

砕波段波衝突時の圧力分布と全波力

松 富 英 夫*

1. ま え が き

著者(1990)は、津波による砕波段波を対象に、その波圧特性と全波力のみ測定可能な自作の波力計(松富, 1988)の測定精度を検討すべく、詳細な波圧分布の測定を行った。勿論、過去これ程詳細に測定を行った例はなかった。その結果、波圧特性に関して種々と新たな知見を得たが、段波下流側水深が一定であった等、実験条件が限られていたため、その普遍性が定かでない。また、対象段波による最大波力は、受圧壁衝突後、上方に投げ出された流体の落下着水時刻頃に生じること指摘してきたが(松富, 1988, 1990), その特性については検討しておらず、されたこともない。最大波力の特性を知ること、構造物の安定性を議論する上で、最も重要なことである。

そこで、本研究は、実験範囲を広げ、前報で得られた知見をより確かなものとすると共に、残された諸種の波圧(力)特性の検討を行う等、対象波圧(力)の特性のより総合的な検討を試みるものである。

2. 実 験

段波はゲート急開により発生させた。使用した水路は高さ 0.5m、幅 0.3m、長さ 11m の水平に設置された鋼製矩形水路で、下流側の 10m 部分が両面ガラス張りのものである。ゲート(塩化ビニール樹脂製で、厚さ 12mm)は手動の引き揚げ式で、水路下流端から 6m のところに位置している。図-1 に実験装置の概要を示す。

波圧分布の測定は、2cm 間隔で 3 台の波圧計(ST 研究所製で、内径 8mm、定格容量は 0.2kg/cm²)を埋め込んだ小板を、切込みの入った受圧板(連続壁を想定)内で上下に移動させることにより行った。受圧板の下端は厚さ 2mm の鋼板で剛結し、勿論、切込み部の残りの空隙部は他の小板で塞いだ。測定間隔は 1cm で、その範囲は底面上 $z=1.3$ cm(前報(松富, 1990)では 1.2cm)から波圧の感じる高さまでであり、高所は受圧板を逆さにして測定した。図-2 に波圧計の設置方法を示す。

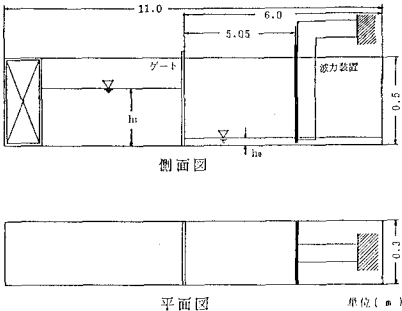


図-1 実験装置

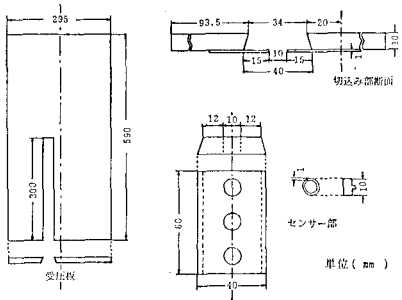


図-2 波圧計の設置方法

表-1 段波発生条件

h_1 (cm)	h_0 (cm)	u_0 (cm/s)
35, 40, 45	2	0
40	0, 4, 8	0

す。

段波発生条件は、前報では初期ゲート下流側的水深 h_0 と流速 u_0 を各々 0.02m と零に固定し、初期ゲート上流側的水深 h_1 を 0.35, 0.40, 0.45m としたので、本報では h_1 を 0.40m, u_0 を零に固定し、 h_0 を 0, 0.04, 0.08m の 3 ケースとした。ただし、各ケース 11 回ずつ実験を行った。よって、各ケースでの段波発生回数は、11×波圧計を埋め込んだ小板の移動回数で、約 165 回以上である。波力計による全波力の測定も別個に行った(各ケース 10 回)。本報で採用する実験データの段波発

* 正会員 工博 秋田大学助手 鉱山学部土木環境工学科

生条件をまとめて表-1に示す。これ等は全て移動跳水発生条件(松富, 1989)を満足するものである。

測定位置は、既報(松富, 1988, 1990)と同じく、ゲートからの距離 $x=5.05\text{ m}$ である。波圧と全波力の他に、受圧板近傍での段波の挙動(特に衝突後)も測定した。波圧と全波力の経時変化の記録にはペン・レコーダーを、段波の挙動測定にはビデオ・システムを用いた。

