

沿岸域における総合土砂管理手法と  
3次元海浜変形モデルの導入に関する研究

2016 年 7 月

安 本 善 征

# 目 次

<b>第1章 序論</b>	<b>1</b>
1.1 研究の背景	1
1.2 従来の研究	5
1.2.1 総合土砂管理手法に関して	5
1.2.2 サンドリサイクル工法に関して	7
1.2.3 海浜変形予測モデルに関して	9
1.3 研究の目的	14
1.4 本論文の構成	15
参考文献	17
<b>第2章 新たな総合土砂管理手法の提案</b>	<b>20</b>
2.1 緒言	20
2.2 千代川右岸流砂系を例とした土砂問題の現状	22
2.3 千代川右岸流砂系を例とした土砂動態モデルによる土砂問題の要因の解明	29
2.4 鳥取県の取り組み-「鳥取沿岸の土砂問題の現状と解決に向けた対応策」の検討-	41
2.5 鳥取県の取り組み-「鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドライン」の策定-	46
2.6 鳥取沿岸の総合的な土砂管理の実施に当たって取り組むべき課題	51
2.7 より効果的・効率的な土砂管理手法の必要性	52
2.8 結語	52
参考文献	55
<b>第3章 砂除去装置を用いたサンドリサイクル工法に関する研究</b>	<b>56</b>
3.1 緒言	56
3.2 鳥取沿岸のサンドリサイクルに係る施工方法別の費用分析	57
3.3 国内外におけるサンドリサイクル・サンドバイパスの実施事例	60
3.4 簡易な装置によるサンドリサイクル工法の検討	62
3.4.1 砂除去装置を用いたサンドリサイクル工法の全体概要	62
3.4.2 砂除去装置の概要	62
3.4.3 期待される効果	66
3.5 砂除去装置を用いたサンドリサイクル工法の適用性	66
3.5.1 現地試験工事の概要	66
3.5.2 現地試験工事の結果	69
3.5.3 サンドポンプの吐出能力	71
3.5.4 本工法の有用性検討	75
3.6 結語	77
参考文献	78
<b>第4章 波浪場と海浜流場の数値モデルの適用に関する研究</b>	<b>79</b>
4.1 緒言	79

4.2 数値モデルの構築.....	80
4.2.1 数値モデルの概要.....	80
4.2.2 波浪場の計算.....	81
4.2.3 海浜流場の計算.....	86
4.2.4 計算条件.....	91
4.2.5 実験結果との比較.....	92
4.3 数値モデルの現地海岸（岩美海岸（浦富地区））への適用性.....	99
4.3.1 現地観測結果.....	99
4.3.2 計算条件.....	103
4.3.3 再現計算による数値モデルの検証.....	103
4.4 結語.....	110
参考文献.....	111

## 第5章 土砂の浚渫と投入の過程を考慮した

### 3次元海浜変形予測モデルに関する研究..... 113

5.1 緒言.....	113
5.2 数値モデルの構築.....	116
5.2.1 数値モデルの概要.....	116
5.2.2 漂砂量の計算.....	117
5.2.3 地形変化の計算.....	121
5.3 数値モデルの検証.....	122
5.3.1 仮想領域を用いた地形変化の計算.....	122
5.3.2 計算結果の検証.....	123
5.4 数値モデルの現地海岸（皆生海岸（富益工区））への適用性.....	124
5.4.1 人工リーフ周辺の地形変化特性.....	124
5.4.2 サンドリサイクルによる地形変化の再現計算.....	126
5.4.3 再現計算による数値モデルの検証.....	128
5.4.4 数値モデルの適用に当たっての留意点.....	132
5.5 数値モデルを用いたサンドリサイクルの事前評価手法の提案.....	133
5.5.1 サンドリサイクルの事前評価手法の必要性.....	133
5.5.2 従来方式との比較.....	134
5.5.3 サンドリサイクルの事前評価手法の提案.....	134
5.5.4 サンドリサイクルの事前評価手法の現地適用（岩美海岸（浦富地区））.....	136
5.6 結語.....	151
参考文献.....	152

## 第6章 結論..... 155

## 謝辞..... 160

# 第1章 序論

## 1.1 研究の背景

日本は周囲を海で囲まれた島国であり、北海道、本州、四国、九州、沖縄本島とそのほか6,800を超える島々から成る島国である。そして、半島、岬など海岸線が入り組んだ地形をしており、陸地の面積に比べ長い海岸線を持っている。日本の海岸線の総延長は約35,000 kmで、長い方から世界第6位であり、オーストラリア（7位）、アメリカ（9位）、中国（11位）、ブラジル（16位）、インド（19位）といった大きな面積の大陸国を上回っている。海岸線の延長を47都道府県別にみると、39の都道府県が海に面し海岸線を有している。長い方から国内第1位は北海道の4,454 km、第2位は長崎県の4,189 km、第3位は鹿児島県の2,663 kmであり、逆に短い方から第1位は鳥取県の129 km、第2位は山形県の134 km、第3位は富山県の147 kmとなっている。ただ、海岸線の長さはいつも同じではなく、様々な原因によって変化する。たとえば、港や空港の工事による埋め立てや、川から流れてくる土砂等により河口付近の地形を変えてしまえば、海岸線の長さも変わる。また、大きな地震が起きると、地盤がもち上がったたり、下がったりして地形が変わり、海岸線をも変えてしまう。

日本人は、はるか昔から人や文化の往来、物の輸送、産業、生活等の分野において、海と深く関わってきた。そして、明治時代以降には海岸線を挟む陸域から海域に及ぶ沿岸域には、人口集積だけではなく、人の交流や物流の拠点となる港湾や、工業コンビナートや発電施設など主要な産業施設も集積してきた。とくに高度成長期以降、日本の沿岸域では産業的利用による沿岸域での集中的投資が行われた。その結果、日本では産業的な発展を手に入れたが、沿岸域の環境を酷使したため、海岸侵食や砂浜等の消失、埋め立て等による藻場や干潟の減少、漂流・漂着ゴミの増大や減らない放置艇、赤潮や青潮の発生といった環境上の問題が山積している。また、日本は台風の常襲地帯にあり高潮や高波浪が頻発し、地震多発地帯で津波の来襲も多いなど、沿岸域は地理的に厳しい自然条件下にあるため、保全および防災への関心が高くなっている。

特筆すべきは、平成23年3月11日に発生した東日本大震災で、改めて自然の計り知れない力に脅威を感じた。建設された地域の環境条件での設計外力以上の力が働いた結果、構造物として期待していた一定の機能を果たしたと考えられる反面、場所によっては安全に防御するという機能がはかなくも破壊されたことも事実である。破壊された構造物を見た人々が感じる“これまでの災害に対する教訓が活かされていないのではないか”という事に対して、土木技術者として被害を未然に防げなかった無念さがある一方で、以後はどのような規模の災害に対しても人の命だけは何としても守ることを前提として、計画から建設までの過程すべてに、新たな設計への発想の転換の必要性を痛感している。



このような日本の社会情勢において、昭和 28 年 9 月の東海地区に上陸した台風 13 号による被害を受け、特別の国庫負担率の適用等を定める特別立法が制定され、この特別立法を契機として、昭和 31 年に津波、高潮、波浪等による被害から海岸を防護するための海岸保全を目的に海岸法が制定された。

その後、海岸法は、平成 11 年に防護・環境・利用の調和のとれた総合的な海岸管理制度を目指し、従来の海岸の防護に加え、海岸環境の整備・保全、公衆の海岸の適正な利用を追加する抜本的な法改正が実施された。この改正では、地域の意見を反映した海岸整備の計画制度の創設、海岸法の対象となる海岸の拡張、国の直轄管理制度の導入等が盛り込まれた。また、砂浜（海岸管理者が、消波等の海岸を防護する機能を維持するために設けたもので、指定したものに限る。）も海岸保全施設として位置付けられ、砂浜の維持・回復は防護・環境・利用のすべてを向上させるための基盤となる。

そして、前述の平成 23 年 3 月に発生した東日本大震災、今後発生が想定される南海トラフ地震等の災害による津波、高潮等に備える海岸の防災・減災対策の強化、および高度成長期等に集中的に整備された海岸保全施設の老朽化等への対応が懸念される中、平成 26 年に海岸法の一部が改正（平成 11 年以来、15 年ぶりの改正）された。この改正では、津波、高潮等に対する防災・減災対策を推進するとともに、海岸管理をより適切なものとするため、減災機能を有する海岸保全施設の整備の推進、海岸保全施設の適切な維持管理の推進、水門等の操作規則等の策定、海岸協力団体制度の創設など所要の措置を講ずることを目的としている。

ここでは、平成 26 年の海岸法の改正の概要を以下に示し、その背景として重要視される点を述べる。

### **(1) 減災機能を有する海岸保全施設の整備の推進**

津波、高潮等により海水が堤防を越えて侵入した場合の被害を軽減するため、堤防等と一体的に設置された樹林等を海岸保全施設として位置付けることとする。

### **(2) 海岸保全施設の適切な維持管理の推進**

海岸管理者は、その管理する海岸保全施設を良好な状態に保つよう維持し、修繕し、もって海岸の防護に支障を及ぼさないように努めなければならないこととし、維持または修繕に関する技術的基準を主務省令で定めることとする。

海岸管理者は、海岸保全区域内における船舶の沈没等により海岸保全施設等が損傷等され、またはそのおそれがあり、海岸の保全に支障を及ぼし、または及ぼすおそれがあるときは、当該船舶の所有者に対し、当該船舶の除却またはその他の措置を命ずることができることとする。

### **(3) 水門、陸閘等の操作規則等の策定等**

海岸管理者は、海岸保全施設のうち、水門、陸閘等の操作を伴う施設（以下「操作施設」という。）の操作規則を定めなければならないこととし、海岸管理者以外の操作施設の管理

者（以下、「他の管理者」という。）は、当該操作施設の操作規程を定め、海岸管理者の承認を受けなければならないこととする。海岸管理者は、当該操作規程が遵守されていない場合等には、当該他の管理者に対し、操作規程の遵守のため必要な措置をとること等の勧告ができることとする。

海岸管理者は、他の管理者が前述の勧告に従わず、津波、高潮等による著しい被害が生ずるおそれがある場合等には、当該操作施設の開口部の閉塞等海岸保全施設の管理につき必要な措置を命ずることができることとする。

#### **(4) 海岸協力団体制度の創設**

海岸管理者は、海岸保全施設等または公共海岸の維持等を適正かつ確実に行うことができる法人または団体を、海岸協力団体として指定することができることとする。

以上が平成 26 年の海岸法の一部改正の概要であり、東日本大震災に見るような大規模災害に対して、海岸管理者としてどのように関わるべきか、あるいは海岸法が制定されてから 60 年近く経過して施設も老朽化してきたことにより、このような問題が最近の問題として浮上してきたという背景がある。この改正では、15 年前と目的は変わらず、防護・環境・利用ということであるが、大規模災害を考えようとする、海岸のみの対策ではなく、その背後の街づくりや、人々の避難等を一緒に考えていくという面で、3 つの目的をより充実させるような改正となっている。一方で、施設の老朽化、砂浜の侵食の進行といった問題に対して、持続的にどのように対処していくのか、新しく機能を向上させるだけではなく、機能を維持し、継続的に取り組むためにはどのように対処していくのか、ということが、維持管理の問題として重要視されている。また、今までにない取り組みとして、人と海との繋がりを促進させる制度として海岸協力団体制度の創設があり、海岸管理者は海岸の管理に協力する法人または団体（NPO 等）を海岸協力団体として指定するものである。

海岸保全には多種多様な要素があり、東日本大震災以降は、津波への対応も非常に大きな問題となっているが、日本全国で深刻な問題は、昔からあった白砂青松の海浜が急速に失われつつあることである。つまり、砂浜の侵食、海岸そのものが消失してしまうという現象である。また、砂浜がコンクリートで覆われて、見る影もないという海岸も無数にある。このように、日常的に海岸を見てわかるように海岸侵食が相当激化している。田中ら（1993）によると、昭和 53 年から平成 4 年に至る 15 年間で 1 年平均にすると、1 年間で 160ha の砂浜が侵食されて失われている。これを海岸線の長さで除算して幅で表示すると、全国の海岸が平均としては 0.168 m/年くらいずつ侵食されている。この速度は、日本の砂浜の平均幅が 30 m くらいとして 0.168 m/年で除算すると、平均的には 180 年経過すると日本の砂浜は全て失われてしまうという非常に早いスピードで侵食が起こっていることになる。

このような状況に対して、各海岸管理者は海岸保全の一環として、様々な海岸侵食対策

を講じている。海岸保全施設として護岸、人工リーフ、離岸堤、ヘッドランドなどの構造物を建設して侵食を防いでいくということである。こういった対策は砂の全量が増えるわけではなく、どこかに砂が溜まれば、どこかの砂は減っていくということである。それに加えて、全体としての砂を増やすためには、養浜や余っているところから足りないところに砂を動かすというサンドリサイクルやサンドバイパス等も必要になる。

とくにこの問題は非常に単純なだけに、解決策を見つけるのが難しいというのが課題である。“ないものはない”ということである。簡単に言えば、ないものを魔法のように増やすことはできないということであり、例えば海岸侵食が問題になっているところについては、長期的には下手側の沿岸漂砂量に合わせた砂の供給を確保していくということである。対象とする海岸において、必要とする情報さえあれば、今日の技術を用いて沿岸漂砂量を計算で大まかに推定できる。あるいは個別のデータがあれば、そのデータから計算することができる。対象とする海岸において、1年間に何万立米の砂が動いているかということがわかれば、それを上手側から、例えば河川の河口や海侵崖から供給するように、砂の供給量を増やすことが必要となる。また、どうしても砂の供給量が増やせない場合には、逆に沿岸漂砂に戻って、構造物などを利用しながら、沿岸漂砂量を減らすことによって、供給量と漂砂量のバランスを保ち、海岸を持続可能なもの、永遠に安定したものにしていくことも、必要となってくる。

このほか、海岸侵食対策として建設した構造物の周辺における新たな問題も顕在化しつつある。例えばある一連区域において、防護すべき区域が偏在し、局所的にある区域を防護しようとして離岸堤や人工リーフなどの構造物を設置した結果、残された区域で新たな侵食が起こるというものである。海岸侵食対策として離岸堤や人工リーフを設置しても、砂の移動が生じるだけで砂の供給量が増えるわけではない。離岸堤や人工リーフの背後で新たに堆積する箇所ができれば、その分侵食する箇所も併せてできるというものである。また、人工リーフ背後に発生する流れによる汀線の後退や、人工リーフ開口部での離岸流による洗掘などが問題となっている。

このように、日本で問題となっている海岸侵食のほとんどが、何らかの土砂収支バランスの変化、土砂収支の不均衡に起因するものであり、複数の要因が複合している場合が多い。したがって、海岸侵食対策には多くの手法があり、対策を講じる際には、それが周辺海岸の海浜変形に及ぼす影響をあらかじめ適切に予測することが必要である。つまり、海浜変形に関する問題に適切に対処するためには、まず、海浜変形の実態およびそのメカニズムを把握し、続いて、将来予測を行う必要がある。その上で、対策が必要と判断されたならば、対策工（ハード対策およびソフト対策）の候補となる複数の工法の効果を十分見極め、最適な対策工を選択することになる。そのため、海岸工学の分野においては、政策面や技術面等の多種多様な研究が進められている。

具体的には、平成11年の海岸法の改正とほぼ同時期の平成10年7月に、海岸侵食の顕在化や海岸環境の悪化等を背景として、国の河川審議会の総合土砂管理小委員会（委員長：

高橋保（京都大学防災研究所教授）において審議を進め、同小委員会は、問題解決の新たな視点として、流域の源頭部から海岸までの一貫した土砂の運動領域を流砂系（陸域（河川）における土砂の運動領域である流域と、沿岸域（海岸）における土砂の運動領域である漂砂系、この２つの接合部である河口域で構成される）という概念で捉え、総合的な土砂管理の考え方および具体的施策を実施することの必要性を報告した。

また、近年では環境影響評価の一環として、沿岸漂砂が卓越する海岸に港湾や埋立地を建設する際には、構造物の建設に伴う周辺海域の地形変化を事前に予測し、海岸保全の立場から周辺海岸への影響を把握することが、必要不可欠になっている。一方、港湾より比較的規模の小さな漁港においても、航路や泊地の埋没といった問題に悩まされている。このため、周辺海岸への影響に対する配慮はもちろん、港湾・漁港等の機能維持という観点から、海浜部の地形変化の原因究明や航路等の埋没に対する対策が必要となっている。

本研究では、前述した海岸法の制定（昭和 31 年）から改正（平成 26 年）の経過において重要視されている海岸保全施設の整備や維持管理の推進に関連し、国土の減少に繋がる重大な問題である海岸侵食、港湾・漁港の航路や泊地の埋没、河口閉塞など「砂」に関わる問題を主体として、持続可能な海岸をつくっていくために、その実態と解決策について、総合土砂管理や海浜変形予測といった新たな管理手法および対応方法に関して述べる。

## 1.2 従来の研究

### 1.2.1 総合土砂管理手法に関して

前述のとおり、平成 10 年 7 月に国の河川審議会の総合土砂管理小委員会は、問題解決の新たな視点として、流域の源頭部から海岸までの一貫した土砂の運動領域を流砂系という概念で捉え、「総合的な土砂管理」の必要性を報告している。具体的には、総合的な土砂管理の目標として、それぞれの河川・海岸の持つ特性を踏まえ、土砂の移動による災害の防止（安全）、生態系・景観等の環境保全（環境）、河川・海岸の適正な利活用（利活用）を図る。また、土砂管理上の問題が顕在化している流砂系において、モデル的に実態把握に基づき効果、影響を見る等の対策を実施するとともに、総合的な土砂管理計画の策定を目指して、土砂管理上の問題が顕在化している流砂系において、土砂の量および質に関する流砂系一貫したモニタリングを組織的および体系的に実施する。さらに、当面推進する施策として、モニタリング結果に基づき、土砂を流す砂防、ダムにおける新たな土砂管理システムの確立、堆積した土砂を侵食傾向にある河道、海岸に活用する流砂系内土砂再生化システムの構築等を行う。

また、平成 12 年 12 月から検討を開始した海岸保全の中長期的なあり方を検討した土木学会海岸保全中長期展望検討小委員会（委員長：佐藤慎司 東京大学大学院工学系研究科教授）の平成 14 年の提言において、「砂礫浜の保全と沿岸域の安全性のさらなる向上」、「海岸保全の基本方針の提案」、「流域の土砂動態の把握と適正管理」、「養浜の技術開発とコス



ト低減」，「広域土砂収支・海岸の長期変形予測」および「海岸地形変形に関するデータの蓄積」等の必要性が報告されている．その背景としては，戦後進められた海岸保全の努力により沿岸域の治水安全度は，飛躍的に向上したものの，防護が必要な海岸も多く残されている．また，沿岸・海岸施設の設置により人工海岸が増加するとともに海岸侵食により砂礫浜は減少している．砂礫海岸の変形は，様々な自然・社会条件のもとで数年から数十年の長期にわたって進行する現象であるため，その対策には中長期的な展望を持って取り組むことが重要というものである．その内容としては，砂礫浜の保全と沿岸域の安全性のさらなる向上における「沿岸の利用・環境保全との調和の実現」，海岸保全の基本方針の提案における「広域の土砂収支に基づく海岸保全基本計画の重要性」および「海岸区分ごとの連携」，流域の土砂動態の把握と適正管理における「余剰土砂の有効利用」および「河川と海岸の接続」，養浜の技術開発とコスト低減における「構造物との組み合わせ」，「分留まりと地形変化」，「沖合土砂の利用」，「サンドバイパス・サンドリサイクルにおける採取投入技術」，「自然エネルギーの利用」，「運搬方法」および「異粒径材料の利用」，広域土砂収支・海岸の長期変形予測における「100年スケールの海浜過程」，「海面上昇への対応」および「汀線変化モデルの検証」，海岸地形変形に関するデータの蓄積における「国土管理としての測量方針」および「底質調査・深淺測量データ・空中写真・衛星写真の集中管理」などである．なお，これらのことは，一部後述する項目にも深く関連する．

このように海岸保全に必要とされている砂浜は，様々な要因により変動・変形を続けているが，長期的な面を考える上で，総合的な土砂管理の考え方は極めて重要であり，河川流域や沿岸域の人為的な改変とそれに伴う土砂移動特性の変化を把握することが大切である．しかしながら，河川から海岸へ供給される土砂量が海岸の地形形成に貢献する寄与率については，不明な点が多く残されている．また，砂浜の変動・変形に関しては，その他にも不明な点が多い．

また，平成12年5月に海岸法（平成11年の海岸法の改正）の規定により国が策定した「海岸保全基本方針」の中に，“海岸侵食は，土砂の供給と流出のバランスが崩れることによって発生する．この問題に抜本的に対応していくため，海岸地形のモニタリングを行いつつ，海岸部においては，沿岸漂砂による土砂の収支が適切となるよう構造物の工夫等を含む取組を進めるとともに，海岸部への適切な土砂供給が図られるよう河川流域における総合的な土砂管理対策とも連携する等，関係機関との連携の下に広域的・総合的な対策を推進する．”と明記された．そして，この海岸保全基本方針に基づき，各都道府県知事により海岸保全基本計画が順次策定され，その結果，平成18年3月には，すべての海岸において基本計画が策定された．その中で，鳥取県が平成14年5月に策定した「鳥取沿岸海岸基本計画」の中に，“総合的な土砂管理の推進”が明記された．また，詳細には“侵食対策に当たっては，総合的に土砂を管理していく観点に立ち，周辺海岸も含めた広い範囲の地形変化メカニズムの把握に努め，河川からの土砂等の利用や限られた砂の有効活用を図っていく．”および“豊かで潤いのある海岸環境の保全と創出のために漂砂機構の解明やそ

の機構に基づく総合的な土砂管理等の方策等に関する調査研究を促進する。”ということが明記された。

今後の海岸保全としては、土砂の移動を様々な面から検証し、総合的な土砂管理を前提として適正に制御すれば、海岸侵食等を効果的かつ効率的に解決の方向に進めることができる。このため、河川流域と漂砂系を含む流砂系を対象として土砂を適正に管理するための総合的な土砂管理のルールが必要となる。佐藤ら（2004）は、河川と海岸を一体とした流砂系の総合的な土砂管理のための計画づくりに役立てるため、天竜川－遠州灘海岸流砂系を対象としたケーススタディーを実施し、土砂の量と質を分析して流砂系の変遷の把握と予測を定量的に行う手法を提案している。また、栗山（2004）は、航空写真を基に推定された広域の土砂の移動量の分布を地形変化量の分布とともに示す広域土砂収支図作成方法を提案し、それを遠州灘海岸の土砂収支に適用した結果を示している。しかし、土砂収支図作成において必要となってくる地形変化量、および河川からの流出土砂量や沖への流出土砂量などの境界条件の推定精度向上が今度の課題となっている。

このように、総合的な土砂管理に関する研究は進みつつあるが、海岸管理者等が実務においてこれらの研究結果を活用し、総合的な土砂管理を実施するに当たって、土砂問題の現状把握の不足、観測データの不足、隣接する異なる管理者間の考え方の相違および従来から取られてきた対応策の問題点、そして、日本の海岸に関わる法律や基準など多くの課題が残されている。

### 1.2.2 サンドリサイクル工法に関して

構造物を少なくして砂浜を再生する別の方法として、オーストラリアやアメリカなどで実施されているサンドリサイクル（サンドバックパスとも呼ぶ）およびサンドバイパスがある。これは、砂の沿岸方向の移動が防波堤や導流堤などの構造物の設置によって妨げられ、上手側が堆積、下手側が侵食された場合の海岸保全工法であり、構造物の上手側に堆積した砂を下手側の侵食域に移動させるのがサンドバイパス、あるいは構造物よりも上手側の侵食域に移動させるのがサンドリサイクルである。日本でも幾つか事例があり、例えば京都府北部に位置する天橋立でサンドリサイクルおよびサンドバイパスが、鳥取県西部に位置する皆生海岸でサンドリサイクルが実施されている。また、天橋立では年間約 5,000 m<sup>3</sup> の砂が船によって、皆生海岸では年間約 3 万 m<sup>3</sup> の砂がダンプトラックによって、それぞれ土砂投入地点に輸送されている。

一方、オーストラリア東部に位置するゴールドコースト北の Nerang 川河口では、導流堤によって阻害される沿岸漂砂を回復させるために、導流堤の漂砂上手側に長さ約 500 m の栈橋を建設して砂面の下に 10 台のポンプを設置し、年間約 50 万 m<sup>3</sup> の砂を航路の下に埋め込んだパイプラインを通じて下手側に輸送している。アメリカ東南部に位置するフロリダ西海岸の South Lake Worth Inlet では、ポンプを使って年間約 5.5 万 m<sup>3</sup> の砂を航路上に架かる橋の横に取り付けられたパイプラインを通じて下手側に輸送している。

サンドリサイクルおよびサンドバイパスのデメリットは、毎年のように繰り返す必要があり、予算（維持管理費（経常経費））の確保が必要となることである。そして、この予算が年々増加傾向にあることである。このため、日本では繰り返しサンドリサイクルおよびサンドバイパスを行うための砂の確保の困難さや財政上の理由から、現在のところオーストラリアやアメリカをはじめとした諸外国に比較して、実施例が少ない。

しかし、前述のとおり海岸法が平成 11 年に改正され、海岸保全に際して砂の動きをできるだけ阻害しないような配慮が求められることとなり、サンドリサイクルおよびサンドバイパスに対するニーズが高まりつつある。また、サンドリサイクルおよびサンドバイパスは、海岸に設置する構造物を少なくすることができ、環境面で優れている。

これまで、サンドリサイクルおよびサンドバイパスを含む養浜に関して、田中ら（1977）は、文献調査によってアメリカにおける養浜成果あるいは計画例を 170 余り摘出し、これらのデータに基づいてアメリカにおける養浜工の特徴を論じている。また、小島ら（1995）は、養浜の歴史を調べることと、アメリカの中でも積極的に養浜を展開しているフロリダ州における養浜を調査し、それを実施する際のプロセスと工学的な設計手順を明らかにしている。さらに、養浜に関して、Dean（2002）は数多くの研究成果を紹介し、宇多ら（2005）は養浜の設計のほか、養浜のあり方や、侵食と浚渫に関する制度上の問題まで述べている。

ここに、本研究ではサンドリサイクルとサンドバイパスを区別・区分して扱わず、本研究の基盤となった鳥取県において広く県民に理解しやすく親しまれた「サンドリサイクル」という言葉を使ってまとめて扱うこととし、その工法についても同様とする。また、前述したサンドリサイクルおよびサンドバイパスは、主として沿岸漂砂による土砂の流出を許容し、漂砂の下手側への土砂供給源として海浜の安定化を図る動的養浜であり、このほかに漂砂制御施設の設置により漂砂量を極力少なくし、砂浜の静的な安定を目指す静的養浜がある。

以上述べたとおり、今日ではサンドリサイクル工法のニーズと普及が期待される中で、予算の問題に関しては、公共事業全体の動きとして、自然環境調和への取り組みや、効果的かつ効率的な事業実施の観点からトータルコスト削減が求められている。また、前述のとおり平成 14 年に土木学会海岸保全中長期展望検討小委員会は、養浜の技術開発とコスト低減において、サンドバイパス・サンドリサイクルにおける採取投入技術、自然エネルギーの利用、および運搬方法への取り組みの必要性を提言している。

鳥取県内においては、平成 15 年に当時の青谷町（現、鳥取市）が、「工法が簡単、漁業関係者が操作可能、敏速に対応可能、かつ経済的に安価な工法」として、青谷町が管理する夏泊漁港で漁船を使ったサンドポンプによる浚渫実験を行ったが、サンドポンプの操作性等に問題があり、効率的な浚渫には至らなかった。そして、鳥取県では、前述の青谷町での取組を受け、平成 15 年 12 月および平成 16 年 4 月に鳥取県が管理する網代漁港で浚渫実験を行った。しかし、幾つかの課題が明らかとなったままで、平成 24 年 11 月時点では課題の解決や新たな浚渫の方法を検討するには至っていなかった。

また、鳥取県とほぼ同じ頃、静岡県（2016）では、圧送管による恒久的な砂輸送システムを構築し、トータルコストの縮減と自然環境への負荷軽減を図るため、平成 15 年度から国内で初めて水産庁の国庫補助事業によりモデル的に福田漁港で堆積土砂を海岸侵食箇所へ輸送する新たなシステム（オーストラリア東部に位置するゴールドコースト北の Nerang 川河口で採用している技術）によるサンドバイパス事業（目標年間輸送土砂量 8 万  $\text{m}^3$ 、採取用ジェットポンプ 4 基、パイプライン延長（径）約 2.2 km（ $\phi 300 \text{ mm}$ ））に着手している。ここでは、平成 15 年度から平成 17 年度までサンドバイパス検討委員会を開催し、平成 19 年度に採砂栈橋工事着手し、平成 25 年度にシステム完成および試験運転開始したが、ゴミや水漏れ等の幾つかの課題があり、本格的な運転開始は平成 28 年度以降の予定となっている。このほか、野口ら（2004）において、自沈式有孔管を用いたサンドバイパス工法の研究が進んでいるが、実用化（通常の土砂管理に利用を含む）には至っていない。

このように、日本においては、従来の重機や浚渫船で堆積土砂を浚渫（陸上採取・海上採取）し、陸上運搬または海上運搬して、侵食箇所へ投入（前浜養浜・沖合養浜）するという行為であり、毎年、多くの予算を費やしている上、代替する効果的な対策がない状況であることから、トータルコストの縮減と自然環境への負荷軽減を図ることができる、より効果的かつ効率的なサンドリサイクル工法の実用化が求められている。

### 1.2.3 海浜変形予測モデルに関して

前述のとおり、沿岸漂砂の移動が活発な砂浜海岸に港湾、漁港および埋立地を建設して沿岸域開発を行う場合には、環境影響評価の一環として、海岸構造物の建設に伴う海浜変形を予測し、海岸保全の立場から周辺海岸への影響を事前に把握することが必要不可欠となっている。また、施設規模の大小を問わず海岸構造物の建設に伴って、防波堤周辺の堆積とともに航路・泊地の埋没に悩まされている。このことから、構造物建設に伴う海浜変形を数値シミュレーションにより、事前に適切に予測・評価する手法の確立が求められてきた。そこで、従来行われてきた経験的な手法や移動床水理模型実験に代わって、数値シミュレーションによる海浜変形モデル、とくに 3 次元海浜変形モデルの開発および現地への適用が盛んに行われるようになってきた。

海浜変形の予測としては、汀線位置だけではなく、岸から沖までの各地点の水深変化を推定するのが目標であり、これを目指すのが 3 次元海浜変形モデルである。沖から岸までの波浪変形を求め、海浜流の空間分布を計算し、波と流れによる局所漂砂量を計算して地点ごとの水深変化を求める。海浜流を流速の鉛直分布を考慮して計算するのが 3 次元モデルであり、海底から平均水面までの平均流速を用いるのが準 3 次元モデルである。現在用いられている大半のモデルは準 3 次元モデルであるが、ここではあまり区別しないこととする。

3 次元海浜変形モデルをはじめとした海浜変形モデルは、海浜が時とともに変化する状



況を予測する数値計算手法であり、近年の電子計算機の発達はもとより、波、流れ、漂砂とその結果生じる海浜変形に関する各分野の研究の進展によって発展し、国内、海外とも各種モデルが開発されてきている。これらの特徴や使い分けについては、清水（1996）により詳細なレビューが行われており、その概要が表-1.1 および図-1.1 に示されている。

3次元の海浜変形予測においては、図-1.1 に示すように、数キロ～数十キロの範囲の計算がなされ、時間スケールで短期のものでは、1回の時化（しけ）から月、季節変動、長期のものでは、数十年の再現または予測計算がなされている。小領域で極めて局所的で、時々刻々と変化する波浪による地形変化を再現あるいは予測計算する場合は、数値モデルが有効であるが、境界条件設定のために、先に対象となる海域の波と流れ、漂砂に関する情報を得る必要がある。

とくに地形変化に関しては、波や流れによる漂砂の移動量の推定が不可欠であり、これまでに多くの研究者が漂砂量算定式を提案してきた。最初に取り上げられたのは海岸に垂直な断面を通過する漂砂の総量で、Caldwell（1956）が単位時間当たりの漂砂の移動量の算定式を提案した。その後、米国陸軍工兵隊の海岸工学研究センターが改良を加えて、CERC 公式（U.S.Army Corps of Engrs., Coastal Engineering Research Center（1984））の名で知られる算定式を提案した。この CERC 公式は汀線変化予測モデル（後述する汀線変化モデルに同じ）の基本として広く用いられている。また、海浜断面を通過する総漂砂量（CERC 公式ほか）ではなく、局所的な漂砂量に関する算定式を最初に提案したのは Bijker（1971）と言われており、それ以降に 10 種類以上もの算定式が提案されている。国内では渡辺ら（1984）による局所漂砂量算定式がしばしば用いられているが、そうした局所漂砂量算定式を用いた 3次元海浜変形モデルがいろいろ試行されている。

その中で、平面的な地形変化予測手法は、沿岸漂砂量によって発生する長期的な海岸線（等深線）変化を計算する「海岸線（等深線）変化モデル」と、波と流れによる局所漂砂量を計算し水深変化を計算する「3次元海浜変形モデル」の2つのタイプに分類される。ここでは、2つのモデルに関する従来の研究について示す。

### (1) 海岸線（等深線）変化モデル

海岸線の形状変化を予測するモデルには、沿岸漂砂の土砂収支から海岸線の変化のみを取り扱う「汀線変化モデル（ワンラインモデルとも呼ぶ）」と、水深方向の解析も可能な「等深線変化モデル」がある。

汀線変化モデルは、海浜の断面形状を保持したまま、汀線位置が前進あるいは後退に応じて岸沖方向に移動すると仮定する。すなわち、汀線の各場所で漂砂の上手側から流入する土砂量、漂砂の下手側へ流出する土砂量、陸側から供給される土砂量、沖への損失土砂量を計算し、それらのバランスで各場所の汀線がどれだけ前進あるいは後退するかを推定する。また、汀線とともに移動する海浜断面の範囲は、沖側では波による地形変化の限界水深（移動限界水深とも呼ぶ）まで、陸側では波の遡上限界（バーム高さとも呼ぶ）までとする。

汀線変化モデルの入力は、砕波位置における波エネルギーのベクトルであり、沖から砕波点までの波浪変形をエネルギー平衡方程式などで算定する。また、汀線変化モデルは元々規則波から発展したもので、不規則波に対する砕波位置については、使用者が適宜設定する必要がある。汀線変化モデルでは、海浜流の計算は実施しない。沿岸漂砂量については、現在は CERC 公式を修正した小笠・Brampton (1979) の提案式を用いることが多い。

汀線変化モデルは、国内においても早くから用いられており、橋本 (1976) によって富士海岸に適用し、計算に際して必要となる定数の推定法とモデルの妥当性の検討が初めとされている。その際、沿岸漂砂量を適当に選定すれば計算値と実測値を平均的に一致させることができたが、この方法を一般的に使用するには波浪観測資料や地形変化観測資料の充実のほか、信頼できる沿岸漂砂量公式の確立が必要であるという結論であった。その後、既往の汀線変化データを再現できるように、試行錯誤によって適切な値を選定するようになり、1980 年代以降は、汀線変化モデルが現地海岸のプロジェクトにも数多く適用されている。

以上述べたとおり、汀線変化モデルは、岸沖漂砂を考慮していないため、時化による短期の汀線変化を予測することはできない。したがって、汀線変化モデルが、通常、対象とするのは、長期（数年以上）の汀線変化予測である。また、汀線変化モデルは、後述する 3 次元海浜変形モデルに比べて計算量が少ないため、3 次元海浜変形モデルよりも広範囲の予測が可能である。ただし、汀線変化モデルで最も重要なファクター（要素）は、年間を通じての波向統計であり、波向きを設定を誤れば、海浜変形も間違えることになる。このため、現地の波浪条件が経時的に変化することに対しては、月別のエネルギー平均波浪を計算し、これを代表波として入力する。場合によっては、年間のエネルギー平均波で済ませることもある。また、必要に応じて、季節によって卓越波向が変化する海岸では、複数の波向きについてエネルギー平均波を用いないと、海浜変形の様相を的確に再現することは難しい。

つぎに、等深線変化モデルについて述べる。前述の汀線変化モデルでは、海浜断面が変化しない、つまり、汀線の変化に応じて海浜縦断面の形状が平行移動すると仮定しているため、水面下の海浜変化が場所によって異なる状況を適切に再現できない。このため、宇多・河野 (1996) は、海浜断面が時間的および場所的に変化する状況を予測するため、現地海岸の深浅測量データの分析法として、等深線（距離）の時間的および空間的变化の調査が有効なことを示し、この視点を発展させて海岸の基準線から各等深線までの距離の変化に着目し、各水深における沿岸漂砂量率の収支に応じて等深線距離が変化するという等深線変化モデルを提案した。等深線変化モデルで用いる水深ごとの沿岸漂砂量率は、水深別の漂砂量の分布関数を水理模型実験の結果を参照して設定し、水深別の沿岸漂砂量率を集計すれば総漂砂量に一致するように配分する。等深線変化モデルにおいても総漂砂量の係数や現地データに合わせて数値を調整すべきパラメータが幾つかあり、適切な値を選定するに当たってはある程度の経験が必要である。

一方、等深線変化モデルは、突堤、護岸その他の構造物建設後の海浜地形変化の計算に使われた事例が多い。また、熊田ら（2002）は宇多らの等深線変化モデルをもとに混合粒径を考慮した汀線変化モデルを提案し、これを熊田ら（2003）は等深線変化モデルへと拡張している。さらに、熊田ら（2005）は防波堤による波の遮蔽域周辺での海浜変形に加えて、平面的な底質粒度組成変化の予測が可能なモデルも提案している。このほか、澁谷ら（2009）は養浜された海浜において、沿岸ならびに岸沖方向への土砂移動と粒径の分級効果を考慮したモデルを提案し、宇多ら（2015）は粒径を考慮した等深線変化モデルを用いて河川からの流出土砂量の変化による侵食域の再現をはじめとする等深線変化モデルを発展させた研究を数多く発表している。

## **(2) 3次元海浜変形モデル**

3次元海浜変形モデルは、沖から岸までの波浪変形、海浜流の空間分布、波と流れによる局所漂砂量を計算して地点ごとの水深変化を求める。言い換えれば、波浪場、海浜流場、漂砂量（局所漂砂量）および地形変化（水深変化量）の4つの計算過程を経て、地点ごとの最終地形を計算するものである。3次元海浜変形モデルは、これまでに数多く提案されているが、外力（波浪場と海浜流場）と漂砂量をどのようなモデルで計算するかによって、海浜変形モデルの構成が異なり、細かく分類すると非常に多くの3次元モデルが存在する。なお、3次元モデルと称していても、鉛直方向の流速分布の詳細な計算を行わず、平面の波浪場および海浜流場の計算結果に基づいて地形変化を計算するものが大半である。また、この中身を海浜流場の計算モデルの違いから分類すると、平面2次元海浜流モデル(2DH)と準3次元海浜流モデル(Q3D)による2つのタイプに分類される。さらに、波浪場および海浜流場の計算にどのモデルを選択するか、前述のどの局所漂砂量算定式を用いるか、そして、浮遊砂の移流拡散・沈降過程を組み込むか否かによって、数多くのモデルが構築される。これに関連して、黒岩ら（2006）は、平面2次元海浜流モデル(2DH)と準3次元海浜流モデル(Q3D)による計算結果が異なる点を示している。具体的には、Q3Dの場合、沖向きの戻り流れの影響で、2DHの場合とは地形変化が異なる。このように、モデルの構成の違いによって、計算結果である最終地形が異なることがわかる。

平面2次元に関するモデルは、波浪場を Boussinesq 方程式のように周波数領域で解くものや、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が、幾つか提案されている。一方、準3次元に関するモデルは数が少なく、黒岩ら（1999）、加藤ら（2004）のモデルがある。また、汀線変化を考慮したモデルも幾つか提案されている。さらに、黒岩ら（2005）のように混合粒径を考慮したモデル、黒岩ら（2011）のように岩礁域を含む砂浜海岸におけるモデルなども提案されている。

以上述べたとおり、これまで多くの3次元海浜変形モデルが提案され、現地への適用事例として、沿岸部の構造物周辺の洗掘や航路・泊地の堆砂の再現、河口周辺の堆砂の再現、そして、洗掘防止工や堆砂対策工の検討などに用いられてきた。

しかし、このような構造物周辺の地形変化は複雑で、これまで多くの調査および研究が

なされ、数値モデルによる波浪、流れおよび地形変化について検討もなされているが、地形変化の再現性は十分ではない。とくに離岸堤背後の舌状砂州やトンボロ地形の再現性、人工リーフ周辺の局所的な地形変化の再現性、河口域における砂州の形成や変形の再現性などは十分ではない。汀線変化の詳細な追跡に関しても、同様である。また、いずれのモデルもパラメータ設定に関して経験的に求められたものが多く、それらのパラメータの妥当性の検討あるいは適切な選定は、海岸線（等深線）変化モデルと同様に現地の地形変化の実測値を基に慎重に行わなければならない。特定の海岸に対してパラメータを合わせ込んだとしても、別の海岸では改めてパラメータ調整を行わなければならない。その意味では、漂砂現象を的確に表現したモデルは開発途上にあり、確立されたモデルは存在しないと言っても過言ではない。さらに、3次元海浜変形モデルにおいて、対象とする最終地形を得るためには、波浪の平均化を行って地形変化を計算するのが現状で、非定常性があまり考慮されていないというものの、実務において3次元海浜変形モデルは有効であり、海岸保全のツールとして幅広く活用されている。

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	複雑な海底地形に対する ・波浪・流況場の定量的評価 ・地形変化の定性的傾向の把握	・長期的な汀線変化の予測 ・広範囲の周辺海浜への影響評価	・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 ・航路埋没と対策工の検討	・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・海浜流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 ・海浜縦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、海浜流場、地形変化の3つの計算モデルで構成 ・定常解析：ある地形、波浪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～数年度程度の長期の地形変化の定量的予測 ・海浜流による漂砂のみを考慮した長期的かつ平面的な地形変化の予測	・非定常解析： 1時化～1年度程度の短期の地形変化の定量的予測 ・海浜流による漂砂のみならず波および戻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 ・側壁の影響を受け易い	・海浜循環流等による岸沖方向の砂移動を考慮できない ・波と戻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	・海浜循環流等による岸沖方向の砂移動を考慮できない ・波と戻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	・計算所用時間が比較的大 ・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	・計算所要時間が膨大 ・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



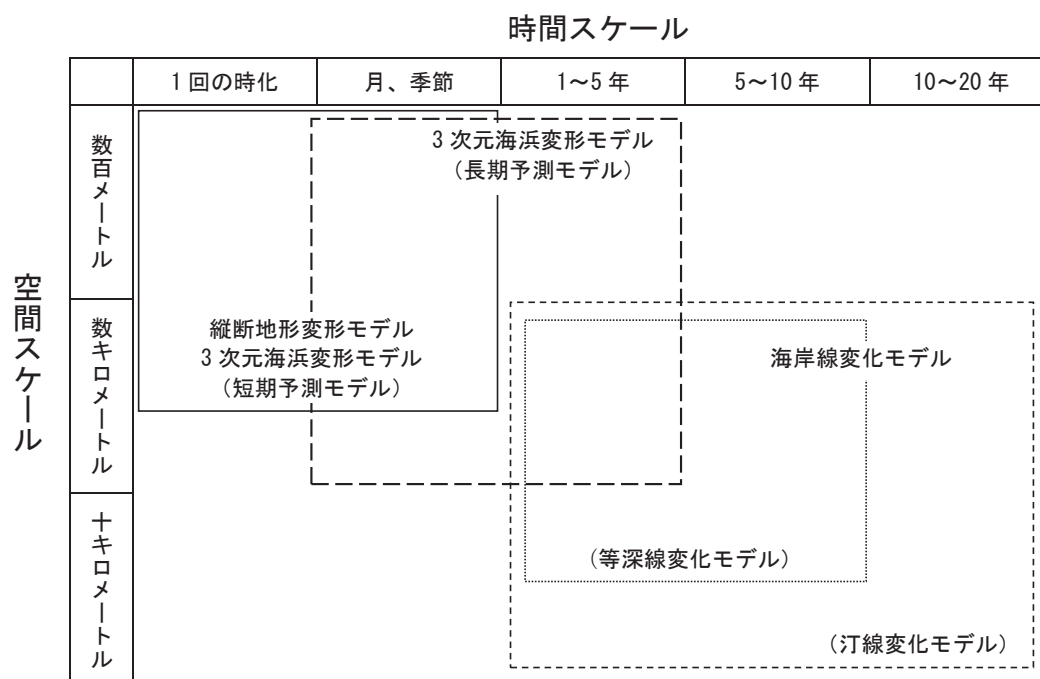


図-1.1 海浜変形モデルの適用範囲（清水，1996）

### 1.3 研究の目的

鳥取県は総延長約 129 km の海岸線の約 60 %が砂浜海岸で、大半の海岸で侵食が深刻化している。一方、砂の異常堆積により港湾・漁港では航路や泊地の埋没が起こり、河口ではその閉塞がしばしば問題となっている。海岸侵食と異常堆積による各施設の機能障害は表裏一体の関係にありながら、これまでおのおの管理領域で個別に対策が行われてきた。

こうした状況下で、近年、港湾・漁港での砂の堆積と砂浜海岸での侵食など、土砂（単に、砂とも呼ぶ）に係わる問題（単に、土砂問題とも呼ぶ）が顕在化し、新たな管理手法の導入が必要とされてきた。本研究に関する成果の一部として、鳥取県は海岸を鳥取県民共有の財産として次世代に継承していくことを基本理念として、港湾・漁港の航路や泊地の埋没、河口閉塞、海岸侵食など、砂に係わる問題を山地から海岸までの流砂系一貫の立場から、国・県・市町村等の各管理者および利用者が連携しながら解決していくため、平成 17 年 6 月に全国初の取組として「鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドライン」を取りまとめた。そして、鳥取県は同ガイドラインに基づき各管理者が連携・協力して、構造物の設置を要しない土砂の流れの連続性を確保する対応策（サンドリサイクルやサンドバイパス（以下、「サンドリサイクル」という。））を本質的な対策と位置付けて、従来方式の局所最適化から脱却し、現在に至っている。

現在、砂に係わる問題への対応策として各地で実施しているサンドリサイクルは、重機

や浚渫船で堆積砂を掘削し、陸上運搬または海上運搬して、侵食箇所へ投入（養浜）するという行為であり、毎年、多くの予算を費やしている上、代替する効果的な対策がないことから、より効果的かつ効率的なサンドリサイクルの実用化が求められている。財政制約の下で、巨大災害・社会資本の老朽化への対応はもとより、港湾・海岸等の管理を取り巻く喫緊の課題として、サンドリサイクルの実施に当たり、コストパフォーマンスの良い手法の開発および導入が急務である。

本研究では、現在、サンドリサイクル以外に代替する効果的な対策がない状況（必要最小限の構造物の設置等を否定しない）を述べ、今後の海岸保全（とくに鳥取沿岸のような細砂で形成される砂浜海岸の保全）に当たって、各管理者および利用者が連携しながら解決していくための新たな総合土砂管理手法を提案（取りまとめ直後に現地適用）するとともに、より効果的かつ効率的に土砂の流れの連続性、土砂収支バランスの確保および回復を図るための事前予測手法の構築について、政策や技術の両面から開発および導入することを目的として、以下の内容を実施する。

- ・現在、港湾・漁港の航路や泊地の埋没、河口閉塞、海岸侵食など、砂に係わる問題の解決に当たっては、サンドリサイクル以外に代替する効果的な対策がない状況（必要最小限の構造物の設置等を否定しない）を示す。その上で、砂に係わる問題を山地から海岸までの流砂系一貫の立場から、国・県・市町村等の各管理者および利用者が連携しながら解決していくための新たな総合土砂管理手法を提案する。
- ・大型の重機や浚渫船が搬入できない泊地や岸壁沿いの砂浜など、土砂の撤去が困難な箇所に配慮した簡易な装置（新たな砂輸送機材）を用いた新たなサンドリサイクル工法を開発する。
- ・人工リーフ開口部等の構造物周辺の流況（波浪場と海浜流場）について、模型実験および準3次元海浜流モデルを用いて流況再現性および現地適用性の向上に関して検討する。
- ・土砂の浚渫と投入を含めたサンドリサイクルの一連過程を考慮した新たな3次元海浜変形予測モデルを構築する。
- ・土砂移動の適正な制御かどうかを事前に検証するシステムとして、3次元海浜変形予測モデルを用いた新たなサンドリサイクルの事前評価手法を提案する。

#### 1.4 本論文の構成

本論文は全6章で構成し、各章における概要は以下のとおりである。

第1章「序論」では、海岸法の制定（昭和31年）から改正（平成26年）までの背景や経過、日本の海岸侵食の実態、現在行われている対策など本研究の背景を述べる。その中で、過去の手法や研究をレビューし、それらの特徴および問題点、今後の海岸保全に求め

られる手法を示すとともに、本研究の目的について述べる。

第2章「新たな総合土砂管理手法の提案」では、近年の港湾・漁港での砂の堆積と砂浜海岸での侵食の顕在化の現状を明らかにするため、既存資料収集、現地調査等の結果から鳥取沿岸における土砂に関する問題を分析し、土砂移動メカニズムを解明し、土砂移動の適正な制御の必要性を明らかにする。また、港湾・漁港の航路や泊地の埋没、河口閉塞、海岸侵食など砂に係わる問題を山地から海岸までの流砂系一貫の立場から、国・県・市町村等の各管理者および利用者が連携しながら解決していくための新たな総合土砂管理手法を提案し、現地適用される中で有用性を検討する。そして、第3章以降に示すより効果的かつ効率的な土砂管理手法の必要性を述べる。

第3章「砂除去装置を用いたサンドリサイクル工法に関する研究」では、大型の重機や浚渫船が搬入できない泊地や岸壁沿いの砂浜など土砂の撤去が困難であり、維持管理上の支障を来している場所への対応を視野に入れた新たな浚渫工法を開発する。本開発工法は、鳥取県の地域特性に適合した恒久的なサンドリサイクルシステムの導入を目的とした簡易な装置（砂除去装置）によるもので、その実用化に向けた試験工事を実施して含砂率の制御機能の確認ほか、現地適用の有用性を検討する。

第4章「波浪場と海浜流場の数値モデルの適用に関する研究」では、近年、海岸侵食対策（ハード）として設置（整備とも呼ぶ）が進む人工リーフに着目し、人工リーフ背後に発生する流れによる汀線の後退や開口部での離岸流による洗掘を背景として、人工リーフ等の構造物の設置がもたらした現状および今後の解決策を検討するためには、構造物周辺の流況（波浪場と海浜流場）を精度よく把握することが不可欠となる。そこで、模型実験を行うとともに、準3次元海浜流モデルによる流況再現性および現地適用性を検討する。前者では、開口部において常に沖向きの流れが発生し、その流れの強さが開口部の幅と天端水深に関連する状況などを検討する。また、後者では、岩美海岸（浦富地区）での現地適用確認結果から、砕波減衰項、渦動粘性係数および摩擦係数などのパラメータを設定することで高い精度での再現性の確認ほか、現地適用の有用性を検討する。

第5章「土砂の浚渫と投入の過程を考慮した3次元海浜変形予測モデルに関する研究」では、近年、海岸侵食対策（ソフト）として導入が進むサンドリサイクルに着目し、その実施に当たっては、現地の土砂動態の実態を考慮して、最も適切な位置から浚渫し、最も適切な位置に投入することが重要となる。そこで、安価で事前に土砂移動の適正な制御を検証するシステムとして、第4章の結果を用いながら、サンドリサイクルに係る土砂の浚渫から投入までの過程を考慮した新たな3次元海浜変形予測モデルを構築し、皆生海岸（富益工区）での現地適用確認結果から、現地適用の有用性を検討する。また、サンドリサイ

クルの実施に当たっては、環境および利用等にも配慮が必要となるため、構築した 3 次元海浜変形予測モデルを一連の流れに組み込んだ新たなサンドリサイクルの事前評価手法を提案する。

第 6 章「結論」では、第 2 章から第 5 章で得られた主要な結果をまとめるとともに、沿岸域における総合土砂管理手法と 3 次元海浜変形モデルの導入に当たっての現状、今後の課題および展望を述べ、本論文の結論とする。

## 参考文献

- 宇多高明・河野茂樹（1996）：海浜変形予測のための等深線変化モデルの開発，土木学会論文集，No.539/II-35，pp.121-139.
- 宇多高明（2004）：海岸侵食の実態と解決策，山海堂，304p.
- 宇多高明・石川仁憲（2005）：実務者のための養浜マニュアル，（財）土木研究センター，170p.
- 宇多高明・野本智快・大崎康弘・大木康弘・芹沢真澄・宮原志帆（2015）：大洗磯浜海岸の海浜変形と粗粒材養浜の効果検討，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.71，No.2，pp.I\_577-I\_582.
- 小笠博昭・A.H.Bramptom（1979）：護岸のある海浜の変形数値計算，港湾技術研究所報告，第 18 巻，第 4 号，pp.77-104.
- 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.
- 熊田貴之・小林昭男・宇多高明・芹沢真澄・星上幸良・増田光一（2002）：混合粒径砂の分級過程を考慮した海浜変形モデルの開発，海岸工学論文集，第 49 巻，pp.476-480.
- 熊田貴之・小林昭男・宇多高明・芹沢真澄（2003）：沿岸・岸沖漂砂による粒径分級を考慮した等深線変化モデル，海岸工学論文集，第 50 巻，pp.481-485.
- 熊田貴之・宇多高明・芹沢真澄・三浦正寛（2005）：波の遮蔽域形成に伴う 3 次元地形・粒径変化の予測法，海洋開発論文集，第 21 巻，pp.1029-1034.
- 栗山善昭（2004）：航空写真を用いた広域土砂収支図作成方法とその適用例，港湾技術研究所資料，No.1078，11p.
- 栗山善昭（2006）：海浜変形－実態，予測，そして対策－，技報堂出版，157p.
- 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・加藤憲一・松原雄平・野田英明・中本良平（2005）：混合粒径砂の分級と汀線変化を考慮した 3 次元海浜変形予測モデル，海岸工学論文集，第 52 巻第 1 号，pp.521-525.



- 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・長谷川幸彦・市村 康・吉津 憲・小泉知義・三納正美・山本尚嗣（2011）：岩礁域を考慮した 3 次元海浜変形モデルに関する研究，土木学会論文集 B2(海岸工学)，第 67 巻，pp.I\_531-I\_535.
- 公益社団法人土木学会（2012）：数値波動水槽－砕波波浪計算の変化と耐波設計の革新を目指して－，丸善出版，228p.
- 合田良實（2008）：耐波工学－港湾・海岸構造物の耐波設計－，鹿島出版会，430p.
- 合田良實（2012）：海岸工学－その誕生と発展－，技報堂出版，200p.
- 国土交通省ホームページ（2016）：<http://www.mlit.go.jp/>
- 国土交通省水管理・国土保全局ホームページ（2016）：  
<http://www.mlit.go.jp/river/sabo/dosyakanri.html>
- 国土交通省河川局（現：水管理・国土保全局）（2010）：海岸統計（平成 22 年度版）.
- 小島治幸・Thomas J.Campbel・Beachler Kim・Rick Spadoni・Robert G.Dean（1995）：フロリダ州の養浜事業に関する研究，海岸工学論文集，第 42 巻，pp.1171-1175.
- 佐藤慎司・宇多高明・岡安徹也・芹沢真澄（2004）：天竜川・遠州灘流砂系における土砂移動の変遷と土砂管理に関する検討，海岸工学論文集，第 51 巻，pp.571-575.
- 静岡県交通基盤部港湾局ホームページ（2016）：  
<https://www.pref.shizuoka.jp/kensetsu/ke-430/040427html/sandobaipas.html>
- 澁谷容子・黒岩正光・松原雄平（2009）：移流拡散による土砂供給と沿岸・岸沖漂砂による粒径分級を考慮した等深線変化モデル，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol.65, No.1，pp.601-605.
- 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講義集，pp.B.5.1-26.
- 田中則男・小笠原昭・小山内英雄（1977）：養浜工に関する研究（その 1），港湾空港技術研究所資料，No.260，pp.5-32.
- 田中茂信・小荒井衛・深沢満（1993）：地形図の比較による全国の海岸線変化，海岸工学論文集，第 40 巻，pp.416-420.
- 鳥取県（2002）：鳥取沿岸海岸保全基本計画，43p.
- 鳥取県（2005）：鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドライン，18p.
- 土木学会海岸工学委員会海岸保全中長期展望検討小委員会ホームページ（2002）：  
<http://www.jsce.or.jp/committee/cec/active/str/index.html>
- 野口仁志・藤田雄治（2004）：自沈式有孔管を用いたサンドバイパス工法の開発，港湾空港技術研究所資料，No.1086，14p.
- 橋本宏（1976）：海浜変形モデルの富士海岸への適用，第 23 回海岸工学講演会論文集，pp.218-222.

- 安本善征・宇多高明・松原雄平・佐藤慎司（2006a）：鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドラインの策定と実施，海洋開発論文集，第 22 巻，pp.415-420.
- 安本善征・宇多高明・松原雄平（2006b）：鳥取沿岸の侵食実態と総合的な土砂管理の検討ー千代川右岸流砂系の例ー，海岸工学論文集，第 53 巻，pp.641-645.
- 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，第 31 回海岸工学講演会論文集，pp.406-410.
- Bijker,E.W.（1971）：Longshore transport computations, J.Waterway,Harbors,Coastal Eng.,ASCE,Vol.97,No.WW4,pp.687-703.
- Caldwell,J.M.（1956）：Wave action and sand movement near Anaheim Bay,California, Beach Erosion Board,Tech.Memo,No.68,21p.
- Dean,R.G.（2002）：Beach Nourishment Theory and Practice, World Scientific Publishing Co.Pte.Ltd., 420p.
- U.S.Army Corps of Engrs.,Coastal Engineering Research Center（1984）：Shore Protection Manual(4th Ed.),U.S.Gov.Print.Office.

## 第2章 新たな総合土砂管理手法の提案

### 2.1 緒言

日本の砂浜海岸はどこも急速に人工化が進み、コンクリートで覆われた無味乾燥な風景が広がっている。古くから白砂青松と謳われてきた砂浜の多くが急速に失われつつある。

図-2.1 および図-2.2 に示すように、総延長約 129 km を有する鳥取県の海岸もこの例外ではない。全長の約 60 %は鳥取砂丘、白兔海岸、皆生海岸等に代表される砂浜海岸であり、古くから海水浴や散策など広く県民に利用されているが、砂浜は極めて脆弱であり、ほとんどの海岸では海岸侵食が深刻化している。一方、砂の異常な堆積により、港湾・漁港では航路や泊地の埋没が起こり、船舶の航行や漁業活動に支障を来すとともに、河口ではその閉塞がしばしば問題となっている。従来はこれらの問題に対して、個々の管理者によって局所のおよび短期的な視点からの対策がなされた結果、対策を行えば行うほど侵食が進むという悪循環も見られるようになった。例えば、航路や泊地の浚渫土砂の沖捨てや別目的での利用が隣接海岸の侵食要因となることなどがその例である。

こうした状況下で、鳥取県では平成 14 年 5 月に地域住民の意見等を反映した「鳥取沿岸海岸保全基本計画」を策定し、海岸を県民共有の財産として「みんなで守り・創り・育てる海辺」を次世代に継承していくことを海岸保全の基本理念として、防護・環境・利用の調和のとれた総合的な海岸保全を計画的かつ重点的に進めることとした。

この海岸保全基本計画策定のきっかけは、平成 11 年 5 月の海岸法の改正であり、防護・環境・利用の調和のとれた海岸保全を行うことが求められるようになったためである。すなわち、今後の海岸の望ましい姿の実現に向けて、国が「海岸保全基本方針」を策定し、これに基づき、地域住民の意見等を反映した基本的な計画として、都道府県知事が「海岸保全基本計画」を策定することが義務付けられた。この内容は、「鳥取沿岸の保全に関する基本理念」および「海岸保全施設の整備に関する基本的な事項」について定めたもので、総合的な海岸保全を計画的に推進するための基本となるべきものであった。しかし、前述のとおり現状の海岸管理体制では、各管理者が具体的な事業を推進するためのツールにはなっていなかった。また、各管理者の共通認識が図られたものといえるものではなかった。

本研究では、図-2.3 に示す鳥取県の代表的な流砂系および代表的なポケットビーチのうち、鳥取砂丘を有する千代川流砂系を先行的な検討対象として、空中写真に基づく長期的汀線変化や深淺データ、さらには現地・斜め空中写真撮影などによって海岸侵食の実態を明らかにする。その上で、総合的な土砂管理の観点に基づく予測モデルを検討し、侵食問題を根本的意味から解決し、砂浜海岸を維持していくための新たな土砂管理計画（試案）を提案する。

鳥取県は、この結果を踏まえ、海岸保全基本計画の基本理念に基づいて、港湾・漁港の航路や泊地の埋没、河口閉塞、海岸侵食など「砂」（土砂とも呼ぶ）に関わる問題（単に、

土砂問題とも呼ぶ)を山地から海岸までの流砂系一貫の立場から、各管理者および利用者が連携しながら解決していくために、具体的な活動を推進していくためのツールとして、「鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドライン」(以下、「本ガイドライン」という.)を策定した(鳥取県 2005, 安本ら 2006a, 2006b)。この中で、前述の土砂管理計画(試案)を目指すべき海岸の姿に向けた土砂管理計画と位置付けた。

ここでは、旧態依然の鳥取県の海岸管理体制がどのように変革を遂げてきたかを振り返りながら、本ガイドライン策定の背景や、明らかにした事実を示し、砂浜海岸を次世代に残すために各管理者が連携し、県民と一体となって取り組むべき課題を明らかにする。

なお、本章に示す図表の一部は、鳥取県(2005)、同付属資料、同各土砂管理計画および鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドライン検討委員会資料(第1回～第3回)から引用したものである。



図-2.1 代表的な海岸の侵食状況(鳥取県, 2005)

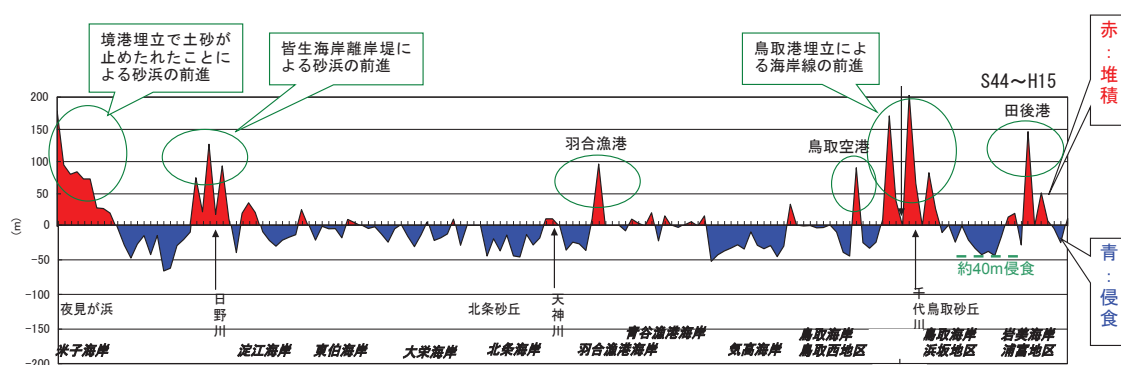


図-2.2 空中写真から作成した汀線変化汀線変化図(1969年(S44)～2003年(H15))(鳥取県, 2005)



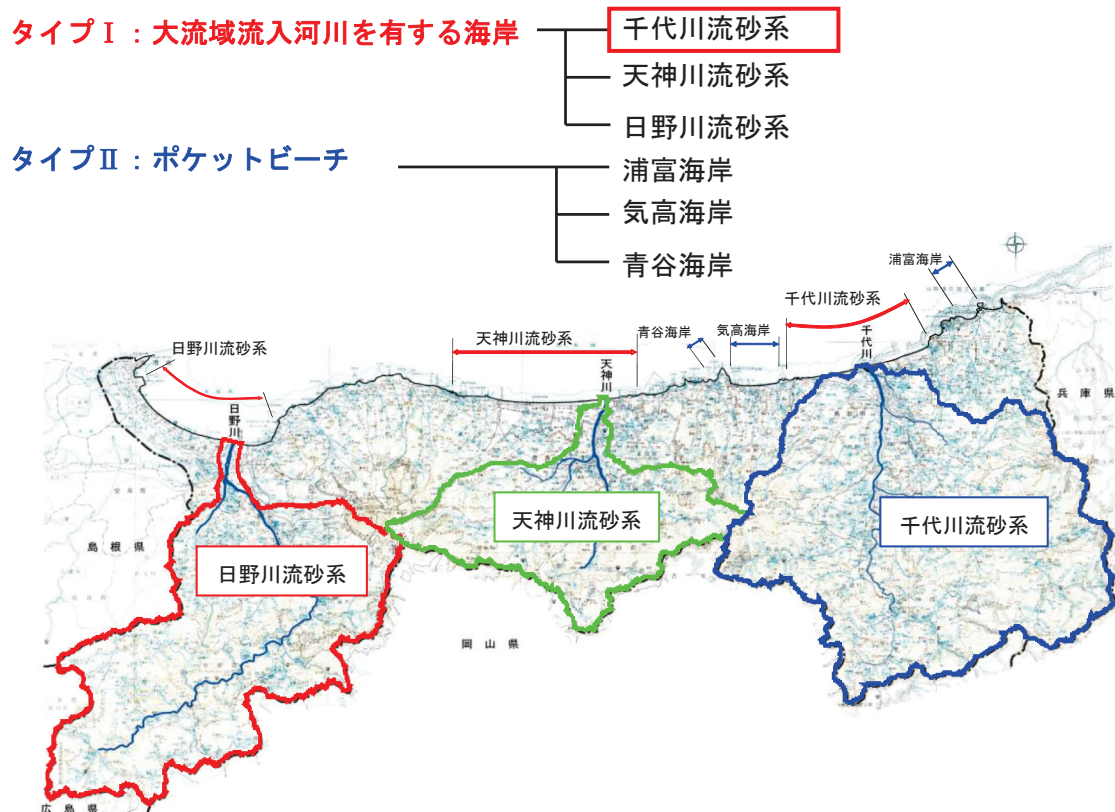


図-2.3 鳥取沿岸の代表的な流砂系および代表的なポケットビーチ（鳥取県，2005）

## 2.2 千代川右岸流砂系を例とした土砂問題の現状

### (1) 空中写真による長期的な汀線変化の解析

図-2.3 は、検討対象とした鳥取県内を流下している三大河川が形成する流砂系（タイプⅠ）の千代川、天神川、日野川を示したものであり、併せて、ポケットビーチ（タイプⅡ）の浦富海岸（正式には「岩美海岸（浦富地区）」といい、本章では「浦富海岸」という.），気高海岸、青谷海岸を示している．ここでは、先行的に検討を進めた千代川流砂系の事例について述べる．

土砂問題を解決していくためには、各管理者、利用者および県民がこれまでに起きている土砂問題の実態を理解し、問題を共有化する必要がある．このため、まず 1947～2003 年に撮影された 9 つの時期の空中写真をもとに、過去 56 年間の海岸線の長期的変遷を調べた．代表的な空中写真として 2003 年の空中写真を図-2.4 に示す．西端には鳥取港の防波堤が伸び、それに隣接して千代川が流入している．河口部から東方に広がる海岸一帯の中央部以西に鳥取砂丘が位置し、中央より東側では保安林（松林）が海岸線近傍まで迫っている．一方、東端には岩戸漁港の防波堤があり、その背後では防波堤による波の遮蔽効果により三角形の海浜が形成されている．また、その一番奥には塩見川が流入している．塩見川の河口は、岩戸漁港の航路の出口に当たることから、漁港への堆砂が想定される配置となっている．千代川河口部においても東端と同様に、鳥取港の防波堤による波の遮蔽

効果により堆積域が形成され遮蔽域外では侵食が考えられるが、この空中写真のみではそれを十分に判読することができない。

そこで、同様に撮影されている 9 期の空中写真の汀線を読み取り、防波堤による波の遮蔽域形成に伴う汀線変化の定量化を試みた。これは、自然状態の砂浜が形成されていたと考えられる 1947 年の空中写真から読み取った汀線を基準として 2003 年までの汀線変化を求めたものである。図-2.5 は当区域における 1947～2003 年の汀線変化の場所的分布である。これより、千代川河口東側直近では汀線が最大約 80 m 前進する一方、鳥取砂丘前面を中心として広い区域で汀線が後退している。また、東端の岩戸漁港および塩見川の西側隣接部では汀線が最大で約 130 m、三角形の前浜を形成しながら前進した。なお、図-2.5 の 5.0 km, 5.7 km, 7.2 km 付近の三角形の汀線の前進は 1997 年から現在までに建設された人工リーフによる堆砂効果が現れたことによる。

以上より、千代川右岸流砂系では主として防波堤による波の遮蔽効果による二つの土砂問題が浮き彫りとなる。第 1 は西端の鳥取港と千代川河口および東端の岩戸漁港と塩見川河口での堆砂による航路・泊地の埋没および河口閉塞であり、第 2 は侵食により鳥取県のみならずわが国の貴重な自然財産の一つで、日本で最大の規模を有する鳥取砂丘が失われていくことである。

