

潜堤による衝撃碎波力の低減と実験スケール効果

榊 山 勉*・小笠原正治**

1. 緒 言

著者ら(榊山ら, 1991)は放流構造物に作用する衝撃碎波力に及ぼす温排水の影響を調べ、衝撃碎波力に及ぼす流れの影響は顕著でないことを明らかにした。しかし、過大な衝撃碎波力に対して安定な構造物を設計することは合理的でない。我国では衝撃碎波力を受ける地点での海岸構造物の建設は可能な限り避けるか、直接消波ブロックで被覆し衝撃碎波力を低減する方策が取られている。しかし、被覆工により波の遡上が促進され越波が増大することがあるために、過大な越波を許容できない放流構造物に対しては被覆工よりも潜堤を設置し強制碎波により波高低減を図るほうが有利と考えられる。潜堤と構造物との距離によっては、強制碎波により波力が増大することがあるが、両者を適切に離すことにより衝撃碎波力を確実に低減することが期待できる(中泉ら, 1988)。

また、近年衝撃碎波圧に関して、詳細な測定とモデル化(荒見・服部, 1989, 1990)、大型模型による水理実験(Schmidtら, 1992)、数値計算による予測(Grillら, 1992; Toplissら, 1992)等の観点から活発な研究が行われているが、衝撃碎波圧に関する実験スケール効果を調べた研究は見当たらない。

そこで、本研究では直立堤に作用する衝撃碎波力を評価した後、潜堤を用いた波力低減対策工の有効性を検討する。加えて、大型、小型模型を用いた実験により衝撃碎波圧、透過潜堤による透過波ならびに波力に及ぼす実験スケール効果を調べる。

2. 実験方法と実験条件

実験に用いた直立堤と対策工の形状を現地換算値で図-1に示す。直立堤は海底勾配1/15の急勾配斜面上の水深10mの位置に設置し、天端高さは可能な限り越波を許さないように水深の2倍の高さとした。

実験では、先ず図-1のマウンドと潜堤がない単純な1/15一様勾配斜面の条件で、進行波高と直立堤に作用する波圧分布を測定した。続いて、潜堤を設置し強制碎波

による波力低減対策を施した場合について、透過波と潜堤背後の直立堤に作用する波圧を測定した。

潜堤は海底斜面上に不透過マウンドを作製し、この上に設置した。潜堤の形状は1種類で、天端幅20m、高さ7m、法面勾配2:1で、天端幅水深比は $B/h=2.0$ 、潜堤高水深比は $h_r/h=0.7$ である。潜堤と直立堤との距離は、中泉ら(1988)の結果を参考にし、潜堤設置時の波力がほぼ $1wH$ (w :水の単位体積重量、 H :波高)以下になる距離として、対象とする最も長い波長(水深10mで周期15.5s)の0.3倍とした。

実験は模型スケール1/50と1/8の2種類について行った。以下それぞれを1/50実験、1/8実験と呼ぶ。1/50実験は長さ50m、深さ1.5m、幅2mの造波水路を用いて、潜堤なしの場合と不透過潜堤(モルタル製)と透過潜堤(消波ブロック、空隙率0.5)を用いた場合について行った。1/8実験では大型造波水路(長さ205m、深さ6.0m、幅3.4m)を用いて透過潜堤について行った。表-1と表-2にそれぞれの実験条件を示す。1/50実験では沖側の一様水深部の水深は $h_i=0.59$ m、潜堤設置水深 $h=0.20$ m、潜堤天端水深 $h_r=0.06$ mであり、1/8実験では $h_i=4.25$ m、 $h=1.25$ m、 $h_r=0.375$ mである。相対的に1/8実験の一様水深が僅かに深い(1/8実験; $h_i/L_0=0.091$, 1/50実験; $h_i/L_0=0.079$)。

波浪条件は、現地換算値で周期8.5s, 12.0s, 15.5sの3種類について直立堤に非碎波、碎波、碎波後の波が作用するように波高を設定した。1/50実験では周期 $T=1.20$ s, 1.70s, 2.19s, 1/8実験では $T=3.01$ s, 4.24s, 5.48sであり、入射波高 H_i は周期により若干異なるが、1/50実験では $H_i=0.04$ m~0.22m, 1/8実験では $H_i=0.32$ m~1.46mである。

