〔農工研報 51
109 ～ 164, 2012〕

河口低平農地における高潮氾濫モデルに関する研究

桐　博英

目次

Ⅰ　緒　言

1　研究の背景と目的

河口低平農地は，沿岸部に位置し，一般に圃場の区画が大きいことから生産性の高い優良な農地が多い。しかし，特に有明海沿岸部の農地は，古くから干拓により造成されたものがほとんどで，地盤標高が低く，排水不良の問題を抱えてきた。このため，排水改良のための排水機場や排水路が整備され，農業生産性の更なる向上が図られてきた。

一方，産業革命以降，人間活動が活発になるにつれ排出量が増大してきたCO_2などの温室効果ガスは，気候変動を招く結果となり，21世紀になってその影響が顕在化しつつある。気候変動の影響として予想されている海面上昇や台風の強大化，洪水の増大は，沿岸部の排水時間の短縮や高潮・洪水による氾濫災害を助長し，河口低平農地は，農業生産現場の中でも気候変動の影響が顕著に現れる地域であるといえる。

このように，河口低平農地が氾濫災害の危機にさらされている中で，限られた投資を有効に利用して災害を減らすには，将来起こりうる氾濫災害のリスクを適切に評価し，対策を講じる必要がある。

氾濫災害のリスク評価には数値シミュレーションが用いられ，これまで古くから実績の多い差分法による解析が行われてきた。しかし，農地に整備されている水利施設等の災害時の機能を正確に評価するには，任意の形状の領域を容易に再現できる非構造格子を用いたモデルが有効である。非構造格子を用いた解析手法のうち，有限要素法は，構造分野での適用例は多いものの，差分法に比べて計算負加が大きいことから，水工分野では大規模な問題にはあまり適用されてこなかった。しかし，計算機性能の向上に伴い，水工分野への有限要素法の適用が

水利工学研究領域　沿岸域水理担当
平成23年12月14日受理
キーワード：氾濫解析，河口低平農地，移動境界問題，有限要素法

見直されつつある。しかしながら，氾濫問題における有限要素解析は，非圧縮性粘性流体の解析と比較して，解析手法の進歩が後れているほか，解析結果と時間とともに変化する氾濫域との対比が困難な点もあり，再現性の高い解析手法が確立されているとはいえない状況にある。

そこで，本研究では，気候変動の結果，河口低平農地に影響を及ぼすと考えられる災害のうち，高潮災害を対象に，過去の高潮災害の現地調査の結果をもとに河口低平農地における高潮被害要因を分析するとともに，高潮被害を正確に予測できる数値シミュレーションモデルを構築する。

２　既往の研究

a　気候変動に伴う高潮危険度の評価に関する研究

高潮に伴う潮位偏差の推算には，台風の気圧や風の場を台風の中心気圧や半径，移動速度といった基本属性から求める，経験的台風モデルと呼ばれるモデルが用いられており，実用上の実績も多い。しかし，経験的台風モデルでは，陸上地形等による台風への影響が考慮されておらず，利用面では，気象記録や潮位観測結果との比較により風向，風速の補正を行ってきた。一方，経験的台風モデルの風速場を陸上地形に沿ったものに修正するものにMass-consistentモデル(Sherman, 1978; Sasaki, 1970b, a)があり，柴木・後藤(1992, 1993);後藤・柴木(1993)により内湾の海上風の推算にも用いられている。しかし，Mass-consistentモデルは，風上側と風下側を陸地で阻まれた海域での風速を過小評価し，陸上地形を水平方向に過剰に避ける風速場を与える傾向があることを河合・川口(2009)は，示している。その一方で，台風の気圧，風速場の推算に局地気象モデルを用いる取り組みも始まっており，従来の経験的台風モデルやMass-consistentモデルと比較して再現性の高い推算結果が得られることが示され，高潮に伴う潮位偏差の推算精度の向上が期待されている。

近年の気候変動による影響評価では，気候変動シナリオに基づく予測から，気候変動に関する政府間パネル(Intergovernmental Panel for Climate Change: IPCC)は，1990年から2100年の間に平均海面が0.09 ～ 0.88m(最良推定値0.48m)上昇するという予測結果を公表している(IPCC, 2001)。地球温暖化に伴う海面上昇は，海岸堤防の余裕高を減少させ，台風や地震の常襲地帯である日本では高潮や津波の危険性が増大する。このため，国土交通省では，平成13年度に気候シナリオに関する検討(国土交通省，2002a)や「地球温暖化に伴う海面上昇に関する国土保全研究会」が設置され，伊勢湾，三河湾をモデル地区として影響評価と対応策が検討され，今後取り組むべき課題や対策の方向性が示された(国土交通省，2002b)。

地球温暖化に伴う気象の変化については，これまで充分な知見がなかったが，台風経路への影響は定かでないものの(吉村，2002)，簡易モデルによる推定の結果，台風の規模，すなわち最大到達強度(Maximum Potential Intensity: MPI)が10 ～ 20%程度大きくなることが予測されている(Henderson et al., 1998)。また，近年の全球気候モデル(GCM)の改良およびハリケーンモデルによる結果との比較により，この台風規模の増大の予測がほぼ妥当であることが明らかになってきた(Knutson and Tuleya, 1999)。しかし，台風規模の変化が高潮に伴う潮位偏差にどの程度影響を及ぼすかは明らかではなく，地球温暖化の影響としての台風規模の変化を沿岸域の管理にどう反映させていくべきか明確には示されていない。

一方，高橋ら(2005)は，気候変動シナリオのうち，A2(独立独行と地域の独自性を基本にした地域的経済発展を中心としたシナリオ)に基づくRCM20による気候変動予測計算の結果と過去の台風属性を比較し，台風属性値の時間変化量の空間平均場が北または東へ1.5°平行移動させることで，日本近海における地球温暖化による台風への影響を考慮した。高橋ら(2005)による温暖化の仮定をもとに，河合ら(2006)は，瀬戸内海の高潮の極値推定を確率台風モデルで行い，気候変動で大きな高潮偏差や高い潮位が発生しやすくなるものの，その変化には海域によって異なることを示したほか，河合ら(2007)は，東京湾と伊勢湾を対象に高潮の極値と継続時間について確率台風モデルを用いて検討し，将来の台風変化に伴って高潮偏差の極値が増加すると推測されるが，あらゆる海域で増加するとは限らない可能性があることを示している。しかしながら，沿岸部における気候変動の影響の評価は，大都市を背後に控える三大湾を対象としたものがほとんどで，農地海岸が多い有明海における評価が遅れている。

b　氾濫解析に関する研究

洪水時の農地をはじめとする水路を有する氾濫域では，水路と氾濫域の間で流入出が繰り返される複雑な流れが生じており(浅野・瀬戸口，1995)，用排水路が浸水，排水に大きな役割を果たしている。水路を含む氾濫域の解析は，主に洪水の都市氾濫解析への適用を目的として，差分法による様々なモデルが提案されてきた。都市氾濫解析では，岩佐ら(1970)，高橋ら(1988)などに見られるように氾濫域を二次元平面流モデル，水路を一次元不定流モデルで解く手法が一般に用いられ，成果をあげている。近年では，ハザードマップの重要性から，より忠実に現地を再現することが求められ，井上ら(1999a)による，街路ネットワークモデルに下水道や水路網モデルを組み込んだモデルが試みられたり，戸田ら(2000)による市街地の詳細な氾濫モデル化も行われている。

都市域に限らず水路を含む氾濫域の流れでは，微細格子(細山田ら，2002)やネスティング(二瓶ら，2002)を導入して地形特性を詳細に再現したモデルや，有限体積法による非構造格子を用いたモデル(井上ら，1999b;川池ら，2000;武田ら，2003;安田ら，2001;川池ら，2003)，水路，氾濫域とも二次元でモデル化した解析が行われて

いる。

一方，有限要素法による解析では，解析例の多くが河川を対象としたものであり，梅津・川原(1988); Bates and Anderson(1993); Bates et al.(1995)などに見られるように，氾濫域，河川とも二次元平面流モデルでモデル化されてきた。

c　浅水長波流れの有限要素モデルに関する研究

沿岸海域および氾濫域の水理現象を支配する浅水長波流れの有限要素解析では，これまでKawahara et al.(1982)が開発した，集中化した質量行列と混合質量行列を併せて導入するSelective lumpingモデルが用いられてきた(Kawahara and Kashiyama, 1984)。このモデルは，差分法に比べて計算負荷が大きい有限要素解析において，計算の高速化とともに，計算の安定化が図られる一方で，高梨・清川(1984)により，過剰な人工粘性の付加が計算結果に影響を与えることが指摘されている。Navier-Stokes方程式を基礎方程式とする非圧縮粘性流体の解析では，連続の式に圧力を含む項がないことから，流速と圧力を同じ次数の補間関数とする同次補間を用いると有限要素方程式の対角要素に０が含まれるため，計算の不安定を生じることになる。一方，浅水長波方程式の有限要素解析では，非圧縮性流体の場合とは異なり，同次補間法による離散化で解くことができる。しかし，水位と流速を同じ節点上に配置した解析では，非物理的な振動が発生し，計算が不安定になることが知られている。この非物理的な振動は，差分法で用いられているスタッガード格子で抑えることができるが，これは，有限要素法では流速と水位で異なる補間関数を採用する混合補間を用いることに相当する。このため，浅水長波流れの有限要素解析においても，Mewis and Holz (1993)やAtkinson et al.(2004)などのように気泡関数を線形化した擬似気泡関数の導入が試みられるようになってきた。さらに，文屋・吉村(2006)は，東京湾の潮流解析を例に，擬似気泡関数要素を導入したモデルと混合質量行列を導入した従来のモデルを比較し，擬似気泡関数要素を導入することで減衰の少ない解析結果が得られることを示した。

d　移動境界手法に関する研究

移動境界手法には，VOF法(Thompson, 1986; 鵜飼, 1990)にみられるような自由水面の形状を表現するための手法と氾濫解析に用いられるWet領域とDry領域が変化するのをモデル化するための手法があるが，本論文では，後者を対象とする。

移動境界手法は，固定された要素の中で水際線の位置を決定するEuler型解法と，要素を水際線の移動に追従させるLagrange型解法に分類できる。Lagrange型解法は，水際線の移動とともに内部節点の再配置や要素の再構築が必要なため，アルゴリズムの複雑さや計算負荷などの面で不利となる。このため，これまではEuler型解法が用いられることが多かった(Kawahara and Umetsu, 1986; Herrling, 1976; 内山，2004; Heniche et al., 2000)。しかし，Euler型解法は，陸域と判定された要素を計算から除外する際に，質量や運動量の保存が保証されないため，流入出量の収支が重要な解析への適用には問題がある。

一方，領域形状の変化に追随して節点の再配置，リメッシュを行う完全移動型解法は，ALE(Arbitrary Lagrangian Eulerian)法(Donea, 1983)などで用いられ，容器内のスロッシング解析(Okamoto and Kawahara, 1992)や水と構造物の連成解析などで実績がある(野村・西村, 1992)。

また，Lynch and Gray(1980)は，完全移動型解法を浅水長波流れに適用し，一様斜面上の流れを解析した。完全移動型解法は，計算に対する節点再配置の負荷が大きいが，任意の領域形状の問題に適用が可能な点で，実現象への適用範囲は広い。しかし，一様勾配の場では，節点位置が移動しても水底形状を維持できるが，水底形状が複雑な場では，底標高の補間を行っても節点の移動とともに地形が変化し，質量が保存されなくなる点について，Lynch and Gray(1980)は触れていない。なお，完全移動型解法の計算負荷に対する問題点は，浅水長波流れへの適用に対し障害であると考えられるが，計算機の発展とともに解消されつつある。

計算負荷が大きいLagrange型解法の問題点に対し，Gopalakrishnan(1989)は，Euler型解法において，水際境界上の節点だけを流れとともに移動させる手法を採用した。Gopalakrishnan(1989)の手法は，干潮時の水域を要素分割し，流れとともに水際線上の節点を移動させるため，水際線の移動に伴って水際境界を含む要素が大きくなり，計算の不安定性を引き起こす恐れがある。一方，Okamoto et al.(1992)は，同様に水際境界上の節点のみを移動させる方法を採用し，変形量が大きくなった要素の分割・統合により極端な要素の変形が生じない工夫がされている。しかし，Okamoto et al.(1992)の手法は，水際線の進行方向にのみ要素の分割・統合が行われ，規則的に配置された要素が用いられるため，任意形状の分割が容易であるという有限要素法の利点を十分に生かすことはできない。また，境界の移動に伴い，要素の生成・消滅が生じるため，ソルバーのアルゴリズムが複雑になるという問題がある。

3　本論文の構成

本論文は，Ⅶつの章で構成されており，その内容は以下のとおりである。

第Ⅰ章では，研究の背景，既往の研究成果のレビュー，および本研究の目的と方法について述べる。

第Ⅱ章では，1990年以降に発生した高潮災害を例に，高潮災害に対する河口低平農地の状況を明らかにするとともに，気候変動により台風勢力が増強した場合に沿岸部の高潮災害の危険性がどの程度高まるのかを数値シミュレーションにより明らかにする。

第Ⅲ章では，河口低平農地の高潮氾濫現象を評価するため，水路網が整備された農地において，水路を介して

氾濫域が拡大したり，排水が行われるという現象を再現できる氾濫モデルを構築する。

第Ⅳ章では，洪水，高潮，津波の水災害時における農地の浸水域を詳細に把握することを目的として，氾濫流の侵入・干出の際に数値上の水の消失・増加を伴わない数値解析手法を構築するのに必要となる水際線を追従できる要素移動アルゴリズムを示す。

第Ⅴ章では，高潮シミュレーションおよび氾濫解析の元になる浅水長波モデルの再現性を向上させるため，気泡関数要素を用いた有限要素モデルを構築する。また，有明海の潮流の再現計算により，当該モデルの妥当性を検証する。

第Ⅵ章では，第Ⅲ章から第Ⅴ章において，構築，検証してきた各モデルを統合し，河口低平農地における高潮氾濫モデルを提案する。また，水路から氾濫する流れの水理模型実験を再現し，実験データとの比較により，提案する高潮氾濫モデルの有効性を検証する。

第Ⅶ章では，前章までのまとめを整理するとともに，今後の課題について述べる。

本論文のとりまとめに際し，東京農工大学大学院農学研究院教授　久保成隆博士には，論文の構成から内容まで懇切なご指導とご助言，ならびに励ましをいただきました。また，宇都宮大学農学部農業環境工学科教授　後藤章博士，東京農工大学大学院農学研究院教授　島田清博士，茨城大学農学部地域環境科学科教授　中石克也博士，東京農工大学大学院農学研究院准教授　向後雄二博士には，本論文のとりまとめに際してご指導とご助言をいただきました。

本研究の遂行にあたり，独立行政法人農業・食品産業技術総合研究機構農村工学研究所施設資源部河海工水理研究室長　丹治肇博士には，多くの貴重なご助言をいただきました。

本研究は，独立行政法人農業・食品産業技術総合研究機構農村工学研究所において実施したものであり，研究を遂行するにあたって，元独立行政法人農業工学研究所地域資源部長　大西亮一博士，独立行政法人国際農林水産業研究センター生産環境領域プロジェクトリーダー　藤井秀人博士，独立行政法人農業・食品産業技術総合研究機構農村工学研究所施設資源部水路工水理研究室長　樽屋啓之博士，独立行政法人農業・食品産業技術総合研究機構本部総合企画調整部研究調査チーム　中矢哲郎博士には，ご助言とご支援を頂きました。また，独立行政法人農業・食品産業技術総合研究機構九州沖縄農業研究センター南西諸島農業研究チーム主任研究員　久保田富治郎氏には，有明海の高潮に関するデータの提供と貴重な意見交換の機会を与えていただきました。本研究の基礎である有限要素解析は，著者が国内留学でお世話になった日本大学生産工学部数理工学科で習得したものである。当時の指導教官であった，東京電機大学客員教授　登坂宣好博士には，有限要素法の基礎からプログラミング，論文執筆までの一連の研究プロセスをご教授いただいたばかりでなく，日本大学退官後も研究の進捗について，ご心配をおかけしました。本研究は，これらの方々を含む多くの諸氏のご指導，ご援助の賜と存じます。ここに記して深謝の意を表します。

なお，本論文は，東京農工大学審査学位論文であることを付記する。

Ⅱ　高潮の現状と将来予測

1　はじめに

沿岸域の農地は，地盤標高が低く，洪水や高潮，津波といった氾濫災害の危険にさらされている。とりわけ，気候変動の影響の一つとして予想されている海面上昇や台風の強大化は，海岸堤防の余裕高の減少や排水樋門からの排水時間の短縮など，河口低平農地の排水不良をもたらすと考えられている。このため，沿岸域の農地における氾濫災害リスクを再評価する必要が生じている。本論文で対象としている氾濫災害のうち，特に高潮は気候変動で災害リスクが変化すると考えられる。

本章では，過去の高潮災害の事例調査の結果をもとに，現状の農地海岸における高潮被害を分析し，将来における沿岸農地への氾濫災害リスクを評価するため，気候変動が進行した場合の有明海における高潮への影響を評価する。

2　高潮とは

a　高潮の発生メカニズム

高潮とは，台風や発達した低気圧などの気象擾乱により生じる海水面の上昇のことをいい，気象潮とも呼ばれる。これに対し，月や太陽の引力により生じる海水面の変動を天文潮という。天文潮は，潮位観測データを調和分解して求められた潮汐調和定数から推算でき，実際の潮位と推算された天文潮位の差を潮位偏差と呼ぶ。

高潮に伴う潮位上昇の2大要因は，「吸い上げ効果」と「吹き寄せ効果」である。このうち，吸い上げ効果は，気圧が低下した海域で海水が押し上げられる現象をいう。吸い上げ効果による潮位上昇量は，気圧低下1hPaにつき，約0.01mである。中心気圧が960hPaの台風では，吸い上げ効果による海面の上昇は，大気圧との差から約0.53mとなる。

一方，吹き寄せ効果とは，風により引き起こされた流れ(吹送流)が湾奥部で行き場を失い，沿岸付近で水位が上昇する現象である。吹送流は，水面付近で風速の3%程度の流速が発生するとされている。また，吹き寄せ効果に伴う潮位上昇は，定常状態の理想的な場合には風速の2乗に比例する(岩垣，1996)。このため，40m/sの風が吹いた場合の潮位偏差は，風速10m/sの場合の16倍に達する。しかし，実際には，吹き寄せ効果に伴う潮位上昇は，地形形状の影響を強く受け，V字形をした細長い

Table 1 昭和以降の主な高潮災害（内閣府（2010）の年号を修正）
Major storm surge disasters after Showa era

年月日	主な被害地域	人的被害			建物被害			
		死者	負傷者	行方不明	全壊	半壊	流出	
1927. 9.13	有明海	373	2,022	66	1,420		791	
1934. 9.21	大阪湾	2,702	181	334	38,771	49,275	4,277	室戸台風
1942. 8.27	周防灘	891	14,994	267	33,283	66,486	2,605	
1945. 9.17	九州南部	2,076	1,438	1,046	58,432	55,006	2,546	枕崎台風
1950. 9. 3	大阪湾	393	2,329	141	17,062	101,792	2,069	ジェーン台風
1951.10.14	九州南部	572	26,062	371	21,527	47,948	1,178	ルース台風
1959. 9.27	伊勢湾	4,697	2,644	401	38,921	113,052	4,703	伊勢湾台風
1961. 9.16	大阪湾	185	38,921	15	13,292	40,954	536	第2室戸台風
1970. 8.21	土佐湾	12	352	15	811	3,628	40	台風第10号
1985. 8.30	有明海	3	16	0	0	589	–	台風第13号
1999. 9.24	八代海	12	10	0	52	99	–	台風第18号
2004. 8.30	瀬戸内海	3	22	0	2	9	–	台風第16号

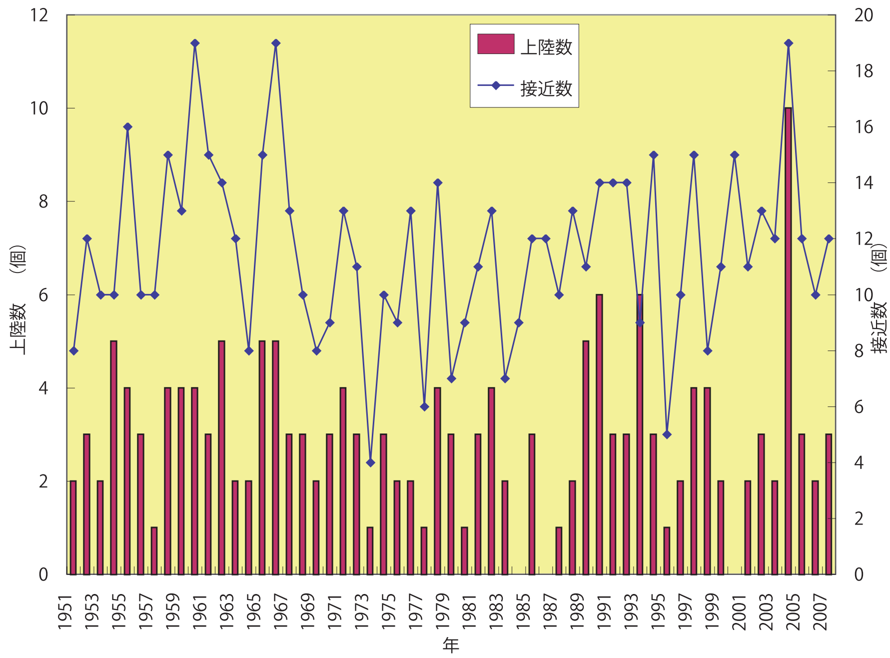


Fig.1 日本における台風の接近数と上陸数の推移
Number of typhoons approached and attacked to Japan

湾では，潮位偏差はさらに大きくなる。

b　日本における高潮災害の歴史

内閣府がとりまとめた日本における昭和以降の主な高潮災害の一覧を **Table 1** に示す（内閣府，2010）。日本における高潮の犠牲者数では，1959年の伊勢湾台風が2,000名以上の死者を出した室戸台風や枕崎台風と比較しても群を抜いている。伊勢湾台風以降，日本の海岸線は急速に整備が進むとともに，海岸堤防の天端高も伊勢湾台風クラスの台風に伴う高潮でも防御できるものへと整備水準が上げられた。このため，1960年代以降は，高潮による犠牲者数は大幅に減少することとなった。

日本に接近または上陸した台風の数の推移を **Fig.1** に示す。ここで，接近した台風とは，台風の中心が日本のいずれかの気象官署から300 km以内に入ったものをいう。日本では，1年間に約10個の台風が接近し，そのうち3個程度が上陸している。

3　近年の高潮災害から見た河口低平農地の現状

1990年以降に河口低平農地を襲った3つの高潮災害の調査結果をもとに，河口低平農地が置かれている現状を検証する。

a　1999年台風18号

1999年の台風18号（台風9918号）は，9月24日未明に九州に上陸し，沖縄をはじめ，東海地方から九州の一部で期間雨量が400 mmを超える雨をもたらした。さらに，熊本県牛深市での最低海面気圧は943.9 hPa，最大瞬間風速は66.2 m/sを記録（気象庁，1999）するなど，広域にわたって暴風が吹き荒れ，西日本を中心に1,000億円を超える農業被害をもたらした（早川ら，2001）。台風9918号は，八代海や周防灘を中心に高潮を発生させ，熊本県不知火町松合地区で12名の犠牲者をだしたほか，**Fig.2** に示すように，多くの農地，農業水利施設が被災した。また，周防灘では，高潮による浸水で山口宇部空港が閉鎖され

(a) 旧不知火干拓地における農業用排水路の破損

(b) 高潮とともに流入した土砂が堆積した水田

Fig.2 台風9918号に伴う高潮で被災した農地の状況
Farmlands damaged by storm surge due to the typhoon 9918

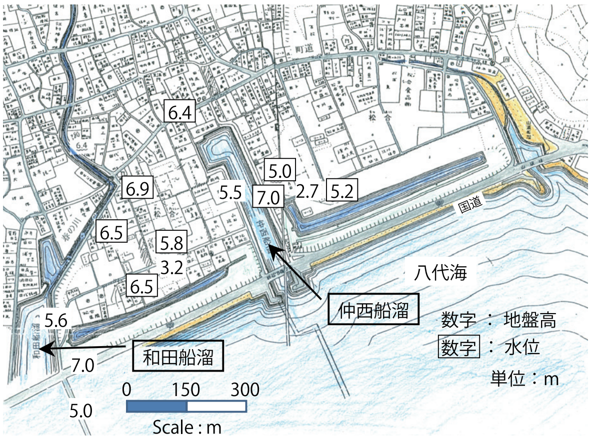


Fig.3 松合地区の状況
Inundation depth in Matsuai district

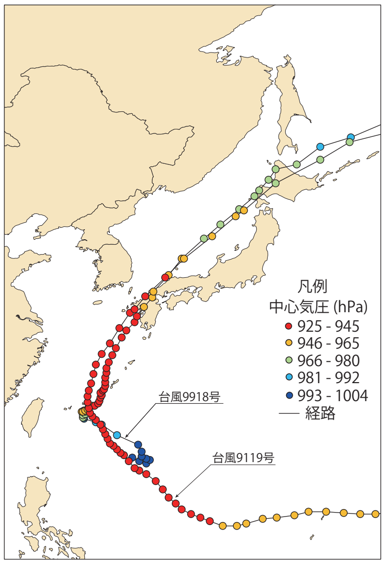


Fig.4 台風9918号と9119号の経路
Track of the typhoon 9918 and 9119

るなど，各地で大きな被害が発生した。我が国における，高潮による犠牲者は，伊勢湾台風以来数十年ぶりのことであった。この高潮で被災した，旧不知火干拓の氾濫域では，調整池が塩水化し，復旧の際に除塩用水の確保に支障をきたしたことが久保田ら(2002)により報告されている。一方，この高潮の痕跡からは，最高潮位が海岸堤防天端高を超えていない地区が多くみられた。海岸堤防を越えることなく高潮被害が発生した要因は，高潮が中小河川を遡上し，上流部の堤防標高の低い地点から浸水したものである。松合地区の概要を**Fig.3** に示す。松合地区では，国道を兼ねる海岸堤防(天端高：T.P.+7.0 m)ぎりぎりまで潮位が上昇したものの，集落の中心および西側に設置されている海岸堤防よりも1.4～1.5 m低い船溜から海水が一気に流れ込んだと考えられている(滝川，2000)。なお，本論文における潮位や標高の表記に用いる"T.P." は，東京湾中等潮位を基準としたものであることを示す。

この高潮災害を引き起こした台風9918号と同様の経路を通過したものに1991年台風19号(台風9119号)がある。両台風の経路を**Fig.4**に示す。台風9119号は，九州上陸時の中心気圧が940 hPaで非常に勢力が強いものであり，主に風によって全国で死者62名，負傷者1,261名を出したが，幸いにして，有明海沿岸域では高潮の被害がみられなかった。台風9918号と台風9119号の八代における気圧，風速データを台風来襲時刻のピークを重ねて示したのが**Fig.5**である。最低気圧は台風9918号が約15 hPa低いが，最大風速は台風9119号が約8m/s速い。両台風の最低気圧の差だけを考えると台風9918号の潮位偏差は台風9119号よりも0.15 m程度大きくなると考えられる。しかし，高潮による潮位偏差は，吹き寄せ効果が強く働くことから，台風9119号に伴う高潮の潮位偏差は，台風9918号のものよりも大きいと推察される。

台風9918号と台風9119号来襲時の八代港における潮位のシミュレーション結果を比較したのが**Fig.6**である。台風9119号の潮位偏差は，風による吹き寄せ効果が増大することで，ピーク時で台風9918号よりも1m以上大

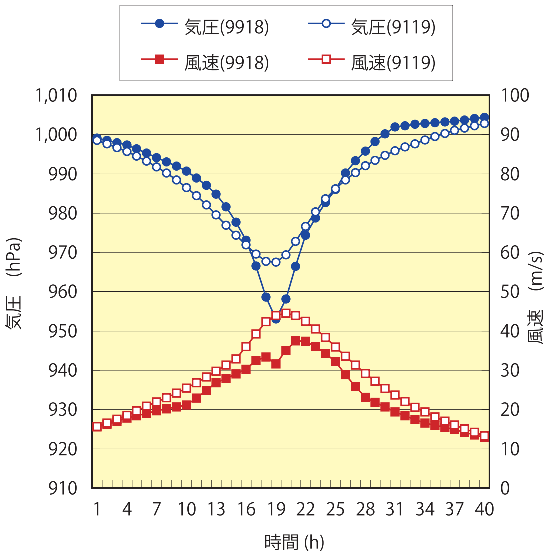


Fig.5 台風9918号と9119号の気象条件の比較
Comparison of the climate condition between typhoon 9918 and 9119

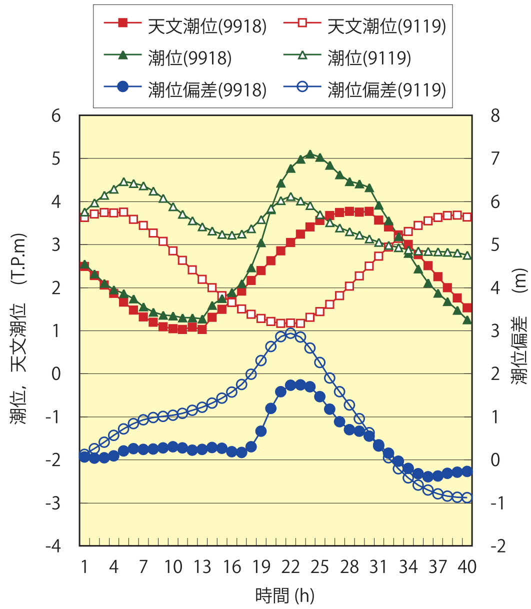


Fig.6 台風9918号と9119号の潮位および潮位偏差の比較
Comparison of tide level and anomaly rise between typhoon 9918 and 9119

きくなることが分かる。それにも関わらず，台風9119号来襲時に有明海で高潮被害が見られなかったのは，台風接近時の天文潮にある。それぞれの台風来襲時の潮汐は，台風9918号が大潮，台風9119号が中潮にあたるが，台風最接近時の潮位は，台風9918号が満潮であったのに対し，台風9119号では干潮であった。このため，潮位偏差と天文潮が合成された結果，台風9119号の潮位ピークが低くなったと考えられる。

b　2004年台風16号

2004年8月30日から31日にかけて日本を襲った台風16号（台風0416号）は極めて大型の台風で，鹿児島県枕崎市における最低海面気圧が953.7 hPaという強い勢力を保ったまま日本に接近し，高知県室戸岬で瞬間最大風速58.3 m/sを記録した。台風0416号の経路を**Fig.7**に示す。

台風0416号は，強風による農作物の落下等，日本各地に甚大な被害をもたらしたが，瀬戸内海沿岸では大潮期の満潮と台風接近が重なったこともあり，広範囲にわたって高潮の被害が発生した。特に，岡山県では，県内の海岸線のほぼ全域にわたって潮位が既往最高潮位を更新し，150カ所を超える地点で海岸堤防を越水した。

岡山県の主要港における各潮位基準と台風0416号による最高潮位を比較したのが**Fig.8**である。台風0416号の最高潮位は，それまでの既往最高潮位を0.5～1m程度超えていることが分かる。海岸堤防の設計高潮位は，「既往最高潮位」もしくは「朔望平均満潮面＋既往の最大潮位偏差」とする方法が広く用いられており，新たな最高潮位を記録した場合に海岸堤防の整備水準の変更を迫られることになる。

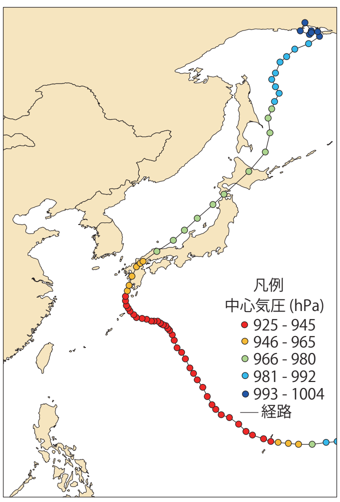


Fig.7 台風0416号の経路
Track of typhoon 0416

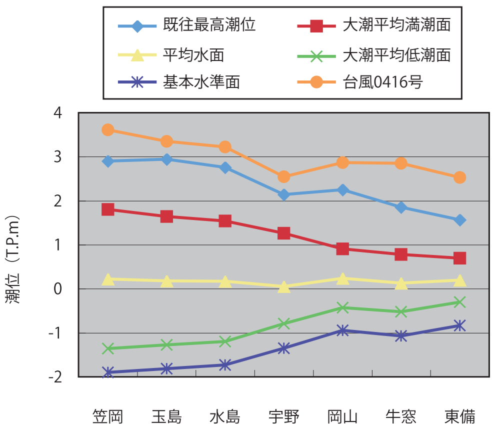


Fig.8 岡山県の主要港における潮位の比較
Comparison of tide level at the major ports in Okayama prefecture

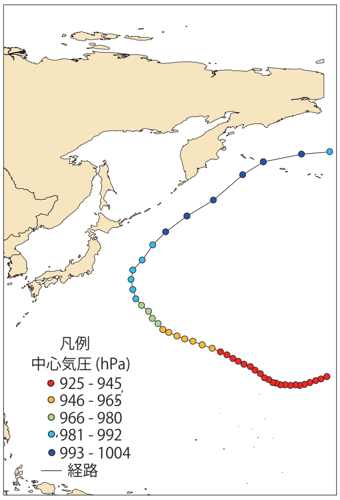


Fig.9 台風0612号の経路
Track of typhoon 0612

(a) 海岸堤防の破壊

(b) 海岸堤防の破壊

(c) 海水の浸水による塩害

(d) 海岸堤防裏法の吸出し状況

Fig.10 低気圧通過後の被災状況
Damaged coastal area after low pressure passage

c　2006年台風12号および低気圧

2006年には福島県の北海老海岸で高潮が発生し，海岸堤防が破壊され，周辺の集落が浸水する事態が発生した（丹治ら，2007）。この高潮の原因となったのは，9月5～6日にかけて日本を襲った台風0612号と，約1ヶ月後の10月6～7日に日本付近を通過した発達した低気圧という2度にわたる気象擾乱である。台風0612号の経路を**Fig.9**に示す。台風0612号では，海岸堤防前面に設置されていた消波工が飛散沈下し，272 mにわたって海岸堤防（傾斜堤）の裏法に吸出しが生じた。このため，コンクリートを補填したが，その後の低気圧の通過により730 mの海岸堤防が飛散沈下し，400万m^3の海水が背後地へと流れ込んだ。その結果，背後地では，農地を含む53 haが湛水し，住宅では，床上浸水3戸，床下浸水6戸の被害が発生した。低気圧による高潮被害を受けた後の海岸堤防および背後地の農地の被災状況を**Fig.10**に示す。

北海老海岸における災害の特徴は，短期間のうちに2度の気象擾乱に遭遇したことにあるが，それ以上に重要なのは，近傍の相馬港における観測記録では，海岸堤防が破壊されるほどの波高が認められなかった点である。2つの気象擾乱によって海岸堤防の破堤に至った原因として考えられたのが，前浜の標高である。北海老海岸における1995年と2006年の前浜の標高を比較したのが**Fig.11**である。**Fig.11**から1995年から2006年までの11年間で，北海老海岸の海岸堤防前面の標高がT.P.-1 mからT.P.-4 mへと，3m低くなっていることがわかる。これは，海岸堤防前面での水深が3m深くなっていたことを示し，気象擾乱で発生した波浪が減衰されず，エネルギーを維持したまま海岸堤防を襲ったと考えられる。このように，北海老海岸における災害は，海岸侵食等に伴って前浜が低下し，堤防前面の水深が深くなっていたことが要因の一つと考えられる。このような，沿岸域における水深の増大は，温暖化の影響として予想されている海面上昇によっても引き起こされる。温暖化に伴う海面上昇が農業サイドに及ぼす影響として，排水樋門等からの排水阻害が懸念されているが，これに加えて波高の増大も考慮に入れておく必要がある。

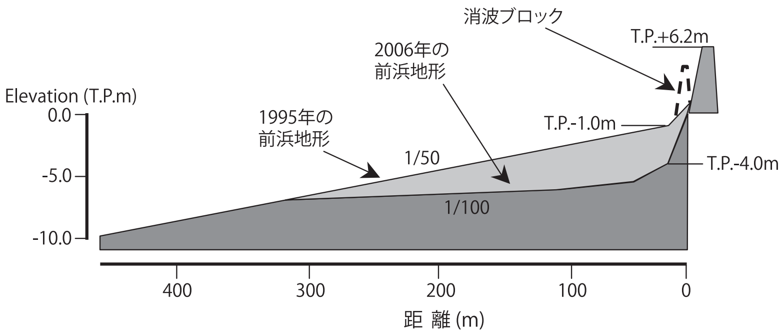


Fig.11 北海老海岸前浜の状況（丹治ら（2007）に加筆・修正）
Cross section of front beach of Kitaebi coast

４　高潮の数値解析手法

有明海の高潮のシミュレーションには，以下に示す経験的台風モデルを使用した。経験的台風モデルによる台風の気圧，風速場の推算では，陸上地形の影響を考慮できないため，再現性に限界があることがわかっている。しかし，経験的台風モデルは，局地気象モデルを用いる手法と比較して計算時間などの制約がないため，現在でも多くの解析で用いられる。

a　基礎方程式

高潮に伴う潮位偏差の推定に用いられる基礎方程式は，式(1)～(3)で表される2次元非線形長波の式である。なお，式(2)～(3)の右辺第3項目は，気圧の勾配により生じる外力を示す。

