

集中豪雨等による洪水発生形態の変化が河床抵抗及び治水安全度にもたらす影響と対策に関する研究

研究予算：運営費交付金(一般勘定)

研究期間：平 23～平 27

担当チーム：寒地河川チーム

研究担当者：船木淳悟、川村里実

【要旨】

出水時における河床形態の変遷は、河道内の流れに対する形状抵抗を大きく変動させ、水位の変動に大きな影響を与える。そのため、河床形態の変遷を把握することは河川防災上の観点から非常に重要である。特に近年、ゲリラ的集中豪雨により大規模な洪水災害が頻発しており、様々な流出パターンに応じた河床形態の変遷およびそれに伴う形状抵抗の変動を把握することが重要な課題となる。しかしながら現状では実河川における洪水時の河床形状に関する時空間的変遷を示す情報自体が不足している。本研究では、安価で低リスクの洪水時河床形態観測手法を提案した。また、出水時におけるこのような河床形態の変遷を定量的に予測するためには、小規模河床形態を再現する数値解析河床変動モデルが必要不可欠である。本研究では、鉛直二次元流れにおける河床変動数値モデルの構築を行った。

キーワード：小規模河床形態、現地観測、音響測深、鉛直二次元流れ、河床変動数値計算

1. はじめに

出水時に発生する小規模河床形態は、河道内の流れに対する形状抵抗の支配的要因となり、水位の上昇に大きな影響を与える。そのため、河床形態の変遷を把握することは河川防災上の観点から非常に重要である。特に近年、ゲリラ的集中豪雨により大規模な洪水災害が頻発しており、様々な流出パターンに応じた河床形態の変遷およびそれに伴う形状抵抗の変動を把握することが重要な課題となる。

しかしながら、実河川で出水時の河床形態を具体的に観測した例は、木下¹⁾らが昭和56年出水時に石狩川河口部で実施した他にはほとんどなく、実河川における出水時の河床形状データの取得は重要である。出水時における観測は、安全面でもコスト面でも大きなリスクを伴うため、出水時の河床形状観測には、安価で低リスクの洪水時河床形態観測手法の開発が必要である。本研究では、安価な市販の魚群探知機を応用した小型の音響測深システムをラジコンボート上に構築することで、遠隔操作で河床形態を観測する手法を提案し、その有効性を検討した。

また、出水に応じた河床形態の変遷やその抵抗による水位上昇量を定量的に予測するためには、小規模河床形態を再現する数値解析河床変動モデルが必要不可欠である。本研究では、鉛直二次元流れにおける河床変

動数値モデルを構築し、モデルの再現性を検証した。

2. 留萌川下流部河床形状の観測調査

2.1 小型音響測深システムによる河床形状観測

洪水時に河床の標高情報を空間的に把握することは困難を伴い、これまでの観測例では浮体や船体に取り付けた音響測深機¹⁾による大局的な河床形状の把握などに限られていた。水面下の地形に対する面的計測法としては、マルチビームソナーを適用した高解像度の測量が普及しつつあるが²⁾、現状では有人による操船が一般的である上に観測機器が非常に高価であり、出水時における運用は安全面でもコスト面でも大きなリスクを伴う。本研究では、市販の魚群探知機を応用し、小型の音響測深システムをラジコンボート上に構築することで、安価で低リスクの洪水時河床形態観測手法を提案するとともに、留萌川河口部の河床を対象にその有効性の検討を行った。

2.2 調査領域および調査期間

調査対象河川は、北海道内の一級河川である留萌川である(図-2.1)。本研究での調査領域は、日本海に面した留萌川河口付近の留萌橋下流からKP-2/0の300mほどの区間とした(図-2.2)。この領域を含んだ河口部では、2011年4月より先行して留萌開発建設部によりマルチビーム測量が実施されており、非常に詳細な河

床形状観測結果が蓄積されつつある。また河道の平面形状は直線的であり、河床形態の変遷に関して蛇行などに由来する複雑な流れの影響を受けにくいと考えられる。このため観測結果の河床地形を検討するにあたり、対象領域が有する研究遂行上の利点として、十分に詳細な初期状態の把握が可能であること、流量やハイドロといった基本的物理量以外に考慮すべき項目が少ないことなどが挙げられる。

調査は2011年の9月29日から12月28日までの間に大規模な出水が生じた場合に（20mm/h程度の降雨を出勤の目安とした）観測のための出勤を行う予定であった。実際には期間中には大きな出水が無かったため、9月初旬に発生した出水後の状況確認のために、10月21日と12月8日の2回に渡り観測を行った。留萌橋下流近傍に設置したADCPによる流速分布は、上げ潮時、下げ潮時ともに0.75m/sを下回っており、流況としては、どちらの観測日も平水状態であった。このうち、12月8日の観測に関しては、直後の12月14日に留萌開発建設部によるマルチビーム測量が行われており、提案する河床形状観測手法との比較検討が可能であった。

2.3 観測手法

2.3.1 観測機器

本研究では寒地土木研究所所有のエアポート型のラジコンボート上に魚群探知機を中心とした音響測深システムを構築し、河床形状の観測を行った。図-2.3にシステム構成の概要を示す。システムは、主に河床形状観測用の機器類、測深箇所を正確に把握する為の高精度GPS機器類、また図中に示されていないが流況観測のためのADCP機器類により構成されている。河床形状観測の機器構成は船内に設置された市販の魚群探

知機（Lowrance製HDS-8）を中心としており、HDS-8の端子から、船底に取り付ける音響測深用発振器（50/200kHzスキマー型振動子）、後述するStructure Scanシステム、観測情報記録用のデータロガー（ハイドロシステム製）が接続されている。データロガーには、観測中の測深データとGPS時刻等が記録される。HDS-8自体にもGPS機能は接続されており（IKKI-RSおよび本体内蔵GPS）単体での位置情報の取得は可能であるが、河床形状の空間的特徴を精度良く取得することを目的に高精度GPSとの併用を行った。本研究ではこの目的に叶うGPSとして、RTK-GPSシステムを用いた（Nikon製Trimble5700）。RTK-GPSでは、地上に設置した基地局とボート上に設置した移動局が通信を行うことで、移動局の基準局に対する相対的な位置情報を精度良く取得する。その際に、既知の位置情報を有する地点を基準点とすることで（本研究では留萌川左岸KP0.2の距離標を基準点とした）、取得した相対位置からボートの絶対的な位置情報を得るものである。なお、本システムではHDS-8を中心とした測深システムとRTK-GPSシステムは直接的な接続を行ってはいないが、後処理の際にデータロガーに蓄積されたHDS-8の測深情報とRTK-GPS側の位置情報を両者のGPS時刻によって同期を取ることで、測深結果に正確な位置情報を付与している。類似した魚群探知機を用いた観測システムは海岸地形測深での実例が存在するが³⁾、本研究ではラジコンボートという積載量に制限のあるプラットフォーム



図-2.1 留萌川河口部位置



図-2.2 留萌川河口付近における調査領域

を用いることから、提案システムはさらに簡便な構成を取った。またRCボートにプリズムを搭載し、トータルステーションによる追尾から位置測定を行う構成⁴⁾と比較しても、機器構成は簡略化されていると考えられる。

Structure Scanシステムは、非常に簡便なダウンサイドルック型のイメージングスキャナであり、455/800kHzの振動子を用いて水面下の状況を連続的に

可視化するものである。本研究では河床地形の定性的把握を目的として設置した。図-2.4に本研究での観測時（2011年12月8日第1セッション）における河床に沈降した物質の可視化結果を示す。

写真-2.1に、観測時のRCボートの状況を示した。前述のように、本研究ではボートの形状としてエアープート型のものを用いた。同型の船体は動力部分が水中に存在しないため、浮遊物によるスクリューの破損

