最高波高の出現頻度を考慮した防波堤の波圧特性

Characteristics of Wave Pressure with Occurrence Frequency of Maximum Wave Heights

加島寛章¹・平山克也²・森 信人³・間瀬 肇⁴

Hiroaki KASHIMA, Katsuya HIRAYAMA, Nobuhito MORI and Hajime MASE

Wave pressures out of the surf zone are estimated by the maximum wave height corresponding to 1.8 times of significant wave heights according to Rayleigh theory. On the other hand, maximum wave heights for extreme waves increase under the effects of nonlinear four-wave interactions. Therefore, it is necessary to evaluate the effects on wave pressures of the deviation from Rayleigh distribution under extreme wave conditions. As results of the physical experiments and numerical simulations, it is possible to estimate wave pressures with the deviation from Rayleigh distribution if the occurrence frequency of maximum wave heights is considered.

1. 緒言

現行の防波堤の設計では、設計波は来襲する不規則波列の中で最大の波力を及ぼしうる最高波で表現され（伊藤ら, 1966）、防波堤直立部に作用する前面波圧強度は、砕波帯より沖側では波列の波高分布がRayleigh分布理論に従うという仮定のもとに、統計的変動性を考慮して平均量に相当する有義波高を1.8倍した最高波高に換算して算出される（合田, 1973）。一方、出現確率の観点から有義波高の2倍を超えるような極大波は、4波準共鳴相互作用下の波の3次の非線形干渉の影響により、その出現頻度が增大することが報告されている（たとえば、Yasuda・Mori, 1993；Janssen, 2003）。Mori・Janssen（2006）は、3次の非線形干渉によるkurtosisの変化を最高波高の出現頻度分布に関連付け、Rayleigh分布理論から乖離する最高波の出現頻度を予測する理論（ここでは、MJ2006と表記）を構築している。したがって、このような波浪条件に対して防波堤の設計を行うためには、最高波高の3次の非線形干渉によるRayleigh分布理論からの偏差が波圧強度に及ぼす影響を適切に評価しておくことは重要である。また、浅海域の波浪変形の推定で一般的に用いられる2次オーダーのブシネスク方程式に基づく数値モデルでは、加島ら（2013）が指摘しているように、深海域で発達する3次の非線形干渉の発達を考慮できない。したがって、数値モデルによる最高波高と波圧強度の関係について把握しておくことも重要である。

そこで本研究では、水路実験やブシネスク方程式を用いた数値計算（以下では、単に数値計算と表記）の結果を解析し、砕波帯より沖側における最高波高の出現頻度

図-1 検討対象とした海底地形断面 (w: 波高計の設置位置)

特性の変化とこれを考慮した場合の防波堤の波圧特性について明らかにする。

2. 解析の概要

加島ら（2011）による水路実験およびそれと同一の海底地形や入射波浪を与えて実施された加島ら（2013）による数値計算の結果を解析し、砕波帯より沖側における最高波高の出現頻度を考慮した防波堤の波圧特性について検討を行った。

本解析では、図-1に示すような2勾配斜面地形およびステップ地形を設置した水路内の砕波帯より沖側の複数地点（2勾配斜面地形のw18地点以外）に、マウンドと直立壁で構成された比較的単純な形状をした防波堤を設置することを想定した（図-2）。想定した防波堤の構造諸元は、各防波堤の設置想定位置において衝撃砕波力の影響を無視できるように、高橋ら（1992）により提案された衝撃砕波力係数を決定するマウンド上水深 d と水深 h の比 d/h を0.7に設定し、マウンド前肩幅 B_M とその位置における有義波に対する波長 L の比 B_M/L が0.2となるようなマウンド前肩幅を設定した。

1 正会員 博(工) (独法)港湾空港技術研究所
2 正会員 博(工) (独法)港湾空港技術研究所
3 正会員 博(工) 京都大学准教授 防災研究所
4 フェロー 工博 京都大学教授 防災研究所

図-2 想定した防波堤の構造諸元

入射波浪は、深海域において3次の非線形干渉の発達が目立つよう周期 $T_p=1.0$ s、波高 $H_i=6.24$ cm、波形勾配 $H_i/L_p=0.04$ のJONSWAP型スペクトル（スペクトル尖鋭度 $\gamma=10.0$ ）を用い、周期1.0 sの不規則波浪に対する波数 k_p で無次元化した水深 $k_p h_i=2.014$ となる海域から入射させた。 L_p は周期1.0 sの不規則波浪に対する深海波長であり、 h_i は造波水深（0.5 m）である。なお、入射波浪は、模型縮尺を1/50と仮定した場合、周期が7.1 s、波高が3.12 mの波浪に相当する。

