

## 論文

## 台風9918号による高潮氾濫災害の被災要因とその危険度評価

山田文彦\*1, 滝川 清\*2, 田中健路\*3,  
外村隆臣\*4, 壺岐智成\*5

### Factors of Damage and Risk Evaluation of Storm Surge Flooding due to Typhoon 9918

Fumihiko YAMADA, Kiyoshi TAKIKAWA, Kenji TANAKA,  
Takaomi HOKAMURA, and Tomonari IKI

## 1. はじめに

秋の大潮であった平成11年9月24日の早朝4時ごろ熊本県牛深市に上陸した台風9918号は、観測史上最大の瞬間風速66.2 m/sという暴風を伴いながら有明海を北上した。さらに、熊本県では台風接近時刻が上げ潮と重なったため、八代海湾奥の不知火町松合地区で高潮氾濫が発生し、11名もの尊い人命が奪われるなど過去最悪の被害を被った(滝川ら, 2000a, b)。現在、松合地区の災害復旧対策としては高潮氾濫の被災要因の解明とともに、同地区の特徴を活かした災害対策方法が検討されている。

本論文は今回の高潮氾濫災害に関する調査検討結果であり、その目的は次の通りである。

- 1) 現地調査により、氾濫痕跡高や海水進入経路などの災害特性を調査するとともに、松合地区における高潮氾濫災害の被災要因を同地区の歴史的・社会的背景をも含めて調査する。
- 2) 数値解析により、氾濫状況や氾濫水の流体力分布を調べ、氾濫災害のメカニズムを明らかにする。
- 3) 現在提案されている災害対策工法の有効性を危険度評価という観点から検討を加えるものである。

平成13年10月23日受付

- \*1 助教授 博(工)環境システム工学科  
\*2 教授 工 博 沿岸域環境科学教育研究センター  
\*3 助手 理 修 環境システム工学科  
\*4 技術官 環境システム工学科  
\*5 大学院生 自然科学研究科前期課程

## 2. 高潮氾濫災害の現地調査

写真-1に示すように、松合地区は東・北・西の三方を丘陵に囲まれ、南は八代海に面した鍋型の地形を呈しており、海岸線に沿って国道266号との兼用施設である海岸堤防(T.P.+4.8m)がある。同地区には3箇所の船溜があり、その護岸天端高はT.P.+3.2mである。また、それぞれの船溜の入口は幅20~30m程度の開口部で八代海と通じているが、水門は設置されていない。今回の高潮氾濫災害で大きな被害を受けたのは、県道と国道に囲まれた半円状の地区である。この地域は2.2節で述べるように、安政元年(1854年)の山須地区の大火(141戸全焼)で家屋を失った人々を移転居住させる目的で安政2年に干拓された造成地(屋敷新地)であり、現在の県道がほぼ当時の海岸線に相当する。また、この地区は満潮時(H.W.L=

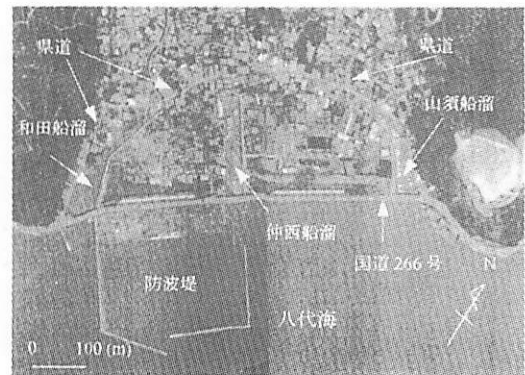


写真-1 松合地区の全景

T.P.+1.84 m)に海面下となる低平地(T.P.+1.0m 程度)が多く存在している。

現地調査では、被災状況や海水侵入経路等の聞き取り調査および沿道のガードレール等への付着物や法面の崩壊跡などを詳しく調べるとともに、氾濫痕跡高を水準測量により測定した。大潮であった9月24日の満潮時刻は午前8時頃であったが、聞き取り調査によると、午前5時30分ごろ開口部より進入してきた海水が船溜の護岸天端を越水し、堤内地に流入した。堤内では平屋の天井付近まで一気に(約5～10分程度)に冠水し、さらに、約30分ではほぼ国道と県道に囲まれた地区が床上・床下浸水した(図-1の斜線部分)。

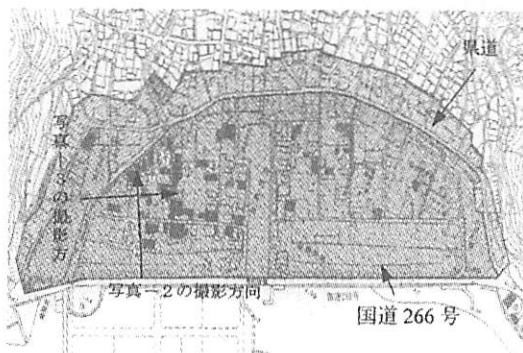


図-1 浸水状況調査図(熊本県漁港課)  
(図中の黒い四角印は倒壊家屋を表す)

写真-2は和田船溜の護岸堤防裏法面を撮影したもので、海水の越水によって激しく洗屈された痕跡が示されており、このような裏法面の洗屈は他の船溜周辺でも確認された。また、国道側の堤防の一部(山須船溜開口部付近)でも越水の痕跡が確認できたが、洗屈規模は船溜周辺に比べると小規模であった。よって、聞き取り調査と同様に痕跡調査からも、海水の堤内地への進入は国道堤防ではなく、3つの船溜の護岸堤防を越水したことが支配的であることを確認した。