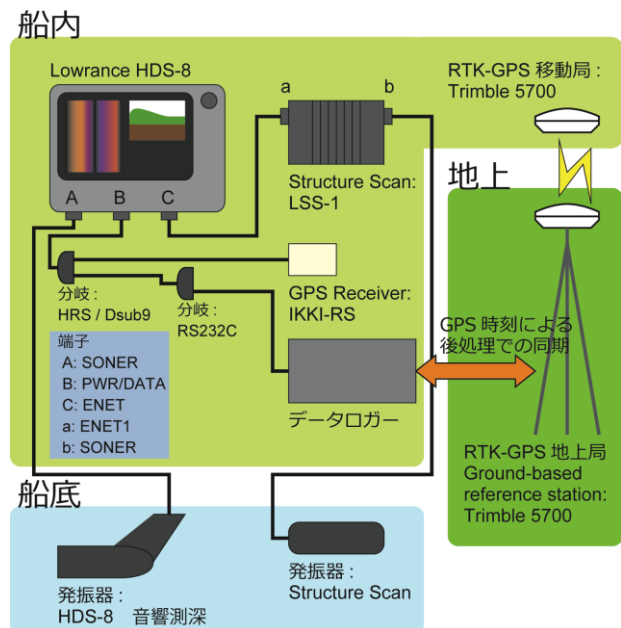


図 - 2.3 河床形状観測システム構成概略図



写真 - 2.1 観測時の RC ボートの様子

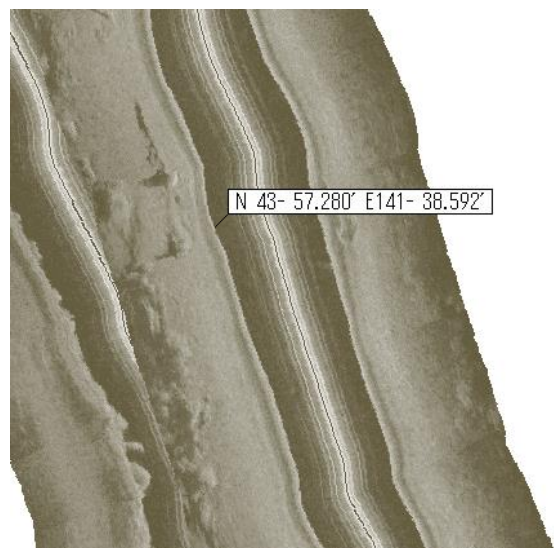


図 - 2.4 Structure Scanによる河床の可視化（2011年12月8日第1セッションで観測された沈降した物体を可視化）

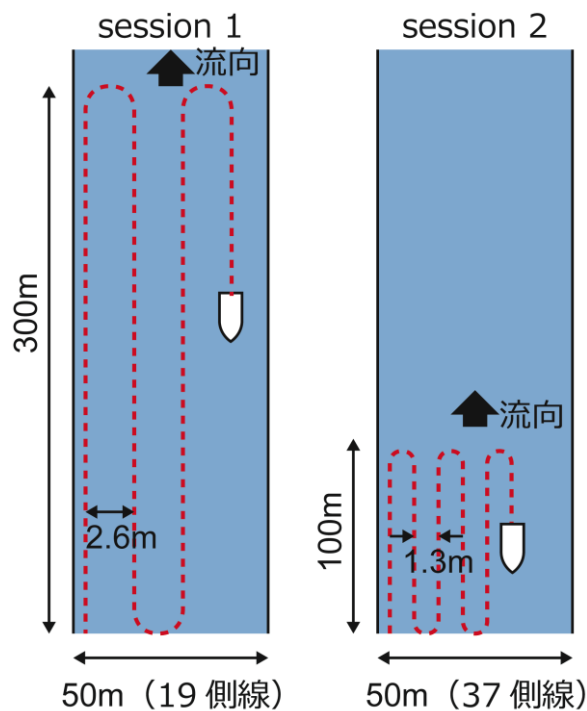


図 - 2.5 RC ボートによる走査の模式図

などの影響を受けにくい。本研究では出水時の状況下で安全かつ高速な観測を可能とすることを目的としてシステムの構築を行ったため、エアボート型の船体

を選定した⁵⁾。

2.3.2 観測手順

HDS-8に搭載された測深システムは基本的にシングルビームとして測深情報の取得を行うため、単純に直線上にボートを移動させて観測を行った場合には水深情報が1次元的に並んだ結果しか得られない。このため、本研究ではRCボートを複数回縦断方向に往復させることで、走査的に深度情報を取得し、面的な河床形状の把握を試みた。この際、走査時の測線の粗密による観測結果の精度差を検討するため、1回の出動で2回の異なる走査方法を試みた。図-2.5~2.7は走査設定の違いによる測線の粗密差を示したものである。1回目の観測では(第1セッションとする)、縦断方向には観測領域全域(流下方向に300m)を網羅するが、側線の横断方向の数は比較的少なく、粗い測線の密度となっている。一方で2回目の観測(第2セッションとする)では、縦断方向の距離は設定された調査領域の3分の1程度に抑制するものの、横断方向の測線数は1セット目の2倍程度とし、空間的な解像度を高めた。測定に要する時間は、どちらの場合も1時間から2時間程度であった。

このように走査的に得られた水深の情報を、RTK-GPSによって得られた水平方向と水位の情報で処理することで、河床の標高を平面的に取得した(図-2.8)。ここで河床標高は、「RTK-GPSから得られたGPSアンテナ標高値-(HDS-8による測深結果+喫水から発振器までの距離+GPSアンテナから喫水までの高さ)」となる。次に、GISソフトウェア(ESRI社ArcGIS10)に含まれる空間情報処理の機能を用いて観測点間を補間することでラスターデータ(行と列で整理された格子状データ)を作成し、河床形状のコンター図を作画した。



図-2.6 2011年12月8日第1セッションにおけるHDS-8による測深点



図-2.7 2011年12月8日第2セッションにおけるHDS-8による測深点

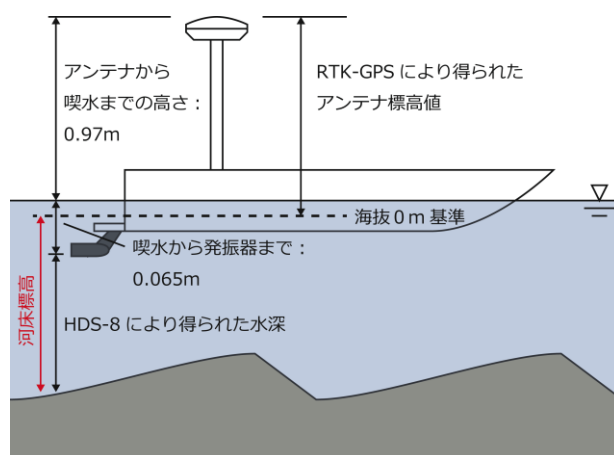


図-2.8 標高の算出

なお、2011年12月8日の観測でHDS-8により得られた標高値を、同年12月14日に留萌開発建設部により行われたマルチビーム測量の結果と比較した場合に、全体にHDS-8による結果が30cmほど高い標高値を示した（この間に大規模な出水は生じていない）。

両者ともにRTK-GPSにより絶対的な標高値を算出しているが、基準点として用いた標高が本研究での測深システムの場合は左岸KP0.2の距離標によるもの、マルチビーム測量の場合は電子基準点によるものと、差異が存在する。現在のところその他の複数の要因を含め、これらの差異が標高値の差を生じるという明確な因果関係を得ていない。本研究では、提案する測深システムによる標高の絶対値として、得られた結果に対して便宜的に30cmのマイナス方向の補正を行ったものを用いた。

2.4 観測結果

2.4.1 河床形状

観測結果の概要に関して12月8日に行われた観測の第1および第2セッションの結果を示す。図-2.9はHDS-8により測定された標高値のプロットに対して、GISソフトウェアを用いて逆距離加重：Inverse Distance Weighted (IDW)法を適用することで補間を行い、作成されたラスターデータ（メッシュサイズ：0.2m）上に河床標高コンターを作図したものである。また図-2.10は図-2.9に示された標高値を基に、GIS上で陰影図を作成した結果である。同様に、図-2.11は、ラスターデータとしてあらかじめ処理された12月14日のマルチビーム測量結果（メッシュサイズ：0.2m）に対してGISソフトにより河床標高コンターを作図したものであり、図-2.12は図-2.11のラスターデータから陰影図を作図したものである。HDS-8による結果のsession2の値と、マルチビームによる標高の値に関して、両者の差の二乗平均平方根の値は河道の低水路部で $xRMS=0.078$ となった。コンター図および陰影図の結果をHDS-8によるものとマルチビーム測量によるもので比較を行うと、元のデータが有する空間的な測定間隔の違いから（HDS-8 session2：流下方向に1.9m程度×横断方向に1.3m程度、マルチビーム：0.2m格子）、その詳細さ、明瞭さに関してマルチビームによる結果が優れていることが確認出来る。一方で、情報量に劣るHDS-8による観測においても、河床波と見られる地形の位置や傾向に関して十分に判読可能な結果を示していることが確認出来る。

