技術研究開発 テーマ名

**<sup>6</sup> | 日高山脈西部の活発な土砂生産域を抱える流域の流砂環境に関する研究** 

研究代表者

氏名	所属・役職
中津川 誠	室蘭工業大学大学院工学研究科くらし環境系領域・教授

共同研究者

氏名	所属・役職
川村 志麻	室蘭工業大学大学院工学研究科くらし環境系領域・准教授

## 【1】背景·課題

北海道日高地方にある鵡川流域では, 脆弱な地質条件と夏期の大雨が相まって多量の土砂生産があ り, 断続的に下流河道へ流出していくような状況にある.また,この付近の河川に顕在化している問題 として横断構造物上流の堆砂や河口付近での海岸侵食や干潟の喪失があげられる.そのような特徴や現 状を踏まえつつ森・川・海の健全な流砂環境を実現するには, 流域全体での土砂生産・流出機構の解明 と定量化, それに基づく制御のあり方を考えていく必要がある.

### 【2】技術研究開発の目的

本研究では、水工学と地盤工学の観点から流域の地質・地形などの要因と降雨がどのように影響しあってどの程度の土砂生産が起きるのかを推定することを第一の目標とする.また、それに伴う流砂によって河道がどのように変化し、砂州や干潟といった河川環境上重要な場を保全するにはどのような方策を取るべきかを判断するうえで、河道への土砂流出量や粒径変化の推定をおこなうことが第二の目標である.すなわち、山地から河口までの流域全体の土砂収支を明確化することが最終的な目的であり、得られた結果および推定手法を近年の河川管理上の重要課題である流域の総合的な土砂管理計画に活用していくことを考える.

### 【3】技術研究開発の内容・成果

#### 1. まえがき

本研究では流域における長期的な水理量に基づき,土砂生産,流出量および河床変動を推定し,流域 の土砂動態を定量化することを目的とする.これまで,流域を所要の目的に応じて分割し,時空間的に 土砂生産や流出過程,もしくはその両者をモデル化した砂田ら<sup>2)</sup>,永谷ら<sup>3)</sup>,サニットら<sup>4)</sup>の研究がある. 以上の研究は主として流域における土砂動態について,多大なインパクトを与える大規模出水を対象と している.大規模出水によって発生する土砂流出量は影響の大きさからみて,大変重要であるが,他方, 平常時も含む長期的な土砂流出量を推定することもまた,総合的な土砂管理を行う上で重要視されるべ きである.特に,河口域においては平常時における土砂移動量はそれほど多くは無いが,1年間の総量 で見ると中小洪水一回程度の土砂移動量に相当するという点から検討の必要がある<sup>5)</sup>とされる.そこで, 本研究では,平常時,出水時を含めた長期的な土砂動態を取り扱う.

本研究では、まず、出水時の土砂生産の影響に着目し、流域貯留量といった水文学的要因を考慮した 手法および斜面形状など地盤工学的要因を考慮した手法を適用することで山地上流域における出水時 の斜面崩壊に伴う土砂生産量の推定を行った.さらに、長期的な土砂流出に着目し、山地上流域におけ るダム堆砂量と土砂生産量を比較することで実質的な土砂流出量を推定した.さらにそれを境界条件と



図 2.1 対象流域 (鵡川流域,沙流川流域)

して中下流域での河床変動および土砂流出量を推定した.具体的な推定手順は以下の通りである.

- 1) 山地上流域における長期的な流域水循環を推定することで得られる日単位の各水文諸量(融雪量, 蒸発散量)を用い,分布型で流出計算を行う.
- 水文学的推定手法および地盤工学的手法を山地上流域に適用することにより、出水時の斜面崩壊に 伴う土砂生産量を推定する.
- 3) 1)によって得られる各メッシュの計算流量を用い,水文・水理学的手法によって平常時も含めた長期的な土砂生産量を算定する.
- 4) 3)で推定された土砂流出量とダム堆砂量の比較を行い、流量を関数とした土砂流出量算定式を粒径 別に定式化する.
- 5) 中下流域を対象に、4)で得られた土砂流出量を上流端境界条件として、河床変動計算を実施し、河 口に至る土砂流出量を推定する.
- 以上により,長期的な流域の土砂動態を推定する.

### 2. 対象流域

本研究は、日高山脈西部を流れる2つの流域を対象とする.