写真-3は家屋に残る浸水痕跡の一例であり、ここでは屋根に残った“おかくず”を示している。浸水高さの痕跡調査では、このような痕跡を手がかりに平成11年9月28日～10月1日に掛けて水準測量を行った。その結果、松合地区の痕跡高はT.P.+4.1～4.5mであり、熊本県が対岸の砂川、氷川などで行った調査結果(T.P.+4.1～4.2m)とほぼ一致することがわかった。なお、八代海湾奥では潮位等の海象観測所が存在しないため、今回の高潮の詳細なメカニズムについては別途数値解析を行う必要があるが、松合地区での最大湛

水位(T.P.+4.5m)が今回の高潮の最大潮位に相当するものと考えられる。なお、滝川・田淵(2000)は高波と高潮の相互作用を考慮した高潮計算を実施し、この値が妥当であることを示している。



写真-2 和田船溜背後の越水による法面洗屈状況

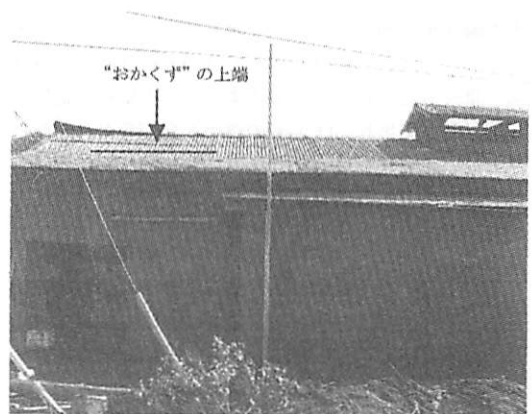


写真-3 浸水痕跡高の調査状況

## 2.1 今回の高潮氾濫の災害特性

表-1は、松合地区における浸水箇所の被災状況をブロック毎に示したものである。なお、ブロック分けは、仲西船溜を境として県道と国道に囲まれた西側堤内と東側堤内地区、および比較的地盤の高いその他の地区の3ブロックに区分した。表より、犠牲者は西側と東側地区のみに出ており、地盤の高い地区との相違は歴然である。つまり、低平地が防災設備の不備によって高潮の直撃を受けた場合の危険度の高さがよく分かる。安田(1999)は、死亡リスク(=死者数/対象区の人口)は、浸水高さ等よりも家屋の流失や全壊率と

極めて高い相関があることを示した。そこで、今回の災害による死亡リスクと家屋の損失率（全壊戸数/全棟数）の関係を図-2に示す。

図中には伊勢湾台風やバングラディッシュの災害などの結果も合わせて示しているが、家屋の損失率と死亡リスクとの間には明確な相関が認められる。つまり、高潮の規模や場所が異なっても、両者には普遍的な関係が存在する事を示すものである。安田(1999)は家屋の損失率が高潮災害による死亡リスク予測の指標として有用であることも示したが、今回の災害でもその

有用性が確認できた。

以上、ここまですべてをまとめると、松合地区の今回の高潮氾濫災害では、大量の海水が3つの船溜から氾濫し、短時間で流入した結果、大きな氾濫流速となり、強大な流体力が生じたものと考えられる。家屋の損失率が高潮氾濫時の流体力の大きさに支配されるものとするれば、今回の災害が激甚化した理由が理解できるとともに、低平地で高潮氾濫が生じると被害が甚大となるため、氾濫流速を低減させて流体力を低下させることで、被害を最小化する「減災」という防災的視点に立った土地利用対策も必要と考えられる。そこで次に、これまでの松合地区における土地利用変遷などについて調査を行った結果について述べる。

表-1 不知火町松合地区の被災状況

	西側地区	東側地区	他地区
人口(人)	101	118	163
死者(人)	9	2	0
棟数(戸)	39	37	51
浸水(戸)	39	37	51
全壊(戸)	21	6	3
半壊(戸)	12	4	3
死亡リスク	0.089	0.017	0
全壊率	0.538	0.162	0.059

### 2.2 松合地区の土地利用変遷および災害史

松合地区での高潮氾濫災害の対策工法を検討する上では、この地区ではどのような土地利用がなされてきたのか、また、満潮時には海水面よりも低くなる土地になぜ多くの人々が住むようになったのかなどの経緯を歴史的・社会的背景から明らかにすることも重要であると考えられる。そこで、同地区の土地利用変遷や災害史について現地での聞き取り調査および文献調査(例えば、不知火町史, 1972; 不知火町郷土史研究会, 2000など)を行った。調査結果によると、屋敷新地は1854年の山須地区の大火(写真-4の右側の黒色部)で家屋を失った人たちの住宅用の土地として1855年に干拓されたものである。しかし、干拓地内は現在の県道から国道に向けて約3%程度の勾配で地盤高が低くなっているため、当初住宅地として利用されたのは、比較的地盤の高い県道沿いのみであり、その他の場所は仲西船溜を中心に、西側が塩田、東側は農地として利用されていた(写真-5)。

次に、高潮の発生頻度を調べてみると、有明海・八代海沿岸では10年に1~2回の頻度で発生しているものの、松合地区が高潮により大規模な被害を受けたのは約100年前の1874年(明治7年)まで遡る。このため住民の高潮災害に対する意識はしだいに落ちていたようである。さらに、昭和46年に沖合堤防との併用施設である現在の国道266号が供用されると、堤内地は安全かのように受けとめられ、それまで塩田や農地として利用されていた地盤の低い場所にまで民家が建設されるようになり、被災前には写真-1に示すようにかなりの住宅が国道背後付近まで存在していた。