2.4.2 スペクトル解析による検討

留萌橋から流下方向に150mほどの仮想的な縦断測

線をとって、12月8日のHDS-8による観測結果（2セッション分）を補間して得た0.2mメッシュのラスターデータの各点、および12月14日のマルチビーム測量に対する0.2mメッシュのラスターデータの各点の結果から、測線近傍の点を抽出した。これらの抽出点の位置と標高を1次元的に並べることで、河床標高の1次元プロフィールを作成した。このデータに対して、横軸に測線最上流点からの距離を取り、縦軸に標高値を取ってプロットしたものが、図-2.13である。同様に留萌橋から80mほど下流の地点で仮想的な横断測線をとって、各ラスターデータの点から側線近傍の点における位置と標高を1次元データとして抽出した。こちらのデータに対して、横軸に左岸からの距離を取り、縦軸に標高値を取ってプロットしたものが、図-2.14である。HDS-8による測量では補間されたラスターデータの格子幅は0.2mではあるが、元となるデータの縦断方向のピッチは1.9m程度であり、マルチビーム測量の結果が0.2m幅で解像されていることと比較すると、補間されたデータの情報量が少ないことは明らかである。しかしながら縦断的な標高プロフィールに関して図-2.13に示された範囲では、HDS-8による第1セッションの結果も、第2セッションの結果も、マルチビーム測量の結果から得られた標高に十分に追従していることが分かる。一方で図-2.14に示した横断方向の標高プロフィールに関しては、当然ながら空間解像度の違い（図-2.5中の測線間隔）が分布の精度に現れており、マルチビーム測量の結果が示す地形上のピークを、HDS-8による観測結果はどちらのセッション結果も十分に捉えられていない。

このような標高プロフィールの特性に関して定量的な評価を行うために、フーリエ変換によるスペクトル解析を試みた。解析の対象となった入力値は図-2.13と図-2.14に示されたものである。解析には、表計算ソフト（MS Excel）の高速フーリエ変換を用いた。図-2.13に対する結果を図-2.15に、図-2.14に対する結果を図-2.16に、それぞれ示す。図-2.15の結果からは、HDS-8の示す縦断方向の標高分布に対するスペクトルが、第1セッションの場合も第2セッションの場合も、マルチビーム測量の結果に対するものと良く一致しており、HDS-8による観測結果の波数情報が正確であることを示していると考えられる。一方で図-2.16に示す横断方向の標高分布に対するスペクトルに関しては、第2セッションから第1セッションへと空間的な解像度が低下するのに対応して、マルチビーム測量の結果に対するスペクトルから逸脱していくことが確認された。この結果から、河床形状の変化が縦断方向に卓

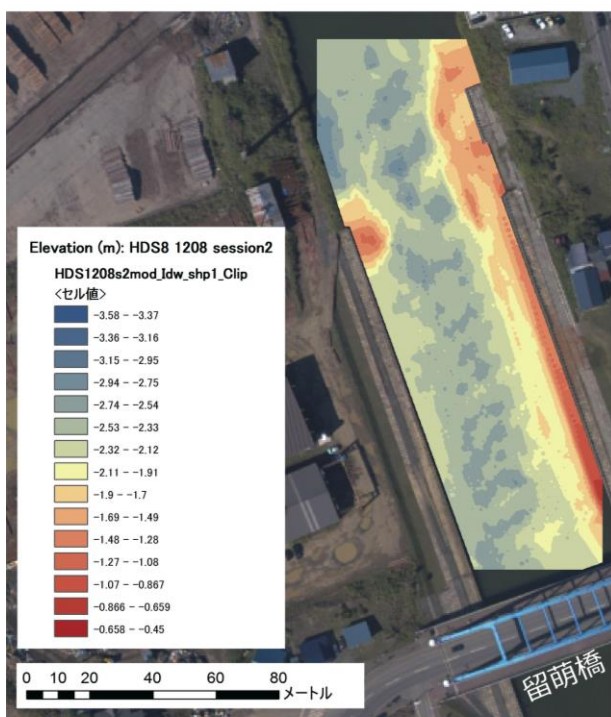
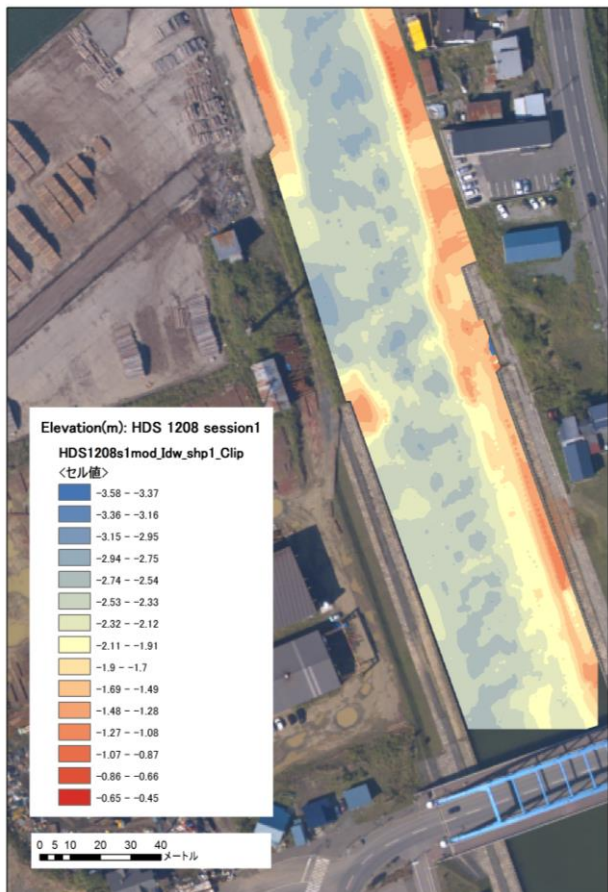


図 - 2.9 HDS-8による観測結果 (2011年12月8日)を
 基于 IDW法を用いて補間することで得られた河床標
 高コンター: 上図 session1、下図 session2

図 - 2.10 HDS-8による観測結果 (2011年12月8日)
 を基于 IDW法を用いて補間することで得られた標高値
 に対する陰影図: 上図 session1、下図 session2

