

衝撃波力による直立壁の局所破壊機構

辻岡伸昭*・大森創一**・服部昌太郎***

1. はじめに

直立構造物に作用する衝撃砕波圧の発生機構と変動性などの波圧特性に関して、最近室内実験による検討が活発になされている。特に Hattori ら (1994) は、入射波の衝突条件、砕波波圧の発生機構と荷重特性とに関して、詳細な実験結果を発表している。一方、砕波衝撃波力に対する直立構造物の耐波についてこれまで数多くの研究がなされているが、いずれも構造物全体の安定・安全性を検討の対象としている。しかし、直立防波構造物の大型化と経済性を取り込んだ自動設計化が進むにつれて、構造物全体の崩壊につながる、衝撃波圧と波力による直立壁構造部の、せん断と疲労などによる局所破壊の発生が認められている。

本研究は、上記の問題を踏まえて、砕波衝撃波力による直立壁体の局所破壊機構に着目して実験的検討を行ったもので、単発型と減衰振動型の衝撃荷重形式 (Hattori et al., 1994) を検討の対象としている。

2. 実験装置と測定方法

2.1 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体を固定し、また壁体への砕波衝突を安定化するため、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設置して実験を行った (図-1)。

砕波衝突による直立壁の弾性たわみ変形により作用波圧特性は若干変化するが (由井・服部, 1992)、本研究では構造物設計での波力計算に準じて、剛壁体に作用する波力を計測した。模型直立壁体は、10 mm 厚鉄板 (剛壁部) と燐青銅板 (弾性壁部, 100 mm×100 mm, 四辺固定, 板厚 t : 0.5 mm と 1.0 mm, ヤング率 $E=10.2 \times 10^5$ Kgf/cm², ポアソン比 $\nu=0.35$) とにより構成される (図-2)。図-3 に、本論文で使用する主要な記号を示す。

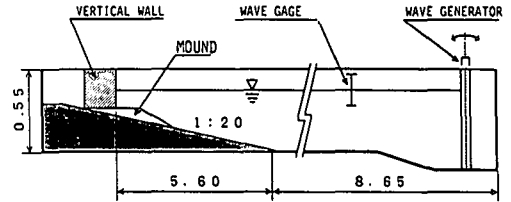


図-1 実験装置の配置図 (単位: m)

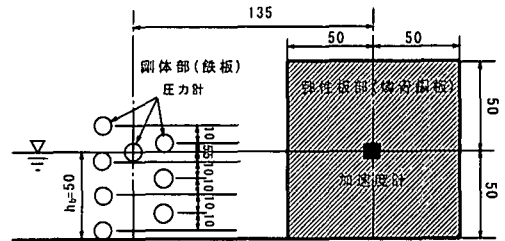


図-2 直立壁と波圧・壁板たわみの測定点 (単位: mm)

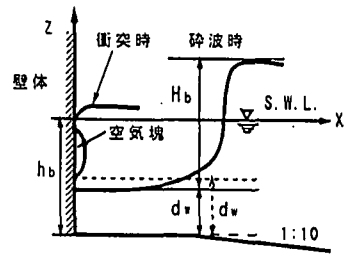


図-3 主要記号の説明図

2.2 測定方法

波圧と壁体たわみは同時に測定した。波圧は、剛壁面に鉛直配置した 8 計測点中の 6 点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、同時波圧の鉛直分布から壁面単位幅当たりの全波力 F と、最大波力 F_{max} までの波力の力積 $I_p (= \int F dt)$ を算出した。また、壁体のたわみ変動加速度は、弾性壁中心に設置した加速度計 (空中固有振動数: 2 KHz) により検出し、線形加速度法により壁体のたわみ変位に変換し

* 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 工修 三井共同建設コンサルタント
 *** 正会員 工博 中央大学理工学部土木工学科 教授

た。波圧と加速度の検出力は増幅後、サンプリング周波数 5 KHz でデジタル記録計に収録し、造波開始後の 3~6 波に対して電算処理した。

波圧と壁体たわみの測定位置が異なるため、壁体への碎波衝突の二次元性を確認し、また衝突碎波諸量を計測するため、高速ビデオ (200 コマ/s) で衝突状況を撮影記録した。ビデオ画像と波圧測定記録との同期は、画像上の波圧記録 (静水面位置) によって行った。碎波諸量は、水槽ガラス側壁に設置した 1.0 cm 正方格子を用いて、29 インチビデオの静止画像から読みとった。

