

二次元不定流モデルによる新門司埋立地の高潮水害シミュレーション

岡田 尚樹* 小川 進**

Key Words : wave over topping, joint distribution, weir formula, distributed runoff model

1. はじめに

1999年9月24日に襲来した台風9918号は日本各地に被害をもたらした。特に台風襲来が大潮と重なった九州地方ではその被害が増大した。しかしながら、実際の水害の状況の詳細は、台風の襲来が未明から早朝であったために目撃証言も少なく未だに不明である。ここでは、福岡県北九州市新門司南地区を対象地として、台風襲来時の波浪状況を再現し、越波被害の越波量推定を行った。次に推定された越波量、レーダー・アメダスから得られた降雨量、および空中写真より作成されたDEMを入力データとして二次元不定流モデルを用いて、水害シミュレーションを行った。

波浪推算のために不規則波を統一的に取扱う目的で Sverdrup and Munk¹⁾ によって有義波の概念が導入され、その波高と周期を風速と吹送距離から推算する方法が提案された。この方法は、後に改良が行なわれ、SMB法と呼ばれている²⁾。また、Longuet Higgins³⁾ により波高の出現確率がレイリー分布で表されることが理論的に導かれた。一方、波浪の不規則性をより直接的に考慮したスペクトル法が、スペクトルから波の推定を行なうPNJ法として発表された⁴⁾。風波のスペクトルは、Pierson and Moskowitz⁵⁾ や光易⁶⁾ などによって提案された。波浪による越波量を求めるためには波高だけでなくその周期も重要となるため本研究では Longuet Higgins の波高と周期の結合分布⁷⁾ を用いた。

波浪の波高や周期から越波量を推定するために多くの実験が行なわれている。規則波による越波に対して、石原ほか⁸⁾ や富永・佐久間⁹⁾ によって越波量の算定図が提案された。また、越波量を理論的に求めるため、吉川ほか¹⁰⁾ によりせきの流量公式を修正した式が作成された。不規則波に対しては、越波量の期待値を求めるための式が合田¹¹⁾ によって提案された。ここでは、個別波

を正弦波で近似し、せきの公式を用いて越波量を推定した。

氾濫解析の先駆的な研究として石崎・岡田¹²⁾ によるものがある。これは水面勾配と抵抗を考慮した定常不等流モデルである。陸域における流体解析では計算メッシュサイズを詳細化することで防災対策の一単位となる集落レベルでの解析¹³⁾ が行なわれている。近年の研究ではそれに加え、市街地の街路を氾濫経路として扱った解析方法¹⁴⁾ や、標高や土地利用データなど、既存のGISデータを解析に取り入れた解析法¹⁵⁾ などが開発されている。埋立地内に進入した海水の水深は数m程度で、平面的に広がってゆくため、本研究では岩佐¹⁶⁾ による二次元不定流モデルを採用してシミュレーションを行った。

2. 方法

(1) 台風概要

台風9918号は、1999年9月19日に台湾の東方で発生し、発達をしながら北上した。24日6時には熊本県北部へ上陸した。その後も山口県、北海道に上陸して各地で猛威を振った¹⁷⁾。この台風の通過に伴い、熊本県不知火町での高潮により12人が死亡したことをはじめ、全国で合計36人の死亡・不明者、1,077人の負傷者、23,218件の浸水被害などをもたらした。台風の中心は、対象地より約10km南に位置する北九州苅田沖を通過した。ここでは有義波高 $H_{1/3} = 3.46$ m、有義波周期 $T_{1/3} = 8.1$ s の波浪が観測されており既往最大有義波高の記録が更新された¹⁸⁾。図-1に台風経路図を示す。

(2) 対象地概要

本研究では、福岡県北九州市門司区新門司南地区(総面積1,806,000m²)を対象地とした。図-2に新門司南地区を示す。新門司南地区は工業用地として埋め立てら

* 東京大学大学院新領域創成科学研究科 〒277-8561 千葉県柏市柏の葉5-1-5

** 立正大学地球環境科学部環境システム学科 〒360-0194 埼玉県熊谷市万吉1700



図 - 1 台風経路図

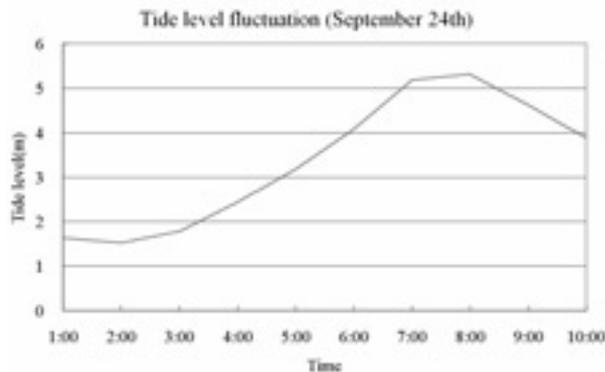


図 - 3 内挿した潮位データ

れた地区で周防灘に面している。埋立地東端部には、北側に設置された延長814mの新門司1号護岸と南側に設置された延長1,171mの新門司2号護岸が存在する。台風襲来時には埋立地東側の海から波が打ち寄せ、越波被害が発生した。また、この時の波力によって1号護岸で5ヶ所(延長59.9m)、2号護岸で5ヶ所(延長96.1m)上部工の倒壊が発生した。これは護岸全体の約7.8%に相当する。倒壊部(地盤高5.5m)では、非倒壊部よりも多くの越波が発生して被害を増大させた。今回は護岸部を北端部から200m間隔で区切り、0-200m区間、200-400m区間、400-600m区間、600-800m区間、800-1000m、1000-1200m区間、1200-1400m区間、1400-1600m区間、1600-1800m区間、1800-1985m区間と分割して計算を行った。ただし、800-1000m区間には1号護岸と2号護岸が混在する。なお、本研究で使用する地盤高、潮位および水位は新門司地区の基本水準面(CDL)を基準として統一した。新門司地区のCDLは東京湾中等潮位(TP)より2.14m低い。