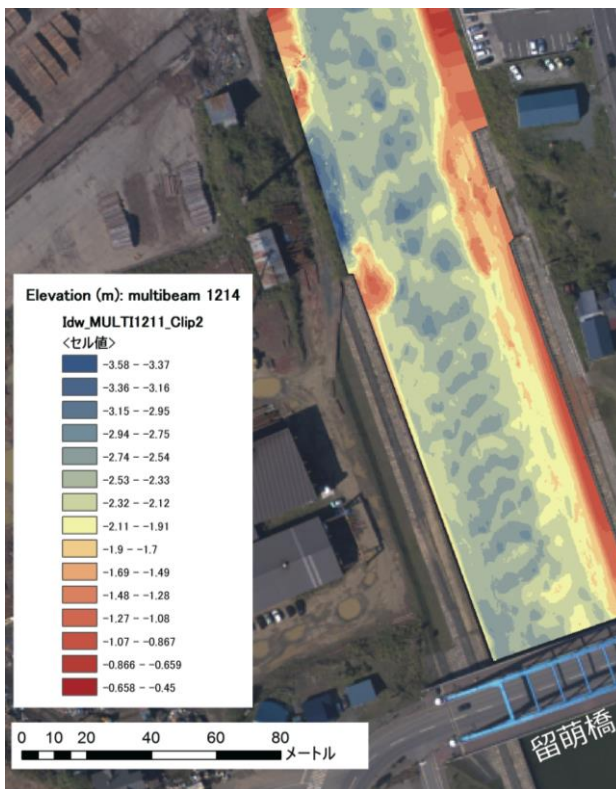


図 - 2.11 留萌開発建設部によるマルチビーム測量観測結果 (2011年12月14日) 河床標高コンター

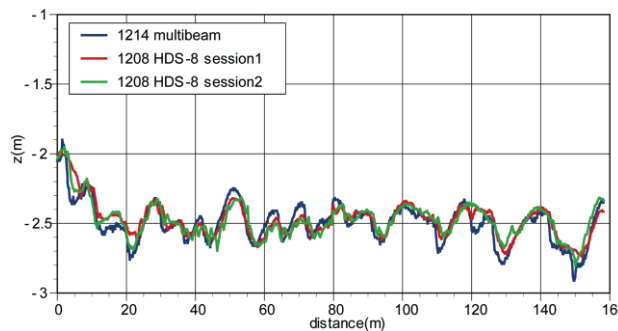


図 - 2.13 留萌橋下流 150m 区間の水路中央縦断形状

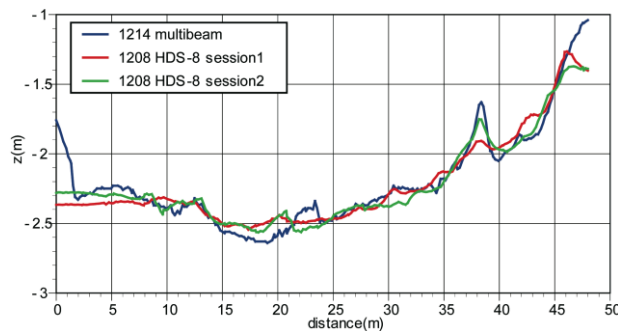


図 - 2.14 留萌橋から 80m 下流での横断形状



図 - 2.12 留萌開発建設部によるマルチビーム測量観測結果 (2011年12月14日) 標高値陰影図

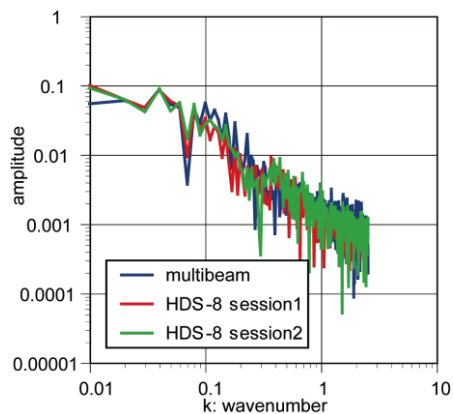


図 - 2.15 縦断形状 (図 - 2.13) に対する FFT 結果

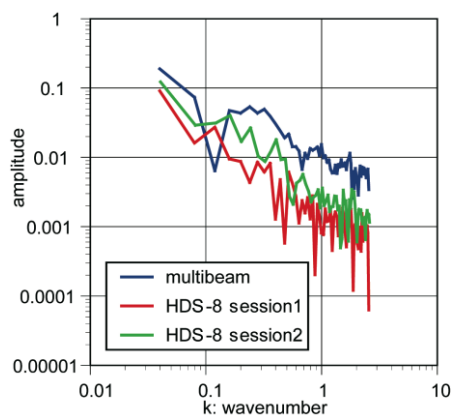


図 - 2.16 横断形状 (図 - 2.14) に対する FFT 結果

越する状況下では、HDS-8による観測結果を元とした定量的検討は有効な結果を示し得るが、横断方向の形状変化に対して同様の手法を用いた場合は現象の特性を十分に反映できない可能性があり、本手法を適用する際には留意する必要がある。

3. 小規模河床形態を再現する河床変動モデル

3.1 鉛直二次元流れ河床変動数値計算モデル

出水時における河床形態と形状抵抗の変動を定量的に予測するためには、河床波のような小規模河床形態を再現できる河床変動数値計算モデルの構築が必要不可欠である。特に、河床形態に伴う形状抵抗による水位上昇量を定量的に予測することが目的である本研究においては、単に河床形態を再現するだけではなく河床変動に伴う水位変動をも再現する必要がある。本研究では、自由水面下での流下方向および鉛直方向の二次元流れにおける河床変動数値計算モデルを構築し、河床形態および水位上昇量の再現性を検証した。

これまでいくつかの手法^{7), 8), 9), 10), 11)}で河床波の再現計算が行われる中で、流砂の非平衡性が重要な要素の一つであることが明らかになりつつある。本研究では、Giri and Shimizu⁹⁾に従った鉛直二次元流モデルを用い、小規模河床波上における砂粒の跳躍を簡便な方法で表現した非平衡流砂モデルを適用することで河床変動モデルを構築し、その適用性を検討した。本研究での検証には、平成24年6月に国土交通省北海道開発局によって十勝川千代田実験水路で行われた河床変動特性実験での観測結果を用いることとした。

3.2 非平衡流砂モデル

3.2.1 平衡流砂量式

流砂が平衡状態であれば、流砂量は砂粒の pick-up rate と step length を用いて次のように表される。

$$q_b^* = p_s^* L_s^* \quad (1)$$

ここで、 q_b^* は無次元流砂量 ($= q_b / \sqrt{gRd_s^3}$)、 q_b は流砂量、 R は砂の水中比重、 d_s は粒径)、 p_s^* は無次元 pick-up rate ($= p_s / \sqrt{gRd_s}$)、 L_s^* は無次元 step length ($= L_s / d_s$) である。中川・辻本¹²⁾は粗砂の pick-up rate を次式で表している。

$$p_s^* = 0.02\tau_* (1 - 0.7\tau_{*c} / \tau_*)^3 \quad (2)$$

ここで、 τ_* は無次元掃流力で、 τ_{*c} は無次元限界掃流力である。中川・辻本⁷⁾は pick-up rate を単位時間の河床から離脱する砂粒の個数として定義しているが、これに $d_s A_3 / A_2$ (A_2 、 A_3 はそれぞれ 2 次元、3 次元の形状係数) を乗じて単位時間に離脱する砂粒の量と

して無次元化したのが上式である。また、Fernandez Luque and Van Beek¹³⁾の実験では、pick-up rate は次のように表される¹⁴⁾。

$$p_s^* = 0.02(\tau_* - \tau_{*c})^{1.5} \quad (3)$$

この実験では deposit rate が測定され、平衡状態では pick-up rate が deposit rate と等しい関係にあることから Seminara¹⁴⁾が上式を示している。step length については、中川・辻本⁷⁾は粒径の 50~250 程度であるとし、Fernandez Luque and Van Beek¹³⁾の実験では 288 倍程度であることが示されている。

平衡流砂量式は、式(1)の Einstein 型で表される他にも、芦田・道上式に代表される抗力モデルや次の Meyer-Peter and Müller 式¹⁵⁾としてよく知られている実験式が提案されている。

$$q_b^* = \alpha(\tau_* - \tau_{*c})^{1.5} \quad (4)$$

ここで、Meyer-Peter and Müller¹⁵⁾は $\alpha = 8$ とし、Fernandez Luque and Van Beek¹³⁾の実験では $\alpha = 5.7$ としている。また、Wong and Parker¹⁶⁾は Meyer-Peter and Müller の実験データを再度見直し $\alpha = 4$ に修正されることを指摘している。

Seminara¹⁴⁾は、Fernandez Luque and Van Beek¹³⁾の実験結果を用い、式(1)、(3)および(4)より step length が $L_s^* = 286$ と算定でき、この値は実験で実際に観測された step length の値 ($L_s^* = 288$) とほぼ一致することを考察している。このように、測定された step length と pick-up rate の積 (式(1)) が直接計測された流砂量に一致することが確認される。

3.2.2 非平衡流砂量式

中川・辻本¹²⁾の提案する非平衡流砂量は次式で表される。

$$q_b = \int_0^\infty p_s(x-s) \int_s^\infty f_s(x') dx' ds \quad (5)$$

ここで f_s は次のような step length の確率密度関数である。

$$f_s(s) = 1/L_s \exp(-s/L_s) \quad (6)$$

結局、非平衡流砂量式は次のように表される。

$$q_b^* = \int_0^\infty p_s^*(x-s) L_s^* f_s(s) ds \quad (7)$$

上式は、流下方向に一樣な状態では式(1)に一致する。

本研究では、小規模河床波を形成する流砂の非平衡性のスケールは step length よりもずっと小さいと考え、跳躍距離を単位とするモデルの適用を試みる。跳躍距離は、前出の Fernandez Luque and Van Beek¹³⁾の実験で

は粒径の平均 16 倍程度とされる一方で、Nino ら¹⁷⁾は τ_*/τ_{*c} との関連性を示唆し、Sklar and Dietrich¹⁸⁾はいくつかの実験データを整理することによって次式を提案している。

$$l_s^* = 8.0(\tau_*/\tau_{*c} - 1)^{0.88} \quad (8)$$

ここで、 l_s^* は無次元跳躍距離 ($=l_s/d_s$) である。彼らは岩床を対象に $\tau_{*c} = 0.03$ としている。岩床が対象ではあるが、跳躍距離の特性をある程度表していると考えられる。

