

4 . 刈谷田川における氾濫シミュレーション

4.1 はじめに

2004年の7月12日から13日にわたり、梅雨前線から発達した雨域の停滞により、新潟県中越地方と福島県西部地方を中心に豪雨が発生した。7月13日、この豪雨により新潟県では三条市を流れる五十嵐川と見附市・中之島町を流れる刈谷田川が決壊した(図-3。1)。長岡市北部の猿橋川では堤防の決壊により部落が孤立するなどの被害が生じた。栃尾市、出雲崎町では傾斜地において地すべりが発生し、特に出雲崎町では大規模な土石流が発生した。この水害による被害は死者15名、全壊・半壊家屋が178棟、床上・床下浸水が2万6572棟であり、近年稀に見る大水害となった¹⁾。この豪雨を気象庁は「平成16年新潟・福島豪雨」と正式に命名した。この豪雨災害については既に関係の研究者、行政各機関で取りまとめが行われており、以下に示すような特徴が報告されている。

局所的な強い豪雨が継続
内水災害より洪水氾濫が顕著
家屋被害の件数の多さ
高齢者の溺死件数の多さ

土木学会では従来、大規模な水害が発生した後、調査団を派遣おり²⁾、今回の新潟の水害では7月18日に福井県で発生した豪雨災害³⁾とを含めて北陸豪雨災害調査団(金沢大学 玉井信行教授を団長とし、著者を含め19名)が結成され、この豪雨災害の実態を水文・気象学や地盤工学なども含めて多角的に検証している⁴⁾。また著者が所属する長岡技術科学大学環境・建設系においても地元での水害との認識から調査団(福嶋祐介教授を団長)を結成し、土木学会の調査団と連携を取りながら活動を行っている。著者はそれらの団員として現場を再三訪れ被災状況を調査しているが、中之島町の刈谷田川左岸の堤防決壊による洪水氾濫について強い衝撃を受けた。三条市の五十嵐川の氾濫では死者の数は刈谷田川よりも多いが破堤点周辺が水田であり水流による家屋の倒壊は限定的となっている。一方、刈谷田川では上流で複数の堤防決壊が生じているにも関わらず、中之島町で激しく破堤している。写真4-8、4-9、4-11に示すように妙栄寺の本堂が洪水氾濫後、押し流されて消失しており、仮復旧が進んだ破堤点を踏査しても洪水の強い衝撃力を見て取ることができる(写真4-9)。

この強い流れの発生は、天端高の高い堤防が比較的短時間に崩壊したことが原因であるが¹⁾、そのような崩壊がなぜ、またどのようなプロセスで発生したのかについて土木学会の調

査団が検討しているところである。

4.2 氾濫流の数値計算法

(1) 基礎方程式と離散化処理

数値計算には氾濫流、河道内の流れとともに平面2次元で冠水域と没水域の区別を表現できる浅水流方程式を用いた^{4, 5, 6, 7)}。数値計算に用いた基礎方程式は、式(1)、式(2)に示されている。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M_i}{\partial x_i} = 0 \quad (4.1)$$

$$\frac{\partial M_i}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\frac{M_i M_j}{h} \right) \quad (4.2)$$

$$= -gh \frac{\partial (z^* + h)}{\partial x_i} + A \left(\frac{\partial^2 M_i}{\partial x_m \partial x_m} \right) - \frac{gn^2}{h^{7/3}} M_i \sqrt{M_m M_m}$$

ここで式(4.1)は連続式、式(2)は平面2次元の*i*方向の非線形長波方程式である。式(4.2)中のサフィックス *i*=1、*i*=2 はそれぞれ、東西方向と南北方向に対応する。式中の記号、*x_i*、*M_i*、*g*、*t*、*z**、*h*、*A*、*n* はそれぞれ*i*方向水平座標、*x_i*方向の線流量、重力加速度、時間、DEM⁸⁾による地盤高、水深、水平粘性係数、マンシングの粗度係数である。未知量 *M_i*、*h* はスタガート格子を用いて平面格子内のそれぞれ、右辺上および中心点で定義されている。マンシングの粗度係数は底面の土地利用状況によって変化させるべきであるが、今回の計算では、領域が限られており、宅地が殆どであることから一定値とした。

一旦、洪水氾濫が発生すれば氾濫流による建物家屋の倒壊には氾濫水の水位と流速が強く影響する。住宅密集区域を洪水氾濫流が流れる場合、洪水流は住宅間の間隙や道路を沿って流れるが、土地の形状が複雑であり氾濫水の挙動を精度よく把握することは困難である。コンピューターによる数値実験を行う場合でさえ、従来、格子サイズ50m程度が限界であり、家屋1軒1軒を表現することはできなかった。その理由は

- 1 コンピューターの演算能力および記憶容量
- 2 詳細な家屋データや精度よい標高データの安価な作成方法が未開発

ということが挙げられる。上記の問題2については、著者らはマンホール標高から地域全体の地形標高を作成する手法を提案しているが、そのための基礎データの作成には長時間の作業を要する(細山田ら 2002)。

しかしながら、近年上記2つの問題点が解決されつつある。前者の問題は並列化その他

の計算アルゴリズムの発展と計算機の演算速度の高速化であり、後者としては航空写真測量やレーザプロファイラの普及などが挙げられる。今後、これらの手法が一般化してより詳細な氾濫解析が可能となることは明らかである。

本研究ではレーザプロファイラによる格子サイズ 1m、データの公称分解能が 15cm の詳細な DEM を入手した。図 4-2 にはその DEM に対して作成した地形標高(等高線およびグレースケール)を示す。本研究では、これを用いて今回の氾濫域の中で最も家屋倒壊が顕著であった刈谷田川左岸の中之島町居住区を対象として詳細地形の洪水氾濫の数値計算を、氾濫流の拡散過程を把握するために、従来の 50m の格子サイズの DEM を用いて大領域の洪水氾濫の数値計算を行った。また、新潟県や秋田大学の松富らによる被害域の最高水位および家屋の倒壊に関する情報と比較して数値計算の妥当性について検討した。

