

1. はじめに

日本沿岸は台風が頻繁に来襲し、高潮・高波による浸水被害がたびたび発生している。一方、IPCC (2007) は、地球の温暖化が進み、それによって海面が上昇するとともに大型の台風の発生が増加する可能性が高いことを指摘した。地球温暖化によって海面が上昇し、大型の台風の発生が増加すれば、日本沿岸の高潮による浸水被害のリスクが増大することになる。

地球温暖化による日本沿岸の高潮浸水リスクの増大を一定の水準に抑えていくためには、高潮被害に対する温暖化の影響の分析や大型化する高潮への対策の検討を十分に行い、効果的で無駄の少ない対策を練り上げていくことが必要である。

地球温暖化の影響を考慮した高潮対策を検討して行くためには、どれだけの温暖化でどれだけの高潮による浸水被害が生じるのか、そしてそれに対してどのような対策を講じたときにどの程度の被害が軽減されるのかを予め見積もることが必要である。そうした見積を行うには高潮による浸水の状況を模擬することができる数値モデルが有効なツールとなるため、それら数値モデルによるシミュレーションの推定精度を高めていくことが重要な課題である。

台風来襲時には、多くの場合、高潮と高波が同時に生起する。時間とともに潮位が上昇し、越波から越流に遷移していく過程の中で、護岸・堤防等（以下、「護岸等」という。）を超えて陸域に流れ込む海水の量を精度良く求めることが、高潮浸水シミュレーションの精度を高めることに繋がる。

通常、越波流量の推定は合田ら (1975a) が作成した期待越波流量算定図を使って行われる。期待越波流量算定図は越波を対象にしているため、適用範囲が有義波が護岸等の天端を超えない範囲に限定され、潮位が護岸等の天端に近いあるいはそれよりも高い状態では利用することができない。越流状態で護岸等の天端上を流れる水の量は、本間 (1940) が求めた流量係数を使った越流公式で推定されるのが一般的である。しかしそれは波浪の影響を考慮していないため、推定された流量が現実と十分に一致しない可能性がある。また、二つの異なる推定方法を使って護岸等の通過流量を推定するため、越波状態から越流状態に遷移する過程で、推定される護岸等の通過流量に不連続が発生する。山下(2008)らは、VOF 法による計算結果をもとにリーフ上での越波・越水の計算モデルを提案した。しかし、平均水位が護岸天端より高い条件の検討が少なく、詳細も明らかではない。また、柴

木ら(2008)は、合田ら(1975a)の期待越波流量算定図の外挿値と本間(1940)の流量係数を使った流量推定を併用し、高潮浸水シミュレーションに組込む便宜的な方法を採用したが、計算精度に課題が残った。以上のような取り組みがあるものの、越波と越流が共存する高潮時における護岸等の通過流量を推計する一般的な計算法は確立されていない。一方、越波流量の計算技術が進展し、数値波動水路（沿岸技術研究センター、2008）によって高い精度で越波・越流量を推定することが可能になった。

そのため本研究では、高潮浸水シミュレーションの推定精度を高めるため、数値波動水路を用いて越波状態から越流状態への遷移過程における護岸等の通過流量の数値解析を行い、その結果をもとに、越波と越流が共存する状況において護岸等の通過流量の推定精度を向上する単一体系の推計手法を構築した。そして、その手法を組み込んだ高潮浸水モデルを構築し、それによるシミュレーションを東京湾、伊勢湾および大阪湾の奥部で行い、地球温暖化による海面上昇と台風の強大化によって高潮浸水被害がどのように変化するかを見積もり、その傾向を考察した。

2. 越波から越流への遷移過程の数値計算

2.1 越波・越流量の数値計算の概要

越波から越流への遷移過程における護岸等の通過流量（以下、「越波・越流量」という。）を、複数の平均水位と波浪条件を設定した数値シミュレーションを数値波動水路 (CADMAS - SURF 5.1) を使って行うことによって見積もった。

護岸形状は直立堤と消波堤の2種類、海底勾配は1/10、1/30の2種類を設定した。入射波は不規則波とし、波形勾配 (H_0'/L_0) は0.012, 0.017, 0.036の3種類、水深波高比 (h/H_0') および相対天端高 (hc/H_0' 。 hc は平均水位からの護岸天端の高さである。) は表-1 のとおり複数設定した。また、数値波動水路の水路延長、水路形状、水平・鉛直の格子幅は図-1 および表-2 のとおりである。波は②の位置で発生させ、数値波動水路内で流体運動を計算し、護岸位置で越波・越流した海水を護岸右側の越波集水升に集め、その水の量を累積越波・越流量とした。

数値波動水路による越波・越流計算の結果の1例として、 $hc/H_0'=-0.5$, $h/H_0'=2.0$, $H_0'/L_0=0.017$ の場合における越波・越流状態の水面形状を図-2 に示す。図-2 は、造波開始 480s後の水面形状である。また、計算開始から1,500s後までの造波位置および護岸前面での波高と累積

表-1 越波・越流シミュレーションの計算条件

条件項目	条件設定
波高 (H_0')	3.00m
波形勾配 (H_0'/L_0)	0.012, 0.017, 0.036
海底勾配	1/10, 1/30
水深波高比 (h/H_0')	0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0
相対天端高 (hc/H_0')	-3.0, -2.0, -1.0, -0.5, 0.0, 0.5, 1.0
造波モデル	造波ソース, 修正ブレットシュナイダー光易型のスペクトルを有する不規則波
計算時間, 時間刻み幅	1500s, 自動
消波材の空隙率	C_M, C_D

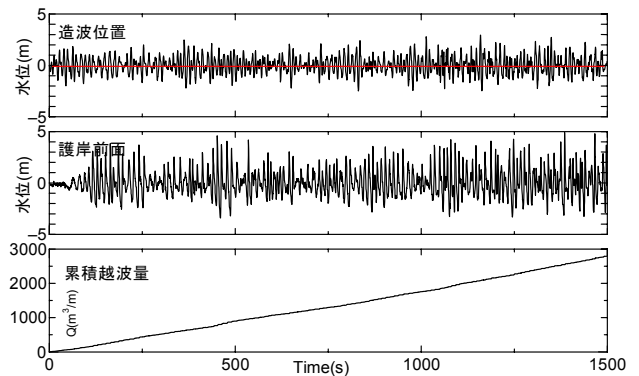


図-3 造波位置と護岸前面での水位の時系列と累積越波・越流量 (計算例)

表-2 数値波動水路の設定諸元

水平格子幅 Δx	波形勾配 (H_0'/L_0)	水平区間		
		左端~④	④~⑤	⑤~右端
0.012	0.012	2.0m	1.0m	2.0m
	0.017	2.0m	1.0m	2.0m
	0.036	1.0m	0.5m	1.0m

鉛直格子幅 Δz	波形勾配 (H_0'/L_0)	高さ		
		-75m~-35m, +25m~+45m	-35m~-15m, +15m~+25m	-15m~+15m
0.012	0.012	0.8m	0.4m	0.2m
	0.017			
	0.036			

水平延長	波形勾配 (H_0'/L_0)	水平区間				
		総延長	左端~④	④~⑤	⑤~右端	
		0.012	2250m	1500m	250m	500m
		0.017	1800m	1200m	200m	400m
0.036	900m	600m	100m	200m		

越波・越流量の時系列を図-3 に示す。波高の時系列は、平均水位を 0 に維持するとともに、平均波高のトレンドが概ね一定であるため、沖側での境界条件が適切に満たされていることが確認できる。また、累積越波・越流量が時間とともに直線的に増加しているため、単位時間当たりの越波・越流量がほぼ一定であることが分かる。そのため、単位時間あたりの期待越波・越流量を求めるとし、計算開始から 1,500s 後の累積越波・越流量を累積した時間で除すことによって期待越波・越流量を求めた。

2.2 期待越波流量の再現性

護岸天端が平均水位よりも高い場合 ($hc/H_0' \geq 0.5$) における数値波動水路によるシミュレーションから求められた期待越波流量を、実験等をもとに作成された合田らの期待越波流量算定図と比較し、数値波動水路によるシミュレーションによる期待越波流量推定の再現性を確認した。

図-4~5 は直立堤および消波堤の比較結果の一例である。直立堤の場合の期待越波流量の計算結果は、算定図よりも幾分大きい値となるものの、大小関係は整合のとれたものとなっている。一方、消波堤の場合の計算結果は、水深波高比が 1.0 以下で砕波状態の越波が発生する場合に、算定図との差が顕著になる。

期待越波流量算定図と数値波動水路による越波流量計算結果の間の散布状況を図-6~7 に示す。図中には期待越波流量算定図の実験値等に基づく真値の想定範囲も示してある。直立堤の場合、無次元越波流量の真値の想定範囲は 10^{-2} オーダーで 0.7~1.5 倍、 10^{-3} オーダーで 0.4~2.0 倍である。数値波動水路による越波流量計算結果は、全条件で 10^{-2} オーダーの想定範囲内にある。また、

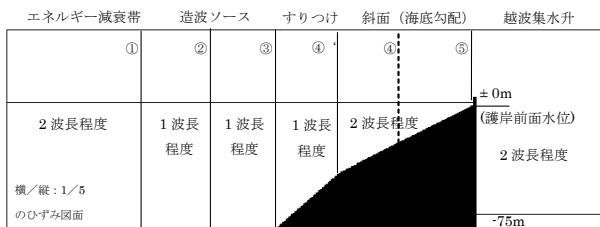


図-1 数値波動水路断面図

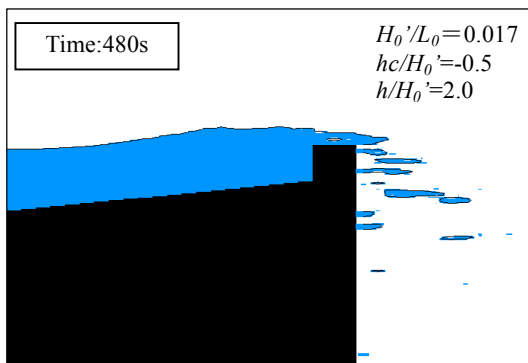


図-2 越波・越流状態での水面形状 (計算例)

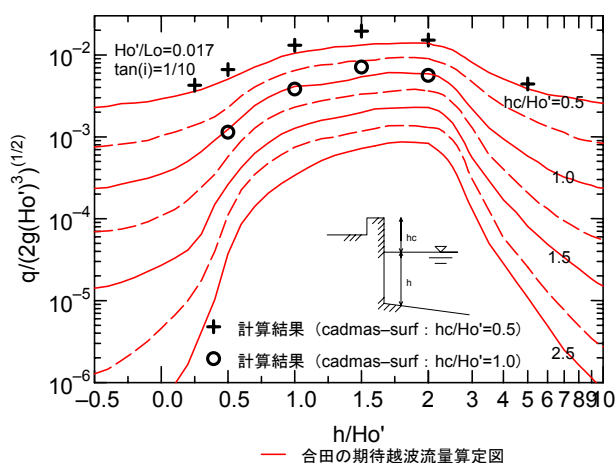


図-4 期待越波流量算定図（直立堤）との比較

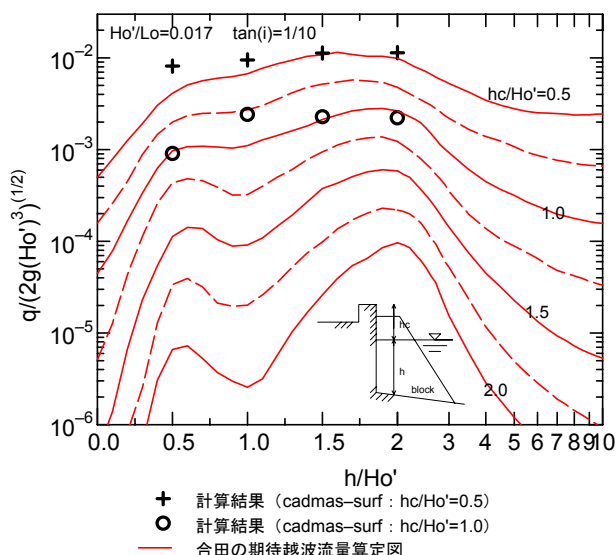


図-5 期待越波流量算定図（消波堤）との比較

消波堤の場合、無次元越波流量の真値の想定範囲は 10^{-2} オーダーで 0.5~2.0 倍、 10^{-3} オーダーで 0.2~3.0 倍である。想定範囲のわずかに外側に位置するものもあるが、概ね 10^{-2} オーダーの想定範囲内にある。どちらの場合も期待越波流量算定図と数値波動水路による越波流量計算結果の整合性は高い。

平均水位が上昇し、越波状態から越流状態に移移する場合 ($hc/H_0' < 0.5$) および平均水位が護岸天端を超過する場合 ($hc/H_0' < 0.0$) について数値波動水路で求めた期待越波・越流量と合田の期待越波流量算定図を図-8 に示す。図左上のハッチ部分は護岸天端が前面水深より低くなる領域で、実際には起こりえない領域である。この図から、潮位が増加するとともに期待越波・越流量が増加する一方で、期待越波・越流量は水深の変化にあまり依存しない

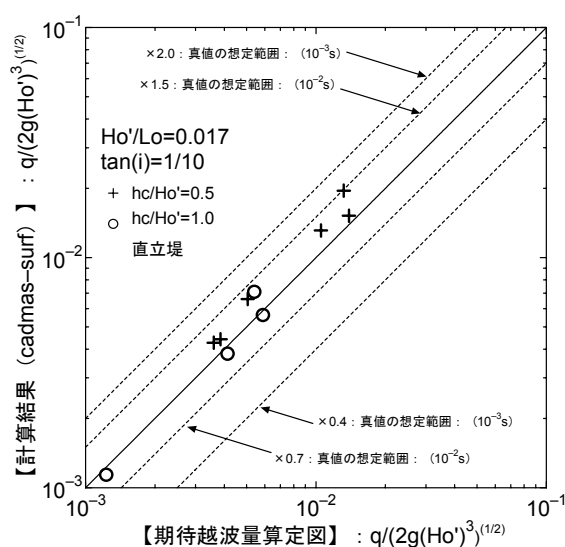


図-6 期待越波流量算定図と数値シミュレーション結果の比較（直立堤）

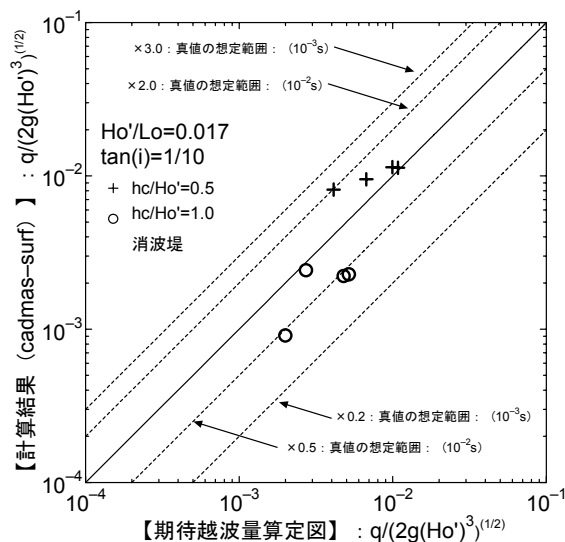


図-7 期待越波流量算定図と数値シミュレーション結果の比較（消波堤）

いことが分かる。図には、後述する期待越波・越流計算モデルにより計算される越波状態から越流状態への遷移過程の流量も示している。

2.3 越流公式を使った推定との関係

これまでの高潮浸水シミュレーションでは、多くの場合、本間 (1940) の越流係数を使った越流公式によって越流量が求められてきた。そこで、数値波動水路で求めた期待越波・越流量を本間の流量係数を使った推定と比較し、その特徴を把握した。