非平衡流砂モデルで跳躍距離を単位とする場合、対応する (河床との衝突後の停止を伴わない離脱も含めた) pick-up rate を適用する必要がある。中川・辻本が micro step 長をモデルの単位とした際には、砂粒が step length の距離を移動する間、micro step 毎に停止せず継続して移動する量をその場の pick-up rate に加えた見かけの pick-up rate を推定している。しかし、河床波のように比較的狭い範囲で河床が大きく変動する場合、移動し始めた砂粒が必ず step length の距離を停止せずに移動するとは考えにくい。本研究では、砂粒が停止することなく移動する距離は少なくとも跳躍距離と考える。一跳躍後に移動が継続する量も新規に移動を開始する量も合わせた pick-up rate p_e^* を定義し、step length を跳躍距離に置き換えた式形で表す。平衡状態では、跳躍距離 (l_s^*) とそれに応じた pick-up rate (p_e^*) の積はやはり平衡流砂量に一致するため、次の関係が成立する。

$$p_e^* = q_b^*/l_s^* = \alpha(\tau_* - \tau_{*c})^{1.5}/l_s^* \quad (9)$$

非平衡状態においても局所的には pick-up rate (p_e^*) は上式で与えられると考え、非平衡流砂モデルに適用する (本研究では $\alpha = 5.7$ とした)。跳躍距離の確率密度も step length と相似であるとし、式(6)において L_s を l_s に置き換えることとする。この時、非平衡流砂量は次式で表される。

$$q_b = \int_0^\infty p_e(x-s) l_s f_s(s) ds \quad (10)$$

ここで、 l_s が空間的に変化する場合は 地点の値をと

表-3.1 再現計算に用いた跳躍距離

ケース	l_s^*	特徴
2	16 ¹³⁾	非平衡流砂量, l_s^* :一定
3	式(8) ¹⁸⁾	非平衡流砂量, l_s^* : τ_* の関数

る。このとき、deposit rate (p_d) は次式で表される。

$$p_d = \int_0^\infty p_e(x-s) f_s(s) ds \quad (11)$$

3.2.3 河床変動モデル

平衡流砂量式による河床高時間変化は次式で表される。

$$(1 - \lambda_p) \partial \eta / \partial t = -\partial q_b / \partial x \quad (12)$$

また、Fredsoe⁶⁾は式(4)の Meyer-Peter and Müller 式に次のように局所勾配の影響を考慮している。

$$q_b^* = \alpha(\tau_* - \tau_{*c} - 0.1 \partial \eta / \partial x)^{1.5} \quad (13)$$

非平衡流砂モデルでは、河床高時間変化は次式で表される。

$$(1 - \lambda_p) \partial \eta / \partial t = -(p_e - p_d) \quad (14)$$

また、式(10)の空間微分は以下の式(15)のようになるため、式(12)と(14)は数学的に等価であることがわかる¹²⁾。

$$\frac{\partial q_b}{\partial x} = p_e(x) - \int_0^\infty p_e(x-s) l_s f_s(s) ds \quad (15)$$

3.3 計算モデルの概要

本研究で提案する河床変動モデルの概要は次のとおりである。鉛直二次元流れは Giri and Shimizu⁹⁾、Giri ら¹⁰⁾や山口ら¹¹⁾と同様のモデルを用い、河床変動モデルには上述の非平衡流砂モデルを適用する。表-1 に示

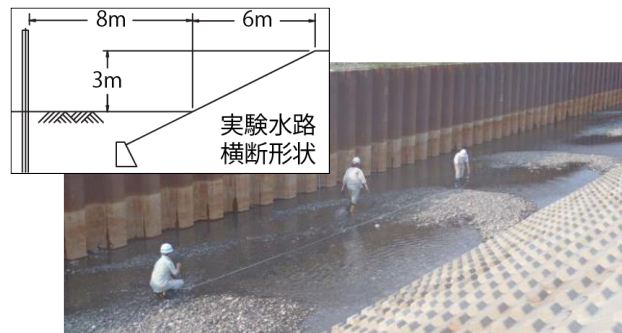


写真-3.1 実験終了時に見られた河床波形状および水路横断面形

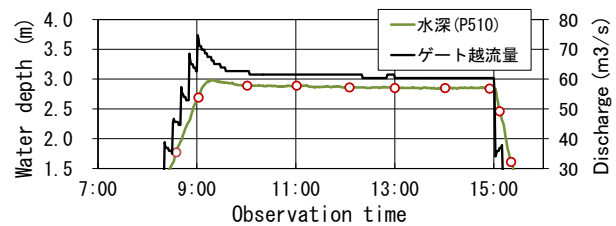


図-3.1 ゲート越流量および観測された水深

すように跳躍距離を一定としたケース1と式(8)に従っての関数として与えたケース2を設定した。各ケースについて千代田実験水路で実施された実験の再現計算を行った。

3.4 千代田実験水路河床変動特性実験の再現計算

3.4.1 実験の概要と観測された河床波形状

十勝川に設置された実物大河川実験施設である千代田実験水路で平成24年6月に国土交通省北海道開発局によって河床変動特性実験が行われた。水路勾配は1/500で、河床材料は2008年調査時点で平均粒径0.017~0.025mを示す¹⁹⁾。

写真-3.1は実験終了直後の河床であり、波長10~12mで波高20~30cm程度の形状が見られる。ここで水路横断形を図示したように、右岸側は護床ブロック、左岸側は矢板で仕切られている。図-3.1に上流側のゲート越流量と水深を示す。図-3.1中の赤丸の時刻で図-3.2に示すような詳細な河床形状がマルチビームで観測された。図-3.2では、波長が10m程度の河床波形状が確認できるが、河道中央より左岸側は側岸の矢板の影響で河床形状も大きく乱されている。図-3.3にマルチビームで観測された縦断形状(矢板の影響が比較的小さい河道中央測線と右岸測線(図-3.2中))を示す。また、河床計測とほぼ同時刻に縦断面流速分布がADCPで計測された。図-3.4に観測値を平均流速で正規化した流速コンター図を示す。図中のマーカーは観測水深を示す。ADCPでは河床観測は明確でないものの、図には流速の低下が流下方向に周期的に現れているのがわかる。

3.4.2 計算条件

流量はゲート越流量を参考にし、また、水路の有効幅が8m程度として単位幅流量7.5m²/sの定常流量とした。粒径は2cmの均一粒径とし、粗度高さは粒径の2.5倍とした。計算水路長は60mで、上下流端は周期境界条件を用いた。流下方向の格子間隔は2.5cmとほぼ粒径サイズとした。水深方向の格子間隔はGiri and Shimizu⁹⁾に従い底面付近ほど指数的に小さくし、また、水面近傍も同様に指数的に小さくした。底面と水面近傍の最小格子間隔は水深の1%とした。以上の条件下で表-1の各ケースについて計算を行った。いずれも平坦床に最大振幅±0.01mmの乱数を与えて初期河床とした。

3.4.3 再現計算結果

再現した河床形状を経過時間毎に図-3.5に示す。図を見ると、両ケースともに計算開始後約3時間以降は波数に変化がなく、平衡形状に達したと判断した。いずれのケースも初期に現れた小さい波長が徐々に増大

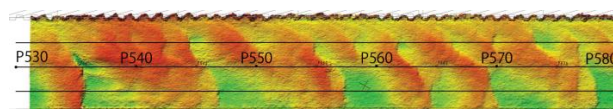


図-3.2 マルチビーム河床観測結果(時刻 14:53)