(2) 計算条件

詳細地形での対象領域は、レーザプロファイラによって詳細な DEM が取得された中之島町(刈谷田川左岸)を中心とした領域であり、南北 1100m、東西 1000m である。格子サイズは縦・横方向ともに 1.0m であり、格子数は縦・横方向にそれぞれ 1100、1000 個である。また、大領域での対象領域は南北 12.5km、東西 5km であり、格子数は縦・横方向にそれぞれ 250、100 個であり。

洪水流は本来ならば河道内部から越水を経て洪水氾濫に至る過程をすべて含めて計算すべきである。刈谷田川の河道は、図 4-2 に示されているように破堤点近くで強く蛇行しており、河道内部の流れの実態およびそれと密接に関連している堤防の決壊の原因等について現時点では土木学会の調査団が詳細に検討している段階である。このため実際の破堤箇所を与えてその後の氾濫水の挙動について計算を行うこととした。洪水流の発生については今回の水害の破堤点箇所(妙栄寺裏)の 33m に相当する 33 格子に対して線流量を人為的に与えることによって破堤を表現した。刈谷田川の諸元は、流域面積 239.8km²、基本高水流量 1,700m³/s、計画高水流量 1,550m³/s、降雨確率 1/100、法指定区間延長、約 53km である。このような規模の河川で数十メートル程度の長さで堤防が決壊した場合、どの程度の流量となるか不明である。このため洪水氾濫水の流量としては、99m³/s および計画高水流量の約 1/3 程度の 495m³/s の 2 ケースで計算を行った。破堤点の条件として支配断面となると考えられ、水深と流速の条件を与える必要がある。実際の計算では破堤点周辺での水深がわからないことと、スタガード格子のため線流量と水深の定義点が異なり、線流量のみを与えることにより計算を開始することができる。また、線流量は水深と平均流速の積であり、水深と流速の 2 つの情報を含んだ量である。

計算時間間隔 dt は 0.01s であり、全計算時間は破堤開始より 864 秒(14.4 分)とした。初期条件としては、内水を考慮しないため、全域で水深を 0 とした。

本計算における洪水氾濫の先端部での処理については細山田ら(2002)による計算方法を適用した。具体的には各格子点が冠水域かそうでないかの領域を指標として与え、冠水域

と判断したら基礎方程式を適用する。このとき、冠水域格子と陸域格子との境界線上では両格子の平均水深を計算して線流量を計算した。この方法によって洪水波の先端が陸域に対して進行していくことができる。計算では洪水氾濫の先端で微分が定義できないということが原理的な問題であり、内挿や外挿を駆使した方法が提案されているが、今回使用した方法でも従来実施されている方法と大差はないと認識している。逆に洪水波が引いていく場合においては陸面が露出していくが、この場合は、水面の標高が陸面の標高よりも低くなるような計算誤差が想定される。その場合には誤差として生じた体積分を線流量に補正量として加え、誤差の蓄積を抑制するよう工夫した^{5, 6)}。

河道から堤内地に流出した洪水は家屋や道路などの構造物の影響を受けながら広がっていく。今回の数値計算では家屋位置での標高値は屋根の標高となっており、概ね洪水がこれを越えないため、不透過条件を課していることと同じとなる。図 4-3 の左側に示されるように構造物の屋根の形状が構造物形状を自然に表現していることがわかる。なお、もし洪水が構造物の屋根を越える場合には計算上、越水することになる。その場合には越流公式が自動的に適用される。また、実際には、洪水は家屋内部を通過するかあるいは一時滞留すると考えられる。このことは今回の計算には含まれておらず、今後の検討課題としたい。

(3) 計算の高速化に関する工夫

今回の計算では最大、縦・横方向に 1101×1001 個の 2 次元の矩形計算格子を用いて計算を行っている。この格子数では演算速度が年々高速化している計算機を用いても長時間を要する。今日ではこの問題はアルゴリズムを工夫することや複数の計算機で並列処理することによって緩和されつつある。簡単な例では多重ループを実行するループの順番を変更しても演算速度に差が生じる。本計算では破堤点（計算領域の一部）から洪水が発生する性質を用いて計算速度の高速化を行った。洪水の場合、その初期段階において計算する必要がある領域は破堤点近傍に限られる。従って初期の段階で全領域を計算する必要がない。そこで計算の途中で洪水の広がりを調べてそれよりもある程度大きな領域を計算していくようにすれば初期段階、中期段階の無駄な計算を省略することができ、計算が高速化される。ただし、洪水が計算領域全般に広がる終局段階では全領域を計算するためその効果は小さくなる。

4.3 計算結果

図 4-4 には計算によって求めた各計算格子点での最高水位の分布を示す。この水位分布は同時に発生しているわけではない。図の左と右はそれぞれ破堤流量 $99\text{m}^3/\text{s}$ と $495\text{m}^3/\text{s}$ の場合である。図 4-5 には秋田大学の松富らによって計測された痕跡高による洪水水深を計算格子点に内挿したものである。図中の網かけの部分(図内右の上下)は、内挿計算が有効ではない領域である。計算、実測とも破堤点の直下（妙栄寺本堂）部分で最大の水深となってい