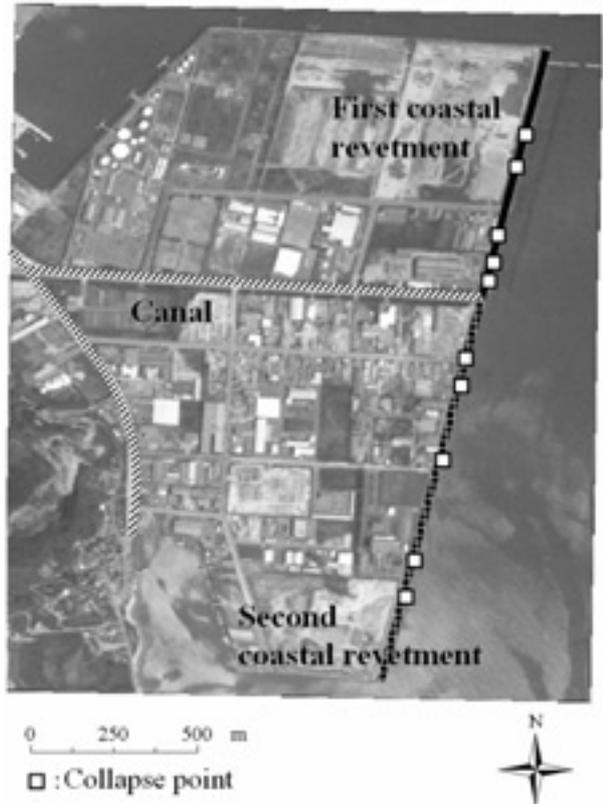


図 - 2 新門司南地区

表 - 1 平均波高と平均周期

Section	Time	Average wave height(m)	Average wave period(s)	Section	Time	Average wave height(m)	Average wave period(s)
0-200m	5:00	1.33	5.17	1000-1200m	5:00	1.12	5.17
	6:00	1.62	5.75		6:00	1.38	5.75
	7:00	1.89	6.75		7:00	1.62	6.75
	8:00	1.56	6.75		8:00	1.37	6.75
	9:00	1.10	5.25		9:00	0.94	5.25
	10:00	0.55	3.50	10:00	0.47	3.50	
200-400m	5:00	1.30	5.17	1200-1400m	5:00	1.09	5.17
	6:00	1.58	5.75		6:00	1.34	5.75
	7:00	1.81	6.75		7:00	1.55	6.75
	8:00	1.53	6.75		8:00	1.31	6.75
	9:00	1.07	5.25		9:00	0.90	5.25
	10:00	0.53	3.50	10:00	0.45	3.50	
400-600m	5:00	1.26	5.17	1400-1600m	5:00	1.02	5.17
	6:00	1.54	5.75		6:00	1.26	5.75
	7:00	1.78	6.75		7:00	1.49	6.75
	8:00	1.52	6.75		8:00	1.28	6.75
	9:00	1.04	5.25		9:00	0.86	5.25
	10:00	0.51	3.50	10:00	0.42	3.50	
600-800m	5:00	1.21	5.17	1600-1800m	5:00	1.01	5.17
	6:00	1.47	5.75		6:00	1.25	5.75
	7:00	1.73	6.75		7:00	1.47	6.75
	8:00	1.45	6.75		8:00	1.26	6.75
	9:00	1.00	5.25		9:00	0.84	5.25
	10:00	0.50	3.50	10:00	0.42	3.50	
800-1000m	5:00	1.14	5.17	1800-1985m	5:00	0.98	5.17
	6:00	1.40	5.75		6:00	1.22	5.75
	7:00	1.64	6.75		7:00	1.46	6.75
	8:00	1.39	6.75		8:00	1.24	6.75
	9:00	0.95	5.25		9:00	0.83	5.25
	10:00	0.47	3.50	10:00	0.41	3.50	

(3) 使用データ

a) 海象データ

越波量を計算するために使用した潮位データは北九州市港湾局によるものを使用した。波浪状況を再現する際に必要になる平均波高 \bar{H} と平均周期 \bar{T} は、斉藤⁽⁹⁾により換算沖波波高 H_0' と沖波の代表周期 T から求められたものを使用した。図 - 3に潮位データを、表 - 1に平均波高 \bar{H} 、平均周期 \bar{T} データを示す。潮位データは観測

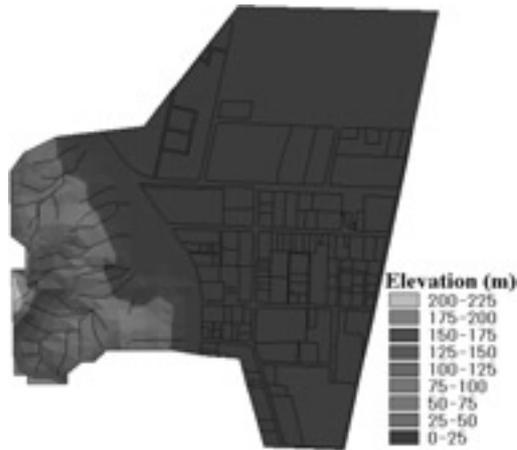


図 - 4 新門司南地区と後背地の流域界

されたデータが1時間刻みのデータであったため、内挿をして1分刻みのデータとして使用した。

b) 降雨量データ

台風襲来時の降雨量には、レーダー・アメダス解析雨量データの値を用いた。これは、空間分解能が良いが誤差の大きい気象レーダーと精度は良いが空間分解能の低いアメダスの観測値を統計的に統合した雨量データである。日本全国とその近海を含む5 km メッシュの1時間降雨量データとして作成されている。レーダー・アメダス解析雨量は(財)気象業務支援センターが提供したものをを用いた。埋立地と後背地との境界部には後背地からの雨水などを海に排水するための水路が南北方向に走っている。水路出口の開口部上端の地盤高が4.3m であるため、潮位が上がると流量が低下し排水できなかった雨水が埋立地内へ流入した。そこで開口部をもぐりオリフィスと考えて流量の推定を行い、埋立地内への流入量を求めた。式(1)にもぐりオリフィス流量公式を示す。

$$Q_{so} = C_{so} a \sqrt{2g(H_d + h_a)} \quad (1)$$

ここで、 Q_{so} : 流量 (m^3/s)、 C_{so} : もぐりオリフィスの流量係数、 a : オリフィスの断面積 (m^2)、 g : 重力加速度 ($9.8m/s^2$)、 H_d : オリフィス前後の水位差 (m)、 h_a : 接近速度水頭 (m) である²⁰⁾。後背地は砦石採掘場であり、植生が少なく岩肌がむき出しになっている部分が多く、勾配も1/10と急であることから、降雨の大半が埋立地内に流入したと考えられる。そこで、国土地理院発行の数値地図50m メッシュ (標高) を用いて埋立地に流入する流域界を作成し、この領域での降水量を求めた。流域界の面積は約0.68km²であった。図 - 4 に作成した流域界を示す。この降水のうち1割が地中に貯留、浸透

