

人工リーフ周辺における 3次元海浜変形モデル  
に関する研究

2023年1月

三木脩平





3.2.2	碎波減衰モデル	59
3.3	碎波減衰モデルの検討	61
3.3.1	現地地形を用いた検討	61
3.3.2	模型実験を用いた検討	64
3.4	人工リーフ周辺における流況の検討	67
3.4.1	概要	67
3.4.2	計算条件	68
3.4.3	計算結果	70
3.5	結語	84
	参考文献	84
第4章	人工リーフを対象とした乱流モデルを用いた	
	3次元海浜変形モデルに関する研究	86
4.1	緒言	86
4.2	数値モデル	87
4.2.1	数値モデルの概要	87
4.2.2	1方程式乱流モデル	88
4.2.3	3次元1方程式乱流モデル	89
4.3	乱流モデルを用いた準3次元海浜流モデルの検討	91
4.3.1	渦動粘性係数の分布と海浜流場に与える影響	91
4.3.2	実験との比較	97
4.3.3	現地海岸へ適用性の検討	99
4.4	人工リーフ周辺の地形変化の検討	111
4.4.1	人工リーフ開口部の洗掘に関する検討	111
4.4.2	数値モデルの現地適用性	115
4.5	結語	126
	参考文献	127
第5章	結論	129
	謝辞	133
	付録A	134

# 第 1 章 緒論

## 1.1 研究背景

我が国は、周囲が海に囲まれた島国であり、北海道、本州、四国、九州とそのほか 6800 余りの島々から形成されている。海岸線の総延長は約 35,000 km にもおよび、そのうち施設等による整備が行われている海岸（人工海岸）は 1,200 km、自然海岸は 2,300 km となっている。自然海岸のうち、約 8,000 km が砂浜であり、諸外国と比べると、国土面積当たりの海岸線の総延長が非常に長い。さらに、内陸部はほとんどが山地によって占められているため、海運をはじめとする物流、水産、道路、鉄道、臨海工業、エネルギー基地、観光・レクリエーション、廃棄物の処分など多岐にわたる利用が海岸・沿岸域に集中している。また、砂浜海岸における機能としての一つは、波浪のエネルギーを吸収して海岸を保全するという防災機能があり、そのほかに、砂浜に固有な生態系を存在させる生物生産機能がある。しかしながら、海浜に対する外力として高潮や津波など多くの災害が砂浜に集中しているため、大きな災害リスクを抱えているともいえる。

昭和 28 年に来襲した台風 13 号により、全国的な被害が発生したことを契機として、昭和 31 年に海岸法が制定された。当初、海岸法は国土の保全、すなわち、背後地の生命・財産を守るという防災機能の向上を目的として考えられたものであった。その後、高潮・津波被害が頻発したため、被害を防止するための「線的防護方式」による堤防や護岸などの構造物が施工されてきた。昭和 50 年頃には、海岸保全工法も、離岸堤防や緩傾斜堤防などの複数の施設によって外力を分散させ、受け止める「面的防護方式」による整備が推進されるようになった。しかし、構造物が各所で施工されたことにより、海岸侵食などの海浜変形が生じている。海岸侵食の主な原因として、河川上流に建設されたダムや河床からの砂利採取による土砂供給量の減少、また、港や突堤の建設により土砂移動の連続性が断たれたこと等の様々な要因が挙げられる。そのため、自然海岸において侵食傾向がますます激しくなり、景勝地である砂浜も消失し始めた。この極めて大きな海岸線の侵食問題への対策が急務となった。また、海洋性レクリエーションの要望も増大化・多様化し、景観や生態系などの海岸環境に対する要望が高まるなど、これまで国民の海岸に対する視点が「防護」のみであったものが、「利用」や「環境」にも向けられ始めてきた。このような状況を背景に平成 11 年に海岸法の改正が行われた。これまでは、「海岸の防護」のみに主眼を置いていたが、「防護・環境・利用の調和」に拡張され、調和のとれた総合的な海岸管理制度が重要視されるようになった。海岸法の改正内容には、海岸保全施設としての「砂浜」という考え方が含まれており、防災機能や生物生産機能など様々な機能を有することから、砂浜の維持・回復を図ることも有効な対策となっていく。平成 15 年には「美しい国づくり政策大綱」の制定や平成 16 年の景観法の成立により、海岸における景観への配慮の必要性も高まっていった。沖合に設置される消波構造物として、離岸堤や潜堤があ

るが、わが国では、離岸堤が多く設置されている。しかし、水平線を望む意見もあり、景観への影響を考慮すると、天端高を抑え、水平線への見通しをなるべく阻害しない潜堤を整備することが望ましくなった。潜堤とは、堤体が水面下に没した消波構造物であり、我が国では天端幅が広い潜堤（以下、人工リーフ）が用いられている。

以上のことから、人工リーフは、景観への配慮、消波効果が期待され、全国的に施工されていった。設計手法として、「人工リーフの設計の手引き（2004）」では、図 1.1 に示すように「リーフ背後の堤防におけるうちあげ高・越波量を低減させるなどの波浪制御機能」と「リーフの消波効果に基づくリーフ背後での沿岸漂砂量の低減や人工リーフの岸側での堆砂効果により汀線を前進させる漂砂制御機能」の2つの目的が存在する。

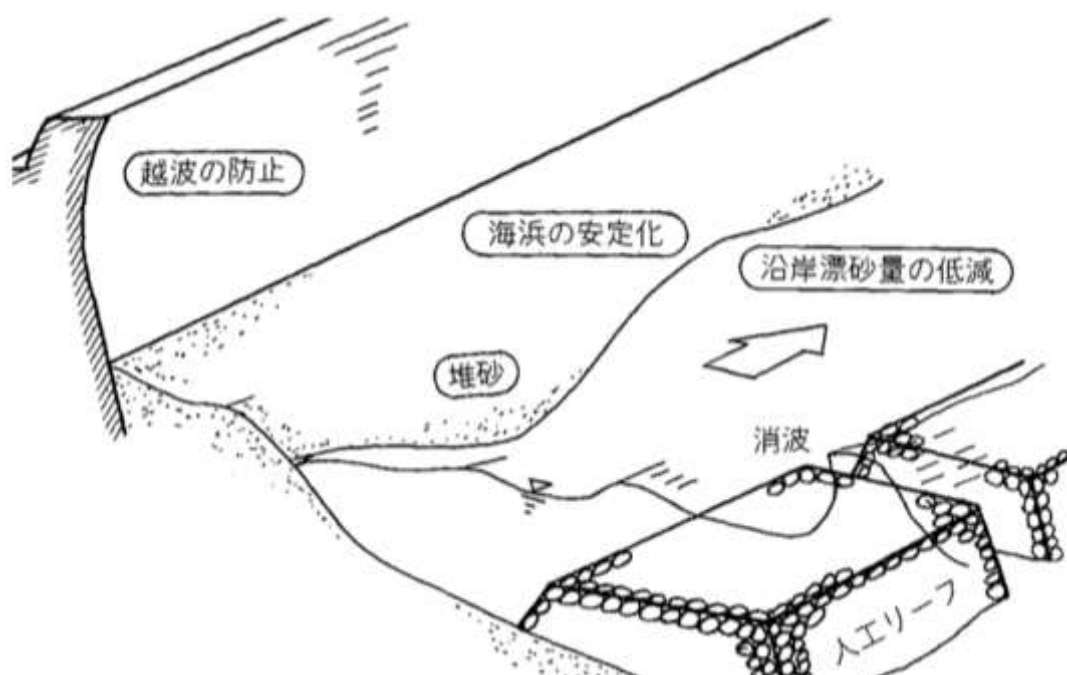


図 1.1 人工リーフの効果（人工リーフの設計の手引き，2004）

同手引きでは、人工リーフの構造・配置による波と流れの制御に主眼が置かれており、漂砂や海浜変形に関する詳細な検討事項が明記されておらず、現状として、人工リーフの形状変化や機能低下など問題が発生している。人工リーフ周辺の流れは複雑であるため、開口幅や天端水深などの諸条件や来襲する波浪条件によって流況が異なる。人工リーフ周辺の流況は周囲の地形変化に影響を与えていることが分かっており、人工リーフ開口部の離岸流による洗掘や人工リーフ背後に発生する流れによる汀線の後退などが発生し、例えば、鳥取県岩美海岸（黒岩ら，2012）や鳥取県皆生海岸（小坂田ら，2020）において問題が発生している。しかし、リーフ周辺の漂砂現象を解明することは難しく、特に洗掘現象は詳細なメカニズムは解明されていない。

高度経済成長期に設置された構造物は50年を超え、現状として、構造物の老朽化が問題となり、平成25年に「インフラ長寿命化基本計画（2013）」が制定された。海岸保全施設

においても長寿命化を図るため、長寿命化計画に基づき、令和 2 年に海岸保全施設維持管理マニュアル（2020）が改訂された。同マニュアルには、離岸堤、潜堤・人工リーフ、突堤に関する具体的な項目が追加され、潜堤及び人工リーフ周辺の洗掘に関する項目も追加された。人工リーフなど消波構造物には、背後の砂浜の維持・回復も役割に含まれるため、砂浜保全の観点からも人工リーフ周辺の洗掘現象は重要である。

人工リーフは令和 3 年時点で、全国 134 海岸において約 1260 基設置されており、現在では、上述した人工リーフ周辺の侵食対策として、人工リーフの離岸堤化が検討されている。例として、高知海岸に整備された人工リーフ周辺では、高波浪時における沖合への土砂流出や砂浜に対する土砂供給不足などの問題から離岸堤化が検討されている（富永ら、2019）。しかし、利用面における景観の問題や環境面における人工的な魚礁としての機能の観点から離岸堤化が難しい人工リーフもあり、一部の海岸では、サンドリサイクルなど土砂養浜以外に効果的な手法がない状況となっている。そのため、砂浜の維持管理を適切に行うためには、人工リーフ周辺の水理現象や土砂動態を把握する必要がある。

近年では、地球温暖化による気候変動の影響も問題となっている。日本近海で急速に発達する低気圧や、台風の強度増加などにより、波浪が大きくなっている。また、将来の海面上昇や波浪特性の変化などによって発生する汀線後退が懸念されている。その結果、局所的な侵食が発生することや、港湾・防波堤の被害の可能性が考えられている。海岸保全施設においても、将来の海面上昇の影響により、水中構造物や低天端構造物は天端水深や天端高が施工当時の設計条件を超え、想定していた効果を発揮しなくなる可能性がある。文部科学省では平成 28 年 11 月の「パリ協定」発効や平成 30 年 12 月の「気候変動適応策」施行等により、気候変動の影響への適応策の推進が国内外で強く求められている。沿岸部においても、効率的・効果的な新たな海岸保全の方法や、将来の気候変動に対する適応策を検討する必要がある。

これらの問題に対して、適切な砂浜保全を検討するためのツールとして数値シミュレーションによる海浜変形予測があり、海岸工学の分野において、海浜変形予測モデルに関する研究が進められている。次節では、海浜変形予測モデルについて述べた後、人工リーフに関する既往研究について述べる。

## 1.2 従来の研究

### 1.2.1 海浜変形予測モデルについて

海浜変形の数値モデルは、電子計算機の発達に伴って急速に発展し、現地海岸での海岸保全計画や港湾等での施設配置計画など、実務に用いられるようになってきた。海浜変形モデルは、表 1.1 及び図 1.2 に示す清水（1996）がまとめた海浜変形予測手法と適用範囲のように「海岸線変化モデル」と「3次元海浜変形モデル」の 2 つに大別される。

表 1.1 海浜変形予測手法の比較 (清水, 1996)

	水理模型実験	数値シミュレーション			
		海岸線変化モデル		3次元海浜変形モデル	
		汀線変化モデル	等深線変化モデル	長期予測モデル	短期予測モデル
目的	複雑な海浜地形に対する ・波浪、沈定場の定量的評価 ・地形変化の定性的傾向の把握	・長期的な汀線変化の予測 ・広範囲の海浜海浜への影響評価	・長期的な平面地形変化の予測 ・広範囲の周辺海域への影響評価	・長期的な平面地形変化の予測 ・構造物の比較的近傍の海浜への影響評価と対策工の検討 ・航路増設と対策工の検討	・短期的な平面地形変化の予測 (一時化の縦断地形変化の予測) ・比較的構造物近傍の海浜への影響評価と対策工の検討
特徴	・固定床実験 波浪・高浜沈場の定量的な把握が可能 ・移動床実験 相似則に問題があるため、地形変化の定性的な変化傾向を把握するにとどまる	・沿岸漂砂のみを考慮 ・海浜横断地形変化の平行移動を仮定 ・計算所要時間が短いので10年程度の長期予測が可能 ・各種パラメータは過去の地形変化の追算により決定	・沿岸漂砂のみを考慮 ・沿岸漂砂量の岸沖分布を考慮することにより等深線変化を予測 ・計算所要時間が比較的短いので10年程度の長期予測が可能 ・各種パラメータは過去の地形変化の追算により決定	・波浪場、海浜沈場、地形変化の3つの計算モデルで構成 ・定常解析：ある地形、成況条件下での地形変化傾向の定性的把握 ・非定常解析： 1時化～数年程度の長期の地形変化の定量的予測 ・海浜沈による漂砂のみを考慮した長期的かつ率直的な地形変化の予測	・非定常解析： 1時化～1年程度の短期の地形変化の定量的予測 ・海浜沈による漂砂のみならず波および漂り流れによる漂砂による縦断地形変化を考慮した短期的かつ平面的な地形変化の予測
問題点	・労力と費用がかかる ・構造物の変更など追加実験が容易ではない ・漂砂に関する相似則が確立していない ・側壁の影響を受けやすい	・海浜管理流等による岸沖方向の砂移動を考慮できない ・波と漂り流れによる縦断地形変化を考慮できない ・各種パラメータの設定に大きく依存	・海浜管理流等による岸沖方向の砂移動を考慮できない ・波と漂り流れによる縦断地形変化を考慮できない ・各種パラメータの設定に大きく依存	・計算所要時間が比較的大 ・汀線が張り出しすぎた場合の汀線変化の計算精度に課題が残されている	・計算所要時間が長大 ・自然海岸の縦断地形変化の現地検証例はあるが、平面的な地形変化の現地検証は十分行われていない ・縦断地形変化に伴う汀線変化を適切に評価できない

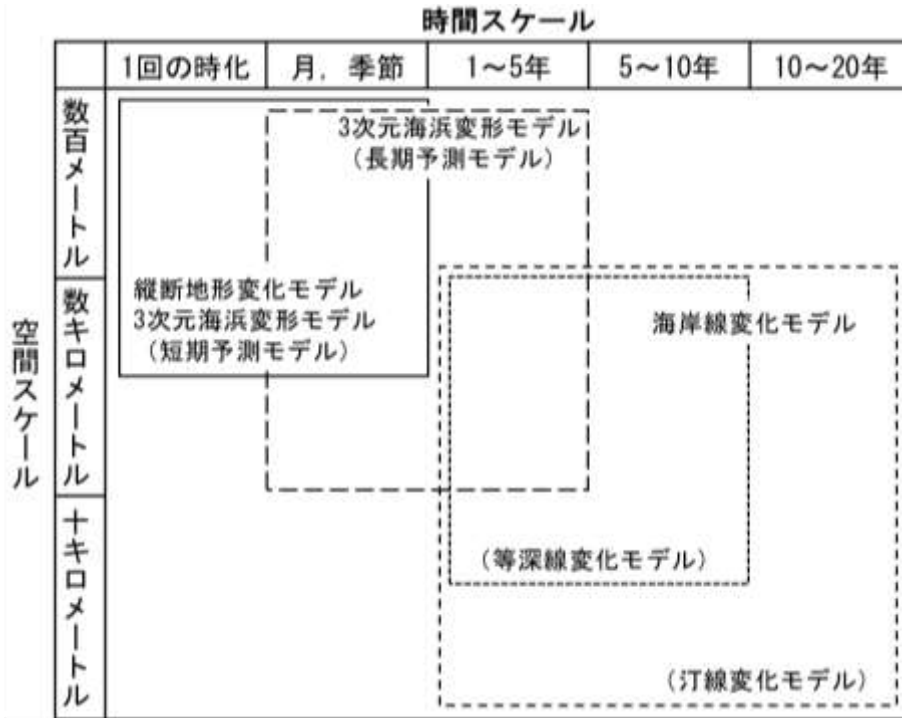


図 1.2 海浜変形モデルの適用範囲 (清水, 1996)

まず、海岸線変化モデルは、汀線の変化のみを扱った汀線変化モデルと、複数の等深線変化が予測可能な等深線変化モデルにわけられる。これらは、いずれも沿岸流による砂移動を砕波点における波高と波向でマクロ的に取り扱っており、実際現象をかなり単純化したモデルである。海岸線変化モデルは構造物近傍の沖向き流れや海浜循環流を考慮できないため、構造物周辺の地形変化予測には限度があるものの、沿岸漂砂の遮断や供給源の減少に伴う広域的かつ長期的な海浜の土砂収支を議論するには十分な精度を有している。中でも汀線変化モデルは、計算時間が比較的短いこともあって、環境アセスメント等に実用的に広く用いられている。



次に、3次元海浜変形モデルは、地形変化の外力となる波浪場と海浜流場を計算し、その外力に応じた砂移動の収支として生じる地形変化を平面的に計算するモデルである。沿岸方向の砂移動のみならず、岸沖方向の砂移動も考慮して平面的な地形変化の予測ができるため、構造物に伴う外力場の変化に起因する地形変化を精度よく計算できる。3次元海浜変形モデルは、これまで多くのモデルが提案されているが、波浪場、海浜流場、漂砂量、地形変化をどのようなモデルで計算するかによって構成が異なり、非常に多くのモデルが存在する。

3次元海浜変形モデルにおいて、波浪場を Boussinesq 方程式のように周波数領域で解くもの（例えば、申ら（2001）や片山ら（2002）のモデル）と、エネルギー平衡方程式のように位相平均された領域で解くもの（例えば、黒岩ら（2006）や小野ら（2006）のモデル）がある。波浪モデルは、広範囲を比較的短時間で計算可能であり、多方向不規則波や構造物の回折も考慮できるエネルギー平衡方程式が実用的とされている。

モデルの分類において、海浜流モデルの違いによって分類すると平面2次元モデルと3次元モデルに大別される。平面2次元モデル（2DH）は、鉛直方向に一樣な流れを仮定して平面2次元的に流れを解くモデルである。2DHを用いるモデルは、断面平均された海浜流の流向および流速値は底面における流れのそれらと異なる場合があり、2DHでは底質移動を詳細に把握し海浜変形を精度良く予測することは困難となっている。一方、浅海域および海岸構造物周辺における海浜流は3次元性を有していることが示唆され、海浜流の3次元性が重要視された3次元モデルが提案されている。3次元モデルは、CADMAS-SURF/3D（有川ら、2005）などがある。しかし、3次元モデルを実務で用いるには、多大な計算時間と膨大な記憶容量を必要とするため、現地海岸への適用は困難である。一方、3次元モデルほど負荷がなく、戻り流れの算定が可能な準3次元モデル（Q3D）の開発も進められてきた。Q3Dは、黒岩ら（1999）、加藤ら（2004）、田島ら（2010）のモデルなどが提案されている。これまで3次元海浜変形モデルは多くのモデルが提案され、構造物設置海浜、航路・泊地の堆砂、河口砂州周辺、人工リーフ周辺や沿岸砂州地形の形成など様々な場に適用されてきたが、まだ多くの問題点があり、構造物周辺の局所的な地形変化の再現性が十分ではないことがある。また、汀線変化の適切な評価が難しいことなどもあげられている。これまで汀線近傍の地形変化に関して、局所漂砂量を外挿するようなモデル（口石ら（2004）や Leont'yev（2003））や遡上域の漂砂量を別に求めるモデル（Namら、2011）などが提案され、再現計算が行われているものの、砕波帯内や汀線際には漂砂現象が複雑であり、汀線近傍の地形変化を精度よく再現できているとは言い難い。しかし、実務上、3次元海浜変形モデルは有用であり、砂浜保全を検討するためのツールとして用いられている。

以上のように、海浜変形予測モデルは適用範囲によって用いるべきモデルが異なる。波や流れの分布が複雑になる構造物周辺では、エネルギー平衡方程式やQ3Dを用いた3次元海浜変形モデルが実用的であると考えられるが、汀線変化の評価や構造物周辺の局所的な地形変化など課題が残っている。

## 1.2.2 人工リーフについて

人工リーフに関する研究は 1980 年以前から始まり、水理模型実験などのデータ蓄積とともに数値シミュレーションが行われるようになった。人工リーフ周辺の海浜変形予測には、鳥居ら (2003) や宇多ら (2007) が等深線変化モデルによる検討を行っているが、等深線変化モデルを含む海岸線変化モデルは、海浜流を直接取り扱っていないため、海浜流の影響が大きい人工リーフ周辺の海浜変形予測には、3 次元海浜変形モデルが適していると考えられている。人工リーフ周辺の 3 次元海浜変形解析において、地形変化を適切に評価するためには、外力となる波浪・海浜流の計算精度を向上することが重要であり、安本ら (2014) は波浪場における砕波減衰や海浜流場における渦動粘性係数の検討などが重要であることを述べている。

波浪場の計算について、エネルギー平衡方程式では、砕波によるエネルギー減衰を考慮する場合、砕波減衰モデルが用いられることがある。砕波減衰モデルは砕波帯における波高分布に影響を与えることがわかっており、鄭ら (2006) が研究成果とともにいくつかの砕波減衰モデルについて紹介している。また、エネルギー平衡方程式を用いた急勾配リーフ地形における波高分布の再現性について、関本ら (2012) はリーフ上の再現性が十分でないことを述べている。

海浜流場の計算において、Johnson ら (2005) やブーら (2014) は人工リーフ周辺の 3 次元的海浜流を計算することの重要性について示している。また、安本ら (2014) が示すように、人工リーフ周辺の解析には渦動粘性係数の検討が重要である。渦動粘性係数は乱れ場における流れの運動粘性率を表したものであり、海浜流場の計算では、粘性項に用いられる (例えば黒岩ら (1999) や加藤ら (2000) のモデル)。粘性項は流速勾配と渦動粘性係数によって表され、粘性項が大きいほど、強い流れが発生する。そのため、渦動粘性係数の求め方によって、流速分布も変化する。渦動粘性係数の算定法は乱れ場の考え方によって大きく 0 方程式乱流モデル、1 方程式乱流モデル、2 方程式乱流モデルの 3 つのタイプに分けられる。Reynolds 応力を渦動粘性モデルに変換した一種の 0 方程式乱流モデルがよく用いられている。代表的な 0 方程式乱流モデルとして、Longuet-Higgins (1970) のモデルや Thornton (1970) の考え方により渦動粘性係数を評価した Larson・Kraus (1991) のモデルなどがある。しかしながら、構造物周辺など複雑な海浜流場では、モデルの物理性の問題などがある。1 方程式乱流モデルは渦動粘性係数を乱れエネルギーと乱れの長さスケールから求めるモデルである。灘岡ら (1993) は砕波帯などの浅海域に適用可能なモデルを提案している。しかし、1 方程式乱流モデルは、乱れの長さスケールの与え方が経験的であり、普遍性を持たせることが困難である。2 方程式乱流モデルは外的条件を考えず、平均流や乱れエネルギーから渦動粘性係数を求めるモデルである。2 方程式乱流モデルは  $k-\varepsilon$  モデルや  $k-\omega$  モデルが一般的に用いられている。しかしながら、2 方程式モデルは、波と流れを同時に解くようなモデルに用いられることが多く、流れ単体で解くモデルで用いられる事例は少ない。加藤ら (2000) は、 $k-\varepsilon$  モデルと 2.5 次モーメント乱流クロージャーマodelを用いて、現地海浜への適用性を検討しているが、砕波帯内では、平均流の鉛直分

布を正しく評価できないことを述べている。Linら（1998）によると、砕波帯内において大きな shear が存在するため、2 方程式モデルは乱れを正しく評価できないとしている。また、現在まで用いられている  $k-\epsilon$  モデルに含まれる係数は、Launder ら（1974）によると、自由噴流をもとに定められた値であり、砕波乱流場など汎用的に適用できる保証はないことを述べている。

人工リーフ周辺の地形変化に関しては、Sumer ら（2005）による実験及び De ら（2004）や Zyseman ら（2005）の数値シミュレーションによって人工リーフ開口部や背後、端部において局所洗掘が発生していることが報告されている。人工リーフ周辺の地形変化には、海浜流の大きな寄与があることがわかっており、人工リーフ周辺の局所洗掘について、Rakha ら（1997）は 3 次元的な渦の影響が大きいことを明らかにしている。また、片野ら（2013）は人工リーフ周辺の地形変化と乱れの影響が大きいことを示している。野口ら（2015）は 3 次元海浜変形モデルの検証データの一助として実験を行っており、図 1.3 に示すように波浪条件によって人工リーフ背後における表層と低層において流況が異なり、人工リーフ背後の流況によってリーフ背後の地形変化が堆積傾向と侵食傾向に分かれることを示している。また、野口ら（2015）の実験結果を用いて、田中ら（2020）が再現計算を行っているが、汀線近傍の堆積が再現できないことを述べている。

以上のように、人工リーフ周辺における海浜変形予測では、人工リーフ周辺の局所洗掘やリーフ背後の汀線変化など課題が残っており、地形変化の外力となる波浪場における砕波減衰モデルの検討や海浜流場における乱れによる影響の考慮など、3 次元海浜変形モデルの精度を向上する必要がある。

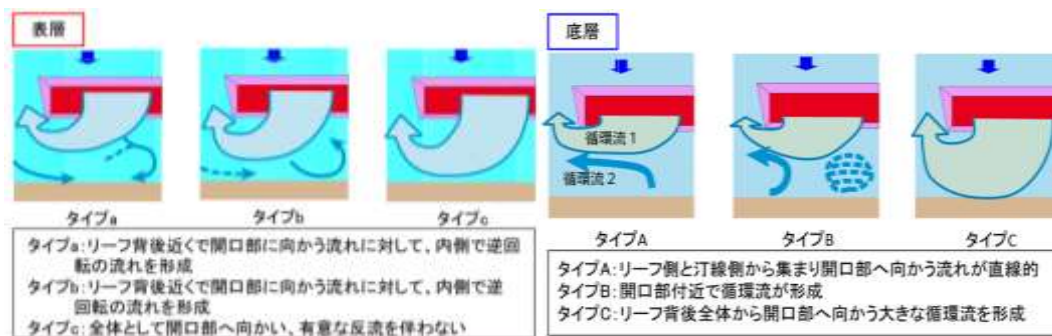


図 1.3 海浜流の流況タイプ (野口ら, 2015)

### 1.3 研究目的

わが国では、平成 11 年に行われた海岸法の改正と景観法の成立などを背景として、人工リーフが施工されてきた。人工リーフ周辺の流れは複雑であり、周囲の地形変化に影響を与えていることが分かっており、人工リーフ開口部の離岸流による洗掘や人工リーフ背後に発生する流れによる汀線の後退など問題が発生している。

インフラ長寿命化基本計画（2013）の制定により、海岸保全施設維持管理マニュアル

(2020) が改訂された。同マニュアルには、離岸堤、潜堤・人工リーフ、突堤に関する具体的な項目が追加され、潜堤・人工リーフ周辺の洗掘に関する項目も追加された。人工リーフなど消波構造物には、背後の砂浜の維持・回復も役割に含まれるため、砂浜保全の観点からも人工リーフ周辺の洗掘現象は重要である。近年では、人工リーフの離岸堤化などが検討されはじめているが、一部の人工リーフ設置海浜では土砂養浜以外に効果的な手法がない現状であり、砂浜保全を適切に行うためには、人工リーフ周辺の水理現象や土砂動態を把握する必要がある。近年では、将来の海面上昇や波浪特性の変化などによって局所的な侵食の発生や汀線の後退が懸念されている。また、将来の海面上昇の影響により、水中構造物や低天端構造物は天端水深や天端高が施工当時の設計条件を超え、想定していた効果を発揮しなくなる可能性がある。

これらの問題に対して、適切な砂浜保全を検討するためのツールとして海浜変形予測モデルがあり、人工リーフ周辺の検討には 3 次元海浜変形モデルが適している。人工リーフ周辺における海浜変形予測において、波浪場の計算における碎波減衰の評価や流れの 3 次元性や乱れの影響を考慮した海浜流場の評価、人工リーフ周辺の局所的な地形変化や人工リーフ背後の汀線変化の評価など考慮すべき問題点が残されている。よって、砂浜保全を検討するためには、適切な 3 次元海浜変形モデルが必要不可欠である。

そこで、本研究では、人工リーフ周辺の波浪場・海浜流場・地形変化に適用可能な新たな 3 次元海浜変形予測モデルを構築し、モデルの適用性について検討する。本研究の具体的な目的および内容と検討事項は以下に示すとおりである。また、ここまでの本研究における研究背景から研究目的までの流れをフローチャートにまとめたものを図 1.4 に示す。

#### ① 遡上域における漂砂量モデルの構築

碎波体内や汀線際では漂砂現象が複雑であり、汀線の前進・後退を決定するには、海底勾配や粒径、局所外力などの影響を考慮する必要がある。そのため、3 次元海浜変形モデルにおける遡上域の漂砂量モデルの構築を行う。構築した遡上域の漂砂量モデルのパラメータについて検討するとともに、実際の現地海浜に適用し、モデルの適用性について検討する。

#### ② 碎波減衰モデルの検討と複数基の人工リーフ周辺における波浪場と海浜流場の検討

複雑な地形を有する人工リーフ周辺の海浜流場の計算を行うには、波浪場を精度よく計算する必要があるため、波浪場の計算における碎波減衰モデルの検討を行う。また、複数の人工リーフが設置された場合の配置条件など数値実験を行い、波浪場と海浜流場の検討を行う。

#### ③ 3 次元 1 方程式乱流モデルの構築

人工リーフ周辺のような複雑な地形においては、渦動粘性係数を 3 次元的に求める乱流モデルが必要である。灘岡ら (1993) のモデルのように、1 方程式乱流モデルが碎波など乱れの影響を考慮できると考えられる。そのため、3 次元 1 方程式乱流モデルを用いた準 3 次元海浜流モデルの構築を行い、モデルの適用性を検討する。

④ 人工リーフ周辺における海浜変形予測

①から③を踏まえた 3次元海浜変形予測モデルを構築し、対象とした現地地形に適用し、モデルの適用性について検討する。

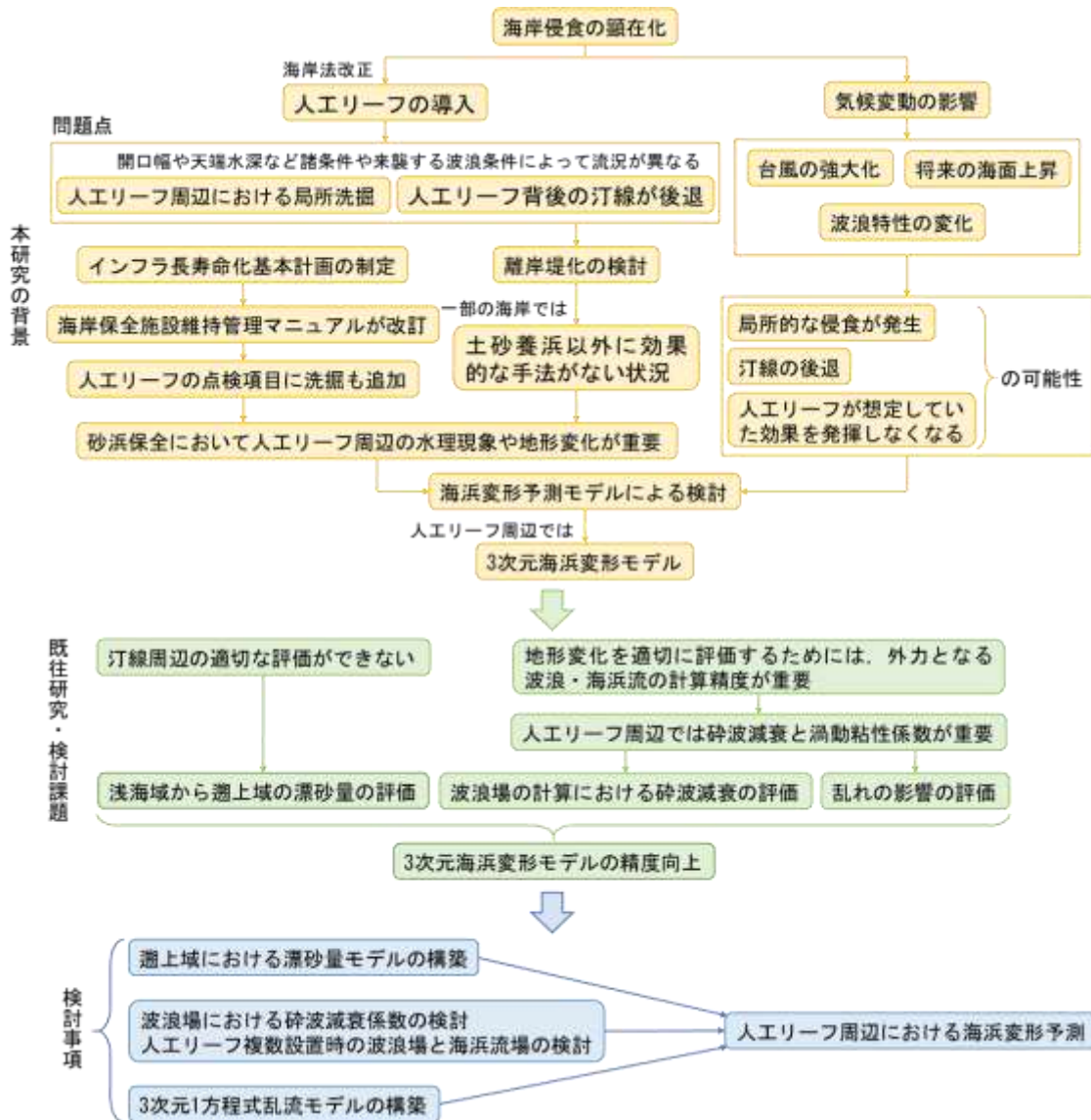


図 1.4 本研究の流れ

1.4 論文の構成

本論文は本章を含めて、全 5 章で構成している。各章における概要は以下のとおりである。

第 1 章では、日本の海岸侵食の実情、数値シミュレーションの問題など本研究の背景を述べる。さらに、過去の研究や現状の課題などについてレビューを行い、それらの特徴や

手法について示すとともに、本研究の目的について述べる。

第2章では、3次元海浜変形モデルにおいて、汀線近傍における地形変化の再現性に着目し、砕波帯内や汀線近傍の水理現象及び漂砂現象について、平衡勾配、粒径や局所外力などをパラメータとした遡上域の漂砂量モデルを構築し、モデルの妥当性の検討及び現地適用性について検討する。既往実験結果を用いて、遡上域の漂砂量モデルにおける各パラメータの設定や既往のモデルと比較し、検討を行う。また、皆生海岸富益工区を例として、人工リーフ設置区間における汀線近傍の再現性など、現地適用の有用性について検討する。

第3章では、人工リーフ上の砕波変形と人工リーフ背後の波の再生を評価するため、波浪場の計算における砕波減衰モデルについて検討する。また、複数の人工リーフが設置された場合の配置条件や数値モデルの諸条件の違いによる流況などを比較し、人工リーフ周辺の波浪場と海浜流場について検討する。

第4章では、人工リーフを対象とし、3次元1方程式乱流モデルを用いた準3次元海浜流モデルを構築する。さらに、その準3次元海浜流モデルを用いた3次元海浜変形モデルを構築する。構築したモデルを用いて、人工リーフに関する海浜流の水理模型実験や現地観測結果、現地における海浜変形との比較を行い、モデルの適用性について検討する。

第5章では、第2章から第4章で得られた主要な研究成果をまとめるとともに、今後の課題と展望について述べ、本論文の結論とする。

## 参考文献

- 有川太郎，山田文則，秋山実(2005)：3次元数値波動水槽における津波波力に対する適用性の検討，海岸工学論文集，第52巻，pp.46-50.
- インフラ老朽化対策の推進に関する関係省庁連絡会議(2013)：インフラ長寿命化基本計画
- 宇多高明，片山靖浩，森伸生，高橋功，古池鋼，芹沢真澄(2007)：河口砂州高を低減させるための人工リーフを用いた河口処理法の検討，水工学論文集，第51巻，pp.619-624.
- 小坂田祐紀，口石孝幸，加藤憲一，吉松健太郎，黒岩正光，神庭治司，土井優作，大賀祥一，西博之(2020)：皆生海岸における台風1919号による海岸侵食被害と事前養浜の必要性についての考察，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol.76，No.2，pp.I\_553-I\_558.
- 小野信幸，Nicholas C. Kraus，山口洋，入江功(2006)：CMS-M2Dモデルによる離岸堤・潜堤・DRIM背後の海浜変形シミュレーション，海岸工学論文集，第53巻，pp.531-535.
- 小山内和幸，南將人(2004)：人工リーフ周辺の底面流速の数値計算，海洋開発論文集，第20巻，pp.659-664.
- 片野明良，久留島暢之，永井栄，泉田裕，清水利浩(2013)：大規模潜堤背後の濁度と乱れ

- 強度, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.69, No.2, pp.I\_581-I\_585.
- 片山裕之, 合田良実(2002): 砕波巻き上げによる浮遊砂の輸送・沈降過程に着目した地形変化の計算, 海岸工学論文集, 第 49 巻, pp. 486-490.
- 加藤茂, 山下隆男(2004): 広域海浜流・漂砂モデルによる冬季日本海沿岸での海浜変形シミュレーション, 海岸工学論文集, 第 51 巻, pp.511-515.
- 岸田弘之(2000): 海岸法の改正, 海洋開発論文集, 第 16 巻, pp.i-ix.
- 口石孝幸, 黒岩正光, 加藤憲一, 松原雄平, 野田英明(2004): 構造物周辺における汀線変化を考慮した 3 次元海浜変形予測に関する研究, 海洋開発論文集, 第 23 巻, pp.503-508.
- 栗田悟, 梅野修一, 辛嶋亨(2008): 景観へ配慮した海岸保全施設の整備に向けた一考察, 土木計画学研究・講演集, Vol.38, pp.219\_1-4.
- 黒岩正光, 野田英明, 加藤憲一, 谷口丞, 孫彰培(1999): 準 3 次元海浜流モデルを用いた構造物周辺の 3 次元海浜変形予測, 海岸工学論文集, 第 46 巻, pp.616-620.
- 黒岩正光, 口石孝幸, 松原雄平(2006): 平面 2 次元と準 3 次元海浜流モデルによるハイブリッド型 3 次元海浜変形予測システム, 海岸工学論文集, 第 53 巻, pp.486-490.
- 黒岩正光, 松原雄平, 市村康, 丸毛裕治, 中野伸太郎, 津留秀臣(2012): 人工リーフ開口部における地形変化に関する研究, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.68, No.2, pp.I\_566-I\_570.
- 公益社団法人土木学会(2012): 数値波動水槽—砕波波浪計算の深化と耐波設計の革新を目指して—, 丸善出版, 228p.
- 公益社団法人土木学会(2018): 水理公式集 [2018 年版], 丸善出版, p.929.
- 国土交通省(2014): 国土交通省インフラ長寿命化計画 (行動計画)
- 国土交通省河川局, 国土交通省港湾局, 農林水産省農村振興局, 水産庁(2006): 海岸景観形成ガイドライン.
- 国土交通省河川局海岸室・国総研海岸室監修(2004): 人工リーフの設計の手引き (改訂版), 社団法人全国海岸協会, p.95.
- 国土交通省水管理・国土保全局(2021): 海岸統計 [令和 3 年度版].
- 清水琢三(1996): 海浜変形シミュレーション, 水工学に関する夏期研修会, pp.B-5-1-26.
- 社団法人土木学会(1998): 漂砂環境の創造に向けて, pp.217-245.
- 社団法人土木学会(2000): 海岸施設設計便覧 [2000 年版], pp.145-155.
- 申承鏞, 山口洋, 入江功, 一田剛(2001): Hybrid-type 3 次元海浜変形モデルの構築とその適用, 海岸工学論文集, 第 48 巻, pp.521-525.
- 関本恒浩, 中嶋さやか, 片山裕之, 高橋研也(2012): 急勾配リーフ地形における砕波現象と実務に向けた位相平均型波浪変形モデル, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.67, No.2, pp.I\_11-I\_15.
- 田島芳満(2010): 波および Surface Roller による質量輸送を考慮した準三次元海浜流モデルの構築, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.66, No.1, pp.106-110.
- 田中和広, 山部道, 平石哲也(2020): 人工リーフ背後流況に関する水理模型実験の 3 次元海

- 浜流数値モデルによる再現シミュレーション, 土木学会論文集 B3(海洋開発), 第 76 巻, 2 号, pp.I\_79-I\_84.
- 鄭金海, 間瀬肇, 目見田哲(2006): 流れの場における砕波減衰モデルの多方向不規則波浪変形理論への導入とその検証, 海岸工学論文集, 第 53 巻, pp.31-35.
- 富永剛史, 岡林福好, 岡崎聡, 久保宜之, 中道誠, 岩佐隆広, 伊藤禎和(2019): 人工リーフ改良に当たり設置する消波ブロックの安定性評価のための水理模型実験, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.75, No.2, pp.I\_931-I\_936.
- 鳥居謙一, 福濱方哉, 人見寿, 宇多高明, 芹沢真澄(2003): 等深線変化モデルによる人工リーフ周辺の海浜変形予測, 海岸工学論文集, 第 50 巻, pp.491-495.
- 灘岡和夫, 八木宏(1993): 浅い水域の乱流場に関する数値計算モデルの開発と沿岸流場への適用, 土木学会論文集, No.473, pp.25-34.
- 農林水産省村興局防災課, 農林水産省水産庁防災漁村課, 国土交通省水管理・国土保全局海岸室, 国土交通省港湾局海岸・防災課(2020): 海岸保全施設維持管理マニュアル.
- 野口賢二, 岩佐隆広, 二瓶功, 諏訪義雄, 鳥居謙一, 下園武範, 佐藤慎司(2015): 波浪等の違いによる人工リーフ背後流況に関する水理模型実験, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.71, No.2, pp.I\_763-I\_768.
- 原田英治, 後藤仁志(2009): シートフロー漂砂における鉛直分級過程の高解像度計算, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.65, No.1, pp. 516-520.
- 平山秀夫, 辻本剛三, 島田富美男, 本田尚正(2003): 海岸工学, コロナ社, pp1-18.
- ブーテイランフーン, 水谷法美, 中村友昭(2014): 海底地盤の透過性の効果を考慮した人工リーフ周辺の流動場に関する研究, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.70, No.2, pp.I\_776-I\_780.
- 安本善征, 黒岩正光, 松原雄平, 津留秀臣, 間瀬肇, 市村康(2014): 人工リーフ開口部における流況に関する実験と準 3 次元海浜流モデル適用性の検討, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.70, No.2, pp.I\_76-I\_80.
- De Vroeg, H., Morelissen R., Ali A. M. and Fahmy. H. R.(2004): A hybrid approach for modeling the impact of submerged offshore breakwaters on Egypt's north-west coast, Proceedings of 29th International Conference on Coastal Engineering, ASCE, pp.2633-2645.
- Johnson H.K., Karambas T.V., Avgeris I., Zanuttigh B., Gonzalez-Marco D., Caceres I.(2005) : Modelling of waves and currents around submerged breakwaters, Coastal Engineering, Vol.52, pp.949-969.
- Larson M. and Kraus N. C.(1991) : Numerical model of longshore current for bar and trough beaches, J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, ASCE, Vol.117, No.4, pp.326-347.
- Launder B. and Spalding D. B.(1974) : The numerical computation of turbulent flows, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol.3, pp.269-289.
- Lin P. and Liu P. L. F.(1998) : A numerical study of breaking wave in the surf zone, Journal of Fluid Mechanics, 359, pp.239- 264.



- Longuet-Higgins M.S(1970) : Longshore Currents Generated By Obliquely Incident Sea Waves(1 and 2), J. Geophys. Res., Vol. 75, pp.6778-6801.
- Mellor G. L. and T. Yamada(1974) : A Hierarchy of Turbulence Closure Models for Planetary Boundary Layers, J. Atmos. Sci., 31, 1791–1806.
- Mellor G. L.(1998) : User’s guide for a three-dimensional, primitive equation, numerical ocean model. Program in Atmospheric and Oceanographic Sciences Report, Princeton University, Princeton, p.41.
- Nam P. T., Larson M., Hanson H. and Hoan L.X.(2011) : A numerical model of beach morphological evolution due to waves and currents in the vicinity of coastal structures, Coastal Engineering, Vol.58, pp.863-876.
- Rakha K.A., Kamphuis J.W.(1997) : A morphology model for an eroding beach backed by a seawall, Coastal Engineering, Vol.30, pp.57-75.
- Sumer B. M., Fredsoe J., Lamberti A., Zanuttigh B., Dixen M., Gislason K. and Di Penta A. F.(2005) : Local scour at roundhead and along the trunk of low crested structures, Coastal Engineering, Vol.52, pp.995-1025.
- Thornton, E. B.(1970) : Variation of longshore current across the surf zone, Proc.12th International Conference on Coastal Engineering, pp.291-308.
- Zyserman J. A., Johnson H. K., Zanuttigh B. and Martinelli L.(2005) : Abalysis of far-filed erosion induced by low-crested rubble-mound structures, Coastal Engineering, Vol. 52, pp.977-994.

## 第2章 遡上域における漂砂量分布と汀線変化を考慮した

### 3次元海浜変形モデルに関する研究

#### 2.1 緒言

近年、地球温暖化の影響により、これまでの進路を外れた爆弾低気圧や、台風の強大化に伴う高波による突発的な砂浜決壊のリスクが高まっている。将来の海面上昇や波浪特性の変化などによって発生する汀線後退が懸念されている。海岸保全施設においても、将来の海面上昇の影響により、水中構造物や低天端構造物は天端水深が施工当時の設計条件を超え、想定していた効果を発揮しなくなる可能性がある。また、高波浪時には、海岸構造物周辺に発生する複雑な流れなどによって砂浜が決壊することも多々あり、海岸に供給される土砂の減少や海岸部での土砂収支の不均衡等の様々な要因により海岸侵食が進行してきている。人工リーフの設置区域においても、汀線の後退や浜崖の形成などが問題となっている。このような問題に対し、適切な砂浜保全を検討するためのツールとして数値解析モデルを用いた精度のよい海浜変形解析を行うことが必要不可欠である。実務レベルにおいて、広域で長期の海浜変形予測であれば汀線変化モデルあるいは等深線変化モデル、構造物周辺の波浪・海浜流による局所的な漂砂移動による短期に起こる地形変化に対しては3次元海浜変形モデルが有効とされている。第1章で述べたように、3次元海浜変形モデルにおける問題点の一つとして、汀線近傍の再現性がある。汀線近傍の漂砂量モデルに関して、清水ら（1994）は汀線変化モデルとカップリングさせた3次元モデルを提案している。口石ら（2004）は3次元海浜変形モデルにおいて汀線近傍における局所漂砂量を遡上域まで外挿して汀線変化を計算するモデルを提案している。しかしながら、碎波帯内や汀線際では漂砂現象が複雑であり、汀線近傍の侵食・堆積を決定するには、海底勾配や粒径、局所外力などの影響を考慮する必要がある。

一方、漂砂の移動形態を考慮した詳細な力学的手法など個別要素法や粒子追跡法による漂砂挙動の数値解析がなされ、後藤ら（2005）や原田ら（2012）などにより、漂砂現象の詳細な解明が試みられているが、このような手法は計算負荷が高く、実務上、現地海浜への適用は困難である。

そこで、本研究では、汀線近傍に着目し、これまでの3次元海浜変形モデルをもとに、簡便ではあるが、平衡勾配、粒径や局所外力などをパラメータとした遡上域の漂砂量モデルを構築する。構築した遡上域の漂砂量モデルのパラメータについて検討するとともに、現地海岸における適用性について検討する。

## 2.2 数値モデル

### 2.2.1 数値モデルの概要

本研究で検討する数値モデルは黒岩ら（2010）によって開発された 3 次元海浜変形モデルをベースとしている。本数値モデルの計算フローチャートを図 2.1 に示す。これに示すように、3 次元海浜変形予測モデルは、①波浪場の計算、②海浜流場の計算、③漂砂量および④地形変化の 4 つのサブモデルから構成される。そして、最終ステップで計算された地形を波浪場の計算へフィードバックし、一連の計算を所定の回数だけ繰り返し計算することで最終地形を算出する。4 つのサブモデルの詳細については後述する。

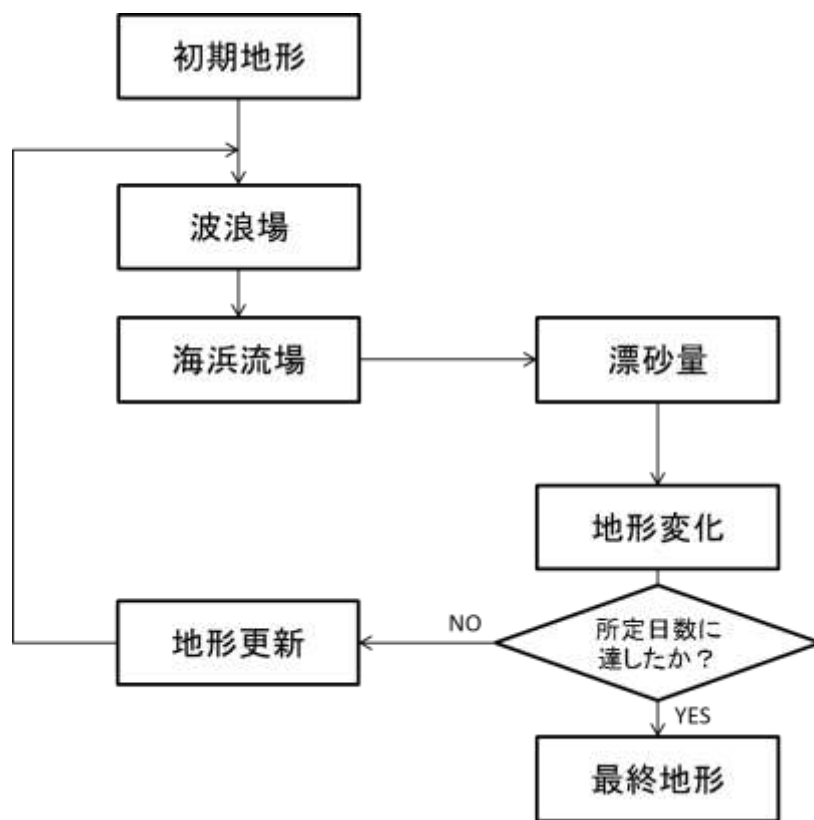


図 2.1 フローチャート

### 2.2.2 波浪場の計算

#### (1) 概説

沿岸の種々流動現象において基本的な外力となっているのは、多くの場合、波浪場である。沖合から伝搬してきた波浪は、浅海域に入ると屈折や浅水変形し、構造物があれば反射や回折などを生じる。最終的には砕波を経て、汀線に達するまでに大部分のエネルギーを失ってしまう。所与の条件の下でこのような波浪変形を計算することは、海浜変形の予測に際してもその第 1 段階として不可欠である。波浪場予測については、現在様々なモデルが提案されているが、海浜変形予測には、計算負荷の少ないモデルが要求される。また、

構造物付近の流れ場，潮流の強い海域，海浜流が波浪変形を無視できない領域においては，流れの影響を考慮した波浪変形予測が必要となる．このような波・流れ共存場における波浪解析には，位相解析モデルあるいは位相平均モデルを用いる．この内，位相解析モデルによる解析においては，入射条件として設定した波浪が海底地形や流れにより変化するとともに，高波浪があらわれる．これは，波・流れ共存場において，1つの周期に対して2種類の波浪が存在するためである．特に入射波の群速度が逆流と同程度の大きさになる領域で波浪場が複雑になり，高波浪を表現するための空間格子の細分化が計算効率を悪化させる．

本研究では，計算負荷の少なく，流れの影響を考慮した碎波限界式とエネルギー減衰，および波峰エネルギー移流(回折効果)を組み込んだ波作用量平衡式に基づいた間瀬ら(2004)の波浪変形モデルを用いる．波向きを座標系を図 2.2 に示すように，岸向きに  $x$  軸，沿岸方向に  $y$  軸，波の伝搬方向を  $\theta$  とする．

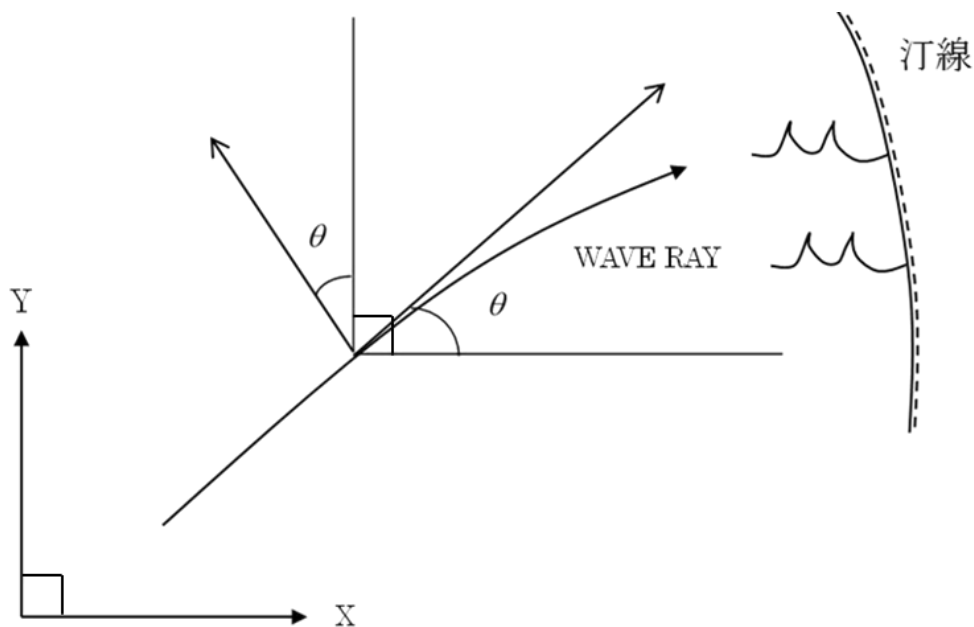


図 2.2  $\theta$  の座標系

## (2) 基礎方程式

Bretherton・Garrett (1968) は，波作用量  $N(= E/\sigma)$  が保存されることを示した．ここで， $E$  は波のエネルギー， $\sigma$  は流れに相対的な角周波数であり，これは絶対角周波数  $\omega$ ，波数ベクトル  $\vec{k}$ ，流速ベクトル  $\vec{U}$ ，および静水深  $h$  との間に，以下の関係がある．

$$\sigma = \omega - \vec{k} \cdot \vec{U} \quad (2-2-1)$$

$$\sigma^2 = g |\vec{k}| \tan kh \quad (2-2-2)$$

流れの場で存在しうる波の波数は式(2-2-1)および(2-2-2)を満たすものである。本研究では波作用平衡式に基づき，砕波限界式，エネルギー減衰，および波峰方向のエネルギー移流(回折効果)を組み込んだ波浪変形予測モデルを用いている。

波作用量を  $N$  とし，独立変数を  $x$ ,  $y$  および  $\theta$  とすると，波作用量平衡式は次のようである。

$$\frac{\partial(C_x N)}{\partial x} + \frac{\partial(C_y N)}{\partial y} + \frac{\partial(C_\theta N)}{\partial \theta} = 0 \quad (2-2-3)$$

式(2-2-3)の特性速度  $C_x$ ,  $C_y$  および  $C_\theta$  は次のように表される。

$$C_x = C_g \cos \theta + U \quad (2-2-4)$$

$$C_y = C_g \sin \theta + V \quad (2-2-5)$$

$$C_\theta = \frac{\sigma}{\sin 2kh} \left( \sin \theta \frac{\partial h}{\partial y} - \cos \theta \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \cos \theta \sin \theta \frac{\partial U}{\partial x} - \cos^2 \theta \frac{\partial U}{\partial y} + \sin^2 \theta \frac{\partial V}{\partial x} - \sin \theta \cos \theta \frac{\partial V}{\partial y} \quad (2-2-6)$$

ここで， $C_g$  は群速度， $(U, V)$  は流れの  $(x, y)$  成分である。 $\theta$  は波の伝播方向角である。

間瀬ら (2004) は，式(2-2-3)の波作用量平衡式に回折項およびエネルギー散逸項を考慮した方程式は，以下のように表している。

$$\frac{\partial(C_x N)}{\partial x} + \frac{\partial(C_y N)}{\partial y} + \frac{\partial(C_\theta N)}{\partial \theta} = \frac{\kappa}{2\sigma} \left\{ (CC_g \cos^2 \theta N)_y - \frac{1}{2} CC_g \cos^2 \theta N_{yy} \right\} - \varepsilon_b N \quad (2-2-7)$$

ここで， $\kappa$  は回折影響係数であり，間瀬ら (2004) は  $\kappa = 2.5$  程度が適切な値としているが，実験室規模の計算では小さめに設定した方が良いことを安本ら (2014) が示しており， $\kappa = 0.25$  程度が適当な値としている。 $\varepsilon_b$  は砕波減衰係数， $(CC_g \cos^2 \theta N)_y$  は  $(CC_g \cos^2 \theta N)$  の  $y$  方向一階微分であり，同様に  $N_{yy}$  は  $N$  の  $y$  方向二階微分である。

### (3) 砕波減衰モデル

式(2-2-7)右辺第 2 項の砕波減衰係数  $\varepsilon_b$  については，単位時間・単位面積当たりの砕波によるエネルギー散逸率を定式化したものであり，次式のように表している。

$$\varepsilon_b = \frac{\langle D \rangle}{(\rho g H_{rms}^2 / 8) \bar{\sigma}} \quad (2-2-8)$$

本研究では、砕波減衰モデルは流れの影響を考慮した Chawala and Kirby (2002) による理論式（以下 CK モデル）を用いる。CK モデルの砕波減衰係数の理論式は以下のように求められる。

$$\langle D \rangle = \frac{3\beta_b \rho}{32\sqrt{\pi}} \sqrt{\frac{(g\bar{k})^3}{\tanh kh}} \left( \frac{\bar{k}}{\gamma_b \tanh kh} \right)^2 H_{rms}^5 \left[ 1 - \left\{ 1 + \left( \frac{\bar{k} H_{rms}}{\gamma_b \tanh kh} \right)^2 \right\}^{-5/2} \right] \quad (2-2-9)$$

ここで、 $H_{rms}$  は波高の二乗平均、 $\langle D \rangle$  は砕波によるエネルギー散逸率、 $\bar{\sigma}$  は代表相対角周波数、 $\bar{k}$  は波数、 $\rho$  は海水の密度、 $g$  は重力加速度である。また、ここでは無次元定数として、 $\beta_b = 0.4$ 、 $\gamma_b = 0.6$  とする。

#### (4) 境界条件

成分波はすべて岸に向かって伝播するという条件を設定すると、式(2-2-7)は一回微分の方程式であるため、沖側境界でのスペクトルを与えると、沖側から岸に向けて順番に解くことができる。なお、境界条件はその他に、側方境界では一つ内側の計算領域のスペクトルと同じにし、また流出側境界ではエネルギーが常に流出するとう条件を設定している。 $x$  軸は岸に向かって鉛直な軸であり、波はこの方向に進行していく。

#### (5) 入射波スペクトル

##### 1) 沖波条件

沖側境界から計算領域に向けて与える入射波スペクトル  $S(f, \theta - \theta_p)$  は、沖側境界の前格子に一樣なスペクトルを仮定し、次式のように表す。

$$S(f, \theta - \theta_p) = S_0(f) G_0(\theta - \theta_p : f) \quad (2-2-10)$$

ここに、 $S_0(f)$  は周波数スペクトル、 $G_0(\theta - \theta_p : f)$  は方向関数  $\theta_p$  は主波向きである。 $\theta_p = 0$  は主波向きが岸に向かって鉛直であることを示す。したがって岸に向かって斜めに入射していくスペクトルを与えるときは適切な  $\theta_p$  をここに入力する必要がある。

## 2) 周波数スペクトル

本研究では沖波の周波数スペクトルとして、日本沿岸で観測される波浪スペクトルと良く一致を示すことが確認されている JONSWAP 型 (Hasselmann ら, 1973) スペクトルを用いた. JONSWAP 型スペクトルは波高と周期をパラメータとして近似的に次式のように表される. (合田, 1987)

$$S_0(f) = B_j H_{1/3} T_p^{-4} f^{-5} \exp\left[-1.25(T_p f)^{-4}\right] \gamma^{\exp\left[-(T_p f - 1)^2 / 2\sigma^2\right]} \quad (2-2-11)$$

ここに

$$B_j = \frac{0.0624}{0.230 + 0.0336\gamma - 0.185(1.9 + \gamma)^{-1}} [1.094 - 0.01915 \ln \gamma] \quad (2-2-12)$$

$$T_p \cong T_{1/3} / \left[1 - 0.132(\gamma + 0.2)^{-0.559}\right] \quad (2-2-13)$$

$$\sigma' \cong \begin{cases} 0.07 : f \leq f_p \\ 0.09 : f \geq f_p \end{cases} \quad (2-2-14)$$

$$f_p = 1 / (1.05 T_{1/3}) \quad (2-2-15)$$

ここに  $f$  は周波数,  $H_{1/3}$  は沖波有義波高,  $T_{1/3}$  は沖波有義波周期,  $f_p$  はスペクトルがピークを示す周波数で  $T_p$  はそのときの周期,  $\gamma$  はピークの鋭さを表すパラメータである.  $\gamma$  値が増大するにつれてスペクトルのピークが鋭くなることが知られている. 本研究では  $\gamma = 3.3$  としている.

