

上部スリット式護岸の開発とその背後に設置する 越波排水路の設計法について

北野正夫*・目見田哲**・八木典昭***・殿最浩司****

1. はじめに

従来、護岸は沿岸の浅海域に建設されてきた。しかしながら、最近の港湾施設や汽力発電所は、沖合人工島に代表されるように、高波浪が直接来襲する外洋に面した大水深域に展開されつつある。その場合、護岸背後地の安全性を高めるため越波低減効果に優れた護岸の構造形式を選定することが重要な課題の一つになる。また、これらの護岸には、小型船舶の航行等に支障をきたさないように反射波の低減が求められる場合が少なくない。さらに、これらの護岸の建設にあたっては、最近の社会情勢を反映して建設コストの縮減を強く求められる。そこで、著者らは、できる限りこれらの課題や要求に対応するため、図-1 に示すような構造形式(以下上部スリット式護岸と呼ぶ)の護岸を考案し、その実用化に向けて不規則波を用いた断面実験および平面実験を実施し、この上部スリット式護岸の越波低減効果等を明らかにした。

また、この上部スリット式護岸を採用した場合でも、護岸の背後地に入る越波流量を許容平均越波流量(例えば $0.01 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$)以下に抑えるためには、護岸のパラペットの天端を非常に高くする必要があり、構造設計上あるいは景観上好ましくない。そのため、実際の設計では、図-1 に示すようにパラペットの背後に越波排水路を設けた二重構造とし、越波水はこれによって排水する(自然流下させる)計画とした。一方、このような越波水の処理の問題として、単に平均越波流量だけを対象とするのではなく、不規則波の波群特性や短時間越波量を考慮することが重要であることを指摘する人も多い(木村ら, 1981; 井上ら, 1989; 合田, 1990; 関本ら, 1992)。しかしながら、これまでこの越波排水路に関する検討例としては、強風時の越波に対して背後地への浸水防止に有効な越波排水路の規模を検討したもの(池野ら, 1993)や、平均越波流量を対象として越波排水路内の水位を計算したもの((財)沿岸開発技術研究センター, 1999)などがあるものの、この短時間越波量等を考慮して越波排水路

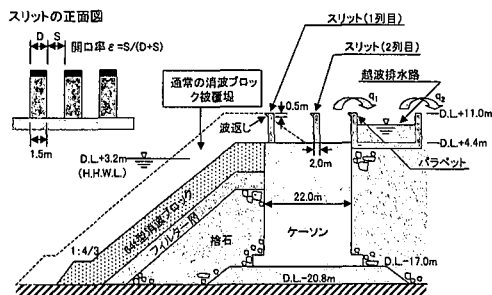


図-1 上部スリット式護岸の模式図

の規模等を検討した例はほとんどなく、設計法も確立していないのが現状である。したがって、本研究では、前述した断面実験において一波ごとの越波量も計測し、その結果を反映させて越波排水路の排水能力を評価した。

2. 断面実験

(1) 実験方法および実験条件

断面実験は、長さ 50 m × 幅 1.0 m × 高さ 1.2 m の造波水路内に海底勾配約 $1/100$ の現地地形を再現し、水深 24.0 m の位置に護岸模型を設置して行った。模型縮尺は、対象地点の設計波と造波機の性能等を勘案して $1/80$ とした。なお、本稿では、実験条件や実験結果等の数値は全て実物値で表示するものとする。

実験に用いた波浪は、Bretschneider・光易スペクトルを有する不規則波であり、対象地点の設計波 $H_{1/3} = 11.3 \text{ m}$, $T_{1/3} = 15.5 \text{ s}$ (護岸前面波高)を中心に、 $H_{1/3}$ を $9.0 \sim 12.0 \text{ m}$, $T_{1/3}$ を $14.0 \sim 15.5 \text{ s}$ に変化させた。また、パラペットおよびスリットの天端高 hc は 7.8 m (D.L. + 11.0 m) であり、スリットの列数や開口率を種々変化させて越波量を測定した。