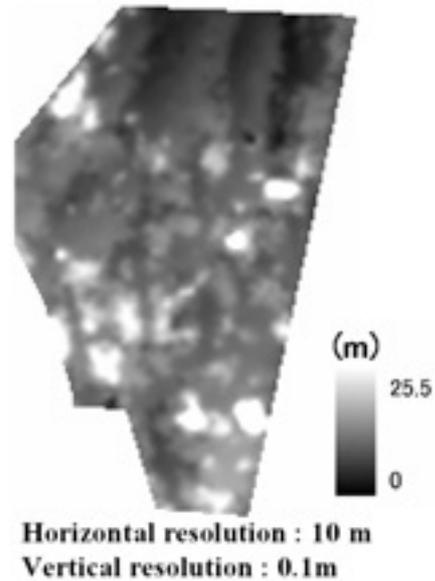


図 - 5 新門司南地区のDEM

し、9割が埋立地に流出するとして計算を行なった。埋立地内を東西に横断する水路も存在するが、台風襲来時には東側から打ち寄せる波によって逆流が発生していたため、こちらからの排水はなかったとして計算を行なった。

c) 地形データ

シミュレーションでは、齋藤¹⁹⁾ が作成したDEMを地形データとして使用した。DEM (Digital Elevation Model) とは、標高を数値表現するモデルであり、標高データの集合と任意の位置における標高を内挿することが可能なモデルである。図 - 5 に対象地のDEMを示す。今回使用したDEMは、国土地理院の発行する2枚の空中写真 (1999年4月27日撮影) に対してステレオマッチングを行い、現地測量の結果をもとに地上基準点を与えて作成されたものである。DEMの水平方向の解像度は10mであり、鉛直方向の解像度は0.1mである。

(4) 波高と周期の結合分布

越波量を推定するために台風襲来時の個別波の波高、周期を求めることが必要である。そこで、Longuet-Higginsによる波高と周期の結合分布⁷⁾を用いた。これはガウス過程のランダム波形においてスペクトル幅が狭いとの仮定のもとに理論的に導かれ海洋波に応用されたものである。波高と周期との結合分布 $P(\tilde{H}, \tilde{T})$ を式(2)に示す。 $P(\tilde{H}, \tilde{T})$ は波高と周期が \tilde{H} 、 \tilde{T} となるような波が発生する確率であり、これに1時間に襲来する波の個数をかけることによって波浪状況を再現した。

$$P(\tilde{H}, \tilde{T}) = \frac{\pi \tilde{H}^2}{4\nu} \exp\left[-\frac{\pi}{4} \tilde{H}^2 \left\{1 + \frac{(\tilde{T}-1)^2}{\nu^2}\right\}\right] \quad (2)$$

ここで、 \tilde{H} : 平均波高 \bar{H} で無次元化した波高、 ν : スペクトル幅を表すパラメータ、 \tilde{T} : 平均周期 \bar{T} で無次元化した周期である。この式を用いて、各波高、各周期を持つ波の出現頻度分布を求めた。 ν は式(3)のとおりである。

$$\nu = \left(\frac{m_0 m_2}{m_1^2} - 1\right)^{1/2} \quad (3)$$

m_0, m_1, m_2 はスペクトルエネルギー $E(f)$ が与えられた時の原点に対する k 次のモーメントを表しており、 m_k は以下のように定義されている。

$$m_k = \int_0^{\infty} f^k E(f) df \quad (4)$$

$E(f)$ については波浪観測記録の解析や理論的考察に基づいて多くの式が提案されている。本研究では合田²¹⁾が数値実験結果をもとに作成した次式を用いた。

$$E(f) = 0.205 H_{1/3}^2 T_{1/3} (T_{1/3} f)^{-5} \exp\{-0.75 (T_{1/3} f)^{-4}\} \quad (5)$$

ここで、 $H_{1/3}$: 有義波高 (m)、 $T_{1/3}$: 有義波周期 (s)、 f : 周波数 (s^{-1}) である。有義波高と有義周期は、以下の式で求めた²²⁾。

$$H_{1/3} = 1.58 \bar{H}, T_{1/3} = 1.22 \bar{T} \quad (6)$$

(5) 越波流入量推定

算定された個別波を正弦波と仮定して、せきの流量公式を用いて越流量を求めた。非倒壊部に対しては Ishihara and Ida²³⁾ による全幅せきの流量公式を、倒壊部に対しては Rao and Muralidhar²⁴⁾ による長方形せきの流量公式を用いた。流量公式は以下のとおりである。

$$Q = CBh^{3/2} \quad (7)$$

ここで、 Q : 越流量 ($m^3/s/m$)、 C : 越流係数 ($m^{1/2}/s$)、 B : せきの幅 (m)、 h : 越流水深 (m) である。本研究では $B = 1$ (m) とおいて単位幅あたりの越流量を求めた。越流係数 C は全幅せきと長方形せきで異なる。全幅せきの越流係数は以下の式で求めた。

$$C_1 = 1.785 + \left(\frac{0.00295}{h} + 0.237 \frac{h}{W}\right) (1 + \varepsilon) \quad (8)$$

$$\begin{aligned} W \leq 1 \text{ m のとき } \varepsilon &= 0 \\ W > 1 \text{ m のとき } \varepsilon &= 0.55(W-1) \end{aligned}$$

