

山地河川の豪雨時における河床変動と土砂流出現象に関する研究

中西, 隆之介

<https://hdl.handle.net/2324/2236212>

出版情報 : Kyushu University, 2018, 博士 (工学), 課程博士
バージョン :
権利関係 :



山地河川の豪雨時における河床変動と 土砂流出現象に関する研究

2019年1月



九州大学

九州大学大学院 工学府 建設システム工学専攻

中西 隆之介

論文調査(甲)

論文提出者 中西 隆之介

論文題名 山地河川の豪雨時における河床変動と土砂流出
現象に関する研究

論文調査委員 主査 九州大学 教授 三谷 泰浩

副査 九州大学 教授 島谷 幸宏

副査 九州大学 教授 安福 規之

目次

第1章 序論	1
1.1 河川における土砂管理	1
1.1.1 総合土砂管理について	1
1.1.2 ダム貯水池における土砂管理と堆砂問題	3
1.2 山地部の土砂流出現象	4
1.2.1 土砂の移動プロセス	5
1.2.2 山地部の土砂生産	7
1.2.3 河川内の土砂の挙動と特徴	8
1.3 山地河川の土砂流出現象の評価に関する手法	9
1.3.1 河川内の土砂移動を把握する手法	9
1.3.2 山地部の土砂流出現象の評価に関する既往研究	16
1.3.3 山地河川における土砂流出現象の把握手法の問題点	20
1.4 支流域からの土砂流出の評価に関する課題と本研究の目的	21
1.4.1 土砂管理に求められる新たな着眼点	21
1.4.2 支流域からの土砂流出の評価に関する課題	22
1.4.3 山地河川の土砂流出評価に関する提案	22
1.4.4 本研究の目的	23
1.4.5 用語の定義	23
1.5 論文構成	24
参考文献	26
第2章 研究対象エリアの概要	28
2.1 はじめに	28
2.2 研究対象エリア（耳川流域）の概要	29
2.2.1 研究対象エリアの位置と気候	29

2.2.2	流域の地形・地質	30
2.2.3	平成 17 年台風 14 号による被害	31
2.3	研究対象エリア（乙石川流域）の概要	36
2.3.1	研究対象エリアの位置と気候	36
2.3.2	流域の地形・地質	37
2.3.3	平成 29 年 7 月九州北部豪雨災害	39
2.4	まとめ	41
	参考文献	43
第 3 章	支流域における堆積状況の定量評価およびその手法の開発	45
3.1	はじめに	45
3.1.1	河床堆積物の観測の重要性	45
3.1.2	河床堆積物の観測に関する既往研究	45
3.1.3	本章の流れ	47
3.2	UAV による空中写真測量技術を用いた堆積状況の測量	47
3.2.1	調査解析手法	47
3.2.2	測量領域および測量期間	50
3.2.3	測量領域の所見	52
3.2.4	3 次元モデルの精度	54
3.3	UAV 測量データを用いた堆積状況の定量的な変化の評価	57
3.3.1	オルソ画像による河床表層の粒度分布の評価	57
3.3.2	DEM による河床変動量の定量評価	61
3.3.3	測量期間ごとの降雨規模と堆積状況の整理	68
3.4	まとめ	69
	参考文献	70
第 4 章	堆積状況に基づく支流域からの土砂流出量の算定と土砂流出量推定式の構築	71
4.1	はじめに	71

4.1.1	土砂流出量推定式の構築の必要性.....	71
4.1.2	土砂流出量推定式に関する既往研究	71
4.1.3	本章の流れ	72
4.2	観測した堆積状況に基づく 2 次元河床変動計算による土砂流出量の算出	72
4.2.1	解析モデルについて	72
4.2.2	解析設定および解析精度.....	79
4.2.3	水文モデルによる流量の再現	88
4.2.4	解析結果と測量した堆積状況との整合性	88
4.3	濁度変化を考慮した土砂流出量推定式の構築.....	96
4.3.1	濁度および流量観測の意義.....	96
4.3.2	濁度データと土砂濃度の関係性.....	96
4.3.3	濁度変化を考慮した土砂流出量推定式の構築.....	97
4.4	まとめ.....	101
	参考文献	103
第 5 章	ダム貯水池内の土砂流出現象の実態把握.....	105
5.1	はじめに	105
5.1.1	ダム貯水池への土砂流出の広域的な把握・予測の必要性	105
5.1.2	本章の流れ	107
5.2	土砂流出現象に関係する要因の整理	108
5.2.1	河床変動計算における土砂流出に関わる要因.....	108
5.2.2	河床材料に基づく流域地形の分析	108
5.2.3	支流域の水文モデルの構築.....	120
5.3	ダム堆砂実績データに基づく支流域からの土砂流出量の算出	123
5.3.1	支流域からの土砂流出量の算出プロセス	123
5.3.2	解析環境および解析条件.....	123
5.3.3	支流域からの土砂流出量の実績把握	136

5.4	まとめ	144
	参考文献	145
第 6 章	GIS を用いた大規模土砂生産時の土砂移動状況の把握	147
6.1	はじめに	147
6.1.1	平成 29 年 7 月九州北部豪雨災害の概要	147
6.1.2	大規模土砂生産時の土砂移動状況の把握に関する既往研究	149
6.1.3	本章の流れ	150
6.2	崩壊地の特徴および土砂生産量の分析	151
6.2.1	流域地形データを駆使した崩壊地の目視判読	151
6.2.2	崩壊地情報の統計分析	154
6.3	土砂移動範囲の侵食・堆積状況の評価	156
6.3.1	土砂移動範囲の目視判読	156
6.3.2	侵食・堆積の定量評価および豪雨災害時の土砂挙動の考察	156
6.4	流域単位の土砂移動特徴の評価	157
6.4.1	崩壊斜面及び河床堆積物の粒度分布の調査	157
6.4.2	流域の地形発達に着目した地形分析	161
6.4.3	流域単位の土砂移動特徴の総合評価	164
6.5	まとめ	168
	参考文献	170
第 7 章	結論	172
	謝辞	178

第1章 序論

1.1 河川における土砂管理

日本は国土の約7割が急峻な山地により構成される島国である。ユーラシアプレートやフィリピン海プレート等4つのプレートの境界に位置し、比較的脆弱な地質で構成されている。そのため、集中豪雨や台風、地震等の影響により、急傾斜地の崩壊や土石流、地滑りといった土砂生産現象が世界的に見ても極めて活発である。高度経済成長期からの人口増加に伴う、水資源の確保、河川のダム開発が盛んに行われた一方で、近年では異常気象等の影響により大量の土砂が生産され、山地部だけでなく河川内の土砂流出現象も活発になることが問題視されている。特に、ダム貯水池では堆砂問題が生じるなど流入した土砂の影響が際立って顕在化している。元々ダム建設には上流域から大量に流下する土砂を堰き止め、下流域での土砂災害を防ぐ意味合いも含まれていたと考えられるが、ダム貯水池上流では土砂堆積による問題が生じ、ダム下流域では土砂供給の不足による問題が生じたことから、土砂管理としてのダムの在り方が変化してきている。このように流域各所で土砂移動の不均衡による問題が発生しており、豪雨時には斜面崩壊や河道閉塞、河床上昇による氾濫といった問題が懸念されている。平時においても生態系へ影響や海岸線の後退現象などが問題として挙げられる。このような各所の問題については、これまで各専門分野が専門領域単位で問題解決に取り組まれてきたが、山地部斜面からの土砂生産、河川内への土砂流出、河川内の堆積・輸送、海への流出といったように、土砂の移動は連続した現象であるため、上流部における環境変化は下流部に影響することは明白である。このような背景から土砂に起因する問題は、流域一環で対処する考えが浸透してきている¹⁾。

1.1.1 総合土砂管理について

山地から海までの土砂の流れを一貫して「流砂系」と捉え、流砂系一貫として土砂を管理する「総合的な土砂管理」を実現することにより、土砂災害の防止、生態系や景観などの河川・河岸環境を保全し、河川・河岸の適正な利活用を図ることが重要であると、平成10年の河川審議会総合土砂管理小委員会²⁾において報告されている。このような考えを総合土砂管理という。

平成27年の8月に閣議決定された第二次国土形成計画³⁾の中でも総合的な土砂管理の取り組みは推進されている。この計画では、土砂は山地上流部から流水により運ばれ、堆積することにより平野部や海岸線等の地形形成をする一方で、動植物の生息・生育環境等の形成も担うものとされている。このような恩恵を確保するために、過剰な山地部からの土砂流出に対しては砂防堰堤等の整備を推進するほか、ダム貯水池への土砂の流入抑制や土砂を適正に流下させる取り組みを関係機関とともに推進することが挙げられている。また、効率的、

効果的な土砂管理に必要となるデータの収集も合わせて推進している。

総合的な土砂管理により得られる恩恵については図 1-1 に示すとおりである。ダムを中心とした適切な土砂管理を実現することで、山地を含む上流域から海岸までの下流域において流域内の環境は大きく改善することが見込まれる。このような恩恵を踏まえて、理想的な土砂管理の形を4つの領域に分けてまとめる。山地領域では、土砂や流木が過剰流出しているような斜面、支流域の把握が重要な課題である。この課題が解決できれば、適切な箇所に砂防設備などの土砂災害に対する予防策を配することができ、さらには森林保全との連携を考えることで土砂の流出を抑制・コントロールするような環境が形成されるため、防災面や環境面においても理想的な土砂管理となる。ダム領域では総合的な土砂管理の概念からダム貯水池内に堆積した土砂をダム下流へ還元していく必要がある。適切な土砂管理を実施することにより、貯水池上流部では治水安全度の向上やダム機能の長寿命化が見込まれ、貯水池下流部では河川景観の回復など土砂供給による恩恵が得られるはずである。河道領域及び河口・海岸領域では、ダム領域を含んだ上流部からの土砂供給による恩恵を受ける。河道領域では土砂供給増加による河床形成によって橋梁などの構造物の安定化やアユ等の生育環境の保全につながる。河口・海岸領域では、河道領域と同様に土砂の供給によって生態系の回復や砂丘の回復・保全が見込まれる。しかし、ダムより下流域においては土砂を管理する手段が少なく、ダムのように土砂供給を管理できる施設との連携が欠かせない。従って、ダム貯水池を含むような山地流域の土砂流出現象を適切に把握・管理することが流域全体の土砂環境を考える上で重要となる。



図 1-1 総合土砂管理による流砂系の恩恵（参考文献⁴⁾を修正）

1.1.2 ダム貯水池における土砂管理と堆砂問題

ダム貯水池には計画堆砂容量という領域があり、ダム設計時に「100年間で貯水池内へ流入してくる土砂量」として想定した容量が設けられている。そのため、計画堆砂容量が埋まるまではダム機能に問題はない、という前提で設計がなされている。しかし、現状として土砂流出の傾向が変わってきたこともあり、想定よりも短期間でダム機能に悪影響を与えるような事例が各所で確認されている。

例えば、表 1-1 に示すように国土交通省の調査によれば管理ダム合計 556 件のうち、計画堆砂容量を超過して土砂が堆積しているダムの件数は 43 件であり、洪水調整容量内に堆砂しているダムの件数は 299 件と半数以上になる。計画堆砂容量を超過するということは、上流域で活発な土砂流出現象が発生しているということであり、すぐに対処しなければ利水容量内へ土砂が堆積するだけであるため、ダム機能は低下し続ける。洪水調節容量内に堆砂しているダムとは、図 1-2 に示すような状況を指す。通常ならば、計画堆砂容量から堆砂が進み、満杯になった後にその上部の容量へ堆積することが予想されていたが、計画堆砂容量が満砂にならない状態で洪水調節容量等の有効容量内に堆砂するケースが多くみられている。この現象は活発な土砂流出現象に伴い河川内を移動する土砂の粒形が変化したためであると考えられる。このような堆積状況は、その上流部では水位上昇による治水安全度の低下を引き起こし、ダムについては有効容量の減少などダム機能を低下させることから、定期的な浚渫等の対応策が必要とされている。

表 1-1 国土交通省管理ダムの貯水池内堆砂状況（平成 27 年年度末時点）⁵⁾

ダム管理者	国土交通省	水資源機構	道府県	合計
国土交通省所管ダム	99	23	434	556
計画堆砂容量を超過しているダム	4	1	38	43
洪水調節容量内に堆砂しているダム	58	13	228	299

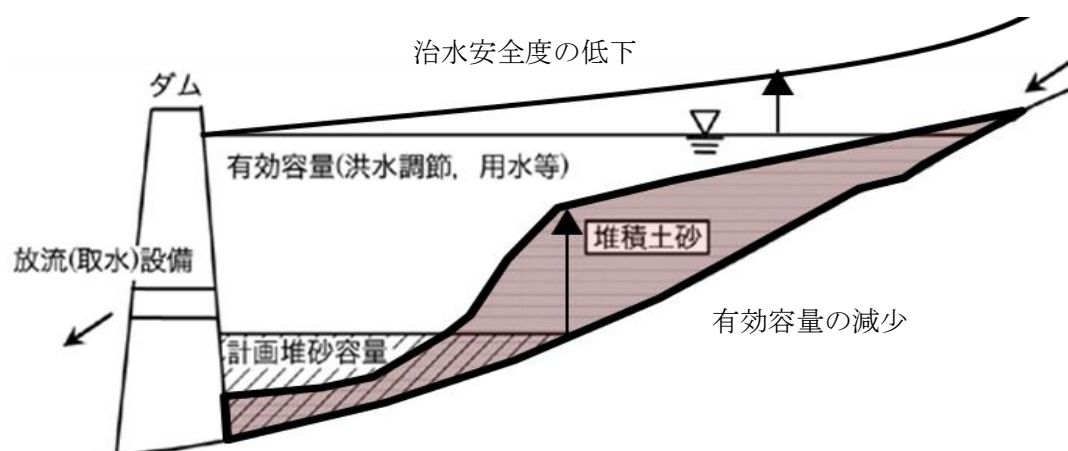


図 1-2 昨今の貯水池への土砂流出によるダム機能へ及ぼす影響

これらは日常的に発生する土砂移動現象の蓄積により発生している問題であるが、大規模な斜面崩壊等が発生した際、堆砂状況が被害を増幅させる可能性がある。そのような観点からも、一般的な出水期の土砂流出現象から対策していくことが重要であり、根本的なダム構造の見直しや土砂流出をよりリアルタイムに観測する手法の開発等が注目を集めている。

1.2 山地部の土砂流出現象

土砂流出現象の中でも、山地部における土砂流出現象は地殻変動(Uplift)や侵食(Erosion)に伴う土砂流出として地質学的な地形発達の一環として捉えることができると考えられ、そこに人間活動の影響が加味されたものが実際の土砂流出現象であると考えられる。(図 1-3) この人間活動とは、ダムの開発や河道の整備、斜面の補強等様々であり、土砂流出現象に悪影響を与えることも、土砂流出現象により人間活動に支障をきたすこともある。

例えば、林業のように木材資源や燃料を得る目的で森林が伐採された場合、森林による地盤補強効果(地面侵食抑制作用)が失われて表層侵食が加速するという現象は世界中で生じている。人間活動へ悪影響を及ぼす例としては、都市の発展に伴い住環境として急峻な山間部や山麓部での生活を選択する人も多く、土砂災害に対する注意喚起や補強工事等が実施される一方で、異常気象などによる突発的な土砂災害の被害を受けることもある。また、本来ライフラインとして機能しているダム等のインフラが土砂流出現象の影響により機能を失うといった問題が起こっている。

土砂流出現象は、自然現象として図 1-4 のような循環過程によって行われる。しかし、その過程に含まれる各種の現象に、人間が影響することでその進行を加速すること、その現象が人間への悪影響へとつながることを理解し、各現象に対して自然現象としての本質と、人間が干渉することによる土砂流出現象の変化を評価できる手法を開発していかなければならない。そのためには、土砂流出現象のさらに詳細な構成とそれらの構成要素間のつながりをシステムとして理解し、人間活動と各土砂流出現象の関連性や現象自体への知見を深めていかなければならない。

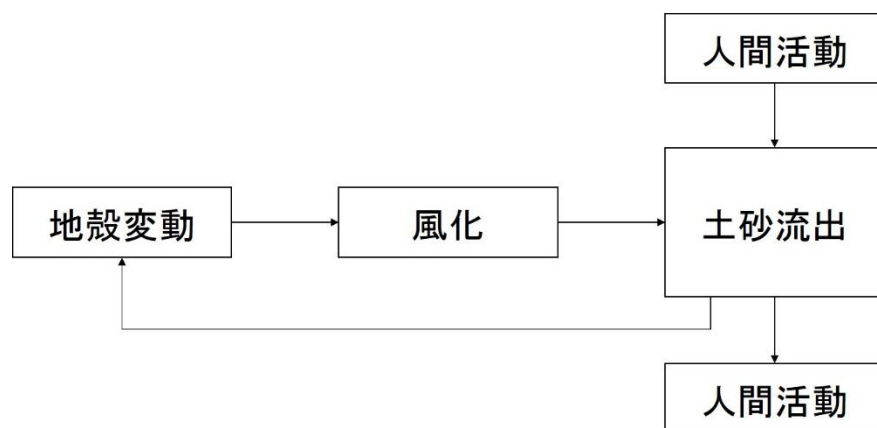


図 1-3 地形発達による土砂流出現象と人間活動⁶⁾

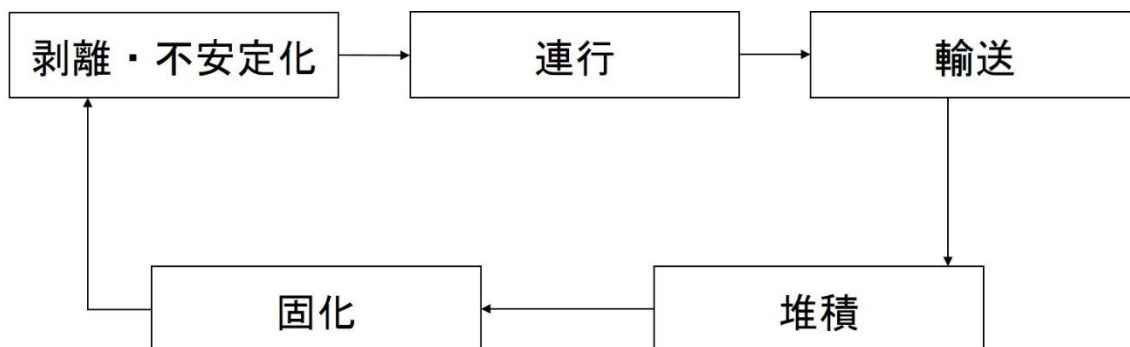


図 1-4 土砂流出現象の循環⁶⁾

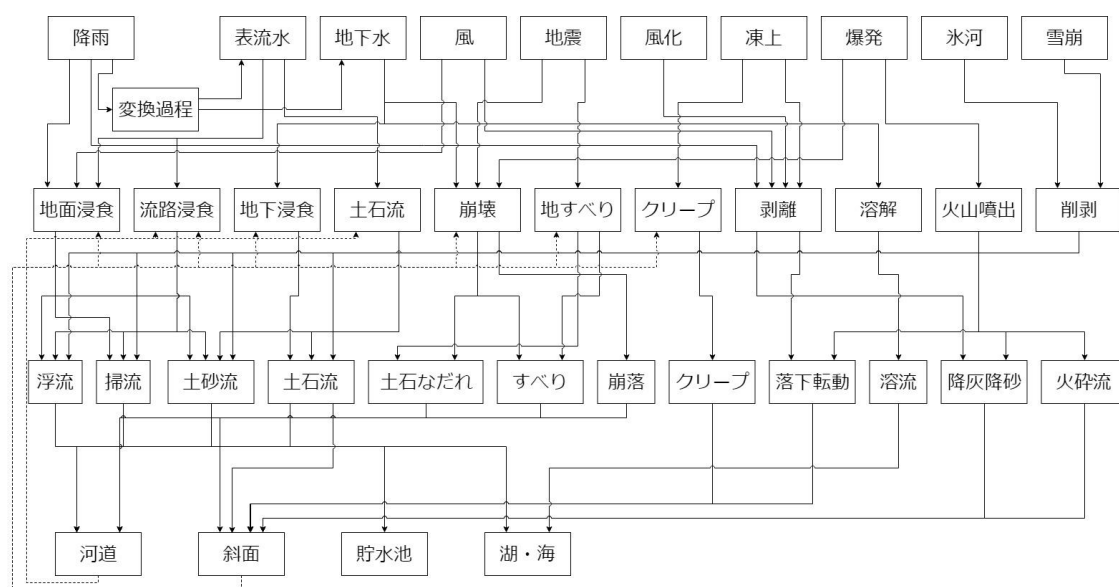


図 1-5 土砂流出現象の構成要素⁶⁾

1.2.1 土砂の移動プロセス

図 1-5 に土砂流出現象の概要を示す。最上段は、土砂生産と輸送の原因となる自然の外力要因を個別に示し、2 段目には外力による土砂生産の現象を示している。3 段目は土砂輸送の形態であり、4 段目は土砂の堆積場を示す。実線の矢印は、各構成要素がどのような現象に関係しているかを現象の場所的・時間的進行方向を加味して示している。破線の矢印は、一度堆積した土砂が、再び、外力の作用により侵食され、土砂生産過程に組み込まれていることを意味する。例えば、降雨を外力として発生する土砂流出現象に着目してみると、降雨の雨粒による衝撃により、斜面表層の土砂あるいは粒子は剥離され、転動もしくは落下による輸送過程を経てどこかに堆積する。荒地や裸地であればこのような過程を経るが、日本においてはほとんどの山地部が森林により覆われている。そのため、降雨は地表に到達すると

一部は表流水に、一部は地面に浸透して地下水に変換される。表層水はその流体力によって斜面を侵食し細かい土砂を下流へと輸送する。また、地下水は許容量を越えなければ土石流や崩壊といった現象には至らないが、局所的に短時間で多量の地下水が発生した場合（地下水位が上昇した場合）、これらの現象の発生する可能性が高まり大量の土砂を生産する可能性を秘めている。そして生産された土砂は、上記のプロセスと同様に輸送と侵食を繰り返して下流へと運ばれていく。

これらの土砂流出現象は、現象の種類により時間的スケールが大きく異なる。図 1-6 は、河川砂防技術基準 7)に記載されている水系砂防計画の概念図である。図中に示されるように、土砂の生産は主として降雨規模に支配されており、降雨が一定の基準（崩壊限界雨量）を上回る場合に斜面崩壊等の土砂生産が発生する。これらの現象は比較的短期間で発生し、1日～数日の規模である。また、崩壊後降雨がない場合、生産され河川へ流入した土砂は数年から数十年の規模にわたって河道における堆積・輸送を繰り返し、その末端からの土砂流

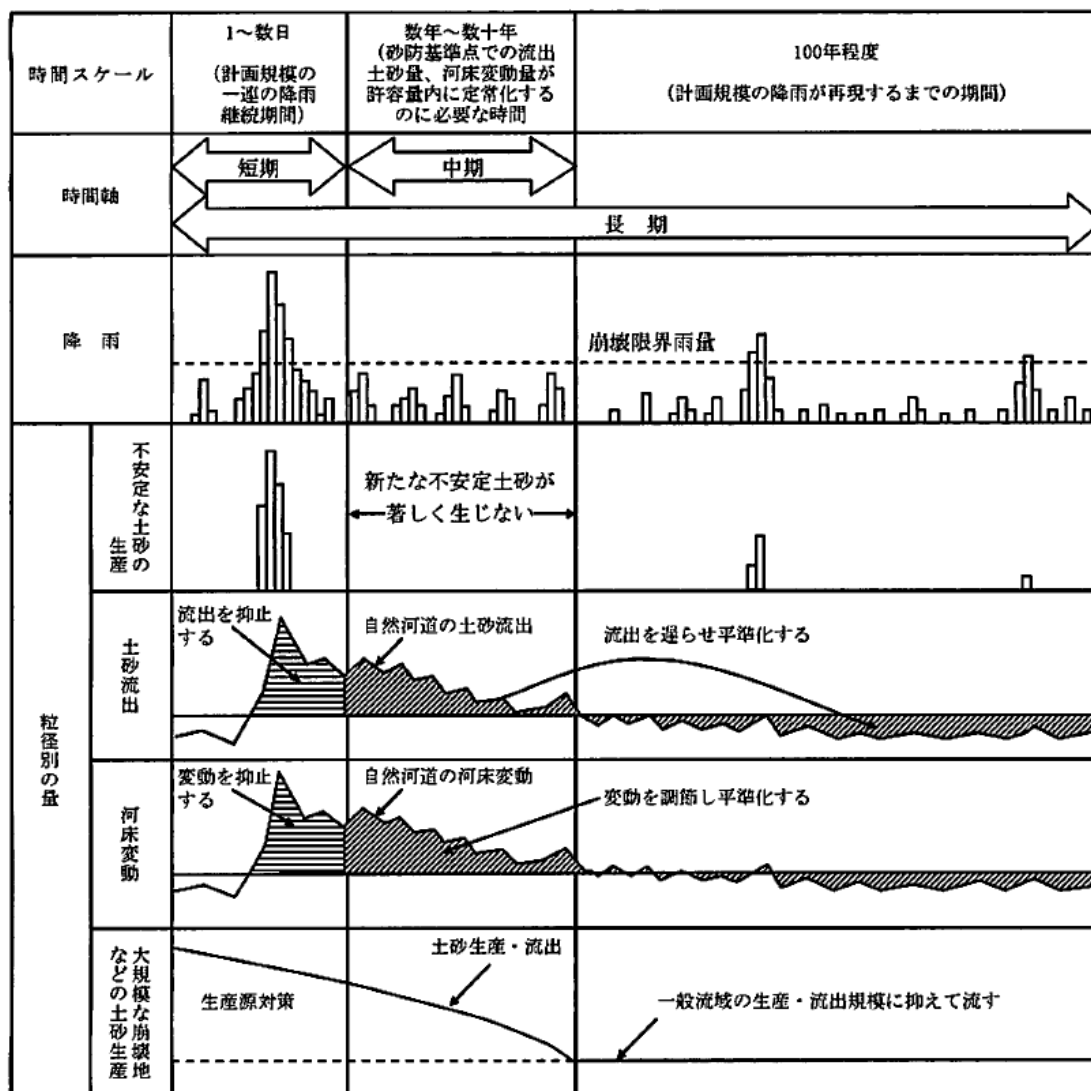


図 1-6 水系砂防の概念図 7)

出規模及び河床変動量は期間を経るごとに減少する。土砂生産直後の土砂移動については、地形や気候などにより堆積域や侵食域といった河道内の堆積状況に関する特徴が顕著に表れやすく、砂防分野においては土砂生産直後の異常な土砂流出に伴う災害の防止を目的としている。

河川の土砂流出現象を考察する場合は、現地の土砂流出（河床変動）状況が「短期」・「中期」・「長期」のどの時間スケールにおけるものか適切に把握することが重要である。崩壊等による土砂生産現象は、発生頻度が少ないものの過去発生したかどうかによって、後の土砂流出や河床変動状況に大きな影響を与えることが見込まれる。そのため、河道調査等で堆積状況について特徴づける際は短期的な視点ではなく、過去の土砂流出状況も含めて長期的な視点から考えることが重要である。

1.2.2 山地部の土砂生産

斜面崩壊等の土砂生産が発生すると、その周辺部についても不均質な斜面形状となることによって支持力が低下し、不安定化する傾向にある。崩壊時ほどの外力を受けなければ、すぐに崩壊するわけではないが外力の蓄積や数十年～数百年規模の災害により再度崩壊することは確実である。外力については、前述したとおり降雨だけではなく、地震や風雨等も含まれるため、一度大規模な斜面崩壊が発生した地域については細心の注意が必要である。そして、土砂生産の面で考えれば土砂流出現象の中・長期的なサイクルも土砂生産が発生するサイクルに依存していることが理解できるため、どのような状況下で土砂生産が行われるのかを明らかにすることは河川内の土砂流出現象を考えるうえでも重要である。

また、一概に土砂生産とは言っても山地部における土砂生産にも様々な種類がある。山地部で斜面を形成する土砂に対して、水分量が多い場合は個別粒子で移動する形態をとり（表層流出など）、水分量が少ない場合は集合体として移動する（斜面崩壊等）ことは一般的であり、その中間的な現象として土石流が挙げられる。このように、土砂生産の種類においても発生頻度や規模、土砂生産のタイミングが異なっている。

流砂系における「総合的な土砂管理」を行うためには、主な土砂生産源である山地部における土砂生産現象に関する研究が重要であるが、それらの現象全てを人の手で対処し未然に防ぐことはできない。そのため、生産された土砂が河川へ流入した後に生じる環境変化に応じて対処するのがほとんどのケースである。従って、土砂のみではなく河川環境全般に関する研究も重要であり、防災や生態系等の多彩な分野において土砂流出現象に起因する問題に対処し、同時にそれに関わる計測技術等も向上させなければならない。しかしながら、土砂流出現象に関する技術は昔から数多く研究され計測データの蓄積も進んでいるが、土砂の挙動は複雑である上に、観測流域各所で土砂流出の傾向も異なるため、未だ専門分野間を横断した研究事例は少ない。

1.2.3 河川内の土砂の挙動と特徴

河川内の土砂の輸送形態には、図 1-7 に示すように分類される。輸送形態としては、まず河床との接触があるかどうかで「ベッドマテリアルロード」と「ウォッシュロード」に分類される。ベッドマテリアルロードは河床を構成する砂礫と交換を繰り返す流砂のことを意味し、さらにその移動形式により掃流砂と浮遊砂に分類される。掃流砂は河床を転がる、弾む、水流に押し流されるといった挙動を取る。浮遊砂は河道の流速や流路形状に応じて輸送、堆積を繰り返しながら運搬される。ウォッシュロードは河川へ流入してから河口から流出するまで全く河床と接触しない土砂のことを指す。

粒径区分により名称が決まるわけではないが、ウォッシュロードは一般的に粒径 0.1mm から 0.2mm で構成され、流速が遅くなってもなかなか沈殿しないため河道にほとんど堆積しない。浮遊砂を構成する土粒子は主として 2 mm 以下であり、掃流砂はそれ以上であることが報告されているが定義としては粒径ではなくその挙動により決定される。河道内を移動する土砂の粒形により、土砂流出現象は大きく変化する、それらを観測するために適した技術も異なってくる。そのため土砂流出現象の把握では、「土砂の量」と「土砂の質（粒度分布）」の2つのパラメータを特定することが重要な課題である。

日本のように比較的規模の小さいダムの場合、粘土などの粒径の非常に小さい土砂が捕捉されずにある程度通過していると考えられており、実際に捕捉されたダム貯水池内の堆砂データよりもさらに細粒分が多く土砂移動していると推定される⁸⁾。土砂輸送形態は流量等の水文条件と河床勾配やステッププール等の地形条件に依存するため、一部では堆積していたような粒形（主に、細粒分）であっても、一度輸送されれば下流で補足されないなど空間的に得られる情報の齟齬が発生することもある。

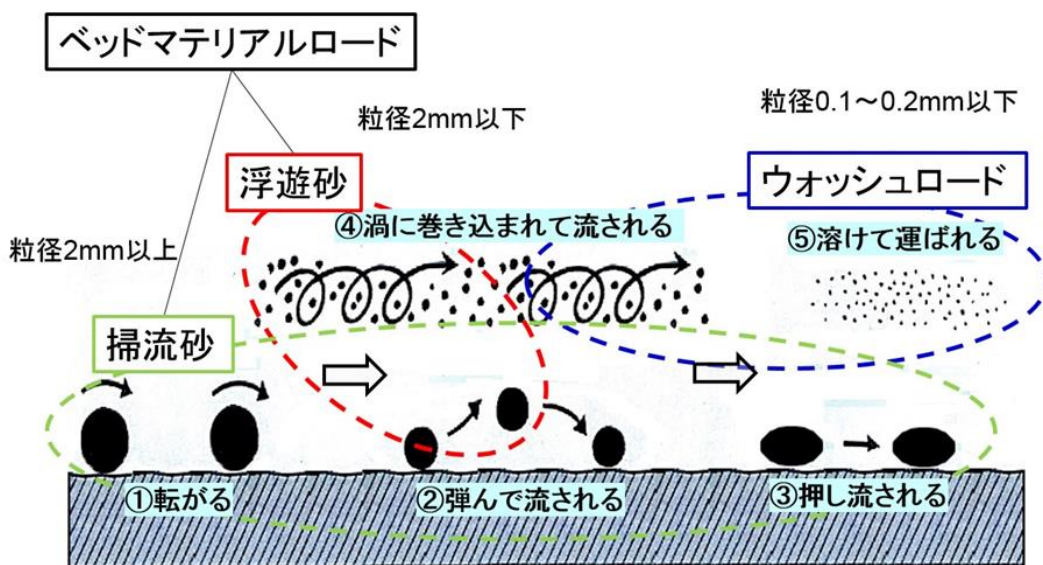


図 1-7 河川内の土粒子の挙動

1.3 山地河川の土砂流出現象の評価に関する手法

1.3.1 河川内の土砂移動を把握する手法

(1) 現場計測による手法

A) 流砂採取器⁹⁾

河川内を移動する土砂量を補足する方法として、最も一般的な手法は流砂採取器を用いた土砂を直接捕捉する手法である。流砂採取器には様々な種類があり、それぞれ異なった特徴がある。ここでは図 1-8 に示す代表的なものを説明する。

河川水採取器は円筒状の形をしており、水中に固定させることにより流砂を捕捉する。河床底部に固定するため、河川水の流下の負荷を受けにくい形状の重りを使用する。本体には、鉛直翼と水平翼が取り付けられており、この翼が流水中で本体を安定させる働きをする。採取口に取り付けられたワイヤーロープを引くことにより瞬時に蓋を閉めることができ、そのままの状態ですぐに土砂を採取可能である。

簡易式採水器 B 型は浮遊砂観測を目的とした流砂採取器である。この採取器は採水速度



(a) 河川水採取器



(b) 簡易式採水器 B 型



(c) 土研式掃流砂採取器



(d) 金網式掃流砂採取器

図 1-8 流砂採取器⁹⁾

を流水の動水圧にのみ支配される構造であり、採取口が小さく細かい土砂のみを補足する。また、排気口の先端を上下させることにより採水速度を調整することが可能である。

土研式掃流砂採取器Ⅱ型、金網式掃流砂採取器は掃流砂観測を目的とした流砂採取器である。土研式掃流砂採取器Ⅱ型は本体の前後の扉を開放した状態で河床に着床させ、流砂を捕捉することが可能である。金網式掃流砂採取器も同様に、開口している部分を上流側に向けた状態で河床に着床させ、流砂を捕捉する。本体は金網状であり、網目が比較的大きいため礫のみの計測に適している。

図 1-9 は自給式エンジンポンプを用いた浮遊砂観測の手法である。この手法はエンジンポンプの吸入口から延びたホースを棒に固定させ、ホースの先を流水中に挿入することにより任意の高さ、位置で計測することが可能である。また、吸入した流砂を採水ビン等に保管し、後で粒度試験等実施することも可能である。計測の際は採取精度を向上させるために、流速とポンプの吸入速度を一致させる必要がある。他の採取器と違い人力で作業が可能である一方で、河川増水中に水際で安全に作業ができる場所に観測位置に限られることや、ホースの流水中における位置を的確に設置する必要がある。このような条件で実施できる場所は、河川幅に対して移動土砂の変化しない比較的川幅が広く、護岸等が整備された沖積河川である。

図 1-10 に各流砂採取器により補足可能な粒径の範囲を示す。河川水採取器は採取口が直径 10cm と広く、水の流れを直接遮断して流砂を採取するため、適用範囲が広いと考えられる。また、金網式掃流砂採取器については、網目の大きさを調整すれば適用範囲を拡張することが可能である。前述したように土砂輸送形態は流量や河床勾配、土粒子の粒形により複雑であり、これらの採取器だけではその一部の観測しか行うことができない。

また、このように河川内を移動する土砂を直接補足する手法は、補足可能な土砂の量が限られており、比較的土砂の移動が緩やかであり出水期においても著しく河床変動しない安定した河川に限られ、長期間の計測にも不向きである。採取器は出水期の河川の流量に耐えるほどの頑丈さが必要であり、設置や運用には重機を使わざるを得ない。そのような点からも観測箇所は下流側の重機の立ち入れる箇所に限られてしまう。

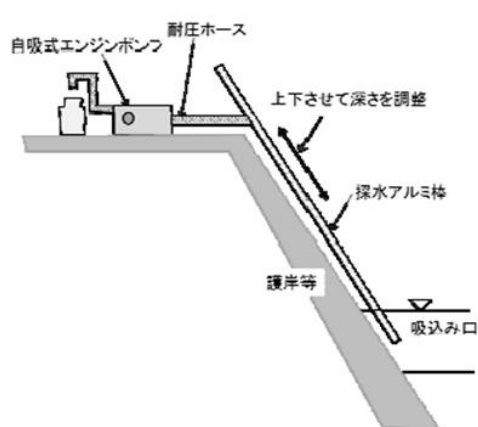


図 1-9 自給式エンジンポンプを用いた浮遊砂観測手法⁹⁾

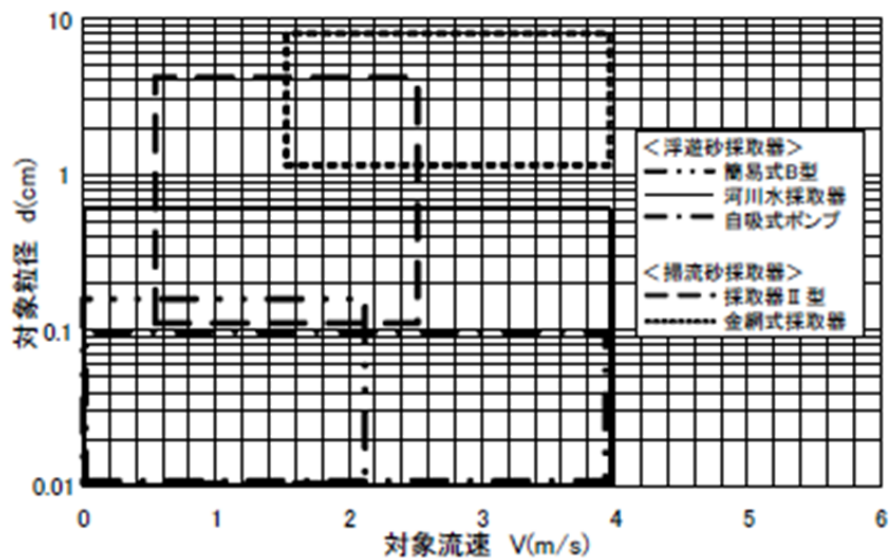


図 1-10 流砂採取器の粒形適応範囲⁹⁾

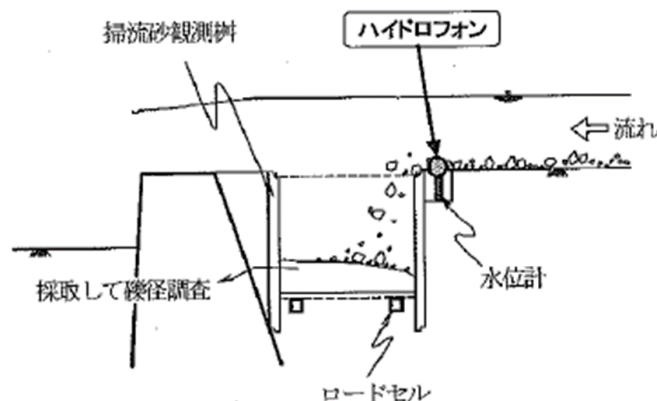


図 1-11 ピット式流砂補足手法¹⁰⁾

B) ピット式¹⁰⁾

ピット式による土砂移動観測は図 1-11 に示すように、河床に穴を掘り側壁が崩壊しないように観測柵を水中に設置し、柵内に流入した土砂を採取、または計測する手法である。図中に示すように、ハイドロフォンやロードセルといった計測機器と組み合わせることにより採取器に比べて連続的に観測することが可能である。一方で、いくつか問題点がある。まず河床を掘り下げる作業やピットが満砂になった際の掘り起こしなど重機を用いた作業が必要となる。また、河床に人為的に穴をあけるため水流が変化しピット内に流入する土砂も通常の河川状況と異なるのではないかという意見もある。また、土砂の粒径や出水規模により土砂の挙動は異なるため、何ミリ以上の土砂は観測可能であるなど、明確な土砂量として評価することは難しい。

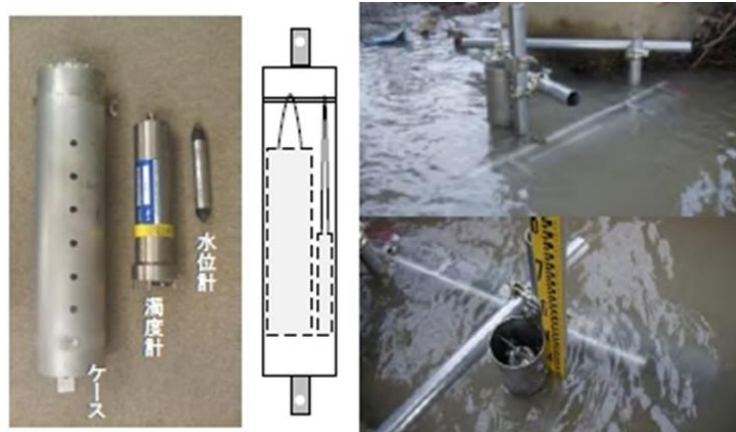


図 1-12 濁度計¹⁰⁾

C) 濁度計¹⁰⁾

浮遊土砂量やウォッシュロード量の把握には濁度計がよく用いられる（図 1-12）。方法としては、流水中の流れが安定している箇所かつ掃流砂が移動する層より上方に濁度計を設置し、その地点の濁度（ppm）を連続的に測定する。一般的に、濁度と浮遊物質濃度（SS 濃度）は比例関係にある。濁度計により観測可能なデータは、あくまでも水の濁りであり、土砂を直接的に計測しているわけではない。そのため、あらかじめ計器のキャリブレーションを実施し、濁度計ごとに SS 濃度と土砂濃度の関係式を把握しておく必要がある。そのために、バケツ採水等が計測と同時期に行われる。測定した SS 濃度と関係式から時系列ごとに浮遊砂濃度（mg/l）を算出し、時系列に応じた流量を乗じることにより土砂量を算定する。観測精度を向上させるために、センサー面を太陽光から守るための保護管装着や出水時に濁度計が埋没しないような設置場所の選定が必要となる。

濁度計は連続的な長期間の観測に適しており、水位計等と同時に観測を行うことが推奨される。濁度計については浮遊砂やウォッシュロードの計測に適用可能であるが、厳密に言えばウォッシュロードは河川横断方向・水深方向に対して一様な分布をする一方で、浮遊砂は深さ方向に土砂濃度が変化する。当然だが、河川横断方向に大きく河床状況が変化しているような場所、射流や水の攪拌が生じるような場所では、土砂濃度が安定しないため計測に不適切である。以上の点に留意して濁度計の計測は実施されるべきである。

D) ハイドロフォン¹¹⁾

ハイドロフォン（音響法）は、図 1-13 に示すようなマイクロフォンを挿入した金属パイプを河床に設置し、砂礫が金属パイプに接触したときの音を解析することにより、流砂量（特に掃流砂）を推定する手法である。連続的にデータを取得することが可能であり、実施事例も多い。しかし、観測機器ごとにキャリブレーションが必要であり、粒度分布を把握す



図 1-13 ハイドロフォン ¹¹⁾

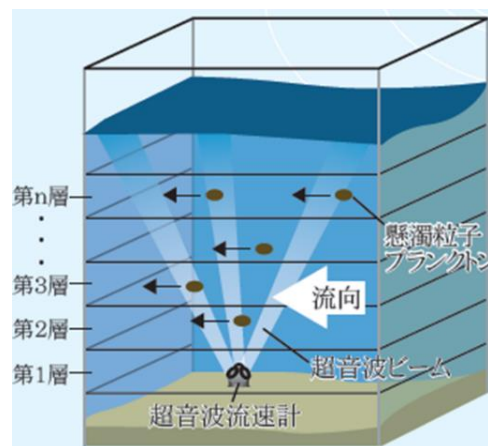


図 1-14 超音波流速計による流砂観測イメージ ¹³⁾

ることが困難であるため、堆積物の調査をする必要がある。また、実施事例が多い一方で、流量が一定値を超えると移動する砂礫の粒径が大きくなり、衝突時の衝撃も激しくなるため、金属パイプ内で残響音が長く残るなど正確に計測できない等の課題がまだ残っている。

E) 超音波流速計

超音波流速計（図 1-14）を用いて、出力された音波の反射強度と浮遊土砂濃度との相関が高いことに着目し、その性質を利用して土砂濃度を推定する方法 ¹²⁾である。超音波流速計の懸濁粒子に対する反射強度から浮遊砂濃度の鉛直分布を推定し、河川断面の通過流量との関係から浮遊砂移動量を計算する。粒径が比較的小さく、浮遊砂やウォッシュロードとして卓越して移動する土砂に対して有効な手法であり、河川の流速分布と組み合わせる手法であるため、河川横断方向に流速分布の偏りが小さい河川に適している。

(2) 水理学の支配方程式に基づく方法

これは、流水の連続式、運動方程式、流砂の連続式（河床堆積物の質量保存則）、粒径別流砂量式および河床堆積物の粒度分布式（河床堆積物の粒径別質量保存則）に基づく方法である。仮に、1次元支配方程式に基づいて解析するとすれば、次のようである¹⁴⁾。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{q}{B} \quad (1-1)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} = g \sin \theta - g \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{\tau_b}{\rho h} \quad (1-2)$$

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{B(1-\lambda)} \frac{\partial}{\partial x} (Bq_b) = 0 \quad (1-3)$$

$$q_{bi} = f_{n1}(\tau_{*i}, \tau_{*ci}, d_i, f_{bi}) \quad (1-4)$$

$$\frac{\partial f_{bi}}{\partial t} = f_{n2} \left(\frac{\partial q_{bi}}{\partial x}, \frac{\partial z}{\partial t}, f_{bi}, f_{b0i}, \Delta \right) \quad (1-5)$$

ここに、 t ：時間、 x ：流れ方向にとった座標軸、 h ：平均水深、 B ：平均河幅、 Q ：流量、 q ：単位長あたりの横流入量、 v ：断面平均流速、 θ ：河床勾配、 ρ ：水の密度、 τ_b ：河床せん断力、 z ：河床高、 λ ：河床表層の間隙率、 q_b ：単位幅流砂量で $q_b = \sum_i q_{bi}$ 、 f_{n1} および f_{n2} ：関数の意味、 f_{bi} ：粒径 d_i の含有率、 τ_{*i} ：粒径 d_i の無次元掃流力、 τ_{*ci} ： d_i の無次元限界掃流力、 f_{b0i} 交換層より下層における粒径 d_i の含有率である。

(1-1) 式～(1-5) 式を適切な上下流端の境界条件と河道の水理量データをもとに解析すれば、領域内の任意の地点における流砂量（流入土砂量）、貯留土砂量等が時々刻々求められる。しかし、掃流砂や浮遊砂が対象となる領域に限ったとしても、実際の流域には河道の合流点が多くあり、方程式形が非線形のためこの方法を適用するのはかなり難しい。

(3) 水理・水文的手法

实在河川を対象とした場合、(2) の水理学、水文学及び土砂水理学の支配方程式に基づいて土砂流出現象を検討することは困難である。このような計算においては、流域及び斜面形状のモデル化が必要であるとともに、支配方程式等の理論式の簡略化（適切な仮定等）が必要となる。そのような過程を経て、降雨流出モデルと土砂水理モデルを組み合わせた研究例を表 1-2 にまとめる。これらの研究は、降雨流出をベースとして土砂移動過程については簡略したものと、土砂移動過程をベースとしてモデル化された2種類に大別される。各モデルの対象とする目的については様々であり、流域のモデル化から土砂流出現象を定義する素過程が異なるため長短については評価できない。

表 1-2 水理・水文学的手法による土砂流出モデル¹⁴⁾

研究者	斜面 河道網	降雨流出モデル	土砂生産	河道の流れ 土砂の輸送	特徴 その他
砂田ら ¹⁵⁾ 砂田ら ¹⁶⁾	GIS データに基づく流域地形モデル，河道網の生成	流出関数法による表面流	降雨強度と斜面勾配の関数	等流，掃流砂，全流砂量	大流域（流域全体）
江頭 ¹⁷⁾ 江頭ら ¹⁸⁾	地形図，単位河道の合成，単位河道へ接続する斜面	表面流は kinematic wave 法，中間流はダルシー則	（考慮可）	等流，掃流砂，ウォッシュロード	ダム貯水池の流域規模，河道貯留土砂量の増減，粒度分布変化あり
宝ら ¹⁹⁾	GIS データに基づく流域地形モデル，河道網の生成	表面流，中間流とも 2 次元，kinematic wave 法，ダルシー則	表面流の関数，土砂生産強度に RS データを考慮	等流，流砂量式	山地流域，河道貯留土砂，粒度分布変化ともに不明
市川ら ²⁰⁾	GIS データに基づく斜面素片及びその集合体	kinematic wave 法による表面流，ダルシー則による中間流	表層崩壊（無限長斜面）	土石流～掃流砂が河道への横流入への形式	土砂輸送過程が斜面素片で扱われている，土砂生産に力点，斜面素片における貯留土砂の変化あり
高橋ら ²¹⁾	地形図に基づく河道モデルとそれを接続する斜面	kinematic wave 法による表面流	（考慮可）	等流，土石流～掃流砂，ウォッシュロード	山地流域，河道貯留土砂量の変化，粒度分布変化あり
村上ら ²²⁾	GIS データと地形図に基づく斜面モデル，土砂水理学の知見に基づく河道モデル	Stanford Watershed Model	農耕地からの土砂流出，河岸侵食	拡散波，掃流砂，ウォッシュロード	農耕地を含む流域，土砂生産は農耕地と河道

1.3.2 山地部の土砂流出現象の評価に関する既往研究

(1) 観測データに基づく土砂流出予測

堆砂資料により年比流砂量を検討する方法がある。ある流域から流出する土砂量の程度を示すのに年比流砂量（1 年間 1 km^2 あたりの流出土砂量）が用いられる。この値は洪水の規模や年により異なるので、その流域の特性を示すためにはかなり長期にわたる年比流砂量の平均が用いられる。この値は既往の貯水池堆砂資料から求められるので、年比流砂量と貯水池堆砂量との関係について考察している。

図 1-15 の (a) は流域に貯水池が 1 箇所ある場合を示している。年間の貯水池への流入土砂量、貯水池からの流出土砂量および貯水池堆砂量をそれぞれ q_{siA} , q_{soA} , ΔV_A とすると

$$q_{siA} = \Delta V_A + q_{soA} \quad (1-6)$$

貯水池の土砂捕捉率を E とすると、(1-6) 式は (1-7) 式で表される。

$$q_{siA} = \Delta V_A / E \quad (1-7)$$

A 点の年比流砂量 q_{siA} は年堆砂量 ΔV_A から (1-7) 式を用いて算出できる。 E は流入土砂の量および粒径、洪水流量および貯水池の条件により支配される値である。様々な要素により支配されるので今後の検討が必要であるが、比較的大きな貯水池で堆砂率（堆砂量／貯水容量）がかなり低い場合には、 E は 1.0 に近く年堆砂量 ΔV_A で年比流砂量を代表させてもよいと考えられる。

次に図 1-15 の (b) のように貯水池 A の上流に貯水池 B が造られた場合を考えると、堆砂量の経年変化は図 1-15 の (c) のようになり、貯水池 B の完成後 ΔV_A は $\Delta V_A'$ のように減少する。図 1-15 の (c) を参照すると、(2.8) ～ (2.10) 式が得られる。

$$\Delta V_B = q_{siB} - q_{soB} \quad (1-8)$$

$$\Delta V_A' = q_{siA}' - q_{soA}' = E q_{siA}' \quad (1-9)$$

$$q_{siA}' = \Delta q_{soB} + q_{siC} \quad (1-10)$$

したがって、

$$\frac{\Delta V_A'}{E} + \Delta V_B = q_{siC} + q_{siB} \cong q_{siA} \quad (1-11)$$

この関係式は B 地点と C 地点および残流域の流砂量の合計が近似的に A 地点の流砂量に等しいとするもので、この区間の河道に貯留される砂礫の量が無視できる場合には関係が成立する。貯水池が複数ある場合でも同様の扱いができる。すなわち、捕捉率 E がほぼ 1.0 である貯水池では、その貯水池を含めて上流にある貯水池群の年間の堆積土砂量の総計をもってその貯水池地点における年比流砂量とみなすことができる。

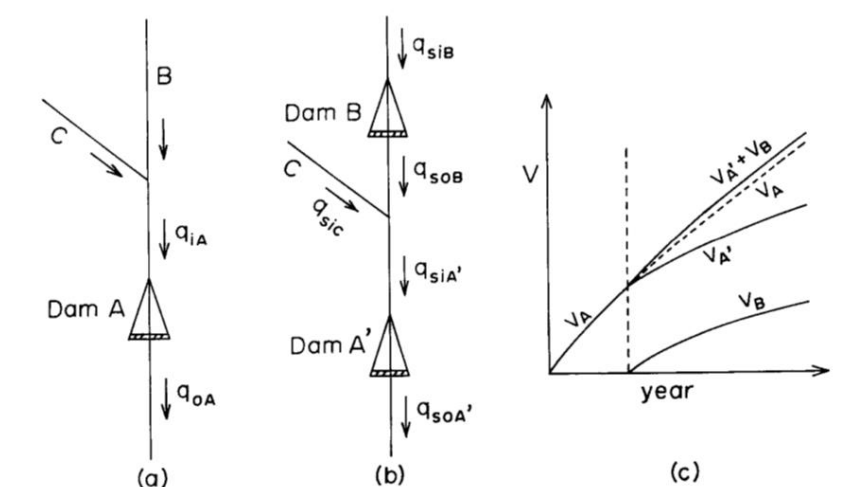


図 1-15 土砂生産量計算に関わるイメージ図²³⁾

この考察に基づき、全国の貯水池堆砂資料から各流域の平均年比流砂量を調べる。捕捉率 E がほぼ 1.0 であると考えられる貯水池として、貯水容量 200 万 m^3 以上、堆砂率 25% 以下のもの、また、平均的な年比流砂量を求めるために貯水池完成後の経過年数が 10 年以上のものを取り上げている。このような貯水池に対して、それを含めて上流の貯水池群の年間堆砂量の合計によってその貯水池地点の平均年比流砂量を求め、流域面積との関係を示したものが図 1-16 である。

①群は日本で最大の流出土砂量を示す黒部川、天竜川、大井川の年比流砂量で、他の地域と比べ著しく大きい。②～③群は、只見川、庄川、吉野川、木曽川、耳川、十津川など流出土砂量の多いとされている河川のものである。④～⑤群は日本でも最も流出土砂量が少ない中国地方の河川のものである。その他の地域の流域の河川では③～④の間に入るものが多い。それぞれの直線は次の関係を示している

$$q_s \propto A^{-0.7} \quad (1-12)$$

この関係は、同一の水系の資料についてほぼ成立していることが認められる。しかし、詳細に見ると、庄川水系などのように流域面積が最も小さい地点において年比流砂量が最も小さくなっている場合もある。図 1-16 の関係は平均年比流砂量を全国的立場からマクロに捉える上では有用であるが、さらに詳細には流量、河川勾配、崩壊面積などとの関係を検討する必要があるとしている。

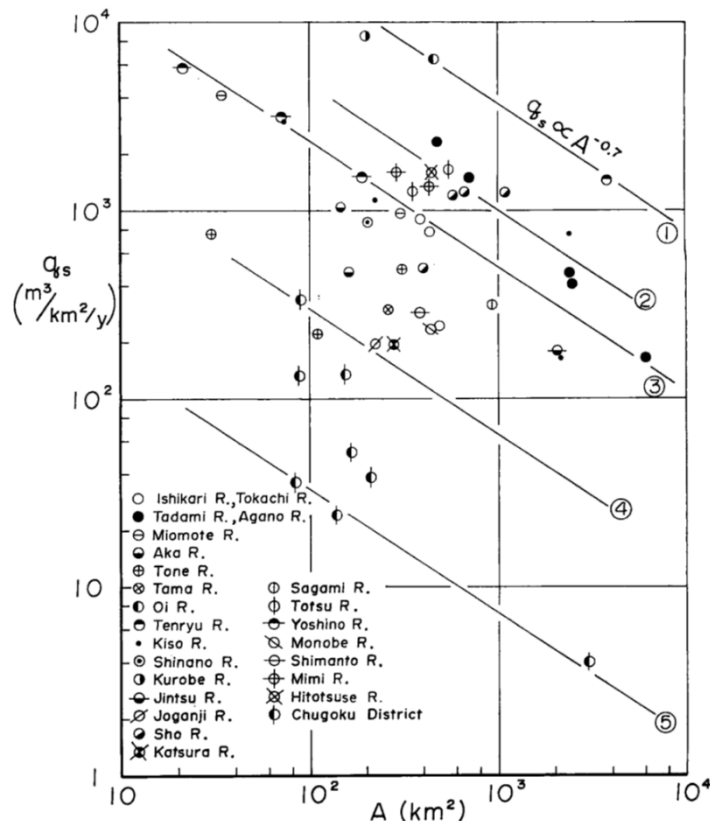


図 1-16 日本における土砂生産量と流域面積の関係²³⁾

(2) 河道特性を踏まえた土砂動態予測モデルの開発

ダムの貯水池・河道部の堆砂対策を検討するにあたり、流域の土砂動態（河川流量と河床変動の関係、将来の河床変動など）の的確な把握が極めて重要であるため、対策検討の基幹ツールとなる土砂動態予測モデルの開発が災害を起点として 2006 年より進められた。長期的かつ広域的な土砂動態の把握を目的として浸水被害が発生した宮崎県諸塚中心部を含む塚原ダム直下から耳川河口までの区間を対象に 1 次元河床変動解析が実施された。また、河道の湾曲が連続する箇所において、河川横断方向の河床変動による局所的な堆積や洗掘による影響を把握することを目的として平面 2 次元河床変動解析が行われた。

河床変動解析では、河道地形（河川断面、河床勾配）をもとに水の流れの計算を行い、河川の流速、河床の掃流力などを求め、これをもとに河床に堆積する土砂の移動（河床変動）を計算する（図 1-17）。解析を実施にあたり、土砂の河川への流入量や粒径など土砂動態に影響する様々な条件を適正に設定することが重要となる。図 1-17 の「①ハイドロ（出水波形）」とは、ダム地点の流量実績データをもとにダム貯水池および河道区間の水の流れを計算した結果である。「②流入土砂量」とは、流域最上流部の上椎葉ダムや近傍 3 水系の最上流に位置するダムの過去の堆砂量実績をもとに各ダムの流入土砂量の期待値を算出し、各ダム流域の崩壊地面積比率との相関回帰式を求め、この式から山須原ダム～大内原ダムの

残流域からの土砂流入量を 800～1,100m³/km²/年と設定されている（図 1-18）。「③粒径」はモデルを構築するに先立ち、本川や支川で河床ボーリングなどの調査が実施され、得られた各所の粒径分布をモデルに反映させている。

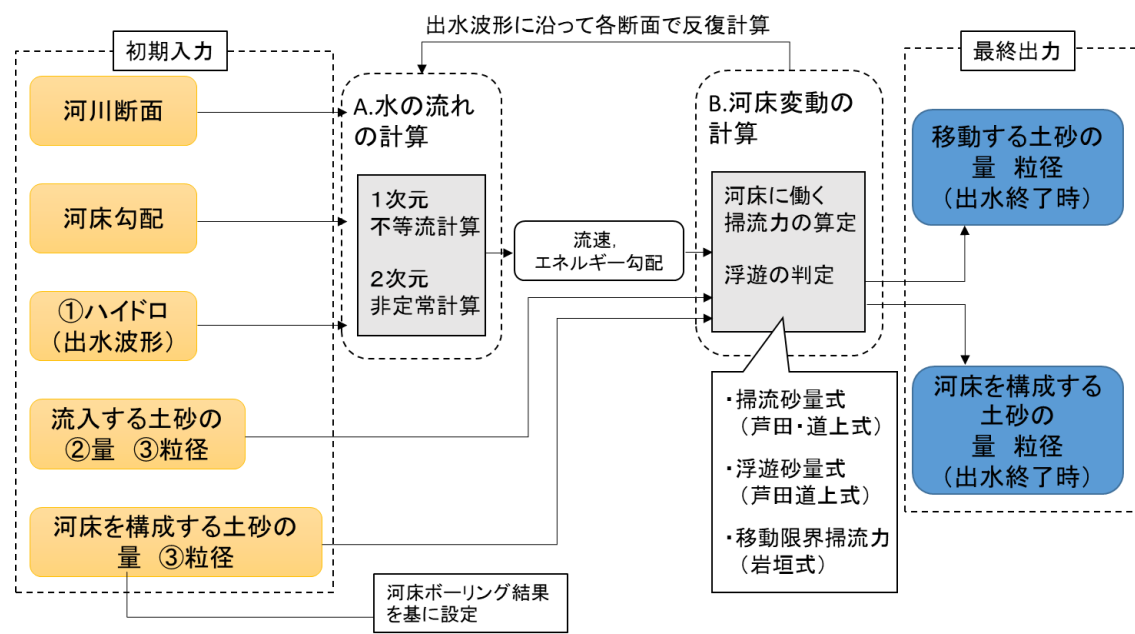


図 1-17 河床変動解析の基本的なフローチャート ²⁴⁾

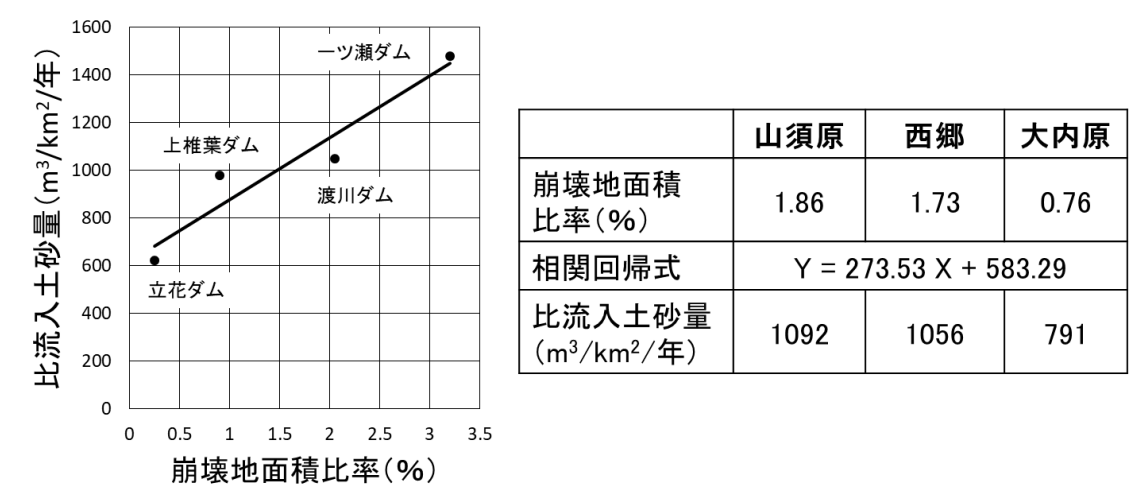


図 1-18 貯水池内への比流入土砂量と崩塌地面積比率の関係 ²⁴⁾

表 1-3 1次元解析モデルの適合性の確認²⁴⁾

	山須原ダム流域		西郷ダム流域		山須原ダム流域	
	実績	解析	実績	解析	実績	解析
H15～H16年の堆砂量増減（千 m ³ ）	+414	+400	+284	+293	+214	+206

河床変動量、河床形状、河床材料の粒径分布に重点を置き、1次元河床変動解析の再現性について検証が行われた。比較的大きな河床変動が生じていることに着目し、H15～H16を対象期間とした検証の結果、河床変動量、河床形状、河床材料の粒径分布について、実現象を概ね再現できていることを確認している。表 1-3 に土砂量のオーダーを示す。また、河道湾曲部における堆積・侵食傾向に重点を置き、同一条件で実施した水理模型実験結果との比較を行うことでモデルの妥当性の検証も行い、湾曲部外岸側の侵食など実現象を概ね再現していることを確認している。

このような河床変動モデルにより将来的な河川内の土砂動態を捉えることを可能とし、貯水池周辺における浸水リスクの想定や土砂浚渫効果の事前把握などの適用できると考えられている。また設備保全の高度化も同様に期待されている。また、このようなモデル化については、観測データの蓄積やもっと長期間観測での検証データが必要である。そのため、現地での各種測定データ（流速、濁度、侵食等）に基づくモデル精度の向上を図っていく方針であると述べられている。

1.3.3 山地河川における土砂流出現象の把握手法の問題点

土砂流出現象について述べてきたが、山地河川の土砂流出現象については土砂生産領域とそこで発生した土砂を下流へ輸送する山地河川との距離が近く、沖積河川や海岸付近の河川環境と全く状況が異なる。土砂生産領域のすぐ傍にある河川では土砂が生産されるたびに河川環境が一変する。それは、生産された土砂のボリュームやその粒形サイズが下流に比べて大きく、河床勾配も高くなり、川幅もより狭くなっているため、流下能力が極めて高いのである。1.3.1 で挙げたような土砂移動を把握する手法及びそれらの研究では、見通しがよく河川のどこで計測しても基本的には誤差の生まれない環境であることが前提として挙げられる。山地河川においては、過去の崩落による河道内の巨岩の存在や曲率のきついカーブ軌道を描く河道縦断形状、河道の隣接斜面が斜面崩壊後剥き出しのまま存在しているなどその構造は複雑で、河川内の代表的な特徴を掴むのも難しい。

流域面積と土砂生産量との規則的な関係性についても述べられていたが、山地河川においては本流以外の流域規模が大きくても 100km² に満たない上に、個々の流域の地形的地質的特徴が異なってくるため流域面積のみで評価することは困難である。特に、山地部においては降雨が局所的に変化し得ることからも降雨や流量等の観測データ、崩壊の履歴などを参照しなければ流域差を確認することができない。