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}\{u(h+\zeta)\}+\frac{\partial}{\partial y}\{v(h+\zeta)\}=0 \tag{1}$$

$$\frac{\partial u}{\partial t}+u\frac{\partial u}{\partial x}+v\frac{\partial u}{\partial y}=fv-g\frac{\partial \zeta}{\partial x}-\frac{1}{\rho_w}\frac{\partial p_0}{\partial x}+\frac{\tau_{sx}-\tau_{bx}}{\rho_w(h+\zeta)}+A_h\left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 u}{\partial y^2}\right) \tag{2}$$

$$\frac{\partial v}{\partial t}+u\frac{\partial v}{\partial x}+v\frac{\partial v}{\partial y}=-fu-g\frac{\partial \zeta}{\partial y}-\frac{1}{\rho_w}\frac{\partial p_0}{\partial y}+\frac{\tau_{sy}-\tau_{by}}{\rho_w(h+\zeta)}+A_h\left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 v}{\partial y^2}\right) \tag{3}$$

ここで，u : x方向の流速(m/s)，v : y方向の流速(m/s)，h:水底から静水面までの水深(m)，ζ :静水面から上向きの水面偏差(m)，f : Coriolis係数(1/s)，g :重力加速度(m/s^2)，p_0 :海表面での大気圧(hPa)，ρ_w :海水の密度(kg/m^3)，A_h :水平渦動粘性係数，であり，**Fig.12**にその配置を示す。また，τ_{sx}, τ_{sy} :水面の摩擦力，τ_{bx}，τ_{by} :底面での摩擦力であり，式(4)～(5)で表される。

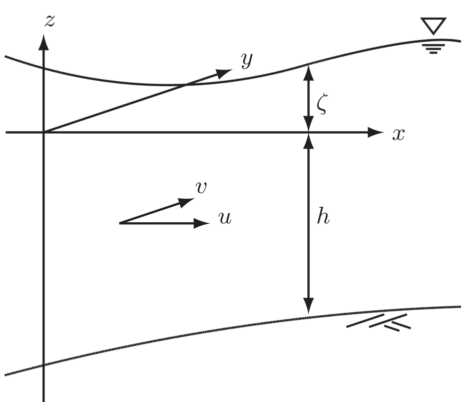


Fig.12 変数配置
Location of variables

$$\tau_{sx}=\rho_a C_D W_x\sqrt{W_x^2+W_y^2},\quad \tau_{sy}=\rho_a C_D W_y\sqrt{W_x^2+W_y^2} \tag{4}$$

$$\tau_{bx}=\frac{\rho_w g n^2}{(h+\zeta)^{4/3}}u\sqrt{u^2+v^2},\quad \tau_{by}=\frac{\rho_w g n^2}{(h+\zeta)^{4/3}}v\sqrt{u^2+v^2} \tag{5}$$

ここで，ρ_a :空気の密度，W_x:海面上10 mにおけるx方向の風速，W_y:海面上10 mにおけるy方向の風速，n:マニングの粗度係数，である。なお，C_Dは抗力係数であり，本多・光易則（本多・光易，1980）から式(6)で表される。

$$C_D=\begin{cases}(1.290-0.024U_{10})\times10^{-3} & (U_{10}\le 8\ \text{m/s}),\\(0.581+0.063U_{10})\times10^{-3} & (U_{10}>8\ \text{m/s}).\end{cases} \tag{6}$$

ここで，U_{10}は海面上10 mでの風速であり，式(7)のとおりとした。

$$U_{10}=\sqrt{W_x^2+W_y^2} \tag{7}$$

b　気圧分布

台風の気圧分布にはいくつかのモデルが提案されているが，ここでは，式(8)に示すMyersのモデル（Myers and Malkin, 1961）を用いる。

$$p(r)=p_c+\Delta p\exp\left(-\frac{r_0}{r}\right) \tag{8}$$

ここで，r :台風の中心からの距離(m)，$p(r)$:台風の中心からr(m)離れた点の気圧(hPa)，p_c :台風の中心気圧(hPa)，Δp :気圧深度(hPa)，r_0 :台風の半径(m)，である。

c　傾度風

式(8)で示される気圧分布では，気圧が台風の中心に向かって同心円状に低下するため，風は台風の中心へと直接吹き込む。しかし，実際には，地球の自転により台風の中心に向かう風は北半球では右側に逸れ，反時計回りの渦を形成する。式(8)による気圧分布を仮定した場合の傾度風の風速U_{gr}は式(9)で示される。

$$U_{gr}=-\frac{rf}{2}+\sqrt{\left(\frac{rf}{2}\right)^2+\frac{\Delta p}{\rho_a}\frac{r_0}{r}\exp\left(-\frac{r_0}{r}\right)} \tag{9}$$

d　海上風

傾度風の風速は，理想的な条件の風を示す。しかし，実際の風は海面との摩擦により風速は小さくなり，風向もやや台風の中心向きになる。この風を海上風といい，式(10)で示される。

$$U_1=C_1U_{gr} \tag{10}$$

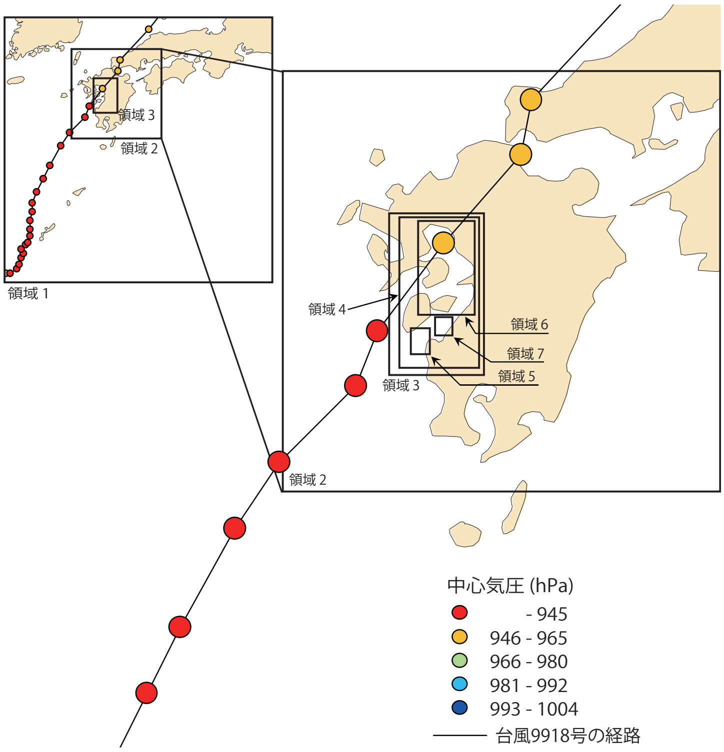


Fig.13 有明海・八代海の高潮推算シミュレーションの解析領域
Simulation area of the Storm surge in the Ariake and the Yatsushiro sea

Table 2 各領域の計算格子
Grid size in each zone

領域番号	格子数 (i×j)	格子間隔 (m)
1	74 × 75	16,200
2	81 × 81	5,400
3	57 × 93	1,800
4	132 × 246	600
5	96 × 135	200
6	255 × 438	200
7	81 × 96	200

Table 3 台風 9918 号高潮の再現計算に用いたパラメータ一覧
List of parameters used in the simulation of the storm surge caused by typhoon 9918

パラメータ	値
時間の増分 (Δt)	4 s
水平渦動粘性係数 (A_h)	100 m^2/s
マニングの粗度係数 (n)	0.025
基準潮位	4.51 m
傾度風速の海上風への補正係数 (C_1)	0.7
台風移動速度の海上風への補正係数 (C_2)	0.7
傾度風の偏向角度	30°
海水密度 (ρ_w)	1.026×10^3 kg/m^3
大気密度 (ρ_a)	1.22 kg/m^3
重力加速度 (g)	9.81 m/s^2
座標原点の緯度	33°　30’
座標原点の経度	130°　55’
最深水深	90 m
最浅水深	1 m
異常潮位（計算打ち切り値）	10 m

ここで，U_1 :海上風の風速 (m/s)，C_1 : 傾度風速の海上風への補正係数，である。

e　場の風

台風により生じる風は，海上風に加えて台風の移動速度による効果を考慮する必要がある。台風の移動の影響により，台風の右側では海上風と移動速度が同じ向きになるため風が強くなるのに対し，台風の左側では海上風と移動速度が打ち消し合うため風が弱くなる。台風の移動による場の風の成分は式(11)で示される。

$$U_2 = C_2 \frac{U_1(r)}{U_1(r_0)} V_t \tag{11}$$

ここで，U_2 :場の風の風速 (m/s)，V_t : 台風の移動速度 (m/s)，C_2: 台風移動速度の海上風への補正係数，である。

f　解析方法

本章では，式(1)～(3)の基礎方程式を中心差分により離散化し，解析を行った。境界条件は，陸境界において，海岸線を横切る方向の流速成分を 0 m/s に設定した。なお，高潮の潮位偏差において，波による見かけ上の潮位上昇量(wave set-up)を考慮する場合がある。しかし，本解析では，解析対象の有明海が内湾性の海域であることを考慮して wave set-up による効果は考慮しなかった。

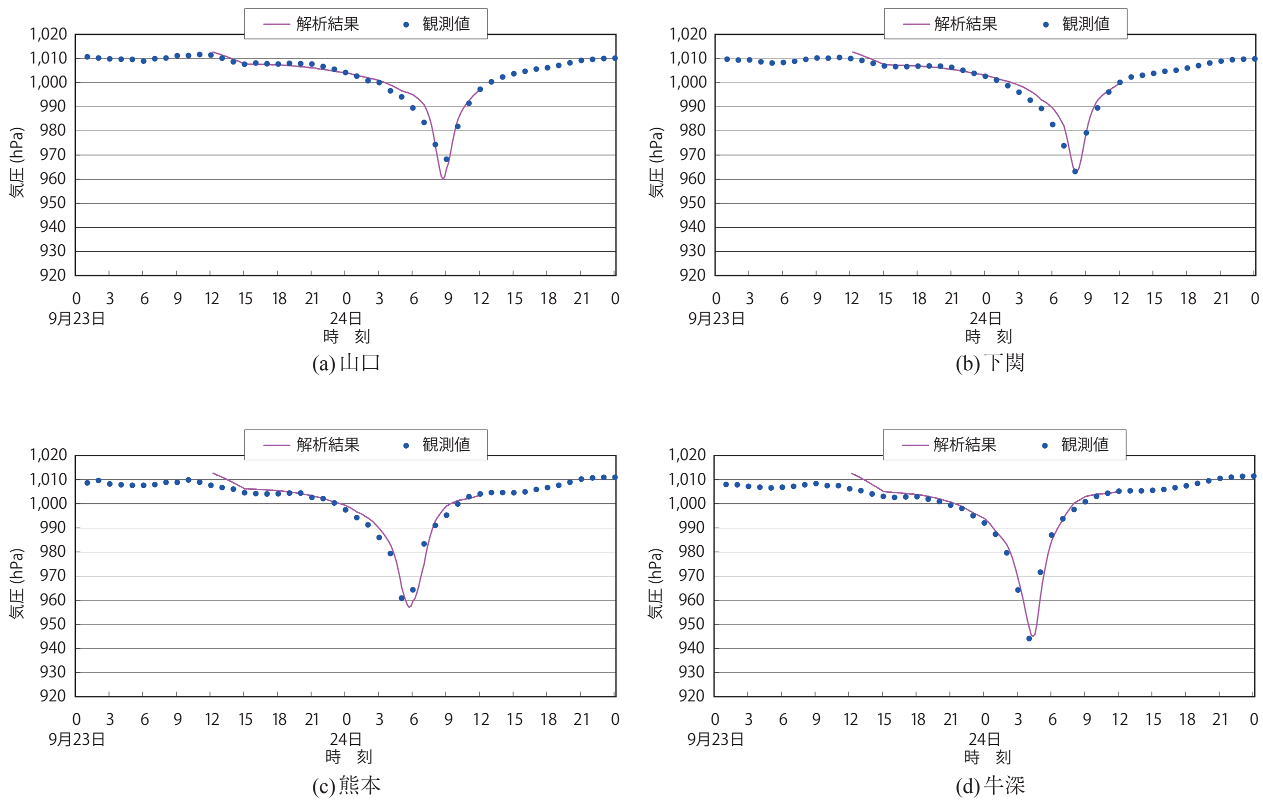


Fig.14 気圧の比較
Comparison of pressure

g　解析領域

本章では，有明海を対象として高潮による潮位偏差を比較した。高潮の再現計算に用いた解析領域を **Fig.13** に示す。境界の影響を小さくするため，解析領域を広く取り，ネスティングにより順次格子間隔を小さくした。各領域の計算格子を **Table 2** に示す。計算格子のうち，有明海全域を含む領域6の格子間隔は200 m とした。解析領域の海底標高は海図から読み取り，海図に十分なデータがない有明海の干潟は，堤防直近の干潟標高の実測値から，海図上の標高0 mのラインまで線形補間して与えた。

h　台風9918号高潮の再現計算

本章で用いた高潮推算モデルを検証するため，台風9918号による高潮を再現した。

全領域で静止状態を初期条件とし，海岸では，海岸線に対し法線方向の流速成分を0，外洋の開境界では，気圧変化に伴う静力学的水位変動を境界条件として与えて解析を行った。

解析に用いたパラメータを **Table 3** に示す。ここで，時間の増分 Δt は，長波の波速と格子間隔からCFL条件をもとに決定し，水平渦動粘性係数 A_h およびマニングの粗度係数 n は，過去の計算例の値を準用した。また，基準水位は，満潮時の水位を想定して4.51 mとした。なお，台風モデルにおけるパラメータ C_1，C_2 は，経験的な係数であり，一般的に0.6～0.7の値が用いられているが，ここでは，気圧，風向，風速の観測結果と数値解析結果を比較し，C_1，C_2 とも0.7とした。

再現計算は，計算開始時刻を1999年9月23日午前0時，計算終了時刻を9月24日12時とし，初期状態の影響を除くため，9月23日12時以降の24時間の結果を比較した。山口，下関，熊本および牛深における気圧の時間変化を観測値と比較したのが **Fig.14** である。比較したいずれの地点においても，気圧低下のピークの時間と気圧深度が良好な一致を示しており，Myersモデルによる気圧の計算は，観測値をよく再現しているといえる。

一方，枕崎，熊本，水俣および八代における風向を観測値と比較したのが **Fig.15** である。ここで，風向とは，真北を基準に東が90°，南が180°のように時計回りに表しており，360°は，再び真北を示す。東シナ海に面する枕崎では，台風接近前から比較的安定した風向が観測され，台風の通過に伴い風向が大きく変化しており，解析結果もこの傾向をよく再現していることが **Fig.15(a)** から判断できる。一方，**Fig.15(b)** では，台風接近前の9月23日には風向が変動している。これは，観測点の熊本が内湾である有明海に面し，東に阿蘇山，有明海を挟んで西には雲仙といった山々に囲まれた地形の影響を受けているためと考えられる。なお，台風接近後は，台風の進行方向と平行な南西からの風が卓越する状況は，解析結果と観測結果は一致している。また，**Fig.15(c)** と **Fig.15(d)** に示す水俣と八代の観測結果のうち，台風接近前のものが欠測となっているものの，台風通過前後の風向の変化は，熊本と同様に再現できていると判断できる。

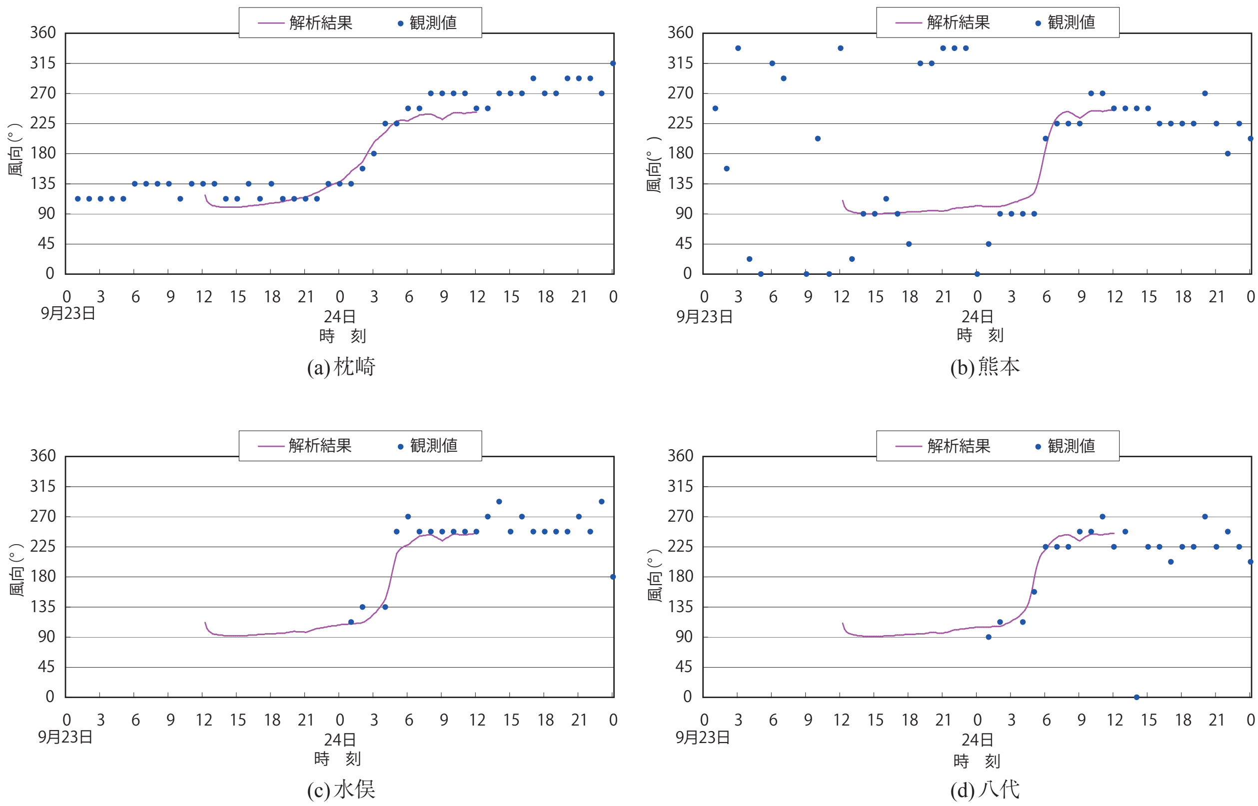


Fig.15 風向の比較
Comparison of wind direction

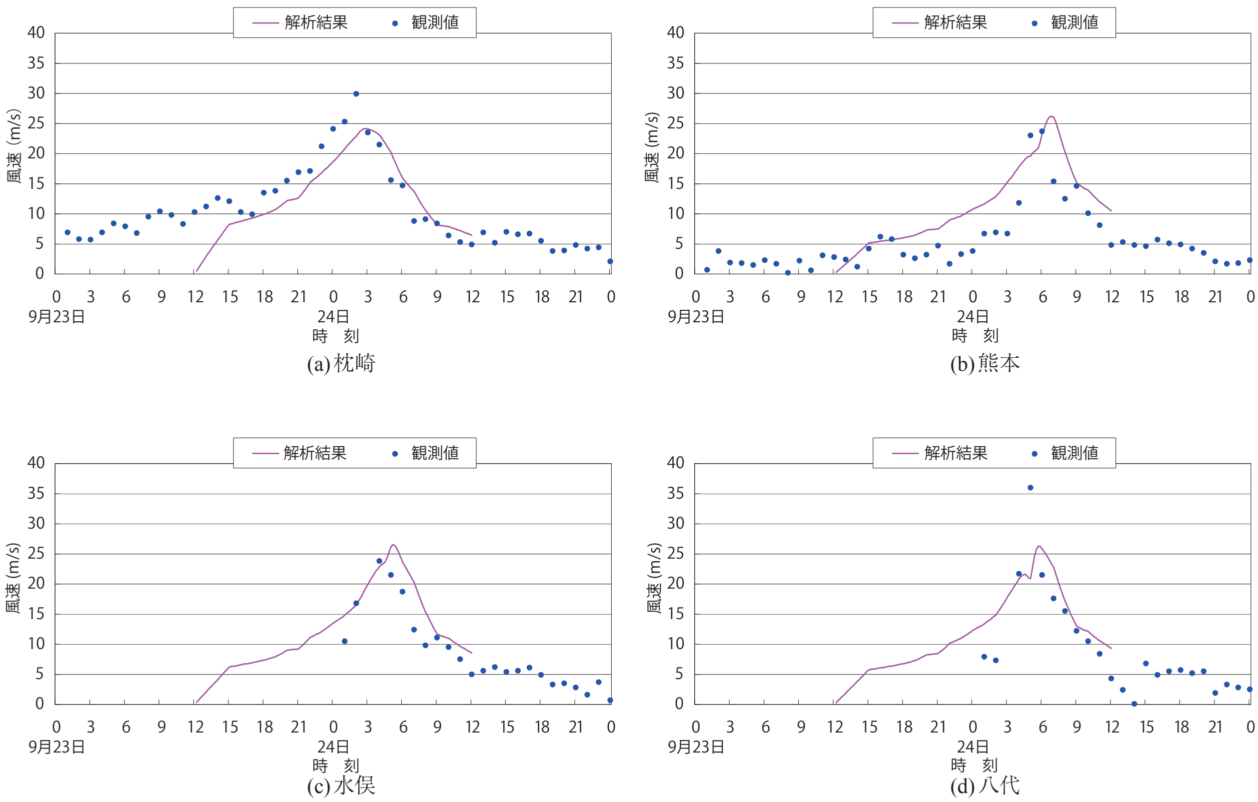


Fig.16 風速の比較
Comparison of wind velocity

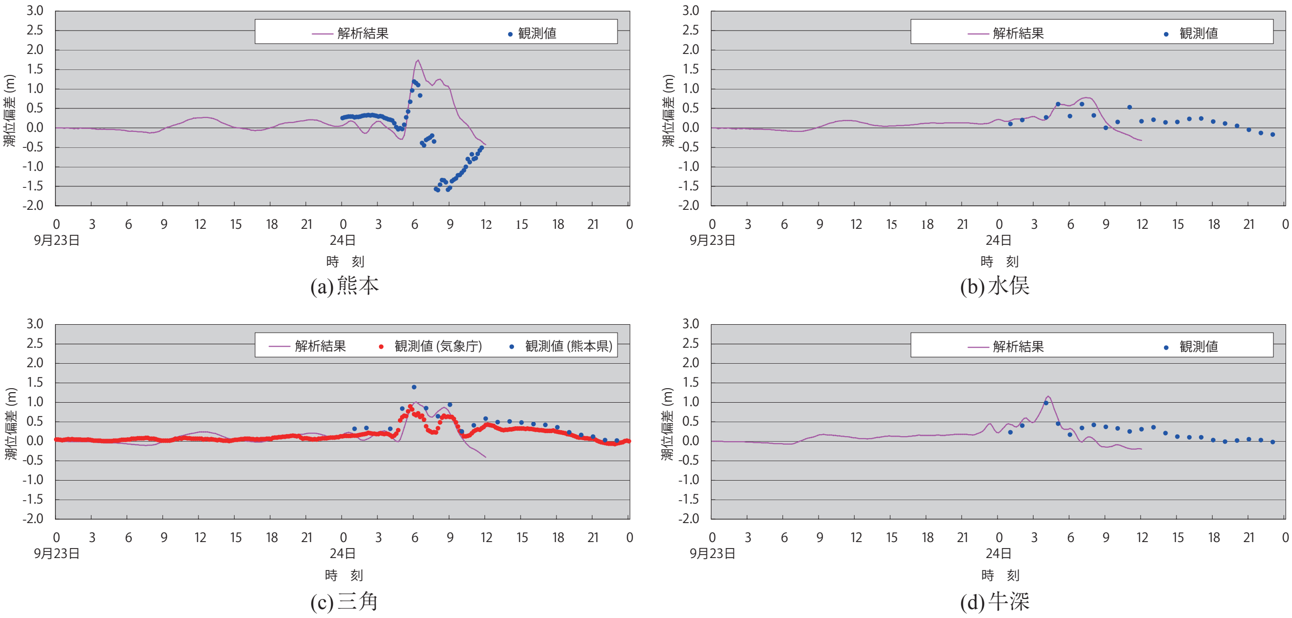


Fig.17 潮位偏差の比較
Comparison of anomaly rise

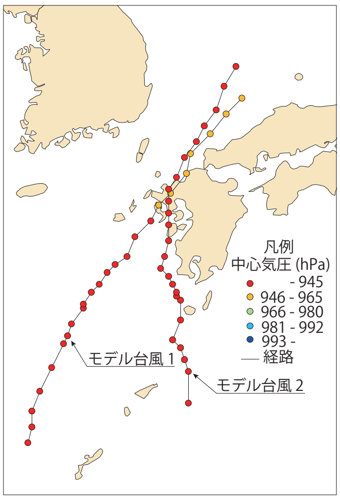


Fig.18 モデル台風の経路
Track of model typhoons

以上の結果から，風向については，陸地の地形が考慮されていないため，地形に起因する風向の変化を再現することはできないものの，台風通過に伴う風向の変化は，捉えられているといえる。

風速の解析結果を観測結果と比較したのが**Fig.16**である。**Fig.16**において，9月23日12時までの解析結果が0 m/sとなっているのは，計算開始から風向，風速が安定するまでの12時間分を計算の助走期間としたためである。 Myersのモデルで計算された風速は，周辺地形の影響を受けていないため，全ての地点において観測値と合わせるのは困難であるが，風速の変動の傾向は，概ね再現できているといえる。

熊本，水俣，三角および牛深における潮位偏差を比較したのが**Fig.17**である。**Fig.17(a)**に示す熊本における潮位偏差は，0.5 m程度，解析結果が実測値を上回る結果を示しているが，他の観測点では，潮位偏差のピークおよび変動傾向を良好に再現していると考えられる。なお，熊本における潮位偏差ピーク後の9月24日午前6時以降に潮位偏差が下がっている状況は，観測機器の異常による可能性がある。

5　気候変動による高潮の変化

過去に日本に影響を及ぼした台風から2つのモデル台風を作成し，気候変動によって台風の勢力が変化した場合を想定して，有明海における高潮による潮位偏差への影響を検証する。

a　モデル台風

作成した2つのモデル台風の経路を**Fig.18**に示す。このうち，モデル台風1は，有明海の西側を北東に進むもので，日本に接近する一般的な台風に近い経路を通過す

Table 4 モデル台風2の作成
Specification of the model typhoon 2

台風4516号(枕崎台風)

月	日	時刻	中心気圧 hPa	気圧深度 hPa	台風半径 Km
9	17	6:00	910	103	43
		7:00	912	101	43
		8:00	914	99	43
		9:00	916	97	43
		10:00	918	95	43
		11:00	920	93	43
		12:00	922	91	43
		13:00	924	89	43
		14:00	926	87	43
		15:00	929	84	43
		16:00	931	82	43
		17:00	933	80	43
		18:00	935	78	43
		19:00	937	76	43
		20:00	939	74	43
		21:00	941	72	43
		22:00	943	70	43
		23:00	945	68	43
	18	0:00	947	66	43
		1:00	951	62	43
		2:00	955	58	43
		3:00	959	54	43
		4:00	963	50	43
		5:00	966	47	43
		6:00	970	43	43

台風4216号(周防灘台風)

月	日	時刻	経度 °	緯度 °	進行速度 Km/h
8	27	3:00	130.5	28.8	31.7
		4:00	130.4	29.1	34.0
		5:00	130.3	29.4	31.6
		6:00	130.1	29.6	57.7
		7:00	130.3	30.1	48.3
		8:00	130.3	30.6	15.5
		9:00	130.2	30.7	14.9
		10:00	130.2	30.8	19.1
		11:00	130.1	31.2	25.6
		12:00	130.0	31.2	25.8
		13:00	129.8	31.4	37.1
		14:00	129.9	31.7	48.3
		15:00	130.0	32.1	38.8
		16:00	130.0	32.5	35.3
		17:00	130.0	32.8	31.4
		18:00	130.0	33.1	31.6
		19:00	130.0	33.4	43.0
		20:00	130.2	33.7	51.0
		21:00	130.4	34.2	53.8
		22:00	130.7	34.6	51.6
		23:00	130.9	35.0	55.3
	28	0:00	131.2	35.4	60.6
		1:00	131.4	36.0	62.3
		2:00	131.7	36.5	62.3

モデル台風2

月	日	時刻	経度 °	緯度 °	中心気圧 hPa	気圧深度 hPa	台風半径 Km	進行速度 Km/h
8	26	18:00	131.2	27.1	1013	0	43	20.2
	27	0:00	130.5	28.0	920	93	43	30.2
		3:00	130.5	28.8	910	103	43	31.7
		4:00	130.4	29.1	910	103	43	34.0
		5:00	130.3	29.4	910	103	43	31.6
		6:00	130.1	29.6	910	103	43	57.7
		7:00	130.3	30.1	910	103	43	48.3
		8:00	130.3	30.6	910	103	43	15.5
		9:00	130.2	30.7	910	103	43	14.9
		10:00	130.2	30.8	912	101	43	19.1
		11:00	130.1	31.0	914	99	43	25.6
		12:00	130.0	31.2	916	97	43	25.8
		13:00	129.8	31.4	918	95	43	37.1
		14:00	129.9	31.7	920	93	43	48.3
		15:00	130.0	32.1	922	91	43	38.8
		16:00	130.0	32.5	924	89	43	35.3
		17:00	130.0	32.8	926	87	43	31.4
		18:00	130.0	33.1	929	84	43	31.6
		19:00	130.0	33.4	931	82	43	43.0
		20:00	130.2	33.7	933	80	43	51.0
		21:00	130.4	34.2	935	78	43	53.8
		22:00	130.7	34.6	937	76	43	51.6
		23:00	130.9	35.0	939	74	43	55.3
	28	0:00	131.2	35.4	941	72	43	60.6
		1:00	131.4	36.0	943	70	43	62.3
		2:00	131.7	36.5	945	68	43	62.3

※モデル台風2の8/27 8時以前の中心気圧・台風半径は同日9時と同一とした。

るものを想定した。モデル台風1は，台風9918号（滝川，2000; 久保田ら，2002）をベースに有明海における潮位偏差が最大となるよう，同台風の経路を西へ0.75°シフトさせたものである。一方，モデル台風2は，有明海をほぼ真北に北上し，有明海沿岸の広い地域で高潮偏差が大きくなると予想される。モデル台風2は，**Table 4**に示すように，台風4216号（周防灘台風）の経路に台風4516号（枕崎台風）の規模を合成して作成した。ただし，モデル台風2の作成において，台風4516号に関する充分な実測データが得られなかったため，台風接近時の天気図から中心気圧と等圧線の距離を読み取り，式(8)に当てはめて台風半径を決定し，有明海を通過する間は同じ台風半径が保たれていたと仮定した。

台風モデルのパラメータは，モデル台風1では，台風9918号に伴う高潮の再現計算で得られたC_1=0.7，C_2=0.7，偏向角を30°とした。また，モデル台風2は台風規模のもとになっている台風4516号の観測データが得られなかったため，台風9918号の再現計算で実測値との比較により定めた値を準用した。

b　モデル台風の特性

各モデル台風の特性を評価するため，台風通過時の気圧変化を**Fig.19**に示す22地点で比較した。各評価地点における，モデル台風1が通過した際の気圧深度の最大

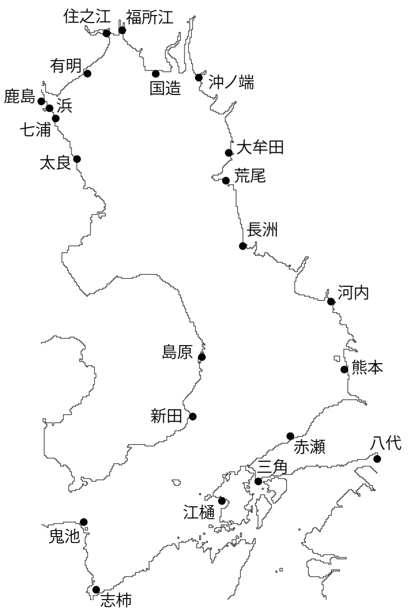


Fig.19 モデル台風評価地点位置図
Location of evaluation points

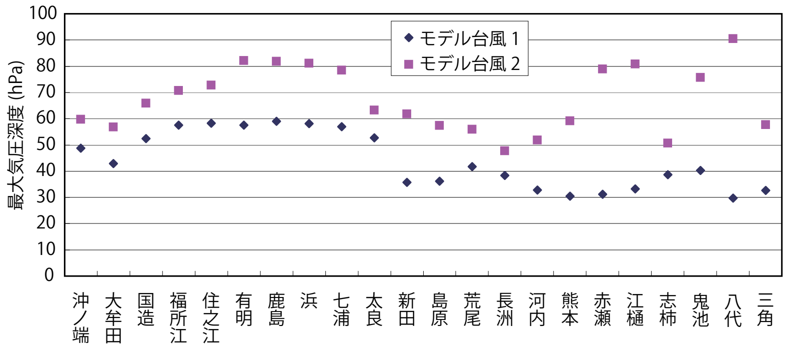
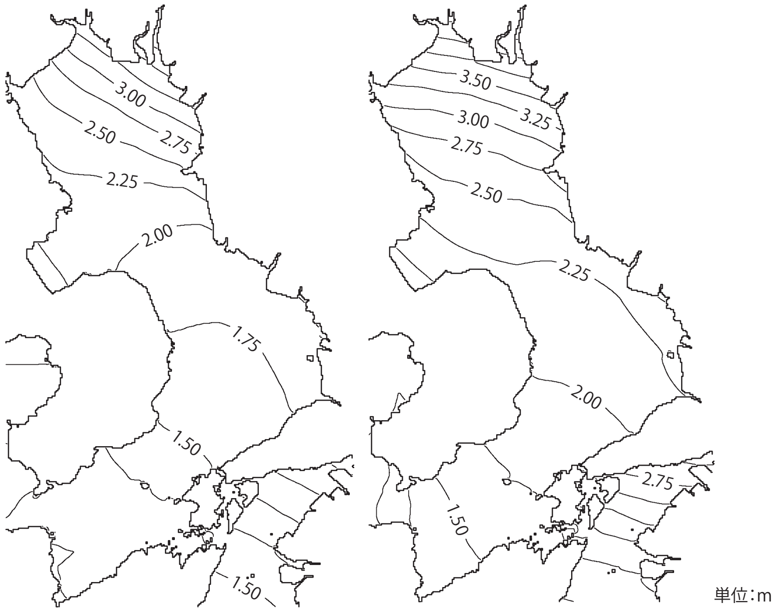


Fig.20 各モデル台風の評価地点における最大気圧深度の分布
Maximum pressure depth in each point



(a) モデル台風1　(b) モデル台風2

Fig.21 高潮による最大潮位偏差の比較
Maximum anomaly rise due to storm surge

値（以下，最大気圧深度という）を**Fig.20**に示す。ここで，気圧深度とは大気圧（1,013 hPa）と各時刻の気圧の差とする。

モデル台風1では，住之江といった有明海湾奥部で気圧深度が大きく，湾口部に向かうに従って小さくなる傾向にある。一方，モデル台風2では，湾奥部ではモデル台風1と同様に湾奥部で大きい傾向を示すが，有明海の東南側にあたる河内～江樋においても気圧深度が大きくなるという特性がある。なお，有明海湾奥部を通過する両モデル台風の中心気圧深度は，モデル台風2のほうが20～30%大きかった。

高潮に伴う潮位偏差の最大値の平面分布を**Fig.21**に示す。有明海湾奥部の潮位偏差の分布は，モデル台風2で等潮位偏差線の傾きが小さいこと以外に両モデル台風の違いは顕著でない。しかし，一部，湾口に近い湯島の影響を受けてはいるものの，モデル台風1では，有明海湾口から湾奥部にかけて次第に最大潮位偏差の等値線の間隔が狭くなっていくのに対し，モデル台風2では熊本付近で潮位偏差の等値線の間隔が広くなる領域が確認できる。これは，モデル台風1が有明海付近を北東に通過することで，外海から吹き寄せられた水が淀みなく湾奥部へと流れていくのに対し，モデル台風2では台風の接近に伴い湾口部で潮位の上昇が始まり，台風の北上とともに吹き寄せられた水が湾奥部に向かうことによると考えられる。

c　気圧の変化に伴う潮位偏差への影響

Henderson et al.（1998）は，熱力学モデルによるシミュレーションから気候変動に伴い，台風の最大可能強度（Maximum Potentioal Intensity: MPI）が10～20%大きくなることを示した。そこで，本章では，気候変動下の台風を想定するにあたり，MPIを台風の中心気圧の最低値と仮定し，各モデル台風の中心気圧の気圧深度が15%大きくなるものとした。

なお，安田ら（2009）がA1Bシナリオに基づく温暖化予測実験結果を反映した確率台風モデルによる再現結果を比較し，気候変動下における台風の変化について，中心気圧が920 hPa以下の台風が数%出現するようになることを予測している。中心気圧が920 hPaの台風は，過去の台風データと比較すると最低中心気圧が10数%程度低くなったものに相当し，本研究で設定した15%の気圧深度の低下と同程度の変化といえる。

各モデル台風において，台風規模が変化する前後における気圧深度の変化を**Fig.22**に示す。潮位偏差が大きくなる有明海湾奥の筑後川河口付近に位置する沖ノ端では，台風規模の変化に伴う気圧深度の変化量は7.2hPaであり，この場合の吸上げ効果に伴う潮位偏差の変化は0.07 mと小さい。また，モデル台風2では，福所江～太良の有明海湾奥部西側で気圧深度の変化量に差が大きく，他の地点はモデル台風1と同様の特性を持つことが分かる。

d　潮位偏差量の変化

評価地点を代表して，住之江，熊本，三角をモデル台風が通過した際の潮位偏差の時間変化を**Fig.23**および**Fig.24**に示す。モデル台風1では，台風接近時の台風規模の影響は認められず，台風通過時の潮位偏差量が大きくなる。一方，モデル台風2では，台風接近時に有明海の潮位が降下する。これは，モデル台風2では，台風接近時の気圧低下で有明海湾口部の潮位が上昇し，湾奥部の水が引き戻されるためであると考えられる。この潮位の降下は，台風規模の変化にも影響され，台風規模が大きいほど降下量も大きくなる。熊本では，台風規模の変

