

# 破堤によってはらんする流水の挙動

丸井 信雄\* 安川 浩\* 宇井 正和\*

## 要 約

ダムや堤防が地震によって決壊し、湛水が堤内地にはらんすることが予想される。決壊口付近の流水の水理学的解析は dam-break の問題として解かれるが、本論文は決壊口から流出した流水の拡がりの挙動について論じた。地面や細長い通路でははんらん水が段波となって進行するものとし、段波の理論を展開するために、先端抵抗の存在を仮定した。2次元の基本的ケースについて解析することから、このようなはんらん水の進行に関する実用的な計算法の指針を与えようとしたものである。

## 1. はし が き

前回「ダム・堤防の決壊及び物体の落下に伴う波に関する予備的考察」(丸井ほか, 1979)において、ダムおよび堤防の決壊の実例と決壊箇所付近での水流の動きを波としてとらえて、若干の実験結果と理論的考察を行ったが、今回はダムまたは堤防の決壊によって流出した水流が下流の河道または平坦な地面上へどのように拡がってゆくかを論ずる。

河川堤防が洪水によって破堤して、堤内地にはらんした例は昭和22年9月、カスリン台風による洪水で、利根川の栗橋上流の右岸堤防が決壊して、古利根川や元荒川の川筋に沿って流下し、東京湾にまで達した例を代表的なものとして枚挙に暇ないが、いずれの災害の場合もはんらんの面積や被害額に重点をおいた報告だけで、決壊直後の流出水の挙動に関する詳しい調査結果を発表したものがほとんどない実情である。地震によって堤防が決壊して洪水時の河川水が堤内地に流出してくるというように、豪雨による洪水と地震による破堤とが時間的に重なる確率は極めて少ないとしても、東京の江東デルタ地のような常時水面よりも低い地域においては、地震によって破堤が起こった場合には、そこが平坦な道路路面が多いだけに、予告もなしに破堤口から流出した水が奔流となって襲うことになる危険性は十分にあるのである。このようなためにも、破堤によるはんらん水の挙動に関する資料はそれが豪雨によるものであるにしても、十分参考にさるべきものであるが、そのような資料さえも不

足であることは残念なことである。

地震災害の一つの特有な問題は、浸水に対する避難あるいは防御措置をするための時間的余裕がどの程度あるものであるかである。前述のカスリン台風による利根川堤防の決壊の場合は、栗橋から東京の北端まで約 50km を60時間ほどで浸水が伝播した(中央气象台, 1948)とされているが、このような伝播速度は破堤の規模、水位、下流の地表面の形状など流水に関係する水理学的諸条件によって変化があることが十分考えられることである。そこで、破堤によるはんらん水流の水理学的解析によって地域の条件にあった数値予想をたてるが必要になるところであるが、このような目的に関する唯一の貴重な実験とそれに基づく理論的解析が有賀(1977)によってなされている。

著者らは破堤による流出水の堤内地への進行は段波の形をとるとして、一つの理論的解析を試みたので、以下に論述しよう。

## 2. 段波の理論について

一般の水流は比較的ゆるやかに傾斜した水面差があるとき、重力の作用によって水の実質が移動するものであり、一般の水の波はある水平面からの高低起伏をもつ水面が重力の作用によって位相だけが一定の方向に進行するもので、水の波ではほとんど水の実質の移動を伴わないものである。段波(bore)は上述のような一般の水流と水の波との中間的現象とも言うべきもので、水の一つの段状の盛り上がり水の実質の移動を伴いながら一定

\* 東京都立大学都市研究センター・工学部

の方向に移動して行く現象である。

段波の典型的な例は中国の銭塘江において見られ、満潮による海面の上昇によって河川の水位との間に平常とは逆の高低差が生じ、海水あるいは上流から流下した河水がはじめ河口部において貯留されてもり上がり、それが順次に上流に向って段状部が進行する。(chow, 1959) 段波の様子は人工的にも発生させることが可能であり、いろいろなタイプのものがあることがわかる。例えば、小さな様な水路をほぼ水平に設置し、一端から大量の水を急激に注ぎこむと、段状の先端をもった水流が他端に向って進んで行くのを観察することができよう。

