

大阪市立大学工学部 正員 工博・永井庄七郎

大阪市立大学工学部 正員 工修 大坪 崇彦

1. 緒言

最近、水深の深い(10~12m)海中に基礎捨石部が低く、捨石天端中の広い(10~20m)低基混成防波堤が各地に築造されるようになったが、このような混成堤においては $h_1/H < 1.8$ (h_1 : 直立部前面水深, H : 波高) の場合でも必ずしも碎波が生じるとは限らず、直立壁に働く波圧強度およびその鉛直分布も高基混成堤の場合とは異なっている。

昭和28年より現在までに当研究室で行なってきた波圧に関する研究において、比較的高い基礎捨石部 ($0 < h_1/h_2 < 0.50$, h_2 : 捨石部前面法先水深) をもち、天端中が狭い(0~2m)高基混成防波堤に働く碎波の圧力(この場合 $h_1/H < 1.3$)と、基礎捨石部をもたない直立防波堤に働く重複波の圧力($h_1/H \geq 1.8$)についてその結果を発表したが、本文では上記の低基混成防波堤に働く波圧に関する研究結果を説明する。

この低基混成防波堤に働く波圧の多くは、碎波の波圧と重複波圧の中間に位置する部分碎波圧であるが、本研究では、

- (1) 部分碎波圧の特徴、重複波圧と碎波圧の相異点、
- (2) 部分碎波圧の発生条件、重複波圧と碎波圧との境界、
- (3) 部分碎波圧の最大同時波圧式、

を明らかにすることを目的として、これまでの碎波波圧、重複波圧の研究をもとにし、この2年向実験的考察を行ってきた。今回は(2)の一部と(3)について発表する。

2. 実験の方法

防波堤直立部の滑動あるいは転倒させる波圧は一般に最大同時波圧である。最大同時波圧合力は、 p_{max} (直立部各点の p_{peak} の中で最大の波圧強度) が生じた場合の同時波圧の合力である。 p_{max} に影響する要素を取り出し(図-1)、今回行なった実験条件によって次元解析を行ない次式を得た。

$$\frac{p_{max}}{w_0 H} = f\left(\frac{h}{L}, \frac{h_2}{H}, \frac{h_1}{h_2}, \frac{B}{h_2}\right) \quad (1)$$

ここで、 $p_{max}/w_0 H = \alpha$: 波圧強度係数

$h/L, h_2/H$: 侵入波浪特性、

$h_1/h_2, B/h_2$: 混成防波堤形状特性 とする。

今回の実験の範囲では、 p_{max} の生じる位置はほぼ静水面附近であった。このことは、低基混成防波堤の最大同時波圧は、高基混成防波堤の最大同時波圧式で p_{max} が静水面附近に生じるA型分布と、重複波圧(重複波圧の場合 p_{max} は常に静水面附近に生じる。)の中間に位置することがわかった。

日本の混成防波堤の形状について、港湾構造物集覧より、比較的水深の深い位置に設けられた場合を取り出し、上記の混成防波堤形状特性($h_1/h_2, B/h_2$)でもって整理したところ図-2が得られた。この図中で(●■)は今回実験を行なった模型断面特性を示す。捨石部法勾配は1:3とした。

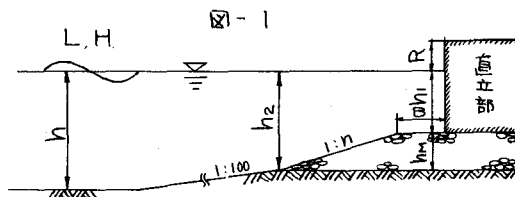


图-2 混成防波堤形状

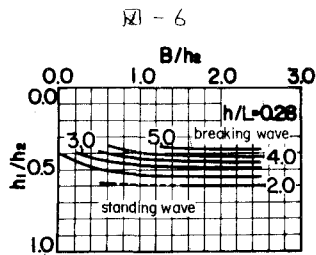
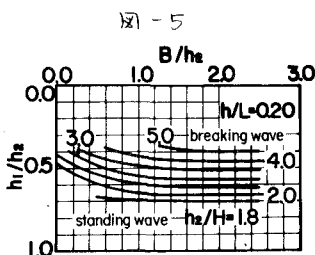
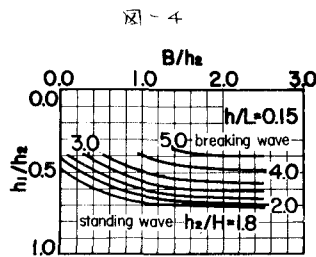
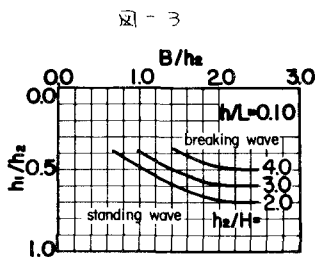
[illegible]

