

衝撃砕波圧の変動特性に関する研究

辻 岡 伸 昭*・服 部 昌太郎**

1. はじめに

直立壁に作用する衝撃砕波圧の変動性は、砕波衝突ごとに波面形状と封入空気塊の圧縮とその離脱過程などが変化することが主要な原因である (Weggel・Maxwell, 1970; Hattori・Arami, 1994)。したがって、砕波圧(力)の変動性を考慮した耐波設計法を構築することが、不可欠であると考えられる。

衝撃砕波圧の変動性に関して、これまで室内実験により検討がなされている (Ross, 1955; Kamel, 1970)。そして、測点によらず砕波衝突ごとの最大ピーク波圧 $(p_p^*)_M (= (p_p)_M / \gamma H_0)$ 、 γ : 水の単位体積重量、 H_0 : 砕波波高) の発生頻度が、対数正規分布により記述できることが指摘されている (Führbötter, 1986; Witte, 1988)。しかし、Witte のデータを詳細に見ると、低レベルの最大ピーク波圧の発生頻度は、対数正規分布から外れている。Führbötter は、各測点での衝突ごとのピーク波圧 $p_p^* (= p_p / \gamma H_0)$ の発生頻度についても検討し、静水面付近の測点では対数正規分布により記述できるが、それ以外の測定点に対しては対数正規分布から外れることを指摘している。波圧荷重形式により波圧発生機構が異なるため (Hattori et al., 1994)、波圧の母集団特性が変化すると考えられるが、このことを考慮せずに Führbötter と Witte は波圧の発生頻度を論じている。

そこで、本報では衝撃波圧の大きい単発型と減衰振動型の波圧荷重形式に着目して、ピーク波圧 p_p^* 、最大ピーク波圧 $(p_p^*)_M$ 、および同時波圧の鉛直積分により算出した最大波力 $F_p^* (= F_M / \gamma H_0^2)$ の発生頻度を調べ、その頻度分布特性から衝撃砕波圧の発生因である砕波波面の衝突状況と衝突直後の封入空気塊の挙動が、波圧変動特性とどのように関連するか検討を行う。

本研究の対象とする衝撃波圧(波力)は、ゼロより大きい値を持つ極値であるので、その変動特性を3母数対数正規分布により検討を行う。

2. 3母数対数正規分布について

3母数対数正規分布は、最低極値母数 θ を推定し、変動量 x より θ を減じた $x - \theta$ が対数正規分則に従うとし、分布関数は式(1)で与えられる。

$$f(x) = \exp \left[-\frac{(\log(x - \theta) - \mu)^2}{2\sigma^2} \right] \cdot \begin{cases} 1 / \{(x - \theta)(2\pi\sigma^2)\} & x > \theta \\ 0 & x \leq \theta \end{cases} \quad \cdots \cdots (1)$$

ここで、 μ と σ^2 は $\log(x - \theta)$ の平均と偏差である。最低極値母数 θ も変動量であり、これまで種々の算定法が提案されているが、本研究では最尤法によって決定した (Itoh・Sugiyama, 1980)。

3母数型の分布関数に対しては、データの値が僅かに変わることにより母数 θ の推定量が大きく変わることがあり、母数が不安定になりやすい (合田, 1990) ことを留意して、砕波圧の変動特性を検討した。

3. 実験装置と測定方法

3.1 実験装置

反射吸収式造波装置を備える両面ガラス張り二次元波動水槽 (0.3 m × 0.55 m × 20 m) 内に設置した、1/20 勾配不透過斜面上に直立壁を固定して実験を行った。壁体への砕波衝突を安定化するため、図-1 に示すように、捨石マウンドに相当する前面勾配 1/10 のプラスチック製マウンドを直立壁体前面に設置して実験を行った (直立壁前面水深 $h_w = 5.0$ cm)。

3.2 測定方法

実験の再現性を保証するため、単一周期規則波のアナログ造波信号により、造波装置を制御駆動した。一様水

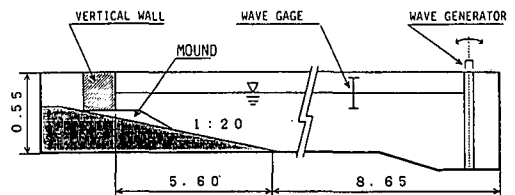


図-1 実験装置の配置図 (単位: m)