段波の水理学での古典的な理論は定常的に流れている射流がある場所で水面が段状に上昇し、その高くなった水位のまま下流は常流となるという“跳水現象”の座標変換で説明されるとしたものである。もち論これで説明される段波も存在するが、水の無い床面上を進行する段波も存在するわけで、このような段波に対応するような跳水現象は有り得ないので、跳水現象の座標変換とは別な理論展開が必要となるのである。最近では、“dam-break の問題”として、ダムのような水をせき止めていた構造物が突然に決壊した場合の水流の運動を特性曲線法によって解析することが行なわれていることは著者らが前回の論文で紹介したところである。その方法では、ダムから上流側に向かって水面が低下する波が伝播して行くことを考慮するのであるが、下流へ流下する流量に見合った流量が上流側へ補給されるような場合には、上流が水位を低下することがないので、ダムブレイクの解法は一般的でないとしなければならない。

河幅の広い河川堤防とか、海岸の高潮堤とかの横に長い場所の一部分が決壊した場合、あるいは水深の深い貯水池のハイダムの頂上部が決壊したような場合には、流出口の上流部には十分に補給する水量が存在するので、上流側の水位は一定に保たれるものと考えの方が妥当である。このような場合の解析のためには、Marui : (1978) の提唱している段波の理論を用いるのがよいと思考するので、以下にその理論を要約しておこう。

段波の理論を展開するために次の事項を仮定する、

1. 段波が出発している原点では全水頭が一定で、段波が進行しても、原点での全水頭は変化しない。
2. 段波の先端部分には底面において、ある集中的な抵抗力が作用することがあり得る。
3. 段波の先端部分を除いた後方では底面および側壁面との間に流水による摩擦は作用しない。
4. 破堤による欠口部は孔口とならずにせき状となる。
5. 段波が形成されるためには、前方の地面に予め流水が存在するとき、そこを長波が伝播するときの波速よりも段波の伝播速度の方が速いことが必要であ

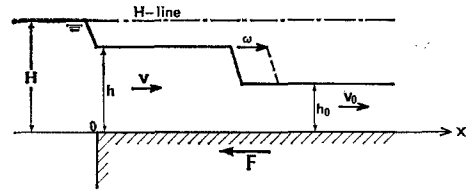


図1 段波の基本的諸元

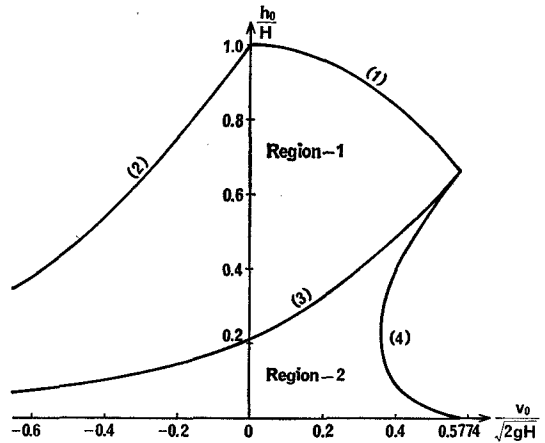


図2 段波が生成するための前方水面の条件領域

- (1) :  $v_0/\sqrt{2gH} = \sqrt{1-h_0/H}$
- (2) :  $v_0/\sqrt{2gH} = -(1-h_0/H)\sqrt{1+h_0/H}/\sqrt{h_0/H}/2$
- (3) :  $v_0/\sqrt{2gH} = 1/\sqrt{3} - \sqrt{3}(2-3h_0/H)\sqrt{1+2/(3h_0/H)}/\sqrt{8}$
- (4) :  $v_0/\sqrt{2gH} = 1/\sqrt{3} - (1-3h_0/H)\sqrt{h_0/H}/\sqrt{2}$

る。

以上の仮定のもとに、図1に示すような水平面上の2次元段波の基本方程式は、図1に示した記号表現で、水の密度を  $\rho$ 、重力の加速度を  $g$  として、次の (1)~(4) 式にまとめられる：

連続条件：

$$vh - v_0h_0 = \omega(h - h_0) \tag{1}$$

段波の後端の条件 (エネルギー保存則)：

$$H = h + \frac{v^2}{2g} \tag{2}$$

運動量保存則：

$$\begin{aligned} \rho(\omega - v)vh - \rho(\omega - v_0)v_0h \\ = \frac{\rho g}{2}(h^2 - h_0^2) - F \end{aligned} \tag{3}$$

