

ISSN 1346-7328

国総研資料 第32号

平成14年3月

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of
National Institute for Land and Infrastructure Management

No.32

March 2002

沖積河川の河口域における土砂動態と地形・底質変化に関する研究

末次忠司・藤田光一・諏訪義雄・横山勝英

Influence of Sediment Transport on Topography and Bed Material Change at River Mouth Estuary

Tadashi SUETSUGI, Koh-ichi FUJITA,
Yoshio SUWA and Katsuhide YOKOYAMA

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Japan

沖積河川の河口域における土砂動態と地形・底質変化に関する研究

末次忠司 *
藤田光一 **
諏訪義雄 ***
横山勝英 ****

Influence of Sediment Transport on Topography and Bed Material Change at River Mouth Estuary

Tadashi SUETSUGI

Koh-ichi FUJITA

Yoshio SUWA

Katsuhide YOKOYAMA

概要

沖積河川の河口域は上流から供給される微細土砂が堆積しやすく、遠浅の地形や干潟が形成される。河道管理においては、洪水疎通能力や航路を維持するための浚渫と自然環境の保全を両立するため本研究では微細土砂の供給・堆積・再移動のメカニズムについて現地観測に基づいて検討し、以下の結論を得た。

- 1)干潟の地形変化は出水後に最も顕著であった。粒径別の土砂堆積量と出水期に上流から輸送された浮遊砂量を比較したところ両者はほぼ整合し、出水期の土砂移動の傾向が把握できた。
- 2)沖合干潟では、上げ潮時に潮流や波の影響によって表層底質が巻き上げられ、浮遊土砂が塩水フロントに取り込まれて高濁度水塊を形成し、河口を通過して河道へと遡上していた。
- 3)平水時に潮汐によって移動する浮遊土砂量を河口と河道で計算した結果、1年間を通じて河道内部に土砂が堆積しており、その量は中規模程度の洪水流出量に匹敵することが分かった。
- 4)以上より河口域の地形形成においては、洪水時の上流からの土砂供給が主要因となり、更に平常期の潮汐による土砂移動が副要因であることが明らかとなった。

キーワード：河口域，土砂移動量，粒径集団，洪水，潮汐，高濁度水塊，超音波流速計

Synopsis

Sediment transport by flood discharge and tidal current were measured at river mouth estuary during one year. The fluctuation of river-bed and tidal flat were investigated by old survey data and field survey. The results are as follows.

- 1)The amount of the topographical variation after a flood term was approximately equal to the amount of sediment discharge during flood term. 2)The countercurrent on spring tide eroded bed sediment at tidal flat, then the suspended sediment (SS) formed turbidity maximum and they intruded into river channel. 3)Annual SS flux transported by tidal current was calculated. The result shows that transported SS always deposited in river channel and the volume corresponds to the sediment load during one middle scale flood. 4)Sediment discharge during flood term is the major factor in topography and bed material change. Sediment transport by tidal current is minor factor.

Key Words:River Mouth Estuary, Amount of Sediment Transport, Components of Particle Size, Flood Discharge, Tide, Turbidity Maximum, Acoustic Doppler Current Meter

* 河川研究室 室長
** 三重工事事務所 所長
*** 河川研究室 主任研究官
**** 河川研究室 研究官

Head of River Division
Head of Mie Work Construction Office
Senior Researcher of River Division
Researcher of River Division

目 次

第一章 序論 -----	1
1-1 研究の背景と目的-----	1
1-2 既往の研究-----	1
1-3 本研究の内容 -----	2
第二章 水域モニタリング手法の開発 -----	5
2-1 水域モニタリングの考え方-----	5
2-1-1 従来の方法 -----	5
2-1-2 設置型機器によるモニタリング -----	7
2-2 濁度計の粒子径に対する応答特性-----	8
2-2-1 基本的な考え方 -----	8
2-2-2 実験方法 -----	9
(1) 使用土砂の調整-----	9
(2) 濁度センサー -----	9
(3) 実験水槽 -----	9
(4) 濁度計測 -----	10
2-2-3 実験結果 -----	14
(1) 粒径別の濁度計測結果-----	14
(2) 粒径と濁度の相関関係-----	14
(3) 土砂濃度の推定 -----	15
2-2-4 現地での適用範囲-----	23
2-3 濁度計による通過土砂量の計測精度-----	27
2-3-1 一洪水での精度検証-----	27
(1) 観測方法 -----	27
(2) 精度検証 -----	27
2-3-2 一年間を通じた精度検証-----	30
(1) 観測方法 -----	30
(2) 上流河川の観測結果-----	32
(3) 感潮河道の流れの状況-----	32
(4) 涸沼の懸濁土砂の通過状況-----	32
(5) 精度検証 -----	35
2-3-3 精度検証のまとめ-----	37
2-4 超音波流速計による浮遊土砂移動量の推定方法-----	38
2-4-1 基本的な考え方 -----	38

2-4-2	計測方法	40
2-4-3	機種の選定	41
2-4-4	土砂濃度の推定方法	44
2-4-5	流量の計算方法	49
(1)	流速の補正係数	49
(2)	計算結果	49
2-4-6	断面通過土砂量の計算	53
(1)	計算方法	53
(2)	年間の土砂移動量	53
2-4-7	浮遊土砂移動量の推定方法のまとめ	55
第三章 白川の土砂動態の歴史的変遷と研究方針		57
3-1	白川流域の概要	57
3-1-1	阿蘇カルデラ	57
3-1-2	中流・下流域	59
3-1-3	河口域の特徴	62
3-2	河床変動履歴と土砂動態の特徴	65
3-2-1	昭和28年洪水の状況	65
3-2-2	昭和28年洪水における土砂輸送状況	65
3-2-3	河床変動履歴	67
3-3	白川河口域の土砂動態についての研究方針	69
第四章 白川上流域から供給される土砂量		71
4-1	観測方法	71
4-1-1	濁度モニタリング	71
4-1-2	濁水採取	71
4-2	観測結果	72
4-2-1	年間流況	72
4-2-2	洪水流況	73
4-2-3	洪水時の土砂粒径	77
4-3	土砂流出量の経年変化	80
4-4	粒径別土砂供給量	81
4-4-1	濁度とSSの相関	81
4-4-2	通過土砂量の計算	83
第五章 白川河口域の地形・底質変化		86
5-1	調査方法	86

5-1-1	調査時期と項目	86
5-1-2	地形測量	87
5-1-3	底質採取	87
5-2	測量データの補正	89
5-3	出水前後の地形及び底質変化	92
5-3-1	地形変化	92
5-3-2	底質変化	95
	(1) 指標の説明	95
	(2) 沖合 0.5km~1km の変化	95
	(3) 沖合 1.5km~2.5km の変化	95
	(4) 沖合 3.0km の変化	96
	(5) 全体的な傾向	96
5-4	平水期の地形及び底質変化	101
5-4-1	地形変化	101
5-4-2	底質変化	104
5-5	粒径別土砂移動量	109
第六章 白川河口域の潮汐に伴う年間の土砂移動状況		111
6-1	観測方法	111
6-1-1	水質及び流動モニタリング	111
6-1-2	流動集中観測	115
6-1-3	広域潮流分布観測	118
6-2	平水期の土砂動態の状況	119
6-2-1	データ整理の準備	119
6-2-2	1年間の土砂発生概況	122
6-2-3	半月周期の土砂動態特性	123
	(1) 冬季, 春期, 夏期の特徴	123
	(2) 半月周期の土砂動態に関する考察	123
6-2-4	大潮~中潮期の土砂動態特性	127
	(1) 河口・沖合での SS の発生状況	127
	(2) 河口・沖合での SS の発生要因	127
	(3) 河道への SS の移動	127
6-2-5	高濁度水塊中の浮遊土砂の物性	131
6-2-6	土砂移動状況のまとめ	131
6-3	河口沖合の流速分布	135
6-4	潮汐に伴う土砂移動量の計算	138

6-4-1	一潮汐あたりの土砂移動量	138
6-4-2	季節別の土砂移動量	139
6-4-3	1年間の土砂移動量	141
第七章 白川河口域の1年間の粒径別土砂収支		144
7-1	上流域からの土砂供給による地形・底質変化	144
7-2	平水期の土砂移動量	145
7-3	河口域の土砂動態サイクル	145
第八章 多摩川の土砂動態		147
8-1	研究対象地の概要	147
8-1-1	地形	147
8-1-2	底質	147
8-2	河床変動履歴	151
8-2-1	浚渫実施箇所と未実施箇所の比較	151
8-2-2	河床変動の特徴	151
8-3	洪水による土砂供給	154
8-3-1	観測方法	154
8-3-2	観測結果と解析	154
8-4	平水期の潮流による土砂移動	156
8-4-1	観測方法	156
	(1) 水質及び流動モニタリング	156
	(2) 流動集中観測	156
8-4-2	半月周期の土砂動態特性	157
8-4-3	大潮～中潮期の土砂動態特性	158
8-5	潮汐に伴う土砂移動量の計算	161
8-6	多摩川河口域の土砂動態のまとめ	162
第九章 研究の総括		164
9-1	本研究のまとめ	164
9-1-1	計測技術の開発	164
9-1-2	白川上流から河口域に供給される土砂量	165
9-1-3	白川河口域の平水期の土砂動態	165
9-1-4	多摩川河口域の土砂動態	166
9-2	今後の課題	167

第一章 序論

1-1 研究の背景と目的

沖積河川の河口域は、河床勾配が水平に近く、海水と河川水の接触によって流速が低下するとともに、塩水による凝集作用が働く。そのため、上流から運ばれてきたシルト・粘土などの微細土砂が堆積しやすく、これによって遠浅の地形や干潟が形成される。また、微細土砂は比表面積が相対的に大きいために栄養塩が多量に付着しやすく、これらが堆積して出来た底質には栄養塩が豊富に含まれている。

河口域では、流れや波浪の影響を受けにくい穏やかな水域と遠浅の地形、豊富な栄養塩に支えられて、多毛類や甲殻類、貝類等の底生生物を中心とした豊かな生態系が形成され、さらに漁業が盛んに行われている。

また、沖積平野には人口が集中して都市や農地・工業地帯が発達するが、干潟に生息する底生生物やアサリ、シジミなどは、陸域からの排水を濾過して水質浄化に寄与している。例えば、アサリ一個が一時間に約1リットルの海水を濾過し、シジミ一個が1時間に約0.5リットルの水を濾過することされている（西条，1999）。また、宍道湖では流入河川からの窒素負荷（8月）のうち15%がシジミの生長量として取り込まれたと報告されている（西条，1996）。

このように、河口域は自然環境として重要な場所であり、近年では環境問題に対する社会の関心が高まり、干潟環境の保全が強く求められるようになっている。

その一方で、河口域には微細土砂が堆積しやすいため、河道の治水という面から見ると河積が減少して洪水氾濫の危険性が増加し、また港湾や航路の維持の面から見ると航路が埋没して船舶航行に支障が出るといった問題も発生しやすい。そのため、従来の河道管理の観点からは、洪水疎通能力の維持や航路維持のために堆積土砂の浚渫が必要となる場合がある。

したがって、今後は自然環境に配慮した新たな河口域の維持管理技術を構築してゆかなければならないが、その基礎的段階として河口域の土砂動態と地形及び底質変化の関係を解明することが必要である。ここで、研究成果を河口管理技術に応用することを念頭に置くと、解明すべき現象の時間スケールは数ヶ月から十数年のオーダーであると言える。

1-2 既往の研究

河口域での土砂動態に関わる現象としては、上流域からの土砂供給、河口域への土砂堆積、潮汐流や塩水楔による堆積土砂の巻き上げと再配分が考えられる。

このうち、河口域への土砂供給とそれによる大規模な地形変化は、主に洪水時に生ずると考えられる。従来の研究は、数年おきに行われる地形測量資料から洪水規模と

地形変化の関係を検討したものが多く、しかし、洪水は台風や梅雨、前線の通過などにより1年間に数度発生するため、測量資料から読みとれる地形変化には洪水履歴がいくつも含まれており、少々大雑把すぎる。

一方、潮汐に伴う土砂の移動は、一日二回潮や半月周期の潮、潮汐や河川流量の季節変動などの影響を受けると考えられる。しかし従来の研究では、底泥の巻上げ現象に関して室内実験や数日程度の現地観測によってミクロな機構を検討した事例が多く（例えば近藤ほか,1993）、これらが長期的に地形変化に与える影響については検討されていない。

さらに、これまで「土砂」とひとくくりにして表現しているが、河口域には砂、シルト、粘土といった各種サイズの土砂が供給される。これらは粒径によって沈降速度、栄養塩付着量、電気的性質が異なるため、粒径ごとに地形形成や水質及び生態系に及ぼす影響が異なると考えられる。従来は、漂砂に関する力学的検討や、粘土質に関するフロック化の化学的検討もしくは沈降速度の検討といった個別の研究が比較的多く行われてきたが、実際のフィールドで洪水時に供給された混合粒径土砂が粒径別どのように挙動するかについてはほとんど検討されていない。

したがって、河口域の環境管理にとって実用的な研究という観点からすると、従来の研究は時間スケールがマクロかミクロのどちらかに偏っており、さらに土砂を粒径別にとらえる視点がほとんど無い。

1-3 本研究の内容

本研究では、以上のような点を考慮して、熊本県白川において、既往の測量資料を整理して河床変動傾向を考察する。さらに、1年間を通じて多方面にわたる現地計測を実施して、土砂の挙動と地形・底質の変化過程について解明し、年間を通した河口域の土砂動態のバランスを明らかにする。また、多摩川においても一部の調査を実施し、白川との比較を行う。

本資料の構成は次の通りである。

第一章では研究の概要について述べている。

第二章では水域モニタリング手法の開発を行った。従来は浮遊土砂の濃度を測定するには、河川から水を採取して実験室でSSの分析を行っていたが、この方法では多地点で連続したモニタリングを実施するのは労力や費用の面から困難である。そこで本研究では、濁度計による土砂濃度の推定方法と、超音波流速計による土砂濃度分布の推定方法を提案した。前者は洪水時の河川における高濃度濁水のモニタリングに最適であり、後者は感潮域において流れと土砂濃度の鉛直分布を計測できるため、通過土砂量を正確にモニタリングすることが出来る。

第三章では白川の河床変動傾向を整理し、歴史的な変遷と現在の土砂動態の状況について考察している。白川は阿蘇カルデラに源を発するため、表層火山灰地質の侵食や崩壊によって生ずる土砂を大量に輸送し、それが河口干潟の形成要因となっている。

また、既往最大とされている昭和 28 年洪水では、多量の土砂によって熊本市街が泥の海と化した。こうした白川の歴史的変遷と土砂動態の特徴を資料整理から明らかにしている。

第四章では白川上流域から供給される土砂量を算出している。前述の通り、河口干潟は上流からの土砂供給によって形成されていると考えられるので、梅雨時期に洪水観測を実施して、供給土砂量を詳細に見積もっている。

第五章では白川河口域の地形・底質変化の状況を述べている。上流から供給された土砂は河口干潟に堆積して新たな地形及び底質を形成する。そこで、洪水観測の前後とその 2 ヶ月後に地形測量と底質採取を行い、粒径別の地形変化量を算出している。

第六章では白川河口域の潮汐に伴う年間の土砂移動量を計算した。河口干潟に堆積した土砂は、潮汐や波浪の影響を受けて徐々に再移動してゆくと考えられる。そこで、河口域の主要地点で水質と流動の長期連続モニタリングを実施し、高濁度水塊の発生状況を詳細に把握した。さらに、第二章で開発した超音波流速計による土砂移動量の推定方法を用いて、河口域を 1 年間に移動・堆積する浮遊土砂量を計算している。

第七章では以上の結果を整理して、白川河口域の 1 年間の粒径別土砂収支を明らかにしている。

第八章では多摩川の土砂動態について検討している。多摩川はかつて広大な河口干潟が存在したが、現在では全てが埋め立てられて京浜工業地帯と羽田空港に姿を変えている。そこで、多摩川は人為的な手が加わった河川の代表と捉え、その土砂動態を白川と同様の手法で調べて、類似点や違いを明らかにすることを試みている。

第九章は研究の総括を述べている。

参考文献

- 近藤雅秋・平松和昭・戸原義男・四カ所四美男・森健（1993）：底層部の物性と流れによる巻き上げ特性に関する研究，農業土木論文集 163，pp.79-86
- 西条八束・奥田節夫（1996）：河川感潮域，名古屋大学出版
- 西条八束（1999）：漁業と環境改善を考える－三河湾を例として－中海・宍道湖の100年間の開発・利用及び環境変化－20世紀から21世紀へのメッセージ，講演資料集，pp.14-15

第二章 水域モニタリング手法の開発

本章では、近年発達してきている自記式のモニタリング装置を活用した土砂動態の調査方法を開発する。まず、従来の手法による観測の限界について述べ、その後、濁度計による河川の土砂動態計測方法と超音波流速計による河口域の土砂動態計測方法について述べる。

2-1 水域モニタリングの考え方

2-1-1 従来の方法

日本の河川では土砂濃度は洪水時に高くなり、年間の土砂輸送量の大半は洪水時のものが占め、また流送形態でみるとウォッシュロードがそのほとんどを占めると考えられる。ウォッシュロードは湖沼、貯水池、河口及び内湾などの停滞水域に流入すると沈降堆積して底質及び地形を形成することとなる。

河川におけるウォッシュロード輸送量は、流量と断面平均の濁質濃度(SS)の積から求まる。従来は、SSを採水分析により調べていたが、現場採水と実験室での分析という一連の作業には多大な労力がかかり、特に洪水時には現場作業が危険を伴うために、現象の急激な変化に対応した時間スケールでSSの連続データを得ることは困難であった。

また、河口域でも後に示す解析から濁質輸送量を計測することが重要であることが明らかとなったが、やはりここでも現象に即した時空間スケールでSSデータを取得することは困難である。

感潮区間が長い河口では、平常時に潮汐変動と河川流の相互作用により塩水密度流が遡上後退を繰り返しており、塩水楔の先端付近にはTurbidity Maximum(高濁度水塊)が発生する。例えば、多摩川、白川(図-2-1)では通常の土砂濃度が10~20mg/lであるが、高濁度水塊が発生・遡上する際にはそれぞれ100mg/l, 500mg/lに達することが後に述べる調査から明らかになっている。また、継続時間は30分~1時間であり、一潮汐12時間のうちわずかな時間帯にしか生じない。

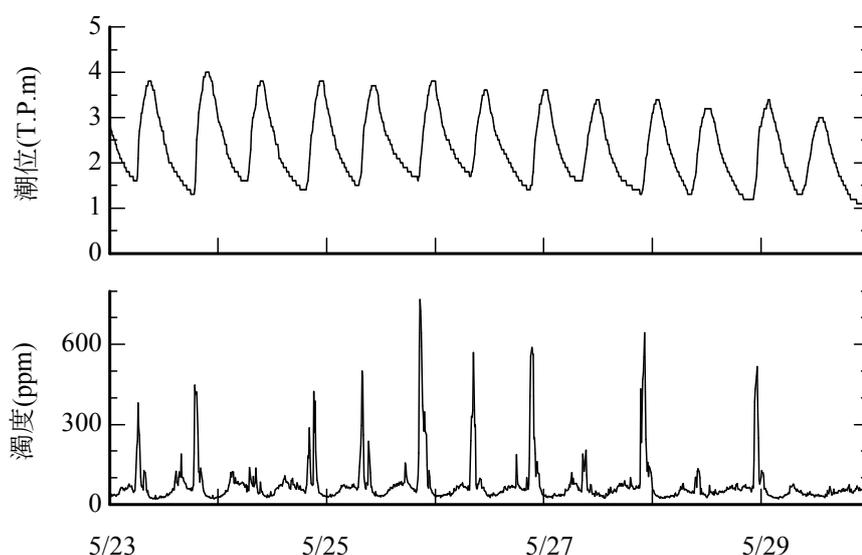
しかも、感潮区間では潮汐の影響を受けて塩水が遡上後退運動を周期的に行っているため、水深変化が大きく、淡水層と塩水層の変動がはげしい。そのため、こうした変動の大きい水域でSS分布を正確に把握するためには、例えばISO規格「感潮河道における懸濁土砂動態の計測法」で示された採水密度が必要となる(表-2-1)。

しかし、この方法では1断面あたり4500本もの採水を実施しなければならず、その分析費用と時間は莫大であり現実にはかなり困難である。過去の調査事例では大抵これより粗く設定されていた。例えば、多摩川河口域については建設省により2回調査が実施された(伊藤ら;1976,京浜工事事務所;1999)。1回目の調査では1時間間隔の採水を、2回目の調査では2時間間隔の計器測定を24時間連続で実施しているが、

いずれの調査でも高濁度水塊の挙動は捉えられていない。前節で述べたとおり多摩川での高濁度水塊の継続時間は1時間未満であるため、タイミングが合わずに現象を発見することが出来なかったと思われる。

さらに、潮汐は一日二回潮以外にも半月周期の変化や季節変化があり、河川流量は季節変化があり、これらのバランスによって高濁度水塊の発生状況が変化していると推測される。そのため、土砂の移動を把握するためには長期的な連続モニタリングが必要であるが、採水分析を連続的に実施するのは不可能である。

以上に述べたような各調査方法の実状を考えると、河川や河口域の土砂動態を長期的にモニタリングするには、省力的で精度の高い観測方法を開発する必要がある。



水位上昇時（上げ潮）に高濃度のSSが一瞬発生する

図-2-1 白川河口の水位とSS時系列の例（2001年）

表-2-1 ISO規格「感潮河道における懸濁土砂動態の計測法」

計測設定	推奨数量	計算例
横断方向	3ないし4地点	3点
水深方向	最低3点もしくは1m間隔	5点(5m)
時間	30分間隔で最低13時間、25時間が望ましい	50点(25h)
精度管理	1点あたり3回測定	3回
その他	いくつかの潮で測定すべき	2潮汐
採水本数		4500本

2-1-2 設置型機器によるモニタリング

近年、電子技術の発達により、自記式（メモリー式）の小型測定機が開発されている。例えば、塩分水温計、流速計、濁度計などであり、これらは小型の耐圧ケースにセンサー、制御回路、電池、記憶装置が格納されており、長期間無人で連続計測を行うことが出来る。こうした機器を現象の空間スケールに合わせて設置し、さらに現象の変化速度に応じて計測間隔を設定すれば、省力的に現象を把握することが可能である。

河川では、流量観測地点で土砂濃度を計測すれば通過土砂量を求めることが出来る。土砂濃度の計測には濁度計を用い、これを水位標識などに固定して連続的にモニタリングすることが有効であると考えられる。濁度計は光の透過率や散乱強度から水中の土砂濃度を推定するため計測が簡便であり、さらに最近、ゴミや付着藻類を清掃するワイパー機能を有する高濃度タイプのセンサーが実用化された。そのため、センサーを河岸に設置しておくだけで河川での長期間連続した自動計測が可能であり、近年、モニタリングの有効なツールとして活用されつつある。

ただし、検討すべき課題もいくつかある。まず、濁度は水中の懸濁粒子に対する光の反射強度であるため、粒径に対する応答特性を知る必要がある。また、同様の理由で、光強度と土砂濃度の相関関係を知る必要がある。さらに、横断面内の1点で計測した濁度が断面平均濃度を表しているかどうかについても検討する必要がある。

河口域では、塩水の遡上によって流れが往復し、さらに淡水と塩水の密度差によって水深方向に運動が異なるため、流速と土砂濃度の鉛直分布を計測する必要がある。このような場合は、超音波流速計を河床に設置して流速の鉛直分布を連続的にモニタリングすることが有効である。

土砂濃度については、前述の濁度計を鉛直的にいくつかの水深に設置する方法と、超音波流速計の反射強度から推定する方法が挙げられる。濁度計を複数設置する場合は、ロープとアンカーにより係留したり観測柱を建設する必要がある。しかし、河口域では漁船やプレジャーボート、タンカーなどの航行が盛んであり、水上構造物は関係者にとって迷惑であるため、長期的な設置は困難であることが多い。また、水深方向に著しく流れと土砂濃度が変化する場合は、濁度計を多数設置する必要があるが、費用や安全性の点で問題がある。

一方、超音波流速計を利用する方法では、河床に設置した一台の超音波流速計により流速と土砂濃度の鉛直分布を推定できると考えられるため、通過土砂量も簡単に求めることができる。ただし、この方法については土砂濃度の推定精度や通過土砂量の計算精度を検討し、実用性を確認する必要がある。

そこで次に、濁度計の粒子径に対する応答特性（2-2）、濁度計による通過土砂量の計測精度（2-3）、超音波流速計による浮遊土砂移動量の推定方法（2-4）についてそれぞれ検討する。

2-2 濁度計の粒子径に対する応答特性

2-2-1 基本的な考え方

濁度計は光の透過率や散乱強度から水中の土砂濃度を推定している。濁度計のメーカー仕様には、通常、カオリン粘土でキャリブレーションした場合の濃度レンジと精度が記載されている。しかし、濁度センサーは光の透過もしくは散乱強度から濃度を換算しているので、懸濁粒子の粒径や形、色によってその応答特性が異なると考えられる。

このうち粒径については理論的にその影響が説明される。すなわち、対象とする粒子の大きさが照射する光の波長の $1/10\sim 1/20$ 以下であれば、散乱強度は入射光の強さと粒径の6乗並びに粒子濃度に比例し(レイリー理論)、その粒子の大きさが光の波長と同程度かそれ以上であれば、散乱強度は入射光の強さと粒子表面積並びに粒子濃度に比例する(ミー理論)。

多くの濁度計で用いられている波長は $600\sim 1,000\text{nm}$ であり、粒径 $1\mu\text{m}$ 以上の土砂に対してはミー理論が適用される。この場合、粒径が大きくなるほど単位体積中の総表面積は小さくなるため、濃度が等しい濁水でも粒径が大きいと散乱強度は小さくなると考えられる。

既往の研究では、笠井ら(1999)が粒径の異なる2種類の砂($D50=0.17\text{mm}$ と 0.22mm)について後方散乱式濁度計の応答を調べ、粒径が小さい方の砂では大きい方に比べて濁度出力が大きいことを示している。また、宮崎ら(1978)は粒径と濁度応答の関係を実験によって検討し、 0.0425mm 以下の粒径について、粒径が大きくなると濁度が小さく出力されることを示している。

したがって、粒径が大きくなれば濁度が小さくなることはある程度示されているが、粒径範囲が断片的で使用センサーも異なっているため定量化は難しい。実河道での土砂動態の把握という観点からすると、濁度計が計測可能な粒径の上限や、河道を流れる大きささまざまな粒径の土砂に対する濁度応答特性の把握が必要であり、粘土から粗砂までを対象とした統一的な検討を実施すべきであろう。

本研究では実河川での観測を想定し、 2mm 程度の粗砂までを検討対象として粒径別の濁度応答実験を行うこととした。なお、粒子の色調の影響については、宮崎らがほとんど影響を受けないことを示しているため、本研究では取り扱わないこととした。

2-2-2 実験方法

(1) 使用土砂の調整

本実験では、2mm までの土砂（茨城県鹿島産の山砂）を表-2-2 に示す 7 段階の粒径範囲に区分した。2mm から 0.075mm の粒径はふるい分けにより調整し、0.075mm 以下の粒径は水槽での沈降分級作業によって調整した。

また、現地河川を流下する土砂は粒度分布が広範囲に渡っているため、実際に流下している土砂を想定して、3 種類の混合粒径土砂を表-2-2 に示す混合率で調整した。検定用にはカオリン粘土を用いた。

沈降分級作業により得られた調整土砂及びカオリン粘土の粒径を確認し、また各作業で得られた調整土砂どうしの粒径の連続性を確認するために、レーザー回折式粒度分析装置（島津製作所製 SALD-3000）を用いて粒度分析を行った（図-2-2 の上 4 段）。図の 5 段目（0.075～0.18mm）はふるい分けによる調整土砂である。粒度分析の結果、カオリン粘土が最も細粒で、各調整土砂は設定粒径の順に大きくなってゆくことが確認された。

ただし、粒度分析結果は各設定粒径よりも大きめであった。0.075mm 以上の土砂はふるい分けの値が真値であるため、粒度分析装置の値は真値よりも大きめにシフトしている可能性がある。また、沈降分級作業では静水中の沈降時間を設定したが、沈降の初期段階では濁水を攪拌した影響が残っていて完全な静水になっておらず、設定粒径よりも粗い粒子が浮遊していた可能性がある。

いずれにせよ、粒径の大小の傾向は確認されたため、分級作業は適切に実施されたものと判断し、これらの土砂を実験試料として供した。

(2) 濁度センサー

同じ濁水（粒径や色調の条件が等しい）に対してもセンサーの違い（測定方式、センサー形状、測定空間の範囲）が測定値の差となって現れる可能性があるため、複数の濁度センサーを用いて比較することとした。

本研究では土砂観測技術の確立を目指しているため、洪水時の高濃度濁水（1000ppm 程度）に対応できる、自然光の影響を受けにくい、頑強な作りで現地に放置できる、等の条件を満たす現地用測定機が必要である。濁度計には一般的に、透過光式、散乱光式、積分球式などの方法が用いられているが、前述の条件に最も適合するのは赤外光を用いた後方散乱方式であると考えられる。そのため、本研究では赤外後方散乱濁度計を 3 種類、比較のために積分球式を 1 種類の合計 4 種類のセンサーを実験に用いた。各濁度センサーの諸元を表-2-3 に示す。

(3) 実験水槽

濁度計測時には土砂濃度が均一に保たれている必要がある。本実験では図-2-3 に示す攪拌水槽を作成したが、位置によっては渦や上昇・下降流が発生してしまうため、

沈降速度の大きい粗砂では均一性が保たれない恐れがある。そのため、最大粒径(0.84～2mm)の土砂を攪拌して、水槽内の位置ごとに浮遊状態を確認した。

図-2-4 に位置ごとの平均濃度と分散を示す。採水は図-2-3 のプロペラ周りに記された7箇所で行い、各位置の中層から30秒間に5回連続採水して平均と分散を求めた。

その結果、(6)の位置が設定濃度(2,000mg/l)に最も近く分散も小さいことから最適な位置と判断し、ここに濁度センサーを設置して計測することとした。なお、壁面は照射光の反射を防ぐために、つや消し黒で塗装した。

(4) 濁度計測

以上の準備のもと、粒径別濁度応答実験を行った。最初に、カオリン粘土を用いて25～2,000(mg/l)の7段階の溶液を作り、各センサーの出力値を検定した。次に、表-2-2に示した7種類の土砂と3種類の混合土砂を用いて25～2,000(mg/l)の7段階の溶液を作り、各センサーの出力値を記録した。出力値はデータロガーやパソコンを用いて、0.5～1秒間隔で30秒間取り込み、突発的に発生する異常値を排除した後に平均して濁度とした。

表-2-2 使用土砂の粒径区分と混合率

調整土砂 粒径区分(mm)	混合土砂(混合比)		
	細粒(%)	中粒(%)	粗粒(%)
0～0.015	5.5	5.5	5.5
0.015～0.037	23.0	12.3	9.6
0.037～0.075	21.9	19.2	13.7
0.075～0.18	17.8	26.0	17.8
0.18～0.42	13.7	19.2	21.9
0.42～0.84	9.6	12.3	26.0
0.84～2.0	5.5	5.5	5.5
カオリン			

表-2-3 使用センサーの諸元

センサー	A	B	C	D
測定方式	後方散乱	後方散乱	後方散乱	積分球
使用波長	880nm	860nm	875nm	660nm
測定範囲	2,000NTU	1,000NTU	2,000NTU	500NTU
精度	2%FS	5%FS	2%FS	2%FS

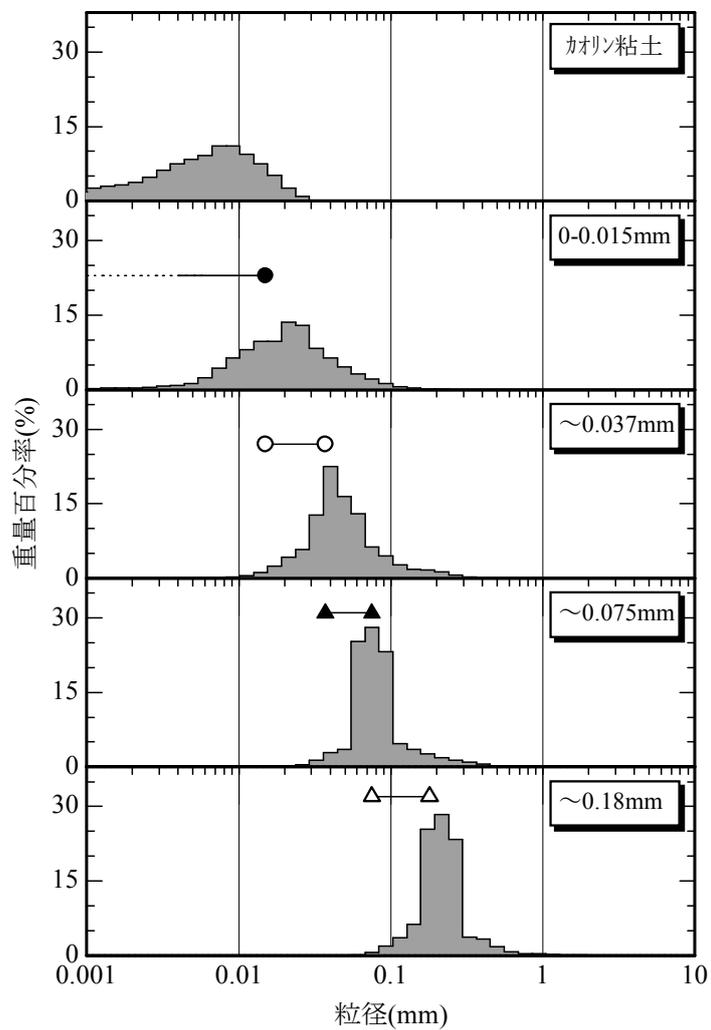
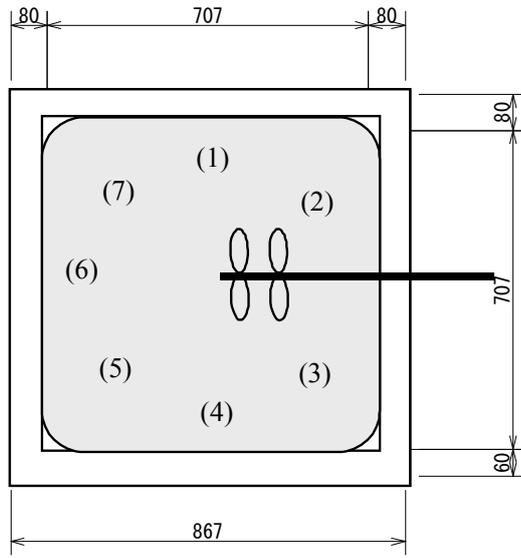


図-2-2 調整土砂の粒度分布（レーザー粒度分析装置による確認）

平面図



断面図

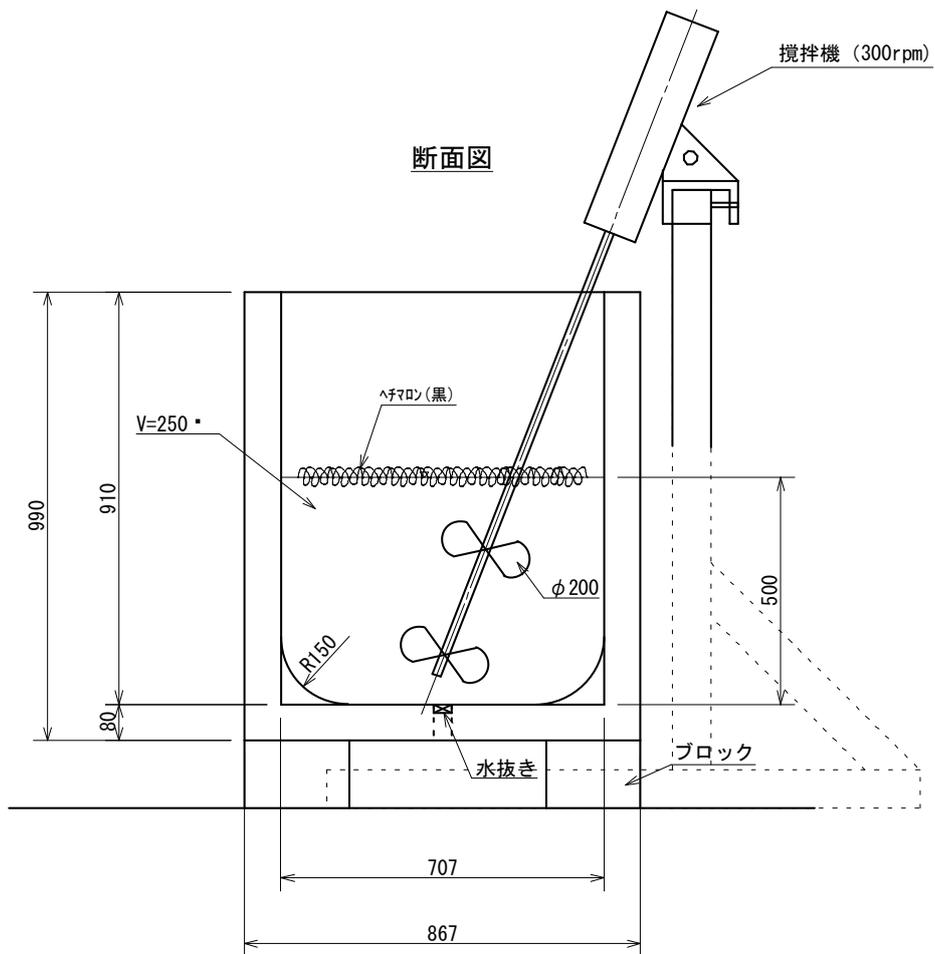


図-2-3 攪拌装置の概要と攪拌状態の確認位置

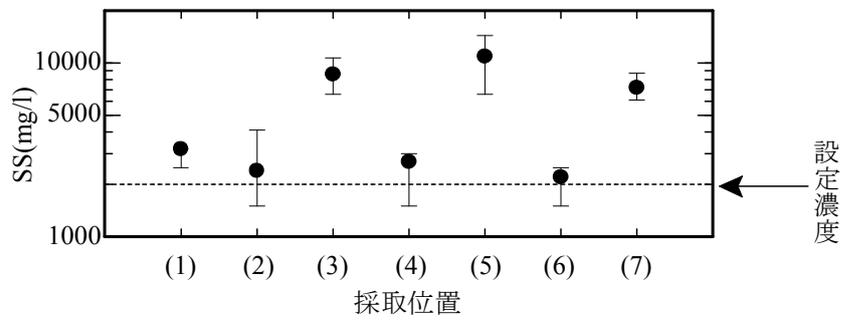


図-2-4 攪拌装置の各位置での平均濃度と分散

2-2-3 実験結果

ここでは、最初に粒径別の濁度計測を行い、その結果を整理して粒径をパラメーターにして土砂濃度-濁度の関係を定式化した。次に、この式により混合粒径土砂の濃度を濁度と粒径から推定し、実験結果と比較した。

(1) 粒径別の濁度計測結果

図-2-5(1)～(2)に各粒径の設定濃度に対する濁度計測値(時系列)をセンサー別に示す。この結果を用いて濁度の平均値を求め、粒径別に濁度と土砂濃度の関係を整理した(図-2-6)。なお、カオリン粘土は濁度の検定に用いているので、濁度と土砂濃度は等しい。

まず、図-2-6を見ると、土砂濃度に対する濁度の値はセンサーごとに異なっており、特に同じ赤外後方散乱方式(A～C)でも出力の様子が異なる。例えば、Aは2mmまでの粒径に対して出力が線形的だが、Bは0.42mm以上でほとんど反応せず、Cは0.18mmを越える頃より出力が線形的でなくなる。また、積分球式のDは0.075mmを越える頃より出力が非常に低くなり、精度以下(25ppm)の反応となった。

したがって、現地で異なるセンサーを混在して使用する際には、その取り扱いに注意を払うべきである。また、赤外後方散乱方式濁度計が計測できる粒径は、機種による差もあるが大体の目安として0.42mm以下(土質区分上の細砂以下)と言える。

次に、濁度計測値(図-2-5)を見ると、どのセンサーでも細かい粒子では出力値は時間的に安定しているが、粒径が大きくなるにつれ分散がはげしくなる。また、同じ設定濃度でも粒径が大きくなるほど出力濁度は低下する。

この原因は次のように考えられる。粒子径が大きくなると沈降速度も大きくなるために、乱流中では時空間的に濃度の不均一性が大きくなる。また、同じ濃度であっても粒子径が大きくなるほど粒子数は減少するため、センサーの発光が粒子の散乱を受ける時間的な確率は減少する。このことは河川水中でも同じであるから、大きな粒子は細粒成分に比べて計測しにくいと言える。

濁度平均値で整理した図-2-6によれば、例えば、実験で使用した2番目に大きい0～0.015mmの粒径についてみると、赤外後方散乱方式(A～C)では濁度はSSの7割程度、積分球式のDでは3割程度の値となった。

そこで次に、粒径・濁度と土砂濃度の関係を定式化する。なお、本実験で用いた積分球式濁度計は粗粒分への応答が最も悪かったので、検討から除外した。

(2) 粒径と濁度の相関関係

ミーの散乱理論によれば、赤外光濁度計では $1\mu\text{m}$ 以上の粒子について散乱強度(濁度)は濃度と粒子比表面積に比例するので、この関係は次式のように表される。

$$T_b = \alpha \left(\frac{1}{d} \right)^n \text{SS} \quad (2-1)$$

ここで、 T_b は濁度、 SS は土砂濃度、 d は粒径、 α と n は補正係数である。粒子表面積との比例関係を厳密に言うと $n=1$ であるが、実験で用いた各粒径土砂は粒度分布があり、粒子形状の均一性も不明であるので、それらの要因を考慮すると n は1からずれる可能性がある。

式(2-1)を各センサーの濁度計測結果に適用して、計算値と実験値の差が最小となるように α と n を決定した。計算に用いる粒径は設定粒径範囲の対数軸上の中央値とし、カオリン粘土の粒径は図-2-2より0.006mmとした。

残差が最小となる係数はいずれのセンサーでも $n=1$ 、 $\alpha=0.006$ となった。同じ係数が得られたのは、最小粒径（カオリン粘土）の影響が最も強く利いた結果である。

式(2-1)に係数を適用して濁度を推定すると図-2-7が得られた。AとBは比較的精度良く濁度を再現できていることが分かる。Cは100ppm以下の値で再現性が低い。これは図-2-6に示されているように土砂濃度が100mg/l以下の時に線形性が保たれていないためである。

以上より、粒径に対する応答性はセンサーごとに異なり、応答性の良いセンサーでは濁度と粒径の関係を定式化できることが示された。

(3) 土砂濃度の推定

前節では土砂濃度と濁度及び粒径の関係が明らかになったので、次に実際の河川を想定して、粒度分布を持った混合粒径土砂の土砂濃度を推定する。

粒度分布が分割数 k 、それぞれの粒径に対する重量比が P_i として与えられているとき、各粒径の土砂濃度 SS_i と濁度 T_{bi} は次式で与えられる。

$$SS_i = SS \times P_i \times k \quad (2-2)$$

$$T_{bi} = \alpha \left(\frac{1}{d_i} \right)^n SS_i \quad (2-3)$$

$$T_b = \frac{1}{k} \sum_{i=1}^k T_{bi} \quad (2-4)$$

これらを整理すると、次式が求まる。

$$SS = T_b / \alpha \sum_{i=1}^k \frac{P_i}{d_i^n} \quad (2-5)$$

検証に用いるのは表-2-2に示した3種類の混合土砂であり、この粒度分布（粒径別の混合比）と計測濁度を式(2-5)に代入して元の土砂濃度を推定した。図-2-8に土砂濃度の推定値と設定値の比較を示す。AとBについては、誤差が1~2割程度あるが、線形性が良いためまずまずの結果であるといえる。

したがって、濁度と粒度分布から土砂濃度を求めるためには、まず単粒径に対する濁度応答関係を求め、次に混合粒径土砂を用いた実験によって式(2-5)の検定を行えばよい。

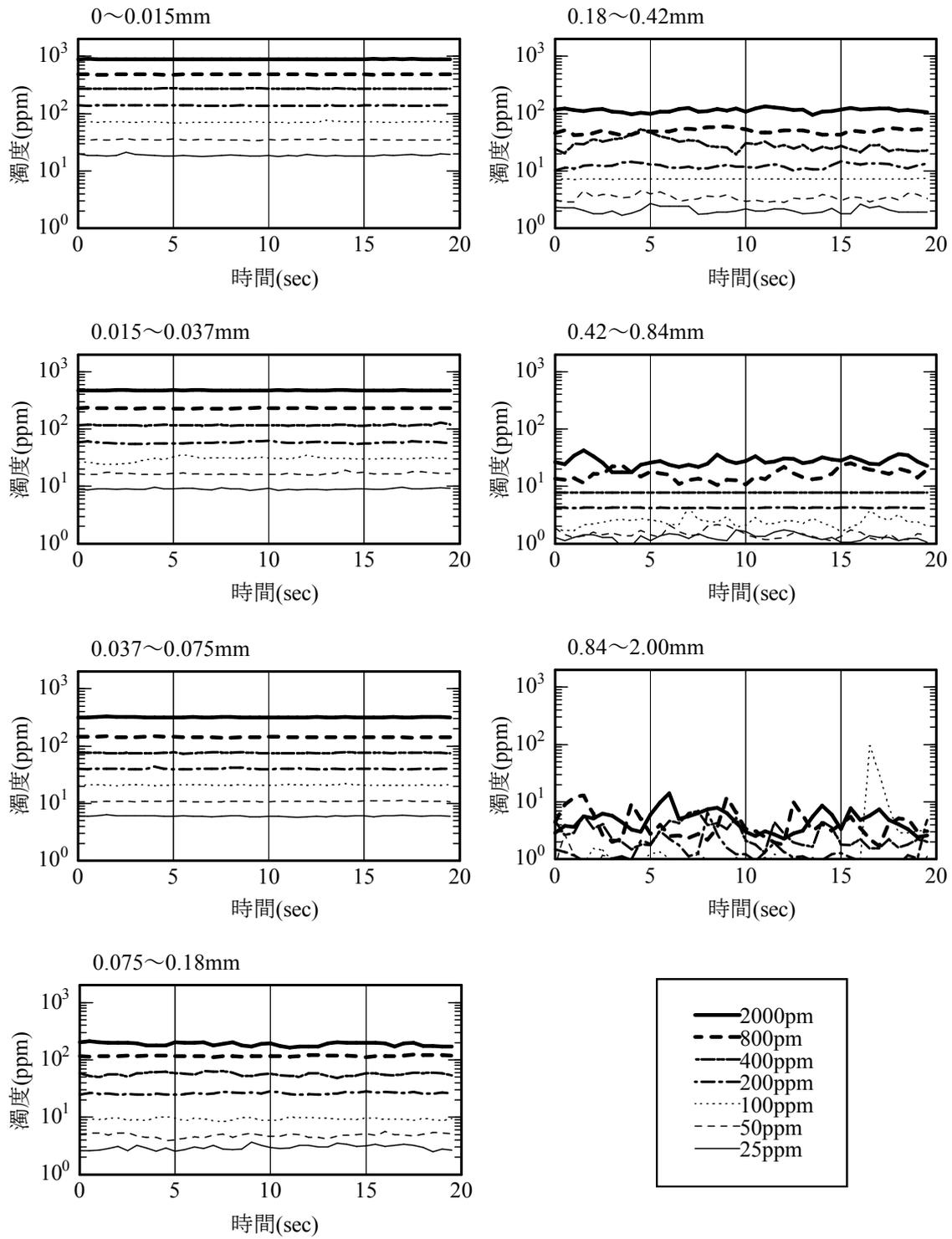


図-2-5 (1) 各粒径土砂に対する濁度計測結果 (センサーA)

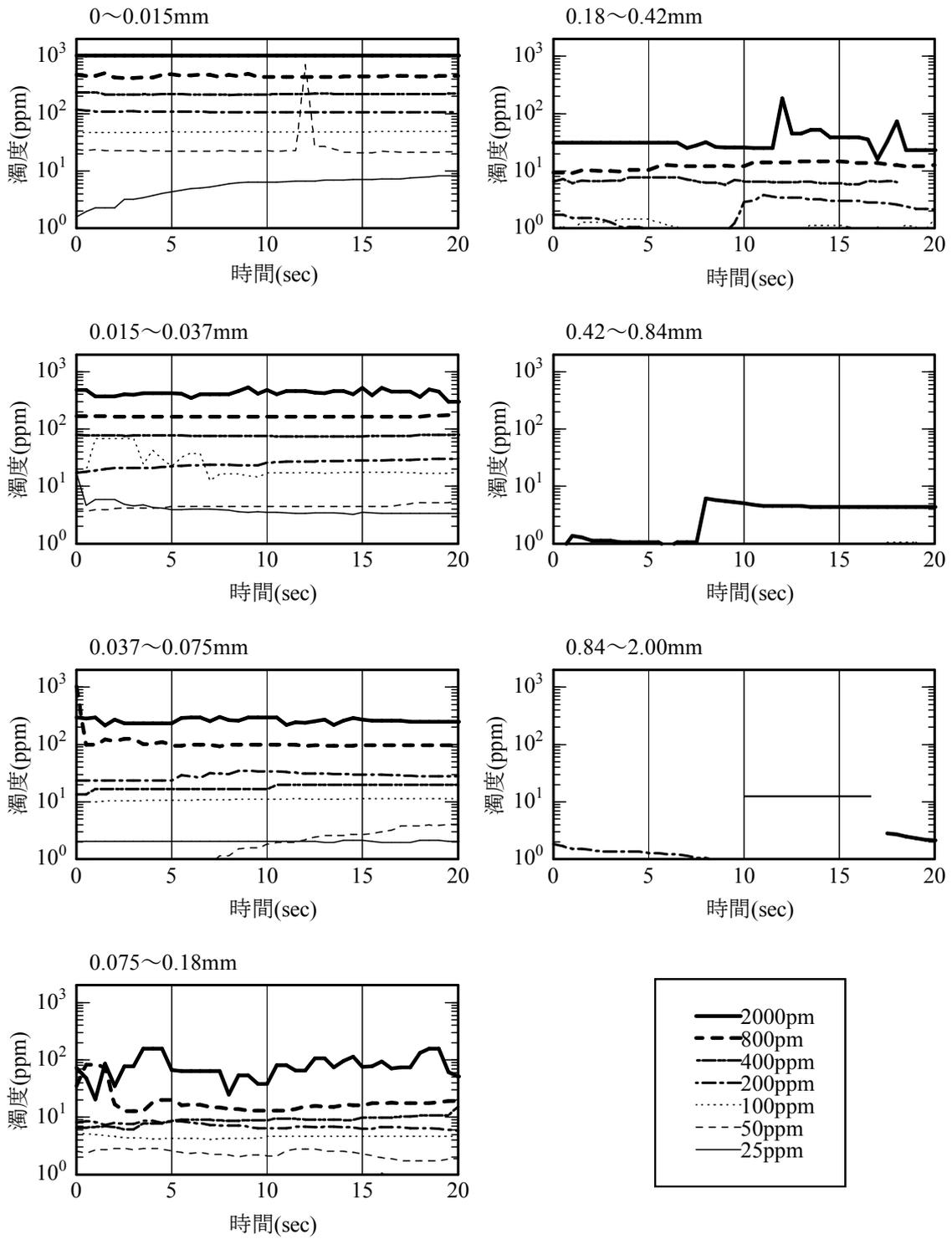


図-2-5 (2) 各粒径土砂に対する濁度計測結果 (センサーB)

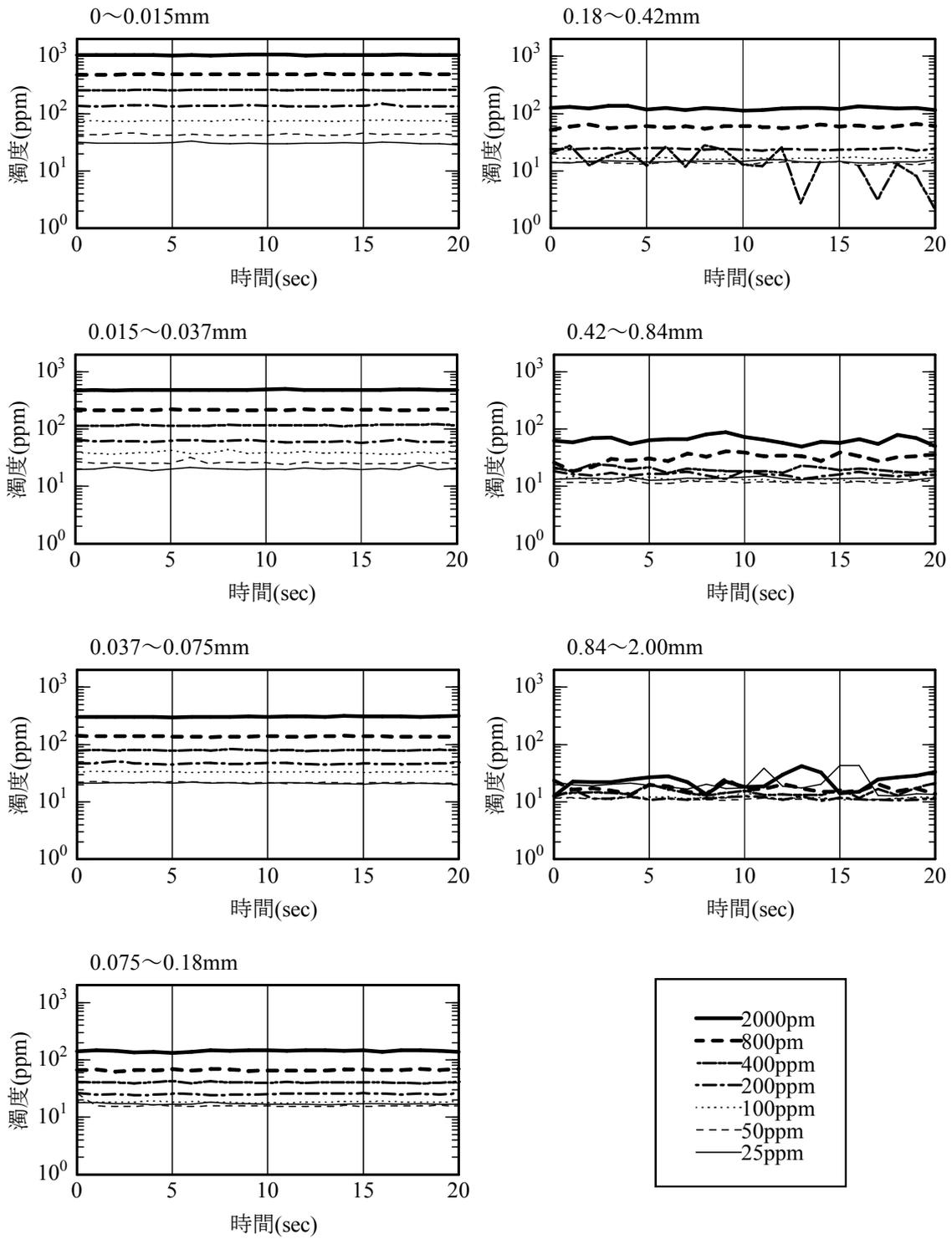


図-2-5 (3) 各粒径土砂に対する濁度計測結果 (センサーC)

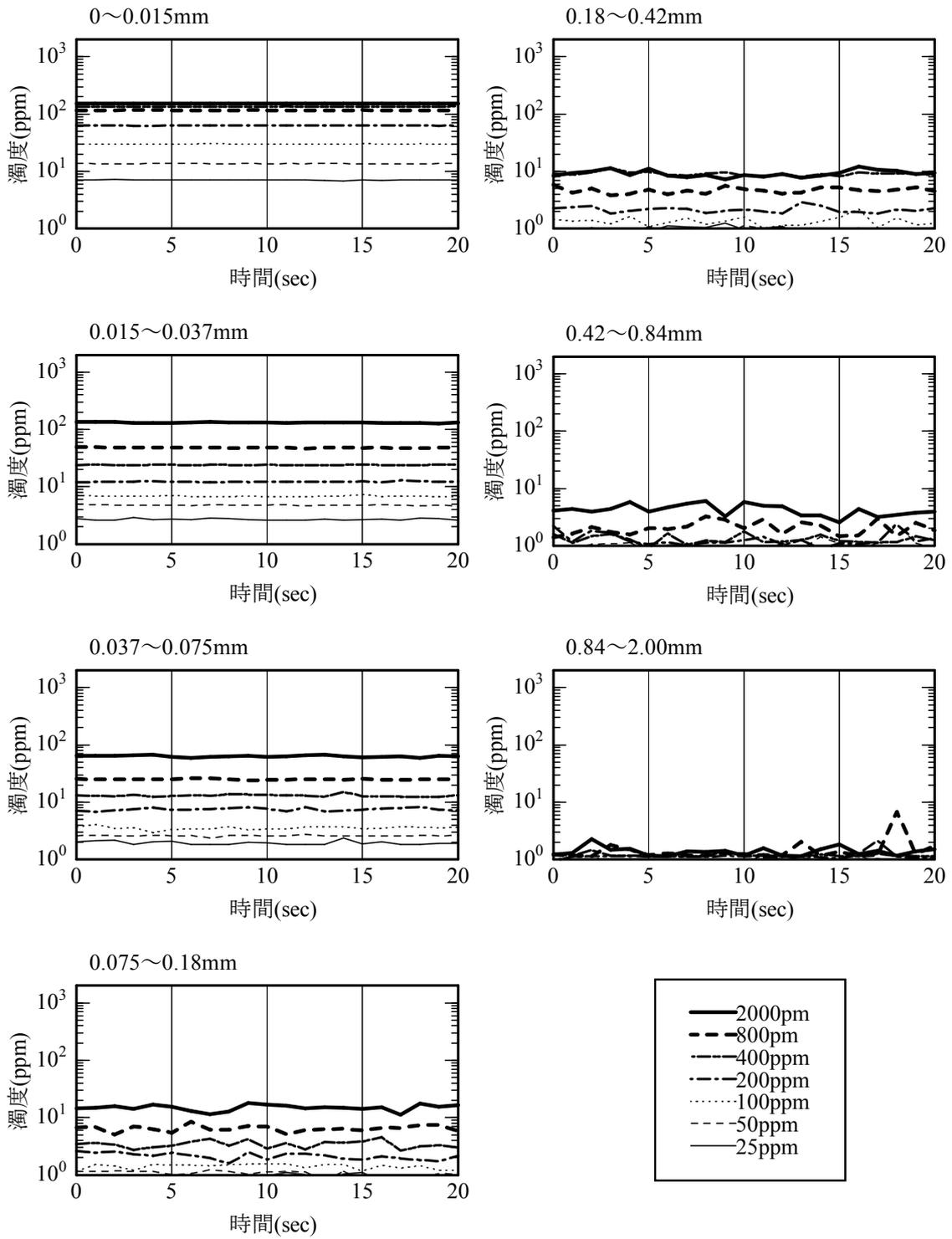


図-2-5 (4) 各粒径土砂に対する濁度計測結果 (センサーD)