る。また流下方向に向かって左側は今町大橋に向かう標高の高い道路があり、逆に右方向には下降する勾配の地形となっている。このため破堤点から流出した洪水は右方向へと進行していくことが計算と実測からわかる。図中の下部から今町大橋に向かう道路の右側では実際は 1m を超える冠水が発生しており、洪水流出流量が $99\text{m}^3/\text{s}$ の場合は道路右側に冠水が生じていないことから、この流量は現実よりも少ないものであることが推測される。松富らの測量では妙栄寺付近で最大水深は 3.8m となっており、計算結果では $99\text{m}^3/\text{s}$ の方が実測に近くなっている。この結果より、現実は今回計算に使用した流出流量 99 と $495\text{m}^3/\text{s}$ の間ぐらいの流出流量であったと推測する。痕跡水深と計算による最高水位とを一致させるための洪水流出流量を定量的に評価することはさらに検討を加えれば可能と思われる。しかし、今回のような住宅区域での氾濫では家屋に侵入する洪水も無視できない。計算では家屋に侵入する水量を無視しているため、洪水流量が実際と一致している場合、計算の方が水深は深くなると予測される。家屋に進入し、通過する水量の推定を行い、計算プログラムへの組み込みを今後、検討する必要がある。

図 4-6 には破堤後、約 7 分間 (432 秒) の氾濫水の挙動 (上段：線流量ベクトル、下段：洪水流の運動エネルギーの常用対数値) を示す。妙栄寺が流失したあとの空白域が氾濫水の流れの主軸となっていることがわかる。破堤点からこの主軸上を見通したものが写真 4-9 である。妙栄寺を通過した洪水流の主軸はその延長線上の家屋に衝突している。この様子が写真 4-8 に示されている。この家屋は破堤点からの距離が 100m 未満であるが、倒壊を免れている。この計算時間内では破堤点付近の線流量ベクトルは大きな変化がない。洪水の先端付近は線流量があまり小さくなく、構造物の形状を迂回しながら広がる洪水流が計算されている。

下段に示した運動エネルギーは線流量を水深で除して求めた水深方向の平均流速 U 、 V を用いて平方和を 2 で除して求めた。この値が大きいほど構造物を倒壊させる威力が強くなる。破堤が発生して 108 秒後では運動エネルギーの大きな値が浸水域全体に一樣になっているが、洪水の広がりとともに徐々に先端部での運動エネルギーが小さい部分が現れはじめている。また、流れが構造物に衝突した際、構造物の背後や側面でエネルギーが小さい領域が生じていることがわかる。

4.4 まとめ

本研究では、「平成 16 年新潟・福島豪雨」における新潟県中之島町の刈谷田川の氾濫流に対して洪水氾濫数値計算を実施した。この結果より、より詳細な DEM の作成・取得が洪水氾濫の予測の精度を上げることに繋がること明らかとなった。格子サイズを小さくすることは当然計算に詳細な地形の情報を反映させることができるようになるため、計算結果から得られる情報が詳細になる。一方氾濫計算の領域が大規模であり、大域的な氾濫の実態を把握する必要がある場合、格子サイズを大きくする場合もあり、計算の目的に応じ

て選択されるべきである。格子サイズの大小による計算結果の違いを検討するためには、微細な格子で計算した結果を大きな格子のサイズで平均値をとり、比較する必要がある。この問題は今後の検討課題としたい。なお、今回の計算に用いた DEM は災害の発生直後に取得されたものであり、測量が実施された時点での家屋の屋根や露出している地盤の標高となっている。妙栄寺の本堂の消失は含まれているが、氾濫水によって形成された池の底面は没水しており、底面の標高が十分に表現されていない。精度としては 1cm の桁まで示されているが、検証が不十分であることなどから公称精度 15cm とされている。なお、DEM の精度のさらなる向上を今後期待したい。破堤直後から妙栄寺の本堂の流出に至るまでの過程については本研究に含めることができていない。この点についても今後の課題としたい。

このような詳細な地形標高などの地理情報のデータを各自治体が収集し住民に縦覧することも今後の水防計画を進めるに当って一助になる。また、従来、洪水は最大痕跡高の分布などに見られるような静的な情報で整理されることが多い。洪水の広がりや時間軸に沿って再現し、把握することによって擬似的な体験をすることも防災意識の醸成のために役立つ。

本研究を実施するにあたり、(株)朝日航洋によって得られた DEM を提供いただいた長岡技術科学大学の陸旻皎助教授、水害の直後に現場に入り測量データを迅速に集められ、貴重なデータを頂いた秋田大学の松富英夫助教授、水害に関する各種データを提供頂いた新潟県土木部河川管理課に謝意を表す。最後に、復旧作業に専心している当被災地での貴重なデータの取得にご理解を頂いた中之島町・見附市の被災住民の皆様にも感謝の意を表し、1 日も早い復興を願うものである。

