

4. 健全な流砂系の構築

流域の最上流の山腹斜面から河口、漂砂帯までの土砂が移動する領域(流砂系)において、河床上昇に伴う土砂や洪水の氾濫、ダム貯水池における堆砂による治水・利水容量の減少、河床低下に伴う人工構造物の基礎部損傷、海岸侵食による越波等に見られるように地形の変化、すなわち土砂移動に伴って「防災・環境・利用上の問題」が発生している。このような土砂移動のアンバランスに起因する問題の対策が河川審議会総合土砂管理小委員会(平成9年度～10年度)において議論された。その結果、総合土砂管理小委員会は場の連続性、時間の連続性、量と質(粒径)、水との関連といった視点から総合的な土砂管理を実施すべきであることを報告した。

さらに、総合土砂管理小委員会は総合的な土砂管理への課題として、適正な土砂管理を行うための土砂移動の予知・予測手法の向上などに関する調査研究を推進することと、土砂の量・質のモニタリングを効率的・効果的に行うためのシステムの構築、適正な量と質の土砂をダムから排出する新たな技術の開発、海岸部における土砂管理の技術の開発に関する技術開発を推進することを挙げた。

このような背景から健全な流砂系の構築として、既往観測資料及び現地での観測に基づいて、流砂系における土砂移動の実態を明らかにすることと、流砂系の最上流部から漂砂帯まで一貫して土砂移動を予知・予測する技術を開発することを主な目的として、①土砂移動モニタリング技術、②土砂移動予知予測技術、③流砂系一貫とした土砂移動の管理技術、④土砂移動と防災・環境・利用上の問題との関係の推定技術の開発を行った。

4. 1 土砂移動モニタリング技術

4. 1. 1 観測機器の開発

流砂系一貫した流砂の量と粒径を連続的かつ継続的に観測するシステムの構築のため、急流区間から感潮区間までの掃流砂・浮遊砂の観測機器の開発を行うとともに、土砂移動モニタリングを実施する。

土砂移動の実態を把握する手法としては直接観測する手法と、河床変動計算等の数値計算に基づく手法がある。数値計算により移動土砂量を推定する場合、再現計算に用いる流砂量式及び漂砂量式が実際の流砂量と漂砂量をどの程度精度よく再現できるかを確認しておく必要がある。そのためにも流砂量あるいは漂砂量といった土砂移動量の実態を把握しておくことが必要である。

土砂モニタリング手法については、今までに様々なものが研究・提案されてきたが、観測精度、適用範囲及び選択手法を明確に示したものはなく、実際に、現地の条件によって、どのような観測機器を用いて、どのように観測すればよいのか、目安となる判断基準が整

理されていない。

本研究では、流砂量観測装置の分類を行い、そのうち、搬入式流砂量観測機器について選定フローを作成した。

(1) 流砂量観測装置の整理

流砂量観測装置は一般的に図-4.1.1に示すように「観測機器」と「導流設備」または「誘導手段」から構成される。「観測機器」は、流水中で導流した流水を常時、自動計測する「無人固定式」¹⁾、観測地点に観測機器を固定し、洪水時など一定期間、流水を一旦採取し、その採取したサンプルを計測する「有人固定式」²⁾、および、観測地点に観測機器を搬入し、洪水時など一定期間、流水を一旦採取し、その採取したサンプルを計測する「搬入式」³⁾がある。また、「導流設備」とは、観測機器に流水を導く管等のことであり、「搬入手段」とは、観測機器を流水内の所定の深さに挿入するワイヤー等のことである。

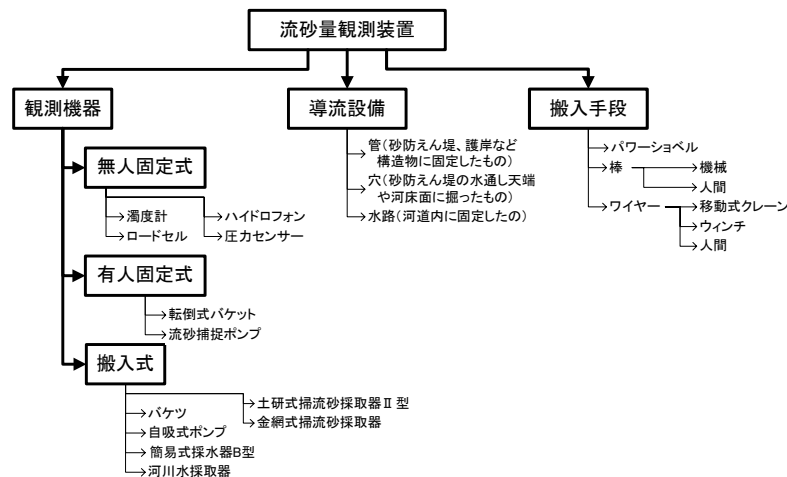


図-4.1.1 流砂量観測装置の分類

(2) 水路実験による精度検証

1) 水路実験対象流砂量観測装置

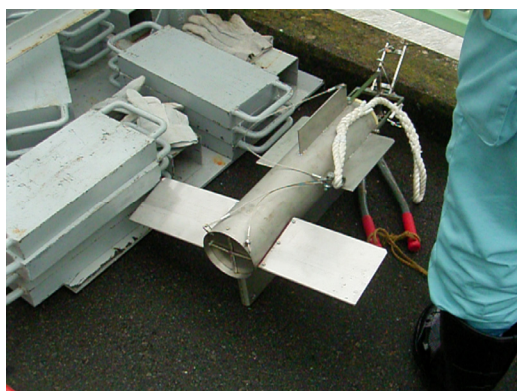
本研究では図-4.1.1の搬入式に分類される土研式掃流砂採取器Ⅱ型、金網式掃流砂採取器、簡易式採水器B型、自吸式ポンプ、河川水採取器を対象とする。以下に各流砂量観測装置の概要を説明する。

① 河川水採取器

浮遊砂観測に使用する流砂量観測装置である。

写真-4.1.1に示すように、形状は円筒形で、鉛直翼および水平翼により流水中で安定させる構造になっている。蓋閉塞用ワイヤーロープにより瞬時に栓を閉めるため、流水をそのまま採取できる。また、固定用ワイヤーロープを調整することで任意の水深

で採取可能である。1回の採取容量は3.5リットルである。
観測時にワイヤーの使用が可能な条件（観測地点に車両・重機が駐車もしくは固定式ウインチを設置可能）で利用できる。



写真－4． 1． 1 河川水採取器

② 簡易式採水器B型

浮遊砂観測に使用する流砂量観測装置である。

写真－2． 1． 2に示すように、採水速度を流水の動水圧のみで支配するように工夫しており、排気口の先端の位置を上下させることにより採水速度を調整できる。高流速の場合は、重錘を取付け安定させる。1回の採取容量は1.1リットルである。重錘使用時は重機が必要になる。



写真－2． 1． 2 簡易式採水器B型

③ 自給式ポンプ

浮遊砂観測に使用する流砂量観測装置である。

写真－4． 1． 3に示す自給式ポンプ採水器を用いて、図－4． 1． 2の示すようにポンプ吸込口から延びるホースを固定した棒を流水中に挿入し採取した水をポンプ吐出口に接続したホースから採水ビンなどの容器に入れる。

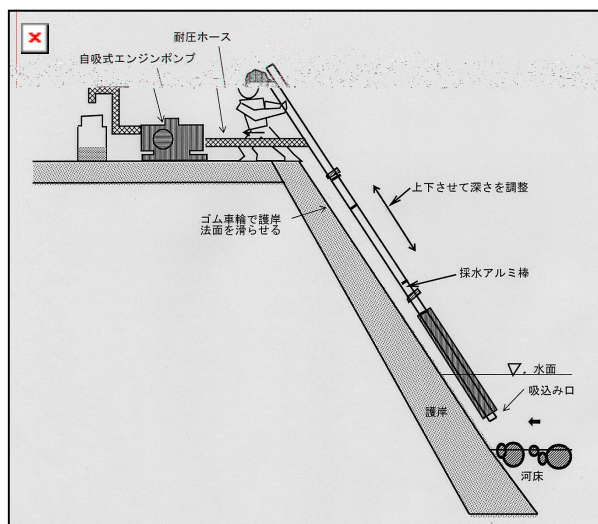
安価であるが、ポンプの吸込速度と流れの速度を常に一致させることが求められること

から観測地点が限定される。

人力により作業を行うため、水際で安全に作業が行える護岸などに観測箇所が限られる。



写真－４． １． ３ 自給式ポンプ



図－４． １． ２ 自吸式ポンプを用いた浮遊砂量観測手法

④ 土研式掃流砂採取器Ⅱ型

掃流砂観測に使用する流砂量観測装置である。

写真－４． １． ４に示す装置を流水中に前後の扉を開けた状態で採取器を河床に着床させ、ロープを引いて扉を閉じる。流速にもよるが、広範囲の粒径の採取が可能である。

観測には装置を吊り上げる重機が必要である。



写真－4. 1. 4 土研式掃流砂採取器Ⅱ型

⑤ 金網式掃流砂採取器

掃流砂観測に使用する流砂量観測装置である。

写真－4. 1. 5に示す装置で、採取する箱の部分の1箇所完全に開口しており、それ以外は網目状になっている。開口している部分を上流側に向け、流水中に河床に着床させ採取する。

観測には装置を吊り上げる重機が必要である。



写真－4. 1. 5 金網式掃流砂採取器

2) 水理実験結果

精度検証の項目は、流速、土砂の量及び質である。また、観測時間を変えて実験を行い、それらが精度に及ぼす影響を把握した。

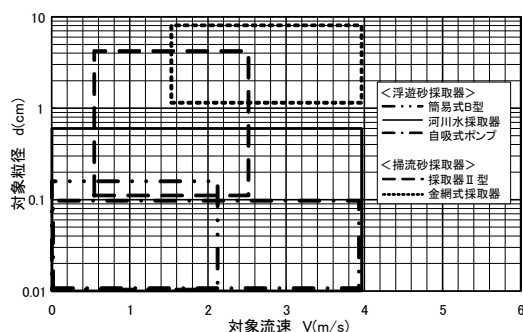
水路実験の条件及び結果は表－4. 1. 1に示す。

表－4. 1. 1 水路実験の条件及び結果一覧表⁴⁾

名称	河川水採取器	簡易式採水器B型	自吸式ポンプ	土研式掃流砂採取器Ⅱ型	金網式掃流砂採取器
対象土砂	浮遊砂	浮遊砂	浮遊砂	掃流砂	掃流砂
実験条件	対象流速：1.0、2.0、3.0m/s 供給した土砂濃度：0.02、0.1、0.5% 供給した土砂の粒径： type4：dmax=0.4mm、dm=0.2mm type5：dmax=0.6mm、dm=0.4mm	対象流速：1.0、2.0、3.0m/s 供給した土砂濃度：0.02、0.1、0.5% 供給した土砂の粒径： type4：dmax=0.4mm、dm=0.2mm type5：dmax=0.6mm、dm=0.4mm	対象流速：1.0、2.0、3.0m/s 供給した土砂濃度：0.02、0.1、0.5% 供給した土砂の粒径： type4：dmax=0.4mm、dm=0.2mm type5：dmax=0.6mm、dm=0.4mm	対象流速：1.5、2.0m/s 供給した土砂濃度：0.05、0.1、0.5% 供給した土砂の粒径： type1：dmax=25.0mm、dm=13.6mm type3：dmax=30.0mm、dm=10.1mm	対象流速：2.0、3.0m/s 供給した土砂濃度：0.05、0.1、0.5% 供給した土砂の粒径： type2：dmax=40.0mm、dm=21.1mm type3：dmax=30.0mm、dm=10.1mm
実験結果	・対象流速 2.0m/s 以下で供給した土砂の条件に関わらず、採取した土砂は供給した土砂の量及び質とほぼ一致した。	・対象流速 2.0m/s 以下で供給した土砂の条件に関わらず、採取した土砂は供給した土砂の量及び質とほぼ一致した。	・自吸式ポンプの吸込速度が 1.4m/s 及び 2.5m/s の場合において実験を行った。 ・吸込速度 1.4m/s の場合と比較し、吸込速度 2.5m/s の場合がより精度良く観測を行うことができた。 ・自吸式ポンプの吸込速度と対象流速の差異が大きいほど、観測の精度が落ちることがわかった。	・実験条件に関わらず、採取した土砂の粒度分布は供給した土砂の粒度分布とほぼ一致した。 ・土砂量については 2.0m/s の場合、採取した土砂量はある一定量に達した後、増加せず、時間の経過と共に供給した土砂量を大きく下回った。また、採取できた土砂量は供給した土砂量の濃度によって異なった。	・網目より大きい粒径のみの土砂 (type2) に対しては、実験条件に関わらず、採取した土砂の量及び質は供給した土砂と一致した。 ・網目より細かい粒径を含む土砂 (type3) に対しては、網目以下の土砂が捕捉できないため、観測の精度が落ちることがわかった。

3) 観測機器の適用範囲

2) の水路実験の結果を基に、各観測機器の適用範囲を整理し、図－4. 1. 3 にとりまとめた。対象流速が 3.0m/s 以上については経験的に判断した結果であり、今後、現地で観測を行い精度の確認を行う必要がある。ここで、河川水採水器は採取口が 10cm と広く流水を直接遮断して採取するため、適用範囲が広いと考える。また、金網式掃流砂採取器の対象粒径の範囲および自吸式ポンプの対象速度の範囲は、それぞれ網目の大きさの調整及び吸込速度の調整を行うことで広い範囲で適用することが可能である。