透過潜堤には現地換算重量 $W=7.5$ tの消波ブロック

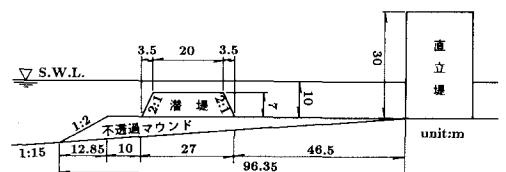


図-1 実験模型(現地換算値)

* 正会員 工修 (財)電力中央研究所

** 正会員 工修 関西電力(株)土木建築室 土木副調査役

表一 実験条件 (実験スケール $\lambda=1/50$)

周期 T (s)	入射波高 H_i (m)	水深		
		h_i (m)	h (m)	h_r (m)
1.20	0.044-0.215	0.59	0.20	0.06
1.70	0.049-0.182			
2.19	0.062-0.191			

表二 実験条件 (実験スケール $\lambda=1/8$)

周期 T (s)	入射波高 H_i (m)	水深		
		h_i (m)	h (m)	h_r (m)
3.01	0.40-1.46	4.25	1.25	0.375
4.24	0.34-1.46			
5.48	0.32-1.44			

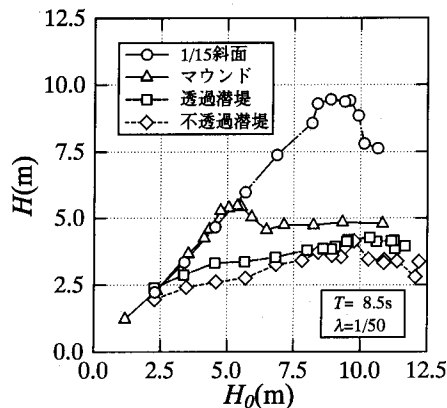
を採用した。安定性に関して予備実験を行い最大波により法肩のブロックが崩れる程度であることを確認したが、本実験では網を掛けブロックの移動を抑えた。

波圧測定は、1/50 模型実験では 0.04 m 間隔で 10 個、1/8 実験では 0.25 m 間隔で 12 個の波圧計を設置して行った。水平波力波形は波圧波形を断面積分し算出した。データのサンプリング周波数は 400 Hz とし、デジタルデータレコーダで収録し、大型計算機で処理した。

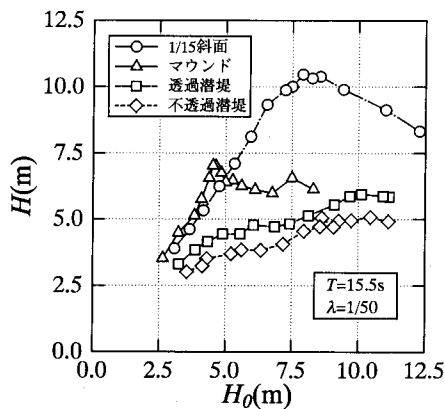
3. 潜堤による衝撃碎波力の低減

図-2 に 1/50 実験で得られた沖波波高 H_0 と構造物設置地点の進行波高 H との関係を現地換算値で、周期 $T=8.5$ s と $T=15.5$ s について示した。進行波高 H の大きさは全体的には、1/15 斜面>マウンド>透過潜堤>不透過潜堤の順に減少し、妥当な結果となっている。不透過潜堤に比べて透過潜堤のほうが透過波高が大きいのは、不透過潜堤のほうが反射率が大きく、また透過潜堤内でのエネルギー減衰の効果が小さいためである (神山, 1992)。透過、不透過潜堤を設置した場合、各周期で沖波波高の最も小さい条件を除き、ほとんどの入射波高の条件で潜堤上で碎波した。沖波波高が増加しても潜堤設置時の透過波高は、潜堤上で強制碎波されるために、その増加率は非常に緩やかになる。図中には、不透過マウンドのみを設置した場合の進行波高の結果も示した。波高低減に及ぼすマウンドの効果も大きいことがわかる。周期 $T=15.5$ s では、1/15 斜面上の最大波高 10.5 m に対して、透過潜堤により 6.0 m、不透過潜堤により 5.1 m にまで低減できた。

衝撃波圧は、水塊が直接構造物に衝突した時に生じる Wagner 型衝撃圧と、水面と構造物の間に封入された空気の圧縮により生じる Bagnold 型衝撃圧の 2 種類に分類される (合田・原中 (1967) はそれぞれ単発型衝撃碎



(a) 周期 $T=8.5$ s



(b) 周期 $T=15.5$ s

図-2 潜堤による進行波高の低減 ($\lambda=1/50$)

