

海岸堤防（護岸）に作用する波圧の分布について

本間 仁*・堀川 清司**・長谷 直樹***

1. 緒 論

海岸堤防あるいは海岸護岸の設計にあたっては、まず天端高の決定が最も重要な問題となる。したがって数多くの研究が、遡上高あるいは越波量についてなされ、種々な条件の組合わせに対して一応天端高の決定が可能となった。あわせて模型実験によって検討すれば、かなり合理的に断面形状を決定することができる。しかしながら構造物の強度、あるいは安定性に関する検討は、ほとんどなされていないのが現状である。一般に海岸堤防あるいは海岸護岸は、汀線より岸側、あるいはかなり水深の浅いところに築造され、したがって構造物に到達する波は、すでに砕けてしまったものである。このような条件下での波力を算定するに適切な公式もなく、また現地観測された例はほとんど皆無である現在、強度計算もなされず、在来の構造様式にしたがって設計されるのも、またやむをえない。しかし、いつまでもこのような慣習を是認すべきではない。そこでわれわれは模型実験を主体にし、新潟西海岸における現地観測結果をも参考にして波圧現象の把握と、合理的な算定公式を導き出す目的をもって、研究を継続している。ここに一応現在までの資料をもとにしてえられた、直立ならびに傾斜壁面に作用する波圧の分布算定式を提案するが、今後の資料の蓄積をまってさらに詳細に調べ、算定式を批判、検討したいと考えている。

2. 実験施設および実験方法

実験に使用した水槽は、長さ17m、高さ0.6m、幅0.7mの2次元波動水槽で、一端に波起し機を、他端には1/15こう配の斜面ならびに堤防模型を設置した。

まず直立壁におよぼす砕波後の波圧の特性を調べるために、堤脚水深 d' を0~10cmの間に変化させて、波圧の分布を半導体式(M. P. C. 型)圧力変換器および磁歪式波圧計を適宜配置し、これを電磁オンロググラフに記録して300 C. P. S. の現象まで観測しうるようにした。またのり面勾配の影響をしらべるために、のり面勾配を1:0.3, 1:0.5, 1:0.7, 1:1, 1:2, 1:3, に変化させ直立壁の場合と同様にして波圧の測定を行なった。

3. 砕波後の波の変形

砕波後の波の変形については、佐藤¹⁾による浅水最大波の考え方、井島²⁾による新潟海岸での実体写真観測資料をもとにした、渦動粘性係数によるエネルギー消耗とした取り扱い方、また樺木³⁾による海底摩擦によりエネルギーが消耗するとした取り扱いが知られている。

いちじるしくゆるやかな勾配の箇所では海底摩擦が重要となり、波高は減少していくが、例えば、われわれの実験条件のように、砕波点より汀線付近までの距離が波長に対して比較的短い場合には、波はその力学的特性に支配されると考えてよいであろう。砕波後の波には浅海波理論の適用は無理であり、むしろ孤立波理論による方が妥当であろう。ただし汀線でも現実には有限の波高をとるので、当然上記の取り扱いには適用限界が存在する。さて Munk⁴⁾によれば、孤立波理論による砕波条件式としてつぎのようなものが与えられている。

$$\frac{H_b}{d_b} = 0.78 \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{H_b}{H_0} = \frac{1}{3.3^3 \sqrt{H_0/L_0}} \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{d_b}{H_0} = \frac{1}{2.57^3 \sqrt{H_0/L_0}} \dots\dots\dots(3)$$

ここに H_0 , L_0 は沖波波高および波長, H_b , d_b は、砕波波高および砕波水深である。Iversenの実験によれば H_b/H_0 は H_0/L_0 のみならず、海底勾配に関係することが知られているが、式(2)には i がふくまれていない点は注意しなければならない。さて上式あるいは Iversenの実験曲線を用いて、砕波波高、砕波水深が定まるとするが、その後の波高は孤立波としての最大波高をとると仮定すれば

$$\frac{H}{d} = 0.78 \dots\dots\dots(4)$$

によって波高は定められ、水深のみによって規定されることになる。

図-1はいくつかの実験結果と式(4)との比較を示したものである。必ずしも完全に一致しているとはいえないが $d=2$ cm まではかなりよく実験結果を説明しうるのである。また図-2は井島らの結果²⁾に、式(4)より求めた値を記入したものであり、現地観測の結果をもかなりよく説明しうるのである。つぎに波速については