図－4. 1. 3 観測機器の適用範囲

(3) 流砂量観測装置の選定手法

(3) で示した搬入式流砂量観測機器の選定フローを図－4. 1. 4 に示す。搬入式流砂量観測機器を観測地点において流水内の所定の水深まで挿入する方法についてはワイヤーや移動式クレーン等を使用することとした。

最初に観測対象とする土砂の粒径階(dmin～dmax)(以後、ターゲット粒径と呼ぶ)の設定を行う。この粒径階は問題が生じている区域の地形変化に影響を及ぼす粒径の範囲を想定している。次に観測地点の選定を行い、ターゲット粒径の移動限界水深と流速を推定する。採取水深での流速 $U \geq 5\text{m/s}$ の場合は、現在、観測実績が無いこと事から適応範囲外とする。ターゲット粒径のうち、浮遊限界粒径 d_c より細かい $d_{\text{min}} \sim d_c$ の粒径の土砂は浮遊砂観測

機器、 $d_c \sim d_{max}$ の粒径の土砂は掃流砂観測機器を使用して観測する。浮遊砂観測機器を使用する場合、ワイヤーの使用が可能な条件(観測地点に車両・重機もしくは固定式ウインチを設置可能)であれば、高精度で採取可能な粒径範囲の広い河川水採取器を使用し、それ以外の条件のうち、安全に作業できる場所があり、かつ、流れの速度と吸込速度が一致させることができれば、採取棒を用い自吸式ポンプで観測する。掃流砂採取器については車両・重機が駐車可能な地点で行う。 $U < 3\text{m/s}$ であれば、広範囲の粒径の採取が可能な土研式掃流砂採取器Ⅱ型を用いる。ただし、採取土砂量に上限があるため観測時間と採取土砂量の関係を把握しておく必要がある。 $U \geq 3\text{m/s}$ の場合は金網式掃流砂採取器を使用する。この時、エキスパンドメタルの網目は $d_c \sim d_{max}$ の粒径が捕捉可能な大きさに調整する必要がある。

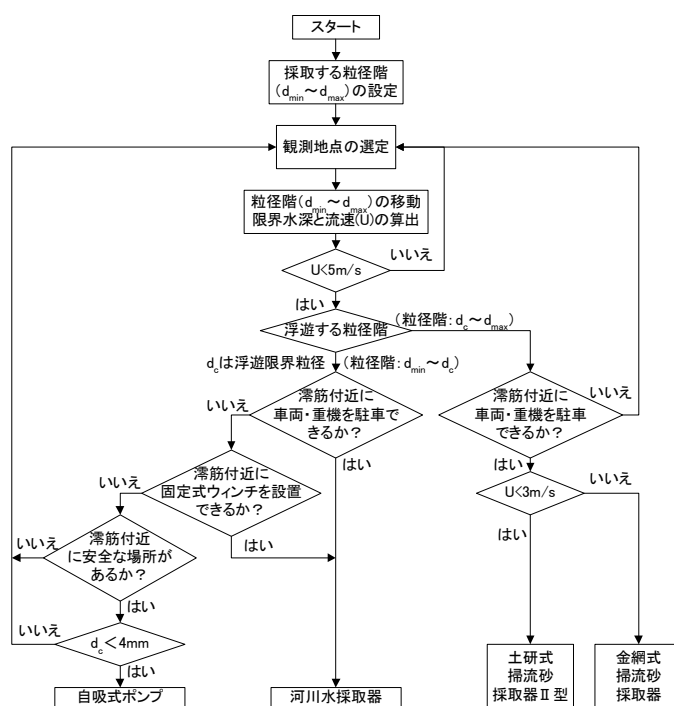


図-4. 1. 4 流砂量観測機器の選定フロー

(4) Time-integrated sampler の開発

(2) で観測機器の適用範囲を明らかにしたが、洪水時に現地で浮遊砂量や掃流砂量を計測した際、流れの表面流速が 5m/s 程度以上になると、観測機器が流水中で安定しにくくなったり、流水中に沈みにくくなったりする事例が見られた。これまでの観測事例より、浮遊砂は出水時に多く流れてくるのが分かっており、現状の土砂移動を把握するためには、出水時にも安全にかつ安定的に計測できる器具の開発・改良が求められるようになった。

そこで、小流域の渓流を対象として開発された浮遊砂採取器 (Time-integrated sampler)⁵⁾ に着目し、大・中流域の河川に適用できるように改良する際に必要となる基礎資料を収

集することを目的として、水路実験を行なった。具体的には、流速の速い条件下における細砂を含む流砂の採取効率を、水路実験によって検証した。なお、この浮遊砂採取器は予め水中に固定されたものである。そのため、出水中に流水に沈める必要がなく、前述の不具合を解消できると期待できる。

1) Time-integrated sampler の概要

Time-integrated sampler は小流域の溪流を流れる浮遊砂を採取することを目的に開発されたものである。また、シルト成分程度の粒径の浮遊砂を対象として採取することを想定している。流域面積が 2km² 程度の溪流に設置され、実際に土砂移動モニタリングを行った実績もある⁵⁾。

浮遊砂採取器は本体部と流入口、流出口から構成される。本体部は円筒形の筒で、両端に蓋を閉めてある。流入口と流出口は蓋に取り付けたチューブのことで、その直径は本体部の筒の直径と比べてかなり小さい。流水は流入口から入り、本体部を通過して、流出口より排出される。流水が本体部に流れ込んだ際、流速が著しく低下することと、流入口付近と流出口付近に死水域が形成されるため、流水に含まれる土砂は本体部内で沈降し堆積する⁵⁾。

図-4. 1. 5 は実験に用いた浮遊砂採取器である。本体部は直径 10 cm (内径) のアクリル製の筒であり、アクリル製の蓋で両端を閉じたものである。流入口と流出口は同じ形状で、直径 0.4 cm (内径) のアクリル製の筒である。

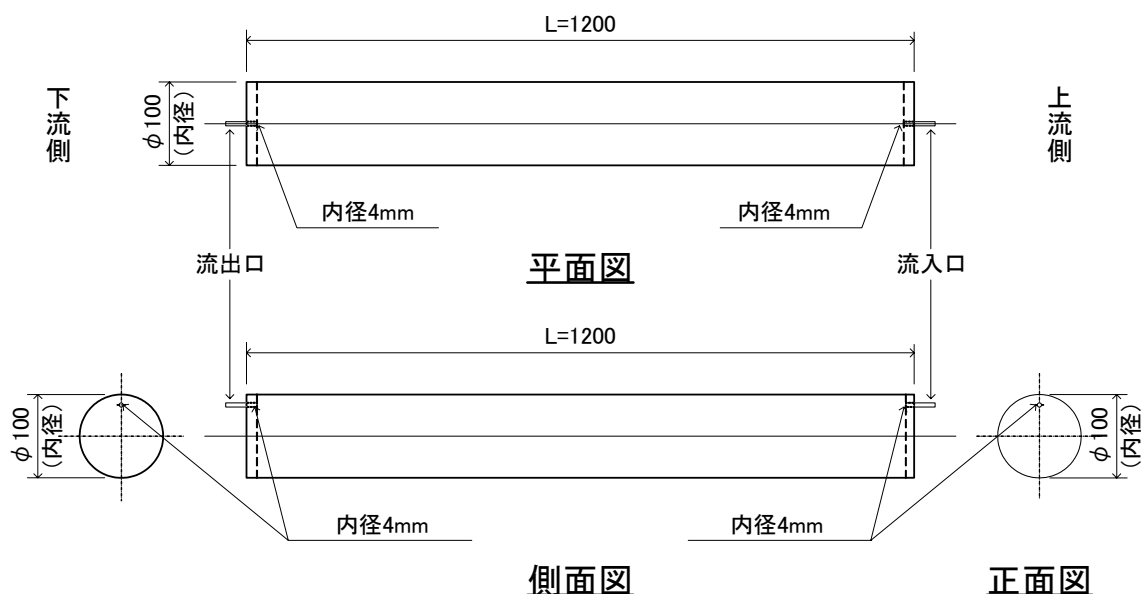


図-4. 1. 5 浮遊砂採取器 (Time-integrated sampler)

2) 実験方法

図-4. 1. 6は実験装置の配置図である。実験に用いた水路は幅50cm、深さ50cm、長さ10mの形状で、ガラス板の側壁、土砂を貼り付けた板の床から構成されている。また、水路の勾配はチェンブロックにより任意に設定できる。水路の下流端に貯水槽を設置した。貯水槽の中には水中サンドポンプを設置し、水路の上流端に濁水を供給した。水中サンドポンプと水路の上流端の間はサクションホースで接続した。Time-integrated samplerは水路床上に固定し、その上流にピトー管および濁度計を設置し、水路内の流速および土砂濃度を計測した。

表-4. 1. 2に示す11ケースで実験を行った。

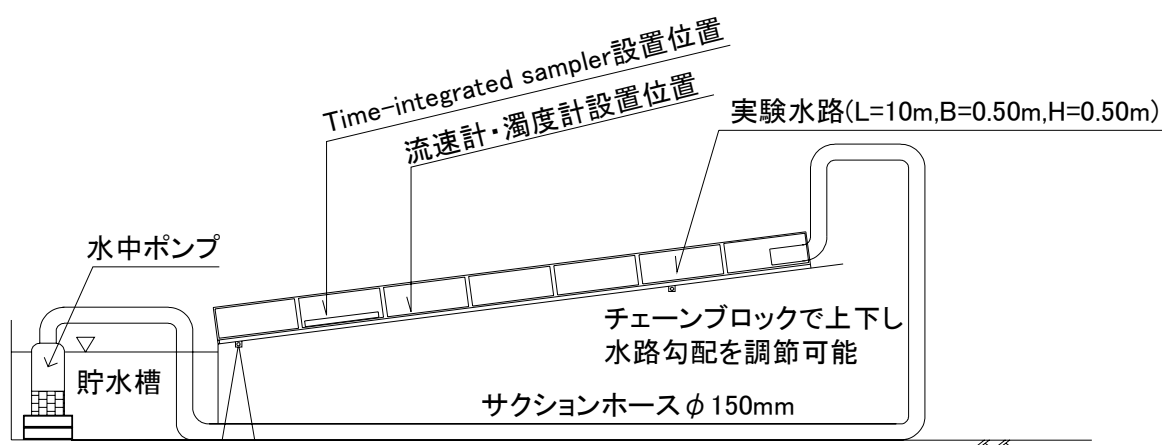


図-4. 1. 6 実験装置

表-4. 1. 2 実験ケース

実験ケース	水路の勾配	流水中の土砂重量濃度 (目標値) (gf/cm ³)	採取時間 (hours)
1-1	1/50	4.11×10^{-2}	3
1-2	1/100	4.11×10^{-2}	3
1-3	1/200	4.11×10^{-2}	3
2-1	1/50	2.33×10^{-2}	3
2-2	1/100	2.33×10^{-2}	3
2-3	1/200	2.33×10^{-2}	3
3-1	1/50	1.37×10^{-2}	3
3-2	1/100	1.37×10^{-2}	3
3-3	1/200	1.37×10^{-2}	3
4-1	1/50	4.11×10^{-2}	1
4-2	1/50	4.11×10^{-2}	6

3) 実験結果

表-4. 1. 3に実験結果を示す。また、図-4. 1. 7の流水の速度と採取効率の関係、図-4. 1. 8に流水中の土砂重量濃度と採取効率の関係、図-4. 1. 9に採取時間と採取効率の関係を示す。

表-4. 1. 3 実験結果

実験ケース	流水中の流速 (cm/s)	流水中の土砂重量濃度 (gf/cm ³)	浮遊砂採取器の採取土砂重量 (gf)	通過土砂重量 (gf)	採取効率
1-1	124.1	0.0436	3475	5066	0.686
1-2	71.5	0.0412	2548	4285	0.595
1-3	98.6	0.0433	2292	4406	0.520
2-1	105.1	0.0232	1494	3439	0.434
2-2	90.8	0.0234	1270	2513	0.505
2-3	86.9	0.0231	867	2445	0.354
3-1	117.3	0.0153	929	2262	0.411
3-2	86	0.0138	292	1431	0.204
3-3	83.1	0.0143	273	1455	0.187
4-1	115.7	0.0463	1282	2309	0.555
4-2	119.4	0.0403	7203	11956	0.602