* 学生会員 中央大学大学院理工学研究科土木工学専攻

** 正会員 工博 中央大学理工学部土木工学科 教授

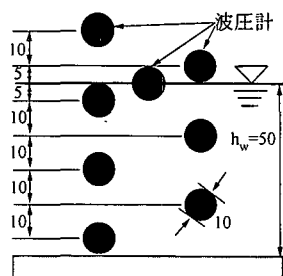


図-2 波圧計の設置位置 (単位: mm)

深部での入射波測定は容量式波高計を使用して行い、解析には直立壁からの反射波が測定断面(フラップ造波板から7m地点)に到達する以前のデータを使用した。

一様水深部 ($h=0.30$ m) での入射波諸量を以下に示す。

入射波 波高: $H_i=3.5\sim 7.0$ cm

周期: $T=1.2\sim 2.0$ s

作用波圧は、剛壁体 (10 mm 厚鉄板) に鉛直配置した8計測点 (図-2) に設置した、半導体型波圧計 (直径: 10 mm, 空中固有振動数: 9.2 kHz) で検出した。その同時波圧データを鉛直積分して、壁面単位幅当たりの全波力 F の時系列データを作成した。

砕波衝突時の最大ピーク波圧が静水位付近に発生する頻度が高いこと (Kirkgoz, 1990) を考慮して、静水位付近に波圧計を密に設置し、静水位置 ($z/h_w=0$) での波圧測定を全実験に対して行った。波圧出力は増幅後、サンプリング周波数 5 kHz で計算機に収録し、造波開始後の3~6波の作用波圧に対して電算処理をした。

砕波諸量の計測と衝突状況を記録するため、高速ビデオ (200 コマ/s) による撮影を、波圧測定と同時にを行った。ビデオ画像と波圧記録の同期は、画面上の波圧記録 (静水面位置) を使用した。なお、砕波諸量は水槽ガラス側壁に設置した 10 mm 正方向格子を用いて、29 インチビデオの静止画像から読みとった。

4. 波圧測定とデータ解析の誤差

波圧変動に対して、波圧測定とデータ処理による誤差が影響する。その主な原因として、(1) 波圧計の受圧面の寸法と配置間隔、(2) A-D変換とサンプリング周波数、(3) ビデオ画像の読取り誤差が挙げられる。

衝撃性の最大ピーク波圧は、波頂衝突付近の極めて狭い範囲に発生する (安田ら, 1993)。本実験では、このことを考慮して静水面付近では、波圧計を鉛直方向に中心間隔 5 mm で設置したが、波圧計の受圧面直径が 10 mm であるため測定波圧の精度低下が生じる。