対象流域の1つは,北海道日高地方西部を流れ太平洋注ぐ一級河川,沙流川(流域面積:1,350km<sup>2</sup>)の支川額平川(流域面積:384km<sup>2</sup>)である(図2.1).額平川は日高山脈最高峰幌尻岳(標高:2,053m)に源を発し,二風谷ダム直上流において本川沙流川と合流する.流域の地質としてはプレート運動に由来する付加体堆積物,深成岩,正常堆積物などが混在しており,土砂生産が盛んである.村上ら<sup>6</sup>は既往報告において,2003年8月9~10日に発生した台風10号による豪雨は流域に4,000箇所を超える新規崩壊地をもたらしたとしている.また,本事例は観測史上最大の規模であったため,全川にわたって

計画高水位を上回り,流域に甚大な被害をもたらした<sup>7)</sup>とされる.本研究は山地における斜面崩壊の予測に対して応用が期待され,土砂災害対策に 資するものと考える.

もう1つの対象流域は,北海道胆振地方東部を 流れ太平洋注ぐ一級河川,鵡川(流域面積: 1,270km<sup>2</sup>)と上流部の支川である双珠別川に存在 する双珠別ダム流域(流域面積:64km<sup>2</sup>)である (図2.1).鵡川は急流河川であり,河床勾配は上 流部で1/150以上,中流部で約1/100~1/1,000,下 流部で約1/1,000 である.地質の特徴としては, 中上流域の一部に蛇紋岩が分布し,地すべりや斜



面崩壊が生じやすいものとされる.また,鵡川河口には干潟が存在し,渡り鳥の中継地として機能している.河口干潟はかつて広範囲に広がっていたが,近年は縮小傾向にあり,河口干潟の保全と再生に向けた取り組みが行われている<sup>8)</sup>.本研究は河口までの土砂流出量を推定するものであり,干潟保全に資するものと考える.

# 3. 流域スケールの水循環と貯留 量の推定

#### 3.1 流域水循環の推定

本研究では、まず、土砂動態の 移動外力である水の動態につい て、平常時、出水時を含む長期的 な推定を行った.

(1) 推定手法,条件

計算期間はデータの蓄積が十 分な1998年1月1日~2006年12 月31日までの9年間である.長 期的な流域水循環の推定には, 臼 谷ら<sup>9)</sup>のモデルを用いる.本モデ ルは,近藤<sup>10)</sup>の熱収支式(2層モ デル)を基本とし,蒸発散量を推 定でき,積雪寒冷地における水循 環の重要な要素である積雪深,融 雪量の変化を考慮している<sup>11)</sup>.さ らに,モデルにより得られる蒸発 散量,融雪量および観測値として 得られる降雨量を用いて、斜面部 (3 段タンクモデル)および河道 部 (kinematic wave 式) によって 構成される流出計算を行う.計算 の概略図を図3.1に示す.

本モデルを図 2.1 に示す約 1km<sup>2</sup>(3次)メッシュに分割した



図 3.4 出水時流出計算の概略図

額平川流域および双珠別ダム流域に適用し、日単位で解析することにより、長期的な流域水循環を定量 化した.計算の基礎データとしては、流域内外に存在する気象官署、アメダス、テレメータおよびダム 管理所から気温、湿度、降水量、風速、積雪深、日射量、日照時間を使用した.使用した気象データ、 地形データの詳細は既報<sup>12)</sup>を参照されたい.なお、タンクモデルのパラメータは各々の流域全体で同一 の値を用いた.また、河道追跡計算は kinematic wave 式に基づく次式<sup>9)</sup>を用いる.

$$\frac{\partial q_{c}}{\partial t} + \frac{5}{3} \frac{i_{c}^{0.3} q_{c}^{0.4}}{n_{c}^{0.6} B^{0.4}} \frac{\partial q_{c}}{\partial x} = 0$$
(1)

ここで, *q*<sub>e</sub>は流量, *n*<sub>e</sub>は粗度係数, *i*<sub>e</sub>は河道勾配, *B*は河道幅である. *n*<sub>e</sub>は 0.038, *i*<sub>e</sub>はメッシュ標高差お よび距離から決定し, *B*については流域面積に応じて変化する山口ら<sup>13)</sup>の提案式を用いた. (2) 推定結果

流域における水循環過程の最終段階である流量の推定結果について検討を行う.評価地点は,額平川 流域では流域末端付近に位置する貫気別流量観測所を採用し,双珠別ダム流域では双珠別ダム地点を採 用する.図3.2,3.3 には額平川流域および双珠別ダム流域を対象として前述の手法によって計算した