そこで、注目されるのが流水や土砂に関わる提唱式に基づく解析的手法である。特に、ダムを有するような流域については、本流部は水深も川幅も十分に確保されており、ダム管理上の定期的な観測も行われているため、解析的手法は河川内の土砂移動を把握することに最適である。特に、上流域に行くほど出水期中の観測は困難であり危険性も伴うため、安全性に留意して評価できる手法であることは当然である。しかし、一見して河床変動モデルによる土砂流出の評価は定量的であるよう認識されるが、流量や河床状況の計測が行われていてもうまく土砂移動を再現できない場合もある。そのため、本来であれば固定値として扱われるマンニングの粗度係数等の求めたい変数（土砂量）以外の不確定要素を調整することで解析解が得られがちである。たしかに、マンニングの粗度係数や土砂輸送式等の定義は一つではなく、工学的により近い数値及び計算式が膨大な研究の蓄積により求められているため、そのような不確定要素の調整が間違っているとは言えない。そこで、ダム貯水池内の土砂流出現象に対する解析として、既往研究から改善すべき点を次のように挙げる。

- ・求める解析解は河川支流からの土砂流出量のみとし、他は変数とする。
- ・上流端（河川支流）の流量は流域特徴（地形地質的要因）を反映したデータとする。
- ・事前に河道調査を行い、時間スケールとその地点の堆積侵食の傾向を把握する。その結果を流域物性値（特に、粗度係数）に反映させる。

1.4 支流域からの土砂流出の評価に関する課題と本研究の目的

1.4.1 土砂管理に求められる新たな着眼点

従来はダム貯水池内に流入する「堆砂量」という指標で土砂流出は管理されてきた。しかし、「総合的な土砂管理」においては、土砂移動の連続性を回復させ、流砂系全体の健全化（土砂災害の防止や河川環境保全、河川の適切な利活用など）を図ることが求められている。そのためには、「動的」かつ「広域（面的）」な視点から土砂流出現象を捉える必要があり²⁵⁾、ダム上流部の河川（本流）ではなく、ダムを起点とする本流、支流、山地部の土砂流出現象を適切に把握することが重要である。

これまでの土砂管理は、ダム貯水池内に流入した土砂量を深淺測量ベースで確認し、事後的に過去の出水による本流への土砂流出量として見ており、上流部の河川支流においての土砂流出現象については検討されてこなかった。貯水池内の土砂管理だけで十分であったが、土砂移動の連続性を回復させる取組み²⁶⁾に伴い、土砂の発生源や土砂流出量の多寡を予見する必要が出てきた。そのため、河川支流からの土砂流出量の評価をより正確に行う方法やどの支流域が活発に土砂を流出するかを検討していく必要がある。本章で述べたように土砂流出は出水規模やその時々状況により複雑に変化するため、蓄積された数年から数十年規模の短期的な観測データだけで詳細まで正確に予測することは困難である。従って、現状の統計的な地形データ、流量等の観測データと現地状況から長期的な土砂流出現象

について考え、活発な土砂流出現象が起こり得る条件について検討を行い、豪雨等により河川支流から多大な土砂流出が生じる前に対応策を考えていく必要がある。

1.4.2 支流域からの土砂流出の評価に関する課題

河川支流における土砂流出状況を定量的に把握すること、時間スケールを考慮した河川支流の土砂流出現象を検討することは、「総合的な土砂管理」を実施するうえで必要不可欠なことである。ダム管理において、これまでダム上流部の支流域の流域差が考慮されてこなかったのは事実であるが、土砂生産現象の主たるものである崩壊に関してはその特徴に関する統計が数多くなされてきている（例えば参考文献 27）。このような統計データを基に、急傾斜地崩壊危険区域等の条件が決定され、土砂生産現象という位置づけにおいても崩壊が未発生な地域や斜面に対しても同様な地形では土砂が生産され易いのではないかと誤解されがちである。しかし、土砂生産現象というものは地形的な要因はもちろん、降雨や地下水位の変動、過去の地震や古い崩壊等による影響を受けて発生²⁸⁾するものであると認識する必要がある、斜面単位の地形を見てみれば日本は急峻であることから危険な斜面ばかりである。

このような土砂生産現象に関する地形の統計が支流域差を評価するうえで、全く見当違いであるというわけではなく、土砂流出現象の時間スケールや崩壊後の斜面の不安定化等が考慮されていないことが問題である。時間スケールを考慮すれば、土砂生産現象は長期的なスケールで起こるものであり、実現象と結びつけるためには斜面形状やその物性値に対して様々な水文条件で安定解析を行う必要がある。しかし、数多ある斜面の地盤物性値や降雨パターンを的確に予測・適用し評価することは不可能に近い。

また、河床変動に対する計測としては、従来から縦断測量および横断測量を基本とした100m～200m ピッチなどの断面形状データの取得が主流である。グリーンレーザ（ALB）による河川測量の試み²⁹⁾も昨今では実施されており、理論上水底部の地形情報を得られることから河川測量への適用が期待される一方で、まだまだ水底部の精度検証の報告が少ない。また、定期的な縦断測量や横断測量においても費用面や効率面における課題から短期間に詳細なデータを得ることは難しい。山地河川においては河道内の環境が数100m 区間で二転三転するため、より高精度な地形データが必要であり、なおかつ河床材料や河川擁壁などの性状を定量的に把握できる手法が必要である。

1.4.3 山地河川の土砂流出評価に関する提案

土砂流出現象というものは様々な時間スケールの異なる現象が同時且つ混在的に循環しているものであると把握しなければならない。そして、常にその視点を持って、調査や分析結果の検討に努めるべきだと考えられる。特に、斜面崩壊などの長期的なサイクルで発生す

る現象やどの流域からの土砂流出が活発かなど気候条件に左右されやすい現象については現在の状況を見るだけでなく、地形の発達過程や過去の現象の履歴について正確に把握していく必要がある。人間の時間スケールで考えれば地形はほぼ変化しない数値であるが、地形の発達というスケールではその限りではなく、発災後に過去の災害痕跡が発見されるケースは地形発達の過程に違いが生じた結果の可能性もある。

河床堆積物等の調査では、短期的な土砂流出に着目しがちであるが、現在の支流流域にある河床堆積物及び河川環境においても中・長期的スケールの土砂流出現象の痕跡が累積した状況であるはずであり、その流域の土砂流出現象の特徴が反映されたものであると捉えるべきである。特に、河床堆積物の粒径については、平均粒径の大きな流域ほど土砂流出量が多いと報告された事例³⁰⁾もあり、土砂流出現象の把握にとって重要な因子であると考えられる。そのような観点から現在の河川を構成する河床材料及びその変化に着目すれば現在の土砂流出現象や過去にどの程度の土砂流出をしてきたのかを推測することができるのではないかと考えられる。

また、河床材料が土砂流出現象の特徴が反映された状況であるのと同様に、地形についてもその土砂流出現象の影響を受け変化しているはずである。そのような地形発達の地形変化の特徴と土砂流出現象を結びつけることができれば、山地河川の土砂流出現象を予見的に把握することができると考えられる。

1.4.4 本研究の目的

本研究の目的の一つは、山地河川における土砂流出現象の特徴を河床変動から明らかにすることである。土砂流出現象の特徴を決定づけるものとして最も根幹にあるのは、流域地質の違いである。そのため、流域地質の大きく異なる二つの支流流域を対象として、河床変動を定量的に評価し、土砂堆積状況の特徴及び対象支流流域間の違いを明確化する。この評価における河床変動とは河床材料の変化及び河床形状の変化を指す。そして、河床変動計算を駆使して土砂流出現象の再現を行い、地質的観点から河床材料の違いを考慮することによる現象の再現性について検討し、流域全体の土砂移動を包括的に捉えず、河川支流単位で土砂流出を捉えることの重要性について述べる。もう一つの目的は、土砂流出現象を予測するための予備的な検討として地形発達と土砂流出現象の関係性を明らかにすることである。平成 29 年の九州北部豪雨災害で発生した崩壊地や土砂生産状況を定量的に評価し、その結果と地形発達に着目した地形分析、水文調査等の結果から、上流域からの土砂生産及び流域内の土砂流出について流域単位で差が生じるのか検討する。

1.4.5 用語の定義

本論文においては土砂流出現象について様々な視点から調査、分析を行い山地河川にお

ける一連の土砂流出現象について述べる。しかし、前述したように土砂流出現象には様々な要素、過程が含まれ対象とする現象の範囲が広いため、主に用いる表現について次のように定義する。

(1) 土砂流出現象

一般的に、雨が河川水の流量に変換されて流れ出る現象は流出現象と呼ばれ、特に土砂が流れ出る現象に着目する場合は土砂流出現象と呼称される。高橋⁶⁾は、平地部における土砂流出現象は噴火による降灰や黄砂のように風で運ばれてくる現象もあり、通常は河川の雨水流出現象に付随すると定義している。また、本研究のような山地部の土砂流出現象は河川の流出現象に付随するものの他に、斜面が、地殻変動による変形、地下水位の上昇による不安定化や地震動の作用によって崩壊し、そのまま流水の作用とは無関係に流出する現象も含むと定義されている。単に、土砂流出、土砂流出量と表す場合は、特定の流域末端からの土砂の流出（量）を指すものと定義する。

(2) 土砂移動

「河川内の」など付かない場合は、流域全体の斜面崩壊などの土砂生産から河川内の土砂移動、流域からの土砂流出までの一貫した流れのことと定義する。

(3) 土砂生産現象

斜面崩壊や地すべり、河岸侵食などの現象。河川内を移動する前の現象であり、新たに土砂を生成する事象と定義する。

1.5 論文構成

論文構成のフロー図を図 1-19 に示す。

本章では、従来の河川における土砂管理は新たな方針を取り入れる必要があり、ダム流域においては本流の土砂管理だけではなく、土砂流出現象への理解と分野横断的な知見が必要であることを述べた。また、土砂流出現象の一般的なメカニズムやそれらを観測する技術、研究について述べ、特に山地河川における土砂流出現象の把握における支流域の土砂流出の把握や土砂生産に対する評価において中・長期的スケールの視点の重要性を述べた。

第2章では、研究対象領域である宮崎県耳川流域及び福岡県朝倉市乙石川流域の概要について述べる。また、各研究領域で発生した平成17年の台風14号による災害(耳川流域)、平成29年7月の九州北部豪雨災害について説明する。

第3章では、UAVによる空中写真測量技術を用いた河川支流の土砂堆積状況の定量評価を行う。取得したデータ（写真）から3次元モデル、2次元標高データ（DEM）及びオルソ画像を生成し、土砂堆積量・侵食量及び移動土砂の粒径の定量評価を行う。

第4章では、取得した河川支流の土砂堆積状況に関するデータを2次元河床変動計算に適用し、構築した河道モデルに対して土砂堆積状況から推定された粒径情報の中からもっとも実現象に見合うものを解析的に求める。

第5章では、流域の調査及び河床材料の検討から得られた支流単位での土砂流出現象と地形に対する考察を行う。また、その結果をもとに耳川流域本流部分を対象として1次元河床変動計算を行い、河床材料の粒度分布の重要性や解析手法の再現性について論じる。

第6章では、福岡県朝倉市乙石川流域を対象として九州北部豪雨災害で発生した崩壊地の判読及び特徴の分析をGISベースで行う。地形発達に着目して、乙石川流域における土砂流出状況を流域地形や水文調査から分析し、流域内の土砂流出現象の特徴を検討する。

第7章では、両研究対象領域における土砂流出現象について総括し結論とする。

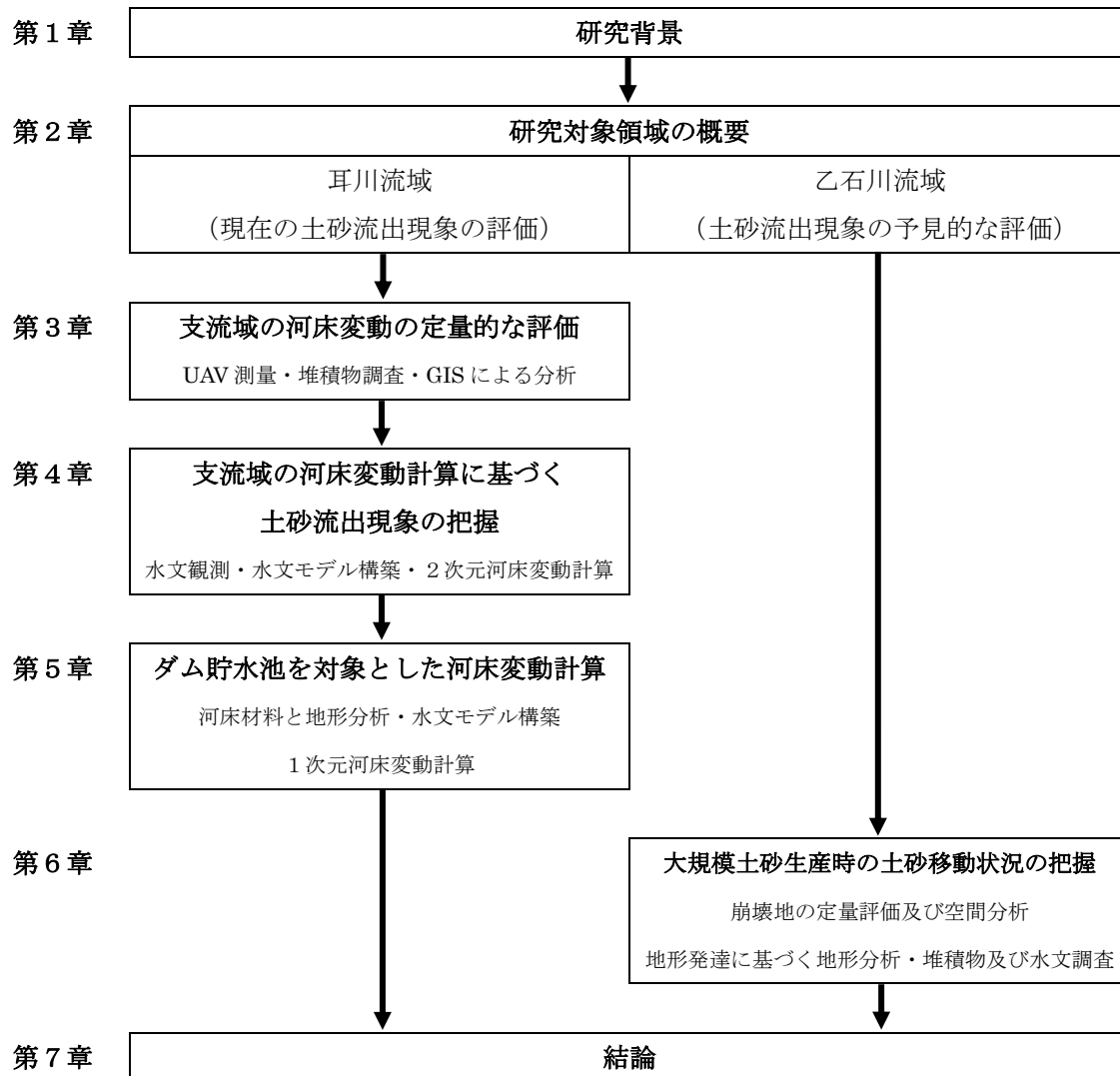


図 1-19 論文構成のフロー図

参考文献

- 1) 水山高久：流砂系における土砂動態と土砂管理そして砂防，土木学会論文集 No.754，Ⅱ—66，pp. 1-8，2004.
- 2) 建設省河川局砂防課 河川審議会：河川審議会「総合土砂管理小委員会」報告と今後の取組み，河川 No. 628，1998.
- 3) 国土交通省：第二次国土形成計画（全国計画）
http://www.mlit.go.jp/kokudoseisaku/kokudokeikaku_fr3_000003.html，閲覧日（2018.12.1）
- 4) 宮崎県河川課：耳川流域における総合土砂管理について，ホームページ（<https://www.pref.miyazaki.lg.jp/kasen/shakaikiban/kasen/page00135.html>），2011.
- 5) 土木学会：平成 29 年度 土木学会西部支部 講演会 “総合土砂管理”とは？—流砂系と私たちの暮らし—，配布資料，2017.
- 6) 高橋保：土砂流出現象と土砂害対策，近未来社，pp. 33-37，2006.
- 7) 国土交通省河川局監修 社団法人日本河川協会編：河川砂防技術基準 同解説（計画編），技報堂出版，pp47-64，2005.
- 8) 国土交通省国土技術政策総合研究所 独立行政法人土木研究所：ダムと下流河川の物理環境との関係についての捉え方，国総研資料第 521 号，土研資料第 4110 号，2009.
- 9) 国土交通省国土技術政策総合研究所：健全な水循環系・流砂系の構築に関する研究，国土技術政策総合研究所プロジェクト研究報告，第 16 号，2007.
- 10) 小竹利明，坂井等，魚野川上流域におけるハイドロフォンを用いた流砂量観測について，2007.
- 11) 水垣滋，阿部孝章，丸山政浩：濁度計を用いた出水に伴う高濃度濁水中の浮遊土砂濃度推定法，2011.
- 12) 横山勝英，宇野誠高，森下和志，河野史郎：超音波流速計による浮遊土砂移動量の推定方法，土木学会 海岸工学論文集，第 49 巻，pp. 1486-1490，2002.
- 13) いであ株式会社，技術資料（超音波流速計による土砂動態調査），ホームページ（http://ideacon.jp/technology/leaflet/e3-10_sand_movement.html），（閲覧日：2018.11.30）
- 14) 土木学会：水理公式集，土木学会編，平成 11 年度版，1999.
- 15) 砂田憲吾，長谷川登：国土数値情報に基づくヤンチ河川水系全体における土砂動態のモデル化の試み，土木学会論文集，No.485/Ⅱ-26，pp. 37-44，1994.
- 16) 砂田憲吾，小松勝彦，小林弘：流域全体の土砂動態モデルに関する基礎的検討，水工学論文集，第 44 巻，pp. 729-734，2000.
- 17) Egashira, S.: Research Related to Prediction of Sediment Yield and Runoff, Symposium on Japan-Indonesia IDNDR Project, September 21-23, 1998, Bandung,

Indonesia, pp. 373-384, 1998.

- 18) 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, 第 44 卷, pp. 735-740, 2000.
- 19) Takahara, K., Notsumata, K. and Uesaka, R.: A Distributed Model for Flood Runoff and Sediment Yield Based on Remote Sensing and GIS, Symposium on Japan-Indonesia IDNDR Project, September 21-23, 1998, Bandung, Indonesia, pp.373-384, 1998.
- 20) 市川温, 佐藤康弘, 椎葉充晴, 立川康人, 宝馨: 山地流域における水・土砂動態モデルの構築, 京大防災研究所年報, 第 42 号 B-2, pp. 211-224, 1999.
- 21) 高橋保, 井上素行, 中川一, 里深好文: 山地流域における土砂流出の予測, 水工学論文集, 第 44 卷, pp. 717-722, 2000.
- 22) 村上正吾, 林誠二, 亀山哲, 渡辺正孝: 河川流域内農林地域における土砂動態モデルに関する基礎的検討, 水工学論文集, 第 45 卷, pp. 799-804, 2001.
- 23) 芦田和男, 奥村武信: ダム堆砂に関する研究, 京大防災研究所年報, 17 号 B, pp.555-570, 1974.
- 24) 加来睦宏, 吉村健, 山上裕也, 津末明義: 河道特性を踏まえた土砂動態予測モデルの開発について.
- 25) 独立行政法人土木研究所土砂管理研究グループ火山・土石流チーム: 山地流域における土砂生産予測手法の研究, 京都大学防災研究所年報第 47 号 B, pp. 1-10, 2004.
- 26) 高田康史: 貯水池土砂管理手法とダム計画・管理への適応に関する研究, 京都大学博士論文, pp.1-10, 2005.
- 27) 小山内信智, 富田陽子, 秋山一弥, 松下智祥: がけ崩れの災害の実態, 国総研資料第 530 号, pp.1-210, 2009.
- 28) 千木良雅弘, 山崎新太郎: 耶馬溪の崩壊性地すべりの調査報告, 京都大学防災研究所ホームページ (<http://www.dpri.kyoto-u.ac.jp/news/10422/>), 閲覧日 (2018.11.30)
- 29) 山本一浩: グリーンレーザ (ALB) を用いた河川測定の試み, 河川技術に関するシンポジウム 2017 (発表資料), ホームページ (http://committees.jsce.or.jp/hydraulic01/system/files/02_OS1Yamamoto.pdf), 閲覧日 (2018.11.30)
- 30) M. Attal, A. M. Mudd, M. D. Hurst, B. Weinman, K. Yoo and M. Naylor: Impact of change in erosion rate and landscape steepness on hillslope and fluvial sediments grain size in the Feather River basin (Sierra Nevada, California), Earth Surface Dynamics, 3, pp. 201-222, 2015.

第2章 研究対象エリアの概要

2.1 はじめに

本章では、研究対象エリアについて山地河川の土砂流出現象の中でのどのような位置付けにあるか述べ、その特徴について説明する。また、総合的な土砂管理の実現のために必要な視点や、各研究対象エリアで得られた成果が山地河川の土砂流出現象の把握にどのように結びつくか大局的に説明する。

本研究で対象とする流域は、宮崎県北部に位置する耳川流域と福岡県朝倉市の筑後川水系に位置する乙石川流域である。各流域の地形、地質的な特徴は後述する。これら2つの対象エリアでは過去大規模な豪雨に伴う土砂災害が発生し、土砂生産や河床変動等の土砂流出現象が活発に行われている。

山地河川の土砂流出現象を模式的に表すと図 2-1 に示すとおりである。豪雨時には斜面崩壊等の土砂生産を伴うため、土砂流出と河床変動もそれに応じて大きくなる。このような大規模な土砂流出現象が発生した直後は、通常規模の降雨であっても土砂流出や河床変動も比較的大きい傾向にある。これは豪雨時に発生した崩壊斜面が不安定化していることや土砂が河道内に堆積し、供給源として機能していることが原因として挙げられる。そして、長い期間を経ることによって河床は安定的になり、通常時の出水に対して同程度の土砂を流出するような状況となる。このような数十年に一度規模の豪雨を伴った一連のサイクルを繰り返すのが、山地河川の土砂流出現象である。耳川流域は現在（平成 31 年）から 10 年以上も前に大規模な土砂災害を経験した河川であり、現在は図 2-1 で示す「通常出水」に相当する安定的に土砂を流出する流域である。一方で、乙石川流域は平成 29 年の九州北部豪雨災害を研究対象としており、図 2-1 で示す「豪雨」の期間に相当する。

土砂流出現象のサイクルの中では、乙石川流域は山地部で発生する土砂生産と斜面直下の土砂流出現象を分析することに適した対象エリアであり、耳川流域は河川に流入した土砂が長い時間をかけてどのように堆積、輸送されるかの検討に適している。

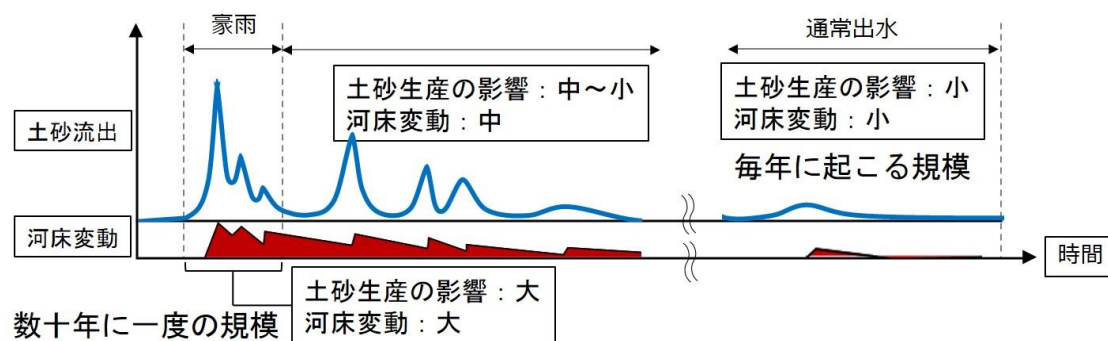


図 2-1 山地河川の土砂流出現象

2.2 研究対象エリア（耳川流域）の概要

2.2.1 研究対象エリアの位置と気候

耳川は、宮崎県北部日向市を河口とする幹線流路長約 94.8km の二級河川である。図 2-2 は研究対象エリアの流域図であり、流域面積は約 884.1km²、流域内人口は1 万 4 千人である。耳川流域は、北部は五ヶ瀬川、五十鈴川、西部は緑川、球磨川、南部は小丸川、一ツ瀬川の流域に隣接している。本流域は毎年土砂災害が懸念される地域ではあるが、耳川本川沿いから上流域の谷部の狭い平地部に集落が形成されており、林業や農業が盛んに行われている。耳川本川は豊かな川幅を有しており、流域全体で7つの水力発電ダムを有している。耳川の河川形状は隆起した山々に囲まれ、湾曲しており随所で堆積場が見られる。耳川は九州の中心部にも近いと、国見岳や市房山といった 1,000m 級の山々が連なっており地形的にも上流域は急峻であることがうかがえる。このような高い山脈に囲まれた地形ゆえに、冬から春にかけては西からの季節風が東シナ海の水蒸気を含んだ空気を運んで雪や雨を降らせている。また、夏から秋にかけては梅雨前線や南海上から北上する台風のため、東からの風が吹き続き、日向灘の温暖な空気が山々に沿って上昇し、雲を形成し大雨を降らせている。気候は温暖で年間平均気温は約 17℃と温暖であるが、冬になるとしばしば山地部で降雪が見られる。年間平均湿度は 70%前後で、山地部での年間降水量は 2,000mm を超え、降雨の大部分は梅雨時期に及び台風期に集中する。



図 2-2 耳川流域の流域図¹⁾

2.2.2 流域の地形・地質

流域の地形は、西側の山岳地帯に標高 1,000m 級の九州中央山地が分布しており、熊本県に接している。西から東にかけて標高は下がり、日向灘へつながっている。流域のほとんどが起伏の複雑な山地で、最下流の大内原ダムから下流および坪谷川の下流に沿って狭い平坦部が形成されている。河口部はリアス式海岸で湾となっており、起伏に従ってわずかに平地が形成されている。

流域の地質は、上流部に秩父帯の粘板岩、千枚岩、チャートなど、中流部の広い範囲に四万十累層群の砂岩・頁岩及びその互層などが分布²⁾している。中・古生層他責岩である秩父帯、四万十帯は構造的に脆弱な地質であることが既往研究^{3),4)}などにより述べられており、崩壊が比較的多いことが確認されている。下流部には尾鈴酸性岩類の流紋岩などが見られる(図 2-3)。流域上流部の上椎葉村に分布する仏像構造線⁵⁾(図 2-4)によって造られた日本最大級の断層とその周辺には変成・圧縮によって脆くなった破碎帯が分布するため、土砂生産が活発であり、破碎帯の侵食によって大地が刻まれて急峻な地形となっている。

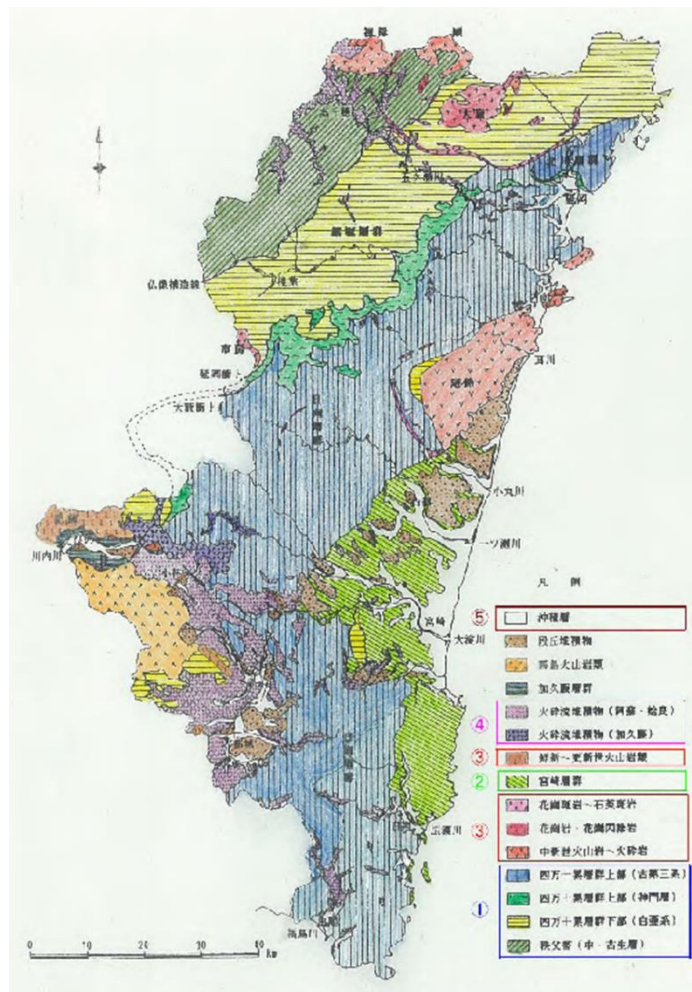


図 2-3 宮崎県の地質図²⁾



図 2-4 上椎葉村に位置する仏像構造線⁶⁾

流域の特徴的な地質構造として、耳川本川の右岸側と左岸側とで受け盤と流れ盤を呈することが挙げられる。基盤は北東ー南西方向に帯状に配列し、北西方向に傾斜した構造をなしている。地層の傾斜が斜面の傾斜と同一方向である場合、これを流れ盤と呼ぶ。また、地層の傾斜が斜面の傾斜と交差している場合を受け盤という。構造上、斜面崩壊が起きやすいのは流れ盤であるため、耳川においては右岸で中～大規模な崩壊が多数発生している。

2.2.3 平成 17 年台風 14 号による被害

(1) 平成 17 年台風 14 号による災害の概要

宮崎県は多雨地帯であることや台風の通過経路となりやすいことから昔から大雨による災害を幾度となく経験してきており、平成 17 年の台風 14 号により宮崎県全域は未曾有の被害を受けた⁷⁾。台風 14 号による災害は湿った東風が九州山地にぶつかることによって、宮崎県に大雨を降らせたこと起因している。その雨量が記録的なものとなった要因としては台風の進行速度が非常に遅かったこと、台風の勢力が強かったことの 2 が挙げられる。九州の南海上で北上速度が遅かったため、東よりの方角から湿った風が吹き込み、地形的に雨



(a) 平常時の諸塚商店街 (b) 洪水時の諸塚商店街 (c) 洪水時の諸塚商店街
(上流から望む)

図 2-5 被災した諸塚付近の状況 ㉗

雲が発達しやすい場所で次々と雨雲が発達した。台風の勢力については、台風が大型で、発達した雨雲が広範囲に分布することとなり、台風が離れている段階から 1 時間に 50 ミリ前後の非常に激しい雨が降り始めた。さらには、濃い雨雲を伴ったまま九州へ接近し、上陸した。台風 14 号に伴う大雨は、一般的に「集中豪雨」といわれる 1 時間 80～100 ミリというような猛烈な大雨を伴わなかったが、連続的に 1 時間 40 ミリ前後の激しい雨が長時間にわたって降り続き、結果として総雨量が非常に多くなったというのが特徴である。

記録的な降雨による出水に加え、斜面崩壊による河川への大量の土砂流出が河川水位の上昇を助長し、各地で河川沿いの家屋に大きな被害を与えた。流域内では過去最大の浸水被害（浸水家屋 424 戸）が発生しており、特に山須原ダム調整池の上流端に位置する諸塚商店街については 70 戸の甚大な被害が発生した。図 2-5 (a) に平常時、(b)、(c) に出水時の諸塚商店街の状況を示す。この地区では家屋敷高より約 3m のところまで水位が上昇し、1 階部分は柱などの構造部材を除いて、壁、家財道具が流出するという大きな被害であった。(c) からは国道の判別ができないほどの浸水被害であったことが確認できる。

(2) 斜面崩壊の状況および特徴

台風 14 号における被害の中でも斜面崩壊については、発生数、規模ともに過去に例を見ないものであった。表 2-1 に調査により判明した斜面崩壊の箇所数と崩壊土量を示す。表 2-1 における表層崩壊の定義は崩壊の深さが 3m 以下、深層崩壊とは崩壊の深さが 3m を超えるものを指す。崩壊の発生数は大小合わせて約 500 箇所であり、そのほとんどが耳川本流沿いで確認された。図 2-6 は塚原ダム直下流で発生したもっとも大規模な斜面崩壊状況である。この崩壊による崩壊土量は推定 330 万 m^3 とされている。この斜面崩壊については右岸側で発生した。崩壊時には崩壊土砂が河川を塞いで天然ダムを形成し、塚原ダムの下流側に約 60m の水位上昇（常時は水深 2m 程度）が発生した。これらの多数の斜面崩壊のうち、1,060 万 m^3 の土砂が河川に流入し、うち 520 万 m^3 がダム貯水池内に堆砂したものと推察されている。このように貯水池内に過剰に堆積した土砂により、河床が上昇したことが流域の浸水被害を増幅させた一因として考えらえる。

表 2-1 崩壊地の統計情報

		上椎葉	岩屋戸	塚原	山須原	西郷	大内原	諸塚	計 (割合%)
表層崩壊	発生数	62	41	53	54	47	74	1	332 (68)
	崩壊土量 (万 m ³)	14	11	7	11	10	6	0	59 (3)
深層崩壊	発生数	21	36	27	36	18	21	0	159 (32)
	崩壊土量 (万 m ³)	120	318	582	861	289	29	0	2,198 (97)
計	発生数	83	77	80	900	65	95	1	491 (100)
	崩壊土量 (万 m ³)	134	329	589	872	299	35	0	2,257 (100)



図 2-6 塚原ダム直下の崩壊

このような、大規模且つ多数の斜面崩壊の発生をうけて当該流域における崩壊に地形的特徴、地質構造について次のようにまとめられている⁸⁾。対象の崩壊斜面は、山須原ダムの約 1km 上流の右岸側に位置し、最大幅 100m、斜面長 220m の規模である。台風 14 号に伴う崩壊土量は約 9 万 m³ であり、そのうち約 5 万 m³ が調整池内に流入したが、約 4 万 m³ は調査時残存している不安定な状態であった。

A) 地形的特徴

- 当該斜面は $35^{\circ}\sim 40^{\circ}$ の急勾配であり、斜面上部に林道が通っている。
- 崩壊形状から、崩壊は3段階に分かれて発生しており、そのうち最下段（1 段目）の崩壊が引き金となり順次崩壊が拡大したと推測される（図 2-7）。
- 林道直下の滑落崖地形や斜面上の段差、局所的な緩斜面などが存在。
- 堆積物が厚く堆積する地形の特徴であり、当該斜面は過去の崩壊履歴を有しており、その際の崩壊土が堆積物として斜面に厚く残存していたと考えられる。
- 現地踏査の結果から、斜面崩壊直後、2 段目の崩壊地中段から上下流側斜面に向かって開口亀裂が発生し、1 段目の崩壊地両末端へつながる形状が確認された。さらに、その後、下流側斜面には新たな開口亀裂が発生しており、崩壊地から下流側では全長で 120m に達していることが確認された（図 2-7）。

B) 地質構造

ボーリング結果から得た当該斜面の地質構造は図 2-7 に示されるとおりである。

- 新崩壊堆積物（①層）：台風 14 号に伴う崩壊で堆積したものである。固結度が低いルーズな状態であり、再崩壊を引き起こす可能性が高く、安定性は極めて低い。
- 崖錘堆積物（②層）：急斜面から小崩壊、崩落、落石などによって、斜面下に堆積したもので、当該斜面において斜面のつくりから問題となるような分布は見られない。
- 旧崩壊堆積物（③層）：新生代第四期に崩壊した崩積土が再固結したものである。③層については安定性を細かく検討するために、粒度構成から③ - 1、③ - 2、③ - 3、③ - 4 に再区分しており、当該斜面には③ - 1、③ - 4 層が分布している。③ - 1 層は泥質岩

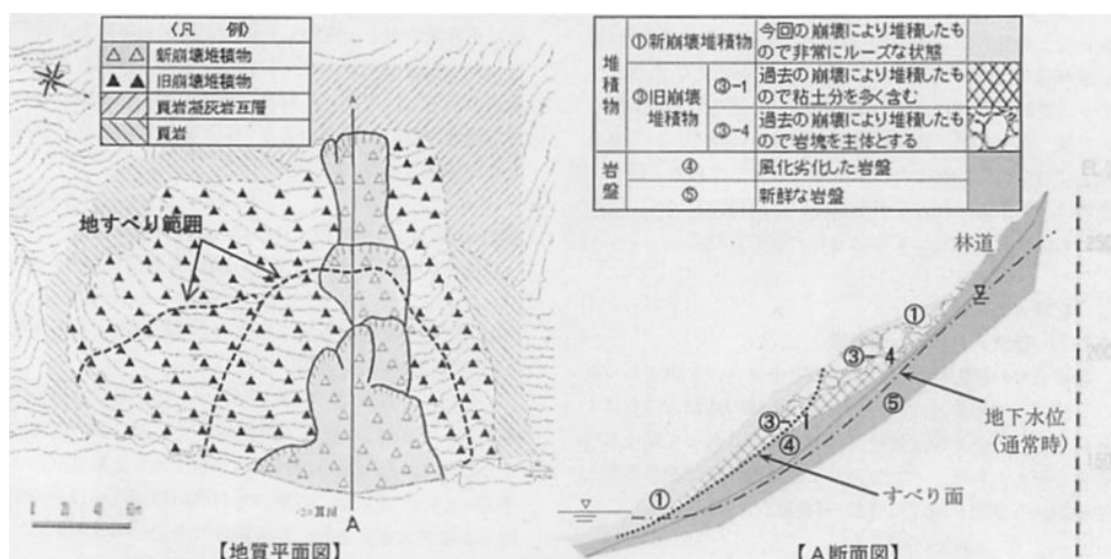


図 2-7 当該斜面の地質平面図と断面図⁸⁾

類の岩石・礫と基質の細粒分からなる。再固結が進んでいる。③ - 4 層は泥質岩の岩塊を主体とした層準である。岩盤に似たボーリングコアが得られるが、岩盤と比べると不安定である。

- 岩盤（④，⑤層）：岩盤構造の乱れも見られず，現状安定した状況にあるとみられる。岩盤の層準の風化が進んでいるものを④層，新鮮な状態のものを⑤層とした。

以上の調査結果から，当該斜面における斜面構造の特徴は基盤となる岩盤の上に旧崩壊堆積物が厚く分布していることにある。つまり，当該斜面における大規模崩壊を引き起こした斜面構造的特徴は，旧崩壊堆積物が表層に厚く，かつ急傾斜面上に分布していたことにあるものと推察されている。また，同様の崩壊が耳川周辺の地形が形成される過程において，これまでも繰り返し発生してきたものと推察されている。

また，調査結果から崩壊メカニズムについても次のように考察されている⁸⁾。崩壊メカニズムの推定にあたり，発生したと推察される事象として（a）降雨による斜面表層の飽和，（b）降雨および河川水位の上昇に伴う地下水位の上昇（c）洪水による斜面末端の侵食が考えられている。斜面崩壊の主要因を特定するために安定解析が行われ崩壊現象の再現を試みられている。具体的には，推察された誘因のうち斜面崩壊に大きな影を与えたと考えられる地下水位等の条件を変化させ，どのような条件の際に最も崩壊発生時の状況に近くなるのかを検証している。検討の結果として，当該斜面での崩壊は降雨の浸透によって表層付近の堆積物が飽和されたことにより引き起こされた可能性が高いものと考察されている。また，大量の降雨によって斜面表層の飽和という現象が発生することも確認されている。

このように当該斜面における崩壊は集中豪雨により斜面表層部が飽和されたことが主たる誘因と判断されており，過去の崩壊履歴や斜面表層の旧崩壊堆積物の存在から素因である地質的特徴に直接誘因が作用したことが災害の原因であったと考えられる。

（３） 災害が及ぼした土砂移動状況

災害前からダム別の堆砂量変化⁹⁾については，毎年測量され図 2-8 のように報告されている。いずれのダムも大規模出水が発生した平成 17 年を境として，大きく堆砂量が急増しているが平成 20 年度以降は緩やかな堆砂変化傾向を示している。災害発生により，堆砂量は急激に 1.3 倍程度に増加しているが，平成 5 年からの堆砂量の増加傾向は高くなっており，崩壊斜面での報告もあったように徐々に侵食，表層の旧堆積物の流出のような地形変化が起こっていた可能性も考えられる。また，災害後約 3 年間で堆砂量の増加は比較的安定化しているが，これは本流部の土砂流下が進行したことによるものと推測できる。また，ダム別では上流 3 ダム（上椎葉ダム，岩屋戸ダム，塚原ダム）の堆砂量が多く，耳川本流ダム全体の約 80%を占めている。

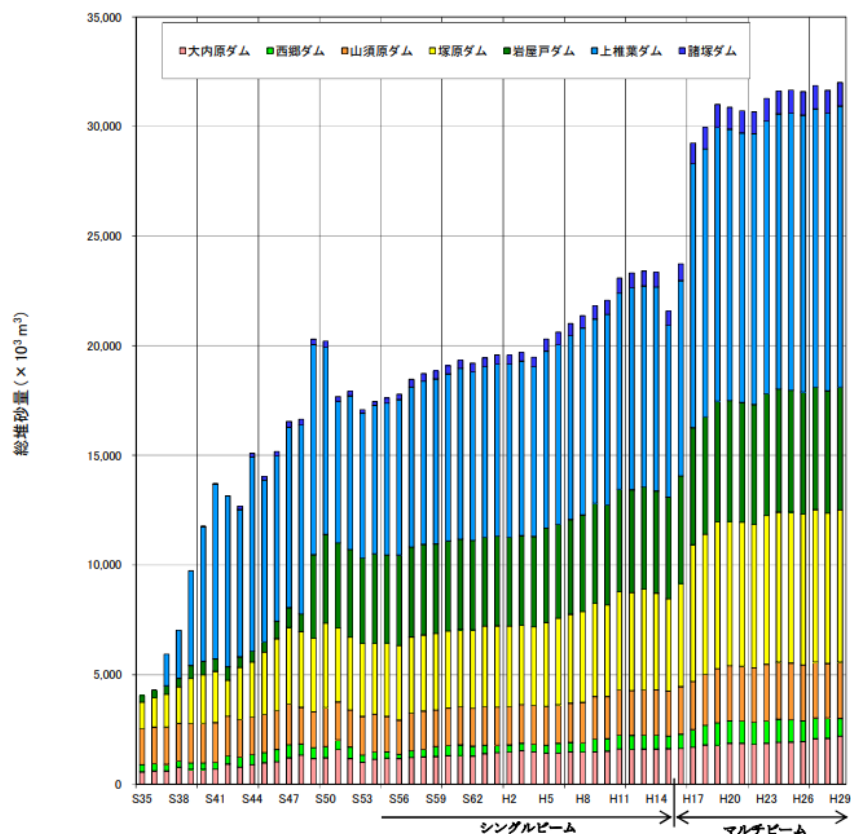


図 2-8 ダム堆砂量の経年変化⁹⁾

表 2-2 朝倉の気象観測情報（気象庁アメダス，1981～2010）

期間	1 月	2 月	3 月	4 月	5 月	6 月	7 月	8 月	9 月	10 月	11 月	12 月	年
降水量	64	82	133	140	184	334	354	176	180	82	82	54	1860
平均気温 (℃)	4.5	5.7	9.0	14.2	18.7	22.7	26.5	27.1	23.3	17.4	11.7	6.5	15.6

2.3 研究対象エリア（乙石川流域）の概要

2.3.1 研究対象エリアの位置と気候

研究対象エリアは平成 29 年九州北部豪雨災害により被災した福岡県朝倉市であり，特に斜面崩壊や土石流の発生が顕著であったとされている乙石川流域である。朝倉市は福岡県の中央部に位置する。また，熊本，大分，福岡，佐賀の 4 県を流れる九州最大の 1 級河川である筑後川の中流部に位置する。

気象庁のデータによれば，例年 6 月～7 月にかけての降雨量が多く，月に 330 から 350mm 程度が一般的である。また，年降水量では 1860mm 程度であり，全国平均より 100mm ほ

ど多い地域である。また、年平均気温については全国平均とほぼ同じであり、夏場は福岡県各所と同じように温暖気候であるが、数値的に見れば冬から春にかけて平均気温は福岡県内でも低くなる。

2.3.2 流域の地形・地質

朝倉市は筑後川流域の中流部であるため、朝倉市に着目しながら筑後川の流域地形について説明する。筑後川は下流域を有明海と面しており、広い平野部（筑紫平野）を有する。流域は、北部を西から背振山地、朝倉山地に囲まれており、南部は耳納山地、阿蘇外輪山、九重山地が分布している。研究対象の乙石川流域は朝倉山地を背面に持つ、筑後川右岸側支流の赤谷川流域の右岸側の支流域である。筑後川の源流周辺の地形は、火山噴出物と溶岩により構成される山地であり、筑後川の上流部に位置する火山性の高原や玖珠盆地、日田盆地および小国盆地が形成されている。研究対象である領域は、沖積作用により生成された筑紫平野とこの火山性の性質を持つ源流域の中間に位置する。

筑後川流域の地質は、図 2-9 に示すような分布である。上流域は、溶岩や火山砕屑物などが分布しており、極めて煩雑な地質分布を呈している。特に、阿蘇溶岩が代表するような

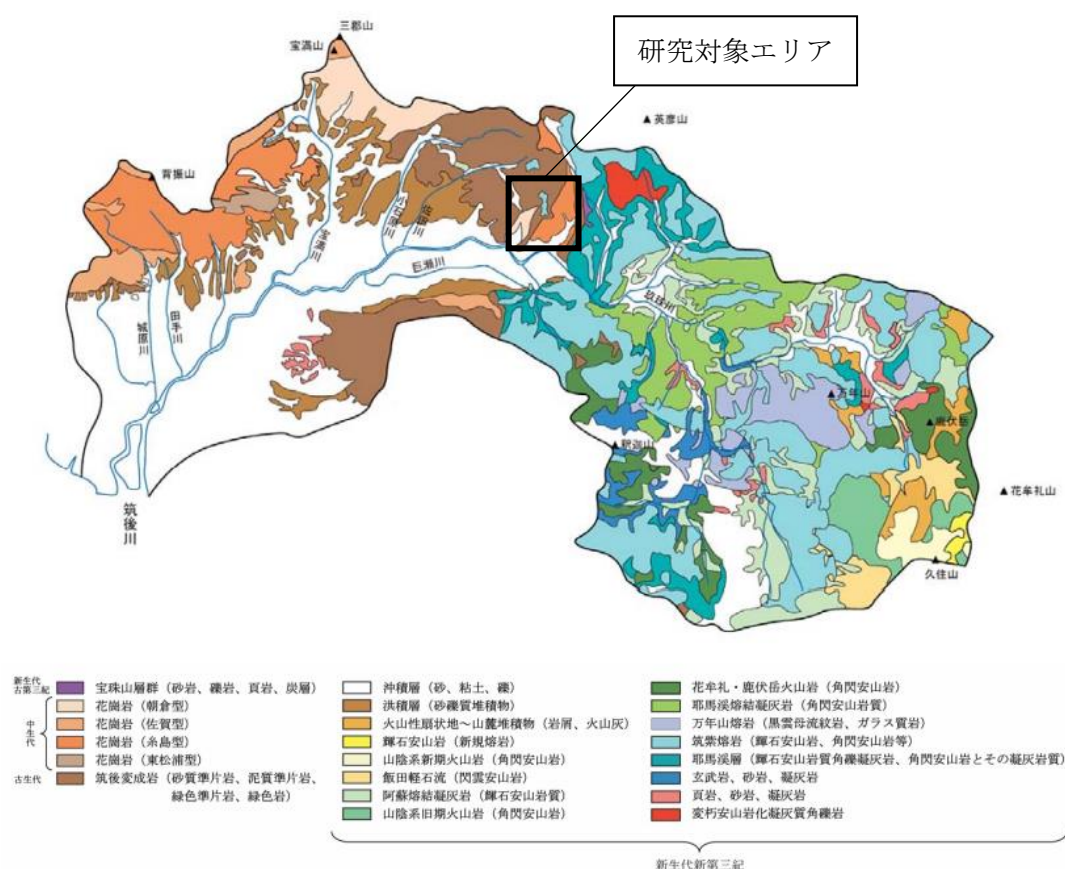
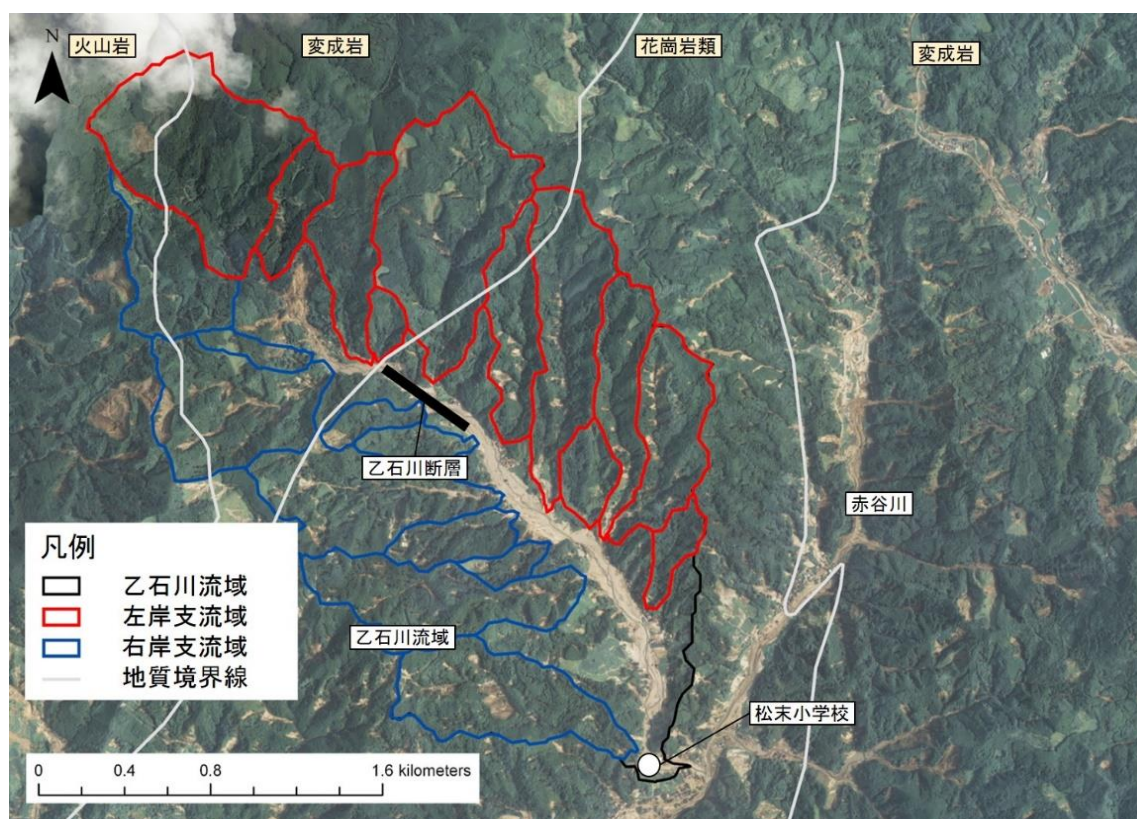


図 2-9 筑後川流域の地質図¹⁰⁾

第四紀の広範囲な火山活動の跡が見受けられ、火山活動期及び休止期に形成された局所的な火山礫や火山灰、植物化石などを含む地層が確認されている¹⁰⁾。

下流域は、筑紫平野を構成する新しい年代の地層と山地部の古い地質年代の地層が分布している。古い地層は主に古生代変成岩と花崗岩類であり、筑紫平野を構成する当たらしい年代の地層は、沖積平野縁辺の丘陵部を形成する山岳部の洪積世砂礫層と平野部を形成する沖積層から構成されている。

研究対象エリアの乙石川流域については、図 2-10 に示すように流域上流部に変成岩が分布し、花崗岩類が下流域に位置している。また、この流域地形に関しては、規則的な方向性を有しており、北西―南東方向の乙石川本流に対して両支流が異なる河川方向を有している。左岸側支流は南北方向を示し、右岸側支流は東西方向を示している。また、乙石川沿いの谷底平野は、本流の上流部や中流部に見られる狭窄部に応じて、河川方向が屈曲しているのが特徴的である。また、後述する平成 29 年 7 月九州北部豪雨災害後の調査によって、乙石側上流部に鉛直成分を伴う左横ずれ断層（以下、乙石川断層と記す）¹¹⁾が確認されている。図 2-10 に確認された大まかな位置も示す。この断層は乙石川本流と同じ方向を有し、10m 以上の破砕帯を伴うことも報告されている。このような状況は乙石川流域の特徴的な地形は地質的影響を受けている可能性を示唆している。



(背景図：国土地理院 正射画像__空中写真 (東峰地区) (7/30, 31 撮影))

図 2-10 乙石川流域の地質分布

2.3.3 平成 29 年 7 月九州北部豪雨災害

(1) 災害概要

本災害は平成 29 年の 7 月 5 日から 6 日にかけて、福岡県朝倉市や大分県日田市を中心として発生した土砂災害を伴った豪雨災害である。梅雨前線や台風 3 号の影響によって線状降水帯が形成され豪雨が継続し多数の崩壊や洪水が発生した。この豪雨によって筑後川中流部の右岸側支流である赤谷川、奈良ヶ谷川、白木谷川などで斜面崩壊や侵食により生産された土砂が流木などを伴い、土石流等様々な現象を伴って家屋等が立ち並んでいた谷底平野部まで流下した。その結果として、河道の閉塞や埋設、それに伴う洪水等様々な現象を引き起こし人的被害、住宅被害を引き起こした。本災害による人的被害及び住宅被害は表 2-3 に示すとおりである。

(2) 気象状況について

朝倉市黒川地区では最大 24 時間降雨量が 829mm、最大 1 時間降雨量が 124mm になるなど記録的な豪雨となった¹²⁾。朝倉市における降雨状況は図 2-11 に示すとおりであり、7 月 5 日の降雨開始時より 6 時間で 7 月の月降水量の平均値に到達している¹³⁾。本災害における降雨状況は、梅雨前線に向かって大気下層に大量の温暖で湿った空気が流入すると

表 2-3 九州北部豪雨災害による人的被害および住宅被害¹²⁾

都道府県	人的被害		住宅被害				
	死者 (人)	行方不明者 (人)	全壊 (棟)	半壊 (棟)	一部損壊 (棟)	床上浸水 (棟)	床下浸水 (棟)
福岡県	33	5	227	795	43	21	506
大分県	3	0	48	266	5	148	843
合計	36	5	275	1,061	48	169	1,349

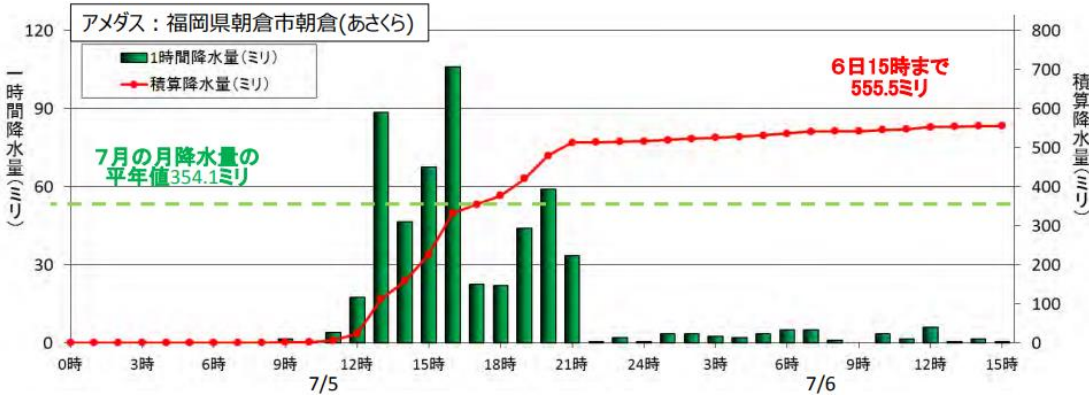


図 2-11 発災時の朝倉市の降雨量¹³⁾

もに、上空に寒気が流入したため、大気の状態は不安定になって積乱雲が発達したとされている。このような現象が同一箇所で起き、積乱雲が続々と発生し、東へと移動することにより線状降水帯を形成し、局所的に強い雨を継続して降らせたようである¹³⁾。

(3) 土砂流出状況

土砂災害の発生状況としては、九州全域で全 307 件（2017 年 8 月 31 日時点）報告されており、そのうち 163 件が土石流、地すべりは 3 件、がけ崩れが 141 件に及んでいる。福岡は 232 件である。もちろん、この件数は災害件数であるため、崩壊斜面やその影響を受けた斜面や河道までカウントするとその被害は非常に甚大なものである。このような状況を受け、斜面崩壊等に対してもその特徴や当時の土砂流出状況について専門家により調査が進められた。斜面崩壊については、花崗岩類（花崗閃緑岩）地域および泥質片岩（変成岩）地域に多く発生しており、根茎到達層よりも下位にすべり面があったため、多くの流木が生産されたと報告されている¹⁴⁾。また、このような斜面崩壊により生産された土砂の到達範囲の分析が実施され、図 2-12 に示すように到達距離が 100m を超える崩壊は斜面勾配が 50° 以下（特に 30° ~40°）に集中すると報告されている¹⁵⁾。

このような地形的特徴に加え、調査事例ではあるが花崗岩類と変成岩（結晶片岩）の斜面について崩壊の特徴を調査された研究報告¹⁶⁾もある。この報告では崩壊地形の特徴として次のようにまとめている。

A) 変成岩（結晶片岩）斜面

- 崩壊斜面長約 100m、幅 25m、高さ 57m の表層崩壊
- 崩壊地頭部で約 0.8m の滑落崖
- 崩壊地頭部及び下部斜面の傾斜角は、約 30~35°、約 20° 以下

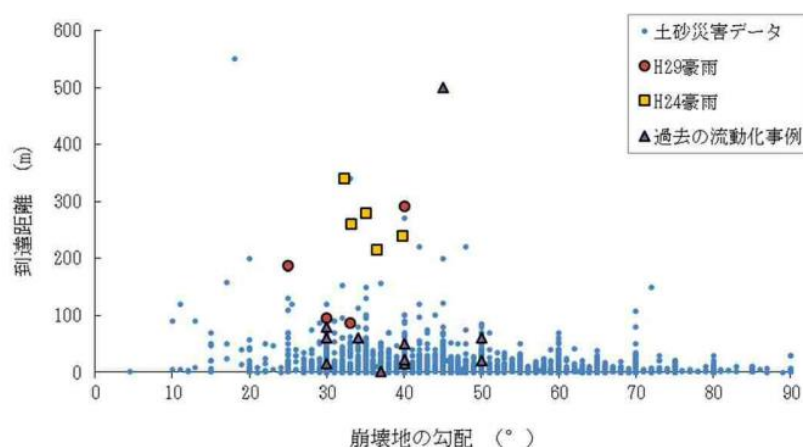


図 2-12 崩壊地の勾配と生産された土砂の到達距離の関係¹⁵⁾

- 最大崩壊深度約 2 m
- 崩積土は斜面上に残留せず斜面下へ流下
- 崩壊した地層は崖錐堆積物（礫混じり粘土）

B) 花崗岩類斜面

- 崩壊斜面長約 20～40m, 幅 8m～25m, 高さ 11～32m の表層崩壊
- 崩壊地頭部で約 1～2 m の滑落崖
- 崩壊地頭部及び下部斜面の傾斜角は, 約 30～35° , 約 45°
- 最大崩壊深度約 4 m
- 崩積土は斜面中腹～下部に残留し押え盛土状に分布
- 崩壊した地層は DLL～DL 級花崗岩（粘性土～砂質土）

また, A)では結晶片岩は風化すると透水性の低い粘性土になる, B)では花崗岩は風化すると透水性の高いマサ土（砂質土）になるといった特徴も踏まえて次のように考察している。A)では表流水が表層部を流れたことにより粘性土である崖錐堆積物が地表にほぼ平行に薄く崩壊したのに対して, B)では砂質土に表流水が浸透し, より深い崩壊形状になった¹⁶⁾。

以上のように, どのような地形地質の斜面が崩壊するのか, 斜面崩壊がどれほどの影響範囲を有しているのか, といった空間的な評価には事後的な研究例は多く蓄積されているものの予測精度については地域差があり, まだ確実に土砂災害を抑制することは困難な状況にある。

2.4 まとめ

耳川流域, 乙石川流域はともに大規模な土砂災害を経験した流域である。山地河川の土砂流出現象の一連のサイクルの中では, 耳川流域は大規模な土砂生産を伴う土砂流出現象から時間が経過し, 現在では比較的安定した土砂流出現象が行われる流域であり, 乙石川流域は豪雨による大規模な土砂流出現象の発生からその直後の河川状況を対象とした流域である。現象の違いについて言及すると, 耳川流域では河川に流入した後に河道内に堆積している土砂が恒常的にどのように堆積, 輸送されるのかを主な研究対象とする。乙石川流域では豪雨により生産された土砂がどのように輸送され, 侵食・堆積といった現象が発生するのか, 短期的な時間スケールの現象を対象とする。豪雨時の土砂の挙動を明確にすることは, 通常出水時のように恒常的な土砂流出が行われる流域で豪雨が発生した場合にどのような現象が発生するか把握するために重要なことである。

耳川流域, 乙石川流域はその土砂流出現象に対して, 地質的な違いが影響を及ぼしていると考えられる。総合的な土砂管理を実現するためには, 土砂流出現象の規模が異なる場合の

経年的な変化を捉えることも重要であるが、それ以上に山地河川の土砂流出現象の差、特徴を明確にすることが求められる。本研究で対象とする両流域は、断層や地質の関係から地形的にも明確な差が確認されており、それらが現在の土砂流出現象と結びついていると予想される。単純な統計データ、調査データとして、地形や河床堆積物を見るのではなく、地形発達や土砂流出現象のサイクルなど歴史的背景を考慮しながら、各流域単位で土砂流出現象の特徴を検討することで、過去から未来までの長期的な土砂流出現象を捉えることができると考えられる。

参考文献

- 1) 宮崎県河川課：耳川流域における総合土砂管理について，ホームページ (<https://www.pref.miyazaki.lg.jp/kasen/shakaikiban/kasen/page00135.html>)，2011.
- 2) (株) 国土地質調査事務所，宮崎県の地質・地盤概説，p.2，2010.
- 3) 寺岡易司：九州の四万十累層群，地質ニュース 599 号，pp. 40-48，2004.
- 4) 田中健一，岩松暉，横田修一郎：宮崎県神門地域西方における四万十累層群の地質と構造，鹿児島大学理学部紀要（地学・生物学），No.25，pp. 53-68，1992.
- 5) 勝村敏史，山本啓司：九州南部北薩地方の西目地域の仏像構造線相当の地体構造境界，地質学雑誌，第 122 巻，第 1 号，pp. 37-42，2016.
- 6) 宮崎県河川課，耳川水系総合土砂管理に関する技術検討会山地領域ワーキング，p.9，2010.
- 7) 宮崎県，耳川水系総合土砂管理計画〔基本的な考え方（原案）〕，2011.
- 8) 田代幸英，吉武宏晃，江藤芳武，大規模斜面崩壊における斜面構造と崩壊メカニズムの解明，GET 九州，Vol.31，pp.18-25，2009.
- 9) 宮崎県：第 6 回耳川水系総合土砂管理に関する山地・ダム・河道海岸領域ワーキンググループ資料（平成 30 年 2 月 15 日），ホームページ (<https://www.pref.miyazaki.lg.jp/kasen/shakaikiban/kasen/page00135.html>)，閲覧日（2018.11.30），2018.
- 10) 国土交通省：小石原ダム建設事業の検証に関わる検討報告書（流域及び河川の概要について），ホームページ（[http://www.qsr.mlit.go.jp/n-kawa/kensyo/06-koisiwaragawa/houkokusyo\(koishiwaraagawa\)/houkokuyo.html](http://www.qsr.mlit.go.jp/n-kawa/kensyo/06-koisiwaragawa/houkokusyo(koishiwaraagawa)/houkokuyo.html)），閲覧日（2018.11.30）
- 11) 矢田純，矢野健二，山本茂雄，細谷卓志：【速報】平成 29 年 7 月九州北部豪雨災害乙石川断層（仮称）に伴う断層破碎帯と多量の土砂流出の地質的素因の可能性，<http://www.jseg.or.jp/kyushu/#disasterreport>，2017.
- 12) 国土交通省 水管理・国土保全局砂防部：平成 29 年 7 月九州北部豪雨による土砂災害の概要〈速報版〉Vol.6，ホームページ（http://www.mlit.go.jp/report/press/sabo01_hh_000045.html），閲覧日（2018.11.30）
- 13) 気象庁：平成 29 年 7 月九州北部豪雨の気象概況，ホームページ（http://www.bousai.go.jp/fusuigai/kyusyu_hinan/pdf/dailkai/siryoy1.pdf），閲覧日（2018.11.30）
- 14) 京都大学防災研究所：2017 年九州北部豪雨災害調査報告書，斜面崩壊と地質（千木良雅弘 著），p.32，2018，ホームページ（<http://www.dpri.kyoto-u.ac.jp/news/10378/>），閲覧日（2018.11.30）
- 15) 長谷川陽一，村田郁央，野呂智之，千葉伸一，北原哲郎，瀬戸秀治：H29 年九州北部豪雨で崩壊した斜面での調査事例報告その 2 ―崩土流動化の素因検討―，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集，pp. 155-156，2018.

- 16) 森田祥子，藤田慶太：九州北部豪雨による崩壊斜面の地質調査事例，全地連「技術フォーラム 2018」高松，2018.

