

曲面護岸と各種断面護岸による越波量の比較

河野 二夫*・高野 重利**・津田 博規***

1. 緒 言

北海の強風に伴う Netherlands(オランダ)の海岸災害 (1953) 以来 Sibulらによる越波に関する実験的研究 (1956) を初めとして、石原ら (1955) による許容越波量の考え方の提言や伊勢湾台風の災害 (1959) に関連して今日までに多くの研究がなされている。すなわち、越波させない護岸 (海岸堤防) 形式から低天端護岸、各種消波工護岸および離岸堤などを併設した面的工法による護岸や海岸堤防による越波および最近では景観を考慮した曲面護岸などによる越波量の特性に関する研究がなされて来た。他方、解析的には沖波の水粒子の半周期の移動量と越波量を関連づけた無次元越波量の表示の方法 (石原ら, 1957) や堤防をせきに仮定して非定常越流の式を適用した方法 (1967) および不規則波の期待越波量の算定方法 (合田, 1970) などよく知られている。本研究の目的は海底勾配や護岸断面形状が異なる場合で消波工や風の作用で波の条件も異なる場合の無次元越波量の特性を統一的な表示方法で整理し比較検討することである。とくに、吉川・椎貝・河野が定義した越波時の越流係数 (k) と定常流の堰の流量係数 (m) の関係について筆者の考え方を提案することと、曲面護岸の曲面にスリットを設けた場合のその空隙率の効果に注目して研究を行ったものである。

2. 実験装置と内容

本研究で扱った護岸や海岸堤防 (以下護岸と呼ぶ) 断面の略図を図-1 に示す。図の中で断面 (a), (b) は東京工業大学での実験であり、断面 (d) は Waterways Experiment Station (WES) と Beach Erosion Road (BEB) で実験したもので WES は規則波を作用させ、BEB は風洞を使用したものである。断面 (f) は消波工としてテトラポッド (50 ton 型の縮尺 1/43 の模型) を 2 列、4 列、5 列に配置した場合である。

断面 (c) は護岸曲面の表面に横スリットを設ける場合

と設けない場合で実験を行なった。実験水路は模型 (a), (b) は長さ 11 m, 幅 0.6 m のものを使用し、模型 (d) は長さ 18 m, 幅 0.3 m, 高さ 0.39 m の水路を使用し、模

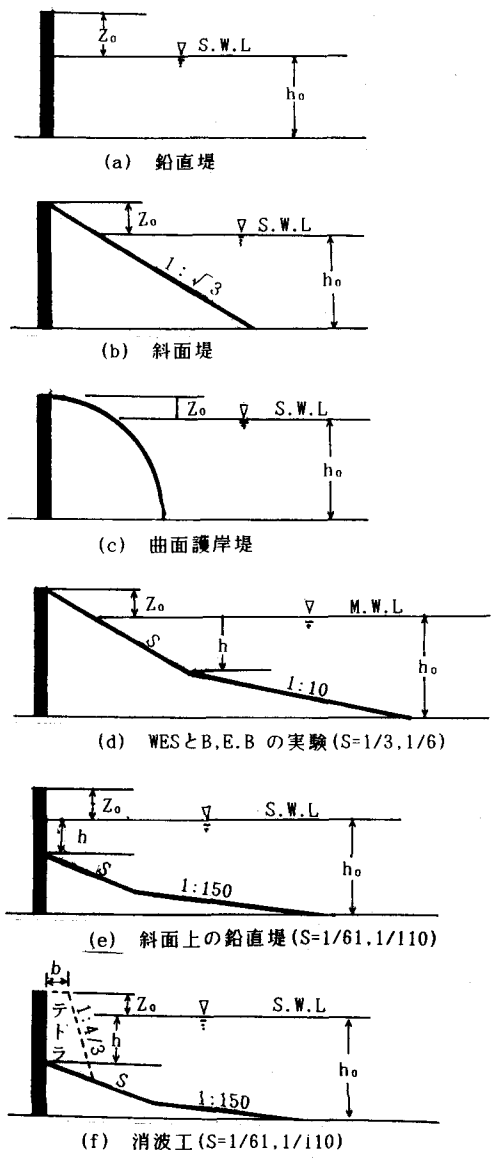


図-1 護岸断面 (略図)

