

大障害物における流水抵抗

東北大学工学部 学生員 〇 笹川 稔郎

東北大学工学部 正 員 首藤 伸夫

1. まえがき 河川堤防破壊や越流による洪水氾濫、津波の陸上への遡上などの水理現象には、未だ未解決の問題が多く残されている。ところで、流水の抵抗則は、単一の物体あるいは一列に並べた場合の干渉抵抗などしか従来は検討されてはいない。しかし、住宅地などにおいては、家屋が数列並ぶ方が一般的であるので、障害物を多数並べた場合の水理現象を明確にすることが必要である。この場合、従来の実験式がどの程度まで適用できるか、その限界を知ること及び新しい抵抗則を作りあげることも問題となる。そこで、今回、家屋等の大きな障害物の影響を考えに入れた非定常流の計算を行なう第一段階として、いくつかの実験を行なったので、その結果の一部をここに報告する。

2. 実験概要 今回の実験は、定常流を対象とした。模型の大きさ、配置などを決定するための予備調査として、次の二つのことを行なった。

1) 昭和35年、チリ地震津波による宮城県石巻市浸水地域図をもとにして、家屋等の面積占有率を算出する。

11) 家屋等を正方形と仮定して平均寸法を計算し、流速を $1 \sim 10 \text{ m/sec}$ まで変化させて Re 数を算出する。

1)の結果、平均占有率は 30.6%であり、上限及び下限は 各々 49.4, 10.3% となった。ただし、これは、整理上、地域図で道路に挟まれた所を 1 ブロックとして概算したところである。11)の結果、算出された Re 数は $10^7 \sim 10^8$ と非常に大きかった。しかしながら、実験では装置の都合上、 Re 数は $10^4 \sim 10^5$ に押さえるを得なかった。したがって、縮尺効率の検討を必要とするが、今回は行なわなかった。

模型の大きさは $18 \text{ cm} \times 18 \text{ cm} \times 75 \text{ cm}$ とし、 $9 \text{ cm} \times 9 \text{ cm}$ の角材 4 本 1 組で使用した。また、模型の配置は、最も密集していると考えられる占有率 49.4% のものを基準とし、水路延長 1 m 当たり 12 本とした。実験水路は $60 \text{ cm} \times 80 \text{ cm} \times 1600 \text{ cm}$ のものである。水路横断面の流速分布測定の結果、流入口より 500 cm の所より設置した。模型間の間隔は、水路横断面方向には、 8.7 cm 間隔とし、縦断方向には、 7.0 cm 間隔とした。この場合、延長 1 m 当りの面積占有率は、48.6% となった。

測定した量は、流量及び平均水位についてである。水位測定点は、障害物上流側、障害物間をへて下流側、各点とした。上流側と障害物間の水位は、ポイントゲージで、下流側水位は、カーボ式水位計で測定した。流量は 1×10^4 , 2×10^4 , 3×10^4 , $4 \times 10^4 \text{ cm}^3/\text{sec}$ の 4 種類を用いた。各流量に対し、水路下流端における越流深により、下流側水位を調節してデータをとった。また、障害物の列数を 6 列まで増し、流水の状態を把握した。

3. 結果の整理と考察

3-1 実験上の現象について 今回の一連の実験を通して、障害物の受ける力は、最前列が最も大きいことが確認できる。また、流量を一定にして下流の堰上げをしない状態で列数を増した時の全損失水頭を比較すると、列の増加による影響は、あまり大きくない。堰上げの影響がききすぎると、設置した障害物、最後列の損失水頭が、負の値をとる場合が多い。

下流側に跳水が生じた場合、跳水現象による損失は、最後列の損失に含まれるものとして、跳水の下流側の常流に復帰した部分での水位を測定してある。跳水の状態は、各流量ごとに異なるが、小流量時の 1×10^4 や $2 \times 10^4 \text{ cm}^3/\text{sec}$ の場合、列数にもよるが、定常跳水と呼ばれるものと類似の現象を示すものが多い。しかし、 3×10^4 や $4 \times 10^4 \text{ cm}^3/\text{sec}$ の場合は、強跳水となり、下流側水面の乱れが大きくなる。

下流側や障害物間には、渦の発生をみる。流量の小さい時には、下流側で、カルマン渦が確認できる。そこで、下流側の測定点は、大流量時でも渦の影響が小さい地点を選んでいる。障害物間の水面は、比較的穏やかで