冲水深 h		$h_m = 560 \sim 810 \text{ cm}$	$h_p = 11.2 \sim 16.2 \text{ m}$
海底勾配 i		$i = 1/100$ (混成堤設置位置より10m以内)	
波 浪	周期 T	$T_m = 1.17 \sim 3.05 \text{ sec}$	$T_p = 5.2 \sim 13.6 \text{ sec}$
	波高 H	$H_m = 5.0 \sim 38.0 \text{ cm}$	$H_p = 1.0 \sim 7.6 \text{ m}$
	波長 L	$L_m = 201 \sim 801 \text{ cm}$	$L_p = 40.2 \sim 162 \text{ m}$
防 波 堤 形 状	法先水深 h_z	$h_{zm} = 40.0 \sim 65.0 \text{ cm}$	$h_{zp} = 8.0 \sim 13.0 \text{ m}$
	前面水深 h_1	$h_{1m} = 10.0 \sim 50.0 \text{ cm}$	$h_{1p} = 2.0 \sim 10.0 \text{ m}$
	捨石高さ h_m	$h_{rm} = 15.0, 25.0, 35.0 \text{ cm}$	$h_{rp} = 3.0, 5.0, 7.0 \text{ m}$
	先端巾 B	$B_m = 0, 12.5, 25.0, 50.0, 75.0, 100 \text{ cm}$	$B_p = 0, 2.5, 5.0, 10.0, 15.0, 20.0 \text{ m}$
侵入波浪特性		$h/L = 0.10 \sim 0.28$, $h_z/H = 1.7 \sim 6.2$	
防波堤形状特性		$h_1/h_z = 0.72 \sim 0.78$, $B/h_z = 0.0 \sim 2.5$	

実験結果を要約すると次のようになる。

この図-3~6より、混成防波堤の捨石部の高さが低く、 $h_1/h_2 \geq 0.75$ で、 $h_2/H \geq 1.8$ の場合には、相対水深 h/L 、

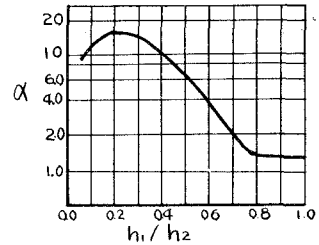
図-3~6 重複波圧と部分碎波圧の限界



-32-

3.2 部分砕波圧の波圧強度係数 α について、重複波圧の最大同時波圧の波圧強度係数は、 $\alpha \leq 1.0 \sim 1.3$ である。高基堤成防波堤の最大同時波圧式の中で静水面付近で p_{max} の生じるA型分布の場合には、 α の値は10以上になる。 α の値を今回行った部分砕波圧のデータも加えて h_1/h_2 で整理すると図-7となる。この図より、重複波圧、部分砕波圧、砕波圧の α の変化状況がわかる。

図-7 波圧強度係数 α ($h_2/H \leq 1.8$)



低基堤成防波堤の部分砕波圧の α は、指石部高さ h_1/h_2 、天端巾 B/h_2 、侵入波浪特性 h_2/H の値によって決まる。 h_2/H をパラメーターとして α の値を示すと図-8～11である。 p_{max} の生じる位置は静水面附近である。

図-8～11 α の値

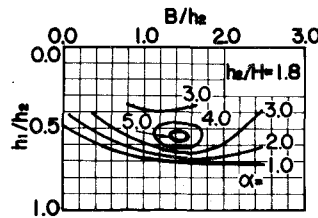


図-10

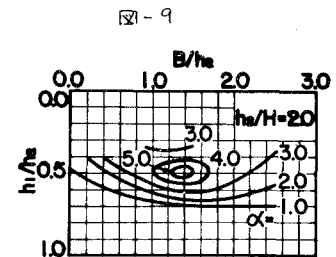
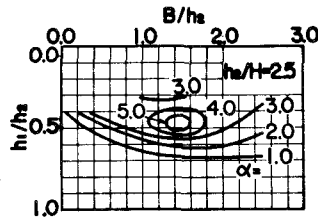
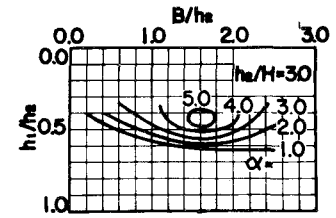


図-11



防波堤を設計するにあたり、図-8～11より、侵入波浪特性 h_2/H がわかれば、 α の値が大きい位置をさけるように低基堤成防波堤の形状を決めることができる。

3.3 低基堤成防波堤に働く最大同時波圧式 低基堤成防波堤直立部 ($0.40 < h_1/h_2 < 0.75$) の最大同時波圧の鉛直分布を静水面以下と静水面以上の2に分けて、次の実験式を提案する。