* 正 会 員 工 博 宮崎大学教授 工学部土木工学科
** 正 会 員 宮崎大学技官 工学部土木工学科
*** 学生会員 宮崎大学大学院 土木工学科

表-1 実験緒元

護岸形式	h_0 (cm)	h (cm)	$\frac{z_0}{h}$	δ_i	$\frac{U}{\sqrt{gH_i}}$	S	備考
(a)	40~50	47~50	0.01~0.06	0.01~0.035	—	鉛直	東工大
(b)	45~50	45~50	0~0.11	0.005~0.035	—	斜面	東工大
(c)	30	30	0.347	0.006~0.076	—	曲面	$\lambda = 0$ (%)
	32	32	0.263	0.01 ~0.071	—		$\lambda = 11$ (%)
	34	34	0.188	0.012~0.086	—		$\lambda = 17$ (%)
				0.024~0.072	—		$\lambda = 22$ (%)
(d)	11.28	4.57	0.22~1.2	0.042~0.071	—	1/3	WES
	11.28	4.57	0.10~0.54	0.028~0.071	—	1/6	WES
	11.28	4.57	0.16~1.47	0.07~0.118	8.1 ~14.4	1/3	BEB
	11.28	4.57	0.04~1.25	0.047~0.094	9.7 ~15	1/6	BEB
(e)	35.8	23.25	0.51	0.016~0.08	—	1/110	斜面鉛直堤
	38.17	21.65	0.43	0.028~0.069	—	1/61	斜面鉛直堤
(f)	35.8	23.25	0.51	0.028~0.069	—	1/110	テトラ2例
	38.17	21.65	0.43	0.019~0.018	—	1/61	テトラ4例
	38.17	21.65	0.43	0.018~0.104	—	1/61	テトラ5例

(注) : u は風速 (m/s), g は重力の加速度 (9.8 m/s²)

型 (e), (f) は長さ 30 m, 幅 1.2 m, 高さ 1 m のコンクリート水路を使用し, 模型 (c) は長さ 16 m, 幅 0.4 m, 高さ 0.6 m の二次元造波水路を使用した。波形は WES と BEB が海底斜面の先端水平部で計測している以外は護岸法先の先端部から 5~6 m の沖側で入射波を計測し, 護岸天端付近の所要の場所で波の打上げ波形を計測しビジュグラフに記録し解析した。越波量は護岸背後に採水箱を設け到達波の 3~5 波目を目安に採水しメスシリンダーで越波量を計量し評価した。ただし東工大の実験では採水箱に流入する越波水の水深変化量を電気抵抗式波高計で測定し越波量の時間変化量を求めて評価した。なお BEB の実験は Lake Okeachobee (オキチヨビ湖) の越波を対称に 1/67.5 の模型実験を行ったものである。表-1 に実験諸元を示した。

3. 理論的考察

図-2 は非越波時と越波時の波のエネルギー収支の関係を説明するためのものである。記号の中で z は静水面に上向きの座標, ξ は護岸堤前に鉛直壁を仮想した時の完全重複波の波頂高を示すようなものであり定常流における堰上流の全エネルギー水頭に相当する。 ξ は ξ の中で堤の越流に直接的に寄与する仮想上の水頭で有効エネルギー水頭 (仮称) とも云えるものである。例えば鉛直堤の場合は ξ は重複波の波頂高とすると越流に直接的