越波排水路内に入る越波量(図-1 中の q_1)の計測は、パラペットの背後にロードセル(4個)を介して越波升を4点で吊り、越波升の荷重を計測することによって1波ごとの越波量を測定した。本研究では、測定した1波ごとの越波量を、越波した波の周期(ゼロアップクロス法で定義)で除して1波ごとの越波流量を求めた。平均越波流量は、実験終了後に越波升に貯まった総越波量を

* 工修 関西電力(株)御坊第二火力建設所
** 正会員 工博 関西電力(株)総合技術研究所
*** 正会員 関西電力(株)総合技術研究所
**** 正会員 工修 (株)ニュージェック河川海岸部

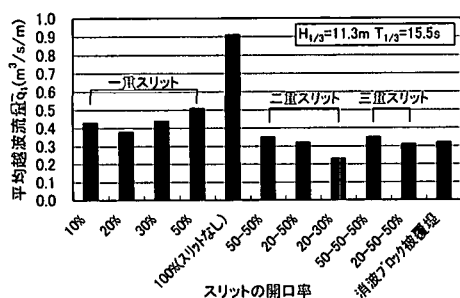


図-2 平均越波流量の測定結果 (断面実験)

計測し、それを造波時間で除すことによって求めた。また、この断面実験においては越波排水路の後壁を越えて背後地に入る平均越波流量 (図-1 中の q_2) の計測も実施している。なお、測定時間は約 1 時間 (模型で約 410 s) とし、約 260 波を対象とした。

(2) 平均越波流量の計測結果

図-2 は、 $H_{1/3}=11.3$ m, $T_{1/3}=15.5$ s の条件でスリットの列数および開口率を変化させ、平均越波流量 $\bar{q}_1$ を計測した結果である。この図には、図-1 中に示す消波ブロック被覆堤の計測結果も示している。

これによると、一重スリットとした場合には、開口率 20% で $\bar{q}_1$ が最も小さくなるが、消波ブロック被覆堤よりも $\bar{q}_1$ は大きくなる。一方、二重スリットの場合には、開口率を 50-50% (1 列目スリットの開口率-2 列目スリットの開口率) としたケースでは、消波ブロック被覆堤より若干 $\bar{q}_1$ が大きくなるが、ほぼ消波ブロック被覆堤と同一の $\bar{q}_1$ となる。さらにそれより開口率を小さくした場合や三重スリットとした場合には、 $\bar{q}_1$ はさらに

低減する傾向にあるが、開口率 50-50% と比較して格段に $\bar{q}_1$ が減少するものでないことがわかる。なお、多重スリットとした場合には、越波排水路の後壁を越えて背後地に入る平均越波流量 $\bar{q}_2$ は $0.01 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ (対象地点の許容越波流量) 以下になることを確認している。

(3) 1 波ごとの越波流量の計測結果

1 波ごとの越波流量の計測結果の一例として、開口率が 50-50% の条件で計測した越波流量の時系列変化を、進行波の波高 (護岸模型がない状態で計測した波高) および護岸前面水位 (越波量の計測と同時に消波ブロックのり先部で計測した水位) の時系列変化と併せて示したものが図-3 である。また、図中には、代表波の定義にしたがって求めた $q_{1/10}$ と $q_{1/3}$ (越波した波のみ対象) および $\bar{q}_1$ も示している。

この例では、実験を対象とした 261 波のうち越波するのは 55 波 (越波率約 21%) であり、最大越波流量 $q_{\max}$ は $\bar{q}_1$ の 12.9 倍となり、ほとんどの越波は平均越波流量よりも大きくなる。また、波高の大きい波が連なると、越波も数波連なって発生する場合が多いことがわかる。

3. 平面実験

(1) 実験方法および実験条件

実際に検討を行う護岸は、図-4 に示すように延長 670 m の南護岸であり、隅角部を有する平面形状である。また、波向 S (南護岸に対して最も危険な波向) の設計波が来襲した場合でも護岸への入射角は約 30° (平均波向) であり、護岸法線方向に対して斜め入射する。したがって、実際の設計では、これらの影響を考慮する必要があるものと考え平面実験も実施した。

