ϕ^{**} を(3)式の ϕ と考えると、

$$\frac{P}{\rho} = -gZ - \frac{1}{2} V^2 - \frac{\partial \phi}{\partial t}$$

自由表面 $Z = \eta$ において $P = P_0 = 0$ であるから

$$g\eta + \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{\partial \phi}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial \phi}{\partial z} \right)^2 \right\}_{z=\eta} + \left(\frac{\partial \phi}{\partial t} \right)_{z=\eta} = 0 \quad (30)$$

また自由表面は常に同じ水分子によって形成されているという条件より

$$\left(\frac{\partial \eta}{\partial t} + u \frac{\partial \eta}{\partial x} - v \right)_{z=\eta} = 0 \quad (31)$$

③0、③1式の非線形微分方程式の解が微小量 $2\pi H/L$ の冪級数に展開できるとして摂動法を用いて解くと、次の波圧式および波形式が得られる。

波圧式

$$\begin{aligned} \frac{P}{\rho_0} = & -Z + H \frac{\cosh m(h+z)}{\cosh mh} \cdot \sin nt \quad (1 \text{ 次解}) \\ & + \frac{1}{4} m H^2 \frac{1}{\sinh 2mh} \left\{ 1 - 2 \sinh^2 m(h+z) \right\} - \frac{1}{4} m H^2 \frac{1}{\sinh 2mh} \\ & \times \left\{ \frac{3 \cosh 2m(h+z)}{\sinh^2 mh} - 1 + 2 \sinh^2 m(h+z) - \tanh mh \cdot \sinh 2mh \right\} \cos 2nt \quad (2 \text{ 次解}) \\ & + \frac{m^2 H^3}{256} \left\{ 4(9\omega^{-8} - 12\omega^{-4} - 3 - 2\omega^4) \frac{\cosh m(h+z)}{\cosh mh} + 24 \frac{\cosh m(h+z) - \cosh 3m(h+z)}{\cosh mh \cdot \sinh^4 mh} \right. \\ & \left. + \frac{\cosh 3m(h+z)}{\cosh 3mh} (1 + 3\omega^4) (3\omega^{-8} - 5 + 2\omega^4) \right\} \sin nt \\ & + \frac{m^2 H^3}{256} \left\{ 3(9\omega^{-8} + 62\omega^{-4} - 31) \frac{\cosh m(h+z)}{\cosh mh} + 24 \frac{\cosh m(h+z) - \cosh 3m(h+z)}{\cosh mh \cdot \sinh^4 mh} \right. \\ & \left. + \frac{3 \cosh 3m(h+z)}{\cosh 3mh} (1 + 3\omega^4) (-9\omega^{-12} + 22\omega^{-8} - 13\omega^{-4}) \right\} \sin 3nt \quad (3 \text{ 次解}) \quad (32) \end{aligned}$$

式中 $\omega^2 = \tanh mh$

表面波形式

$$\eta = H \sin nt \quad (1 \text{ 次解})$$

$$+ \frac{1}{4} m H^2 \coth 2mh + \frac{1}{8} m H^2 (3\omega^{-6} - \omega^{-2}) \cos 2nt \quad (2 \text{ 次解})$$

$$+ \frac{1}{2} m^2 H^3 (\theta_{11} + \theta_{13}) \sin nt + \frac{1}{2} m^2 H^3 (\theta_{31} + \theta_{33}) \sin nt \quad (3 \text{ 次解}) \quad (33)$$

$$\text{式} \theta_{11} = \frac{1}{32} (3\omega^{-8} + 6\omega^{-4} - 5 + 2\omega^4)$$

$$\theta_{13} = \frac{3}{128} (9\omega^{-8} + 27\omega^{-4} - 15 + \omega^4 + 2\omega^8)$$

$$\theta_{31} = \frac{1}{128} (3\omega^{-8} + 18\omega^{-4} - 5)$$

$$\theta_{33} = \frac{1}{128} (-9\omega^{-12} + 3\omega^{-8} - 3\omega^{-4} + 1)$$

以上の式において 2 次解は Miche⁽⁵⁾ および 浜田⁽⁶⁾ が、3 次解は Tadjbakhsh⁽⁷⁾ が解いたものである。

以上の摂動法による解法は可なり面当なもので、その解も面当な形である。32 式における 1 次解は後に述べるように (3) 式において $V^2 = 0$, $f(t) = 0$ とおいた微小振幅波の解に等しい。32 式における 1 次解、2 次解および 3 次解が与える波圧強度、波圧強度の鉛直分布、その合力ならびに波圧曲線の振動状態を浅海波および深海波の多数の実験資料によって調べた結果は次のようである。

① 波圧曲線が表面波の 2 倍周波数の振動を始める限界については、図-1 で明らかなように、2 次解、3 次解とも、水底においても、静水面においても実験値によく合わない。特に 2 次解は静水面付近においてはほとんど 2 倍周波数で振動しないから、波形勾配が大きい場合には実験値と全く合わない。全般的に 2 次解が与える波圧曲線の振動は実験値によく合わない。ただし h/L がほぼ 0.25 以上の場合には水底における波圧・時間曲線は 2 次解と 3 次解が接近し、実験値に比較的近い値を与える。

3 次解が与える波圧曲線は 2 次解よりは実験値に近いが、静水面付近では実験値と可なり相違している。しかし水底波圧については実験で得た波圧曲線に比較的良く合っている。図-2, 3 参照。

② $0.08 < h/L < 0.35$, $0.01 < H/L < 0.05$ の範囲内、すなわち水面波圧が重複波と同じ周期で振動する範囲では 1 次解 ($Z=H$ において $P=0$, 静水面において $P=w_0 H$ なる三角形分布と仮定したもの、後で述べる(A)式)、2 次解、3 次解による波圧合力は、ほとんど同じで、いずれも実験値とよく一致していて、 $P_e/P_1 (=P_e/P_A)$, P_e/P_2 , P_e/P_3 はいずれも 0.9 と 1.0 の間である。しかし $h/L < 0.15$ においては、1 次解が 2, 3 次解より実験値によく合い、 $0.15 < h/L < 0.35$ では 2, 3 次解の方が 1 次解よりもわずかに実験値に近い値を与える。

③ $0.15 < h/L < 0.35$, $0.05 < H/L < 0.09$ の範囲、静水面波圧が重複波の 2 倍周波数で振動する範囲では、まず波形の山の時の波圧合力については、3 次解が最もよく実験値に合い、その比は $0.6 < P_e/P_3 < 1.1$ で、2 次解、1 次解は $0.5 < P_e/P_1 < 0.9$, $0.4 < P_e/P_1 < 0.8$ となり合わない。

(5) Miche: Mouvements ondulatoires de la mer en profondeur constante ou décroissante, Annales des Ponts et Chanssees, Vol. 121, 3, 1944.

(6) 浜田徳一: 表面波の 2 次干涉, 第 11 回海岸工学講演会集, 1964 年.

(7) Tadjbakhsh, Keller: Standing surface waves of finite amplitude, Journal of Fluid Mechanics, Vol. 8, Part, 1960.

次に最大同時波
 圧の合力の比(実験値において、静水面波圧が最大となる時刻に対する理論値と、実験値の最大同時波圧との比)については、後で述べる(A)式が最も実験値とよく合い、その比は $0.8 < P_e/P_A < 1.0$ である。1次、2次、3次解による波圧合力の値は、実験値より小さくなり、 $1.1 < P_e/P_1 < 1.6$ 、 $1.2 < P_e < P_2 < 1.5$ 、 $1.2 < P_e/P_3 < 1.5$ で合わなくなる。すなわちこの範囲では實際上重要な意味を持つ最大同時波圧合力については(A)式が最もよく合う。

$T_m = 1.54 \text{ sec}$ $H/L = 0.065$ 静水面波圧の最大となる
 $H_m = 19.2 \text{ cm}$ $h/L = 0.181$ nt の値
 $L_m = 294 \text{ cm}$ 実験値 $50^\circ \ 130^\circ$
 2次解 90°
 3次解 90°

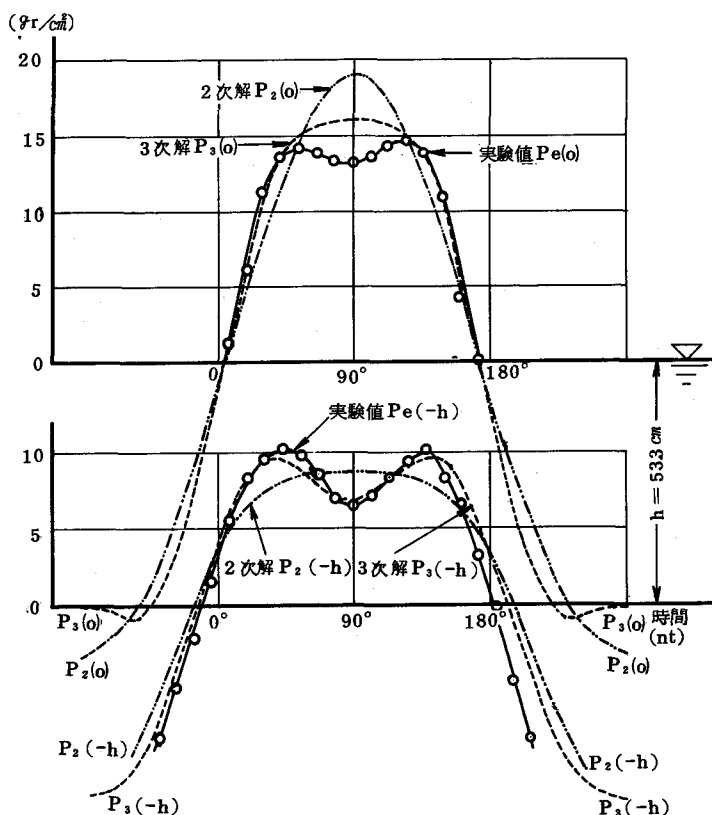


図-2 波圧-時間曲線の実験値と2次解・3次解との比較

④ $0.35 < h/L < 0.50$ 、 $0.01 < H/L < 0.05$ の範囲では、 $0.9 < P_e/P_3 < 1.2$ 、 $0.8 < P_e/P_2 < 1.1$ で、3次解の方が2次、1次解より実験値にやゝ近い値を与える。(B)式については、 $P_e/P_B = 0.8 \sim 0.9$ で、2次解より少し劣るようであるが、1次解の $0.7 < P_e/P_1 < 0.9$ に比べると(B)式の方がよい。すなわち3次解、2次解、(B)式、1次解の順序で実験値に近い値を与える。

⑤ $0.50 < h/L < 0.90$ 、 $0.01 < H/L < 0.05$ の範囲では(B)式が、 $P_e/P_B = 0.8 \sim 1.1$ で、1次、2次、3次解よりよく合っている。2次、3次解は h/L が大きくなるに従って水底波圧強度の負の項の絶対値が大きくなり、その比は $P_e/P_2 = 1.1 \sim 3.0$ 、 $P_e/P_3 = 1.3 \sim 3.4$ と大きく変化し、2次、3次解は実験値より小さい値を与える。1次解(A)式については、 $0.7 < P_e/P_1 < 0.8$ で、2次、3次解に比較すると実験値に近い値を与える。すなわち深海波の重複波においては(B)式が最も実験値に近い

値を与え、次いで

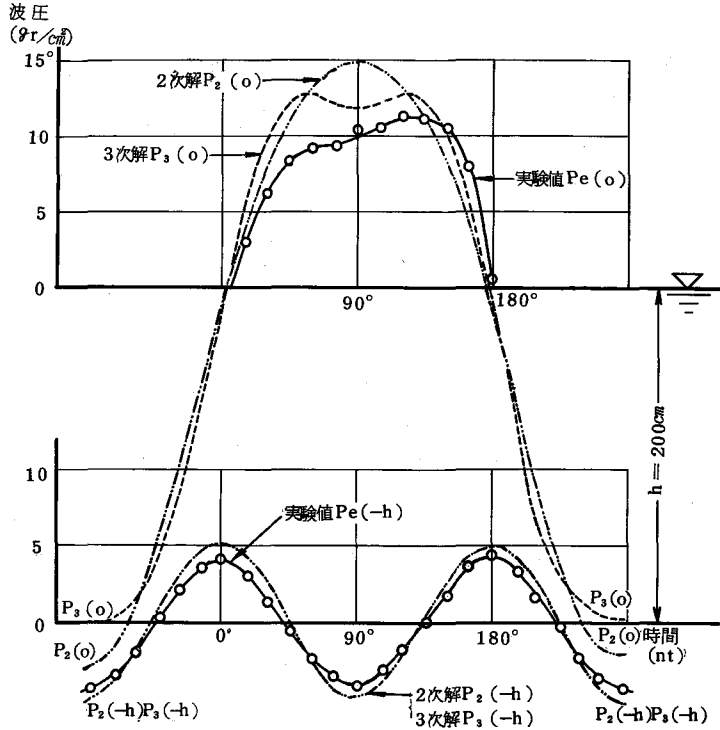
1次、2次、3次解の順序で、3次解が最も合わない。

⑥全体的にみて、

3次解および2次解は、 $0.35 < h/L < 0.50$, $0.01 < H/L < 0.05$ の範囲においては他の式に比べて実験値に僅かに近い値を与えるが、その波圧合力は実験値より10~20%小さい値を与える場合が可なりある。

また波形勾配 H/L が0.05より大きい場合、すなわち静水面の波圧曲線が2倍周波数で振動する場合には、2次および3次解の波圧曲線が実験値に合わなく

$T_m = 1.22 \text{ sec}$ $H/L = 0.082$ 静水面波圧の最大となる
 $H_m = 20.1 \text{ cm}$ $h/L = 0.814$ nt の値
 $L_m = 24.6 \text{ cm}$ 実験値 135°
 2次解 90°
 3次解 55° 125°



図—3 波圧—時間曲線の実験値と2次解・3次解との比較

るので、最大同時圧力の合力は実験値に合わなくなり、実験値より約20~50%小さくなる。

⑦静水面より上方における波圧分布については、1次解においては波形は $\eta = H \sin nt$ であるから、水面波の山は静水面上 H である。しかし $Z = H$ において圧力 $P \neq 0$ である。2次解、3次解においては水面波形の山は静水面上波高 H より可なり高いが、波形の山で $P = 0$ にはならない。

4) 重複波の最大同時圧力式

混成防波堤などの直立部に作用する強大な碎波の圧力は作用時間が非常に短い衝撃圧力であるから、直立壁の各高さによって衝撃圧力が作用する時刻が可なり違う。したがって直立部の安定を考えるとときには、衝撃圧力の中の最大値が作用するときの同時圧力の合力、すなわち最大同時圧力の合力を用いなければならないことは一般に知られていることであるが⁽⁸⁾、重複波の圧力は碎波の圧力のような衝撃圧力ではなく、波圧・時間曲線は一般に緩やかな連続曲線である。したがって水面から水底まで

の波圧・時間曲線が水面波と同じ周期で振動する場合には、波圧曲線の山はほぼ水面波の山の時に起るから、水面から水底までの波圧の山はほぼ同じ時刻に起る。また波圧曲線の山が緩やかであるから、時間的に多少ずれても波圧の山の値はあまり変らない。しかし静水面から水底までの波圧・時間曲線が水面波の2倍の周波数で振動する場合、すなわち波圧曲線が水面波の山の前後の時刻に2つの山を持っているときには、これらの山が起る時刻が水面から水底へ行くにつれてずれるので、直立壁の安定を考えるとときには、静水面あるいは静水面付近に波圧の山が起った時刻の同時圧力の合力、すなわち最大同時圧力の合力を用いなければならない。