本検討では、図-2に示すような防波堤の波圧特性を代表するような直立壁前面の静水面における波圧強度 p_1 （以下では、前面波圧強度と表記）を検討対象とした。前面波圧強度 p_1 の算定には、以下に示す4種類の最高波高を設計波高 H_D とみなし、式（1）に示すような合田（1973）の波圧式を適用した。

- (a) H_{max}^e ：水路実験で直接計測される最高波高
- (b) $1.8H_{1/3}$ ：水路実験で計測される有義波高に1.8を乗じた最高波高
- (c) H_{max}^c ：数値計算で直接得られる最高波高
- (d) H_{max}^d ：首藤（1974）による非線形浅水係数から算出される有義波高に1.8を乗じた最高波高

$$p_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta) (\alpha_1 \lambda_1 + \alpha_2 \lambda_2 \cos^2 \beta) \rho_w g H_D \quad (1)$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left(\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right)^2 \quad (2)$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_D}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_D} \right\} \quad (3)$$

ここで、 ρ_w は水の密度、 g は重力加速度、 β は直立壁の壁面に対する垂線と波の主波向のなす角度であり、 λ_1 および λ_2 はそれぞれ、1.0とした。また、 α_1 および α_2 は式（2）および式（3）で与えられる定数であり、 h_b は直立壁の前面から有義波高の5倍に相当する距離だけ沖側へ離れた位置における水深である。 H_{max}^d は以下に示す手順で算出した。まず、沖波波高から屈折や回折の影響を考慮した換算沖波波高を算出した。本解析では水路実験を対象としているため、換算沖波波高は沖波波高と等しいと仮定した。ついで、換算沖波波高を用いて防波堤の各設置位置までの非線形浅水効果（首藤，1974）を考慮した有義波高を算出した。最後に、算出された有義波高に1.8倍を

乗じて最高波高 H_{max}^d を算出した。

解析では、10000波以上の波列に対し、1波列の波の数 N を200波として分割した50波列を対象に、水面変位 η に対するskewness μ_3 （式（4））やkurtosis μ_4 （式（5））、最高波高を算出し、波圧強度の出現頻度やその分散を評価した。 $\bar{\eta}$ および η_{rms} は、 η の平均値および標準偏差値である。

$$\mu_3 = \frac{1}{\eta_{rms}^3} \cdot \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N (\eta - \bar{\eta})^3 \quad (4)$$

$$\mu_4 = \frac{1}{\eta_{rms}^4} \cdot \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N (\eta - \bar{\eta})^4 \quad (5)$$

なお、水路実験および数値計算の詳細については、加島ら（2011）および加島ら（2013）を参照されたい。

3. 結果と考察

(1) 最高波高の出現頻度特性

まず、防波堤の波圧特性に影響を及ぼしうる最高波高の出現頻度特性について検討を行った。図-3に2勾配斜面地形における最高波高の確率密度分布 $p(H_{max}/\eta_{rms})$ を示す。図中の実線や点線はそれぞれ、水路実験および数値計算の結果を表し、一点破線は1波列中の波の数を200と設定した場合におけるMJ2006により推定された結果である。また、破線はRayleigh分布である。これらの図より、水路実験結果は、分布のピーク値にわずかな差異が見られるものの、高波高側においてkurtosisを考慮したMJ2006の結果とよく一致する。また、水深が浅くなることによるkurtosisの変化の度合い（ $\mu_4=3.22 \sim 3.31$ ）に応じたRayleigh分布との乖離を確認することができる。一方、数値計算結果はRayleigh分布よりやや低波高側（図の左側）に分布する。これは、本研究で用いたブシネスク方程式では、深海域における線形分散関係は満足するが、4波準共鳴相互作用（ $O(\epsilon^3)$ ）によるkurtosisの発達過程を適切に表現できないためである。なお、このような水路実験および数値計算の結果は、ステップ地形に対しても同様な結果を示すことを確認している。

(2) 前面波圧強度の出現頻度特性

ついで、上記で確認された最高波高の出現頻度の変化が防波堤の前面波圧強度に及ぼす影響について把握するため、図-4に2勾配斜面地形における防波堤の前面波圧強度の確率密度分布を示す。図の横軸および縦軸はそれぞれ、 H_{max}^d に対する前面波圧強度 $(p_1)_d$ （以下では、設計波圧強度と表記）で無次元化した波圧強度およびその出現頻度を表している。図中の○付き実線や*付き一点破線、□付き破線はそれぞれ、 H_{max}^e や $1.8H_{1/3}$ 、 H_{max}^c を用いて得られる前面波圧強度の出現頻度を表し、鉛直一点破線は設計波圧強度と等価な波圧強度を表している。これ

(a) w11 : $k_p h = 1.208$ (b) w16 : $k_p h = 0.886$

図-3 2勾配斜面地形における最高波高の確率密度分布(実線：水路実験結果，点線：数値計算結果，破線：Rayleigh分布，一点破線：MJ2006による推定結果)