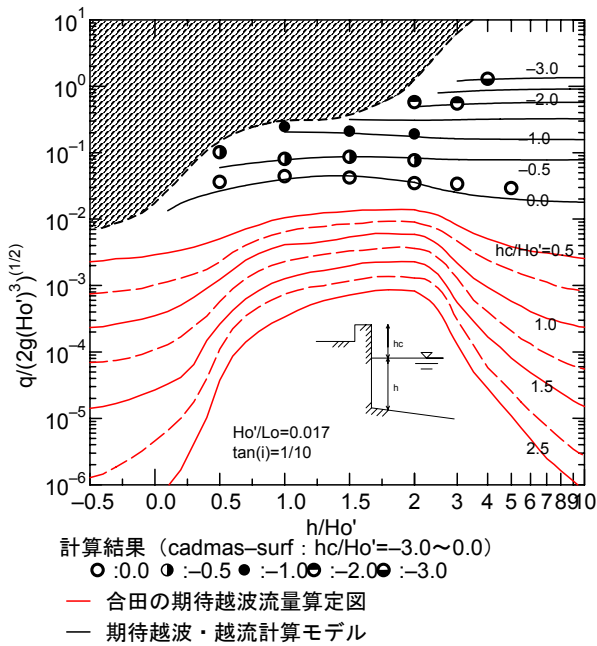


図-8 潮位上昇時の期待越波流量の変化状況（直立堤）

本間の流量係数を使った越流量の推定式は以下の通りである。

$$q = \mu h_1 \sqrt{2gh_1} \quad (1)$$

ここで、 μ ：流量係数（0.35）、 h_1 ：平均水位の護岸天端からの高さである。

越流状態を平均水位が護岸天端高を超過する状態 ($hc/H_0' < 0.0$) として、その状態における数値波動水路で求めた期待越波・越流量と本間の流量係数を使って求めた流量を併せて図-9に示す。図-9では、数値波動水路で求めた期待越波・越流量は天端水深が1mを超えたあたりから本間の流量係数を使って求めた流量よりも小さくなる。天端水深が大きくなると流量係数を使って求めた流量に漸近する傾向はあるものの、流量係数が0.20～0.25程度に相当する流量になっている。

3. 期待越波・越流計算モデル

3.1 モデルの定式

越波状態から越流状態への遷移過程で本間（1940）の越流量係数を使って流量を推定すると波浪の影響が含まれず、平均水位が護岸天端に近い場合に過小評価となる。合田の期待越波流量算定図は越流状態が適用外のため、

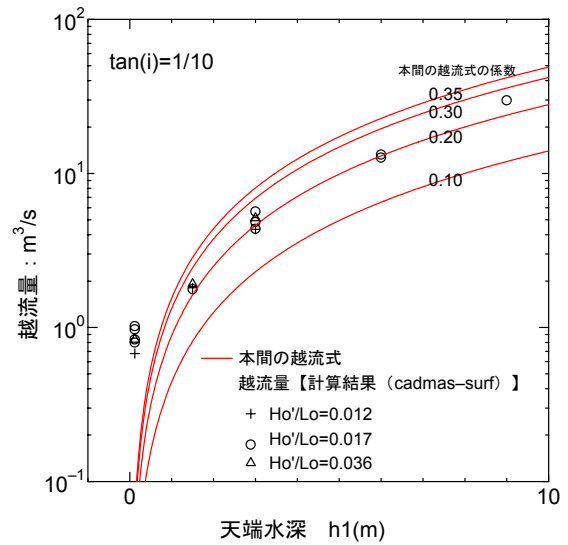


図-9 越流公式と数値シミュレーション結果の比較

越波と越流の間で流量算定に不連続が生じる。

本研究では、合田ら（1975a）が期待越波流量算定図を作成する際に検討した不規則波の碎波変形モデルと越流堰としての越波量計算を基に構築した越波流量を推定するモデル（式(2)）を使用し、モデル中のパラメータを調整することによって越波状態から越流状態に遷移する状態の護岸等の通過流量を推定するモデル（期待越波・越流計算モデル）を構築した。

式(2b)は、吉川ら（1967）の規則波の越流モデルを基本式とし、不規則波の越流モデルに変形したものである。

$$\frac{q_{\text{exp}}}{\sqrt{2g(H_0')^3}} = \int_0^\infty q^*(x)p(x)dx \quad (2a)$$

$$q^*(x) = \frac{q(x)}{\sqrt{2g(H_0')^3}} = A_0 \left(\frac{K}{1+K} \right)^{3/2} x^{3/2} \left[1 - \frac{hc}{H_0'} \cdot \frac{1}{Kx} \right]^{5/2} \quad (2b)$$

$$K = \frac{\eta_c}{H} = \min \left\{ \left[1.0 + a \frac{xH_0'}{h} + \frac{b}{K_{sb}} \left(\frac{xH_0'}{h} \right)^2 \right], c \right\} \quad (2c)$$

ここで、 A_0 ：流量係数に対応する係数（0.10）、 x ：無次元波高（ H/H_0' ）、 $p(x)$ ： x の確率密度関数、 $K_{sb}=H_{1/3}/H_0'$ ：非線形浅水効果および碎波減衰による有義波高変化率、 K ：波頂波高比、 η_c ：波頂高である。なお、無次元波高 x

の確率密度 $p(x)$ は、合田(1975b)の不規則波の砕波変形モデルから計算される。波浪条件となる H_0'/L_0 、 h/H_0' と海底勾配は、確率密度 $p(x)$ に含まれる。また、間接的に、水位上昇やサーフビートの効果も含まれる。

3.2 モデルによる護岸通過流量

期待越波・越流計算モデルによって計算された流量の算定例を図-10~14に示す。図左上のハッチした部分は護岸天端が前面水深より低くなる領域で、実際には起こりえない領域である。 $h/H_0' > 1.0$ の条件では、幾分の差

は見られるものの、合田の期待越波流量算定図の値と比較的良好一致する。一方、 $h/H_0' < 1.0$ では、海底勾配1/30、 $H_0'/L_0=0.017$ の消波堤の場合を除き、あまり一致しない。波が非線形化し急激な変形が生じ、砕波、砕波後の流れ、ウェーブセットアップ等の複雑な現象となるためである。図-10~14に示すように、期待越波・越流計算モデルは、モデル中のパラメータを調整することにより、越波から越流に遷移する状態の流量を連続的に推定することが可能である。

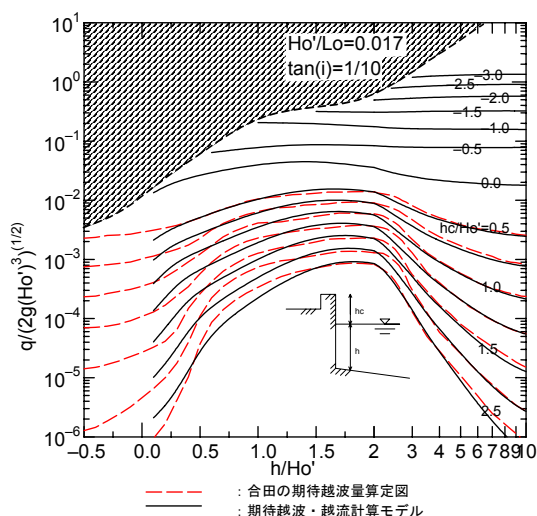


図-10 期待越波・越流計算モデルによる流量と期待越波流量算定図(直立堤, $\tan(i)=1/10$, $H_0'/L_0=0.017$)

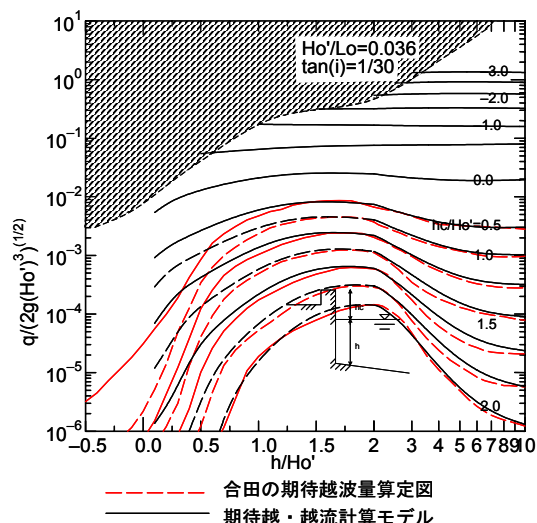


図-12 期待越波・越流計算モデルによる流量と期待越波流量算定図(直立堤, $\tan(i)=1/30$, $H_0'/L_0=0.036$)

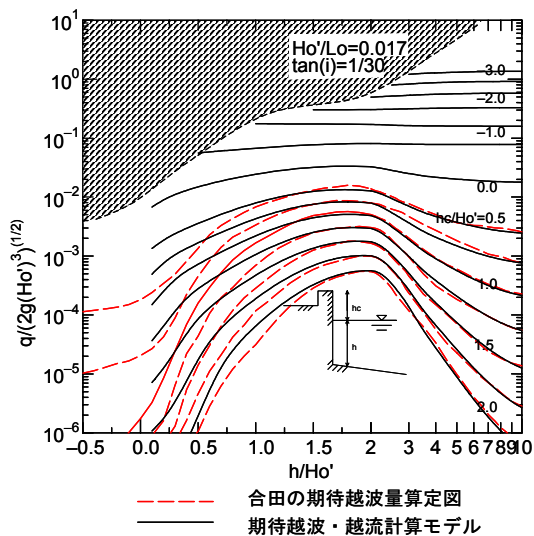


図-11 期待越波・越流計算モデルによる流量と期待越波流量算定図(直立堤, $\tan(i)=1/30$, $H_0'/L_0=0.017$)

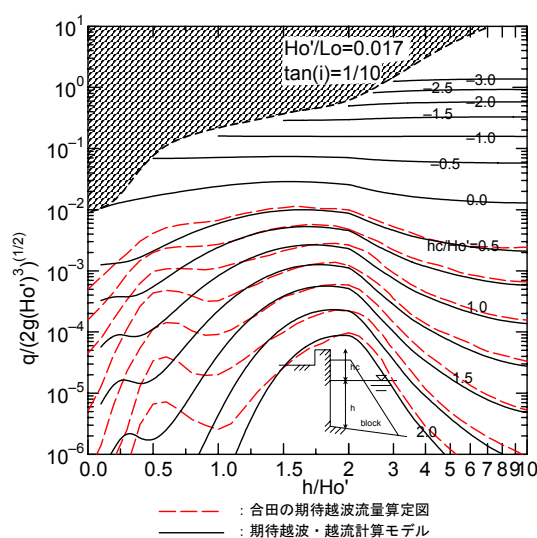


図-13 期待越波・越流計算モデルによる流量と期待越波流量算定図(消波堤, $\tan(i)=1/10$, $H_0'/L_0=0.017$)

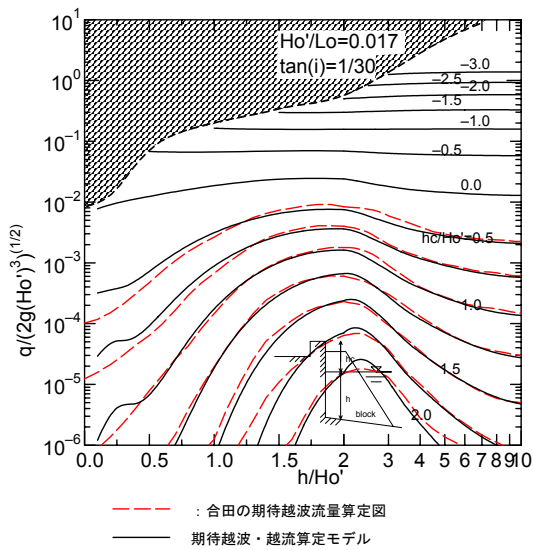


図-14 期待越波・越流計算モデルによる流量と期待越波流量算定図（消波堤， $\tan(i)=1/30$ ， $H_0'/L_0=0.017$ ）

3.3 パラメータの調整

合田モデルは、 h/H_0' が小さくなるに従い、直立堤では越波流量が過大評価となり、消波堤では過小評価になる傾向にある。そのため、期待越波・越流計算モデルは、合田モデルの式(2c)に含まれる係数 a 、 b 、 c の調整を行い、計算精度を高めることにした。

係数 a が含まれる式(2c)の第2項は、重複的に水深波高比に比例して K が増大する効果を表している。合田らは、係数 a について構造物の反射率相当の諸元を提案している。そのため、係数 a は直立堤で $a=1.0$ 、消波堤で $a=0.5$ を採用した。

係数 b が含まれる式(2c)の第3項は、砕波後の流れに似た性質を表現している。合田らは、係数 b について、実験結果による調整を行い、直立堤で $b=0.8$ 、消波堤で $b=0.0$ 程度を提案している。係数 b については明確な定義がなく、また複雑な現象を表現する係数でもあり、モデル化は難しい。そこで、本論文では、直立堤については合田らの提案する $b=0.8$ を用い、消波堤については、 h/H_0' が小さい場合に越波流量の過小評価の補正と砕波後の流れに似た性質の影響を加味するため $b=0.1$ とした。

係数 c は、 K の値が極端に大きくなることを避けるために設けられている。合田らは、係数 c について、経験的に存在しない限界の波頂波高比(η_c/H)となるように一定値を与えている。しかし、限界の波頂波高比は、水深条件や波浪条件等により異なると考えられるため、条件毎に係数 c を変化させることにより最適な値を与えること

にした。

護岸前面の波頂波高比は、通常、波高が大きくなるに従い大きくなる。砕波が伴うようになると激しく水塊が無い、飛沫が打ち上がる。砕波時の飛沫も越波に対して重要な要素ではあるが、飛沫の打ち上げ高が越波流量に寄与する波頂波高比に相当するとは考えにくい。また、飛沫の打ち上げ高は、様々な要素に左右されるため一般化が難しい。そのため、限界の波頂波高比が任意の水深で存在する砕波限界波高に対応する値となるように、式(2c)右辺の H に砕波限界波高を、 h に砕波限界水深を与えたときに、求められる値を係数 c の値とした。

図-15は、直立堤で、海底勾配を1/10と1/30、 $H_0'/L_0=0.012$ 、 0.017 、 0.036 とした場合に、期待越波・越流計算モデルに設定した係数 c の値である。係数 c は、全条件で同様な傾向を示し、 h/H_0' が小さくなるに伴い次第に大きくなり、 $h/H_0' < 1.0$ で指数関数的に大きくなる。

図-16および図-17は、直立堤で、 $H_0'/L_0=0.017$ 、 $hc/H_0'=0.5$ 、 $h/H_0'=0.25$ と 0.50 の条件における合田らの係数 c と期待越波・越流計算モデルの係数 c を用いた場合の K 、 q^* 、 $p(x)$ の関係を表す。図中のPt.1、Pt.2は、図-19および図-20のPt.1、Pt.2の位置に相当する。