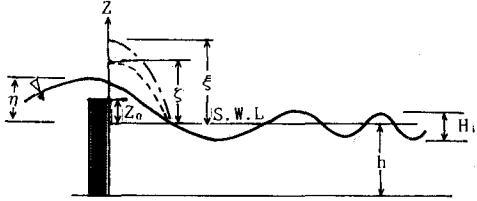


図-2 説明図

に寄与する部分のエネルギーは大きく減少しその有効なエネルギー全水頭 ξ と ξ は大きな差異になる。他方曲面護岸などの場合は ξ は鉛直堤と同じエネルギー水頭を仮想するが越波に直接寄与する全エネルギー水頭 (ξ) の値は ξ と余り大きな差異にならない。 ξ と ξ の関係は堤の形状による反射波や堤法面の碎波あるいは風の作用でも変化する。ここで, $\xi = \alpha \xi$ と仮定すれば α の意味は堤前で完全重複波を仮定した時の全エネルギー水頭の α 倍が越波する時の全エネルギー水頭である事を示す。この ξ は堤天端付近では運動エネルギーに変換するので堤天端上の水面高は小さくなる。護岸を堰と考えた場合の堤天端上の越流水面高を η とする。

堤幅 B 当りの越流量を q とすると q は式 (1) になる。

$$q = B \int_{z_0}^{\eta} \sqrt{2g(\xi - z)} dz \dots\dots\dots (1)$$

式 (1) の積分区間の上限を η のかわりに ξ とおき, その補正係数を m (定常流の場合の流量係数) とすると α と m の関係が次式のように得られる, ($\xi = \alpha \xi$).

$$\alpha = \frac{1}{[1 - (1 - m)^{2/3}]} \cdot \frac{[\eta - z_0(1 - m)^{2/3}]}{\xi} \dots\dots\dots (2)$$

越波の場合には η も ξ も時間 (t) によって変化するもので, その波形を三角波で仮定し η や ξ の最大値を $\eta_{\max}$, $\xi_{\max}$ とおくと波の 1 周期 (T) 当りの無次元越波量 $\bar{Q}$ が次の様に得られる。

$$Q = 2 \int_{t_1}^{t_0} m q dt = 2 m B \sqrt{2g} \int_{t_1}^{t_0} \int_{z_0}^{\xi} (\xi - z)^{1/2} dz \cdot dt \dots\dots\dots (3)$$

$$\bar{Q} = \frac{Q}{TBz_0\sqrt{2gz_0}} = \frac{2}{15} m \left(\frac{z_0}{\alpha \xi_{\max}} \right)^{-3/2} \cdot \left\{ 1 - \frac{z_0}{\alpha \xi_{\max}} \right\}^{5/2} \dots\dots\dots (4)$$

上式では t_0 は ξ が $\xi_{\max}$ になる時刻 ($t_0 = T/4$) であり, t_1 は ξ が z_0 に等しくなる時刻 ($t_1 = t_0 \cdot z_0 / \alpha \cdot \xi_{\max}$) である。なお, 式 (2) の α は $\xi = \xi_{\max}$, $\eta = \eta_{\max}$ の場合でも成立する定数である。 H_i を入射波高 (堤前波高) とする時 $\xi_{\max} = KH_i$ とすると K の値については Sainflou, Miche, 合田らの有限振幅重複波理論に基づく成果があるが, これらを実験値と比較して実験式を提案した遠藤ら (1981) の式は次式で示される。

$$K=1+(14.834-8.361kh)\cdot\delta_i \cdots\cdots\cdots(5)$$

また, Tadjbaksh (タジュバクシュ) ら (1960) の有限振幅重複波の第3次近似解は式(6)になる.

$$\left. \begin{aligned} K &= 1 + \frac{1}{16\pi\delta_i} (kh)^2 \left(\frac{a}{h} \right)^2 (\omega_0^2 + 3\omega_0^6) \\ \delta_i &= \frac{kh}{2\pi} \left\{ \frac{a}{h} + \frac{K_1}{256} (kh)^2 \left(\frac{a}{h} \right)^3 \right\} \end{aligned} \right\} \cdots\cdots(6)$$