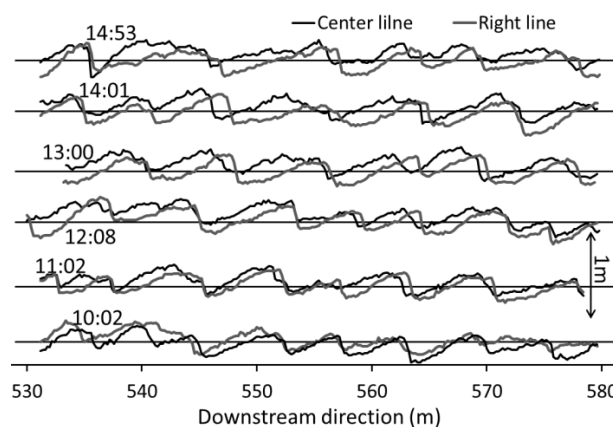


図-3.3 河床観測結果より得られた縦断形状

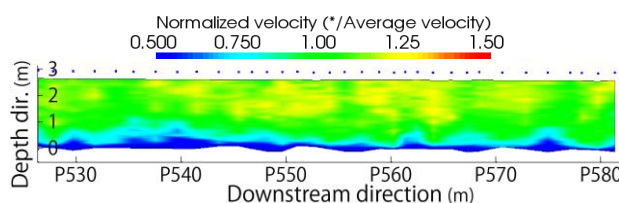


図-3.4 ADCP 観測結果(流速コンター図(時刻 11:11))

する過程が再現されており、実河川スケールの不確定さを考えると、図-3.3のような観測された縦断形状を良好に再現していると考えられる。図-3.6に再現計算の流速コンター図を示す。図の値は平均流速で正規化している。図をみると、いずれのケースも河床波発達に伴う水深増加がみられる。しかし、計算では実験よりも平均水深が10~20cm程度低く再現されている。これは、計算では均一粒径を仮定しているため、実験水路の最大粒径が7cm以上である¹⁹⁾影響が考慮できていないことや、矢板の影響が強い等のことから、実際には計算で表現される以外にも河道抵抗の要因が存在していたと考えられる。

また、実験は最大で波長10m程度、波高40cm程度なのに対して、計算では十分に発達した状態で平均波長がケース1で15m、ケース2で12m、最大波高がどのケースも50cm程度となり、波長・波高ともに実験より計算の方が大きい。これは、次の二つの要因が考えられる。一つは、実験が平衡形状に達していない可能性である。実際に、実験期間最後まで波長の増大が

みられることや、河床波の波長は水深の 4~7 倍程度⁴⁾とされているのに対して実験は 2~3 倍程度であることから、平衡形状とは考えにくい。矢板等の乱れの影響が強く、河床波の発達に妨げられた可能性もある。また、計算は上下流端を周期境界としているため、実験よりも早く平衡形状に達する可能性も考えられる。もう一つは、鉛直 2 次元計算では横断方向への乱れの分散が表現されず、2 次元的な流れ構造が実験よりも強調されている可能性である。実験の写真-3.1 や図-3.2 では 3 次元的な形状が見られ、横断方向の影響を受けていると考えられる。

ケース 2 の計算結果について河床波クレスト背後の流速ベクトルを図-3.7 に示す。40cm 程度の波高の背後で流れの剥離が見られ、再付着点までの距離は波高 40cm 程度に対して 5 倍程度となっている。図-3.6 をみると、いずれのケースもこのようなクレスト背後での剥離の影響を受けて河床付近の流速が著しく低下すると、その影響が水面付近にまで及んでいるのがわかる。この特徴は実験の ADCP 観測結果 (図-3.4) にもみられる。しかし、観測結果には計算結果ほど 2 次元流構造が明確ではない。これは、前述のように矢板やそれに伴う河床の乱れの影響で 2 次元流の構造が乱されていることと、計算では 3 次元的な乱れの分散が表現されないために 2 次元流の構造が強調されていることが考えられる。

3.4.4 跳躍距離による非平衡性

ケース 1 とケース 2 では、河床波の平均波長はケース 2 の方が若干ではあるが短く再現され、実験結果により近い波長が計算されている。本モデルで再現される河床波形状は流砂の非平衡性によって現れ、その波長スケールは跳躍距離で決まる。跳躍距離一定のケース 1 に対して、ケース 2 では河床波発達に伴い形状抵抗でせん断力が低下し跳躍距離が短くなる作用によって波長がケース 1 より短くなり、より実験を良好に再現する結果になったと思われる。

非平衡モデルに step length のスケール (例えば粒径の 286 倍¹⁴⁾) を適用して再現を試みると、平坦床が維持され河床波は発生しない。このことより、河床波の形成には、砂粒の跳躍スケールの非平衡性が重要であると考えられる。

4. 非定常流量下における河床形状変化の再現

4.1 流量変化に対する河床波形状の応答

様々な流出パターンに応じた河床形態の変遷を予測するためには、非定常流量下における小規模河床形態の変遷過程の予測が重要となる。本研究では、これ

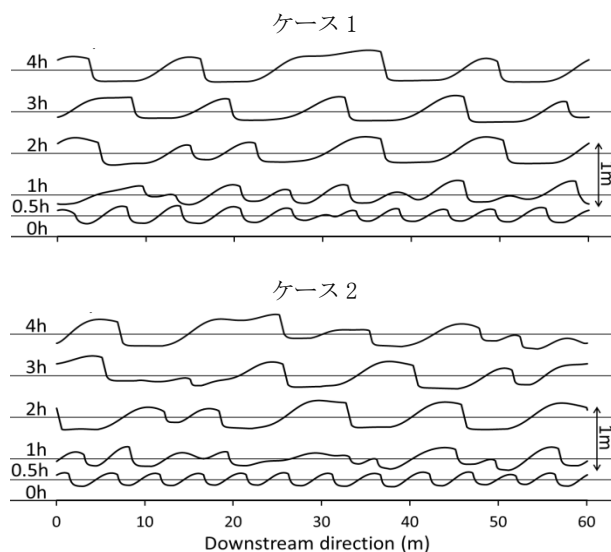


図-3.5 再現計算結果 (河床形状)

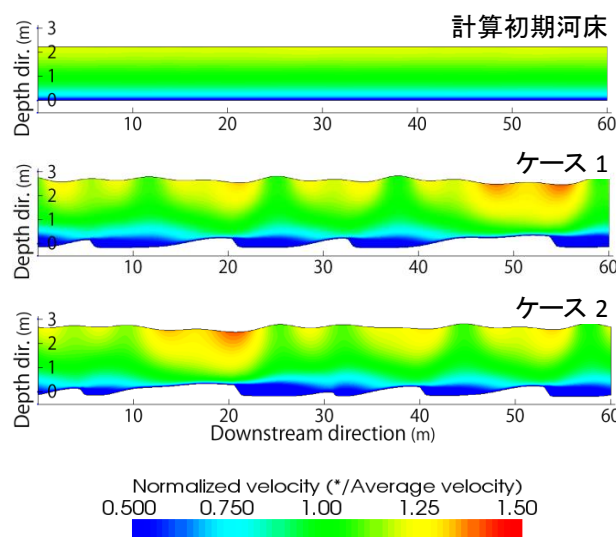


図-3.6 再現計算結果 (流速コンタ図)

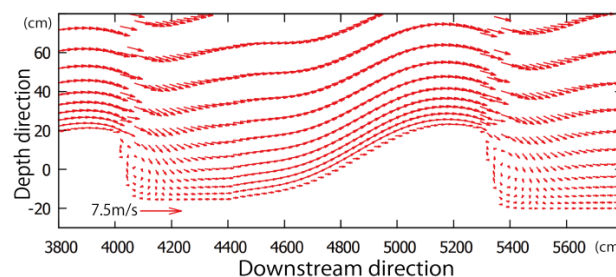


図-3.7 再現計算結果 (流速ベクトル、ケース 2 の計算結果の一部を拡大)

まで構築してき鉛直二次元流れにおける河床変動数値計算モデルによって、流量変化に応じた河床形態の応答に関する再現計算を行い、本モデルの適用に関して検証を実施した。

デューンの波長は水深の 5~7 倍である²⁰⁾とされ、流量変化に応じて波長も増減することが知られている。非定常流量下におけるデューン形状の応答に関しては、従来多くの実験が行われており、流量変化に対して形状の変化に遅れが生じる現象が報告されている。これは、河床形態が流量や流砂量の変化との相互作用によって変化する際に時間を要するためであると説明されている^{21),22)}。中川・辻本^{21),23)}や Martin and Jerolmack²²⁾、Nelson ら²⁴⁾は非定常流量下での実験を実施し、流量変化に対して遅れて応答する形状の変化過程の予測を試みている。本研究では、従来の実験で観測された非定常流量下におけるデューン形状の変化過程を本研究の河床変動数値モデルで再現し、流量変化に対する河床波形状の応答の再現性を検討した。