流量の再現結果および流出計算過程で得られる3段タンクモデルの各タンクの貯留高の推移を示す.ま ず,流出計算結果に着目すると,洪水時だけでなく,平常時の流量も概ね再現できてきることがわかる. なお,決定係数および Nash 効率係数<sup>14)</sup>による評価では,額平川流域ではそれぞれ0.62 および0.60,双 珠別ダム流域ではそれぞれ0.76 および0.74 となり,若干精度は低い.しかし,本研究は山地上流域を 対象としており,地上観測による正確な気象データが多く存在しない状況での推定であることに加え, 融雪量を含む長期的な流出計算を試みていることを鑑みれば,概ね十分な再現性が得られたと考える. 次に,タンク貯留高の推移については,実測データが存在しないことから,精度検証は不可能である. しかし,流量の再現性が得られていることから,おおよそ妥当な値であることが推測できる.本研究で は,各タンクの貯留高が土壌の湿潤状態(水分量)を表すと考え,流域貯留量とみなした.

# 3.2 出水時流出計算

(1) 推定手法, 条件

出水時の流量は短時間に急激に増加するため、強い非線形性が現れる.そこで、出水時の流出計算に は長期流出計算とは異なるモデルを用いた.一般に、出水時の流量は土壌の湿潤状態に依存すると考え られる.そのため、洪水流量の再現は前節で得られた流域貯留量を考慮して行った.洪水時の全流出量 は直接流出と地下水流出に分けられる.本研究では、直接流出量(=全流出量-地下水流出量)を全降雨量 で除したものを流出率とした.なお、この流出率の考え方は、文献<sup>15)</sup>に準じたものであり、全流出量を 全降雨量で除したものではない.流出率の決定には次式であらわされる山田ら<sup>16</sup>の提案式を用いた.

$$f_i = 1 - \frac{\exp\left(-\alpha S_1\right)}{\alpha \int_0^t r dt} \left\{ 1 - \exp\left(-\alpha \int_0^t r dt\right) \right\} \quad (2)$$

ここで, fiは降雨開始からの流出率, Siは降雨開始前日における1段目タンク貯留高(mm), r は雨量強度 (mm/h), a は未知定数(1/mm)である.本研究では直接流出成分の流出率を考慮するため Siを採用してい る. a は流域の特性を表す定数であり,本来であれば臼谷ら<sup>17)</sup>の手法の様に複数の出水事例から求めら れるべきであるが,本研究では試行錯誤によって額平川流域では a=0.0060,双珠別ダム流域では a=0.0045 を与えた.以上で得られた流出率を用いて斜面流出の流出成分を直接流出と地下水流出に分離して計算 し,河道網による追跡計算を行って流量を推定した.洪水流出計算のモデルの概要図を図3.4に示す. 直接流出成分の計算は次式であらわされる kinematic wave 法を用いることとした.

$$\frac{\partial h_s}{\partial t} + \frac{\partial q_s}{\partial t} = fr \qquad q_s = \beta h_s^{\ p}, \beta = \sqrt{i_s} / n_s, p = 5/3 \qquad (3)$$

ここで, h.は斜面の水位(m), q.は単位幅流量(m<sup>2</sup>/s), f は式(2)によって得られる流出率, r は雨量強度(m/s), i.は斜面勾配, n.は等価粗度(m<sup>-1/3</sup>s)である.等価粗度は土地被覆によって変化するため,文献値<sup>18)</sup>を参考 に与えた.また,降雨量は気象庁提供のレーダーアメダス解析雨量を用いており,2001 年および 2003 年は 2.5km メッシュのデータであるため,3 次メッシュに投影する際には 2.5km メッシュとの重なりが 最も大きい 3 次メッシュにその雨量値を与えている.なお,2006 年については 1km メッシュの解像度 でデータが整備されているため,3 次メッシュに対応しており,そのまま使用した.

地下水流出成分の計算には次式であらわされる2段タンク型貯留関数法<sup>19)</sup>の地下水流出を計算する2 段目タンク部分を適用した.

$$\begin{cases} s = k_1 q_b + k_2 dq_b / dt & ds / dt = (1 - f)r - q_b \\ k_1 = c_1 k_2, k_2 = (c_3 - 1)/c_0 & c_0 = (\delta/T_c)^2, c_1 = \delta^2/T_c \end{cases}$$
(4)

ここで, *s* は貯留高(mm),  $q_{\nu}$ は地下水流出成分流出高(mm/h),  $c_{3}$ はモデル定数,  $\delta$  は減衰係数(=2.1), *T*<sub>c</sub> は地下水流出成分の時定数である. パラメータは額平川流域では  $c_{3}=2.0$ , *T*<sub>c</sub>=30.0, 双珠別ダム流域では  $c_{3}=2.3$ , *T*<sub>c</sub>=30.0 を与えた. なお, 河道追跡計算については式(1)で示した kinematic wave 法を用いた. (2) 推定結果