$$C = \sqrt{g(H+d)} = \sqrt{1.78gd} \dots\dots\dots(5)$$

をうるが、図-3は実験値との比較を示した。測定精度

* 正員 工博 東京大学教授 工学部土木工学科

** 正員 東京大学助教授 同

*** 正員 東京大学助手 同

図-1 波高変化

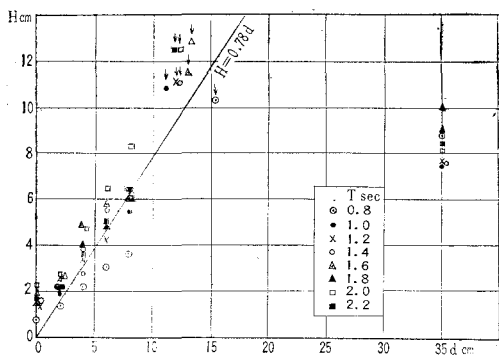


図-2 井島の観測結果と計算曲線の比較

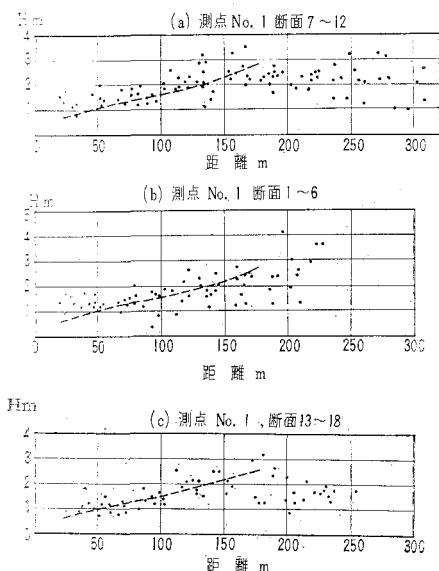
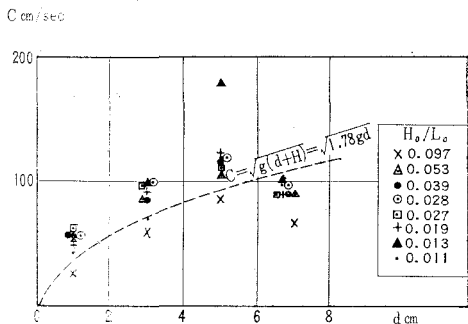


図-3 砕波後の波速



が必ずしも十分でなく、点のちらばりは大きいが一応の傾向は説明しえ、また実測値も沖波の性質にはほとんど無関係のように見える。以上のような観点から、砕波後の波の性質はかなり孤立波理論によって説明しようと判断し、以後の波圧の取扱いには、この考えを導入することとした。

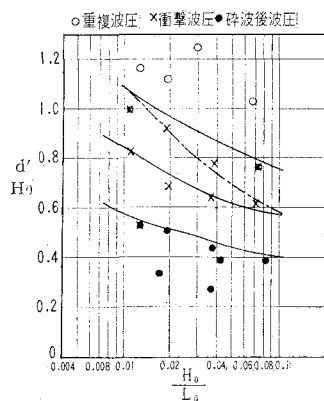
なお構造物を設置すれば、部分重複波を形成し、砕波

の条件が変化する筈であるが、前回に報告したように⁹⁾、その影響は予期に反してあまり顕著でないようである。しかしながら砕波の変動が大きくなるのは当然である。

4. 砕波の衝撃圧を生ずる水深

直立壁におよぼす砕波の衝撃圧が、最も顕著になる堤脚水深については前回に報告したとおりであり、そこにおいて海浜勾配 $i=1/15$ の場合には、 d_M' は d_b よりも小さくなることを指摘した。われわれは Rundgren⁶⁾ にならない $1/15$ 勾配の場合について、堤脚水深 d' および波の性質 H_0 、 L_0 を種々変えることにより、波圧がどのように変化するか

図-4 衝撃圧の生ずる領域



をブラウン管オシログラフによって観察した結果を図-4に示した。測定資料が十分でなく、また衝撃波圧か否かの判定はなかなか困難であるが、一応衝撃波の領域を推定してみた。ただし前報

において示した d_M'/H_0 と H_0/L_0 との関係(鎖線)と必ずしも一致しないので、さらに検討を続けたい。このような関係図が種々の海浜勾配についてえられればさきわめて有用である。すなわち堤防あるいは護岸の築造にあたってはこのような衝撃波圧の作用する領域はさけるようにするのが賢明と考えられるからである。