2.3 弾性壁板の固有振動数

衝撃力に対する弾性壁板の動的応答挙動に、直立壁の固有振動数は重要な役割をもつ (Hattori, 1994)。碎波衝突時には、前面水の付加質量により壁体固有振動数が変化することを考慮して、壁体の固有振動数 f_{WN} と壁面前面水位 d_w との関係、振り子試験によって検定した。図-4 は試験結果で、図中の実曲線は実験式 (1) を示す。

$$f_{WN} = (f_{WN0} - f_{WN2}) \cdot \exp[-a(d_w/h_w)^2] + f_{WN2} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 f_{WN0} と f_{WN2} : 空中と完全水没時の f_{WN} ($d_w/h_w = 0$ と 2)、 h_w : 壁体前面静水深で 5.0 cm、 a : 弾性壁のたわみ特性を表す実験係数で、0.89 ($\Delta = 0.5$ mm) と 0.66 ($\Delta = 1.0$ mm) である。空中時の固有振動数 (一次モード) の計算値 f_{WN0} (土木学会, 1989) は、板厚 0.5 mm と 1.0 mm に対して 290 Hz と 580 Hz であり測定値とほぼ一致している。

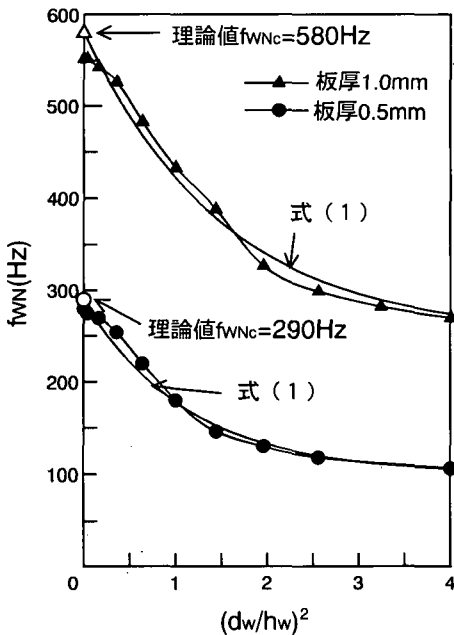


図-4 弾性板の固有振動数

3. 衝撃波圧の実験結果

3.1 衝撃荷重形式とその発生条件

静水面近傍に発生する最大の衝撃波圧波形に着目して、無次元最大波圧 $p_{\max}^* (= p_{\max}/\gamma_0 H_b)$ (γ_0 : 水の単位体積重量) と H_b/d_w (H_b と d_w : 碎波波高と壁体前面水深) との関係で、Flip-Through 型 (Δ)、単発型 ($\bullet$)、および減衰振動型 ($\circ$) の衝撃荷重が発生する条件を図-5 に示す。碎波衝突状況の変動性により実験点はばらつくが、発生頻度の高い H_b/d_w の範囲が Flip-Through 型 : 2~3、単発型 : 3~4、減衰振動型 : 3~7 であり、減衰振動型荷重の発生範囲の広いことが分かる。

3.2 衝撃波力の鉛直分布

衝撃碎波波圧の特徴として、巨大な波圧が短時間に作用し、その変動性が高いことが挙げられる。最大衝撃波圧と最大全波力の発生頻度分布は、対数正規分布で記述できることがこれまでの実験結果より報告されている (Witte, 1988 ; 辻岡・服部, 1995)。図-6 と 7 は、各測定点で記録した単発型と減衰振動型波圧の最大衝撃波圧 $p_{\max}^*$ の鉛直分布で、変動範囲、平均値 ($\bullet$)、中央値 μ ($\square$)、および $\mu \pm 2\sigma$ ($\diamond$) が示される。

単発型波圧の $p_{\max}^*$ 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。 $p_{\max}^*$ の平均値は合田