3. 実験の結果と考察

(1) 波圧の感じ始め時刻

受圧板の各高さ z での波圧の感じ始め時刻例を図-3(a), (b)に示す。静水面($z=h_0$)での感じ始め時刻を $t=0$ としている。共に11回の平均で、以下、波圧に関するものは全てそうである。これ等の図によると、静水面下では、段波の砕波部先端衝突前に波圧を感じている。また、底面に近付くにつれて、その時刻が早まる傾向にある。静水面近傍での水面形が下に凸であること、波圧(力)は水面勾配に依存するので(Cumberbatch,

1960), 静水面よりやや上部で最大衝撃波圧 p_m が生じること(松富, 1990)等も理解できる。段波の砕波部先端前に段波の影響が伝わることにについては、すでに指摘されている(Madsen・Svendsen, 1983)。しかし、それがどのようなかは、基本的な量(流速分布等)でさえ、よく判っていない。静水面下での本分布は、そこの流速分布に対応していると思われる(Yeh, 1991)。

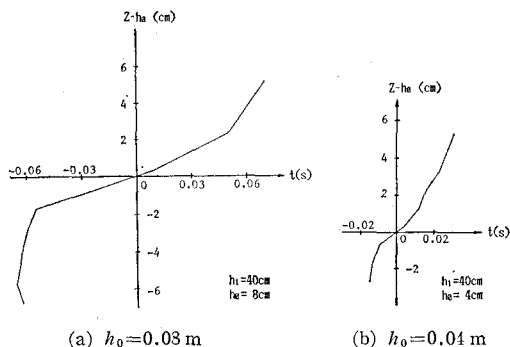
(2) 波圧分布

図-4(a), (b)に波圧分布 $p(z)$ の経時変化例(実線)を示す。各々、段波とサージ・フロント($h_0=0$)の場合である。ただし、波圧分布は最初の負圧の働き出す高さまでである。それより上部での波圧は小さく、正や負の値を取ったりする。時刻を決めてデータを整理しているので、各高さでの最大衝撃波圧 p_{2m} が読み取られていない場合もある。図中の破線は、波圧を感じた(11回中の過半数以上)領域の上限を示す(段波の場合、 $t>0.325\text{ s}$ では上限まで波圧を測定していない)。衝突後、上方に投げ出された流体部分での波圧が小さいことが判断される(Cumberbatch, 1960)。図中の一点鎖線は、波圧分布の上限点まで水が存在する時の静水圧分布を示す。初期の頃は、運動量がそのまま圧力に変換されるためか、静水圧よりもずっと大きい。しかも、その分布は流速分布を反映した形となっている。

以上は段波とサージ・フロントの場合で同じである。異なるところは、サージ・フロントの場合、

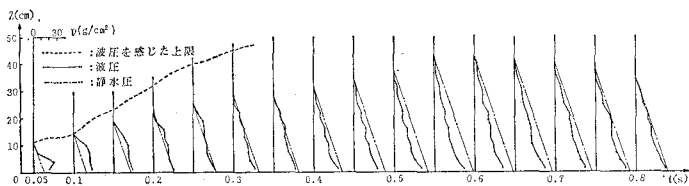
①放物分布の継続時間が長い($t=0.65\text{ s}$ まで $>0.20\sim0.45\text{ s}$)。

②静水圧よりもずっと小さくなる(換言すれば、大きな負の加速度を生じる)時刻が $t=0.7\sim0.8\text{ s}$ ($>0.5\sim0.6\text{ s}$) と遅れる傾向にある。

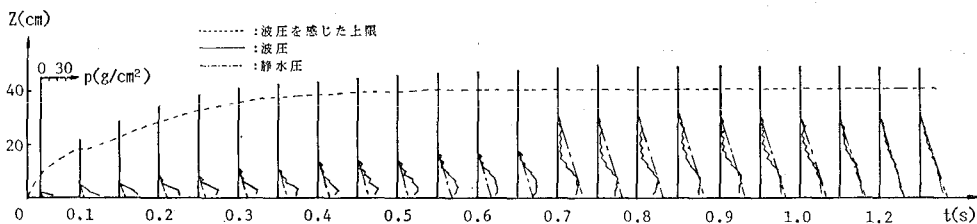


(a) $h_0=0.03\text{ m}$ (b) $h_0=0.04\text{ m}$

図-3 波圧の感じ始め時刻例 ($h_1=0.4\text{ m}$)