5. 砕波後の波が直立壁に作用する波圧

砕波後の波による波圧に関しては、Beach Erosion Board⁷⁾ によって提案された算定式があるのみで、前回の報告⁹⁾ においては、その妥当性の検討を試みたが、動圧の大きさは砕波の性質のみによって定まるとしている点、また静水面から $0.7H_0$ まで一様に分布している点に問題があるように思われた。例えば静水面での圧力をとってみると、堤脚水深が小さくなるとともに、圧力も小さくなることは明らかであるにもかかわらず、 $B.E.B.$ の式では全く同じであるとしている。

いま横軸に堤脚水深 d' を、縦軸には静水面での圧力の10波平均をとって図示したのが図-5である。また横軸に d' を、縦軸に水底での変動圧力の最大値 $p'(-d') = p(-d') - wd'$ の10波平均を図示してみると図-6をうる。いずれも沖波波高 H_0 はほぼ等しく $10 \sim 13$ cm であるが、周期 T は $0.8, 1.0, 1.2, 1.4, 1.8$ sec のよう

図-5 直立壁静水面での圧力

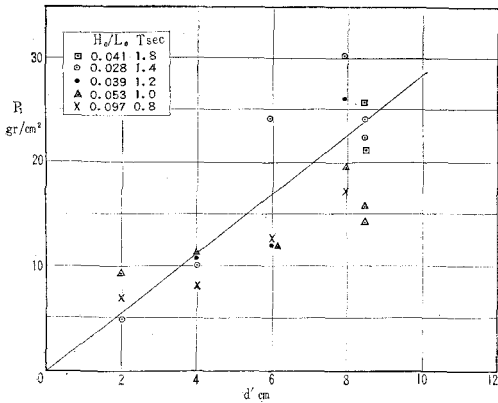
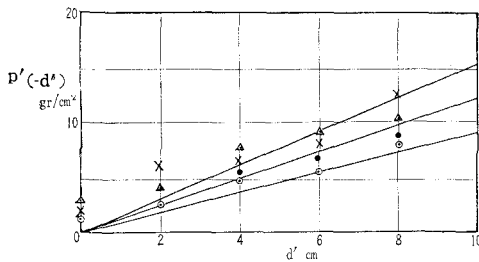


図-6 直立壁底面での変動圧力

$$p'(-d') = (p'(-d') - wd')$$

(記号は 図-5 と同じ)



らの図中の点は比較的同じような傾向を示していることがわかる。いずれも最大碎波衝撃圧を生ずる堤脚水深 d'_M よりも浅いところに堤が位置している場合の結果であり、ここで取り扱う碎波後の波による波圧の領域に入っているものである。先に述べたように、碎波後は孤立波としての最大波高をとるとして取り扱ってもよいから、この考えのもとで以下の議論を展開してみよう。

図-6 から $p'(-d') = (0.8 \sim 1.5)wd'$ によって表示しようであり、平均的には

$$p'(-d') = 1.2wd' \dots\dots\dots(6)$$

をうる。今碎波後の波の衝突高 h_c として Kaplan にしたがってその場の波高の1.25倍をとれば、式(4)を考慮の結果

$$h_c = 1.25H = 1.25 \times 0.78d' = 0.98d' \dots\dots\dots(7)$$

をうる。この $0.98d'$ は式(6)の $1.2d'$ に対比しうものと考えられ、したがって、ここでは一応 $1.2d'$ の水位の上昇を起こすものと仮定する。

つぎに 図-5 においては、かなり点のちらばりが大きい、平均的な傾向を示すものとして図中の中央の実線をとって代表させることにする。

$$p_s = f \frac{v^2 u}{2g} + h_c w = f \frac{\sqrt{g(d'+H)}^2 w}{2g} + h_c w$$

$$= f \times \frac{1.78}{2} d' w + 1.2d' w = (0.89f + 1.2) d' w \dots\dots\dots(8)$$

をうる。よって係数 f を算定した結果

$$f = 1.8 \dots\dots\dots(9)$$

をえた。これは種々の碎波の波圧式に見られる係数に相当したものである⁹⁾。

そこで、直立壁に作用する波圧の分布としてつぎのように表示しようと考えよう。

- (1) 静圧 p_s は静水面上 $1.2d'$ より底 $-d'$ まで作用する。
- (2) 動圧 p_a は静水面で $1.6wd'$ 、静水面上 $1.2d'$ 、および底 $-d'$ で 0 になるような三角分布を呈する。これを図示したのが 図-7(a) である。