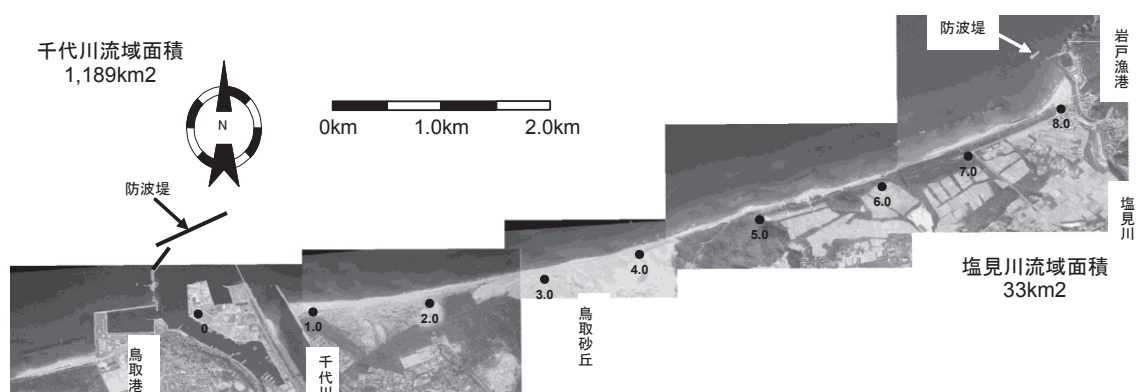


図-2.4 千代川右岸側海岸の空中写真（2003 年撮影）（鳥取県，2005）

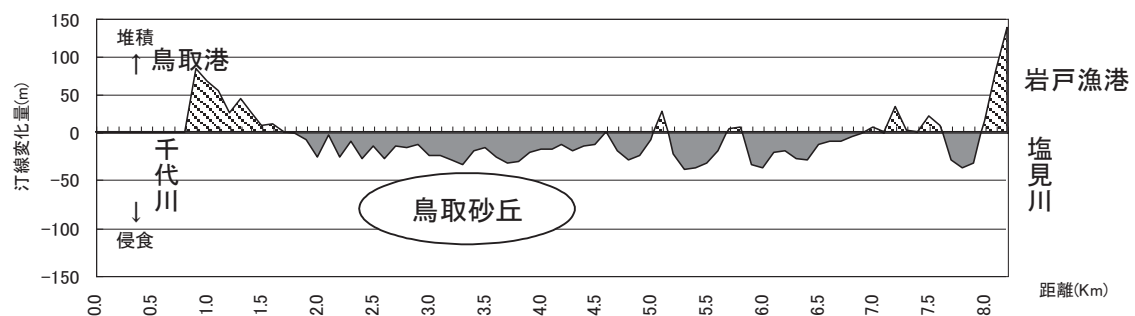


図-2.5 千代川右岸流砂系の汀線変化（1947～2003 年）（鳥取県，2005）

## (2) 斜め空中写真による海浜変形調査

2005 年 4 月 22 日、ヘリコプターによる鳥取海岸の斜め空中写真撮影を行った。

### a) 千代川河口～塩見川河口（千代川右岸流砂系全景）

**写真-2.1** は鳥取港とそれに隣接する千代川河口から東向きに約 8 km の千代川右岸流砂系の全景である。写真中央に白く見えるのが鳥取砂丘である。砂丘は海岸線から陸側へと最大約 2 km 発達している。鳥取砂丘から手前（西）側、千代川河口までの間には幅約 90 m の海浜が延びている。これに対し鳥取砂丘の東側での海浜幅は凹凸が見られるが、非常に狭くなっている。また、千代川の右岸導流堤位置から東側に汀線が凹状となっている場所がほぼ規則的に並び、少なくとも矢印で示す 5 箇所ですそれを確認できる。逆に汀線が周辺より突出している場所では、沖合の白濁した碎波が顕著に見え、そこが相対的に浅くなり、典型的な沿岸砂州の発達が確認できる。



**写真-2.1** 鳥取港上空から撮影した鳥取砂丘方面の斜め空中写真（2005 年 4 月）（安本ら，2006b）

### b) 鳥取砂丘

**写真-2.2** は同じ斜め空中写真であり、鳥取砂丘全体を海側から撮影したものである。海岸線に注目すると、鳥取砂丘の東側では前浜がほとんど消失し、浜崖が形成されていることから侵食が進んでいることがわかる。しかも前浜が消失し、浜崖が形成されている場所では汀線が凹状となるとともに、海浜から沖合にかけて碎波が認められないことから深みが存在していると推定される。すなわち、浜崖は局所的問題として形成されたのではなく、沖合での海浜変形と密接な関係を有している。





写真-2.2 鳥取砂丘の斜め空中写真（2005年4月）（安本ら，2006b）

c) 岩戸漁港および塩見川河口周辺

同様に写真-2.3 は千代川右岸流砂系東端の岩戸漁港から西向きに海岸線を撮影したものである。岩戸漁港の防波堤による波の遮蔽域形成に伴って防波堤の付け根に向かって三角形状の海浜が形成されている。塩見川東側は岬・岩礁部であることから、海浜に土砂は供給されない。このことから、堆積土砂の大部分は防波堤による波の遮蔽域の形成とともに西側海浜から運び込まれものであると推定される。また、これらの局所的で著しい堆積は、直近の西側部の侵食域と一体となって起きている。とくに写真中央部に白濁した状況からよく分かるように、4基の人工リーフの東端で汀線の後退が著しく、結果として護岸のかなり長い延長が直接波に曝されるようになったと推定される。護岸の沖合ではほとんど碎波の白濁が認められないことから、護岸の沖合も含めて深掘れが進んでいることが明らかである。反対に岩戸漁港に隣接して流入する塩見川河口では、河口部の海面が白濁して映っており、浅水化して碎波していること、その水域に砂が堆積していることが推定される。すなわち、沖から侵入した波は、防波堤により回折し、その後碎波し、波高の低い波となって塩見川河口に到達している。このことから塩見川河口部では非常に浅くなっていると推定される。塩見川河口においては、隣接する西側の海岸しか土砂供給源がなく、堆積した土砂のほとんどはそこから運び込まれたものと推定される。



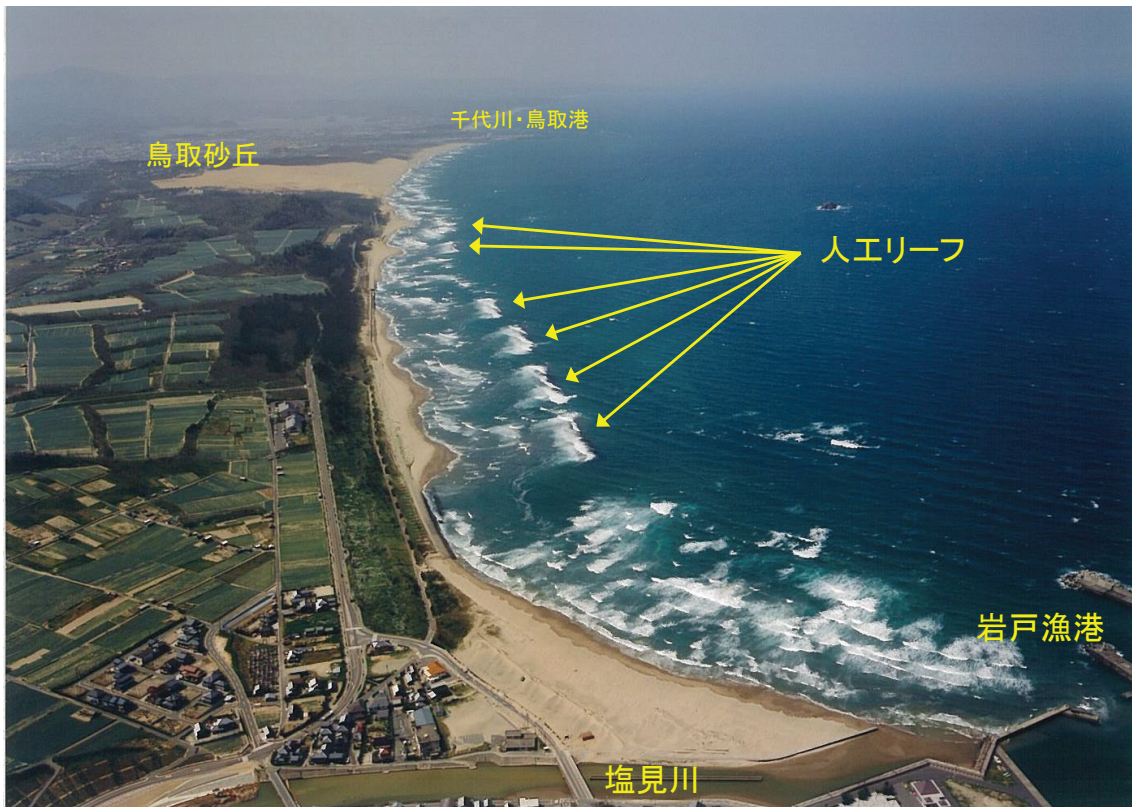


写真-2.3 岩戸漁港・塩見川河口, 鳥取砂丘の斜め空中写真(2005年4月)(安本ら, 2006b)

### (3) 現地踏査

前述の写真のように鳥取砂丘前面の前浜が急激に縮小し、浜崖の発生も見られることから、2005年4月8日に千代川右岸流砂系の海岸踏査を行い、海岸侵食の実態を示す浜崖の形成を確認した。

写真-2.4は鳥取砂丘馬の背前面の位置付近から東向きに撮影したもので、浜崖が鳥取砂丘の本体を切り込んでいる。この一帯で侵食が進んでいることを表している。現地踏査によれば、鳥取砂丘東部の海岸では、砂丘地の下部が侵食され、浜崖が形成された後、一部には砂が急斜面を滑り落ちて安息勾配斜面となっていたが、その上部には植生の根が露出している状況となっていた。一般に植生が根を露出させて根付くことはなく、侵食の激しさが伺える。また、浜崖の露頭には多数の層状模様が見られ、海からの風により砂が長年吹き上げられ形成した天然砂丘において自然状態で起こりえない侵食が進行していることが明らかである。

写真-2.5は同様に2006年3月17日の踏査日に撮影した鳥取砂丘の馬の背前面にできた浜崖である。浜崖の高さは約7mあり、その急勾配の斜面のために、浜崖の上に立つ観光客は海へ近寄ることができない。数万年のスケールで形成された鳥取砂丘が、人間の営みの影響によって、歴史的スケールでみれば数十年というごく短い時間で失われたことになる。



写真-2.4 鳥取砂丘前面の浜崖形成状況（2005 年 4 月）（安本ら，2006b）

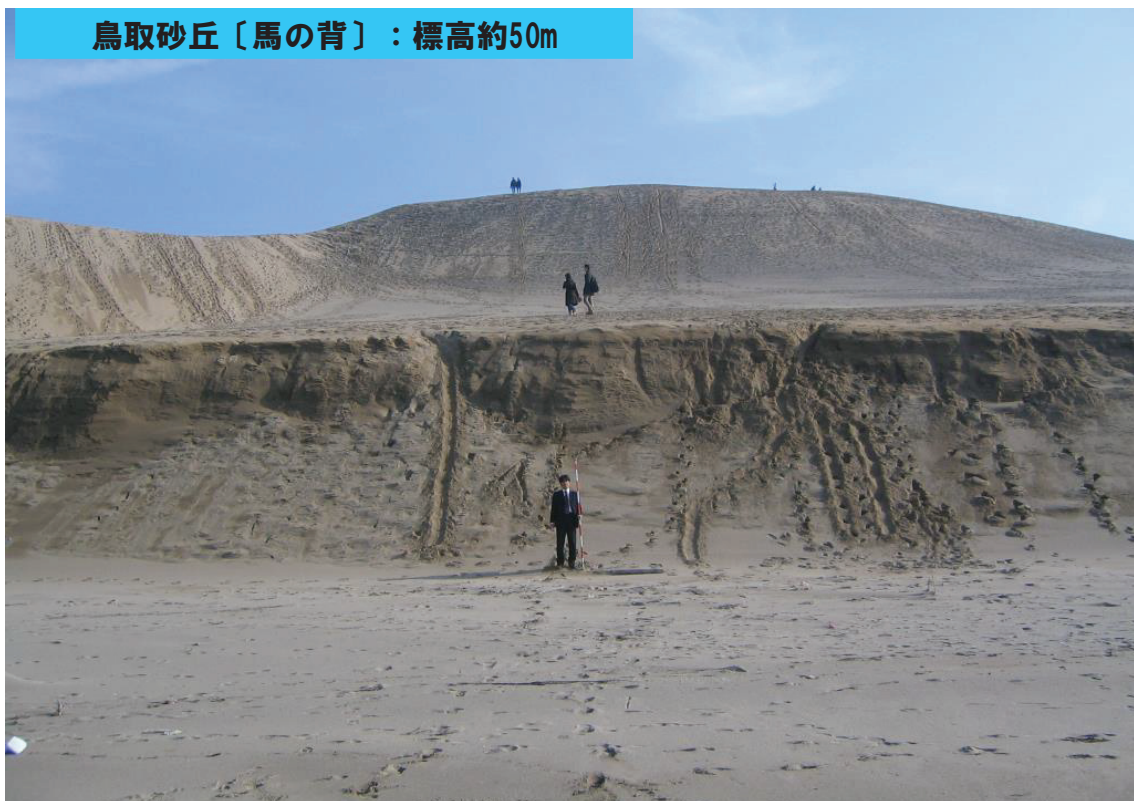


写真-2.5 鳥取砂丘前面の浜崖形成状況（2006 年 3 月）（安本ら，2006b）



#### (4) 深浅測量資料による海浜地形変化解析

鳥取砂丘の海岸侵食の実態を明らかにするため、千代川右岸流砂系の海浜部で実施した深浅測量資料により鳥取港が建設された 1987 年以降の海浜地形変化を解析した。図-2.6 は 1987 年 8 月と 2003 年 9 月に実施した深浅測量の結果を重ね合わせ、堆積領域と侵食領域を示したものである。水深 6m 以浅ではバー・トラフが発達し、深浅測量を実汀線（水深 0m）、水深 6m および水深 10m の等深線に着目し堆積域と侵食域を示した。千代川から 2.0km 付近までの汀線および水深 6m の等深線は前進し堆積域がみられる。また、水深 10m の等深線も 1.5km 付近まで前進し堆積域がみられる。一方 2.0km 付近から東側では細長い侵食域がみられる。

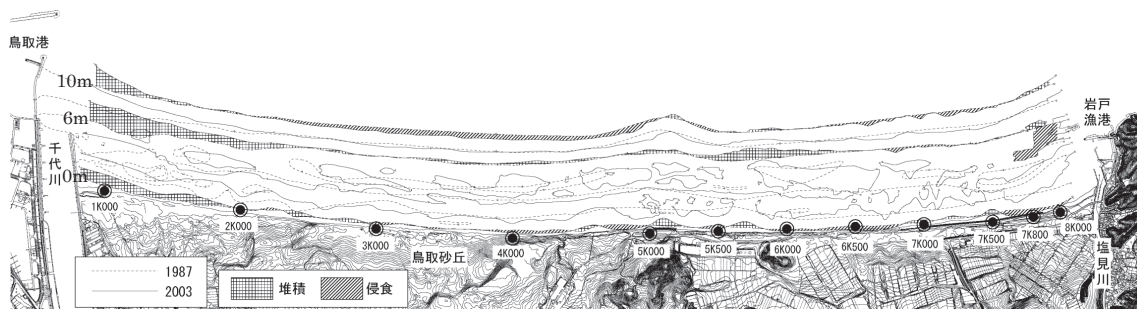


図-2.6 1987 年 8 月と 2003 年 9 月の深浅図の重ね合わせ（安本ら，2006b）

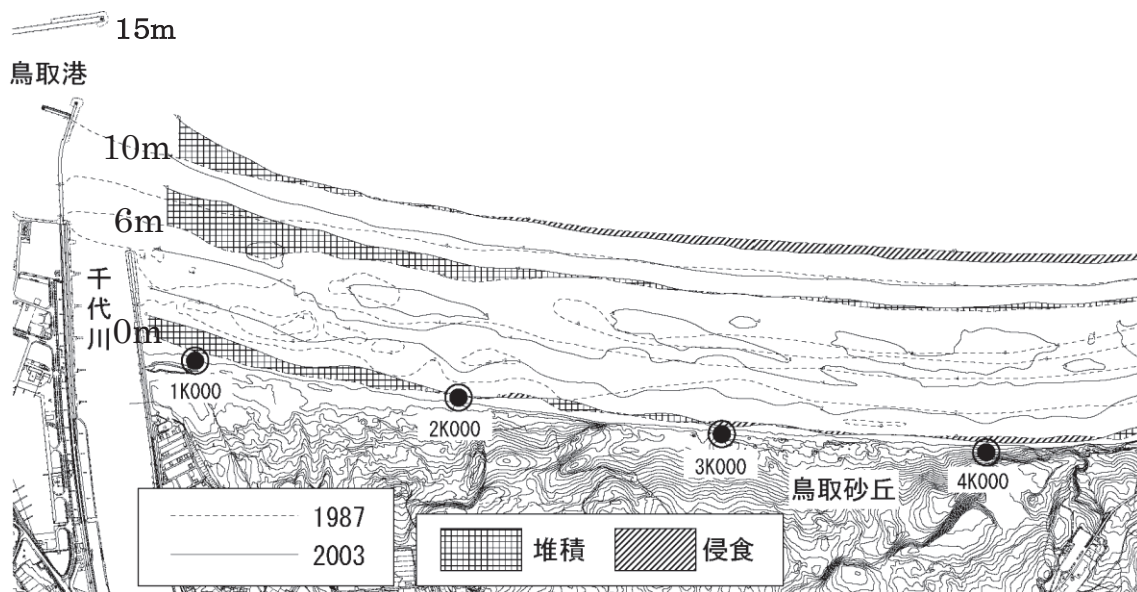


図-2.6（拡大） 1987 年 8 月と 2003 年 9 月の深浅図の重ね合わせ（安本ら，2006b）

#### (5) 海岸における主な侵食要因の推定

前述した空中写真の解析，斜め空中写真の判読および深浅測量による海浜地形解析のほか，浚渫や運搬先等の調査によって，千代川右岸流砂系の主な侵食は，次の 3 つの要因によるものと推定できる。

- 1) 鳥取港防波堤等の建設による波の遮蔽域形成
- 2) 岩戸漁港防波堤等の建設による波の遮蔽域形成
- 3) 港湾・漁港の航路浚渫と土砂の沖捨てや埋立て利用

すなわち、当海岸では上記要因により長期的に土砂収支のバランスが崩れ、海岸の土砂量が大きく減少するとともに人工構造物の影響で土砂が局所的に偏在化することになったといえる。とくに千代川右岸流砂系西端の鳥取港側と、東端の岩戸漁港側への土砂移動によって、鳥取砂丘を含む海岸中央部では侵食が顕在化している。千代川からの供給土砂が、鳥取港防波堤等の建設によって海岸にほとんど供給されない状況下での侵食対策としては、鳥取港や岩戸漁港などの社会基盤を撤去することは極めて困難であり、反対に単に人工構造物を造れば済むわけではなく、したがって海浜土砂量を補うという策（養浜）が次善の策となる。

## 2.3 千代川右岸流砂系を例とした土砂動態モデルによる土砂問題の要因の解明

### (1) 土砂動態モデルの検討

これまでの結果から、河川と海岸を一体とした流砂系の土砂収支および土砂移動の時空間変化を把握し、流砂系の総合的な土砂管理計画（試案）の作成のために、従来の研究（熊田ら 2002a, 2002b, 佐藤ら 2004）を参考に、土砂供給源となる河川と土砂の移動する海岸の一連の流砂系を対象とした新たな土砂動態モデルを検討した。その際、流砂系の河道部では河川からの供給土砂量の推定に一次元河床変動計算モデルを用いた。その河口部での計算結果（土砂量・粒径）を入力条件として海岸部では混合粒径を考慮した汀線変化予測モデル（ワンラインモデル）を用いて、一連の土砂動態の変化を数値モデルにより検討した。図-2.7 および図-2.8 に一次元河床変動計算モデルと混合粒径を考慮した汀線変化予測モデルを接続した土砂動態モデル（混合粒径を考慮した河床変動・汀線変化予測モデル）のイメージを示す。また、図-2.9 に河川と海岸が一体となった流砂系の土砂動態変化の検討フローチャートを示す。

砂浜は、河川からの供給土砂が波によって運ばれて形成されるものである（ここでは、千葉県九十九里浜等の崖侵食が主な供給源となる場合は対象としない）。土砂は海岸から湧き出るものでも、全く別の場所へ突然消えるものでもないため、河川を移動する土砂と砂浜を移動する土砂の量はほぼ整合が取れており、河川と海岸が一体となった混合粒径を考慮した土砂動態を把握する手法により予測精度の向上を図る。

ここで、河川流域の土砂生産性が高い千代川流砂系、天神川流砂系、日野川流砂系については、河川からの供給土砂量の推定に一次元河床変動計算モデルを用いた。

また、浦富海岸、気高海岸、青谷海岸のポケットビーチでは、河川流域の土砂生産性が低いため、河川からの流入土砂量を考慮せず、混合粒径を考慮した汀線変化予測モデルを用いて検討した。

なお、混合粒径を考慮した汀線変化予測モデルを用いることにより、今後、粒径変化に

よる環境および生態系への影響を考慮することが可能になる。ここでいう混合粒径とは、一つの粒径の動きだけを対象とするのではなく、流れや波に対して、大きい粒径は動きにくく、小さい粒径は動きやすい、といった複数の粒径の動きを取り扱うことをいう。

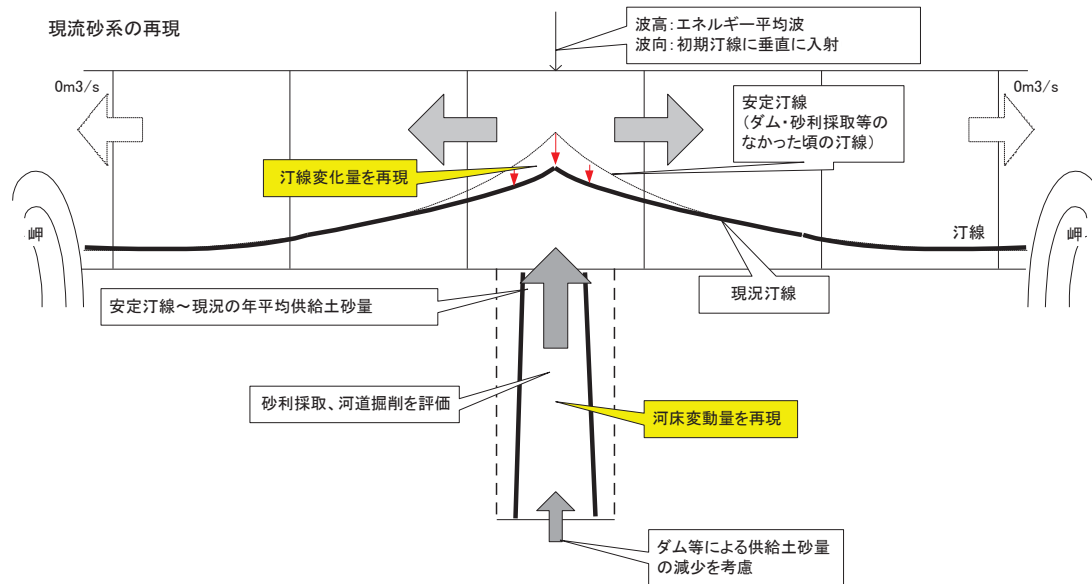


図-2.7 土砂動態モデルのイメージ（鳥取県，2005）

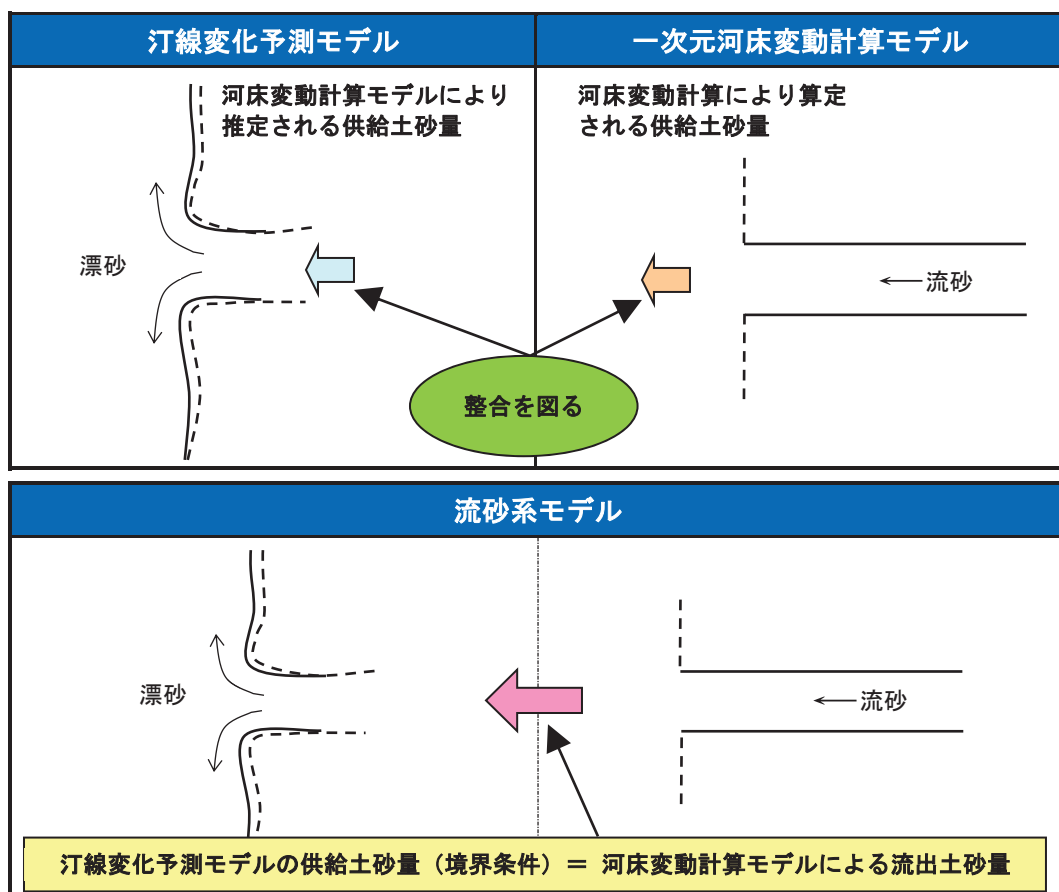


図-2.8 一次元河床変動計算モデルと混合粒径を考慮した汀線変化予測モデルの接続（鳥取県，2005）

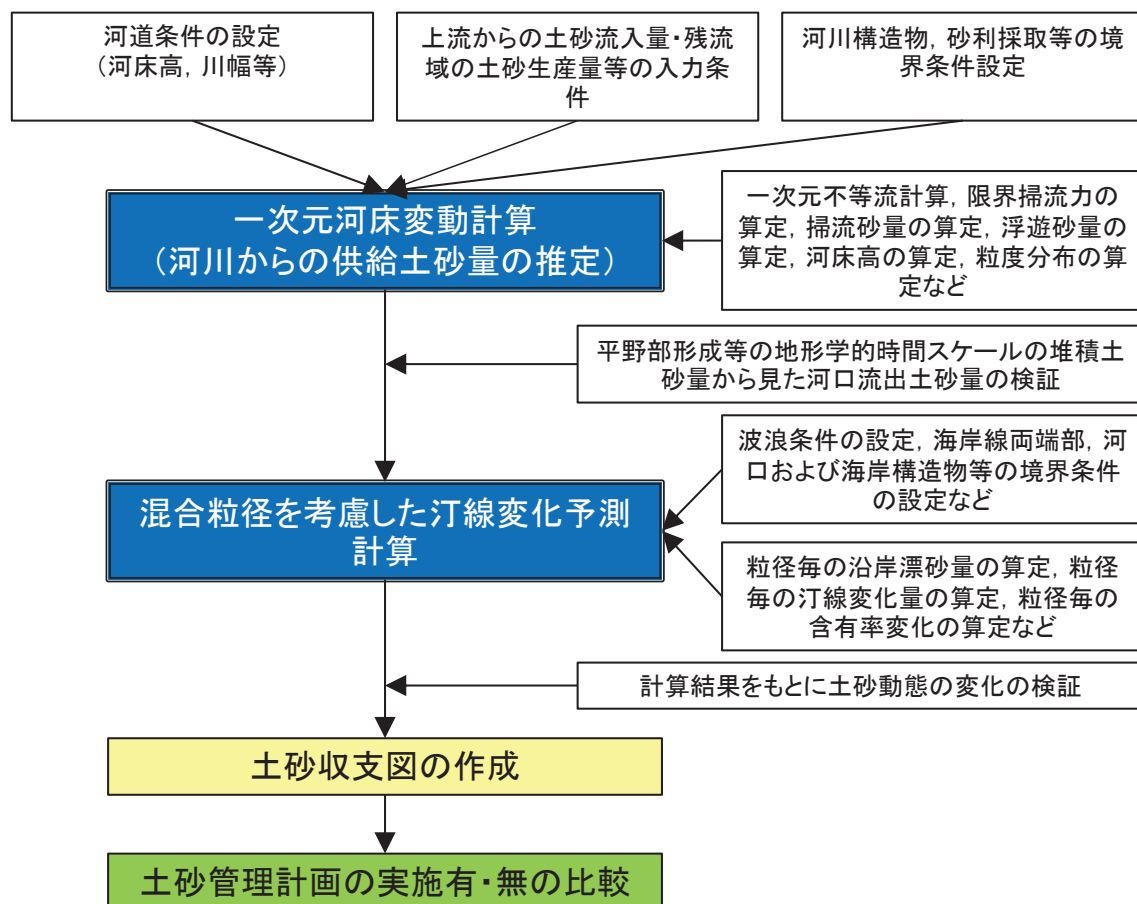


図-2.9 河川と海岸が一体となった流砂系の土砂動態の変化の検討フローチャート（鳥取県，2005）

#### a) 河床変動計算モデル

河道部では，供給土砂量の変化が河道内の地形変化や生物の生息環境に与える影響を把握するため，その影響を把握することができる地形変化予測モデルが必要である．地形変化予測モデルは，大きく分類すると一次元モデルと二次元モデルの2種類がある．供給土砂量の変化が，河道内の地形変化や生物の生息環境への影響を把握することができるモデルに要求されることは，次の点である．

- ・供給土砂量の変化に伴う河床高の変化や粒径分布の変化が予測できること．
- ・供給土砂量の変化が与える影響は瞬時に発生するものではなく，長い年月の間で発生するものであるため，長期間の予測が可能であること．

このことから，地形変化予測モデルに要求される事項を満足するモデルとして，ここでは一般的に用いられる土木学会（1999）の水理公式集の「一次元河床変動計算モデル」を用いる．

#### b) 汀線変化予測モデル

海岸部では，河口部での計算結果（土砂量・粒径）を入力条件として混合粒径を考慮し

た汀線変化予測モデルを用いる必要がある。このため、熊田ら（2002a, 2002b）の研究によって開発された「混合粒径を考慮した汀線変化予測モデル（混合粒径砂の分級過程を考慮した海浜変化予測モデル）」を用いる。これは、均一粒径の砂を仮定している従来の汀線変化予測モデルを、混合粒径の砂が考慮できるように拡張したものである。各地点の汀線の変化と底質の粒径毎の含有率の変化を計算対象としており、その基礎方程式は、次の3つからなる。

- ・ 粒径毎の沿岸漂砂量式
- ・ 粒径毎の連続式
- ・ 粒径毎の土砂の含有率の変化の計算式

#### c) 土砂動態モデルの同定方法

一般的な汀線変化予測モデルの同定方法は、「空中写真や汀線測量等から算定した汀線変化」と「汀線変化の再現計算」の結果を比較検証することによって行われる。汀線変化の再現計算は、過去から現在までの空中写真や汀線測量に現れた汀線変化を計算しているものであるため、空中写真等の既存資料によって汀線変化の要因や現象を考察することが必要である。したがって、再現計算による汀線変化（バーチャル）をただ単に実際の汀線変化（リアル）に合わせるだけではなく、既存資料や現地踏査に基づいて解釈し、仮説をたてた汀線変化を検証することが必要である。具体的には、現地踏査や既存資料に基づいて、侵食あるいは堆積の因果関係を考察し、対象海岸を含む漂砂系全体の漂砂現象の仮説をたて、汀線変化予測モデルを用いて漂砂現象を再現することによって、その仮説や条件の妥当性を確認することとした。また、漂砂現象の再現性向上に当たっては、現地観測（モニタリング）と汀線変化予測モデルの精度向上が両輪となる。このようなことを前提として、土砂動態モデルの同定は、次のとおり長期的な視点およびマクロ的な視点の2つの視点で行った。

まず、長期的な視点について示す。自然状態における土砂移動には変動の幅があり、深淺測量データから得られる土砂変動量にも誤差がある。図-2.10の左図に示すように短期間の検証計算で精度良く合致しても、境界条件等の設定に不確実な点が多くあれば、将来予測結果が大きく外れることがある。このため、図-2.10の右図に示すようにデータの得られる限り、長期的かつ流砂系全体を対象とした広域的な検証計算を実施することによって土砂動態モデルを同定した。おのおのの時点での深淺測量データで得られる土砂変動量と土砂動態モデルで得られる土砂変動量が異なる場合があるが、将来予測は大きく狂うことはない。つまり、弓道で矢を射る場合と同じで、弦の引きが少ないと的に当たらない。的に当たる確率を上げるためには、弦をある程度（適量）引っ張る必要がある。

例えば、鳥取砂丘や弓ヶ浜半島に代表される鳥取沿岸の海岸地形は、数万年の時間スケールをかけて形成されてきた。土砂問題が顕在化しはじめた近代から現在までの短期間の漂砂メカニズムを解析する前提条件として、歴史的な視点で鳥取沿岸の海岸地形の生い立ちを探ることとした。まず、海水面が最も高かったと考えられる縄文海進時代（約 7,000



～6,000 年前) から現在までの鳥取沿岸の扇状地地形や海岸が、どのように形成されてきたのかを把握し、マクロ的な土砂収支の変遷を推定する。そのうえで、近代から現在までに得られている地形資料、航空写真、深淺測量資料等によって土砂動態や土砂収支を把握し、河川の供給土砂量、海岸施設の設置、浚渫、土地利用等が海岸地形に及ぼしてきた影響を明らかにすることとした。そして、縄文海進時代(約 7,000～6,000 年前) から現在までの鳥取沿岸の扇状地地形や海岸が、どのように形成されてきたのかを把握し、ダム等の人為的インパクトの影響を把握するために、自然状態の河川から海岸への供給土砂量を推定した。推定には一次元河床変動計算モデルを用いたが、その結果に対して、近年の測量データによる検証だけでなく、扇状地地形形成(縄文海進以降)の堆積量やダム堆砂量(流砂系内既設ダム実績)を加味して土砂収支等のオーダーレベルの妥当性を検証した。

つぎに、マクロ的な視点について示す。将来にわたって海岸保全を考えていく際、直接目にする汀線だけではなく、バーやトラフといった海中まで考慮する必要である。自然変動の中にある汀線を再現するあまり、土砂収支の精度が低くなり、海岸全体としての予測精度が低くなる場合がある。土砂動態モデルの同定に当たっては、汀線変化の再現とともに、マクロ的な視点から平均的な土砂収支および沿岸漂砂量を再現することに主眼を置いた。深淺測量データから得られる土砂変動量から推定した土砂収支および沿岸漂砂量は、深淺測量の精度によって整合が取れる場合もあれば、取れない場合もある。深淺測量データから得られる限られた期間の土砂変動量だけで、50 年以上先の長期的な土砂動態を予測することは困難である。このため、「深淺測量データから求められる土砂変動量から推定した土砂収支および沿岸漂砂量」と「汀線変化予測モデルから求められる土砂変動量から推定した土砂収支および沿岸漂砂量」の結果を比較しながら、土砂収支および沿岸漂砂量の推定を繰り返し試行し、互いに補完し合いながら最終的に長期的、広域的かつ海岸工学的な視点で整合の取れた土砂収支および沿岸漂砂量を推定した。

なお、長期的な視点かつ流砂系全体での土砂収支バランスを中心した汀線変化予測モデルの計算格子間隔は 100 m で設定しており、構造物周辺での詳細な土砂動態を再現するモデルとはなっていない。このため、モデルの中に構造物の効果および影響を十分に考慮していない点があることに留意しなければならない。一方、測線間隔 200 m の深淺測量データから得られる土砂変動量についても、構造物周辺の土砂変動を詳細に捕らえられない場合があり、深淺測量の精度によって実態と整合が取れない場合もあることにも留意しなければならない。



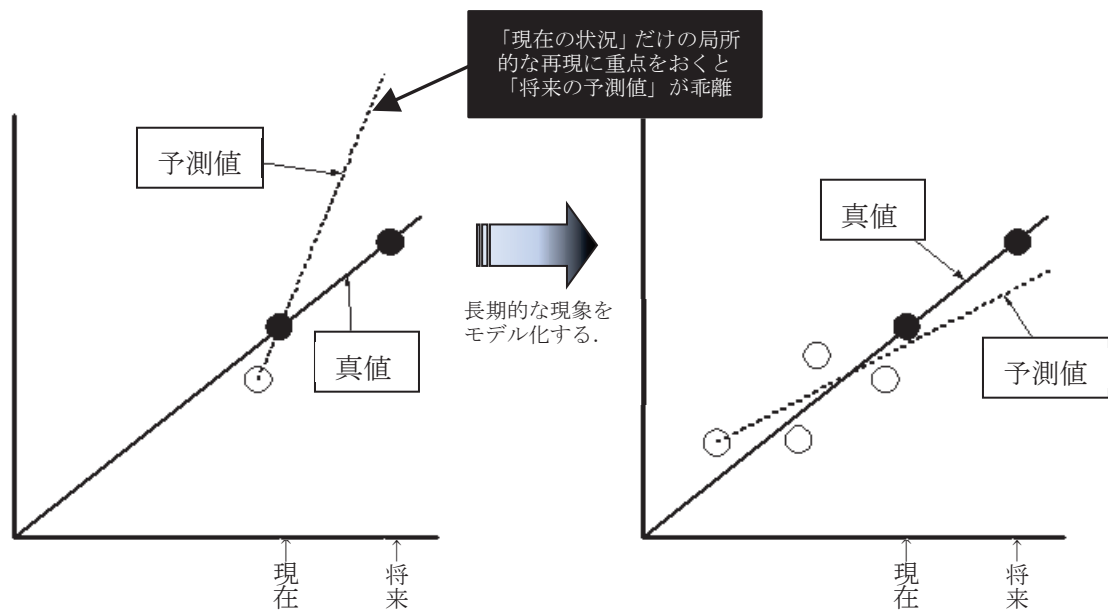


図-2.10 土砂動態モデルモデルの同定の考え方（鳥取県，2005）

## (2) 土砂収支の変遷と土砂問題の要因の定量化

前述で検討した土砂動態モデルを土砂供給源の一級河川千代川と千代川河口から左右岸（西側は白兔海岸から東側の岩戸漁港まで）の一連の流砂系に適用した．千代川流砂系の土砂供給源となる千代川は，鳥取県東部の鳥取県八頭郡智頭町の中国山地（1,319 m）に源を発し，佐治川・八東川・砂見川・袋川・野坂川等の支川を合わせて北流し，鳥取平野中央を貫流して鳥取市賀露町より日本海に注ぐ流域面積 1,190 km<sup>2</sup>，長さ 52 km の一級河川である．河口西側には鳥取港，東側には日本有数の規模を誇る鳥取砂丘が広がり，東端の岩戸漁港から西端の白兔海岸まで約 15 km の砂浜が広がっている．

土砂動態モデルの妥当性は，次のとおり確認した．はじめに，種々の施設がなく，砂利採取も行われていなかった時代における自然状態の土砂の流れを土砂動態モデルにより再現した．自然状態の海岸を出発点として，その後の人為的インパクトが土砂の流れに与えた影響と土砂収支の変遷を把握することで，土砂問題を浮き彫りにする．これをもとに作成した自然状態の海岸部の土砂収支図を図-2.11 に示す．その当時，千代川流域にダムはなく，海岸部でも防波堤等の人工構造物は設置されていない．河口にデルタ地形が形成され，千代川の左右岸へおのおの  $3.4 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{yr}$ （ $\text{m}^3/\text{年}$ ともいう）の沿岸漂砂量があり堆積性の砂浜が形成されていた．計算に当たって，初期地形は海底勾配 1/50 の一様海浜，沿岸漂砂の平均移動高を 10 m とした．入射波は，鳥取港の 1990～2003 年の観測によるエネルギー平均波より碎波波高  $H_b=1.57 \text{ m}$ ，周期  $T=6.0 \text{ s}$  を汀線と直角方向から入射させた．千代川からの供給土砂量は，一次元河床変動計算に基づいて  $8.0 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{yr}$  とした．これは，汀線変化に直接寄与しないほぼ 0.15 mm 以下の細粒分（wash load）を除外した供給

土砂量であり（宇多，1997），縄文海進以降，千代川によって形成された沖積平野の総堆積土砂量から推定した結果との比較によって妥当性を確認した．また，図-2.12 に示す空中写真から読みとった汀線変化量と計算値との比較によって妥当性を確認した．なお，主な計算条件を表-2.1 および表-2.2 に示す．

つぎに，同定した土砂動態モデルによって千代川流砂系の海浜部における沿岸漂砂方向と沿岸漂砂量および土砂収支を再現し，土砂問題の要因を定量的に評価した．自然状態を初期条件として，千代川の河口付け替えと鳥取港の建設，岩戸漁港の建設，突堤や人工リーフの設置，港内の浚渫土砂の沖捨てや埋立て，千代川でのダム建設や砂利採取の影響による供給土砂量の減少を加味しつつ現在までの土砂収支の変遷を再現した．図-2.13 は 2003 年現在の土砂収支図である．また，図-2.11 に示す自然状態から図-2.13 に示す 2003 年現在までの土砂収支の変遷を図-2.14 に示す．

これにより，ダム建設や砂利採取等によって千代川の供給土砂量は  $7.1 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{yr}$  まで減少したと推定される．また，千代川左岸側では鳥取港の建設により千代川からの土砂供給が絶たれ，沿岸漂砂量は 0（ゼロ）となった．具体的には，鳥取港の第 1 防波堤の先端水深は約 15 m であり，波による地形変化の限界水深の 10 m より深い場所に設置されているため，この第 1 防波堤が土砂の移動を遮断し，白兎海岸がある西側への沿岸漂砂の供給を止めている．このため，人工的に土砂を供給しない限り自然状態の土砂の流れを回復することができないことがわかった．

千代川右岸側に着目すると自然状態での沿岸漂砂方向は東向きであった．しかし，現在では鳥取砂丘より西側の沿岸漂砂の方向は，自然状態とは逆向きの千代川（鳥取港）へ向かう方向へ転じていることがわかった．一方，鳥取砂丘より東側の沿岸漂砂方向は，自然状態と変わらない東向きである．この結果，鳥取砂丘前面は  $1.4 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{yr}$  の割合で土砂が失われている．

このように，自然状態とは逆向きの沿岸漂砂が生じたことは，空中写真や深淺測量による解析結果から推定した鳥取港の防波堤による波の遮蔽域内での堆積と遮蔽域外の侵食要因を説明しており，防波堤による波の遮蔽域外から遮蔽域内へ土砂が移動する漂砂メカニズムを再現している．

鳥取港および千代川河口における堆積と鳥取砂丘の侵食による土砂問題が，鳥取港の防波堤建設に伴う波の遮蔽域形成に起因することを，この土砂動態モデルによって明らかにすることができた．鳥取港に堆積した土砂は，本来鳥取砂丘を形成していた貴重な砂である．過去に，鳥取港の機能を維持するため，堆積土砂のうち  $2.0 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{yr}$  は，鳥取砂丘の形成に寄与することがない波による地形変化の限界水深  $h_c$ （約 10 m）より沖へ投棄・埋立て利用されてきた．このことが，鳥取砂丘前面の海岸侵食にさらに拍車をかけた．

また，千代川右岸側の東端に位置する岩戸漁港においても，前述と同様に波の遮蔽域外から遮蔽域内への土砂移動が再現され，浚渫土砂が沖捨てや埋立て等される状況を把握することができた．

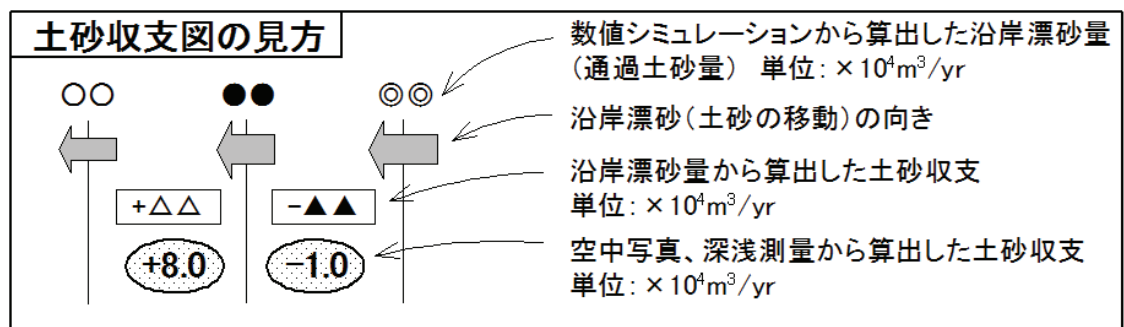
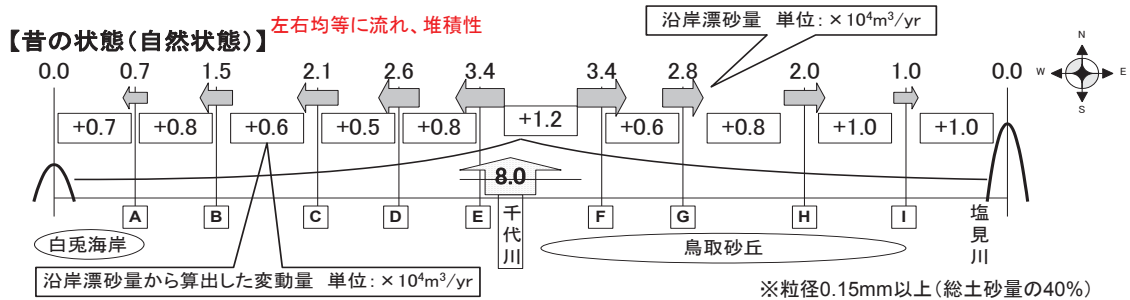


図-2.11 千代川流砂系の自然状態(1947年当時)の土砂収支(鳥取県, 2005)

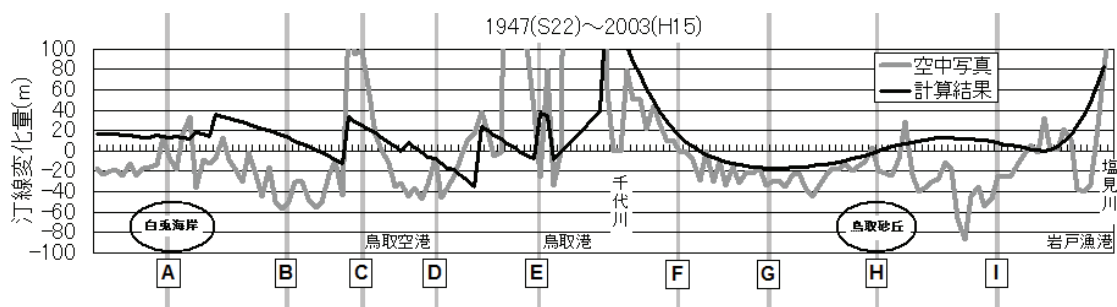


図-2.12 空中写真から読み取った汀線変化と予測汀線変化の比較(鳥取県, 2005)

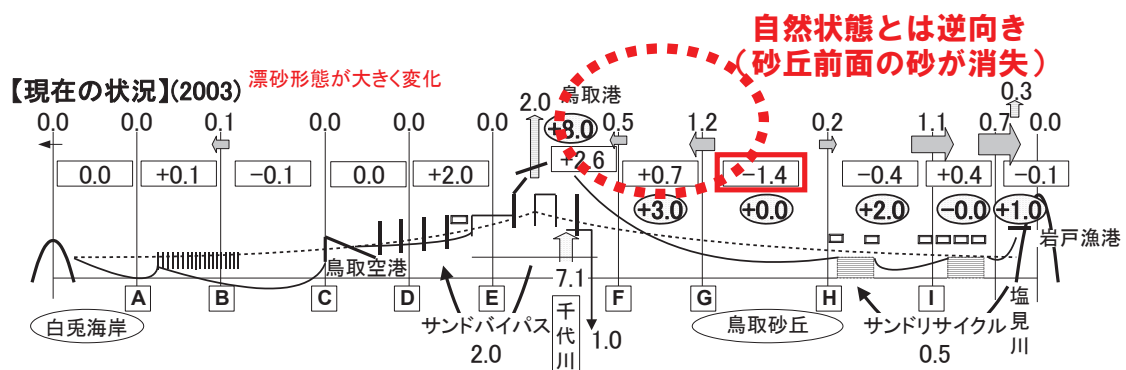
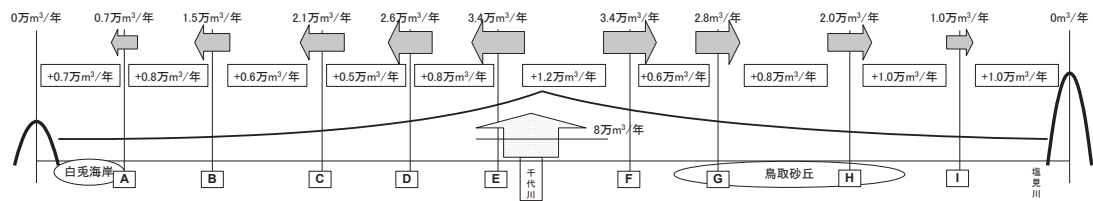
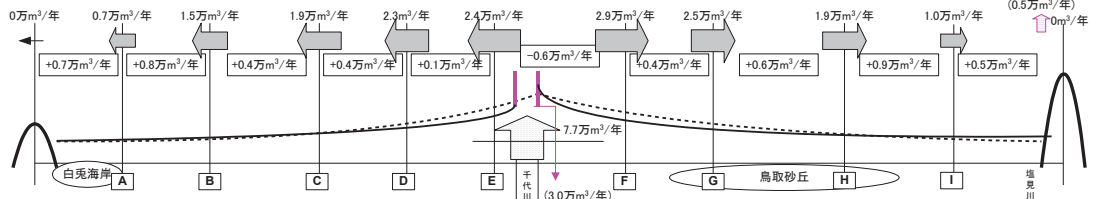


図-2.13 千代川流砂系の2003年現在の土砂収支(鳥取県, 2005)

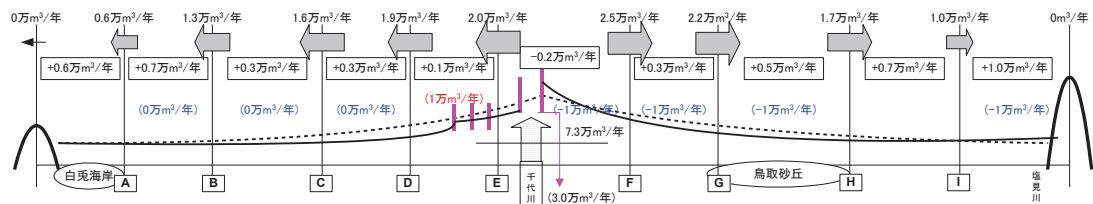
【昔の状態(自然状態)】



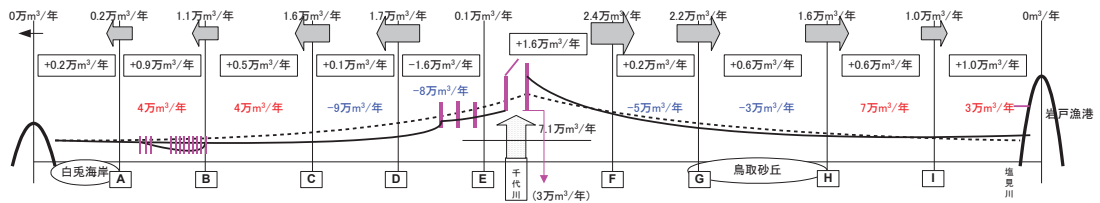
【千代川河口導流堤の設置(S20年代)】(1947)



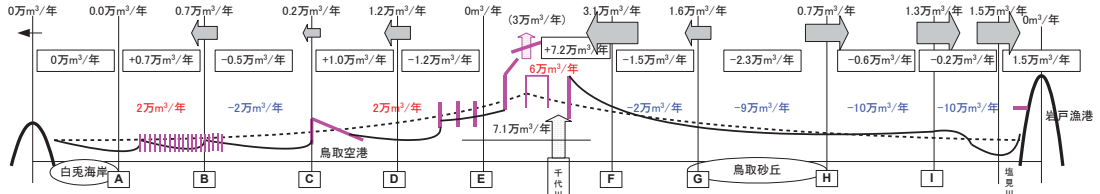
【左岸側突堤の設置(S40年代)】(1969)



【鳥取西海岸突堤の設置(S50年代)】(1980)



【河口の付け替え、岩戸漁港(S58~60)】(1988)



【現在の状況】(2003)

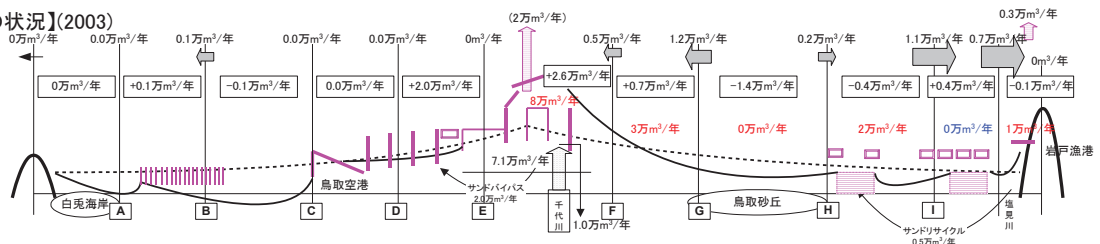


図-2.14 千代川流砂系の自然状態から2003年現在までの土砂収支の変遷(鳥取県, 2005)



表-2.1 千代川の一次元河床変動計算モデルの計算条件（鳥取県，2005）

計算区間	0.2 km（河口）～12.0 km（円通寺）	
河道断面	昭和 62 年測量→平成 14 年測量	河口付替後の最初の断面から最新の断面を検証
検証期間	15 年間（S63.1.1～H14.12.31）	観測資料および河道断面の状況
流量条件	千代川：行徳 袋 川：宮ノ下	
下流端条件	賀露港（欠測時は田後検潮所（気象庁））	
粗度係数	平成 2 年，平成 10 年出水より検証	一次元不等流計算
流砂量式	掃流砂量式：芦田・道上式（1972） 浮遊砂量式：芦田・道上式（1970）	
河床材料の 粒度分布	昭和 60 年河床材料調査結果を基に設定	上層下層の別を考慮
掃流幅と初期河床	掃流幅内における平均河床高を初期河床として設定	
交換層厚	河道区分毎に最大粒径程度で設定（交換層厚：0.2 m）	
供給土砂量	上流端：平衡給砂（等流計算による粒砂能力相当土砂量） 袋 川：平衡給砂（等流計算による粒砂能力相当土砂量）	

表-2.2 千代川流砂系における汀線変化予測モデルの計算条件（鳥取県，2005）

計算対象範囲	計算範囲：岩戸漁港～白兔海岸：延長約 15.3 km
計算ケース	ケース A：要因なし（ダム建設なし・砂利採取なし） ケース B：要因あり（ダム建設・砂利採取あり）
初期汀線	ダム建設・砂利採取等の要因を受ける前のデルタ地形を形成するため，まず直線汀線に波向直角入射の条件で河口から土砂を流入させ，汀線形状および粒径分布が平衡状態にある自然状態の想定安定汀線を求めた．この安定汀線を初期汀線に使用した． 初期粒径分布にはその安定汀線の粒径分布を使用した． 初期汀線：安定汀線，初期粒径分布：安定汀線の粒径分布
計算期間	1947～2055 年 （初期条件に使う河口デルタの安定形状の計算では，汀線形状と粒径分布が平衡状態に達するように十分長時間波浪を作用させた：1 万年）
入射波条件	碎波波高 $H_b=1.57$ m，周期 $T=6.0$ sec（エネルギー平均波） 鳥取港の観測値
粒径の構成	粒径毎（N 粒径）については，一次元河床変動計算の粒径区分を基本とし，次の $N=5$ 粒径で分けけて代表粒径を設定した． ただし，汀線変化に直接寄与しない底質粒径 $D=0.15\text{mm}$ 以下の細粒分は除外． $D=0.15$ mm～0.250 mm → $D(1)=0.194$ mm で代表 $D=0.25$ mm～0.425 mm → $D(2)=0.326$ mm で代表 $D=0.425$ mm～0.850 mm → $D(3)=0.601$ mm で代表 $D=0.850$ mm～2.00 mm → $D(4)=1.304$ mm で代表 $D=2.00$ mm～4.75 mm → $D(5)=3.082$ mm で代表
河口流出土砂量	ケース A(要因なし)：8.0 万 $\text{m}^3/\text{yr}$ ケース B(要因あり)：7.1 万 $\text{m}^3/\text{yr}$ 汀線変化に直接寄与しない $0.15$ mm 以下の細粒分は除外． 粒度組成：河床変動計算結果を使用
漂砂量係数	熊田ら（2002）によって定義された漂砂量係数 $A=0.0002$ （安定形状の再現計算よりデルタ頂角の再現性の良い値を使用）
漂砂平均移動高	$D_s=10$ m （宇多（1997）より海浜変化量と断面変化量の比は，漂砂の移動高に等しいため，双方の値から近似直線の傾きを求め，漂砂移動高を算出した．断面変化量は，限界移動水深とバーム高の範囲で算出した．）
混合層幅	混合層厚 $\Delta D_s=10$ cm （従来の研究では $\Delta D_s/H_b$ の値は，Komar and Inman(1970)=8%，Kraus(1985)=3%，3～8%と幅があり明確ではない．ここでは，これらを参考に $\Delta D_s$ を碎波波高 $H_b$ の 5%程度に設定し 10 cm とした．）
境界条件	西端部：漂砂量 $Q$ =上手側沿岸漂砂量の 50%透過 （西端部には先端水深-4 m 程度の岬が存在するため 50%透過の開領域） 東端部：漂砂量 $Q=0$ 万 $\text{m}^3/\text{yr}$ （東端部には先端水深-10 m 以上の岬が存在するため閉領域）
計算メッシュ	$\Delta x=100$ m
計算時間ステップ	$\Delta t=4$ hr

### (3) 土砂管理計画（試案）の作成

前述の結果を用いて，図-2.15 のように千代川流砂系の土砂管理計画（試案）を作成した．千代川流砂系では，鳥取砂丘前面の海浜砂が鳥取港による波の遮蔽域へと移動し，そ

の浚渫土砂が沖捨てや埋立て土砂に利用されることによって、鳥取砂丘が失われていくことが最も大きな土砂問題といえる。これを解決するために、浚渫土砂の沖捨てや埋立てを禁止し、鳥取砂丘前面の波による地形変化の限界水深  $h_c=10\text{ m}$  以浅に投入するサンドバイパスを実施することとした。

千代川流砂系全体としては、千代川から海岸への供給土砂量はあまり変わらないが、海岸部に設置した施設と浚渫土砂の沖捨て等の影響によって、土砂のバランスが崩れ侵食が発生していると推定される。このため、堆積箇所から侵食箇所へ土砂を投入するサンドバイパスやサンドリサイクルを行う構造物の設置を要しない土砂の流れの連続性を確保する対応策を基本（後述で、本質的な対策と位置付ける）として、土砂の流れの連続性、土砂収支バランスの確保・回復を図る土砂管理計画（試案）を作成した。なお、土砂管理の目標値（数値）は、過去からの推定による年平均値を示しており、遵守すべき目標値（数値）ではない。実際の堆砂量、浚渫量ならびに土砂の質等に応じてバランスのとれた目標値（数値）と投入場所を考えながら、土砂の連続性を確保する行為、すなわち土砂管理計画（試案）に従った行為が重要である。

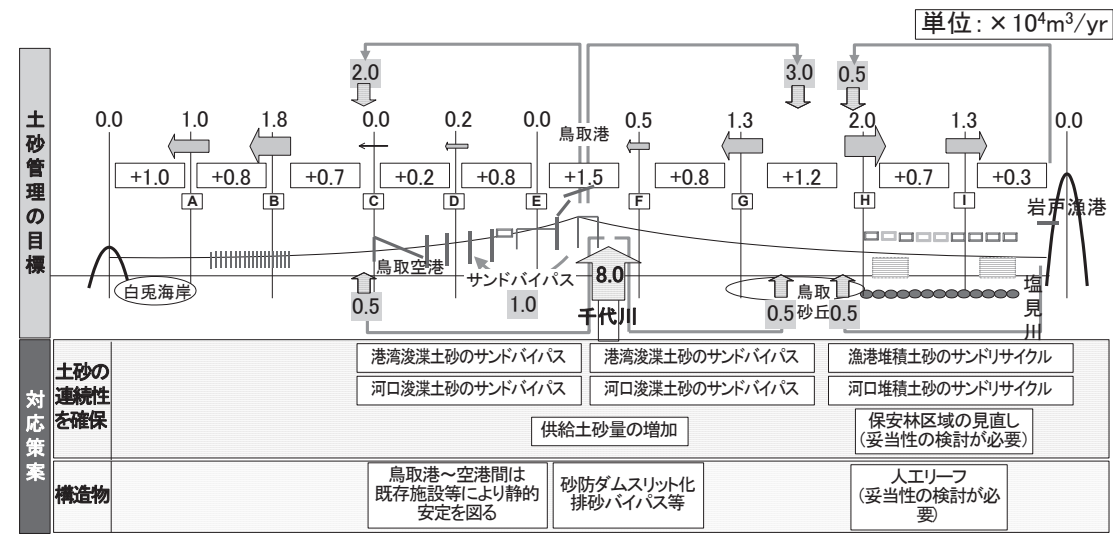


図-2.15 千代川流砂系の土砂管理計画（試案）（鳥取県，2005）

#### (4) 土砂管理計画（試案）の実施による将来予測（試案）

前述の土砂動態モデルによって、土砂管理計画（試案）による対策（土砂管理）の有無について 50 年後の汀線変化を予測した結果を図-2.16 に示す。鳥取砂丘前面の汀線は、対策の実施により現在より約 60 m 汀線が前進するが、無対策では現在より約 20 m 後退する。白兎海岸でも対策の実施によって汀線が前進する。土砂管理計画（試案）に基づいた総合的な土砂管理を実施することによって、鳥取砂丘前面の海浜砂の回復が期待できる。

また、土砂動態モデルによって、土砂管理計画（試案）による対策（土砂管理）の有無について 50 年後の粒度構成を予測した結果を図-2.17 に示す。その際、人為的な土砂の連

続性の遮断がなかった頃、現在、土砂管理計画（試案）による対策（土砂管理）の有無におけるおのおのの粒度構成を予測した。土砂管理計画（試案）による対策の実施により、細砂分・粗砂分の維持が可能となり、このことが良好な生物の生息・育成環境の保全・回復に繋がると期待できる。今後は、量・質のバランスのとれた対策が必要となる。

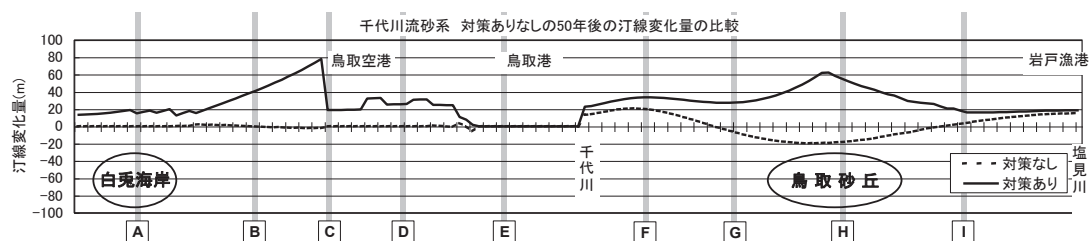


図-2.16 千代川流砂系の対策（土砂管理）の有無による50年後の汀線変化の相違図（試案）  
（鳥取県，2005）

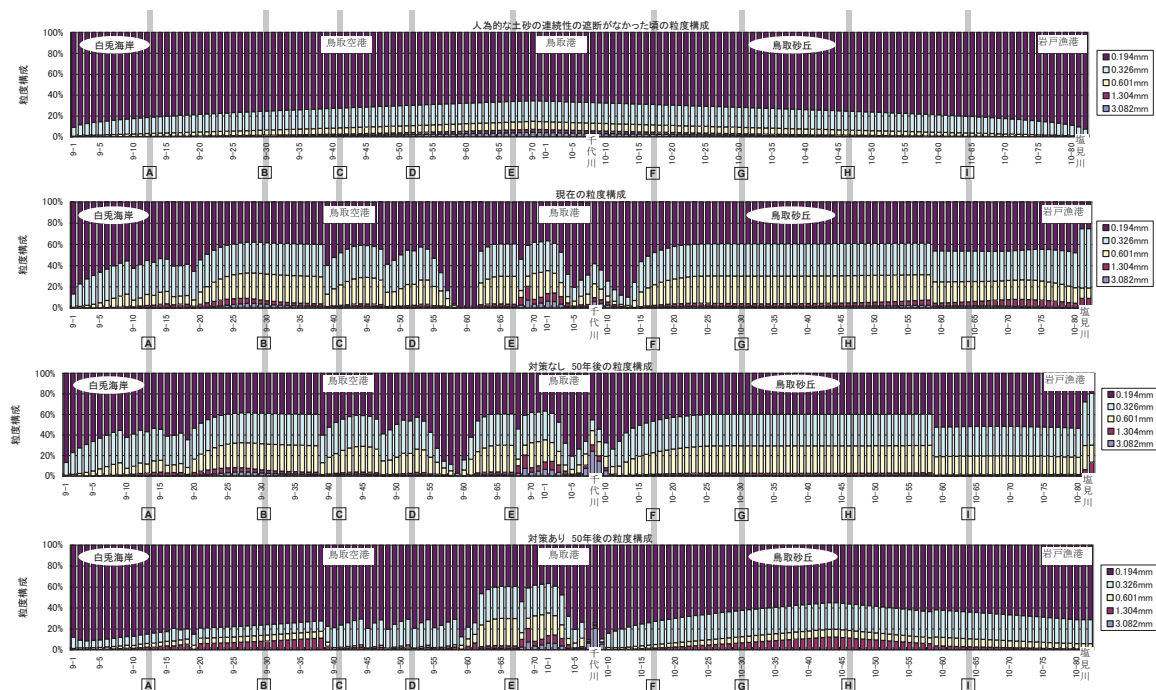


図-2.17 千代川流砂系の対策（土砂管理）の有無による50年後の粒度構成の予測（試案）  
（鳥取県，2005）

## 2.4 鳥取県の取り組みー「鳥取沿岸の土砂問題の現状と解決に向けた対応策」の検討ー

### (1) 鳥取沿岸の土砂問題の現状

ここまで、先行的に検討を進めた千代川流砂系の事例について述べたが、鳥取県では、流砂系では天神川流砂系および日野川流砂系、ポケットビーチでは浦富海岸、気高海岸および青谷海岸についても同様に、土砂動態モデルを用いて土砂収支の変遷と土砂問題の要因を明らかにした。詳細については、同様の手法を用いたものであるため、鳥取県（2005）を参照されたい。



ここで、宇多（2004，2005）は、日本で起こる海岸侵食を主に 7 要因に分類し、次のいずれか、あるいはそれらの重ね合わせによって侵食が起きていると指摘している（順不同）。なお、海岸侵食要因の名称およびイメージ図は、鳥取沿岸の土砂問題の現状に合わせて作成したものである。

- 1) 河川供給土砂量の減少に伴う海岸侵食（図-2.18）
- 2) 防波堤等による波の遮蔽域形成に伴って周辺海岸で起こる海岸侵食（図-2.19）
- 3) 港湾・漁港の航路浚渫等に伴う海岸侵食（図-2.20）
- 4) 卓越沿岸漂砂の阻止に起因する海岸侵食（図-2.21）
- 5) 侵食対策のための離岸堤・人工リーフ建設に起因する周辺海岸の侵食（図-2.22）
- 6) 保安林の過剰な前進に伴う海浜地の喪失（図-2.23）
- 7) 緩傾斜護岸の過剰な前出しに起因する砂浜の喪失（図-2.24，図-2.25）

前述のとおり、鳥取沿岸の各海岸の侵食状況を調べたところ、同様な侵食要因が見られた。とくに侵食が深刻化する一方で、港湾・漁港においては土砂が異常に堆積し、その対応として沖捨てなどにより土砂の除去がなされ、それが隣接海岸の侵食を助長することがわかった。また、河口閉塞も多くの河川で見られ、単純に土砂の除去を行えば、これもまた隣接海岸の侵食要因となることがわかった。

このような問題については、港湾・漁港・河川の管理者による航路・泊地・河口の埋没対策と海岸管理者による砂浜の保全という個別の手法の積み重ねでは本質的に問題は解決されず、問題が深刻化することは土砂収支を見れば明らかであり、それぞれの事業のみの最適化（局所最適化）ではなく、総合的見地からの政策を推進することが必要である。