また、平成3年の台風9119号では、台風の接近時刻が干潮時であったものの、仲西船溜の護岸天端まで水

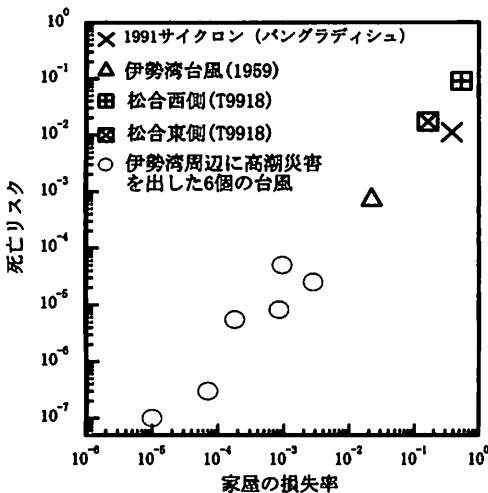


図-2 家屋の損失率と死亡リスクの関係

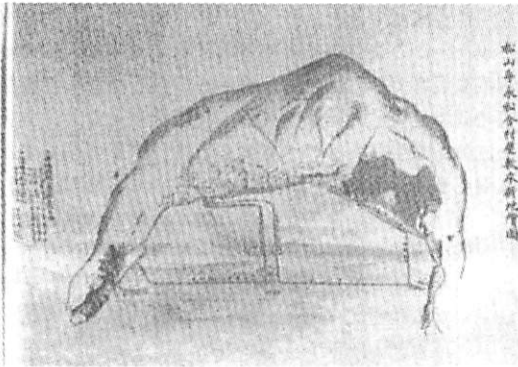


写真-4 屋敷新地  
(松合郷土資料館所蔵)



写真-5 松合地区全景 (昭和 10 年ごろ)  
(松合郷土資料館所蔵)

位が上昇したとの報告もあるものの、特別な災害対策は講じられてこなかったようである。

以上のことから、今回の被害を大きくした要因としては、氾濫水の持つ強大な流体力という自然要因のみだけではなく、高潮に対する危険意識の低下、ならびに堤内地において防災上適正な土地利用が必ずしも行われてこなかったという社会的要因もその1つとして考えられ、今後の高潮災害対策への教訓として重要な事項と考えられる。

### 3. 数値解析による氾濫メカニズムの解明と対策工法の有効性の検討

ここでは、数値解析を用いて氾濫状況や氾濫水の流体力分布を調べ、氾濫災害のメカニズムを明らかにするとともに、現在、松合地区高潮対策検討委員会（委員長：滝川清）で検討されている対策工法（堤内地の地盤嵩上・国道前面の防波堤形状の変更）の有効性を危険度評価という観点から検討した。

なお、危険度評価の指標としては多種多様なものが考えられるが、本研究では、

- a) 家屋倒壊に関する氾濫水の流体力（密度×浸水深×速度の自乗）
- b) 避難時間と密接に関する氾濫開始後水深 50cm までの浸水するのに要する経過時間の2つの指標を用いて検討を行った。

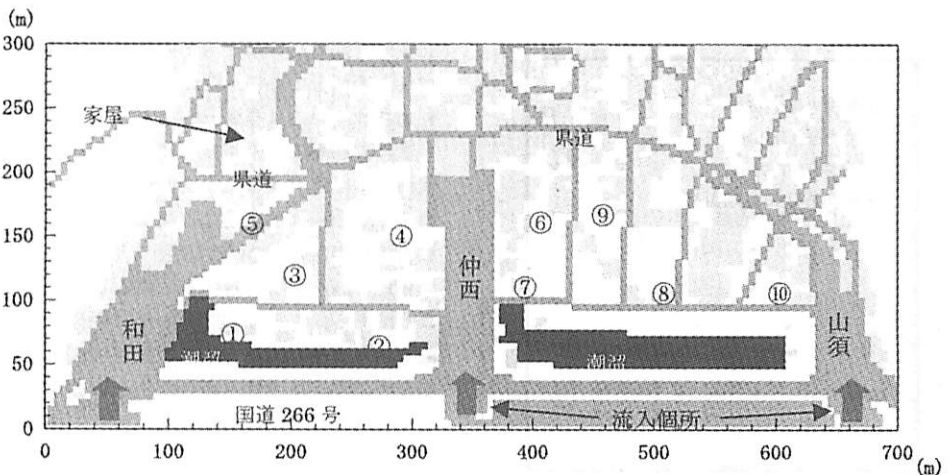


図-3 解析領域 (図中の数字は痕跡高さの比較点) <ケース①~④>

3.1 氾濫流の基礎式

従来の高潮氾濫計算では、比較的広い範囲を計算対象としているため、計算格子間隔が30～50m程度と粗く、地勢条件を正確には表現できない。そのため、底面の粗度係数の違いとして地勢条件を取扱う計算例が多い(例えば、岩佐ら, 1980;土屋ら, 1984)。佐藤ら(1989)は構造物による流体抵抗を考慮した解析方法を示している。しかし、格子間隔が50mと粗いため、単位面積当たりの家屋数と家屋形状を正方形に置換えた時の一辺長を変数として取り扱っており、地物条件(家屋など)が正確には考慮されていない。今回の対象領域は図-3に示すとおり、沿岸方向700m,岸沖(陸上部のみ)方向300mと比較的狭い範囲となる。そこで、別途行った細部地形測量結果に基づいて計算格子間隔を5mとし、家屋一軒ごとを計算機に認識させ、地勢条件と地物条件とをより正確に再現した。さらに、家屋を透過性構造物としてモデル化し、その形状はもとより、氾濫水に対する流体抵抗として基礎式の中に入れた。図-4の座標系に従い、今回の計算に用いた基礎式を以下に示す。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = q(x, y, t) \cdot h \quad (1)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial(UM)}{\partial x} + \frac{\partial(VM)}{\partial y} \\ & = -gh \frac{\partial(h+e_b)}{\partial x} - \frac{gn^2 U \sqrt{U^2+V^2}}{h^{1/3}} - \nu_r \left( \frac{\partial^2 M}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 M}{\partial y^2} \right) - \frac{1}{\rho} F_x \end{aligned} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial(UN)}{\partial x} + \frac{\partial(VN)}{\partial y} \\ & = -gh \frac{\partial(h+e_b)}{\partial y} - \frac{gn^2 V \sqrt{U^2+V^2}}{h^{1/3}} - \nu_r \left( \frac{\partial^2 N}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 N}{\partial y^2} \right) - \frac{1}{\rho} F_y \end{aligned} \quad (3)$$