(a) ($h_1=0.40\text{ m}$, $h_0=0.02\text{ m}$) の場合

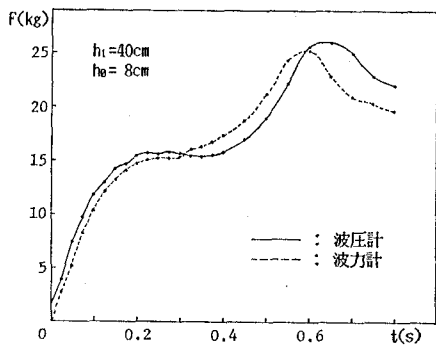


(b) ($h_1=0.40\text{ m}$, $h_0=0\text{ m}$) の場合

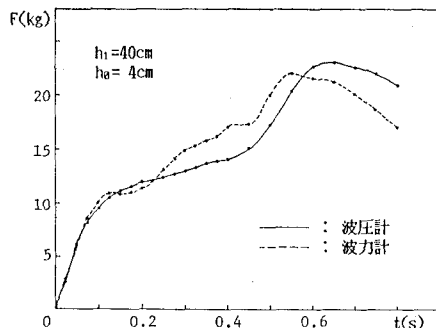
図-4 波圧分布の経時変化例

③波圧分布の上限点の時間波形は顕著なピークを示さない(次節参照)。

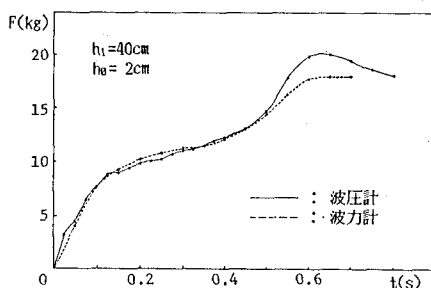
④静水圧分布となる時刻も遅れる($t \approx 1.1$ s以降 $> 0.7 \sim 0.8$ s), 等である。



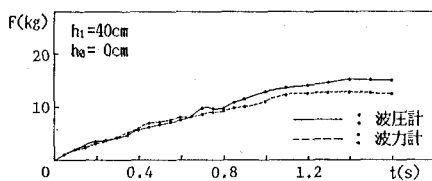
(a) $h_0 = 0.03$ m



(b) $h_0 = 0.04$ m



(c) $h_0 = 0.02$ m



(d) $h_0 = 0$ m

図-5 全波力の経時変化例($h_1 = 0.40$ m)

(3) 全波力

図-5 (a)~(d) に全波力 F の経時変化例(実線)を示す。各時刻での全波力は、図-4 に示したような波圧分布を積分して求めた。破線は波力計で求めたもので、各々10回の平均である。両者の差は、段波の場合で $t \approx 0.5$ s 以降、サージ・フロントの場合で $t \approx 0.8$ s 以降を除いて、小さい。 $h_0 = 8$ cm の場合、初期の立上り部で両者の差が目立つ。これは、波力計によるものは、波力の立ち上がり(≠感じ)始めを $t = 0$ としているからである(第1節参照)。 $t > 0.5$ s または 0.8 s での差は、波力計のキャリブレーションの問題で、波力の合力位置が想定位置より大きく上方へ移動するからである(松富, 1990)。以上より、キャリブレーションさえ適切であれば、波力計の測定精度が相当良いことが判断される。また、サージ・フロントの場合、段波のように顕著なピーク($t \approx 0.5 \sim 0.6$ s)を示さないことが判断される。