出水時流出計算の結果について検討を行う.評価地点は前節と同様の地点を採用する.図3.5,3.6 には、長期水循環の計算期間中に発生した3事例の出水を対象として再現計算を行った結果を示す.な お、双珠別ダム地点における流量観測は日単位でのみ行われているため、計算期間を額平川流域での計 算よりも長く設定し、時間単位の流出計算結果を日平均した結果を併せて示す.本研究で対象としてい る2003年8月9~10日の洪水以外の事例を計算した理由としては、本手法による流出計算の妥当性お よび汎用性を検証するためである.図によれば、立ち上がりやピークは概ね良好な再現性が得られてい るといえる.なお、決定係数および Nash 効率係数による評価では、額平川流域では2001年の事例で0.93 および0.90,2003年の事例で0.91および0.89,2006年の事例で0.90 および0.89 となり、良好な精度で 再現できた.双珠別ダム流域では、日単位での比較であるため単純な評価はできないが、同様に決定係 数および Nash 効率係数を算出すると、2001年の事例で0.98 および0.97,2003年の事例で0.87 および 0.83,2006年の事例で0.91 および0.70 となり、良好な精度で再現できた.しかし、ピーク後の減衰部 分などで課題が残る.この原因としては流出率が考えられ、前述したように過去の複数事例からの的確 な流出率の設定が必要であると考えられる.

#### 3.3 出水時流域貯留量計算

洪水時の流域貯留量の算定式は流域の貯留機構を単純に考慮した次式を用い,差分法により時々刻々 と変化する流域貯留量を推定した.

$$\frac{dS}{dt} = r - q_s - q_b \tag{5}$$

ここで,Sは貯留高(mm),rは降雨強度, $q_i$ および $q_b$ は 3.2 で得られた直接流出および地下水流出の計算

値である. Sの初期値には 3.1 の長期流出計算 過程で得られる出水イベント前日の3 段タン クモデルの貯留高の合計値  $(=S_1+S_2+S_3)$  を与え た. 上式については, 端野ら<sup>20)</sup>の研究実績が有 り,最大貯留量と流域の全崩壊土砂量の関係性 が強いことを指摘している.なお、貯留量はモ デル毎に取り扱いが異なるが,土壌水分量とい う概念として流出率によって違いを考慮して いる.図3.7には以上の計算を行って得られた 額平川流域および双珠別ダム流域における, 2003 年 8 月 9~10 日の事例の最大時間貯留量 の分布図を示す.図によれば、最大時間雨量の 分布状況と同様に額平川流域の中流部に大き な値が集中していることがみてとれる. なお, 本事例では 2.5km メッシュの分布で降雨量を 与えているため、分布形状にまとまりもみられ



るが, 貯留量の差は額平川流域で最大 100mm 以上におよび, 双珠別ダム流域においても最 大 40mm 以上におよぶ状況となっており, 大 小的確な貯留量の分布を再現できたと考え る.

### 4. 出水時の土砂生産量の推定

額平川流域の崩壊地の変遷については村上 ら<sup>9</sup>によって分析が行われている. それによ ると 2003 年 8 月 9~10 日の出水直後に航空垂 直写真から読み取られた崩壊地面積 (5.88km<sup>2</sup>)は、2001-2002 年の人工衛星 (IKONOS) 画像で判読された崩壊地面積 (1.64km<sup>2</sup>)に比べ,およそ 3.6 倍となり本イ ベントによって急激に拡大したとされる.図 3.8には2003年9月の崩壊地の分布を示す. 加えて、図には崩壊土砂量をメッシュ毎に整 理したものを示している. 崩壊土砂量(m<sup>3</sup>)は 任意のメッシュの崩壊地面積(m<sup>2</sup>)に表 3.1 に 示す地質別崩壊深(m)<sup>21)</sup>を乗じることで得ら れる. 図によると、崩壊地は中流部に集中し ており、最大時間貯留量分布と同様の傾向を 示しているといえる. なお, 流域全体の総崩 壊土砂量は 8.22×10<sup>6</sup>(m<sup>3</sup>)であり、 比土砂生産

量は約2.14×10<sup>4</sup>(m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>)である. 4.1 水文学的手法による土砂生産量の推定

(1) 推定手法,条件

## 表 3.1 地質別崩壊深および再区分

地質	区分	崩壊深(m)
段丘·崖錐		2.00
沖積層	不回节	1.00
新第三紀堆積岩類	岩類	
中生代~古第三紀堆積岩類	半田結。田結	1.36
蝦夷層群	十回和了回和	2.41
函淵層群		2.41
日高変成岩類	日高変成岩類	0.75
カムイコタン変成岩類	支成石	0.75
蛇紋岩	深成岩	1.36