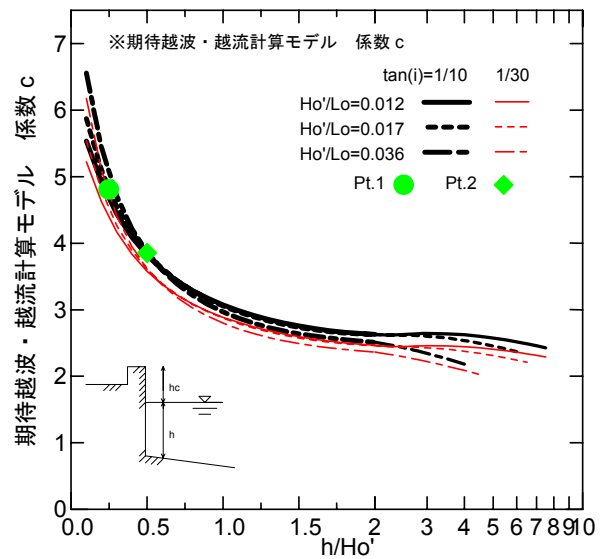


図-15 期待越波・越流計算モデルの係数 c （直立堤）

図-16をみると、期待越波・越流計算モデルの K は、砕波が伴う $H/H_0' > 0.27$ において、係数 c の項が効き一定となる。合田モデルでは、 $H/H_0' > 0.27$ の状況でも、 K は増加を続け $K=10$ で一定となる。

このように、砕波が伴う条件での K および q^* の増大を抑制することにより、 h/H_0' が小さい場合の越波流量の過大な値が修正できる。図-17では、 $H/H_0' > 0.53$ の場合に、

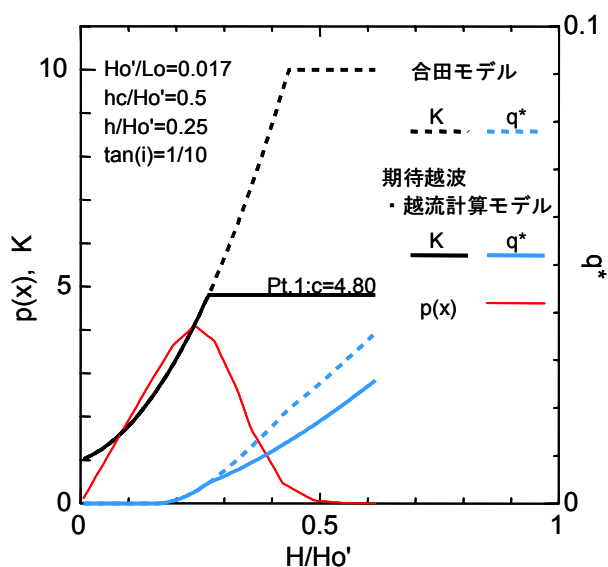


図-16 期待越波・越流計算モデルの係数 c を用いた場合の K , q^* , $p(x)$ の関係 (直立堤, $h/H_0'=0.25$)

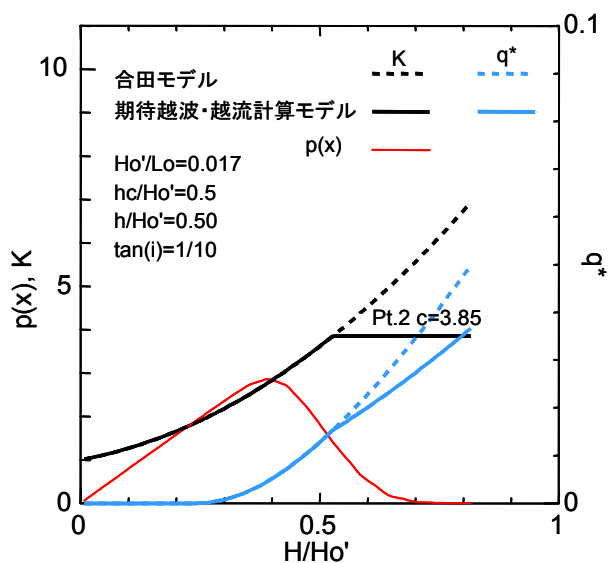


図-17 期待越波・越流計算モデルの係数 c を用いた場合の K , q^* , $p(x)$ の関係 (直立堤, $h/H_0'=0.50$)

係数 c の値が有効となり、 K および q^* の増大を抑制し、越波流量の過大な値が修正される。 h/H_0' が大きくなるに伴い、砕波を伴う H/H_0' が存在しなくなり、合田モデルと一致するようになる。

期待越波・越流計算モデルでは、越波状態だけでなく、越波から越流の遷移過程も計算できるように、式(2b)についても修正を加えた。式(2b)は、 K が大きくなるとともに、波の山の継続時間が短縮されることを考慮し、吉川の式⁵⁾に対し $2/(1+K)^{3/2}$ を乗じている。この効果は、平

均水位が護岸より低い場合には有効である。しかし、平均水位が護岸より高い、越波から越流の遷移過程では、波の谷付近も越波し、最終的には全ての波が越波する。そのため、必ずしも有効でない。そこで、 $hc/H_0' < -0.5$ の条件では、越波・越流の状態を考慮して、 $2/(1+K)^{3/2}=0.5$ の一定値とする。

3.4 算定モデルの課題

期待越波・越流計算モデルは、越波状態および越波から越流への遷移過程における越波・越流量の算定を単純化するため、複雑な現象に対して、幾つかのパラメータを設定し、その値に一定値を設定している。式(2c)の第3項で計算される砕波後の流れに似た現象、式(2c)の係数 c によって一定値となる砕波時の飛沫の打ち上げ高等が単純化した例である。これらの現象をより最適にモデル化をすることで、 $h/H_0' < 1.0$ で hc/H_0' の大きい条件でも、越波・越流量の推定精度を向上させることが可能になる。また、式(2c)の第2項の係数 a も構造物の形式毎に一定値としている。しかし反射率は、構造形式ごとに一定ではなく、波形勾配などによって変化する。任意の波形勾配に対して係数 a を適切に設定することにより、越波・越流量の精度を向上させることが可能になる。

本研究では、消波堤の場合、 $H_0'=3.0\text{m}$ に対して安定する消波ブロック2個並びの幅を消波工の天端幅としているが、消波工の天端幅によって反射率が変化する。そのため、波形勾配と消波工天端幅の関係を分析し、それを越波・越流量の算定に反映させることで、越波・越流量の推定精度が向上する。また、本研究で提案した期待越波・越流計算モデルは、直立堤と消波堤という限定された構造形式についてのみ扱っている。海岸堤防に広く用いられている三面張り構造や、近年みられる海岸環境を重視した多様な構造形式に対しては、十分な精度で流量推定を行うことができていない。

4. 高潮浸水シミュレーションでの確認

4.1 期待越波・越流計算モデルの高潮浸水計算への導入

既往モデルは越波状態で合田の期待越波流量算定図を用い、越流状態で越流公式を用いたものである。それらと比べて、期待越波・越流計算モデルを用いた場合にどのような違いが生じるかを、非線形長波理論に基づく伊勢湾奥部の高潮浸水計算シミュレーション(鈴木, 2008)を用いて確認した。

越波・越流量は、高潮推算、波浪推算、波浪変形計算

より求まる護岸前面の潮位と波浪を入力条件とし、期待越波・越流計算モデルで計算した。ただし、期待越波・越流計算モデルは、完全越流からもぐり越流に遷移する過程、陸側からのもどり流れについては考慮されておらず、現在算することができない。そこで、図-18 に示す高潮浸水計算時の越波・越流の代表的な現象に対して、護岸前面およびその背後の水位の関係により、式(4)と式(5)に本間(1985)の流量係数を使ったものを併用した。

(完全越流)

$$q = \mu h_1 \sqrt{2gh_1}, \quad h_2 \leq \frac{2}{3} h_1 \quad (3a)$$

(もぐり越流)

$$q = \mu h_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)}, \quad h_2 > \frac{2}{3} h_1 \quad (3b)$$

ここに、 μ : 流量係数 (完全越流 : 0.35, もぐり越流 : 0.91), h_1, h_2 : 護岸前後の越流深である。

Type1 は浸水に対して越波の寄与が高い場合で、平均水位が護岸天端に近い条件である。Type2 は $hc/H_0' < 0.5$ 程度から見られる現象であり、越波と越流が同時に生じる。これらの現象の遷移過程を連続的に表現するために、期待越波・越流計算モデルは有効である。浸水が進行すると、Type3 のように海域側と陸域側の水位差が小さくなり、もぐり越流となる。そのため、背後の水位が大きくなり、 $h_2 > 1/2H$ 程度となったときは、式(3b)のもぐり越流の式から算定された値に流量を置き換えた。Type4 は護岸前面の平均水位より背後地の水位が高い場合であり、陸側からのもどり流れが生じる。この場合は、期待越波・越流計算モデルとともに、 $h_2/h_1 \leq 2/3$ の場合に式(3a)の完全越流の式を、 $h_2/h_1 > 2/3$ の場合に式(3b)のもぐり越流の式を併用した。ただし、背後水位が護岸天端よりも十分高い場合 ($h_1 > 1/2H$) は、式(3a)または式(3b)によるもどり流れの流量のみを求めた。

4.2 高潮浸水計算の条件

広範囲にわたる低平地が存在する伊勢湾奥部を対象に、期待越波・越流計算モデルを組み込んだ高潮浸水モデルによるシミュレーションを行った。台風の中心気圧深度を伊勢湾台風の 1.3 倍とし、台風コースを伊勢湾台風コースとした。潮位は、伊勢湾奥部の H.W.L. に地球温暖化による水位上昇量として 60cm を加えた値とした。これらの台風条件と潮位条件は、越波、越波・越流、越流に

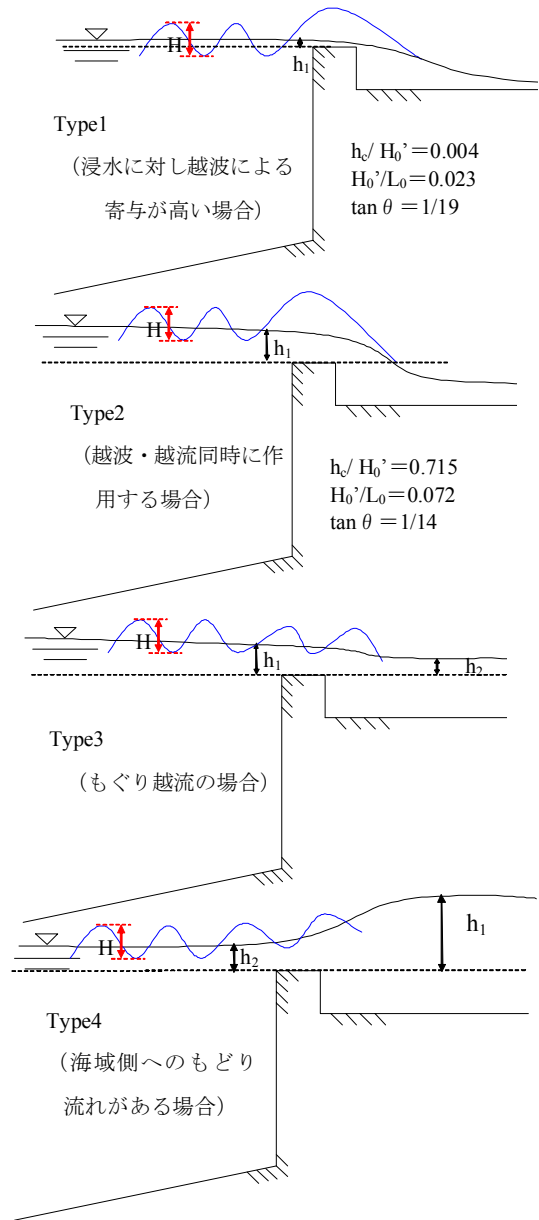


図-18 高潮時に発生する越波・越流の模式図

よる浸水の分析ができるように条件を選定したものである。高潮推算と波浪推算の計算範囲は、台風経路を含む太平洋の広域とした。計算地形は、伊勢湾海域を 200m ~ 600m 格子で近似し、湾奥および浸水想定区域 (陸上域) を 100m 格子で近似した。

4.3 高潮浸水計算の結果

護岸等の背後の浸水範囲と、通過流量の時系列について、期待越波・越流計算モデルを組み込んだ高潮浸水モデル (以下、「改良モデル」という。) と既往の高潮浸水モデル (以下、「既往モデル」という。) による浸水予測

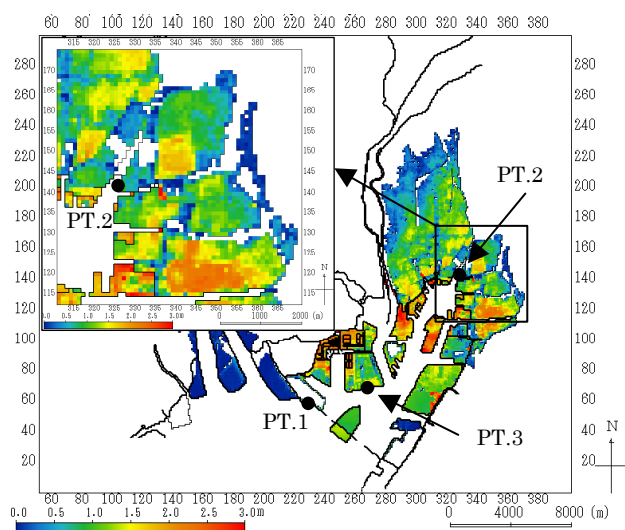


図-19 既往モデルによる浸水範囲

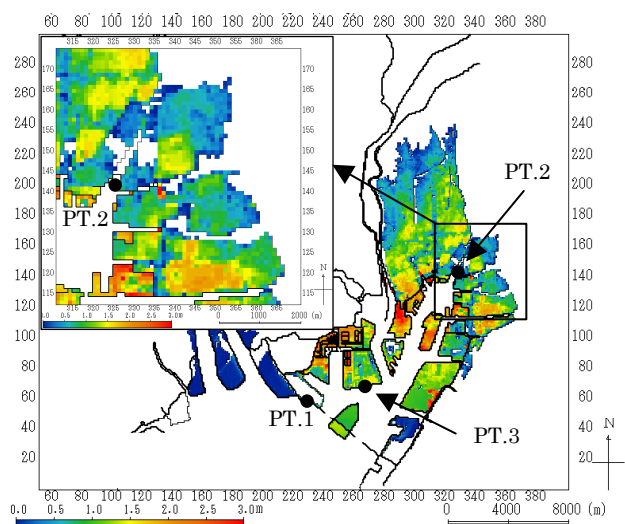


図-20 改良モデルによる浸水範囲

の結果を比較し、改良モデルの特徴を把握した。

図-19 は既往モデルによる予測結果の浸水範囲と浸水深であり、図-20 は改良モデルによる予測結果による浸水範囲と浸水深である。比較を行った地点は、越波の寄与が大きい地点 PT.1 と、越波と越流が同時に生起する地点 PT.2 である。また、図-19 および図-20 には PT.2 の背後を抽出し、浸水範囲を拡大した図をあわせて示している。

越波の寄与が大きい PT.1 の背後は、両者の間で浸水深に若干の違いがみられるものの、浸水範囲に顕著な差がみられない。越波の寄与が大きい条件では改良モデルで計算した浸水範囲が既往モデルよりも大きくなると想定

されるが、PT.1 の背後は地形の形状から浸水する範囲が限定され、しかも護岸からの通過流量が小さいため、浸水範囲に顕著な差がみられなかったと考えられる。一方、越波と越流が同時に生起する PT.2 の背後は、抽出した範囲内の浸水面積が既往モデルで 0.236km²、改良モデルで 0.216km² であり、期待越波・越流計算モデルを組み込んだことによって求められた浸水範囲が 0.915 倍に小さくなっている。図-9 は越流状態で護岸通過流量に 2/3 程度の差が生じることを表しているが、今回の条件では浸水面積にそれほど大きな差は現れていない。