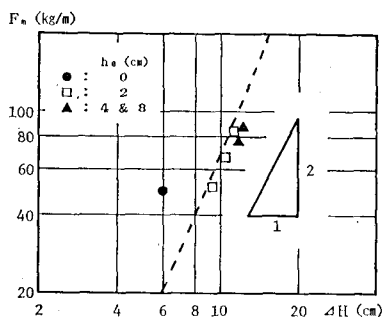


図-6 最大波力と段波波高の関係

図-6 に最大波力 F_m (単位幅当り) と入射段波波高 ΔH の関係を示す(首藤, 1990)。サージ・フロントの場合の段波波高は、受圧板衝突後、上方に投げ出された流体の落下着水時刻($t \approx 0.7$ s)の落下点近傍(受圧板上流約 50 cm)での全水深(6.0 cm)としている。これは過小評価であるかもしれない。図中には、破線で $h_0 = 2$ cm の場合の Stoker 理論(1957)も示してある。図より、次のことが判断される。

①段波の場合の実験値は、既報(松富, 1988, 1990)と同じく、何れも Stoker の理論値より小さい($t \approx 0.7 \sim 0.8$ s 以降で Stoker 理論の適用できる静水圧分布となるが(第2節参照)、勿論、その時の値も Stoker の理論値より小さい)。

②段波の場合の最大波力は、段波の強さ($\Delta H/h_0$)より、段波波高に強く依存する

③最大波力はほぼ段波波高の2乗に比例する(首藤, 1990)。2乗に比例するとした時の回帰曲線は、

$$F_m \approx 5.93 \rho g \Delta H^2 \quad (1)$$

ここで、 ρ は水の密度、 g は重力加速度である。

④サージ・フロントでの段波波高の定義の問題等があるが、サージ・フロントと段波の場合で、波力特性が異なるようである。

(4) 最大衝撃波圧

図一7 (a), (b) に代表的な実験波圧 p の経時変化例を示す。各々、段波とサージ・フロントの場合である。

段波の場合、上から順に、顕著な衝撃波圧の見られない位置、最大衝撃波圧 p_m の生起位置、静水面位置（正確にはそれより 2mm 上部）でのものである。静水面位置での波圧の立上りを $t=0$ と同期している。図より、次のことが判断される。

①最大衝撃波圧は後の最大持続波圧（福井他，1962）より少し大きい。

② $t \approx 0.6$ s 付近で緩やかなピークが見られるが、これは全波力 F の場合と整合的である（第3節参照）。

サージ・フロントの場合、上から、顕著な衝撃波圧の見られない位置、底面上 $z=1.3$ cm でのものである。底面位置（ $z=0$ ）では、実験装置の制約から、波圧を測定していない。よって、 $z=1.3$ cm での波圧の立上りを $t=0$ と同期しており、どの位置で最大衝撃波圧が生じるかは、定かでない。本実験条件では、少なくとも、 $z=1.3$ cm 以下である。図より、次のことが判断される。

①同じ初期ゲート上流側水深であるが、段波の場合に比べて、段波波高 ΔH （換言すれば、水面勾配）が小さいためか、衝撃波圧が小さい。後の持続波圧も小さい。

②顕著な衝撃波圧は後の最大持続波圧より相当大きい（段波の場合と比較されたい）。

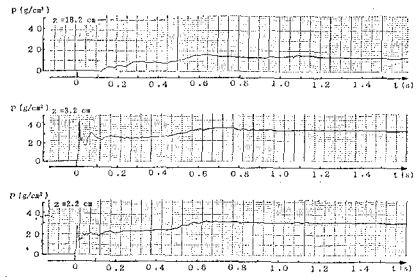
③ある時間範囲（ $0.6 \sim 0.7$ s $< t < 1.1 \sim 1.2$ s）では、底面に近い程波圧が小さい（図一4（b）参照）。

③は、ごく初期を除き、段波では見られなかった現象である。この理由は定かでない。今後の課題としたい。

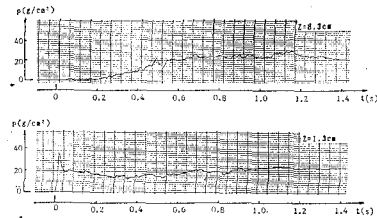
図一8 に本実験での最大衝撃波圧（黒丸、段波のみ）と福井他（1962）のもの（白丸）との比較を示す。図中の実線は彼等の実験曲線で、横軸の $\dot{a}$ は段波の移動速度である。ただし、本実験での段波波高と段波移動速度は Stoker 理論（1957）によっている。著者の理論（1986）だと、もう少し左上に位置する。本実験値の妥当性が判断されよう。