## 3) 方向関数

方向関数  $G_0(\theta - \theta_p : f)$  は, 標準形として光易型方向関数 (Mitsuyasu ら, 1975) がよく用いられており, 本研究においても, 以下のように表される光易型方向関数 (Mitsuyasu ら, 1975) を用いた.

$$G_0(\theta - \theta_p : f) = G_0 \cos^{2S} \left( \frac{\theta - \theta_p}{2} \right) \quad (2-2-16)$$

ここに  $G_0$  は次式で与えられる.

$$G_0 = \left[ \int_{\theta_{\min}}^{\theta_{\max}} \cos^{2S} \left( \frac{\theta - \theta_p}{2} \right) d\theta \right]^{-1} \quad (2-2-17)$$

特に  $\theta_{\min} = -\pi$ ,  $\theta_{\max} = \pi$  であるとき,  $G_0$  は次式で計算される.

$$G_0 = \frac{1}{\pi} 2^{2S-1} \frac{\Gamma^2(S+1)}{\Gamma(2S+1)} \quad (2-2-18)$$

ここに,  $\Gamma(\ )$  はガンマ関数である. なお, 実際の計算では, 波は岸方向のみに伝播することとし  $\theta_{\min} = -\pi/2$ ,  $\theta_{\max} = \pi/2$  として, 式(2-2-17)を数値積分する.  $S$  は方向関数の集中度を表すパラメータであり, 周波数スペクトルのピーク付近で最大になり, それから外れるにつれて次第に減少する. すなわち,  $S_0(f)$  のピーク付近ではエネルギーの方向関数が最小であり, その分その成分波はまっすぐ進行することを表している. ここでは合田ら (1990) が用いた方法に習い  $S$  の代表値  $S_{\max}$  を主パラメータとして次式を用いた.

$$S = \begin{cases} S_{\max} \left( \frac{f}{f_p} \right)^5 & (f < f_p) \\ S_{\max} \left( \frac{f}{f_p} \right)^{-2.5} & (f > f_p) \end{cases} \quad (2-2-19)$$

#### 4) 方向集中度パラメータ $S_{\max}$

方向スペクトルは波の屈折や反射に大きな影響を及ぼすので, 波の方向分布の最大集中度を表すパラメータの選定は慎重に行う必要がある. しかし, 波の方向分布については理論的な裏付けがなく, 観測結果をベースに幾つかの経験な分布形状が提案されているのが実情である. そのため, 合田・鈴木 (1975) が線形波のシミュレーションより定義した目安としての代表値  $S_{\max}$  を用いる.

- ・ 風波  $S_{\max} = 10$
- ・ 減衰距離の短いうねり (波形勾配が比較的大)  $S_{\max} = 25$
- ・ 減衰距離の長いうねり (波形勾配が小)  $S_{\max} = 75$

本研究では, 現地地形に主に用いられる  $S_{\max} = 75$  とした.



## 2.2.3 海浜流場の計算

### (1) 概説

流れの場はそれ自体独立したものとは限らず、しばしばその前段階にある波浪変形計算および後続する地形変化の計算などとの関連において考えなければならない。したがって、この計算には、かなり複雑な波と地形条件に対しても安定であること、および計算所要時間が過大でないことという 2 つの要件が課されることになる。また、得られた波と流れを漂砂量ならびに海浜地形変化の計算における営力として利用する場合には、これが再び波と流れの分布に影響するので、この間にさらに大きなループが構成される。

本研究では、海浜流場の計算を波浪条件や再現期間に応じて準 3 次元モデルあるいは平面 2 次元モデルを選択できるようになっている黒岩ら (2006) のハイブリッドモデルの改良版である安本ら (2014) のモデルを用いる。準 3 次元海浜流モデルは黒岩ら (2010)、平面 2 次元モデルは堀川 (1985) の手法を用いている。なお、ハイブリッドモデルの有効性については、黒岩ら (2006) が示している。モデルの座標系は、図 2.3 に示すとおり、岸向きに  $x$  軸、沿岸方向に  $y$  軸をとり、静水面から鉛直上向きに  $z$  軸をとったものである。なお、計算領域における水平方向は直行格子に分割し、鉛直方向は接点分割 (本研究では平均水深を 6 等分割) する。

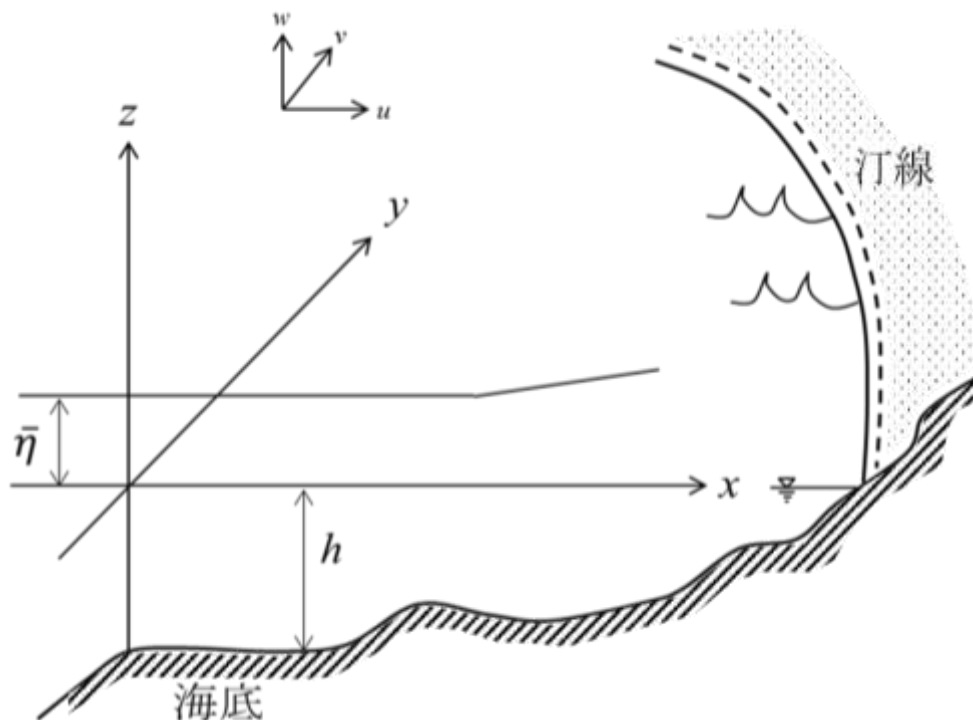


図 2.3 座標系

### (2) 準 3 次元モデル

#### 1) 支配方程式

準 3 次元モデルは黒岩ら (2010) のモデルを用いており、支配方程式は次式で表される。

$$\begin{cases} \frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} + W \frac{\partial U}{\partial z} = -g \frac{\partial \bar{\eta}}{\partial x} - R_x + M_x \\ \frac{\partial V}{\partial t} + U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} + W \frac{\partial V}{\partial z} = -g \frac{\partial \bar{\eta}}{\partial y} - R_y + M_y \end{cases} \quad (2-2-20)$$

ここに、式(2-2-20)中の右辺第2項  $R_x$  および  $R_y$  は波の存在による radiation stress 項であり、右辺第3項  $M_x$  および  $M_y$  は水平渦動粘性係数である。詳細については、次項に述べる。連続式は、次式で与える。

$$\frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial W}{\partial z} = 0 \quad (2-2-21)$$

鉛直方向に積分した連続式は、次式で与える。

$$\frac{\partial \bar{\eta}}{\partial t} + \frac{\partial \tilde{U}(h + \bar{\eta})}{\partial x} + \frac{\partial \tilde{V}(h + \bar{\eta})}{\partial y} = 0 \quad (2-2-22)$$

ここに、定常流速  $U$ ,  $V$ ,  $W$ , 断面平均流速  $\tilde{U}$ ,  $\tilde{V}$  および平均水位上昇量  $\bar{\eta}$  である。

## 2) 境界条件について

沖側では、計算領域を水深の十分大きい領域まで広げ、そこでは流れは存在せず、沖からの流入もないと仮定する。さらに水位については、計算領域内の平均水位の変化を示すために、沖側端において平均水位の上昇量を0とする。

側方については沿岸流の卓越する長い海岸線を考慮する場合、正味の対象となる水域の外側に側方境界を設定し、設定した側方境界付近では水位・流速ともに沿岸方向に一様とする。このとき、境界近傍では岸沖方向の流れが存在しないため、外力の岸沖方向成分は水位の勾配と釣り合うことになる。

底面では以下の条件が成り立つものとする。

$$\begin{cases} v_v \frac{\partial U}{\partial z} \Big|_{z=-h} = \frac{1}{\rho} \tau_{bx} \\ v_v \frac{\partial V}{\partial z} \Big|_{z=-h} = \frac{1}{\rho} \tau_{by} \end{cases} \quad (2-2-23)$$

ここに、 $v_v$  は鉛直渦動粘性係数、 $\rho$  は海水の密度、 $\tau_{bx}$  および  $\tau_{by}$  はそれぞれ岸沖方向すなわち  $x$  軸方向および沿岸方向すなわち  $y$  軸方向における底面せん断応力  $\tau_b$  である。底面におけるせん断応力は、西村ら (1981) の波と流れの共存場における摩擦応力を用いる。

$$\begin{cases} \tau_{bx} = C_f \rho \left\{ \left( W_{b1} + \frac{w_b^2}{W_{b1}} \cos^2 \theta \right) U + \frac{w_b^2}{W_{b1}} \cos \theta \sin \theta V \right\} \\ \tau_{by} = C_f \rho \left\{ \frac{w_b^2}{W_{b1}} \cos \theta \sin \theta U + \left( W_{b1} + \frac{w_b^2}{W_{b1}} \sin^2 \theta \right) V \right\} \end{cases} \quad (2-2-24)$$

$$W_{b1} = \frac{1}{2} \left\{ \sqrt{U^2 + V^2 + w_b^2 + 2(U \cos \theta + V \sin \theta) w_b} + \sqrt{U^2 + V^2 + w_b^2 - 2(U \cos \theta + V \sin \theta) w_b} \right\} \quad (2-2-25)$$

ここに、式(2-2-24)、(2-2-25)中の  $w_b$  は、底面における絶対流速の平均値であり、次式で表される。

$$w_b = \frac{\sigma H}{\left\{ \pi \sinh k(h + \bar{\eta}) \right\}} \quad (2-2-26)$$

ここに、 $\sigma$  は流れに相対的な角周波数であり、 $H$  は波高である。

また、水面では、以下の条件が成り立つものとする。

$$\begin{cases} v_v \frac{\partial U}{\partial z} \Big|_{z=\bar{\eta}} = \frac{1}{\rho} \tau_{sx} \\ v_v \frac{\partial V}{\partial z} \Big|_{z=\bar{\eta}} = \frac{1}{\rho} \tau_{sy} \end{cases} \quad (2-2-27)$$

ここに、 $\tau_{sx}$  および  $\tau_{sy}$  は水面におけるせん断応力  $\tau_s$  の  $x$  方向および  $y$  方向の成分である。 $x$ 、 $y$  方向におけるせん断応力は、次式のように表される。

$$\begin{cases} \tau_{sx} = A_s \rho^{1/3} D_{bc}^{2/3} (h/L_p) \cos \theta \\ \tau_{sy} = A_s \rho^{1/3} D_{bc}^{2/3} (h/L_p) \sin \theta \end{cases} \quad (2-2-28)$$

なお、無次元係数  $A_s$  は戻り流れの強さに影響する係数であり、本研究では 2.0 としており、 $L_p$  は波エネルギーの周波数スペクトルのピーク周期から計算される線形理論に基づく波長である。また、 $D_{bc}$  は碎波による波のエネルギー散逸率であり、次式の Dally ら (1984) の式を用いて算出する。

$$D_{bc} = \frac{K_c}{h} C_g \frac{1}{8} \rho g \left\{ H_{rms}^2 - (\Gamma_c h)^2 \right\} \quad (2-2-29)$$

ここに、 $H_{rms}$  は、二乗平均平方根波高(Root Mean Square wave height)、 $K_c$  および  $\Gamma_c$  は無次元係数であり、 $K_c=0.15$ 、 $\Gamma_c=0.4$  としている。

### 3) 粘性項について

式(2-2-20)中の右辺第3項は、流速の擾乱成分に起因する粘性項であり、次式のとおりである。

$$\begin{cases} M_x = \frac{\partial}{\partial x} \left( \nu_h \frac{\partial U}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \nu_h \frac{\partial U}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \nu_v \frac{\partial U}{\partial z} \right) \\ M_y = \frac{\partial}{\partial x} \left( \nu_h \frac{\partial V}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \nu_h \frac{\partial V}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \nu_v \frac{\partial V}{\partial z} \right) \end{cases} \quad (2-2-30)$$

ここに、 $\nu_h$  は水平渦動粘性係数、 $\nu_v$  は鉛直渦動粘性係数である。

水平渦動粘性係数  $\nu_h$  に関して、本モデルでは以下の Longuet-Higgings (1970) によるモデルを用いている。代表流速として実水深 ( $h+\bar{\eta}$ ) を用いた長波の波速を用い、以下のように設定した。

$$\nu_h = N' x' \sqrt{g(h+\bar{\eta})} \quad (2-2-31)$$

ここに、 $N'$  は無次元定数で、 $0 < N' < 0.016$  の値をとるものとされ、一般的には、0.01 程度の値が用いられる。 $x'$  は離岸距離であるが、平均海底勾配  $\tan \beta$  を用いれば、式(2-2-31)は、次式で表される。

$$\nu_h = N' \frac{(h+\bar{\eta})}{\tan \beta} \sqrt{g(h+\bar{\eta})} \quad (2-2-32)$$

鉛直渦動粘性係数  $\nu_v$  は、砕波帯における戻り流れの研究に関連してその分布が検討されてきたこともあり、評価式は種々提案させている。ここでは、砕波点近傍や汀線近傍での再現性がよく、砕波帯外を含む高領域にも容易に適用できる土屋ら (1986) のモデルを用いる。土屋ら (1986) の式は以下のとおりである。

$$\nu_v = KCH \quad (2-2-33)$$

$H$  は波高、 $C$  は波速、 $K$  は無次元係数であり、0.01 程度の値とする。

#### 4) radiation stress 項について

基礎方程式(2-2-20)の右辺第2項が radiation stress の勾配に相当する項であり，微分演算子の中，つまり式(2-2-24)，(2-2-25)および(2-2-26)を鉛直方向に積分したものと密度  $\rho$  との積が radiation stress そのものに相当する．

$$\begin{cases} R_x = \frac{1}{\rho(h+\bar{\eta})} \left( \frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{xy}}{\partial y} \right) \\ R_y = \frac{1}{\rho(h+\bar{\eta})} \left( \frac{\partial S_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{yy}}{\partial y} \right) \end{cases} \quad (2-2-34)$$

ここに， $\rho$ は海水の密度である． $S_{xx}$ ， $S_{xy}$ ， $S_{yx}$ ， $S_{yy}$ は波に伴う radiation stress である．

いま， $x$  軸に平行に進行する微小振幅波を考えると，radiation stress は，次式のとおりとなる．

$$S_{xx} = E \left( \frac{2kh}{\sinh 2kh} + \frac{1}{2} \right) = E \left( \frac{2C_g}{c} - \frac{1}{2} \right) \quad (2-2-35)$$

ここに， $E$  は単位表面積あたりの波の全エネルギー(=  $\rho g H^2/8$ )， $k$  は波数(=  $2\pi/L$ )， $c$  および  $C_g$  はそれぞれ波速( $L/T$ )および群速度である．

波向線と  $x$  軸とのなす角度を  $\theta$  とすると， $k_1 = k \cos \theta$  および  $k_2 = k \sin \theta$  と表されることにより，radiation stress テンソルは，以下のとおりとなる．

$$S_{ij} = E \begin{bmatrix} \frac{C_g}{c} \cos^2 \theta + \frac{C_g}{c} - \frac{1}{2} & \frac{C_g}{c} \sin \theta \cos \theta \\ \frac{C_g}{c} \cos \theta \sin \theta & \frac{C_g}{c} \sin^2 \theta + \frac{C_g}{c} - \frac{1}{2} \end{bmatrix} \quad (2-2-36)$$

不規則波浪下における radiation stress，水平方向の渦動粘性係数，底面摩擦などの諸量は，Rayleigh 分布に基づく有義波高と2乗平均平方根波高との関係  $H_{1/3} = 1.416 H_{rms}$  から得られる  $H_{1/3}$  と，波エネルギーの周波数スペクトルにおけるピーク周期  $T_p$  を用いて計算する．実際の計算は Koutitas ら (1980) の Fractional Step 法を用いて行い，計算方法に関しては黒岩 (1999) に準ずる．

#### (3) 平面2次元モデル

本研究では，準3次元モデルと平面2次元モデルを選択できるハイブリッドモデルを用いている．そのため，平面2次元モデルについても本節で述べる．

1) 支配方程式

平面 2 次元モデルは堀川（1985）の手法に準じており，支配方程式は次式で表される．

$$\begin{cases} \frac{\partial \tilde{U}}{\partial t} + \tilde{U} \frac{\partial \tilde{U}}{\partial x} + \tilde{V} \frac{\partial \tilde{U}}{\partial y} = -g \frac{\partial \bar{\eta}}{\partial x} - F_x - R_x + M_x \\ \frac{\partial \tilde{V}}{\partial t} + \tilde{U} \frac{\partial \tilde{V}}{\partial x} + \tilde{V} \frac{\partial \tilde{V}}{\partial y} = -g \frac{\partial \bar{\eta}}{\partial y} - F_y - R_y + M_y \end{cases} \quad (2-2-37)$$

ここに，右辺第 2 項  $F_x$  および  $F_y$  は摩擦項であり，第 3 項  $R_x$  および  $R_y$  は波の存在による radiation stress 項であり，右辺第 4 項  $M_x$  および  $M_y$  は水平渦動粘性係数である．また， $\tilde{U}$ ， $\tilde{V}$  は断面平均流速である．連続式は，(2-2-22) に該当する．詳細については，次項に述べる．

2) 摩擦項について

摩擦項は，西村ら（1981）の波と流れの共存場における摩擦応力を参考に以下のように示す．

$$\begin{cases} F_x = \frac{C_f}{h + \bar{\eta}} \left\{ \left( W_{b2} + \frac{w_b^2}{W_{b2}} \cos^2 \theta \right) \tilde{U} + \frac{w_b^2}{W_{b2}} \cos \theta \sin \theta \tilde{V} \right\} \\ F_y = \frac{C_f}{h + \bar{\eta}} \left\{ \frac{w_b^2}{W_{b2}} \cos \theta \sin \theta \tilde{U} + \left( W_{b2} + \frac{w_b^2}{W_{b2}} \sin^2 \theta \right) \tilde{V} \right\} \end{cases} \quad (2-2-38)$$

$$W_{b2} = \frac{1}{2} \left\{ \sqrt{\tilde{U}^2 + \tilde{V}^2 + w_b^2 + 2(\tilde{U} \cos \theta + \tilde{V} \sin \theta) w_b} + \sqrt{\tilde{U}^2 + \tilde{V}^2 + w_b^2 - 2(\tilde{U} \cos \theta + \tilde{V} \sin \theta) w_b} \right\} \quad (2-2-39)$$

ここに， $\rho$  は海水の密度， $C_f$  は底面摩擦係数であり，一般的に 0.01 としている．式(2-2-38)および(2-2-39)中の  $w_b$  は式(2-2-26)を用いる．

3) 粘性項について

(a) 水平渦動粘性係数： $\nu_h$

式(2-2-37)中の右辺第 4 項は，流速の擾乱成分に起因する水平渦動粘性項であり，次式のとおりである．

$$\begin{cases} M_x = \frac{\partial}{\partial x} \left( v_h \frac{\partial \tilde{U}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( v_h \frac{\partial \tilde{U}}{\partial y} \right) \\ M_y = \frac{\partial}{\partial x} \left( v_h \frac{\partial \tilde{V}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( v_h \frac{\partial \tilde{V}}{\partial y} \right) \end{cases} \quad (2-2-40)$$

本モデルでは、 $v_h$ は(2-2-32)の Longuet-Higgings (1970) によるモデルを用いている。

#### 4) radiation stress 項について

基礎方程式(2-2-37)の右辺第3項が radiation stress の勾配に相当する項である。本モデルでは、 $R_x$ 、 $R_y$ は式(2-2-34)から(2-2-36)に該当する。

### 2.2.4 漂砂及び地形変化の計算

#### (1) 概説

一般的に漂砂量は、波と流れ（海浜流）による漂砂量に分けて評価される。特に、波による漂砂量は、移動形態別に掃流、浮遊、シートフローの3種類に分類される。一方、流れによる漂砂量は、断面平均された平面2次的に評価された流れを用いて算定されることが多い。しかし、戻り流れが顕著に発生する場合、低層の流れと断面平均流速とは、流速および流向が大きく異なる。そのため、低層の流れを用いて算定する必要がある。また、砕波帯内においては、水面からの乱れによる高濃度の浮遊砂雲が形成される。浮遊砂雲とは、巻き波が岸へ進んだすぐ背後に、海中から浮遊砂の雲が巻き上がることをいう。浮遊砂は多量の砂粒を運んで砕波帯内を移動するため、これが地形変化に大きな影響を及ぼしている。そのため、浮遊砂の巻き上げ、移流、沈降過程を数値モデルに取り込んだ地形変化予測をする必要がある。

#### (2) 局所漂砂量型3次元海浜変形モデル

##### 1) 水深変化

岸沖および沿岸方向の漂砂量をそれぞれ  $q_x$  および  $q_y$  とすると漂砂の連続式は

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{1-\lambda} \left( \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \right) \quad (2-2-41)$$

で表すことができる。ここに  $h$  は静水深であり、 $t$  は時間、 $\lambda$  は砂の間隙率を表す。漂砂量の算定式は、いずれも海底勾配の影響を直接には含んでない。したがって、底質の質量保存式によって静水深  $h$  の変化量を計算し、それを時間的に積み上げて海底地形を計算した場合、極端な地形の凹凸や安息角以上の底勾配を生じてもそれを抑えることができない。

実際の現象には、海底勾配が局所的に急になった場合には、重力の効果により勾配方向に底質が移動しやすくなると思われる。それに加えて、その効果は、そこでの底勾配の大

きさ，および底勾配の影響を無視した時の底質移動の程度に応じて増減すると考えるのが妥当である．また，水深変化を底面における砂の浮上するフラックスと沈降するフラックスの差（鉛直方向漂砂量フラックス），および掃流砂量によって生じるとする．鉛直漂砂量フラックスを  $Q_s$ ，掃流漂砂量の  $x$ ， $y$  方向成分をそれぞれ  $q_{bx}$ ， $q_{by}$  とすると水深変化と漂砂量の関係は次式で与えられる．

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{1-\lambda}(-Q_s) + \frac{1}{1-\lambda} \left( \frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y} \right) \quad (2-2-42)$$

実際の計算には上式右辺第 2 項に関して，渡辺ら（1984）海底勾配の効果を含んだ

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{1-\lambda}(-Q_s) + \frac{1}{1-\lambda} \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \left( \partial q_{bx} + \varepsilon_s |q_{bx}| \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \partial q_{by} + \varepsilon_s |q_{by}| \frac{\partial h}{\partial y} \right) \right\} \quad (2-2-43)$$

を用いる．ここに， $\varepsilon_s$  は底勾配の影響を与えるための正の定数である．

## 2) 漂砂量の算定

正味の全掃流漂砂量は波による掃流漂砂量  $q_{wb}$ ，流れによる掃流漂砂量  $q_{cb}$  とすると岸沖および沿岸方向における全掃流漂砂量  $q_{bx}$  および  $q_{by}$  は，

$$(q_{bx}, q_{by}) = (q_{wbx}, q_{wby}) + (q_{cbx}, q_{cby}) \quad (2-2-44)$$

で表せる．

### (3) 波による掃流漂砂量

渡辺ら（1984）の提案した，Komar（1977）の沿岸漂砂量を一般の海浜流場に拡張しさらに移動限界摩擦応力を考慮した流れによる漂砂フラックスの算定式を参考にして，次式で評価する．

$$q_{wbx} = A_w Q \hat{u}_b \cos \alpha \quad (2-2-45)$$

$$q_{wby} = A_w Q \hat{u}_b \sin \alpha \quad (2-2-46)$$

$$Q = (u_*^2 - u_{*c}^2) / g \quad (2-2-47)$$

ここに， $\hat{u}_b$  は底面軌道流速の振幅で， $\alpha$  は波向が  $x$  軸となす角である． $A_w$  は波による掃流



漂砂量係数であり， $u_*$ は底面摩擦速度である． $u_{*c}$ は移動限界摩擦速度であり，清水ら（1996）を参考に次式で表す．

$$\frac{A_w}{B_w} = w_f \sqrt{0.5 f_{cw}} / \{(1-\lambda)s\sqrt{sgD_{50}}\} \quad (2-2-48)$$

$$B_w = C_{sb} 19.55 \left( \sqrt{D_{50}} / w_f \right)^2 \quad (2-2-49)$$

$$\hat{u}_b = \frac{\pi H}{T \sinh kh} \quad (2-2-50)$$

ここに， $f_{cw}$ は波と流れ共存場における底面摩擦係数であり，本研究では $f_{cw} = 0.02$ とする．また， $w_f$ は沈降速度であり， $\lambda$ は空隙率， $s$ は砂の水中比重， $D_{50}$ は砂の粒径である． $C_{sb}$ は無次元係数で，清水ら（1996）の漂砂量係数 19.55 の補正值である．短期における地形計算の場合 $C_{sb}$ の値は黒岩ら（2004）によって，中長期計算時より大きめにとる必要があることが示されており，本研究では， $C_{sb}$ の値を各計算において適宜設定した．

#### (4) 流れによる掃流漂砂量： $q_{cb}$

流れによる掃流漂砂量も渡辺ら（1984）のモデルを参考とし，次のように表す．

$$q_{cbx} = A_c Q U \quad (2-2-51)$$

$$q_{cby} = A_c Q V \quad (2-2-52)$$

$$Q = (u_*^2 - u_{*c}^2) / g \quad (2-2-53)$$

ここに， $U$ および $V$ はそれぞれ岸沖および沿岸方向の定常流速であり， $A_c$ は流れによる掃流漂砂量係数であり，波による掃流漂砂量係数 $A_w$ の定数倍，

$$A_c = \beta_c A_w \quad (2-2-54)$$

とする． $\beta_c$ は無次元係数であり，ここでは清水ら（1996）と同様に 10 とする．

$u_{*c}$ は全面移動に相当する移動限界摩擦速度で，次式のとおりとする．

$$u_{*c} = \sqrt{sgD_{50}\Phi_c} \quad (2-2-55)$$

ここに、 $\Phi_c$ は限界シールズ数で、細砂のとき $\Phi_c=0.11$ 、粗砂のとき $\Phi_c=0.06$ とされている。

(5) 底面摩擦速度 $u_*$ の評価

$u_*$ は波と流れ共存場の底面摩擦速度であり、Soulsby (1997) のモデルを用いて、

$$\tau_w = \frac{1}{2} f_w \hat{u}_w^2 \quad (2-2-56)$$

$$\tau_c = \frac{1}{2} f_c (U^2 + V^2) \quad (2-2-57)$$

$$\tau_m = \tau_c \left[ 1 + 2 \left( \frac{\tau_w}{\tau_c + \tau_w} \right)^{3.2} \right] \quad (2-2-58)$$

$$\tau_{\max} = \left[ (\tau_m + \tau_w \cos \theta)^2 + (\tau_w \sin \theta)^2 \right]^{1/2} \quad (2-2-59)$$

$$u_*^2 = \frac{\tau_{\max}}{\rho} \quad (2-2-60)$$

とする。ここに、 $\tau_w$ は波によるせん断応力、 $\tau_c$ は流れによるせん断応力、 $\hat{u}_w$ は底面での水粒子速度の最大値、 $U$ および $V$ はそれぞれ岸沖および沿岸方向の底面流速、 $f_w$ は波による摩擦係数、 $f_c$ は流れによる摩擦係数、 $\theta$ は波向である。

(6) 浮遊漂砂量

式(2-2-43)の右辺第1項の鉛直漂砂量フラックス $Q_s$ は時間平均浮遊砂濃度 $C$ に関する移流拡散方程式(2-2-61)を解くことによって推定する。

$$\frac{\partial c}{\partial t} + U \frac{\partial c}{\partial x} + V \frac{\partial c}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left( \varepsilon_x \frac{\partial c}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \varepsilon_y \frac{\partial c}{\partial y} \right) + \frac{Q_s}{h + \bar{\eta}} \quad (2-2-61)$$

ここに、 $U$ 、 $V$ は $x$ 、 $y$ 方向の平均流速、 $\varepsilon_x$ 、 $\varepsilon_y$ は次式で表される水平方向の拡散係数である。

$$\varepsilon_x = \frac{u_*}{2} h \quad (2-2-62)$$

$$\varepsilon_y = \frac{u_*}{2} h \quad (2-2-63)$$

ここに、 $u_*$ は底面摩擦速度、 $h$ は水深である。また、鉛直漂砂量フラックス  $Q_s$ は

$$Q_s = -F_z + Cw_f \quad (2-2-64)$$

で表され、 $F_z$ は底質の巻き上げ量、 $w_f$ は沈降速度である。上式右辺第1項は浮上フラックスであり、第2項は沈降フラックスである。巻き上げ量  $F_z$ は底面摩擦速度が砂の沈降速度以上の場合に生じるとして、次式のように表す。

$$F_z = (1 - \gamma') C_0 \alpha_z w_f \left( \frac{u_*}{w_f} - 1 \right) \quad \begin{cases} u_* \geq w_f : \gamma' = 0 \\ u_* \leq w_f : \gamma' = 1 \end{cases} \quad (2-2-65)$$

ここに、 $\alpha_z$ は  $0 \leq \alpha_z \leq 1$  の定数である。 $C_0$ は浮遊砂基準点濃度であり、次式を用いて推定する。

$$C_0 = 0.347 N_c^{1.77} \quad (2-2-66)$$

$$N_c = \frac{0.688 \hat{u}_w^2}{1.13 s g w_f T} \quad (2-2-67)$$

ここに、 $\hat{u}_w$ は底面での水粒子速度の最大値であり、 $T$ は周期である。

沈降速度  $w_f$ は Rubey (1933) の式

$$w_f = \sqrt{s g D_{50}} \left( \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{s g D_{50}^3}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{s g D_{50}^3}} \right) \quad (2-2-68)$$

を用いて算定する。ここに  $\nu$ は動粘性係数であり、本研究では  $0.01 \text{ cm}^2/\text{s}$  とした。

## 2.2.5 遡上域の漂砂量

### (1) 概説

本研究では、汀線変化を考慮するために、遡上域における漂砂量モデルの再検討を行った。汀線変化については、口石ら (2004) の既往のモデルでは、遡上域の漂砂量  $q_{xs}$ を汀線から沖側に2格子分の地点の漂砂量を最大遡上点まで外挿して求めていたが、前進・後退量を過小評価する結果であった。そのため、汀線の前進・後退を決定するには、海底勾配

や局所外力などの影響を考慮した遡上域の漂砂量モデルを構築する必要がある。そこで本研究では Leont'yev (2003) をベースとして、遡上域における漂砂量モデルの改良を行った。Leont'yev (2003) のモデルは浜崖の形成の再現を目的としたものであるが、本研究では汀線の前進・後退も考慮した遡上域の漂砂量モデルの構築を行う。

(2) 口石ら (2004) のモデル

遡上域における全漂砂量( $q_{xr}$ ,  $q_{yr}$ )は, Larson ら (1989) にもとづいて, 汀線近傍の漂砂量を最大遡上高さまで外挿して算定する。遡上域における全漂砂量( $q_{xr}$ ,  $q_{yr}$ )は,

$$q_{xr} = q_{xs} \left( \frac{x_r - x}{x_r - x_s} \right), \quad q_{yr} = q_{ys} \tag{2-2-69}$$

ここで, 図 2.4 に示すように  $x_r$  は遡上限界ポイントであり,  $x_s$  は汀線近傍の漂砂量の参照ポイントとする。本計算においては,  $x_s$  は汀線位置から 20 m 海側の地点を参照ポイントとした。また,  $q_{xs}$  および  $q_{ys}$  は  $x_s$  での海域部の岸沖漂砂量・沿岸漂砂量である。

遡上高さ  $R$  は Larson ら (1989) によって以下のように定める。

$$\frac{R}{H_0} = 1.47 \left( \frac{\tan \beta}{\sqrt{H_0 / L_0}} \right)^{0.79} \tag{2-2-70}$$

$$x_r = \frac{R}{\tan \beta} \tag{2-2-71}$$

ここに,  $H_0$  は沖波波高,  $\tan \beta$  は海底勾配,  $L_0$  は沖波波長であるが, 本モデルでは,  $H_0$  として碎波波高を用いる。

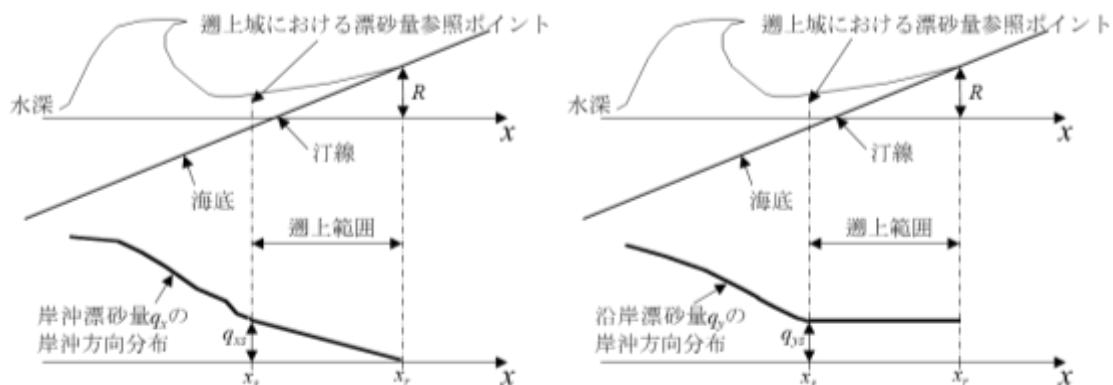


図 2.4 遡上域における漂砂量を求めるポイント関係図



ここに、 $\gamma_1$ および $\gamma_2$ は遡上域の漂砂量分布の形状を表す係数で、それぞれ $\gamma_1=0.5$ 、 $\gamma_2=1.0$ とした。遡上域における漂砂量は海底勾配や局所外力としての波浪、粒径を用いて算出され、 $\hat{q}_{xr}$ 、 $\hat{q}_{yr}$ は以下のように定める。

$$\hat{q}_{xr} = 0.1K_R \rho \hat{u}_R^3 (\tan \beta_{eq} - \tan \beta) \quad (2-2-74)$$

$$\hat{q}_{yr} = 0.1K_R \rho \hat{u}_R^2 \frac{R \tan \theta_w}{T \tan \beta} \quad (2-2-75)$$

ここに、 $K_R$ は比例係数、 $\hat{u}_R$ は遡上限界ポイントの底面軌道流速の振幅、 $\tan \beta_{eq}$ は平衡勾配、 $\tan \beta$ は実際の海底勾配、 $D_{50}$ は中央粒径、 $\theta_w$ は波の入射角である。以下のように定める。

$$x_r = \frac{R}{\tan \beta} \quad (2-2-76)$$

$$K_R = 0.5 \cdot 10^{-7} \frac{T \sqrt{gH_s}}{D_{50}} \quad (2-2-77)$$

$$\tan \beta = \frac{h_s - h_r}{x_r - x_s} \quad (2-2-78)$$

本研究では、新たに平衡勾配  $\tan \beta_{eq}$  の式に補正係数の導入を行った。平衡勾配は以下のように定める。また、遡上高さ  $R$  は Larson ら (1989) の式(2-2-70)を用いる。

$$\tan \beta_{eq} = \alpha \sqrt{\frac{w_f T}{H_s}} \quad (2-2-79)$$

ここに、補正係数  $\alpha$  に関しては、定数として適切な値を決定する。 $H_o$ は沖波波高、 $L_o$ は沖波波長、 $H_s$ は沖波波高と水深が等しくなる地点における波高、 $h_s$ は沖波波高と水深が等しくなる地点における水深、 $h_r$ は遡上限界ポイントにおける水面からの高さを用いた。

## 2.3 パラメータの検討

本研究では、新たに遡上域の漂砂量モデルの構築を行った。遡上域の漂砂量を算出するにあたり、提案した遡上域の漂砂量モデルに用いた各パラメータを精査する必要がある。本節では、平衡勾配及び遡上高について検討を行い、室内模型実験結果及び、既往のモデルと比較し、モデルの妥当性の検証を行う。

### 2.3.1 平衡勾配に関する検討

提案したモデルに用いた各パラメータを精査するにあたり、まず、遡上域の漂砂量モデルにおける平衡勾配について検討した。平衡勾配とは、芹沢ら（2006）が述べている通り、寄せ波と引き波の作用により土砂が移動し、最終的に傾斜を保ったまま海浜形状が安定した状態での勾配である。

提案したモデルにおいては、式(2-2-74)における $\tan\beta_{eq}-\tan\beta$ の値の正負によって遡上域における正味の漂砂量の方向が決定されるため、平衡勾配の式(2-2-79)の、補正係数 $a$ の与え方を検討する必要がある。Leont'yev（2003）は係数 $a$ を0.15としているが、試算の結果から $\tan\beta_{eq}-\tan\beta$ が大きく評価され、侵食型が再現されない場合があった。そのため、係数 $a$ に関して、Sunamura・Horikawa（1974）が考案した海浜プロファイルによるタイプ分けを参考に検討を行った。海浜プロファイルのタイプ分けの指標については図 2.6に示す。図 2.6における無次元係数 $C_s$ は、Sunamura・Horikawa（1974）の海浜プロファイルによるタイプ分けの指標で、汀線の後退や前進を決定するパラメータである。 $C_s$ の値が実験スケールでは8以上の場合は汀線が後退し、4以下の場合は汀線が前進することを示している。なお、本研究では汀線の前進と後退をわかりやすくするため、 $C_s$ の値が8以上及び4以下のケースにおいて計算を行う。検討に用いた計算条件は実験室スケールとし、表 2.1に示すように、海底勾配が1/10、1/20の一樣勾配の海浜地形を初期地形とし、計算領域は沿岸方向5 m、岸沖方向10 mとして計算した。有義波高、有義波周期、中央粒径をそれぞれ変化させ、試行錯誤的に係数 $a$ を決定した。なお、回折影響係数 $\kappa$ は2.5とし、海浜流における計算時間間隔 $\Delta t$ は0.002 s、海浜流における時間ステップの繰り返し回数は20,000回、漂砂量補正係数 $C_{sb}$ は0.01、計算における格子間隔 $\Delta x$ 及び $\Delta y$ は10 cmとした。

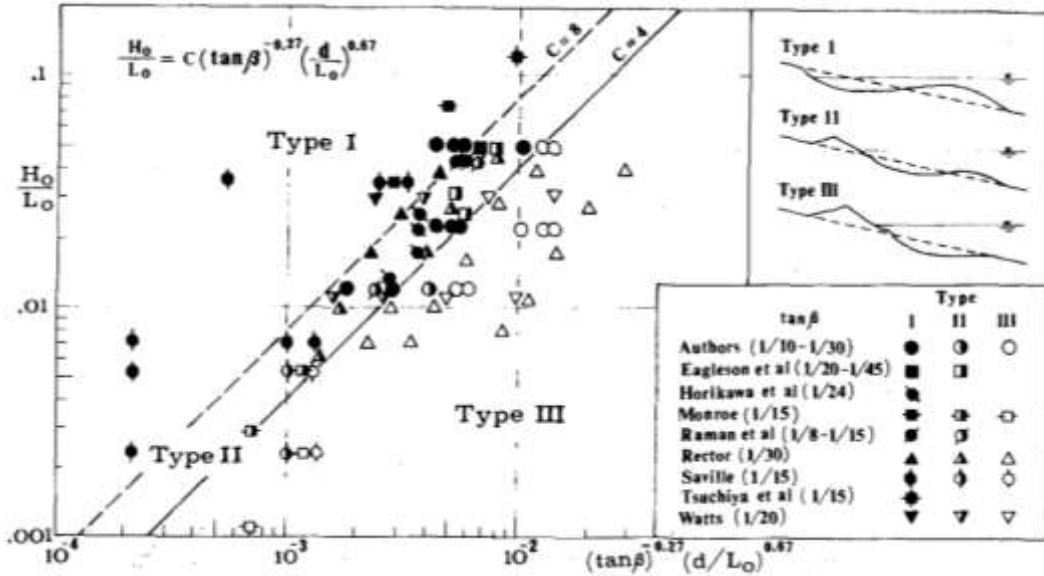


図 2.6 海浜プロファイルによるタイプ分け (Sunamura・Horikawa, 1974)

表 2.1 補正係数に関する計算条件

	有義波高(m)	有義波周期(s)	初期 $\tan\beta$	粒径(mm)
case1	0.07	1.0	1/10	0.2
case2	0.03	2.0	1/10	0.2
case3	0.03	1.0	1/10	0.4
case4	0.07	1.0	1/20	0.2
case5	0.03	2.0	1/20	0.2

係数 $\alpha$ を変化させた場合における $\tan\beta_{eq}-\tan\beta$ の検討結果を表 2.2に示す。本研究では、遡上域における地形変化がそれぞれ、侵食型及び堆積型になるケースを取り上げており、 $\tan\beta_{eq}-\tan\beta$ の値が正の場合は汀線が前進、負の場合は後退となっている。表 2.2では、Sunamura・Horikawa (1974) の指標である $C_s$ による汀線の状況と構築した遡上域の漂砂量モデルによる汀線の状況を比較した。表 2.2の結果より、係数 $\alpha$ を0.030の場合、汀線が後退する両ケースにおいて $\tan\beta_{eq}-\tan\beta$ の値が負であることがわかる。しかし、case2に関しては $C_s$ が4以下であるが、 $\tan\beta_{eq}-\tan\beta$ は負の値となっている。係数 $\alpha$ が0.035の場合は、汀線が後退する両ケースにおいて、 $\tan\beta_{eq}-\tan\beta$ の値が負であり、汀線が前進するケースにおいて、 $\tan\beta_{eq}-\tan\beta$ の値が正の値となっていることがわかる。係数 $\alpha$ が0.040の場合、汀線が前進する場合においては $\alpha$ が0.035の場合と同様に $\tan\beta_{eq}-\tan\beta$ の値が正の値となっていることがわかる。しかし、case4において $C_s$ が8以上であるが、 $\tan\beta_{eq}-\tan\beta$ は正の値となっている。図 2.7(a)(b)は $\alpha$ を0.035とし侵食型の波浪条件 (case1) における漂砂量分布と地形変化を計算した例である。このケースでは、 $C_s$ が8以上となる侵食型のケースであり、地形変動量は小さいが岸沖方向-1 mから0 mにおいて侵食されていることが確認できる。図 2.7(c)(d)は $\alpha$ を0.035とし



堆積型の波浪条件 (case2) で計算した結果を示したものである。このケースは、 $C_s$ が4以下となる堆積型のケースで、岸沖方向-1 mから0 mにおいて汀線の前進が確認できる。なお、海浜流場の計算において、侵食型のケースでは戻り流れが発生するように準3次元モデル、堆積型のケースでは平面2次元モデルを用いて計算を行っている。以上、各ケースの計算結果より、本モデルでは $\alpha$ を0.035とした。

表 2.2  $\alpha$  の値に対する  $\tan\beta_{eq}-\tan\beta$  の計算結果

	$C_s$ (汀線の状況)	$\tan\beta_{eq}-\tan\beta$ (汀線の状況)		
		$\alpha = 0.030$	$\alpha = 0.035$	$\alpha = 0.040$
case1	9.8 (後退)	-0.0275 (後退)	-0.0234 (後退)	-0.0193 (後退)
case2	2.6 (前進)	-0.0063 (後退)	0.0002 (前進)	0.0068 (前進)
case3	2.6 (前進)	0.0118 (前進)	0.0230 (前進)	0.0343 (前進)
case4	8.1 (後退)	-0.0044 (後退)	-0.0002 (後退)	0.0040 (前進)
case5	2.2 (前進)	0.0130 (前進)	0.0215 (前進)	0.0299 (前進)

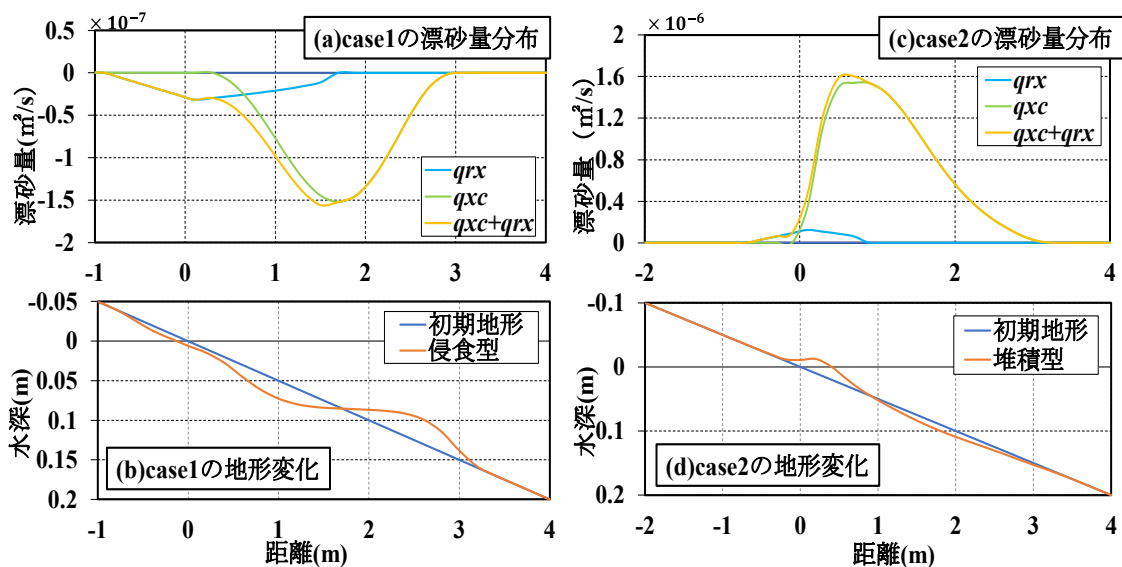


図 2.7 侵食型の地形変化の一例

### 2.3.2 遡上高さの検討

提案したモデルでは、遡上域における陸側の漂砂が起こる限界点を遡上高さによって判定している。そのため、汀線近傍の再現性を向上させるには、遡上高さ  $R$  を精査する必要がある。よって、ここでは、遡上域の漂砂量モデルにおける遡上高さについて検討した。遡上高さの検討には、郷農ら (1996)、榎木ら (1976)、水口ら (1983) の実験結果を用いて、式(2-2-70)の計算結果の比較を行った。

計算条件として、郷農ら (1996)、榎木ら (1976)、水口ら (1983) の実験結果をそれぞれ

れ case1, case 2, case 3 とし, 波浪場の計算結果より遡上高さを算出した. 式(2-2-70)のパラメータである有義波高, 有義波周期および海底勾配は各実験に基づいて決定した. 各実験における計算条件をまとめたものを表 2.3 に示す. 計算領域に関して, 郷農ら (1996) の実験は沿岸方向 30 cm, 岸沖方向 700 cm, 榎木ら (1976) の実験は沿岸方向 70 cm, 岸沖方向 700 cm, 水口ら (1983) の実験は沿岸方向 5 m, 岸沖方向 60 m とした. なお, 回折影響係数  $\kappa$  は 2.5, 計算における格子間隔  $\Delta x$  及び  $\Delta y$  は実験室規模では 5 cm, 現地規模では 1 m とした.