ポイントゲージで十分測定可能である。大流量時に列数も多く堰上げした場合、下流側から長波の水面振動が起る。これは、上流側にも影響を及ぼすため、結果の整理から除外する。

3-2 実験式との比較 実験式として障害物を扱うものに、橋脚に関するものがある。D'Aubuisson, Nagler, Weisbach & Rehbock らの公式が知られているが、今回は、完全な乱水に対して比較的好く合うと言われている D'Aubuisson の公式を用いて、実験値との比較、検討を行なう。D'Aubuisson の公式は、一列の橋脚群に対して、背水高を与える式である。この公式は、接近水路断面と橋脚による縮小断面とに、ベルヌーイのエネルギー方程式を用いて導かれており、次のような形をとる。

$$\Delta h_p = \frac{Q^2}{2g} \left\{ \frac{1}{C^2 b_1^2 (H_1 - \Delta h_p)^3} - \frac{1}{b_2^2 H_1^3} \right\} \quad \Delta h_p \text{ 水位変化量 } Q, \text{ 流量 } C, \text{ 橋脚の平面形状による係数}$$

$$b_1, \text{ 上流側水路幅 } b_2, \text{ 縮小断面水路幅 } H_1, \text{ 上流側水位}$$

この式は、一般に右辺の $\Delta h_p = 0$ と仮定した第1近似値を初期値として反復法で解く。しかし、 Q を一定に保ち、 H_1 をある値以下にすると Δh_p は収束しない。

そこで、上式を Δh_p あるいは H_1 に関する三次あるいは四次方程式として、実根を求めてやると、連続な曲線が得られる。理論値と実験値との関係を、図-1 に示す。ここでは、 $C=0.8$ を用いた。実験値として、2~6列編成の障害物群の第1列目のデータを用いた。

D'Aubuisson の公式の特徴は、各流量である決まった変曲点を持っていることである。そのため、その変曲点の H_1 より低いものを与えるとは、すなわち、より高流速の場合に、この式は適用できない。理論値と実験値は、第1列目に図-1 の通り、かなりよく合っている。

第2列目以後に対する接近流速は、それ以前の断面での水位を使った平均流速とすると、これは第1列目に対するより、高流速となるにもかかわらず、損失水頭が小さいので、D'Aubuisson の公式には、あてはまらない。それを、流量 $3 \times 10^4 \text{ cm}^3/\text{sec}$ 、第3列目について示したものが、図-2 である。またここで、それを水に対する接近流速を用いて $f = \frac{h_r}{\Delta h_p}$ の値を、障害物前後の平均流速の比を用いて示したものが、図-3 である。ここでは、 3×4 列編成の第3列目に対して示している。列数が異なっても、同じ第3列目の損失係数は、似たような傾向があるので、こうした図をまとめて f の表現が可能となるかもしれない。

4. 結論 今回の実験から、現象的には、障害物群の全損失水頭の大部分を第1列目が占め、第2列目以後の損失は、前者と比較して小さいことが確認できる。そして、D'Aubuisson の公式に対しては、適当な範囲で第1列目に限って適用できることも言える。しかし、他の実験式による検討も必要であろう。第2列目以後に対しては、新しい観点からの検討の必要性も感じられる。総じて、今回の実験だけでは、確固たるものが得られないので、各種条件の異なる実験等による研究が必要であろう。

<参考文献>

- 1) たとえば、土木学会編 水理公式集 P251, 1971

図-1 実験式との比較(1)

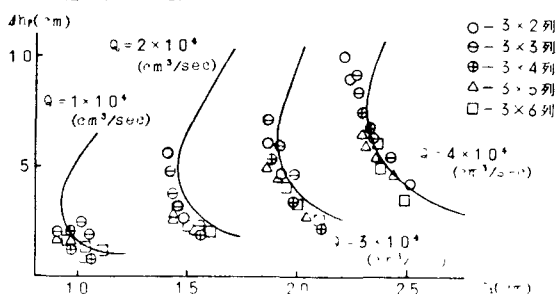


図-2 実験式との比較(2)

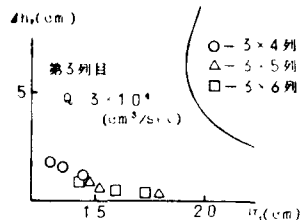


図-3