(1)刈谷田川上流域の破堤浸水被害状況



写真 4-1 浸水被害状況（見附市宮野原町付近）

（平成 16 年 7 月 18 日、左岸より下流方向を撮影、宮野原の集落は一時孤立した）



写真 4-2 浸水被害状況（見附市河野町付近）

（平成 16 年 7 月 18 日、左岸より上流方向を撮影、右方向へ浸水）



写真 4-3 破堤被災状況（稚児清水川合流箇所、見附市池之島町）

（平成 16 年 7 月 18 日、左岸より下流方向を撮影、左方向へ浸水）



写真 4-4 被災橋（左：桜明橋、右：町屋橋）（平成 16 年 7 月 18 日）



写真 4-5 破堤被害状況（見附市明晶町、平成 16 年 7 月 18 日）
（左：右岸側浸水状況、右：左岸より破堤箇所を撮影）



写真 4-6 浸水状況（長岡市富島町、平成 16 年 7 月 18 日）



写真 4-7 ポンプ車による排水作業状況（長岡市富島町、平成 16 年 7 月 18 日）

(2)刈谷田川中之島破堤箇所

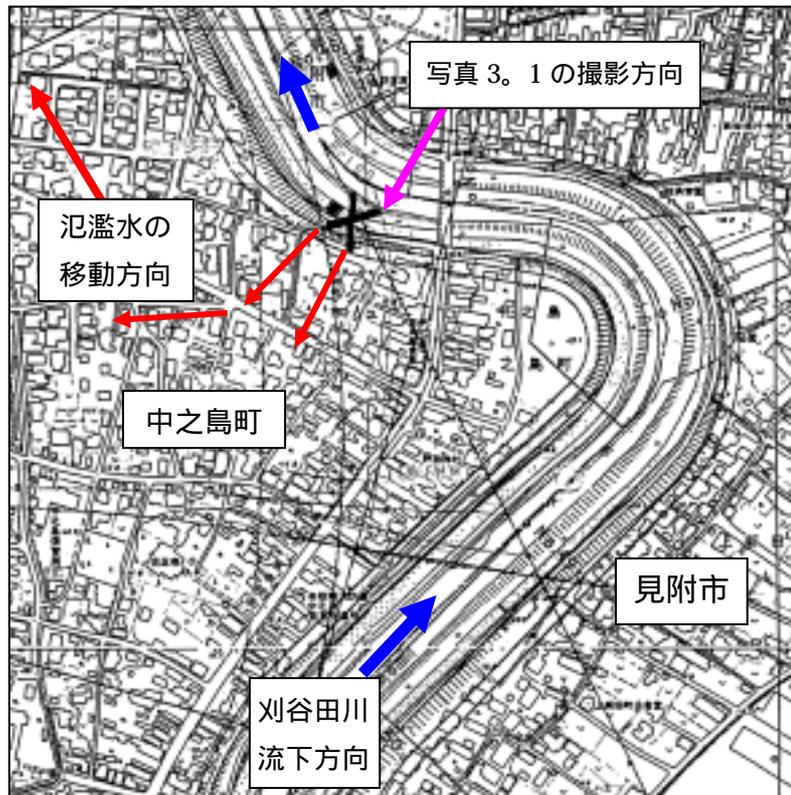


図 4-2 中之島町破堤点近くの刈谷田川（×点：破堤点）



写真 4-8 中之島町左岸破堤点 図 1 の破堤点 に対応
左 破堤点全体図 右 破堤点近隣の家屋（上写真の中央部）



写真 4-9 被災状況（平成 16 年 7 月 22 日、破堤点上より写真 1 と同方向）



写真 4-10 破堤箇所（平成 16 年 7 月 17 日）
（刈谷田川右岸より左岸方向）



写真 4-11 破堤箇所直下の被災状況（平成 16 年 7 月 17 日）



写真 4-12 破堤箇所直下の被災状況（平成 16 年 7 月 17 日）



写真 4-13 破堤箇所直下の浸水状況（平成 16 年 7 月 17 日）

(3) 刈谷田川下流域浸水状況



写真 4-14 浸水状況（平成 16 年 7 月 17 日、中之島町下沼新田）



写真 4-15 氾濫水の浸水状況（平成 16 年 7 月 17 日、中之島町大沼新田）



写真 4-16 浸水状況（平成 16 年 7 月 17 日、中之島町大沼新田）

4.3 計算結果および解析結果

(1) 詳細地形の洪水氾濫シミュレーション

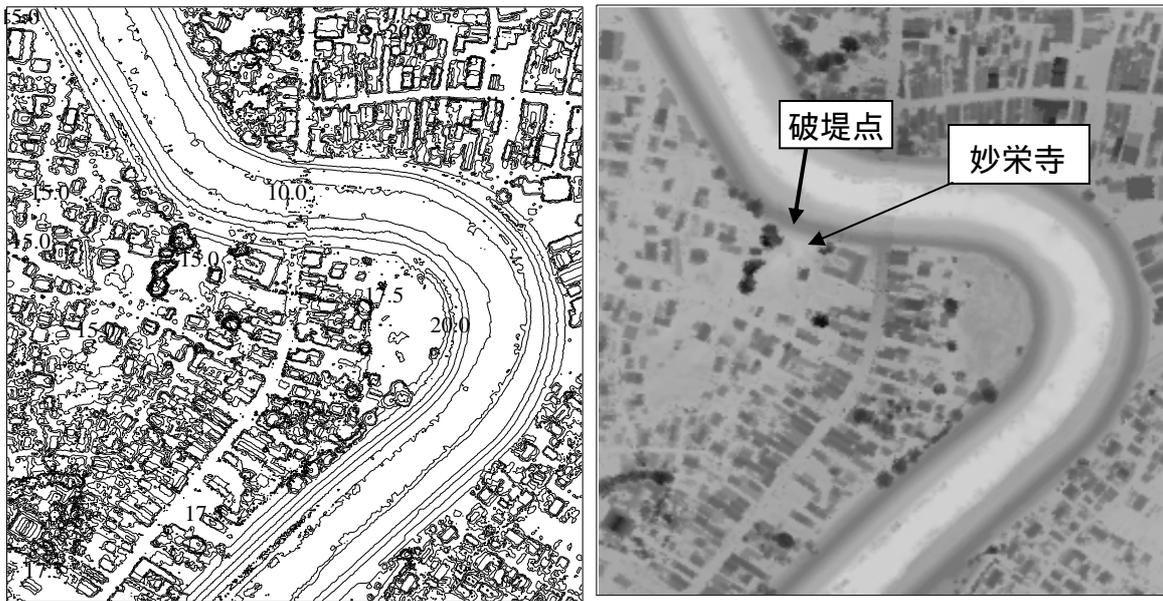
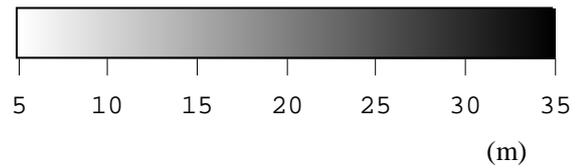


