

衝撃波力による RC 版の破壊メカニズムに関する基礎実験

— 水面付近の梁に作用する衝撃揚圧力 —

高橋重雄* ・津田宗男**・横田 弘***
高野忠志****・清宮 理*****

1. まえがき

衝撃的な波力は、波面と構造物の衝突によって発生するものであり、海の構造物にとって非常に危険な波力である。例えば、強大な衝撃砕波力によるケーソン壁の破壊事例は少なくなく(高橋ら, 1998), また棧橋上部工が衝撃的な揚圧力によって破壊することもある(伊藤ら, 1967; 堀川ら, 1967)。最近では、これまで内湾の防波堤として建設されていた直立消波ケーソンが大水深海域にも適用されるようになっており、こうした部材の衝撃波力による破壊が新たな問題となっている。

衝撃波力については、Bagnold (1939) や Wanger (1932), あるいは合田 (1967) の研究など古くから行われており、著者らもいくつかの研究を発表している(例えば高橋ら, 1983)。こうした重複波による水面付近の部材についても、実験を行い、Bagnold 理論と Wagner 理論から衝撃波力の発生モデルを構築している(谷本ら, 1978)。すなわち、衝撃波力は、波面の衝突速度 V とその角度 β によって決まり、 β が正であれば、空気を閉じこめない Wagner 型の衝撃力が発生し、負であれば空気を閉じこめる Bagnold 型の衝撃力が発生する。ただし、 β がかなり小さいときには薄い空気層がトラップされて Bagnold 型の衝撃力となる。このモデルは、衝撃力の特性を的確にとらえたものであり、波圧の時系列をも算定できる。ただし、やや過大な値を与え、特に Wagner 型の局所的に厳しい値を計算するため、設計での取り扱いが問題となっている。また波面の擾乱(現地の衝突波面は、実験の第 1 波目のようなきれいな青波ではない)など、現場との違いが指摘されている。さらに、ばらつきが大きいこと、短い作用時間による動的応答や破壊耐力などが問題となっている。

本研究は、衝撃波力を考慮した設計法に関する研究の一つであり、特に部材の破壊を含めて実験により検討するものである。ただし、棧橋や直立消波ケーソンなど複

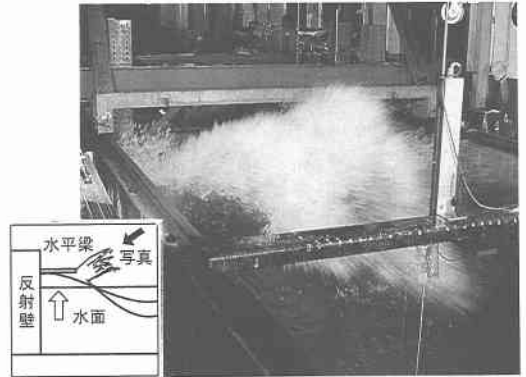


写真-1 梁に作用する波と沖側に飛び出す飛沫

雑な形状のものではなく、単純な梁や版について大型水路で模型実験を実施している。写真-1 は、実験の様子を示すもので、幅 40 cm 長さ 2.4 m の実規模の RC 梁部材に衝撃的な揚圧力が作用し、沖側に大きく飛沫が上がっている。実験は大型模型によって、波による衝撃力の基本的なデータを得ることを目的にしており、反射壁前面に RC 部材を水平に置き、重複波の波面の衝突による衝撃揚圧力を作用させている。実験では、衝撃波力の波力特性や RC 部材の動的応答特性、さらに波力によって RC 部材が実際に破壊していく過程を検討している。

2. 実験の概要

2.1 実験方法

(1) 実験水路と模型

図-1 に示すように全長 105 m、内幅 3 m、深さ 2.2 m の大型造波水路に、造波機から 42 m 地点に反射壁を設置して重複波を発生させ、反射壁の直前に設置した実規模の水平梁などに衝撃揚圧力を作用させた。水深 h は 130 cm であり、実験波は、規則波(波高 $H=10\sim 60$ cm, 周期 $T=2, 3, 4$ s, 波長 $L=560$ cm \sim 1349 cm) であり、設置高さ(クリアランス $s=0, 30$ cm)を変化させている。

(2) 実験ケース

① RC 部材実験: 厚さ $d=10\sim 30$ cm, 幅 $l_w=40$ cm, 長さ $l_b=240$ cm (固定部を含め 298 cm) の RC 梁部材の