平面実験は、長さ 29.6 m × 幅 18.0 m × 高さ 0.8 m の平面水槽内に、図-4 に示すように、南護岸 670 m のうち隅角部から約 350 m を抽出した形で模型を製作した。模型縮尺は断面実験と同じ 1/80 であり、単一方向不規則波を用いて実験を行った。この平面実験では、平均越波流量 $\bar{q}_1$ の護岸法線方向の分布を計測するとともに、護岸前面に設置する消波ブロック (64 t 型) の安定性も検討した。

(2) 実験結果

図-5 は、護岸隅角部への入射波が $H_{1/3}=11.3$ m, $T_{1/3}=15.5$ s の条件で、スリットの開口率を 50-50% とした場合の護岸法線方向の $\bar{q}_1$ の分布を示したものである。これによると、 $X=60$ m ($X/L_{1/3}=0.29$) の付近で $\bar{q}_1$ が極大値を示す分布となり、この部分の $\bar{q}_1$ は断面実験の結果よりも大きくなる。このように隅角部付近で越波流量が増大する傾向は、櫛

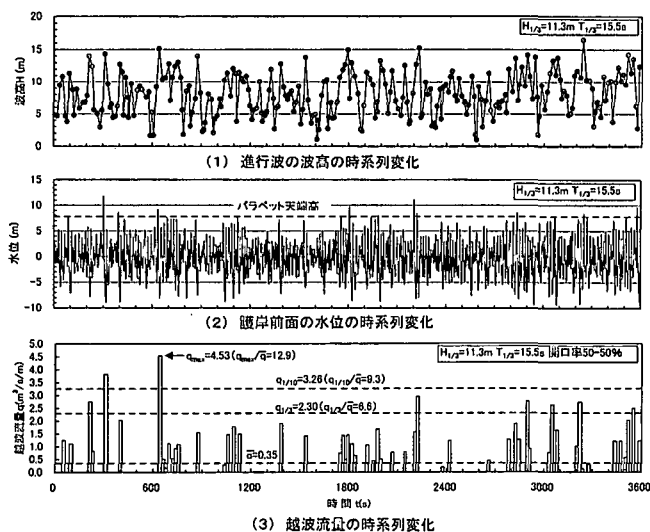


図-3 1 波ごとの越波流量の計測例

$$p_{11} = \int_0^{H_c} \int_0^{H_c} p(H_1, H_2) dH_1 dH_2 \int_0^{H_c} p(H_1) dH_1 \cdots (3)$$

ここに、 $p(H_1)$ は波高1個の確率密度関数(レーリー分布)、 $p(H_1, H_2)$ は隣り合う波高間 H_1 と H_2 の結合確率密度関数である。

また、この方法では、 $q_{\max}$ が発生した両隣の波の越波流量 q_m に対応する波高がわかれば、その波高を基準値としてそれを3波連続して越える確率も式(4)によって計算できる。また、逆に最初に設計に用いる越波の出現確率を定めておき、その確率になる越波流量の変化モデルを作成することも可能になる。

$$P(j_1) = p_{22}^{j_1-1} (1 - p_{22}) \cdots \cdots (4)$$

ここに、 $p(j_1)$ は $H > H_c$ の波高が j_1 (ここでは $j_1=3$) だけ続く確率である。

実際の設計に用いた越波流量の変化モデルを具体的に述べると以下のようなものである。図-3から、進行波の波高と1波ごとの越波流量の関係を整理したものが図-7である。これによると、進行波の波高が大きくなると、1波ごとの越波流量が大きくなる傾向にあるが、同じ波高でも1波ごとの越波流量にばらつきが見られる。これは、1波ごとの波の周期や前後の波との位相およびサーフビートのような平均水位の変動等が関係しているものと考えられる。そのため、ここでは安全側を考えて、実験値の上限値の包絡線を図中のように作成して越波流量の変化モデルを検討した。この図から、 $q_{\max}=4.53 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ を発生させる波高 H_c を 15.1 m に設定すると、式(1)より繰り返しの平均連長 $\bar{T}_2$ は 42 波 (約 540 s) となり、この間の総越波量 Q_c を計算し、 $q_{\max}$ が発生した両隣の波の越波流量 q_m を算定すると、 $q_m=3.84 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ となる。この q_m となる波高を、図-7の包絡線を基に設定すると 14.3 m となり、この波高を連続して3波越える確率を式(4)により計算すると、約 1200 波に1回発生する確率となり、設計波が約4時間続いた時に1回出現する確率となる。

