

## 河川狭窄部における越流の水理学的特性に関する研究

中央大学大学院 学生員 ○北田 悟

中央大学大学院 学生員 一木 慎太郎

中央大学大学院 学生員 Maritess Quimpo

中央大学大学院 学生員 呉 修一

中央大学理工学部 フェロー会員 山田 正

### 1. はじめに

近年，日本では水害が頻発しており，国土交通省によると，特に治水安全度の低い中小河川において外水氾濫被害件数は減少せず横ばい状態である。

このような外水氾濫の原因は，過去の被害調査報告書によるとその殆どが破堤または河川からの溢水によるものである。また福岡<sup>1)</sup>によれば，河川における破堤原因の多くは越水によるものだとされている。よって，越水を防ぐことこそが破堤至っては外水氾濫を防ぐことに繋がるものと考えられる。

このことから本論文では，狭窄部に着目して，狭窄部形状が越流の水理学的特性に与える影響をより明らかにし，越流の水理学的特性を考慮した水防活動に有益な知見を与えることを目的とする。

具体的には，狭窄部を有する水路における水理実験と 2 次元不定流計算から得られた結果の比較をし，本論文で用いている数値計算モデルの再現性を示す。さらに，2 次元不定流計算を用いて狭窄部における越流の水理学的特性をより明らかにし，越流水深の実測値<sup>2)</sup>と比較するとともに，2 次元不定流計算から得られた最大越流水深に関して石川の理論<sup>2)</sup>との比較を行った。

### 2. 狭窄部を有する水路を用いた実験

#### 2-1. 実験概要

著者らは，狭窄部を有する水路(写真-1)を用いて水理実験を行い，水路内における水深をポイントゲージ(KENEK 製)によって，流速を 2 次元電磁流速計(KENEK 製)によって計測した。実験水路は，全長 15.0m，全水路幅 1.8m，低水路幅 0.9m，高水敷幅 0.45m，高水敷高さ 0.11m，水路床勾配 1/1000 の複断面直線水路である。

2 次元電磁流速計は，水路の壁面間を跨ぐように取り付け付けた可動式の台車の上に横断方向に可動式の小型台車を載せ，それに固定した。水深および流速の計測は，水路縦断方向に 0.25m～0.5m 間隔で行った。狭窄部は，木材で作成した部材の中に砂利を詰め，その自重と重りのブロック，水路との接触面に塗った粘土によって低水路内に固定した。

(実験-1)

狭窄部の中心点が上流端から 8.5m の位置になるように狭窄部を設置して，定常状態における水深および流速を計測した。このとき流入量は 15L/s で一定とした。

(実験-2)

狭窄部の中心点が上流端から 13.0m の位置になるように狭窄部を設置して，基底流量 10L/s，ピーク流量 30L/s になるような流量ハイドログラフに沿って流量を流入させた。越流開始地点および越流距離を観察・計測した。

#### 2-2. 2 次元不定流解析について

水理実験における水路内流れを再現するために，2 次元不定流式および連続式を用いて 2 次元不定流計算を行った。数値計算は，水位及び  $x$ ,  $y$  方向の流量フラックスについて差分し，陰解法を用いた。計算条件は，時間差分間隔  $\Delta t = 0.05s$ ，空間差分間隔  $\Delta x = \Delta y = 1cm$  の矩形メッシュとした。

水路に関する設定条件は，実験-1，実験-2 とも実験水路と同様に全長 15.0m，低水路幅 0.9m，狭窄部幅 0.45m，狭窄部延長 3.0m，高水敷幅 0.45m，高水敷高さ 0.11m，河床勾配 1/1000 とした。実験-1 では低水路および高水敷に人工芝(粗度係数  $0.025s/m^{1/3}$ )を貼り付けた。実験-2 では高水敷のみに

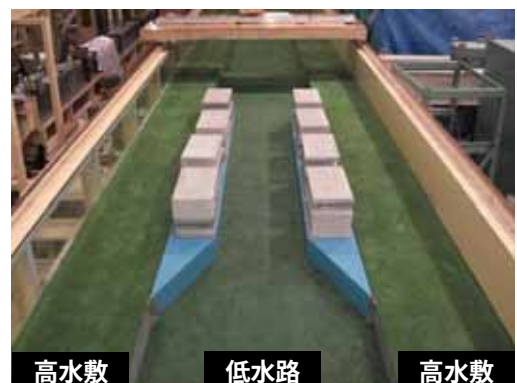


写真-1 狭窄部を有する実験水路

キーワード：河川狭窄部，2次元不定流計算，越流水深

連絡先：〒112-8551 東京都文京区春日 1-13-27 中央大学理工学部土木工学科 TEL:03-3817-1805 E-mail:satoru@civil.chuo-u.ac.jp