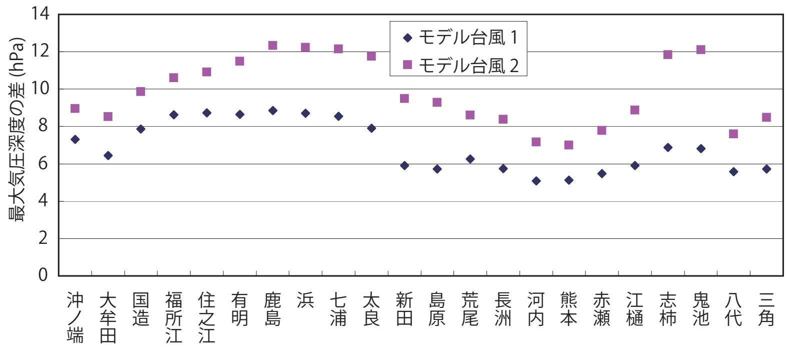
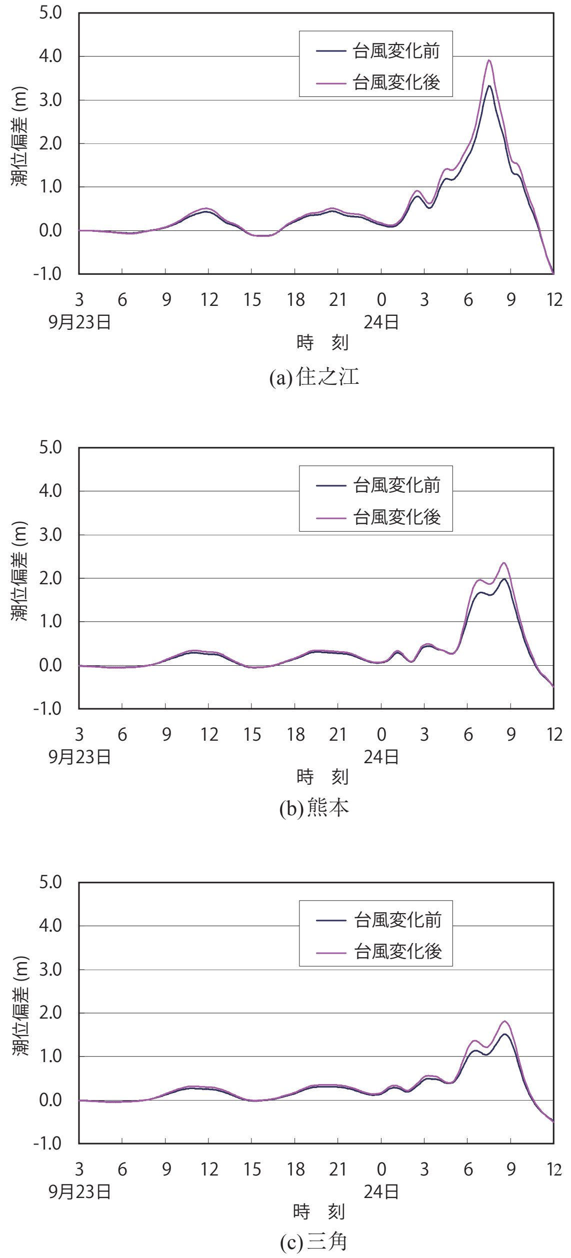


Fig.22 台風規模の変化に伴う最大気圧深度の変化
Maximum pressure depth due to the change of the strength of typhoon

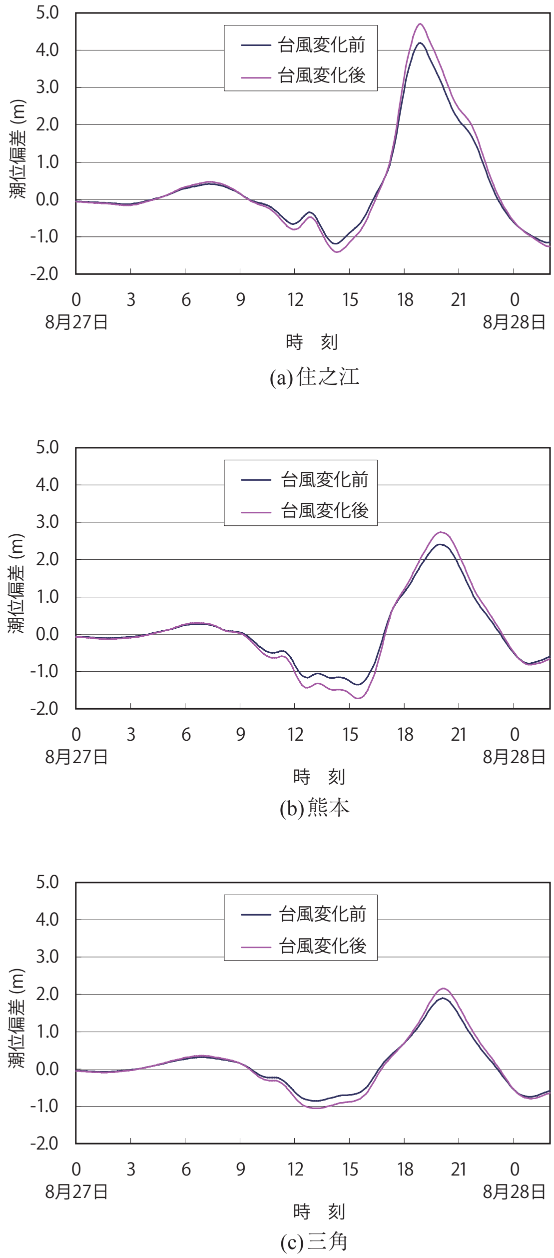


(a) 住之江

(b) 熊本

(c) 三角

Fig.23 潮位偏差の時間的変化(モデル台風 1)
Time series of anomaly rise (model typhoon1)



(a) 住之江

(b) 熊本

(c) 三角

Fig.24 潮位偏差の時間的変化(モデル台風 2)
Time series of anomaly rise (model typhoon2)

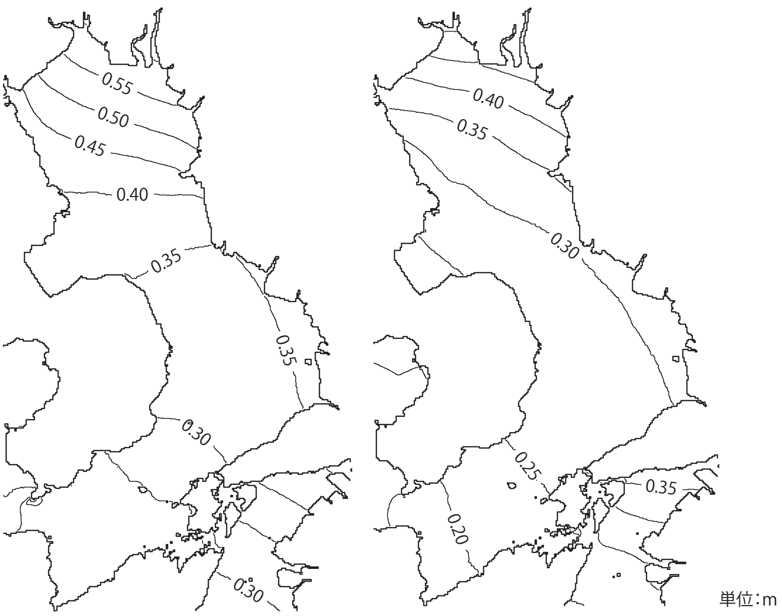


Fig.25 台風規模の変化に伴う潮位偏差の変化量の分布
Distribution of change of anomaly rise due to the change of strength of typhoon

化に伴う潮位降下量の増加が潮位上昇量の増加とほぼ等しく，潮位偏差の増加を抑える働きをすることが分かる。なお，両モデル台風とも，潮位上昇時の水位の立ち上がりは，台風規模が大きいほど急になり，これまで以上に高潮の予知，警報システムおよび避難体制の整備が重要になると考えられる。

台風規模が変化する前後での高潮による潮位偏差の変化量の分布を**Fig.25**に示す。台風の変化に伴う潮位偏差の変化量は，有明海内部の各評価地点で0.20 ～ 0.55mに達し，湾奥部ほど大きくなる。また，今回の解析では，モデル台風1に比べてモデル台風2が台風規模の変化により気圧深度が大きくなっているにもかかわらず，潮位偏差の変化は小さかった。これは，**Fig.24**で見られた台風接近時の潮位の降下が台風通過時の有明海湾奥部での潮位の上昇を小さくさせるためと考えられる。これにより，有明海付近を北上する台風では，ある程度以上規模が大きくなっても潮位偏差に与える影響は抑えられると予想される。

６　まとめ

本章では，近年の河口低平農地を襲った高潮災害事例を振り返るとともに，気候変動により台風勢力が増強した場合の河口低平農地の高潮災害の危険性を検証した。

近年の高潮災害の事例を概観して，河口低平農地が大規模に被災するケースが各地で発生している，現状の設計諸元を超える規模の高潮が来襲している，前浜を含めた海岸管理の状況により，災害の危険性が増大している場合がある，ことが明らかとなってきた。

海面上昇量の予測には幅があるが，IPCCの第4次評価報告書（IPCC, 2001）では最良推定値は0.58mとされている。今回の解析は有明海のみでの検証であるが，台風の変化に伴い高潮の潮位偏差が0.20 ～ 0.55m大きくなることを明らかにした。これは，台風規模の変化による潮位偏差の増加が海面上昇量にほぼ匹敵するものになることを示し，沿岸域における地球温暖化対策には海面上昇と同様に台風の変化を考慮する必要があると考えられる。しかしながら，台風規模の変化に伴う高潮による潮位偏差の増加量は，場所，台風の経路などにより変化する点で海面上昇とは異なり，気候変動に配慮した海岸の管理に反映させるには，より詳細にそのリスクを評価する必要がある。

伊勢湾台風以降，日本の海岸堤防は整備が進み，各種施設が適切に機能している限り，数千人もの人が犠牲になるような巨大な高潮災害の危険性は極めて低くなっている。しかし，河口低平農地における高潮災害では，湛水が排水できれば災害が終わるわけではなく，氾濫による農作物の枯死のほか，農地に土砂が流入・堆積するなどの被害が発生する。このため，河口低平農地への高潮被害は，人的被害は少なくても農業経営に直接影響を及ぼすことになり，適切な減災対策を講じる必要がある。

Ⅲ　沿岸農地の高潮氾濫モデル

１　はじめに

地盤標高が低い農地では，古くから排水改良が行われ，数値解析により排水施設の計画が評価されてきた。しかし，近年，農地の宅地転用や気候変動の影響などにより洪水の特性が変化している。このため，現在の排水施設では洪水を排除しきれず，湛水被害を生じる農地が見られるようになっており，今後，現状に即したものに排水

計画を見直す必要がある。

水路網が整備された農地で高潮や洪水による氾濫が生じると，水路と氾濫域の間で流入出が繰り返される複雑な流れが生じる(浅野・瀬戸口，1995)ことから，水路が浸水，排水に大きな役割を果たしていると考えられる。このため，氾濫解析において，氾濫域を忠実に再現し排水施設群の計画に適用するには，水路を適切に組み込んだ解析モデルが求められる。しかし，氾濫域となる農地と排水路をともに二次元でモデル化するには限界があることから，本章では，有限要素法による水路を一次元，氾濫域を二次元でモデル化する農地氾濫モデルを構築し，台風9918号による八代海沿岸農地における高潮を再現し，提案するモデルの有効性を確認する。

2　モデルの概要

本章で提案する農地氾濫モデルでは，水路を一次元不定流モデル，氾濫域を二次元平面流モデルで離散し，両者を統合する。これは，

- 農地における用排水路は水路幅が狭く，水路内の横断方向の流れが氾濫域の流れを支配しない
- 氾濫域の評価および排水施設の操作を支援するため，解析結果の地理情報システム(GIS)での処理を念頭におく
- 計算負荷およびデータ作成作業を軽減させる

ためである。

本章で構築するモデルの概念を**Fig.26**に示す。本モデルでは，洪水などにより浸水が予想される領域を解析領域として，4つのレイヤー(ブロック，氾濫域，水路，堤防・道路)に分類する。このうち，ブロックレイヤーは道路または水路で囲まれた領域で分けたものであり，氾濫域の計算をブロック毎に行う。

3　基礎方程式と有限要素モデル化

a　基礎方程式

水路における流れの解析では，式(12)，(13)で表される一次元不定流の式を基礎方程式とする。

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}\{(h+\zeta)U\}=q \tag{12}$$

$$\frac{\partial U}{\partial t}+U\frac{\partial U}{\partial x}=-g\frac{\partial \zeta}{\partial x}-\frac{\tau_b}{\rho_w} \tag{13}$$

ここで，U :水路流下方向の流速(m/s)，ζ :静水面からの水位偏差(m)，h :水底から静水面までの水深(m)，q :横流入量 (m^2/m)，g :重力加速度 (m/s^2)，τ_b:底面摩擦項，ρ_w:水の密度，である。一方，氾濫域の流れは，連続の式には，横流入量を考慮した式(14)を用い，運動方程式は，(15)および(16)で表される第Ⅱ章で使用した二次元非線形浅水流方程式とする。

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}\{(h+\zeta)u\}+\frac{\partial}{\partial y}\{(h+\zeta)v\}=q \tag{14}$$

$$\frac{\partial u}{\partial t}+u\frac{\partial u}{\partial x}+v\frac{\partial u}{\partial y}=fv-g\frac{\partial \zeta}{\partial x}-\frac{1}{\rho_w}\frac{\partial p_0}{\partial x}+\frac{\tau_{sx}-\tau_{bx}}{\rho_w(h+\zeta)}+A_h\left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 u}{\partial y^2}\right) \tag{15}$$

$$\frac{\partial v}{\partial t}+u\frac{\partial v}{\partial x}+v\frac{\partial v}{\partial y}=-fu-g\frac{\partial \zeta}{\partial y}-\frac{1}{\rho_w}\frac{\partial p_0}{\partial y}+\frac{\tau_{sy}-\tau_{by}}{\rho_w(h+\zeta)}+A_h\left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 v}{\partial y^2}\right) \tag{16}$$

ここで，u : x 方向の流速(m/s)，v : y 方向の流速 (m/s)，f : Coriolis 係数(1/s)，p_0 :海表面での大気圧 (hPa)，τ_{bx}，τ_{by} :底面における x, y 方向の摩擦力 τ_{sx}, τ_{sy} :海面における x, y 方向の摩擦力である。なお，A_h は水平渦動粘性係数であり，拡散のスケール L を要素面積Δをもとに評価して，Richardson の 4/3 乗則(Richardson, 1926)

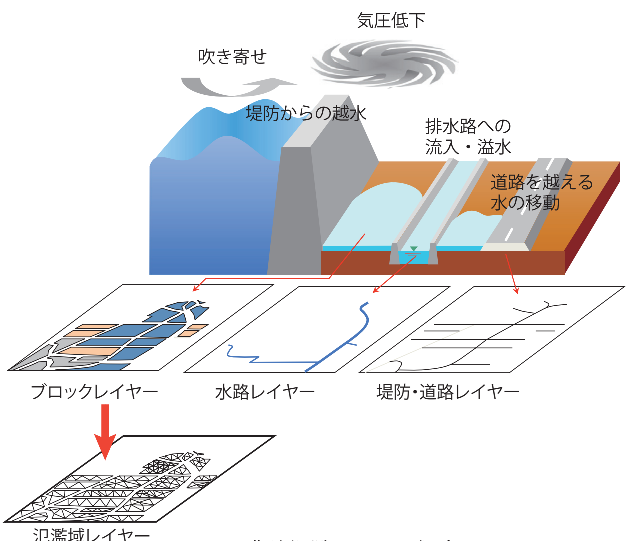


Fig.26 農地氾濫モデルの概念
Outline of the flooding model

により式(17)とした。

$$\begin{cases} A_h = 0.01L^{4/3} \\ L = \sqrt{2\Delta} \end{cases} \tag{17}$$

道路または堤防からの単位幅あたりの越流量 q (m^2/s) は，**Fig.27** のように越流の上，下流側の水位 h_1，h_2 をとり，水路内の水位と氾濫域の水位または地盤標高の関係から，式(18)で表される台形ゼキの越流公式により計算した。

$$q = \begin{cases} \mu h_1 \sqrt{2gh_1} & (\text{完全越流時: } h_2/h_1 \leq 2/3), \\ \mu h_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)} & (\text{潜り越流時: } h_2/h_1 > 2/3). \end{cases} \tag{18}$$

ここで，μ は流量係数であり，完全越流時は μ=0.35，潜り越流時は μ=0.91 とした。

b　有限要素法による離散化

水路の流れと氾濫域の流れを組み合わせた洪水氾濫解析では，水路流れを特性曲線法で解析するものもあるが，本モデルでは，水路，氾濫域ともに有限要素法により離散化した。

式(12) ～ (16) で表される基礎方程式を空間方向には Galerkin 法で離散化した。Navier-Stokes 方程式を基礎方程式とする非圧縮性粘性流れの有限要素解析では，流速については圧力の形状関数よりも一次以上高次の関数を用いる混合補間にしなければ連立一次方程式を構成できないが，浅水長波方程式では，連続の式に水位(圧力に相当)が含まれることから混合補間法を用いなくても解析が可能であること，また，浅水長波方程式による流れ解析では，複雑な領域形状の自然環境が解析対象であることから，流速，水位とも三角形一次要素を用いた同次補間法が一般的に用いられている。

(1) 水路の流れ

水路の流れの基礎方程式(12) ～ (13) を式(19) で表される一次の線要素を用いて Galerkin 法で離散化を行う。形状関数 ϕ_1 および ϕ_2 を **Fig.28** に示す。

$$\begin{cases} \phi_1 = 1 - \dfrac{x}{\ell}, \\ \phi_2 = \dfrac{x}{\ell}. \end{cases} \quad (0 < x < \ell) \tag{19}$$

有限要素定式化の結果，得られる有限要素方程式は，式(20) および (21) である。

$$\mathbf{M}\dot{\zeta} + \mathbf{B}M = \mathbf{M}q \tag{20}$$

$$\mathbf{M}\dot{U} + \mathbf{N}U = -g\mathbf{B}\zeta - \mathbf{M}\tau \tag{21}$$

ここで，ドット(˙)付きの変数は，当該変数の時間微分項を示す。また，太字は係数行列を示し，それぞれ式(22) ～式(24) である。

$$\mathbf{M} = \frac{1}{6}\begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix} \tag{22}$$

$$\mathbf{B} = \frac{1}{2}\begin{bmatrix} -1 & 1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \tag{23}$$

$$\mathbf{N} = \frac{\varDelta U}{3}\begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix}, \quad (\varDelta U = -U_1 + U_2) \tag{24}$$

(2) 氾濫域の流れ

氾濫域の流れの基礎方程式に対しては，三角形一次要素を用いて Galerkin 法で離散化を行うと式(25) ～ (27) の有限要素方程式が得られる。

$$\mathbf{M}\dot{\zeta} + \mathbf{B_x}M + \mathbf{B_y}N = \mathbf{M}q \tag{25}$$

$$\begin{aligned} \mathbf{M}\dot{u} + \mathbf{N_x}(u) + \mathbf{N_y}(u, v) \\ = -g\mathbf{B_x}\zeta - \mathbf{M}\tau_{bx} - A_h(\mathbf{B_{xx}}u + \mathbf{B_{yy}}u) \end{aligned} \tag{26}$$

$$\begin{aligned} \mathbf{M}\dot{v} + \mathbf{N_x}(u, v) + \mathbf{N_y}(v) \\ = -g\mathbf{B_y}\zeta - \mathbf{M}\tau_{by} - A_h(\mathbf{B_{xx}}v + \mathbf{B_{yy}}v) \end{aligned} \tag{27}$$

ここで，係数行列は，式(28) ～ (34) である。

$$\mathbf{M} = \frac{\Delta}{12}\begin{bmatrix} 2 & 1 & 1 \\ 1 & 2 & 1 \\ 1 & 1 & 2 \end{bmatrix} \tag{28}$$

$$\mathbf{N_x}(u) = 2\sum_{i=1}^{3} b_i u_i \mathbf{M}\vec{u} \tag{29}$$

$$\mathbf{N_y}(u, v) = \sum_{i=1}^{3} c_i v_i \mathbf{M}\vec{u} + \sum_{i=1}^{3} c_i u_i \mathbf{M}\vec{v} \tag{30}$$

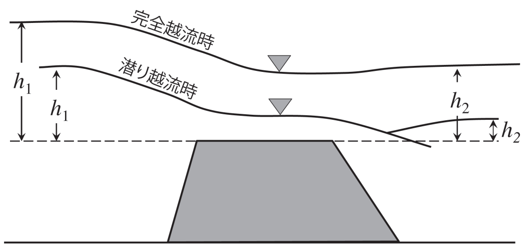


Fig.27 越流形態別の変数配置
Location of variables in each type of overflow

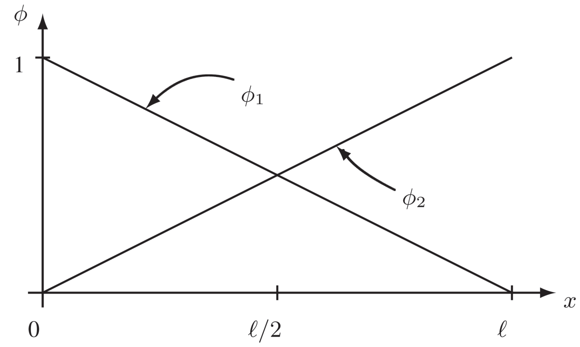


Fig.28 水路の流れの解析で用いる形状関数
Shape function used in the channel flow simulation

$$\mathbf{N_x}(u,v) = \sum_{i=1}^{3} b_i v_i \mathbf{M}\vec{u} + \sum_{i=1}^{3} b_i u_i \mathbf{M}\vec{v} \tag{31}$$

$$\mathbf{N_y}(v) = 2\sum_{i=1}^{3} c_i v_i \mathbf{M}\vec{v} \tag{32}$$

$$\mathbf{B_x} = \frac{\Delta}{3}\begin{bmatrix} b_1 & b_2 & b_3 \\ b_1 & b_2 & b_3 \\ b_1 & b_2 & b_3 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{B_y} = \frac{\Delta}{3}\begin{bmatrix} c_1 & c_2 & c_3 \\ c_1 & c_2 & c_3 \\ c_1 & c_2 & c_3 \end{bmatrix} \tag{33}$$

$$\mathbf{B_{xx}} = \begin{bmatrix} b_1b_1 & b_1b_2 & b_1b_3 \\ b_2b_1 & b_2b_2 & b_2b_3 \\ b_3b_1 & b_3b_2 & b_3b_3 \end{bmatrix}, \quad \mathbf{B_{yy}} = \begin{bmatrix} c_1c_1 & c_1c_2 & c_1c_3 \\ c_2c_1 & c_2c_2 & c_2c_3 \\ c_3c_1 & c_3c_2 & c_3c_3 \end{bmatrix} \tag{34}$$

なお，b_i, c_i (i=1 〜 3) は，三角形要素の面積と頂点の座標から式(35) で与えられる．

$$\begin{aligned} b_i &= \frac{1}{2\Delta}(y_j - y_k) \\ c_i &= \frac{1}{2\Delta}(x_k - x_j) \end{aligned} \qquad (i,j,k = 1,2,3) \tag{35}$$

係数行列のうち，式(20) 〜 (21) および式(25) 〜 (27) の時間微分項にかかる $\mathbf{M}$ を質量行列という。

(3) 時間積分法

空間方向には Galerkin 法による有限要素法で離散化された有限要素方程式を時間方向には予測子修正子法(PCM) により離散化を行う。PCM は，元になる解法により幾つかに分類されるが，ここでは陰解法でよく用いられてきた Crank-Nicolson 法を次の 3 つのステップに分割することにより陽解法化したものを採用した。式(20)〜式(21) で表される水路の流れの有限要素方程式および，式(25) 〜式(27) の氾濫域の流れの有限要素方程式を予測子修正子法により時間方向に離散化した結果がそれぞれ，式(36) 〜式(38) および式(39) 〜式(41) である。

$$\begin{cases} \dfrac{\overline{\mathbf{M}}\hat{\zeta} - \widetilde{\mathbf{M}}\zeta_n}{\Delta t} = \mathbf{B}M_n + \mathbf{M}q_n \\ \dfrac{\overline{\mathbf{M}}\hat{U} - \widetilde{\mathbf{M}}U_n}{\Delta t} = \mathbf{N}U_n + g\mathbf{B}\zeta_n + \mathbf{M}\tau_n \end{cases} \tag{36}$$

$$\begin{cases} \dfrac{\overline{\mathbf{M}}\tilde{\zeta} - \widetilde{\mathbf{M}}\hat{\zeta}}{\Delta t} = \mathbf{B}\hat{M} + \mathbf{M}\hat{q} \\ \dfrac{\overline{\mathbf{M}}\tilde{U} - \widetilde{\mathbf{M}}\hat{U}}{\Delta t} = \mathbf{N}\hat{U} + g\mathbf{B}\hat{\zeta} + \mathbf{M}\hat{\tau} \end{cases} \tag{37}$$

$$\begin{cases} \zeta_{n+1} = \dfrac{\zeta_n + \tilde{\zeta}}{2} \\ U_{n+1} = \dfrac{U_n + \tilde{U}}{2} \end{cases} \tag{38}$$

$$\begin{cases} \dfrac{\overline{\mathbf{M}}\hat{\zeta} - \widetilde{\mathbf{M}}\zeta_n}{\Delta t} = \mathbf{B_x}M_n + \mathbf{B_y}N_n + \mathbf{M}q_n \\ \dfrac{\overline{\mathbf{M}}\hat{u} - \widetilde{\mathbf{M}}u_n}{\Delta t} = \mathbf{N_x}(u_n) + \mathbf{N_y}(u_n, v_n) \\ \qquad + g\mathbf{B_x}\zeta_n + \mathbf{M}\tau_{bxn} + A_h\left(\mathbf{B_{xx}}u_n + \mathbf{B_{yy}}u_n\right) \\ \dfrac{\overline{\mathbf{M}}\hat{v} - \widetilde{\mathbf{M}}v_n}{\Delta t} = \mathbf{N_x}(u_n, v_n) + \mathbf{N_y}(v_n) \\ \qquad + g\mathbf{B_y}\zeta_n + \mathbf{M}\tau_{byn} + A_h\left(\mathbf{B_{xx}}v_n + \mathbf{B_{yy}}v_n\right) \end{cases} \tag{39}$$

$$\begin{cases} \dfrac{\overline{\mathbf{M}}\tilde{\zeta} - \widetilde{\mathbf{M}}\hat{\zeta}}{\Delta t} = \mathbf{B_x}\hat{M} + \mathbf{B_y}\hat{N} + \mathbf{M}\hat{q} \\ \dfrac{\overline{\mathbf{M}}\tilde{u} - \widetilde{\mathbf{M}}\hat{u}}{\Delta t} = \mathbf{N_x}(\hat{u}) + \mathbf{N_y}(\hat{u}, \hat{v}) \\ \qquad + g\mathbf{B_x}\hat{\zeta} + \mathbf{M}\hat{\tau}_{bx} + A_h\left(\mathbf{B_{xx}}\hat{u} + \mathbf{B_{yy}}\hat{u}\right) \\ \dfrac{\overline{\mathbf{M}}\tilde{v} - \widetilde{\mathbf{M}}\hat{v}}{\Delta t} = \mathbf{N_x}(\hat{u}, \hat{v}) + \mathbf{N_y}(\hat{v}) \\ \qquad + g\mathbf{B_y}\hat{\zeta} + \mathbf{M}\hat{\tau}_{by} + A_h\left(\mathbf{B_{xx}}\hat{v} + \mathbf{B_{yy}}\hat{v}\right) \end{cases} \tag{40}$$

$$\begin{cases} \zeta_{n+1} = \dfrac{\zeta_n + \tilde{\zeta}}{2} \\ u_{n+1} = \dfrac{u_n + \tilde{u}}{2} \\ v_{n+1} = \dfrac{v_n + \tilde{v}}{2} \end{cases} \tag{41}$$

式(36)，(37) および式(39)，(40) の有限要素方程式において，計算の高速化と安定化を図るため，左辺の質量行列には式(42) で表される集中質量行列，右辺第 1 項の質量行列には式(43) の混合質量行列を用いた。

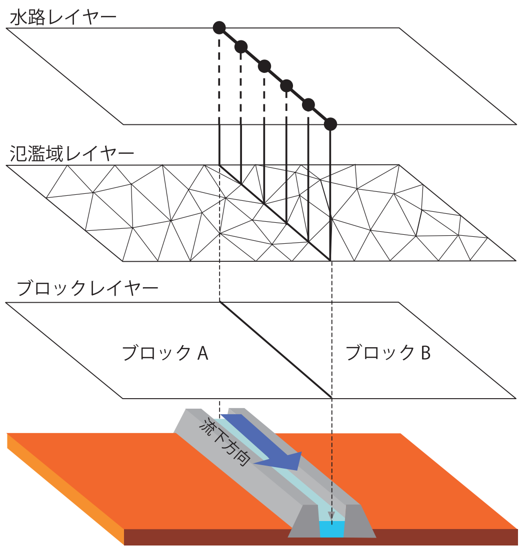


Fig.29 水路要素と氾濫域要素の関係
Relationship between channel element and flood area element

$$\overline{\mathbf{M}} = \begin{cases} \dfrac{1}{2} I_2 & \text{水路の流れ} \\ \dfrac{\Delta}{3} I_3 & \text{氾濫域の流れ} \end{cases} \tag{42}$$

$$\widetilde{\mathbf{M}} = e\overline{\mathbf{M}} + (1-e)\mathbf{M} \tag{43}$$

ここで，I_2，I_3は，それぞれ，二次および三次の単位行列である。また，eはランピングパラメータであり，質量行列の集中化により付加される人工粘性の量を調節する役割がある。Kawahara et al.（1982）は，直線水路における孤立波の解析結果から$e = 0.8 \sim 0.9$を推奨している。なお，氾濫域の変化に伴う水域，陸域の判定に必要な移動境界の処理は，Kawahara and Umetsu（1986）に倣い，固定メッシュを用いるEuler型の移動境界手法を用いた。

c　水路と氾濫域の接続

本章では，水路に相当する要素を「水路要素」，氾濫域に相当する要素を「氾濫域要素」といい，水路要素を構成する節点を「水路節点」，氾濫域要素を構成する節点を「氾濫域節点」と呼ぶ。

水路要素と氾濫域要素の関係を**Fig.29**に示す。水路レイヤー，氾濫域レイヤーおよびブロックレイヤーは同じ平面上に位置するが，ここでは，理解を助けるため，各々のレイヤーを離して描いている。**Fig.29**では，中央の水路を挟んでA，B2つのブロックが接している。これらのブロックを三角形一次要素で分割したものを氾濫域要素，ブロックの境界線上に当たる節点を線要素で結んだものが水路要素である。すなわち，本モデルでは，氾濫域要素が水路要素と節点を共有している。

水路要素と氾濫域要素の接続の詳細を**Fig.30**に示す。**Fig.30**において，i_n（n=1～2）は水路節点の番号を，j_{m}，k_m（m=1～3）はそれぞれ，左岸側と右岸側の氾濫域節点の番号を示す。また，●は節点を，○は氾濫域節点のうち，水路節点と共有しているものを示す。本モデルでは，氾濫域要素と水路要素で節点を共有させているので，節点i_1は節点j_1，k_1と同一で，節点i_2は節点j_3，k_2に等しい。これは，本モデルでは，水路または道路で囲まれた領域を一つのブロックとして取り扱うため，領域の周囲の節点が水路または道路に相当し，同一の節点を用いることで水路要素のデータ作成を容易にするためである。なお，ブロックの境界にある節点を共有していても，水路幅の分だけ氾濫域節点の座標をシフトさせた。

d　水路の左右岸の判定

水路の左右岸で地盤標高が等しいとは限らないため，氾濫域要素が水路の左右岸いずれにあるかを判定し，標高データを与える必要がある。本モデルでは，水路要素の向きを統一し，水路流下方向に向かって左側を左岸側氾濫域，同右側を右岸側氾濫域とする。そこで，水路要素の向きを統一するため，要素～節点関係では下流から順に各要素の節点をとることとした。氾濫域の要素が水路の左右岸いずれに位置するかは，**Fig.30**に示すように接続する水路要素と共有する節点の番号により以下のように判定した。

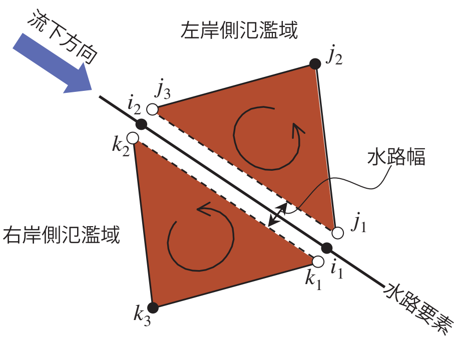


Fig.30 水路要素と氾濫域要素の接続の詳細
Detail of connection between channel element and flood area element

Table 5 モデル農地の氾濫解析における計算条件
List of parameters used in the flood simulation of model farmland

項　　目	値
時間の増分 (Δt)	0.02 s
ランピングパラメータ (e)	0.95
水深下限値	0.001 m
マニングの粗度係数 (n)	0.035

- 水路要素の第1節点(i_1)と氾濫域要素の第1節点(j_1またはk_1)が等しいと仮定する
- 左岸側：水路要素の第2節点(i_2)と氾濫域要素の第3節点(j_3)が等しい
- 右岸側：水路要素の第2節点(i_2)と氾濫域要素の第2節点(k_2)が等しい

4　モデル農地を対象とした氾濫解析

a　解析対象

本章で提案したモデルの動作を確認するため，モデル農地を想定し，氾濫過程を解析した。モデル農地の概要を**Fig.31**に示す。モデル農地は，周囲3方を壁で囲まれた，幅1,000m，長さ2,000mの圃場2つが幅10mの直線水路の両側に並んでいる。水路の勾配は低平農地の排水路の代表的な値を参考に1/1,000とし，堤防高は農地標高+0.3 mとした。農地の勾配は，水路縦断方向には水路勾配と同じ1/1,000，水路横断方向には1/500とし，2つの農地の勾配は，水路を挟んで左右対称となるよう設定した。

解析領域の有限要素分割を**Fig.32**に示す。要素サイズは100 m，総節点数443，総要素数822（うち，水路要素22）である。

なお，モデル農地を対象とした解析では，式(15)および式(16)で示した運動方程式のうち，Coriolisの力と風および気圧変動に関する項を除外した。水路内に水を流し，定常状態を確認した後，**Fig.33**の水位変化を水路上流端の境界条件として与え，他の計算条件は，**Table 5**のとおりとした。

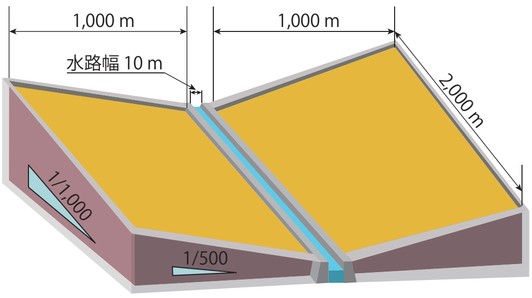


Fig.31 モデルの検証計算に用いたモデル農地
Model farmland used in the simulation

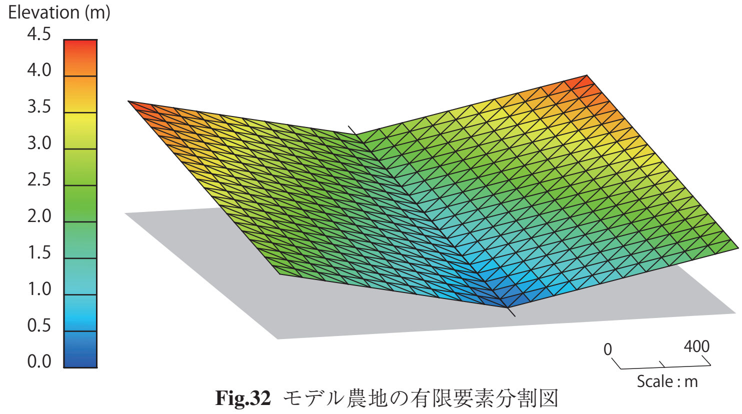


Fig.32 モデル農地の有限要素分割図
Finite element mesh of the model farmland

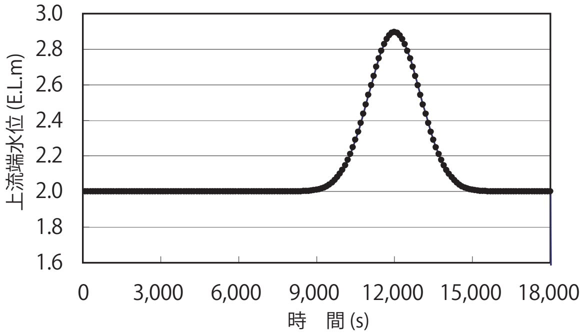


Fig.33 モデルの検証計算における上流端の流入量の変化
Time series of boundary inflow used for the flood simulation of model farmland

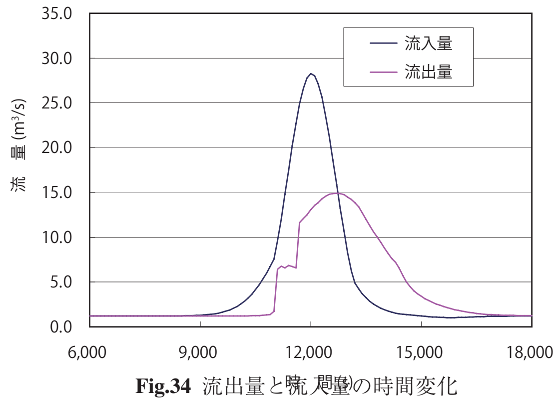


Fig.34 流出量と流入量の時間変化
Time series of inflow and outflow

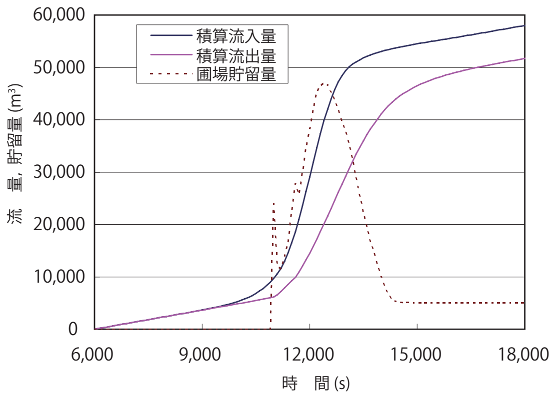


Fig.35 流出量と流入量の累計
Total volume of inflow and outflow

b　解析結果

水路上流端と下流端における流入量と流出量の時間変化を**Fig.34**に示す。流入量が上流端の水位変化に伴って増加した後，到達時間の分だけ遅れて下流端の流出量が変化する。流入量と流出量の最大値に差があるのは，水路内の水位が堤防高を超えて農地へと氾濫することで洪水がピークカットされているためである。また，水路内の水位が低下した後，農地に氾濫した水が徐々に水路に流入することにより流出量が流入量よりも緩やかに減少している。