ここに、 $h$ は水深、 $q$ は船溜開口部からの海水流入量(後述の計算ケース①～④のみ考慮、それ以外は0)、 $U$ 、 $V$ は $x$ 、 $y$ 方向の断面平均流速、 $M$ 、 $N$ は $x$ 、 $y$ 方向の流量フラックス、 $e_b$ は基準面から地盤までの高さ、 $\rho$ は流体の密度、 $g$ は重力加速度、 $n$ はマンニングの粗度係数、 $\nu_r$ は渦動粘性係数、 $F_x$ 、 $F_y$ は家屋による流体抵抗を表す。本研究では家屋を透過性構造物として扱うために家屋の空隙率 $\epsilon$ を考え、次式で流体抵抗を表す。

$$\begin{aligned} \frac{F_x}{\rho} &= \frac{1}{2} C_D \frac{(1-\epsilon)}{\epsilon^2} \frac{h}{\Delta x \Delta y} \sqrt{U^2+V^2} \cdot M \\ \frac{F_y}{\rho} &= \frac{1}{2} C_D \frac{(1-\epsilon)}{\epsilon^2} \frac{h}{\Delta x \Delta y} \sqrt{U^2+V^2} \cdot N \end{aligned} \quad (4)$$

ここに、 $C_D$ は抵抗係数である。

実際の解析には差分法を用い、変数はスタガード配置とした。基礎式の離散化は移流項に3次風上差分を用いた以外は岩佐ら(1980)に従い、氾濫水のフロント条件も同様にフロントの移動限界水深を $h_c=0.001m$ として計算を行った。開口部からの流入条件は次節で述べるので、越水条件について以下に説明する。前述のように今回の氾濫は破堤ではなく、船溜に進入した海水の越水により生じている。そこで計算上の越水条件を設定する必要があるが、ここでは船溜の水位が護岸天端高を+5.0cmを越えた時に越水が始まるものとして計算を行った。また、これら以外の計算条件は表-2に示すとおりであるが、その詳細は山田ら(2000)に詳しい。

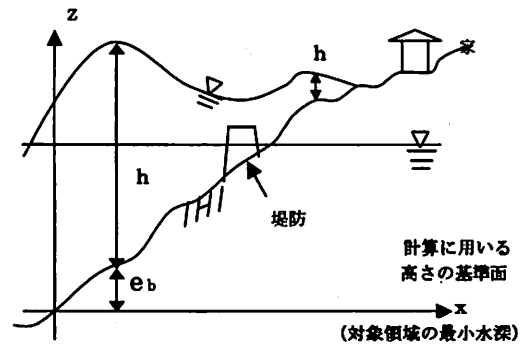


図-4 座標系 (y軸は奥行き方向)

表-2 計算条件

格子間隔 ( $\Delta x, \Delta y$ )	5.0 m
計算時間間隔 ( $\Delta t$ )	5/1000 s
抵抗係数 ( $C_D$ )	2.5
空隙率 ( $\epsilon$ )	0.8
渦動粘性係数 ( $\nu_r$ )	1.0 m <sup>2</sup> /s
マンニングの粗度係数 ( $n$ )	0.02 (裸地、潮溜、水域) 0.04 (家屋、道路)

表-3 地盤嵩上の計算ケース

ケース	地盤嵩上高および嵩上範囲	現存の潮溜の取扱い
①	現況 (嵩上なし)	有
②	現地盤高 (D.L.+5.3 m) 以下の地域を一律 D.L.+5.3 m に嵩上	残さない
③	現地盤高 (D.L.+5.0 m) 以下の地域を一律 D.L.+5.0 m に嵩上	残さない
④	現地盤高 (D.L.+5.0 m) 以下の地域を一律 D.L.+5.0 m に嵩上	残す

### 3.2 氾濫メカニズムの解明と堤内地盤嵩上の有効性の検討 (ケース①~④)

計算領域は図-3に示すように、沿岸方向700m、岸沖方向(陸上部のみ)300mであり、計算格子間隔を5mとし、家屋一軒ごとを認識させ、建物、道路などの地勢条件をより正確に再現した。また、図中の矢印は海水流入点(3ヶ所)、国道背後の黒色部分は堤内に現存する潮溜(2ヶ所)を示す。計算ケースは表-3に示すとおり、ケース①:現況(氾濫状況の再現)、ケース②、③:地盤嵩上のみ、ケース④:地盤嵩上と現存の潮溜を残す、の合計4ケースについて計算を行った。なお、ケース②で地盤嵩上高を一律D.L.+5.3mに設定したのは、今回の高潮氾濫による被害がこの高さ以下の土地に集中していたためである。また、ケース③、④のD.L.+5.0mとは、堤内に現存し曳家工法が不可能な松合食品工場等の周辺状況とも照らし合わせ、委員会において現実的と判断された地盤嵩上高である。