図一9 に各高さでの最大衝撃波圧 p_{zm} の分布を示す。静水面下は静水圧を差し引いた変動波圧（本間他，1963）であり、静水面下を除き、顕著な立上り部を有するものである（図一7 参照、後の持続波圧でないことに注意）。サージ・フロントの場合の段波波高の定義は、前節と同じである。図より、次のことが判断される。

①最大衝撃波圧 p_m の生起位置は、静水面よりやや上部で（サージ・フロントの場合、 $(z-h_0)=0$ で波圧を

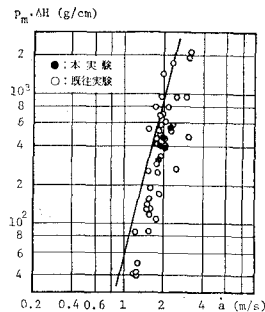


(a) ($h_1=0.40$ m, $h_0=0.02$ m) の場合

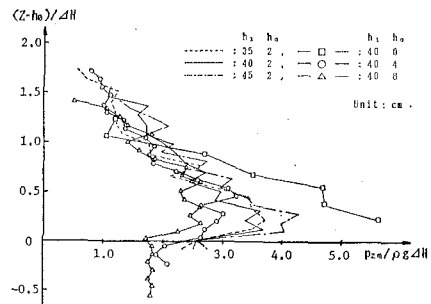


(b) ($h_1=0.40$ m, $h_0=0$ m) の場合

図一7 波圧の経時変化例



図一8 最大衝撃波圧の既往結果との比較



図一9 各高さでの最大衝撃波圧

測定していない), 段波の強さ ($\Delta H/h_0$) が弱く (小さく) なるにつれて、高くなる傾向にある。

②顕著な衝撃波圧の作用範囲は、入射段波波高の 2 倍程度までで、段波の強さにあまり関係しない。

③入射段波波高相当の静水圧で無次元化した最大衝撃

波圧 ($p_m/\rho g \Delta H$) は、段波波高が同じでも (本実験での段波波高は、サージ・フロントの場合を除き、9~13 cm 程度とほぼ同じ)、段波の強さにより異なる。段波が強くなるにつれて、 $p_m/\rho g \Delta H$ は大きくなる。

④段波の場合、ある高さ以上 ($(z-h_0)/\Delta H > \text{ほぼ } 0.6$) になると、 $p_{zm}/\rho g \Delta H$ は相似形を示すようで、次式で近似される。

$$p_{zm}/\rho g \Delta H \approx 4 - 2(z-h_0)/\Delta H \quad \cdots \cdots (2)$$

⑤静水面下での p_{zm} は最大衝撃波圧の7割程度以下で、富永他 (1971) の言うように、ほぼ一様分布である。

⑥ $p_{zm}/\rho g \Delta H$ の分布形に関しても、段波とサージ・フロントの場合で、差異が見られる。ただし、サージ・フロントの場合、その分布形は、富永他 (1971) の言うように、ほぼ三角形である。

⑦対象段波の波力 (圧) は、既往の碎波後の波のもの (本間他, 1963; 富永他, 1971) よりはるかに大きく、堤脚水深のみでは定まらない。例えば、彼等の単位幅当りの全波力 F_p の算定式は各々

$$F_p = 4.18 \rho g h_0^2 \text{ (本間他)} \quad \cdots \cdots (3)$$

$$F_p = 9.28 \rho g h_0^2 \text{ (富永他)} \quad \cdots \cdots (4)$$

であり、本実験で上式の適用条件に最も近いと思われる $h_0 = 0.08 \text{ m}$, $h_1 = 0.40 \text{ m}$ ($\Delta H \approx 13 \text{ cm}$, $\Delta H/h_0 \approx 1.63 > 0.78$ で、津波では有り得る) の場合、 $F_m \approx 86.9 \text{ kg/m}$ (図-6 参照) であったのに対し、本間他では $F_p \approx 26.8 \text{ kg/m}$ 、富永他では $F_p \approx 59.4 \text{ kg/m}$ と評価され、各々約 1/3 と 2/3 である。