水路内で定常状態が確認された6,000 s以降の水路からの流入量，流出量の積算値を圃場内に貯留している水量とともに示したのが**Fig.35**である。水路への流入量は9,000 s後に変化が始まり，11,200 s付近から下流端の流出量が多くなる。農地への氾濫に伴い，積算流出量は積算流入量よりも緩やかに増加するが，洪水が終了し，水路内が定常状態に戻った後も，流入量と流出量に6,291m^{3}の差があった。これは，水路堤防と地盤標高の差により水路に戻れない水が湛水として残っているものと，移動境界の処理の際に生じた水量の欠損によるものと考えられる。農地内には5,000m^{3}の水が排水しきれずに貯留されていることから，1,291m^{3}が移動境界処理の過程で失われたことになる。本解析では，移動境界処理で生じる水の欠損は，最大貯留量(47,085m^3)の2.7%であった。なお，**Fig.35**において，圃場内の貯留量が貯留開始時に増加した後減少するのは，水路の上流部分で溢れた水が農地内を流下し，一部が水路下流側から水路内に戻るためである。

代表的な時刻における氾濫域の変化を**Fig.36**に示す。本解析例では，農地の標高が水路下流に向かうほど低くなるため，水路から溢れた水は次第に下流側へと向かって農地内を流れる。また，水路の水位低下に伴って氾濫

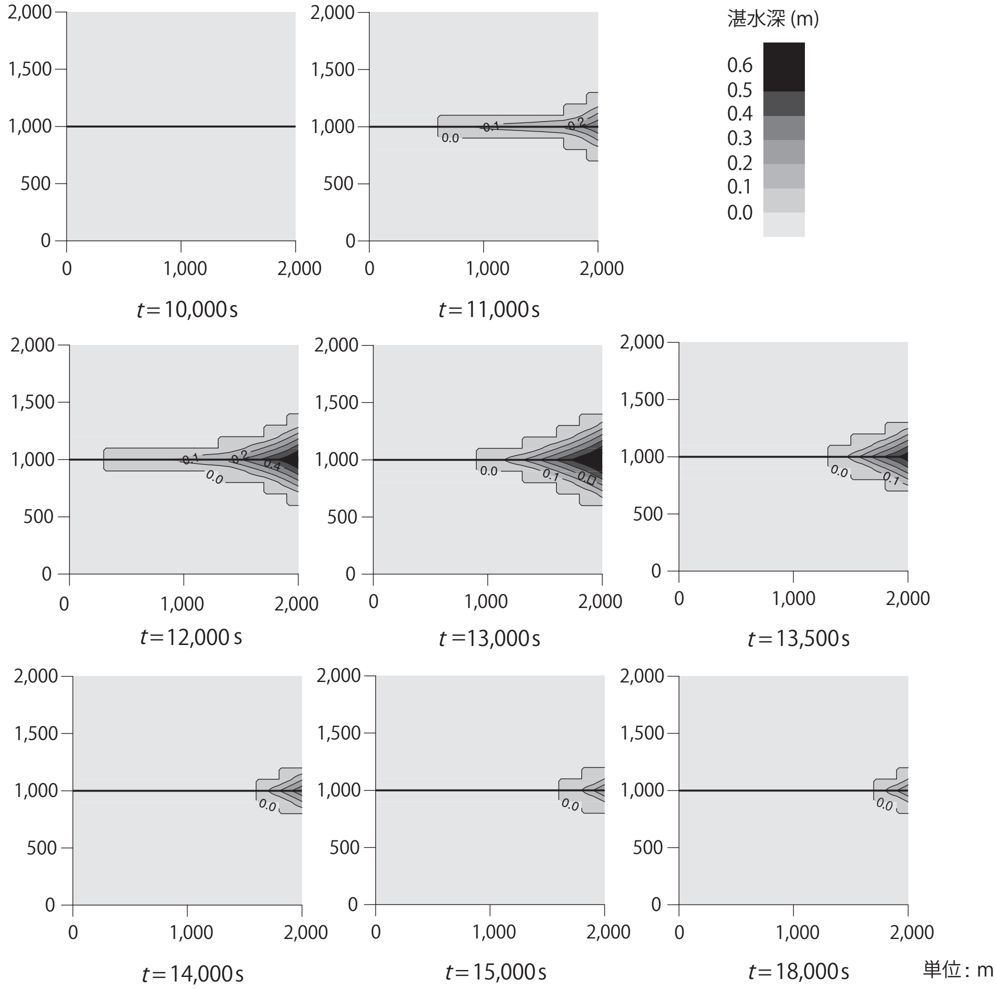


Fig.36　氾濫域の時間変化
Time series of flood area

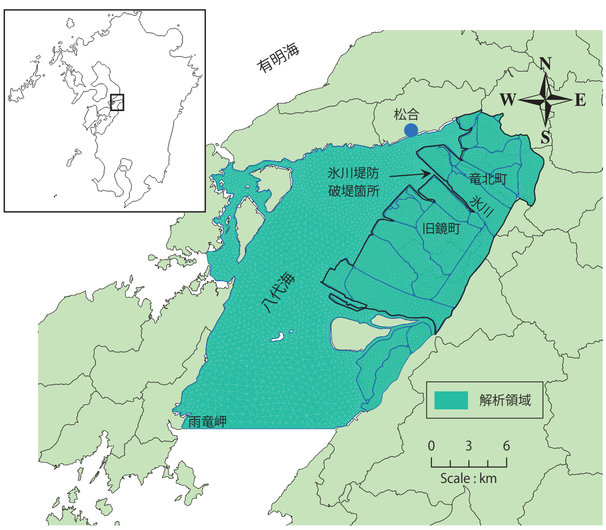


Fig.37　八代海における高潮再現計算の解析領域
Simulation area of storm surge simulation in Yatsushiro sea

域も小さくなり，最終的に排水しきれない水は水路下流端付近に集まり，氾濫域が残る状況が確認できる。なお，**Fig.36**において，氾濫域の形状が階段状になっているのは，本モデルで使用した移動境界手法でDryと判定された要素が計算から除外されるため，有限要素分割の影響が現れているためである。

5　数値解析例

a　解析対象

数値計算例として，台風9918号に伴い，八代海沿岸域で発生した高潮の農地への浸水過程を再現した。八代海は，九州本島と上島，下島および長島で囲まれ，有明海および東シナ海と接した，湾長約70km，幅10～20kmの北東方向に延びる細長い内海である。解析領域は，**Fig.37**に示す，熊本県上天草市姫戸町の雨竜岬から同県八代市二見州口町付近を結ぶライン以北の八代海湾奥部である。なお，高潮の氾濫解析の対象は，台風9918号で人的被害があった熊本県宇城市不知火町松合地区の対岸に当たる，同県宇城市，氷川町，八代市にまたがる旧国営干拓地周辺の地域とした。

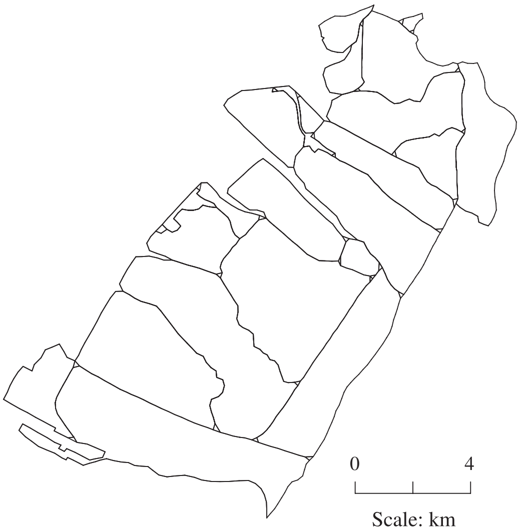


Fig.38 八代海沿岸農地のブロック分割
Block of the coastal farmlands in Yatsushiro sea

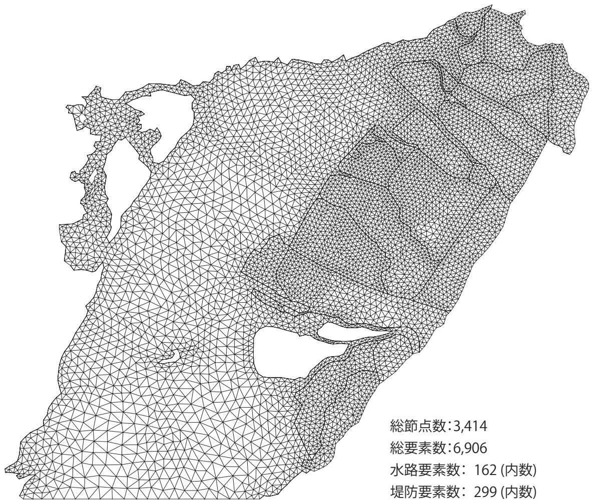


Fig.39 八代海の高潮再現計算で用いた有限要素分割
Finit element mesh of the Yatsushiro sea

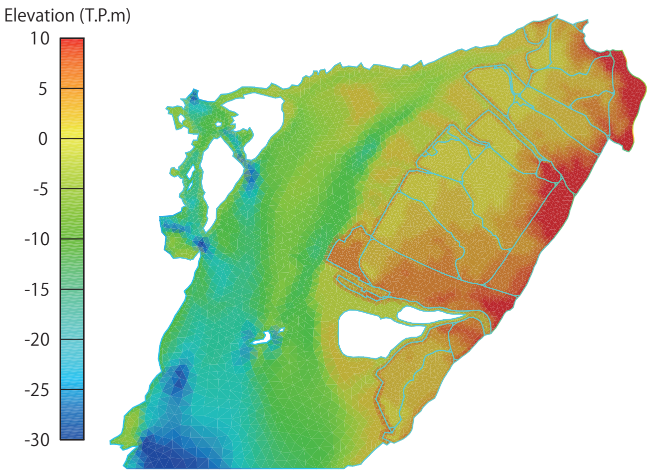


Fig.40 八代海沿岸域の地盤標高分布
Botom elevation of the Yatsushiro sea

Fig.41 有明海付近の台風9918号の経路
Track of typhoon 9918 near the Ariake sea

b　解析条件

解析領域をブロックに分割した結果と有限要素をそれぞれ，**Fig.38**および**Fig.39**に示す。本解析では，解析領域を幹線水路を含む小河川と主要な道路で囲まれた23個のブロックに分割した。また，本解析では堤防を越水することが確認されているので，道路も線要素として取り扱い，有限要素分割を行った結果，総節点数3,414，総要素数6,906（うち，水路要素数162，堤防要素数299）であった。要素サイズは，最小，最大値がそれぞれ96.6 m，563.5 mであり，氾濫が予想される領域では概ね120 mであった。

解析領域の地盤標高の分布を**Fig.40**に示す。解析領域内の地盤標高は，国土地理院発行の数値地図から50mメッシュの標高データのほか，1/25,000地形図から読み取り，各節点に補間して与えた。解析領域のうち，水田が広がる沿岸部の地盤標高にはほとんど起伏がみられない。これは，地盤標高データの抽出に用いた国土地理院発行

Table 6 高潮氾濫解析の計算条件一覧
List of parameters used in the storm surge simulation

項　　　目	値
時間の増分 (Δt)	1.5 s
ランピングパラメータ (e)	0.85
水深下限値	0.05 m
マニングの粗度係数 (n)	0.035
Coriolis 係数 (f)	7.9×10^{-5}

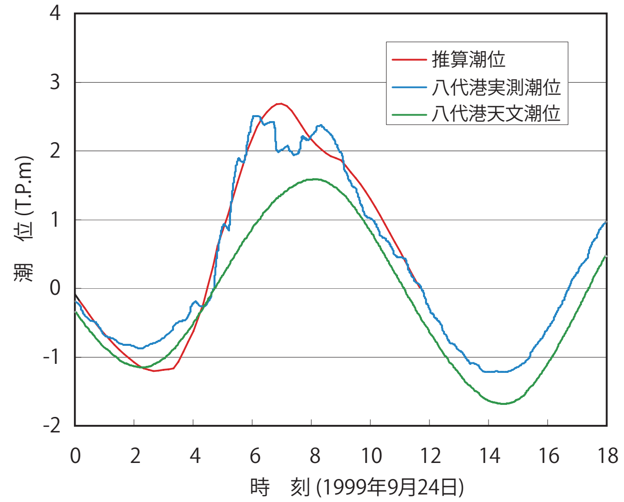


Fig.42　八代港における高潮襲来時の潮位変化
Tide level change in the Yatsushiro port

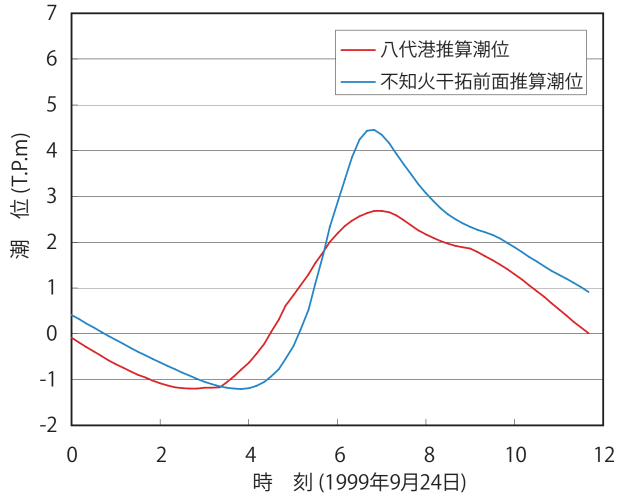


Fig.43　不知火干拓地前面と八代港における推算潮位の比較
Tide levels at the front beach of the Shiranui area and in the Yatsushiro port

の標高データの分解能が1mと粗いことによる。

境界条件として，降雨に伴う河川流量の増加は考慮せず，解析領域が面する海域の解析では，a節で示した台風の気圧分布にMyersのモデル（Myers and Malkin, 1961）を用いた解析から得られた風，気圧分布を外力として与えた。また，氾濫域のブロックの境界において，法線方向の流速成分を0 m/sとし，他の計算条件は，**Table 6**のとおりとした。

c　計算結果

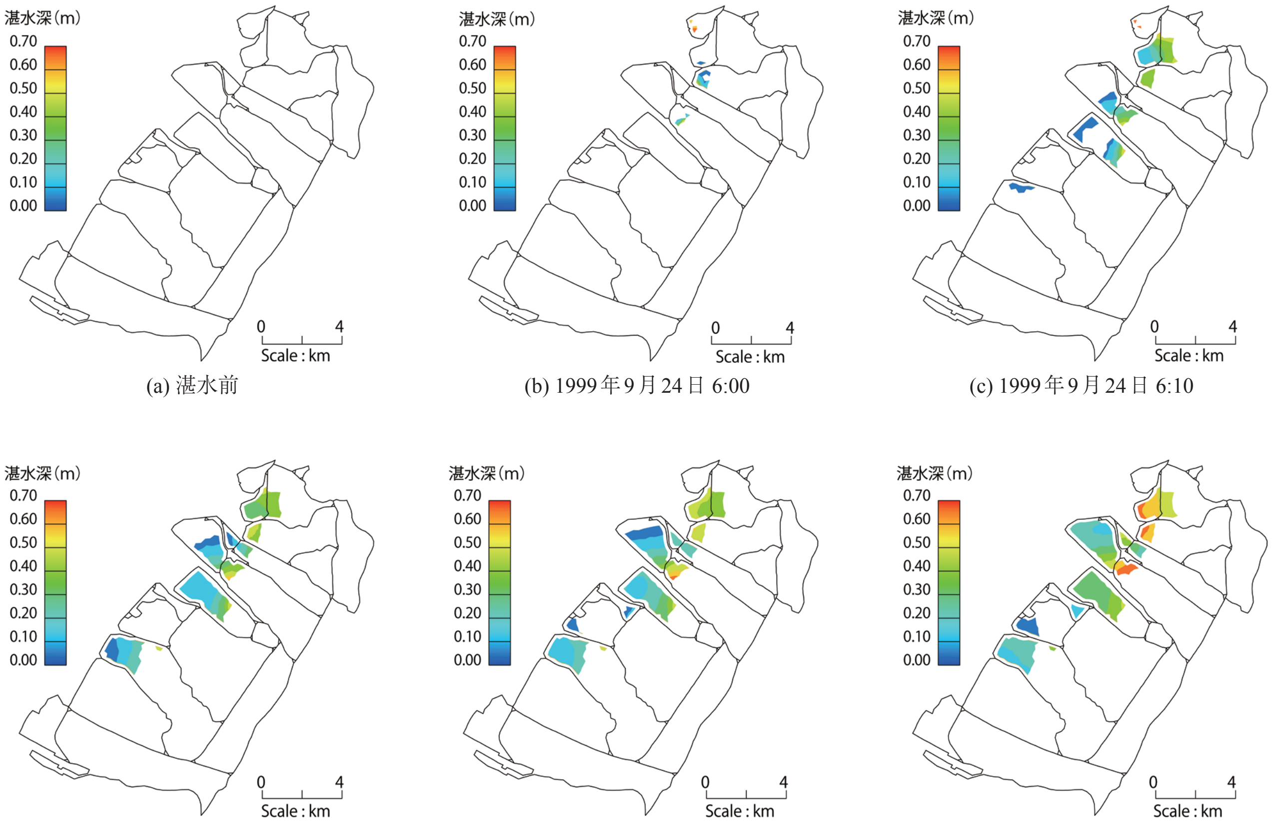
解析では，台風が九州を通過する前後の1999年9月23日午前0時から9月24日正午までを再現した。台風9918号が有明海付近を通過したのは，9月24日の午前4時から午前6時の間であった。この間の台風の経路を**Fig.41**に示す。なお，解析領域内において最大潮位を記録したのは，9月24日午前6時頃であった。

高潮が襲来した1999年9月24日の八代港における潮位変化の再現結果を実測値（滝川，2000）と比較したのが**Fig.42**である。本解析よる潮位の再現結果では，2つ観測されている潮位のピークを再現できていない。この高潮の2つ目のピークは，自由進行波となり南下した高潮が八代海南端で反射し，再度北上した長波成分であることが山下・中川（2001）により指摘されている。このため，本解析で用いた解析領域では，この反射波の影響を再現することができなかったものと考えられる。

一方，不知火干拓地における調整池と潮遊池の高潮来襲時の水位変化を海岸堤防前面の潮位の解析結果とともに示したのが**Fig.43**である。本解析では，不知火干拓前面で最大潮位がT.P.+4.45mを記録した。この潮位は，近隣の砂川，氷川などでの調査結果であるT.P.+4.1～4.2mよりもやや高めであった。しかし，対岸ではあるが，氷川などよりも近い距離にある松合地区での高潮の痕跡高T.P.+4.1～4.5m（山田ら，2000）と比較すると，ほぼ妥当な値であると考えられる。

台風が最も接近した9月24日午前6時頃の氾濫域の状況を**Fig.44**に示す。**Fig.44(b)**は，高潮による氾濫開始直後の状況である。**Fig.44(b)**では，高潮による海水の浸入は，海岸堤防ではなく小河川の堤防を越えて生じていると判断できる。実際の現地調査の結果でも，高潮の被害を大きくしたのは海岸堤防を越水した海水よりも，沿岸に流入する小河川を遡上した海水が河川堤防を越水したためであることが指摘されており（滝川，2000），解析結果は，現象を定性的に再現している。この後，竜北町と鏡町の境を流れる氷川の堤防が**Fig.37**に示す地点で破堤したことが分かっており（滝川，2000），解析では，同時刻において堤防高を強制的に低くすることで破堤を考慮した。**Fig.44(c)**～**Fig.44(f)**は，氷川堤防破堤後の状況を示している。氷川堤防の破堤により，多くの海水が浸入し高潮による農地の被害を大きくしている。また，鏡町の地区に流入した海水の多くは上流の水路堤防からの浸水であるが，**Fig.44(c)**からは，海に近い地区では海岸堤防から浸入してきたことが判断できる。なお，水路堤防からの浸水は，海岸堤防からの浸水と比較して湛水深が深くなる結果となり，今回の高潮では，海岸堤防を大きく越流することはなかったと推測できる。

一方，高潮による被害域を，衛星データをもとに判定した水稲栽培への影響範囲と比較した。**Fig.45**は，高潮災害の13日後である1999年10月7日に取得されたLandsat TMデータから抽出した高潮被災農地の状況である久保田ら（2002）。**Fig.45**において，色の濃い部分が最長6時間程度の長時間にわたって海水が湛水し，被害を受けたと考えられる農地を表している。台風9918号に伴う高潮では，9月24日午前6時頃に氷川の河川堤防が破堤し，海水が氾濫したことがわかっている。破堤地点を衛星データによる農地被害と比較すると，被害農地が破堤地点よりも上流側に広がっていることがわかる。これは，破堤地点直下流側を走る広域農道の標高が高く，堤防として機能したため，破堤地点から流入した海水の下流側農地への氾濫を防いだと考えられる。



(a) 湛水前　(b) 1999 年 9 月 24 日 6:00　(c) 1999 年 9 月 24 日 6:10

(d) 1999 年 9 月 24 日 6:13　(e) 1999 年 9 月 24 日 6:18　(f) 1999 年 9 月 24 日 6:25

Fig.44 氾濫域分布の時間変化(解析結果)
Distribution of flood area (Simulation result)

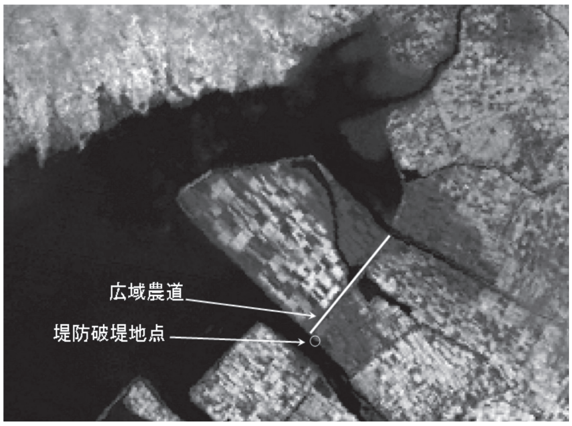


Fig.45 Landsat TMデータから抽出した高潮被災域（久保田ら(2002)に加筆，濃いグレーのエリアで作物が生育していない）
Damaged area that extracted from Landsat TM data

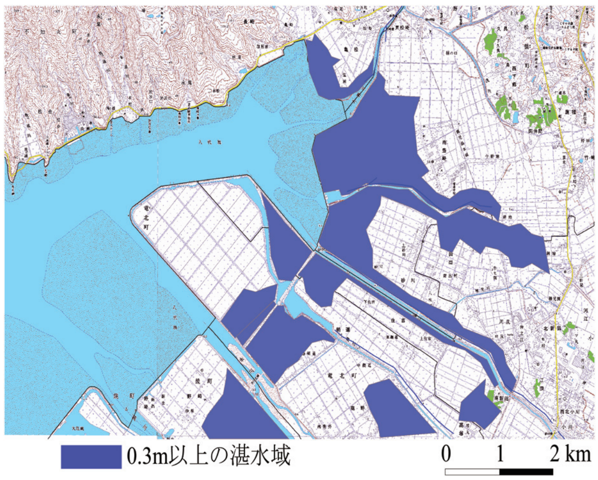


Fig.46 氾濫モデルで再現した湛水域
The simulated inundation area

高潮氾濫解析の結果，湛水深が0.3mを越えた範囲を**Fig.46**に示す。これらの領域では，観測でも堤防からの越水が確認されており，地盤標高の再現に使用した標高データが50 mメッシュの標高データであったため，領域内の詳細な地形を再現できなかったことによると考えられる。

６　まとめ

本章では，氾濫域を二次元，水路，堤防および道路を一次元でモデル化した有限要素モデルを構築し，台風9918号による高潮の際の農地の浸水過程を再現した。その結果，河川堤防からの越水による海水の浸入が高潮の被害を大きくした台風9918号の高潮災害でみられた現象を定性的に捉えることができた。

本章で提案したモデルの特徴は，水路を一次元，氾濫域を二次元で解析を行うことに加え，水路，道路および堤防で区切られた領域でブロック分割を行い，ブロック毎に計算を行うことにある。これにより，越水が生じないような地盤標高の高い道路などは，必ずしも線要素として与える必要は無くなり，取り扱いが容易なモデルであるといえる。

本モデルでは，氾濫域の移動境界の処理に既存の手法を用いたが，排水計画を策定するに当たっては，域内の水の流入出量の正確な把握が重要である。このため，さらに詳細なモデル化に当たっては，連続性が保持できる移動境界手法が必要である。また，農地は都市域と比べて規模が小さいことから様々なデータが整備されていない場合が多く，地盤標高や水路・道路の路線データの整備がモデルの開発とともに重要な課題である。

Ⅳ　新たな移動境界モデルの構築

1　はじめに

気候変動による影響として予想されている洪水や高潮の増大は，河口低平農地に直接的な被害をもたらすため，それらの被災リスクの評価は重要である。洪水や高潮の被害は氾濫解析で予測するのが一般的であるが，地理情報の整備や計算機能力の向上により，求められる解析精度が高くなっている。一方，氾濫解析の再現性は地盤標高データに大きく左右されるが，一般に入手が容易な国土地理院発行の50mメッシュ標高データは標高の精度が1mと粗い。このため，河口低平農地のように地形の起伏が小さな場所では，ほとんどが同じ標高となってしまい，氾濫域の過大評価を引き起こす。しかし，精度の高い地盤標高データを収集するのは，コストの面からも容易ではなく，正確な氾濫域を予測する上で障害となっている。

氾濫域の流れは，浅水長波流れとして扱われ，水深の変化とともに干出・没水が繰り返される干潟や氾濫域では，解析領域を時間とともに変化させる移動境界手法を導入する必要がある。このため，干潟を含めた沿岸部の氾濫域を対象とした流れ解析において，移動境界の取り扱いは工学上重要である。そこで，本章では，氾濫解析において，水際線の移動を忠実に追従し，地形の起伏が小さくても正確に氾濫域を再現できる氾濫解析モデルを構築した。

2　移動境界手法の分類

移動境界手法は，固定された要素の中で水際線の位置を決定するFixed Mesh型解法と，要素を水際線の移動に追従させるLagrange型解法に分類できる。Moving Mesh型解法は，水際線の移動とともに内部節点の再配置や要素の再構築が必要なため，アルゴリズムの複雑さや計算負荷などの面で不利となる。このため，これまではEuler型解法が用いられることが多かった。しかし，Euler型解法は，陸域と判定された要素を計算から除外する際に，質量や運動量の保存が保証されないため，流入出を正確に扱う必要がある排水施設計画への適用において問題がある。このため，Lagrange型解法による，

- 質量および運動量の保存性が高く，
- 任意配置の要素に対応できる，

新たな境界移動アルゴリズムを提案した。

移動境界モデルと呼ばれる，境界形状が変動する現象の解析手法は，一般に解析格子を固定するEuler型のモデルと境界の変動とともに解析領域を移動させるLagrange型のモデルに別けられる。氾濫解析では，Kawahara and Umetsu (1986)やHerrling (1976)のように，Euler型の移動境界モデルが多く用いられてきた。Euler型の移動境界モデルは，取り扱いが容易である反面，地盤の起伏が小さな場所で氾濫域の拡大が実際よりも早くなるという問題がある。一方，Lagrange型のモデルは，解析領域が大きく変動する問題では解析メッシュが歪み，計算精度の低下や計算の破綻を生じる。Euler型とLagrange型のモデルの長所を取り入れた解析手法がALE（Arbitrary Lagrangian Eulerian Method）法（Donea, 1983）であり，計算点の移動速度を定義するとともに，計算中に要素の再分（リメッシュ）を行うことで解析要素の極端な変形を防ぐ。しかし，ALE法では，リメッシュに要する計算負荷が大きくなるため，Okamotoらは，水際線上の節点のみを移動させることで大規模なリメッシュを回避する手法を提案している。本章で提案する移動境界モデルは，浸水が予想される領域に予め解析メッシュを配置しておき，水際線上に配置された計算点のみを移動させるものであり，ALE法の1つに位置づけられる。

3　要素移動モデル

(1) Lagrange型解法

本章では，Lagrange型解法のうち，全ての節点を移動させるものを「完全移動型解法」，内部節点を固定し，水際線上の要素のみを移動させるものを「境界移動型解法」と呼ぶ。

(2) 完全移動型解法

領域形状の変化に追随して節点の再配置，リメッシュを行う完全移動型解法は，ALE法などで用いられ，容器内のスロッシング解析 Okamoto and Kawahara(1992)や水と構造物の連成解析などで実績がある（野村・西村，1992）。

Lynch and Gray (1980)は，完全移動型解法を浅水長波流れに適用し，一様斜面上の流れを解析した。完全移動型解法は，計算に対する節点再配置の負荷が大きいが，任意の領域形状の問題に適用が可能な点で，実現象への適用範囲は広い。しかし，一様勾配の場では，節点位置が移動しても水底形状を維持できるが，水底形状が複雑

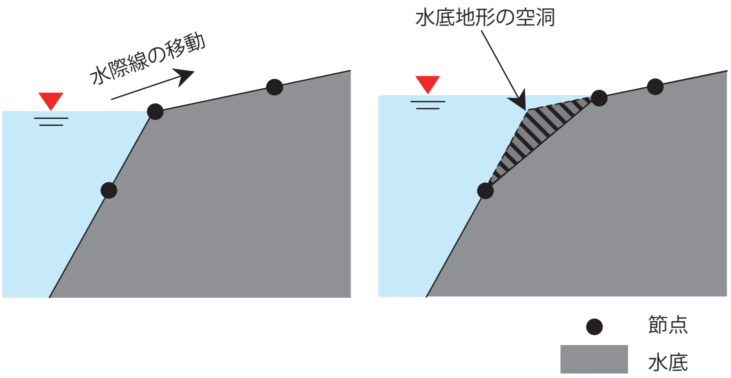
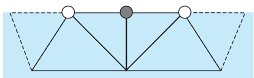
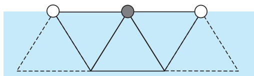
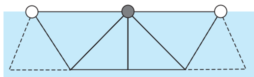
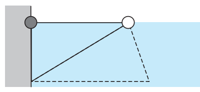
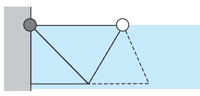
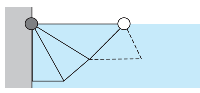


Fig.47 節点の移動に伴う水底地形変動の例
Example of bottom change due to node movement

Table 7 境界要素タイプの分類
List of boundary element type

境界節点タイプ	水際線に接する境界要素数		境界節点と境界要素の位置関係
	辺	節点のみ	
2-0	2	0	
2-1	2	1	
2-2	2	2	
1-0	1	0	
1-1	1	1	
1-2	1	2	

水　域
側　壁

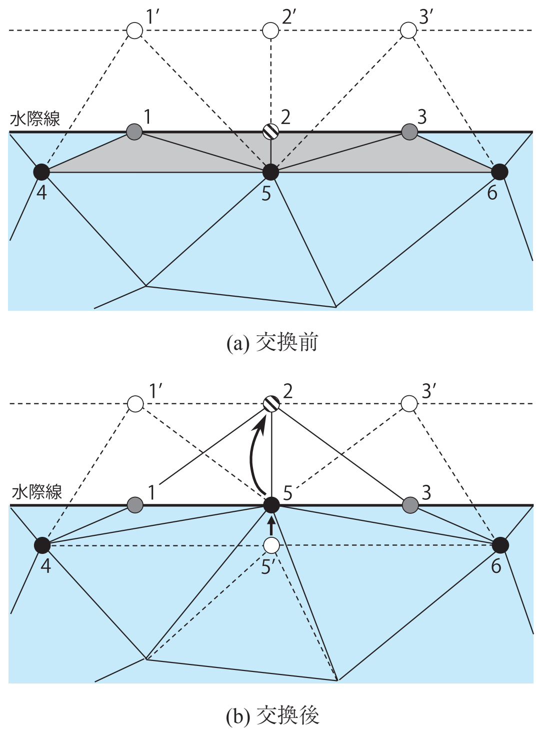


Fig.48 境界節点の交換例(境界節点タイプ2-0の場合)
Example of exchange of boundary node (boundary node type 2-0)

な場では，**Fig.47** に示すように底標高の補間を行っても節点の移動とともに地形が変化し，質量が保存されなくなる点について，Lynch and Gray は触れていない。

(3) 境界移動型解法

計算負荷が大きい Lagrange 型解法の問題点に対し，Gopalakrishnan (1989) は，Euler 型解法において，水際境界上の節点だけを流れとともに移動させる手法を採用した。Gopalakrishnan の手法は，干潮時の水域を要素分割し，流れとともに水際線上の節点を移動させるため，水際線の移動に伴って水際境界を含む要素が大きくなり，計算の不安定性を引き起こす恐れがある。Okamoto et al. (1992) は，同様に水際境界上の節点のみを移動させる方法を採用し，変形量が大きくなった要素の分割・統合により極端な要素の変形が生じないようにした。しかし，Okamoto et al. の手法は，水際線の進行方向にのみ要素の分割・統合が行われ，規則的に配置された要素が用いられる。このため，任意形状の分割が容易であるという有限要素法の利点を十分に生かすことはできない。また，要素の生成，消滅が生じ，アルゴリズムが複雑になる。

4　新たな要素移動アルゴリズム

前章のとおり，完全移動型解法では水底地形の保存性に，境界移動型解法では任意領域への適用に問題が残されている。本章で提案する要素移動アルゴリズムは，境界移動型解法に分類され，その概要は以下のとおりである。

- 水際線上にある節点(以下，「境界節点」という)を水際

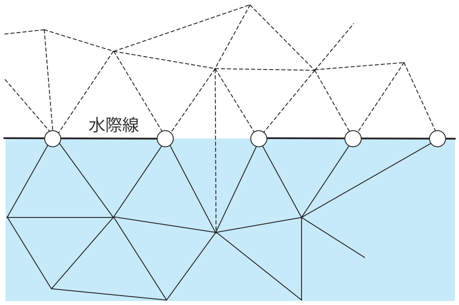


Fig.49 不連続な水際境界の例
Example of discontinuous shoreline boundary

線とともに移動させ，他の節点は固定する。

- 水際線が移動し，境界節点を含む要素(以下,「境界要素」という)の変形が閾値を超えると，境界節点を他の節点と交換する。
- 境界節点の交換は，境界節点のタイプ別に定められた規則に従う。

なお，本研究で提案する要素移動アルゴリズムでは三角形一次要素を用いることとし，汎用性を高めるため，非構造要素への適用を前提とした。ここで，非構造要素とは，要素分割に規則性がないものをいう。以下に要素移動アルゴリズムを詳説する。

(4) 境界節点の分類

非構造要素への適用にあたり，境界節点周辺の要素の配置を知る必要がある。ここでは，水際線に辺を接する境界要素と節点のみを接する境界要素の数により，境界節点を **Table 7** に示す6種類に分類した。なお，水際線に辺を接する要素とは，要素内の2節点が境界節点であるものをいい，水際線に節点のみを接する要素は，要素内の1節点のみが境界要素であるものをいう。

(5) 境界節点の交換

境界節点の交換(以下，単に「交換」という)では，該当する境界節点のタイプにより交換先の節点を選択する。この場合，陸域が干出していくときは水域側，陸域が水没していくときは陸域の境界要素の中から交換先の節点を探す。境界節点のタイプが2-0の交換の例を示したのが **Fig.48** である。**Fig.48** において，数字は節点番号，白丸およびダッシュ付き数字は，当該節点の移動前の位置を表している。**Fig.48(a)** の水色で着色した領域は Wet，グレーで着色した領域は節点2に対応する Wet 側の境界要素を表す。また，実線は現在の要素の形状であり，破線は水際線が移動する前の要素分割である。**Fig.48(b)** で

Table 8 境界節点の交換ルール(境界節点タイプ2-0)
Rule of boundary node exchange (boundary node type 2-0)

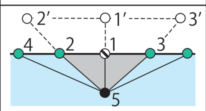
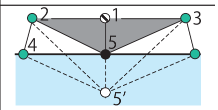
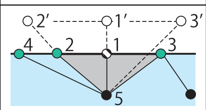
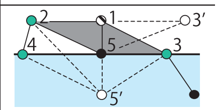
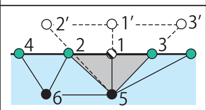
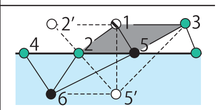
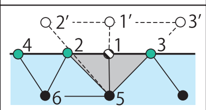
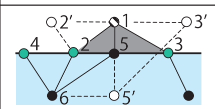
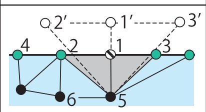
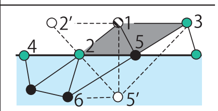
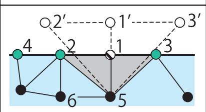
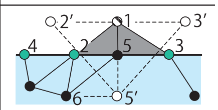
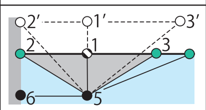
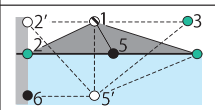
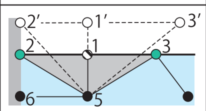
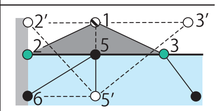
隣接する境界節点のタイプ 左側	隣接する境界節点のタイプ 右側	交換前	交換後
2-0	1-0 2-0		
	1-1 1-2 2-1 2-2		
2-1	1-0 2-0		
	1-1 1-2 2-1 2-2		
2-2	1-0 2-0		
	1-1 1-2 2-1 2-2		
1-1	1-0 2-0		
	1-1 1-2 2-1 2-2		