### 3.3 国道前面での防波堤形状変更の有効性の検討結果 (ケース⑤~⑥)

ここでは、国道前面の防波堤形状の変更が浸水時間の遅延などに対して、どの程度有効であるかを検討する。計算領域は図-5に示すように、沿岸方向に700m、岸沖方向に700mである。計算ケースは、現況の防波堤形状(ケース⑤)と和田・仲西船溜への直接的な流入を緩和する目的で両船溜を防波堤内に取り込む場合(黒色部分ケース⑥)の2ケースとした。境界条件としては、図中のA-B上で強制潮位を与えるが、この値は別途行った高潮計算(滝川・田淵, 2000)より得

られた松合沖合での計算潮位を使用した。図-6は松合沖合における平成11年9月23日午後12時以降の潮位を再現した計算結果である。現地調査では松合での最大潮位はT.P.+4.5mであるが、計算でもT.P.+4.31mの潮位を再現しており、十分な計算精度を有している。なお、今回の氾濫計算では護岸天端高(T.P.+3.2m)とほぼ等しい午前5時45分の潮位(T.P.+3.04m)を海域全体の初期値として与え、静止状態から60分間の計算を行った。また、今回の計算では左右の境界での海水の出入りは考慮していない。

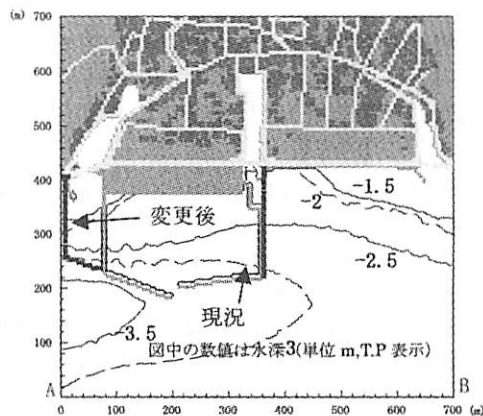


図-5 計算領域 (ケース⑤~⑥)

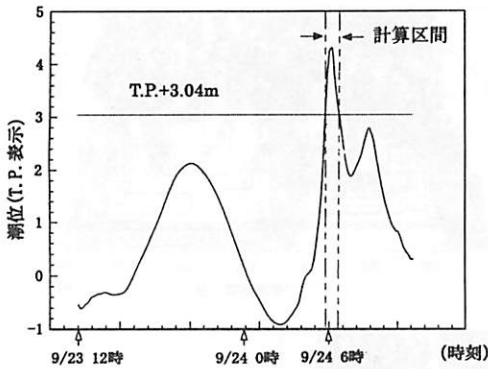


図-6 計算潮位の時間変化 (松合沖合)

4. 計算結果と考察

4.1 災害当日の氾濫状況の再現計算結果

まず当日の氾濫状況の再現を試みるが、付近に海象観測所が存在しないため、計算上の外海との境界となる船溜り開口部での流入条件 (単位幅流量) の設定方法を検討する必要がある、本研究では、次式で与えることとした。

$$q(x, y, t) = q_{\max} \cdot \sin\left(\frac{2\pi}{T_f} t\right) \quad (5)$$

ここに、 $q_{\max}$  は流量の振幅、 $T_f$  はその周期である。

聞き取り調査では、時間差はあるものの氾濫開始後約30分で県道と国道に囲まれた範囲が浸水し、その後約30分程度で水が引いたとのことであった。そこで、流量の周期  $T_f$  を90分と仮定し、流量振幅  $q_{\max}$  を数パター

ン変化させて計算を行い、氾濫開始後30分での浸水高を実測した痕跡高と比較することで、流入条件を決定した。

図-7に氾濫開始後30分での浸水範囲 (氾濫水のフロント) の計算結果を示す。図-1の浸水状況の調査結果と比較すると、浸水範囲は定性的によく一致していることがわかる。そこで計算結果の定量的な精度を検証するために、図-3中の10ヶ所の痕跡高実測点との比較結果を図-8に示す。図より、計算結果は全体的に実測値とよく一致しており、本計算手法は定量的にも十分な精度を有していることが確認できる。

図-9は氾濫開始後10分までの流況を時系列で示したもので、氾濫水のフロントと流速ベクトルを重ねて描いている。これらの図より、仲西船溜を境にした西側と左側地区では氾濫水の広がり方に明確な相違が見られる。つまり、東側では氾濫水はまず国道堤防背後にある裸地や潮溜を中心に広がり、その後住宅地へと侵入しているのに対して、西側では氾濫水は直接住宅地に広がっている。表-1に示したように、東側に比べて西側で犠牲者や全壊家屋が多いのは、このような氾濫水の運動特性による氾濫水の持つ流体力の大きさの相違が影響していると考えられる。そこで次節では、氾濫水の流体力などの計算結果について考察する。

4.2 地盤嵩上の有効性の検討結果

a) 最大流体力の空間分布特性

図-10は、表-3の計算ケースを用いて計算した最大流体力の空間分布とその発生時刻を示したものである。現況のケース①では、最大流体力は氾濫開始12分後に発生し、堤内の広い範囲で5 kN/mを超える流体

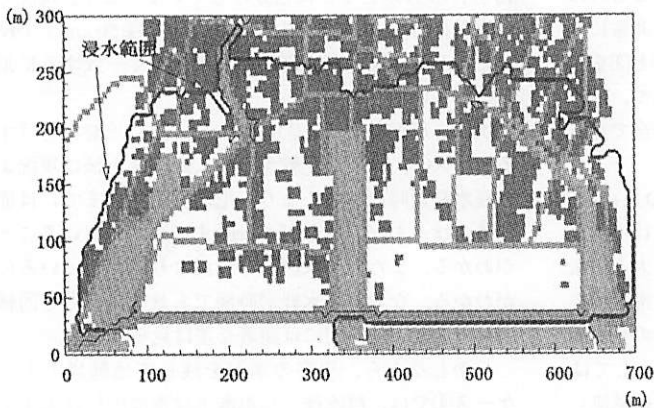


図-7 浸水範囲 (氾濫開始後30分; 計算値)