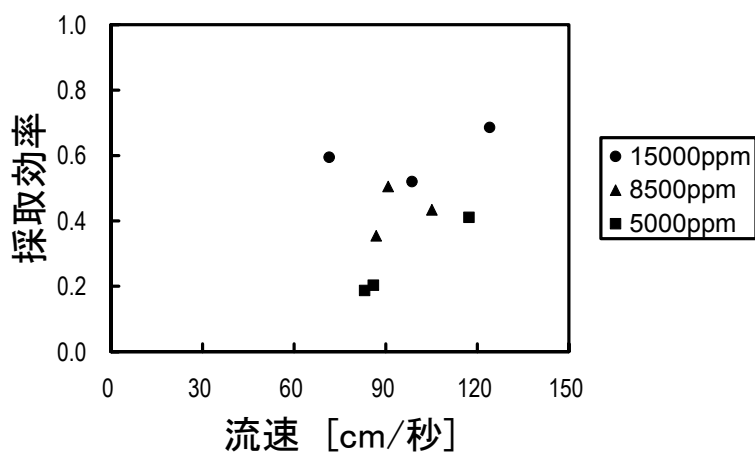
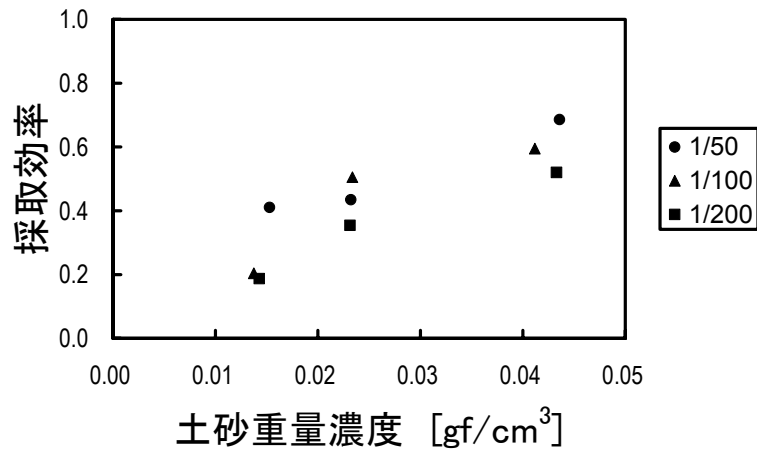
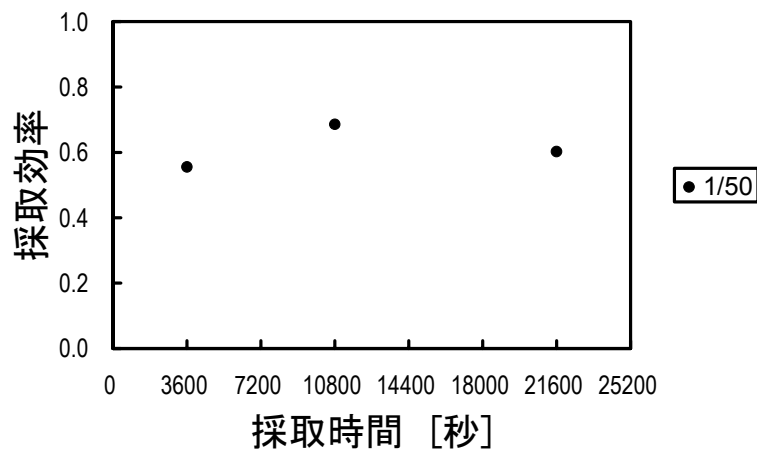


図-4. 1. 7 流水の速度と採取効率の関係



図－4. 1. 8 流水中の土砂重量濃度と採取効率の関係



図－4. 1. 9 採取時間と採取効率の関係

以上の結果をとりまとめると以下ようになる。

- ① Time-integrated Sampler の採取効率は 0.187～0.687 となった
- ② 流水の流速が速くなるほど、採取効率は高くなった
- ③ 流水の土砂重量濃度が高くなるほど、採取効率は高くなった
- ④ 浮遊砂採取器の中が満砂しない間では、採取効率は採取時間に大きな影響を受けなかった

4) 考察

小流域の溪流における浮遊砂量の計測用に開発された Time-integrated Sampler を、中・大流域の河川における浮遊砂の計測に適用することを目的として、その採取効率が流速と

土砂重量濃度、採取時間から受ける影響を確認するために、水路実験を実施した。その結果、採取効率は流速が速くなるほど、また、土砂重量濃度が高くなるほど、向上することが分かった。特に、流速が速く、土砂重量濃度が高い場合には、採取効率が7割程度となった。

本実験で用いた浮遊砂採取器の大きさは実験水路の大きさなどから、小さい物となっている。今後は、実際の河川区間で観測するための、最適な大きさを検討していきたいと考えている。

4. 1. 2 流砂系における土砂移動実態の把握

流砂系における土砂移動実態は土砂移動量だけではなく、質(粒径)・時間といった観点から把握する必要があり、その表現方法には粒径別土砂収支図や粒径別土砂動態マップといったものが提案されている。

本研究では、姫川・日野川などの流砂系において既存資料に基づいて粒径別土砂収支図を作成した³⁴⁶⁾。さらに、姫川・安倍川・日野川などの流砂系において、土砂移動モニタリングを実施し、その結果から1出水による粒径別土砂動態マップを作成した³⁴⁶⁾。ここでは、それらの中で安倍川における粒径別土砂動態マップについて述べる。

(1) 安倍川流砂系の概要

安倍川は、流域面積が約 567km²、幹線流路の延長が約 51km、平均河床勾配が約 1/25.5 の急流河川である。上流域は活発な土砂生産がなされており、河口からその上流約 19km までの区間では、昭和 42 年を基準とすると平成 10 年の平均河床位は平均 0.6m 程度上昇し、19km 地点から大河内ダム直上流までの区間で平均 2.0m 程度低下している。海岸域のうち離岸堤の設置や河口からの土砂供給等により、安倍川の河口に近い静岡海岸では汀線は前進傾向に転じている状態であるが、侵食区間が東へ移動しているため清水海岸では侵食傾向が進んでおり、海岸の回復には長い期間が必要と考えられる。

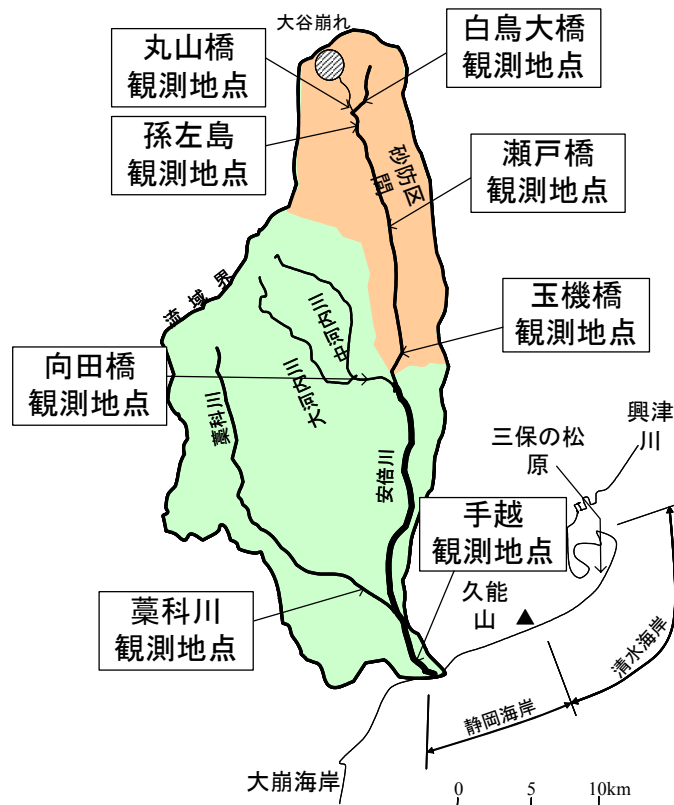


図-4. 1. 10 安倍川流域図

(2) 土砂動態マップの作成

安倍川では平成 11 年度から流砂量観測を行っており、流砂量観測結果を基に流量と粒径別流砂量の関係図から Q (流量) - Q_s (浮遊砂量)の近似式を作成した。掃流砂観測は流速の速い条件下でも観測できるように観測機器を改良する必要があったため、H14 年度から実施した。そのため、掃流砂量に関するデータが少ないことから、既往の掃流砂量式を用いて掃流砂量を推定し、粒径別土砂動態マップを作成した。その一例として、手越観測所で 1 年に 5~10 回起こる程度の水位(指定水位)を観測した平成 14 年 10 月 1 日~3 日の出水について作成した土砂動態マップを図-4. 1. 11 に示す。なお、安倍川河口部周辺の底質材料は主に粒径 0.1mm~10mm のものであったことから、その成分は静岡・清水海岸の海浜地形の形成に寄与すると考えられる。図-4. 1. 11 より、平成 14 年 10 月 1 日~3 日の出水では、手越観測所での流砂量の総和(約 31 千 m^3)のうち粒径 0.1mm~10mm の範囲にある流砂量が約 72%を占めている。また、後述する地形変化推定モデルを用いた検討では、過去 20 年間に安倍川河口から海域へ流出した流砂量のうち粒径 0.1mm~10mm の成分が流砂量の総和に対して約 67%を占めると推定できたことから、安倍川から海域への流出土砂の 2/3 程度は堆砂傾向にある静岡海岸の海浜地形の形成に寄与する粒径の土砂であると考えられる。

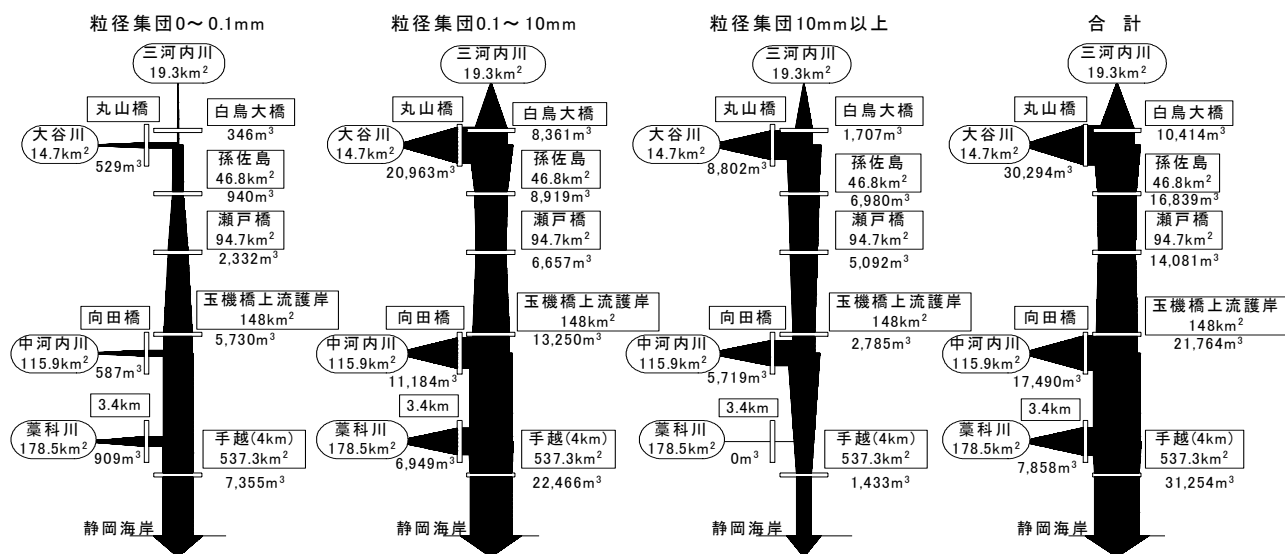


図-4. 1. 11 安倍川流砂系土砂動態マップの一例(平成 14 年 10 月 1 日~3 日)

参考文献

- 1) 小田晃、長谷川祐治、水山高久、野中理伸、宮本邦明；「水理実験におけるハイドロフォンを用いた流砂量計測」、平成 15 年度 砂防学会研究発表会概要集、p272-p273
- 2) 国土交通省河川局治水課他、「水系一貫土砂管理に向けた河川における土砂観測、土砂動態マップの作成およびモニター体制構築に関する研究」、平成 13 年度 国土交通省国土技術研究会 指定課題、p6-1-p6-48
- 3) 土屋昭彦、「流送土砂観測の手引き」、土木技術資料 6-10、p415- p419
- 4) 宮尾保道・中野泰雄・寺田秀樹・水野秀明・江島敬三(2002)：流砂量観測機器の適用範囲に関する実験的研究：平成 15 年度砂防学会概要集 p.266-267
- 5) Phillips J. M., Russell M. A., and Walling D. E. (2000)：Time-integrated sampling of fluvial suspended sediment: a simple methodology for small catchments, Hydro Process, 14, p.2589-2602
- 6) 国土交通省河川局砂防部砂防計画課、国総研砂防研究室（2002）：流砂系における土砂移動実態に関する研究，平成 14 年度国土交通省国土技術研究会，指定課題，pp.14-1 - 14-28

4. 2 土砂移動予知予測技術

河床上昇・低下や海岸侵食といった地形の変化に伴い、土砂・洪水の氾濫、構造物の破損、越波、生物の生息・生育域の消滅、景観の変化等の問題（以後、「問題」という）が生じている。その対策は砂防・ダム・河川・海岸の各領域で講じられてきたが、領域個別の対応では、問題が解消されない事例が顕在化してきていることから、各領域が協力して問題の解消を図る「流砂系の総合的な土砂管理」の必要性が議論されている¹⁾。

問題を解消するためには、地形の変化を問題が生じない範囲に抑えなければならない。そのためには、地形の変化を推定する技術が必要となる。現在のところ、施設の存在を考慮した「地形変化を推定する技術」としては、河床変動計算や海岸変形モデル等の数値計算による手法しかない。

過去の研究成果を見ると、砂防・ダム・河川・海岸の各領域内あるいは隣接する複数の領域内の地形の変化を数値計算によって推定した事例²⁾があり、流砂系の部分的な区間における地形の変化を概略的に推定するには既往の研究成果の適用で十分である。しかし、総合的な土砂管理を行う際には、流砂系全体の地形の変化を把握する必要がある場合が考えられるが、そのような推定を行った事例はない。

そこで、本研究では、問題を解消するための対策の実施により生じる地形の変化を推定する手法の開発を最終目標として、まず、既存の土砂移動数値計算モデルを組み合わせ、流砂系を一貫として扱える地形変化推定モデルを作成し、実際の流砂系に適用し過去の地形変化の傾向及び土砂移動量と比較することで再現精度を検証した。