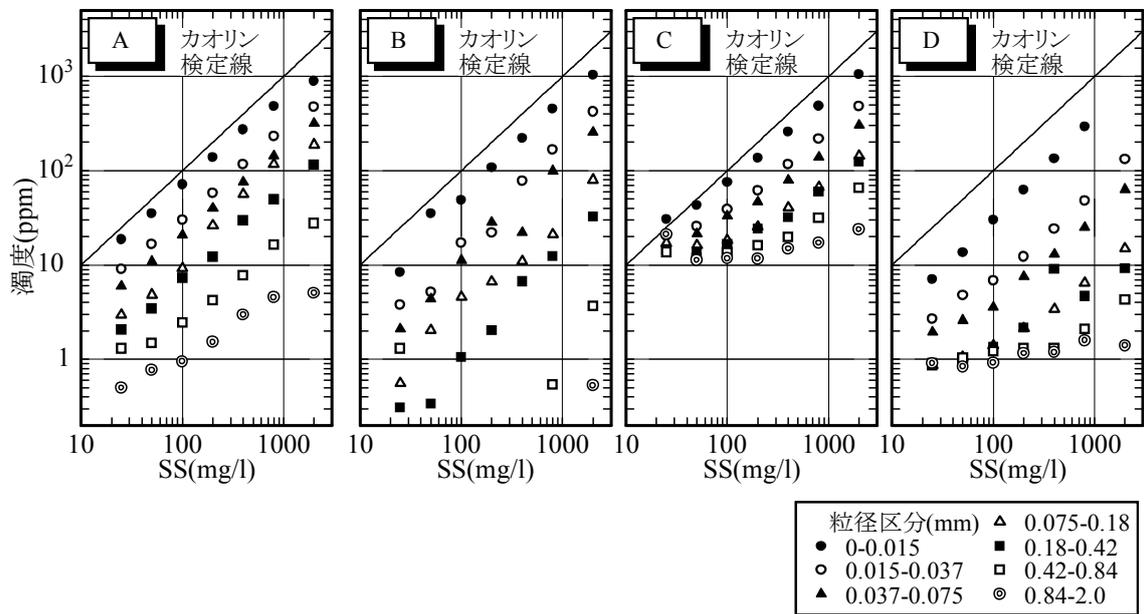


図-2-6 各粒径土砂に対する土砂濃度と濁度の関係 (センサーA~D)

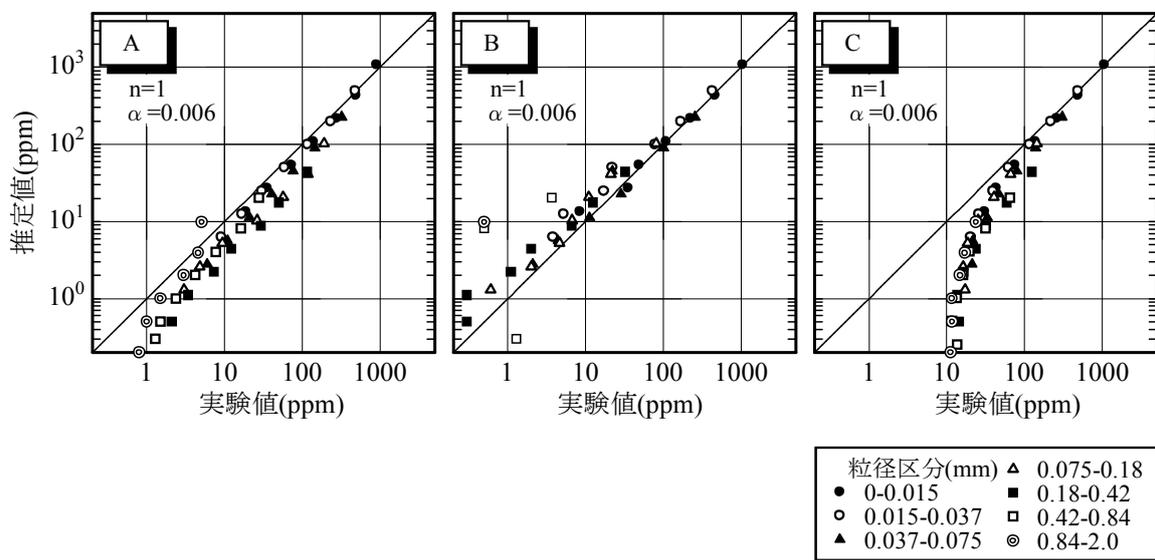


図-2-7 粒径と土砂濃度から推定した濁度の検証

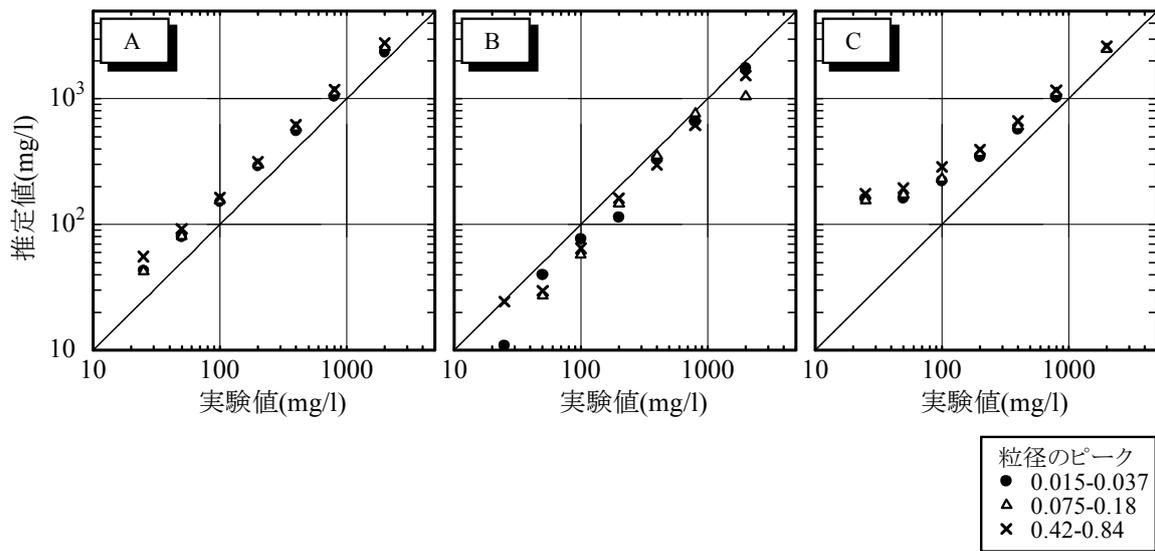


図-2-8 混合粒径土砂の粒度分布と濁度から推定した土砂濃度の検証

2-2-4 現地での適用範囲

これまでの結果をまとめると、濁度計が感知できる土砂粒径は機種による差があるが上限が概ね 0.42mm 程度である、濁度計の応答は粒径依存性が非常に強い、濁度と粒度分布から土砂濃度を推定できる、となる。

一方、現地で土砂観測することを考えて上記の結果を言い換えると、河道を流れる砂分は把握できず、土砂濃度を知るためには粒度分析を行う必要がある、ということになる。そのため、初めに述べた「土砂モニタリングの有効なツール」とはあまり言えなさそうである。

しかし多くの洪水観測では、粒度分布を無視しても濁度と土砂濃度の相関は高いことが示されている（清水ら，1998；張ら，1994；川村ら，1997；坊野ら，1998；山口ら，2000）。本研究の実験結果と現地観測事例の違いは何であるか。

これを確かめるために、先に実施した混合粒径土砂の実験結果について、図-2-9 に粒度分布（混合比）及び、土砂濃度と濁度の関係（センサーA）を示す。混合粒径のピークは1オーダー以上異なるが、濁度は2割程度しか変わらない。濁度は細粒成分に強く反応するため、実験で最小粒径の比率を同じにしたことがこの結果を導いている。したがって、シルトや砂の構成比が変化しても濁度にはあまり影響を及ぼさないとと言える。

次に、現地観測事例として、図-2-10～12 に宮城県七ヶ宿ダム流域における洪水時の採水観測結果を示す。この流域には2つの河川が流れ、合流した直後にダムに流入している。1996年9月の洪水時に現地観測を実施し、2河川とダム上流端でバケツ採水を行い、その場で濁度を計測した後に実験室でSSと粒度分布を分析した。なお、この調査結果は著者のうちの一人が本研究とは別に実施したものを引用している（横山ら，2000）。

図-2-10の上段は洪水概況、下段は各地点での懸濁土砂のD50の時系列である。これにより、河川Aの代表粒径は0.01～0.02mm、河川Bは0.03～0.04mm、ダムは0.005～0.007mmと地点ごとに分布が異なるものの、洪水の流況変化による粒径の変動は少ないことが分かる。

また、図-2-11に粒度分布の一例として河川Aとダム地点のピーク流量時の分析結果を示す。河川では粘土から砂まで含まれているが（0.0003～0.4mm）、ダム地点では細かい成分のみとなっている。これは、停滞水域に流入したことで分級されたためである。

このような特徴を持つ各地点の濁水について、「濁度－土砂濃度の相関」は図-2-12のようになり、地点ごとに異なる関係が現れた。河川AとBでは、Aの方が粒径が細かいため濁度もわずかに高くなっている（もっとも、この程度は現地計測における誤差の範囲と考えても良い）。また、ダムでは粒径が河川の1/5程度と小さかったため、濁度にもその傾向が明確に現れている。

別の観測事例として、図-2-13、14に白川での洪水時の採水観測結果を示す。図の上段は洪水概況、下段は懸濁土砂のD10、D50、D90の時系列である。白川の観測地

点は下流の1地点のみであり、観測及び分析方法は上と同じである。これより、**図-2-13**はピーク流量が $95(\text{m}^3/\text{s})$ であり、**図-2-14**は $1,100(\text{m}^3/\text{s})$ と大きく異なるにもかかわらず、粒径(D50)は $0.009\sim 0.02\text{mm}$ の範囲にあり、大きな変動は見られない。

図-2-10, 11, 13, 14のような粒径変動特性がどの程度一般性を有するかは分からない。しかし多くの河川で固有の「濁度-土砂濃度の相関式」が示されており、このことから逆に考えて、流域地質条件や河床勾配、水理量などが大きく変化しなければ流送される土砂の粒径構成もあまり変わらない可能性が高い。

以上より、濁度応答は粒径依存性が高いが、現地で移動している土砂の特性を把握しておけばモニタリングツールとして活用できると言える。つまり、予め採水分析によって地点ごとに「濁度-土砂濃度の相関式」を作成し、濁度のみから土砂濃度を推定することとなる。

例えば、河道の定点で連続観測を実施する場合、流送される土砂の粒径構成はあまり変わらず、また粒度分布が粘土から砂まで広範囲にわたっているために、予め作成した「濁度-土砂濃度の相関式」により砂分を含んだ通過土砂濃度を通年で時系列的に把握できるであろう。

そこで次に、濁度計による通過土砂量の推定精度について検討を行う。

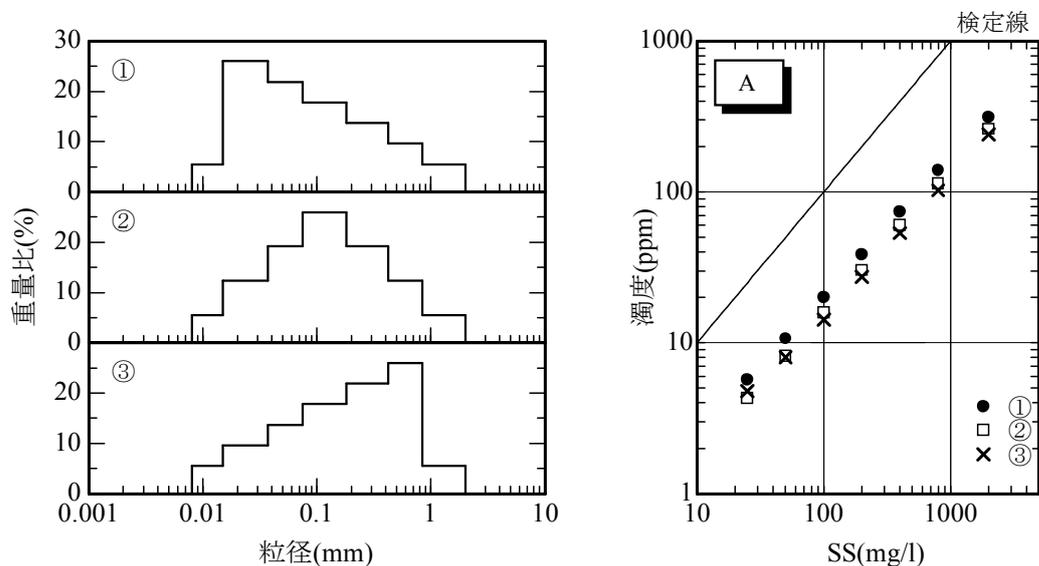


図-2-9 混合粒径土砂の粒度分布(左)と各土砂に対する濁度出力(右)

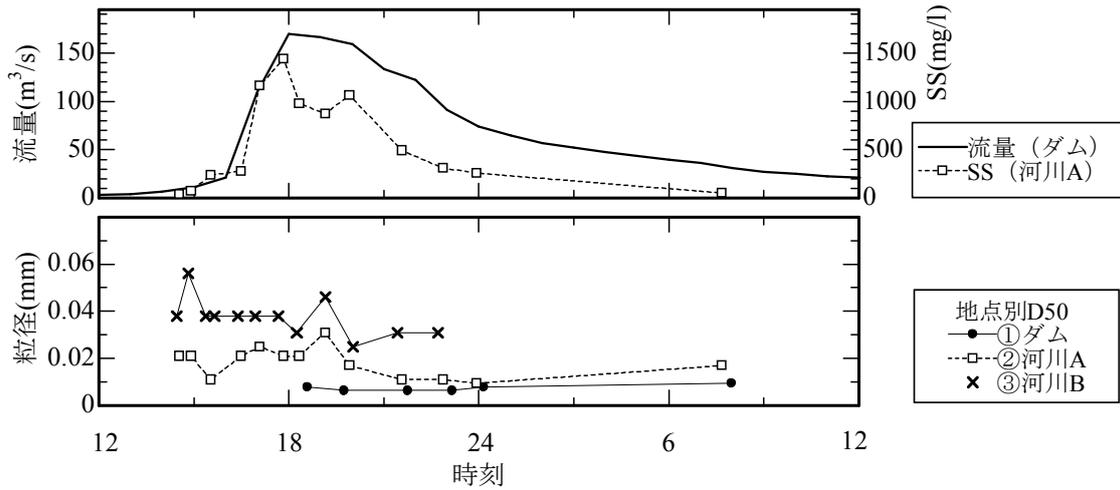


図-2-10 洪水時懸濁土砂の粒径時系列 (宮城県七ヶ宿貯水池流域)

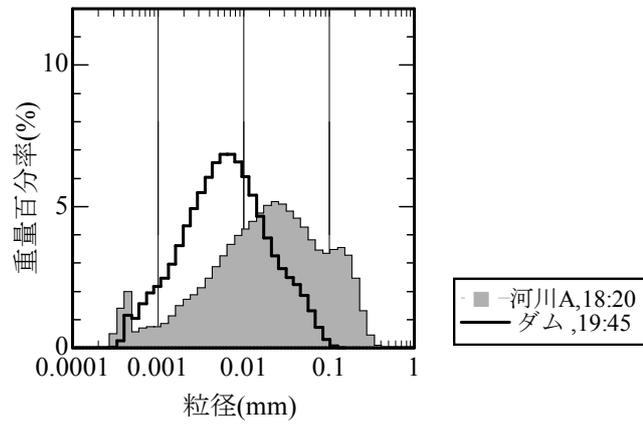


図-2-11 粒度分布の例

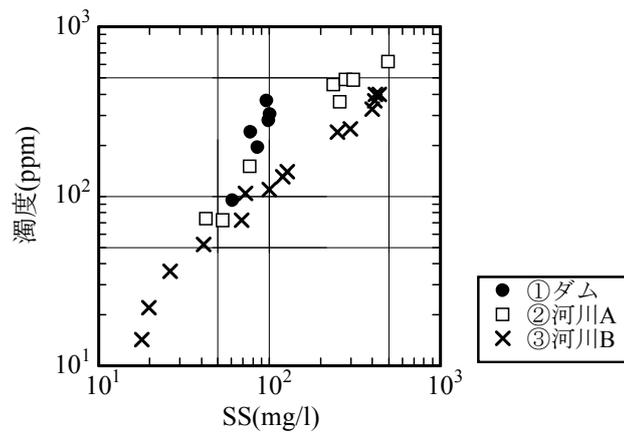


図-2-12 土砂濃度と濁度の地点別相関

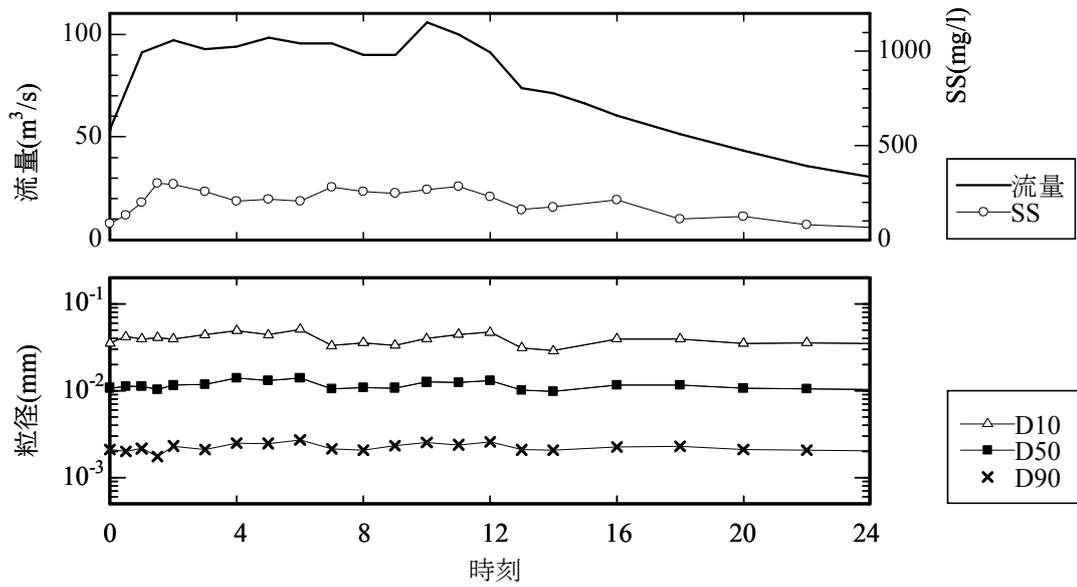


図-2-13 洪水時懸濁土砂の粒径時系列 (白川, 2001/6/14)

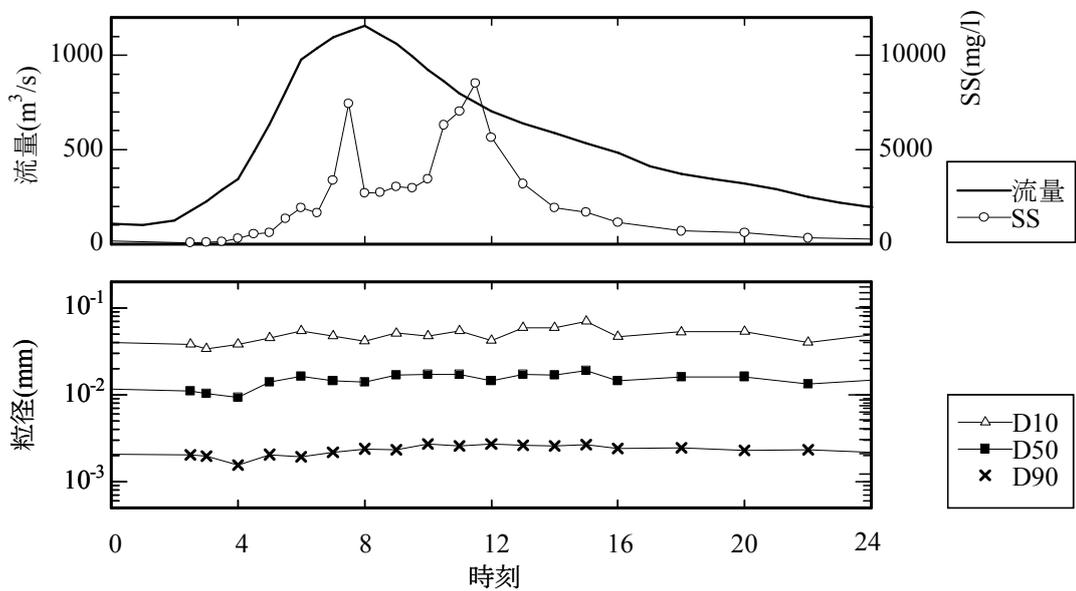


図-2-14 洪水時懸濁土砂の粒径時系列 (白川, 2001/6/29)

2-3 濁度計による通過土砂量の計測精度

2-3-1 一洪水での精度検証

ここでは、一回の洪水で貯水池に流入した土砂量を検討する。貯水池への流入土砂量は流入端における濁度計測から求め、この土砂が貯水池に堆積した結果をセディメントトラップによる調査から求めて、両者を比較する。なお、この調査結果は著者のうちの一人が本研究とは別に実施したものを引用している（横山ら、2000）。

（1）観測方法

試験対象地は宮城県七ヶ宿ダム貯水池であり、図-2-15 に貯水池の平面図と観測地点を示す。貯水池の総貯水容量は約 $1.0 \times 10^8 \text{m}^3$ であり、オールサーチャージ方式で常時表層放流を実施している。貯水池上流端には貯砂ダム（総貯水容量は約 $1.0 \times 10^6 \text{m}^3$ ）が設置されている。流域面積は約 240km^2 であり、このうち 185km^2 が上流河川の流域で（77%）、残りの 55km^2 は貯水池に直接接している残流域である。上流河川は貯砂ダムを経由して貯水池に流入する。

貯水池への流入土砂量を計測するために、貯砂ダムの越流部分に自記式濁度計（アレック電子製、MTB-16K）を設置し1時間間隔で連続計測した。また洪水時には、30分から2時間間隔で越流濁水をバケツにより採水して、その場で濁度と水温を計測し、その後採水を実験室に持ち帰ってSSと粒度分布を分析した。

貯水池内の土砂堆積量は、貯水池の10地点において湖底から1mの高さにセディメントトラップ（口面積： 92.2cm^2 、高さ：20cm）を設置して計測した。セディメントトラップの設置期間は、洪水前から洪水後にかけての約1ヶ月間である。なお、この貯水池では洪水時に表層放流を実施しているため、ほとんどの濁質は貯水池内に沈殿すると考えてよい。

（2）精度検証

検証材料は1996年9月22日の洪水である。洪水時の採水分析の結果、濁度とSSの相関は図-2-16 のようになった。これより、両者の相関は高いことが分かるので、この相関関係を用いて濁度時系列をSS時系列に変換する。図-2-17 に貯砂ダムにおける流量とSS時系列を示す。この洪水で貯水池に流入した土砂量は、SSに流量をかけて時間積分して求めた。

一方、この洪水による貯水池の土砂堆積量（SS沈殿量）は図-2-18 に示す分布となった。ここで、セディメントトラップは洪水を挟んで1ヶ月間設置したため、洪水以外の平常時の沈殿も見込まれる。しかし、この量を直接求めることは出来ないため、洪水のなかった同年6月から8月までに計測した沈殿量より日平均沈殿量を算出して、検証期間の平常沈殿量を求めた（図の白抜き部分）。正味の洪水時沈殿量は、各地点の全沈殿量から平常時沈殿量を差し引き、これに地図上で区分した各地点の支配面積をかけて合計した。

計算の結果、貯水池への総濁質輸送量は 1,084ton となり、一方、貯水池内の総沈殿量は 1,213ton となった。沈殿量の方が 1 割ほど多いが、これは残流域（全流域面積の 23%を占める）からの流入の影響であると考えられ、このことを考慮すれば両者は概ね一致していると言える。

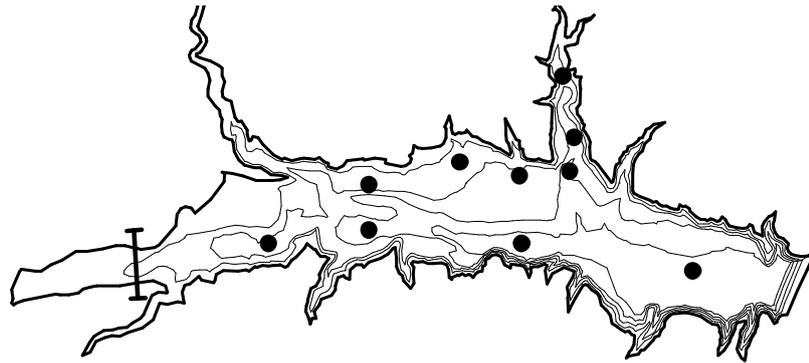


図-2-15 七ヶ宿貯水池の平面図と観測地点

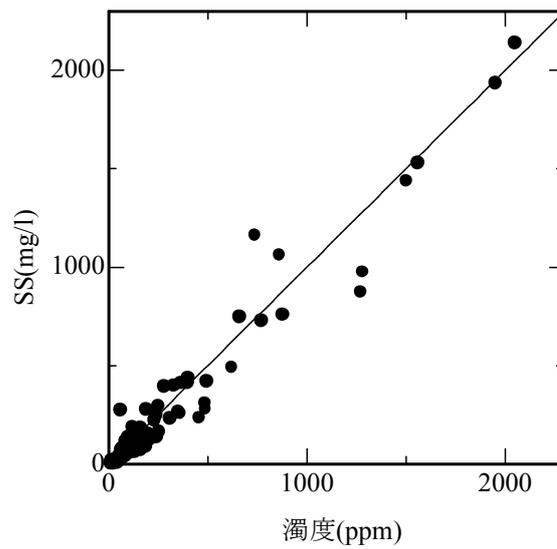


図-2-16 濁度と SS の相関

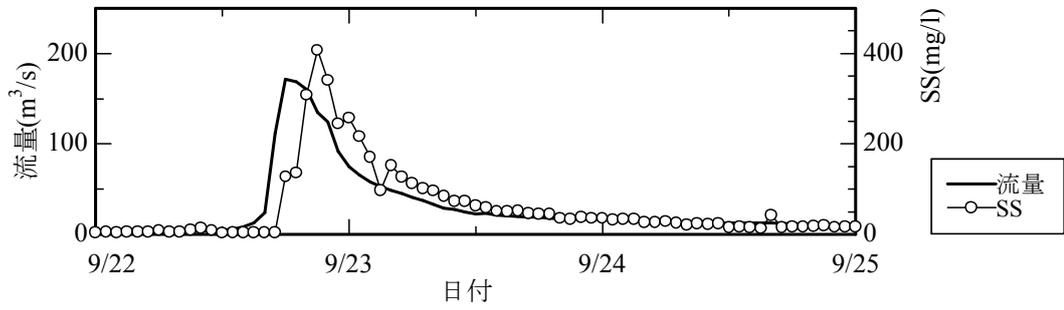


図-2-17 貯砂ダムにおける流量とSSの時系列

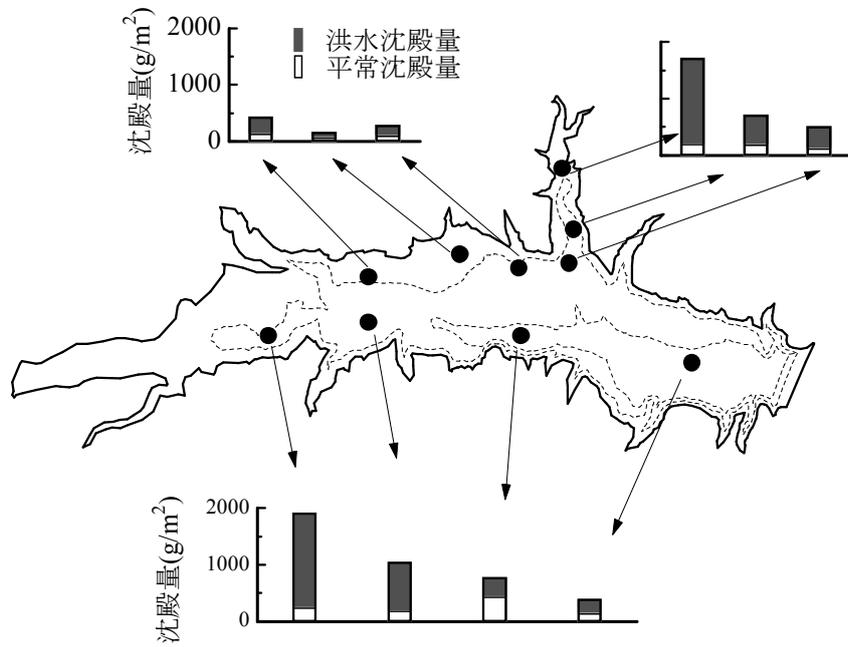


図-2-18 貯水池内の土砂堆積量分布

2-3-2 一年間を通じた精度検証

ここでは一年間に汽水湖に出入りする懸濁土砂量を検討する。汽水湖への流入土砂量は上流河川における濁度計測から求め、一方、汽水湖から海域への流出土砂量は、感潮河道における濁度及び流速鉛直分布の計測から断面通過量として求める。この両者の差から汽水湖での一年間の堆積量を求め、地質学的な堆積速度と比較する。

(1) 観測方法

観測対象地は茨城県那珂川水系涸沼川である。図-2-19 に流域の概要と観測地点を、図-2-20 に涸沼下流域について河床縦断面図を示す。涸沼川は標高 300~500m の低平山地に源を發し、流路延長 65km、流域面積 459km² である。涸沼川は下流の沖積平野において支川の涸沼前川が合流して涸沼に流入する。涸沼は湖面積が約 9km²、最大水深 3.1m、平均水深 2.1m と浅く、また湖面標高は 0m である。さらに、涸沼は約 8km の感潮河道を通じて那珂川河口に接続しており、日常的に塩水が遡上する汽水湖となっている。

上流河川での観測では、涸沼川本川と支川の 2ヶ所に濁度計（写真-2-1）と水位計を設置し、2000年9月1日から2001年8月31日までの1年間にわたって20分間隔で連続モニタリングした。濁度計の設置状況を写真-2-1に示す。また、各地点に自動採水機を設置して、洪水時には毎正時に濁水を1リットルずつ採取した。サンプルボトルは洪水終了後に回収して、実験室でSSと粒度分布を分析した。

また、流量の公的な観測データは無いため、独自に洪水流量観測を実施してH-Q式を作成し、水位より流量を求めた。ここでは年間の物質輸送量を検討するため、洪水時の大流量だけではなく低水流量についても精度が必要である。そのため、2つの河川について、流域面積比と年間累積流量の割合の整合性、流出率の整合性を検討して、低水流量を補正した。

感潮河道では河口より 6km の地点に超音波流速計と濁度計、塩分水温計を設置し、30分間隔でモニタリングした。観測期間は上流と同じである。超音波流速計は河床に設置して鉛直上方の流速分布を計測し、濁度計と塩分水温計は河床より 1m、4m、7m の位置に係留した。

本観測で用いた機器類は、濁度計（アレック電子製 ATU-8M）、水位計（ダイバー）、塩分水温計（アレック電子製 MDS-CT）、超音波流速計（RDI社製 ADCP1200 kHz）、自動採水機（ISCO6700）である。

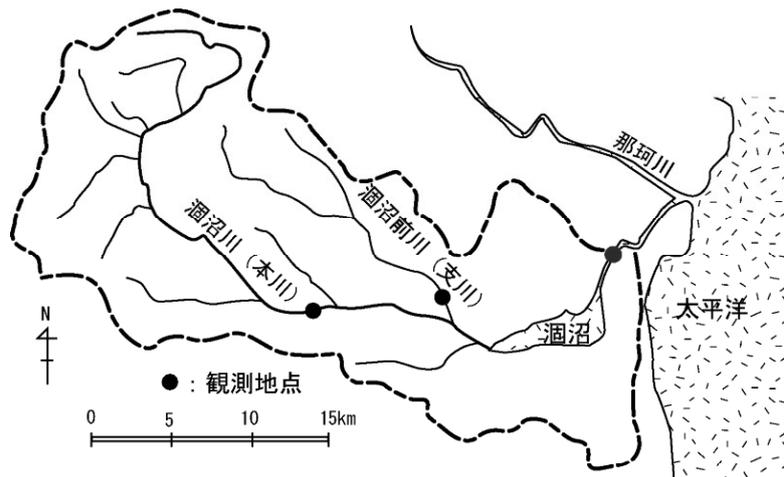


図-2-19 濁沼流域の概要と観測地点

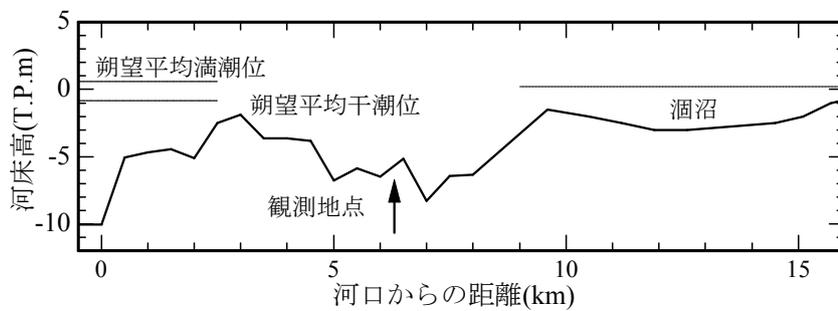


図-2-20 濁沼下流域の河床縦断図



ワイパーによりセンサー周辺だけ汚れの付着がない



水位標識にゴムバンドで固定

写真-2-1 ワイパー機能付き濁度計 (左) とその設置状況 (右)

(2) 上流河川の観測結果

図-2-21 に涸沼川本川の濁度モニタリング結果を示す。図の上段は河川流量，下段が濁度である。これより，濁度が洪水時に発生している様子が捉えられており，一年間にわたってデータが連続的に取得できていることが分かる。この観測で用いた濁度計にはワイパー機能があり（写真-2-1），光学センサーの汚れやゴミを計測直前に除去することが可能であるため，安定して計測が行われた。なお観測期間の流況は，最大流量が $125\text{m}^3/\text{s}$ であるが，一方で過去 11 年間の平均年最大流量は $134\text{m}^3/\text{s}$ であるため，この年は平均的な出水規模であったと言える。

洪水観測により得られた SS と濁度のデータを整理したところ，図-2-22 に示す相関図が得られ，ここでも高い相関が認められた。そのため相関関係を用いれば，濁度時系列データから一年間の SS 時系列データを作成することが出来る。これについては後に解析する。

(3) 感潮河道の流れの状況

涸沼下流の感潮河道における平常時の流れの典型例を図-2-23 に示す。流速・塩分・濁度のいずれもほぼ全層一様となっているが，上げ潮や下げ潮によって流れが逆転する際にわずかに勾配が生ずる。白川や多摩川の感潮河道で観測された高濁度水塊（後述）は，ここでは 1 年を通じてほとんど確認されなかった。その原因については現時点では不明である。

なお，参考までに河口で合流している那珂川の 8km 地点での観測結果を示すが（図-2-24），那珂川では塩水楔が形成されて塩淡二層状態となっている。両者に違いが生ずる要因は次のように推測される。

那珂川の河床縦断形状は平坦であるが，涸沼下流域は河口から 3km の地点に浅いマウンドがあり，ここで混合が促進される可能性がある。次に，感潮河道の上流端には涸沼（湖面標高 0m）が存在し，その容積は感潮河道の約 10 倍ある。そのため，塩水の遡上・後退による水位変動が涸沼で緩衝されて海面と湖面の相対水位差が大きくなり，流れが大きな流速になる可能性がある。平均流速は約 $\pm 0.4\text{m}/\text{s}$ であり，水塊は 6 時間で約 8.5km 移動する。これは，海水（もしくは湖水）が河口と涸沼の間を一潮汐で往復している計算となり，強混合的な速い流れを生み出す要因となっていると考えられる。

(4) 涸沼の懸濁土砂の通過状況

涸沼における土砂の通過状況をみるために，図-2-25 に涸沼川と感潮河道における 1 ヶ月間の濁度の時系列を示す。7 月 18 日に平均年最大流量に対して半分程度の規模の洪水が発生し，それに伴って河川では濁度が上昇したが感潮河道ではほとんど濁度の上昇がみられない。

この洪水で発生した河川水の総量は 340万 m^3 であり，一方涸沼の容積は $1,900 \text{万 m}^3$ であるため，湖水を全て入れ替える規模ではない。そのため，涸沼で一旦滞留する

間に沈殿し、あるいは希釈されることによって流出水の土砂濃度が低下したと考えられる。

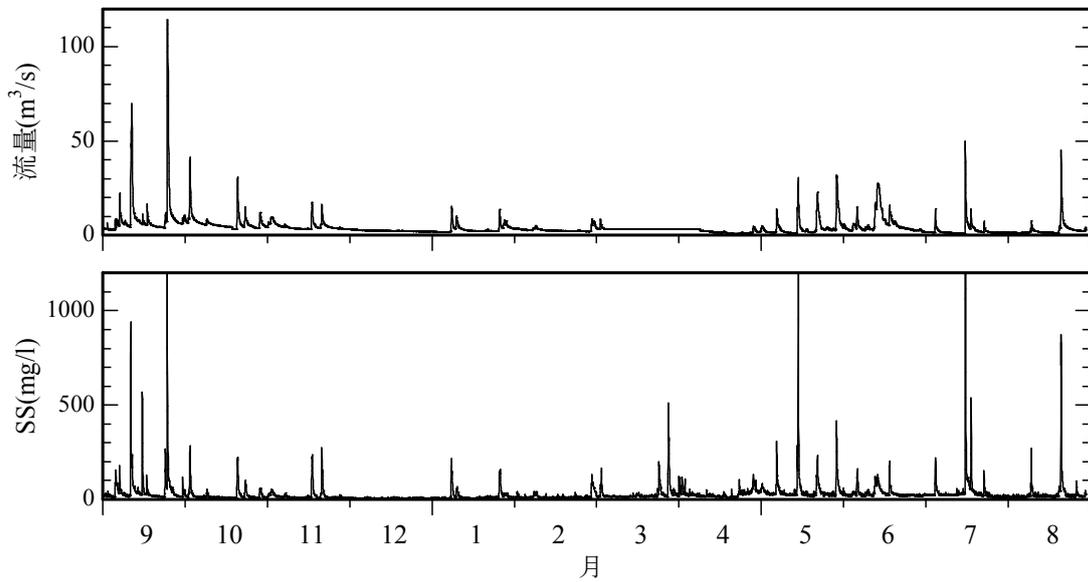


図-2-21 澗沼川本川の濁度モニタリング結果 (2000年9月~2001年8月)

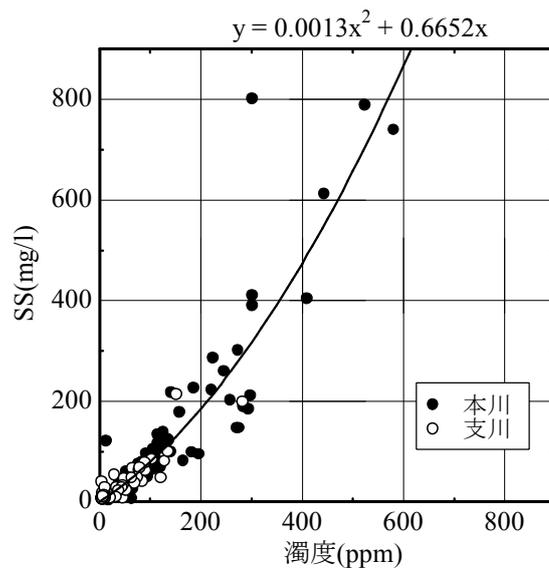


図-2-22 濁度とSSの相関

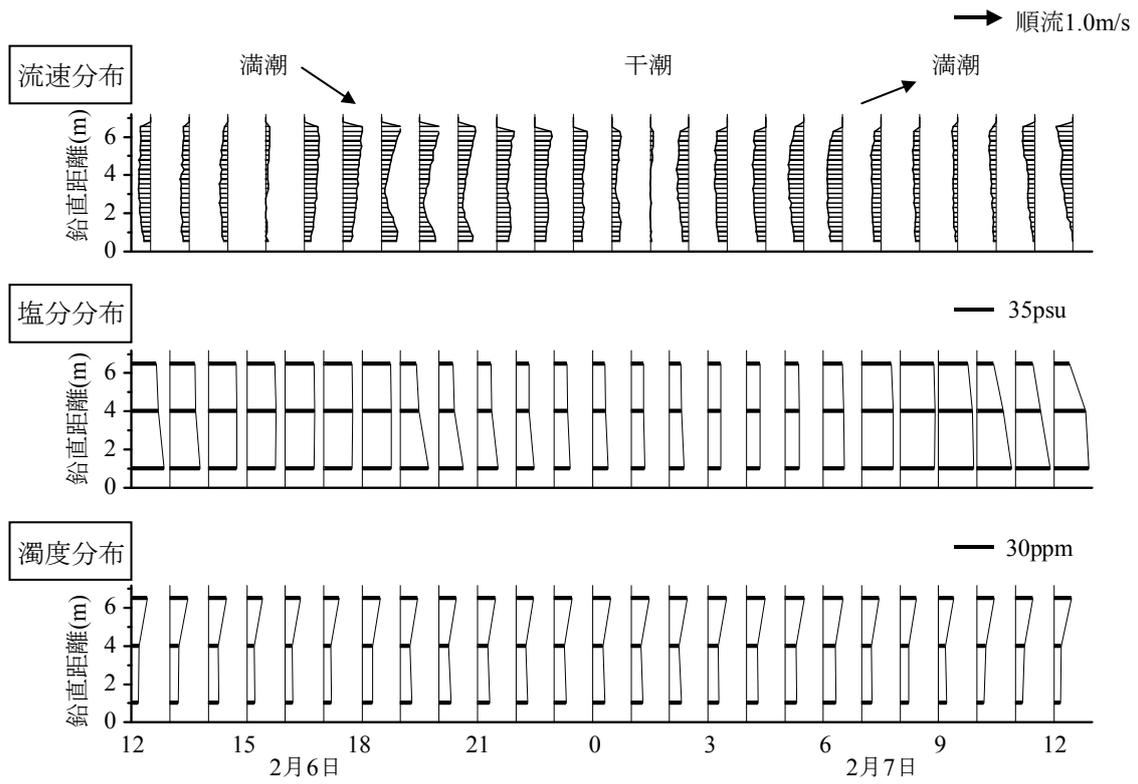


図-2-23 涸沼下流の感潮河道における平常時の流況
 (流速分布・塩分分布・濁度分布の24時間時系列, 大潮)

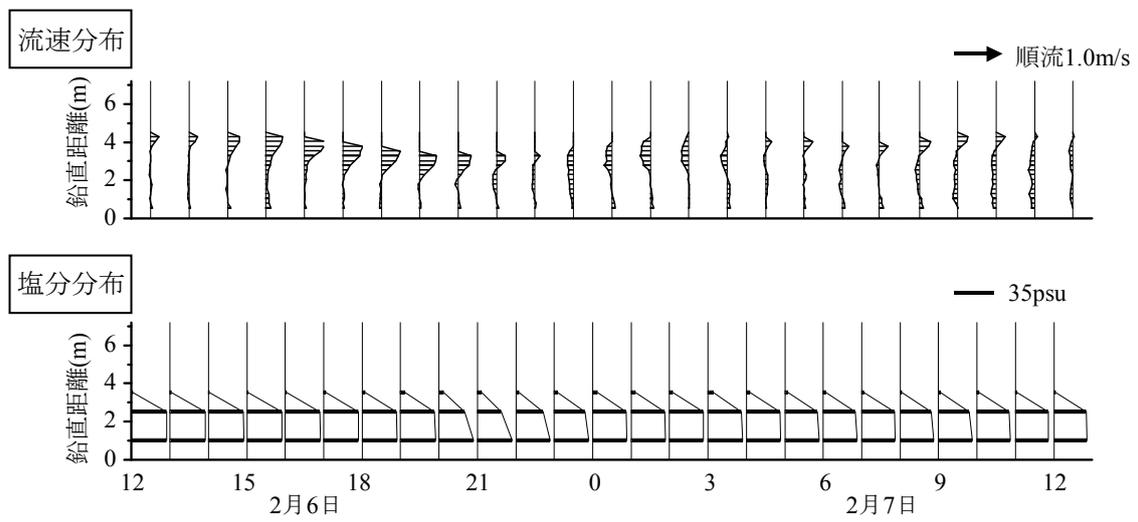


図-2-24 那珂川の感潮区間における平常時の流況
 (流速分布・塩分分布の24時間時系列, 大潮)

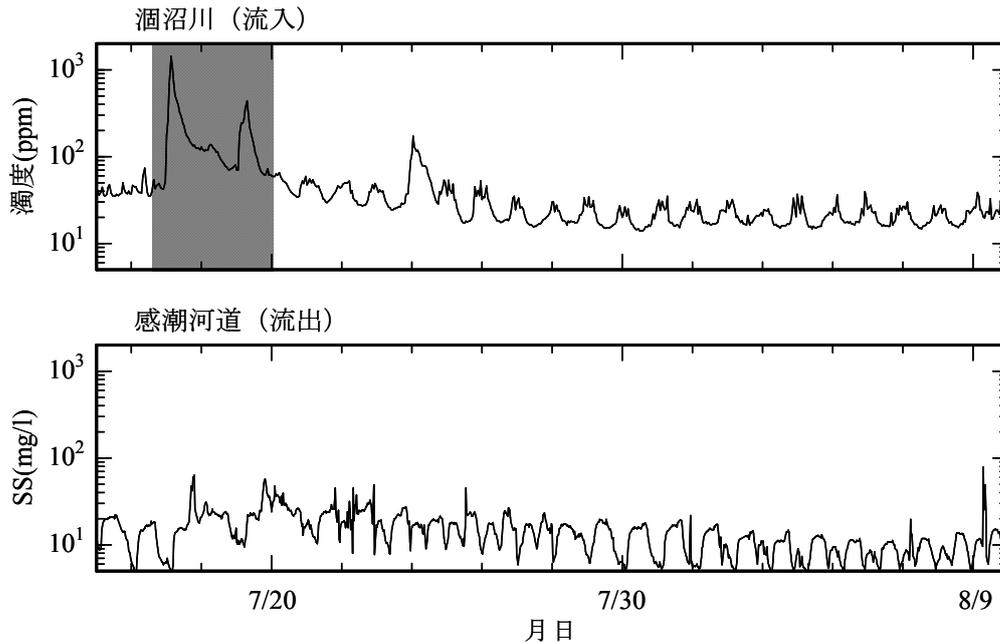


図-2-25 澗沼川と感潮河道の土砂通過状況の比較（2001年7月）

(5) 精度検証

これまでの上流河道と感潮河道の観測結果を用いて、1年間の土砂輸送量と澗沼内部への堆積量を計算する。

計算対象期間は図-2-21に示した2000年9月1日から2001年8月31日までの1年間である。澗沼川（本川・支川）から澗沼に流入する懸濁土砂量は、濁度観測値をSSに換算して流量と乗じることで求めた。澗沼から河口に流出する懸濁土砂量は、3水深の濁度観測値をSSに換算して、また流速の鉛直分布データから上中下3断面の通過水量を求め、両者を乗じて求めた。ただし、流速の計測は河央で実施しており、横断面内で見れば最強流速を計測しているため、平均流速は観測値の8割と仮定した。

なお、既往の調査によれば澗沼湖盆の堆積物はシルト・粘土であり、比重は2.55～2.65、含水比は100～300%とのことである（阿須間ら、1998）。したがって、流入河川と流出河川でそれぞれ濁度計により計測した懸濁土砂の差分が澗沼の湖盆に堆積していると考えてよい。また、上記含水比より土砂の密度は1.26とした。

計算結果を図-2-26に示す。図は上から、河川流量と濁度、感潮区間の中層濁度、流入流出水量、流入流出土砂量である。まず、流出入水量を比較すると、両者はほぼ一致しており、上流での流量観測と感潮河道での流速分布観測が整合していると言える。

次に、流出入土砂量を比較すると、澗沼に流入する懸濁土砂は洪水イベントごとに累積されてゆくのに対し、流出する懸濁土砂は洪水の影響をあまり受けずに徐々に出てゆく様子が分かる。したがって、流入する土砂の大半は澗沼で滞留する間に堆積し

て行くと言える。計算の結果、流入土砂量が $11,380\text{m}^3$ 、流出土砂量が $3,230\text{m}^3$ となり、両者の差から涸沼には1年間に $8,150\text{m}^3$ の懸濁土砂が堆積していた。これを湖盆の面積で割ると堆積厚さは 1.02mm となった。前述の通り、この年は平均的な出水規模の年であるから、平均堆積速度は 1mm 程度と見てよい。

一方、湖盆の底泥調査より地質学的に推定された堆積速度（表-2-4）は 1mm/year であり、濁度計測から得られた堆積速度と一致した。なお、浜名湖や中海・宍道湖といった汽水湖でも $1\sim 8\text{mm/year}$ 程度の値となっており、河川上流域のダム湖に比べて非常にゆっくりと堆積していることが分かる。

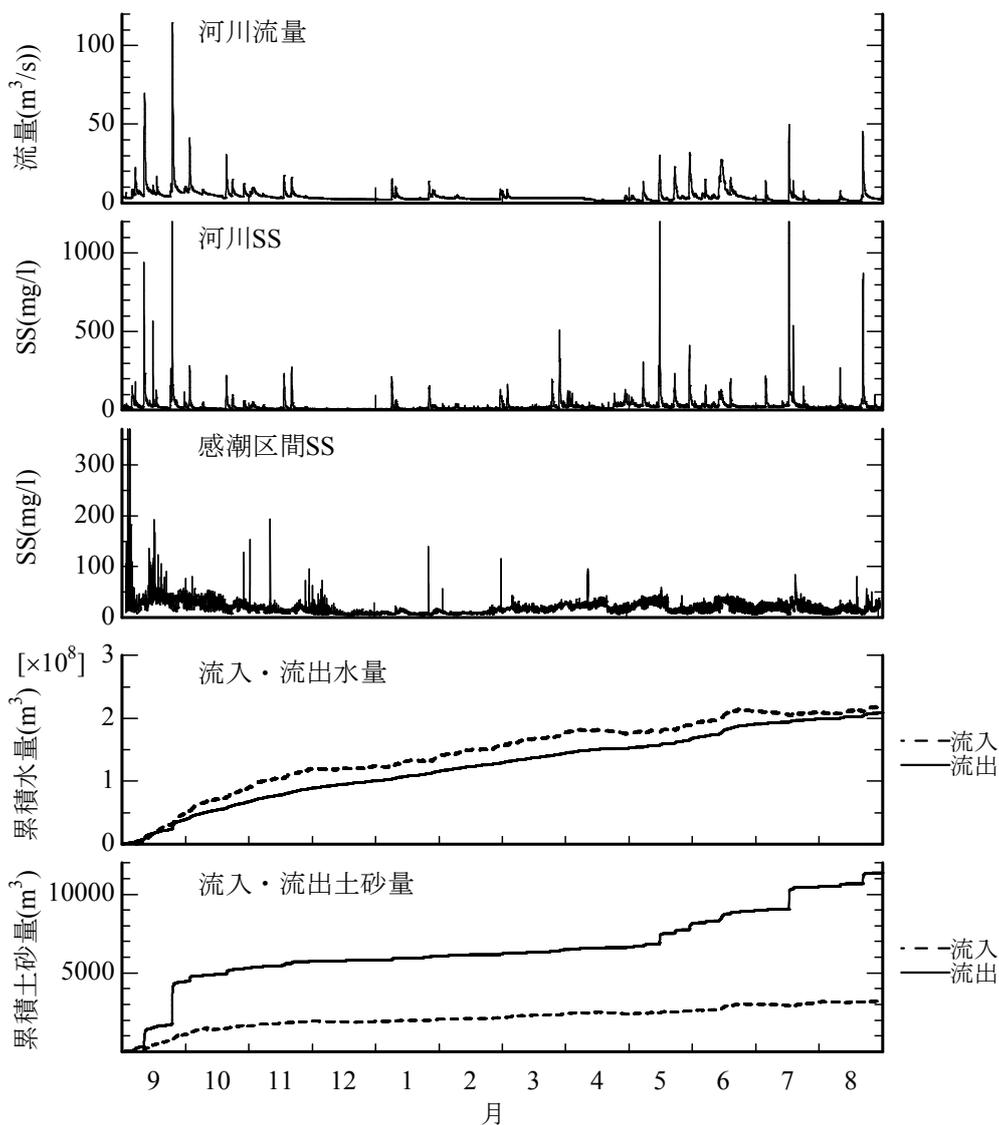


図-2-26 涸沼の年間流入・流出土砂量(2000.9~2001.8)
(河川流量, 河川 SS, 感潮区間 SS, 流入流出水量, 流入流出土砂量)

表－２－４ 湖沼の土砂堆積速度

種別	名称	堆積速度 (mm/year)	分析方法	文献
汽水湖	涸沼	1	堆積厚の地質学的判断	阿賀野ら,1998
	浜名湖	3	C14法,地震履歴	森田ら,1998
	中海	2.5	C14法,火山灰	三瓶ら,1994
	宍道湖	1.25～7.5	硫黄濃度分析	田村ら,1996
ダム湖	東北地方12 ダム平均	1,550	年間堆砂量	建設省,1997

2-3-3 精度検証のまとめ

河川に濁度計を設置して連続モニタリングした結果、長期的に安定して計測が可能であることが分かった。また、洪水時に濁水を採取してSSを分析した結果、水域ごとに濁度とSSの相関関係が見いだせることが分かった。

次に、濁度とSSの相関式を用いて濁度の時系列データをSSデータに変換し、これを時間積分したところ、一回の洪水で貯水池に輸送される懸濁土砂量と、一年間に湖沼に輸送される懸濁土砂量がそれぞれ別の方法で求めた堆積量とほぼ一致した。

以上より、濁度計はセンサー周辺の高々数センチの範囲を光学的に計測しているに過ぎないが、これを河川横断面内のある一点に簡易的に設置するだけで、懸濁土砂の輸送量を時系列的に非常に精度高く把握できることが示された。ただし、この方法では掃流砂の観測は出来ない。

2-4 超音波流速計による浮遊土砂移動量の推定方法

2-4-1 基本的な考え方

超音波流速計（写真-2-2）は音波のドップラー効果を利用して、多層の流速を同時に計測をする機器であり、次の原理で測定を行う。図-2-27 に示すように、送受信器から水中にパルス状の超音波を発射し、水中の浮遊粒子やプランクトンなどによる反射波を受信し、その反射波と発信音の周波数の差から、送受信器と水中の音波反射体との相対速度を求める。

ここで、超音波は水中の浮遊粒子に当たって反射するため、その反射強度は粒子濃度と相関があると考えられる。そのため、超音波の反射強度から懸濁土砂濃度を精度良く推定することができれば、一台の超音波流速計から流速と土砂濃度の鉛直分布が同時に得られ、超音波流速計が計測している鉛直軸上の通過土砂フラックスを推定することが可能になる。

なお、超音波の反射強度から水中の懸濁土砂濃度を推定するアイデアは川西ら（1996）によって提案されており、本研究のオリジナルではない。しかし本研究は、河川や感潮河道において懸濁土砂の通過量を精度良く計測することを目指している。

そこで、超音波流速計の機種による応答特性の違いを明らかにして土砂濃度によく反応する機種を見だし、この機種を用いて数百 mg/l にも及ぶ幅広い濃度範囲において土砂濃度の推定精度を検証する。次に、超音波流速計が計測している流速鉛直分布の河道横断面内における代表性を調べ、流量の計算方法を検討する。最後に、これらの結果を用いて河道の断面通過土砂量を計算して、河道の土砂堆積量と比較することで精度検証を行う。

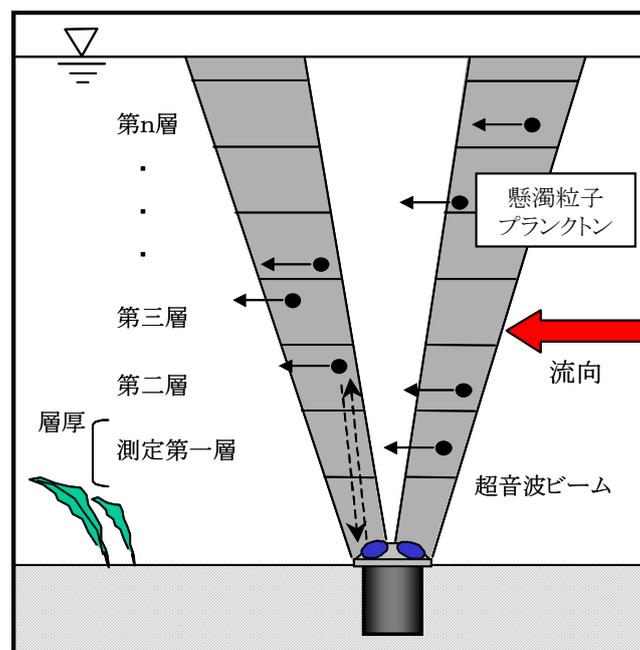


図-2-27 超音波流速計の計測模式図



写真-2-2 (a) 超音波流速計 (Narrow Band Type : 1.5MHz, 有線式)



写真-2-2 (b) (Narrow Band Type : 2.0MHz)



写真-2-2 (c) (Broad Band Type : 1.2MHz)

2-4-2 計測方法

テスト場所は熊本県白川の河口であり、感潮区間が4.4kmある。白川河口は有明海に面しているため、干満差が最大で4m程度ある。干潮時には海面が最深河床よりも低くなるため、河道の塩水は全て流出し、一方、上げ潮時には海水が河川水を押し上げながら強混合状態で逆流する。そのため、感潮区間における河川水と海水の出入を比較的単純化して考えることが出来る。

図-2-28にテスト場所の河床縦断図を示す。超音波流速計は河口0kmと河道3kmの滯筋部の河床に埋設し、2000年11月から10分間隔で測定している。測定層厚は0.2m、河床面からのブランクは0.2mである。

現在、超音波流速計は2機種があり、超音波技術の違いから Narrow Band type と Broad Band type に分けられる。そのため、この2つを同じ地点に設置して流速精度や土砂濃度への応答特性がどの程度異なるのか比較することとした(写真-2-2(b)と写真-2-2(c))。以下、前者をNBタイプ、後者をBBタイプと称する。なお、音波が干渉しないように発振時間帯をずらした。