Table 9 境界節点の交換ルール(境界節点タイプ2-1)
Rule of boundary node exchange (boundary node type 2-1)

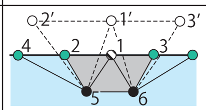
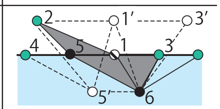
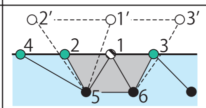
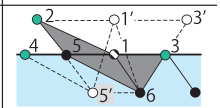
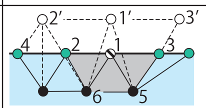
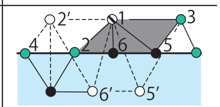
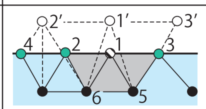
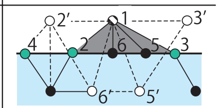
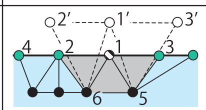
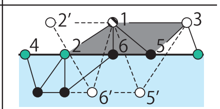
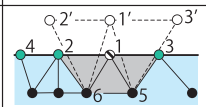
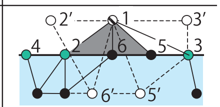
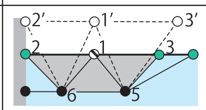
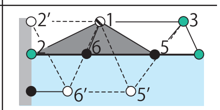
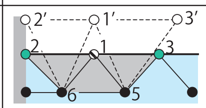
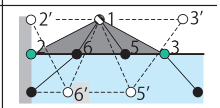
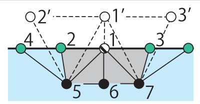
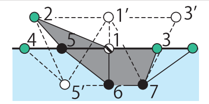
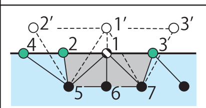
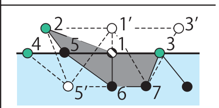
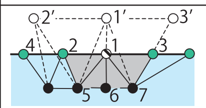
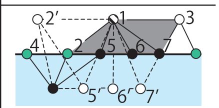
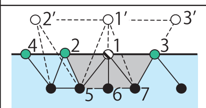
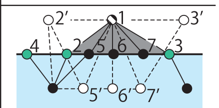
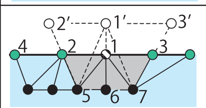
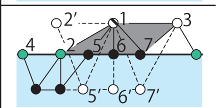
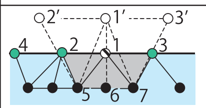
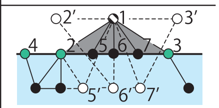
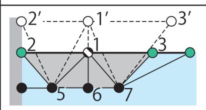
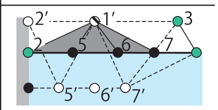
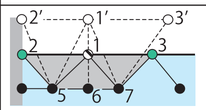
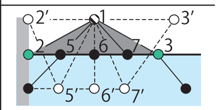
隣接する境界節点のタイプ 左側	隣接する境界節点のタイプ 右側	交換前	交換後
2-0	1-0 2-0		
	1-1 1-2 2-1 2-2		
2-1	1-0 2-0		
	1-1 1-2 2-1 2-2		
2-2	1-0 2-0		
	1-1 1-2 2-1 2-2		
1-1	1-0 2-0		
	1-1 1-2 2-1 2-2		

Table 10 境界節点の交換ルール（境界節点タイプ 2-2）
Rule of boundary node exchange (boundary node type 2-2)

隣接する境界節点のタイプ 左側	隣接する境界節点のタイプ 右側	交換前	交換後
2-0	1-0 2-0		
	1-1 1-2 2-1 2-2		
2-1	1-0 2-0		
	1-1 1-2 2-1 2-2		
2-2	1-0 2-0		
	1-1 1-2 2-1 2-2		
1-1	1-0 2-0		
	1-1 1-2 2-1 2-2		

は，節点2が境界節点から除外され初期の位置へ戻る。同時に，節点5が新たに境界節点となり水際線の位置に設定される。交換や移動により位置が変化した境界節点上の水底標高は，面積座標を用い，式(44)により補間する。

$$h_c = \Phi_1 h_1 + \Phi_2 h_2 + \Phi_3 h_3 \tag{44}$$

ここで，h_c:補間後の水底標高，Φ_i:補間関数(i=1～3)，h_i: 対応する境界節点を含む要素の各節点上の水底標高(i=1～3)，である。

なお，境界節点タイプの分類で，辺を水際境界に接する境界要素の数が1個の場合，その節点は壁境界上にあり，2個の場合は壁境界上にない。この分類により，壁境界に接する場合と接しない場合の交換を区別する。

(6) 壁境界上にない境界節点

壁境界上にない境界節点は，境界節点タイプ2-0，2-1および2-2が該当する。

境界節点の交換の基本的な考え方は，前節のとおりであるが，基準になる境界節点のタイプのみを考慮して境界節点の交換先を決定すると，周囲の要素配置によっては，**Fig.49**に示すように水際線が不連続になったり，要素を構成する3節点全てが境界節点になる場合が生じる。このため，1回の交換で常に水際線の連続性が確保されるよう，隣の境界節点のタイプも参照して交換先の節点を選定する。この点を考慮し，壁境界上にない境界節点のタイプ別に交換の規則を整理したのが**Table 8**～**Table 10**である。**Table 8**～**Table 10**中の斜線が入った白丸（節点1に相当）が交換の対象となる境界節点を意味し，白丸およびダッシュ付きの数字は**Fig.48**と同様である。境界節点の交換の判定にはいくつかの手法が考えられるが，ここでは，式(45)で定義される要素のアスペクト比A_iが式(46)を満たす場合に交換を行うこととした。

$$A_i = \frac{2\Delta}{l_i^2} \tag{45}$$

$$\epsilon_1 \leqq A_i \leqq \epsilon_2 \tag{46}$$

ここで，A_i:辺iに対応するアスペクト比，Δ:要素の面積，l_i:辺iの長さ，ϵ_1:アスペクト比の閾値の最小値，ϵ_2:アスペクト比の閾値の最大値，である。

一方，節点のみを水際境界に接する境界要素の数は，通常は2個程度までの場合が多く，要素の歪が大きくなるとその数は多くなる。今回は，節点のみを水際境界に接する境界要素の数が2個を超えた場合，式(46)を満たしても，交換は行わないこととした。

(7) 壁境界上の境界節点

壁境界上の境界節点（境界節点タイプ1-0，1-1および1-2）は，壁境界に接する辺の長さをもとに式(47)に従い交換する。これは，**Fig.50**に示すように，計算領域が矩形でない場合に式(46)で交換を行うと，壁境界の変化点を水際線が通過する際に，壁境界と要素の間に空隙が生じるためである。

$$\begin{cases} L_m < L_{\text{lim}} & :\text{水位低下時} \\ L_m - L_0 > L_{\text{lim}} & :\text{水位上昇時} \end{cases} \tag{47}$$

ここで，L_0:境界節点移動前の壁境界に接する境界要素の辺の長さ，L_m:境界節点移動後の壁境界に接する境界要素の辺の長さ，L_{lim}:壁境界変化点の許容誤差，である。

境界節点が壁境界に接する場合も，隣接する境界節点のタイプを参照して **Table 11**～**Table 13**の規則に従い，交換を行う。

a　境界節点の交換の例外

交換の結果，境界節点から除外された節点の初期位置が水域にある場合には，**Fig.51**に示すように要素が反転する。このため，この場合には境界節点の交換を行わないこととした。

以上の操作をフローチャートに示したのが**Fig.52**である。

Table 11 境界節点の交換ルール（境界節点タイプ 1–0）
Rule of boundary node exchange (boundary node type 1-0)

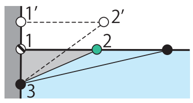
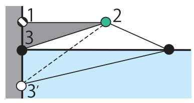
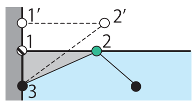
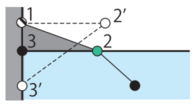
隣接する境界節点のタイプ	交換前	交換後
1-0 2-0		
1-1 1-2 2-1 2-2		

Table 12 境界節点の交換ルール（境界節点タイプ 1–1）
Rule of boundary node exchange (boundary node type 1-1)

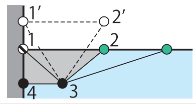
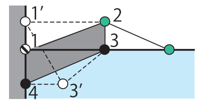
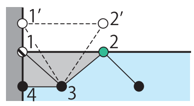
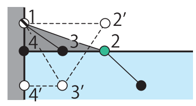
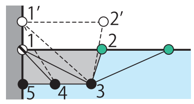
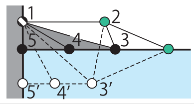
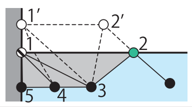
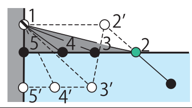
隣接する境界節点のタイプ	交換前	交換後
1-0 2-0		
1-1 1-2 2-1 2-2		

Table 13 境界節点の交換ルール（境界節点タイプ 1–2）
Rule of boundary node exchange (boundary node type 1-2)

隣接する境界節点のタイプ	交換前	交換後
1-0 2-0		
1-1 1-2 2-1 2-2		

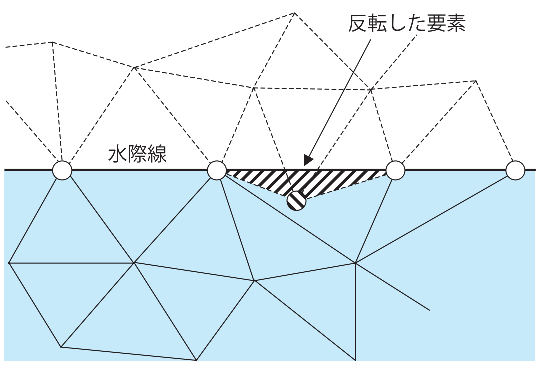


Fig.51 境界節点が水域に移動した場合の要素が反転する例
Example of reversed element in case of moving boundary node to wet zone

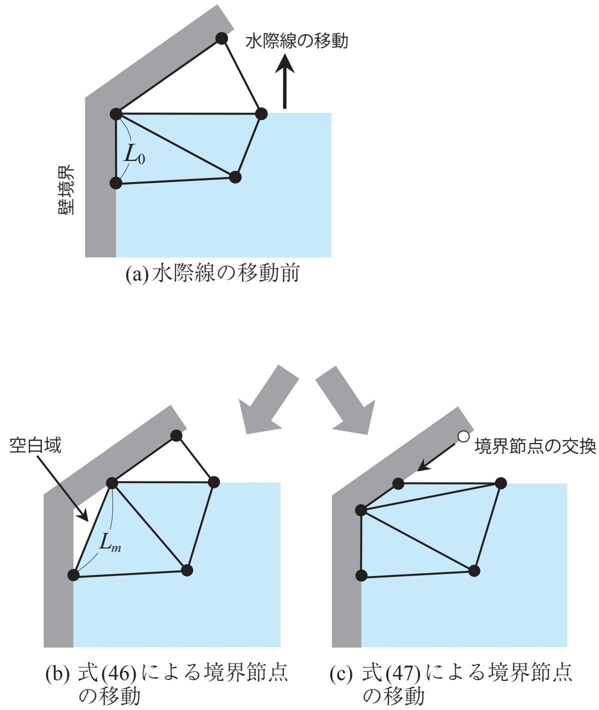


Fig.50 境界節点の交換に伴う境界と水域の剥離の例
Example of exfoliation of boundary from shoreline

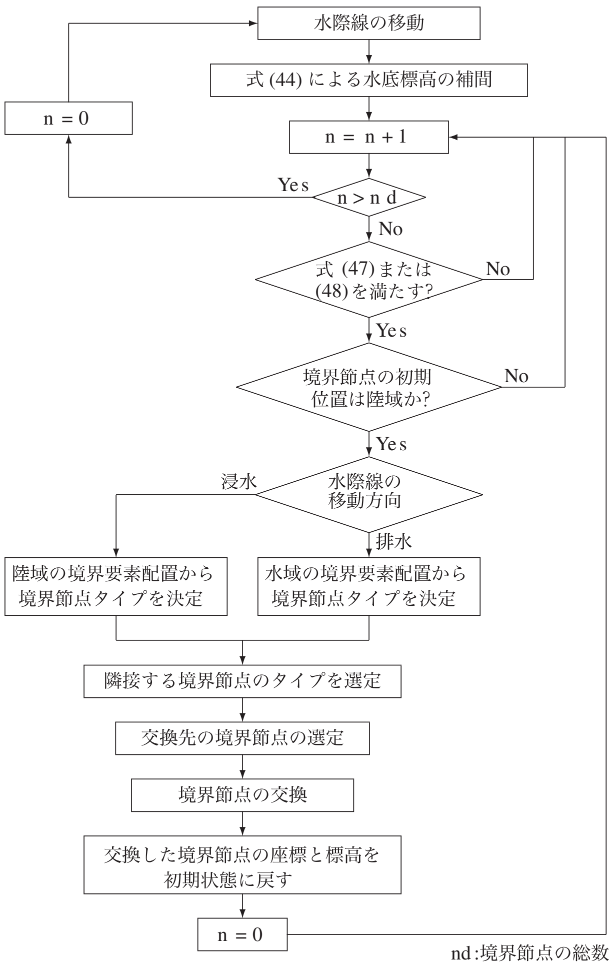
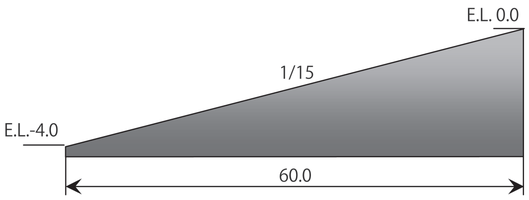
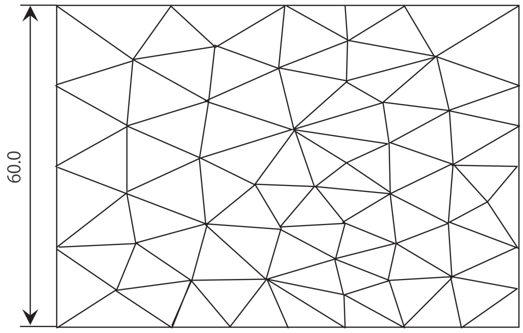


Fig.52 境界節点の交換フロー
Flow chart of boundary node exchange



(a) 斜面断面図



(b) 有限要素分割図

Fig.53　一様勾配斜面の断面図と有限要素分割
Cross section and finite element mesh of slope

Table 14　一様勾配斜面の解析に用いたパラメータ一覧
List of parameters

パラメータ	値
T	500 s
H_0	1.5 m
z_0	-1.35 m
ϵ_1	0.25
ϵ_2	4.0
L_{lim}	3.5

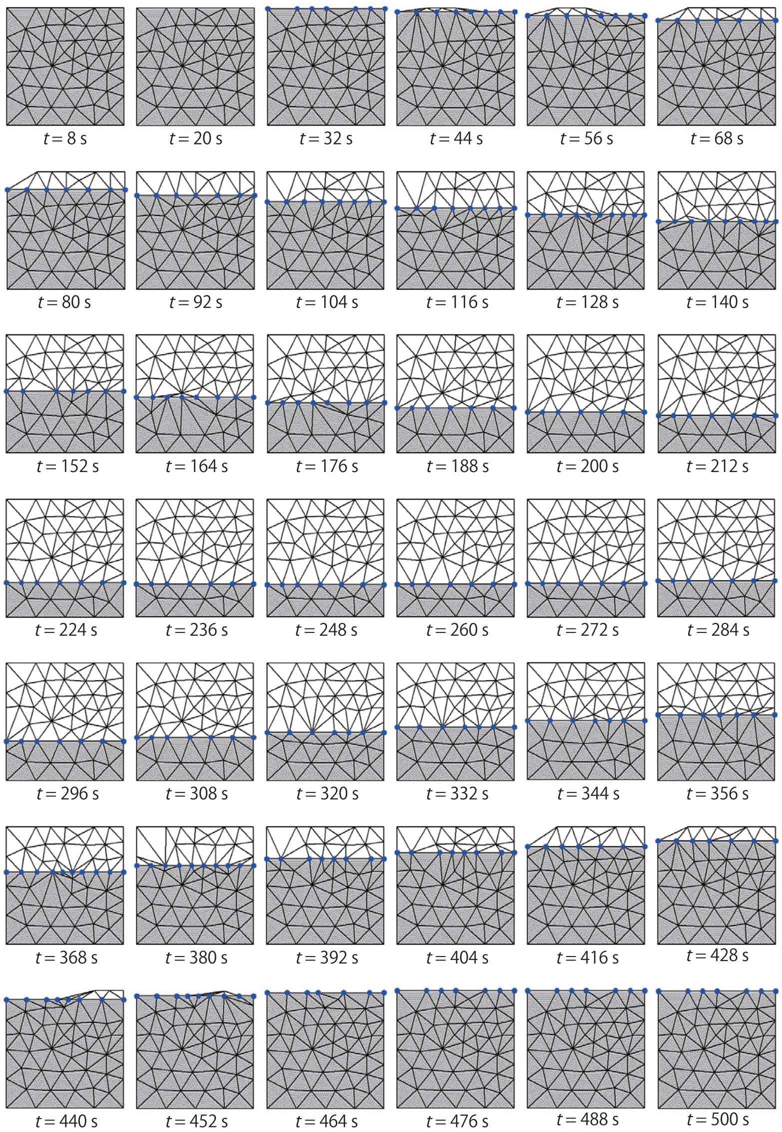


Fig.54 境界節点の交換結果
Time series of boundary node exchange

５　解析例

a　水際線変動の再現

境界節点の交換が適正に行われるかを確認するため，一様勾配斜面による水際線の変動を再現した。一様勾配斜面の断面図を**Fig.53(a)**に示す。本解析例では，勾配1/15，長さおよび幅がともに60 mの斜面を対象とした。要素生成における人為的な操作をできるだけ排除するため，デローニー法（谷口，1992）により自動分割をした結果を**Fig.53(b)**に示す。ここで，総節点数が54，総要素数が86である。本解析は，要素移動アルゴリズムの動作を確認するのが目的であるため，水面勾配は考慮せず，時刻 tにおける水位 zを式(48)で与え，水位変化と水底勾配から水際線の移動速度を算出した。

$$z = z_0 + H_0 \cos\left(\frac{2\pi}{T}t\right) \tag{48}$$

ここで，T:斜面遡上解析における入力波の周期(s)，H_0:斜面遡上解析における入力波の振幅(m)，z_0:斜面遡上解析における初期水位(m)，であり，計算に使用した諸量は，**Table 14**のとおりである。

計算開始から12 s毎の要素分割の変化を**Fig.54**に示す。**Fig.54**において，着色した部分がWet，他の部分はDryの要素を表し，黒丸は境界節点である。時間の経過とともにWetの面積が増減し，境界節点の交換が良好に行われているのがわかる。しかし，t=368 sで見られるように，境界節点の交換の過程で一時的に歪な要素が生じている。本解析において，歪んだ要素が発生した箇所では，1つの節点が9個の要素を構成している部分に当たる。このように，1つの節点が多数の要素を構成する場合には，境界節点の移動に伴い周囲の要素に歪が生じ，計算を破綻させる原因になると考えられる。**Fig.53(b)**の要素は，デローニー法により自動分割を行ったが，初期の要素分割を行う際には1節点に要素が集中しないよう注意する必要がある。

水域内の境界要素のアスペクト比を5 s毎にプロットしたのが**Fig.55**である。**Fig.55**から，面積が変化する境界要素のうちアスペクト比の最小値は0.09であった。このように，境界要素のアスペクト比が設定した閾値 ϵ_1 よりも小さくなっているのは，前節で示したように，要素の反転を防止するため境界節点の交換が行われなかったことによる。

b　要素移動に伴う水底地形変化量の評価

浅水域の流れの解析では，水底地形の再現精度が計算結果に影響する。このため，水際線の移動により水底地形の変化量が少ない移動境界手法が求められる。そこで，複合勾配斜面を例にして，水際線の移動に伴う水底地形の変化量を Lagrange法と比較した。解析に用いた複合勾配斜面の概要を**Fig.56**に示す。 Lagrange法による移動境界手法では，解析領域の境界上の節点を節点間隔が均一になるように再配置した後，式(49)および(50)で表される Laplace方程式を境界上の節点の座標を境界条件にして解くことで内部節点を再配置した。

$$\frac{\partial^2 \xi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \xi}{\partial y^2} = 0 \tag{49}$$

$$\frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \eta}{\partial y^2} = 0 \tag{50}$$

ここで，ξ:再配置後の内部節点のx座標，η:再配置後の内部節点のy座標，である。

水底地形の変化量は，要素を移動させない場合に各時刻の水位で水域を満たしている水量と要素を変形させた後の水量の差で表した。なお，本解析でも一様勾配の例と同様に式(48)で水位変化を与えた。

本解析では，**Fig.57**に示す2種類の要素分割を用いた。

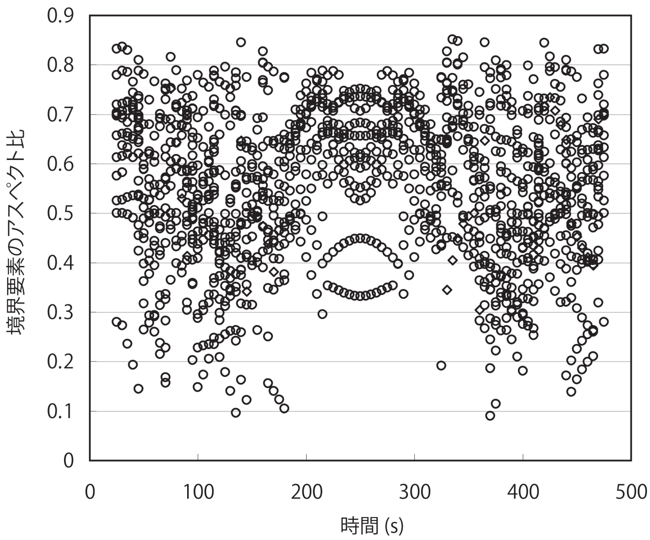


Fig.55 境界要素のアスペクト比の時間変化
Time series of aspect ratio of boundary elements

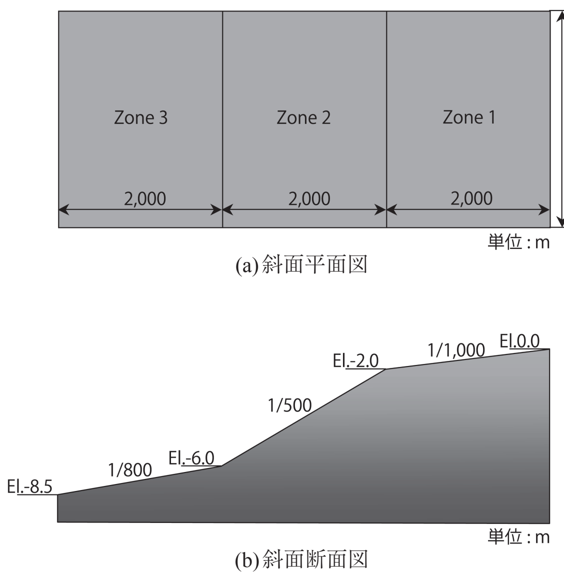
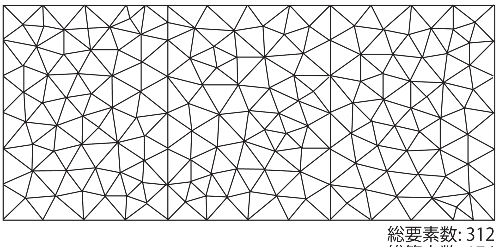
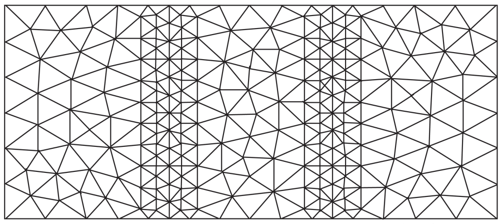


Fig.56 複合勾配斜面の概要
Outline of multi-angle slope



(a) 有限要素分割1 (Mesh 1)



(b) 有限要素分割2 (Mesh2)

Fig.57 複合勾配斜面の有限要素分割図
Finite element mesh of multi-angle slope

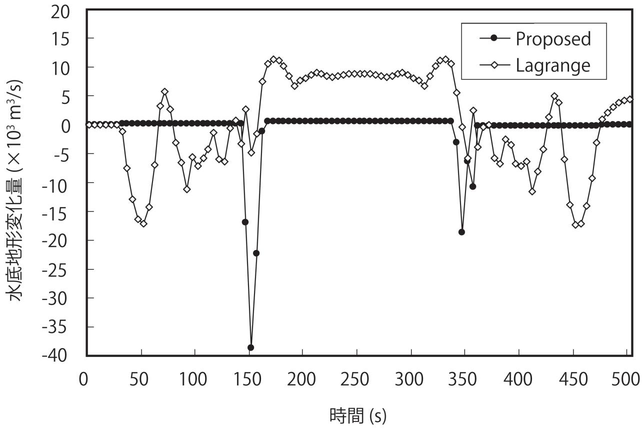


Fig.58 水底地形変化量の比較 (Mesh 1)
Comparison of volume of bottom change (Mesh 1)

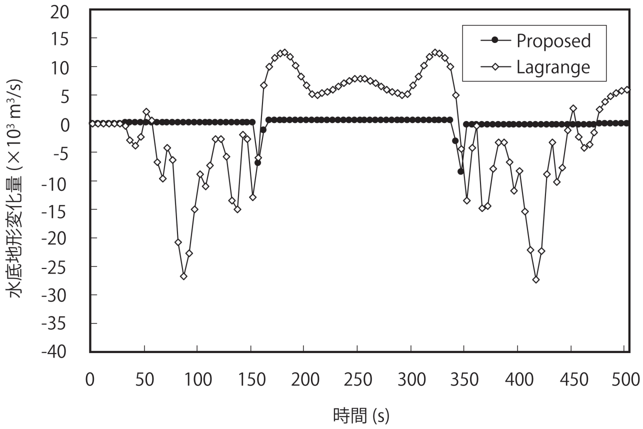


Fig.59 水底地形変化量の比較 (Mesh2)
Comparison of volume of bottom change (Mesh 2)

このうち，**Fig.57(a)** は，Delaunay法により自動分割したもの，**Fig.57(b)** は，水底勾配の変化位置付近の要素分割を密にしたものである。

Mesh1における本手法とLagrange法による水底地形の変化量の時間的変化を**Fig.58**に示す。Lagrange法では，全ての時刻において水底地形が変化しているのに対し，本手法での水底地形の変化は水際線が斜面勾配の変化点を通過する2時刻に限られる。これは，水際線が勾配変化点を通過する際，勾配変化点上の節点が移動し，各節点の水底標高が補間されることにより水底勾配の変化点も移動してしまうためである。

Mesh1の結果では，本手法の水底地形が変化する時間は短かったが，その変化量はLagrange法の2倍を超える値を示した。そこで，同じ斜面に対し，Mesh2を用いて同様の比較を行った結果を**Fig.59**に示す。Mesh2は，Mesh1と比べて水底地形変化点近くを細かく要素分割したものである。Lagrange法では，Mesh1の場合より要素分割を細かくしても水底地形変化量に変化は見られない。これは，内部節点の再配置により，水際線の後退とともに水域全体の要素分割が見かけ上細かくなり，細かな要素分割を行う影響が少なくなるためであると考えられる。また，Lagrange法ではLaplace方程式で内部節点位置を調整するため，水際線が前進し，初期の位置に戻っても(485 s以降)水底地形の変化量はゼロにはなっていない。これは，水底標高の等高線が保存されないことを意味し，実水域へ適用した場合に計算の過程で流れとは無関係にミオ筋が変動するという結果を招く。一方，本章で提案する境界の移動法では，勾配の変化点で要素分割を細かくすることにより水底形状の変化が改善され，Lagrange法による最大水底地形変化量の1/3程度まで小さくすることができた。

c 波の遡上実験との比較

本章で提案した移動境界モデルの検証のため，Shuto(1967)による一様斜面の波の遡上実験を再現し，実験結果と比較した。Shuto(1967)の実験は，Okamoto et al.(1992)も移動境界モデルの検証に用いている。このため，本解析でもOkamoto et al.(1992)とできるだけ同じ条件で計算を行うこととし，基礎方程式の外力項に式(51)を用い，空間方向には三角形一次要素を用いた同次補間，時間方向には二段階陽的解法Kawahara et al.(1982)で離散化した。なお，時間方向の離散化の際，質量行列に混合質量行列を用いることで計算の安定化を図り，解析ではランピングパラメータを $e=0.90$ とした。

$$S = f_b \cos\alpha \tag{51}$$

ここで，αは波の遡上計算に用いた斜面角度，f_bは底面摩擦係数であり，$f_b=0.0026$とした。

解析対象の一様斜面の概要を**Fig.60**に示す。ここで，斜面勾配は$\tan\alpha=1/30$である。初期水深を$d=0.25$, 0.30および0.35 mとして，振幅と波長を変化させた計51ケ

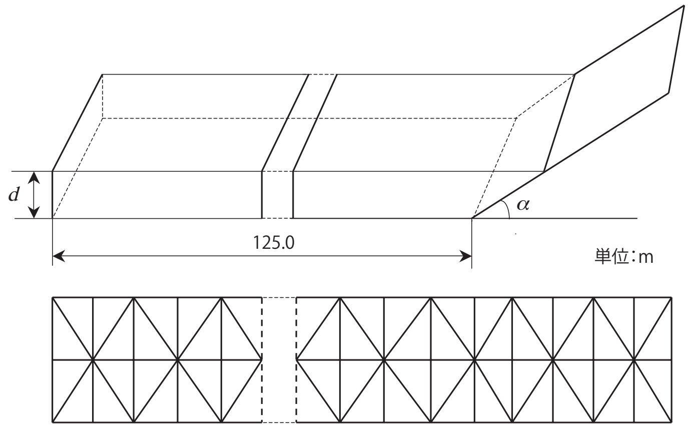


Fig.60 波の遡上解析の解析領域と有限要素
Analysis area and finite element mesh of wave run-up simulation

Table 15 波の遡上解析の計算条件一覧
List of parameters using in wave run-up simulation

初期水深 d(m)	周期 T(s)	振幅 (m)	初期水深 d(m)	周期 T(s)	振幅 (m)	初期水深 d(m)	周期 T(s)	振幅 (m)
0.25	100	0.070	0.30	240	0.060	0.35	110	0.096
0.25	120	0.060	0.30	320	0.053	0.35	120	0.070
0.25	90	0.059	0.30	80	0.075	0.35	160	0.090
0.25	120	0.060	0.30	120	0.103	0.35	130	0.063
0.25	160	0.079	0.30	150	0.100	0.35	160	0.076
0.25	120	0.057	0.30	140	0.090	0.35	240	0.090
0.25	160	0.070	0.30	150	0.087	0.35	240	0.060
0.25	200	0.075	0.30	160	0.090	0.35	160	0.047
0.25	140	0.051	0.30	120	0.067	0.35	300	0.098
0.25	320	0.088	0.30	150	0.070			
0.25	230	0.081	0.30	120	0.056			
0.25	240	0.057	0.30	320	0.082			
0.25	300	0.098	0.30	240	0.060			
0.25	360	0.058	0.30	360	0.087			
0.25	280	0.115	0.30	240	0.085			
0.25	240	0.090	0.30	240	0.071			
0.25	240	0.086	0.30	220	0.060			
0.25	240	0.087	0.30	320	0.086			
0.25	320	0.093	0.30	320	0.070			
			0.30	240	0.093			
			0.30	360	0.086			
			0.30	240	0.087			
			0.30	360	0.056			

ースについて，Okamoto et al.(1992)の解析結果とともに実験値と比較した。比較を行った計算条件の一覧を **Table 15**に示す。斜面始端の最大水深 H'および波の遡上高 Rの比較結果を**Fig.61**と**Fig.62**に示す。

Fig.61では，本モデルの解析結果は，Okamotoらのものとほぼ同様の値を示しており，対比のため解析手法を合わせた結果が反映されていると考えられる。一方，**Fig.62**では，遡上高の高いケースを中心に本モデルの解析結果が実験値を良く再現している。これは，本モデルとOkamotoらのモデルで水際線の移動速度の評価法や，要素が歪み，水際線の節点の交換を行う際の判定方法が異なるためであると考えられる。

６　まとめ

本章では，陸域における氾濫水の流動現象に浅水長波流れ解析を適用するため，新たな要素移動アルゴリズムを提案した。本手法では，水際線上の境界節点のみが水際線の変動とともに変化し，他の節点位置は変化しない。このため，本手法は，水際線付近での連続性が満たされるというLagrange法の利点と固定点での水理量を連続的に追うことが可能であるというEuler型解法の利点の両方をもつ。また，Lagrange法のような内部節点を再配置するためのLaplace方程式を解く必要がなく，計算にかかる負荷が小さい。一方，任意の地形形状では，節点の移動に伴い水底地形が保存されないため，本手法でも，Lagrange法と同様に境界節点の交換とともに水際線付近の水底標高に変化が生じる。しかし，水底地形変化点付近の要素を細かく分割することで容易に水底地形の変化量を小さくすることができることが複合勾配斜面での解析で示された。

なお，本章で検討した移動境界手法は，氾濫域の再現だけでなく，干出・没水を繰り返す干潟の流動場の解析にも適用できる。近年，生態系や水質改善に対する干潟の効果が注目され，これらを定量的に把握するための現地観測が行われるようになってきた(児玉ら, 2001; 滝川ら, 1988)。本手法は，物質量の連続性を可能な限り保つことができるため，高潮や洪水の排水時の流入・排水量の適切な評価や干潟を有する沿岸域の物質移動の解析精度の向上に資すると期待される。

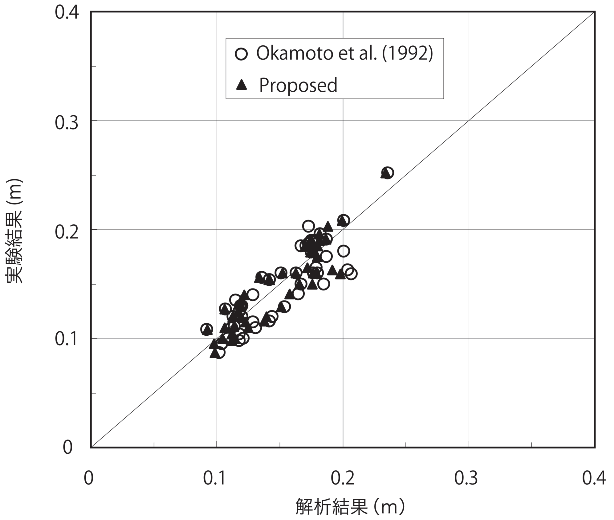


Fig.61 斜面始端における最大水深 (H') の比較
Comparison of maximum depth at start of slope (H')

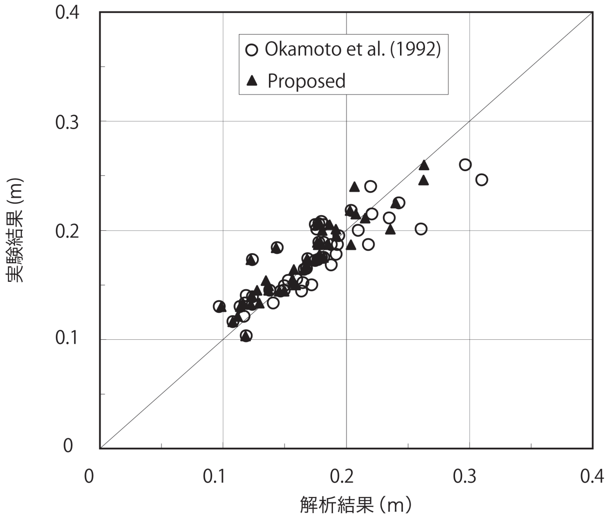


Fig.62 波の遡上高 (R) の比較
Comparison of run-up height (R)

V 海域および氾濫域の流れ解析モデルの高度化

1 はじめに

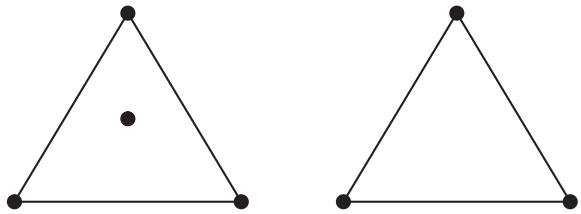
沿岸域における高潮などによる氾濫被害を正確に予測するには，海域および氾濫域の水理現象を忠実に再現することが重要である。近年のGISや各種データの蓄積による地理情報の充実に伴い，高潮のように沿岸部の農地を襲う災害に対しても，単なる湛水域の予測だけでなく，水利施設の能力に対する影響の評価が期待されるようになってきた。水利施設を解析に取り込むには，複雑な地形形状を忠実に再現する必要があり，有限要素法の導入は効果的である。

一方，沿岸海域および氾濫域の水理現象を支配する浅水長波流れの有限要素解析では，これまでKawahara et al.(1982)が開発した，集中化した質量行列と混合質量行列を併せて導入するSelective lumpingモデルが用いられてきた(Kawahara and Kashiyama, 1984)。このモデルは，差分法に比べて計算負荷が大きいという特徴のある有限要素解析において，計算の高速化とともに，人工粘性の付加により安定化が図られる一方で，高梨・清川(1984)により，過剰な人工粘性の付加が計算結果に影響を与えることが指摘されている。浅水長波流れの有限要素解析では，有限要素法の定式化において，試験関数と形状関数に同じものを採用するBubnov-Galerkin法が一般的に用いられている。しかし，水位と流速を同じ節点上に配置した解析では，非物理的な振動が発生し計算が不安定になることが知られている。そこで，本章では，有明海の複雑な潮流を解析するため，線形化されていない気泡関数要素を用いたモデルを適用し，再現性を検証する。