表 2.3 各実験における計算条件

		有義波高(cm)	有義波周期(s)	海底勾配
case1	1	5.1	0.80	1/5
	2	5.2	0.80	1/10
	3	2.4	1.25	1/10
	4	2.3	1.25	1/20
	5	5.2	0.80	1/10
	6	5.3	0.80	1/10
	7	2.5	1.25	1/20
	8	2.3	1.25	1/20
case2	1	6.21	0.66	1/5
	2	7.78	0.67	1/10
	3	7.05	0.76	1/10
	4	8.05	0.74	1/20
case3	1	57.1	10.6	1/60
	2	77.0	10.9	1/60
	3	24.2	10.3	1/60
	4	32.8	6	1/60
	5	32.4	4.9	1/60
	6	28.5	4.4	1/60
	7	30.5	5.5	1/60
	8	31.8	6	1/60
	9	59.5	6.9	1/60
	10	50.7	6.4	1/60

図 2.8(a)はそれぞれ、各ケースにおける算出された遡上高さ  $R$  の計算結果と実験結果を比較したものである。この図から、式(2-2-70)を用いて計算した遡上高さ  $R$  は、実験結果と比較し、ばらつきがみられる。また、遡上高さが大きい場合は、計算結果が過小となり、遡上高さが小さい場合は、計算結果が過大であることがわかる。そこで、この関係を修正するために、遡上高さのばらつきを抑えるための補正係数  $\alpha_2$  を用いることを提案する。

$$\frac{R}{H_0} = 1.47 \times \alpha_2 \left( \frac{\tan \beta}{\sqrt{H_0/L_0}} \right)^{0.79} \quad (2-3-1)$$

ここに、 $\alpha_2$  の与え方を考えるにあたり、波の遡上現象について考える。波の遡上は種々の要素が混在しており、非常に複雑化している。高田 (1970) の研究など、波の遡上に関係するパラメータの中で、海底勾配は比較的、遡上高さとの関係性が明らかにされている。また、海底勾配で整理すると遡上高さのばらつきと同様の傾向を得られたため、遡上高さのばらつきを抑えるために、 $\alpha_2$  は次式のように表す。

$$\alpha_2 = \begin{cases} 1 - 3(\tan \beta - 0.02) & \tan \beta > 1/50 \\ 1 + 5(0.02 - \tan \beta) & \tan \beta \leq 1/50 \end{cases} \quad (2-3-2)$$

図 2.8(b)に式(2-3-1)を用いて求めた  $R$  の計算値と実験値を比較した結果を示す。図 2.8 より、補正係数  $\alpha_2$  を用いることで、実験結果とよく一致した遡上高さの計算結果が得られることがわかる。これにより、より正確に計算による遡上高さを得ることが可能となったと考えられる。

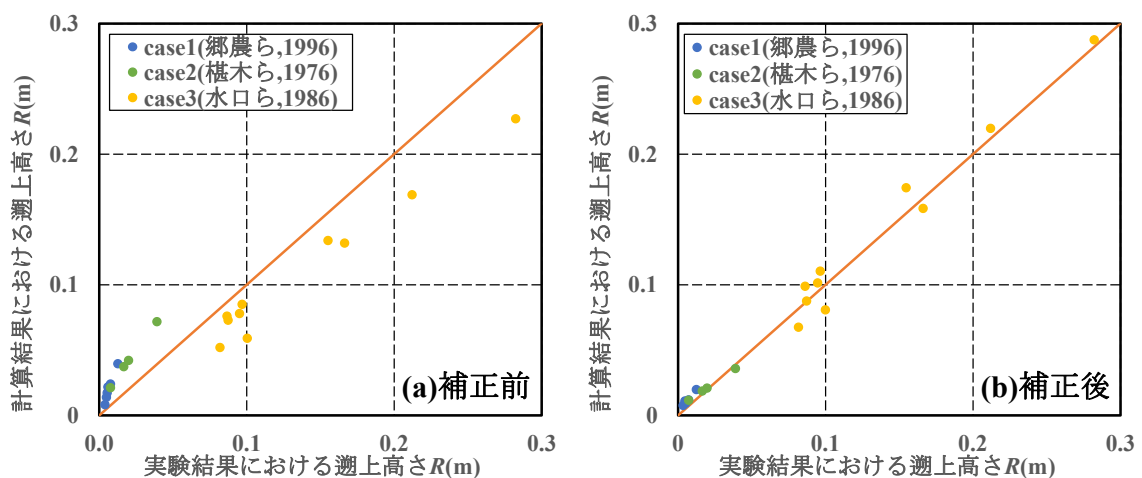


図 2.8 計算結果と実験結果の比較

### 2.3.3 岸沖海浜変形実験結果との比較

上述したパラメータの検証より得られた結果をもとに、モデルの妥当性の検討を行った。検討には、電力中央研究所有する大型造波水路において実施された岸沖海浜変形実験（丸山ら，1986）を用いて、地形変化の計算を試みた。

#### (1) 丸山ら（1986）の実験の概要

ここでは、丸山ら（1986）によってなされた実験の概要を述べる。実験は、**図 2.9** に示すように、長さ 205 m、深さ 6 m、幅 3.4 m として実施された。実験ケースとして、2 種類の砂、4 種類の初期斜面を組み合わせた 24 ケースとし、実海岸規模の波浪を作用させ岸沖方向の地形変化を測定している。検証に用いたデータは丸山ら（1986）に示されている暴風海浜型の実験結果を比較対象としている。

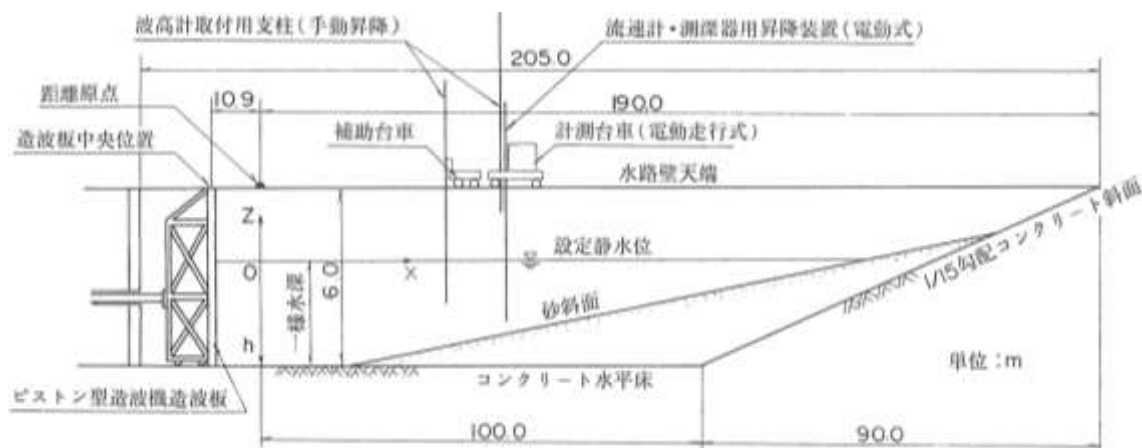


図 2.9 実験装置の概要（丸山ら，1986）

#### (2) 計算条件

ここでは、構築した遡上域の漂砂量モデルを用いて計算を行った。計算条件は**表 2.4** に示す。計算に用いた地形は**表 2.4** に示すように勾配 1/20, 3/100 と設定し、丸山ら（1986）の実験における case3-4 及び case4-3 の 2 ケースを抜粋した。海浜流の計算において、戻り流れを考慮できる準 3 次元モデル(Q3D)を用いた。計算は沿岸方向 10 m、岸沖方向 110 m の範囲で行う。地形の更新は 1 時間ごと（1 時間は波浪場が変化せず、定常な海浜流場が形成されていると仮定し、1 時間ごとに地形データを更新）に行い、30 時間後まで計算した。なお、回折影響係数  $\kappa$  は 2.5 とし、海浜流における計算時間間隔  $\Delta t$  は 0.002 s、海浜流における時間ステップの繰り返し回数は 20,000 回、漂砂量補正係数  $C_{sb}$  は 0.01、格子間隔  $\Delta x$  及び  $\Delta y$  は 1 m とした。

表 2.4 計算条件

	波高(m)	周期(s)	中央粒径(mm)	初期勾配
case3-4	1.62	3.1	0.27	1/20
case4-3	0.71	3.1	0.47	3/100

(3) 計算結果の検証

ここでは、本数値モデルを用いた計算結果の比較を行う。図 2.10 は、計算結果と実験結果の岸沖方向における地形変化の比較である。それぞれ、(a)は case3-4 の 7 時間後、(b)は case3-4 の 15 時間後、(c)は case3-4 の 30 時間後、(d)は case4-3 の 30 時間後の計算結果である。

図 2.10(a)(b)より、7 時間後の計算結果では、遡上域がわずかに侵食はされているが、実験結果では、侵食が見られない。また、計算結果の侵食域は実験結果を過大評価しているが、沿岸砂州の高さや位置は実験結果を定性的には再現できている。15 時間後の計算結果と実験結果の比較では、遡上域の侵食型の地形変化や土砂の移動終了地点など計算結果が実験結果の傾向をよく表しており、本研究において導入した各補正係数によって実験結果のような侵食状況を再現していることがわかる。

図 2.10(c)(d)は、それぞれ case3-4 と case4-3 の 30 時間後の海岸形状の比較である。case3-4 では、15 時間後の計算結果と同様に、計算結果は実験結果の傾向をよく表している。case4-3 では、侵食量と堆積量の大きさは実験結果より小さいが、遡上域の堆積型の地形変化や土砂の移動終了地点など計算結果が実験結果の状況を表現できている。このように、侵食・堆積条件によらず、本数値モデルは海岸形状の変化をよく表すことがわかった。

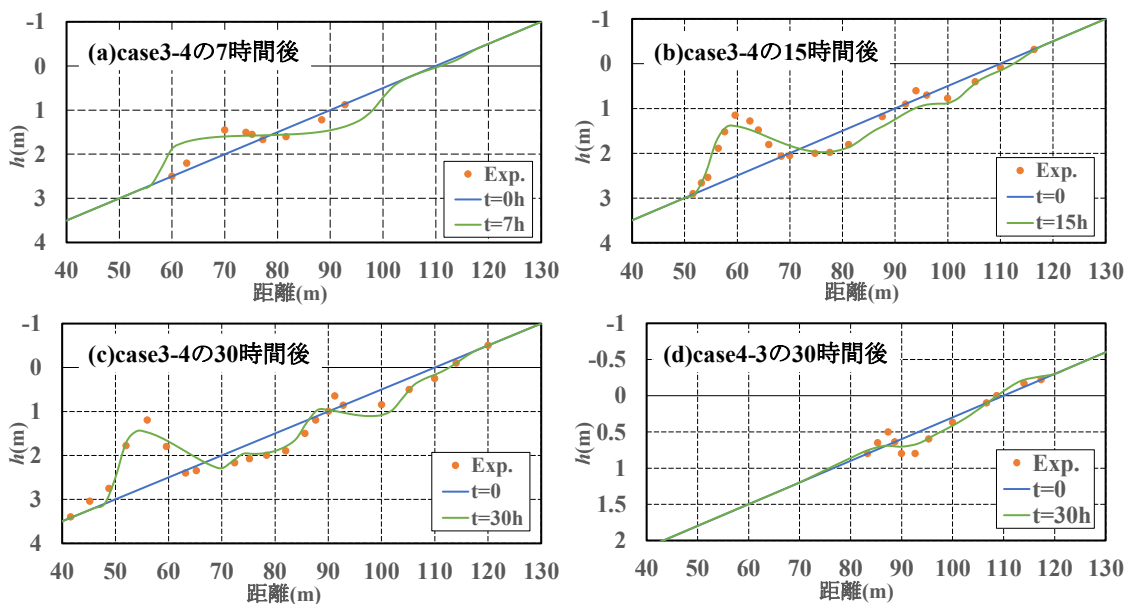


図 2.10 岸沖方向の地形変化

### 2.3.4 平面水槽実験結果との比較

#### (1) 宇多ら (2011) による平面水槽実験の概要

次に、3次元的な地形変化の挙動を調べるために、平面水槽実験結果と比較・検討する。ここでは、宇多ら (2011) によって行われた平面水槽実験の概要を述べる。実験は図 2.11 に示すように、長さ30 m、幅30 mの平面水槽を用い、幅24 m区間を導波板により2分し、12 m区間として実施された。実験は構造物を設置していない自然海浜、中央に離岸堤を設置した地形、中央に人工リーフを設置した地形の3ケース行われている。実験では、皆生海岸日吉津海象観測所における年数回出現確率の波を通常波とし、20時間作用させた後に年最大波を暴風波として作用させている。検証に用いたデータは20時間後までの実験結果を比較対象としている。実験条件は通常波を採用し、表 2.5 に示すとおりである。

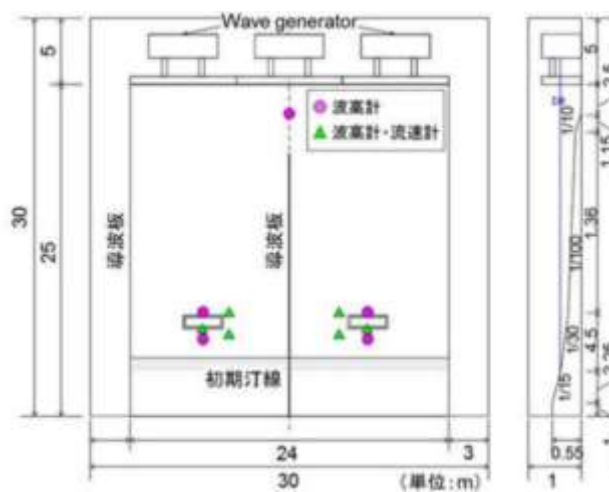


図 2.11 実験装置の概要 (宇多ら, 2011)

表 2.5 実験条件

有義波高(cm)	有義波周期(s)	波向(°)	中央粒径(mm)	作用時間(hour)
6.0	1.13	0	0.34	20

#### (2) 計算条件

計算には、構築した遡上域の漂砂量モデル (モデル 1) と口石ら (2004) のモデル (モデル 2) を用いる。波浪条件は実験と同様に有義波高 6.0 m、有義波周期 1.13 s、波向 0° とした。海浜流の計算では平面 2 次元モデル(2DH)を用いた。また、地形の更新は 1 時間ごとに行い、20 時間後まで計算した。計算に用いた地形は図 2.12 に示すように、汀線から水深 0.15 m までの海底勾配を 1/30、水深 0.15 m より沖側を 1/100、岸側 (陸域) を 1/15 と設定されており、構造物は、汀線から沖側に 2 m 付近に設置されている。計算は岸沖方向 8.6 m、沿岸方向 12 m の範囲で行う。回折影響係数  $\kappa$  は 2.5 とし、海浜流における計算時間間隔  $\Delta t$  は 0.002 s、海浜流における時間ステップの繰り返し回数は 200,000 回、漂砂量補正係数  $C_{sb}$  は 0.01、中央粒径は 0.34 mm、計算における格子間隔  $\Delta x$  及び  $\Delta y$  は 10 cm とした。

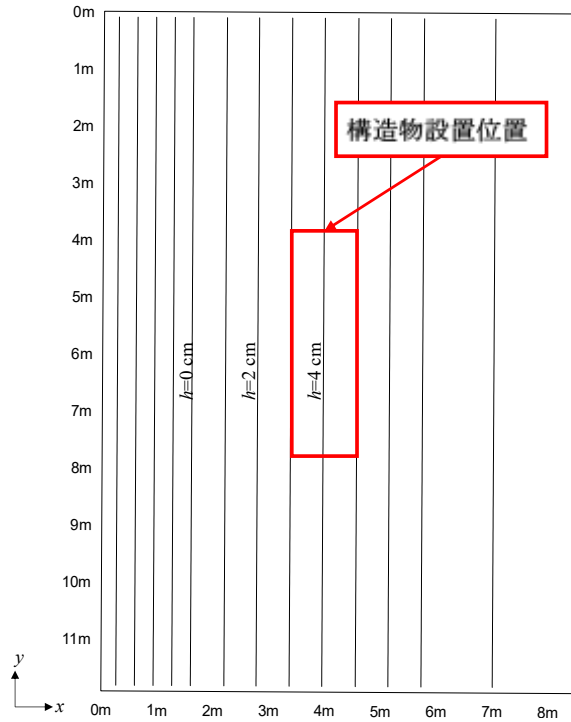


図 2.12 初期地形

### (3) 計算結果の検証

ここでは、本数値モデルを用いた計算結果の比較を行う。図 2.13 及び図 2.14 は宇多らの実験結果における地形変化と流速分布を示したものである。また、図 2.15 から図 2.17 は自然海浜、離岸堤、人工リーフを設置した地形における計算結果の地形変化、図 2.18 から図 2.20 は自然海浜、離岸堤、人工リーフを設置した地形における計算結果の流速分布である。それぞれ、(a)はモデル 1、(b)はモデル 2 を用いた場合の計算結果である。また、図 2.21 は地形中央である沿岸方向 6 m 地点の岸沖断面図である。それぞれ、(a)は自然海浜、(b)は離岸堤、(c)は人工リーフがある地形を示したものである。

図 2.15 及び図 2.18 より、モデル 1 では、遡上域において三角形上のバームが形成されているが、モデル 2 では汀線から遡上域まで堆積があまり見られない結果となり、図 2.13(a)の実験結果より、自然海浜における侵食・堆積の傾向はモデル 1 の計算結果がより捉えている。また、図 2.21(a)より、モデル 1 では、遡上域の堆積量は過大評価しているが、初期汀線位置から沖に 1 m 付近から遡上域に堆積している状況は捉えている。モデル 2 では遡上域における堆積があまり見られず、侵食・堆積の量も過小評価されている。

図 2.16 及び図 2.19 より、両モデルとも、離岸堤背後で循環流が形成されている。また、両モデルともに離岸堤背後の汀線近傍に双対型の堆積域がみられる。モデル 1 では離岸堤背後及び汀線部において堆積している。モデル 2 では遡上域において堆積がみられないのに対して、モデル 1 では離岸堤背後や汀線部から遡上域で堆積している様子がうかがえ、離岸堤外の遡上域において、モデル 1 の計算結果では、モデル 2 と比較して堆積量が多いことがわかる。そのため、図 2.13(b)より、離岸堤周辺における侵食・堆積の傾向はモデル

1の計算結果がより捉えていることがわかる。また、図 2.21(b)より、沿岸方向 6 m地点ではモデル 1 とモデル 2 の計算結果に差が見られず、計算値がほとんど同値となった。これは、離岸堤中央では消波の影響が大きく波高が小さくなることで、遡上域の地形変化に影響がほとんどないためではないかと考えられる。そのため、実験結果による地形変化は小さく、両モデルとも地形変化が小さくなっている。なお、離岸堤未設置部分(沿岸方向 0~4 m, 8~12 m)の地形変化に関しては自然海浜の計算結果と同様の結果となった。

図 2.17 及び図 2.20 より、両モデルとも、人工リーフ岸側背後では 0.02 m ほど土砂が削られており、実験における人工リーフ岸側背後における堆積については再現性があまり芳しくなかったが、モデル 1 では汀線近傍で堆積や人工リーフ端部の侵食、人工リーフ岸側背後では中央部から発達する舌状砂州が形成されている状況は表すことができている。また、モデル 2 の計算結果では、人工リーフ岸側背後において堆積があまり見られず、舌状砂州の発達も確認できない。そのため、図 2.13(c)より、人工リーフ周辺における侵食・堆積の傾向はモデル 1 の計算結果がより捉えている。また、図 2.21(c)より、人工リーフ背後においてモデル 2 ではほとんど地形に変化が見られない。一方、モデル 1 では実験結果と同様に堆砂が発生しているが、実験結果より堆積域が広く堆積を過大評価している。なお、人工リーフ未設置の地形変化に関しては自然海浜の計算結果と同様の結果となった。また、宇多ら (2011) は人工リーフ周辺の 20 時間後の海浜流の測定結果も行っているため、地形変化とともにこちらと比較する。図 2.14 より、実験の測定結果では、流況は人工リーフの左右で非対称となっており、左側では左端部で循環流と離岸流が形成されている。右側では人工リーフ右端部から岸に向かう流れが確認できる。また、人工リーフ上で発達する向岸流の流速は約 0.2 m/s となっている。これを踏まえて海浜流分布を見ると、人工リーフ左端部では、循環流が発生しており、実験結果を比較的良好的に再現することができている。しかし、計算結果では人工リーフの左右で対称となっている。また、計算結果では人工リーフ上の流速が 0.05 m/s となり、過小評価していることがわかった。本計算における人工リーフ沖側と岸側における侵食・堆積の傾向が異なった原因として、海浜流分布は傾向を捉えていたが、人工リーフによって岸沖漂砂が断たれたことにより、人工リーフ沖側前面において堆積、岸側背後において侵食傾向となったのではないかと考えられる。

以上より、モデル 1 は定量的に検討の余地があるが、人工リーフ背後の汀線近傍の計算において、既往のモデル 2 より精度がよいことがわかる。

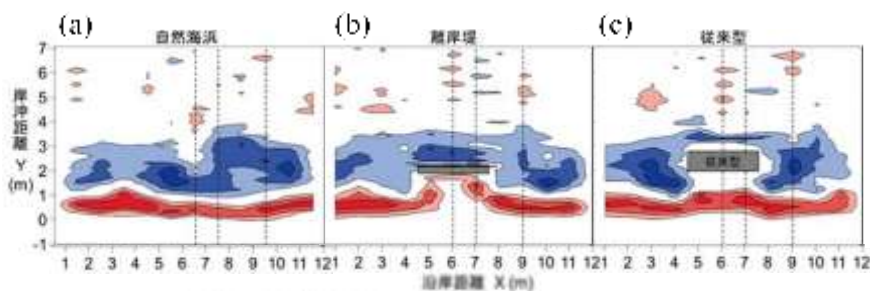


図 2.13 実験結果における 20 時間後の地形変化 (宇多ら, 2011)



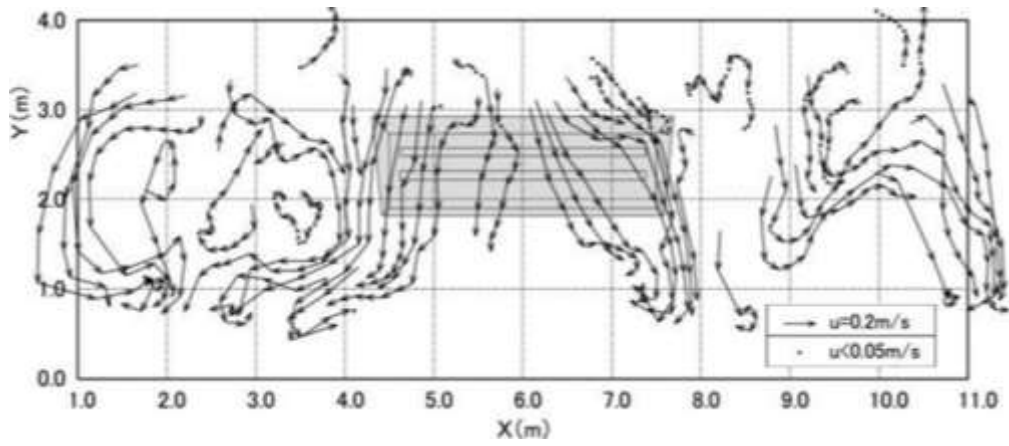


図 2.14 波浪作用後 20 時間における人工リーフ周辺の流速分布 (宇多ら, 2011)

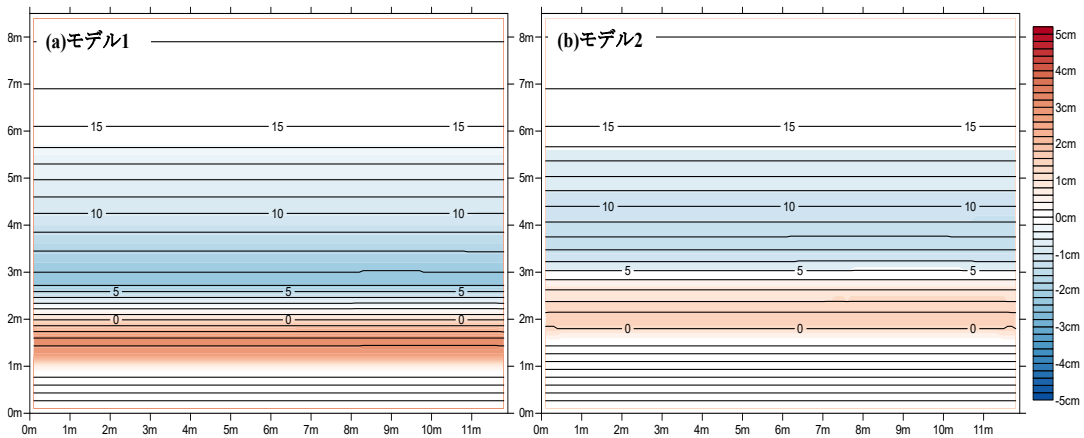


図 2.15 自然海浜の 20 時間後における地形変化

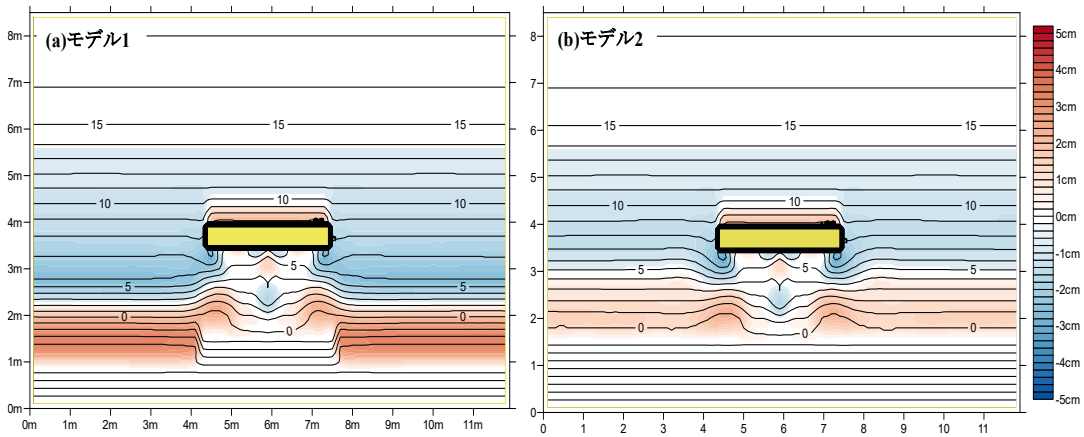


図 2.16 離岸堤の 20 時間後における地形変化

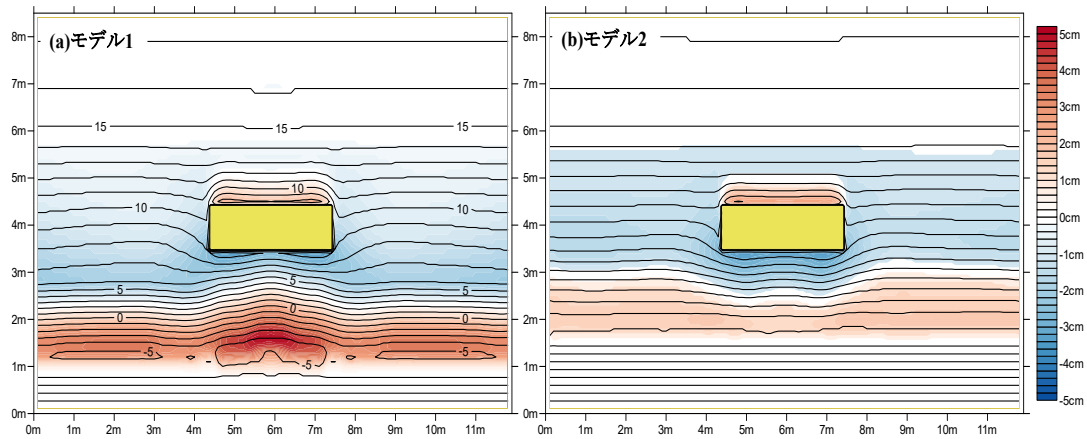


図 2.17 人工リーフの 20 時間後における地形変化

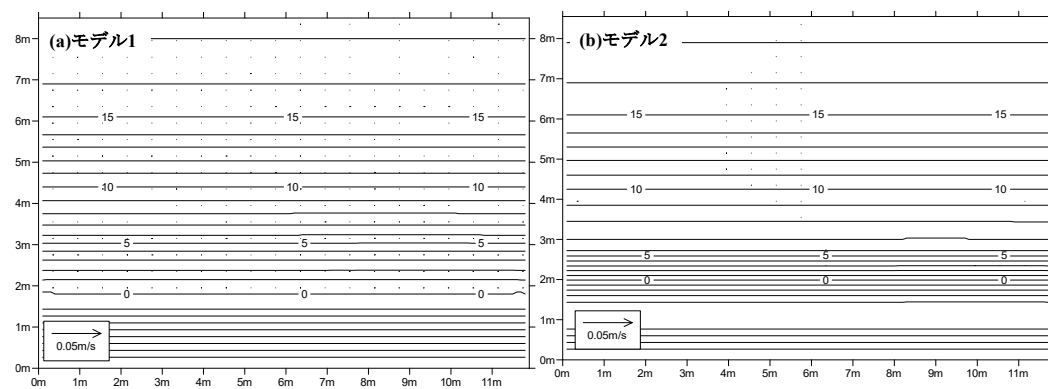


図 2.18 自然海浜の 20 時間後における流速分布

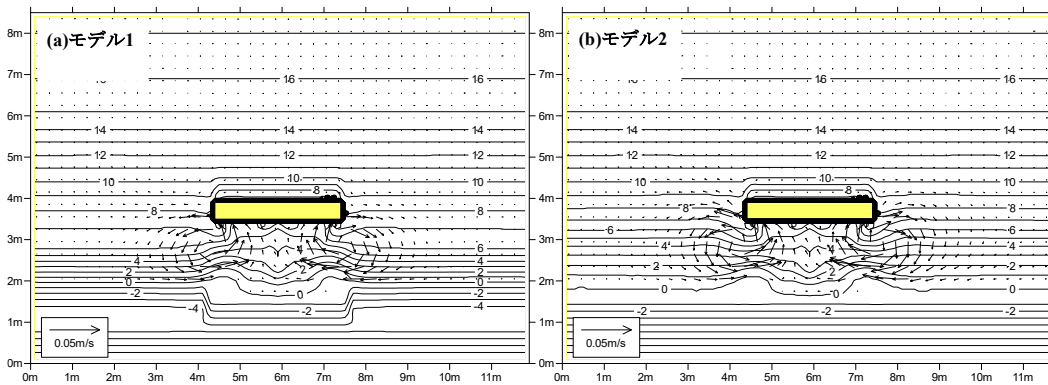


図 2.19 離岸堤の 20 時間後における流速分布

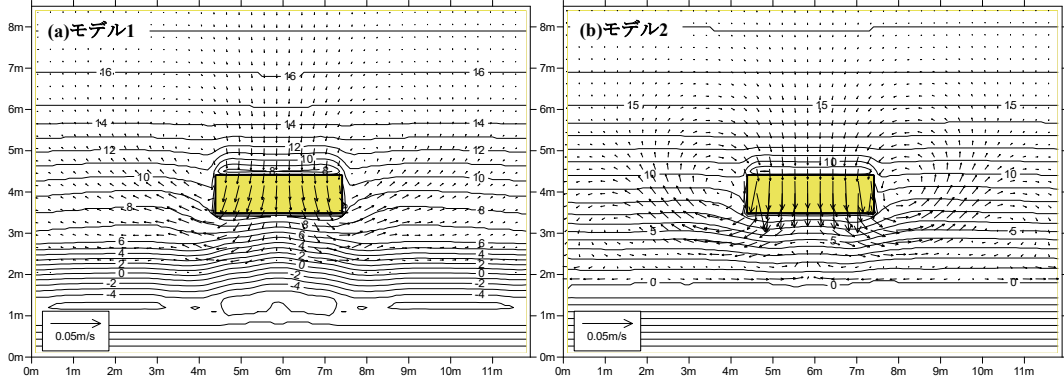


図 2.20 人工リーフの 20 時間後における流速分布

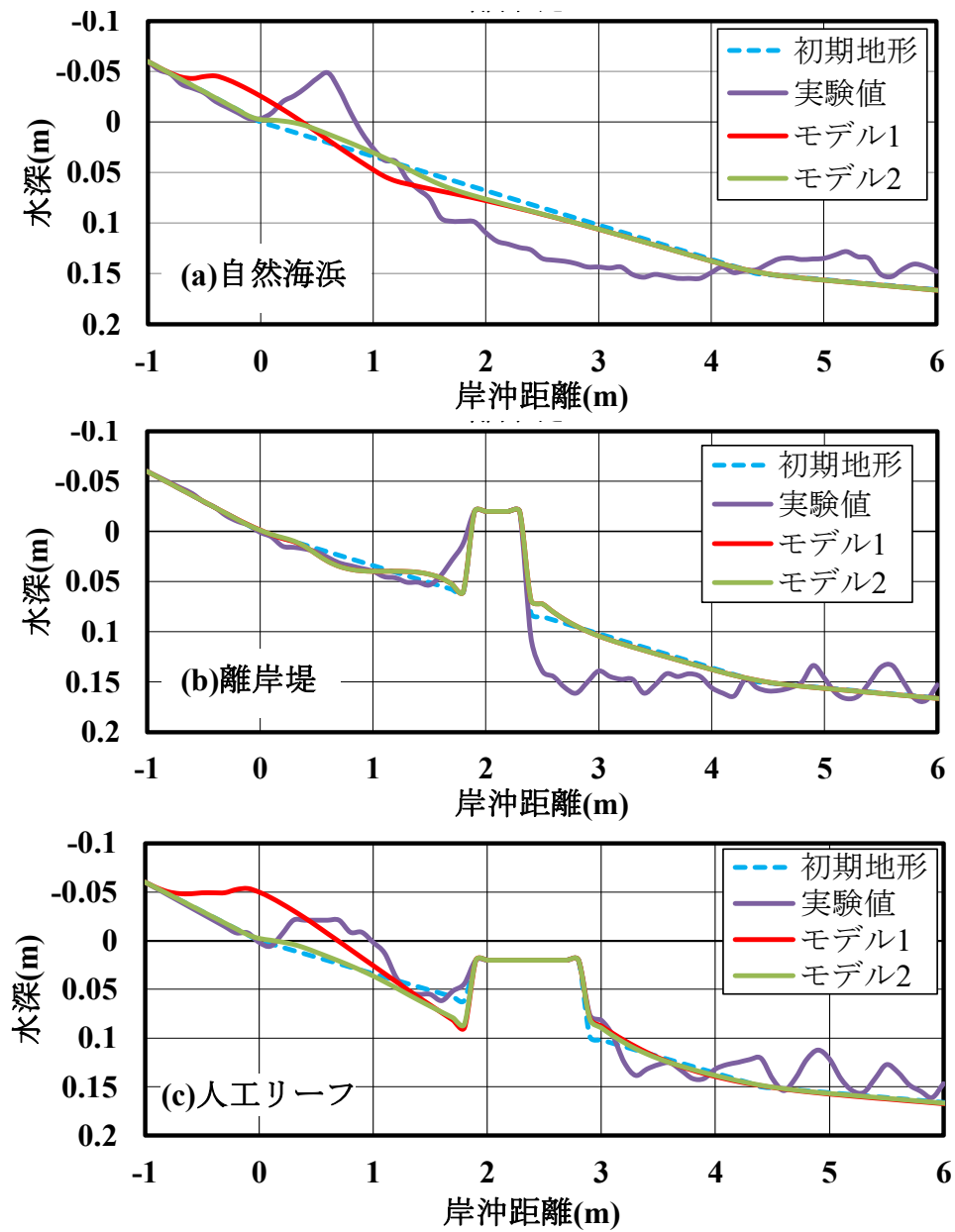


図 2.21 地形中央 (6m 地点) の岸沖断面図

## 2.4 現地適用性

次に、皆生海岸富益工区の深浅測量結果を用い、数値シミュレーションによる再現計算を行った。そこで得られた結果より、汀線変化及び人工リーフ周辺の地形変化について比較し、検討を行う。

### 2.4.1 皆生海岸富益工区の概要と海岸侵食の現状

鳥取県西部に位置する弓ヶ浜半島（皆生海岸）は、**図 2.22**に示すように、日野川からの流出土砂が島根半島による波の遮蔽効果によりトンボロとして発達したものである。この弓ヶ浜半島は、東端に位置する淀江漁港から西端の境港までの延長約 18 km の砂浜海岸である。半島の基部には日野川があり、その西岸には皆生温泉を有し、地域発展の拠点になっている。皆生海岸は、沿岸漂砂の卓越する海岸であり、大山山系からの土砂流出と、江戸時代から大正期にかけて鉄穴流しといわれる大規模な砂鉄採取が行われ、その際に生じた莫大な量の廃土を日野川流域に投入し、流下土砂は日野川河口から弓ヶ浜半島に供給され皆生海岸は形成された。しかし、大正末期に鉄穴流しの衰退、日野川からの土砂供給が減少した影響で海岸侵食が進んだ。皆生海岸の沿岸漂砂の特徴として波向が西向きの波浪が多く、沿岸流が西向きに発生している。その結果、侵食域が堆積域に代わる地点が時間経過とともに西側へ移動している。また、皆生海岸では、「日野川流砂系の土砂管理計画」（鳥取県、2005）に基づいて土砂管理計画が整理されている。侵食対策として、当初は防砂突堤を用いた対策が行われたが、1971年以降離岸堤の建設が始まり、1982年までに建設された12基の離岸堤背後では、いずれもトンボロが顕著に発達した。その結果、汀線の著しい後退は抑えることができたが、突堤を設置したことにより漂砂の連続性が断たれ突堤西岸に侵食される部分が現れた。その後、人工リーフが設置されてきたが、人工リーフ背後の強い向岸流や台風などの高波浪による侵食が発生している。富益工区では、沿岸漂砂の上手側である両三柳工区に離岸堤や突堤が設置されたことにより、侵食が進んだ。その対策として、2004年から2011年にかけて人工リーフが5基設置され、1994年以降、堆積地域の土砂を侵食地域に土砂を養浜するサンドリサイクルなどのソフト的な対策も行われるようになった。しかし、依然として海岸侵食は進んでおり、侵食箇所は人工リーフ設置区域から西側へ拡大している（神庭ら、2019）。そのため、追加の侵食対策として新たに、既設人工リーフの嵩上げ工事が行われている（鳥取県、2020）。富益工区における人工リーフの改良工事の概略図を**図 2.23**に、改良工事前後の人工リーフ周辺における地形変化を**図 2.24**に示す。また、サンドリサイクルについても、使用されている砂が沿岸漂砂によって選択された細かい粒度成分であるため、対策実施後の歩留りが悪く、粗い砂の確保が課題となっている。現在も、人工リーフ設置区間において汀線の後退が続いており、サンドリサイクルの実施等によって汀線の後退が緩和されているが、未だ海岸侵食が問題となっている。

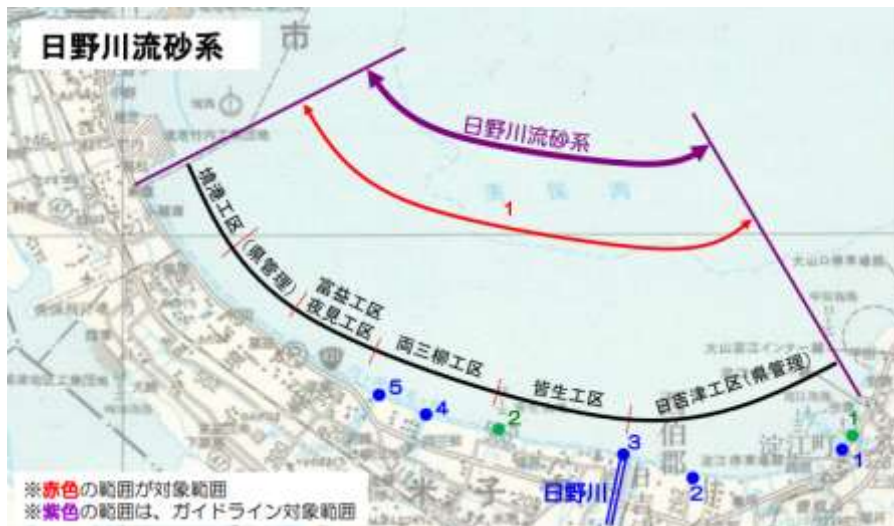


図 2.22 皆生海岸の概要図（鳥取県，2020）

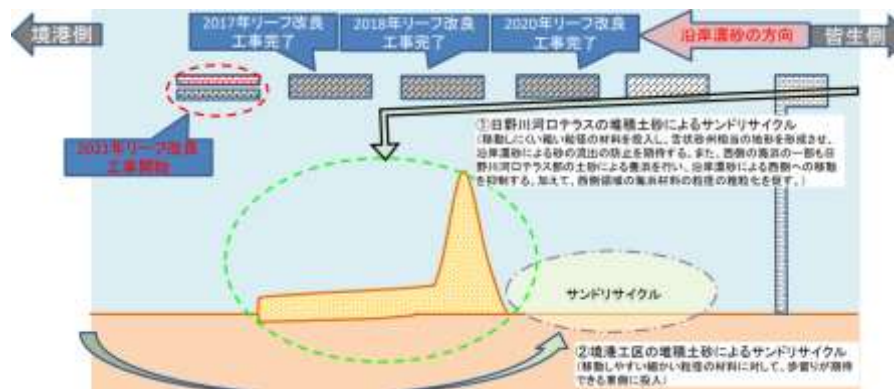


図 2.23 皆生海岸富益工区の人エリーフ整備状況（鳥取県，2020）

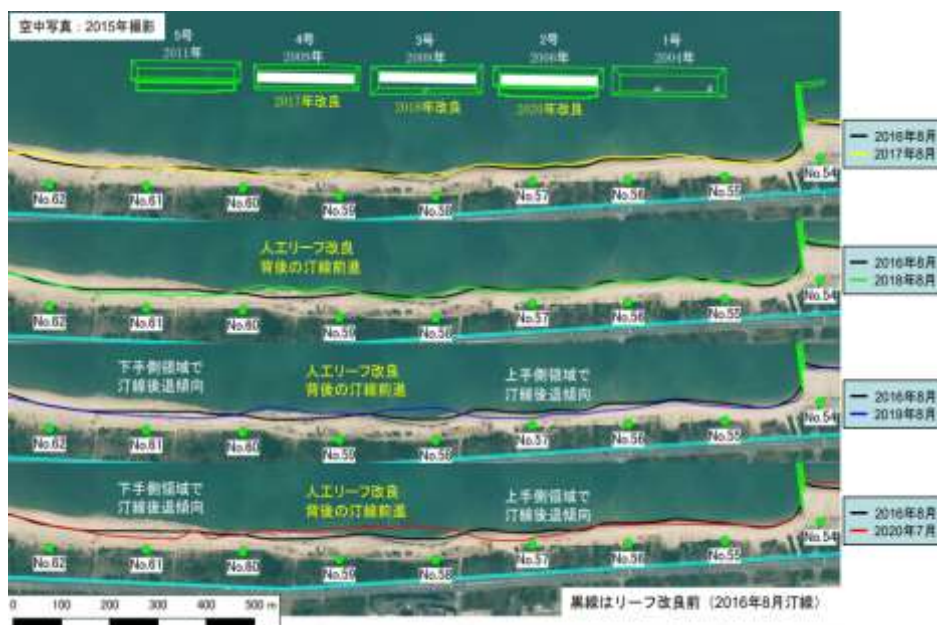


図 2.24 皆生海岸富益工区の地形変化（鳥取県，2020）

## 2.4.2 計算条件

計算期間として、2017年8月から2017年11月までの再現計算を行う。計算に用いた初期地形は2017年8月の現地地形である図2.25を用いる。黒岩ら(2006)は再現計算では、海浜流の計算において中期予測においては、平面2次元モデル(2DH)と準3次元モデル(Q3D)を条件に応じて選択する必要があることを述べている。そのため、海浜流の計算において、波高が2m以上の波浪を高波浪とし、Q3Dを用い、2m未満の波浪では2DHを用いた。地形変化の更新間隔は2日ごとに行い、90日後まで計算を行った。また、波浪条件として、2017年8月から2017年11月に来襲した富益海象観測所の波浪データを用い、有義波高0.5m以下の波浪は地形変化に与える影響が小さいとして除外し、有義波高0.5mごとに階級分けを行い、エネルギー平均波を算出した。算出した波浪条件を表2.6に示し、図2.26に示すような波浪時系列モデルを作成し、90日間(2日更新の45step)を3か月の波浪として設定した。なお、回折影響係数 $\kappa$ は2.5とし、海浜流における計算時間間隔 $\Delta t$ は0.002s、時間ステップの繰り返し回数は20,000回、計算格子間隔 $\Delta x$ 及び $\Delta y$ は10mとした。漂砂量補正係数や中央粒径は安本ら(2015)や小坂田ら(2016)をもとに、中央粒径は0.2mm、漂砂量補正係数 $C_{sb}$ は短期の地形変化予測であるため0.1とした。

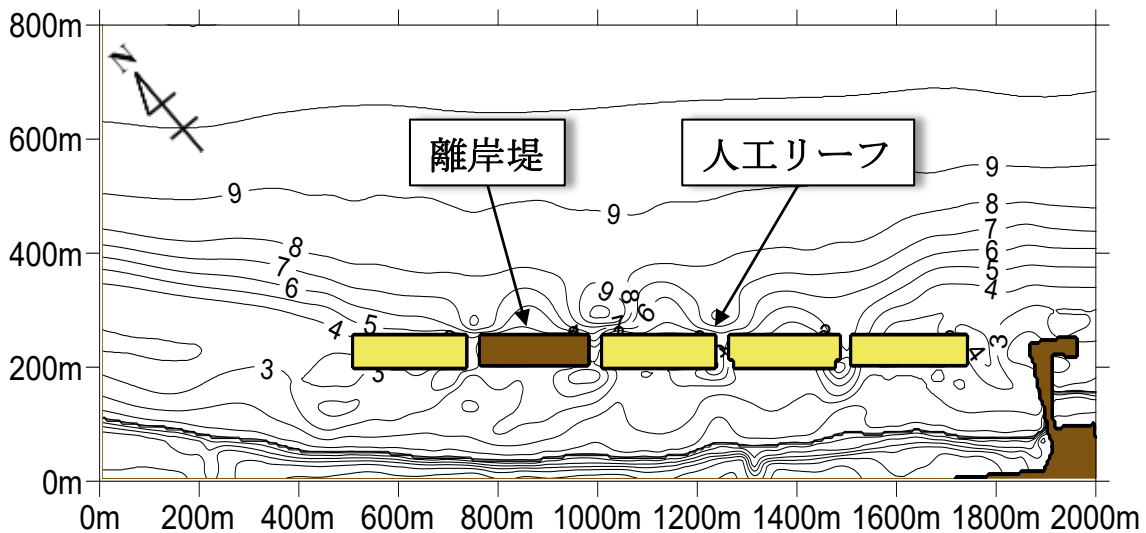


図 2.25 初期地形 (2017年8月深浅測量結果)

表 2.6 波浪条件

	有義波高(m)	有義波周期(s)	波向(°)
Wave 1	0.781	6.325	-10.0
Wave 2	1.181	6.407	-10.0
Wave 3	2.014	8.309	-10.0
Wave 4	3.089	10.025	-10.0

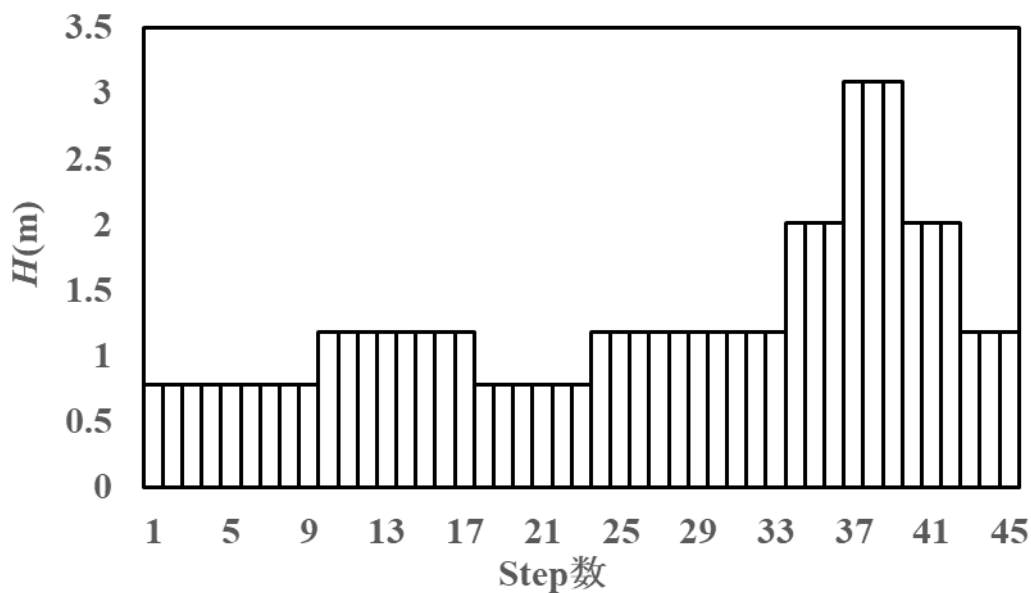


図 2.26 波浪時系列

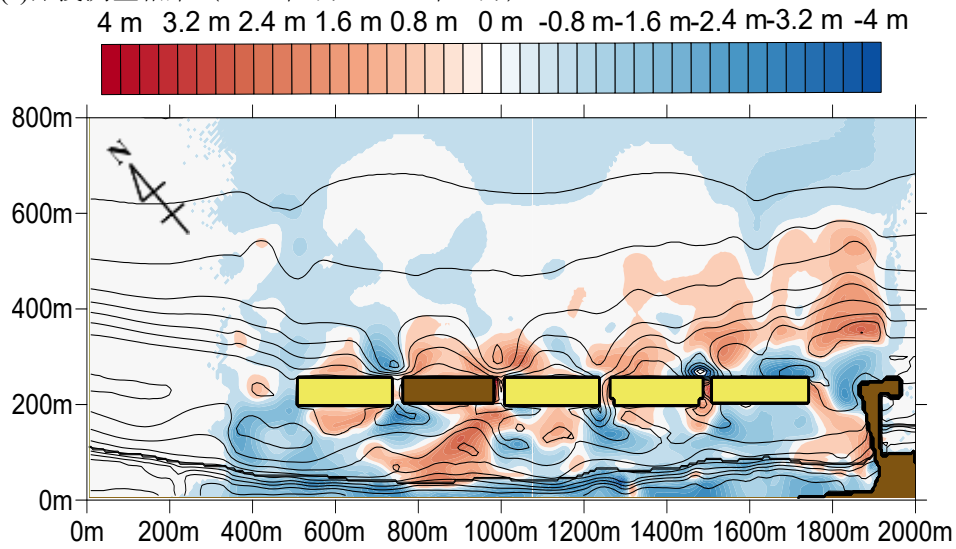
### 2.4.3 現地地形と計算結果の比較

ここでは、本数値モデルを用いて、深浅測量結果と計算結果の比較を行う。図 2.27 は 2017 年 8 月から 2017 年 11 月の地形変化を示したものである。それぞれ、(a)は深浅測量結果であり、(b)は地形変化の計算結果、(c)は波・海浜流の計算結果である。また、図 2.28 は人工リーフ西側（沿岸方向 500 m 地点）における深浅測量結果と計算結果の岸沖方向の縦断地形変化を示したものである。

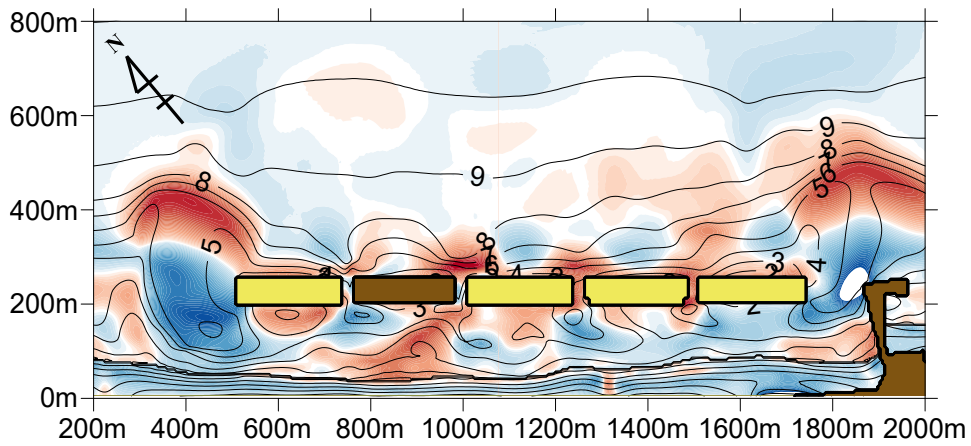
図 2.27 より、人工リーフの両端部で循環流が発生し、人工リーフから離岸堤背後へ流れる強い沿岸流が発生している。また、地形変化に関して、人工リーフ西側や離岸堤背後の堆積、人工リーフの背後の地形変化など定性的に概ね一致していることがわかる。また、汀線近傍では、現地実測結果及び計算結果ともに、陸域において全面的に侵食されており、突堤の西側及び離岸堤背後に堆積している。そのため、現地実測結果と計算結果の侵食・堆積の傾向が概ね一致することがわかる。しかし、図 2.28 をみると、人工リーフの西側では、汀線近傍など遡上域では、計算結果は実測結果の傾向を捉えていることが伺えるが、沿岸砂州付近やその沖側において、地形変化量を過大評価している。

以上より、人工リーフ周辺やその沖側の地形変化量など検討の余地があるが、人工リーフ背後の汀線近傍における地形変化の特徴を再現できることが確認できた。

(a) 深浅測量結果 (2017年8月~2017年11月)



(b) 地形変化の計算結果



(c) 波・海浜流の計算結果

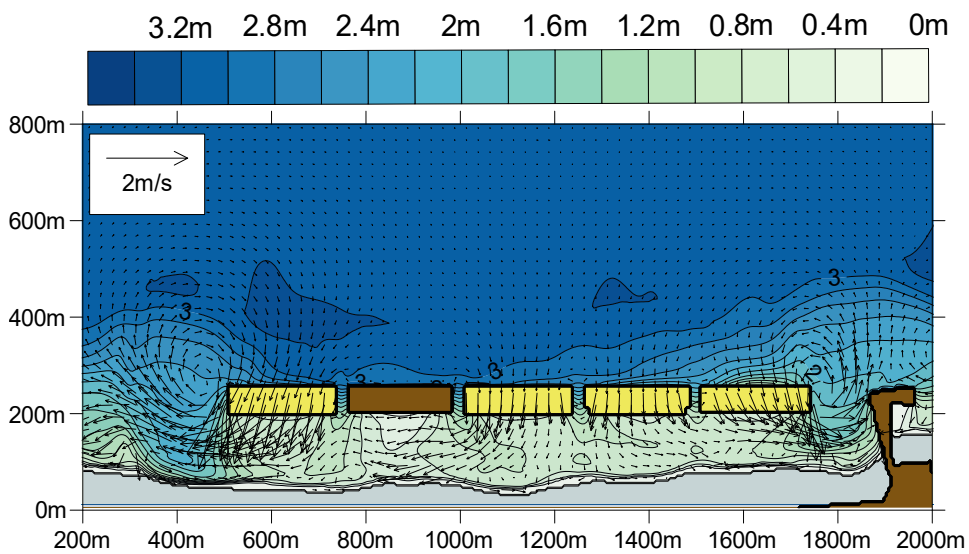


図 2.27 深浅測量及び計算結果による地形変化 (侵食堆積図)



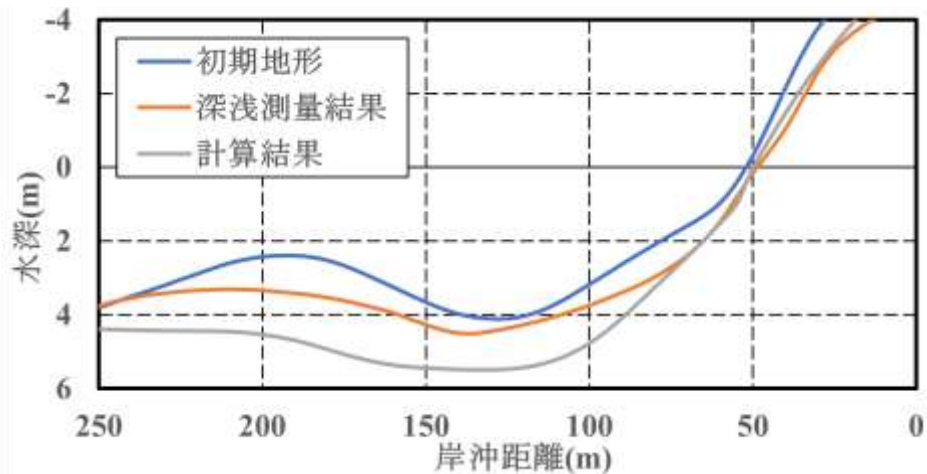


図 2.28 人工リーフ西側における岸沖方向の縦断地形変化

## 2.5 結語

本章では、3次元海浜変形モデルにおける汀線近傍の再現性を向上するため、遡上域の漂砂量モデルの開発・導入を行い、新たな3次元海浜変形モデルとして、本数値モデルの妥当性の検討及び現地適用性について検討した。得られた結果について以下に示す。

まず、平衡勾配の算定式における補正係数  $\alpha$  の与え方を検討することにより、侵食型および堆積型における汀線変化及び遡上域の地形変化を計算することが可能となった。遡上高さの検討より、砂浜の傾斜が大きい場合、遡上高さを過大評価していたため、新たに補正係数を導入することで、実験値に近い値に修正することが可能となった。平衡勾配と遡上高さの算定式に導入した各補正係数を踏まえて、岸沖断面実験と比較した結果、計算結果は海岸形状の変化をよく表すことが確認できた。また、本研究において構築した遡上域の漂砂量モデルを用いた漂砂量分布の計算結果は、既往のモデルと比較すると実験結果と概ね一致していることがわかる。特に構造物が設置されている地形において、実験結果における侵食・堆積の傾向を示しており、汀線近傍の地形変化の再現性が向上した。

つぎに、皆生海岸富益工区を対象に本数値モデルの現地適用性を検討した結果、本研究において構築した遡上域の漂砂量モデルにより、汀線近傍における侵食・堆積を表すことができている。また、人工リーフ背後における汀線近傍の計算結果では、実測結果における地形変化の傾向を再現できていることを確認できた。

最後に、本数値モデルは地形変化の結果を波浪場にフィードバックする非定常解析を行っているため、構造物周辺における地形変化の予測精度も重要となってくる。また、遡上域全域で土砂が移動すると仮定し、漂砂量を算出するため、三角バームなど一部分に大きく堆積・侵食するような地形を表現することができない。そのため今後、漂砂量の傾きに関する係数  $\gamma_1$ ,  $\gamma_2$  の検討やシールズ数のような土砂の移動に関する指標の導入についても検討する必要がある。また、海底勾配や波浪外力をより正確に評価することによって、本数値モデルの予測精度の向上も可能となると考える。

## 参考文献

- 池野正明, 清水隆夫(1997): 不規則波砕波帯内における浮遊砂フラックスの特性とこれを考慮した2次元海浜変形モデルの提案, 電力中央研究所報告, 研究所報告 U96037, p.39.
- 宇多高明, 藤原博昭, 芹沢真澄, 宮原志帆(2011): 人工リーフ周辺の地形変化機構に関する実験とBGモデルによる海浜変形予測, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.67, No.1, pp.18-35.
- 小坂田祐紀, 澁谷容子, 森信人, 志村智也, 黒岩正光, 松原雄平(2016): 気候変動に伴う波浪特性の変化が皆生海岸の地形に与える影響について, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.72, No.2, pp.I\_847-I\_852.
- 神庭治司, 岩田学, 今本真也, 黒岩正光, 口石孝幸, 加藤憲一, 吉松健太郎, 小坂田祐紀(2019): 皆生海岸富益工区における人工リーフの改良効果の分析, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.75, No.2, pp.619-624.
- 口石孝幸, 黒岩正光, 加藤憲一, 松原雄平, 野田英明(2004): 構造物周辺における汀線変化を考慮した3次元海浜変形予測に関する研究, 海洋開発論文集, 第23巻, pp.503-508.
- 黒岩正光(1999): 準3次元海浜流数値モデルの開発とその適用性に関する研究, 鳥取大学博士論文.
- 黒岩正光, 口石孝幸, 山田哲史, 加藤憲一, 松原雄平, 野田英明(2004): 短期および長期における3次元海浜変形予測に関する一考察, 海洋開発論文集, 第20巻, pp.515-520.
- 黒岩正光, 口石孝幸, 松原雄平(2006): 平面2次元と準3次元海浜流モデルによるハイブリッド型3次元海浜変形予測システム, 海岸工学論文集, 第53巻, pp.486-490.
- 黒岩正光, KHALED SEIF Ahmed, 松原雄平, 間瀬肇, ZHENG Jinhai(2010): 波と流れの相互干渉を考慮した3次元海浜変形予測モデル, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.66, No.1, p.551-555.
- 合田良実, 鈴木康正(1975): 光易型方向スペクトルによる不規則波の屈折・回折計算, 港湾空港技術研究所資料, No.0230, 45p.
- 合田良実(1987): 数値シミュレーションによる波浪の標準スペクトルと統計的性質, 海岸工学講演会論文集, 第34巻, pp.131-135.
- 合田良実(1990): 港湾構造物の耐波設計, 鹿島出版会, p.23.
- 郷農一之, 服部昌太郎, 杉本直人(1996): 斜面遡上波の運動機構に関する実験的研究, 海岸工学論文集, 第43巻, pp.141-145.
- 後藤仁志, 五十里洋行, 酒井哲郎(2005): 粒子法による三次元数値波動水槽の開発, 海岸工学論文集, 第52巻, pp.26-30.
- 榎木亨, 岩田好一朗, 森野彰夫(1976): 緩斜面上への波の遡上特性について, 海岸工学講演会論文集, 第23巻, pp.164-169.
- 清水琢三, 熊谷隆宏, 三村信男, 渡辺晃(1994): 汀線変化を考慮した3次元海浜変形長期予測モデル, 海岸工学論文集, 第41巻, pp.406-410.