ここに,

$$\left. \begin{aligned} K_1 &= 27\omega_0^{-12} + 27\omega_0^{-8} + 96\omega_0^{-4} - 63 + 11\omega_0^4 + 6\omega_0^8 \\ \omega_0^2 &= \tanh kh \end{aligned} \right\} \cdots\cdots\cdots(7)$$

δ_i は入射波の波形勾配, kh の k は波数である. 土屋らによると式(6)は実験値とよく一致している(土屋・山口, 1969). 次に越波時の堤天端上の波の打上げ水面高さ($\eta_{\max}$)については遠藤ら(1981)の実験式(1981)が次の様に提案されている.

$$\frac{\eta_{\max}}{\xi_{\max}} = 0.65 + 0.35 \left(\frac{z_0}{\xi_{\max}} \right) \cdots\cdots\cdots(8)$$

式(5)を式(8)に代入すると次式が得られる.

$$\frac{\eta_{\max}}{H_i} = 0.65 + 9.65\delta_i + 0.056 \frac{z_0}{h} \cdot \frac{kh}{\delta_i} - 5.44kh \cdot \delta_i \cdots\cdots\cdots(9)$$

同様に式(6)と(8)により次式が得られる.

$$\frac{\eta_{\max}}{H_i} = 0.65K + 0.0557 \cdot \frac{z_0}{h} \frac{kh}{\delta_i} \cdots\cdots\cdots(10)$$

以上の式は鉛直堤の場合の越波時の堤天端の波頂高と入射波高の関係式を示したものである.

4. 実験結果と考察

(1) 曲面護岸天端の越流水深

図-3には曲面護岸の越流水深($R = \eta_{\max} - z_0$)の実測

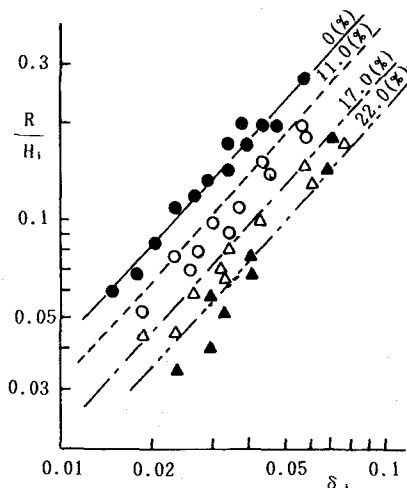


図-3 曲面護岸の越流水深と空隙率の関係

値と波形勾配(δ_i)の関係が曲面表面に設けた横スリットの空隙率にどの様に影響されるかを示したものである. 越流水深は曲面護岸天端の終端から10cmの水平板を設けた部分の8cmの区間の2点で容量式波高計による計測を行い, その平均値を示してある. 越流水深の波形はsin波の下部が天端面で水平にcutされた時間波形になっており沖側(曲面護岸の終端部)の波形は若干小さくなっている. 図によると護岸表面の横スリットの空隙率(λ)が越波時の護岸の打上げ高さに及ぼす効果は大きいことが明らかである.

(2) 越流水面高さ

越波している場合の堤天端上の越流水面の高さの最大値($\eta_{\max}$)と非越波時の重複波の波頂高さ($\xi_{\max}$)の関係については鉛直堤の場合の $\eta_{\max}$ の実測値と $\xi_{\max}$ に対する理論値を検討して式(8)に示す結果を遠藤らが提案したことは既述の通りである. $\xi_{\max}$ に対する遠藤らの実験式(5)と式(8)により式(9)が得られる. 他方, 土屋らは $\xi_{\max}$ に関する理論式を検討し有限振幅波理論にもとづく第3次近似解が最も妥当であることを実験値と比較して提言している. この $\xi_{\max}$ の理論式(6)と式(7)を遠藤らの鉛直堤における $\eta_{\max}$ の関係式(8)に代入して求めたものが式(10)である. すなわち, 彼らの式は越波時の鉛直堤の場合に対する越流水面高を与えるものである. これらの計算結果を図-4の中の点線と実線で示してある. 鉛直堤を曲面護岸の越流水面高さの比較をするための曲面護岸の場合の実験値を図-4の中に示してある. 図によると鉛直堤の場合の越流水面高さの平均値を示す曲線に比較して曲面護岸の場合は $\eta_{\max}$ の値がかなり低減し, とくに空隙率が大きくなると, その効果も大きい事がわかる. ($z_0/h=0.188$).