また、超音波流速計による水量及び土砂量の計算精度を検証するために、各地点の底面上0.25mで濁度モニタリングを実施し、さらに2001年9月4日に濁度・SS・塩分・水温の鉛直分布を10分間隔で36時間にわたって計測した。本研究では、流れの向きを河川から海域に流出する方向をプラスとして全ての解析を進める。

感潮区間への淡水流入量は上流(河道13km)で熊本工事事務所が計測した流量を用いた。河川流量はH-Q曲線から推定されているが、年間の流出率を計算して、流量値が大きな誤差を持っていないものと判断した。

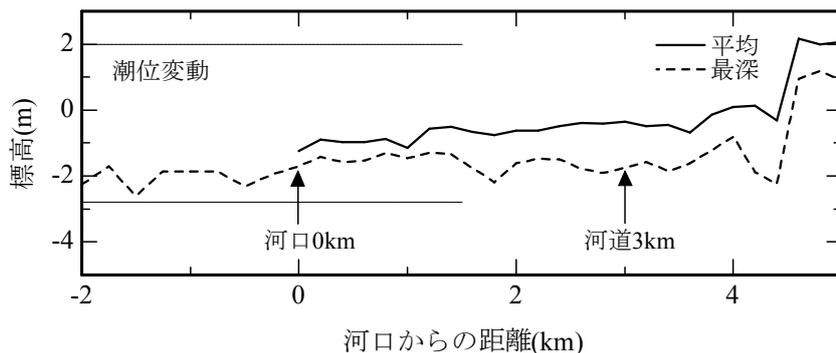


図-2-28 テスト場所(白川の感潮区間)の河床縦断図

2-4-3 機種を選定

各センサーの反射強度と SS の時系列を図-2-29 に示す。両項目は同じ位置のデータを比較している。これより NB タイプは 2 つの波形の相似性が非常に高く、一方で BB タイプは相似性が低い。なお、別の水域（多摩川）でセンサー周波数 1.5MHz の NB タイプ（写真-2-2 (a)）を使用した事例を図-2-30 に示す。こちらも高い相似性が見られる。したがって、土砂濃度を推定するには NB タイプの超音波流速計が適していると判断した。

ただし、Zhu ら(2000)らは海域での調査において BB タイプでも相関がみられると報告しており、その結果は本研究ほど高い相関を示していないものの、両タイプの違いについてはより多面的な比較検討が必要である。

また、その他の性質について記すと、反射強度の距離減衰は NB タイプでは見られるが BB タイプでは見られない（図-2-31）。流速については、BB タイプは発振ピン数が NB タイプの半分以下でも精度は高いため、本来の流速計測の性能では BB タイプが優れている（図-2-32）。

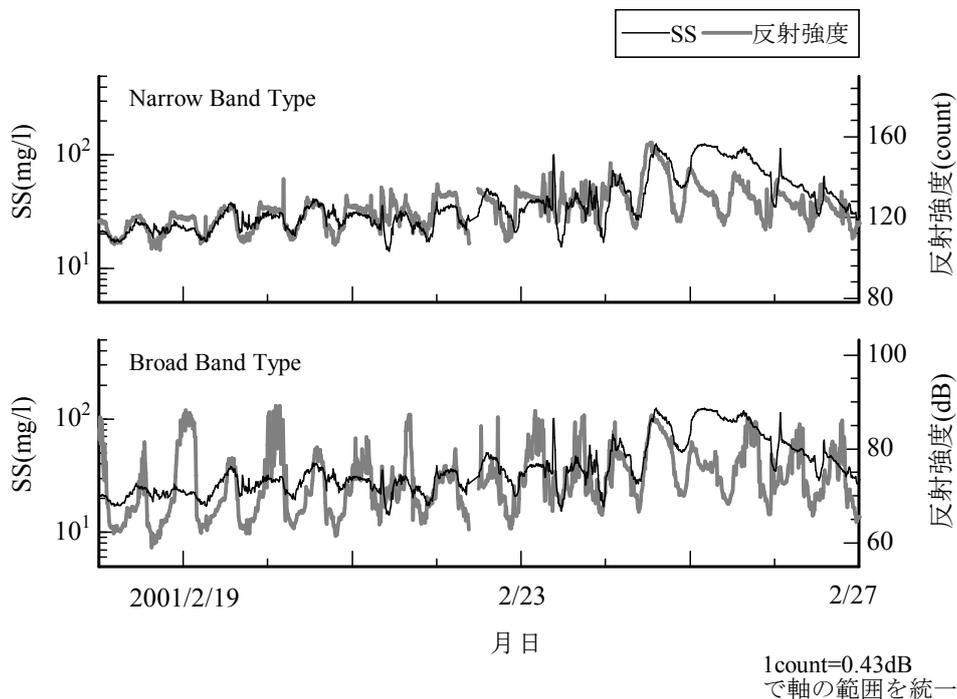


図-2-29 各センサーの反射強度と SS の時系列（2001，白川河口）

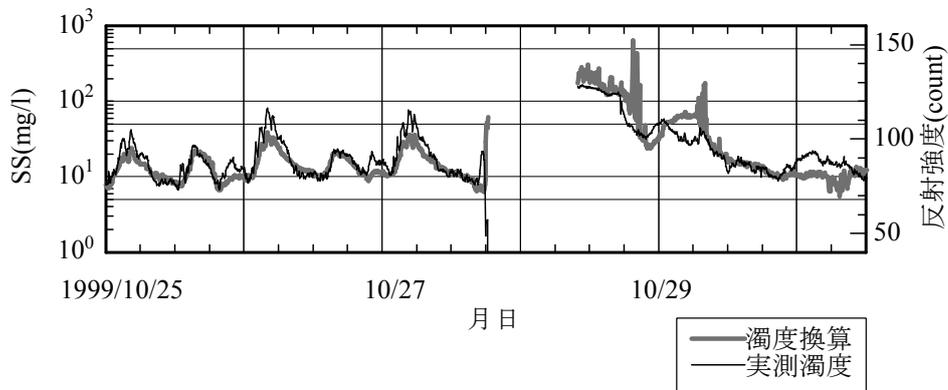


図-2-30 NBタイプの反射強度とSSの時系列(1999, 多摩川河口)

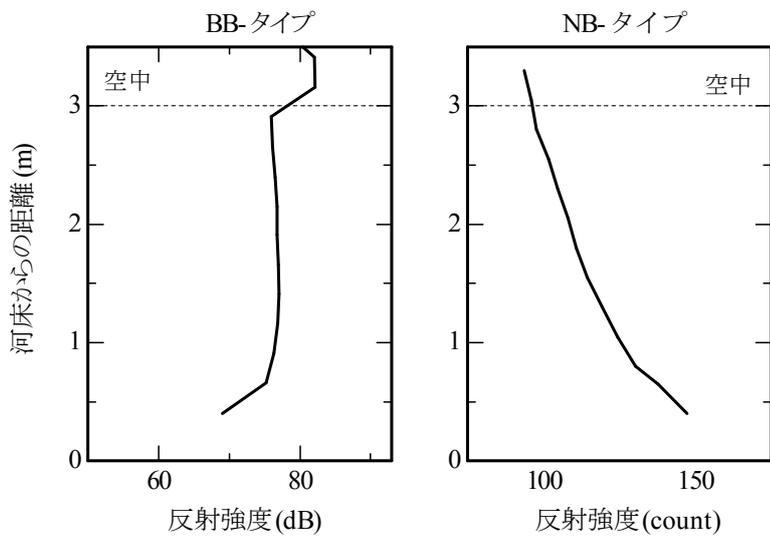


図-2-31 各センサーの反射強度の距離減衰(2001, 白川河口)

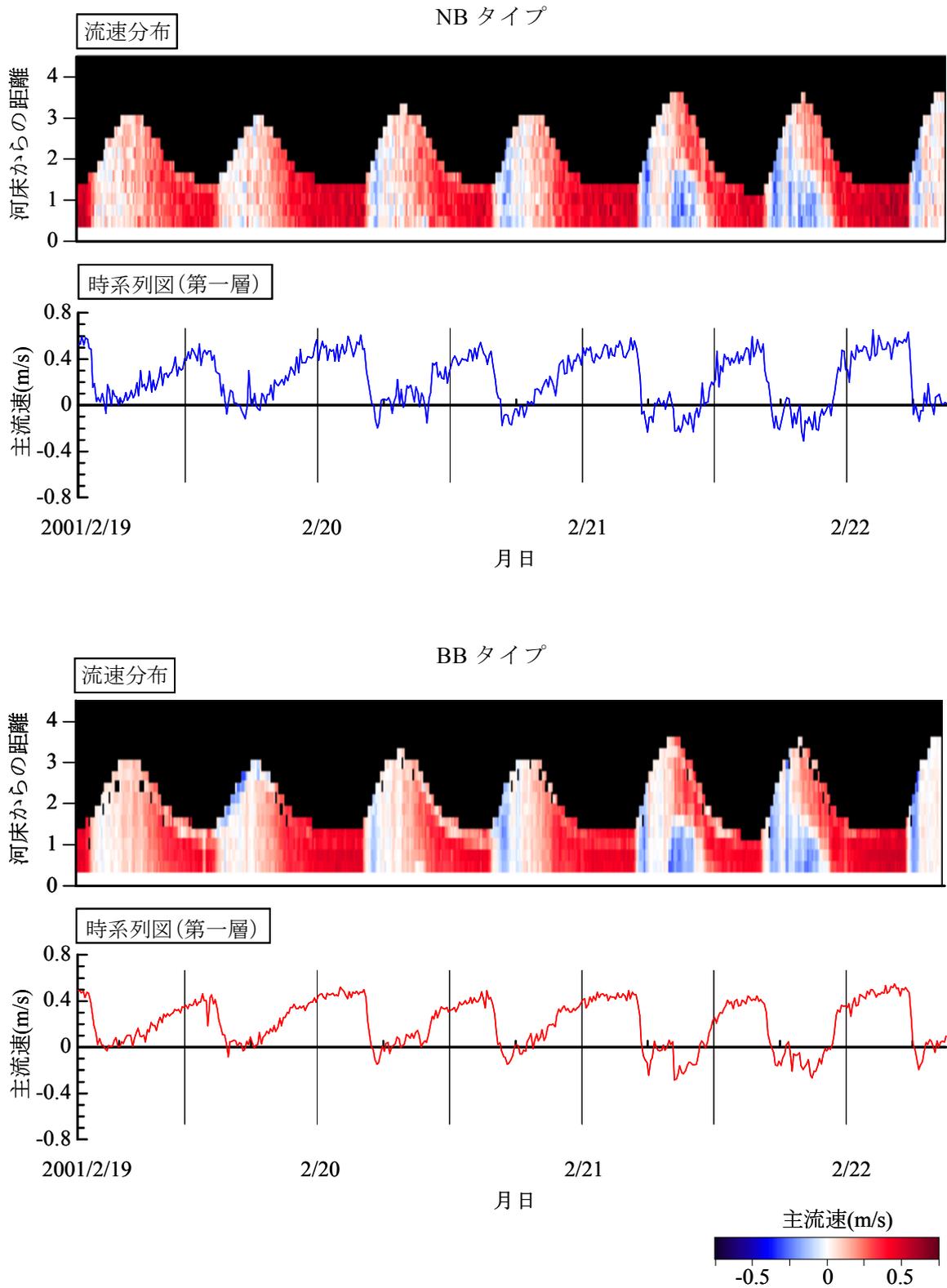


図-2-32 各センサーの流速計測結果(2001, 白川河口)

2-4-4 土砂濃度の推定方法

先ほどの検討をふまえ、NB タイプの超音波流速計について反射強度から土砂濃度を推定する方法を検討する。

海洋における音波伝搬理論として、海中を音波が伝搬する際には諸要因によってエネルギーが損失する伝搬損失があることが知られている。伝搬損失は拡散損失と減衰損失の和として表される。このうち、拡散損失は距離の対数に比例して変化する幾何学的効果であり、減衰損失は吸収、散乱、その他の影響によるもので、距離に比例する効果として説明されている (Robert j.Urick, 1978)。これを式で表すと、次のようになる。

$$T = k \log r + 2\alpha r \quad (2-6)$$

ここで、 T : 伝搬損失 (dB), r : センサーからの距離, α : 吸収係数 (dB/km) である。 α は周波数の関数として、以下のような様々な式が提案されている (実吉ほか, 1960)。

$$\alpha = \frac{40f^2}{4100 + f^2} + 0.0003f^2 \quad (2-7)$$

$$\alpha = \frac{43.5f^2}{7000 + f^2} + 0.00033f^2 \quad (2-8)$$

$$\alpha = 0.22f + 0.000175f^2 \quad (2-9)$$

ここで、 f : センサー周波数(kHz)である。 $f=2.0\text{MHz}$ の場合について (2-7) ~ (2-9) 式から α を計算したところ、概ね 1.1 から 1.3 の範囲であった。そこで $\alpha=1.2$ (dB/m) とした。ただし、本研究で使用した超音波流速計の反射強度の単位は count という単位であり、1count=0.43dB であるため、 $\alpha=2.8$ (count/m) となる。

次に、36 時間観測によって得られた SS と超音波流速計によって得られた反射強度の関係について、同一水深毎に整理したところ図-2-33 (河道 3km) と図-2-34 (河口 0km) のような結果が得られた。また、別の水域 (多摩川) でセンサー周波数 1.5MHz の NB タイプを用いたときの結果は図-2-35 のようになった。

図-2-33 と 34 は相関が非常に高く、図-2-35 は多少ばらつきが見られる。この原因としては、水の物性 (水温, 塩分, SS など) が鉛直方向に不均質なことや、音波の波長 (0.75mm) が懸濁粒子径よりも相当大きいために散乱応答が悪いことが考えられる。特に、センサー近傍の音響データもばらついていることから、後者の影響が大きいと考えられる。本研究ではこれらの要因について詳細に取り扱うのは困難なため、均一な場を仮定した伝搬損失での散乱について考える。

音響強度と濁度の関係について、伝搬損失を考慮した式は次のようになる。

$$40 \log C = I - B + T \quad (2-10)$$

ここで C : 土砂濃度, I : 音響強度, B : 基準音圧である.

係数 B と k は, (2-6) 式を (2-10) に代入して, $C=1$ (mg/l) での音響強度 I を水深毎に整理すれば求まる. 係数 B と k は, これまでの経験から測定の設定 (周波数, 測定層厚, 層数, 平均化時間など) によって変わる. しかし, 現段階ではそれらを定式化出来ていないため, 各サイトでの SS 計測値を用いて個別にキャリブレーションする必要がある.

図-2-33 (河道 3km) の相関を表現できるように B と k を調整すると, 次式が得られた.

$$40 \log C = I - 60 + 45 \log r + 2 \times 2.8r \quad (2-11)$$

また, 図-2-34 (河口 0km) の相関を表現できるように B と k を調整すると, 次式が得られた.

$$40 \log C = I - 77 + 53 \log r + 2 \times 2.8r \quad (2-12)$$

この 2 地点には同一メーカーの同一機種を設置して同一設定で計測したが, それにもかかわらず B と k が地点ごとに異なっていた. この理由としては, 反射強度には浮遊粒子の粒径や密度が反映されるため, 2 地点で SS の性状が異なっている可能性があると考えられる. 詳細は後の章で述べるが, 白川の感潮区間では塩水フロントの遡上に伴って高濁度水塊が成長してゆくため, この過程で土砂粒子のフロック化によって粒径や密度が変化していると考えられる.

図-2-36 に実測 SS と換算 SS の時系列を示す. これより, SS の時系列変化がよく表されていることが分かる. 次に図-2-37 (河道 3km), 図-2-38 (河口 0km) に実測 SS と換算 SS の鉛直分布図を示す. これより上げ潮に伴う濁度上昇の様子や, 満潮時の低濃度の様子など, 細部にわたって非常によく再現できている. 以上より NB タイプの超音波流速計により土砂濃度を推定できることが示された.

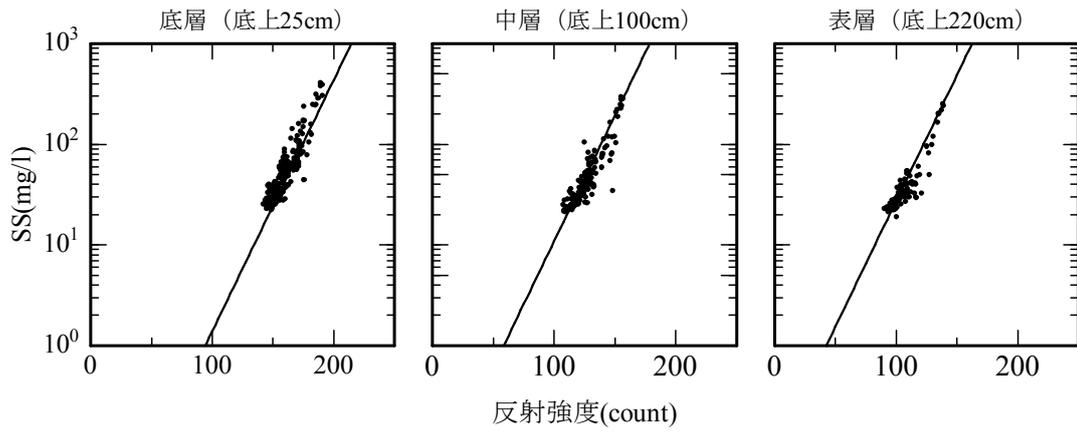


図-2-33 反射強度とSSの相関 (白川河道 3km)

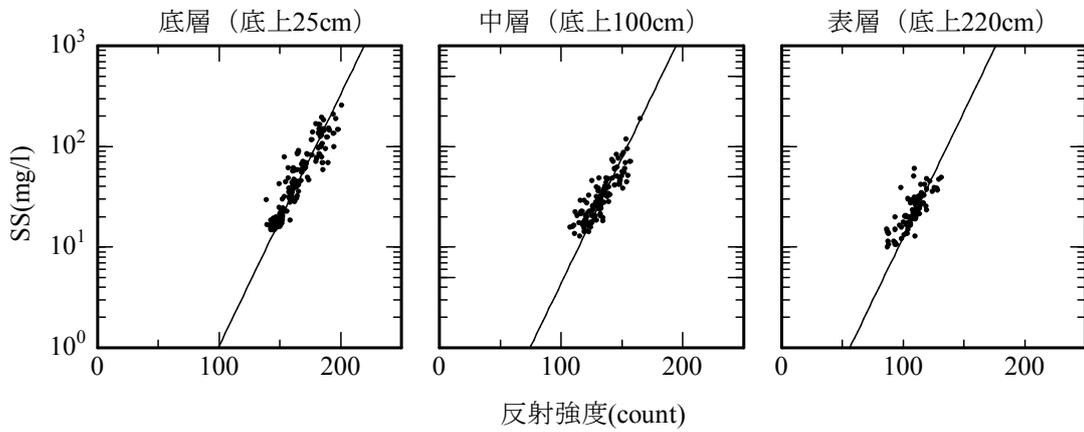


図-2-34 反射強度とSSの相関 (白川河口 0km)

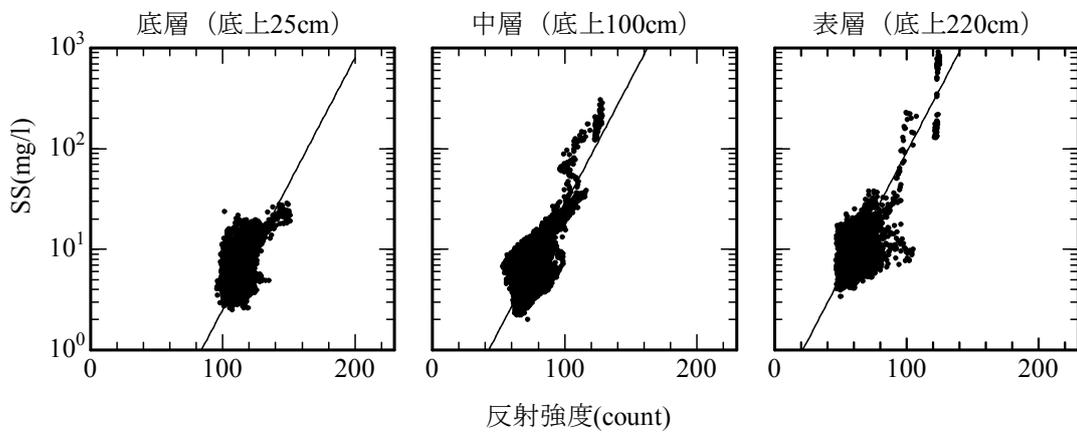


図-2-35 反射強度とSSの相関 (多摩川, 周波数 1.5MHz)

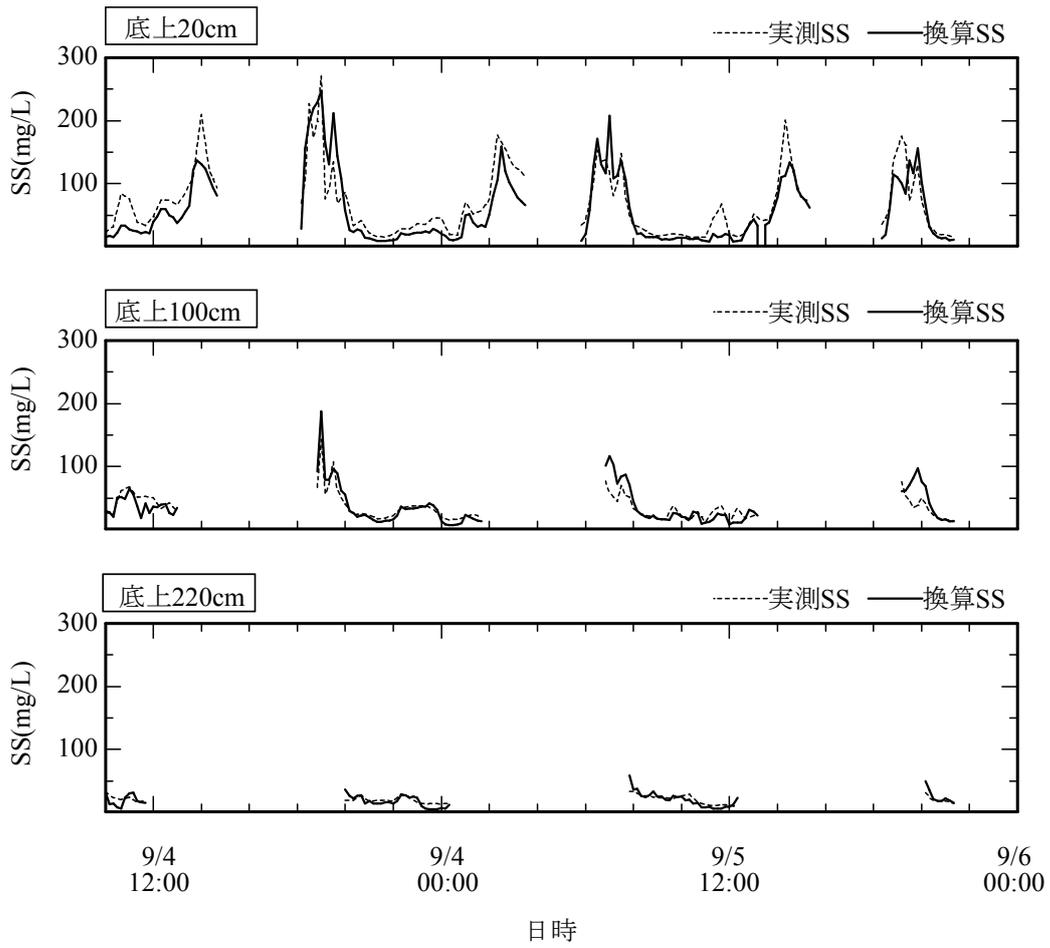


図-2-36 実測 SS と換算 SS の時系列

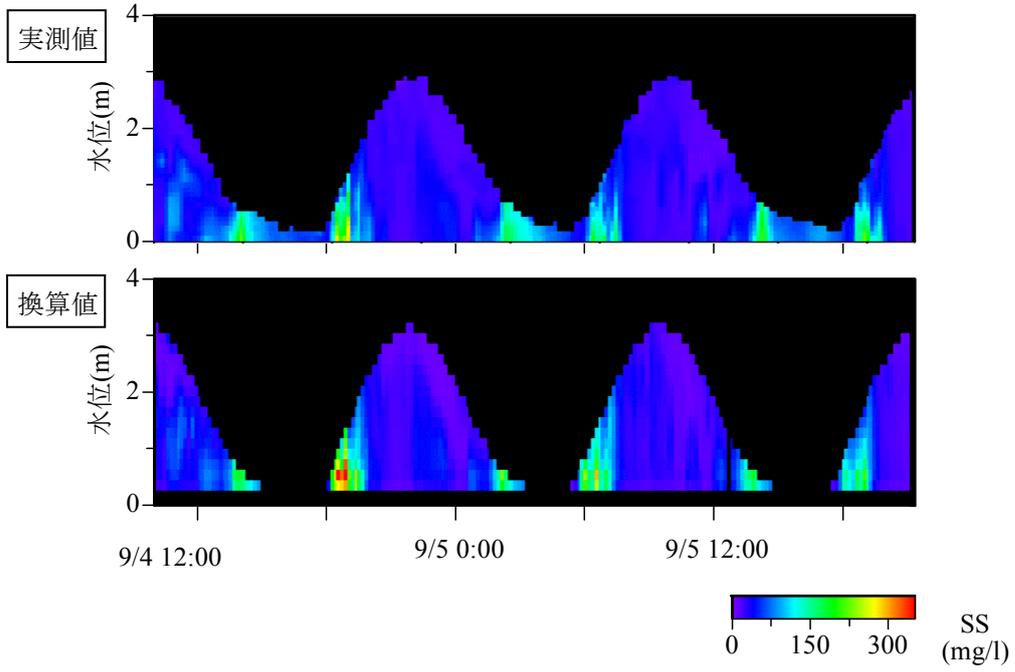


図-2-37 実測 SS と換算 SS の鉛直分布図 (河道 3km)

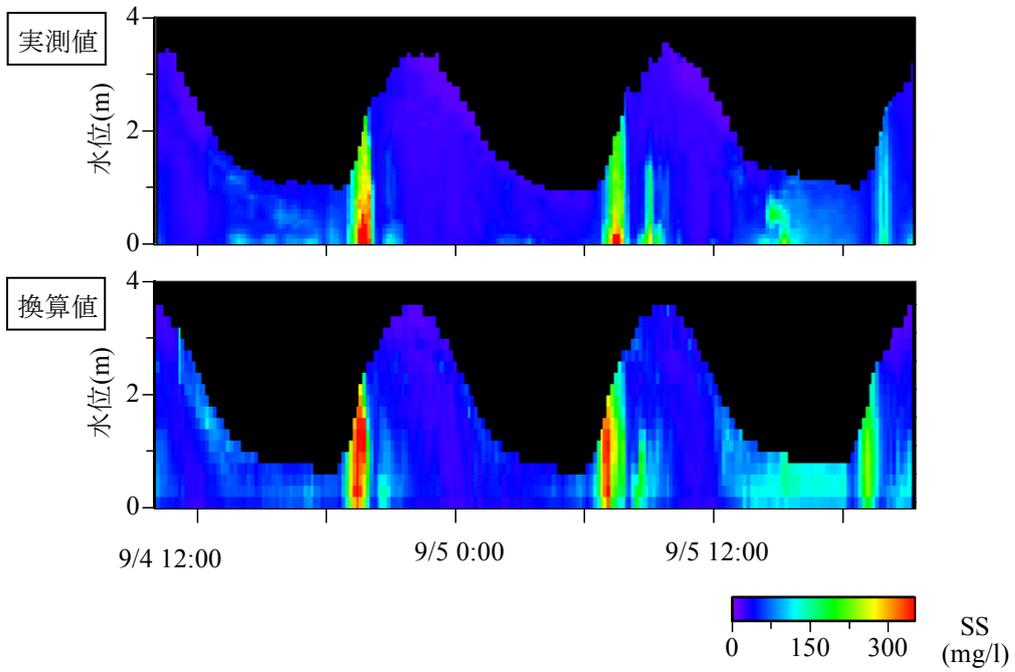


図-2-38 実測 SS と換算 SS の鉛直分布図 (河口 0km)

2-4-5 流量の計算方法

(1) 流速の補正係数

ここでは、流量（断面通過水量）の計算方法について検討する。河川では横断面内で見たとき主流部の流速が最も大きく、河床や岸に近づくほど流速が低下する。本研究では超音波流速計を河床の1点に設置して流速の鉛直分布を計測しているため、河道断面を通過する水量を求めるには、各水深の流速を横断方向の平均流速に変換する必要がある。そこで、横断方向の平均流速とそれから計算される断面通過水量を次のように設定する。

$$V_i = \beta v_i \quad (2-13)$$

$$Q = \beta \sum_{i=1}^n v_i S_i \quad (2-14)$$

ここで、 V_i :横断方向の平均流速、 v_i :測定流速、 Q :通過水量、 i :河床を基準とした測定層の位置、 β :流速補正係数、 S_i :測定層の横断面積である。

流速補正係数 β は、既知の水量と超音波流速計から計算される水量の比較から求められる。既知の水量としては、次に示す理由から感潮河道を満たす塩水の容積と、上流の河川流量を使用した。

36時間観測の結果、感潮区間での塩水と淡水の分布状況は図-2-39（河口0km）、図-2-40（河道3km）のとおりであった。これより、白川の感潮河道では干潮時に塩水がほとんど流出している。また、上げ潮時には強混合で海水が逆流して、河口0kmでは全水深が塩水に、河道3kmでは塩淡水界面が表層付近に存在する。したがって、一回の上げ潮で感潮河道を満たす塩水遡上量は塩水層に相当する河道容積に等しくなる。この検討は、河床地形データ（200mピッチの横断測量資料）と2001年9月4日の36時間観測から得た塩水層厚のデータを用いて行う。

また同様の理由から、一潮汐で見れば塩水の侵入量と流出量が等しいため、一潮汐の通過水量を積分すれば正味の塩水移動量は0となる。そのため、通過水量の計算結果は淡水流量を表しており、累積通過水量と上流からの淡水流入量（河川流量）が等しくなると考えてよい。ただし、淡水流量が少ない場合は各地点間でタイムラグが生じるため、精度向上のために1ヶ月間の累積を計算して検討する。

(2) 計算結果

塩水遡上量の計算結果を表-2-5に示す。超音波流速計から計算される河口0kmの塩水遡上量が115万 m^3 であるのに対し、河口から感潮区間の上端までの満潮時の塩水層に相当する容積は122万 m^3 となった。従って $\beta(0\text{km})$ は1.1となった。一方、河道3kmについては、この地点を遡上した塩水量が20.6万 m^3 で、3kmより上流の満潮時の河道容積が33万 m^3 となり、 $\beta(3\text{km})$ は1.6となった。

次に、淡水流量の計算結果を図-2-41に示す。これより、河川流量と河口0kmの累

積水量はほぼ一致しており β (0km)は 1.1 となった。一方、河道 3km の累積水量は少なく、 β (3km)は 1.6 となった。

以上の 2 種類の検討結果をまとめると表-2-6 になる。また他の期間についても同様の計算をした。他の期間は塩水層厚のデータを取得していないので、淡水流量の比較のみであり、また 1 ヶ月連続で超音波流速計が正常に動作したのは 2001 年 9 月、11 月、2002 年 2 月、3 月の合計 4 ヶ月であった。

これより、9 月については、2 つの方法で求めた流速補正係数 β が地点ごとに概ね一致していることから、 β の信頼性は高いと考えられる。

ここで、超音波流速計は滞筋の河床に埋設したので、横断面内の最強流速を計測していると考えられる。そのため、 β は 1 以下になるはずであるが、9 月の計算結果はいずれも 1 以上となった。一方、9 月以外は β が 1 以下になっている。9 月は計測期間のうちで最も河川流量が少ない時期であったため、各地点において流速の横断分布形状が変化して最強流速を計測していなかった可能性がある。

以上より、超音波流速計により得られた流速鉛直分布を地点ごとに補正して用いることで、断面通過水量を精度良く求められることが示された。

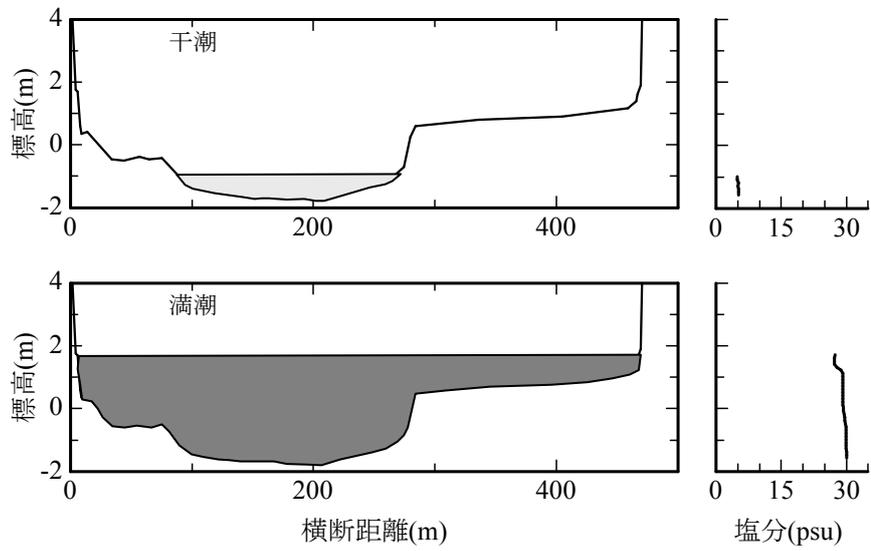


図-2-39 0 km 断面における塩水と淡水の分布状況

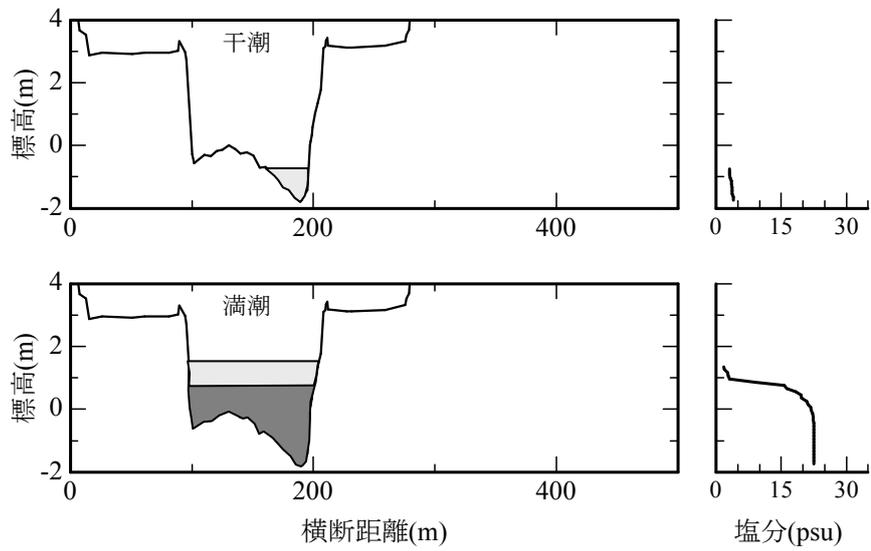
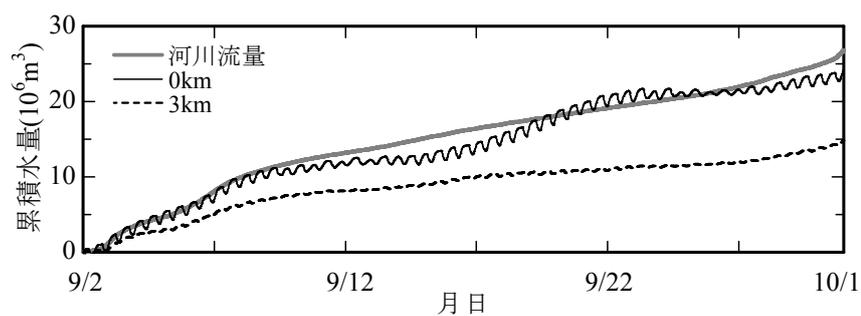


図-2-40 3 km 断面における塩水と淡水の分布状況

表－２－５ 塩水遡上量の計算結果と河道容積の比較

	塩水遡上量 超音波流速より	河道容積 地形と塩水層のデータより
河口	115.3	122.5 (0～4.4km)
河道	20.6	33.0 (3～4.4km)

単位：万 m³



図－２－４１ 淡水流量の計算結果と河川流量の比較

表－２－６ 流速補正係数の比較

検討方法	9月		11月	2月	3月
	塩水遡上	淡水流量	淡水流量	淡水流量	淡水流量
α (0km)	1.1	1.1	0.7	0.9	1.0
α (3km)	1.6	1.5	1.0	1.0	1.0

2-4-6 断面通過土砂量の計算

(1) 計算方法

土砂濃度と平均流速の鉛直分布が推定されたので、これらを用いて次式により断面通過土砂量 F を計算することが出来る。

$$F = \beta \sum_{i=1}^n v_i S_i C_i \quad (2-15)$$

なお、土砂濃度は横断方向に一様と仮定している。白川感潮域での平水時の浮遊土砂は、D50 が 0.009mm、D90 が 0.026mm でありシルト・粘土であったため、横断方向には均一に浮遊していると考えた。この浮遊土砂が河口域に堆積した場合の密度は、同じ粒径の底泥の分析結果から 1.3 とする。

(2) 年間の土砂移動量

超音波流速計のモニタリング結果から計算される年間土砂移動量と感潮区間の地形変化量の整合性を検討する。

前述の通り、超音波流速計の連続データが取得できたのは 2001 年 9 月、11 月、2002 年 2 月、3 月の合計 4 ヶ月であった。そこで、各月について 2-4-5 で算出した流速補正係数を用いて移動土砂量を計算し、地点ごとに累積土砂移動量を得た(表-2-7)。

これより、各月で土砂移動の方向は異なるが、2 地点間の収支としては 0km と 3km の間に常に堆積することが明らかとなった。次にこの結果を用いて、出水期を除く 11 ヶ月間の土砂堆積量を推定する。

土砂移動の方向は、河川流量が少なければ塩水遡上が相対的に強くなるため逆流傾向となり、河川流量が多ければ順流傾向となる(詳細は後述)。そこで図-2-42 に示すように、2001 年 4 月から 2002 年 3 月までの出水期(6 月中旬～7 月中旬)を除く 11 ヶ月を、流量ごとに 4 区分し、上記の計算結果を引き延ばして年間土砂堆積量を推定した。その結果、0km から 3km の区間に 26,000m³ 堆積すると見積もられた。

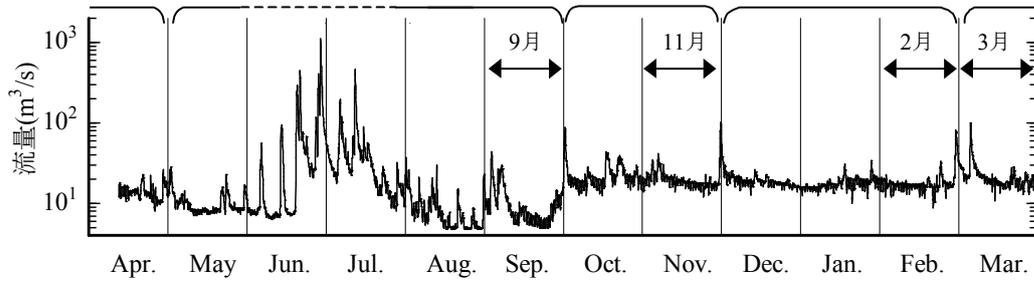
ここで、目視と測量による河道内部の土砂の堆積・侵食の状況は次の通りであった。河床の滯筋周辺では 1 年間を通じて変化がなく砂質であった。一方、河岸部は泥質であったが、洪水により写真-2-3 に示すように侵食が起こった。2001 年 6 月の出水による侵食量は、正確には把握は出来なかったが(厚い泥層で歩けないため)目視の確認では水際の 10～20m の範囲が 10～50cm ほど削れて崖状になり、その後、1 年ほどで地形は再び元の状態に戻っていた。河道兩岸において幅 10m、厚さ 50cm の土砂が 3km の距離で侵食されたと仮定し、これが 1 年で元に戻ったとすると堆積量は 30,000m³ となる。つまり、年間では 10⁴ オーダーの泥質土砂が移動及び堆積していると推測される。

したがって、超音波流速計から推定される年間の土砂堆積量と地形の変化量はオーダー的に整合しており、実測堆砂量が正確ではないという課題はあるが、長期的な計算精度が保証されていることが示された。

表－２－７ 月別の累積土砂移動量

	9月	10月	11月	12月
河口0km	-2,000	800	-700	-180
河道3km	-900	2,700	2,800	3,300
収支	1,100	1,900	3,500	3,480

(+の収支は堆積) 単位：万 m³



図－２－４２ 年間の流量区分 (2001年4月～2002年3月)



写真－２－３ 洪水による河岸泥質の侵食状況

２－４－７ 浮遊土砂移動量の推定方法のまとめ

超音波流速計の反射強度が浮遊土砂濃度との相関が高い性質を利用して、土砂移動量を推定する方法を検討し、以下の結論を得た。

- (１) 超音波流速計の機種(超音波技術の違い)によって土砂濃度への応答が異なり、Narrow Band タイプの超音波流速計が適していることが分かった。
- (２) 音波の伝搬損失を考慮して、反射強度から SS の鉛直分布を推定する式を作成した。なお、係数は計測の設定を変えるごとに個別にキャリブレーションする必要がある。
- (３) 河床設置型の超音波流速計では横断方向の流速分布が分からないため、塩水遡上量と上流の河川流量を既知の水量として、観測流速を平均流速に変換した。
- (４) 上記で推定した土砂濃度と平均流速の鉛直分布から年間の土砂移動量を計算した。その結果、白川の河口 0km と河道 3km の区間に堆積した浮遊土砂量が、現地踏査から推定された河岸泥質の移動状況を説明しうるオーダーであった。
- (５) 以上より、一台の超音波流速計から断面通過土砂量を長期にわたって把握できることが示され、特に感潮河道において土砂動態モニタリングを行う上で非常に有効な手段であることが明らかとなった。

参考文献

- 阿須間幸男・堀江美紀・石井亮・三浦敬吾・大嶋和雄（1998）：茨城県涸沼の環境資源，茨城大学地域総合研究所年報，No.31，pp.1-21.
- 伊藤雄二・馬場洋二（1977）：多摩川における浮遊砂量と塩水楔の関係についての現地観測，第32回年次学術講演会概要集，第2部，pp.414-415.
- 笠井雅広，福島雅紀，佐藤慎司（1999）：後方散乱式浮遊砂濃度計の基本特性について，土木学会第54回年次学術講演会概要集，pp.112-113.
- 川西澄・小谷英史・余越正一郎（1996）：超音波ドップラー流速計を用いた感潮域の流動と懸濁物質濃度の現地観測，海岸工学論文集，第43巻，pp.1086-1090.
- 川村力，清水康行，藤田睦博，市川嘉輝（1997）：山地河川における流砂の観測と解析，水工学論文集，第41巻，pp.771-776.
- 建設省東北地方建設局（1997）：東北地方ダム管理フォローアップ委員会資料
- 建設省京浜工事事務所（1999）：平成11年度多摩川汽水域調査検討業務報告書
- 実吉淳一，菊池喜充，能本乙彦（1960）：超音波技術便覧，日刊工業新聞社，pp.168.
- 三瓶良和・松本英二（1994）：汽水域における完新世の古環境解析－中海堆積物を例として－，平成5年度名古屋大学大気水圏科学研究所共同研究報告書，pp.77-86.
- 清水康行，嵯峨浩，早川博，品川守（1998）：石狩川の土砂流出に関する研究，水工学論文集，第42巻，pp.1039-1044.
- 田村嘉之・丹後雅憲・井内美郎・徳岡隆夫（1996）：宍道湖における17世紀初頭の汽水から淡水への環境変化－コアのCT画像解析と堆積，C-N-S元素分析による検討－，汽水域研究，No.3，pp.49-56.
- 張旭紅，首藤伸夫，田中仁（1994）：降雨に伴う濁質の発生及び流出過程，水工学論文集，第38巻，pp.259-264.
- 坊野聡子，清水康行，斎藤大作，吉田義一，黒木幹男（1998）：出水時のダム貯水池における濁質観測，水工学論文集，第42巻，pp.715-720.
- 宮崎昭児，早乙女保二，増田勝人（1978）：濁度測定における粒径の影響について，運輸省港湾技研資料，No.284.
- 森田英之・鹿島薫・高安克己（1998）：湖底堆積物中の珪藻遺骸群集から復元された浜名湖・宍道湖の過去10,000年間の古環境変遷，汽水域研究，No.5，pp.47-53.
- 山口甲，三田村一弘，渡辺浩司（2000）：大河川における濁度観測値による土砂輸送量の計算，水工学論文集，第44巻，pp.401-406.
- 横山勝英，石川忠晴：濁質生産量の推定方法に関する研究（2000）：ダム工学，第10巻4号，pp.311-322.
- Robert.J.Urick (1978)：水中音響の原理，共立出版株式会社，pp.99-110.
- Zhu, X.H., Takasugi Y., Nagao M. and Hashimoto E.(2000): Diurnal cycle of sound scatterers and measurements of turbidity using ADCP in Beppu Bay, J. Oceanography, Vol.56, pp.559-565.

第三章 白川の土砂動態の歴史的変遷と研究方針

本研究では、熊本県白川の河口域をメインのフィールドとして調査解析を進める。本章では、熊本県白川の土砂動態の特徴を既往の資料から大まかに理解することを目的として、流域概要、河床変動履歴について整理する。さらに、白川河口域の土砂動態の研究方針をまとめる。

3-1 白川流域の概要

3-1-1 阿蘇カルデラ

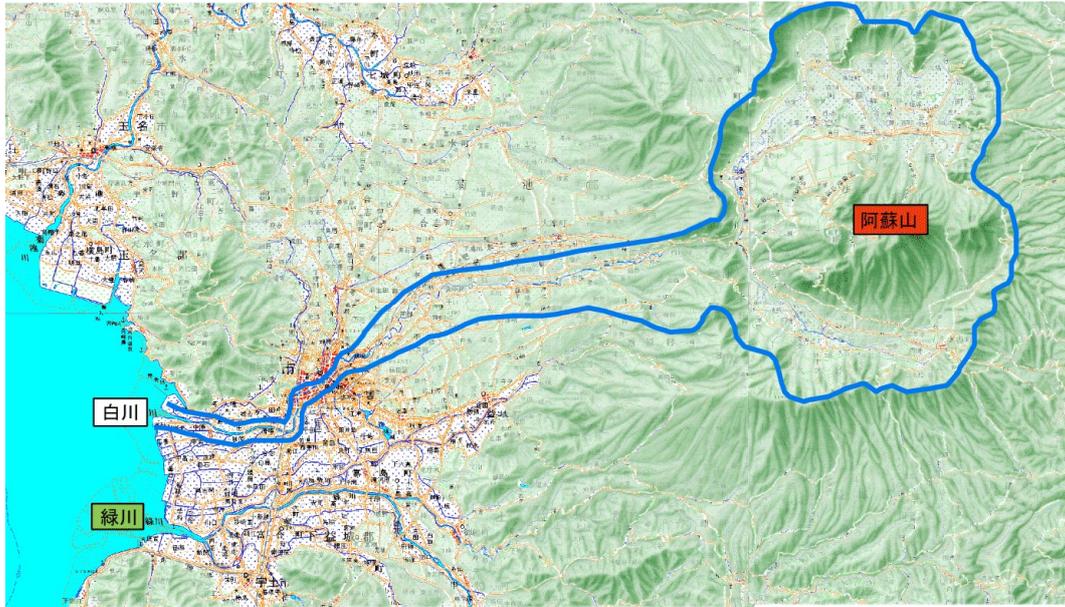
白川の流域全体図を図-3-1に示す。白川の流域面積は約480km²であり、流路延長は74kmである。白川の水源部は円形状を成した阿蘇カルデラであり、大きさは東西18km、南北24km、面積380km²で、白川の流域面積の約8割を占める。阿蘇は世界一大きいカルデラとして有名であると共に、カルデラ内の中央火口丘は今でも活発に噴煙を上げており、日本有数の火山地帯である。

阿蘇地域の中央部には中央火口丘である阿蘇五岳が輪立し、その周りを取り囲むように盆地状の水田地帯が発達しており、北側には黒川が、南側には白川が流れている。そしてさらにその周囲を外輪山が取り囲んでいる。盆地の標高は500m前後であるが、中央火口丘は1,500m前後、外輪山は1000m前後と比高差が大きく、写真-3-1に示すように盆地の周囲を急峻な山腹斜面が取り囲んでいる。

阿蘇火山は第三紀より活動しはじめ、現在もなお活動中の活火山であるため、カルデラの地質は火山性の特徴を持っている。表層地質について見ると、外輪山内壁の急峻部や中央火口丘の山頂部では溶岩類が露出して堅固な地盤を形成しているが、それ以外のほとんどのエリアは火山灰、軽石層、泥流堆積物などの未固結堆積物に覆われている。

また、白川では“ヨナ”と呼ばれる黒色土砂が主に運搬されている。ヨナはより新しい時代に形成された火山灰土を示し、その鉱物組成は斜長石、火山ガラス、重鉱物、単斜輝石である（菅野ほか、1962）。中岳より阿蘇谷東部から北東部に厚く分布し、特に裾野部に厚く分布している。この火山灰層は透水性がよく粘着力に乏しいため崩壊しやすく、膨大な土砂が白川に供給されることによって熊本平野や火口干潟が形成されている。

植生は、原野や崩壊地が多く、この傾向は山岳部で顕著である（写真-3-2）。



図－3－1 白川流域全体図



写真－3－1 カルデラ盆地（白川）と外輪山の山腹



写真－3－2 カルデラ盆地（黒川）と山腹の植生

3-1-2 中流・下流域

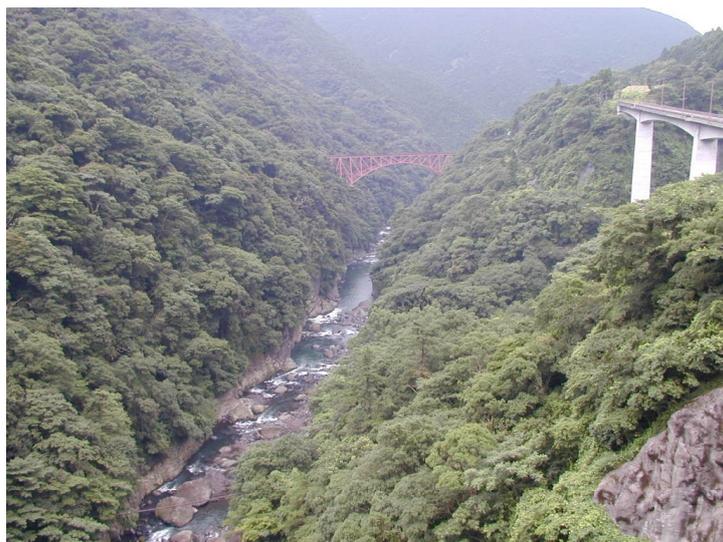
カルデラからの出口付近（立野）、中流部（大津町）、下流部（熊本市内）の河道の様子と河床材料の様子を、それぞれ写真-3-3～5に示す。

阿蘇カルデラに源を発した黒川と白川は外輪山の切れ目で合流して、深い峡谷を流れ下り、中流の洪積台地の間を貫流して熊本平野に達し、熊本市内を通過して有明海に流入する。下流部の流域は河道のみである。これは阿蘇カルデラから供給された膨大な土砂により度重なる氾濫を繰り返して天井川を形成した結果であると考えられる。

河床材料は、いずれの地点でも 1mm～100mm 程度の砂礫が主体であり、このうち砂分がヨナに相当する。



下流から上流のカルデラ出口を望む



上流から下流を望む

写真-3-3 カルデラからの出口峡谷（立野）



下流を望む



河床材料

写真－3－4 中流域（大津町）



熊本市中心部の銀座橋



河床材料，よどみ部には砂が見られる



河床材料，こぶし大の砂利が大半
写真－3－5 下流域（熊本市内）

3-1-3 河口域の特徴

図-3-2 に河口域の平面図と河床縦断図を、写真-3-6 に河口域の斜め写真を示す。白川は有明海に流入しているため、潮汐による干満差が最大で 4m 程度と大きい。河床縦断図から分かるように、干潮時には潮位が最深河床高よりも低くなるため、河道内から塩水がほとんど全て抜けきって、さらに河口前面から沖合 2.5km 付近にかけて砂泥質の干潟が干出する。

このときの河川水位（淡水による）は 0.5～1.5m 程度であり、標高にして-1～0m である。そのため、満潮位の方が高く、上げ潮時には塩水が強混合状態で勢いよく河道内へと進入してくる。なお、河道 4.5km には井樋山堰があるため、塩水が進入してくる感潮区間はここより下流となる。

感潮河道では特に漁業は行われていないが、海水の逆流時にはボラの遡上が活発に見られる。干潟部ではノリの養殖が盛んであり、またアサリの養殖も行われている。アサリは自然状態では漁を行うほどには取れないらしく、他地域から輸送してきた砂を干潟上に定期的にまいて、その上に稚貝を放流して養殖している。

写真-3-7 に河口域の代表的な材料であるガタ土とその分布状況を、写真-3-8 にもう一方の代表的な材料であるヨナとその分布状況を示す。白川の河口域は北側を射崎鼻という半島で、南側を熊本新港によって囲まれているため、土砂の動きは白川の河口域において閉鎖されており、沿岸漂砂のような動きは少ないと予想される。したがって、阿蘇カルデラから供給された土砂が河口域の地形を形成していると考えられる。その主体を成すのは前述の通りヨナ（新生火山灰土）であるが、粒径に応じて河口での堆積状況が異なる。

シルト・粘土成分はガタ土と称されるが（有明海沿岸で一般に用いられる固有名詞）、これは流速が低下する領域に集積する。例えば、写真は河口 0km 地点を干潮時に作業員が横断している様子であるが、岸付近にはシルト・粘土が堆積しており膝まで潜っていることからその厚さが理解できる。さらに上流の河岸付近や南沖合の熊本新港防波堤付近には、数メートル程度堆積している。

一方、ヨナのうち砂成分は流速が早い領域に堆積している。例えば、写真は先ほどと同じ地点で、水流のある領域を横断している様子であるが、こちらは足が埋まることなく容易に歩ける。河道の大部分の領域にはヨナが堆積している。

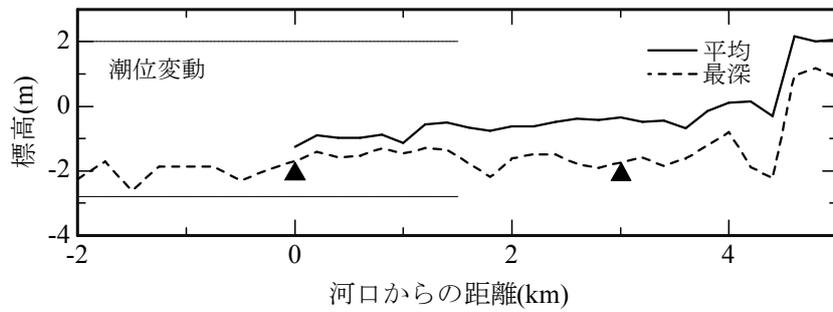
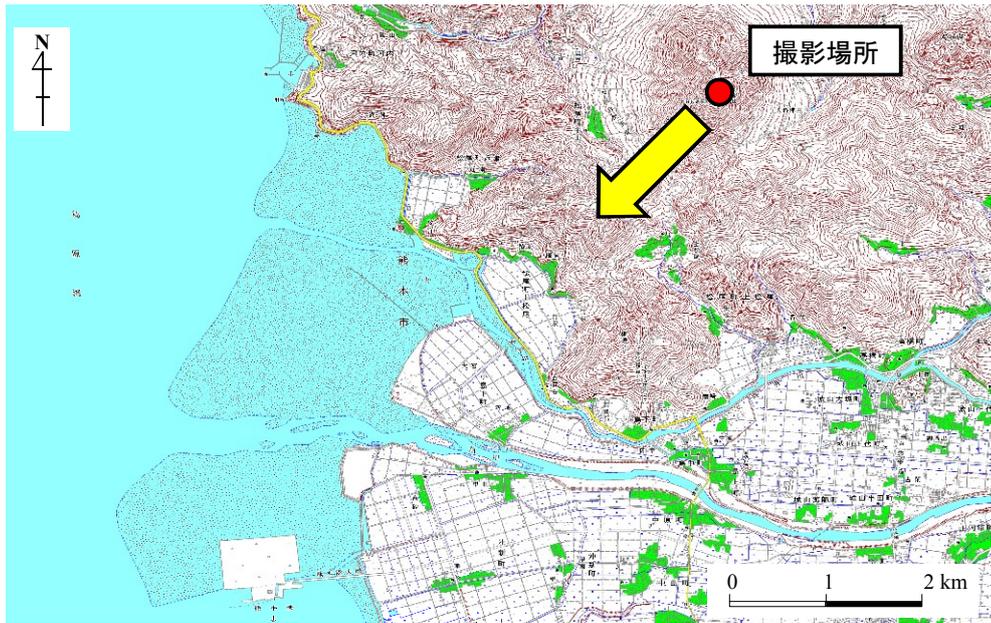


図-3-2 河口域の平面図と河床縦断図



写真-3-6 河口域の斜め写真



写真-3-7 ガタ土とその分布状況



写真-3-8 ヨナとその分布状況

3-2 河床変動履歴と土砂動態の特徴

3-2-1 昭和28年洪水の状況

白川では昭和28年6月に既往最大の洪水が発生し、濁水が白川から溢れて熊本市内は水没し、多大な被害が生じた。

この年は5月中旬から梅雨に入り、梅雨前線の活動により活発な降雨があり、6月17日～20日の降雨では総雨量が黒川で389mmに達し、土壌の水分量は過飽和の状態にあったものと推測される。その数日後に再度、梅雨前線が活動し始め、6月24日から29日には小国で6日間雨量が1000mmに達する異常な降雨となった。このうちでも特に26日には、24時間降雨が阿蘇山で約430mm、黒川と立野で約500mmに達する大規模な降雨があった。

その結果、洪水が発生し、立野地点(阿蘇カルデラの出口)では最大流量が $2,470\text{m}^3/\text{s}$ に達し、熊本市街への入り口付近の流量が $1,100\text{m}^3/\text{s}$ を越えたあたりから市街への氾濫が始まって、氾濫面積 15.5km^2 について平均水深1mにも及ぶ濁水が市内を覆った(藤芳, 1956)。

洪水規模としては、「この度の昭和廿八年六月廿六日の大水害(六・二六の大泥水害)これ亦空前と言ふべき大水害で寛政八年のそれと比較して果たしていずれが兄か、何れが弟か、俄に判じ難い」(松本, 1979)とある。寛政八年とは1796年であり、また昭和28年以降にこれより大きな洪水は発生していないので、記録に残っている200年程度の期間においては既往最大と言えるようである。