2 気泡関数を用いた混合補間モデル

a 気泡関数要素

非物理振動を抑制するにはinf-sup条件を満たすことが有効であり，そのためには，有限要素法の定式化の際に流速の形状関数を水位の形状関数よりも一次以上高次のものを採用する必要がある。inf-sup条件を満足できる補間関数の組み合わせの中で最も単純なものがP1b-P1要素と呼ばれる，流速には三角形の頂点に加えて，三角形要素の重心に気泡関数という高次の関数を取り入れた要素である。気泡関数を導入することで流速を4節点で表すことになり，三角形二次要素(6節点)よりも少ない節点数で計算ができるという利点がある。



(a) 流速　　(b) 水位

Fig.63 各変数の節点配置
Location of nodal points

本研究で用いた要素の節点配置を**Fig.63**に示す。各要素を用いた流速および水位の形状関数 Φ_i，Ψ_i はそれぞれ，式(52)，(53)のとおりである。

$$\begin{bmatrix}\Phi_1\\ \Phi_2\\ \Phi_3\\ \Phi_4\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}1 & & & -1/3\\ & 1 & & -1/3\\ & & 1 & -1/3\\ & & & 1\end{bmatrix}\begin{bmatrix}L_1\\ L_2\\ L_3\\ 27L_1L_2L_3\end{bmatrix} \tag{52}$$

$$\begin{bmatrix}\Psi_1\\ \Psi_2\\ \Psi_3\end{bmatrix} = \begin{bmatrix}1 & & \\ & 1 & \\ & & 1\end{bmatrix}\begin{bmatrix}L_1\\ L_2\\ L_3\end{bmatrix} \tag{53}$$

ここで，下付添え字i=1～3は，三角形頂点上の節点における形状関数，同i=4は，気泡関数節点における形状関数を示す。また，L_i (i=1～3)は面積座標であり，三角形要素の面積 Δ，三角形要素内部の任意の1点と三角形要素の2節点で構成される3個の小三角形の面積 Δ_i から式(54)で表される。

$$L_i = \frac{\Delta_i}{\Delta} \tag{54}$$

b　基礎方程式

本章で用いる基礎方程式は，式(55)～式(57)で表される二次元非線形浅水長波方程式である。

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\{(h+\zeta)u\} + \frac{\partial}{\partial y}\{(h+\zeta)v\} = q \tag{55}$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u\frac{\partial u}{\partial x} + v\frac{\partial u}{\partial y} - fv = -g\frac{\partial \zeta}{\partial x} + F_x + \frac{\tau_{sx} - \tau_{bx}}{\rho_w(h+\zeta)} \tag{56}$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u\frac{\partial v}{\partial x} + v\frac{\partial v}{\partial y} + fu = -g\frac{\partial \zeta}{\partial y} + F_y + \frac{\tau_{sy} - \tau_{by}}{\rho_w(h+\zeta)} \tag{57}$$

ここで，u, v:それぞれ，x, y方向流速(m/s)，h:水底から静水面までの水深(m)，ζ:静水面から上向きの水面偏差(m)，t:時間(s)，q:単位幅流入量(m^2/m)，g:重力加速度(m/s^2)，f:Coriolis係数(1/s)，ρ_w:海水の密度(kg/m^3)，である。また，τ_s，τ_bは，それぞれ，風および底面による摩擦項であり，上付き添え字は方向を示す。なお，F_x，F_yは粘性項であり，水平渦動粘性係数A_hの空間分布を考慮して，式(58)，(59)とした。

$$F_x = \frac{1}{D}\left[\frac{\partial}{\partial x}\left(2DA_h\frac{\partial u}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left\{DA_h\left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y}\right)\right\}\right] \tag{58}$$

$$F_y = \frac{1}{D}\left[\frac{\partial}{\partial x}\left\{DA_h\left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\right)\right\} + \frac{\partial}{\partial y}\left(2DA_h\frac{\partial v}{\partial y}\right)\right] \tag{59}$$

式(60)で表される水平渦動粘性係数A_hは，Smagorinskyによる経験式により評価した。

$$A_h = C\Delta x\Delta y\sqrt{\left(\frac{\partial u}{\partial x}\right)^2 + \frac{1}{2}\left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial y}\right)^2} \tag{60}$$

ここで，Cは経験的に与えられる定数である。また，Δx，Δyは，それぞれ，差分格子のx，y間隔であり，三角形要素の面積Δを用いて$\Delta x\Delta y = 2\Delta$とした。

c　数値計算法

連続式および運動方程式の有限要素方程式を式(61)～(63)に示す。

$$\mathbf{M}\dot{\zeta}_j = -(\mathbf{N_x}Du + \mathbf{N_y}Dv - \mathbf{M}q) \tag{61}$$

$$\mathbf{M^b}\dot{u} = -\left(\mathbf{P_x}(u,u) + \mathbf{P_y}(v,u) - f\mathbf{M^b}v + g\mathbf{Q_x}\zeta - \mathbf{R_x} - \mathbf{S_x}\right) \tag{62}$$

$$\mathbf{M^b}\dot{v} = -\left(\mathbf{P_x}(u,v) + \mathbf{P_y}(v,v) + f\mathbf{M^b}u + g\mathbf{Q_y}\zeta - \mathbf{R_y} - \mathbf{S_y}\right) \tag{63}$$

ここで，太字は，実際の有限要素方程式を積分して得られる係数行列であり，式(64)～(78)で表される。

$$\mathbf{M^b} = \int_\Omega \Phi^*_\alpha \Phi_\beta d\Omega = \frac{\Delta}{840}\begin{bmatrix} 83 & 13 & 13 & 45 \\ 13 & 83 & 13 & 45 \\ 13 & 13 & 83 & 45 \\ 45 & 45 & 45 & 243 \end{bmatrix} \tag{64}$$

$$\begin{aligned}\mathbf{P_x}(\phi,\psi) &= \int_\Omega \Phi^*_\alpha \Phi_\beta \frac{\partial \Phi_\gamma}{\partial x} \mathrm{d}\Omega \phi_\beta \psi_\gamma \\ &= \left(\psi^b \mathbf{M^b} + \frac{\psi^{\mathrm{dev}}}{560}\Delta \begin{bmatrix} 38b_1 & -19b_3 & -19b_2 & 27b_1 \\ -19b_3 & 38b_2 & -19b_1 & 27b_2 \\ -19b_2 & -19b_1 & 38b_3 & 27b_3 \\ 27b_1 & 27b_2 & 27b_3 & 0 \end{bmatrix}\right)\begin{bmatrix}\phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \\ \phi_b\end{bmatrix}\end{aligned} \tag{65}$$

ここで，

$$\psi^b = b_1\psi_1 + b_2\psi_2 + b_3\psi_3$$
$$\psi^{\mathrm{dev}} = \psi_1 + \psi_2 + \psi_3 - 3\psi_b$$

$$\begin{aligned}\mathbf{P_y}(\phi,\psi) &= \int_\Omega \Phi^*_\alpha \Phi_\beta \frac{\partial \Phi_\gamma}{\partial y} d\Omega \phi_\beta \psi_\gamma \\ &= \left(\psi^c \mathbf{M^b} + \frac{\psi^{\mathrm{dev}}}{560}\Delta \begin{bmatrix} 38c_1 & -19c_3 & -19c_2 & 27c_1 \\ -19c_3 & 38c_2 & -19c_1 & 27c_2 \\ -19c_2 & -19c_1 & 38c_3 & 27c_3 \\ 27c_1 & 27c_2 & 27c_3 & 0 \end{bmatrix}\right)\begin{bmatrix}\phi_1 \\ \phi_2 \\ \phi_3 \\ \phi_b\end{bmatrix}\end{aligned} \tag{66}$$

ここで，

$$\psi^c = c_1\psi_1 + c_2\psi_2 + c_3\psi_3$$
$$\psi^{\mathrm{dev}} = \psi_1 + \psi_2 + \psi_3 - 3\psi_b$$

$$\mathbf{Q_x} = \frac{\Delta}{60}\begin{bmatrix} 11b_1 & 11b_2 & 11b_3 \\ 11b_1 & 11b_2 & 11b_3 \\ 11b_1 & 11b_2 & 11b_3 \\ 18b_1 & 18b_2 & 18b_3 \end{bmatrix} \tag{67}$$

$$\mathbf{Q_x} = \frac{\Delta}{60}\begin{bmatrix} 11b_1 & 11b_2 & 11b_3 \\ 11b_1 & 11b_2 & 11b_3 \\ 11b_1 & 11b_2 & 11b_3 \\ 18b_1 & 18b_2 & 18b_3 \end{bmatrix} \tag{68}$$

なお，有限要素方程式(62)および(63)における粘性項$\mathbf{R_x}$および$\mathbf{R_y}$は，それぞれ，式(69)と式(70)で表される。

$$\mathbf{R_x} = 2(\mathbf{R_{1x}} + \mathbf{R_{2x}}) + \mathbf{R_{1xy}} + \mathbf{R_{2xy}} + \mathbf{R_{1y}} + \mathbf{R_{2y}} \tag{69}$$

$$\mathbf{R_y} = \mathbf{R_{1xy}} + \mathbf{R_{2xy}} + \mathbf{R_1x} + \mathbf{R_2x} + 2(\mathbf{R_{1y}} + \mathbf{R_{2y}}) \tag{70}$$

ここで，各係数行列は，以下のとおりである。

$$\begin{aligned}\mathbf{R_{1x}} &= -\int_\Omega \frac{\partial \Phi^*_\alpha}{\partial x}\Psi_\beta \frac{\partial \Phi_\gamma}{\partial x} d\Omega \nu_\beta \phi_\gamma \\ &= -\Delta\left\{\phi^b\left(\frac{3\nu^b}{20}\begin{bmatrix}1\\1\\1\\-3\end{bmatrix} + \frac{\nu^{\mathrm{sum}}}{3}\begin{bmatrix}b_1\\b_2\\b_3\\0\end{bmatrix}\right)\right. \\ &\qquad \left. + \phi^{\mathrm{dev}}\left(\frac{9\nu^{bb}}{70}\begin{bmatrix}1\\1\\1\\-3\end{bmatrix} + \frac{3\nu^b}{20}\begin{bmatrix}b_1\\b_2\\b_3\\0\end{bmatrix}\right)\right\}\end{aligned} \tag{71}$$

ここで,

$$\nu^b = b_1\nu_1 + b_2\nu_2 + b_3\nu_3$$
$$\nu^{\text{sum}} = \nu_1 + \nu_2 + \nu_3$$
$$\nu^{bb} = \nu_1(2b_1^2 - 3b_2b_3) + \nu_2(2b_2^2 - 3b_3b_1) + \nu_3(2b_3^2 - 3b_1b_2)$$

$$\mathbf{R_{2x}} = \int_\Omega \Phi_\alpha^*\Psi_\beta\frac{\partial\Psi_\gamma}{\partial x}\frac{\partial\Phi_\eta}{\partial x}\mathrm{d}\Omega s_\beta D_\gamma\phi_\eta = \Delta D^b\left\{\phi^b\left(\frac{s^{\text{sum}}}{60}\begin{bmatrix}2\\2\\2\\9\end{bmatrix} + \frac{1}{12}\begin{bmatrix}s_1\\s_2\\s_3\\0\end{bmatrix}\right) + \phi^{\text{dev}}\left(\frac{s^b}{560}\begin{bmatrix}19\\19\\19\\27\end{bmatrix} + \frac{s^{\text{sum}}}{20}\begin{bmatrix}b_1\\b_2\\b_3\\0\end{bmatrix}\right)\right\} \tag{72}$$

ここで,

$$D^b = b_1D_1 + b_2D_2 + b_3D_3$$
$$s^b = b_1\frac{\nu_1}{D_1} + b_2\frac{\nu_2}{D_2} + b_3\frac{\nu_3}{D_3}$$
$$s^{\text{sum}} = \frac{\nu_1}{D_1} + \frac{\nu_2}{D_2} + \frac{\nu_3}{D_3}$$

$$\mathbf{R_{1y}} = -\int_\Omega \frac{\partial\Phi_\alpha^*}{\partial y}\Psi_\beta\frac{\partial\Phi_\gamma}{\partial y}\mathrm{d}\Omega\nu_\beta\phi_\gamma = -\Delta\left\{\phi^c\left(\frac{3\nu^c}{20}\begin{bmatrix}1\\1\\1\\-3\end{bmatrix} + \frac{\nu^{\text{sum}}}{3}\begin{bmatrix}c_1\\c_2\\c_3\\0\end{bmatrix}\right) + \phi^{\text{dev}}\left(\frac{9\nu^{cc}}{70}\begin{bmatrix}1\\1\\1\\-3\end{bmatrix} + \frac{3\nu^c}{20}\begin{bmatrix}c_1\\c_2\\c_3\\0\end{bmatrix}\right)\right\} \tag{73}$$

ここで,

$$\nu^c = c_1\nu_1 + c_2\nu_2 + c_3\nu_3$$
$$\nu^{cc} = \nu_1(2c_1^2 - 3c_2c_3) + \nu_2(2c_2^2 - 3c_3c_1) + \nu_3(2c_3^2 - 3c_1c_2)$$

$$\mathbf{R_{2y}} = \int_\Omega \Phi_\alpha^*\Psi_\beta\frac{\partial\Psi_\gamma}{\partial y}\frac{\partial\Phi_\eta}{\partial y}\mathrm{d}\Omega s_\beta D_\gamma\phi_\eta = \Delta D^c\left\{\phi^c\left(\frac{s^{\text{sum}}}{60}\begin{bmatrix}2\\2\\2\\9\end{bmatrix} + \frac{1}{12}\begin{bmatrix}s_1\\s_2\\s_3\\0\end{bmatrix}\right) + \phi^{\text{dev}}\left(\frac{s^c}{560}\begin{bmatrix}19\\19\\19\\27\end{bmatrix} + \frac{s^{\text{sum}}}{20}\begin{bmatrix}c_1\\c_2\\c_3\\0\end{bmatrix}\right)\right\} \tag{74}$$

ここで,

$$D^c = c_1D_1 + c_2D_2 + c_3D_3$$

$$\mathbf{R_{1xy}} = -\int_\Omega \frac{\partial\Phi_\alpha^*}{\partial y}\Psi_\beta\frac{\partial\Phi_\gamma}{\partial x}\mathrm{d}\Omega\nu_\beta\phi_\gamma = -\Delta\left\{\phi^b\left(\frac{3\nu^c}{20}\begin{bmatrix}1\\1\\1\\-3\end{bmatrix} + \frac{\nu^{\text{sum}}}{3}\begin{bmatrix}c_1\\c_2\\c_3\\0\end{bmatrix}\right) + \phi^{\text{dev}}\left(\frac{3\nu^b}{20}\begin{bmatrix}c_1\\c_2\\c_3\\0\end{bmatrix} + \frac{9\nu^{bc}}{140}\begin{bmatrix}1\\1\\1\\-3\end{bmatrix}\right)\right\} \tag{75}$$

ここで,

$$\nu^c = c_1\nu_1 + c_2\nu_2 + c_3\nu_3$$
$$55\nu^{bc} = \nu_1(b_1c_1 + 3b_2c_2 + 3b_3b_3) + \nu_2(3b_1c_1 + b_2c_2 + 3b_3b_3) + \nu_3(3b_1c_1 + 3b_2c_2 + b_3b_3)$$

$$\mathbf{R_{2xy}} = \int_\Omega \Phi_\alpha^*\Psi_\beta\frac{\partial\Psi_\gamma}{\partial y}\frac{\partial\Phi_\eta}{\partial x}\mathrm{d}\Omega s_\beta D_\gamma\phi_\eta = \Delta D^c\left\{\phi^b\left(\frac{s^{\text{sum}}}{60}\begin{bmatrix}2\\2\\2\\9\end{bmatrix} + \frac{1}{12}\begin{bmatrix}s_1\\s_2\\s_3\\0\end{bmatrix}\right) + \phi^{\text{dev}}\left(\frac{s^b}{560}\begin{bmatrix}19\\19\\19\\27\end{bmatrix} + \frac{s^{\text{sum}}}{20}\begin{bmatrix}b_1\\b_2\\b_3\\0\end{bmatrix}\right)\right\} \tag{76}$$

ここで,

$$D^c = c_1D_1 + c_2D_2 + c_3D_3$$

$$\mathbf{S_x} = \int_\Omega \omega_\alpha^*\omega_\beta\omega_\gamma d\Omega u_\beta\tau_\gamma = -\Delta\left\{\frac{1}{60}\begin{bmatrix}(f_b^{\text{sum}} + f_{b1})(u^{\text{sum}} + u_1) + f_b^{\text{u}} + u_1f_{b1}\\(f_b^{\text{sum}} + f_{b2})(u^{\text{sum}} + u_2) + f_b^{\text{u}} + u_2f_{b2}\\(f_b^{\text{sum}} + f_{b3})(u^{\text{sum}} + u_3) + f_b^{\text{u}} + u_3f_{b3}\\0\end{bmatrix} - \frac{f_b^{\text{u}} + 2u^{\text{sum}}f_b^{\text{sum}}}{140}\begin{bmatrix}1\\1\\1\\-3\end{bmatrix} - \frac{u^{\text{dev}}}{280}\begin{bmatrix}2f_{b1} + f_b^{\text{sum}}\\2f_{b2} + f_b^{\text{sum}}\\2f_{b3} + f_b^{\text{sum}}\\9f_b^{\text{sum}}\end{bmatrix}\right\} \tag{77}$$

$$\mathbf{S_y}=\int_{\Omega}\omega_{\alpha}^{*}\omega_{\beta}\omega_{\gamma}d\Omega u_{\beta}\tau_{\gamma}$$

$$=-\Delta\left\{\frac{1}{60}\begin{bmatrix}(f_b^{\mathrm{sum}}+f_{b1})(v^{\mathrm{sum}}+v_1)+f_b^{\mathrm{v}}+v_1 f_{b1}\\(f_b^{\mathrm{sum}}+f_{b2})(v^{\mathrm{sum}}+v_2)+f_b^{\mathrm{v}}+v_2 f_{b2}\\(f_b^{\mathrm{sum}}+f_{b3})(v^{\mathrm{sum}}+v_3)+f_b^{\mathrm{v}}+v_3 f_{b3}\\0\end{bmatrix}\right.$$

$$\left.-\frac{f_b^{\mathrm{v}}+2v^{\mathrm{sum}}f_b^{\mathrm{sum}}}{140}\begin{bmatrix}1\\1\\1\\-3\end{bmatrix}-\frac{u^{\mathrm{dev}}}{280}\begin{bmatrix}2f_{b1}+f_b^{\mathrm{sum}}\\2f_{b2}+f_b^{\mathrm{sum}}\\2f_{b3}+f_b^{\mathrm{sum}}\\9f_b^{\mathrm{sum}}\end{bmatrix}\right\} \tag{78}$$

ここで，

$$f_b^{\mathrm{sum}}=f_{b1}+f_{b2}+f_{b3}$$

$$f_b^{\mathrm{u}}=u_1 f_{b1}+u_2 f_{b2}+u_3 f_{b3}$$

$$f_b^{\mathrm{v}}=v_1 f_{b1}+v_2 f_{b2}+v_3 f_{b3}$$

である。

式(61)～(63)において，係数行列 $\mathbf{M}$，$\mathbf{M}^{\mathrm{b}}$ は質量行列と呼ばれ，各式の左辺の質量行列を対角成分に集中化した集中質量行列を用いることで逆行列の計算が単純になり，計算速度の向上が図られる。さらに，Kawahara et al.(1982)のモデルでは，右辺第1項の質量行列を集中質量行列と線形結合した混合質量行列としている。これにより，質量行列の集中化に伴い付加される人工粘性を制御し，計算の安定化を図っている。本研究では，時間方向には，2次精度の陽的予測子修正子法により離散化を行い，集中質量行列を用いて計算の高速化を図った。ただし，質量行列の集中化による影響を少なくするため，マルチパスアルゴリズム(Donea et al., 1984)を導入し，3回反復計算をした。

なお，本章で行った解析では，干潟の干出・没水を考慮する必要がある。有限要素法による移動境界の処理法には，要素毎に水陸を判定し，陸域を計算から除外する方法(Kawahara and Umetsu, 1986)のほか，石川ら(2003)のように Time Splitting 法を用いて水際線を追跡する方法がある。本章では，気泡関数要素の導入による潮流の再現性を確認することを目的としていることから，移動境界の処理方法の詳しい検討については，前者を用いることとした。

3　数値解析例

a　解析領域および条件

解析例として有明海の潮流の再現計算を行った。解析領域は，農林水産省，経済産業省，国土交通省および環境省が2003年に実施した，国土総合開発事業調整費有明海環境調査(農林水産省ら，2003)におけるモデル(以下，「国調費モデル」という)の解析に倣い，有明海全域および長崎半島野母崎と福江島の中間点付近までとした。解析領域を **Fig.64** に示す。解析領域を三角形要素に分割し，要素サイズは，有明海湾奥部のZone1で95～430 m，諫早湾内のZone3で80～320 mである。解析領域における海底標高の分布を **Fig.65** に示す。海底標高は，国調費モデルで用いられた900 m格子のデータを線形補間した。境界条件として，外洋に面する地点A～Dの4点における各時刻の天文潮位を推算し，外境界上の節点における潮位は，両端の天文潮位の推算値から線形補間して与えた。天文潮位の推算では，国調費モデルで用いられた潮汐の調和定数から13分潮を合成した。境界潮位の合成に用いた調和定数の一覧を **Table 16** に示す。解析期間中の境界における潮位変動を **Fig.66** に示す。潮汐は，

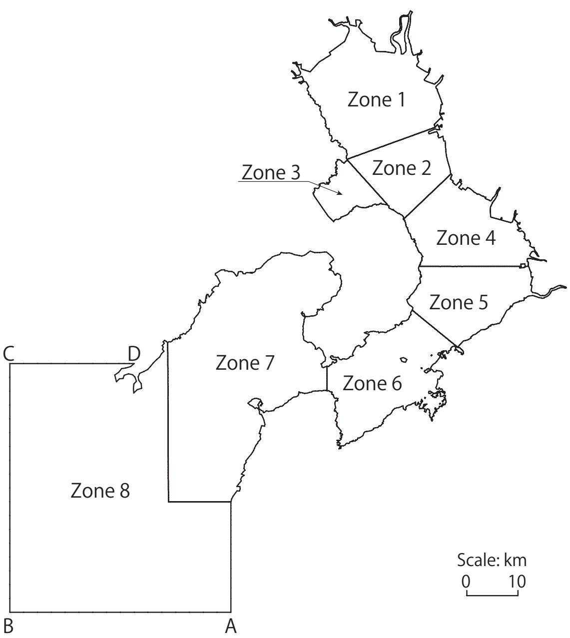


Fig.64 有明海潮流計算の解析領域
Analysis area of the Ariake sea tidal current simulation

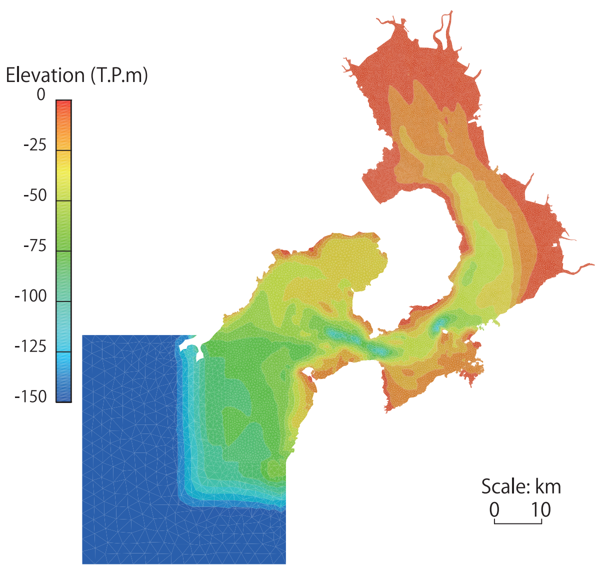


Fig.65 海底標高の分布
Bottom topography

Table 16 潮汐調和定数一覧
List of harmonic constants

潮			地点 A 振幅 (cm)	地点 A 遅角 (°)	地点 B 振幅 (cm)	地点 B 遅角 (°)	地点 C 振幅 (cm)	地点 C 遅角 (°)	地点 D 振幅 (cm)	地点 D 遅角 (°)
日周潮	K_1	日月合成日周潮	25.27	215.58	24.98	216.18	24.52	214.38	24.79	214.28
	O_1	主太陰日周潮	20.64	193.87	20.54	194.67	19.95	193.17	20.05	192.77
	P_1	主太陽日周潮	7.93	217.42	7.84	217.82	7.75	216.22	7.75	216.12
	Q_1	主太陰楕率潮	4.39	172.01	4.39	173.31	4.19	171.61	4.29	170.01
半日周潮	M_2	主太陰半日周潮	71.58	237.57	70.37	238.27	66.48	234.27	69.07	232.77
	S_2	主太陽半日周潮	30.82	271.73	30.40	271.93	28.63	267.73	29.64	268.23
	N_2	主太陰楕率潮	14.95	223.36	14.77	223.86	14.02	220.16	14.30	219.56
	K_2	日月合成半日潮	6.34	263.71	6.28	264.01	5.97	260.01	3.15	260.21
長周期潮	Sa	太陽年周潮	19.30	149.80	19.30	149.80	19.30	149.80	19.30	149.80
	Ssa	太陽半年周潮	2.60	315.10	2.60	315.10	2.60	315.10	2.60	315.10
	Mm	太陰月周潮	0.30	64.40	0.30	64.40	0.30	64.40	0.30	64.40
	MSf	S2-M2	0.60	329.10	0.60	329.10	0.60	329.10	0.60	329.10
	Mf	太陰半月周潮	0.40	157.50	0.40	157.50	0.40	157.50	0.40	157.50

Table 17 計算条件一覧
List of parameters

項目	パラメータ
分潮	K_1,O_1,P_1,Q_1,M_2,S_2,N_2,K_2, Sa, Ssa, Mm, Msf, Mf
計算時間増分 (Δt)	0.5 s
水平渦動粘性係数	Smagorinsky
Coriolis 係数 (f)	7.9×10^{-5} (1/s)
粗度係数 (n)	0.025
移動境界閾値	0.05 m
河川流入	筑後川，矢部川，六角川，嘉瀬川，菊地川，白川，緑川，塩田川

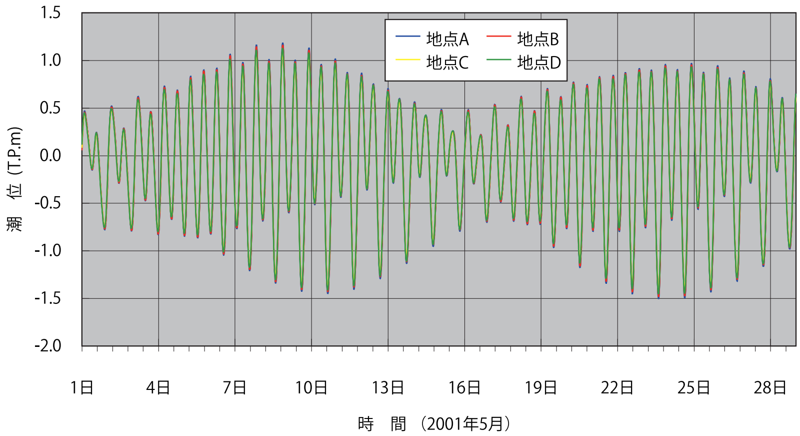


Fig.66 外潮位の時間変化
Time series of boundary tide level

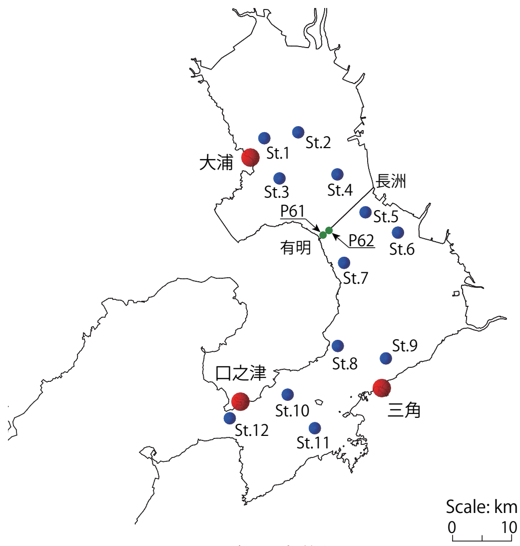
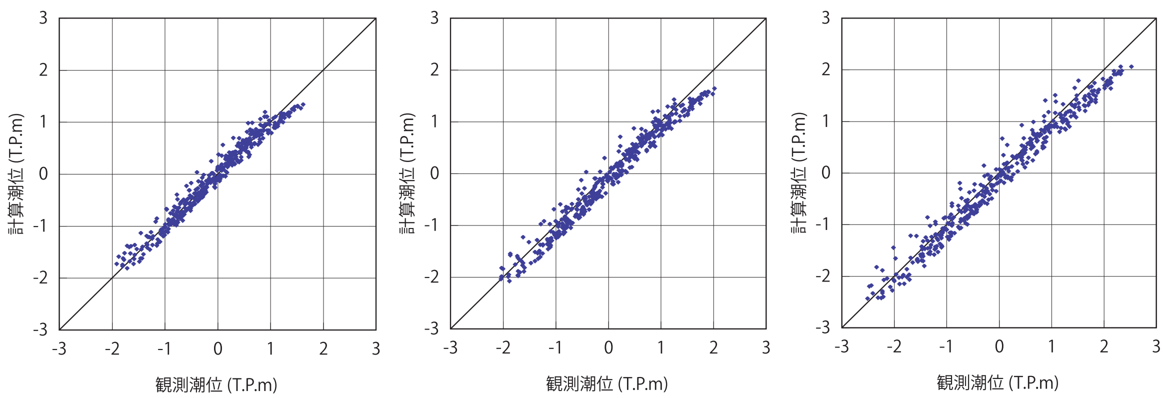


Fig.67 観測点位置
Location of observation points



(a) 口之津 (b) 三角 (c) 大浦

Fig.68 計算潮位と実測潮位の比較（2001 年 5 月 1 日 –5 月 28 日）
Comparison of the simulated and observed tide level (1–28 May, 2011)

月や太陽といった天体の引力が主要な要因であるため，15昼夜で小潮から大潮へと変化し，再び小潮にもどるサイクルが繰り返される。また，1潮汐はおおよそ12時間25分の周期で変動するが，1日のうちで干潮と満潮のピークの潮位が変化する日潮不等の様子もよく再現されている。なお，地点A～Dにおける潮位の差は，**Fig.66**からは十分に読み取ることはできないが，数cm程度であった。一方，外力条件として，主要河川の日流量を各時間に均等配分して流入させたほか，熊本地方気象台で観測された風向・風速データを解析領域全体を代表する風速として与えた。その他の計算に用いたパラメータは，**Table 17**のとおりである。

解析は，有明海海域環境調査(海上保安庁水路部，2001)の15昼夜の観測結果と比較するため，潮流の再現期間を2001年5月11日～5月27日(測点により，潮流観測結果の調和解析期間が異なるため17日間)とした。ただし，計算の助走期間を含め，計算の開始を5月1日とした。

b　解析結果

モデルの検証のため，**Fig.67**に示す口之津，三角および大浦の潮位観測地点における毎正時の潮位観測結果(気象庁，2002)およびSt.1～St.12の地点における潮流速の観測結果と解析結果を比較した。

口之津，三角および大浦の潮位観測結果(気象庁，2002)と解析結果を比較したのが**Fig.68**である。解析結果は，有明海湾口部に近い口之津で最も再現性が高く，湾奥ほどばらつきが大きくなるが，全体として良好な結果を得ていると考えられる。潮位観測結果と解析結果の平均誤差は，口之津で0.1 m程度であった。この誤差の要因としては，解析では気圧変化が考慮されていないことが考えられる。また，比較した3地点いずれにおいても，最大潮位付近で解析結果が低めになる傾向が見られた。

潮流の解析結果および観測結果を調和分解して得られる10分潮のうち，M_2，S_2，O_1およびK_1の4分潮について，潮流速の解析結果を調和分解して得られた調和定数と観測値の調和定数を比較したのが**Fig.69**～**Fig.72**である。なお，ここで比較した分潮は，主要4分潮と呼ばれ，潮流特性をほぼ再現できるとされている。**Fig.69**～**Fig.72**では，白抜きが観測結果，色付きが計算結果を示す。比較に用いた潮流観測のデータは，水面下3mのものである。ただし，St.7およびSt.10では3層の観測データがあったため，3層の平均値と比較した。

潮流速は，有明海の湾形状の影響で湾口付近では東方流速成分，湾奥に向かうにつれて北方流速成分が卓越する。このため，測点番号が大きいほど東方流速成分の振幅が大きくなる。各調和定数を比較すると，振幅については，全般的に解析結果が小さい傾向が見られるが，いずれの分潮においても観測点の位置に伴う変動傾向も一致しており，有明海全域で良好な結果が得られていると考えられる。

有明-長洲ライン上の島原沖とライン中央での流速を水理模型実験の結果と比較したのが**Table 18**である。同ライン上の流速分布については，例えば，小松ら(2004)の現地調査や，(桐ら，2007)による有明海全域を対象とした水理模型実験により，島原半島に近いほど速い流速が生じることが確認されている。今回の解析と水理模型実験では，潮汐などの諸条件が同じではないので，両者を単純に比較することはできないが，可能な限り比較できるようCoriolisの力と河川流入，風を除いた解析結果と比較した。なお，**Table 18**の増幅率とは，ライン中央の流速と比較してP61またはP62地点の流速がどれだけ大きくなったかを示したものである。水理模型実験では，有明海湾口付近の口之津での潮位差の違いにより，P61地点で見られた増幅率の差がP62地点では見られない。

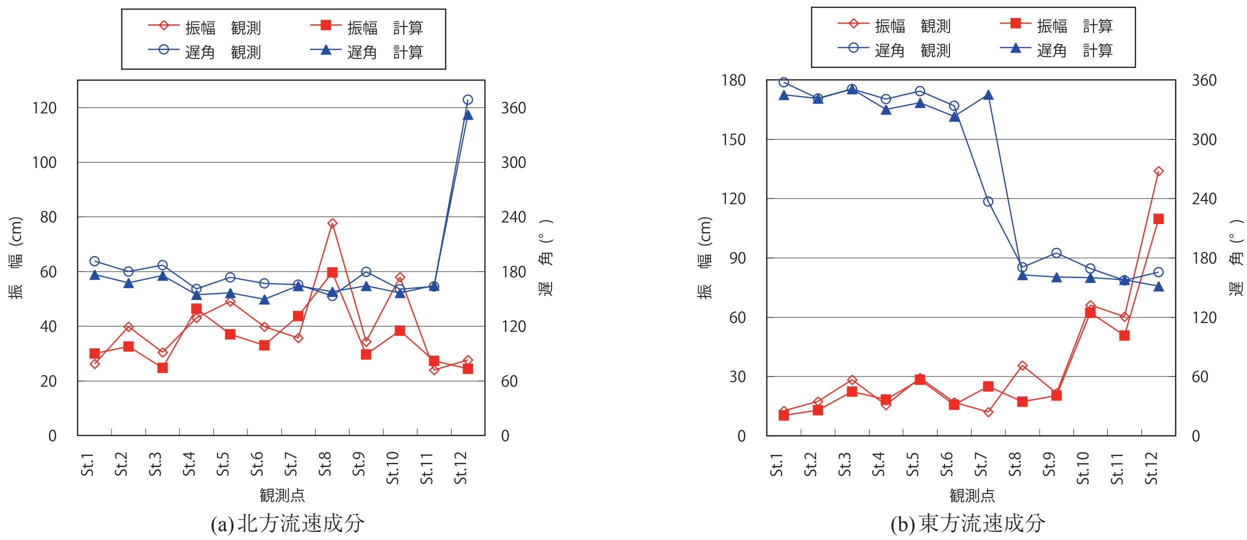
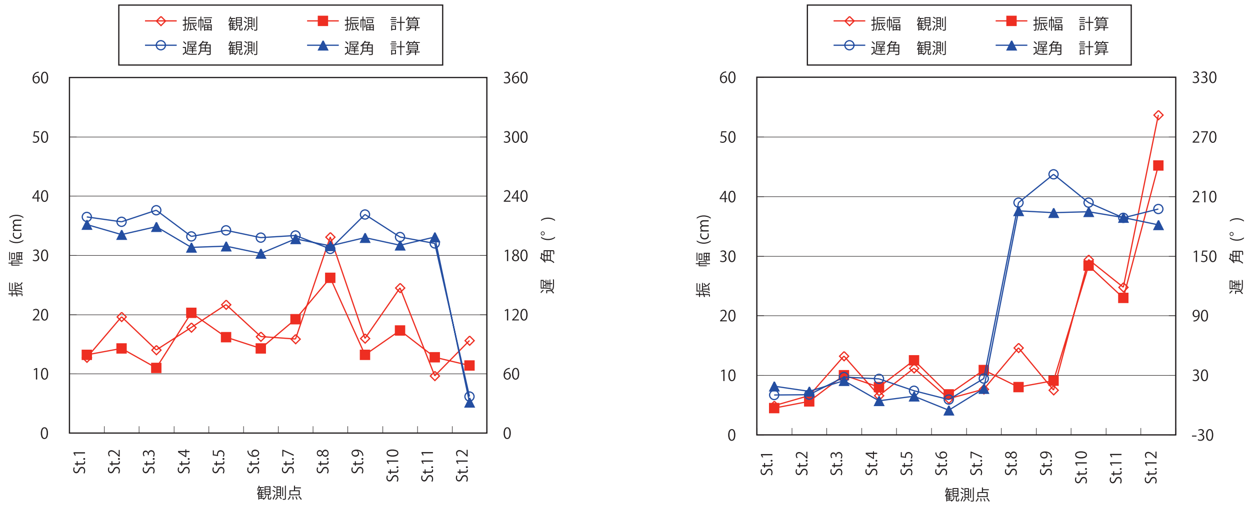
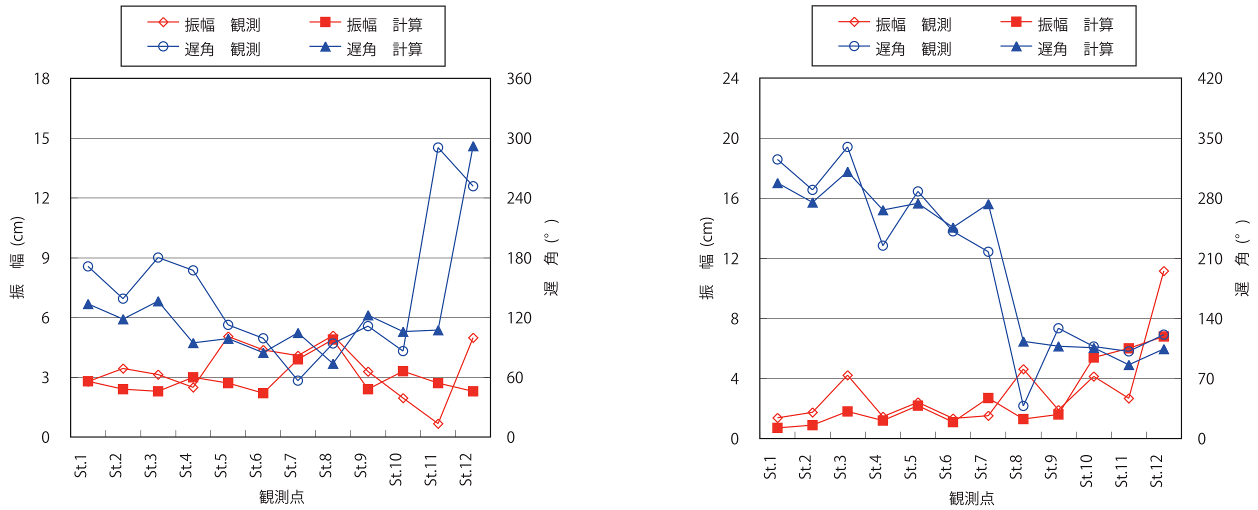