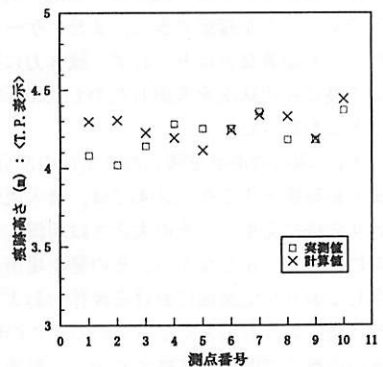


図-8 計算結果の精度検証

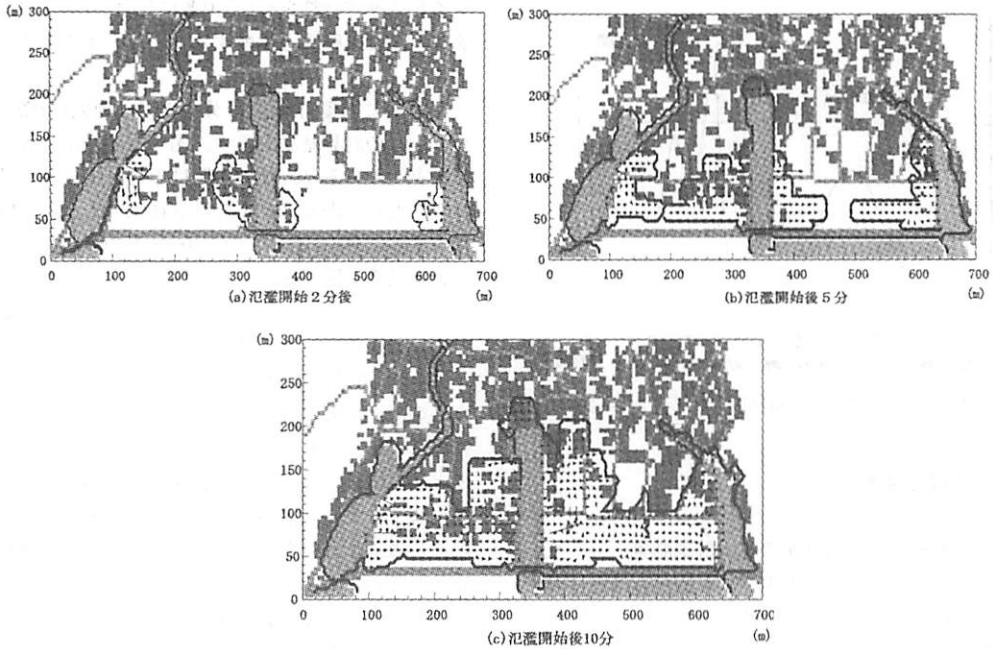


図-9 当日の氾濫状況の両計計算結果

力が発生し、局所的には  $80 \text{ kN/m}$  を超えている。羽鳥 (1984) によると、津波災害では流体力が  $5 \text{ kN/m}$  を超えると木造住宅の被災が生じると報告されており、今回の計算結果は堤内の被災状況をよく説明する結果となっている。

一方、潮溜も含めて一律に地盤高上を行ったケース② (D.L.+5.3m)、ケース③ (D.L.+5.0m) を現況と比較すると、最大流体力が発生する時刻は 8 分ほど遅くなるとともに、最大流体力も  $1/10 \sim 1/20$  程度まで低減できることがわかり、流体力の発生範囲は広がるものの一様な地盤高上が最大流体力の低減に関して非常に有効であることが確認できた。また、ケース②と③を比較しても顕著な差はみられず、流体力に関して、地盤高上高は周辺状況を考慮した D.L.+5.0m で妥当であることもわかった。

次に、現存の潮溜を残したまま他の部分を D.L.+5.0m まで地盤高上するケース④では、最大流体力は氾濫開始 9 分後に発生し、その大きさは現況よりも大きい傾向にある。しかしながら、その発生場所は、潮溜に集中しており住宅地域における流体力およびその発生範囲は現況よりも小さくなっている。この理由としては、紙面の都合で図面は省略するが、氾濫後堤内に越流した海水は一旦潮溜に流入し、流速を減じてから住宅地

域へと広がっていくためである。このことから、松合地区で地盤高上を行う場合は、潮溜などの水受け部を併用することは流体力の低減に有効であることがわかった。

#### b) 浸水経過時間の空間分布特性

図-11 は、堤内地の各点で氾濫開始後の浸水深さが  $50 \text{ cm}$  に達するまでの経過時間を表示したものであり、図は経過時間が 1～4 分、4～7 分、7～10 分、10～13 分、13 分以上ごとに色分けしている。まず、現況では氾濫後 10 分程度で堤内全域がほぼ水深  $50 \text{ cm}$  まで浸水しており、聞き取り調査の結果とよく一致する結果となっている。

次に、現況のケース①と堤内を一律に地盤高上げるケース②、③とを比較すると、地盤高上後は現況より浸水経過時間は短くなり、氾濫開始 7 分までには堤内地のほとんどの部分が  $50 \text{ cm}$  まで浸水していることがわかる。また、浸水区域も現況より広がっているのがわかる。なお、浸水経過時間でも最大流体力と同様にケース②、③の間には顕著な差は見られない。