図-7 圧力分布

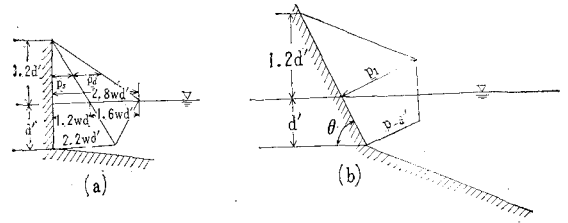


図-8 直立壁に対する圧力分布

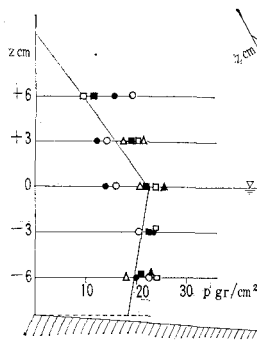
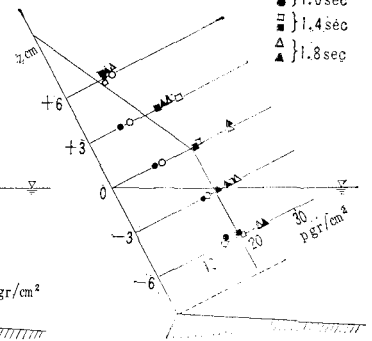


図-9 傾斜面に対する圧力分布 (1:0.5)



以上かなり大たんな仮定と、取り扱いによって、碎波後の波圧算定公式を導いたが、その妥当性を調べるために堤脚水深 d' を 0, 2, 4, 6, 8 および 8.5cm にとり、また種々の波の条件のもとで波圧の分布を測定した。それらの結果の一例として、 $d' = 8.5cm$ の場合を示したのが 図-8 であり、ほぼ満足すべき結果をえた。ただし $d' = 0$ および 2 cm の場合には、先に 図-1 にも示されたように水深が小さくなり、摩擦の影響がきいてくるので式(4)の関係はもはや成立しなくなり、したがって波圧分布に対しても修正をほどこす必要がある。また一方、堤脚水深が比較的大きく(沖波波高との関係で)、衝撃圧を生ずる領域に入れば、圧力はかなり大きくなる。このような場合には堤脚水深のみにとどまらず、沖波の性質に左右されることとなり、われわれの算定式は適用できない。したがって碎波の衝撃波圧の領域であるか、碎波後の領域であるかは十分によくみきわめなくてはならない。

6. 傾斜壁に作用する波圧

傾斜面のなす角 θ にともなって、波圧分布がどのように変化するかを調べてみよう。実験の条件として $d'=8.5\text{cm}$, $H_0=12.5\text{cm}$, $T=1.0, 1.4, 1.8\text{sec}$, また、のり面勾配は $1:0, 1:0.3, 1:0.5, 1:0.7, 1:1, 1:2, 1:3$ と変化させ、それぞれ同一条件で2回の測定を行なった。その結果のうち 図-9~11 にそれぞれ $1:0.5, 1:1, 1:3$ の場合を例示した。本実験の

図-10 傾斜面に対する圧力分布 (1:1)

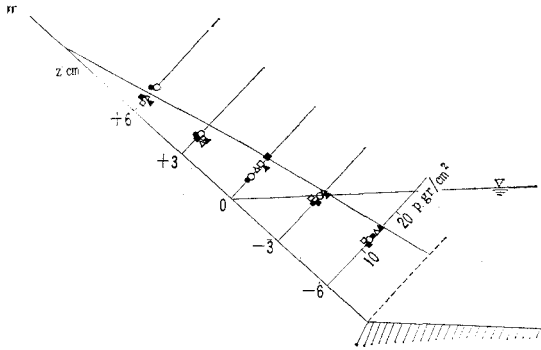


図-11 傾斜面に対する圧力分布 (1:3)