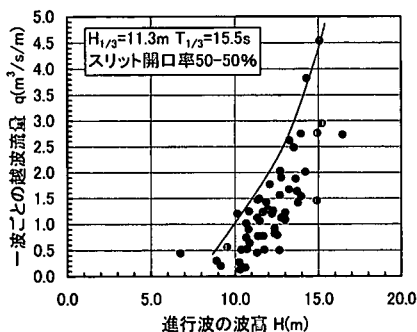


図-7 1波ごとの波高と越波流量の関係 (図-3を基に作成)

5. 越波排水路の排水計算

(1) 計算方法および計算条件

越波排水路の排水能力は、横越流を越波とみなした不定流計算(土木学会編, 1985)を行うことにより、越波流入時の水面形を追跡し、その最高水位が越波排水路の天端以下になる場合には排水可能とする。また、この計算は、下流端水深に限界水深を与え、水路分割間隔 ΔX を 5 m、計算時間間隔 Δt を 0.25 s とした差分法により計算した。

検討に用いた越波排水路は長方形断面であり、水路延長は 950 m である。図-8は、この排水路の縦断図を示したものであり、越波は南護岸 670 m の区間で発生し、隅切部 280 m の区間からの越波はないものとした。また、水路勾配は 1/1000、マンニングの粗度係数は 0.015、排水路の天端高は D.L.+11.0 m として最高水位がそれ以下となる水路幅 B を算定した。

越波排水路内に流入させる越波流量の変化は、4. で述べた越波流量の変化モデルを用いるもの (Case 1)、図-3の1波ごとの計測結果をそのまま与えるもの (Case 2) および時間に関係なく常に平均越波流量を与えるもの (Case 3) の3ケースについて実施した。

また、本研究では、斜め入射による越波の遅れ時間 t' を考慮するものとし、式(5)のように与えた。

$$t' = x \sin \theta / c \cdots \cdots (5)$$

ここに、 x は隅角部からの距離、 c は隅角部の水深で計算した波速、 θ は護岸への入射角である。

(2) 計算結果

図-9は、Case 1の最高水位が排水路天端高 D.L.+11.0 m をぎりぎり下回る場合として、水路幅 $B=20$ m とした場合の最高水位の包絡線(時間に関係なく各計算点の最高水位をプロットしたもの)を各ケース比較して示したものである。この計算結果から、Case 1はCase 3に比べて、約2.5倍の水深となっていることがわかる。また、Case 2はCase 1と比較して0.5~1.0 m 程度水位が低くなっているが、Case 3の約2倍の水深となっている。この計算結果から、越波排水路の規模等を検討する場合には、平均越波流量のみを用いて検討することは危険であり、1波ごとの越波量や短時間越波量を考慮する

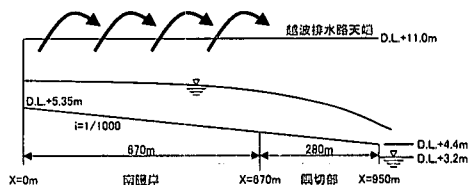


図-8 検討に用いた越波排水路の縦断図

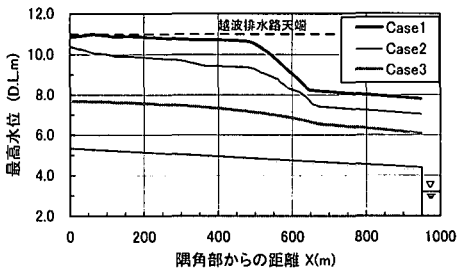
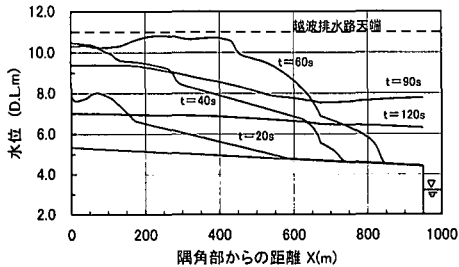
図-9 最高水位の包絡線 (水路幅 $B=20$ m)