- 清水琢三, 山田晶子, 渡辺晃(1996)岸漂砂量の岸沖分布と漂砂量係数, 海岸工学論文集, 第 43 巻, pp.571-575.
- 芹沢真澄, 宇多高明, 三波俊郎, 古池鋼(2006) : Bagnold 概念に基づく海浜変形予測モデル, 土木学会論文集 B, Vol.62, No.4, pp.330-347.
- 高田彰 (1970) : 波の遡上, 越波および反射の関連性について, 土木学会論文報告集, 1970 巻, 182 号, pp.19-30.
- 土屋義人, 山下隆男, 植本実(1986) : 砕波帯における戻り流れについて, 海岸工学講演会論文集, 第 33 巻, pp.31-35.
- 鳥取県(2005) : 日野川流砂系の土砂管理計画, p.20.
- 鳥取県(2020) : 令和 2 年度鳥取沿岸土砂管理連絡調整会議 (西部地区) 会議資料.
- 西村仁嗣(1981) : 砕波帯のダイナミクスに関する共同研究(その 3, 防波堤海岸および岩石海岸), 海岸環境工学研究センター, pp.140-147.
- 野志保仁, 小林昭男, 熊田貴之, 宇多高明, 芹沢真澄(2003) : 底質粒度構成に応じた局所縦断勾配の算定法, 海岸工学論文集, 第 51 巻, pp.406-410.
- 原田英治, 後藤仁志, 鶴田修己(2012) : 粒子流 LES による振動流下シートフロー層のレオロジーの位相特性の検討, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 68, No. 2, pp.I\_501-I\_505.
- 堀川清司(1985) : 海岸環境工学, 海岸過程の理論・観測・予測方法, 東京大学出版会, p.582.
- 間瀬肇, 由比政年, 雨森洋司, 高山知司(2004) : 波, 流れ共存場における砕波および回折効果を考慮した位相平均波浪変形予測モデルの構築, 海岸工学論文集, 第 51 巻, pp.6-10.
- 丸山康樹, 清水隆夫(1986) : 岸沖地形変化予測モデルの開発と検証, 電力中央研究所報告, 研究所報告 U86014, p.44.
- 水口優, 荻部好伸, 堀田新太郎(1983) : 現地海浜における遡上波について, 海岸工学講演会論文集, 第 30 巻, pp.109-113.
- 安本善征, 黒岩正光, 松原雄平, 津留秀臣, 間瀬肇, 市村康(2014) : 人工リーフ開口部における流況に関する実験と準 3 次元海浜流モデル適用性の検討, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.70, No.2, pp.I\_76-I\_80.
- 安本善征, 黒岩正光, 澁谷容子, 松原雄平, 小坂田祐紀(2015) : 土砂の浚渫と投入過程を考慮した 3 次元海浜変形予測モデル, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.71, No.2, pp.I\_787-I\_792.
- 渡辺晃, 丸山康樹, 清水隆夫, 榊山勉(1984) : 構造物設置に伴う三次元海浜変形の数値予測モデル, 海岸工学論文集, 第 31 巻, pp.406-410.
- Bretherton F. P. and C. J. R. Garrett(1968) : Wavetrains in inhomogeneous moving media, Proc. R. Soc., London, Ser. A, 302, pp.529-554.
- Chawla A. and J.T. Kirby(2002) : Monochromatic and random wavebreaking at blocking points, Journal of Geophysical Research, 107, No.C7.

- Hasselmann, K. et al. (1973) : Dtsch. Hydrogr. Z., A(8), p.75.
- Komar P.D.(1977) : Beach Processes and Sedimentation. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J., p.429.
- Koutitas C and O' Conner B(1980) : Modeling Three-dimensional wind-induced flows, Proc. ASCE, HY11, pp.1843-1865.
- Larson M and Kraus N, C(1989) : SBEACH Numerical model for simulating storm-induced beach change, Report 1 : Empirical foundation and model development, Technical Report CERC-89-9, US Army Engineer Waterways Experiment Station, CERC.
- Leont'yev Igor O.(2003) : Modeling the Morphological Response in Coastal Zone for Different Temporal Scales, Advances in Coastal Modeling, edited by V.C. Lakhan, pp.299-335.
- Longuet-Higgins M.S(1970) : Longshore Currents Generated By Obliquely Incident Sea Waves, Parts 1 and 2, J. Geophys. Res, Vol.75, pp.6778-6801.
- Mitsuyasu, H., A. Tasai, T. Suhara, S. Mizuno, M. Ohkusu, T. Honda and K. Rikiishi(1975) : Observation of the directional spectrum of ocean waves using a cloverleaf buoy, Jour. Physical Oceanography, Vol.5, pp.750-760.
- Rubey W. W.(1933) : Settling velocities of gravel sand and silt American J. of Science., Vol25, No.148.
- Soulsby R(1997) : Dynamics of marine sands, ThomasTelford, pp.87-95.
- Sunamura, T. and Horikawa, K.(1974) : Two-dimensional Beach Transformation due to Waves, Proc. 14th Coastal Eng. Conf., pp.920-938.
- William R. Dally, Robert G. Dean and Robert A. Dalrymple(1984) : A Model for Breaker Decay on Beaches, 19th International Conference on Coastal Engineering.

## 第3章 人工リーフ周辺の波浪場と海浜流場の

### 数値モデルに関する研究

#### 3.1 緒言

第2章では、汀線近傍の地形変化に着目して、遡上域の漂砂量モデルを構築・導入し、新たな3次元海浜変形モデルとして、その妥当性及び適用性を検討した。しかし、人工リーフ周辺の問題として、波浪・海浜流の複雑化に伴う人工リーフ周辺における局所的な洗掘により構造物が不安定になることがある。このような問題を3次元海浜変形モデルで再現するためには、構造物周辺における漂砂の外力として、波浪場・海浜流場の再現性を向上する必要がある。

波浪場の計算において、人工リーフのような水深変化が大きく、複雑な地形を有する海域では非線形性が強いブシネスクモデルが適用されることが多いが、計算負荷や適用範囲の問題がある。そのため、実務などでは、比較的簡便かつ精度よく波浪場を評価するために、エネルギー平衡方程式が用いられることがある。また、海浜流場は、波高分布に強く依存するため、波浪場の再現性が重要である。海浜流場の計算において、平面2次元モデルがよく用いられているが、実際には断面平均された海浜流の流向および流速値は底面における流れと異なる場合があり、平面2次元モデルでは底質移動を詳細に把握し海浜変形を精度良く予測することは困難であると考えられている。浅海域及び構造物周辺における海浜流は清水ら(1992)や佐藤(1996)によって3次元性を有していることを示唆している。しかし、非静水圧や3次元性の考慮など、海浜流の3次元分布を得るために Navier-Stokes 方程式を直接解くことは計算負荷が大きく、実務上、現地海浜への適用は困難である。そのため、3次元モデルより簡便かつ、海浜流の3次元性が重要視された準3次元モデルが提案されている。

本研究では波浪場の計算に、波作用量平衡式に基づいた間瀬ら(2004)の波浪変形モデルを用いているが、人工リーフや沿岸砂州地形における二次碎波や波の再生に関してはあまり検討されていないため、碎波減衰モデルについて検討する必要がある。また、田中ら(2019)や二階堂ら(2019)による検討のように実海浜では複数の人工リーフが設置されている地形が多々見られる。人工リーフが複数基設置されている場合、開口部において離岸流が発生し、波浪場は海浜流の影響を強く受け、その影響により海浜流場も変化するため、波と流れの相互干渉を考慮し、波浪場と海浜流場について検討する必要がある。

そこで本研究では、人工リーフ周辺の波浪変形について、いくつかの碎波減衰モデルを用い、既往の人工リーフ模型実験結果および現地観測データとの比較・検討を行う。また、準3次元海浜流モデルを用いて、複数の人工リーフが設置された場合において数値実験を行い、波浪場と海浜流場の検討を行った。

## 3.2 波浪・海浜流モデル

### 3.2.1 波浪・海浜流モデルの概要

本研究では、波作用量平衡式に基づいた間瀬ら（2004）の波浪変形モデルを用い、不規則波浪場における砕波減衰モデルについて検討を行った。数値モデルは黒岩ら（2010）が開発した 3 次元海浜変形モデルをベースとしたもので、波浪場と海浜流場の 2 つのサブモデルを計算している。流れ場は、まず与えられた条件下で波浪場を計算し、radiation stress を外力項として持つ運動方程式と連続式を解くことによって求める。こうして生じた流れは当然波浪場を変化させ、したがってまた流れの場も変化する。この相互干渉を正しくとらえるためには反復計算が必要である。よって、このモデルでは、波と流れの相互干渉を考慮して、波浪場と海浜流場の繰り返し計算を行っている。波浪場は波作用量平衡式に基づいた間瀬ら（2004）の波浪変形モデル、海浜流場は黒岩ら（2010）が提案した準 3 次元海浜流モデルを用いている。計算手順の概略図は図 3.1 に示す。

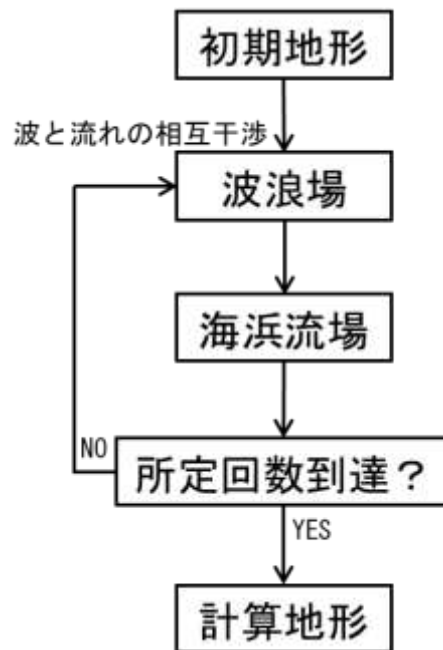


図 3.1 計算フローチャート

第 2 章で述べたように、波浪場の支配方程式は、

$$\frac{\partial(C_x N)}{\partial x} + \frac{\partial(C_y N)}{\partial y} + \frac{\partial(C_\theta N)}{\partial \theta} = \frac{\kappa}{2\sigma} \left\{ (CC_g \cos^2 \theta N)_y - \frac{1}{2} CC_g \cos^2 \theta N_{yy} \right\} - \varepsilon_b N \quad (3-2-1)$$

である。ここに、 $\kappa$  は回折影響係数であり、 $N$  は波作用量、 $C$  は波速、 $C_g$  は群速度、 $C_x$ 、 $C_y$  および  $C_\theta$  は特性速度、 $\sigma$  は流れに相対的な角周波数であり、 $\theta$  は波の伝播方向角である。

$(CC_g \cos^2 \theta N)_y$  は  $(CC_g \cos^2 \theta N)$  の  $y$  方向一階微分であり，同様に  $N_{yy}$  は  $N$  の  $y$  方向二階微分である． $\varepsilon_b$  は碎波減衰係数であり，本章では，この碎波減衰係数について検討するものである．なお，波浪場の計算及び，海浜流場の計算についての詳細は，第 2 章を参照されたい．

### 3.2.2 碎波減衰モデル

式(3-2-1)右辺第 2 項の碎波減衰係数  $\varepsilon_b$  は以下のように求められる．

$$\varepsilon_b = \frac{\langle D \rangle}{\left( \frac{\rho g H_{rms}^2}{8} \right) \bar{\sigma}} \quad (3-2-2)$$

ここに， $\langle D \rangle$  はエネルギー逸散率， $H_{rms}$  は波高の二乗平均平方根波高， $\rho$  は海水の密度， $g$  は重力加速度， $\bar{\sigma}$  は代表相対角周波数である．碎波減衰に関する式は，以下のモデルを用いた．

(1) Battjes・Janssen (1978) による理論式(以下 BJ モデル)

Battjes・Janssen (1978) による波のエネルギー散逸による碎波減衰モデルは次のように求められる．

$$\langle D \rangle = \frac{\alpha \rho g}{4} Q_b \bar{f} H_b^2 \quad (3-2-3)$$

$$\frac{1 - Q_b}{\ln Q_b} = - \left( \frac{H_{rms}}{H_b} \right)^2 \quad (3-2-4)$$

$$H_b = \gamma_\alpha h \quad (3-2-5)$$

ここに， $\bar{f}$  は代表相対周波数であり，式(3-2-4)を近似的に満たす  $Q_b$  を求める．また， $\alpha$  は無次元定数で Battjes・Janssen (1978) が提案している値は 1.0 であり，本研究ではそのまま用いる． $H_b$  は碎波限界式であり，デルフト大学 (オランダ) によって開発された SWAN (Booij, 1999) におけるモデル値の  $\gamma_\alpha = 0.73$  が組み込まれた形となっている．

(2) Chawla・Kirby (2002) による理論式(以下 CK モデル)

Chawla・Kirby (2002) によるエネルギー逸散率において，流れが共存する場合に拡張した式は次のように求められる．

$$\langle D \rangle = \frac{3\beta_b \rho}{32\sqrt{\pi}} \sqrt{\frac{(g\bar{k})^3}{\tanh kh}} \left( \frac{\bar{k}}{\gamma_b \tanh kh} \right)^2 H_{rms}^5 \left[ 1 - \left\{ 1 + \left( \frac{\bar{k} H_{rms}}{\gamma_b \tanh kh} \right)^2 \right\}^{-5/2} \right] \quad (3-2-6)$$

ここに、 $\bar{k}$  は代表相対波数，無次元定数  $\beta_b$ ， $\gamma_b$  はそれぞれ，0.4 及び 0.6 である。

(3) Chawla・Kirby (2002) によって拡張された BJ モデル(以下 MBJ モデル)

Chawla・Kirby (2002) は BJ モデルを直接流れの影響を含むよう改良を行っており，次のように求められる。

$$\langle D \rangle = \frac{\beta_b \rho}{8\pi} Q_b \sqrt{\frac{(g\bar{k})^3}{\tanh kh}} H_b^3 \quad (3-2-7)$$

$$\frac{1-Q_b}{\ln Q_b} = - \left( \frac{H_{rms}}{H_b} \right)^2 \quad (3-2-8)$$

$$H_b = \left( \frac{\gamma_b}{\bar{k}} \right) \tanh kh \quad (3-2-9)$$

ここに，CK モデルと同様，無次元定数  $\beta_b$ ， $\gamma_b$  はそれぞれ，0.4 及び 0.6 である。

(4) Ostendorf・Madsen (1978) の碎波限界式を用いた BJ モデル (以下 BJOM モデル)

ここでは，BJ モデルをベースとして，試行錯誤の結果，式(3-2-4)における  $H_b$  に Michele の碎波限界式に海底勾配の影響を取り入れた Ostendorf・Madsen (1978) の碎波限界式を用いることとした。Ostendorf・Madsen (1978) による碎波限界式は以下のように表される。

$$H_b = 0.14 L_b \tanh \frac{\gamma}{0.88} \frac{2\pi h}{L_b} \quad (3-2-10)$$

$$\gamma = \begin{cases} 0.8 + 5 \tan \beta & : \tan \beta < 0.1 \\ 1.3 & : \tan \beta \geq 0.1 \end{cases} \quad (3-2-11)$$

ここに， $L_b$  は碎波時の波長， $\tan \beta$  は海底勾配である。算出した Ostendorf・Madsen (1978) の碎波限界式  $H_b$  を式(3-2-3) 及び(3-2-4) に代入する。



### 3.3 砕波減衰モデルの検討

#### 3.3.1 現地地形を用いた検討

##### (1) 現地観測の概要と計算条件

砕波減衰モデルの各モデルにおける適用性を検討するために、まず、2次砕波と波の再生について検討した。空港港湾技術研究所が1997年1月31日から2月3日にかけて、波崎海洋観測施設（HORS : Hazaki Oceanographical Research Station）において観測された沿岸砂州周辺における戻り流れと沿岸流に関する現地観測結果（Kuriyama ら, 1999）を用いて、岸沖方向の波浪変形について観測結果と比較した。観測結果の一部を抜粋し本研究では、4ケースの比較を行った。比較には、前節で説明したそれぞれ、4つの砕波減衰モデルを用いた。計算に用いた地形は沿岸方向に一定値とし、岸沖方向は図 3.2 に示すようなバーとトラフが存在する地形であり、計算領域は沿岸方向 100 m、岸沖方向 600 m として計算した。波浪条件は観測地の沖合い 6 m 地点で観測されたデータを用い、表 3.1 に示す。また、波と流れの相互干渉を考慮しており、波浪場と海浜流場が定常になるまで計算する必要があるが、波と流れの繰り返し計算は数回程度実施すればよいことが黒岩ら（2010）よりわかっている。ここでは、安本ら（2014）にならない波と流れの繰り返し回数を 3 回とした。なお、回折影響係数 $\kappa$ は 2.5 とし、海浜流における計算時間間隔  $\Delta t$  は 0.02 s、時間ステップの繰り返し回数は 20,000 回、計算格子間隔  $\Delta x$  及び  $\Delta y$  は 10 m とした。

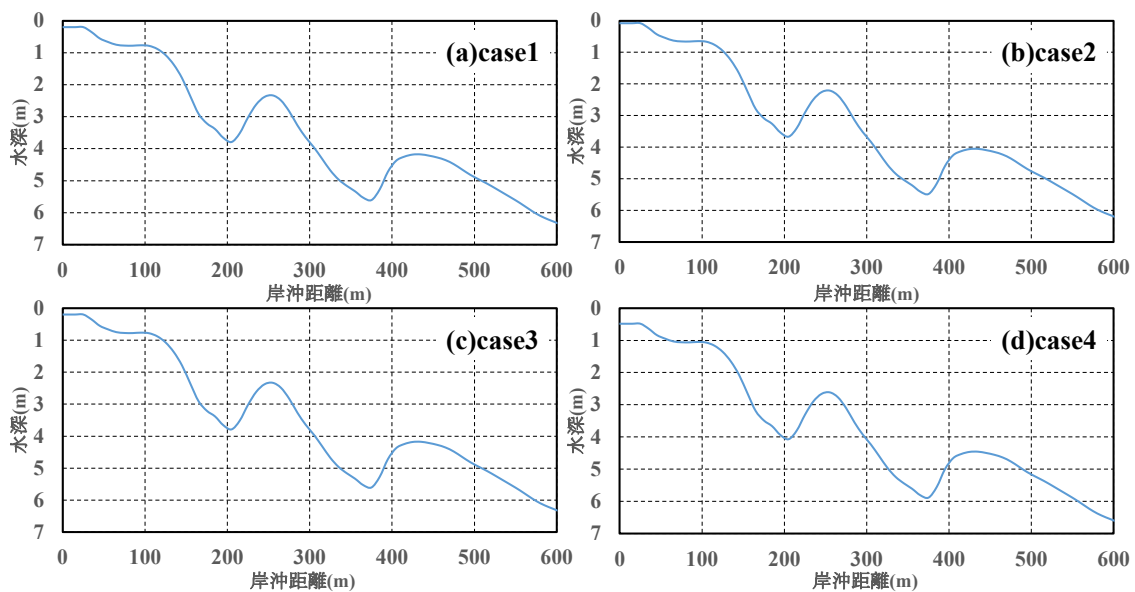


図 3.2 初期地形

表 3.1 波浪条件

	有義波高(m)	有義波周期(s)	波向き(°)	$H_o/L_o$
case1	2.00	9.69	24.5	0.0136
case2	2.11	9.63	16.5	0.0146
case3	2.27	10.73	15.0	0.0126
case4	2.91	11.81	19.0	0.0133

(2) 観測結果と計算結果の比較

図 3.3 は岸沖方向における有義波高の観測結果と計算結果を比較したものである。図 3.3 より、CK モデルと BJOM モデルによる計算結果では、汀線から 300 m と 150 m の地点で砕波後の波高が大きくなっていることがわかる。また、CK モデルで計算した波高は、観測値と比較して過大評価していることがわかる。MBJ モデルと BJ モデルによる計算結果は、逆勾配域での波高の減少を再現することができる。ただし、両者とも計算精度はやや低い。また、前項で述べたように、砕波変形時の最大波高は小さく、砕波後の波高も小さい。BJOM モデルの結果は、砕波後の波高分布、2 次砕波を最も正確に再現している。しかし、来襲する波高が高くなるにつれて、波高の減衰量が観測値より大きくなり、波の再生に関しては過小評価する結果となった。

また、図 3.4、図 3.5 は戻り流れ及び沿岸流の観測結果と計算結果を比較したものである。図 3.4、図 3.5 より、戻り流れ及び沿岸流に関して、各モデルで定性的な違いはないが、観測結果と比較すると各ケースによって再現性にばらつきがある結果となった。CK モデルは、戻り流れ及び沿岸流に関しては流速が最も大きくなっている。波高が観測結果と近い BJOM モデルは BJ モデルに次いで流速が小さい結果となった。また、沿岸流に関しては BJ モデルが最も流速が小さくなっている。

以上より、観測結果と計算結果を比較すると、BJOM モデルを用いた場合、砕波変形及び沿岸砂州上における砕波と波の再生については比較的良好に再現可能となった。

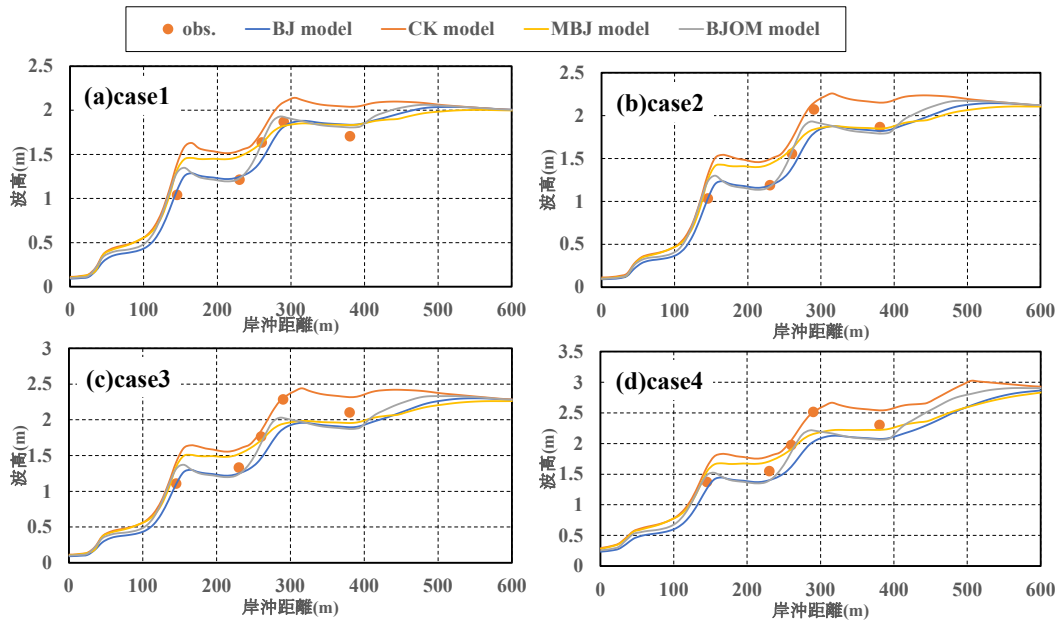


図 3.3 波高の観測結果と計算結果の比較

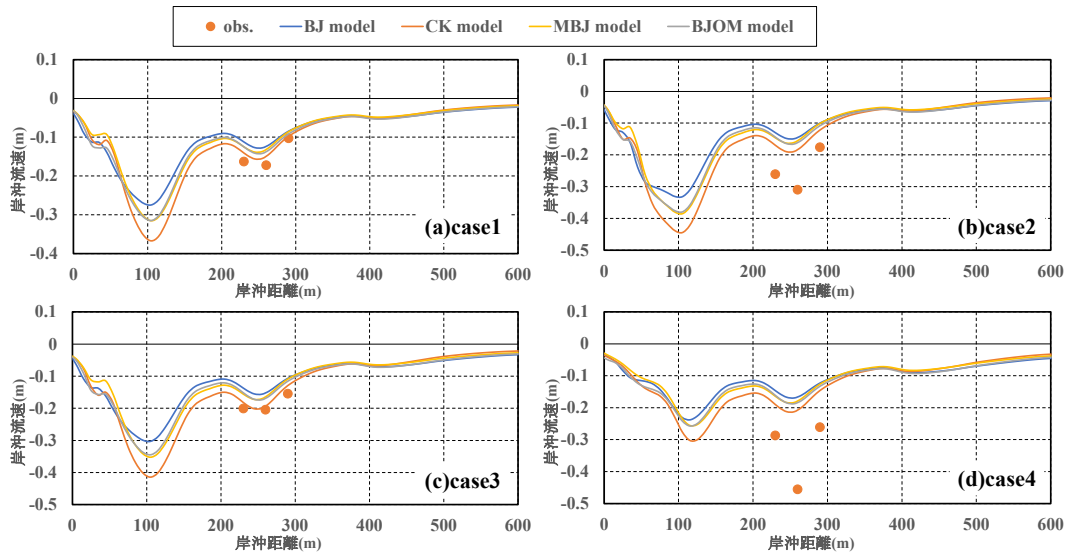


図 3.4 岸沖流速の観測結果と計算結果の比較

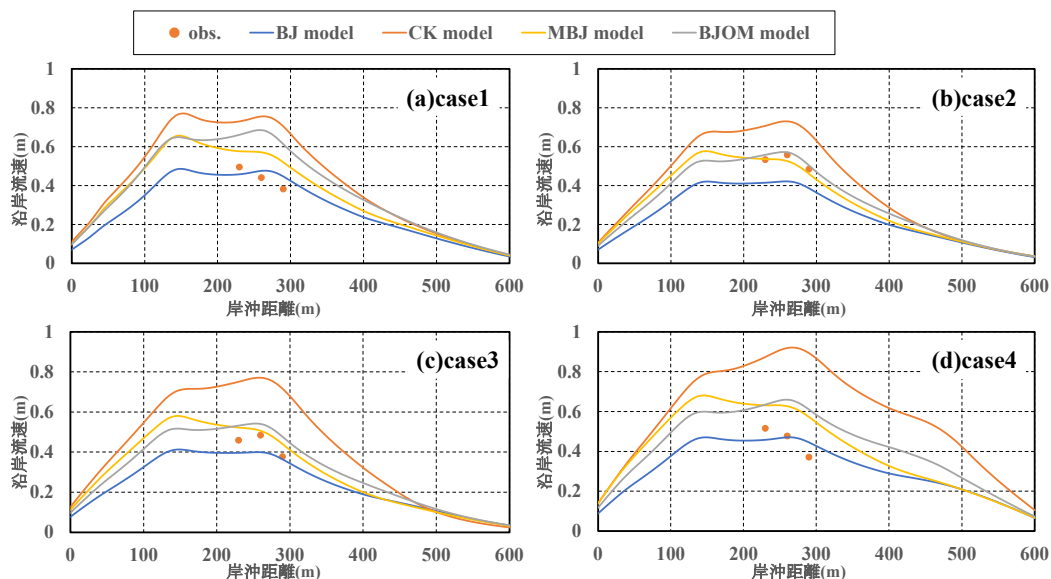


図 3.5 沿岸流速の観測結果と計算結果の比較

### 3.3.2 模型実験を用いた検討

#### (1) 模型実験の概要と計算条件

ここでは、人工リーフの前面法勾配における砕波変形について検討を行った。検討には、関本ら（2012）によるリーフ地形を用いた 2 次元断面水槽実験結果及び Zheng ら（2020）のリーフ型地形を用いた波浪による wave setup の実験結果と比較した。比較には、前節で説明したそれぞれ、4 つの砕波減衰モデルを用いた。また、波と流れの相互干渉を考慮し、波と流れの繰り返し回数を 3 回とした。本計算では、回折影響係数 $\kappa$ は波高分布に影響を与え、実験室規模の計算では小さめに設定した方が良かったため、ここでは 0.25 とした。また、海浜流における計算時間間隔  $\Delta t$  は 0.02 s、時間ステップの繰り返し回数は 20,000 回、計算格子間隔  $\Delta x$  及び  $\Delta y$  は 0.1 m とした。以下にそれぞれの実験と数値計算について示す。

#### 1) 関本ら（2012）の実験と数値計算について

関本ら（2012）の砕波現象における実験は急勾配のサンゴ礁地形を想定しており、長さ 50 m、幅 0.6 m、高さ 1.2 m の 2 次元断面水槽で実施され、図 3.6 に示すような沖側一様水深部から 1 : 1 の勾配を経て長さ 10 m のリーフフラットへ続くリーフ地形である。沖側の水深は 0.44 m である。本計算では、実験と同様の地形条件とした。波浪条件は関本ら（2012）の実験を参考に、有義波高 0.12 m、有義波周期 1.8 s、波向  $0^\circ$  としている。また、関本ら（2012）は実験値を  $H_{rms}$ （二乗平均平方根波高）で表しているため、計算結果も  $H_{rms}$  を用いて比較を行った。

#### 2) Zheng ら（2020）の実験と数値計算について

また、Zheng ら（2020）の実験は長さ 60 m、幅 36 m、高さ 0.8 m の平面水槽で実施されており、図 3.7 に示すような沖側一様水深部から 1 : 8 の勾配を経て長さ 14 m のリーフ天

端上へ続くリーフ地形モデルを用いた。本計算では、実験と同様の地形条件とした。Zheng ら (2020) の実験では、JONSWAP 型スペクトルの一方向不規則波が用いられており、波浪条件は入射有義波高，周期，波向はそれぞれ 0.06 m，2.0 s，0.0°である。また，波浪場の平面分布についても検討した。

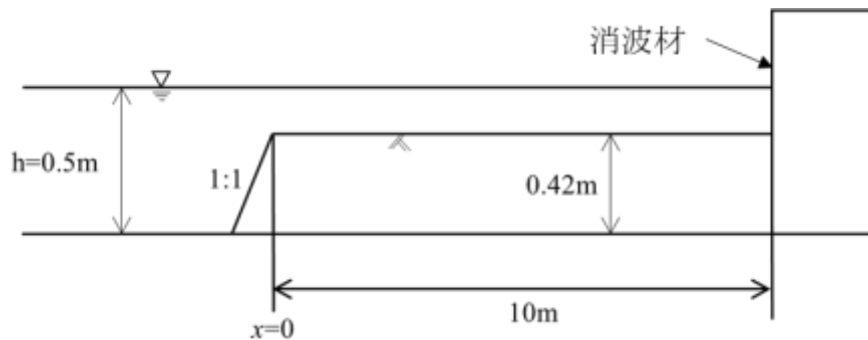


図 3.6 実験装置の概要 (関本ら, 2012)

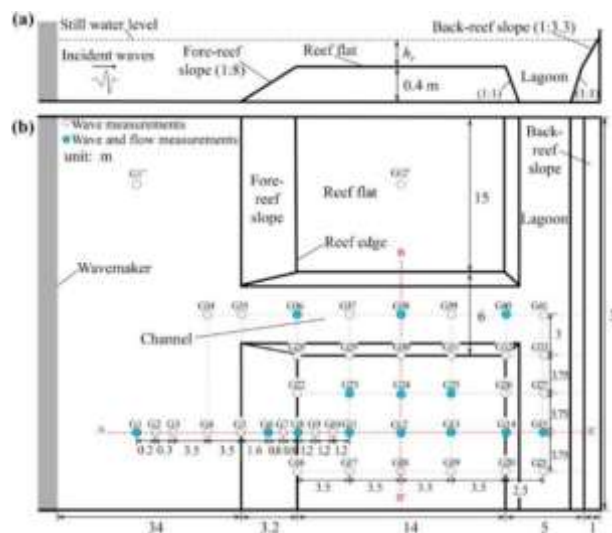


図 3.7 実験装置の概要 (Zheng ら, 2020)

## (2) 実験結果と計算結果の比較

### 1) 関本ら (2012) の実験について

図 3.8 は，計算結果と実験結果の比較である。図 3.8 より，全ての計算結果において，リーフ前法面において，最大波高が実験結果より小さくなっていることがわかる。これは，リーフ前法面が 1:1 の急勾配であるため，波浪変形モデルにおける浅水変形の限界を超えてしまったのではないかと考えられる。また，波高の減少が始まる位置は，計算結果ではリーフの前法面に近い位置にあることがわかる。BJ モデルによる計算結果は，波高の減少が小さく，リーフ先端から 0 m から 1 m の波が実験値より過大に評価している。MBJ モデルの計算結果は，最大波高は最も低く，リーフ天端上の波の減衰量が大きい。そのため，リーフ先端から 1.5 m 地点では，実験値よりも波高が小さくなっていることがわかる。CK

モデルにおける砕波後の減衰量は実験値の傾向をよく捉えている。リーフ先端の最大波高は、他のモデルによる計算結果よりも小さくなるのがわかる。BJOM モデルによるリーフ先端の最大波高は、実験値よりも小さいが、リーフ上の減衰量は、他のモデルによる計算結果と比較して、より近い結果が得られた。

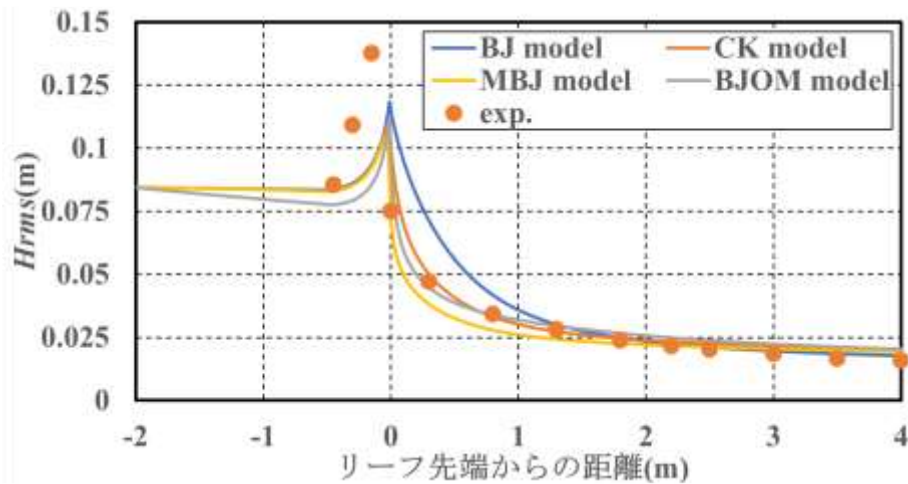


図 3.8 波高の実験結果と計算結果の比較

## 2) Zheng ら (2020) の実験と数値計算について

図 3.9 はリーフ型地形における波高分布の計算結果の例である。それぞれ(a)は BJ モデル、(b)は BJOM モデルを用いて計算した波高分布である。図 3.10 は各砕波減衰モデルを用いた計算結果と実験結果の波高分布の比較である。

図 3.9 より、波高の平面分布をみると、両モデルにおける平面分布の傾向に大きな違いは見られないが、BJOM モデルでは、BJ モデルと比較して人工リーフ背後の波高が少し高くなっていることがわかる。また、図 3.10 より、各砕波減衰モデルの計算結果において、リーフの前法面の波高分布は実験結果を良好に表すことができている。実験結果では、リーフ先端からの距離が 1 m 近辺で急激に波高が減衰しているが、BJ モデルでは、緩やかに減衰しているため、実験値を過大評価していることがわかる。リーフ天端上において、波高が約 0.03 m に近づいているが、リーフ先端部からの距離が 2 m 以降において CK モデル及び MBJ モデルでは、実験結果と比較して過大評価している。また、実験結果では、リーフ先端からの距離が 7 m 付近で少し増加しているが、計算結果ではすべてのモデルにおいて砕波減衰後の上昇をうまく再現できていない。これは、背斜面からの反射波を考慮できていないためではないかと考えられる。

以上より、実験および観測結果との比較から、BJOM モデルを用いることが、人工リーフ周辺の波浪変形を再現するのに適していることがわかった。これは、Ostendorf・Madsen (1978) の砕波限界式が海底勾配の影響を取り入れているため、波高の減衰が人工リーフ前面の急勾配や背後の逆勾配の影響を大きく受けていると考えられる。本研究では以降の計算において、砕波減衰モデルには BJOM モデルを採用した。

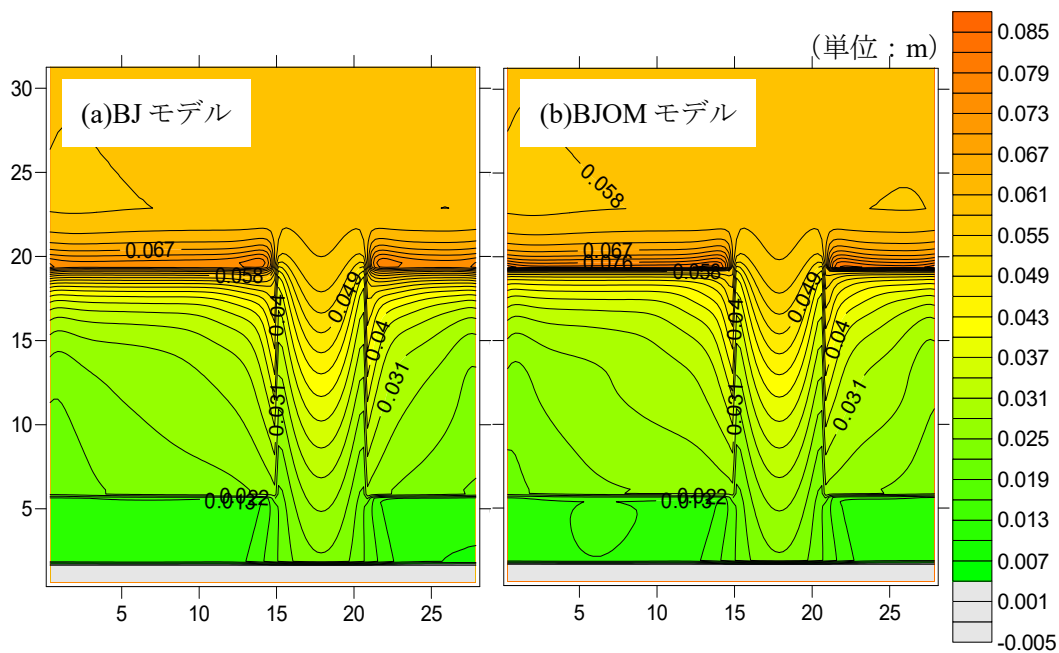


図 3.9 リーフ型地形における波高分布の計算結果の例

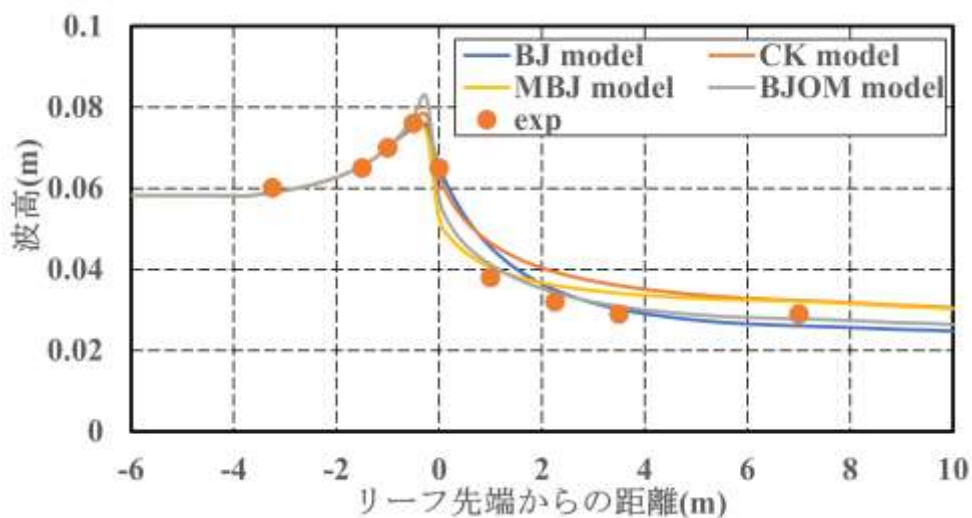


図 3.10 波高分布におけるリーフ中央の岸沖断面図（実験結果と計算結果の比較）

### 3.4 人工リーフ周辺における流況の検討

#### 3.4.1 概要

人工リーフ周辺における波浪場と海浜流の検討では、1基または2基の人工リーフを用いた単純な平面配置の地形のもとで数値モデルの妥当性を確認することが多々ある。しかし、実際の海岸では複数の人工リーフが設置されている場合もあり、単純な平面配置の計算のみで数値モデルの妥当性を判断することは不十分であると考えられる。また、人工リーフが複数基設置されている場合、開口部において離岸流が発生し、波浪場は海浜流の影響を

強く受け、その影響により海浜流場も変化するため、波と流れの相互干渉を考慮し、波浪場と海浜流場について検討する必要がある。そこで本研究では、複数基の人工リーフを用いた宇多ら（1987）の実験を対象に、数値モデルの諸条件や配置条件の違いなど数値実験を行い、数値モデルの妥当性及び適用性を検討した。

### 3.4.2 計算条件

宇多ら（1987）は、人工リーフ周辺の海浜流パターンを求めるための固定床実験を行っている。固定床実験では、海浜流パターンの発生区分を明らかにするために、人工リーフの離岸距離  $Y$  を 1.8 m とし、堤長  $L_r$  を 1.5~14.0 m、開口幅  $W$  を 0.4~12.5 m の範囲でそれぞれ変化させている。実験には、図 3.11 に示すように、幅 16 m、長さ 21 m の平面水槽が用いられている。図 3.12 に人工リーフの平面配置の例を示す。本研究では、宇多ら（1987）の実験にならって堤長、開口幅に加え、天端水深や離岸距離、天端幅を変化させた。また、宇多ら（1987）がまとめた人工リーフ周辺における海浜流パターンの概略図を図 3.13 に、人工リーフ周辺の海浜流パターンの発生区分を表 3.2 に示す。宇多ら（1987）の実験条件をもとに、波高 7.0 cm、周期 1.13 s、波向  $0^\circ$  とし、沖側水深は 0.4 m とする。また、波と流れの相互干渉を考慮した場合は、波と流れの繰り返し回数を 3 回とした。計算に用いた各ケースの人工リーフの配置条件については表 3.3 にまとめる。回折影響係数  $\kappa$  は 0.25 とし、海浜流における計算時間間隔  $\Delta t$  は 0.0005 s、時間ステップの繰り返し回数は 120,000 回とした。

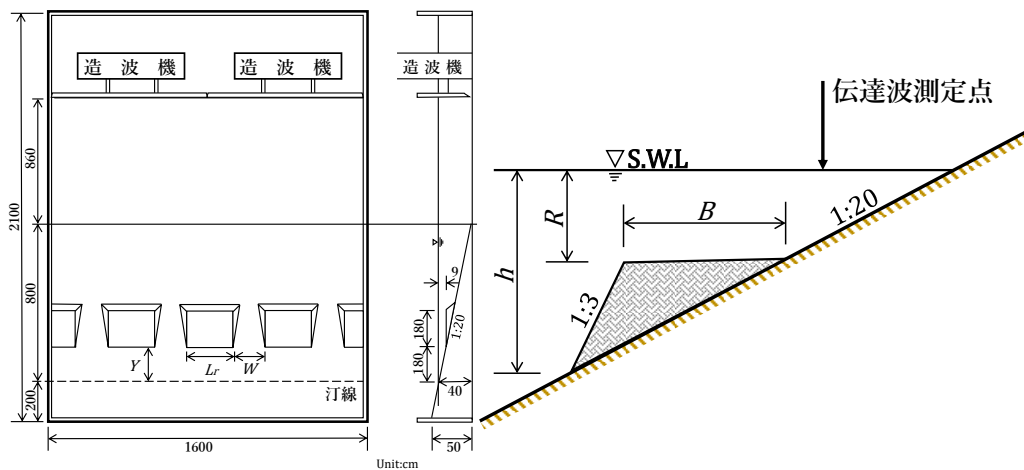


図 3.11 実験の平面水槽の概略図



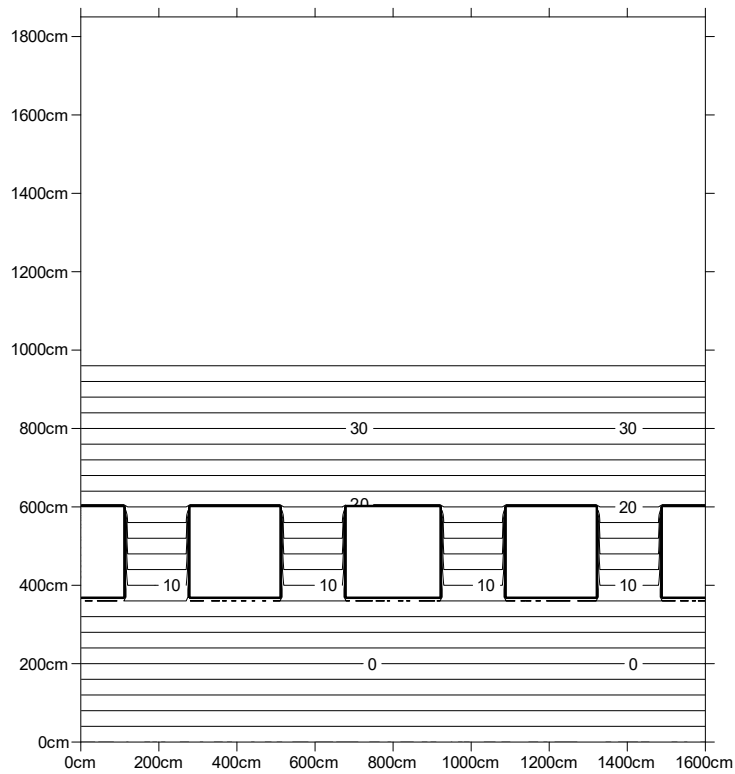


図 3.12 人工リーフの平面配置の例

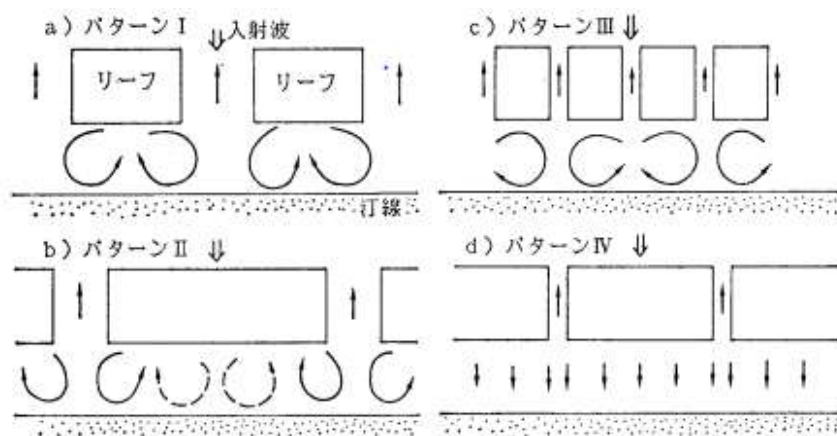


図 3.13 人工リーフ周辺の海浜流パターン (宇多ら, 1987)

表 3.2 人工リーフ背後に発生する海浜流の発生区分 (宇多ら, 1987)

$L_r/Y$	$\sim 1$	$1\sim 4$	$4\sim$
$L_r/W$			
$\sim 4$	パターン 3	パターン 1	パターン 2
$4\sim$	/	パターン 4	/

表 3.3 人工リーフの配置条件と計算条件

	天端水深 $R$ (cm)	離岸距離 $Y$ (cm)	堤長 $L_r$ (cm)	開口幅 $W$ (cm)	天端幅 $B$ (cm)	波流れの 相互干渉	格子間隔 (cm)
case1	6.0	1.8	2.4	1.6	1.8	あり	10.0
case2	9.0	1.8	2.4	1.6	1.8	あり	10.0
case3	6.0	2.3	2.4	1.6	1.8	あり	10.0
case4	6.0	3.6	2.4	1.6	1.8	あり	10.0
case5	6.0	1.8	7.2	0.8	1.8	あり	10.0
case6	6.0	1.8	6.4	3.2	1.8	あり	10.0
case7	6.0	1.8	3.0	2.4	1.8	あり	10.0
case8	6.0	1.8	2.4	1.6	0.9	あり	10.0
case9	6.0	1.8	2.4	1.6	2.7	あり	10.0
case10	6.0	1.8	2.4	1.6	1.8	なし	10.0
case11	6.0	1.8	2.4	1.6	1.8	あり	5.0
case12	6.0	1.8	2.4	1.6	1.8	あり	2.5

### 3.4.3 計算結果

#### (1) 天端水深 $R$

まず、天端水深の違いによる波高及び海浜流の比較を行う。図 3.14 及び図 3.15 は、case1 及び case2 の波高分布と流速分布の計算結果である。それぞれ、(a)は波高分布、(b)は流速分布の計算結果である。図 3.23 は開口部における底面及び水面の岸沖流速分布である。ここでは、case1 及び case 2 について比較する。

図 3.14(a)及び図 3.15(a)より、両ケースとも、人工リーフによって碎波が生じ、人工リーフ背後へ向かうにつれて波高が減少していることがわかる。また、開口部中央における波高については、天端水深 6 cm の case1 が 1 cm 程高くなった。さらに、人工リーフ背後の波高の大きさが天端水深によって異なり、人工リーフによる消波効果は天端水深によって異なることが確認できる。

図 3.14(b)、図 3.15(b)及び図 3.23 より、天端水深の違いによる海浜流パターンに大きな変化は見られないことがわかる。両ケースとも、人工リーフ上に向岸流が発生し、人工リーフ背後で循環流が生じることにより、開口部に離岸流が発生している。また、case2 と比較して case1 は全体的に流速が大きくなっており、人工リーフ中央と開口部中央における底面流速および水面流速を比較すると、天端水深 6 cm の流速は天端水深 9 cm の流速の 2 倍近い値となっている。また、各ケースにおいて、底面流速と水面流速に大きな違いは見られなかった。

ここで、本数値モデルで計算した海浜流と宇多ら (1987) が示す海浜流パターンを比較し、妥当性について検討する。図 3.13 及び表 3.2 より、case 1, case 2 とともに、分類上は発

生区分のパターン 1 に該当する。両ケースとも、計算結果では人工リーフ背後において、人工リーフ開口部から汀線に向かい、人工リーフの中央部に向けて循環流が発生している。この循環流の形状がパターン 1 と概ね一致している。

## (2) 離岸距離 $Y$

次に、人工リーフの離岸距離の違いによる波高及び海浜流の比較を行う。図 3.16 及び図 3.17 は、case 3 及び case 4 の波高分布と流速分布の計算結果である。それぞれ、(a)は波高分布、(b)は流速分布の計算結果である。図 3.24 は開口部における底面及び水面の岸沖流速分布である。ここでは、case 1, case 3 及び case 4 について比較する。

図 3.14(a)、図 3.16(a)及び図 3.17(a)より、離岸距離が長くなるにつれて開口部から汀線に到達する高い波高が減少している。また、人工リーフ背後における波高の減衰が緩やかになり、離岸距離を長くしたことにより、開口部で発生する波高のピーク位置が沖側へ移動することがわかる。

図 3.14(b)、図 3.16(b)、図 3.17(b)及び図 3.24 より、全体的な海浜流パターンは同じであるが、人工リーフ背後の流速の向きが離岸距離の長さによって異なっている。離岸距離が長くなると、離岸流がより沖側まで到達し、流速が大きくなっている。また、人工リーフ開口部背後における向岸流が汀線近傍で小さくなっている。これは、離岸距離が長くなることで、人工リーフ背後に発生する循環流が大きくなり、向岸流が拡散したためと考えられる。また、離岸距離を長くすることで、人工リーフ上の向岸流が小さくなり、離岸流が強くなることからわかる。そのため、人工リーフ背後に発生する循環流のスケールが変化し、人工リーフ背後の流れ場も変化することがわかった。また、離岸距離が長くなるほど底面と水面で流速の差が大きくなることからわかる。

また、本数値モデルで計算した海浜流と宇多ら (1987) が示す海浜流パターンを比較し、妥当性について検討する。図 3.13 に、及び表 3.2 より、発生区分のパターンをみると分類上では、case 3 はパターン 1、case 4 はパターン 3 に該当する。case 3 は case 1, 2 同様に、人工リーフ背後で、人工リーフ開口部から汀線に向かい、人工リーフの中央部に向けて循環流が発生し、パターン 1 と概ね一致している。また、case 4 はパターン 1 と類似しており、海浜流パターンは区分ではパターン 3 に該当するため、宇多ら (1987) の海浜流パターンと一致しなかった。

## (3) 堤長 $L_r$ と開口幅 $W$

次に、人工リーフの堤長及び開口幅の違いによる波高及び海浜流の比較を行う。図 3.18 から図 3.20 は、case 5, case 6 及び case 7 の波高分布と流速分布の計算結果である。それぞれ、(a)は波高分布、(b)は流速分布の計算結果である。図 3.25 は開口部における底面及び水面の岸沖流速分布である。ここでは、case 5, case 6 及び case 7 について比較する。

図 3.18(a)から図 3.20(a)より、堤長や開口幅を変更しても、これまでのケースと同様に、人工リーフ上で砕波が生じ、人工リーフ背後へ進むにつれて波高が減衰し、人工リーフ開

口部では、波高が増大している。また、人工リーフ設置範囲ではどのケースを見ても、波高分布は同様の傾向を示しているが、人工リーフ開口部では、開口幅が小さいほど開口部で生じる最大波高が小さくなり、人工リーフ背後と開口部背後の波高差が小さいことがわかる。

図 3.18(b)から 図 3.20(b)及び図 3.25 より、堤長と開口幅を変更しても、流れが人工リーフ端部から開口部へ向かい、離岸流が発生するという全体的な傾向は同じであることがわかる。しかし、開口部における離岸流については、開口幅が大きいほどより顕著に発生し、沖側へ到達することがわかる。

また、本数値モデルで計算した海浜流と宇多ら（1987）が示す海浜流パターンを比較し、妥当性について検討する。図 3.13 に、及び表 3.2 より、発生区分のパターンをみると分類上では、case 5 はパターン 4、case 6 及び case 7 はパターン 1 に該当する。case 5 は人工リーフ背後において、循環流があまり見られず、沿岸方向及び岸沖方向に一樣な流速分布となっており、パターン 4 の特徴を踏まえた結果となった。また、case 6、7 はパターン 1 と同様の海浜流パターンを再現できていることがわかる。

#### (4) 天端幅 $B$

次に、人工リーフの天端幅の違いによる波高及び海浜流の比較を行う。図 3.21 及び図 3.22 は、case 8 及び case 9 の波高分布と流速分布の計算結果である。それぞれ、(a)は波高分布、(b)は流速分布の計算結果である。図 3.26 は開口部における底面及び水面の岸沖流速分布である。ここでは、case 1、case 8 及び case 9 について比較する。

図 3.14(a)、図 3.21(a)及び図 3.22(a)より、天端幅が広いほど、人工リーフ上における強制碎波時の波高が小さくなり、碎波後の波高が人工リーフ上で緩やかに減少していることが確認できる。また、人工リーフ背後の波高が小さくなっている。人工リーフ開口部では、天端幅が広くなるにつれて波高が高くなっている。これは、碎波後の波の減衰距離が長いことにより、人工リーフ上で消波効果が高くなるためと考えられる。

図 3.14(b)、図 3.21(b)、図 3.22(b)及び図 3.26 より、天端幅が広いほど人工リーフ背後で生じる循環流の規模が大きくなることがわかる。さらに、循環流の影響によって人工リーフ上と開口部で流速が大きくなることが確認できる。また、天端幅を変更することで、人工リーフ上と開口部における沖向き流速が最大となる位置が異なった。

また、本数値モデルで計算した海浜流と宇多ら（1987）が示す海浜流パターンを比較し、妥当性について検討する。図 3.13 に、及び表 3.2 より、発生区分のパターンをみると分類上では、case 8、case 9 とともに、パターン 1 に該当する。case 8 及び case 9 はパターン 1 と同様の海浜流パターンを再現できていることがわかる。