作用時間が極めて短い衝撃波圧の変化を的確に検出す

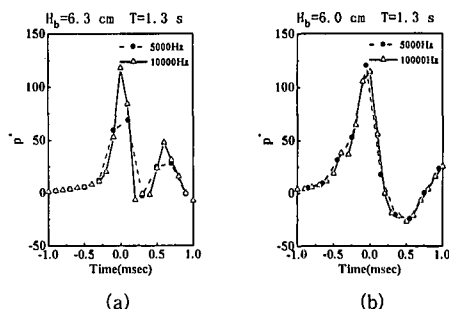


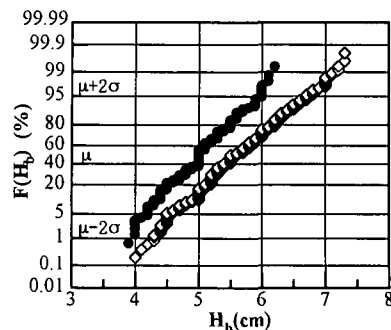
図-3 サンプリング周波数が異なる時間記録

るためには、衝撃波圧出力のサンプリング周波数を、少なくとも 5 kHz 以上にする必要がある (Oumeraci, 1992)。そこで、静水位測点での波圧を、同時に 5 kHz と 10 kHz でサンプリング記録した。その特徴的な波圧時間記録を、図-3(a) と (b) に示す。図-3(a) は、立ち上がり時間が非常に短く巨大なピーク波圧が、5 kHz のデータ記録間隔のほぼ中間で発生しているため、サンプリング周波数による検出ピーク波圧に違いが見られる。波圧の立ち上がり期間内に最低3個以上のデータ取得が必要である (図-3(b))。したがって、ピーク波圧までの立ち上がり時間が非常に短い (0.4 ms 以下) 波圧に対しては、サンプリング周波数が 5 kHz でも十分とは言えない。図-3(a) のような衝撃砕波圧の時間記録の出現は、80 例中 2 例と非常に低い。

5. 砕波波高の変動性

一波圧に対する原母集団一

図-4 [単発型 (●), 減衰振動型 (◇)] は、砕波圧の原母集団である砕波波高 H_b の発生累積頻度 $F(H_b)$ を正規分布確率紙にプロットしたもので、砕波波高の発生頻度は、正規分布と見なされる。減衰振動型波圧の発生範囲は単発型のそれより広く、本実験においても減衰振動型のデータ数は、単発型データ数の約3倍である。



データ数: 単=149, 減=470

図-4 砕波波高の累積頻度分布

6. ピーク波圧の変動性

単発型と減衰振動型の波圧荷重形式に対して、砕波衝突ごとの代表的な測点でのピーク波圧の発生頻度を、図-5(a)~(d)に示す。これらの実験結果から、水底付近より上方($z/h_w > -0.7$)でのピーク波圧の発生頻度は3母数対数正規分布で、また水底部では通常対数正規分布($\theta=0$)となることが認められる。

単発型波圧は、衝突波頂近傍に封入される非常に薄いレンズ状の空気塊が、圧縮離脱する際に発生する。これに対して減衰振動型波圧は、衝突時に比較的多量の空気塊が封入残存して、この圧縮膨張によって作用波力が振動する。このような波圧荷重の特徴を反映して、静水位付近($z/h_w = -0.3 \sim -0.1$)での単発型ピーク波圧の変動性が、減衰振動型よりも大きくなる。波圧測定位置が $z/h_w \leq -0.5$ では、封入空気塊の存在により減衰振動型のピーク波圧が単発型のそれを上回っている。単発型波圧では、静水位付近に発生する衝撃波圧が水深方向に減衰伝搬する(Hattori et al., 1994)ことが、単発型波圧の最低ピーク波圧の期待値とみなされる θ 値が、減衰振動型に比較して大きくなる原因の一つと考えられる。

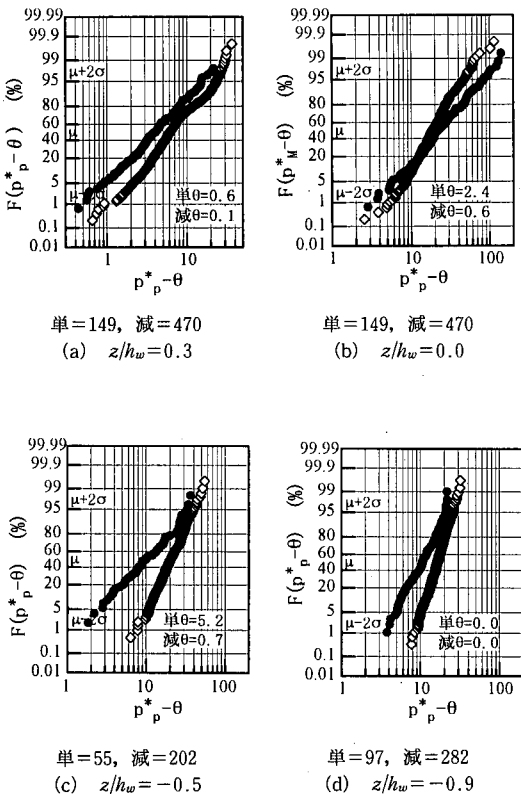


図-5 ピーク波圧の累積頻度分布
(●: 単発型, ◇: 減衰振動型)