しかしながら、現存の潮溜を残して地盤高上するケース④では、越流後一旦氾濫水は潮溜内に流入するため、住宅域での浸水経過時間を遅延することができ、



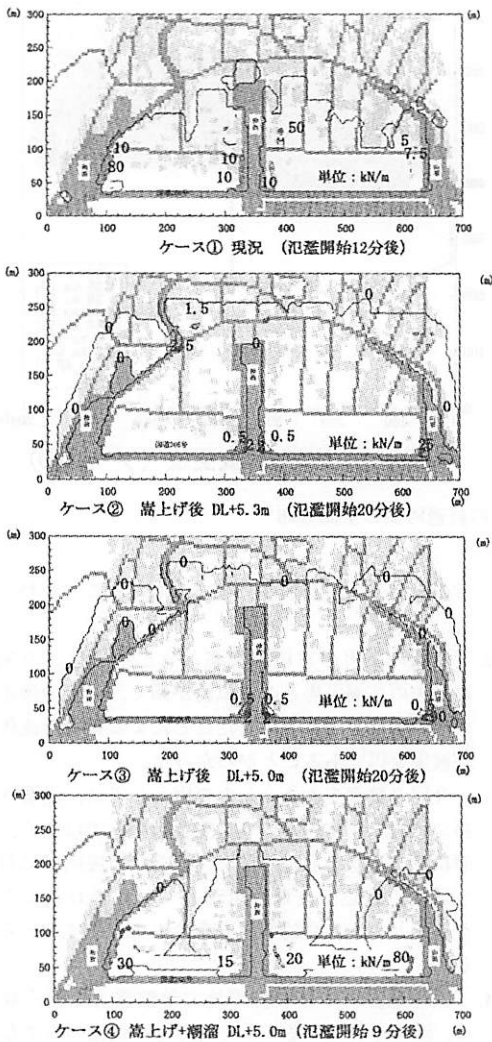


図-10 最大流体力の空間分布

現況と比較すると、場所によって2~4分程度浸水経過時間を遅らせることができる。また、浸水範囲も潮溜を残さないケース②、③と比較してより範囲を狭くすることが可能であり、ほぼ現況の浸水範囲と同じである。これらの結果より、松合地区のような低平地で地盤嵩上を行う場合は、潮溜を併用することで流体力の低減のみでなく、浸水時間の遅延も可能となり、有効な対策工法となりうる事が確認できた。

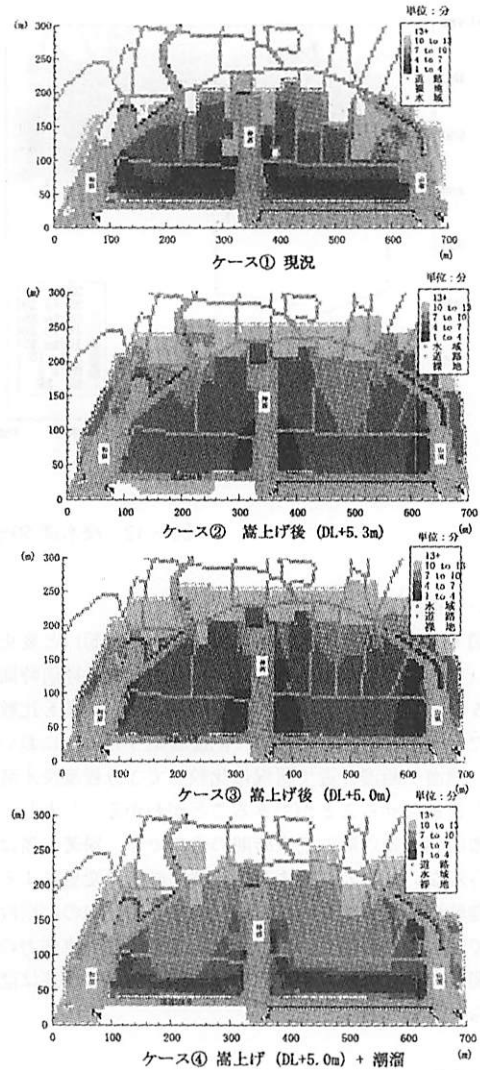


図-11 浸水深50cmまでの経過時間の空間分布

#### 4.3 防波堤形状変更の有効性の検討結果

防波堤の形状を変更した場合と現況との痕跡高の計算値を比較したところ、両者には顕著な差は見られず、痕跡高に対しては防波堤形状の影響は小さいことがわかった。しかしながら、計算結果は全体的に実測値よりも70cm程度高く、過大評価であった。この理由としては、今回の計算では左右の境界での海水の出入りを考慮していないためであり、計算精度を向上するためには、左右の境界条件の検討を行う必要がある。しかし、防波堤形状と氾濫状況との関係を調べるだけであれば、本手法でも十分に考えられ、今回は本手法を