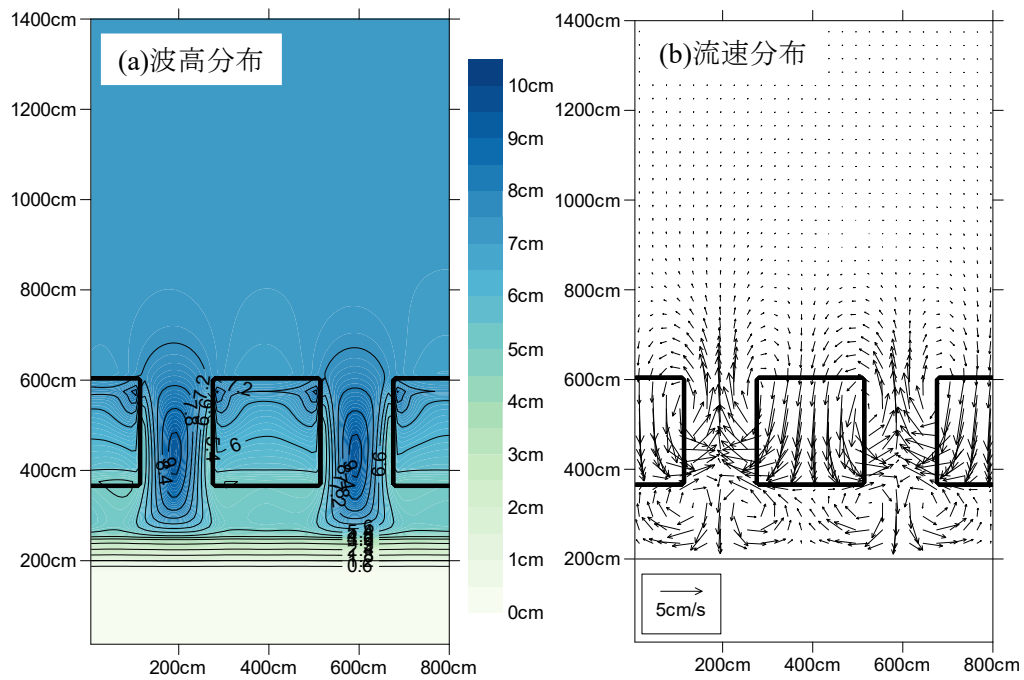


図 3.14 case1 の計算結果

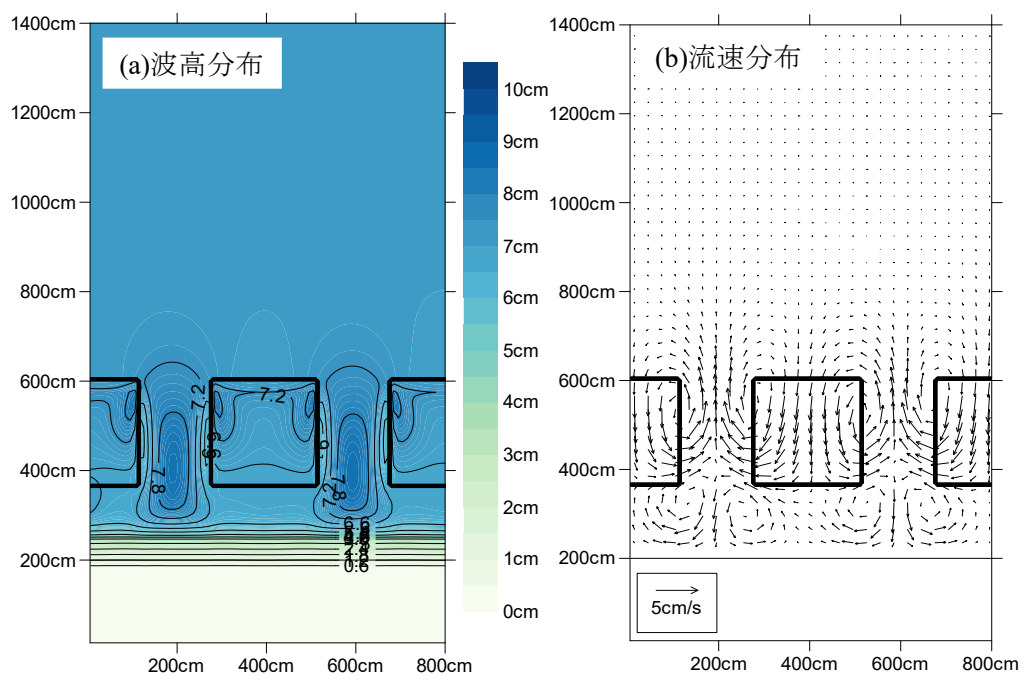


図 3.15 case2 の計算結果

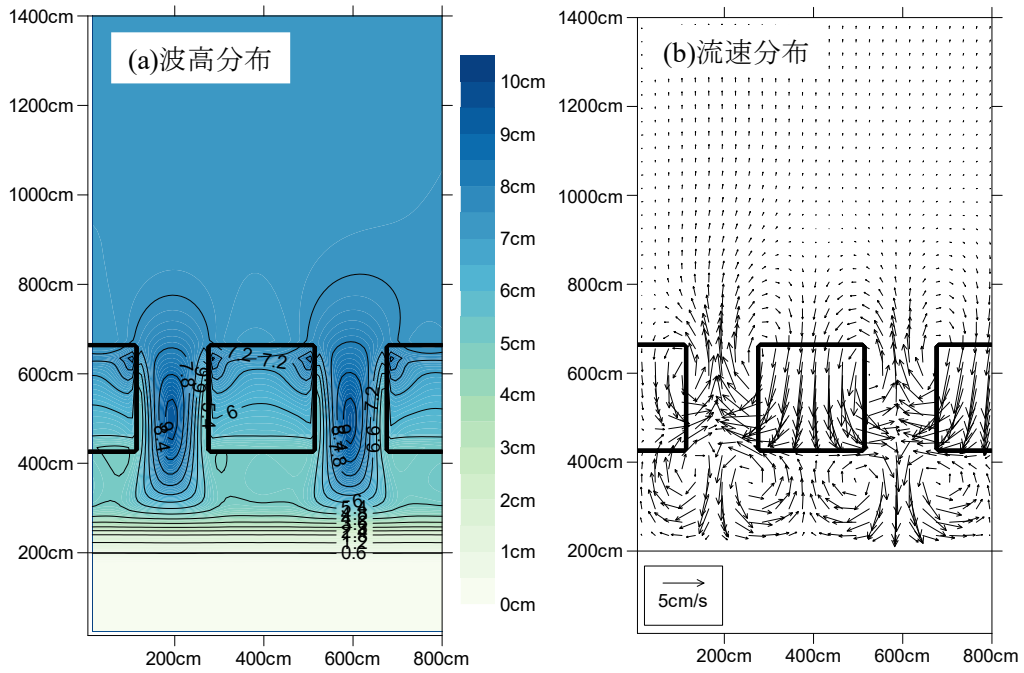


図 3.16 case3 の計算結果

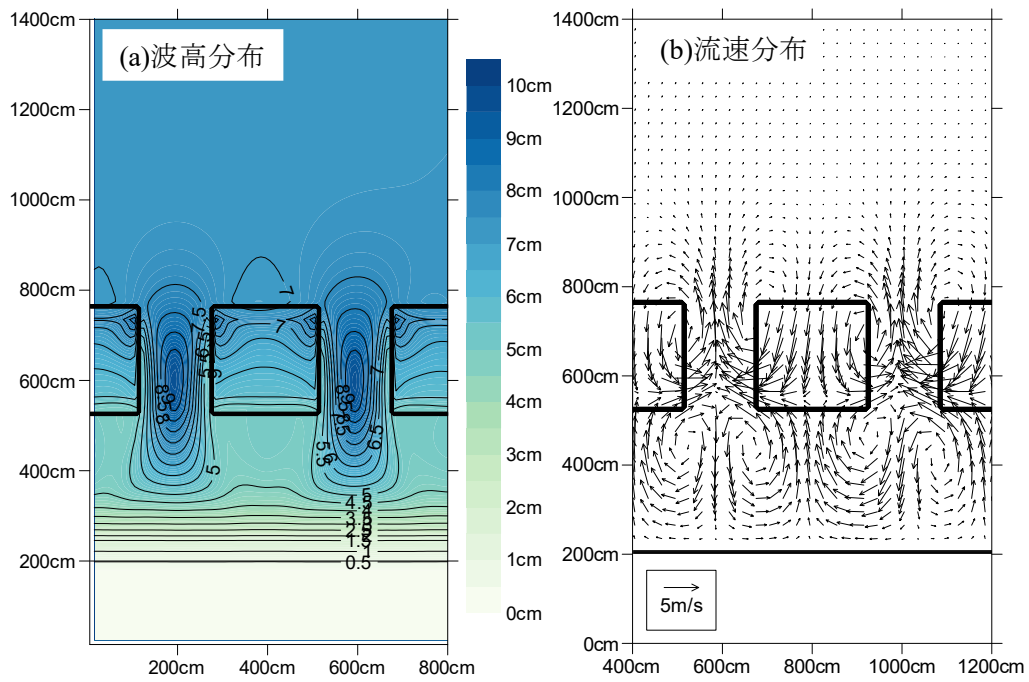


図 3.17 case4 の計算結果

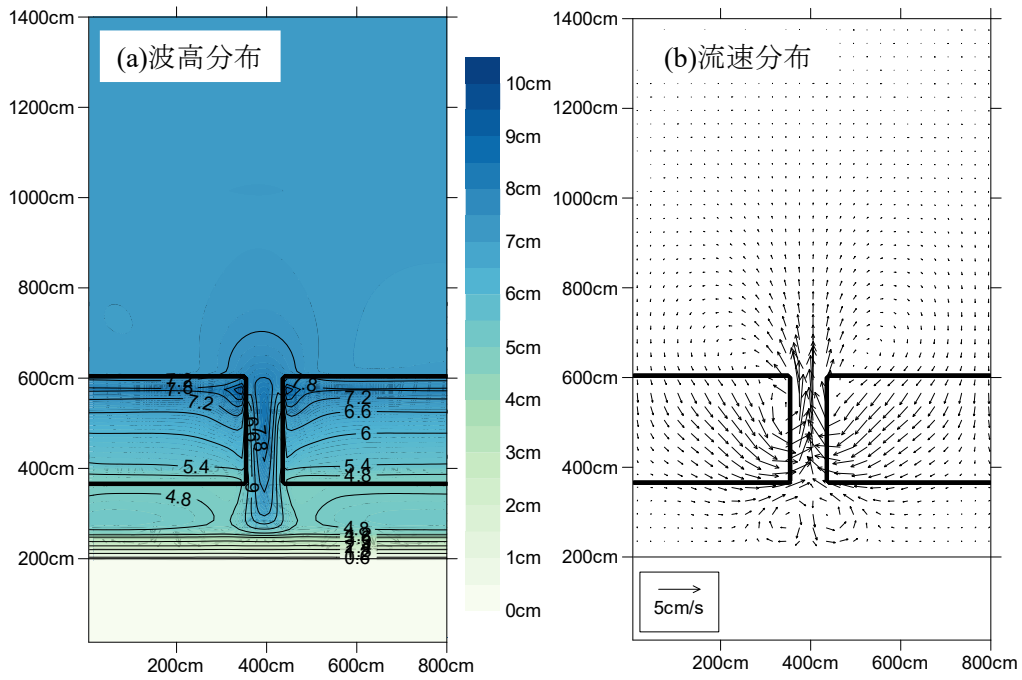


図 3.18 case5 の計算結果

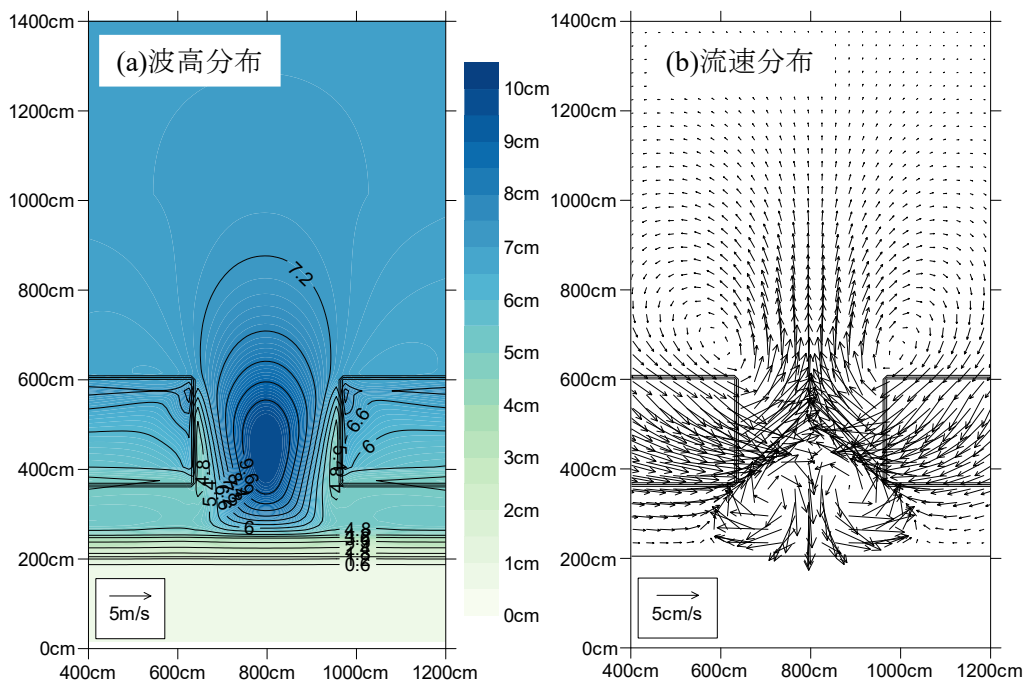


図 3.19 case6 の計算結果

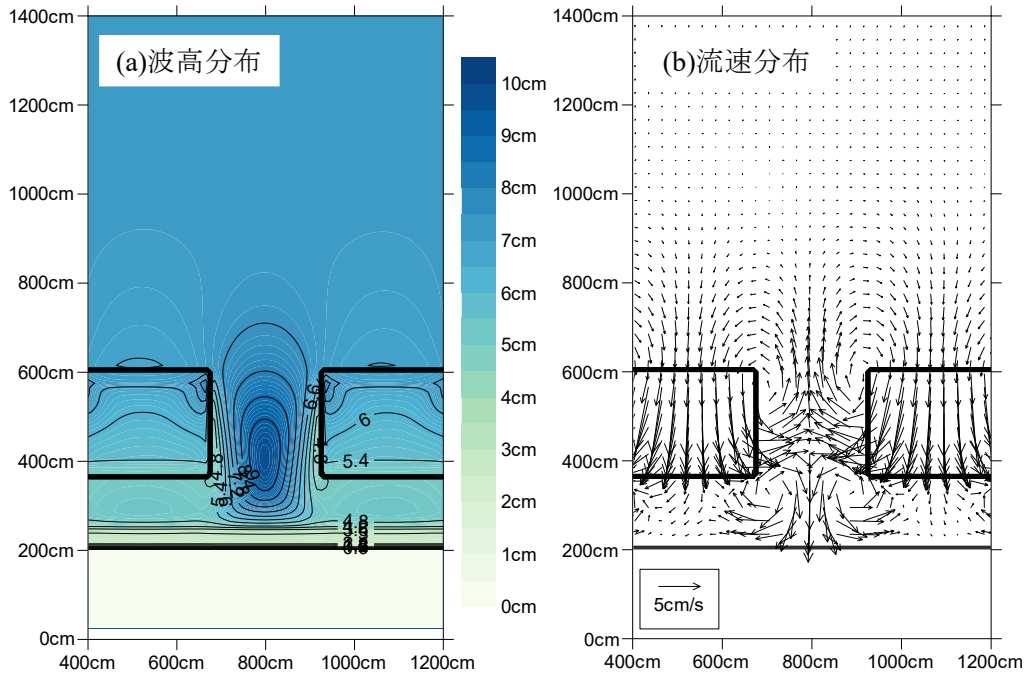


図 3.20 case7 の計算結果

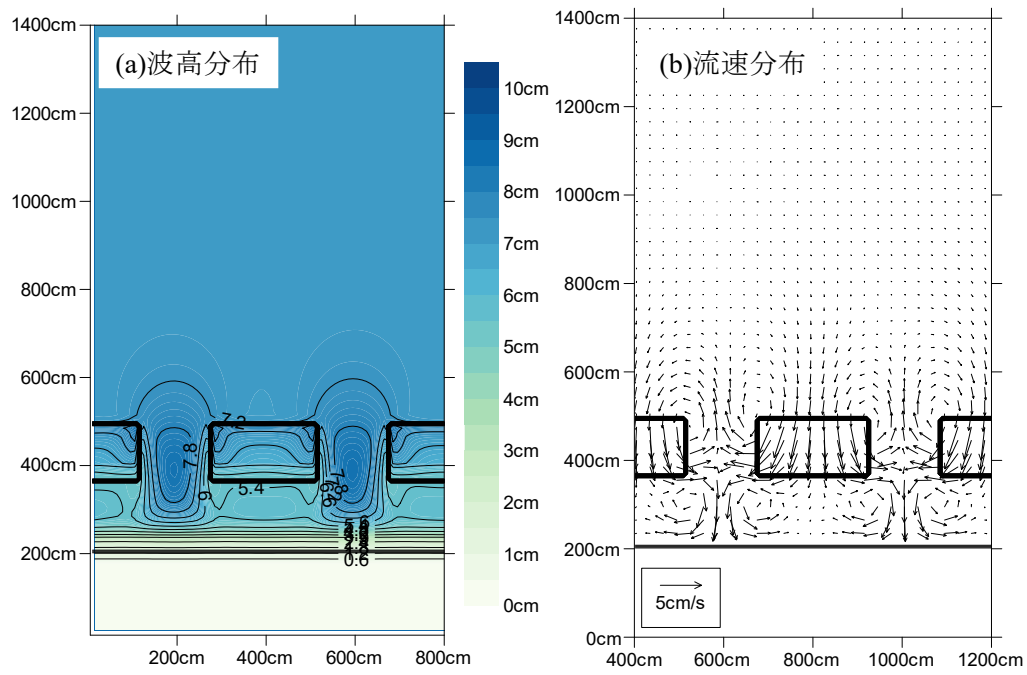


図 3.21 case8 の計算結果



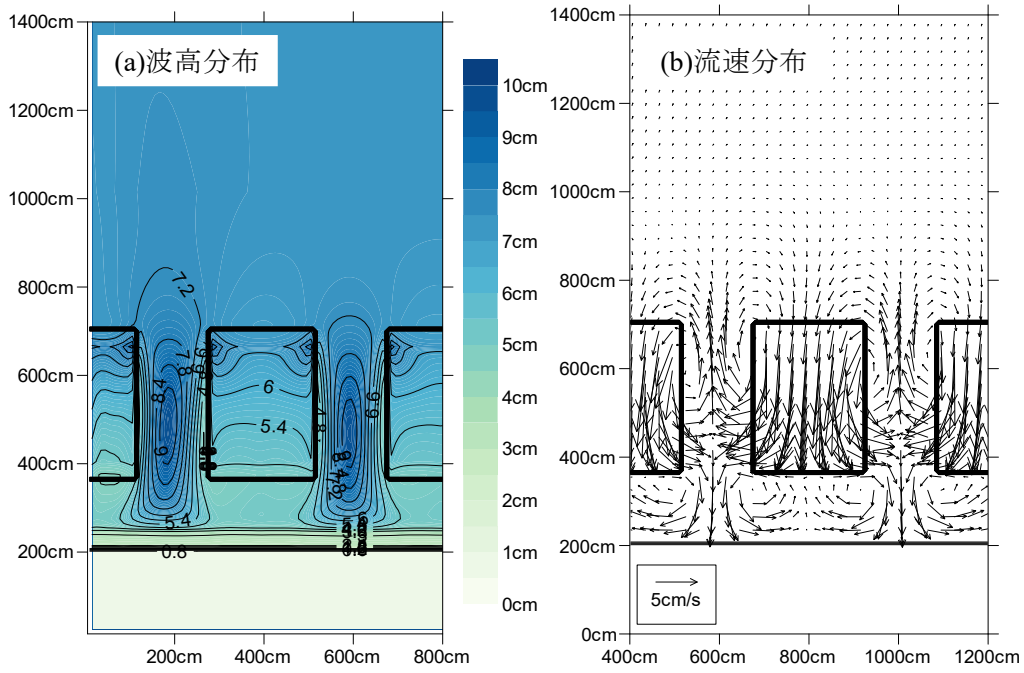


図 3.22 case9 の計算結果

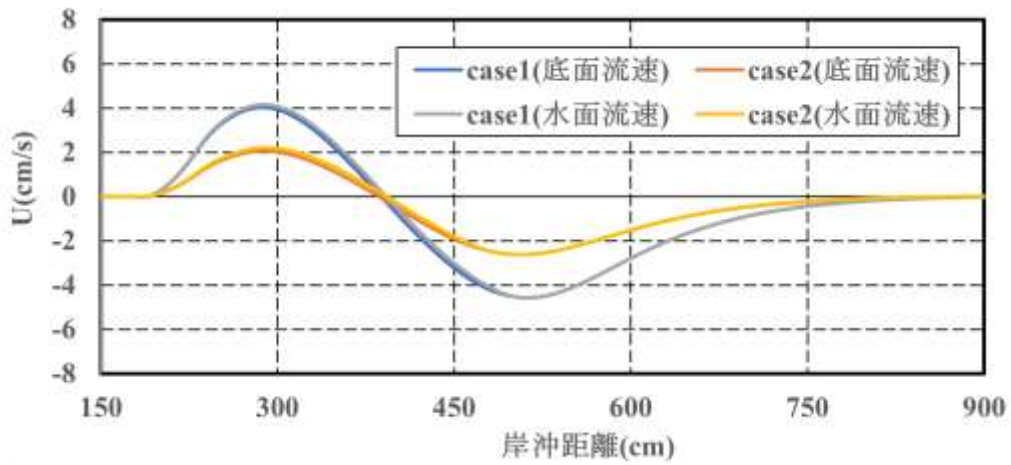


図 3.23 天端水深の違いによる開口部の岸沖流速分布

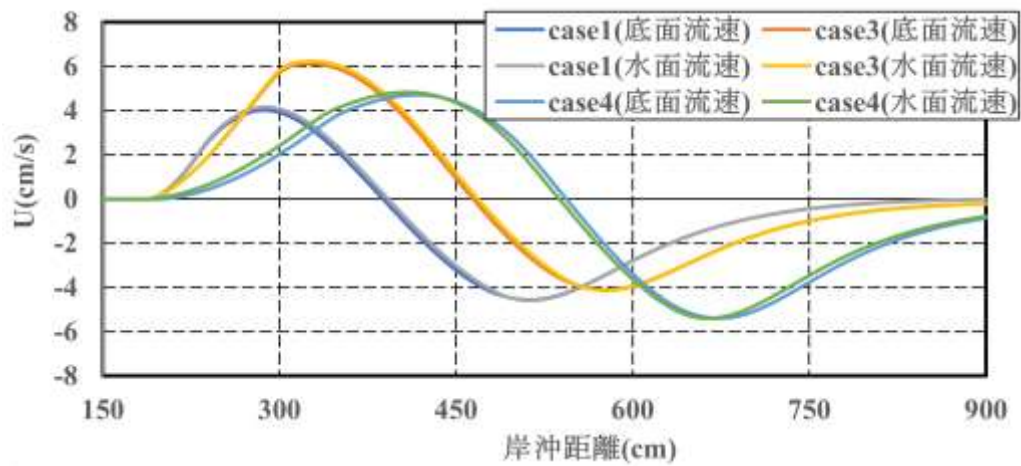


図 3.24 離岸距離の違いによる開口部の岸沖流速分布

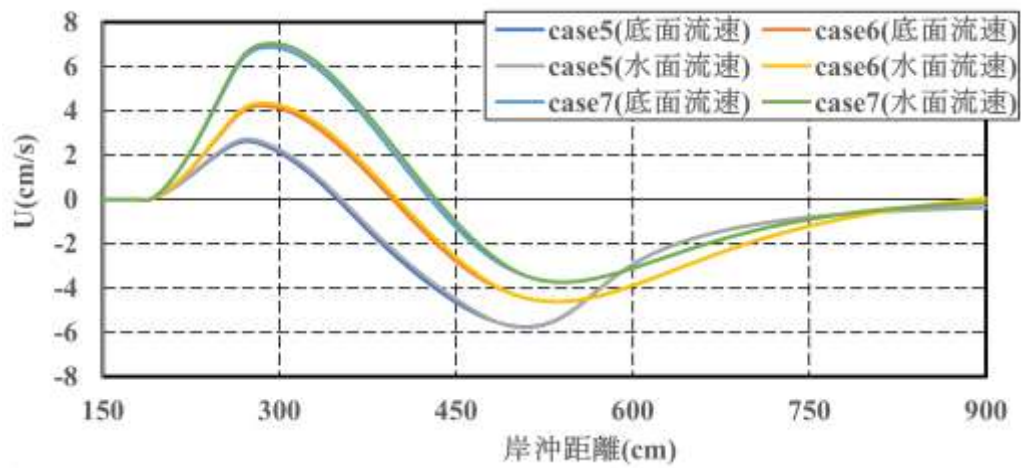


図 3.25 堤長及び開口幅の違いによる開口部の岸沖流速分布

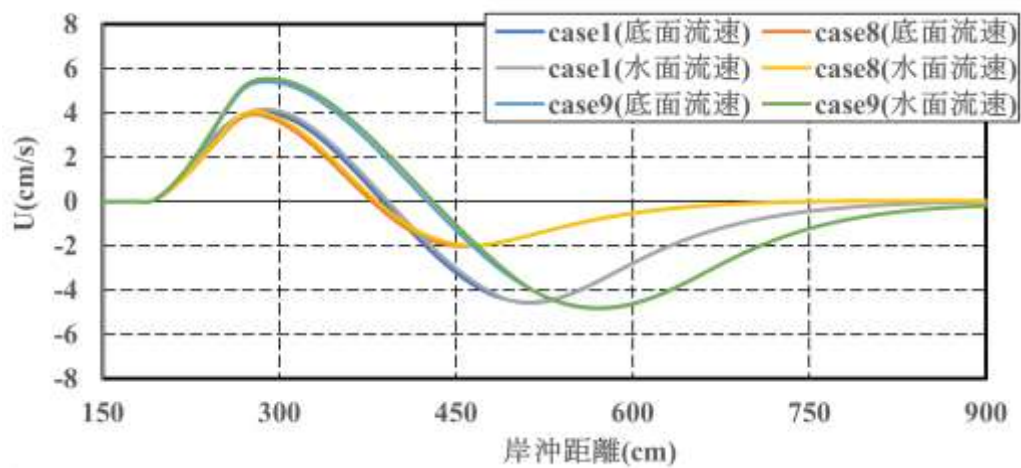


図 3.26 天端幅の違いによる開口部の岸沖流速分布

(5) 人工リーフの配置条件と海浜流の関係

本節では、宇多ら（1987）の実験を対象に準 3 次元海浜流モデルを用いて、人工リーフの配置条件を変更し、それぞれの条件で計算を行った。その結果、人工リーフによる消波効果は、ある値の沖波波長に対して、一定の天端幅以上になると消波効果に差がないことが考えられる。実際の海岸における人工リーフの設計においては、 $B/L > 1.5$  で波浪減殺効果があまり変わらなくなるとされているが、本数値モデルでは、天端幅 1.8 m と 2.7 m で人工リーフ上での碎波波高が同等であったことから推測すると、 $B/L > 1.0$  程度で消波効果がほぼ一定になると考えられる。また、本節で行った人工リーフの配置条件において、人工リーフ開口部中央の沖向き最大底面流速を抽出し、波形勾配で整理した結果を図 3.27 にまとめる。天端水深や離岸距離、堤長、開口幅、天端幅を変更することで波高や海浜流の傾向の違いを確認できた。岩田ら（2020）は現地海浜では想定した海浜流が発生しない場合があり、海浜流計算と宇多ら（1987）の海浜流パターンの乖離について説明している。海浜流パターンがパターン 3 やパターン 4 の場合においてもパターン 1 となることがあると述べており、case 4 についてはこのパターンに当てはまると思われる。図 3.27 より、今回の実験条件における離岸距離は人工リーフ開口部の沖向き流速に大きな影響を与えていないと考えられる。また、堤長と開口幅や天端幅を変更することで人工リーフ開口部の離岸流が異なり、開口幅が最小のときに最大の流速、天端幅が最小のときに最小の流速となっている。これは下園ら（2005）の示した結果と同様の結果となっている。

以上の結果より、本数値モデルでは、定性的に人工リーフ周辺の花浜流を十分に再現することが可能であると考えられる。しかしながら、本計算では、底面と水面の流速の差があまり確認出来ていないため、今後は現地海浜規模で、より定量的に海浜流を評価していく必要があると考えられる。

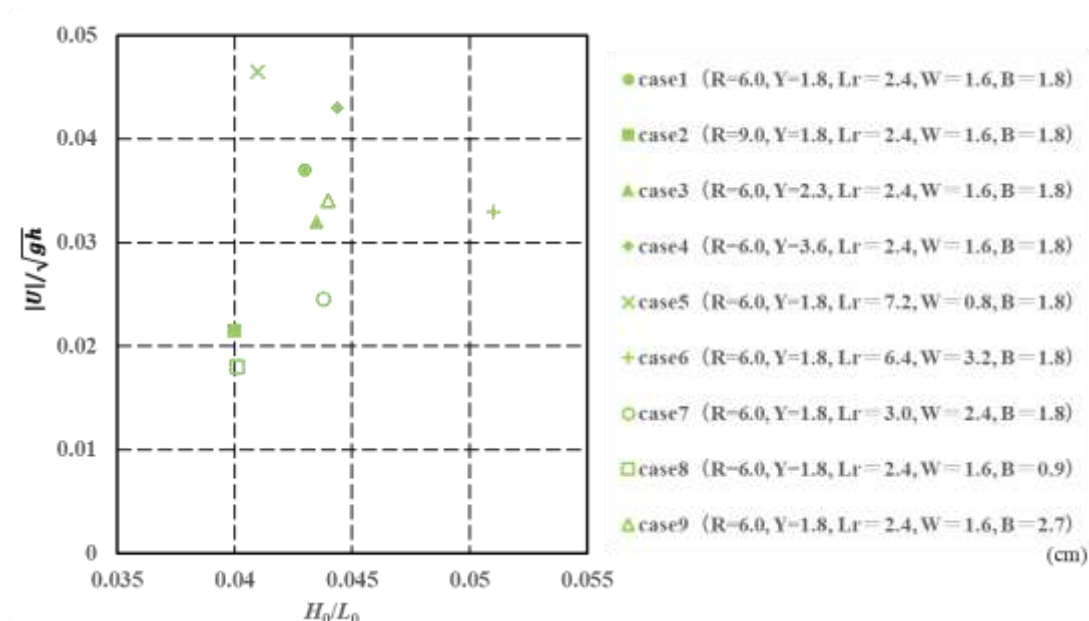


図 3.27 沖波波形勾配と沖向き最大流速との関係

#### (6) 波・流れの相互干渉と計算格子間隔

波と流れの相互干渉を考慮数値計算手法や計算格子間隔に関する検討は、これまでも検討が行われてきたが、人工リーフを対象とした事例は少ない。そのため、人工リーフが設置されている地形における波・流れの相互干渉（以下、相互干渉という。）の有無及び計算格子間隔の違いによる波高及び海浜流の比較を行う。図 3.28 から図 3.30 は、case 10 から case 12 の波高分布と流速分布の計算結果である。それぞれ、(a)は波高分布、(b)は流速分布の計算結果である。図 3.31 及び図 3.33 は波高の計算結果と実験結果の比較である。図 3.32 及び図 3.34 は開口部における底面及び水面の岸沖流速分布である。それぞれ、相互干渉の有無については case 1 及び case 10、計算格子間隔の違いについては case 1、case 11 及び case 12 の比較を行う。

まず、相互干渉の有無による波高及び海浜流の比較を行う。図 3.14(a)、図 3.28(a) 及び図 3.31 より、人工リーフ上の波高については両ケースともに、人工リーフ前面の法勾配で波高が増大し、人工リーフ先端部で砕波している。人工リーフ開口部では、相互干渉無しの場合、波高に大きな変化はなく、浅水域で砕波している。相互干渉有りの場合は、人工リーフ開口部において波高が増加していることが確認できる。そのため、相互干渉を考慮することにより、入射波と反射波が人工リーフ開口部で衝突し、波が重なり合う現象が計算結果においても示されていることがわかる。さらに、宇多ら（1987）の実験結果において示されている人工リーフ開口部と人工リーフ背後の波高差の関係から、相互干渉を考慮した方がより実験結果に近い結果となる。また、図 3.14(b)、図 3.28(b) 及び図 3.32 より、相互干渉を考慮することで人工リーフ開口部背後の向岸流が大きくなり、汀線近傍まで影響していることがわかる。一方、人工リーフ上においては相互干渉を考慮することにより、流速は小さくなることがわかる。

次に、計算格子間隔の違いによる波高及び海浜流の比較を行う。図 3.14(a)、図 3.29(a)、図 3.30(a) 及び図 3.33 より、人工リーフ上の波高分布については大きな差異は見られない。宇多ら（1987）の実験結果において示されている人工リーフ開口部と背後の波高差の関係から、計算格子間隔が小さくするとわずかではあるが実験結果に近い結果となる。

図 3.14(b)、図 3.29(b)、図 3.30(b) 及び図 3.34 より、全体的な海浜流の傾向に差異は見られなかったが、開口部や汀線近傍の流速では計算格子間隔によって、流速の増減が見られる。本計算では実験室規模の地形を採用しているため、計算格子間隔の影響が顕著にみられなかったが、開口部の流速など、実海浜規模で考える場合は、計算格子間隔の影響が見られるのではないかと考える。

以上より、相互干渉を考慮することで人工リーフ開口部の波高が高くなる様子が示され、その影響で特に人工リーフ前面から人工リーフ背後における流速が変化することが確認できた。計算格子間隔を小さくすることで人工リーフ周辺の計算精度は向上すると考えられるが、計算格子数が増えるために計算時間が大幅に増加する。また、計算格子間隔を小さく設定するほど流速値が大きくなっていく。そのため、計算精度と計算効率を考慮して計算格子間隔を設定することが重要であるといえる。また、図 3.31 及び図 3.33 の人工リー

フの端部 ( $x = 650 \text{ cm}$ ) では、どちらの計算結果も実験結果より大きく外れる結果となった。その理由として、宇多ら (1987) の実験における人工リーフ側面の法勾配が不明であり、本研究では人工リーフ側面の法勾配を段落ちとしたが、実際には人工リーフ側面の法勾配が存在し、勾配の影響がでているのではないかと考えられる。

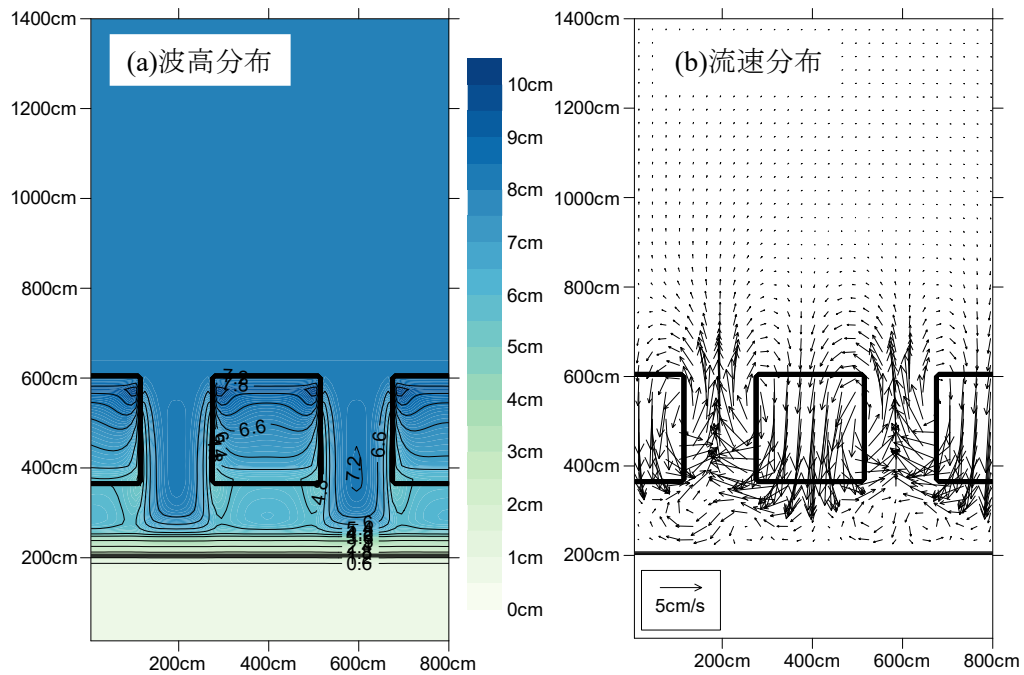


図 3.28 case10 の計算結果

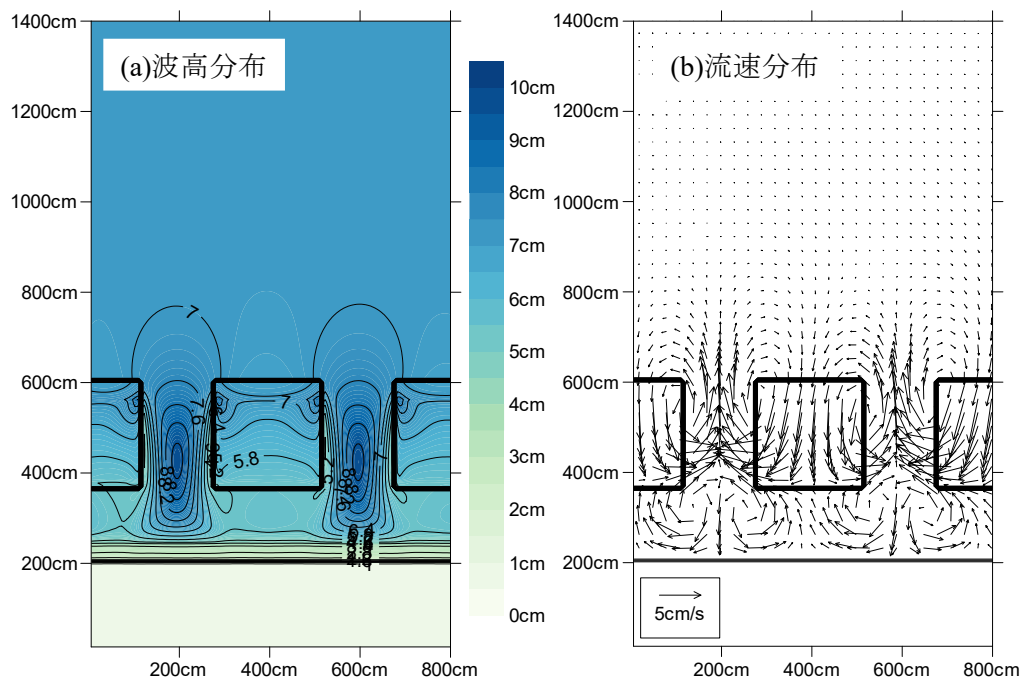


図 3.29 case11 の計算結果

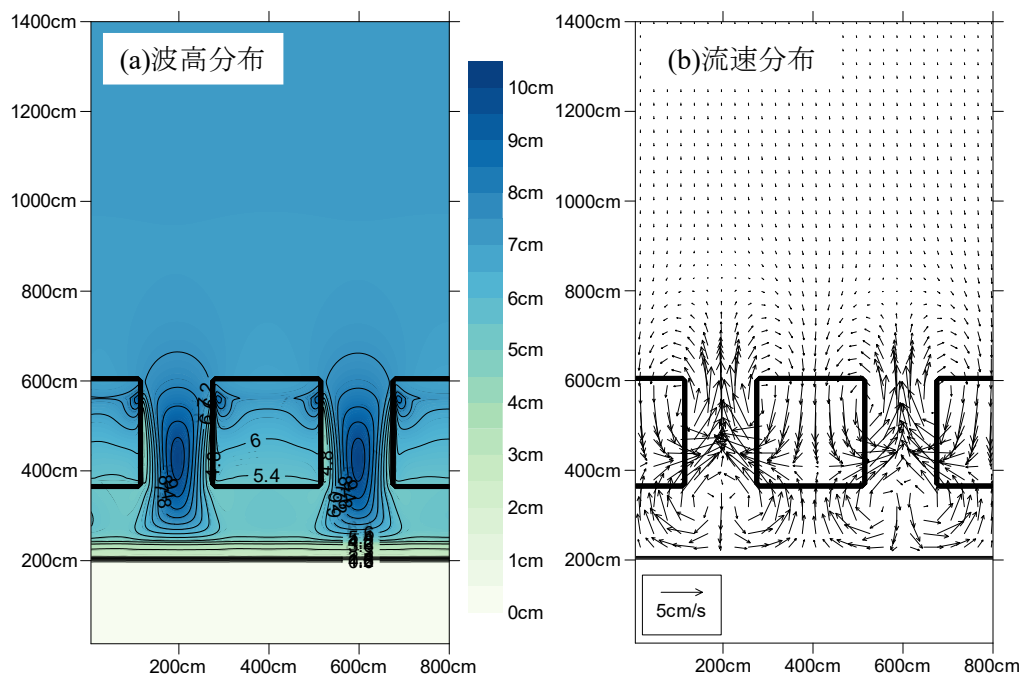


図 3.30 case12 の計算結果

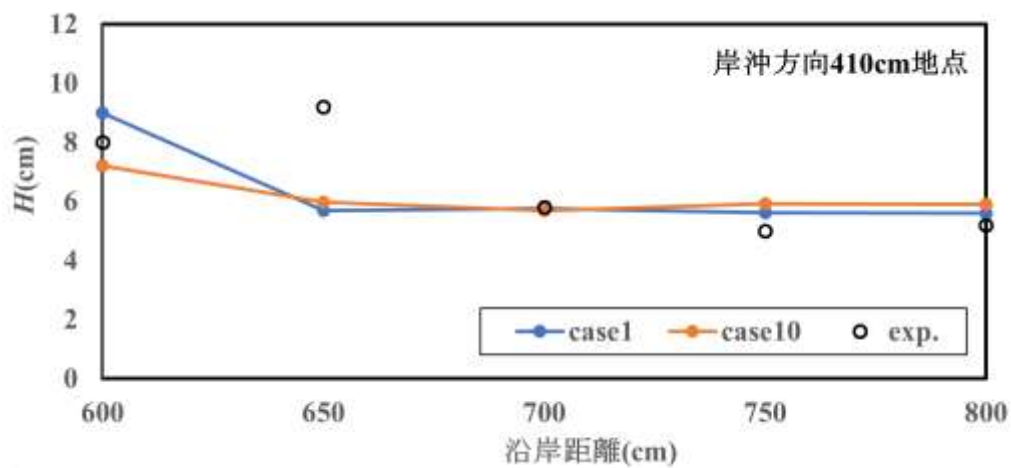


図 3.31 波と流れの相互干渉の有無による波高の計算結果と実験結果の比較

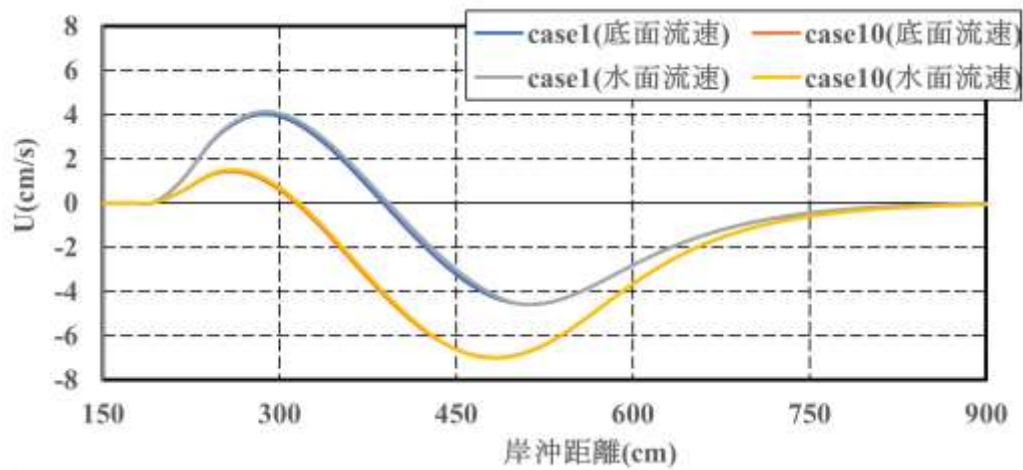


図 3.32 波と流れの相互干渉の有無による開口部の岸沖流速分布

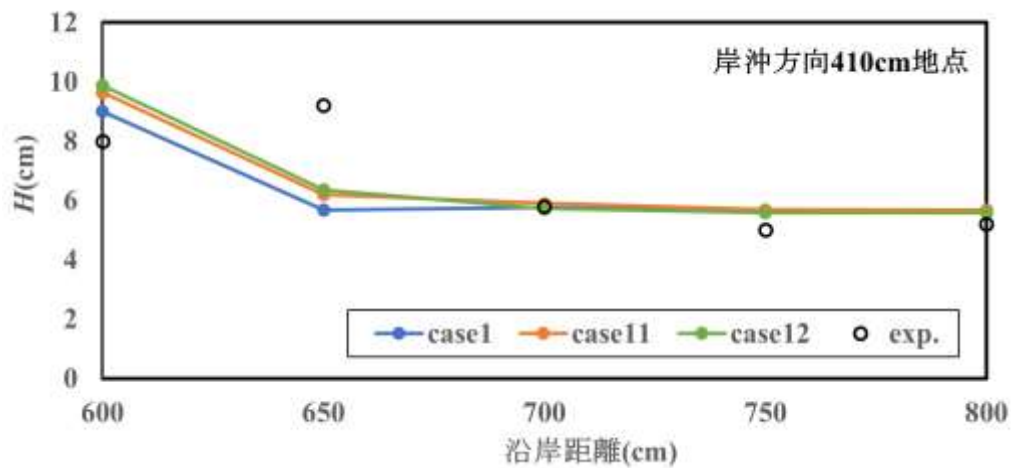


図 3.33 計算格子間隔の違いによる波高の計算結果と実験結果の比較

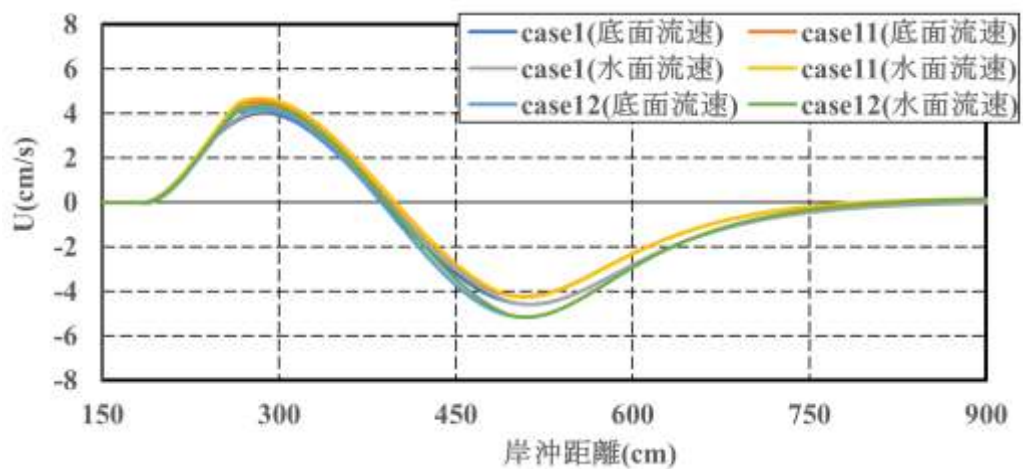


図 3.34 計算格子間隔の違いによる開口部の岸沖流速分布

### 3.5 結語

本章では、既往の人工リーフ模型実験結果および現地観測結果との比較を行い、人工リーフ上の波浪場の計算について検討を行うとともに、複数の人工リーフが設置された場合において数値実験を行い、波浪場と海浜流場の検討を行った。

まず、人工リーフ模型実験結果および現地観測データとの比較より、海底勾配の影響を考慮した Ostendorf・Madsen (1978) の碎波限界式を取り入れた Battjes・Janssen (1978) の碎波減衰モデルを用いることによって、人工リーフや沿岸砂州上における碎波変形と波の再生の様子をよく再現できることが確認でき、波浪変形の再現性が向上した。

つぎに、人工リーフを複数基配置して数値実験を行った結果、離岸距離や堤長、開口幅、天端幅、天端水深の違いにより、波高や海浜流の傾向が変化し、本数値モデルによって人工リーフ周辺の海浜流パターンを表すことが確認できた。また、人工リーフ周辺における数値計算手法について検討した結果、波・流れの相互干渉を考慮することで人工リーフ周辺の海浜流を、より良好に再現できることがわかった。

以上の結果より、海浜流計算では実海浜を対象に、より定量的に海浜流を評価していくことが重要であり、実海浜では計算精度と計算効率を考慮して適切な計算格子間隔を設定することが重要であると考えられる。適切な波浪変形モデルの導入及びパラメータの精査によって、波浪変形の再現性が向上したが、人工リーフを不透過としており、実海浜では透過性人工リーフも多く設置されているため、今後、透過性などを考慮することで現地適用性の向上を図ることが可能であると考えられる。

#### 参考文献

- 岩田伸隆, 加藤史訓, 片野明良, 大竹剛史, 大崎佑也(2020): 設置前後の汀線変化実態や海浜流計算に基づく人工リーフの平面配置に関する検討, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.76, No.2, pp.I\_769-I\_774.
- 宇多高明, 小俣篤, 横山揚久(1987): 人工リーフ周辺に生じる海浜流と地形変化, 海岸工学講演会論文集, 第 34 巻, pp.337-341.
- 黒岩正光, KHALED SEIF Ahmed, 松原雄平, 間瀬肇, ZHENG Jinhai(2010): 波と流れの相互干渉を考慮した 3 次元海浜変形予測モデル, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.66, No.1, pp.551-555.
- 佐々木幹夫, 首藤啓, 竹下彰(1990): 潜堤周辺の海浜流・海浜変形数値計算法の検討, 海岸工学論文集, 第 37 巻, pp.404-408.
- 佐藤慎司(1996): 強風と高波により発達する沿岸域の大規模流れに関する研究, 海岸工学論文集, 第 43 巻, pp.356-360.
- 清水琢三, 水流正人, 渡辺晃(1992): 3 次元海浜変形モデルによる長期的な地形変化予測, 海岸工学論文集, 第 39 巻, pp.416-420.



- 下園武範, 佐藤慎司, 磯部 雅彦(2005) : 潜堤周辺における海浜流場の発達機構, 海岸工学論文集, 第 52 巻, pp.121-125.
- 関本恒浩, 中嶋さやか, 片山裕之, 高橋研也(2012) : 急勾配を有するリーフ地形上の波浪エネルギーによる波浪場評価に関する研究, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol. 68, No. 2, pp.I\_51-I\_55.
- 田島芳満, 佐藤慎司, 鈴木淳也, 下園武範, 磯部雅彦(2006) : 潜堤周辺の碎波・乱流特性を考慮した海浜流場予測モデルに関する一考察, 海岸工学論文集, 第 53 巻, pp.106-110.
- 田中和広, 山部道, 中三川大輔, 平石哲也(2019) : 3 次元海浜流・海浜変形モデルによる人工リーフ周辺の侵食・堆積測量結果の追算, 土木学会論文集 B3(海洋開発), Vol. 75, No. 2, pp.I\_683-I\_688.
- 二階堂竜司, 亀田知沙, 五十嵐雄介, 大塚健太, 松井博幸, 天野直哉(2019) : 人工リーフ背後の堆砂機構に関する分析 一胆振海岸白老工区の例一, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol. 75, No. 2, pp.I\_661-I\_666.
- 間瀬肇, 由比政年, 雨森洋司, 高山知司(2004) : 波, 流れ共存場における碎波および回折効果を考慮した位相平均波浪変形予測モデルの構築, 海岸工学論文集, 第 51 巻, pp.6-10.
- 道上正規, 檜谷治(1989) : 鉛直渦動粘性係数および湖のスケールの吹送流に及ぼす影響, 土木学会論文集, 405 号, pp.185-194.
- 山下隆男, 土屋義人, 吉岡 洋, 吉野敏成(1993) : 準 3 次元高潮数値モデルとその適用性, 海岸工学論文集, 第 40 巻, pp.211-215.
- Battjes JA and Janssen JPFM(1978) : Energy loss and set-up due to breaking of random wave, Proc. 16th Int. Conf. Coastal Eng, ASCE, pp.569-587.
- Booij, N., Ris, R. C. and Holthuijsen, L. H. (1999): A third-generation wave model for coastal regions, 1. Model description and validation, Jour. Geophys. Res., 104(C4), pp.7649-7666.
- Chawla, A, and Kirby, JT(2002) : Monochromatic and random wavebreaking at blocking points, Journal of Geophysical Research, p.107, No. C7.
- Kuriyama, Y and Nakatsukasa, T(1999) : Undertow and Longshore current on a Bar-Trough Beach, - Field Measurements at HORS and Modeling-, Rep. Port and Harbor Res. Inst., Vol.38, No.1.
- Ostendrof DW and Madsen OS(1978) : An analysis of longshore currents and associated sediment transport in the surf zone, Rept. No. MITSG 79-13, MIT, p.169.
- Zheng J, Yao Y, Chen S, Chen S, Zheng Q(2020) : Laboratory study on wave-induced setup and wave-driven current in a 2DH reef-lagoon-channel system, Coastal Engineering, Vol.162, pp.1-13.

## 第4章 人工リーフを対象とした乱流モデルを用いた

### 3次元海浜変形モデルに関する研究

#### 4.1 緒言

沿岸域では乱れの影響は大きく、構造物近傍、底面近傍の流れ、砕波帯内などにおいては、流れ場を乱流場としてとらえることが重要である。特に、人工リーフ周辺では乱れの影響により、波浪・海浜流が非常に複雑であり、人工リーフ開口部における洗掘や背後の水位上昇に伴う強い流れの発生による砂浜の決壊などの問題が発生している。片野ら(2013)においても、人工リーフ周辺の地形変化と乱れの影響について考察しており、人工リーフ周辺においても乱れの影響を考慮することは重要である。第1章で述べたように海浜流場の解析において、乱流モデルは一般的に0方程式乱流モデルが用いられることが多いが、上述したように、人工リーフ周辺では、乱れの影響は大きいことが考えられる。そのため、海浜流場の計算において砕波による乱れエネルギーの生成や移流拡散などを考慮した乱流モデルを用いる必要があると考えられる。

近年の研究における乱流モデルについては、一般的に用いられている  $k-\varepsilon$  モデルや  $k-\omega$  モデルなどを用いて構造物周辺や砕波帯における流れ場の評価が行われている(例えば Devolder ら(2018), Hsu ら(2002) など)。しかしながら、Lin ら(1998)によると、砕波帯内では、大きな shear が存在するため、 $k-\varepsilon$  モデルでは乱れを正しく評価できないとしている。また、 $k-\varepsilon$  モデルなど2方程式乱流モデルは波と流れを同時に解くようなモデルで用いられるケースが多く、流れを単体で解くようなモデルでは、2方程式乱流モデルはあまり用いられない。

灘岡ら(1993)は、砕波帯などの浅海域における乱れ場では、水深が支配的であると考える、水深を考慮した1方程式乱流モデル(SDS乱流モデル)を提案しており、黒岩ら(2001)は、離岸堤周辺の海浜流解析に適用している。

また、第1章で述べたように Rakha ら(1997)は人工リーフ周辺の局所洗掘について、3次元的な渦の影響が大きいことを明らかにしており、乱流モデルにおいて、流れの分布に影響を与える渦動粘性係数を3次元的に求める必要があると考えられる。

そこで、本研究では人工リーフを対象とし、1方程式乱流モデルは砕波による乱れの影響などを考慮できると考え、3次元1方程式乱流モデルを用いた準3次元海浜流モデルの構築を行う。さらに、その準3次元海浜流モデルを用いた3次元海浜変形モデルの構築を行う。構築したモデルを用いて、人工リーフに関する海浜流の水力模型実験や現地観測結果、現地における海浜変形との比較を行い、モデルの適用性について検討する。

## 4.2 数値モデル

### 4.2.1 数値モデルの概要

本研究では、海浜流場の計算に 3 次元 1 方程式乱流モデルの導入を行い、既往の乱流モデルとの比較・検討を行った。数値モデルは黒岩ら (2010) が開発した 3 次元海浜変形モデルをベースとしたもので、波浪場と海浜流場の 2 つのサブモデルを計算している。このモデルでは、波と流れの相互干渉を考慮して、波浪場は波作用量平衡式に基づいた間瀬ら (2004) の波浪変形モデル、海浜流場は黒岩ら (2010) が提案した準 3 次元海浜流モデルを用いている。海浜流場における運動方程式は、第 2 章で述べたように

$$\begin{aligned} \frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} + W \frac{\partial U}{\partial z} = -g \frac{\partial \bar{\eta}}{\partial x} - \frac{\partial S_{xx}}{\partial x} - \frac{\partial S_{xy}}{\partial y} \\ + \frac{\partial}{\partial x} \left( \nu_h \frac{\partial U}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \nu_h \frac{\partial U}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \nu_v \frac{\partial U}{\partial z} \right) \end{aligned} \quad (4-2-1)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial V}{\partial t} + U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} + W \frac{\partial V}{\partial z} = -g \frac{\partial \bar{\eta}}{\partial y} - \frac{\partial S_{yx}}{\partial x} - \frac{\partial S_{yy}}{\partial y} \\ + \frac{\partial}{\partial x} \left( \nu_h \frac{\partial V}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \nu_h \frac{\partial V}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \nu_v \frac{\partial V}{\partial z} \right) \end{aligned} \quad (4-2-2)$$

となり、連続式は、

$$\frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial W}{\partial z} = 0 \quad (4-2-3)$$

$$\frac{\partial \bar{\eta}}{\partial t} + \frac{\partial \tilde{U}(h + \bar{\eta})}{\partial x} + \frac{\partial \tilde{V}(h + \bar{\eta})}{\partial y} = 0 \quad (4-2-4)$$

となる。ここに、 $t$ は時間間隔、 $U, V, W$ は定常流速、 $S_{xx}, S_{xy}, S_{yx}$ および $S_{yy}$ は波の存在による過剰運動量フラックス、 $g$ は重力加速度、 $\bar{\eta}$ は水位変化量、 $h$ は水深、 $\tilde{U}, \tilde{V}$ は断面平均流速である。 $\nu_h$ および $\nu_v$ は水平および鉛直方向の渦動粘性係数である。なお、計算領域における水平方向は直行格子に分割し、鉛直方向は接点分割（本研究では平均水深を 6 等分割する。次節から、本研究で用いた渦動粘性係数を算出する各乱流モデルについて述べ、モデルの適用性について比較・検討する。なお、波浪場の計算及び、海浜流場の計算についての詳細は、第 2 章、波浪場における砕波減衰モデル（ここでは BJOM モデルを用いる。）は第 3 章、0 方程式乱流モデルに関しては第 2 章を参照されたい。

#### 4.2.2 1 方程式乱流モデル

ここでは、黒岩ら（2001）が導入した乱流モデルについて述べる．水平方向の渦動粘性係数  $\nu_h$  は灘岡ら（1993）の Subdepth-Scale(SDS)モデルを参考に、水深方向に断面平均された乱れエネルギー  $\tilde{k}$  の輸送方程式は次式を用いて評価する．

$$\frac{D\tilde{k}}{Dt} = \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\nu_h}{\sigma_k} \frac{\partial \tilde{k}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{\nu_h}{\sigma_k} \frac{\partial \tilde{k}}{\partial y} \right) + \text{Prod}_h - C_d \frac{\tilde{k}^{3/2}}{l_h} \quad (4-2-5)$$

ここに、 $C_d$  および  $\sigma_k$  は無次元定数で、それぞれ 0.09 および 1 とする．渦動粘性係数  $\nu_h$  は乱れエネルギー  $k$  と水平方向の乱れの長さスケール  $l_h$  を用いて

$$\nu_h = l_h \sqrt{\tilde{k}} \quad (4-2-6)$$

$$l_h = \alpha_h h \quad (4-2-7)$$

ここに、 $\alpha_h$  は 0.2 である．乱れの生成項  $\text{Prod}_h$  は次式で評価する．

$$\text{Prod}_h = \frac{D_{bc}}{\rho(\bar{\eta} + h)} + \nu_h \left\{ 2 \left( \frac{\partial \tilde{U}}{\partial x} \right)^2 + 2 \left( \frac{\partial \bar{V}}{\partial y} \right)^2 + \left( \frac{\partial \bar{V}}{\partial x} + \frac{\partial \tilde{U}}{\partial y} \right)^2 \right\} \quad (4-2-8)$$

ここに、 $D_{bc}$  は式(2-2-29)と同様の波によるエネルギー散逸率である．鉛直方向の渦動粘性係数  $\nu_v$  は Deigaard ら（1991）の鉛直 1 次元の方程式に基づいて評価する．乱れエネルギー  $k$  の輸送方程式および渦動粘性係数は以下のように表される．

$$\frac{\partial k}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{\nu_v}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial z} \right) + \text{Prod}_v - C_d \frac{k^{3/2}}{l_v} \quad (4-2-9)$$

$$\nu_v = l_v \sqrt{k} \quad (4-2-10)$$

$\text{Prod}_v$  は、 $D_{bc}$  と  $U$  および  $V$  による鉛直分布によるせん断力を考慮して以下のようになる．

$$\text{Prod}_v = \frac{D_{bc}}{\rho(\bar{\eta} + h)} + \nu_v \left( \frac{\partial U}{\partial z} \right)^2 + \nu_v \left( \frac{\partial V}{\partial z} \right)^2 \quad (4-2-11)$$

$l$ は鉛直方向の乱れの長さスケールである。Deigaardら（1991）のモデルを用いると、次式が得られる。

$$l_v = \begin{cases} C_d^{1/4} k z' \left( z' < \frac{l_{\max}}{\kappa C_d^{1/4}} \right) \\ l_{\max} \left( z' \geq \frac{l_{\max}}{\kappa C_d^{1/4}} \right) \end{cases} \quad (4-2-12)$$

$$l_{\max} = \alpha_v h \quad (4-2-13)$$

$$\left. \begin{aligned} k &= 0(z = -h) \\ \frac{dk}{dz} &= 0(z = \bar{\eta}) \end{aligned} \right\} \quad (4-2-14)$$

ここに、 $\kappa$ はカルマン定数で 0.4 とし、 $z'$ は海底からの高さである。なお、黒岩ら（2001）が導入したモデルは水平方向、鉛直方向ともに有限差分法により定式化されており、本研究でも同様の方法を用いた。

#### 4.2.3 3次元1方程式乱流モデル

前節で述べたように大気海洋などでは水平渦と鉛直渦のスケールが異なるため、乱れエネルギーを水平方向と鉛直方向に分離して考える。しかしながら、人工リーフ周辺では3次元的な渦の影響が考えられ、水平方向と鉛直方向に分離する手法では、3次元的な渦の影響を、織り込むことができない。また、レイノルズ方程式をそのままモデル化すると、砕波による乱れの影響を考慮することができない。そのため、砕波による乱れエネルギーの生成を考慮し、流れの分布に影響を与える3次元1方程式乱流モデルを構築した。

乱れエネルギー $k$ の輸送方程式に対して、乱れの長さスケール $l$ を明示的にすることにより、一般的に1方程式はモデル化され、動粘性係数が渦動粘性係数に対して、微小であると仮定すると、次式のように表すことができる。

$$\frac{Dk}{Dt} = \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{v_x}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{v_y}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{v_z}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial z} \right) + Prod_k - \varepsilon \quad (4-2-15)$$

ここに、 $v_i$ は渦動粘性係数、 $Prod_k$ は乱れの生成項、 $\varepsilon$ は乱れエネルギー散逸率である。 $\sigma_k$ はプラントル数であり、1.0とする。本モデルでは、乱れエネルギー $k$ の輸送方程式において、Battjes（1975）と同様に波のエネルギー散逸が乱れエネルギーの生成に使用されると仮定し、砕波による乱れエネルギーの生成を考慮したエネルギー生成項  $Prod_d$ を加えた。 $Prod_d$ を加えた乱れエネルギー $k$ の輸送方程式は以下のように表される。

$$\frac{Dk}{Dt} = \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{v_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{v_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{v_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial z} \right) + \text{Prod}_k + \text{Prod}_d - \varepsilon \quad (4-2-16)$$

乱れの生成項  $\text{Prod}_k$  は,  $U$ ,  $V$  および  $W$  を用いて以下のように表す.

$$\begin{aligned} \text{Prod}_k &= v_t \left( \frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_i}{\partial x_i} \right) \frac{\partial U_i}{\partial x_j} \quad (i, j = 1, 2, 3) \\ &= v_t \left\{ 2 \left( \frac{\partial U}{\partial x} \right)^2 + 2 \left( \frac{\partial V}{\partial y} \right)^2 + 2 \left( \frac{\partial W}{\partial z} \right)^2 \right. \\ &\quad \left. + \left( \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial U}{\partial y} \right)^2 + \left( \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial W}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial z} \right)^2 \right\} \end{aligned} \quad (4-2-17)$$

砕波による乱れの生成項  $\text{Prod}_d$  は, 式(2-2-29)の波によるエネルギー散逸率  $D_{bc}$  を用いて

$$\text{Prod}_d = \frac{D_{bc}}{\rho(\bar{\eta} + h)} \quad (4-2-18)$$

で表される. 乱れエネルギー散逸率  $\varepsilon$  は

$$\varepsilon = C_d \frac{k^{3/2}}{l} \quad (4-2-19)$$

で表される. ここに,  $C_d$  は無次元定数であり, 0.09 とする. 渦動粘性係数  $v_t$  は乱れエネルギー  $k$  と乱れの長さスケール  $l$  を用いて以下のように表す.

$$v_t = l \sqrt{k} \quad (4-2-20)$$

$$l = \alpha_l h \quad (4-2-21)$$

ここに, Deigaard ら (1991) や八木ら (1994) が試計算を行っており, 経験的に  $\alpha_l$  は 0.04 から 0.3 の範囲をとることで, 渦運動の影響が表すことができる. 本研究では  $\alpha_l$  の与え方を明示していないが, 一律に 0.2 とした. また, 境界条件は式(4-2-14)を用いた. 本モデルでは道上・檜谷 (1989) や山下ら (1993) が用いた Koutitas ら (1980) の Fractional Step 法を適用する, これは, 水平方向に有限差分法, 鉛直方向に有限要素法を用いた手法である. なお, 水平方向の離散化は海岸環境工学 (堀川清司, 1985) と同様の手法を用いているため, ここでは省略する. 鉛直方向の離散化の計算方法に関しては付録に記載する.