* 正会員 工博 運輸省港湾技術研究所 水工部耐波研究室長

** 正会員 工修 東亜建設工業(株)技術研究所 水理研究室

*** 正会員 工博 運輸省港湾技術研究所 構造部構造強度研究室長

**** 正会員 運輸省港湾技術研究所 水工部耐波研究室

***** 正会員 工博 早稲田大学教授 理工学部土木工学科

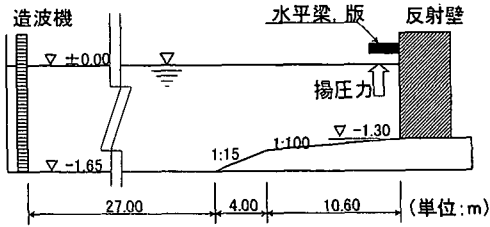


図-1 実験水路と模型

計測を行った。

② 鋼材実験：水平鋼材（幅 40 cm の H 型鋼）に揚圧力を作用させ剛性の違いによる衝撃波力の特性を検討した。

③ 破壊実験：幅 $l_w=1$ m で厚さ $d=5$ cm, 8 cm の鉄筋コンクリート版に衝撃波力を繰返し作用させて、初期破壊・終局破壊・コンクリート剝離等の進行状況を調べた。

④ 静的載荷実験：破壊実験と同形状の RC 部材の静的載荷試験を行い RC 部材の基礎強度を計測した。

(3) 計測

計測は、水面変位、波圧計により局所的な揚圧力（以下波圧とする）、荷重計により模型全体に作用する揚圧力の合力（以下合力とする）を、部材の応答は加速度、鉄筋ひずみ、コンクリート表面のひずみとした。各計測器の応答周波数は、それぞれ最低値で波圧計 5 kHz、荷重計 200 Hz（模型 250 kg 載荷時）、加速度 70 Hz、ひずみゲージ 20 kHz で、サンプリングは 1~5 kHz とした。また、水槽のガラス面に簡易模型を設置して波面の衝突の様子を高速度ビデオで記録した。

2.2 重複波の特性

図-2 は、周期 2 s の重複波の波面上昇速度 V を示したものであり、反射壁前面 ($x=0$) でのストークスの 3 次近似理論値と実測値、そして梁がある場合の実測値を示している。例えば、入射波高が 30 cm で静水面で $x=0$ の理論値は、90 cm/s で実測値とほぼ同じであるが、梁があるとやや低下している（ただし、梁がある場合の実測値は測定上精度に問題がある）。このとき反射壁から $x=40$ cm では理論値が $x=0$ の 90% 程度で、平均の傾斜角 β は負となり、空気の巻き込む Bagnold 型衝撃力となることがわかる。 $H=40$ cm, $s=30$ cm では、 V の理論値は $x=0$ では、130 cm/s で、 $x=40$ cm では 80 cm/s となり、 β は正で 6.5 度程度となる。この場合は、反射壁付近では Bagnold 型であるが $x=40$ cm 近くでは Wagner 型が予想される。他の周期についても計算しているが周期が長いほど、 V は小さくなるが β も小さくなり、ほとんどの場合、Bagnold 型が予想される。明らかに Wagner 型が予想される平均の角度 β が 5° 以上となるのは、この

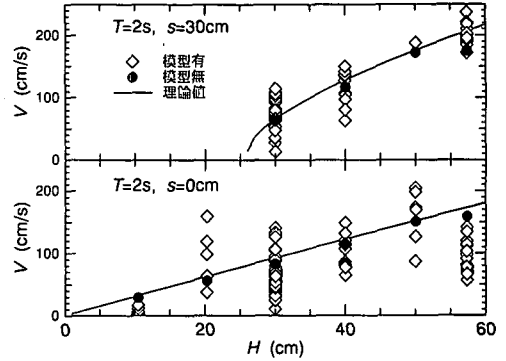


図-2 波面の上昇速度

周期 2 s で $s=30$ cm 以上の時である。一方、幅が 100 cm と広い場合には平均角度 β はかなり大きくなる。ただし、平均角度が大きくなっても、反射壁付近の角度はかなり 0° に近い。

2.3 RC 部材の特性

RC 模型の部材特性について静的載荷試験でも検討した。コンクリートの圧縮強度は 30.3~38.9 N/mm²、D6 鉄筋の降伏強度は 337~357 N/mm² であった。静的載荷試験の結果、終局耐力は等分布荷重に換算して、厚さ 10 cm の RC 梁で 36.8 kN/m² (375 gf/cm²)、厚さ 5 cm の RC 版で 22.1 kN/m² (225 gf/cm²) であった。