段波生成の条件：

$$\omega > \sqrt{gh_0} + v_0 \tag{4}$$

ここに、 $\omega$  は段波の伝播速度(波速)で、固定した地面

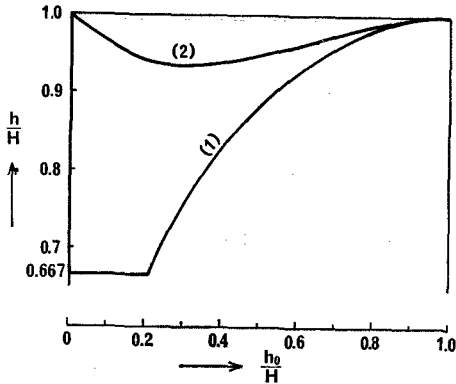


図3 前方水深と段波水深との関係 ( $v_0=0$  の場合)

$$(1): (h/H + h_0/H) (h/H - h_0/H)^2 = 4 (1 - h/H) \times (h_0/H) (h/H)$$

に対するもの、 $F$ は段波の先端において地面との間に生ずる集中的な摩擦力で“先端抵抗”と称し、単位幅当りの量である。

上の基本方程式から得られた段波の生成条件の範囲を図2に示す。図2の中のRegion-1は段波後方の流れは常流とならなければならない範囲を示し、Region-2は段波の流れは常流-射流の限界流となるが、先端抵抗の存在を認めなければならない範囲を示す。Region-1とRegion-2との境界線(3)は段波の水深が限界水深で先端抵抗が0となる場合である。また、この範囲の条件のもとに生成する段波がとり得る水深の範囲の一例を  $v_0=0$  の場合を例として図3に示した。図3の中の(1)の曲線上で  $h$  と  $h_0$  とが対応する場合だけが先端抵抗が0になる場合である。

以上が Marui (1978) の論文の理論の要約であるが、次項以降に基本的なケースについて、上述の理論に基づいて解析を行う。以下特に断わらない限り上述の1.~5.の仮定を用いるものとし、記号も同じ意味を表現するものとする。

### 3. 水平面上の段波

#### 3.1 完全破堤の場合

地面から  $H$  の高さまでたん水していた堤防が地面のレベルまで完全に決壊して消失し、図1に示すようになった場合で、 $v_0=0$  の場合を考える。

段波の波速  $\omega$  は基本式の(1)と(2)とから  $v$  を消去して、 $v_0=0$  とおけば次式になる：

$$\omega = \frac{h}{h-h_0} \sqrt{2g(H-h)}, \quad (5)$$

先端抵抗  $F$  を求めると：

$$F = \rho g \left[ \frac{h^2 - h_0^2}{2} - 2 \frac{h_0 h}{h - h_0} (H - h) \right] \quad (6)$$

上の二つの式では  $h$  が未知であるから、直ちには  $\omega$  も  $F$  も求められない。そこで一般にもう一つの条件が必要となるが、それは「与えられた条件のもとで流量が最大になるように水流が起こる。」という水理学の原則があるので、先端抵抗  $F$  に特別な制限がなければ  $h$  の決定に対して“流量最大の原則”を適用することができる。一定の全水頭  $H$  の下で流出量を最大にするのは  $h/H = 2/3$  の場合で、このときの  $h$  は限界水深である。図3から  $h$  が限界水深であるためには  $0 \leq h_0/H < 0.21$  と読み取ることができ、そのときは図2から  $F > 0$  となるべきことが知られる。 $h/H = 2/3$  のときの波速は(5)式から

$$\omega = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{2H}{2H - 3h_0} \sqrt{2gH} \quad (7)$$

$h_0/H > 0.21$  のときは一般には図3の(1)の曲線から  $h/H$  が求められ、このとき  $F=0$  である。特に地表面に流水に対する障害物があって、それが段波の先端で押されながら移動する物が存在すると、 $F > 0$  となり  $h/H$  が大きくなる。

堤内地面が一般の状態がそうであるように、滞留している水がなく、 $h_0=0$  のいわゆる“dry bed”の状態のときは、段波の水深、波速、および先端抵抗はそれぞれ次のように決定される。

$$h = \frac{2}{3} H, \quad \omega = \frac{1}{\sqrt{3}} \sqrt{2gH}, \quad F = \frac{\rho g}{2} \cdot \frac{4}{9} H^2 \quad (8)$$