### 4.3 乱流モデルを用いた準3次元海浜流モデルの検討

#### 4.3.1 渦動粘性係数の分布と海浜流場に与える影響

##### (1) 水平方向における渦動粘性係数及び流速分布の比較

各乱流モデルの比較のため、それぞれのモデルを用いた場合の渦動粘性係数および流速分布について検討した。計算条件として、一様勾配の斜面を有する地形上に人工リーフを2基設置した地形を用いた。計算領域は沿岸方向2000 m、岸沖方向800 mとして計算した。海底勾配は1/50、波浪条件は例として、有義波高2 m、有義波周期7.0 s、波向0°とした。海浜流の計算には準3次元海浜流モデルを用い、波と流れの相互干渉を考慮し、波と流れの繰り返し回数を3回とした。なお、回折影響係数 $k$ は2.5とし、海浜流における計算時間間隔 $\Delta t$ は0.002 s、時間ステップの繰り返し回数は200,000回、計算における格子間隔 $\Delta x$ 及び $\Delta y$ は10 mとした。また、海浜流の計算には準3次元海浜流モデルを用い、各乱流モデルの計算において、それぞれ、本研究で構築した3次元1方程式乱流モデルを用いた準3次元海浜流モデルを3次元1方程式乱流モデル、水平方向に灘岡ら（1993）のSDSモデル、鉛直方向にDeigaardら（1991）の鉛直1次元1方程式乱流モデルを用いた準3次元海浜流モデルを1方程式乱流モデルとし、水平方向にLonguet-Higgins（1970）の式、鉛直方向に土屋ら（1986）の式を用いた準3次元海浜流モデルを0方程式乱流モデルとした。

図 4.1は各乱流モデルの水平方向における渦動粘性係数の平面分布を示したものである。それぞれ、(a)は3次元1方程式乱流モデル、(b)は1方程式乱流モデル、(c)は0方程式乱流モデルの計算結果であり、15 m<sup>2</sup>/s以上は同色で表している。なお、3次元1方程式乱流モデルは他のモデルと比較するため、渦動粘性係数を鉛直方向に水深平均化したものである。0方程式乱流モデルは、乱れのスケールが異なるため、等値線のスケールが異なる。また、図 4.2及び図 4.3は3次元1方程式乱流モデルにおける底面および水面付近の渦動粘性係数の平面分布を示したものである。図 4.4は各乱流モデルにおける底面と水面流速の平面分布を示したものである。図 4.5は開口部における底面及び水面付近の岸沖流速を示したものである。それぞれ、(a)は底面付近の3次元1方程式乱流モデル、(b)は水面付近の3次元1方程式乱流モデル、(c)は底面付近の1方程式乱流モデル、(d)は水面付近の1方程式乱流モデル、(e)は底面付近の0方程式乱流モデル、(f)は水面付近の0方程式乱流モデルの計算結果である。

図 4.1から図 4.3より、3次元1方程式乱流1方程式乱流モデルでは、流れの影響により、人工リーフ開口部の中央付近の渦動粘性係数が大きくなっており、人工リーフの天端上では、砕波による乱れの影響がみられる。1方程式乱流モデル及び0方程式乱流モデルでは、人工リーフ前面において岸沖方向に一様に変化しているが、3次元1方程式乱流モデルでは、3次元性を考慮したことによって、人工リーフ中央に向けて渦動粘性係数が大きくなり、渦動粘性係数の水平分布に差異がみられる。また、3次元1方程式乱流モデルでは底面付近と比較して、水面付近は渦動粘性係数が大きくなっている。

図 4.4及び図 4.5より、流速分布では人工リーフ開口部において、0方程式乱流モデルと比較して、3次元1方程式乱流モデル及び1方程式乱流モデルでは離岸流の発生がより顕著

になっている。1方程式乱流モデルはより沖側に離岸流が発生しているが、3次元1方程式乱流モデルはピークの流速が大きくなっている。これは、渦動粘性係数のスケールや分布によるものと考えられる。また、3次元1方程式乱流モデル、1方程式乱流モデル及び0方程式乱流モデルはそれぞれ、人工リーフ端部の循環流や人工リーフ背後における流れの向きが明らかに異なることがわかる。人工リーフ開口部の離岸流や人工リーフ端部の循環流に着目すると、岸沖・沿岸方向の流速分布の差異を見てとれる。また、底面と水面の流速を比較すると、3次元一方程式モデル及び1方程式乱流モデルでは、選定背後の浅海域において底面と水面で流れの分布や向きが異なっていることがわかる。また、3次元1方程式乱流モデルが最も流速が大きくなることは変わらないが、1方程式乱流モデルが最も底面と水面の流速の差が大きいことがわかり、渦動粘性係数の分布が人工リーフ周辺の流況に影響を与えていることが伺える。

これらの結果から、乱流モデルによって、海浜流場へ与える影響が異なり、3次元1方程式乱流モデルを用いた場合、人工リーフ開口部における沖向きの流れが増強され、背後の流況も変化することにより、人工リーフ周辺の地形変化にも影響を与えるものと考えられる。

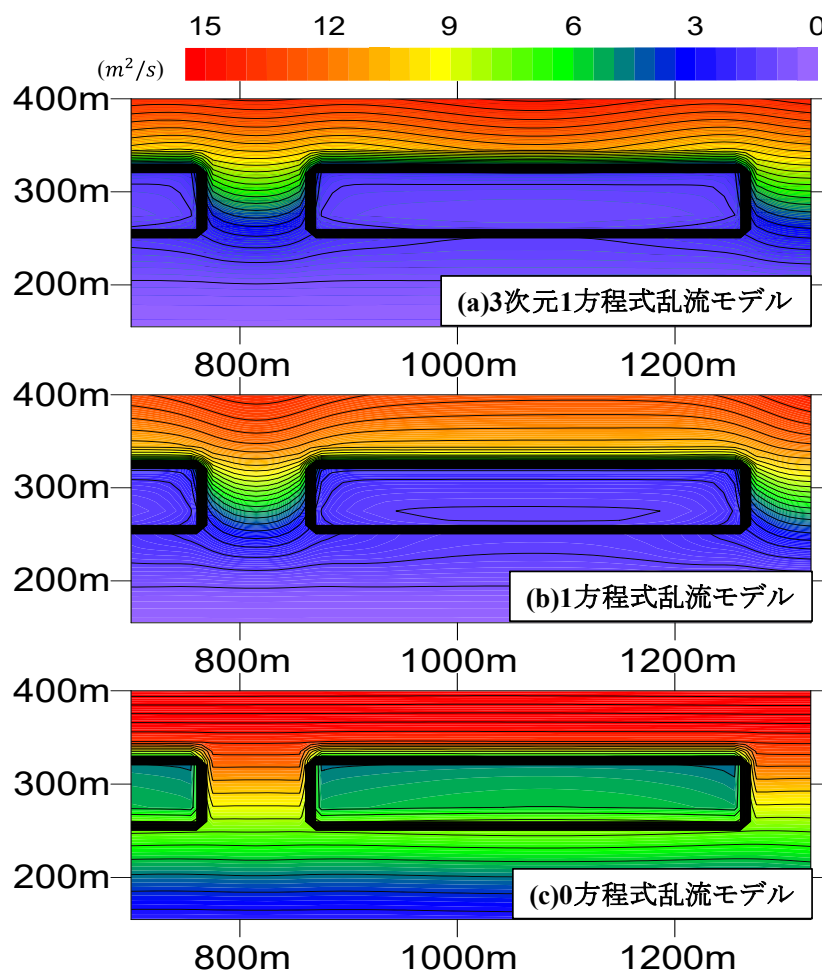


図 4.1 水平方向渦動粘性係数の平面分布の例



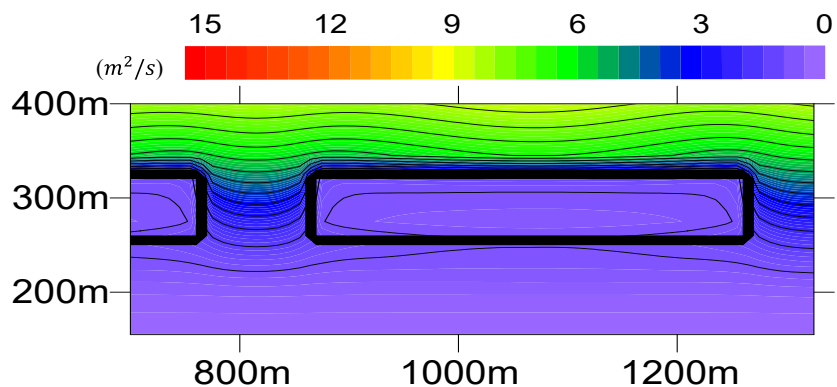


図 4.2 底面付近における渦動粘性係数  $v_t$  の平面分布の例 (3次元1方程式乱流モデル)

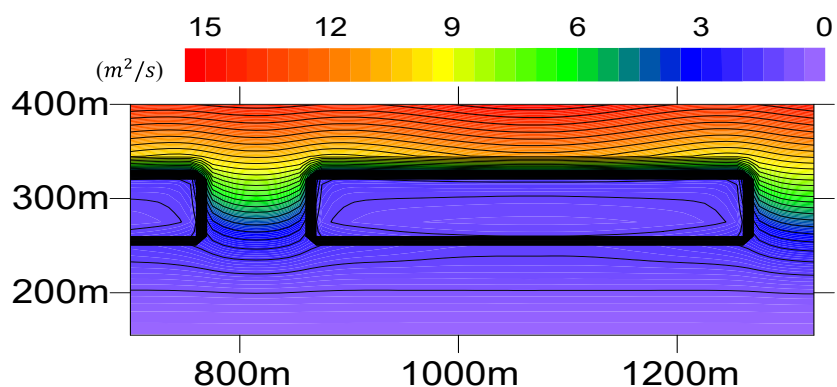


図 4.3 水面付近における渦動粘性係数  $v_t$  の平面分布の例 (3次元1方程式乱流モデル)

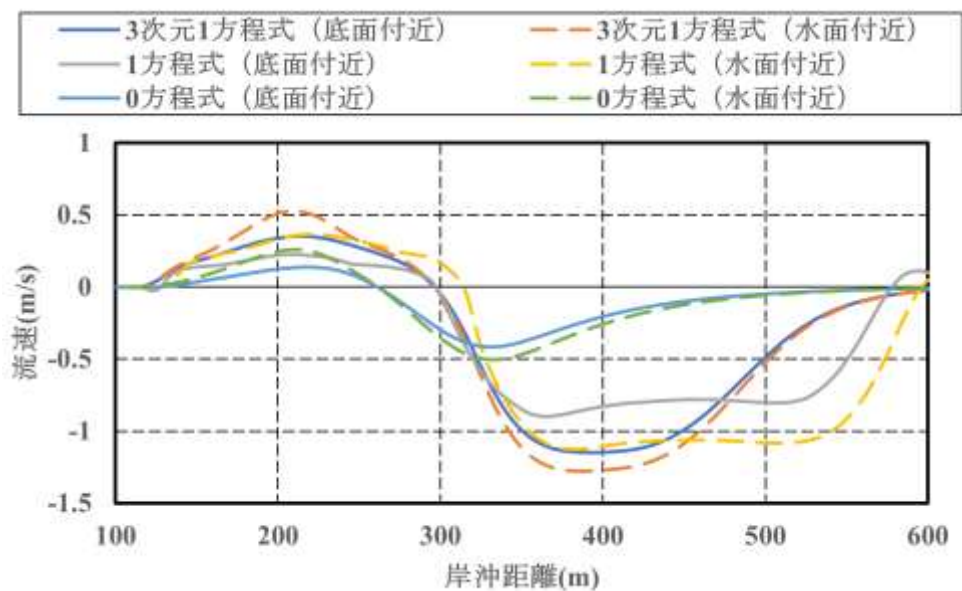


図 4.4 開口部における底面及び水面付近の岸沖流速

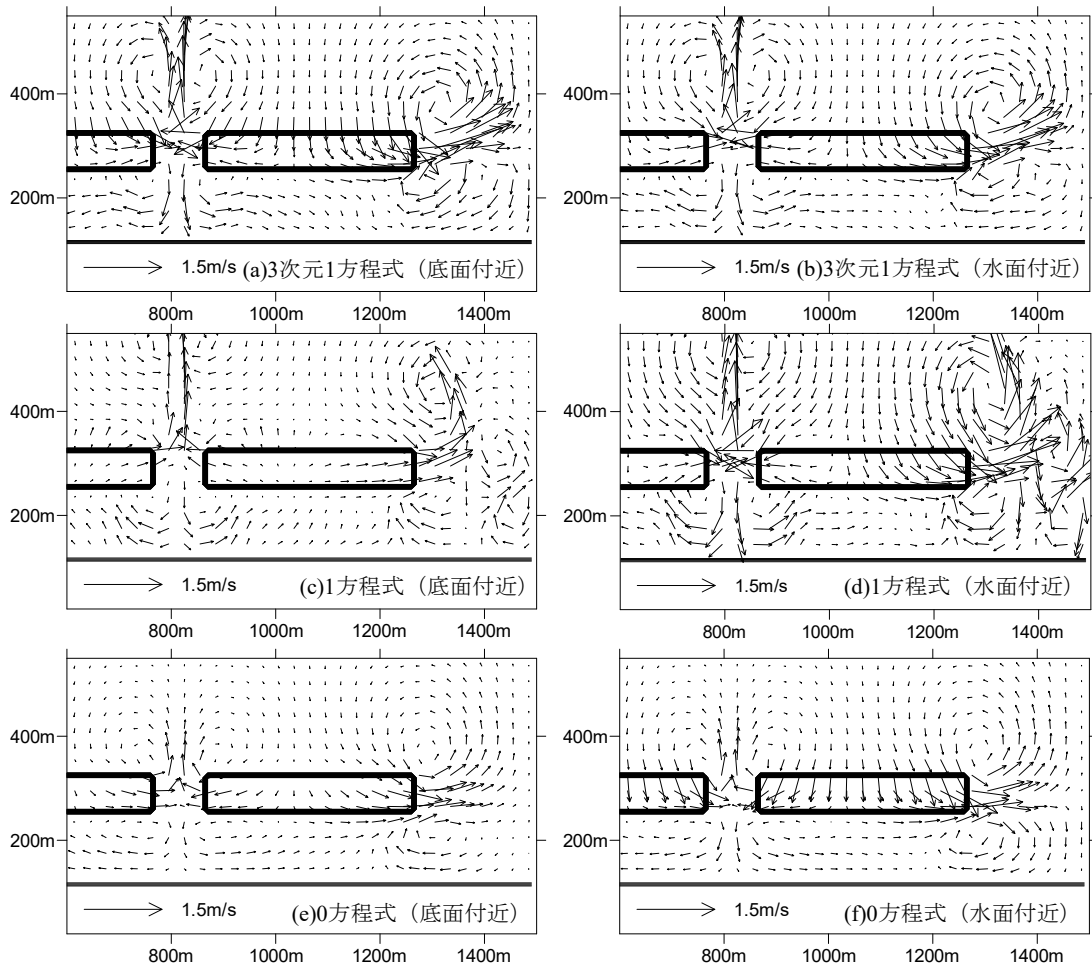


図 4.5 底面及び水面付近流速の平面分布の例

## (2)鉛直方向における渦動粘性係数及び流速分布の比較

次に、鉛直方向における渦動粘性係数及び流速分布について検討するために、砕波帯内における渦動粘性係数や戻り流れの流速分布に関して、実験結果に基づいて理論化された岡安ら（1987）の渦動粘性モデルとの比較を行った。岡安ら（1987）の渦動粘性モデルは実験結果をもとに構築されたため、この実験においては比較的実現象に近い結果であると考え、用いることとした。岡安ら（1987）の渦動粘性係数の式は

$$\nu_v = 0.013c(z+h) \quad (4-3-1)$$

である。ここに  $c$  は波速、 $z$  は水面からの距離、 $h$  は水深である。なお、 $z$  は水面を 0 とし、鉛直方向下向きに負をとる。計算地形は図 4.6 に示すように、実験条件から、長さ 23 m、幅 0.8 m、水深 0.4 m の水槽に一樣勾配の斜面を 9.0 m に渡って設置したものをを用いた。計算条件として、岡安ら（1987）の行った実験の条件から決定した。以下に実験ケースの中から計算例として、2 ケース抜粋した。表 4.1 に抜粋した波浪条件を示す。また、海浜流の計算には準 3 次元海浜流モデルを用い、波の回折影響係数  $\kappa$  は実験室規模であることから

0.25 とし、海浜流における計算時間間隔  $\Delta t$  は 0.002 s、時間ステップの繰り返し回数は 200,000 回、計算における格子間隔  $\Delta x$  及び  $\Delta y$  は 10 cm とした。

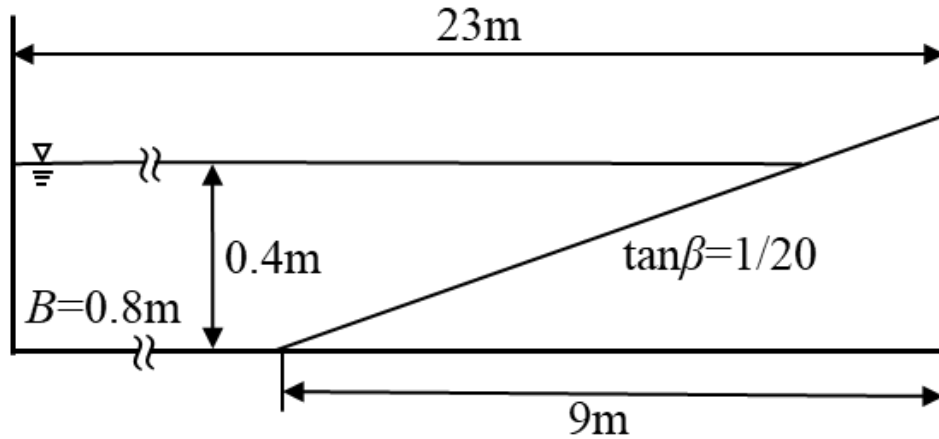


図 4.6 実験装置の概要 (岡安ら, 1987)

表 4.1 実験に基づく波浪条件 (岡安ら, 1987)

	有義波高(cm)	有義波周期(s)	波向(°)
case1	5.63	2.00	0.0
case2	9.87	1.17	0.0

図 4.7(a)及び(b)はそれぞれ、case1 および case2 における各乱流モデルを用いた渦動粘性係数の鉛直分布である。また、図 4.8(a)及び(b)はそれぞれ、case1 および case2 における定常流速の鉛直分布であり、表 4.2は図 4.8で示した定常流速の二乗平均平方根誤差である。図 4.7 より、岡安ら (1987) の式は 1 次式であるため底面から水面までの渦動粘性係数が直線的に変化している。これをもとに、各モデルの計算結果と比較すると、0 方程式乱流モデルは 0 方程式モデルであるため、鉛直方向に一様である。また、3 次元 1 方程式乱流 1 方程式乱流モデルでは底面から水面までの渦動粘性係数が曲線的に変化しており、渦動粘性係数の分布は 1 方程式乱流モデルが最も近い分布となっている。これを踏まえて、図 4.8 をみると、0 方程式乱流モデルでは定常流速の分布が放物線に近い分布となっており、0 方程式乱流モデルと 1 方程式乱流モデルの鉛直分布の違いが見てとれる。各モデルとも底面付近で最大値をとり、1 方程式乱流モデルが最も底面付近と水面付近での差が大きくなっている。また、表 4.2 より、3 次元 1 方程式乱流モデルが各ケースとも二乗平均平方根誤差の値が小さくなっており、3 次元 1 方程式乱流モデルが式(4-3-1)を用いた結果を捉えていることがわかる。さらに、ここで渦動粘性係数の仮定に基づく取り扱いについて考える。渦動粘性係数は Reynolds 応力の比例係数であるとされており、速度勾配に比例すると仮定されている。0 方程式では、渦動粘性係数を一定とするモデルが多いが、渦動粘性係数は流

れの状態によって変化するため、物理的な意味において複雑な流れ場への適用は難しい。また、渦動粘性係数は、乱流の渦運動の効果であるため、乱れエネルギー $k$ に比例すると考えられており、大きな矛盾のない仮定であることがわかっている。そのため、このような意味においても1方程式乱流モデルの導入は意味を持つと思われる。

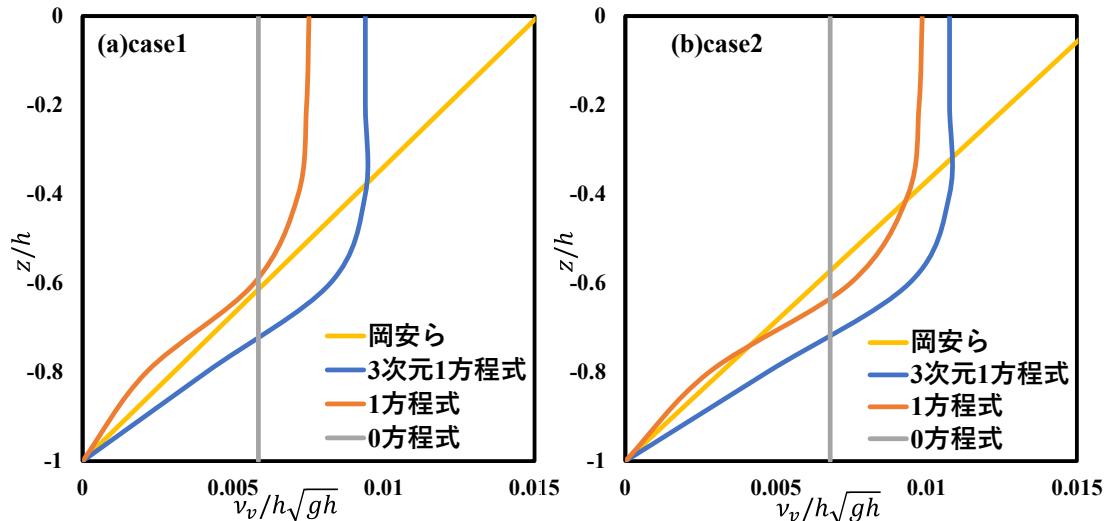


図 4.7 各乱流モデルを用いた渦動粘性係数の鉛直分布

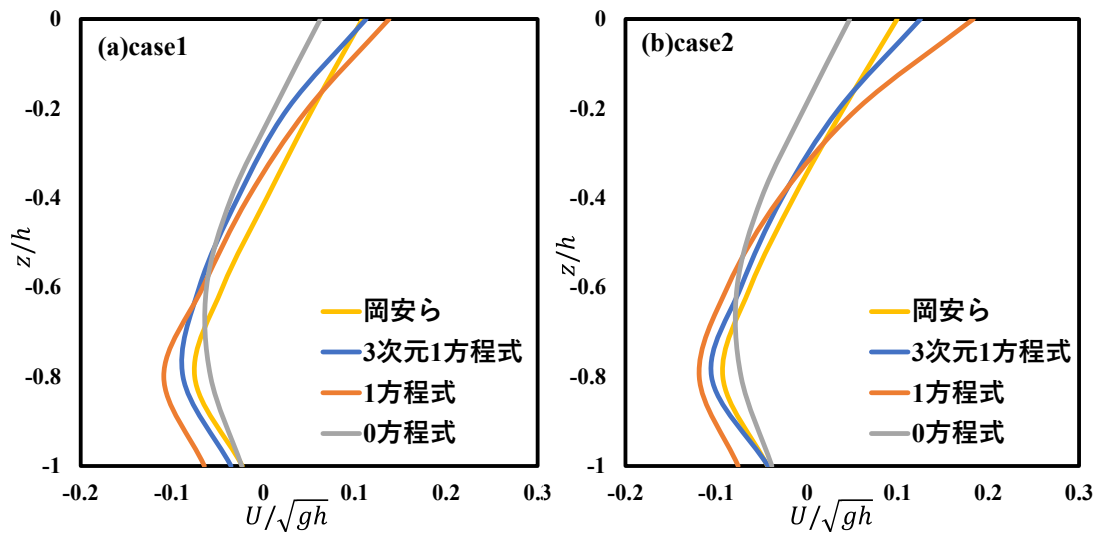


図 4.8 各乱流モデルを用いた定常流速の鉛直分布

表 4.2 定常流速の二乗平均平方根誤差

	3次元1方程式	1方程式	0方程式
case1	0.0149	0.0444	0.0361
case2	0.0233	0.0304	0.0346

### 4.3.2 実験との比較

ここでは、安本ら（2014）による人工リーフに関する鉛直2次元不規則造波水槽を用いた実験を対象に再現計算を行い、本数値モデルによる人工リーフ周辺の流況について検討した。実験地形は図 4.9に示すように長さ22 m、幅0.6 m、水深0.55 mの水槽に人工リーフが設置されている。計算に用いた地形条件として、開口幅は0.2 m、天端幅0.4 m、天端水深1.5 cmのケースを採用した。波浪条件は有義波高0.08 m、有義波周期1.1 s、波向0°とし、波の回折影響係数 $k$ は実験室規模であることから0.25とした。また、海浜流における計算時間間隔 $\Delta t$ は0.002 s、時間ステップの繰り返し回数は200,000回、計算における格子間隔 $\Delta x$ 及び $\Delta y$ は1 cmとした。

図 4.10は各モデルの断面平均流速の平面分布であり、それぞれ、(a)は3次元1方程式乱流モデル、(b)は1方程式乱流モデル、(c)は0方程式乱流モデルの計算結果である。図 4.11および図 4.12はそれぞれ岸向きを正とした開口部における岸沖方向の底面定常流速および断面平均流速である。

図 4.10より、各モデルともに、人工リーフ開口部における離岸流の発生や人工リーフ背後における循環流の発生が確認できる。また、図 4.11および図 4.12より、計算結果と実験結果の比較から、底面における岸沖方向の流速分布において、各モデルともに19 m付近では、断面平均化された岸向きの流れを計算上において表すことができず、離岸流を過大に評価しているため、計算結果と実験結果の流れの向きに相違があることがわかる。また、離岸流のピーク値をみると、3次元1方程式乱流モデルでは過大評価しており、1方程式乱流モデル及び0方程式乱流モデルの場合は過小評価していることがわかる。岸沖方向の断面平均流速をみると、3次元1方程式乱流モデルの場合、沖向きの最大流速や離岸流の発生範囲など、他のモデルと比較して実験結果に近い結果となっていることがわかる。そのため、人工リーフ周辺では流れ場を3次元的に解くことによって、より正確に流れ場を評価できると考えられる。

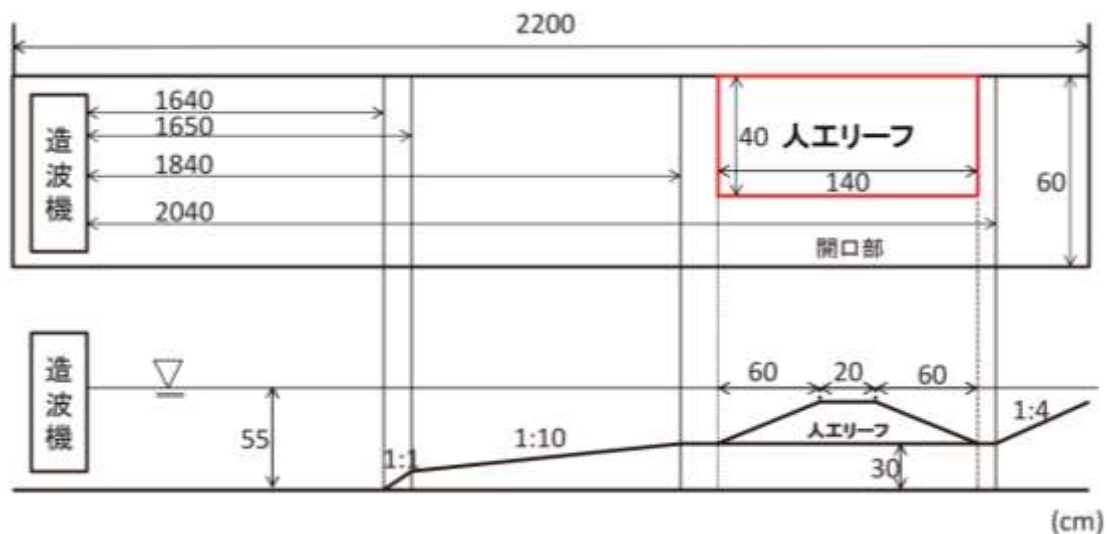
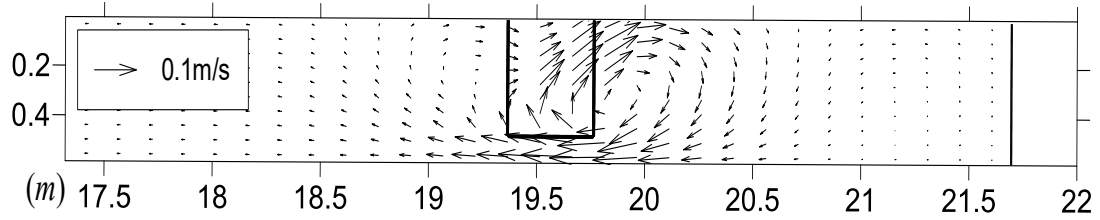
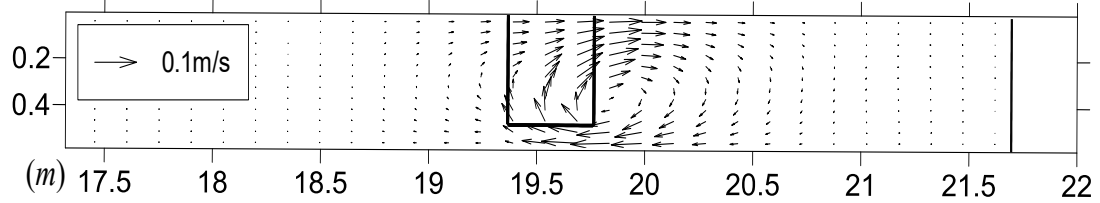


図 4.9 実験水槽と人工リーフ模型の設置位置（安本ら，2014）

(a)3次元1方程式乱流モデル



(b)1方程式乱流モデル



(c)0方程式乱流モデル

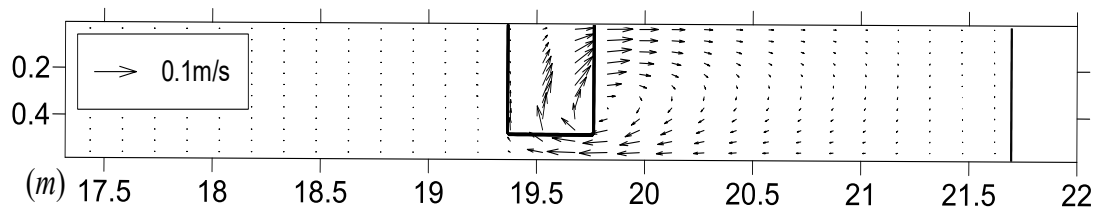


図 4.10 各モデルの断面平均流速の平面分布

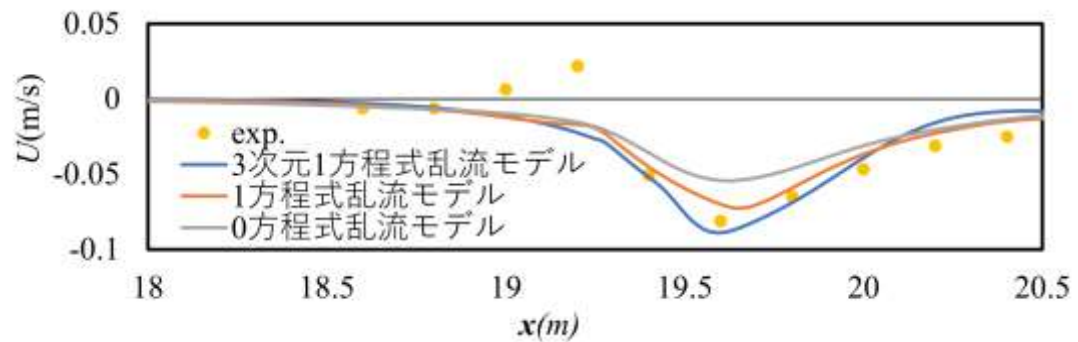


図 4.11 人工リーフ開口部における岸沖方向の底面定常流速

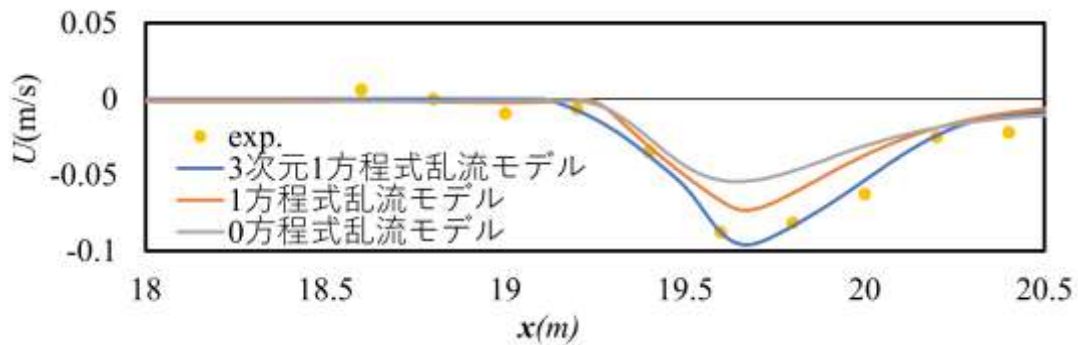


図 4.12 人工リーフ開口部における岸沖方向の断面平均流速

### 4.3.3 現地海岸へ適用性の検討

#### (1)概要

従来、現地海岸を対象に 3次元海浜変形モデルを用いた解析が多数行われている。しかし、現地地形の再現性については未だ課題が残されており、計算条件、パラメータの調整や地形変化の外力となる現地波浪・海浜流を再検討する必要性が挙げられている。そこで本研究では、鳥取県東部に位置する岩美海岸浦富地区において、平成 22 年 12 月から平成 23 年 2 月に安本ら（2014）が行った岩美海岸浦富地区における人工リーフ開口部の波浪および海浜流の現地観測結果を用いて計算条件や乱流モデルなどを変更することで生じる人工リーフ周辺の流況の検討及び数値モデルの適用性を検討した。

#### (2)岩美海岸浦富地区の概要と海岸侵食の現状

鳥取県東部に位置する岩美海岸浦富地区（以下「浦富海岸」という。）は海水浴場として利用され、**図 4.13** に示すように田後港と羽尾鼻に挟まれた東西約 2 km のポケットビーチである。山陰海岸国立公園に指定されており、県内有数の海水浴場として多くの人に利用されている。平成 22 年には、世界ジオパークに認定された山陰海岸の一部である。そのため、観光や海水浴で多くの人に利用されるなど当該地区の中心的な存在であり、地元のニーズである「これまでの自然豊かな海岸景観を今後も保全していくこと」が必要であり、景観を悪化するような構造物の設置などによらない対策を実施する必要がある。

浦富海岸では、沿岸流による汀線近傍の侵食と田後港港口部の堆砂が問題となっている。田後港の第 7 沖防波堤の延長によって遮蔽域が形成されたことで侵食が始まり、侵食対策として、1995 年に夏季の海水浴場としての利用を考慮し、景観に配慮された人工リーフ 2 基が設置されたが、対策としては不十分であったため、その後天端の嵩上げと天端幅の拡張工事が進められている。しかしながらその後、開口部周辺における局所洗掘が発生し、問題となっている。平成 19 年 9 月から平成 30 年 3 月にかけて行われた深淺測量結果をもとに、人工リーフの改良工事による開口部の地形変化について述べる。**図 4.14**、**図 4.15** は人工リーフ開口部の岸沖方向の断面地形である。黒岩ら（2012）は平成 19 年 9 月から平成 23 年 9 月の深淺測量結果より、平成 19 年までは洗掘が発生しておらず、人工リーフ天端の改良を始めた平成 19 年から翌年までに、開口部が急激に洗掘され、開口部付近の嵩上げ工事が進行するにつれ平成 24 年までに、その洗掘は 10 m 以上となっていることを示している。また**図 4.14** 及び**図 4.15** より、平成 25 年には 13 m 以上洗掘されていることがわかる。また、平成 30 年時点で最大洗掘深が 18 m 程となり（鳥取県、2018a）、現在は、12 m から 16 m の範囲で推移している（鳥取県、2021）。さらに、平成 26 年以降は洗掘位置が岸側から沖側に移動している。一方で、毎年の冬季波浪による西向きの沿岸流によって田後港港口部の堆砂が発生している（黒岩ら、2012、2013）。そのため、平成 17 年 6 月に作成された「鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドライン」（鳥取県、2005）に基づいて、平成 17 年から港内等に堆積した土砂を浚渫して侵食域に投入するサンドリサイクルが行われている。毎年春から夏にかけて、田後港港口部から約 4 万 m<sup>3</sup> の土砂が浚渫され、人工リーフ開口部

へ3万 m<sup>3</sup>程度、汀線近傍へ1万 m<sup>3</sup>の土砂投入が実施されている。鳥取県（2021）より、サンドリサイクル効果により、汀線は回復傾向または、安定しているが、春から秋にかけて人工リーフの未整備範囲（開口部や浦富海水浴場周辺）において汀線が一時的に後退していることがわかっている。鳥取県（2018b）より、浦富海水浴場周辺では、海水浴期間前にサンドリサイクルが行われているが、2～3 mの波浪が来襲すると、浜崖が形成されるようになり、対策が検討されている。このような現状において、海岸のモニタリングや深淺測量等のデータ収集が行われているが、対策として、図4.16及び図4.17に示すように、人工リーフの更なる整備とサンドリサイクルによる土砂養浜によって、砂浜の維持管理が行われている現状である。



図4.13 浦富海岸概要図（2021年5月）（鳥取県，2021）



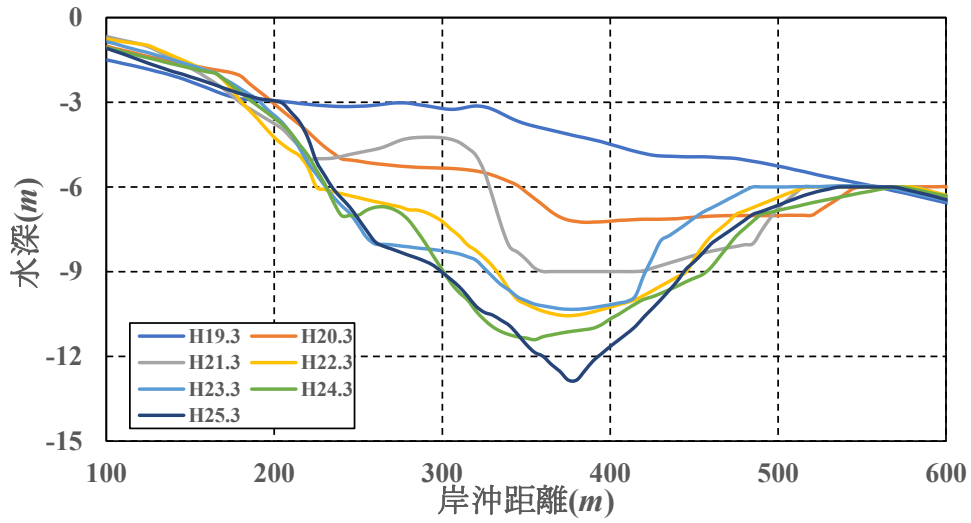


図 4.14 人工リーフ開口部の岸沖断面図（平成 19 年～平成 25 年）

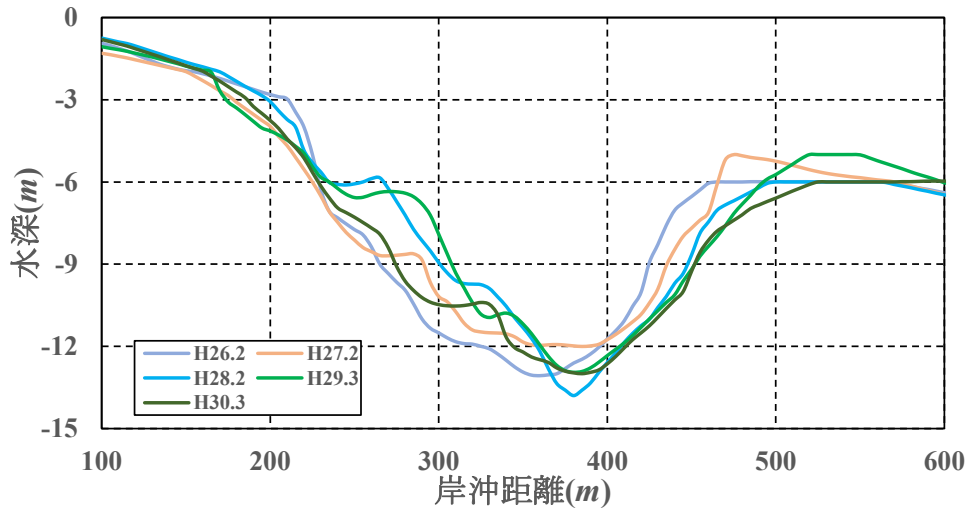


図 4.15 人工リーフ開口部の岸沖断面図（平成 26 年～平成 30 年）

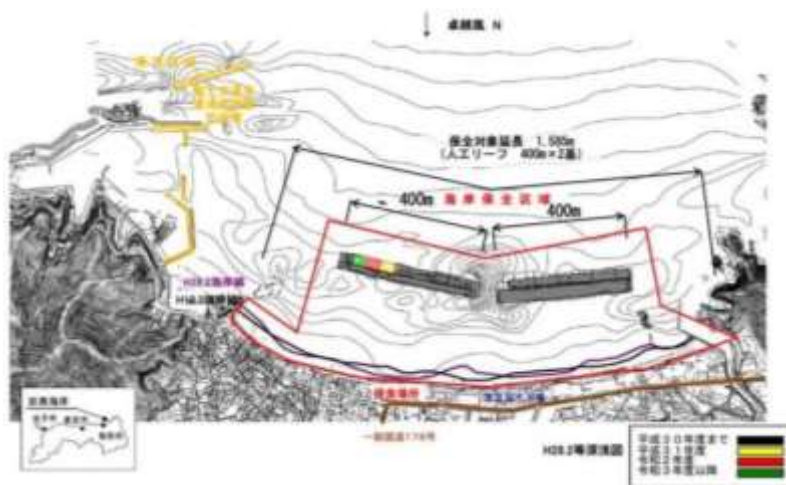


図 4.16 浦富海岸の人工リーフ整備状況（鳥取県，2021）



図 4.17 浦富海岸サンドリサイクル実施状況（鳥取県，2021）

### (3)計算条件

計算には平成 23 年 3 月の深淺測量結果を用いた。図 4.18 に計算初期地形と波浪・海浜流の観測地点を示す。計算領域は沿岸方向 2280 m，岸沖方向 1560 m として計算した。計算波浪については安本ら（2014）が設定した，同時期に NOWPHAS 観測網の鳥取地点で 2 時間毎に観測された有義波高を階級別に分け，階級毎に算出した平均値を用い，それを計算における入射条件とした。階級別に整理した波浪条件は表 4.3 に示す。また，海浜流の計算には準 3 次元海浜流モデルを用い，波と流れの相互干渉を考慮し，波と流れの繰り返し回数を 3 回とした。なお，回折影響係数  $\kappa$  は 2.5 とし，海浜流における計算時間間隔  $\Delta t$  は 0.002 s，時間ステップの繰り返し回数は 20,000 回，計算における格子間隔  $\Delta x$  及び  $\Delta y$  は 10 m とした。

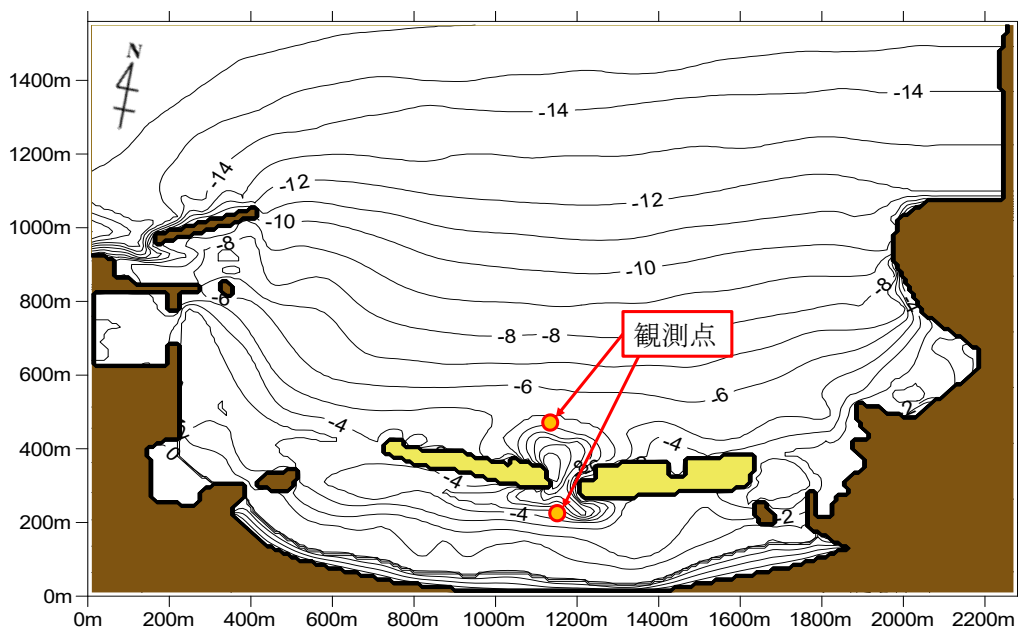


図 4.18 平成 23 年 3 月の深淺測量結果と波浪と海浜流の観測地点

表 4.3 波浪条件

	有義波高(m)	有義波周期(s)	波向(°)
case1	1.53	6.94	11.1
case2	2.42	7.82	-1.95
case3	3.38	8.40	-6.02
case4	4.22	8.93	-9.14

(4)計算結果

図 4.19 から図 4.22 はそれぞれ、(a)は 3 次元 1 方程式乱流モデル、(b)は 1 方程式乱流モデル、(c)は 0 方程式乱流モデルを用いた場合の計算結果による波高分布及び流速分布である。また、図 4.23 及び図 4.24 はそれぞれ開口部における岸沖方向の波高分布および海浜流分布の計算結果と観測結果を比較したものである。

図 4.19 から図 4.22 より、波高分布に着目すると、どの乱流モデルを用いても浅海域での浅水変形と人工リーフによる波浪変形を表すことができている。人工リーフの開口部や背後に着目しても、同様な位置に同等の波高が分布していることから、乱流モデルによる波高分布の大きな違いは見られないことがわかる。次に、流速分布に着目すると、人工リーフ周辺の流況が乱流モデルによって大きく異なることがわかる。各乱流モデルでは、人工リーフ端部で循環流が発生している。0 方程式乱流モデル、1 方程式乱流モデル、3 次元 1 方程式乱流モデルの順に人工リーフ端部で発生する循環流のスケールやその流れの強さが増大することがわかる。0 方程式乱流モデルの場合においては、人工リーフ開口部で離岸流は発生しているが、波高による離岸流の強さにあまり影響がないことがわかる。一方で、1 方程式乱流モデルの場合においては、人工リーフ開口部の離岸流は波高が高くなるにつれて強くなっていることがわかる。さらに、3次元1方程式乱流モデルの場合では、人工リーフ開口部においてより顕著に離岸流が発生している。

次に、波浪・海浜流の現地観測結果と比較を行う。図 4.23 より、どの乱流モデルを用いても沖側から岸側へ向かうにつれて波高が減少する傾向は同じで、観測結果と計算結果に大きな違いは見られなかった。しかしながら、人工リーフ開口部の岸側についてはいずれの計算パターンにおいても過大評価する傾向にある。図 4.24 より、どの乱流モデルを用いても概ねの傾向は同じである。沖側の観測値は来襲する波浪が大きくなるほど、計算結果より大きくなっており、計算結果では高波浪時の沖側の流速を十分に評価することは難しいと考えられる。また、岸側の観測値では、1 方程式乱流モデル及び 0 方程式乱流モデルの計算結果は観測値に対して、過小評価していることがわかる。3 次元 1 方程式乱流モデルは、沖側の流速は 1 方程式乱流モデルと変わらないが、人工リーフ開口部では沖向きの流速が他のモデルより発達しており、背後の浅海域では 1 方程式乱流モデルより小さくなっている。また、3次元1方程式乱流モデルを用いる場合は、一部、過小評価・過大評価することはあるが観測値に近い値となっている。

以上より，人工リーフ周辺では，来襲する波浪が大きくなるほど砕波による乱れの影響が見られ，乱流モデルによって海浜流場に与える影響が変化すると考えられる．人工リーフ開口部における洗堀部では，3次元1方程式乱流モデルを用いた場合の流速が最も強く発生しており，洗堀部の地形変化にもっとも寄与するものと考えられる．また，波浪条件によっては流速値を過小評価する場合もあるが，3次元1方程式乱流モデルを用いることで，人工リーフ周辺における海浜流場の予測精度が向上し，現地海浜への適用性も確認できた．

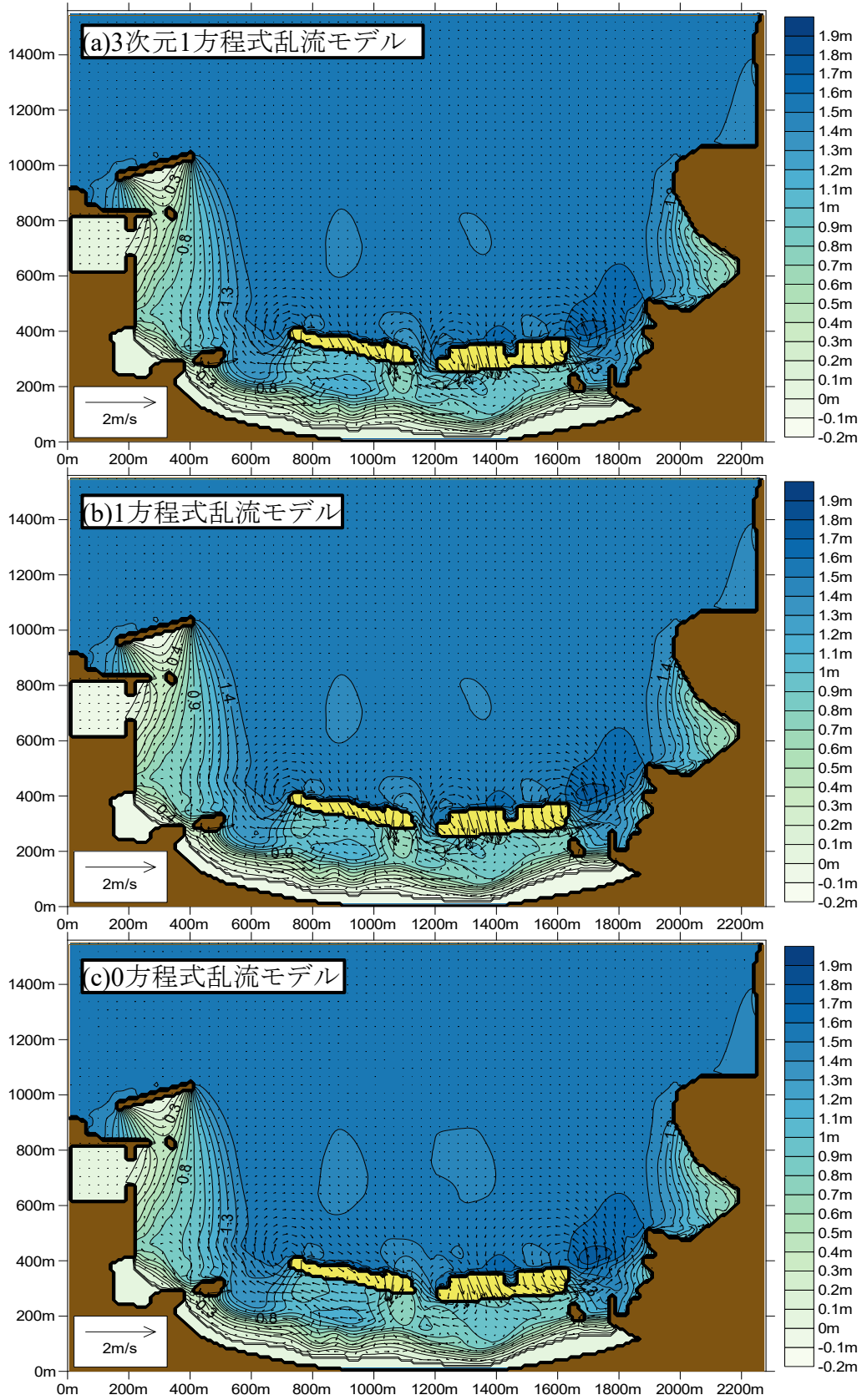


図 4.19 計算結果の波高分布と流速分布 (波高  $H = 1.53$  m,  $T = 6.94$  s)