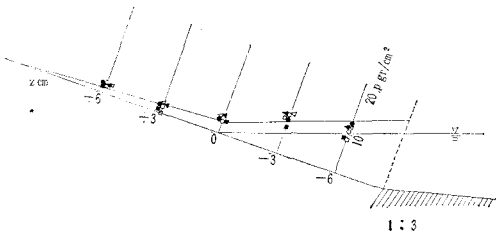
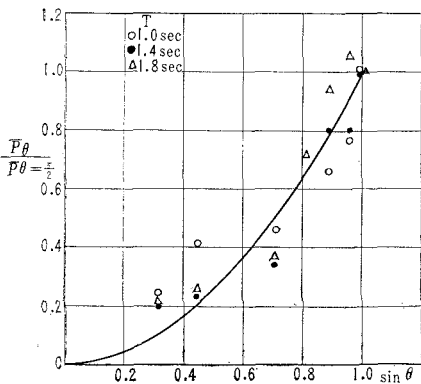


図-12 傾斜角にともなう圧力の変化



条件ではいずれも砕波後の波圧の領域に入っていることが認められ、各周期の波による差異はあまり大きくなく、ほとんど無視しうる。したがって直立壁の場合と同様に完全に砕波後の領域にある場合には、波圧の分布は水深のみの条件によってきまるものと考えてよいであろう。

のり面の傾斜角 θ によって波圧がどの程度変化するかについては、Greslou⁹⁾, 光易ら¹⁰⁾による実験的研究があるのみである。光易らによれば、各傾斜面に作用する水平圧力成分は $\sin^2\theta$ に比例するとしている。われわれは傾斜面に垂直な圧力として測定しており、したがって、この圧力は $\sin^2\theta$ に比例することが予測される。図-12はこの関係を調べたものであり、

$$p_\theta/p_{\theta=\frac{\pi}{2}} = \sin^2\theta \dots\dots\dots(10)$$

をほぼ満足している。そこで、われわれは傾斜面に対する圧力分布を表わす関係として 図-7 (b) に示したように考える。ここに

$$\left. \begin{aligned} p_1 &= 2.8wd' \cdot \sin^2\theta \\ p_{-a} &= 2.2wd' \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(11)$$

で求められるとし、これによって、先の 図-9~11 に記入した実線が求められた。実験結果と比較するとほぼ妥当な分布の傾向を表わしているように思われる。

さて、式(11)を定めるにあたっては、一応静水時より付加される圧力部分について式(10)が成立するとして第一式を求めたのであるが、同じ思想を p_{-a} に適用すれば

$$p_{-a} = (1.2 \cdot \sin^2\theta + 1.0)d'w \dots\dots\dots(12)$$

とすべきである。しかしながら式(12)を用いると、静水面以下において実験値よりもかなり小さい圧力を与えて適当でない。以上のようにして筆者らの提出した式(11)にはなお理論的にあいまいな点が存在し、今後の資料によりさらに検討しなければならない。

7. 結 論

砕波してしまったのちの波によって、直立壁をふくめて種々の傾斜角をもつ壁面におよぼす波圧分布を検討し実験結果により妥当と判定された算定式を提出した。

本研究は、昭和37年度文部省科学研究費ならびに新潟県土木部よりの委託により行なわれた研究成果の一部である。また実験の実施ならびに資料の整理にあたっては、東京大学工学部土木工学科港湾研究室員の協力をえたことを付記し感謝の意を表する。

参 考 文 献

- 1) 佐藤清一：海岸堤防の設計について、海岸工学研究会発表会論文集、(1954)。
- 2) 井島武士、高橋智晴、中村憲一：実体写真観測による砕波帯の波の性質について、第3回海岸工学講演会講演集、(1956)。
- 3) 榎木享：砕波後の波高変化におよぼす海底粗度の影響について、第9回海岸工学講演会講演集、1952。
- 4) Munk, W. H.: The Solitary Wave Theory

- and Its Application to Surf Problems, Ocean Surface Waves, Annals of the New York Academy of Science, Vol. 51, Art. 3, (1949).
- 5) 本間仁, 堀川清司, 長谷直樹: 護岸に働く波力について, 第9回海岸工学講演会講演集, (1962).
- 6) Rundgren, L. : Water Wave Force, Stockholm 1958.
- 7) Beach Erosion Board: Shore Protection Planning and Design, Tech Report No. 4, (1961).
- 8) 林泰造, 服部昌太郎: 碎波の波圧について, 第4回海岸工学講演会講演集, (1957).
- 9) Greslou, L. and J.P. Montaz : Pressure Measurements on an Embankment, Bull. P.I.A. N.C., Vol. III, No.5, (1962).
- 10) 光易恒, 長谷直樹: 壁体に作用する碎波の圧力に関する研究, 運輸技研報告, 8巻, 2号, (1955).
-