7. ピーク波圧と変動係数の鉛直分布

ピーク波圧の変動性の鉛直方向変化を検討するため、ピーク波圧の平均値 M (●) と中央値 μ (□), 変動範囲 (―) と $\mu \pm 2\sigma$ (◇) および変動係数 K (標準偏差/平均値) の鉛直分布が、図-6と7に示される。

単発型波圧の p_p^* は静水面 ($z/h_w = 0$) で最大となり、その上下方向に急激に減少する。 p_p^* の平均値と中央値の分布形状は合田 (1973) の台形分布に、また $\mu + 2\sigma$ のそれは Minikin (1950) の分布に近い。減衰振動型波圧では、最大の p_p^* は静水面より若干下方で発生し、衝突時に封入される空気塊により静水面下の波圧分布は一様化され、単発型に較べてその変動性も著しく低減する。

単発型波圧の変動係数は、静水面下では $K=0.55$ とほぼ一様で、静水面上で急激に増大する。これに対して、減衰振動型では水深方向に直線的に減少している。

このような変動係数の変化は、衝撃波圧の発生機構が荷重形式によって異なることを示唆していると考えられる。先に指摘したように、単発型波圧では、衝撃波圧の水深方向への伝搬と、封入空気塊の爆発的離脱が変動係数の分布に反映されている。一方減衰振動型では、砕波衝突直後の直立壁面での加速流による空気塊の上方への移動により、静水位上方部での作用波圧の低下が単発型に較べて小さい。また、水底部付近では、封入空気塊の効果によりピーク波圧が単発型より減衰振動型が若干大きく、その変動が小さくなる。以上のことから、変動係数が水底方向に減小する。

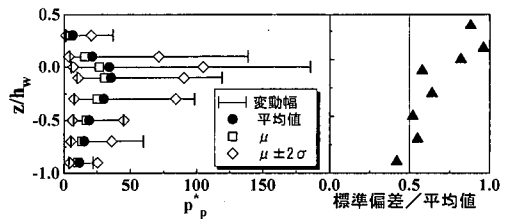


図-6 単発型ピーク波圧と変動係数の鉛直分布

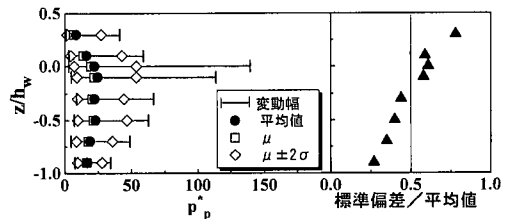
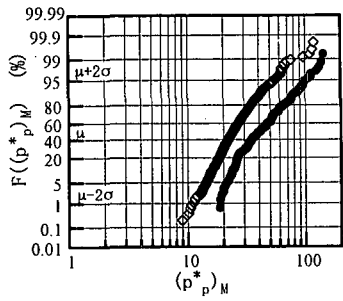
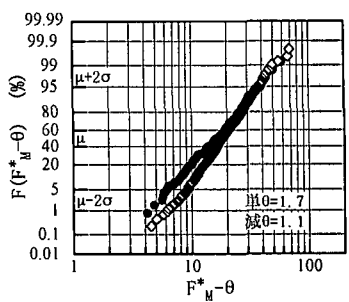


図-7 減衰振動型ピーク波圧と変動係数の鉛直分布



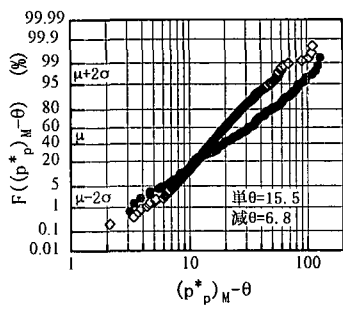
データ数：単=149，減=470

図-8 最大ピーク波圧の累積頻度分布 (対数正規分布)



データ数：単=149，減=470

図-10 最大波力の累積頻度分布



データ数：単=149，減=470

図-9 最大ピーク波圧の累積頻度分布 (3母数対数正規分布)