第3章 支流域における堆積状況の定量評価およびその手法の開発

3.1 はじめに

3.1.1 河床堆積物の観測の重要性

序論で述べたように、近年、堆砂問題への対策のために土砂の連続性を回復する試みを実施する河川が増えている。本研究が対象とする耳川流域においても西郷ダムや山須原ダムの通砂機能を付加するゲート改造工事等が実施され、本流堆砂データに基づく土砂流出予測モデル¹⁾により通砂運用²⁾がすでに実施されている。土砂の下流域への還元、土砂連続性の回復を行ったことにより、下流域の河床変動や河床材料の変化、生態系への影響等定期的な観測評価が必要となっており、下流へ適切な土砂量を流下させるためにも上流域の土砂生産現象に対する知見を深めていく必要がある。中・長期的な時間スケールとしての土砂生産現象に対する評価は、現状の崩壊履歴等の蓄積データだけでは難しい。しかし、短期的時間スケールで考えれば、過去の土砂生産現象も含め河床堆積物という形で支流域河道に蓄積されているはずであり、河床堆積物から多くのデータを取得することが支流域の土砂流出現象の評価につながるはずである。

これまでの支流域の位置付けは、その流域サイズやそれに見合う本流への土砂流出量としてしか考えられておらず、その本質的な土砂流出現象の違いについては考慮されてこなかった。そのため、沖積河川やダム流域の大きな河川における河道計測手法や堆積性状の評価では山地河川である研究対象の支流域の土砂流出現象を適切に評価できないことが重大な課題である。そして、山地河川の煩雑な堆積状況の変化およびその性質を適切に評価する手法の確立が求められている。

3.1.2 河床堆積物の観測に関する既往研究

河床堆積物の観測においては、古くは河床材料のスケッチから始まっている。河床材料の種類により、例えば小石や中礫、砂など同じ河床内でそれぞれが主体となるようなエリアを約 20cm～30cm 四方のスケッチを作成し、出水期を通してその状況が変化するかなど評価された事例³⁾がある。この事例においては、砂分を多く含む河床スケッチにおいて出水後に砂分が選択的に流下し、細礫や中礫が残留もしくは露出するなど土砂流出現象を定性的であるが推測することができていた。

国総研資料⁴⁾においては、主に沖積河川の河床材料に関する評価に対する調査手法について述べている。河道横断方向における河床材料の分類として、河床材料は主に3つの粒径種（それぞれ材料 m, 材料 s, 材料 t）に分類できると述べられている⁵⁾。各種材料（粒径集団）については、粒形サイズについて材料 m>材料 s>材料 t の関係が成り立っている。こ

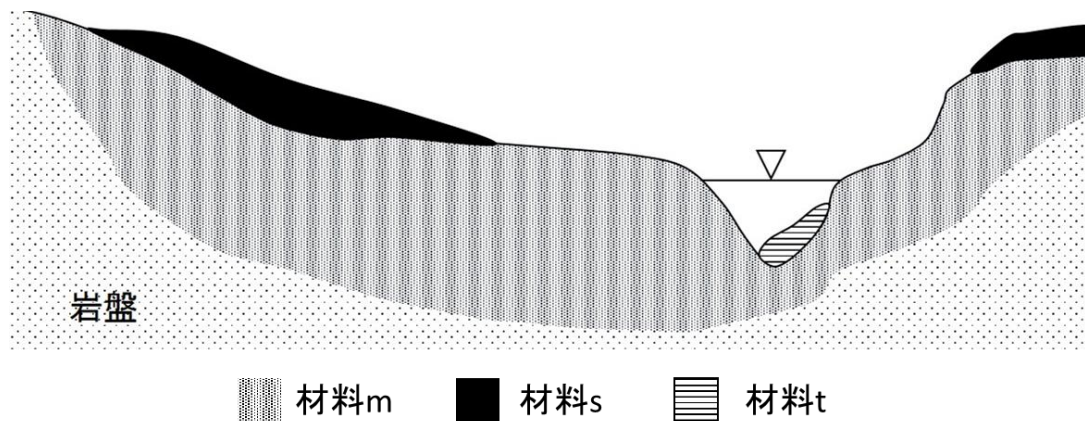


図 3-1 山地河道における河床材料の代表的な存在パターンの模式図⁶⁾

これらの存在パターンについては、河道セグメント単位で分類されている⁶⁾。その中で、山地部河道については図 3-1 のように表されている。河道セグメントとは、縦断方向に河道特性（河床材料、横断形状、勾配、洪水時水量など）がほぼ一様な区間として定義される。

山地河道における河床材料に関して得られている知見を以下にまとめる。

- (1) 山地河道は側方より直接土砂の供給を受けることもあり、地形・地質的な要因がより重要である。
- (2) 材料 m については粒形分布の幅が広く、その空間的なばらつきが大きい。
- (3) 岩盤の影響を大きく受け、河床の洗堀や川幅の拡幅が制限される。
- (4) 堆積層厚が有限であり、空間的、時間的なばらつきが大きい。
- (5) 山地河道は沖積河川に比べて有意な氾濫平野を持たないため、降雨量や水位の増加が作用する営力の増加につながる。
- (6) 一般に急勾配であるため、射流が頻出し、水深粒径比が小さい。
- (7) 土砂生産現象の要因が多様である。
- (8) 山地及び側方からの土砂供給が時間的、空間的に不均一である。
- (9) ベッドマテリアルロードと流量の関係が沖積河川では概ね安定的であるのに対して、山地河道では大きく変動する。
- (10) 河床材料が洪水の影響でほとんど移動しない区間があるのは珍しくない。地形変化の歴史的に、最終氷期の時代に礫の生産量が活発であったが、後氷期（2 万年前から現在）に河床勾配の低下と粗粒化が十分に進み、河床材料が静的安定に至っていると考えられている。
- (11) 河床材料が輸送される過程で礫の破碎や摩耗が土砂流出の収支に与える影響を考慮しなければならない場合がある。
- (12) 山体や岩盤であっても、一律に不変と考えずにその変化まで考慮することが推奨されている。

このように、山地河道における河床材料は静的環境下では沖積河川と同じように計測し、代表粒径を探ることができるが、その地形や増水時の現象を考慮すると土砂移動は煩雑で

あり、局所的かつ短期的な調査だけではその特徴を把握することはできない。特に、河道セグメントの考え方を応用しようとする、山地河道では数十メートルで環境が一変することがよくあるため、それらを網羅的に検証することは極めて困難だと考えられる。

3.1.3 本章の流れ

本章では、UAV を活用した空中写真測量を対象とする川内川（砂岩主体）、増谷川（泥岩主体）で実施し、撮影した写真から 3 次元モデル、DEM、オルソ画像の作成を行い、取得したデータから流域の河床材料の評価と河床変動量の定量評価を行う。

3.2 UAV による空中写真測量技術を用いた堆積状況の測量

3.2.1 調査解析手法

（１） UAV（無人航空機）を用いた空中写真測量

昨今の UAV（Unmanned Aerial Vehicle：無人航空機）を取り巻く状況は、局所的な範囲で、UAV の落下に対する安全の確保が可能な場所では、低高度からの空中写真の撮影が実用的に行えるようになってきている。現在、河床変動の観測では、定期縦断測量、定期横断測量などが行われているが、作業員が危険な場所に入らなければならなかったり、現場での作業に時間を要したりしている。また、地上レーザ測量では、レーザスキャナを設置する適当な場所がなければ、必要な箇所を計測できない可能性が生じる。このような場所においては、UAV を用いることにより、危険な場所に立ち入ることなく短時間で撮影し、撮影した空中写真から 3 次元点群測量を行うことにより河床変動の観測が行えるようになる。UAV を用いた空中写真測量は、基本的には航空写真測量と同じ技術であるが、局所的な範囲の測量においては経済性、機動性に優れることから国内での実施事例も増えつつある。UAV は、有人機と比較して低高度で撮影することができるため、高精度な地上画素寸法の地形情報を取得することができる。また、有人機と比較して安価であり、高頻度の観測が可能である。ここに、地上画素寸法とは、デジタル航空カメラを用いた場合の数値写真上に投影された 1 画素に対する地上の寸法であり、UAV を用いた空中写真測量における精度は、撮影高度 50m 未満では 25～40 mm 程度とされている。UAV を用いた空中写真測量においては、SfM（Structure from Motion：複数の写真から特徴点を抽出して撮影状態を求めるとともに、撮影状態に基づき空中写真から高密度に 3 次元点群を抽出し、3 次元形状を復元する技術）ソフトウェアを使用する。SfM ソフトウェアの近年の技術進歩及び低価格化は目覚ましく、一般的な利用普及が期待されている。

本研究では SfM ソフトウェアには、Agisoft PhotoScan Professional Edition を使用す

る。また、UAV には、DJI Phantom 3 Professional を使用し、撮影には UAV に搭載されたカメラ（1/2.3” CMOS，有効画素数 12.4 M）を用いた。

（２） GIS（地理情報システム）

GIS (Geographic Information System : 地理情報システム) とは、地球で起きている様々な現象や状態を定量的に把握するためのツールである。また、「空間的に現象を把握する」という目的に対して利用できる学問、技術、知識をコンピュータ技術により統合したツールである。様々な定量情報を一元的に管理し、空間に関する多様な情報源から大量の空間データを取り込み、地図情報を主体としたデータベースを作成し、それをコンピュータ技術によって効率的に蓄積、検索、変換、解析、出力することで、利用者の意思決定を強力に支援することができる。GIS を利用することにより、地図の図形情報とその図形情報に貼り付けられた各種情報を空間的に関連付け、その情報を様々な形で表示し、解析することができる。つまり、地図情報をベースに異なる様々な情報を新しい情報に変換でき、合意的に意思決定を行うことができる。また、コンピュータで処理を行うため、瞬時にそして視覚的に情報を伝えることができる。GIS が行う解析は、現実の世界のみならず仮想現実に対するシミュレーションも可能である。

本研究においては、作成した DEM 及びオルソ画像を扱う。堆砂変化や移動土砂の粒径について定量的に評価する。使用する GIS ソフトウェアには、ESRI ArcGIS Pro 2.2.4 である。

（３） SfM 処理による 3 次元モデルの構築

SfM 処理により空中写真測量により取得した写真から 3 次元モデルを生成するまでの流れは図 3-2 に示す通りである。SfM ソフトウェアでは以下の 3) から 6) までを処理する。1) 写真撮影、2) 写真の選別、3) 3 次元モデルの構築、4) 座標設定、5) オルソ画像出力、6) DEM 構築。次に各工程における詳細な内容を述べる。

1) 写真撮影

UAV による空中写真測量を行う。撮影写真については基本的に一律垂直写真とする。植生等により撮影不可な部分については別途撮影角度を調節する。また、撮影場所の GPS の位置情報は写真に付与しない。理由は写真の撮影ごとにウェイポイントとして位置情報が登録されるが、この場合の GPS の位置精度は 1 周波によるものであり、写真の相対的な位置関係から生成する 3 次元モデルの精度に比べて GPS の位置情報の精度が著しく劣るためである。

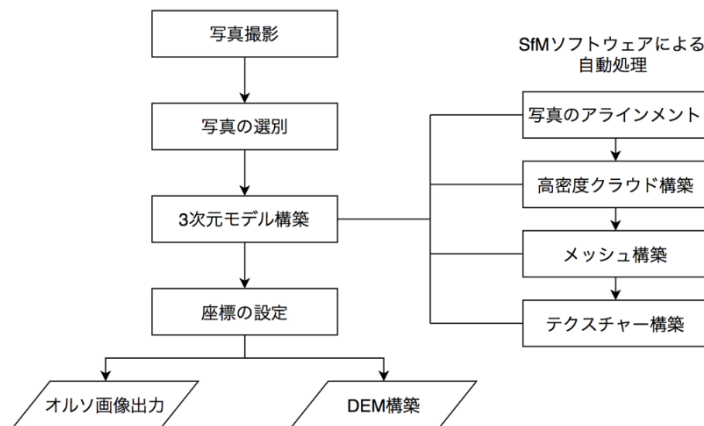


図 3-2 UAV 空中写真測量から DEM 作成までの流れ

2) 写真の選別

撮影された空中写真のうち、3次元モデルの構築に最適な写真を選別する。白飛びや黒潰れにより大部分の情報が欠損した写真、ピンボケやブレの発生した写真は、マッチングの失敗の原因となるため使用しない。また、遠景を含んだ写真については極力使用せず、マスク処理などを行うことにより3次元モデル生成のデータには含まれないよう配慮する必要がある。

3) 3次元モデルの構築

SfMソフトウェアにより3次元モデルを全自動で構築する過程において、まず「写真のアライメント」が行われる。アライメントとは各写真のオーバーラップから写真を撮影した位置を解析する工程である。また、同時にポイントクラウドも作成される。ポイントクラウドとは、画像から特徴的な点を自動的に抽出し、重なり合う領域の画像間で同じ特徴点をマッチングしてできる点群のことである。次に、「高密度クラウド構築」が行われる。点群の高密度化処理をすることで、より精細な3次元モデル及びDEMを構築することができる。次に、「メッシュ構築」が行われる。メッシュとは、3次元モデル全体を構成する面の集合のことである。最後に、「テクスチャ構築」を行う。作成メッシュに対して、写真より抽出した画像、色彩を付与する。

4) 座標設定

地形モデルを生成する場合、測定座標と測定スケールを入力して点群に座標データを付与し、3次元モデルに対して複数の地上基準点を設定する。これにより、3次元モデルに地

理空間座標が定義され、DEM として出力できる状態になる。

本測量調査では、複数測量期間のデータを重ね合わせるために 10 月の調査において測量範囲の特徴点に対して XYZ 座標データを取得した。いずれも相対座標である。この座標データについては 3 次元モデルにマーカーとして作成して入力する。XYZ 座標データ取得以前のモデルに対しては、構築モデル内の不動点とリンクさせることにより座標スケールを取得させた。

5) オルソ画像出力

3 次元モデル構築の際に、抽出されたタイポイントを考慮して写真を合成処理し、地形表面のオルソ画像（正射投影画像）を出力する。

6) DEM 構築

SfM ソフトウェアで生成した 3 次元モデルは、そのままでは GIS などで利用することができない。そこで、GeoTIF などの DEM（Digital Elevation Model：数値標高モデル）としてファイル出力する。DEM データは、地表面を等間隔の正方形に区切り、それぞれの正方形に中心点の標高値を持たせたデータである。座標設定により DEM にはスケールが付与される。構築された DEM はいずれもセルサイズ 2 cm メッシュであった。

3.2.2 測量領域および測量期間

測量対象としたのは、宮崎県耳川流域の川内川と増谷川の 2 つの支流である。それぞれの支流の基本情報は表 3-1 に示す通りである。図 3-2 に示すように、川内川は、四万十層群北帯砂岩を主体とし、面積 20.3 km² の流域に属する。増谷川は、四万十層群北帯泥岩を主体とし、面積 18.7 km² の流域に属する。UAV を用いた撮影及び 3 次元モデルの生成対象として、それぞれの支流域は土砂供給が多いとされてきた河川であり各支流の末端には砂州が広く形成されていることから、短期間における河床変動の計測に適すると考えられる場所を測量領域として選定した。測量対象とした支流域及び測量地点は図 3-3 に示す通りである。UAV による測量は各支川については 2016 年の 7 月 26 日、9 月 30 日、10 月 7 日、11 月 29 日の 4 回である。

表 3-1 測量対象支流の基本情報

測量対象支流	川内川	増谷川
河川長 (km)	10.66	7.43
流域面積 (km ²)	20.3	18.7
地質型	四万十層群北帯砂岩主体	四万十層群北帯泥岩主体

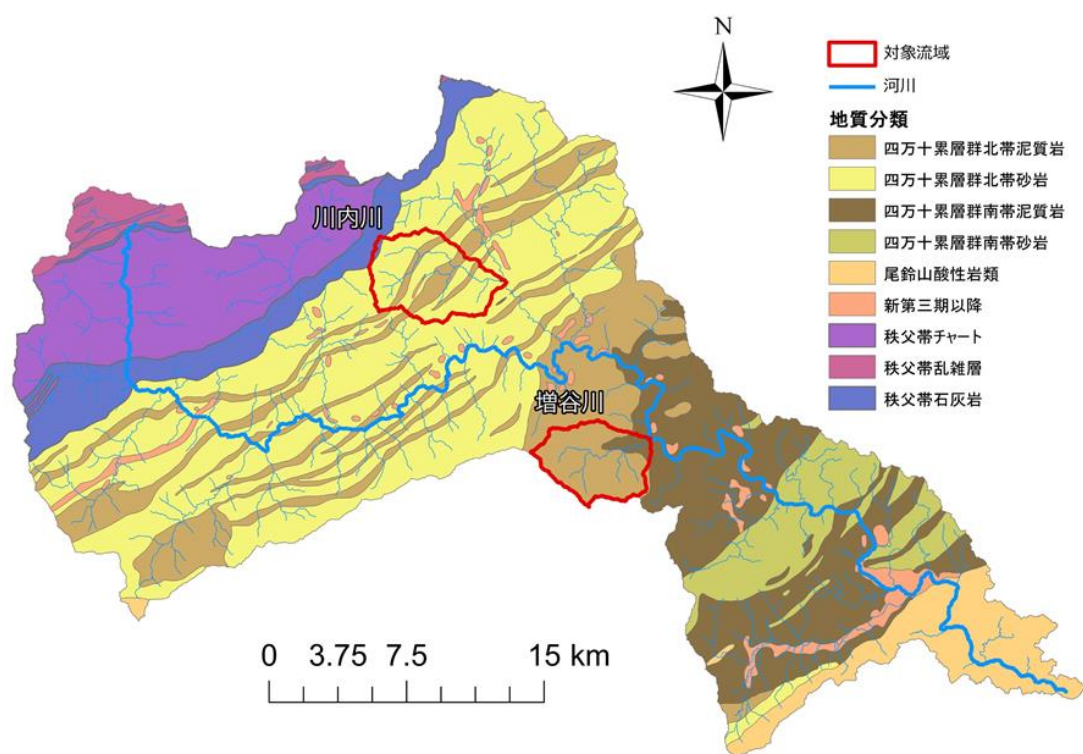


図 3-3 調査支流の地質分布

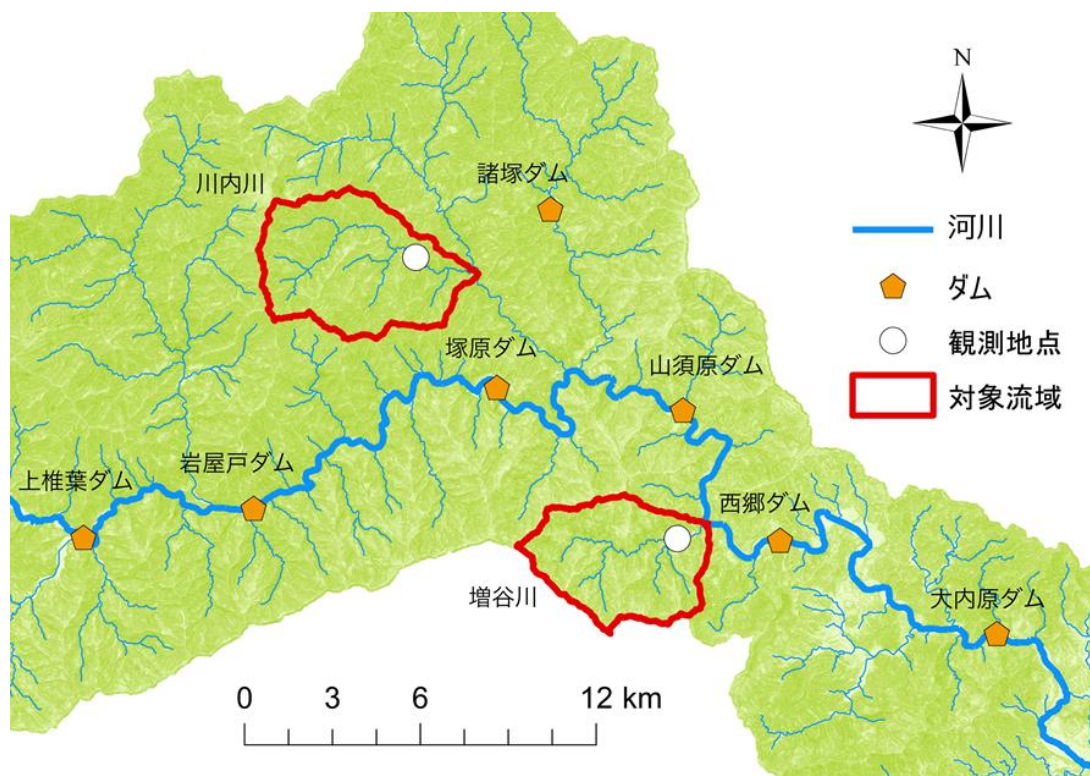


図 3-4 測量対象支流及び測量地点

3.2.3 測量領域の所見

2回目(9月30日)の測量時に各流域において、有意な堆積状況の変化が見られたため、各支流を縦断的に踏査し、土砂の堆積状況及び河床材料の粒径を確認した。UAVによる測量のエリアの詳細と縦断的な踏査におけるそれぞれの支流域に対する所見について以下に述べる。

(1) 川内川

対象とした測量領域の詳細は、表 3-2 に示す通りである。左岸、右岸ともに巨礫、粗石が分布しており大規模な堆積は観測されない。図 3-5 に見られるように、薄い礫層が分布しており、その水位は平時において 10~20cm ほどである。点在する巨礫の裏に中礫以下のより細かい土砂による小規模な堆積が発生している。測量領域は川内川の中では上流のように数 m サイズの岩の分布などなく直線的で約 20m の豊かな川幅を持っていることから、堆積状況に対しては安定的だと考えられた。(より流域特徴を反映した堆積状況と考えた。)

表 3-2 川内川の測量領域の詳細

測量日時	7 月	9 月	10 月	11 月
写真枚数 (枚)	601	555	1,610	655
測量河川長 (m)	127	102	102	147
共通範囲河川長 (m)	70			
測量面積 (m ²)	2,513	1,854	1,636	2,973
共通範囲面積 (m ²)	1,040			
川幅 (m)	18			
河床勾配	0.007			



図 3-5 川内川の堆積状況の様子

そのうえで、堆積状況から全体的に顕著な河床変動は見られず、中礫は堆積してその領域に残留しており、砂など小さな粒径の土砂は堆積することなく下流へ流出していると予測された。

(2) 増谷川

対象とした領域の詳細は、表 3-3 に示す通りである。左岸、右岸ともに大規模な堆積が観測され、図 3-6 に見られるように、巨礫の下流側に中礫、細礫が堆積した状態からさらに土砂が堆積している。また、図 3-7 に見られるように測量領域の上流部には流出したと思しき堆積層があり、これらは上流の数か所で確認された。この堆積層の粒径については、主として砂以下のもので構成され、今回の測量期間における土砂の供給源となったと予測される。特に、7月時点で繁茂していた植生が9月時点では剥がされ、堆積場へと変状していたことは印象的である。

表 3-3 増谷川の測量領域の詳細

測量月	7 月	9 月	10 月	11 月
写真枚数 (枚)	386	466	1,068	609
測量河川長 (m)	203	163	253	81
共通範囲河川長 (m)	81			
測量面積 (m ²)	4,998	5,048	8,462	1,716
共通範囲面積 (m ²)	1,650			
川幅 (m)	13			
河床勾配	0.022			



図 3-6 増谷川の堆積状況の様子



図 3-7 増谷川の測量領域上流部の流出した土砂堆積層

3.2.4 3次元モデルの精度

(1) 機器や手法による精度

航空写真測量や航空レーザ測量は、公共測量作業規定により、使用機器や観測方法、精度管理方法が定められており、地図情報レベルに応じた精度が設定されている。一方、新しい技術である UAV を用いた測量は、体系化された手法は確立されておらず、使用機器や測量手法、解析方法などについては現在検討がなされている。精度に影響を与えると考えられる事項については以下が挙げられる。

A) 空中写真の解像度

空中写真の解像度が高いほど、高密度な点群データを取得できる。空中写真の解像度は使用するカメラの撮像素子、また撮影高度により異なる。より高い精度の3次元点群データを必要とする場合は、地上画素寸法も細くなるため撮影高度は低くなる。

B) 空中写真の品質

適正なピント、シャッタースピード、露出によりブレの発生が少ない画像を取得し、選別することが必要である。UAV は常に細かく振動しているためシャッター速度は 1/1,000 以下が望ましいとされる。また、被写界深度に影響する絞り値は天候により異なるが、写真が暗くならない程度に絞ることが必要である。それに伴い感度の設定を行うが、感度 (ISO 感

度の数値)を上げることは、撮像素子から読み出される信号を増幅させることに相当し、増幅させすぎると信号に含まれるノイズも顕著となり、画像にざらつきが生じることとなるため、100～200 など低い値が望ましい。

C) 空中写真の重複度

空中写真を重複させることで、標高データを得るための演算処理を行うため、重複の生じない部分がないように配慮する。SfM では、最初に地形、地物の特徴的な場所が特徴点として自動抽出され、重複する空中写真間で同一となる特徴点の対応付けが行われ、空中写真の外部評定要素が計算される。次に、外部評定要素によって明確になった空中写真間の関係を利用し、特徴的な場所以外でも重複する空中写真間で同一となる場所の対応付けが行われ、外部評定要素を用いて 3 次元座標に変換される。このように重複する空中写真間で同一場所を自動的に対応付けするには、地形、地物の写り込みの違いが少ない接近して撮影された空中写真、つまり重複度が大きい空中写真ほど容易になる。

D) 座標

同じ画像を用いた解析では、基準座標点の数が多い方が 3 次元モデルの安定度が高まり、精度も向上すると考えられている。また、測量や点群の精度にも左右される。

E) SfM ソフトウェア

SfM ソフトウェアによりアルゴリズムが異なり、各ソフトウェアの処理設定 (図 3.14) にも依存するが、同じ写真を用いて 3 次元モデルを構築した場合でもその再現性は異なる。例えば、マッチングに成功して発生する点群の数やエッジの再現性、建物や植生の表現などに各ソフトウェアの違いが見られ、これは 3 次元座標の品質を評価して誤対応しているものを除去するいわゆるフィルタリングの仕組みの違いによるものであると考えられている。

F) カメラキャリブレーション

カメラで写真測量を行うためには、ステレオを構成するカメラの位置姿勢と空間中の点がどのように画像に写るかを知らなければならない。これは 3 次元から 2 次元への射影変換として表すことができる。変換はどのカメラにおいても同じ形の式が使用されるが、その係数はカメラパラメータと呼ばれ、同機種のカメラやレンズを使用していても個体により異なる。このカメラパラメータを求めることをキャリブレーションと言い、ステレオ画像による 3 次元計測を行う場合に必須の作業である。今回使用した SfM ソフトウェアはカメラキャリ

ブレーション機能を有している。

(2) 水面下の河床形状に対する精度検証

写真測量で得られる水面下の底面高データについては、光の水面屈折により底面上の点
が過小評価されるため、一般的に水の屈折率を空気の屈折率で除した値 1.34 を写真測量で
得た水面下の底面高に乗ずることで真の底面高を得ており、その誤差は±1%以内である⁷⁾。
Utterback ら⁸⁾の研究によれば、屈折率の補正係数は水温 15℃の淡水で 1.33340、水温
15℃の海水で 1.33985 と報告されており、実用上は 1.34 の値が用いられている。そこで、
前節で構築した DEM についても水面屈折補正を検討すべく、十分な水深が確保される増
谷川においてレーザー距離計とスタッフを用いて基準点から 16 点の河床の標高値を計測し
た。そして、GIS を用いて 3 次元モデルから構築した DEM、屈折率の補正を施した標高デ
ータとの比較を行なった。その結果、表 3-4 に示すように、屈折率による補正のない DEM

表 3-4 水面下の標高値に対する精度検証

測点	計測 河床高 (m)	DEM 数値 (m)	基準点を 0 とし た DEM 数値 (m)	DEM*1.34 (補正) (m)	DEM と の誤差 (m)	DEM (補 正) との誤差 (m)
基準 点	0	18.45	0	-	-	-
1	2.37	16.16	2.29	3.07	0.08	0.55
2	2.41	16.16	2.29	3.07	0.12	0.55
3	2.49	16.17	2.29	3.06	0.20	0.34
4	2.56	15.77	2.68	3.59	-0.13	0.57
5	2.60	15.72	2.73	3.66	-0.13	0.44
6	3.08	15.84	2.61	3.59	0.46	0.18
7	2.62	15.77	2.68	3.60	-0.07	0.88
8	2.70	15.94	2.52	3.34	0.18	0.15
9	2.17	16.42	2.03	2.73	0.13	0.31
10	2.19	16.28	2.17	2.90	0.01	0.49
11	2.33	16.22	2.24	3.00	0.09	0.48
12	2.41	16.11	2.35	3.14	0.06	0.52
13	2.80	15.66	2.80	3.75	0.00	0.73
14	2.82	15.68	2.80	3.75	0.02	0.63
15	2.78	15.66	2.77	3.71	0.01	0.79
16	2.83	15.66	2.80	3.75	0.03	0.73
標準誤差 (m)					0.04	0.05

表 3-5 SfM ソフトウェアによる構築したモデルの誤差

測量期間	7 月	9 月	10 月	11 月
誤差 (m)	0.06	0.11	0.21	0.17

の方が計測した河床高との誤差の標準誤差は小さく、UAV 計測データによる DEM の値をそのまま河床高として用いることが望ましいと考えられる。これは観測対象である支川は水の透明度が高く、また水位が低いため、UAV 及び SfM が河床をよく捉えられているからであると推測される。また、静水でないにも関わらず一様に屈折率の補正係数を適用できる理由としては、重複する空中写真から抽出された同一場所の点群データが水や光の影響を受けずにマッチングしていることが挙げられる。

(3) 構築した 3 次元モデルの精度評価

構築した 3 次元モデルの誤差については、(1)、(2) で述べたような取得データに対する誤差が含まれており、SfM ソフトウェアにより評価された誤差については、表 3-5 に示すとおりである。10 月の 3 次元モデルについては川内川では 1.4m、増谷川では 0.2m と両支流ともに観測期間中で最大の誤差が発生しており、これらの 3 次元モデルの構築に使用した写真の枚数が最も多い。

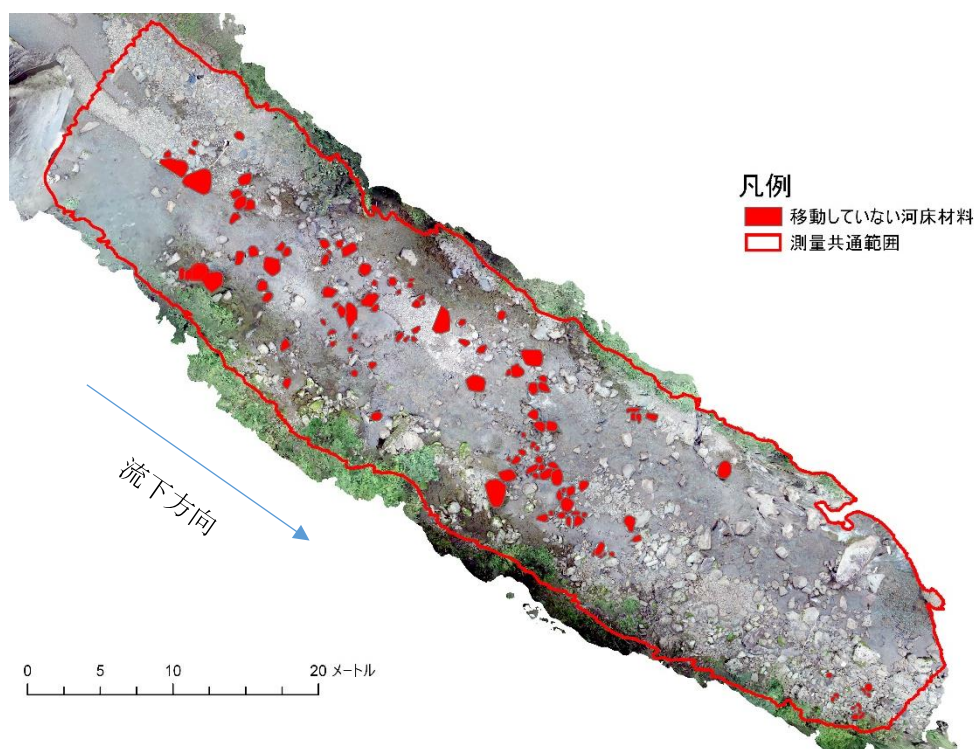
3.3 UAV 測量データを用いた堆積状況の定量的な変化の評価

3.3.1 河床材料の粒度分布の評価

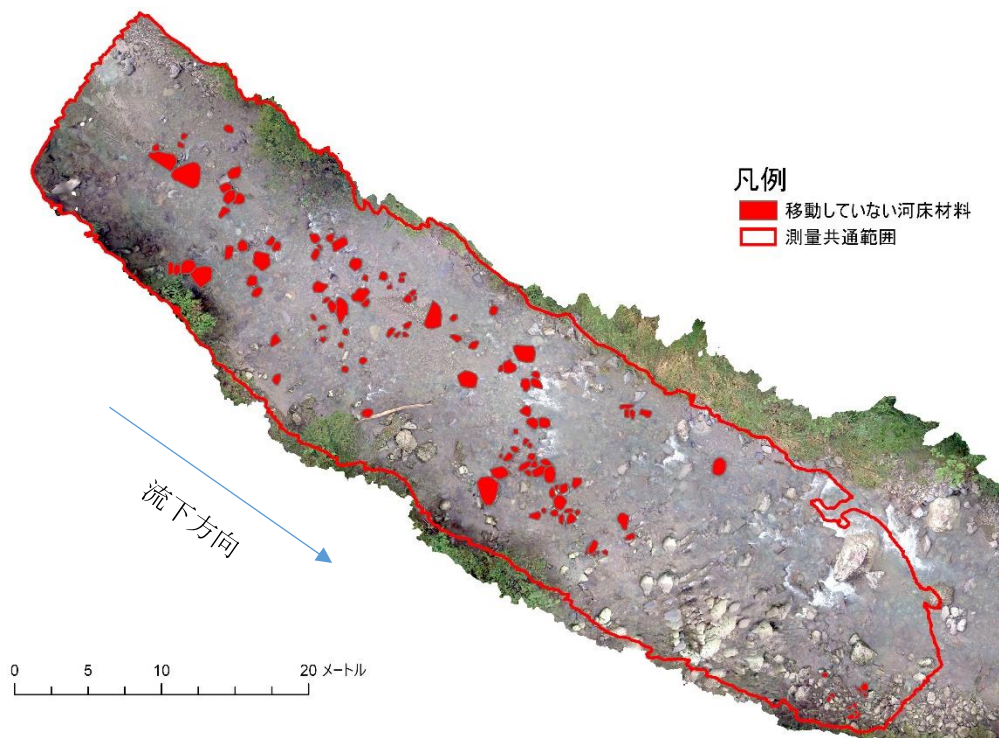
(1) オルソ画像の確認

オルソ画像を用いて移動土砂の粒径の把握を試みた。対象としたのは、顕著な河床変動が確認された 7 月 26 日～9 月 30 日の期間の変化である。各測量期間の河床変動の詳細については後述する。

具体的には、オルソ画像の比較を行い、移動していない河床材料の特定を行った。作業は GIS で行い、図 3-7 に示すように期間内に動いていないと確認できる河床材料のポリゴンデータを作成した。生成されたオルソ画像については光や水面のゆがみが生じているため、すべての移動していない河床材料を特定したわけではない。特に、河床変動の著しかった増谷川においては、直径として 2～3 m の巨岩が 3 か所確認できたのみである。また、川内川については水流の影響を強く受ける部分においても動いていない河床材料が多数確認できた。9 月 30 日時点では、7 月 26 日測量時よりも水位が上昇していたため、水底部の河床材料についてはほとんど判別が困難であった。抽出された河床材料の直径については、ポリゴンデータから統計的に計算した。方法としては、ポリゴンの面積を算出し、材料はいずれも

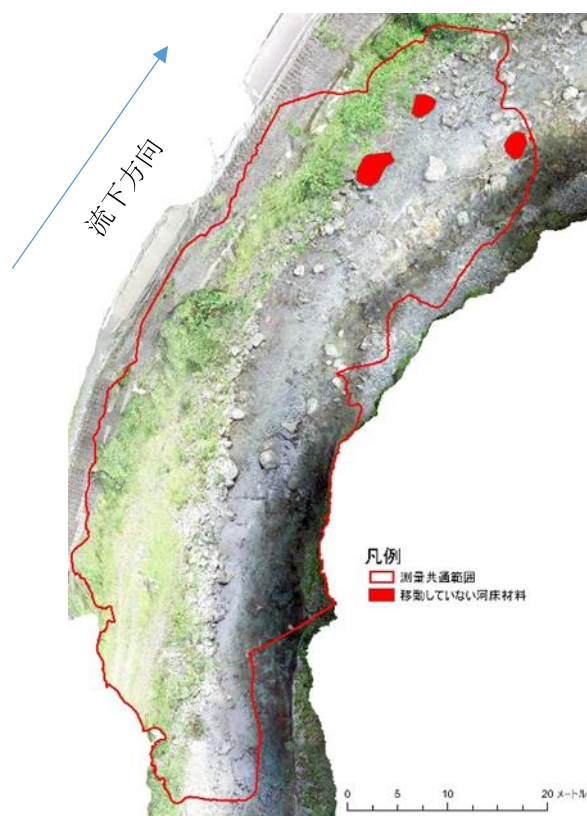


(a) 7/27 オルソ画像

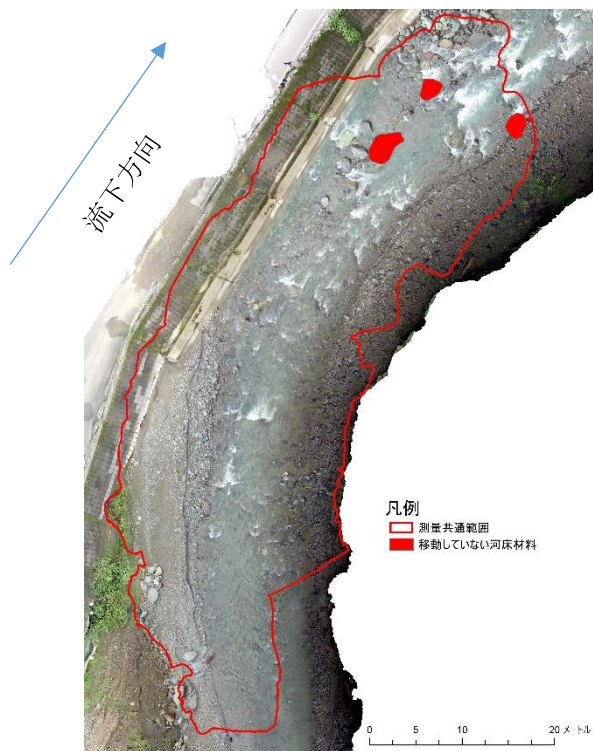


(b) 9/30 オルソ画像

図 3-7 川内川の測量範囲における移動していない河床材料の特定



(a) 7/27 オルソ画像



(b) 9/30 オルソ画像

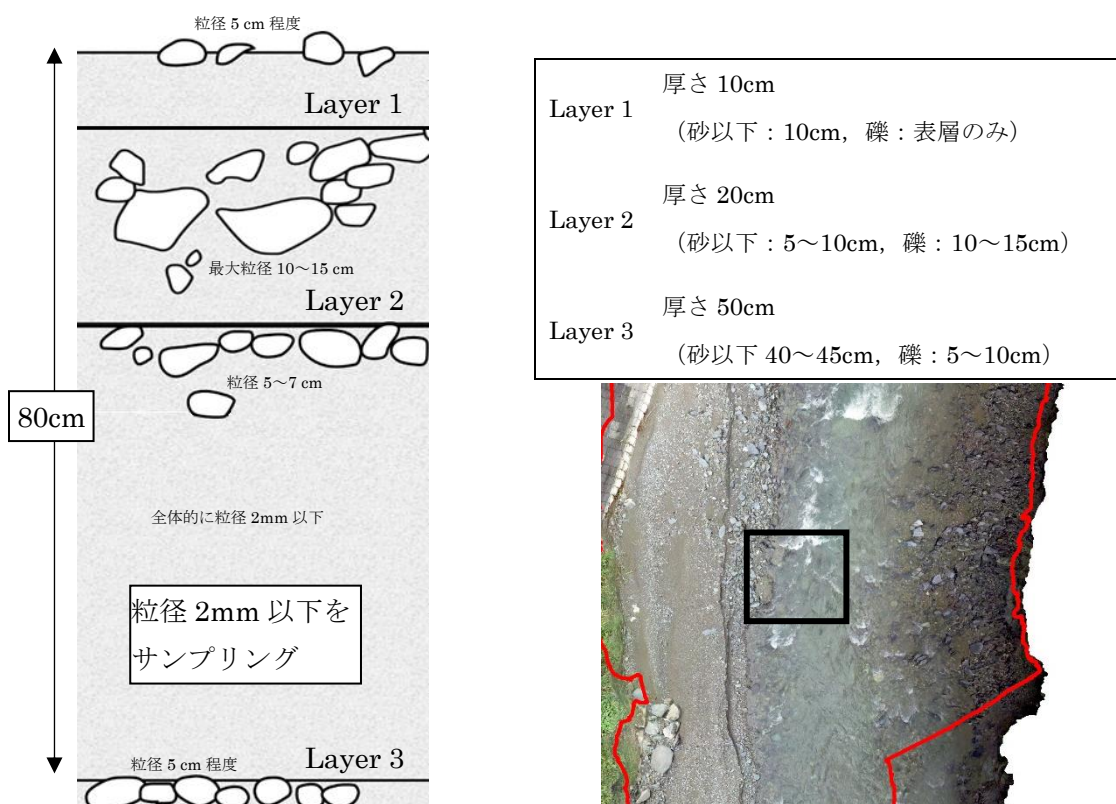
図 3-8 増谷川の測量範囲における動いていない河床材料の特定

円形をしていると仮定して直径を求めた。川内川で抽出した河床材料のデータは最大で 1.8m ほどの岩であり、最小で 0.24m 程度の石が動いていないことを確認した。一方で、増谷川については、もともとあった河床材料である 0.1m～0.5m の石などが新たに堆積した土砂により被覆されているため、移動したかどうかについては正確には判別できていない。ただし、新たに堆積した土砂については上部に礫分などの堆積を確認したため、堆積部については別途観察を行った。

(2) 堆積物の観察

河床堆積物の正確な粒径情報を確認するために、増谷川で 2016 年 7 月 26 日～9 月 30 日の出水期に生成された堆積部について堆積物の調査を実施した。図 3-9 に示すように観察した堆積部の厚さは約 80cm 程度であり、一様に粒径 2mm 以下の砂、細粒分が主体的であった。また、観察面の最下部には粒径 5 cm 程度の礫が分布しており、観察面中部に 2 層ほどの礫及び石の層を確認した。表層もまた、ところどころ礫に覆われている状況であった。

河川内の土砂の挙動から堆積した土砂については次のように考察される。出水ピーク時は堆積物に含まれる全粒径の土砂が頻繁に移動する。しかし、次第に流量が減少していくと粒径の大きな（比重の重い）石や礫が堆積をはじめめる。粒径の大きな石の裏などは流速が弱



(a) 河床堆積物の断面図のスケッチ

(b) 観察箇所

図 3-9 増谷川堆積部における河床堆積物の観察

まるため、粒形の細かい土砂も堆積しやすくなる。それに加えて、本調査地は左岸側に人工的に固められていたスロープがあり上流部の川幅もまた狭くなっている。川幅が狭いほど流速は速くなり掃流力も増加するため、粒形の大きな土砂も活発に移動すると考えられるが、本調査地に入り川幅が広がりなおかつ左岸側は流速の弱まりやすい構造であったため堆積が進んだと考えられる。基本的には、流量減少とともにアーマリングが進み、表層部の細粒分は流され礫より大きな粒径を中心とする層が形成されることが考えられる。

そのため、この堆積物は複数の出水から構築されたと考えられ、図 3-9 (a) に示すように 3 層は別々の出水で生じたものと考えられる。礫層は基本的に流量減少時に細粒分が流されて、礫が集積した層であると考えられるため、一概に厚さのみで粒度評価をすることはできない。しかし、砂及び細粒分の層 55cm に対して礫層 25cm であるということは、少なくともこのような粒径比以上で砂・細粒分が流れているということである。また、川内川は砂・細粒分のみが移動していると推測されるため、両支流の土砂移動の特徴的な違いとして粒径範囲に大きな差があることが確認できた。

3.3.2 DEM による河床変動量の定量評価

(1) 作成した DEM データに関する基本情報

3 次元モデルより構築した DEM は GIS 上ではラスタ形式であり、格子状に任意のサイズ（本データは 2 cm×2 cm）のセルが配列したデータである。ラスタ形式は座標点をデータの左下の一点に持ち、絶対座標系下においては指定されたサイズのセル（四角形）が南北を縦軸、東西を横軸に規則正しく配列したデータである。本章で作成した DEM については、測量領域内の一点を基準とした相対座標により規定されている。従って、セルサイズについては 2 cm×2 cm であるが、データの配列方向に関しては川内川と増谷川で異なる。

(2) DEM データによる河床変動量の評価

SfM ソフトウェアによって構築された各測量期間の DEM から河床変動の評価を試みる。データの分析については GIS で行う。基本的な作業としては、Spatial Analyst ツールの「ラスタ演算」機能を用いて各測量期間の共通範囲の抽出および差分データの計算を行い、期間ごとの堆積侵食の変化の傾向及びその変化量の把握を行う。

まず、全測量期間の中で 9 月 30 日～10 月 7 日については、間隔が 1 週間であり堆積状況にほとんど変化がなかったため、得られた DEM の差分計算を行い数値のばらつきの確認を行った。これは測量時の天候等の状況によるモデル構築への誤差（表 3-5）とは別に、河床変動として堆積、侵食の傾向評価を行う際に河床が変動していないと判断する際の指標とすべきだと考えている。その結果の図及び差分結果のヒストグラムを図 3-10、図 3-11 に

示す。共通範囲内における河床変動量の平均値については、図 3-12 に従って差分計算結果のラスタデータから相加平均として算出した。差分計算のラスタ表示については全て、全測量における評価を基に、最大値±2 m（正：堆積，負：侵食）で表示している。

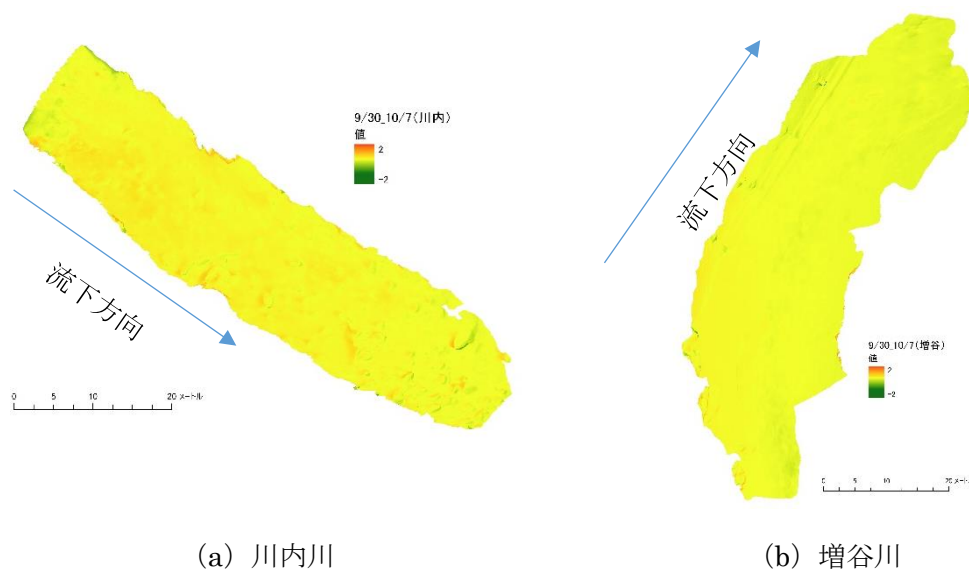


図 3-10 9/30～10/7 の DEM の差分計算

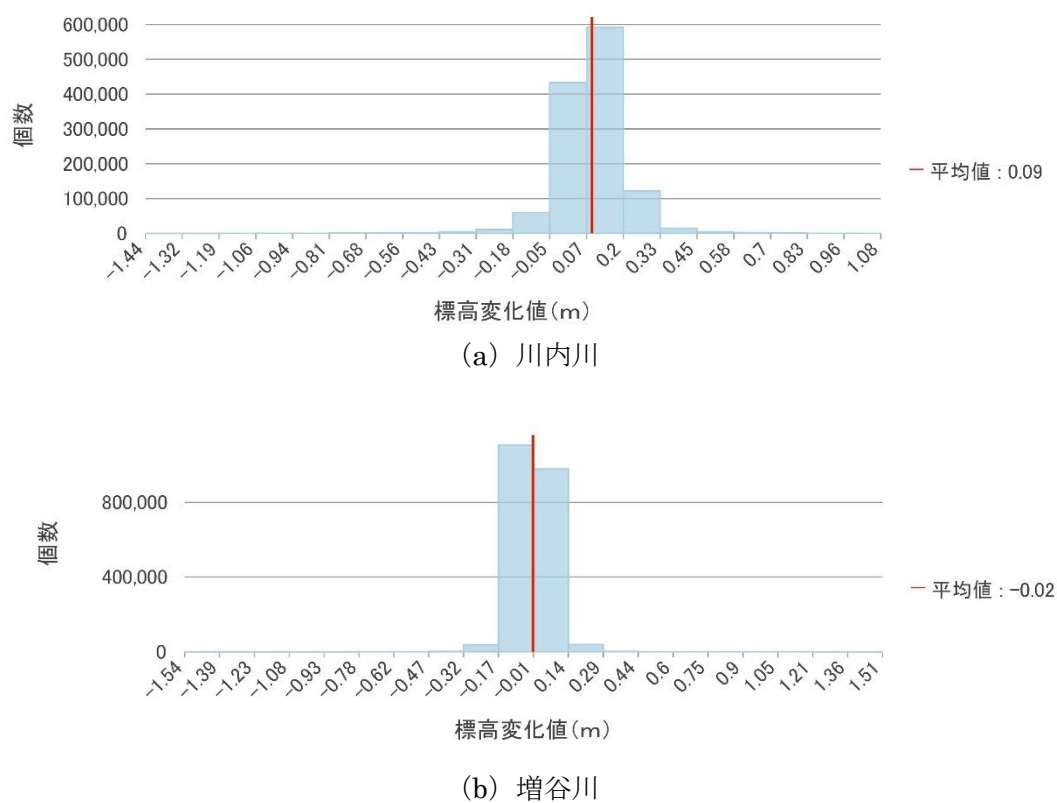


図 3-11 差分結果のヒストグラム（セル単位）

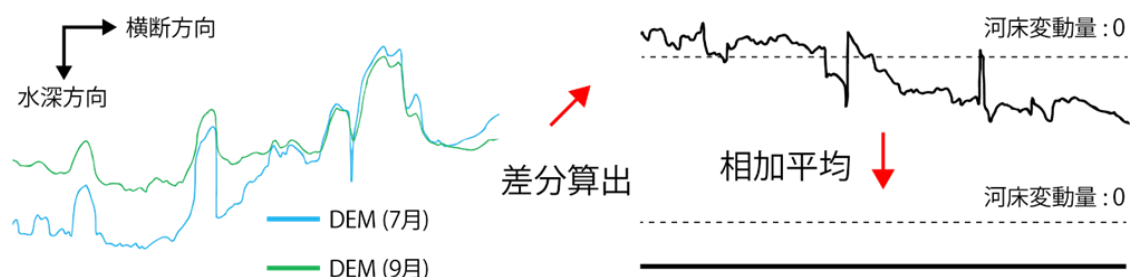


図 3-12 河床変動量（平均値）の算出概念

図 3-10 からは両測量領域ともに、全体的に目立った堆積変化はなく、堆積物の粒径についても変化は確認できない。各領域の河床変動量の平均値は、川内川で+0.09m、増谷川で-0.02mであることを確認した。また、図 3-11 の各測量領域のヒストグラムを確認すると、川内川では-0.05m～0.2m の範囲に数値データが集中しており、増谷川では-0.17～0.14m の範囲に数値データが集中していた。

堆積場を形成せず全体的に水流がある川内川では数値だけを見ると全体的に河床が少し上昇していることになるが、各数値の分布と河道堆積状況について加味するとこの変化は水底部観測時の誤差及びモデル作成における影響が大きいと推測される。

7/26～9/30 の期間に顕著な堆積傾向を示した増谷川では平均値について見ると-0.02m でありほとんど変化していないことが推察される。一方で数値のばらつきとしては、0.3m 程度と評価されている。

降雨状況については後で説明するが、9 月 30 日～10 月 7 日の期間内においても対象期間中日単位で 4 番目に大きな降雨が確認されている。しかし、状況として堆積状況の変化については目視では確認できないほどであった。これについては次のように考察している。降雨状況の評価に用いているのはアメダスの観測データであり、観測局ごとに離れている（本評価において考慮した観測局は、川内川は諸塚及び鞍岡、増谷川は諸塚及び神門の各 2 局である）。そのため、観測局ごとの距離に比べ、地形の尾根谷が煩雑に分布している山地河川においては観測局単位の雨量評価では実現象と誤差が出るのかもしれない。また、山地河川における河床変動は流量変化及び水位に依存している。短期間の降雨規模としては大きいですが、連続した降雨として評価した場合に当該期間は流量及び水位が十分に上昇していなかったなど河床変動に至らなかったと考察している。

この期間の河床変動の指標として用いるならば、平均値として±0.1 程度はまず河床変動がないとして評価するべきである。また、モデル誤差等についても評価に加味し、計算された DEM 内のヒストグラムからも数値の分布傾向を考慮すべきである。

次に、全測量期間における増谷川、川内川の河床変動を確認するために、7 月 26 日～9 月 30 日と 9 月 30 日～11 月 29 日の 2 つの期間に分けて、差分計算およびヒストグラムによる評価を行った。以下、期間①：7 月 26 日～9 月 30 日、期間②：9 月 30 日～11 月 29 日とする。

A) 川内川

期間①及び期間②の河床変動（差分計算結果）を図 3-13 に示す。

期間①においては、右岸側及び左岸側については植生のデータを含んでいると考えられるため、河床変動に対する評価としては無視する。河床変動については、一様に変化しているよう見え、土砂が顕著に堆積するような領域がないことについては現地状況と一致している。また、差分計算結果からは右岸側が若干侵食しているような傾向に見える。共通範囲における平均値は -0.21m である。しかし、図 3-14 からヒストグラムを確認すると、数値は $-0.42\sim+0.35$ に集中しており、侵食と見られる河床に比べ植生と思われる部分の影響が強い傾向にある。DEM から数値傾向を確認すると、約 -0.51m を境として図 3-13 (a) に見られる植生がほぼ除外でき、河床変動量の平均値は -0.07m であったため、期間①において川内川はほぼ河床変動がなく、定常的な状態であったと考察した。

期間②については、共通領域内の河床変動量の平均値は -0.04m であり、期間①と同様に河床変動がなく定常的な状態であると考えられる。一方で、右岸側で先ほどと同様植生による影響を受けた箇所も確認できるため、検証のため除外して平均値について検討し直した。それでもやはり河床変動量の平均値は、 -0.06m であったため、期間②についても期間①と同様に定常的な状態であったと評価した。

すなわち、川内川については局所的に堆積した砂や細粒分などは見られることから、上流から供給された土砂が堆積することなく流下する領域であることが考えられる。また、河床低下と粗粒化の十分な進行により河床材料が静的安定に至った区間であると推測される。

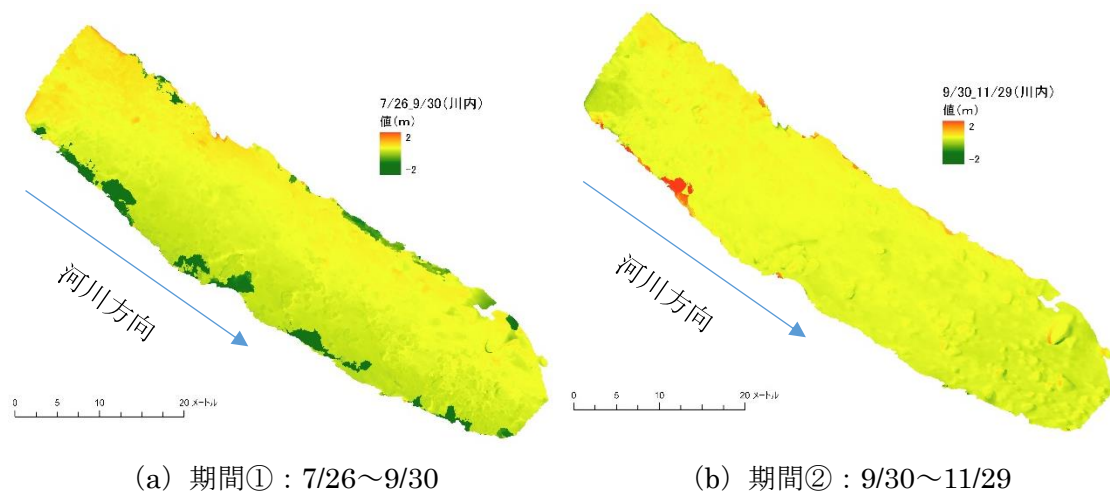
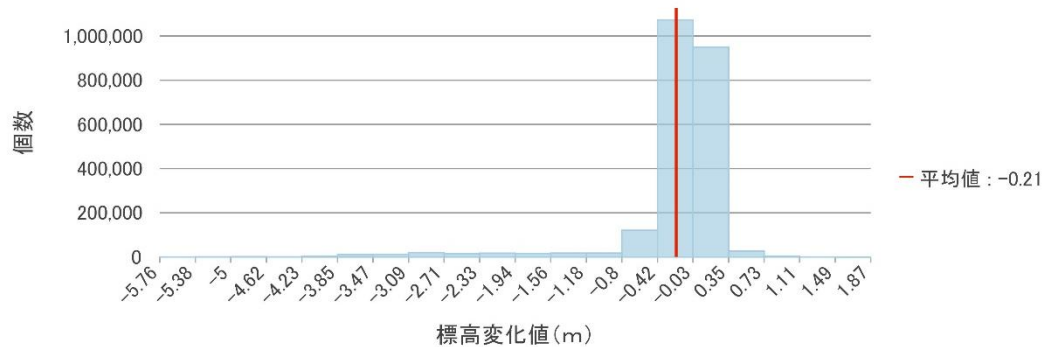
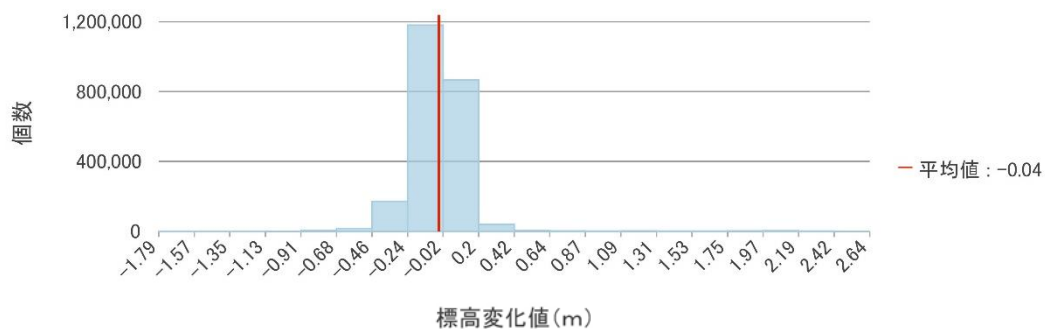


図 3-13 川内川における河床変動（差分計算）



(a) 期間① : 7/26~9/30



(b) 期間② : 9/30~11/29

図 3-14 差分結果のヒストグラム

B) 増谷川

期間①及び期間②の河床変動（差分計算結果）を図 3-15 に示す。

増谷川では期間①において測量した共通範囲内で大きな河床変動を確認した。右岸で大きな堆積を確認した。期間①における差分計算結果については、大規模な出水による植生の流出も含み河床変動そのものを評価したものではないが、もともと深い水深を有していた右岸側での堆積が読み取られ、現地観測による所見と一致する。図 3-16 に示すヒストグラムから差分結果の平均値としては+0.16m と堆積傾向に見られるが、流出した植生部の影響が大きいため、期間①については河床変動を図 3-17 に示すような区分で再計算を行った。領域区分については、7月26日分のオルソ画像より河道、植生、護岸の3つとした。各領域の平均値は、河道部は+0.86m、植生部は-1.05m、護岸部は+0.09mであった。オルソ画像による領域区分は、オルソ画像の精度レベルである。これらの結果から右岸側では+0.86mの堆積が生じ、左岸側では植生の流出も合わせて標高値として-1.05mの低下であったと考えられる。この共通領域全体における河床変動の評価としては、区分した領域から河道部と植生部を合わせて+0.16mの堆積傾向として評価できる。

期間②においては図 3-15 より期間①において堆積傾向にあった箇所が若干侵食されているように考えられる。図 3-15 及び図 3-16 による評価においても目立ったエラー値は含まれず共通領域全体の平均値-0.29m は侵食傾向であると考えられる。また、先ほど作成した領域区分ごとの平均値についても計算すると、河道部は-0.41m であり、植生部は-0.18m、護岸部は+0.15m であった。護岸部については、9月30日時点で護岸部の植生についてはほとんど流出しており、護岸そのものをモデル化してある。従って、勾配として急である護岸部をモデルから DEM に変換した際に生じる水平誤差の影響が数値として顕著に出たものと推察している。また、期間②における河床変動としては侵食傾向にあり、期間①において堆積した堆積物がさらに流下したものと評価した。

以上から、増谷川は河床変動が活発であり、河床材料としても礫分等が活発に移動したことから上流に豊富な土砂の供給源とそれを流下させる掃流力を有する河道構造であると考察した。

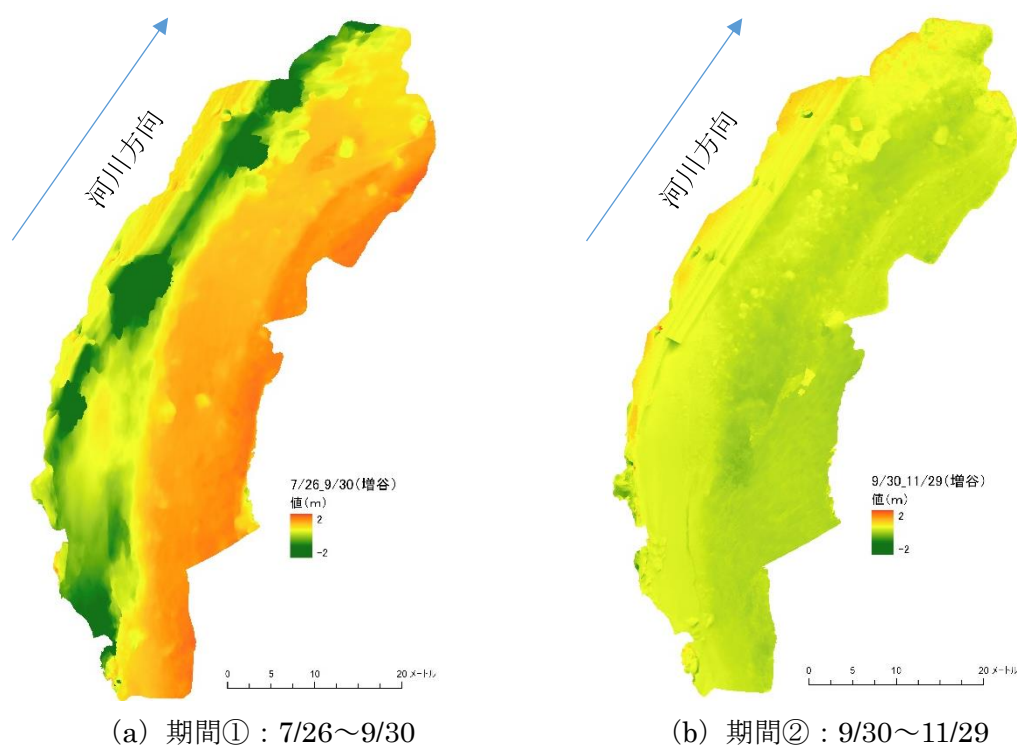
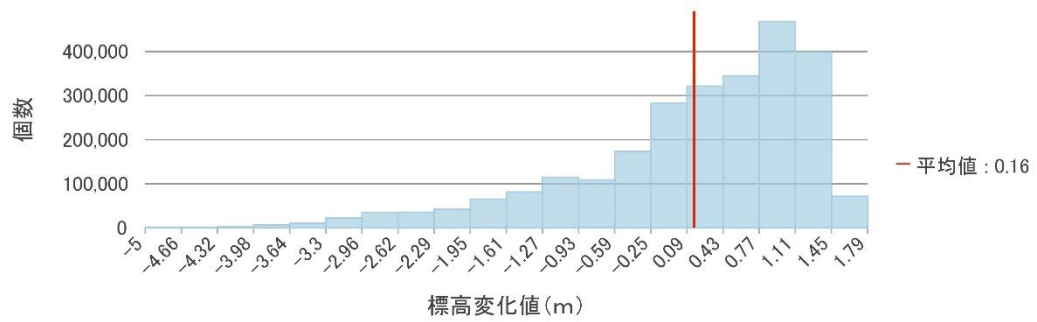
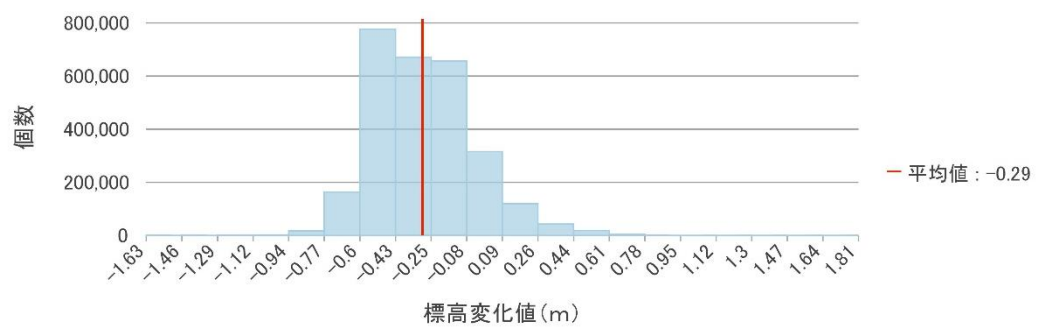


図 3-15 増谷川における河床変動（差分計算）



(a) 期間① : 7/26~9/30



(b) 期間② : 9/30~11/29

図 3-16 差分結果のヒストグラム

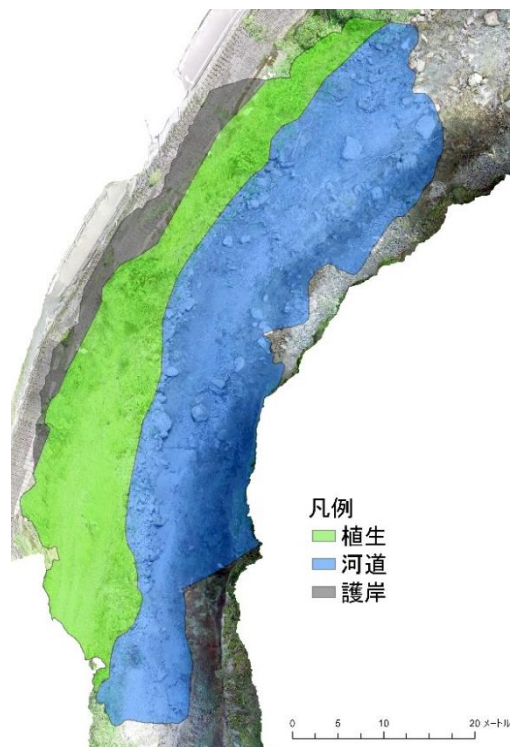


図 3-17 7/26 のオルソ画像による共通領域の区分

3.3.3 測量期間ごとの降雨規模と堆積状況の整理

河床変動の評価を行った期間の降雨については、図 3-18 に示すとおりであり、同流域の上流で観測された流量についても図 3-19 に示す。表 3-6 に前述した河床変動の評価についてまとめる。両支流の降雨状況についてはほとんど変わらない。河床変動の評価からは堆積、侵食等の傾向が対象とした両地点において各期間で大きく異なっている。

まず、期間①については 150mm の降雨が確認された日があり、実際の河床変動状況としても増谷川では礫を含む大量の土砂が測量範囲内を移動したことが確認された。一方で、川内川では顕著な河床変動は起きなかったが、全体的な水位変動や砂や細粒分の局所堆積から砂以下の土砂については、測量範囲を通過して移動していると推測された。このような違いは、図 3-19 に示すピーク流量の違いによるもの、もしくは上流の供給可能な土砂の有無が影響したと推測される。また、期間②についても川内川における土砂の挙動は同様に考えられる。

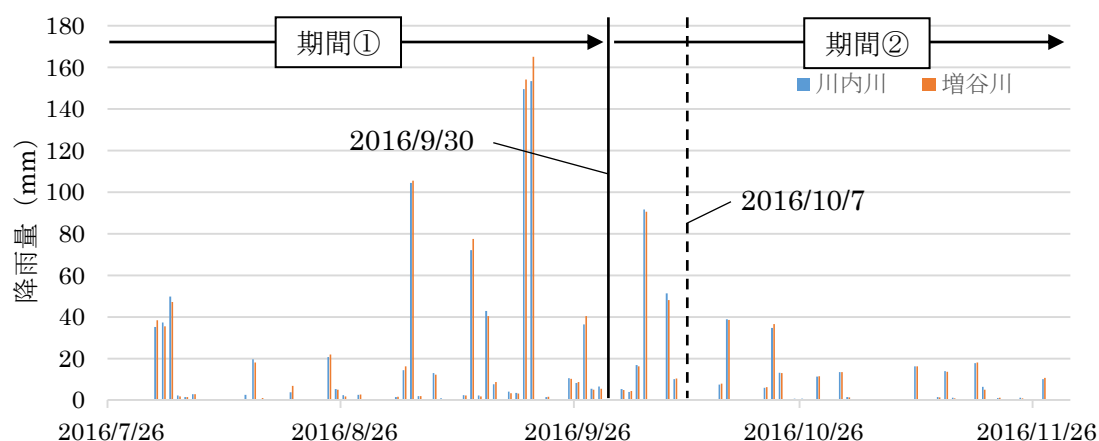


図 3-18 河床変動評価期間における降雨

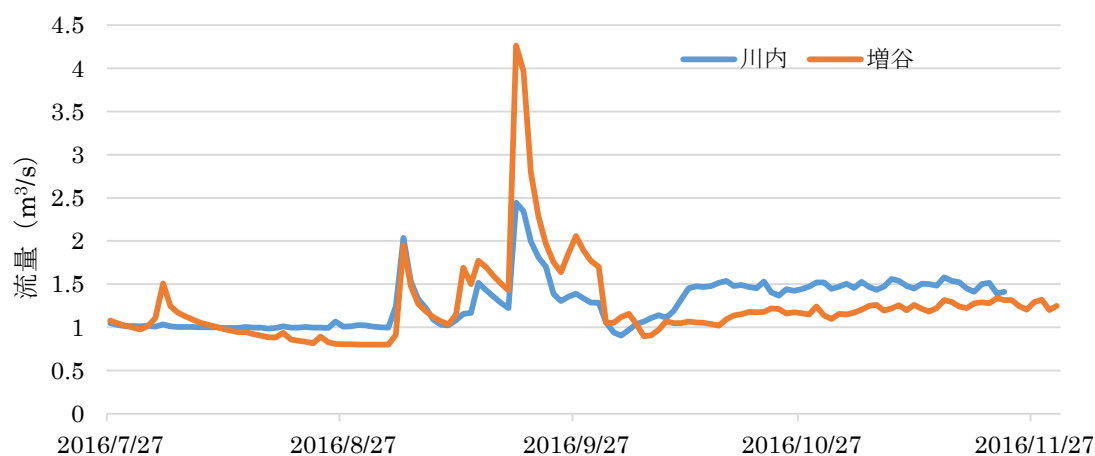


図 3-19 河床変動評価期間における流量

表 3-6 各支流域の河床変動評価

支流名	期間①：7月26日～9月30日		期間②：9月30日～11月29日	
	差分計算結果	河床変動	差分計算結果	河床変動
川内川	-0.07m	変化なし	-0.06m	変化なし
増谷川	河道部：+0.86m 植生部：-1.05m 全体：+0.16m	堆積傾向	河道部：-0.41m 植生部：-0.18m 全体：-0.29m	侵食傾向

一方で、9/30～10/7においては、堆積状況としても変化は確認できず、河床変動についてもほとんど変化は見られなかったが、降雨については期間中4番目に降雨量が多い日が確認されている。しかし、これについては期間①のように連続した降雨ではなく、水位及び流量が河床変動に至るまで上昇しなかったことや山地の降雨分布の局所変化を観測しきれなかったことなどが理由として挙げられる。実際に観測された流量の変化を見ても、川内川では少し流量の上昇が見られたが、期間①のような流量上昇はしていない。

増谷川の期間②において、流量はほとんど上昇していないのに対して侵食傾向が見られたのは、期間①で堆積した土砂には砂や細粒分も含まれており、それらが時間をかけて流下したためであると考えられる。

3.4 まとめ

本章では、UAVによる空中写真測量技術を用いて、支流域の堆積状況の変化の測量を実施した。山地河川において、河道内の堆積状況の変化は複雑であり、支流域の特徴を捉えることは困難かと思われたが、測量から作成した3Dモデル及びDEMは堆積状況の変化を正確に捉えていた。作成したオルソ画像からは、水上のみであるが移動していない河床材料の特定についても行うことができ、支流域で移動している土砂の粒径の違いについても定量的に説明することが可能であった。また、降雨状況や観測流量に基づいて河床変動を再度評価することによって、流域ごとの降雨に対する流量流出の傾向の違いなども河床変動と連動しており観測精度を高める必要があることが確認された。このように、支流域内で特徴的な堆積変化をする地点を定期的に測量することができれば、移動している土砂の状況やその特徴についてもある程度推測できるものと思われる。しかし、UAVによる測量は河床表面上のことであることやモデル作成精度が定まらないことから、現地での河床変動の確認やモデル作成精度の向上は重要である。

第4章では、支流域の河床変動量の評価に基づき河床変動計算を実施し、実際に支流域から下流へと流出している土砂の粒径の特定を試みる。

参考文献

- 1) 吉武宏明：ダム・貯水池における土砂流入現象の解明と土砂管理の高度化に関する研究，九州大学博士論文，2014.
- 2) 吉武宏晃，吉村健，三谷泰浩：ダム貯水池への流入土砂量の把握に関する研究，土木学会西部支部，第7回土砂災害シンポジウム論文集，pp.187-192，2009.
- 3) 倉茂好匡：山地小流域河川における河床堆積物表面微細構造の経時変化，北海道地理，1994 巻，68 号，pp. 15-20，1994.
- 4) 国土技術政策総合研究所 環境研究部，土木研究所 水環境研究グループ 自然共生センター：ダムと下流河川の物理環境との関係についての捉え方—下流河川の生物・生態系との関係把握に向けて—，土砂の動きと河床材料の捉え方の基本，国土技術政策総合研究所資料，No.521，2009.
- 5) 藤田光一：河床材料の見方，土木技術資料，第40巻，12号，1998.
- 6) 山本晃一：沖積河川学，山海堂，pp. 1-16，1994.
- 7) 田中邦一，森勲，水野信彦，奥井伸一：航空写真による水深測量，写真測量とリモートセンシング，14(3)，1-9，1975.
- 8) Utterback, C. L., Thompson, T. G. and Thomas, B. D.: Refractivity -Chlorinity-Temperature Relationships of Ocean Waters, Conseil Permanent International pour l'Exploration de la Mer Journal, v.9, pp. 35-38, 1934.