(1) 地形変化推定モデル

1) モデルの構成

流砂系全体の地形の変化を推定するモデル（以後、「地形変化推定モデル」と呼ぶ）は河床変動計算モデルと海浜変形モデルからなる。河床変動計算モデルは山地流域から平野部、河口までの地形の変化を推定するもので、山地流域から平野部までは土砂流出モデル、平野部から河口部までに河床変動モデルを適用する。海浜変形モデルは等深線変化を推定する等深線変化モデルからなる。

2) 河床変動計算モデル

①土砂流出モデル

土砂流出モデルは、山地流域において与えられた降雨に対する地形の変化を推定するもので、斜面部から河道部への降雨流出を計算するモデルと河道部内の流出及び河床変動を計算するモデルからなる³⁾。

降雨流出は、表面流を Kinematic wave 法（式（4. 1）、（4. 2））、中間流を連続式（式（4. 3））とダルシー則（式（4. 4））から計算した。

$$\frac{\partial h_A}{\partial t} + \frac{\partial q_A}{\partial x} = (r - f_1) \cos \theta_A \quad \dots \text{式 (4. 1)}$$

$$q_A = \left(\sqrt{I_A} / N \right) \cdot h_A^{5/3} \quad \dots \text{式 (4. 2)}$$

$$\lambda_{Bm} \frac{\partial h_{Bm}}{\partial t} + \frac{\partial q_{Bm}}{\partial x} = (f_m - f_{m+1}) \cos \theta_A \quad \dots \text{式 (4. 3)}$$

$$q_{Bm} = k_m h_{Bm} S_m \quad \dots \text{式 (4. 4)}$$

ここで、 h_A ：表面流の水深[m]、 q_A ：表面流の単位幅流量[m³/s/m]、 r ：降水量[m/s]、 f_1 ：第1層への浸透能[m/s]、 θ_A ：斜面勾配[度]、 I_A ：斜面勾配(=tan θ_A)、 N ：等価粗度係数[s/m³]、 t ：時間[s]、 x ：距離[m]、 λ_{Bm} ：第 m 土層内の有効間隙率、 h_{Bm} ：第 m 土層内の水深[m]、 q_{Bm} ：第 m 土層内の単位幅流量[m³/s/m]、 f_m ：第 m 土層の浸透能[m/s]、 m ：斜面部の土層番号(=1,2)、 k_m ：第 m 土層内の透水係数[m/s]、 S_m ：第 m 土層の動水勾配である。

河道部内の流出は式(4. 5)、(4. 6)、(4. 7)、河床変動式は式(4. 8)、(4. 9)、(4. 10)により計算した。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial(uh)}{\partial x} = \frac{q_{AB}}{B} + r \cos \theta \quad \dots \text{式 (4. 5)}$$

$$u = (1/n) I^{1/2} h^{2/3} \quad \dots \text{式 (4. 6)}$$

$$B = 5\sqrt{Buh} \quad \dots \text{式 (4. 7)}$$

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)B} \frac{\partial Q_s}{\partial x} = 0 \quad \dots \text{式 (4. 8)}$$

$$Q_s = Q_B + Q_{SL} + Q_w \quad \dots \text{式 (4. 9)}$$

$$Q_w = \begin{cases} -(1-\lambda)Bp_w \cdot \partial z / \partial t & \partial z / \partial t \leq 0 \\ 0 & \partial z / \partial t > 0 \end{cases} \quad \dots \text{式 (4. 10)}$$

ここで、 h ：水深[m]、 B ：河幅[m]、 u ：流速[m/s]、 q_{AB} ：当該河道部に隣接する斜面部からの単位幅流入流量[m³/s/m]、 θ ：河床勾配[度]、 n ：マンニングの粗度係数、 I ：河床勾配、 z ：河床位[m]、 λ ：河道堆積物の間隙率、 Q_s ：全流砂量[m³/s]、 Q_B ：掃流砂量[m³/s]⁴⁾、 Q_{SL} ：浮遊砂量[m³/s]⁵⁾、 Q_w ：ウォッシュロード量[m³/s]（ここでは粒径0.1mm以下の土砂）、 p_w ：河床材料に含まれるウォッシュロードになる土砂（ここでは粒径0.1mm以下の土砂）の含有率とした。

②河床変動モデル

河床変動モデルは1次元河床変動計算とした。河道部における水位は式(4. 11)、(4. 12)による。

$$\frac{\partial(Buh)}{\partial x} = 0 \quad \dots \text{式 (4. 11)}$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{u^2}{2g} + h \cos \theta + z \right) + \frac{u_*^2}{gR} = 0 \quad \dots \text{式 (4. 12)}$$

ここで、 g : 重力加速度[m/s²]、 u_* : 摩擦速度[m/s]、 R : 径深[m]である。Bは式(4. 7)により計算した。なお、河床変動は式(4. 8)、(4. 9)、(4. 10)により計算した。

3) 海浜変形モデル

海浜変形モデルには等深線変化モデル⁶⁾を用いた。等深線位置の変化は式(4. 13)により計算し、波浪変形は放物型波動方程式⁷⁾により計算した。

$$\frac{\partial x_k}{\partial t} + \frac{1}{D_k} \left(\frac{\partial Q_{Ck}}{\partial y} - q_{0k} \right) = 0 \quad (k=1,2,\dots,n) \quad \dots \text{式 (4. 13)}$$

ここで、 x_k : k 番目の等深線位置[m]、 Q_{Ck} : k 番目の等深線の沿岸漂砂量⁸⁾ [m³/s]、 D_k : k 番目の等深線の漂砂の移動高さ[m]、 q_{0k} : k 番目の等深線における河川からの供給漂砂量 [m³/s]、 k : 等深線番号、 n : 等深線の本数である。 $\sum q_{0k}$ は河床変動計算モデルで算出された河口における Q_s のうち、海岸地形変化に寄与する土砂量とした。

(2) 地形変化推定モデルの安倍川流砂系への適用

地形変化推定モデルを安倍川流砂系に適用して、過去の地形変化を再現した際の精度を検証した。安倍川流砂系は海岸侵食に起因する問題を抱えていることから、本研究では特に長期間の地形変化を対象とした。

1) モデル流砂系の概要

図-4. 2. 1は安倍川流域と静岡・清水海岸(以下、安倍川流砂系という)の位置図および前述した地形変化推定モデルの各構成モデルの適用範囲を示したものである。安倍川の流域面積は567km²、本川延長は51km、河床勾配は1/250~1/30である。静岡・清水海岸は延長約17.8kmの砂浜海岸である。安倍川の上流では河床低下による橋梁基礎部の被災、下流域では河床上昇による洪水氾濫、また、静岡・清水海岸では海岸侵食による越波や景勝地の消失等の問題が生じている。

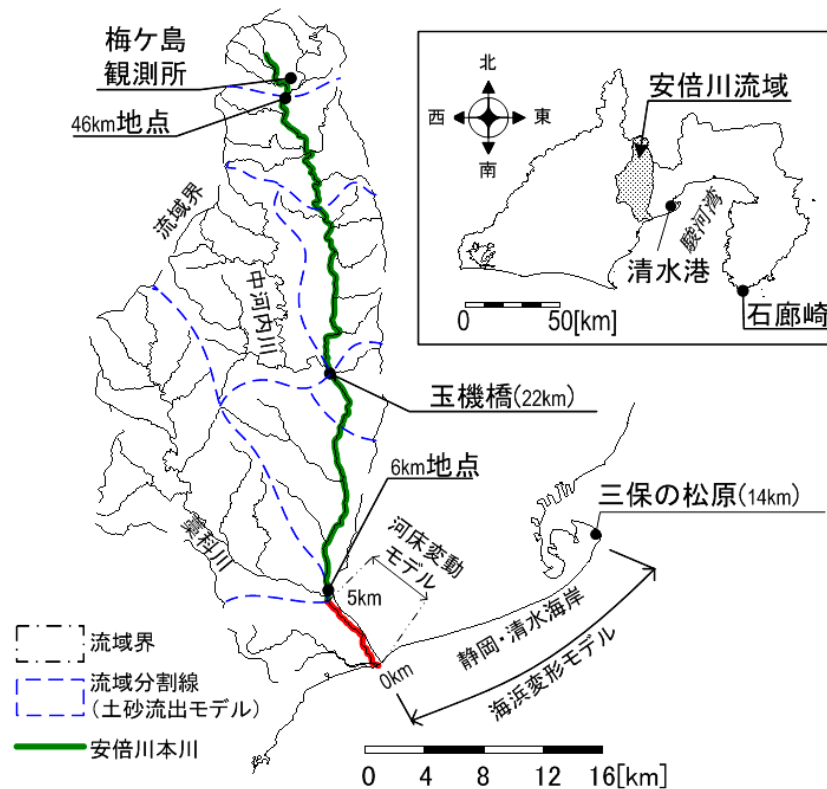


図-4. 2. 1 安倍川流砂系での構成モデルの適用範囲

2) 計算条件

表-4. 2. 1は計算を実施した期間と計算に用いたパラメータの数値である。河床位と等深線の初期値は1982年に実施された測量成果を用いた。また、河床材料および生産土砂の粒度分布は1975年度の調査結果をもとに設定した。安倍川河口付近の底質材料調査結果によると、主な粒径は0.1～10 mmの範囲にあったことから、本研究ではこの粒径範囲にある土砂を静岡・清水海岸の地形変化に寄与する土砂とした。波浪条件は1982年から2000年までの各年のエネルギー平均波の平均値を設定した。なお、計算開始時点において、安倍川本川に設置されていた5つの砂防えん堤は満砂であったので初期の河床位を砂防えん堤の水通し天端高とした。

表-4. 2. 1 計算条件

計算期間		1982年1月1日～2001年12月31日
河床変動計算モデル	土層厚	第1層:0.8m 第2層:1.0m
	透水係数	$K_1=3.0 \times 10^{-3} \text{m/s}$ $K_2=3.0 \times 10^{-4} \text{m/s}$
	浸透能低減係数	$1.0 \times 10^{-5} \text{hr}^{-1}$
	等価粗度係数	$N=1.0$ (藁科川斜面部)、 2.0 (左記以外の斜面部)
粗度係数	安倍川本川の河道部: $n=0.035$ (0～22km)、 0.050 (22～51km) 藁科川本川の河道部: $n=0.035$ (0～9km) 上記以外の河道部: $n=0.100$	
海岸変形モデル	波浪	波高の平均値:1.47m 周期の平均値:6.9s (石廊崎観測所波浪観測)
	潮位	T.P+0.26m (清水港の平均潮位)
	漂砂量係数	$k_1=0.05$ $k_2=0.05$

図-4. 2. 2は計算に用いたハイエトグラフ (梅ヶ島観測所) である。なお、玉機橋における河床の表層にある土砂 (粒径 90 mm～100 mm) の移動限界流量 (1800m³/s) を超える出水を生じた時期 (13 出水) と、表層を除いた下層の河床材料の平均粒径 40 mm程度の移動限界流量 (450m³/s) を超える出水の生じた時期 (32 出水) に対して計算を実施し、それ以外の期間は土砂が移動しないものと仮定して計算を実施しないこととした。

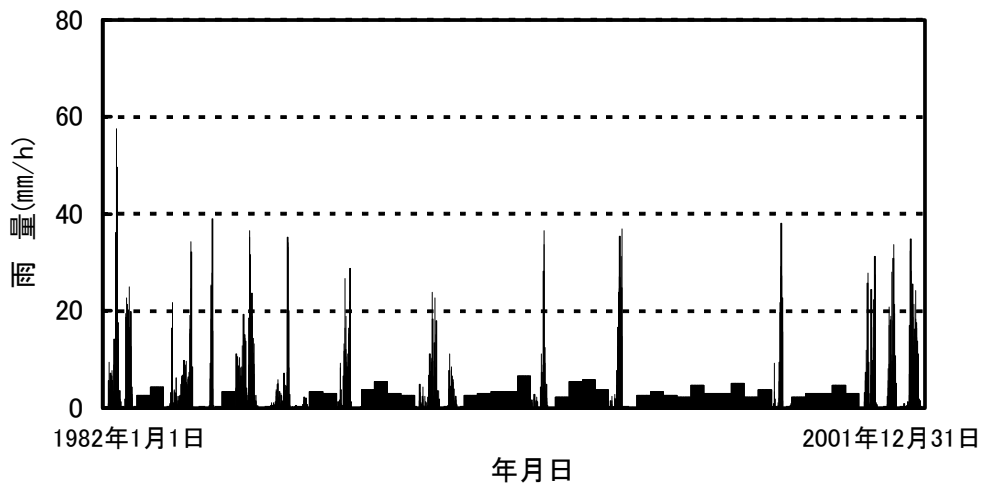


図-4. 2. 2 ハイエトグラフ (梅ヶ島観測所)

3) 計算結果

図-4. 2. 3は計算終了時における河床位から計算初期時点における河床位を差し引いた値 (変動量) を示したものである。なお、図中の実績値は、0km～22km の区間では2000年の河床位から1982年の河床位を差し引いた値 (+は堆積、-は侵食を表す)、22～51km までは1998年の河床位から1982年の河床位を差し引いた値である。計算値を実測値と比較すると、41.5km～44.3km の区間では2～4m程度低く、34.0km～41.5km の区