すでに述べたごとく、水底圧力の曲線が水面波と同じ周期で振動する場合（図-1において細い破線で描いた曲線より下方の範囲）では水面波の山の時刻の同時圧力の合力を求めれば、これが最大同時圧力の合力であってこのような場合には微小振幅波圧式の値も有限振幅波圧式の値もあまり変わらず、どの式も実験値に近い値を与える。しかしながら波圧曲線が2つの山を持っている場合には、最大同時圧力の合力の値ならびに水面波の山の時の同時圧力の合力の値（この合力の値は最大同時圧力の合力より可なり小さい）が式によって相当大きく変化し各式の適用範囲が限られるとともに、その適用範囲においても、実験値に対して大きな値を与えることもあり、また小さい値を与えることもある。

最近、水深が相当に深い海（ $h/H \geq 2$ ）に直立壁の防波堤を築造する場合が多くなったが、このような直立防波堤を浅海および深海に築造する場合に、防波堤の滑動および転倒の安定計算に使用しうる重複波の波圧式は、浅海波および深海波の重複波の実験値に対して常に近い値を与え、しかも実験値よりも必ず僅かに大きな値を与えるような式が望ましい。このような考え方に基いて、当研究室で数年間に行った多数の実験（縦横の縮尺 $1/25$ 、 $1/20$ 、 $1/15$ および $1/10$ の実験）の資料を検討して次のような2つの最大同時圧力式を得た⁽⁹⁾。

(1) 浅海における重複波の最大同時圧力式

多数の実験の結果によると、波圧・時間曲線が水面波形の前後に2つの山を持つ場合には、直立壁の各高さにおける波圧の山が起る時刻は、水面に近いほど波形の山が起る時刻に近く、水底に行くほど波形の山の時刻からずれる。しかしそのずれの時刻は理論式におけるより小さい。重複波の圧力の最大は静水面から静水面から僅かに上方または下方に起るから、最大同時圧力は一般に静水面に波圧の山が起った時刻に起り、波圧強度は水面から水底まで、2倍あるいは3倍周波数で振動する項の影響をあまり強く受けていないようである。

以上のような考察から、(3)式において $V^2 \neq 0$ 、 $f(t) = 0$ とおくと、

$$\frac{P}{\rho} \equiv -gZ - \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad (34)$$

(34)式の ϕ に(23)式を代入すると、直立壁に水面波の山が来たときの波圧式は

$$\frac{P}{w_0} = -Z + H \frac{\cosh m(h+Z)}{\cosh mh} \quad (35)$$

(8) 永井：港湾工学，PP，38～50

(9) 永井：浅海波および深海波の重複波の圧力式，第12回海岸工学講演集，1965。

この式においては、静水面 $Z=0$ において、 $P=w_0 H$ 、水底 $Z=-h$ において

$$\frac{P}{w_0} = h + \frac{H}{\cosh mh} \quad (36)$$

しかし水面 $Z=H$ において $P=0$ なる条件を満足しない。それ故近似的に静水面上 $Z=H$ において $P=0$ 、静水面において $P=w_0 H$ なる三角形分布をすると仮定する。このように考えると、(35)式による水面から水底までの波圧合力 P_A は次式のようになる。

$$P_A = \frac{1}{2} w_0 (h^2 + H^2) + w_0 \frac{H}{m} \tanh mh \quad (A)$$

(35)式による波圧強度、その鉛直分布および(A)式による合力の値は、相対水深 h/L がほぼ 0.35 より小さい浅海波のすべての場合において実験値（最大同時圧力）に比較的良好に合ひ、実験値 P_e に対する P_A の比は

$$P_e/P_A \approx 0.8 \sim 1.0$$

であって、実験値 P_A より大きい場合はほとんどなかった。図-1 は P_e/P_A 、 P_e/P_1 、 P_e/P_2 、 P_e/P_3 の値を示す。

(2) 深海における重複波の最大同時圧力式

浅海波重複波の速度ポテンシャル ϕ の(23)式は、表面波の条件式を近似的に $Z=\eta \approx 0$ と置いて求めたものであるが¹⁰⁾、 $Z=\eta$ において表面波の条件式を用いると、次式の ϕ が求まる。

$$\phi = -\frac{2a \cdot \pi}{m} \cdot \frac{\cosh m \left(\frac{h+z}{h+\eta} \right)}{\sinh m \left(\frac{h+\eta}{h+\eta} \right)} \cdot \sin nt \cdot \sin mx \quad (37)$$

(37)式の ϕ を(34)式に代入すると、次の圧力式をえる。

$$\frac{P}{w_0} = -Z + \eta \frac{\cosh m \left(\frac{h+z}{h+\eta} \right)}{\cosh m \left(\frac{h+\eta}{h+\eta} \right)} \quad (38)$$

波の山が直立壁に来たときは次式のようになる。

$$\frac{P}{w_0} = -Z + H \frac{\cosh m \left(\frac{h+z}{h+H} \right)}{\cosh m \left(\frac{h+H}{h+H} \right)} \quad (39)$$

この式は $Z=H$ において $P=0$ なる条件を満足する。また静水面 $Z=0$ においては

$$\frac{P}{w_0} = H \frac{\cosh mh}{\cosh m(h+H)}$$

水底 $Z=-h$ においては (40)

$$\frac{P}{w_0} = h + \frac{H}{\cosh m(h+H)}$$

水面から水底までの波圧合力 P_B は次式のようになる。

$$P_B = \frac{1}{2} w_0 (h^2 - H) + w_0 \frac{H}{m} \tanh m(h+H) \quad (B)$$

(39)式および(B)式の値を多数の実験における最大同時圧力について比較した結果によると、 h/L がほ

¹⁰⁾ 永井：水理学，PP，305～307

≤ 0.35 より大きい深い水深における重複波においては、波形勾配が小さいときは勿論、相当大きい波においても、実験値に比較的良く合い、実験値の最大同時圧力の合力 P_e に対する P_B の比は大部分の場合に

$$P_e/P_B = 0.8 \sim 1.1$$

であった。両者の比が 0.7 と 1.4 の場合がそれぞれ 1 回ずつあった。図-1 に深海波における P_e/P_B , P_e/P_1 , P_e/P_2 , P_e/P_3 の値を示す。

4. 規則的な重複波の波圧と計算値との比較

(1) 静水面においても波圧・時間曲線が水面波の 2 倍周波数で振動する場合において、実験値から求めた最大同時圧力と A 式、1 次解、2 次解、3 次解による計算値と比較した 2, 3 の例を示すと図-4 ~ 7 のごとくである。

図-4 ~ 7 で明らかなように、波形勾配が大きくなって静水面から水底まで、波圧・時間曲線が水面波の山の前後に 2 つの山を持った場合には、2 次解、3 次解は一般に可なり過小の値を与える。これに対し(A)式は一般に実験値に最も近い値を与え、しかもほとんどの場合において実験値より僅かに大きい値を与える。なお図-2 は図-7 における静水面および水底における波圧・時間曲線である。

図-8 ~ 13 に実験値から求めた最大同時圧力と(A)式、(B)式、微小振幅波式(5)および Sainflou 式との比較例を示す。

Sainflou 式は相当水深 h/L が ≤ 0.25 より小さく、入射波の波形勾配 H/L が ≤ 0.040 より小さい場合には、実験値に比較的近い値を与え、最大同時圧力の合力 P_e に対する Sainflou 式による合力 P_S の値は大部分の場合において $P_e/P_S = 0.80 \sim 0.95$ であるが (H/L , h/L が小さいほど実験値に近い値を与える), H/L あるいは h/L の増大と共に P_S の値は P_e に比して過大になる。

特に $h/L \geq 0.35$ の場合には、 $P_e/P_S = 0.50 \sim 0.16$ で非常に過大な値を与える。

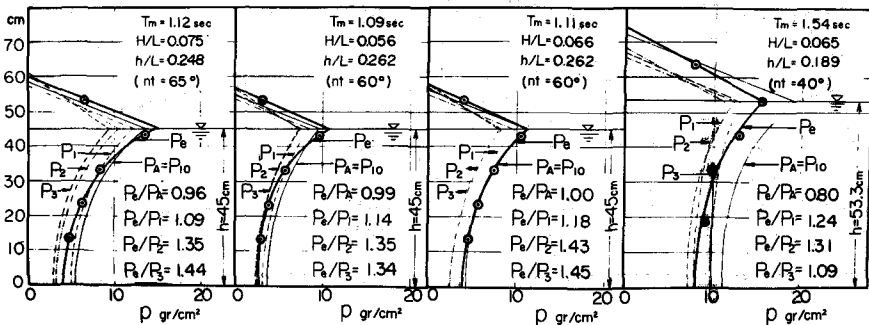


図-4

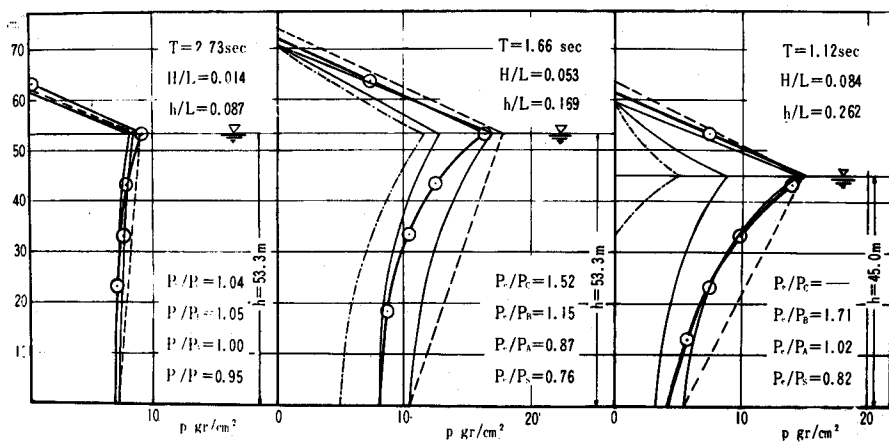
図-5

図-6

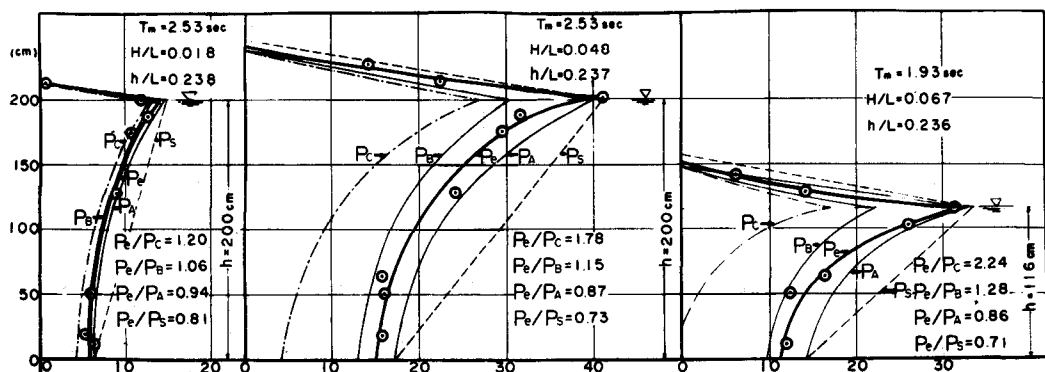
図-7

図-4 ~ 図-7 最大同時波圧の実験値と計算値との比較

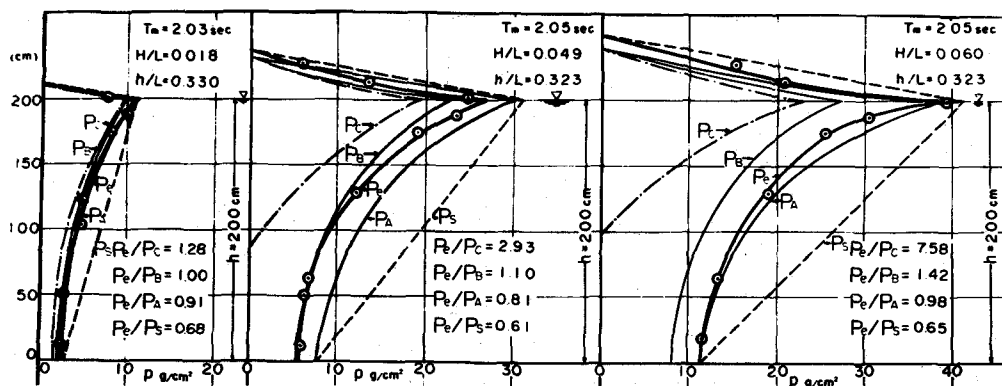
(静水面から水底まで 2 つの山を有する場合)



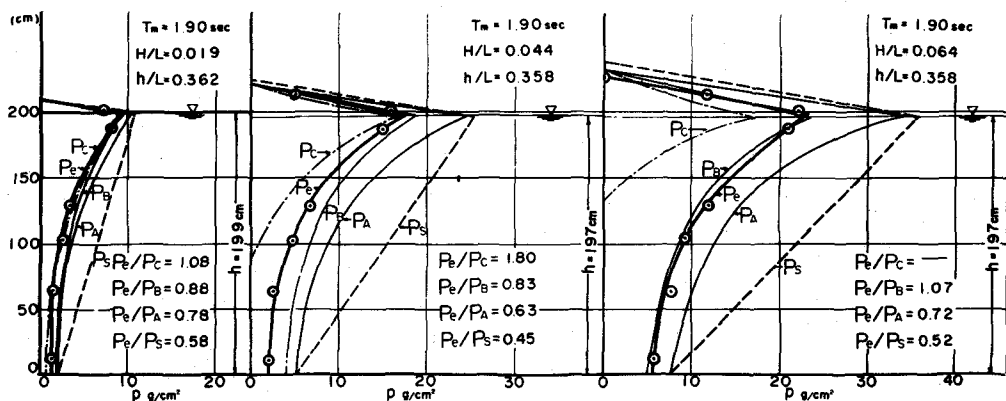
図一八 最大同時波圧の実験値と計算値との比較



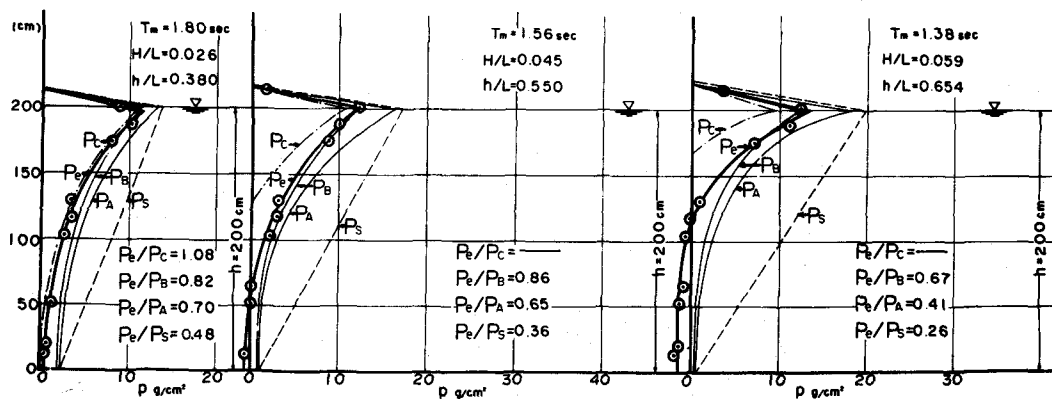
図一九 最大同時波圧の実験値と計算値との比較



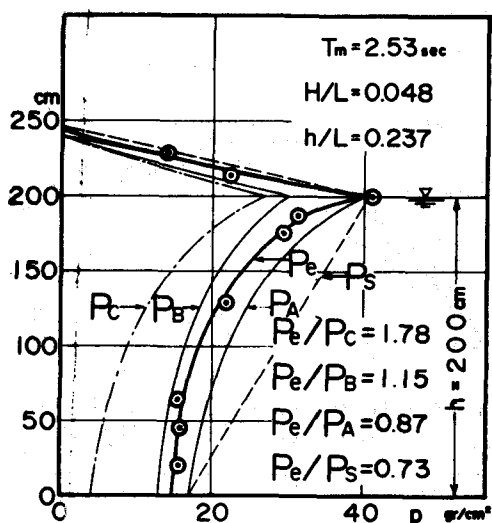
図一 10 最大同時波圧の実験値と計算値との比較



図一 11 最大同時波圧の実験値と計算値との比較



図一 12 最大同時波圧の実験値と計算値との比較



図一 13 最大同時波圧の実験値と計算値との比較

5. 不規則な重複波の圧力式

今までに記した重複波の圧力式はすべて、

- ① 水底が水平である。
- ② 直立壁は静水面上十分な高さを持っていて、全く越波を生じない。
- ③ 水面波に影響を及ぼすような強い風がない。

という条件のもとに造られた全く規則正しい重複波に対する式であって、直立壁前面における重複波の波高も侵入高 H のほぼ 2 倍である。ただし静水面の上下に H ではなく、静水面上の波頂までの高さはほぼ $(1.1 \sim 1.2) H$ で静水面下の波の谷までの高さはほぼ $(0.8 \sim 0.9) H$ であった。