Fig.69　流速振幅と遅角分布の比較(M_2分潮)
Comparison of amplitude and phase of velocity (M_2 component)



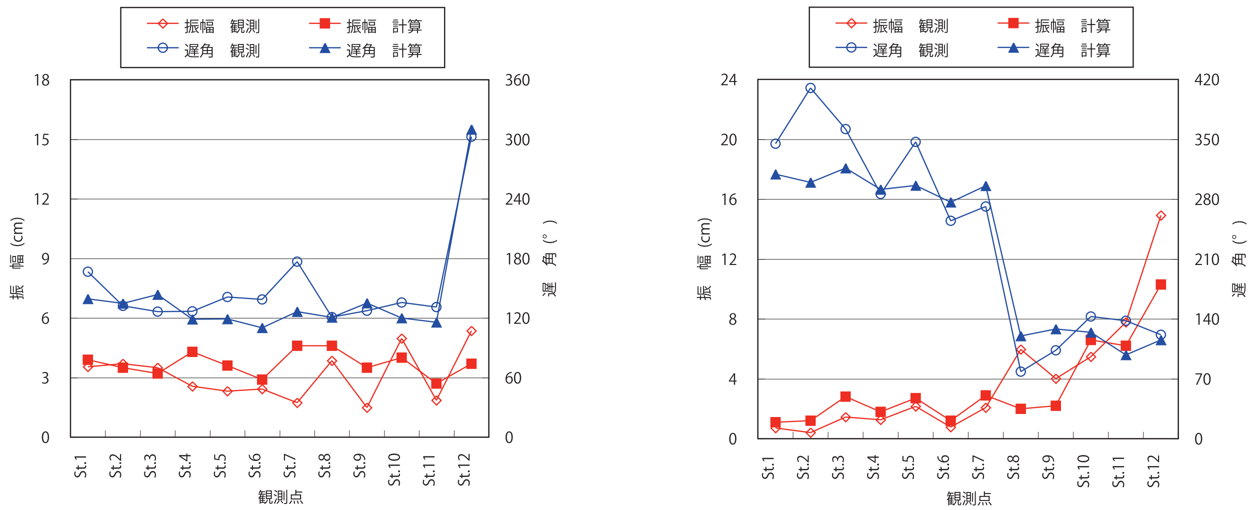
(a) 北方流速成分　　(b) 東方流速成分

Fig.70 流速振幅と遅角分布の比較 (S_2 分潮)
Comparison of amplitude and phase of velocity (S_2 component)



(a) 北方流速成分　　(b) 東方流速成分

Fig.71 流速振幅と遅角分布の比較 (O_1 分潮)
Comparison of amplitude and phase of velocity (O_1 component)



(a) 北方流速成分　　(b) 東方流速成分

Fig.72 流速振幅と遅角分布の比較 (K_1 分潮)
Comparison of amplitude and phase of velocity (K_1 component)

Table 18 有明～長洲ライン上の流速増幅率の比較
Amplification rate on the Ariake -Nagasu line

	解析結果					
	ライン中央	P61	増幅率 (%)	P62	増幅率 (%)	口之津潮位差
平均流速	0.497	0.634	127.6			
上げ潮最強流速	0.667	0.854	128.1			3.18 m
下げ潮最強流速	0.911	1.053	115.5			
	水理模型実験結果 (桐ら (2007) を元に作成)					
平均流速	0.572	1.019	178.2	0.734	128.3	
上げ潮最強流速	1.067	1.728	162.0	1.277	119.7	3.80 m
下げ潮最強流速	0.989	1.523	154.0	1.216	122.9	
平均流速	0.264	0.426	161.3	0.321	121.5	
上げ潮最強流速	0.475	0.729	153.3	0.580	122.0	2.16 m
下げ潮最強流速	0.495	0.758	153.1	0.601	121.3	

解析結果では，P61地点の流速からもとめた増幅率が実験結果よりはかなり小さく，P62地点の値に近い結果となった。これは，海底地形の元となっている国調費モデルの水深データが900 m格子のため，境界付近の水深に模型と差があること，模型の平面形状の精度の問題などが理由として考えられる。

４　まとめ

本章では，浅水長波流れを基礎方程式とした有限要素解析で一般的に用いられてきた同次補間法による解析における再現性の向上を目的として，気泡関数要素を用いた有限要素モデルを構築し，有明海の潮流解析によりモデルの再現性を検証した。その結果，有明海の主要な潮位観測点である口之津，三角および大浦の潮位と，有明海内部に設定した12カ所の観測点における潮流速の主要4分潮の調和定数をほぼ良好に再現することができた。気泡関数要素において中心に付加される節点は仮想的なものであり，実際の有限要素分割では考慮する必要がない。このため，本解析モデルは，従来の解析モデルで用いられた要素分割を変更する必要がなく拡張性が高い。また，同次補間法を用いる従来の解析手法では，計算の安定化のため，定式化の際に付加される人工粘性項を調整する必要があったが，気泡関数要素を用いた浅水長波流れの解析ではその必要がなく，安定に計算が可能である。このため，氾濫災害のように局所的に急変が予想される状況でも安定した計算ができると期待される。

Ⅵ　水路から越流した氾濫流の数値解析

１　はじめに

本論文では，これまで，河口低平農地における高潮氾濫解析モデルを構築するにあたり，第Ⅲ章では，水路網が整備された農地特有の氾濫現象を再現できる一次元不定流モデルと二次元浅水長波モデルを統合させた有限要素モデルを提案し，第Ⅳ章では，十分な精度の地盤標高データがない場合でも水際線を追従できる，新たな移動境界手法を提案した。また，第Ⅴ章では，気泡関数要素を導入した混合補間により，二次元浅水長波モデルの数値安定性の向上を図った。

本章では，第Ⅲ章から第Ⅴ章において，構築してきた各モデルを統合し，河口低平農地における高潮氾濫モデルを提案する。また，提案する河口低平農地における高潮氾濫モデルの有効性を検証するには，実際の氾濫災害と比較するのが望ましいが，災害時の氾濫過程を把握することのできるデータを得るのが困難なため，水路から氾濫する流れの水理模型実験の結果を再現し，実験データとの比較を行う。

２　水理模型実験

本章で構築するモデルの数値計算例として，水路から氾濫する流れの水理模型実験を行った。水理模型の概要を**Fig.73**に示す。本水理模型実験では，幅0.3m，勾配1/100の水路の両岸に幅1.5 m，長さ5.4 mの長方形の氾濫原を設置し，水路下流端の水位を上昇させることで氾濫原に水を越水させた。また，水路下流端から流れ出た水は，一端，下流端に設置された貯水槽に入り，上流側の調整水槽へと循環させた。

氾濫原の勾配は，水路横断方向には水平，水路流下方向は水路勾配と同じ1/100，上流側の調整水槽から氾濫原までの水路の20 mの区間は水平とした。ここで，氾濫原に水路流下方向の勾配をつけたのは，繰り返し実験を行った場合に氾濫域形状の再現性を確保するためである。水路壁の高さは水路底から0.05 mとし，氾濫原の標高は，水路天端から0.02 m下になるよう設定した。なお，水理模型は，氾濫原の上流端より下流部分の水路を耐水ベニヤにペンキ仕上げで製作し，上流部の20mの区間は，透明アクリル製とした。また，氾濫域は基盤を砂で成形した後，表面はモルタルで仕上げ，氾濫域の可視化が容易になるよう0.2 m間隔の格子を描いた。

模型実験では，**Fig.74**に示す，左岸側氾濫原の下流端から1.5 mおよび3.0 m上流側の2点に超音波水位計，氾濫原始点の水路中央部に容量式波高計を設置し，水位変動を計測した。水位計測では，各々の計測器から出力される電圧値を A/D変換器を介して PCに取り込み，記録

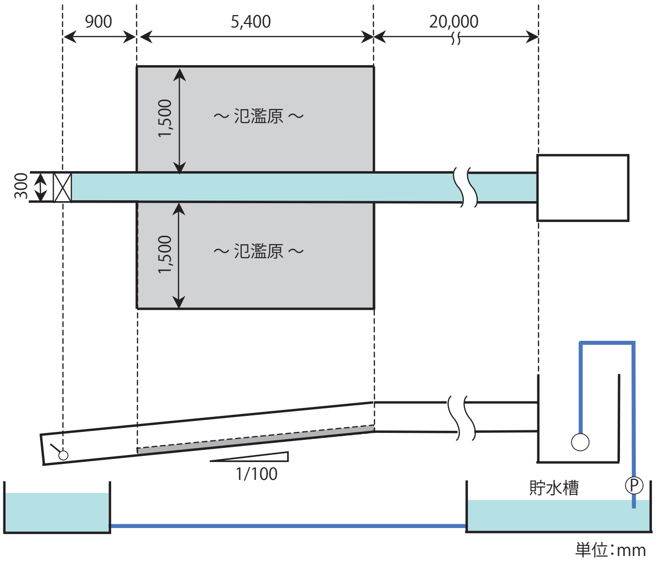


Fig.73 水理模型の概要
Outline of the hydraulic model

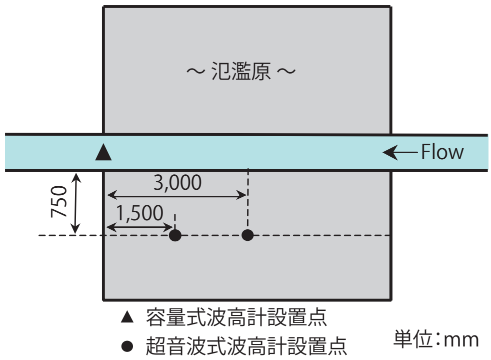


Fig.74 水位計測点位置図
Location of observation points

した。ここで，データのサンプリングレートは20 Hzとした。また，氾濫域を可視化するため，水路から氾濫が始まった際に，氾濫流況に影響を及ぼさない程度の少量のメチレンブルーを投入して氾濫水を着色し，氾濫域の平面形状を上方からデジタルビデオで撮影した。

実験では，あらかじめ三角堰で制御電圧と流量の関係をキャリブレーションしたインバータポンプで0.01 m^3/sの一定量を調整水槽から給水し，氾濫域の始端から0.9m下流地点の水路下流端に設置したフラップ式の水位調節ゲートにより，下流端水位を制御した。

3　河口低平農地における高潮氾濫モデルの構築

a　モデルの概要

本解析では，水路内の流れと氾濫域の流れを解析するため，水路流れを一次元，氾濫域を二次元でモデル化し，両者を統合したモデル（桐ら，2004）を使用する。一方，一次元不定流モデルを基礎方程式とする水路の流れを解析するモデルにおいて，第Ⅲ章では一次の線要素を用いた同次補間により離散化を行い，質量行列の集中化により付加される人工粘性により計算の安定化を図った。しかし，本章で解析の対象とした水理模型実験では，水路内の流れが射流となり，下流側の水位上昇とともに跳水が発生するため，水路流れの解析には，常射流混在流れを安定して解析できるモデルを用いる必要がある。そこで，本章では，水路の流れの解析においても混合補間を適用し，気泡関数要素を線形化した擬似気泡関数要素（Mewis and Holz, 1993）を用いた。なお、擬似気泡関数要素を用いた混合補間による有限要素解析でも一定条件下では流線上流化法を適用したのと等価になることが分かっており，文屋・吉村（2006）により東京湾の潮流解析においてKawahara and Kashiyama（1984）のモデルとの比較が行われている。しかし，混合補間を用いた場合でも，常射流混在流れのように不連続が発生する現象を安定に解析することは保証されない。このため，数値的不安定を生じやすい移流成分を容易に計算でき，数値拡散を防ぐことができるという特徴をもつCIP法（Yabe et al., 1990）を適用した。

b　水路の流れの基礎方程式

水路の流れの解析に用いる基礎方程式は式(79)，(80)で表される。

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\{(h+\zeta)U\} = q \tag{79}$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U\frac{\partial U}{\partial x} + g\frac{\partial \zeta}{\partial x} + f_b U|U| = 0 \tag{80}$$

ここで，U：水路流下方向の流速(m/s)，ζ：静水面からの水位偏差(m)，h：水底から静水面までの水深(m)，q：横流入量(m^2/m)，g：重力加速度 (m/s^2)，f_b：底面摩擦項，である。

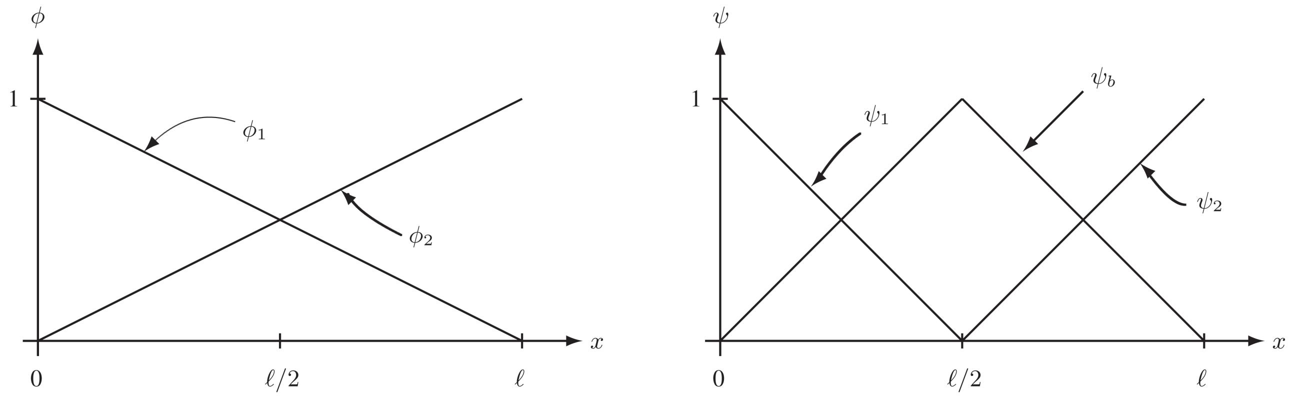
運動方程式(80)にCIP法を適用するため，式(81)，式(82)のように非移流成フェーズと移流フェーズに分離した。

$$\text{非移流フェーズ：}\quad \frac{\widetilde{U} - U^n}{\Delta t} = -g\frac{\partial \zeta}{\partial x} - f_b U^n|U^n| \tag{81}$$

$$\text{移流フェーズ：}\quad \frac{U^{n+1} - \widetilde{U}}{\Delta t} + \widetilde{U}\frac{\partial \widetilde{U}}{\partial x} = 0 \tag{82}$$

ここで，$\widetilde{U}$は，非移流フェーズによる流速の予測値を示し，U^nおよびU^{n+1}は，それぞれ，n時刻における流速値および移流フェーズにより修正された次時刻ステップにおける流速値である。

c　擬似気泡関数要素による定式化



(a)水　位　　(b)流　速

Fig.75 擬似気泡関数を適用した水路の流れの解析に用いた形状関数
The shape function applied a quasi-bubble function which used for the channel flow simulation

連続式(79)と式(81)の運動方程式の非移流フェーズに対し，擬似気泡関数要素を用いた混合補間を適用する。

有限要素定式化で用いられる水位および流速の形状関数は，線要素の長さを ℓ とすれば，それぞれ式(83)，(84)で表される。ここで，下付添え字のうち，数字が節点番号, 記号”b”が擬似気泡点における形状関数を示す。

$$\begin{aligned}\phi_1 &= 1 - \frac{x}{\ell}, \\ \phi_2 &= \frac{x}{\ell}.\end{aligned} \quad (0 \le x \le \ell) \tag{83}$$

$$\psi_1 = \begin{cases} 1 - \dfrac{2x}{\ell} \\ 0 \end{cases}$$
$$\psi_2 = \begin{cases} 0 \\ \dfrac{2x}{\ell} - 1 \end{cases} \qquad \left(\begin{array}{l} 0 \le x \le \dfrac{\ell}{2} \\ \dfrac{\ell}{2} < x \le \ell \end{array} \right) \tag{84}$$
$$\psi_b = \begin{cases} \dfrac{2x}{\ell} \\ 2 - \dfrac{2x}{\ell} \end{cases}$$

式(83)，(84)で与えられる形状関数を**Fig.75**に示す。

d　CIP法の適用

CIP法は，擬似スプライン関数で表現される流速分布をもとに，流速が$\Delta x = -u\Delta t$だけ離れた地点から移流したとする。要素内の流速分布は，通常のCIP法では三次関数で近似されるが，本モデルでは，各要素の両端の節点に加えて擬似気泡点での値が得られるため，五次関数で補間される。節点1と節点2の間の流速分布が式(85)で表されるとき，節点および擬似気泡点での境界条件式(86)および(87)を考慮して得られる係数a_iは**Table 19**となる。

$$u(x) = \sum_{i=1}^{6} a_i x^{6-i} \tag{85}$$

$$\begin{cases} u(0) = u_1 \\ u(\ell/2) = u_b \\ u(\ell) = u_2 \end{cases} \tag{86}$$

$$\begin{cases} u_x(0) = u_{1x} \\ u_x(\ell/2) = u_{bx} \\ u_x(\ell) = u_{2x} \end{cases} \tag{87}$$

本モデルでは，運動方程式の非移流フェーズを予測子修正子法による二次精度の陽解法，連続式を陰解法により解析した後，移流フェーズの計算を行った。

Table 19 CIP補間関数の係数一覧
List of parameters used for the interpolate function in CIP

係数	式
a_1	$\dfrac{4u_{1x}+16u_{bx}+4u_{2x}}{\ell^4}+\dfrac{24u_1-24u_2}{\ell^5}$
a_2	$-\dfrac{12u_{1x}+40u_{bx}+8u_{2x}}{\ell^3}+\dfrac{-68u_1+16u_b+52u_2}{\ell^4}$
a_3	$\dfrac{13u_{1x}+32u_{bx}+5u_{2x}}{\ell^2}+\dfrac{66u_1-32u_b-34u_2}{\ell^3}$
a_4	$-\dfrac{6u_{1x}+8u_{bx}+u_{2x}}{\ell}+\dfrac{-23u_1+16u_b+7u_2}{\ell^2}$
a_5	u_{1x}
a_6	u_1

e　水路の流れ解析モデルの検証

CIP法を導入して構築した水路の流れ解析モデルにより，常射流混在流れが安定に解析できるかを検証するため，ダム崩壊流れの解析を行った。ダム崩壊問題は，Rieman問題の一種として非圧縮性流体や浅水長波方程式の厳密解が知られており，モデルの検証にしばしば用いられる。

対象としたダム崩壊流れ問題の概要を**Fig.76**に示す。本解析では，長さ1,000 mの水槽の中央に設けられた壁により，上流側が10 m，下流側が1mの水深に保たれた状態から，瞬時に壁を取り除いた後の水の移動を解析した。本ケースでは，ダム崩壊後に生じる段波のフロント部分で射流となる。解析では，CIP法を適用したモデルのほか，CIP法を適用しない擬似気泡関数モデルによる非保存系および保存系の基礎方程式を用いたモデルによる解析結果を厳密解と比較し，CIP法の導入の効果を検証した。なお，本モデルによる解析は，ℓ =10 m，Δt=0.4 s，CIP法を適用しないモデルでは，Δt=0.1 sとしたほか，計算の安定のため人工粘性項を付加した。

ダム崩壊30 s後の水深と流速の分布をそれぞれ**Fig.77**と**Fig.78**に示す。 CIP法を適用しないモデルでは，非保存形のモデルで段波の進行が厳密解よりも遅れるのは，保存則が満たされないためであり(Toro, 2001)，中山ら(1998)で示されている風上差分の計算結果と同様である。また，保存形の基礎方程式による解析結果は，段波の進行は再現できているが，流速の振動に伴い水位が大きくアンダーシュートしている。一方，本モデルの解析結果は，段波のフロントで若干の水深のアンダーシュートが見られるものの，厳密解をよく再現している。

f　氾濫域の流れの解析方法

氾濫域の流れを解析する二次元モデルには，第Ⅴ章で示した式(55)，式(56)および式(57)で表される非保存形の基礎方程式から風による摩擦と Coriolisの力による項を除き，移流項を ALE表記した式とした。これらの操作を行った運動方程式は，式(88)および (89)である。

$$\frac{\partial u}{\partial t}+(u-u_b)\frac{\partial u}{\partial x}+(v-v_b)\frac{\partial u}{\partial y} = -g\frac{\partial \zeta}{\partial x}+F_x-\frac{\tau_{bx}}{\rho_w(h+\zeta)} \tag{88}$$

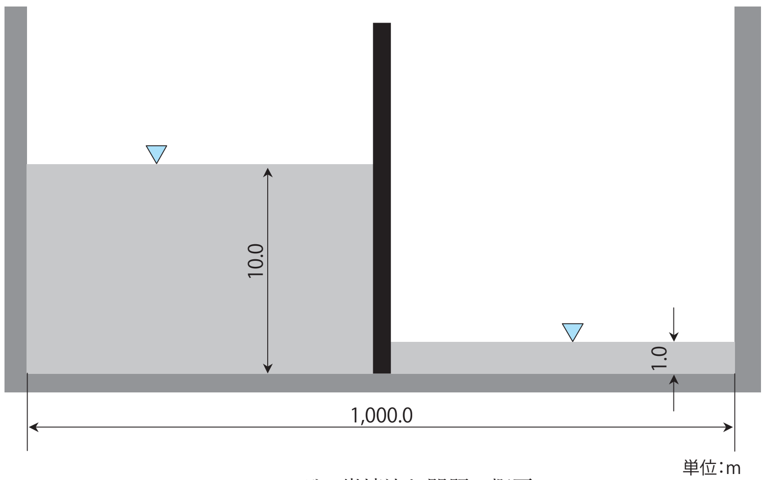


Fig.76 ダム崩壊流れ問題の概要
Outline of dam break simulation

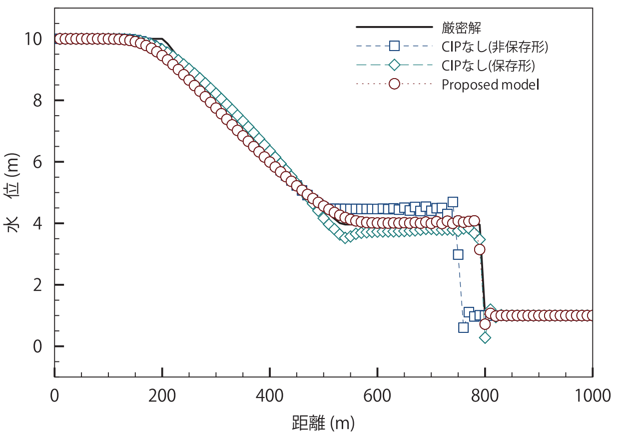


Fig.77 ダム崩壊流れ問題における水深分布の比較
Distribution of water depth in dam break simulation

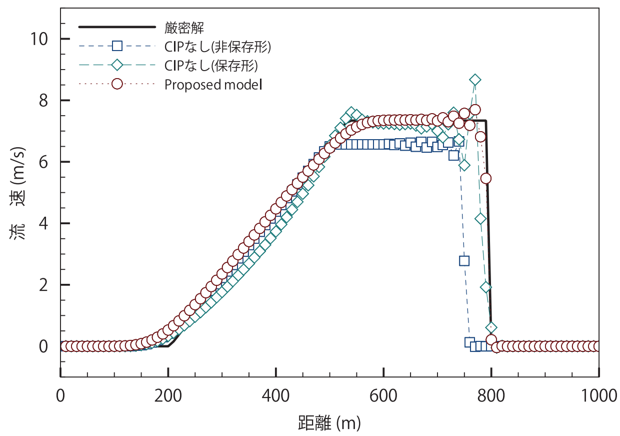


Fig.78 ダム崩壊流れ問題における流速分布の比較
Distribution of velocity in dam break simulation

$$\frac{\partial v}{\partial t}+(u-u_b)\frac{\partial v}{\partial x}+(v-v_b)\frac{\partial v}{\partial y} = -g\frac{\partial \zeta}{\partial y}+F_y-\frac{\tau_{by}}{\rho_w(h+\zeta)} \tag{89}$$

ここで，u_b，v_bは，それぞれ，節点のx，y方向の移動速度を示し，水際線とともに移動する境界節点でのみ値をもち，それ以外の節点では0 m/sである。

なお，本モデルにおける粘性項F_x，F_yは，水平渦動粘性係数A_hの空間分布を考慮して，式(58)および(59)のとおりとし，A_hは，第Ⅴ章で示したモデルと同様にSmagorinskyの経験式で評価した。以上の基礎方程式に対し，空間方向には気泡関数要素を用いた混合補間による有限要素法，時間方向にはPCMを用いて離散化した。

なお，PCMによる解析において，質量行列を集中化することで計算時間の短縮を図ったが，集中化による解析結果への影響を少なくするため，マルチパスアルゴリズム（Donea et al., 1984）を用い，3回反復計算をした。

4　水路から氾濫する流れの解析

a　解析メッシュと解析条件

水路から氾濫する流れの解析に用いた有限要素分割図を**Fig.79**に示す。**Fig.79**において，左側が上流部を示し，左右対称の要素分割とした。水路両側の氾濫原は，それぞれが節点数3,379，要素数6,480の三角形要素で分割されている。中央部の直線で描かれているのが水路をモデル化した線要素を示し，節点数127，要素数126であり，模型で水位調節用ゲートが設置されている，氾濫原下流端から下流側900 mm地点までを再現した。**Fig.79**では，理解を助けるため線要素と三角形要素を離して表示しているが，実際は両者は接している。なお，要素の間隔は0.05 mとした。

解析では，あらかじめ計算しておいた等流水深と流速を水路要素を構成する節点の初期値とした。ここで，得られた等流水深と下流端ゲートを開放した状態の水位の計測値から水路の粗度係数nを推定した。また，水路の上流端の水位は固定し，下流端の水位を上昇させることで模型実験における下流端ゲートの操作を再現した。

解析に用いたパラメータを**Table 20**に示す。解析では，水路の流れの解析に使用したCIP法の特性により，Δtを小さくしすぎると流速のプロファイルを補間する際にオーバーシュートやアンダーシュートが発生し，再現性の低下を招く。一方，氾濫域では，水路からあふれた水が氾濫原に流れ込む際に波が発生し，全体の流況を不安定にさせるため，Δtを小さめにとる必要がある。このため，水路と氾濫域の解析では，異なるΔtを採用し，氾濫域の解析を複数ステップ計算した結果をもとに水路の計算を行うこととした。

b　水路の流れの解析結果

水路の流れを解析するモデルの再現性を確認するため，氾濫が始まる前の水路内の水位を模型実験の結果と比較したのが**Fig.80**である。ここで，水位の実験結果が跳水後，大きな水面の動揺が下流に伝播しているのは，波状跳水が発生しているためである。一方，解析結果の水位は，跳水前後の共役水深の関係をよく表している。また，**Fig.80**で水位の結果と併せて表示したフルード数から跳水前のフルード数が1.6程度であることが確認でき，解析対象の流れが波状跳水の領域（1 < Fr < 1.7）にあると判

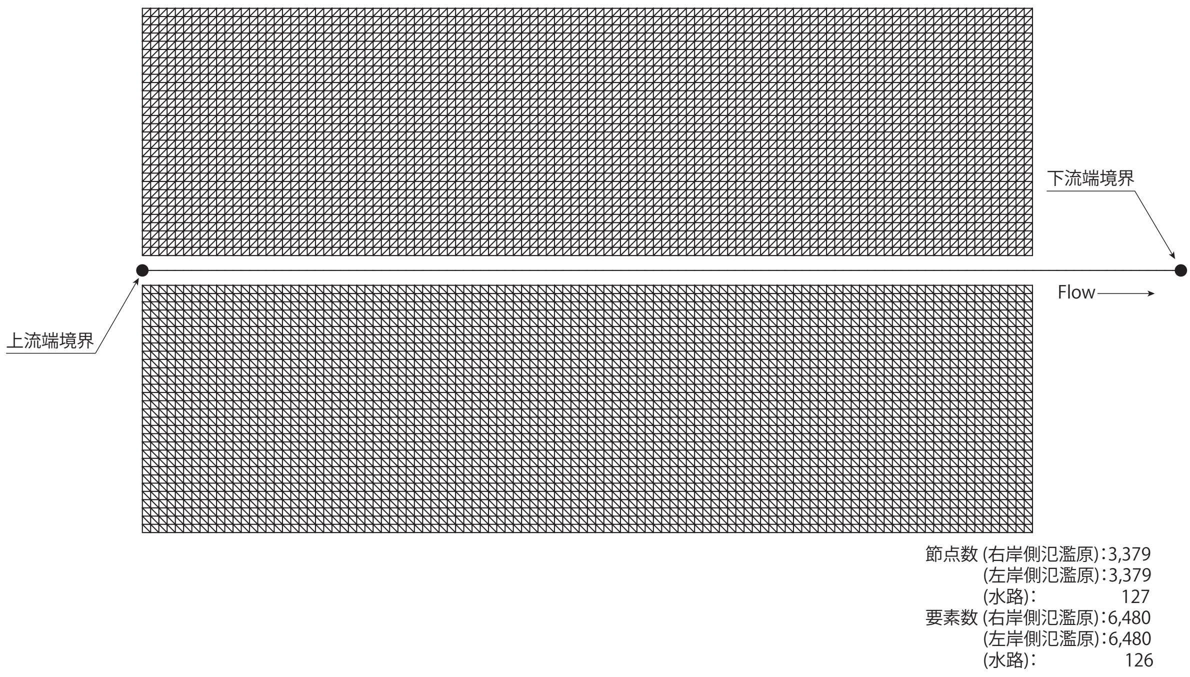


Fig.79 水路から氾濫する流れの解析に用いた有限要素分割
Finite element mesh used for the channel flood simulation

Table 20 水路から氾濫する流れの計算条件一覧
List of parameters used for the channel flood simulation

項　目	値
粗度係数 (n)（水路，氾濫域とも）	0.010
Smagorinsky の経験式における係数 C	1.1×10^{-5}
時間の増分 (Δt)	水路：0.012 s，氾濫域：0.001 s
最低水深	0.0001 m
アスペクト比の最小値 (ϵ_1)	0.2
アスペクト比の最大値 (ϵ_2)	5.0
初期節点位置との許容誤差 (L_{lim})	3.5

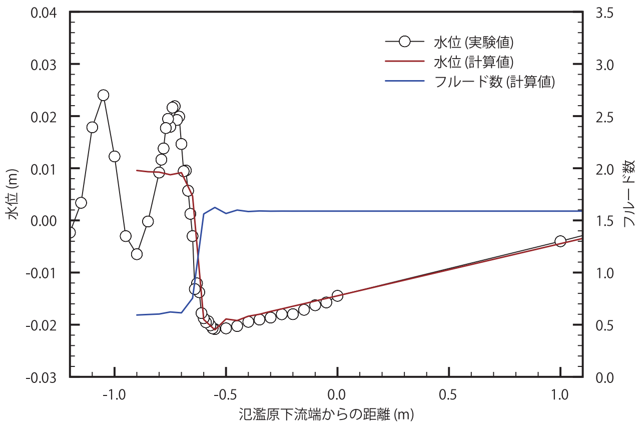


Fig.80 水路内の水位およびフルード数の分布
Distribution of water level and Frude's number

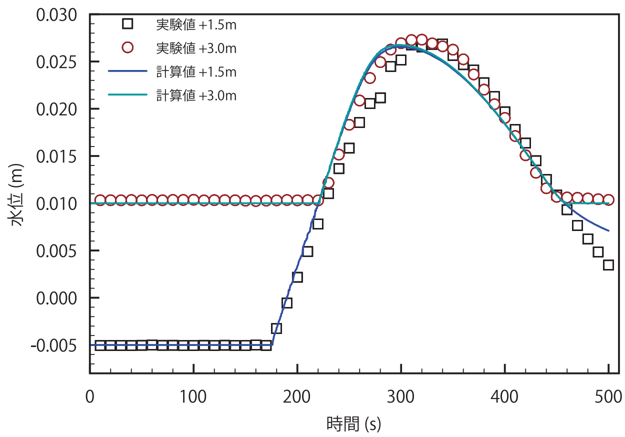


Fig.81 氾濫原における水位変化の比較
Time series of water level in the flood area

断できる。波状跳水の数値解析には，鉛直方向の加速度成分を考慮したBoussinesq方程式を基礎方程式とする必要があり，本研究で使用した基礎方程式系ではモデル上の限界があり，再現できない。しかし，水理模型実験で観測された波状跳水による水面変動の平均が解析結果とほぼ等しいこと，モデル上では，水路と氾濫域の水の出入りが複数ステップの平均値となること，を考慮し，水路の流れの解析結果を妥当であると判断した。

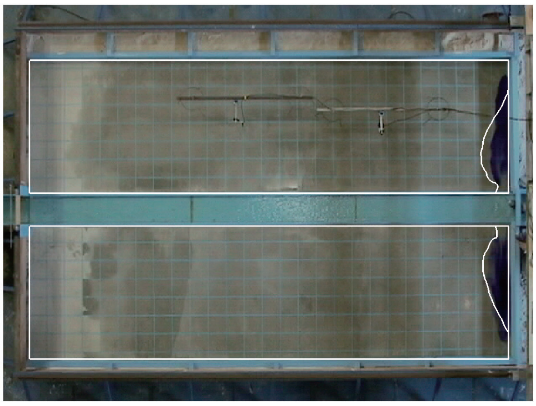
c　氾濫域の解析結果

氾濫域下流端から上流側+1.5 mおよび+3.0 m地点における水位の時間変化を実験値と比較したのが**Fig.81**である。解析では，水路の左右岸の氾濫域で同様の水位変化が見られたため，**Fig.81**では，水路右岸側の氾濫原の結果だけを示した。実験値は，測定値を1sで移動平均したものを10 s間隔でプロットした。+1.5 m地点における実験値が230 ～ 300 sの間に+3.0 m地点の実験値と比較してやや低くなっているのは，水位上昇時に水路から溢れた水が氾濫域に流入する際に波を生じるためである。本モデルの解析結果は，+1.5 m，+3.0 m地点とも水位の立ち上がりが実験値と一致しており，氾濫水の到達が正確にとらえられているといえる。

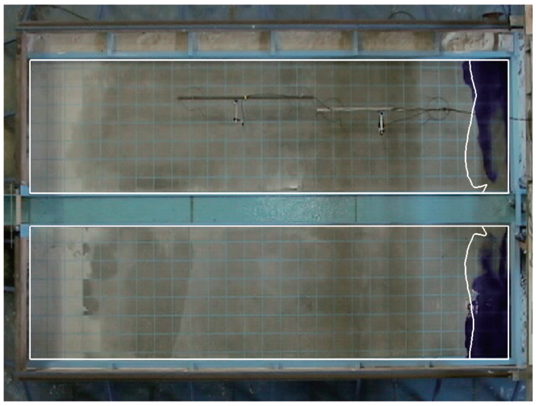
一方，水理模型の上方から撮影したビデオ映像と数値解析による水際線の位置を重ねて比較したのが**Fig.82**である。**Fig.82(b)**に示す，時刻44 sまでは，左右両岸に配置された氾濫域の形状が等しいが，それ以降は，対象な氾濫域形状にはなっていない。これは，水際線の変化とともに要素の交換が進むにつれ，左右両岸で次第に要素配置が異なってくるため生じる。要素配置が異なる原因は，水際線が変化し，歪んだ要素が発生すると水際線に接する2つの境界節点が発生するが，どちらの境界節点をもとに境界節点の交換の操作を行うかを明確に定めることができないため，左右両岸で異なる交換ルールをもとに境界節点の交換が行われることによる。これは，第Ⅳ章で示した要素移動アルゴリズムが任意に配置された要素を対象に分類分けを行うよう定めたため生じる現象であり，規則的に配置された要素に適用する場合の本アルゴリズムの限界である。なお，本解析では，左右両岸の氾濫域形状が等しい時間において，両岸の解析結果を比較し，流速および水位とも対称な解析結果が得られることを確認している。

以上のようなモデル上の限界は見られるものの，提案したモデルでは，水路を越流した氾濫水が氾濫原下流端の壁に沿って水路横断方向に進み，水路の対岸の壁に到達した後に大きな三角形の氾濫域を形成していく状況がよく再現されている。