間では4~6m程度高くなる等、特に30km~47kmの区間では計算値と実測値に大きな差が見られた。

図-4. 2. 4は各等深線で計算終了時点の沖方向距離から計算初期時点の沖方向距離を差し引いた値(変動量)を示したものである。なお、図中の実績値は、各等深線について2001年の沖方向距離から1982年の沖方向距離を差し引いた値である(+は前進、-は後退)。計算値を実績値と比較すると、T.P.±0~-2mでは概ね一致した。しかし、それより深くなると、計算値は0km~9kmの区間で実績値より最大で約70m小さくなり、9km~14kmの区間では最大で約50m大きくなった。

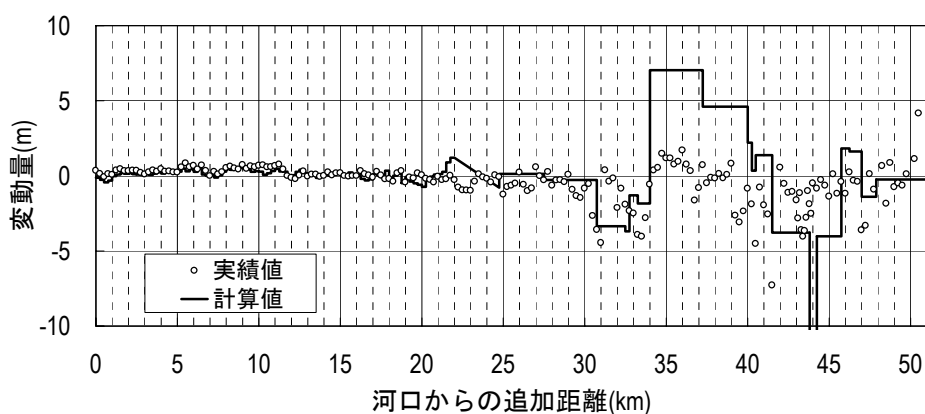


図-4. 2. 3 河床位の変動量の比較

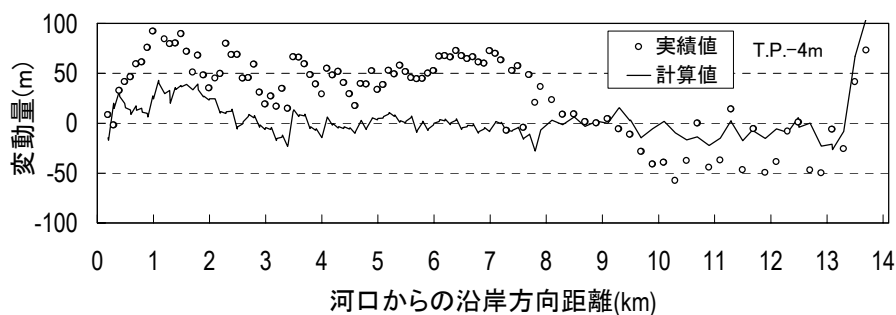
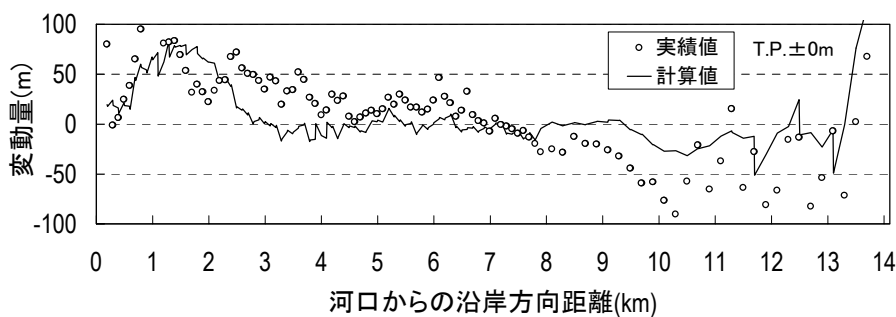


図-4. 2. 4 等深線の変動量 (T.P.±0m と-4m の例)

図-4. 2. 5は計算結果と実績の土砂収支を比較したもので、20年間の年平均値として整理したものである。計算値は実績値と比べて、安倍川本川の0~22kmの区間では $45 \times 10^3 \text{m}^3/\text{年}$ 程度少ない堆積量で、22kmより上流域では $21 \times 10^3 \text{m}^3/\text{年}$ 程度少ない侵食量、静岡海岸では $64 \times 10^3 \text{m}^3/\text{年}$ 程度少ない堆積量、清水海岸では $32 \times 10^3 \text{m}^3/\text{年}$ 程度少ない侵食量であった。全体的に変動量は少なく計算されているが、侵食や堆積といった傾向は再現できた。また、河川からの供給漂砂量のうち静岡・清水海岸の地形変化に寄与する土砂量（粒径0.1mm~10mm）の計算値 $91 \times 10^3 \text{m}^3/\text{年}$ は深淺測量データ等から算出した安倍川河口部からの供給土砂量（約 $100 \times 10^3 \text{m}^3/\text{年}$ ⁹⁾）とほぼ整合する値であったことから、河口から流出する沿岸漂砂量を再現できた。

図-4. 2. 6は計算結果をもとに、粒径別土砂動態マップを作成した。これより、河口から流出する海浜成分の土砂（粒径0.1mm~10mm） $91 \times 10^3 \text{m}^3/\text{年}$ でありは、河口から流出する海浜成分土砂量の約45%は本川上流区間（22.0mより上流）から供給されていると推定された。

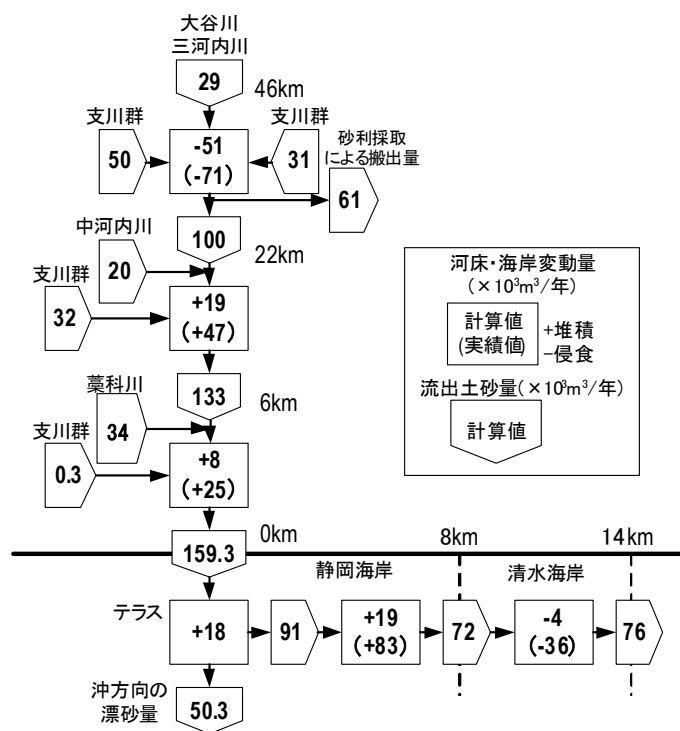


図-4. 2. 5 土砂収支の計算値と実績値の比較

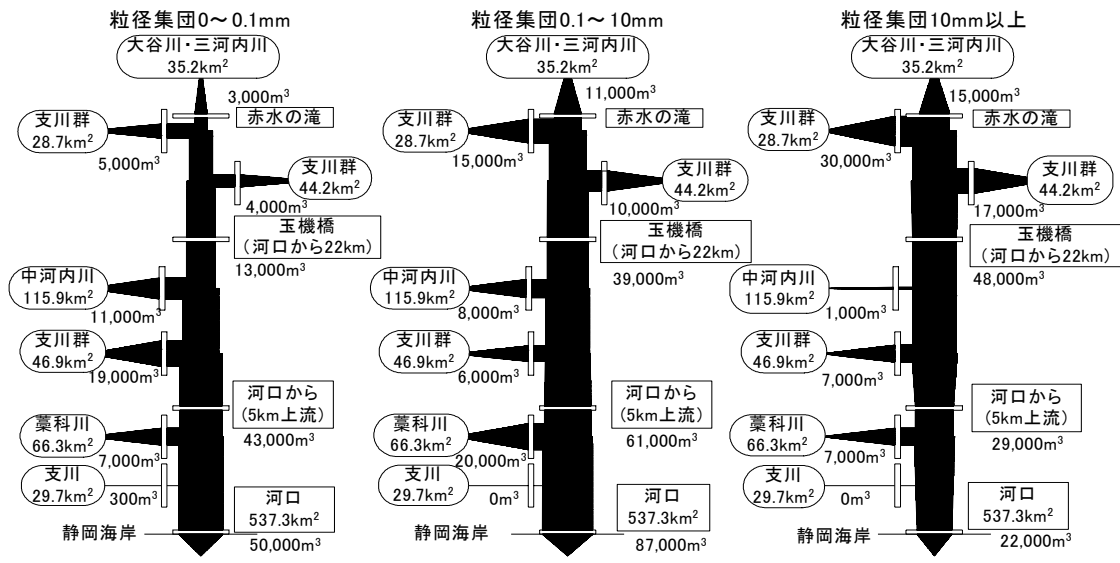


図-4. 2. 6 年平均粒径別土砂動態マップ

(3) 考察

地形変化推定モデルは流砂系全体としてみると河床の侵食や堆積、等深線の前進や後退といった地形変化の傾向、地形の変化に伴う土砂の移動量を概ね再現できる精度であるといえる。しかし、局所的な地形変化を推定する精度が低くなる場合もあった。例えば、安倍川本川 34km~41.5km の区間では河床位の計算値が実測値に対して高くなった。この原因として、山地流域の支川の河道部における侵食可能深を深く設定 (3m 程度) したために多量の土砂が本川に流れ込んだこと等が考えられる。また、静岡・清水海岸では、水深の深い等深線の場合、計算値は実績の変動量よりも小さかった。これは沿岸漂砂量の計算値が実測と比較して沿岸方向に変化しなかったためと考えられる。

地形変化推定モデルは流砂系全体での地形変化の傾向や土砂移動量を概ね再現できることが分かった。

参考文献

- 1) 河川審議会総合政策委員会総合土砂管理小委員会：「流砂系の総合的な土砂管理に向けて」報告，平成10年7月
- 2) 例えば、高秀秀信、九津見生哲、藤沢 寛：水系における土砂移動システムについて，第27回水理講演会論文集，pp.767-772，昭和58年
- 3) 江頭進治、松木 敬：河道貯留土砂を対象とした流出土砂の予測法，水工学論文集，Vol.44，pp.735-740，平成12年
- 4) 芦田和男、道上正規：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，第206号，土木学会，pp.59-69，昭和47年
- 5) 芦田和男、藤田正治、向井 健：河床砂礫の浮上率と浮遊砂量，京大防災研究所年報，第28号B-2，pp.353-366，昭和55年
- 6) 宇多高明、河野茂樹：海浜変形予測のための等深線変化モデルの開発，土木学会論文集，vol.539/II-35，pp.121-139，平成8年
- 7) 磯部雅彦：放物線方程式を用いた不規則波の屈折・回折・砕波変形の計算法，第33回海岸工学講演会論文集，pp.134-138，昭和61年
- 8) 小笹博昭、A.H.Brampton：護岸のある海浜の汀線変化計算，港湾技術研究所報告，第18巻第4号，pp.77-104，昭和54年
- 9) 国土交通省河川局砂防部保全課海岸室ほか：流砂系一貫の土砂管理による海岸保全計画に関する調査，土木技術資料，44-4，pp.20-25，平成13年

4. 3 流砂系一貫とした土砂移動の管理技術

流砂系一貫とした土砂移動の管理技術として、透過型砂防えん堤、排砂ゲート、置砂による土砂移動の制御（調節）の効果について検討する。

透過型砂防えん堤は大規模な出水中の流砂を調節して下流での河床上昇を抑えることで防災上の機能を発揮するとともに、中小出水や平常時の流砂を下流に通過させるといった流砂の連続性を維持できる砂防設備である。

スリット砂防えん堤を連続して配置する際には、それらのスリット砂防えん堤群が対象とする洪水期間中にどれだけの土砂量を調節し、下流において土砂・洪水氾濫が生じないような河床変動に制御できるのかという点等を検討しておかなければならない。それらを推定する有力な手法として、河床変動計算がある。スリット砂防えん堤が1基だけ設置された場合の土砂調節効果を河床変動計算に基づいて検証したところ、良好な結果が得られた¹⁾。また、スリット砂防えん堤を連続して配置した場合では、ピーク流砂量は減少するが、通過土砂量は余り減少しないこと²⁾、初期河床がアーマコートで覆われている場合にはえん堤群としての効果が期待できること³⁾や、河床の状態や洪水波形の違いにより、スリット砂防えん堤群としての土砂捕捉量が異なること⁴⁾が報告された。

実際に現場で河床変動計算に基づいてスリット砂防えん堤群の効果を推定する場合、十分な流量の観測記録がある場合を除いて、キネマティック・ウェーブ法などの流出解析によって流量を推定することになる。従って、設定した降雨波形によっては、流出解析効果が変わるので、土砂調節効果の推定結果が変化すると想定される。しかし、降雨波形の違いによる、スリット砂防えん堤群の土砂調節効果の変化を検討した事例はあまりない。そこで、本研究では、降雨波形の違いがスリット砂防えん堤群の土砂調節量と下流の河床変動に与える影響を、流出解析と河床変動計算を組み合わせたモデルによって明らかにする。

(1) 河床変動計算に基づいた土砂調節効果の推定

1) 概要

本研究では、黒部川流域祖母谷をモデルとする。

図-4.3.1は黒部川流域祖母谷の流域図で、流域面積は27.2km²である。対象とする洪水は平成7年7月の豪雨⁵⁾によって発生したものとする。図-4.3.2は祖母谷流域の最上流部に設置されている白馬岳雨量観測所(図-4.3.1)で観測された、平成7年7月における降雨で、降雨期間は287時間、総雨量は1955mm、最大時間雨量