人工芝(粗度係数  $0.025\text{s/m}^{1/3}$ )を貼り付けることによって、高水敷の粗度を低水路粗度係数  $0.017\text{s/m}^{1/3}$  よりも大きくした。初期条件は、実験-1、実験-2とも定常状態における水深と流速を与えた。上流端境界条件は流量で与え(実験-1では  $0.015\text{m}^3/\text{s}$ を一定、実験-2では基底流量  $10\text{L/s}$ 、ピーク流量  $30\text{L/s}$ になるような流量ハイドログラフに沿った流量)、下流端境界条件は、実験水路下流端で計測した水深を与えた(実験-1では  $10.1\text{cm}$ 、実験-2では  $9.5\text{cm}$ )。

### 2-3. 結果の比較

実験-1および再現計算から得られた定常状態における水深および流速の河道中央縦断分布を図-1、図-2に示す。水深・流速ともに各断面において良好に再現できている。これらから、河道疎通能力の小さい狭窄部よりもむしろ狭窄部より上流側において越流が発生するということがわかる。これは1次元解析を用いて石川<sup>3)</sup>によって証明されている。

実験-2および再現計算から得られた越流距離を図-3に、狭窄部上端の高水敷上における越流状況を図-4に示す。実験において計測した越流距離は  $7.4\text{m}$ であり、再現計算で求められた  $8.0\text{m}$ との差率は8%と良好な再現性を示した。また、最大越流水深は狭窄部の急縮部で現れることがわかる。さらに、越流範囲においても良好な再現性を示し、越流開始地点は狭窄部上端であることがわかる。

よって本論文では、この数値計算モデルを用いて次章で2次元不定流計算による越流の水理学的特性の解析を行う。

### 3. 越流水深に関する考察

越流の水理学的特性をより明確に解明するためには、実スケールの河川を対象とした解析が不可欠である。しかし、実河川における越流現象の観測は危険を伴ううえに、解析を行う上で越流現象に関する実測データの蓄積は不十分である。よって本章では、1章で河道流れおよび越流現象における再現性を示した2次元不定流計算モデルを用いて、実スケールの河川を対象とした越流の水理学特性の解析を行う。

#### 3-1. 数値計算における条件

数値計算条件は、時間差分間隔  $\Delta t = 0.1\text{s}$ 、空間差分間隔  $\Delta x = \Delta y = 5\text{m}$ の矩形メッシュを用いた。

計算領域は  $20\text{km} \times 1\text{km}$ の長方形とし、直線河道延長(水平方向)  $20\text{km}$ 、一様川幅  $100 \sim 200\text{m}$ 、河床勾配  $1/1000 \sim 1/5000$ の河道を設け、堤防高  $5\text{m}$ 、堤防天端幅  $5\text{m}$ 、堤防裏のり勾配  $1/20$ とした。また河道の上流端から  $5\text{km}$ の位置に狭窄部を設けた。Manningの粗度係数は河道内で  $n = 0.03 \sim 0.05\text{s/m}^{1/3}$ 、堤防天端及び裏のり面で  $n = 0.05 \sim 0.07\text{s/m}^{1/3}$ 、堤内地で  $n = 0.07\text{s/m}^{1/3}$ とした。