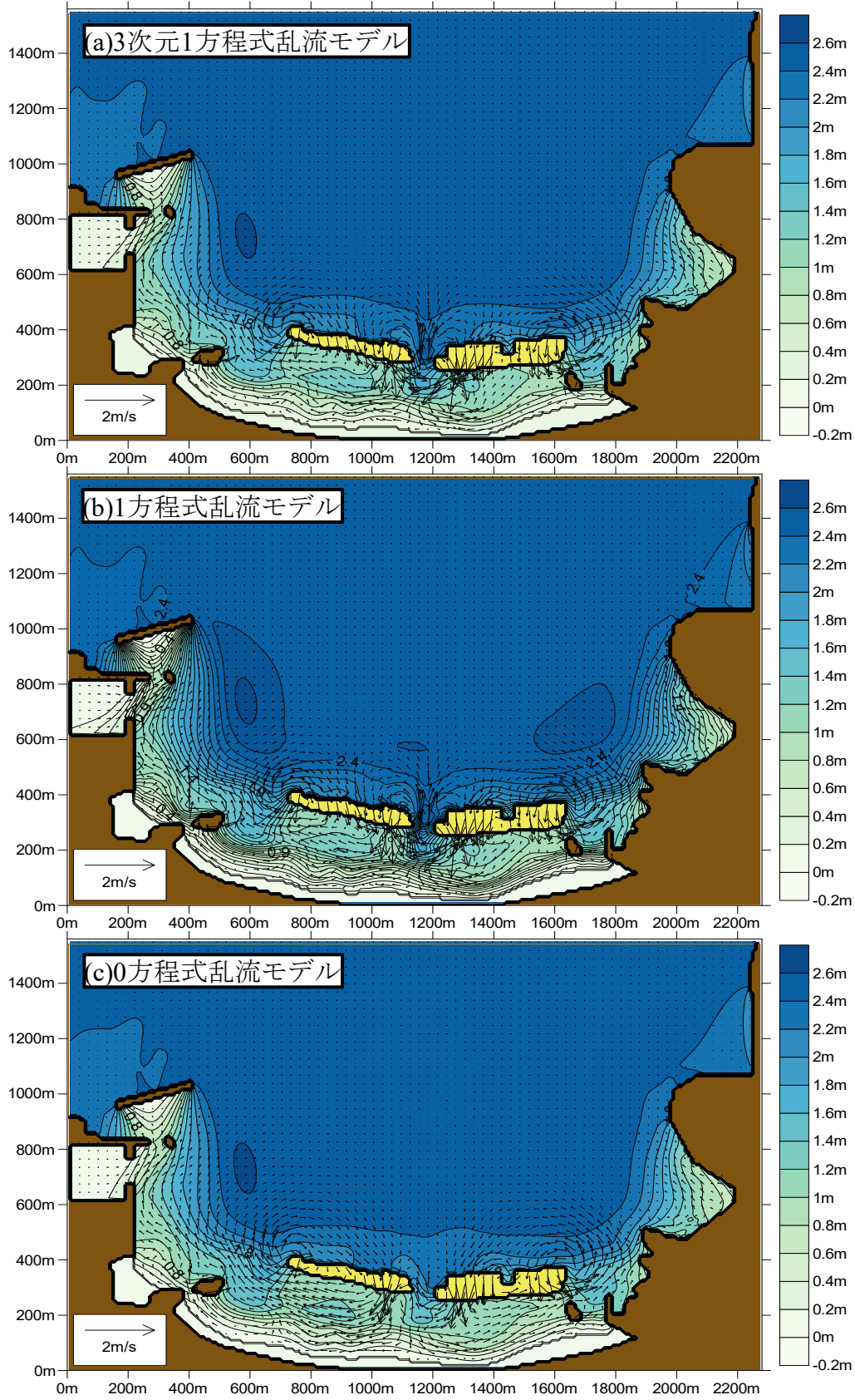


図 4.20 計算結果の波高分布と流速分布 (波高  $H = 2.42$  m,  $T = 7.82$  s)

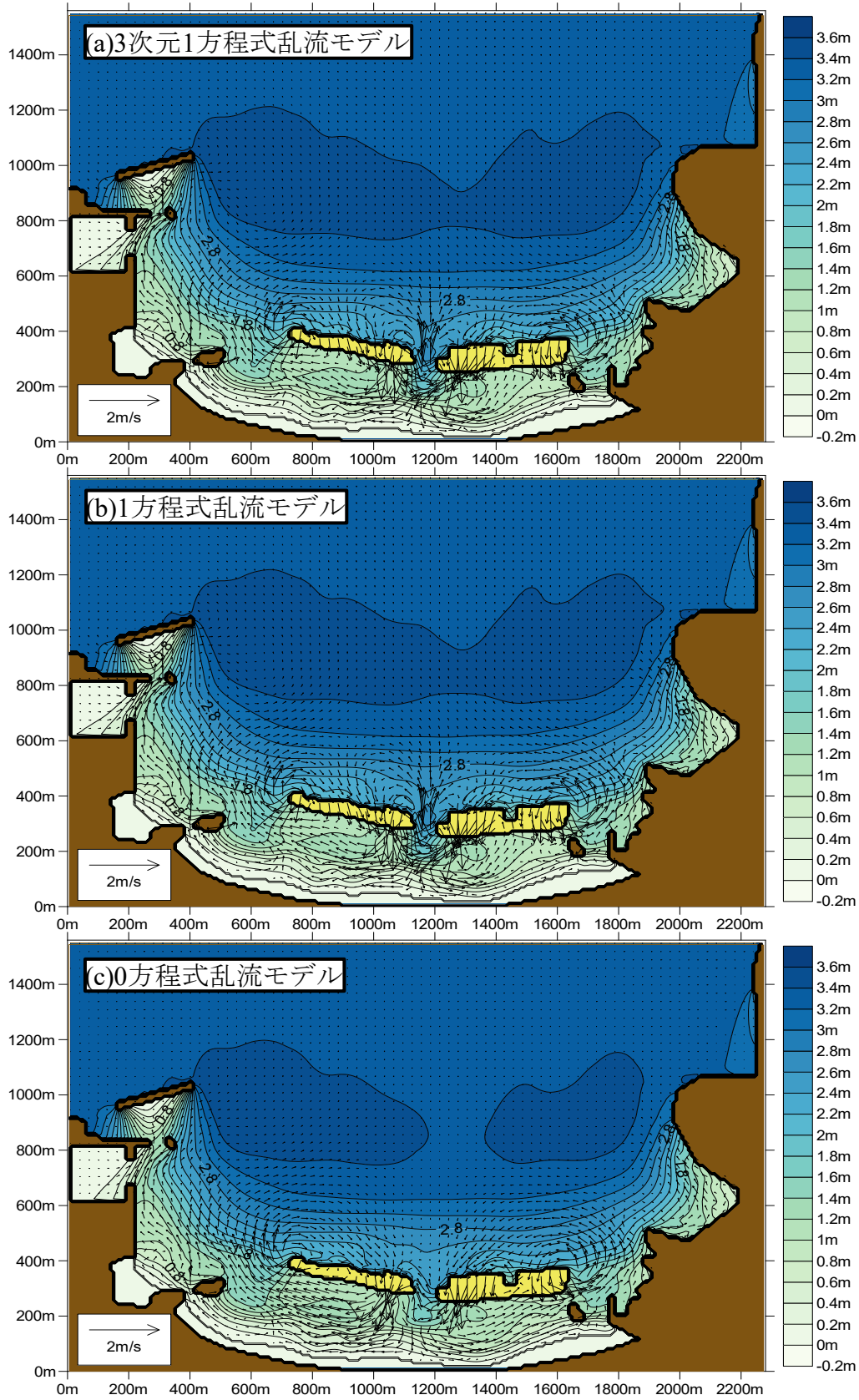


図 4.21 計算結果の波高分布と流速分布 (波高  $H = 3.38$  m,  $T = 8.40$  s)

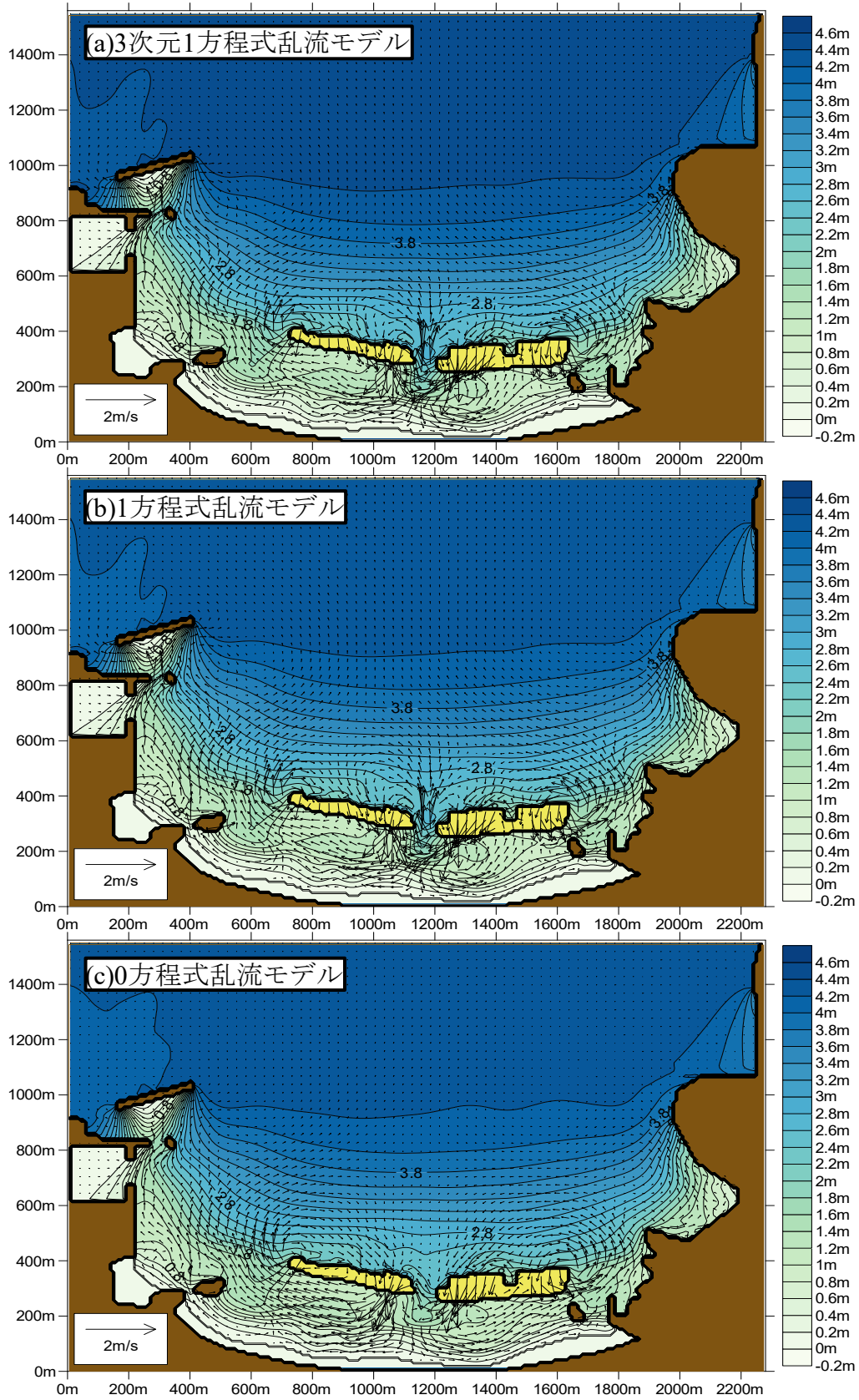


図 4.22 計算結果の波高分布と流速分布 (波高  $H = 4.22$  m,  $T = 8.93$  s)



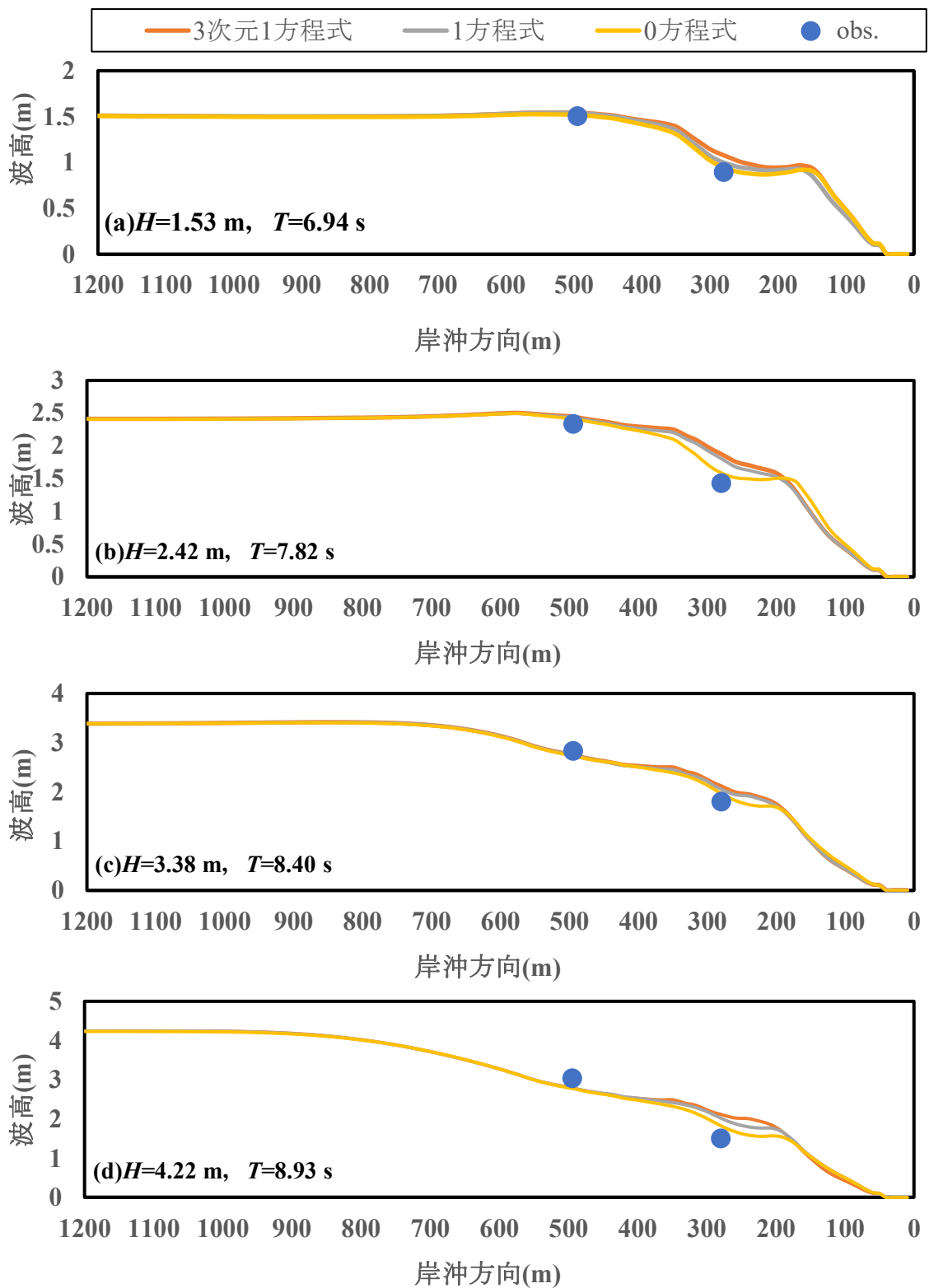


図 4.23 人工リーフ開口部における岸沖方向の波高分布

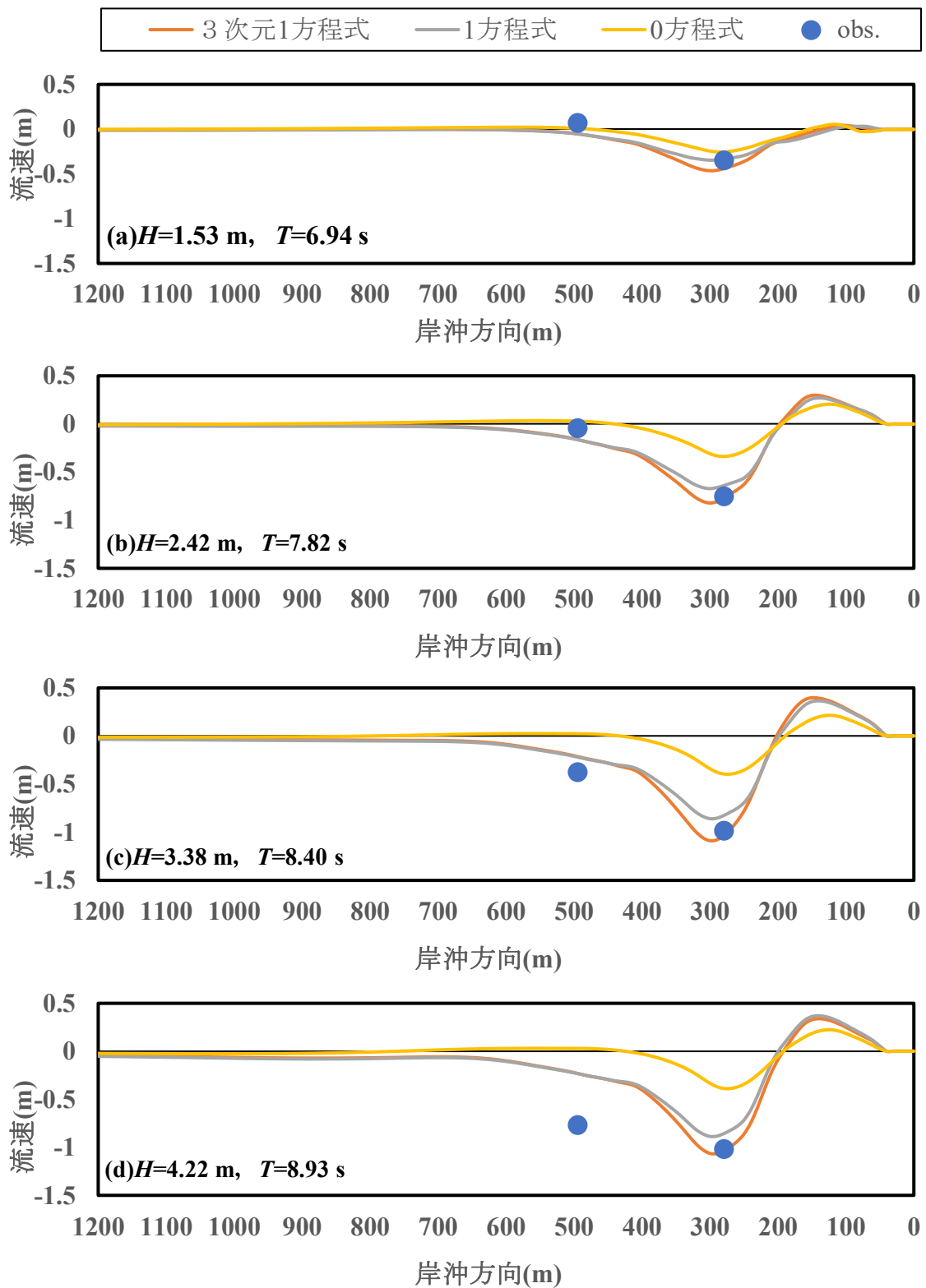


図 4.24 人工リーフ開口部における岸沖方向の流速分布

#### 4.4 人工リーフ周辺の地形変化の検討

ここでは、本章で用いた各乱流モデルに加え、これまで行った遡上域における漂砂量モデルの構築（第2章）や人工リーフ上の波浪場の検討（第3章）によって用いた各モデルを導入した3次元海浜変形モデルを構築し、人工リーフ周辺の地形変化について検討した。数値モデルに関しては、4つのサブモデルから構成され、図4.25に示すような手順で計算する。なお、波浪場の計算、海浜流場、漂砂量、地形変化の各計算についての詳細は、第2章を参照とし、提案した遡上域における漂砂量モデルは第2章、波浪場における砕波減衰モデル（ここではBJOMモデルを用いる。）は第3章を参照されたい。

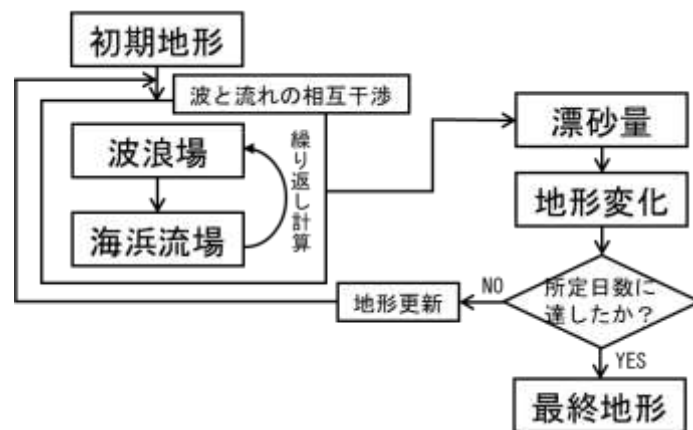


図 4.25 3次元海浜変形モデルの計算フローチャート

##### 4.4.1 人工リーフ開口部の洗掘に関する検討

###### (1)概要

人工リーフ開口部の洗掘が進行している実海浜の再現計算では、計算を進める過程で、洗掘部の埋め戻しや洗掘深の進行が停止し、それ以上の洗掘が発生しないといった問題がある。そこで、人工リーフ開口部の洗掘が進行している過程の地形を用いて、各乱流モデルを用いた場合の人工リーフ開口部における地形変化について、3次元海浜変形モデルを用いて数値実験的に検討を行った。

###### (2)計算条件

計算に用いた初期地形は図4.26に示すように、浦富海岸における人工リーフ嵩上げ後の平成23年9月の深浅測量結果を用いた。平成23年9月時点では、洗掘深が約10m程度であり、そこから平成24年3月にかけて約1m程度洗掘が進行している。計算範囲は沿岸方向1900m、岸沖方向1200mの範囲で行った。波浪条件については、NOWPHAS観測網の鳥取地点で観測された平成23年9月から平成24年3月に来襲した波浪データより、高波浪のみを抽出し、代表波として有義波高3m、有義波周期8s、波向き0°とし、10日間波浪を作用させた。また、海浜流場の計算には各乱流モデルを用いた準3次元海浜流モデルを

用い、波と流れの相互干渉を考慮し、波と流れの繰り返し回数を 3 回とした。なお、回折影響係数  $\kappa$  は 2.5 とし、海浜流における計算時間間隔  $\Delta t$  は 0.002 s、時間ステップの繰り返し回数は 20,000 回、漂砂量補正係数  $C_{sb}$  は 0.01、中央粒径は 0.25 mm、計算における格子間隔  $\Delta x$  及び  $\Delta y$  は 5 m とした。

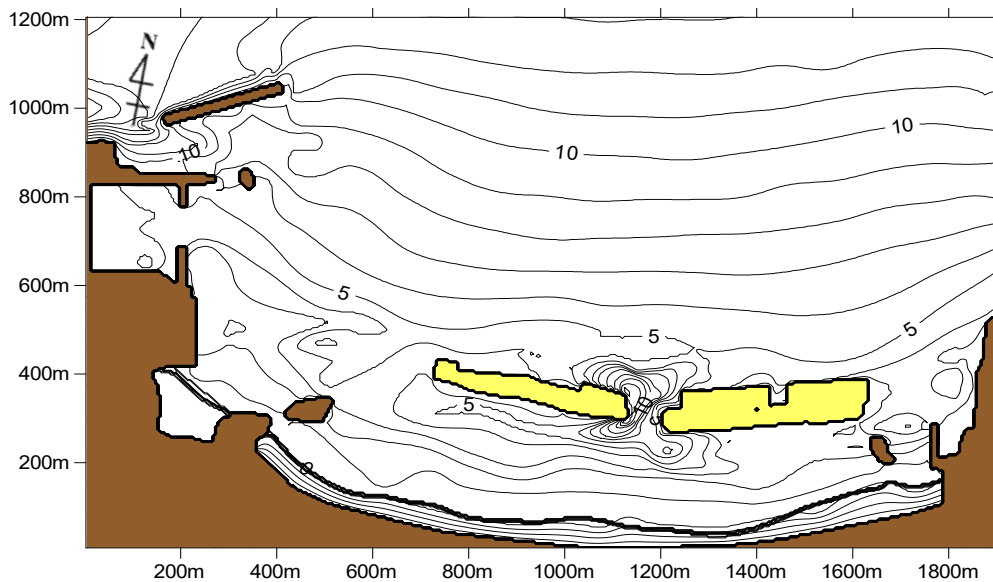


図 4.26 初期地形（平成 23 年 9 月の深浅測量結果）

### (3) 計算結果

図 4.27 は計算結果による流速分布図、図 4.28 は侵食堆積図である。それぞれ、(a)は 3 次元 1 方程式乱流モデルを用いた場合、(b)は 1 方程式乱流モデルを用いた場合、(c)は 0 方程式乱流モデルを用いた場合の計算結果である。

まず、図 4.26 より、洗堀深が約 10 m 程度であり、開口部における侵食が、西側に集中している。また、西側人工リーフの端部で最も侵食されている。

図 4.27 より、各モデルとも、人工リーフ開口部において離岸流が確認できるが、3 次元 1 方程式乱流モデルや 1 方程式乱流モデルでは、0 方程式乱流モデルと比較して、より顕著な流れが確認でき、離岸流の向きが東側方向に向かって発生している。これは、0 方程式乱流モデルでは考慮できなかった乱れエネルギーが洗堀部の流れに影響を与えたことが考えられる。また、3 次元 1 方程式乱流モデルと 1 方程式乱流モデルはともに離岸流が発生し、開口部沖側で人工リーフに向かう循環流を形成している、洗堀部において、3 次元 1 方程式乱流モデルでは、より強く人工リーフ開口部で流れが発達していることがわかる。

次に、流速分布の計算結果を踏まえ、人工リーフ開口部における地形変化について検討する。図 4.28 より人工リーフ開口部に着目すると、0 方程式乱流モデルでは洗堀部が全体的に埋め戻され、1 方程式乱流モデルでは、人工リーフ開口部西側の洗堀がもっとも深い部分では埋め戻されているが、開口部中央の洗堀部が侵食されていることが確認できた。

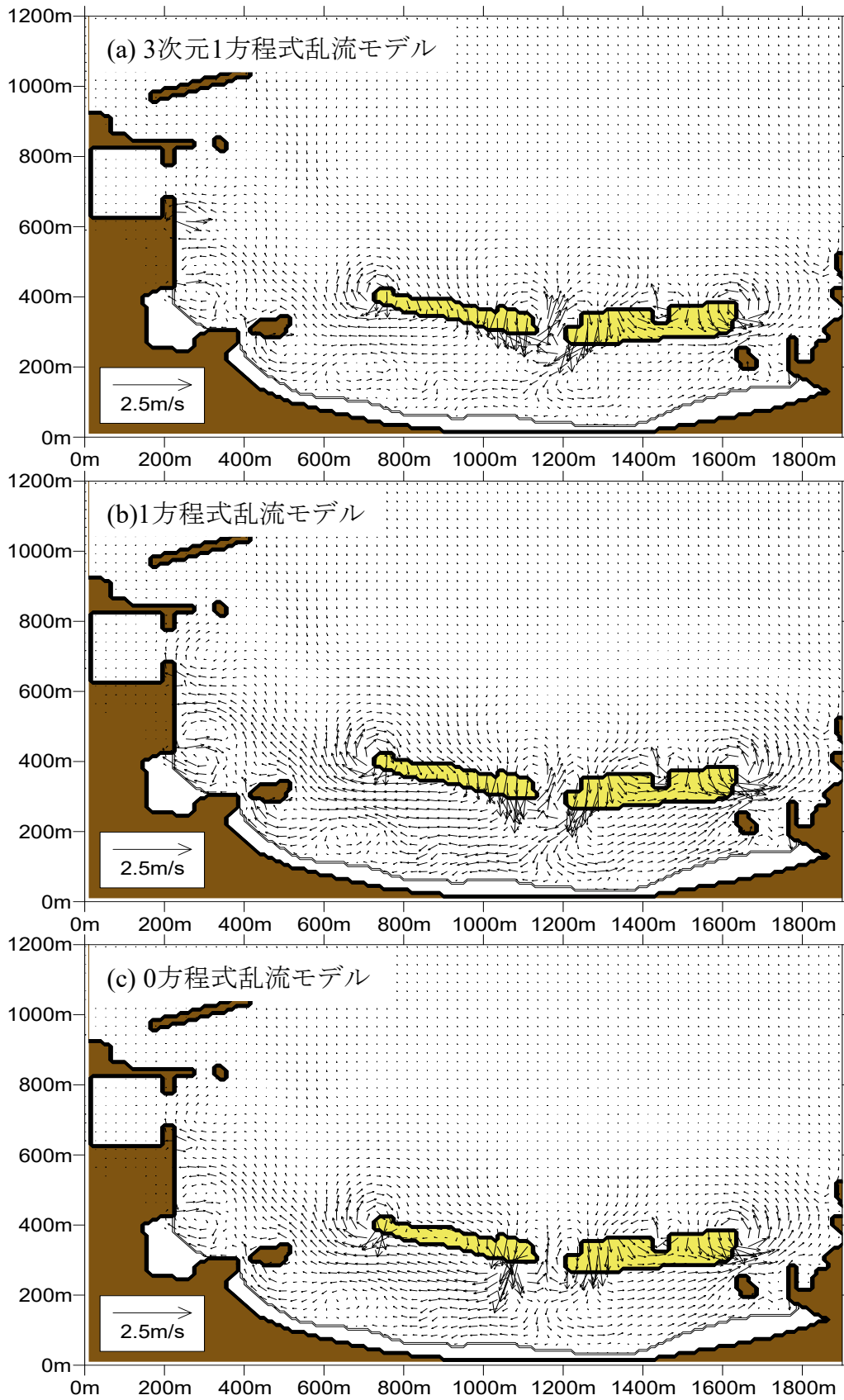


図 4.27 岩見海岸浦富地区平成 23 年 9 月の海浜流場の計算結果

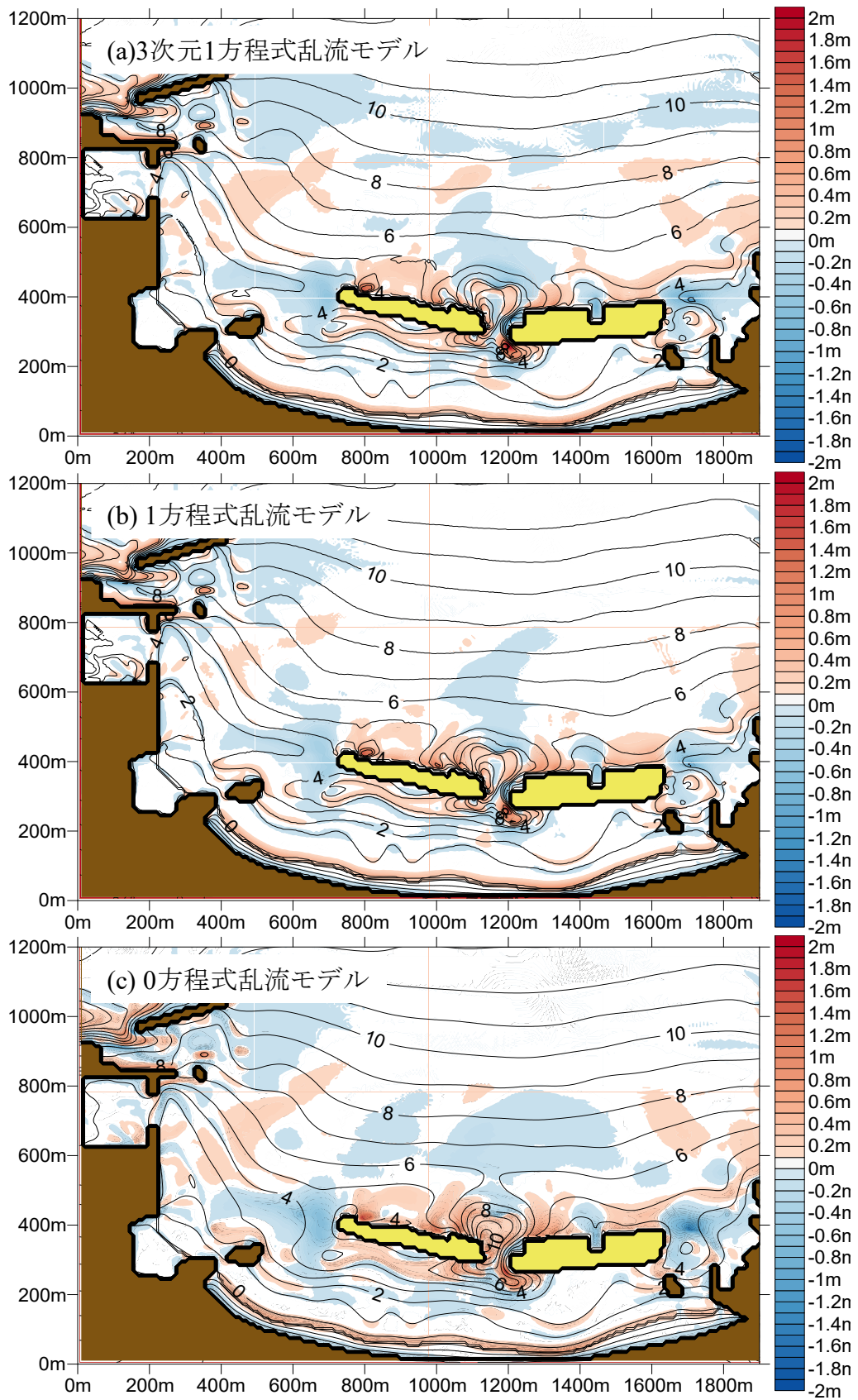


図 4.28 岩見海岸浦富地区平成 23 年 9 月の地形変化の計算結果

3次元1方程式乱流モデルでは、さらに開口部中央の洗掘部が侵食されていることが確認できた。これは、1方程式乱流モデル及び3次元1方程式乱流モデルにおいて、人工リーフ開口部における離岸流の傾向が変化し、開口部中央に侵食が発生するようになったと考えられる。また、3次元1方程式乱流モデルでは、1方程式乱流モデルと比較し、さらに強く離岸流が発生しているため、開口部中央における洗掘部の侵食がより顕著に発生したと考えられる。

このことから、3次元1方程式乱流モデルを導入し、3次元的に乱れの影響を考慮することで、人工リーフ開口部において強い冲向き流れが確認でき、洗掘が進行し、現地における地形変化を良く表すことができると考えられる。

#### 4.4.2 数値モデルの現地適用性

##### (1)概要

ここでは、これまで述べてきた3次元海浜変形モデルを用いて、人工リーフ周辺の地形変化、特に人工リーフ開口部における洗掘の再現性を検討する。適用例として、ポケットビーチである鳥取県の浦富海岸を対象とした。浦富海岸では人工リーフが2基設置されており、平成16年より、沖側に天端幅を拡張する第二期工事が始められたが、人工リーフ開口部での深掘れ等の問題が発生している。また、平成19年までは洗掘が発生しておらず、人工リーフ天端の改良を始めた平成19年から翌年までに、開口部が急激に洗掘されており、人工リーフ開口部付近の嵩上げ工事が進行するにつれ、洗掘が進行している（黒岩ら、2012, 2013）。そのため、本研究では浦富海岸における平成19年9月から平成21年3月までの冬季のみを対象とし、人工リーフ背後の汀線、人工リーフ開口部の洗掘および天端の嵩上げ後の再現計算を行った。

##### (2) 深浅測量結果

図4.29から図4.31はそれぞれ平成19年9月から平成20年3月、平成20年9月から平成21年3月、平成19年9月から平成21年3月の深浅測量結果から侵食堆積状況を整理したものである。

図4.29より、平成19年に人工リーフ天端の改良が行われた。人工リーフ開口部が急激に洗掘され、平成20年3月までの間に約4mほど洗掘されている。また、人工リーフの背後や田後港周辺に堆積しており、汀線部の土砂が削られていることがわかる。図4.30より、平成20年にさらに嵩上げ工事が行われている。人工リーフ開口部の洗掘は依然進行しており、平成20年3月から平成21年3月までの間に約1.5mほど洗掘されている。また、汀線部や田後港周辺に堆積しており、人工リーフの背後が侵食されている。図4.31より、平成19年9月から平成21年3月にかけて、全体的な傾向をみると、人工リーフ開口部の洗掘が約5mほど洗掘されていることがわかる。また、汀線部の西側の土砂が削られ、田後港周辺に堆積していることがわかる。これは、黒岩ら（2012, 2013）や三木ら（2021）などにあるように人工リーフ開口部の洗掘や沿岸流による土砂移動などの問題である。

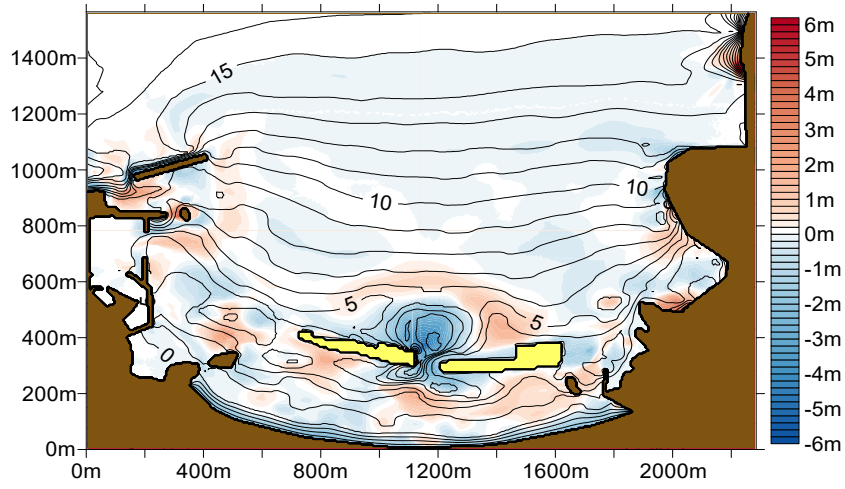


図 4.29 平成 19 年 9 月から平成 20 年 3 月の深浅測量結果

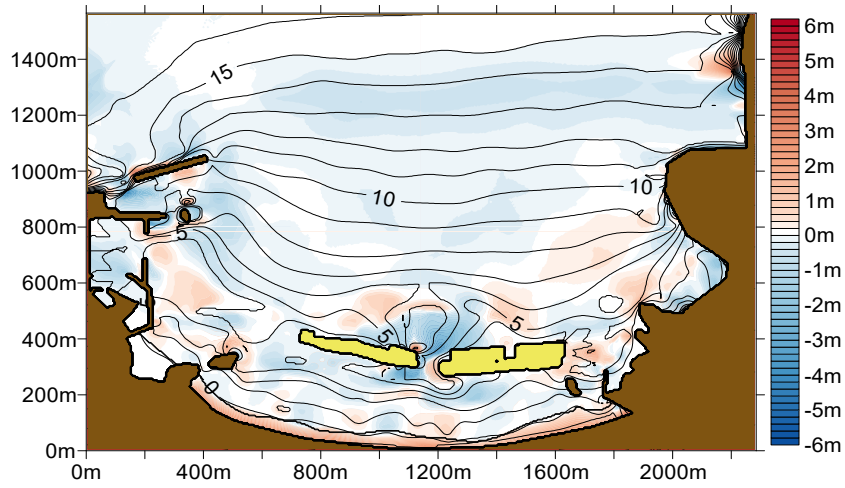


図 4.30 平成 20 年 9 月から平成 21 年 3 月の深浅測量結果

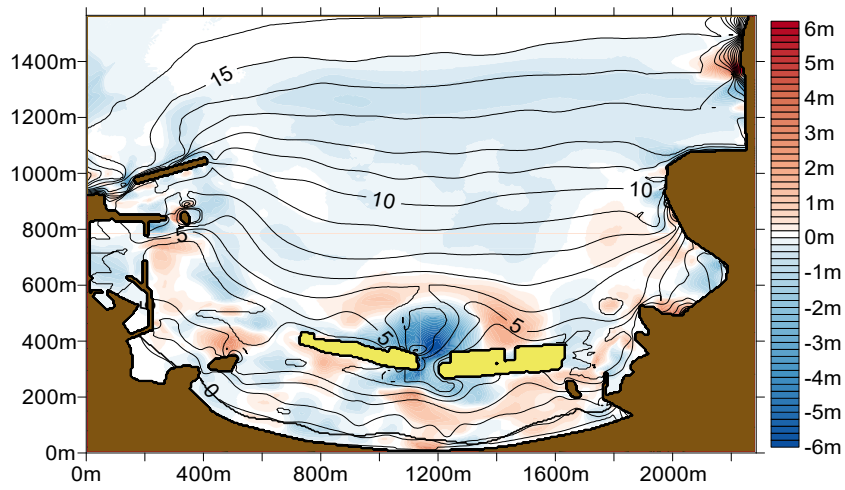


図 4.31 平成 19 年 9 月から平成 21 年 3 月の深浅測量結果



### (3)計算条件

計算期間として、平成19年9月から平成21年3月までの再現計算を行う。計算に用いた初期地形は平成19年9月の深浅測量結果を用いた。また、平成20年に人工リーフの嵩上げが行われているため、平成20年9月から平成21年3月の計算では、人工リーフの嵩上げをしている。波浪条件は安本ら(2014)を参考とし、計算波浪については、NOWPHAS観測網の鳥取地点で観測された平成19年9月から平成20年3月、平成20年9月から平成21年3月に来襲した波浪データをそれぞれ用い、有義波高0.5m以下の波浪は地形変化に与える影響が小さいとして除外し、有義波高0.5mごとに階級分けを行い、エネルギー平均波を算出した。算出した波浪条件を表4.4及び表4.5に、波浪時系列を図4.32及び図4.33に示す。また、波と流れの相互干渉を考慮した場合は、波と流れの繰り返し回数を3回とした。再現計算には、それぞれ海浜流の計算において、波高が2m以上の波浪を高波浪とし、高波浪時には準3次元モード(Q3D)を、その他の場合は、平面2次元モード(2DH)を用いた。なお、回折影響係数 $\kappa$ は2.5とし、海浜流における計算時間間隔 $\Delta t$ は0.02s、時間ステップの繰り返し回数は20,000回、漂砂量補正係数 $C_{sb}$ は0.01、中央粒径は0.25mm、計算における格子間隔 $\Delta x$ 及び $\Delta y$ は10mとした。

表 4.4 波浪条件 (平成19年9月～平成20年3月)

	有義波高(m)	有義波周期(s)	波向(°)	出現日数
wave1	1.4	6.65	-7.79	80
wave2	2.3	7.10	16.0	30
wave3	3.7	9.70	15.1	10

表 4.5 波浪条件 (平成20年9月～平成21年3月)

	有義波高(m)	有義波周期(s)	波向(°)	出現日数
wave4	1.5	7.10	-4.1	80
wave5	2.4	7.90	3.2	20
wave6	3.4	9.00	18.1	16
wave7	4.3	10.20	5.3	4

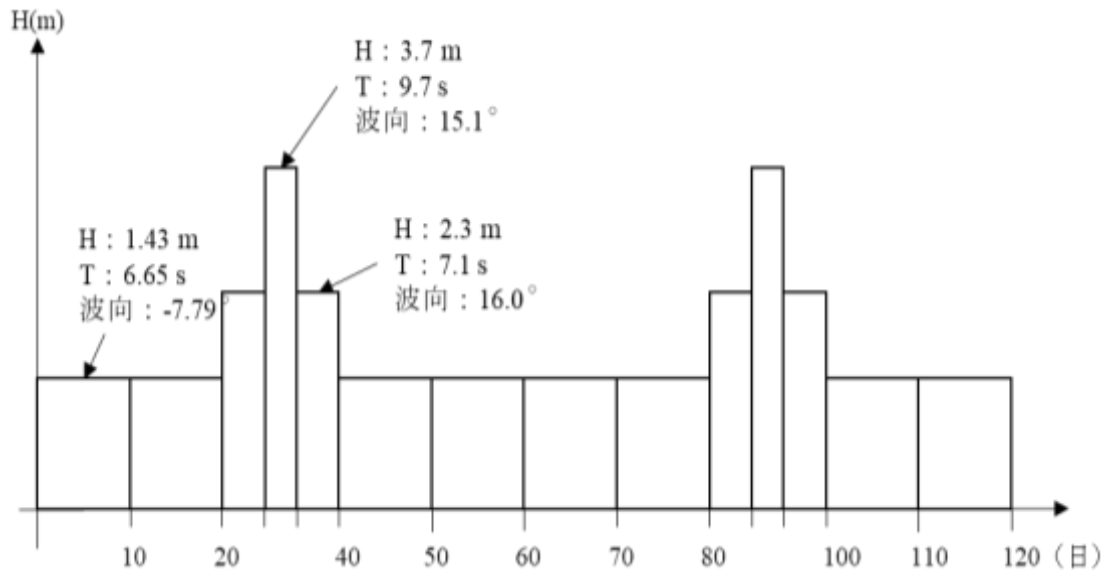


図 4.32 波浪時系列（平成 19 年 9 月～平成 20 年 3 月）

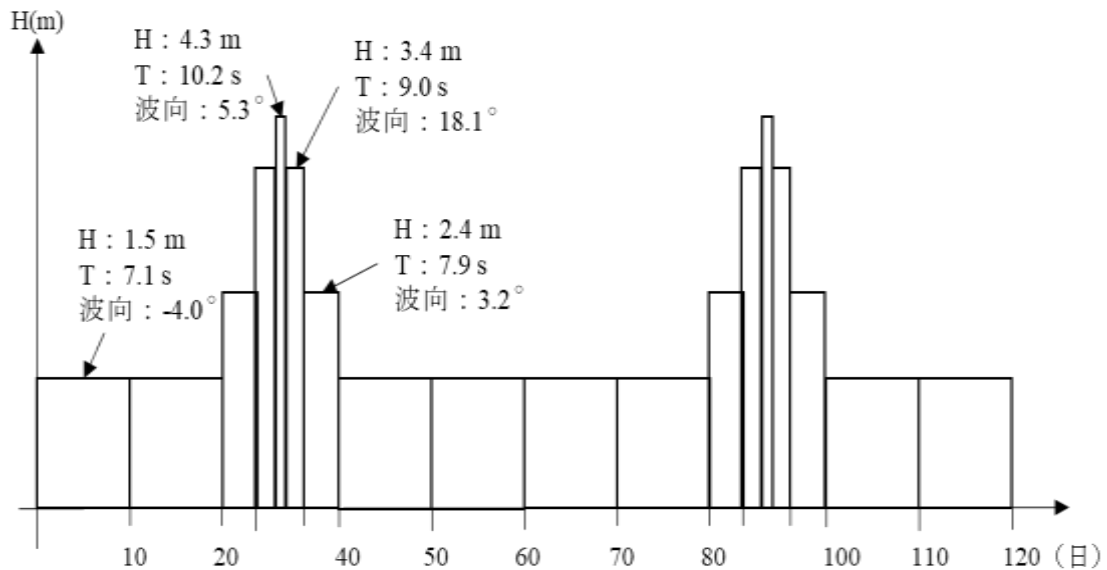


図 4.33 波浪時系列（平成 20 年 9 月～平成 21 年 3 月）

#### (4) 計算結果

本数値モデルによる計算結果について順に示す。図 4.34 は各乱流モデルにおける計算結果の最大波高来襲時の波高分布および流速分布図，図 4.35 は各乱流モデルにおける計算結果の侵食堆積図である。また，図 4.36 は人工リーフの嵩上げ後の各乱流モデルにおける計算結果の最大波高来襲時の波高分布および流速分布図，図 4.37 は人工リーフの嵩上げ後の各乱流モデルにおける計算結果の侵食堆積図である。また，図 4.38 は嵩上げ前及び嵩上げ後の岸沖断面図である。図 4.34 から図 4.38 の(a)，(b)，(c)はそれぞれ，(a)は 3 次元 1 方程式乱流モデル，(b)は 1 方程式乱流モデル，(c)は 0 方程式乱流モデルの計算結果である。

図 4.34 より，各乱流モデルの波高分布及び流速分布を比較すると，どの乱流モデルを用

いても、人工リーフ天端上の強い向岸流や人工リーフ周辺における循環流、人工リーフ開口部の離岸流、人工リーフ西側における田後港へ向かう流れが表すことができている。人工リーフ開口部において、1方程式乱流モデルや3次元1方程式乱流モデルでは0方程式乱流モデルと比較して、より顕著な流れが確認できる。また、3次元1方程式乱流モデルと1方程式乱流モデルはともに離岸流が発生しているが、1方程式乱流モデルは沖側で流れが拡散しているのに対して、3次元1方程式乱流モデルでは、岸沖方向に強く発達していることがわかる。

図 4.35 より、各乱流モデルの地形変化について比較すると、すべての乱流モデルを用いた計算結果において、田後港周辺や人工リーフ前面に堆積している。人工リーフ開口部に着目すると、どの乱流モデルを用いても人工リーフ開口部は洗掘されている。1方程式乱流モデルや3次元1方程式乱流モデルと比較して、0方程式乱流モデルは洗掘量が少ない。3次元1方程式乱流モデルは、1方程式乱流モデルと同程度の洗掘量となっているが、人工リーフ開口部の沖側では、離岸流の影響により他のモデルと比較して、沿岸方向に侵食域が広がっていることがわかる。また、遡上域の地形変化についてみると、すべての計算結果において、遡上域の東側では汀線際から遡上域の侵食・堆積量に大きな違いはなく、西側（沿岸方向 400 m から 500 m 付近）に行くにつれて地形変化の傾向が少し異なっていることがわかる。図 4.29 より、深浅測量結果と比較すると、各モデルとも、人工リーフ開口部の洗掘や田後港周辺の堆積や人工リーフ背後の侵食・堆積の傾向を捉えていることがわかる。また、汀線近傍では、人工リーフ開口部の背後（沿岸方向 1100 m 付近）の堆積やその両側の侵食、汀線近傍西側（沿岸方向 400 m 付近）の堆積など侵食・堆積の傾向を捉えていることがわかる。

また、人工リーフの嵩上げ後の計算結果について順次比較する。図 4.36 より、各乱流モデルの波高分布及び流速分布を比較すると、人工リーフの嵩上げ後においても、人工リーフ天端上の強い向岸流や人工リーフ周辺における循環流、人工リーフ開口部の離岸流など嵩上げ前と同様の傾向を示している。また、0方程式乱流モデル及び1方程式乱流モデルでは人工リーフ周辺における循環流や開口部の離岸流の規模が嵩上げ前と比較して小さくなっているが、3次元1方程式乱流モデルでは、他のモデルより循環流や離岸流が強く発生していることがわかる。

図 4.37 より、各乱流モデルにおいて、天端を嵩上げたことで、人工リーフ周辺の侵食・堆積の傾向が変化している。人工リーフ開口部では、各乱流モデルの計算結果において侵食がさらに進行していることが確認でき、特に3次元1方程式乱流モデルにおいて、開口部の洗掘の進行が確認できる。0方程式乱流モデル及び1方程式乱流モデルでは嵩上げ前と比較して、嵩上げ後は、侵食・堆積量が少なく、地形変化量が緩やかになっている。また、汀線近傍では、計算結果ごとに地形変化の傾向が異なり、特に1方程式乱流モデルは、汀線近傍から遡上域の地形変化が他のモデルと比較して、大きく異なっている。図 4.30 より、深浅測量結果と比較すると、東側の人工リーフ沖側前面（岸沖方向 500 m 付近）において、どの計算結果においても嵩上げ前は堆積傾向であったが、嵩上げ後では侵食傾

向であり、深淺測量結果の傾向を捉えていることがわかる。また、すべての計算結果において、人工リーフ開口部の洗堀が進行している。しかし、汀線部の堆積や人工リーフ周辺における侵食状況については再現できていない。これは、3次元海浜変形モデルが基本的に短期予測に向いているモデルであり、時間スケールが大きくなるほど、海浜変形予測が難しくなるためであると考えられる。

人工リーフ開口部の地形変化に着目し、図 4.38 より、現地の観測結果から平成 19 年 9 月から平成 21 年 3 月までの洗堀量は最大で 5 m 程度であるが、計算結果では、0 方程式乱流モデルが約 2.7 m、1 方程式乱流モデルが約 2.9 m であり、3 次元 1 方程式乱流モデルが最大で 3.6 m 程度である。これらの結果から、汀線近傍において、短期的な地形変化に関しては、地形変化の傾向を捉えることができている。また、人工リーフ周辺の地形変化に関しては、定量的には依然問題が残されているが、3 次元 1 方程式乱流モデルを用いた計算結果では、他の乱流モデルの計算結果と比較して最大洗堀深が深く、定性的には洗堀の傾向をとらえることはできていると考えられる。