波圧と減衰振動型衝撃波圧と呼び、単発型衝撃波圧は波高が小さいときに生じ易いと報告している)。本実験では波高水深比 $H/h=1.0$ 程度までの範囲で波圧測定を行ったが、1/15 斜面上の直立堤に作用する衝撃碎波圧は極めて作用時間の短いピーク波圧と腰掛け部波圧からなる Wagner 型衝撃圧であった。潜堤設置時の場合には、直立堤への作用波高がさらに小さくなり、Wagner 型衝撃圧であった。

図-3 に進行波高 H と単位幅当たりの波力 F_x との関係を周期 $T=8.5$ s と周期 $T=15.5$ s について現地換算値で示した。図-3(a) 周期 $T=8.5$ s の結果では、1/15 斜面上の波高と波力との関係は、非碎波の領域では重複波圧が作用するため線形的であり、碎波後の同じ波高による波力のほうがこれより大きくなっている。潜堤設置により進行波高は低減するが、同一の進行波高に対しては潜堤設置時の方が波力は大きい。1/15 斜面では重複波圧が作用するのに対して、潜堤設置により碎波後の波による衝撃力が作用するためである。

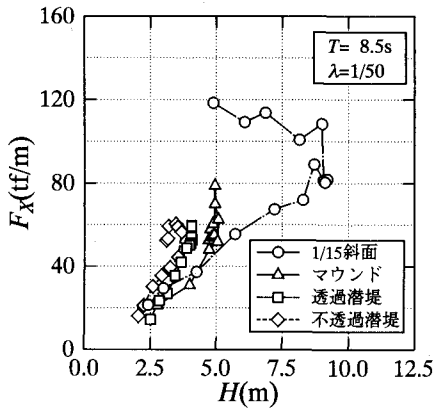
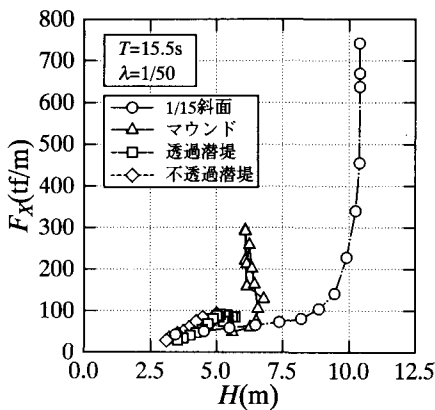
(a) 周期 $T=8.5$ s(b) 周期 $T=15.5$ s図-3 潜堤による波力の低減効果 ($\lambda=1/50$)

図-3(b) 周期 $T=15.5$ s の結果においても、1/15 斜面上の波力 F_x は重複波力の領域と波高の僅かな変化により非線形的に波力が増大する衝撃砕波力の領域がみられ、最大波力は $F_x=760$ t/m であった。潜堤やマウンドを設置することにより強制砕波を生じさせ、進行波高のピークカットができ、マウンドのみの場合で最大 300 t/m、透過、不透過潜堤により最大約 100 t/m にまで低減でき、潜堤による波力低減効果が確認できた。

波力の低減効果に関しては透過潜堤と不透過潜堤ではほとんど差がないが、潜堤前面における流況には顕著な相違がみられた。不透過潜堤上では堰上の越流に似た流況を呈し、潜堤の沖側法肩で入射波との干渉が強くなる。不透過潜堤では、この沖側への越流と入射波の干渉による法先洗掘の問題や反射率が大きいことが懸念されるため、実務上、透過潜堤のほうが有利である。

4. 波力に関する実験スケール効果

Schmidt ら (1992) は大型模型を用いて、実験値で波

高 2 m、周期 8 s の波浪条件のもとで直立堤に作用する衝撃砕波圧に関する実験を行っているが、実験スケール効果については検討していない。以下では、本研究での 1/8 実験と 1/50 実験の結果を用いて、直立堤に作用する衝撃砕波力ならびに透過潜堤による波力低減効果に及ぼす実験スケール効果について述べる。1/8 実験は Schmidt ら (1992) の実験とほぼ同じスケールである。

砕波は規則波を対象としても 1 波毎に変動する不安定現象であるために、衝撃波圧の変動も激しい。実験スケール効果を議論する場合にもこの変動と実験スケール効果による影響が有為な差とみなせるか議論の余地があるところであるが、ここでは平均値をもって実験スケール効果を議論することにする。