第4章 堆積状況に基づく支流域からの土砂流出量の算定と土砂流出量推定式の構築

4.1 はじめに

4.1.1 土砂流出量推定式の構築の必要性

第3章では、山地河川において河床状況の定期的な測量を実施することは、現在の土砂流出現象を評価することにつながることを述べた。しかし、月単位の頻度で河床変動の測量を全支流域で実施することは不可能である。山地河川の土砂流出現象は、山地部での土砂生産の影響を直接的に受け、河道の堆積状況が急激に変化するのには第3章で述べた通りであるが、一度大きく土砂生産が起きた河川についてはその河川の土砂流出現象も土砂生産に依存する形となる。また、支流域の土砂流出現象の傾向として数年単位で土砂流出規模は大きく変化するものでなく、それらを制限する土砂生産についても長期的なスケールで同一の傾向を示すものであると考えられる。

したがって、第3章で確認できたような支流域ごとの堆積状況の大きな違いは、対象支流域の今後の土砂流出現象も比較的長期間にわたり規定するものであると予想される。そのような観点からこれらの河床堆積状況を加味して出水時の通過土砂量（支流末端からの土砂流出量）を推定する評価式として変換することが支流域単位の特徴把握の効率性を向上させるために必要である。

4.1.2 土砂流出量推定式に関する既往研究

基本的に土砂流出量推定式により求められる解は、対象とした流域河口からのフラックスとして与えられる。そのため、土砂生産から河川への流入、河川内の移動過程をどのようにモデル化するかにによって再現性に強く影響する。

実際の河床変動については定性的な確認だけであるが、ダム流域（64km²）を対象としてダム貯水池への土砂流出量の推定を行った研究¹⁾がある。当該モデル地域は積雪の影響を受ける地域であるため、流況を表現するモデルとしては、融雪量や蒸発散量を考慮したタンクモデルと **kinematic wave** 法を組み合わせ、流況を約 1km² メッシュで評価するモデルを構築している。構築された水文モデルに対して、統計的に求められた出水時の土砂生産量を与え流下量を求めることにより下流ダム堆砂量との比較検討を行っている。その過程の中で、上流域の露岩部などの状況に則して、土砂生産量に低減率を採用することによって、年単位の土砂流出に対して再現性のあるモデルを構築している。

また、砂防ダムのような試験堰堤を利用して土砂流出量を推定した研究²⁾もある。この研究では、堤防からの土砂流出量とプール内の堆積土砂量を連続的に観測することができれば以下の式により上流域からの土砂生産量が推定できるというものである。

$$V_s - S = V_d \quad (4-1)$$

ある期間内の土砂生産量を V_s ，流域からの流出土砂量を V_d ，河床堆積土砂量の変化を S とする。このような連続観測を行った評価においても，土砂生産量の評価については降雨との関連性は確認できず，上流域からの土砂流出量（土砂生産量）の推定においては重力または通常の降雨による侵食可能な土砂量の予測が必要なベースになることが述べられている。

4.1.3 本章の流れ

本章では，第3章において河床変動を測量した領域を含む河道区間において，同測量期間の河床変動計算（2次元モデル）を実施する。まずは，解析モデルや解析条件，得られる解析結果を含めた精度について説明する。得られた解析結果については，測量した堆積状況や対象支流を縦断的に俯瞰した所見との比較検討を行い，河床変動と土砂流出の傾向について支流単位で評価する。河床変動計算においては基本的に河床変動に寄与する土砂，例えば掃流砂（一部の浮遊砂を含む）のような挙動の土砂の移動しか把握することはできない。そのため，観測された濁度データを用いて浮遊砂，ウォッシュロードの土砂流出量を補完することを試みる。

4.2 観測した堆積状況に基づく2次元河床変動計算による土砂流出量の算出

4.2.1 解析モデルについて

（1）解析モデル概要

使用する解析モデルは，iRIC Nays2DH ver.3.0である。このiRIC Nays2DHは河川の水流をはじめ，河床変動や河道侵食を対象として計算するために作成された平面2次元解析モデルである。このモデルでは支流の合流や混合粒径を取り扱うことができ，2次元的な河床状況の変化（砂州の再現や河道の湾曲など）を再現することが可能であるため山地河川においても適応可能であると考えられる。

（2）解析モデルの計算式

A) 流れの基礎方程式

● 直交座標系における基礎式

一般曲線座標系に変換（写像）する前の直交座標系（ x, y ）の基礎式は以下のとおりである。

(連続式)

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 \quad (4-2)$$

(運動方程式)

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial(hu^2)}{\partial x} + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho} + D^x - \frac{F_x}{\rho} \quad (4-3)$$

ただし,

$$\frac{\tau_x}{\rho} = C_f u \sqrt{u^2 + v^2}, \quad \frac{\tau_y}{\rho} = C_f v \sqrt{u^2 + v^2} \quad (4-4)$$

$$D^x = \frac{\partial}{\partial x} \left[v_t h \frac{\partial u}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[v_t h \frac{\partial u}{\partial y} \right], \quad D^y = \frac{\partial}{\partial x} \left[v_t h \frac{\partial v}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[v_t h \frac{\partial v}{\partial y} \right] \quad (4-5)$$

$$\frac{F_x}{\rho} = \frac{1}{2} C_D a_s h_v u \sqrt{u^2 + v^2}, \quad \frac{F_y}{\rho} = \frac{1}{2} C_D a_s h_v v \sqrt{u^2 + v^2} \quad (4-6)$$

ここで, h は水深, t は時間, u, v は x, y 方向の水深平均流速, g は重力加速度, H は水位, τ_x, τ_y は x, y 方向の河床せん断力, F_x, F_y は x, y 方向の植生による抵抗力, C_f は河床せん断係数, v_t は渦動粘性係数, C_D は植生の抗力係数, a_s は単位体積に占める植生の遮断面積, h_v は植生高さ と水深の小さい方である。

● 一般曲線座標系への変換

直交座標における平面2次元流れの基礎式を一般座標 (ξ, η) に変換する。一般座標に変換することで, 任意形状 (境界条件に沿って) に計算メッシュを設定可能となる。直交座標系から一般曲線座標系への変換は次のとおりである。

$$\begin{pmatrix} \frac{\partial}{\partial x} \\ \frac{\partial}{\partial y} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \xi_x & \eta_x \\ \xi_y & \eta_y \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \frac{\partial}{\partial \xi} \\ \frac{\partial}{\partial \eta} \end{pmatrix} \quad (4-7)$$

$$\xi_x = \frac{\partial \xi}{\partial x}, \quad \xi_y = \frac{\partial \xi}{\partial y}, \quad \eta_x = \frac{\partial \eta}{\partial x}, \quad \eta_y = \frac{\partial \eta}{\partial y} \quad (4-8)$$

同様に,

$$\begin{pmatrix} \frac{\partial}{\partial \xi} \\ \frac{\partial}{\partial \eta} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} x_\xi & y_\xi \\ x_\eta & y_\eta \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \frac{\partial}{\partial x} \\ \frac{\partial}{\partial y} \end{pmatrix} \quad (4-9)$$

$$x_\xi = \frac{\partial x}{\partial \xi}, \quad x_\eta = \frac{\partial x}{\partial \eta}, \quad y_\xi = \frac{\partial y}{\partial \xi}, \quad y_\eta = \frac{\partial y}{\partial \eta} \quad (4-10)$$

(4-7)式から(4-10)式より以下の式が成り立つ。

$$\begin{pmatrix} \frac{\partial}{\partial \xi} \\ \frac{\partial}{\partial \eta} \end{pmatrix} = \frac{1}{\xi_x \eta_y - \xi_y \eta_x} \begin{pmatrix} \eta_y & -\eta_x \\ -\xi_y & \xi_x \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \frac{\partial}{\partial x} \\ \frac{\partial}{\partial y} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} x_\xi & y_\xi \\ x_\eta & y_\eta \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \frac{\partial}{\partial x} \\ \frac{\partial}{\partial y} \end{pmatrix} \quad (4-11)$$

ここで、 $J = \xi_x \eta_y - \xi_y \eta_x$ とすると、

$$\frac{1}{J} \begin{pmatrix} \eta_y & -\eta_x \\ -\xi_y & \xi_x \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} x_\xi & y_\xi \\ x_\eta & y_\eta \end{pmatrix} \quad (4-12)$$

$$x_\xi = \frac{1}{J} \eta_y, \quad y_\xi = -\frac{1}{J} \eta_x, \quad x_\eta = -\frac{1}{J} \xi_y, \quad y_\eta = \frac{1}{J} \xi_x \quad (4-13)$$

$$\eta_y = J x_\xi, \quad \eta_x = -J y_\xi, \quad \xi_y = -J x_\eta, \quad \xi_x = J y_\eta \quad (4-14)$$

したがって、次の関係が導かれる。

$$J = \xi_x \eta_y - \xi_y \eta_x = J^2 (x_\xi y_\eta - x_\eta y_\xi) \quad (4-15)$$

$$J = \frac{1}{x_\xi y_\eta - x_\eta y_\xi} \quad (4-16)$$

流速の (ξ, η) 成分を (u^ξ, u^η) とすると、

$$u^\xi = \xi_x u + \xi_y v, \quad u^\eta = \eta_x u + \eta_y v \quad (4-17)$$

または、

$$\begin{pmatrix} u^\xi \\ u^\eta \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \xi_x & \xi_y \\ \eta_x & \eta_y \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u \\ v \end{pmatrix}, \quad \begin{pmatrix} u \\ v \end{pmatrix} = \frac{1}{J} \begin{pmatrix} \eta_y & -\xi_y \\ -\eta_x & \xi_x \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u^\xi \\ u^\eta \end{pmatrix} \quad (4-18)$$

が導かれる。

● 一般曲線座標系における基礎式

直交座標系 (x, y) における基礎式を一般座標系に変換した基礎式は次のとおりである。

(連続式)

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{h}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{h u^\xi}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{h u^\eta}{J} \right) = 0 \quad (4-19)$$

(運動方程式)

$$\begin{aligned} \frac{\partial u^\xi}{\partial t} + u^\xi \frac{\partial u^\xi}{\partial \xi} + u^\eta \frac{\partial u^\eta}{\partial \eta} + \alpha_1 u^\xi u^\xi + \alpha_2 u^\xi u^\eta + \alpha_3 u^\eta u^\eta \\ = -g \left[(\xi_x^2 + \xi_y^2) \frac{\partial H}{\partial \xi} + (\xi_x \eta_x + \xi_y \eta_y) \frac{\partial H}{\partial \eta} \right] \\ - \left(C_f + \frac{1}{2} C_D a_s h_v \right) \frac{u^\xi}{h J} \sqrt{(\eta_y u^\xi - \xi_y u^\eta)^2 + (-\eta_x u^\xi + \xi_x u^\eta)^2} + D^\xi \end{aligned} \quad (4-20)$$

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial u^\eta}{\partial t} + u^\xi \frac{\partial u^\eta}{\partial \xi} + u^\eta \frac{\partial u^\eta}{\partial \eta} + \alpha_4 u^\xi u^\xi + \alpha_5 u^\xi u^\eta + \alpha_6 u^\eta u^\eta \\
& = -g \left[(\eta_x \xi_x + \eta_y \xi_y) \frac{\partial H}{\partial \xi} + (\eta_x^2 + \eta_y^2) \frac{\partial H}{\partial \eta} \right] \\
& \quad - \left(C_f + \frac{1}{2} C_D a_s h_v \right) \frac{u^\eta}{h_f} \sqrt{(\eta_y u^\xi - \xi_y u^\eta)^2 + (-\eta_x u^\xi + \xi_x u^\eta)^2 + D^\eta} \quad (4-21)
\end{aligned}$$

ただし、各要素は次のとおりである。

$$\alpha_1 = \xi_x \frac{\partial^2 x}{\partial \xi^2} + \xi_y \frac{\partial^2 y}{\partial \xi^2}, \quad \alpha_2 = 2 \left(\xi_x \frac{\partial^2 x}{\partial \xi \partial \eta} + \xi_y \frac{\partial^2 y}{\partial \xi \partial \eta} \right), \quad \alpha_3 = \xi_x \frac{\partial^2 x}{\partial \eta^2} + \xi_y \frac{\partial^2 y}{\partial \eta^2} \quad (4-22)$$

$$\alpha_4 = \eta_x \frac{\partial^2 x}{\partial \xi^2} + \eta_y \frac{\partial^2 y}{\partial \xi^2}, \quad \alpha_5 = 2 \left(\eta_x \frac{\partial^2 x}{\partial \xi \partial \eta} + \eta_y \frac{\partial^2 y}{\partial \xi \partial \eta} \right), \quad \alpha_6 = \eta_x \frac{\partial^2 x}{\partial \eta^2} + \eta_y \frac{\partial^2 y}{\partial \eta^2} \quad (4-23)$$

$$D^\xi = \left(\xi_x \frac{\partial}{\partial \xi} + \eta_x \frac{\partial}{\partial \eta} \right) \left[v_t \left(\xi_x \frac{\partial u^\xi}{\partial \xi} + \eta_x \frac{\partial u^\xi}{\partial \eta} \right) \right] + \left(\xi_y \frac{\partial}{\partial \xi} + \eta_y \frac{\partial}{\partial \eta} \right) \left[v_t \left(\xi_y \frac{\partial u^\xi}{\partial \xi} + \eta_y \frac{\partial u^\xi}{\partial \eta} \right) \right] \quad (4-24)$$

$$D^\eta = \left(\xi_x \frac{\partial}{\partial \xi} + \eta_x \frac{\partial}{\partial \eta} \right) \left[v_t \left(\xi_x \frac{\partial u^\eta}{\partial \xi} + \eta_x \frac{\partial u^\eta}{\partial \eta} \right) \right] + \left(\xi_y \frac{\partial}{\partial \xi} + \eta_y \frac{\partial}{\partial \eta} \right) \left[v_t \left(\xi_y \frac{\partial u^\eta}{\partial \xi} + \eta_y \frac{\partial u^\eta}{\partial \eta} \right) \right] \quad (4-25)$$

$$\xi_x = \frac{\partial \xi}{\partial x}, \quad \xi_y = \frac{\partial \xi}{\partial y}, \quad \eta_x = \frac{\partial \eta}{\partial x}, \quad \eta_y = \frac{\partial \eta}{\partial y} \quad (4-26)$$

$$u^\xi = \xi_x u + \xi_y v, \quad u^\eta = \eta_x u + \eta_y v \quad (4-27)$$

$$J = \frac{1}{x_\xi y_\eta - x_\eta y_\xi} \quad (4-28)$$

一般曲線座標系の運動方程式中の拡散項 D^ξ , D^η については展開すると項の数が膨大になるので以下の条件を仮定して簡略化される。

① メトリック係数の2階微分量を局所的にゼロとする。

② 局所的に疑似直交座標として扱う。

以上の仮定から、拡散項は次のように近似される。

$$D^\xi \cong \frac{\partial}{\partial \xi} \left(v_t \xi_r^2 \frac{\partial u^\xi}{\partial \xi} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(v_t \eta_r^2 \frac{\partial u^\xi}{\partial \eta} \right) \quad (4-29)$$

$$D^\eta \cong \frac{\partial}{\partial \xi} \left(v_t \xi_r^2 \frac{\partial u^\eta}{\partial \xi} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(v_t \eta_r^2 \frac{\partial u^\eta}{\partial \eta} \right) \quad (4-30)$$

ここで、 ξ_r , η_r は一般座標上の局所的な格子サイズと実距離の比率を表す係数であり、次式で定義される。

$$\frac{\Delta \xi}{\Delta \bar{\xi}} = \xi_r, \quad \frac{\Delta \eta}{\Delta \bar{\eta}} = \eta_r \quad (4-31)$$

なお、上記 D^ξ , D^η の近似式の誘導には局所的な直交座標の仮定より次の関係が用いられる。

$$\xi_x^2 + \xi_y^2 = \xi_r^2 (\bar{\xi}_x^2 + \bar{\xi}_y^2) = \xi_r^2 (\sin^2 \theta + \cos^2 \theta) = \xi_r^2 \quad (4-32)$$

$$\xi_x \eta_x + \xi_y \eta_y = \xi_r \eta_r (\tilde{\xi}_x \tilde{\eta}_x + \tilde{\xi}_y \tilde{\eta}_y) = \xi_r \eta_r (-\cos \theta \sin \theta + \cos \theta \sin \theta) = 0 \quad (4-33)$$

$$\eta_x^2 + \eta_y^2 = \eta_r^2 (\tilde{\eta}_x^2 + \tilde{\eta}_y^2) = \eta_r^2 (\sin^2 \theta + \cos^2 \theta) = \eta_r^2 \quad (4-34)$$

$$J = \xi_x \eta_y - \xi_y \eta_x = \xi_r \eta_r (\tilde{\xi}_x \tilde{\eta}_y - \tilde{\xi}_y \tilde{\eta}_x) = \xi_r \eta_r (\sin^2 \theta + \cos^2 \theta) = \xi_r \eta_r \quad (4-35)$$

ここで、 θ は x 軸と ξ 軸（または、 y 軸と η 軸）のなす角度である。

B) 乱流場の計算

乱流は大小様々な渦を伴う不規則な流れのことである。本解析では、乱流場の計算方法としてゼロ方程式モデルを採用している。

（ゼロ方程式モデル）

渦動粘性係数 ν_t は、一般的に乱流の代表速度 v_t と代表長さ l の積で表される。

$$\nu_t = v_t l \quad (4-36)$$

水深と粗度が横断方向に緩やかに変化する流れ場においては、水平方向の渦動粘性係数と鉛直方向の渦動粘性係数は同じオーダーであると仮定し、主として底面摩擦速度と水深が運動量輸送を規定すると考え、渦動粘性係数 ν_t を以下の式で表す。

$$\nu_t = a u_* h \quad (4-37)$$

ここに、 a は比例定数である。

Fisher³⁾や Webel Schatzmann⁴⁾の実験によれば、鉛直方向の運動量輸送に関わる a 値が 0.07 程度であるため、カルマン定数 κ (0.4) を用いて、渦動粘性係数 ν_t を以下の式で表す。

$$\nu_t = \frac{\kappa}{6} A u_* h + B \quad (4-38)$$

このモデリングは乱流統計量についての輸送方程式を必要としないのでゼロ方程式モデルと呼ばれる。ここで、 A 、 B はユーザーパラメータで、標準的には $A=1$ 、 $B=0$ である。平面 2 次元モデルでは、流れの 3 次元性が計算されないために、平面的に大規模な非定常渦が形成されやすい場合がある。そのような過大な非定常渦をモデル化する意味で、本パラメータを調節する。また、移流項に風上差分を用いると流体の見かけ上の渦動粘性係数が増加するので、特に大きい格子においては非定常渦運動がみられなくなる。

C) 底面摩擦の計算

Nays2DH では底面の摩擦はマンニングの粗度係数 n_m を用いて設定する。平均流速公式にマンニング則を適用した場合、河床摩擦係数 C_f は次式で表現することができる。

$$C_f = \frac{g n_m^2}{h^{\frac{1}{3}}} \quad (4-39)$$

解析モデル上、マンニングの粗度係数はセル単位に任意の実数値を設定可能である。

D) 流砂の基礎方程式

本解析で取り扱う設定では、流砂の種類としては「掃流砂＋浮遊砂」を選択し、河床材料については「混合粒径」として設定する。

● 混合粒径モデル

河床材料の種類を混合粒径とした場合の河床変動の基礎式は以下のとおりである。混合粒径で構成される河床はある粒度分布により構成されている。この粒度分布を解析上で数値として取り扱うために、代表粒径 d_k 及びその代表粒子の存在確率 p_k で表現する。中央粒径 d_m は次式で定義される。

$$d_m = \sum_{k=1}^n p_k d_k \quad (4-40)$$

ここに、 d_k は k 階層の代表粒径、 p_k は河床全体に占める k 階層の粒子の割合である。

この定義式に基づき n 階層に分割されたそれぞれの階層における流砂量を見積もり、これを足し合わせることで河床変動を計算する。

● 流砂連続式

河床の連続式は次の式で表される。

$$\frac{\partial(c_m E_m)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{z}{J} \right) + \frac{1}{1-\lambda} \left[\frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{\sum q_{bk}^{\xi}}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{\sum q_{bk}^{\eta}}{J} \right) + \frac{\sum (q_{suk} - c_{bk} w_{fk})}{J} \right] = 0 \quad (4-41)$$

ここに、 z は河床高、下付き添え字は k 階層の粒径階の物理量である。また、 q_{bk}^{ξ} 、 q_{bk}^{η} は ξ 、 η 方向の掃流砂量、 q_{suk} は浮遊砂浮上量、 c_{bk} は浮遊砂基準点濃度、 w_{fk} は沈降速度である。

● 掃流砂量式

全掃流砂量は、勾配の影響を考慮した芦田・道上式⁵⁾⁻⁷⁾により求める。

$$q_{bk} = 17 p_{mk} \tau_{*ek}^{1.5} \left(1 - K_c \frac{\tau_{*ck}}{\tau_{*k}} \right) \left(1 - \sqrt{K_c \frac{\tau_{*ck}}{\tau_{*k}}} \right) \sqrt{s_g g d_k^3 r_b} \quad (4-42)$$

ここに、 τ_{*k} は無次元掃流利、 τ_{*ck} は限界無次元掃流利、 p_{mk} は交換層における k 階層粒子の占有率及び τ_{*ek} は有効無次元掃流利で以下のように求める。

$$u_{*em}^2 = \frac{V^2}{\left(6 + 2.5 \ln \frac{h}{d_m(1+2\tau_{*m})} \right)^2}, \quad \tau_{*ek} = \frac{u_{*em}^2}{s_g d_k} \quad (4-43)$$

ここに、下付き添え字 m は平均粒径に対する物理量であることを意味する。

また、各粒径の無次元限界掃流力の算定には、遮蔽効果を考慮する必要がある。ここでは、Egiazaroff の式を修正した浅田の式⁸⁾を用いる。

$$\frac{\tau_{*ck}}{\tau_{*cm}} = \left[\frac{\log_{10} 23}{\log_{10} \left(21 \frac{d_k}{d_m} + 2 \right)} \right]^2 \quad (4-44)$$

ここで、 τ_{*cm} は中央粒径の無次元限界掃流力で、岩垣の式⁹⁾を用いて算定する。

全流砂量から ξ ， η 方向の掃流砂量の算定は以下の渡邊の式¹⁰⁾を用いる。

$$\tilde{q}_{bk}^{\xi} = q_{bk} \left[\frac{\tilde{u}_b^{\xi}}{V_b} - \gamma \left(\frac{\partial z}{\partial \xi} + \cos \theta \frac{\partial z}{\partial \eta} \right) \right] \quad (4-45)$$

$$\tilde{q}_{bk}^{\eta} = q_{bk} \left[\frac{\tilde{u}_b^{\eta}}{V_b} - \gamma \left(\frac{\partial z}{\partial \eta} + \cos \theta \frac{\partial z}{\partial \xi} \right) \right] \quad (4-46)$$

γ は長谷川¹¹⁾による式を簡易的に各粒径別に拡張する。

$$\gamma = \frac{\sqrt{\tau_{*ck}}}{\mu_s \mu_k \tau_{*k}} \quad (4-47)$$

● 浮遊砂浮上量

浮遊砂の浮上量式は次の板倉・岸の式¹²⁾を採用する。

$$q_{suk} = p_{mk} K \left[a_* \frac{\rho_s - \rho}{\rho_s} \frac{g d_k}{u_*} \Omega_k - w_{fk} \right] r_b \quad (4-48)$$

$$\Omega_k = \frac{\tau_{*k}}{B_{*k}} \frac{\int_{a'}^{\infty} \xi \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp[-\xi^2] d\xi}{\int_{a'}^{\infty} \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp[-\xi^2] d\xi} + \frac{\tau_{*k}}{B_{*k} \eta_0} - 1 \quad (4-49)$$

$$a' = \frac{B_{*k}}{\tau_{*k}} - \frac{1}{\eta_0}, \quad \eta_0 = 0.5, \quad a_* = 0.14, \quad K = 0.008 \quad (4-50)$$

B_{*k} は、混合粒径の場合は遮蔽効果を考慮した沖らの提案式を適用する。

$$B_{*k} = \xi_k B_{*0}, \quad \xi_k = \frac{\tau_{*ck}}{\tau_{*ck0}}, \quad B_{*0} = 0.143 \quad (4-51)$$

τ_{*ck0} は粒径 d_k の均一粒径の場合の限界無次元掃流力で岩垣式から算定する。

● 浮遊砂連続式

一般座標系における k 階層粒子に対する浮遊砂連続式は以下ようになる。

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{c_k h}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{u^{\xi} c_k h}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{u^{\eta} c_k h}{J} \right) = \frac{q_{suk} - w_{fk} c_{bk}}{J} \quad (4-52)$$

● 粒度連続式

Nays2DH においては混合粒径河床での分級現象を再現するために、芦田・江頭・劉ら¹³⁾が提唱した多層モデルの概念を導入している。これは河床を交換層、遷移層及び堆積層に分割するものである。この時、掃流砂層における粒度分布の時間変化は次式で計算される。

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{c_m E_m p_{mk}}{J} \right) + (1 - \lambda) p_{bk} \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{z}{J} \right) + \left[\frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{q_{bk}^\xi}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{q_{bk}^\eta}{J} \right) + \frac{q_{suk} - c_{bk} w_{fk}}{J} \right] = 0 \quad (4-53)$$

$$\begin{cases} p_{bk} = p_{tk}, & \frac{\partial z}{\partial t} \leq 0, & E_{sd} \geq E_{be} \frac{c_b}{1 - \lambda} \\ p_{bk} = 0, & \frac{\partial z}{\partial t} \leq 0, & E_{sd} < E_{be} \frac{c_b}{1 - \lambda} \\ p_{bk} = p_{mk}, & \frac{\partial z}{\partial t} > 0 \end{cases} \quad (4-54)$$

ここに、 p_{dmk} は交換層底面から m 番目の堆積層内の粒径階 k の存在率、 c_b は交換層内の土砂濃度である。 E_{be} は平衡交換層厚であり、ここでは以下の関係より求められる¹⁴⁾。

$$\frac{E_{be}}{d_m} = \frac{1}{c_m \cos \theta (\tan \varphi - \tan \theta)} \tau_{*m} \quad (4-55)$$

ここに、 E_{sd} は土層厚、 E_m は交換層厚であり、以下のようになる。

$$E_m = E_{be} \quad E_{sd} \geq E_{be} \frac{c_m}{1 - \lambda} \quad (4-56)$$

$$E_m = E_{sd} \frac{1 - \lambda}{c_m} \quad E_{sd} \leq E_{be} \frac{c_m}{1 - \lambda} \quad (4-57)$$

iRIC Nays2DH のモデル構想では次のようなことが述べられている。数値計算上では、浸食・堆積の傾向だけでなく、変動量によっても堆積物の扱いを変える必要がある。すなわち堆積が生じる場合で、1ステップの河床変動量によって遷移層厚が堆積層厚を上回った場合、堆積層厚分を新たな堆積層とし、残りの部分を遷移層とする。また、侵食が生じる場合では、河床変動により遷移層がなくなった場合は、遷移層直下の堆積層を新たな堆積層とする。このような堆積層の更新プロセスは河床変動が活発な領域で重要な事項である。

4.2.2 解析設定および解析精度

(1) 解析対象流域について

解析対象とする支流は、第3章で河床変動の評価を行った2支流（川内川、増谷川）である。各支流の位置は、図4-1に示すとおりである。川内川は耳川本流に対して左岸側に位置する七ツ山川の支流である。増谷川は耳川本流に対し右岸側に位置する。両支流の基本的な情報は表4-1に示すとおりであり、流域面積は約20km²とほぼ同じであり、その河川方向も西から東向きと同じである。地質は、増谷川は全体的に四万十累層群北帯の泥岩主

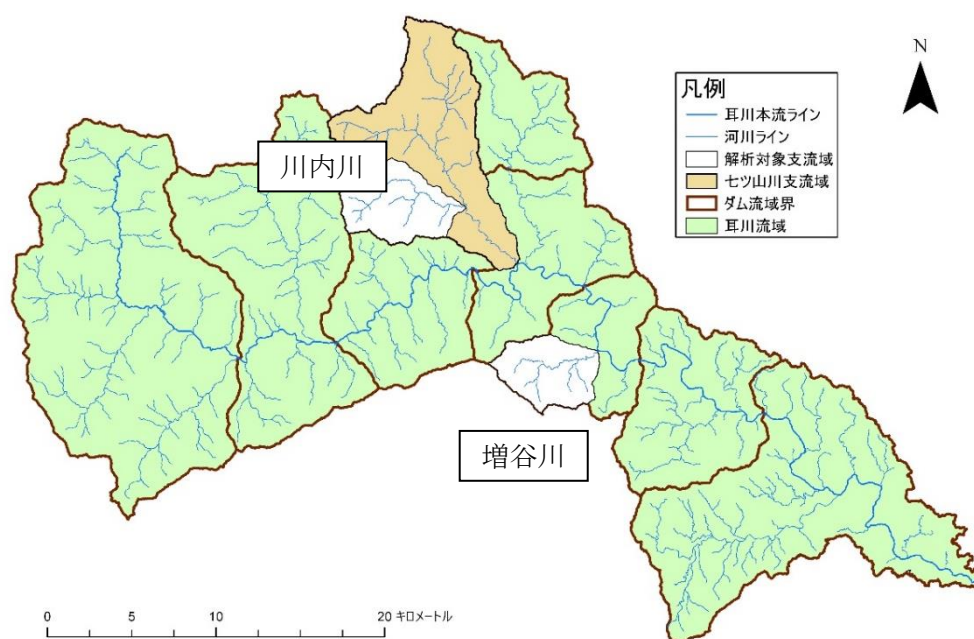


図 4-1 解析対象の支流位置

表 4-1 解析対象支流の基本情報

測量対象支流	川内川	増谷川
河川長 (km)	10.66	7.43
流域面積 (km ²)	20.3	18.7
地質型	四万十層群北帯砂岩主体	四万十層群北帯泥岩主体

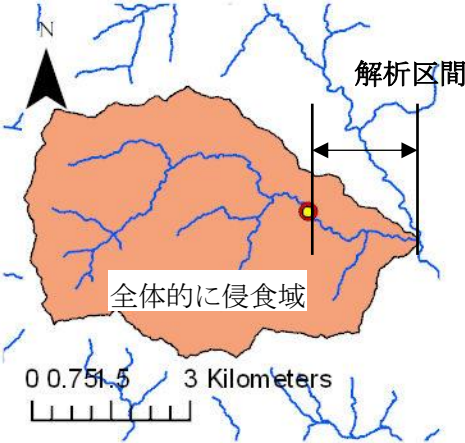
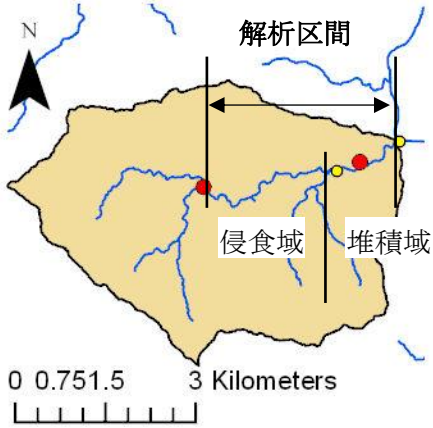
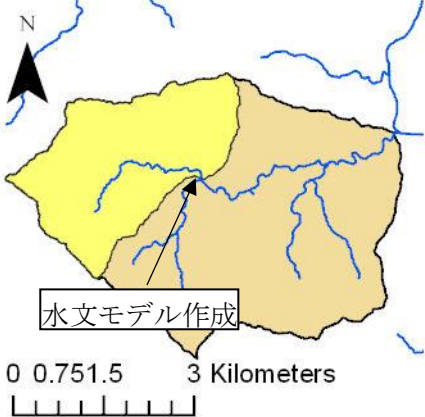
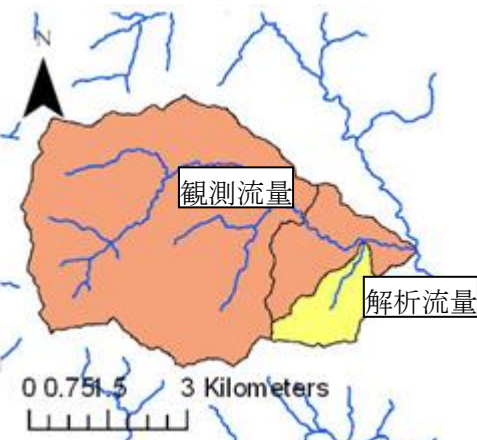
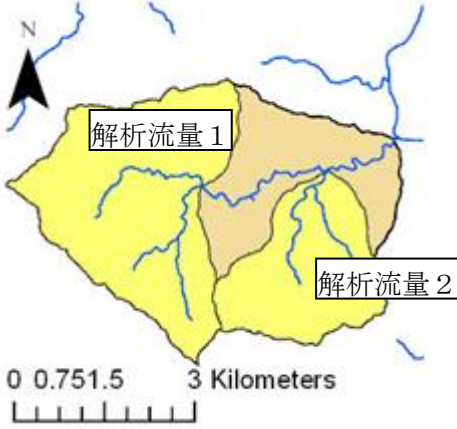
体であるのに対し、川内川は四万十層群北帯の砂岩主体であることが大きく異なる。

(2) 解析モデルの構築

解析モデルの解析区間およびその設定に関する概要は、表 4-2 に示すとおりである。

まずは解析対象とする支流の解析対象範囲の検討である。対象支流域においては、河床変動の測量とともに表 4-2 の図中に示す地点（赤）で流量の観測も定期的に行ってきた。また、河床変動の測量を実施してきた地点（黄）の付近にさらに支流があることも確認しており、特に、増谷川においては河床変動測量位置のすぐ上流に位置していたため、これらを含む範囲を解析対象として決定した。また、この解析範囲の決定方法には河床変動の測量に伴い実施した支流域全体の堆積侵食傾向についても考慮している。川内川については全体的に侵食傾向（堆積場がない）であり、測量範囲と同様にほとんど堆積場を確認できない状況であった。一方、増谷川では河床変動測量位置より下流部では堆積傾向を示し、上流部では侵食傾向であることを確認した。このような河床堆積物の状況も含めて2次元河床変動計算においては再現を試みる。iRIC Nays2DH による解析では1支流の合流を考慮した河川モデルを取り扱うことができるが、河床変動計算を実施する解析区間およびそれに含まれ

表 4-2 2次元河床変動計算の解析モデルの概要

	川内川	増谷川
1 解析 範囲 の 検 討		 赤：流量計測 黄色：UAV 撮影
2 水 文 モ デ ル の 作 成		
3 解 析 の 入 力 値		

る支流については、増谷川上流部を除き河川流量の観測データはない。そこで、観測流量に対して水文モデルを構築し、解析区間に合流する支流域及び増谷川上流部の流量の推定を行い、2次元河床変動計算に適用することにする。(増谷川については、上流部の観測流量を用いてモデル構築を行う。)

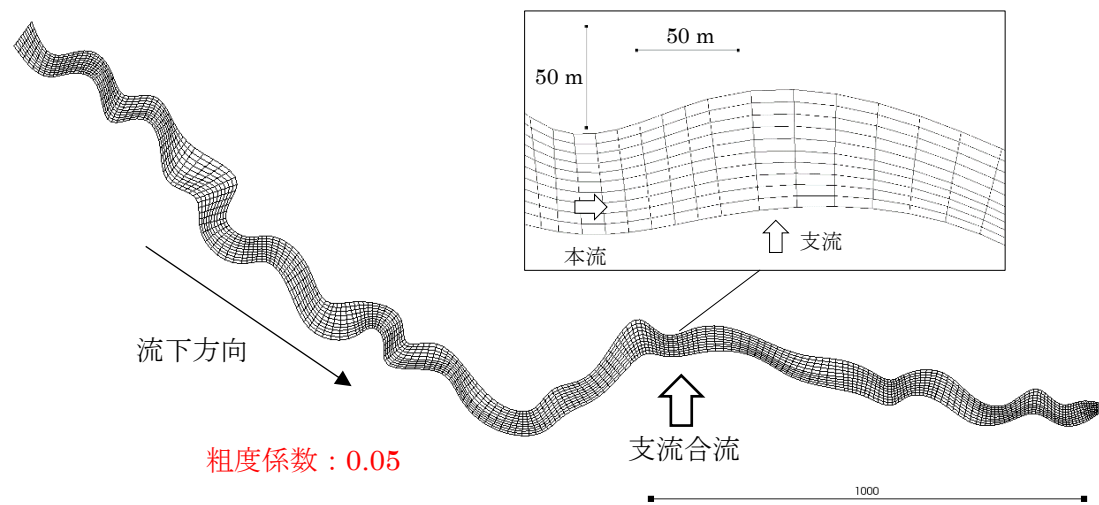
河道形状については、平成23年の航空レーザ測量データをもとに作成する。このデータはX、Y、Zの座標値を持つ点群データであり、約0.5mから1m間隔に分布している。本解析の河道モデルは河道の平面的な湾曲形状を含む。そのため、点群データより河道の平面形状の特徴を捉えながら約50m間隔で河道横断面を作成していく。この点群データは植生や水といった地形以外の計測値を含むため、最低標高(道路標高との高低差)の確認及び河川幅の確認を現地にて行っている。このように処理された断面の配列から河道モデルとなるメッシュが作成される。iRIC Nays2DHにはDEMから河床標高を河道モデルへ埋め込む手法もある。しかし、山地河川の特に上流部では川幅は狭く、前述した点群データから作成したDEMを用いても河道を抽出できない箇所がある。試験的に行った解析においては河道の閉塞等エラーとなった。その原因としてDEMによる河床高設定は単純に河床標高のばらつきにより河川が同一断面内で分岐することに加えて、河道の性状(例えば、河床が堆積物なのか岩盤なのか)を詳細に設定しなければ計算が不安定になり解析が止まるようなことが試験的に確認されている。本解析では緻密な河道形状による河床の局所的な変化ではなく流域全体の土砂の挙動を重視するため河道横断面ベースで河道モデルを作成した。

構築した河川モデルは図4-2に示すとおりである。(a)の川内川は全長約2700mであり、全体として定常的な河床変動であるため、(b)増谷川に比べ河道モデルのメッシュは大きめに設定した。具体的には河川方向に最大で20m程度、最小で5mの長さとし、横断方向には約5mを設定した。増谷川の解析区間は約3500mである。その上流域は侵食域であり岩盤河床の河川である。一方で測量区間より下流側は堆積域であるため、河床状況が密に変化すると考えられる。そのため、川内川よりメッシュは小さめに設定を行っている。具体的には河川方向には約10m程度の長さを取り、横断方向には約5mとしている。

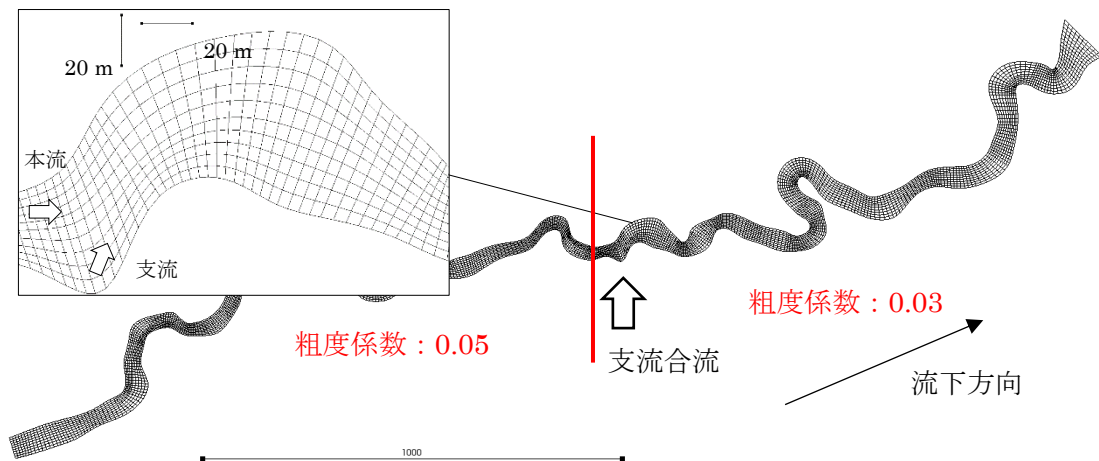
粗度係数については、各支流域の堆積状況の有無から図に示すように堆積域では0.03とし、侵食域では0.05とした。

(3) 水文モデル構築に用いるプログラム

流量予測モデルの構築に用いたのは、Bevenらにより提案された世界中で広く用いられているTOPMODEL¹⁵⁾である。TOPMODELが使用される理由として、数値標高モデル(DEM)や航空測量等により流域内の地形分布が細かいスケールで取得できるようになったことが挙げられる。TOPMODELはそのような地形データから自動的に地形指標を算出し、構築する水文モデルに反映できることがその利点である。特に、山地河川においては、植生・土壌等の地表面の特性は均質であり、流域内に不均一を引き起こす主要因は地形であ



(a) 川内川の河川モデル



(b) 増谷川の河川モデル

図 4-2 構築した 2 次元河床変動計算の河川モデル

ると考えられる。地形は短期的な時間スケールでは変化しないので、地形データを巧みに利用した TOPMODEL の有用性は高く、山地河川の水文モデル作成に適している。TOPMODEL は準分布型の水文モデルであり、準分布型とは地表流出および地下水涵養までを含めた表層－土壌水分は分割されたグリッド毎の分布型として計算するが、地下水貯留部（飽和域）の水収支は集中型として扱うことを意味する¹⁶⁾。TOPMODEL の特徴としては、対象領域の DEM データを地形指標（topographic index）としてモデルに組みこむことで、対象流域内の表層部における乾湿状態及び地表流の発生を空間的に把握できることにある。

TOPMODEL 基礎式は以下に示すとおりである。

地下水の流れは次式で表される。

$$q_i = T_0 \tan \beta_i \cdot e^{-S/m} \quad (4-58)$$

$$T = T_0 \cdot e^{-S/m} \quad (4-59)$$

ここで、各パラメータは以下のとおりである。

q_i : 等高線単位長あたりの飽和地中流 [L^2T^{-1}]

T_0 : 降下方向の飽和透水係数 [L^2T^{-1}]

$\tan \beta_i$: i 地点の地表面勾配

S : 局所的な飽和までの貯留不足量 [L]

M : モデルパラメータ [L]

これらの式は仮定条件として、①地下水面が地表面の勾配と平行であること、②透水係数が貯留不足量と指数関係にあること、を考えている。

各時間ステップにおいて、擬似的に定常状態が成立していると仮定し、等高線単位長あたりの集水面積を a [L], 空間的に均質な涵養速度を r [LT^{-1}] とすれば次式が導かれる。ただし、ここで記す涵養速度とは、土層を通過し地下水帯へ流入する水の速度である。

$$q_i = r \cdot a \quad (4-60)$$

(4-58)式, (4-60)式から次式が導かれる。

$$S_i = -m \ln \left(\frac{r \cdot a}{T_0 \tan \beta_i} \right) \quad (4-61)$$

流域の平均貯留不足量 $\bar{S}_i$ は上式を全流域面積 A_r [L^2] について積分し A_r で除して求められる。

$$\bar{S}_i = \frac{1}{A_r} \sum_i -m \ln \left(\frac{r \cdot a}{T_0 \tan \beta_i} \right) \quad (4-62)$$

上式は、湛水状態 ($S_i < 0$) でも成立する仮定の上で成り立つ。 r は流域内で空間的に均質であると仮定し、(4-61)式, (4-62)式を用いて r を消去すると以下の式になる。この式の成立が TOPMODEL の前提条件である。

$$\bar{S}_i = S_i - m \left[\gamma - \ln \frac{a}{T_0 \tan \beta_i} \right] \quad (4-63)$$

$$\gamma = \frac{1}{A_r} \sum_i \ln \frac{a}{T_0 \tan \beta_i} \quad (4-64)$$

$\ln(a/T_0 \cdot \tan \beta)$ は土壌 - 地形指標 (soil-topographic index) であり、 γ はその流域平均値である。また、 T_0 の空間的平均値 T_e は次式で与えられる。

$$\ln T_e = \frac{1}{A_r} \sum_i \ln T_0 \quad (4-65)$$

(4-65)式を用いると、(4-63)式は次式に書き換えられる。

$$\frac{\bar{S}_i - S_i}{m} = \left[\ln \frac{a}{\tan \beta_i} - \lambda \right] - [\ln T_0 - \ln T_e] \quad (4-66)$$

$$\lambda = \frac{1}{A_r} \sum_i \ln \frac{a}{\tan \beta_i} \quad (4-67)$$

ここで、 $\ln(a/\tan \beta)$ は地形指標(topographic index)と呼ばれるものであり、 λ は流域の平均地形指標である。

(4) 水文モデルの構築

TOPMODEL による水文モデルの構築に際しては、流域の水収支となる降雨量及び流量、蒸発散量が必要であり、流域地形の指標となる Topographic index 及び Delay function をあらかじめ準備しておく必要がある。

降雨・流量データについては、第3章で測量を実施した期間と同じものを用いる。降雨データはアメダスの気象観測情報である。各データは図 4-3 に示すように与えられる。期間内の降雨量及び流量の波形から7月末から9月末までの間に小、中、大の規模の異なる出水が発生したことが確認される。

また、水文モデル構築には同期間の蒸発散量のデータが必要である。まず蒸発散とは、水が水蒸気へと変換される蒸発と、植物が光合成する際に、根から吸収した水を葉の気孔から蒸発させる蒸散の両方を指す言葉である。水文モデル構築の対象としている両支流は、流域の大部分を森林が占めることから、以下の Thornthwaite 式¹⁷⁾により蒸発散量 (ET) を算定している。

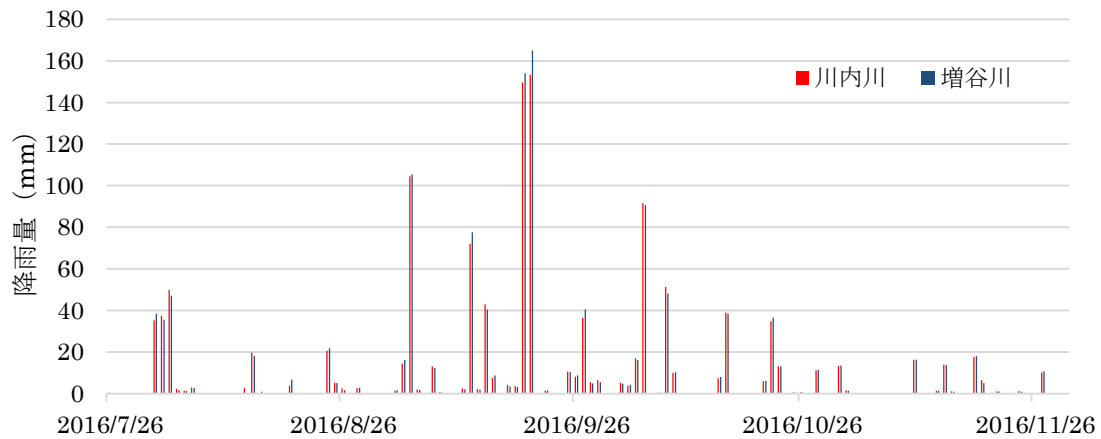
$$ET = 0.533 * D_0(10T/J)^a \quad (4-68)$$

また、気温に関する係数 J, a については次の式により算定される。

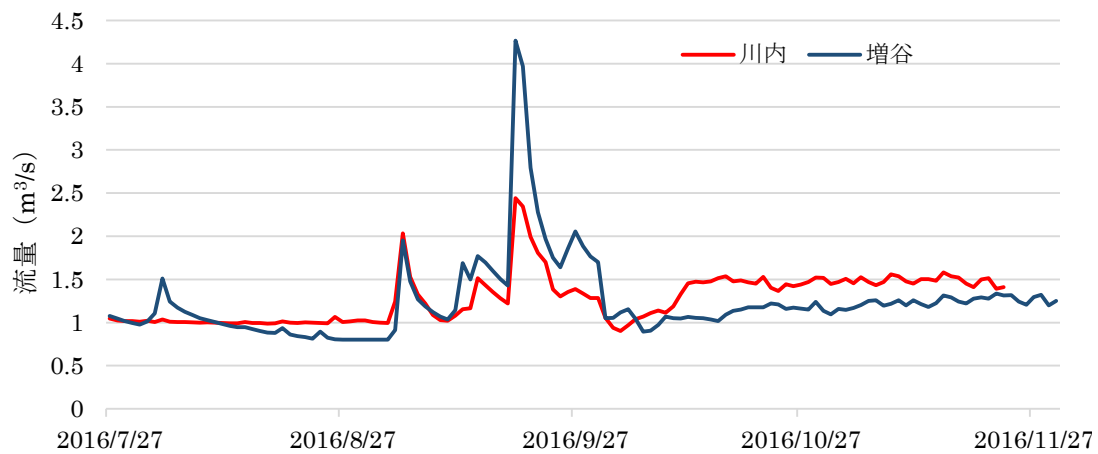
$$a = 0.000000675J^3 - 0.0000771J^2 + 0.01792J + 0.49293 \quad (4-69)$$

$$J = \sum_{j=1}^{12} (t_j/5)^{1.514} \quad (4-70)$$

ここで、ET は Thornthwaite 式による蒸発散量 (mm/day)、 D_0 は可照時間 (12 hour/day を1とする)、Tは日平均気温 (°C)、J, a は気温に関する係数、 t_j はj月の月平均気温 (°C) である。



(a) 解析対象期間の降雨



(b) 解析対象期間の流量

図 4-3 解析対象期間の降雨および流量

Topographic index は前述したとおり DEM から計算される地形指標のことで、流域面積と斜面形状を組み合わせたデータであり、流域内の斜面勾配とその位置関係の両方を含む地形に関する指標である。一般的に、次の式で定義される²⁸⁾。

$$TI = \ln(CA/\tan G) \quad (4-71)$$

ここで、CA：流域面積（m²）、G：斜面勾配

Delay function²⁸⁾は、河川長と流域面積の関係を表す指標のことである。対象流域の流域面積（全領域）を 1.0 とし、任意の間隔で流域面積（0 から 1.0）とそのときの最長河川長を計算する。このデータについては、GIS 上で計算しリスト形式のデータを作成する。このデータは対象流域内における河川の分岐の規模を表す指標であると考えられ、河川の分岐が著しい箇所においては詳細にデータを作成した。

以上が、モデル構築に必要な情報である。実際にモデル構築により決定されるパラメータは表 4-3 に示す通りである。モデル構築においては、説明した上記のデータと表 4-3

のパラメータの組み合わせにより再現された流量と観測流量が最も近い状況になる場合のパラメータを解として採用する。また、経験的にモデルに影響しないことが確認されているパラメータについては固定値を与えている。再現性の高さの指標としては、Nash-Sutcliffe 係数³¹⁾を用いる（以降、NS 係数とする）。NS 係数の定義を以下のとおりである。

$$NS = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N \{q_0(i) - q_c(i)\}^2}{\sum_{i=1}^N \{q_0(i) - q_{av}\}^2} \quad (4-72)$$

$$q_{av} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N q_0(i) \quad (4-73)$$

ここで、N：計算時間数、 $q_0(i)$ ：i 時の実測流量、 $q_c(i)$ ：i 時の計算流量、 q_{av} ：実測流量の平均値

求められる NS 係数は 1.0 以下の値をとり、1.0 に近いほど実現象と近いことを意味する。しかし、係数が 0 以下の場合については、ほぼ予測の効果が無いものとされている。

これらの条件を踏まえて、最も NS 係数が高い数値になるパラメータを抽出した。その結果を表 4-4 に示す。NS 係数としては、両支流とも川内川 0.73、増谷川 0.62 と比較的高い数値が得られた。いずれも M 及び lnTe がモデルとしての評価 (NS 係数) を左右しており、この設定パラメータはいずれも流域内の土壌の透水係数や堆積層厚に関わる係数であることから両支流での降雨に対する流出の特性も違うことが考えられる。

表 4-3 TOPMODEL の設定パラメータ

パラメータ	数値	単位	説明
Qs0	0～0.004	m	Initial subsurface flow per unit area
lnTe	-2～1	m ² /h	Log of the areal average of T0
M	0～0.2	-	Model parameter controlling the rate of decline of transmissivity in the soil profile
Sr0	0.001	m	Initial root zone storage deficit
Srmax	0～2	m	Maximum root zone storage deficit
Td	0～3	h/m	Unsaturated zone time delay per unit storage deficit
Vch	1000	m/h	Channel flow outside catchment
Vr	1000	m/h	Channel flow inside catchment
K0	0.005	m/h	Surface hydraulic conductivity
CD	1～5	-	Capillary drive
dt	24	h	The timestep

表 4-4 決定した各支流域の設定パラメータ

	Qs0	lnTe	M	Sr0	Srmax	Td	Vch	Vr	K0	CD	dt	NS 係数
川内川	9.6×10^{-6}	0.35	0.22	0.001	1.9	2.4	1000	1000	0.005	5.0	24	0.73
増谷川	8.5×10^{-4}	-1.21	0.23	0.001	0.001	3.0	1000	1000	0.005	5.0	24	0.62

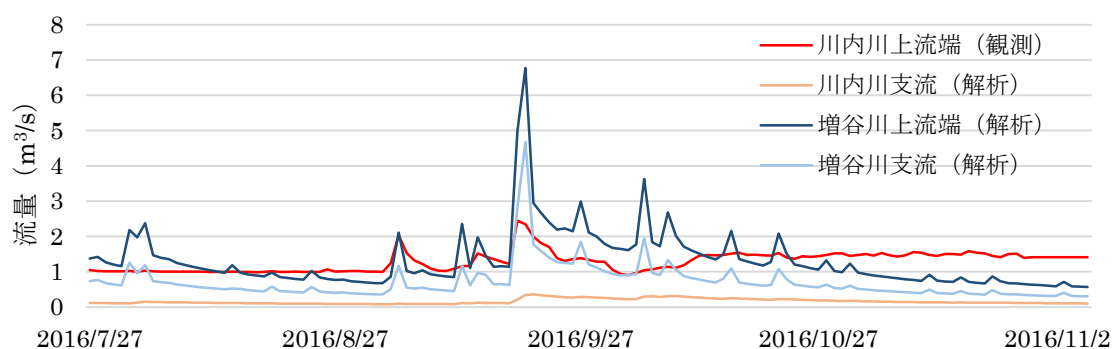


図 4-4 河床変動計算に使用する流量波形

4.2.3 水文モデルによる流量の再現

決定した表 4-4のパラメータを用いて、川内川では解析区間に合流する支流の流量を、増谷川では解析区間上流端及び合流する支流部の流量データの再現を行った。再現した各流域の流量及び河床変動計算で使用する川内川上流端の観測流量を図 4-4 に示す。

水文モデルにより再現された流量はいずれも降雨データに忠実である。増谷川、川内川では降雨分布はほとんど同一であったのに対して、観測された流量は増谷川の方が大きい変動を示した。これらの傾向は、第 3 章の調査でも述べたように河川構造的に増谷川は全体的に川幅が狭く、一方で川内川は川幅が広いといった地形的要因の違いなどが含まれると考えられる。そのような差が考慮されたうえで水文モデルにより流量は再現されたと考えている。そのため、降雨に対して流量があまり変動せず、流域の比較的小さい川内川支流における流量は極端に低いものとなった。

4.2.4 解析結果と測量した堆積状況との整合性

解析については、第 3 章で得られた各支流域の河床材料及び堆積物の粒度から表 4-5 のように設定したものをを用いて河床変動をシミュレーションし、より実際の現象と近い傾向を示す粒度とその挙動について考察する。10 月以降は降雨と流量の挙動が一致しない期間が確認されるので、測量を実施した 9 月 30 日までの河床変動の解析として実施する。

表 4-5 調査から想定した移動土砂の粒度

	粒度構成 (%)					
粒径 (mm)	150	75	19	4.25	2	0.85
Case1	12.5	12.5	24	21	30	0
Case2	5	5	28.8	25.2	36	0
Case3	0	0	32	28	40	0
Case4	0	0	0	0	100	0
Case5	0	0	0	0	0	100

各粒度については次のように設定した。いずれも最大粒径を示す。Case1については、増谷川で発生した厚さ約 80cm の堆積物の観察データより設定している。そのため、粒径 150mm 及び粒径 75mm の比率については厚さが同程度であるため同じとし、それ以下の粒径についてはサンプリングした試料の粒径比として与えた。これを基準として本来移動していると考えられる細かい粒度について予想し、いくつか想定を立てた。Case2 は単純に堆積物内の粒径比に対して中礫以下が多いパターンであり、Case3 については観測により得られた粗礫や粗石に区分される粒径が観察箇所で局所的に存在したものであって、流域全体としては河床を占める割合が限りなく小さいと想定した場合のものである。また、Case4 と Case5 については川内川の堆積状況から局所的に堆積していた土砂（おそらく現在移動している土砂）の粒度として 2mm 以下が主体となっていたため、粗砂（2 mm～0.85mm）及び中砂（0.85mm～0.25mm）を想定した。

（１） 川内川における解析結果

解析において解析区間の土砂移動を変化させるのは、上流域からの土砂量と河床材料及びその河床の堆積物の分布である。河床材料及び移動土砂の粒度については前述したように表 4-5 に示している。ここで説明している河床の堆積物とは移動している土砂そのものではなく、河床に存在しその位置の水理量において移動するかどうかを考慮する解析上の土砂の分布である。解析上で河川モデル上流端から供給される土砂は上流端の河道形状と流量により計算された平衡給砂量である。上流域からの土砂量や河床の堆積物の分布については不明確であるため、表 4-5 の粒度のみ変化させその違いから河川内の土砂流出現象について考察を行った。平衡給砂量が用いられる河床変動計算においては、その上流からの土砂供給が水理諸量に対して常に最大で与えられるため、流下量を抑えるのが一般的である。本解析では上流からの供給量については不明確であるため、土砂の過剰堆積等の解析上のエラーが発生しないように試行計算を行い、補正をあらかじめ行った。