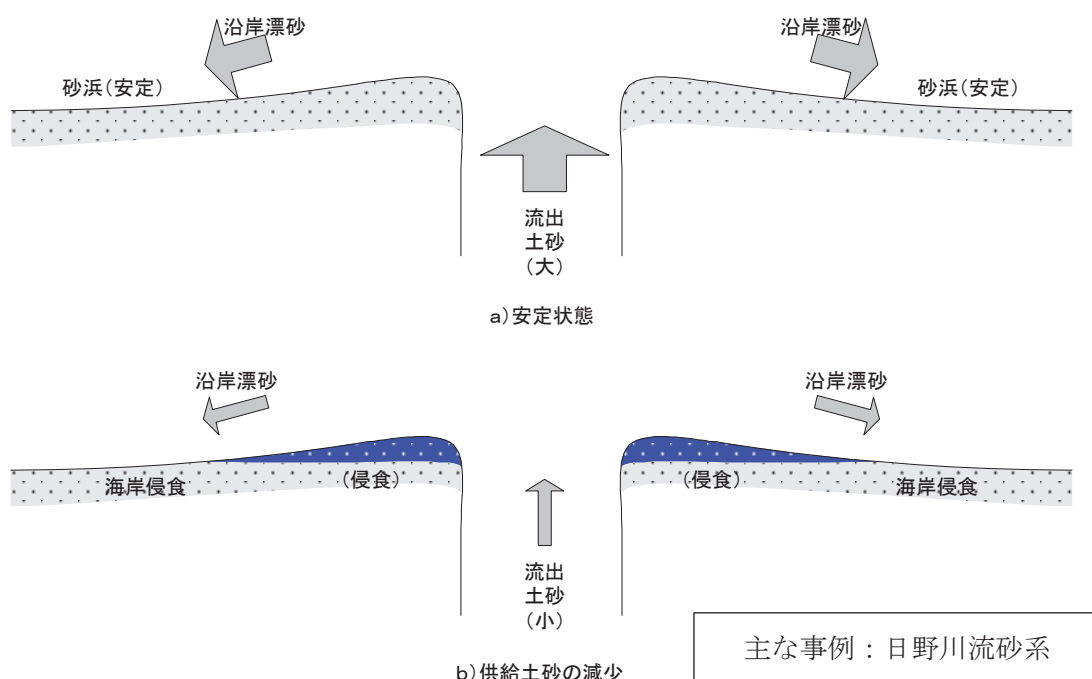


図-2.18 供給土砂量減少による侵食（鳥取県，2005）

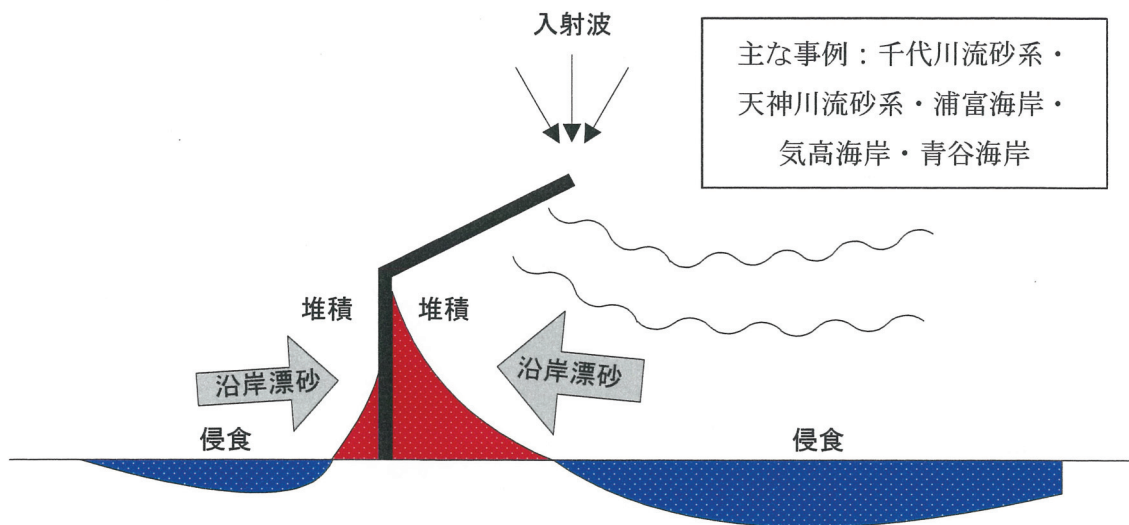


図-2.19 遮蔽域形成による侵食（鳥取県，2005）

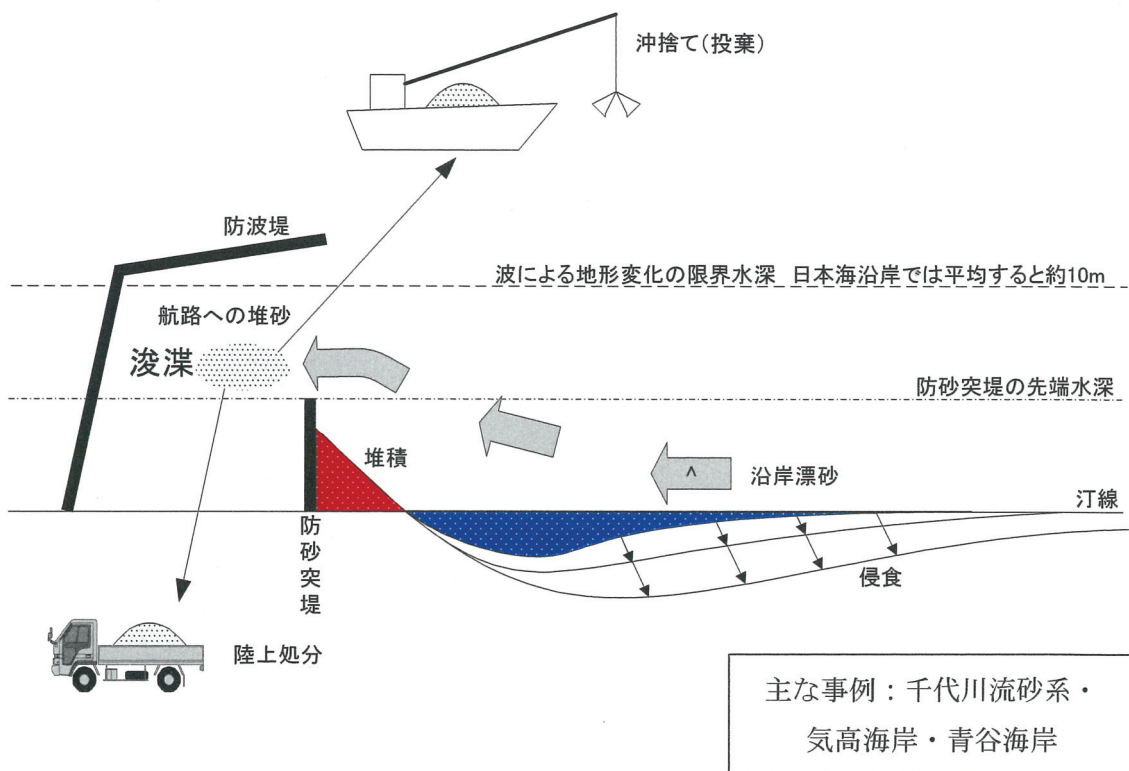


図-2.20 海砂利採取（浚渫）に伴う海岸侵食（鳥取県，2005）

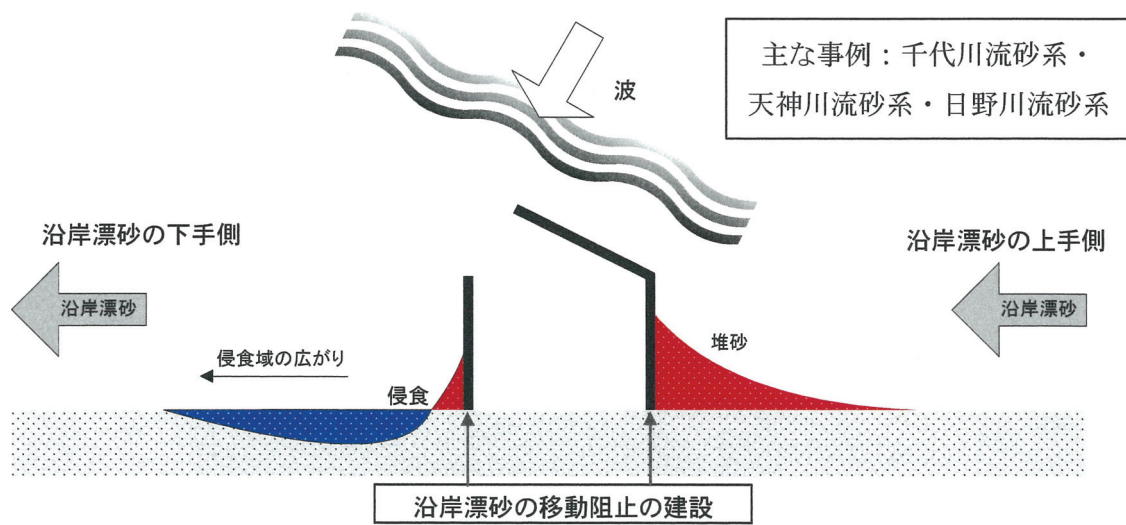


図-2.21 沿岸漂砂阻止による侵食（鳥取県，2005）

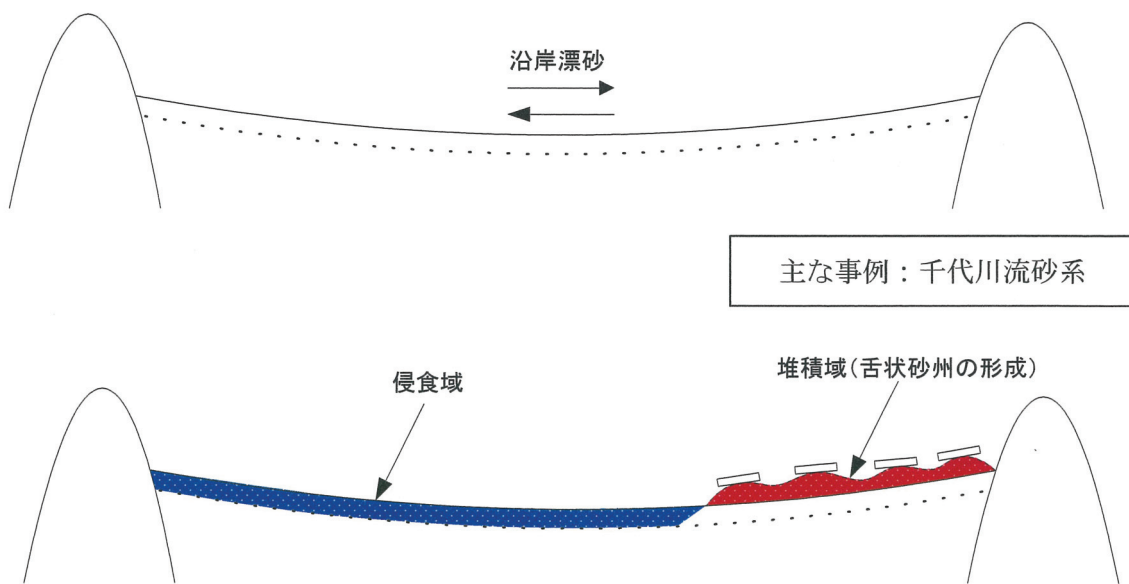


図-2.22 一連海岸の端部から離岸堤・人工リーフ建設と周辺海岸の侵食の関係（鳥取県，2005）

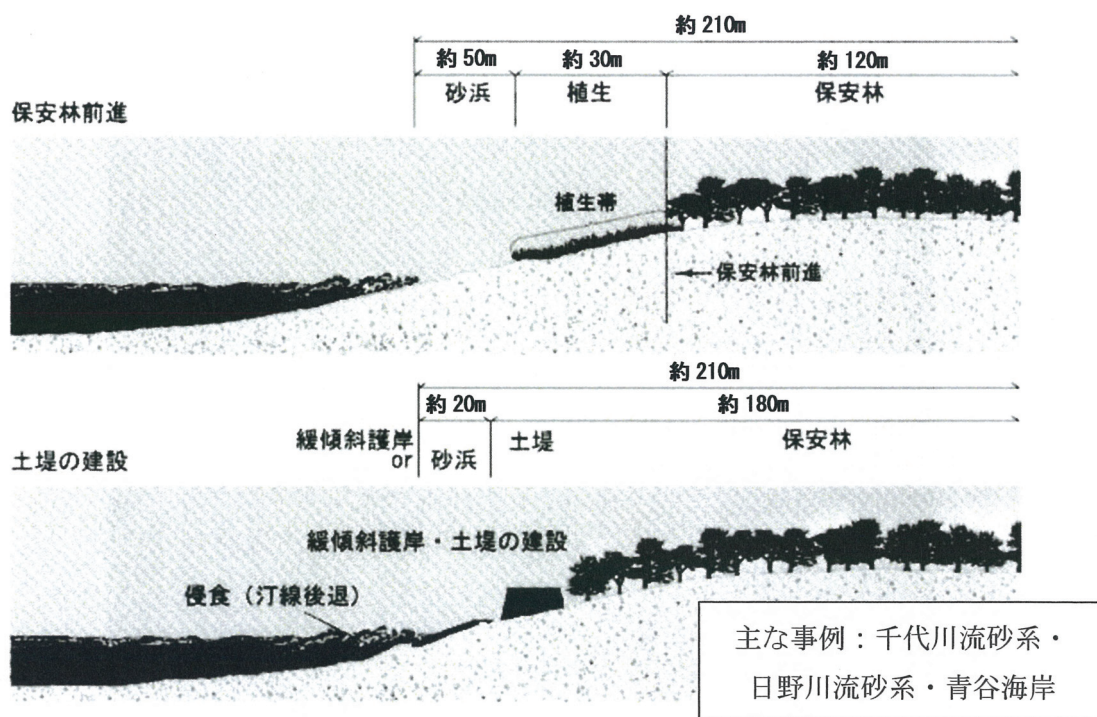


図-2.23 保安林の過剰な前進に伴う海浜地の喪失（鳥取県，2005）

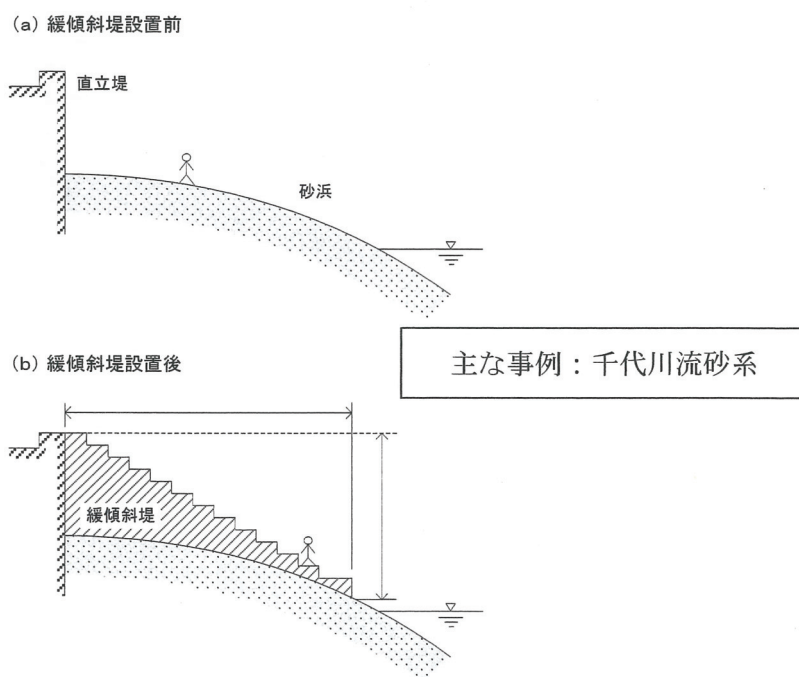


図-2.24 護岸の過剰な前出しに起因する砂浜の喪失（鳥取県，2005）



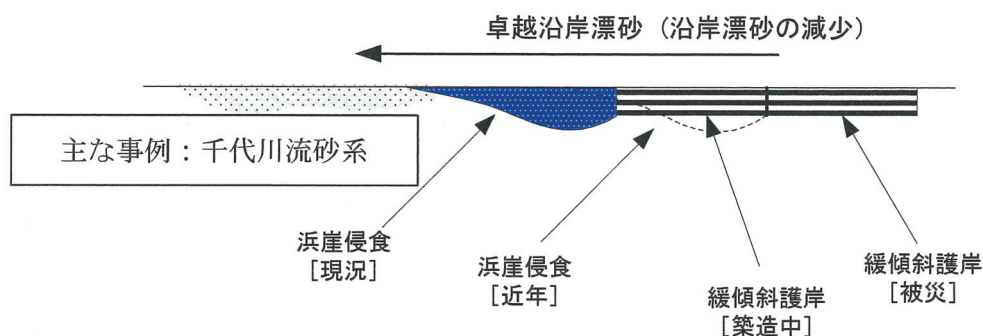


図-2.25 護岸の過剰な前出しに起因する砂浜の下手側の侵食（鳥取県，2005）

## (2) 総合的な土砂管理による海岸保全の必要性

海岸において、防護・環境・利用の全てに共通する基本要素は砂浜であり、調和のとれた海岸づくりを実現するためには砂浜の保全が基本である。一方で、砂浜は極めて脆弱であり、各種要因により変動を続ける。現在まで実施されてきた海岸侵食対策は、海岸侵食等が起こってから対症療法的に各種構造物の設置により海岸防護を図るもの（ハード対策）であった。しかし、最近では、養浜、サンドバイパス、サンドリサイクルなどのソフト対策の重要性も認識され、ハード対策とソフト対策を効果的に組み合わせることも必要となる。また、水系一貫の土砂管理という総合的視点に立つとき、今後の海岸保全は、土砂移動を適正に制御することにより侵食問題を効果的かつ効率的に解決できるといえる。

このため、河川流域と漂砂系を含む流砂系を対象として、土砂移動を適正に管理するための総合的な土砂管理のルールづくりが必要となる。

## (3) 土砂問題の解決法

総合的な土砂管理とは、河川流域と漂砂系を含む流砂系を対象として、土砂管理ルールに基づいて定められた土砂管理目標のもとで対策を実施するものである。鳥取県内では海岸侵食が進行しており、これまでの対処療法的な対策では侵食を防ぎえず、抜本的対策として早急に総合的な土砂管理を行う必要があること、鳥取県内で土砂生産性の高い大河川（千代川、天神川、日野川：いずれも一級河川）では支川にはダムが設置されているものの、本川にはダムがなく土砂移動の連続性が断たれていないことから、土砂生産の問題よりも沿岸域（海岸部）での土砂移動の適正化が土砂問題の解決への近道であるといえる。また、問題を放置すれば海岸の状況がさらに悪化することは明らかで、まずは可能な部分から総合的な土砂管理を実施していくことが重要といえる。

## 2.5 鳥取県の取り組み－「鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドライン」の策定－

### (1) 鳥取沿岸の目指すべき海岸の姿

鳥取県では、流砂系における量と質（粒径）のバランスのとれた土砂の流れの連続性の確保・回復を目指すことを目標とし、目指すべき海岸のイメージを図-2.26 に示した。また、流砂系またはポケットビーチごとに次の3点に基づいて具体的な土砂管理の目標を定

めて、沖合から砂丘地まで含めた海岸地形を自然な状態で保全することとした。

- 1) 自然の土砂の流れを正しく理解し、人的行為が土砂の流れに影響を与えているならばその影響を緩和または復元する。
- 2) 各管理者は、流砂系内の土砂の連続性を回復するための目標値を協働して設定する。目標値は、連続性を確保するための目安であり、流砂系内の土砂動態を考慮した土砂移動量等とする。
- 3) 「〇mの浜幅の確保」「〇mの汀線の前進」など、海岸の形や構造物の配置を目指すものではない。

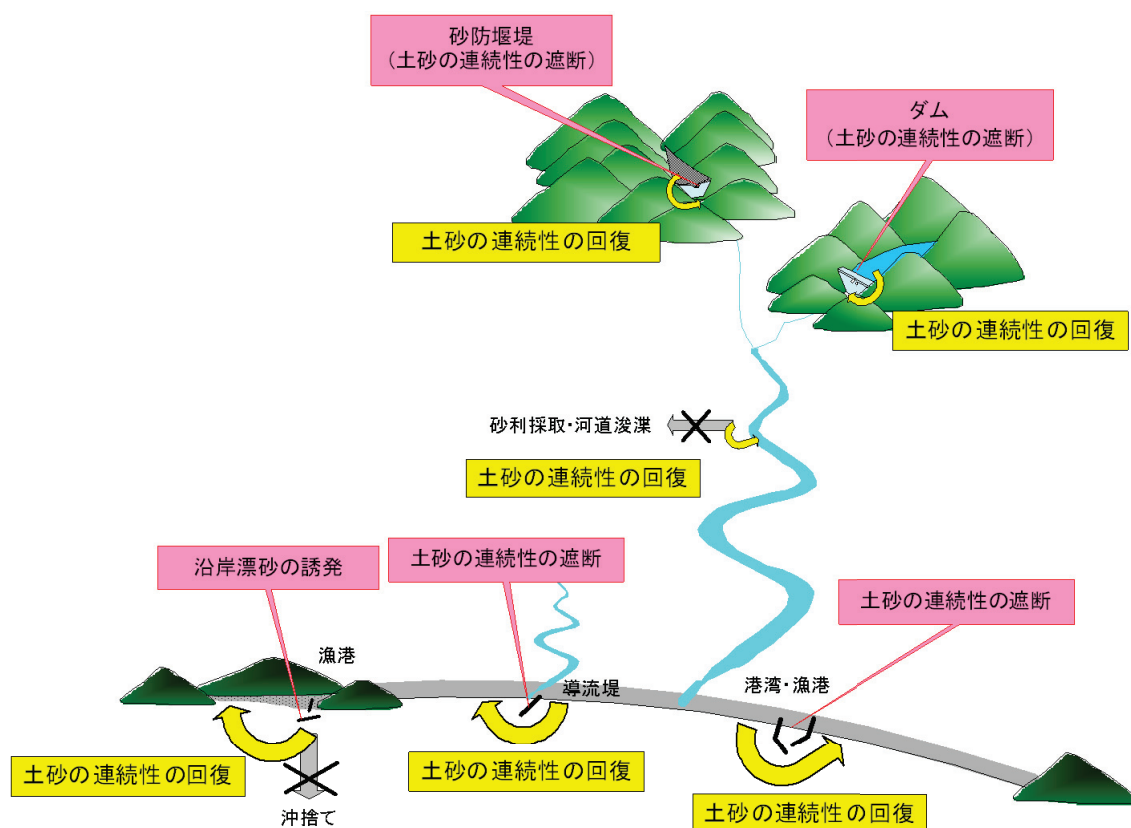


図-2.26 目指すべき海岸のイメージ（鳥取県，2005）

## (2) 鳥取沿岸の連携による総合的な土砂管理の実施

鳥取県が示した総合的な土砂管理の行動目標は、「目指すべき海岸の姿を達成するために、流砂系に係わる人々が土砂に係わる問題を共有し、個々の立場を尊重しておのものの役割分担のもと連携しながら土砂問題の解決を図ること」である。この行動目標が、鳥取沿岸の総合的な土砂管理の大きな特徴の一つである。また、次の3点に基づいて実施することとした。

- 1) 総合的な土砂管理では、「流砂系」「ポケットビーチ」を単位とし、「流砂の下手側」「流砂系内のバランス」に必ず配慮し、土砂問題への対応策を実施する。

- 2) 各管理者は、土砂問題の被害者・加害者意識を捨て、同じテーブル上で土砂問題を共有し、土砂問題を解決しながら土砂管理の目標を達成する。
- 3) 各管理者は、自らが実施する各管理領域での土砂問題の対策が他の領域に与える影響を理解し、それぞれの立場を尊重しながらおのおのの役割分担のもと1つの目標に向かって協力していくことが必要である。

### (3) 鳥取沿岸の総合的な土砂管理の基本原則

鳥取県が示した鳥取沿岸の総合的な土砂管理の基本原則は、県民へ情報公開と県民の監視の下で、PDCA サイクルによって土砂管理を実施し土砂の連続性を確保・回復することである。

ここで、PDCA サイクルとは、図-2.27 に示すように土砂管理計画（Plan）を立て、対策を実施（Do）し、実施状況等をモニタリング（Check）し、計画と実施の評価（Action）を行うという工程を継続的に繰り返すことにより、目標に近づけていく仕組み（スパイラルアップ）である。流砂系毎に PDCA サイクルにより新たな知見を蓄積し、それまでの土砂管理を評価することによって、次の土砂管理計画を策定し、目指すべき海岸の姿へ向かって継続的に土砂管理を実施する。

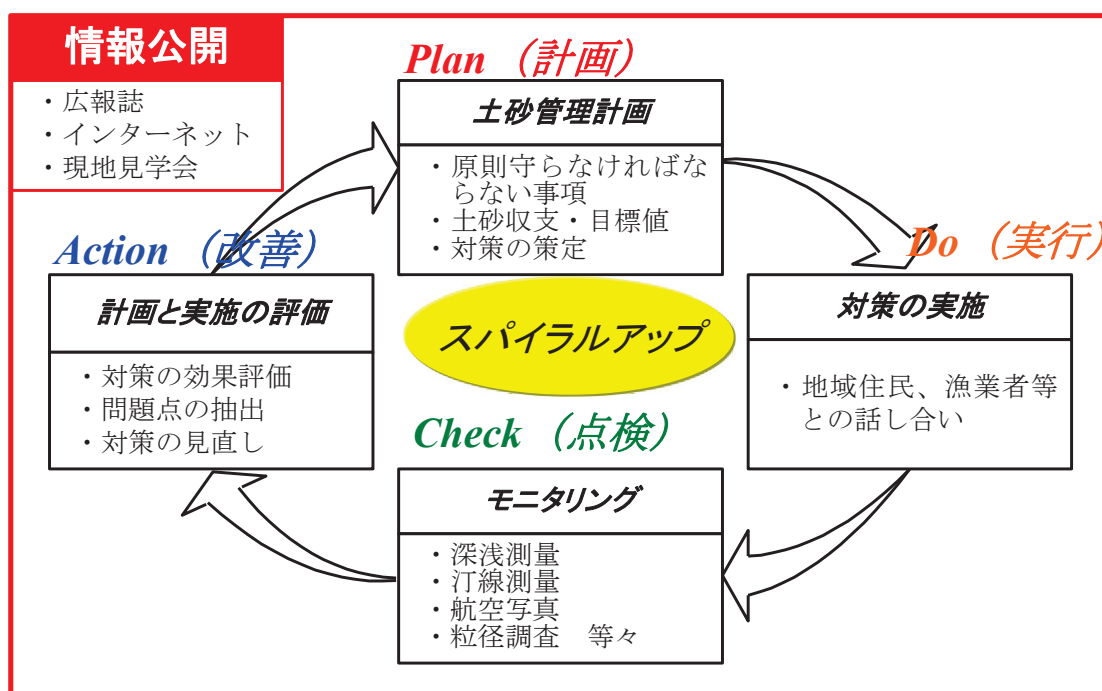


図-2.27 PDCA サイクル（鳥取県，2005）

### (4) 鳥取沿岸の土砂管理の本質的な対策

総合的な土砂管理では、土砂の流れは連続しており、個々の場での対策がその場で効果を発現したとしても、ほかの海岸に悪影響を与え、新たな土砂問題を発生させるという「負の連鎖」を断ち切ることが最も重要である。

鳥取県が示した鳥取沿岸の総合的な土砂管理では、「構造物の設置を要しない土砂の流れの連続性を確保するための対応策」を本質的な対策と位置付けた。この対応策を実施しても、長期的な視点からの土砂収支や費用バランスを加味した上で目指すべき海岸の姿を実現することが困難と予想される場合には、必要最小限の「構造物の設置による土砂の流れを制御・調整するための対応策」を実施することとした（図-2.28）。また、後者の対応策では、防護・環境・利用に配慮した必要最小限の構造物の設置等によって海浜の安定化を図るとともに、土砂収支バランスの変化に伴う侵食か、自然変動の範囲内なのかを見極めることが重要となる。なお、土砂の流れの連続性を確保するため、海岸における土砂投入は、同系内の波による地形変化の限界水深（日本海沿岸で平均約 10 m）よりも浅い所とした。

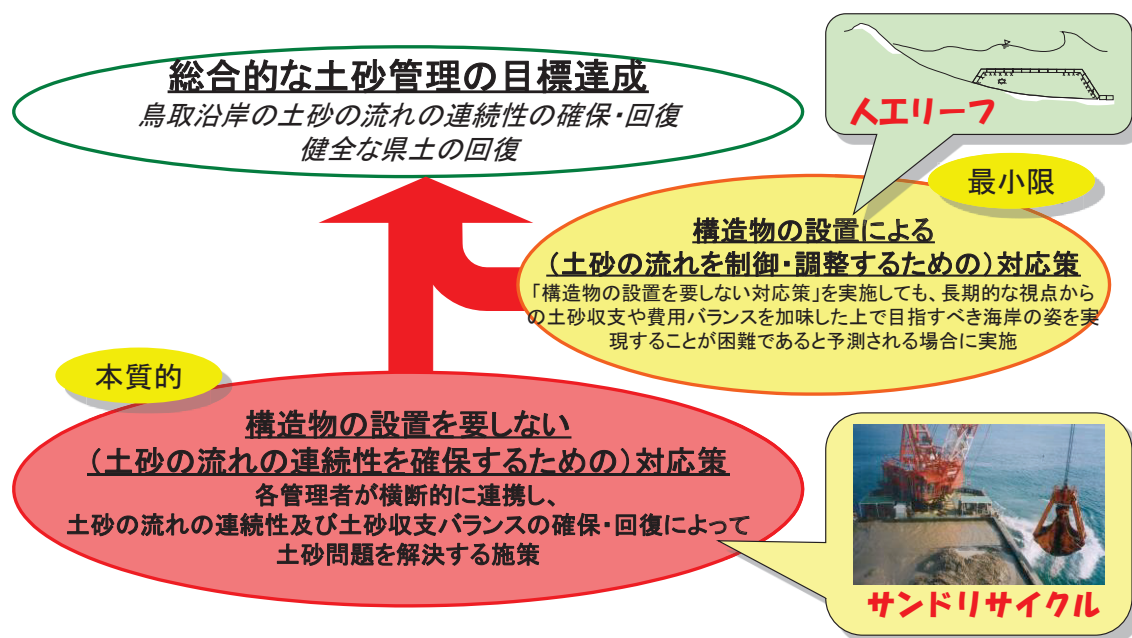


図-2.28 本質的な対策と必要最小限の構造物（鳥取県，2005）

##### (5) 鳥取沿岸の目指すべき海岸の姿に向けた土砂管理計画

総合的な土砂管理を実行に移すためには、前述の「鳥取沿岸の総合的な土砂管理の基本原則」および「土砂管理の本質となる対応策」に従って、土砂管理によって「目指すべき海岸の姿」と「それに向けた具体的な内容を示した土砂管理計画」を県民に示す必要がある。そこで、鳥取県は、代表海岸として、流砂系では千代川流砂系、天神川流砂系および日野川流砂系、ポケットビーチでは浦富海岸、気高海岸および青谷海岸の 6 つについて、目指すべき海岸の姿に向けた土砂管理計画を示した。その他の砂浜海岸についても同様に扱うこととした。その際、20 年先、30 年先といった長期的な視点で土砂管理計画を策定し、土砂管理の問題点を踏まえ、各管理者が連携して土砂の流れの連続性を確保するために原則的に守らなければならない事項を定めた。具体的には、前述の千代川流砂系で試案



として作成した図-2.15 を正式な土砂管理計画と位置付け、図-2.16 および図-2.17 も一体として正式な土砂管理計画に位置付けた。

同様に、流砂系では天神川流砂系および日野川流砂系、ポケットビーチでは浦富海岸、気高海岸および青谷海岸においても、土砂管理計画および対策（土砂管理）の有無による50年後の汀線変化の相違図（以下、「汀線変化予測図」という。）および50年後の粒度構成の予測図（以下、「粒度構成予測図」という。）を策定した。そして、これらを目指すべき海岸の姿に向けた土砂管理計画と位置付けた。このうち、浦富海岸の土砂管理計画を図-2.29、図-2.30 および図-2.31 に示す。浦富海岸は、田後港の防波堤の建設により遮蔽域が形成され土砂のバランスが崩れ、侵食と堆積が発生している。対応策としては、土砂のバランスを確保させるための対策を必要とする。

なお、これまで示した千代川流砂系および浦富海岸以外の土砂管理計画（汀線変化予測図および粒度構成予測図を含む）については、鳥取県（2005）を参照されたい。

目指すべき海岸の姿へ向けた土砂管理計画

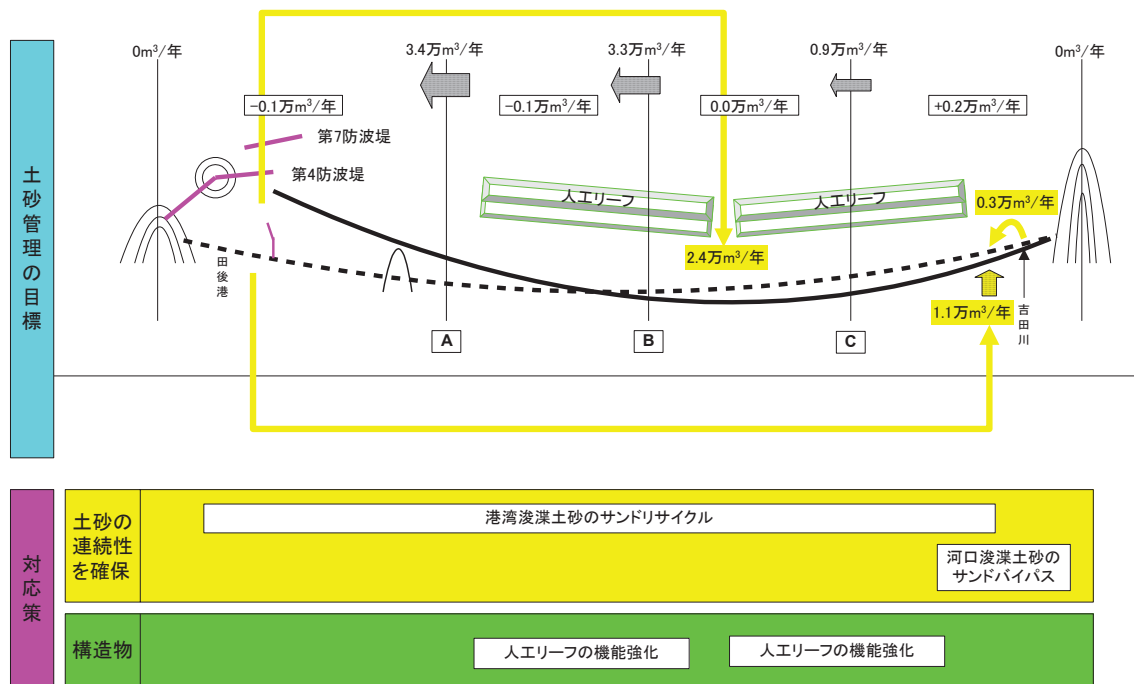


図-2.29 浦富海岸の土砂管理計画（鳥取県，2005）

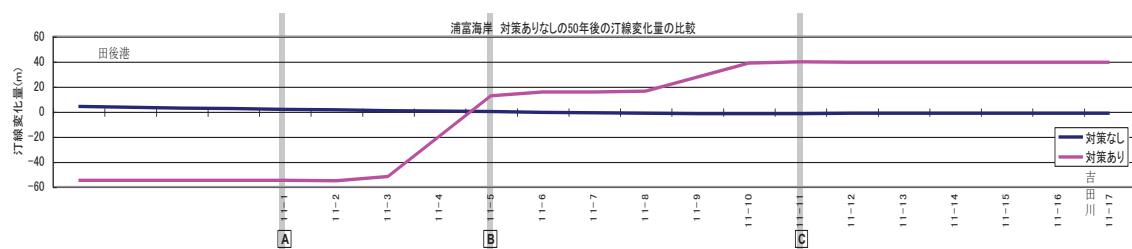


図-2.30 浦富海岸の対策（土砂管理）の有無による50年後の汀線変化の相違図（鳥取県，2005）

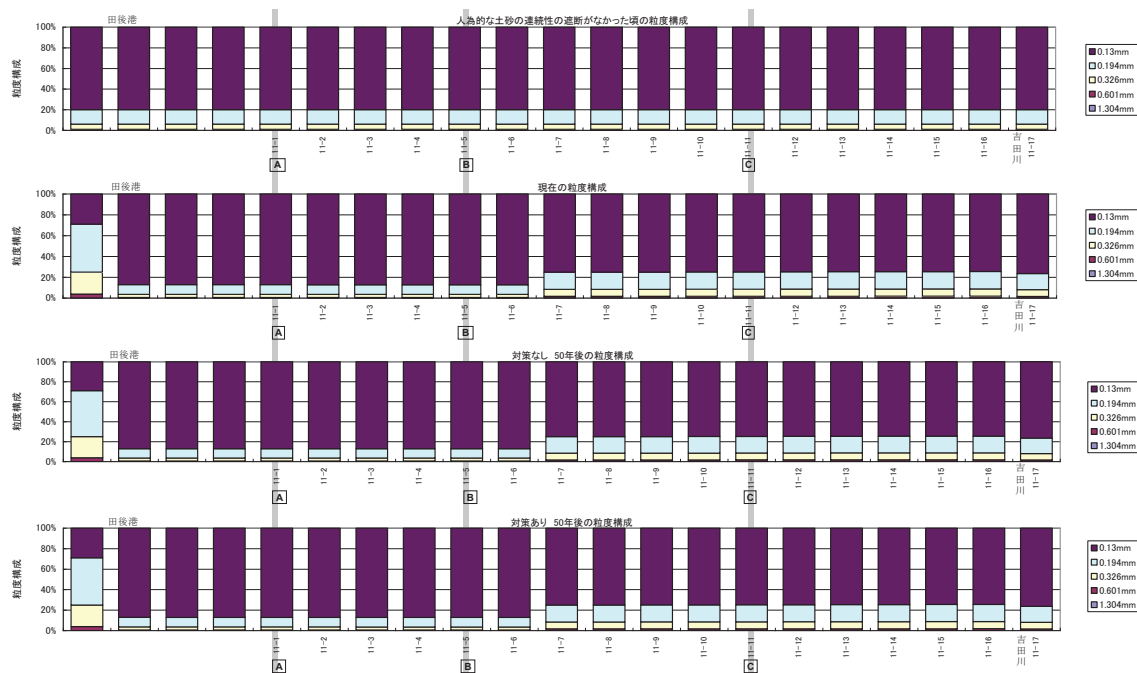


図-2.31 浦富海岸の対策（土砂管理）の有無による 50 年後の粒度構成の予測（鳥取県，2005）

## (6) 「鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドライン」の策定

鳥取県は、先行的に検討を進めた千代川流砂系を含めて、鳥取沿岸を中心とした総合的な土砂管理を推進していくためのツールとして、「鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドライン」を策定した。この中身は、前述した「目指すべき海岸の姿」、「連携による総合的な土砂管理の実施」、「総合的な土砂管理の基本原則」、「土砂管理の本質的な対策」および「目指すべき海岸の姿に向けた土砂管理計画」で構成されている。

## 2.6 鳥取沿岸の総合的な土砂管理の実施に当たって取り組むべき課題

本ガイドラインの導入および実施により、土砂管理に係わる各管理者の連携が強化され、限られた予算の中でより効果的かつ効率的な土砂問題解決の施策を行うことができるようになる。また、県民へ情報公開と監視のもと、沿岸域での総合的な土砂管理を実施することによって、県民が土砂問題や海岸・河川に関する情報を得る機会が増える。注目されることによって、それが拘束力となり土砂管理計画がより推進される。さらに、鳥取沿岸の総合的な土砂管理の実施によって、最終的に砂浜の保全・回復による”魅力ある県土づくり”と”まちの活性化”に貢献できる。

一方、流砂系の土砂収支の定量化では、限られたデータを用いて土砂管理の方向性を見誤らないよう、長期的・マクロ的な視点で土砂収支の精度を保つ土砂動態モデルを検討した。本ガイドラインには、土砂動態の実態や土砂管理の対応策の効果について不明な点が幾つかあるため、土砂管理の実施状況を確認し、対応策の効果・土砂環境の変化・構造物

の維持管理状況等を把握するモニタリングを PDCA サイクルの中で実施することを位置付けている。これは、モニタリングによって得られた知見や積み重ねた議論をもとに、土砂動態変化の予測精度の向上や対応策の評価手法の改善等の技術的発展にも寄与することを想定したものである。

また、本ガイドラインにサンドリサイクルを本質的な対策と位置付けている施策の導入の効果に当たっては、新たに検討した土砂動態モデルと用いて、代表的な一連の漂砂系を含む流砂系およびポケットビーチごとに、土砂管理計画の実施の有無を 50 年後の汀線変化の相違図という形で汀線変化予測図によって評価している。しかし、汀線変化予測図の作成および情報公開のみでは、十分な効果は期待できない。

そこで、これまで示した本ガイドラインの導入および実施に当たっては、軌道に乗せるため幾つかのステップを踏む必要がある。まずは、鳥取県における最適な海岸保全の指針として、本ガイドラインを広く県民に情報公開する。つぎに、県民が参画し、各管理者が連携する仕組みをつくる。そして、PDCA サイクルによる土砂管理の実施および実施を円滑にするための制度や仕組みの構築である。この理由は、現在、土砂に関して各管理者を横断的に統括し、土砂管理の実施を義務付けた法令等に基づく制度や仕組みがないため、土砂管理を効果的かつ効率的に実施していくには、各管理者を横断的に統括し、一元管理していくことが必要不可欠となる。つまり、総合的な土砂管理の実施に当たって、現状における拘束力は、情報公開のみであり、各管理者が県民と一体となって取り組むべき課題は、情報公開の推進である。

## 2.7 より効果的・効率的な土砂管理手法の必要性

前述のとおり、新たな総合土砂管理手法として提案した施策は、県民および各管理者に浸透してきた。しかし、現在のサンドリサイクルは、重機や浚渫船で堆積砂を掘削し、陸上運搬または海上運搬して、侵食箇所へ投入するという行為であり、毎年、多くの予算を費やしている上、代替する効果的な対策がない状況であることから、より効果的かつ効率的なサンドリサイクルの実用化が求められている。

## 2.8 結語

日本を代表する砂浜の一つである鳥取砂丘を有する千代川右岸流砂系を対象に、現地踏査、空中写真および深淺測量データにより、海岸地形の長期的な変動と土砂の偏在化による土砂問題の要因を明らかにした。そして、新たに検討した河川と海岸が一体となった混合粒径を考慮した土砂動態モデルにより、千代川流砂系全体の土砂収支と漂砂メカニズムを再現することによって流砂系の土砂問題の要因を定量的に評価し、その有効性を示した。その中で、鳥取港の防波堤による波の遮蔽効果により鳥取砂丘前面から千代川へ向かう沿岸漂砂が起こることを明らかにした。この漂砂の向きは自然状態の向きとは逆であり、本来、鳥取砂丘前面にあるべき土砂が浚渫によって漂砂の系外へ運ばれ失われている状況を

明らかにした。

つぎに、明らかにした要因による鳥取砂丘への侵食の波及を防ぐために、浚渫土砂の沖捨てや埋立てを禁止し、サンドリサイクルやサンドバイパスによって土砂の流れの連続性を確保する対応策の一つにまとめた土砂管理計画（試案）を作成した。

鳥取県は、この結果を踏まえて本ガイドラインを策定した。ここでは、そこに位置付けられた項目および内容について述べた。その中で、千代川流砂系以外の鳥取県の代表的な流砂系および代表的なポケットビーチについても同様に、現地調査等を実施し、鳥取沿岸における土砂問題の分析や土砂移動のメカニズムを解明し、土砂移動の適正な制御の必要性を明らかにし、土砂管理計画を策定した経緯について述べた。

さらに、鳥取沿岸の総合的な土砂管理の実施に当たって、各管理者が県民と一体となって取り組むべき課題について述べた。

今後の運用に当たっても、土砂に係る各管理者（河川・海岸・港湾・漁港・保安林・ダム・砂防管理者等）および利用者が土砂問題について共通認識を持ち、個々の管理者への責任追及論ではなく、10年、100年後も見据え、さらには、これまでの各管理領域にとらわれず、各管理者が連携し、県民共有の財産である砂浜海岸を保全し、回復を図る取り組みを続ける必要がある。これは、次世代の管理者に向けての提案ともいえる。

以下、参考として述べる。土砂問題の解決に当たっては、沿岸域の管理区域を横切って移動している砂の動きを人為的意味から総合的に調整することが必要である。沿岸域での総合的な土砂管理、具体的には土砂のリサイクル利用を真剣に検討し、実施しなければならない。また、沿岸域の行き過ぎた人工化を防ぐには、沿岸域での人工構造物建設の影響を正しく理解し、それに対して適正な対策がとれるよう、従来の考え方や各制度の運用を柔軟に変える必要がある。この際、河川・海岸・港湾・漁港・保安林・ダム・砂防等の各管理者間での連携を保つことが重要で、そこに本ガイドラインが活かされている。

本ガイドラインには、「構造物の設置を要しない土砂の流れの連続性を確保する対応策（サンドリサイクルやサンドバイパス）を本質的な対策とする」と位置付けているが、「構造物の設置を要しない土砂の流れの連続性を確保する対応策（サンドリサイクルやサンドバイパス）」を実施しても、長期的な視点からの土砂収支や費用バランスを加味した上で目指すべき海岸の姿を実現することが困難であると予測される場合は、「構造物の設置による土砂の流れを制御・調整するための対応策（防護・環境・利用に配慮した必要最小限の構造物の整備等）」を容認することを位置付けた。つまり、養浜土砂が再度波の遮蔽域側へと流出しにくくなる施設を建設した上で、遮蔽域側へと移動した砂を元の海岸へと戻すサンドリサイクルも可能としている。この際も、各管理者間での連携を保つことが重要である。

今後は、本ガイドラインにとどまらず、各管理者間での連携を制度的に担保し、局所最適化を繰り返すのではなく、長期的に安定した海浜を維持および回復する手法の導入を検討する必要がある。



これまで述べた背景や現状把握の結果から本ガイドラインを策定し、以降、今日までに鳥取県においては、千代川、天神川、日野川の流砂系、および浦富、気高、青谷海岸のポケットビーチなど鳥取沿岸の各地で土砂管理計画に基づく土砂管理を実施してきた。例えば、本ガイドラインに沿って、鳥取県内では、サンドリサイクルを 38 か所実施（平成 23 年度の県・市町村実績（国を除く）：河口部および海岸部で 26 か所、港湾および漁港で 12 か所）している。

また、鳥取県内の東部・中部・西部において各沿岸域の土砂管理連絡調整会議を設置し、毎年（1～2 回）開催してきた。これら各沿岸域の土砂管理連絡調整会議では、土砂の流れの連続性の確保および回復を目指して、関係機関が連携しながら土砂管理等を促進するため、その方策の検討および調整を図ることを目的とし、県民へ情報公開のもと、次の 3 つの事項を協議調整している。

- ・関係機関の連絡調整に関する事項
- ・土砂管理の効果検証および事業調整に関する事項
- ・その他土砂管理に関して必要な事項

とくに土砂管理の効果検証では、定性的な評価や定量的な評価を行い、例えば、近年侵食の進行が著しかった鳥取砂丘において、汀線後退をほぼ現状を維持もしくは回復（侵食を食い止めた）という効果が得られている。また、本ガイドライン策定以降、県民および各管理者に浸透し、沿岸域における土砂に関連する各種の課題への対応に用いられている。

一方、本ガイドラインが県民および各管理者に浸透した現状においては、各沿岸域の土砂管理連絡調整会議や県民を代表する鳥取県議会等において、「現在実施しているサンドリサイクルは、一定の海浜安定効果を得ているものの継続的に繰り返している状態であり、応分の費用を要している」、「コスト縮減や効果の最大化の観点から効率のよいサンドリサイクルの方法とする必要がある」、「現状で満足することなく、低コスト化や地球環境保全に配慮し、鳥取県の地域特性に適合した恒久的サンドリサイクルシステムの導入を検討する必要がある」等の意見がある。

しかし、本ガイドラインに位置付けた「構造物の設置を要しない土砂の流れの連続性を確保する対応策（サンドリサイクルやサンドバイパス）を本質的な対策とする」を否定する意見はない。

このように、本ガイドラインに基づいた新たな総合土砂管理手法の導入効果は、鳥取県内各海岸の海岸保全の実績として示されているが、そのほか、他地域への波及効果の事例として、2011 年（平成 23 年 3 月）に神奈川県が策定した「相模湾沿岸海岸侵食対策計画」が挙げられる。これは、神奈川県が、侵食の進む相模湾沿岸で砂浜の回復・保全を図り、将来に渡る「美しいなぎさの継承」を目指し、砂浜の主たる供給源である山から河川を通じて沿岸を移動する土砂の流れの連続性および相模湾を広域的にとらえ、海岸ごとに養浜を主体とした侵食対策を行うために策定したもので、本ガイドラインに類似している点が多い。

## 参考文献

- 芦田和男・道上正規（1970）：浮遊砂に関する研究（1）-河床付近の濃度-, 京大防災研年報, 第 13 号 B, pp.233-242.
- 芦田和男・道上正規（1972）：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 第 206 号, 土木学会, pp.59-69.
- 宇多高明（1997）：「日本の海岸侵食」, 山海堂, 442p.
- 宇多高明（2004）：「海岸侵食の実態と解決策」, 山海堂, 304p.
- 宇多高明（2005）：漁港・港湾・河川の基準における浚渫の取扱いと海岸侵食, 海洋開発論文集, 第 21 巻, pp.463-468.
- 神奈川県（2011）：相模湾沿岸海岸侵食対策計画, p.116.
- 熊田貴之・小林昭男・宇多高明・芹沢真澄・星上幸良・増田光一（2002a）：混合粒径砂の分級過程を考慮した海浜変形モデルの開発, 海岸工学論文集, 第 49 巻, pp.476-480.
- 熊田貴之・小林昭男・宇多高明・芹沢真澄・三波俊郎・増田光一（2002b）：河口デルタの汀線・粒径変化の予測モデル-沿岸漂砂による分級作用の再現-, 海岸工学論文集, 第 49 巻, pp.481-485.
- 公益社団法人土木学会（1999）：水理公式集－平成 11 年度版－, 丸善出版, 713p.
- 佐藤慎司・宇多高明・岡安徹也・芹沢真澄（2004）：天竜川-遠州灘流砂系における土砂移動の変遷と土砂管理に関する検討, 海岸工学論文集, 第 51 巻, pp.571-575.
- 鳥取県（2005）：鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドライン, p.18.
- ※注意 1：ここには, p.18 以降の付属資料および各土砂管理計画を含む（以降同じ）.
- ※注意 2：ここには, 鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドライン検討委員会資料（第 1 回～第 3 回）を含む（以降同じ）.
- 安本善征・宇多高明・松原雄平・佐藤慎司（2006a）：鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドラインの策定と実施, 海洋開発論文集, 第 22 巻, pp.415-420.
- 安本善征・宇多高明・松原雄平（2006b）：鳥取沿岸の侵食実態と総合的な土砂管理の検討－千代川右岸流砂系の例－, 海岸工学論文集, 第 53 巻, pp.641-645.
- Komar P.D., D.L. Inman（1970）：Longshore sand transport on beaches, J. Geophys. Res., Vol.75, No.30, pp.5514-5527.
- Kraus, N.C.（1985）：Field experiments on vertical mixing of sand in the surf zone, J. Sedimentary Petrology, Vol.55, pp.3-14.
- Yasumoto, Y., Uda, T., Matsubara, Y., and Hirano, G.（2007）：Beach erosion along Tottori coast and comprehensive sediment management, Journal of Coastal Research, Special Issue, No.50, pp.82-87.

## 第3章 砂除去装置を用いたサンドリサイクル工法 に関する研究

### 3.1 緒言

鳥取県内各地の海岸では、海浜の侵食により国土保全や海岸利用への影響が深刻化している。鳥取県（以下、「本県」という。）には10港湾と18漁港があり、これらの港湾・漁港においては、航路・泊地に砂が堆積し、船舶の航行に支障を来し、産業活動への影響が深刻化している。このため、本県では第2章に示した鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドライン（以下、「本ガイドライン」という。）（鳥取県2005, 安本ら2006）のとおり、量と質（粒径）のバランスのとれた「土砂の連続性」の確保・回復を目指し、構造物の設置を要しない対応策を本質的な対策と位置付けているところであり、本県の地域特性に適合したサンドリサイクルシステムの検討を行った。

日本で実施されているサンドリサイクル（養浜）は、重機や浚渫船で堆積砂を掘削し、陸上運搬または海上運搬して侵食箇所に投入するという行為であり、毎年多くの予算を費やしている上、代替する効果的な対策がなかった。静岡県（2016）に示す福田漁港・浅羽海岸のサンドバイパスシステムは、恒久的なパイプライン輸送方式を採用した国内最初の事例である。この事業は、水産庁のパイロット事業で Gold Coast（オーストラリア）の技術を採用し、ジェットポンプを使用した8万  $\text{m}^3/\text{yr}$  のサンドバイパスとなっている。

現在、本県が実施しているサンドリサイクルにおいても前述と同様に、重機や浚渫船で堆積砂を掘削し、陸上運搬または海上運搬して侵食箇所に投入している。このことに要する費用について、単純に単価換算すると1  $\text{m}^3$  当たり2,100円（平成23年度実績：投資262,766千円／浚渫125,029  $\text{m}^3$  = 2,102円/ $\text{m}^3$ ）を要している。この投資は、土砂問題の負の連鎖を断ち切るため、従来方式の構造物の設置による土砂の流れを制御・調整する対応策を極力用いないこととした本ガイドラインの下においてはやむを得ないものである。

一方、本県の地域特性（他県に同様の事例がないとは言えない）として、大型の重機や浚渫船が搬入できない泊地や岸壁沿いの砂浜などでは、土砂の撤去が困難であり、維持管理上の支障を来してきた。なお、このことに求められるサンドリサイクルの規模は1,000  $\text{m}^3$  ~ 3,000  $\text{m}^3$  程度/yrであり、規模の面からも前述の既に稼働しているシステムは適さない。

本研究では、低コスト化や地球環境保全に配慮し、本県の地域特性に適合した恒久的なサンドリサイクルシステムの導入を目的とし、簡易な装置による浚渫工法を開発し、その実用化に向けた試験工事を実施して含砂率の制御機能の確認ほか、現地適用の有用性を検討する（安本ら、2016）。

### 3.2 鳥取沿岸のサンドリサイクルに係る施工方法別の費用分析

本県におけるサンドリサイクルの実績より、施工方法別に費用分析した結果を図-3.1～図-3.4に示す。これまでに、このような分析を実施した事例はなく、本県における施工方法別の特徴が明らかとなった。

まず、図-3.1に示すように本県における施工方法の大きな区分としては、陸上施工、海上施工および併用施工がある。図-3.2に示すように施工方法および工種別の費用として1 m<sup>3</sup>当たりの費用を算出すると、海上施工では1 m<sup>3</sup>当たり2,404円、陸上施工では1 m<sup>3</sup>当たり1,870円となる。その内訳として、図-3.2に示すように、海上施工の場合は掘削（浚渫）に要する費用が2,404円のうち1,482円、陸上施工の場合は掘削に要する費用が1,870円のうち444円となる。このことから、海上施工の場合に最も負担が重いのは掘削（浚渫）に要する費用で、陸上施工の場合に最も負担が重いのは運搬に要する費用となる。その他の養浜（投入）に要する費用については、海上施工で153円、陸上施工で182円となり、大きな差がなく双方とも負担が軽い。

つぎに、運搬距離および運搬工程回数の観点から整理したのが、図-3.3および図-3.4である。図-3.3は海上施工における運搬距離と費用の関係で、掘削（浚渫）に要する費用に重みがあるため、運搬距離が増えても、費用は加算されてこないことがわかる。図-3.4は陸上施工における運搬工程回数と費用の関係で、運搬距離に比例して負担が重くなっていることがわかる。このことから、海上施工は、運搬工程（投入含む）が1回、海上であり移動抵抗が少ないため、「施工経費／運搬距離」の勾配は緩やかとなる。一方、陸上施工は、運搬距離よりも運搬工程回数との間に比例関係が成立する。言い換えれば、海上施工は運搬距離の影響を受けにくく、陸上施工は施工（地形）条件の影響を受けやすい。

そのほかに、養浜（投入）に対する施工費用と出来形管理について分析した結果、養浜（投入）に対しては具体的な技術基準が整備されてなく、現在、本県においては、出来形管理基準ということで、道路の路体盛土工の基準高、法長、幅を規格値として準用しているが、過度な負担とならないよう慎重に扱う必要がある。

また、施工方法以外の配慮事項ということで、環境上の観点がある。生活雑排水とダイオキシン等が入った土砂を養浜することは許されない。このため、環境上の問題発生を未然に防ぐための検査費用が、極小ではあるが必要となっている。

以上の費用分析結果から、コスト削減するためには、海上施工においては掘削（浚渫）費用を、陸上施工においては運搬費用を低下させることが重要となり、本県の施工（地形）条件の制約を受けにくい、安価でフレキシブルな浚渫方法（海上施工）および運搬方法（陸上施工）の開発がコスト削減に繋がると判断できる。

このことから、本研究では、本県において海上施工に要する施工費用に占める掘削（浚渫）費用の割合が高いため、土砂の採取から排出までの一連過程の効率化を視野に入れながら、安価でフレキシブルな浚渫方法（海上施工）の開発に着目する。

なお、鳥取沿岸のサンドリサイクルに係る施工方法別の費用分析の詳細は、整理した結



果を示した鳥取県（2012，2013）を参照されたい。

### ○鳥取県内での施工方法大別（県、市管理）

- ◆陸上施工：約17箇所（約5～7万m<sup>3</sup>/年）
- ◆海上施工：約12箇所（約10～11万m<sup>3</sup>/年）
- ◆併用施工：他の管理者間での調整がつついた場合に実施  
※県内にポンプ船を保有する基地港がないため、海上採取はグラブ船に限定

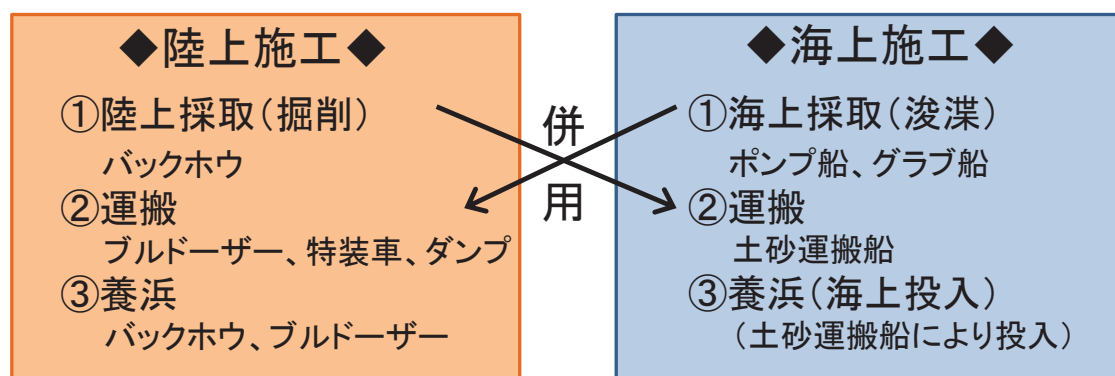


図-3.1 鳥取県内のサンドリサイクル実績（施工方法の種類：平成23年度）（鳥取県，2012）

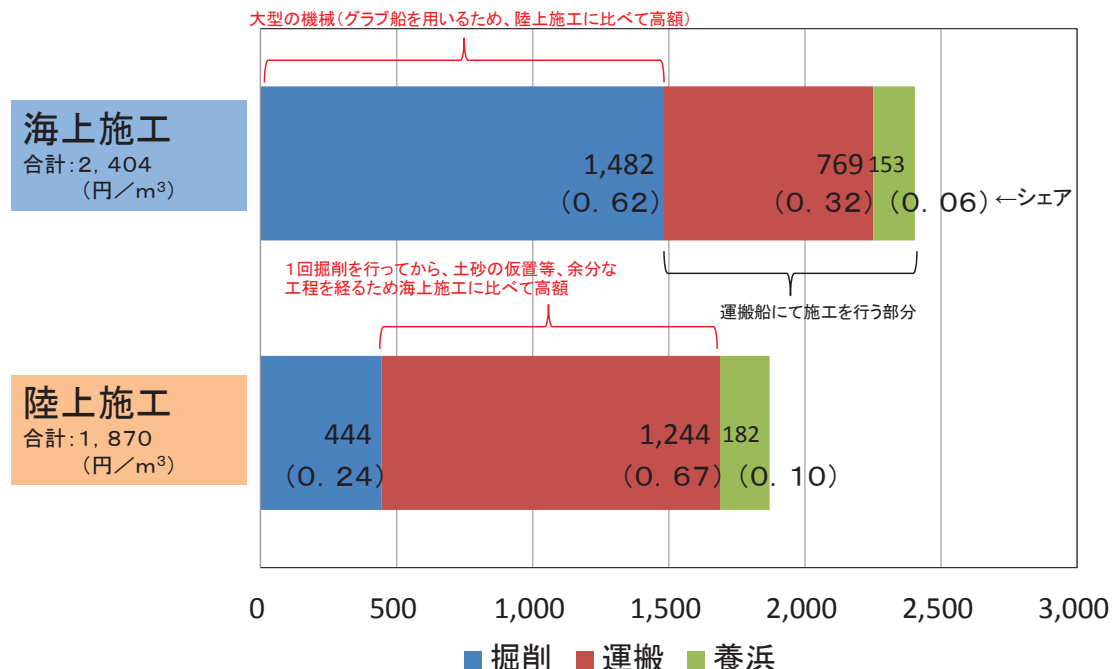


図-3.2 鳥取県内のサンドリサイクル実績（施工方法・工程別の費用：平成23年度）（鳥取県，2012）

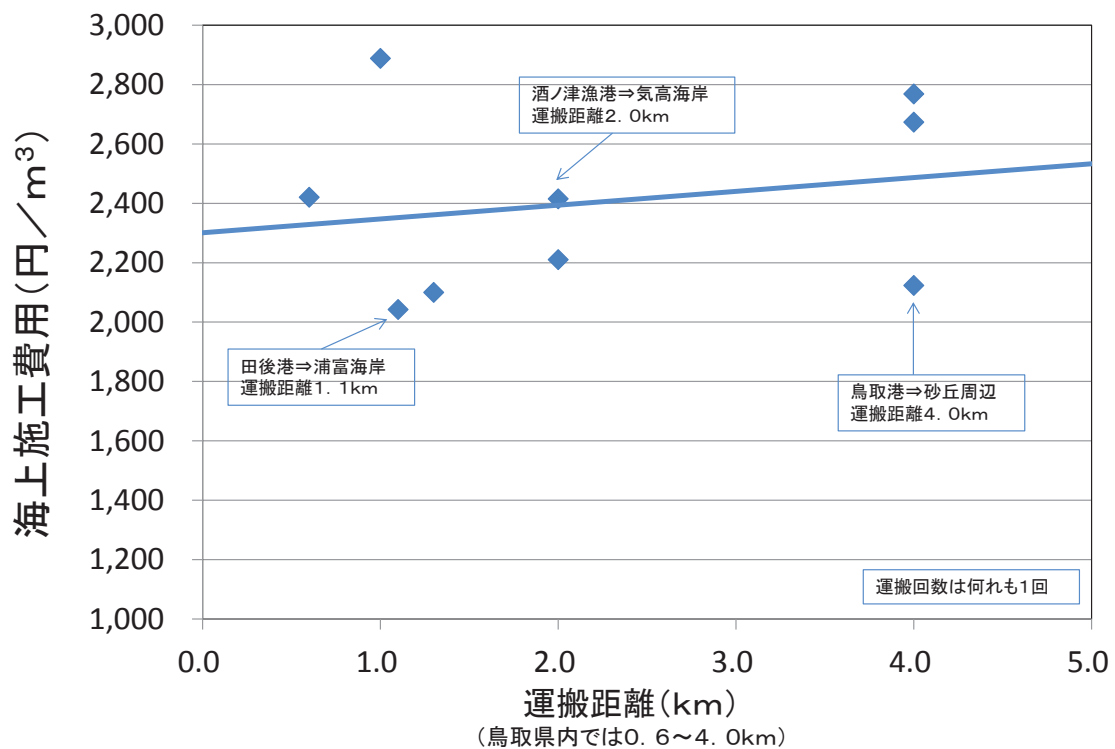


図-3.3 鳥取県内のサンドリサイクル実績（海上施工における運搬距離と費用の関係  
：平成23年度）（鳥取県，2012）

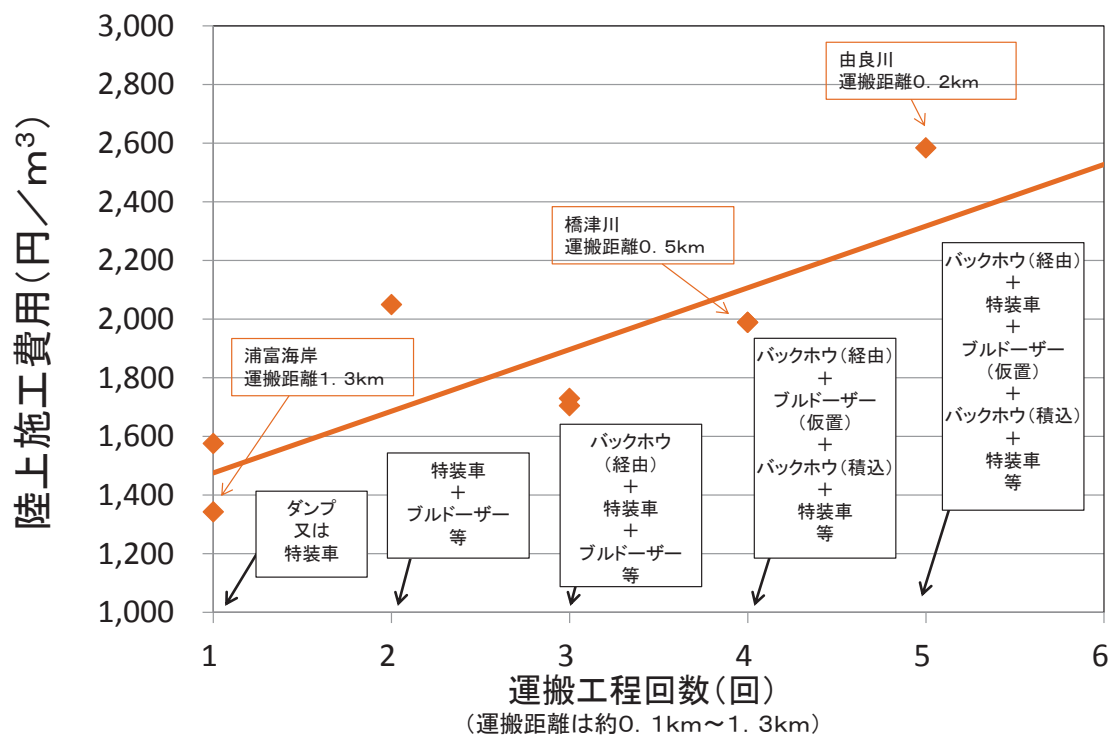


図-3.4 鳥取県内のサンドリサイクル実績（陸上施工における運搬工程回数と費用の関係  
：平成23年度）（鳥取県，2012）

### 3.3 国内外におけるサンドリサイクル・サンドバイパスの実施事例

本研究の着手に当たって、まず、国内外のサンドリサイクル・サンドバイパスの実施事例に関する情報を収集し、本県の地域特性に適合する工法を調査した。

その結果、日本で実施されているサンドリサイクル・サンドバイパスは、主にグラブ船とダンプトラックを使用した形式である。また、前述した福田漁港・浅羽海岸のサンドバイパスシステムは、恒久的なパイプライン輸送方式を採用した国内最初の事例である。

前述のとおり、本県の地域特性（他県に同様の事例がないとは言えない）を考慮して求められる工法は、大型の重機や浚渫船が搬入できない泊地や岸壁沿いの砂浜などで土砂の撤去が困難であり、維持管理上の支障を来している箇所に適合する工法である。また、このことに求められるサンドリサイクルの規模は  $1,000 \text{ m}^3 \sim 3,000 \text{ m}^3$  程度/yr であり、規模の面からも国内で稼働しているシステムは適さない。

このため、現時点で実施されている海外事例を俯瞰するとともに、鳥取沿岸への適合性を考慮して、事例を絞り込んだ上での詳細事例調査と適用可能な関連技術を抽出した。

まず、海外実施事例の収集は、サンドリサイクル・サンドバイパスの海外事例（既報告）として、静岡県交通基盤部港湾局漁港整備課の了解を得て、平成 15 年 8 月から平成 17 年 7 月までに実施された福田漁港・浅羽海岸サンドバイパス検討委員会の会議資料を参考に特徴を整理し、適合性を評価した。

つぎに、最近のサンドリサイクル・サンドバイパス事業海外事例調査として、インターネット等で公開されている情報に基づき、現時点において海外で実施されているサンドリサイクル・サンドバイパス事業について俯瞰し、その結果を整理し、適合性を評価した。

これらの結果、小規模事例に絞り込んで、特徴や適用技術を比較したところ、**図-3.5(左)**に示す Noosa Main Beach（オーストラリア）に焦点を置き、2013 年 4 月に現地調査を実施した。Noosa Main Beach では、2003 年から Sand Shifter（砂吸い込み部分）という独自のシステムを利用してサンドリサイクルを実施している。1980～1990 年代には、Noosa 川の砂を数箇所採取して砂浜へ投入していたが、持続性が課題となりサンドリサイクルに取り組んだ。2003～2004 年に開発されたシステムを適用して試験施工を実施したのち、効果が確認できたため 2013 年 2 月から本格的なシステム (Noosa Sand Transfer System) を稼働させている。また、Noosa Main Beach における施設配置を**図-3.5(右)**に示す。砂採取地 A 点から砂排出地 B 点への砂輸送距離約 1.3 km である。なお、**図-3.5(右)**中の Existing Pipeline は 1980～1990 年代に Noosa River C 点からの浚渫を実施するために設置されたものである。前述のとおり河川からの砂の利用は持続性に課題があったため、2013 年 4 月現在のシステムでは汀線付近 (A 点) から砂を採取し、新たに設置した Temporary Above Ground Pipeline から既存の Existing Pipeline の一部を介して排出 (B 点) している。Sand Shifter は、**図-3.5(左)**に示す Gold Coast で実用化されている技術を応用したものであり、周辺の砂を集める部分に工夫が施されている。砂集積部分でジェット水流を放出して広範囲の土砂を集めることができ、1 回の稼働で  $2,000 \text{ m}^3$  程度の砂

を集めることができる。運転稼働については、夜間電力を用いており、パソコンで自動制御し、 $187.5 \text{ m}^3/\text{h}$  程度の処理能力がある。また、電力供給について、現在は連携系統からの電気を使っているが、将来に向けて太陽光および風力等の再生可能エネルギーの導入も検討されようとしている。このシステムの特徴としては、次のとおりである。

- 1) 砂輸送量  $40,000\text{-}80,000 \text{ m}^3/\text{yr}$  程度に比較して、海中に設置する施設規模が小であり、大型の栈橋などが不要である。
- 2) 主な装置としては、1基  $18 \text{ m}$  の Sand Shifter, 海水くみ上げポンプ ( $280 \text{ kw}$ )、圧送ポンプ ( $280 \text{ kw}$ )、ホッパー式異物除去装置（混入物除去スクリーン付き）などである。
- 3) 必要に応じて施設の移設や増設が可能であり、砂浜内での採取場所の変更が可能である。
- 4) 比較的広範囲から砂を採取可能である（1回の採取で  $2,000 \text{ m}^3$  程度）。
- 5) 波の作用を利用して継続的に砂採取することが可能である。
- 6) Noosa Main Beach の砂は 50% 粒径  $D_{50}=0.179 \text{ mm}$  で、鳥取砂丘の砂は  $0.2 \text{ mm}$  程度、陸上海岸（鳥取県岩美町）の砂は  $D_{90}=0.15 \text{ mm}$  程度である。

しかし、慎重に検討した結果、鳥取沿岸では、Noosa Main Beach に比較して砂輸送量が少量であること、大規模な施設の建設を極力避けること、特殊な資機材を極力用いないこと、地元（地方）の企業で対応可能な工法であること、などから参考とするのみとした。