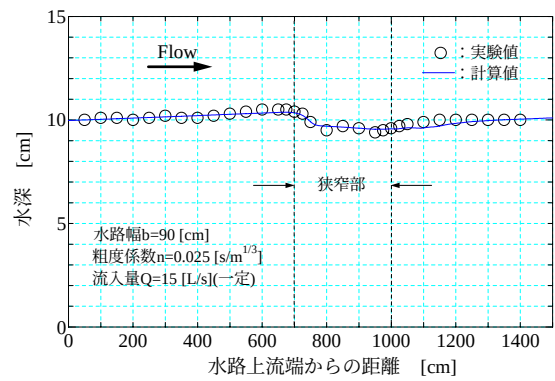


図-1 定常状態における水深縦断分布

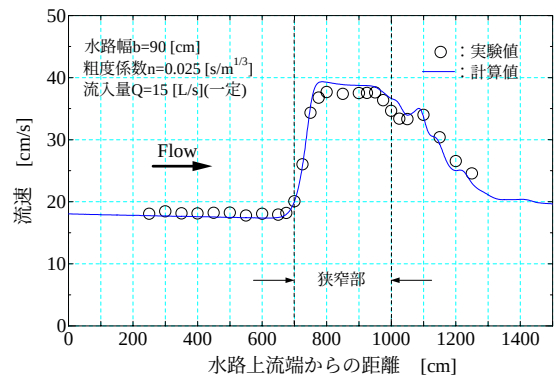


図-2 定常状態における流速縦断分布

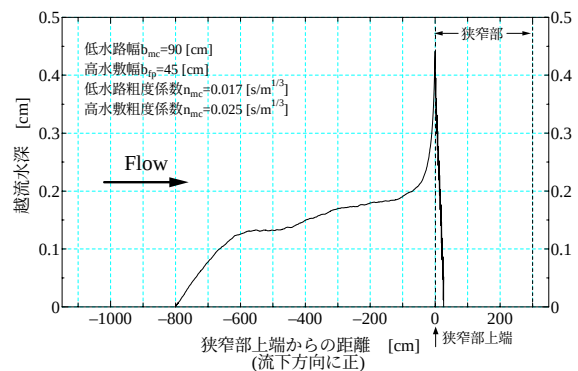


図-3 数値計算による越流水深縦断分布

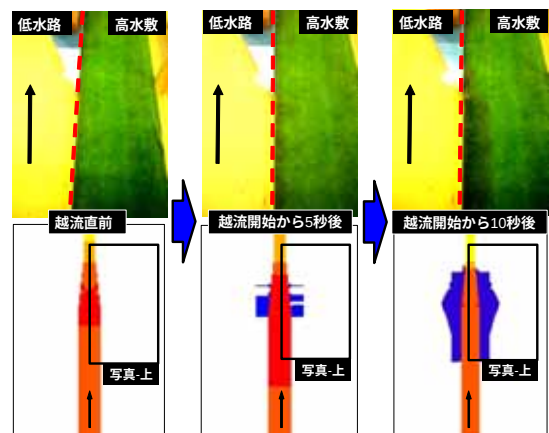


図-4-1 実験および数値計算による狭窄部上端における越流状況(越流直前～越流開始から10秒後)

初期条件は、定常状態における水深と流速を与え、上流端境界条件は流量を時系列で、下流端境界条件は一定の水位で与えた。

### 3-2. 堤防上における越流水深の縦断分布

堤防上における越流水深の縦断分布を図-5 に示す。

ここで、メッシュサイズを 25m 四方, 12.5m 四方, 5m 四方, 2.5m 四方と小さくしていくと, 5m 四方と 2.5m 四方では最大越流水深, 越流距離はともにほぼ一致する。よって本論文では, 5m 四方のメッシュで越流水深を計算する上で精度があると考え, 以降 5m 四方メッシュを用いて計算を行う。

しかし, 矩形メッシュで狭窄部形状を表現するのには限界があり, 流れに対して急縮部の抵抗が実際の狭窄部に比べて大きくなると考えられる。

そこで, 三角形メッシュを用いた有限体積法(以後, FVM と記す)により 2 次元不定流計算を行った。この計算から得られた堤防上における越流水深縦断分布を図-6 に示す。

ここで FVM では, 基礎式, 計算条件, 設定領域, 初期・境界条件は矩形メッシュの場合と同様である。また, 三角形メッシュ 1 辺の長さの最小値を 20m, 10m, 5m, 2.5m と短くすると, 5m と 2.5m の間で最大越流水深, 越流距離ともにほぼ一致する。よって, 三角形メッシュ 1 辺の長さが 5m で越流水深, 越流距離を計算する上で精度があるものとする。

越流水深は, 矩形メッシュ, 三角形メッシュの場合とも狭窄部の急縮部で最大値をとり, 時間が経過してもその位置に変化はみられなかった。最大越流水深は, 矩形メッシュを用いた場合 55cm, 三角形メッシュを用いた場合 32cm であった。

ここで, 矩形メッシュと三角形メッシュを用いた場合では, 数値計算手法が異なるのに加え, 図-6 の上図のように狭窄部形状の表現が全く違うことに注意して頂きたい。しかしながら, 定性的な氾濫特性の評価を目的とし以下の計算では, 矩形メッシュを用いている。