ここで、 C_1 : 全幅せきの越流係数 ($m^{1/2}/s$)、 W : 底面からせき縁までの高さ (m)、 ε : 補正項である。全幅せ

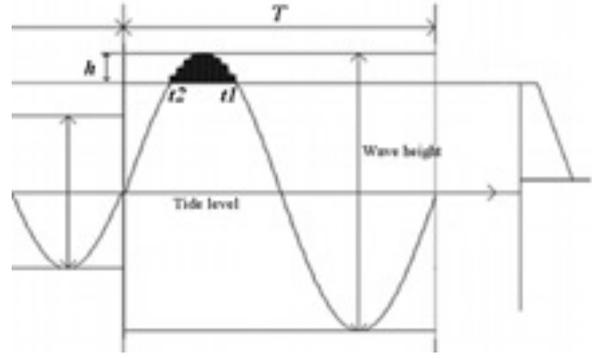


図 - 6 越波量推定模式図

きの流量公式は JIS B 8302 に採用されている。長方形せきの越流係数 C_2 は以下の式で求めた。

$$\begin{aligned} 0 < h/L \leq 0.1 \text{ の場合} & \quad C_2 = 1.642(h/L)^{0.022} \\ 0.1 < h/L \leq 0.4 \text{ の場合} & \quad C_2 = 1.552 + 0.083(h/L) \\ 0.4 < h/L \leq (1.5 \sim 1.9) \text{ の場合} & \quad C_2 = 1.444 + 0.352(h/L) \\ (1.5 \sim 1.9) < h/L \text{ の場合} & \quad C_2 = 1.785 + 0.237(h/W) \end{aligned} \quad (9)$$

ここで、 C_2 : 長方形せきの越流係数 ($m^{1/2}/s$)、 L : せき長 (m) である。図 - 6 に越波量推定の模式図を示す。ある 1 波の波高が護岸高を超えた時間 t_1 およびその波の波高が護岸高より低くなる時間 t_2 の間を 0.01 秒刻みで分割し、各区間の越波量の合計から 1 波ごとの越波量を求めた。倒壊が発生した時間は明らかとなっていないが、波浪が最も卓越したと埋立地での目撃情報から午前 7 時に倒壊が発生したと仮定して計算を行った。

(6) 二次元不定流モデル

レーダー・アメダス解析雨量、空中写真から作成された DEM およびせきの流量公式で求めた越流量を入力データとして、埋立地内に浸入した海水の氾濫シミュレーションを行った。氾濫水の水深はたかだか数 m である。そのため、鉛直方向の流速、物理的特長の変化は小さく一層流れと仮定しても水理学的に問題はない。そのため、本研究では氾濫水の挙動を表現するためのモデルとして岩佐¹⁶⁾による二次元不定流モデルを採用した。式(10)に水の連続式を、式(11)、(12)に x, y 各方向に対する運動量方程式を示す。

$$\frac{\partial h_w}{\partial t} + \frac{\partial u h_w}{\partial x} + \frac{\partial v h_w}{\partial y} = 0 \quad (10)$$

$$\frac{\partial u h_w}{\partial t} = -g \frac{\partial H}{\partial x} - g n^2 u \frac{\sqrt{u^2 + v^2}}{h_w^{1/3}} \quad (11)$$

$$\frac{\partial v h_w}{\partial t} = -g \frac{\partial H}{\partial y} - g n^2 v \frac{\sqrt{u^2 + v^2}}{h_w^{1/3}} \quad (12)$$

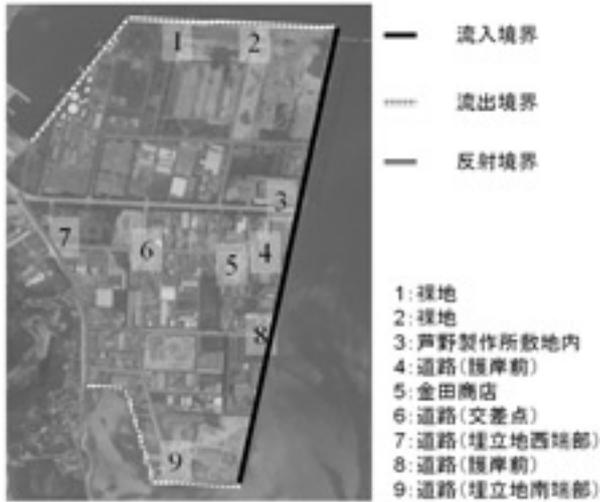


図 - 7 湛水深推定点と境界の位置



図 - 8 新門司南地区の土地被覆分類図

ここで、 h_w : 水面から地表面までの距離 (m)、 u : x 方向の速度成分 (m/s)、 v : y 方向の速度成分 (m/s)、 H : 水面から CDL (新門司地区の基本水準面であり TP よりも 2.14m 低い) までの距離 (m)、 n : マニングの粗度係数である。 x, y 方向の格子幅は DEM にあわせて 10m、時間きざみ幅は 0.1秒である。シミュレーション実行時に水深が 0 m のドライベッドが存在すると計算不能となる。そのため、本研究では各ピクセルの水深が 0 m となった場合には 0.001m に変更するように設定を行った。シミュレーション実行時に 9ヶ所の湛水深推定点を設けて湛水深の変動を記録した。図 - 7 に推定点の位置と境界の位置を示す。境界条件は埋立地東端部に流入境界を設置し、推定した越波量を与えた。それ以外で

表 - 2 流速と水深による避難可能性の表現例

Water depth (m) Flow velocity (m/s)	$h_w < 0.5$	$0.5 \leq h_w < 1.0$	$1.0 \leq h_w$
$V < 0.5$	Possible	Possible	Difficult
$0.5 \leq V < 1.0$	Possible	Difficult	Impossible
$1.0 \leq V$	Difficult	Impossible	Impossible

表 - 3 降雨量、後背地からの流入量および水路の排水量

Time	Rainfall (mm)	Runoff volume from backland (m ³ /s)	Drainage discharge from canal (m ³ /s)	Inflow discharge to reclaimed land (m ³ /s)
6:00	6	1.1	9.1	0.0
7:00	8	1.5	4.2	0.0
8:00	23	4.3	3.1	1.2
9:00	6	1.1	7.1	0.0
10:00	7	1.3	9.7	0.0