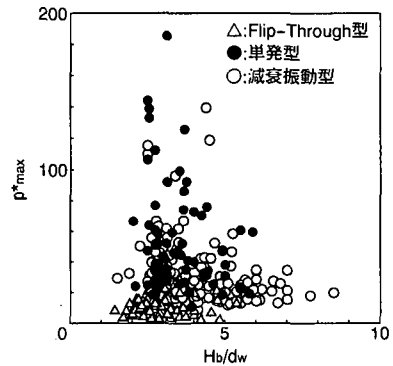


図-5 3 形式の衝撃碎波荷重の発生条件

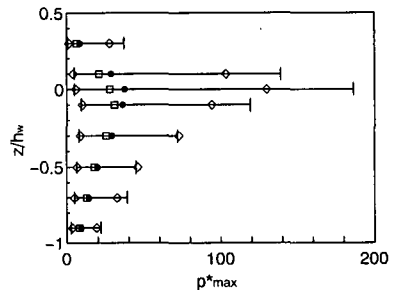


図-6 最大衝撃波圧の鉛直分布 (単発型荷重)
平均値 ($\bullet$)、中央値 μ ($\square$)、 $\mu \pm 2\sigma$ ($\diamond$)

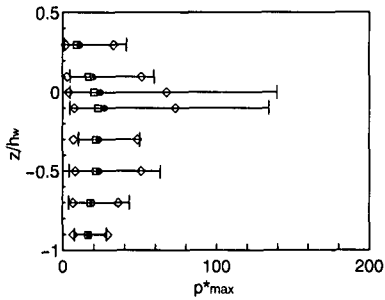


図-7 最大衝撃波圧の鉛直分布 (減衰振動型荷重)
平均値 (●), 中央値 μ (□), $\mu \pm \sigma$ (◇)

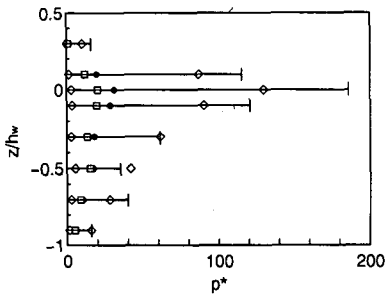


図-8 最大衝撃波圧時の同時波圧の鉛直分布 (単発型)

(1973) の台形分布, また $\mu \pm \sigma$ は Minikin (1950) の分布に近いものとなっている。減衰振動型波圧では, 最大の $p_{\max}^*$ 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。図-8 は, 最大の $p_{\max}^*$ が一測定点で記録された瞬間での同時波圧の鉛直分布 (単発型) で, 図-6 と殆ど同一の分布を示している (減衰振動型も同様)。したがって, 構造物設計の外力計算には, 最大衝撃波圧の鉛直分布を採用すればよい。

4. 衝撃波力に対する直立弾性壁の動的変動特性の実験結果

4.1 衝撃波力と弾性板たわみ応答

本報では, 衝撃波力に対する弾性壁板の動的応答特性を記述する代表量として, 波力作用時の板中央のたわみ δ を取り上げる。

単位幅当たりの全波力 $F^*(=F/\gamma_0 H_0^2)$ と弾性板中央たわみ $\delta^*(=\delta/\delta_0)$: δ_0 は最大全波力 $F_{\max}$ が集中荷重として静的に板中央に作用した場合のたわみ) の時間記録 ($t^*(=t/(H_0/C_s)$: C_s は水中音速 1,500 m/s) とそれらのスペクトル解析結果の代表例 (壁厚 1.0 mm) を, 単発型と減衰振動型の荷重条件に対して, それぞれ図-9 と 10 に示す。