なお、国内外におけるサンドリサイクル・サンドバイパスの実施事例の詳細は、整理した結果を示した鳥取県（2012, 2013）を、福田漁港・浅羽海岸のサンドバイパスシステムの詳細は、静岡県（2016）を参照されたい。

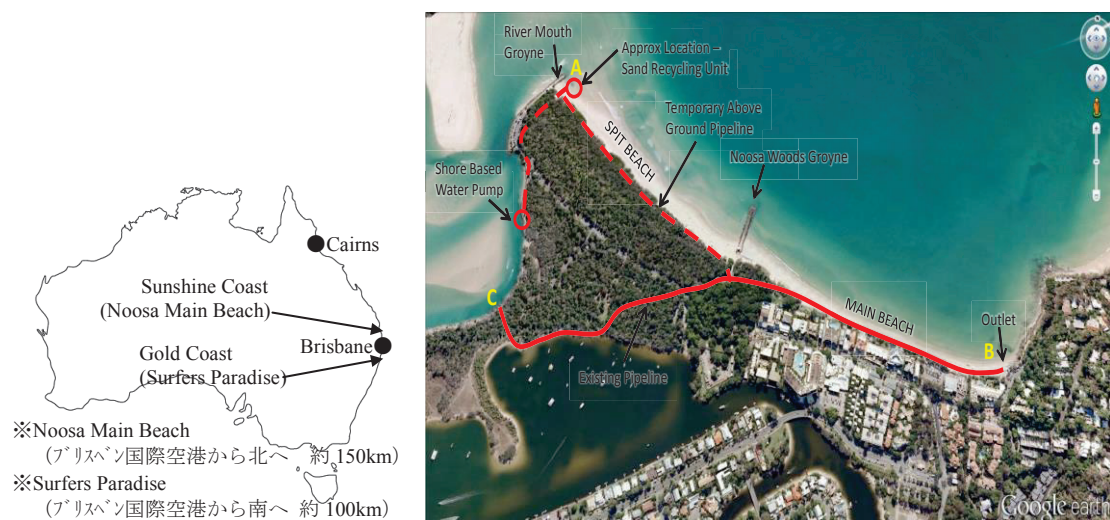


図-3.5 Noosa Main Beach（オーストラリア）の概略位置（左）・施設配置（右）（安本，2013）



### 3.4 簡易な装置によるサンドリサイクル工法の検討

#### 3.4.1 砂除去装置を用いたサンドリサイクル工法の全体概要

本研究では、低コスト化や地球環境保全に配慮し、鳥取県の地域特性に適合した恒久的なサンドリサイクルシステムの導入を目的とし、簡易な装置（砂除去装置）による浚渫工法を開発した。

砂除去装置を用いたサンドリサイクル工法（以下、「本工法」という.）は、図-3.6 に示すように砂の堆積域から砂を海水と共に砂除去装置に取り込み、侵食域まで土砂水流（以下、「スラリー」という.）としてサンドポンプの吐出圧で排砂管によるスラリー輸送（流体輸送を行うものである。なお、砂除去装置については、後述する。

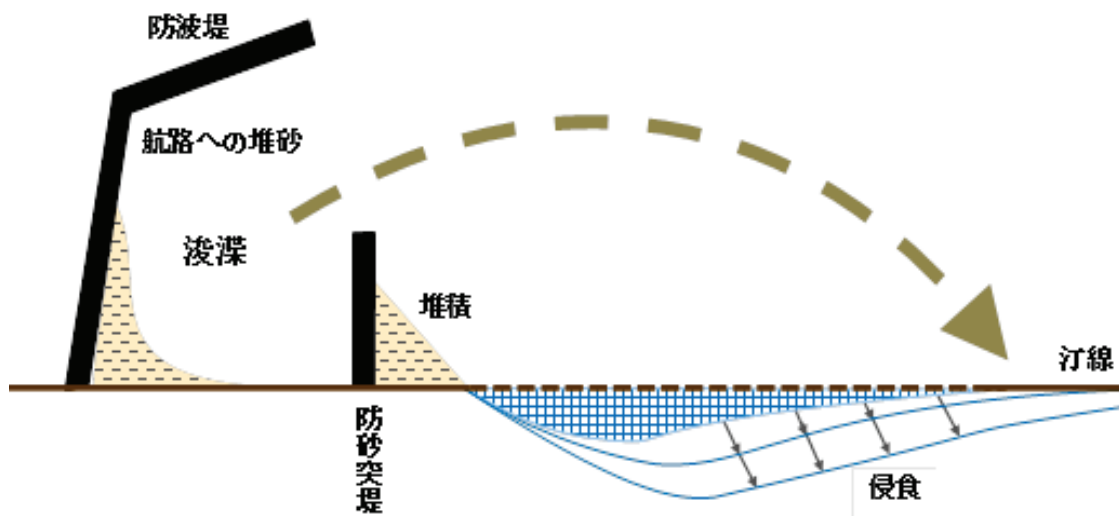


図-3.6 適用イメージ（小規模な港）（安本ら，2016）

#### 3.4.2 砂除去装置の概要

汎用タイプのサンドポンプを用いた場合、吸入する砂の割合が多くなり、排砂距離（圧送距離）が長くなると排砂管が閉塞して砂を送ることができなくなる。国立研究開発法人港湾空港技術研究所は、サンドポンプに図-3.7 に示す T 字型や図-3.8 に示す水平 V 字型の砂除去装置を接続してスラリー状の砂を移動させる技術を開発（野口ら 2007，野口・藤田 2004）したが、長距離輸送の実用化には至っていない。そこで、本研究では、より深い位置まで採砂することに着目し、砂除去装置の形状を図-3.9 に示す鉛直 V 字型に変更した。この変更は、管内に取り込まれた砂が、鉛直 V 字型の中央方向への沈降等を期待したもの。その結果、T 字型や水平 V 字型と比べてより深い部分まで浚渫でき、また、装置内に取り込む砂の割合を制御して移動し易くすることで効率よく浚渫できるようになった。

砂除去装置は、サンドポンプと給水ポンプで構成し、サンドポンプの吸入部に図-3.9 に示すような鉛直 V 字型砂除去装置を取り付け、採砂部周辺に給水ポンプから供給された海水を図-3.10 に示すように水ジェット噴出口から噴出させて地山を緩めて砂吸入孔から採砂を行うものである。なお、砂除去装置の詳細図を図-3.11 に、工法説明図を図-3.12 に示

す。採砂は次の 1)～5)の流れで行われる。

- 1) 給水ポンプで吸引した水は、給水ホースから砂除去装置に取り込まれる。
- 2) 分岐管で分配された水は、水噴出ホースを介して水噴出口から水ジェットが噴出される。
- 3) 砂は、水ジェットにより水と混じったスラリー状となり、砂吸入孔から有孔管内に取り込まれる。
- 4) スラリー化した砂は、砂除去装置が鉛直 V 字型になっていることから、中央部有孔管に流れ込む。
- 5) スラリー化した砂は、ポンプで吸引され排砂ホースを介して排砂される。

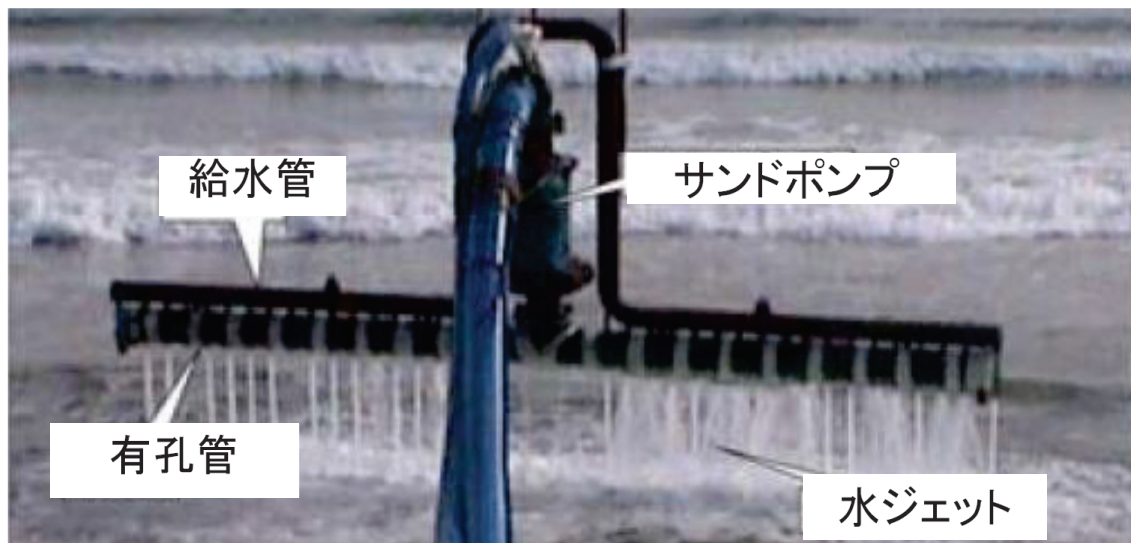


図-3.7 T字型砂除去装置（野口ら，2007）



図-3.8 水平 V 字型砂除去装置（野口ら，2007）



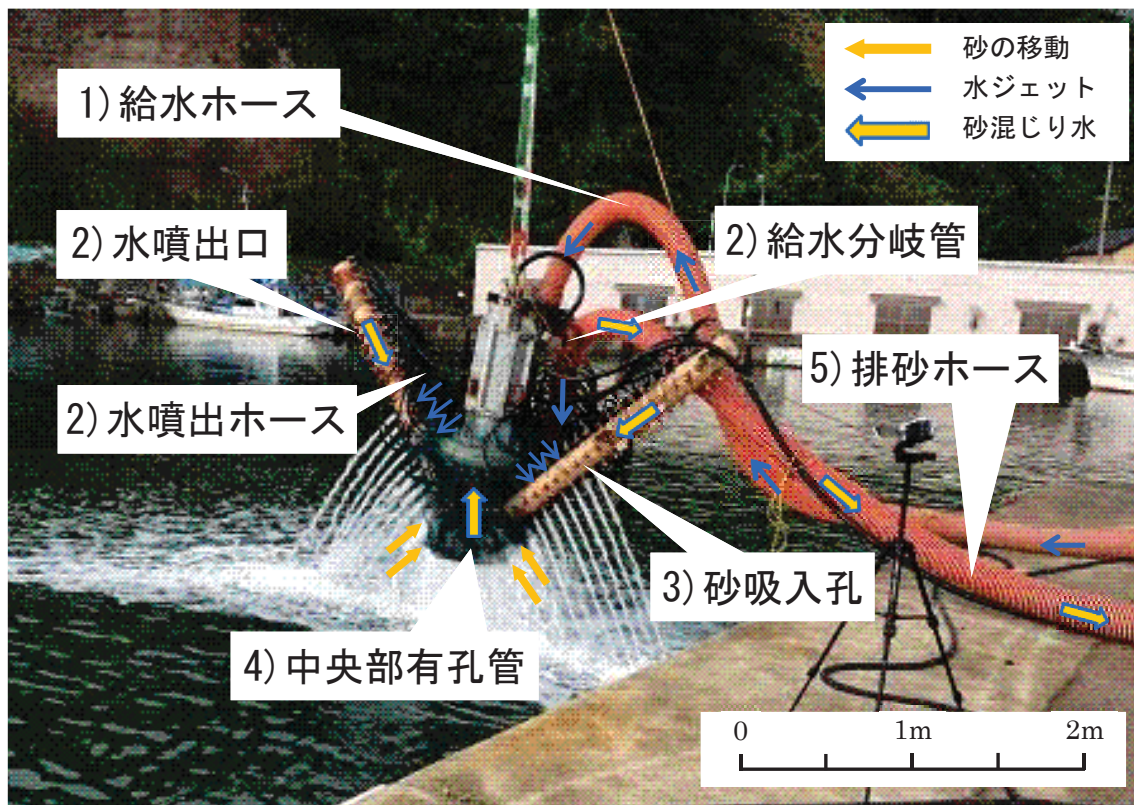


図-3.9 鉛直 V 字型砂除去装置（鳥取県，2015）

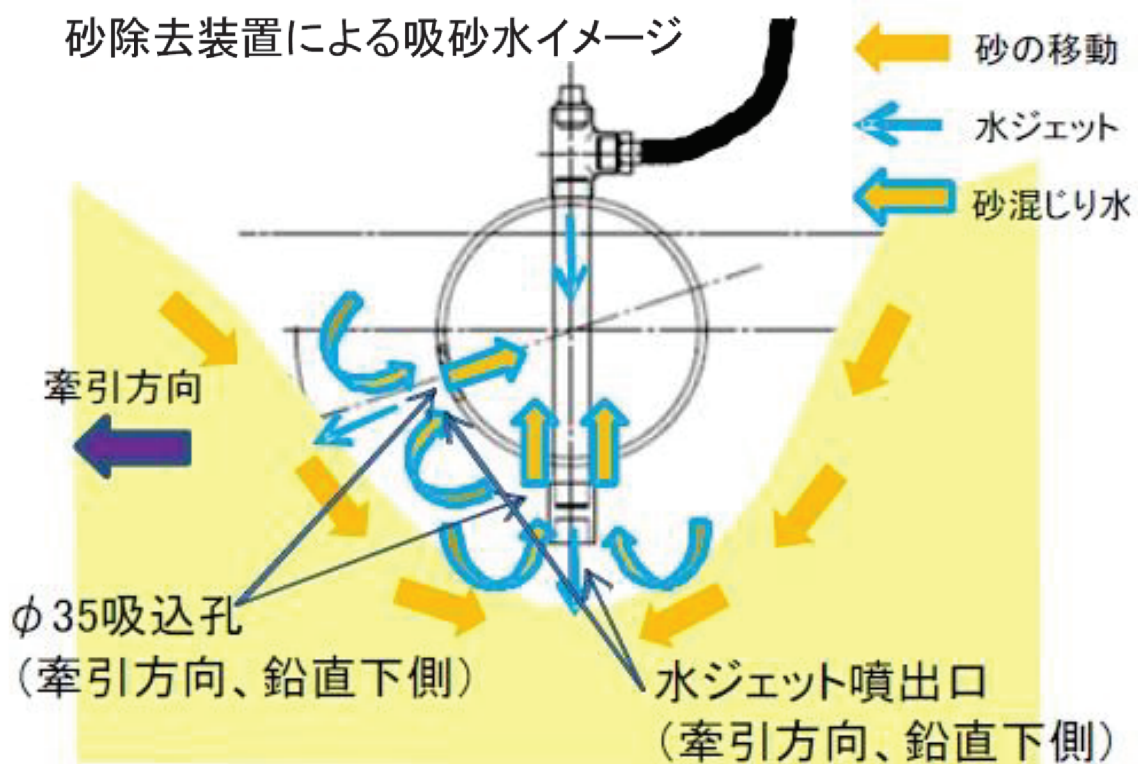
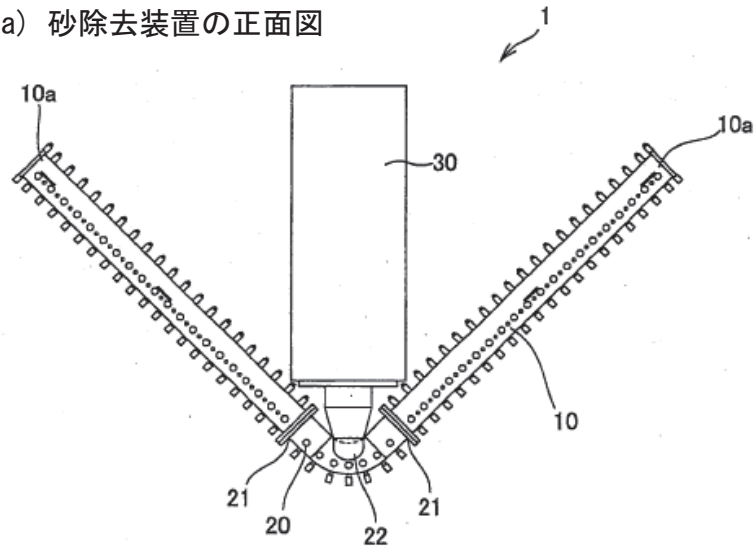
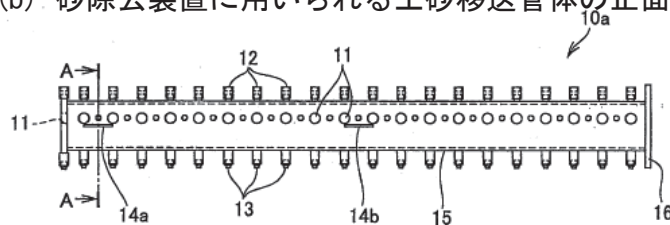


図-3.10 砂除去装置による吸砂水イメージ（鳥取県，2015）

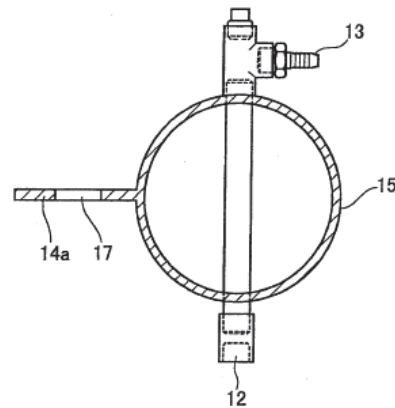
(a) 砂除去装置の正面図



(b) 砂除去装置に用いられる土砂移送管体の正面図



(c) (b)におけるA-A断面図



- 【符号の説明】
- 1 砂除去装置（全体）
  - 10 土砂移送管
  - 10a 土砂移送体
  - 11 土砂流入口
  - 12 水噴出口
  - 13 給水プラグ
  - 14a 牽引部
  - 14b 牽引部
  - 15 土砂移送管本体
  - 16 フランジ
  - 17 取付孔
  - 20 連結管
  - 21 取付口
  - 22 吸引ポンプ口
  - 30 吸引ポンプ
  - D 堆積土砂
  - W 水ジェット

図-3.11 砂除去装置の詳細図（国立研究開発法人港湾空港技術研究所・鳥取県，2015）

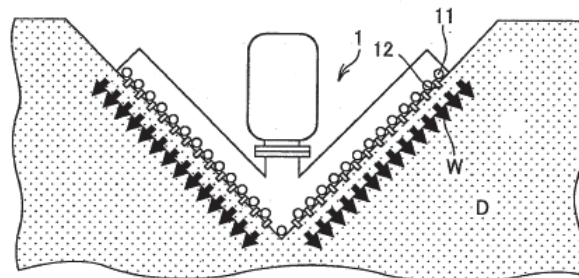


図-3.12 砂除去装置の工法説明図（国立研究開発法人港湾空港技術研究所・鳥取県，2015）



### 3.4.3 期待される効果

本工法は、日本では実用化事例の無い、新しい試みのサンドリサイクルシステムであり、期待される効果は次の 1)～4)のとおりである。

- 1) 簡易な装置かつ可動式であるため、地域特性に対応可能である。
- 2) 使用する資機材は小型で可搬式であるため、4 トントラック等により陸上運搬が容易である。
- 3) 資機材はリース品で対応できるため、初期コストが低減でき経済的である。
- 4) 特殊な資機材を使用していないため、地元（地方）の企業で対応可能な技術である。

## 3.5 砂除去装置を用いたサンドリサイクル工法の適用性

### 3.5.1 現地試験工事の概要

図-3.13 に示すように試験工事は 2 回実施されている。1 回目は平成 25 年 6 月～7 月に岩美町の陸上海岸の陸上川の河口で行われ、2 回目は平成 26 年 8 月～9 月に鳥取市気高町の酒津漁港の泊地で行われた。試験工事に使用したサンドポンプは、いずれも（株）東洋電機工業所製 DP-50 で、仕様はφ 150 mm、揚程 25 m、出力 37 kw、重量 950 kg である。

試験工事（1 回目）では、陸上川河口部に堆積した砂を本工法に使うツボ堀で採取し、図-3.14 に示すように砂浜海岸に沿って 108 m の配管を行い、それに 40 m のサクションホース（給水ホース）を接続して合計で約 150 m の排砂（スラリー輸送）を行った。その際、排砂されるスラリー含砂率は、6.1%～13.1%であることを確認した。ただし、陸上海岸の砂の粒径は、鳥取砂丘よりも若干細砂の 0.15 mm 程度であったが、河口部であったため、粒径が 5 mm 程度を超えるような礫成分が混ざっていた。このため、吸引されない大きな粒径のレキ成分は、その場で沈降するだけで、砂分を吸引した後の 0.5 m から 1 m 程度下がった地盤は石畳のように大きな礫成分が敷き詰められた状態となり、砂除去装置はその上に載った状態で、礫の隙間より水ばかりを吸引する状況となってしまった。この経験を踏まえて、2 回目の適地選定を行った。

試験工事（2 回目）では、酒津漁港の泊地内に堆積した砂を本工法に使うツボ堀で採取し、図-3.15 に示すように採砂箇所から排砂池までの距離を約 170 m として排砂を行った。スラリー含砂率は、事前に測定した海水密度と砂の湿潤密度および排砂中に γ 線密度計で測定したスラリー密度より、海水比重、湿潤密度との関係により容積率へ換算した。酒津漁港の泊地内に堆積した砂の粒径は、鳥取沿岸の一般的な砂と同程度の 0.2 mm 程度であった。また、そこには礫やゴミが混ざっていなかった。

試験工事（2 回目）における排砂は、試験工事（1 回目）を踏まえ、砂流量 21 m<sup>3</sup>/h（含砂率 15%程度、流量 138 m<sup>3</sup>/h）を目標値として設定した（表-3.1）。目標の設定に当たっては、港湾空港技術研究所の従来の研究（野口・藤田，2004）や海外のサンドバイパス事例（鳥取県，2015）（例えば、オーストラリアの Noosa Main Beach，2013 年本格稼働、南アフリカ共和国の Ngqura Port，2007 年稼働）でスラリー含砂率を 10%～20%として

いることに加え，図-3.16 に示す使用するサンドポンプの能力（流量  $3.2 \text{ m}^3/\text{min}$ ）から最大揚水量  $192 \text{ m}^3/\text{h}$  を算出し，スラリーによる負荷を考慮して  $138 \text{ m}^3/\text{h}$  とした．



図-3.13 試験工事の位置図（鳥取県，2015）

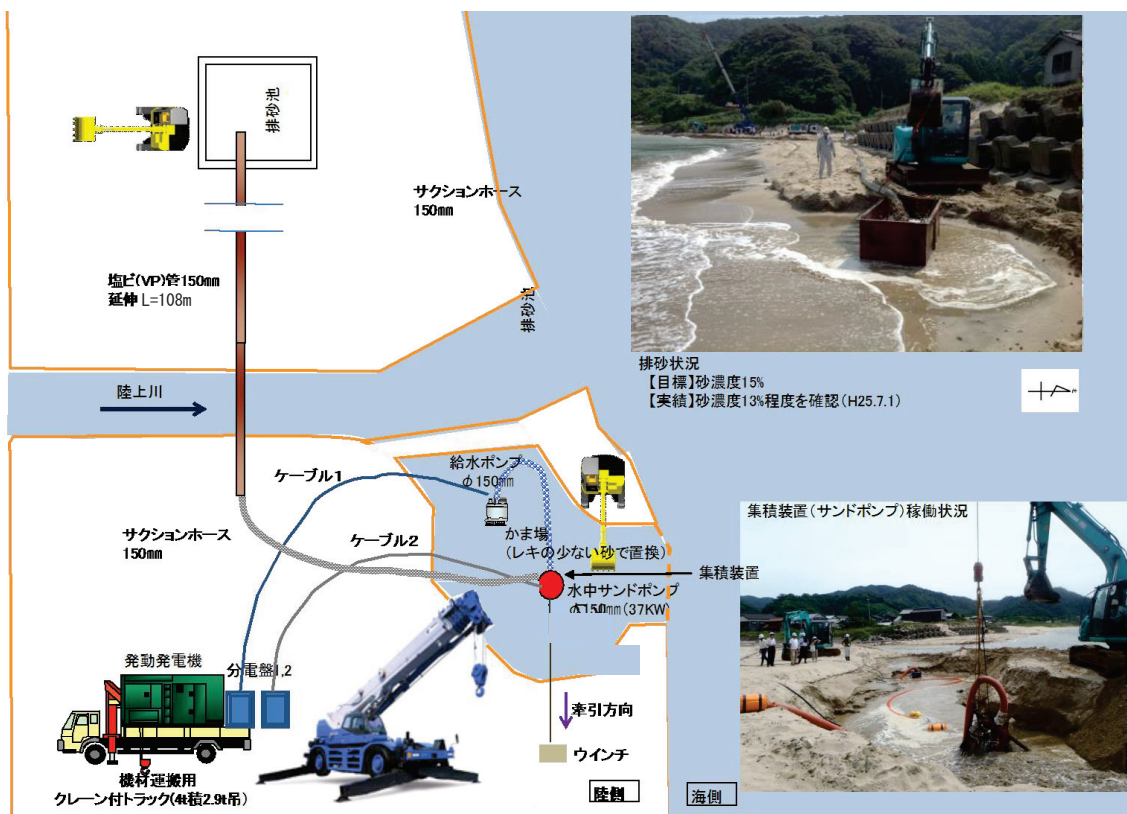


図-3.14 試験工事（1回目）のイメージ（鳥取県，2015）

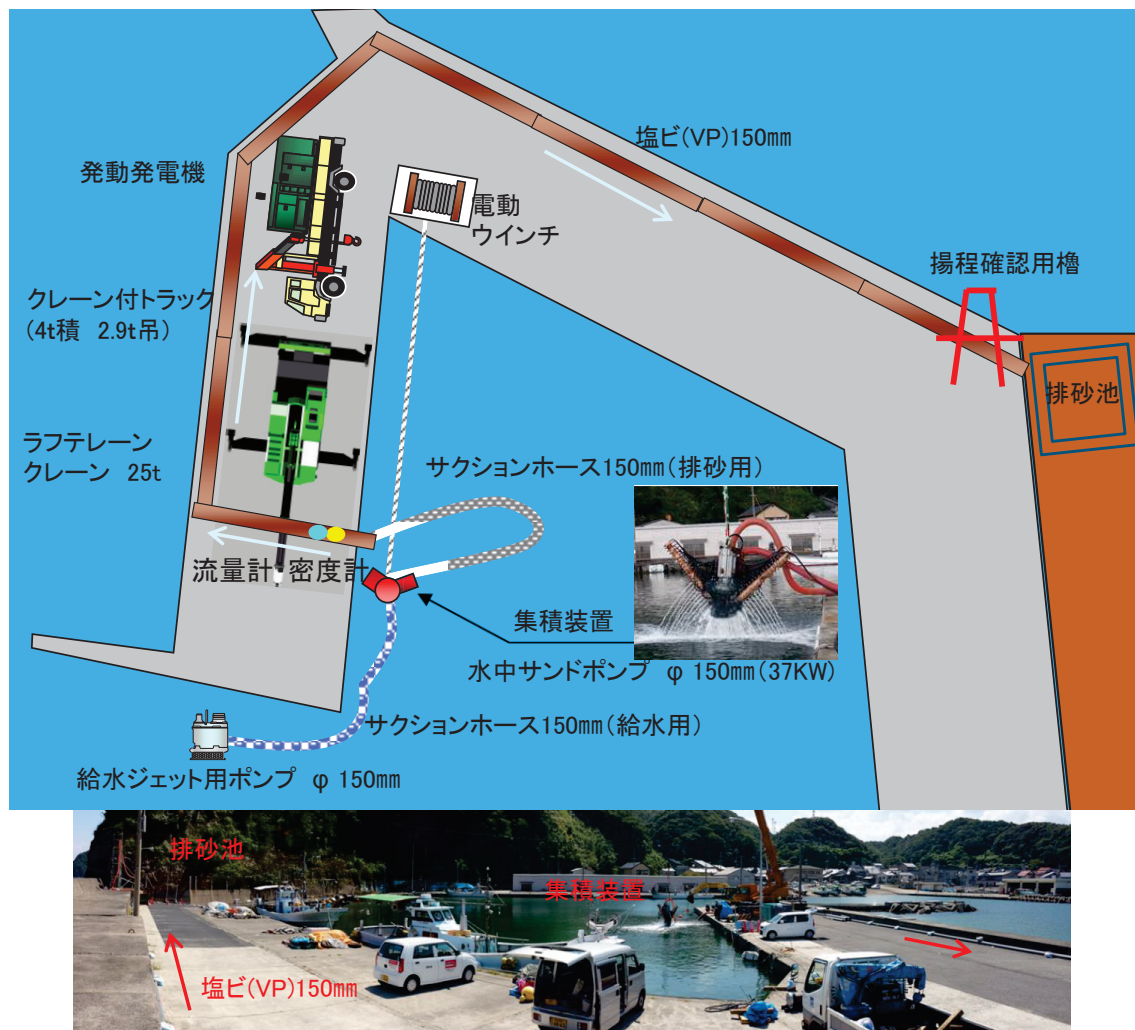


図-3.15 試験工事（２回目）のイメージ（鳥取県，2015）

表-3.1 用語と定義（安本ら，2016）

用語（単位）	定義
ツボ（壺）掘	柱の基礎などを根掘りする場合に，それぞれの柱の基礎毎に部分的に掘ることで，あたかも壺のように掘り下げること
含砂率（％）	$\gamma$ 線密度計から得られた密度より算定した体積比率
流量（ $\text{m}^3/\text{h}$ ）	流量計で計測したスラリー流量（海水と砂をあわせた流量）
砂流量（ $\text{m}^3/\text{h}$ ）	含砂率と流量から算定した砂の流量

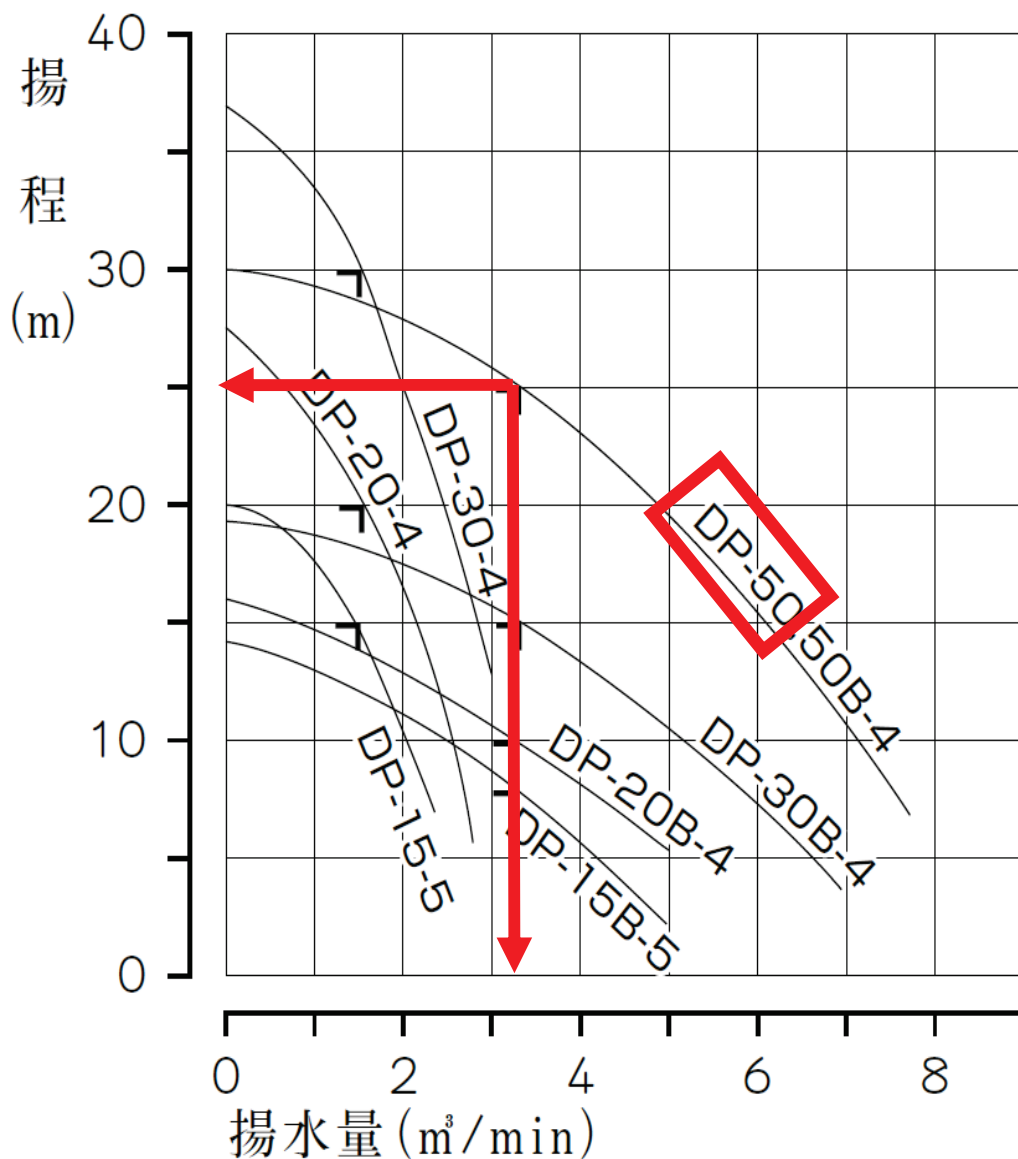


図-3.16 サンドポンプの Q-H 曲線 ((株) 東洋電機工業所, 2010)

### 3.5.2 現地試験工事の結果

本工法の排砂能力はサンドポンプの能力に依存し，スラリー流量，スラリー密度およびスラリー圧力が密接に関係する．サンドポンプの能力は図-3.16 に示すように揚水量 (Q) と揚程 (H) で表され，排砂可能距離は揚程に支配される．汎用タイプのサンドポンプは，回転数の調整ができないため，揚水量と揚程は排砂距離に応じてほぼ一定となる．ここでは，スラリー流量，スラリー密度および排砂時間から得られる排砂量と時間当たりの砂流量に着目した．

試験工事 (2 回目) では，サンドポンプに鉛直 V 字型砂除去装置を取り付けて排砂距離を約 170 m としてツボ掘りを実施した場合，表-3.2 に示すように含砂率は 5.8%~19.7%



となり変動幅は大きいですが、全体の平均値は 11.8%となり目標値 15%程度をやや下回る程度だった。流量は 229 m<sup>3</sup>/h で安定し、目標値 138 m<sup>3</sup>/h に対して約 1.7 倍となった。砂流量は 13.3 m<sup>3</sup>/h～45.1 m<sup>3</sup>/h となり変動幅は大きかったが、全体の平均値は 27.1 m<sup>3</sup>/h となり目標値 21 m<sup>3</sup>/h の約 1.3 倍となった。含砂率と砂流量については、目標値に比べて差があったが、排砂能力を示す平均砂流量は図-3.17 に示すように目標値を上回る結果となり、排砂距離約 170 m においてツボ掘による施工能力が確認できた。

また、鉛直 V 字型砂除去装置の効果を確認するために砂除去装置を取り外し、汎用タイプのサンドポンプの状態では排砂距離を約 170 m として排砂を行った。その結果、排砂開始とともに含砂率が上昇し、図-3.18 に示すように排砂開始から 5 分後には含砂率の上昇と流量の低下が顕著となり、含砂率が 53%になるとスラリー流量が 68 m<sup>3</sup>/h まで低下し、排砂管が閉塞した。

試験工事で使用した鉛直 V 字型砂除去装置は、開口部の数を増減させることができ、採砂を行う機能に加えて排砂に適したスラリー含砂率調整機能を持っているため、非常に有効であることが確認できた。とくにスラリー含砂率は、野口・藤田（2004）を参考にして排砂管の閉塞を避けるために最大値を約 20%以下に抑えることが重要であり、試験工事（2 回目）において流量 229 m<sup>3</sup>/h で最大含砂率が 19.7%であったことは、開口部分が適切であったといえる。

表-3.2 流量、含砂率および砂流量の測定結果（安本ら，2016）

運転月日/回数 (平成26年)		流量	流量	含砂率	砂流量	排砂時間		排砂量
		m <sup>3</sup> /min	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h	min	h	m <sup>3</sup>
9月1日	1回目	3.82	229	8.4	19.2	18	0.30	5.8
9月1日	2回目	3.82	229	11.5	26.3	16	0.27	7.0
9月1日	3回目	3.82	229	19.0	43.5	16	0.27	11.6
9月2日	1回目	3.82	229	19.7	45.1	13	0.22	9.8
9月2日	2回目	3.82	229	9.9	22.7	15	0.25	5.7
9月2日	3回目	3.82	229	11.4	26.1	17	0.28	7.4
9月2日	4回目	3.82	229	12.6	28.9	22	0.37	10.6
9月4日	1回目	3.82	229	5.8	13.3	7	0.12	1.5
9月4日	2回目	3.82	229	8.3	19.0	19	0.32	6.0
平均		3.82	229	11.8	27.1	15.9	0.26	7.3

※時間当たり流量の目標値 138 m<sup>3</sup>/h，含砂率の目標値 15%程度，砂流量の目標値 21 m<sup>3</sup>/h

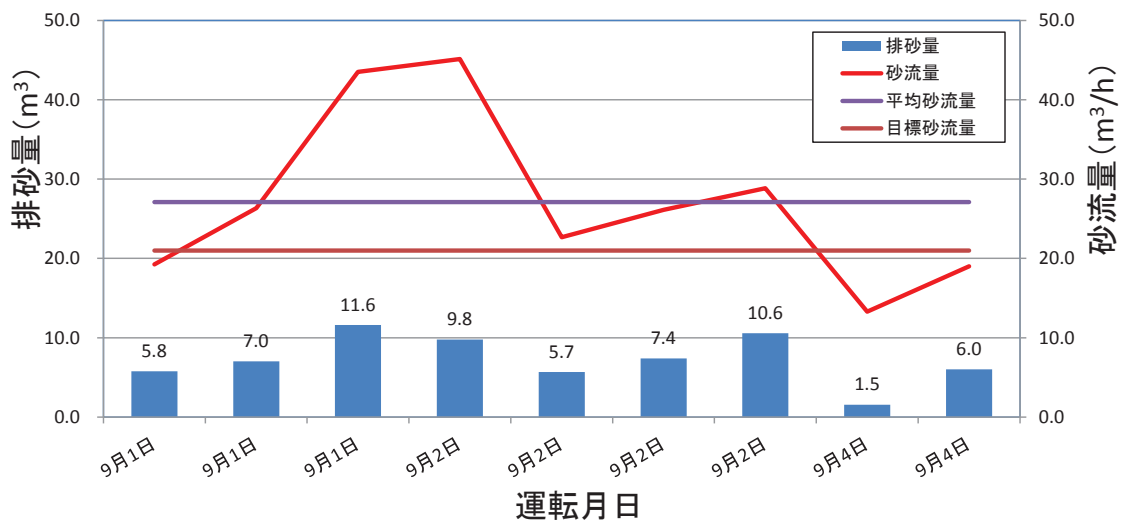


図-3.17 排砂量と砂流量の関係（安本ら，2016）

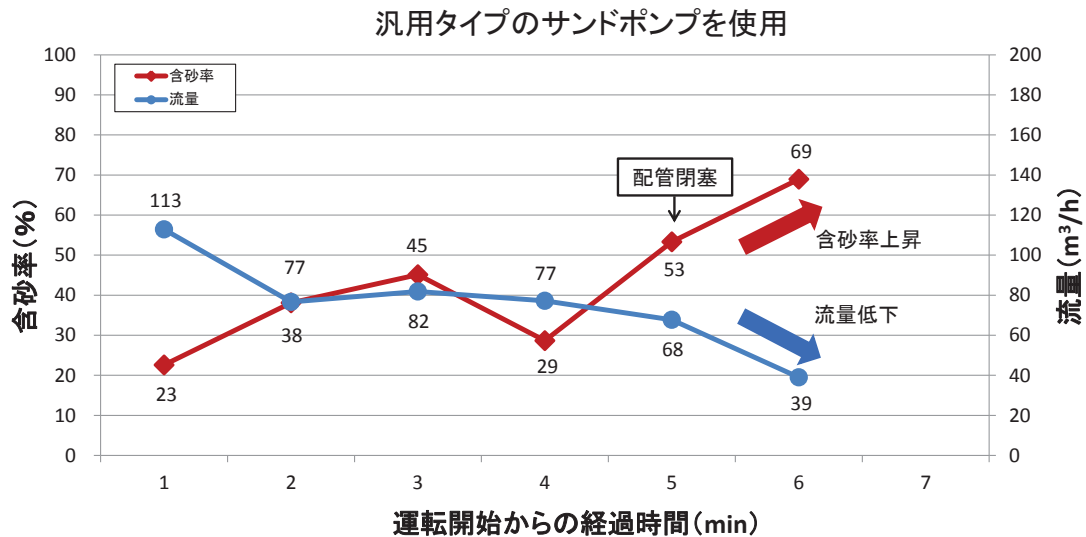


図-3.18 含砂率と流量の関係（安本ら，2016）

### 3.5.3 サンドポンプの吐出能力

#### (1) 排砂距離

サンドリサイクルを計画する際、排砂距離が重要な要素となる。試験工事（2回目）では現場の制約により排砂距離を約 170m としたが、実用化するためには最大排砂可能距離を想定しておく必要がある。その際に、スラリーを管内輸送する場合、固体（砂）が管底に堆積しない流速を確保するとともに、配管内を流れるスラリーの摩擦損失水頭をポンプの吐出能力以下に抑える必要がある。

このため、試験工事（2回目）での排砂状況を見る限りポンプ能力に余裕があると判断されたため、排砂箇所までの距離を約 300m とした場合、本工法が稼働可能かどうかを検討した。

## (2) 実測値と理論値の関係

試験工事（2 回目）で実施した排砂距離約 170 m において排砂に必要なポンプ揚程の理論計算を行い、実測値と比較する。実測値として、流速は約 3.8 m/s で、圧力計の値は 0.19 MPa であった。

排砂距離を約 170 m、排砂管を VP 管（厚肉管）φ 150 mm として配管すると、必要となる揚程は含砂率と流速によって異なり、含砂率を試験工事（2 回目）とほぼ同様の 11.0%、流速を試験工事の実測値 3.8 m/s とすると、揚程の理論計算（寺田 1973, 大町 1977, スラリー輸送研究会 1984, (社) 日本埋立浚渫協会 1974) および式 (3.5.1) より、必要揚程は 14.9 m となり、圧力（水密度×重力加速度×揚程÷1,000）は 0.15 MPa と推定される。

$$H = h_a + h_m + h_i + h_b \quad (3.5.1)$$

ここで、Hはポンプ全揚程、 $h_a$ は実揚程、 $h_m$ は摩擦損失水頭、 $h_i$ は入口損失水頭、 $h_b$ は曲線等の損失水頭である。

試験工事（2 回目）で得られた実測値（圧力計の値）は、理論値より約 25%（ $0.19\text{MPa} \div 0.15\text{MPa} \approx 1.25$ ）大きいと、必要揚程は理論計算で求めた値の 25%増とすることが望ましいといえる。よって、現場における必要揚程は、理論値の 25%増として検討した。

## (3) 含砂率の仮定

試験工事（2 回目）で得られた含砂率にはややバラツキが見られたが、全体の平均値は 11.8%で最大値も 19.7%であったため、含砂率を 15%と仮定する。

## (4) 必要流速

スラリーを管路で排砂する場合、流速が堆積開始限界速度まで低くなると、水平管路の底面に薄い層の堆積が生じ始める。堆積開始限界速度は、主として管路内径、固体の比重および吐出濃度によって決まる。水平管路内における粒群混合液の流動抵抗値については、海外において種々の実験値（Abulnaga, 2002）がある。一方、長谷川らによる推奨値（寺田, 1973）では、国内で実施した実験に基づいて細砂（普通砂）で 3.5 m/s としている。水平管路内における粒群混合液の流動抵抗値については、海外の砂が日本の砂と同じ条件ではないことや、海岸や泊地において砂の粒度は一定ではなく、スラリーの含砂率は変化することを考慮すると、スラリーが沈降しないためには国内で実施した実験に基づく 3.5 m/s の流速を確保することが必要といえる。

## (5) 排砂距離とポンプの必要揚程

スラリーの含砂率と流速を設定してサンドポンプにかかる負荷を理論計算で算定し、必要揚程を 25%増として排砂可能な距離を推定した。管内の流速を 3.5 m/s とした場合の含

砂率と必要揚程との関係を図-3.19に示す。また、含砂率を15%に固定して流速を変えた場合の必要揚程と排砂距離の関係を図-3.20に示す。これらの検討結果より、揚程25 mのサンドポンプを用いて含砂率を15%に制御できれば理論的には300 m程度の排砂が可能といえる。なお、試験工事(2回目)では、塩ビ管の配管において45°曲管(損失係数0.14)の6ヶ所が存在した。これらの曲管による損失水頭は大町(1977)から1.0 mとなり、その他に実揚程(水面から吐き出し口先端までの垂直高さ)は4 mとして算定した。

一方、試験工事(2回目)で得られた平均含砂率は11.8%であり、使用したサンドポンプは揚程25 mであるため、同様の現場条件であれば排砂距離は300 m程度まで可能といえる。ただし、現場は場所によって条件が異なり、含砂率の変動や砂の粒径の変動などが起こる可能性があることや吸込口に有孔管を取り付けているため、不確定要素として安全率を考慮することが望ましい。安全率の設定には明確な基準はないが、一般的な安全率 $F_s=1.2$ 考慮すると、サンドポンプ単体での排砂距離は250m( $300\text{ m} \div 1.2=250\text{ m}$ )となる。ここまでの結果は、図-3.15に示した試験工事(2回目)のような現場条件において、揚程25mのサンドポンプを用いた場合、一般的な安全率を考慮して排砂距離250mまで可能であることを示したものである。

しかし、実用化に当たって、適用される現場条件はおおの異なるため、一般的な目安値として曲管や高低差が少ない場合を想定した最大排砂可能距離を想定する必要がある。そこで、水面からのエプロン(岸壁および物揚場の上面)までの高低差(実揚程)を3 mとし、そこから排砂管を経由して吐き出し口先端までを直線かつ水平とした場合、塩ビ管の配管において90°曲管(損失係数0.21)を1ヶ所とすると、曲管による損失水頭は0.1 mとなり、その他に前述と同様、現場における必要揚程は理論値の25%増を用いて検討した。管内の流速を3.5 m/sとした場合の含砂率と必要揚程との関係を図-3.21に示す。また、含砂率を15%に固定して流速を変えた場合の必要揚程と排砂距離の関係を図-3.22に示す。これらの結果に一般的な安全率 $F_s=1.2$ を考慮した場合、揚程25 mのサンドポンプ単体での排砂距離は275 m( $330\text{ m} \div 1.2=275\text{ m}$ )となる。



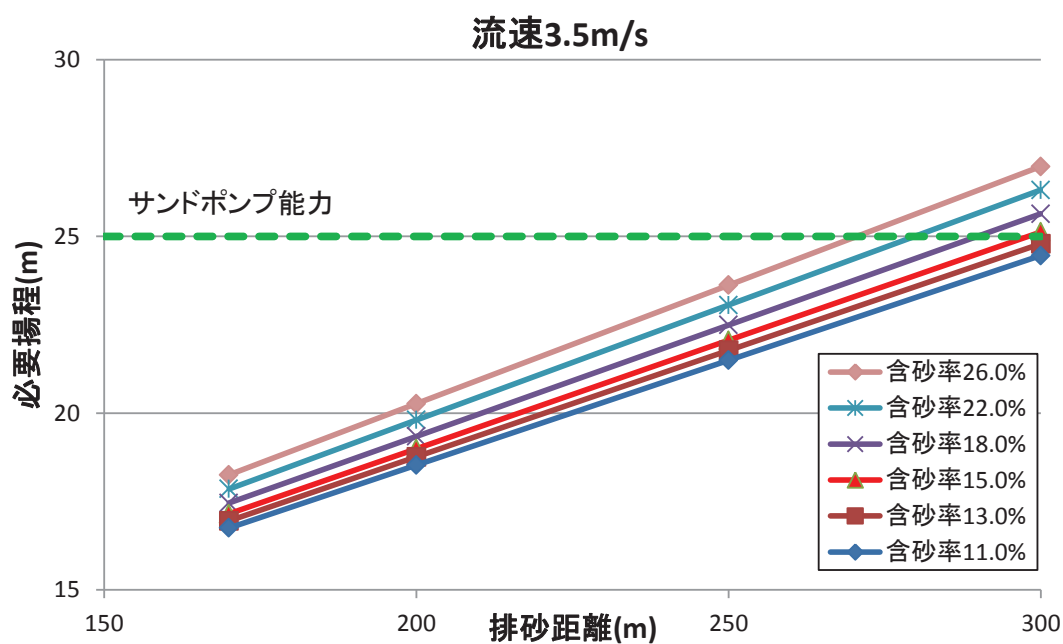


図-3.19 含砂率、必要揚程および排砂距離の関係（試験工事（2回目）の現場条件）（安本ら，2016）

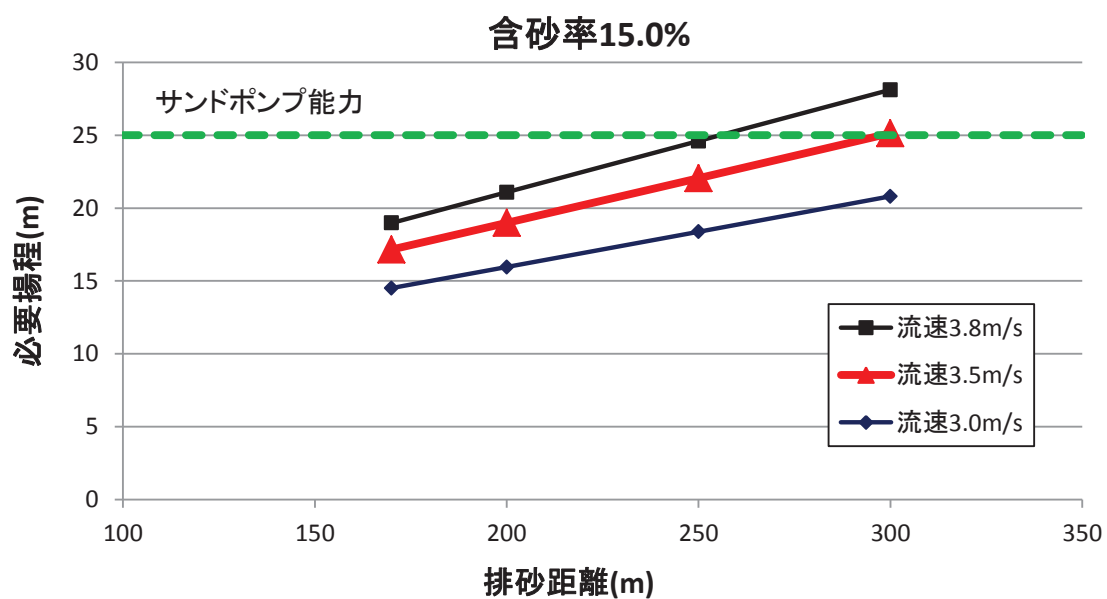


図-3.20 含砂率と必要揚程の関係（試験工事（2回目）の現場条件）（安本ら，2016）

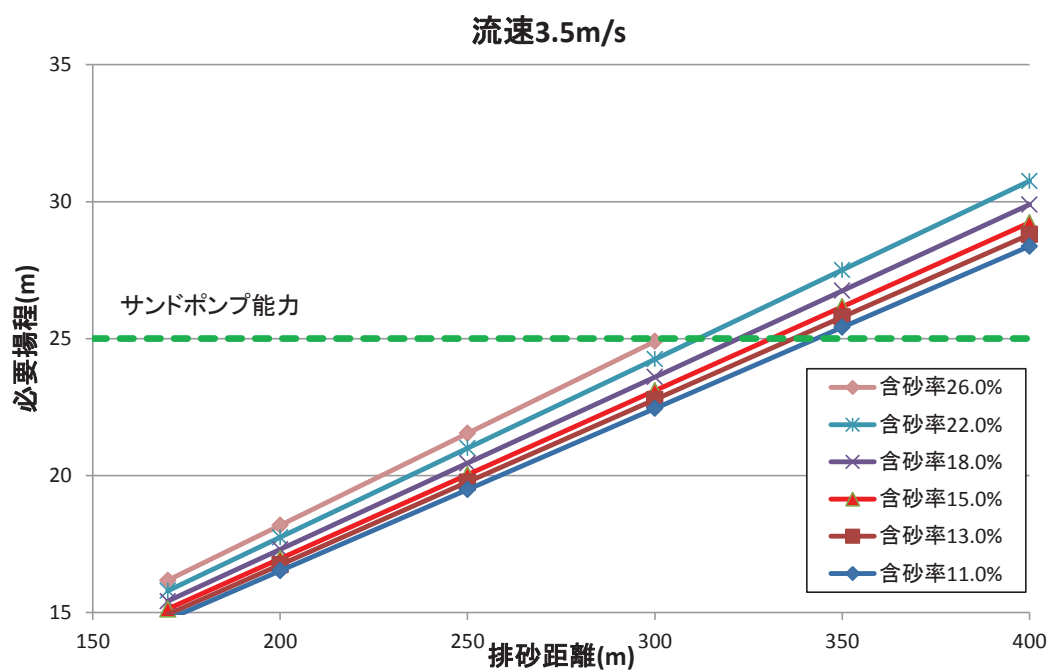


図-3.21 含砂率，必要揚程および排砂距離の関係（一般的な目安値）

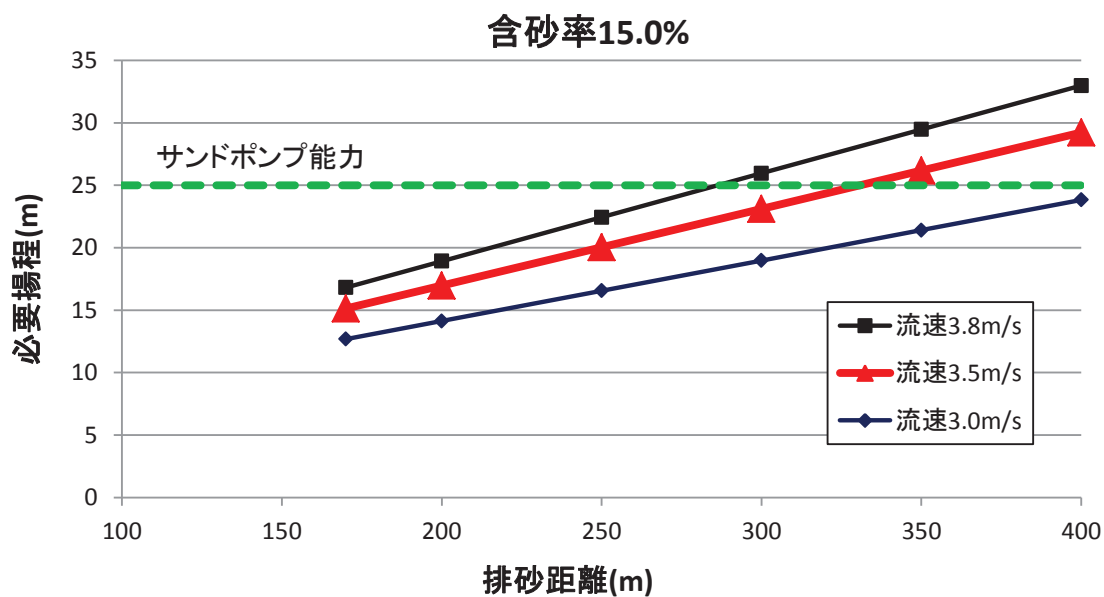


図-3.22 含砂率と必要揚程の関係（一般的な目安値）

### 3.5.4 本工法の有用性検討

サンドポンプに鉛直 V 字型砂除去装置を取り付けた状態と，汎用タイプのサンドポンプで試験工事を実施し，鉛直 V 字型砂除去装置を用いた浚渫工法の有用性を検討した。

鉛直 V 字型砂除去装置を取り付けて運転した場合，平均含砂率が約 11% となり，含砂率の制御にも有効であることがわかった。また，鉛直 V 字型砂除去装置の開口部は 35 mm/

箇所であるため、含砂率を調整するだけではなく、ゴミ等を取り込まない効果もあることがわかった。さらに、スラリー含砂率は、鉛直 V 字型砂除去装置のスラリー取込部分の開口部面積で調整することが可能であるため、現場条件に対して柔軟に対応できることもわかった。

一方、汎用タイプのサンドポンプを使用した場合、排砂とともに含砂率が上昇し続け、含砂率が 40% を越えたところで配管が閉塞した。このように汎用タイプのサンドポンプは含砂率の制御ができず、配管が閉塞するリスクが高くなるため、実用的とは言い難い。

また、排砂距離をより長くするために、吐出圧力が大きい高揚程サンドポンプを使用することも想定されるが、市販のサンドポンプの最大揚程は 28 m であり試験工事に用いたサンドポンプの約 1.1 倍であるため、本工法で採用するサンドポンプは揚程 25 m タイプとする。

さらに、現場によっては排砂距離が 250 m を越える場合が想定される。その場合は、図-3.23 に示す中継ポンプを設置し、そこから別のサンドポンプで圧送する方法で対処できる。中継ポンプは、南アフリカ共和国の Ngqura Port に設置した事例があり、十分対応できる。このシステムは、約 4 km の排砂を行うもので、約 1 km ごとに 3 箇所の中継ポンプがある。

また、従来の研究であるが、野口ら（2007）は風力エネルギーを利用したサンドバイパス工法の可能性を検討するため、関東地方の太平洋に面した海岸を想定し、土砂輸送量の想定の下で、定常的なサンドバイパスを可能とするシステムの試設計を行っている。その結果、風力エネルギーを利用したサンドバイパス工法が、地球環境負荷の少ない持続的な海岸侵食対策として大きな可能性を有していることを確認している。その結果が、次のように示されている。

- 1) 水ジェットと有孔管を組み合わせた簡易な構成の装置によるフィールド砂集積輸送実験より、 $21 \text{ m}^3/\text{h}$  の砂集積輸送が可能ことが確認された。
- 2) この結果を基に、 $50,000 \text{ m}^3$  の砂を毎年 10 ヶ月の間に 1 km の距離を輸送するサンドバイパス設備を想定し、必要電力を約 100 kW と試算した。
- 3) 電力供給として定格 300 kW 風力発電設備を想定した。関東地方の風況観測結果をもとに検討を行うと、洋上においては、100 kW の発電が期待できる風速の出現率は設定目標 33% を上回る 43% で、砂  $50,000 \text{ m}^3$  の集積輸送が成り立つことが示された。
- 4) 余剰電力も売電等により有効に活用を図ることにより、 $\text{CO}_2$  削減効果は  $343 \text{ t/yr}$  と試算された。

このことから、本研究で開発した本工法の運用に当たっては、サンドポンプの動力源（電力）として風力エネルギーを含む再生可能エネルギーを活用することも可能であり、低コスト化や地球環境保全に配慮した本県の地域特性に適合した恒久的なサンドリサイクルシステムとなり得る。



図-3.23 中継ポンプの外観（鳥取県，2015）

### 3.6 結語

採砂位置と排砂位置が恒久的な固定式サンドバイパスや採砂位置のみ変えられる大型クローラクレーンを用いたサンドバイパスシステムは既に稼働している。また，船上からサンドポンプを使ったサンドバイパスシステムも海外において稼働している。本研究では，本県の地域特性を踏まえ必要な場所に移動して稼働させることができるサンドポンプを使用した簡易な装置による浚渫工法を開発し，試験工事を実施してその有用性を確認した。

試験工事で得られた結果より，本工法の適用が相応しい現場は，図-3.6 に示すように規模の小さい港湾・漁港の航路や泊地に堆積した砂を隣接する海岸の侵食が進む領域に運搬する場合などである。具体的には，陸上施設に近接した場所で，防波堤等による波の遮蔽域形成に伴う堆積と侵食や，卓越沿岸漂砂の阻止に伴う堆積と侵食など，堆積と侵食の領域が近接している箇所である。

このことを整理すると，本工法に最適な現場は，次の 1)～4)に整理できる（順不同）。

- 1) 粒径が極力均一でゴミや礫等の混入が少ない場所
- 2) 装置を搬入，設置，稼働するためのヤードが確保できる場所
- 3) 大型浚渫船等，従来工法による浚渫が困難な場所
- 4) 堆積域から侵食域までの距離がおおむね 1 km 程度の場所（排砂距離が 275 m を超える場合は中継ポンプの設置を検討）

また，施工能力と適用する条件は，次の 5)～8)に整理できる（順不同）。

- 5) 適用粒径：0.2 mm 程度



6) 排砂能力：砂流量  $0.39 \text{ m}^3/\text{min}$  ( $23.4 \text{ m}^3/\text{h}$ ,  $187.2 \text{ m}^3/\text{日}$ ) ※1 日 8 時間運転

・排砂管に  $\phi 150 \text{ mm}$  (内径  $146 \text{ mm}$ ) の VP 管を用いた場合、スラリー流速  $3.5 \text{ m/s}$  とするとスラリー流量  $Q$  は  $3.52 \text{ m}^3/\text{min}$  となる.

・排砂量は流速  $3.5 \text{ m/s}$  で、含砂率 11%とするとスラリー流量  $Q$  は  $3.52 \text{ m}^3/\text{min}$  で、排砂量は  $0.39 \text{ m}^3/\text{min}$  となる.

7) 排砂距離：1 台のポンプで  $275 \text{ m}$  (一般的な目安値), 最低必要流速は  $3.5 \text{ m/s}$  (管内)

8) 施工範囲：クレーンによるツボ掘の場合は最大  $17 \text{ m}$

なお、この鉛直 V 字型砂除去装置については、国立研究開発法人港湾空港技術研究所・鳥取県 (2015) に示すとおり平成 27 年 11 月に特許を取得している.

## 参考文献

大町昌義 (1977)：うず巻ポンプの設計，パワー社，pp.22-26.

国立研究開発法人港湾空港技術研究所・鳥取県 (2015)：水底土砂除去装置および水底土砂除去工法，特許第 5843341 号.

静岡県 (2016)：<https://www.pref.shizuoka.jp/kensetsu/ke-430/040427html/sandobaipas.html>

スラリー輸送研究会 (1984)：スラリー・カプセル輸送技術要覧，pp.65-102.

寺田進 (1973)：固体混合液の管路輸送—流動理論と抵抗計算法—，理工図書，p.144.

(株)東洋電機工業所 (2010)：水中攪乱ポンプ性能曲線図.

鳥取県 (2012)：鳥取沿岸の砂浜海岸復元・港内堆砂抑制に向けた技術検討委員会資料 (第 1 回) .

鳥取県 (2013)：鳥取沿岸の砂浜海岸復元・港内堆砂抑制に向けた技術検討委員会資料 (第 2 回) .

鳥取県 (2014)：鳥取沿岸の砂浜海岸復元・港内堆砂抑制に向けた技術検討委員会資料 (第 3 回) .

鳥取県 (2015)：鳥取沿岸の砂浜海岸復元・港内堆砂抑制に向けた技術検討委員会資料 (第 4 回) .

(社)日本埋立浚渫協会 (1974)：ポンプ浚渫船の標準仕様，p.26.

野口仁志・栗山善昭・永井紀彦・鈴木高二朗 (2007)：風力エネルギーを利用した有孔管方式によるサンドバイパスシステムの試設計，海洋開発論文集，第 23 巻，pp.1075-1080.

野口仁志・藤田雄治 (2004)：自沈式有孔管を用いたサンドバイパス工法の開発，港湾空港技術研究所資料 No.1086，14p.

安本善征・宇多高明・松原雄平・佐藤慎司 (2006)：鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドラインの策定と実施，海洋開発論文集，第 22 巻，pp.415-420.

安本善征 (2013)：簡易な移動機構を用いたサンドリサイクル技術開発に係る豪州 QLD 現地調査- Sunshine Coast & Gold Coast -，鳥建機関誌「鳥建 No.38 2013」，pp.9-22.

安本善征・田代誠士・野口仁志・松原雄平・栗山善昭・黒岩正光・重松英造 (2016)：砂除去装置を用いたサンドリサイクル工法の検討—鳥取方式のサンドリサイクル工法—，土木学会論文集 B3 (海洋開発)，Vol.72，No.2，pp.I\_928-I\_933.

Abulnaga, B. (2002)：Slurry Systems Handbook，Mc Graw-Hill，pp.4.21-4.22.