5つの粒度を用いて解析を実施した結果、次に示すような3つのパターンで傾向が見ら

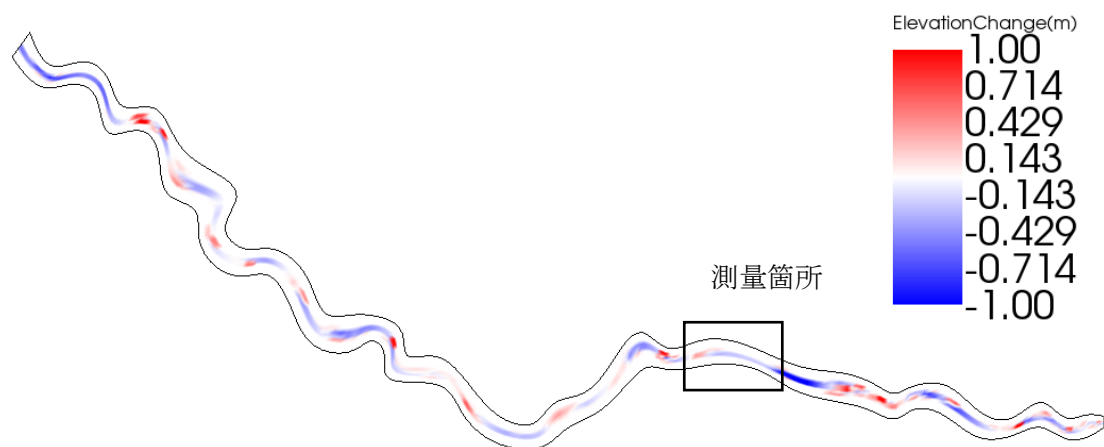
れた。各河床変動の結果の平面図については図 4-5 に示す。

図 4-5 (a) は Case1 や Case2 に見られた結果である。代表として Case2 の結果を示している。この結果では、侵食及び堆積が河川全体で発生していることが確認できる。特に河川湾曲部における堆積が目立ち、それに伴って侵食する部分も深く侵食している傾向にある。測量を実施した範囲においては軽度の侵食傾向であり、その深さも 20cm 程度であるが上流域も下流域も安定した河床変動状況ではなく、侵食や堆積を繰り返す傾向を示している。これは現地状況とは全く一致していない。

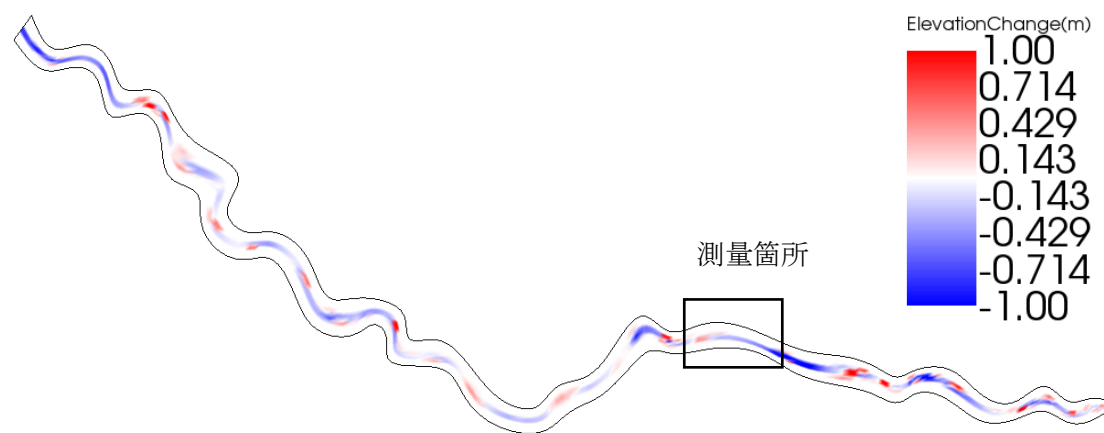
図 4-5 (b) に示す結果は Case3 の河床変動状況である。これは全体的に Case1 及び Case2 と同じ傾向を示す。しかし、(a) と比較して上流端の河床の侵食は大きくなる一方で、測量範囲上部に位置する中流域ではその侵食傾向は弱くなり、安定した河床に近づいている。(a) と (b) の違いは、粒径 150mm と粒径 75mm を含まないことである。従って、堆積状況を生み出しているのはその粒径より小さな 19mm や 4.25mm であることが予想される。つまり水理量の変化に従って、土砂輸送過程から堆積過程に移行しやすい粒径を多く含んでいるため、現地調査時の考察とは異なるような堆積及び侵食が活発な流域として河床変動が起こっていると推測される。

図 4-5 (c) は Case4 及び Case5 に見られた河床変動傾向である。ここでは代表として Case4 を示す。この結果は単純に土砂供給が過剰な状況を示しており、これらの粒径 (2mm, 0.85mm) が活発に移動していることを証明している。iRIC における河床変動計算では上流域からの土砂供給を平衡給砂量の割合で設定を行っている。そのため、割合については各計算で同じであるがその量については粒径が細かいほど多い。また、この結果は流域内で堆積が発生しやすい区間を示しており、その堆積傾向が湾曲部に集中していることから支流における土砂流出現象の傾向は河道の湾曲部に表れやすいと思われる。

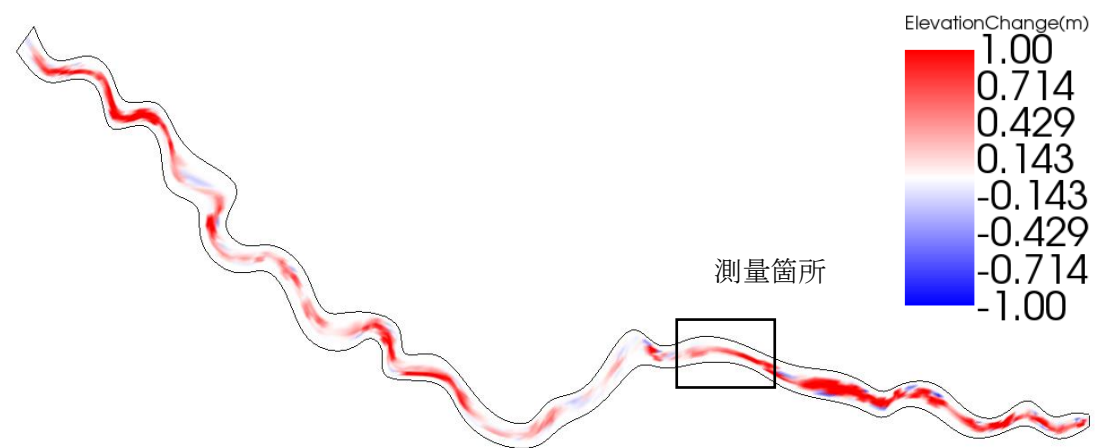
これらの結果から、川内川の河床変動状況を再現するためには次のような事項を考慮する必要があると考えた。まず、粒度の設定については上流域からの土砂の粒度だけではなく河床に堆積する土砂の粒度も含まれる。そのため、細かければ流動し粗ければ全く移動しないと思われる。(a) の結果では、険しい地形に従って大きな粒径も移動して安定した河床部へと土砂が集中するような傾向が見られた。(b) でも同様であることから河床変動を形成した要因として粒径 19mm や 4.25mm といった細礫や中礫が挙げられる。川内川の河床変動について考えると、細礫や中礫は河川全体の土砂移動として評価した時に占める割合が少ないと思われる。一方で、粒径 2mm 以下の土砂移動は卓越しており、河川全体で河床高を維持した状態の土砂流出をしていると予想される。しかし、これらの解析結果から導かれる予想として、Case4 や Case5 の上流端からの土砂供給量を調節しただけでは、侵食が発生し河床の堆積物が顕著に流動することから望ましくないと予想される。そこで、表 4-5 で設定した粒度のうち最も大きな 150mm については河床変動に大きく寄与しないものと考え、粒径 150mm の粗石と粒径 2mm の砂のみで河床が構成されると仮定し、川内川の河床状況を再現する粗石と砂の比率を網羅的に検証した。



(a) Case2 における河床変動



(b) Case3 における河床変動



(c) Case4 における河床変動

図 4-5 各粒度における川内川の河床変動計算結果

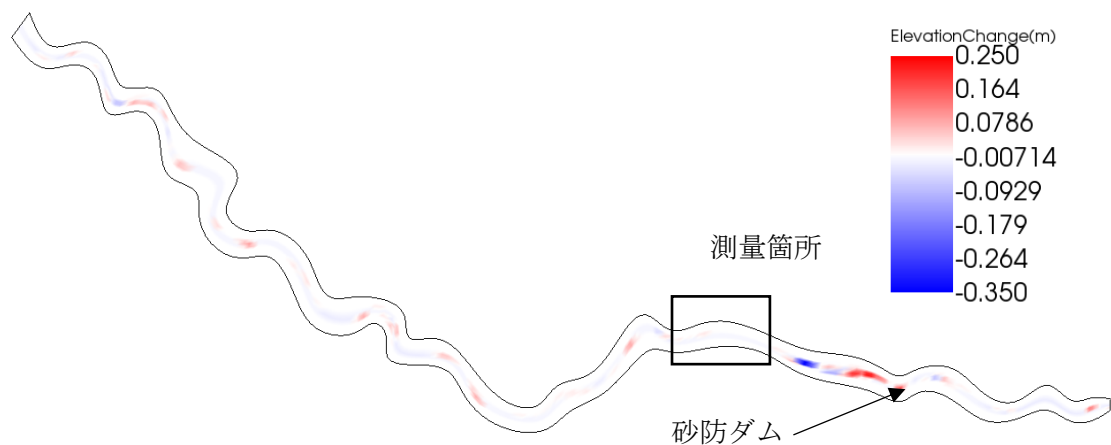


図 4-6 最終的に再現した川内川の河床変動

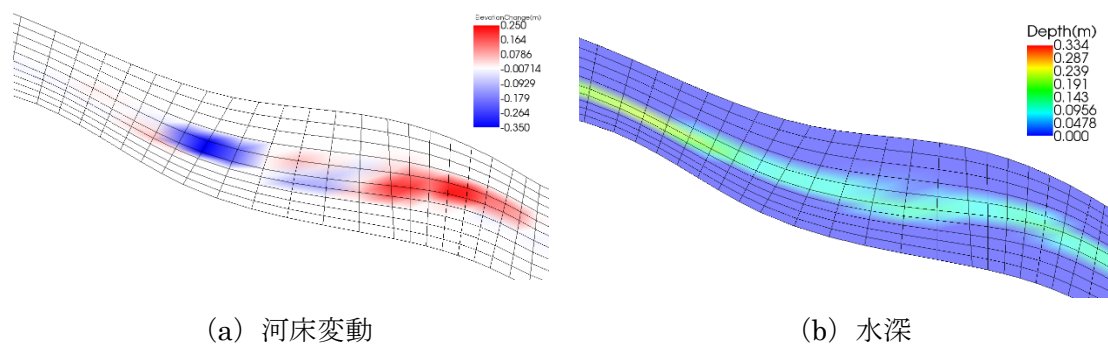


図 4-7 局所変化部分の状況

その結果として、図 4-6 に示すような河床変動状況を再現することができた。これは粗石と砂の割合を「粗石：砂＝19：1」にした時のものである。河川全体で局所的な堆積は 25cm、侵食は 35cm あるもののその分布のほとんどの変動が 10cm 以内である。第 3 章における川内川測量範囲の河床変動も 7cm の侵食（ほぼ変化なし）と評価されるように解析により得られた河床変動状況とも合致している。局所的に堆積侵食が発生している測量箇所下流部を拡大した図は図 4-7 に示すとおりであり、(b) に示すようにこの箇所では水深が変化しておりそれは河川幅に依存している。河川幅が急激に変化する箇所は川内川においてはこの部分だけであり、下流側の湾曲部において砂防ダムも確認している。そのため河床勾配としても比較的緩やかになったのが規模は小さいものの堆積をしている要因と考えられる。以上のように、川内川の土砂移動は粗石のような動かない粒径のものと粒径 2mm の移動土砂により河床変動を再現することができた。

(2) 増谷川における解析結果

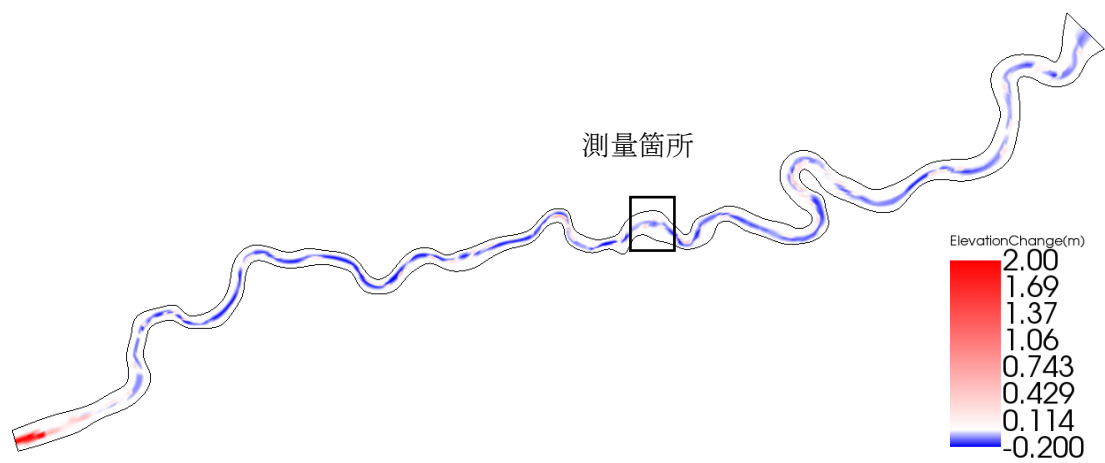
増谷川における解析についても、はじめは川内川と同様に 5 つ粒度ケースに対して同様な平衡給砂量の比率を用いて行った。ただし、その過程の中で、Case4 や Case5 において

は過剰な侵食及び堆積が発生したため、一律に河床厚の下限を 20cm として各粒度における計算を行った。その結果は図 4-8 に示すとおりである。

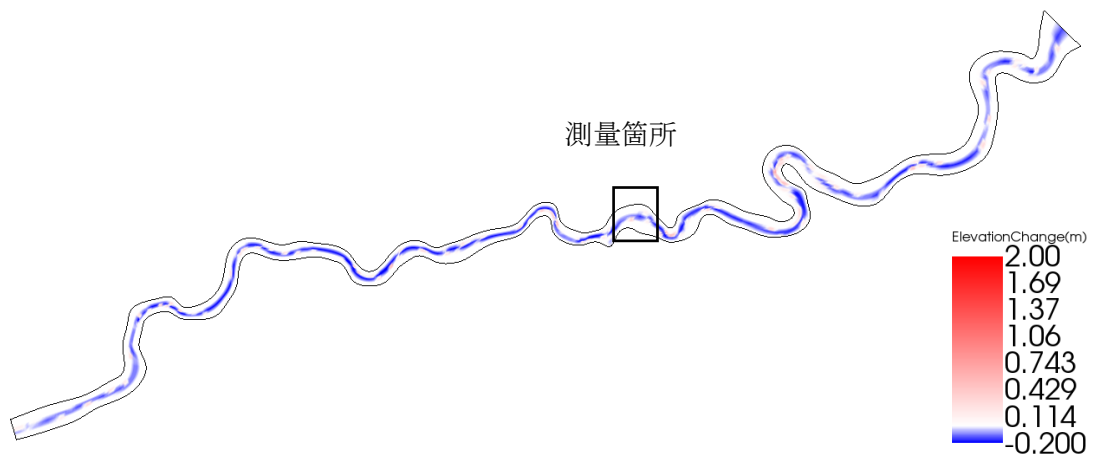
図 4-8 (a) は Case1 及び Case2 に見られた河床変動計算の結果である。全体的に下限としている 20cm の侵食が発生しており、河道湾曲部など堆積しやすい箇所においては堆積傾向が確認される。これは解析上の問題ではあるがおそらく粒径の大きな土砂の流入過多によって上流端付近に堆積が生じている。これは (b) に示す Case3 と唯一大きく異なる傾向であり、増谷川では粒径 19mm 以下の中礫であっても十分流下していることがうかがえる。また、増谷川の上流部ともなれば河床勾配は非常に急であるが粒径 150mm の粗石や粒径 75mm の粗礫は移動距離が短いことが (a) の結果からは予想され、河床変動に寄与する粒度であると予想される。(a) と (b) の結果に対しては河川全体で大きな変化が見られない。この理由として挙げられるのは、河床厚さを制限したことによる粒径の大きな土砂の変動が目に見える差として計算されなかったためであると考えられる。測量範囲においても河床が堆積している部分はわずかであり全体的には侵食傾向とする評価になってしまう。これは実際の土砂流出現象とは異なる部分であり改善が必要である。

図 4-8 (c) では、粒径 2mm のみで計算した Case4 の河床変動の結果を示している。Case5 の結果も同様な傾向を示す。河床変動の分布から全体的に侵食と堆積の傾向が分布しており、上流域に堆積が広く分布し、測量箇所から下流域には侵食が広く分布している。この結果からまず言えるのは、測量箇所から下流部では顕著な堆積現象が起こるはずであるため、粒径 2mm は増谷川の堆積物の主たる要素にはならないと考察される。また、上流域に見られる堆積は河幅が狭いため土砂詰まりを起こしたものと考えられる。川内川の粒径 2mm の結果（図 4-5 (c)）と比較すると、河床変動として侵食と堆積が煩雑に分布しており、一様な傾向を示していない。これは増谷川は水位変動が大きく、それによって堆積が発生するような河道構造であると考えている。

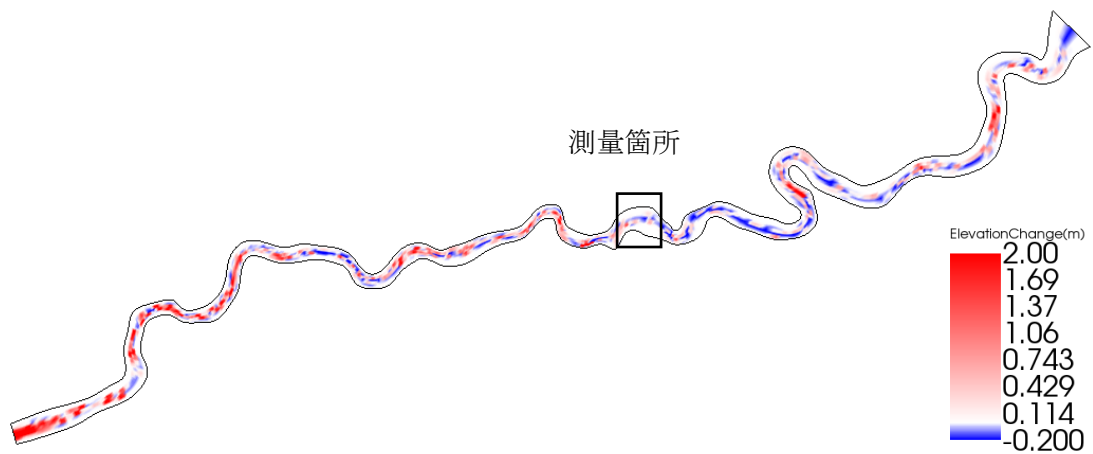
これらの結果から増谷川の土砂流出現象として次のように考える。ひとつは堆積物の主たる粒径は中礫や細礫といった砂より大きな粒径の土砂であると予想される。また、川内川とは異なり粒径 150mm や 75mm の粗石や粗礫も移動し河床変動に影響していると考えられる。そのため、設定した粒度としては Case1（もしくは Case2）が河床変動の再現に適していると考えられる。しかし、測量箇所において堆積と侵食が混在するような状況は再現できておらず、これを再現するために土砂供給源として相応の河床厚が必要と思われる。川内川では、基本的に細礫以上の土砂は少なく、粗石以上の土砂と粒径 2mm の砂により河床変動が再現されたが、そのうち上流から供給されたのは粒径 2mm のみである。一方で、増谷川では設定した Case1 の粒度全てが移動している状況にあり、もちろん粒径 2mm 等の細かい粒径の土砂に関してはさらに上流域から供給されてくると考えられるが、粒径の大きな土砂はそれよりも移動距離が短く、上流側の河床から供給されるはずである。従って、Case1 の粒度を用いて河床厚の制限なく解析を実施し、上流からの供給される土砂量を調整することで増谷川の河床変動を再現できると考えられる。



(a) Case1 における河床変動



(a) Case3 における河床変動



(a) Case4 における河床変動

図 4-8 各粒度における増谷川の河床変動計算結果

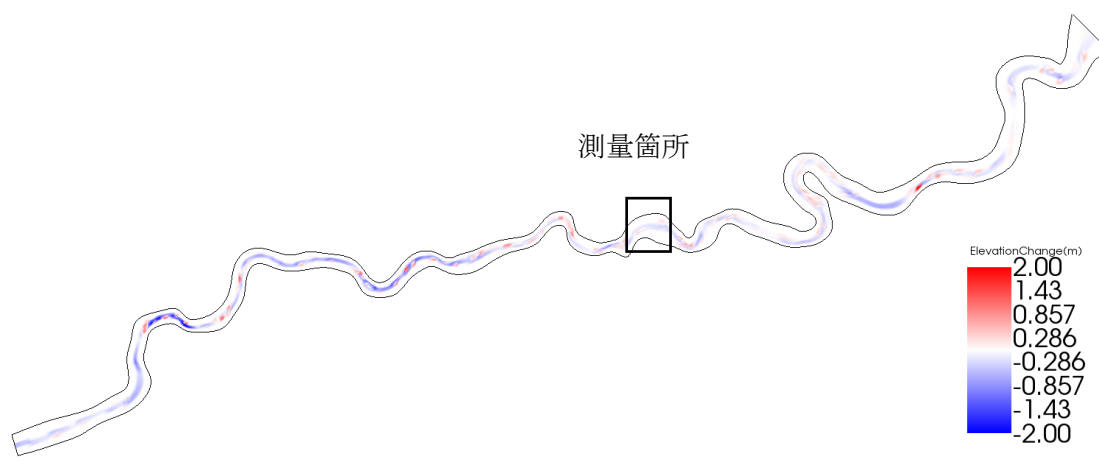


図 4-9 最終的に再現した増谷川の河床変動

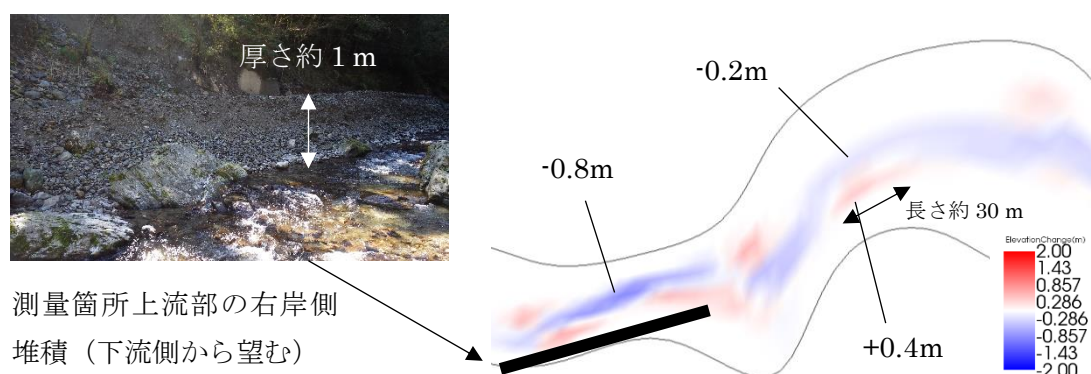


図 4-10 測量範囲近傍の河床変動

試行計算を繰り返し、最終的に再現された河床変動計算の結果は図 4-9 に示されるとおりである。全体的に堆積侵食が広く分布しており、局所的にはあるが最大で 2.4m の堆積、2.6m の侵食が確認されている。全体的な河床変動の傾向としては、測量箇所より上流域では全体的に侵食傾向にあり、その下流側ではわずかに侵食が目立つ部分はあるが湾曲部等堆積すべき箇所で堆積が確認される。測量を実施した箇所について拡大した河床変動状況は、図 4-10 に示されるとおりである。堆積が生じた範囲は図に示すように河川方向に約 30m、横断方向に約 6m であり、ここに約 0.4m の堆積が生じた。第 3 章で示した測量結果の堆積部も河川の右岸側でほぼ同位置であった。しかし、その河床上昇量は約 0.86m とされその範囲も測量データの方が広がった。左岸部の侵食については、測量データは植生を含むため正確な比較はできないが、1.05m の侵食が実際には生じておりこれについても詳細には再現できなかった。その原因を次のように考察する。増谷川における河床変動は 2016 年 7 月 26 日から 9 月 30 日の間に大規模に変動したように思えたが、その移動している土砂の粒径は大きく、全てが上流域から流下したものではないと推測された。図 4-10 に示す写真は測量箇所上流部で 2016 年 11 月 29 日に撮られた写真である。大規模な河床変動が発生する以前には周辺状況を確認することはできていなかったが、出水後には写真で示す

ように測量箇所上流部に土砂供給源となるような厚い堆積物を確認している。確認されたのは出水後であるが増谷川の河床変動にはこのような土砂供給源となるような河床堆積物が上流域各所にあったのではないかと推測される。そうだとすると、河床堆積状況はより顕著になり得ると予想できる。増谷川は川内川に比べて川幅が狭く土砂の流下能力が高い。そのため、粒径 150mm や 75mm といった川内川に比べて大きな粒径の土砂が流下し、現在のような堆積物の豊富な河床状況を作り出したと考えられる。

4.3 濁度変化を考慮した土砂流出量推定式の構築

4.3.1 濁度および流量観測の意義

河川における土砂通過量の把握については濁度計を用いる方法が有効であることが述べられている¹⁹⁾。濁度計による観測は浮遊砂に限られるが、連続観測に適しているなど採水等の直接計測より有利な面がある。そのため、流域上流部に土砂生産があるかなどの監視や土砂生産、土砂移動のタイミングの把握、特に浮遊土砂の通過量の把握について有益な情報が得られることが期待される。山地河道では、無降雨時に水深が小さいことや、複雑な河道構造に伴って水深の変動幅が大きな箇所もあり、濁度データについても巻き上がった粒径の大きな土砂を含む場合があり注意が必要である。

4.3.2 濁度データと土砂濃度の関係性

濁度データについては、七ツ山川の河口域及び増谷川の河口域で 2014 年 4 月 1 日～8 月 28 日までの観測データである。このデータについては、地質的に両支流域が異なるため比流量に対して濁度の分布が異なることが図 4-11 に示すように報告³²⁾されている。

解析結果及び調査からも挙げられるように増谷川は出水時、比較的粒径の大きな中礫や粗礫を伴った土砂流出現象が確認される。これは河道構造的に狭窄部が多く分布しており、大きな掃流力を生み出す構造を持つためだと推測される。そのため、薄く広く浮遊砂やウォッシュロードが分布する七ツ山川に比べて、比流量に対する濁度の増加が著しいと考えられる。比流量 $0 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ から $1 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ の間では常に比流量に対する濁度の数値が違いうわけではなく、基本的には 100ppm のように同様な数値を取っており、増谷川においてはいくつかのプロットが高い濁度を示している。七ツ山川では比流量が $1.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ から $3.5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ の間で同様な傾向を示している。

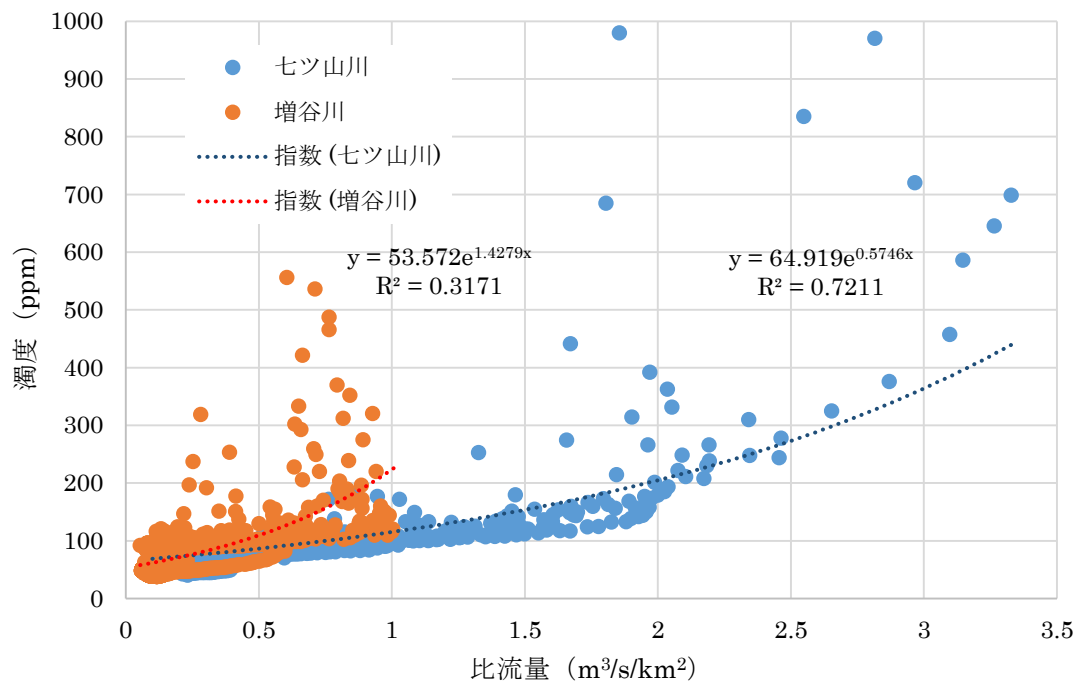


図 4-11 比流量と濁度の関係

これらは山地河川特有の土砂堆積状況の影響だと推測している。山地河川では、下流域の河川に比べて水位の増減が著しく変化する。それに従って、水に浸かる領域と浸からない領域の境界は大きく変化し、水位の上昇に伴って河岸で堆積した土砂が流下を始めると考えられる。河道構造の特徴として七ツ山川と増谷川は川幅が大きく異なる（川内川も七ツ山川と同様の構造を持つ）。そのため、小さい流量で水位が大きく変化する増谷川は七ツ山川に比べて濁度の上昇も比流量が小さい段階で発生すると推測される。

4.3.3 濁度変化を考慮した土砂流出量推定式の構築

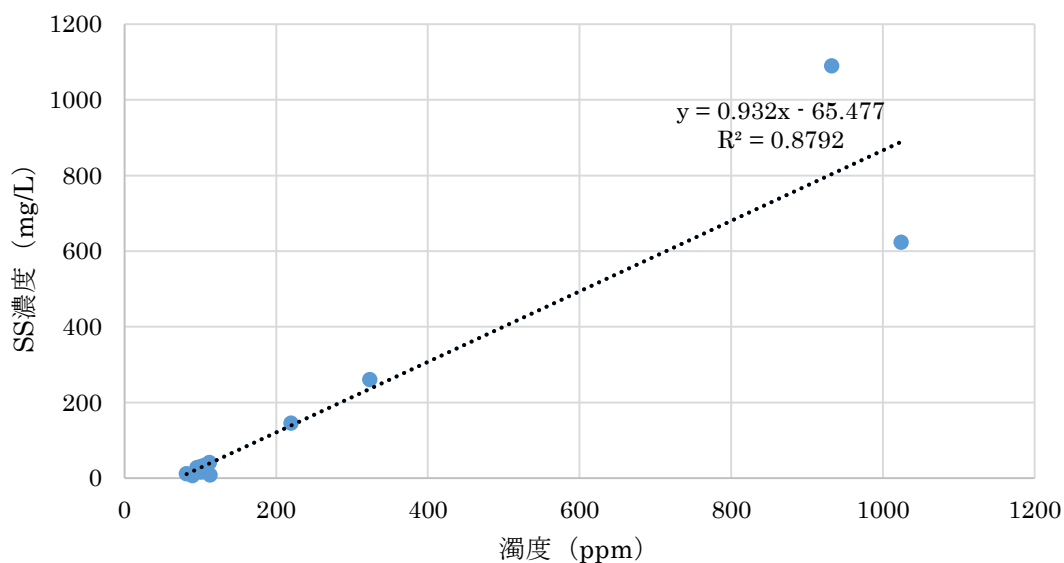
濁度データについては河川の濁りの指標であるため、実際の浮遊土砂量との関係性についてはその質によって異なってくる。したがって、濁水の採取を行いそれに含まれる土砂量について検討する必要がある。各支流の濁水については、7/9 から 8/11 の出水期に七ツ山川で 14 回、増谷川で 16 回確認されている。各支流における濁水の採水による調査データは図 4-12 に示すとおりであり、いずれのデータについても濁度 (ppm) と SS 濃度 (mg/L) については相関性が高く、線形が成り立つため近似式により濁度から SS 濃度が推定可能である。そのため、以下の式が成り立つ。

(七ツ山川)

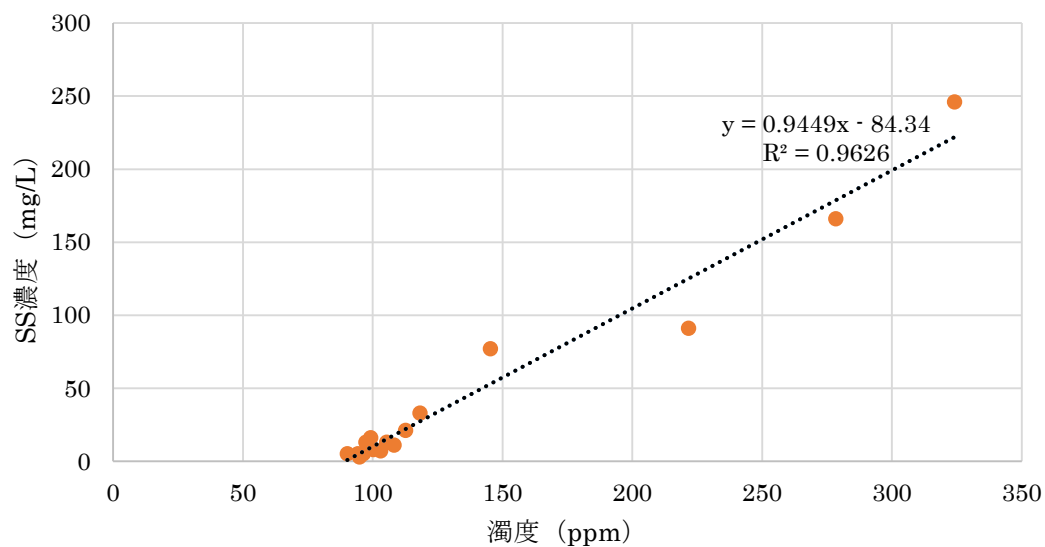
$$(\text{SS 濃度}) = 0.932 \times (\text{濁度}) - 65.477 \quad (4-74)$$

(増谷川)

$$(\text{SS 濃度}) = 0.9449 \times (\text{濁度}) - 84.34 \quad (4-75)$$



(a) セツ山川



(b) 増谷川

図 4-12 採水による SS 濃度 (mg/L) と濁度 (ppm) の関係

(4-74)式, (4-75)式より濁度から SS 濃度 (浮遊砂) を求めることが可能であり, 濁度については流量の大きさに従って数値がばらつくものの流下する土砂のボリュームを推定することは可能である。しかし, これらは浮遊砂量を推定するものであり, 山地河川においては掃流砂も頻繁に流下するため, これらの式により評価できる量と掃流として含まれる量を明確に分けることが重要である。採水によりそれぞれの支流域の浮遊砂分として観測された濁度は表 4-6 及び表 4-7 に示されるような粒度を主体として構成されている。いずれも粒径 2mm 以下の土砂で構成され, シルトを主体として含んでいる。粒径ごとの含有量の標準偏差を取ると, セツ山川では粒径の小さい方から 4.4, 6.2, 9.2 を取り, その大小関係は

表 4-6 セツ山川の採水に含まれる土砂の粒度

SS 濃度 (mg/L)	粒径ごとの含有量 (mg)		
	0.0046mm (粘土)	0.063mm (シルト)	2mm (砂)
1090	10.8	70.9	18.2
624	12.9	66.1	21.0
261	8.7	63.4	27.9
146	20.5	67.4	12.0
42	16.5	63.5	20.0
35	12.4	74.1	13.5
34	16.1	66.0	17.9
31	15.2	64.6	20.2
28	14.9	64.1	21.0
21	19.0	76.7	4.3
16	11.5	71.7	16.8
12	13.3	63.9	22.8

表 4-7 増谷川の採水に含まれる土砂の粒度

SS 濃度 (mg/L)	粒径ごとの含有量 (mg)		
	0.0046mm (粘土)	0.063mm (シルト)	2mm (砂)
246	8.0	62.9	29.1
166	5.4	57.6	37.0
91	2.4	54.2	43.4
77	12.3	68.0	19.6
33	9.1	65.0	26.0
21	1.6	55.4	43.0
16	6.1	69.8	24.1
13	9.4	64.5	26.1
13	3.1	65.0	31.9
11	10.1	64.5	25.3
8	10.7	62.4	27.0
7	9.5	66.3	24.2
5	4.9	68.4	26.7
5	6.5	64.1	29.4
5	16.4	74.4	9.2
3	7.9	59.6	32.5

増谷川でも 3.7, 5.1, 8.1 となるため同様である。粒径が細かいほど数値が安定的であるのはその土砂の供給源の違いが粒径ごとにあると推測している。基本的に粒径の細かい土砂は山地河川においては水底部でも見られ、流量が上昇すれば容易に下流へと輸送される。そのため供給量が安定的であり標準偏差は小さい。一方で、砂は水位低下時では水に浸からないような位置に堆積する状況が見られ、流域内の分布的な水位の上昇や河川への土砂流出のタイミングに従ってその供給量はばらつくと考えられる。相対的に増谷川の標準偏差が七ツ山川に比べて小さいのはその流域面積によるものであると考察している。七ツ山川は流域面積約 90.2km² であり、約 20km² の 3 つの支流を上流部に持つ。その一つが川内川である。山地部の特徴として降雨分布にばらつきがあり、流量が支流ごとに一律に上昇しないため相対的に標準偏差が大きくなると考えられる。

今回、七ツ山川の濁度は川内川と同様であると仮定する。川内川は解析結果からも考察されるようにその移動土砂の粒度はほとんど粒径 2mm 以下を主体として構成しており、河床変動にはほぼ寄与しないため浮遊砂のみで土砂流出量の推定が可能であると思われる。一方で、増谷川は粒径 2mm 以下の土砂も顕著に堆積することが計測および河床堆積物の調査より確認されており、粒径 2mm は増谷川では浮遊砂及び掃流砂の両方の形態を取る重要な粒径である。2次元河床変動計算により、河床状況を再現することができればその流域から流出する土砂を浮遊砂、掃流砂と分けて算出することができ、土砂の移動形態にわけて土砂流出量を換算することが可能である。図 4-13 は 2次元河床変動計算により算出した増谷川河口部の掃流砂と流量の関係を示している。これらを用いて次のように式を整理する。

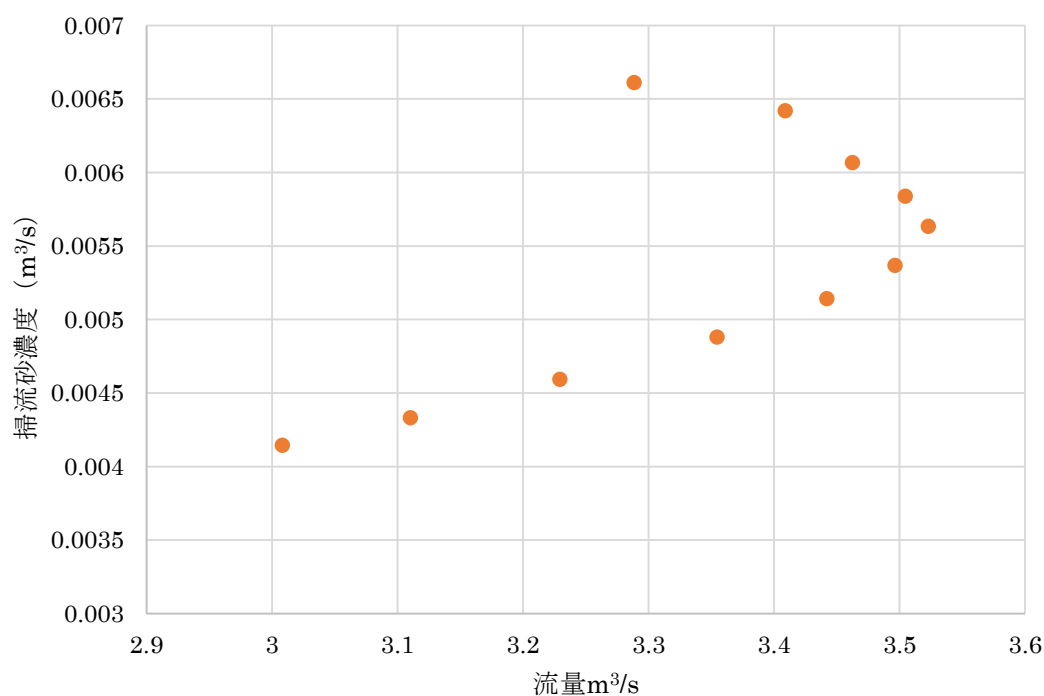


図 4-13 増谷川の掃流砂量と流量の関係

【川内川の土砂流出量推定式】

$$\begin{aligned}\{\text{土砂流出量}(\text{m}^3)\} &= (\text{浮遊砂量}) \\ &= (\text{SS濃度})/(\text{土粒子密度}) \times (\text{流量}) \times (\text{時間}) \\ &= (0.932 \times (\text{濁度}) - 65.477) \times 10^{-3} / (2.65 \times 10^6) \times (\text{流量}) \times (\text{時間})\end{aligned}\quad (4-76)$$

【増谷川の土砂流出量推定式】

$$\begin{aligned}\{\text{土砂流出量}(\text{m}^3)\} &= (\text{浮遊砂量}) + (\text{掃流砂量}) \\ &= (\text{SS濃度})/(\text{土粒子密度}) \times (\text{流量}) \times (\text{時間}) + (\text{掃流砂濃度}) \times (\text{時間}) \\ &= [0.9449 \times (\text{濁度}) - 84.34] \times 10^{-3} / (2.65 \times 10^6) \times (\text{流量}) \times (\text{時間}) \\ &\quad + [0.0031 \times (\text{流量}) - 0.0052] \times (\text{時間})\end{aligned}\quad (4-77)$$

ただし、土粒子密度は 2.65 g/cm^3 とする。濁度については図 4-11 の分布を参照する。

したがって、各支流域からの土砂流出量は流量さえわかれば推定することが可能である。

4.4 まとめ

河床変動の測量結果をベースとして、支流域の土砂移動を2次元河床変動計算により解析することにより、支流域の土砂流出現象を概ね再現し、土砂流出現象の主要素でもある粒度の特徴について差別化することができた。川内川及び増谷川を移動する土砂の粒度は第3章の河床堆積物の状況から推定され、ある程度予測はできていたが土砂の供給源の考え方を改めて見直す必要があると考えられる。

川内川では、局所的な土砂堆積を除いて河床は定常的でありほとんど変化しないものとして考えられたが、想定した粒度では堆積侵食が顕著に見られ、粒径 2mm 以下を採用した解析でも堆積過多により河床変動を再現しないことが考えられた。そのような試行錯誤の中で、想定していや中礫や細礫が河床に依存して移動していることから川内川の河床変動を制御する粒径ではないと推測された。さらに2次元河床変動計算による河床変動の再現では、河床を構成する粒度の特徴も重要であり、侵食せず堆積もしないような粒度設定をさらに要した。その結果として、河床の 95% を粗石とし、残りを移動する粒径 2mm の砂と設定することで、確認した河床変動に近い状況を再現することが可能であった。

増谷川で測量された堆積場の堆積現象は上流部の河道形状と土砂移動量の粒径分布に強く影響を受けており、移動している粒度に加えてどこに土砂供給源があるかを考慮することが河床変動の再現において重要であった。特に、移動している土砂の粒径については川内川とは対照的に想定したすべての粒径 (150mm 以下) が移動していることが確認された。そのうえで、上流域からの土砂供給に依存した状態では河床変動は再現できず、中流域や河川の途中に土砂供給源があるような状況を想定し、初期河床厚を厚くすることで河床変動を再現することが可能であった。

また、このような手法で評価された土砂流出量は河床に依存して移動する掃流砂の評価

には適していると考えられるが、一部の浮遊砂やウォッシュロードの評価に関しては不十分であり、他の手法により支流域全体の土砂流出現象の評価としては他の手法により補完される必要があった。そのため、濁度観測データにより補完を行った結果、観測された濁度データについては比流量と濁度の関係が、地質により大きく傾向が異なることが確認された。このような流量に対する土砂流出が流域により異なっているのは、2次元河床変動計算からも同様の説明ができる。対象とした両支流（七ツ山川は川内川と同系統の河川）は主要とする地質が大きく異なり、その河川構造についても大きく異なる。増谷川は川内川に比べ河川幅が狭く少ない流量であっても水位変動が大きい傾向にある。そのため、通常時は水に浸かっていない土砂も水位の上昇に伴って流出しやすい傾向にある。一方で、川内川は河川幅が広く流量が上昇しにくい。そのため、ある程度規模の大きい出水でなければ増谷川と同じような状況にはならず、増谷川は比流量 $0.2\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ を超えたあたりから濁度が上昇するのに対して、川内川は $1.5\text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ を越えなければ顕著な上昇は見られない。このような地質的、地形的に異なる支流域に対して土砂流出の特徴となる粒度を河床変動の測量及び調査と2次元河床変動計算により両支流域で差別化することができた。さらには当該支流域で土砂流出量を流量のみにより推定する式を構築することができた。

参考文献

- 1) 中澤辰哉, 中津川誠: 土砂生産の活発な流域における長期的な土砂流出量と河床変動の推定, 土木学会論文集 B1 (水工学) Vol.69, No.4, I_967-I_972, 2013.
- 2) 藤田正治, 澤田豊明, 志田正雄, 伊藤元洋: 山地流域における土砂生産—高原川流域における観測—, 京都大学防災研究所年報, 第 47 号 B, 2004.
- 3) Fisher, H.B.: Longitudinal Dispersion and Turbulent Mixing in Open-Channel Flow, Annual Review of Fluid Mechanics, Vol. 5, pp.59-78, 1973.
- 4) Webel, G., Schatzmann, M.: Transverse Mixing in Open Channel Flow, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 110, No. 4, pp. 423-435, 1984.
- 5) 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, 土木学会論文集, 第 206 号, pp.59-69, 1972.
- 6) Kovacs, A. and Parker, G. A new vectorial bedload formulation and its application to the time evolution of straight river channels. J. Fluid Mech. Vol. 267, pp. 153-183, 1994.
- 7) Liu, B.Y. Study on Sediment Transport and Bed Evolution in Compound Channels. Thesis presented to Kyoto University, 1991.
- 8) 浅田宏・石川晴雄: 水流による河床砂礫の分級機構に関する研究 (III), 電力中央研究所 報告, 第 71015 号, 1972. 29
- 9) 岩垣雄一: 限界掃流力の流体力学的研究, 土木学会論文集, 第 41 号, pp.1-21. 1956.
- 10) 渡邊明英・福岡捷二・安竹悠・川口広司: 河道湾曲部における河床変動を抑制する樹木群 水制の配置方法, 河川技術論文集, 第 7 巻, pp.285-290, 2001.
- 11) 長谷川和義: 沖積蛇行の平面および河床形状と流れに関する水理学的研究, 北海道大学博士 論文, pp.1-184, 1984.
- 12) Itakura, T. and Kishi, T. : Open channel flow with suspended sediments. Proc. of ASCE, HY8, pp.1325-1343, 1980.
- 13) 芦田和男・江頭進治・劉炳義・梅本正樹: 蛇行流路における Sorting 現象および平行河床形状に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第 33 号, B-2, pp.261-279, 1990.
- 14) Egashira, S. and Ashida, K. Unified view of the mechanics of debris flow and bed-load, Advances in Micromechanics of Granular Materials, (Edited by H.H.Shen et al.) Elsevier, pp. 391-400, 1992.
- 15) K.Beven, R.Lamb, P.Quinn, R.Romanowicz, and J.Freer, "Topmodel", Chapter 18 in Computer Models of Watershed Hydrogy, Edited by V.P. Singh, Water Resources Publications, Highlands Ranch, Colorabo, pp.627-668, 1995.
- 16) 多田明夫, 浪平篤, 田中丸治哉, 畑武志, 山地小流域の長短期流出解析への TOPMODEL の適用—長短期流出両用モデルとの比較—, 水文・水資源学会誌, Vol.15, No.4, pp.399-

412, 2002.

- 17) 小葉竹重機, 簡易式による蒸発散量の推定, 京都大学防災研究所年報, 第 32 号 B-2, 1989.
- 18) Nash, J.E. and Sutcliffe, J.V., River flow forecasting through conceptual models part I —A discussion of principles., *Journal of Hydrology*, 10, 282–290, 1970.
- 19) 国土交通省 国土技術政策総合研究所, 独立行政法人 土木研究所: 山地河道の流砂水文観測における濁度計観測実施マニュアル(案), 国土技術政策総合研究所資料 No.792, 土木研究所資料 No.4284, 2014.
- 20) 松村北斗, 三谷泰浩, 池見洋明, 中西隆之介: 山地流域における土砂流出に関する因子の研究, 土木学会西部支部, CD-ROM, 2015.

第5章 ダム貯水池内の土砂流出現象の実態把握

5.1 はじめに

ダム貯水池内の河川支流からの土砂流出状況は、現状としてダム貯水池内の堆砂量で評価されており、支流単位での土砂流出現象の傾向については評価されていない。土砂移動に関する蓄積データとしても、貯水池内の堆砂量変化や河床材料の変化を部分的に観測しているだけであり、それらがどの支流からどの程度影響をうけたものかについては評価が進んでいない。また、支流に対して土砂流出現象の特徴について差別化されていない場合がほとんどである。

一般的に、ダム貯水池内を含む広範囲の土砂移動把握手法として河床変動計算が用いられる。河床変動計算では、上流からの流量および土砂流入量と下流端（ダム堤防）の境界条件、計算を実施する区間の初期の河道状況（平均河床高、基盤岩の河床高、粒度分布など）のデータが必要である。上流からの入力値を除けば、その他のデータに関しては定期的に観測されており入手可能であるため比較的容易な手法である。しかし、一般的に河川支流の流量データについては観測されていない。従来では河川支流の流量はダムを通過する流量を河川支流の流域面積に応じて按分した数値としており、支流の持つ貯水能力などの水文特性については考慮されていなかった。そのような状況からタンクモデルや貯留関数法を用いて観測流量からモデル化するケースもあったが、これらの手法は流域サイズのみを考慮し、流域内の貯水、流下能力については補正係数として包括している。山地流域については土壌や地形の形成がより複雑であり、それらが流域の水文特性を支配している。そのため、山地部の流域では流量の再現に際しては地形や土壌特性を考慮した手法を用いることが適切だと考えられる。

水文モデルにより与えられる流量のように、河床変動計算とは解析に必要な数値を用意して試行計算を繰り返せば、ある程度の収束した解を得られる手法である。そのため、各解析に必要な数値を如何に設定したかが解析結果に影響を及ぼすと考えられる。解析設定上の不確定な数値をどのようにして実際の現象から決定するかが解析を実施する上で重要である。

5.1.1 ダム貯水池への土砂流出の広域的な把握・予測の必要性

（1）土砂流出現象の広域把握・予測の必要性と課題

ダム貯水池内への土砂流出において、最も注意しなければならないのは流域全体の土砂流出のバランスを維持することであると考えられる。特に、大規模災害による土砂の流出は崩壊地付近のみではなくその下流へ長期的に多大な影響を及ぼすものである。そのため、予

見的に土砂流出が起きそうな箇所、もしくは流域を把握し、それに対して土砂流出を抑制、観測、防止など対策をしておくことが求められる。

土砂流出源となる崩壊地の予測や支流単位で地形や地質を考慮した土砂流出の予測、など様々な広域の土砂流出現象を評価する手法があるが、実際問題としてそれらの評価が土砂流出現象の把握・予測ができる単一のモデルとして活用されるケースはほとんどない。どの手法を採用したとしても、流域が違えば地形から地質まで様々な条件が異なるため、といった理由から正確な把握・予測が行えず、土砂流出現象を把握、予測するためにどのような要因が重要であるのか定まっていないのが現状である。そのため、ダム貯水池の管理を中心に考えれば、実績データとして計測されているダム堆砂量を活用し、現状の土砂流出現象の傾向把握の精度を強化することが望ましい。

広域モデルの主な課題としては、山地の複雑な地形を包括的に捉えており、降雨などの誘因との組み合わせで予測されるため、該当する流域が過剰に抽出される点にあると考えられる。そのような評価に対して実際の土砂流出状況について確認するまで検証されたケースも少ない。地形や降雨などのデータから土砂流出現象を相対的に評価することはできたとしても、山地河川の土砂流出については第3章で説明したように流域の発達状況やその河道の形状に左右されやすく、実際の土砂流出状況を度外視して山地地形と誘因の組み合わせのみでその評価を担うことは難しい。

(2) 山地河川の特徴を考慮した河床変動計算

多くの河床変動計算が上流域からの土砂流出量を算定することを目的としており、多くのケースでその粒度分布についてはあらかじめ同一であると仮定している。実際の解析作業では、上流域からの土砂流出量を解析ごとに調整し、解析結果が実際の計測結果に近づくまでその過程は繰り返される。上流域からの土砂流出量は、平衡給砂量（流量に見合った土砂量）を代表粒径ごとに計算し、平衡給砂量に係数を乗じて設定するのが一般的である。（平衡給砂量は上流に流下可能な土砂が十分に存在するという仮定で与えられる数値である。）上流域間の粒度分布の違いは上流域からの土砂流出量の調整の過程に含まれている。

沖積河川のように土砂の分級が進み、解析区間の下流域から上流域まである程度土砂の粒径が均一である状態であれば、前述した手法でも問題はないと思われる。しかし、ダム流域を下端として上流に支流を複数持つような山地河川においては土砂流出量よりもまず堆積物の粒度情報に着目すべきだと考えている。土砂流出量の算定には流量が大きく影響し、流量見合いで土砂流出を評価する解析モデルとなりやすい。言い換えれば、流量が大きな流域の土砂ストック量（流域の堆積層厚や河道の堆積物の量など）やその材料に支配されやすい。第3章では、支流の河床変動について UAV を用いた空中写真測量による評価を行ったが、その傾向として特徴的だったのは移動している土砂の粒径が大きく異なったことである。また、山地河川では同じような地形の河川であっても土砂流出状況が全く異なる

ことが特徴として報告されている¹⁾ことから、土砂流出量を解析的に求める前に河床材料等の変化を確認することから始めるべきではないだろうか。地形や地質と河床材料に有意な関係性があるのかについては難しい問題であるが、量だけではなくその質（粒径）にも注目すれば、河床変動計算結果の解析精度の向上および広域的な土砂移動状況の評価につながるのではないかと考えられる。

まずは河床変動計算をベースとして、観測堆砂量と山地河川の特徴に適した条件で、山地河川における土砂移動状況をより明確に把握することを目標とする。

（３） 河床変動計算による土砂流出現象の把握の重要性

近年、流域内における土砂流出の不均衡に伴って様々な領域で土砂問題が発生していることから流域一体として土砂の流れを考える、総合的な土砂管理の考え方が推進されている。流域一体とは言っても、設備規模が大きく流砂系に絶大な影響を与えるダム・貯水池の役割は極めて大きく²⁾、流域全体の土砂移動の不均衡を解消するためにダム下流への土砂排出設備（排砂バイパスなど）の設置や流域内の土砂流出現象の把握、そして予測の技術構築が求められている^{3)・6)}。

本章の研究対象である耳川流域においても、平成 17 年の台風 14 号における災害を重大視し、河川管理者である宮崎県は、土砂に起因する様々な問題を流域全体で正しく捉え、水系一貫で土砂の流れを管理していく耳川水系総合土砂管理計画⁷⁾を策定している。それに伴って、耳川流域にあるダムについてもダム改造工事により通砂運用⁸⁾が現在開始されており、流域内の土砂連続性の回復を図るとともに全体の土砂バランスをコントロールしている。このような運用においては、土砂流出現象の的確な把握・予測をする技術が必要であり、本研究のように山地河川の特徴を捉えた解析によりどのような土砂流出評価ができるのかは把握技術の向上にもつながる。

5.1.2 本章の流れ

本章の河床変動計算手法について、次の要素を取り入れ、山地河川における土砂移動をより正確に再現することを試みる。そのために、以下の要素を取り入れる。

- 支流域の水文特性をより重視した水文モデルの構築
- 河床変動計算における不確定要素の決定

具体的には、まず支流域河口の河床粒度についても整理する。そして、粒度分布の傾向に依じて、支流域の地形的な特徴との関連性について検討する。河床変動計算における流量データについては、観測流量から地形データを考慮した水文モデルの構築により再現する。このように、山地流域の急峻な地形や土壌の性質に加え現河床の状況を考慮した入力値とし

て解析環境を変更し、渓流域により適した河床変動計算モデルとして土砂移動について解析する。

5.2 土砂流出現象に関係する要因の整理

5.2.1 河床変動計算における土砂流出に関わる要因

山地河川からの土砂流出は、降雨、地形、土壌などの自然的な条件のほか、森林伐採や最近では林道など人為的な施行が影響していると考えられている。広範囲な対象領域においては土砂流出に関わる因子⁹⁾として自然の営力である侵食、運搬、堆積作用に関連するものから、「流域の規模・形状」、「地形」、「地質・土壌」、「地被条件」、「水文・気象条件」、「河道の水理特性」、「人為的諸作用」などが一般的に挙げられる¹⁰⁾。河床変動計算においては、このような流域の持つ特徴を「流量」、「土砂流出量」、「土砂の粒度分布」という形で入力する必要がある。土砂流出量については解析により求める変数とするが、流量や土砂の粒度分布については支流域に応じて決定、もしくはある程度制限できるものであると考えられる。したがって、5.2.2 では河床材料およびその流域の地形の特徴を整理することを試みる。

5.2.3 では観測データおよび流域地形から水文モデルの構築を行う。

5.2.2 河床材料に基づく流域地形の分析

(1) 河川支流河口の堆積物の粒度分布の整理

基本的に支流河口の状況は支流域内部の状況に比べて河床勾配が緩くなるため、粒径の評価としては比較的粗いものが確認される傾向にある。例えば貯水池内では砂や細粒分が主体であるように、支流域河口の河床材料と実際に移動している土砂量の粒度分布は大きく異なる傾向にある。しかし、そういった河口の河床状況は支流域からの土砂流出の影響を受けた結果であり、支流域単位の土砂流出に対する質的な違いとして捉えることができると推測される。図 5-1 に示す支流においても河口域の河床材料の調査データがあり、支流域ごとの土砂流出の質的な違いを確認できるものと考えられる。これらの傾向を把握するために、支流域（全 16 支流）における河床材料を D10, D50, D90 に分けて整理した。表 5-1 に支流域河口の河床材料について整理した情報を示す。平均粒形（D50）だけを見ると増谷川は最も粒形が大きく、第 3 章で確認したような礫を含む土砂流出をしている河川のイメージと合致する。野川谷川、山瀬川については D90 が最も小さく、もともと土砂の流出は盛んではなく細かい土砂の流出を主とした状況がこれまで報告されている¹¹⁾。また、これらは川内川を支流としてもつ七ツ山川の粒度分布とも近く、粒形 2mm のような細かい土砂を主体とする土砂移動状況に似た傾向を持つと考えられる。

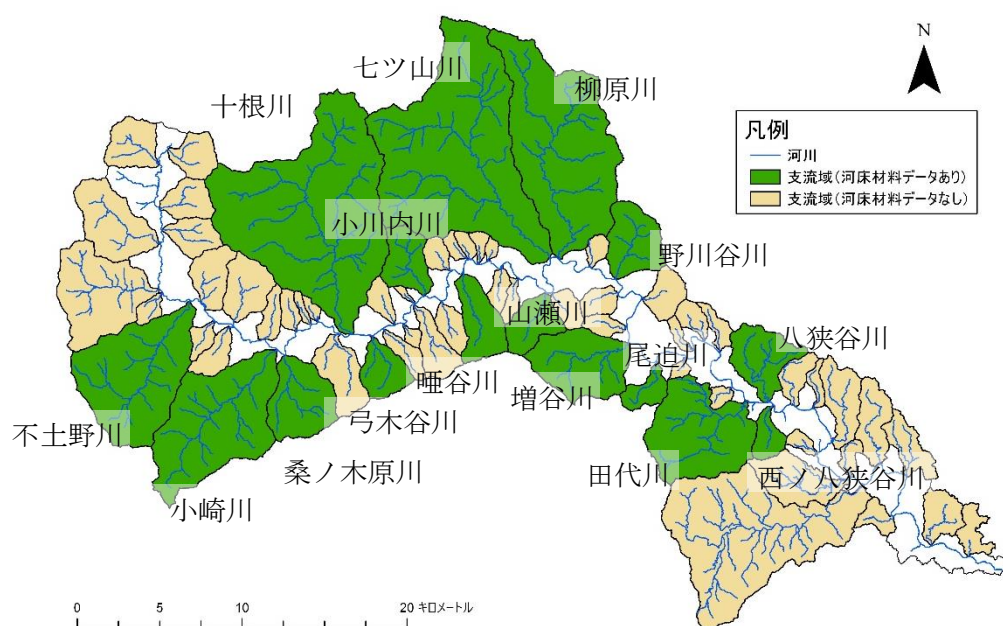


図 5-1 河床材料を確認した支流位置

表 5-1 支流河川の河床材料に関する情報
(上位 3 支流：オレンジ，下位 3 支流：をブルーで表記)

支流名	D10(mm)	D50(mm)	D90(mm)
西ノ八狭川	28.5	77.8	268.0
尾迫川	18.1	50.0	204.0
弓木谷川	19.3	55.5	145.5
山瀬川	12.8	35.6	100.0
小川内川	7.5	36.1	188.6
唾谷川	30.6	70.0	181.8
八狭谷川	44.3	104.5	224.0
野川谷川	31.1	52.7	100.0
桑ノ木原川	17.0	47.1	154.5
増谷川	55.5	115.9	248.0
田代川	44.3	95.0	252.0
不土野川	25.4	70.0	190.9
小崎川	18.4	35.0	100.0
柳原川	17.0	58.2	170.5
セツ山川	17.0	52.7	115.9
十根川	20.8	52.7	115.9

(2) 堆積物の粒度分布に基づく支流域の分類

堆積物に対する粒度分布については、現地状況と関連する状況もありこのような粒度データ (D10, D50, D90) を用いれば、支流域を河床材料に応じて分類することができると考えられる。そこで、粒度データに対してクラスタ分析を実施し、粒度データの似通った支流を特定することを試みた。クラスタ分析については、統計分析に特化したフリーソフトウェアである R を用いた。クラスタ分析の手法としては、wardD 法を採用し、各支流域のパラメータ間の距離計算についてはマンハッタン距離を採用した。その結果を図 5-2 に示す。

図 5-2 より、クラスタ分析結果として大別すると各支流域は以下のように大きく 3 区分に分けることができる。図の縦軸は各支流域の粒度データ間の距離を示しており、短い距離でグループ化された支流域ほど近い粒度を持つ。

Group A (4) : 西ノ八峡谷川, 八峡谷川, 増谷川, 田代川

Group B (5) : 山瀬川, 小崎川, 野川谷川, セツ山川, 十根川

Group C (7) : 柳原川, 弓木谷川, 桑ノ木原川, 唾谷川, 不土野川, 尾迫川, 小川内川
粒度データの区分の傾向については次にまとめたとおりである。

- Group A は D10, D50, D90 とともに他の支流より大きい。
- Group B, Group C は D10, D50 がともに似た傾向であるが, D90 については Group C が Group B より大きい。
- 一部異なるが, 耳川本流に対して下流から, Group A, Group B, Group C の支流が分布している。

このように、粒度データと空間的な支流位置についても何かしらの関係性があることが想

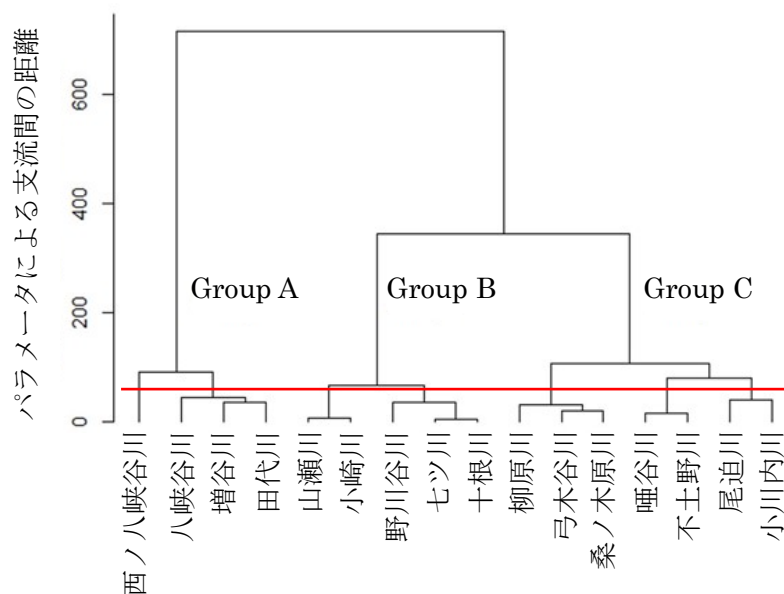


図 5-2 粒度データに対するクラスタ分析によるグループ化

定される。しかし、第3章において説明したように山地河川の地形は複雑であり、支流域を3つの区分だけで分類することは早計であると考え、図 5-2 で示すような赤線を基準として、表 5-2 に示す7つのグループに分類して地形に対する考察を行う。

(3) 流域特徴として考慮する因子

まず、グループの分類については表 5-2 のように7つに区分して考察する。また、地形等の流域特徴を表すパラメータとして、支流域単位で表 5-3 のパラメータを整理する。パラメータに関しては、誘導地形量、地被条件、地質の3種類とする。

表 5-2 地形特徴の評価を行う支流の分類

Group1	Group2	Group3	Group4	Group5	Group6	Group7
西ノ八峡 谷川	八峡谷川 増谷川 田代川	山瀬川 小崎川	野川谷川 セツ山川 十根川	柳原川 弓木谷川 桑ノ木原 川	唾谷川 不土野川	尾迫川 小川内川