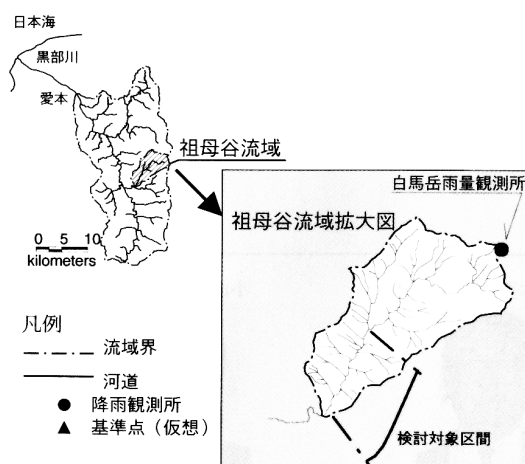


図-4.3.1 流域図

は 123 mmであった。

ここでは、前述の推定⁶⁾に用いた手法を適用して、流出解析と河床変動計算を行う。また、図-4.3.1のように仮想の基準点を設定する。スリット砂防えん堤は基準点から上流 3km の区間に配置する。以後、この区間を検討対象区間と呼ぶ。

2) 流出解析

流出解析はキネマティック・ウェーブ法⁷⁾に基づいて行う。流域内をいくつかの矩形書面と河道に分割して、それらを組み合わせる。矩形斜面から河道への流出過程は式(4.14)と式(4.15)から計算する。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r_e \quad \dots \text{式(4.14)}$$

$$q = \sqrt{I/n} \cdot h^{5/3} \quad \dots \text{式(4.15)}$$

ここで、h: 流水断面積、q: 斜面上での単位幅流量、 r_e : 有効降雨量、n: 等価粗度 (=0.04)、I: 斜面勾配、t: 時間、x: 距離である。河道における流出過程は式(4.16)と式(4.17)から追跡する。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad \dots \text{式(4.16)}$$

$$A = \left(\frac{n}{K_1^{2/3} \cdot 1/2} \right)^{\frac{3}{2\alpha+3}} \cdot Q^{\frac{3}{2\alpha+3}} \quad \dots \text{式(4.17)}$$

ここで、A: 河道内の流下断面積、Q: 河道内の流量、n: マニングの粗度係数、S: 河床勾配、 K_1 , α : 定数である。

3) 河床変動計算

河床変動計算は 1 次元で行った。河道における流水の追跡には式(4.16)、(4.17)を用いた。

流砂の連続式は式(4.18)のとおりである。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)B} \frac{\partial Q_s}{\partial x} = 0 \quad \dots \text{式(4.18)}$$

ここで、z: 河床位、 λ : 堆積土砂の空隙率 (=0.6)、B: 河道幅、 Q_s : 全流砂量である。河道幅は地形図から読みとった河幅とレジーム則(ここでは係数を 3.5 とした⁶⁾)により推定した河幅(式(4.19))を比較し、狭い方を採用した。また、河床は、平成 7 年 7 月出水の再現性が良かった固定床とした。

$$B = 3.5\sqrt{Q} \quad \dots \text{式(4.19)}$$

流砂量 Q_s については、掃流砂量 Q_B は 芦田・高橋・水山式⁸⁾、浮遊砂量 Q_F は Lane-Kalinske の式⁹⁾ に河床付近の濃度として 芦田・道上式¹⁰⁾ を用いて推定した。

$$Q_S = Q_B + Q_F \quad \dots \text{式 (4. 20)}$$

土砂は、流出解析で設定した各矩形斜面より河道に流入する流量 q から、掃流砂量と浮遊砂量を計算し、河道に供給した。但し、総供給土砂量は平成 7 年 7 月出水時の掃流出土砂量 6) を参考に本検討では 49 万 m^3 程度とし、斜面からの供給土砂量の総和がその値に達した時点で給砂を止めた。

スリット砂防えん堤における石上げ水深¹¹⁾ は式 (4. 21) で与えた。

$$Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2ghs^3} \quad \dots \text{式 (4. 21)}$$

ここで、 μ : 流量係数 (ここでは 0.65 を用いた)、 h_s : スリット砂防えん堤におけるせき上げ水深である。

3) 計算条件

図-4. 3. 2~4. 3. 5 は計算に用いた降雨波形である。白馬岳雨量観測所で観測した実績の降雨量に基づいて、総降雨量と最大時間雨量は変化させずに、波形のみを変化させた。図-4. 3. 2 の最大時間雨量を記録した時刻を挟んだ 3 時間分 (16 時間後~18 時間) の時間雨量を、76 時間後~78 時間後と入れ替えた場合 (図-4. 3. 3)、138 時間後~140 時間後と入れ替えた場合 (図-4. 3. 4)、220 時間後~222 時間後と入れ替えた場合 (図-4. 3. 5) を設定した。以後、降雨波形を図 4. 3. 2 から 4. 3. 5 の順番に、それぞれ降雨波形 1、降雨波形 2、降雨波形 3、降雨波形 4 と呼ぶ。

なお、図-4. 3. 2 から 4. 3. 5 には、後述する流出解析の結果もあわせてプロットした。

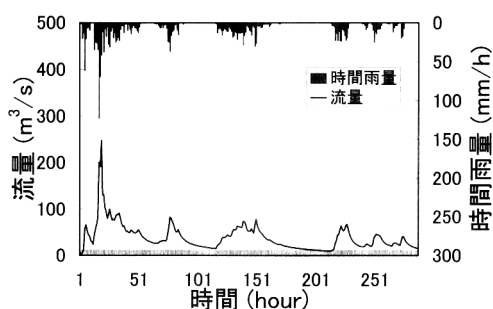


図-4. 3. 2 降雨と流量
(降雨波形 1)

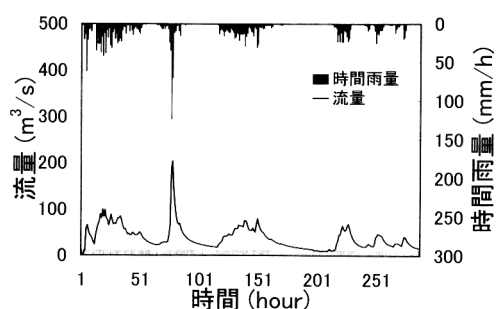


図-4. 3. 3 降雨と流量
(降雨波形 2)

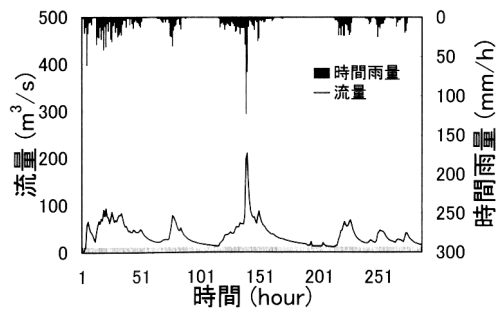


図-4. 3. 4 降雨と流量
(降雨波形 3)

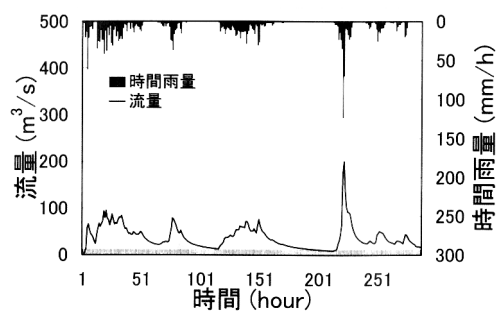


図-4. 3. 5 降雨と流量
(降雨波形 4)

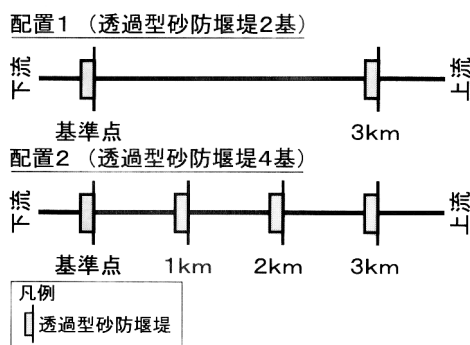


図-4. 3. 6 スリット砂防えん堤
の配置パターン

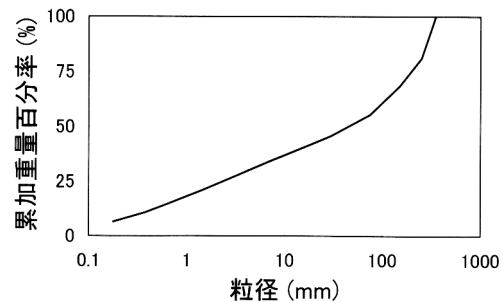


図-4. 3. 7 粒度曲線

図-4. 3. 6 はスリット砂防えん堤の配置パターンを示したものである。計算に際しては、スリット砂防えん堤を 2 基配置した場合、同じく 4 基配置した場合の 2 種類とし、以後、それぞれ配置 1、配置 2 と呼ぶ。

計算ケースは上記のケースを組み合わせた 8 ケースである。

初期の河床材料の粒度分布は供給する流砂の粒度分布とし、災害後に実施された河床材料調査に基づいて設定した (図-4. 3. 7)。

4) 計算結果

図-4. 3. 2～図-4. 3. 5 にあわせて示した流出解析の結果で、検討対象区間の上流端における流量の時間変化である。降雨波形 1 から 4 の流量の時間変化を比較すると、流量の最大値が現れる時間が異なった。降雨波形 2、3、4 の場合の最大値は降雨波形 1 に比べて低かった。

図-4. 3. 8 は検討対象区間の上流端における流砂量の時間変化である。いずれの降雨波形でも流砂量の最大値は洪水の第 1 波 (50 時間後まで) に現れ、降雨波形 1 の場合の値はその他に比べて 2 倍程度大きかった。また、降雨波形 2、3、4 については、時間降雨を差し替えた時刻付近で、わずかに上の凸の波形を示した。

図-4.3.9、4.3.10は、それぞれ配置1、配置2での基準点における流砂量の時間変化である。いずれの配置パターンでも、流量が最大値を示す時刻付近において、流砂量の最大値が現れた。また、その値は降雨波形によって異なった。

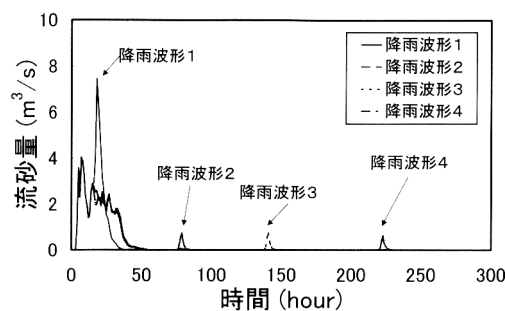


図-4.3.9 基準点での流砂量の時間変化

図-4.3.11、4.3.12は検討対象区間における河床変動計算の結果の一例で、配置2で降雨波形1と4の場合での初期河床に対する河床変動量である。河床変動量は堆積を正とした。図中の最大堆砂量とは、計算を終了するまでの間での、検討対象区間内に堆砂した土砂の総量の最大値である。最大堆積量となった時刻（最大堆積時）における降雨波形1の河床位は降雨波形4の場合と比べると、上流側のスリット砂防えん堤になるほど高くなった。降雨波形2、3、4の間で、ほとんど差がなく、同じような河床形であった。配置1の場合も同じような傾向を示した。最大堆積時刻は降雨波形1から4の順番に、配置1の場合32時間後、38時間後、39時間後、39時間後、配置2の場合で29時間後、41時間後、40時間後、41時間後であった。

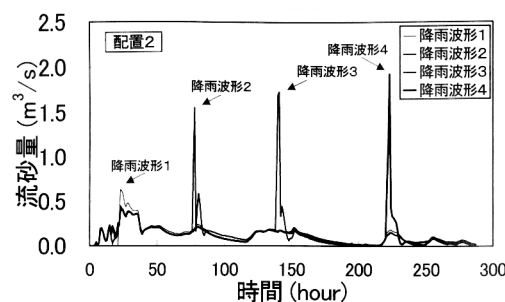


図-4.3.10 基準点での流砂量の時間変化

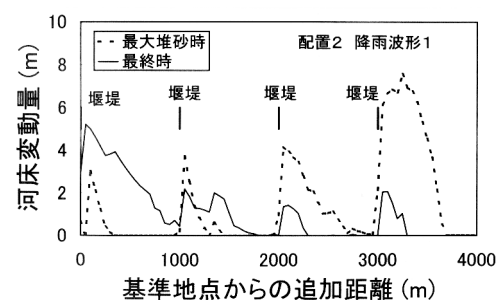


図-4.3.11 河床変動量の計算事例

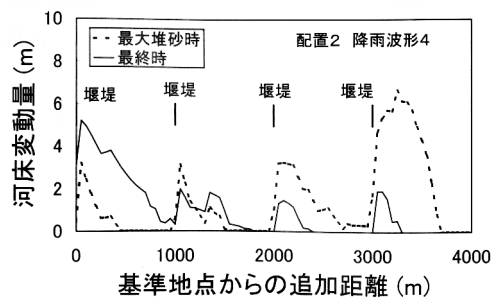


図-4.3.12 河床変動量の計算事例

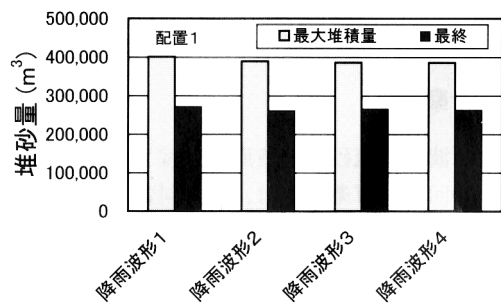


図-4.3.13 最大堆砂量と最終堆砂量 (配置 1)