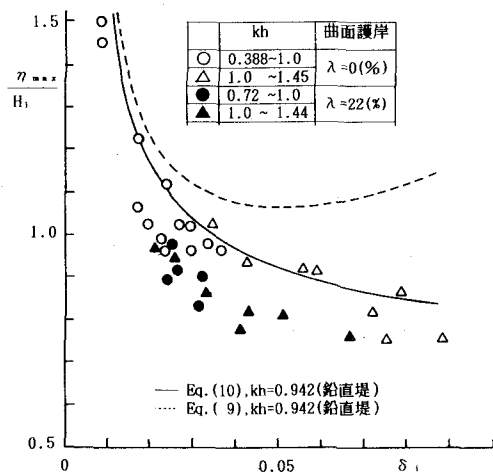


図-4 鉛直堤と曲面護岸の越流水面高さの比較

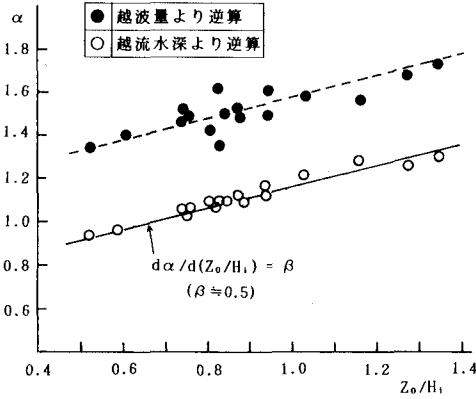


図-5 曲面護岸の α の特性 ($\lambda = 0\%$)

(3) α の値の特性

越波量の式(4)の中の α は堤前に鉛直堤を仮想した場合の波の全エネルギー水頭の α 倍が越波に寄与する仮想上のエネルギー水頭(定常流の場合の全エネルギー水頭)であると仮定した。この α の特性を検討するためには次元解析的手法を除けば、越波量を計測して式(4)により逆算して求めるか、堤天端上の越流水面高を計測して得た値($\eta_{\max}$)と重複波の波頂高($\xi_{\max}$)の理論または実測値を用いて式(2)により α の値を見出す以外にないと考えた。後者の考え方に対しては式(2)の流量係数 m の値が正しく評価されねばならない。堤上の流れを限界流として定常流の場合と同様にBélangerの定理が適用できると仮定すれば式(3)の計算結果と比較をすると $m=0.5773$ となる。また、定常流の場合の矩形堰では0.322~0.355であり、刃形堰では0.451~0.497になっている(石原, 本間編, 応用水理学, 中, 1957)。本文では吉川・椎貝・河野が用いたように $m=0.5$ として式(2)により $\eta_{\max}$ の計測値と式(6)の $\xi_{\max}$ の計算値を用いて α の値を求めた結果を図-5に示してある。図中の「●」印は越波量の実測値から式(4)により逆算したものである。

α は堤前で仮想した重複波の全エネルギー水頭と越波に直接寄与する全エネルギー有効水頭の割合いとして定義したが、前者は理論的にも実験的にも検討されていることは既述の通りであるが、後者は仮想上のものであり堤の形状による反射率や碎波によって大きく支配されると考えるが、そのエネルギー有効水頭の評価は難しい。

しかし図-5によると1例ではあるが α に対する z_0/H_1 の微分係数が越波量から逆算した値と類似しており、横軸の値が増加すると α も比例的に増加することがわかる。