そして、この時の段波の先端の到達距離  $l$ 、と到達時間  $t$ 、との関係は(8)式から容易に求まり、無次元量で表わすと、

$$\frac{l}{H} = \frac{1}{\sqrt{3}} t \sqrt{\frac{2g}{H}} \quad (9)$$

を得る。有賀(1977)の実験結果も  $l/H \approx 100$  程度のときの値が(9)式で与えられる値と略等しい値となる。

#### 3.2 破堤が2段に起こる場合

堤内地面から  $H$  の高さにたん水している堤防が初め半ば決壊し、少し時間をおいて2回目の決壊が起こって残りの部分の堤防が完全に消失しようような2段破堤の場合には、初めの破堤によって堤内地に一つの段波が発生して進行し、その第1段の段波の流水の上に第2の段波が進行することになるかどうかは次のように解析される。

最初の決壊がたん水面から  $d (< H)$  だけ下まで起こると、この決壊口からの流出は広頂せきの越流と同じと見ることによって限界水深の流れとなり、その水深

は、 $2d/3$ 、流速は  $\sqrt{2gd}/\sqrt{3}$  となる。この流水は決壊口の頂上よりさらに  $H-d$  だけ低い堤内地面まで落下して水平面上での段波になることになるが、この間の落差によるエネルギーは落下の途中でのエネルギー損失量と等しくなって相殺されると仮定すると、堤内地面上の第1の段波は水深が  $h_1=2d/3$ 、流速すなわち波速が  $v_1=\sqrt{2gd}/\sqrt{3}$  となって、第2の段波に対する前方地面の条件となる。第2段目の決壊による段波の全水頭は  $H$  であるから、 $H$  を基準にして水深および流速を表わした上で図2により段波生成の可否を決めるには  $h_0/H=d/H$ 、 $v_0/\sqrt{2gH}=0.5774\sqrt{d/H}$  について見ればよい。例えば、 $d/H=0.2$  とすると、 $v_0/\sqrt{2gH}=0.5774 \times \sqrt{0.2}=0.258$  となって、Region-2の中に入り、第2の段波が生成されることがわかる。また、 $d/H=0.8$  とすると、 $v_0/\sqrt{2gH}=0.574 \times \sqrt{0.8}=0.5164$  となって、Region-1からも外れて、第2段波は存在しないことになる。この場合は第2決壊による流量の変化が第1段波の水面を長波の波速で、すなわち  $\sqrt{gh_0}+v_0=\sqrt{gH} \times 0.8+0.5164\sqrt{2gH}=1.624\sqrt{gH}$  で伝わるから、堤内地の水位が全般的にほぼ一様に上昇する形となる。しからば  $d/H=0.2$  の場合の第2段波はどのようなことになるかと言うと、基本式の(1)式と(2)式から  $v$  を消去して得られる式

$$\omega = \frac{h}{h-h_0} \{ \sqrt{2g(H-h)} - v_0 \} + v_0 \quad (10)$$

に  $h=2H/3$ 、 $h_0=0.2H$ 、 $v_0=0.258\sqrt{2gH}$  を代入して、 $\omega=0.93\sqrt{2gH}$  を得る。これは第2段波が第1段波の波速の約3.5倍の速さで進行することであり、前節の完全破堤の場合の波速  $0.577\sqrt{2gH}$  よりも速いものになることがわかる。当然、第2段波は第1段波に追付くが、追付いた後は1段破堤の場合と同じ状態で進行することになるのである。

#### 4. 傾斜面上の段波

##### 4.1 下り勾配の場合

堤内地が堤防線に直角な最急傾斜線をもち、河川から下り勾配に傾斜した平面で、もちろん地面は dry で先端抵抗以外の摩擦はない場合とする。(図4)

この場合、段波は定常流の場合の解の時々刻々に区切ったものの形と同じになり、

$$\left. \begin{aligned} & \text{連続条件: } v_1 h_1 = v_2 h_2 \\ & \text{エネルギー保存則:} \\ & H = h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = h_2 + \frac{v_2^2}{2g} - il \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