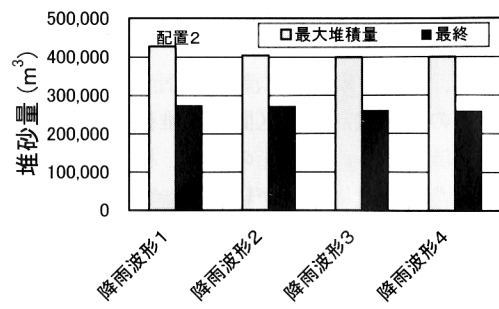


図-4.3.14 最大堆砂量と最終堆砂量 (配置 2)

図-4.3.13、4.3.14は最大堆積時及び計算終了時の検討対象区間内における堆積土砂量で、それぞれ配置 1、配置 2 の場合である。配置 1 の場合、最大堆砂量と最終堆砂量は降雨波形 1 の場合が最も多く、降雨波形 2、3、4 の最大堆砂量は降雨波形 1 の値と比べて 1.2 万 m³ から 1.5 万 m³ 程度小さかった。降雨波形 2、3、4 の最終堆砂量は降雨波形 1 の値と比べて 0.6 万 m³ から 1.0 万 m³ 程度小さかった。配置 2 の場合も最大堆砂量と最終堆砂量は降雨波形 1 の場合が最も多かつ

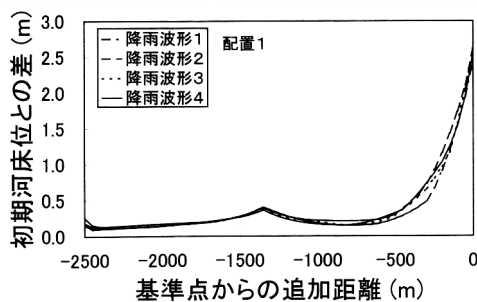


図-4.3.15 スリット砂防えん堤群下流での最高河床位

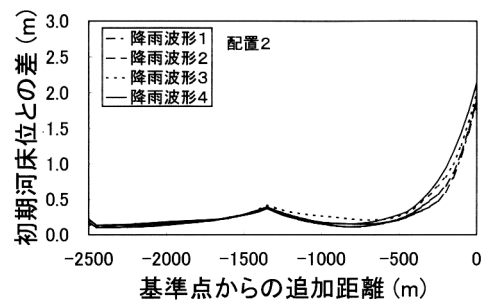


図-4.3.16 スリット砂防えん堤群下流での最高河床位

た。降雨波形 2、3、4 の最大堆砂量は降雨波形 1 の値と比べて 2.3 万 m³ から 2.8 万 m³ 程度小さかった。降雨波形 2 の最終堆砂量は降雨波形 1 の値とほぼ同じであったが、降雨波形 3 と 4 の値は降雨波形 1 の値と比べて 1.4 万 m³ から 1.6 万 m³ 程度小さかった。

図-4.3.15、4.3.16は基準点よりも下流の区間で、洪水期間中に記録した最高の河床位と初期河床位の差をプロットしたもので、それぞれ配置 1、配置 2 の場合である。河床位の差は堆積を正とする。また、基準点からの追加距離は上流向きを正の向きとする。なお、河床の最高位は洪水期間中に流路から土砂・洪水氾濫の可能性を検討する際に重要となると思われるので比較する。どちらの配置パターンでも降雨波形の波形による違いはあったが、その違いは最大でも 30 cm 程度であった。

(2) 考察

降雨波形が流砂量の波形に及ぼす影響を考察する。今回の計算条件では、検討対象区間

内に堆積した土砂量が流砂量の波形に影響を及ぼしている。洪水の後半にスリット砂防えん堤に一旦堆積した土砂が急激に流出し、えん堤の下流に堆積する現象^{1 2)}が報告されているが、今回の計算でも第一波の降雨が終了する時刻付近で、検討対象区間内に堆砂が見られた(図4. 3. 11、4. 3. 12)。第二波以降の洪水では、検討対象区間に流れ込む流砂量(図-4. 3. 8)が少ないので、検討対象区間内の堆砂が侵食されて下流へ流出する。配置1の場合、検討対象区間に堆積した土砂量は時間が経つにつれて、下流へ流出した。その結果、降雨波形3や4のように流量の最大値が出水の後半になるにつれて、流砂量の最大は小さくなったと考えられる。一方、配置2の場合、配置1と比べて2基多くのスリット砂防えん堤が設置されていたことから、検討対象区間内に堆積した土砂量は下流へ流出しにくかったと考えられる。そのため、降雨波形3や4のように、流量の最大値が出水の後半に現れるにつれて、流砂量の最大値は大きくなったと考えられる。

降雨波形が洪水期間中の最大堆積量に与える影響を考察する。最大堆積量は全てのケースで、第一波の洪水期間中に生じた。また、図-4. 3. 8から分かるように、土砂は主に第一波の洪水期間中に流れた。しかし、降雨波形2、3、4の場合、第一波の洪水期間中の流量が降雨波形1の場合と比べて少なかったため、せき上げ水深が小さくなった。その結果、降雨波形1と比べて、より多くの土砂が流出し、最大堆積量が少なくなったと考えられる。

検討対象区間の下流における河床変動を見てみると、特に、基準点から下流200m付近までの河床(図-4. 3. 15、4. 3. 16)は大きく変動しており、その傾向は基準点での流砂量の最大値の大きさの傾向とほぼ一致した。このことから、検討対象区間の下流における河床変動は基準点を通過する流砂量に影響を受けると言える。

(3) 結論

以上の検討から以下のような結論が得られた。

- ①流砂量の最大値は降雨波形とスリット砂防堰堤の配置基数によって違った傾向を示した。配置基数が少ないと、最大時間雨量が降雨波形の前半にある程、流砂量の最大値は大きくなった。配置基数が多いと、最大時間雨量が降雨波形の後半にある程、流砂量の最大値は大きくなった。
- ②最大時間雨量が降雨波形の後半にある程、全洪水期間中の最大堆砂量及び最終堆砂量は少なくなった。
- ③スリット砂防堰堤を連続して配置した区間の下流端からの流砂量の最大値が大きいほど、その区間の下流での河床の最高位は高くなった。

流砂系内における土砂移動の予知予測技術は概ね開発できた。

参考文献

- 1) 水山高久、阿部宗平、矢島重美、井戸清雄：2次元河床変動計算のスリット砂防ダムへの適用例，砂防学会誌，Vol.42，No.5，pp.21-28，1990.
- 2) 大久保駿、水山高久、蒲正之、井戸清雄：連続するスリット砂防ダムの土砂調節効果，砂防学会誌，Vol.50，No.2，pp.14-19，1997.
- 3) 藤田正治、水山高久、武蔵由育：砂防ダム群の土砂流出調節効果，水工学論文集第45巻，pp.697-702，2001.
- 4) 増田覚、水山高久、藤田正治、阿部彦七、小田晃、大槻英樹：連続するスリットダムの土砂調節機能についての基礎的考察，砂防学会誌，Vol.54，No.6，pp.39-42，2002.
- 5) 三上幸三、田中秀基、水山高久、藤田正治：スリット砂防ダムの土砂調節効果に関する実証的研究，砂防学会誌，Vol.51，No.4，pp.33-35，1998.
- 6) 福田克之、松本清則、谷口和哉、椿下康之、清水幹輝、水山高久：出水中におけるスリット砂防堰堤の土砂調節効果に関する研究－黒部川流域祖母谷支川を対象として－，砂防学会誌，Vol.54，No.6，pp.25-34，2002.
- 7) 土木学会：水理公式集平成11年版，pp.39，1999.
- 8) 芦田和男、高橋保、水山高久：山地河川の掃流砂量に関する研究，砂防学会誌，Vol.30，No.4，pp.9-17，1978
- 9) 土木学会：流砂量の評価手法，水理公式集平成11年度版，pp.156-173，1999.
- 10) 芦田和男、道上正規：浮遊砂に関する研究(1)－河床付近の濃度－，京都大学防災研究所年報第13号B，p.233-242，1970.
- 11) 水山高久、阿部宗平、矢島重美：スリットの流量係数と堆砂形状，砂防学会誌，Vol.42，No.4，pp.28-30，1989.
- 12) 水山高久、大久保駿、井戸清雄、越智英人：掃流区域におけるスリット砂防ダム配置上の留意点，砂防学会誌，Vol.49，No.5，pp.49-52，1997.

4. 4 土砂移動と防災・環境・利用上の問題との関係推定技術

河床上昇に伴う土砂洪水氾濫やダム貯水池の異常堆砂による貯水容量の減少、海岸侵食による越波被害等土砂の移動に係る問題（以下、問題と呼ぶ）が流砂系において発生している。これらの問題に対して、土砂移動モニタリングや数値計算に基づいて流砂系内における土砂動態を推定する調査研究は数多くなされているが¹⁾、問題を引き起こした地形変化をもたらす土砂の移動と問題を関連付けて研究した事例は少ない。そこで、流砂系で発生している問題を引き起こした地形変化をもたらす土砂移動について土砂の量と粒径の観点から推定する手法を開発することを目的として、本研究では、安倍川流砂系を対象として、流砂系一貫として扱える地形変化推定モデルに基づき静岡・清水海岸の侵食に影響を及ぼした粒径別流砂量を推定した。なお、ここでいう安倍川流砂系とは安倍川流域及び静岡・清水海岸の漂砂域を指す。

(1) 対象流砂系

安倍川流砂系は、流域面積 567km²、本川延長 51km、河床勾配 1/250～1/30 の安倍川流域と延長約 17.8km の砂礫海岸である静岡・清水海岸よりなる。高度経済成長期には、年間平均 70 万 m³ に及ぶ砂利採取が行われ、昭和 42 年には河口から 22km までの直轄管理区間の河床が、昭和 30 年当時の河床から最大 2.9m、平均約 1.3m 低下し、橋梁、護岸などの構造物が被災するようになった。そのため、昭和 43 年に直轄区間での砂利採取が禁止され、平成 6 年には健管理区間の砂利採取も禁止された²⁾。

図-4. 4. 1 は静岡・清水海岸の汀線変化を示したものである。これによると、清水海岸においては侵食が東側に 270m/年の伝播速度で広がっている。また、静岡海岸では 1983 年以降、安倍川河口部東側では東方向に 10 万 m³/年堆積が進み、その伝播速度は 250m/年である。

静岡・清水海岸の侵食は昭和 37 年頃から河口付近より始まり、昭和 52 年以降侵食区域が北東方向に拡大し、昭和 57 年頃には清水海岸まで侵食区域が広がった³⁾。これに対して昭和 58 年より離岸堤群の建設等により海岸保全対策が進められ、現在もなお実施されているところである。海岸侵食の原因については、安倍川において昭和 42 年以前から実施されている砂利採取の影響が大きいと既往研究⁴⁾ に報告されている。

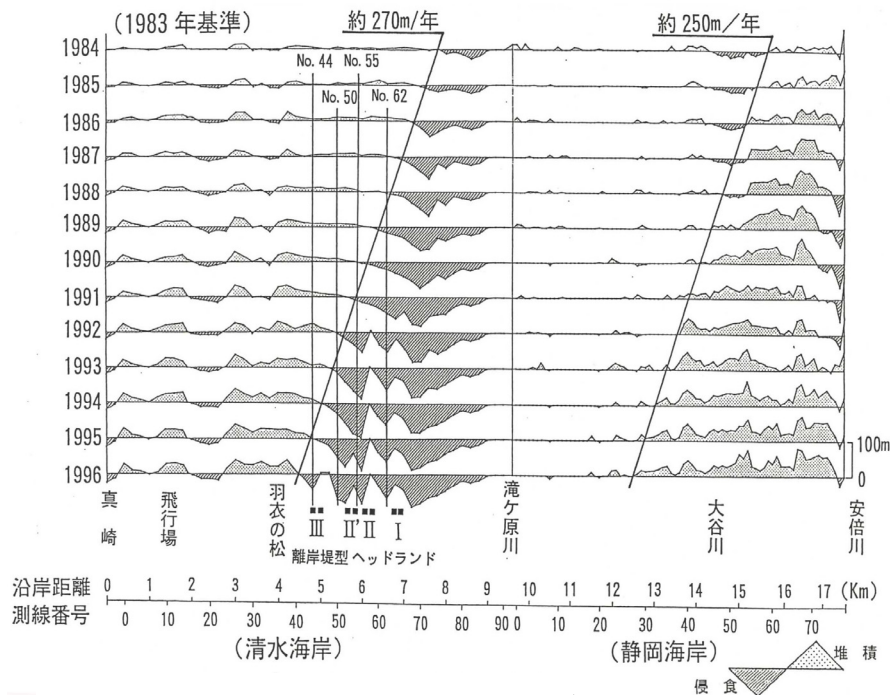


図-4. 1. 1 静岡・清水海岸の汀線変化

(2) 検討方法

洪水流出解析、一次元河床変動計算および等深線変化モデルを組み合わせた地形変化推定モデル⁴⁾を用いて、静岡・清水海岸の侵食を引き起こした土砂量を推定した。海岸侵食へ影響を及ぼした要因として、本研究では安倍川で実施された砂利採取に着目し、①砂利採取を実績どおり実施したケース、②砂利採取を実施しなかったケースについて計算を実施し、両ケースの比較から海岸侵食への砂利採取による影響量を検討した。また、海岸侵食が生じる前の地形を維持するために必要な河川からの流出土砂量についても算定を試みた。