PT.1 と PT.2 で越波から越流への遷移過程の越波・越流量の時系列を求め、その違いを解析した。図-21、図-22 は、構造物前面の潮位および波浪の時系列、期待越波・越流計算モデルと既往モデルから求まる越波・越流量の時系列の比較である。ここでの越波・越流量は潮位、波浪の計算値を期待越波・越流計算モデルに入力し、越波・越流量を計算したものである。PT.1 の前面水位は、潮位

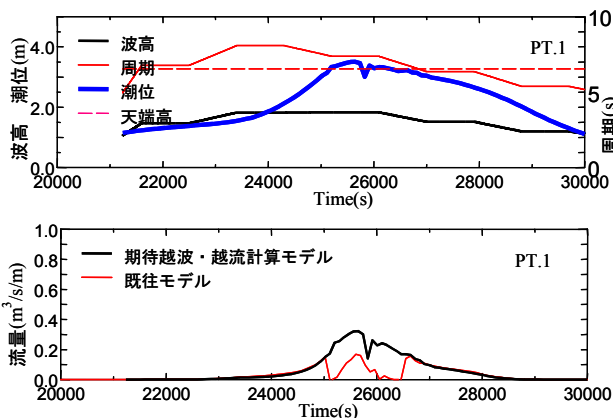


図-21 PT.1 での潮位・波浪・流量経時変化

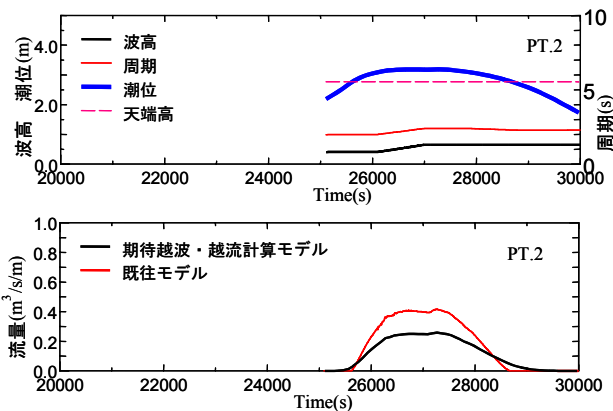


図-22 PT.2 での潮位・波浪・流量経時変化

のピーク時でも $hc/H_0' = -0.004$ であるとともに、潮位と波高の関係から越波が支配的であることが確認できる。一方、PT.2は、潮位ピーク時の前面水位が $hc/H_0' = -0.715$ であり、潮位と波高の関係から越波と越流が共存する状態であることが分かる。

PT.1の越波・越流量は、平均潮位が低い状態では期待越波・越流計算モデルと既往モデルが良く一致する。そして、平均水位が護岸天端高を超過すると、既往モデルは越流量を計算するため過小評価となる。それに対し、期待越波・越流計算モデルは流量の連続性を保ち、引き続き流量が増加する結果となった。一方、PT.2のように平均水位が護岸天端高を大きく超過して越流量の寄与が大きい場合は、図-9の結果と同様に、既往モデルで算定される越流量の2/3程度の通過流量となった。

4.4 埋立地の越波・越流量の分析

改良モデルでは、護岸前面および背後の平均水位によっては期待越波・越流計算モデルと本間(1940)の流量係数を使った推定を併用する。このような状況は埋立地等の浸水が顕著な陸域で生じる。

図-23は、陸側からのもどり流れがあるPT.3の越波・越流量および波高、潮位の時系列である。図は、もどり流れが生じる越波、越波越流、もぐり越流への遷移過程の区間を抽出したものである。もぐり越流へ移行後は既

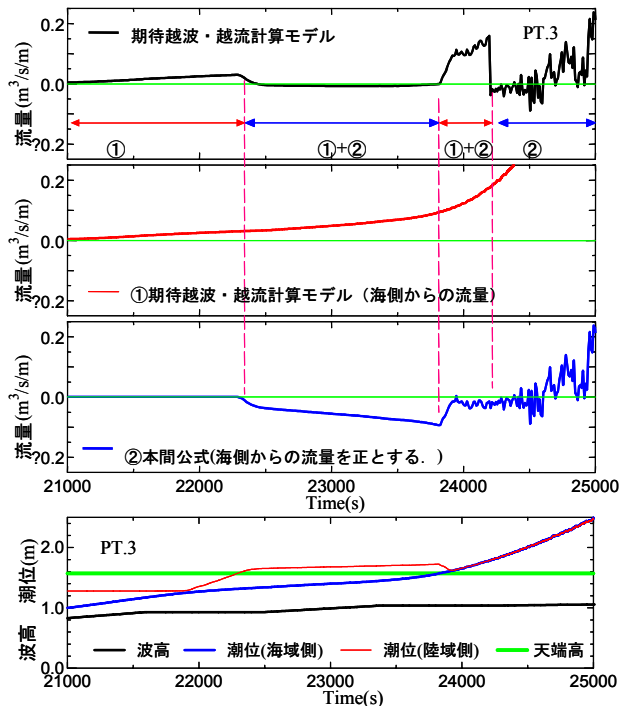


図-23 PT.3での波浪、潮位と越波・越流量の時系列

往モデルと同様の変化を見せる。21,000s~22,300sの間は越波が支配的であり、期待越波・越流計算モデルによって通過流量が計算される。それに対し、22,300s~24,200sの間は、陸側からの戻り流れが発生し、期待越波・越流計算モデルと本間(1985)の流量係数を使った算定流量の差分が通過流量となる。さらに、24,200s以降は、陸域と海域の水位差が小さくなり、もぐり越流となるため、本間(1985)の流量係数を使って通過流量が計算されている。

5. 三大湾における高潮浸水シミュレーション

5.1 計算条件

国総研資料 No.464 (鈴木, 2008) で使われた高潮浸水モデルに3.の期待越波・越流計算モデルを組み込み、東京湾、伊勢湾および大阪湾を対象に高潮浸水計算を行った。

まず、低緯度地域から台風の発達と移動に伴う高潮を計算する。そして、それとともに外洋からの波浪推算を行い、高潮による浸水を計算する小領域の境界での波浪・潮位を求める。その際、台風による風の場合は Myers のモデルで表現している。次に、地形と堤防等の情報を持つ格子データで小領域内の空間を表現し、その空間内で海水の動きを非線形長波理論によって表現する。堤防等から陸域への海水流入は、4.の高潮浸水モデルによる護岸通過流量の推定方法を用いて計算する。海水の遡上は岩崎・真野(1979)の方法で計算する。

台風の進行にともなう高潮と波浪の発達を計算するた

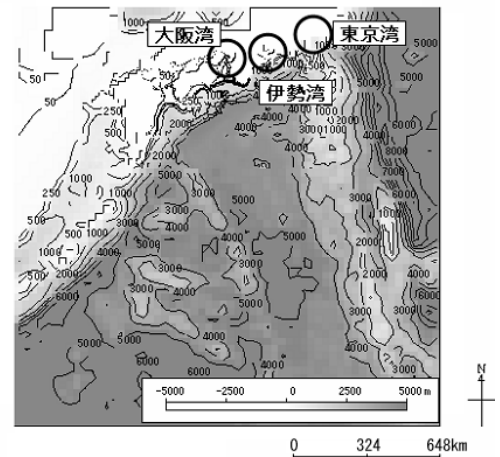


図-24 高潮および波浪計算の広域計算範囲

め、太平洋の低緯度地域からを高潮と波浪の推算を行う範囲とした(図-24)。浸水を計算し、その結果を基に浸水被害を推定する範囲は、大規模な低平地が広がり、そこに多くの人口、産業、資産が集積する三大湾の湾奥部とし、図-25~28 のとおりとした。図の着色部が浸水計算の範囲で、濃淡は水深および地盤高を示している。浸

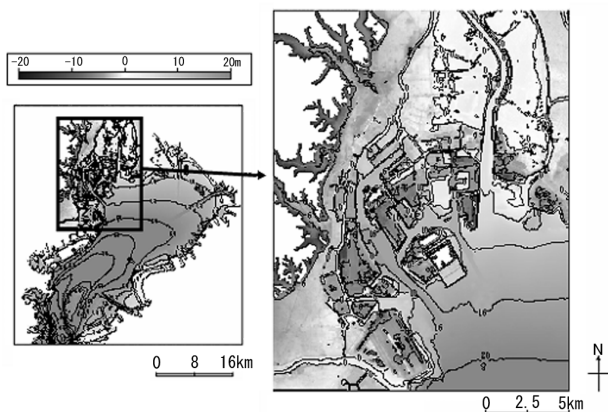


図-25 東京湾における浸水計算範囲

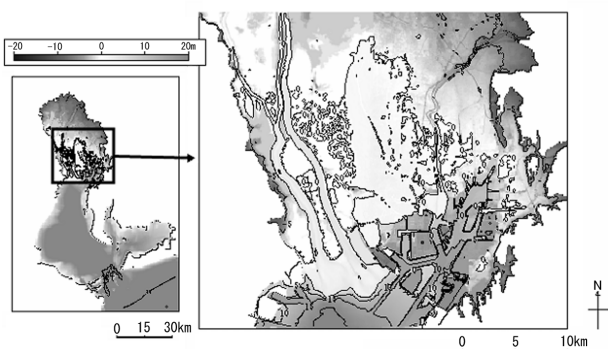


図-26 伊勢湾における浸水計算範囲

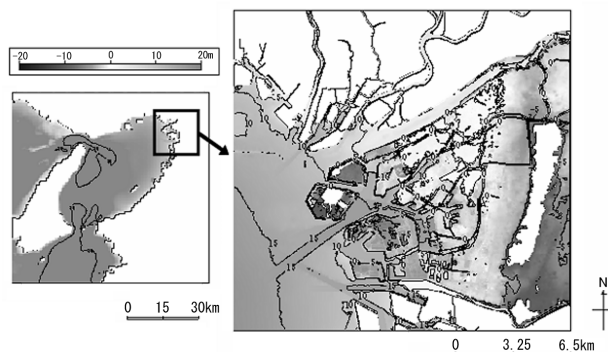


図-27 大阪湾(淀川以南)における浸水計算範囲

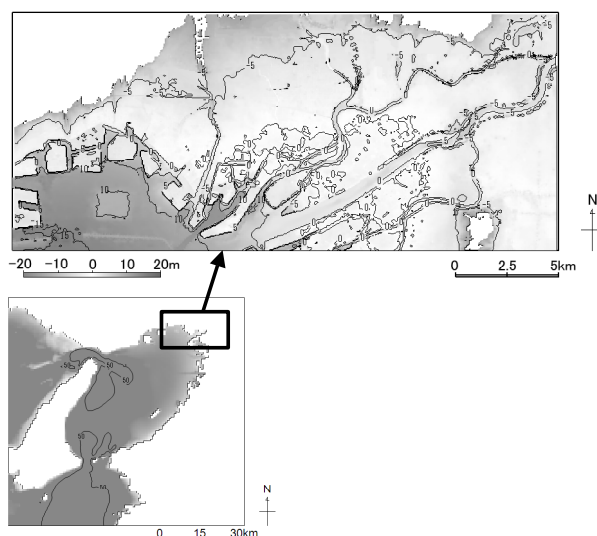


図-28 大阪湾(淀川以西)における浸水計算範囲

水計算の対象範囲内のT.P.15m以下の陸域面積は東京湾が197km²、伊勢湾が584km²、大阪湾が276km²であり、それら地域に常住する人口は東京湾が218万人、伊勢湾が209万人、大阪湾が320万人である。

高潮浸水計算に使用する台風は、三大湾各々の海岸施設計画に使われてきた台風(計画台風)を基本とし、上陸時を基準にして中心気圧深度を1.0, 1.1, 1.2, 1.3倍にして使用した。三大湾の計画台風は台風規模が伊勢湾台風(上陸時の中心気圧が935hPa, 中心気圧深度が75hPa)であり、台風コースは東京湾がキティ台風、伊勢湾が伊勢湾台風、大阪湾が室戸台風のコースである(図-29)。潮位は、三大湾奥部のH.W.L.に地球温暖化による平均海面の上昇量0cm, 30cm, 100cmを加えたものとした。

計算に用いる地形は、三大湾海域を200m~600m格子で近似し、湾奥の沿岸海域および浸水想定区域(陸上域)

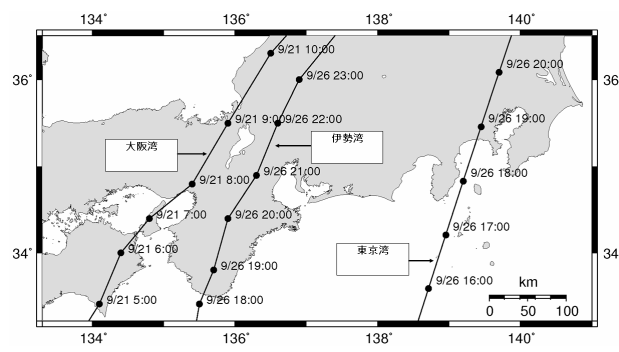


図-29 三大湾の高潮浸水計算に適用する台風経路

では東京湾を 50m, 伊勢湾を 100m, 大阪湾の淀川以南を 25m, 淀川以西を 50m の格子で近似した。海域の水深は, 海図・海底地形図をもとに設定し, 湾奥水深は港湾計画図で補正した。陸域の地盤高は, 国土地理院発行の数値データ, 都市計画図および航空測量データ等をもとに設定した。また, 護岸等の高潮防護施設は, 現計画で定められている条件を設定し, 防護機能が設定した能力を発揮し続けるものとした。

三大湾奥部における資産と人口の格子データ (図-30~32) を作成し, それを使って浸水被害を推計した。資産額は次の方法によって作成した。

平成 12 年国勢調査地域メッシュ統計(500m メッシュ)

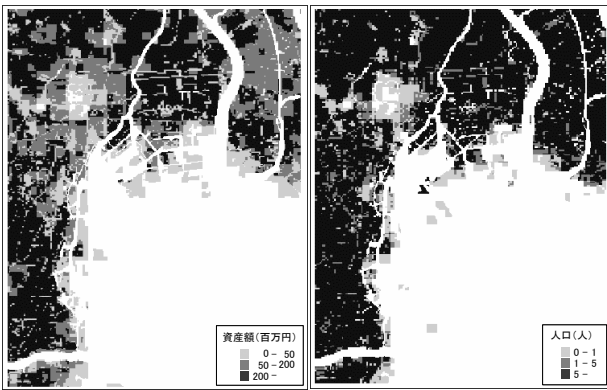


図-30 東京湾奥部の資産と人口

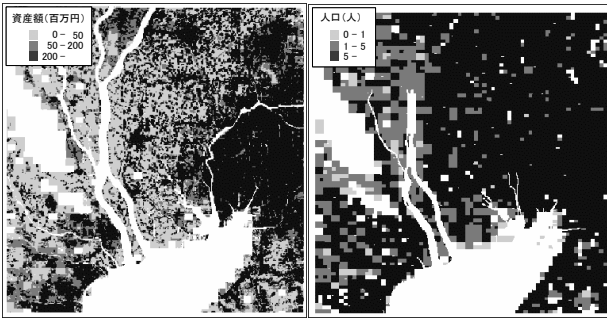


図-31 伊勢湾奥部の資産と人口

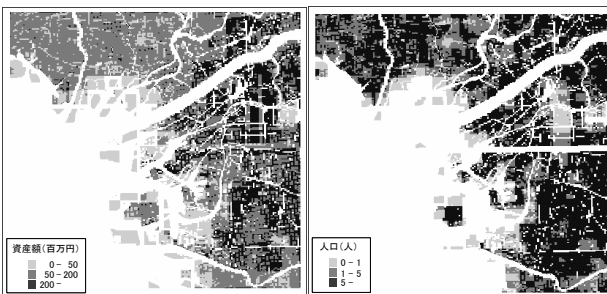


図-32 大阪湾奥部の資産と人口

から一般世帯数, 農漁家世帯数を求めるとともに, 平成 13 年度事業所・企業統計調査 (500m メッシュ) の産業大分類別の事業所従業員数を求めた。一般世帯数は平成 7 年基準 100m メッシュ延べ床面積を使って計算用のメッシュに配分し, それ以外のものはデータを等分し計算用のメッシュに割り当てた。田とその他農地は平成 9 年国土数値情報 (1/10 細分区画土地利用) の田とその他農地からメッシュごとの面積を求めた。港湾に所在する上屋と倉庫の面積, 港湾に野積みされている石炭, 砂利, 砂, 原木, 木材, チップの重量は, 実態を調査し, その結果を対応するメッシュに割り当てた。