海に面しているピクセルではそれより 1つ内側のピクセルの 1ステップ前と同じ流量フラックスを与えた。午前 8 時には後背地からの雨水流入が排水路の排水量を上回ったため、後背地に面したピクセルを流入境界とした。それ以外の時間には反射境界として後背地に直角な方向の流量フラックスを 0 とした。マニングの粗度係数は、航空写真から土地被覆分類を行いその面積率から重み付き平均を計算し、全てのピクセルに対して同一の粗度係数を与えた。図 - 8 に新門司南地区の土地被覆分類図を示す。各土地被覆の粗度係数は、裸地で 0.03、都市域で 0.017、植生で 0.05 であり、その平均値は 0.028 であった。

(7) 避難可能性

シミュレーション結果と表 - 2 に示す末次²⁵⁾ による流速と水深による避難可能性の表現例を用いて、越波が開始してからの徒歩による避難可能性について考察を行った。表中の V は流速を表す。これは、浸水が始まった状態での避難を行うケースを想定して作成されたものであり、流速と水深から徒歩での避難が可能か判断を行うものである。ただし、これは成人男子を対象として作成されたものであるため、子供や老人などに適用することはできない。

3. 結果と考察

(1) 降雨量と後背地からの流入

後背地からの流入量と排水路の排水量から埋立地内への流入量を求めた。表 - 3 に降雨量、後背地からの流入量、水路からの排水量および埋立地内への流入量を示す。台風による大量の降雨と大潮が重なったために、両方のピークであった午前 8 時には後背地からの流入量が水路

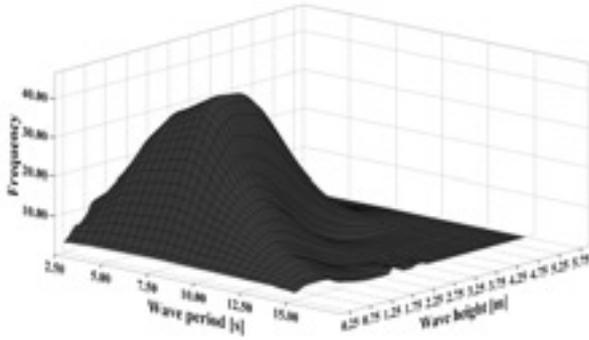


図 - 9 午前7時、0-200m 区間における各波高、周期の波の頻度

表 - 4 各区間において午前7時に卓越した波高、周期および頻度

Section	Wave height (m)	Wave period (s)	Frequency
0- 200m	2.25	7.5	45
200- 400m	1.75	7.5	46
	2.25	7.5	46
400- 600m	1.75	7.5	48
600- 800m	1.75	7.5	50
800-1000m	1.75	7.5	53
1000-1200m	1.75	7.5	53
1200-1400m	1.75	7.5	56
1400-1600m	1.75	7.5	57
1600-1800m	1.75	7.5	58
1800-1985m	1.75	7.5	58

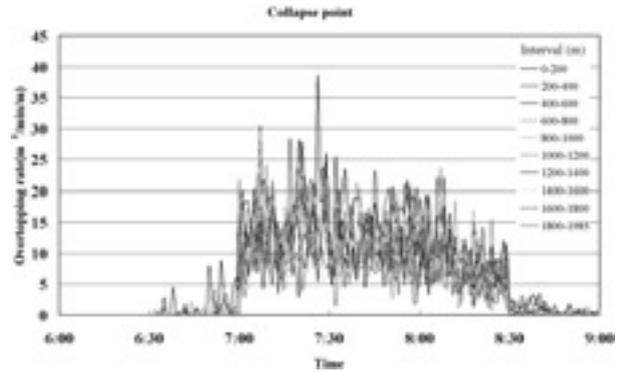


図 - 10 倒壊部の越流量

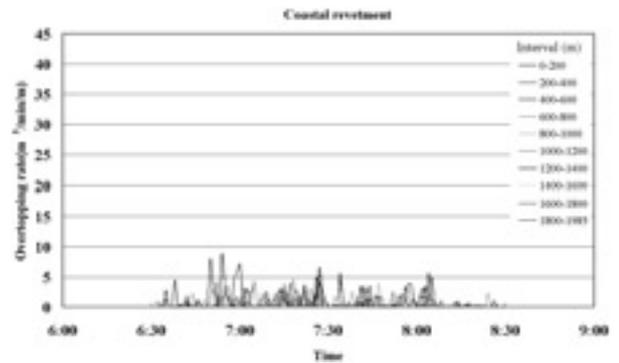


図 - 11 非倒壊部の越流量

からの排水量を上回り、埋立地内への流入が発生した。

(2) 波高と周期の結合分布

図 - 9 に波高と周期の結合分布により求めた午前7時、0-200m 区間における各波高、周期の波の頻度である。縦軸が波高 (m)、横軸が周期 (s) を表す。平均波高 $\bar{H}=1.89\text{m}$ 、平均周期 $\bar{T}=6.75\text{s}$ であった。この1時間で頻度が多かったのは、波高2.25m、周期7.5 sの波であり、その波数は45であった。その他の区間については午前7時で多かった波の度数のみを表 - 4 に示す。この時間帯は潮位が5 m 程度あったため倒壊の発生しなかった区間においても越波被害が発生したと考えられる。

(3) せきの公式から求めた越波量

倒壊が発生した時間は明らかになっていないが、波浪が卓越したことから午前7時に倒壊が発生したとして計算を行った。図 - 10に倒壊部の、図 - 11に非倒壊部の越流量をそれぞれ示す。地盤高が5.5m であった倒壊部においては、潮位と地盤高の差がほとんどなくなり、わずかな波でも越波が発生したために、倒壊の発生した午前7時以降には、越波量が非倒壊部よりもはるかに多くなった。特に午前7時から8時30分の間は常に越波が発生しており、被害が深刻であったことがわかる。倒壊時と非

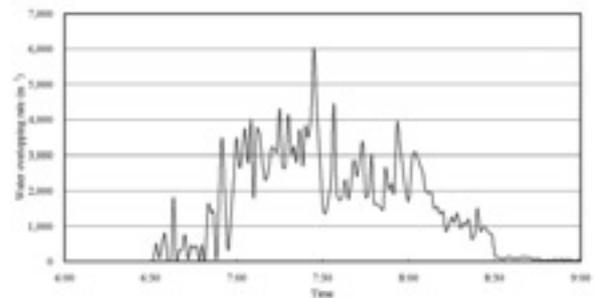


図 - 12 埋立地全体での越波量

倒壊時の越流量を比較すると最大で約59倍の差が生じた。この結果をもとに、埋立地全体での越波量を計算したものを図 - 12に示す。倒壊の発生した午前7時に越波量が急激に増加している。越波量が最大となったのは午前7時30分ごろでありその後は徐々に減少している。