### 3-3. 最大越流水深に関する考察

越流開始から終了までの間で堤防上における最大の越流水深, 最大越流水深に関して狭窄部形状(河道幅縮小率, 狭窄部延長, 収縮率)および流入量ハイドログラフ形状(ピーク流量値, 洪水継続時間)を変えて 2 次元不定流計算を行った。2 次元不定流計算から得られた最大越流水深頻度分布を図-7 に示す。この図は石川<sup>2)</sup>の研究で用いられている越流水深の累積度数を参考したものである。これから, 数値計算を行った結果から得られた最大越流水深と須賀ら<sup>3)</sup>によって示された越水事例の事後調査から得られた

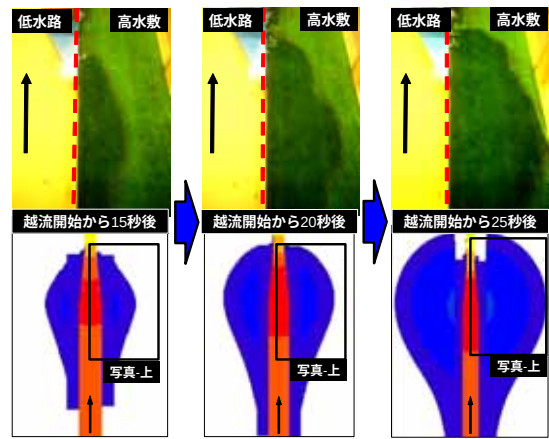


図-4-2 実験および数値計算による  
狭窄部上端における越流状況  
(越流開始から 15 秒後～越流開始から 25 秒後)

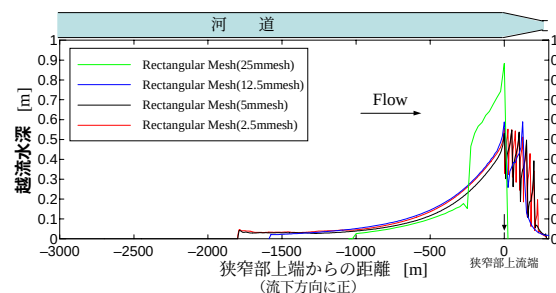


図-5 堤防上における越流水深縦断分布(矩形メッシュ)

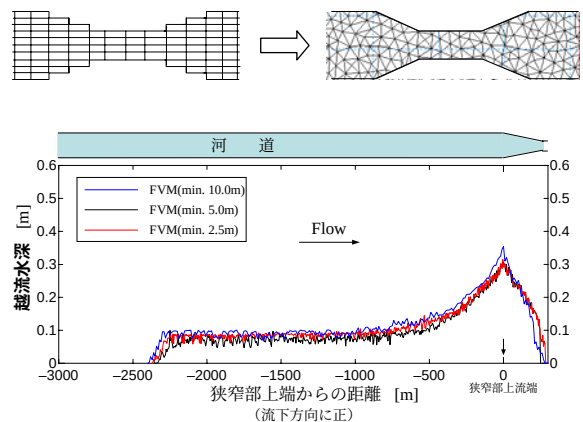


図-6 堤防上の越流水深縦断分布(三角形メッシュ)

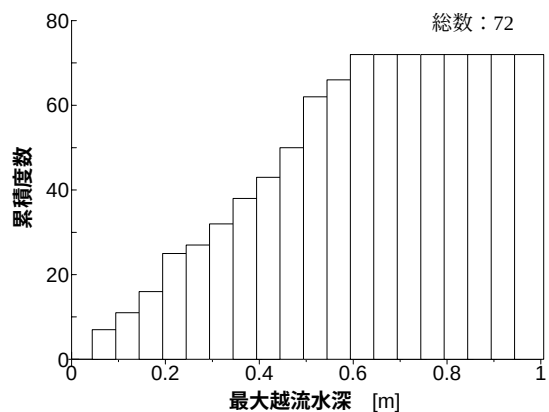


図-7 越流水深の累積度数



越流水深の最大値は、ほぼ一致するといえる。

#### 4. 理論との比較

##### 4-1. 石川の理論

石川<sup>2)</sup>は、幅が変化する河道(急縮)の最大越流水深を求める式を水位連続条件, 上流の水位・流量関係, 下流等流条件, 流量連続条件の4式から導出した。右にこれらの式を示す。