(4) 無次元越波量の比較

式(4)で $\xi_{\max}=KH_1$ であるが α の中に K の値を含めて改めて $\bar{\alpha}$ とすると式(11)になる。

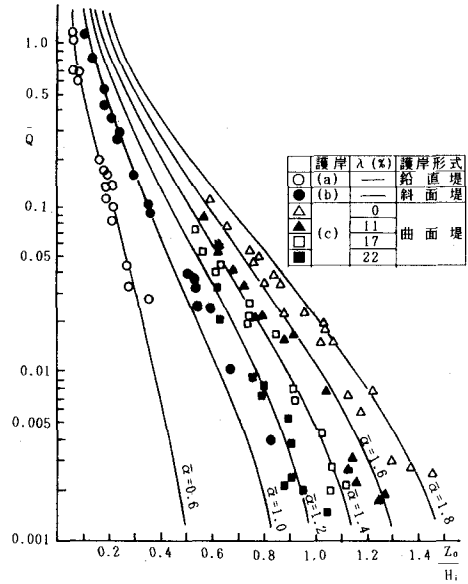


図-6 無次元越波量の比較 (1)

$$\bar{Q} = \frac{2}{15} m \left(\frac{z_0}{aH_1} \right)^{-1.5} \left(1 - \frac{z_0}{aH_1} \right)^{2.5} \dots\dots\dots (11)$$

$\bar{Q}$ の実測値を式(4)の右辺第1項で計算した結果が図-6~図-8に示してある。図中の曲線は式(11)の計算値を示しているが、式(11)で $m=0.5$ と仮定し、計算曲線は $\bar{Q}$ の実測値と式(11)の計算値がなるべく一致するような $\bar{\alpha}$ の値を試算的に求めた結果を用いて $\bar{Q}$ を算出したものである。図-6は海底面が水平な所に鉛直堤、

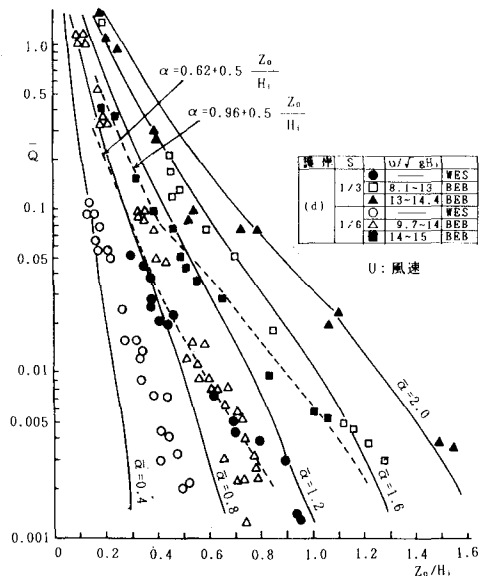


図-7 無次元越波量の比較 (2)

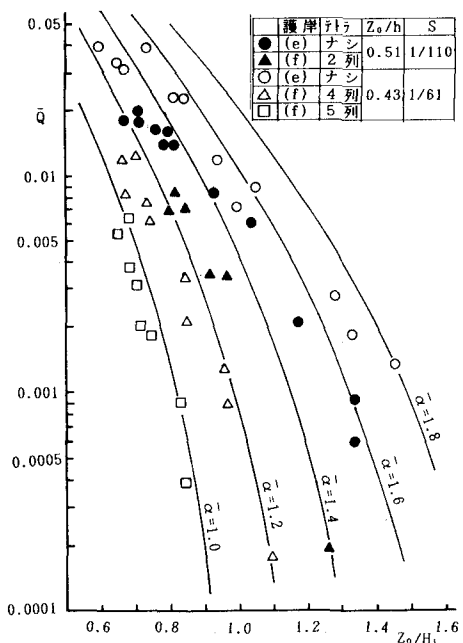


図-8 無次元越波量の比較 (3)

斜面堤、曲面護岸の3種類の無次元越波量を比較したものであるが、全体的には曲面護岸の越波量は総体的に大きい、曲面の表面に横スリットを設けると空隙率の大きさによっては越波量はかなり減少することがわかる。