表 5-3 流域の特徴評価に用いるパラメータ

パラメータ		定義	データソース
誘導 地 形 量	円形度	$4 \times \text{円周率} \times \text{流域面積} / (\text{流域縁辺長})^2$	DEM (2011 年撮影航空レーザー測量データより作成)
	伸長率	$2 \times (\text{流域面積} / \text{円周率})^{1/2} / \text{流域末端からの最遠点距離}$	
	起伏比	最大標高差 / 流域末端から最高標高点までの距離	
	粗度数	最大標高差 $\times$ 水流密度	
	曲率	標高の2次導関数の標準偏差	
	傾斜角	標高の1次導関数の平均値、標準偏差	
	単位流れ盤	単位面積あたりの流れ盤の面積	
	単位受け盤	単位面積あたりの受け盤の面積	
	水流密度	全ての水流長さ / 流域面積	
	一次水流密度	1次水流長さ / 流域面積	
地 被 条 件	土地利用	荒地、建物及び人工造成地、森林、田及び農用地の4つに区分	国土数値情報 土地利用細分メッシュ (H26)
	裸地	植生がなく斜面崩壊の危険性がある箇所	衛星データ、航空写真
地質		砂岩と泥質岩に区分	宮崎県地質図第5版

誘導地形量については、流域の形態的特徴を表したパラメータを含むものとして、鈴木¹²⁾、田代ら¹³⁾が定義したものである。各パラメータ示す特性は次に記すとおりである。

A) 円形度¹⁴⁾

円形度は、流域面積と流域縁辺長を基に形状の複雑さを図る特徴量であり、表 5-3 の定義式より算出され、円形度の値が 1 に近いほどその流域が真円に近いことを示している。逆に 1 より低いほど円から遠ざかる平面形状であることが分かる。

B) 伸長率¹⁵⁾

伸長率は、流域面積と流域末端からの最遠点距離を基に流域の平面形状を把握したものである。平面形状を表すために算出された伸長率は、一般的に気象や地質構造の影響を受け、0.6～1.0 の値をとる。値が 1 に近いほど起伏が穏やかな地域を示し、0.6～0.8 では通常、起伏が高く急峻な地域であると考えられている。また、伸長率の値を用いて平面形状を 3 つに区分ができ、0.9 以上の値の場合は円、0.8～0.9 の場合は丸に近い楕円、0.7 以下の場合には値が小さくなるほど縦長の楕円に近い形状を成す¹⁶⁾のが一般的である。

流域の平面形状である円形度や伸長率は、河道の発達とも関係性があり、流量の流出状況に強く影響することが挙げられる。また、流域面積が同じならば細長い流域より流域幅の広い流域のほうが河谷発達の進んだ状態であるとされ、ピーク流量は円形に近いほど急増することも特徴とされる。ただし、直線谷に関しては逆の特徴を示す。流域の平面形状は多様であり、定量的に把握する必要がある、このような円形度や伸長率が考案されている。

C) 起伏比

起伏比は最大起伏を最高点距離で除したものである。起伏比はダムの平均年間比堆砂量と相関があることが報告されており、流域の起伏は河川流量に影響するとともに、土砂流出量とも強く結びつく¹⁷⁾。そのため、大きな値を示す支川流域は比流出土砂量が多いと考えられる。

D) 粗度数¹⁸⁾

粗度は、表 5-3 の定義式のとおり支流の起伏の陰しさを無次元のパラメータとしたものがある。起伏量が同じ数値となり河川密度が異なる支流が存在する場合、河川密度が大きな値を示す支流の方が起伏の陰しい流域として評価される。

E) 単位流れ盤・単位受け盤

流れ盤、受け盤は地層走行や地層傾斜に対する地形の向きによって定義づけられる。流域の地質は北東－南西方向に帯状に配列し、北西方向に傾斜した構造をしている。地層傾斜が地形傾斜と同一方向である場合、これを流れ盤と呼ぶ。また、地層傾斜が地形傾斜と同一方向である場合、これを流れ盤と呼ぶ。耳川流域では、一般走向が $N45^{\circ} \sim 60^{\circ} E$ であることが分かっており¹⁹⁾、 $N60^{\circ} E$ に対して、平行・直角方向の4方向に傾斜方向を整理し、流れ盤及び受け盤を計算した。一般的に流れ盤は土砂生産が活発とされている。

F) 曲率

曲率は、地形表層の二次導関数で傾斜角の傾斜を表し、地形の凹凸を評価する。地形の凹凸は、流水の集まりやすさ、表層物質の下方への移動に関係する因子である²⁰⁾。

G) 傾斜角

傾斜角は一般的に斜面崩壊のような土砂生産に影響を与えるとともに、生産された土砂の輸送を制約する重要な要因である。傾斜角（平均傾斜角）については土砂流出影響因子として考慮されるケースが散見される。

H) 水流密度

水流密度は地形変化の過程を表す一つの指標である。水流の次数区分の方法は **Horton-Strahler** の方法が標準とされる。支流のない水流を一次水流と呼び、その一次谷流域における水流密度を一次水流密度とする。また、一次水流においては、複数の河川が分岐する前の状態であり、流量が少なく河床に土砂が堆積しやすく、土砂の生産場と考えられている²⁰⁾。

I) 土地利用

土砂流出現象において植生の影響や人為的影響を考慮するにあたり、国土交通省国土調査課が整備した土地利用図をベースとして以下のように整理する。ベースとしたデータは **H26** に整備されたデータであり、耳川流域に分布するカテゴリとしては7項目ある。しかし、全域で **95%** を森林が占める状態にあり、全域における影響評価としては難しいデータでもある。そこで、特に土砂流出に影響のありそうな「森林」、「建物及び人工造成地」、「田及び農用地」、「荒地」、の4項目として整理した。

J) 裸地¹⁹⁾

耳川流域は大半が森林であり、森林部では一般的に地盤が安定することが挙げられる。その一方で、地表が露出した裸地の状況を把握することが重要と考えられる。そこで H26 年に撮影した衛星画像により裸地面積を抽出した。なお、衛星画像は、耳川流域が包括されているものであり、かつ、雲量が少なく、落葉の季節以外のものである。裸地抽出のために使用する衛星データもしくは航空写真を選定し、教師付き分類の手法を用いて土地被覆分類を実施した上で、植生の程度や傾斜などの条件を考慮して裸地の抽出を実施した。解析の実施にあたり、最初に塚原ダム周辺の崩壊地が多く抽出されている領域でトレーニングエリアを設定し、そのエリア内で上記の解析を実施し、裸地が良好に抽出できることを確認した上で、耳川流域全体の解析を実施した。裸地として抽出された田畑や河床部を十分に取り除くことができないため、地形の傾斜に着目し、急斜面での分布が少ない田畑と思し部分を除去した。また、崩壊地は $15^{\circ} \sim 20^{\circ}$ 以上で崩壊が発生するとした文献が多いため、地形傾斜角 18° を崩壊地が存在する地形傾斜の閾値とした。

K) 地質

耳川流域に関する地質データとしては、図 5-2 に示すような「新第三期以降」、「尾鈴山酸性岩類」、「四万十累層群南帯泥質岩」、「四万十層群南帯砂岩」、「四万十累層群北帯泥質岩」、「四万十累層群北帯砂岩」、「秩父帯チャート」、「秩父帯乱雑層」、「秩父帯石灰岩」に区

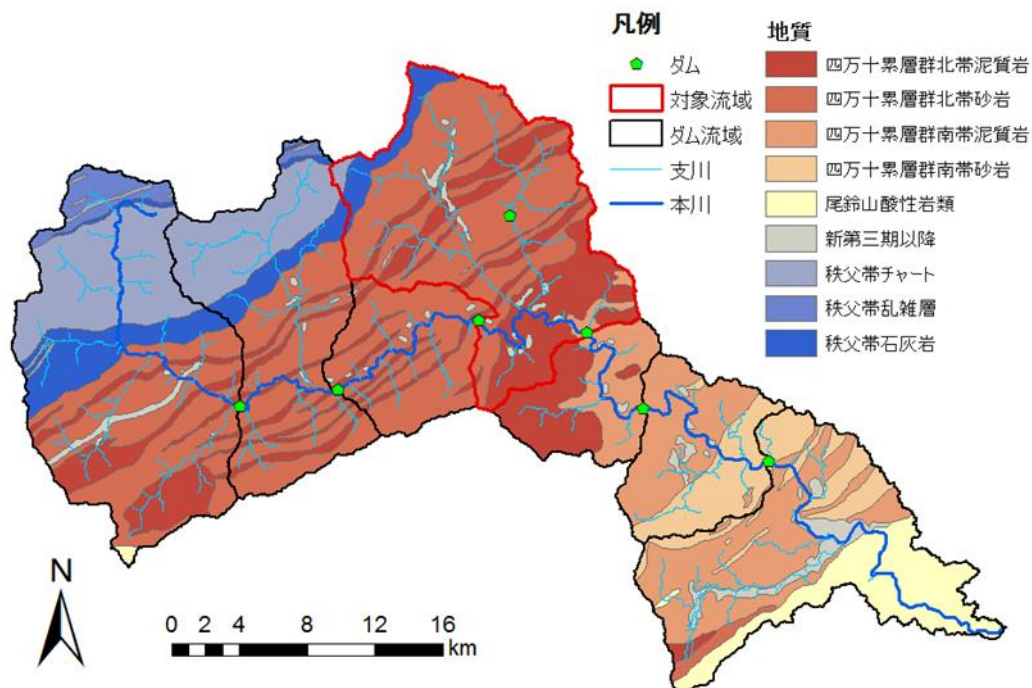


図 5-2 耳川流域の再分類した地質図

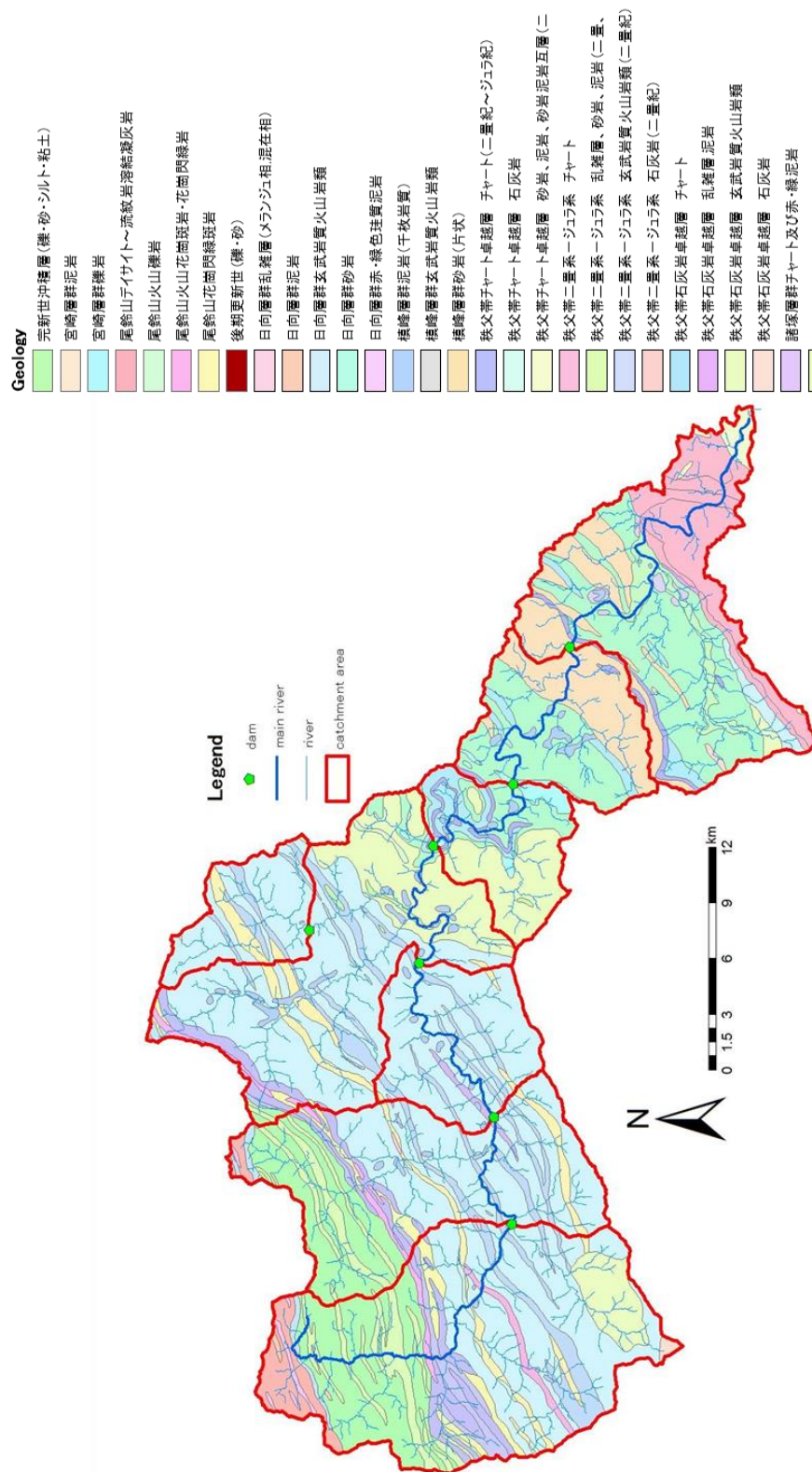


図 5-3 耳川流域の地質図

分したものを使用する。地質分類は、時代区分などによって細分化され、耳川流域内においても非常に詳細な分類に分かれる。そのため、図 5-3 に示す宮崎県 20 万分の 1 地質図〈第 5 版〉²¹⁾を地質の年代とその岩種の組み合わせにより再度分類している。その際、分布が 1 %に満たないものについては大きな分類に統合済みである。図 5-2 中の赤枠で示された流域は、後述する河床変動計算の対象とする流域であり、粒度データとしては対象流域内の七ツ山川、柳原川、山瀬川、野川谷川の 4 支流でも確認されている。

(4) 堆積物の粒度分布ごとの流域特徴の把握

表 5-2 で示したグループ単位で流域地形の特徴についてまとめる。表 5-4 に全 16 支流域のパラメータの平均値を示す。各支流域のパラメータについては表 5-5 に示す。

表 5-4 全 16 支流域の流域パラメータの平均

流域パラメータ		平均値
流域面積 (km ²)		29.0
誘導地形量	円形度	0.33
	伸長率	0.73
	起伏比	0.18
	粗度数	0.88
	曲率 (標準偏差)	14.5
	傾斜角 (°) (平均)	33.4
	傾斜角 (°) (標準偏差)	11.0
	単位流れ盤	0.30
	単位受け盤	0.21
	水流密度 (×10 ⁻⁴)	8.8
	一次水流密度 (×10 ⁻⁴)	5.9
地被条件	荒地 (km ²)	0.6
	建物及び人工造成地 (km ²)	0.1
	森林 (km ²)	27.5
	田及び農地 (km ²)	0.6
	裸地面積 (km ²)	0.3
地質	泥岩 (km ²)	9.0
	砂岩 (km ²)	14.9
粒度	D10 (mm)	25.5
	D50 (mm)	63.1
	D90 (mm)	172.5

A) Group 1 : 西ノ八峡谷川

Group 1 は、全支流中最も流域面積が小さい流域である。流域内の曲率（標準偏差）は最も大きく、起伏比も平均に比べて大きく、相対的に非常に険しい流域であることが確認できる。しかし、土砂生産源とされる一次水流の密度は全流域中最も低い。Group A に属しており D10 や D50 は平均より大きく、D90 のみ際立って大きい。

B) Group 2 : 八峡谷川，増谷川，田代川

Group 2 に含まれる流域は、相対的に流域規模が小・中規模の支流である。特徴としては、流域面積の約半分の面積を泥岩が占めることである。増谷川においては全域が泥岩である。また、増谷川が属しているので土砂供給が盛んな印象があるが、16 支流全体に比べれば粗度数や平均傾斜角は Group 2 全体で平均値よりも小さい。一方で、曲率や傾斜角の標準偏差は他の流域に比べ大きく、流域内上流部ほど険しい地形であることが考えられる。侵食や堆積が盛んであり、斜面の侵食と谷部での堆積が進んでいる流域とも予想される。河口部の河床材料の粒径は Group A に属し全体的に粒径が大きく、Group 1 と比較すると D50 が大きいのが特徴的であり、平均値より 40mm ほど大きい。

C) Group 3 : 山瀬川，小崎川

Group 3 は流域面積が 8.1km²（山瀬川）と 42.8km²（小崎川）と、大きく異なる支流が属する。また、Group 2 と同様に流域の約半分以上を泥岩が占める。地形的な特徴としては Group 2 と同様に平均傾斜角が低い。一方で、曲率の標準偏差は低く、一次水流密度が低いグループである。以上から Group 2 に比べれば侵食等土砂流出現象は比較的盛んではないと予想される。河床材料については、D10 から D90 まですべて平均より小さく比較的細かい土砂が堆積している。後述する Group 4 との違いは D50 が 35mm 程度と平均を 30mm 近く下回ることである。

D) Group4 : 野川谷川，七ツ山川，十根川

Group 4 は、流域の小さな野川谷川と全 16 支流の中では最大の七ツ山川，十根川が属している。七ツ山川と十根川は共通する傾向がいくつか確認できる。例えば、粗度数や平均傾斜角は全 16 支流域に対して比較的大きく、起伏比や水流密度、一次水流密度は低い傾向は両支流で一致している。流域面積が大きいので、当然流れ盤の総面積や裸地面積は大きい。Group 4 の河床材料については、D10 は平均値に近く、D50 は平均値より 10mm 程度小さい。D90 についてもおよそ 100mm～120mm であり平均値を大きく下回る。

E) Group 5 : 柳原川, 弓木谷川, 桑ノ木原川

Group 5 に属する支流域は, 柳原川流域のみ 62.8km^2 と流域面積が大きく, 弓木谷川, 桑ノ木原川は 7.7km^2 , 15.9km^2 と比較的小さい流域である。そのため, 弓木谷川と桑ノ木原川は円形度や伸長率, 単位流れ盤が共通して大きく, これらのパラメータに関して柳原川は反対の傾向を示している。河床材料については全体的に平均値より約 $10\sim 20\text{mm}$ 小さい傾向を示している。

F) Group 6 : 唾谷川, 不土野川

Group 6 の唾谷川, 不土野川の両流域は流域面積に大きな差がある。しかし, 全体的な地形については一律であり, 平均傾斜角, 傾斜角及び曲率の標準偏差は比較的小さいことが確認できる。起伏比も唾谷川が平均的であり, 不土野川は比較的小さいことから流域全体で比較的緩やかであり, 起伏も小さいことが流域特徴として挙げられる。河床材料については, 全数値においてほぼ平均的である。

G) Group 7 : 尾迫川, 小川内川

Group 7 に属する支流は流域面積が小さい。そのため, 単位流れ盤や単位受け盤については正反対な数値を示している。地形的には一貫性があり, 平均傾斜角や曲率の標準偏差が大きいたことが挙げられる。また, 水流密度, 一次水流密度が大きいたことが特徴的である。河床材料については, D10 は特に小さく, D50 も平均より小さい。一方で, D90 は平均より大きい傾向を示す。

このように地形等の特徴については, 河床材料に対して一貫したパラメータはなく, 流域面積の大きさに依らず似たような粒度を示す流域もある。その中でも, 同じグループかつ流域特徴の傾向を有する支流が確認できる。序論でも述べたように, 河床材料を構成する土砂は全てが同時期に移動し堆積したものではなくこれまでの蓄積であると考えられる。流域の地形発達には流域面積が影響しており, その進行によって地形を主とする流域特徴と河床材料の粒度傾向が異なっていると推察される。したがって, 現段階の分析では河床材料の粒度を動いていないものと動いているものを混在して評価したが, 現材の各支流域の土砂流出状況を把握できれば, その流域特徴と河床材料及び移動土砂の関係を見いだせるかもしれない。

表 5-5 支流域の流域パラメータ

3 区分		Group A				Group B				Group C							
7 区分		Group 1	Group 2			Group 3		Group 4		Group 5		Group 6		Group 7			
支流域名		西ノ八 峡谷川	八峡谷 川	増谷 川	田代 川	山瀬 川	小崎 川	野川 谷川	七ツ 山川	十根 川	柳原 川	弓木 谷川	桑ノ木 原川	嘸谷 川	不土 野川	尾迫 川	小川 内川
流域面積 (km ²)		4.1	12.3	20.3	30.3	8.1	42.8	12.3	91.2	91.2	62.8	7.7	15.9	10.4	40.8	4.4	9.1
円形度		0.32	0.30	0.37	0.30	0.37	0.31	0.40	0.27	0.30	0.27	0.39	0.42	0.31	0.36	0.29	0.36
伸長率		0.67	0.78	0.77	0.88	0.75	0.64	0.83	0.67	0.72	0.61	0.81	0.85	0.64	0.72	0.69	0.72
起伏比		0.22	0.17	0.20	0.17	0.25	0.10	0.19	0.12	0.16	0.08	0.26	0.21	0.19	0.15	0.27	0.24
粗度数		0.70	0.77	0.83	0.81	0.53	0.98	0.74	1.10	1.08	0.96	0.93	0.94	0.66	0.95	0.91	1.26
曲率 (標準偏差)		16.5	15.0	15.1	15.7	12.2	13.4	14.1	15.1	14.8	14.6	14.8	13.7	13.2	12.2	16.1	15.7
傾斜角 (°) (平均)		33.9	32.8	32.5	31.0	30.4	32.1	31.9	35.4	36.5	33.8	34.4	33.7	32.1	31.3	34.6	37.2
傾斜角 (°) (標準偏差)		12.0	12.1	11.2	13.2	11.0	11.4	10.8	10.3	10.1	11.0	10.5	10.4	10.5	11.0	11.2	9.5
単位流れ盤		0.33	0.28	0.31	0.29	0.33	0.29	0.23	0.25	0.27	0.26	0.41	0.36	0.36	0.26	0.41	0.16
単位受け盤		0.19	0.24	0.21	0.23	0.20	0.20	0.28	0.26	0.25	0.25	0.11	0.12	0.09	0.21	0.15	0.33
水流密度 (×10 ⁻⁴)		9.4	12.8	8.2	9.5	5.0	8.7	8.5	8.3	8.1	7.9	9.4	8.9	6.0	8.4	10.8	11.3
一次水流密度 (×10 ⁻⁴)		9.4	8.2	4.8	4.6	5.0	4.6	5.0	4.4	3.9	3.6	8.1	5.6	6.0	4.5	10.8	6.5
荒地 (km ²)		0.3	0.2	0.8	0.6	0.3	0.2	0.3	1.2	2.8	0.9	0.1	0.1	0.0	1.2	0.0	0.2
建物及び人工造成地		0.0	0.0	0.0	0.5	0.1	0.1	0.0	0.2	0.2	0.4	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
森林 (km ²)		3.7	11.6	19.1	26.3	7.4	40.7	11.7	88.2	87.0	59.7	7.5	15.4	10.0	39.1	4.4	8.8
田及び農地 (km ²)		0.1	0.4	0.4	2.8	0.3	1.0	0.2	1.3	0.9	1.4	0.0	0.3	0.4	0.3	0.0	0.1
裸地面積 (km ²)		0.1	0.2	0.3	0.4	0.3	0.3	0.2	0.7	0.8	0.5	0.1	0.2	0.1	0.5	0.1	0.0
泥岩 (km ²)		0.7	6.5	20.3	15.3	6.1	17.1	12.3	14.3	3.6	22.1	1.8	3.7	1.2	12.5	4.4	1.8
砂岩 (km ²)		3.5	5.7	0.0	13.9	1.8	24.7	0.0	60.8	29.1	40.0	5.8	12.2	9.3	24.4	0.0	7.3
D10 (mm)		28.5	44.3	55.5	44.3	12.8	18.4	31.1	17	20.8	17	19.3	17	30.6	25.4	18.1	7.5
D50 (mm)		77.8	104.5	115.9	95	35.6	35	52.7	52.7	52.7	58.2	55.5	47.1	70	70	50	36.1
D90 (mm)		268	224	248	252	100	100	100	115.9	115.9	170.5	145.5	154.5	181.8	190.9	204	188.6

5.2.3 支流域の水文モデルの構築および再現計算

支流域の水文モデルについては、第4章同様に TOPMODEL を用いる。水文モデルを構築する支流域は河床変動計算の対象とする山須原ダム流域内の4支流である（図 5-4）。流量データは、2014 年 4 月 1 日より 2015 年 3 月 12 日まで観測されたものである。

観測した流量データ及び降雨量データは図 5-5 に示す。このデータには $0 \text{ m}^3/\text{s}$ を示す期間があるが実際は水が流れており、 $0 \text{ m}^3/\text{s}$ に近い値を取ることが考えられる。TOPMODEL による水文モデル構築の際、 $0 \text{ m}^3/\text{s}$ のデータをそのまま用いることは不適切と考え、入力値としては NoData として扱う。データの単位は m/day とする。ただし、野川谷川については、観測流量が $0 \text{ m}^3/\text{s}$ を記録している期間が長く、全期間を通して流量が非常に小さい。これは、実際に河川流量がないわけではなく、水位計設置位置より水位が低いためであることを確認している。しかし、水文モデルの構築にはある程度の観測データが必要であるため、野川谷川を除く河川は日単位のデータによりモデル構築を行い、野川谷川については時間単位のデータによりモデル構築を行う。図 5-6 は野川谷川の流量を 1 時間単位で示したものである。

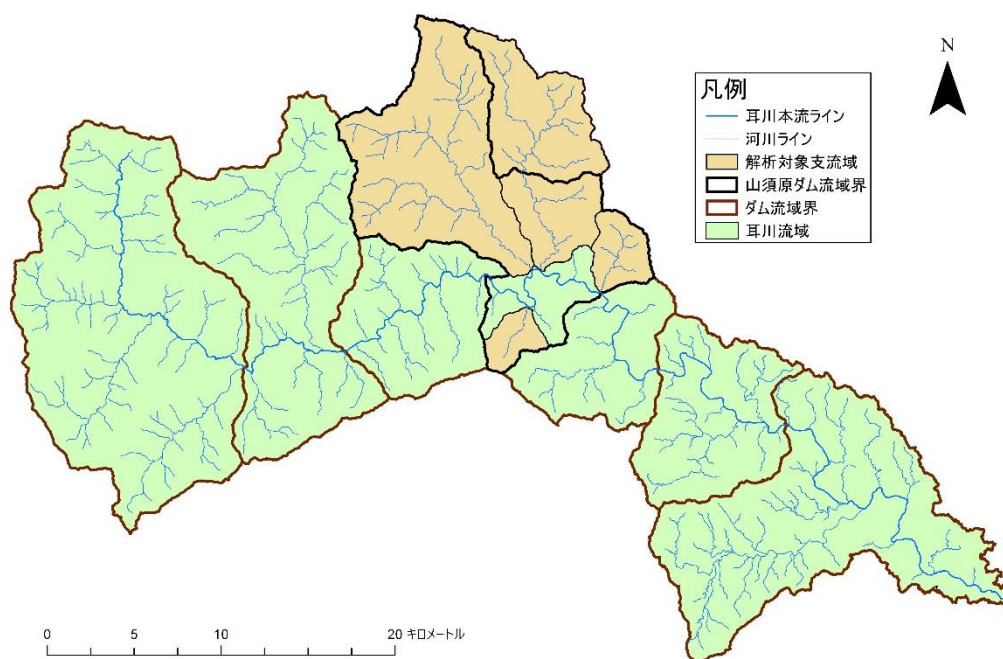
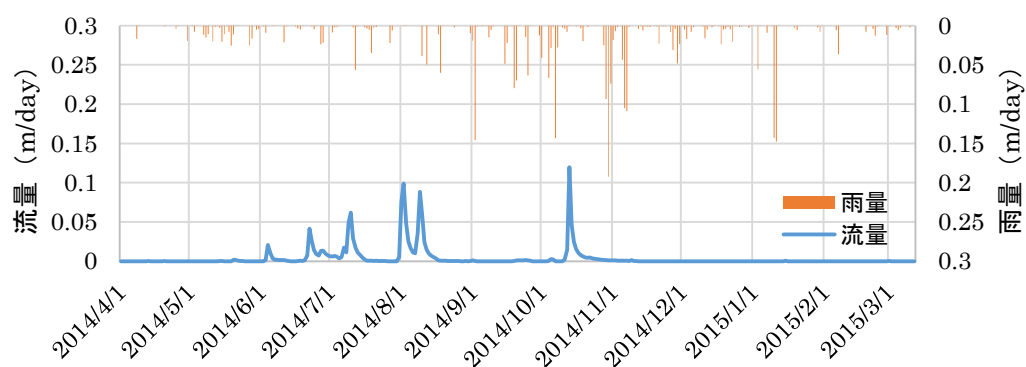
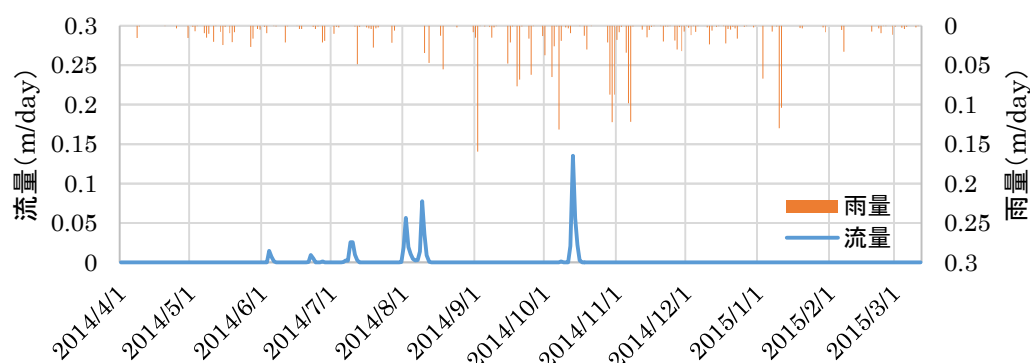


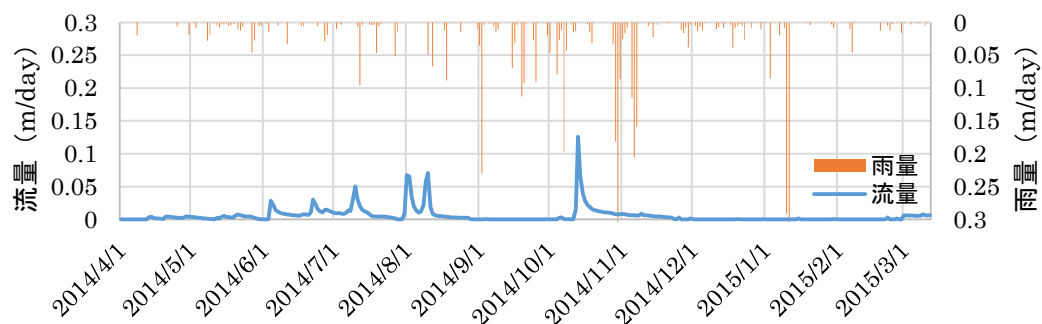
図 5-4 水文モデルの構築対象の支流



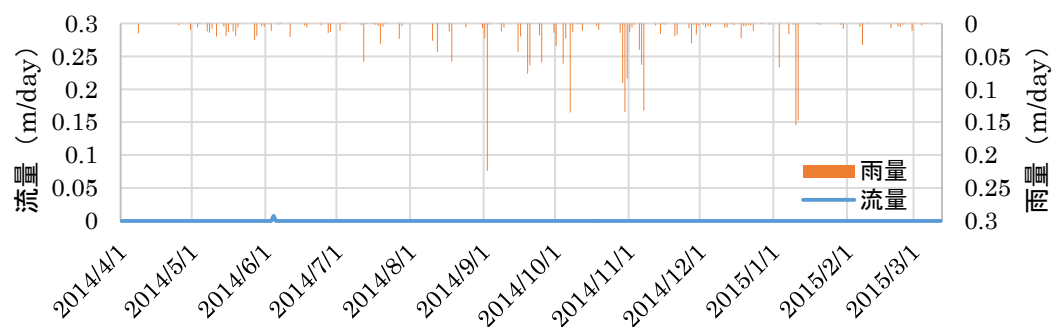
(a) セツ山川の流量・雨量



(b) 柳原川の流量・雨量



(c) 山瀬川の流量・雨量



(d) 野川谷川の流量・雨量

図 5-5 観測した支流の流量

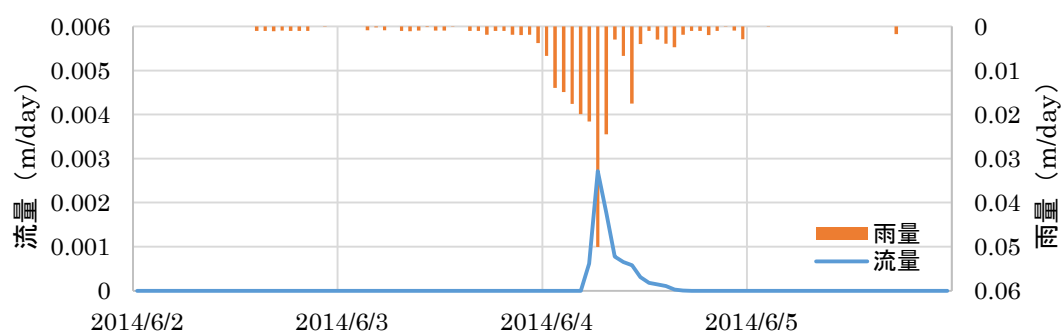


図 5-6 野川谷川の流量・雨量（時間単位）

表 5-6 決定した山須原ダム流域 4 支流の設定パラメータ

河川名	Qs0	lnTe	M	Sr0	Srmax	Td	Vch	Vr	K0	CD	dt	NS 係数
七ツ山川	1.11×10^{-5}	-1.53	0.045	9.94×10^{-3}	0.920	1.43	1000	1010	0.005	2.24	24	0.927
柳原川	2.68×10^{-3}	-1.94	0.043	9.68×10^{-3}	0.992	1.43	1000	571	0.005	2.32	24	0.504
山瀬川	7.22×10^{-5}	-2.82	0.320	9.89×10^{-3}	0.989	1.46	1000	1182	0.005	1.31	24	0.517
野川谷川	4.48×10^{-5}	-0.54	0.144	6.28×10^{-3}	0.221	1.22	1000	553	0.005	1.10	24	0.807

TOPMODEL により決定した各支流のパラメータを表 5-6 に示す。植生根域の最大貯水量を示す Srmax の数値が大きく異なっており、TOPMODEL の流量予測モデルとしては貯水能力の高い流域ほどこの数値が高いことが推察される。TOPMODEL のパラメータの中で収束したパラメータは Qs0, lnTe, M の 3 つである。ただし、Qs0 は観測期間の初期値に依存するパラメータであるため本考察からは除外する。lnTe は T0 の面積平均の対数であり、この T0 とは土壌が飽和したときの横方向への透過率のことである。また、M はその透過率の減少を抑制するパラメータである。つまり、収束した 2 つのパラメータは地形ではなく土壌の性質、特に地質の影響を考慮したパラメータであると考えられる。このモデルは分布的な地形変化を考慮できる一方で、土壌の性質を現地状況から確認せず、提示したパラメータにより包括的に評価している。土壌の性質とともに、初期貯水量なども変数として変化しており、モデル構築に使用する流量波形やそれ以前の時期の降雨状況がモデル構築に依存していると考えられる。そのため、さらに長期的なデータ蓄積により構築したモデルの精度向上を図っていくことが望ましい。

5.3 ダム堆砂実績データに基づく支流域からの土砂流出量の算出

5.3.1 支流域からの土砂流出量の算出プロセス

耳川流域における各ダム貯水池では、毎年河道の深浅測量が行われており、堆砂量を把握することができる。しかし、どの支流からどれほどの土砂が流出しているのかについては、予測の段階であり明確ではない。一般的に、ダム貯水池内を含む広範囲の土砂移動把握手法として河床変動計算手法（数値シミュレーション）がある。河床変動計算では、上流からの流量および土砂流入量と下流端（ダム堤防）の境界条件、解析区間の初期の河道状況（平均河床高、基盤岩の河床高、粒度分布など）のデータが必要である。そのため、上流からの入力量を除けば、その他のデータに関しては定期的に観測されており、入手可能であるため比較的容易な手法である。土砂量を明確に求めることが目的ではないため、河道モデルを規定する粗度係数等のパラメータは固定値とする。一般的に河川支流の流量データについては観測されておらず、従来では河川支流の流量はダムを通過する流量を河川支流の流域面積に応じて按分した数値として扱われることも多く支流単位の土砂流出として貯水池内の堆砂量変化を評価することができていない。そこで、水文モデル構築を行った支流域を含む山須原ダム流域を河床変動計算の対象流域とし、各支流域からの土砂流出量の評価を行う。その過程で、支流域の特性を考慮した設定を行う。具体的には、すでに構築した山地河川の地形を考慮した水文モデルによる流量の適用と支流域からの土砂流出量を構成する粒径分布の支流単位での設定である。解析対象とする期間は、出水規模及び貯水池内の堆砂変化から2008年とする。

5.3.2 解析環境および解析条件

（1） 解析プログラムについて

使用するプログラムは土木研究所水工研究グループ水理チームの開発した1次元貯水池河床変動計算プログラム¹⁾である。このプログラムは、貯水池の地形、堆砂形状、流量、貯水位及び粒径毎の流入土砂量等の条件を入力することにより、貯水池内の堆砂量、堆砂形状、堆砂の粒度分布、放流水の土砂濃度と粒度分布等を再現・予測することができ、長期的な土砂流出の解析に適したモデルである。

本プログラムでは、有限体積法及び基礎式中の移流項への風上差分スキームを用いることにより、常流・射流の混在流れを再現することができる。土砂輸送に関しては、混合粒径を用いており、掃流砂及び浮遊砂の土砂輸送形態を取り扱うことが可能である。掃流砂に関しては土砂の沈降・浮上過程を個別にモデル化し、浮遊砂土砂輸送の非平衡性を考慮する。また、2水路の合流を取り扱うこともできる。

(2) 河床変動計算プログラムに採用されている計算式

(基礎式)

A) 流れの連続式

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (5-1)$$

B) 流れの運動方程式

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial uQ}{\partial x} = -gA \frac{\partial z_h}{\partial x} - gA \frac{\tau_{bx}}{\rho g R} \quad (5-2)$$

C) 流砂の連続式

$$\frac{\partial}{\partial t} \{(1-\lambda)A_s\} + \frac{\partial Q_B}{\partial x} + B_{sus}(q_{up} - q_{down}) = 0 \quad (5-3)$$

$$Q_B = \sum_k Q_{Bk}, \quad q_{up} = \sum_k q_{upk}, \quad q_{down} = \sum_k q_{downk} \quad (5-4)$$

D) 浮遊砂の粒径別輸送方程式

$$\frac{\partial c_k A}{\partial t} + \frac{\partial u c_k A}{\partial x} = B_{sus}(q_{upk} - q_{downk}) \quad (5-5)$$

$$q_{upk} = w_{sk} c_{bek}, \quad q_{downk} = w_{sk} c_{bk}, \quad B_{sus} = \frac{A}{h} \quad (5-6)$$

拡散項については省略している。

E) 交換層内の粒径別土砂収支式

$$\frac{\partial}{\partial t} \{(1-\lambda)A_{se} p_{sek}\} + p_{*k} \frac{\partial}{\partial t} \{(1-\lambda)A_{seb}\} + \frac{\partial Q_{Bk}}{\partial x} + B_{sus}(q_{upk} - q_{downk}) = 0 \quad (5-7)$$

$$p_{*k} = \begin{cases} p_{sek} : \frac{\partial}{\partial t} \{(1-\lambda)A_{seb}\} \geq 0 \\ p_{se0k} : \frac{\partial}{\partial t} \{(1-\lambda)A_{seb}\} < 0 \end{cases} \quad (5-8)$$

A : 流水断面積, t : 時間, Q : 流量, x : 流下方向座標, u : 断面平均流速, g : 重力加速度, z_h : 基準面からの水位, τ_{bx} : 路床に作用する応力ベクトルの x -方向成分, ρ : 流体の密度, R : 径深, c_k : 粒径 k の浮遊砂断面平均体積濃度 (無次元 (体積/体積), 以下浮遊砂濃度とする), B_{sus} : 浮遊砂の計算に用いる仮想河床幅, q_{upk} : 粒径 k の単位時間単位面積当たりの浮遊砂の浮上体積量, q_{downk} : 粒径 k の単位時間単位面積当たりの浮遊砂濃度の沈降体積量, w_{sk} : 粒径 k の沈降速度, c_{bk} : 粒径 k の浮遊砂の基準面濃度, c_{bk} : 粒径 k の河床近傍の浮遊砂濃度, λ : 間隙率, A_s : 河床材料の断面積, Q_B : 掃流砂量, q_{up} : 単位時間単位面積当たりの浮遊砂濃度の浮上量, q_{down} : 単位時間単位面積当たりの浮遊砂濃度の沈降量, A_{se} : 交換層断面積, p_{sek} : 交換層内の粒径 k の構成比率, Q_{Bk} : 粒径 k の流砂量, p_{se0k} : 交換層下方の粒径 k の構成比率, A_{seb} : 交換層を除いた河床断面積, z_b : 基準水平面からの河床高さ, z_0 : 基準水平面からの基岩底面の高さ, B_h : 水面幅, B : 河床幅, B_t : 流砂 (掃流砂) の生じている河床幅

摩擦項は, 下記のマニング則で評価する。

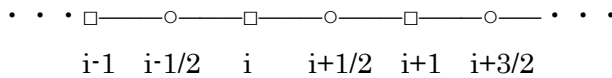
$$\frac{\tau_{bx}}{\rho} = \frac{gn^2 u |u|}{R^{1/3}} \quad (5-9)$$

ここで, n : マニングの粗度係数。

(離散化)

基礎式を有限体積法で離散化する。

以下では, 添え字 n は過去の値 (既知数), $n+1$ は次の時間ステップの値 (未知数) を意味する。また添え字 i は空間位置を表し, 上流から下流へ $i=1, 1+1/2, \dots, i-1, i-1/2, i, i+1/2, i+1, \dots$ と並んでいる (下図参照)。



A) 流れの連続式の離散化

$$\frac{A_{i+1/2}^{n+1} - A_{i+1/2}^n}{\Delta t} + \frac{Q_{i+1}^n - Q_i^n}{\Delta x_i} = 0 \quad (5-10)$$

B) 流れの運動方程式の離散化

$$\frac{Q_i^{n+1} - Q_i^n}{\Delta t} + \frac{u_{i+1/2}^n Q_{i+a}^n - u_{i-1/2}^n Q_{i-b}^n}{\Delta x_{i-1/2}} = -g A_i^n \frac{z_{hi+1/2}^n - z_{hi-1/2}^n}{\Delta x_{i-1/2}} - \left(g A \frac{\tau_{bx}}{\rho g R} \right)_i^n \quad (5-11)$$

$$a = \begin{cases} 0: u_{i+1/2}^n \geq 0 \\ 1: u_{i+1/2}^n < 0 \end{cases}, \quad b = \begin{cases} 0: u_{i-1/2}^n \geq 0 \\ 1: u_{i-1/2}^n < 0 \end{cases} \quad (5-12)$$

$$u_{i+1/2}^n = \frac{u_{i+1}^n + u_i^n}{2} \quad (5-13)$$

$$u_i^n = \frac{Q_i^n}{A_{i-1/2+c}^n}, \quad c = \begin{cases} 0: Q_i^n \geq 0 \\ 1: Q_i^n < 0 \end{cases} \quad (5-14)$$

C) 流砂の連続式の離散化

λ を一定と仮定する。

$$(1-\lambda) \frac{A_{si+1/2}^{n+1} - A_{si+1/2}^n}{\Delta t} + \frac{Q_{Bi+1}^n - Q_{Bi}^n}{\Delta x_i} + B_{susi+1/2} (q_{upi+1/2}^n - q_{downi+1/2}^n) = 0 \quad (5-15)$$

D) 浮遊砂の輸送方程式の離散化

$$\begin{aligned} & \frac{c_{ki+1/2}^{n+1} A_{i+1/2}^{n+1} - c_{ki+1/2}^n A_{i+1/2}^n}{\Delta t} + \frac{u_{i+1}^n c_{ki+1/2+a}^n A_{i+1/2+a}^n - u_i^n c_{ki-1/2+b}^n A_{i-1/2+b}^n}{\Delta x_i} \\ & = B_{susi+1/2}^n (q_{upki+1/2}^n - q_{downki+1/2}^n) \end{aligned} \quad (5-16)$$

E) 交換層内の粒径別土砂収支式の離散化

① 河床上昇時

$$\begin{aligned} & \frac{P_{seki+1/2}^{n+1} A_{sei+1/2}^{n+1} - P_{seki+1/2}^n A_{sei+1/2}^n}{\Delta t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \left\{ \frac{Q_{Bki+1}^n - Q_{Bki}^n}{\Delta x_i} + B_{sui+1/2}^n (q_{uoki+1/2}^n - q_{downki+1/2}^n) \right\} \\ & = -P_{seki+1/2}^n \left(\frac{A_{sebi+1/2}^{n+1} - A_{sebi+1/2}^n}{\Delta t} \right) \end{aligned} \quad (5-17)$$

② 河床低下時

$$\begin{aligned} & \frac{P_{seki+1/2}^{n+1} A_{seki+1/2}^{n+1} - P_{seki+1/2}^n A_{seki+1/2}^n}{\Delta t} + \frac{1}{(1-\lambda)} \left\{ \frac{Q_{Bki+1}^n - Q_{Bki}^n}{\Delta x_i} + B_{sui+1/2}^n (q_{upki+1/2}^n - q_{downki+1/2}^n) \right\} \\ & = -P_{se0ki+1/2}^n \left(\frac{A_{sebi+1/2}^{n+1} - A_{sebi+1/2}^n}{\Delta t} \right) \end{aligned} \quad (5-18)$$

(掃流砂の取り扱い)

掃流砂量の算定式には芦田・道上の流砂量式²⁾を採用した。粒径別掃流砂量 Q_{Bk} は次式で表される。

$$Q_{Bk} = q_{Bk} B_t \quad (5-19)$$

ここに q_{Bk} は単位幅当たりの粒径別掃流砂量, B_t は掃流砂の移動が生じる川幅(m)を表す。 q_{Bk} は芦田・道上によれば次式で表される。

$$u_* > u_{*ck} : \frac{q_{Bk}}{P_{sek} u_{*e} d_k} = 17 \tau_{*ek} \left(1 - \frac{\tau_{*ck}}{\tau_{*k}} \right) \left(1 - \frac{u_{*ck}}{u_*} \right) \quad (5-20)$$

$$u_* \leq u_{*ck} : q_{Bk} = 0$$

ここに, u_{*e} は有効摩擦速度(m/s), d_k は k 番目の代表粒径(m), τ_{*ek} は無次元有効掃流力, τ_{*ck} は無次元限界掃流力, u_{*ck} は限界摩擦速度(m/s), u_* は摩擦速度(m/s), τ_{*k} は無次元掃流力である。 τ_{*ek} , τ_{*ck} , τ_{*k} は次式で与えられる。

$$\tau_{*ek} = \frac{u_{*e}^2}{(\sigma/\rho - 1)gd_k} \quad (5-21)$$

$$\tau_{*ck} = \frac{u_{*ck}^2}{(\sigma/\rho - 1)gd_k} \quad (5-22)$$

$$\tau_{*k} = \frac{u_*^2}{(\sigma/\rho - 1)gd_k} \quad (5-23)$$

ここに, σ は土粒子密度(kg/m³)である。

(5-20)式を計算するためには u_* , u_{*e} および u_{*ck} を求める必要がある。

u_* は次式により求められる。

$$u_* : \quad u_* = \sqrt{\frac{\tau_{bx}}{\rho}} \quad (5-24)$$

u_{*e} は芦田・道上²⁾の提案した次式から求められる。

$$u_{*e} : \quad \frac{u}{u_{*e}} = 6.0 + 5.75 \log_{10} \left\{ \frac{R}{d_m (1 + 2\tau_{*m})} \right\} \quad (5-25)$$

ここに、 d_m は交換層の平均粒径(m)、 τ_{*m} は平均粒径に関する無次元掃流力を表す。 τ_{*m} は次式で与えられる。

$$\tau_{*m} = \frac{u_*^2}{(\sigma/\rho - 1)gd_m} \quad (5-26)$$

u_{*ck} は混合砂礫床における粒径別限界摩擦力であり、ここでは Egiazaroff によって提案された式を芦田・道上²⁾が一部修正した修正 Egiazaroff 式を用いる。

$$u_{*ck} : \quad \begin{aligned} d_k/d_m \geq 0.4 & \quad \frac{\tau_{*ck}}{\tau_{*cm}} = \left\{ \frac{\log_{10} 19}{\log_{10} (19d_k/d_m)} \right\}^2 \\ d_k/d_m < 0.4 & \quad \frac{\tau_{*ck}}{\tau_{*cm}} = 0.85 \left(\frac{d_m}{d_k} \right) \end{aligned} \quad (5-27)$$

ここに、 τ_{*cm} は粒径 d_m の無次元限界掃流力を意味しており、以下に示す岩垣による一様粒径の実験式³⁾から求めた。

$$\begin{aligned} 671.0 \leq R_* & \quad ; \tau_{*cm} = 0.05 \\ 162.7 \leq R_* \leq 671.0 & \quad ; \tau_{*cm} = 0.00849 R_*^{3/11} \\ 54.2 \leq R_* \leq 162.7 & \quad ; \tau_{*cm} = 0.034 \\ 2.14 \leq R_* \leq 54.2 & \quad ; \tau_{*cm} = 0.195 R_*^{-7/16} \\ R_* \leq 2.14 & \quad ; \tau_{*cm} = 0.14 \end{aligned} \quad (5-28)$$

ここに、

$$R_* = \frac{\sqrt{(\sigma/\rho - 1)gd_m^3}}{v} \quad (5-29)$$

である。

(浮遊砂の取り扱い)

A) 沈降フラックスの求め方

この河床変動計算モデルでは浮遊砂の非平衡な運動を取り扱う。具体的には(5-5)～(5-7)式によって表現されているが、これらは清水ら⁴⁾、井上ら⁵⁾を参考に行っている。

求め方は次のようになる。まず(5-5)式に示す平均浮遊砂濃度の輸送方程式を各粒径について解く。水深方向の濃度分布関数が与えられれば、平均濃度 c_k と底面濃度 c_{bk} の関係式を

得ることができ、浮遊砂沈降フラックス q_{downk} を計算できる。そこで浮遊砂の3次元移流拡散方程式にいくつかの仮定をおいて濃度分布関数を導く。

浮遊砂濃度の3次元移流拡散方程式において定常状態を仮定し、さらに水平方向の移流成分を無視できるとすれば、移流拡散方程式は次式のように単純化される。

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(\varepsilon \frac{\partial C_k}{\partial z} \right) + w_{sk} \frac{\partial C_k}{\partial z} = 0 \quad (5-30)$$

ここに、 ε は鉛直方向の渦動拡散係数、 C_k は浮遊砂濃度で、ここでは z の関数である。 ε を鉛直方向に一定と仮定すると(4.12)式から次式が解かれる。

$$C_k = c_{bk} \exp \left(-\frac{w_{sk}}{\varepsilon} z \right) \quad (5-31)$$

(5-31)式を z 方向に積分して平均濃度を算出すると、 c_k と c_{bk} の関係は次式のように表される。

$$c_k = \frac{1}{h} \int_0^h c_{bk} e^{-\beta \frac{z}{h}} dz = \frac{c_{bk}}{\beta} (1 - e^{-\beta}) \quad (5-32)$$

ここに、 h は水深(m)、 β は $w_{sk}h/\varepsilon$ である。(5-32)式に(5-5)式から得られる平均浮遊砂濃度を代入することにより底面濃度 c_{bk} を算出した。なお、 ε については開水路における水深平均値を与えることとした。導出過程については池田⁶⁾を参考にしている。

$$\varepsilon = \frac{\kappa}{6} u_* h \quad (5-33)$$

ここに、 K はカルマン定数 (=0.4) である。

本モデルでは(5-31)式に示すような単純な分布関数を用いることとしたが、現地に適用して再現性が不十分な場合は分布関数を改良することもあると考えられる。(例えば、黒木ら⁷⁾)

沈降速度の算定には、下記の Rubey の実験式を用いる。

$$w_{sk} = \left\{ \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{(\sigma/\rho - 1)gd_k^3}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{(\sigma/\rho - 1)gd_k^3}} \right\} \sqrt{(\sigma/\rho - 1)gd_k} \quad (5-34)$$

$$\text{適用範囲 } R_{ed} < 500, \quad R_{ed} = \frac{w_{sk}d_k}{\nu}$$

ここで、 R_{ed} は沈降速度と粒径から定義された Reynolds 数、 ν : 分子粘性係数を表す。

B) 浮上フラックスの求め方

(5-5)式右辺の浮上フラックス q_{upk} を求めるために基準面濃度 c_{bek} を求める。基準面濃度を求める式も掃流砂と同様に従来多くの式が提案されており、実際の計算では複数の式を適用して最適な式を用いるべきである。ここでは一例として掃流砂と同様に芦田・道上の濃度式を用いる。詳細については専門書⁸⁾を参考にしたい。以下には最終的に導か

れた濃度式のみを示す。

$$c_{bek} = K_0 [g(\xi_{0k}) / \xi_{0k} - G(\xi_{0k})] \cdot p_{sek} \quad (5-35)$$

$$g(\xi_{0j}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp(-\frac{1}{2} \xi_{0j}^2) \quad (5-36)$$

$$G(\xi_{0j}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{\xi_{0j}}^{\infty} \exp(-\frac{1}{2} \xi^2) d\xi \quad (5-37)$$

$$\xi_{0j} = \frac{w_{sj}}{0.75u_*} \quad (5-38)$$

ここに、 K_0 は定数であり実験結果との比較から **0.025** とされている。なお、河床波が生じる水理条件の場合には u_* の代わりに有効摩擦速度 u_{*e} を用いることとした。 c_{bek} が求められれば(5-6)式から q_{upk} が計算できる。

C) 浮遊限界摩擦速度の設定

掃流力が強くなると、掃流砂として河床付近を移動していた土砂は河床を離れて浮遊するようになる。しかし、ある掃流力を越えると一斉に浮遊砂に変わるわけではない。程度の差はあれ徐々に掃流砂から浮遊砂へ移行すると考えられる。

芦田ら²⁾は浮遊限界として、粒子が浮遊し始める限界の摩擦速度と流水中に浮遊砂が無視し得ない程度存在するようになる限界の摩擦速度の2つを定義しており、両者を区別して用いる必要があると指摘している。しかし、芦田らが実験したところによると、2種類の摩擦速度は河床が滑面か粗面かによって変化し、さらに粒径によっても傾向が異なるため、理論的な取り扱いとはほとんどなされていないようである。

本モデルでは後者の摩擦速度を浮遊限界摩擦速度 u_{*csusk} と定義し、従来から経験的に有効とされている次式を浮遊限界の判定に用いる。

$$u_{*csusk} = w_{sk} \quad (5-39)$$

ここに、 w_{sk} は対象としている土粒子の沈降速度である。この関係は粗面河床において底面の鉛直方向の乱れ強度が u_{*csusk} と等しいことを意味している。

(2) 河道断面形状

本流の河道形状のデータには河床形状データと基盤岩形状のデータがあり、約 6000mの解析区間にそれぞれ 24 ヶ所のデータがある (図 5-7)。

河床形状の横断測量データについては解析に適したデータへ変換する必要がある。まず、2007 年末と 2008 年末のデータを比較し、1 年間で河道断面のどこが変化したのかを確認する。両データで変化した位置は河道断面内で河床として判別できる部分であると考えられ、一方で変化しない位置については基盤岩もしくは護岸であると考えられる。河床として

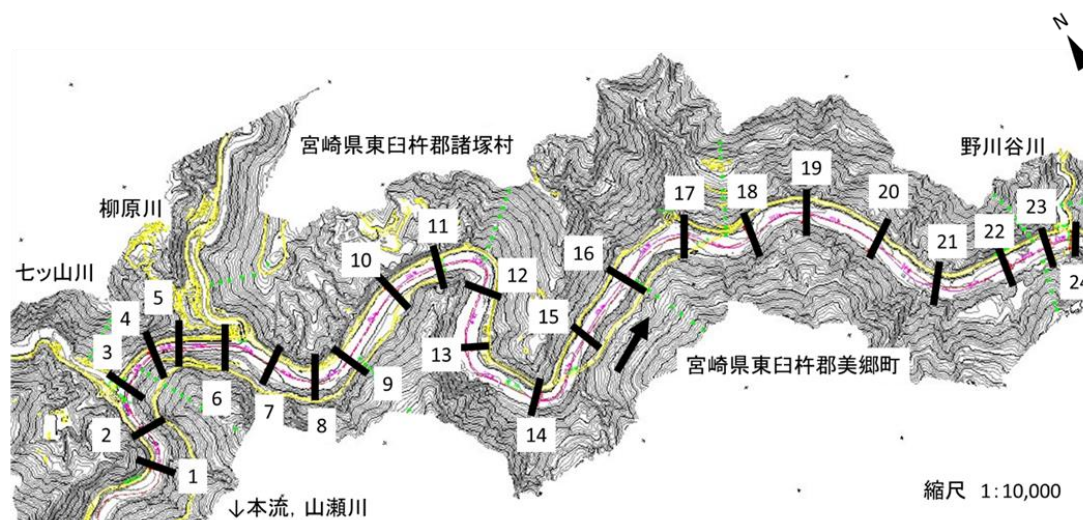


図 5-7 河床変動計算における河道断面位置

表 5-7 解析期間の平均河床高

断面 番号	上流端からの 距離 (m)	平均河床高 (m)		断面 番号	上流端からの 距離 (m)	平均河床高 (m)	
		2007 年末	2008 年末			2007 年末	2008 年末
1	0	128.1	128.0	11	2081.9	121.8	121.4
2	184.3	127.2	126.8	12	2396.2	121.4	122.3
3	395.8	125.8	124.6	13	2665.9	120.7	120.9
4	574.3	125.6	124.8	14	3063.0	119.6	119.1
5	693.4	125.0	124.1	15	3442.3	118.9	119.0
6	892.6	124.7	124.6	16	3749.6	119.5	119.4
7	1115.2	124.5	124.9	17	4098.3	118.6	118.4
8	1319.0	124.3	124.6	18	4402.2	115.6	117.0
9	1497.0	123.5	123.0	19	4671.4	116.3	115.5
10	1851.3	122.5	121.8	20	5009.1	118.6	117.2

判別した部分については、2007 年末の河床形状の測量データから各断面内の平均標高として算出する。2007 年末の平均標高は解析で河床高の初期値として設定し、2008 年末の平均標高は河床変動計算後の結果を比較する目安として使用する（表 5-7）。

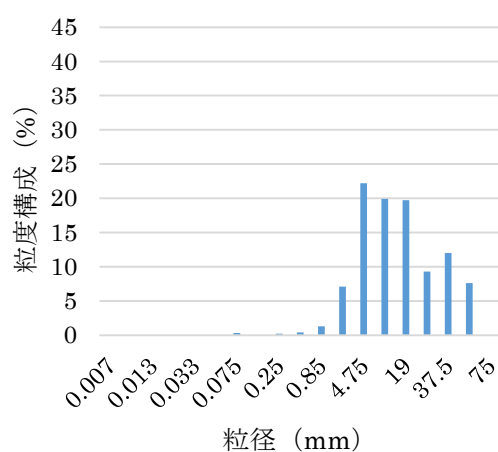
基盤岩形状のデータについては、まず基盤岩の最低標高を抽出する。そこから、上方へ 1 m ごとに区切り、それぞれの高さで基盤岩の幅を算出する。この作業を最低標高から上方へ 60m 行い、解析用のデータに変換する。

(3) 粒度設定

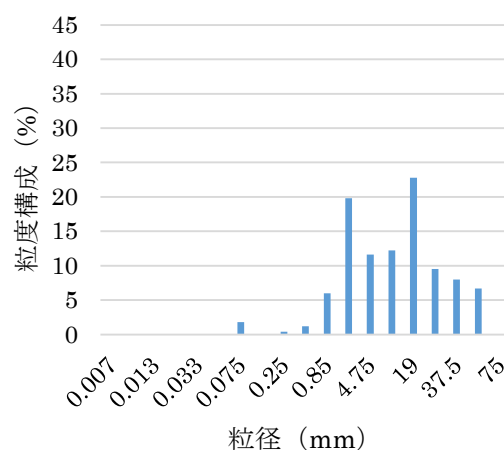
解析に用いる粒度設定は、解析対象区間の河床材料の初期粒度および上流域の支流及び河川上流部から土砂流出を構成する粒度である。河床材料のデータに関しては、表 5-8 に示す区間ごとに調査されている。各断面位置における粒度は図 5-8 に示すとおりであるが、山須原ダムから上流へ 300m の区間のみ（粒度タイプ D）、際立って粒径 2mm 程度の土砂が堆積しており、上流から移動したものが貯水池内で流速が緩やかになり堆積したものと推察できる。堆積物のデータは河床材料のデータを基に代表粒径を 19 種類設定し、各粒径の河床材料における構成比率を解析上設定する。

表 5-8 河床材料の調査区分

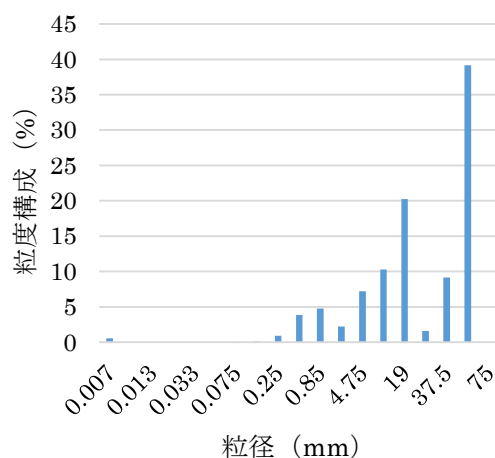
河道断面番号	1 - 6	7 - 11	12 - 22	23-24
粒度タイプ	A	B	C	D



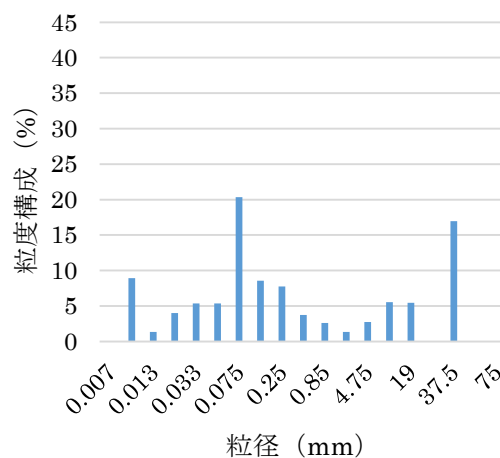
(a) 粒度タイプ A



(b) 粒度タイプ B



(c) 粒度タイプ C



(d) 粒度タイプ D

図 5-8 2007 年度末の河床材料の粒度構成

上流域からの土砂を構成する粒度については全支流の粒度構成で同一の粒度構成を用いる場合（設定①）と支流域河口の河床材料に応じて与える場合（設定②）の2種類を用意する。

設定①については、解析範囲内の柳原川流域上流に位置する諸塚ダム貯水池内の堆積物の粒度を使用する。粒度については図 5-9 に示す。この粒度分布を使用する理由としては、土砂流出はその粒径サイズに依存して移動形態やその量が大きく変化する。したがって、河道に堆積している土砂よりもさらに粒径の細かいものが卓越して移動していると考えられる。諸塚ダムに堆積する土砂は各ダム貯水池に捕捉される土砂の中で最も細かく、なおかつ山須原ダム流域の上流部に位置しているので山須原ダム流域に流出する土砂の粒度としてより近いものと推測される。この粒度は主に 0.85mm 以下の中砂及び細砂により構成されており、河川支流において調査時に確認された粒度よりは比較的細かい。

設定②については、5.2.2 で検討した各支流域の河口の河床材料とそれによるグルーピングから支流単位で異なる粒径の設定を行う。取得した河口の河床材料は、柳原川＞七ツ山川＝野川谷川＞山瀬川の関係が成り立っている。これらの調査データは河床表層に分布している材料の粒径であり、移動しているかどうかについては詳細に検討されていないため土砂移動をしている粒度にそのまま置き換えることは望ましくない。しかし、このような相対的な粒度の差は実際に移動している土砂との関係性もあると考えられる。そこで、解析設定として河口の河床材料の相対的な関係を用いて、支流からの土砂流出量の設定とすることを試みる。

本解析における対象支流域のうち、七ツ山川では 2013 年に河床材料の調査を実施している。調査位置は本流合流部より上流へ約 100m に位置する砂防ダムである。七ツ山川にはこの他にも多数の砂防ダムを有しており、粒径 20～40mm を主体とする堆積と粒径 2～40mm を主体とする堆積が混在していることが確認されている。図 5-10 に示す七ツ山川の粒度は設定①の粒度より粗く、河口で確認された河床材料より細かい中間的な粒度である。

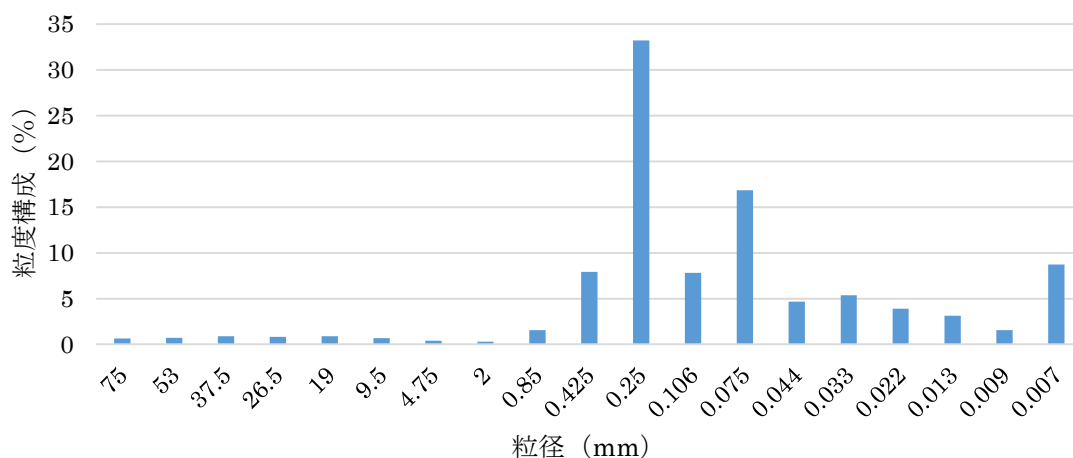


図 5-9 諸塚ダム貯水池内の堆積物（設定①）の粒度構成

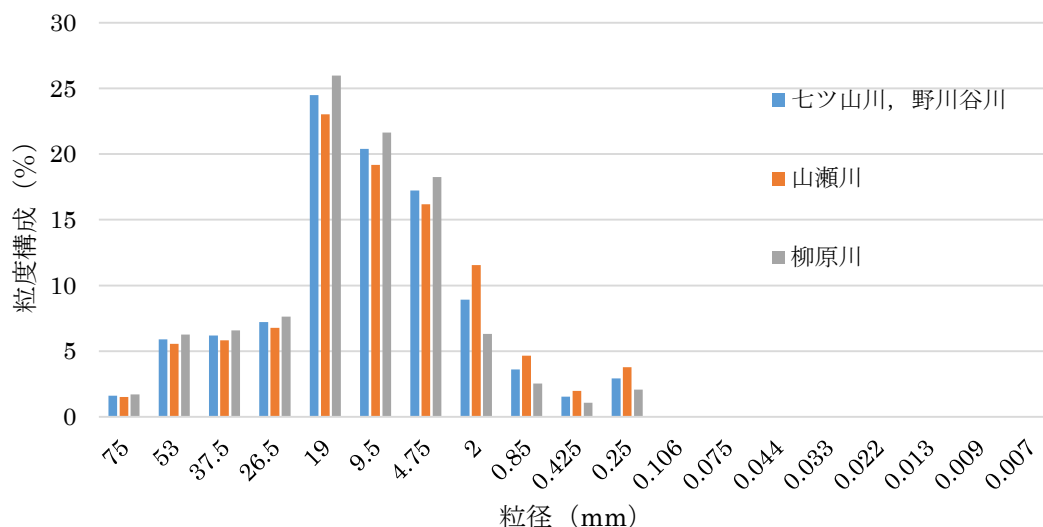


図 5-10 設定②における支流の粒度設定

また、後述する設定①による解析において粒径 0.25mm 以上は河床変動に寄与する粒径であることが把握されており、調査された河床材料の粒径範囲は河床変動計算に適している。このセツ山川における粒度を基準として、支流河口の河床材料の相対的な関係から他の支流の粒度について設定を行った。設定においては最大粒径及び最小粒径は保持するものとし、第3章でも述べられているように支流河床で共通に確認される粒径 2mm を境界として試験的に増減させた。