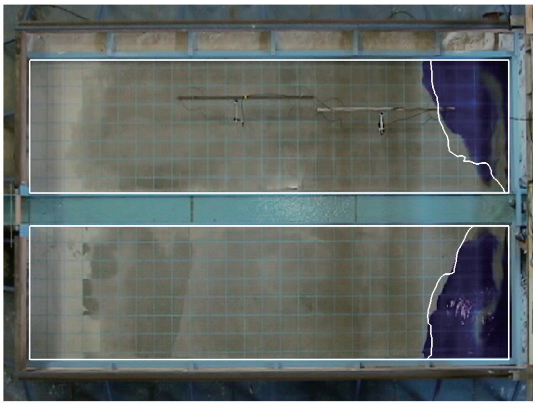
一方，本章で提案する河口低平農地における高潮氾濫モデルに導入した，水際線上の節点のみを移動する移動境界手法の有効性を評価するため，Euler型の移動境界手法を適用した解析を行い，水理模型実験の結果を比較した。ここで，Euler型の移動境界手法には，Kawahara and



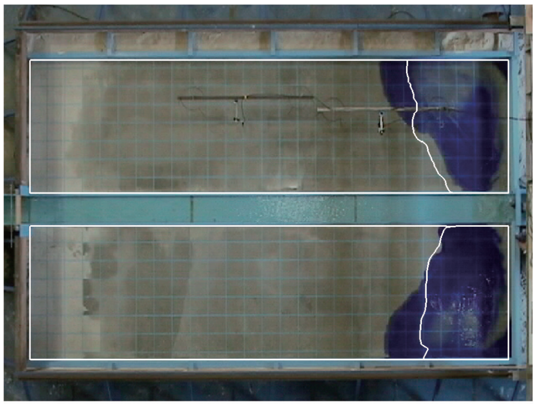
(a) t = 34 s



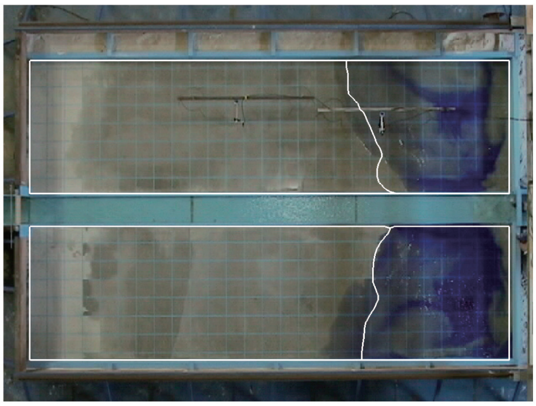
(b) t = 44 s



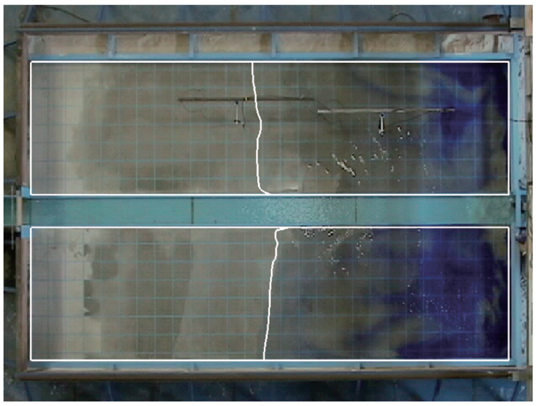
(c) t = 54 s



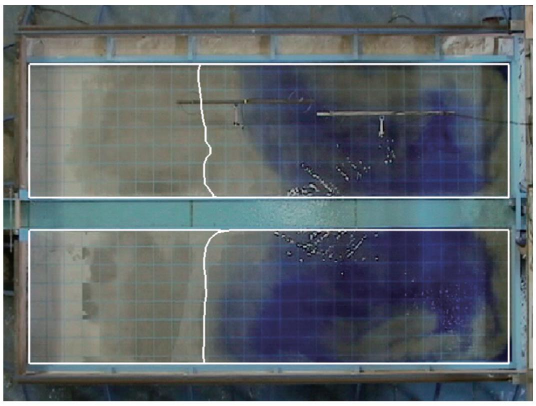
(d) t =1m 04 s



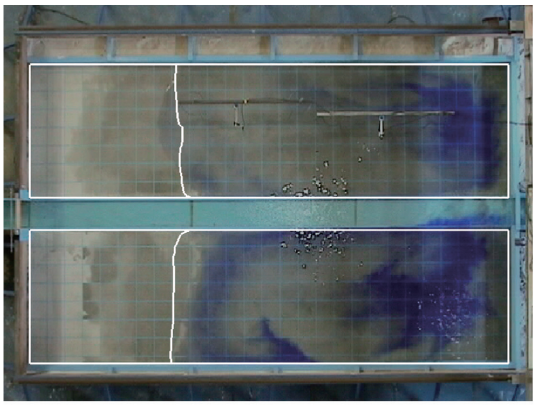
(e) t =1m24s



(f) t =1m 44 s

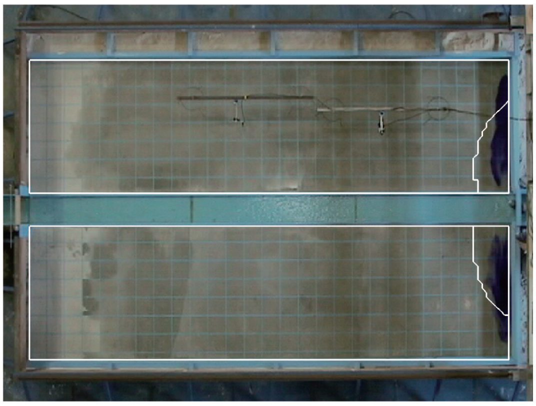


(g) t =2m04s

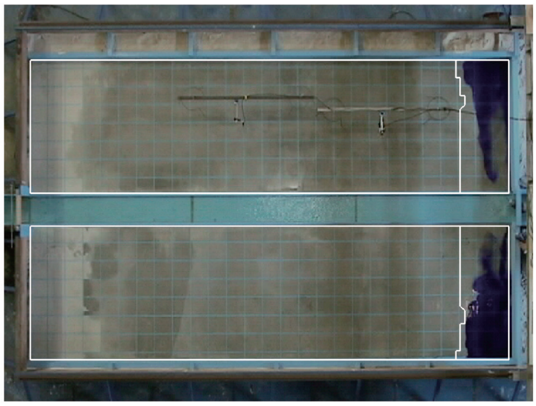


(h) t =2m 24 s

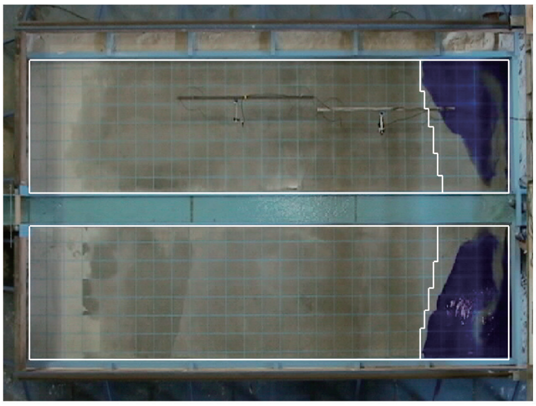
Fig.82 水理模型実験と数値解析による水際線の比較（提案モデル）
Comparison of shorelines (Proposed model)



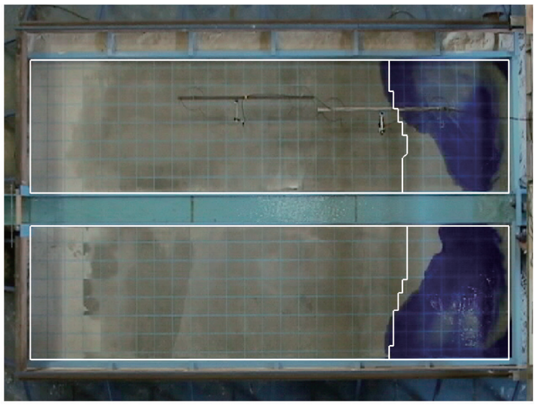
(a) t = 34 s



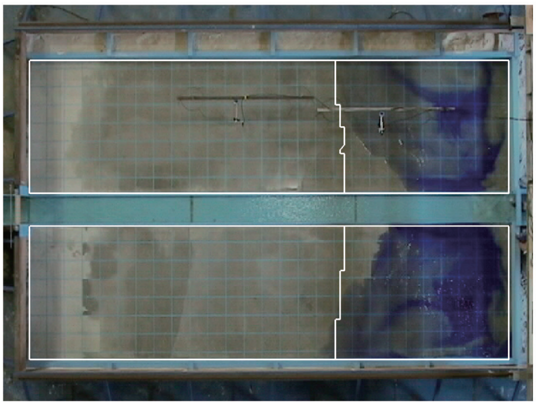
(b) t = 44 s



(c) t = 54 s

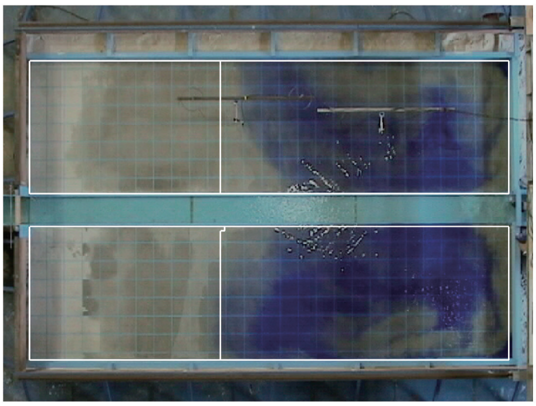


(d) t =1m 04 s

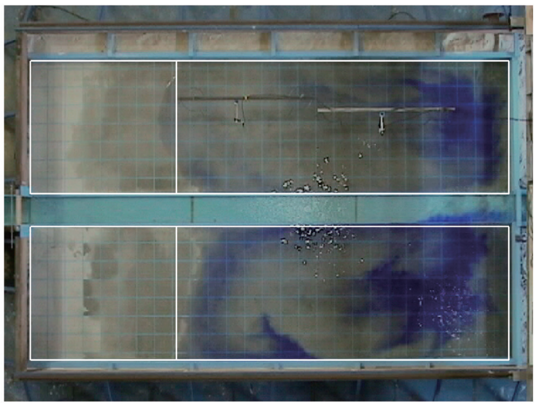


(e) t =1m24s

(f) t =1m 44 s



(g) t =2m04s



(h) t =2m 24 s

Fig.83 水理模型実験と数値解析による水際線の比較(Euler型モデル)
Comparison of shorelines (Euler type model)

Umetsu(1986)の手法に内山(2004)による二段階の水位判定による水陸判定基準を適用したものを使用した。また，節点の移動速度u_bおよびv_bをともに0とした以外は，基礎方程式および計算方法とも提案したモデルと同様とした。

Euler型の移動境界手法を用いた解析結果と水理模型実験の水際線を比較したのが**Fig.83**である。Euler型の移動境界手法を採用したモデルでは，**Fig.83(a)**に示すように，氾濫開始直後から氾濫水が水路上流方向にも拡大し，氾濫域の水路壁に接する面の水際線が水底標高が水位に等しくなる位置に達している。水理模型実験の様子を観察したところ，水路から越流した氾濫水は，水路横断方向にのみ進行し，水路上流方向への流速成分はほとんど見られなかった。このように，Euler型の移動境界手法により計算された氾濫過程が水理模型実験の結果と異なるのは，Euler型の移動境界手法における氾濫域の変動が氾濫水の流速ではなく，水位の伝播に支配されているためである。すなわち，Euler型の移動境界手法では，各節点における水位と地盤標高の関係のみによって水域と陸域が判定され，氾濫域の拡大が水位と地盤標高が逆転する地点まで止まらないためである。

一方，t=44s以降の氾濫域の形状では，氾濫地点の上流部にある死水域をほとんど再現しておらず，地盤の等高線に近い氾濫域形状となっている。以上のように，Euler型の移動境界手法を用いたモデルでは，氾濫域の評価が地盤標高データの精度に大きく依存し，地盤標高データが十分に得られない場合は，氾濫域を過大評価することがわかる。

5　まとめ

本章では，第Ⅲ章から第Ⅴ章において構築，検証してきた各モデルを統合し，河口低平農地における高潮氾濫モデルを提案した。また，水路から氾濫する流れの水理模型実験を再現するにあたって，擬似気泡関数要素にCIP法を適用した水路の流れの解析手法を構築して，ダム崩壊流れの解析解と比較により，常射流混在流れを安定に解析できることを確認した。擬似気泡関数要素は，潮流解析に対しては，文屋・吉村(2006)によりKawahara and Kashiyama (1984)のモデルとの比較が行われ，安定した解析ができることが示されている。しかし，水利施設周辺など局所的に生じる射流のような不連続性の高い水理現象を解析するには，さらなる解析上の工夫が必要であることがダム崩壊流れの解析結果から示された。本章で適用したCIP法では，非保存形の方程式系でありながら，段波の進行をよく再現できた。本モデルは，高潮や洪水時のように水路系で激しい水理現象が生じる場合でも安定した解析ができるため，水利施設を含む水路系への適用が期待される。

一方，水理模型実験の再現計算では，提案した氾濫モデルが氾濫水の到達速度や氾濫域形状などを再現できることが確認された。実際の高潮や洪水に伴う氾濫域の時間変化は，密に観測することが困難なため，本研究では，提案した高潮氾濫モデルの現地検証には至らなかったが，今後の災害衛星や水位計測網の整備などの進歩を期待し，本モデルを用いた災害予測を実用化していきたい。

Ⅶ　結　論

地理情報解析技術の発展に伴い，災害予測の数値シミュレーション結果に対してもより高い氾濫域の再現性と施設計画への適用といった汎用性が求められるなど，解析結果を活用するユーザーのニーズが高まっている。また，IPCCを中心に将来の影響が取りまとめられている気候変動の影響のうち，海面上昇と台風勢力の増強は，沿岸部に位置する河口低平農地における高潮氾濫災害を助長するものとして，その影響の度合いを早急に評価することが求められている。しかし，現状の氾濫解析モデルは，対象領域を直交格子でモデル化する差分法によるものが中心であり，任意に配置された圃場や農業用排水施設系をモデルに取り込むには限界があった。このため，氾濫解析の結果から氾濫災害時における農業用排水施設群の機能を適切に評価できるものではなかった。そこで，本論文では，将来の気候変動による影響が早期に発現する河口低平農地を対象として，任意形状の解析領域のモデル化が容易な非構造格子型の解析手法である有限要素法による高潮に伴う氾濫域を予測するための数値解析モデルを提案した。

第Ⅰ章では，上述した研究の背景と目的を述べるとともに，既往の研究成果のレビューを行った。気候変動に伴う高潮危険度の評価および浅水長派流れ解析と移動境界手法をベースとする氾濫解析技術に関する研究を総括した結果を踏まえて，以下の2課題を設定した。

- 河口低平農地の氾濫現象をよく再現できるモデルを構築すること。
- 氾濫解析の根幹部分である浅水長波流れの解析モデルの再現性を向上させ，安定した高潮氾濫解析手法を構築すること。

これらの課題に対し，第Ⅱ章では，1990年以降に発生した3件の高潮災害の事例を分析し，

- 河口低平農地が大規模に被災するケースが各地で発生している，
- 現状の設計諸元を超える規模の高潮が来襲している，
- 前浜を含めた海岸管理の状況により，災害の危険性が増大している場合がある，

ことを明らかにした。

また，河口低平農地における高潮の氾濫が海岸堤防のみから生じているのではなく，小河川などを遡上した高潮が天端高が低い上流部の河川堤防から越水することを示した。これにより，水路網が整備されている河口低平農地における高潮氾濫モデルでは，水路を含む小河川を

解析に取り込むことの重要性を指摘した。

一方，気候変動により台風勢力が増強した場合の河口低平農地の高潮災害の危険性の検証では，九州近海を通過する2つのモデル台風を作成し，台風勢力が変化した場合の有明海における高潮潮位偏差の増加量を検証した結果，有明海湾奥部では，IPCCの第4次評価報告書で報告されている海面上昇の最良推定値と同程度の0.55 mの高潮潮位偏差の増加が生じることを明らかにした。これは，台風規模の変化による潮位偏差の増加が海面上昇量にほぼ匹敵するものになることを示し，沿岸域における気候変動対策には海面上昇と同様に台風の変化を考慮する必要性を示した。

第Ⅲ章では，第Ⅱ章で指摘した河口低平農地の氾濫現象において重要な役割を果たす小河川等を氾濫解析モデルに取り込むため，氾濫域を二次元，水路，堤防および道路を一次元でモデル化した有限要素モデルを提案し，モデル圃場を対象に提案したモデルの検証を行うとともに，数値解析例として台風9918号による高潮の際の農地の浸水過程を再現した。

第Ⅲ章で提案したモデルは，水路を一次元，氾濫域を二次元で解析を行うことに加え，水路，道路および堤防で区切られた領域でブロック分割を行い，ブロック毎に計算を行うことにある。ここで，各ブロックの周境界を有限要素定式化の際に付加される自然境界条件とすることにより，越水が生じないような地盤標高の高い道路などは，線要素として与える必要は無く，取り扱いが容易なモデルとすることができたのは，有限要素法を導入した一つの効果である。

台風9918号で発生した八代海における高潮災害の再現計算の結果，河川堤防からの越水による海水の浸入が高潮の被害を大きくしたという現象を定性的に捉えることができた。しかし，その氾濫域を衛星画像の分析による高潮氾濫被害想定域と比較したところ，一部で氾濫被害を過大評価している傾向が見られた。これは，氾濫解析に用いた地盤標高データの精度不足が原因であるが，提案したモデルにおける氾濫域の移動境界の処理に用いたEuler型解法の特性によるものである。氾濫水の排除に必要な排水機場の規模といった排水計画の策定にあたっては，域内の水の流入出量の正確な把握が重要であり，氾濫現象の詳細なモデル化においては，連続性が保持できる移動境界手法が必要である。また，農地は都市域と比べて様々なデータが整備されていない場合が多く，地盤標高や水路・道路の路線

データの整備がモデルの開発とともに重要な課題であることを指摘した。

第Ⅳ章では，第Ⅲ章で指摘された，氾濫解析モデルにおいて連続性が保持できる移動境界手法の重要性に対し，水際線上の境界節点のみが水際線の変動とともに変化する，新たな要素移動アルゴリズムを提案した。開発したアルゴリズムの動作を検証するため，一様勾配と複合勾配の斜面を対象に水位変動とともに変動する水際線近傍の要素の移動をLagrange法と比較した。その結果，一様勾配斜面では，任意に分割された三角形要素において，要素の移動がスムースに行われることを示した。また，複合勾配斜面では，Lagrange法では水際線の移動とともに水底地形が常に変化する一方で，提案したアルゴリズムでは，勾配の変化点を水際線が通過する場合に限られることを示した。第Ⅳ章で提案したアルゴリズムは，水際線上の節点が境界の移動とともに動くため，水際線付近での連続性が満たされるというLagrange法の利点と固定点での水理量を連続的に追うことが可能であるというEuler型解法の利点の両方をもつ。また，Lagrange法のような内部節点を再配置するためのLaplace方程式を解く必要がなく，計算にかかる負荷が小さい。本アルゴリズムでも，Lagrange法と同様に境界節点の交換とともに水際線付近の水底標高に変化が生じる。しかし，水底地形変化点付近の要素を細かく分割することで容易に水底地形の変化量を小さくすることができる。本手法を用いることにより，氾濫域だけでなく，精密な地盤標高を得ることが困難な干潟を有する沿岸域の解析が容易になると期待される。

第Ⅲ章と第Ⅳ章で行った氾濫モデルの再現性を向上させるための取り組みの一方で，高潮氾濫解析のベースになる浅水長波流れ解析における同次補間法による有限要素解析手法には安定性の点で問題があった。この安定性の問題と有限要素解析が有する計算負荷の問題を解消するため，既往の解析モデルでは，集中質量行列と混合質量行列を導入することで人工粘性項を付加してきたが，これが再現性を低下させる原因となっていた。このため，第Ⅴ章では，気泡関数要素を用いた混合補間法による有限要素モデルを構築し，有明海の潮流解析によりモデルの再現性を検証した。その結果，有明海の3箇所の潮位観測点における実測潮位をほぼ再現すること，12箇所の潮流観測点における観測値の主要4分潮の潮流調和定数をほぼ良好に再現することを確認した。気泡関数要素において中心に付加される節点は仮想的なものであり，実際の有限要素分割では考慮する必要がない。このため，本解析モデルは，従来の解析モデルで用いられた要素分割を変更する必要がなく，拡張性が高い。今後は，本モデルの三次元化を図るとともに沿岸域の災害予測へ発展させる必要がある。

第Ⅵ章では，第Ⅲ章から第Ⅴ章において構築，検証してきた各モデルを統合し，河口低平農地における高潮氾濫モデルを提案した。実際の高潮氾濫における氾濫過程については，提案したモデルを評価するのに十分なデータが観測結果が得られないため，水路から氾濫する現象を再現した水理模型実験をもとにモデルの検証を行った。水理模型実験を再現するにあたって，水路内で発生する常射流混在流れを安定に解析するため，水路の流れ解析モデルにおいて，擬似気泡関数要素にCIP法を適用した

解析手法を構築し，ダム崩壊流れの解析解と比較した。擬似気泡関数要素は気泡関数要素を線形化したものであり，文屋・吉村(2006)により東京湾における二次元潮流解析において Kawahara and Kashiyama (1984)のモデルとの比較が行われている。本論文では，擬似気泡関数要素に CIP 法を適用することで，人工粘性項を付加することなく安定に常射流混在流れを解析できることを示した。

一方，水理模型実験の再現計算では，提案した氾濫モデルが氾濫水の到達速度や氾濫域形状などを再現できることが確認された。

本論文では，河口低平農地における高潮災害において，水路網の整備や精度の低い地盤標高データなど，農地特有の状況下でも容易に氾濫域の予測ができる高潮氾濫モデルを提案した。提案した氾濫モデルは，河口低平農地の高潮氾濫被害リスクの評価に向けた地理情報システムの利用を念頭に，単なる氾濫域の評価にとどまらず，被害軽減に必要な排水施設規模の評価ができるよう，高い空間分解能と再現性を目指したものである。

河口低平農地における高潮災害のリスクは，今後，増大することが懸念されており，その対策が求められている。その一方で，近年の経済状態の変化に伴い，減災対策への公共投資の増加も見込めない状況であり，少ない費用で減災効果を発揮しなければならない。そのためには，高潮災害に脆弱な地域の特定と投資の集中，ある程度の災害を許容したリスク管理，に対策のあり方をシフトする必要があると考えられる。これらのいずれにおいても，正確なシミュレーションを元にした減災対策の評価が行われなければならず，より現実に即したシミュレーション技術の開発が求められるところである。

本研究が河口低平農地における高潮の減災の一翼を担うことができれば幸いである。

参考文献

Atkinson, J. H., J. J.Westerink, and J. M. Hervouet (2004) “Similarities between the quasi-bubble and the generalized wave continuity equation solutions to the shallow water equations,” *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, **45**, 689–714, 4.

Bates, P. and M. Anderson (1993) “A2-dimensional finite-element model for river flow inundation,” *Proceedings of the Royal Society of London Series A-Mathematical Physical and Engineering Sciences*, **440**, (1909), 481–491.

Bates, P., A. MG, and H. JM (1995) “Initial comparison of 2-dimensional finite-element codes for river flood simulation,” *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Water Maritime and Energy*, **112** (3), 238–248.

Donea, J. (1983) “Arbitrary Lagrangian-Eulerian finite element methods,” *Computational Methods in Transient Analysis*, **1**, 474–516.

Donea, J., S. Giuliani, H. Laval, and L. Quartapelle (1984) “Time-accurate solution of advection-diffusion problems by finite elements,” *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, **45**, 123–145.

Gopalakrishnan, T. C. (1989) “A moving boundary circulation model for regions with large tidal flats,” *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, **28**, 245–260.

Henderson, A., H. Zhang, G. Berz, K. Emanuel, W. Gray, C. Landsea, G. Holland, J. Lighthill, S.-L. Shieh, P. Webster, and K. McGuffie (1998) “Tropical Cyclones and Global Climate Change: APost-IPCC Assessment,” *Bulletin of the American Meteorological Society*, **79** (1), 19–38.

Heniche, M., Y. Secretan, P. Boudreau, and M. Leclerc (2000) “Atwo-dimensional finite element drying-wetting shallow water model for rivers and estuaries,” *Advances in Water Resources*, **23**, 359–372.

Herrling, B. (1976) “Finite element model for estuaries with inter-tidal flats,” *Coastal Engineering -1976*, 3396–3415.

IPCC (2001) “Climate Change 2001: The Scientific Basis.,” Contribution of Working Group I to the Third Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change.

Kawahara, M., H. Hirano, K. Tsubota, and K. Inagaki (1982) “Selective lumping finite element method for shallow water flow,” *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, **2**, 89–112.

Kawahara, M. and M. Kashiyama (1984) “Selective lumping finite element method for nearshore current,” *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, Vol. 4, pp. 71–97.

Kawahara, M. and T. Umetsu (1986) “Finite element method-for moving boundary problems in river flow,” *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, **6**, 365–386.

Knutson, T. R. and R. E. Tuleya (1999) “Increased hurricane intensitieswith CO2-induced warming as simulated using the GFDL hurricane prediction system,” *Climate Dynamics*, **15**, 503–519.

Lynch, D. R. and W. G. Gray (1980) “Finite element simulation of flow in deforming regions,” *Journal of Computational Physics*, **36**, 135–153.

Mewis, P. and K. P. Holz (1993) “A quasi bubble-function approach for shallow water waves,” in Wang, S. S. Y. ed. *Advances in Hydro-Science and -Engineering*, **1**.

Myers, V. A. and W. Malkin (1961) “Some properties of hurricane wind fields as deduced from trajectories,” U. S. Weather Bureau, National Hurricane Research Project Report 49.

Okamoto, T., M. Kawahara, N. Ioki, and H. Nagaoka (1992) “Two-dimensional wave run-up analysis by selective lumping finite element method,” *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, **14**, 1219–1243.

Okamoto, T. and M. Kawahara (1992) “Two-dimensional sloshing analysis by the arbitrary Lagrangian-Eulerian finite element method," *Proceedings of JSCE*, Vol. No.441/I-18, 39–48.

Richardson, L. F. (1926) "Atmospheric diffusion shown on a distance-neighbour graph," *Proceedings of the Royal Society of London Series A-Mathematical Physical and Engineering Sciences*, **110**, 709–737.

Sasaki, Y. (1970a) "Numerical variational analysis for mulated under the constraints as determined by longwave equations and a low-pass filter," *Monthly Weather Review*, **98**, 884–499.

Sasaki, Y. (1970b) "Some basic formalisms in numerical variational analysis," *Monthly Weather Review*, **98**, 875–883.

Sherman, C. A. (1978) "Amass-consistent model for wind fields over complex terrain," *Journal of Applied Meteorology*, **17** (3), 312–319, 3.

Shuto, N. (1967) "Run-up of long waves on a sloping beach," *Coastal Enginnring in Japan*, **10**, 23–38.

Thompson, E. (1986) "Use of pseudo-concentrations to follow creeping viscous flows furing transient analysis," *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, **6**, 749–761.

Toro, E. F. (2001) *Shock-Capturing Methods for Free-Surface Shallow Flows*: JohnWiley&Sons.

Yabe, T., T. Ishikawa, and Y. Kadota (1990) "A Multidimensional Cubic-Interpolated Pseudoparticle (CIP) Method without Time Splitting Technique for Hyperbolic Equations," *Journal of The Physical Society of Japan*, Vol. 59, **7**, 2301–2304, July.

浅野敏之・瀬戸口喜祥（1995）：狭小水路と氾濫原で構成されるマングローブ感潮入り江の流動特性，海岸工学論文集，42，401–405.

石川忠晴・工藤健太郎・中村恭志・苅籠泰彦（2003）：CIP法とFEMの組み合わせによる遡上波の新計算法に関する基礎的検討，海岸工学論文集，50，136–140.10月.

井上和也・川池健司・林　秀樹（1999a）：都市域における氾濫解析モデルに関する研究，水工学論文集，43，533–538.

井上和也・川池健司・戸田圭一（1999b）：非構造格子による氾濫解析モデル，京都大学防災研究所年報，339–353.

岩垣雄一（1996）最新海岸工学，pp.81–83.森北出版.

岩佐義朗・井上和也・水鳥雅文（1970）：氾濫水の水理の数値解法，京都大学防災研究所年報，305–317.

鵜飼　修（1990）：VOF法を利用したFEMによる自由表面流解析法，日本機械学会論文集，（B編），90-0027A，3248–3256.

内山雄介（2004）：海底面の力学過程を考慮した冠水・干出スキームの開発と三次元σ座標海洋流動モデルへの適用，海岸工学論文集，51，351–355.

梅津　剛・川原睦人（1988）：水域変化による干潟の形成を考慮したLagoon内流の数値シミュレーション，第2回数値流体力学シンポジウム講演論文集，195–198.

川池健司・井上和也・戸田圭一（2000）：非構造格子の都市氾濫解析への適用，水工学論文集，44，461–466.

川池健司・井上和也・戸田圭一・野口正人（2003）：寝屋川流域を対象とした氾濫解析モデルの高度化，水工学論文集，47，919–924.

河合弘泰・橋本典明・松浦邦明（2006）：確率台風モデルを用いた地球温暖化後の瀬戸内海における高潮出現確率分布の推定，海岸工学論文集，53，1271–1275.

河合弘泰・橋本典明・松浦邦明（2007）：確率台風モデルを用いた内湾の高潮の極値と継続時間の推定，海岸工学論文集，54，301–305.

河合弘泰・川口浩二（2009）：内湾の高潮推算への台風ボーガスと局地気象モデルの適用性，港湾空港研究所報告3，43–86.

気象庁（1999）：最低海面気圧，最大風速，最大瞬間風速観測表（平成11年9月21日～9月25日）．http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/data/bosai/report/1999/19990921/19990921 b2.html.

気象庁（2002）潮汐観測，7，5.

桐　博英・久保田富次郎・登坂宣好・丹治　肇・中矢哲郎（2004）：有限要素法による小水路を考慮した農地氾濫モデル，応用力学論文集，7（1），423–430.

桐　博英・白谷栄作・高橋紀之・丹治　肇・中田喜三郎（2007）：水理模型実験による諫早湾干拓潮受け堤防の影響の評価，海岸工学論文集，54，386–390.

久保田富次郎・大場和彦・山田正雄（2002）：台風9918号による干拓地の高潮災害と作付への影響，農業土木学会誌，70（5），49–52.

国土交通省（2002a）：地球温暖化に関する基礎調査　－気候シナリオの検討－，報告書.

国土交通省（2002b）：地球温暖化に伴う海面上昇に対する国土保全研究会，報告書.

児玉真史・松永信博・水田健太郎・徳永貴久（2001）：干潟における水質の時空間変動，水工学論文集，45，1039–1044.

小松利光・矢野真一郎・齋田倫範・松永信博・鵜崎賢一・徳永貴久・押川英夫・濱田孝治・橋本彰博・武田　誠・朝位孝二・大串浩一郎・多田彰秀・西田修三・千葉　賢・中村武弘・堤　裕昭・西ノ首英之（2004）：北部有明海における流動・成層構造の大規模現地観測，海岸工学論文集，51，341–345.

後藤智明・柴木秀之（1993）：陸上地形の影響を考慮した海上風推算，港湾空港研究所報告3，65–97.

柴木秀之・後藤智明（1992）：内湾海上風の地形依存性について，海岸工学論文集，39，141–145.

柴木秀之・後藤智明（1993）：陸上地形の影響を考慮した内湾海上風の推算モデル，海岸工学論文集，40，166–

170.
高梨和光・清川哲志（1984）：浅海長波方程式の有限要素法解析における問題点とその解決法，海岸工学講演会論文集，31，118–122.
高橋　保・中川　一・筧　崇弘（1988）：排水路網を考慮した洪水氾濫解析，京都大学防災研究所年報，617–632.
高橋典明・河合弘泰・松浦邦明（2005）：地球温暖化を考慮した将来の台風特性の解析と確率台風モデルへの導入，海岸工学論文集，52，1221–1225.
滝川　清・山田文彦・原田浩幸・北園芳人・中島和弘（1988）：有明海沿岸域における干潟の浄化機能と環境特性に関する研究，海岸工学論文集，45，991–995.
滝川　清（2000）：台風9918号による不知火海岸高潮災害　その残したもの，土木学会誌，85 (3)，41–45.
武田　誠・松尾直規・中嶋大次郎（2003）：非構造格子を用いた氾濫解析に関する一考察，水工学論文集，47，895–900.
谷口健男（1992）FEMのための要素自動分割，森北出版.
丹治　肇・桐　博英・中矢哲郎（2007）：連続被災した福島県北海老海岸の緊急対策と評価，海岸工学論文集，54，1411–1415.
戸田圭一・井上和也・村瀬　賢・市村　温・横尾英男（2000）：豪雨による京都市域の氾濫解析，水工学論文集，44，479–484.
内閣府（2010）：平成22年版防災白書．http://www.bosai.go.jp/hakusho/h22/index.
中山恵介・佐藤圭洋・堀川康志（1998）：CIP法を用いた浅水流方程式の数値計算手法の開発，水工学論文集，42，1159–1164.
二瓶泰雄・佐藤慶太・青木康哲・西村　司・灘岡和夫（2002）：ネスティング計算法を用いた吹通川マングローブ水域における高解像度流動シミュレーション，海岸工学論文集，49，416–420.
農林水産省・経済産業省・国土交通省・環境省（2003）：平成14年度国土総合開発事業調整費有明海海域環境調査報告書.
野村卓史・西村　拓（1992）：ALE有限要素流れ解析のためのメッシュ変形パターン生成法，土木学会論文集，No.455/I-21，65–74.
早川誠而・張　継権・山口晴彦・鈴木賢士・林　泰一・小野本　敏（2001）：1999年台風18号による西日本の農業被害，農業気象，57，1，61–67.
文屋信太郎・吉村　忍（2006）：Quasibubble-function要素を用いた混合型有限要素法による潮流計算，日本計算工学会論文集，2006年号，20060032，1–10.
細山田得三・早川典生・加納裕美・酒井彩美（2002）：微細な地形標高を考慮した都市型中小河川の氾濫数値計算，水工学論文集，46，253–258.
本多忠夫・光易　恒（1980）：水面に及ぼす風の作用に関する実験的研究，海岸工学講演会論文集，27，90–93.
安田誠宏・安藤　圭・森　信人・間瀬　肇（2009）：地球温暖化予測に基づく将来台風変化予測とその確率モデリング，土木学会論文集，B2-65，1，1281–1285.
安田浩保・白土正実・後藤智明・山田　正（2001）：高速演算性と精緻性を有する浸水域予測計算システムの開発，水工学論文集，45，889–894.
山下隆男・中川勇樹（2001）：白波砕波せん断応力を考慮した波浪・高潮混合モデルによる台風9918号による八代海の高潮の再現，海岸工学論文集，48，291–295.
山田文彦・滝川　清・永野良祐（2000）：台風9918号による不知火町松合地区高潮氾濫の被害特性とその数値解析，海岸工学論文集，47，301–305.
吉村　純（2002）：地球温暖化に伴う台風の発生数と強度の変化，自然災害科学，21，2，104–108.

Study for Developing a Storm Surge Flood Model in Coastal Farmland

KIRI Hirohide

Summary

The development of geographic information analysis has increased user's needs for flood simulation. However, flood simulation requiresa detailed representation of the flooding area or adaptation to the design of facilities. It is necessary to evaluate the influence of a rise in sea level and stronger typhoons, which are thought to be caused by climate change, because these will cause more storm surge disasters in coastal farmland. However, the present flood analysis models cannot properly evaluate the functions of irrigation and drainage facilities in case of a flood disaster, because these models cannot easily include simulations of agricultural fields and facilities. This report proposesa numerical simulation model by the finite element method for estimating the areas inundated by storm surges in coastal farmland.

This report shows, by analyzing three storm surge disasters, that disasters affect many coastal farmlands in various areas. An increase in abnormal storm surges due to increasingly strong typhoons caused by climate change in the Ariake Sea was verified by simulations using two model typhoons. The simulation results showed that this increase is correlated to the rise in sea level reported by the IPCC in AR4. A finite element model for flood analysis of coastal farmland is proposed. This model combines two different models: one simulates flood flow in two dimensions, and the other treats channel flow in one dimension. This combined model includes small rivers and channels for the flood analysis of coastal farmland. The flood process of the storm surge caused by typhoon 9918 was taken as an example for the simulation. In simulating the storm surge disaster in the Yatsushiro Sea caused by typhoon 18 in 1999, the process by which flooding from the river dike increased the flood damage was qualitatively represented. On the other hand, a comparison of the simulated inundation area and the damaged area estimated by analyzing satellite images showed that the simulation over-estimated the inundated area.

A moving element algorithm that moved nodes on the shoreline was proposed to develop amoving boundary technique, which can maintain the continuousness of flood flow. The operation of the moving element algorithm was confirmed by the slope of the same angle divided into arbitrary triangle element meshes. In a verification that used the slope of compound angle, a change of bottom was caused only when the shoreline passed the points where the angle of slope changed by the proposed algorithm, whereas the bottoms always change by the Lagrange method.

A finite element model using the MINI element was developed and the reproducibility of the model was verified by simulating tidal currents in the Ariake Sea. It was confirmed that the model could represent the tide level at the three observation stations and the harmonic constant of tidal current of the four main components of tide at 12 observation points in the Ariake Sea.

A model of flooding caused by storm surges in coastal farmland was proposed and verified by simulation of a hydraulic model test of flooding from channels. To simulate the hydraulic jump that occurred in the channel in the hydraulic model test, a one-dimensional analysis model that applied the CIP method to the finite element model using a quasi-bubble function element was developed. The verification results for the dam break flow showed that the adaptation of the CIP method made the simulation stable without inducing artificial viscosity. On the other hand, it was confirmed that the proposed flood model was able to represent the speed of flood front and the shape of flooding areas. The proposed flood analysis model attains high spatial resolution and high reproducibility not only for estimating flood areas, but also for evaluating the scale of facilities that are required for reducing damage.

Keywords: flood simulation, low-land farmland, moving boundary problem, finite element method