らの分布より，水路実験の結果に対し，有義波高の1.8倍の最高波高に対応する波圧強度（*付き一点破線）は，どの海域においても設計波圧強度の ± 1 割未満に分布し，設計波圧強度近傍の狭い範囲に留まる。しかしながら，直接計測された最高波高に対応する波圧強度（○付き実線）の分布幅は，設計波圧強度のおよそ0.7～1.3倍までかなり広く，設計波圧強度に比べて過小および過大な波圧強度が出現する。また，水深が浅くなるにつれ，出現頻度がピークとなる波圧強度が大きくなるとともに，設計波圧強度よりも大きな波圧強度の出現頻度が多くなる。このように，波の非線形性が強くなると，線形状態から乖離した波圧強度が出現するようになる。

一方，数値計算結果（□付き破線）は，水路実験で直接計測された最高波高に対応する波圧強度と同様に，その分布幅は広いが，水深に関係なく，出現頻度がピークとなる波圧強度が実験結果に比べて小さく，設計波圧強度よりも小さな波圧強度の出現頻度が多い。これらの要因は，図-5に示すような最高波高の出現特性を記述する kurtosis の高次の非線形干渉による発達過程が関連してい

(a) w05 : $k_p h = 2.014$ (b) w11 : $k_p h = 1.208$ (c) w16 : $k_p h = 0.886$

図-4 2勾配斜面地形における防波堤の前面波圧強度の確率密度分布(○付き実線： H_{max}^f を用いた波圧強度，*付き一点破線： $1.8H_{1/3}$ を用いた波圧強度，□付き破線： H_{max}^f を用いた波圧強度)

るものと考えられる。図-5 (a) の鉛直破線は，Benjamin (1967) によるBenjamin-Feir不安定の臨界条件である $k_p h$ が1.363となるラインである。図-5 (b) の実線および一点破線は，2次近似Stokes波に対する非線形量の関係性 (Mori・Kobayashi, 1998 ; Ochi・Wang, 1984) を表して

(a) skewnessおよびkurtosisの岸沖分布

(b) skewnessとkurtosisの関係

図-5 2勾配斜面地形における非線形量の発達過程(非線形量: 1波列200波で分割した50波列のアンサンブル平均値)

おり, skewnessとkurtosisがこれらの関係式に従う場合, 浅水効果に伴う2次の非線形干渉が支配的なskewnessが kurtosis変化に影響を与えていることを意味し, 独立に変化する場合, 4波準共鳴相互作用が支配的であることを意味する。これらの図より, 数値計算では, 水路実験で確認されるような, $k_p h > 1.363$ となる海域における4波準共鳴相互作用下の波の3次の非線形干渉と $k_p h < 1.363$ となる海域における浅水効果によるskewness変化を伴う2次の非線形干渉によるBenjamin-Feir不安定の臨界条件を境界としたkurtosisの発達が表現されていない。

上記を踏まえ, 最高波高の出現特性を記述するkurtosisが波圧強度の出現特性に及ぼす影響を把握するため, 平均値まわりの波圧強度の分散とkurtosisの関係について調べた。図-6に, 設計波圧強度に対する H_{max}^e や $1.8H_{1/3}$, H_{max}^c を用いて得られる前面波圧強度とkurtosisの関係を示す。図中のボックスの上端および下端はそれぞれ, 標本の25番目と75番目の百分位数であり, ボックスの上下間の距離は四分位範囲である。ボックス内の赤線は中央値であり, ボックスより上側および下側に延びた線はそれ

(a) 2勾配斜面地形

(b) ステップ地形

図-6 kurtosisと前面波圧強度の分散の関係(上段: H_{max}^e を用いた波圧強度, 中段: $1.8H_{1/3}$ を用いた波圧強度, 下段: H_{max}^c を用いた波圧強度)

ぞれ, 外れ値を除く標本の最大値および最小値である。なお, 外れ値は赤*で表しており, ボックスの上下端から四分位範囲の1.5倍以上離れた値である。すなわち, これらは前面波圧強度の分散を間接的に表現している。

これらの図より, 有義波高の1.8倍に相当する最高波高に対する波圧強度は, 高次の非線形干渉の影響をほとんど受けないため, kurtosisにかかわらずに設計波圧強度にほぼ従い, その分散は非常に小さい。しかしながら, 水路実験で直接計測された最高波高に対する波圧強度は, kurtosisの増大に伴って大きくなるとともに, その変動量も大きくなり, kurtosisが3.4前後で平均的に設計波圧強度を上回る。一方, 数値計算結果は, 水路実験結果に対して平均値は異なるものの, その分散は水路実験結果とほぼ同様な振る舞いをする事がわかる。また, これらの結果は, ステップ地形に対しても同様に示されている。このように, 従来の代表波高をもとに推定される最大波圧は, 線形状態では過大であり, 非線形が強くなる波浪場では過小となる場合がある。また, 3次の非線形干渉