求めた基礎指標データに都道府県別家屋 1m²あたり評価額, 1 世帯あたり家庭用品評価額, 農漁家 1 戸あたり償却資産評価額および在庫資産評価額, 産業大分類別事業所従業員 1 人あたり償却資産評価額および在庫資産評価額, 都道府県別農地面積あたり農業産出額, 上屋・倉庫の面積あたりの資産額, 野積貨物の重量あたりの価格を乗じて, 家屋資産額, 家庭用品資産額, 農漁家資産額, 事業所資産額, 農地生産額, 上屋・倉庫資産額, 野積貨物資産額を求めた。

浸水面積は浸水が発生したメッシュの面積を合算することによって, 浸水人口は浸水が発生したメッシュの常住人口を合算することによって求めた。浸水被害額は次

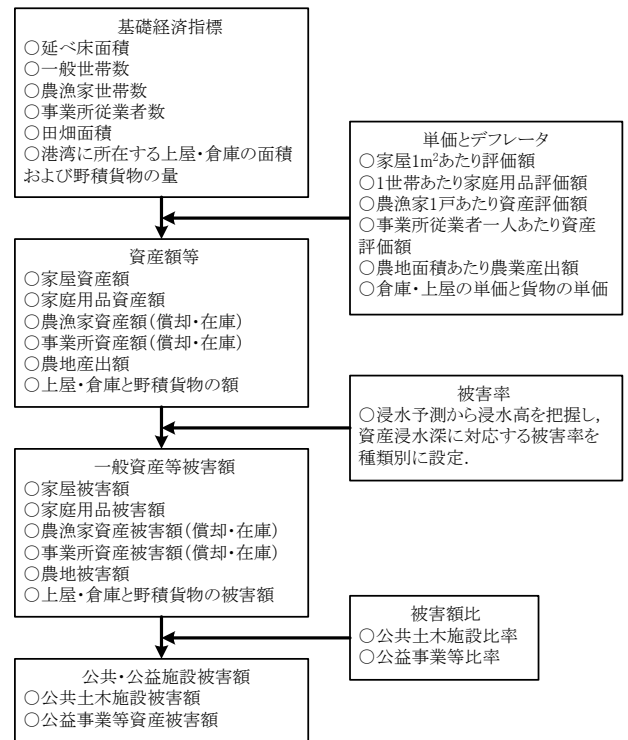


図-33 浸水被害額推計の手順

の方法によって求めた。

浸水計算によって得られた最大浸水深をもとに浸水高別資産項目別被害率（農林水産省・国土交通省，2004）より資産分類ごとの被害率を求め、資産額に乗じて一般資産等被害額を求めた。一般資産被害額に公共土木施設比率、公益事業等比率（農林水産省・国土交通省，2004）を乗じ、公共土木施設被害額、公益事業等被害額を求めた。それらに一般資産等被害額を加え、高潮浸水による被害額とした（図-33）。

5.2 計算結果と考察

海面が60cm上昇し、台風強度が1.3となったときの東京湾、伊勢湾および大阪湾の奥部における高潮による浸水の最大浸水深の平面分布は図-34～36のとおりである。各湾ともに最大浸水深の平面分布は既往モデルとほぼ同じであるが、若干面積が小さくなっている。高潮による浸水は、東京湾では西側で、伊勢湾では東側で、大阪湾では大阪の南側と淀川以西で多く発生している。

海面上昇量と台風強度に対する高潮による浸水面積は図-37～39の通りである。浸水面積は伊勢湾が最も大きく、次いで大阪湾、東京湾の順である。計算対象範囲内のT.P.15m以下の陸域面積が伊勢湾584km²、大阪湾276km²、東京湾197km²であるから、その順番に対応している。伊勢湾および大阪湾は台風強度の増加に対して浸水面積が直線的に増加する。東京湾は海面上昇0cm、30cmでは台風強度が増加しても浸水面積がほとんど増加しないが、海面上昇60cmでは浸水面積が直線的に増加する。海面上昇量の増加に対して伊勢湾では浸水面積が等間隔で増加するが、大阪湾では海面上昇60cmのときの浸水面積と海面上昇30cmのときの浸水面積の差は、海面上昇30cmのときの浸水面積と海面上昇0cmのときの浸水面積の差よりも小さい。逆に東京湾では、海面上昇60cmのときの浸水面積と海面上昇30cmのときの浸水面積の差は、海面上昇30cmのときの浸水面積と海面上昇0cmのときの浸水面積の差よりも大きい。

東京湾、伊勢湾および大阪湾の奥部における海面上昇量と台風強度に対する浸水人口は図-40～42のとおりである。海面上昇がなく、台風が大きくなる状態では、浸水人口が最も大きいのは大阪湾であり、次いで東京湾、伊勢湾の順である。海面上昇が起これば、台風が大きくなると順位が変わり、伊勢湾、大阪湾、東京湾の順になり、海面上昇60cm、台風強度1.3になると大阪湾、伊勢湾、東京湾の順になる。これに対して計算範囲内のT.P.15m以下の常住人口は大阪湾が320万人、東京湾が218万人、伊勢湾が209万人だから、温暖化が進んだ状態では、常

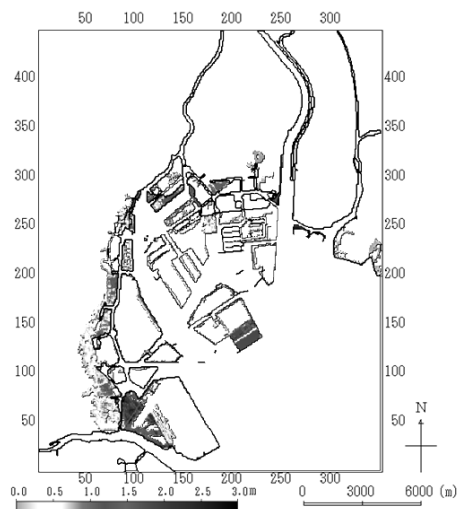


図-34 東京湾奥部における高潮浸水の最大浸水深
(海面上昇60cm，台風強度1.3)

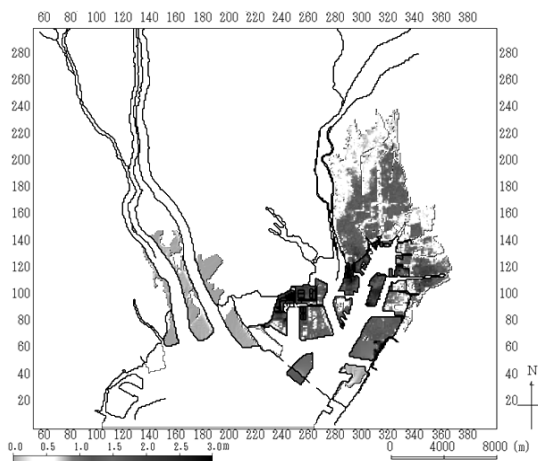


図-35 伊勢湾奥部における高潮浸水の最大浸水深
(海面上昇60cm，台風強度1.3)

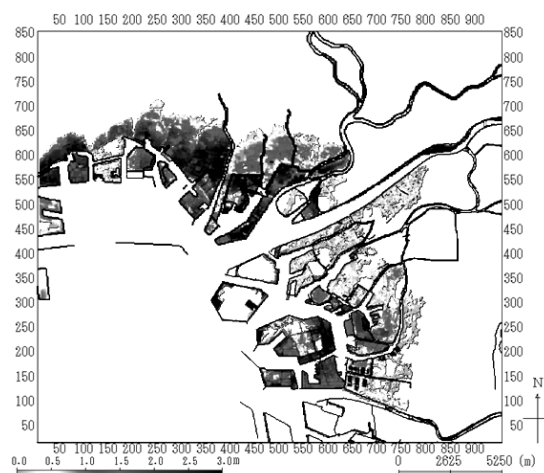


図-36 大阪湾奥部における高潮浸水の最大浸水深
(海面上昇60cm，台風強度1.3)

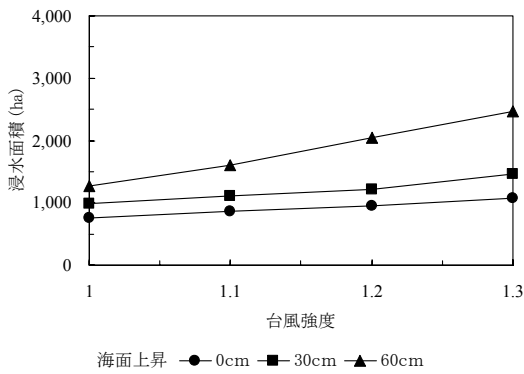


図-37 東京湾奥部における浸水面積の感度

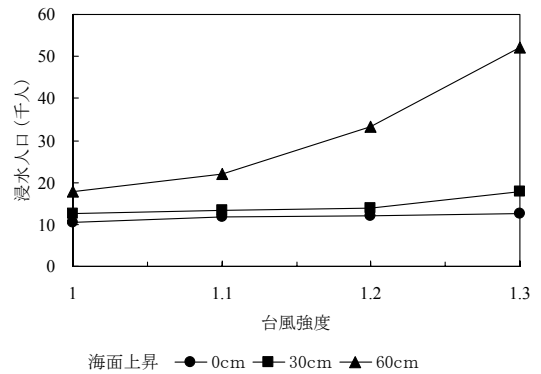


図-40 東京湾奥部における浸水人口の感度

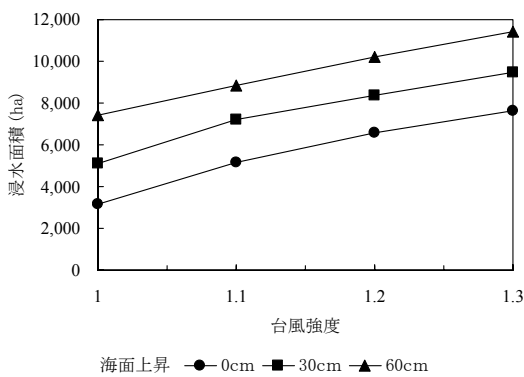


図-38 伊勢湾奥部における浸水面積の感度

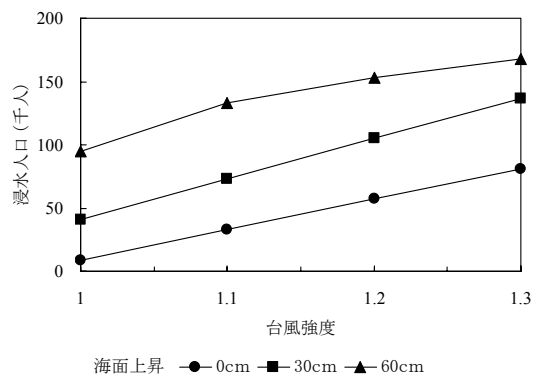


図-41 伊勢湾奥部における浸水人口の感度

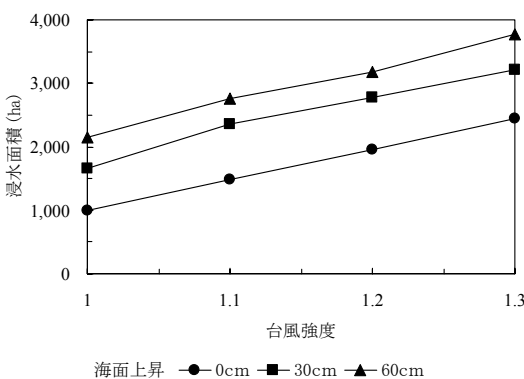


図-39 大阪湾奥部における浸水面積の感度

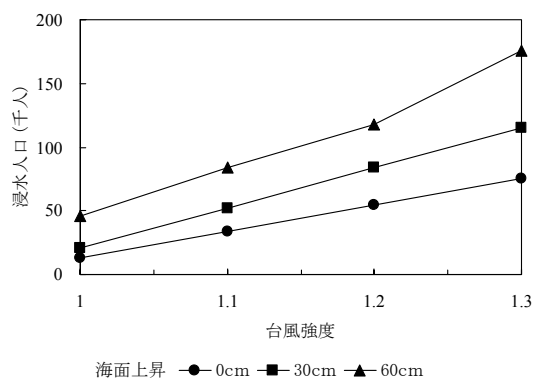


図-42 大阪湾奥部における浸水人口の感度

住人口に対する浸水人口の割合は伊勢湾と大阪湾が東京湾よりも大きい。

伊勢湾と大阪湾では台風強度の増加に対して浸水人口が直線的に増加する。これに対して東京湾では、海面上昇0cm, 30cmでは台風強度が増加しても浸水人口がほとんど増えないが、海面上昇が60cmになると台風強度の

増加に対して浸水人口が加速度的に増加する。海面上昇量の増大に対して伊勢湾と大阪湾では浸水人口が概ね等間隔で増加する。これに対して東京湾では、海面上昇60cmのときの浸水人口と海面上昇30cmのときの浸水人口の差は、海面上昇30cmのときの浸水人口と海面上昇0cmのときの浸水人口の差よりも著しく大きい。

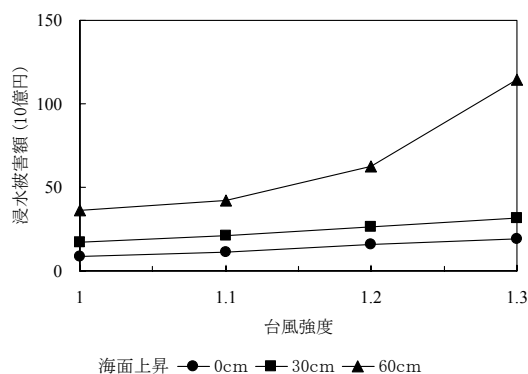


図-43 東京湾奥部における浸水被害額の感度

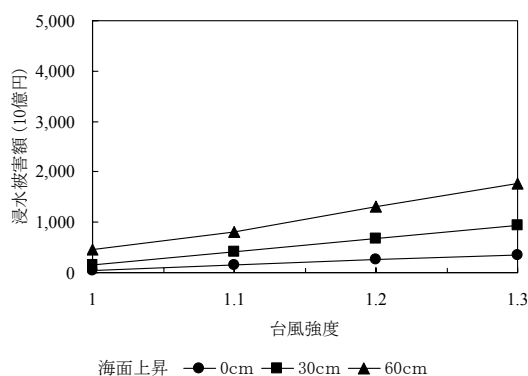


図-44 伊勢湾奥部における浸水被害額の感度

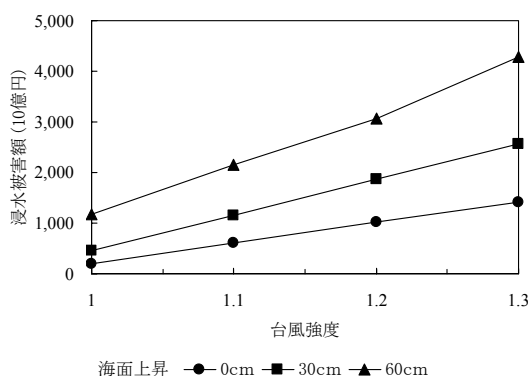


図-45 大阪湾奥部における浸水被害額の感度

東京湾、伊勢湾および大阪湾の奥部における海面上昇量と台風強度に対する浸水被害額は図-43~45 のとおりである。海面上昇の大きさによらず、そして台風強度の大きさによらず、浸水被害額が最も大きいのは大阪湾、次いで伊勢湾、最後に東京湾の順である。東京湾では海

