

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

山田文彦*・滝川 清**・永野良祐***

1. はじめに

1999年9月24日、天草諸島から九州北部、山口県を通過し日本海に抜けた台風9918号により、八代海・周防灘沿岸で高潮が発生した。特に八代海湾奥の熊本県不知火町松合地区では、高潮氾濫により12名もの人命が奪われた。災害直後より熊本大学では高潮・氾濫・波浪及び気象特性の調査グループを組織し、現地調査を開始した(滝川ら, 2000)。本論文はその中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を特定し、被災特性を明らかにする。
- 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対策工法の効果についても若干の検討を加える。

2. 現地調査および災害特性

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有しており、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.+4.8 m) 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.+3.2 m である。また、それぞれの船溜の入口は幅 20~30 m 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。ここは安政元年(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 年に造成された場所であり、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.=T.P.+1.84 m) に海面下となる低平地 (T.P.+1.0 m 程度) が多い。

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



写真一1 松合地区

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)。

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



図一1 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）

* 正会員 博(工) 熊本大学助手 工学部環境システム工学科

正会員 工 博 熊本大学教授 工学部環境システム工学科

正会員 中央技術コンサルタンツ



写真-2 和田船溜背後の越水による法面洗掘状況

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1999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、熊本県河川課が対岸の砂川、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)は今回の高潮の最大潮位に相当するものと考えられる。

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



写真-3 浸水痕跡高の調査状況

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(流失率と全壊率の和)の関係を図-2に示す。図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を示したが、今回の災害でもその有用性が確認できた。

以上、ここまですとまとめると、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。家屋の損壊率が高潮氾濫時の流体力の大きさに支配されるものとなれば、今回

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

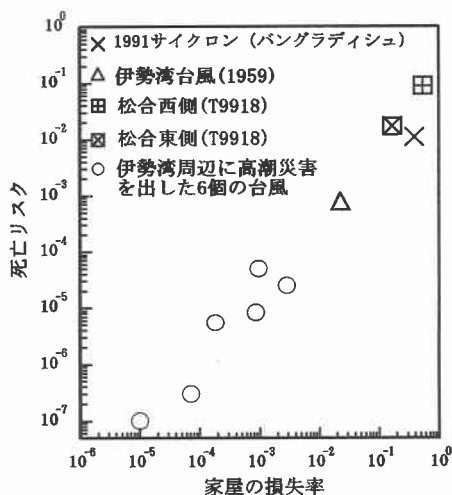


図-2 家屋の損失率と死亡リスクの関係

の災害が激甚化した理由が理解できるとともに、高潮氾濫の防止が重要な高潮対策の 1 つ要諦の理由となる。低平地で高潮氾濫が生じると被害が甚大となるために、氾濫流速を低減させて流体力を低下させ、被害を最小化するなど防災的視点に立った土地利用対策も必要である。

3. 数値解析

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、現在提案されている対策工法の効果についても若干の検討を加える。

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 30～50 m 程度と粗く、地勢条件を正確に表現できない。そのため、それらを粗度係数の違いとして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、格子間隔を 50 m としているため、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。

今回の計算領域は図-3 に示すとおりであるが、沿岸方向 700 m、岸沖（陸上部のみ）方向 300 m と比較的狭い範囲が計算対象となる。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 5 m とし、家屋一軒ごとを認識させ、地勢条件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。以下に今回用いた基礎式を示す。

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

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

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

ここに、 h は水深、 q は開口部からの単位幅流入量、 M 、 N は x 、 y 方向の流量フラックス（ $M = Uh$ 、 $N = Vh$ ）、 U 、 V は断面平均流速、 n はマンニングの粗度係数、 ρ は流