を基にして、流出口での流量最大となるという原則から  $h_1$  は限界水深  $0.667H$  となるから、

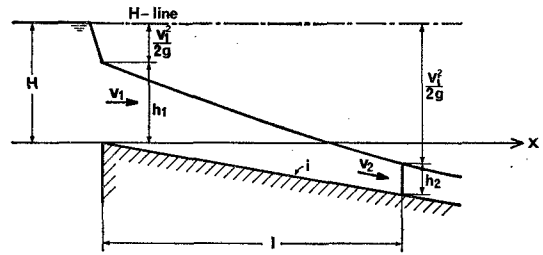


図4 下り勾配傾斜面

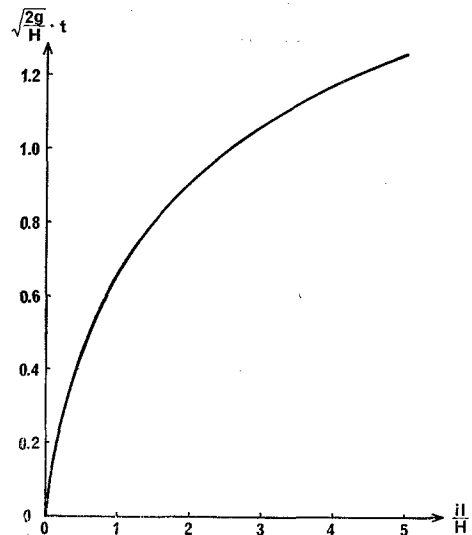


図5 段波の到達距離と到達時間との関係

$$i \frac{l}{H} = \frac{\eta}{27} \left( \frac{2}{\eta} - 3 \right)^2 \left( -\frac{1}{\eta} + 3 \right), \quad \eta = \frac{h_2}{H} \quad (12)$$

を得る。また、段波の波速  $\omega$  は定常流のその地点における流速  $v_2$  に他ならないことから

$$\omega / \sqrt{2gH} = 0.385 / \eta \quad (13)$$

を得る。(12)式と(13)式とから  $\eta$  を消去すれば、距離  $l$  における段波は波速  $\omega$  を与えることができるから、その距離までの段波の到達時間 ( $t$ ) は破堤時を  $t=0$  として、次のようにすれば求めることができる。

$$t = \int_0^l \frac{1}{\omega} dl = \frac{1}{0.385 \sqrt{2gH_0}} \int_0^{il/H} \eta d \left( i \frac{l}{H} \right) \quad (14)$$

であるから、 $1/\omega/\sqrt{2gH} \sim il/H$  のグラフを作り、原点から横軸の  $il/H$  までの面積を求めることにより、距離  $il/H$  までの段波の到達時間、 $t/\sqrt{2gH}$  を得る。(図5)

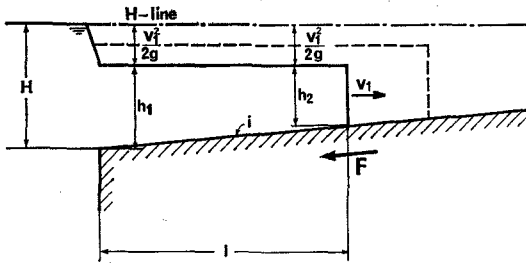


図 6 上り勾配傾斜面

#### 4.2 上り勾配の場合

堤内地の最急傾斜線が堤防線に直角であり、河川の方から上り勾配に傾斜した平面で、前方水深がなく、摩擦を無視する場合（図6）を考えてみる。

この場合は段波に関する基本式（1）～（4）からの誘導はうまくいかないで、更に次の仮定を付加えて解析する。

（仮定 i）：前方水深がない（dry bed）場合の段波の先端においては、水深はその局所の全水頭に対する限界水深と等しくなる。

（仮定 ii）：段波内の各部の流速はすべて等しい。

上の2つの仮定を設けると、図6に表わしているように段波の水面は全面的に一樣な高さとなり、任意の距離 \$l\$ まで進行した段波の先端部の全水頭は \$H-il\$ となるから、

$$h_2 = \frac{2}{3} (H-il), \quad \omega = v_2 = \frac{1}{\sqrt{3}} \sqrt{2g(H-il)} \quad (15)$$

となり、波速 \$\omega\$ と距離 \$l\$ との関係が得られるから到達時間 \$t\$ は

$$\begin{aligned} t &= \int_0^l \frac{1}{\omega} dl = \int_0^l \frac{\sqrt{3}}{\sqrt{2g(H-il)}} dl \\ &= \frac{\sqrt{3} \times 2}{i \sqrt{2g}} (\sqrt{H} - \sqrt{H-il}) \\ \therefore t \sqrt{\frac{2g}{H}} &= \frac{3.46}{i} [1 - \sqrt{1 - (il/H)}] \quad (16) \end{aligned}$$