ここに $\delta_2$ ,  $\gamma_2$ :急縮部より上流側の河道固有の係数,  $h_1$ :無次元化した下流の越流水深,  $h_2$ :無次元化した最大越流水深,  $q_1$ :無次元化した下流の流量,  $q_2$ :無次元化した上流の流量,  $b$ :河道幅縮小率,  $\Delta h$ :縮流部の上流側と下流側の無次元化した水位差である。

石川は、実際の一級河川主要断面形(主に流量基準点)と計画高水位を調査し,  $F_0$ (河道満杯時のFroud数)と $Bi/H_0$ ( $B$ :河道幅,  $i$ :河床勾配,  $H_0$ :河道深さ)を得てこの理論を用いることにより, 河道幅が急激に2割も縮小するような河道においても越流水深はせいぜい50cm程度と見積もられることを示した<sup>2)</sup>。

##### 4-2. 数値計算と理論との比較

著者が2次元不定流計算で用いた河道条件を基に石川の理論における河道固有の係数を決定した。上式を解いて得られた河道幅縮小率 $b$ と最大越流水深 $h$ の関係を図-8に示す。これより, 河道幅縮小率が0.2以下では理論値と計算値が一致しているが, 0.2以上になると理論値が10cm~20cm程度大きくなる。最大越流水深の差率は最大で10%程度であり, 理論値と計算値はよく一致しているといえる。

#### 5. まとめ

本論文では、水理実験を行うことにより本論文で用いた数値計算モデルの再現性を示した。また、狭窄部形状が越流特性や洪水・氾濫特性に与える影響をより明らかにした。最後に最大越流水深に関して理論値と計算値の比較を行った。本論文で得られた知見を以下に示す。

(1) 実験および2次元不定流計算において、越流が開始する位置はともに狭窄部の急縮部である。また、最大越流水深もこの位置で出現する。

(2) 2次元不定流計算の結果、河幅100~200m, 河床勾配1/1000~1/5000程度の中小河川では、河幅が半減するような狭窄部においても越流水深はせいぜい70cmである。これは、越水事例の事後調査から得られた越流水深とほぼ一致することを示した。

(3) 2次元不定流計算を用いた数値計算と石川の理論を比較したところ、狭窄部における最大越流水深の差率は最大でも10%程度であることを示した。

#### 参考文献

- 1) 福岡捷二:洪水の水理と河道の設計法, 森北出版, 2005
- 2) 石川忠晴:堤防越水をとまう直線矩形断面河道の水面形, 第26回水理講演会論文集, pp.417-422, 1982.2.
- 3) 須賀堯三, 石川忠晴, 葛西敏彦:越流水による堤防の破壊特性 その3, 第25回水理講演会論文集, pp.355-360, 1981.
- 4) 白壁角崇, 岡田将治, 山田正:ダム破壊に伴う2次元氾濫シミュレーション, 第32回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集, II-75, 2005.

$$h_2 = \Delta h + h_1 \quad (\text{水位連続条件})$$

$$q_2 = \gamma_2 h_2 + \delta_2 h_2^2 \quad (\text{上流の水位・流量関係})$$

$$h_1 = \frac{2}{3} q_1 \quad (\text{下流等流条件})$$

$$1 + q_2 = (1-b)(1+q_1) \quad (\text{流量連続条件})$$

$$\delta_2 h_2^2 + \left\{ \gamma_2 - \frac{3}{2}(1-b) \right\} h_2 + \frac{3}{2}(1-b)\Delta h + b = 0$$

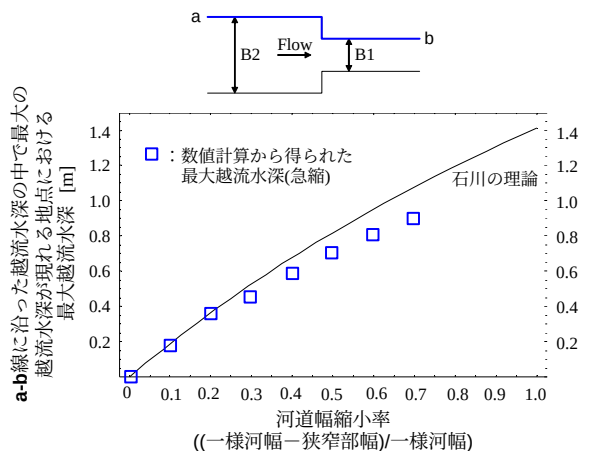


図-8 最大越流水深に関する理論値と計算値の比較