4.2 流量変化に対する河床波形状の応答

本研究では、非定常流量下で行われた Nelson ら²⁴⁾の実験を再現計算の対象とした。その実験概要および実験結果は次のとおりである。延長 6m 程度の観測可能区間を有する幅 0.25m の水路において図-4.1 に示すハイドログラフの条件下で実験が実施された。いずれの実験も河床勾配は 0.002 に設定され、河床には平均粒径 0.6mm のほぼ均一な粒径の砂材が用いられた。

Hydrograph 1 (図-4.1(A)) では、低流量から通水を開始し、1800s 後に流量を増大させ、2700s 後に再び初期の流量に減少させて計 6300s 通水している。図-4.2 に各時刻における河床を示す。通水開始からしばらくして波長 0.1m の河床波が確認され(A)、1800s までに波高は約 0.02m、波長は約 0.2~0.25m に成長し(B)、流量増加後には波高は約 0.04m、波長は約 0.7m まで急激に増大し(C)、2700s に流量を減少させた後は波高が急速に減少したのに対して波長は徐々に短くなった(D)とされる。Hydrograph 1 における波長の時間変化を図-4.3 中の黒実線で示す。流量増加後に比較的急速に波長が成長しているのに対して、流量減少後の波長の変化が緩やかであることがわかる。このような波長の変動特性は中川・辻本²³⁾の実験でも報告されている。Nelson ら²⁴⁾は河床上の土粒子の跳躍距離にも着目し(跳躍距離を明確にすることは彼らの論文の目的から外れるとしながらも)、跳躍距離が流量増加に伴って全体的に増大することと、河床形状の発達に伴ってトラフ付近ではより短く、クレスト付近ではより長くなることを実験中に観測している。彼らは、Hydrograph 2、

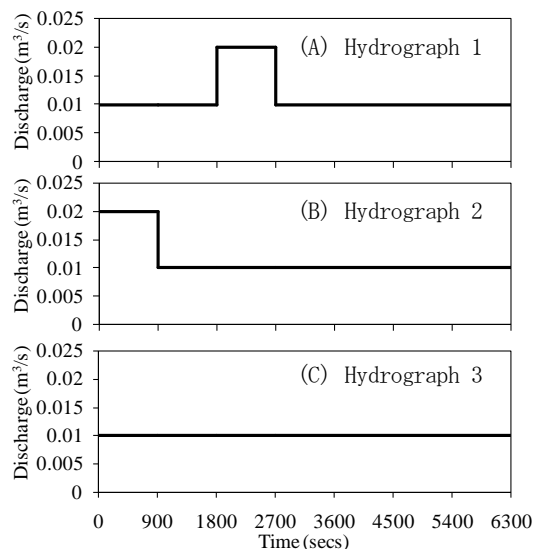


図-4.1 Nelson ら²⁴⁾の実験の流量条件

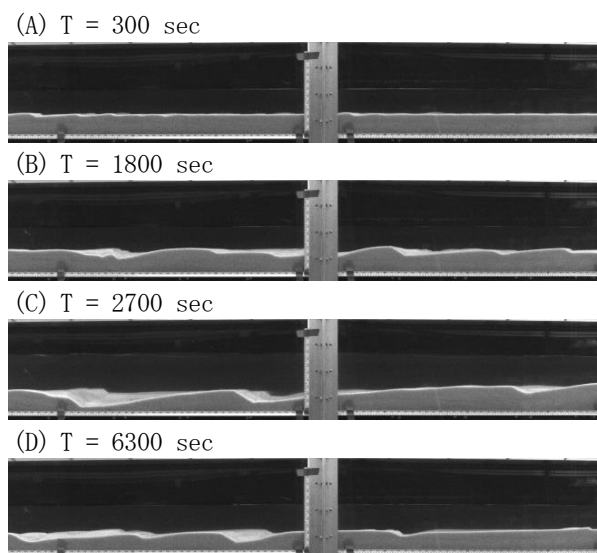


図-4.2 Hydrograph 1 (図-4.1(A)) 条件下での河床²⁴⁾

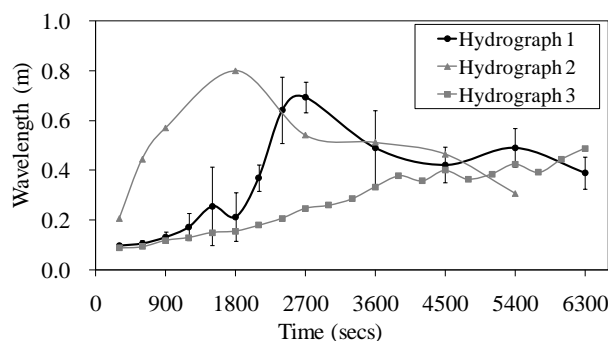


図-4.3 実験で観測された波長の時間変化²⁴⁾

3 (図-4.1(B, C)) の条件下でも実験を実施し (波長の時間変化は図-4.3 中にそれぞれ示す)、流量変化に対する河床形状の応答を検討している。

4.3 再現計算

4.3.1 計算条件

Hydrograph 1 (図-4.1(A)) の実験ケースについて再現計算を実施した。計算上は 1760s~1840s にかけて流量を増加 (1800s の流量増加に対応) させ、2640s~2740s にかけて流量を減少 (2700s 時の流量減少に対応) させた。計算水路長は 8.4m とし、上下流端にはそれぞれ平坦な固定床区間を 0.2m 設け、固定床と移動床の接続部にはそれぞれ勾配 1/3 の固定床スロープを設置した。固定床上でも掃流力に見合った pick-up rate と跳躍距離が生じるとした。計算を安定させるために、本研究では流れは周期境界条件を用いている。流下方向の格子間隔は 0.002m とし、水深方向の格子間隔は底面付近および水面近傍で指数的に小さくし、底面と水面近傍の最小格子間隔は水深の 1% とした。以上の計算条件下で前出の非平衡流砂モデルを適用した鉛直二次元河床変動計算による再現性を検討した。

4.3.2 計算結果

図-4.4 に再現河床を示す。上流から 4~8m 区間を図-4.2 に対応する時刻毎に示している。300s ではまだ波高や波長が明確ではないものの 0.2~0.4m の波長がみられ、1660s には波高約 0.02m、波長約 0.2~0.6m の形状が確認できる。流量増加後 2660s では波高は約 0.03m、波長は約 0.3~1.2m と増大し、流量減少後 6300s までに波高は約 0.02m、波長は約 0.2~0.8m に減少している。流量変化に伴う波高と波長の変化が再現されていることがわかる。全体的に波長を若干過大に評価してはいるが、流量増加に伴う波長の増大と流量減少後の波長の緩やかな減少過程という二つの点において実験とほぼ同様の特性を示し、流量変化に対するデューン形状の応答特性が再現できることを確認している。

4.3.3 流量減少に伴う波長減少過程

非定常流量下における河床形態の応答を予測する上で、流量変化に対して河床形状の応答が遅れて生じる現象が重要となってくるが、本モデルによる再現では、流量減少時に遅れて波長が減少する特性が良好に計算されている。これは、流量減少後もある程度長い跳躍距離がデューンクレスト部で維持されることによってデューン形状が乱されにくいためであると考えられる。掃流力が小さい再付着点付近で発生した擾乱が流下しながらデューン形状を乱すことで波長が減少する過程

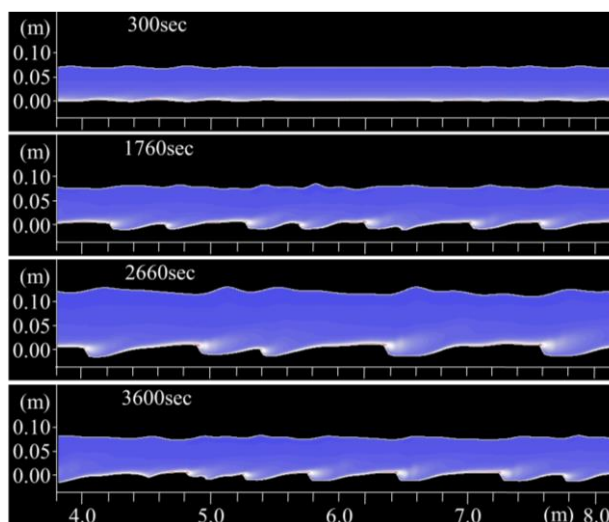


図-4.4 河床変動計算による再現河床

が一部で見られた。しかし、この擾乱がクレストに達するまであまり波長が成長しない場合は、比較的長い跳躍距離が維持されるクレスト付近で元のデューン形状に吸収・統合されてしまう過程が多く見られ、このため波長の減少が急激には進行しないという過程が示された。