\*崩壊深の内,蝦夷層群と函淵層群,日高変成岩類とカムロシン変成岩類は同じ値を採用している

表3.2 各項目のカテゴリ

項目	最大時間雨量 (mm)	最大時間貯留量 (mm)	最大傾斜角 (度)	起伏量 (m)	地質
1	0-40	0-190	0-20	0-100	未固結
2	40-50	190-210	20-30	100-200	半固結~固結
3	50-60	210-230	30-40	200-300	深成岩
4	60-70	230-250	40-	300-400	変成岩
5	70-	250-		400-500	
6				500-	

表3.3 各項目のカテゴリスコア

項目	最大時間雨量 (m <sup>3</sup> )	最大時間貯留量 (m <sup>3</sup> )	最大傾斜角 (m <sup>3</sup> )	起伏量 (m <sup>3</sup> )	地質 (m <sup>3</sup> )
1	-7266.00	-2703.95	-436.47	-9717.60	-5961.01
2	-4540.27	-1826.27	7142.22	-1794.91	1929.79
3	6431.69	-204.88	-2309.78	6240.03	-18223.33
4	9692.33	4034.22	-6125.12	1474.67	-8310.69
5	8673.38	1898.92		-699.57	
6				458.21	

斜面崩壊を引き起こす要因としては地形,地質,降雨など様々な要因が考えられる.本研究では複数 の要素を複合させて考慮し,土砂生産量の推定には数量化I類を用いた.本研究では既往研究<sup>6)</sup>を参考 に目的変数を土砂生産量とし,説明変数を水文学的要因として最大時間雨量と最大時間貯留量,地形的 要因として傾斜角,起伏量を採用し,加えて地質を採用して推定を行った.変数として用いた最大時間 雨量と最大時間貯留量については分布状況からも相関が強いようにみえるが,土砂災害発生の判定に使 われるスネーク曲線<sup>22)</sup>の考え方を援用し,独立であるとみなした.なお,地質に関しては今後の他流域 への適用についての汎用性を勘案し,**表 3.1**のように国土数値情報土地分類メッシュに基づいて再区分 を行った.以上の各カテゴリ,項目について整理したものを**表 3.2**に示す.数量化I類の基礎式は次式 であらわされる.

$$Y = \sum_{i=1}^{n} X_{i} + Z \tag{6}$$

ここで, Y は推定値(土砂生産量), X はカテゴリスコア, Z は定数項, i は項目である.カテゴリスコ アを項目毎に合計することで任意のメッシュの崩壊土砂量が推定できる.

(2) 推定結果

数量化 I 類によって得られたカテゴリスコアを表3.3 に示す. 元々定量的なデータである最大時間雨





### 土砂生産量の分布(双珠別ダム流域)

量や最大時間貯留量はカテゴリが高くなるほどスコアも大きくなる傾向を示している.ところで,最大 傾斜角や起伏量については,カテゴリが高くなるほどスコアが減少する傾向がみられる.この理由とし て,村上ら<sup>の</sup>による分析によれば,勾配が急な斜面なほど逆に崩壊しやすい不安定土砂が少ないことが 指摘されており,この傾向はそれに準じていると考えられる.

数量化 I 類によって推定された土砂生産量の分布を図3.9に示す. 図によると,崩壊土砂は中流部を 中心に分布し,図3.8に示した航空写真判読の崩壊土砂量と類似した形態を示している. このことは, 斜面崩壊がいかに水文学的要因に左右されているかを示しているといえる. なお,数量化 I 類で推定さ れた流域全体の総土砂生産量は8.27×10<sup>6</sup>(m<sup>3</sup>)であり,比土砂生産量は,約2.15×10<sup>4</sup>(m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>)である. 航空 写真判読の崩壊土砂量を目的変数にしていることにもよるが,航空写真判読で推定された総崩壊土砂量 との誤差は5万m<sup>3</sup>となっており,十分な再現性が得られた.

(3) 他流域への適用

前節で得られたカテゴリ,カテゴリスコアを用い,同様の出水事例を対象として双珠別ダム流域での 崩壊土砂量の推定を行った結果を図3.10に示す.流域全体の総土砂生産量は $0.75 \times 10^{6} (m^{3})$ である. 今, 総土砂生産量(75万m<sup>3</sup>)を流域面積(64km<sup>2</sup>)で除し,比土砂生産量を算出すると,約1.17×10<sup>4</sup>(m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>)とな る.文献<sup>18)</sup>によれば、山腹崩壊土砂と渓床堆積物からなる土石流による土砂流出量の実績として、10<sup>3</sup> ~10<sup>4</sup>(m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>)程度のものが多いとされている.したがって、本研究によって得られた値はオーダー的に は妥当であるといえる.