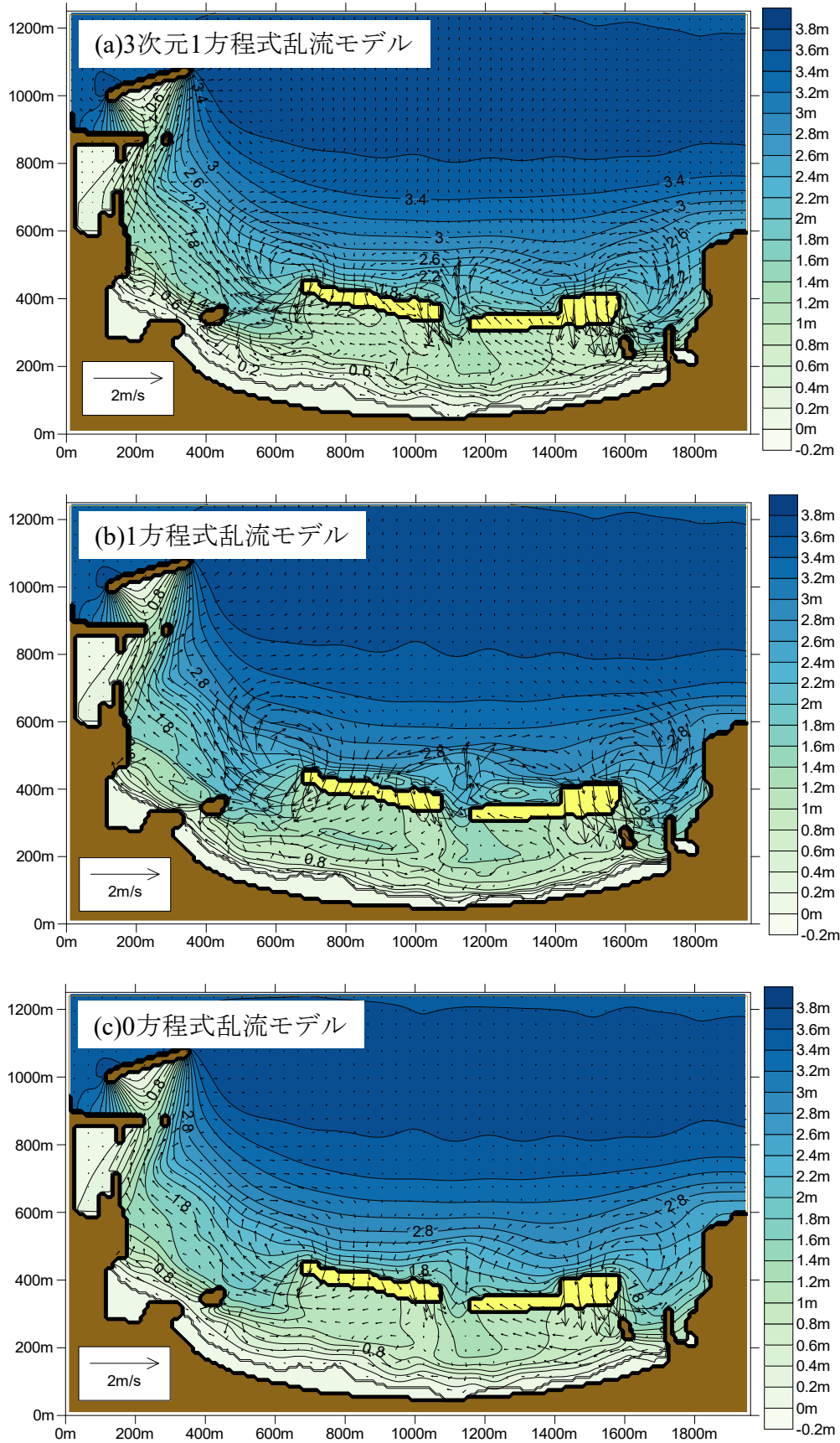


図 4.34 最大波高来襲時の波高及び流速分布図（平成 19 年 9 月から平成 20 年 3 月）

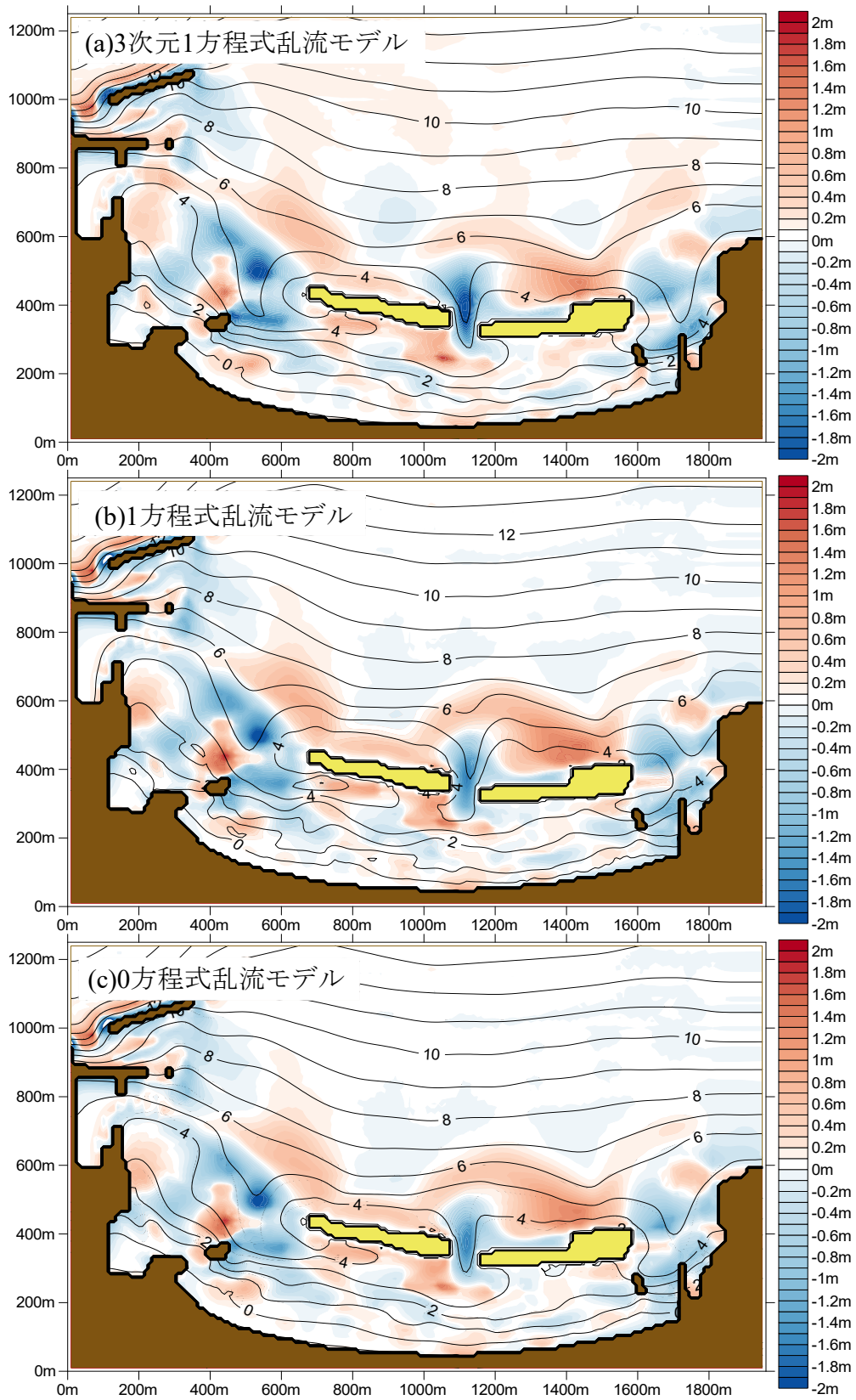


図 4.35 平成 19 年 9 月から平成 20 年 3 月の地形変化の計算結果

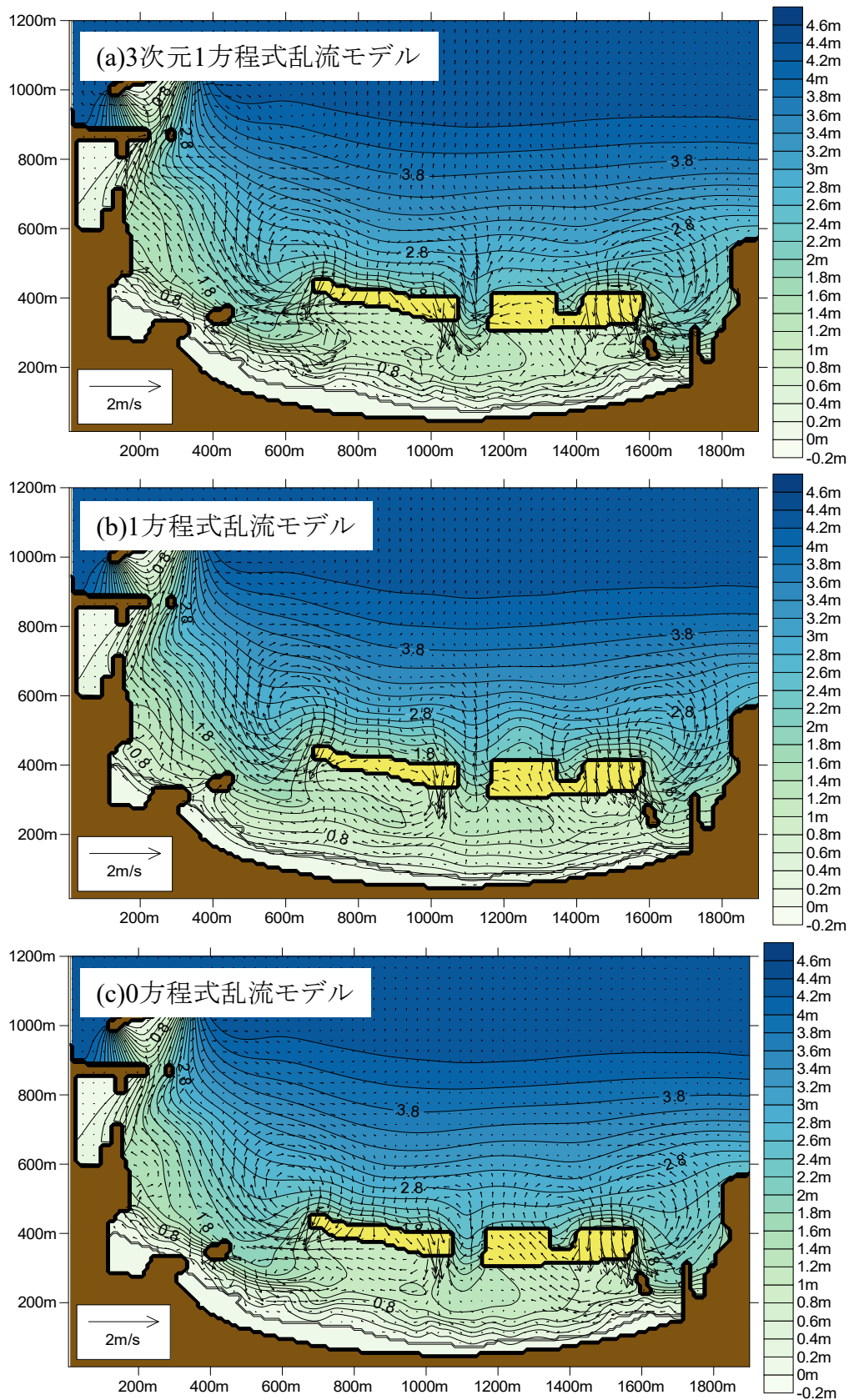


図 4.36 最大波高来襲時の波高及び流速分布図（平成 20 年 9 月から平成 21 年 3 月）

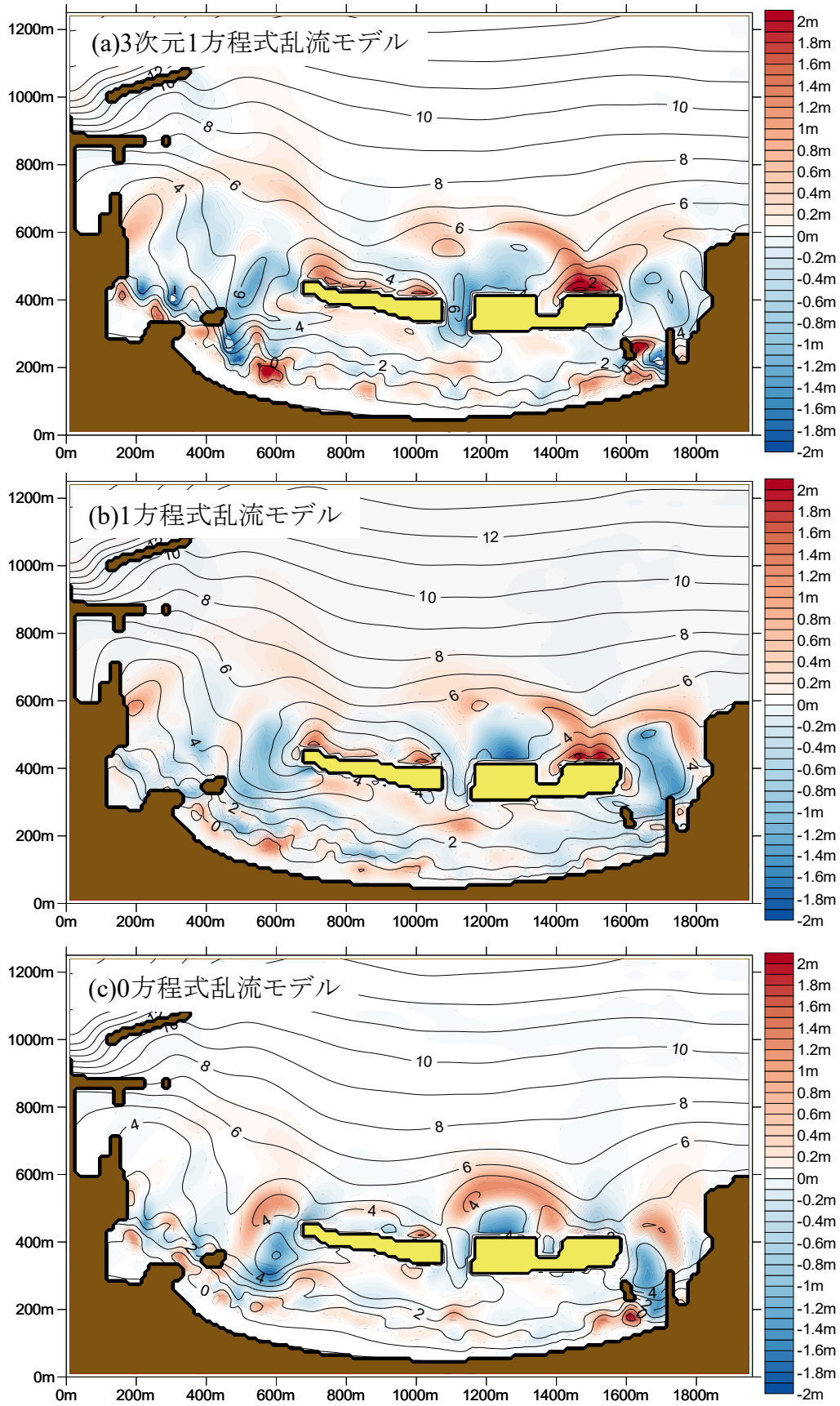


図 4.37 平成 20 年 9 月から平成 21 年 3 月の地形変化の計算結果



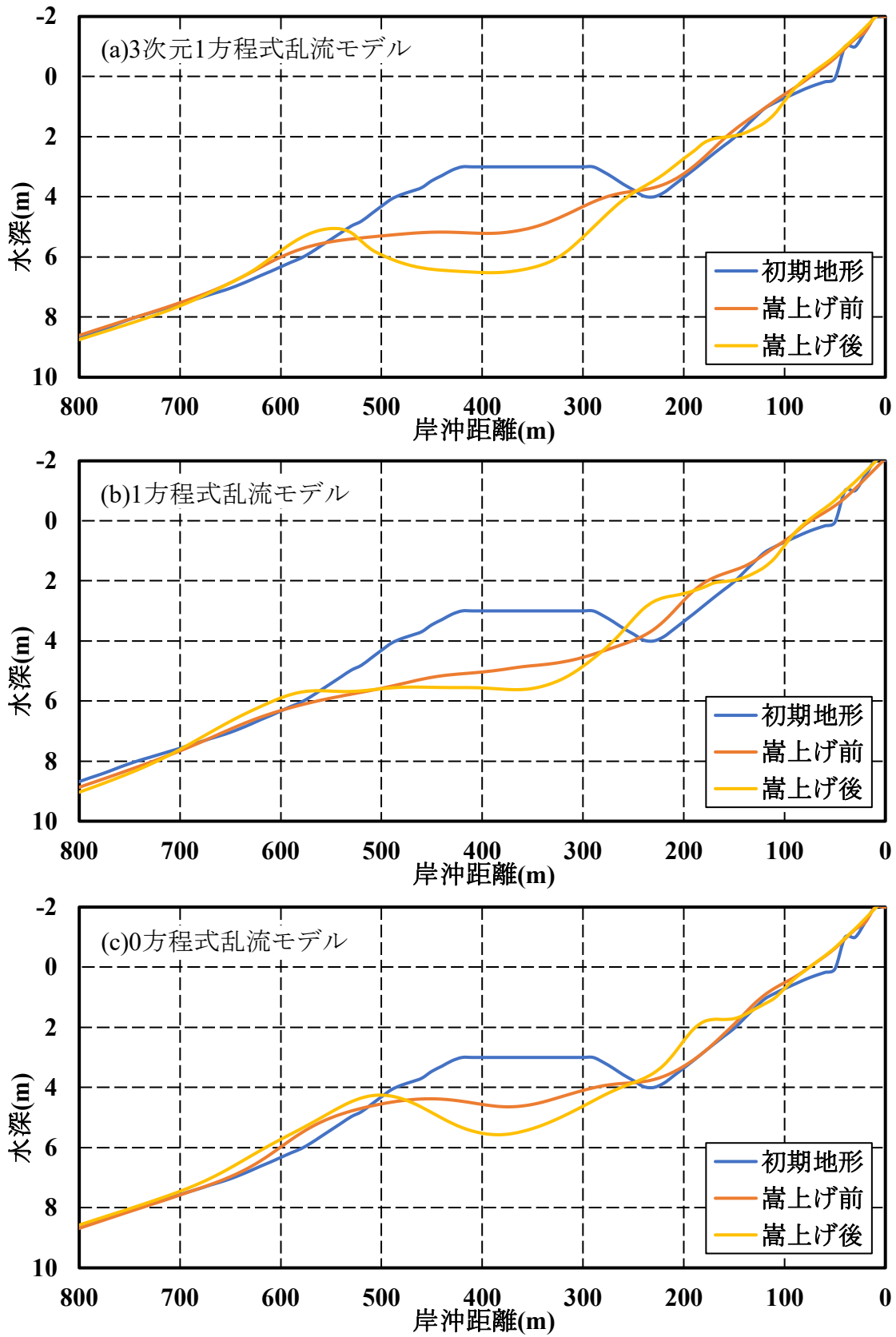


図 4.38 嵩上げ前及び嵩上げ後の岸沖断面図

## 4.5 結語

本章では、人工リーフを対象とし、3次元1方程式乱流モデルを用いた準3次元海浜流モデルを構築した。さらに、その準3次元海浜流モデルを用いた3次元海浜変形モデルを構築した。モデルの適用性を検討するため、人工リーフに関する海浜流の水利模型実験や現地観測結果、現地における海浜変形との比較を行った。

まず、3次元1方程式乱流モデルを用いた準3次元海浜流モデルの適用性を検討した。既往の0方程式モデルと1方程式乱流モデルを用いた海浜流場の計算結果との比較から、3次元1方程式乱流モデルを用いた場合、海浜流場へ与える影響、特に人工リーフ開口部において冲向きの流れが増強されることがわかった。人工リーフ開口部における海浜流速との比較のみではあるが、モデルによる計算結果は水利模型実験結果と現地観測結果とよく一致することがわかった。なお、人工リーフ周辺の高浜流場の計算において、既往の0方程式乱流モデル、1方程式乱流モデル、3次元1方程式乱流モデルの順に流れの強さが増大し、3次元1方程式乱流モデルを用いることで、人工リーフ周辺における海浜流場の予測精度が向上した。しかしながら、より多くの観測値をもとに、人工リーフ上の底面摩擦係数など計算におけるパラメータの見直しや吹送流の考慮など現地海浜の実現象を取り込んだ評価を行うことが重要である。

つぎに、3次元1方程式乱流モデルを用いた3次元海浜変形モデルの現地適用性を検討するために、鳥取県浦富海岸における人工リーフ周辺の地形変化計算を行った。特に、現地で問題となっている人工リーフ開口部の洗掘現象の再現性について検討した。人工リーフ開口部の洗掘が進行する過程の計算より、従来の0方程式モデルでは洗掘部が全体的に埋め戻される結果となっていたが、本モデルを用いた計算では、開口部において強い冲向き流れが再現されることによって洗掘が進行し、現地における地形変化を良く再現していることが確認できた。

これまで構築したモデルを導入した3次元海浜変形モデルを用いた現地地形の計算結果より、汀線近傍では、短期的な地形変化に関して、地形変化の傾向を捉えることができた。また、3次元1方程式乱流モデルを導入し、人工リーフ周辺において乱れの影響を考慮したことによって、人工リーフ開口部における洗掘の傾向をとらえることが可能であると考えられる。

以上の結果から、本研究で構築した新たな3次元海浜変形モデルは人工リーフ周辺における地形変化をとらえることが可能となった。しかしながら、乱流モデルにおける乱れの長さスケールや各無次元係数などは既往研究より決定しており、これらのパラメータの取り扱いについて検討する必要がある。また、地形変化計算において、時間スケールが大きくなる場合の現地適用について検討の余地が残された。最後に、地形変化の計算において今後、より定量的な評価を行うためには、人工リーフ周辺においては、浮遊砂が発達していると思われるため(片野ら, 2013)、浮遊砂量式について言及していく必要があると考えられる。

## 参考文献

- 岡安章夫, 柴山知也, 堀川清司(1987): 碎波帯内定常流速場の鉛直分布に関する研究, 海岸工学論文集, 第 37 巻, pp.31-35.
- 片野明良, 久留島暢之, 永井栄, 泉田裕, 清水利浩(2013): 大規模潜堤背後の濁度と乱れ強度, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.69, No.2, pp.I\_581-I\_585.
- 黒岩正光, 松原雄平, 犬飼拓志, 野田英明, 孫彰培(2001): 1 方程式乱流モデルを用いた準 3 次元海浜流数值シミュレーション, 海岸工学論文集, 第 48 巻, pp.126-130.
- 黒岩正光, KHALED SEIF Ahmed, 松原雄平, 間瀬肇, ZHENG Jinhai(2010): 波と流れの相互干渉を考慮した 3 次元海浜変形予測モデル, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.66, No.1, pp.551-555.
- 黒岩正光, 松原雄平, 市村康, 丸毛裕治, 中野伸太郎, 津留秀臣(2012): 人工リーフ開口部における地形変化に関する研究, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.68, No.2, pp.I\_566-I\_570.
- 黒岩正光, 松原雄平, 丸毛裕治, 中野伸太郎, 市村康, 間瀬肇(2013): 鳥取県浦富海岸における人工リーフ改変による開口部の洗掘と港口部堆砂の対策について, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.69, No.2, pp.I\_850-I\_855.
- 公益社団法人土木学会(2012): 数值波動水槽—碎波波浪計算の深化と耐波設計の革新を目指して—, 丸善出版, 228p.
- 財団法人東京大学出版会(1992): 乱流現象の科学—その解明と制御, 660p.
- 土屋義人, 山下隆男, 植本実(1986): 碎波帯における戻り流れについて, 海岸工学講演会論文集, 第 33 巻, pp.31-35.
- 鳥取県(2005a): 鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドライン, p.18.
- 鳥取県(2018a): 平成 30 年度鳥取県東部沿岸土砂管理連絡調整会議会議資料.
- 鳥取県(2018b): 第 2 回岩美海岸浜崖後退抑止工検討会会議資料.
- 鳥取県(2021): 令和 3 年度鳥取沿岸土砂管理連絡調整会議 (東部地区) 会議資料.
- 灘岡和夫, 八木宏(1993): 浅い水域の乱流場に関する数值計算モデルの開発と沿岸流場への適用, 土木学会論文集, No.473, pp.25-34.
- 灘岡和夫, 山本高大, 有坂和真(2007): 裾礁型サンゴ礁海域における台風期の海水流動空間構造特性と形成メカニズムの解明, 海岸工学論文集, 第 54 巻, pp.1066-1070.
- 堀川清司(1985): 海岸環境工学, 海岸過程の理論・観測・予測方法, 東京大学出版会, p.582.
- 間瀬肇, 由比政年, 雨森洋司, 高山知司(2004): 波, 流れ共存場における碎波および回折効果を考慮した位相平均波浪変形予測モデルの構築, 海岸工学論文集, 第 51 巻, pp.6-10.
- 三木脩平, 村上晃一, 黒岩正光, 梶川勇樹(2021): 人工リーフ周辺における一方程式乱流モデルを導入した準 3 次元海浜流モデル, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.77, No.2, pp.I\_775-I\_780.

- 安本善征, 黒岩正光, 松原雄平, 津留秀臣, 間瀬肇, 市村康(2014) : 人工リーフ開口部における流況に関する実験と準3次元海浜流モデル適用性の検討, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.70, No.2, pp.I\_76-I\_80.
- Battjes J. A.(1975) : Modeling of Turbulence in the Surf Zone, Proc.Symp. Modeling Techniques, pp.1050-1061.
- Deigaard R., Justesen P. and Frdsoe J.(1991) : Modelling of undertow by a one-equation turbulence model, Coastal Eng., Vol.15, pp.431-458.
- Devolder B, Troch P, Rauwoens P(2018) : Performance of a buoyancy-modified  $k-\omega$  and  $k-\omega$  SST turbulence model for simulating wave breaking under regular waves using OpenFOAM, Coastal Engineering, Vol.138, pp.49-65.
- Hsu T. J, Sakakiyama T, Liu P. L. F(2002) : A numerical model for wave motions and turbulence flows in front of a composite breakwater, Coastal Engineering, Vol.46, pp.25-50.
- Koutitas C and O' Conner B(1980) : Modeling Three-dimensional wind-induced flows, Proc. ASCE, HY11, pp.1843-1865.
- Lin, P. and Liu P. L. F.(1998) : A numerical study of breaking wave in the surf zone, Journal of Fluid Mechanics, 359, pp.239-264
- Longuet-Higgins, M.S(1970) : Longshore Currents Generated By Obliquely Incident Sea Waves(1 and 2) , J. Geophys. Res., Vol. 75, pp.6778-6801.
- Rakha K.A., Kamphuis J.W.(1997):A morphology model for an eroding beach backed by a seawall, Coastal Engineering, Vol.30, pp.57-75.

## 第 5 章 結論

我が国は多くの島から成り立っている島国であり、海岸線の総延長は約 35,000 km にもおよび、そのうち約 8,000 km が砂浜である。現在、我が国では、土砂供給量の減少や構造物による土砂移動の連続性が断たれたことなどにより、自然海岸が消えつつある。砂浜海岸における機能としての一つは、波浪のエネルギーを吸収して海岸を保全するという防災機能がある。このような状況を打破し、より多くの自然海岸を残すために海岸地形変化を知る必要がある。海岸侵食対策の一つとして、平成 11 年の海岸法の改正とともに、人工リーフは全国的に施工されていった。しかし、人工リーフ周辺では、波浪・海浜流が非常に複雑であり、人工リーフ開口部の離岸流による深い洗掘や人工リーフ背後の流れによる汀線の後退など問題が発生している。インフラ長寿命化基本計画の制定により、海岸保全施設の維持管理マニュアルが改訂され、人工リーフの点検項目に洗掘の項目が追加された。消波構造物には、背後の砂浜の維持・回復も役割に含まれるため、砂浜保全の観点からも人工リーフ周辺の洗掘現象は重要である。侵食対策として、人工リーフの離岸堤化も検討されているが、人工リーフ設置海浜では、利用や環境の観点から離岸堤化が難しい人工リーフもあり、効果的な対策が土砂養浜しかない海岸もある。そのため、砂浜を維持管理していくためには、人工リーフ周辺の水理現象や土砂動態を把握する必要がある。近年では、台風の強大化に伴う高波による砂浜の決壊や将来の海面上昇、波浪特性の変化などによって局所的な侵食の発生や汀線の後退が懸念されている。また、将来の海面上昇の影響により、人工リーフなどは天端水深が施工当時の設計条件を超え、想定していた効果を発揮しなくなる可能性がある。

このような問題に対して、砂浜保全を適切に検討するためには、ツールとしての 3 次元海浜変形予測モデルが重要である。しかし、3 次元海浜変形モデルの問題点として、汀線変化を適切に評価できないなど、多くの課題が残っている。また、人工リーフ周辺では、外力となる波浪・海浜流の計算精度を向上することが重要であり、波浪場の碎波減衰に関する検討や流れの 3 次元性や乱れの影響を考慮した海浜流場の評価、さらに汀線近傍及び人工リーフ周辺の局所的な地形変化の再現性など考慮すべき問題点が残されており、砂浜保全を検討するためには、適切な 3 次元海浜変形モデルが必要不可欠である。

そこで、本研究では、人工リーフ周辺の波浪場・海浜流場・地形変化に適用可能な新たな 3 次元海浜変形予測モデルを構築した。構築したモデルを用いて数値実験、既往実験結果及び現地観測結果と比較し、モデルの妥当性と現地適用性の検討を行った。本章では、本研究において得られた主要な研究結果を述べ、最後に今後の課題と展望について述べることとする。

第 1 章では、日本の海岸侵食の実情、現在行われている対策、対策としての数値シミュレーションの問題など本研究の背景を述べた。さらに、過去の研究や現状の課題などにつ

いてレビューを行い、それらの特徴や手法について示すとともに、本研究の目的について述べた。

第2章では、3次元海浜変形モデルにおいて、砕波帯内や汀線際の水理現象及び漂砂現象が複雑であるため、汀線際の地形変化に着目し、平衡勾配、粒径や局所外力などをパラメータとした遡上域の漂砂量モデルの構築を行った。構築した遡上域の漂砂量モデルのパラメータについて検討するとともに、皆生海岸富益工区における海浜変形計算を行い、現地適用性について検討した。以下に得られた結果について示す。

- 平衡勾配の算定式における補正係数  $\alpha$  の与え方を検討することにより、侵食型および堆積型における汀線変化及び遡上域の地形変化を計算することが可能となった。遡上高さの算定式において、新たに補正係数を導入することで、実験値に近い値に修正できた。平衡勾配と遡上高さの算定式に導入した各補正係数を踏まえて、岸沖断面実験と比較した結果、本数値モデルによる計算結果は海岸形状の変化をよく表すことが確認できた。また、本研究において構築した遡上域の漂砂量モデルを用いた漂砂量分布の計算結果は、実験結果と概ね一致し、既往のモデルと比較して汀線近傍の地形変化の再現性が向上した。
- 皆生海岸富益工区を対象に本数値モデルの現地適用性について検討した結果、本研究において構築した遡上域の漂砂量モデルにより、汀線近傍における侵食・堆積を表すことができることを確認できた。また、人工リーフ背後における汀線近傍の計算結果では、実測結果における地形変化の傾向を再現できていることを確認できた。

第3章では、人工リーフ上の砕波変形と人工リーフ背後の波の再生を評価するため、波浪場の計算における砕波減衰モデルの検討を行うとともに、複数の人工リーフが設置された場合を想定した数値実験を行い、波浪場と海浜場の検討を行った。以下に得られた結果について示す。

- 砕波減衰モデルに海底勾配の影響を取り入れることによって、人工リーフや沿岸砂州上における砕波変形と波の再生の様子を精度よく再現できることが確認でき、波浪変形の再現性が向上した。
- 人工リーフを複数基配置し、数値実験を行った結果、離岸距離や堤長、開口幅、天端幅、天端水深の違いにより、波高や海浜流の傾向が変化し、本数値モデルによって人工リーフ周辺の海浜流パターンを表すことが確認できた。また、人工リーフ周辺における数値計算手法について検討した結果、波・流れの相互干渉を考慮することで人工リーフ周辺の海浜流をより良好に再現できることがわかった。

第4章では、3次元1方程式乱流モデルを用いた準3次元海浜流モデルの構築を行った。さらに、その準3次元海浜流モデルを用いた3次元海浜変形モデルの構築を行った。モデルの適用性を検討するため、人工リーフに関する海浜流の水理模型実験や現地観測結果、現地における海浜変形との比較を行った。以下に得られた結果について示す。

- 3次元1方程式乱流モデルと既往の0方程式乱流モデル、1方程式乱流モデルを用いた海浜流場の計算結果の比較から、3次元1方程式乱流モデルを用いた場合、海浜流場へ与える影響、特に人工リーフ開口部において冲向きの流れが増強されることがわかった。人工リーフ開口部における海浜流速との比較から、モデルによる計算結果は水理模型実験結果と現地観測結果とよく一致することがわかった。なお、人工リーフ周辺の海浜流場の計算において、既往の0方程式乱流モデル、1方程式乱流モデル、3次元1方程式乱流モデルの順に流れの強さが増大し、3次元1方程式乱流モデルを用いることで、人工リーフ周辺における海浜流場の予測精度が向上した。
- 鳥取県浦富海岸の人工リーフ開口部における洗掘現象を対象に、各乱流モデルを用いた3次元海浜変形モデルの現地適用性について検討した結果、人工リーフ開口部の洗掘が進行する過程の計算より、従来の0方程式乱流モデルでは洗掘部が全体的に埋め戻される結果となっていたが、本モデルを用いた計算では、開口部において強い冲向き流れが再現されることによって洗掘が進行し、現地における地形変化を良く再現していることが確認できた。
- ここまで構築してきた遡上域の漂砂量モデル、砕波減衰モデル、各乱流モデルを導入した3次元海浜変形モデルを用いた現地地形の計算結果から、汀線近傍では、短期的な地形変化に関して、地形変化の傾向を捉えることができた。また、3次元1方程式乱流モデルを導入し、人工リーフ周辺において乱れの影響を考慮したことによって、人工リーフ開口部における洗掘の傾向をとらえることが可能であると考えられる。
- 本数値モデルでは、乱流モデルにおける乱れの長さスケールや各無次元係数などは既往研究より決定しており、これらのパラメータの取り扱いについて検討する必要がある。また、地形変化計算において、時間スケールが大きくなる場合の現地適用性について検討の余地が残された。

本研究は、人工リーフ周辺の波浪場・海浜流場・地形変化に対応した3次元海浜変形モデルの構築を行ったものであり、本数値モデルを用いることによって、人工リーフ周辺の波浪場及び海浜流場の傾向をとらえることができ、既往のモデルと比較すると、開口部の洗掘や背後の汀線など地形変化の傾向を表すことが可能となった。しかしながら、本数値モデルをこのまま汎用的に人工リーフ周辺の海浜変形予測に適用していくには、パラメー

タや各モデルによる影響の精査などが必要であり、検討の余地が残されている。

最後に、今後の課題と展望について述べる。人工リーフ周辺における局所洗掘や汀線が侵食される状況の波浪、海浜流と比較し、予測モデルにおける各係数など詳細に決定する必要があると考えられる。人工リーフ周辺においては、浮遊砂が発達していると考えられるため、浮遊砂量式の検討を行う必要があると思われる。さらに、人工リーフの波浪透過率や吹送流を考慮など検討していく必要があると考えられる。また、人工リーフ周辺の現象について実現象に対する寄与度や計算負荷を考慮し、各モデルの影響を精査し、実用性などについて言及していく必要があると考えられる。我が国では、人工リーフの離岸堤化も行われているが、近年に人工リーフが施工された海岸やサンドリサイクル等による土砂養浜によって砂浜保全を行っている海岸など、今後も人工リーフの維持管理は必須となっている。そのため、海浜変形モデルによる検討・評価は重要であり、本研究が今後の砂浜保全の検討や類似研究等の一助となれば幸いである。



## 謝辞

著者が本研究を進めるにあたり，研究面において終始懇切なご指導とご助言を頂いたこと，また，生活面や精神面でも様々なご助言を頂いた鳥取大学大学院工学研究科 黒岩正光教授，鳥取大学大学院工学研究科 梶川勇樹准教授に深く感謝いたします。黒岩正光教授には，卒業論文から終始熱心なご指導賜りました。また，研究生活を通して海岸工学の奥深さやおもしろさを教えてくださったこと厚く御礼申し上げます。梶川勇樹准教授には，博士前期課程に進学当時から5年間，多忙の中，多くのご指導を頂いたこと厚く御礼申し上げます。また，山本真二技術職員には研究室の管理や現地観測の準備，技術面での御指導頂いた深く感謝いたします。鳥取大学大学院工学研究科 三輪浩教授，鳥取大学大学院工学研究科 太田隆夫教授には本論文をまとめるにあたり，有益なご意見をいただいたこと厚く御礼申し上げます。また，鳥取大学大学院工学研究科 和田孝志助教には気にかけてくださり，お声がけいただいたこと深く感謝いたします。

研究室生活において，多くの先輩・後輩また同期に支えて頂きました。本研究を進めるにあたり，現鳥取大学大学院持続性社会創生科学研究科 村上晃一氏，ならびに元鳥取大学大学院持続性社会創生科学研究科 春本真那氏には数値解析やデータ整理にご協力いただき誠に感謝いたします。鳥取大学工学部海岸工学研究室の各位には，研究生活において様々な形でご協力いただいたこと，ここに感謝の意を表します。

また，国土交通省日野川河川事務所には貴重な資料を提供して頂いたこと深く感謝いたします。

本研究では，波浪場の計算において，京都大学名誉教授 間瀬肇先生のモデルを使用させていただきました。ここに感謝の意を表します。

最後に，博士後期課程への進学と本研究を進めるにあたり，常に暖かく見守ってくれた家族に心から感謝します。

## 付録 A

第4章における式(4-2-16)から(4-2-21)の離散化手法について説明する．本研究では，水平方向の離散化には有限差分法，鉛直方向の離散化には有限要素法を用いている．また，時間方向に積分するために Fractional Step 法を用いる．時間方向に積分において，非常に短い時間間隔に対して， $U$ ， $V$ ， $W$  及び  $k$  に無関係であると仮定すると，式(4-2-16)から(4-2-21)は以下のように分割することができる．

$$\text{STEP1} \quad \frac{\partial k^m}{\partial t} = L_1 \{k^m\} + \alpha_1 \quad (\text{A-1})$$

$$\text{STEP2} \quad \frac{\partial k^{m+1}}{\partial t} = L_2 \{k^{m+1}\} \quad (\text{A-2})$$

ここに，

$$L_1 = -U^m \frac{\partial}{\partial x} - V^m \frac{\partial}{\partial y} - W^m \frac{\partial}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{v_i}{\sigma_k} \frac{\partial}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{v_i}{\sigma_k} \frac{\partial}{\partial y} \right) \quad (\text{A-3})$$

$$L_2 = \frac{\partial}{\partial z} \left( \frac{v_i}{\sigma_k} \frac{\partial}{\partial z} \right) \quad (\text{A-4})$$

$$\alpha_1 = v_i \left\{ 2 \left( \frac{\partial U^m}{\partial x} \right)^2 + 2 \left( \frac{\partial V^m}{\partial y} \right)^2 + 2 \left( \frac{\partial W^m}{\partial z} \right)^2 + \left( \frac{\partial U^m}{\partial x} + \frac{\partial V^m}{\partial y} \right)^2 + \left( \frac{\partial W^m}{\partial x} + \frac{\partial U^m}{\partial z} \right)^2 + \left( \frac{\partial W^m}{\partial y} + \frac{\partial V^m}{\partial z} \right)^2 \right\} + \frac{D_{sb}}{\rho(\bar{\eta} - h)} - C_d \frac{k^{1.5}}{l} \quad (\text{A-5})$$

なお， $m$  は時間ステップである．(A-1)及び(A-2)の時間項に関して，仮想乱れエネルギー $k^d$ を用いて差分化すると

$$\text{STEP1} \quad \frac{\partial k^m}{\partial t} = \frac{\{k^d - k^m\}}{\Delta t} \quad (\text{A-6})$$

$$\text{STEP2} \quad \frac{\partial k^{m+1}}{\partial t} = \frac{\{k^{m+1} - k^d\}}{\Delta t} \quad (\text{A-7})$$

となる．計算方法はまず，既知である乱れエネルギー $k^m$ から仮想乱れエネルギー $k^d$ を求め，仮想乱れエネルギー $k^d$ から1つ先の時間ステップである乱れエネルギー $k^{m+1}$ を求める．次に，鉛直方向の離散化には，有限要素法を用いており，各実水深  $d(= h+\bar{\eta})$ に対して，次式を満たすように要素分割する．

$$l_{i,j,n}/d_{i,j} = l_{i+1,j,n}/d_{i+1,j} \quad (\text{A-8})$$

ここに， $i, j$ は水平方向の各メッシュに対する添え字であり， $n$ は鉛直方向の接点番号を表す．

次に，接点  $n$  と  $n+1$  の間の  $U, V, W, k$  及び  $v_i$  は形状関数を用いて次式で表すことができるかと仮定する．

$$\left. \begin{aligned} U &= N_n U_n + N_{n+1} U_{n+1} \\ V &= N_n V_n + N_{n+1} V_{n+1} \\ W &= N_n W_n + N_{n+1} W_{n+1} \\ k &= N_n k_n + N_{n+1} k_{n+1} \\ v_i &= N_n v_{i_n} + N_{n+1} v_{i_{n+1}} \end{aligned} \right\} \quad (\text{A-9})$$

$N_k$  及び  $N_{k+1}$  は線形の形状関数で，

$$\left. \begin{aligned} N_n &= \frac{z_{n+1} - z}{z_{n+1} - z_n} \\ N_{n+1} &= \frac{z - z_n}{z_{n+1} - z_n} \end{aligned} \right\} \quad (\text{A-10})$$

である，(A-9)を(A-1)から(A-7)に代入し，Galerkin 有限要素法を適用する．要素  $l_n$  におけるマトリクスは以下のようなになる．

$$[A]\{k\}^d = \{a\}^m \quad (\text{A-10})$$

$$[B]\{k\}^{m+1} = \{b\}^d \quad (\text{A-11})$$

で表すことができる．ここに， $[A]$ 及び $[B]$ は2行2列のマトリクス， $\{a\}$ 及び $\{b\}$ は2行のベクトルである．マトリクス $[A]$ 及び $[B]$ ，ベクトル $\{a\}$ 及び $\{b\}$ は以下のように表される．

$$A_{\alpha\beta} = \int_{\ln} \frac{N_{\alpha}N_{\beta}}{\Delta t} dz \quad (\text{A-12})$$

$$B_{\alpha\beta} = \int_{\ln} \left( \frac{N_{\alpha}N_{\beta}}{\Delta t} dz + N_r \frac{v_{tr}}{\sigma_k} \frac{\partial N_{\alpha}}{\partial z} \frac{\partial N_{\beta}}{\partial z} dz \right) - \left[ N_{\alpha}N_r \frac{v_{tr}}{\sigma_k} \frac{\partial N_{\beta}}{\partial z} \right]_{\ln} \quad (\text{A-13})$$

$$\begin{aligned} a_{\alpha} = & \int_{\ln} \left[ \frac{N_{\alpha}N_r k_r}{\Delta t} + N_{\alpha} \left\{ -N_r U_r \frac{\partial(N_r k_r)}{\partial x} - N_r V_r \frac{\partial(N_r k_r)}{\partial y} - N_r W_r \frac{\partial(N_r k_r)}{\partial z} \right. \right. \\ & + \frac{\partial}{\partial x} \left( N_r \frac{v_{tr}}{\sigma_k} \frac{\partial(N_r k_r)}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( N_r \frac{v_{tr}}{\sigma_k} \frac{\partial(N_r k_r)}{\partial y} \right) + v_t \left\{ 2 \left( \frac{\partial N_r U_r}{\partial x} \right)^2 + 2 \left( \frac{\partial N_r V_r}{\partial y} \right)^2 \right. \\ & \left. \left. + 2 \left( \frac{\partial N_r W_r}{\partial z} \right)^2 + \left( \frac{\partial N_r U_r}{\partial y} + \frac{\partial N_r V_r}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial N_r W_r}{\partial x} + \frac{\partial N_r U_r}{\partial z} \right)^2 + \left( \frac{\partial N_r W_r}{\partial y} + \frac{\partial N_r V_r}{\partial z} \right)^2 \right\} \right. \\ & \left. + \frac{D_k}{\rho(\bar{\eta} - h)} - C_d \frac{k^{1.5}}{l} \right] dz \quad (\text{A-14}) \end{aligned}$$

$$b_{\alpha} = \int_{\ln} \frac{N_{\alpha}N_r}{\Delta t} k_r^d dz \quad (\text{A-15})$$

ここに， $\alpha = n, n+1$ ， $\beta = n, n+1$ ， $r = n, n+1$ であり， $r$ は総和規約である．(A-14)から(A-17)を積分すると以下ようになる．なお，本研究では， $\sigma_k = 1$ であるため，省略する．

$$A_{n,n} = A_{n+1,n+1} = \frac{l_n}{3\Delta t} \quad (\text{A-16})$$

$$A_{n,n+1} = A_{n+1,n} = \frac{l_n}{6\Delta t} \quad (\text{A-17})$$

$$B_{n,n} = B_{n+1,n+1} = \frac{l_n}{3\Delta t} + \frac{v_{tn} + v_{tn+1}}{2 \ln} \quad (\text{A-18})$$

$$B_{n,n+1} = B_{n+1,n} = \frac{l_n}{6\Delta t} + \frac{v_{tn} + v_{tn+1}}{2l_n} \quad (\text{A-19})$$

$$\begin{aligned}
a_n &= \frac{l_n}{6\Delta t} (2k_n + k_{n+1}) - \frac{l_n}{12} (3U_n + U_{n+1}) \frac{\partial k_n}{\partial x} - \frac{l_n}{12} (U_n + U_{n+1}) \frac{\partial k_{n+1}}{\partial x} \\
&+ \frac{l_n}{12} \frac{\partial}{\partial x} (3U_n k_n + U_{n+1} k_n + U_n k_{n+1} + U_{n+1} k_{n+1}) - \frac{l_n}{12} (3V_n + V_{n+1}) \frac{\partial k_n}{\partial y} - \frac{l_n}{12} (V_n + V_{n+1}) \frac{\partial k_{n+1}}{\partial y} \\
&+ \frac{l_n}{12} \frac{\partial}{\partial y} (3V_n k_n + V_{n+1} k_n + V_n k_{n+1} + V_{n+1} k_{n+1}) + \frac{1}{6} (2W_n + W_{n+1}) (k_n - k_{n+1}) \\
&+ \frac{l_n}{12} \left[ (3v_{tn} + v_{tn+1}) \left( \frac{\partial^2 k_n}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 k_n}{\partial y^2} \right) + (v_{tn} + v_{tn+1}) \left( \frac{\partial^2 k_{n+1}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 k_{n+1}}{\partial y^2} \right) \right] \\
&- \frac{l_n}{12} \left[ (9v_{tn} - v_{tn+1}) \left( \frac{\partial k_n}{\partial x} \frac{\partial l_n}{\partial x} + \frac{\partial k_n}{\partial y} \frac{\partial l_n}{\partial y} \right) + (7v_{tn} - 3v_{tn+1}) \left( \frac{\partial k_{n+1}}{\partial x} \frac{\partial l_n}{\partial x} + \frac{\partial k_{n+1}}{\partial y} \frac{\partial l_n}{\partial y} \right) \right] \\
&+ \frac{1}{12l_n} \left\{ \left( \frac{\partial l_n}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial l_n}{\partial y} \right)^2 \right\} \left[ (9v_{tn} - v_{tn+1}) k_n + (7v_{tn} - 3v_{tn+1}) k_{n+1} \right] \\
&- \frac{1}{12} \left( \frac{\partial^2 l_n}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 l_n}{\partial y^2} \right) \left[ (3v_{tn} + v_{tn+1}) k_n + (v_{tn} + v_{tn+1}) k_{n+1} \right] \\
&- \frac{1}{12} \frac{\partial l_n}{\partial x} \left[ \left( 3 \frac{\partial v_{tn}}{\partial x} + \frac{\partial v_{tn+1}}{\partial x} \right) k_n + \left( \frac{\partial v_{tn}}{\partial x} + \frac{\partial v_{tn+1}}{\partial x} \right) k_{n+1} \right] \\
&+ \frac{l_n}{12} \left[ \left( 3 \frac{\partial v_{tn}}{\partial x} + \frac{\partial v_{tn+1}}{\partial x} \right) \frac{\partial k_n}{\partial x} + \left( \frac{\partial v_{tn}}{\partial x} + \frac{\partial v_{tn+1}}{\partial x} \right) \frac{\partial k_{n+1}}{\partial x} \right] \\
&+ \frac{l_n}{12} \left[ \left( 3 \frac{\partial v_{tn}}{\partial y} + \frac{\partial v_{tn+1}}{\partial y} \right) \frac{\partial k_n}{\partial y} + \left( \frac{\partial v_{tn}}{\partial y} + \frac{\partial v_{tn+1}}{\partial y} \right) \frac{\partial k_{n+1}}{\partial y} \right] \\
&+ \frac{l_n}{10} (4v_{tn} + v_{tn+1}) \left\{ \left( \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} U_n - \frac{\partial U_n}{\partial x} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} U_{n+1} \right)^2 + \left( \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial y} V_n - \frac{\partial V_n}{\partial y} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial y} V_{n+1} \right)^2 \right\} \\
&+ \frac{l_n}{30} (2V_{tn} + 3V_{tn+1}) \left\{ \left( \frac{\partial U_{n+1}}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial V_{n+1}}{\partial y} \right)^2 \right\} - \frac{l_n}{30} (3V_{tn} + 2V_{tn+1})
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& \left\{ \left( \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} U_n - \frac{\partial U_n}{\partial x} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} U_{n+1} \right) \frac{\partial U_{n+1}}{\partial x} + \left( \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial y} V_n - \frac{\partial V_n}{\partial y} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial y} V_{n+1} \right) \frac{\partial V_{n+1}}{\partial y} \right\} \\
& + \frac{1}{3l_n} (2v_{in} + v_{in+1}) (W_{n+1} - W_n)^2 \\
& + \frac{l_n}{20} (4v_{in} + v_{in+1}) \left( \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} V_n - \frac{\partial V_n}{\partial x} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} V_{n+1} + \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial y} U_n - \frac{\partial U_n}{\partial y} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial y} U_{n+1} \right)^2 \\
& - \frac{l_n}{30} (3v_{in} + 2v_{in+1}) \left( \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} V_n - \frac{\partial V_n}{\partial x} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} V_{n+1} + \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial y} U_n - \frac{\partial U_n}{\partial y} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial y} U_{n+1} \right) \\
& \left( \frac{\partial V_{n+1}}{\partial x} + \frac{\partial U_{n+1}}{\partial y} \right) + \frac{l_n}{60} (2v_{in} + 3v_{in+1}) \left( \frac{\partial V_{n+1}}{\partial x} + \frac{\partial U_{n+1}}{\partial y} \right)^2 \\
& + \frac{1}{6l_n} (2v_{in} + v_{in+1}) \left\{ (U_n - U_{n+1})^2 + (V_n - V_{n+1})^2 \right\} \\
& + \frac{l_n}{20} (4v_{in} + v_{in+1}) \left\{ \left( \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} W_n - \frac{\partial W_n}{\partial x} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} W_{n+1} \right)^2 + \left( \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial y} W_n - \frac{\partial W_n}{\partial y} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial y} W_{n+1} \right)^2 \right\} \\
& + \frac{l_n}{60} (2v_{in} + 3v_{in+1}) \left\{ \left( \frac{\partial W_{n+1}}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial W_{n+1}}{\partial y} \right)^2 \right\} \\
& - \frac{1}{6} (3v_{in} + v_{in+1}) \left\{ (U_n - U_{n+1}) \left( \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} W_n - \frac{\partial W_n}{\partial x} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} W_{n+1} \right) \right. \\
& \left. + (V_n - V_{n+1}) \left( \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial y} W_n - \frac{\partial W_n}{\partial y} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial y} W_{n+1} \right) \right\} \\
& + \frac{1}{6} (v_{in} + v_{in+1}) \left\{ (U_n - U_{n+1}) \frac{\partial W_{n+1}}{\partial x} + (V_n - V_{n+1}) \frac{\partial W_{n+1}}{\partial y} \right\} \\
& - \frac{l_n}{30} (3v_{in} + 2v_{in+1}) \left\{ \frac{\partial W_{n+1}}{\partial x} \left( \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} W_n - \frac{\partial W_n}{\partial x} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} W_{n+1} \right) \right. \\
& \left. + \frac{\partial W_{n+1}}{\partial y} \left( \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial y} W_n - \frac{\partial W_n}{\partial y} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial y} W_{n+1} \right) \right\}
\end{aligned}$$

$$+ \frac{l_n D_{sb}}{2\rho(\bar{\eta}-h)} - \frac{C_d}{l} \frac{2l_n}{35(k_{n+1}-k_n)^2} \{2k_{n+1}^{7/2} - 7k_{n+1}k_n^{5/2} + 5k_n^{7/2}\} \quad (\text{A-20})$$

$$\begin{aligned} a_{n+1} &= \frac{l_n}{6\Delta t} (k_n + 2k_{n+1}) - \frac{l_n}{12} (U_n + U_{n+1}) \frac{\partial k_n}{\partial x} - \frac{l_n}{12} (U_n + 3U_{n+1}) \frac{\partial k_{n+1}}{\partial x} \\ &+ \frac{l_n}{12} \frac{\partial}{\partial x} (U_n k_n + U_{n+1} k_n + U_n k_{n+1} + 3U_{n+1} k_{n+1}) \\ &- \frac{l_n}{12} (V_n + V_{n+1}) \frac{\partial k_n}{\partial y} - \frac{l_n}{12} (V_n + 3V_{n+1}) \frac{\partial k_{n+1}}{\partial y} \\ &+ \frac{l_n}{12} \frac{\partial}{\partial y} (V_n k_n + V_{n+1} k_n + V_n k_{n+1} + 3V_{n+1} k_{n+1}) + \frac{1}{6} (W_n + 2W_{n+1}) (k_n - k_{n+1}) \\ &+ \frac{l_n}{12} \left[ (v_{tn} + v_{tn+1}) \left( \frac{\partial^2 k_n}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 k_n}{\partial y^2} \right) + (v_{tn} + 3v_{tn+1}) \left( \frac{\partial^2 k_{n+1}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 k_{n+1}}{\partial y^2} \right) \right] \\ &- \frac{1}{12} \left[ (-3v_{tn} + 7v_{tn+1}) \left( \frac{\partial k_n}{\partial x} \frac{\partial l_n}{\partial x} + \frac{\partial k_n}{\partial y} \frac{\partial l_n}{\partial y} \right) + (-v_{tn} + 9v_{tn+1}) \left( \frac{\partial k_{n+1}}{\partial x} \frac{\partial l_n}{\partial x} + \frac{\partial k_{n+1}}{\partial y} \frac{\partial l_n}{\partial y} \right) \right] \\ &+ \frac{1}{12l_n} \left\{ \left( \frac{\partial l_n}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial l_n}{\partial y} \right)^2 \right\} \left[ (-3v_{tn} + 7v_{tn+1}) k_n + (-v_{tn} + 9v_{tn+1}) k_{n+1} \right] \\ &- \frac{1}{12} \left( \frac{\partial^2 l_n}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 l_n}{\partial y^2} \right) \left[ (v_{tn} + v_{tn+1}) k_n + (v_{tn} + 3v_{tn+1}) k_{n+1} \right] \\ &- \frac{1}{12} \frac{\partial l_n}{\partial x} \left[ \left( \frac{\partial v_{tn}}{\partial x} + \frac{\partial v_{tn+1}}{\partial x} \right) k_n + \left( \frac{\partial v_{tn}}{\partial x} + 3 \frac{\partial v_{tn+1}}{\partial x} \right) k_{n+1} \right] \\ &- \frac{1}{12} \frac{\partial l_n}{\partial y} \left[ \left( \frac{\partial v_{tn}}{\partial y} + \frac{\partial v_{tn+1}}{\partial y} \right) k_n + \left( \frac{\partial v_{tn}}{\partial y} + 3 \frac{\partial v_{tn+1}}{\partial y} \right) k_{n+1} \right] \\ &+ \frac{l_n}{12} \left[ \left( \frac{\partial v_{tn}}{\partial x} + \frac{\partial v_{tn+1}}{\partial x} \right) \frac{\partial k_n}{\partial x} + \left( \frac{\partial v_{tn}}{\partial x} + 3 \frac{\partial v_{tn+1}}{\partial x} \right) \frac{\partial k_{n+1}}{\partial x} \right] \\ &+ \frac{l_n}{12} \left[ \left( \frac{\partial v_{tn}}{\partial y} + \frac{\partial v_{tn+1}}{\partial y} \right) \frac{\partial k_n}{\partial y} + \left( \frac{\partial v_{tn}}{\partial y} + 3 \frac{\partial v_{tn+1}}{\partial y} \right) \frac{\partial k_{n+1}}{\partial y} \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& \frac{l_n}{10}(v_{in} + 4v_{in+1}) \left\{ \left( \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} U_{n+1} - \frac{\partial U_{n+1}}{\partial x} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} U_n \right)^2 + \left( \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} V_{n+1} - \frac{\partial V_{n+1}}{\partial x} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} V_n \right)^2 \right\} \\
& + \frac{l_n}{30}(3v_{in} + 2v_{in+1}) \left\{ \left( \frac{\partial U_n}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial V_n}{\partial y} \right)^2 \right\} \\
& - \frac{l_n}{30}(2v_{in} + 3v_{in+1}) \left\{ \left( \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} U_{n+1} - \frac{\partial U_{n+1}}{\partial x} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} U_n \right) \frac{\partial U_n}{\partial x} \right. \\
& \left. + \left( \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} V_{n+1} - \frac{\partial V_{n+1}}{\partial y} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial y} V_n \right) \frac{\partial V_n}{\partial y} \right\} \\
& - \frac{l_n}{30}(2v_{in} + 3v_{in+1}) \left\{ \left( \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} U_{n+1} - \frac{\partial U_{n+1}}{\partial x} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} U_n \right) \frac{\partial U_n}{\partial x} \right. \\
& \left. + \left( \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial y} V_{n+1} - \frac{\partial V_{n+1}}{\partial y} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial y} V_n \right) \frac{\partial V_n}{\partial y} \right\} \\
& + \frac{1}{3l_n}(v_{in} + 2v_{in+1})(W_n - W_{n+1})^2 \\
& + \frac{l_n}{20}(v_{in} + 4v_{in+1}) \left( \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} V_{n+1} - \frac{\partial V_{n+1}}{\partial x} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} V_n + \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial y} U_{n+1} - \frac{\partial U_{n+1}}{\partial y} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial y} U_n \right)^2 \\
& - \frac{l_n}{30}(2v_{in} + 3v_{in+1}) \left( \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} V_{n+1} - \frac{\partial V_{n+1}}{\partial x} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} V_n + \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial y} U_{n+1} - \frac{\partial U_{n+1}}{\partial y} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial y} U_n \right) \\
& \left( \frac{\partial V_n}{\partial x} + \frac{\partial U_n}{\partial y} \right) + \frac{l_n}{60}(3v_{in} + 2v_{in+1}) \left( \frac{\partial V_n}{\partial x} + \frac{\partial U_n}{\partial y} \right)^2 \\
& + \frac{1}{6l_n}(v_{in} + 2v_{in+1}) \left\{ (U_n - U_{n+1})^2 + (V_n - V_{n+1})^2 \right\} \\
& + \frac{l_n}{20}(v_{in} + 4v_{in+1}) \left\{ \left( \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} W_{n+1} - \frac{\partial W_{n+1}}{\partial x} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} W_n \right)^2 \right. \\
& \left. + \left( \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial y} W_{n+1} - \frac{\partial W_{n+1}}{\partial y} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial y} W_n \right)^2 \right\}
\end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
& + \frac{l_n}{60} (3v_{in} + 2v_{in+1}) \left\{ \left( \frac{\partial W_n}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial W_n}{\partial y} \right)^2 \right\} \\
& - \frac{1}{6} (v_{in} + 3v_{in+1}) \left\{ (U_n - U_{n+1}) \left( \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} W_{n+1} - \frac{\partial W_{n+1}}{\partial x} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} W_n \right) \right\} \\
& + (V_n - V_{n+1}) \left\{ \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial y} W_{n+1} - \frac{\partial W_{n+1}}{\partial y} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial y} W_n \right\} \\
& + \frac{1}{6} (v_{in} + v_{in+1}) \left\{ (U_n - U_{n+1}) \frac{\partial W_n}{\partial x} + (V_n - V_{n+1}) \frac{\partial W_n}{\partial y} \right\} \\
& - \frac{l_n}{30} (2v_{in} + 3v_{in+1}) \left\{ \frac{\partial W_n}{\partial x} \left( \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} W_{n+1} - \frac{\partial W_{n+1}}{\partial x} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial x} W_n \right) \right. \\
& \left. + \frac{\partial W_n}{\partial y} \left( \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial y} W_{n+1} - \frac{\partial W_{n+1}}{\partial y} - \frac{1}{l_n} \frac{\partial l_n}{\partial y} W_n \right) \right\} \\
& + \frac{l_n D_{sb}}{2\rho(\bar{\eta} - h)} - \frac{C_d}{l} \frac{2l_n}{35(k_{n+1} - k_n)^2} \left\{ 2k_n^{7/2} - 7k_n k_{n+1}^{5/2} + 5k_{n+1}^{7/2} \right\} \tag{A-21}
\end{aligned}$$

$$b_n = \frac{l_n}{6\Delta t} (2k_n + k_{n+1}) \tag{A-22}$$

$$b_{n+1} = \frac{l_n}{6\Delta t} (k_n + 2k_{n+1}) \tag{A-23}$$