3-2-2 昭和28年洪水における土砂輸送状況

さて、白川の水害で特徴的なのは多量の土砂が含まれている点である。昭和28年の水害では、氾濫時の土砂濃度は8.3% ($83,000\text{mg}/\text{l}$)に達し、100万 m^3 もの泥土が市内に堆積したとされている(藤芳, 1956)。この土砂が氾濫区域 14.9km^2 (白川敷地 0.6km^2 を除いた値)に平均的に堆積し、その湿潤密度が1.3であると仮定すると、堆積厚さは8.7cmとなる。当時は、泥の除去作業が最も困難な課題で、「低い家並みの横丁には“泥土の山脈”が日とともに高くなっていった」(松本, 1979)とあり、白川の土砂輸送量が極めて多いことが分かる。

この土砂の供給源は阿蘇カルデラであり、500mmにも達する日雨量によって、山腹崩壊が至る所で発生した。崩壊土砂量は阿蘇地域崩壊土砂量調査報告書(熊本工事事務所, 1976)に詳細に記されているので、これを引用する。

この報告書では空中写真の判読と崩壊地の現地踏査から崩壊土砂量を推定している。その結果、崩壊個数はカルデラ全体で3,219ヶ所、崩壊面積は 4.7km^2 であり、谷筋の約10%が崩壊したとされている。図-3-3は、報告書の数値を基にして作成した崩壊土砂量と各地域での堆積土砂量の収支図である。報告書の結論の主要部分を抜粋すると次のようになる。「阿蘇山腹で620万 m^3 が崩壊し、各所で堆積してカルデラの外には306万 m^3 が流出し、そのうち熊本市街には410万 m^3 が堆積したと見積もられた。」

「しかし、熊本市街の堆積量と海への流出量を考えると、カルデラからの流出量は過小であり、実際には山腹崩壊量よりも溪流堆積土砂の流出の方が大きい可能性が高い。」

ここで、熊本市街の堆積量は前述の資料では 100 万 m^3 とされており、どちらが適切かは判断できないが、「山腹崩壊量よりも溪流土砂堆積量の流出の方が大きい」という結論は興味深い。

すなわち、これまで土砂の「粒径」には一切触れてこなかったが、熊本市街に堆積した土砂は「泥土」と表現されており、おそらく細砂混じりシルトではなかったかと推測される。一方、山腹崩壊地の表層土砂は砂質土が主体である（熊本工事事務所，2000）。いわゆる「ヨナ」は後者を指すと思われるが（写真-3-8），その変化生成物が泥土として溪流の至る所に日々堆積し、それが洪水時に大規模に流出したと考えれば、「山腹崩壊量よりも溪流堆積土砂の流出が多い」という仮説や熊本市街に「泥土」が大量に堆積したという事実も説明が付く。

したがって、白川の主要土砂がヨナであるとは言っても、その挙動を粒径別に考えることが重要であり、第四章以降の調査解析でも砂質土とシルト・粘土の挙動を分けて検討する。

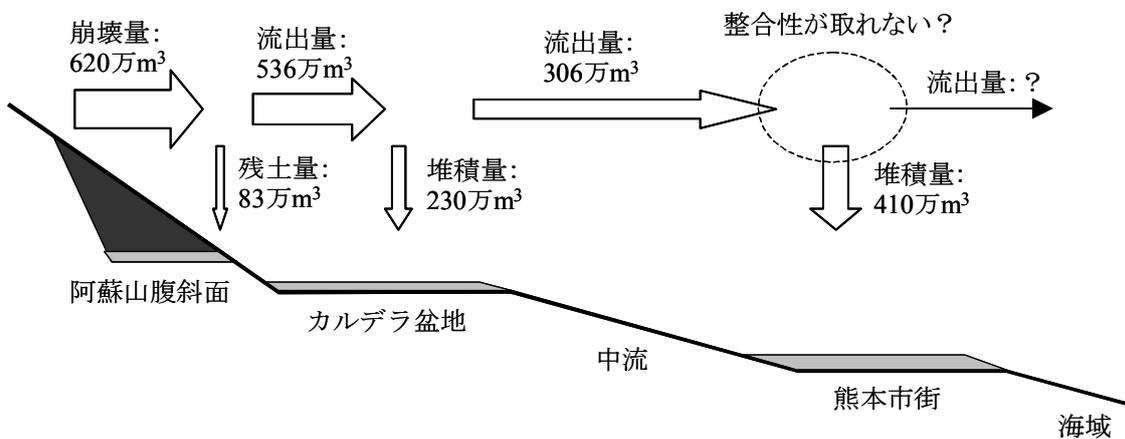


図-3-3 流出土砂量の収支

3-2-3 河床変動履歴

現在では昭和 28 年の既往最大洪水から約 50 年が経過したが、その間の河床変動を整理して河口域への土砂供給状況を把握する。

図-3-4 に河床の縦断図を、図-3-5 に横断図を示す。測量範囲は河口から熊本市街への入り口である竜田口（17.2km）までである。セグメントは 16km を境にして変わる。また、測量は昭和 30 年から開始されたので、洪水以前の河床高が分からない。

16km より上流の河床は昭和 30 年以降、ほとんど変化がないが、下流は大きく低下しており、低下量は最大で 3m 程度である。また、4.5km 地点には堰があって河床が固定されており、昭和 30 年には 16km から等勾配で河口まで到達していたが、河床の低下に伴って堰によって河床が固定化され、堰の下流ではほぼ水平勾配に落ち着いている。河床低下の速度は、昭和 30 年から 52 年にかけて大きく、昭和 61 年以降はほとんど変化がない。

ここで、土砂供給の観点から見ると河床変動の履歴は次のように推測される。昭和 28 年の既往最大洪水によって多量の土砂が供給された結果、河床が著しく上昇し、その後阿蘇カルデラから一定量の土砂が供給されているものの、28 年当時の河床を維持するほどの量は供給されないため、徐々に河床が低下し、昭和 61 頃から現在の河床で安定している。

昭和 28 年の洪水によって河床が上昇したのか、以前から高い状態であったのか、現時点では判断できないが、洪水直後に記された文献には次のような記述がある。「白川にしても古くは子飼まで舟を通じたという。(中略)舟が通うたとなれば現在より掘れていたに違いない。なお、子飼より下流には八幡淵・傘淵・声取淵など深い淵もいくつか会ったと聞く。果たして幾何量かは判らぬが昔よりは河床が上がったと見るのが常識であろう。」(松本, 1953)。子飼は 14.5km 地点である。

これだけでは根拠としては乏しいが、いずれにせよ現在では阿蘇からの土砂供給量と下流域の河床変動量は釣り合っており、安定形状となっていると見ることが出来る。

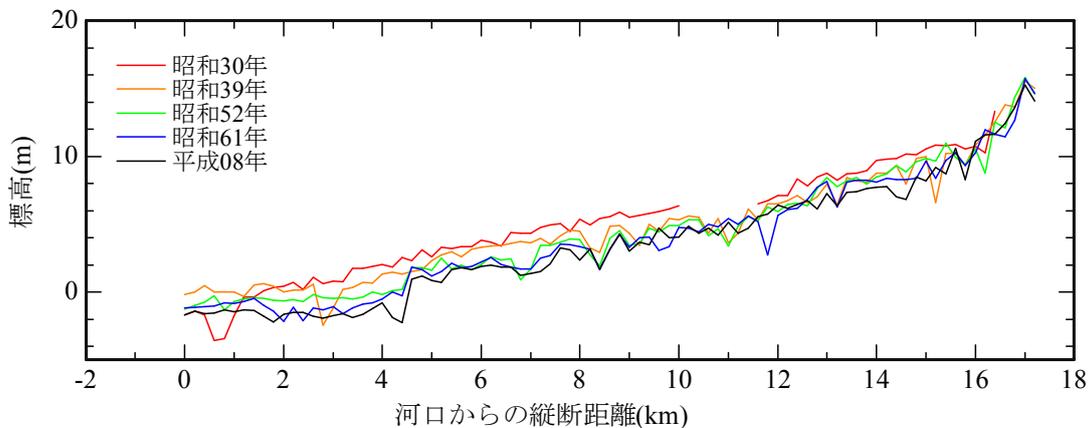


図-3-4 白川下流域の河床変動履歴，最深河床縦断図

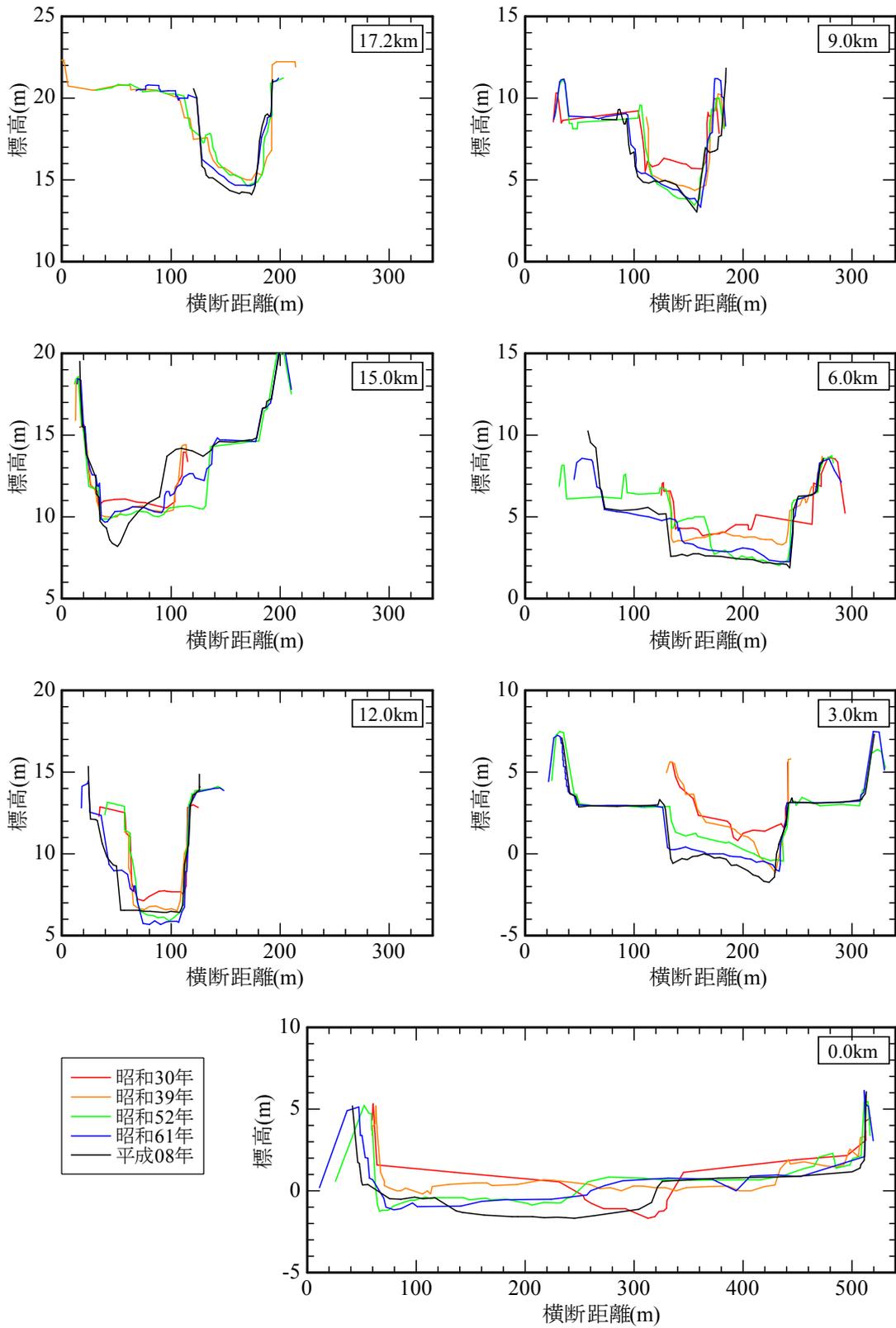


図-3-5 白川下流域の河床変動履歴，横断図

3-3 白川河口域の土砂動態についての研究方針

第四章以降では白川河口域の土砂動態を詳細な現地観測によって解明してゆくが、これまでに述べてきた白川の特徴をふまえて、次のように研究方針を設定する。

白川では「ヨナ」と呼ばれる土砂が阿蘇カルデラから大量に供給されるが、それらは表層崩壊によって生産される砂質土と溪流堆積物から流出する泥質土（ヨナの変化生成物）に分けられる。これらは、白川を流下して河口に到達すると、河口域で堆積もしくは移動すると考えられるが、粒径の違いによって物理化学的な挙動が異なるであろう。

そこで本研究では、白川上流からの土砂供給状況、河口域や干潟への堆積状況、潮流による堆積土砂の再移動を1年にわたって詳細に観測し、また各過程における土砂の粒径や鉱物組成の分析を行う。さらにその結果を用いて、地形変化量と土砂移動量を粒径別に、また季節別に計算し、以上をまとめて1年間の粒径別土砂収支を検討する。表-3-1に各観測の実施時期を示す。観測方法については、各項目の章で詳しく述べる。

表-3-1 観測項目と実施時期

観測名	内容	Month 2001												2002				
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3		
上流からの土砂供給	モニタリング	■																
	濁水採取						■											
地形変化	測量						■	■		■								
	底質採取						■	■		■								
平水時の土砂動態	モニタリング	■																
	集中観測						■			■								

参考文献

- 菅野一郎（1962）：「日本の土壌型」農村漁村文化協会，pp.69-76.
- 熊本工事事務所（1976）：阿蘇地域崩壊土砂量調査報告書
- 熊本工事事務所（2000）：平成 11 年度白川浮遊土砂調査業務報告書
- 藤芳義男（1956）：白川調査書，第一編，白川洪水の解析（昭和 28 年 6 月出水）
- 松本唯一（1953）：昭和 28 年 6 月 26 日災害に関する論文，熊本日日新聞
- 松本唯一（1979）：昭和廿八年熊本泥水害冠水堆砂詳密地図（白川筋浸水堆砂状況図）

第四章 白川上流域から供給される土砂量

河口域の土砂動態のうち、インプットとなるのは河川上流域からの土砂供給であり、さらに年間の土砂供給量のうち大半を洪水が受け持つと考えられる。本章では、熊本県白川の上流域から供給される土砂量を、通年の濁度モニタリングと洪水時の採水観測から明らかにする。

4-1 観測方法

4-1-1 濁度モニタリング

第二章で明らかにしたように、河川における土砂通過量を把握するには濁度計を用いる方法が有効である。ただし、事前に濁水を採取して濁度とSSの相関を調べておく必要がある。

そこで、ワイパー機能を有する自記式濁度計（アレック電子，ATU5-8M）を河道16km地点の河岸に設置し、1年間を通じて連続的に濁度をモニタリングした。測定間隔は20分で、計測は2000年7月から開始している。設置後は、月一回程度の頻度でセンサー周辺に付着したゴミを除去し、2～3ヶ月に1回の頻度でデータ回収と電池交換を行っている。

なお、流量は熊本工事事務所により河道13km地点で計測されている。

4-1-2 濁水採取

出水時に濁水の採取を2001年6月6日、13日、21日、28日に河道12km地点において実施した。濁水は橋上からバケツを下ろして採取した。採取地点が濁度計設置地点と異なるのは、濁度計を設置できる構造物が存在し、かつ橋梁からバケツ採水を実施できるという2つの条件を兼ね備えた地点が無かったためである。洪水時には流速が2m/s以上になるので、濁水は上流地点から下流地点に30分程度で到達すると考えられる。

そのため、同時刻の採水と濁度計測値を比較することが出来ないため、採水時にポータブル濁度計（アレック電子，ATU2-D）により直接濁度を測定した。サンプリングは洪水流況の変化が著しい時間帯には30分間隔で行い、変化が緩やかになるにつれて時間間隔を1時間ないし2時間間隔へと変更した。得られたサンプルは実験室に持ち帰り、SSと強熱減量、粒度分布を測定した。SSはフィルター濾過法により計測し、粒度分布の分析にはレーザー回折式の粒度分布測定装置（島津製作所，SALD3000S）を用いた。

なお、今回の濁水採取方法（バケツ採水）は、河川の表層水を採取しているため、浮遊土砂は捕捉できるが、掃流砂は観測できない。従って、本章で明らかにする上流部からの土砂供給量はすべて懸濁成分となる。

4-2 観測結果

4-2-1 年間流況

図-4-1に2001年4月から2002年3月の流量と濁度を示す。これより、梅雨時期の6月中旬から7月中旬にかけて洪水が頻繁に発生していることが分かる。白川では通常、梅雨前線による洪水が主体であり台風による洪水は少ない。この年もそのような結果となっており、6月中旬から7月中旬の期間を本年度の出水期と定義した。

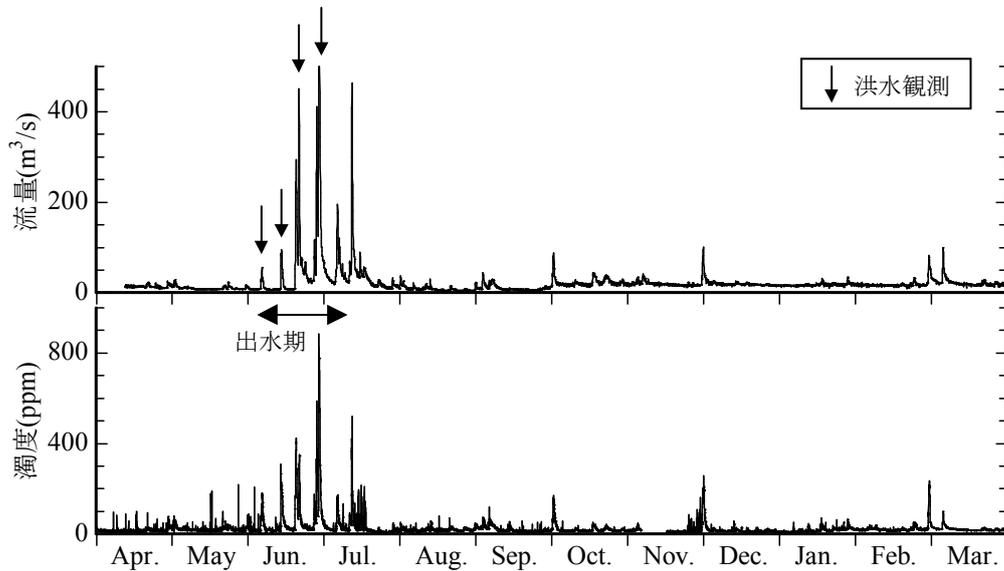


図-4-1 年間の流量と濁度 (2001年4月～2002年3月)

4-2-2 洪水流況

表-4-1 に観測を行った各出水のピーク流量と日平均流量を、表-4-2 に 1986~1995 年の年最大日流量を示す。表-4-2 から過去 10 年間の平均年最大流量（日平均）は $480 \text{ m}^3/\text{s}$ であり、これから今回観測した洪水の規模を判断する。また、図-4-2~5 に洪水観測の結果として、流域平均雨量と流量、濁度、SS の時系列をそれぞれ示す。図-4-5 には流域の各地点雨量も示す。

図-4-2 より、6 月 6 日の洪水は、ピーク流量 $56 \text{ m}^3/\text{s}$ 、日平均流量が $36 \text{ m}^3/\text{s}$ であった。濁度はピーク時で 156 ppm と小規模の洪水であった。濁度は流量とともに増減していることが分かる。また、SS は濁度と同様の波形を示した。

図-4-3 より、6 月 14 日の洪水は、ピーク流量 $95 \text{ m}^3/\text{s}$ 、日平均流量が $66 \text{ m}^3/\text{s}$ であった。濁度はピーク時で 300 ppm に達し、これも小規模の洪水であった。流量のピークが、14 日の午前零時から正午付近まで推移していたのに対し、濁度は流量の上昇と共に急激に上昇し、ピークが 1~2 時間継続した後に急激に下がり、その後、徐々に低くなった。

図-4-4 より、6 月 21 日の洪水はピーク流量 $450 \text{ m}^3/\text{s}$ 、日平均流量が $186 \text{ m}^3/\text{s}$ の中規模の洪水であった。流量のピークは 2 度見られ、後のピークの方が高かった。濁度も流量と同様に 2 度ピークが発生したが、1 度目のピークの方が高く、流量とは逆の傾向を示した。この原因は、洪水の初期に移動しやすい溪流堆積物が流出してしまったため、2 度目の洪水では流出土砂量が低くなったと推測される。

図-4-5 より、6 月 29 日の洪水は、ピーク流量が $1,100 \text{ m}^3/\text{s}$ 、日平均流量が $515 \text{ m}^3/\text{s}$ で、これは 3~4 年に 1 回発生する規模の出水であった。前日にもピーク流量が $400 \text{ m}^3/\text{s}$ の中規模洪水が発生している。流量のピークの後に SS が 2 回突出しており、最大で $8,000 \text{ mg/l}$ を上回る高濃度となった。このときの降雨は局地的に時間雨量が 90 mm を越える豪雨となっており、一部の地域では図-4-4 に示したような通常の土砂流出ではなく、山腹斜面が崩壊した可能性がある。梅雨で地盤の水分量が飽和しているところに降雨強度が非常に強い豪雨が降り、その結果、高濃度の濁水が発生したという状況は昭和 28 年災害の様子に似ている。

なお、6 月 29 日の洪水では SS と濁度の波形が高濃度域でずれている。この原因については後に示す。

以上より、出水期に大、中、小規模の洪水を観測する事が出来た。その内、6 月 29 日の洪水は 3~4 年に一度発生する比較的大きな規模の洪水であった。

表-4-1 各出水のピーク流量と日平均流量

生起日	ピーク流量(m ³ /s)	日平均流量(m ³ /s)
6/6	56	36
6/14	95	66
6/21	450	186
6/29	1105	515

表-4-2 1986~1995年の年最大日流量

生起年	1986	1987	1988	1990	1991	1993	1994	1995	1996	1997
年最大流量	260	553	416	881	460	667	91	501	254	744

10年分平均 482.7

単位：m³

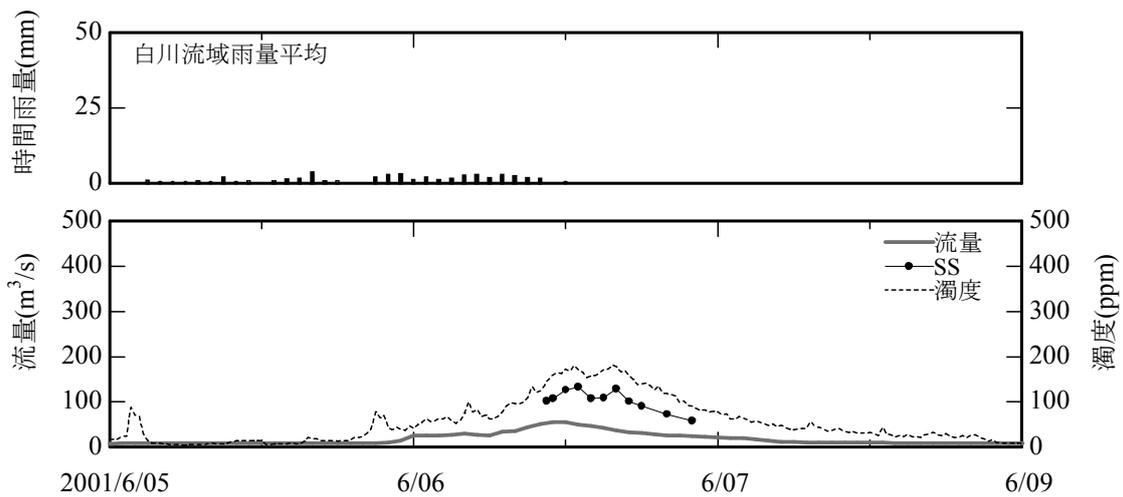


図-4-2 流域平均雨量・流量・濁度・SSの時系列(6月6日洪水)

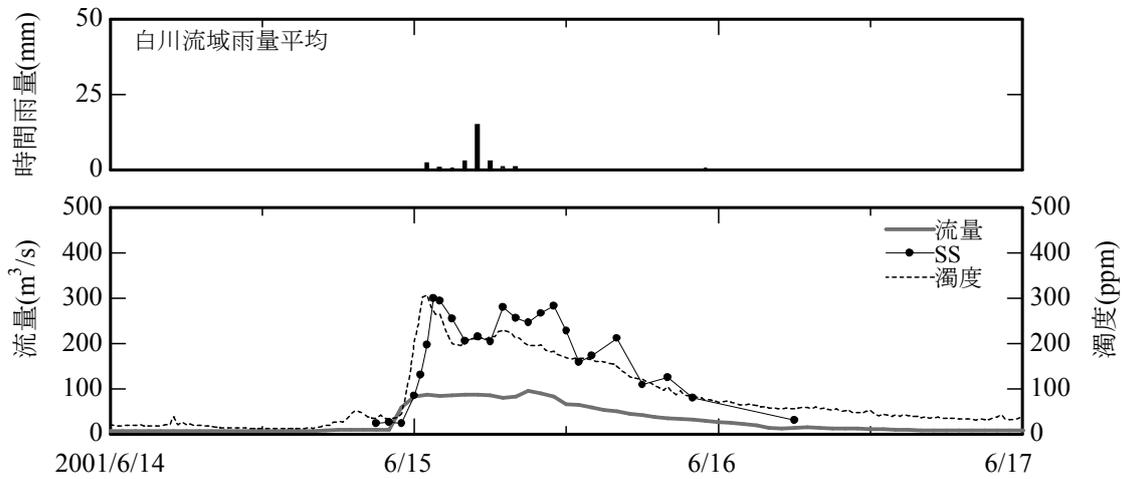


図-4-3 流域平均雨量・流量・濁度・SSの時系列（6月15日洪水）

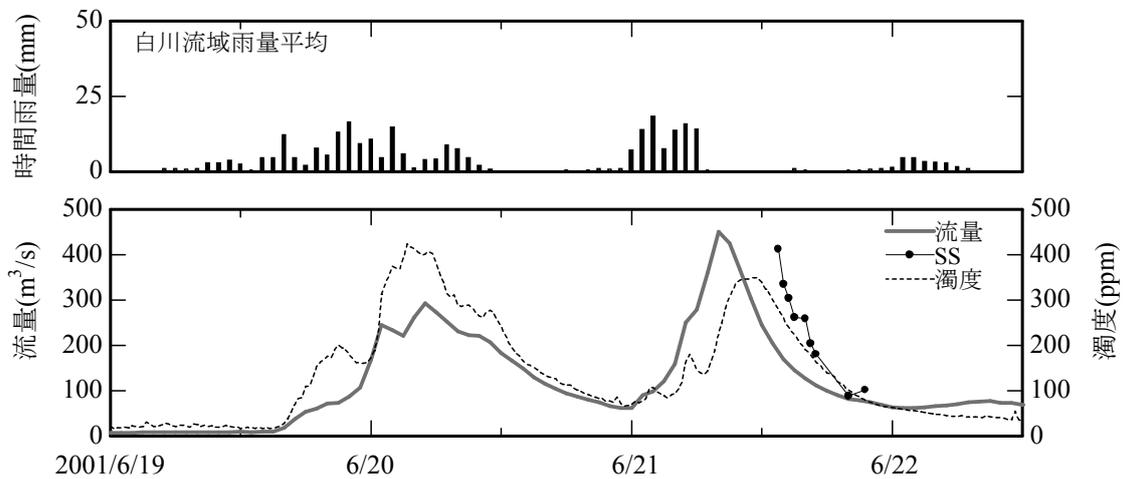
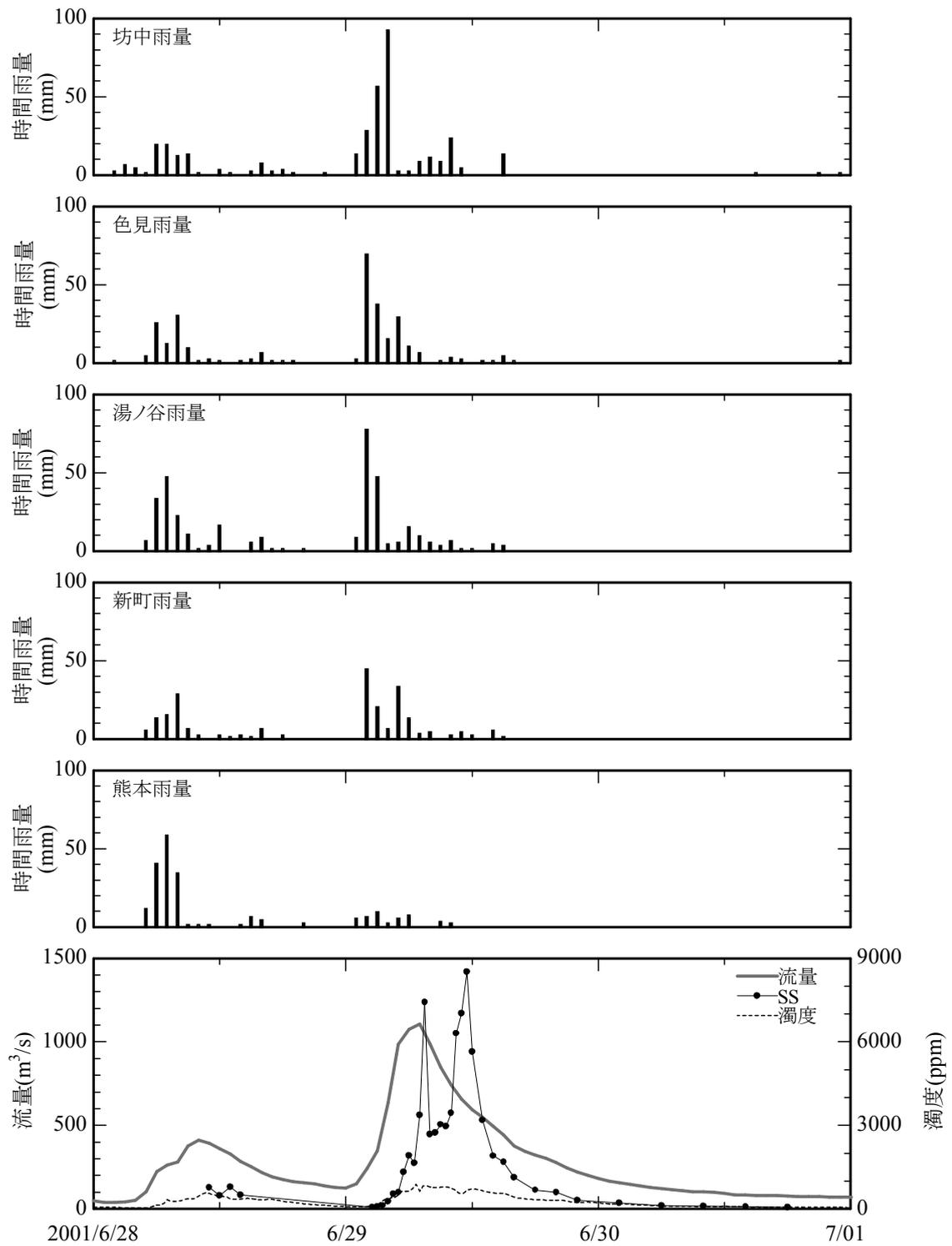


図-4-4 流域平均雨量・流量・濁度・SSの時系列（6月21日洪水）



図一 4 - 5 地点雨量・流量・濁度・SS の時系列 (6月29日洪水)

4-2-3 洪水時の土砂粒径

図-4-6 に各出水の D10, D50, D90 粒径と SS の時系列を示す。これより、いずれの洪水でも洪水期間中に粒度組成の変化は少なく、安定していることが分かる。そこで、各洪水のピーク時の粒度分布を代表値として取り出し、重ね書きした結果、図-4-7 及び表-4-3 が得られた。

これより、6月6日、14日、21日の粒度分布はほとんど同じであり、D50は0.011～0.014であった。さらに29日は、D50が0.0147であって他の洪水に比べてわずかに粒径が大きくなっているものの、シルト成分が主体であることに変わりはない。したがって、洪水の規模によらず粒径はほぼ一定で、シルト成分が約8割、粘土成分が約2割であった。

ここで興味深いのは、6月6日、14日、21日の洪水はSSが100～400mg/lであったが、29日の洪水は8,000mg/lを越え、規模が全く異なる洪水であったにもかかわらず、浮遊土砂の粒度分布にほとんど変化が見られない点である。昭和28年の災害ではSSが83,000mg/lに達したが、このとき熊本市街には「泥土が堆積した」と記録されている(松本, 1979)。つまり浮遊土砂はシルト・粘土が主体であったと考えられ、白川では洪水の規模を問わずに同じ性状の土砂が流出している可能性がある。

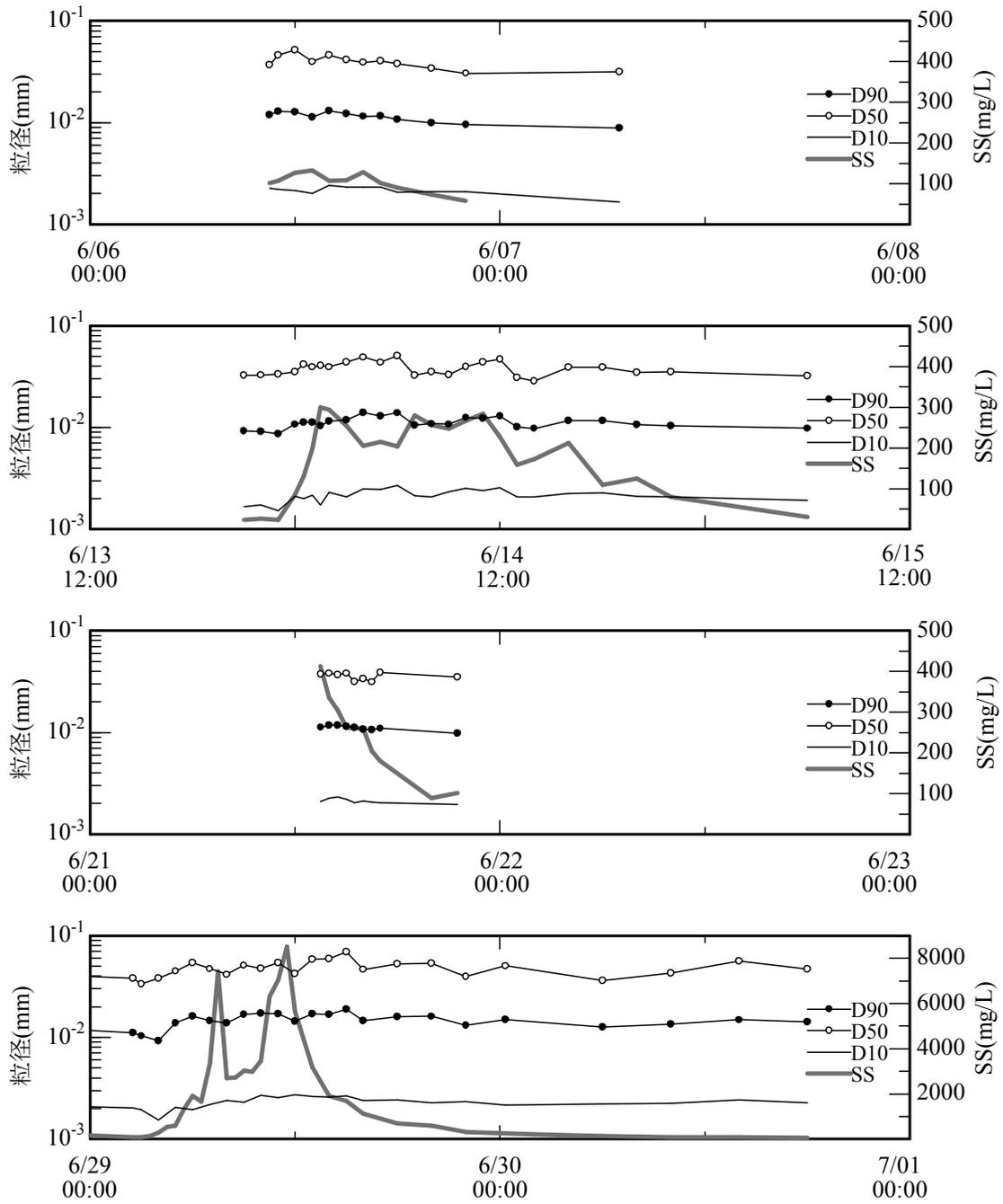


図-4-6 各出水の D10, D50, D90 粒径と SS の時系列

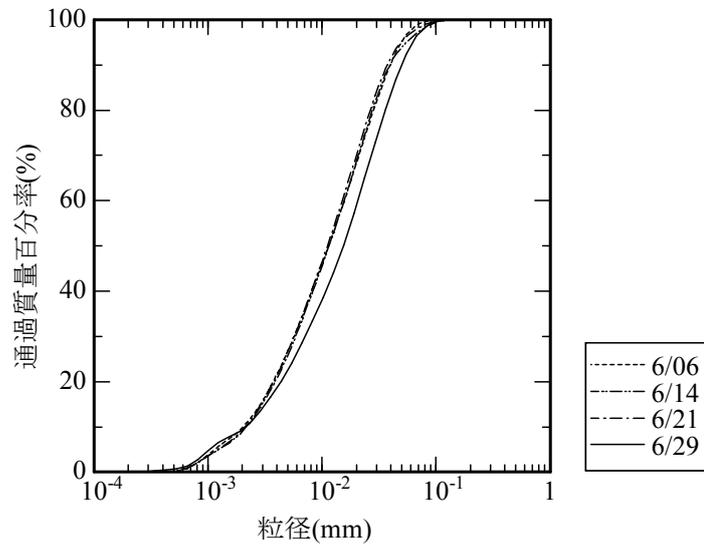


図-4-7 各出水のピーク時の粒度分布

表-4-3 各出水のピーク時の代表粒径

生起日	D10(mm)	D50(mm)	D90(mm)
6/06	0.0022	0.0114	0.0396
6/14	0.0021	0.0112	0.0382
6/21	0.0021	0.0110	0.0357
6/29	0.0023	0.0147	0.0481

4-3 土砂流出量の経年変化

ここで、阿蘇カルデラから流出する土砂量の経年変化について考察する。図-4-8に過去の観測から得られた浮遊土砂量と流量の関係と、今回の観測結果をプロットする。過去のデータとしては昭和28年災害での流出土砂量の推定値と、それ以降に観測された実測値を用いた（熊本工事事務所，2000）。

これより、昭和28年から平成2年のデータに対しては実線に示すような相関が見られるが、平成9年と平成11年のデータは破線に示すような相関が見られ、浮砂土砂量が少なくなっている。また、今回の観測から得られたデータは、平成9年と平成11年のデータと近い傾向にある。つまり、平成2年以前は平成9年以降に比べて土砂の流出量が10倍程度あったと推測される。この要因の一つに、阿蘇山の降灰が考えられる。阿蘇山では平成5年以降に降灰が観測されていないため、上流部からの流出土砂量が安定している可能性がある。

あるいは、第三章で述べたとおり、流出土砂の大半は溪流堆積物である可能性が高いため、昭和28年以降に植生の回復や砂防ダムの整備などによって、土砂流出が徐々に抑制されてきていると考えることも出来る。昭和28年は推定値が1点のみであり、しかもこれは氾濫時間帯の平均値である。おそらくピーク時にはより濃度が高かったと考えられ（解析した著者本人の記述；藤芳，1956）、図中ではより高い位置にプロットされるであろう。また、平成2年と平成9年のデータは点数が少ない。こうした点を考慮すると、昭和28年以降、徐々に土砂流出量が低減して現在に至っているとの考察も妥当であろう。

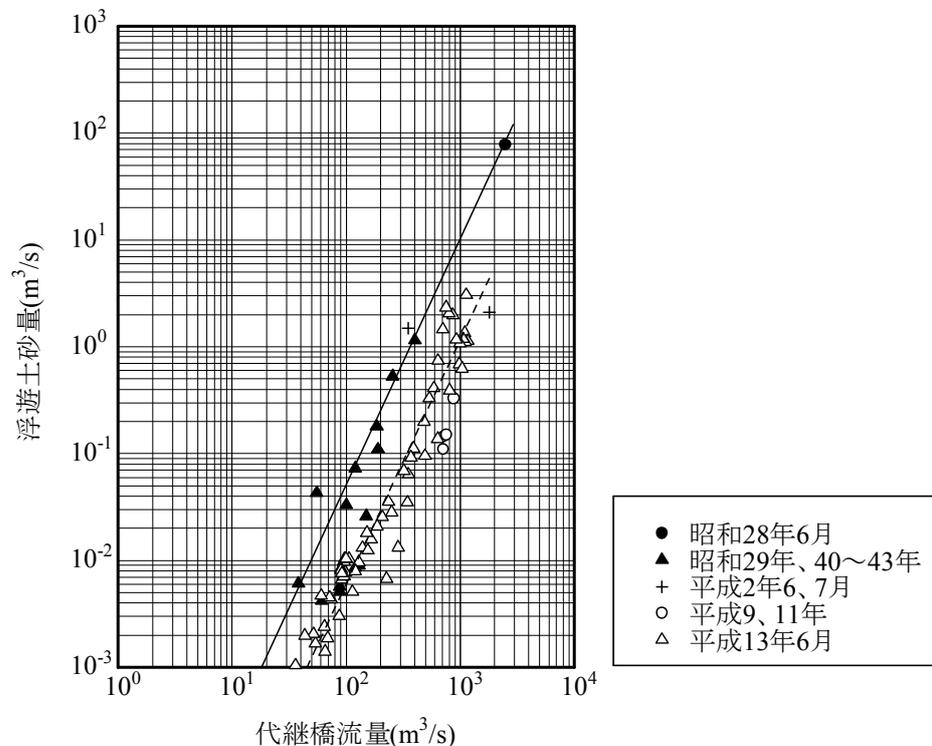
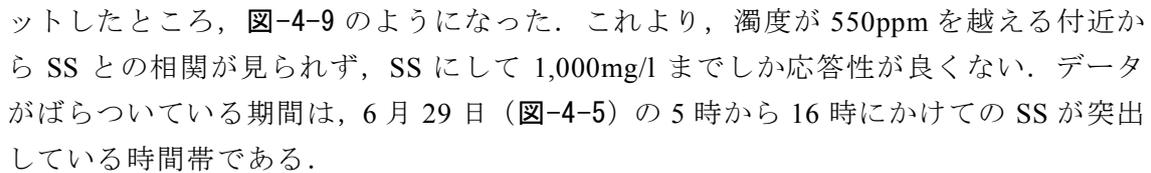
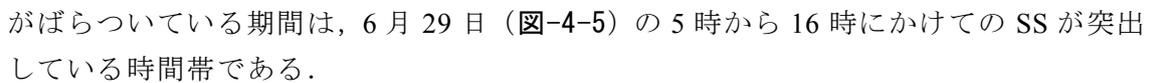


図-4-8 各時代の流量と流砂量の関係

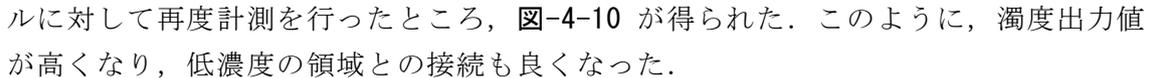
4-4 粒径別土砂供給量

4-4-1 濁度とSSの相関

これまでの結果を用いて出水期の供給土砂量の算出を行う。土砂量は流量にSSをかけて求めるが、SSデータとしては2つの選択肢がある。1つは洪水観測によって得た生データであり、1つは濁度モニタリング結果を相関式によって換算したデータである。基本的には採水観測を実施した期間についてはSSの生データを用いる。しかし、全ての洪水観測において洪水開始から終了時まで連続的に採水が実施できたわけではないので、観測の空白時間帯は濁度モニタリングによる換算データを用いる。

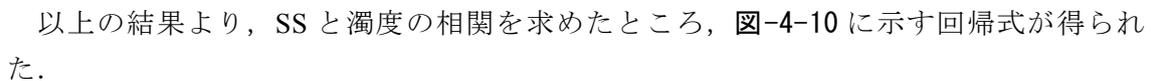
計4回の採水観測により得られた濁水のSSと同時に観測した濁度との関係をプロットしたところ、のようになった。これより、濁度が550ppmを越える付近からSSとの相関が見られず、SSにして1,000mg/lまでしか応答性が良くない。データがばらついている期間は、6月29日()の5時から16時にかけてのSSが突出している時間帯である。

今回使用した濁度計は、メーカー公称ではカオリン換算で2,000mg/lまでの範囲において直線的な出力が得られる、つまりカオリン粘土の濃度2,000mg/lについて濁度が2,000ppmと表示されるとなっているが、かなり様子が異なる。この原因として、阿蘇カルデラで生産される「ヨナ」及びその変化生成物の土砂特性が考えられる。濁度計は光の透過率や散乱強度から水中の土砂濃度を推定しているが、第三章で検討したとおり、計測対象とする土砂の粒径や形状によって出力値が大きく変化する。

念のために、実験室において同じメーカーの20,000ppmまで測定可能な濁度計（アレック電子、ATU5-8Mを改良）を用いて、濁度の反応が悪かった時間帯の濁水サンプルに対して再度計測を行ったところ、が得られた。このように、濁度出力値が高くなり、低濃度の領域との接続も良くなった。

したがって、今回使用した濁度計は白川の洪水に含まれる土砂に対しては反応限界がかなり低く、SS濃度で1,000mg/l程度が上限であると考えられる。

いずれにせよ、今回の計測期間では1,000mg/lを越えるような洪水では、実測のSSが得られているため、解析に支障はない。

以上の結果より、SSと濁度の相関を求めたところ、に示す回帰式が得られた。

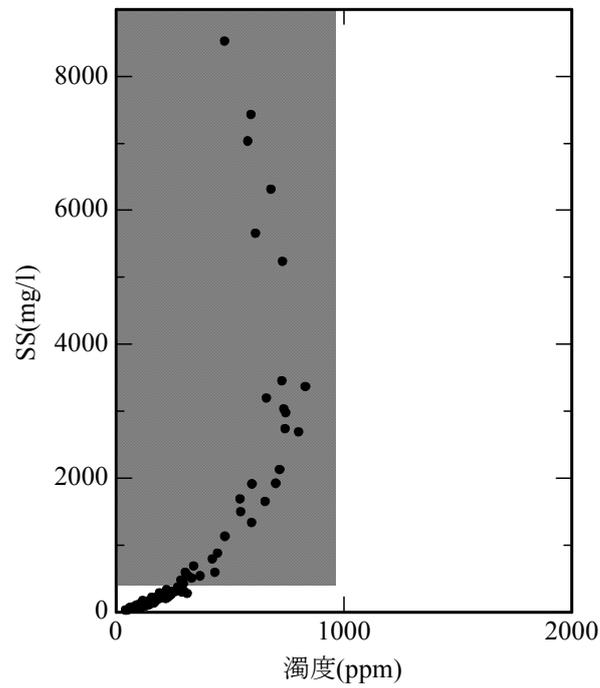


図-4-9 濁度とSSの相関

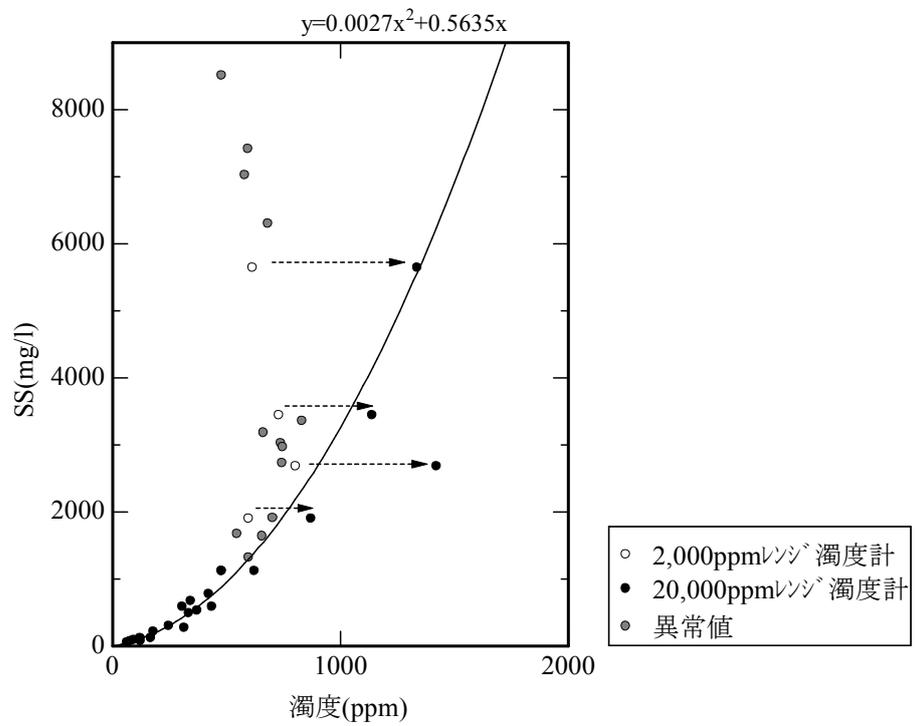


図-4-10 濁度とSSの相関（修正後）

4-4-2 通過土砂量の計算

図-4-11 に洪水期間の流量，SS，通過土砂量の期間累積を示す。SS 時系列データは基本的には採水観測データを用い，採水を実施していない期間について図-4-10 の相関式により濁度計測値を SS に換算して，両者を合わせて作成した。さらに SS 時系列データに流量を掛け合わせて断面通過土砂量を算出した。

これより，洪水ごとに通過土砂量が累積されてゆく様子が分かるが，特に 6 月 29 日の洪水は流量，土砂濃度ともに他を圧倒する規模であったため，本年の洪水期間では土砂ほとんどが 6 月 29 日に供給された。

次に，洪水ごとの総土砂量と体積をまとめたものを表-4-4 に示す。土砂体積の算出は次のように行った。体積を算出する目的は，河口干潟の土砂移動量と比較するためであるから，干潟上に堆積している同じ粒径の底質密度を用いればよい。前述の通り，洪水土砂の粒径は 0.1mm 以下のシルトが 8 割，粘土が 2 割であり，砂質土は含まれていなかった。そのため，出水後に干潟部に堆積したシルト・粘土質の底質密度を計測し（調査の詳細は次章にて述べる），平均的値として 1.3 を得た。

表から，出水期に上流域から供給された土砂量は 13.3 万 ton，土砂体積にして 10.2 万 m³ と計算され，これらは全てシルト・粘土質であった。

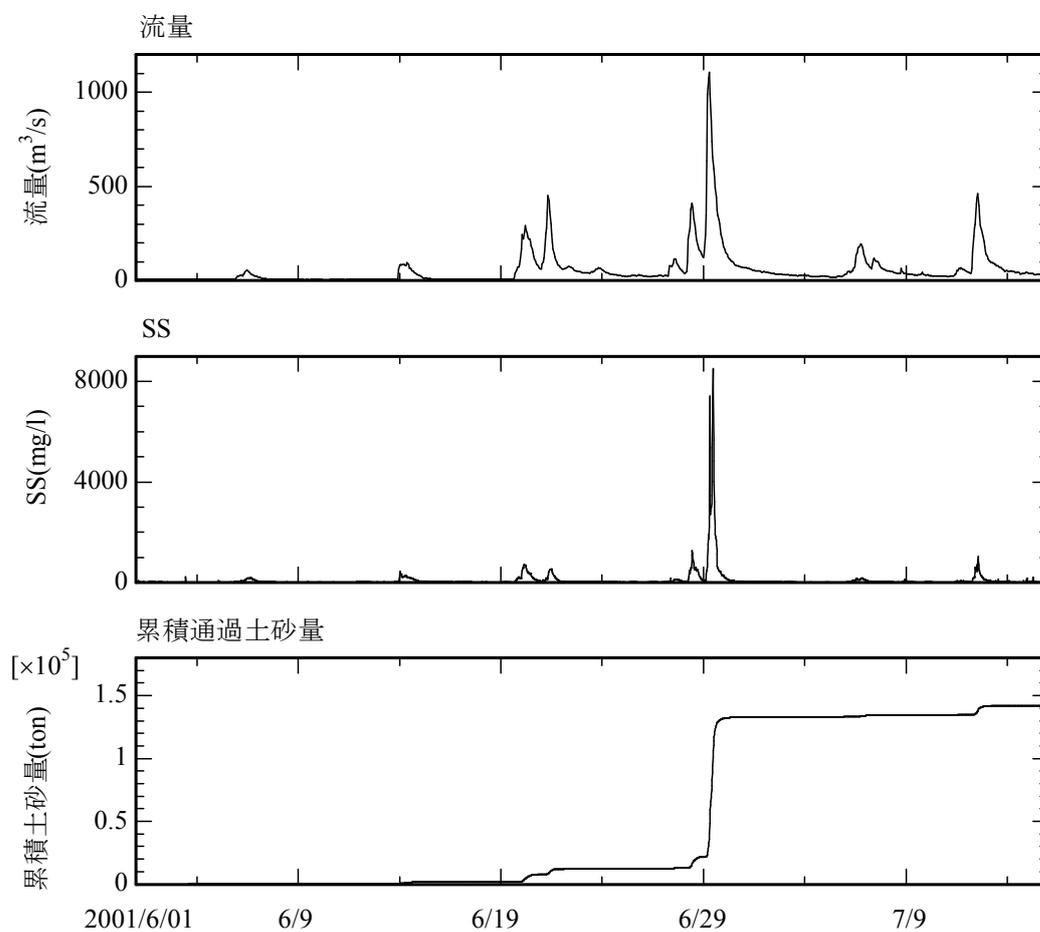


図-4-11 洪水期間の流量, SS, 累積通過土砂量

表-4-4 洪水ごとの供給土砂量

生起日	土砂量(ton)	土砂体積(m^3)
6/06	371	286
6/14	1,224	941
6/21	10,595	8,150
6/29	119,844	92,188
総量	132,034	101,565

参考文献

熊本工事事務所（2000）：平成 11 年度白川浮遊土砂調査業務報告書

藤芳義男（1956）：白川調査書，第一編，白川洪水の解析（昭和 28 年 6 月出水）

松本唯一（1979）：昭和廿八年熊本泥水害冠水堆砂詳密地図（白川筋浸水堆砂状況図）

第五章 白川河口域の地形・底質変化

上流から供給された土砂は河口域に堆積し、また潮汐や河川流の影響を受けて再移動している可能性がある。そこで本章では、出水期の直前、出水期直後、出水期から2ヶ月経過した平水時に地形測量と底質の採取をそれぞれ行い、河口干潟の地形・底質変化を明らかにする。

5-1 調査方法

5-1-1 調査時期と項目

図-5-1に2001年4月から2002年3月までの河川流量と濁度を示し、ここに観測時期を記入した。第四章では6月中旬から7月中旬までを出水期と定義したので、地形・底質調査は出水前調査として2001年6月4日～10日に、出水後調査を7月7日～9日に、平水時調査を9月2日～7日にそれぞれ行った。

調査項目は地形測量と底質採取であり、地形測量から地形の変動量を、採取した底質の分析によって粒径の分布状況を求め、それらから粒径別の土砂移動量を算出する。

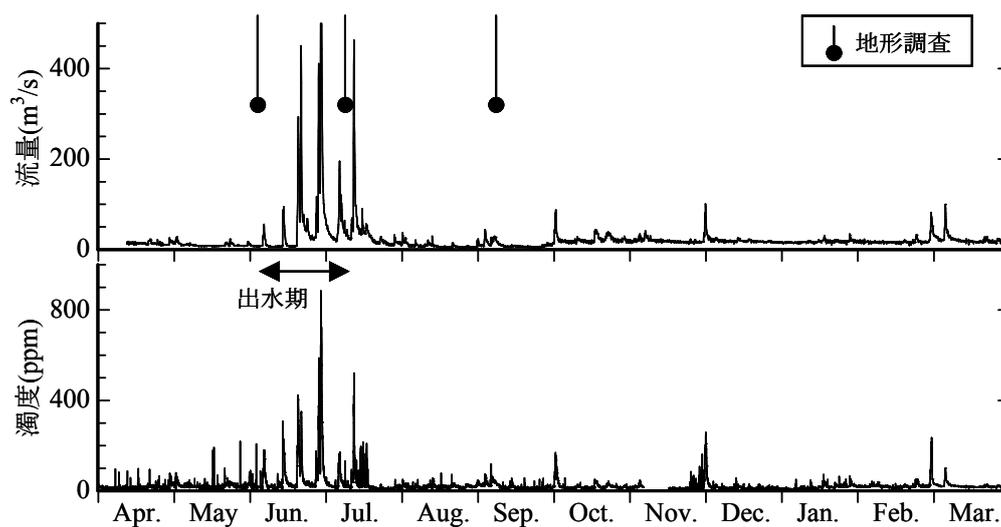


図-5-1 観測実施時期

5-1-2 地形測量

深浅測量は図-5-2 に示すラインで実施した。測量範囲は澁筋の縦断方向に河口より沖合 4km まで、澁筋の横断方向に 2.5km までであり、この範囲内を澁筋の横断方向に 250m 間隔で深浅測量を行った。測線数は 23 本である。

測量には音響測深機（千本電気，PDR101 型，周波数 200kHz）を用い、これを作業船に設置し時速 8km 程度で計測を行った。XY 座標の計測に際し、DGPS の時間と同期させて記録紙に 5 秒ごとにマーカー線を入れた。XY 座標の測定には DGPS（トリングル社，PRO-XR）を使用し、1 秒ごとの緯度・経度データをパソコンに取り込んだ。

計測後、音響測深機の放電紙に記録された水深を読み取り、DGPS によって得られた位置座標データと併せて水深データを作成した。さらに、河口 0km の水位と沖合 5km で熊本港湾工事事務所により観測されている潮位から、両地点での水面勾配を考慮して測量船の水面標高を求め、水深データを地形標高データに換算した。

なお、作業船による深浅測量では、計測中の船の動揺や、測深機の精度の問題から、誤差が生じる。この補正を後述する方法（5-2 節）で実施し、最終的な地形データを得た。