図-9 は, 静水面直上の測点で $p_{\max}=583 \text{ gf/cm}^2$ を記

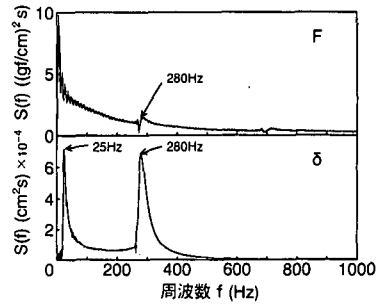
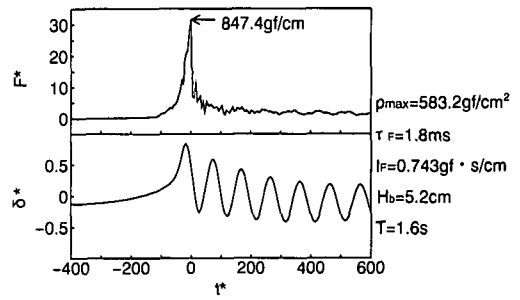


図-9 全波力とたわみの時間変動とそのスペクトル (単発型荷重の場合, $\Delta=1.0 \text{ mm}$)

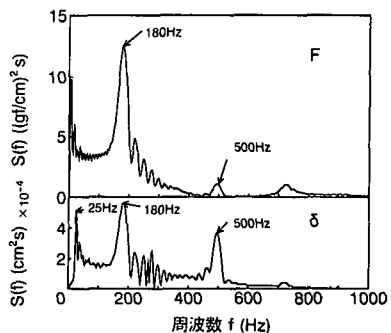
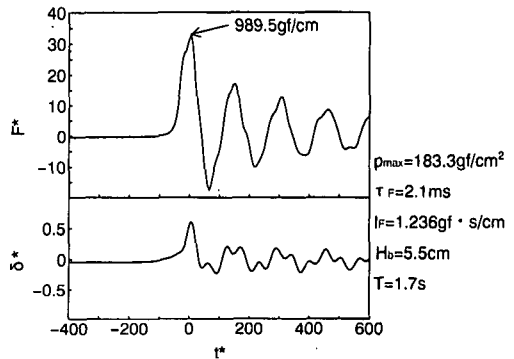


図-10 全波力とたわみの時間変動とそのスペクトル (減衰振動型荷重の場合, $\Delta=1.0 \text{ mm}$)

録した、単発型衝撃碎波圧に対する実験結果で、 $F_{\max}^*$ 発生時刻を $t^*=0$ としている。壁板の最大たわみ $\delta_{\max}^*$ は $F_{\max}^*$ 前の波力上昇時に現れ、波力変化と殆ど関係なく弾性板は周波数 280 Hz、すなわち完全水没時 ($d_w/h_w=2$) の固有振動数 (図-3) で振動している。 F^* のスペクトルには 280 Hz、また δ^* には 25 Hz と 280 Hz にスペクトルのピークが見られる。 δ^* の 25 Hz でのピークは、たわみ計算に使用した線形加速度法のデータ平滑により現れた、たわみ変動の長周期成分に相当している。

図-10 の減衰振動型の実験結果では、最大波圧が $p_{\max}=183 \text{ gf/cm}^2$ と単発型に較べて小さい。しかし、衝突時の封入空気塊のため水面下の波圧分布がほぼ一様となることから (図-5)、最大全波力は $F_{\max}=990 \text{ gf/cm}$ と単発型より大きくなる。壁板の最大たわみは、最大波力とほぼ同時に発生している。最大衝撃波力発生後、波力は 180 Hz の周波数で減衰振動し、この強制力により壁板も同一周波数で振動している。 δ^* のスペクトルには、空中時の壁板の固有振動数に相当する、周波数 500 Hz にスペクトルのピークがある。これは、壁体面と碎波波面との間に封入された空気塊が残存しているため、あたかも壁板が空中にあるかのように振動する、極めて興味ある結果を示している。なお、700 Hz に現れるスペクトルピークの発生原因は、まだ特定されていない。

4.2 最大波力と最大たわみ振幅

弾性板の衝撃挙動には衝撃波力荷重と、その立ち上がり時間とが重要なかわりを持つ。碎波衝突ごとの、無次元最大波力 $F_{\max}^*$ およびその立ち上がり時間 $\tau \cdot f_{WN1}$ と最大たわみ振幅 $\delta_{\max}^*$ ($=\delta_{A\max}/2\delta_c$) との関係を、図-11 と 12 ($\Delta=0.5 \text{ mm}$) に示す。