実際に築造される直立防波堤においては、

- ① 海底が水平でない場合が多い。
- ② 大部分の防波堤においては、暴風時には天端上を越波する。しかもその越波量は相当大的い場合が多い。
- ③ 水面には強い風が吹いている。

それ故、実際の直立防波堤の設計に用いられる重複波の圧力式は以上の 3 つの不規則な要素を考慮した式でなければならない。

1) 水底の勾配の影響

直立壁前面の水深 h が侵入波高 H に比して十分に大きく、多分 $h/H \geq 2.0$ であって、水底勾配が $1/20$ およびそれより緩やかな場合には、直立壁に及ぼす重複波の圧力はほとんど変化はないと言って差支ない。図一 14～18 は水底が水平な場合と $1/20$ 勾配のある場合との最大同時圧力の強度およびその波圧分布を比較したものである。これらの図によって明らかなように、底が水平の場合と $1/20$

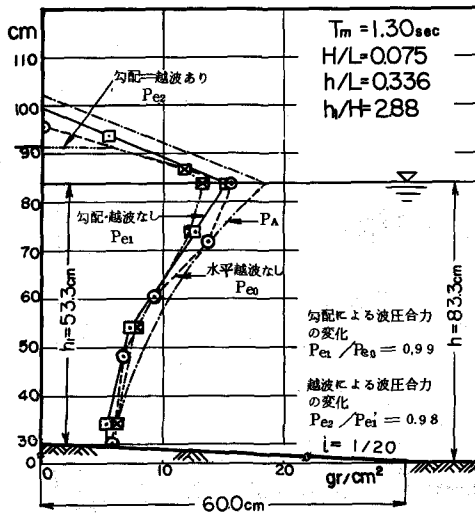


図-1 4 水底勾配 (1/20) と越波が最大同時波圧におよぼす影響

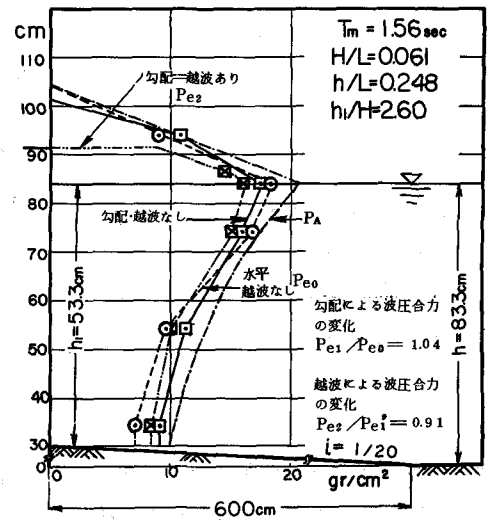


図-1 5 水底勾配 (1/20) と越波が最大同時波圧におよぼす影響

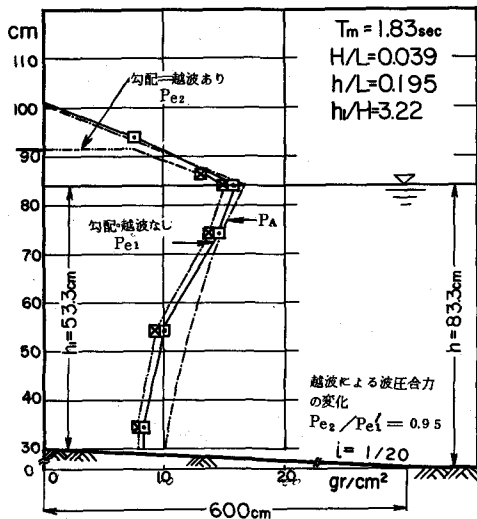


図-1 6 水底勾配 (1/20) と越波が最大同時波圧におよぼす影響

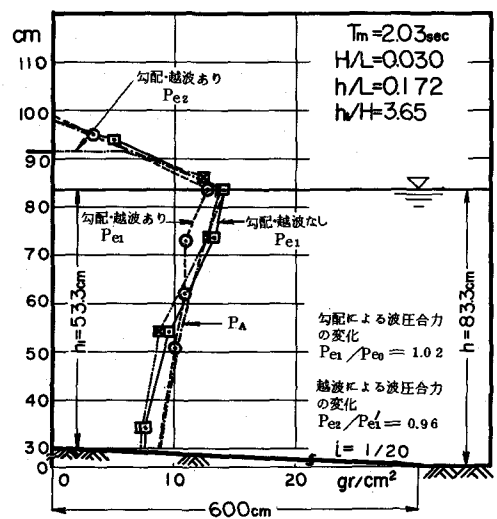


図-1 7 水底勾配 (1/20) と越波が最大同時波圧におよぼす影響

勾配のある場合とはほとんど変わっていない。

2) 越波の影響

直立壁の天端が低く、相当量の波が天端を越す場合には、全く越波を生じない場合に比較すると、波圧強度は一般に静水面付近から水底まで僅かに減少する。図-1 4~1 8は水底勾配が $1/20$ のときに、

直立壁天端から多量に越波する場合と全く越波しない場合との比較を示す。同図には(A)式による波圧曲線をも記してある。

これらの例においても、波圧合力(最大同時圧力の合力)は P_A にほぼ等しいか、 P_A より少々小さい。

3) 風の影響

4) 直立防波堤の実験例

神戸港新防波堤

神戸港の現在の防波堤の沖側(水深D. L. -12.0 m)を埋立て新しい埠頭を建設する工事が昭和41年度から実施されているが、その外側に図-19のような断面の防波堤が計画されている。大型波浪水槽(長さ60 m, 幅10 m, 深さ2.50 m)の1部(幅2 m)を使って実

物の $1/15$ 縮尺の模型(図-20参照)を造り、周期 $T_p = 7 \sim 10$ sec, 波高 $H_p = 3.8 \sim 4.8$ m, 波長 $L_p = 68 \sim 110$ mの波を起して、防波堤に働く波圧を測定し、その各々の波について最大同時圧力を求めた結果は図-21~23のごとくであった。図-24は $1/15$ 縮尺の防波堤の模型(全幅2 mの内、右1 mの部分は木製で固定、左1 mの部分はセメント・モルタル製で可動)とその実験における防波

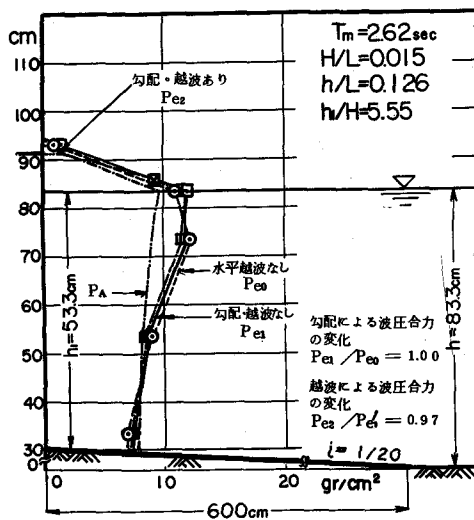


図-18 水底勾配(1/20)と越波が最大同時波圧におよぼす影響

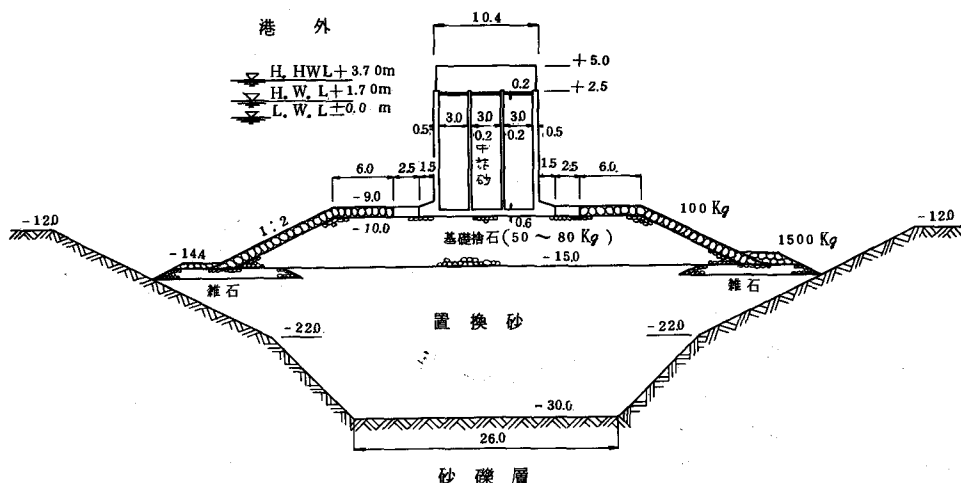


図-19 神戸港新防波堤断面

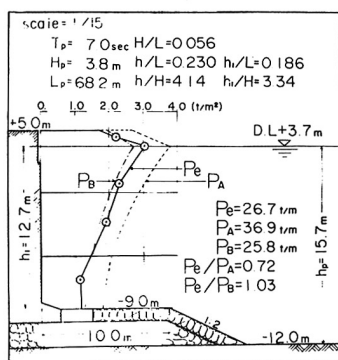


図-2 1

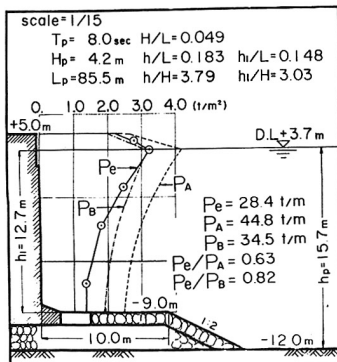


図-2 2

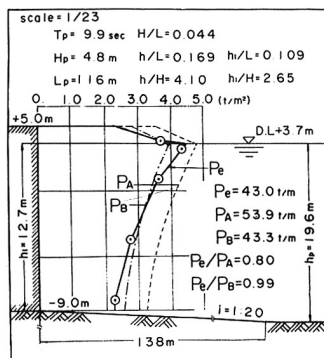


図-2 3

図-2 1～図-2 3 神戸港新防波堤に動らく最大同時波圧と P_A , P_B との比較 (縮尺 1/15)

堤直前の波の状況を示す。

実験に用いた潮位は D. L. +3.70m で、防波堤の天端は D. L. +5.0m であるから、すべての実験において、天端から多量に越波した。図-21～23からわかるように、実験値の最大同時圧力の合力 P_e の値は P_A より可なり小さく、 $P_e/P_A = 0.63 \sim 0.84$ である。この比は水底が水平で越波しない直立壁における比の 0.80～1.0 より約 20% 小さい。越波する場合には波圧が僅かに減少することは既に記したとおりである。この実

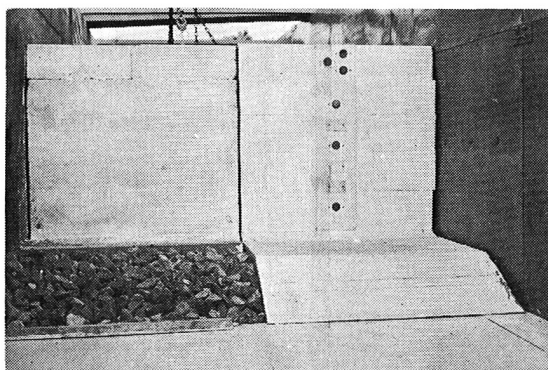
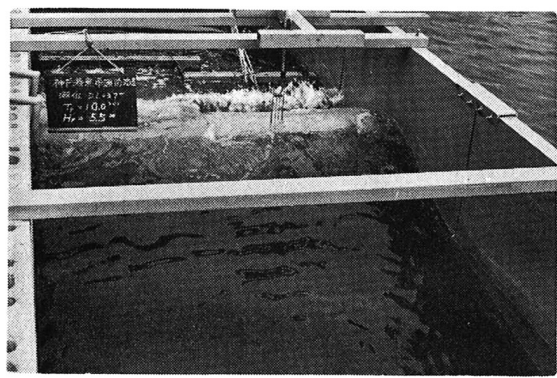


図-2 0 神戸港新防波堤 (1/15 模型)

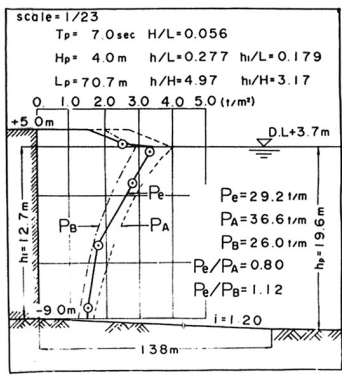
験結果よりわかるように、直立部基礎の捨石堤はその天端が低く、天端から静水面までの水深が 12.7m で、侵入波高のほぼ 2.6～4.0 倍もあるので、直立部の波圧には全く影響を及ぼさないようである。

比較のため、基礎捨石堤の部分を $1/20$ の一様勾配にし、かつ縮尺を $1/23$ に変えて実験を行ったが、ほぼ同じ結果 (図-25～27 参照) を得た。これらの実験結果は、直立部前面の水深が侵入波高に対して十分に大きい場合には、基礎の捨石堤あるいは水底勾配 (ただし $1/20$ 前後か、それより緩か) は

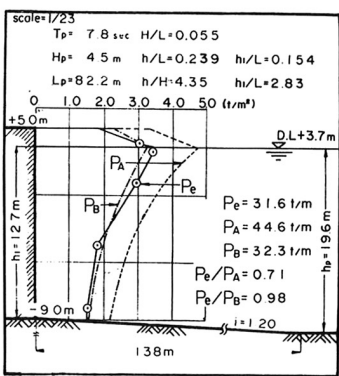
直立部の波碇にはほとんど影響しないことを示すものである。



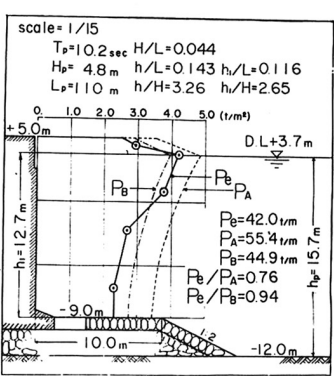
図－24 潮位 DL+3.7m $T_p=10.2\text{ sec}$ $H_p=4.8\text{ m}$