また,双珠別ダムにおける堆砂の推移を図 3.11 に示す. 図中の左縦軸は総堆砂量を示し,棒グラフ と対応し,右縦軸は年堆砂量を示し,折れ線グラフと対応している. 図 3.10 に示したように,2003 年 の出水事例によって 75 万 m<sup>3</sup>の総土砂生産量があったことが推定され,一方,図 3.11 の 2003 年堆砂量 は 5.2 万 m<sup>3</sup>である. 今,2003 年堆砂量の全てが出水時の土砂生産量で賄われていると仮定し,簡単に 総土砂生産量で堆砂量を除すと,約 7%の土砂生産量が河道を流下し,ダムに堆砂したと見積もられる. 4.2 地盤工学的手法による土砂生産量の推定

ここでは、地盤工学的アプローチ、特に崩壊時の斜面の幾何学条件にもとづき、出水時の土砂生産量の推定を行った.

Schedegger は、実際に生じた斜面崩壊時の崩壊規模と崩壊距離との関係を整理している.その後、太田<sup>23)</sup>により、崩壊時データが追加され拡張された.その結果を、図4.1に示す.なお、図中には、本研

究の調査対象である日高管内流域の自然斜面 崩壊事例をプロットしている.日高管内流域 において把握できたデータは限られている が,土砂生産量推定においては,図4.1に示 すような特徴を,室内模型実験により明らか にし,それを基本にして議論した.

用いた試験装置概要<sup>24)</sup>を**図4.2**に示す.試 験装置の内寸法は,幅2000 mm,高さ700 mm,奥行き600 mmであり,前面には厚さ 20 mmの強化ガラスが設置されている.用い た試料<sup>24)</sup>は,流域に分布する支笏カルデラを 噴出源とする柏原火山灰質土(Spfa:降下堆 積物)と駒岡火山灰質土(Spf1火砕流堆積物) である.模型斜面作製方法は,含水比を20%



~70%に調整した上記試料をまきだし、目標の乾燥 密度(0.48 g/cm<sup>3</sup> または 0.9g/cm<sup>3</sup>, 密度の変動は± 5%以内)になるように締固め、模型斜面を作製し た. 斜面高は 700mm, 斜面角は 45°~65°の範囲 で崩壊が発生するものを対象にした. 降雨強度は 60mm/hr, 80mm/hr, 100mm/hr である. また, 斜面崩壊は PIV 解析により, 斜面内のせん断ひずみ が 4~6%になった時点を崩壊と定義した.なお, 詳細は既報<sup>24)</sup>に詳しい. 図4.3は、模型実験結果よ り得られた斜面角 tanαと崩壊断面積比 (A/A<sub>0</sub>)の関 係を示したものである.ここで,崩壊断面積比とは 初期の斜面断面積 Au と崩壊断面積 A の割合を示し, tanαは崩壊した斜面部の起点と終点の水平距離x, hは斜面崩壊の起点・終点の鉛直距離の比を表わす. これらの値は崩壊画像から解析し、試料毎にプロッ トしている.同図には、日高管内流域の自然斜面の 崩壊事例から推定した値を併記した.図より,崩壊 規模が大きいほど斜面角 tanαは小さくなっている ことがわかる.また、これらの関係は前述した崩壊 規模と崩壊距離の関係と同傾向にあることが明ら かである.このことから,斜面高,斜面崩壊の起点・ 終点の水平距離,崩壊地面積が既知となれば,斜面 崩壊時の土砂生産量をおおよそ推定することが可 能になるといえる. 土砂生産量 V(m<sup>3</sup>)を, 前述の結 果より推定すると、次のような関係式で表現され る.

$$V = (A/A_0) \times S \times A_0$$

ここで, *A*/*A*<sub>0</sub> は**図4.3**から求められる崩壊断面積比, *S* は航空写真より読み取られる崩壊地面積(m<sup>2</sup>), *A*<sub>0</sub> は斜面高より導出される初期断面積(=1/2・ (*h*<sup>2</sup>/tanα))(m<sup>2</sup>)である.