図-11 中の包絡線で示すように、極めて低い最大波力の下で $\delta_{\max}^*$ が最大となっている (Kirkgoz, 1990)。また図-12 では、最大波力に到るまでの波力の立ち上がり時間が、水没下の壁板の固有振動周期とほぼ一致する条件で、 $\delta_{\max}^*$ が最大となることが示される (Hattori, 1994)。

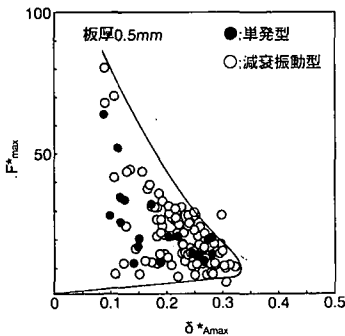


図-11 最大波力 $F_{\max}^*$ と最大たわみ振幅 $\delta_{\max}^*$

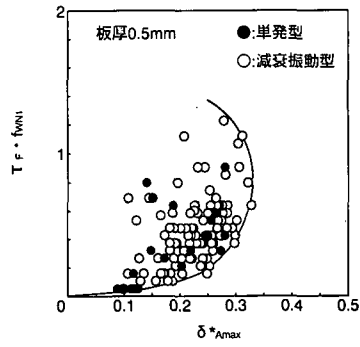


図-12 立ち上がり時間 $\tau \cdot f_{WN1}$ と最大たわみ振幅 $\delta_{\max}^*$

$\Delta=1.0 \text{ mm}$ の壁板も同様の結果を示すが、この場合には単発型波力により $\delta_{\max}^*$ が最大となる (後出図-14)。

4.3 波力力積と最大たわみ

前節の実験結果から、衝撃波力の力積が衝撃波力により誘起する弾性壁のたわみ振幅を記述する、適切なパラメータであることが考えられる (由井・服部, 1992)。そこで、無次元波力力積を $I_F^*=I_F/(\rho g H_0^3/C_s)$ として、衝突ごとの $\delta_{\max}^*$ との関係を示す。図-13 ($\Delta=0.5 \text{ mm}$) と 14 ($\Delta=1.0 \text{ mm}$) に示す。図-12 に示したように、 $\delta_{\max}^*$ が最大となる碎波衝突条件下では、衝撃波力と直立壁たわみ振

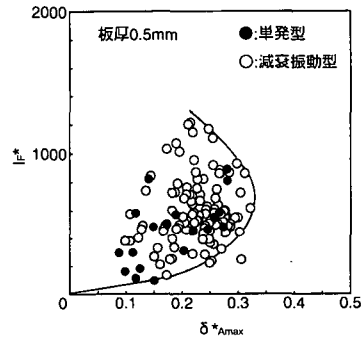


図-13 波力力積 I_F^* と $\delta_{\max}^*$ ($\Delta=0.5 \text{ mm}$)

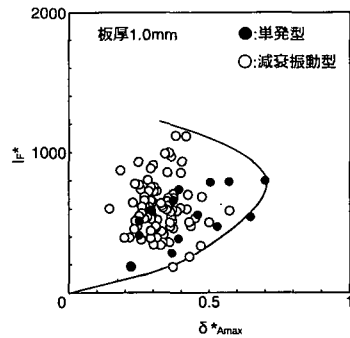


図-14 波力力積 I_F^* と $\delta_{\max}^*$ ($\Delta=1.0 \text{ mm}$)

動とが共振状態となっている。したがって、壁体の固有振動数が高まると、 $\delta_{\lambda\max}$ を最大する波力の立ち上がり時間は短縮し、静水面付近に発生する衝撃波圧は急激に増大する (Hattori et al., 1994)。この砕波衝突の変化により、封入空気量が減少し、波力特性は減衰振動型から単発型へと移行して、壁体部のせん断破壊が同時に起こる可能性が高まる。また本実験では、壁厚 0.5 mm と 1.0 mm の壁体の $\delta_{\lambda\max}$ が最大となる I_p^* 値が共にほぼ 750 であることは興味深い、この問題に関しては今後の研究にゆだねる。