3. 測定波形とその解析

3.1 測定波形の例

図-3(a), (b) は、幅 40 cm 厚さ 10 cm の RC 梁に作用する波圧波形で、(a) は $T=2$ s, $H=30$ cm, $s=0$ cm, (b) は $T=2$ s, $H=40$ cm, $s=30$ cm の例である。(a) は波面が空気を閉じこめて Bagnold 型の衝撃波圧が発生している。その作用時間（ピーク値の 1/2 での時間幅の 1.5 倍で定義）は 34 ms で、波圧は反射壁近くで 26 kPa ($8.8 u_0 H$) で他の測点では 190 kPa 程度の値となっている。この図には 20 点の波圧計の合力と荷重計による合力も示しているが、両者は比較的よく一致しており、15.7 kN (13.2 kPa, $4.5 u_0 H$) 程度の波力となっている。波面上昇速度として計算値の 93 cm/s を考えると $K_{P0} = p/0.5\rho_w V^2$ は 30 となる。図-3 には、加速度も示しているが、1.5 g にも達する大きな加速度が得られており、その周期は 25 ms 程度となっている。

一方、(b) は模型の反射壁側から衝突し、空気を巻き込まずに衝突点が造波機側へ移動するケースで Wagner 型衝撃波圧を示している。波圧が反射壁から沖側に伝わる Wagner 型衝撃波圧が認められ、反射壁近くではその局所的なピーク値は 97 kPa にも達している。衝撃波圧の継続時間は 3 ms とごく短く、こうした大きな値はこ

の場所に表れているだけであり、合力としては9.9 kPa (101 gf/cm²)とやや小さい。ただし、合力の作用時間は75 msとやや長く、4つの波圧計を波面が動く時間は32 msであり、波面の水平方向速度は9 m/s程度である。なお、波面の速度 $V=128$ cm/s とすると、 $K_{p0}=\rho/0.5\rho_w V^2$ は12となる。図には加速度も示しており、(a)とほぼ同じ周期でその値は1 gを越えている。

3.2 理論との比較

Bagnold 型の場合、波圧の作用時間 τ は、空気振動周期の1/2として $\tau=\pi\sqrt{\rho_w k D/1.4\rho_0}$ であるが、衝突する水塊の付加質量厚さ $k=31.4$ cm ($=\pi l_w/4$)、大気圧 $\rho_0=1033\times 980$ gcm/s²/cm²として計算すると、 $\tau=34$ msでは空気層厚 $D=5$ cmが必要となる。空気圧縮力を定義する Bagnold 数 β_0 は $\rho_w k V^2/(\rho_0 D)$ であり、 $V=93$ cm/sでは0.056となり、32 kPa程度の計算空気圧となる。実際には、波圧計で大きいところでも26 kPaであり、平均はその半分である。計算値は空気漏れを想定していないものであり、空気漏れを想定すれば、この程度の値となると考えられる。

Wagner 型の波圧では、水平方向の速度 $V_n=0.5\pi V \cot \beta$ で $K_{p0}=0.5\pi^2 \cot \beta$ であり、計算値は $\beta=6.5^\circ$ 、 $V=128$ cm/sで $V_n=1764$ cm/s、 $K_{p0}=43$ と大きい。ただし、Wagner 型ではパイルアップ効果で、それぞれの値が 0.5π だけ大きくなるとしているが、その効果を見なければ、 $V_n=1123$ cm/s、 $K_{p0}=27.6$ となる。

3.3 コンクリートのひずみ

図-3(a)(b)には、厚さ10 cmのRC梁の合力とコンクリートのひずみの時間変化も示している。(a)の場合、ひずみ波形は合力に対応した波形が得られている。(b)の場合にも同様であるが、各点の波形とはかなり違って