図 4-3 災害直後に航空写真測量より計測された中之島町破堤点近傍の DEM
（今町大橋は除去されている）
縦:1101m、横:1001m

左：等高線 右：グレースケール



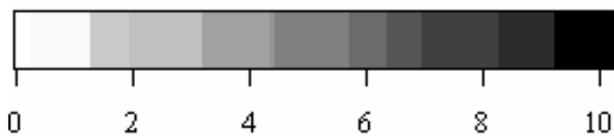
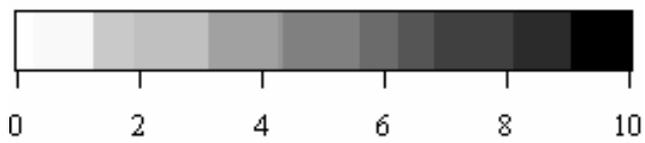


図 4-4 計算による最大水位分布 (m)
 (左: 破堤流量 $99\text{m}^3/\text{s}$ 、右: 破堤流量 $495\text{m}^3/\text{s}$)
 図のサイズ 縦:451m、横:351m

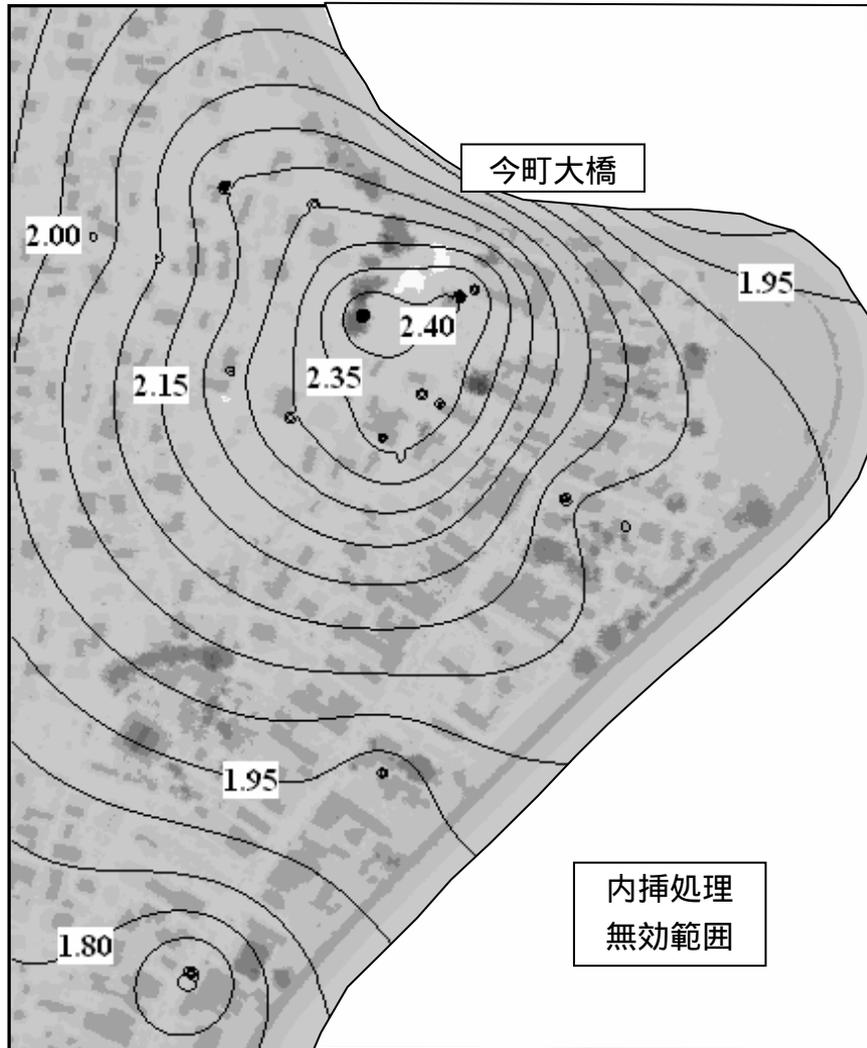
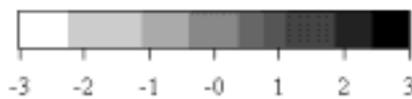
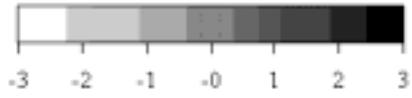