5. 直立壁構造部の破壊

砕波衝突により発生する直立構造部の局所破壊として、強烈的な衝撃性波圧 (波力) によるせん断破壊と、衝突時の封入空気塊 (空気泡) の断熱性の圧縮と膨張とによる波力振動がもたらす疲労破壊が挙げられる。

5.1 衝撃性波圧とせん断破壊

図-4 の最大衝撃波圧の鉛直分布に見られるように、単発型波圧荷重下では、静水面付近に平均値で砕波波高換算の 38 倍、また $\mu+2\sigma$ 値で 130 倍に達する強烈的な衝撃波圧が発生し、この衝撃波圧がせん断破壊をもたらしと考えられる。合田 (1973) と Minikin (1950) の砕波波圧算定式の静水面での最大波圧は、いずれも実験値に較べて極めて小さい。これらの算定式は、直立堤全体の安定性を対象としたものであり、直立構造部のせん断破壊に対する衝撃波圧の算定式を確立する必要がある。

5.2 直立構造部の疲労破壊

砕波衝突ごとに、衝撃波力に応答して直立壁体にたわみ振動が発生する。空気塊封入を伴う減衰振動型荷重条件では、最大ピーク波力後の波圧振動に対応して、封入空気塊が崩壊または水面上に離脱するまで、直立壁構造部のたわみ振動は比較的長時間にわたって継続する。衝撃波圧は単発型に較べて低いが、封入空気塊が壁面に沿って存在するため、その全波力は単発型を上回る。

直立構造部の疲労破壊には、減衰振動型荷重条件を重視することを由井と服部 (1993) は指摘した。しかし、図-11 と 14 に見られるように、単発型荷重条件でも最大波力発生後に壁体のたわみ振動が発生し、壁体の固有振動数が増大するとたわみ振動振幅が減衰振動型の場合より大きくなることが、本研究によって明らかとなった。

6. 結 論

直立壁構造部の衝撃性砕波圧と波力に対する動的応答

挙動を解明し、衝撃性波力 (波圧) によるせん断破壊と、壁体のたわみ振動による疲労破壊とが挙げられる。

変動性を考慮した衝撃性波圧の鉛直分布から、単発型衝撃波圧によって静水面付近にせん断破壊が発生する可能性が極めて高いことが指摘される。

衝突時に空気塊または多量の気泡を、壁面と波面間に封入することによって発生する減衰振動型波力が強制力となり、壁体のたわみ振動による疲労破壊が発生する。この様な波力荷重の下では、波力の立ち上がり時間と壁体の固有振動周期とがほぼ一致する、共振条件の下で壁体たわみ振幅が最大となる。したがって、壁体の固有振動数が高まるにつれて、共振条件を発生する波力は、立ち上がり時間が短い単発型波力へと移行し、疲労破壊と同時にせん断破壊も発生する可能性が高まる。

謝辞：本研究の実験とデータ解析に協力した、当時土木工学科学生井上一熊 (熊本県)・岩田淳次郎 (東京都)・杉本直人 (大学院生) の 3 君に、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し、謝意を表する。

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.
- 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, (発表予定)
- 土木学会 (1989): 構造力学公式集, pp. 371-375.
- 由井孝昌・服部昌太郎 (1992): 衝撃砕波圧におよぼす直立壁体の変形効果, 海岸工学論文集, Vol. 39, pp. 681-685.
- Hattori, M. (1994): Wave impact pressures on vertical walls and the resulting wall deflections, Proc. International Workshop on Wave Barriers in Deepwaters, pp. 332-346.
- Hattori, M., A. Arami, and M. Yui (1994): Wave impact pressure on vertical walls under breaking wave of various types, Coastal Engineering, Elsevir, Vol. 22, pp. 79-114.
- Kirkgöz, M. S. (1990): An experimental investigation of a vertical wall response to breaking wave impact, Ocean Eng., Vol. 17, No. 4, pp. 379-391.
- Minikin, R. R. (1950): Winds, Waves and Maritime Structures, Charles Griffun & Company Limited, pp. 28-48.
- Witte, H. H. (1988): Wave-induced impact loading in deterministic and stochastic reflection, Mitt. Leichtweiss Inst. Wasserbau, Tech. Univ. Braunschweig, No. 102, pp. 1-227.