(4) シミュレーション実行結果

降雨量、越波量および空中写真により作成した DEM を入力としてシミュレーションを行った。湛水深推定点での水位変動を図 - 13に示す。標高の低い北側で湛水深が大きくなると予想したが、地点1,2ではあまり大きならなかった。これは、埋立地の北部には障害物となるような建築物が存在せず、湛水がスムーズに排水されたためだと考えられる。図 - 14に埋立地北東部から西側を

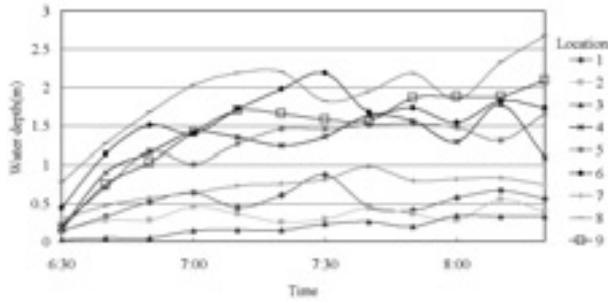


図 - 13 湛水深推定結果



図 - 14 新門司南地区北端部の写真



図 - 15 新門司南地区南端部の写真

向いて撮影した写真を示す。反対に、地点 1、2 よりも標高の高い地点 9 で湛水深が大きくなってしまった理由としては、地点 9 の東側に盛り土が存在しており、南側の開口部から流出する湛水が地点 9 付近に集中したためと考えられる。図 - 15 に埋立地南東部から西側を向いて撮影した写真を示す。護岸からの距離が近い地点 4、8 では湛水深が大きくなっているが、地点 3 はあまり湛水深が大きい。これは、地点 3 が私有地内であり、その直前にある道路などと比較して標高が高くなっている

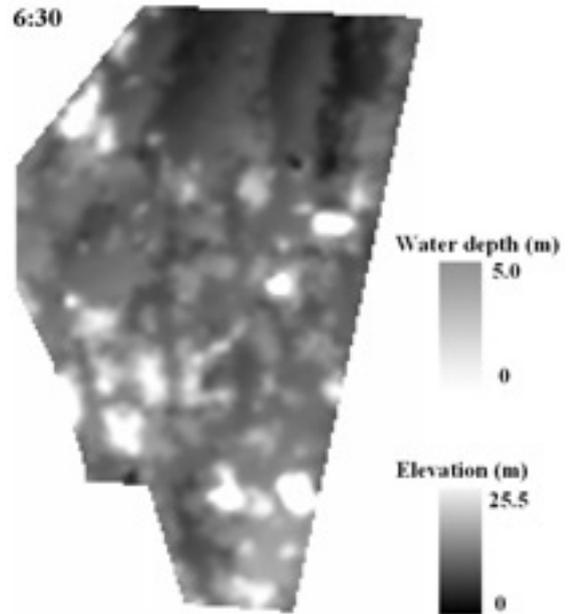


図 - 16 シミュレーション実行画面 (午前 6 時30分)

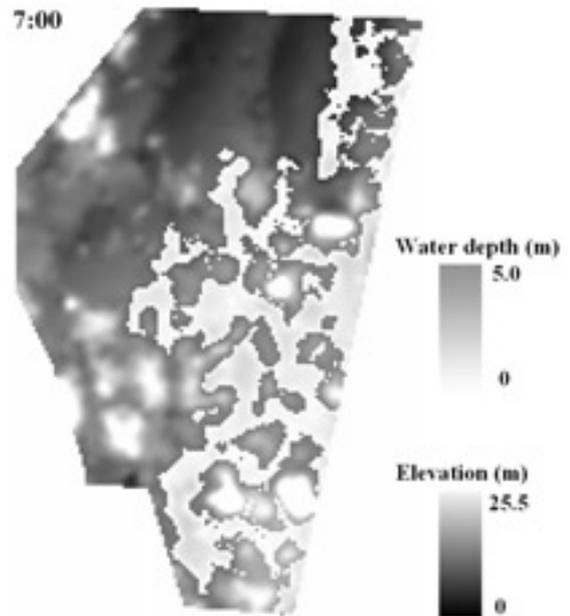


図 - 17 シミュレーション実行画面 (午前 7 時00分)

ためである。湛水深の時間変動に注目すると 2 つの傾向が見られる。1 つは越波が開始してから湛水深が急激に増加して、午前 7 時から 7 時30分の間に上昇が止まり、その後はほぼ横ばいとなるもの。もう 1 つは湛水が開始してから常に横ばいか微増をしているものである。護岸から近い地点や周囲と比較して標高の低い地点が前者に該当し、護岸から遠い地点と周囲よりも標高の高い地点が後者に該当している。シミュレーションの実行画面を図 - 16、17、18、19 に示す。午前 6 時30分から越波が開始して、周囲と比較して標高の低いところを流れるよう

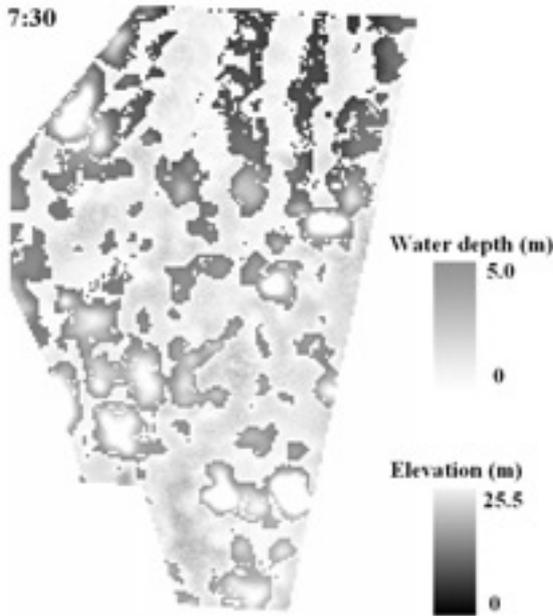


図 - 18 シミュレーション実行画面 (午前7時30分)