## 第 4 章 波浪場と海浜流場の数値モデルの適用に関する研究

### 4.1 緒言

砂浜海岸の侵食対策工法のひとつである人工リーフは、景観を損なわず消波効果があり、効果が期待されるとして、全国の多くの海岸に施工され（清水ら，1993，宇多ら，2009），1992 年には建設省河川局海岸課の監修により「人工リーフの設計の手引き」が出版された。また，同手引きが発行されてからおおむね 10 年が経過し，人工リーフに関する新たな知見が得られたこと，海岸法の改正を踏まえ環境・利用への配慮が一層重要になったこと，基準の性能規定化が望まれるようになったことなどから，2004 年には国土交通省河川局海岸室および同省国土技術政策総合研究所海岸研究室の監修により「人工リーフの設計の手引き（改訂版）」が出版された。しかしながら，近年，人工リーフ背後に発生する流れによる汀線の後退や人工リーフ開口部での離岸流による洗掘などの問題が生じている。

鳥取県東部の岩美海岸（浦富地区）は，粒径 0.15 mm から 0.2 mm の細砂で形成されるポケットビーチである（図-4.1）。岩美海岸（浦富地区）では，第 2 章で述べたとおり西端部に位置する田後港の防波堤の整備に伴って砂浜海岸の侵食が進み，侵食対策として平成 2 年から 7 年に天端水深 2.0 m の人工リーフ 2 基が設置され，平成 19 年度から人工リーフの沖側に天端を拡張し，天端水深 0.5 m (2.0 m→0.5 m) とする改良工事（第二期工事）が実施された。しかしながら，平成 19 年から 20 年にかけて人工リーフ開口部において非常に深い洗掘が発生し始めている（黒岩ら，2012）。平成 27 年 3 月時点の人工リーフ開口部における最大洗掘深は T.P.-16 m となっている（鳥取県，2014）。このような問題を解決するためには，人工リーフの平面・断面形状や設置方法などを再検討する必要がある。

一方，宇多ら（2015）は，「細砂で形成される砂浜海岸において侵食が起きた場合，侵食対策としてヘッドランドを伸ばしても結局のところ長期的に見れば細砂の流出が続くため，侵食対策としてのヘッドランドは時間とともにその効用が低減する。これは単にヘッドランドだけではなく，離岸堤などの施設においても同じ結果となる。細砂で形成される砂浜海岸の維持のためには，各種施設を造ってもあまり効果的でなく，流出砂量に匹敵する量の砂を半永久的に投入する以外方法がないことになる。これは細砂海浜で行われてきた侵食対策では究極的には養浜を永遠に続けられない限り海岸保全ができないことを意味する。これこそ各地で行われてきた，あるいは現に行われている施設中心の侵食対策の限界を示している。」と指摘している。これは，第 2 章で述べたことに匹敵する。

本研究では，現状において人工リーフ等の構造物の設置がもたらした問題や，今後の解決策を検討するために不可欠な構造物周辺の流況（波浪場と海浜流場）を精度よく把握することを主眼としつつ，その第 1 段階として，人工リーフ開口部等の構造物周辺の流況について，準 3 次元海浜流モデルによる流況再現性および現地適用性の向上に関して検討する（安本ら，2014）。

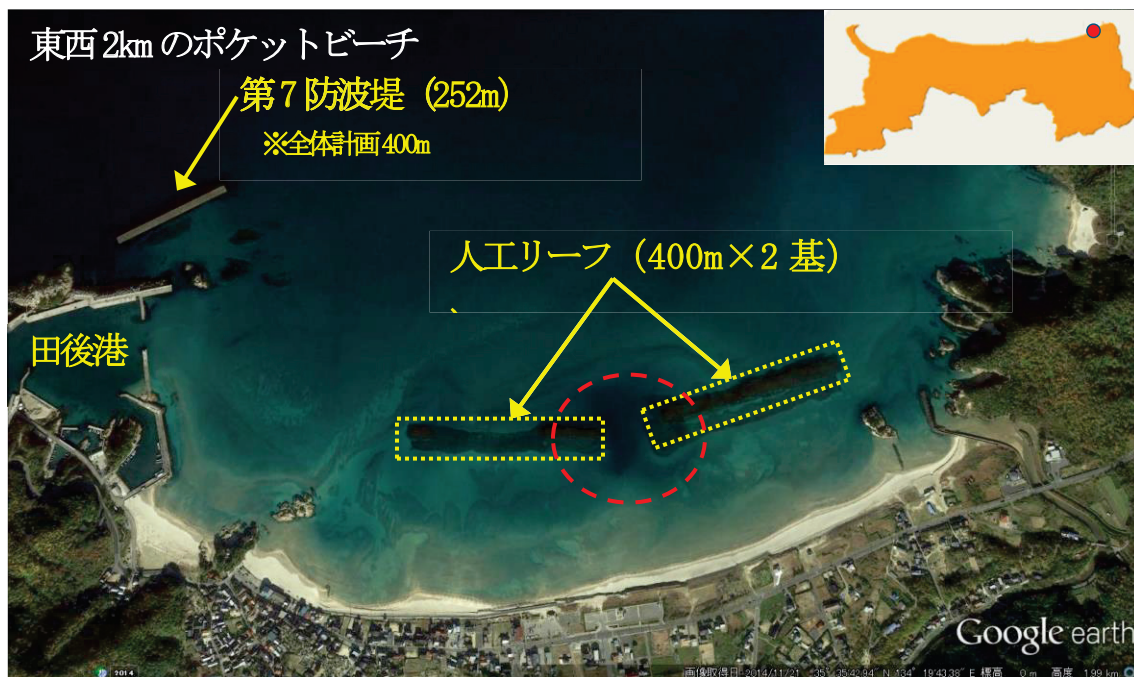


図-4.1 鳥取県東部の岩美海岸（浦富地区）および沿岸部の施設整備状況

## 4.2 数値モデルの構築

### 4.2.1 数値モデルの概要

検討する数値モデル（以下、「本数値モデル」という。）の概要と計算フローチャートを図-4.2に示す。この図に示すように、準3次元海浜流モデルは波浪場および海浜流場の計算から構成している。本数値モデルは、黒岩ら（2010）が提案した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をベースとしたもので、波浪場は間瀬ら（2004）の回折項を考慮した波作用量平衡方程式を用い、海浜流場は人工リーフ開口部の流れの再現性向上のために波と流れの相互干渉を考慮した準3次元海浜流モデル（準3次元海浜流モデルをカップリングした相互干渉モデル）を構築し、その適用性を検討する。

また、図-4.1に示す岩美海岸（浦富地区）における人工リーフ開口部の局所的な洗掘は、高波浪時に発生する離岸流が影響しているといえる。黒岩ら（2012）の再現計算では、開口部の洗掘は計算されるが、その洗掘深は浅く、過小評価されている。

なお、このような水面下に設置する潜堤型の構造物周辺の地形変化（海浜変形とも呼ぶ）は複雑で、これまで多くの調査研究がなされ、数値モデルによる波浪、海浜流および地形変化の検討もなされているが、地形変化特性は十分に明らかにされていない。

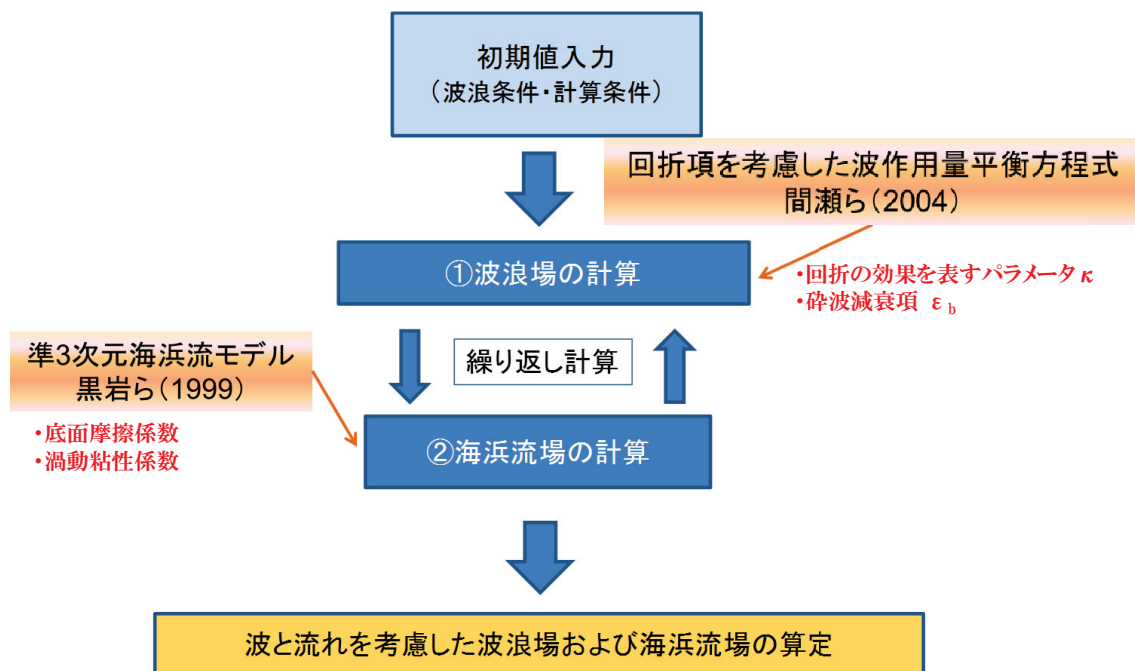


図-4.2 検討する数値モデルの概要と計算フローチャート

#### 4.2.2 波浪場の計算

##### (1) 概説

沿岸域での種々の現象において基本的な外力となっているのは波浪である。波浪に関する問題では、いろいろな局面で数値計算が行われ、風波の発達を求める際の風場の計算から始まり、風波の発生・発達・減衰の波浪推算、沖から岸への伝播過程での浅海域の変形計算、構造物への波の作用の計算、沿岸域での漂砂と海浜変形の計算などの数値計算に委ねられる点が多い。沖から岸への波浪は、浅海域において屈折・回折・砕波などによって波高や波向きの変化を伴いながら、最終的には汀線に到達するまでに大部分のエネルギーを失う。この際に、平面的な広がりを持つ波浪場、すなわち平面波浪場を対象とする数値モデルについては、位相平均型と時間発展型に大別される。

位相平均型は波振幅と波向きの平面分布のみを求めるもので、水面波形そのものは計算しない。このために、計算時間が節約され、広い領域であっても比較的短い時間に計算結果を得ることができる。これに対して、時間発展型は波の伝播を時間ステップごとに追跡する方式であり、浅瀬の上での波の分裂、水面変化の詳細を調べることができる。しかしながら、計算格子間隔や時間ステップを小さくしなければならず、計算時間が非常になくなるため、計算領域の広さに制約を受ける。このことから、波浪場の計算において、現在、種々の数値モデルが提案されているが、最終的な海浜変形予測には、計算負荷の少ない数値モデルが要求される。

本研究では、位相平均モデルの1つである波作用量平衡方程式に基づき、流れの影響を考慮した砕波限界式と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（間瀬ら，2004）を用いる．

## (2) 基礎方程式

Bretherton・Garrett（1968）は，波のエネルギー $E$ を流れに相対的な角周波数 $\sigma$ で除した波作用量 $N(=E/\sigma)$ が保存されることを示した．

ここに，相対角周波数 $\sigma$ ，絶対角周波数 $\omega$ ，波数ベクトル $\vec{k}$ ，流速ベクトル $\vec{U}$ および水深 $h$ との間には，次式の関係がある．

$$\sigma = \omega - \vec{k} \cdot \vec{U} \quad (4.2.1)$$

$$\sigma^2 = g|\vec{k}| \tanh \vec{k} h \quad (4.2.2)$$

流れの場で存在し得る波の波数は，式（4.2.1）および式（4.2.2）を満たすものである．本研究では波作用量平衡式に基づき，流れの影響を考慮した砕波限界式，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る．独立変数を  $x, y$  および  $\theta$  とすると，波作用量平衡式は，次式のように表される．

$$\frac{\partial(C_x N)}{\partial x} + \frac{\partial(C_y N)}{\partial y} + \frac{\partial(C_\theta N)}{\partial \theta} = 0 \quad (4.2.3)$$

また，式（4.2.3）の特性速度 $C_x, C_y$ および $C_\theta$ は，次式のように表される．

$$C_x = C_g \cos \theta + U \quad (4.2.4)$$

$$C_y = C_g \sin \theta + U \quad (4.2.5)$$

$$\begin{aligned} C_\theta = & \frac{\sigma}{\sinh 2kh} \left( \sin \theta \frac{\partial h}{\partial y} - \cos \theta \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \cos \theta \sin \theta \frac{\partial U}{\partial x} - \cos^2 \theta \frac{\partial U}{\partial y} \\ & + \sin^2 \theta \frac{\partial V}{\partial x} - \sin \theta \cos \theta \frac{\partial V}{\partial y} \end{aligned} \quad (4.2.6)$$

ここに， $C$ は群速度， $C_g$ は群速度， $(U, V)$ は流れの $(x, y)$ 成分であり， $\theta$ は波の伝播方向角である．なお， $U$ および $V$ は断面平均定常流速である．式（4.2.3）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，次式のように表される．

$$\begin{aligned} & \frac{\partial(C_x N)}{\partial x} + \frac{\partial(C_y N)}{\partial y} + \frac{\partial(C_\theta N)}{\partial \theta} \\ &= \frac{\kappa}{2\sigma} \left\{ (CC_g \cos^2 \theta N)_y - \frac{1}{2} CC_g \cos^2 \theta N_{yy} \right\} - \varepsilon_b N \end{aligned} \quad (4.2.7)$$

ここに、 $(CC_g \cos^2 \theta N)_y$  は  $(CC_g \cos^2 \theta N)$  の  $y$  の 1 階微分であり、同様に  $N_{yy}$  は  $N$  の 2 階微分である。右辺第 1 項および第 2 項は、それぞれ回折項およびエネルギー散逸項である。なお、特性速度  $C_x, C_y$  および  $C_\theta$  については間瀬ら (2004)、回折項の導入方法の詳細は間瀬ら (1999) を参照されたい。

### (3) 砕波による波高減衰

本研究では、式 (4.2.7) 右辺第 2 項の  $\varepsilon_b$  は砕波減衰係数（以下「砕波減衰項」という。）で、Zheng ら (2008) を参考に Battjes・Janssen (1978) による理論式（以下「BJ モデル」という。）を採用した。

BJ モデルによる砕波減衰項  $\varepsilon_b$  の理論式は、次式のように求められる。

$$\varepsilon_b = \frac{\langle D \rangle}{(\rho g H_{ms}^2 / 8) \bar{\sigma}} \quad (4.2.8)$$

$$\langle D \rangle = \frac{\alpha \rho g}{4} Q_b f H_b^2 \quad (4.2.9)$$

$$\frac{1 - Q_b}{\ln Q_b} = - \left( \frac{H_{rms}}{H_b} \right)^2 \quad (4.2.10)$$

ここに、 $H_{rms}$  は 2 乗平均波高、 $\langle D \rangle$  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、 $\bar{f}$  は波の代表周波数、 $\rho$  は海水の密度、 $g$  は重力加速度であり、式 (4.2.10) 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、本研究ではその値を用いる。 $H_b$  は砕波限界式であり、デルフト工科大学（オランダ）によって開発された SWAN (Simulating Waves in the Near shore) モデル値の  $H_b = 0.73$  が組み込まれた形となっている。

### (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  $v_x > 0$  となり、式 (4.2.7) は 1 階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、沖から岸に向けて順番に解くことができる。なお、その他の境界条件は、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、流出側境界ではエネルギーが常に流出するという条件を設定し

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は、沖側境界の全格子に一樣なスペクトルを仮定し、次式のように表される。

$$S(f, \theta - \theta_p) = S_0(f)G_0(\theta - \theta_p; f) \quad (4.2.11)$$

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 $\theta_p$ を入力する必要がある。

#### 2) 周波数スペクトル

沖波の周波数として、次式のように表される JONSWAP 型スペクトルを用いた。

$$S_0(f) = \beta_J H_{\frac{1}{3}} T_p^{-4} f^{-5} \exp \left[ -1.25 (T_p f)^{-4} \right] \times \gamma^{\exp \left[ -\frac{(T_p f - 1)^2}{2\sigma^2} \right]} \quad (4.2.12)$$

ここに、

$$\begin{aligned} \beta_J &= \frac{0.0624}{0.230 + 0.0336\gamma - 0.185(1.9 + \gamma)^{-1}} [1.094 - 0.01915 \ln \gamma] \\ T_p &\cong T_{1/3} [1 - 0.132(\gamma + 0.2)^{-0.559}] \\ \sigma &\cong \begin{cases} 0.07: f \leq f_p \\ 0.09: f \geq f_p \end{cases} \\ f_p &= 1.05 T_{1/3} \end{aligned}$$

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。 $\gamma = 1$ のときは次式の Bretschneider-光易型スペクトルと等しく、 $\gamma$ 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。本研究では標準的な値として $\gamma = 3.3$ として示し、最終的に次式のように表される。

$$S_0(f) = 0.257 H_{1/3} T_{1/3} (T_{1/3} f)^{-5} \exp \left[ -1.03 (T_{1/3} f)^{-4} \right] \quad (4.2.13)$$

#### 3) 方向関数

方向関数 $G_0(\theta - \theta_p; f)$ は、次式のように表される光易型方向関数を用いた.

$$G_0(\theta - \theta_p; f) = G_0 \cos^{2S} \left( \frac{\theta}{2} \right) \quad (4.2.14)$$

ここに、 $G_0$ は次式で与えられる.

$$G_0 = \left[ \int_{\theta_{\min}}^{\theta_{\max}} \cos^{2S} \left( \frac{\theta}{2} \right) d\theta \right]^{-1} \quad (4.2.15)$$

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

$$G_0 = \frac{1}{\pi} 2^{2S-1} \frac{\Gamma^2(S+1)}{\Gamma(2S+1)} \quad (4.2.16)$$

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(4.2.15)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、 $S(f)$ のピーク付近ではエネルギーの方向分散が最小であり、その分その成分波は真っ直ぐ進行することを表している. ここでは合田(2008)が用いた方法にしたがって、 $S$ の代表値 $S_{\max}$ を主パラメータとして次式を用いた.

$$S = \begin{cases} S_{\max} \left( \frac{f}{f_p} \right)^5 \\ S_{\min} \left( \frac{f}{f_p} \right)^{-2.5} \end{cases} \quad (4.2.17)$$

#### 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ため、波の方向分布の最大集中度を表すパラメータ $S_{\max}$ の選定は慎重に行う必要がある. 合田(2008)より、方向スペクトルの観測がいろいろ行われ、その性質が詳しくわかるようになるまでは、 $S_{\max}$ として次のような値を用いることが推奨されている.

- ・ 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) :  $S_{\max} = 75$



### 4.2.3 海浜流場の計算

#### (1) 概説

沖から岸へ波が伝播すると、海底地形の形状に応じて波が屈折、砕波などによって波高と波向きが変化し、それによって平均水位が場所的に変化し、沿岸方向および岸沖方向の流れが発生する。この沿岸方向および岸沖方向の流れを合わせて海浜流という。詳細に観察すれば、平均的な海浜流に加えて、砕波帯内の表層では岸向きの流れ（質量輸送）が生じ、中層から底層にかけてはそれを補償する沖向きの戻り流れが存在する。

海浜流場は、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。こうして生じた海浜流場は波浪場を変化させ、また海浜流場も変化する。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。一方、得られた波浪場と海浜流場を漂砂量ならびに地形変化の計算における営力として利用する場合には、これが再び波浪場と海浜流場の分布に影響するため、この間にさらに大きな反復計算が必要とされる。

また、海浜流場はそれ自体独立したものとは限らず、その前段にある波浪場の計算および後段にある地形変化の計算などとの関連を考慮しなければならない。したがって、この計算には、複雑な波と地形条件に対しても安定であること、計算に要する時間が過大でないこと、という 2 つの要件が課せられることになる。

本研究における海浜流場は、人工リーフ開口部の流れの再現性向上のために構築した波と流れの相互干渉を考慮した準 3 次元海浜流モデル（準 3 次元海浜流モデルをカップリングした相互干渉モデル）を用いる。本数値モデルは、黒岩ら（2006）の海浜流場の計算を波浪条件や再現期間に応じて平面 2 次元海浜流モデルあるいは準 3 次元海浜流モデルを選択できるようになっているハイブリット型の 3 次元海浜変形予測システムの改良版である。本数値モデルの座標系は、**図-4.3** 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。

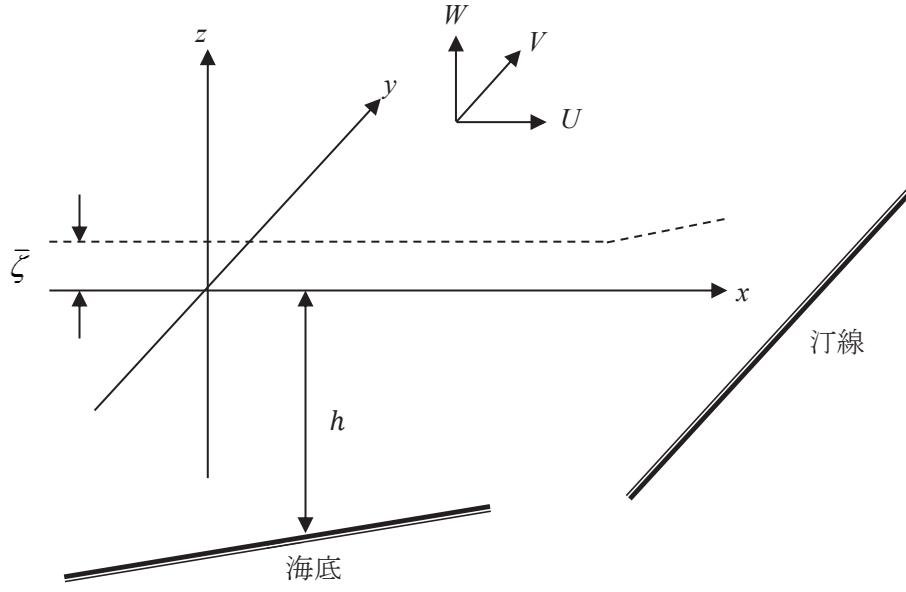


図-4.3 本数値モデルの座標系

## (2) 基礎方程式

本研究では、海浜流の鉛直分布や碎波帯内における戻り流れを算定できる黒岩（1999）の準3次元海浜流モデルを適用する。

運動方程式はN-S方程式から導かれ、次式で表される。

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} + W \frac{\partial U}{\partial z} = -g \frac{\partial \bar{\zeta}}{\partial x} - R_x + M_x \quad (4.2.18)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} + W \frac{\partial V}{\partial z} = -g \frac{\partial \bar{\zeta}}{\partial y} - R_y + M_y \quad (4.2.19)$$

ここに、式（4.2.18）および（4.2.19）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  $M_y$  は乱れによる渦動粘性項である。詳細については、次項に述べる。

連続式は、次式で与える。

$$\frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial y} + \frac{\partial W}{\partial z} = 0 \quad (4.2.20)$$

鉛直方向に積分した連続式は、次式のとおりとなる。

$$\frac{\partial \bar{\xi}}{\partial t} + \frac{\partial \tilde{U}(h + \bar{\xi})}{\partial x} + \frac{\partial \tilde{V}(h + \bar{\xi})}{\partial y} = 0 \quad (4.2.21)$$

ここに、 $\tilde{U}$  および  $\tilde{V}$  は断面平均定常流速である．計算では、まず線形理論を用いて radiation stress および渦動粘性係数を予め算定し、式 (4.2.18) から式 (4.2.21) を連立させて、定常流速  $U$ 、 $V$ 、 $W$  および平均水位上昇量  $\bar{\xi}$  を算定する．

### (3) 境界条件

#### 1) 沖側および側方での境界条件

沖側については、計算領域を水深の十分大きい領域まで広げ、沖側の領域端では流れは存在せず、沖からの流入もないと仮定する．また、水位については、計算領域内の海面の昇降を規制するために、沖側端において平均水位の上昇量を 0 (零) 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および流速ともに沿岸方向に一樣とする．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つり合うことになる．

#### 2) 底面での境界条件

$$\nu_v \frac{\partial U}{\partial z} \Big|_{z=-h} = \frac{1}{\rho} \tau_{bx} \quad , \quad \nu_v \frac{\partial V}{\partial z} \Big|_{z=-h} = \frac{1}{\rho} \tau_{by} \quad (4.2.22)$$

ここに、 $\nu_v$  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( $x$ )方向および沿岸( $y$ )方向における底面せん断応力  $\tau_{bx}$  である．底面におけるせん断応力は、西村 (1981) の以下に示す波と流れの共存場における摩擦応力を用いる．

$$\begin{cases} \tau_{bx} = C_f \rho \left\{ \left( W + \frac{w_b^2}{W} \cos^2 \theta \right) \cdot U + \frac{w_b^2}{W} \cos \theta \sin \theta \cdot V \right\} \\ \tau_{by} = C_f \rho \left\{ \frac{w_b^2}{W} \cos \theta \sin \theta \cdot U + \left( W + \frac{w_b^2}{W} \sin^2 \theta \right) \cdot V \right\} \end{cases} \quad (4.2.23)$$

ここに、

$$\begin{aligned} W = & \left\{ \sqrt{U_x^2 + V_x^2 + w_b^2} + 2(U_x \cos \theta + V_x \sin \theta) w_b \right. \\ & \left. + \sqrt{U_x^2 + V_x^2 + w_b^2} - 2(U_x \cos \theta + V_x \sin \theta) w_b \right\} / 2 \end{aligned} \quad (4.2.24)$$

である．

$C_f$ は底面摩擦係数であり，一般的に 0.01 としている．ここに，式 (4.2.23) 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．

$$w_b = \frac{\sigma H}{\{\pi \sinh k(h+\zeta)\}} \quad (4.2.25)$$

ここに， $H$ は波高， $\sigma$ は角周波数， $k$ は波数， $\theta$ は波の進行方向が  $x$  軸に対してなす角である．

### 3) 水面での境界条件

水面では，以下の条件が成り立つものとする．

$$v_v \frac{\partial U}{\partial z} \Big|_{z=\bar{\zeta}} = \frac{1}{\rho} \tau_{sx} \quad , \quad v_v \frac{\partial V}{\partial z} \Big|_{z=\bar{\zeta}} = \frac{1}{\rho} \tau_{sy} \quad (4.2.26)$$

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．

$$\begin{cases} \rho v_v \frac{\partial U}{\partial z} = \tau_{sx} = A_s \rho^{1/3} D_{bc}^{2/3} (h/L_p) \cos \theta \\ \rho v_v \frac{\partial V}{\partial z} = \tau_{sy} = A_s \rho^{1/3} D_{bc}^{2/3} (h/L_p) \sin \theta \end{cases} \quad (4.2.27)$$

なお，無次元係数  $A_s$  (1.0～2.5) は，戻り流れの強さに影響する係数であり，同係数を大きく設定した場合，底面の流速は大きく出現する． $L_p$  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． $D_{bc}$  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．

$$D_b = \frac{K_c}{h} C_g \frac{1}{8} \rho g \{H_{rms}^2 - (\Gamma_c h)^2\} \quad (4.2.28)$$

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．



#### (4) 水平・鉛直方向の渦動粘性係数

##### 1) 水平渦動粘性係数： $\nu_h$

式 (4.2.18) および (4.2.19) 中の右辺第 3 項は、流速の擾乱成分に起因する水平渦動粘性項であり、次式で表される。

$$\begin{cases} M_x = \frac{\partial}{\partial x} \left( \nu_h \frac{\partial U}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \nu_h \frac{\partial U}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \nu_v \frac{\partial U}{\partial z} \right) \\ M_y = \frac{\partial}{\partial x} \left( \nu_h \frac{\partial V}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \nu_h \frac{\partial V}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \nu_v \frac{\partial V}{\partial z} \right) \end{cases} \quad (4.2.29)$$

ここに、 $\nu_h$  および  $\nu_v$  はそれぞれ水平渦動粘性係数、鉛直渦動粘性係数である。海浜流場における乱れの効果は渦動粘性係数に集約され、海浜流場の計算において重要なパラメータとなっている。本数値モデルでは、Longuet-Higgins (1970) によるモデルを用いている。Longuet-Higgins が radiation stress の概念を導入した沿岸流速の推定理論を提案し、渦動粘性係数が代表的な長さとの積で表されるとして、代表長に汀線からの距離、代表速度として実水深 ( $h + \bar{\zeta}$ ) を用いた長波の波速を用い、次式のように設定した。

$$\nu_h = N x' \sqrt{g(h + \bar{\zeta})} \quad (4.2.30)$$

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 (4.2.30) は、次式で表される。

$$\nu_h = N \frac{(h + \bar{\zeta})}{\tan \beta} \sqrt{g(h + \bar{\zeta})} \quad (4.2.31)$$

##### 2) 鉛直渦動粘性係数： $\nu_v$

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ため、数々の評価式が提案されている。ここでは、砕波点近傍や汀線近傍での再現性がよく、砕波帯外を含む広領域にも容易に適用できる土屋ら (1986) の評価式を用いることとし、評価式は次式で表される。

$$\nu_v = KCH \quad (4.2.32)$$

ここで、 $H$  は波高、 $C$  は波速 ( $= \sqrt{gh}$ )、 $K$  は無次元係数であり、0.01 程度の値とする。

**(5) radiation stress 項（過剰運動フラックス項）： $R_x, R_y$**

基礎方程式 (4.2.18) および (4.2.19) 中の右辺第 3 項が radiation stress の勾配に相当する項であり、微分演算子の中、式 (4.2.23), (4.2.24) および (4.2.25) を鉛直方向の積分したものと密度  $\rho$  との積が radiation stress に相当する。

$$\begin{cases} R_x = \frac{1}{\rho(h+\bar{\zeta})} \left( \frac{\partial S_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{xy}}{\partial y} \right) \\ R_y = \frac{1}{\rho(h+\bar{\zeta})} \left( \frac{\partial S_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial S_{yy}}{\partial y} \right) \end{cases} \quad (4.2.33)$$

ここに、 $\rho$  は海水の密度である。 $S_{xx}$ ,  $S_{xy}$ ,  $S_{yx}$ ,  $S_{yy}$  は波の存在による radiation stress である。

$x$  軸に平行に進行する微小振幅波を考えると、radiation stress は、次式で表される。

$$\begin{aligned} S_{xx} &= E \left( \frac{2kh}{\sinh 2kh} + \frac{1}{2} \right) = E \left( \frac{2C_g}{c} - \frac{1}{2} \right) \\ S_{yy} &= E \left( \frac{C_g}{c} - \frac{1}{2} \right) \end{aligned} \quad (4.2.34)$$

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、次式で表される。

$$S_{ij} = E \begin{bmatrix} \frac{C_g}{c} \cos^2 \theta + \frac{C_g}{c} - \frac{1}{2} & \frac{C_g}{c} \sin \theta \cos \theta \\ C_g \cos \theta \sin \theta & \frac{C_g}{c} \sin^2 \theta + \frac{C_g}{c} - \frac{1}{2} \end{bmatrix} \quad (4.2.35)$$

底面摩擦、水平および鉛直方向の渦動粘性係数、不規則波浪下における radiation stress などの諸量は、Rayleigh 分布に基づく有義波高と自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、計算方法の詳細は黒岩 (1999) を参照されたい。

#### 4.2.4 計算条件

本研究では、人工リーフ等の構造物周辺の流況（波浪場と海浜流場）を精度よく把握するため、模型実験を行うとともに、本数値モデルによる流況再現性および現地適用性を検

討した。

模型実験では、開口部において常に冲向きの流れが発生し、その流れの強さが開口部の幅と天端水深に関連する状況などを確認する。その際、波浪モデルが多方向不規則波を対象としたものであることから、不規則波の実験条件を用いて行った。

また、本数値モデルでは、岩美海岸（浦富地区）での現地適用確認結果から砕波減衰項、渦動粘性係数および摩擦係数などのパラメータを設定することで高い精度での再現性の確認ほか、現地適用の有用性を検討する。その際、海浜流場の計算を行う上で、まず、波浪場の計算結果の再現性を確認する必要がある。波浪場の式（4.2.7）における回折の効果を表すパラメータ  $\kappa$  の与え方と砕波減衰項の与え方を検討した。そして、海浜流計算においては、摩擦係数や渦動粘性係数についても検討した。

#### 4.2.5 実験結果との比較

##### (1) 模型実験の概要

実験は、鉛直 2 次元不規則波造波水槽を用いて行った。図-4.4 に示すように、水槽内に人工リーフ模型を設置し、開口部における波高と流れを測定した。流れの測定点は、底層（底面から 3 cm の高さ）、中層、表層の 3 点設定した。なお、人工リーフの天端幅、設置位置、天端水深の違いを検討しやすくするため、リーフ設置部は水平床とした。

まず、規則波の下で開口幅を 20 cm と固定し、天端幅を 2 パターン（20 cm と 40 cm）、設置位置（水平床沖合距離）を 3 パターン、天端水深を 3 パターン（0 cm, 1.5 cm, 4.5 cm）、波浪を 3 パターン変化させた全 54 ケース、さらに不規則波の条件で、開口幅を 20 cm と 10 cm とした場合も追加し、不規則波 18 ケースの実験を行った。規則波の波浪条件は、周期を 1.1 s に固定し、沖波波形勾配をおおよそ 0.02, 0.035, 0.05 程度とした波高を 3 パターン変化させた。不規則波の波浪特性は、有義波周期を 1.1 s, 有義波波高を 7~8 cm で沖波波形勾配が 0.05 程度の 1 パターンとした。波高は容量式波高計を、流速は水平 2 成分の電磁流速計を用いて測定した。表-4.1 は不規則波の下における人工リーフ諸元の実験条件を示したもので、後述する数値解析の計算条件である。

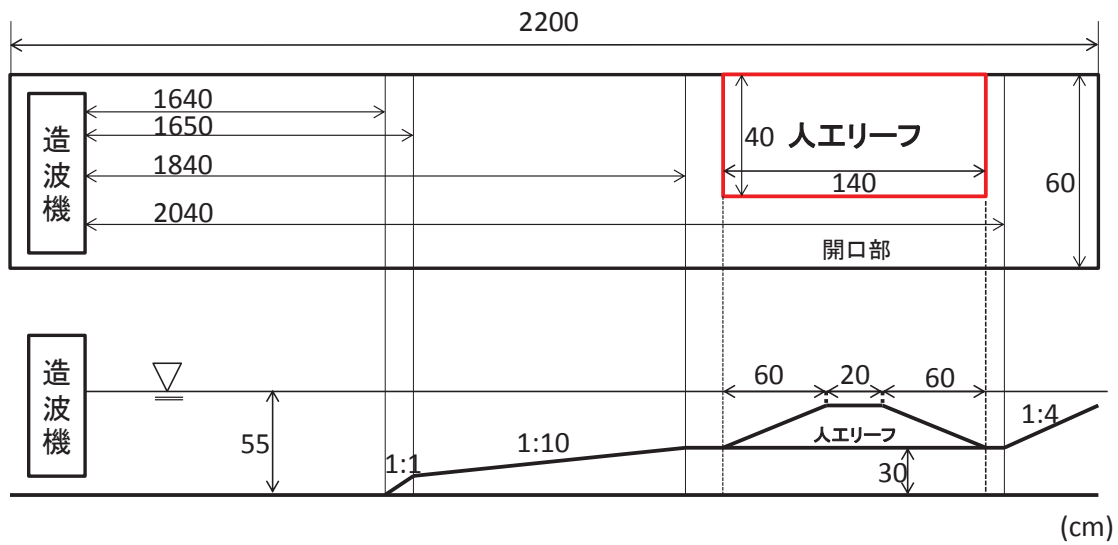


図-4.4 人工リーフ模型の設置概要（安本ら，2014）

表-4.1 不規則波における人工リーフ模型の諸元（安本ら，2014）

Case	$R(\text{cm})$	$B(\text{cm})$	$X_L(\text{cm})$	$W_r(\text{cm})$
1	1.5	20	0	20
2	1.5	20	20	20
3	1.5	20	40	20
4	1.5	20	0	10
5	1.5	20	20	10
6	1.5	20	40	10
7	1.5	40	0	20
8	1.5	40	15	20
9	1.5	40	30	20
10	1.5	40	0	10
11	1.5	40	15	10
12	1.5	40	30	10
13	4.5	20	0	20
14	4.5	20	20	20
15	4.5	20	40	20
16	4.5	40	0	20
17	4.5	40	15	20
18	4.5	40	30	20

$R$ : 天端水深,  $B$ : 天端幅,  $X_L$ : 設置位置,  $W_r$ : 開口幅

## (2) 模型実験の結果

表-4.1 に示した不規則波の下における実験結果の一例を図-4.5 および図-4.6 に示す。なお、流速の方向は、後述する数値モデルの座標系に合わせ、岸向きを正としている。図-4.5 より、開口部では強い沖向きの流れが発生しているのが明らかで、開口部において沖向きに最大となる流れが存在し、設置離岸距離  $X_L$  によってその位置が異なることがわかる。図-4.6 より、開口幅  $W$  が狭いほど、沖向きの流れは強くなること、天端水深  $R$  が小さい方が沖向き定常流速が大きくなる傾向があることがわかる。また、同下図より、ケース 1 とケース 7 の比較では、天端幅  $B$  の違いによって沖向き最大流速の発生位置が異なるが、他のケースでは明確な違いは見られなかった。

つぎに、沖向き定常流速の最大値を抽出し、波形勾配と天端水深で整理した結果を図-4.7 に示す。同図より、波形勾配が大きくなるにつれて沖向き定常流速は大きくなることが明らかである。また、天端水深 0 cm の場合を除き、波形勾配が大きく天端水深が浅い ( $R=1.5$  cm) ほど沖向き流れが強くなることがわかる。不規則波の場合は、流速値は小さいが、規則波の場合と同様に、天端水深が小さいほど沖向き定常流速が大きくなることがわかる。

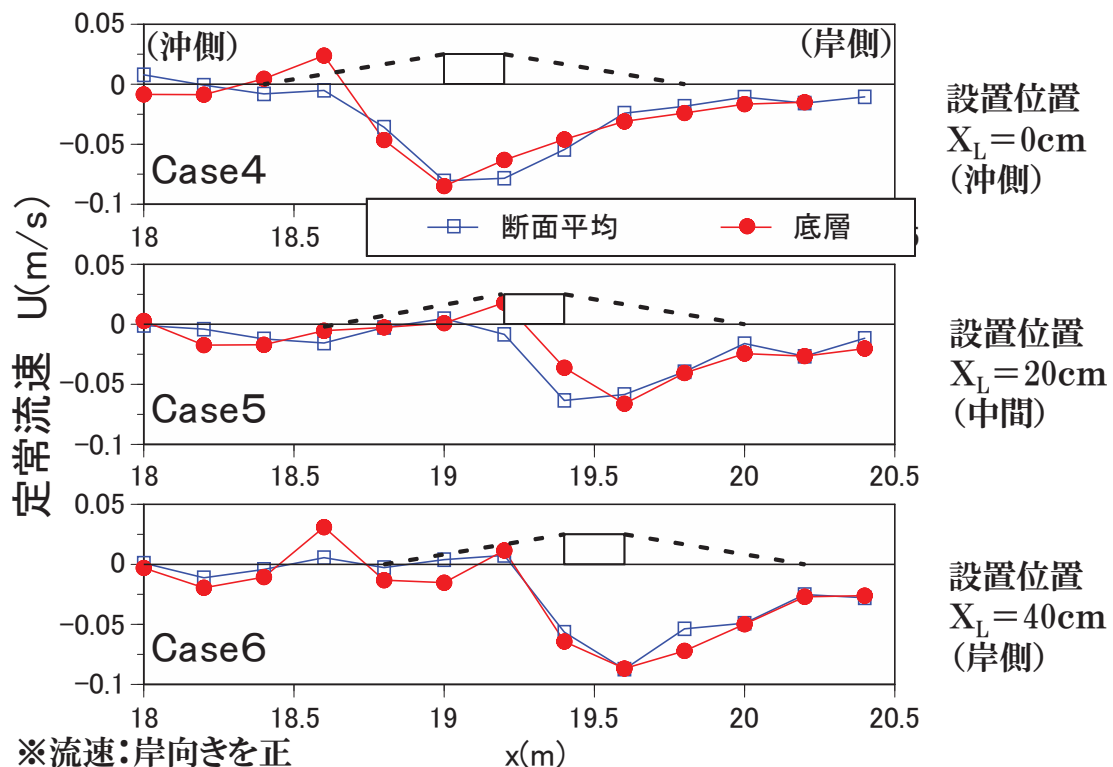


図-4.5 開口部における沖向き定常流速（開口幅 10 cm、天端幅 20 cm）（安本ら，2014）



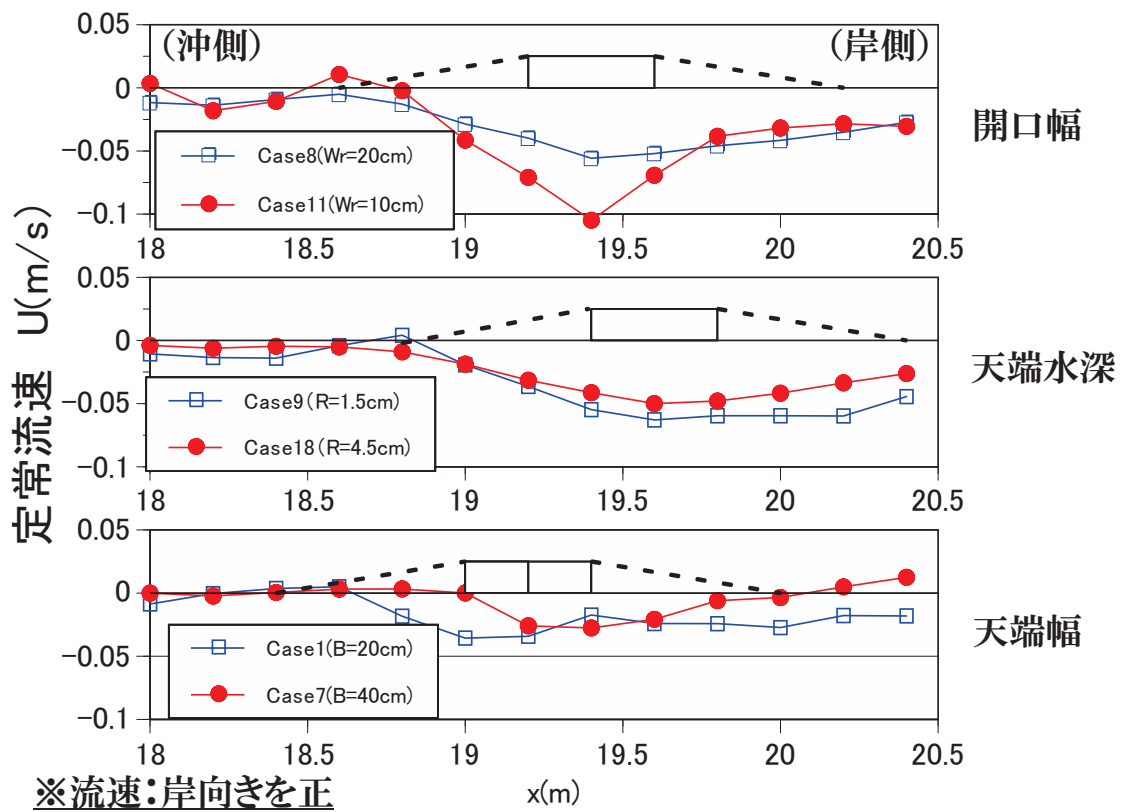


図-4.6 開口部における沖向き定常流速（各諸元の違いによる比較）（安本ら，2014）

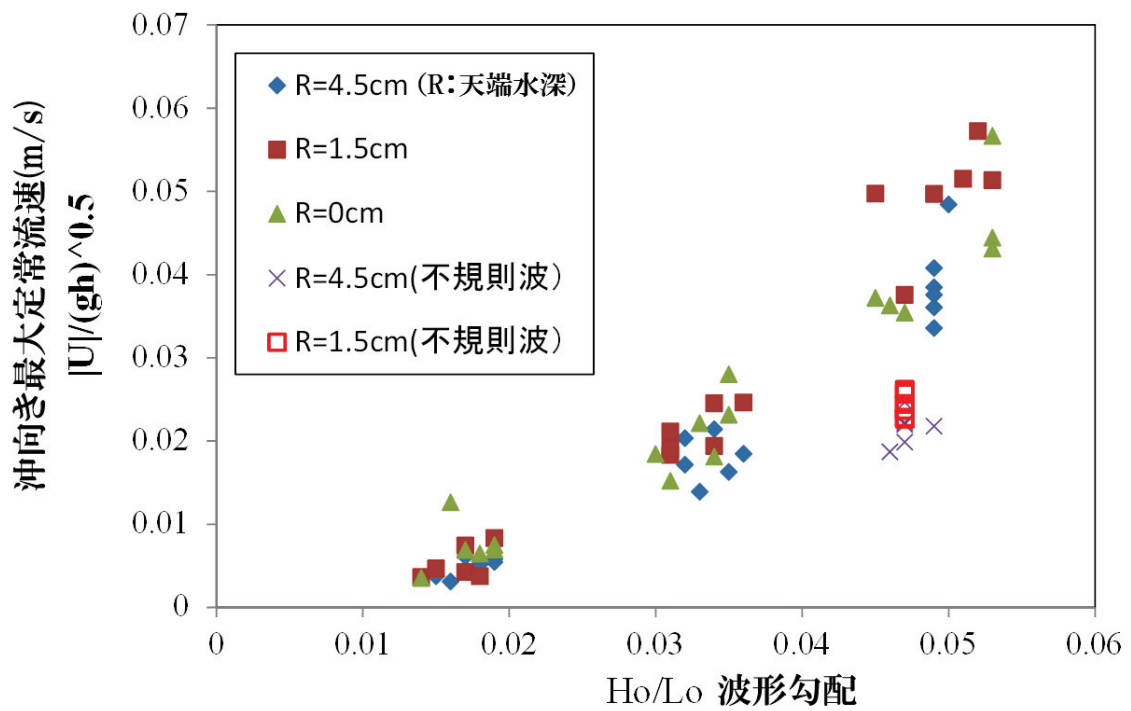


図-4.7 沖波波形勾配と沖向き最大定常流速との関係（安本ら，2014）

### (3) 実験結果との比較

ここでは、本数値モデルを用いた計算結果と実験結果を比較する．波浪場の計算に用いる波浪条件は、表-4.1 に示した不規則波 18 ケースの実験に用いた波形勾配 0.05 程度となる波とし、地形条件も実験に用いたものと同様にした．周波数スペクトルは JONSWAP 型スペクトルとし、方向関数は光易型方向関数を用いて方向集中度パラメータ  $S_{max}$  は 75 を用いた．この値が大きいほど波は多方向性を無くし単一方向となる． $S_{max}=75$  は現地の計算にも使われているパラメータではあるが、今回の計算では  $S_{max}$  の値を 75 より大きくとってもあまり計算結果に変化がなかったため、変更せずに計算を行った．また、海浜流場の計算に用いる計算格子間隔を  $\Delta x = \Delta y = 0.01$  m、水深方向分割数を 5 分割、計算時間間隔  $\Delta t$  を 0.005 s とし、繰り返し計算回数を 40,000 回とした．

図-4.8 は計算領域全域における波高分布および流速分布の一例で、ケース毎に人工リーフの設置位置を変化させている．波高分布を見ると人工リーフによる波浪低減効果が再現されている．また、天端上では砕波による影響が見られる．つぎに、流速分布を見ると人工リーフ上の岸向きの強い流れや、その岸向き流れが循環することによって起こる離岸流が再現されている．開口部では開口部に流れが集中し、沖向きの強い流れが再現されている．とくにケース 6 とケース 3 の計算条件の相違は開口幅のみであり、双方を比較すると開口幅が狭い方（ケース 6）が沖向きの強い流れがより大きくなっていることが再現されている．

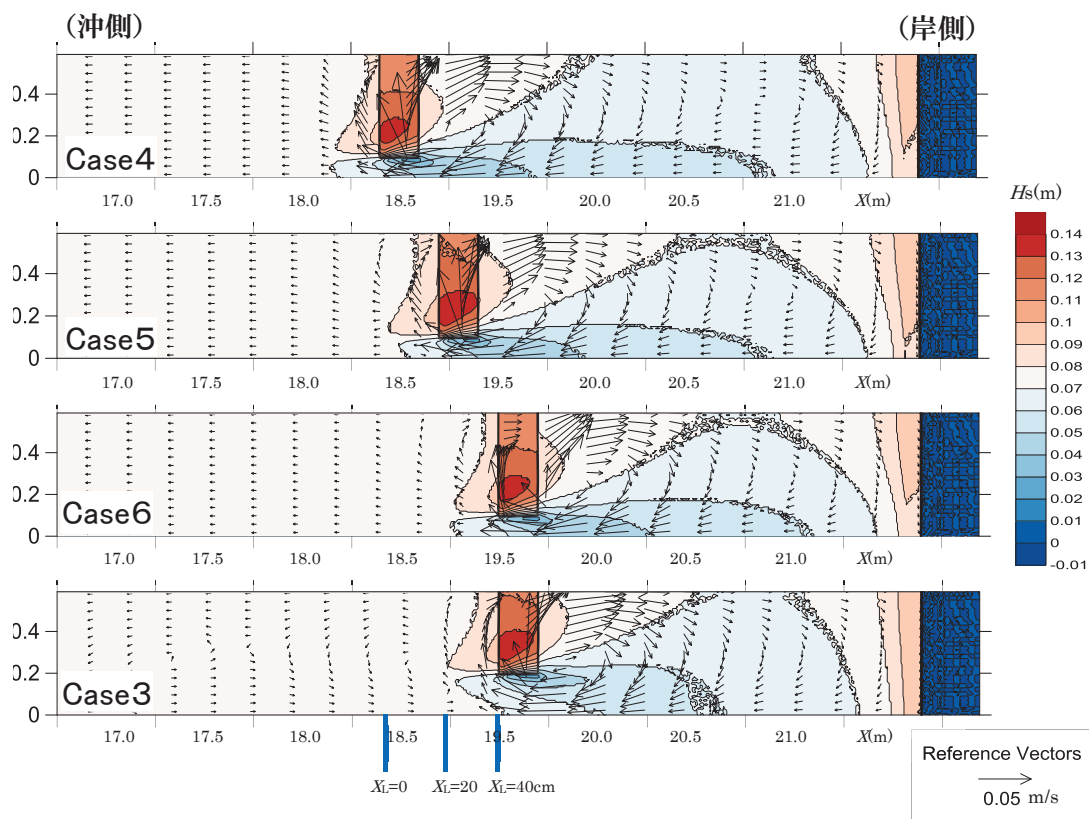


図-4.8 波高および流速分布図（計算結果）

図-4.9 は開口部における波高分布の計算結果と実験結果を比較した一例で、式 (4.2.7) の回折の効果を表すパラメータ  $\kappa$  の影響を調べたものである。図-4.9 より、 $\kappa$  の与え方で波高分布が大きく異なることがわかる。間瀬ら (1999) によれば、回折項の係数は 2.5 程度に設定するとされているが、本計算では小さめの 0.25 程度とすることで実験結果を良く再現できることがわかった。つぎに、波浪場の計算モデルの設定後、再度、波浪場と海浜流場の計算を行った。なお、図-4.10 に示すように波と流れの相互干渉については、式 (4.2.7) と海浜流場の運動方程式との繰り返し計算を 3 回程度としたが、海浜流速の値が小さく波浪場の計算には大きくは影響しなかった。

図-4.11 および図-4.12 はそれぞれ天端幅  $B$  が 20 cm および 40 cm のケースで、開口部における冲向き定常流速の計算結果と実験値を比較したものである。図-4.11 および図-4.12 には、断面平均した定常流速と底面における定常流速の岸沖分布を示している。実験結果と同様に、人工リーフの設置位置によって冲向きに最大となる地点が異なることが明らかで、計算結果は実験値の傾向を良く再現できていることがわかる。断面平均した定常流速と底面におけるそれとの比較では、計算結果では底面における流速は大きいですが、実験値ではその差は明確ではない。ただし、分布の傾向はおおむね再現されている。なお、海浜流場の計算では、実験値と比較しながら再現性を考慮して、人工リーフ上の底面摩擦係数は通常（底面境界における摩擦係数  $C_f$  の一般値は 0.01）よりも 10 倍程度大きく設定し、開口幅  $W_r=10$  cm の渦動粘性係数は開口幅  $W_r=20$  cm と比較して小さく設定した。また、碎波減衰モデルにおける碎波パラメータ  $\gamma$  は 0.55 とした。

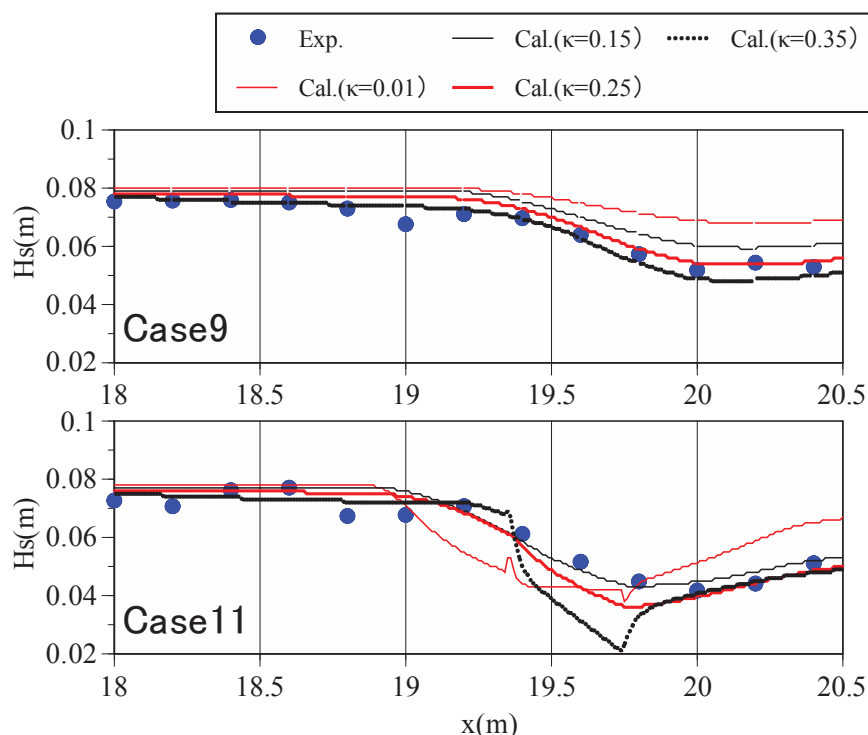


図-4.9 開口部における波高分布の計算結果と実験結果との比較（安本ら，2014）

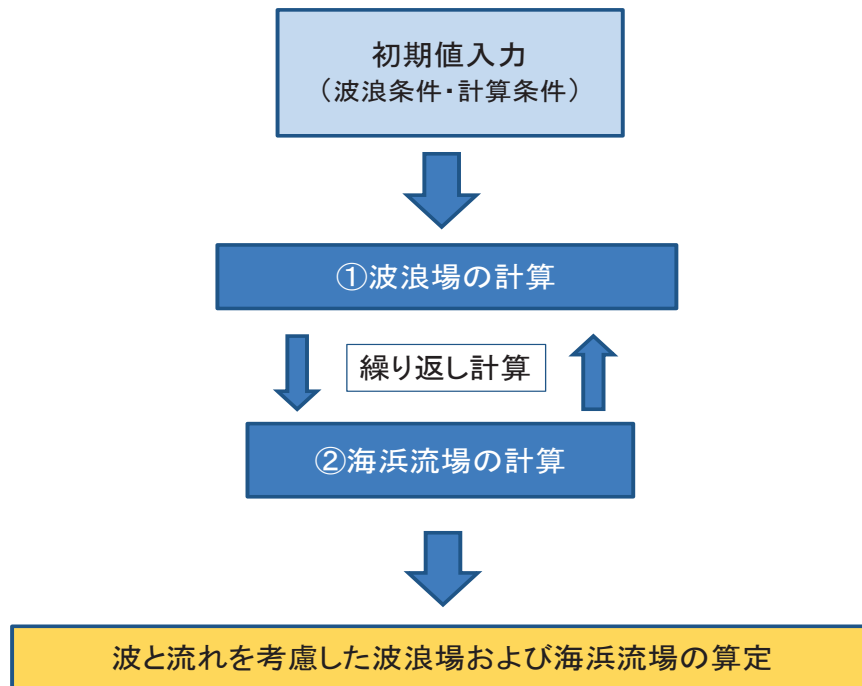


図-4.10 波と流れの相互干渉

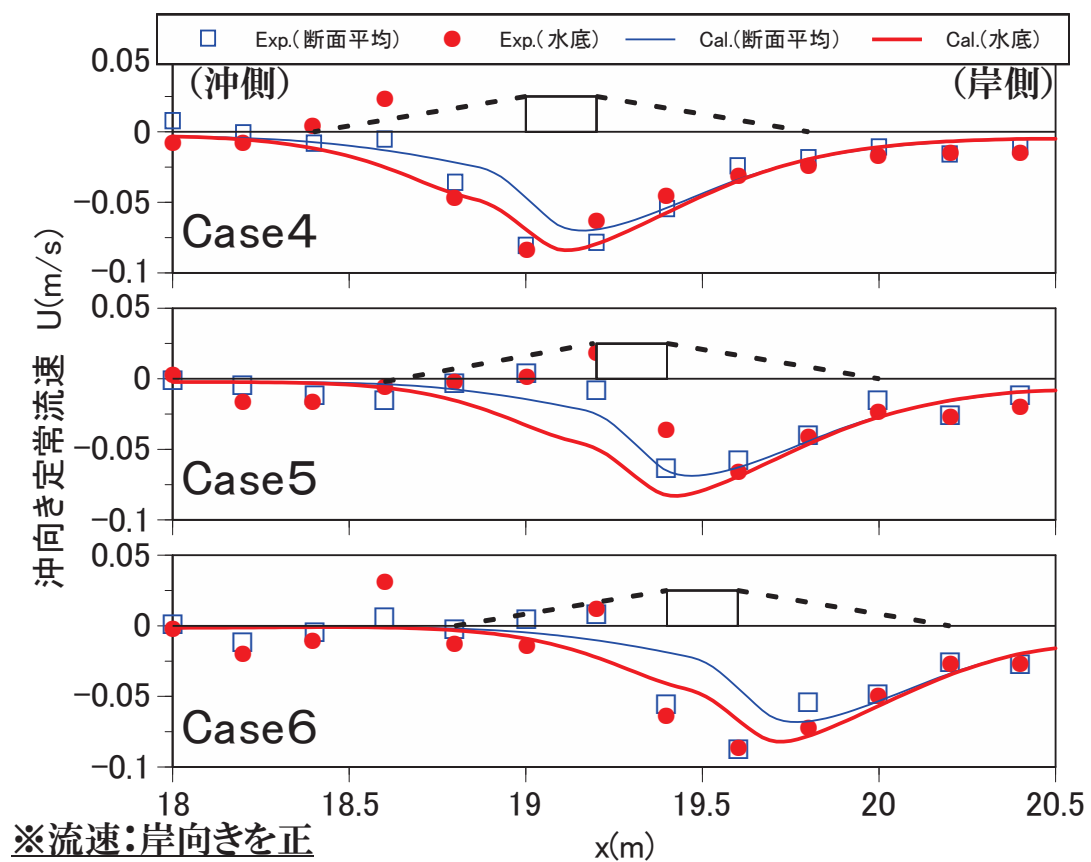


図-4.11 開口部における定常流速の比較 ( $B=20 \text{ cm}$ )

(天端水深  $R=1.5 \text{ cm}$ , 天端幅  $B=20 \text{ cm}$ , 開口幅  $W_r=10 \text{ cm}$ ) (安本ら, 2014)

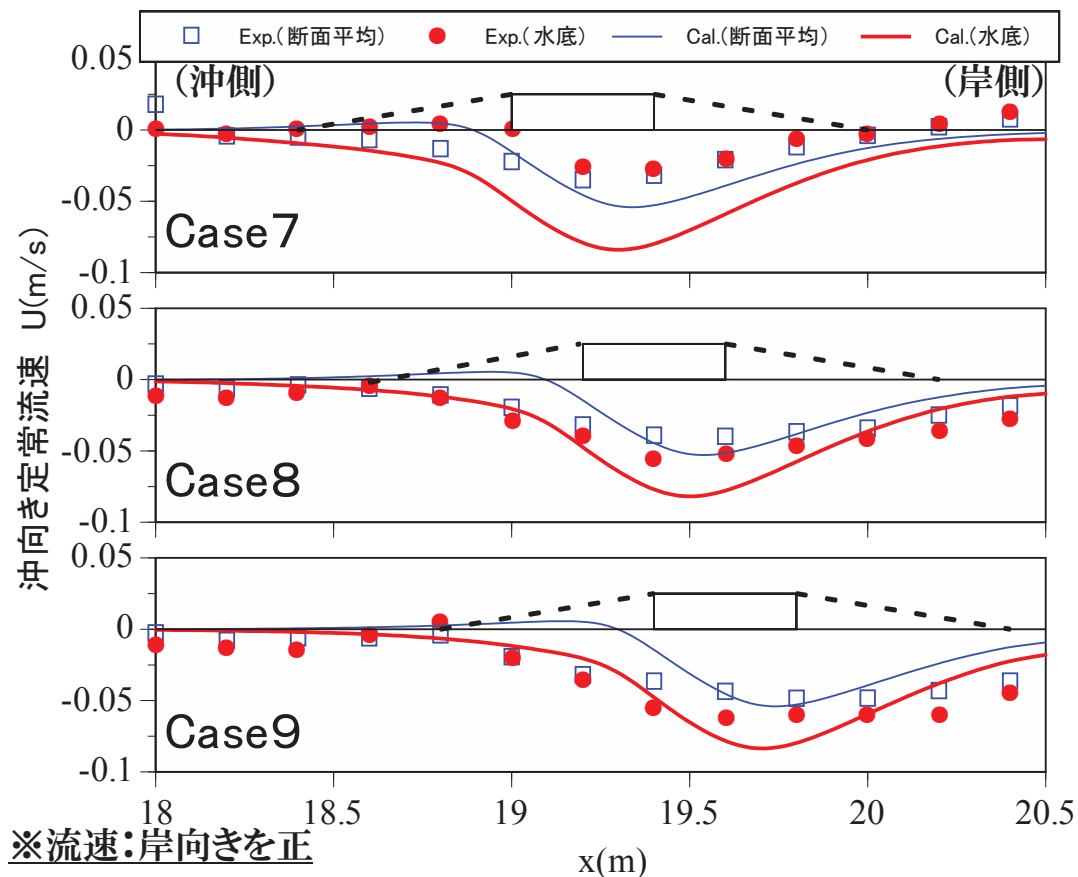


図-4.12 開口部における定常流速の比較 ( $B=40$  cm)

(天端水深  $R=1.5$  cm, 天端幅  $B=40$  cm, 開口幅  $W_r=20$  cm) (安本ら, 2014)

### 4.3 数値モデルの現地海岸（岩美海岸（浦富地区））への適用性

#### 4.3.1 現地観測結果

図-4.13 および図-4.14 に示す鳥取県東部の岩美海岸（浦富地区）において，平成 22 年 12 月 14 日から平成 23 年 2 月 1 日まで人工リーフ開口部の周辺 2 地点（沖側 St.1 と岸側 St.2）において波浪と海浜流の観測を行った．図-4.15(a)～(e)は平成 22 年度における観測結果で，有義波高，有義波周期，波向き，St.1 および St.2 の底層（海底面上 0.5 m の高さ）における定常流速の北方成分と東方成分の時間的変化を示したものである．なお，図-4.15(a)～(c)は浦富地区から西方に約 13 km 離れた鳥取港沖観測値（ナウファス：全国港湾海洋波浪情報網）と比較したものである．また，図-4.15(d)および(e)の北方成分は，北向きを正としたもので表示している．

図-4.15(a)より，浦富地区での来襲波の特性は鳥取港沖での波浪と類似した特性であることが確認できるが，鳥取港での波高が 3 m 以上となると St.1 では，碎波の影響により波高が小さくなっている．また，人工リーフ背後付近の St.2 では，鳥取港での波高が 2 m 程度であっても波高が 1 m 程度であることがわかる．図-4.15(b)より，St.1 および St.2 の周期は浅海域の影響を受け，鳥取港のそれより少し長くなっている．図-4.15(d)および(e)



より，高波浪時には北方成分の流速が大きくなること，沖向きの流れが発生していることがわかる．さらに，図-4.16 から St.1 では鳥取港での有義波高が 2.5 m 以上のとき，St.2 ではそれが 1 m 以上のときに，沖向きの流れが発生していることがわかる．なお，St.1 および St.2 の流速と鳥取港の波形勾配との関係を図-4.17 に示したが，明確な相関はなかった．

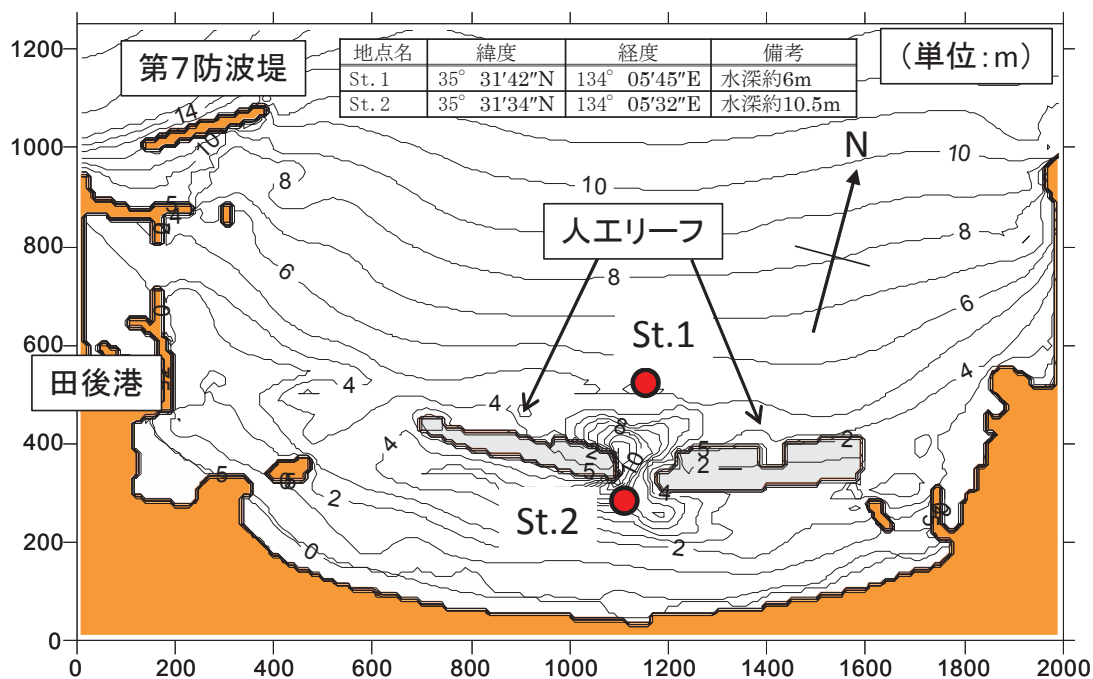


図-4.13 浦富地区の深浅測量結果（平成 23 年 3 月）（安本ら，2014）



図-4.14 浦富地区の航空写真（平成 25 年 5 月）（鳥取県，2013）

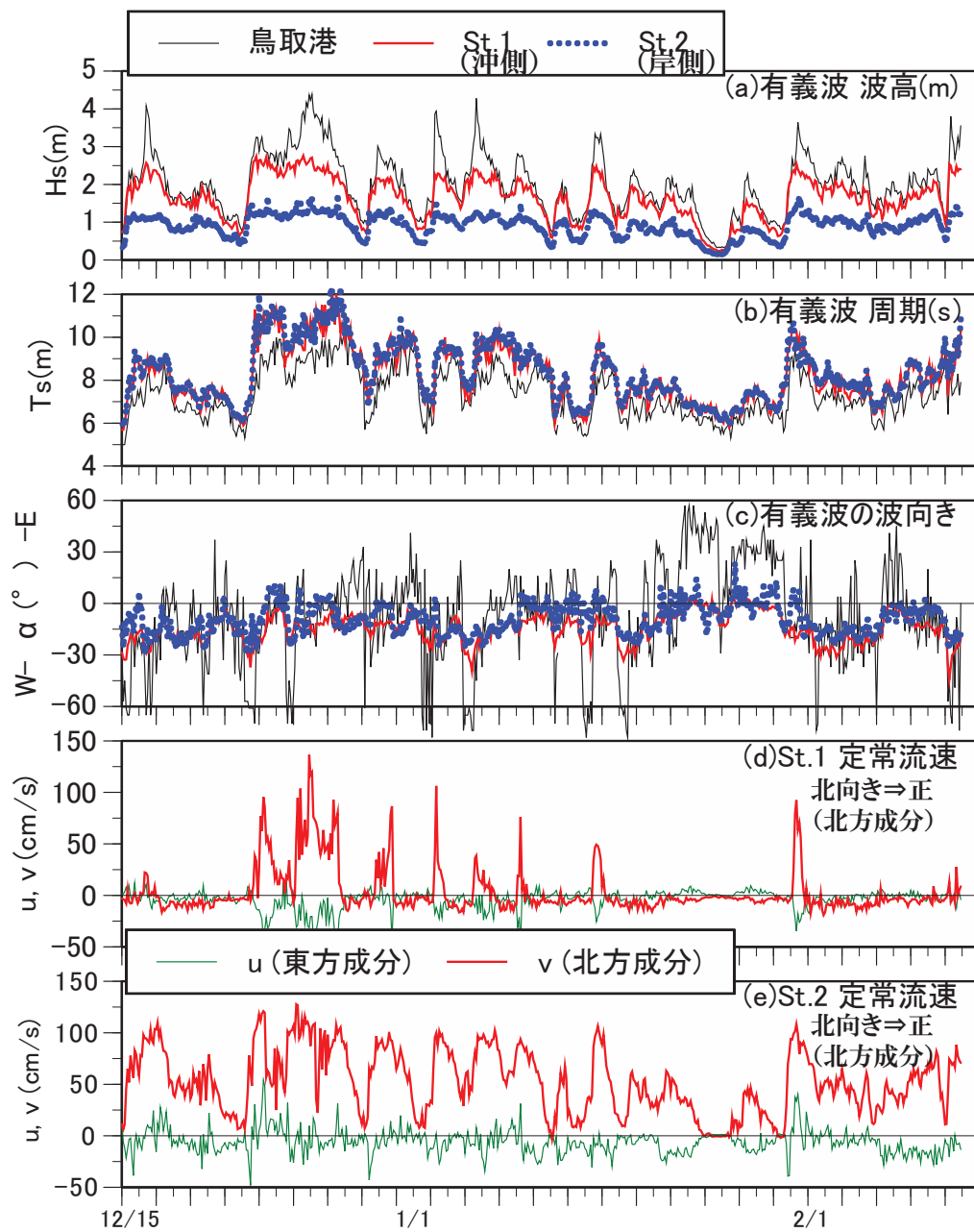


図-4.15 現地観測結果（平成 22 年 12 月～平成 23 年 2 月）（安本ら，2014）

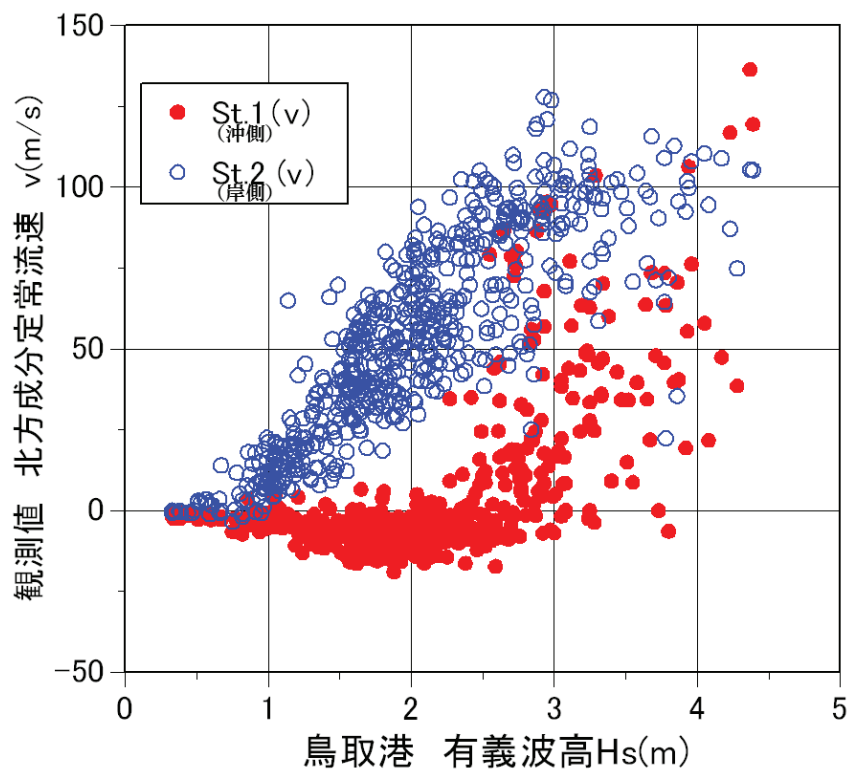


図-4.16 有義波高（鳥取港）と平均流速（浦富地区）との関係（安本ら，2014）

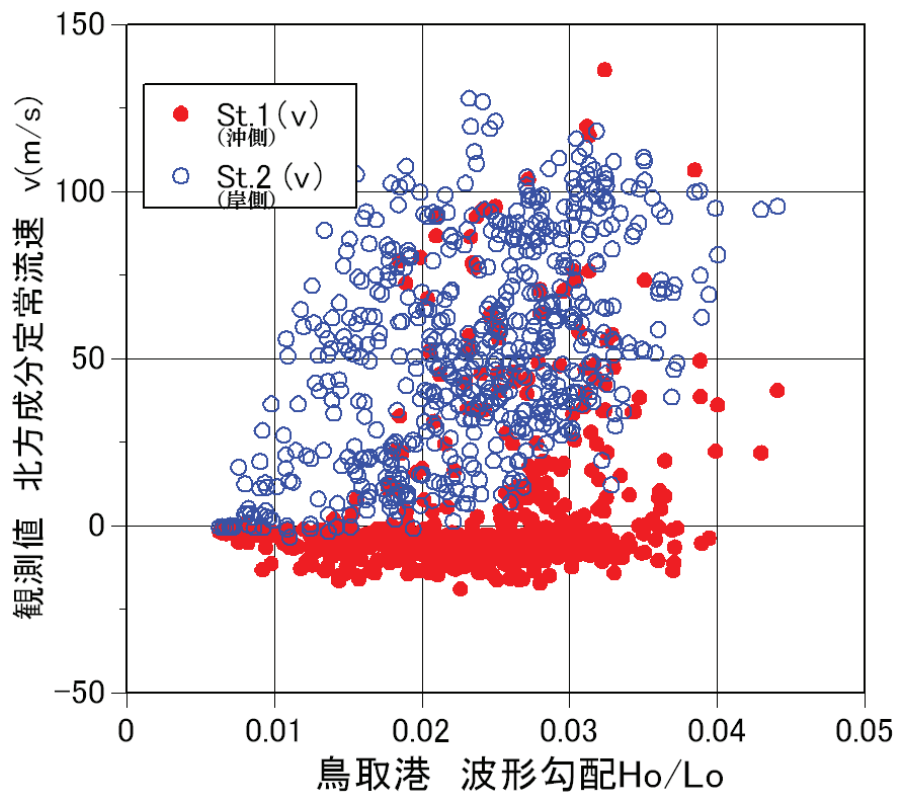


図-4.17 波形勾配（鳥取港）と平均流速（浦富地区）との関係

### 4.3.2 計算条件

図-4.15～図-4.17 に示したように，来襲波（鳥取港沖での波浪）と海浜流速の発生との関係についてはバラツキがあり，すべての波浪に対して計算して適用性を検討するのは困難であるため，定性的にどの程度の波浪に対してどの程度再現可能であるのかを検討することとした．まず，鳥取港で2時間毎に観測された有義波波高を階級別に分け，その階級毎の平均値を算出し，それを計算における入射条件とした．その階級に対応した浦富地区の観測値の平均値を算出し，その平均値と比較を行った．階級別に整理した波浪条件および観測値の平均値を表-4.2 に示す．計算領域は図-4.13 に示す沿岸方向 2,000 m，岸沖方向 1,250 m，計算格子間隔は 10 m として，図-4.10 に示すように波と流れの相互干渉については，波浪場と海浜流場の繰り返し計算を3回とした．波浪場の計算における $\kappa$ や碎波減衰項の設定，海浜流場計算における底面摩擦係数や渦動粘性係数の設定については，再現性を確認しながら決定した．