5-1-3 底質採取

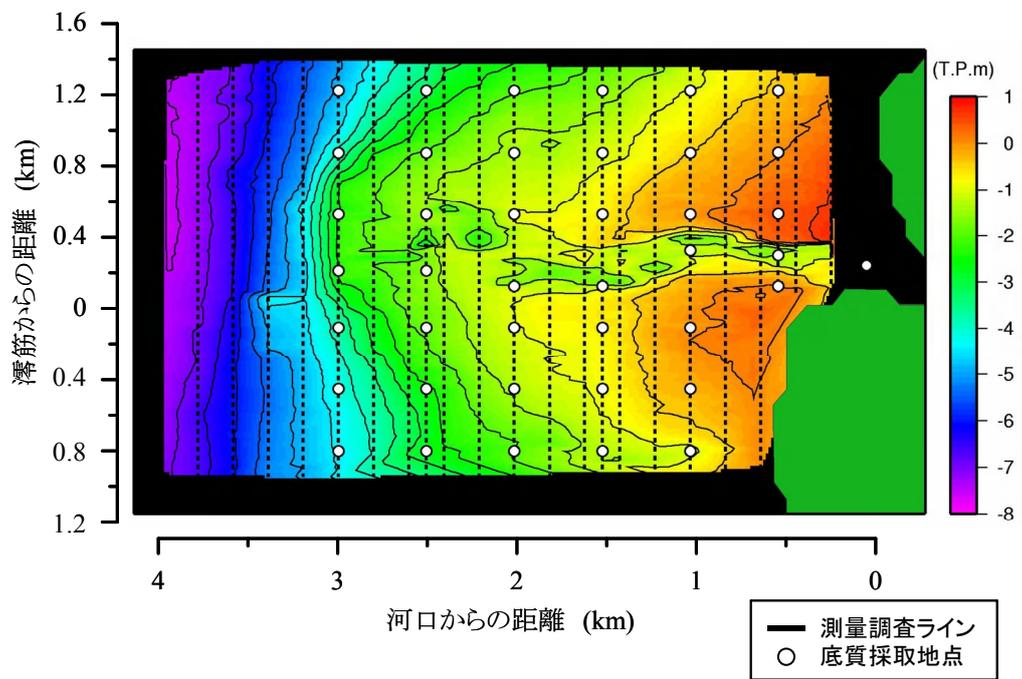
底質採取地点は図-5-2 の丸印である。採取範囲は澁筋の縦断方向に 3km、澁筋の横断方向に 2.5km であり、ここに 500m 間隔の格子状に採取ポイントを取り、合計 47 地点において底質の採取を行った。なお、採取ポイントは測量ライン上に位置するように設定した。

採取方法は、採泥器を用いずにダイバーが直接採取する方法とした。その理由は、本調査に先駆けて実施した事前調査では、エクマンバージ採泥器を使用して底質を採取したが、その際、表層に堆積した浮泥分が水と共に抜け出てしまった。更に、調査地には硬い砂質層も分布するため、採泥器による底質採取は困難であった。

そこで、表層の浮泥を攪乱させずに底質を採取するために、ダイバーが表層 10cm 程度の底質をプラスチック製の容器（600cc）に直接採取する方法をとった。また、採取時には表層の浮泥にスケールをさして、その堆積厚を目視で計測した。

採取した底質は実験室へ持ち帰り、各種土質分析を行った。分析項目は粒度分布、比重、含水比、強熱減量である。粒度分布の測定は、試料を乾燥させた後に、0.075mm 以上についてはふるい分け分析を、0.075mm 以下の試料に対してはレーザー回折式の粒度分布測定装置（島津製作所，SALD3000S）を用いて分析を行った。

これらの結果を粒度分布、代表粒径（D10，D50，D90）、泥分含有率、淘汰係数に整理した。



図－５－２ 測量調査の実施ラインと底質調査地点

5-2 測量データの補正

音響測深による水準測量の精度は5cm程度である。仮に測量範囲(4km×2.5km)の地盤高さが一律に5cmずれていると、50万m³の過大評価となり、かなり大きな量である。この原因は、波浪による測量航走中の船の揺れや、音響測深機の分解能(数cm)などが考えられ、測定技術上は誤差を除去するのは困難である。そこで測量精度を向上させるために、次に示す方法で出水直後の地盤高さを補正する。

出水前後の地形変化に関して、測量データから作成した横断面図の地形変化高と、ダイバーがスケールで直接計測した表層浮泥の堆積厚を比較したところ、測量結果とダイバーの観測結果の間に開きがあった。表-5-1にダイバーによる堆積厚の観察結果と、同じ地点の測量により得られた地形変化高をまとめた。なお、表には後述する補正内容もまとめてある。サンプリング地点の対応はLが干潟左岸、Cが滞筋、Rが干潟右岸を示し、末尾の数値が大きいほど滞筋からの距離が離れていることを示す。

ここで、ダイバーの観察結果を、①底質変化が明瞭な地点、②変化が起こらなかった地点、③底質変化が不明瞭な地点、にそれぞれ分類した。これを模式図に示すと図-5-3のようになる。地形変化現象としては強い流れによって地形が削り取られる作用と、洪水時に上流部から供給された粘土質から砂質の土砂が堆積する作用の2つが考えられる。

滞筋のような流れの強い場所では、水量が増加する洪水の前半では侵食が起こり、水量が低下する後半では土砂が堆積すると推測される。このような場所では、侵食や堆積の過程をダイバーの目視で確認するのは不可能なため、③に相当する。したがって、補正の対象外とした。

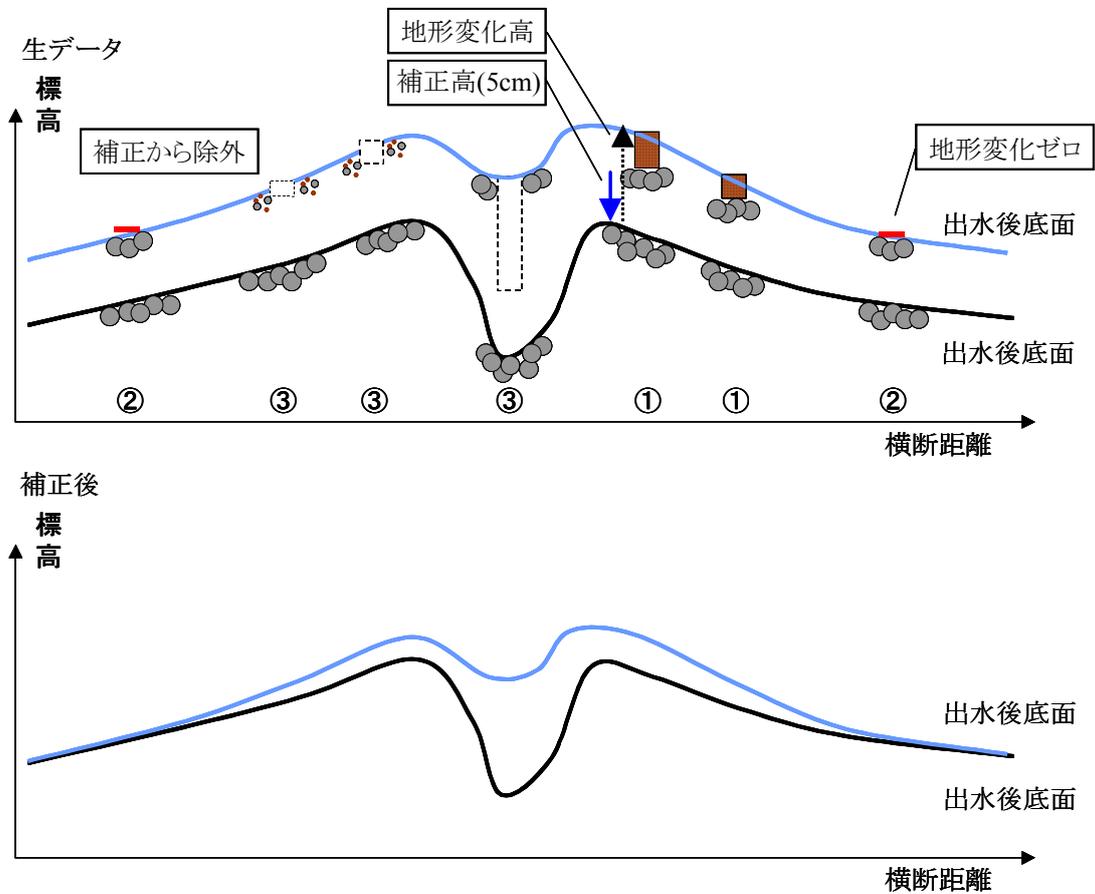
一方、滞筋から離れた干潟のように流れが弱い場所では出水前後で地形が変化しないか、主に泥質が堆積すると推測される。洪水時には粘土質から砂質までの土砂が供給されると考えられるが、砂は泥に比べて沈降速度が速く移動限界も大きいため、流れの弱い場所で砂だけが移動(侵食・堆積)して、泥が移動しないという状況は考えにくい。一方、泥だけが堆積して砂が移動(侵食・堆積)しないという状況は考えられる。

そこで、干潟で砂質の上に泥質のみが堆積したような場所は①に分類し、泥質の堆積厚を地形変化量と見なす。また、砂質が変化しなかった場所は②に分類し、地形変化量をゼロと見なした。また、干潟で砂質から砂泥の互層や砂と泥の混合層に変化した場所や、ダイバーの目視では元の地盤からの変化量が判別できなかったような場所は③に分類し、補正対象から除外した。

以上の整理を表-5-1の各地点について行った結果、表の右欄が得られた。これより、測量による地形変化高と観測結果との差を計算したところ、測量による出水後の変化量が多く地点で過大であった。この結果から、比較対象とした全地点の観測結果と測量結果の差の平均を計算したところ、-4.95cmとなった。したがって、全測量結果に対して一律-5cmの補正を行った。以下で使用する結果は補正後のものである。

表－５－１ 堆積厚の目視結果と測量による地形変化高（左），及び補正量（右）

Site	0.5L3	0.5L2	0.5L1	0.5C	0.5R1	0.5R2	0.5R3	0.5R4
出水前コメント	－	－	軟泥	砂泥(表面浮泥)	砂泥(表面浮泥)	砂泥(表面浮泥)	砂泥(表面浮泥)	砂泥
出水後コメント	－	－	砂泥	砂	軟泥	砂泥(表面浮泥)	砂泥(表面浮泥)	砂泥(表面浮泥)
浮泥測定結果	－	－	－	－	－	0	0	－
測量変化量	－	－	3.01	19.81	1.24	-0.01	2.56	－
地形変化の判定	－	－	③	③	③	②	②	－
実測変化量	－	－	－	－	－	0	0	－
測量変化量	－	－	－	－	－	-0.01	2.56	－
補正高	nd	nd	nd	nd	nd	-0.01	2.56	nd
Site	1.0L3	1.0L2	1.0L1	1.0C	1.0R1	1.0R2	1.0R3	1.0R4
出水前コメント	砂泥	砂泥	砂泥	砂泥	砂泥	砂泥	砂泥	砂泥
出水後コメント	砂泥	軟泥	軟泥	砂泥	軟砂泥	軟砂泥	軟砂泥	砂泥
浮泥測定結果	0	3	5	－	0	0	0	－
測量変化量	0.01	8.42	5.95	48.2	-6.12	-6.97	13.22	－
地形変化の判定	②	①	①	③	①	①	①	－
実測変化量	0	3	5	－	0	0	0	－
測量変化量	0.01	8.42	5.95	－	-6.12	-6.97	13.22	－
補正高	0.01	5.42	0.95	nd	-6.12	-6.97	13.22	nd
Site	1.5L3	1.5L2	1.5L1	1.5C	1.5R1	1.5R2	1.5R3	1.5R4
出水前コメント	砂泥	砂泥	砂泥	砂泥	軟砂泥	砂泥	砂泥	－
出水後コメント	軟泥	軟泥	軟砂泥	軟砂泥	軟泥	軟泥	軟泥	軟泥
浮泥測定結果	3	－	－	－	20	5	10	－
測量変化量	13.11	4.52	6.17	80.21	34.43	22.88	17.95	－
地形変化の判定	①	③	③	③	①	①	①	－
実測変化量	3	－	－	－	20	5	10	－
測量変化量	13.11	－	－	－	34.43	22.88	17.95	－
補正高	10.11	nd	nd	nd	14.43	17.88	7.95	nd



- ①底質変化が明瞭な地点: 出水後に泥質が堆積→堆積厚＝地形変化量
- ②変化が起らなかった地点: 出水前後ともに砂質→地形変化量ゼロ
- ③底質変化が不明瞭な地点: 堆積、侵食が特定できない→補正から除外

図－５－３ 地形変化と特徴と補正の考え方

5-3 出水前後の地形及び底質変化

ここでは、出水前（6月初旬）と出水後（7月初旬）の地形及び底質の変化状況について整理する。

5-3-1 地形変化

測量により得られた出水前後の干潟部等深線の変化図を図-5-4に、干潟部横断面図を図-5-5にそれぞれ示す。これらより、河口から沖合2.5km付近までは遠浅になっており、沖合3km付近から急激に深くなるデルタが形成されていることが分かる。

出水後の地形変化の特徴としては、全体的に堆積傾向で、特に干潟中央部において堆積が顕著であった。

河口0kmから沖合1kmにかけては、等深線図（図-5-4）では、あまり変化していないように見られる。横断面図（図-5-5）によれば、滞筋が0.3~0.5m埋まり、1kmは滞筋の肩がけずれていた。

沖合1kmから3kmにかけては、出水後の等深線が大きく沖合へと前進していることから、この範囲は堆積傾向であった。特に滞筋部周辺の等深線の前進が顕著であり、出水前後の等深線変化が干潟の外側に向かうにつれて小さくなっていることから、滞筋周辺で堆積が顕著であったことがうかがえる。例えば沖合1.5kmでは、横断面図（図-5-5）から滞筋の右岸側の肩部において堆積が顕著であり、地形変化量を読み取ったところ0.2~0.3mの地形上昇が認められた。また、この範囲においては滞筋の形状が出水前後に大きく変化し、滞筋が埋まっていることが見て取れる。

沖合3kmから4kmにかけては、デルタ前面において出水後に堆積傾向であると推測された。また、河口テラスの外縁部においては等深線に大きな変化はないことから、出水前後において目立った地形変化は起こらなかったと推測される。

以上より出水後の河口域の地形変化は、海岸周辺では滞筋が堆積し、その肩部は侵食され、干潟中央部においては0.2~0.3m程度の堆積、沖合部ではほとんど変化が見られなかった。

塚本ら（1999）は過去の測量資料から、白川河口域においてはピーク流量が1,500m³/s以下の出水では、デルタ肩が沖合に前進するほどの地形変化が起こらないと報告している。今年度の出水期のピーク流量が1,100m³/sであったことから、劇的な地形変化は起こらなかったものの、標高にしても0.2~0.3m上昇していた。

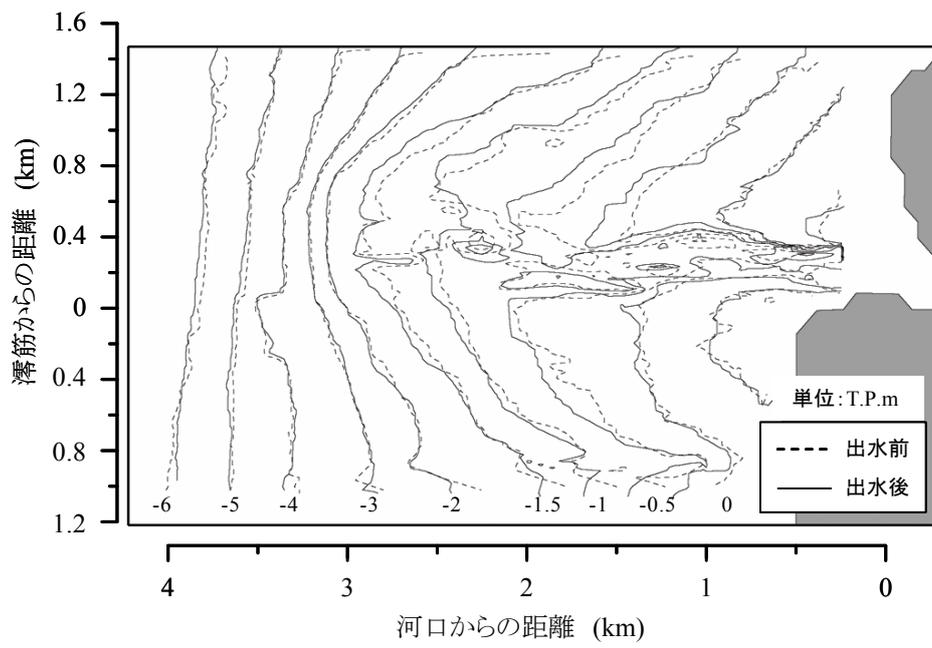


図-5-4 出水前後の干潟部等深線図

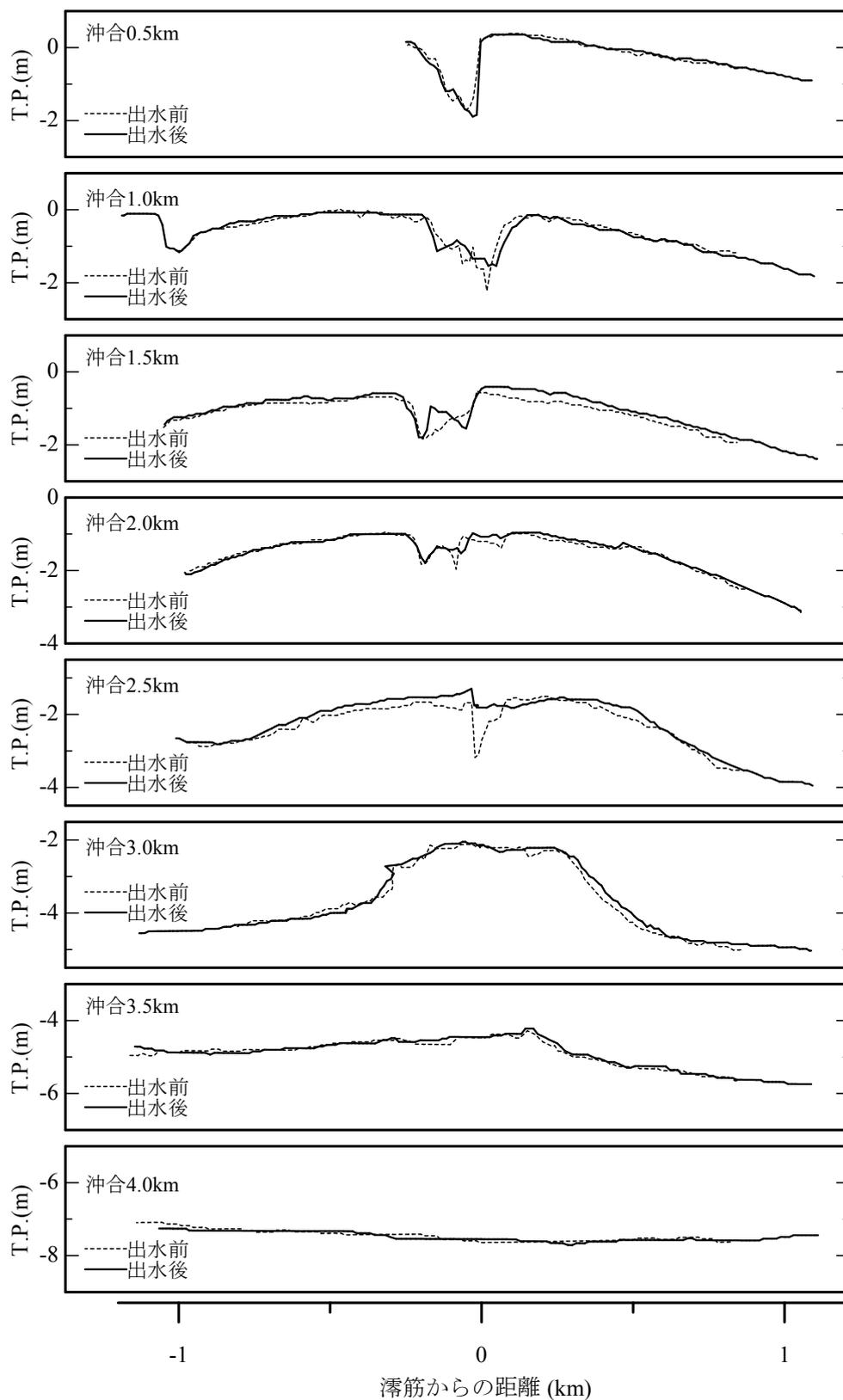


図-5-5 出水前後の干潟部横断面図

5-3-2 底質変化

(1) 指標の説明

出水前後の底質分析結果を横断距離毎にまとめたものを図-5-6～11に示す。上の図は中央粒径，中段は泥分含有率，下段は淘汰係数を示している。サンプリング地点の対応はLが干潟左岸，Cが濬筋，Rが干潟右岸を示し，末尾の数値が大きいほど濬筋からの距離が離れていることを示す。

泥含有率とは，0.074mm以下のシルト・粘土の割合である。

淘汰係数とは粒度の分布範囲の広さを表すもので，次式で表される(堀川ほか, 1974)。

$$S = \sqrt{D75/D25} \quad (3-1)$$

ここで，S：淘汰係数，D25，D75はそれぞれ累積百分率が25%，75%である粒径値を示す。淘汰係数の値が大きいほど底質に含まれる粒径は不均質であることを示し，値が小さいほど粒径が均質化していることを示す。つまり淘汰係数は，底質の堆積環境が土砂の付加の起こりやすい条件下にあるのか，水理的な選別等により細粒分が除去しやすい条件下であるのか，判断する指標になる。例えば，海浜でふるい分けが良好な場合には淘汰係数は1.25程度となる。

(2) 沖合0.5km～1kmの変化

沖合0.5km(図-5-6)と1.0km(図-5-7)では，出水前に0.5kmのL1(左岸堤防付近)においてD50が0.01mm，泥含有率が90%を越えていたため泥質であったが，その他の地点は概ね細砂質であった。また，0.5kmのL1と1kmのR4を除いて淘汰係数が1.5程度であり，流れの影響で泥質が堆積しにくい環境であった。

出水後には0.5kmのL1ではD50が0.2mmに，泥含有率が数%に変化し，淘汰係数も2.94から1.5に低下しているため，泥質がフラッシュされたようである。濬筋近傍のCとR1では出水後にD50が0.2mmから0.02mmへと変化し，泥含有率も0%から70～100%へと増加していることから，この範囲においては出水前後でシルト質が堆積した。右岸のR2からR4までと，1.0kmでは出水前後で大きな変化は見られず，0.2mm程度の細砂であった。

(3) 沖合1.5km～2.5kmの変化

沖合1.5km(図-5-8)と2.0km(図-5-9)，2.5km(図-5-10)では，前述の通り出水後に堆積傾向が顕著であった。

出水前にはいずれの地点も右岸の端を除いて，粒径は0.2mm程度の細砂質，泥含有率は数%程度，淘汰係数は1.3～1.7程度で，完全に砂質干潟である。テラス外縁部にあたる右岸R4ないしR3では潮汐や波などの水理的な影響が少なく，泥質が堆積している。

出水後には、1.5km において L1～C～R2 の中心範囲でわずかに粒径が小さくなり、泥含有率が多くなっているが、細砂主体でありあまり変化が見られない。しかしその両脇では細砂から泥質へと変化した。2.0km では R4 を除くほぼ全ての地点で泥含有率が大幅に上昇して、細砂から泥質へと変化した。2.5km も同様で、R3, R4 を除くほぼ全ての地点で細砂から泥質へと変化した。特徴的なのは淘汰係数で、一部の地点を除きほぼ全域で 2 を越える値を示しており、洪水によって各種粒径が堆積した様子が見える。なお、右岸の端は常に泥質であった。

以上より、この領域では干潟の肩部を中心に泥質の堆積が著しいと判断された。

(4) 沖合 3.0km の変化

沖合 3.0km (図-5-11) ではテラスの前縁部である R1 において泥含有率が上昇しており、この場所も堆積傾向であったことから、泥質の堆積があったものと推測される。

ただし、全体的には洪水前後の変化は少なく、テラス前縁部 (C, R1) において粒径が 0.2mm 程度、泥含有率が数%、淘汰係数が 1.5 前後であり、砂が干潟から滑り落ちているような様子を示しており、一方、テラス外縁部では粒径が 0.02mm、泥含有率が 80%以上、淘汰係数が 2.5～3.5 であり、流れが淀んで泥質が堆積しやすい環境となっている。

(5) 全体的な傾向

以上の結果を平面図にまとめたものを図-5-12 に示す。図では泥質で淘汰が悪い状態を黒系統色で、砂質で淘汰がよい状態を白系統色で示している。また、図の左列が洪水前、右列が洪水後である。

これより、洪水前には干潟部分は砂質が堆積していたが、干潟テラスの外縁部で泥質主体の堆積状況であった。その理由としては、干潟部分は潮流や波浪の影響で水理的な淘汰が進み、外縁部では干潟に比べて水深が深いために流れが淀みやすい、といったことが考えられる。

一方、洪水後には地形の前進が顕著な 1.5km～2.5km において、干潟の扇状の地形に沿って泥質の堆積がみられた。干潟テラスの外縁部では泥質からの変化は明確には現れず、地形変化も少なかったことから、洪水による河口からの土砂放出の影響をあまり受けなかったものと考えられる。

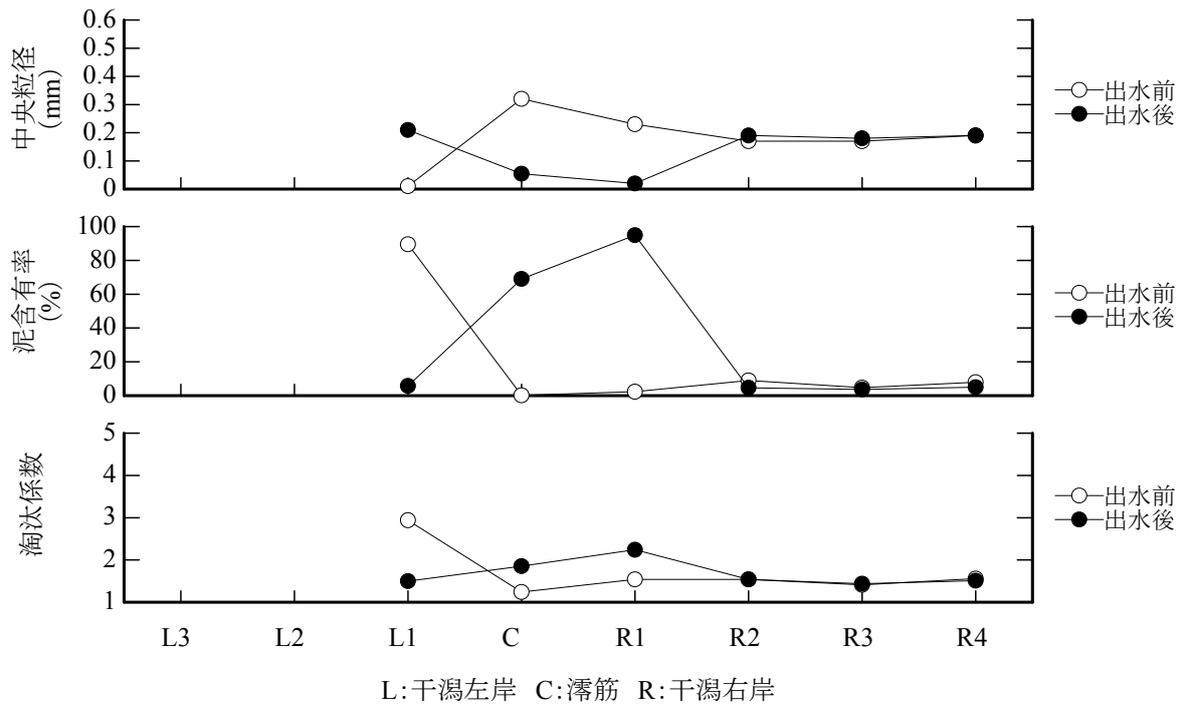


図-5-6 中央粒径・泥含有率・淘汰係数の横断分布（沖合 0.5km）

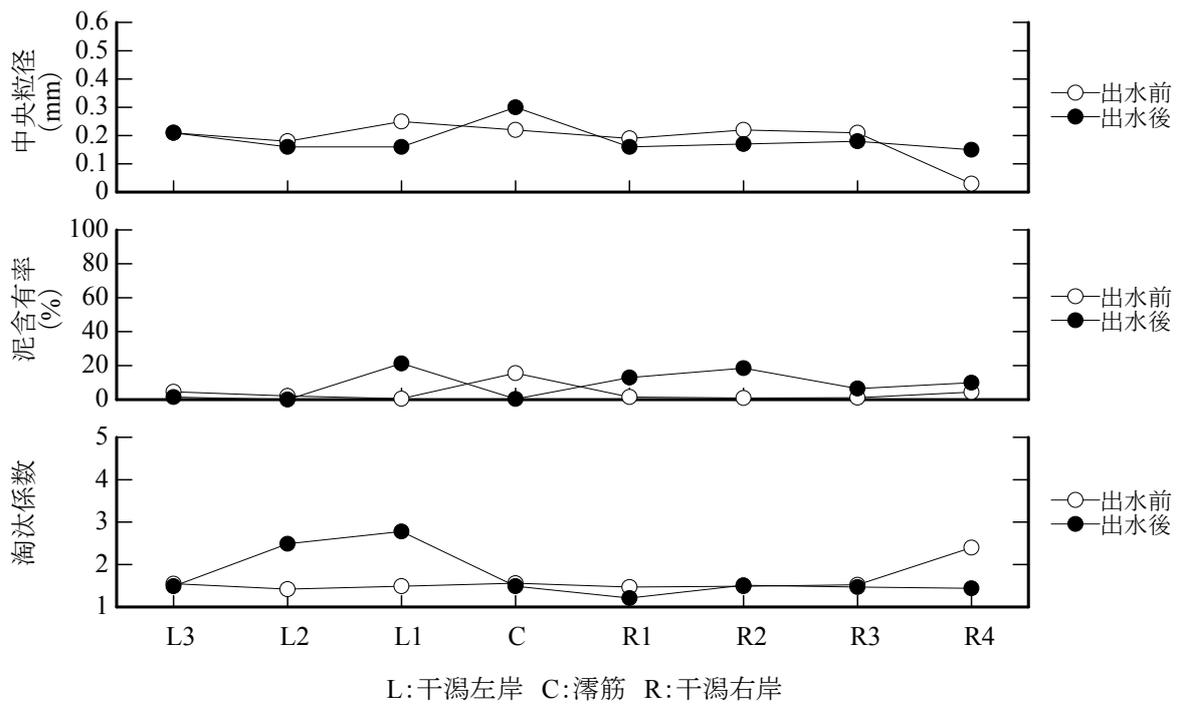


図-5-7 中央粒径・泥含有率・淘汰係数の横断分布（沖合 1.0km）

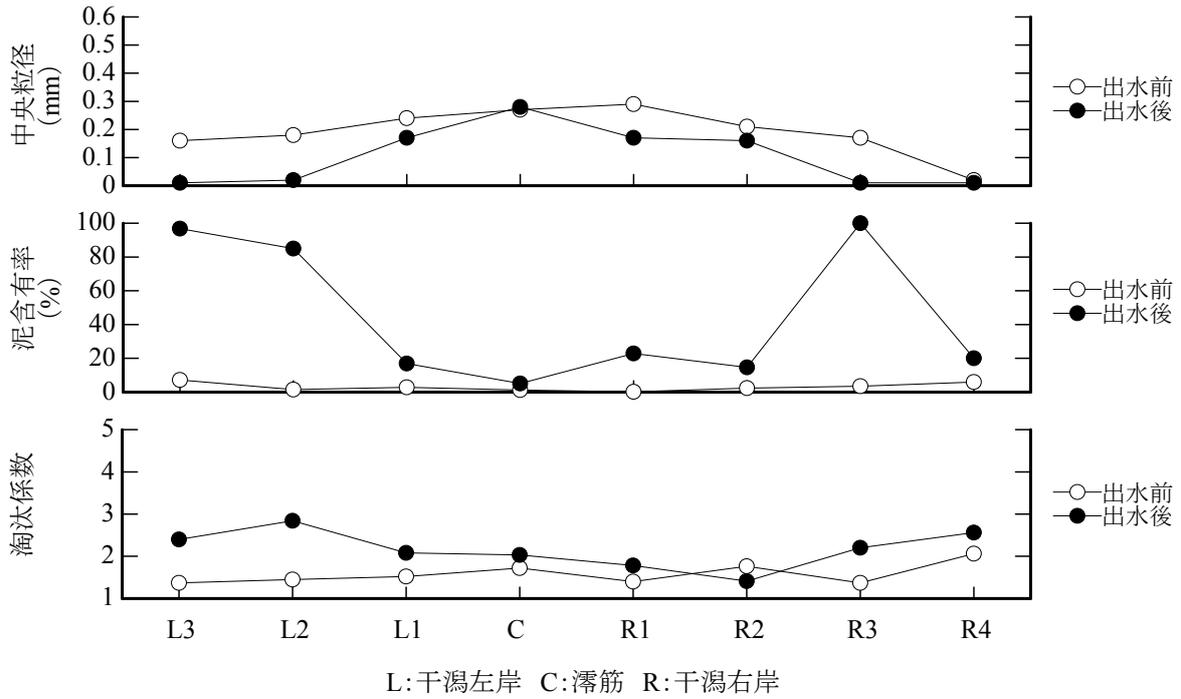


図-5-8 中央粒径・泥含有率・淘汰係数の横断分布 (沖合 1.5km)

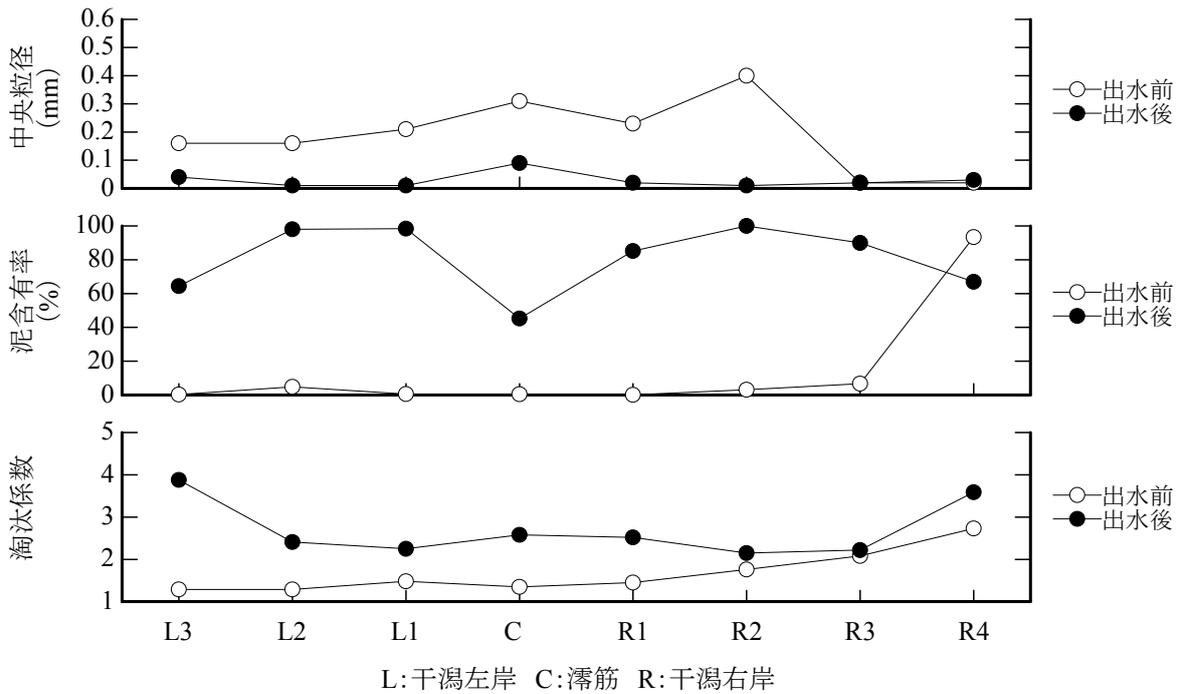


図-5-9 中央粒径・泥含有率・淘汰係数の横断分布 (沖合 2.0km)

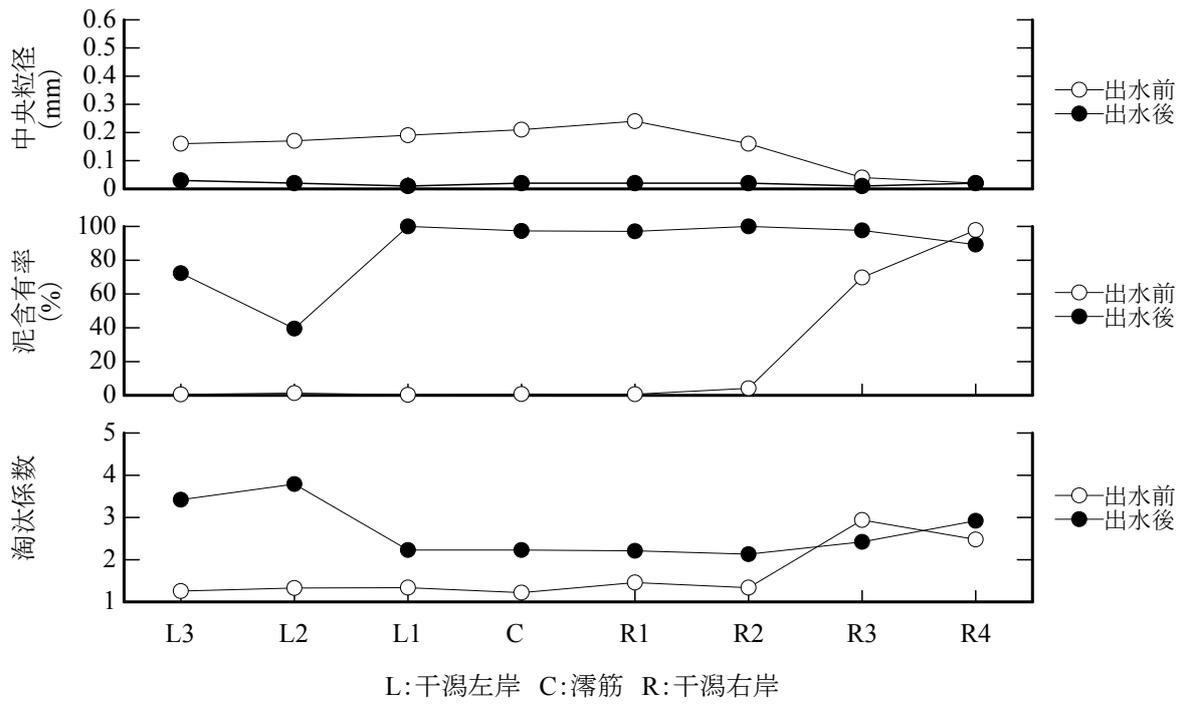


図-5-10 中央粒径・泥含有率・淘汰係数の横断分布 (沖合 2.5km)

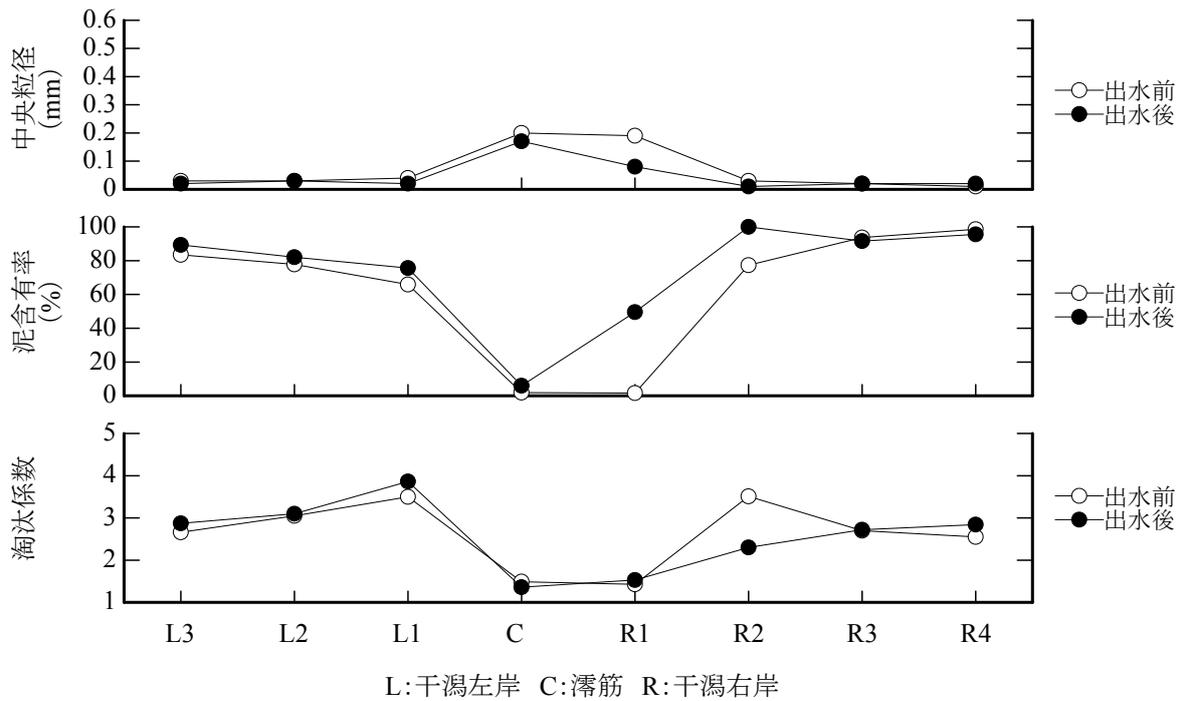


図-5-11 中央粒径・泥含有率・淘汰係数の横断分布 (沖合 3.0km)

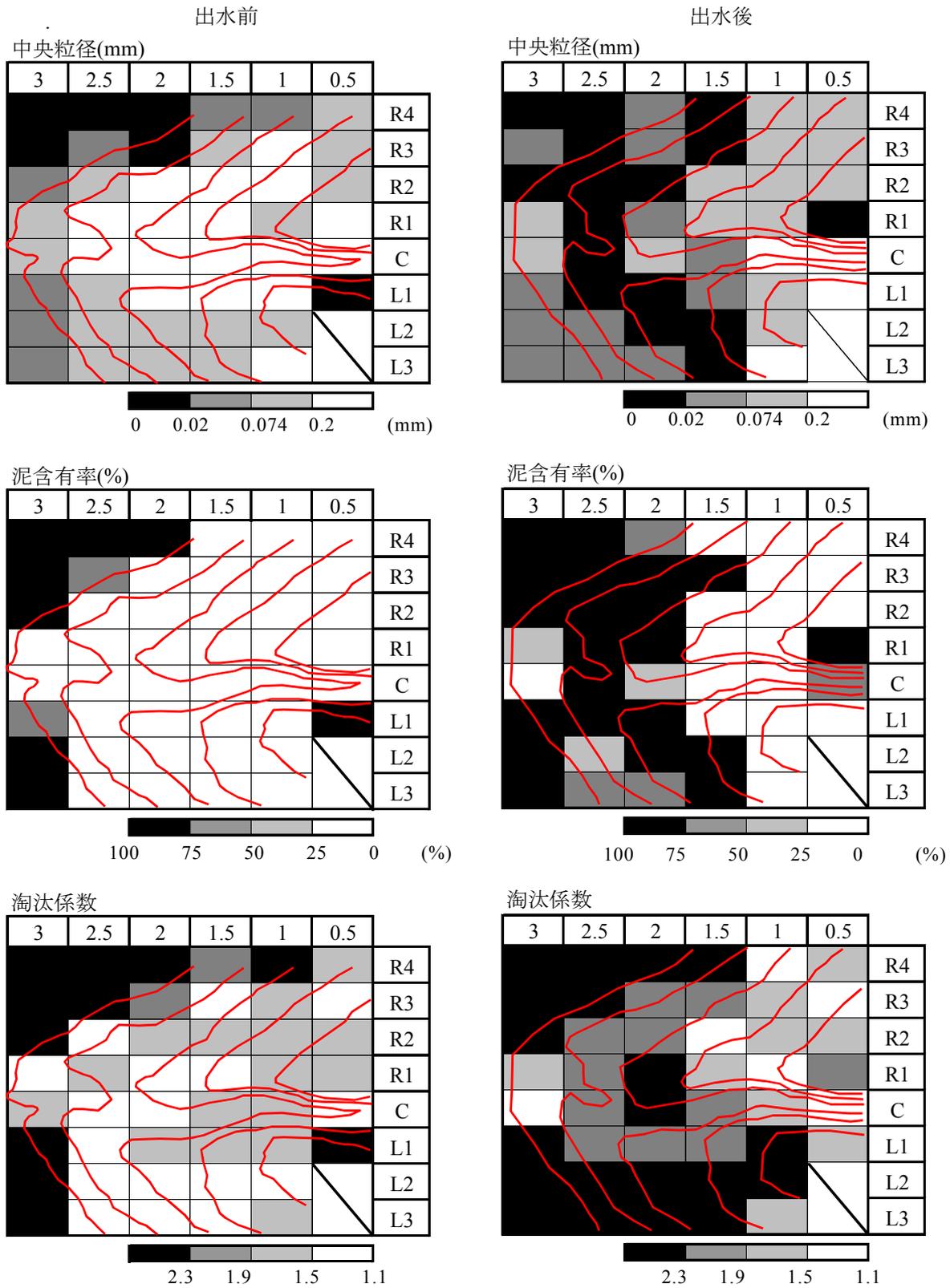


図-5-12 中央粒径・泥含有率・淘汰係数の平面図
(左：出水前，右：出水後)

5-4 平水期の地形及び底質変化

ここでは、平水期（9月初旬）の地形及び底質の変化状況を出水前（6月初旬）及び出水後（7月初旬）と比較する。

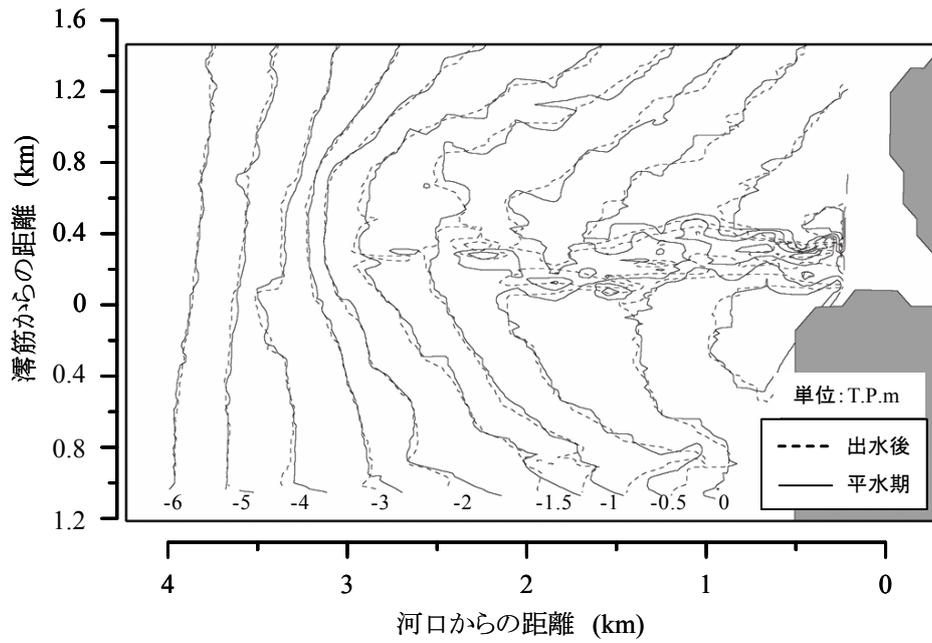
5-4-1 地形変化

図-5-13 に出水後から平水期にかけての干潟部等深線の変化図を、図-5-14 に出水前と平水期の干潟部等深線の比較を示す。また、図-5-15 に出水後から平水期にかけての干潟部横断面図を示す。

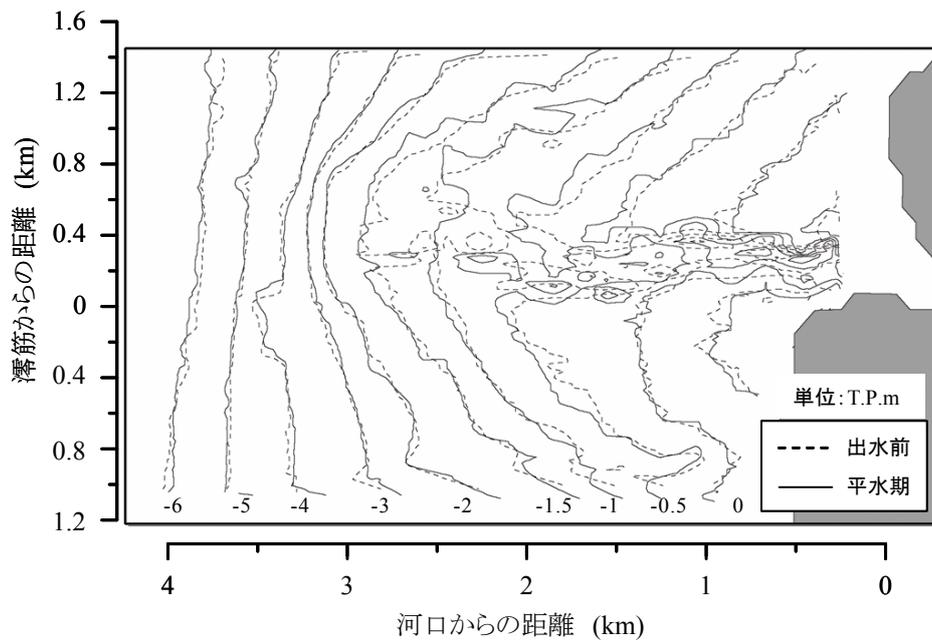
出水後から平水期の地形変化（図-5-13）は、河口から沖合 3km まで全体的にわずかに等深線が後退し、横断面図（図-5-15）から滞筋が首を振っている様子が見て取れる。したがって、干潟は全体的に侵食傾向であると言える。また、干潟の北側では南側に比べて等深線の前後が大きい。

次に、出水前と平水期を比較すると（図-5-14）、滞筋が北から南に移動しているが、出水後に比べれば（図-5-12）全体的には等深線が接近している。したがって、平水期にも土砂の移動が生じており、徐々に安定した地形に復元してゆくと考えられる。

平水期に土砂の移動が起きた要因として、潮汐流による底質の移動が考えられる。沖合 0km から 3km の干潟部では干潮時に底質が干出するため、潮汐流による表層底質の巻き上げが生じやすい。そのため、上げ潮時の底泥の巻き上げ量が、下げ潮時の巻き上げ量よりも大きければ、干潟中央部の底質が侵食され、潮流と共に河口周辺や河道内へ移動、堆積するという可能性が考えられる。



図－５－１３ 出水後から平水期にかけての干潟部等深線の変化



図－５－１４ 出水前と平水期の干潟部等深線の比較

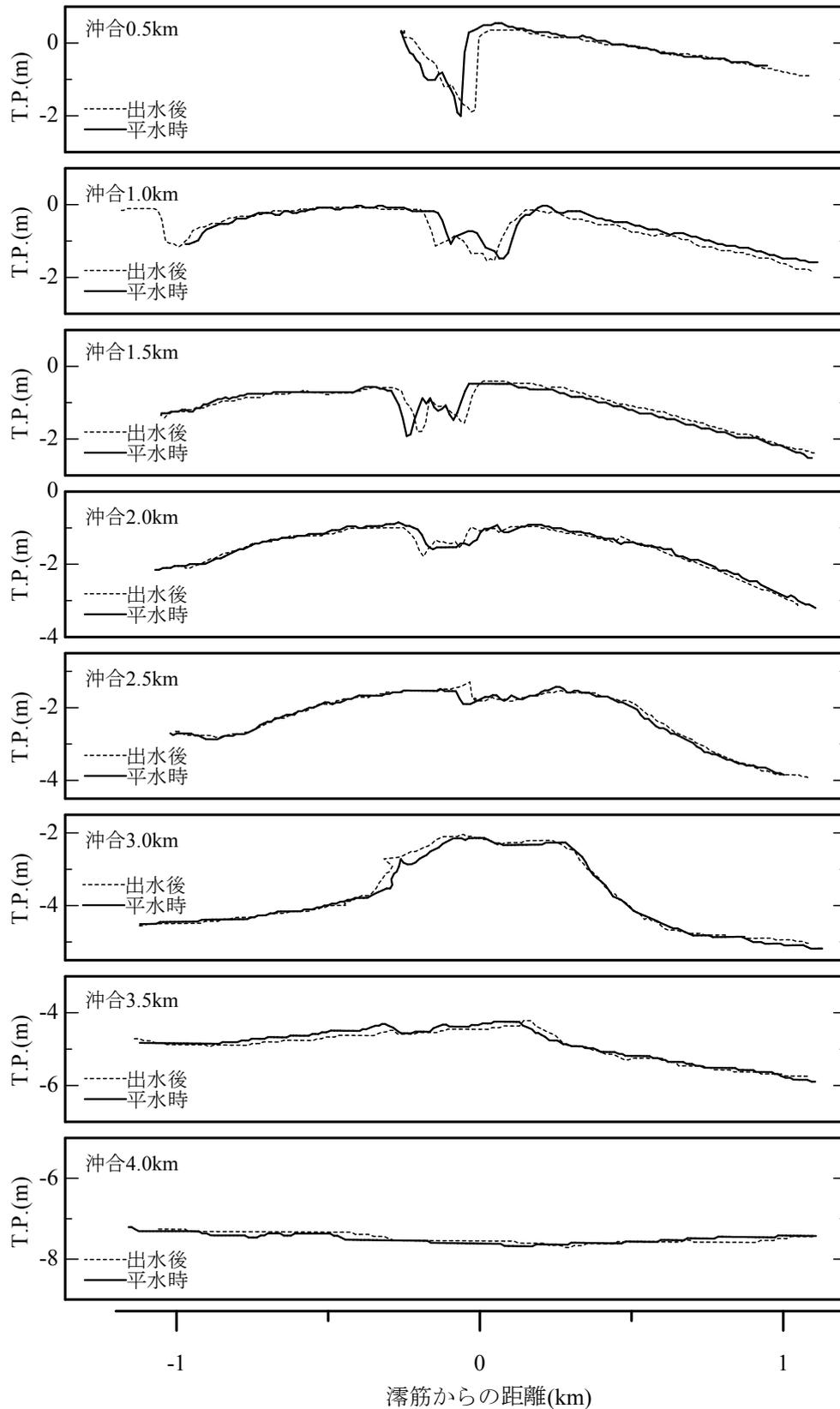


図-5-15 出水後から平水期にかけての干潟部横断面図

5-4-2 底質変化

平水期の底質分析結果を横断距離毎にまとめたものを図-5-16~21 に示す。なお、比較のために出水前後の分析結果もプロットしている。上の図は中央粒径，中段は泥含有率，下段は淘汰係数を示している。また，図-5-22 にこれらの結果を平面図にまとめた結果を示す。図では泥質で淘汰が悪い状態を黒系統色で，砂質で淘汰がよい状態を白系統色で示している。

横断図より，平水期の底質の性状は出水前の状態に近くなっていることが理解できる。特に泥質の堆積が顕著であった沖合 2.0km (図-5-19) にはその様子がよく現れている。ここでは，出水前には粒径が 0.2mm 程度，泥含有率が数%，淘汰係数が干潟部 (L2~R3) で 1.4 前後であり，砂質であった。出水後には粒径が 0.02mm 程度，泥含有率が 80% を越え，淘汰係数は全地点で 2 を越え，泥質へと変化した。平水期には，粒径が 0.1mm 程度，泥含有率が 20% 以下に，淘汰係数は干潟部で 1.5~2.0 に低下し，シルト混じり細砂になっている。つまり，出水後の 2 ヶ月間で徐々に出水前の状態に戻りつつある。

底質性状の平面図を洪水前後の図 (図-5-12) と比較しても，同様の状況は明らかであり，5-4-1 で指摘した底質移動の可能性がここでも示された。

以上より，出水後から平水期にかけての地形変化は，干潟の全域で侵食傾向を示した。また，平水期の地形及び底質状況は出水前に近づきつつあるが，2 ヶ月間では完全に復元していない。したがって，出水による地形底質変化は急激であり，一方，平水期の潮汐流による地形底質変化は緩やかであるものの，日常的に濁質を発生させている可能性があることが分かった。