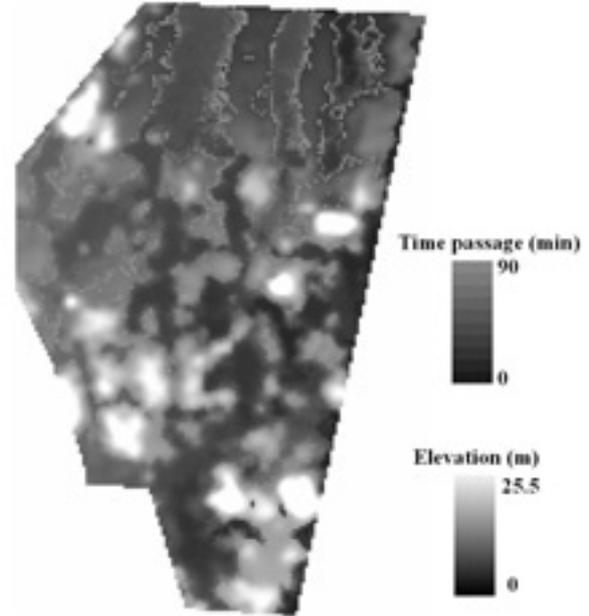


図 - 20 越波開始から徒歩による避難が不可能になるまでの時間 (分)

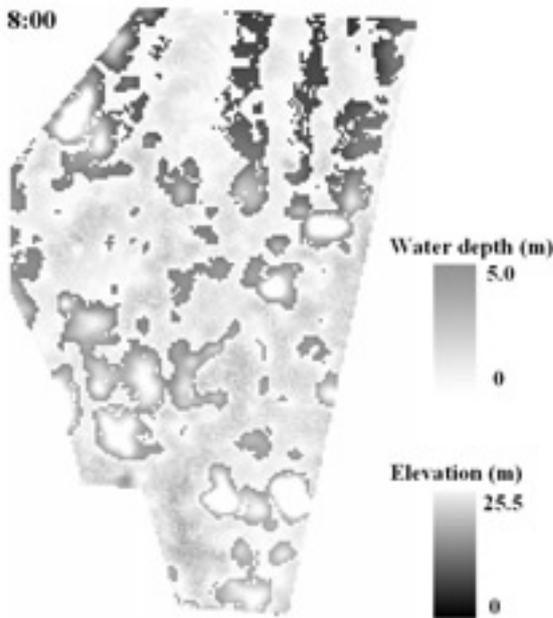


図 - 19 シミュレーション実行画面 (午前8時00分)

に湛水が進行した。埋立地の中央部から南部にかけては、道路上を伝わって越波した海水が進行したと思われるが、今回は DEM の分解能が10m であったため完全に道路を抽出できなかった。

(5) 避難可能性

図 - 20にシミュレーション開始 (午前6時30分) から、各ピクセルが初めて避難不可能になるまでにかかった時間を示す。また、表 - 5 に各10分間ごとに増加した避難不可能な領域の面積、その合計、および埋立地全体対

表 - 5 10分間ごとに増加した避難不可能な領域の面積

Time	Increased area(m ²)	Total area(m ²)	Area rate for whole reclaimed land (%)
06:30 - 06:40	13,900	13,900	0.8
06:40 - 06:50	46,100	60,000	3.3
06:50 - 07:00	109,100	169,100	9.4
07:00 - 07:10	159,400	328,500	18.2
07:10 - 07:20	141,800	470,300	26.0
07:20 - 07:30	118,000	588,300	32.6
07:30 - 07:40	101,800	690,100	38.2
07:40 - 07:50	63,900	754,000	41.7
07:50 - 08:00	44,700	798,700	44.2

する割合を示す。護岸が倒壊するまでの30分間では、徒歩による避難が不可能な領域は護岸近傍のみであり、埋立地全体の10%未満であった。しかし、護岸倒壊が発生してからは、避難不可能な面積が急増していることがわかる。このことから、護岸倒壊前に避難を開始していれば比較的 safely 避難を行うことができたが、護岸倒壊後は徒歩での避難が困難であったと考えられる。また、前節で述べたように埋立地の北部では排水がスムーズに行われたために、避難不可能となるまでに中央、南部よりも時間的に余裕があったと考えられる。

4. 結論

本研究では、1999年に台風9918号によって起こされた北九州市新門司南地区における越波水害に対して越波量推定および二次元不定流モデルによる湛水状況の再現を行なった。以下に結論を述べる。

まず、波の度数分布をもとにせきの流量公式を用いて

越波量を推定した。倒壊部は、護岸全体の約7.8%程度であったが、越波の発生する頻度が高く、午前7時から8時30分の間は常に越波が発生していた。また、1波ごとの越波量も多くなるため、越流量は倒壊部と非倒壊部では最大で約59倍の差が生じた。このことから、上部工の倒壊が新門司南地区における越波被害の最大の要因であったと推定される。

つぎに、二次元不定流モデルを用いて、降雨量、空中写真から作成されたDEMおよびせきの流量公式で求められた越流量を入力データとして、汎濫シミュレーションを行った。降雨量は、埋立地内に降ったもの以外に後背地からの流入も考慮した。降雨が増加し、満潮となった午前8時には流入量が排水路からの排水量を上回り、埋立地内へ1.2m³/sで流入した。シミュレーション結果から埋立地内に浸入した海水はその周辺よりも比較的低い、道路のような部分を水路代わりとして進行していったことがわかった。

最後に、シミュレーション結果から、徒歩による避難が不可能になるまでの時間を求めた。越波が開始してから、まず埋立地の中部と南部で避難不可能な領域が増加していった。このことから、新門司埋立地では北部を避難経路として使用したほうが安全であることが示唆された。本手法を用いることにより定量的な指標を用いた避難計画の作成に貢献することが可能である。

謝 辞

本研究を行なうにあたり、関係諸氏には資料提供及び現地調査での便宜をいただいた。千葉商科大学宮田大輔講師にはシミュレーションについてのアドバイスをいただいた。重ねて厚くお礼申し上げたい。また、測量に協力してくれた研究室の方々にも謝意を表したい。