表-4.2 観測期間中の階級別の波浪特性と観測値の平均値（安本ら，2014）

階級分け	鳥取港沖観測値（ナウファスより）				St.1 観測値（沖側）				St.2 観測値（岸側）			
	$H_s(m)$	$T_s(s)$	$\alpha_{obs}(^\circ)$	$\alpha_{cal}(^\circ)$	$H_s(m)$	$T_s(s)$	$\alpha_{obs}(^\circ)$	$V(m/s)$	$H_s(m)$	$T_s(s)$	$\alpha_{obs}(^\circ)$	$V(m/s)$
1m 以上～2m 未満	1.53	6.94	-2.89	11.1	1.47	7.67	-12.5	0.075	0.86	7.77	-9.38	0.378
2m 以上～3m 未満	2.42	7.82	-15.9	-1.95	2.21	8.78	-16.7	0.178	1.23	8.97	-11.3	0.738
3m 以上～4m 未満	3.38	8.40	-20.01	-6.02	2.64	9.70	-17.9	0.402	1.37	9.89	-13.4	0.915
4m 以上	4.22	8.93	-23.1	-9.14	2.84	10.2	-18.3	0.796	1.49	9.94	-10	0.988

※  $\alpha_{obs}$  は磁北からの角度（北東寄りを正）， $\alpha_{cal}$  は数値モデル座標軸 x に対する角度（正：北西寄り，負：北東寄り）

### 4.3.3 再現計算による数値モデルの検証

図-4.18～図-4.21 の各(a)および(b)は，それぞれ平均有義波高が 1.53 m，2.42 m，3.38 m，4.22 m の場合の波浪場と海浜流場の計算結果を示したものである．図-4.18～図-4.21 の各(a)の波高分布より，浅海域での浅水変形および人工リーフによる波浪変形が再現されている．また，図-4.18～図-4.21 の各(b)の海浜流より，人工リーフ天端上では，強い向岸流が再現されている．一方，人工リーフ開口部では，沖向き（北向き）の流れが再現されている．人工リーフ背後では局所的には循環流の発生が見られ，西側の人工リーフ西端付近では田後港へ向かう流れが再現されている．とくに来襲波の波高が大きくなるほど，西側の人工リーフ西端付近では田後港へ向かう流れが大きくなっている．これは，図-4.22 に示す平成 26 年 9 月から平成 27 年 3 月までの 6 ヶ月間の地形変化図から読み取ることが可能な人工リーフ開口部の洗掘状況と田後港付近の堆積状況と比較して，定性的ではあるが現地の流況が再現されている．

つぎに，波浪，流れ観測点 St.1 と St.2 に沿って岸沖方向に波高分布と海浜流分布を抽出して観測値と比較した結果を図-4.23 および図-4.24 に示す．この際，計算値と観測値（海底面上 0.5 m の高さ）の水深方向の高さを一致させるため，海浜流場の計算において水深

方向分割数を 5 分割としていることから、海底面上（最底面）の流速とその一つ上層の流速から勾配を求めて海底面上 0.5 m の高さの流速を算出し、**図-4.24** に示す計算値とした。なお、**図-4.18**～**図-4.21** と **図-4.23** および **図-4.24** の岸沖方向の座標の読みは、反対となっている。

**図-4.23** より、人工リーフ開口部の沖側の St.1 の計算結果では、観測結果より小さくなる傾向がある。とくに来襲波の波高が大きくなるほど、より過小評価する傾向にあることがわかる。岸側の St.2 では、過大評価する傾向にある。しかしながら、波浪場の計算結果では、開口部の波浪の変化を良く捉えていることがわかる。

**図-4.24** より、人工リーフ開口部の岸側の St.2 の計算結果では、観測値と良く一致している。一方、沖側の St.1 の計算結果では、来襲波の波高が大きくなるほど、観測結果より小さくなる傾向がある。とくに波高が 4m 以上の場合、沖側の St.1 の観測値は 0.7m/s となっているが、計算結果では、それほど強い流れは再現されないことがわかる。

ここで、この現地海岸への適用に当たっては、前述の模型実験とは異なるため、式(4.2.7)による波浪場の計算では  $\kappa$  の値は通常の 2.5 とし、砕波減衰モデルの砕波パラメータ  $\gamma$  は 0.6 とした。また、人工リーフ上の底面摩擦係数は通常（底面境界における摩擦係数  $C_f$  の一般値は 0.01）よりも 10 倍程度大きく設定した。



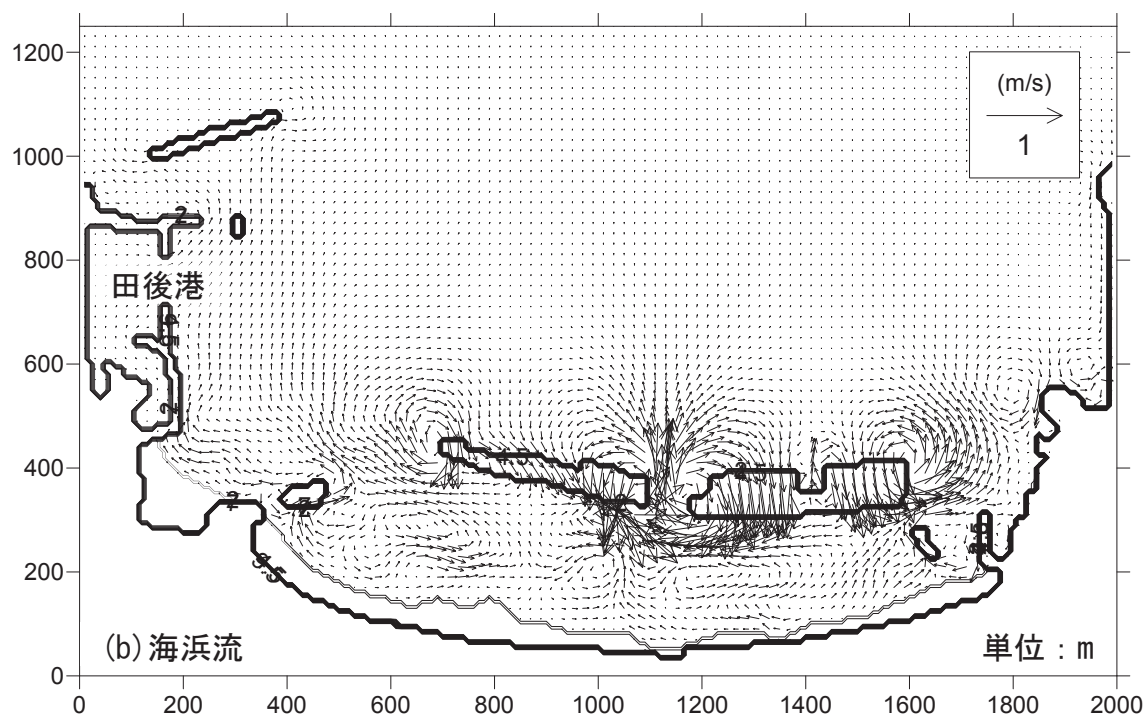
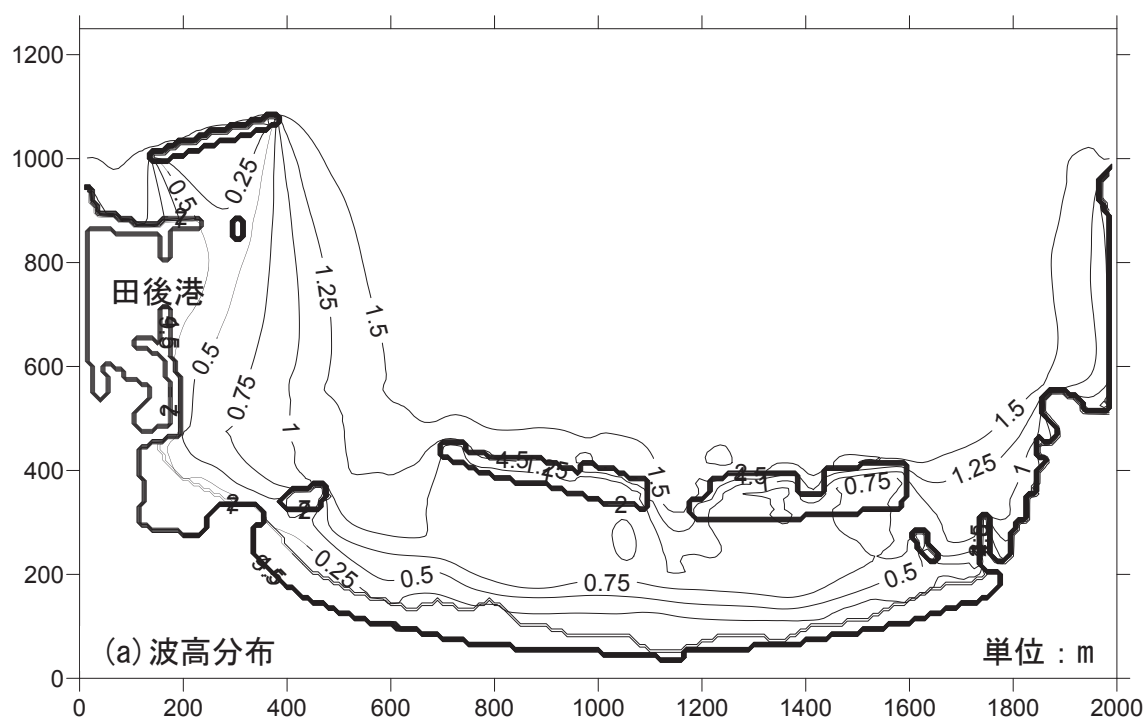


図-4.18 数値計算例 ( $H_s=1.53$  m,  $T_s=6.94$  s)

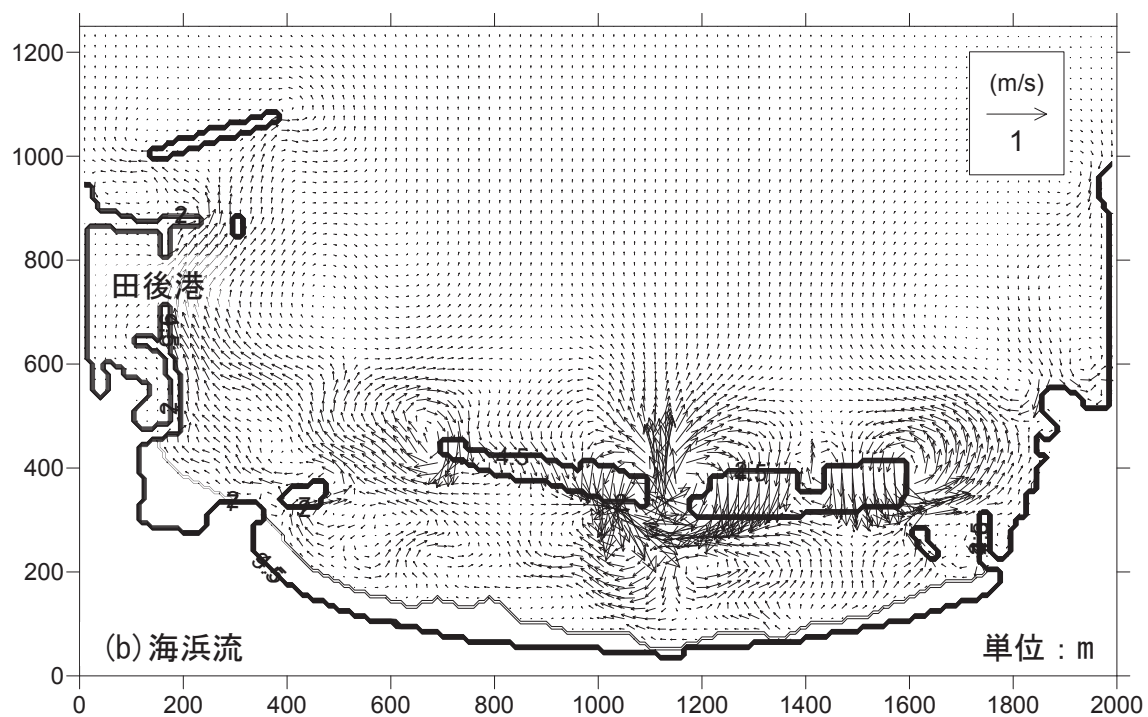
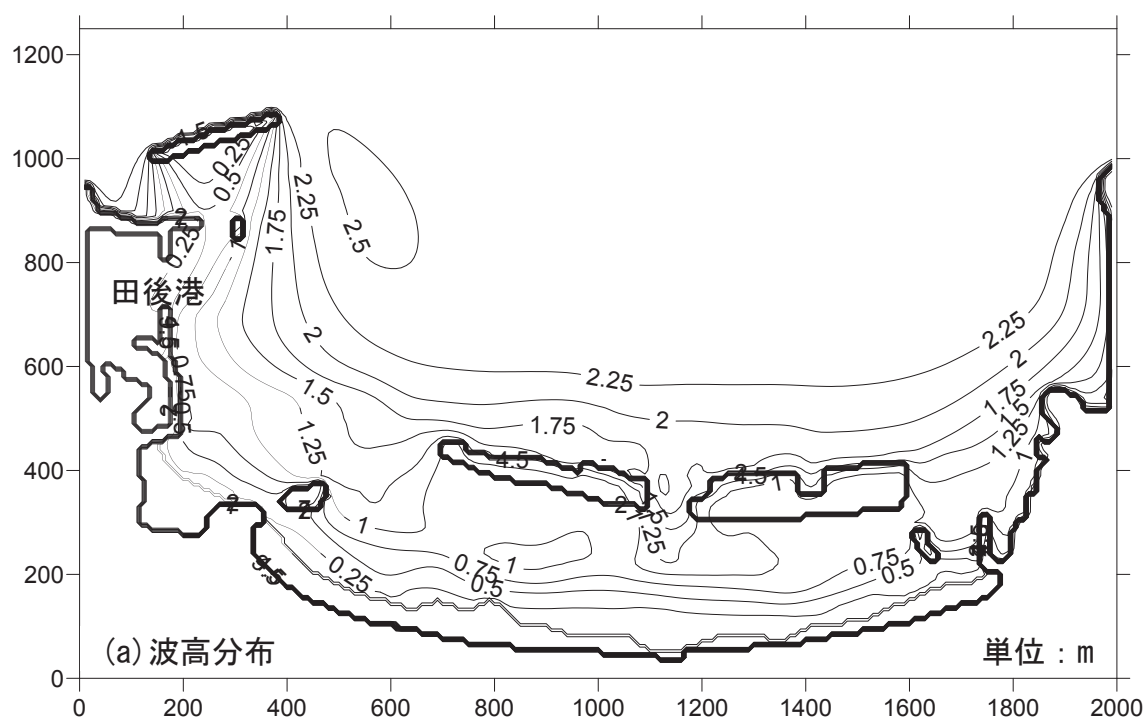


図-4.19 数値計算例 ( $H_s=2.42$  m,  $T_s=7.82$  s) (安本ら, 2014)

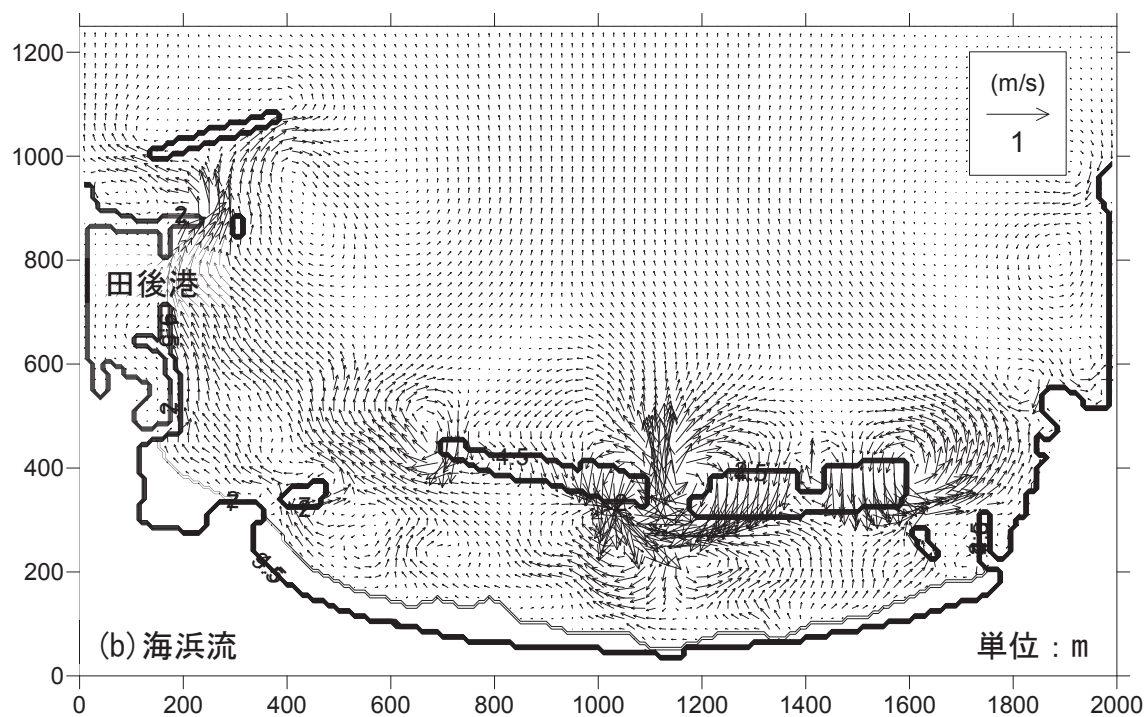
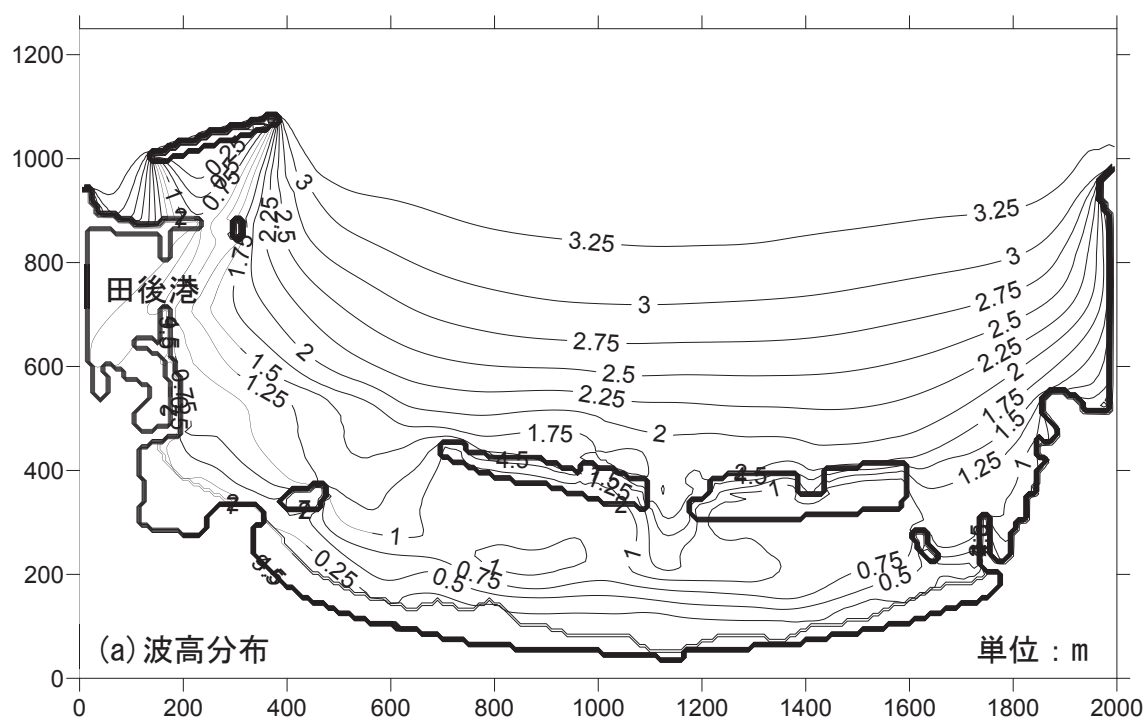


図-4.20 数値計算例 ( $H_s=3.38$  m,  $T_s=8.40$  s)

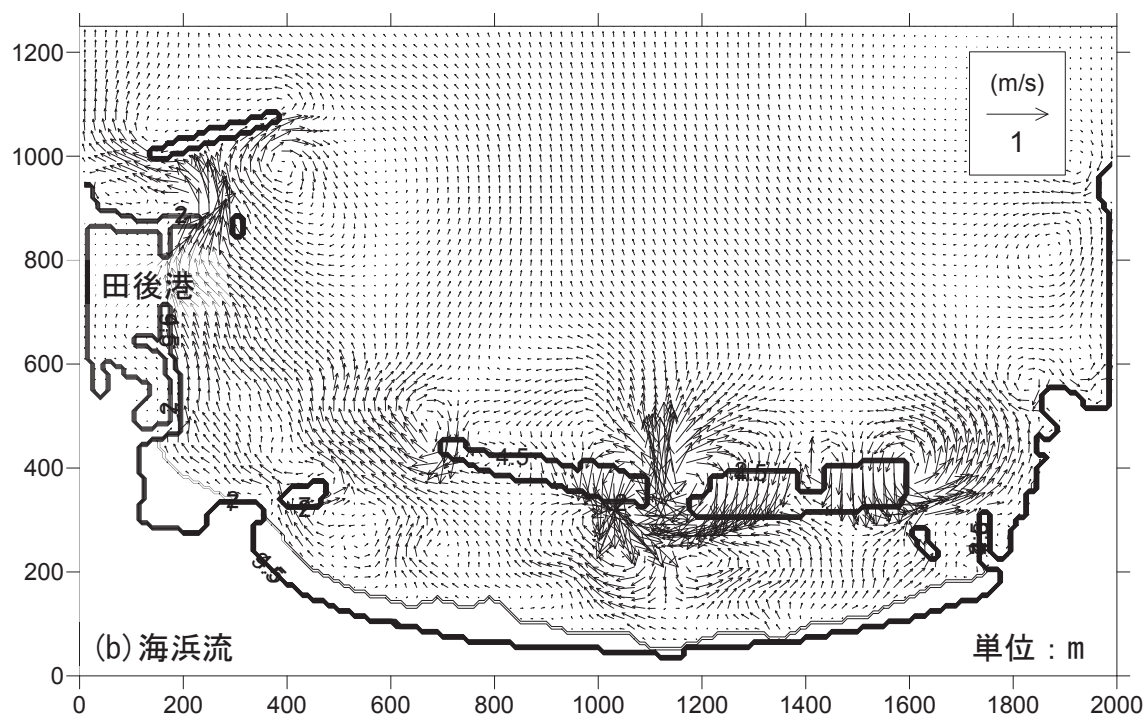
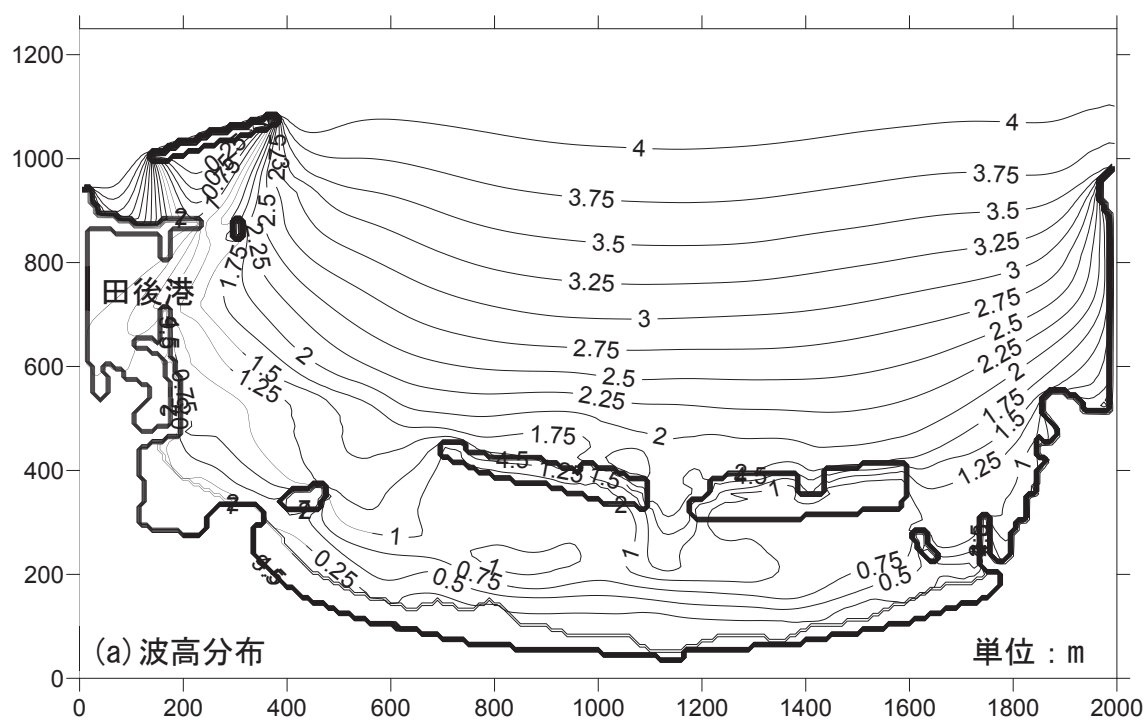


図-4.21 数値計算例 ( $H_s=4.22\text{m}$ ,  $T_s=8.93\text{s}$ )

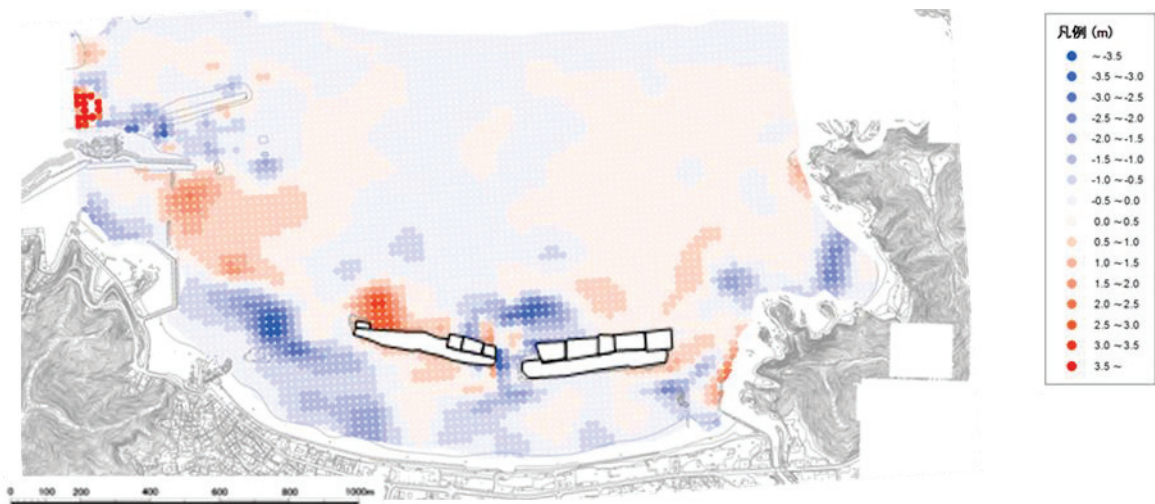


図-4.22 地形変化図（平成 26 年 9 月～平成 27 年 3 月：6 ヶ月間）（鳥取県，2015）

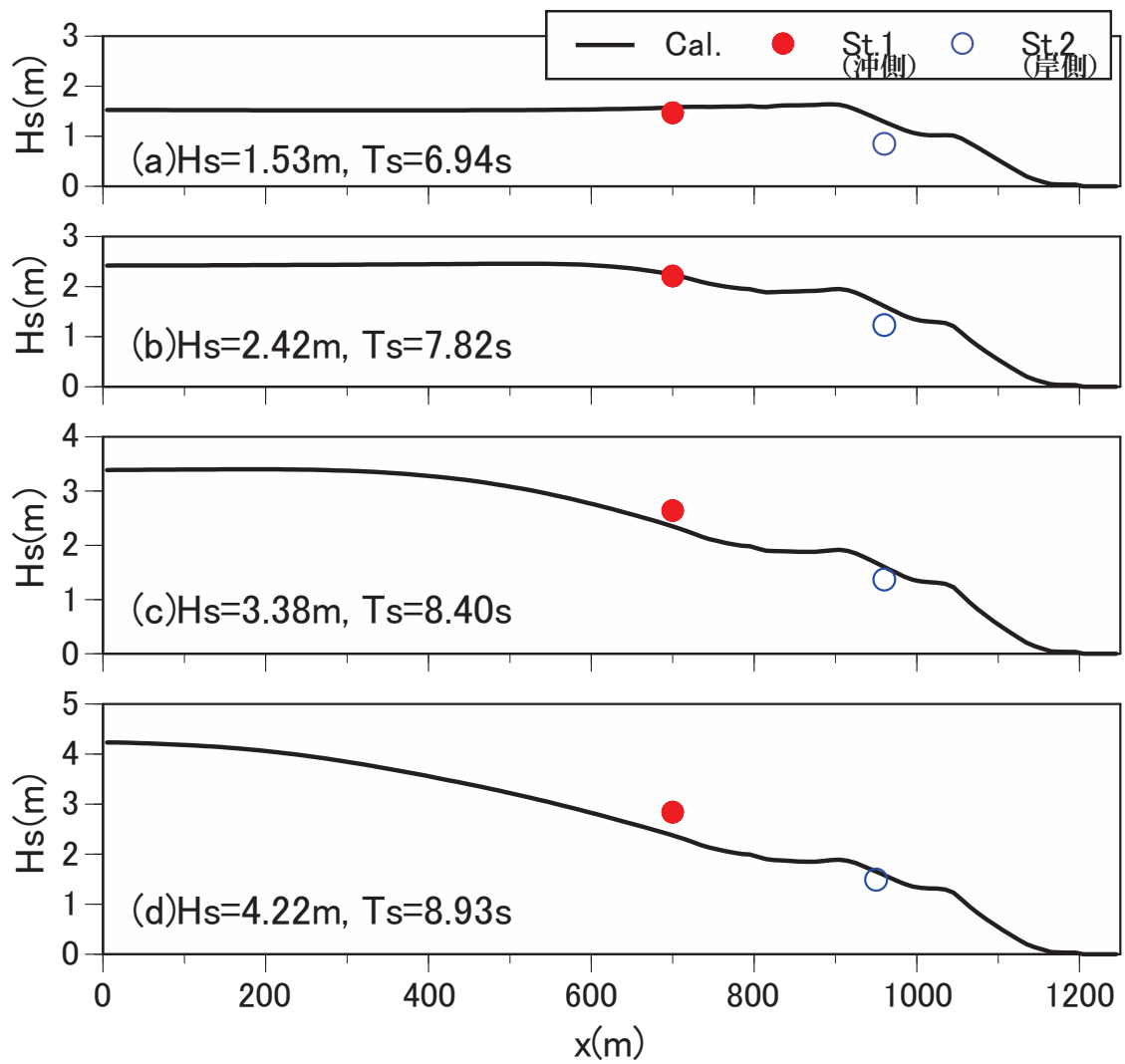


図-4.23 人工リーフ開口部の有義波高の岸沖分布の比較（安本ら，2014）



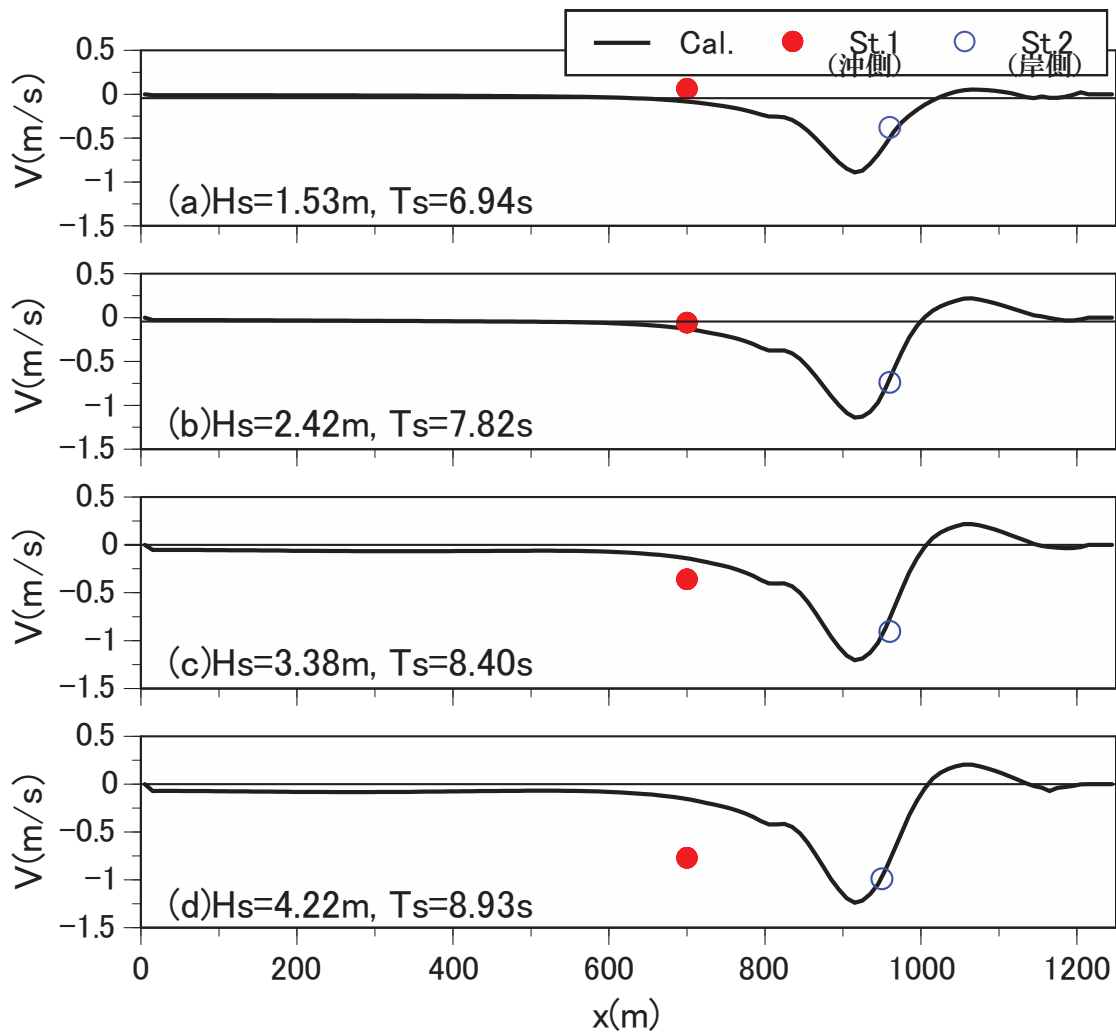


図-4.24 人工リーフ開口部における岸沖方向の底面定常流速の比較（安本ら，2014）

#### 4.4 結語

本研究では，人工リーフ開口部の流れに着目した模型実験を実施した上で，人工リーフ開口部の流れの再現性向上のために構築した波と流れの相互干渉を考慮した準3次元海浜流モデル（準3次元海浜流モデルをカップリングした相互干渉モデル）を用いて，流況再現性および現地適用性を検討した．なお，本研究は，波と流れの相互干渉を考慮した数値モデルを模型実験および現地に適用した事例である．

模型実験の結果より，開口部では常に冲向きの定常流が発生し，その強さは開口部の幅と天端水深が影響することがわかった．とくに波形勾配が大きいとき，天端水深が浅いほど，開口部の冲向き定常流速は大きくなることがわかった．この結果は，鳥取県の岩美海岸（浦富地区）での人工リーフの天端嵩上げ工事後，開口部の洗掘が進行し始めた原因が離岸流であることを示唆する．

つぎに，構築した本数値モデルの適用性を検討した結果より，模型実験の結果との比較から，パラメータの設定によるが，開口部の冲向きの流れをおおむね再現できることを確

認した。また、岩美海岸（浦富地区）での人工リーフ開口部における波と流れの現地観測の結果との比較から、本数値モデルは高波浪時において過小評価する場合があるが、観測結果と計算結果はおおむね一致することがわかった。なお、本数値モデルの再現性については、波浪場の計算における回折項および砕波減衰項、海浜流場の計算における摩擦係数および渦動粘性係数などのパラメータの設定が重要であることを付記しておく。

今後、人工リーフ上の向岸流の詳細な測定、人工リーフ開口部の底層（底面）の流れに特化した研究が進むことによってより再現性が向上し、構造物周辺における流況および地形変化の予測精度の向上を図ることが可能になるといえる。

### 参考文献

- 宇多高明・五十嵐竜行・大谷靖郎・大木康弘（2015）：侵食対策としてのヘッドランドの効用と限界，土木学会論文集 B3（海洋開発），Vol.71，No.2，pp.I\_742-I\_747.
- 宇多高明・森川数美・上橋昇・大木孝志・芹沢真澄・神田康嗣・福本崇嗣（2009）：皆生海岸のクレスト型人工リーフ周辺の地形変化実態とその予測，土木学会論文集 B2（海岸工学），第 65 巻，pp.571-575.
- 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，p.153.
- 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.
- 黒岩正光・Ahmed KHALED SEIF・松原雄平・間瀬肇・Jinhai ZHENG（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），第 66 巻，pp.551-555.
- 建設省河川局海岸課監修（1992）：人工リーフ設計の手引き，社団法人全国海岸協会，94p.
- 合田良實（2008）：耐波工学－港湾・海岸構造物の耐波設計－，鹿島出版会，430p.
- 国土交通省河川局海岸室・同省国土技術政策総合研究所海岸研究室監修（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，95p.
- 清水琢三・今井澄夫・寺田賢二（1993）：人工リーフ建設に伴う地形変化，海岸工学論文集，第 40 巻，pp.546-550.
- 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，第 33 回海岸工学講演会論文集，pp.31-35.
- 鳥取県（2015）：平成 27 年度 鳥取県東部沿岸土砂管理連絡調整会議説明資料（平成 27 年 11 月 6 日）。

- 西村仁嗣 (1981) : 岩石海岸モデル ( I ), NERC Rep.No.13, TR-80-1, 砕波帯のダイナミッ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.
- 間瀬肇・高山知司・北野利一・森安里夫 (1999) : 位相平均波浪変形解析モデルの回折効果のモデリングと適用性に関する研究, 第 46 巻, pp.66-70.
- 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.
- 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\_076-I\_080.
- Battjes,J.A. and J.P.F.M.Janssen (1978) : Energy loss and set-up due to breaking of random waves, Proceedings of the 16th ICCE, vol.1, pp.569-587.
- Bretherton,F.P. and C.J.R.Garrett (1968) : Wave trains in inhomogeneous moving media, Proc. R. Soc. London, Ser. A, Vol. 302, pp. 529-554.
- Dally, W.R., R.G. Dean and R.A. Dalrymple (1984) : A model for breaker decay on beaches, Proceedings of 19th ICCE, ASCE, pp.82-98.
- Koutitas, C. and B. O'Connor (1980) : Modeling three-dimensional wind-induced flows, Journal of the Hydraulics Division, HY11, pp.1843-1865.
- Longuet-Higgins,M.S. (1970) : Longshore currents generated by obliquely incident sea waves. Parts 1 and 2. J. Geophys. Res., Vol. 75, No.33, pp.6778-6801.
- Zheng, J., H. Mase, Z. Demirbilek, and Lin, Li (2008) : Implementation and evaluation of alternative wave breaking formula in a costal spectral wave model, Ocean Engineering, 35, pp.1090-1101.

## 第 5 章 土砂の浚渫と投入の過程を考慮した

### 3 次元海浜変形予測モデルに関する研究

#### 5.1 緒言

サンドリサイクルやサンドバイパス（以下、「サンドリサイクル」という．）の実施に当たっては、現地の土砂動態の実態を考慮して、最も適切な位置から浚渫し、最も適切な位置に投入することが重要となる．また、位置だけではなく、量（土砂粒径を含む）についても同様である．

サンドリサイクルの代表的な事例として、鳥取県西部に位置する皆生海岸で実施されている（図-5.1a,b）．皆生海岸は、弓ヶ浜半島の美保湾に面した海岸を総称したもので、一級河川日野川河口から北西に伸長した長さ約 16 km、幅約 4 km、の巨大な砂州であり砂浜海岸である．この半島の基部には日野川河口があり、その左岸側（西側）に皆生温泉がある．皆生海岸は、日野川上流での鉄穴（かんな）流しによって供給された多量の土砂が、時計回りの沿岸流によって日野川河口から北西方向に運ばれ形成されたものである．しかし、大正末期から鉄穴流しの衰退による侵食がはじまり、現在の護岸ができるまでに最大約 300 m も汀線が後退したと言われている．とくに皆生温泉付近の前浜は、侵食による被害が大きかった．そのため、昭和 22 年 7 月から昭和 25 年 3 月にかけて鳥取県知事を委員長、鳥取県土木部長（現在、鳥取県県土整備部長）を副委員長とし、国や大学の学識経験者等で構成する鳥取県漂砂対策調査委員会が設けられ、皆生海岸を含む美保湾沿岸の漂砂に関する調査、研究が行われた（野田，2006）．昭和 33 年には建設省（現在、国土交通省）が調査に着手し、昭和 35 年から国直轄工事として、防砂突堤等の海岸保全施設を設置している（馬場ら，1968）．その際、昭和 46 年から設置した離岸堤は、海岸事業を代表する保全効果となった．しかし、汀線付近においては、離岸堤設置箇所のみ堆積傾向を示し、同設置箇所より西側は侵食が生じている（伊藤，1996）．

このことから、皆生海岸の国直轄工事区間においては、図-5.1a,b および図-5.2 に示すように平成 5 年から堆積域（境港工区：公共マリーナ）の堆積土砂を侵食域（富益工区）へ養浜するサンドリサイクルが実施されている．このサンドリサイクルを効率よく実施するため、侵食域に人工リーフが設置された．人工リーフ設置によってサンドリサイクル量は減じられたが、図-5.3 に示すように人工リーフ端部において侵食が発生し、侵食域が北西方向の境港工区側に移動するなどの問題が残されている．

本研究では、効果的かつ効率的なサンドリサイクルの実用化に向けて、その第 1 段階として、人工リーフと土砂養浜を併用する皆生海岸（富益工区）の測量結果から人工リーフ設置に伴う地形変化特性を検討するとともに、沿岸漂砂の堆積域から侵食域に土砂を輸送するサンドリサイクルに関して、安価で事前に土砂移動の適正な制御を検証するシステム



として、第4章の結果を用いながら、サンドリサイクルに係る土砂の浚渫から投入までの過程を考慮した新たな3次元海浜変形予測モデルを構築し、皆生海岸（富益工区）での現地適用確認結果から、現地適用の有用性を検討する（安本ら，2015）。

また、サンドリサイクルの実施に当たっては、環境および利用等にも配慮が必要となるため、構築した3次元海浜変形予測モデルを用いつつ、並行して環境および利用等を含む現地の土砂動態を考慮した総合的な評価手法として、新たなサンドリサイクルの事前評価手法を提案する。

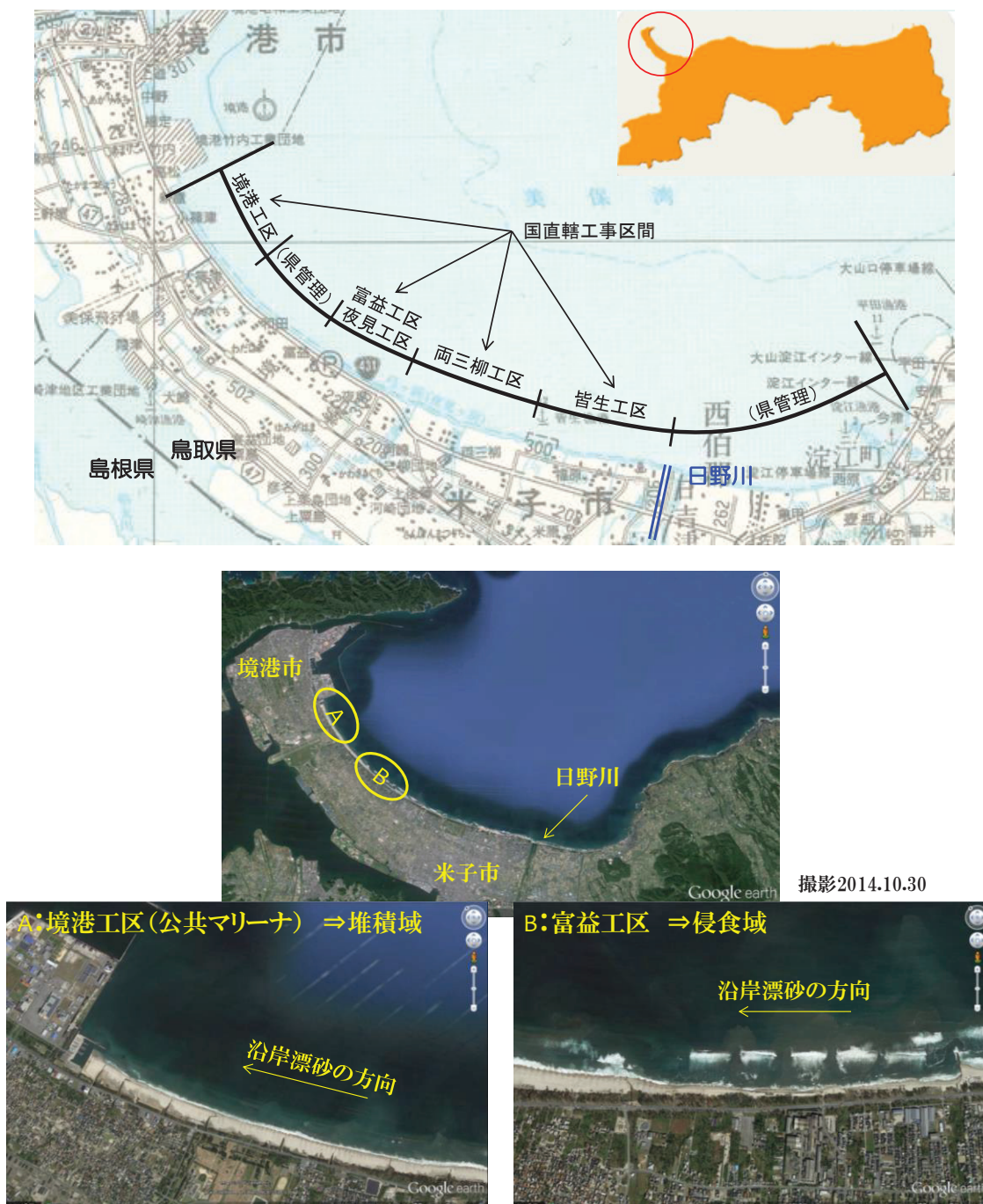


図-5.1a サンドリサイクルの概要（皆生海岸）（境港工区から富益工区へ土砂を輸送）



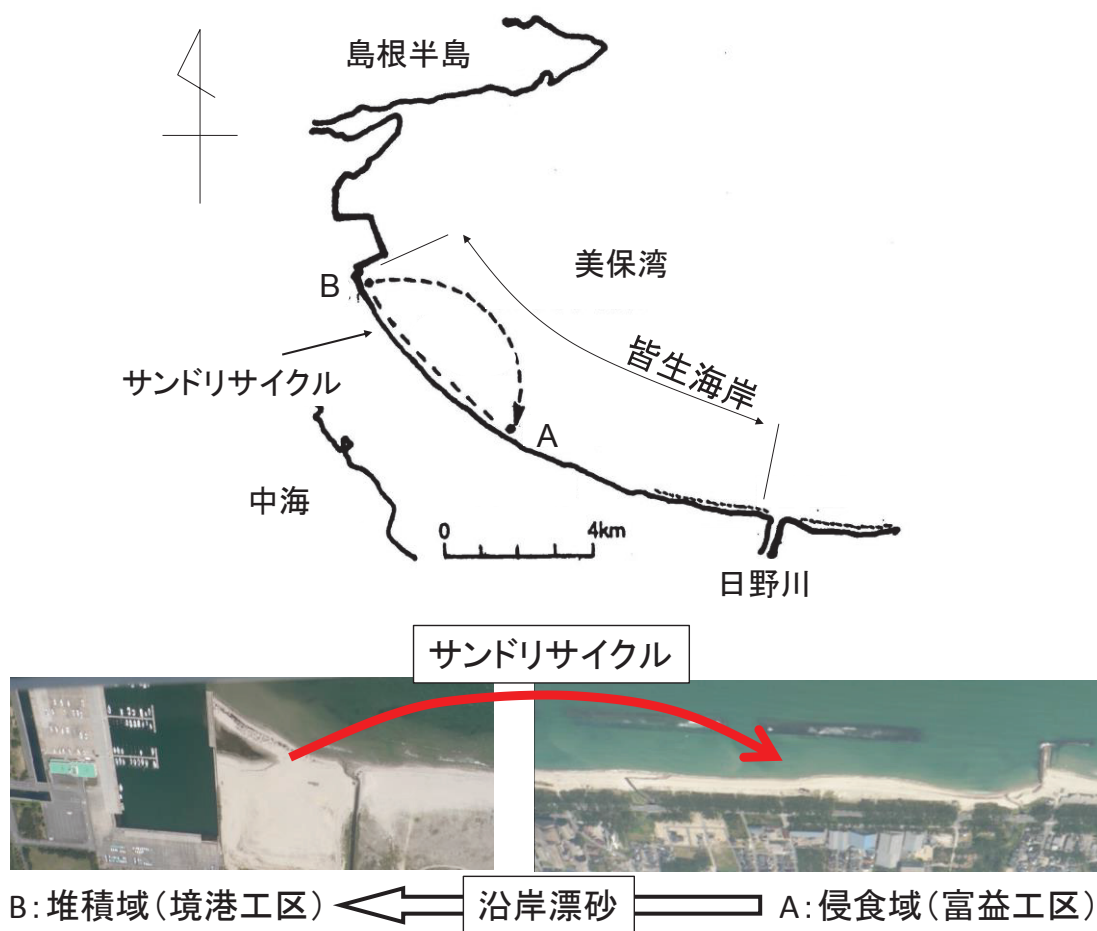


図-5.1b サンドリサイクルの概要(皆生海岸)(境港工区から富益工区へ土砂を輸送)(安本ら, 2015)

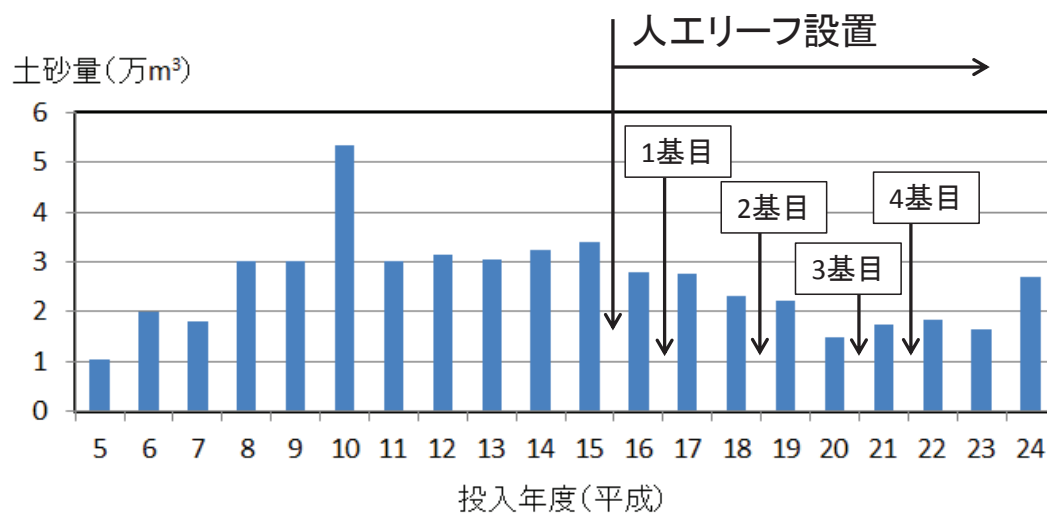


図-5.2 人工リーフ周辺のサンドリサイクル量(富益工区)(安本ら, 2015)

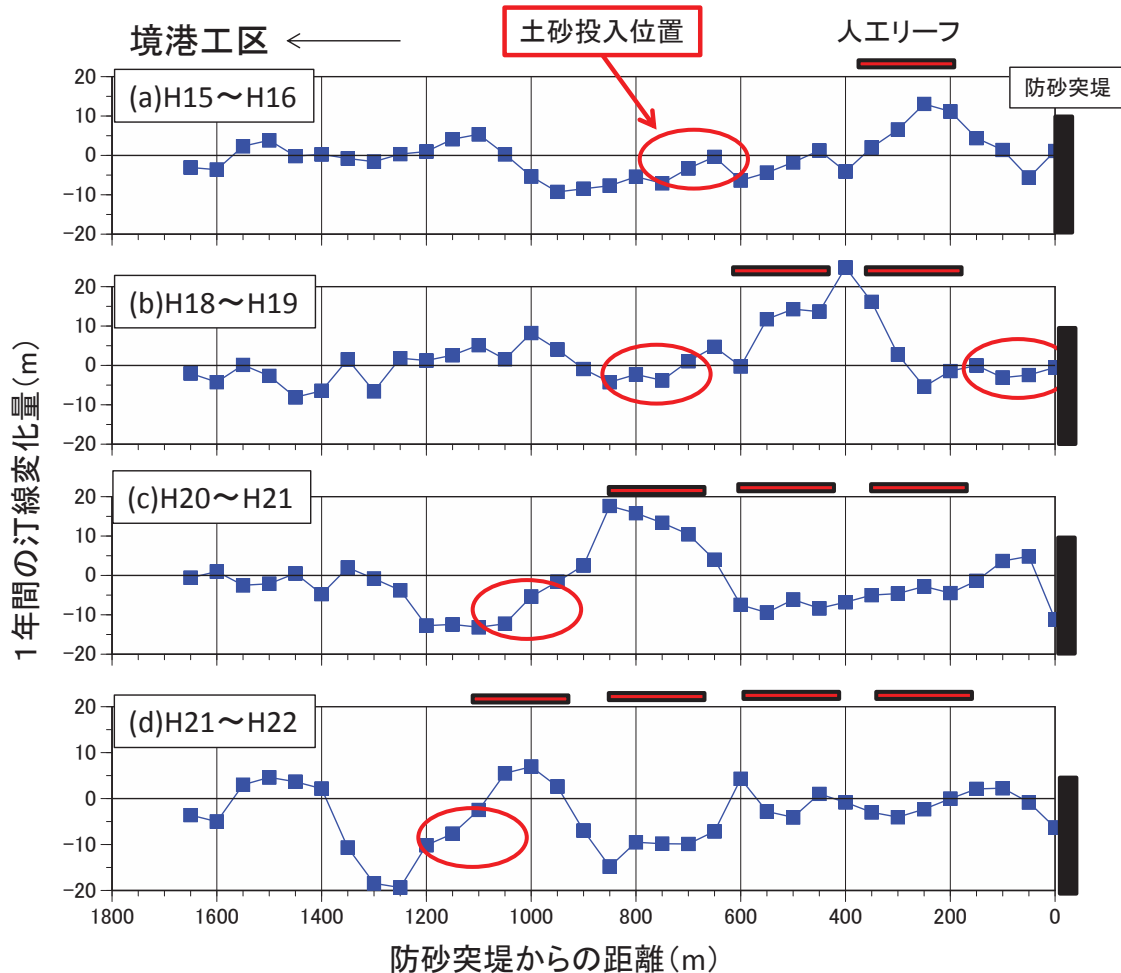


図-5.3 人工リーフ設置に伴う汀線変化（富益工区）（平成15年度～平成22年度）（安本ら，2015）

## 5.2 数値モデルの構築

### 5.2.1 数値モデルの概要

本研究では，サンドリサイクルの土砂の浚渫から投入までの過程を考慮できる新たな3次元海浜変形予測モデルを構築した．構築した数値モデル（以下，「本数値モデル」という．）は，黒岩ら（2010）の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をベースとしたもので，波浪場は間瀬ら（2004）の回折項を考慮した波作用量平衡方程式を用い，海浜流場は第4章で示した安本ら（2014）の準3次元海浜流モデルをカップリングした相互干渉モデルを用いた．本数値モデルは，波浪場，海浜流場，漂砂量および地形変化の計算の4つのサブモデルで構成される．最終ステップで計算された地形を波浪場の計算ヘフィードバック（地形データ更新）し，一連の計算を所定の回数だけ繰り返し実施することで，最終地形を計算する．なお，計算手順の概略を図-5.4に示す．

このうち，サンドリサイクルのような土砂の浚渫と投入の過程は，地形変化の計算のサブモデルにおいて考慮した．詳細は後述する．

なお，波浪場の計算および海浜流場の計算の詳細は，第4章を参照されたい．

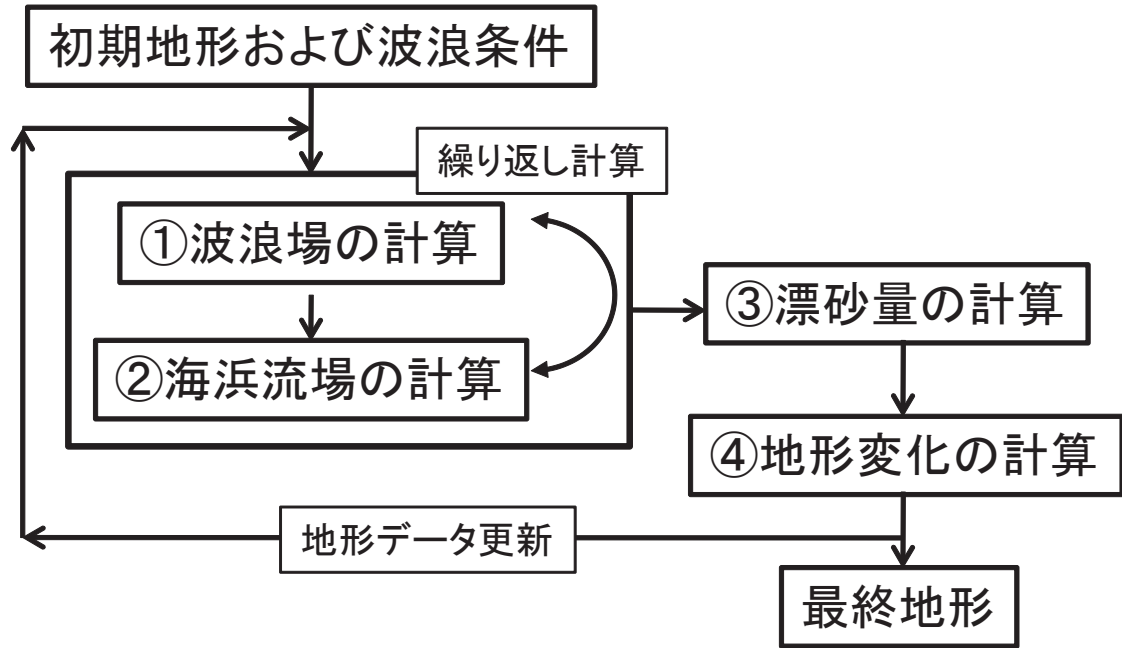


図-5.4 本数値モデルの概要と計算フローチャート（安本ら，2015）

### 5.2.2 漂砂量の計算

本研究では，正味の漂砂量  $q$  は掃流漂砂量  $q_b$  と浮遊漂砂量  $q_s$  の総和として定義すると，岸沖および沿岸方向における全掃流漂砂量  $q_x$  および  $q_y$  は，次式のように表される．

$$(q_x, q_y) = (q_{bx}, q_{by}) + (q_{sx}, q_{sy}) \quad (5.2.1)$$

ここで，さらに，掃流砂は波による成分と流れによる成分に分けて考えて，それぞれを計算する．

#### (1) 波による掃流漂砂量

波による掃流漂砂量も渡辺ら（1984）のモデルを参考とし，次式で評価する．

$$\begin{aligned} q_{wx} &= A_w Q \hat{u}_b \cos \alpha \\ q_{wy} &= A_w Q \hat{u}_b \sin \alpha \\ Q &= \frac{(u_*^2 - u_{*c}^2)}{g} \end{aligned} \quad (5.2.2)$$

ここに， $\hat{u}_b$  は底面軌道流速の振幅で， $\alpha$  は波向きが  $x$  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，清水ら（1996）を参考に次式のように表される．

$$\frac{A_w}{B_w} = w_f \sqrt{0.5 f_{cw}} / \{(1 - \lambda) s \sqrt{sgd}\} \quad (5.2.3)$$

$$B_w = C_w 19.55 (\sqrt{d}/w_f)^3 \quad (5.2.4)$$

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、 $\lambda$ は空隙率である。 $C_w$ 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 $C_w$ 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、 $C_w$ の値を各計算において適宜設定した。

## (2) 流れによる掃流漂砂量： $q_{cb}$

渡辺ら（1984）が提案した Komar（1976）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( $q_{cx}, q_{cy}$ )の算定式を参考に次式のように表される。

$$\begin{aligned} q_{cbx} &= A_c Q U \\ q_{cby} &= A_c Q V \\ Q &= (u_*^2 - u_{*c}^2)/g \end{aligned} \quad (5.2.5)$$

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 $A_w$ の定数倍とする。

$$A_c = \beta_c A_w \quad (5.2.6)$$

ここで、 $\beta_c$ は無次元係数であり、清水ら（1996）と同様に $\beta_c = 10$ 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。

$$u_{*c} = \sqrt{sgd\Phi_c} \quad (5.2.7)$$

ここに、 $s$ は砂の水中比重、 $d$ は砂の粒径である。 $\Phi_c$ 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。

## (3) 底面摩擦速度 $u_*$ の評価

波と流れ共存場における底面摩擦速度 $u_*$ については、これまで多くのモデルが提案されている。本研究で用いている数値モデルのベース（黒岩ら，2010）では、田中（1990）の陽形式近似が適用されていたが、極めて水深の浅い汀線近傍で発散する場合が見られたため、計算の安定性を考慮し、比較的簡単な波と流れ共存場の底面摩擦速度で表した次式のモデル（Soulsby, 1997）を用いた。

$$\tau_w = \frac{1}{2} f_w \bar{u}_w^2 \quad (5.2.8)$$

$$\tau_c = \frac{1}{2} f_c U^2 \quad (5.2.9)$$

$$\tau_m = \tau_c \left[ 1 + 2 \left( \frac{\tau_w}{\tau_c + \tau_w} \right)^6 \right] \quad (5.2.10)$$

$$\tau_{max} = [(\tau_m + \tau_w \cos \phi)^2 + (\tau_w \sin \phi)^2]^{1/2} \quad (5.2.11)$$

$$\phi = \frac{\tau_m}{sgd} \quad (5.2.12)$$

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_{max}}{\rho}} \quad (5.2.13)$$

ここに、 $f_w$ は波による摩擦係数、 $f_c$ は流れによる摩擦係数である。

#### (4) 浮遊漂砂量

浮遊漂砂量は浮遊砂濃度  $c$  に定常流速を乗じ、水深方向に底面  $z=-h$  から平均水位面  $z=\zeta$  まで積分することによって計算した。

$$\begin{aligned} q_{sx} &= \int_{-h}^{\zeta} c U dz \\ q_{sy} &= \int_{-h}^{\zeta} c V dz \end{aligned} \quad (5.2.14)$$

ここで、浮遊砂濃度  $c$  は樫木ら (1984) による浮遊砂濃度計算モデルを用いて計算し、濃度に関する移流拡散方程式(5.2.15) を解くことによって推定する。

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \bar{U} \frac{\partial c}{\partial x} + \bar{V} \frac{\partial c}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} \left( \varepsilon_x \frac{\partial c}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \varepsilon_y \frac{\partial c}{\partial y} \right) + Q_s \quad (5.2.15)$$

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

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= u_* / 2h \\ \varepsilon_y &= u_* / 2h \end{aligned} \quad (5.2.16)$$

ここで、 $u_*$  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は  $Q_s$  は、次式のように表される。

$$Q_s = -F_z + C w_f \quad (5.2.17)$$

ここで、 $F_z$  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、次式のように表される。



$$F_z = (1 - \gamma)C_0\alpha w_f \left( \frac{u_*}{w_f} - 1 \right) \quad \begin{cases} u_* \geq w_f : \gamma = 0 \\ u_* \leq w_f : \gamma = 1 \end{cases} \quad (5.2.18)$$

ここに、 $\alpha$ は $0 \leq \alpha \leq 1$  の定数である． $C_0$ は浮遊砂基準点濃度であり，移動床実験で得られた次式を用いて推定する．

$$C_0 = 0.347N_c^{1.77} \quad (5.2.19)$$

$$N_c = \frac{0.688\hat{u}_w^2}{1.13\left(\frac{\rho_s}{\rho}-1\right)gw_fT} \quad (5.2.20)$$

ここに、 $\hat{u}_w$ は底面での水粒子速度の最大値であり， $(\rho_s/\rho - 1)$ は砂の水中比重， $T$ は周期である．

沈降速度 $w_f$ は次式に示す *Rubey* の式を用いて算定する．

$$w_f = \sqrt{sgD_{50}} \left( \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36+0.01^2}{sgD_{50}^3}} - \sqrt{\frac{36+0.01^2}{sgD_{50}^3}} \right) \quad (5.2.21)$$

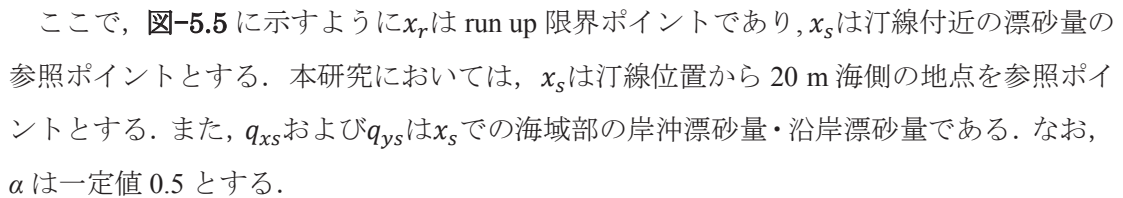
ここに、 $s$  は砂粒子の水中比重， $D_{50}$ は中央粒径である．

##### (5) 遡上域における漂砂量

遡上域における全漂砂量( $q_{xr}, q_{yr}$ )は，Larson ら (1989) に基づいて汀線付近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，次式のように表される．

$$q_{xr} = q_{xs} \left( \frac{x_r - x}{x_r - x_s} \right)^\alpha, \quad q_{yr} = q_{ys} \quad (5.2.22)$$

ここで、-5.5 に示すように $x_r$ は run up 限界ポイントであり， $x_s$ は汀線付近の漂砂量の参照ポイントとする．本研究においては， $x_s$ は汀線位置から 20 m 海側の地点を参照ポイントとする．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．なお， $\alpha$ は一定値 0.5 とする．

run up 高さ  $R'$  は Larson ら (1989) によって次式のように定める．

$$\frac{R'}{H_0} = 1.47 \left( \frac{\tan \beta}{\sqrt{H_0/L_0}} \right)^{0.79} \quad (5.2.23)$$

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。

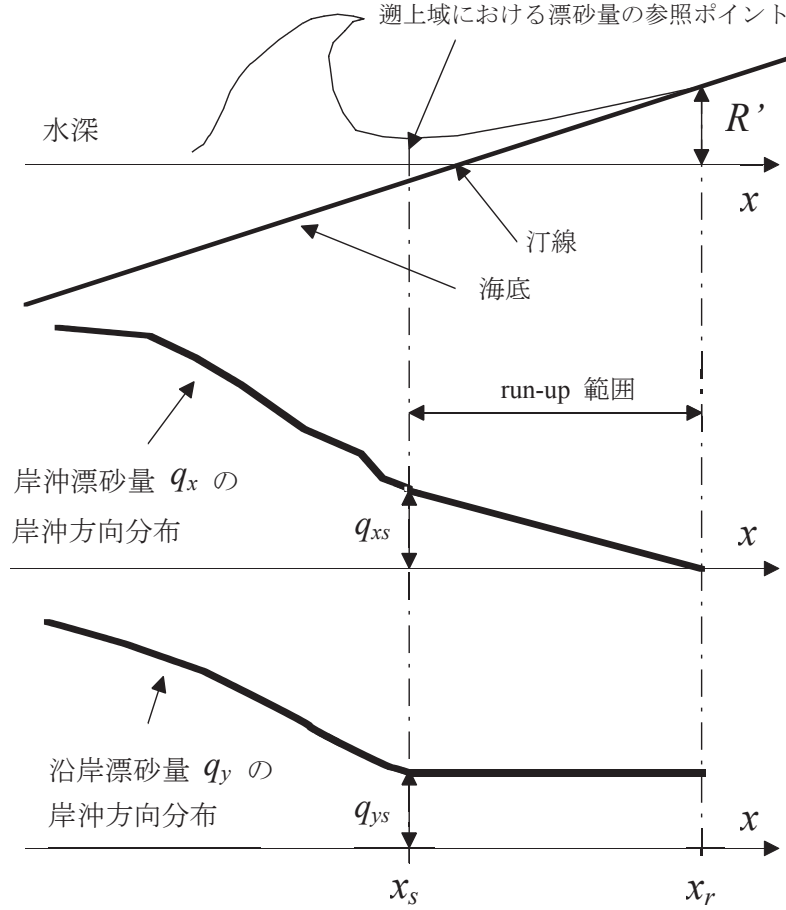


図-5.5 遡上域における漂砂量を求めるポイント関係図

### 5.2.3 地形変化の計算

地形変化計算における全漂砂量は、波と流れによる掃流砂と底質の巻き上げと沈降を考慮した移流拡散方程式に基づく浮遊砂を考慮した。今回新たに土砂の浚渫と投入の過程を取り入れるため、式 (5.2.24) に示すように漂砂の連続式の最後に土砂の浚渫と投入による土砂フラックス項（浚渫と投入）を付加した（平衡モデル（局所漂砂量モデル））。

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{1-\lambda} \left\{ \frac{\partial}{\partial x} \left( q_x + \varepsilon_s |q_x| \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( q_y + \varepsilon_s |q_y| \frac{\partial h}{\partial y} \right) \right\} + q_d - q_i \quad (5.2.24)$$

ここに、 $h$ は静水深、 $t$ は時間、 $\lambda$ は砂の空隙率、 $q_x$ および $q_y$ は掃流漂砂と浮遊漂砂による全漂砂量の $x$ および $y$ 方向成分、 $\varepsilon_s$ は無次元係数とする。また、 $q_d$ は浚渫フラックス、

$q_i$ は投入フラックスで全土砂量を投入範囲，投入時間（期間）で除したものである．

$$q_d = \frac{\text{全浚渫土砂量}(\text{m}^3)}{\text{浚渫範囲}(\text{m}^3) \times \text{浚渫時間}(\text{s})}$$

$$q_i = \frac{\text{全投入土砂量}(\text{m}^3)}{\text{投入範囲}(\text{m}^3) \times \text{投入時間}(\text{s})} \quad (5.2.25)$$