図 4-5 秋田大学松富らの現地測量に基づく内挿された
痕跡水位分布 (m)
縦 : 594m、横 515m



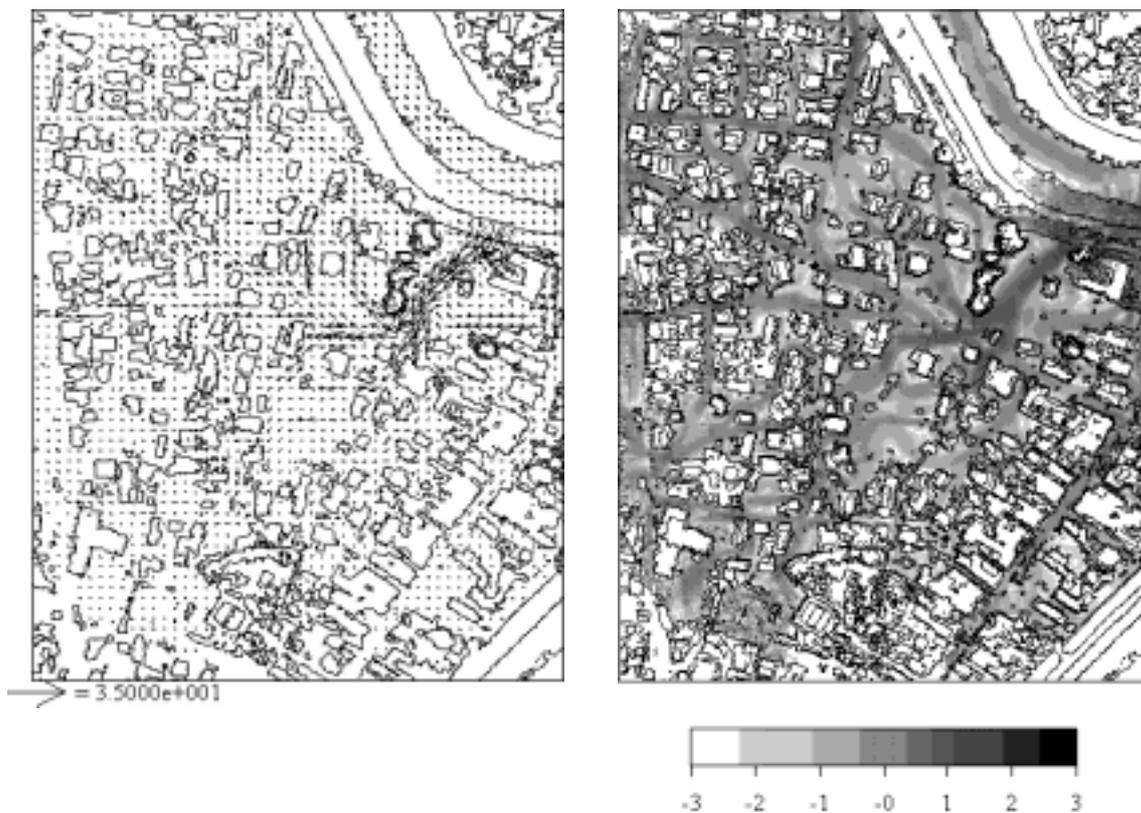


図 4-6 破堤直後の氾濫水の挙動 左：線流量ベクトル 右：運動エネルギー ($\log_{10}(\text{m}^2/\text{s}^2)$)
 破堤流量 $495\text{m}^3/\text{s}$ 、前ページ上段よりそれぞれ破堤後、108 秒、216 秒、432 秒
 図のスケール：縦 451m、横 351m