表-1 最大波力 F_M^* の分布関数パラメータ

荷重形式	最小値	最大値	平均値	μ	$\mu+2\sigma$	標準偏差
単発型	5.9	64.0	20.7	18.3	48.6	10.6
減衰振動型	5.6	80.5	21.5	19.7	45.2	9.7

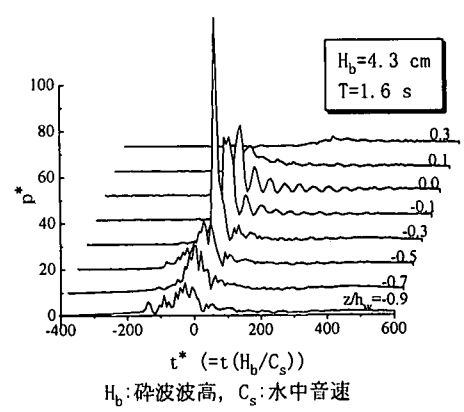


図-11 単発型波圧時間記録

8. 最大ピーク波圧の変動性

碎波衝突ごとに各測点で検出されるピーク波圧の最大値（最大ピーク波圧）の発生累積頻度分布を、通常の対数正規分布 ($\theta=0$) と3母数対数正規分布とで表示したものが、図-8と9である。図-8に見られるように、低レベルの波圧、特に単発型波圧に対応する頻度分布が、くの字型に折れ曲がっている。このような分布形状は正の最低極値が存在することを示すもので、 $(p_p^*)_M$ の発生確率が3母数対数正規分布関数でより適切に記述される(図-9)。

9. 最大波力の変動性

最大波力 F_M^* の発生累積頻度分布を図-10に、またその分布関数パラメータを表-1に示す。

ピーク波圧と最大ピーク波圧は共に、単発型波圧が減衰振動型より大きいことが、これまでの実験結果より指摘された。しかし、図-10に見られるように両波圧荷重による F_M^* の発生頻度特性は殆ど変わらず、最大波力の $(\mu+2\sigma)$ は単発型が若干上回るものの、 F_M^* の平均値 M と中央値 μ は減衰振動型が単発型より大きい。図-11の単発型波圧記録に見られるように、高強度のピーク波圧が静水位直下付近に集中するが、その立ち上がり時間は短

く、発生時刻に僅かな時間差があるため最大波力への寄与が低下する。減衰振動型では、封入空気塊により波圧強度分布が広範囲に一様化されるだけでなく、同時波圧の発生時刻には殆ど差がない。また、同時波圧の水深方向積分により波力を算定することから、変動性も同程度になる。以上のことから、表-1に見られるように、 F_M^* に関しては波圧荷重形式間の差は殆どない。

10. 対数正規分布

杉山(1972)は、以下のような対数正規分布の発生モデルを提案している。すなわち、確率変量の集合として正規分布則に従う原母集団を想定する。そして、これらの任意の標本に含まれる測定誤差の標準偏差が観測値の値 ξ に比例し、その発生確率に相当する正規分布で記述される場合には、このような測定誤差を含む集合母集団

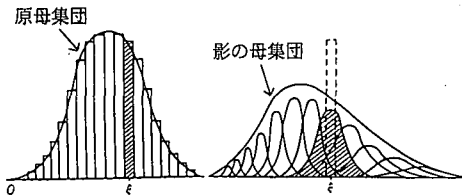


図-12 対数正規分布発生のおき (杉山モデル)

(影の母集団) は対数正規分布で表される (図-12)。

この発生モデルを適用して衝撃砕波圧の変動性について考える。直立壁前面での砕波波高の発生頻度は正規分布則で記述できる (図-4)。衝撃砕波圧の発生因である衝突直前での砕波波面形状と封入空気塊などの効果による波圧変動が、杉山モデルの測定誤差に相当すると云える。

図-6 と 7 に見られるように、波圧の大きい測点ほどその変動性が高いこと、また非砕波に近い波圧荷重の Flip-Through 型でのピーク波圧出現頻度が砕波波高と同じ正規分布則に近づく。以上のことより、少なくともピーク波圧の出現頻度が対数正規分布となる、一つの理由づけが可能となる。