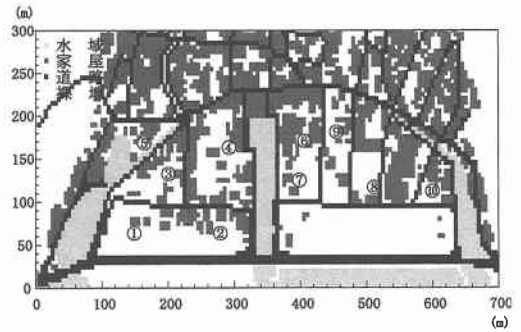


図-3 解析領域（図中の数字は痕跡高さの比較点）

体の密度、 g は重力加速度、 ν_T は渦動粘性係数、 τ_{Fx} 、 τ_{Fy} 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 ε を考え、次式で流体抵抗を表す。

$$\begin{aligned} \frac{\tau_{Fx}}{\rho} &= \frac{1}{2} C_D \frac{(1-\varepsilon)}{\varepsilon^2} \frac{h}{\Delta x \Delta y} \sqrt{U^2 + V^2} \cdot M \\ \frac{\tau_{Fy}}{\rho} &= \frac{1}{2} C_D \frac{(1-\varepsilon)}{\varepsilon^2} \frac{h}{\Delta x \Delta y} \sqrt{U^2 + V^2} \cdot N \end{aligned} \quad \cdots \cdots (4)$$

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 $h_c = 0.001$ m 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 +5.0 cm 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。

3.2 氾濫状況の再現

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

表-2 計算条件

格子間隔 (Δx , Δy)	5.0 m
計算時間間隔 (Δt)	5/1000 s
抵抗係数 (C_D)	2.5
空隙率 (ε)	0.8
渦動粘性係数 (ν_T)	1.0 m ² /s
マンニングの粗係数 (n)	0.02 (裸地、潮溜、水域)
	0.04 (家屋、道路)

溜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り、本研究では、次式で与えることとした。

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

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-4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-5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、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-6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の相違が影響している。

次に、氾濫水の持つ流体力（密度×浸水高×速度の自乗）の空間分布を図-7に示す。図中の数字の単位は（数字）× 10^3N/m である。佐藤ら（1989）は、被害調査に基づき流体力が $2.5\times 10^3\text{N/m}$ を越えると住居不可能な家屋が出現することを指摘している。

図-1中の黒い四角印は、今回の災害による倒壊家屋を表しているが、その場所は流体力が $2.5\times 10^3\text{N/m}$ を越える場所とほぼ一致する事が図-7との比較よりわかる。よって、流体力が流失率や死亡リスクと高い相関を示すことが数値的にも確認できた。