(2)大領域の洪水氾濫シミュレーション

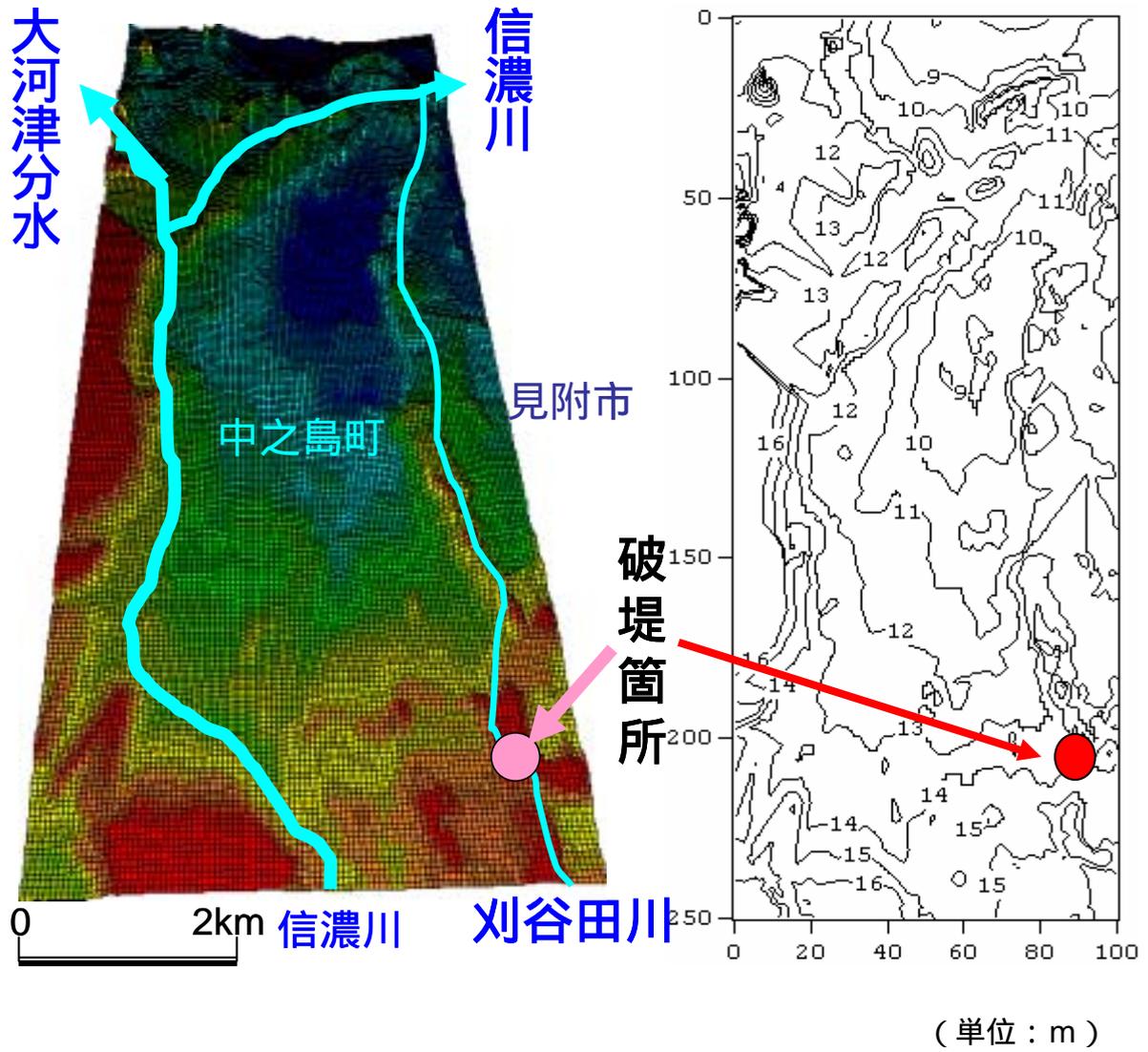
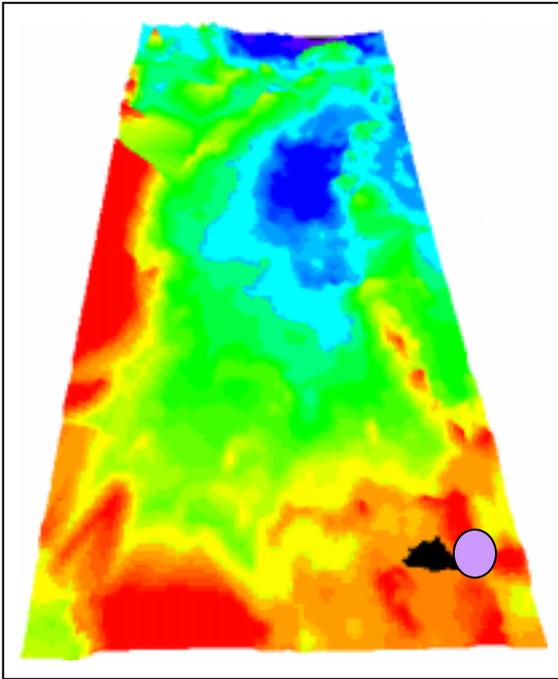
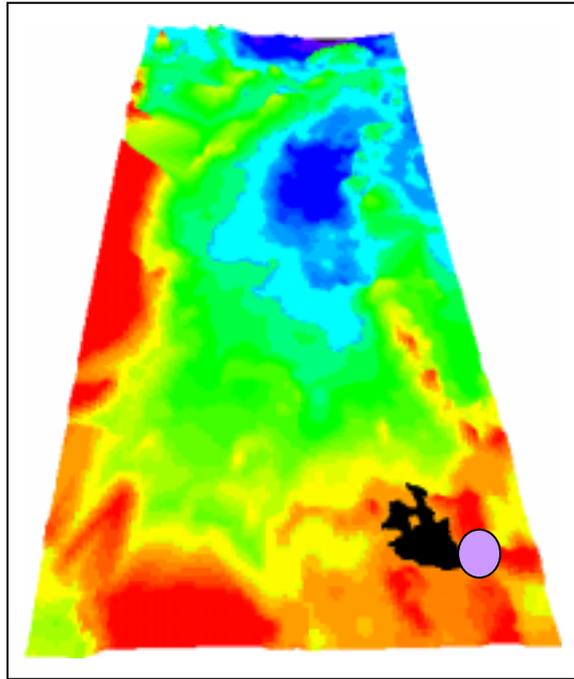


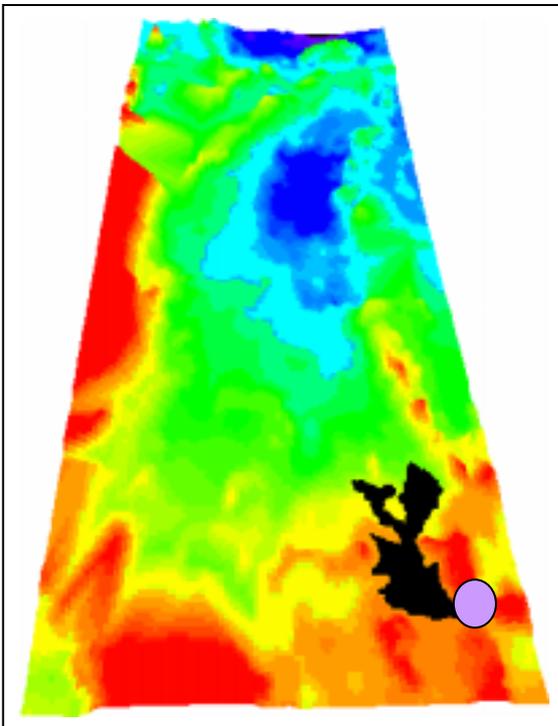
図 4-7 計算領域 (左：鳥瞰図、右：等高線図)