図－25

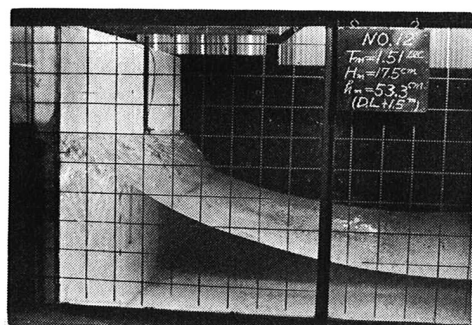


図－26

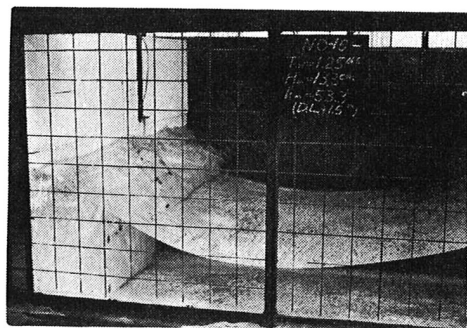


図－27

図－25～図－27 神戸港新防波堤に働く最大同時波圧と P_A 、 P_B との比較（縮尺1/23）

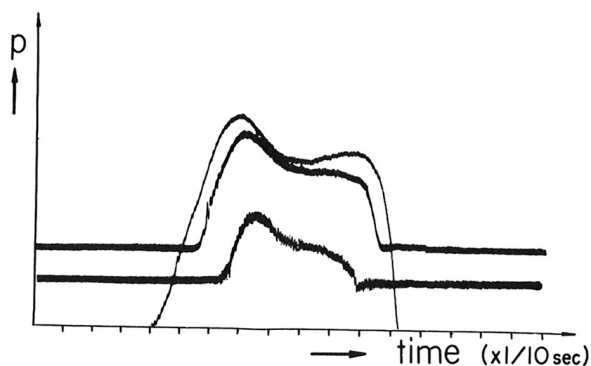


(a)



(b)

図-23 重複波の碎波の波形



6. 重複波の碎波限界

図-29 重複波の碎波の波圧—時間曲線

1) 重複波の碎波

既に記したように規則正しい重複波（あるいは完全な重複波）においては、波形勾配が相当大きい場合でも、波圧・時間曲線は水面波の山の前後に対称の円い2つの山を持っている。しかし相対水深 h/L が比較的小さい場合（ $h/L \div 0.15 \sim 0.35$ 付近）には、波形勾配 H/L が 0.050 より大きくなると、重複波の波形は山がやゝ尖り、波形は不安定になり、したがって直立壁における水面形も図-28(a), (b)に示すような上方に凹形を呈するようになる。このような場合の波圧・時間曲線は図-29に示すように2つの山の内の前の方の山がやゝ尖った非対称形になる（静水面から水底まで一様に非対称形になる）。更に波形勾配が増大すると、水面波形は三角形あるいはサイクロイド曲線の

形を呈する。このような状態は重複波が波形を保ちうる限界である。この場合には波圧・時間曲線における2つの山の内の前の方の山は更に尖って来る。しかし、碎波の衝撃圧力のような鋭い尖り方はしない。いま前者を重複波の砕け初め、あるいは碎波の下限、後者を碎波の上限と名付けると、図-1において『水面で部分碎波する限界』と記した曲線は、その碎波の下限を、『重複波の碎波限界』と記した曲線は碎波の上限を示す。この曲線は岸⁽¹¹⁾が最高波高の重複波に対して求めたもので、重複波の碎波の上限と見做されるもので、図-1に示すようにほぼ最高重複波の限界を示している。また Suquet 等の実験値⁽¹²⁾においてもほぼ上限を示している。

ここに記した重複波が部分的に碎波する範囲において最大同時圧力の合力の値 P_e は図-1に示すように1次解、2次解および3次解の値 P_1 、 P_2 および P_3 よりほぼ10~60%大きい。しかしこの範囲においても(A)式の値 P_A は P_e より小さい場合は1度もなく、 $P_e/P_A \approx 0.80 \sim 1.0$ で実験値によく合っている。

7. 種々な防波堤に働く碎波の圧力式

1) 混成防波堤の直立部あるいは急な斜面の直立堤に働く碎波の圧力⁽¹³⁾

直立壁前面の水深 h_1 が入射波(あるいは侵入波)の波高 H のほぼ1.8~2.0倍より小さくなると波は砕ける。この碎波の形状あるいは状況は入射波の波形勾配 H/L 、海底勾配、防波堤の形状(あるいは構造)、風速の強弱などによって異なる。また碎波水深 h_b と入射波高 H との比 h_b/H も自然の傾斜海岸における場合と防波堤のような構造物がある場合とは多少異なる。

(1) 完全な碎波の波圧・時間曲線

混成防波堤(基礎捨石堤の上に直立堤を設置した防波堤)あるいは勾配が $1/10$ より急な海岸に設置された直立防波堤においては、一般に波形勾配が大きい波が襲来すると、防波堤からの強い反射波が防波堤の直前で入射波(進行波)と衝突し、入射波の山の前面が急勾配に衝立ち次いで前傾しながら巻き波の状態で防波堤に衝突するので、非常に強大な衝撃圧力を及ぼす。このような完全な碎波の波圧・時間曲線は図-30(a)に示すような形状をなしている。

いま実物に対して $1/20$ 縮尺で行った実験において測定した波圧・時間曲線について説明する。図-30(a)は水深(水平部) $h_0 = 48.7 \text{ cm}$ の水槽に基礎捨石堤の高さ 37 cm 、直立部前面の天端幅 $B = 10 \text{ cm}$ 、表法1:2勾配の混成防波堤(木製)を設置し、これに周期 $T = 1.5 \text{ sec}$ 、波高 $H = 15 \text{ cm}$ 、波長 $L = 264 \text{ cm}$ なる波をあてて碎波させた場合に、第5波目の完全な碎波を波圧計I(静水面下-

(11) 岸力: Clapotis in Shallow Water, March, 1957, Public Works Research Institute, Construction Ministry, Japan.

(12) F. Suquet and A. Wallet: Basic Experimental Wave Research, Sept., 1953, Proc. Minnesota IHC.

(13) 永井: 防波堤に働く碎波の圧力に関する研究, 土木学会論文集, 第65号, 昭和34年12月

Nagai: Shock pressures exerted by Breaking Waves on Breakwaters, Trans. ASCE, 1961, Vol. 126, Part IV.

7.9 cm) で測定した波
 圧・時間曲線である。
 直立前前面の水深(基
 礎捨石堤天端上の水深)

$h_1 = 11.7 \text{ cm}$ であるから、 $h_1/H = 0.78$ である。図-30(b)はこの砕波が防波堤に衝突する前後の $1/10 \text{ sec}$ ごとの波形を示す。直立壁から後退した第4波は表法面上で進行してきた第5波と衝突し、第4波の下部は法面上を早い速度で落下し、上部は第5波の上部を押上げ、第5波の前面は弓状に上方に凹面を作り、波頂付近は急勾配に衝突し(波面の⑩)、波頂が最高に、谷が最低に達した瞬間に波面は停止する。このときの静水面上波頂までの高さ $H_u = 2.0 \text{ cm}$ 、波底までの高さ $H_l = 1.4 \text{ cm}$ である。

$$H_u + H_l = H_b = 3.4 \text{ cm},$$

$$\therefore H_u/H_b = 0.59,$$

$$H_l/H_b = 0.41,$$

$$H_b/H = 2.26 \text{ である。}$$

この値は長い緩やかな斜面において生ずる砕波における

$$H_u/H_b \approx 0.75, H_l/H_b \approx$$

0.25 とは可なり異っている。また H_b/H の値は大きい。一般にこのような短い斜面において生ずる砕波においては H_b/H_0 および h_b/H_0 の値は緩い長い斜面において生ずる砕波における値とは可なり異なる。

波面はその後、徐々に前進を始め、 $1/10 \text{ sec}$ ごとに①、②、③と進み、砕波して直立部に衝突する。波圧計に圧力が作用し始めてからほぼ $1/25 \text{ sec}$ で最大値($P_{\text{peak}} = 66 \text{ g/cm}^2$)に達する。このとき

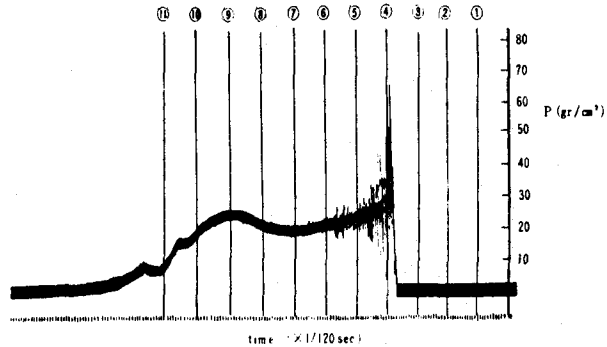


図-30(a) 完全な砕波の波圧-時間曲線

($h_1 = 11.7 \text{ cm}$, $T = 15 \text{ sec}$, $H = 15 \text{ cm}$)

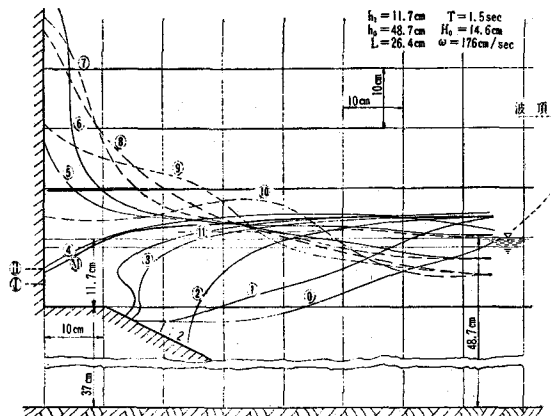


図-30(b) 砕波が防波堤に衝突する前後における波形

($h_1 = 11.7 \text{ cm}$, $T = 15 \text{ sec}$, $H = 15 \text{ cm}$, $L = 26.4 \text{ cm}$)

の波面は④である。その後⑤、⑥と直立壁に沿って大きい速度で上昇し、最高点まで上昇して後、⑦、⑧、⑨と下降する。波圧曲線は波面が直立壁に沿って上昇し始めると急激に減少し、ほぼ波高点に上昇した頃あるいはその直後に極小値（2つの波圧の山の間の谷）になる。図-30(a)でも明らかなように、 P_{peak} の作用時間 τ は非常に短く、一般に $\tau \approx 1/10 \sim 1/100 \text{ sec}$ の程度である。波面が直立壁に沿って下降し始めると、波圧は再び緩やかに上昇し始め、波面の急激な下降が終ったとき、波圧は第2の山に達し、その後は波面が静かに下降するにつれて圧力も緩やかに減少し、波面が静水面に復したとき、圧力は静水圧になる。もし波圧計が静水面上にある場合には圧力は0になる。したがって第2の山は波が直立壁に沿って落下したための動水圧力であって、いま波の下降速度を v とすると、第2の山の圧力強度 $P = \rho_0 (v^2/g)$ である。このことは高速映画とオシログラフを併用することによって実験的に確められている。

(2) 部分的砕波あるいは不完全な砕波 の波圧・時間曲線

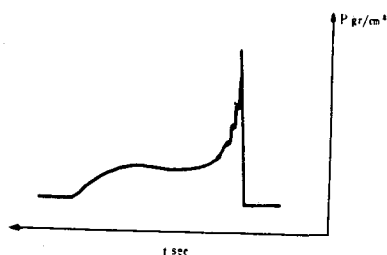
前節で記したような巻き波型の砕波が防波堤に衝突するときには、強大な衝撃圧力を及ぼすが、崩れ波型の砕波が防波堤に衝突する場合には、衝撃的な圧力（第1のpeak）の強度は可なり小さい。

図-31(a)、(b)はそのような砕波の波圧・時間曲線である。図-31(c)は周期が長い、波形勾配が比較的小さい波が部分的に砕波して直立壁に衝突した場合の波圧・時間曲線で、第1の山は波頂の1部が砕波して衝突したための動水圧力で、この場合には波面は直立壁に沿ってあまり上昇しないので、後半の山はゆるやかに小さく、一般に静水圧よりやや大きい程度である。

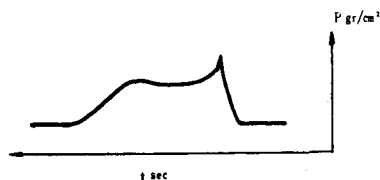
(3) 孤立波の砕波の波圧・時間曲線⁽¹⁴⁾

防波堤などの海の構造物に働く砕波の圧力の研究に周期性の波の代りに孤立波が用いられたことがある。ゆるやかな長い斜面における砕波の形状あるいは海岸における砕波の伝播速度、質量の輸送などは孤立波理論が比較的良く合うことが、

(a)



(b)



(c)

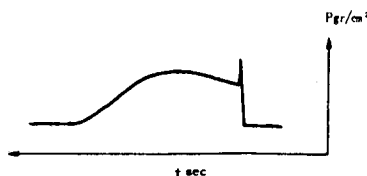


図-31 部分的砕波の波圧-時間曲線

(14) 同上論文, PP, 10~11

実測あるいは実験によって確かめられている。しかし混成防波堤あるいは急な斜面上に設置された直立堤に衝突する砕波は強い反射波の影響を受けるので、前節に記したように、ゆるやかな長い斜面における砕波とは砕波状況が可なり違っている。このような砕波の圧力の研究に孤立波を使用することは、砕波状況が違うので不適當であると考えられるが、ここに孤立波の実験例によって相違点を示す。

実験は直立壁の前面に 20 cm の水平部を、その前面に 1 : 10 の勾配の斜面を置いて、直立壁前面の水深 $h_1 = 4.4$ cm、水平部の水深 $h_0 = 41.4$ cm の状態で、波高 $H = 15.5$ cm の孤立波を起したが、孤立波は完全な砕波の状態では直立壁に衝突し、静水面 4.0 cm の点に最大圧力 $P_{max} \approx 150 \text{ gr/cm}^2$ の強い衝撃圧力が起った。このときの $1/10$ sec ごときの波面を示すと図-32(a)のごとくであり、波圧計①(静水面下 0.6 cm)および波圧計②(静水面上 2.0 cm)に記録された波圧時間曲線を示すと図-32(b)および(c)のごとくである。

孤立波においては、後退波と重なることはないが、砕波するときは波の前面は急勾配になり、波高が最高点に達したとき、波の速度は非常に遅くなる。その後再び速度を増し、波頂は下降し、波の前面は丸く突き出て最後に前方に突込む。

孤立波の砕波が直立壁に衝突する直前まで壁前面の水はほとんど動かず、静水面は僅かに上昇するだけである。したがって砕波の山は静水面かそれより上部において壁に衝突するから、直立壁の各高さにおける P_{peak} の最大値 P_{max} は必ず静水面かそれより上方の点で起る。