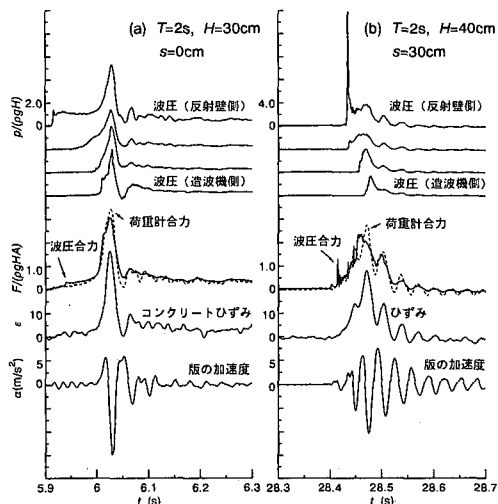


図-3 測定波形の例

いる。(a)と(b)のどちらの場合にも、そのピーク値は同等の静的荷重によるひずみの70%に低減している。

4. 衝撃波力

4.1 波圧と合力のピーク値とそのばらつき

図-4は、横軸を波高にとって衝撃波圧と波圧合力のピーク値を示したもので、 $T=2$ s、 $s=0$ 、30 cmのものを示している。 $s=0$ cmでは、波圧のピーク値は $3\sim 23w_0H$ とばらついており、変動係数は0.3~0.4程度である。合力の平均値は $3\sim 7w_0H$ と波圧より小さく、変動係数も小さくなっている。一方 $s=30$ cmは、Wagner 型の波圧であるが、ピーク値は全体に $s=0$ cmよりやや小さく、変動係数も0.3~0.4と同程度である。合力の平均値は、 $s=0$ cmよりやや小さく $1\sim 4w_0H$ で変動係数は0.1~0.2程度である。

4.2 波圧の作用時間

図-5は、合力の作用時間をプロットしたものである。これは、ピーク値の1/2の時間幅を示したもので、正弦的な変化を仮定して1.5倍すると作用時間は、波高・周期に関わらず平均的に35 ms程度となる。この作用時間から、逆算される空気層厚 D は5 cm ($l_w/D=0.125$)ある。図には示していないが、幅 l_w が100 cmの版の場合には作用時間が75 ms程度であり、 D は10.3 cm ($l_w/D=0.103$)である。

4.3 理論値との比較

Bagnold 型の波圧については、その平均波圧 p を以下の簡単な式で表すことを考える。すなわち、

$$p/\rho_0 = \lambda_1 f(\beta_0) \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 β_0 をは Bagnold 数であり、これから求められる空気圧縮圧力(高橋ら, 1978)と大気圧 ρ_0 の比が $f(\beta_0)$ である。 λ_1 は補正係数で、空気漏れによる低減効果と場所的な平均をとることによる値の低減を表すと考える。

図-6は、 $T=2$ sと4 s、 $s=0$ cmと30 cmの場合における波圧合力の平均値を波高で無次元化したものを表す。図には式(1)にから求められる計算値も示している。ただし、空気層厚 $D=5$ cm、 $k=31.4$ cm、 V は理論値を用い、補正正数を0.5(空気漏れの効果0.7、平均の効果0.7程度)とした。計算値は実験値の傾向と一致し、その値もかなり近い。

ただし、 $T=2$ sで $S=30$ cmの場合は衝突角が大きくWagner 型の波圧が働いている。したがって、Wagner 型の波圧にパイルアップ効果を除いた以下の式を用いる。