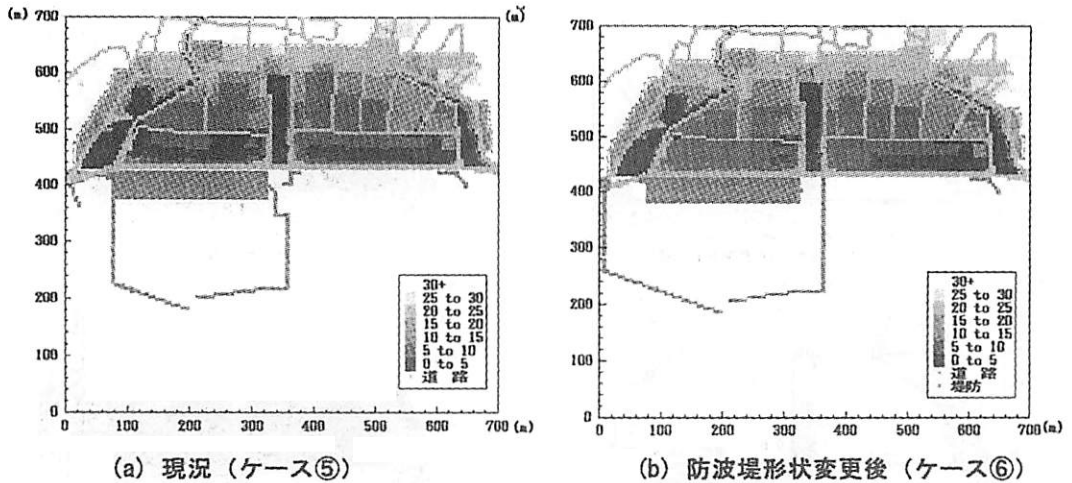


図-12 浸水深 50cm までの経過時間の空間分布

用いて検討を行った。

図-12は、現況の防波堤形状(ケース⑤)と変更後(ケース⑥)の氾濫後浸水深 50cm までの経過時間を 5 分毎に色を変えて示したものである。両者を比較したところ、形状変更後は、氾濫開始 5 分以内において、潮溜や船溜付近で現況に比較して 3 分程度浸水時間を遅延させることができることがわかる。しかし、氾濫開始 5 分以降の浸水時間の分布では、顕著な差は見られない。この結果より、防波堤の形状変更による避難時間遅延の有効性は氾濫開始後 5 分以内の初期段階で顕著であることがわかった。また、最大流体力の空間分布特性に関しても、両者の間には顕著な差は認められなかった。

## 5. 結論

本研究では、現地調査により氾濫痕跡高や海水進入経路を特定し、今回の高潮氾濫災害の被災特性を調べるとともに、松合地区における高潮氾濫災害の被災要因を同地区の歴史的・社会的背景をも含めて調査した。また、数値解析では氾濫状況や氾濫水の流体力分布を調べ、氾濫災害のメカニズムや災害対策工法の有効性の検討を行った。得られた結論を要約すると以下の通りである。

1. 現地調査より、船溜開口部より進入した海水が護岸を越流し、堤内地へ流入したこと、また松合地区

での最大湛水高が T. P. +4.5m であることがわかった。

2. 今回の災害の家屋損失率と死亡リスクとの関係は過去の高潮災害との類似性が高く、大量の海水が短時間で低平地に流入したことによる強大な流体力が被災要因であることがわかった。
3. 今回の被害を大きくした要因としては、氾濫水の持つ強大な流体力という自然要因のみではなく、高潮に対する危険意識の低下、ならびに堤内地において防災上適正な土地利用が必ずしも行われてこなかったという社会的要因もその 1 つとして考えられる。
4. 松合地区のような低平地で地盤高上を行う場合は、潮溜を併用することで流体力の低減のみでなく、浸水時間の遅延も可能となる。また、河川からの氾濫水の一時貯留効果も考えられるため、非常に有効な対策工法となりうることを確認した。
5. 防波堤の形状変更による避難時間遅延の有効性は氾濫開始後 5 分以内の初期段階で顕著であることがわかった。また、形状変更により波の浸入防止効果も向上するものと考えられる。

以上のような結果を踏まえ、今後の対策工法としては非難経路の確保や低平地に高台を作るなどの減災対策を盛り込んで行く必要がある。

謝辞：本研究を遂行するにあたって、松合地区高潮対策検討委員会、熊本県河川課、同漁港課、ならびに松合郷土資料館の丸目様には、貴重な資料をご提供していただきました。ここに謝意を申し上げます。最後に、本研究での調査に際して、熊本自然災害研究会から研究補助を受けました。ここに記して、お礼申し上げます。

## 参考文献

- 岩佐義朗, 井上和也, 水島雅文 (1980) : 氾濫水の水理の数値解析法, 京都大学防災研究所年報, 第23巻, B-2, pp.305-317.
- 佐藤 智, 今村文彦, 首藤伸夫 (1989) : 洪水氾濫の数値計算および家屋被害について, 水理講演会論文集, 第33巻, pp.331-336.
- 不知火町史 (1972) : 熊本県不知火町, p.647.
- 不知火町郷土史研究会 (2000) : 郷土誌「燎火」, 第7号, pp.1 ~ 13.
- 滝川 清, 田淵幹修 (2000) : 台風9918号による不知火海の高潮と波浪特性, 海岸工学論文集, 第47回, pp.291 ~ 295.
- 滝川 清, 田淵幹修, 山田文彦, 井手俊範 (2000a) : 台風9918号による不知火海高潮災害, 海岸工学論文集, 第47巻
- 滝川 清, 田淵幹修, 山田文彦, 田中健路 (2000b) : 現地調査から見た高潮の規模と実態, 海と空, 第764, pp.179-184.
- 土屋義人, 山下隆男, 杉本 浩 (1984) : 高潮氾濫数値モデルの適用性に関する研究, 海岸工学講演会論文集, 第31巻, pp.218-222.
- 羽島徳太郎 (1984) : 津波による家屋の被害率, 地震研究所彙報, Vol.59, pp.433-439.
- 安田孝志 (1999) : 伊勢湾台風による高潮と被災の特性, 自然災害科学, 第18(3)巻, pp.269-274.
- 山田文彦, 滝川 清, 永野良裕 (2000) : 台風9918号による不知火町松合地区高潮氾濫の災害特性とその数値解析, 海岸工学論文集, 第47巻, pp.301-305.
- 山田文彦, 滝川 清, 壱岐智成 (2001) : 高潮氾濫災害の被災要因とその危険度評価, 海岸工学論文集, 第48巻, pp.1401-1405.