また静水面から上部の点の波圧の最大値 (P_{peak}) は、周期性の波の

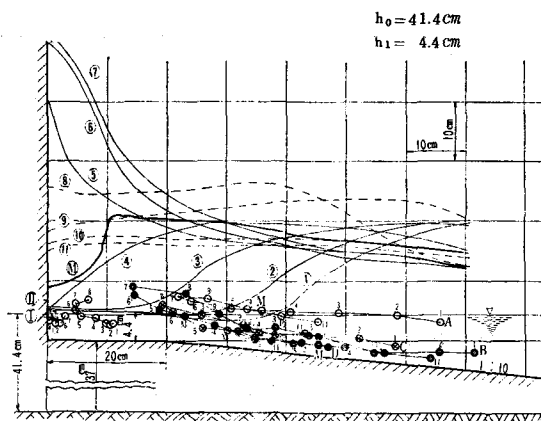


図-32(a) 孤立波の砕波の波面

($h_1 = 4.4 \text{ cm}$, $h_0 = 41.4 \text{ cm}$, $H = 15.5 \text{ cm}$)

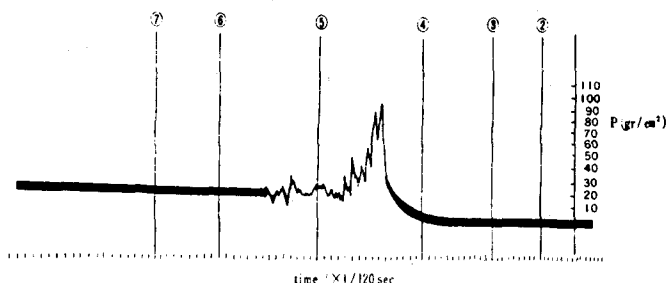


図-32(b) 孤立波の波圧-時間曲線

(波圧計① $h_1 = 4.4 \text{ cm}$, $H = 15.5 \text{ cm}$)

砕波におけるよう
に急激に減少せず、
静水面上波高 $H =$
15.5 cm の点でも
なお $P_{peak} \approx 70$
 $\sim 100 \text{ gr/cm}^2$ で
あった。また砕波
が直立壁に衝突後も
も多量の水量が直
立壁に沿って上昇
することがないか
ら、波の落下によ
る波圧の増加（波圧

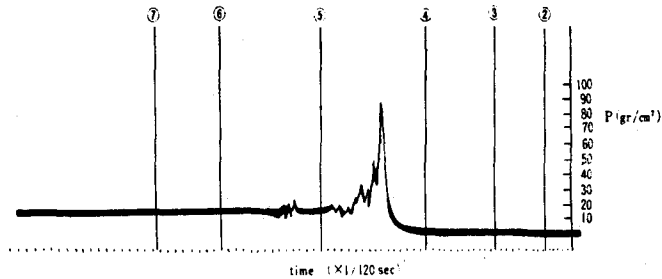


図-32(c) 孤立波の波圧-時間曲線

(波圧計① $h_1 = 4.4 \text{ cm}$, $H = 15.5 \text{ cm}$)

圧曲線における第2の山)も起らない。また図-32(a)より明らかなように直立壁前面では水粒子はあまり動いていない。

以上に記したように孤立波の砕波が直立壁に衝突する時の状況は、後退波の影響を強く受ける周期波の砕波とは可なり違って居り、したがって波圧・時間曲線も違っている。

(4) 砕波の最大同時圧力式^⑤

砕波の圧力・時間曲線における第1の山、すなわち P_{peak} の作用時間は一般に非常に短く、 $\tau = 1/10 \sim 1/100 \text{ sec}$ の程度で強度が大きい圧力ほど τ が短い。直立壁の各高さにおける最大圧力 P_{peak} が作用する時刻は一般に直立壁の下端から上部に向かって少しづつ遅れるから、直立壁に同時に働く砕波の圧力の合力の最大、すなわち最大同時圧力の合力 P は、各高さにおける P_{peak} の中の最大値 P_{max} と同時に働く圧力の合力である。この最大同時圧力の鉛直分布は各高さにおける P_{peak} の鉛直分布に似ているが、分布の範囲はかなり狭く、 P_{max} の上あるいは下における圧力の減少は急激である。したがって最大同時圧力の合力は各点の P_{peak} の合力よりはかなり小さい。強い砕波の圧力における最大同時圧力の鉛直分布の形は防波堤の形、砕波の状況などによって異なるが、大体次の3種類に大別できる。

(i) A型分布 P_{max} がほぼ静水面に生じ、その上側および下側は静水面を対称として次式にしたがって減少する。

$$P_y = P_{max} \left(1 - \frac{2y}{H}\right)^2 \quad (41)$$

式中 $P_y = P_{max}$ の点から上あるいは下へ y なる距離における最大同時圧力の強度

$H =$ 入射波の波高

この分布における直立壁単位長さ当りの合力 P は次式で求まる。

⑤ 永井：港湾工学，PP. 41～50，土木学会論文集，第65号

$$P = 2 \int_0^H P_y \cdot dy = \frac{1}{3} P_{\max} \cdot H \quad (42)$$

A型分布の実例を示すと図-33(a), (b)のごとくである。

A型分布をする条件は正確にはきめにくい、直立堤前面に相当幅の水平部を有する高基混成堤において、直立堤前面の水深 h_1 が比較的深く、 $h_1/H \leq 1.0$ であるとき、波形勾配が相当大きい波($H/L \geq 0.045$)が完全砕波するような場合、あるいは1:5のような急斜面上に設置された直立防波堤に強い砕波が衝突する場合などにA型分布をする。

(ii) B型分布 この分布にお

いては $P_{\max}$ が直立部の基部に起り、それより上部は次式で表わされる曲線にしたがって比較的ゆるやかに減少し、入射波の波高 H の高さにおいて0になる。

$$P_y = P_{\max} \left(1 - \frac{y}{H}\right)^2 \quad (43)$$

直立壁単位長さについての合力は次式で求まる。

$$P = \int_0^H P_y \cdot dy = \frac{1}{3} \cdot P_{\max} \cdot H \quad (44)$$

B型分布の実験例を示すと図-34(a)(b)のごとくである。B型分布をする条件は、直立堤前面に相当幅の水平部を有する高基混成堤において、直立堤の前面水深が $0.60 \leq h_1/H \leq 1.30$ のとき、比較的波形勾配が大きい波が襲来して砕波した場合に起るが、A型分布とB型分布との境界は明確ではなく、同じ防波堤で、同一の周期の波でも、直立壁前面の水深が増していくと、2つのA型分布の間にB型分布が現われることがある(図-34(b)参照)。

B型分布はA型分布からC型分布へ移る過渡的現象で、A、C型分布に比して起る場合が少い。

(iii) C型分布 B型分布と同様に直立部の下部に $P_{\max}$ が起るが、それより上部は次式で表わされる曲線に沿って減少し、 $1.5H$ の高さで0になる。

$$P_y = P_{\max} \left(1 - \frac{y}{1.5H}\right)^2 \quad (45)$$

その合力は次式である。

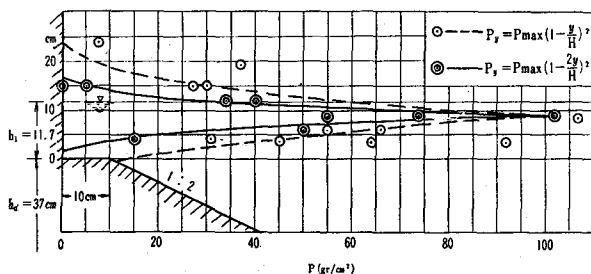


図-33(a) 最大同時波圧の分布(A型分布)

($h_1=11.7\text{cm}$, $h_d=37.0\text{cm}$, $B=10\text{cm}$, $1:2$, $T=130\text{sec}$)

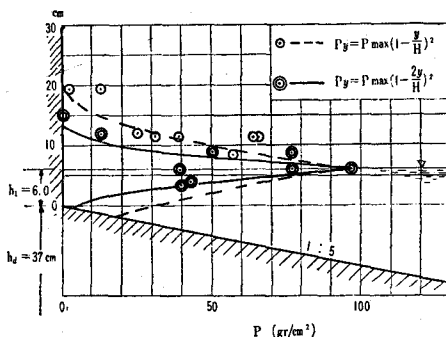


図-33(b) 最大同時波圧の分布(A型分布)

($h_1=6.0\text{cm}$, $h_d=37.0\text{cm}$, $B=0\text{cm}$, $1:5$, $T=129\text{sec}$)

図中◎は同時波圧 ○各高さにおけるPpeakを示す

$$P = \int_0^{1.5H} P_y \cdot dy = \frac{1}{2} P_{max} \cdot H \quad (46)$$

C型分布をなす
実験例を示すと
図-35(a), (b),
(c)のごとくであ
る。

C型分布をす
る条件は大体次
のごとくである。

(イ) 直立堤前面
に水平部を有し、
外法が1:2な
いし1:3勾配

の比較的低い捨石堤からできている混成
防波堤において、直立堤前面水深が $0.6 \leq h_1/H \leq 1.5$ の場合、

(ロ) 1:2~1:5の急勾配の斜面上に
直立堤が築造されている場合、あるいは
直立堤前面にほとんど水平部がない混成
堤の場合、

特に(ロ)の状態の防波堤においては大部分
の場合にC型分布をする。

以上はすべて波形勾配が大きい波が砕
波して防波堤に強く衝突する場合であるが、波形勾配が小さい波が弱く砕波して防波堤に衝突する場
合にはこれらとは別の分布を有する⁽⁴⁶⁾。

(5) 砕波の最大圧力式

(a) 混成防波堤あるいは急な斜面上に築造された直立堤に激しく衝突する砕波の最大圧力強度 P_{max}
は次式で表わされる。ただし $h_1/H \leq 1.5$ の場合である。

$$h_1 \cdot \frac{h_1}{h_0} \cdot \frac{H}{L} \leq 0.044m \text{ のとき}$$

$$P_{max} = 500w_0 \cdot h_1 \cdot \frac{h_1}{h_0} \cdot \frac{H}{L} + 4 \quad (t/m^2) \quad (47)$$

$$h_1 \cdot \frac{h_1}{h_0} \cdot \frac{H}{L} > 0.044m \text{ のとき}$$

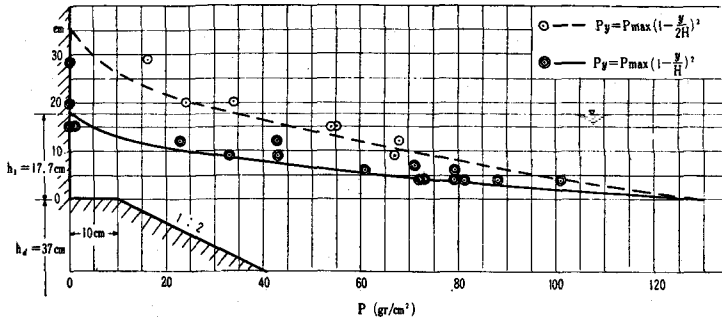


図-34(a) 最大同時波圧の分布 (B型分布)
($h_1=17.7cm$, $h_d=37.0cm$, $B=10cm$, 1:2, $T=130sec$)

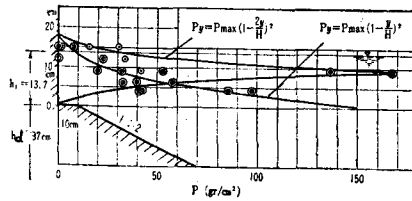


図-34(b) 最大同時波圧の分布 (A・B混合型分布)
($h_1=13.7cm$, $h_d=37.0cm$, $B=10cm$, 1:2, $T=150sec$)

(46) 永井：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，昭和34年12日，PP，24~25

$$P_{max} = (20 \sim 26) \cdot t/m^2$$

(48)

平均の $P_{max} = 23 t/m^2$

これらの式は基礎捨石堤の表法の勾配が 1 : 2, 1 : 3 および 1 : 5 で, 直立部前面に水平部がある場合およびない場合の碎波に適用でき, その誤差はほぼ $\pm 20\%$ 以内にある。多くの混成防波堤においては, $h_1 \cdot (h_1/h_0) (H/L)$ の値は暴風時には $0.044m$ より大きいから, その $P_{max} = 20 \sim 26 t/m^2$ と考えられる。台風時における混成堤直立部の滑動について検討した結果によると, 太平洋, 日本海などに直面した防波堤においては $P_{max} = 26 t/m^2$, 内海, 湾内などで大洋の巨浪を直接受けない防波堤においては $P_{max} = 20 \sim 23 t/m^2$ が適当と考えられる。

また非常に強大な圧力を及ぼす異常碎波においては P_{max} は次式で表わされる。

$$P_{max} = 103 \left(0.01 + h_1 \cdot \frac{h_1}{h_0} \cdot \frac{H}{L} \right)^{\frac{1}{3}}, \quad (t/m^2) \quad (49)$$

このような異常碎波は防波堤の構造が入射波の特性に対して最悪の条件にある場合に起るもので, 防波堤の設計においてはこのような異常碎波を起さないような構造を選ぶことが大切である。

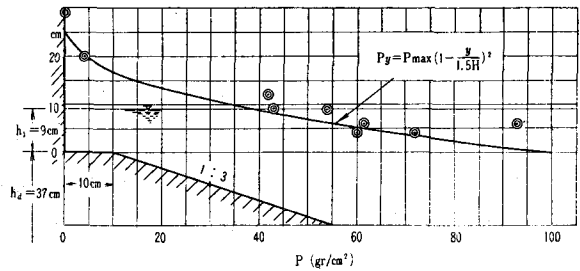


図-3 5 (a) 最大同時波圧の分布 (C 型分布)
($h_1=90cm$, $h_d=37cm$, $B=10cm$, $1:3$, $T=129sec$)

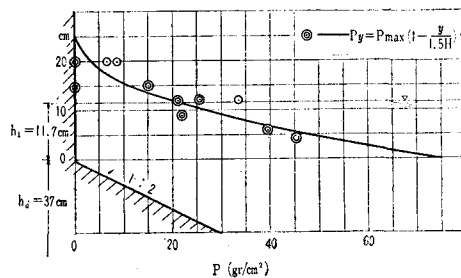


図-3 5 (b) 最大同時波圧の分布 (C 型分布)
($h_1=11.7cm$, $h_d=37cm$, $B=0cm$, $1:2$, $T=130sec$)

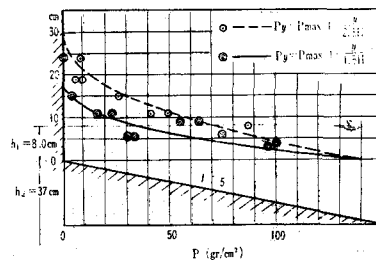


図-3 5 (c) 最大同時波圧の分布 (C 型分布)
($h_1=8.0cm$, $h_d=37cm$, $B=0cm$, $1:5$, $T=165sec$)

(b) 広井式¹⁷⁾

$$P = 1.5 w_0 H \quad (50)$$

この式は約50年前に広井勇博士によって考案された式であるが、その後、長年間の災害の経験から、式の誘導における考え方から全く離れて、混成堤直立部の下端から天端まで一様に(50)式の P が働くものとして、直立部の設計に用いられて来た。従来築造されて来たわが国の混成防波堤の大部分(あるいはほとんどの防波堤)は、その天端高が満潮面上2.0~2.5mあるいはそれ以下であって広井式による合力 P の求め方はこのような低い混成堤の直立部に働く砕波の圧力に合うように長年の経験から考えられたもので、実験においても、直立部の天端が低く砕波が天端上を多量に越えるような場合には、±70%以内の誤差で、大体において実験値に近い値を与えた。したがって(50)式は天端が低い混成堤の直立部に働く砕波の圧力のほぼ平均値を与える式であると言えるであろう。最近になって在来の防波堤の天端を嵩上げしたり、天端が満潮面上3.0~5.0mの高い防波堤が計画あるいは築造されているが、このような場合には広井式は適当でない。