図-7は風的作用を受けた場合と規則波による無風の場合の比較を示したものである。全体的には式(11)による計算値に対し実測値は横軸の値が増加するほど増加する傾向がみられる。このことは $\bar{\alpha}$ が一定でない事によると考えられる。 δ_i , z_0/h , z_0/H_i が与えられるときの α の算出方法は、 $kh=2\pi\cdot\delta_i\cdot(z_0/H_i)/(z_0/h)$ から式(7)で K_1 を求める。次に式(6)で (a/h) を逆算した結果を用いて式(6)の K が求められる。式(2)で η/ξ は $\eta_{\max}/\xi_{\max}$ とすると式(8)で算出できる。ただし、 $z_0/\xi_{\max}=(z_0/H_i)/K$ である。

以上により $m=0.5$ として α を求めると図-5に示した関係式が得られる。

$$\alpha = C_1 + \beta \frac{z_0}{H_i} \dots\dots\dots (12)$$

積分定数を C_1 とすると式(12)が得られる。図-7の点線は(●)印と(■)印の実験に注目したものであるが、(●)印の場合は $z_0/H_i=0.5$ のとき $\bar{Q}\div 0.018$ であるので越波量の面からは式(11)で逆算すると $\bar{\alpha}=0.87$ になる。この $\bar{\alpha}$ を式(12)の α に代入し、 $\beta=0.5$ とすると

$C_1=0.62$ となり z_0/H_i に対応する α が求められる。この α の値を式(11)の $\bar{\alpha}$ に代入して $\bar{Q}$ を算出した。

図-8には消波護岸の越波量について調べたものである。ここでテトラ2列の天端幅(図-1の模型fのb)は15cmである。これらによると消波工の効果は大きく、とくに $S=1/61$ の場合の越波量減衰効果は大である。

5. 結 論

断面形状の異なる6種類の護岸形式に対する越波の特性について比較検討した。本研究で得られた主な結果を要約するとつぎのとおりである。

(1) 曲面護岸の表面に設けた横スリットの空隙率が護岸天端部の越流水深に及ぼす効果を明らかにした。

(2) 鉛直護岸と曲面護岸の越流水面高さは曲面護岸の方が鉛直堤に比較してかなり低減できる。

(3) 護岸堤前に鉛直壁を仮想した時の完全重複波の波頂高(全エネルギー水頭)の α 倍が越波に寄与するエネルギー水頭(有効エネルギー水頭)であると仮定して α の特性を検討した結果 α の値は z_0/H_i の増加に伴って直線的に増加することを明らかにした。

(4) 6種類の護岸形式に対する無次元越波量を統一的な表示方法で整理し比較した。

参 考 文 献

- 石原藤次郎・岩垣雄一・鈴木雄太 (1955): 海岸堤防の設計, 特にその有効高について, 第2回海講講演集, pp. 57-70.
- 石原藤次郎・本間仁編 (1957): 応用水理学中1, 丸善出版, pp. 138-152.
- 石原藤次郎・岩垣雄一・三井宏 (1957): 海岸堤防の越し波防止効果について, 第4回海講講演集, pp. 99-109.
- 遠藤茂勝・落合実・三浦晃 (1981): 越波のある場合の重複波の波頂高について, 第28回海講論文集, pp. 320-342.
- 吉川秀夫・椎貝博美・河野二夫 (1967): 海岸堤防の越波に関する基礎的研究(1), pp. 118-122.
- 合田良実 (1970): 防波護岸の越波量に関する研究, 港研報告, 9巻, 4号, 41P.
- 土屋義人・山口隆正 (1969): セツ動解による有限振幅重複波理論の適用限界について, 第16回海講講演集, pp. 7-13.
- Sibul, O. J. and E. G. Tickner (1956): 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, 27p.
- Wiegel, R. L.: Oceanographical Engineering, Prentice-Hall, Inc., p. 449.
- Tadjbaksh, I. and J. B. Keller (1960): Standing surface waves of finite amplitude, J. Fluid Mech., Vol. 8, pp. 442-451.