1) 地形変化推定モデル

地形変化推定モデルは土砂流出モデル、河床変動モデルおよび海浜変形モデルより構成される。本モデルの詳細については本報告の4. 2を参考にして頂きたい。図-4. 4. 2に地形変化推定モデルの各構成モデル適用範囲を示す。本研究では、砂利採取区間における水理量と土砂動態をより適切に解析できるようにするために、河床変動モデルの適用区間を河口～22km地点の区間とした。

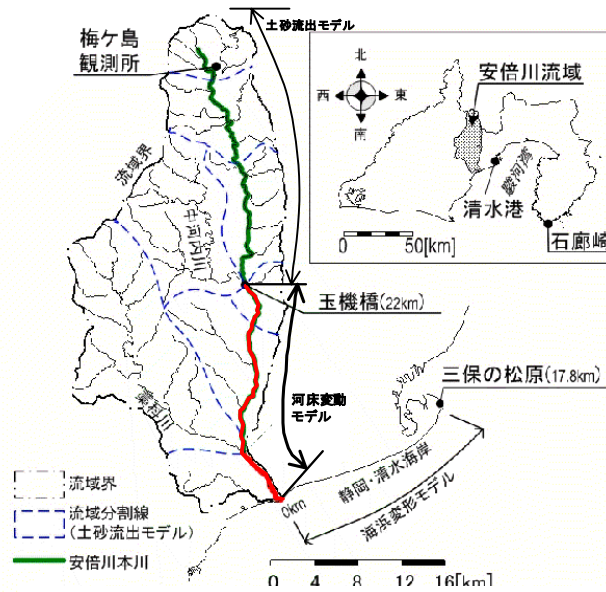


図-4. 4. 2 安倍川流砂系図と計算モデルの適用範囲

本研究では、河床変動モデルによる計算における砂利採取の取り扱いについては、各年毎の実績砂利採取量（図-4. 4. 3）を区間毎の砂利採取許可量³⁾で案分し、各年の最後にその年の実績砂利採取量を河床位に換算した値を地形変化推定モデルで求めた河床位から差し引くこととした。

また、本研究では、沿岸方向の海浜構成材料の粒径の変化を海浜変形モデルによる計算に反映するため、図-4. 4. 4に示す通り粒径 19mm 以上の土砂が存在しない河口から東へ 3.5km の地点より以東の区間については粒径 19mm 未満の存在割合である 0.53 を補正係数として海浜変形モデルの算出結果（地形変化量）に乗じることとした。

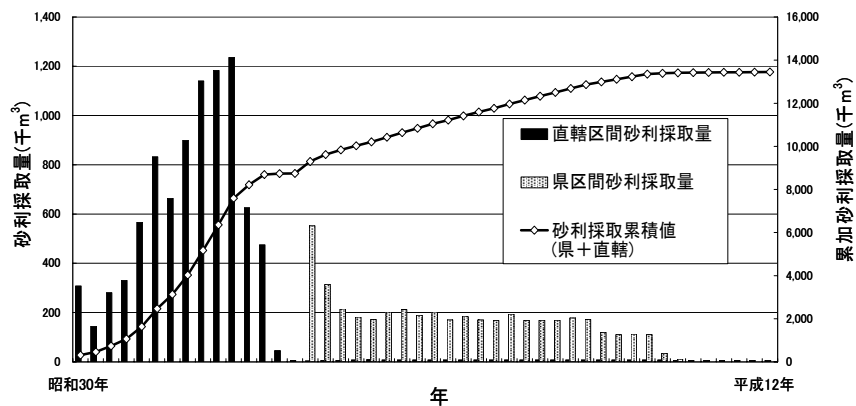
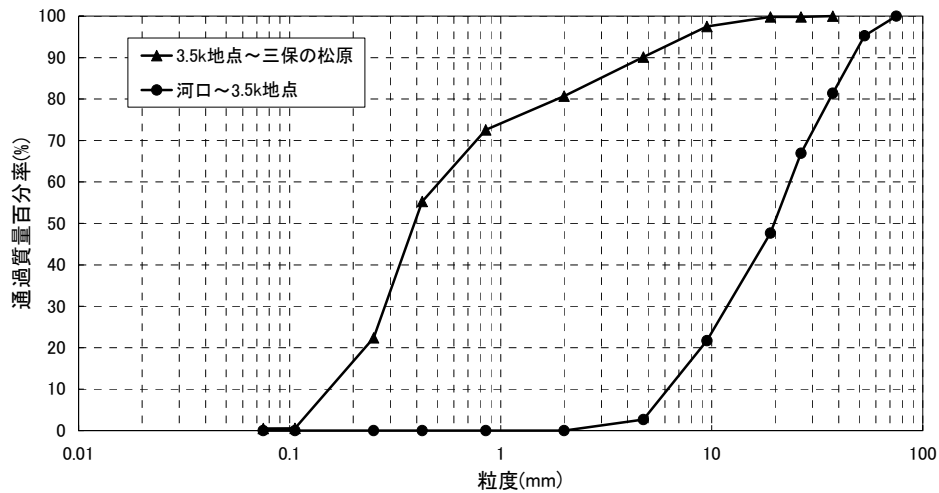


図-4. 4. 3 砂利採取量



図－4. 4. 4 海浜構成材料粒度分布

2) 計算条件

表－4. 4. 1は計算実施期間と計算に用いたパラメータの数値である。計算実施期間は、資料の存在状況と砂利採取期間を勘案して設定した。河床位の初期値は河口～22kmの区間は昭和31年、22km～50.5kmの区間は昭和42年、藁科川流域は昭和49年の測量成果を用いた。汀線位置の初期値については、静岡海岸は昭和44年の深浅測量成果と昭和28年の1:25,000地形図、清水海岸は昭和54年の深浅測量成果と昭和30年の1:25,000地形図をもとに想定地形を作成した。河床材料の粒度分布は昭和50年度の調査結果、生産土砂の粒度分布は昭和57年度の調査結果を参考に設定した。海浜変形モデルの境界条件とする河川から海岸域へ流出する土砂量は、砂利採取を実施したケースの算定結果である108,000m³/年とした。図－4. 4. 5は計算に用いたハイエトグラフである。ハイエトグラフの設定にあたっては、河口から3.5km地点～三保の松原までの海浜構成材料の代表粒径である0.6mm(図－4. 4. 4)が河口部において浮遊する限界流量である400m³/s(手越流量観測所)以上の34出水を対象とした。なお、前述の代表粒径の設定にあたっては、海浜が後退している区間の粒径に着目することが望ましいと考え、粒径の粗い河口付近の粒径は対象外とした。

表-4.4.1 計算条件

土砂流出モデル及び河床変動計算モデル	計算期間	昭和31年～昭和42年(12年間)
	土層厚	第1層:0.8m 第2層:1.0m
	透水係数	第1層: 3.0×10^{-3} m/s 第2層: 3.0×10^{-4} m/s (薬科川流域は第1層: 1.0×10^{-3} m/s 第2層: 1.0×10^{-4} m/s)
	初期浸透能	第1層:500mm/hr 第2層:5mm/hr 第3層0.5mm/hr (薬科川流域は第1層:100mm/hr 第2層:1mm/hr 第3層0.1mm/hr)
	最終浸透能	第1層:250mm/hr 第2層:2.5mm/hr 第3層0.25mm/hr (薬科川流域は第1層:50mm/hr 第2層0.5mm/hr 第3層0.05mm/hr)
	浸透能逓減係数	1.0×10^{-9} hr ⁻¹
	等価粗度係数	2.0 (薬科川流域は1.0)
	掃流幅	レジューム則($B=5 \times Q^{0.5}$)により設定
	粗度係数	河口～22k区間の河道部:0.036 22k～50.5k区間の河道部:0.050
	海浜変形モデル	計算期間
波浪		波高:1.56m 周期:6.9s (石廊崎観測所) 波向(卓越波高):南南東
潮位		T.P.+0.26m (清水港の平均潮位)
漂砂量係数		$k_1=0.031$ $k_2=0$
海浜材料粒径		0.1mm～80mm(現地調査結果より設定)

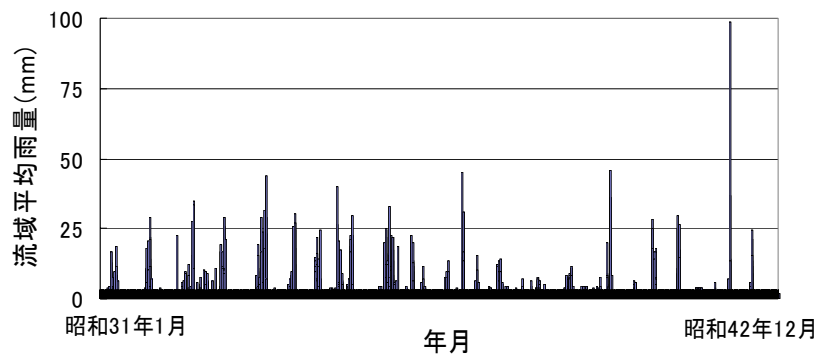


図-4.4.4 ハイエトグラフ

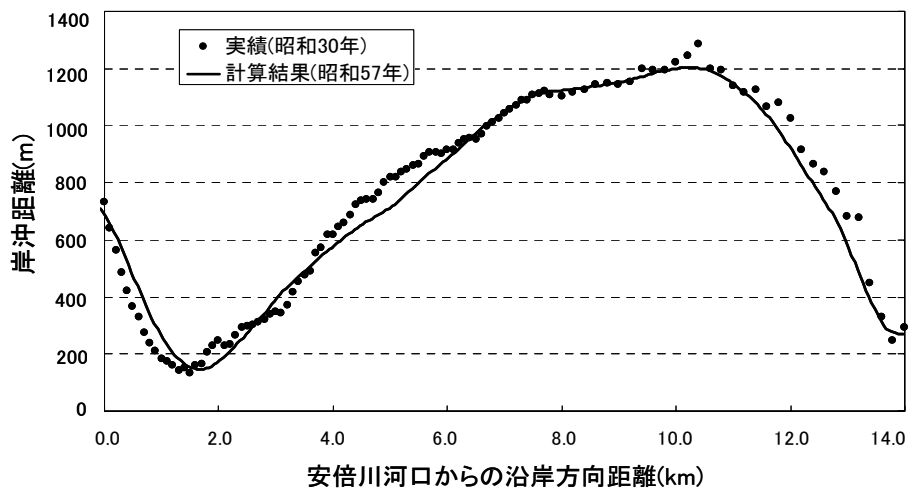
(3) 計算結果

表-4.4.2は砂利採取を実施したケースおよび実施しなかったケースにおける河川から海岸域への流出土砂量を比較したものである。砂利採取を実施しなかったケースでは河川から海岸域への全流出土砂量は約20万 m^3 /年、そのうち海浜構成材料の粒径にあたる土砂は約17万 m^3 /年であり、砂利採取を実施しなかったケースでは全流出土砂量については約11万 m^3 /年、海浜構成材料の粒径にあたる土砂については約8万 m^3 /年となり、5割程度以下にまで低減する結果となった。

計算初期の汀線位置(昭和30年)が海岸保全対策が着手される前年である昭和57年においてもほぼ維持されるために必要な河川から海岸域への総流出土砂量(全粒径が対象)を、計算初期の汀線を維持するために必要な土砂量と想定して算出したところ、約15万 m^3 /年という結果になった(図-4.4.5)。

表－4. 4. 2 砂利採取の実施の有無による河川から海岸への年平均流出土砂量の比較

(万m ³ /年)		
\	砂利採取を実施 しなかったケース	砂利採取を実施 したケース
全流出土砂量	20.3	10.8
海浜構成材料の粒径に 相当する流出土砂量	17.5	8.3



図－4. 4. 5 河川からの流出土砂量を 15 万 m³/年とした場合の計算結果（昭和 57 年）と計算初期（昭和 30 年）の汀線の比較

(4) 考察

以上の検討結果から、安倍川流砂系で生じている海岸侵食に影響を及ぼした土砂移動について以下の通り推定した。昭和 30 年当時は安倍川から静岡・清水海岸に約 20 万 m³/年程度の土砂が流出するが、その後の砂利採取により、安倍川では河床低下が生じ、河川から海岸へ流出する土砂量が約 11 万 m³/年(そのうち粒径 0.1mm～80mm の土砂は約 8 万 m³/年)に減少したため、海岸侵食が生じたと考えられる。また、海岸侵食を生じさせないためには、河川から海岸域へ 15 万 m³/年程度の土砂の流出（総流出土砂量）が必要であると考えられる。

参考文献

- 1) 例えば、国土交通省河川局砂防部砂防計画課ら：流砂系における土砂移動実態に関する研究，平成 15 年度国土交通省国土技術研究会指定課題，2003
- 2) 高橋保：土砂流出現象と土砂害対策，pp. 371-372，2006
- 3) 国土交通省河川局保全課海岸室：流砂系一貫の土砂管理による海岸保全計画に関する調査，平成 13 年度国土交通省国土技術研究会指定課題，5-1 - 5-44，2001
- 4) 宇多高明：3.5.4 静岡県静岡・清水海岸，日本の海岸侵食，pp. 200-218，1997