(c) Minikin式¹⁸⁾

Minikin は主として現地における経験から砕波の最大圧力を次式で与えた。

$$P_{max} = 102.4 h_1 \left(1 + \frac{h_1}{h_0}\right) \frac{H}{L} \cdot \left(\frac{1}{m^2}\right) \quad (51)$$

この P_{max} は静水面にあるとして、これと同時に働く圧力の鉛直分布を次式のように仮定した。

$$P_y = P_{max} \left(1 - \frac{2y}{H}\right)^2 \quad (52)$$

直立部単位長さには働く波圧合力 P は、(52)式で表わされる砕波の圧力の外に、半波高による静水圧の差を加えている。

$$P = \frac{1}{3} P_{max} \cdot H + \frac{1}{2} w_0 H \left(h_1 + \frac{H}{4}\right) \quad (53)$$

Minikinはこれらの式を彼の経験とBagnoldの実験とから求めたものであるが、(53)式において砕波の圧力と半波高による静水圧の差を別けて考えた点是不合理である。しかし(52)式は多数の実験から求めた(41)式のA型分布と同じであることは非常に興味深いことである。また(41)式の P_{max} の値は多数の実験値と比較した結果によると、その誤差は±60%以内であった。(51)式によると、 h_1 の増加とともに P_{max} はいくらでも増すことになるが、これは明らかに事実と反し、 $h_1/H \geq (1.8 \sim 2.0)$ になると重複波になり、波圧は急減するから、(41)式はその適用範囲を明示する必要がある。後に実例について説明するように、この式は直立部前面の水深 h_1 が大きい場合には使用出来ない。

2) 比較的ゆるやかな斜面上の直立壁に働く砕波の圧力

水底勾配が $1/10 \sim 1/50$ の比較的ゆるやかな斜面上に設置された直立壁に働く砕波の圧力は、入射波

¹⁷⁾ 永井：港湾工学，PP，50~52に詳細に解説してある。

¹⁸⁾ Minikin：Winds, Waves and Maritim Structures, London, 1950. 土木学会論文集，別冊第65号，P，3に要約してある。

の特性と直立壁のある水深 d との関係によって非常に違う。例えば直立壁が丁度入射波の碎波水深付近にある場合には、強い碎波の圧力を受けるが、直立壁が更に浅い場所にあると、波が碎波しながら、あるいは既に碎波して後に直立壁に衝突する場合には波圧は非常に小さい。光易、本間などの実験¹⁹⁾、²⁰⁾によると、最大の圧力を生ずる水深 d_M は一般に碎波水深（直立壁がない場合の碎波水深）よりわずかに小さく、その値はまた入射波の波形勾配 H_0/L_0 （深海波に換算した波形勾配）および水底勾配 $\tan \theta$ によってかなり変化する。すなわち沖波波高 H_0 との比で表わすとほぼ次式で表わされるようである。

$$\frac{d_M}{H_0} = (0.59 - 3.2 \tan \theta) \left(\frac{H_0}{L_0} \right)^{-\frac{1}{4}} \quad (54)$$

このことは比較的ゆるやかな海岸に直立型の護岸あるいは海岸堤防を築造する場合、その直立壁が碎波水深 h_b よりやや浅い場所にあるとき最も大きな碎波の圧力を受けることを意味し、その水深 d_M は入射波の波形勾配および海底勾配が増すほど小さくなる。

碎波の衝撃圧力の強度も H_0/L_0 および $\tan \theta$ に関係し、近似的に次式で表わされる。

$$\left(\frac{P_{peak}}{w_0 H_2 d} \right)_{max} = - (3.00 + 14.0 \tan \theta) - (1.32 + 55.7 \tan \theta) \ln \frac{H_0}{L_0} \quad (55)$$

55式によると、水底勾配が急になると（ $\tan \theta = 1/10 \sim 1/50$ の範囲において）、波圧は増大する。これは当然のことで、水底勾配が増すと前節で述べた混成堤あるいは急斜面上に設置した直立堤の場合に所づくわけである。また波形勾配が増すと急激に減少することになるが、これは水底勾配がゆるやかな場合には、波形勾配が大きい波は崩れ波の形で直立壁に衝突するので、波圧は小さくなるものと考えられる。これに反して水底勾配が急な場合、あるいは混成防波堤の場合には、入射波は強い後退波の影響を受けて防波堤の直前で波の山の前面が急勾配に衝突した後、巻き波の状態ですべて直立壁に衝突するので、波形勾配が大きい波ほど防波堤直前における波の山の前傾が激しく、したがって巻き波の程度が激しくなって強く直立壁に衝突するので、波圧（ P_{peak} ）は大きくなる。

8. 波圧実験における縮尺の影響について

直立防波堤、混成防波堤、円形セル型防波堤、鋼管防波堤など種々な形状および構造の防波堤に働く重複波および碎波の圧力に関する実験を昭和28年以来多数行ってきたが、それらの実験の縮尺は $1/25$ 、 $1/20$ 、 $1/15$ および $1/10$ であった。また防波堤の天端が十分に高くして全く越波をしない場合および天端が低くて多量の越波を生ずる場合も数多く実験した。これらの実験結果によると、規則正しい完全な重複波の場合は勿論、不規則な重複波および衝撃圧力を及ぼす強い碎波においても、実験の縮尺が実物の $1/25$ より大きい場合には、縮尺の効果は全くなく、実験結果は Froude の相似法則に従うと言って差支えない。参考のため数種の実験例を示す。

(1) 重複波の実験

(1) 越波しない場合

(19) 光易恒：Experimental Study of wave Force against a Wall, Feb., 1962

(20) 本間、堀川、長谷：護岸に働く波力、第9回海岸工学講演集、1962

図-36, 37, 38は H/L および h/L をほぼ等しくして、縮尺を1:2.58:4.45に変化した完全な重複波の実験からそれぞれの最大同時圧力を求めたものである。これらを水深 $h_p=12m$ の現地に換算して比較すると表-1のごとくである。縮尺が違った実験において H/L および h/L を全く同一にすることは非常に難しいので、上記の実験でも両者の値が僅かに違っている。また波高も十分に相似になっていない。これらのことを慮ると、3種の実験における波圧強度およびその鉛直分布はほぼ合っていると見て差支えないであろう。

(2) 越波する場合

図-39, 40は新しく計画されている神戸港の防波堤の縮尺 $1/15$ と $1/23$ の実験における最大同時圧力の比較を示す。図-(a)は $T_p=10sec$, $H_p=4.8m$ の波、図-(b)は $T_p=7.0sec$, $H_p=3.8\sim 4.0m$ の波における実験値で、いずれも多量の越波があった。

図-39, 40を比較すると、周期、波高、波形勾配、相対水深が相似になっている場合には、最大同時圧力の強度および鉛直分布は相似であるということが出来る。

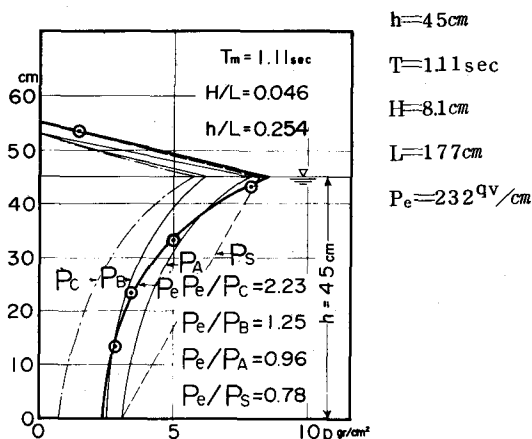


図-36 重複波の実験における縮尺の影響

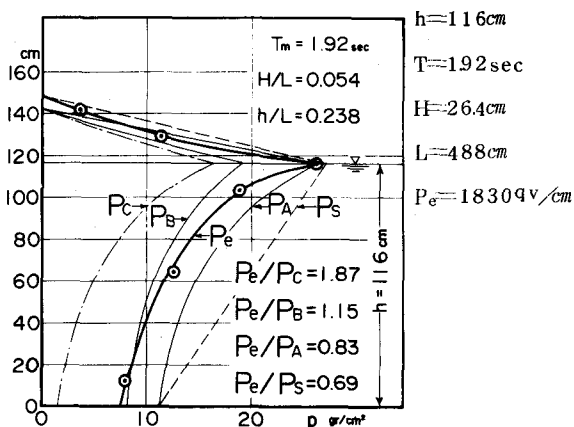


図-37 重複波の実験における縮尺の影響

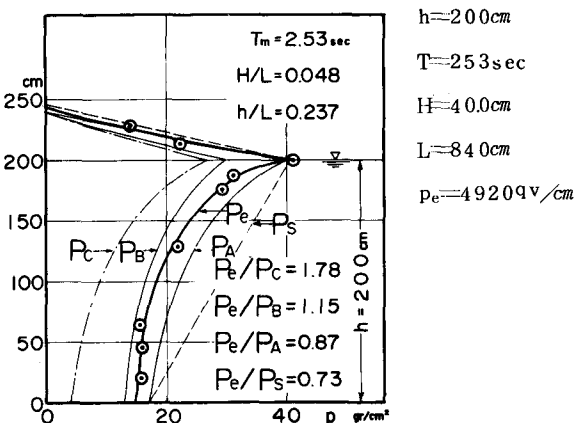
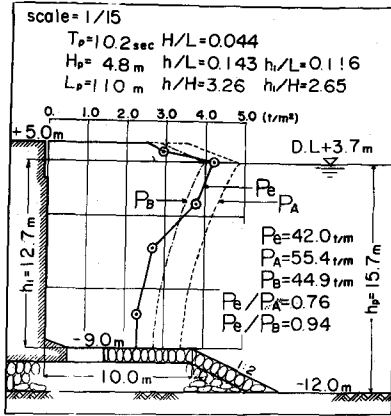


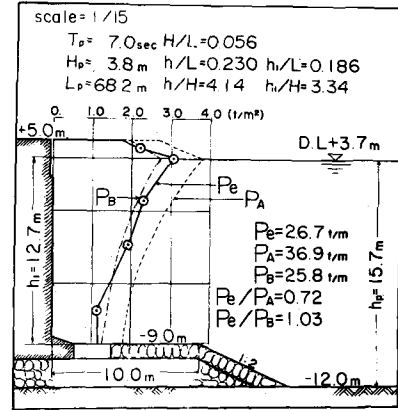
図-38 重複波の実験における縮尺の影響

表-1

縮 尺	周 期 $T_p(\text{sec})$	水面の波圧強度 $P_{max}(\text{t/m}^2)$	小底の波圧強度 $P(\text{t/M}^2)$	$p_e(\text{t/m})$
1/26.7	5.74	2.32	064	16.5
1/10.3	6.15	2.72	0.72	19.4
1/6	6.20	2.43	0.80	17.7

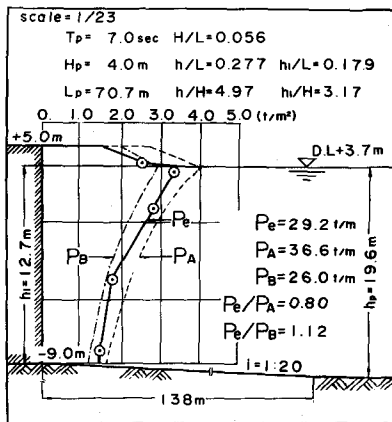


(a)

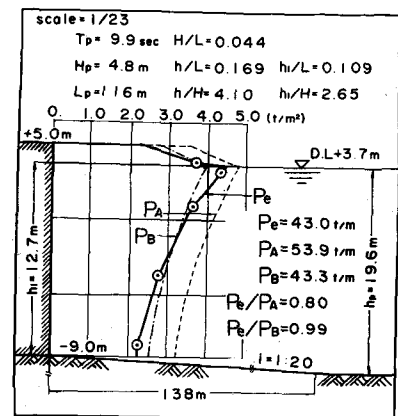


(b)

図-39 神戸港新防波堤に働く最大同時波圧と P_A , P_B との比較 (縮尺 1/15)



(a)



(b)

図-40 神戸港新防波堤に働く最大同時波圧と P_A , P_B との比較 (縮尺 1/23)

2) 混成防波堤に働く碎波の場合

図-41, 42に示すような実物の混成防波堤の $1/20$ および $1/10$ 縮尺の模型実験において、強い碎波によって直立部に作用した衝撃圧力の最大同時圧力を測定した結果は図-43, 44, 45, 46, 47および48のごとくである。

図-43, 44に用いた波の特性は表-2のごとくで、最大同時圧力の分布はA型である。両実験における $P_{max} = 131 \text{ gr/cm}^2$ および 260 gr/cm^2 で、これらはFroudeの相似法則で現地に換算する

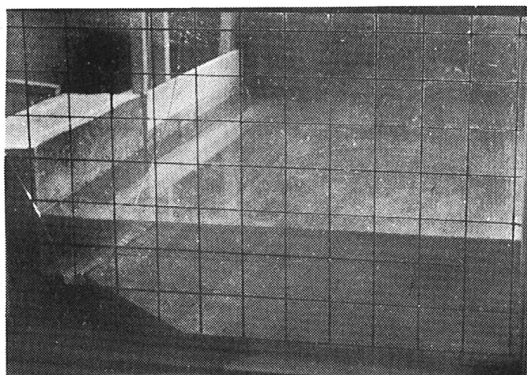


図-41(a) 縮尺 $1/20$ の混成堤の模型(波を起す前。左方はブロック, 右方は木の壁)

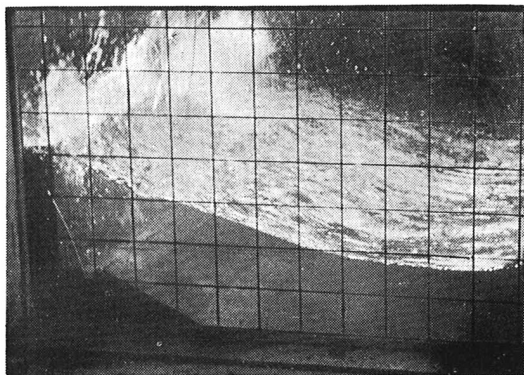


図-41(b) 縮尺 $1/20$ の混成堤における碎波
($h_1 = 14 \text{ cm}$, $T = 1.33 \text{ sec}$
 $H = 20 \text{ cm}$)