面上昇 0cm, 30cm では台風強度が増加しても被害額がほとんど増えないが、海面上昇 60cm では台風強度の増加に伴って被害額が加速度的に増加する。伊勢湾および大阪湾では台風強度の増加に対して被害額が直線的に増加する。

大阪湾>伊勢湾>東京湾という被害額の大小関係に対して浸水面積は伊勢湾>大阪湾>東京湾であるから、伊勢湾と大阪湾の大小関係が浸水面積と浸水被害額で異なる。それは、大阪湾の方が伊勢湾よりも浸水深の大きい区域が多いことと、伊勢湾の浸水区域が面積が大きい割にその区域内に存在する資産が少なく、大阪湾の浸水区域が面積が小さい割に存在する資産が大きいためだと考えられる。また、東京湾は浸水面積が小さいが浸水被害額が他の湾と比べてそれ以上に小さい。東京湾の場合、浸水区域のほとんどの部分の浸水深が小さい(図-34)ことが浸水被害額を小さくしている主な理由と考えられる。なおこれらの傾向は、台風その他の計算条件を変えたときには変化するものであり、本研究での計算条件の下での傾向であることを理解しておく必要がある。

海面上昇量の増加に対して伊勢湾と大阪湾では浸水被害額が概ね等間隔で増加するが、東京湾では海面上昇 60cm のときの浸水被害額と海面上昇 30cm のときの浸水被害額の差は、海面上昇 30cm のときの浸水被害額と海面上昇 0cm のときの浸水被害額の差よりもかなり大きい。

海面上昇量が 0cm と 60cm、台風強度が 1.0 と 1.3 の条件で三大湾の浸水被害額を推定した結果を従来モデルと改良モデルで対比した(図-46)。浸水被害額が小さい条件では改良モデルの被害額が大きくなり、被害額が大きい条件では改良モデルの被害額が小さくなる傾向がある。

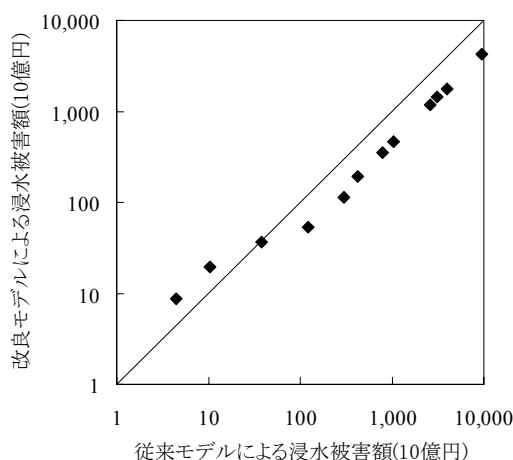


図-46 従来モデルと改良モデルの浸水被害額

これは、越波から越流に切り替わる状態では改良モデルの越波・越流量が既往モデルよりも大きくなり、波浪が存在する状況下での越流では改良モデルが既往モデルよりも小さくなるのが影響していると考えられる。

6. 結論

高潮・高波共存時の越波・越流量を推定するために期待越波・越流計算モデルを作成し、合田ら (1975a) が模型実験で求めた越波流量および数値波動水路 (CADMAS - SURF 5.1) による数値シミュレーションから求めた護岸通過流量と比較し、結果が整合することを確認した。また、作成した期待越波・越流計算モデルを組み込んだ高潮浸水モデルを構築し、そのモデルを使って三大湾奥部における浸水被害を推定した。そして、その推定結果を使って浸水被害の特徴を把握するとともに、期待越波・越流計算モデルを使用しない浸水モデルによる被害の推定結果との比較を行った。それらにより得られた成果は以下の通りである。

- (1) 平均水位が海岸護岸の天端高よりも十分に低い場合 ($hc/H_0' > 0.5$)、数値波動水路による数値シミュレーションは、期待越波流量算定図 (合田ら, 1975a) より幾分大きいものの、誤差の想定範囲にある越波流量を算出した。
- (2) 平均水位が護岸等の天端を超える場合 ($hc/H_0' < 0.0$)、数値波動水路による数値シミュレーションは水深波高比 (h/H_0') によらずほぼ一定の護岸通過流量になるとともに、波浪条件に大きく影響を受けない傾向が強くなる。また、数値波動水路による計算結果は、本間 (1940) の流量係数を使って求めた流量よりも小さくなり、流量係数が 0.20~0.25 程度に相当する流量となる。平均水位が上昇するに伴い、本間の流量係数を使って求めた流量に漸近する。
- (3) 合田ら (1975a) の越波流量モデルのパラメータを調整することで、越波から越流に遷移する過程の流量を一つの体系で推定することのできる期待越波・越流計算モデルを構築した。このモデルは、任意の水位・波浪条件の下で越波から越流への遷移過程の護岸通過流量を推定することができる。
- (4) 期待越波・越流計算モデルを導入した高潮浸水モデルを構築し、伊勢湾奥部に適用した。その計算結果における潮位、波高等の変化と護岸通過流量の変化を数地点で調べ、越波から越流への遷移過程における護岸通過流量が既往のモデルに比べて不連続な動きが少なくなっていることを確認した。

(5) 作成した期待越波・越流計算モデルを高潮浸水モデル (鈴木, 2008) に組み込み、東京湾、伊勢湾そして大阪湾の奥部を対象に高潮浸水シミュレーションを実施した。海面上昇を 0cm, 30cm, 60cm, 台風強度を 1.0, 1.1, 1.2, 1.3 に変化させてシミュレーションを行い、高潮浸水被害の地球温暖化による変化を調べた。その結果、本研究で使用した条件の下では、高潮による浸水被害が最も大きかったのはどの条件でも大阪湾であり、次いで伊勢湾、東京湾であった。大阪湾と伊勢湾では海面上昇量や台風強度の増加により被害が直線的に増加する傾向がみられたが、東京湾では海面上昇 30cm までは台風強度によらず被害があまり増加しないが、海面上昇 60cm では台風強度の増加により被害が加速的に大きくなる傾向がみられた。

本研究により高波と高潮が同時に生起する場合の護岸通過流量を高潮浸水モデルの中で従来よりも合理的に取り扱うことができるようになったが、高潮浸水被害を推定するうえでの課題はまだ多い。高潮浸水モデルの更なる改良が必要である。

(2011年5月31日受付)

謝辞

本研究の遂行に際し様々な方に協力をいただいた。ここに記して感謝する。

参考文献

- IPCC (2007): *Summary for Policymakers. In: Climate Change 2007: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change* [Solomon, S., D. Qin, M. Manning, Z. Chen, M. Marquis, K.B. Averyt, M. Tignor and H.L. Miller (eds.)]. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA.
- 岩崎敏夫・真野明 (1979): オイラー座標による二次元津波遡上の数値計算, 海岸工学講演会論文集, Vol.26, pp.70~74.
- 沿岸技術研究センター (2008): CADMAS-SURF 実務計算事例集, 沿岸技術ライブラリーNo.30.
- 合田良実・岸良安治・神山豊 (1975a): 不規則波による防波護岸の越波流量に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告, Vol.14, No.4, pp.3~44.
- 合田良実 (1975b): 浅海域における波浪の砕波変形, 港湾技術研究所報告, Vol.14, No.13, pp.59~106.
- 鈴木武 (2008): 三大湾奥部における地球温暖化による高

潮浸水被害の変化予測，国土技術政策総合研究所資料，No.464.

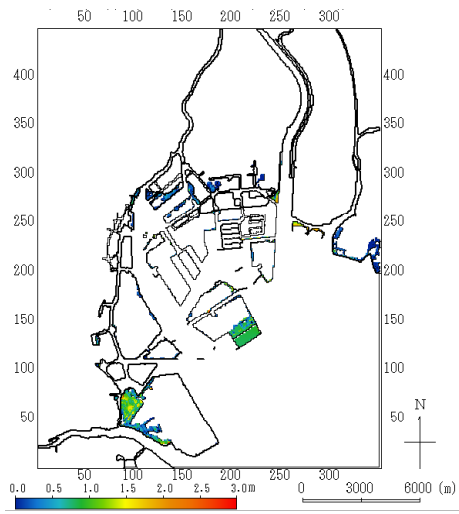
本間仁 (1940a)：低溢流堰堤の流量係数，土木学会誌，
Vol.26, No.6, pp.635-645.

本間仁 (1940b)：低溢流堰堤の流量係数，土木学会誌，
Vol.26, No.9, pp.849-862.

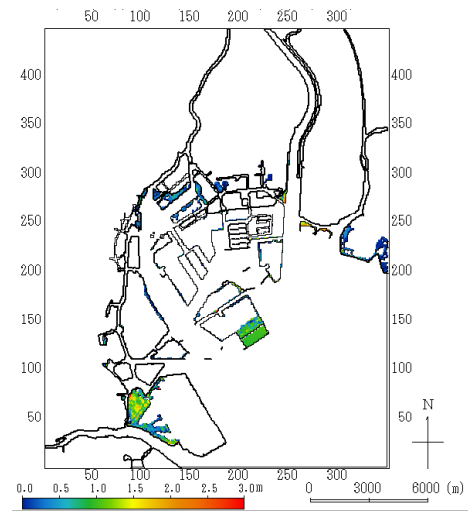
吉川秀雄・椎貝博美・河野二夫 (1967)：海岸堤防の越波
に関する現地観測 (1)，第14回海岸工学講演会講演集，pp.118-122.

山下隆男・仲村佳輝・宮城栄喜・岡秀之・西岡陽一・竹
内仁・喜屋武昂・星宗博 (2008)：沖縄県沿岸域に
おける津波・高潮浸水・被害予測，海岸工学論文集，
Vol.55, pp.306-310.