$$p = K_{p0} \rho_w V^2 / 2 \dots\dots\dots (2)$$

$$K_{p0} = \pi \cot \beta \dots\dots\dots (3)$$

計算値は一点鎖線で示す値となり、実験値に近づく。

いずれにしても、こうした比較的簡単な式で衝撃波力が表せることは実用上有利と思われるが、データ

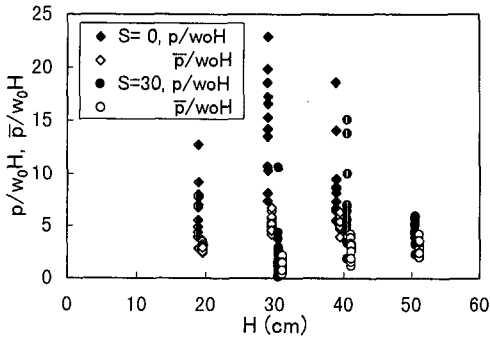


図-4 波圧と合力のピーク値

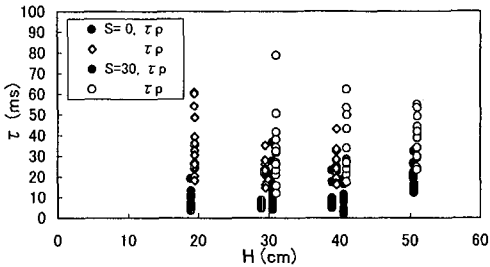


図-5 作用時間

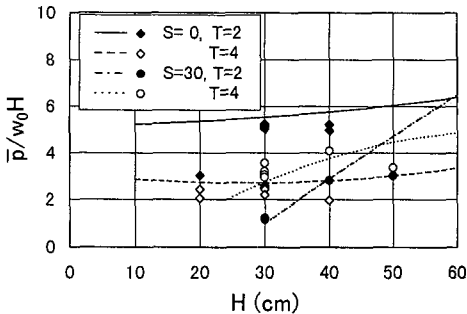


図-6 無次元波力強度の実験値と計算値

が少なくさらに検討が必要である。特に、空気圧縮波圧は、相似則が成り立たないため、さらに大きなスケールの実験が必要である。ただし、式(1)のBagnold波圧はそうした影響も含んだ式である。

5. RC梁の動的応答特性

(1) 剛性と波圧合力

版の固有振動数は固定端として計算すると空中で58.7 Hzから176 Hzであり、回転端として25.9から78 Hz、さらに水中とすると20~70 Hzとなる。しかしながら、加速度信号に表れる振動は、どの厚さでも30 Hz程度であり、荷重計の固有振動数が表れているものと思われる。ただし、版厚が10 cmでは版の固有振動が近いために、版の部分で増幅されている。

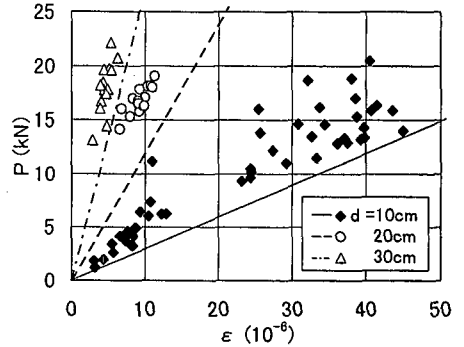


図-7 波力とひずみの関係

図には示していないが同一の実験条件でコンクリート版の剛性(d=10, 20, 30 cm)によって波圧合力がどの程度異なるかをみると、やはり版の剛性が高いほど波圧合力がやや大きくなっている。加速度から水の付加質量による慣性力を求めて波圧を補正すると、d=10 cmや20 cmの波圧合力の値もd=30 cmの値に近くなる。

(2) コンクリートのひずみ

図-7は、コンクリートのひずみと波圧合力の関係を見たものである。厚さdが10, 20, 30 cmの3つのケースについてデータを示しているが、直線で示した静的載荷実験の結果より30%程度ひずみが小さく出る傾向にある。なお、ひずみのばらつきは波力のばらつきとほとんど同じであり、変動係数は0.2程度である。

6. RC版の破壊特性(幅1 mの梁の実験)

6.1 破壊の進行

図-8は、厚さ8 cm幅1 mのRC版をs=0 cmに設置し、波高と周期を変えて波を作用させて、版が破壊に至るまでの作用合力とコンクリートひずみの変化を示している。

最初に固定端部に1本クラックが発生し(図中A)、次いでもう片方の固定端とスパン中央部に3本のクラックが発生した(B: T=3 s, H=50 cm)。さらに波を作用させると両端部でコンクリートが圧潰し終局破壊状態となった(C)。波の衝突によってコンクリート片が脱落し、両端部は鉄筋だけのヒンジが形成された。中央部には多数のクラックが発生し、波の衝突によって両面でコンクリートの剝離、脱落が見られた(D)。その後、水路横断方向にもクラックが発生し、RC版の表面は原形をとどめない程破壊され、鉄筋のメッシュと同等の大きさのコンクリート塊が脱落してRC版に穴が明いた(E:写真-2)。両端部が先に破壊されたが最終的には中央部で鉄筋が全て破断し、RC版は完全に切断された(F)。なお、残留ひずみ値からクラックの入った実験ケースは明らかであり、破壊の進行とともにひずみが大きくなっている

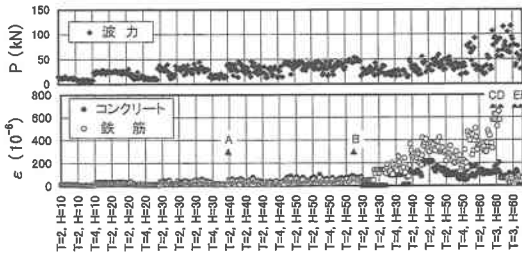


図-8 破壊の進行と波力・ひずみ



写真-2 破壊状況

のがわかる。

厚さ 5 cm の模型は設置高さを静水面上 30 cm としたため、岸側により強い波力が作用した結果、斜め方向にもクラックが走り、岸側が大きく捲れあがり被災の度合いも大きかった。静水面上に設置した厚さ 8 cm の模型は全面にほぼ等分布の波圧が作用したためこのような現象は見られなかった。