(4) 土砂量について

土砂量については、ナローマルチビーム測深機による深浅測量データを用いる。これは1次元河床変動計算に使用する河道断面とは別に河床状況の経年変化を確認するために計測された3次元データである。2007年末及び2008年末に計測されたデータを用いて、差分計算を行い当該領域内の土砂移動状況について把握し、上流域からの土砂流出量の推定に用いる。このデータはXYZを有するポイントデータであるため、データの抜け値に対してはTINの生成による直線補完が行われている。補完後のデータを1m DEMに変換し、2007年末及び2008年末のデータを用いて図5-10に示すような2008年の河床変化の差分計算を行った。対象区間全体の変化は約 13900m^3 の堆積であった。また、同区間内で 18000m^3 程度の浚渫が行われたことが報告されていることから、上流域からの土砂流出量により $13900\text{m}^3 \sim 32000\text{m}^3$ 程度の堆積が発生することを考慮すべきである。

上流域からの土砂流出量の制御については、河床変動に与える影響は上流からの土砂移動であるため基本的に解析区間上流部から土砂量は決定されていく。従って、図5-10中に示す支流合流部で区切られた区間は、上流域からの土砂流出量の特定に有意なデータとなる。そこで、各区間における河床変動を計算した結果は次のとおりである。

- 上流端～七ツ山川：約 1600m³（堆積）
- 七ツ山川～柳原川：約 2400m³（侵食）
- 柳原川～野川谷川：約 14100m³（堆積）
- 野川谷川～下流端：約 700m³（堆積）

一般的に、河床変動計算時の各支流域からの土砂流出量の時系列データは平衡給砂量から与えられる。第4章でも述べたが平衡給砂量とは流量とその地点の河道形状に応じた土砂量のことであり、本解析における支流河口の河道形状については DEM 及び調査による確認から決定されている。上流域からの土砂流出量の設定における課題はこの平衡給砂量が上流域に十分な土砂があるという前提のもとで計算される量であるため、係数を乗じて量を調整する必要があることである。章のはじめにも述べたように各支流域の現在の土砂移動状況と広域的な土砂流出現象の評価が結びついておらず、土砂流出量を決定するために膨大な組み合わせの入力値を用いて解析する必要がある。本解析に限っては、3次元計測データがあるため、土砂流出量をある程度想定することが可能である。また、本解析は上流域から流出する土砂の粒度がどれほど河床変動に影響するかを検証することも目的として含んでいるため、粒径種単位でのボリューム調整はせず平衡給砂量算出時に与えられる掃流砂及び浮遊砂の区分でのみ調整を行う。

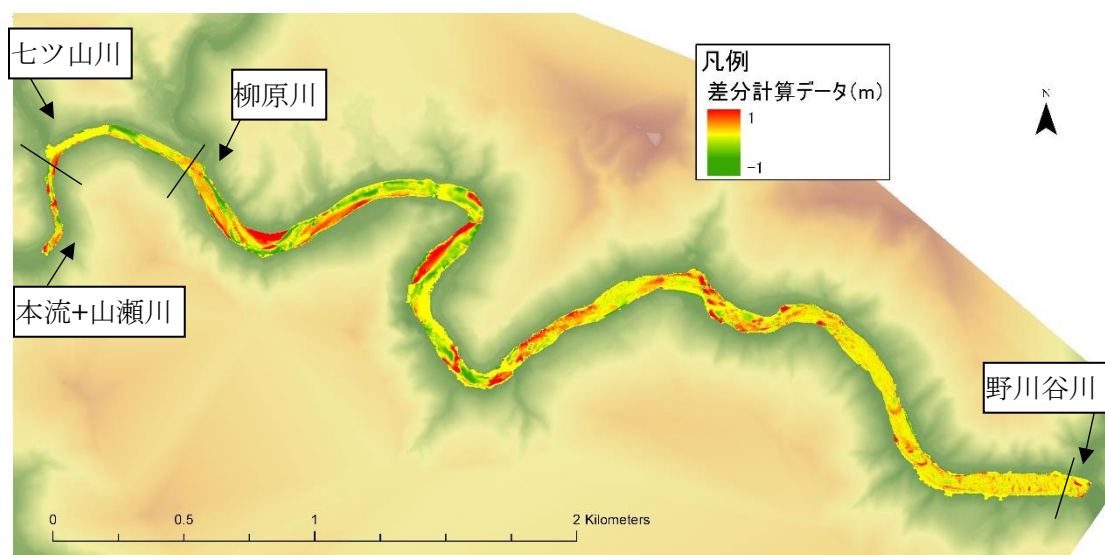


図 5-10 解析対象区間の差分計算データ（2008 年における変化）

5.3.3 支流域からの土砂流出量の実績把握

上流からの土砂の粒度設定を設定①（すべて諸塚ダムの粒度）で河床変動計算を実施した各 CASE における解析結果の土砂収支の推移を表 5-9 に示す。また、河床高や河床変動に関する数値は表 5-10 及び表 5-11 に示す。

CASE 1 においては、上流域からの土砂流出量は与えず流量のみにより本流河床を構成する土砂がどの程度移動するのかを検証した。CASE 2 においては、平衡給砂量より算出した掃流砂量と浮遊砂量の比率は変更せず、3 次元モデルから算出した河床変動量（最低限の堆積量 19000m³）を上流域からの土砂流出量として与えた。CASE 3 においては CASE 2 における下流端からの土砂流出量が多かった（本流河道の残存土砂量が少なかった）ため、掃流砂量及び浮遊砂量の増加を行った。この時点で、本流河道の残存土砂量があまり変化しないことが確認できたため、掃流砂量と浮遊砂量の割合として掃流砂量を増やす必要があると判断した。また、本流河道の土砂収支の確認に加え河床高の変化の確認も行ってきたが、本流及び山瀬川による上流部河道（断面番号 1 及び 2）で顕著な河床低下が確認されていた。CASE 4 から 6 に関しては本流河道の残存土砂量の増加（特に、本流及び山瀬川による上流部の河床上昇）を図るため、掃流砂量の増加を山瀬川及び本流からの土砂流出量の増加を中心に行った。その結果として CASE 6 及び 7 においては上流部河道の河床低下を低減することができている。CASE 7 においては、CASE 6 から浮遊砂量（13240m³）を除外した計算を実施したが、本流残存土砂量の変化はあまりにも少なく、表 5-7 の河床高の推移を見ても CASE 6 の結果と 1cm の変化にも満たないことを確認した。また、CASE 7 の時点で下流端からの土砂流出量は CASE 1 とほぼ同じになったため、掃流砂に属する土砂はほぼ堆積しており河床に強く影響すると考えられる。野川谷川の流量は他の支流に比べてあまりにも流量が低いため、浮遊砂量を除外すると土砂流出量としてほぼ 0 m³であった。CASE

表 5-9 設定①における解析結果（土砂収支）

CASE	土砂流出量（m ³ ）				本流への 土砂流出 量（m ³ ）	下流端からの 土砂流出量 （m ³ ）	本流河道の 残存土砂量 （m ³ ）
	山瀬川 本流	七ツ山 川	柳原川	野川谷 川			
1	0	0	0	0	0	14300	-14300
2	1900	14380	1990	730	19000	33130	-14130
3	5670	35930	4950	5790	52340	66130	-13790
4	8750	31680	4210	5790	50430	56260	-5830
5	13530	21210	3980	5790	44510	36400	8110
6	25810	17620	3980	5790	53200	27250	25950
7	23930	14030	2000	0	39960	14280	25680
8	23930	7010	2000	0	32940	14290	18650
9	23930	14030	7010	5010	49980	14280	35700

8においては、上流部河道の河床高が比較的実測に近づいたため、CASE 6 及び 7 で河床変動が堆積傾向を示したセツ山川合流部（断面番号 3）の調整のためセツ山川からの土砂流出量を削減し解析を行った。その結果としてセツ山川合流部の河床変動については侵食傾向となり実測に近づいた一方で、上流部河道の河床低下も伴うことが確認された。CASE 9 では、CASE 7 の条件をベースとして、柳原川と野川谷川の掃流砂量のみを増加した。その結果として、土砂流出量を変更していない上流部においても河床は上昇した。しかし、野川谷川合流部（断面番号 24）では河床上昇しなかった。これは解析上の設定として本流河道に合流する野川谷川河道上に堆積していることが確認されており、河床勾配や流量等水理量から土砂を流下させる能力がないと推測される。

このような一連の計算から各支流の土砂流出量について以下のように考察する。まず、全 CASE を通して下流端付近（断面番号 19～24）の河床は CASE 9 を除いて、各支流の土砂流出量の影響を受けず河床変動量はほぼ同じである。CASE 9 は柳原川の掃流砂を増加させており下流に影響しやすいと考察される。また、表 5-11 から確認できるように断面番号 7, 8, 12, 13, 15, 18 については実測として堆積傾向を示すが図 5-10 から確認できるようにこれらは河道の湾曲に伴う堆積であり、1 次元河床変動計算として再現するには困難な部分でもある。第 3 章および第 4 章でも論じたように河道の湾曲が同じ河道位置においても水流の強い部分、弱い部分、出水時以外水に浸からない部分を作り出す。ダム貯水池があるため比較的緩やかで川幅の広い河道であるが、1 次元河床変動計算では河道位置における河川横断方向の堆積状況の違いを平均的に見ており、断面内の堆積物は一律に水流の影響を受ける。そのため、解析結果においては各上流域からの土砂流出量がない場合でも下流部の河床上昇が引き起こされ、湾曲部の河床状況のように堆積と侵食が縦断的に発生するような現象を再現できないと考えられる。これらは 1 次元モデルに対する課題である。

CASE 1 における下流端からの土砂流出量を占める粒径は 0.106mm 以下であり、上流端からの浮遊砂量を最も多く設定した CASE 3 においても 0.106mm より粒径の大きい土砂（0.25mm 以上）はほとんど流出しなかった。また、本解析では浮遊砂、掃流砂と流動形態に分けて土砂流出量を変動させたため、支流合流部から遠い下流端付近の河床は 0.25mm 以上の影響を受けると考えられる。また、土砂流出量の供給位置となる断面番号 1, 3 及び 7 に着目すると、その河床変動の傾向は上流からの土砂流出量（特に掃流砂量）に依存して大きく変動するが、前述した下流部に至っては CASE 9 以外影響を受けていない。CASE 9 においては、河床を上昇させたい野川谷川合流部においては野川谷川の土砂流下能力が低いと考えられ、単純な掃流砂の増加では適切な再現は不可能であると推測された。また、柳原川の掃流砂量増加はその合流部の下流だけでなく上流の河床にも影響することが確認された。しかし、山瀬川やセツ山川の土砂流出量の変化が解析区間下流部の河床変化に寄与しないのは適切ではない。浮遊砂量の増減が河床に影響せず掃流砂量の増減が部分的にしか影響を及ぼさないのは土砂を構成する粒径が適していないことが一要因として挙げられる。

表 5-10 設定①における解析結果（河床高）

断面 番号	計測データ		解析結果								
	河床高（m）		解析結果（河床高（m））								
	2007 末	2008 末	CASE 1	CASE 2	CASE 3	CASE 4	CASE 5	CASE 6	CASE 7	CASE 8	CASE 9
1	128.08	128.04	123.91	123.91	123.91	124.68	125.97	127.31	127.31	127.01	127.33
2	127.21	126.82	124.15	124.15	124.15	124.41	124.94	125.94	125.94	125.68	125.96
3	125.82	124.64	124.62	124.62	124.62	125.24	125.79	126.03	126.03	125.65	126.05
4	125.61	124.84	123.86	123.86	123.86	124.34	124.85	125.17	125.17	124.87	125.19
5	125.01	124.10	124.11	124.11	124.11	124.30	124.60	124.88	124.88	124.67	124.90
6	124.73	124.60	123.83	123.83	123.83	123.95	124.16	124.37	124.37	124.22	124.41
7	124.52	124.94	124.13	124.13	124.13	124.18	124.27	124.38	124.38	124.33	124.40
8	124.33	124.64	123.81	123.81	123.81	123.84	123.91	124.01	124.01	123.98	124.03
9	123.52	122.98	123.44	123.44	123.44	123.46	123.50	123.59	123.59	123.58	123.60
10	122.48	121.81	122.70	122.70	122.70	122.72	122.75	122.83	122.83	122.82	122.84
11	121.76	121.37	121.98	121.98	121.98	121.99	122.03	122.11	122.11	122.09	122.12
12	121.42	122.29	122.17	122.17	122.17	122.18	122.20	122.23	122.23	122.23	122.24
13	120.74	120.88	121.55	121.55	121.55	121.55	121.57	121.59	121.59	121.59	121.61
14	119.57	119.13	119.97	119.97	119.97	119.98	119.99	120.01	120.01	120.00	120.02
15	118.95	118.96	119.13	119.13	119.13	119.13	119.14	119.15	119.15	119.15	119.17
16	119.47	119.37	119.51	119.51	119.51	119.51	119.52	119.53	119.53	119.53	119.55
17	118.55	118.37	118.65	118.65	118.65	118.65	118.66	118.68	118.68	118.68	118.70
18	115.56	117.01	115.83	115.83	115.84	115.84	115.88	115.92	115.92	115.92	116.01
19	116.27	115.51	116.36	116.36	116.36	116.37	116.40	116.44	116.44	116.44	116.51
20	118.61	117.21	118.58	118.58	118.58	118.58	118.58	118.59	118.59	118.59	118.59
21	110.86	110.01	110.87	110.87	110.87	110.87	110.88	110.88	110.88	110.88	110.89
22	114.85	114.97	114.87	114.87	114.87	114.87	114.87	114.87	114.87	114.87	115.34
23	113.73	113.74	111.56	111.56	111.56	111.56	111.56	111.56	111.56	111.56	111.56
24	114.44	113.82	112.28	112.28	112.28	112.28	112.28	112.29	112.28	112.28	112.28

表 5-11 設定①における解析結果（河床変動：青は侵食，赤は堆積）

断面 番号	2008 年の 河床変動 (m)	解析結果（河床変動（m））								
		CASE 1	CASE 2	CASE 3	CASE 4	CASE 5	CASE 6	CASE 7	CASE 8	CASE 9
1	-0.04	-4.17	-4.17	-4.17	-3.40	-2.11	-0.78	-0.78	-1.08	-0.76
2	-0.38	-3.06	-3.06	-3.06	-2.80	-2.27	-1.26	-1.26	-1.53	-1.25
3	-1.18	-1.19	-1.19	-1.19	-0.57	-0.03	0.22	0.22	-0.17	0.24
4	-0.76	-1.75	-1.75	-1.75	-1.26	-0.76	-0.43	-0.43	-0.74	-0.41
5	-0.90	-0.90	-0.89	-0.89	-0.71	-0.40	-0.13	-0.13	-0.34	-0.11
6	-0.14	-0.90	-0.90	-0.90	-0.78	-0.57	-0.37	-0.37	-0.51	-0.33
7	0.41	-0.39	-0.39	-0.39	-0.34	-0.25	-0.14	-0.14	-0.19	-0.12
8	0.31	-0.53	-0.53	-0.53	-0.49	-0.42	-0.32	-0.32	-0.35	-0.30
9	-0.54	-0.07	-0.07	-0.07	-0.05	-0.01	0.07	0.07	0.06	0.09
10	-0.66	0.22	0.22	0.22	0.24	0.27	0.35	0.35	0.34	0.37
11	-0.39	0.22	0.22	0.22	0.23	0.27	0.35	0.35	0.34	0.36
12	0.87	0.76	0.76	0.76	0.76	0.78	0.81	0.81	0.81	0.83
13	0.14	0.80	0.80	0.81	0.81	0.82	0.85	0.85	0.84	0.86
14	-0.44	0.40	0.40	0.40	0.41	0.42	0.44	0.44	0.44	0.46
15	0.01	0.18	0.18	0.18	0.19	0.19	0.20	0.20	0.20	0.22
16	-0.10	0.04	0.04	0.04	0.04	0.05	0.06	0.06	0.06	0.08
17	-0.18	0.10	0.10	0.10	0.10	0.11	0.13	0.13	0.13	0.15
18	1.44	0.27	0.27	0.27	0.28	0.32	0.36	0.36	0.36	0.45
19	-0.76	0.09	0.09	0.09	0.10	0.13	0.17	0.17	0.17	0.24
20	-1.40	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03	-0.02
21	-0.85	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03
22	0.12	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.49
23	0.01	-2.17	-2.17	-2.17	-2.17	-2.17	-2.17	-2.17	-2.17	-2.17
24	-0.61	-2.15	-2.15	-2.15	-2.15	-2.15	-2.15	-2.15	-2.15	-2.15

上流からの土砂の粒度設定を設定②とし、河床変動計算を実施した各 CASE における解析結果の土砂収支の推移を表 5-12 に示す。また、河床高や河床変動に関する数値は表 5-13 及び表 5-14 に示す。

CASE 1 は、本流河道の残存土砂量として妥当な値を得ていた設定①CASE 6 を参考とした。また、設定②の粒度をもとに計算された平衡給砂量から浮遊砂及び掃流砂の割合は同じとして各上流域へ与えた。土砂流出量を構成する粒径は 0.25mm 以上ということもあり、土砂流出量の収支については約 39000m³の土砂が本流河道に残り、適切な量の土砂が堆積していた。その一方で、上流端付近の侵食が大きく、その場に残留するような土砂が少なかったと思われる。CASE 2 については、CASE 1 において野川谷川合流部（断面番号 24）で河床上昇が生じなかったため、すべて浮遊砂として野川谷川に土砂を与えた。また、CASE 2 及び 3 では浮遊砂及び掃流砂の影響を確認することを目的として、山瀬川及び本流の土砂流出量を全て浮遊砂（CASE 2）、全て掃流砂（CASE 3）とする解析を行った。CASE 2 及び 3 の結果を比較すると、山瀬川及び本流の土砂流出量を掃流砂にした場合と浮遊砂にした場合では河道全域の河床変動に違いが生じることが確認された。これは設定①では確認できなかった事象である。この変化量の差については設定①同様に上流端付近では 1.5m から 2m 程度の差を生じるが、下流部（断面番号 18 及び 19）においても両計算結果を比較して 30cm から 50cm もの変化が確認された。CASE 4 では七ツ山川合流部付近の河床変動の再現を試みた。七ツ山川の土砂流出量を減少させることで侵食状態を再現することができたが、断面番号 3 を中心として上流側にも下流側にも同様に影響したことが確認された。具体的には、5000m³の土砂流出の減少で、合流部（断面番号 3）は約 8cm の侵食、下流側に行くにつれて 5cm, 4cm, 3cm, 1cm の侵食とその影響は合流部に近いほど大きい。その上流部でも、おそらく合流部の河床低下の影響で、合流部側から 6cm, 7cm の侵食となっている。粒度を設定②にしたことで、上流域からの土砂は広範囲に層状に広がるような分布を示すようになった一方で、肝心の河床変動の傾向を一致させることには課題が多い。下流側の湾曲部を除外しても上流側の七ツ山川前後の断面は実測の河床変動が大きく、上流端付近が実測に反して侵食されるような CASE 2 のような状況でなければ実測に近づかない。CASE 5 及び 6 では、河床変動の再現からは遠のくが入力値の与える影響の検証を目的としている。CASE 5 では設定①のように全土砂流出量を掃流砂にした解析を行った。この結果は、上流端を除いては最も実測値に遠い結果である。設定①CASE 1 と比較して掃流砂のみであっても断面番号 15 の位置まで影響することを確認した。CASE 6 は CASE 3 から柳原川の土砂流出量を掃流砂のみにした解析である。この結果では、柳原川の土砂流出量しか変更していないのに対してその上流側で約 3cm の河床上昇が生じている。例えば、上流端から柳原川合流部にかけて相対的な河床変動の関係が成り立っていれば、柳原川の土砂流出量で制御できる可能性を示唆している。

以上、設定①及び②の結果をもとに貯水池内の 1 次元河床変動計算による土砂流出現象の把握に関して得られた情報を考察する。

まず、1次元モデルという形式を用いる場合は河道の湾曲およびその形状に留意したものにしなければならない。例えば、河道の湾曲部においてはただの湾曲ではなく、砂州を伴っている可能性について考慮しなければならない。そのような場所は1次元モデルにおける河床としては常に水の影響を受けている状態となり、過剰な侵食を解析的に発生させてしまうおそれがある。また、本解析では本流河道への土砂流出の粒度に着目しており、支流合流部前後の河床変動はその断面との位置関係に強く依存することが確認された。例えば、合流部の河床が堆積状況である場合、上流側の断面でも同様に堆積する傾向があり、合流部下流側では侵食するような傾向が見られた。これは粒度が粗いものが多い時ほど顕著な傾向が確認できる。つまりは、1断面の河床変動が断面間の河床勾配を変化させ、それらが大きく変わるほど周囲の河床変動も大きく変わってくるということである。したがって、貯水池のような広くて比較的緩やかな区間であってもその縦断的な地形変化を捉えていなければ再現は難しいと推察される。

粒度については、設定②のような直接七ツ山川支流で調査した河床材料をベースにした方が本流河道全体の河床変動に影響し、下流側の河床変動についても制御可能であることが考察された。設定①では0.25mm以下のかかなり小さい粒度が主体であったのに対して、設定①の粒度は対照的に粗いものが主体であった。粒度を大きく変更したが、野川谷川は流下能力が低く本流河床変動に寄与しないような状況が見受けられた。また、河床変動として堆積させたい場合に浮遊砂と掃流砂どちらを増やすべきなのかといった問題も生じた。設定②では本流河道へ流出した土砂はダムを通過しないものと確認したが、実際はより細かい土砂が浮遊砂には含まれ、掃流砂を増やして河床を上昇させた場合と浮遊砂を増やして河床を上昇させた場合とでは全体的な土砂流出の評価としては大きく異なってくる。

このように、支流域からの土砂流出の粒度を支流域単位で見直していけば河床変動の再現結果として従来と異なった評価をすることになる可能性がある。粒度の評価は河床変動計算にとって不可欠な要素であると思われるが、それに対する支流域単位の現在の土砂移動の特徴や上流域からの土砂流出の予見的な指標及び根拠がなければ現象の再現は困難と考えられる。

表 5-12 設定②における解析結果（土砂収支）

CA SE	土砂流出量 (m ³)				本流への 土砂流出 量 (m ³)	下流端からの 土砂流出量 (m ³)	本流河道の 残存土砂量 (m ³)
	山瀬川 本流	七ツ山川	柳原川	野川谷川			
1	25900	17640	4070	5770	53380	14300	39080
2	25960	17640	4070	5580	53250	14330	38920
3	26000	17640	4070	5580	53290	14240	39050
4	26000	13130	6010	5580	50720	14230	36490
5	26000	17970	4030	5660	53660	14250	39410
6	26000	17640	4030	5580	53250	14240	39010

表 5-13 設定②における解析結果（河床高）

断面 番号	計測データ		解析結果					
	河床高（m）		解析結果（河床高（m））					
	2007 末	2008 末	CASE1	CASE 2	CASE 3	CASE 4	CASE 5	CASE 6
1	128.08	128.04	126.14	124.60	126.88	126.80	127.21	126.91
2	127.21	126.82	125.41	124.57	126.06	126.00	126.34	126.09
3	125.82	124.64	125.56	125.29	125.83	125.76	126.17	125.86
4	125.61	124.84	124.91	124.49	125.22	125.15	125.52	125.25
5	125.01	124.10	124.80	124.56	125.02	124.97	125.24	125.05
6	124.73	124.60	124.41	124.25	124.61	124.58	124.80	124.65
7	124.52	124.94	124.43	124.36	124.54	124.52	124.66	124.57
8	124.33	124.64	124.03	123.98	124.12	124.11	124.22	124.15
9	123.52	122.98	123.58	123.56	123.62	123.61	123.68	123.64
10	122.48	121.81	122.81	122.81	122.83	122.83	122.88	122.85
11	121.76	121.37	122.10	122.12	122.09	122.09	122.12	122.11
12	121.42	122.29	122.25	122.28	122.23	122.23	122.24	122.24
13	120.74	120.88	121.62	121.65	121.59	121.59	121.59	121.60
14	119.57	119.13	120.07	120.12	120.02	120.02	120.00	120.02
15	118.95	118.96	119.24	119.32	119.18	119.17	119.14	119.17
16	119.47	119.37	119.59	119.64	119.54	119.54	119.51	119.54
17	118.55	118.37	118.75	118.82	118.69	118.69	118.65	118.68
18	115.56	117.01	116.35	116.59	116.10	116.07	115.83	116.04
19	116.27	115.51	116.75	116.91	116.57	116.56	116.36	116.52
20	118.61	117.21	118.62	118.65	118.60	118.60	118.58	118.60
21	110.86	110.01	110.91	110.92	110.89	110.89	110.87	110.89
22	114.85	114.97	115.43	115.41	115.40	115.40	115.41	115.40
23	113.73	113.74	111.57	111.57	111.57	111.57	111.56	111.57
24	114.44	113.82	112.29	112.29	112.29	112.29	112.29	112.29

表 5-14 設定②における解析結果（河床変動：青は侵食，赤は堆積）

断面 番号	2008 年の 河床変動 (m)	解析結果（河床変動（m））					
		CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5	CASE6
1	-0.04	-1.95	-3.48	-1.21	-1.28	-0.87	-1.17
2	-0.38	-1.80	-2.63	-1.15	-1.21	-0.87	-1.12
3	-1.18	-0.25	-0.53	0.02	-0.06	0.36	0.05
4	-0.76	-0.70	-1.12	-0.39	-0.45	-0.09	-0.36
5	-0.90	-0.21	-0.45	0.01	-0.03	0.24	0.04
6	-0.14	-0.32	-0.48	-0.12	-0.15	0.07	-0.09
7	0.41	-0.10	-0.17	0.01	0.00	0.14	0.04
8	0.31	-0.30	-0.35	-0.22	-0.23	-0.12	-0.19
9	-0.54	0.06	0.04	0.10	0.10	0.16	0.12
10	-0.66	0.34	0.33	0.36	0.35	0.40	0.37
11	-0.39	0.34	0.36	0.33	0.33	0.36	0.35
12	0.87	0.83	0.86	0.81	0.81	0.82	0.82
13	0.14	0.88	0.90	0.85	0.85	0.84	0.85
14	-0.44	0.50	0.55	0.45	0.45	0.43	0.46
15	0.01	0.29	0.37	0.23	0.22	0.19	0.23
16	-0.10	0.12	0.17	0.07	0.07	0.04	0.07
17	-0.18	0.20	0.26	0.14	0.14	0.10	0.13
18	1.44	0.78	1.02	0.53	0.51	0.27	0.48
19	-0.76	0.48	0.64	0.30	0.29	0.09	0.25
20	-1.40	0.01	0.03	-0.01	-0.01	-0.03	-0.02
21	-0.85	0.05	0.07	0.03	0.03	0.02	0.03
22	0.12	0.57	0.56	0.55	0.55	0.55	0.55
23	0.01	-2.16	-2.16	-2.16	-2.16	-2.17	-2.16
24	-0.61	-2.15	-2.15	-2.15	-2.15	-2.15	-2.15

5.4 まとめ

今回、河川支流からの粒度設定を2種類用意して1次元河床変動計算を行った。設定①における上流ダム貯水池の粒度設定においては、設定された浮遊砂は河床に影響しないことが確認された。掃流砂による土砂流出量の調整は局所的な河床上昇を発生させ、部分的には河床変動を再現する傾向が見られた。また、土砂流出量を増加させた支流の合流部上流側での河床上昇も確認できた。つまり、河床変動（支流からの土砂流出量）の調整は解析区間全体のバランスも重要であり、局所的な河床変動のみを制御するような状況では土砂流出量設定の前提条件が異なると考えられる。前提条件としては支流河道の形状や流量も挙げられるが本解析では構築した水文モデルや地形に基づいている。一方で、粒度設定については全支流一律に上流ダム貯水池のものが与えられていたことは本解析結果に影響を及ぼしたと考えられた。

設定②においては、支流河口の河床材料と七ツ山川河口付近の砂防ダムの粒度をもとに設定された。この設定による解析では、土砂流出量の変化がより広範囲に影響しており、河床材料で主体となる粒径の違いが河床変動を制御していることを示した。また、野川谷川のように解析時に河床材料を変更しても土砂流出状況が変わらないような河川が見受けられ、粒度の設定やその支流上流域からの現在の土砂流出状況についてさらに検討されるべきだと考えられた。

土砂流出量設定時の粒度を変更することは支流合流部直下の河床状況に強く影響し、長期的に見れば本流全域の変化にも影響してくると予測される。しかし、河床変動計算による再現ではまだ再現不可能な部分も確認される。特に、上流からの土砂流出は基本的に流量に依存するが、その前提として上流域から供給される土砂のストック量が不明であることが土砂流出量を正確に評価できない主要因であると考えられる。河床材料の粒度として支流域ごとに特徴づけられたとしても、本流河床変動状況は各支流域から細かい土砂流出や粗い土砂流出など多様な混合によって何通りも再現されてしまうためである。そのため、現在の土砂流出状況を把握する手法や指標が必要とされ、それらを河床変動計算にフィードバックすることで再現性の向上になると思われる。

参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所 環境研究部, 土木研究所 水環境研究グループ 自然共生センター: ダムと下流河川の物理環境との関係についての捉え方—下流河川の生物・生態系との関係把握に向けて—, 土砂の動きと河床材料の捉え方の基本, 国土技術政策総合研究所資料, No.521, 2009.
- 2) 角哲也: 流砂系における貯水池土砂管理の課題, 第8回ダム工学会公演集会講演集, pp. 1-14, 2003.
- 3) 建設省河川局砂防課 河川審議会: 河川審議「総合土砂管理小委員会」報告と今後の取り組み, 河川 No.628, 1998.
- 4) 国土交通省河川局監修 社団法人日本河川協会編, 国土交通省 河川砂防技術基準同解説, 計画編, 技報堂出版, pp. 3-64, 2005.
- 5) 白鳥昭浩: 総合的な土砂管理の推進について, ダム技術 No.159, pp.35-40, 1999.
- 6) 高須修二, 川崎秀明, 池田隆: 日本における貯水池堆砂対策技術の最新状況, ICOLD 第81回年次例会, pp. 84-89, 2014.
- 7) 宮崎県: 河川整備計画, ホームページ (<https://www.pref.miyazaki.lg.jp/kasen/shakaikiban/kasen/503.html>), pp. 1-19, 2009.
- 8) 吉武宏晃, 吉村健, 三谷泰浩: ダム貯水池への流入土砂量の把握に関する研究, 土木学会西部支部, 第7回土砂災害シンポジウム論文集, pp.187-192, 2009.
- 9) M.ホリー原著, 岡本俊一, 春山元寿 共訳, 侵食—理論と環境対策—, 森北出版株式会社, 1983.
- 10) 吉良八郎, ダム計画と堆砂(その2), 農業土木学会誌, Vol.50, No.12, pp.1051-1055, 1982.
- 11) 中西隆之介, 三谷泰浩, 池見洋明: 地質による河川支流からの砂・細粒分の土砂流出比率の評価に関する研究, 第8回土砂災害に関するシンポジウム論文集, pp. 157-162, 2016.
- 12) 鈴木隆介, 建設技術者のための地形図読図入門, 第3巻段丘・丘陵・山地, 古今書院, pp.722-730, 2000.
- 13) 田代喬, 佐藤圭輔, 中村直斗, 登立公平, 辻本哲郎, 流域の地質構造・地形特性に着目した河川景観の階層性の分析, 河川技術論文集, Vol.13, pp.279-284, 2007.
- 14) Victor C. Miller, A Quantitative Geomorphic Study of Drainage Basin Characteristics in the Clinch Mountain Area, Virginia and Tennessee, Technical report, Vol.3, Columbia Univ., 1953.
- 15) Stanley A. Schumm, Evolution of drainage systems and slopes in badlands at Perth Amboy, New Jersey, Bulletin of the geological society of America, Vol.67, pp597-646,

1956.

- 16) Strahler, A.N., Quantitative geomorphology of drainage basins and channel networks, Handbook of Applied Hydrology, Vol.4, pp39-76, 1964.
- 17) Stanley A. schumm, The relation of drainage basin relief to sediment loss, IAHS, Pub.36, pp216-219, 1954.
- 18) Strahler A.N., Dimensiona analysis applied to fluvially eroded landforms, Bulletin of the geological society of America, Vol.69, pp279-300, 1968.
- 19) 吉武宏晃, ダム・貯水池における土砂流入現象の解明と土砂管理の高度化に関する研究, 第3章, pp51-53, 2015.
- 20) David R. Montgomery, Tim B. Abbe, John M. Buffington, N. Phill Peterson, Kevin M. Schmidt & Jonathan D. stock, Distribution of bedrock and allvial channels in forested mountain drainage basins, Letters to Nature, Vol.3, 2007.

第 6 章 GIS を用いた大規模土砂生産時の土砂移動状況の把握

6.1 はじめに

6.1.1 平成 29 年 7 月九州北部豪雨災害の概要

平成 29 年 7 月九州北部，福岡県と大分県を中心として集中豪雨が発生し，7 月 5 日から 6 日にかけて総降水量が多い地域で 500mm を超えたと気象庁より報告されている。また，福岡県朝倉市や大分県日田市等で 24 時間降水量の値が観測史上 1 位を更新するなど，非常に短期間で多くの雨が降り注いだ。九州北部豪雨災害では豪雨に加え，多数の斜面崩壊や土石流などの大規模な土砂移動が発生したことにより，河岸侵食や河道閉塞を引き起こし災害前後で河川環境に大きな変化をもたらしている。本災害で発生した土砂は従来の河川の強度・許容量を上回っており，本来谷底平野である地域に住宅等があったため，道路や鉄道といった交通インフラ，電気・水道等のライフラインへ大きな被害が発生した。

九州北部豪雨災害で発生した土砂災害発生件数は，2017 年 8 月 31 日時点で 307 件であり，うち土石流等：163 件，地すべり：3 件，がけ崩れ：141 件であることが国土交通省水管理・国土保全局砂防部が公開している資料¹⁾により報告されている。しかし，これらは人家被害や人的被害により報告されているものであり，崩壊斜面を考えるとその件数を把握することは難しく，事前に災害箇所（特に斜面災害）に関する予測が住民へ周知されることが期待されている。土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律（通称：土砂災害防止法²⁾）として，がけ崩れや土石流，地滑りなどの土砂災害が発生する可能性のある箇所を指定し，対策工事やその土地の利用に関する制限をする等の推進を図るものがある。このような法律により，現状として土砂災害の危険性の高い地域については統計データに基づき事前に把握されている。その概要³⁾については図 6-1 に示すとおりである。しかし，昨今の降雨傾向としてはこれまでの統計情報とは一致しない降り方（いわゆる異常気象と呼ばれるもの）をすることも増えてきており，統計的な手法のみで土砂災害の危険性の評価を補佐することができない可能性が出てきている。

朝倉地区における崩壊について崩壊地の平均傾斜角は約 34.7° と報告されており⁴⁾，全国の斜面崩壊の統計データ⁵⁾（図 6-2）によると平均は約 40° であり，本災害における斜面崩壊は全国的にも低い傾斜角において発生している。これらは長期的に大規模な豪雨が発生したことにより，地下水位などが上昇したことなどが要因ではないかと推測される。

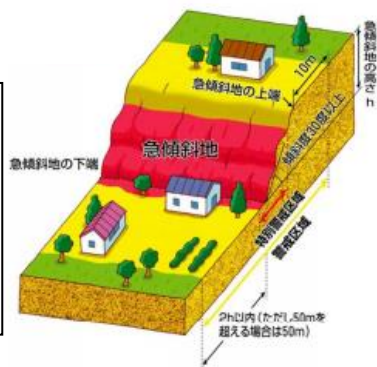
急傾斜地の崩壊

：傾斜度が 30° 以上である土地が崩壊する自然現象



主な特徴

- ・傾斜角 30° 以上
- ・高さ 5 m
- ・予兆として水の噴出, 亀裂等



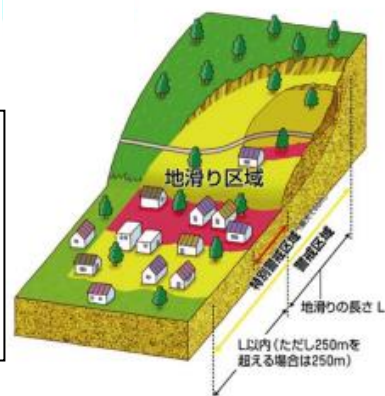
地滑り

：土地の一部が地下水等に起因して滑る自然現象
またはこれに伴って移動する自然現象



主な特徴

- ・ 5° ~ 20° の緩傾斜
- ・地下水の影響大
- ・再発性が高い
- ・1~100ha 等大規模



土石流

：山腹が崩壊して生じた土石等又は溪流の土石などが一体となって流下する自然現象



主な特徴

- ・岩塊や流木を伴う
- ・河道閉塞後決壊し土石流化する場合がある
- ・崩壊に対して影響範囲が広い



土砂災害警戒区域

急傾斜地の崩壊等が発生した際に、住民などの生命又は身体に危害が生じるおそれがあると認められる区域。危険の周知、警戒避難体制が整備される。

土砂災害特別警戒区域

建築物に損壊が生じ住民等の生命又は身体に著しい危害が生ずるおそれがあると認められる区域。特定の開発行為に対する許可制、建築物の構造規制等が行われる。

図 6-1 土砂災害種別ごとの土砂災害警戒区域・特別警戒区域に関する概要 3)

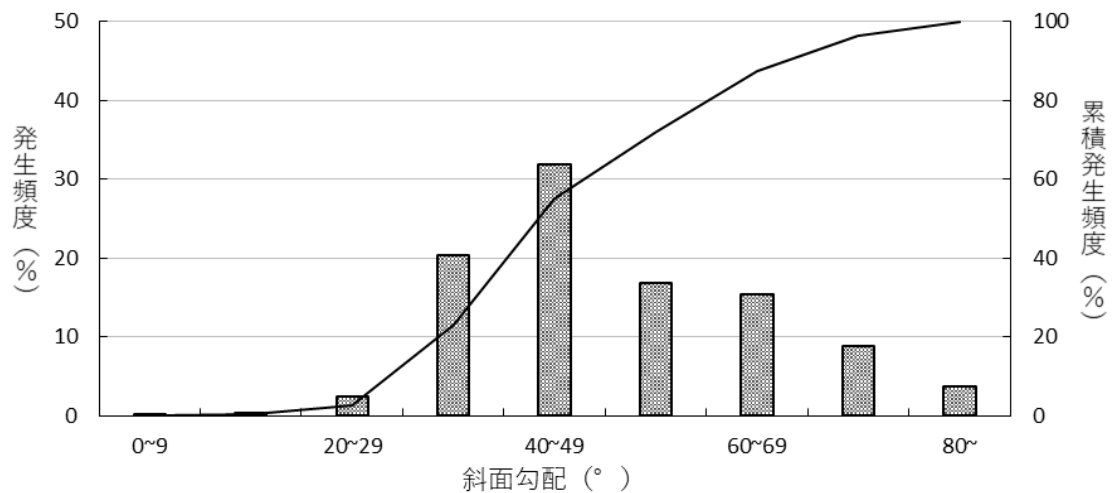


図 6-2 全国の崩壊地の平均傾斜角⁵⁾

6.1.2 大規模土砂生産時の土砂移動状況の把握に関する既往研究

(1) 広域土砂災害の被害状況把握に関する研究⁶⁾

この研究論文では、人工衛星に搭載されている合成開口レーダー (SAR) の災害への活用が広域的な土砂災害に対する迅速な対応につながるということが述べられている。しかし、実際に災害時に発生する河道閉塞や土石流の発生等の確認については、各種災害事例から特徴的な指標が決まるまでは SAR 画像から最大被害を推定することは難しい課題として挙げられている。この論文においては、SAR 画像を用いた崩壊地の抽出の条件やその抽出精度について論じられており、航空写真判読結果から得た崩壊地を正とした場合の認識率は、面積 10,000 m² 以上の崩壊地で 60~80% 程度であり、面積 40,000 m² 以上の崩壊地で 80~100% であると報告している。また、抽出限界崩壊地規模については 3×3 メッシュ相当で面積 900m² 未満、5×5 メッシュ相当では面積 2,500m² 未満と推測している。河道閉塞の視認性に関する検討も実施されているが、高分解能 SAR 画像を用いても河道閉塞箇所の抽出精度は 50~70% に留まっている。

(2) 無人航空機を活用した被災状況の把握

昨今では国交省の推奨する i-Construction の影響もあり、無人航空機 (UAV) を用いた測量や撮影などによる 3 次元データの取得を災害時の被災状況の把握と連携する取り組みが増えてきている。

例えば、UAV と地上型レーザースキャナによる地物の計測、特に河川構造物の計測をした事例⁷⁾がある。地上レーザ測量により得られる 3 次元データは、植生の繁茂している状態

から、植生を除いたグラウンドデータを作成することが可能であると報告されている。また、基準点測量を約9割減少できるとの報告もあり、作業効率面においても有用である。一方で、水域における地盤高や悪天候時の計測には不向きであり、測量計器の設置位置により計測範囲が限定されるため、災害直後の対応には運用が難しいと推測される。

UAVによる空中写真測量では写真や動画などの撮影データとそれらの解析から3次元データとして地物の形状を得ることができる。そのため、UAVの有用性について次の2点が挙げられている。ひとつは人が立ち入れない急峻な箇所や安全対策上立ち入りが危険な箇所を斜め写真や動画として確認できるため、災害時においても迅速かつ包括的に現地状況の確認が可能であるという点⁸⁾。もうひとつは、取得した3次元データを用いれば計測対象地物を任意の視点から確認でき、災害時だけでなく平時の計測においても多岐にわたる活用の可能性がある点である。

また、UAVの利活用は地物の撮影のみに留まらず、通信インフラとしての活用も期待されている。例えば、コンピュータ制御による自立飛行が可能な小型の無人航空機を用いた無人航空機システムを用いた無線中継の研究がある⁹⁾。無線中継が実現できれば、災害時に孤立した地域を的確に特定して被災状況の把握と通信を確保することができ、衛星通信システムと補完し合いながら被災後の迅速な対応が可能になると期待されている。

6.1.3 本章の流れ

本章では、九州北部豪雨災害により発生した崩壊地と流域地形との関係性の分析を行い、斜面崩壊に影響する因子として重要な要因について検討を行う。対象流域は福岡県筑後川流域の一支流である赤谷川の支流、乙石川とする。

はじめに、九州北部豪雨で発生した崩壊地の把握・特徴分析を行い、乙石川流域内における崩壊地分布のばらつきやその特徴の把握を行う。九州北部豪雨災害における土砂災害は、斜面崩壊による土砂生産から降雨による土砂の移動、その過程における侵食や堆積、そして流域外への排出など様々な現象が混在している。そのため、災害後に撮影された航空写真においても崩壊地のみを判読することは難しい。そこで、災害後に緊急的に計測された航空レーザ測量データ（標高データ）を利用し、崩壊地のみを抽出することを試みる。抽出された崩壊地に関しては、崩壊面積や傾斜角などの一般的なパラメータについて統計分析を実施し、土砂生産の分布に地形的な影響や偏りがないか評価を行う。また、乙石川流域内では新たな断層（以下、乙石断層¹⁰⁾）が確認されており、乙石断層を境に流域地形の発達過程の違いにより崩壊地の分布に偏りが生じることが懸念されている。そこで、乙石川流域の一次河川や二次河川のような支流域に対して地形分析を行い、流域特徴の差異や崩壊地の有無との関係性について検討を行う。そのうえで、地形発達に着目した土砂生産に関する評価を行い、実際の土砂移動状況の調査や水文調査から現在の土砂移動状況について総評する。

6.2 崩壊地の特徴および土砂生産量の分析

6.2.1 流域地形データを駆使した崩壊地の目視判読

崩壊地の判読に使用したデータは以下のとおりである。

- ① 国土地理院 正射画像_空中写真（東峰地区）（7/30_31 撮影）
- ② 国土地理院 正射画像_空中写真（朝倉地区）（7/13 撮影）
- ③ （株）パスコ社製 1mDEM および 1mDSM
- ④ アジア航測（株）社製 1mDEM および 1mDEM

空中写真を用いた目視判読作業は GIS を用いて縮尺 5000 分の 1 で実施している。使用したソフトは ArcGIS Pro 2.2.4 である。

まずは、空中写真より目視により被害状況がどこまで把握することが可能であるか確認を行った。判読には雲などの判読に影響する要因を除外するため①および②の両空中写真を使用している。はじめに作成した判読データは図 6-3 に示すとおりである。この判読データには、崩壊地や土石流に伴った侵食された河道、土砂移動によって破壊された田畑や道路も範囲として含まれている。そのため、崩壊地のみを抽出するため航空レーザ測量により作成された DEM および DSM を活用した。基本的に判読には DEM を用いるが、家屋や植生が判読の際の指標として DSM が必要となるため、両データの比較も判読作業に含む。

これらの目視判読データを土石流や侵食堆積現象の影響を受け土砂が移動した範囲である侵食堆積域と崩壊域（崩壊地）の 2 種類に目視により分類する。崩壊と土石流は一連の現象であり、崩壊地と崩壊した土砂（以下、崩積土）が流水により移動した範囲を空中写真の色味だけで判別することは大変困難である。一方で、災害後の現地踏査から乙石川本流やその支流末端付近においては水位変化により、河岸形状が高さ数十センチから数メートルに露骨に侵食されている箇所が至る所で散見され、崩壊斜面と河川の境界を際立たせていた。また、土石流は一般的に岩塊や流木を伴い、巨岩などの重いものが先頭に集中して回転するように流下することから、その破壊力は災害後の地形にも痕跡を残したと推測される。上流部については、土石流により侵食された箇所も多い。このような状況を加味すれば地形により侵食堆積域と崩壊地に分類できると考えられる。

崩壊地の定義については、図 6-4 に示す。崩壊地は崩壊部および崩壊により発生した土砂が堆積した範囲であると定義する。本災害においては、多くの崩壊地が谷部で発生したものであるため、河川および地表を流れる流水および土石流の影響を強く受けている。また、崩壊地下部においては堆積により標高が上昇している箇所もあれば段差を形成するほど侵食されている箇所も見受けられる。そのため、特に谷部における崩壊地については図 6-4 左に示すように谷部の流れ方向の影響を考慮し、崩壊地と堆積侵食域の境界線を決定する。独立した崩壊地は、図 6-4 右に示すように崩壊及び崩壊により影響を受けた範囲と定義する。

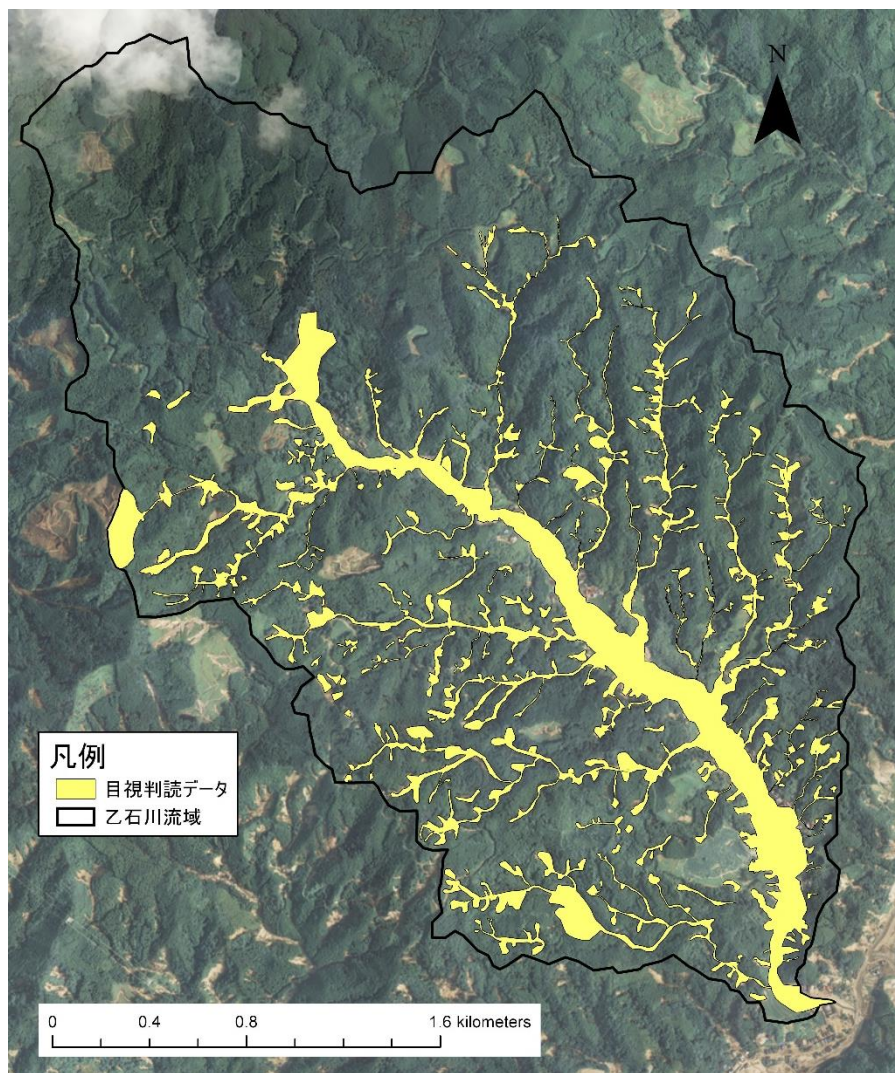


図 6-3 乙石川流域の災害後判読ポリゴン

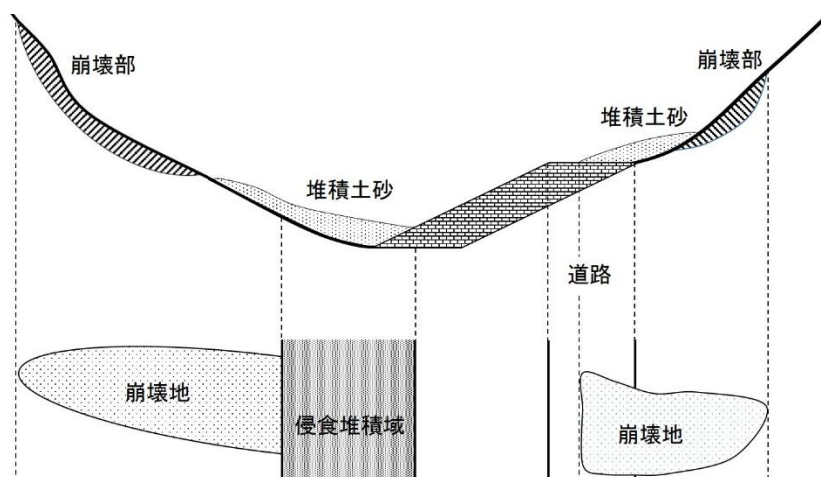
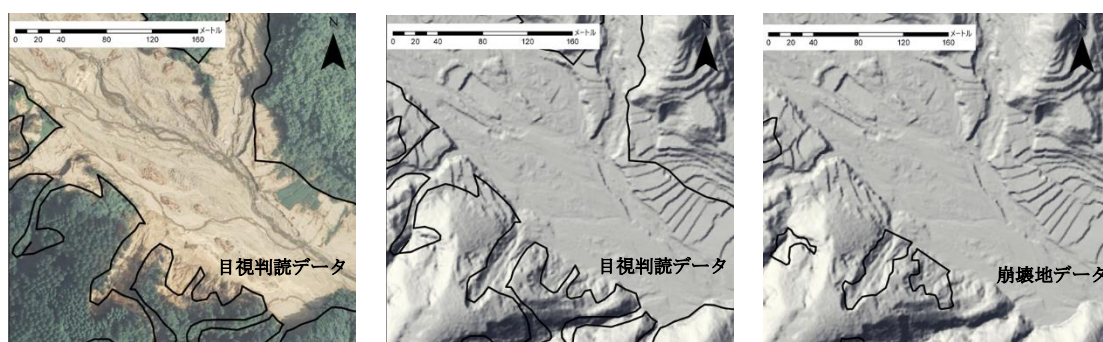


図 6-4 崩壊地の定義



(a) 侵食堆積域と崩壊地 (b) 侵食堆積域と崩壊地 (c) 崩壊地
(背景：空中写真①) (背景：陰影起伏図) (背景：陰影起伏図)

図 6-5 地形データを用いた目視判読による崩壊地抽出の一例

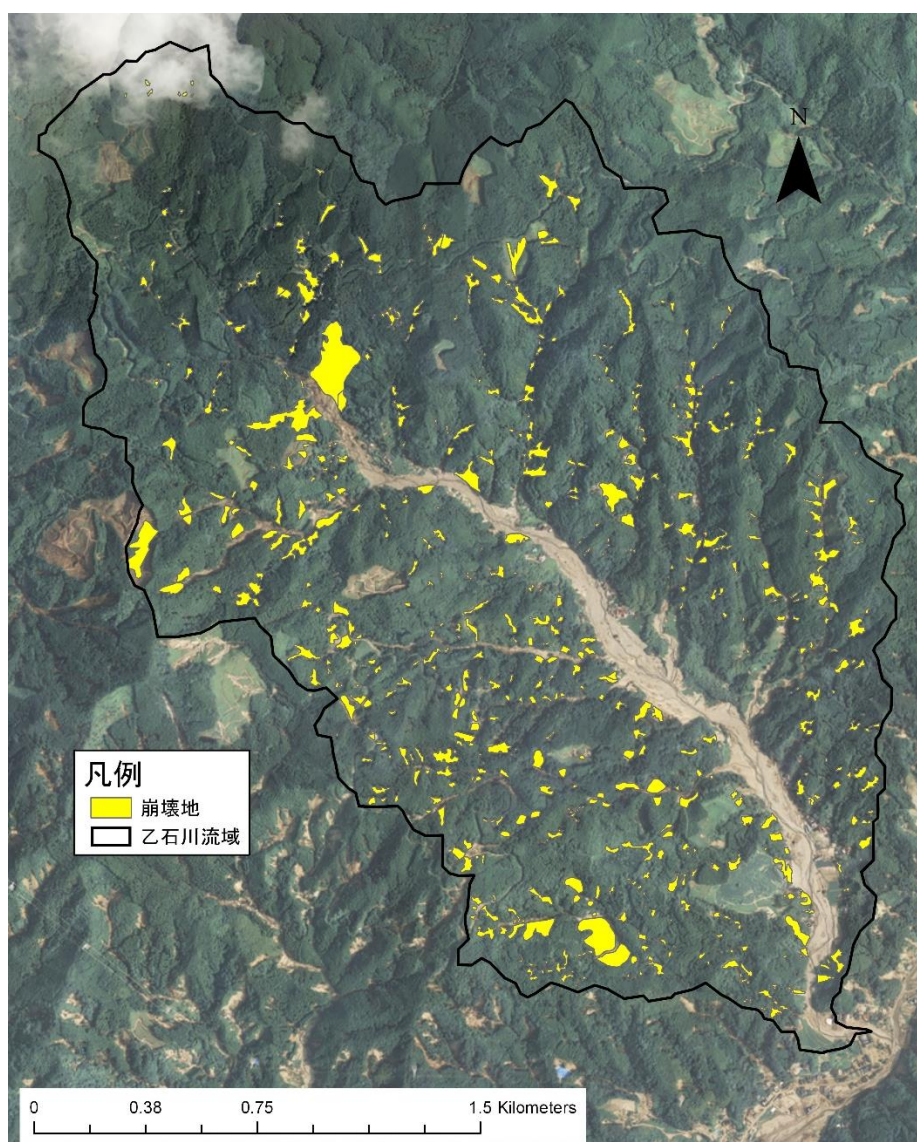


図 6-6 抽出した崩壊地の分布図

そこで、「陰影起伏図」と「傾斜角図」を用いて、崩壊判読データから崩壊地の抽出を行った。Arc GIS Pro には拡大縮小によりデータの表示範囲に応じて表示範囲内でデータの統計をやり直しシンボルの濃淡を変更する機能（ダイナミックレンジ調整）があり、拡大するほど表示範囲内の数値変化を詳細に確認できるため、分類の際に縮尺の統一は行わず拡大して詳細に崩壊地形を確認している。図 6-5 に判読を行った一例を示している。図 6-5 (a) と (b) については、崩壊地を見ると陰影起伏図においては凹凸が目立つのに対して、侵食堆積域は画像上の凹凸はあまり見られない。(c) については、抽出された崩壊地のみ表示しており、傾斜角図では崩壊地上部のフチが際立つのでこれらの情報を比較して崩壊地は改めて修正されている。図 6-6 は①、②の空中写真および③、④より作成された陰影起伏図、傾斜角図より抽出された崩壊地の分布である。

6.2.2 崩壊地情報の統計分析

本災害における乙石川流域の崩壊地の特徴について定量的に評価するために、崩壊地の特徴として崩壊地単位で表 6-1 に示すパラメータを整理した。計算に使用した DEM はすべて崩壊前に計測された（株）ダイヤコンサルタントの H27.1 のデータである。

まず、抽出された崩壊地の件数については左岸側支流 283 件、右岸側支流 323 件であった。崩壊地面積の合計を計算した結果として右岸側支流で 151,469m² であり、左岸側支流域では 113,916m² であった。表 6-2 に左岸及び右岸側の支流域における崩壊地のパラメータを比較するために各崩壊地の統計情報の平均値を計算した結果を示す。

表 6-1 崩壊地に対して整理したパラメータ

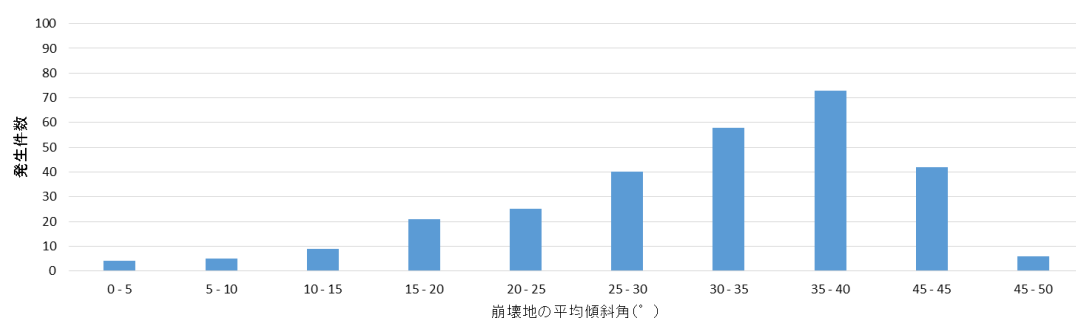
パラメータ	定義
崩壊標高	斜面の重心位置の標高
崩壊高さ	斜面の最高標高から最低標高を引いたもの
崩壊面積	斜面を水平投影した面積
斜面方向	斜面の最大傾斜方向、北を 0° とした時計回りの角度
崩壊長	最高標高位置から最低標高位置までの水平投影距離
崩壊幅	崩壊面積を崩壊長で除したもの（斜面を長方形と仮定）
崩壊比	崩壊幅を崩壊長で除したもの
平均傾斜角	斜面の傾斜角の平均値（セルサイズは 5m）

表 6-2 各崩壊地パラメータの平均値

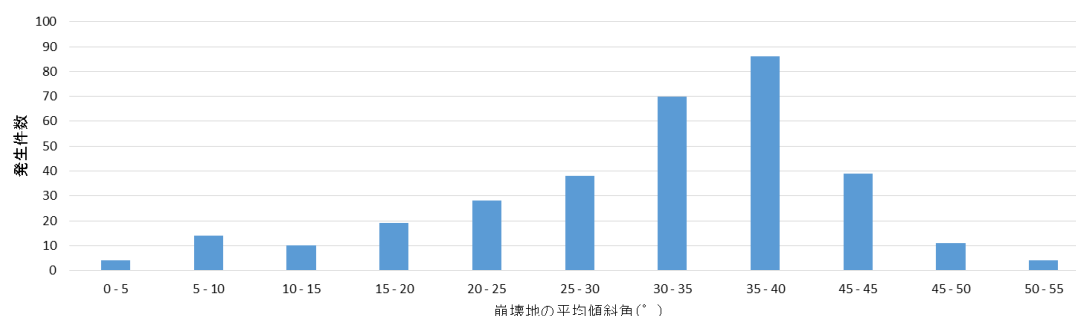
パラメータ	崩壊高さ (m)	崩壊面積 (m ²)	崩壊比	平均傾斜角 (°)
右岸側支流	18.0	479	0.52	30.5
左岸側支流	17.8	400	0.56	31.3

崩壊高さ（斜面内の最大標高と最低標高の差分）については **0.2m** ほどであり有意な差ではないように思える。崩壊地は右岸側が左岸側の 1.3 倍程度の崩壊地を有するので、当然崩壊面積の平均値も大きい。崩壊地の形状に着目すると崩壊比（崩壊幅／崩壊長）は左岸側で大きく、右岸側の崩壊地の方が縦長な崩壊形状を呈している。全体的に左岸側の崩壊地より 1 箇所あたり崩壊面積が大きく、崩壊形状としては左岸よりも正方形に近い（平均値における崩壊幅の差は **1.1m**，崩壊長の差は約 **1.6m**）。また、崩壊地の平均傾斜角は左岸側支流域において **30.5°**，右岸側支流域において **31.3°** と全国的に見ても緩やかであり、その分布について詳しく検討を行った（図 6-7）。

崩壊地の平均傾斜角の分布は図 6-7 に示すような状況であり、全国的に見ればほとんど崩壊しないような **30°** 以下における崩壊が全体の **35%**程度を占めている（217 件/606 件中）。崩壊地として抽出したデータを対象とした統計ではあるが、本災害においては土石流や侵食を伴っていたため本来は崩壊しないような安定斜面が谷部の侵食により随伴的に崩壊したとみられる。これらの **30°** 以下の崩壊地を除外した場合の左岸側及び右岸側支流の崩壊地の平均傾斜角は **34.7° 37.5°** であり、それでもやはり全国的に見て低い傾向にある。



(a) 左岸側支流



(a) 右岸側支流

図 6-7 崩壊地の平均傾斜角の分布

6.3 土砂移動範囲の侵食・堆積状況の評価

崩壊地から流出した土砂の移動状況の評価するために、乙石本流において堆積、侵食傾向の把握を実施した。

6.3.1 土砂移動範囲の目視判読

評価に用いる本流部分の範囲については目視判読データをベースとして、河川支流河口部で区切り、本流部のみの土砂移動範囲として修正を行った。また、判読に用いた航空写真は、国土地理院の正射画像_空中写真（東峰地区）（7/30_31 撮影）を用いた。

6.3.2 侵食・堆積の定量評価および豪雨災害時の土砂挙動の考察

図 6-8 に乙石川本流部の土砂移動範囲における河床変動の評価を行った図を示す。使用したデータは、（災害前）（株）ダイヤコンサルタントの H29.1 の測量データ及び（災害後）（株）パスコ社製 H29.7 の測量データである。判読した土砂移動範囲内における差分計算を GIS により実施した。プラス値が堆積であり、マイナス値が侵食である。

図 6-8 からは、流域下流部および上流部に堆積傾向が見られる。特に上流部の堆積傾向については、大規模崩壊地（約 24,000m²）の直下に位置しており、その影響を強く受けた堆積傾向であると考えられる。表 6-3 に図 6-8 に示す A～C 点の位置で確認した上流域の崩壊地の統計データを示す。各位置における集水域内の崩壊面積比率（崩壊面積を集水域面積で除したもの）を見ると、下流に行くほど崩壊面積比率は大きくなる傾向が確認できる。数値の上昇率から乙石川の中流域から下流域に崩壊地が多いと考えられる。図 6-8 の本流河床変動の評価で中流域においては侵食傾向にあるが、下流域では堆積傾向を示していることから下流域ではより河川の流下能力を超えた土砂が各支流から流出しており、堆積が生じたと推測される。また、中流域からよく土砂が流出し、本流下流域の堆積傾向を助長したとも考えることができる。

表 6-3 崩壊面積の縦断的な分布

上流域の崩壊地 確認箇所	集水域面積（m ² ）	集水域の崩壊面積 の合計（m ² ）	集水域の崩壊面積比率
A	1,193,903	59,600	0.050
B	3,542,410	202,714	0.057
C	5,944,678	354,809	0.060