(1) 一様勾配斜面上の直立堤に作用する衝撃砕波力

図-4 は 1/15 勾配斜面上の進行波の波高水深比 H/h と沖波波形勾配 H_0/L_0 との関係について 2 種類の実験スケールによる結果を比較したものである。非砕波の範囲では、周期 $T=8.5$ s の結果は両スケールで良好に一致している。周期 $T=12.0$ s では僅かに差がみられ、さらに周期が長くなり、周期 $T=15.5$ s の結果ではスケール 1/8 実験のほうが約 10 % 大きい。最大波高ならびに砕波後の波高は、 $T=8.5$ s では 1/50 実験のほうが大きめの値となっているが、周期 $T=12.0$ s と $T=15.5$ s では最大波高には顕著な差はない。

図-5 は直立堤に作用する水平波力 F_x に関して、沖波波形勾配 H_0/L_0 と無次元波力 $F_x/(wh^2)$ との関係で示したものである。周期 $T=8.5$ s の結果では図-5 に示したように進行波高 H と同様に波力に関しても 1/50 実験と 1/8 実験の結果に顕著な差はない。周期が長くなると僅かながら差がみられ、 $T=15.5$ s の結果では 2 種類スケールの実験結果の増加傾向にずれがみられる。特に衝撃砕波力が作用する領域では、僅かな波高変化で急激に波力が大きくなるために両者の差が顕著に現れている。

(2) 透過潜堤設置による波力低減効果

図-6 に透過潜堤設置時の透過波形の比較を周期 $T=15.5$ s について示した。図-6(a) は $H_0/L_0=0.009$ で潜堤上で非砕波の場合、(b) は $H_0/L_0=0.027$ で潜堤上で砕波した場合である。2 種類のスケールの実験で透過波形は良く一致しているが、実線で示した $\lambda=1/8$ の実験結果の方が波形が若干太りエネルギーは大きい。

図-7 は透過潜堤を設置した場合の構造物設置地点での透過波高 H について 1/50 実験と 1/8 実験結果を周期 3 種類について比較したものである。周期 $T=8.5$ s の結果では透過波高の差は僅かであるが、周期が長くなるにしたがって 2 種類のスケールの透過波高に明瞭な差がみられる。周期 $T=15.5$ s の結果では 1/8 実験結果のほうが $H_0/L_0<0.25$ の範囲で透過波高が約 20 % 大きい。

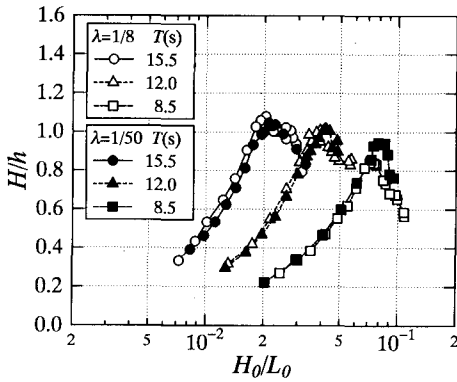


図-4 進行波高の実験スケール効果

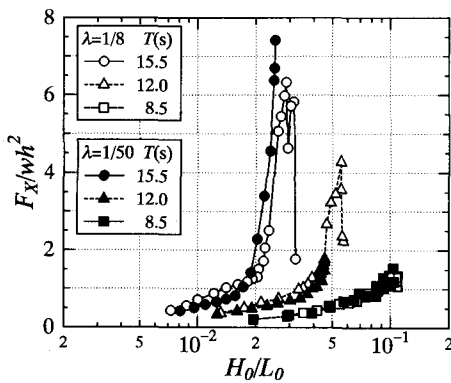


図-5 直立堤に作用する衝撃碎波力に及ぼす実験スケール効果

図-8に透過潜堤を設置した場合の波力の比較を示した。ただし、図-5の潜堤なしの場合に縦軸のスケールを最大値 $F_x/(wh^2)=8$ としたのに対して、図-8は最大値を $F_x/(wh^2)=1.6$ とし拡大して示した。図-6に示した透過波高と同様に周期が大きくなるにしたがって2種類のスケールの実験結果の差が顕著になり、1/8の実験結果のほうが大きめの波力が得られている。

設計の対象となる最大波力に関しては、周期 $T=15.5$ sにおいて、1/8実験での最大波力が $F_x/(wh^2)=1.35$ ($H_0/L_0=0.022$) となり、1/50実験では同じ波形勾配の条件で $F_x/(wh^2)=0.9$ となり、1/8実験結果の方が約50%大きい。図-6に示した進行波高の結果では、同じ波形勾配 $H_0/L_0=0.022$ における1/50実験の $H/h=0.51$ に対して、1/8実験では $H/h=0.62$ と約20%大きい。波力の増加は波高と波力の非線形関係に起因するものである。