### 5.3 数値モデルの検証

#### 5.3.1 仮想領域を用いた地形変化の計算

サンドリサイクルを考慮した本数値モデルを用いた計算では，仮想領域（皆生海岸（富益工区）に類似した地形および沿岸漂砂が卓越する場）で人工リーフ設置による地形変化とサンドリサイクルを想定した．具体的には，沿岸方向2,000 m，岸沖方向600 mの領域に人工リーフ 1基（堤長200 m，天端幅50 m，天端水深1.5 m）を設置した状態で，土砂を海上で浚渫し，浅瀬に投入するサンドリサイクル（約5,000 m<sup>3</sup>）を実施した場合の地形変化を計算した．波浪条件は有義波高 $H_s=1.5$  m，有義波周期 $T_s=7.0$  s，波向き $-10^\circ$ とした．また，波浪と海浜流の計算は2日毎（2日間は波浪場が変化せず，その波浪場によって2日間は定常な海浜流場が形成されていると仮定）に実施し，180日後（2日毎に地形データを更新し，再度，波浪場と海浜流場を計算：90回更新）まで計算した．

このうち，図-5.6に示すようにサンドリサイクル（土砂の浚渫と投入の期間）は，120日後から160日後までの40日間とした．

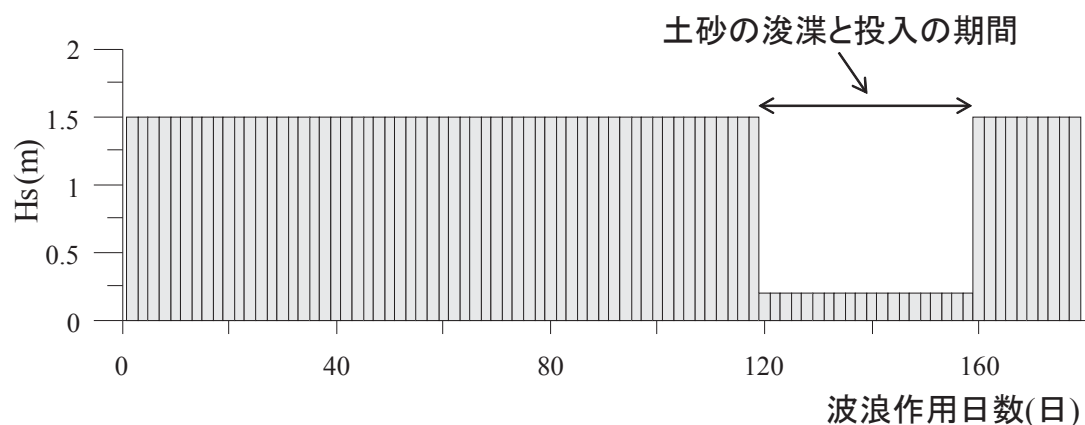


図-5.6 土砂浚渫と投入を考慮した波浪時系列モデル（安本ら，2015）

### 5.3.2 計算結果の検証

仮想領域に本数値モデルを適用した計算結果を図-5.7に示す。図-5.7(a)に示すようにサンドリサイクル開始前（計算開始から120日後）で、上手側の人工リーフ両端部で侵食、下手側の突堤付近では顕著な堆積が発生している。つぎに、図-5.7(b)に示すようにサンドリサイクル（120日後から160日後の40日間）により、下手側の突堤付近の堆積域の土砂を浚渫し、人工リーフ左側の侵食域へ土砂を投入した。

これにより、図-5.7(c)に示すように侵食域での侵食量の緩和や浚渫域での埋め戻しが再現されている。簡易ではあるが、堆積域での土砂を海上で浚渫し、侵食域の浅瀬に投入するサンドリサイクルの一連の過程が再現でき、本数値モデルの妥当性がおおむね確認できた。

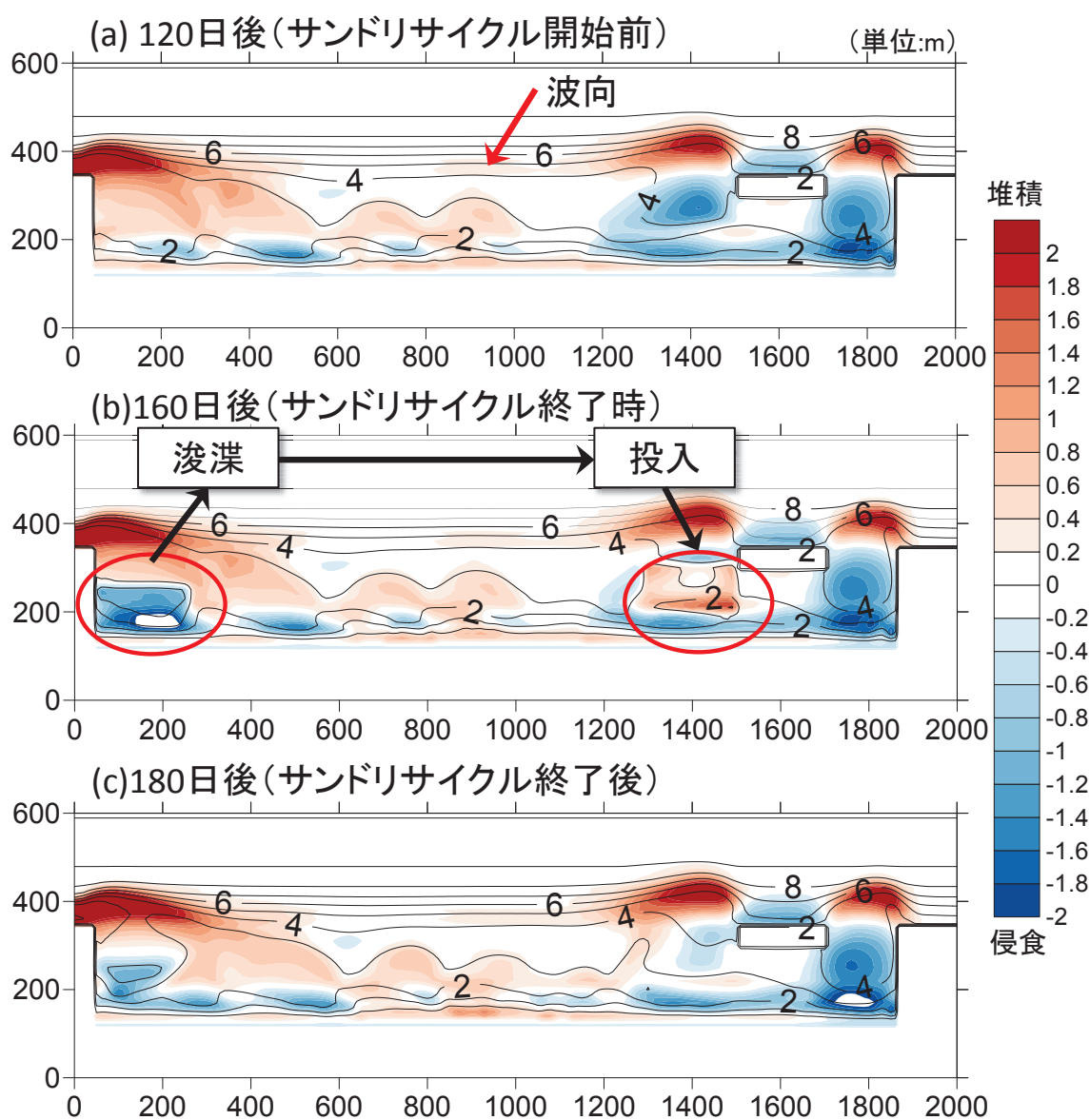


図-5.7 サンドリサイクル計算例（120 日後から 160 日後の 40 日間  
サンドリサイクルを実施）（安本ら，2015）

## 5.4 数値モデルの現地海岸（皆生海岸（富益工区））への適用性

### 5.4.1 人工リーフ周辺の地形変化特性

皆生海岸（富益工区）の人工リーフ設置後の地形変化に着目し，平成 15 年度から平成 22 年度までの深浅測量結果を用いて人工リーフ設置に伴う侵食堆積状況と汀線変化を調べた．その結果，**図-5.3** に示したように平成 15 年度以降に人工リーフ設置に伴って沿岸漂砂の下手側で汀線の後退が顕著であり，サンドリサイクルにおける土砂の投入位置も漂砂の下手側に移動していることが明らかである．また，平成 21 年 11 月および翌年の平成 22 年 11 月の深浅測量結果から侵食堆積状況を整理した結果を**図-5.8** に示す．**図-5.8(b)** より，No.4 の人工リーフ西側（左側）において顕著な侵食と，No.4 と No.3 との開口部において洗掘が見られる．さらに，**図-5.2** に示したように人工リーフ設置後のサンドリサイクル量は減っているが，人工リーフ設置とともに西側で海底面の侵食と汀線の後退が発生していることがわかった．これは，従来の研究（安本ら，2014）などにあるように人工リーフ開口部の洗掘や人工リーフ背後の流れによる土砂の流出などの問題である．

つぎに，前述の本数値モデルを用いて，土砂投入しない場合の人工リーフ設置に伴う地形変化を計算した．その結果を**図-5.9** に示す．**図-5.9(a)**，**(b)**，**(c)**の各図を順次比較していくと，人工リーフの設置が進むにつれて侵食域が西側に移動していることが確認できる．これは，**図-5.3** に示した人工リーフ設置に伴う汀線変化の現地測量結果をよく再現している．また，**図-5.8** および**図-5.9** より，漂砂下手側の人工リーフ端部において顕著な侵食と，人工リーフ開口部において顕著な洗掘がよく再現されていることが確認できた．



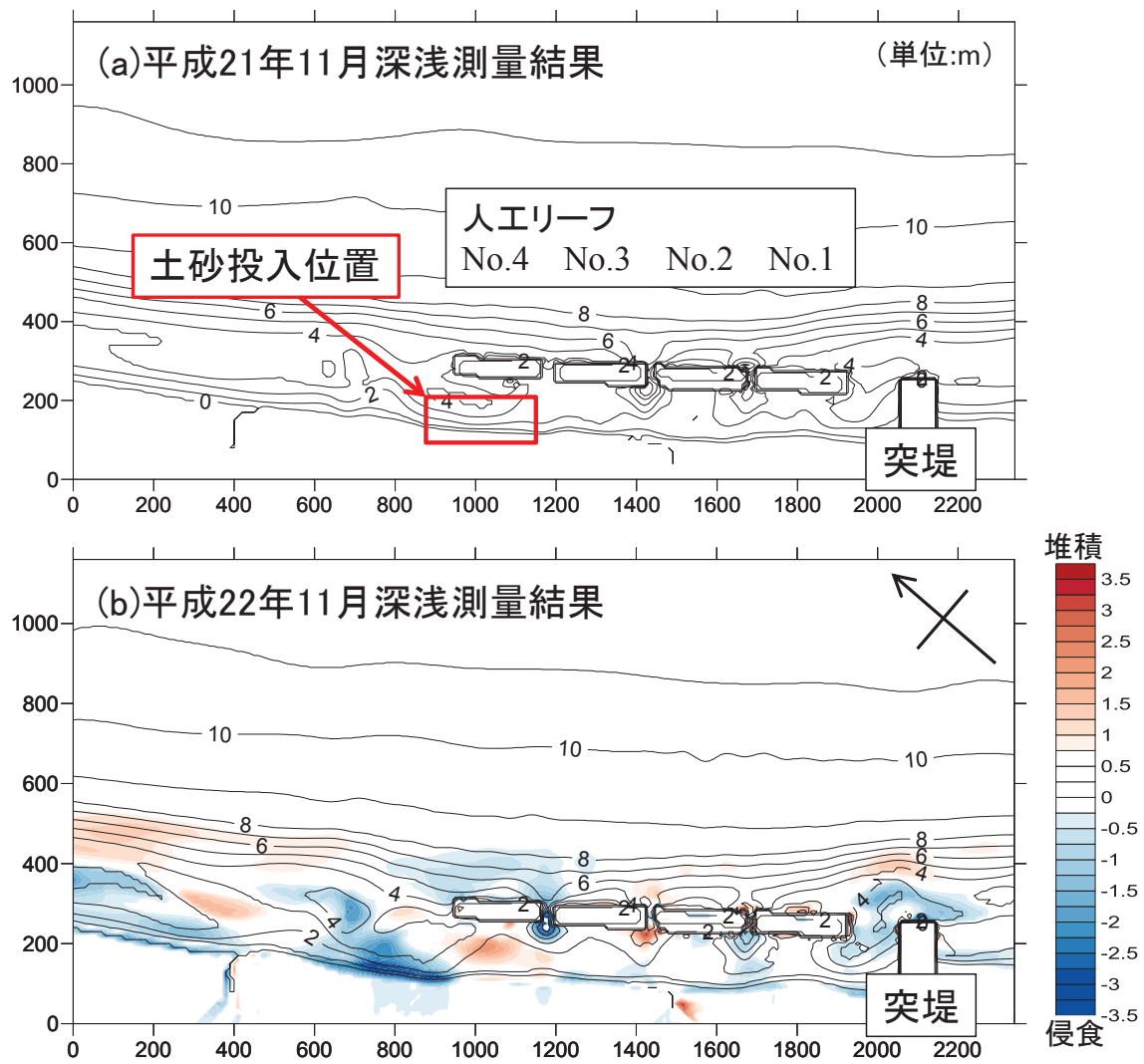


図-5.8 深浅測量結果の一例（富益工区）（平成21年11月～平成22年11月）（安本ら，2015）

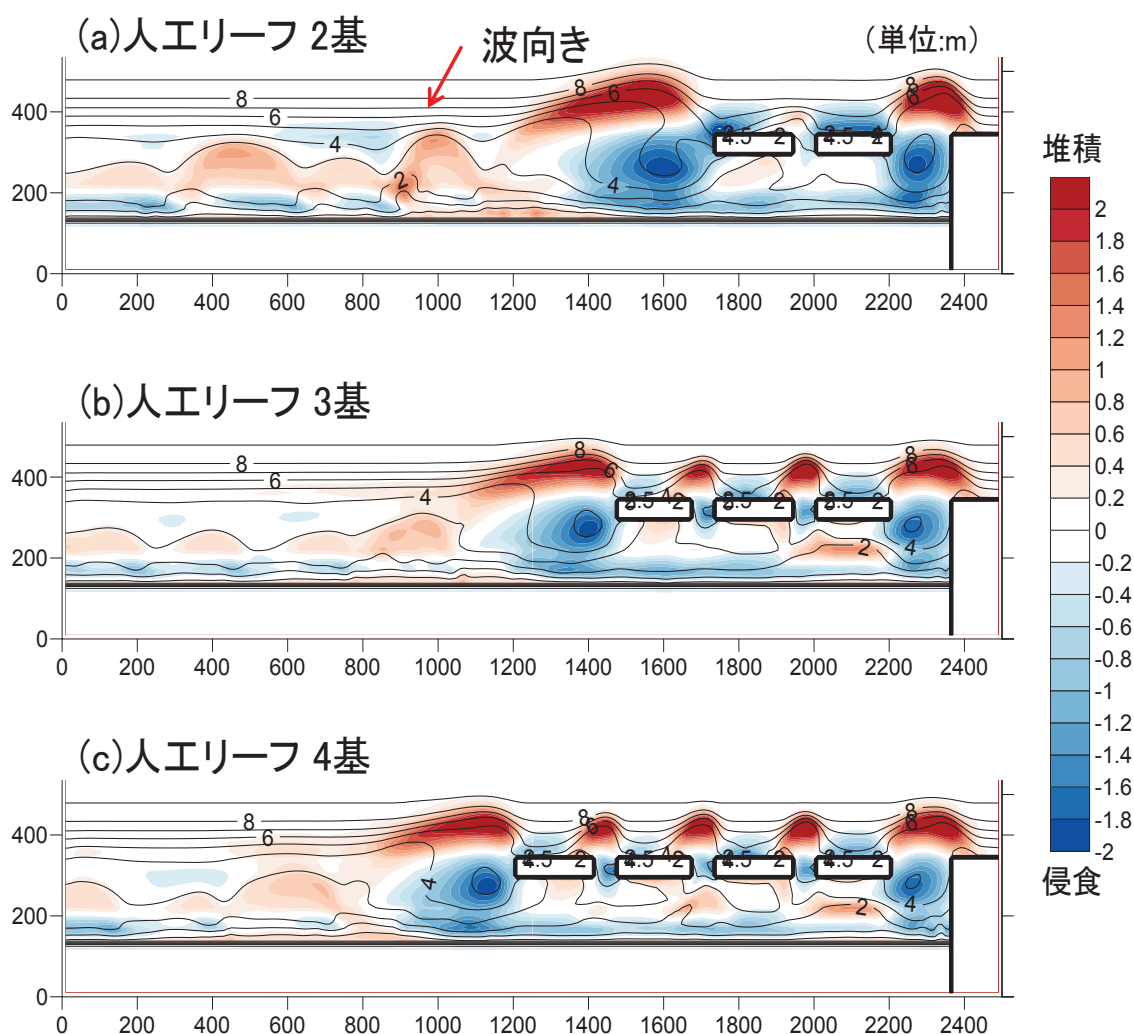


図-5.9 人工リーフ設置に伴う地形変化の計算例 ( $H_s=1.5$  m,  $T_s=7.0$  s, 波向き- $10^\circ$ ) (安本ら, 2015)

#### 5.4.2 サンドリサイクルによる地形変化の再現計算

土砂投入過程のみであるが、皆生海岸（富益工区）の人工リーフ周辺の土砂投入領域を対象として、平成23年11月から平成24年11月までの1年間および平成24年11月から平成25年11月までの1年間の2ケースの地形変化の再現計算を実施し、本数値モデルの適用性を検討した。

具体的には、前者の再現計算の場合、平成23年11月の深浅測量結果を初期地形として翌年の平成24年11月の地形変化の再現を実施した。この間、現地においては、No.4とNo.5の人工リーフ背後の汀線付近に陸上側から養浜（約16,000 m<sup>3</sup>）が実施されている。再現計算においては、同人工リーフ背後の汀線付近の浅瀬に同量程度の土砂を投入する手法で計算した。波浪条件は、富益観測所と鳥取港沖のナウファスの波浪データを参考に、波高0.5 m未満の波浪は海浜変形に大きく寄与しないと仮定し、図-5.10に示すような波浪時系

列モデルを作成して150日間を1年間の波浪として設定した．波と流れの計算は2日毎に実施し，土砂投入は計算開始から80日間で実施した．ただし，通常の場合，現地の波高が1.0 mを超えるような場合は，海上での作業を中止することとなるが，再現計算上は無視している．ここでは，現地波浪および現地地形を精査した結果，波の主方向（波向き）を $-5^{\circ}$ （NE寄り）とした．

また，後者の再現計算の場合も同様とし，現地においてNo.3の人工リーフ背後の汀線付近に陸上側から養浜（約16,600 m<sup>3</sup>）が実施されている．

なお，再現計算に用いた波浪条件を表-5.1に，主な計算条件を表-5.2に示す．本計算では，計算効率から黒岩ら（2006）のハイブリッドモデルと同様に，海浜流場の計算においては高波浪時のみを準3次元モードを用い，通常波浪時は平面2次元モードを用いている．

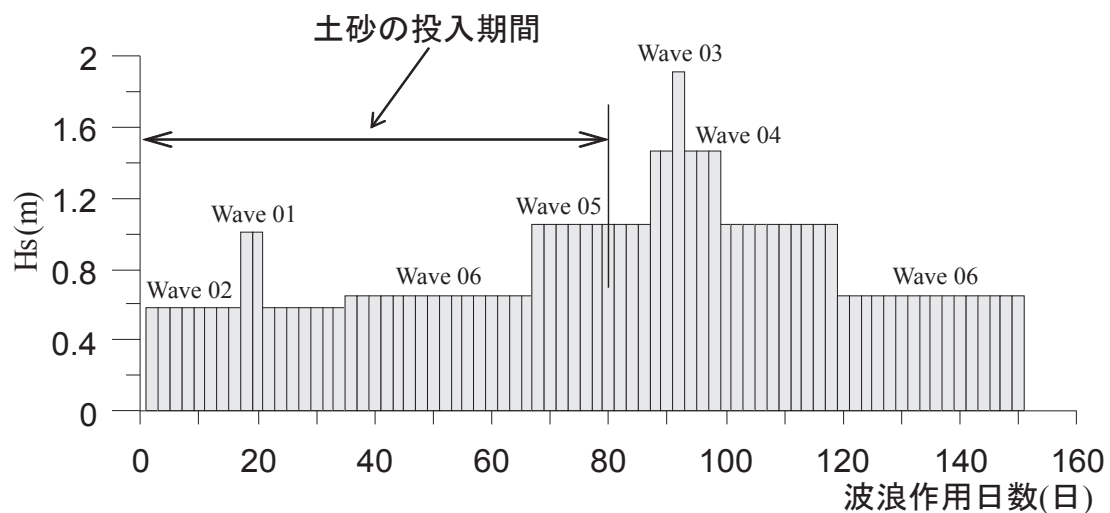


図-5.10 再現計算における波浪時系列モデル（安本ら，2015）

表-5.1 波浪条件（安本ら，2015）

波浪階級	$H_s$ , $T_s$ , 波向き	日数
Wave 01	1.01, 6.77, $-5.0$	4
Wave 02	0.58, 5.51, $-5.0$	30
Wave 03	1.91, 8.19, $-5.0$	2
Wave 04	1.46, 7.52, $-5.0$	10
Wave 05	1.05, 6.85, $-5.0$	40
Wave 06	0.65, 6.04, $-5.0$	64

表-5.2 計算条件（安本ら，2015）

計算対象	皆生海岸（富益工区）
計算ケース	平成23年11月から平成24年11月まで1年間
	平成24年11月から平成25年11月まで1年間
波浪条件	左記による
境界条件	沖側境界：通過境界
	側方境界：通過境界
土砂粒径	0.25 mm（中央粒径）
計算範囲	岸沖方向 $x=910$ m
	沿岸方向 $y=2,510$ m
計算メッシュ	$\Delta x=\Delta y=10$ m
地形データ更新	2日間隔

#### 5.4.3 再現計算による数値モデルの検証

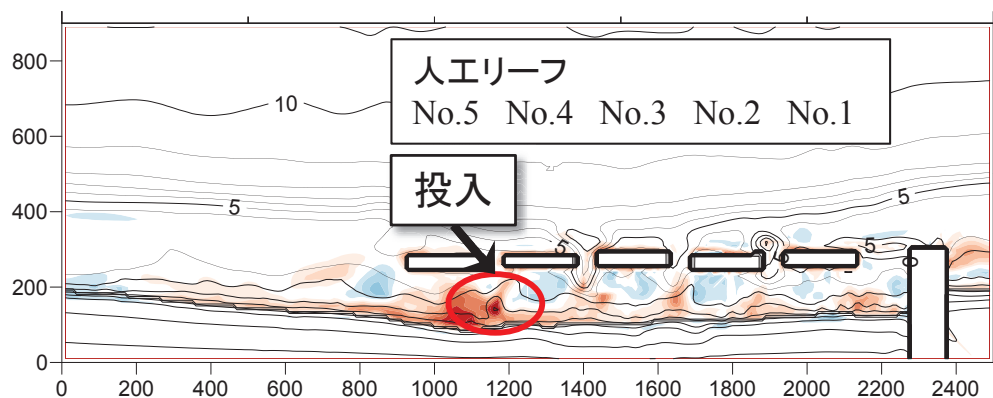
各ケース計算における本数値モデルの計算結果を図-5.11および図-5.12、図-5.13および図-5.14に示す。図-5.11(a)は、前者の再現計算上の土砂投入位置を示したものであり、現地においてもほぼ同じ位置にほぼ同じ量の土砂が養浜されている。図-5.11(b)は、平成23年11月の深浅測量結果を初期地形として翌年の平成24年11月との地形変化を示した実測値である。図-5.11(c)は、平成23年11月の深浅測量結果を初期地形として翌年の平成24年11月の地形変化を計算した結果であり、計算開始から80日間に約16,000 m<sup>3</sup>の土砂投入を考慮した。図-5.11(c)に示すように土砂投入地点付近のNo.4とNo.5の人工リーフ背後の侵食や堆積などが再現されており、図-5.11(b)に示した実測値とおおむね一致している。また、再現計算による投入地点の岸沖方向の縦断地形変化を図-5.12に示す。図-5.12(a)は土砂投入中の状況であり、60日後の地形と初期の地形を比較すると変化がよくわかる。図-5.12(b)は土砂投入後の状況であり、80日以降は波浪作用により投入した土砂が移動している様子がよくわかる。なお、No.5の人工リーフについては、再現計算期間中に整備中であり、平成26年11月に完成したものであるため、図-5.12(b)では赤く表示されている。

また、図-5.13(b)は、後者の平成24年11月の深浅測量結果を初期地形として翌年の平成25年11月との地形変化を示した実測値である。前者と同様に図-5.13(b)に示した実測値と図-5.13(c)に示した再現計算結果を比較すると、土砂投入地点付近のNo.3の人工リーフ背後の侵食や堆積などが再現されている。図-5.14も前者と同様に、土砂投入中は堆積し、その後は波浪作用により投入した土砂が移動している様子がよくわかる。

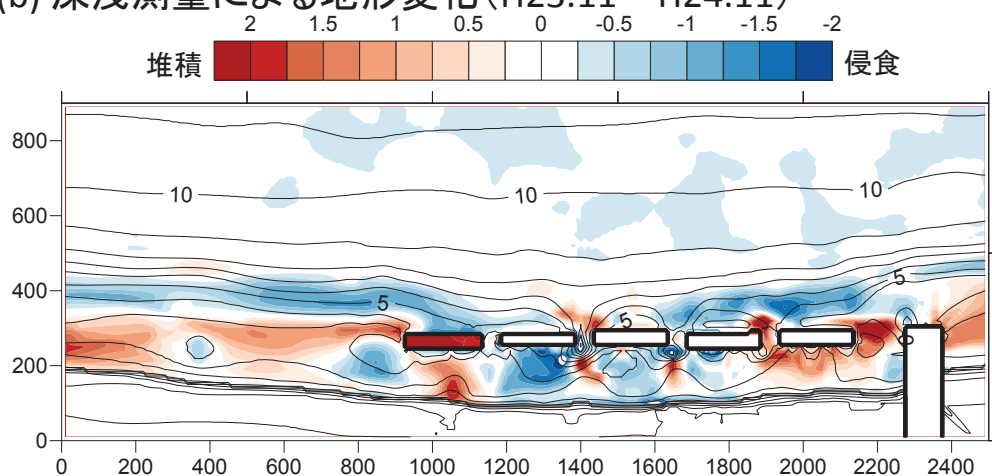
これらの計算結果から、本数値モデルの適用性がおおむね確認できた。なお、皆生海岸（富益工区）で実際に行われているサンドリサイクルは、陸上運搬して汀線付近に土砂を敷き均す方法（陸上施工）であり、本数値モデルは、海上運搬して汀線付近の浅瀬に土砂を投入する方法（海上施工）であるが、サンドリサイクルによる地形変化を定性的に把握できることがわかった。このほかに、図-5.10に示す波浪時系列モデルの波浪階級の出現順

を変更して同様に計算した結果、与える波浪条件によって、土砂の移動形態（地形変化）が、おのおのの特徴に応じて再現されることを確認している。

(a) 再現計算による土砂投入位置（波浪作用80日後）（単位:m）



(b) 深浅測量による地形変化(H23.11~H24.11)



(c) 再現計算による地形変化（波浪作用150日後）

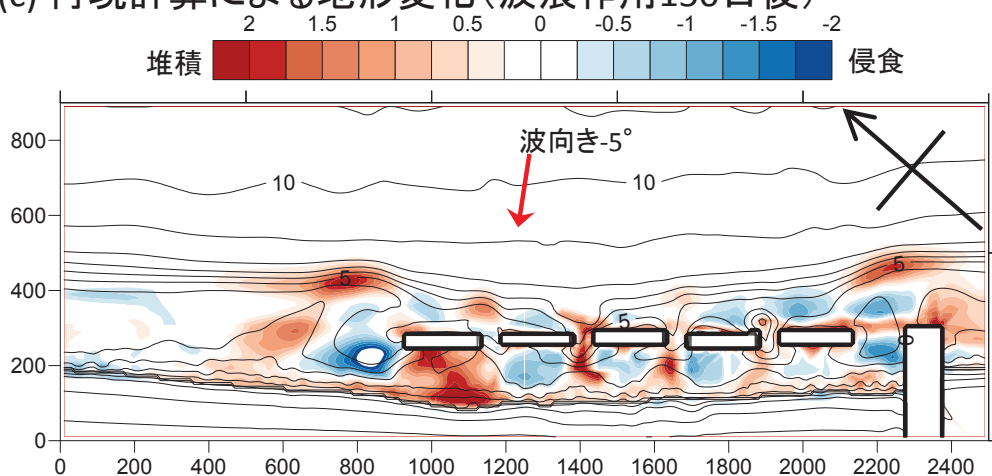
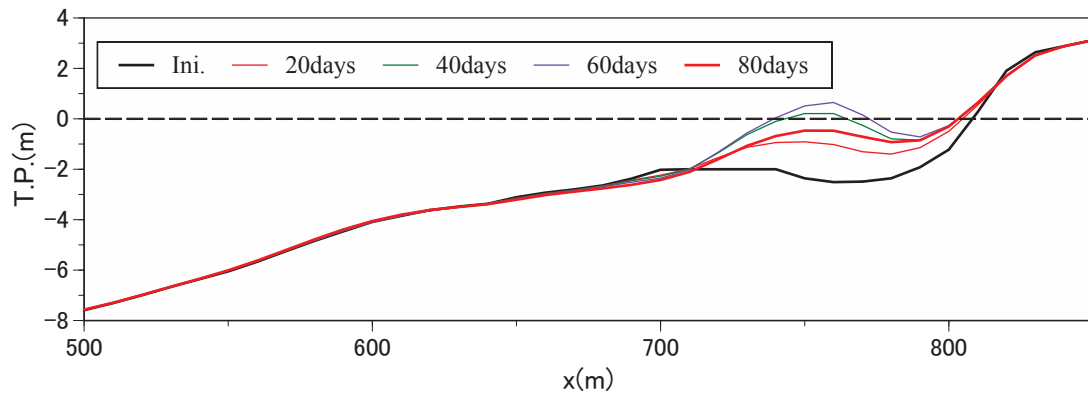


図-5.11 深浅測量および再現計算による地形変化  
（平成23年11月～平成24年11月）（安本ら，2015）



(a) 再現計算による地形変化(初期～波浪作用80日後)



(b) 再現計算による地形変化(波浪作用80～150日後)

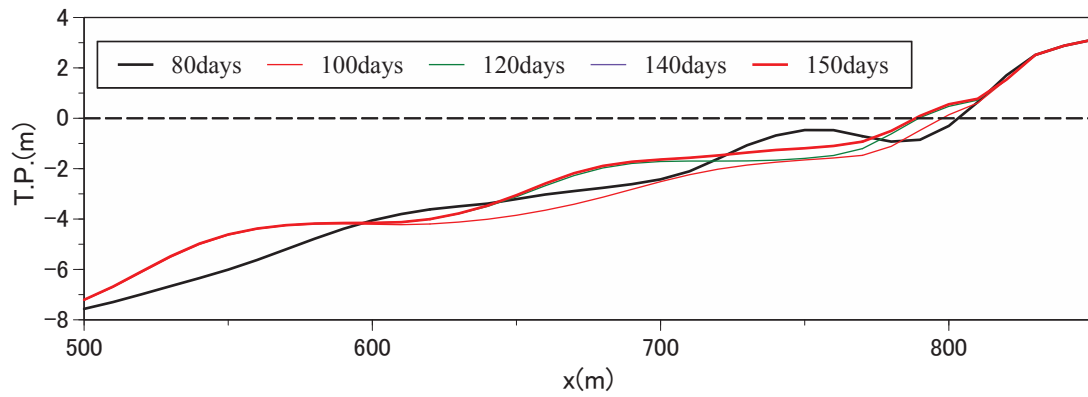
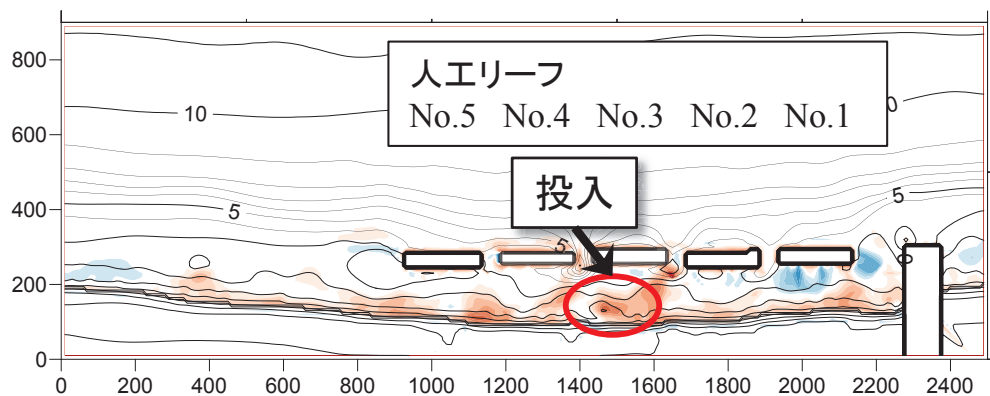
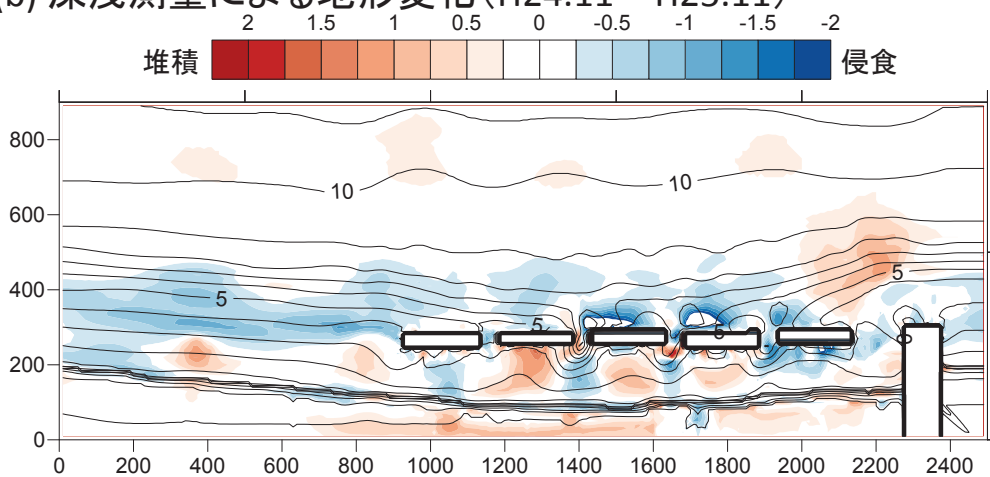


図-5.12 再現計算による投入地点の岸沖方向の縦断地形変化  
(平成23年11月～平成24年11月) (安本ら, 2015)

(a) 再現計算による土砂投入位置(波浪作用80日後) (単位:m)



(b) 深浅測量による地形変化(H24.11~H25.11)



(c) 再現計算による地形変化(波浪作用150日後)

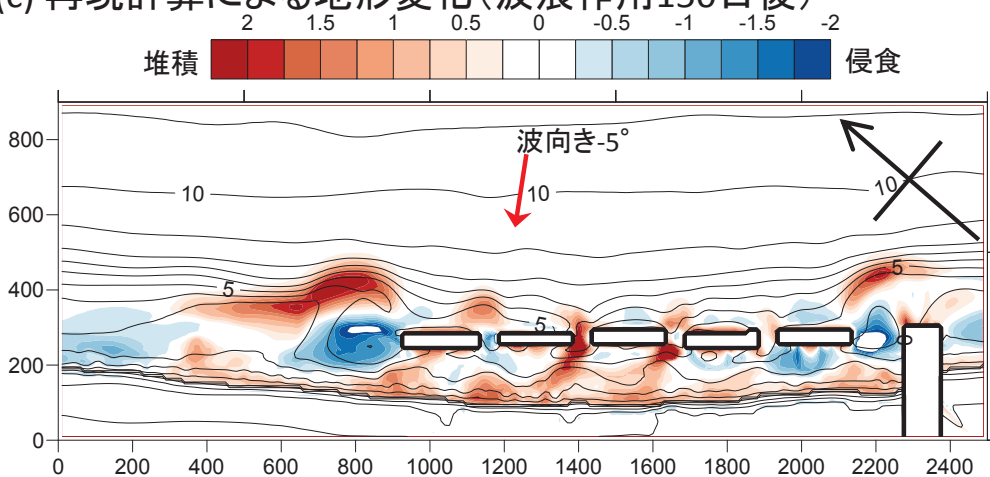
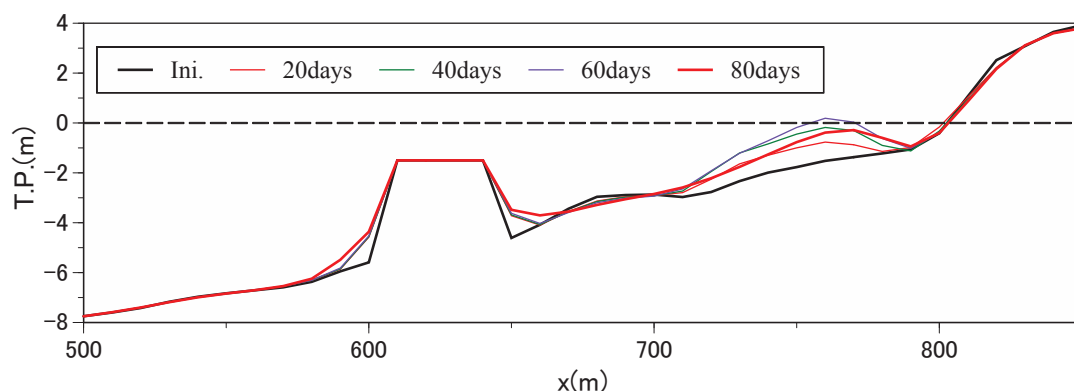


図-5.13 深浅測量および再現計算による地形変化  
(平成24年11月~平成25年11月) (安本ら, 2015)

(a) 再現計算による地形変化(初期～波浪作用80日後)



(b) 再現計算による地形変化(波浪作用80～150日後)

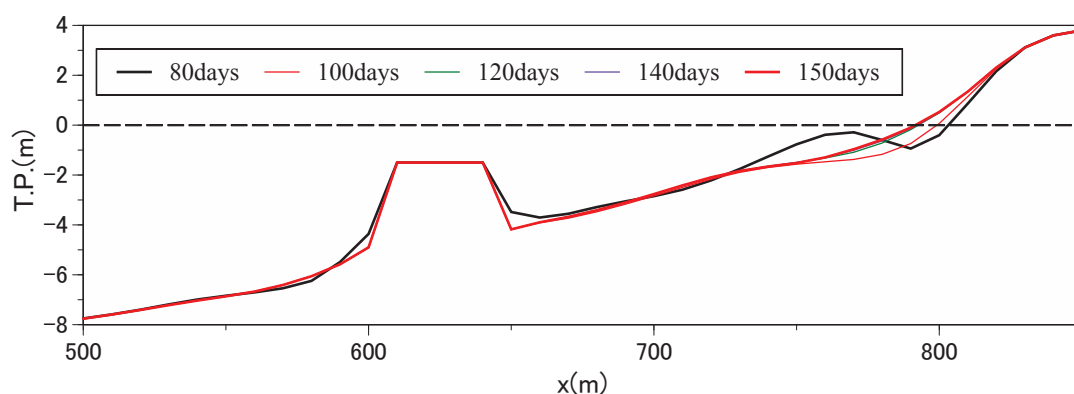


図-5.14 再現計算による投入地点の岸沖方向の縦断地形変化  
(平成24年11月～平成25年11月) (安本ら, 2015)

#### 5.4.4 数値モデルの適用に当たっての留意点

本章では、土砂の浚渫から投入の過程を「サンドリサイクル」という言葉で述べて来たが、ここでは投入に着目し「養浜」ということとする。養浜は、漂砂制御施設の設置により漂砂量を少なくし、砂浜の静的な安定を目指す「静的養浜」と、沿岸漂砂による土砂の流出を許容し、漂砂下手への土砂供給源として海浜の安定化を図る「動的養浜」に分類される。このうち、動的養浜は、連続した砂浜海岸の保全対策として用いるものであり、一連の漂砂系全体を対象とすることを基本としている。投入する位置としては、主に海上から浅瀬への投入を想定している。この方法について大別すると次のようになる(宇多ら, 2005)。

- 1) 漂砂源からの土砂供給量の減少を補うための養浜
- 2) 構造物によって沿岸漂砂の連続性が断たれた海岸において、沿岸漂砂の連続性を人工的に確保するサンドバイパス
- 3) 漂砂系内の下手側、あるいは沖側に流出した土砂を回収し、上手側の海岸にリサイクル

ルするサンドリサイクル

このことから、本数値モデルは、主に動的養浜を効果的かつ効率的に実施するために適用することを想定している。

また、本数値モデルの現地適用に当たっては、予測計算に用いる波浪条件の設定が必要となる。この波浪条件は、対象海岸の地形変化傾向を最もよく再現することが求められ、次のような様々なニーズに応じて設定する必要がある。

- 1) 極大波について統計処理を行った確率波高を用いる場合
- 2) 1年から5年程度の長期的な地形変化を想定して近年の実績から平均的な波浪条件を用いる場合
- 3) 台風来襲時や1回の時化での短期的な地形変化を想定して特定の波浪条件を用いる場合

本数値モデルでは、このようなニーズに応じて波高、周期、波向き、作用日数および期間を設定し、図-5.10に示したような再現計算における波浪時系列モデルを作成することで、柔軟に対処できる。また、今後想定される気候変動による影響についても、再現計算における波浪時系列モデルを作成することで、柔軟に対処できる。

## 5.5 数値モデルを用いたサンドリサイクルの事前評価手法の提案

### 5.5.1 サンドリサイクルの事前評価手法の必要性

本研究では、海岸保全対策の一つであるサンドリサイクル（サンドパイパスを含む）に特化し、第2章に示したとおり、本県では美しい砂浜海岸を保全・回復させるため、平成17年6月に全国初の取組として「鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドライン」を策定（鳥取県2005、安本ら2006a, 2006b）し、同ガイドラインに基づき国・県・市町村等の各管理者が連携・協力して、構造物の設置を要しない土砂の流れの連続性を確保する対応策（サンドリサイクル）を基本原則として、従来方式の局所最適化から脱却し、現在に至っている。

しかし、現在のサンドリサイクルは、重機や浚渫船で堆積砂を掘削し、陸上運搬または海上運搬して、侵食箇所へ投入するという行為であり、毎年、多くの予算を費やしている上、代替する効果的な対策がない状況である。

このことから、第3章、第4章および本章（第5章）に示した地域特性、状況に適合した新技術・新工法の開発・導入に向けた研究が必要とされ、その研究を進めた。

新技術・新工法の導入に当たっては、従来方式と新方式の違いによるメリット、デメリットを整理し、単にコスト面だけの評価にとどまらず、サンドリサイクルの本来の目的である砂浜海岸の復元に対する効果および生物の生息環境への影響等も踏まえて総合的に評価する必要がある。そのためには、予め導入による効果の評価方法を定めて、導入効果の検証を行う必要がある。併せて、新技術・新工法を活用し、効果的かつ効率的な土砂の流れの連続性を確保するための対応策等の実施を推進する必要がある。

これらの目的を達成するためには、より効果的かつ効率的なサンドリサイクルの実用化が求められる。サンドリサイクルの実施に当たっては、現地の土砂動態の実態を考慮して、最も適切な位置から浚渫し、最も適切な位置に投入することが重要となり、安価で事前に土砂移動の適正な制御を検証するシステムとして本数値モデルが有効で、前述のような総合的な評価手法として、本数値モデルを用いたサンドリサイクルの事前評価手法の導入が必要となる。

### 5.5.2 従来方式との比較

施工方法には、使用する資機材、使用する方法、使用する場所、使用する時期等（以下、「方式」という。）によって様々な要素がある。とくにサンドリサイクルの要素には、第3章に示したとおり、砂の浚渫と投入の位置および移動手段等によって、施工費用が大きく異なってくる。

新方式の導入に当たっては、従来方式と比較した場合に、より効果的かつ効率的であることが求められ、導入による効果の評価に当たっては、客観的な指標により従来方式と新方式の違いによるメリット、デメリットを明らかにすることが求められる。

また、サンドリサイクルの実施に当たっては、浚渫と投入に係る新技術・新工法の開発および導入だけではなく、その方式を活用する位置が、港湾・漁港における堆積域と砂浜海岸における侵食域の双方にとって有意義でなければならない。具体的には、現地の土砂動態を考慮した上で、最も適正な位置において浚渫し、最も適切な位置に投入することが求められる。単にサンドリサイクルを繰り返すだけではなく、浚渫後の機能および形態を1日でも長く継続させることができる投入位置の特定などニーズとしては多様である。このことを実現するために必要となる導入による効果の評価の対象範囲を設定することも求められる。

さらに、海岸保全対策の全般にもいえることであるが、サンドリサイクルの実施に伴って生じる可能性のある地形の変化、環境への負荷、利用者への負担、施工方法による課題・影響について、想定される変化・現象を抽出し、モニタリング調査を実施することも求められる。

### 5.5.3 サンドリサイクルの事前評価手法の提案

サンドリサイクルの実施に当たっては、地形、環境および利用等を含む現地の土砂動態を考慮した上で、サンドリサイクルの実施前に本数値モデルを用いて繰り返し計算（トライアル・アンド・エラー）を行って最も適切な浚渫の位置および最も適切な投入の位置を検討する。その際、最も適正な土砂の浚渫と投入の位置だけではなく、最も適正な量（土砂粒径を含む）についても検討する。

また、現地においてサンドリサイクルをより効果的かつ効率的に実施して行くため、本数値モデルによる検討に並行して、次の対応を行う。



- 1) 本数値モデルによる最も適正な土砂の浚渫と投入の位置および量の検討
- 2) 現地踏査等による適正な浚渫と投入の施工方法の検討
- 3) 実施に伴って生じる可能性のある現象（地形，環境，利用，施工）の抽出
- 4) 抽出した現象を具体的に確認するための着目する要素を設定し，その要素の把握に必要な調査項目の検討
- 5) 設定した項目を把握するための具体的な評価項目・調査方法の検討
- 6) 評価項目・調査方法に基づいて実施前・実施後の実施調査の実施
- 7) 調査結果を分析・評価し，実施による効果，影響の有無の確認
- 8) 上記により得られた結果を基に，PDCA サイクルによって実施計画の見直しを行い，改善を図るという工程を継続的に繰り返す（PDCA サイクルは，第 2 章と同様）

図-5.15 に示す流れ図は，前述の一連の流れを整理して示したものであり，これを新たなサンドリサイクルの事前評価手法として提案する．この効果として，港湾・漁港における堆積および砂浜海岸における侵食の鈍化・抑制が期待でき，トータルとしてのコスト削減が期待できる．また，地形の変化，環境への負荷，利用者への負担等の影響についても通減・抑制が期待できる．

サンドリサイクル実施者（土砂管理者）は，対象範囲ごとに次のとおり実施する．  
なお，PDCAサイクルによって継続的に繰り返す．

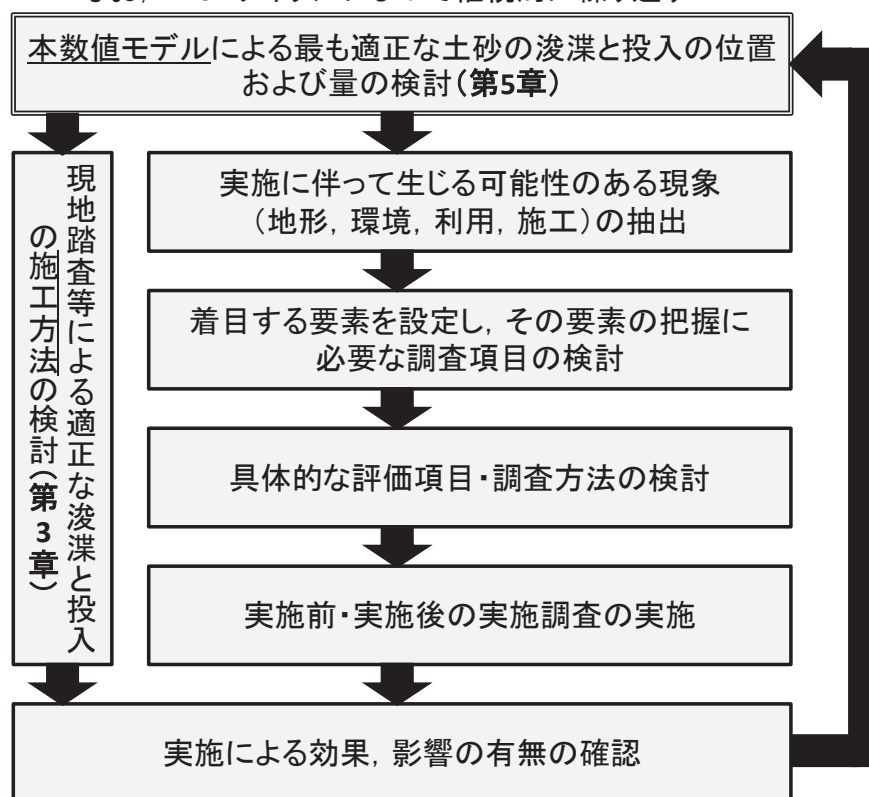


図-5.15 サンドリサイクルの事前評価手法（概要）  
（事前に土砂移動の適正な制御を検証するシステムの全体像）

#### 5.5.4 サンドリサイクルの事前評価手法の現地適用（岩美海岸（浦富地区））

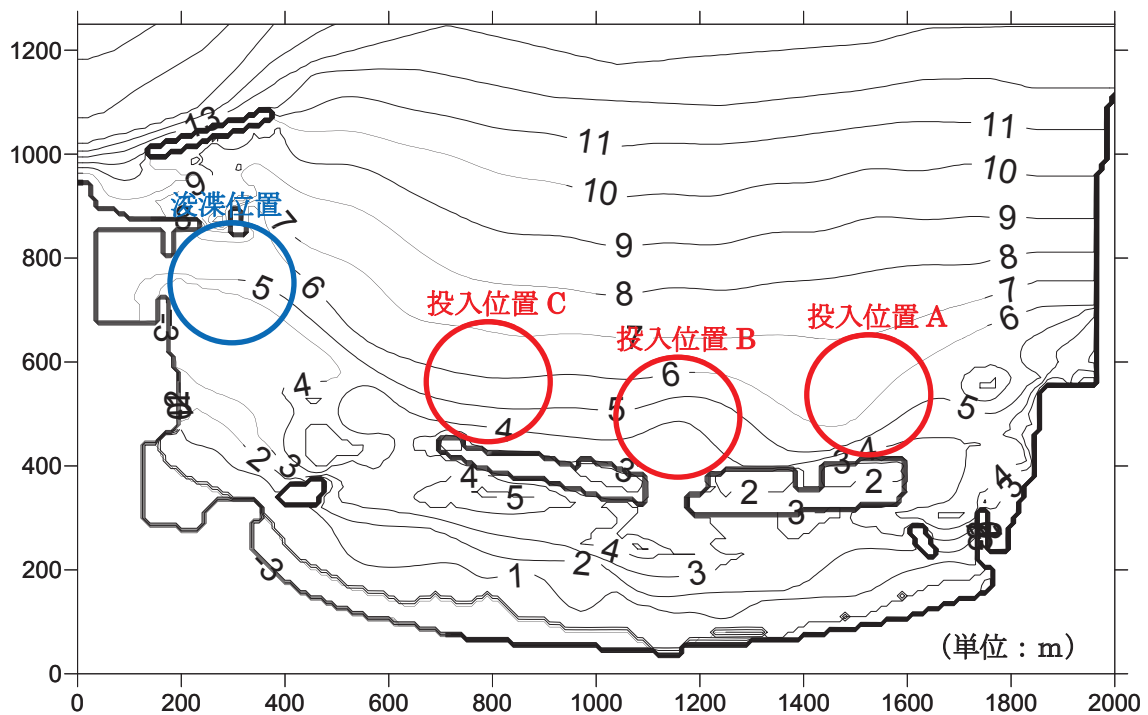
##### (1) ケーススタディーの概要

ここでは、**図-5.15** に示したサンドリサイクルの事前評価手法のうち、最初の検討項目である「本数値モデルによる最も適正な土砂の浚渫と投入の位置および量の検討」について、第2章および第4章に述べた鳥取県の岩美海岸（浦富地区）のポケットビーチに現地適用する形でケーススタディーを試みた。岩美海岸（浦富地区）では、第2章で述べたとおり西端部に位置する田後港の防波堤建設に伴う波の遮蔽域形成に起因して、田後港への土砂の堆積と隣接する砂浜海岸の侵食が進んだ。このため、侵食対策として人工リーフを設置するとともに、田後港の港口付近に堆積した土砂を浚渫し、侵食が進む砂浜海岸の前面の浅瀬に海上から投入するサンドリサイクル（人工リーフ開口部付近の沖側に毎年約30,000 m<sup>3</sup>程度）を継続的に実施している。しかし、平成19年頃から人工リーフ開口部において非常に深い洗掘が発生し、問題となっているが、現状では解決に至っていない（鳥取県、2016）。

ケーススタディーでは、初期地形に秋季から冬季（冬季波浪）を経た後の地形に、実績を加味して春季から夏季にサンドリサイクルを実施し、さらに、秋季から冬季（冬季波浪）を経た後の地形変化の再現を想定した計算を行った。その結果を確認しながら最も適正な土砂の浚渫と投入の位置および量の検討を試みた。ここでは、浚渫の位置および量は実績に従うこととし、田後港の港口付近から約30,000 m<sup>3</sup>程度/yrの浚渫とした。そして、投入の候補となる位置を3地点（**図-5.16**中に示すA地点、B地点、C地点）設定し、その中で最も適正な投入の位置の検討を試みた。A地点は、東側人工リーフの沖側への投入で、浚渫位置から最も遠い位置とした。B地点は、東側と西側の人工リーフの開口部の沖側への投入で、開口部の非常に深い洗掘に最も近い位置とした。C地点は、西側人工リーフの沖側への投入で、浚渫位置から最も近い位置とした。また、海底地形は、**図-5.16**に示す。深淺測量結果は黒岩ら（2012）に用いた平成19年9月とし、人工リーフ形状は安本ら（2014）に用いた第4章と同じとした。計算領域は、沿岸方向2 km、岸沖方向1.25 kmの範囲で、格子間隔は10 mとした。波浪に関する条件は、黒岩ら（2012）に用いた平成19年10月から平成20年3月までの秋季から冬季の半年間（冬季波浪）とし、鳥取港沖のナウファスの波浪データを基に設定した。波高0.5m未満の波浪は海浜変形に大きく寄与しないと仮定し、冬季波浪における正味の波浪作用日数を122日間に設定し、**表-5.3**に示す波浪条件に階級分けし、**図-5.17**に示すように計算に用いる波浪時系列モデルを作成した。波向きは、計算における岸沖方向軸からの角度（北西寄りを正）で示している。サンドリサイクル実施期間等（冬季波浪における正味の波浪作用日数以外を示し、「夏季波浪」という。）は、有義波高 $H_s=0.5$  mの波浪を与えた。

本数値モデルによる計算は、**図-5.17**に示すように3段階で実施した。まず、初期地形にそのままの状態での冬季波浪を与えて、本数値モデルによる地形変化の再現性を定性的に確認した。つぎに、夏季波浪を与えながら土砂の浚渫と投入を実施し、その直後の地形変

化を計算した。そして、冬季波浪後の地形変化を計算した。土砂の浚渫と投入は、おのおの沿岸方向150 mおよび岸沖方向150 mの正方形とし、計算開始から50日間で実施した。ただし、通常の場合、現地の波高が1.0mを超えるような場合は、海上作業を中止するが、計算上は無視している。なお、計算に用いた主な各係数の値を表-5.4に示す。なお、ケーススタディーの追加として、土砂粒径（中央粒径）を0.2 mm（現地実測）から0.25 mm（仮想）に変更した場合も実施し、粒径の変化が及ぼす影響について確認した。これは、粒径の大小による土砂移動量の変化を確認し、本数値モデルの粒径変化への適用性を確認するためのものである。



※浚渫位置および投入位置を追記

図-5.16 岩美海岸（浦富地区）の深浅測量結果（平成 19 年 9 月）（黒岩ら 2012, 安本ら 2014）

表-5.3 冬季波浪条件（平成 19 年 10 月 1 日～平成 20 年 3 月 31 日）（黒岩ら，2012）

ステップ	$H_s(m)$	$T_s(s)$	波向(°)	波向方位	出現日数	作用日数
①, ②, ⑥～⑨, ⑬, ⑭	1.43	6.65	-7.79	N	80	10 日
③, ⑤, ⑩, ⑫	2.3	7.1	16.0	NNW	30	7.5 日
④, ⑪	3.7	9.7	15.1	NNW	10	5 日

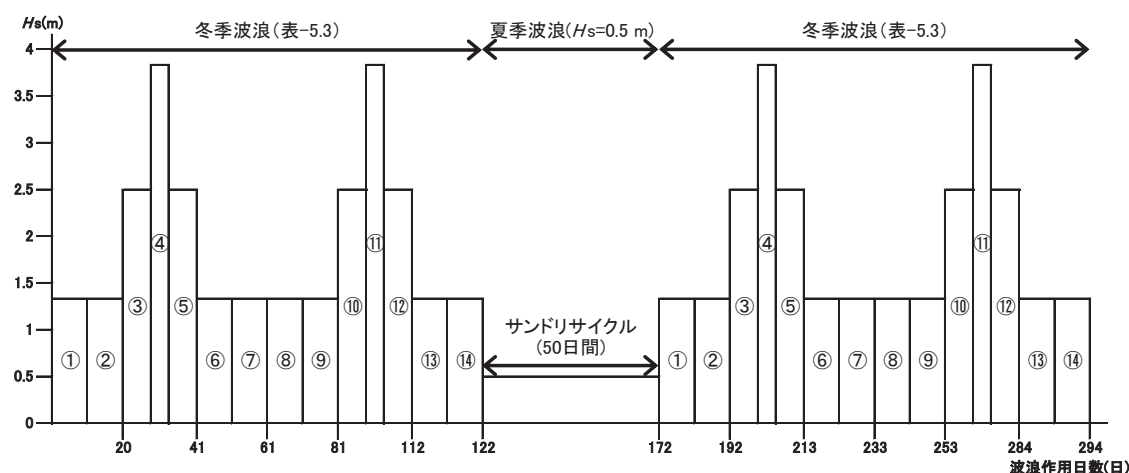


図-5.17 波浪時系列モデル

表-5.4 計算条件

計算対象	岩美海岸（浦富地区）
計算ケース	冬季波浪期間＋夏季波浪期間（サンドリサイクル無し）＋冬季波浪期間 冬季波浪期間＋夏季波浪期間（サンドリサイクル有り）＋冬季波浪期間
初期地形	図-5.16
波浪条件	冬季波浪期間（表-5.3, 図-5.17）⇒夏季波浪期間（ $H_s=0.5$ m, $T_s=6.65$ s, 波向き= $-7.79^\circ$ : サンドリサイクル50日間）⇒冬季波浪期間 ※波向きは、北西寄りを正
境界条件	沖側境界：通過境界 側方境界：通過境界
土砂粒径	0.2 mm（中央粒径）
計算範囲	岸沖方向 $x=1,250$ m 沿岸方向 $y=2,000$ m
計算メッシュ	$\Delta x=\Delta y=10$ m
地形データ更新	サンドリサイクル実施時は2日間隔、その他は表-5.3, 図-5.17の作用日数による。
回折効果に関する係数	$\kappa=2.5$
碎波減衰項	$\gamma=0.6$
底面摩擦係数	$C_f=0.02$ , 人工リーフ上では0.1
渦動粘性係数に関連する無次元係数	$N=0.01$ （水平）, $K=0.01$ （鉛直）
漂砂量に関連する無次元係数	$C_w=0.04$ , $\beta_c=10$ , $\alpha=0.01$ , $\varepsilon_s=15$

## (2) ケーススタディーの結果（土砂粒径 0.2 mm : 現地実測）

本数値モデルによる計算結果（地形変化、波高分布、海浜流）について順に示す。図-5.18は、図-5.16の初期地形にそのままの状態での冬季波浪を与えた地形変化の計算結果を示したもので、図-5.19は、その後浚渫および投入を実施しない状態（サンドリサイクル無し）で50日間の夏季波浪（有義波高  $H_s=0.5$  m）を与え、さらに前述と同じ冬季波浪を与えた地形変化の計算結果を示したものである。この結果、人工リーフ開口部の洗掘状況、田後港の防波堤の遮蔽域内の堆積状況が再現されている。

つぎに、図-5.20および図-5.21は、図-5.18の状態でのA地点へ投入直後と冬季波浪後の地形変化の計算結果を示したものである。同様に、図-5.24および図-5.25は、図-5.18の状態でのB地点へ投入直後と冬季波浪後の地形変化の計算結果で、図-5.28および図-5.29

は、図-5.18 の状態で C 地点へ投入直後と冬季波浪後の地形変化の計算結果を示したものである。なお、土砂の浚渫と投入の位置（一辺 150 m の正方形）は、図-5.20、図-5.24 および図-5.28 に示す青丸内が浚渫位置を、赤丸内が投入位置（A 地点、B 地点、C 地点の順）を示す。

投入位置 A 地点の冬季波浪後の地形変化の計算結果を示した図-5.21 と、投入位置 B 地点のそれを示した図-5.25 と、投入位置 C 地点のそれを示した図-5.29 をおのおの比較した。その結果、人工リーフ開口部の洗掘が最も小さいのは、図-5.25 の B 地点への投入とわかる。また、東側人工リーフ背後への土砂の堆積が最も大きいのは、僅かであるが図-5.25 の B 地点への投入とわかる。さらに、田後港の港口付近への土砂の移動が最も遅いのは、僅かであるが図-5.21 の A 地点への投入とわかる。

これらの計算結果より、土砂の浚渫区域、投入区域およびその他海域のサンドリサイクル実施前後の地形変化の状況から、海岸侵食対策効果に特化した場合、B 地点が適正であることがわかる。しかしながら、別の視点として、毎年度継続的に実施されるサンドリサイクルの効率性等を加味すると、田後港の港口付近への土砂の移動が遅い A 地点との詳細な比較検討が必要となる。ただし、投入を実施しない場合の地形変化の計算結果（図-5.19）と、今回のケーススタディーで設定した投入 3 地点の地形変化の計算結果とを比較した場合、顕著な相違は見られなかった。これは、サンドリサイクルの効果として、田後港の港口の航路維持には貢献しているが、投入 3 地点とも海岸侵食対策には明確な優劣がなかったことを示す。このため、より適正な投入位置を検討するには、異なる新たな位置の検討が必要なことを示唆する。

また、本数値モデルは第 4 章に示した波と流れの相互干渉を考慮した準 3 次元海浜流モデルを用いているため、図-5.4 に示した地形変化の計算までの一連過程で計算される波浪場と海浜流場の計算結果を投入位置ごとに示した（A 地点：図-5.22 および図-5.23、B 地点：図-5.26 および図-5.27、C 地点：図-5.30 および図-5.31）。これらの計算結果より、波高分布および海浜流の状況がよくわかる。とくに、人工リーフ天端上では強い向岸流、人工リーフ開口部では強い冲向きの流れ、人工リーフ背後では循環流、リーフ西側では田後港へ向かう流れが再現されている。

このように実施段階では、図-5.15 に示す本数値モデルを一連の流れに組み込んだサンドリサイクルの事前評価手法を適用して、土砂の浚渫と投入の位置だけではなく、土砂の量や施工方法の検討、実施に伴って生じる可能性のある現象の抽出等を実施する。そして、PDCA サイクルによって実施計画の見直しを行い、改善を図るという工程を継続的に繰り返すことで、現地においてより効果的かつ効率的なサンドリサイクルを可能にする。