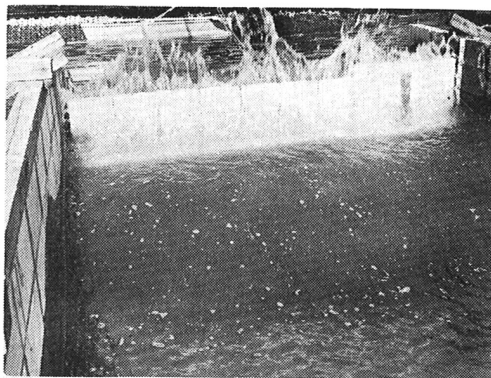
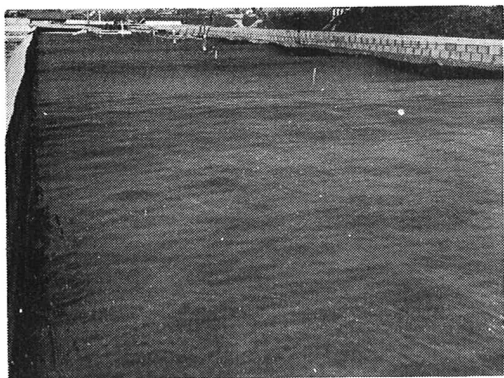
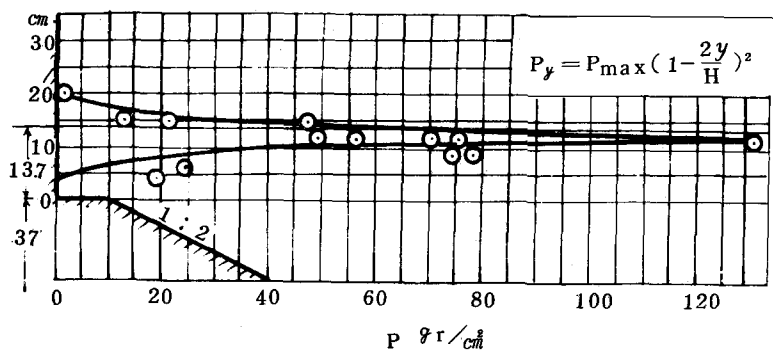
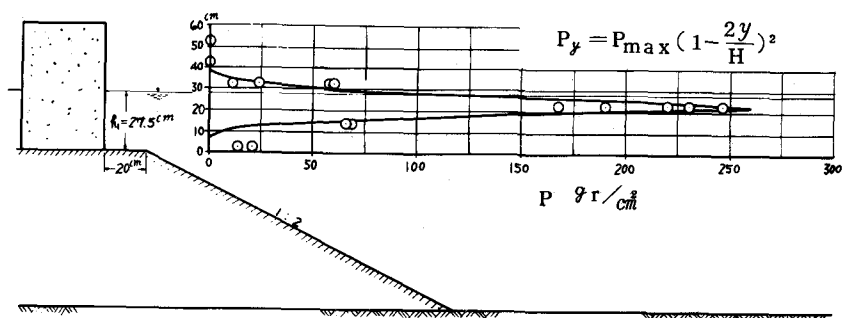


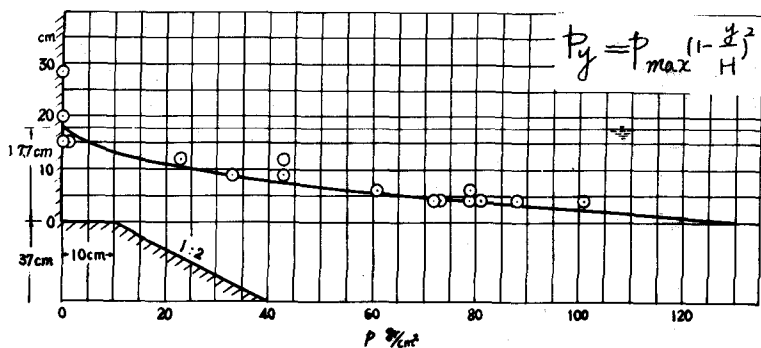
図-42(a) 縮尺 $1/10$ の混成堤の模型 図-42(b) 縮尺 $1/10$ の混成堤における碎波



図—4 3 最大同時波圧の分布 (縮尺 1/20, ▲型分布)



図—4 4 最大同時波圧の分布 (縮尺 1/10, ▲型分布)



図—4 5 最大同時波圧の分布 (縮尺 1/20, B型分布)

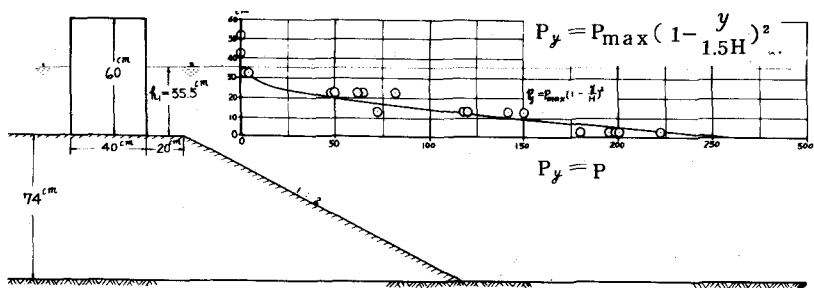


図-4 6 最大同時波圧の分布 (縮尺 1/10, B型分布)

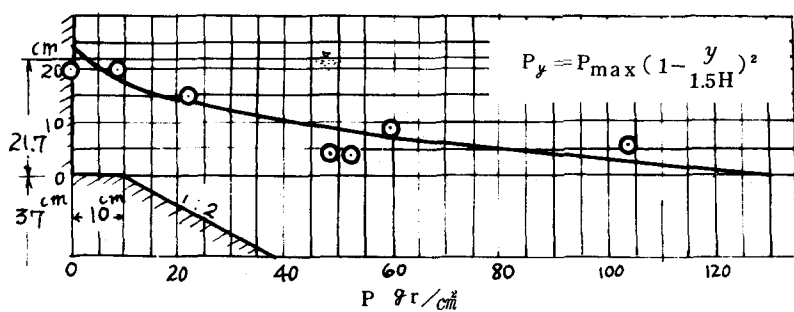


図-4 7 最大同時波圧の分布 (縮尺 1/20, C型分布)

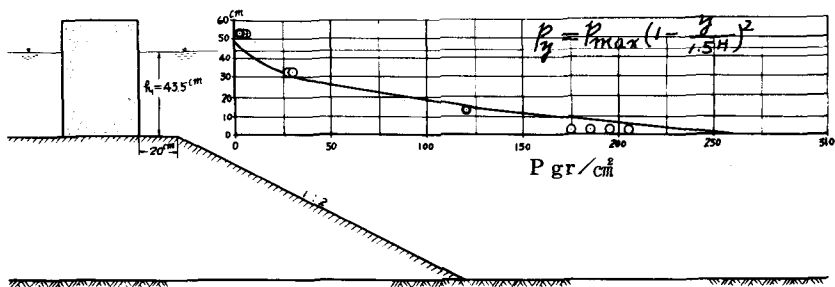


図-4 8 最大同時波圧の分布 (縮尺 1/10, C型分布)

と、それぞれ $26.2 t/m^2$ であって最大波圧強度は非常によく合っている。したがって最大同時圧力の合力も良く合っている。

図-45, 46に用いた波の特性は表-3のごとくで、最大同時圧力の分布はB型である。また図-47, 48に用いた波の特性は表-4のごとくで、最大同時圧力の分布はC型である。B型, C型分布の場合とも両種の実験における最大同時圧力の強度および分布がよく合っている。

以上の外、複雑な形状をした円形セル型防波堤についても、縮尺 $1/20$ および $1/10$ の実験を行って波圧の強度およびその鉛直ならびに水平方向の分布を測定したが、すべての場合に比較的良く一致した²¹⁾。

9. 防波堤の安定と波圧式の適用について

1) 防波堤直立部の滑動条件

混成防波堤の直立部の安定計算はいうまでもなく波の圧力による転倒および滑動に対して行いが、一般に強い砕波を受ける防波堤においては、直立部の底幅は、その高さに対して比較的広くとるので(すなわち、幅に比して高さが相当大きい、所謂背の高い直立部は波力が大きい防波堤では設計しない)、大部分の混成堤においては、基礎捨石堤が洗堀されて崩壊したような場合以外には、転倒することは非常に稀で、暴風時における混成堤の災害のほとんどが直立部の滑動によるものである。

しかし直立部は滑動を起す前、波力によって前後に横振動(rocking)をする。この振動の状況は基礎捨石堤の構造によって多少違うようである²²⁾。例えば基礎捨石堤の透過性が大である場合には、波が直立部に衝突し始めると、直立部は港内側へ傾き、波が後退すると港外側に傾く。これは直立部の基礎が透過性であるため、侵入波が来ると、直立部底面の港外側に揚圧力が働くためであろうと考えられる。しかし基礎捨石堤が不透過であるか、あるいは透過性が少ない場合には、侵入波の先端が直

表-2 図-43および図-44の波の諸元

縮 尺	周 期 (sec)	波 高 (m)	波 長 (m)
1/20	1.31	0.16	2.43
1/10	1.85	0.31	4.87
現 地	6.0	3.1	48.7

表-3 図-45および図-46の波の諸元

縮 尺	周 期 (sec)	波 高 (m)	波 長 (m)
1/20	1.30	0.18	2.43
1/10	1.85	0.35	4.87
現 地	5.8	3.5	48.7

表-4 図-47および図-48の波の諸元

縮 尺	周 期 (sec)	波 高 (m)	波 長 (m)
1/20	1.60	0.16	3.19
1/10	2.25	0.31	6.62
現 地	7.2	3.1	66.2

²¹⁾ Nagai: Similarity of Model Tests to Prototype on Coastal Engineering, March, 1964, Japan and U. S. Seminar on Coastal Engineering.

永井, 玉井: 神戸港第5防波堤に関する研究報告書(その2), 昭和38年12月, 運輸省第3港湾建設局。

²²⁾ 永井, 玉井, 久保: 混成防波堤直立部の滑動および底面に働く揚圧力, 第7回海岸工学講演会講演集, PP. 121~135.

Nagai: Sliding of Composite-Type Breakwaters by Breaking Waves, Proc. of ASCE, Vol. 89, No. WW1, Feb. 1963.

直立部に来て、直立部は初めは港外側へ傾き、波の山が来て波圧が増大すると初めて港内側へ傾く。

波が後退して波圧が減少するとともに直立部は再び港外側へ傾く。実際の防波堤においては、直立部の下部は捨石堤の中にある程度埋められ、直立部の前後には幾段から直方体のコンクリート・ブロックが積重ねられるので、築造後ある年数の後には、直立部下部の捨石堤は半ば不透過性の状態にあるのではないかと考えられるので、実際の防波堤直立部の横振動は上部の両方の振動をしているであろうと推定される。このような直立部の横振動の周期はほぼ波の周期と同一であるが、この振動の外に直立部は短周期の固有振動をする（このことは実験²²、²³においても実測²⁴においても確められている）。羽幌港の混成堤において行った実測²⁴によると、その周期は0.1～0.3秒で、0.2秒程度が最も多かった。またこの振動は基礎捨石堤を弾性体とし、直立部を剛体とみなした振動²⁴、²⁵に近いようである。

以上記したように混成堤の直立部は波力によって強制振動および固有振動をするので、波力の1部分はこれらの振動のために費されると考えられるが、このような現象は波力が小さくて、直立部が滑動を起さない状態にあるときで、この状態においては波圧曲線の第1の山のみならず第2の山も振動に関係を持っている。しかし砕波の波圧合力（最大同時圧力の合力） P が直立部の摩擦抵抗力 $R = f \cdot W$ （ W 直立部の水中における重量）より大きくなると、直立部は横振動を起す前に港内側に滑動するから、横振動による影響は入ってこない。また砕波の衝撃圧力（ P_{peak} ）の作用時間（ τ ）が非常に短いので、 $P > R$ のときに果して直立部が滑動するであろうかと疑問に思う人もあったので、実物に対して $1/10$ および $1/20$ 縮尺の混成堤を造って実験を行った結果、上の考え方が正しいことが証明された²²、²³。したがって直立部の滑動計算において、砕波の波圧合力 P が横振動によって1部減少することを考慮することは不適當であると考えられる。特に実際の防波堤の設計においてこのような考え方を採用することは許されないであろう。

また砕波の圧力式に関する実験はすべて基礎捨石堤を木製にした、不透過、不沈下の模型について行ったものである。この点についても実物と異なるが、実験において捨石堤を玉石あるいは砕石で造ると、その並べ方、締め方によって、透過性、沈下状況が毎回異なるために、波圧の実験値が毎回大きく変化する。また透過性、沈下状況を実物と相似することが非常に困難で、一般に過大な透過性と直立部の過大な横振動のために、波圧の実験値は過小となり易く、また波の特性および防波堤の形状を一定にしても、一定の実験値が得られなかった。防波堤の設計に必要な圧立式を作ることを目的とした実験は、基礎捨石堤が不透過で、かつ沈下しない最も悪い状態を対称として行えばよいと考えられるので、捨石堤を木で造って実験を行ったわけである。もし実験に用いた強い砕波に相似な海の砕波について今後実測が行われた場合には、恐らく実測値に等しいか、それより少し小さいであろうと考えられる。

23 永井、玉井：混成防波堤直立部の滑動実験（模型における実験），第9回海岸工学講演会講演集，PP. 127～132.

24 村木、高島：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，PP. 198～204.

25 林、今井：砕波の圧力と堤体の滑動，第11回海岸工学講演会講演集，PP. 184～192.

2) 碎波の圧力式の実用性について

広井式はわが国の混成堤（天端が低く、暴風時には多量に越波する）に対する長年の経験からえられた式である。10 年ほど前から Minikin 式が用いられるようになったが、この式を実測値との比較によって検討されたことはなく、また被害例を用いてこの式の精度を検討した例も少いようである。

最大圧力強度式(47)、(48)式および最大同時圧力の鉛直分布式の(41)、(43)、(45)式も実際の混成堤における実測値によって検討されていない。しかし既に記したように、実物に対して $1/25 \sim 1/10$ 縮尺の実験においては、規則的な波に関する限り、縮尺の影響はほとんどないことが証明されているから、自然の海の波の不規則性を除外すれば、実験式は Froude の相似法則を用いてそのまま実物の防波堤の波圧計算に使用して差支ないと考えられる。暴風時の海の波は種々の周期および波高の波が重なった非常に不規則な波であるが、防波堤に働く波圧という点から考えると、波の不規則性のために特に大きな圧力が作用するとは考えられないから、周期性の規則波についての圧力の実験値を用いても実用的には差支ないと考えられる。後に述べるように、不規則な海の波の特性を設計上に如何に用いるかが重要な問題である。

種々な形状の混成堤について行った多数の実験値について広井式、Minikin 式および最大同時圧力合力の(41)、(43)、(45)および(47)、(48)式の値を比較した結果²⁸⁾によると、 P_{max} については、広井式は問題にならないが、Minikin 式は比較の実験値に近く、その誤差はほぼ $\pm 60\%$ 以内にある。特に A 型分布のときは誤差が少い。(47)、(48)式は大部分の場合に実験値よりほぼ $\pm 10\%$ 以内大きく、誤差が $+45 \sim 60\%$ のものが少数あった。全波圧 P については、広井式は全般的に比較の実験値に似た値を与え、誤差はほぼ $\pm 70\%$ 以内、Minikin 式の精度もほぼ広井式の程度、(47)、(48)式はほぼ $\pm 20\%$ 以内であった。

3) 圧力式に使用すべき設計波について

一般に海の波は波高、周期が異った種々の波が重なって非常に不規則な形をしている。特に暴風時の波は強風の影響を受けて更に不規則な形状をしている。このような不規則な波は水底に沈設した波高計では正確に記録しにくい、相当な費用をかけて造った階段式波高計でもなかなか記録しにくい。

また波高計の記録を整理するにも可なりな熟練が必要である。不規則波の特性は一般には H_{max} 、

$H_{\frac{1}{10}}$ 、 $H_{\frac{1}{3}}$ 、 T_{max} 、 $T_{\frac{1}{10}}$ 、 $T_{\frac{1}{3}}$ などで表わされているが、港湾、海岸の構造物の設計にどの波を使用すべきであるかが重要な問題であって、設計者によって意見が異なる場合がある。一般に構造物の設計には工費の外に経済的重要度、民生安定上の重要性などが加わるので、設計波の選定も一概に構造物の種類によって定めることが難しいが、一般的に言うと、防波堤などの重要な海中構造物の安定計算に使用する設計波は $H_{\frac{1}{10}}$ および $T_{\frac{1}{10}}$ を用い、海岸堤防、防波護岸などからの越波を対称として考える場合には $H_{\frac{1}{3}}$ および $T_{\frac{1}{3}}$ を用いるのが適当ではないかと考える。例えば防波堤の安定計算に有義波を用いたとすると、暴風時には設計波（この場合は有義波）より大きい波が全体のほぼ 10% 襲来することになるから、たとえ防波堤の安定に対する安全率を $1.2 \sim 1.3$ にとったとしても（ $H_{\frac{1}{10}}/H_{\frac{1}{3}} \div 1.3$ 、 $H_{max}/H_{\frac{1}{3}} \div 1.8$ であるから）、その防波堤は災害を受ける可能性が非常に強いということが出来