ここでは衝撃圧と透過潜堤による波高減衰に関する2つの実験スケール効果を考える必要がある。波動運動とWagner型衝撃圧はフルード則に、Bagnold型の衝撃圧はBagnold則にしたがうが、Wagner型衝撃圧とBagnold型衝撃圧は完全に区別できない場合が多く相

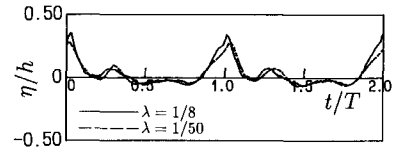
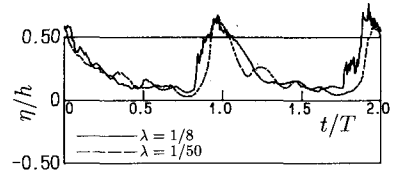

 (a) 波形勾配 $H_0/L_0=0.009$ (非碎波)

 (b) 波形勾配 $H_0/L_0=0.027$ (碎波)

図-6 透過波の波形の比較

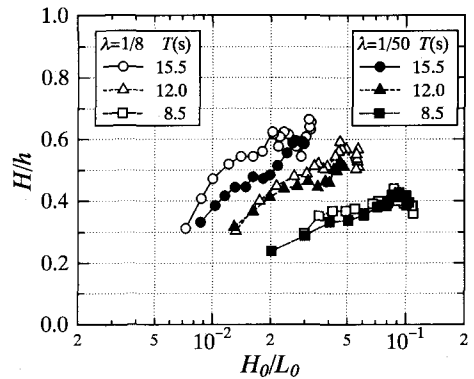


図-7 透過潜堤による透過波高に及ぼす実験スケール効果

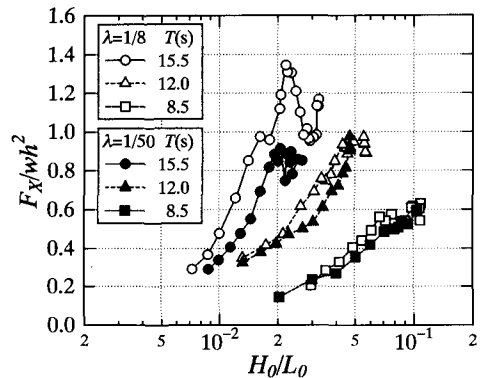


図-8 透過潜堤による波力低減に及ぼす実験スケール効果

似則は単純ではない。実験スケールが大きい場合にはBagnold則にしたがう実験スケールの範囲がある(後野, 1988)。Bagnold則の適用範囲より小スケールの結果をフルード則にしたがって現地換算すると大きめの衝撃圧を与える。逆に、Bagnold則にしたがって換算すると

過小評価になる。1/8 実験が Bagnold 則の適用範囲より小さくても本実験結果をフルード則にしたがって換算すると安全側の設計になる。

一方、透過潜堤内でのエネルギー損失には実験スケール効果が生じる。透過潜堤による波高減衰に及ぼす実験スケール効果が生じる範囲を表す限界レイノルズ数に関しては研究成果がない。そこで、消波ブロックの安定性に関する実験スケール効果の結果を参照し、1/8 模型実験の実験スケール効果について検討を加える。消波ブロックの安定性と波高減衰の両者とも粘性による抗力が支配的であることから、透過潜堤による波高減衰に及ぼす実験スケール効果を安定性に及ぼす実験スケール効果の結果から推察できるものと考え、これまでに提案された限界レイノルズ数は、式 (1) で定義されるレイノルズ数を用いて、不規則波実験により $R_{NC}=3 \times 10^4$ (van der Meer, 1988) と規則波実験による $R_{NC}=(3 \sim 5) \times 10^5$ (Thomsen ら, 1972; 島田ら, 1986) がある。レイノルズ数の値として 1 オーダー異なる。

$$R_N = \frac{(W/\gamma_r)^{1/3} \sqrt{gH}}{\nu} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 W : 消波ブロック重量、 γ_r : 消波ブロック単位体積重量、 g : 重力加速度、 H : 波高、 ν : 動粘性係数である。本実験でのレイノルズ数は、消波ブロック重量 $W=20$ kg、最大波高 $H=1.25$ m より $R_N=9.5 \times 10^5$ を得る。限界レイノルズ数として危険側の $R_{NC}=5 \times 10^5$ を考えても、本実験でのレイノルズ数は限界レイノルズ数と同程度の値であり、本実験は充分大きなスケールで実施されたものである。