図-9 に示す p_{zm} を積分して全波力 F_{zm} (単位幅当たり。 p_{zm} は同時刻に発生するものでないので、仮想的な力であり、過大評価) を求めたところ、 F_m よりやや小さかった。対象段波において、構造物の安定性の観点からは、 F_m を最も問題にすべきであろう。 F_{zm} の近似式として、過大評価と思われるが、次式を提案しておく。

$$F_{zm} \approx 4.0 \rho g \Delta H^2 + 2.8 \rho g \Delta H h_0 \quad \cdots \cdots (5)$$

4. む す び

実験範囲を広げ、碎波段波による衝撃波圧や全波力等の特性に関する総合的検討を行った。本研究で得られた主要な結論は次の通りである。

①静水面下では、段波の碎波部先端衝突前に波圧 (換言すれば、流体運動) を感じ、その時刻 t は底面に近付くにつれて早まる傾向にある。

②衝突後、上方に投げ出された流体部分での波圧が小さいことを再確認した。

③サージ・フロント ($h_0 = 0$) の場合、段波の場合と異なり、波圧分布 $p(z)$ の上限点や全波力 F の時間波

形は顕著なピークを示さない。

④波力計の測定精度が相当良いことを再確認した。

⑤最大波力 F_m は、段波の強さ ($\Delta H/h_0$) より、段波波高 ΔH に強く依存し、ほぼ ΔH^2 に比例する。

⑥最大衝撃波圧 p_m は静水面位置で生じないことを再確認した。

⑦顕著な衝撃波圧 p_{zm} の作用範囲は、静水面から入射段波波高の2倍程度の高さまでで、段波の強さにあまり関係しない。また、その大きさは、入射段波波高相当の静水圧の4倍程度までである。

⑧入射段波波高が同じでも、段波が強くなると、最大衝撃波圧は大きくなる。これは、段波が強くなると、水面勾配が大きくなることを考えれば、容易に想像つくことである。

⑨各高さでの最大衝撃波圧 p_{zm} の分布形に関しても、段波とサージ・フロントの場合で、差異が見られる。

⑩段波の場合、 $p_{zm}/\rho g \Delta H$ の分布は、 $(z-h_0)/\Delta H > 0.6$ ではほぼ相似形を有する。

⑪対象段波の波力 (圧) は、既往の碎波後の波のものよりはるかに大きく、堤脚水深のみでは定まらない。

謝 辞：本研究に対し、東北大学工学部 首藤伸夫教授の御助言を得た。実験には卒業研究生 代島隆夫君の助力を得た。記して感謝の意を表する。本論文の公表に当たり、小川記念基金の補助を受けたことを付記する。

参 考 文 献

- 首藤伸夫 (1990): 同東北大学教授の御助言による。
 富永正照・九津見生哲 (1971): 海岸堤防に作用する碎波後の波圧, 第18回海岸工学講演会論文集, pp. 215-221.
 福井芳朗・白石英彦・中村 充・佐々木泰雄 (1962): 津波の研究(II), 第9回海岸工学講演会講演集, pp. 50-54.
 本間 仁・堀川清司・長谷直樹 (1963): 海岸堤防 (護岸) に作用する波圧の分布について, 第10回海岸工学講演会講演集, pp. 116-120.
 松富英夫 (1986): 下流側水深を有するダム破壊流れ先端部の水面形, 土木学会論文集, No. 375, pp. 161-170.
 松富英夫 (1988): 碎波段波衝突による衝撃波力について, 土木学会論文集, No. 399, pp. 147-155.
 松富英夫 (1989): 移動跳水 (波状段波非) 発生条件の検討, 第33回水講演集, pp. 271-276.
 松富英夫 (1990): 流木を伴う碎波段波衝突による波力について一段波波高と流木径が同程度の場合一, 海岸工学論文集, 第37巻, pp. 654-658.
 Cumberbatch, E. (1960): The impact of a water wedge on a wall, Jour. Fluid Mech., Vol. 7, pp. 353-374.
 Madsen, P. A. and Svendsen, I. A. (1983): Turbulent bores and hydraulic jumps, Jour. Fluid Mech., Vol. 129, pp. 1-25.
 Stoker, J. J. (1957): Water Waves, Interscience Publishers, Inc., 560 p.
 Yeh, H. (1991): On momentum exchange of a tsunami bore at a shoreline, 2nd UJNR Tsunami Workshop, pp. 123-125.