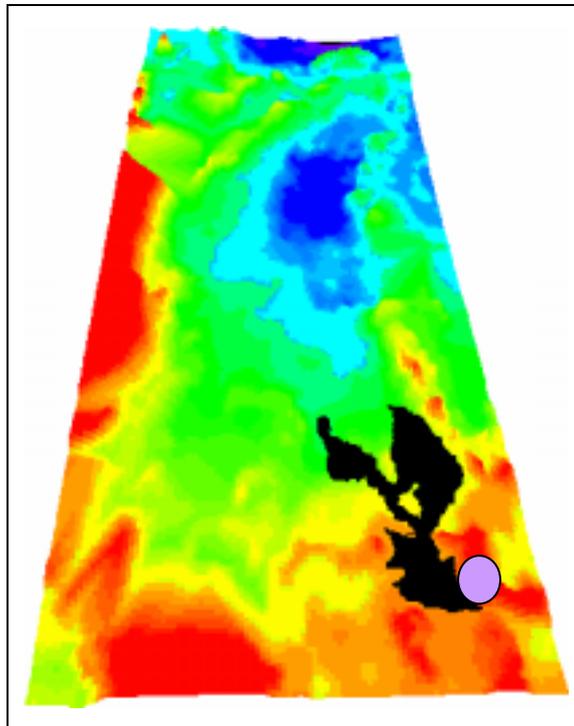
(1) 9 分後



(2) 18 分後

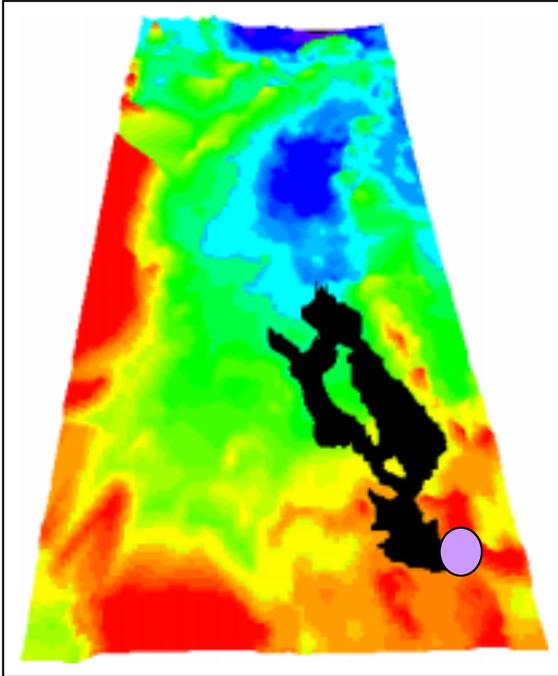


(3) 27 分後

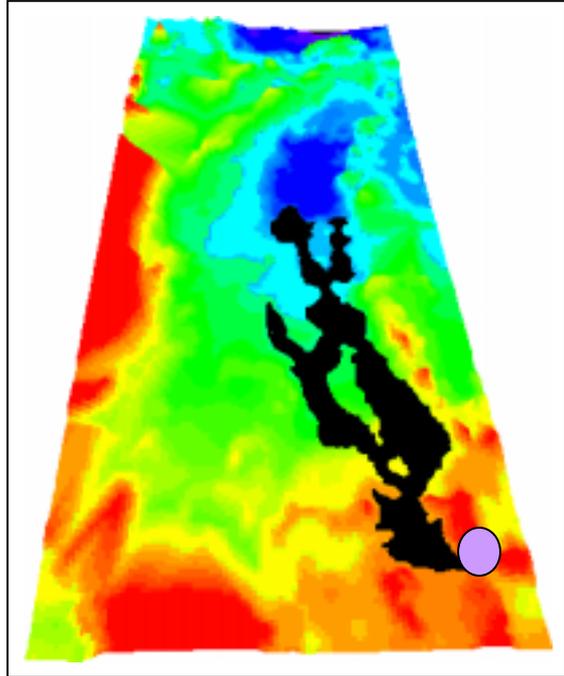


(4) 36 分後

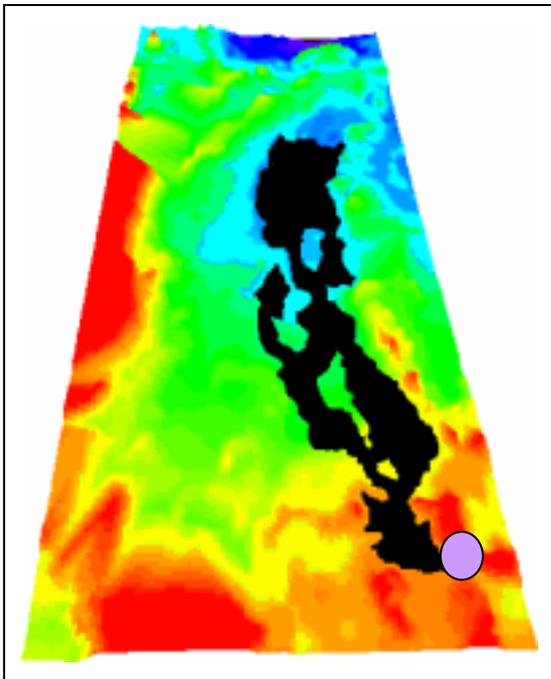
図 4-8 氾濫水の挙動



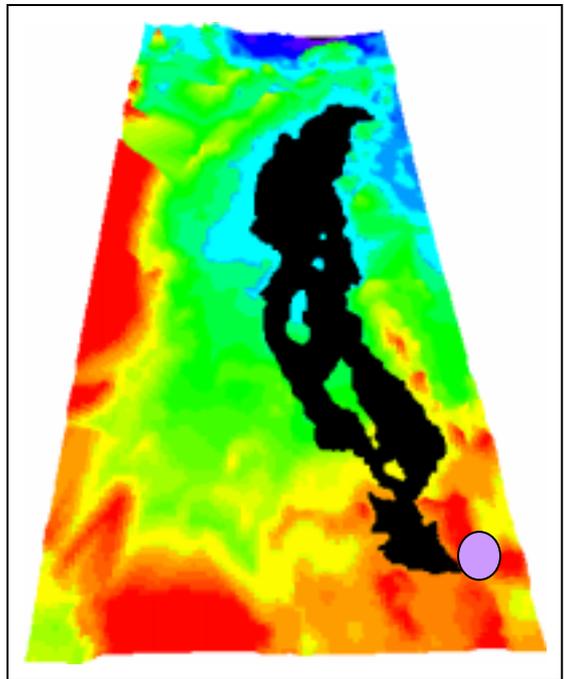
(5) 45 分後



(6) 54 分後



(7) 63 分後



(8) 72 分後

図 4-8 氾濫水の挙動