28) 永井：土木学会論文集，別刷第65号，PP. 31～32。

る。しかし護岸の天端からの越波を対称として考える場合には、背後の陸地に相当の余裕のある排水路を設けることは余りに工費を要することではないから、排水路の流量に十分な安全率を持たせることによって、安全にして比較的工費が安い設計を行うことが出来る。

4) 碎波の圧力式を用いた災害例の検討

(1) 姫路港妻鹿港区西防波堤の安定計算

(a) 波圧の計算

姫路港は昭和39年9月25日、台風20号が襲来し、平均風速は25m/secの南風が3時間吹き、強い波浪のため、飾磨港区では東防波堤が倒壊し、妻鹿港区では施工中の西防波堤の1部が滑動するなど大きな災害を受けた。この台風時の波浪は記録出来なかったが、その時の風の資料と同年8月24日の台風14号の時の観測波浪（水圧式波高計による）から推定した結果、 $\frac{H}{3} = 3.8\text{ m}$ 、 $T_{\frac{1}{3}} = 6.5\text{ sec}$ 、 $\frac{H}{10} = 5.0\text{ m}$ 、 $T_{\frac{1}{10}} = 7.0\text{ sec}$ と推定された。

妻鹿港の防波堤の断面は図-49のごとくで、完成した防波堤には被害はなかったが、上部の場所打コンクリートが打たれていない部分（天端D. L. +2.0m）が滑動した。

最も波浪が強かったと推定された時の潮位はD. L. +2.0mであったから、防波堤の沖合の水深は11mである。最大 $\frac{1}{10}$ 波を用いると、 $T_{\frac{1}{10}} = 7.0\text{ sec}$ であるから、波長 $L = 62\text{ m}$ 、 $\frac{H}{10} = 5.0\text{ m}$ であるから $H/L = 0.081$ 、深海波の $T_0 = 7.0\text{ sec}$ とすると $L_0 = 76\text{ m}$ 、 $h/L_0 = 0.145$ であるから $H/H_0 = 0.91$ 、

$$\begin{aligned} \therefore H_0 &= 5.5\text{ m}, & \therefore H_0/L_0 &= 0.072 \\ \therefore h_b/H_0 &= 1.3 \sim 1.5 & h_b &= 7.2 \sim 8.2\text{ m} \end{aligned}$$

基礎捨石堤の天端上の水深 $h_1 = 7.2 \sim 8.0\text{ m}$ であるから、波は防波堤直前で碎波して衝突したと考えられる。直立部前面の水平部分の幅 $B = 4.0\text{ m}$ 、基礎捨石堤は比較的low、表法および水平部の長さ $S = 13 \sim 13.5\text{ m}$ であるから $S/Z = 0.21 < 0.27$ 。また捨石堤の表法勾配は1:2である。これらの条

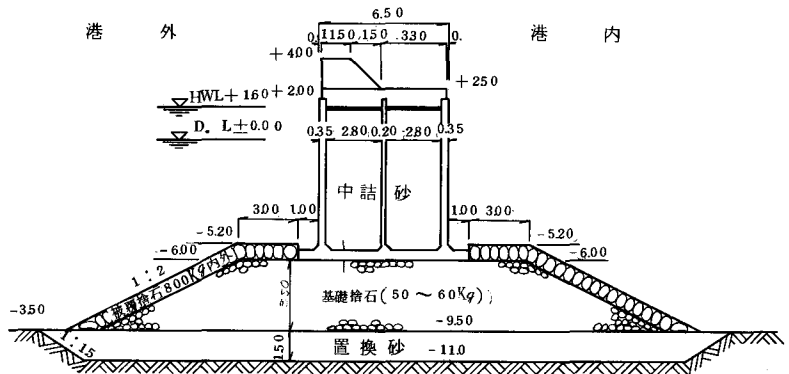


図-49 姫路港妻鹿港区西防波堤

件から碎波が直立部に衝突したときの最大同時圧力の分布はC型であったと推定される。故に分布は、

$$P_y = P_{max} \left(1 - \frac{y}{1.5H} \right)$$

$P = 0$ の点は静水面上 $y = 1.5H = 7.5m < 8.0m$, $h_1 \cdot (h_1/h_0) \cdot (H/L) = 8.0 (8.0/11.0) (0.081) \div 0.47m > 0.044m$, 故に $P_{max} = 20 \sim 26 t/m^2$, 瀬戸内海であるから $P_{max} = 20 t/m^2$ にとると、最大同時圧力の合力 P は、

$$P = \frac{1}{2} P_{max} \cdot H = \frac{1}{2} \times 20 \times 5.0 = 50 t/m$$

(b) 未完成断面の安定計算

下部場所打コンクリートだけが施工された断面 (天端高D. L. + 2.50m) の水中における全重量 $W = 62.1 t/m$, 直立部基部の前面は800kg程度の被覆捨石が置いてあるだけで根固めのコンクリートブロックがないから、直立部底面に働く揚圧力は $2 t/m^2$ と推定する²²。故に全揚圧力 P_u は、

$$P_u = \frac{1}{2} \times 2.0 \times 10.5 = 10.5 t/m$$

直立部と捨石堤との摩擦係数 $f = 0.90$ とすると²², 限界摩擦抵抗力 P は, $R = f(W - P_u) = 0.90 \times 51.6 = 46.4 t/m$

$$\therefore R/P = 46.4/50.0 = 0.93$$

故にこの防波堤は滑る。事実合っている。

(c) 完成断面の安定計算

図-49の完成断面 (天端高D. L. + 4.0m) の水中における全重量 $W = 66.1 t/m$, 揚圧力を考慮したときの限界摩擦抵抗力 R は、

$$R = 0.9 (66.1 - 10.5) = 50.0 t/m$$

$$\therefore R/P = 50.0/50.0 = 1.00$$

限界であるが、実際には f は恐らく 0.90 より幾らか大であるから滑らないだろうと考えられるが、実際にも滑動しなかった。

(d) Minikin式を用いた場合

波圧合力は53式より

$$\begin{aligned} P &= \frac{1}{3} \times 102.4 \times 8.0 \left(1 + \frac{8.0}{11.0} \right) \times 0.081 \times 5.0 + 1.03 \times \frac{5.0}{2} \left(8.0 + \frac{5.0}{4} \right) \\ &= 191 + 23.8 = 214.8 t/m \end{aligned}$$

もしこのような大きな波力が作用していたとすれば、完成断面でも大きく滑動し、捨石堤から転滅し、倒壊してしまったであろう。既に述べたように、Minikin式はある範囲においてのみ使用出来る式である。

(e) 広井式を用いた場合

波圧合力は

$$P = 1.5 \times 1.03 \times 5.0 \times 8.0 = 62.0 t/m > R = 50 t/m$$

完成断面の限界摩擦抵抗力 $R = 50 \text{ t/m}$ より可なり大きいから、完成断面の部分も滑動しなければならないことになる。これは事実と反する。

(2) 加太港防波堤の安定計算²⁷⁾

(a) 被害状況

加太港は和歌山県北端にあって友ヶ島水道の東側に位置し、西から北側は友ヶ島により、南側は田倉崎で遮蔽されていて、南西方向にだけ開いている。加太港の防波堤は紀伊水道の波浪が田倉崎を廻って南西方向から侵入するのを防ぐために築造されていて、その主要な断面は図-50に示すごとくである。

この防波堤は昭和34年9月26日の伊勢湾台風時に強い波浪の襲来を受けてその中央部約40mの区間が水平に港内側へ8~30cmほど滑動するとともに、天端も4~13cm沈下した(図-51参照)。

滑動した部分の断面は図-50のB-B断面で、先端部(A-A断面部分)は滑動しなかった。

(b) 波高および波圧の推定
A-A断面について

最大波浪時の潮位はほぼD.L. + 2.10mと推定されるので、このときの直立部の限界摩擦抵抗力 R は、底部外側端の揚圧力強度を P_u で表わすと、直立部の水中重量 $W = 63.75 \text{ t/m}$ であるから、

$$P_u = 1.0 \text{ t/m}^2 \text{ としたとき、}$$

$$R = 0.9 (63.75 - 4.5) = 53.3 \text{ t/m}$$

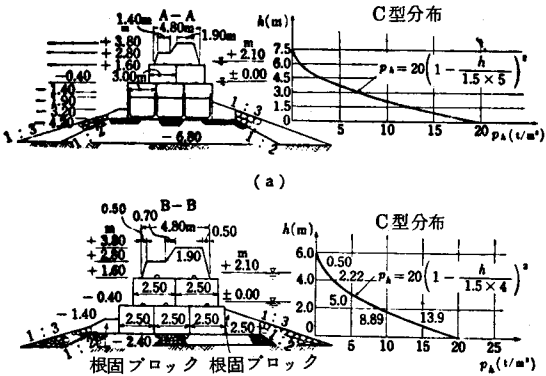


図-50 加太港防波堤断面図

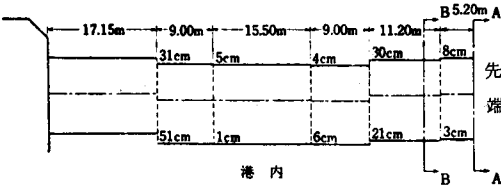


図-51(a) 防波堤水平移動図

防波堤沈下図

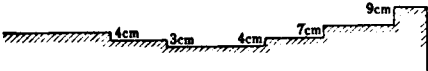


図-51(b) 防波堤沈下図

27) 永井, 有留: 伊勢湾台風時の和歌山県下の諸港湾における最大波浪の推定, 土木学会誌, 45巻6号, 昭和35年6月。

$$P_u = 1.5 t/m^2 \text{としたとき, } R = 0.9 (63.75 - 6.75) = 51.3 t/m$$

この防波堤断面は直立部前面に水平部がなく、捨石堤の外法の勾配は 1 : 3 で、 $h_1 \div 4 m$ であるから、台風時には少くとも波高 $H \geq 2.5 m$ の波は強く碎波して防波堤に衝突しその最大同時圧力の合力の鉛直分布は C 型であると推定される。また波の周期は $T = 9 \sim 10 \text{ sec}$ 程度で、沖合水深 $h_0 \div 8 \sim 10 m$ であるから、波長 $L = 90 m$ である。いま $H = 4.0 m$ と仮定すると、

$$h_1 \cdot \frac{h_1 H}{h_0 L} = 4 \times \frac{4}{9} \times \frac{4}{90} = 0.079 m > 0.044 m$$

故に $P_{max} = 20 \sim 26 t/m^2$ であるが、田倉崎からの回浪であるから、 $P_{max} \div 20 t/m^2$ にとるのが適当であろう。したがって最大同時圧力の合力 P は

$$P = \frac{1}{2} P_{max} \cdot H = \frac{1}{2} \times 20 \times 4 = 40 t/m$$

$P < R$ であるから、滑動しない。

次に $H = 5.0 m$ と仮定すると、 $h_1 \cdot h_1 / h_0 \cdot H / L > 0.044 m$ であるから、 $P_{max} = 20 \sim 26 t/m^2$ であるが、紀伊水動に直面していないから、 $P_{max} = 20 t/m^2$ にとると、

$$P = \frac{1}{2} \times 20 \times 5 = 50 t/m$$

A-A 断面直立部の $R = 51.3 \sim 53.3 t/m$ であるから、この断面が滑動しなかったことから考えて、波高 $H \leq 5 m$ であったであろうと推定される。

B-B 断面

潮位 D. L. + 2.10 m のときの $W = 49.71 t/m$ であるから、

$$P_u = 1.0 t/m^2 \text{としたとき, } R = 0.9 (49.71 - 3.75) = 41.4 t/m$$

$$P_u = 1.5 t/m^2 \text{としたとき, } R = 0.9 (49.71 - 5.62) = 39.8 t/m$$

いま $H = 4.0 m$ と仮定すると、 $h_1 \div 2.5 m$ であるから、

$$h_1 \cdot \frac{h_1 H}{h_0 L} = 2.5 \times \frac{2.5}{9} \times \frac{4}{90} = 0.031 m$$

故に (47) 式より $P_{max} = 20 t/m^2$

A-A 断面におけると同様に最大同時圧力の分布は C 型と考えられるから、

$$P = \frac{1}{2} \times 20 \times 4 = 40 t/m$$

この断面は 8 ~ 30 cm 滑動していることを考えると、波高 H は 4 m より大きかったと推定される。

以上両断面についての安定計算より加太港防波堤が災害を受けた時の波高は $4.0 m < H < 5.0 m$ で、ほぼ $H \div 4.5 m$ くらい、周期 $T = 9 \sim 10 \text{ sec}$ であったであろうと推定される。

(c) 広井式を用いた場合

広井式 $P = 1.5 w_0 H \times (\text{直立壁の高さ})$ を用いて直立部の限界摩擦抵抗力 R より波高を求めると、

A-A 断面では直立部の高さが 8.0 m であるから、 $H = 4.15 \sim 4.31 m$ 、

B-B 断面では直立部の高さが 6.2 m であるから、 $H = 4.16 \sim 4.32 m$

となり、 $H = 4.0 \sim 4.5 \text{ m}$ の波が来ると、A-A断面もB-B断面も同時に滑動することになり、事実上反すると共に、B-B断面だけが滑動し、A-A断面は滑動しなかったことを説明することは出来ない。

(d) Minikin式を用いた場合

A-A断面

いま波高 $H = 4 \text{ m}$ とすると、

$$P_{max} = 102.4 \times 4 \left(1 + \frac{4}{9} \right) \frac{4}{90} = 21.3 \text{ t/m}^2$$

$$P = \frac{1}{3} \times 21.3 \times 4 + 1.03 \times \frac{4}{2} \left(4 + \frac{4}{4} \right) = 28.4 + 10.3 = 38.7 \text{ t/m}$$

この値はC型分布とした最大同時圧力の合力 $P = 40 \text{ t/m}$ に近い。次に $H = 5.0 \text{ m}$ とすると、

$$P_{max} = 26.6 \text{ t/m}, \quad P = 57.9 \text{ t/m} > R$$

となり、 $H = 5.0 \text{ m}$ の波でA-A断面は滑動することになる。

B-B断面

波高 $H = 4.0 \text{ m}$ とすると、 $P_{max} = 14.6 \text{ t/m}^2$ 、 $P = 26.7 \text{ t/m} < R$ である。次に $H = 4.5 \text{ m}$ とすると、 $P = 33.2 \text{ t/m} < R$ である。更に $H = 5.0 \text{ m}$ とすると、 $P_{max} = 18.2 \text{ t/m}^2$ 、 $P = 39.0 \text{ t/m}$ である。故に波高 $H = 5.0 \text{ m}$ のときB-B断面はほぼ滑動の限界にあることになる。

以上両断面についての安定計算より、波高 $H = 5 \text{ m}$ 、周期 $T = 9 \sim 10 \text{ sec}$ の波のとき、A-A断面は滑動し、B-B断面は滑動の限界にあることになり、事実上反する。