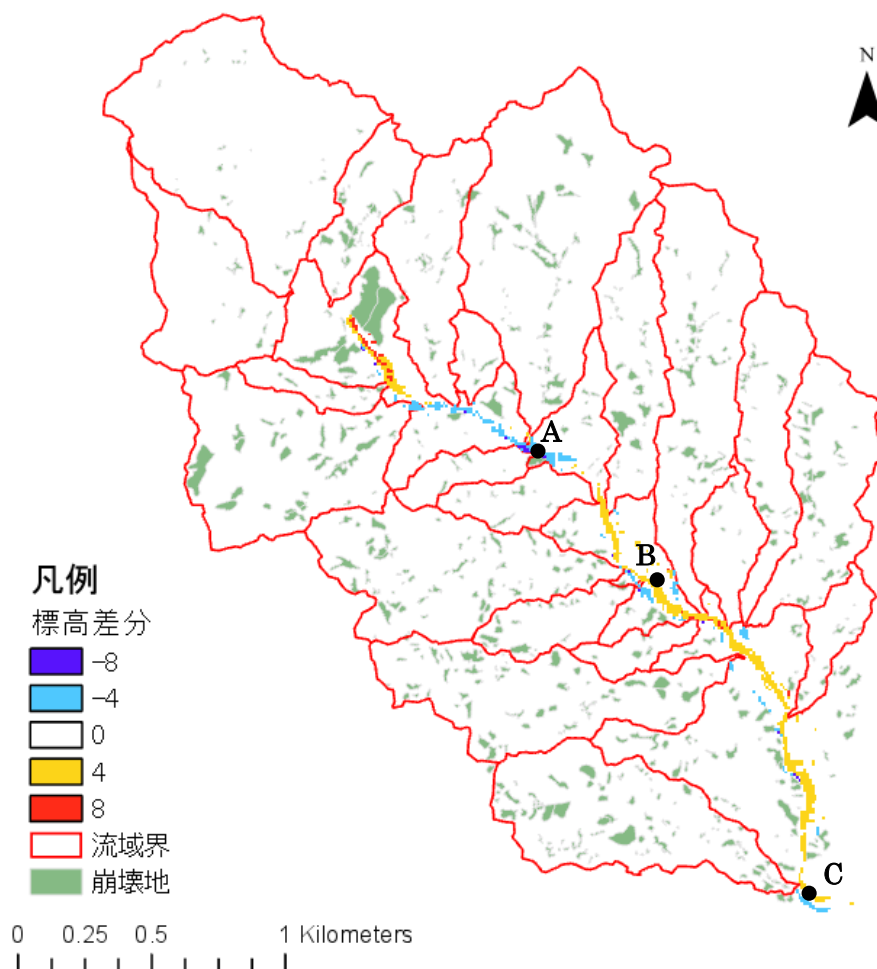


図 6-8 乙石川本流部の土砂移動範囲における河床変動
(A～C のポイントで上流域の崩壊面積を評価)

6.4 流域単位の土砂移動特徴の評価

6.4.1 災害直後の河道状況の調査

災害後に乙石川流域内の土砂移動状況を確認するために現地踏査を行った。実施した期間は 2017 年の 8 月、9 月及び 11 月である。ただし、11 月の調査についてはすでに災害普及のため土砂の人為的な移動等が行われているため、本流の土砂堆積状況については 8 月及び 9 月の調査状況に基づいている。本調査では、特徴的な堆積状況の変化の記録と本流堆積土砂の堆積厚の測定を実施した。写真の撮影位置および測定した堆積厚を図 6-9 に示す。

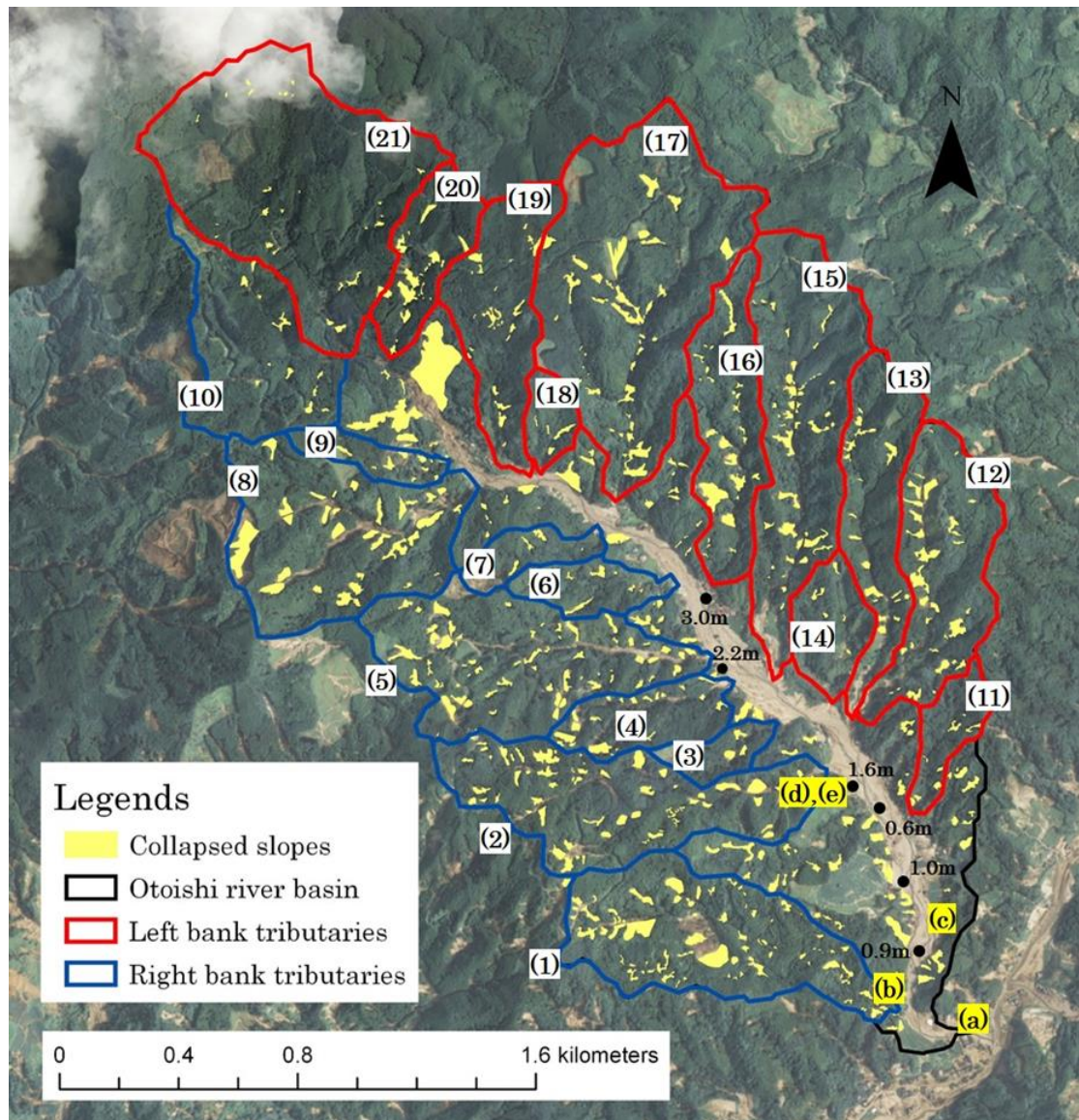


図 6-9 撮影した写真の位置及び測定した堆積厚

(1) 河道の侵食状況および洪水堆積物の特徴

1) 松末小学校付近の乙石川左岸側の侵食状況 (図 6-10 (a))

この付近では、大幅な河道侵食が発生しており、埋設されていたパイプライン等が露出するような状況が確認された。侵食された河道の断面は、断面底部から厚さ 1 m のシルト質礫層、厚さ 1 m のシルト質砂層、最上部に植生を挟みおよそ 30 cm の緩い砂層で構成されている。植生より下部の層は、過去の災害による堆積物であり本災害により侵食され露出したと推測される。最も下部に位置するシルト質礫層は、洪水堆積物等に見られる層状の構造を持たず、礫の一部には花崗岩を含み板状の結晶片岩が目立っている。また、粗礫から粗石サイズの材料により構成されている。中部に位置するシルト質砂層は、層状の構造を持ち、

中礫を主体とする部分も一部確認される。植生上部の砂層は、河床を構成する土砂と同じ性質の土砂であり、本災害による堆積物である。この堆積物は主に細礫から砂で構成される。また、これらの堆積物が中礫程度の礫により覆われた状態の堆積箇所が調査中数度確認された。

2) 松末小学校から 180m 上流の乙石川右岸側の侵食状況（図 6-10 (b)）

水面から約 30cm までの高さまでは、風化した褐色の花崗岩の層が確認される。そして、その上部にはシルト質礫層が約 1 m 分布しており、さらにその上部に厚さ 1.5 m のシルト質砂層が分布している。写真右側ほど花崗岩の層が厚く、中部の礫層は場所により分布していない。また、観察した断面の一部に砂層と花崗岩の境界でパイピングが生じたと思われる箇所があり、水の噴出により洗われたと推測される礫分がその下部で確認された。

3) 侵食により露出した古い石垣と侵食断面の状況（図 6-10 (c)）

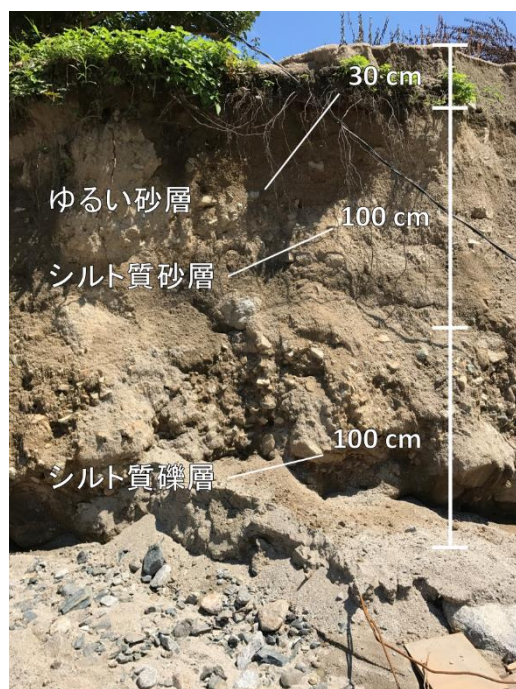
この侵食が観察された箇所は、松末小学校より 545m 上流の左岸側である。この侵食断面上部は、農耕地であり写真より確認される石は古い石垣と推察される。その上部に無構造の巨礫を含むシルト質砂層が約 1 m の厚さで分布している。さらにその上部に約 20cm の厚さの砂層が分布しており、この堆積層は現在の（災害前の）石垣の高さより上部に位置するものであると確認された。

4) 本災害による洪水堆積物（図 6-10 (d)）

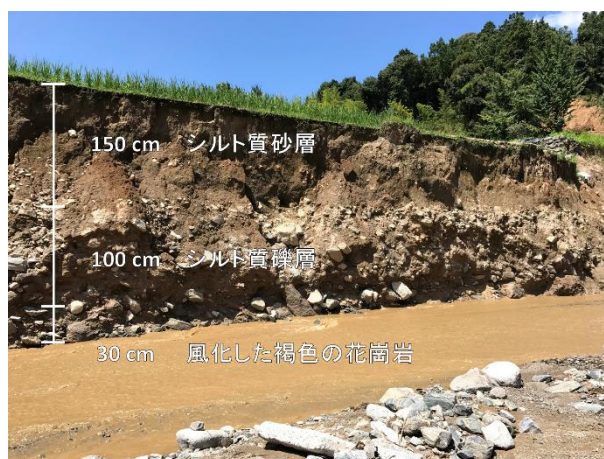
この洪水堆積物は、乙石川下流の各所で確認されたものである。写真の洪水堆積物は 80cm から 60cm のものであり、崩壊や上流部の土石流堆積物を土砂供給源として、水流により運搬され、乙石川下流部の各所で堆積したと推測される。この堆積物の主な粒径は砂から細礫サイズであり、その中部では中礫サイズの狭い層が 2～3 層確認できる。堆積物表層は、板状の中礫から粗礫で被覆されている状況が特徴的であり、粘土分は少なく乾燥した堆積物は脆い。

5) 乙石川本流部の災害後流量が低下した状態における土砂移動状況（図 6-10 (e)）

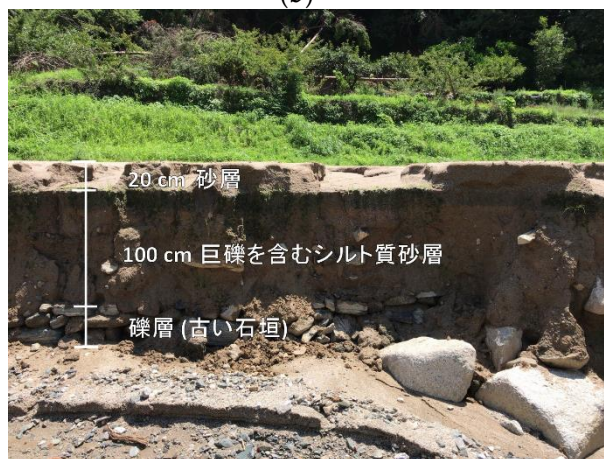
写真は 8 月初旬に調査した際の乙石川本流部における状況である。調査地の河床勾配は緩やかであり、水深は 10cm 程度である。水は濁水となっており、水流部の河床は足が沈むほどの強度であり洪水堆積物に比べて細粒分や砂が集中的に分布していた。また、写真中の黒い物体は約 5 cm 程度の礫分であり、中礫程度の礫がいくつも河床を転動している様子を



(a)



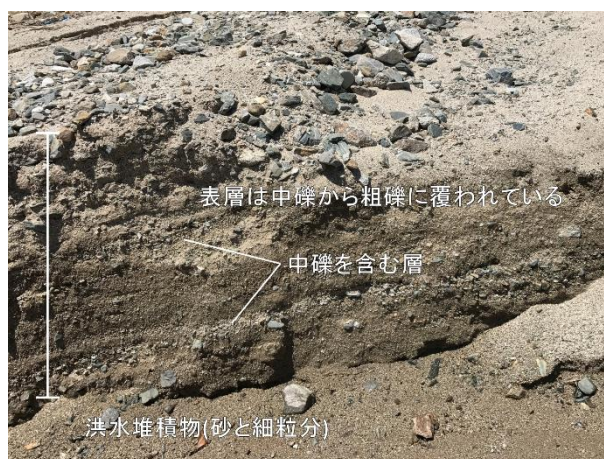
(b)



(c)



(e)



(d)

図 6-10 撮影した現地写真，(a) 松末小学校付近の乙石川左岸侵食断面の写真，(b) 乙石川下流部の右岸側侵食断面の写真，(c) 侵食により露出した礫分を含む砂層断面の写真，(d) 乙石川本流で確認した砂および中礫で構成される洪水堆積物の写真，(e) 災害直後の乙石川本流の土砂移動状況の写真

確認した。この時期の水流では動かないような礫が移動した要因としては、河床を構成している細粒分の存在比率が大きく、頻繁に動いているため、礫分下部の河床が安定せず流動して緩やかな河床勾配に従って移動していたと考察できる。

（２） 堆積物厚さの計測

堆積物の厚さの計測は、重機による掘削作業が始まった９月に実施され、計６箇所では堆積物層の厚さを計測した。計測位置とその厚さは、図 6-9 に示すとおりである。また、これらは人為的な土砂の移動が行われていない堆積物に対して実施されたものである。しかし、谷底平野部の堆積領域だけでも依然として多く、大きすぎて安全上立ち入りが困難な場所も多かった。

堆積物の特徴としてはまず、堆積物の厚さは均一ではなく、上流側に行くほど谷部が狭くなり、それに伴って堆積層厚も増加する傾向が確認された。通常は、図 6-10 (d) に示すような中礫層を有する砂を主体とした堆積物が各所に存在していた。堆積層厚 2.2m が確認された付近では、シルト質で中礫や粗礫を含む構造を持たない堆積物が確認されている。この堆積物は、下部に厚さ 40cm 程度の洪水堆積物、その上部は厚さ 1.8m ほどの無構造なものであった。この地点は支流部の出口でもあったため支流からの土石流堆積物であると推測された。しかし、本流の堆積物としてはまだ洪水堆積物の割合の方が多いエリアである。以上より、斜面の崩壊と土石流の発生には時間差があるのではないかと考察している。

6.4.2 河川の流量及びシリカフラックスの分布

（１） シリカフラックス計測の意義

流域末端の河川水は、降雨が表層流や中間流、基底流など様々なプロセスを経て最終的にこれらが混合されたものである。河川水中のシリカフラックスについては、水－岩石反応だけで説明可能である¹¹⁾と言われており、長期的な岩石の風化程度の指標として用いられる¹²⁾。土壌中のシリカは水との反応により容易に溶出することから、降雨による山地溪流における流量の時間的変化などの短期的な現象に用いられた事例¹³⁾もあり、流域内における残存土砂量や水文的なプロセスの違いの評価指標となることが期待される。

（２） 調査の手法及び時期について

河川流量の計測及びシリカフラックスの調査が行われたのは、2017 年 11 月及び 12 月である。対象とした支流は、図 6-11 に示される右岸側 10 支流、左岸側 11 支流の計 21 支流である。乙石川支流の河川流量に関しては、希釈法および容器法により計測されている。ま

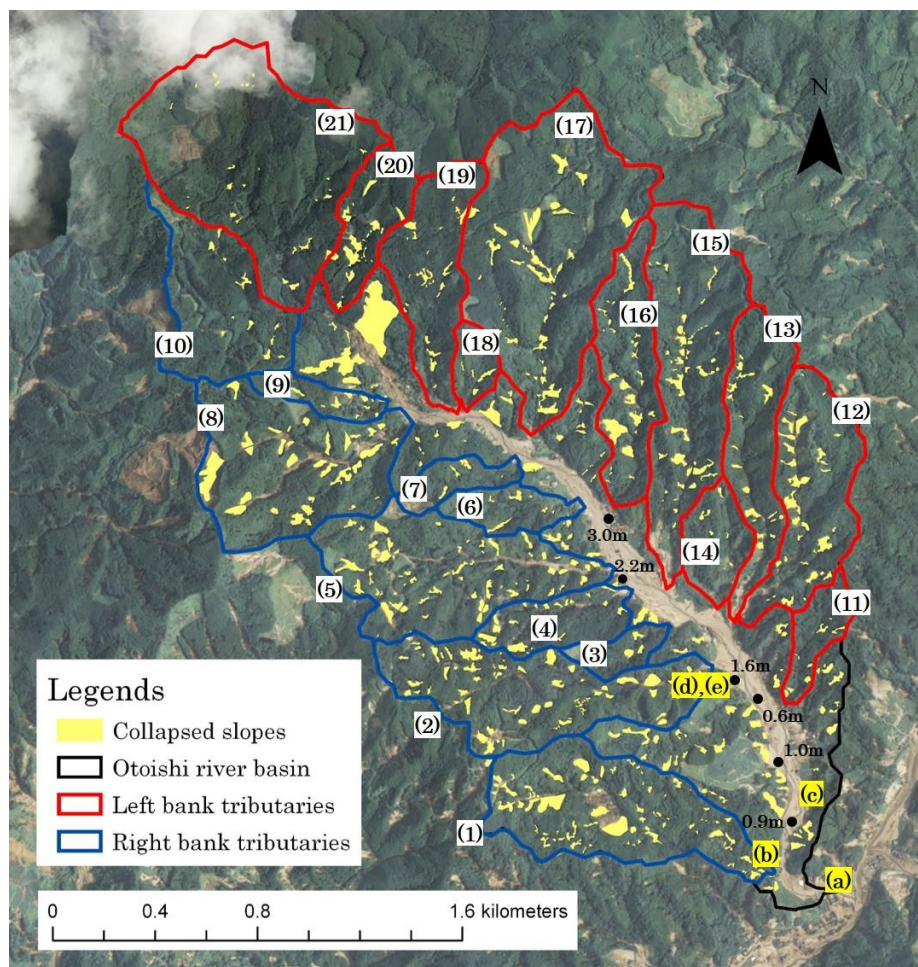


図 6-11 調査対象支流

た、溶存シリカの測定については河川水約 100mL のサンプリングを行い、 $0.45\mu\text{m}$ のフィルターで懸濁物質をろ過した後に、モリブデン黄法による比色法¹⁴⁾にて測定した。

(3) 調査結果およびその考察

計測された流量の平均値は、11 月で 2.4mm/day 、12 月は 2.1mm/day であった。アメダスによる朝倉地区の観測情報を確認すると、2017 年の 10 月～12 月の期間の月降水量は各々 295.5mm 、 22.5mm 、 17.0mm であり、降水量の減少に応じて河川流量も減少したことが推測される。溶存シリカ濃度の平均値は、11 月、12 月ともに支流で $290\mu\text{mol/L}$ であり、12 月に計測された本流における数値は $280\mu\text{mol/L}$ と支流に対してあまり変化しなかった。

図 6-12 は各支流の流量 (mm/day) 及び溶存シリカ濃度 ($\mu\text{mol/L}$) の関係を示している。右岸側 10 支流の計測値は赤丸で示され、左岸側 11 支流の計測値は黒丸で示されている。乙石川本流で計測された数値については、プラス記号で表示されている (4箇所)。河川流量は、右岸側支流においては $1\sim 2.5\text{mm/day}$ の範囲に分布しているのに対して、左岸側支流では $0.5\sim 4.5\text{mm/day}$ の比較的広範囲にわたって分布している。本流における計測

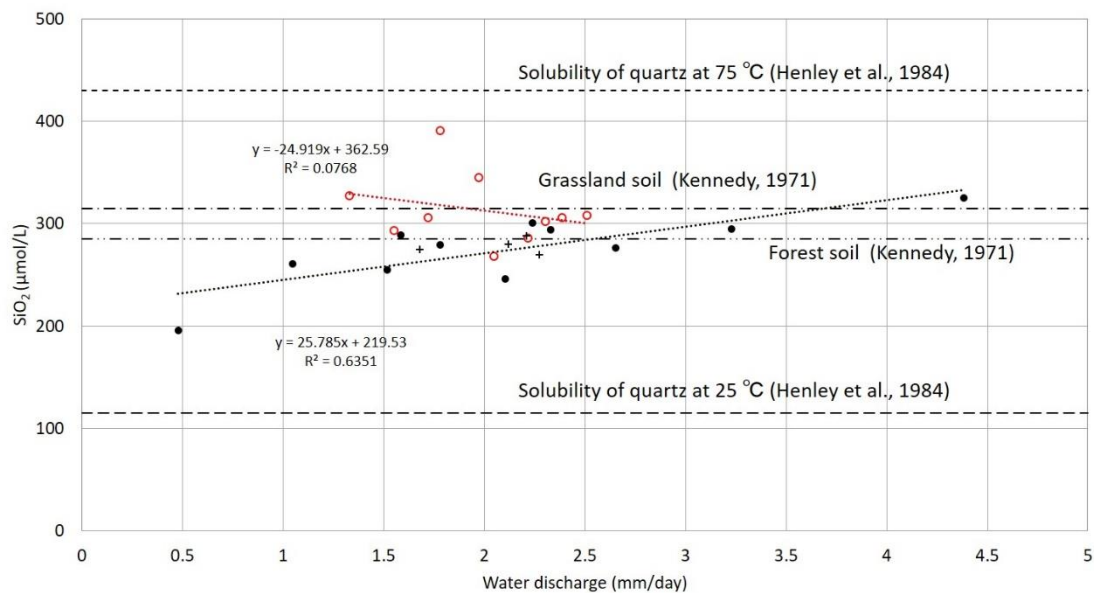


図 6-12 河川流量 (mm/day) と溶存シリカ濃度 ($\mu\text{mol/L}$) の関係 (図 6-12 においては、黒丸で左岸側支流のデータを示し、赤丸は右岸側支流のデータを示す。図中には、参考値として 25°C 及び 75°C における石英溶解時の数値¹⁴⁾、草原土壌及び森林土壌において測定された数値¹³⁾を示す。)

値は安定した値を取っている。調査支流の中で、最も溶存シリカ濃度が高い数値は右岸側支流で計測されており、最も低い濃度は左岸側で計測されている。また、左岸側のみおよそ $R=0.8$ の高い相関係数が確認されている。

図 6-13 は各支流の流域面積 (km^2) とシリカフラックス (mol/day/km^2) の関係を示している。また、図中にはシリカフラックスの平均値と標準誤差 (σ) の値が青線で示されている。本流のシリカフラックスの値は、おおよそ平均値に近い値を取り安定的な分布をしている。右岸側の支流についてもシリカフラックスの数値は集水面積に関わらず平均値に近い値狭い範囲を示したが、左岸側についてはばらつきが大きく、特に流域面積が小さい支流における数値のばらつきが目立っている。

これらの右岸側支流と左岸側支流の計測データの傾向の違いは、崩壊地の分布や地形的な違いの影響を受けていると考えられるため、崩壊地や地形データと合わせて流域の特徴について検討する。

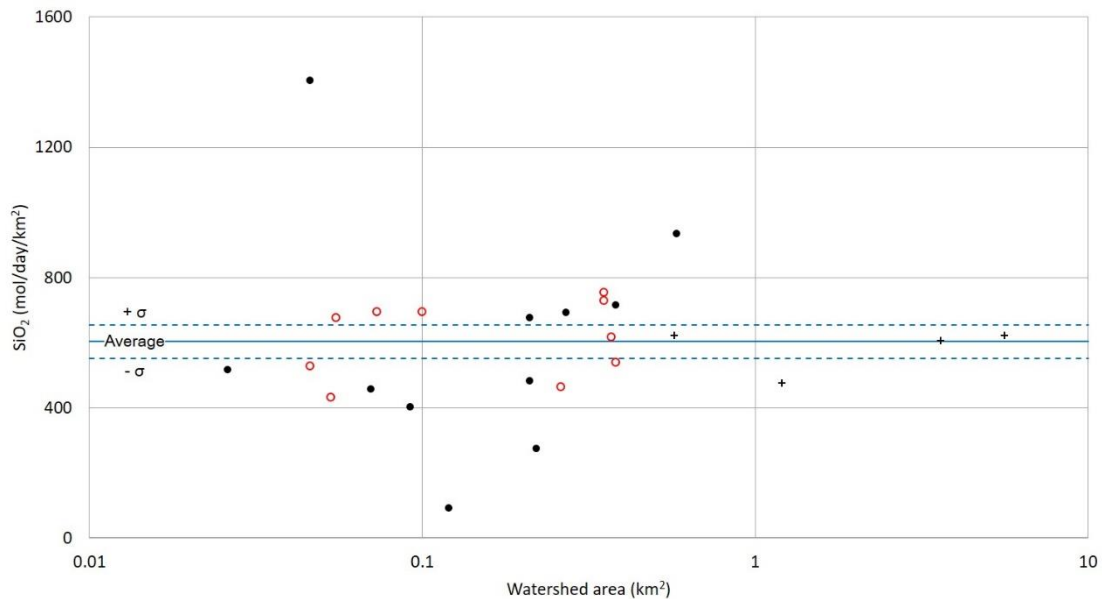


図 6-13 流域面積 (km²) とシリカフラックス (mol/day/km²) の関係

6.4.3 流域の地形発達に着目した地形分析

乙石川流域には、災害後の調査において新たな断層（乙石川断層¹⁰⁾）が確認されており、流域内の支流においても地形発達への影響や崩壊等の地域差に影響を及ぼすものであると考察している。これらの地形的な発達の差を確認し、崩壊等との比較検討を行うことは、災害が発生していない地域における災害予測にもつながることと考えている。

一般的な地形の進化や形成プロセスに関わる解析手法の一つとして数値シミュレーションをベースとしたプロセスモデルによる地形解析が行われる。このような解析が行われる際の前提条件として、地球上では地形の形成過程は一般性を持ち、地形は地殻変動に伴う隆起、沈降と侵食により形成されることが挙げられる。本論文では、Perron et al. (2009)¹⁶⁾ の式を基本として流域地形の評価を行った。その式を以下に示す。

$$\frac{U}{D} \approx \nabla^2 z_h \quad (6-1)$$

この式では、 U は地殻変動率、 D は土壌拡散率 (soil diffusivity)、 $\nabla^2 z_h$ は尾根地の曲率（プラスが鉛直上向きに凸）である。

式（1）を適用する乙石川流域は、狭い領域内の比較であるため地殻変動量についてはどの支流域においても等しく、地殻変動に伴う侵食量と定常的であると仮定される。つまり、式（1）右辺の尾根地の曲率が大きいほど流域地形の侵食が進んでいる状態にあると考察できる。ただし、十分に侵食された地形か、侵食が現在も活発である地形かは判別できない。

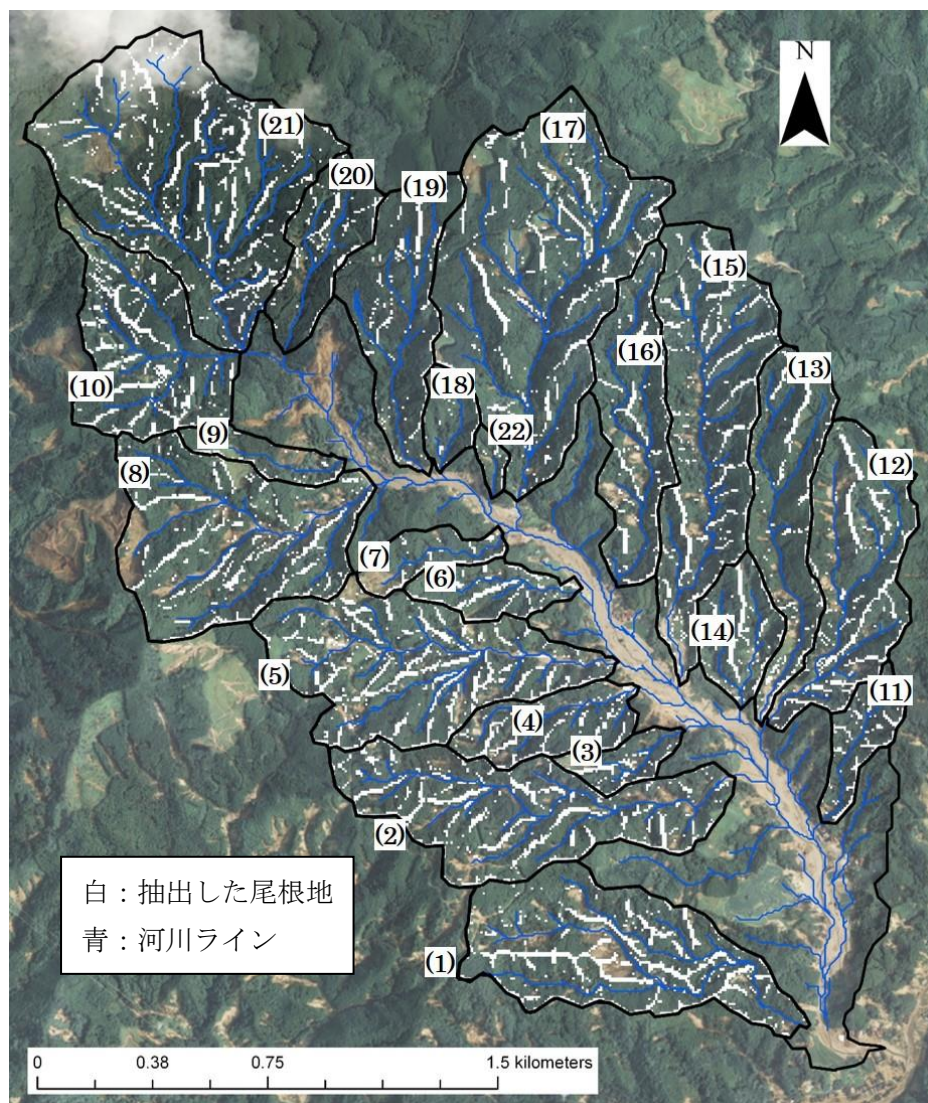


図 6-14 GIS により抽出した尾根地の分布

尾根地の抽出は、GIS により行った。抽出した尾根地は図 6-14 に示すとおりである。尾根地抽出の定義は、傾斜角が 0° に近い且つ集水面積も小さい領域と設定した。実際の GIS 上の計算では、ラスタ演算ツールにより傾斜角（パーセント単位）と Flow Accumulation（各位置における上流域に位置するセルの数のデータ、集水域サイズの指標となる。）の積を計算し、より値が 0 に近いエリアを尾根地と設定した。各支流の尾根地の曲率の平均値を計算した後、崩壊地の分布との比較を行った（図 6-15）。使用した DEM は、（株）ダイヤコンサルタントが撮影した H27 年 1 月の LP データを基に作成した 5mDEM である。各支流の尾根地の曲率値（平均値）は報告されている乙石川断層（参考）の両岸の支流で高くなっており、全体的に下流域の支流、上流域の支流に数値の低い支流が分布していた。

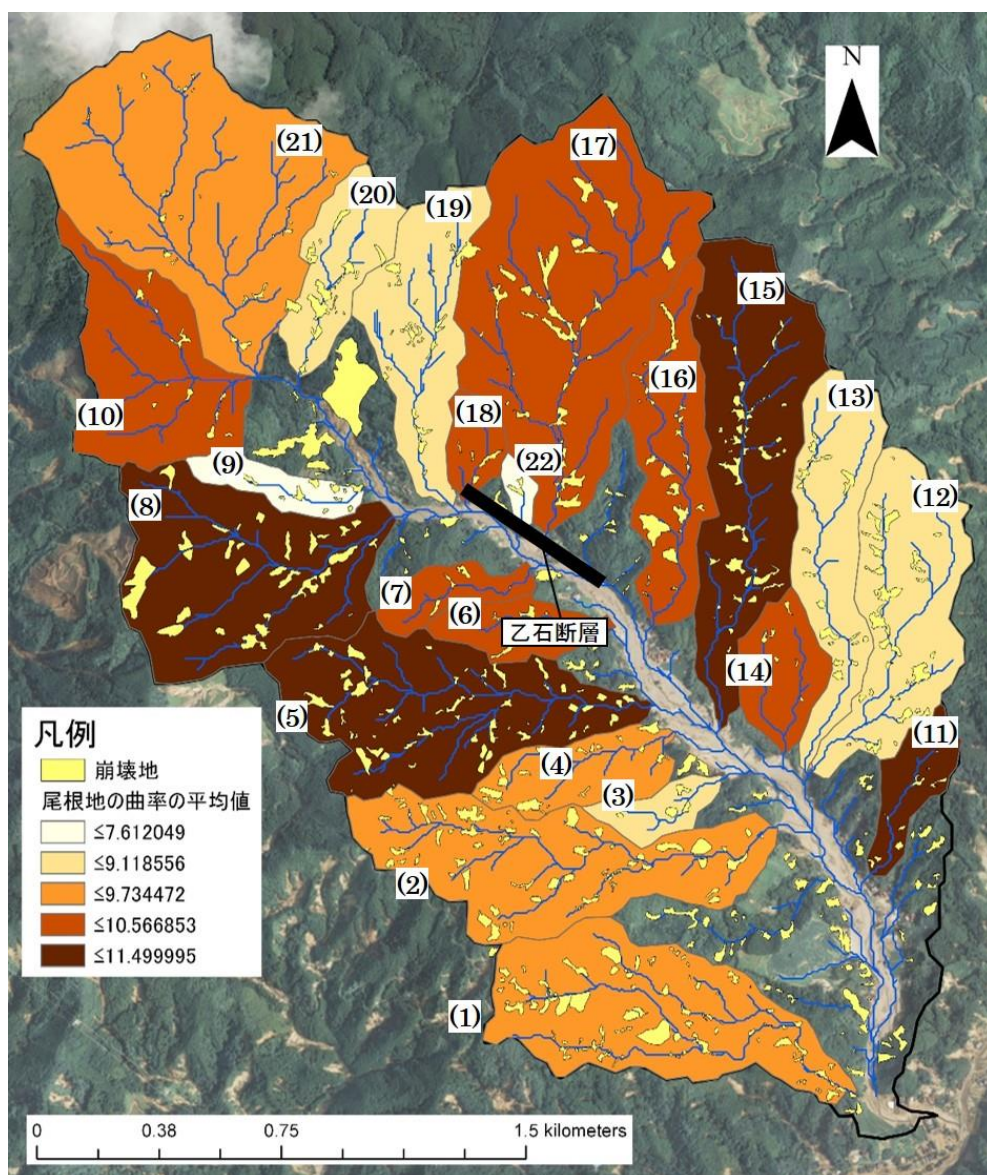
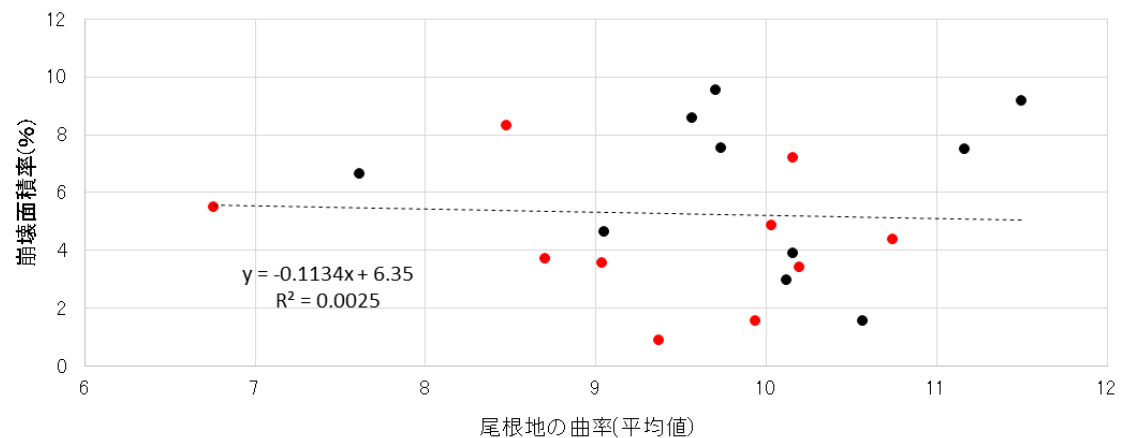


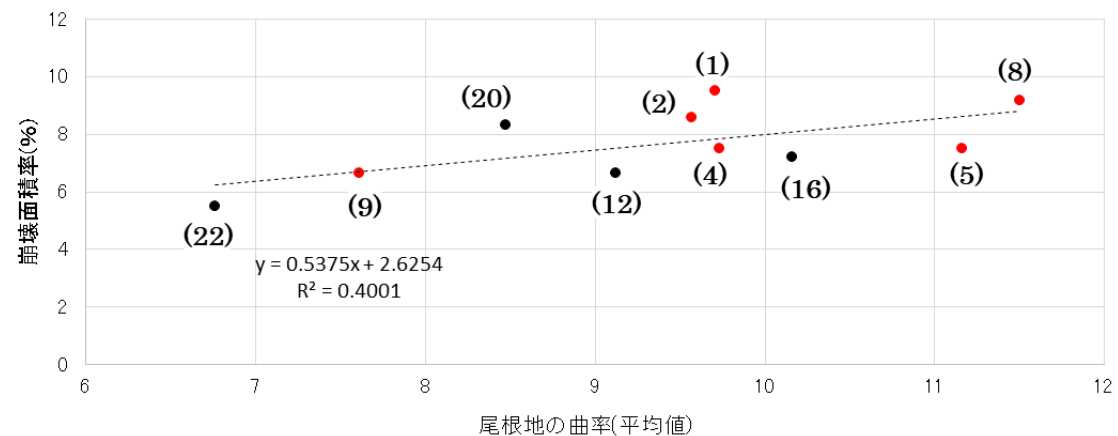
図 6-15 乙石川各支流域における尾根地の曲率の平均値と崩壊地の分布

各支流域の崩壊面積率（％）と尾根地の曲率（平均値）を比較したグラフを図 6-16 に示す。(a) においては、全支流域を対象としたグラフである。全体的に尾根地の曲率が 9～11 に分布している流域が多く、関係性に相関は確認できない。(b) は崩壊面積率が 5%以上の支流域に限定したグラフである。この条件下においてはある程度の相関が確認でき、相関係数 R は約 0.63 の値を取る。該当した支流の件数は全部で 10 件であるがそのうち右岸が 6 支流（全 10 支流中）、左岸が 4 支流（全 12 支流中）である。

崩壊地の分布と尾根地の曲率の関係についてはたしかに支流（5），（8），（15）のような尾根地の曲率が相対的に高い支流域では崩壊面積率は高い結果となっている。表 6-2 に各支流域の統計情報を記載しており、図中にプロットのない支流（15）は崩壊面積率 4.4%である。しかし、崩壊地の分布は各支流域の位置においてばらつきが大きいのも事実である。



(a) 全支流対象 (22 支流)



(b) 崩壊面積率 0.05 (5%) 以上対象

図 6-16 尾根地の曲率 (平均値) と崩壊面積率の関係 (赤丸が右岸側支流の数値, 黒丸が左岸側支流の数値)

そのため, このような地形発達に着目した指標である「尾根地の曲率」だけでは短期的な土砂流出の評価を行うのは難しい。

一方で, 図 6-8 で示されるような本流部の河床変動の評価においては, 尾根地の曲率の高い支流が集合している中流域で侵食傾向であり, 尾根地の曲率の評価とも整合している。表 6-3 で示されるように, 下流域に行くほど単純に崩壊面積比率が高くなるため下流域で発生した崩壊地の影響もあると思われるが, 中流域の侵食傾向が強く下流域までよく土砂が流出したとも考えることができる。

また, 表 6-4 は支流単位で尾根地の曲率と崩壊地面積, 災害前後での支流の平均傾斜角の変化をまとめている。崩壊面積に着目すると, 左岸側に比べ右岸側の崩壊面積が大きい結果となったが災害前の流域の平均傾斜角については有意な差がなかった。ここで, 傾斜角を取り上げたのは, 斜面を評価する指標として平均傾斜角がよく用いられるためである。

表 6-4 全 22 支流に関する統計データ

流域 番号	流域面積 (m ²)	崩壊地 面積 (m ²)	崩壊地面積/ 流域面積 (×100%)	尾根地の曲率 (平均値)	災害前	災害後
					平均傾斜角 (°)	
右岸側支流域						
1	361,000	34,473	9.5	9.7	31.2	27.6
2	358,000	30,825	8.6	9.6	34.5	28.7
3	47,000	2,220	4.7	9.0	33.0	26.3
4	113,000	8,565	7.5	9.7	36.0	28.9
5	376,000	28,325	7.5	11.2	34.7	29.6
6	74,000	2,920	3.9	10.2	32.1	27.8
7	57,000	1,712	3.0	10.1	37.8	29.4
8	380,000	34,972	9.2	11.5	34.9	31.8
9	53,000	3,589	6.7	7.6	28.7	27.3
10	250,000	3,868	1.6	10.6	30.8	28.6
平均値			6.21	9.92	33.37	28.61
左岸側支流域						
11	68,000	2,334	3.4	11.1	34.4	28.6
12	261,000	17,449	6.7	9.1	31.9	29.3
13	206,000	7,680	3.7	8.7	33.5	31.8
14	93,000	1,470	1.6	9.9	32.2	27.7
15	379,000	16,625	4.4	10.7	35.1	32.6
16	204,000	14,731	7.2	10.2	36.6	32.4
17	585,000	28,462	4.9	10.0	33.4	30.8
18	46,000	1,581	3.4	10.2	37.6	34.2
19	210,000	7,521	3.6	9.0	29.9	27.9
20	121,000	10,111	8.3	8.5	28.9	28.6
21	575,000	5,090	0.9	9.4	30.7	28.9
22	15,000	862	5.5	6.8	39.6	30.3
平均値			4.46	9.47	33.65	30.27

また、崩壊地単位の特徴評価についても右岸側と左岸側には有意な差はなく、むしろ平均的には崩壊面積の少なかった左岸側の崩壊地で平均傾斜角が高いと評価されている。一方で、尾根地の曲率については右岸側が全体的に高く、各支流域内の平均傾斜の災害前後での変化も左岸側より右岸側で顕著であることからより斜面から谷部に土砂が供給されたことが確認できている

6.5 まとめ

本研究では、山地河川における土砂流現象の中でも、特に土砂生産源に関しての知見を深め、土砂流出状況の流域差に関して地形発達に基づく違いから評価することを試みた。このような目論見から、福岡県朝倉市で発生した平成 29 年 7 月の九州北部豪雨災害について、乙石川の崩壊に着目して崩壊地の特徴および流域内における右岸及び左岸地形の流域差について分析を行った。

統計的な乙石川流域における崩壊特徴としては全国的に見ても比較的緩やかな斜面勾配の崩壊であると確認でき、その発生についても右岸側と左岸側で崩壊面積に差が生じることが空間的に把握できた。災害前後の地形情報から検討した、本流の土砂移動の分布評価においては、本流河川内の縦断的な崩壊分布の変化およびその堆積侵食の傾向を把握し、下流域に行くほど崩壊地の密度が増え、本流部の堆積傾向を助長したことが推測された。一方で、中流部では侵食傾向にあることも確認した。

地形発達に基づく式から尾根地の曲率が侵食等の流域差を示すパラメータであると考え、この値を用いた流域差を評価した。さらには、河床堆積物の調査および水文調査を行い現地状況から実際の土砂移動状況に対する考察をし、本流域では崩壊した土砂がその場にとどまらず顕著に移動している状況を確認した。尾根地の曲率は崩壊地の分布との相関性があることを確認した一方で、長期スケールで考えた時の地形の発達過程の差（侵食が活発な状態であるか、十分に進んだ地形であるか）から全流域で一律に評価できないことも考察された。また、水文調査で実施した河川内のシリカフラックスの調査や流域地形の統計値から右岸側支流域では十分な堆積層があることが推測された。

参考文献

- 1) 国土交通省 水管理・国土保全局砂防部：平成 29 年 7 月九州北部豪雨による土砂災害の概要〈速報版〉Vol.6, ホームページ (http://www.mlit.go.jp/report/press/sabo01_hh_000045.html), 閲覧日 (2018.11.30)
- 2) 電子政府の総合窓口 e-Gov: 土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律, ホームページ(http://elaws.e-gov.go.jp/search/elawsSearch/elaws_search/ls_g0500/detail?lawId=412AC0000000005), 閲覧日 (2018.11.29)
- 3) 国土交通省：土砂災害防止法の概要, ホームページ (<http://www.mlit.go.jp/river/sabo/sinpoupdf/gaiyou.pdf>), 閲覧日 (2018.11.29)
- 4) 高橋亮丞, 山本秀平, 中西隆之介, 笠間清伸, 古川全太郎：平成 29 年 7 月九州北部豪雨により福岡県朝倉市で発生した斜面崩壊の形状分析, 土木学会西部支部発表会, CDROM, 2018.
- 5) 小山内信智, 富田陽子, 秋山一弥, 松下智祥：がけ崩れの災害の実態, 国総研資料第 530 号, pp.1-210, 2009.
- 6) 林真一郎：広域土砂災害の被害状況把握手法に関する研究, 博士論文, DOI (10.14943/doctoral.r7035), 2017.
- 7) 宮島邦康, 小木曾光恭, 親松康義, 折谷佳城：土砂災害対策における測量新技術の適用・利活用による CIM の取り組みについて,
- 8) 地すべり技術センター 砂防部：平成 28 年 9 月に発生した群馬県沼田市柿平地区における土砂災害, sabo, Vol.121, Winter, 2017.
- 9) 三浦龍：無人航空機を活用した無線中継システムと地上ネットワークとの連携及び共用技術の研究開発, 電波資源拡大のための研究開発, 第 9 回成果発表会
- 10) 矢田純, 矢野健二, 山本茂雄, 細谷卓志：【速報】平成 29 年 7 月九州北部豪雨災害乙石川断層(仮称)に伴う断層破碎帯と多量の土砂流出の地質的素因の可能性, <http://www.jseg.or.jp/kyushu/#disasterreport>, 2017.
- 11) Holland, H.D.: The chemistry of the atmosphere and oceans, John Wiley & Sons Inc., p. 369, 1978.
- 12) Maher, K., Chamberlain, C.P.: Hydrologic Regulation of Chemical Weathering and the Geologic Carbon Cycle, Science, 343, pp. 1502-1504, 2014.
- 13) Kennedy, V.C.: Silica variation in stream water with time and discharge in Nonequilibrium systems in natural water chemistry, Advances in chemistry series 106, American Chemistry Society, Washington, DC, pp. 94-130, 1971.
- 14) Henley, R.W., Truesdell, A.H., Barton, P.B., Whitney, Jr. J.A.: Fluid-mineral equilibria in hydrothermal systems, Reviews in Economic Geology 1, p. 267, 1984.
- 15) 小林浩, 鷹野茂夫, 深澤喜延, 重量法／モリブデン黄法による温泉水中のケイ酸の定量,

山梨衛公研年報, 第 38 号, pp. 1-4, 1994.

- 16) Perron, J.T., Kirchner, J.W., Dietrich, W.E.: Formation of evenly spaced ridges and valleys, *Nature*, 460(7254), pp. 502-505, 2009.

第7章 結論

本研究は、近年の環境変化に伴う様々な土砂問題を解決するために、山地河道における土砂流出現象とその把握手法について論じたものである。以下には、各章の主要な内容および得られた結果について記述する。

第1章では、まず近年活発化する傾向が見られる斜面崩壊や侵食、土砂流出に起因する土砂問題について概説した。また、土砂問題を解決するために推奨されている総合土砂管理の概念について説明し、防災、生態系など様々な側面で土砂を管理することの重要性を述べた。このような土砂問題の現状を踏まえて、土砂管理に必要な情報や土砂流出現象に対する考え方を精査し、本研究の目的と内容について述べた。

局地的な豪雨増加により急峻な斜面を有する日本の山地部では斜面崩壊をはじめ侵食など土砂生産現象が活発化しており、山地部の土砂生産現象に伴い、河川へ流入する土砂量も比例して増加している。土砂による影響は山地部から河川部、海岸部に至るまで連鎖的に発生するため、流域全体の土砂を管理することが求められている。特に、山地部では土砂流出現象が活発であり、山地部に位置するダム運用が土砂管理に対して重要な役割を担うことから、ダム貯水池を含む山地流域における土砂流出現象の把握、予測が必要となっている。土砂流出現象の把握、予測に関する手法は数多く存在するが、山地河道における土砂流出現象はその地形や地質、気候など様々な要因に影響を受け複雑にその形態が変化することから、汎用的な手法が確立されていない。しかし、顕在化する土砂問題に対処するためにはダム貯水池の土砂流出現象の適切な把握が不可欠であり、貯水池内の計測のような事後的な土砂流出現象の把握から予見的な土砂流出の把握に移行していくことが求められている。一方で、山地河道における土砂流出現象は土砂生産と土砂移動が時空間的に異なるタイミング、規模で発生しており、現状の技術だけではまだまだ把握しきれていないのが現状である。このような背景を踏まえ、時間スケールや河床状況に留意し上流の山地河道の流域特徴を把握することの重要性を述べた。

第2章では、研究対象とする流域である宮崎県日向市の耳川流域および福岡県朝倉市の乙石川流域の流域環境や過去の災害における現象、付随する既往研究について述べた。

宮崎県耳川流域においては平成17年の災害を契機として土砂問題が注視され、ダムの通砂運用による流域の健全化を期待される河川である。そのため、貯水池内の正確な土砂流出現象の把握が重要視されている。発災時の大規模斜面崩壊を経験しており、その後の土砂流出状況の変化など影響も多大であったため、そのような崩壊についても流域全体で予測することが期待されている。また、流域内の土砂流出に関する情報の蓄積、研究が推進されたことにより、ダム貯水池単位ではなく支流域単位でその土砂流出現象に関わる違いを評価することも予見的な土砂管理において必要とされている。

福岡県朝倉市の乙石川流域では、平成 29 年の九州北部豪雨災害により多くの斜面崩壊や土石流を伴う土砂流出現象が確認された流域である。この災害では多くの崩壊が確認され、一般的に確認されている斜面崩壊に比べその崩壊傾斜が緩やかであることや、その崩壊形状が地質的な違いで異なることなど土砂生産現象に対して様々な報告事例が挙げられた。どのような地形地質の斜面が崩壊するのか、斜面崩壊がどれほどの影響範囲を有しているのか、といった空間的な評価には事後的な研究例は多く蓄積されているものの予測精度については未だ地域差がある。このように乙石川流域は大規模な土砂生産を伴った土砂流出現象が発生した流域である。

言い換えれば、耳川流域は河道侵食など部分的な土砂生産は発生するものの、大規模な土砂生産が発生した数年後のフィールドであり、乙石川流域はつい最近土砂生産が発生したフィールドである。比較的短期的な時間スケールで土砂流出現象を把握しなければならない耳川流域と長期的な時間スケールで土砂流出現象を捉える必要がある乙石川流域の双方の土砂流出現象に対する山地河川の地形的特徴の違いや土砂流出そのものの特徴などを考慮すれば山地流域の土砂流出現象を適切に把握できると目される。

第 3 章では、UAV による空中写真測量技術を用いて支流域の堆積状況の変化の測量を実施し、対象支流域の土砂流出現象の違いについて河床堆積物の特徴より論じた。対象とした河川は砂岩を主体とする山地河川である川内川と泥岩を主体とする山地河川である増谷川である。山地河川において河道内の堆積状況の変化は複雑であり、支流域の特徴を捉えることは困難かと思われたが、測量から作成した 3 次元モデル及び DEM は堆積状況の変化を正確に捉えていた。数 cm 単位の変化を捉えることは難しく、微小な堆積侵食の評価をすることは困難であるが、今回の測量のように大きな変化を伴った河床変動であればその特徴を適量的に捉えることができる。作成したオルソ画像からは、水上のみであるが移動していない河床材料の特定についても行うことができ、支流域を移動していると推測される土砂の粒径の違いについても定量的に説明することが可能であった。また、降雨状況や観測流量に基づいて河床変動を再度評価することによって、流域ごとの降雨に対する流量流出の傾向の違いなども河床変動と連動しており観測精度を高める必要があることが確認された。支流域内で特徴的な堆積変化をする地点を定期的に測量することができれば、移動している土砂の状況やその特徴については UAV による測量からある程度推測できるものと思われる。一方で、UAV による測量は河床表面上のことであり天候に左右されやすいことやそのような現地状況の影響からモデル作成精度が定まらないなどデータ精度上の課題は多い。そのため、現地での河床変動の確認やモデル作成精度の向上は重要である。

このように UAV による空中写真測量については数 cm 単位の変化の測量には改善が必要であるが、比較的容易に河道の 3 次元的な形状も伴って土砂堆積状況の評価することができる。砂岩を主体とする川内川においては、出水期を過ぎた後でも河床形状の大きな変化はなく、その土砂の移動状況についてもほとんど変化していないことが写真という非常に明

確なデータを参考として把握することができた。そして、その河床変動量も 10cm 以内の変化であり、粒径 2mm の砂等の土砂流出の痕跡は見られるがそれらが大きな河床変動に至っていないのを定量的に把握することができた。また、泥岩を主体とする増谷川においては大規模な河床変動が発生しており、構築した 3 次元モデルの河床形状においても撮影した写真からも顕著にその変化を読み取ることができた。増谷川はもともと植生を含み左岸側地面（植生）に対して右岸側河川との高低差がある状態であったが、出水期を通して土砂が移動し左岸側では約 1m の侵食、右岸側では約 0.9m の堆積が発生し平面的により平坦な地形（河床形状）へと変化していた。これは増谷川における河床変動は縦断的な変動も大きいのが河床を 3 次元で計測することで、河道の横断的な土砂の分布やその変化量を平面的に捉えることができた結果である。

第 4 章では、第 3 章の河床変動の測量結果をベースとして、支流の土砂移動を 2 次元河床変動計算により解析することにより、支流の土砂流出現象の再現を行った。この解析においては、支流全体の堆積侵食傾向の再現も含まれおり、第 3 章で顕著確認された堆積物及び堆積状況の違いが支流全体の傾向も支配しているのではないかと検証することが目的であった。

川内川においては全体的に川幅が広いといった河道形状が移動する粒径分布に影響していると考えられ、増谷川より細かい粒径を採用することにより土砂流出現象を再現することを試みたが土砂供給の過多や侵食堆積の不均衡により再現が困難であった。しかし、複数の粒度を用いて網羅的に解析を行ったことにより、粒径 150mm や粒径 75mm の粗石や粗礫は河床変動にあまり寄与しないことが分かった。また、粒径 19mm や粒径 4.25mm の中礫や細礫が移動して、河道形状的にたまりやすい部分に堆積し川内川流域内の堆積侵食の不均衡を生み出していることが推測された。河床材料の粒度を変更した試行的な解析を繰り返し、河床材料として粒径 150mm の粗石と粒径 2mm の砂の割合で設定することによって川内川の定常的な河床状況を再現することが可能であった。

増谷川で測量された堆積場の堆積現象は上流部の河道形状と土砂移動量の粒径分布に強く影響を受けており、複数の河床材料の粒度を用いて行った解析では川内川とは異なり想定していた粒径 150mm 以下の土砂全てが移動し、河床変動に寄与しているであろうということが推測された。また、単純な粒度の変更や平衡給砂量としての増減で河床変動の再現はできず、河床の堆積厚が河床変動の再現に対して重要な因子であった。これは増谷川の土砂流出の供給源として、上流域からの土砂供給をメインとするのではなく、水位が上昇した時に水に浸かような河床が川内に比べて多く存在し、そのような土砂供給源となるような箇所を中流域に持っていることが大規模な河床変動に影響すると考察された。

このような手法で評価された土砂流出量は河床に依存して移動する掃流砂の評価には適していると考えられるが、一部の浮遊砂やウォッシュロードの評価に関しては不十分であり、支流全体の土砂流出現象の評価としては他の手法により補完される必要があった。そ

のため、濁度観測データにより補完を行った結果、観測された濁度データについては比流量と濁度の関係が、地質により大きく傾向が異なることが確認された。これによって当該流域で土砂流出量を流量のみにより推定する式を構築することができた。

第5章では、河川支流からの土砂流出を把握するためにダム貯水池を対象として1次元河床変動計算を行った。第3章及び第4章では、支流域ごとに土砂流出現象に違いがありそれらは河床材料から推測できることが確認された。また、2次元河床変動計算により河道地形とその河床を構成する河床材料の違いにより、流域から流出する土砂についても大きく異なることが挙げられた。そのため、ダム貯水池内の河床変動計算においても上流部の支流域単位で土砂流出現象の違いや河床材料の違いを考慮する必要があると考え、検証を行った。

上流ダム貯水池の粒度設定を上流支流域に対して一律に用いた場合は、設定された浮遊砂は河床に影響しないことが確認された。また、掃流砂による土砂流出量の調整は部分的には河床変動を再現することができたが、再現不可能な部分も見られた。この解析条件下においては局所的な河床変動のみを制御するような状況であり、適切な河床変動の再現には解析区間全体のバランスを考えなければならない。そのためには土砂流出量設定時の粒度について再考すべきであった。

この結果を踏まえて、支流域河口の河床材料をもとに粒度設定を行った。河口付近では比較的粗い粒径のものが確認されており、支流域間で相対的に粒度の傾向を区分することができた。セツ山川河口付近の砂防ダムには、河口及び上流ダム貯水池の中間的な粒度の土砂が確認されており、この粒度と河口の河床材料の相対的な関係を解析に適用させることにした。

土砂流出量設定時の粒径分布を変更することは支流合流部直下の河床状況に強く影響し、長期的に見れば本流全域の変化にも影響してくると予測されるため、粒度設定をはじめとする支流域単位の土砂流出現象に関わる特徴把握は重要であると考えられる。本解析では貯水池の河床変動を計測した3次元データがあったため土砂流出量の概算ができたが、上流からの土砂流出量は流量に依存することが一般的であり、その前提として上流域から供給される土砂のストック量が全くわからないことが土砂流出量を正確に評価できない主要因であると考えられる。統計的な広域予測モデルにおいても地形や地質など静的なパラメータを含む場合がほとんどであり、実際の土砂流出状況を確認していないことが土砂供給源を評価しきれていない原因として挙げられる。

第6章では、山地河川における土砂流現象の中でも、特に土砂生産を主体とする現象に着目して土砂流出現象の評価を行った。この流域では断層が確認されており、その流域地形も地質的な影響を強く受けて発達したと考えられる。そのため、平成29年7月の九州北部豪雨災害においても斜面崩壊やそれに伴う土砂流出現象について流域内で違いが生じること

が予想された。そこで、乙石川の崩壊に着目して崩壊地の特徴および流域内における土砂移動状況について分析を行った。

統計的な乙石川流域における崩壊特徴としては全国的に見ても比較的緩やかな斜面勾配の崩壊であると確認でき、その発生についても右岸側と左岸側で崩壊面積に差が生じることが空間的に把握できた。特に崩壊地形としての有意な差は確認できなかったが、乙石川本流に対し右岸側の支流に崩壊地が多く分布していることを確認した。災害前後の地形情報から検討した本流の土砂移動の分布評価においては、本流河川内の縦断的な崩壊分布の変化およびその堆積侵食の傾向を把握し、下流域に行くほど崩壊地の密度が増え、本流部の堆積傾向を助長したことが推測された。一方で、中流部では侵食傾向にあることも確認した。

地形発達に基づく式から尾根地の曲率が侵食等の流域差を示すパラメータであると考え、この値を用いて流域差を評価した。さらには、河床堆積物の調査および水文調査を行い現地状況から実際の土砂移動状況に対する考察を行い、斜面崩壊により生産された土砂はその場にとどまらず顕著に下流へ移動している状況を確認した。支流域単位で算出された尾根地の曲率は崩壊地の分布との相関性があることを明らかにした。一方で、長期的なスケールで考えた場合にその流域が現在も侵食が活発な状態であるか、すでに十分に侵食が進んだ地形であるかなどは判別できないため、全流域を一律に評価できないことも考察された。また、水文調査で実施した河川内のシリカフラックスの調査や流域地形の統計値から右岸側支流域では十分な堆積層があることが推測された。

崩壊地の分布、地形発達、シリカフラックスによる評価をまとめると、乙石川流域では右岸側支流が地形的に侵食されやすい状況にあり、かつ十分な堆積層があるような、長期的なスケールで活発に侵食が進んでいる状態であったため、より多くの土砂生産が発生したと推測された。

以上から、本研究の総括をする。本研究では土砂流出現象の中で主体とする過程が異なる2つの流域で情報の収集及び調査、解析等を実施し、その土砂流出現象をいかに正確に把握するかに取り組んできた。土砂流出現象の評価については、これまでも様々な解析モデルの構築や統計データの蓄積が進められ、様々なケースが確認された一方でその現象の一貫性のなさが把握手法や予測手法の確立に至っていない原因である。山地河川及びその流域を構成する要素は地形、地質から地被条件や河道形状、河床堆積物など数多あり、どれもが土砂流出現象に対して様々な形で関わっている。そのため見かけ上共通点の多い河川であっても潜在的な要因で土砂流出現象が異なることは多々ある。地形や地質、植生などは短期的に変化しないデータではあるが、長期的な時間スケールにおいては変化するものであり、それらは少なからず河床の変化に影響していると考えられる。本研究では、支流域単位の河床堆積物の変化や流域の堆積、侵食状況に着目し、それらがどのような時間スケールで変化するかを考察してきた。UAVによる空中写真測量技術を河川、特に山地河川に適応した例は少なく、本調査のように顕著な河床変動の前後を捉えた例は未だ希少である。現状では

まだ砂以下に分類されるようなものは形状として判別できない状態ではあるが、局所的に3次元形状を捉え、なおかつ写真からも多くの情報が取得可能であるため、より河床変化は詳細に把握できる。実際に、土砂堆積状況が大きく異なる河川においてはその変化の差を定量的に示すことができた。このような支流域の調査は支流全体の土砂流出現象を考えれば局所的な現象に限られると思われたが、山地河川の構造や特徴を把握し適切な場所で調査を行えばその特徴を捉えることは可能である。また、山地河川の土砂挙動を支配するのは流量ではなく、その上流域の土砂ストック量であり、それらが河床材料の粒度分布にも影響するような状況が解析からも確認できた。土砂ストック量を評価する手法は現状として十分検討されていないが、九州北部豪雨災害に際して数十年に一度のような長期的なスケールで発生する土砂生産現象を確認することができ、それらが尾根地の曲率というひとつの地形発達指標で流域間の差異を評価できたことは幸いである。尾根地の曲率の評価だけでは、現在の土砂流出現象については推測不可能であるが、シリカフラックスに基づく流水の移動経路の推測（堆積層の確認）や崩壊地分布、堆積侵食の傾向との比較と併用することで、地形発達が土砂生産現象における重要な要素であることが確認できた。

謝辞

本論文は筆者が九州大学大学院工学府建設システム工学専攻博士後期課程に在籍中の研究成果をまとめたものです。まず本論文の作成にあたり、協力していただいた皆様に深謝いたします。三谷泰浩教授、池見洋明助教には研究室に在籍した6年間を通して、研究だけでなく、土木技術者としての在り方など様々なことをご指導いただいたこと、厚く御礼申し上げます。研究室の仲間をはじめ、九州電力株式会社、西日本技術開発株式会社の各関係者の方々にも多くのご協力をいただいたこと感謝いたします。

三谷泰浩教授には、研究の基礎、研究課題や結果に対する考え方、人付き合いに至るまで丁寧にご指導いただき、また、お手本とさせていただきました。副査をしていただいた島谷教授、安福教授には、私たちの研究活動を評価していただき、的確なご指導を賜りました。池見助教には、研究の方向性の発案をはじめ、現地調査、解析など実務的な面で多くのご指導をいただきました。池見助教と議論する中で学んだ地質、地形や土砂流出現象の複雑さ（おもしろさ）が研究に対する意欲につながりました。

同研究室の仲間には、公私ともに大変お世話になりました。吉武さん（現九州電力）は、研究室に配属された当初、未熟な私に社会人ドクターの立場として土砂問題の様々なことを教えてくださりました。ヘンドラさん（現ハサヌディン大学教員）には、現地調査に協力していただき、特に斜面崩壊に関することを教えていただきました。松村北斗君（現福岡市役所）、吉田眞子さん（現中央コンサルタンツ株式会社）とは、修士課程の時に共に研究課題の解決に励み、現地調査、解析、修士論文執筆まで多くの時間を共有しました。馬場亮君、津山貴裕君には、博士論文の執筆にあたり、調査結果の整理や図面の作成など多くの面で支援していただきました。本田さん（現日立製作所）の研究に対する姿勢や振る舞いは博士学生としてのお手本でした。岡島さん（同学年の社会人ドクター）には、学部4年生の頃から業界や仕事のことを教えていただき、はじめは同じ時期に博士号を取得するとは思っていませんでしたが、博士後期課程3年間では研究のみならず生活や進路においても多くの相談にのってくださいました。スタッフの緒方さん、諫元さんには研究に関わる手続きなど支援していただいたこと大変感謝しております。

九州大学地圏環境研究室の仲間、スタッフをはじめ、友人、家族には多くの励ましの言葉をもらい、博士論文執筆までやり遂げることができました。時には、挫けそうになる日もあり、心配をかけることもございましたが、ここに挙げさせていただいた方々の支援により完遂できたと思っております。皆様に心より深謝申し上げます。

2019年1月

中西隆之介