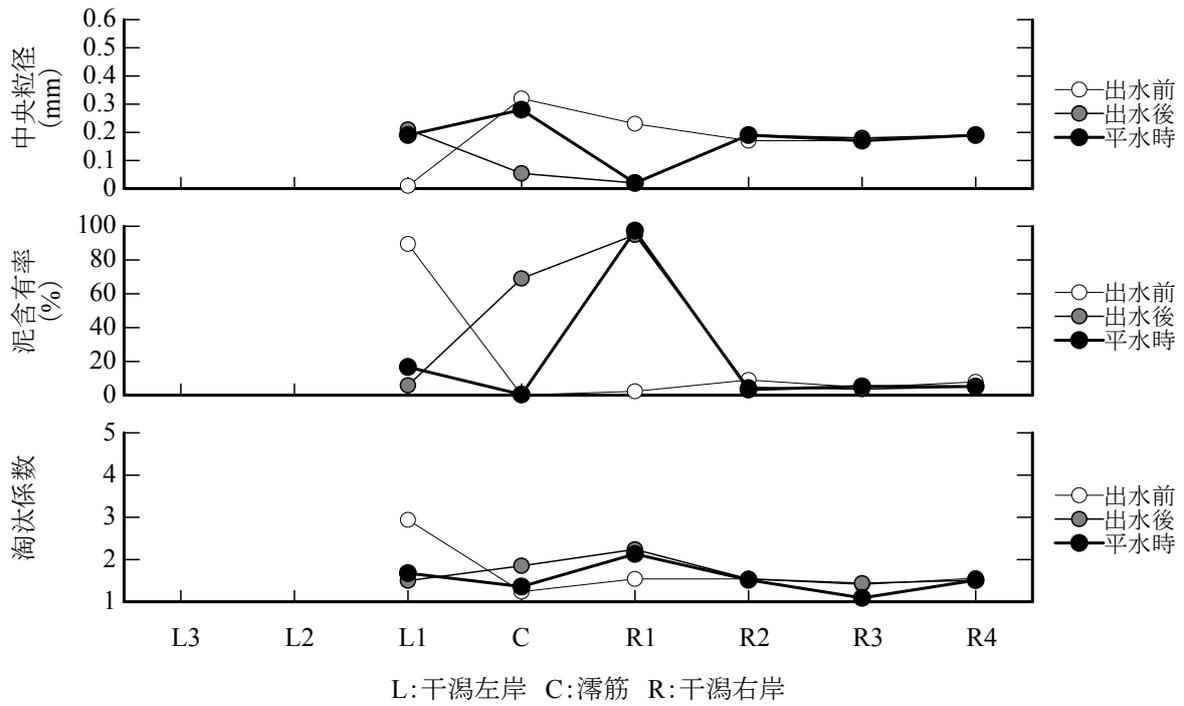


図-5-16 中央粒径・泥含有率・淘汰係数の横断分布（沖合 0.5km）

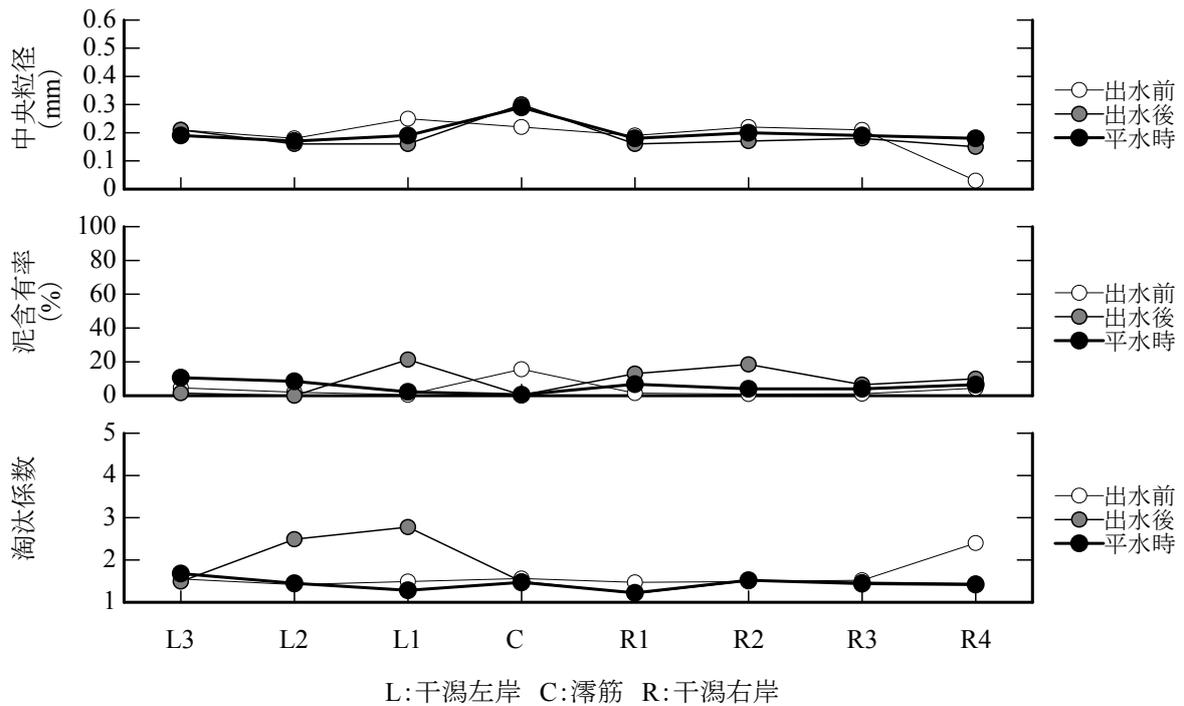


図-5-17 中央粒径・泥含有率・淘汰係数の横断分布（沖合 1.0km）

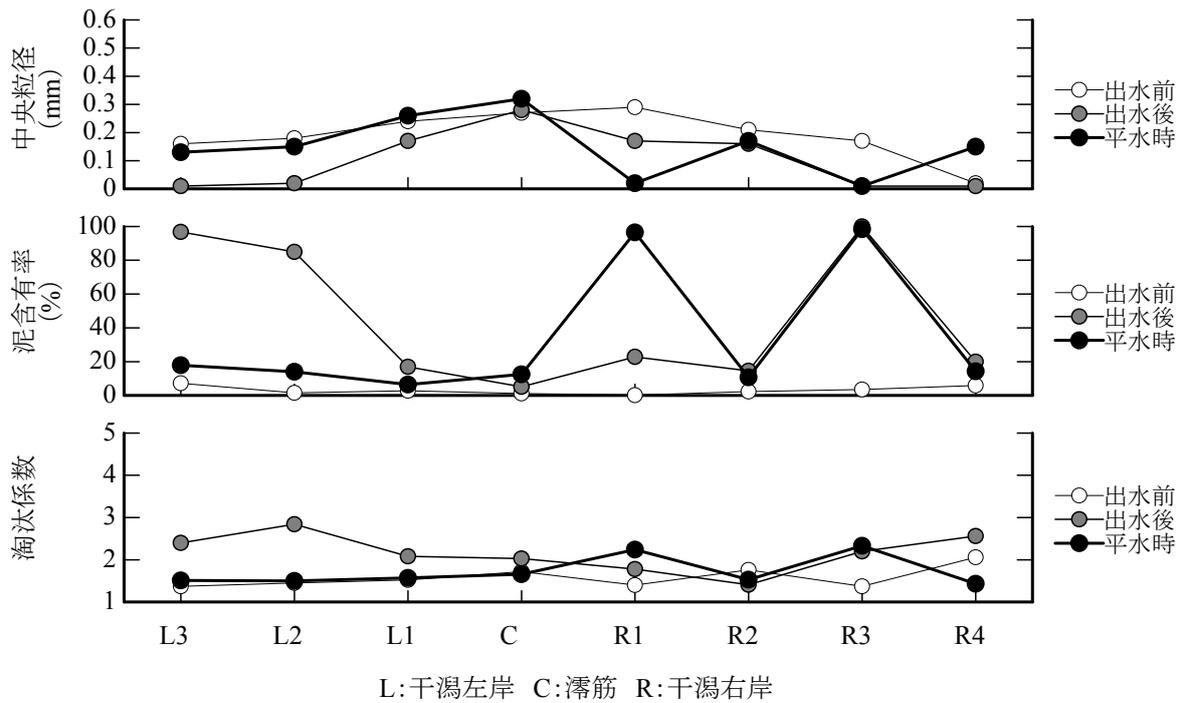


図-5-18 中央粒径・泥含有率・淘汰係数の横断分布（沖合 1.5km）

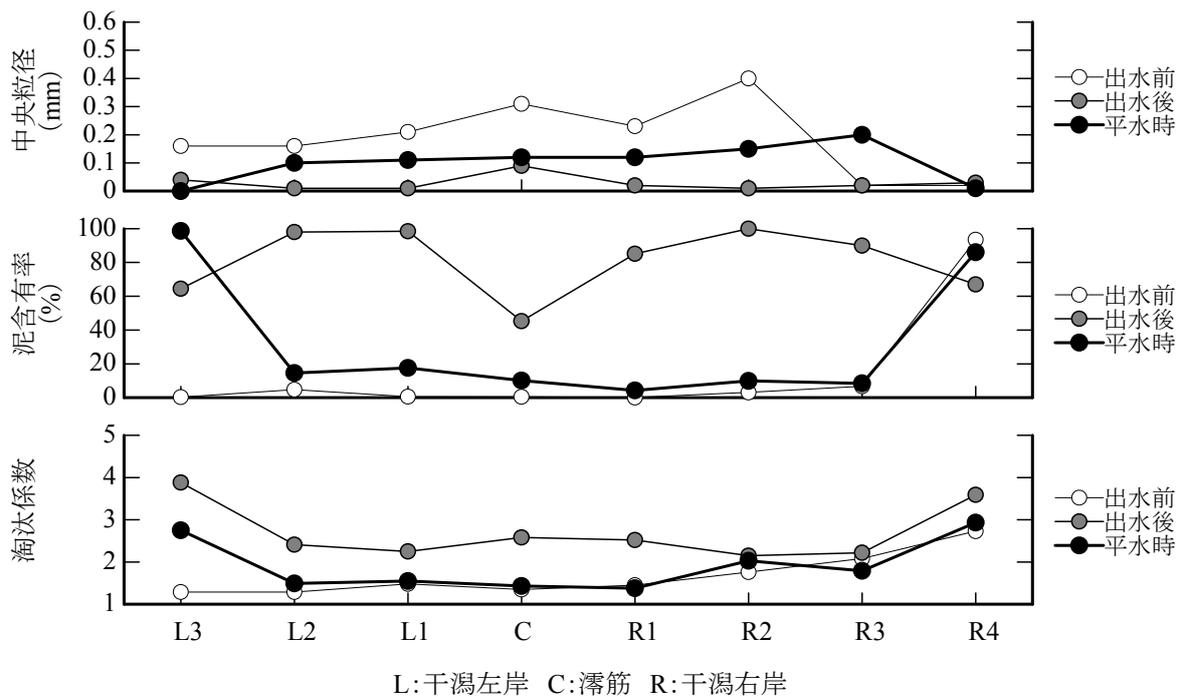


図-5-19 中央粒径・泥含有率・淘汰係数の横断分布（沖合 2.0km）

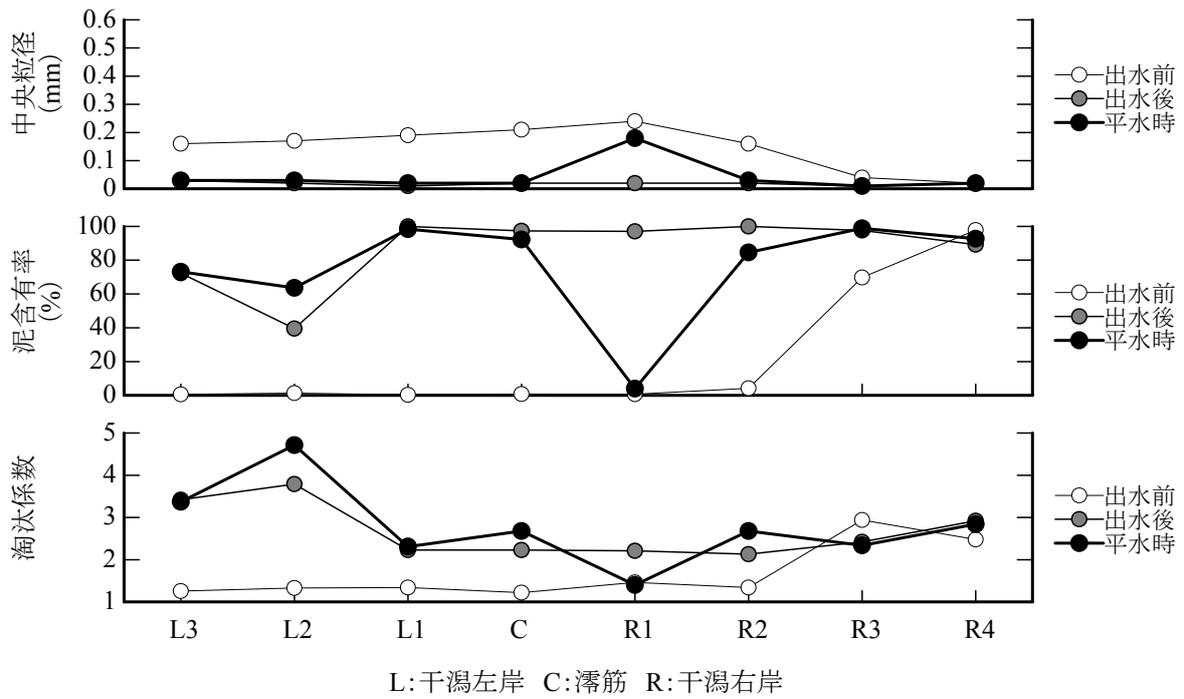


図-5-20 中央粒径・泥含有率・淘汰係数の横断分布（沖合 2.5km）

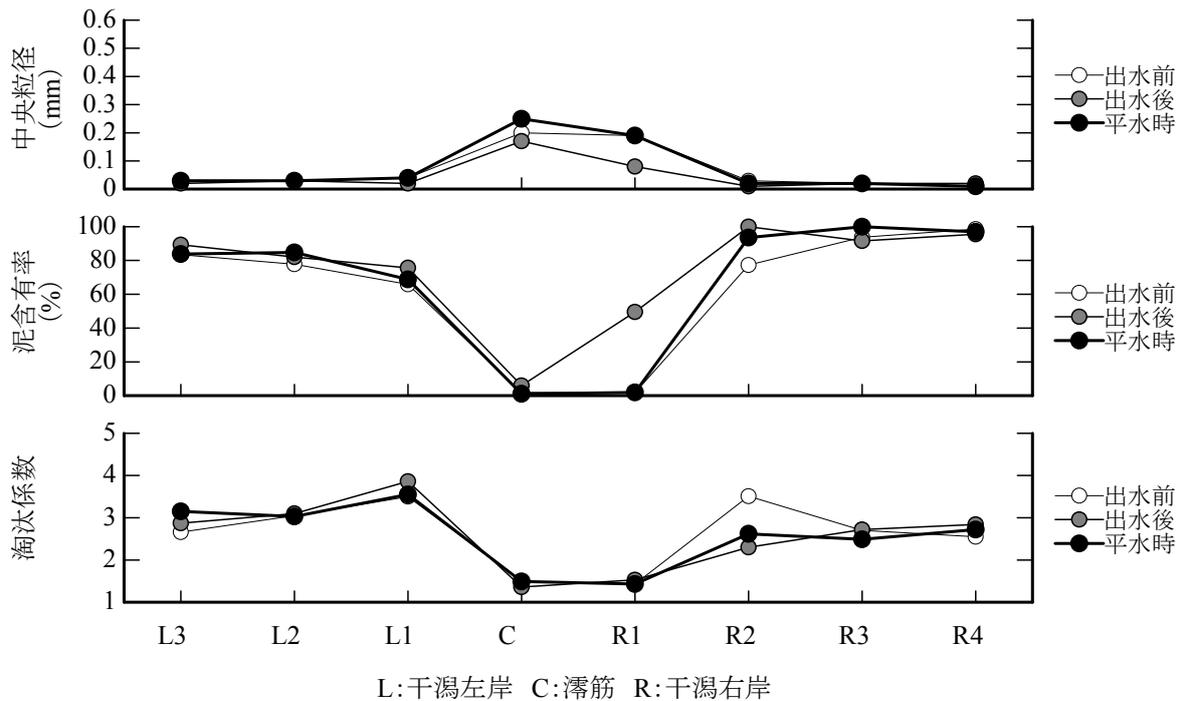


図-5-21 中央粒径・泥含有率・淘汰係数の横断分布（沖合 3.0km）

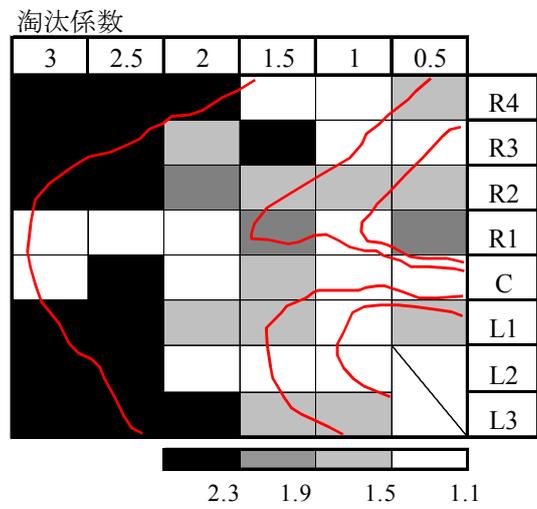
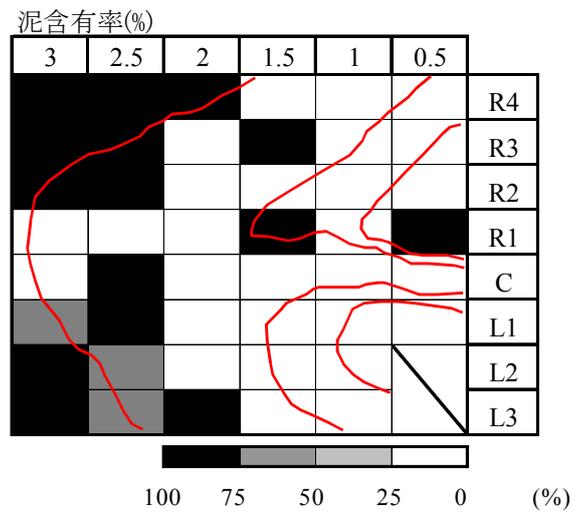
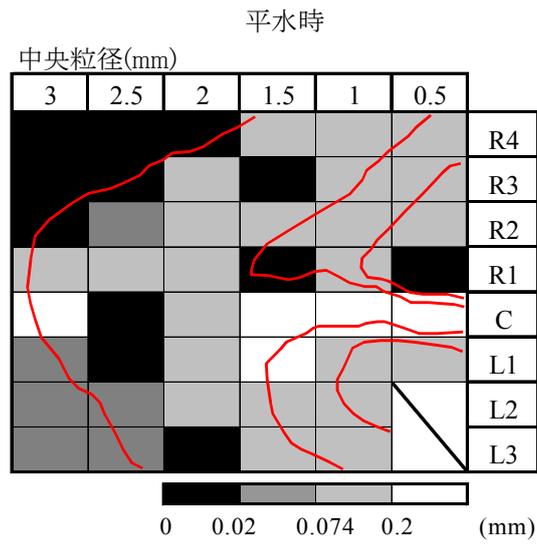


図-5-22 中央粒径・泥含有率・淘汰係数の平面図（平水期）

5-5 粒径別土砂移動量

深淺測量より地形変化が，底質調査より粒径の分布状況が明らかとなったので，出水前後の地形変化量を粒径別，エリア別に求めた．地形変化量は出水前後の横断測線から，底面標高の変化を干潟左岸部，滞筋部，干潟右岸部毎にそれぞれ算出し，測線間の距離との積から求めた．さらに，底質分析の結果から底質を粗砂，細砂，シルト・粘土の3つの粒径集団に分類し，各地点での分類結果を地形変化量に反映させて，粒径集団別の地形変化量を作成した．表-5-2に結果を示す．

これより，河口干潟には出水前後に42.4万 m^3 の土砂が堆積したと推定された．内訳はシルト・粘土分が24.0万 m^3 ，細砂が17.5万 m^3 ，粗砂が0.9万 m^3 であった．算出された地形変化量の考察は，第七章の河口域全体の土砂収支において行う．

表-5-2 出水前後の粒径別地形変化量

河口からの距離 (km)	底質材料	土砂体積 (m^3)
1.0	シルト・粘土	2,986
	細砂	7,485
	粗砂	-
1.5	シルト・粘土	36,469
	細砂	83,443
	粗砂	7,546
2.0	シルト・粘土	59,772
	細砂	21,085
	粗砂	1,706
2.5	シルト・粘土	89,984
	細砂	4,894
	粗砂	-
3.0	シルト・粘土	50,472
	細砂	58,112
	粗砂	178
干潟部全体	シルト・粘土	239,683
	細砂	175,019
	粗砂	9,430
	総量	424,132

参考文献

- 塚本太一・大本照憲・矢北孝一・福島博文（1999）：白川河口域における流れと干潟の相互作用，土木学会第 54 回年次講演会要旨集，pp.494-495
- 堀川洋司（2000）：海岸工学－海洋工学への序説－，東京大学出版，pp.200-201

第六章 白川河口域の潮汐に伴う年間の土砂移動状況

前章では、平水期の河口域において潮汐流によって底質が徐々に移動し、長期的に見れば地形及び底質の変化を引き起こしている可能性があることを示した。また、感潮河道においては塩水遡上の前面部に、高濁度水塊が形成されることが知られており、沖合での土砂移動及び河道内への高濁度水塊の侵入と地形・底質変化が関連していると推測される。

なお、高濁度水塊の挙動は、塩淡混合による懸濁土砂のフロック化と沈降速度の増大、鉛直循環流によるフロックの塩水楔先端への集積、非対称な潮汐流による上流への輸送、という説明が一般的である（例えば、Wolanski ら、1995；西条ら、1996）。しかし、河川感潮域での現地観測は従来の技術や社会的な理由（漁業や船舶航行の邪魔になる）によりかなり困難で、上記の説明を定量的に裏付ける精緻なデータは少ない。そのため、詳細については未解明な部分が多い。

そこで本研究では、第三章で開発した超音波流速計による土砂動態モニタリング手法を活用して、感潮河道と沖合において水質及び流動の連続モニタリングと集中観測を実施する。さらに、観測結果を整理して高濁度水塊の挙動を明らかにし、また年間の土砂移動量を推定する。

6-1 観測方法

6-1-1 水質及び流動モニタリング

白川河口域の流況と濁質の発生状況を長期的に把握するために、水質及び流動モニタリングを図-6-1 に示す沖合 2.5km、河口 0km、河道 3.0km（以後、沖合、河口、河道とする）の3地点で実施した。

観測は2000年11月7日より開始し、2002年3月まで継続的にモニタリングした。なお、沖合地点での観測は断片的であり、2001年2月の約1ヶ月と9月1日から10日にかけて実施した。白川河口域は干満差が最大で4m程度と大きく、干潮時には河道内の水位が1m前後、河口から沖合にかけては0.5m程度にまで低下する。

測定項目は流速、濁度、塩分、水温である。図-6-2 に測定機の設置模式図を、表-6-1 に測定機の設置高さを、写真-6-1～3 に設置の様子を示す。流速は超音波ドップラー流速計（NORTEK 社 Aquadopp）を河床に埋設して計測した。前述の通り、白川河口では干潮時の水位低下が著しいため、流速鉛直分布を計測するためにはセンサー面を河床面と等しい位置まで下げて設置する必要がある。また、河口域では流速が遅いとはいえ洪水時には相当の流速が発生するので、計測機の安全確保のためにも埋設して抵抗を減らすことが必要である。

白川河口では洪水ピーク時に1mほど河床が洗掘されたという記録があるため、長さ3,000mm、直径125mmのステンレス鋼管を河床にウォータージェットにより打ち

込み，その内部にセンサーを収納した（写真-6-1）。

センサー周波数は 2.0MHz，測定層厚は 0.2m，計測間隔は 10 分で 90 秒間の平均流速を計測した。

濁度は自記式濁度計（アレック電子，ATU5-8M）により，塩分と水温は自記式塩分水温計（アレック電子，MDS-CT）により計測した。これらも長期係留するためには，洪水対策としてしっかりとした構造物に設置する必要がある。河口には熊本工事事務所により河道の中央部に砂面計用の H 鋼が設置されているので，これを利用した（写真-6-2）。河道では構造物が無かったため，新規に H 鋼を根入長さ 8,000mm で打設し，計測用のやぐらを組んでこれに固定した（写真-6-3）。沖合では設置期間が非洪水期で，かつ短期であったため，ロープ，フロート，アンカーにより係留した。

測定間隔は濁度，塩分，水温ともに 10 分である。

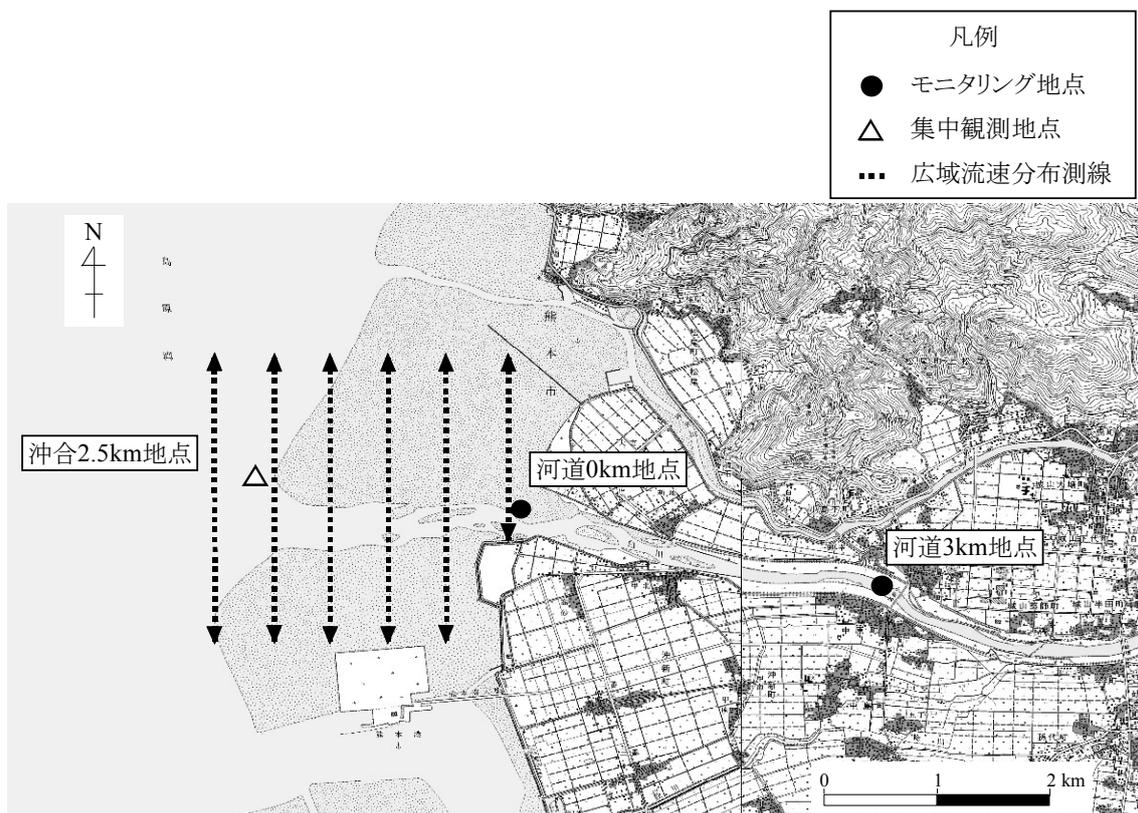
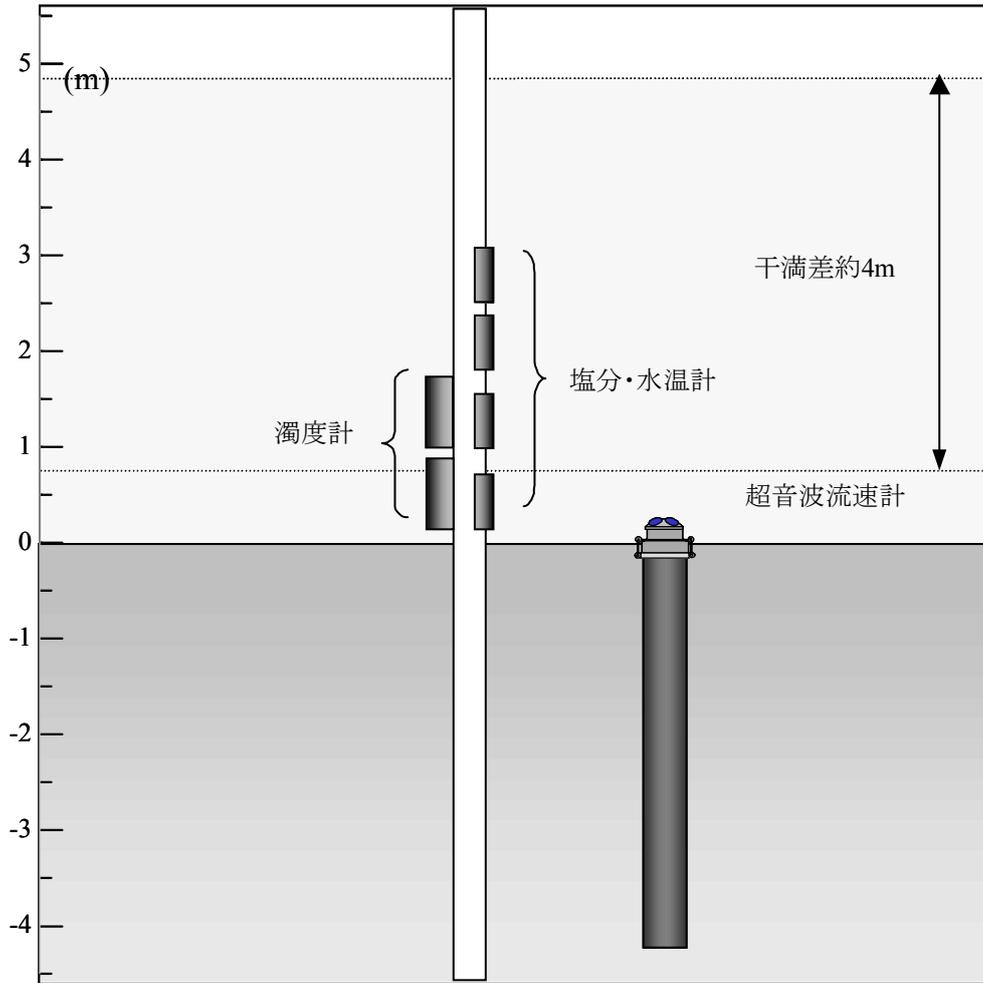


図-6-1 観測地点



図－６－２ 測定機の設置模式図

表－６－１ 測定機の設置高さ（河床より）

観測地点	沖合2.5km	河口0.0km	河道3.0km
超音波流速計		0.15m	0.02m
濁度計	1.00m	-	-
	0.25m	0.25m	0.25m
塩分水温計		2.50m	2.50m
	水面下0.1m	1.75m	1.75m
	1.00m	1.00m	1.00m
	0.25m	0.25m	0.25m



写真－6－1 超音波流速計の設置



写真－6－2 河口のH鋼



写真－6－3 河道のH鋼打設状況

6-1-2 流動集中観測

モニタリング観測では水質の詳細な鉛直分布や高濁度水塊の物性を把握しきれないので、集中観測を実施して人力で詳細なデータを得ることとした。

高濁度水塊は塩水遡上の先端付近で発生するので、観測は遡上運動が力学的に大きい時期に実施すればよいと考えられる。そこで、大潮・中潮時に図-6-1 に示す河口、河道、沖合の3地点において、上げ潮を3回計測できるように36時間連続で観測を実施した。

観測は6月7日～8日と9月4日～5日の合計2回実施した。計測項目は濁度、塩分、水温で、多項目水質計（アレック電子製，ACL-208）を船上からつり下げて、水面から河床までの間を10cm間隔で計測した。測定間隔は基本的には20分で、濁度上昇が確認された時は10～3分間隔へと変更し、測定を密に行った。写真-6-4に観測の様子を示す。

また、浮遊土砂の物性を調べるために、濁度上昇時には水質測定と共に底上50cmと表層50cmにおいて手動ポンプによる採水を行った（写真-6-5）。採取したサンプルは半日程度静置させて懸濁物質を沈殿させた後、沈殿物を静かにピペットで吸い上げてシャーレに移し、デジタル顕微鏡で粒子の性状を観察した。

観察にはマイクロスコープ（キーエンス製）を用い、現地で倍率175倍にて粒子の鉱物組成やフロック状態を観察し、その後に写真撮影を行った（写真-6-6）。本機は被写界深度が大きいので、サンプルにカバーガラスを載せずにそのままの状態を観察が行える。したがって、フロック構造を破壊することがない。

なお、フロック状態を確認するためには、採取直後に観察を実施することが望ましいが、小型作業船による36時間連続観測という過酷な状況ではそれが出来ず、観測終了後に陸上で観察作業を行った。参考までに、高濁度水塊が遡上しているときに濁水を紙コップに取り、10秒ほど静置したのちにデジタルカメラで接近撮影した（写真-6-7）。この状態はシルト質に見えるが、半日経過後の状態も目で見る限りほとんど同じであった。

観察が終了したサンプルは実験室に持ち帰り、フロック構造を超音波振動により破壊してからレーザー回折式の粒度分布測定装置（島津製作所，SALD3000S）により粒度分布とSS、強熱減量をそれぞれ測定した。



写真－6－4 集中観測の様子



写真－6－5 手動ポンプによる高濁度水塊からの採水



(注：撮影場所は多摩川河口，使用機器と使用方法は同じ)

写真－6－6 デジタル顕微鏡による粒子物性の観察



5cm

写真－6－7 高濁度水塊の採取直後の様子

6-1-3 広域潮流分布観測

河口周辺の干潟域における潮汐による潮流分布を把握するために、広域流速分布観測を実施した。測定範囲は図-6-1 に示すように、沖合 0.5km から 3km まで、濔筋の横断方向に 2.5km までであり、第五章の底質分布調査と同じである。この範囲内において、濔筋の横断方向に測線を設定し、河口から沖合まで 500m 間隔で観測を行った。

測定には超音波流速計 (RDI 社 ADCP) を使用した。流速計を専用の浮体 (写真-6-8) にセンサーが下向きになるように取り付け、これを海面に浮かべて作業船より時速 8km/s 程度で曳航して観測を行った。

曳航式 ADCP による流速測定の方法は次の通りである。超音波流速計の水中流体計測の原理は第二章の図-2-27 で示したとおりであるが、曳航式の場合は船から見た海水の相対速度が測定される。一方、船自体の移動速度は超音波を海底に向けて発射し、その反射波のドップラーシフトから求め、ジャイロコンパスから得られる絶対方位と合成して移動ベクトルを計算する。このようにして求めた船から見た海水の相対速度と、船の移動速度の差が海水の流向・流速となる。

使用した機器はセンサー周波数が 1.2MHz、測定層厚が 0.25m であり、計測は 20 秒間隔で行った。さらに、作業船の座標測定には DGPS を用いた。

測定は上げ潮、下げ潮ともに潮流が最も速くなる時間帯に行った。上げ潮の測定は 9 月 7 日に、下げ潮の測定は 9 月 2 日に行った。上げ潮・下げ潮ともに沖合 3km から測定を開始し、沖合 0.5km で測定を終了した。当初、同一日 (9/2) に連続する潮で測定する計画であったが、上げ潮の観測が満潮の時間帯にずれ込んでしまい、最強流速の計測が出来なかったため、7 日に改めて測定を行った。

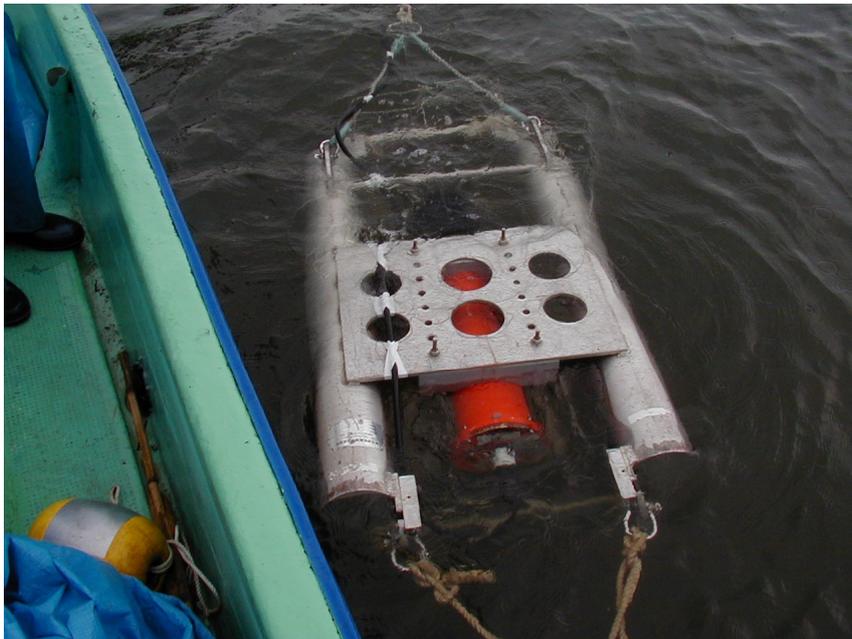
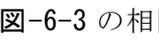


写真-6-8 曳航式 ADCP と浮体

6-2 平水期の土砂動態の状況

6-2-1 データ整理の準備

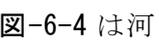
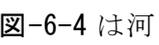
ここでは、土砂濃度（SS）の時系列を濁度モニタリングデータから換算する。集中観測時に採取した濁水の SS 分析データと同時刻の濁度データを地点別に整理したところ、 6-3 の相関図が得られた。また、相関式は以下の一次式となった。

$$\text{沖合} : SS = 1.17 \times T_b \quad (6-1)$$

$$\text{河口} : SS = 1.25 \times T_b \quad (6-2)$$

$$\text{河道} : SS = 1.07 \times T_b \quad (6-3)$$

ここで、SS：懸濁粒子濃度， T_b ：濁度である。係数が地点毎に異なっているが、この原因として懸濁粒子のフロック形状の違いなどが考えられる。これらの式を使用して、以後は濁度を SS に換算した結果を示す。

次に、塩水遡上の混合状態を確認するために、 6-4 と  6-5 に集中観測によって得られた流速、塩分、SS の鉛直分布の時系列図を示す。観測日は 9 月 4 日から 5 日であり、 6-4 は河口のデータ、 6-5 は河道のデータである。

これより、河口では各項目が鉛直方向にほぼ一様であり、強混合状態であることが分かる。また、河道では満潮から下げ潮の途中にかけての時間帯で表層 50cm を河川水（淡水）が流下している。しかし全体的に見れば、ほぼ強混合状態であり、特に土砂の動きが活発とみられる上げ潮時には全層一様なので、強混合と見なして良い。

したがって以後は、塩水遡上及び後退の運動が全層一様であるという前提で議論を進める。

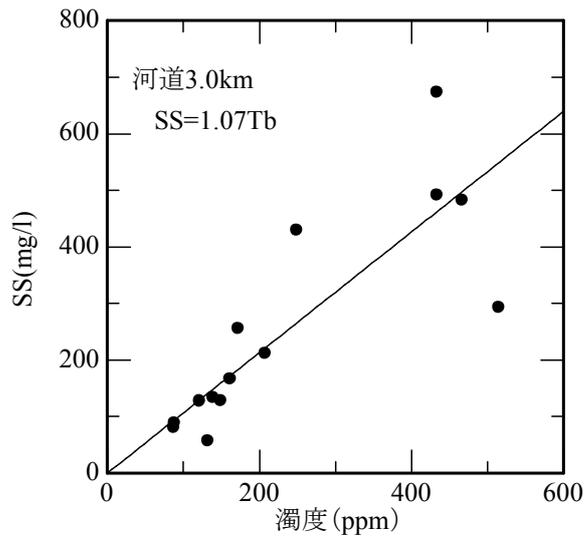
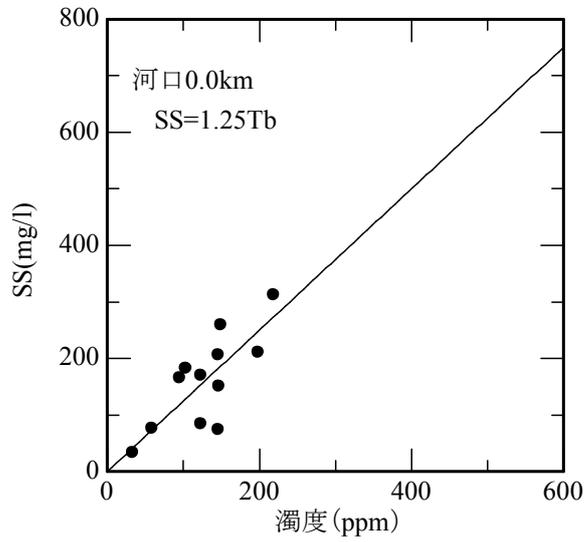
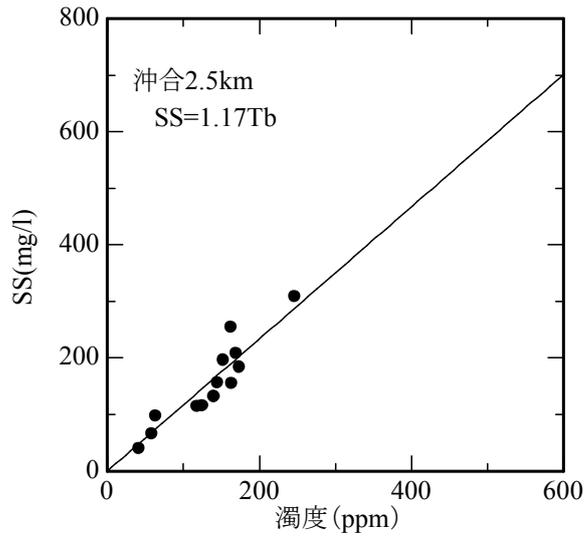


図-6-3 各観測地点における濁度とSSの相関

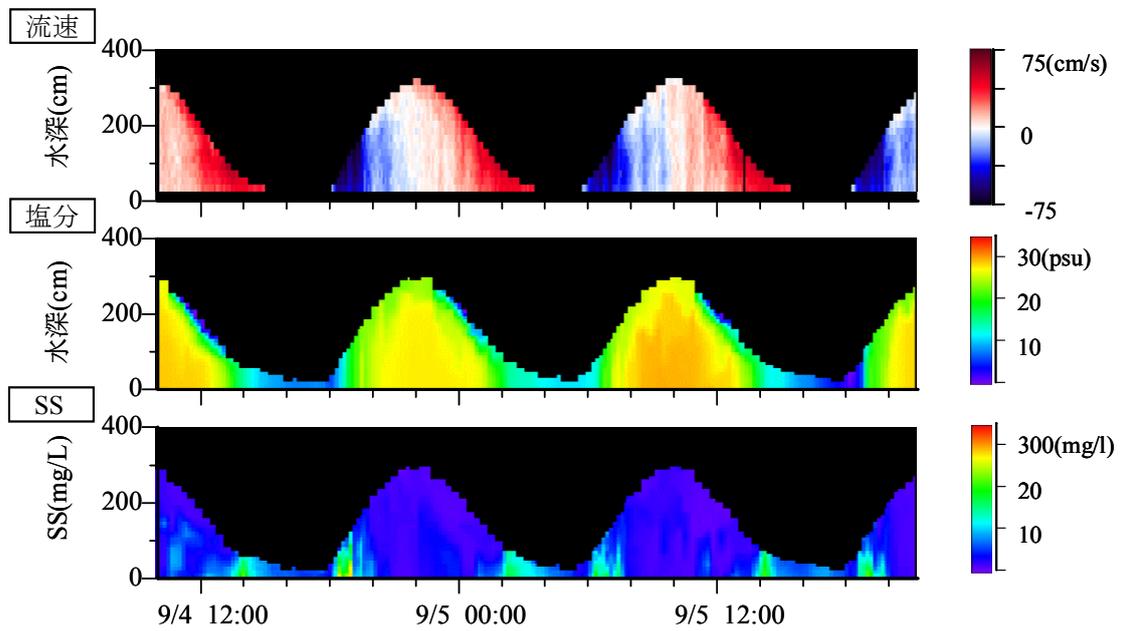


図-6-4 大潮時の流速，塩分，SSの鉛直分布時系列（河口）

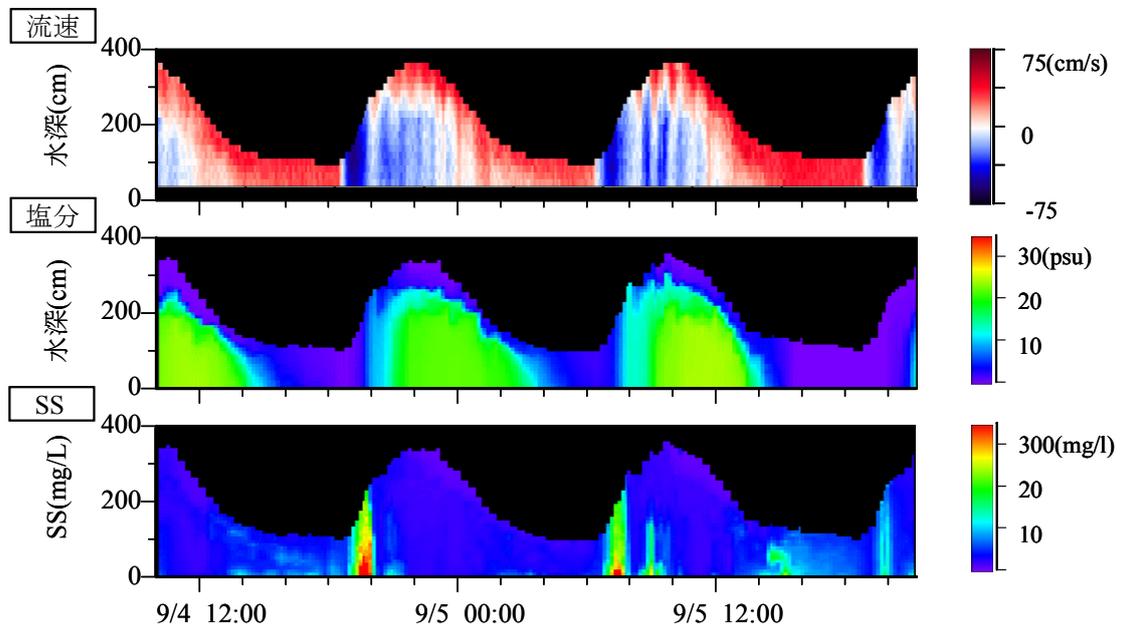


図-6-5 大潮時の流速，塩分，SSの鉛直分布時系列（河道）

6-2-2 1年間の土砂発生概況

2001年1月から2002年3月までの15ヶ月の河川流量と熊本港予測潮位、河口、河道におけるSS（底上0.25m）の時系列を図-6-6に示す。このうち2001年6月中旬から7月中旬の期間は出水期間と定義したので、平水期に関する検討はその他の期間について行う。平水期の流量は季節ごとに異なり、5月と8月、9月は一年で流量が最も少なく、8~10 m³/s、10月から翌年2月は20~30 m³/sと季節変化が見られた。また潮位は8月から9月にかけて高かった。

河口ではSSの上昇は半月周期で見られ、潮位のピークの数とSSのピークの数に対応していたことから潮位変動と関係があると考えられる。各ピークのSSは300~800mg/lであった。濃度が高いのは8月、9月であり出水期の濃度と同程度であった。

河道のSSは、河口と同様の傾向を示しているが、全体的に河口に比べてSSのピーク濃度は低い。また、5月、8月、9月はSSのピーク濃度が他の期間に比べて高く、このときの濃度は河口と同程度である。この期間は流量が少ない期間である。

そこで、次にSSの上昇と潮汐周期との関係を見るために、半月周期の土砂動態を、季節別（冬、春、夏）に示す。

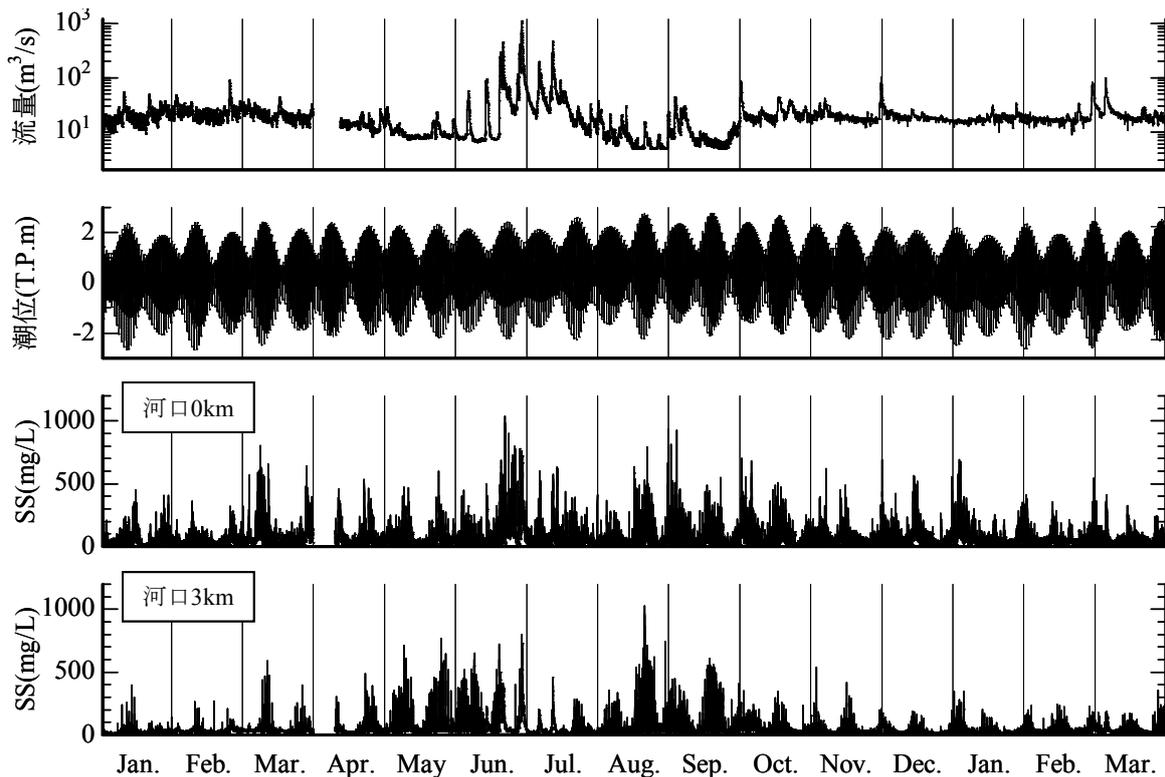


図-6-6 河川流量、熊本港予測潮位、SS（河口）、SS（河道）の時系列
（2001年1月～2002年3月）

6-2-3 半月周期の土砂動態特性

(1) 冬季, 春期, 夏期の特徴

図-6-7 に2月初旬の約2週間の観測結果を示す。図の上段から, 風速, 河川流量, 潮位, 河口塩分, 3地点のSSである。観測期間を通じて, 沖合と河口でのSS発生パターンは同じ傾向を示していたのに対し, 河道は異なる傾向を示していた。すなわち沖合と河口のSSは, 潮位差の大きい大潮から中潮でSSは相対的に高くなり, 潮位差の小さい小潮では低くなった。

また, 強い風が半日程度継続して吹いた時にSSが発生する傾向がみられた。これより, 沖合と河口でのSSの発生は潮流や波浪による底質の巻き上がりが考えられる。

河道では大潮から中潮期にSSの上昇が認められたが, 風速との対応はみられなかった。従って河道でのSSの高まりは沖合及び河口で発生した濁水が潮汐に伴い遡上してきたものと推測される。

次に5月中旬の観測結果を図-6-8に示す。図の構成は図-6-7と同様である。

これより, SS発生パターンは河口では冬季と同様の傾向を示していたが, 河道のSS発生パターンは, 冬季とは異なる傾向を示した。すなわち, 河道では春季には中潮, 大潮期を通じてSSが上昇しており, 冬季よりも発生期間が長かった。

次に9月中旬の観測結果を図-6-9に示す。図の構成は図-6-7と同様である。この期間は下層の塩分計が欠測したため, 底上1.0mの塩分のデータを示す。

河口でのSS発生パターンは, 冬季, 春季と同様の傾向を示していた。河道でのSS発生パターンは, 春季のそれと類似しており, 中潮・大潮期を通じてSSが上昇していた。

(2) 半月周期の土砂動態に関する考察

以上より, 河口でのSS発生パターンには季節変化が見られず, 大潮から中潮で高くなった。一方, 河道ではSS発生パターンに季節変動が見られた。冬季では大潮の一部の期間を除いてSSは上昇しなかったが, 春季と夏季では中潮, 大潮期を通じてSSが上昇し, 冬季よりもSSの発生期間が長かった。

河道でのSS上昇に影響を及ぼす要因としては潮位変動量と, 河川流量の変化が考えられる。そこで, この2つの要因についてそれぞれ検討する。

前者について, 図-6-7, 8, 9から大潮時の潮位差は冬期が4.8m, 春季が4.2m, 夏季で4.8mであった。冬季と夏季の潮位差が同じであり, また, 春季の潮位差は夏, 冬の潮位差と比べ, 1割程度しか変わらないことから, 潮位の変動はさほど小さく, SS上昇の影響要因とは考えにくい。

後者について, 日流量の平均は冬期が $23\text{m}^3/\text{s}$, 春季が $9\text{m}^3/\text{s}$, 夏季が $10.5\text{m}^3/\text{s}$ であった。冬季の流量は春季, 夏季の2倍であるため, 河川水により塩水遡上が抑えられて河道内部まで濁質が到達できないと推測される。一方, 春季, 夏季では河川水の影響が少ないため塩水遡上の勢いが強く, 河道内部まで塩水と共に濁質が到達するもの

と推測される。その結果として、SSの上昇は春と夏の方が冬よりも長期間見られると
考えられる。

半月周期の濁質の発生概容が明らかとなったので、次に一潮汐での SS の発生、移
動の様子を示す。

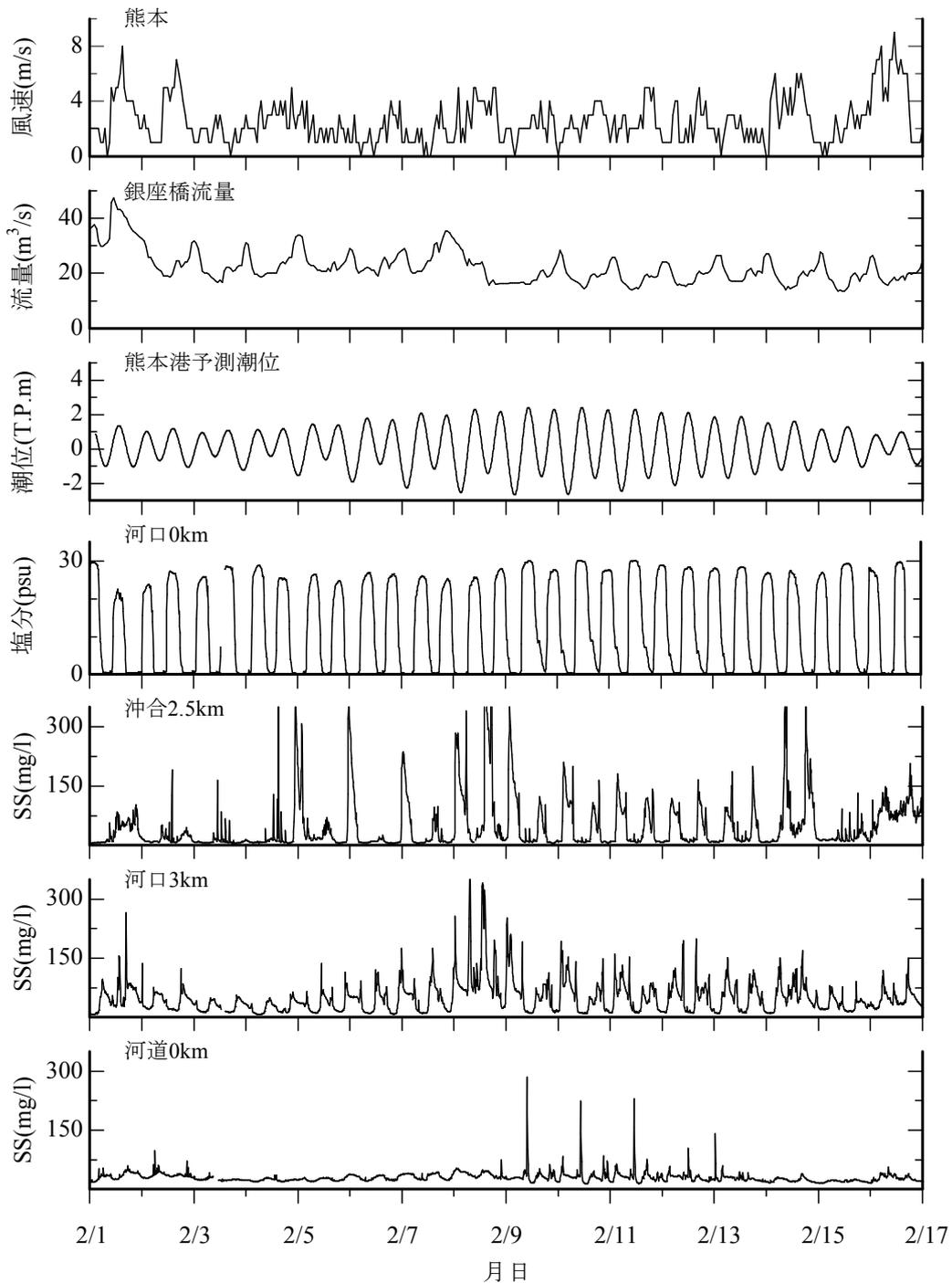


図-6-7 冬季の風速，河川流量，潮位，塩分，SSの時系列
(塩分とSSは底上0.25mのデータ)

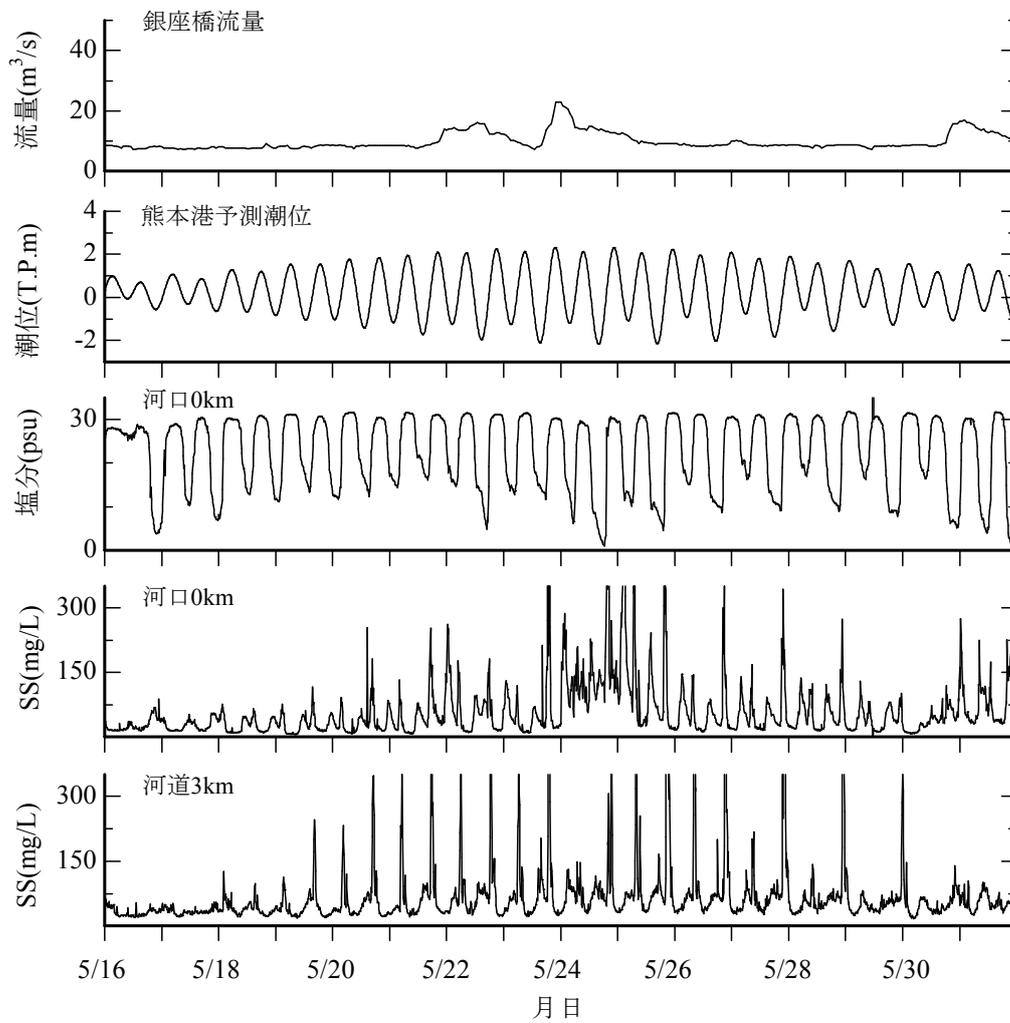


図-6-8 春季の風速，河川流量，潮位，塩分，SSの時系列
(塩分とSSは底上0.25mのデータ)