として、\$t \sim l\$ の関係が与えられる。

### 5. 現実の問題に対応するために

#### 5.1 水平面において摩擦を考える場合

堤内地面が水平で dry bed である場合は、水底面においては先端抵抗だけでなく、全面的に摩擦が存在するものとする。段波内の流れは運動方程式に対して定流の式を、連続条件式に対しては不定流の式を仮定するいわゆる準定流であると見なし、前節の（仮定 ii）をここで

も設けると、段波の中間部の任意の部分での水深 \$h\$、流速 \$v\$ の微小区間に対し、\$(\partial v / \partial x = 0)\$ とするから

連続条件：

$$\frac{\partial h}{\partial t} + v \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \quad (17)$$

運動方程式：

$$j = -\frac{\partial h}{\partial x} \quad (18)$$

摩擦勾配 \$j\$ に対しシェジの平均流速公式を用いて、

$$j = \frac{v^2}{c^2 h} \quad (19)$$

さらに、段波の先端ではその点の全水頭に対する限界水深で流水が流れるものとする（仮定 i），先端の水深 \$h\_2\$、流速 \$v\_2\$ に対してはその点の全水頭 \$H\_2\$ に対して次の関係が与えられる。

$$h_2 = 2H_2/3, \quad v_2 = \sqrt{2gH_2}/\sqrt{3}, \quad h_2 = 2v_2^2/2g \quad (20)$$

さて、(18) 式と (19) 式とから \$j\$ を消去して得られる \$\partial h / \partial x = -v^2 / (c^2 h)\$ をある瞬間では段波内の流速は一樣であるという仮定を考慮して \$x\$ に関して積分し、境界条件：\$x=0\$ において \$h=h\_1\$ を入れると次式を得る。

$$h^2 = h_1^2 - 2 \frac{v^2}{c^2} x \quad (21)$$

これは \$0 \leq x \leq l\$ の範囲で段波の水面形を与えるものである。さらに、段波の先端、\$x=l\$ においては \$h=h\_2\$ だから、(21) 式から

$$h_2^2 = h_1^2 - 2 \frac{v^2}{c^2} l \quad (22)$$

を得る。上式を (20) 式の関係と段波最上流端における条件から得られる \$v = \sqrt{2g(H-h\_1)}\$ を用いて書き換えると、

$$4 \left( \frac{v^2}{2g} \right)^2 = (H - \frac{v^2}{2g})^2 - 2 \frac{v^2}{c^2} l \quad (23)$$

を得、\$\omega = v\$ であることを思えば、(23) 式が \$l\$ と \$\omega\$ との関係式である。(23) 式を整理すると、

$$\begin{aligned} \frac{v}{\sqrt{2gH}} &= \frac{1}{\sqrt{3}} \left[ \left\{ (1 + 2 \frac{gl}{c^2 H})^2 + 3 \right\}^{1/2} \right. \\ &\quad \left. - (1 + 2 \frac{gl}{c^2 H}) \right]^{1/2} \quad (24) \end{aligned}$$

を得る。ただし、破堤口における水深は限界水深以上であるべきだから、\$0 < v / \sqrt{2gH} \leq 1 / \sqrt{3}\$ の範囲だけを考えればよく、段波の先端の位置 \$l\$ とその時の波速 \$\omega\$ との関係が得られたから、先端の位置 \$l\$ と段波の到達時間との関係を求めるには、

$$t = \int_0^l \frac{1}{\omega} dl$$

を(24)式をグラフ化して図上の面積を計算して求めればよい。この場合、 $\omega$  および  $l$  の無次元表示はそれぞれ  $\omega/\sqrt{2gH}$ ,  $gl/(c^2H)$  とするのがよい。

また、平均流速公式をシェジ-式のかわりにマニング式を用いると、計算が少しやっかいになるが、

$$\left. \begin{aligned} j &= \frac{n^2 v^2}{h^4/3}, \\ h^{7/3} &= h_1^{7/3} - \frac{7}{3} n^2 v^2 x, \\ 2^{7/3} \left( \frac{v^2}{2gH} \right)^{7/3} &= \left( 1 - \frac{v^2}{2gH} \right)^{7/3} - \frac{7}{3} \cdot \\ &\frac{v^2}{2gH} \cdot \frac{2gn^2}{H^{1/3}} \cdot \frac{l}{H} \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