(7)

本推定式の妥当性を検証するために,式(7)から導出される土砂生産量と既往の研究<sup>25)</sup>で報告されている出水時の土砂生産量の比較を行った.既往の研究<sup>25)</sup>では,2003 年 8 月豪雨による額平川流域(*A*=384km<sup>2</sup>)の土砂生産量は約800万m<sup>3</sup>と推定されている.また,その流域での崩壊地面積は空中写



真判読により約 5km<sup>2</sup> と評価されている.本推定式では,斜面高 h と斜面角が既知であれば,土砂生産 量は推定可能になるため,はじめに斜面高と斜面角による入力パラメータの検討を行った.

**図 4.4** は既往の研究 <sup>25</sup>)によって報告されている斜面角と崩壊地の分布を示している.図中に示す崩壊 地箇所数について見ると,斜面角が 40°~50°でピークを迎え,それ以降は減少していることが明らか である.推定にはこれらのデータを用いて,平均斜面(傾斜)角を算出し,その値を代表値とした. 方,斜面高については地盤工学的な手法により推定している.既往の報告 <sup>26)</sup>で示されている支笏系火山 灰質土の粘着力と斜面湿潤密度から Taylor の安定図表 <sup>27)</sup>を用いて,斜面内崩壊が発生する斜面限界高さ を算出し,この値を斜面高 h とした.すなわち,このケースでは斜面が最も不安定な状態となる条件下 で土砂生産量の推定を行うことになる.その結果,斜面高と斜面角はそれぞれ,h=7m,  $\alpha$ =50° と評価さ れる.この値を用いて,2003 年 8 月豪雨による額平川流域の土砂生産量を推定すると,斜面角  $\alpha$ =50° より崩壊断面積比 ( $A/A_0$ ) は 0.1,崩壊地面積は 5×10<sup>6</sup>m<sup>2</sup>,斜面高 h=7m の初期の断面積は  $A_0$ =1/2·(h<sup>2</sup>/tanα) =20.6m<sup>2</sup> とすれば,土砂生産量は 1,030 万 m<sup>3</sup> と見積もることができる.ここで,入力パラメータは危険 側で評価されていることより,土砂生産量は水文学的手法による値 827 万 m<sup>3</sup>と比べ, 1.2 程度過大評価 しているが,既往の研究<sup>25)</sup>と異なる評価手法からも同様な結果が得られたことは評価に値する.

このように,地盤工学的手法によっ て土砂生産量を推定することは可能で あるが,その値は入力パラメータによ って当然のことながら変動する.斜面 崩壊箇所の斜面角や斜面高および斜面 崩壊の起点・終点の水平距離を GIS の 情報等によって詳細に求めることがで きれば,より高い精度で土砂生産量を 推定できると考える.

#### 5. 長期にわたる土砂流出量の推定

前章の検討では、大規模出水の事例 を対象として、土砂生産量の推定を行 ってきた.本節は、平常時、出水時を 含めた長期にわたる土砂流出量の推定 手法と結果を示す.

# 5.1 土砂流出量推定式の定式化

(1) 推定手法,条件

本節では双珠別ダム流域を対象に検討を行う. 3章において,双珠別ダム地点の流量を計算する際に 得られる,各メッシュの斜面流出量(表面流出成分)を用い,長期間にわたる土砂生産量の推定を行う. 土砂生産量は,掃流砂および浮遊砂に分けて推定を行い,山地河道部では河床変動計算は実施せず,全 メッシュで動的平衡条件を仮定して算出する.

掃流砂量は芦田・道上<sup>28)</sup>の式を粒径別で表わす次式を用いる.

$$\frac{q_{bi}}{\sqrt{sgd_{i}^{3}}} = p_{i}17 \tau_{*i}^{'3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*ci}}{\tau_{*i}}\right) \left(1 - \frac{u_{*ci}}{u_{*}}\right)$$
(7)

ここで、 $q_{bi}$ は単位幅当たりの掃流砂量、 $d_i$ は砂粒子の粒径、sは砂の水中比重、 $p_i$ は粒径  $d_i$ の粒子が河床に占める割合、 $\tau'_{*i}$ は無次元有効掃流力、 $\tau_{*i}$ は無次元掃流力、 $\tau_{*ci}$ は無次元限界掃流力、 $u_{*}$ は摩擦速度、 $u_{*ci}$ は限界摩擦速度である。添え字 iは粒径別であることを示す。なお、 $u_{*ci}$ は Egiazaroff・浅田<sup>15)</sup>の式によって求める。

浮遊砂濃度の計算は動的平衡条件とし、次式を用いる.