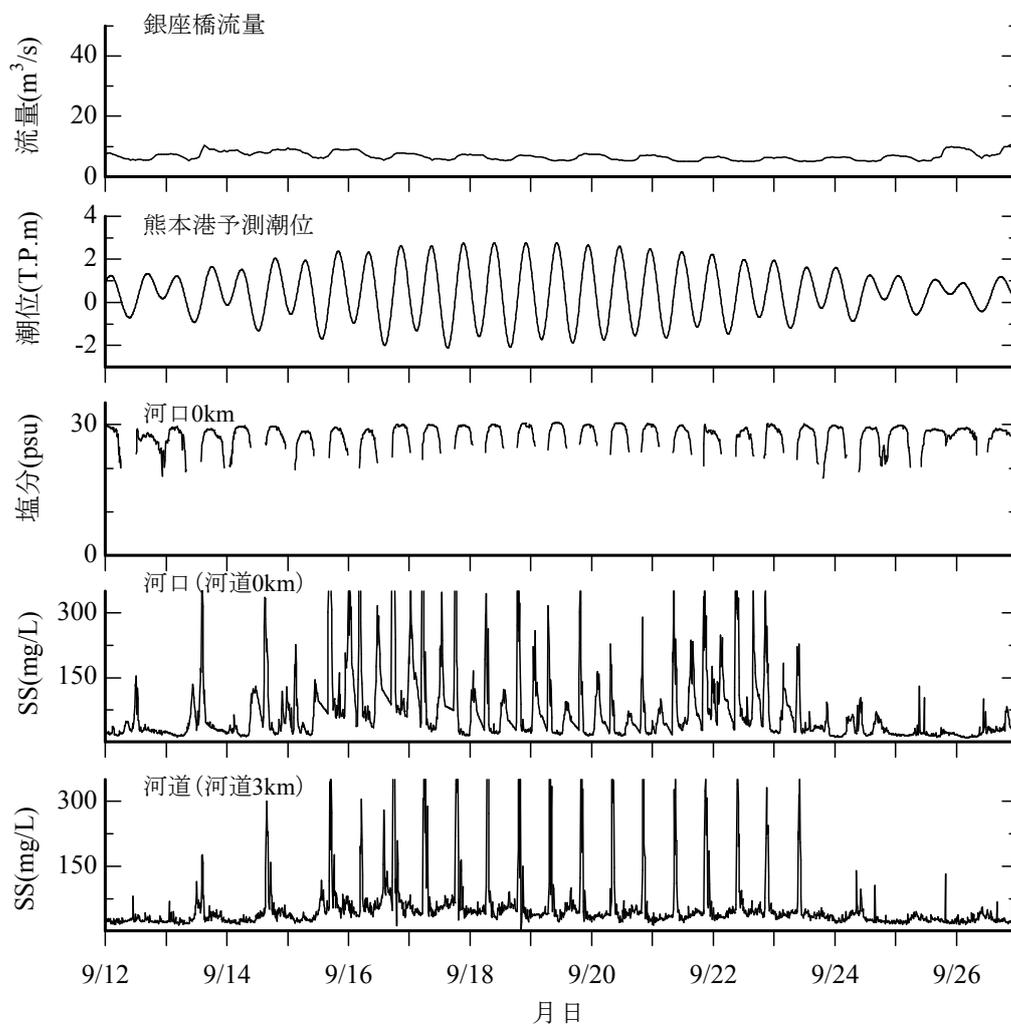
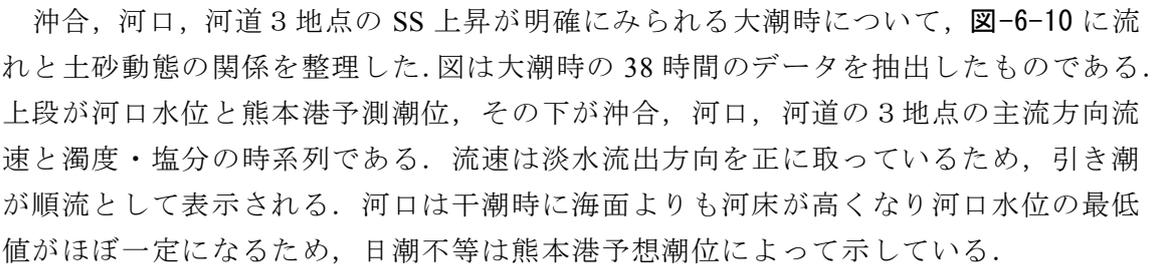


図-6-9 夏季の風速，河川流量，潮位，塩分，SSの時系列
(塩分は底上 1.0m，SS は底上 0.25m のデータ)

6-2-4 大潮～中潮期の土砂動態特性

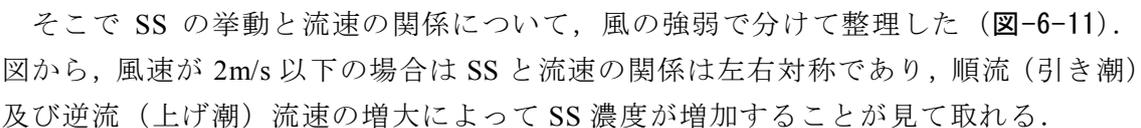
(1) 河口・沖合での SS の発生状況

沖合，河口，河道 3 地点の SS 上昇が明確にみられる大潮時について，に流れと土砂動態の関係を整理した。図は大潮時の 38 時間のデータを抽出したものである。上段が河口水位と熊本港予測潮位，その下が沖合，河口，河道の 3 地点の主流方向流速と濁度・塩分の時系列である。流速は淡水流出方向を正に取っているため，引き潮が順流として表示される。河口は干潮時に海面よりも河床が高くなり河口水位の最低値がほぼ一定になるため，日潮不等は熊本港予想潮位によって示している。

SS の発生源と思われる沖合と河口での SS 変化サイクルは次の通りである。満潮時には SS は低いが，引き潮で上昇し，干潮になると徐々に低下し，満ち潮で再び上昇して，その後すぐに消滅した。また，沖合，河口の SS ピーク発生時間の対応をみると，引き潮時には河口から沖合へと約 2 時間で推移し，満ち潮時には逆に沖合から河口へと約 1 時間半で推移していた。

この時の流速と塩分との対応をみると，流速の絶対値と塩分の変化率が大きいときに SS のピークが発生していることが分かる。これらより，沖合と河口での SS は，潮汐作用に伴う塩水フロントの移動によって底泥が巻き上げられて発生し，塩水フロントとともに移動していると考えられる。

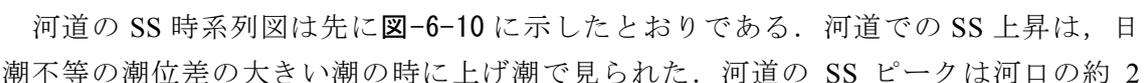
(2) 河口・沖合での SS の発生要因

そこで SS の挙動と流速の関係について，風の強弱で分けて整理した ()。図から，風速が 2m/s 以下の場合には SS と流速の関係は左右対称であり，順流（引き潮）及び逆流（上げ潮）流速の増大によって SS 濃度が増加することが見て取れる。

一方，風速が 2m/s を越える場合は流速との相関は見られない。ただし，流速に対する濁度の下限値は順流の方が高い傾向を示し，流速の最大値は逆流で生じている。観測期間の冬季風は沖から岸に吹き寄せる方向が卓越しているため，引き潮と強風が重なった場合は，流速は低下するものの波浪や擾乱の影響によって SS が発生しやすくなるものと推測される。

なお，東京湾盤州干潟（内山ら，2000）や有明海諫早湾（近藤ら，1996）での研究によれば，潮の満ち引きに伴って底面剪断応力が大きくなる際に底質の巻き上がりが発生すると報告されている。本研究では超音波流速計による時空間平均流（時間 120 秒，層厚 0.2m の平均）しか得られていないため，底面剪断応力を精度良く算出することが出来なかったが，白川河口域でも同じような機構で SS が発生している可能性がある。

(3) 河道への SS の移動

河道の SS 時系列図は先にに示したとおりである。河道での SS 上昇は，日潮不等の潮位差の大きい潮の時に上げ潮で見られた。河道の SS ピークは河口の約 2

時間後に生じており、塩分の上昇についても同様であった。平均的な逆流流速は 0.4m/s であったため、河口から河道への濁水到達時間を計算したところ約 2 時間となり、ピーク推移時間とほぼ一致していた。

以上より、河道での SS の上昇は沖合、河口で発生した濁水が塩水とともに遡上してきたものと考えられる。

ただし、河道での SS は満ち潮時に必ず出現するわけではなく、日潮不等（一日 2 回潮の各潮位に差が見られること）の潮位差の大きい潮でみられた。潮位差の大きい潮の時は、満ち潮時の塩分と SS は急激に上昇し、また SS が最大となるときの塩分は 5~10psu である。つまり、潮位差の大きい潮では塩水フロントが強い境界を持っており、濁質は塩水フロントの前面部分の混合領域に位置しているため、塩水フロントと共に河道まで遡上してくると考えられる。これを模式図に示すと図-6-12 のようになる。

また、SS が河口よりも河道の方が大きくなっているが、これも強い境界の存在によるものと考えられる。河川水から供給される懸濁土砂は塩淡混合によってフロックを形成して沈降速度が増大すると言われているが、この説に基づけば、土砂フロックは塩水フロントの前面に集積し、遡上に伴って高濁度水塊が成長すると考えられる。

一方、潮位差の小さい潮の時は、満ち潮時の塩分は緩やかに上昇し、SS は塩分よりも遅れて上昇する。従って潮位差の小さい潮ではフロントが混合しており、かつ SS はフロント内部に存在するため、河道内への移動に伴い拡散して薄くなると推測される。

そこで次に、高濁度水塊中の浮遊土砂（フロック）について確認する。

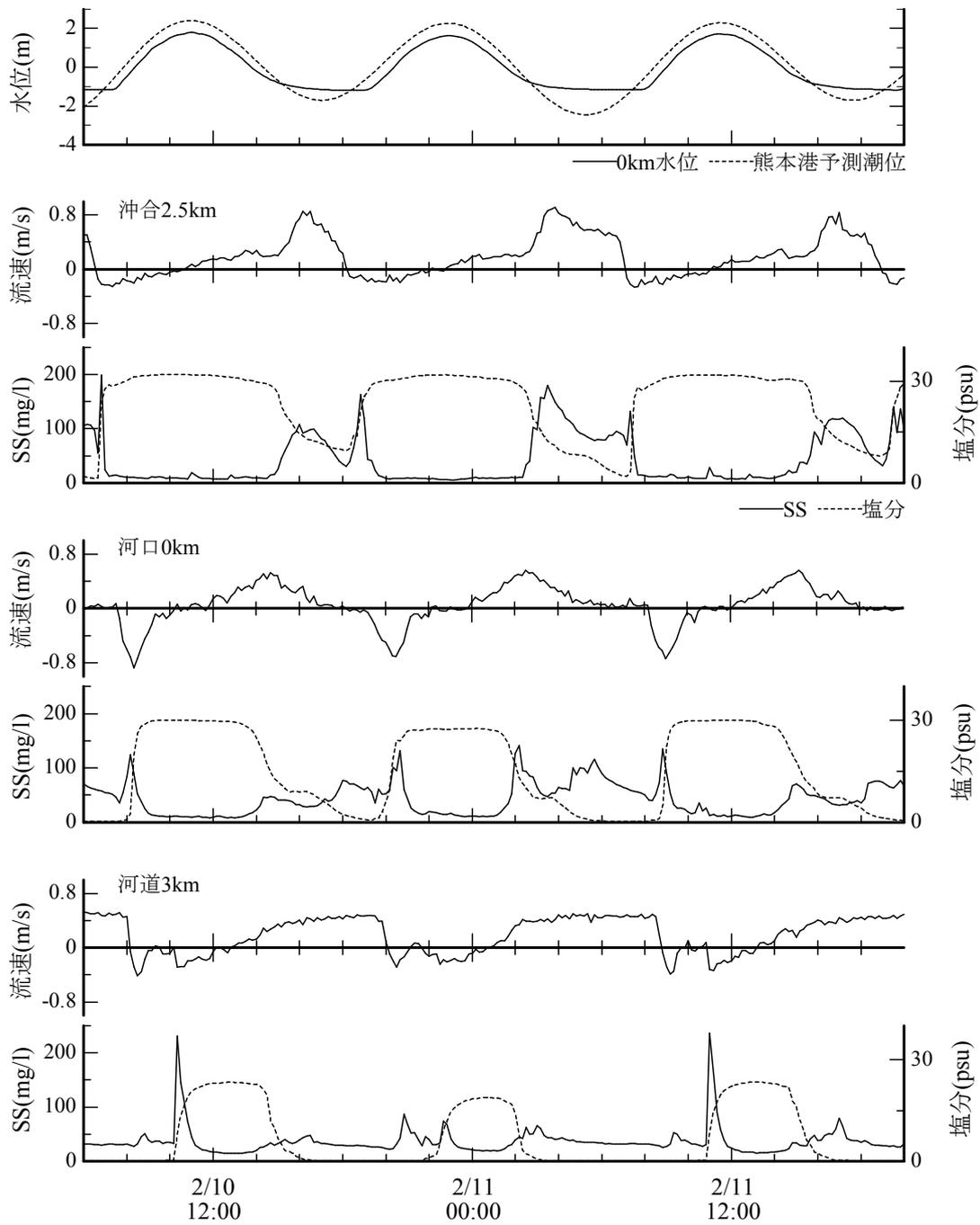


図-6-10 大潮時の水位，流速，SS，塩分時系列（河床より0.25～0.5m）

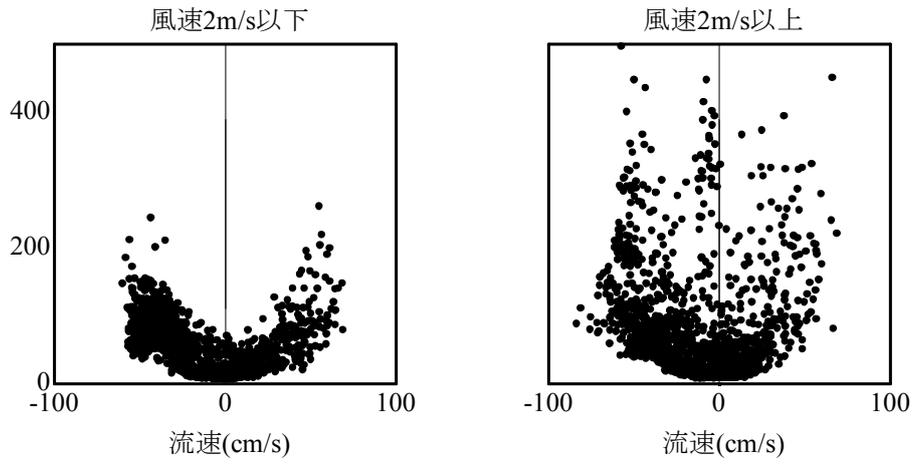


図-6-11 河口の流速とSSの関係（風速2m/sで場合分け）

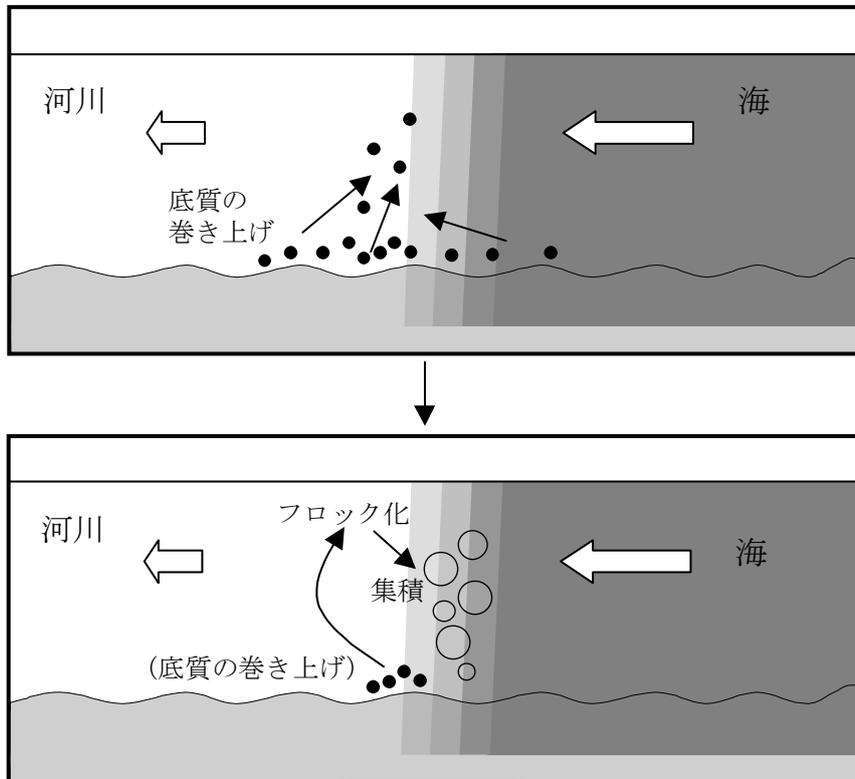


図-6-12 塩水フロントへのSSの集積（模式図）

6-2-5 高濁度水塊中の浮遊土砂の物性

高濁度水塊から採取した浮遊土砂をデジタル顕微鏡で観察し、写真-6-9を得た。サンプルは9月5日の8時に河道の底上50cmで採取した濁水である。輪郭の不鮮明な団粒状のものはフロックであり、輪郭の鮮明なものは鉱物粒子である。鉱物の内容は、主に火山ガラスや斜長石、重鉱物、岩屑であった。フロックと鉱物粒子の正確な存在比率は把握できなかったが、高濁度水塊中には両者が共に存在していることが確認された。

濁水中のフロックは大きいものでは0.1mm以上あったが、団粒構造を超音波振動により壊してから粒子単体の粒度分布を計測したところ、 $D_{50}=0.009\text{mm}$ 、 $D_{90}=0.026\text{mm}$ が得られ、粒径はフロックの10分の1程度であった。これは逆に言えば、フロックが大きく成長していたこととなる。

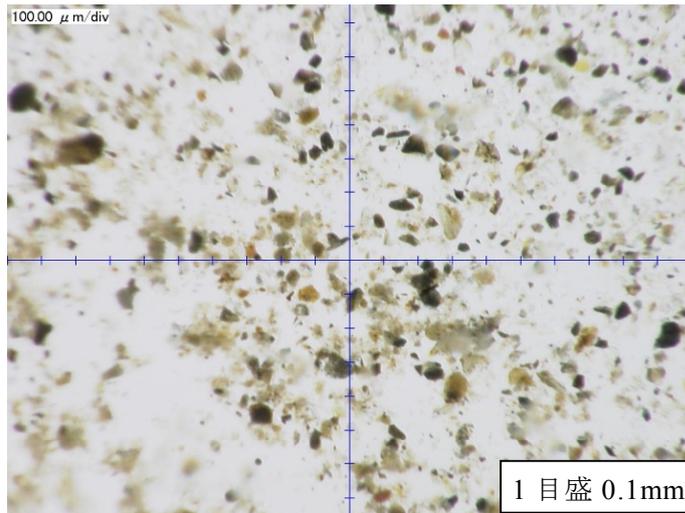
次に、高濁度水塊の発生源と考えられる干潟部の土砂を調べる。干潟には写真-6-10に示すような、砂と浮泥が分布している。写真-6-11は浮泥の顕微鏡写真であるが、粒子単体ではなく弱い結合体のような状態である。また、火山ガラスや斜長石、重鉱物、岩屑といった鉱物粒子も見受けられる。浮泥の粒度分布を上記と同様に計測したところ、 $D_{50}=0.013\text{mm}$ 、 $D_{90}=0.070\text{mm}$ が得られ、フロックを構成する粒子の大きさとほぼ同じであり、また鉱物粒子の組成もほぼ同じであった。

したがって、高濁度水塊に含まれるフロックや鉱物粒子は干潟部の浮泥から供給されている可能性が高い。ただし、フロックを構成する粘土鉱物については、組成の分析を行っていないため、完全には断定できない。

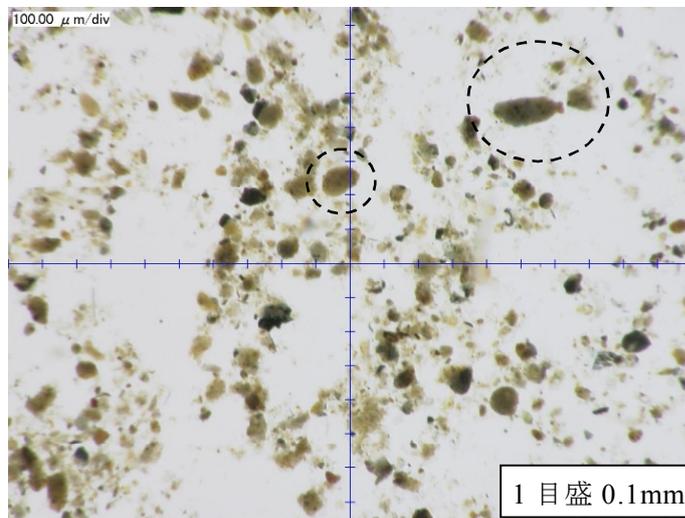
なお、干潟の砂質土を顕微鏡で観察した結果(写真-6-12)、火山ガラス、斜長石、重鉱物、白雲母、岩屑が多く見られた。菅野ら(1962)は、阿蘇降下火山灰(ヨナ)の鉱物組成は、斜長石、火山ガラス、重鉱物、単斜輝石としている。このことから、これまでに観察した全ての土砂に含まれる鉱物粒子は阿蘇山起源であると考えられる。

6-2-6 土砂移動状況のまとめ

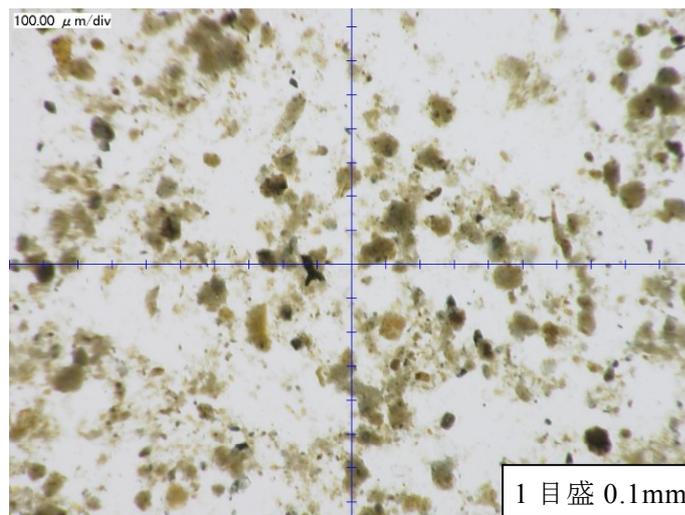
以上より高濁度水塊の挙動を推測すると、上げ潮によって塩水遡上(逆流)流速が大きくなる際に、河口ないし沖合で干潟の表層底質が巻き上げられて高濁度水塊が発生する。そして、塩水フロントの前面に乗ってフロックを成長させながら河道を遡上し、上流に行くにつれ粒子が拡散もしくは沈降して濃度が低くなるものと考えられる。また、濁水中の土砂は阿蘇山によって生産されたものであることが分かった。



火山ガラスなどの鉍物が多くみられる



囲み部の団粒状のものがフロック



フロックと鉍物粒子が混在している

写真－6－9 高濁度水塊中の浮遊土砂の顕微鏡写真

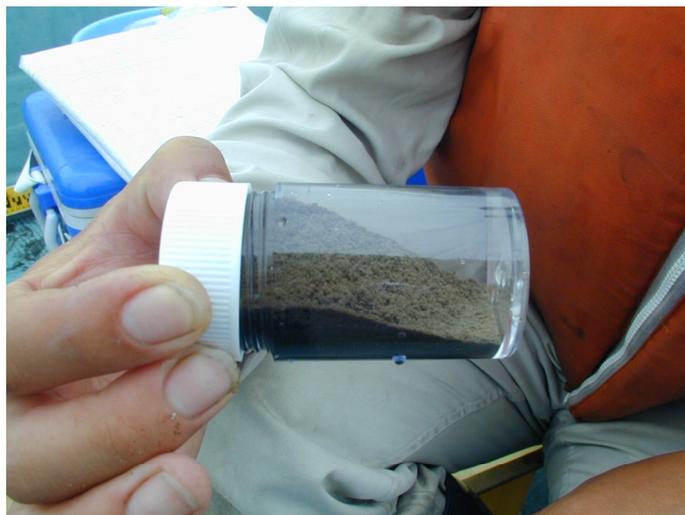
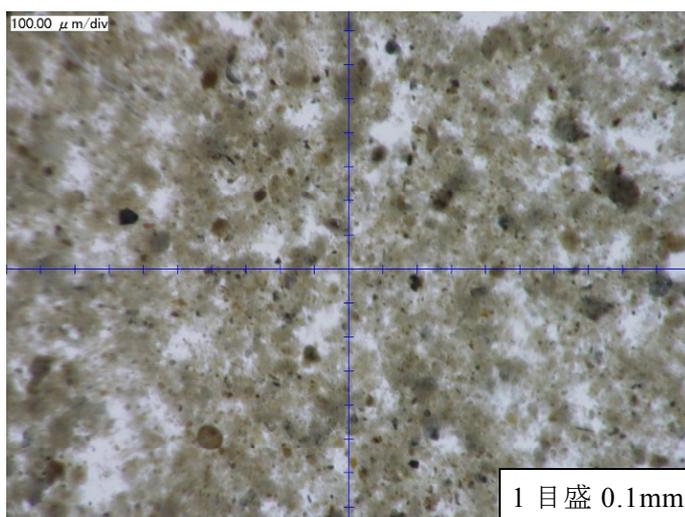
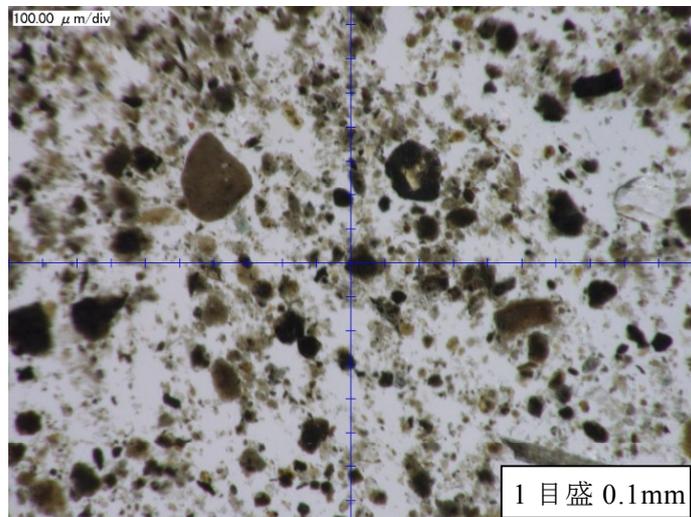
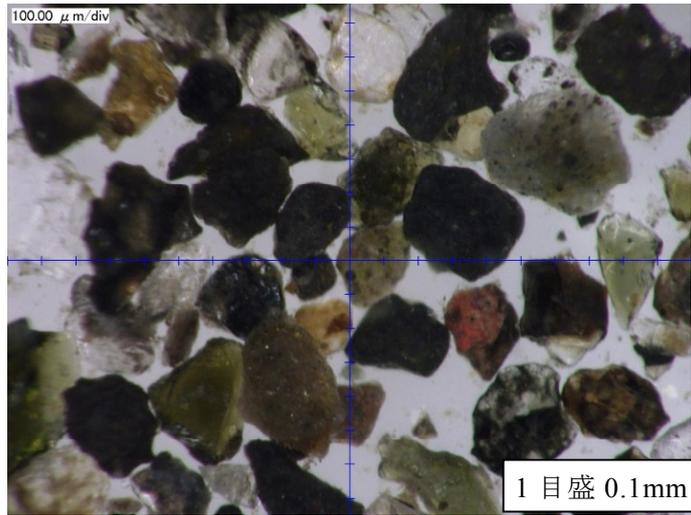


写真-6-10 干潟における土砂（表層をダイバーが静かに採取）



モヤモヤ状のものが
シルト・粘土成分

写真-6-11 干潟の浮泥の顕微鏡写真



写真－6－12 干潟の砂の顕微鏡写真

6-3 河口沖合の流速分布

河口沖合の潮流分布観測は、上げ潮と下げ潮により流れが最も強くなる時間帯に移動しながら計測を行った。6 測線を計測するのに 2.5 時間かかるため、計測の最初と最後では流況が変化している恐れがある。そのため、以下の観測結果では、潮汐流の概況を把握するにとどめる。

上げ潮時の流速平面分布を図-6-13 に示す。表示水深は 0.93m である。また、調査日の潮位と測定時間を図中に示す。計測は沖の測線から開始したため、最後の岸付近の測線では満潮にさしかかっている。潮汐による流れは南西から入射し、干潟上である 2.0km 付近で向きをかえ、河口内部に入ってゆく動きを示している。最大流速は 0.5m/s を越え、川のように流れていた。また、一つの測線で流速分布状況を見ると、測線の始点と終点付近では流速が大きく、測線の中程では相対的に流速が小さい。測線の中程において干潟の標高が最も高いため、水が干潟外縁部を回り込むように流れていると考えられる。

下げ潮時の流速平面分布を図-6-14 に示す。表示水深は 0.93m である。この観測は満潮から下げ始めた頃に岸からスタートした。潮汐による流れは全体的にやや南よりの西方向であり、場所ごとの違いは明瞭ではない。最大流速は 0.5m/s を越え、上げ潮と同様に速い流れであった。

これより潮汐による河口沖合の流れは、上げ潮では南東から入射して干潟の外縁部に回り込みながら白川河口に向かってゆき、下げ潮では一斉にやや南よりの西方に流出してゆくことが明らかとなった。

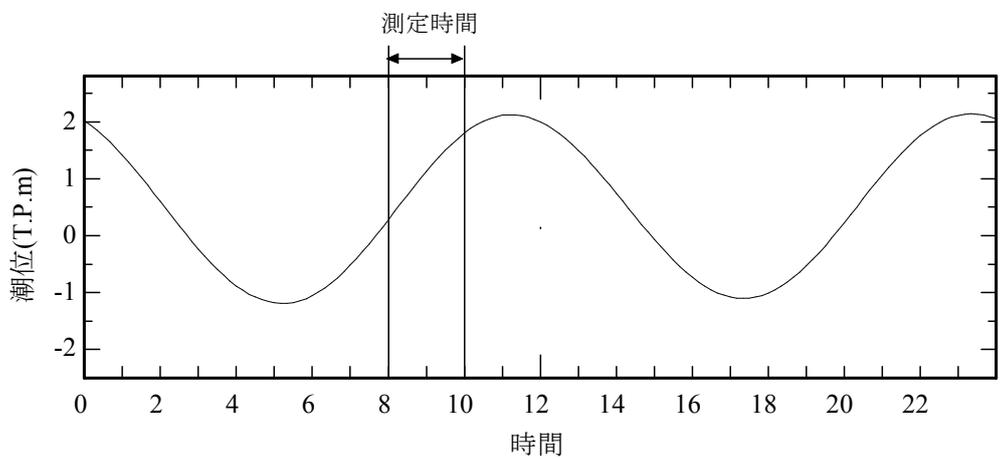
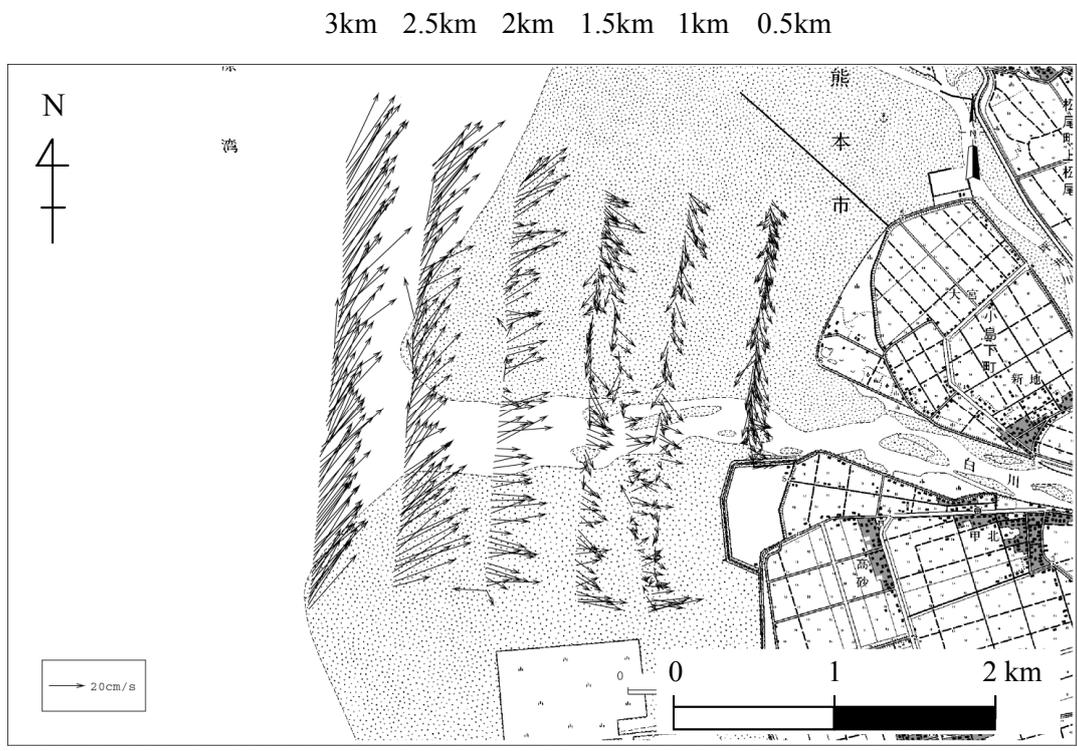


図-6-13 上げ潮の潮流分布と測定時間帯 (2001/9/7)

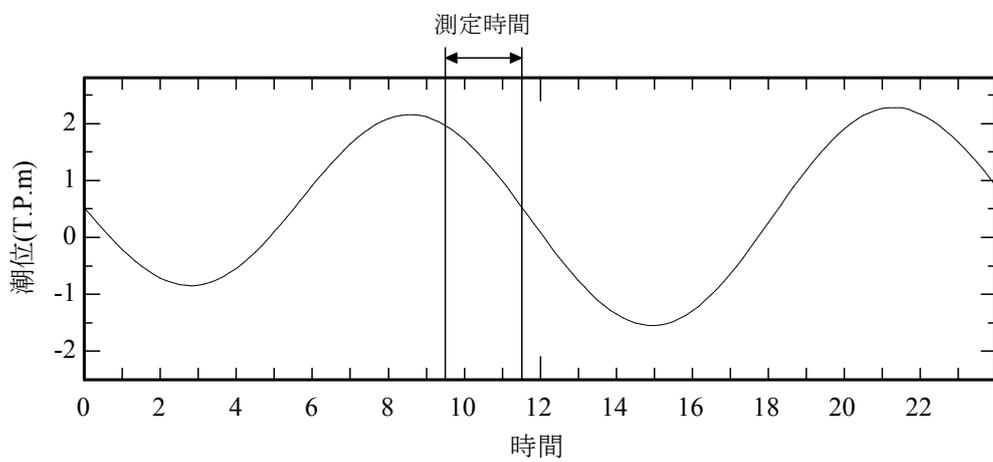
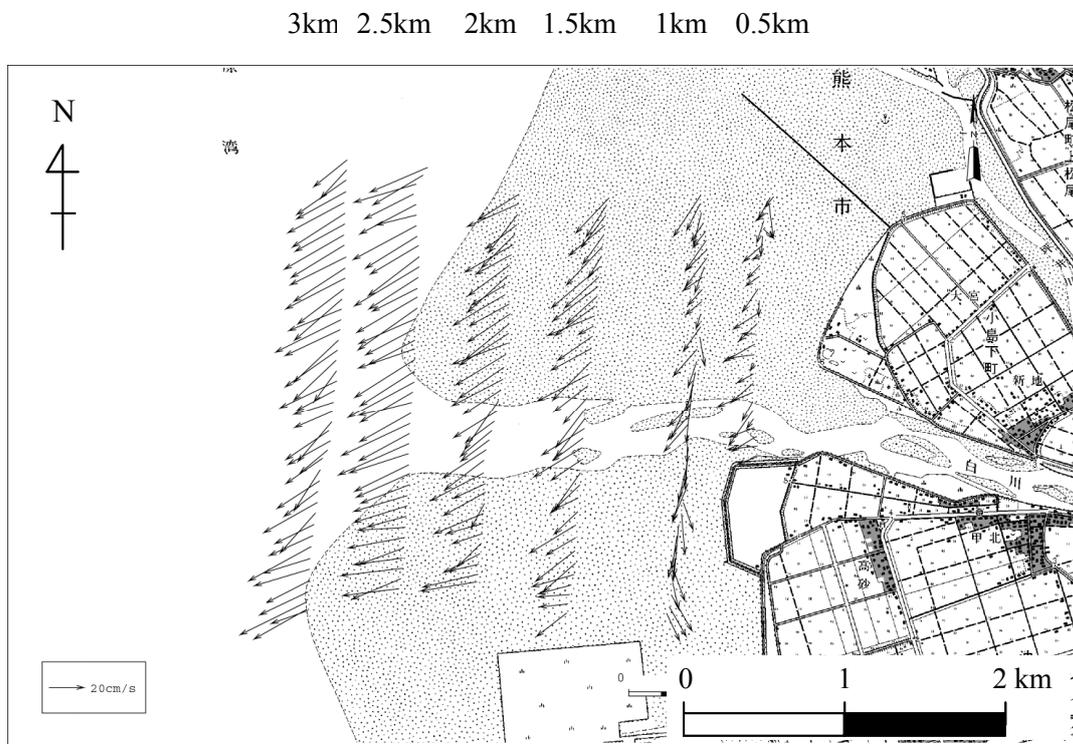


図-6-14 下げ潮での潮流分布と測定時間帯 (2001/9/2)

6-4 潮汐に伴う土砂移動量の計算

さて、これまでに河口干潟から感潮河道における平水期の土砂移動状況が明らかとなったので、次に日々の土砂移動が長期的に地形変化に及ぼす影響を定量的に評価する。

そこで、第二章の4節で提案した超音波流速計による浮遊土砂移動量の推定方法を用いて、年間の土砂移動量を算出する。この方法は、河床に設置した超音波流速計の流速鉛直分布から断面通過水量を計算し、また反射強度の鉛直分布から土砂濃度分布を推定し、両者の積から断面通過土砂量を得るものであり、以下に計算結果を示す。

6-4-1 一潮汐あたりの土砂移動量

図-6-15に河口0kmと河道3kmにおける36時間観測(9月)で得られたSS時系列と、超音波流速計から得られた通過土砂量の時系列を示す。これより、SS濃度は上流に位置する3kmの方が高いか同程度であるが、通過土砂量は0kmの方が多いことが分かる。9月4日18時から翌朝6時までの一潮汐あたりの正味の土砂移動量は、0kmで -78m^3 、3kmで -35m^3 と推定された。河道における通過土砂量は河口の4割程度であることから、残りの6割は0km~3kmの区間で沈降、堆積したことになる。

前述の通り、浮遊土砂が河口から河道へと移流する間に、塩水フロントの前面に集積して高濁度水塊の濃度が上昇するが、それと同時に粒子がフロックを形成する。そのために、沈降速度が増大して、河口から河道へと移流してくる間に沈降、堆積していると考えられる。

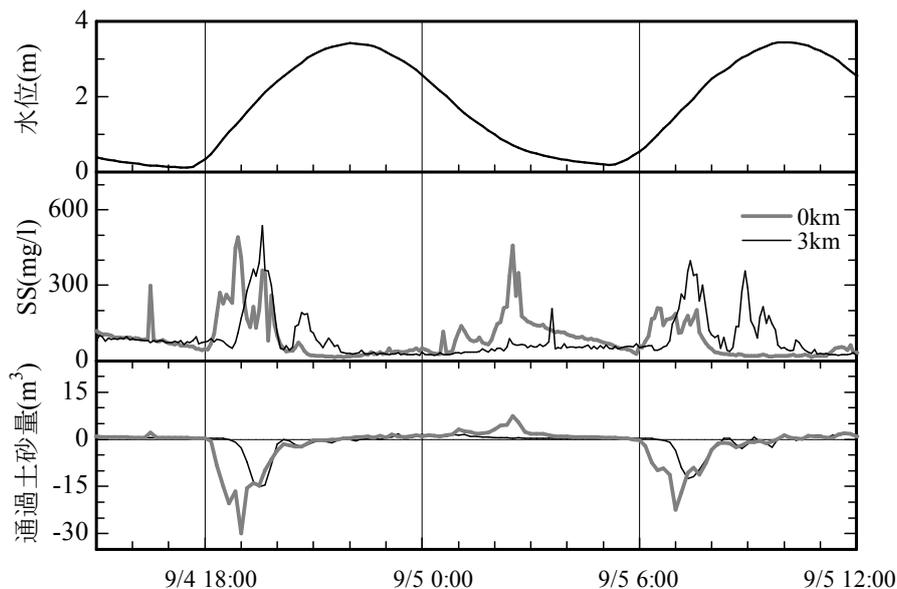


図-6-15 SS時系列と通過土砂量時系列(36時間)

6-4-2 季節別の土砂移動量

潮汐は半月周期で大きな変動と小さな変動を交互に繰り返しているため、土砂移動量を計算する上で潮汐周期を考慮する必要がある。そこで潮汐の大きな変動と小さな変動が含まれる1ヶ月間で通過土砂量を計算する。

1ヶ月連続で超音波流速計が正常に動作したのは2001年9月、11月、2002年2月、3月の合計4ヶ月であった。ここで、6-2-3において河川流量の違いがSSの遡上に影響を及ぼすことが推測された。各月の流量状況(図-6-6)を見ると、9月は一年のうちで最も流量が少ない時期、11月は最も多い時期(出水期を除く)、2002年2月と3月はその中間である。

そこで、各月について第二章4節で算出した流速補正係数を用いて断面通過土砂量を計算し、地点ごとに土砂移動量を得た。表-6-2に計算結果を、図-6-16に土砂移動の方向を分かりやすく示した模式図を示す。これらには、河川の上流から供給された土砂量を濁度モニタリングデータから計算して、併せて示している。模式図の数値は見やすいように100以下を四捨五入している。

9月は河口と河道の両地点で、順流土砂量よりも逆流の方が多く、正味では土砂は海域から河道内へと流入している。さらに2地点間には $1,100\text{m}^3$ の土砂が堆積している結果となった。また、上流からの供給土砂量と河道の順流土砂量がほぼ等しいので河道を遡上したSSは上流の感潮区間(1.5km)に堆積したと見られる。

11月は両地点で土砂の流れが海域へと向かっており、9月と正反対であった。これには前に述べたとおり河川流量が関係していると考えられる。9月の流量は $10\text{m}^3/\text{s}$ 程度であるが、11月は $24\text{m}^3/\text{s}$ であって2倍程度大きいため、塩水遡上が9月よりも抑えられて、むしろ河川から流出する方向が卓越したと考えられる。

ただし、2地点間の収支を取ると $2,100\text{m}^3$ の土砂が堆積している結果となった。また、上流からの供給土砂量と河道の遡上土砂量が全て流出すると $1,650\text{m}^3$ になる計算だが、実際の流出量は $3,300\text{m}^3$ であることから、上流の感潮区間において河床が侵食されたことになる。

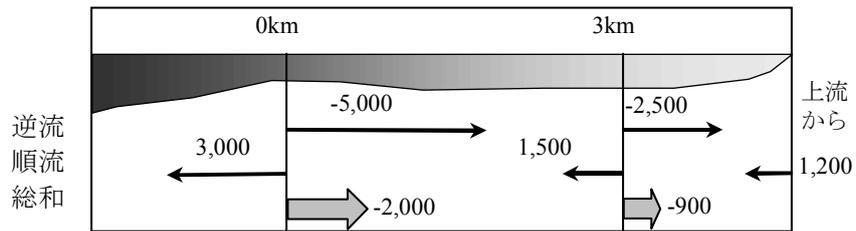
2月と3月は、正味の土砂量にして河口では逆流もしくはほとんど動きが無く、河道では順流であり、土砂移動の方向は9月と11月の中間的な傾向であった。これも、流量との関係によっていると考えられる。また、2地点間の土砂収支は堆積であった。

以上から、各地点における土砂移動の方向は流量に依存していると考えられるが、2地点間の収支を取ると、流量規模にかかわらず必ず土砂が堆積していることが明らかになった。

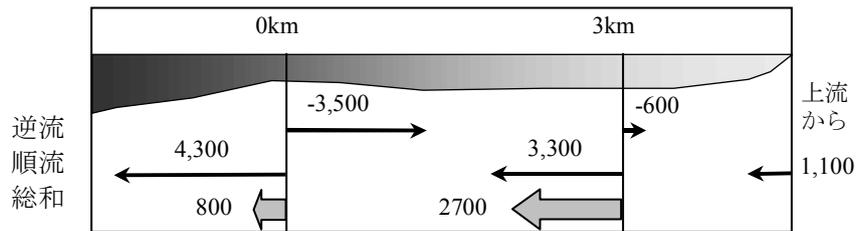
表－6－2 月別土砂移動量

内訳	9月			11月			2月			3月		
	累積値 (m ³)	順流 (m ³)	逆流 (m ³)	累積値 (m ³)	順流 (m ³)	逆流 (m ³)	累積値 (m ³)	順流 (m ³)	逆流 (m ³)	累積値 (m ³)	順流 (m ³)	逆流 (m ³)
0km	-2024	2949	-4973	794	4332	-3538	-183	6253	-6436	57	3631	-3574
3km	-941	1542	-2483	2673	3275	-602	2837	5321	-2027	4023	5712	-1689

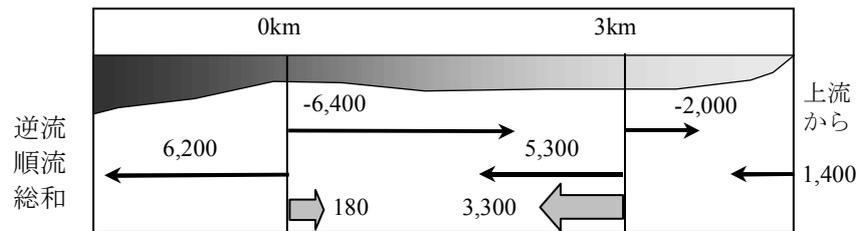
9月（流量：10m³/s程度）



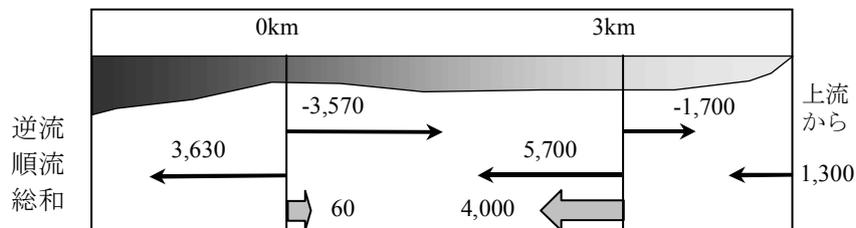
11月（流量：24m³/s程度）



2月（流量：22m³/s程度）



3月（流量：24m³/s程度）



図－6－16 月別土砂移動量の模式図

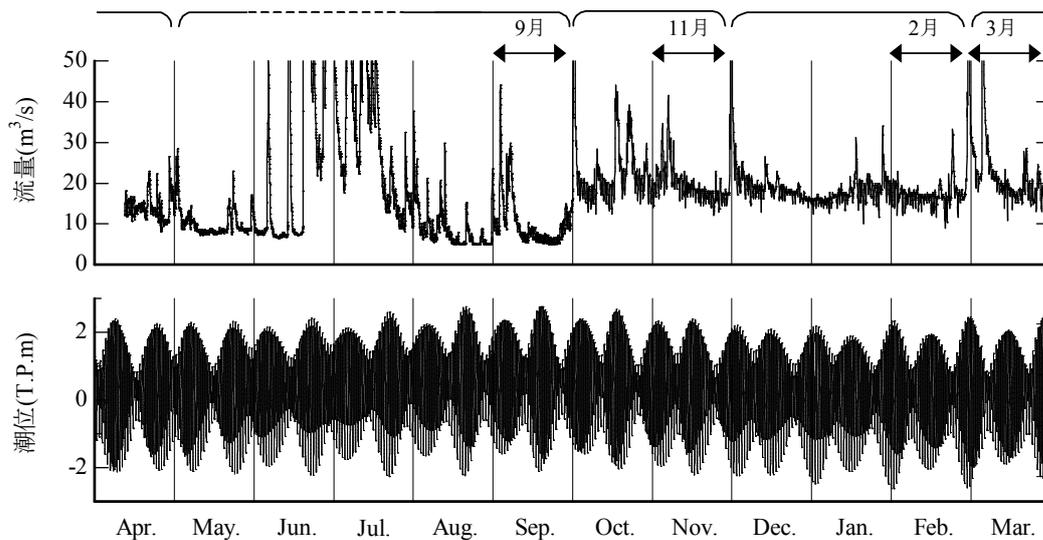
6-4-3 1年間の土砂移動量

次に年間の土砂移動量を計算する。前述の通り、河口と河道の2地点で1ヶ月間にわたって超音波流速計の観測が欠測なく実施できた期間は2001年9月, 11月, 2002年2月, 3月の4ヶ月である。そのため、この4つの期間の土砂移動量を用いて、年間土砂移動量を推定する。

これまでの検討により、土砂移動は河川流量に左右されることが明らかになったので、1年間の河川流況における上記4ヶ月の代表性を調べる。ここで計算対象期間は2001年4月から2002年3月までとする。図-6-17に1年間の流量と潮汐を、表-6-3に各月の平均流量を示す。

これより、最も流量が少ない年9月は5月～9月の代表として（出水期を除く）、最も流量が多い11月は10月～11月の代表として、その中間である2月は12月～2月の代表として、3月は3月～4月の代表として見なすことができる。

表-6-2に示した各月の土砂移動量をそれぞれが代表している期間に引き延ばして累積したところ、図-6-18が得られた。これより、1年間に河口では $50,000\text{m}^3$ 前後の浮遊土砂が出入りし、このうち $8,600\text{m}^3$ が上流に遡上していた。一方、河道では $17,400\text{m}^3$ の浮遊土砂が流下しており、2地点間の収支としては $26,000\text{m}^3$ が堆積したことになる。

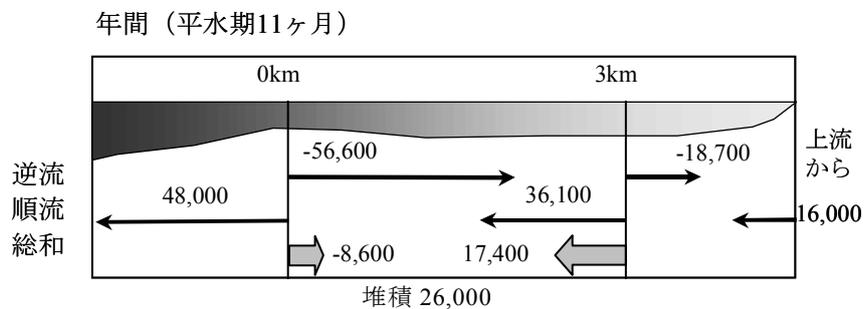


図－6－17 1年間の河川流量と潮汐（2001年4月～2002年3月）

表－6－3 月別平均流量

月	H13												H14		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3
流量	19.8	22.9	20.8	14.0	10.4	56.7	39.7	8.6	10.6	22.7	24.1	18.8	17.8	17.1	24.0

単位：m³



図－6－18 1年間の土砂移動量（模式図）

参考文献

- 内山雄介・加藤一正・栗山善昭・古川恵太(2000)：東京湾盤州干潟の漂砂特性について，海岸工学論文集，第47巻，pp.521-525.
- 菅野一郎（1962）：「日本の土壌型」農村漁村文化協会，pp.69-76.
- 近藤雅秋・戸原義男・平松和昭・四ヶ所四男美・森健(1996)：潮流による底泥の巻き上げ特性に関する研究，農業土木学会論文集，No.182，pp.109-115.
- 西条八束・奥田節夫(1996)：河川感潮域，名古屋大学出版会，pp.85-96.
- Wolanski, E., Gibbs, R. J.(1995):Flocculation of suspended sediment in the FLY RIVER estuary, PAPUA NEW GUINEA, J.Coastal Research, Vol.11, No.3, pp.754-762 .