参考文献

- 1) Sverdrup, H. U. and W. H. Munk: Wind: Sea and swell. *Theory of relations for forecasting*, No.601, 44p, 1947.
- 2) Bretschneider, C. L.: The generation and decay of wind waves in deep water, *Trans. A. G. U.*, No.33./Vol.3, pp. 381-389, 1952.
- 3) Longuet-Higgins, M. S.: On the statistical distributions of sea waves, *Jour. Marine Res.*, Vol.9/No.3, pp245-266, 1952.
- 4) Pierson, W. J., G. Neumann and R. W. James: Practical methods for observing and forecasting ocean waves by means of wave spectra and statistics, *U. S. Navy Hydrographic Office Publication*, No. 603, 284p, 1955.
- 5) Pierson, W. J. and L. Moskowitz: A proposed spectral form for fully development wind seas based on the similarity theory of S. A. Kitaigorodskii, *Jour. Geophys. Res.*, No. 69, pp5181-5190, 1964.
- 6) 光易恒: 風波のスペクトルの発達② - 有限な吹送距離における風波のスペクトルの形について -, 海岸工学講演会論文集, Vol.17, pp.1 - 7, 1970.
- 7) Longuet-Higgins, M. S.: On the joint distribution of the periods and amplitudes of sea wave, *Jour. Geophys. Res.* No.80, pp. 2688-2694, 1975.
- 8) 石原藤次郎, 岩垣雄一, 三井宏: 海岸堤防の越し波防止効果について, 海岸工学講演会講演集, Vol.4, pp.99 - 109, 1957.
- 9) 富永正照, 佐久間襄: 海岸堤防の越波量について, 海岸工学講演会論文集, Vol.17, pp.133 - 140, 1970.
- 10) 吉川秀夫, 椎貝博美, 河野二夫: 海岸堤防の越波に関する基礎的研究(1), 海岸工学講演会講演集, Vol.14, pp.118-122, 1967.
- 11) 合田良実: 防波護岸の越波量に関する研究, 港湾技研報告, No.9/Vol.4, pp.3 - 41, 1970.
- 12) 岩崎勝義, 岡田豊: はん濫を伴う洪水の計算 静岡巴川への適用, 土木技術資料, No.18/Vol.4, 1976.
- 13) 村上仁士, 細井由彦, 島田富美男, 三野秀樹: 堤越波時および越波後の津波の水位, 流速の特性に関する基礎実験, 海岸工学講演論文集, No.35, pp.592 - 596, 1988.
- 14) 川池健司, 井上和也, 戸田圭一, 林秀樹: 市街地の高潮汎濫解析法の研究, 海岸工学論文集, No.45, pp.331 - 335, 1998.
- 15) 小谷美佐, 今村文彦, 首藤伸夫: GIS を利用した津波遡上計算と被害推定法, 海岸工学論文集, No.45, pp.356 - 360, 1998.
- 16) 岩佐義朗: 数値水理学, pp.146 - 148, 丸善, 1995.
- 17) 平石哲也, 平山克也, 河合弘康: 台風9918号による越波被害に関する一考察, 港湾技研資料, No. 972, pp.19, 2000.
- 18) 永井紀彦, 橋本典明, 佐藤和敏: 台風9918号による西日本沿岸の波浪と潮位の出現特性, 港湾技研資料, No.968, pp.47, 2000.
- 19) 齋藤恵介: 台風9918号による新門司埋立地の水害シミュレーション, 立正大学修士論文, 153p, 2004.
- 20) 椿東一郎, 荒木正夫: 水理学演習上巻, pp. 206 - 207, 森北出版, 1961.
- 21) 合田良実: 数値シミュレーションによる波浪の標準スペクトルと統計的性質, 海岸工学講演会論文集, No.34, pp. 131 - 135, 1987.
- 22) 出口一郎, 榎木亨: 新編海岸工学, pp. 25, 共立出版, 1996.
- 23) T. Ishihara and T. Ida: Supplemented formulas for rectangular weirs without end-contractions., Japan National Congress for Applied Mechanics, No.1, pp. 381-384, 1951.
- 24) Rao N. S. G. and Muralidhar, D: Discharge

characteristics of weirs of finite-crest width, La Houille
Blanche, No.5, pp. 537-545, 1963.

- 25) 末次忠司：氾濫原管理のための氾濫解析手法の精度向上と
応用に関する研究，九州大学学位論文，1998.

要 旨

1999年に発生した台風9918号によって起こされた北九州市新門司南地区における越波水害に対して越波量推定および二次元不定流モデルによる湛水状況の再現を行なった。新門司南地区では台風襲来時の波力で護岸が倒壊した。波高と周期の結合分布を用いて波の度数分布を作成し、せきの公式を用いて越波量を推定した。二次元不定流モデルを用いて、降雨量、越波量、DEMを入力データとして越波した海水の水害シミュレーションを行った。推定結果から倒壊部では越波量が非倒壊部よりも最大で約59倍増加したことがわかった。このことから護岸倒壊が新門司南地区における越波被害の最大の要因であったと推定される。また、シミュレーション結果から湛水深の変動も再現し、避難可能性についての考察を行った。

Submergence damage simulation of Typhoon 9918 at New Moji District with a two-dimentional unsteady flow model

Naoki OKADA^{*}, Susumu OGAWA^{**}

^{*}University of Tokyo

^{**}Rissho University

Typhoon 9918 brought wave over topping damage at New Moji District, Kita-kyushu, Fukuoka in 1999. Then the over topping rate was estimated from the tide observation and the ponding state was reproduced with a two-dimentional unsteady flow model. At the south New Moji District, some seawalls collapsed by wave forces in the typhoon invasion. First, the frequency distribution was produced with the joint distribution of wave heights and periods, and the over topping rate was estimated with a weir formula. A two-dimensional unsteady flow model was used and the over topping damage was simulated from the input data: precipitation, the over topping rate, and DEM. From the simulation results, over topping rates at collapsed seawalls were 59 times as much as the original at most. Therefore, seawall collapse might cause the over topping damage at New Moji District at least. A time series of the ponding state was reproduced with the simulation, and refuge possibility was examined.

Keywords: wave over topping, joint distribution, weir formula, distributed runoff model