図-10 代表時間の水面形 (Case 1)

必要があるものと考えられる。

図-10 は、Case 1 の越波排水路内の代表時間の水面形を示したものである。この計算は、斜め入射による越波の時間遅れを考慮しており、隅角部 $X=0$ m から越波がはじまって南護岸 $X=670$ m までの時間遅れは約 23 sec であり、流下方向に越波していくことになる。したがって、図中に示すように、水位は上流端のほうから上昇し、それが下流に伝わっていくように水面形が変化している。

6. おわりに

以上、本研究では、新たに考案した上部スリット式護岸の越波低減特性と越波排水路の排水能力の評価法について検討した。その主要な結果を要約すると以下のようである。

- (1) 上部スリット式護岸のスリットを二重に配置し、

その開口率を 50% 程度にすることにより、通常の消波ブロック被覆堤と同程度の越波低減効果が期待できる。

- (2) 越波排水路の排水能力を評価する場合の越波流量変化モデルは、図-6 のようなものを考案した。

- (3) 越波排水路の排水計算の結果、越波流量変化モデルを用いて計算した最高水位は、平均越波流量を用いて計算した最高水位の約 2.5 倍になり、このような越波排水路の排水能力の評価においては、平均越波流量のみを用いて検討することは非常に危険であり、短時間の越波現象を十分考慮する必要があることがわかった。

今後は、波連の異なる条件での最大越波流量の出現特性や越波流量の変化モデルの一般化、越波排水路内の水位の計算法の妥当性および多方向不規則波の影響等について検討していきたいと考えている。

最後に、本研究を進めるにあたり、(株)日本工業試験所の内西博氏および新幸弘氏に実験計測等の協力を得ました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 池野正明・阿部宣行・鹿島遼一・溝切 哲・岡部成光 (1993): 強風作用下における護岸越波量の飛散距離分布特性, 海岸工学論文集, 第 40 巻, pp. 691-695.
- 井上雅夫・島田広昭・殿最浩司 (1989): 不規則波における越波量の出現分布特性, 海岸工学論文集, 第 36 巻, pp. 618-622.
- (財)沿岸開発技術研究センター (1999): 港湾構造物設計事例集 (下巻), pp. 8-10.
- 木村 晃・瀬山 明・山田敏彦 (1981): 不規則波の短時間越波量の確率特性, 第 28 回海岸工学講演会論文集, pp. 335-338.
- 合田良実 (1990): 港湾構造物の耐波設計, 鹿島出版会, 131 p.
- 楠山 勉・鹿島遼一・窪 泰造 (1994): 多方向不規則波に対する人工島防波護岸の越波特性と耐波特性, 海岸工学論文集, 第 41 巻, pp. 656-659.
- 関本恒浩・国栖広志・清水琢三・京谷 修・鹿島遼一 (1992): 人工島防波護岸の短時間越波特性について, 海岸工学論文集, 第 39 巻, pp. 581-585.
- 土木学会編 (1985): 水理公式集, 昭和 60 年版, p. 11.
- 富田孝史・河合尚男・平石哲也・朝信英明・松葉秀樹・海原敏明 (1999): 複合断面消波護岸の越波特性, 海岸工学論文集, 第 46 巻, pp. 751-755.
- 目見田哲・酒井哲郎 (2000): 構造物沿いのステム波の碎波特性, 海岸工学論文集, 第 47 巻, pp. 786-790.
- Kimura, A. (1980): Statistical properties of random waves groups, Proc. 17 th Conf. on Coastal Engg., pp. 2955-2973.