により発達するkurtosisをパラメータとして用いることにより、このような防波堤の前面波圧強度の平均的变化を評価することが可能であるがわかる。最後に、最高波高の期待値と前面波圧強度の関係を把握するため、図-7に最高波高の期待値 $\langle H_{max}/H_{1/3} \rangle$ と前面波圧強度の10%超過値および平均値の関係を示す。前面波圧強度の10%超過値および平均値は、1波列200波で分割した50波列に対する50個の波圧強度から算出している。これらの図より、有義波高の1.8倍の最高波高を用いた場合、10%超過波圧強度および平均波圧強度は、波圧強度の分散が小さいために設計波圧強度近傍に分布している。一方、水路実験および数値計算で直接得られた最高波高を用いた場合、最高波高の期待値と10%超過波圧強度および平均波圧強度には有意な相関があることが確認できる。このように、3次の非線形干渉の影響を考慮して最高波高の期待値を推定することにより、これまで考慮されてこなかった等エネルギー下での波圧強度の変化・不確実性を推定することが可能であることがわかる。

4. 結語

本研究では、水路実験やブシネスク方程式を用いた数値計算の結果を解析し、砕波帯より沖側の最高波高の出現頻度特性の変化とこれを考慮した場合の防波堤の波圧特性を明らかにした。主な成果は以下のとおりである。

1. 最高波高の出現頻度は、kurtosisの変化の度合いに応じてRayleigh分布理論から乖離する。
2. 3次の非線形干渉により発達するkurtosisから前面波圧強度の分散評価を行うことが可能である。
3. 3次の非線形干渉の影響を考慮して推定した最高波高を用いることにより、これまで考慮されてこなかった等エネルギー下での波圧強度の変化・不確実性を推定することが可能である。

謝辞：本研究の一部は科学研究費補助金（代表者：森）による成果であり、ここに感謝の意を表す。

参 考 文 献

- 伊藤喜行・藤島 陸・北谷高雄 (1966)：防波堤の安定性に関する研究，港湾技術研究所報告，第5巻，第14号，134p。
 加島寛章・平山克也・森 信人 (2011)：一方向波列の伝播過程におけるFreak Waveの出現と浅水変形の関係について，土木学会論文誌B2（海岸工学），Vol.67，No.3，pp.I-116-I-120。
 加島寛章・平山克也・森 信人・間瀬 肇 (2013)：ブシネスクモデルを用いた最高波高分布の推定，土木学会論文誌B2（海岸工学），Vol.69，No.2，pp.I-21-I-26。
 合田良実 (1973)：防波堤の設計波圧に関する研究，港湾技術研究所報告，第12巻，第3号，pp.31-69。
 首藤伸夫 (1974)：非線形型長波の変形－水路幅，水深の変化す

(a) 10%超過波圧強度

(b) 平均波圧強度

図-7 2勾配斜面地形における最高波高の期待値と前面波圧強度の関係(○： H_{max}^e を用いた波圧強度，△： $1.8H_{1/3}$ を用いた波圧強度，□： H_{max}^e を用いた波圧強度)

- る場合－第21回海岸工学講演会論文集，pp.57-63。
 高橋重雄・谷本勝利・下迫健一郎・細山田得三 (1992)：混成防波堤のマウンド形状による衝撃砕波力係数の提案，海岸工学論文集，第39巻，pp.676-680。
 平山克也 (2007)：ブシネスクモデルによる波浪変形計算の精度と現地適用性，第43回水工学に関する夏期研修会講義集，pp.B-7-1-B-7-20。
 Benjamin, T.B. (1967)：Instability of periodic wavetrains in nonlinear dispersive system, Proc. R. Soc. Lond. A299, pp.59-75。
 Janssen, P.A.E.M. (2003)：Nonlinear four-wave interactions and freak waves, J. Phys. Oceanogr., Vol.33, No.4, pp.863-884。
 Mori, N. and P.A.E.M. Janssen (2006)：On kurtosis and occurrence probability of freak waves, J. Phys. Oceanogr., Vol.36, No.7, pp.1471-1483。
 Mori, N. and N. Kobayashi (1998)：Nonlinear distribution of nearshore free surface and velocity, Proc. 26th Coastal Eng. Conf., ASCE, pp.189-202。
 Ochi, M. and W.C. Wang (1984)：Non-Gaussian characteristics of coastal waves, Proc. 19th Coastal Eng. Conf., ASCE, pp.516-531。
 Yasuda, T. and N. Mori (1993)：High order nonlinear effects on deep-water random wave trains, International Symposium: Waves-Physical and Numerical Modelling, Vol.2, pp.823-832。