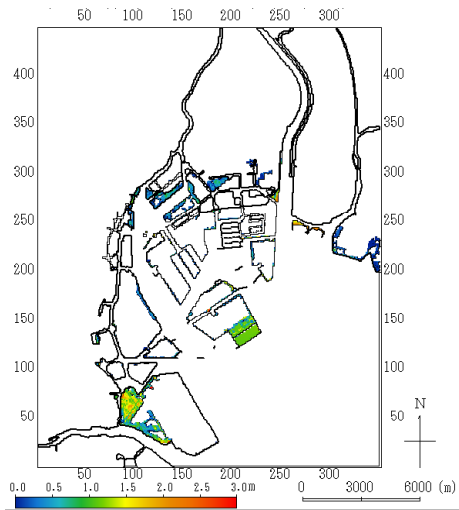
付録 A.東京湾奥部における高潮浸水の最大浸水深



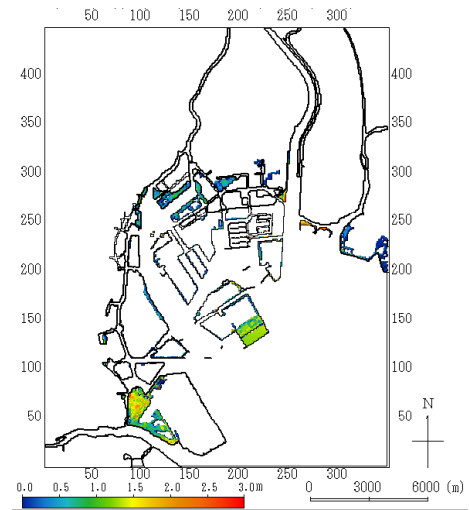
付図 A-1 台風強度 1.0 で海面上昇 0cm の場合



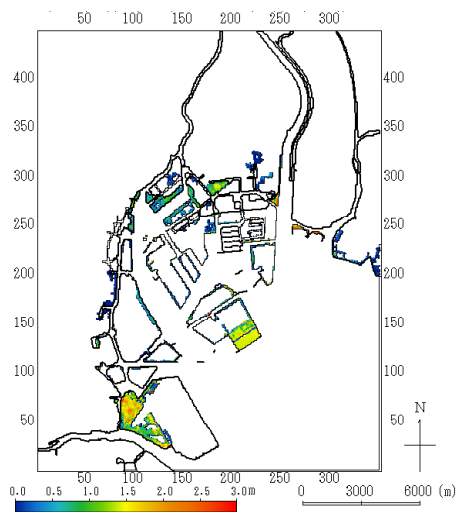
付図 A-4 台風強度 1.1 で海面上昇 0cm の場合



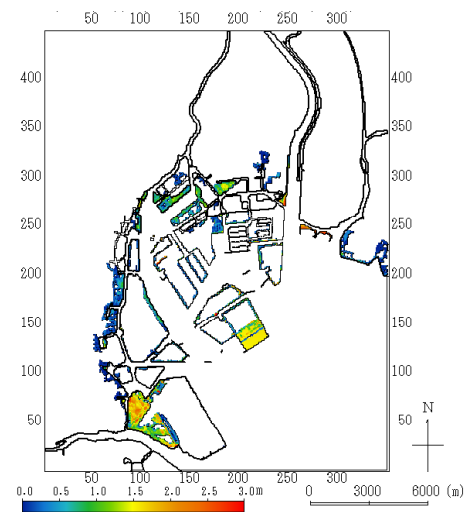
付図 A-2 台風強度 1.0 で海面上昇 30cm の場合



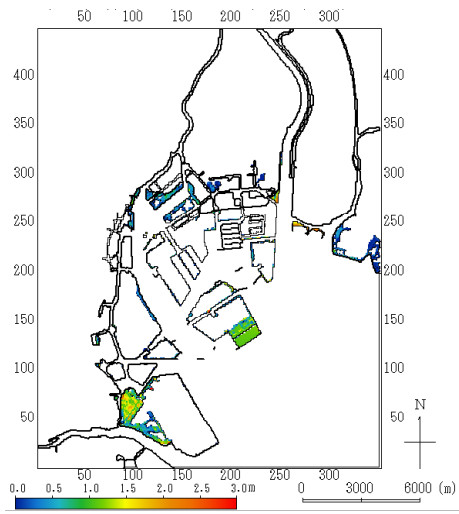
付図 A-5 台風強度 1.1 で海面上昇 30cm の場合



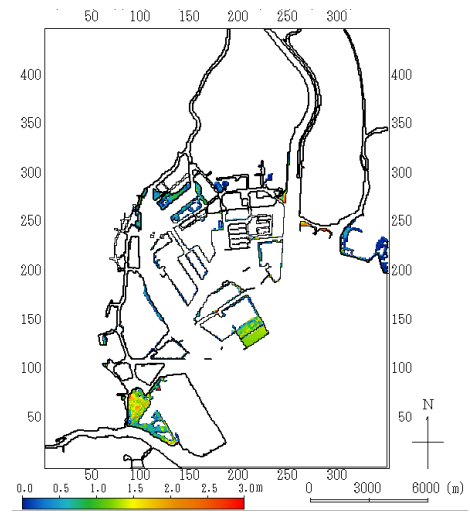
付図 A-3 台風強度 1.0 で海面上昇 60cm の場合



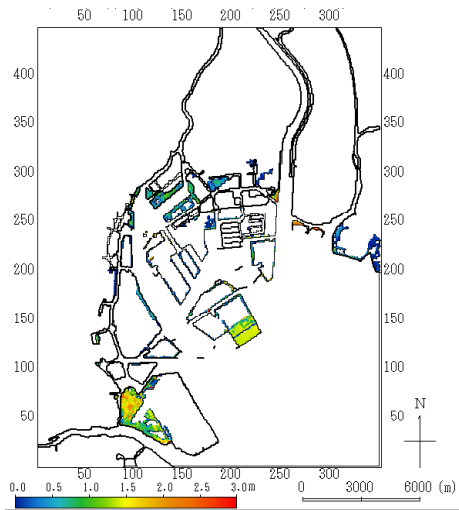
付図 A-6 台風強度 1.1 で海面上昇 60cm の場合



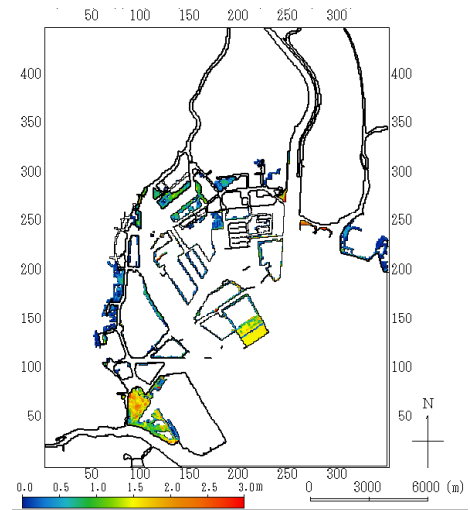
付図 A-7 台風強度 1.2 で海面上昇 0cm の場合



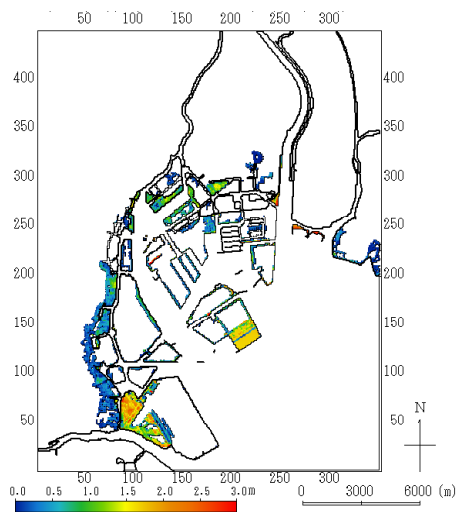
付図 A-10 台風強度 1.3 で海面上昇 0cm の場合



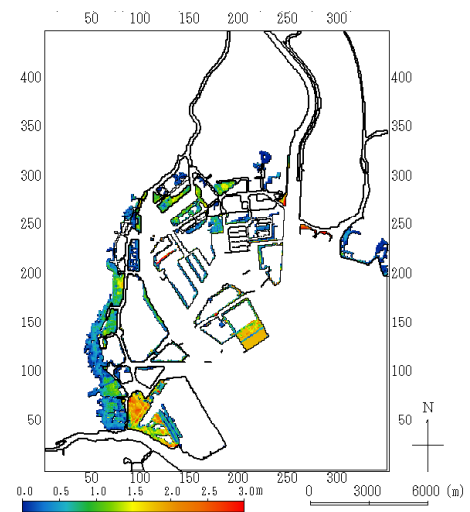
付図 A-8 台風強度 1.2 で海面上昇 30cm の場合



付図 A-11 台風強度 1.3 で海面上昇 30cm の場合

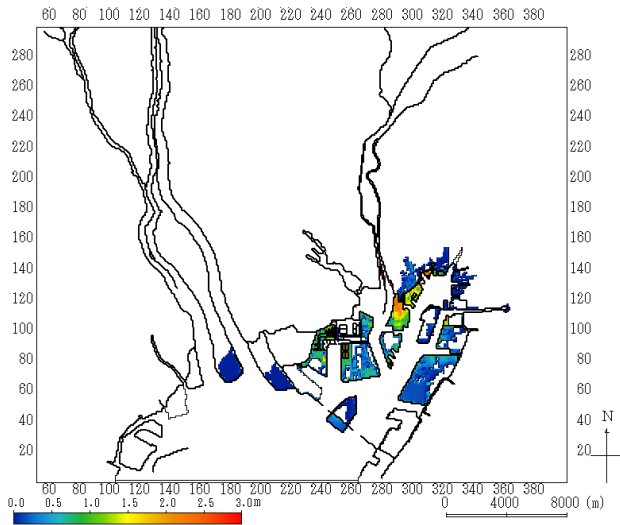


付図 A-9 台風強度 1.2 で海面上昇 60cm の場合

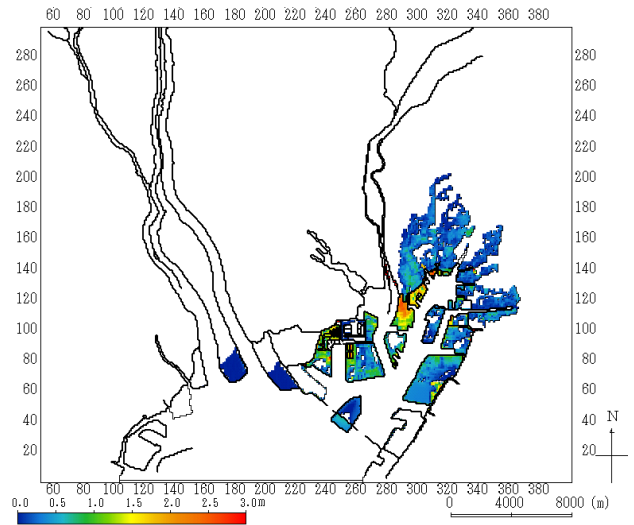


付図 A-12 台風強度 1.3 で海面上昇 60cm の場合

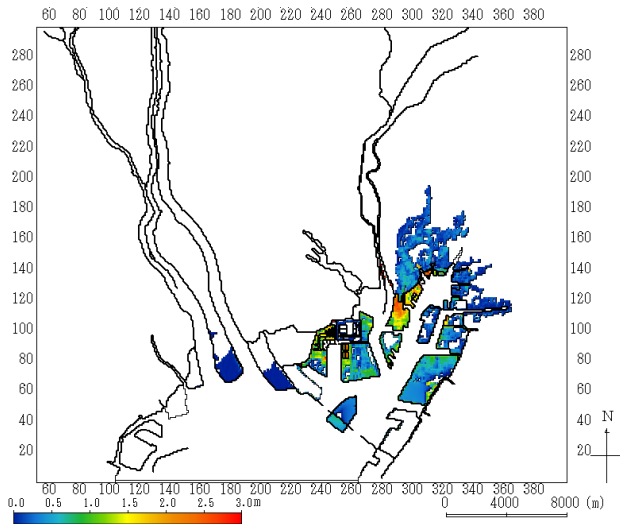
付録 B.伊勢湾奥部における高潮浸水の最大浸水深



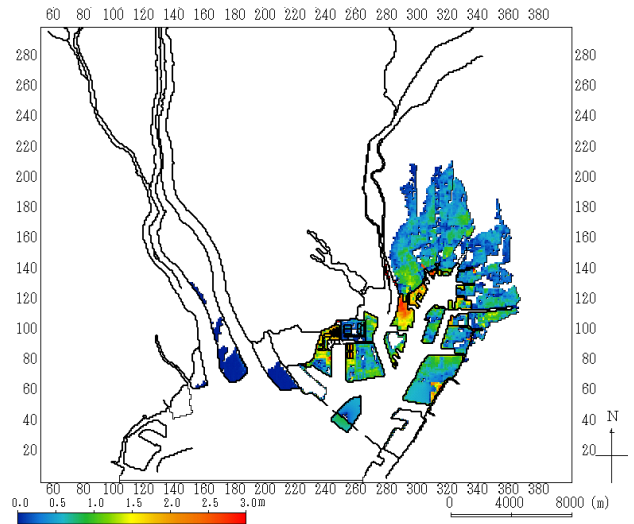
付図 B-1 台風強度 1.0 で海面上昇 0cm の場合



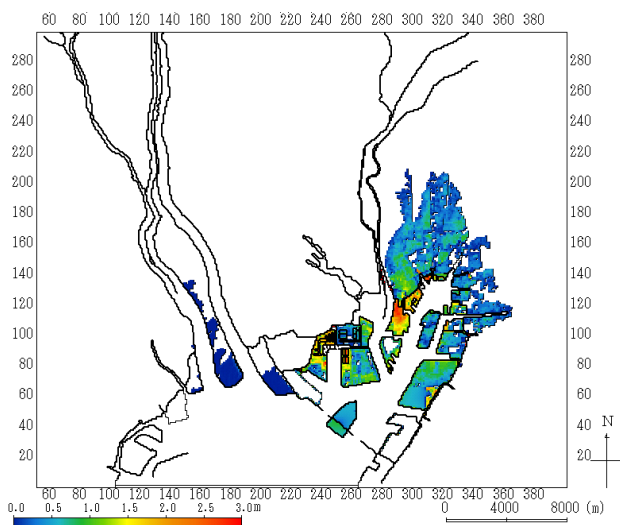
付図 B-4 台風強度 1.1 で海面上昇 0cm の場合



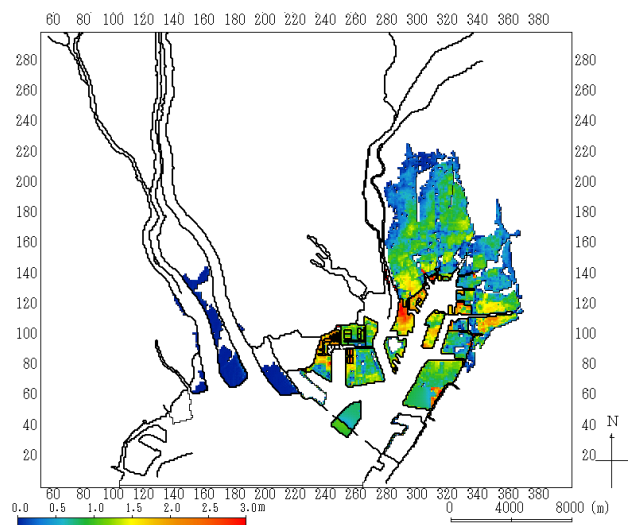
付図 B-2 台風強度 1.0 で海面上昇 30cm の場合



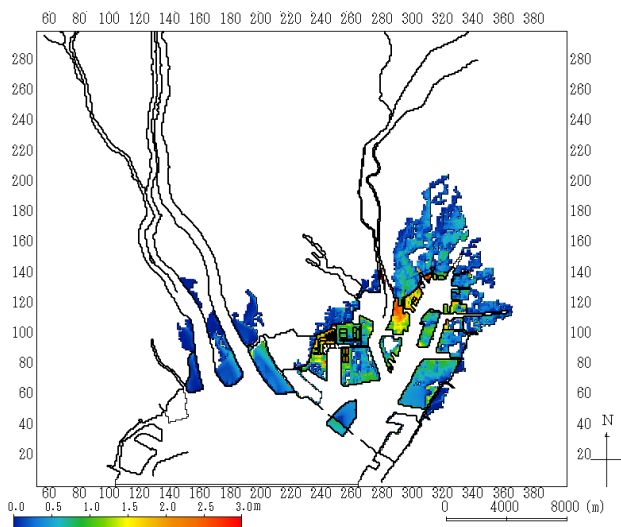
付図 B-5 台風強度 1.1 で海面上昇 30cm の場合



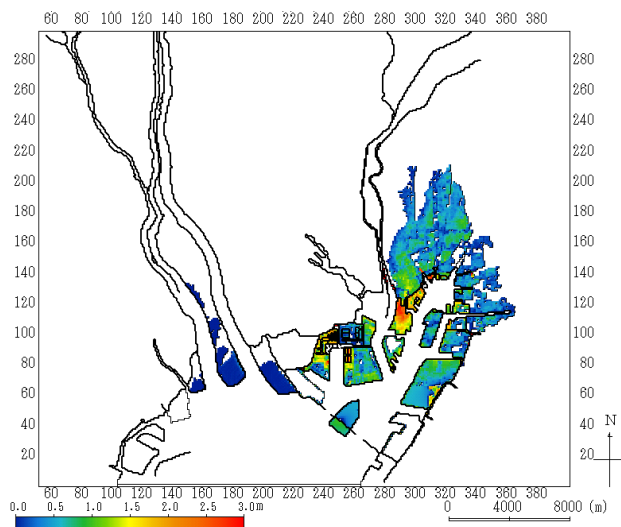