(a) 静水面以下 低基堤成堤直立部に働く部分砕波の圧力分布は重複波と完全砕波のA型分布の中間にある場合が多い。これを図で示すと図-12のごとくである。

この間の変化を次式であらわす。

$$\frac{p_z}{p_{max}} = \frac{\cosh \beta (1 + \frac{z}{h_1})}{\cosh \beta} \quad (2)$$

p_z : 静水面以下 $-z$ における波圧強度

β と α との関係を実験値から求めると図-13となる。これを式で表わすと次式が得られる。

図-12

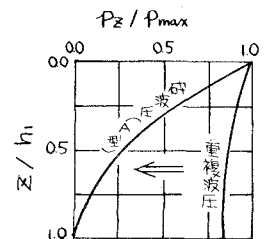
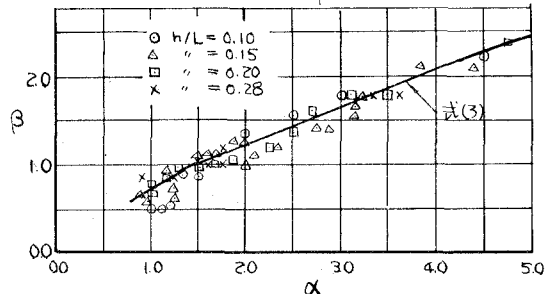


図-13. α と β の関係



$$\beta = \sqrt{6.0\alpha + 26.0} - 5.0 \quad (3)$$

ただし $1.0 \leq \alpha \leq 5.0$

静水面以下の波圧合力は次式で得られる。

$$P_1 = \int_{-h_1}^0 p_z dz = \alpha w_0 H h_1 \frac{\tanh \beta}{\beta} \quad (4)$$

(b) 静水面以上、重複波圧のはり上り H_c は $H_c/H = 1.0 \sim 1.3$ ($H_c/H = \gamma$: はり上り係数) である。碎波のA型分布のはり上りは $H_c/H = 0.5$ である。前と同様に、部分碎波圧のはり上りは $H_c/H = 0.5 \sim 1.3$ の間を α の値に応じて変化する。

はり上り係数 $\gamma = H_c/H$ と α との関係を実験値から求めると図-14 である。 γ の値を示すと表-2 のごとくで、 α と h/L によって変化する。

図-14. α と γ の関係

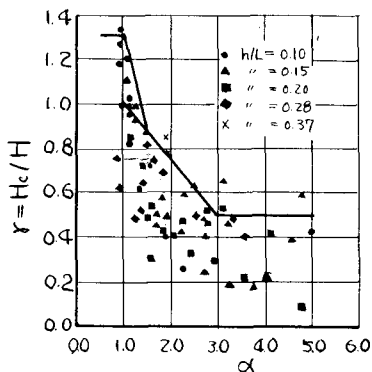


表-2. γ の値

いま、静水面から上の波圧分布を、静水面上で $P_{max} = \alpha w_0 H$, $H_c = \gamma H$ で $p_z = 0$ の三角形分布とすると、静水面上の波圧合力は次式で求められる。

$$P_2 = \frac{1}{2} P_{max} H_c = \frac{1}{2} \alpha \gamma w_0 H^2 \quad (5)$$

(c) 最大同時波圧合力 (4), (5) 式より最大同時波圧合力は次式で求まる。

$$P = P_1 + P_2 = \alpha w_0 H \left(h_1 \frac{\tanh \beta}{\beta} + \frac{1}{2} \gamma H \right) \quad (6)$$

(d) 実験値と実験式の比較

図-15~18 は実験値と実験式の比較を示す。図-15~16 は重複波圧の場合、図-17~18 は部分碎波圧の場合で、実験値の最大同時波圧合力 P_e と (6) 式で計算された値 P_{cal} と比較するとほとんどの場合 $P_e/P_{cal} = 0.8 \sim 1.0$ であった。

図-15~18 実験値と実験式の比較

図-15

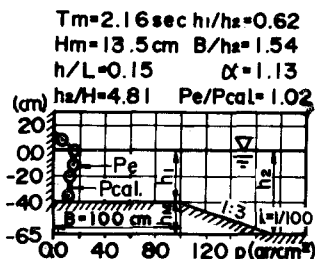


図-16

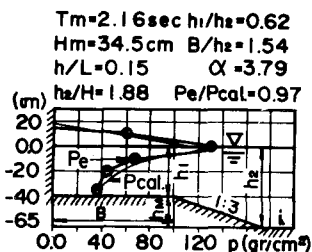


図-17

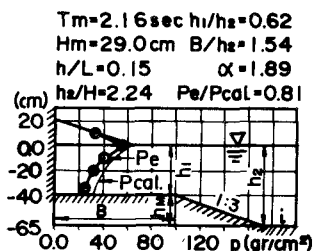
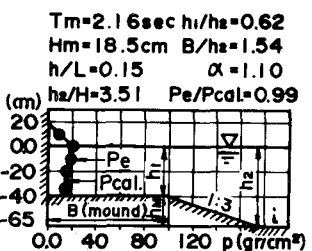


図-18



参考文献

- 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.
- 永井 改訂水理学 P400-17 ~ P400-24
- Nagai, S., "Pressures of Partial Standing Waves," Journal of the Waterways and Harbors Div., ASCE, Aug. 1968