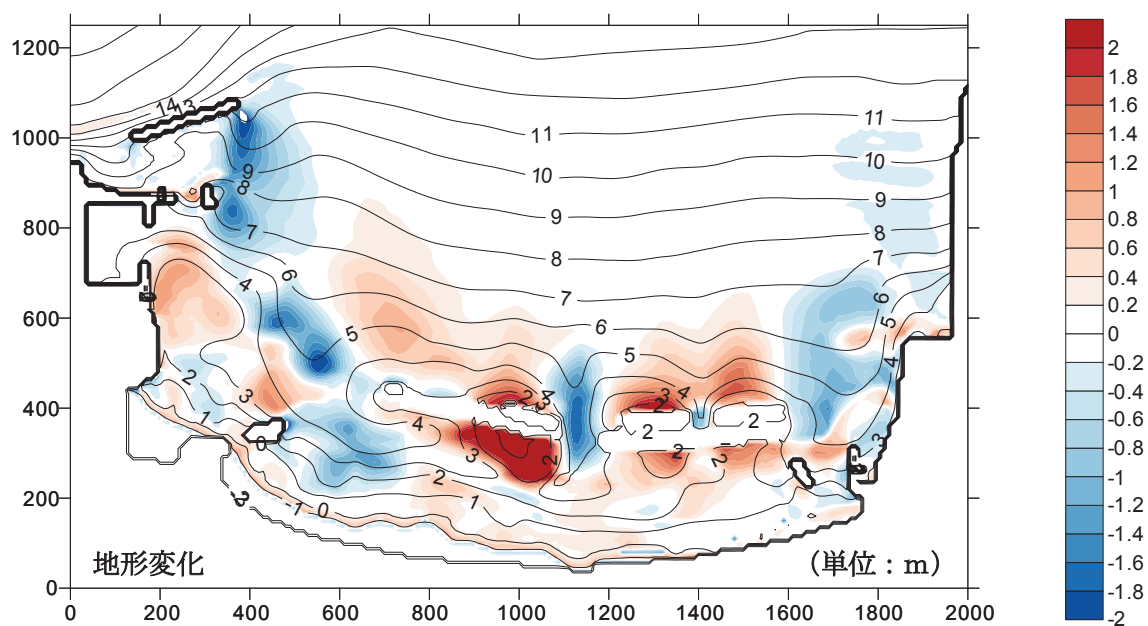


図-5.18 初期地形にそのままの状態での冬季波浪を与えた計算結果（再現確認）  
（初期地形図-5.16 との差）

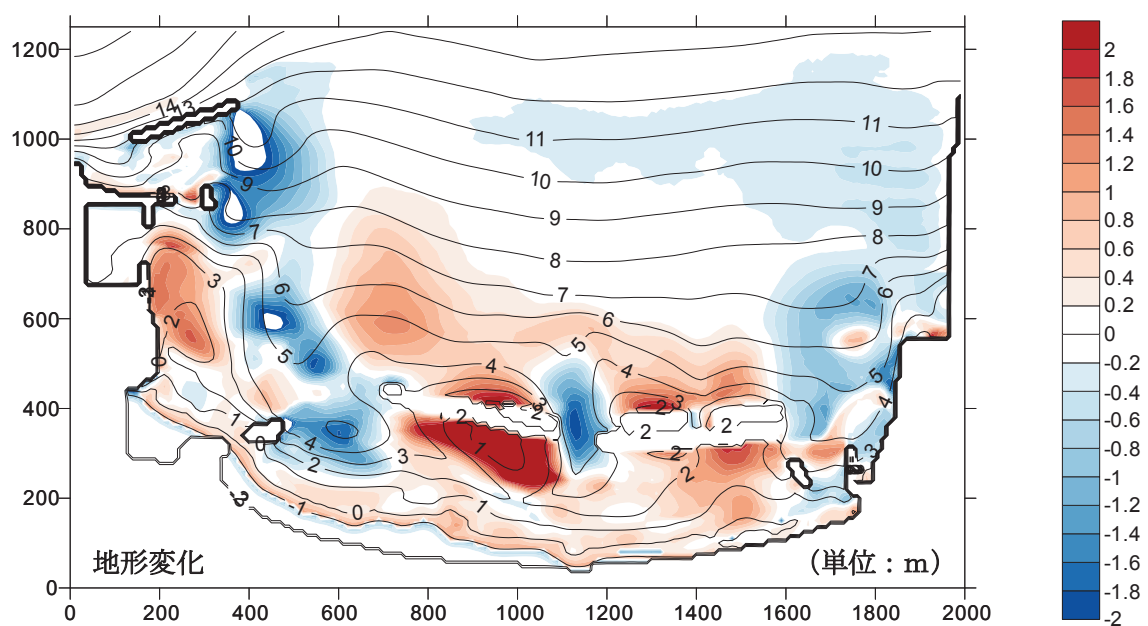


図-5.19 前述の図-5.18 に夏季波浪＋冬季波浪を与えた計算結果（再現確認）  
（初期地形図-5.16 との差） ※サンドリサイクル無し

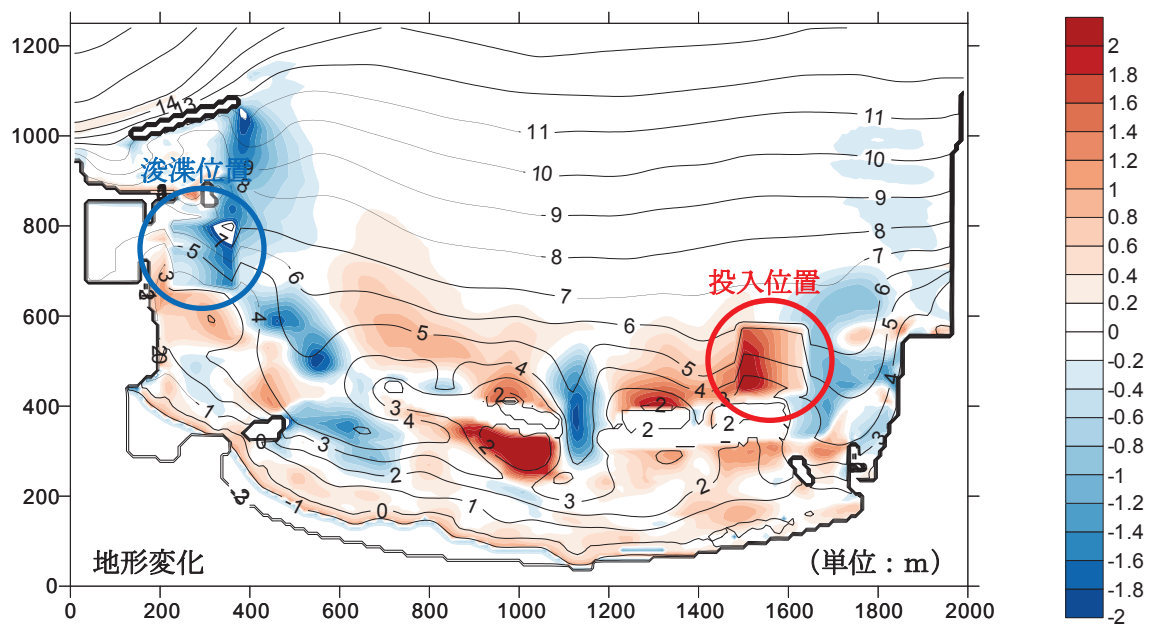


図-5.20 サンドリサイクル実施直後の計算結果（投入位置：A 地点）  
（初期地形図-5.16 との差）

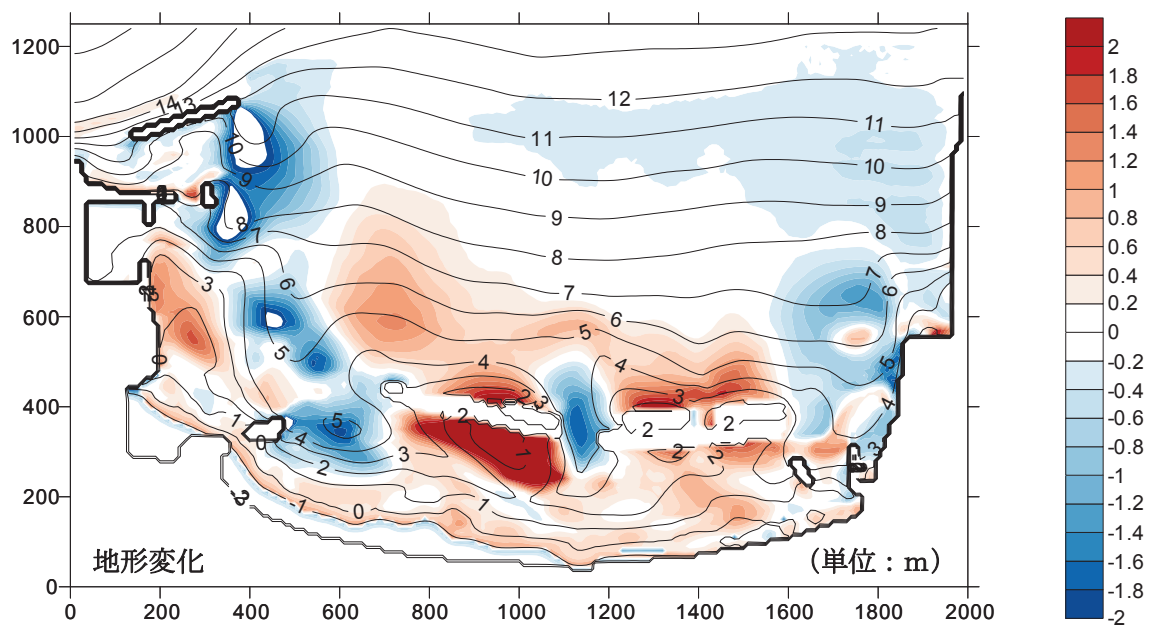


図-5.21 サンドリサイクル実施直後＋冬季波浪後の計算結果（投入位置：A 地点）  
（初期地形図-5.16 との差）

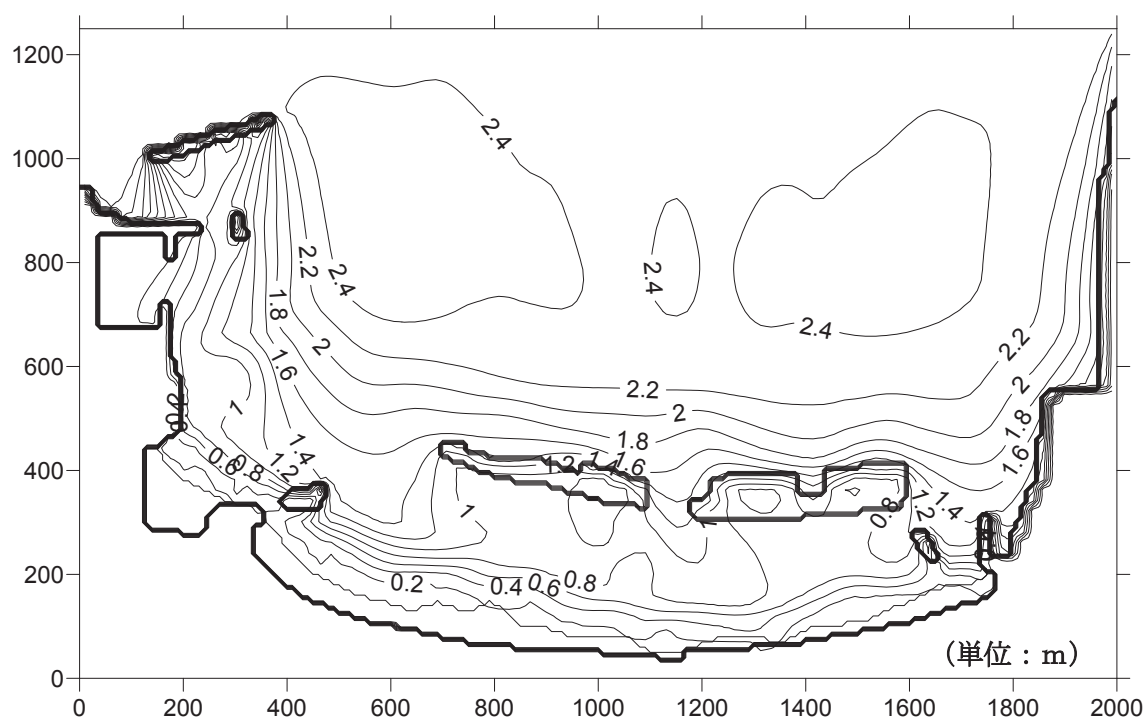


図-5.22 有義波高  $H_s=2.3$  m の場合の波浪場の計算結果（投入位置：A 地点）

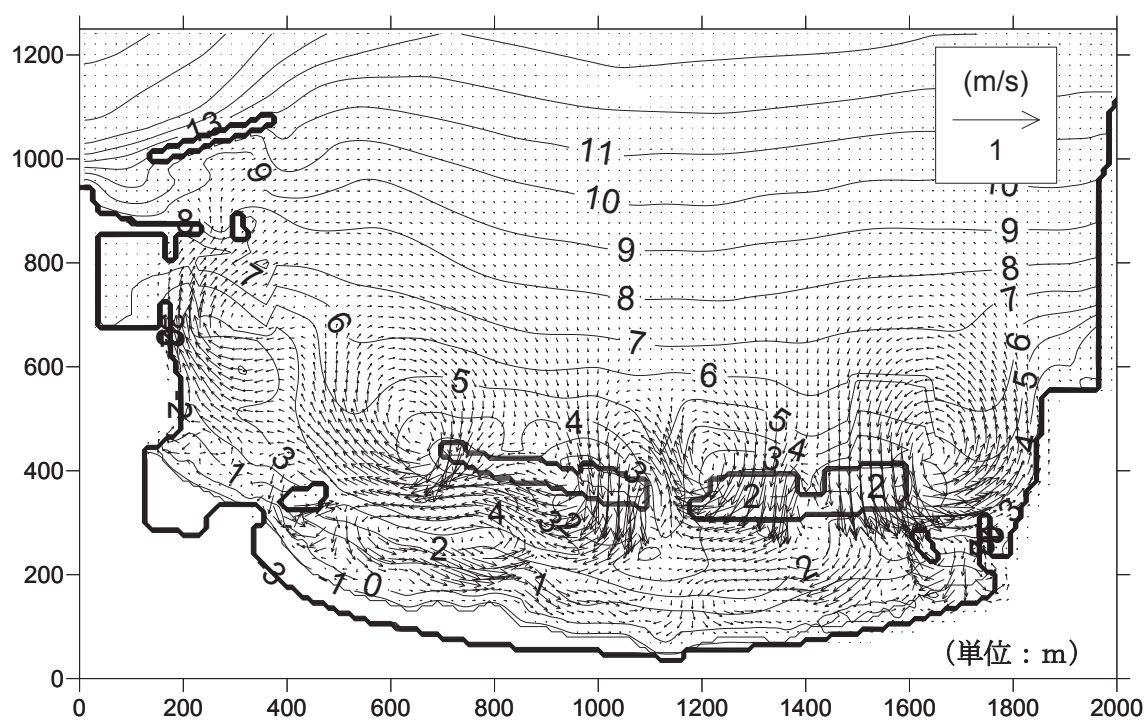


図-5.23 有義波高  $H_s=2.3$  m の場合の海浜流場の計算結果（投入位置：A 地点）

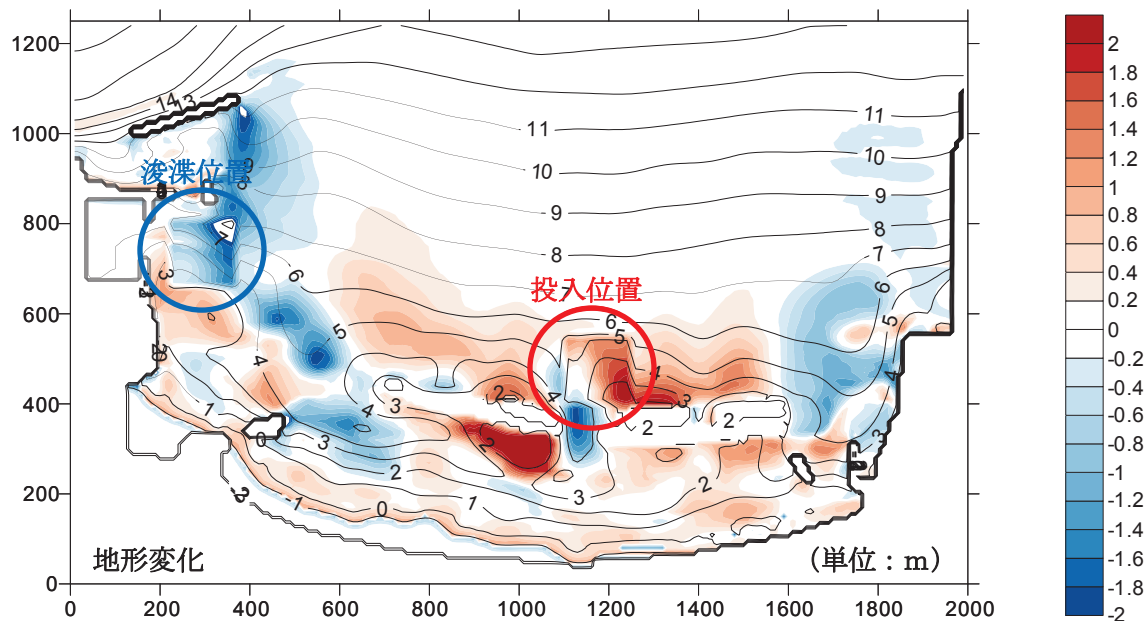


図-5.24 サンドリサイクル実施直後の計算結果（投入位置：B 地点）  
（初期地形図-5.16 との差）

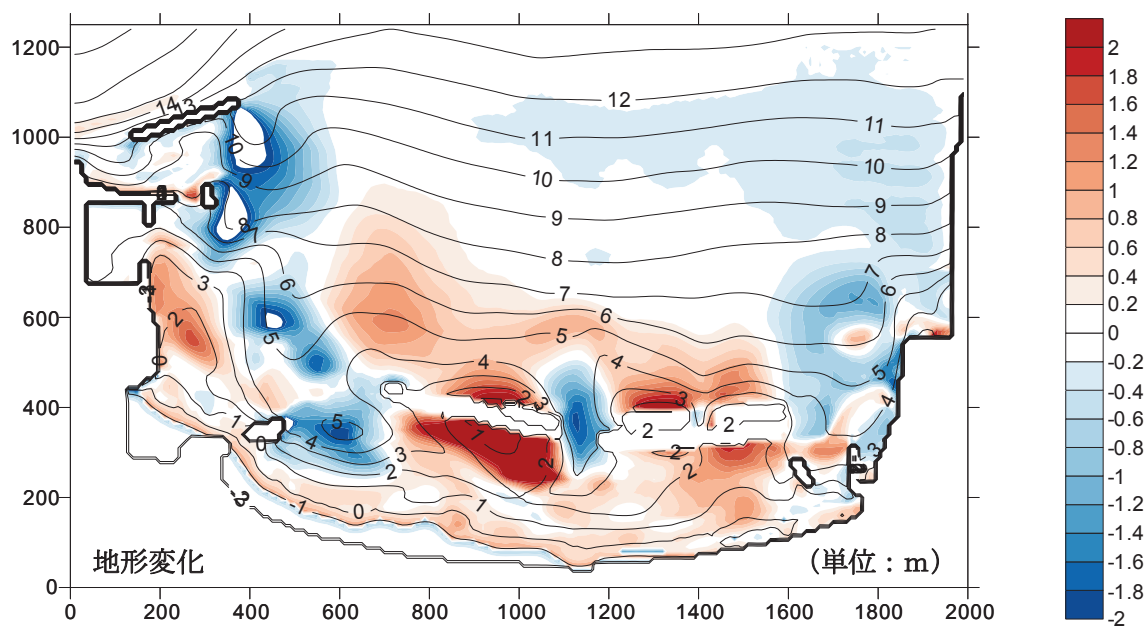


図-5.25 サンドリサイクル実施直後＋冬季波浪後の計算結果（投入位置：B 地点）  
（初期地形図-5.16 との差）

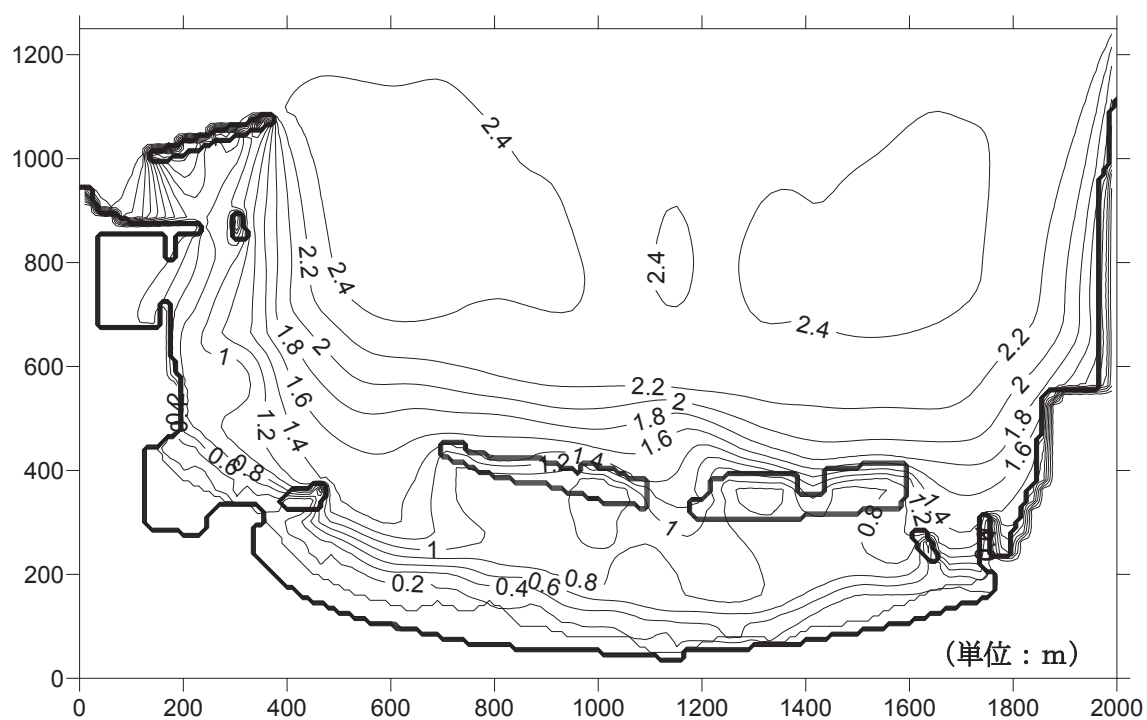


図-5.26 有義波高  $H_s=2.3$  m の場合の波浪場の計算結果（投入位置：B 地点）

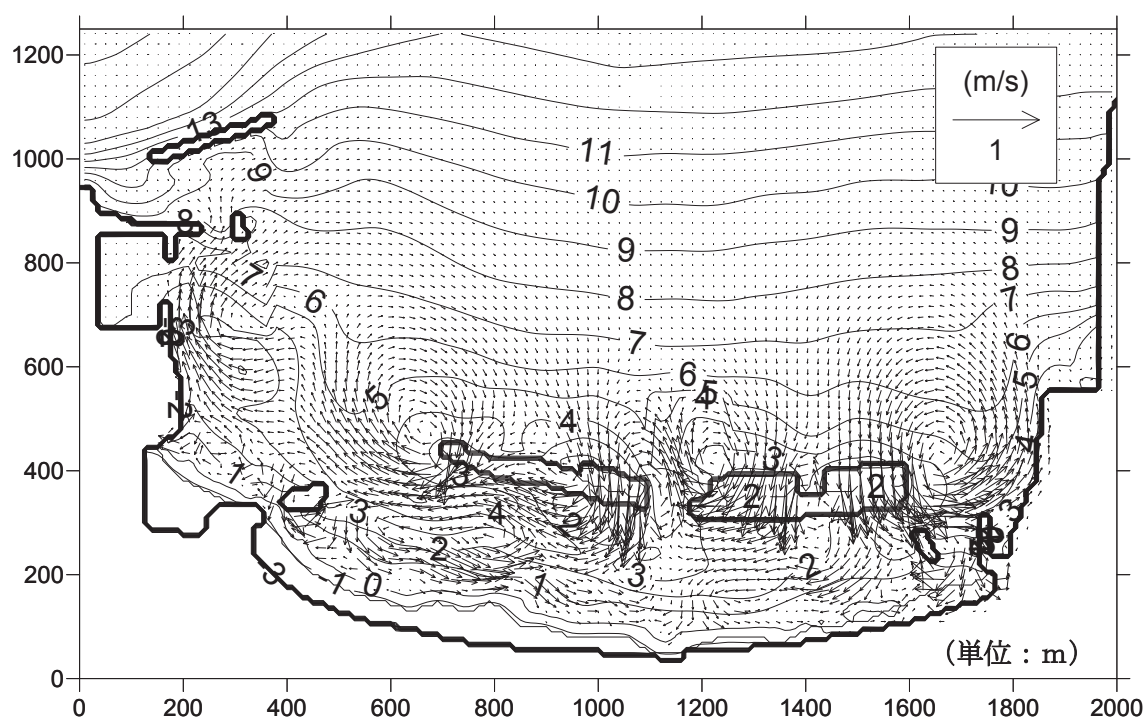


図-5.27 有義波高  $H_s=2.3$  m の場合の海浜流場の計算結果（投入位置：B 地点）



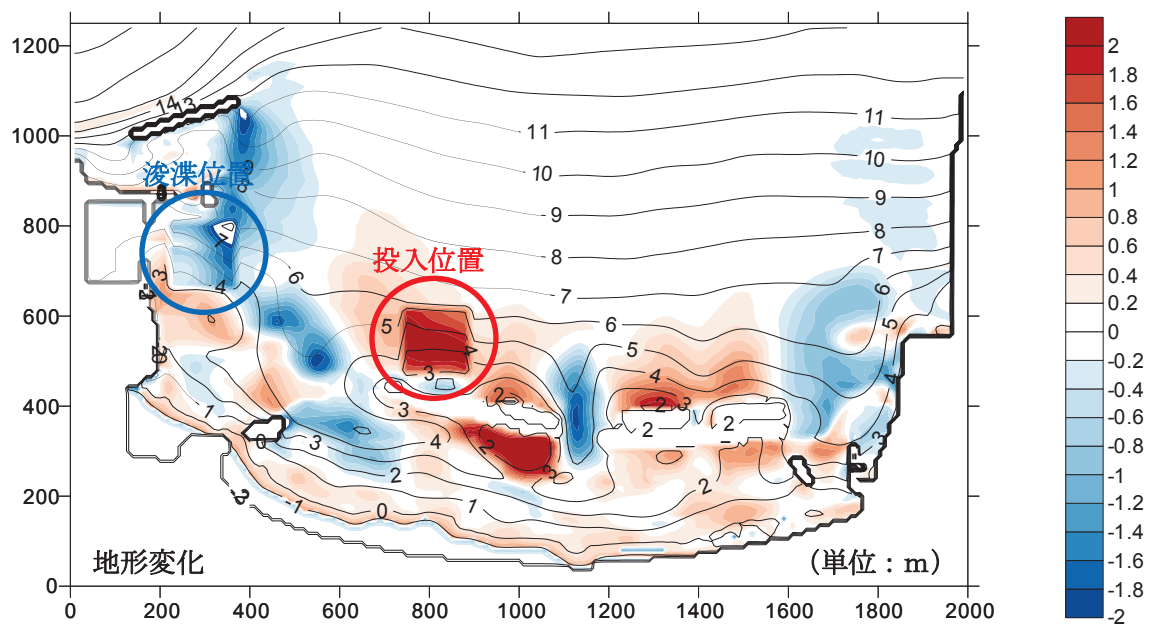


図-5.28 サンドリサイクル実施直後の計算結果（投入位置：C 地点）  
（初期地形図-5.16 との差）

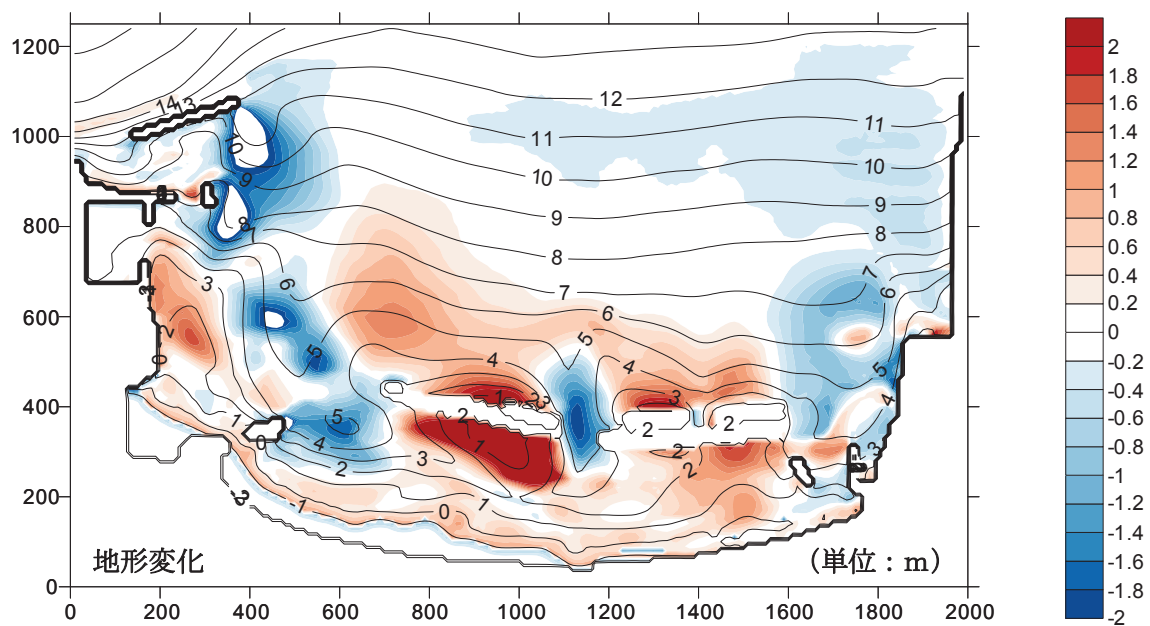


図-5.29 サンドリサイクル実施直後＋冬季波浪後の計算結果（投入位置：C 地点）  
（初期地形図-5.16 との差）

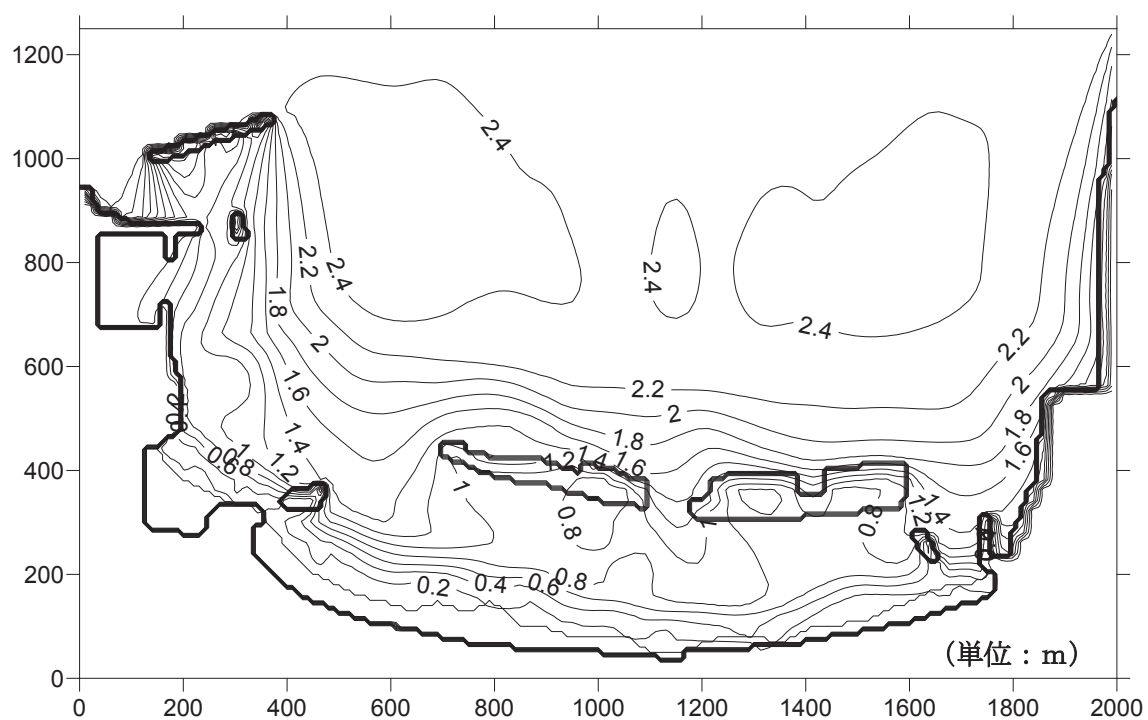


図-5.30 有義波高  $H_s=2.3$  m の場合の波浪場の計算結果 (投入位置: C 地点)

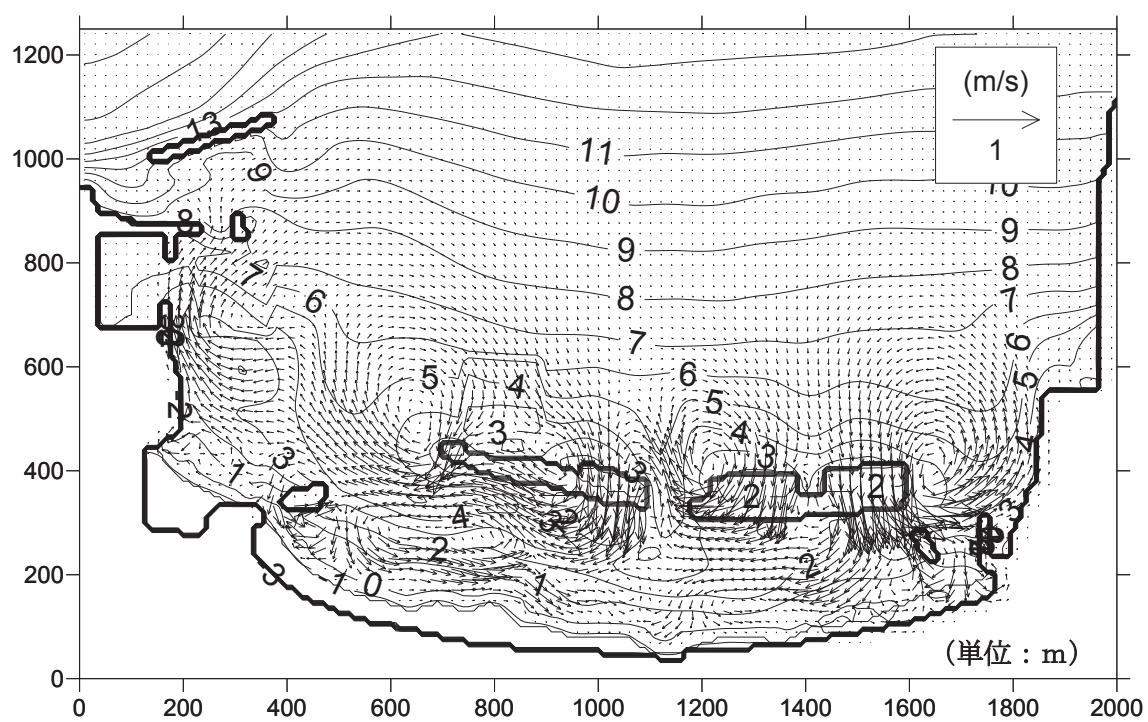


図-5.31 有義波高  $H_s=2.3$  m の場合の海浜流場の計算結果 (投入位置: C 地点)

### (3) ケーススタディーの結果（土砂粒径 0.25 mm : 仮想）

ここでは、ケーススタディーの追加として、現地実測の土砂粒径（中央粒径）0.2 mm を仮想の 0.25 mm に変更して、前述と同様に本数値モデルによる計算を行って、相違を確認した。その結果、浚渫および投入を実施しない（サンドリサイクル無し）状態での計算結果（図-5.33）と、ケーススタディーで設定した 3 地点の計算結果（図-5.35, 図-5.37, 図-5.39）を比較した場合、現地実測の 0.2 mm と同様に、顕著な相違は見られなかった。ただし、顕著ではないが、投入を実施しない場合と比較すると、投入位置 A 地点では、東側人工リーフの東端部付近に埋戻し効果が確認できた。また、同様に投入位置 B 地点では、人工リーフ開口部に埋戻し効果が確認できた。さらに、浚渫位置では、浚渫後の埋戻しが確認できた。

つぎに、現地実測の 0.2 mm と仮想の 0.25 mm の計算結果を比較した場合、波浪の影響による土砂移動量に大きな相違があることがわかった。つまり、粒径の相違が 0.05 mm という微量の変化であったが、粒径の増大によって土砂移動量が大きく減少することがわかった。

このことから、図-5.15 に提案したサンドリサイクルの事前評価手法が、土砂の浚渫と投入の位置および量だけではなく、土砂粒径に対しても有用であるといえる。

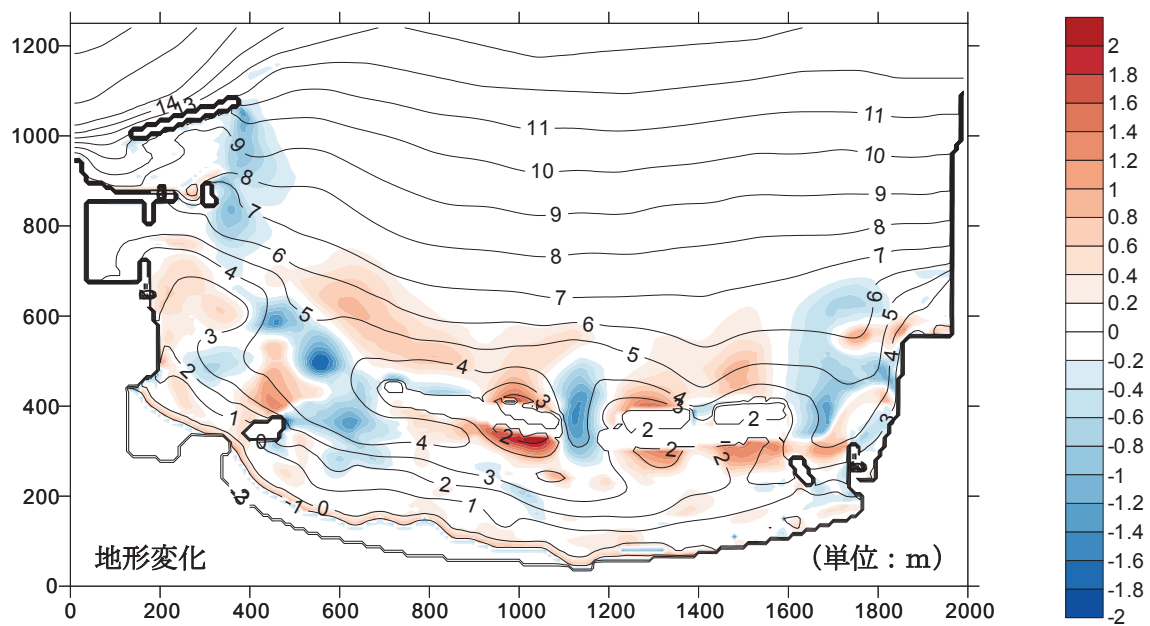


図-5.32 初期地形にそのままの状態で冬季波浪を与えた計算結果（再現確認）  
（初期地形図-5.16 との差）（土砂粒径 0.25 mm：仮想）

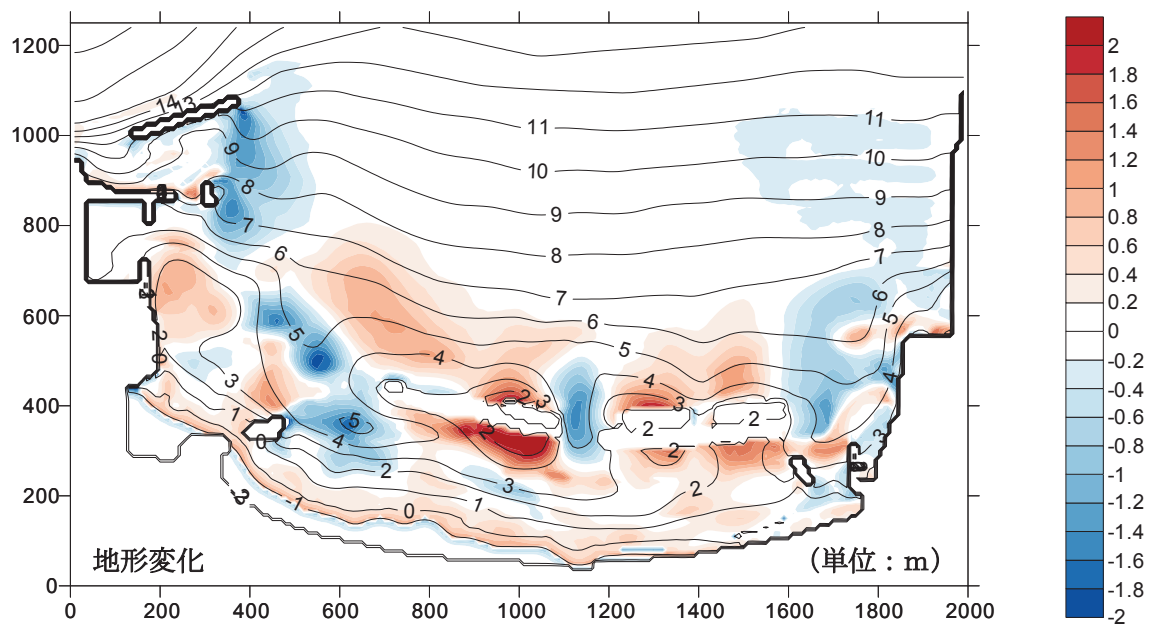


図-5.33 前述の図-5.32 に夏季波浪＋冬季波浪を与えた計算結果（再現確認）  
（初期地形図-5.16 との差）（土砂粒径 0.25 mm：仮想）※サンドリサイクル無し

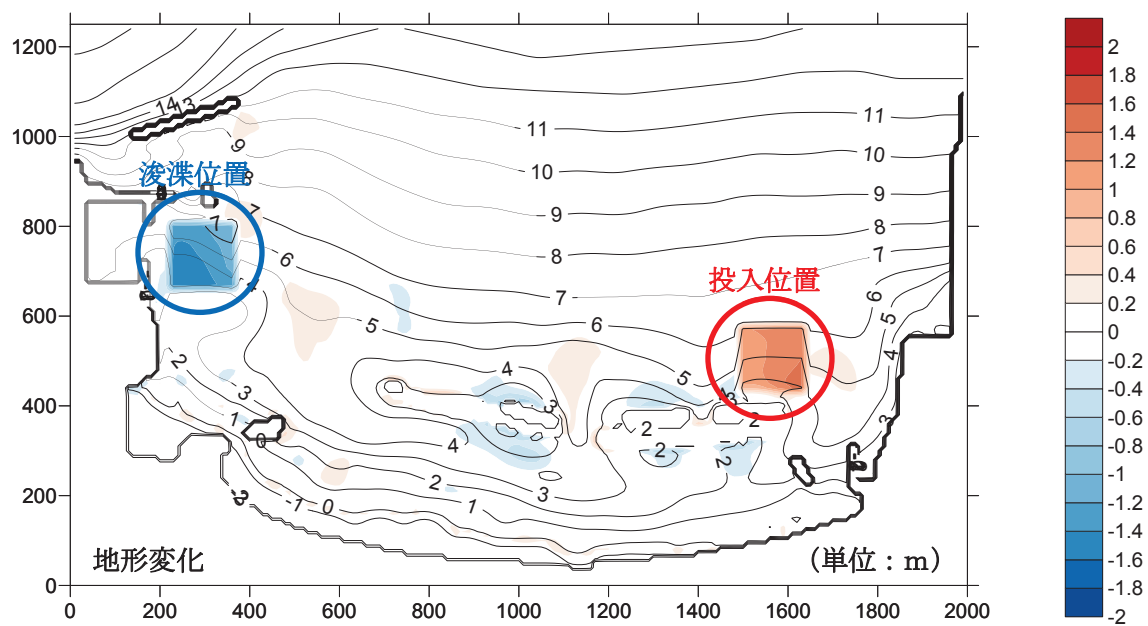


図-5.34 サンドリサイクル実施直後の計算結果（投入位置：A 地点）  
（初期地形図-5.16 との差）（土砂粒径 0.25 mm：仮想）

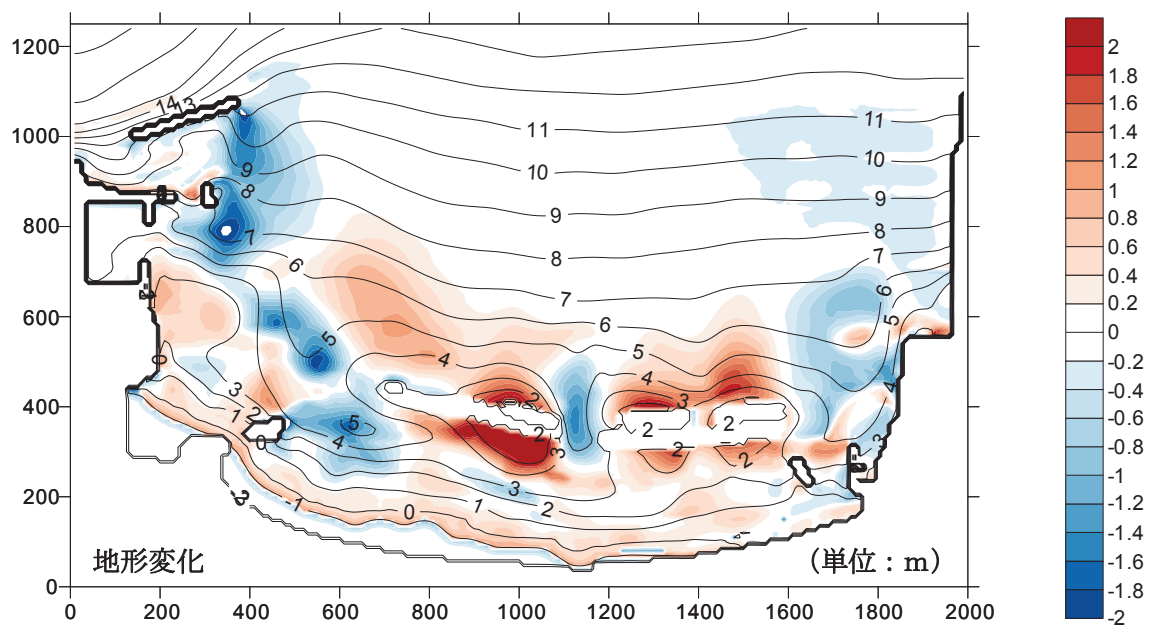


図-5.35 サンドリサイクル実施直後＋冬季波浪後の計算結果（投入位置：A 地点）  
（初期地形図-5.16 との差）（土砂粒径 0.25 mm：仮想）



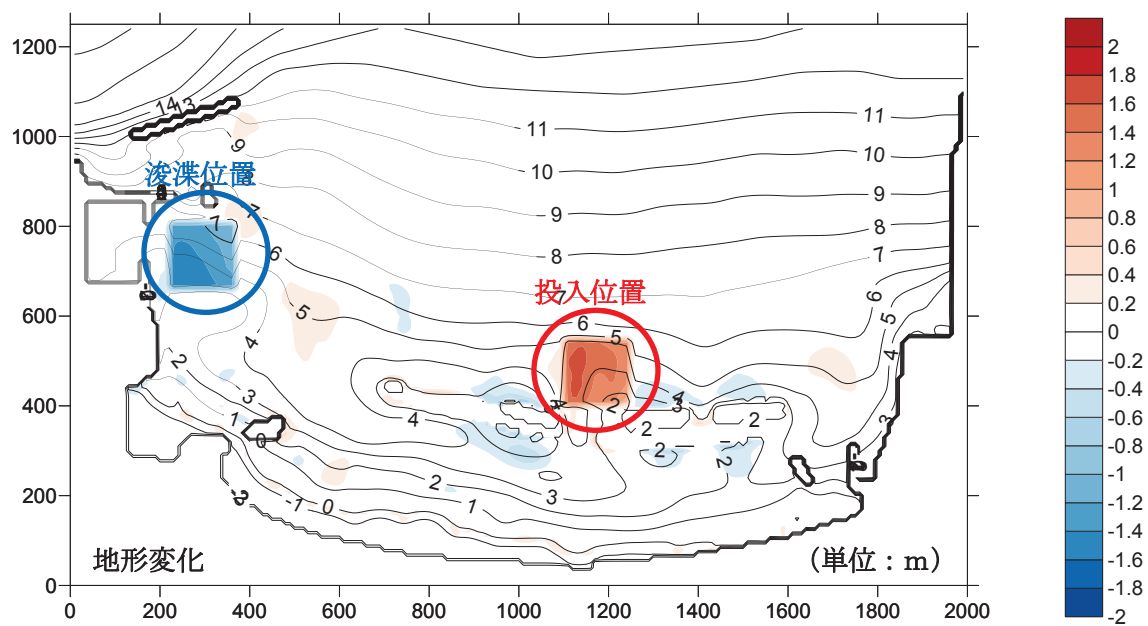


図-5.36 サンドリサイクル実施直後の計算結果（投入位置：B 地点）  
（初期地形図-5.16 との差）（土砂粒径 0.25 mm：仮想）

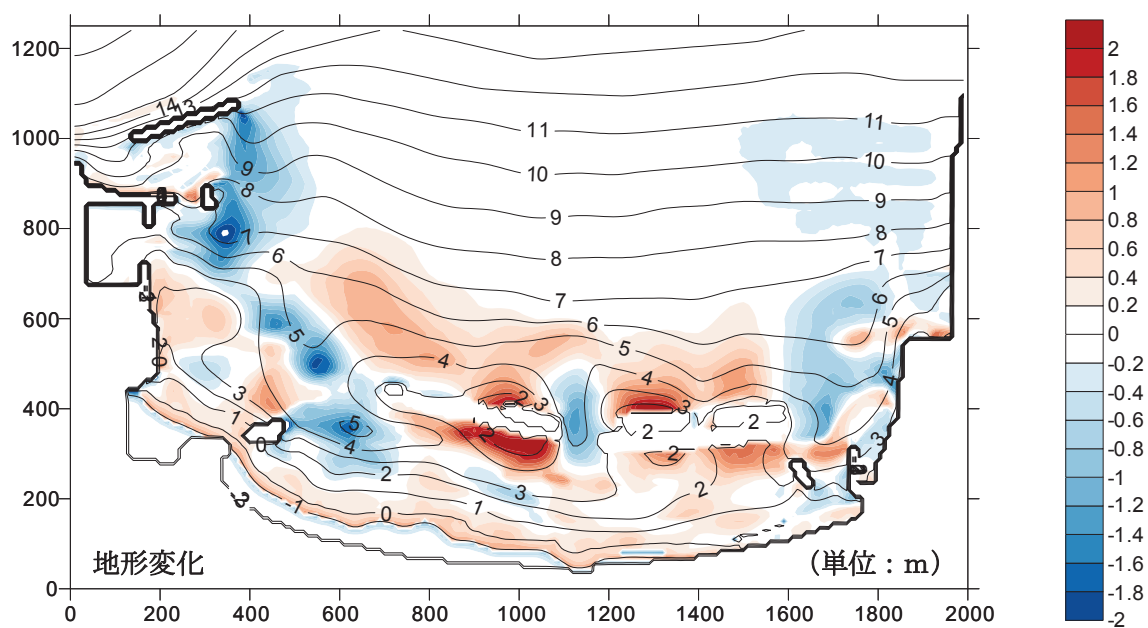


図-5.37 サンドリサイクル実施直後＋冬季波浪後の計算結果（投入位置：B 地点）  
（初期地形図-5.16 との差）（土砂粒径 0.25 mm：仮想）

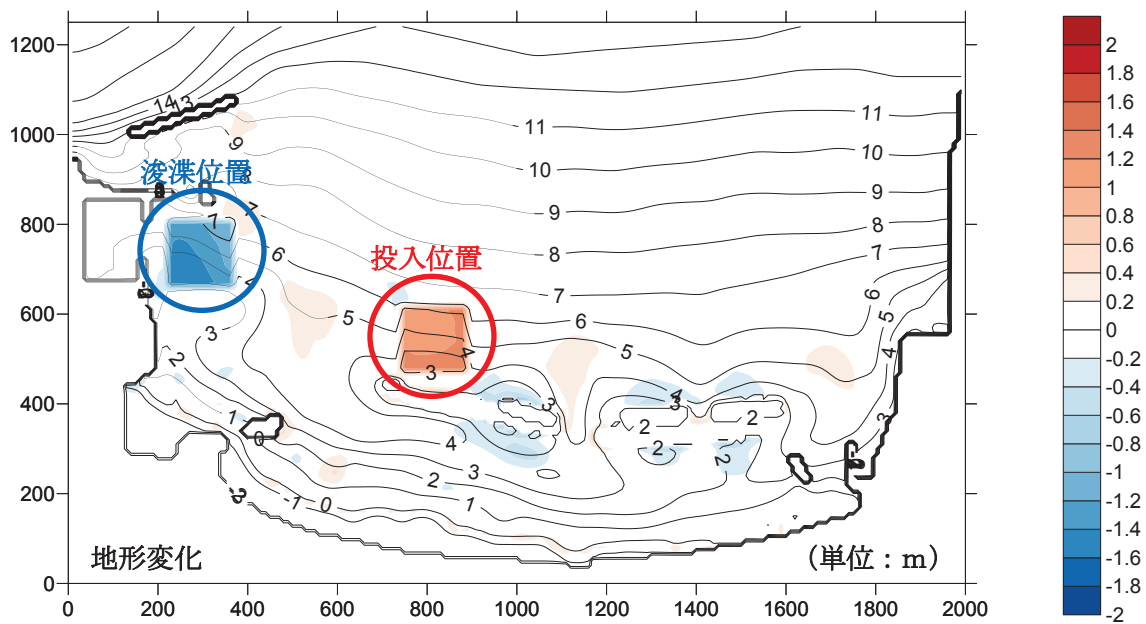


図-5.38 サンドリサイクル実施直後の計算結果（投入位置：C 地点）  
（初期地形図-5.16 との差）（土砂粒径 0.25 mm：仮想）

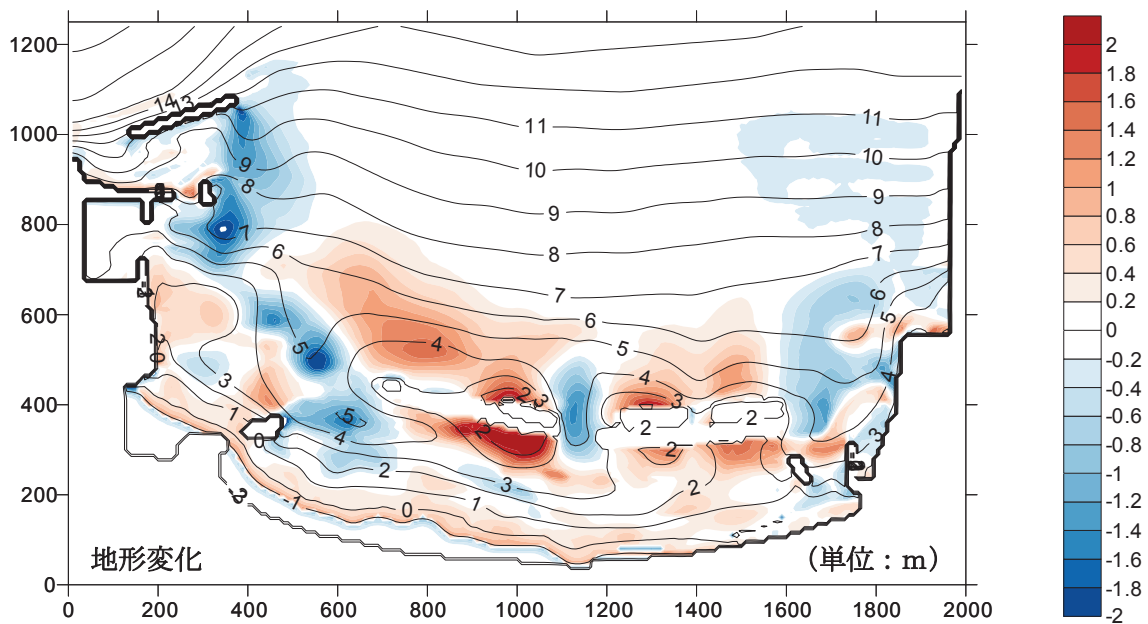


図-5.39 サンドリサイクル実施直後＋冬季波浪後の計算結果（投入位置：C 地点）  
（初期地形図-5.16 との差）（土砂粒径 0.25 mm：仮想）

## 5.6 結語

本研究では、サンドリサイクルに係る土砂の浸漬から海上投入までの過程を考慮した3次元海浜変形予測モデルの構築に取り組んだ。本数値モデルの現地適用性を検証するため、過去の深浅測量結果を初期地形として、一定期間後の地形変化の再現計算を試みた結果、

定性的ではあるが、堆積域の土砂を浚渫し、侵食域へ土砂を投入するサンドリサイクルによる等深線の回復などの地形変化が再現できることが確認できた。

このことより、本数値モデルにより現地の土砂動態の実態に応じた最も適切な浚渫および投入の位置および量（土砂粒径を含む）の検討を可能にした。とくに土砂粒径を変化させた場合における沖合投入土砂の移動予測は、現地において期待が大きい。今後は、検討ケースの幅を広げてさらなる精度向上を図り、定量的な評価を可能にする必要がある。

最後に、サンドリサイクルを効果的かつ効率的に実施して行くため、安価で事前に土砂移動の適正な制御を検証するシステムとして、一連の流れを示したサンドリサイクルの事前評価手法を提案した。この効果として、港湾・漁港における堆積および砂浜海岸における侵食の鈍化・抑制のみではなく、様々な要素を盛り込むことにより、トータルとしてのコスト削減が期待でき、また、地形の変化、環境への負荷、利用者への負担等の影響についても通減・抑制が期待できる。

以下、参考として述べる。ここに至るまでの経過として、第2章ほかに示したとおり、今後の砂浜海岸の保全に当たっては、代替する効果的な対策がない状況であることから、土砂の流れの連続性、土砂収支バランスの確保および回復を図るため、サンドリサイクルが本質的な対策となる。このため、サンドリサイクルの事前評価手法の根幹として、第4章の結果を用いて、本章でサンドリサイクルに係る土砂の浚渫から投入までの過程を考慮した新たな3次元海浜変形予測モデルを構築し、皆生海岸（富益工区）での現地適用確認結果から、現地適用の有用性を確認した。また、サンドリサイクルの実施に当たっては、環境および利用等にも配慮が必要となるため、構築した3次元海浜変形予測モデルを一連の流れに組み込んだ新たなサンドリサイクルの事前評価手法を提案した。

## 参考文献

- 伊藤秀明（1996）：皆生海岸の侵食対策と弓が浜の保全，水工学に関する夏期研修会講義集，pp.B.9.1-19.
- 宇多高明・石川仁憲（2005）：実務者のための養浜マニュアル，（財）土木研究センター，170p.
- 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,S.A.・松原雄平・間瀬肇・Zheng,J.（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)，第66巻，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.
- 榎木亨・李宋燮・出口一郎 (1984) : 河口周辺の海浜流および地形変動モデルに関する研究, 第 31 回海岸工学論文集, pp.411-415.
- 清水琢三・山田晶子・渡辺晃 (1996) : 沿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.
- 田中仁 (1990) : 波・流れ共存場における底面摩擦係数の陽形式近似式, 土木学会論文集, NO.417/II-13, pp.285-288.
- 鳥取県 (2015) : 鳥取沿岸の砂浜海岸復元・港内堆砂抑制に向けた技術検討委員会資料 (第 4 回) .
- 鳥取県県土整備部河川課ホームページ (2016) : 鳥取県東部沿岸土砂管理連絡調整会議 <http://www.pref.tottori.lg.jp/118874.htm>
- 野田英明 (2006) : 昭和 25 年 鳥取県漂砂対策調査委員会「漂砂対策調査報告書」復刻版, 142p.
- 馬場和秋・河村信武・成石活郎 (1968) : 皆生海岸の侵食について, 第 13 回海岸工学講演会講演集, pp.158-162.
- 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.
- 安本善征・宇多高明・松原雄平・佐藤慎司 (2006a) : 鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドラインの策定と実施, 海洋開発論文集, 第 22 巻, pp.415-420.
- 安本善征・宇多高明・松原雄平 (2006b) : 鳥取沿岸の侵食実態と総合的な土砂管理の検討ー千代川右岸流砂系の例ー, 海岸工学論文集, 第 53 巻, pp.641-645.
- 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\_076-I\_080.
- 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.
- Komar, P. D. (1976) : BEACH PROCESSES AND SEDIMENTATION, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 429p.
- Soulsby, R (1997) : Dynamics of marine sands, ThomasTelford, pp.87-95.
- Yoshiyuki Yasumoto , Masamitsu Kuroiwa , Yoko Shibutani , Yuki Osakada , and Yuhei , Matsubara (2016) : 3D Morphodynamic Modeling of a Sand Recycling System,

Journal of Coastal Research, Special Issue, No.75, pp.502-506.

Larson,M , and Kraus,N , ( 1989 ) : SBEACH Numerical model for simulating storm-inducrd beach change,Report1 :Empirical foundation and model development,Technical Report CERC-89-9,US Army Engineer Waterways Experiment Station,CERC.



## 第6章 結 論

鳥取県内の砂浜海岸では、大半の海岸で侵食が深刻化している。一方、港湾・漁港では航路や泊地の埋没が起こり、河口ではその閉塞がしばしば問題となっている。海岸侵食と堆積による各施設の機能障害は表裏一体の関係にありながら、これまでおのおのの管理領域で個別に対策が行われてきた。

このような実態を明らかにし、山地から海岸までの流砂系一貫の立場から、各管理者および利用者が連携しながら解決していくため、鳥取県は全国初の取組として「鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドライン」を取りまとめた。そして、鳥取県は同ガイドラインに基づき各管理者が連携・協力して、構造物の設置を要しない土砂の流れの連続性を確保する対応策（サンドリサイクルやサンドバイパス（以下、「サンドリサイクル」という。））を本質的な対策と位置付けて、従来方式の局所最適化から脱却し、現在に至っている。

しかし、現在のサンドリサイクルは、毎年、多くの予算を費やしている上、代替する効果的な対策がないことから、より効果的かつ効率的なサンドリサイクルの実用化が求められている。財政制約の下で、港湾・海岸等の管理を取り巻く喫緊の課題として、サンドリサイクルの実施に当たって、コストパフォーマンスの良い手法の開発および導入が急務であるといえる。

本研究では、現在、サンドリサイクル以外に代替する効果的な対策がない状況（必要最小限の構造物の設置等を否定しない）を述べ、今後の海岸保全（とくに鳥取沿岸のような細砂で形成される砂浜海岸の保全）に当たって、各管理者および利用者が連携しながら解決していくための新たな総合土砂管理手法を提案（取りまとめ直後に現地適用）するとともに、より効果的かつ効率的に土砂の流れの連続性、土砂収支バランスの確保および回復を図るための事前予測手法を構築し、政策や技術の両面から有用性を確認した。

本章では、本研究で得られた主要な研究成果を述べ、最後に沿岸域における総合土砂管理手法と3次元海浜変形モデルの導入に当たっての現状、今後の展望および課題について述べることとする。

第1章「序論」では、海岸法の制定（昭和31年）から改正（平成26年）までの背景や経過、日本の海岸侵食の実態、現在行われている対策など本研究の背景を述べた。その中で、過去の手法や研究をレビューし、それらの特徴および問題点、今後の海岸保全に求められる手法を示すとともに、本研究の目的について述べた。

第2章「新たな総合土砂管理手法の提案」では、近年の港湾・漁港での砂の堆積と砂浜海岸での侵食の顕在化の現状を明らかにするため、既存資料収集、現地調査等の結果から鳥取沿岸における土砂に関する問題を分析し、土砂移動メカニズムを解明し、土砂移動の

適正な制御の必要性を明らかにした。また、港湾・漁港の航路や泊地の埋没、河口閉塞、海岸侵食など砂に係わる問題を山地から海岸までの流砂系一貫の立場から、国・県・市町村等の各管理者および利用者が連携しながら解決していくための土砂管理計画等の新たな総合土砂管理手法を提案し、現地適用される中で有用性を確認した。そして、第3章以降に示すより効果的かつ効率的な土砂管理手法の必要性を述べた。得られた結果を整理すると次のとおりである。

- 1) 河川からの流出土砂量を考慮した漂砂系の経年的な土砂収支図の作成による量的（土砂量）な視点からの侵食要因の分析方法を提案した。
- 2) その分析結果より、サンドリサイクルによる侵食対策および系外への土砂の持ち出しの禁止を位置付けた土砂管理計画の作成方法を提案した。併せて、県民への情報公開、PDCAサイクルの必要性を述べた。
- 3) 前述の結果より、鳥取県において、河川法、海岸法、港湾法、漁港漁場整備法等の制度上の壁を取り除くことを意識した鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドラインを策定することとなった。これは、全国の先駆けとなった沿岸域における総合的な土砂管理であり、これを契機に他の流砂系で総合的な土砂管理計画が策定された。また、全国的に施設によらない侵食対策（養浜、サンドリサイクル）の方向へ導いた。

第3章「砂除去装置を用いたサンドリサイクル工法に関する研究」では、大型の重機や浚渫船が搬入できない泊地や岸壁沿いの砂浜など土砂の撤去が困難であり、維持管理上の支障を来している場所への対応を視野に入れた新たな浚渫工法を開発した。得られた結果を整理すると次のとおりである。

- 1) 本工法は、鳥取県の地域特性に適合した恒久的なサンドリサイクルシステムの導入を目的とした簡易な装置（鉛直V字型砂除去装置）によるもので、その実用化に向けた試験工事を実施して、現地適用の有用性を確認した。
- 2) とくに長距離排砂を行うために必要な従来のサンドポンプでは、含砂率の制御が困難であったが、従来のサンドポンプに鉛直V字型砂除去装置を取り付けることによって含砂率の制御ができ、長距離の排砂が可能となることがわかった。

第4章「波浪場と海浜流場の数値モデルの適用に関する研究」では、近年、海岸侵食対策（ハード）として設置が進む人工リーフに着目し、人工リーフ背後に発生する流れによる汀線の後退や人工リーフ開口部での離岸流による洗掘を背景として、人工リーフ等の構造物の設置がもたらした現状および今後の解決策を検討するためには、構造物周辺の流況（波浪場と海浜流場）を精度よく把握することが不可欠となる。そこで、開口部の流れに着目した模型実験を実施した上で、開口部の流れの再現性向上のために構築した波と流れの相互干渉を考慮した準3次元海浜流モデルを用いて、流況再現性および現地適用性を検討した。得られた結果を整理すると次のとおりである。

- 1) 模型実験の結果より、開口部では常に冲向きの定常流が発生し、その強さは開口部の幅と天端水深が影響することがわかった。とくに波形勾配が大きいとき、天端水深が浅いほど、開口部の冲向き定常流速は大きくなることがわかった。この結果は、鳥取県の岩美海岸（浦富地区）での人工リーフの天端嵩上げ工事後、開口部の洗掘が進行し始めた原因が離岸流であることを示唆する。
- 2) 構築した本数値モデルの適用性を検討した結果より、模型実験の結果との比較から、パラメータの設定によるが、開口部の冲向きの流れをおおむね再現できることを確認した。
- 3) 同じく、岩美海岸（浦富地区）での人工リーフ開口部における波と流れの現地観測の結果との比較から、本数値モデルは高波浪時において過小評価する場合があるが、観測結果と計算結果はおおむね一致することがわかった。
- 4) 本数値モデルの再現性については、波浪場の計算における回折項および碎波減衰項、海浜流場の計算における摩擦係数および渦動粘性係数などのパラメータの設定が重要であることを付記しておく。

第5章「土砂の浚渫と投入の過程を考慮した3次元海浜変形予測モデルに関する研究」では、近年、海岸侵食対策（ソフト）として導入が進むサンドリサイクルに着目し、その実施に当たっては、現地の土砂動態を考慮して、最も適切な位置から浚渫し、最も適切な位置に投入することが重要となる。そこで、第4章の結果を用いて、サンドリサイクルに係る土砂の浚渫から投入までの過程を考慮した新たな3次元海浜変形予測モデルを構築し、鳥取県の皆生海岸（富益工区）での現地適用性を検討した。また、サンドリサイクルの実施に当たっては、環境および利用等にも配慮が必要となるため、新たに構築した3次元海浜変形予測モデルを一連の流れに組み込んだ新たなサンドリサイクルの事前評価手法（事前に土砂移動の適正な制御を検証するシステム）を提案し、岩美海岸（浦富地区）に現地適用する形でケーススタディーを試みた。得られた結果を整理すると次のとおりである。

- 1) 構築した本数値モデルを用いて再現計算した結果、堆積域の土砂を浚渫し、侵食域へ土砂を投入するサンドリサイクルによる等深線の回復などの地形変化がおおむね再現できることを確認した。
- 3) 本数値モデルにより現地の土砂動態の実態に応じた最も適切な浚渫および投入の位置および量（土砂粒径を含む）の検討を可能にした。
- 4) サンドリサイクルを効果的かつ効率的に実施して行くため、安価で事前に土砂移動の適正な制御を検証するシステムとして、サンドリサイクルの事前評価手法を提案した。
- 5) とくにこの効果として港湾・漁港における堆積および砂浜海岸における侵食の鈍化・抑制のみではなく、トータルとしてのコスト削減が期待できる。また、地形の変化、環境への負荷、利用者への負担等の影響についても逡減・抑制が期待できる。

最後に、本研究における現状、今後の展望および課題について述べる。

本研究において提案した土砂管理計画等を盛り込んだ沿岸域における総合土砂管理手法については、取りまとめ直後に現地適用されているが、次世代の管理者に向けての提案ともいえる。現状では、鳥取県内各地の砂浜海岸で構造物の設置を要しない土砂の流れの連続性を確保する対応策、すなわちサンドリサイクルを本質的な対策として、実施に移行されている。また、現状において、国・県・市町村等の各管理者および利用者から顕著な異論や反論は出ていない。その成果として、土砂の流れの連続性の確保および回復を目指し、関係機関が連携しながら土砂管理等を促進するため、その方策の検討および調整を図る沿岸土砂管理連絡調整会議が、県内の東部・中部・西部の各地域に設置され、毎年度、同連絡調整会議が開催されている。その中で、現在実施しているサンドリサイクルの現状および実施結果が情報共有され、一定の海浜安定効果が認められている。このことから、今後も同総合土砂管理手法の活用が適当である。しかし、近年、発生した爆弾低気圧による冬季波浪によって、一部の砂浜海岸において局所的に浜崖が発生している。これらの海岸についても、海上や陸上からサンドリサイクルを実施しているが、より効果を挙げるための対策を検討する必要がある。今後の課題として、台風や集中豪雨等をはじめとした自然災害リスクの増大など、気候変動による影響は今後ますます多様化、深刻化する可能性があり、地球環境が直面するこれらの諸問題に対応することが望まれる。

つぎに提案した砂除去装置を用いたサンドリサイクル工法については、現状では、現地適用が有効といえる港湾・漁港等を抽出するとともに、サンドリサイクル実施者（土砂管理者）への情報提供および利用促進を行っている。今後の課題として、現地適用の実績を蓄積し、効果の検証・評価、さらなる改良と技術開発という一連の流れを体系化することが望まれる。

最後に提案した3次元海浜変形モデルについては、構造物周辺の流況再現性を向上させた上で、土砂の浚渫と投入の過程を再現することを可能にした数値モデルであり、最も適切な位置および量の検討だけではなく、土砂粒径を変化させた場合における沖合投入土砂の移動予測に関して現地の期待が大きい。また、本数値モデルの活用を盛り込んだサンドリサイクルの事前評価手法は、県内各地の砂浜海岸での導入が期待できる。言い換えれば、沿岸域で起こる侵食と堆積の本質的な対策として用いられるサンドリサイクルの評価手法として、提案した数値モデルの優位性が確認できた。今後、県内各地の砂浜海岸で導入が進めば、港湾・漁港における堆積および砂浜海岸における侵食の鈍化・抑制が期待でき、トータルとしてのコスト削減が期待できる。また、地形の変化、環境への負荷、利用者への負担等の影響についても通減・抑制が期待できる。今後の課題として、サンドリサイクル実施者（土砂管理者）が、本数値モデルの活用を盛り込んだサンドリサイクルの事前評価手法をPDCAサイクルによって継続的に繰り返していくことのほか、PDCAサイクルによって新たな知見を蓄積し、地域特有の気候変動の影響を考慮した本数値モデルによる予測精度の向上を図ることが望まれる。

## 参考文献

鳥取県県土整備部河川課ホームページ（2016）：沿岸の土砂管理

<http://www.pref.tottori.lg.jp/34464.htm>

鳥取県県土整備部河川課ホームページ（2016）：鳥取県東部沿岸土砂管理連絡調整会議

<http://www.pref.tottori.lg.jp/118874.htm>

鳥取県県土整備部河川課ホームページ（2016）：鳥取県中部沿岸土砂管理連絡調整会議

<http://www.pref.tottori.lg.jp/118875.htm>

鳥取県県土整備部河川課ホームページ（2016）：鳥取県西部沿岸土砂管理連絡調整会議

<http://www.pref.tottori.lg.jp/215511.htm>

鳥取県県土整備部技術企画課ホームページ（2016）：鳥取方式のサンドリサイクル工法

<http://www.pref.tottori.lg.jp/205366.htm>



## 謝 辞

著者が海岸工学を専攻することになったきっかけは、学部4年時に海に関連した卒業研究に携わり、その後、鳥取県職員になって暫くして海岸保全に関する仕事の中で、後述させていただく先生方のご協力の基に、本研究の礎となる鳥取沿岸の土砂問題の分析と鳥取沿岸の総合的な土砂管理ガイドラインの策定という成果に繋がったものです。その過程で、日本全国の砂浜海岸において海岸侵食が異常なスピードで進んでいることを目の当たりにしました。こうした背景の基で、砂浜の保全および再生に役立てたいという意識を強く持って、本研究を遂行することができました。

本研究を進めるに当たって、研究のきっかけを与えていただくとともに、研究の方法、考え方、まとめ方など終始にわたり常に温かくご指導、ご助言を賜りました鳥取大学産学・地域連携推進機構長（鳥取大学大学院工学研究科教授） 松原雄平 先生に甚大なる謝意を表します。また、鳥取大学副学長（鳥取大学大学院工学研究科教授） 杢見吉晴 先生には、博士後期課程の入試段階からのメンタル面でのフォロー、そして、本論文をまとめるに当たって有益なご意見をいただき、甚大なる謝意を表します。

本研究の遂行に当たって、終始にわたって懇切丁寧なご指導を賜るとともに、とくに数値解析について多くのご検討やご助言をいただいた鳥取大学大学院工学研究科教授 黒岩正光 先生に甚大なる謝意を表します。また、本研究に使用する機材の整備および事務的な手続き等についてご協力をいただいた鳥取大学海岸工学研究室 山本真二 技術員に甚大なる謝意を表します。さらに、同研究室の皆様からは励ましのお言葉をいただくなど大変お世話になりました。その中で、当時の鳥取大学大学院生 津留秀臣 氏（現 いであ(株)）、小坂田祐紀 氏（現 いであ(株)）には、模型実験および数値解析においてご協力いただき、感謝の意を表します。

また、本研究では、波浪場の計算において京都大学教授 間瀬肇 先生の数値モデルを使用させていただきました。そして、本ガイドラインの策定段階においては、前述の先生方をはじめとし、(一財)土木研究センター常務理事 宇多高明 先生、東京大学教授 佐藤慎司 先生ほか、多くの研究者の皆様にご指導、ご助言を賜りました。その中で、鳥取沿岸の土砂問題の分析と土砂移動メカニズムの解明等においては、(株)建設技術研究所海岸海洋室 原文宏 室長ほか、同室の皆様にご協力をいただきました。砂除去装置の開発においては、国立研究開発法人港湾空港技術研究所 栗山善昭 所長、野口仁志 特別研究主幹に多大なるご支援をいただきました。ここに感謝の意を表します。

さらに、鳥取県総務部および同県土整備部の関係者の方々には、本務である鳥取県の仕事を優先しつつも、自主的な研修として勤務しながら正規の勤務時間以外の時間に鳥取大学大学院工学研究科博士後期課程（社会基盤工学専攻）において、3年間という長期間にわたって修学することをご理解、ご支援いただき、深く感謝します。

最後に、博士後期課程への修学および本研究を進めるに当たって、常に温かく見守ってくれた家族に心から感謝します。そして、2016年2月に永眠した父に本研究を見せられなかったことを悔やますが、永眠する当日まで陰で支えてくれたことに心から感謝します。