付図 B-3 台風強度 1.0 で海面上昇 60cm の場合



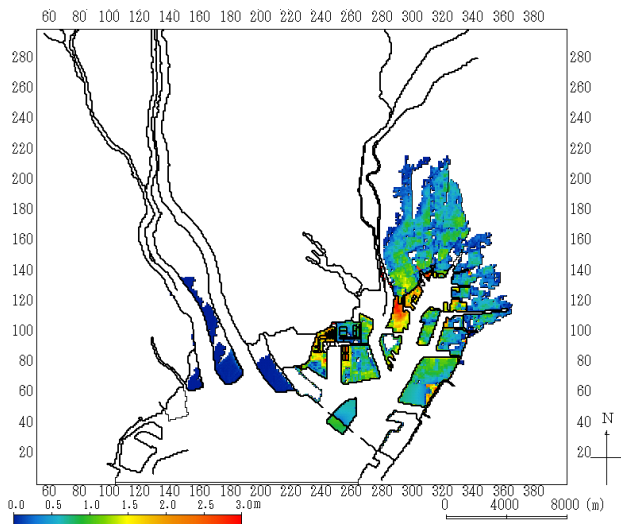
付図 B-6 台風強度 1.1 で海面上昇 60cm の場合



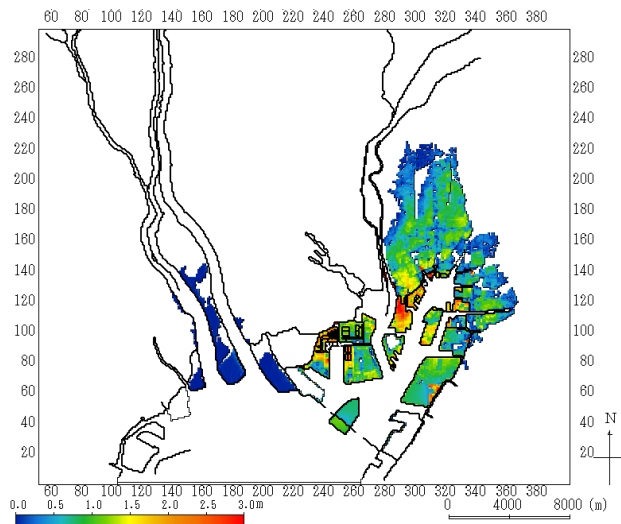
付図 B-7 台風強度 1.2 で海面上昇 0cm の場合



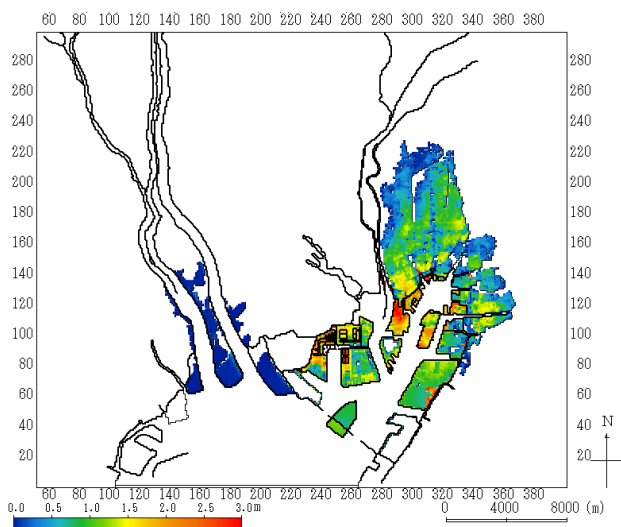
付図 B-10 台風強度 1.3 で海面上昇 0cm の場合



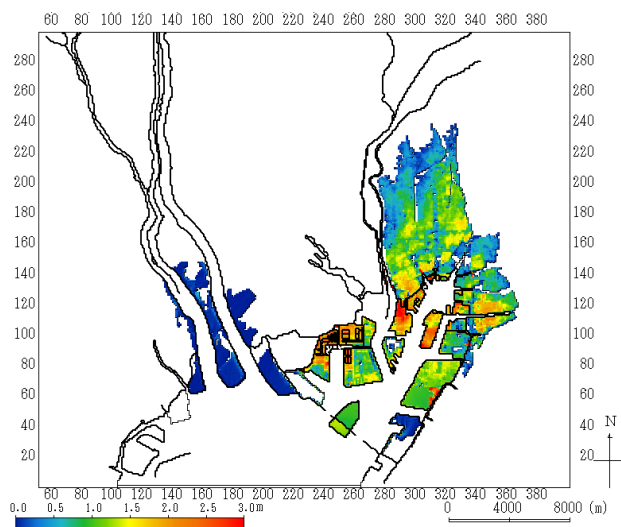
付図 B-8 台風強度 1.2 で海面上昇 30cm の場合



付図 B-11 台風強度 1.3 で海面上昇 30cm の場合

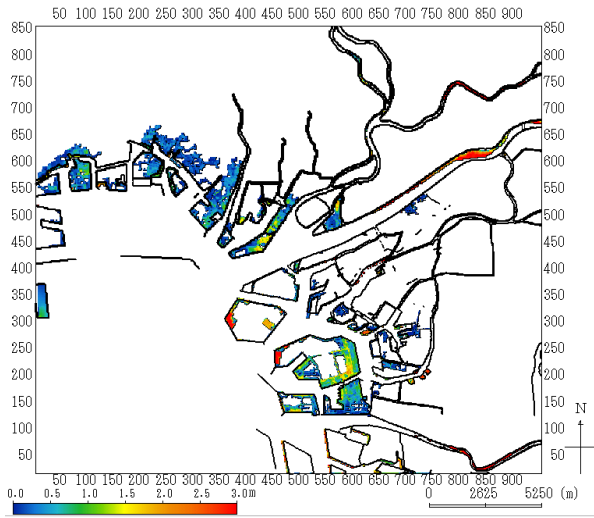


付図 B-9 台風強度 1.2 で海面上昇 60cm の場合

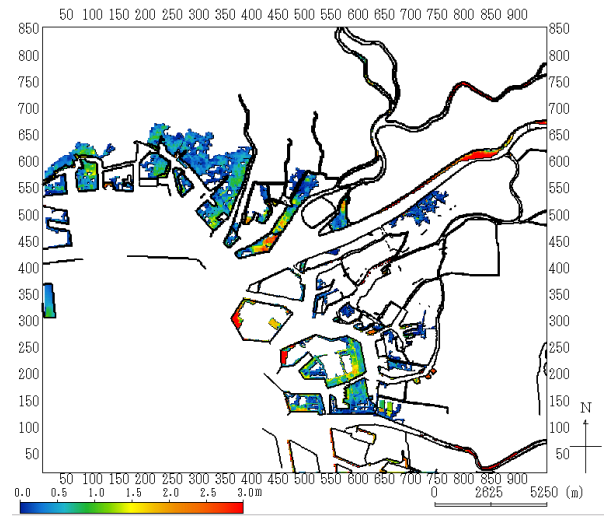


付図 B-12 台風強度 1.3 で海面上昇 60cm の場合

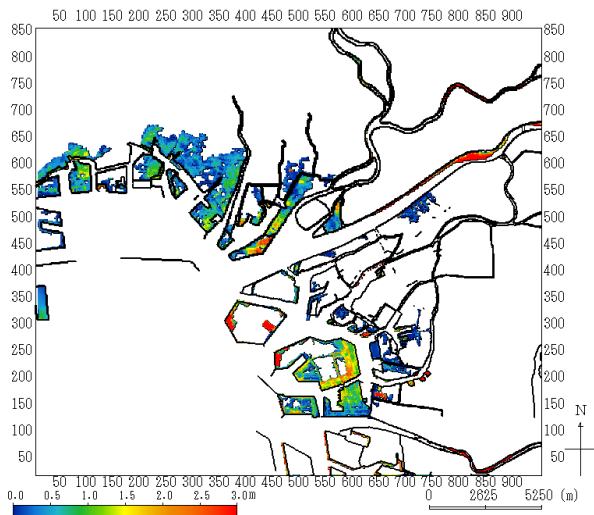
付録 C.大阪湾奥部における高潮浸水の最大浸水深



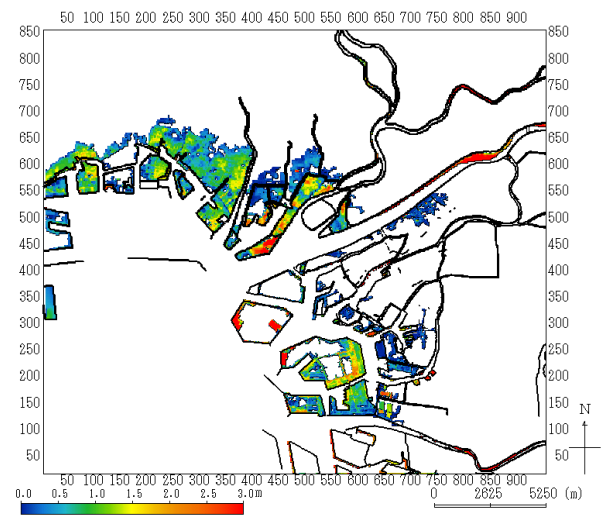
付図 C-1 台風強度 1.0 で海面上昇 0cm の場合



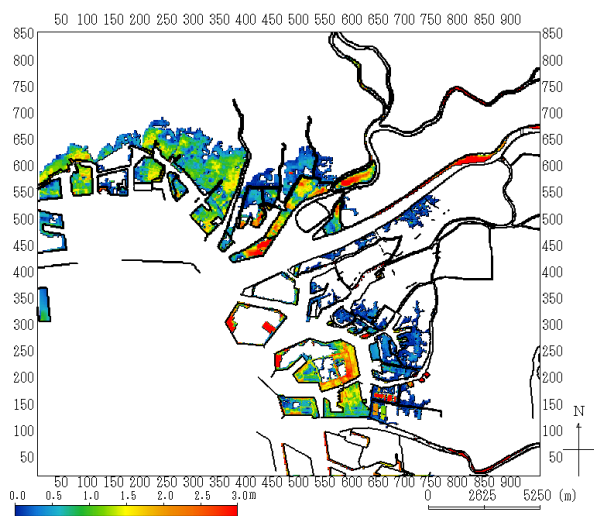
付図 C-4 台風強度 1.1 で海面上昇 0cm の場合



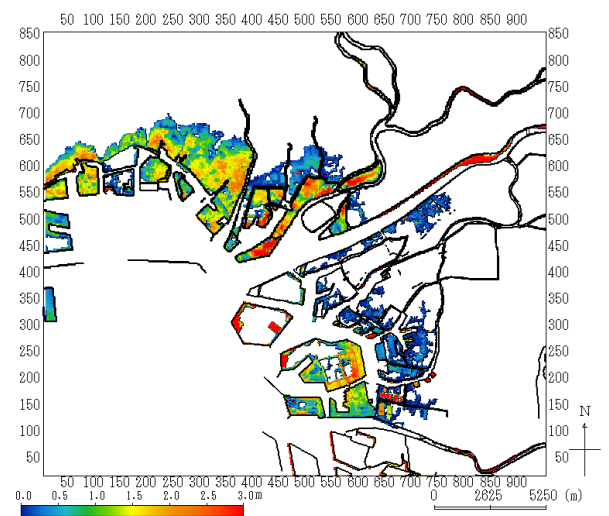
付図 C-2 台風強度 1.0 で海面上昇 30cm の場合



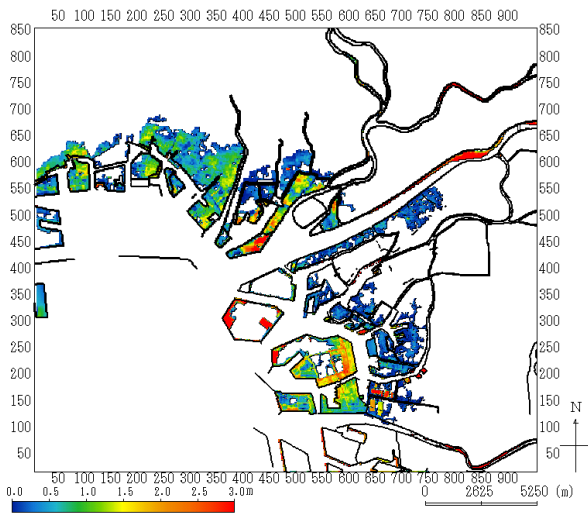
付図 C-5 台風強度 1.1 で海面上昇 30cm の場合



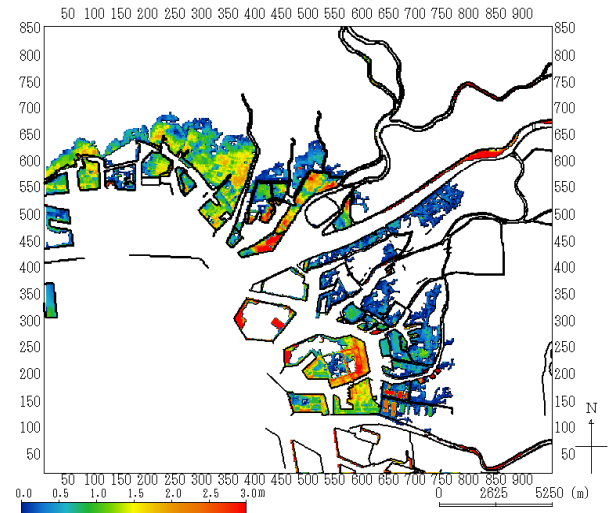
付図 C-3 台風強度 1.0 で海面上昇 60cm の場合



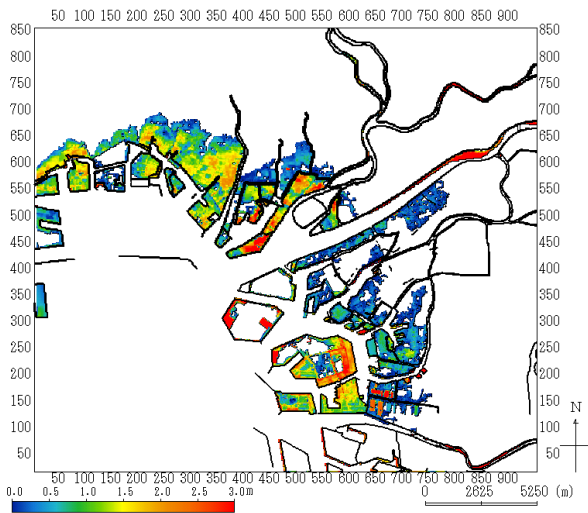
付図 C-6 台風強度 1.1 で海面上昇 60cm の場合



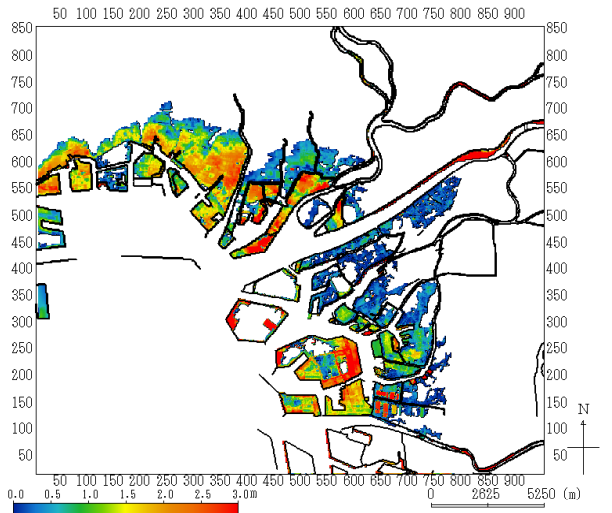
付図 C-7 台風強度 1.2 で海面上昇 0cm の場合



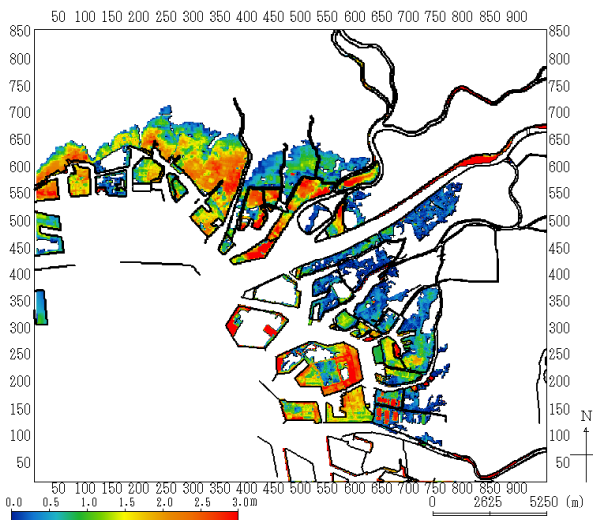
付図 C-10 台風強度 1.3 で海面上昇 0cm の場合



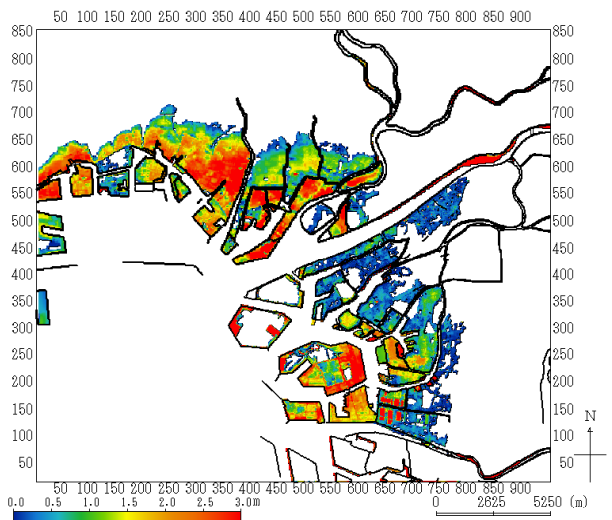
付図 C-8 台風強度 1.2 で海面上昇 30cm の場合



付図 C-11 台風強度 1.3 で海面上昇 30cm の場合



付図 C-9 台風強度 1.2 で海面上昇 60cm の場合



付図 C-12 台風強度 1.3 で海面上昇 60cm の場合