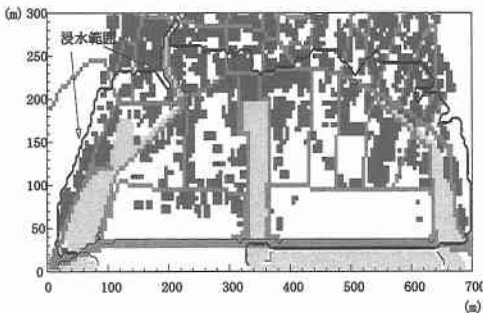


図-4 浸水範囲（氾濫開始後30分；計算値）

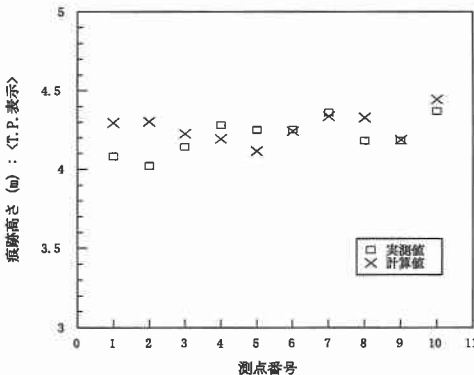


図-5 計算結果の精度検証

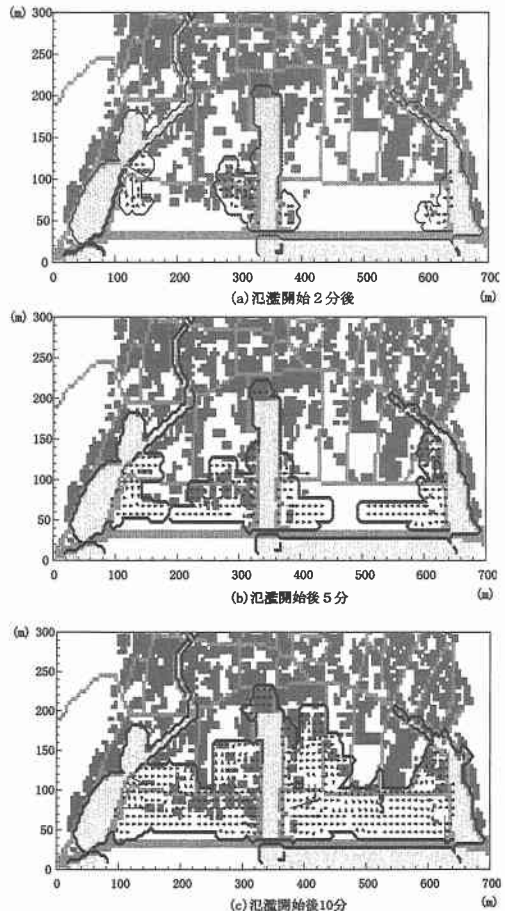


図-6 氾濫状況の計算結果

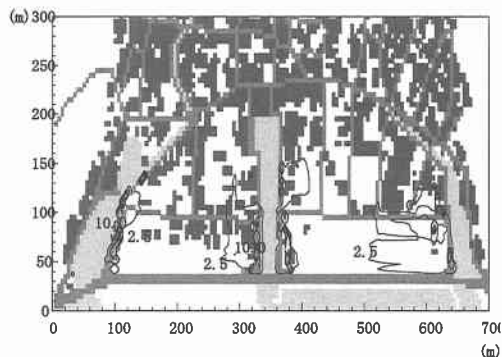


図-7 流体力の空間分布（現況；氾濫開始後 15 分）

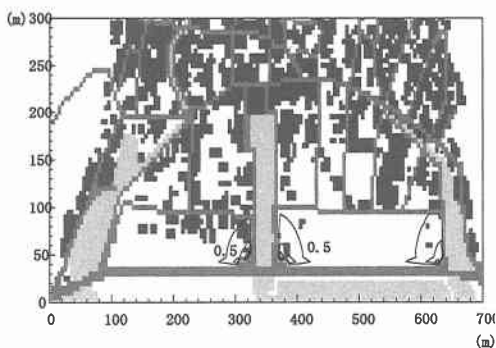


図-8 流体力の空間分布（高上げ後；氾濫開始後 15 分）

3.3 対策工法の効果の検討

地盤嵩上げや防波堤の形状変更および水門設置など現在提案されている対策工法の有効性についても同数値モデルを用いて検討を行うことができる。ここでは地盤嵩上げの効果について説明する。図-8 は、県道と国道で囲まれた範囲を現在の護岸天端 (T.P.+3.2 m) まで一律嵩上げし、今回と同規模の越水が生じたと想定した時の流体力の空間分布である。図-7 に比べて流体力は最大値で約 1/5 程度まで小さくなっていることがわかり、流体力を低減するのに地盤の嵩上げは非常に有効な手段であることがわかる。

4. 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、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調査した。得られた結論を要約すると以下の通りである。

- 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.+4.5 m であることがわかった。
- 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。

- 氾濫時の水位・流速分布より流体力分布を算出し、家屋損失率及び死亡リスクとの関係を数値的に明らかにするとともに、地盤嵩上げは強大な流体力を低減させる対策工として有効であることを示した。

謝辞：本研究を遂行するにあたっては、熊本県河川課、同漁港課、不知火町役場ならびに松合郷土資料館の方々より貴重な資料などを提供していただいた。ここに記して感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 岩佐義朗, 井上和也, 水鳥雅文 (1980): 氾濫水の水利の数値解析法, 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.
- 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, 第 31 回海岸工学講演会論文集, pp. 218-222.
- 滝川 清, 田淵幹修, 山田文彦, 井手俊範 (2000): 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, pp. 286-300.
- 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.