5. 結 論

本研究では、衝撃碎波力に対する波力低減対策工の有効性と実験スケール効果を検討した。本研究で得られた結論は以下の通りである。

1) 模型スケール 1/50 実験より、構造物地点の進行波高は周期 $T=15.5$ s の場合に潜堤がない場合に最大 10.5 m であるのに対して、透過潜堤により約 60% に、不透過潜堤により約 50% に低減できた。潜堤のない場合の衝撃碎波力の最大値に対して、潜堤を設置することにより約 1/4 に低減でき、潜堤による波力低減効果が確認できた。

2) 潜堤がない直立堤に作用する衝撃碎波力に関しては、周期 $T=12.0$ s までの条件では実験スケール効果は認められなかったが、周期 $T=15.5$ s の結果には波高と波力の非線形性に起因する波力の増加傾向に差が認められた。

3) 透過潜堤による低減効果に関しては、波高、周期が大きくなるほど実験スケールの影響が顕著に現れた。波高は 1/50 実験結果に比べて 1/8 実験では約 20% 増加し、最大波力は約 50% 増加した。

4) 模型スケール 1/8 実験のレイノルズ数は $R_N=9.5 \times 10^5$ に達し、安定性のスケール効果の限界レイノルズ数 $R_{NC}=5 \times 10^5$ と同程度の値であり、本実験は充分大きなスケールで実施したことになり、設計に反映できるデータを得ることができた。

最後に、大阪工業大学後野正雄助教授には文献ならびに貴重な助言を頂きました。また、実験ならびにデータ整理には八重洲土木技術センター (株) 吉岡武男氏、田中良弘氏と (株) CRS 森谷一広氏、千代大介氏の協力を得ました。ここに記して謝意を表します。

参 考 文 献

- 荒見敦史・服部昌太郎 (1989): 衝撃碎波圧の発生機構に関する実験的研究, 海岸工学論文集, 第 36 巻, pp. 579-583.
- 荒見敦史・服部昌太郎 (1990): 衝撃碎波圧の算定モデル, 海岸工学論文集, 第 37 巻, pp. 629-633.
- 合田良実・原中祐人 (1967): 衝撃碎波圧に関する一実験, 港湾技術研究所資料, No. 32, 18 p.
- 楠山 勉・田中寛好・山下正義・小笠原正治・竹中秀夫 (1991): 急勾配斜面上の矩形放流構造物に作用する波力に関する研究, 第 38 巻, 海岸工学論文集, pp. 681-685.
- 楠山 勉 (1992): 潜堤による非線形波の分裂に関する数値解析, 海岸工学論文集, 第 39 巻, pp. 626-630.
- 島田真行・藤本稔美・斎藤昭三・楠山 勉・平口博丸 (1986): 消波ブロックの安定性に関する模型縮尺効果について, 第 33 回海岸工学講演会論文集, pp. 442-445.
- 中泉昌光・山本正昭・間辺本文 (1988): 潜堤付き防波堤の波力に対する実験的検討, 第 35 回海岸工学講演会論文集, pp. 632-636.
- 後野正雄 (1988): 海岸・港湾構造物に働く衝撃波力に関する基礎的研究, 大阪大学学位論文, 123 p.
- Topliss, M. E., M. J. Cooker and D. H. Peregrine (1992): Pressure oscillations during wave impact on vertical wall, Proc. 23rd Coastal Engineering Conf., Vol. 2, ASCE pp. 1639-1650.
- Grill, S. T. and M. A. Losada and F. Martin (1992): Wave impact force on mixed breakwaters, Proc. 23rd Coastal Engineering Conf., Vol. 1, ASCE pp. 1161-1174.
- Schmidt, R., H. Oumeraci and H. W. Partenscky (1992): Generation mechanisms of pressure by plunging breakers on vertical structures, Proc. 23rd Coastal Engineering Conf., Vol. 2, ASCE pp. 1545-1558.
- Thomsen, A. L., P. E. Wohlt and A. S. Harrison (1972): Rip-rap stability on earth embankment tested in large and small scale wave tanks, CERC Technical Memorandum No. 37.
- Van der Meer, J. W. (1988): Rock slopes and gravel beaches under wave attack, Doctoral thesis, Delft University of Technology, The Netherlands.