第七章 白川河口域の1年間の粒径別土砂収支

これまでに、第四章において白川上流域から供給される土砂量が粒径別に計算された。また、第五章において白川河口域の地形・底質変化が、第六章において白川河口域の潮汐に伴う年間の土砂移動状況がそれぞれ明らかになり、ここでも土砂移動量が粒径別に計算された。

そこで本章では、各章の計算結果をとりまとめて、白川河口域で生じている1年間の土砂動態について考察する。なお、第六章において、各過程で移動している土砂の粒径や鉱物組成を調べ、洪水時の供給土砂、干潟の堆積土砂、高濁度水塊に含まれる土砂のいずれもがほぼ同じ性状であり、阿蘇山起源である可能性が高いことを確認した。したがって、各過程における粒径別土砂量を比較することが可能である。

7-1 上流域からの土砂供給による地形・底質変化

白川河口域に関する各過程の解析結果をまとめると表-7-1のようになる。これより、出水期の上流域からの供給土砂量は10.2万 m^3 で、シルト・粘土質であった。一方、出水後の干潟部堆積量が総量で42.4万 m^3 、その内訳はシルト・粘土質が24.0万 m^3 、砂質が18.4万 m^3 であった。これより、シルト・粘土分は上流域からの供給土砂量が干潟部堆積量の約半分、砂分は洪水中に見られなかったが干潟には18万 m^3 堆積した、という結果になった。

ここで、洪水時の土砂観測に関しては、第二章で詳細に検討した結果、濁度計や採水観測から求められる浮遊土砂量の精度が高いことが示されており、シルト・粘土分の量に関しては誤差が小さいと考えられる。ただし、濁度計による観測では河床付近の掃流砂の計測が出来ないため、砂分に関しては不明である。

一方、地形測量については精度が数cmであり、簡易的な誤差補正を行ったものの精度に限界がある。ここで、地盤高にして1~2cmの誤差が含まれていると仮定すると、干潟全体の土砂量では数万から10万 m^3 程度が誤差の範囲であると考えられる。

以上の2点を考慮すると、干潟の堆積土砂量が過大である可能性があり、その誤差を考慮すれば今回の算出結果は概ね整合していると見ることができる。また、洪水観測の結果を基準に考えると、2001年6月の出水期に上流域から供給されて干潟に堆積した土砂量は、シルト・粘土分が10万 m^3 程度、砂分が8万 m^3 程度であると見積もられる。

なお、この時に発生した洪水は1/3~1/4確率の規模であり、比較的大きなものであった。

7-2 平水期の土砂移動量

平水期には潮流や波浪の影響で河口沖合の底質が巻き上げられて、上げ潮時に塩水フロントの前面に集積して高濁度水塊を形成し、河口を通過して河道内部へと遡上していた。この際、塩水フロントの前面では浮遊土砂がフロックを形成して沈降速度が増大するために、河口から河道に移流するにつれて土砂が堆積していった。

平水期の11ヶ月間にSSとして河口を出入りした土砂量は4.8~5.7万 m^3 であり、河口から河道の3km区間に堆積した土砂量は2.6万 m^3 であった。干潟では出水期以降、堆積したシルト・粘土が抜け出していたが、こうした土砂が河道内に再配分されていることが確認できた。

感潮河道の岸際にはガタ土と呼ばれる泥質が数m堆積しているが、現場での目視観察によれば、この泥質河岸は洪水で削られて、その後徐々に回復してゆく。計算された浮遊土砂はこうした場所に供給されていると考えられる。河岸の水際において10m幅で兩岸の泥質が侵食・堆積を毎年繰り返していると仮定すると、河口地点から河道地点までの3km区間では、計算された堆積量は0.43mの変動に相当する。

ただし、河道内部での土砂の堆積について、実際の地形変化量と比較して精度を検討することはできなかった。第五章で河口沖合の地形測量を実施した際に、河道の測量も音響測深機を用いて行ったが、侵食堆積が著しい河岸付近は水深が浅く、作業船を乗り入れることが困難で、しかも測深機のブランクが50cm程度あるためにそれ以下の水深では計測できず、十分な精度のあるデータを得られなかった。

いずれにせよ、平水期のSSの移動は1潮汐でみるとその規模は小さいものの、1年間では出水期の移動量の2~3割に達し、地形変化に少なからぬ影響を及ぼすことが明らかになった。特に、干潟の浮泥が感潮河道の内部に再配分される点が興味深い。

7-3 河口域の土砂動態サイクル

以上の結果より、白川河口域の土砂動態サイクルは次のようになる。出水期に河川上流から土砂（砂、シルト、粘土）が供給され、その大半が干潟に堆積する。平水期には潮汐流や波浪によって干潟に堆積した土砂のうちシルト・粘土が巻き上げられ、上げ潮によって河道内に逆流して河岸に堆積する。

なお、第三章で解析した河床変動履歴によれば、近年は感潮河道の断面が安定しているため、河道内に逆流した土砂が経年的に堆積し続けることはないであろう。したがって、河岸に堆積した泥土は翌年の出水でフラッシュされると考えられる。

つまり、干潟部の地形・底質を形成する主要因は出水期の上流部からの供給土砂であり、副要因は平水時の潮流に伴う微細土砂の移動であると結論づけられる。

表－7－1 河口域の1年間の土砂収支

土砂移動の過程	粒径別土砂移動量	
	シルト・粘土	砂
上流からの土砂供給量	10.2	不明
河口への土砂堆積	24.0	18.4
潮汐流に伴う土砂異動	2.6(堆積)	不明
	5.6(移動)	

単位：万 m³

第八章 多摩川の土砂動態

多摩川は東京都と神奈川県の間を流れ東京湾に注ぐ。人口密集地帯を流れる河川であるために古くから利用が進んでおり、首都圏の社会資本整備のために大量の河床材料が砂利骨材として採取され、また河口沖合は工業地帯や空港として大半が埋め立てられた。つまり、熊本県白川とは全く対照的に、人為作用の大きい川である。

そこでここでは、多摩川の人為要因による浚渫及びそれによる河床変動と、自然の洪水や高濁度水塊の移動による土砂動態との関連について検討する。最初に、研究対象地の概要を説明し、次に測量資料と浚渫資料から河床変動傾向を読みとる。さらに、超音波流速計を主体とした現地観測を実施して、洪水時の土砂供給と潮汐による高濁度水塊の移動を把握し、土砂移動の概要を把握する。

8-1 研究対象地の概要

8-1-1 地形

調査対象地は多摩川の河口域である。図-8-1 に地形の変遷を、図-8-2 に平面図と最深・平均河床縦断面図を示す。多摩川の流域面積は約1,200km²であり、流路延長は120km、感潮区間は13kmである。図-8-1の左側は1883年の地形図であるが、河口の周辺に岸から1~2km沖合まで干潟が広がっていた。しかし、戦後、河口周辺の干潟は南側が京浜工業地帯として、北側が羽田空港として埋め立てられ、その姿はほぼ消滅した。

感潮河道の地形は、-1km~4km付近は浅く、5~7kmは窪地状の地形となっている。多摩川河口の1km付近までは左岸の羽田空港や右岸の工業地帯に物資を運搬するためのタンカーが多く航行しているが、干潮時に滞筋の水深が3m程度になるため、船底が河床に着底しそうな状態で走行している。

8-1-2 底質

図-8-3に1925年(高田, 1927)と1971年(京浜工事事務所, 1972)、及び2001年の河床材料を示す。同じ地点のデータは存在しなかったため、近傍のデータを比較している。

これより、1925年(大正時代)には細砂から粗砂であった河床が、約50年経過した後には粘土もしくはシルト質に変化している。ただし、1925年については、数値以外の記録として「水深大となり沈積物中泥土の量多し」「有機物を増す」とあるため、場所によってはシルト粘土が堆積していたものと考えられる。1971年については他の調査地点でもシルト質が大半であった。したがって、やはり傾向としては河床材料が細粒化したものと考えられる。

この原因としては、戦後の経済成長に伴う流域排水の増大が挙げられる。多摩川の河口域では1960年代以降、有機汚泥が厚く(最大3m程度)堆積して水質汚濁や悪臭

等が顕著になったため、環境整備事業として1971年から1994年にかけて浚渫を実施した。図-8-4に浚渫位置を示す。総浚渫量はおよそ100万 m^3 であり、また0~4kmで集中的に汚泥除去が行われた。

その後、2001年のデータでは1971年よりも若干粗粒化しており、1925年との中間的な粒径になっており、底質の環境改善が進んだものと思われる。

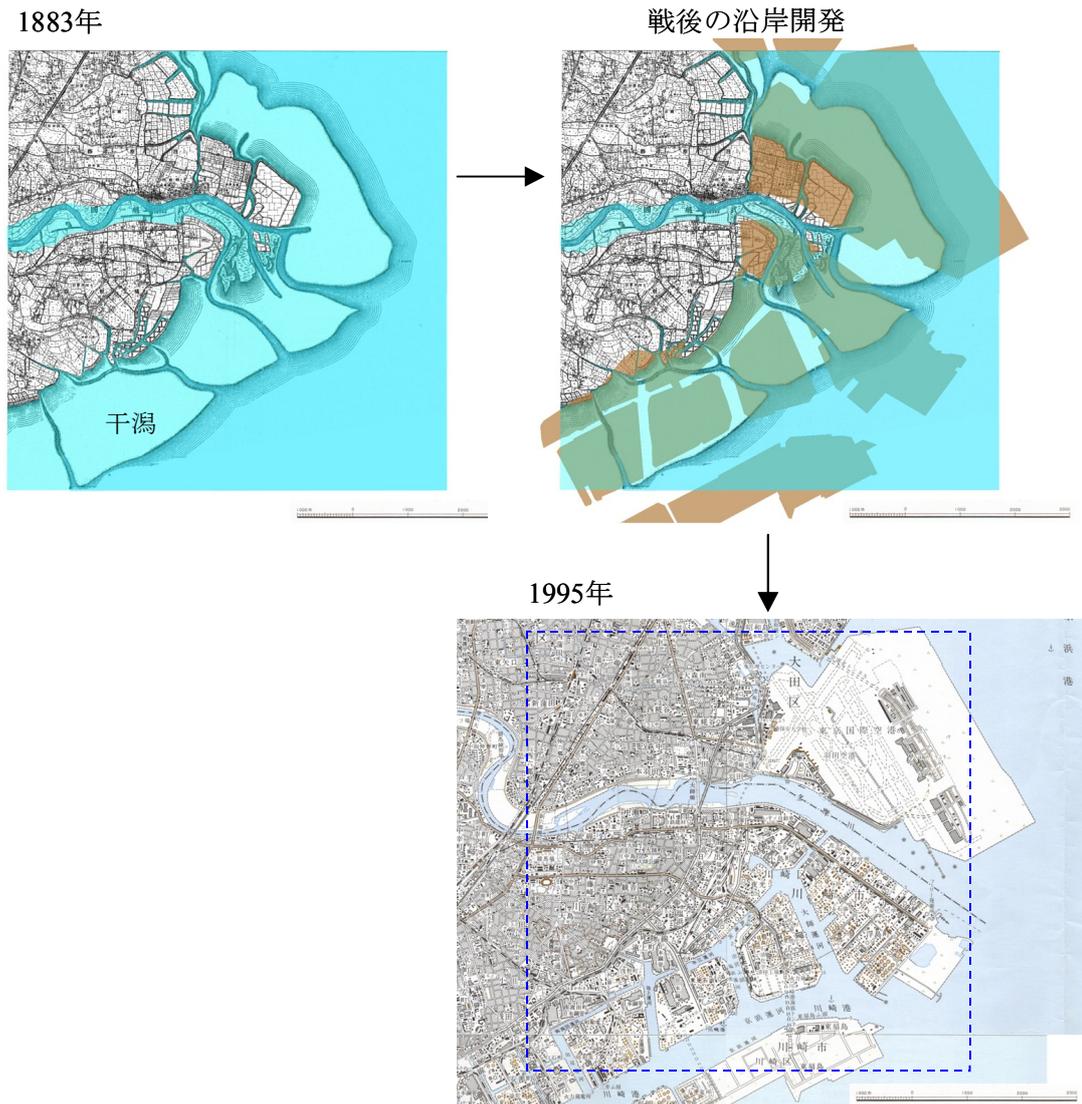


図-8-1 多摩川河口周辺の地形の変遷

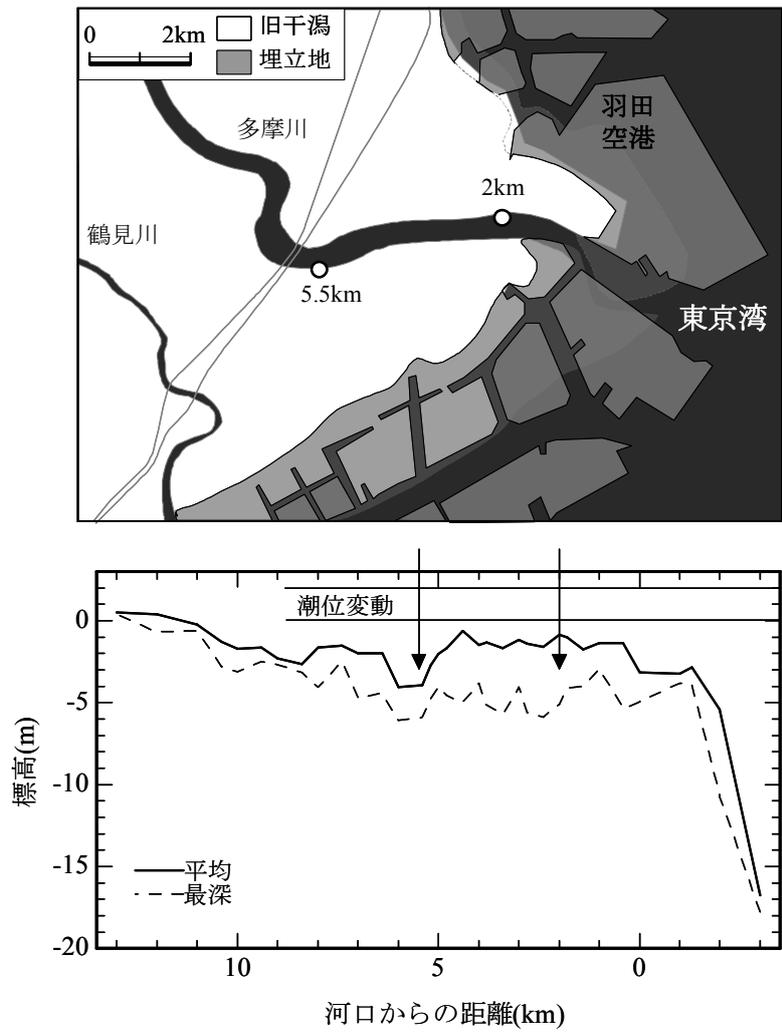


図-8-2 多摩川河口域の平面図と縦断図

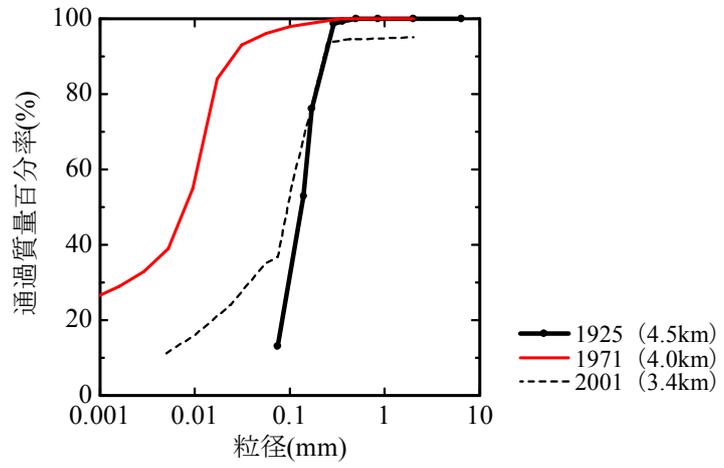
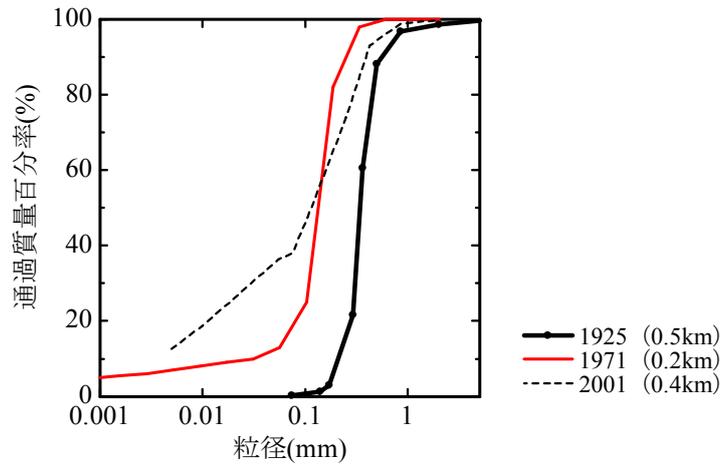


図-8-3 河床材料の粒径の変遷

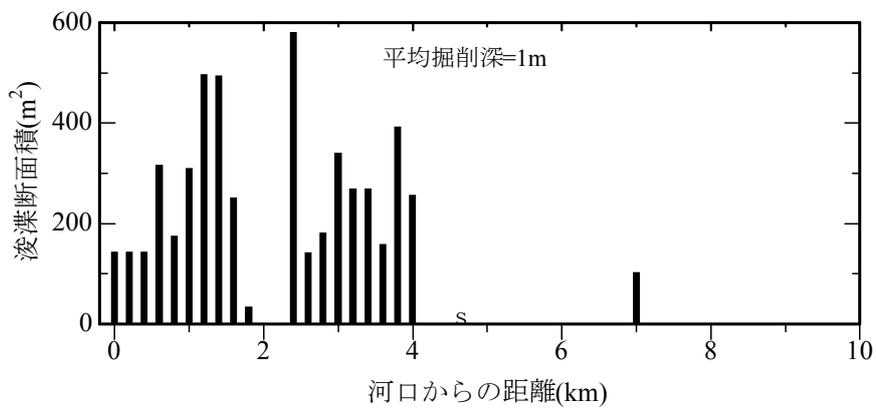


図-8-4 浚渫事業の実施位置

8-2 河床変動履歴

8-2-1 浚渫実施箇所と未実施箇所の比較

図-8-5に1kmの河床変動履歴と1968年を基準とした断面積の変化時系列、および上流地点の年最大流量時系列を示す。また、図-8-6に5kmについて同様の図を示す。図中の番号(①～⑤)は、1968年から91年までの測量年を指したものである。1kmは河床地形が浅く有機汚泥の浚渫が実施された場所の例として、5kmは窪地状の地形で浚渫が実施されていない場所の例として示している。

まず、1km(図-8-5)について見ると、②(79年)に急激に断面積が増加し、河床は最大2m程度低下しているが、その2年後には約75%程埋め戻り、さらに2年後の③(83年)では浚渫により再び河積が増大している。その後はこの断面では浚渫が実施されていないため、徐々に①の河床に復元してゆき、⑤(91年)ではほぼ元通りになっている。②の河積増大は、入手した浚渫記録には記載されていないが、流量記録では1975年以降かなり低い流量が続いていることから、洪水による洗掘とは考えにくく人為的な掘削によるものと推測される。

いずれにしても、②と③の河積増大の直後に50～70%程度埋め戻っていることが特徴的である。流量との関係を見ると、1974年に過去30年間で最大の洪水が生じているものの河積はほとんど変わっていないが、②と③の後に生じた平均よりも若干大きい洪水によって大部分が埋まっている。つまり、河床がある安定した形状から人為的に変化すると、元の形状に戻る方向に土砂の移動が生じ、戻る速度は数年程度と短い時間であると言える。

図-8-6に示す5kmでは、浚渫は実施されていないが、横断形状は①から⑤まで堆積と洗掘を繰り返している。河積の変化は、②と④が洗掘、③と⑤が堆積であり、洗掘から堆積に転じる期間には平均程度の洪水か、もしくは濁水に近い状態が起きている。とはいうものの、その逆(濁水だから堆積する)は成立しておらず、流量との明瞭な相関は見いだせない。

8-2-2 河床変動の特徴

以上の整理を0kmから10kmまでの200mピッチの51断面で11測量年の全てに対して行い、河道容積の経年変化を求めた。その結果を図-8-7に示す。また、浚渫量の累積時系列も示している。浚渫量は容積を増大させる行為なので、正の値としている。

1968年からの河道容積の変化量は1995年で-15万 m^3 であり、この量は10km区間全体が5cm下がったことに相当するが、30年間の変化としてはほぼ元の状態に戻ったと言える。つまり、総浚渫量100万 m^3 は全て埋まったことになる。図中のメッシュで印した河積の拡大は、入手した浚渫記録と対応していないが、1979年に430万 m^3 、1983年に190万 m^3 拡大し、その後に全て埋め戻っている。

1989年以降は浚渫がほとんど行われていないが、河道容積は徐々に減少し、10km区間全体が20cm上昇した程度の堆積が生じている。そして1995年には河床低下に転

じている。なお、図-8-5の流量時系列によれば1991年の洪水が平均より若干大きい
が、それ以外は大した洪水は生じていない。

以上、資料整理より得た多摩川感潮域の河床変動の特徴をまとめると、①浚渫等の人為的な河積拡大は、洪水規模に係わらず数年程度で埋め戻ってしまう、②平均以下の洪水しか生じていない期間でも土砂の堆積・流出が生じている。

そこで次に、この考察がどの程度確からしいのか、その可能性を調べるために、現地で実際に生じている土砂動態の現地観測を実施した。

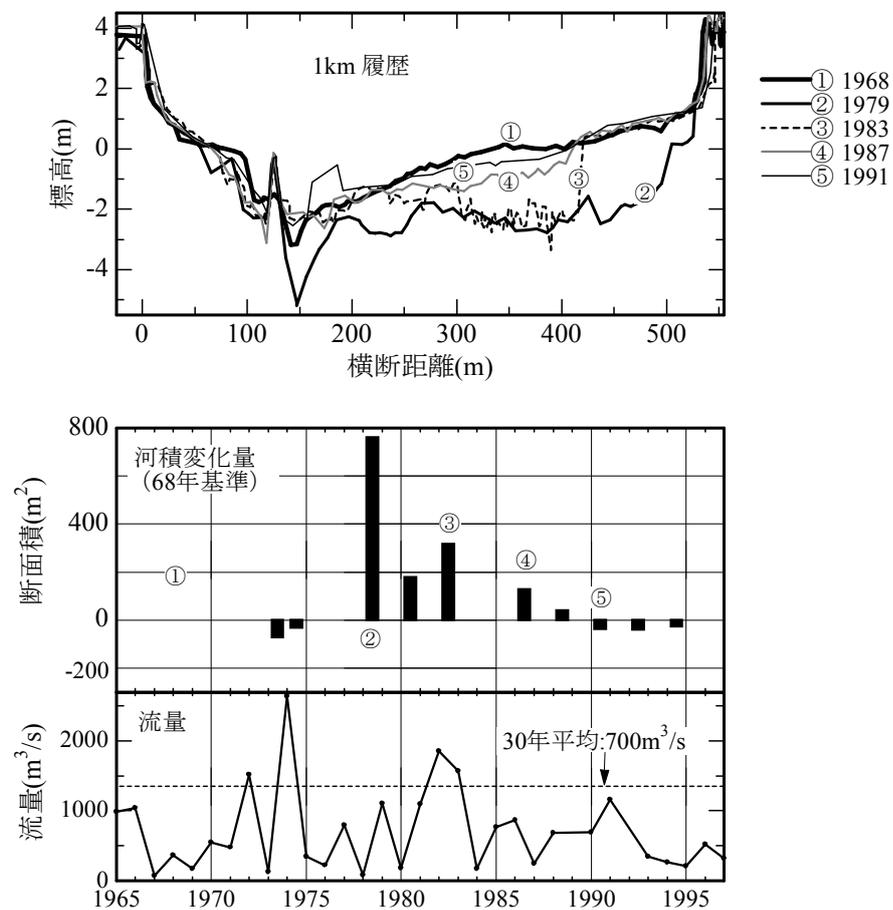


図-8-5 河床変動履歴，河積変化量と年最大流量（1km）

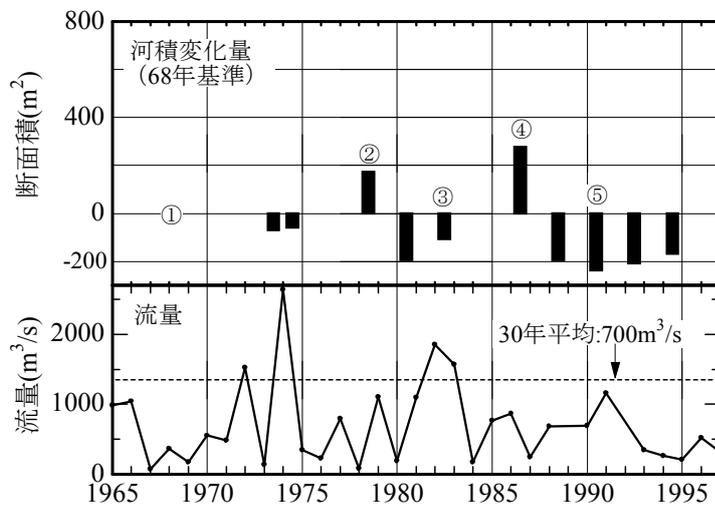
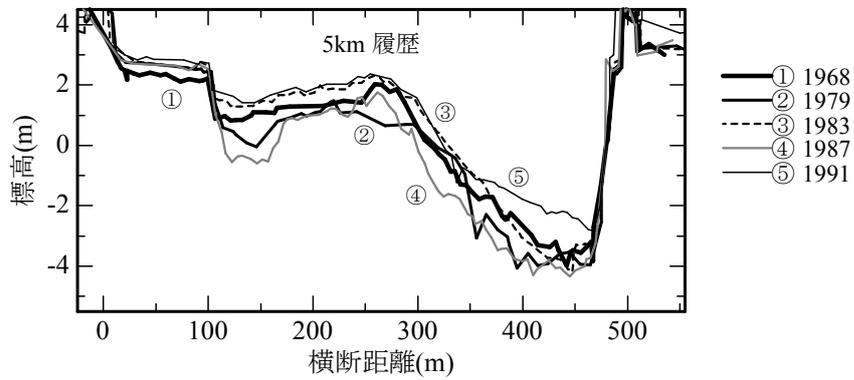


図-8-6 河床変動履歴，河積変化量と年最大流量（5km）

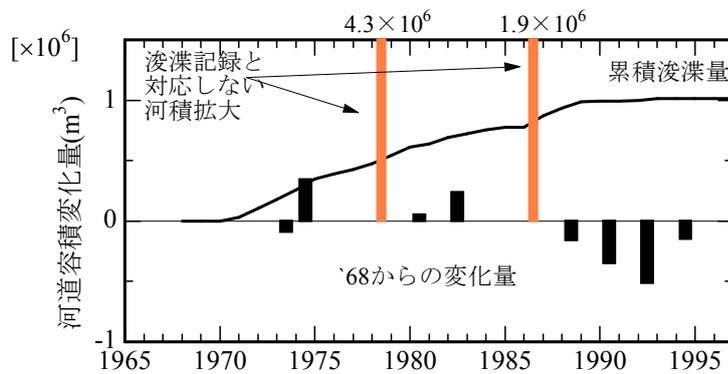


図-8-7 全区間(10km)の容積変化量と浚渫履歴

8-3 洪水による土砂供給

ここでは上流から供給される土砂量を現地観測に基づいて簡易的に推定する。多摩川の観測では感潮区河道における短期的な濁度モニタリングしか実施しておらず、洪水時の採水は実施していないため、いくつかの仮定を行うことで土砂量の概略値を求める。

8-3-1 観測方法

現地観測は感潮河道の 5.5km 地点で実施した (図-8-2)。河道の流心は水深が約 6m あり、ここに自記式濁度計 (アレック電子 ATU5-8M) をロープ、アンカー、ブイで固定した。設置水深は河床から 1m, 3m, 5m の 3 箇所である。設置期間は 1999 年 10 月 15 日から 11 月 16 日までの約 1 ヶ月間である。

なお、洪水時の採水は実施していない。

8-3-2 観測結果と解析

図-8-8 に洪水時の流量と濁度の時系列を示す。濁度は 3 水深の平均値である。流量は京浜工事事務所が 28km 地点で取得しているデータである。洪水のピーク流量は約 $350\text{m}^3/\text{s}$ であり、年に 3~4 回発生する中規模洪水であった。

濁度のピークは洪水のピークから数時間遅れているが、これは観測地点が 23km 離れているためやむを得ない。この 2 つのデータから洪水時土砂量を算出するが、その際には 2 つの手順を経る必要がある。1 つは濁度と SS の相関を仮定することであり、1 つは濁度のタイムラグを修正することである。

前者については、採水分析を実施していないので、浮遊土砂はカオリン粘土と同等と仮定して、SS=濁度とする。

後者について、洪水の立ち上がり時刻とピーク時刻に着目すると、タイムラグはおよそ 3~5 時間程度であると推測される。また、河川における浮遊砂の特性として、流量と流砂量の間に良い相関があることが知られている (Q-Qs 関係)。そこで、上記のデータについて Q-Qs 関係を整理し、線形性が見いだされるようにタイムラグを調整した。その結果、タイムラグが 4 時間で最も線形性が良くなり、図-8-9 のようになった。

これより、図中の相関式を用いて、過去の大きな流量規模における供給土砂量を推定すると表-8-1 が得られた。なお、土砂堆積の計算に使う湿潤密度は、白川の河口干潟に堆積した泥土の値を参考にして 1.3 と設定した。

表の第一行は今回の洪水であり、第二行は平均年最大流量、第三行は 1 / 5 確率の流量である。これより、多摩川では年に数回発生する洪水で供給される土砂量は約 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ であり、1 / 5 確率の洪水では $560,000\text{m}^3/\text{s}$ の微細土砂が上流から河口に供給されると推定された。

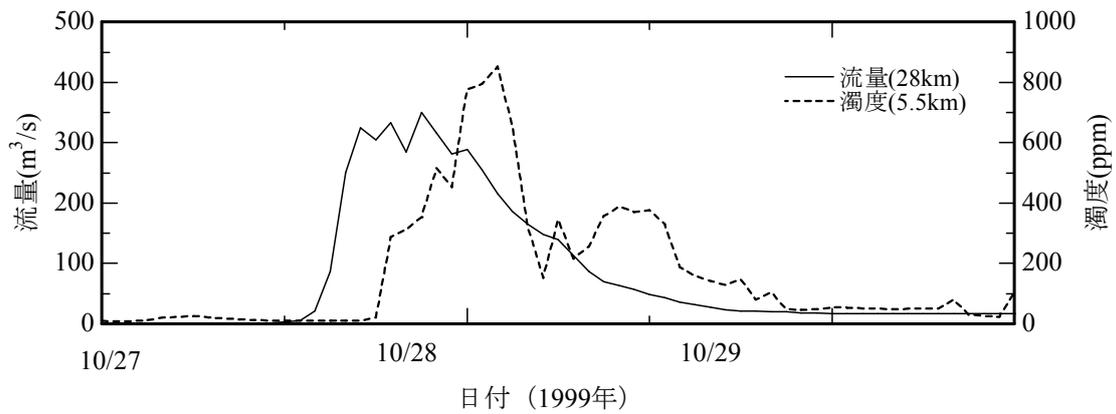


図-8-8 洪水時の流量と濁度の時系列

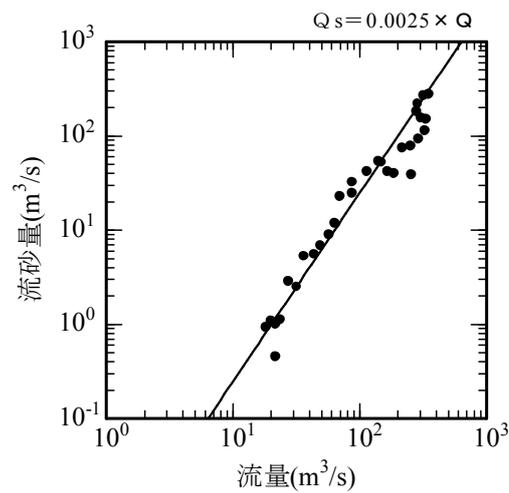


図-8-9 流量と流砂量の相関 (タイムラグ: 4時間)

表-8-1 流量規模ごとの供給土砂量 s

生起月日	ピーク流量	日平均流量	土砂体積
1999.9	400(m³/s)	180(m³/s)	4,600(m³)
2000.7	1,200(m³/s)	630(m³/s)	90,000(m³)
1999.8	2,300(m³/s)	1,400(m³/s)	560,000(m³)

8-4 平水期の潮流による土砂移動

白川では上げ潮時に干潟の底泥が巻き上げられて塩水フロントと共に遡上する高濁度水塊が見られ、地形・底質変化に及ぼす影響を無視し得ないことが明らかとなった。そこで、多摩川においても同様の手法で観測及び解析を行い、高濁度水塊の存在を確認すると共に、その影響について評価する。

8-4-1 観測方法

(1) 水質及び流動モニタリング

現地観測は2km地点で2000年12月より2001年5月までの約半年間にわたって実施した。また、5.5km地点では2000年12月より2001年1月までの約1ヶ月間だけ実施した。観測地点の縦断位置は図-8-2に示したとおりである。

測定項目は2km地点では流速、塩分、水温であり、5.5km地点では濁度、塩分、水温である。流速の鉛直分布はナローバンドタイプの有線式超音波ドップラー流速計(NORTEK社,ADP)を河床に設置して計測した。測定機の制御およびデータ記録用のノートパソコンは、河岸の民間栈橋に設置させていただいた。センサー周波数は1.5MHz、層厚は0.4mの設定で5分間の平均流速を計測した。

濁度、塩分、水温の計測にはそれぞれ小型メモリー式センサー(アレック電子製)を用いた。これらをロープに結びつけ、アンカーと水中ブイを用いて河床より1m、3m、5mの位置に固定した。塩分と水温の計測間隔は10分、濁度の計測間隔は5分である。

なお、2km地点には濁度計を設置できなかったため、超音波流速計の反射強度から濁度を推定した。

(2) 流動集中観測

高濁度水塊の運動を詳細に捉える目的で、2km地点において集中観測を2回実施した。観測項目は濁度・塩分・水温の鉛直分布であり、多項目水質計(アレック電子製ACL-1183PDK)により鉛直間隔10cm、時間間隔15分で連続的に計測した。実施日は2001年1月8日と2月22日(いずれも大潮)であり、前者は28時間連続で、後者は8時間連続で計測した。

水質の鉛直分布測定時には、北原式採水器で濁水を採取し、30分から1時間ほど静置して沈殿物をシャーレに取り、デジタル顕微鏡(キーエンス製マイクロスコープ)により倍率175倍で粒子の写真撮影を行った。さらに、濁水を実験室に持ち帰ってSSと粒度分布を分析した。

なお、濁度を土砂濃度に換算するためにSSと濁度の相関を調べ、 $SS=1.11 \times \text{濁度}$ を得た。以後は濁度をSS換算した結果を示す。

8-4-2 半月周期の土砂動態特性

図-8-10 に約 2 週間の観測結果を示す。図は風速，河口水位，塩分，SS (2km)，SS (5.5km) を示している。2000 年 12 月から 2001 年 4 月までの期間では上流流量は平水状態であり，潮汐並びに SS の変動は以下に示す半月周期のパターンを繰り返していた。

河道 2km では潮位変動に応じて SS が上昇し，大潮から中潮にかけて相対的に濃度が高くなった。上流の 5.5km では 2km で SS が高くなった際にわずかに上昇した。また，SS の挙動と風速の間には関係は見られず，これらの状況は白川の河道内部の様子（例えば図-6-7）に似ている。ただし，濃度の絶対値は，白川では 300~500mg/l であったが多摩川では 100mg/l 程度と低い。

そこで次に SS の上昇が顕著な大潮時に着目して，SS の発生，移動の様子をより詳細に検討する。

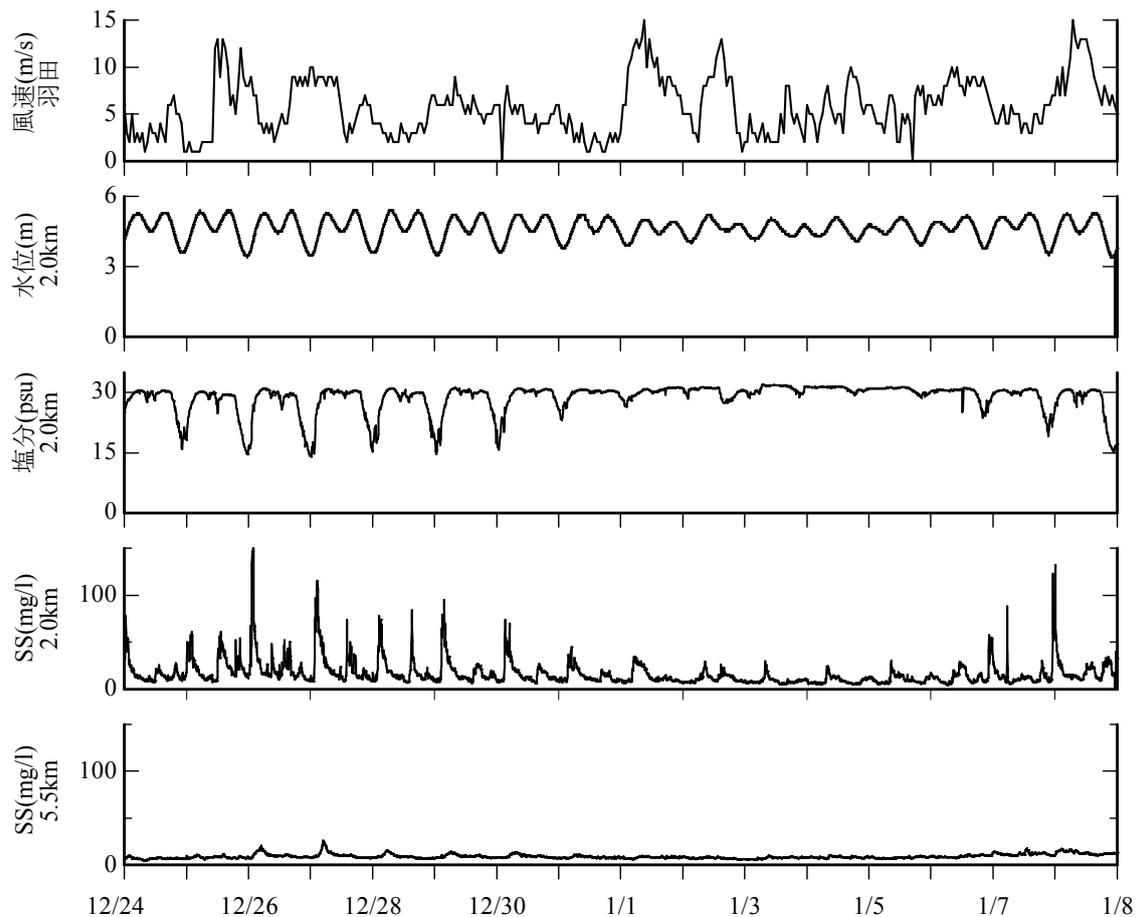


図-8-10 半月の風速，河川流量，潮位，塩分，SS の時系列

8-4-3 大潮～中潮期の土砂動態特性

図-8-11 に 28 時間連続観測の結果を示す。上段より流速・SS の鉛直分布時系列、中段が河床から 1.2m の流速・SS・塩分の時系列、下段は 5.5km の SS・塩分時系列である。

流速と SS の鉛直分布は表面を除いてほぼ一様になっており、強混合状態で塩水が進退していることが分かる。SS の上昇は、上げ潮によって塩分が立ち上がり、かつ逆流流速が最大に到達する直前に現れる。その後、最大流速は 2 時間程度継続するが、SS は尖塔状のピークを示してすぐに落ち込んでしまう。

また、順流時には流速が逆流流速と同等かそれ以上であるが SS の発生は見られず、SS と流速の絶対値とは対応していない。したがって、白川と同様に高濁度水塊が遡上しているものと推測される。高濁度水塊は、潮流によって巻き上げられた底質が塩淡水境界付近でフロックを形成し、沈降速度が増すために塩水フロントの前面に集積して、濃度の高い領域が発生する現象である。

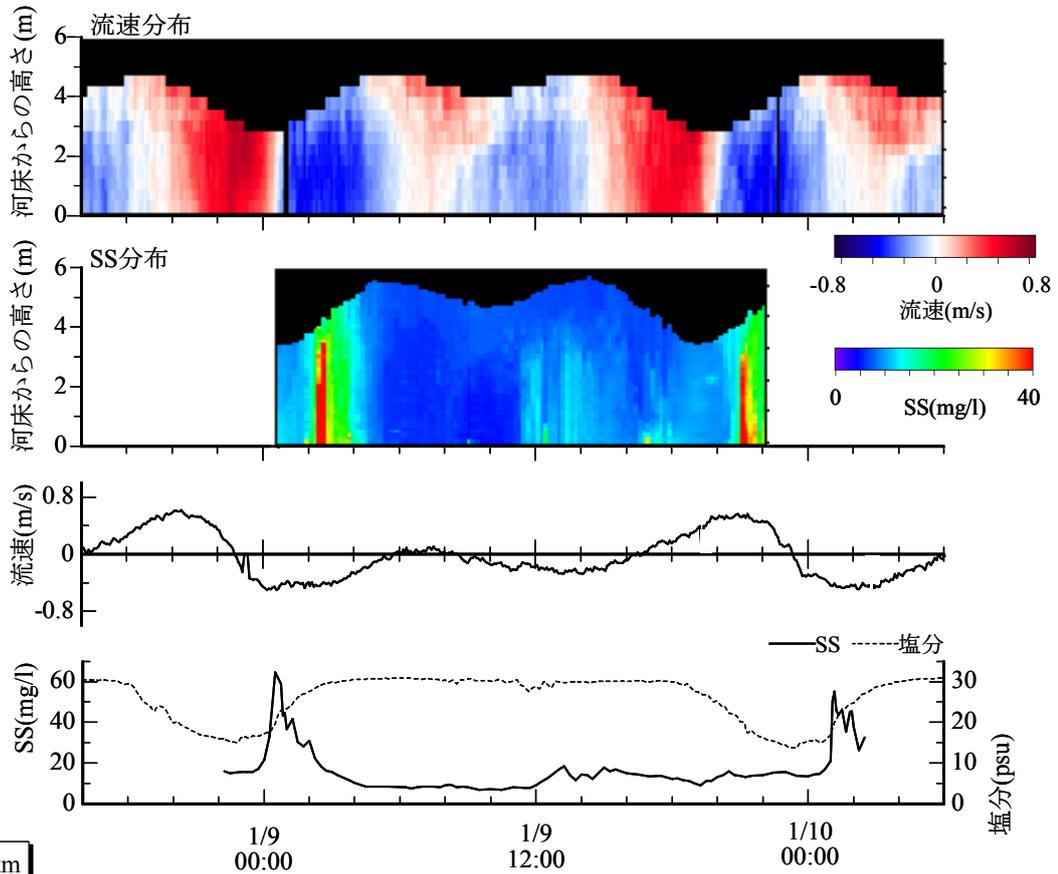
そこで、フロックの存在を確認するために高濁度水塊から採水して粒子の顕微鏡観察を行った(写真-8-1)。輪郭の不鮮明な団子状のものはフロックであり、輪郭の鮮明なものは鉱物粒子である。両者の正確な存在比率は計測できないが、高濁度水塊中にはフロックと単体の鉱物粒子が共に存在していることが確認された。フロックは大きいものでは 0.1mm 以上あったが、団粒構造を超音波振動により壊してから粒子単体の粒度分布を計測したところ、 $D_{50}=0.011\text{mm}$ 、 $D_{90}=0.038\text{mm}$ が得られ、フロックはかなり大きく成長していた。

以上より、多摩川においても白川と同様に高濁度水塊が発生していることが確認できた。

また、上流部(5.5km)では、2km 地点から 2.5 時間程度遅れて SS の上昇が観測されたが、濃度は 2km よりも低くなっており、塩水はほとんど混合していた。

多摩川では河口や沖合で観測を行っていないので、高濁度水塊の発生については分からない部分が多いが、白川の河口のように流れや波浪の影響で底質が巻き上げられて SS が生じている可能性がある。

2.0km



5.0km

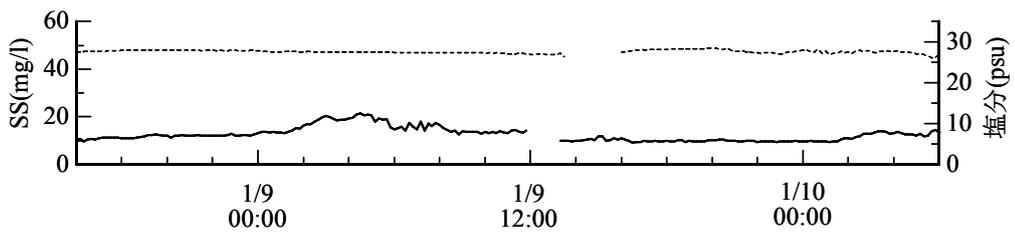
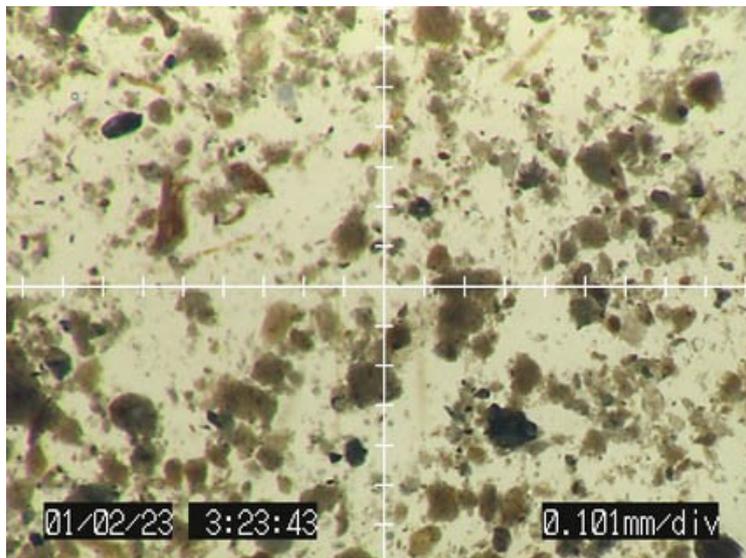
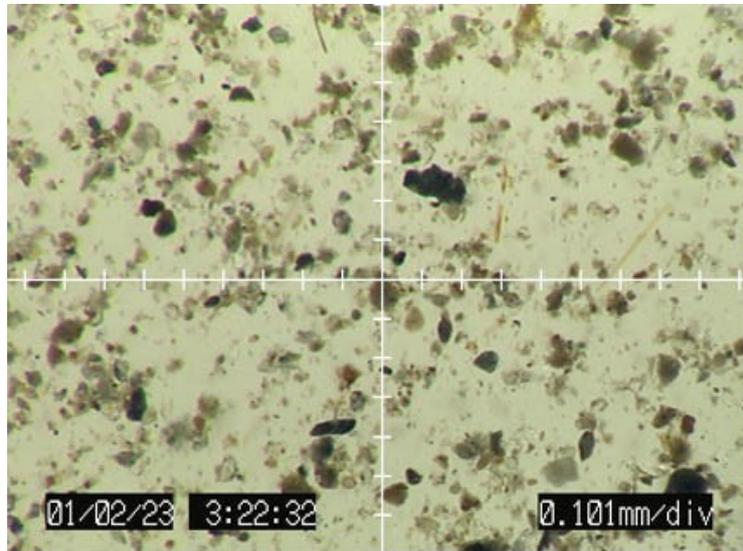


図-8-11 大潮時の水位，流速，SS，分時系列



写真－ 8 － 1 濁水中の土砂粒子（フロック，鉱物）

8-5 潮汐に伴う土砂移動量の計算

前節では、高濁度水塊が河道を遡上していることが明らかになったので、次にその移動量を第二章の方法を用いて超音波流速計の観測データから計算する。

2km 地点における約半年間の流量、SS、断面通過土砂量を計算した結果を図-8-12に示す。なお、流量の計算方法は第二章で示した詳細な方法ではなく、平均流速を便宜的に8割と仮定する方法にしている。流量とSSは超音波流速計のデータから計算した値である。

これより、白川の場合と同様に、土砂はほとんど全ての期間で上流に向かって逆流し、その量は半年で $1,550\text{m}^3$ となった。前述の通り、5.5km 地点ではほとんど濃度の上昇が見られなかったことから、逆流した土砂は2地点間に堆積しているものと考えられる。

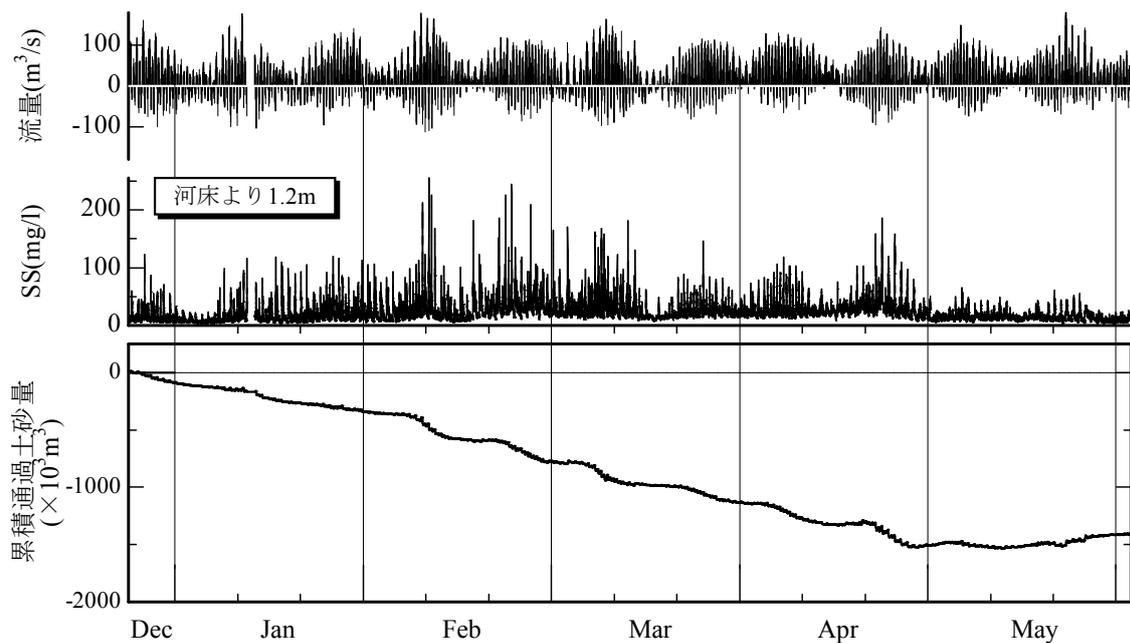


図-8-12 半年間の断面通過土砂量 (2km)

8-6 多摩川河口域の土砂動態のまとめ

これまでの計算結果をまとめると次のようになる。

測量・浚渫資料を整理した結果、多摩川における過去の環境浄化浚渫は、洪水規模に係わらず数年程度で埋め戻っており、平均年最大流量以下の洪水しか生じていない期間でも土砂の堆積・流出が生じていた。年間の変動量は、浚渫が行われていない時期（1990年代）は1年間に数万から10万 m^3 程度であり、また、浚渫量は年平均5万 m^3 （20年間で100万 m^3 ）であった。

洪水時に上流から供給される微細土砂量は、年に数回発生する中規模洪水では約 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ であり、1/1確率の洪水では約9万 m^3 、1/5確率の洪水では56万 m^3/s と推定された。したがって、洪水時の土砂の大半が堆積すると仮定すれば、河床変動量とオーダー的に整合し、浚渫箇所が短期間に埋没することも説明が付く。

一方、平水時には高濁度水塊の遡上が確認され、濃度は100~200 mg/l に達した。高濁度水塊の運動によって移動・堆積する土砂量は半年で約1,500 m^3 であった。これを単純に1年間に換算すると約3,000 m^3 となるから、中規模出水と同じオーダーの土砂が潮汐によって移動していることになる。

したがって、多摩川の土砂動態では洪水による土砂供給が大きな比重を占め、平常時の移動量は白川ほどには大きな割合を占めないことが明らかになった。多摩川は潮位変動量が白川の半分程度であるため底質巻き上げの強度が異なる可能性があること、多摩川には河口干潟がほとんど存在しないために浮泥の供給源が少ない可能性があることなどが原因として考えられる。

ただし、微細土砂には多量の栄養塩が付着しているため、高濁度水塊の日々の移動が生態系に及ぼす影響は大きいと考えられる。

参考文献

- 高田昭（1927）：多摩川産砂利及び砂に関する調査，土木試験所報告，第 9 号，pp71-92.
建設省京浜工事事務所（1972）：多摩川下流河床土質試験調査書

第九章 研究の総括

9-1 本研究のまとめ

本研究では、感潮区間を有する河口域の土砂動態を明らかにするために、新たな計測手法を提案すると共に、上流から河口域に供給される土砂量と河口干潟の地形及び底質変化の関係、堆積土砂の再移動過程と1年間の移動状況をそれぞれ詳細な現地観測によって調べた。さらに、各過程で移動する粒径別土砂量を計算し、それらの収支を検討することで、河口域の地形・底質変化に及ぼす影響を評価した。

調査対象地は熊本県白川と東京都多摩川の河口域であり、白川に重点を置いて研究を進めた。得られた結論は以下の通りである。

9-1-1 計測技術の開発

- 1) 河川では流量観測地点に濁度計を設置することで、浮遊砂の長期モニタリングが可能である。濁度計は光の散乱強度で水中懸濁物質の濃度を計測しているため、粒径依存性があり、シルト粘土には良く反応するが、粗砂以上になると応答性が非常に悪くなる。しかし、現地ではある地点を通過する土砂の粒径や性状は流域地質や河岸材料などに固有であるため、それが洪水ごとに変化することは少ない。したがって、予め洪水時に採水を行って濁度とSSの相関関係を調べておけば、その地点を浮遊通過する土砂の粒径情報が相関関係に含まれるので、粘土から砂までの広範囲の土砂濃度(SS)を濁度モニタリングから推定することが可能である。
- 2) 上記の方法で河川を流下する浮遊土砂量を1年間にわたってモニタリングしたところ、下流の湖沼に溜まった土砂量と一致した。濁度モニタリングでは河道横断面内の1点で、しかもセンサーのごく近傍の土砂濃度しか計測していないが、浮遊土砂(ウォッシュロード)であれば精度良く移動量を把握できることが示された。
- 3) 河口域では超音波流速計を河床に設置することで、流速と土砂濃度の鉛直分布を計測できるため、時々刻々の土砂移動量を計算できる。超音波流速計は水中の懸濁物質の移動速度を音波のドップラーシフトから計算しているが、それと同時に反射強度も計測している。反射強度は水中の土砂濃度と相関が高いため、両者の関係を定式化すれば、土砂濃度の鉛直分布を推定できる。ここで、式の係数は測定機の個体差や周波数、測定の設定、地点ごとのSS性状の違い、といった様々な影響を受けるため、現段階では個別にキャリブレーションする必要がある。最初にキャリブレーションを行えば、あとは流速と土砂濃度の鉛直分布を1台のセンサーで計測できるため、従来の一点式計測機を複数台設置するよりも効率的に、かつ安全に浮遊土砂移動量を把握することが可能である。

9-1-2 白川上流から河口域に供給される土砂量

- 1) 白川は洪水時の土砂濃度が高いと言われており、昭和 28 年の既往最大の出水では氾濫水もさることながら、それに含まれる高濃度の「泥土」が熊本市街を覆い尽くしたとされている。そこで、土砂の供給源をさぐるために、阿蘇カルデラの地質調査報告書や崩壊土砂調査書、昭和 28 年災害の記録などを整理したところ、次のことが分かった。白川では「ヨナ」と呼ばれる土砂が阿蘇カルデラから大量に供給されるが、それらは山腹崩壊によって生産される砂質土と溪流堆積物から流出する泥質土（ヨナの変化生成物）に分けられ、洪水時には後者の流出量の方が多い。
- 2) 白川が洪水時に河口域に供給する土砂量を把握するために、濁度モニタリングと採水観測を梅雨時期に実施した。その結果、浮遊土砂の粒径はシルト・粘土であり、これが 10.2 万 m³ 河口に供給されたことが分かった。このときの流量規模は 1 / 3 ~ 1 / 4 確率であった。
- 3) 洪水が河口域の地形や底質の性状に及ぼす影響を把握するために、河口干潟の測量と底質採取を洪水前、洪水後、その 2 ヶ月後に実施した。その結果、干潟の地形は洪水後に最大で 0.3m 程度上昇し、その堆積量は総量で 42.4 万 m³、内訳はシルト・粘土質が 24.0 万 m³、砂質が 18.4 万 m³ であった。これより、シルト・粘土分は上流域からの供給土砂量が干潟部堆積量の約半分、砂分は洪水中に見られなかったが干潟には 18 万 m³ 堆積した、という結果になった。
- 4) 測量の鉛直精度は数センチであるため、干潟全体の堆積量では数万から十万 m³ 程度が誤差と考えられる。一方、洪水観測の精度は浮遊砂に限って言えばかなり高い。したがって、洪水観測の結果を基準に考えると、干潟に堆積した土砂量は、シルト・粘土分が 10 万 m³ 程度、砂分が 8 万 m³ 程度であると見積もられた。

9-1-3 白川河口域の平水期の土砂動態

- 1) 洪水の 2 ヶ月後には、干潟の地形はわずかに侵食されていた。これは、潮流や波浪の影響と考えられる。そこで、平水期の干潟及び感潮河道での土砂の動きを把握するために、通年の水質及び流動モニタリングを実施し、さらに大潮時に集中観測を実施した。その結果、平水期には潮流や波浪の影響で河口沖合の底質が巻き上げられて、上げ潮時に塩水フロントの前面に集積して高濁度水塊を形成し、河口を通過して河道内部へと遡上している様子が確認された。この際、塩水フロントの前面では浮遊土砂がフロックを形成して沈降速度が増大するために、河口から河道に移流するにつれて土砂が堆積していった。
- 2) 超音波流速計の流速と反射強度データから断面通過土砂量を計算し、平水期の 11 ヶ月に移動する土砂量を推定した。その結果、SS として河口を出入りした土砂量は 4.8~5.7 万 m³ であり、このうち 2.6 万 m³ が河口と河道の間の 3km 区間に堆積して

いた。これは数年確率の洪水が供給する土砂量の 2~3 割に相当し、平水期の土砂移動量が無視し得ないことが明らかとなった。

- 3) 以上の結果より、白川河口域の土砂動態サイクルは次のようになる。出水期に河川上流から土砂（砂、シルト、粘土）が供給され、その大半が干潟に堆積する。平水期には潮汐流や波浪によって干潟に堆積した土砂のうちシルト・粘土が巻き上げられ、上げ潮によって河道内に逆流して河岸に堆積する。河岸に堆積した泥土は翌年の出水でフラッシュされると考えられる。
- 4) つまり、干潟部の地形・底質を形成する主要因は出水期の上流部からの供給土砂であり、副要因は平水時の潮流に伴う微細土砂の移動であると結論づけられる。

9-1-4 多摩川河口域の土砂動態

- 1) 多摩川の河口では昭和 40 年代に活発に環境浄化浚渫を実施したが、浚渫の数年後には大半が埋め戻っていた。また、平均年最大流量以下の洪水しか生じていない期間でも土砂の堆積・流出が生じていた。年間の変動量は、浚渫が行われていない時期（1990 年代）は 1 年間に数万から 10 万 m^3 程度であり、また、浚渫量は年平均 5 万 m^3 （20 年間で 100 万 m^3 ）であった。
- 2) 洪水時に供給される浮遊土砂量を Q-Qs 関係式から簡易的に推定した。その結果、平均年最大流量の洪水が供給する土砂量は 9 万 m^3 と計算され、これが全て堆積すると考えれば、浚渫穴がすぐに戻ってしまうという現象も説明が付く。
- 3) 平水期の土砂動態を白川と同様の手法で調査した結果、大潮時に高濁度水塊が逆流する様子が確認され、半年間の遡上量は約 1,500 m^3 であった。1 年間でみても洪水が供給する土砂量の 1 割に満たないことが分かり、多摩川の高濁度水塊の挙動は白川に比べれば地形や底質に及ぼす影響が小さいと推測される。
- 4) この原因は、多摩川は潮位変動量が白川の半分程度であるため底質巻き上げの強度が異なる可能性があること、多摩川には河口干潟がほとんど存在しないために浮泥の供給源が少ない可能性があることなどが考えられる。しかし、本研究ではこれらを明らかにするには至っていない。

9-2 今後の課題

本研究では、河口域の土砂動態を解明するために、信頼性の高い現場データを丹念にとり続け、それらのデータを積み上げることで土砂動態の全体像を示した。次のステップとしては、次の3つの柱が挙げられる。

1) 現地観測精度の向上

本研究では各種の現地観測を実施したが、計測精度が充分でないものもいくつかある。その典型は地形測量であり、特にガタ土が普段堆積していると予想される河道内部については、測量範囲が狭いにもかかわらず姿勢が不安定な作業船から測深するために十分な精度（1cm以下）が得られない。そのため新たな測定技術を開発する必要がある。

また、河川における浮遊土砂濃度を濁度計で計測しており、その精度が高いことは証明したが、やはり粒径集団別に濃度を計測できることが望ましい。そのような機器を開発すれば、河床付近にセンサーを近づけることで底面付近を流れる粒径の大きい浮遊砂を計測できるので、洪水時の砂移動量を把握できるようになる。

2) 土砂動態のミクロな機構の解明

本研究により、高濁度水塊が地形・底質変化に大きな影響を及ぼすことが明らかとなった。そのため、次の段階としては、高濁度水塊の発生や移動に関するメカニズムを解明する必要がある。検討すべき事項は、潮流や波浪による底質の巻き上げ、塩水フロントの通過による底質の巻き上げ、懸濁した土砂のフロック化、移流、沈降、などである。これらの諸過程が明らかになれば、水域ごと土砂移動状況の違いも明確になる。

なお、底質の巻き上げに関してはこれまで多くの研究者が室内実験を主体にして取り組んできたが、未解明の部分が多いのが現状である。そのため、室内実験で行うような詳細な計測を現地で実施することで、違った展開が開けるかもしれない。

3) 底質の挙動モデルの構築

上記の成果をもって底質の挙動と高濁度水塊の発生・移動の機構をモデル化することが必要である。底質の挙動をモデル化することが出来れば、既往の沿岸潮流モデルや河口内部の塩水遡上モデルに底質の挙動モデルを組み込むことで、河口干潟の底質がどのようなタイミングで移動し、どの場所にどの程度溜まるかということについて定量的な予測が可能となる。そのため、沿岸環境の保全管理を行ううえで極めて重要なツールとなる。

公表成果

本研究の成果として公表した論文は次の通りである。

査読付き論文

- 1) 横山勝英, 藤田光一 (2001) : 多摩川感潮域の土砂動態に関する研究, 水工学論文集, 第 45 巻, pp.937-942.
- 2) 横山勝英, 宇野誠高 (2001) : 河川感潮域における高濁度水塊の挙動—強混合河川の場合—, 海岸工学論文集, 第 48 巻, pp.631-635.
- 3) 横山勝英 (2002) : 濁度計の粒径依存特性と現地使用方法に関する考察, 土木学会論文集, No.698/II-58, pp.93-98.
- 4) 横山勝英, 諏訪義雄, 二村貴幸, 谷口 丞, 末次忠司 (2002) : 涸沼川下流域における土砂・栄養塩動態の特性, 水工学論文集, 第 46 巻, pp.659-664.
- 5) 横山勝英, 宇野誠高, 森下和志, 河野史郎 (2002) : 超音波流速計による浮遊土砂移動量の推定方法, 海岸工学論文集, 第 49 巻, (投稿中)
- 6) 宇野誠高, 横山勝英, 森下和志, 高島創太郎, 大角武志 (2002) : 熊本県白川河口域における土砂動態, 海岸工学論文集, 第 49 巻, (投稿中)

口頭発表

- 1) 横山勝英, 藤田光一, 諏訪義雄 (2000) : 多摩川感潮域における平常時および出水時の土砂移動量, 第 55 回土木学会年次学術講演会
- 2) 横山勝英 (2000) : Field Study on Fine Sediment Suspended in Flood Water —洪水時の濁質輸送に関する研究—, Workshop on Water Resources Development And Flood Control
- 3) 横山勝英, 宇野誠高 (2001) : 河口域における浮遊土砂動態の調査法, 第 7 回河口研究集会
- 4) 横山勝英, 宇野誠高, 末次忠司 (2001) : 白川河口域における土砂動態の現地観測, 第 56 回土木学会年次学術講演会

技術資料

- 1) 横山勝英 (2001) : 河口域の新たな流量計測法と土砂観測への応用, 土木技術資料, Vol.43, No.6, pp.10-11.

謝 辞

本研究を実施するにあたり、熊本工事事務所調査一課，京浜工事事務所調査課には各種資料を貸与していただき，また現地観測にご協力いただいた．ここに記して謝意を表す．

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of NILIM

No. 32

March 2002

編集・発行 c 国土技術政策総合研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは
〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地
企画部研究評価・推進課 TEL 0298-64-2675