11. 結 論

3 母数対数正規分布により衝撃砕波圧の変動性について検討を行い、その結果明らかにされた主たる事柄は以下のである。

(1) 水底面に近い測点を除いて単発型と減衰振動型のピーク波圧は、3 母数対数正規分布により良好に記述された。水底面付近の測点や衝撃性の弱い Flip-Through 型ピーク波圧発生頻度は、砕波波高と同様の正規分布に近づくことから (辻岡ら 1995)、衝突直前での砕波波面の不安定性および封入空気塊の挙動が衝撃砕波圧の変動性に大きく寄与することが、杉山モデルを適用することにより、ピーク波圧の発生頻度分布より確認された。

(2) 荷重形式により母数が大きく異なることより、衝撃波圧の発生機構に違いがあることが確認され、母数より以前から指摘されている波圧発生機構と結びつけることができた。

(3) 最大ピーク波圧は、単発型が減衰振動型を上回る。単発型波圧は局所的に作用するのに対して、減衰振動型波圧の作用域が広範囲に様化されるため、両者の最大波力の発生頻度特性は同程度となる。これは、本研

究の重要な成果の一つであり、波力算定をする際に必要とする新たな見知であると言える。

謝辞：本研究の実験とデータ解析に協力した、当時土木工科学学生尾崎護君 (吉田組) に、心から感謝する。また、本研究の一部は、平成 3・4 年度文部省科学研究費補助金 (一般研究 C、研究代表者 服部昌太郎) によって行ったことを記す。

参 考 文 献

- 合田良実 (1973): 防波堤の設計波圧に関する研究, 港湾技研報告, Vol. 12, No. 3, pp. 31-69.
- 合田良実 (1990): 港湾構造物の耐波設計, 鹿島出版会, 333 p.
- 杉山高一 (1972): 一様でない誤差分散を扱うモデルについて, 統計数理解析シンポジウム記事 No. 5, pp. 13-18.
- 辻岡伸昭・服部昌太郎 (1995): 直立壁に作用する衝撃砕波力の変動性, 土木学会第 50 回年次学術講演会講演概要集, 第 2 部, pp. 658-659.
- 安田孝志・篠田成郎・陸田秀美 (1993): ステップ上の直立壁に作用する衝撃砕波圧と砕波形式の関係, 海岸工学論文集, 第 40 巻, pp. 756-760.
- Führbötter, A. (1986): Model and prototype test for wave impact and run-up on a uniform 1:4 slope, Coastal Engineering, 10, pp. 49-84.
- Hattori, M., A. Arami, and M. Yui (1994): Wave impact pressure on vertical walls under breaking wave of various types, Coastal Engineering, Elsevier, Vol. 22, pp. 79-114.
- Itoh, M., T. Sugiyama (1980): Estimation of the threshold parameter of the three parameter lognormal distribution, Recent Developments in Statistical Inference and Data Analysis, K. Matusita, North-Holland Pub. Company pp. 159-165.
- Kirkgöz, M. S. (1990): An experimental investigation of a vertical wall response to breaking wave impact, Ocean Engineering, Vol. 17, No. 4, pp. 379-391.
- Kamel, M. A. (1970): Shock Pressure on Coastal Structures, Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, pp. 689-699.
- Minikin, R. R. (1950): Winds, Waves and Maritime Structures, Charles Griffun & Company Limited, pp. 28-48.
- Oumeraci, H. P. (1992): Private Communication.
- Ross, C. W. (1955): Laboratory study of shock pressures of breaking waves, B. E. B. tech. Memo, pp. 1-22.
- Weggel, J. R. and W. H. C. Maxwell (1970): Experimental study of breaking wave pressures, Proc. Offshore Tech. Conf., Texas, pp. II-175-188.
- Witte, H. H. (1988): Wave-induced impact loading in deterministic and stochastic reflection, Mitt. Leichtweiss Inst. für Wasserbau, Tech. Univ. Braunschweig, No. 102, pp. 1-227.