6.2 破壊状況と考察

コンクリートの引張側にクラックが発生するまでは、大きな衝撃波力に対しても部材内のひずみは小さかった。しかし、一度クラックが発生すると急速に破壊が進行し、1 ストーム程度の波数で RC 版は完全に破壊された。静的載荷試験においてはクラック幅が次第に広がり、圧縮側に圧壊が発生したが、波力の作用では同時に引張側、圧縮側に全周クラックが入った。

波力作用時と静的載荷時のクラック発生位置は類似していた。ただし終局状態では、揚圧力の場合、水路横断方向にもクラックが発生し、鉄筋網の間のコンクリートが抜け出す現象が見られた。静的載荷では、載荷板として H 形鋼を用いて模型の幅方向（水路方向）には荷重が一樣になるように載荷したため、このような 3 次元的な現象は生じなかった。また、静的載荷では鉄筋は破断しなかったが、衝撃波力では低サイクル疲労破壊とみられ

る破断が生じた。両端固定梁の静的曲げ単調載荷では、鉄筋降伏後もかなりの大変形を生じるため靱性が高いように見えるが、繰り返しを受けると容易に破断が生じる点に注意を要する。

7. あとがき

本実験によって、比較的大きなスケールで衝撃波力とそれによる建造物の応答・破壊について基本的な特性を把握することができた。特に、①衝撃波力の簡単な算定法を示した点、②場所的にも時間的にもばらつきが大きい波圧でなく、ばらつきの小さな合力に対して部材が応答すること、③合力に対するひずみが静的なものより小さいこと、④終局限界から完全な破壊に達しやすいことなどがわかった。ただし、波圧の算定法や部材の動的応答、破壊のメカニズムについて、解析が十分ではなくさらに検討が必要である。

本研究では、港湾技術研究所水工部の下迫健一郎主任研究官、鈴木高二朗研究官、構造部の山田昌郎主任研究官、東亜建設工業(株)土木本部設計部の大木泰憲氏、早稲田大学大学院井口重信氏、(株)エコーの藤本和利氏らに多大なご協力を得ている。ここに記して深甚なる感謝の意を表します。

参考文献

伊藤善行・竹田英章 (1967): 棧橋に作用する揚圧力, 港研報告, Vol. 6, No. 4, pp. 38-68.
 合田良実 (1967): 構造物に働く波力, 土木学会水理委員会, 水工学シリーズ, 67-10, pp. 10-1-10-34.
 高橋重雄・鈴木高二朗・油谷進介 (1995): 衝撃砕波力によるケーソン壁の土圧とひずみに関する実験, 海岸工学論文集, Vol. 42, pp. 906-910.
 高橋重雄・谷本勝利・鈴木論司 (1983): 直立壁に作用する衝撃波圧の発生機構, 港研報告, Vol. 22, No. 4, pp. 3-31.
 高橋重雄・津田宗男・下迫健一郎・横田 弘・清宮 理 (1998): 防波堤ケーソン壁の破壊と衝撃砕波力について, 海岸工学論文集, Vol. 45, pp. 751-755.
 谷本勝利・高橋重雄・和泉田芳和 (1978): 水平版に働く揚圧力に関する研究, 港研報告, Vol. 17, No. 2, pp. 3-47.
 田畑真一・中山哲麿 (1996): 衝撃砕波力作用時の壁面に生じる歪みについて, 海岸工学論文集, Vol. 43, pp. 756-760.
 堀川清司・中尾忠彦・矢島昭弘 (1967): 棧橋に作用する揚圧力についての実験的研究, 第 14 回海岸工学講演会論文集, pp. 148-153.
 Bagnold, M.R.A. (1939): Interim Report on Wave Pressure Research, Jour. Of Institute of Civil Engineers, Vol. 12, pp. 201-226.
 Wagner, H. (1932): Über stoss-und Gleitvorgänge an der Oberfläche von Flüssigkeiten, Zeitschrift für Angewandete Mathematik und Mechanik, Band 12, Heft 4, 1932, pp. 193-215.