の関係式が得られる。

(24)式を用いて計算した結果と有賀(1977)の実験の結果とを比較して見ると、段波の波速が次第に減少するという同じ傾向を示したが、有賀の実験結果の表現に少しあいまいな点もあるので明確な断定は下すことはできないが、よく一致したとはいえなかった。それにはシェジ-式の  $c$  とマニング式の  $n$  の関係が極端に小さい水深の場合に不正確になることから、今後の検討にまたなければならぬ。

## 5.2 水平面において3次的に拡がる場合

堤防の直線部で長さ  $B$  にわたって完全に決壊し、堤内地と堤外水面との間に  $H$  の水頭差が生じたとき、地面に摩擦がないものとするときは、流出した流水は拡がりによって、全面的に射流になる。計算を簡単化するために、拡がりは破堤口の中心を中心とした同心円になるものと仮定すると、流出量は変化なく、2次元の場合の流出と同じであるから、流量  $Q$  は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} Q &= v_c \cdot h_c \cdot b = 0.385 \sqrt{2gH} \cdot H \cdot b \\ &= 0.385 \sqrt{2gH} \cdot H \cdot B \end{aligned} \quad (26)$$

拡がった段波の各部分は Bernoulli の定理によって一様に同じ全水頭  $H$  を有するから、連続条件と合わせて次のように距離  $r$  と水深  $h$  との関係が得られる。

$Q = v \cdot h \cdot \pi r = 0.385 \sqrt{2gH} \cdot H \cdot B$ ,  $H = h + v^2/2g$  から  $v$  を消去すると、 $h/H = \eta$ ,  $r/B = \sigma$  のように新しい記号を用いて、

$$\eta^3 - \eta^2 + 0.0146 \frac{1}{\sigma^2} = 0, \quad (27)$$

$$\frac{\omega}{\sqrt{2gH}} = \sqrt{1-\eta} \quad (28)$$

(27)式と(28)式とから、波速と距離との関係が得られるから、グラフを画いて図解的に距離と段波の到達時間との関係が得られることは前の数例と同様である。

以上、はんらん水の拡がりの数値的予想の目的のために、従来の理論の不備を補うために段波の理論の応用を試みたのであるが、現実問題のためには摩擦の存在は無視出来ないし、導入した先端抵抗の必然性も不明確なものであって、本論文だけで計算方法が完成した訳でもない。堤内地の地形・地物の複雑さを考えれば、簡単に室内の模型実験も信頼できないし、現地の実測資料の収集に対しては一層の困難さを覚える。やはり、この分野の研究を発展させるためには地道な基礎的実験を積み重ねて行くより他ないであろう。

## 文献一覽

有賀世治

- 1977 「有堤河川の破堤による氾濫区域の推定に関する実証的研究(第1報)(氾濫モデル)の提案」『東海大学紀要』No. 1977-1, pp. 133-178。

中央气象台

- 1948 「カスリン台風調査報告」『中央气象台彙報』第32冊, pp. 65-67。

丸井信雄・安川 浩・宇井正和

- 1979 「ダム・堤防の決壊及び物体の落下に伴う波に関する予備的考察」『総合都市研究』8号, pp. 65-71。

Chow, Ven Te

- 1959 Open Channel Hydraulics. McGraw-Hill, p. 558。

Marui, Nobuo

- 1979 「On Propagation of Bores」『Memoirs of Faculty of Technology』Tokyo Metropolitan University No. 28: pp. 77-83。

ON THE HYDRAULIC EFFECT OF A FLOOD CAUSED BY LEVEE RUPTURE

Nobuo Marui,\* Hiroshi Yasukawa\* and Masakazu Ui\*

*Comprehensive Urban Studies*, No. 11, 1980, pp. 95—101

There is strong concern for flood to city areas brought about by the collapsing of dams or overflowing river banks in the event of a big earthquake. The dynamic behaviour of such floods should be made theoretically clear with a view to a study about places of refuge for residents living in these areas.

Most of the theoretical analyses to date have been applied to the motions of floods only in the immediate area of the dams or river banks, called the "dam-break". But in this paper, the dynamics of the waten motion in the regions further from the break is mainly discussed. The front is considered to propagate in the form of a bore on a dry bed or in a narrow valley, assuming "frontal resistance" which is exerted on the bore, and a practical method of treating the property is proposed.

\* Center for Urban Studies, Tokyo Metropolitan University