5. まとめ

本研究では、様々な流出パターンに応じた河床形態の変遷およびそれに伴う形状抵抗の変動を把握するするために、まず、実河川における出水時の河床形状データの取得を目的として安価で低リスクの洪水時河床形態観測手法を提案した。市販の魚群探知機を応用した小型の音響測深システムをラジコンボート上に構築し、通常音響測深装置やマルチビーム測量機器と比較して大幅に安価で、かつ低リスクの洪水時河床形状観測手法を提案するとともに、留萌川河口部の河床を対象に実際の観測を行った。観測では、水深情報に GIS による補間を行うことで河床標高のラスターデータを得た。提案した小型音響測深システムが示した河床形状は、マルチビーム測量により得られた特性を定性的に良く示していることが確認された。また、FFT によるスペクトル解析を行ったところ、縦断方向の解析結果に対しては、提案するシステムの示した傾向がマルチビーム測量の結果に対し良く一致することが確認された。

また、出水時における河床形態およびそれに伴う形状抵抗の変動を定量的に予測するためには、小規模河床形態を再現する数値解析河床変動モデルが必要不可

欠である。本研究では、鉛直二次元流れにおける河床変動数値モデルを構築した。実河川スケールで実施された千代田実験水路における実験河床形状を再現することでモデルの妥当性を示し、さらに、流量変化時に複雑に応答する河床形態の変遷をある程度再現できることが確認された。流出パターンに応じた河床形態の変遷を予測するツールとして期待できる。今後は、より多くの実河川の実測データとの比較・検証等を慎重に実施していくことが課題である。

参考文献

- 1) 木下良作: 洪水時の砂床形態の変化, 水理講演会論文集, 第33巻, pp. 439-444, 1989.
- 2) Akahori, R., Shimizu, Y.: Bedforms in the Kushiro River: wavenumber analysis of a high-resolution DEM obtained from a multi-beam survey, {Yitshape Proceedings of the 7th IAHR Symposium on River, Coastal and Estuarine Morphodynamics}, pp.1987-460, 2011.
- 3) 畑中勝守, 和田雅昭, 上瀧 實, 増田 稔, 土池 政司: 魚群探知機情報を活用した低コスト海底地形測深システムの開発, 土木学会年次学術講演会講演概要集第4部, 60巻, pp. 4-261, 2005.
- 4) 道上正規, 小田明道, 檜谷 治: 実河川における河床波の測定法に関する研究, 河道の水理と河川環境に関するシンポジウム論文集, 3巻, pp. 43-50, 1997.
- 5) 木下良作: 洪水河床音響調査用RCエアポートの開発, 河道の水理と河川環境シンポジウム論文集, 1巻, pp. 215-220, 1993.
- 6) Fredsøe, J.: On the development of dunes in erodible channels, J. Fluid Mech., Vol.64, pp.1-16, 1974.
- 7) 関根正人: 土砂粒子の運動の解析を基礎とした河床波の形成過程シミュレーションの試み, 土木学会論文集, No. 691/II-57, pp. 85-92, 2001.
- 8) 音田慎一郎, 細田尚: 水深積分モデルによる小規模河床波の発生・発達過程と流れの抵抗則の数値解析, 水工学論文集, Vol. 48, pp. 973-978, 2004.
- 9) Giri, S. and Shimizu, Y.: Numerical computation of sand dune migration with free surface flow, Water Resources Research, Vol.42, w10422, doi:10.1029/2005WR004588, 2006.
- 10) Shimizu, Y., Giri S., Yamaguchi S. and Nelson J.: Numerical simulation of dune-flat bed transition and stage - discharge relationship with hysteresis effect, Water Resour. Res., 45, W04429, doi:10.1029/2008WR006830, 2009.
- 11) 山口里実, 清水康行, 木村一郎: 河床勾配の影響が考慮された平衡流砂量式によるdune河床の再現計算, 水工学論文集, Vol. 53, pp. 715-720, 2009.
- 12) 中川博次, 辻本哲郎: 砂礫の運動に伴う移動床砂面の擾乱発生過程, 土木学会論文報告集, No. 291, pp. 53-62, 1979.
- 13) Fernandez Luque R. and Van Beek R.: Erosion And Transport Of Bed-Load Sediment, J. Hydraul. Res., 14:2, 127-144, 1976.
- 14) Seminara G., Solari L. and Parker G.: Bed load at low Shields stress on arbitrarily sloping beds: failure of the Bagnold hypothesis, Water Resour. Res., Vol. 38, No.11, 1249. doi:10.1029/2001WR000681, 2002.
- 15) Meyer-Peter E. and Müller R.: Formulas for bed load transport, Proc. 2nd Congress of IAHR, Stockholm, 1948.
- 16) Wong M. and Parker G., Reanalysis and Correction of Bed-Load Relation of Meyer-Peter and Müller Using Their Own Database: J. Hydraul. Eng., Vol. 132, No. 11, doi:10.1061/(ASCE)07339429(2006)132:11(1159), 2006.
- 17) Nino Y., Garcia M. and Ayala L.: Gravel 跳躍: 1. Experiments, Water Resour. Res., 30, 1907-1914, 1994.
- 18) Sklar Leonard S. and Dietrich William E.: A mechanistic model for river incision into bedrock by saltating bed load, Water Resour. Res., Vol. 40, W06301, doi:10.1029/2003WR002496, 2004.
- 19) 市原哲也, 島田友典, 横山洋: 千代田実験水路における基礎的な水理特性—千代田実験水路の河床形態と土砂移動について—, 北海道開発局技術研究発表会, 2009.
- 20) Yalin, M. S., Geometrical properties of sand waves. J. Hydr. Dir., ASCE, Vol 90(5), 105-119, 1964.
- 21) 中川博次, 辻本哲: Lower Regimeにおける非定常移動床流れの抵抗の遅れ性状, 水理講演会論文集, Vol. 25, pp.1-7, 1981.
- 22) Martin, R. L., and D. J. Jerolmack: Origin of hysteresis in bed form response to unsteady flows, Water Resour. Res., 49, 1314-1333, 2013.
- 23) 中川博次, 辻本哲: 河床波の発達性状に関する実験的考察, 京大防災研究所年報, 第19号B, pp. 289-309, 1976.
- 24) Nelson J. M., Logan B. L., Kinzel P. J., Shimizu Y., Giri S., Shreve R. L. and McLean S. R.: Bedform response to flow variability, Earth Surf. Process. Landforms 36, 1938-1947, 2011.

A STUDY ON TRANSFORMATION OF FLOOD CHARACTERISTICS RAISED BY CONCENTRATED DOWNPOUR

Budgeted : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2012-2016

Research Team : River Engineering Research Team

Author : FUNAKI Jungo

KAWAMURA Satomi

Abstract: The change of the riverbed form during a flood has a big influence on a change of the water level as the form drag for the flow in the river channel greatly change. Therefore, understanding the bed form evolution is very important from the viewpoint of river disaster prevention. It has been known that the sand waves of small scale such as dunes occur during a flood, and the riverbed form drag is known to become greatly large. In this study, a brief bathymetric system which was designed for observing evolution of bed configurations under flood conditions was proposed. The system consists of a RTK-GPS system and a commercially available fish finder. The system was installed on a radio-control air boat (its applicability under flood water has been well examined for the last two decades). The proposed system was built at a very low price comparing to existing systems, which employ other professional acoustic bathymetric instruments, such as multi-beam bathymetric systems. The system is expected to improve the safety of filed observations under flood conditions. The proposed system was applied to observe the bed topography in Rumoi River in Hokkaido, Japan. The result shows that the bed topography observed by the proposed system is qualitatively accurate, and the results of the wavenumber analysis of the observed bed elevation along the downstream direction shows good agreement with that by using the existing multi-beam survey data. A numerical model of mobile bed evolution to reproduce the sand waves is also necessary in order to predict quantitatively such the riverbed form and the form drag during a flood. In this study, a numerical model of mobile bed evolution under the vertical two dimensional flow is constructed. We performed a simulation of the sand waves and a validation for the application of bed-load model to the present model.

Keywords: Small-scale bed configuration, Field measurement, Acoustic bathymetry, vertical two dimensional flow, A numerical model of mobile bed evolution