 $q_{sui} - w_{fi} c_{bi} = 0$  (8)

ここで、 $q_{sui}$ は粒径別浮遊砂の単位面積当たりの河床からの浮上量、 $c_{bi}$ は河床付近の浮遊砂濃度、 $w_{fi}$ は 粒径別浮遊砂の沈降速度である.なお、河床からの流砂の浮上量  $q_{sui}$ は板倉・岸<sup>16</sup>、沖・黒木の式<sup>17</sup>に よって算出し、 $w_{fi}$ は Rubey<sup>18)</sup>の式によって求めた.

水深方向の浮遊砂濃度は指数型の分布式を採用すると、次式で表わされる.

$$c_i = c_{bi} \exp\left(-\beta\xi\right)$$

ここで、 $\beta = w_{\beta}/\epsilon$ 、 $\xi = z/h$ 、zは河床からの距離、hは水深、 $\epsilon$ は水深平均の拡散係数(= $\kappa u \cdot h/6$ )、 $\kappa$ はカルマン 定数(=0.4)、 $c_i$ は河床からzの距離における粒子の濃度である、水深平均の浮遊砂濃度は式(9)を河床か ら水面まで積分することにより次式となる.

(9)

$$< c_i >= \frac{c_{bi}}{\beta} \left[ 1 - \exp\left(-\beta\right) \right]$$
 (10)

ここで、<*ci*>は水深平均の浮遊砂濃度である.以上の<*ci*>に流量を乗じることで浮遊砂量が算出できる. 対象流域は山地上流域であるため、粒径分布のデータが存在しない.そこで、中下流域で測定された河 床勾配(1992, 1998, 2001, 2003, 2006年)の平均値および粒径分布の*d*<sub>10</sub>, *d*<sub>50</sub>, *d*<sub>90</sub>(1992, 2001, 2003, 2005年)の平均値を用い、河床勾配に応じて粒径を算定する推定式を作成した.推定に用いたデータお よび推定式を図 5.1 に示す.以上によって推定された *d*<sub>10</sub>, *d*<sub>50</sub>, *d*<sub>90</sub>から、対数正規分布を仮定すること で、粒径分布を設定する. なお、粒径区分は最小 0.01mm~最大 400mm までの 15 分割で設定した.



(2) 推定結果

以上の掃流砂量,浮遊砂量式を用 い. 斜面流の表面流出量を用いて各 メッシュで土砂生産量を算出した. 図5.2には各メッシュで推定した土 砂生産量を日単位で全メッシュ合 計し、年間で整理を行ったものを示 す. 図 5.2 によると, 平均年全土砂 生産量は131万m<sup>3</sup>となる.しかし, **図 3.11** によると、平均年堆砂量は 1.9万m<sup>3</sup>である.永谷ら<sup>3)</sup>によれば, 平衡浮游砂量をそのまま計算に用 いた場合には過大評価となり,低減 率を乗じる必要があることが指摘 されており、砂田ら<sup>2)</sup>によれば、上 流では露岩の影響があるため流送 土砂を制限する必要があるとされ ている.本手法による推定では、上 記の研究<sup>2),3)</sup>で行われているような 低減率や制限係数を用いた土砂流 出量の補正を行っていないことか ら,過大となったと考えられる.

しかしながら,今回推定された土 砂生産量は水理量に基づいて決定 される土砂生産量であるとみなす ことができる.つまり,潜在的に河 道を流出し得る土砂量(以下,可能 土砂流出量)である.今,大雑把な 仮定として,可能土砂流出量の全て



がダムに堆砂したものと考えると、平均年堆砂量(1.9万m<sup>3</sup>)を平均年可能土砂流出量(131万m<sup>3</sup>)で 除すことで、*a*=1.4(%)という割合が算出される.これは、可能土砂流出量をオーダー的に実態の土砂流 出量に合うように補正することが可能な係数となる.また、出水年であった 2003年に限ってみれば、 年堆砂量は 5.2万m<sup>3</sup>(図 3.11 参照)、年可能土砂流出量は 149万m<sup>3</sup>(図 5.2 参照)であり、両者の比 (百分率)は 3.5%となる.これより、4.1節の数量化 I 類で得られた 7%という値とオーダー的にほぼ同 様の結果が得られていることがわかる..

可能土砂流出量の計算は日単位で各メッシュの掃流砂量,浮遊砂量を対象に粒径別で行っている. **図** 5.3 には粒径別に推定された可能土砂流出量を流域面積で除した比可能土砂流出量と双珠別ダム地点流 量との関係を示す.以上により得られた粒径別比可能土砂流出量に前述の補正係数 a を乗じることで, 比流量から比土砂流出量を推定することができる.なお,補正係数 a は長期的な可能土砂流出量〜堆砂 量関係から得られたものであるため,この関係が短期的に成立するかは検証されていない.本研究では 便宜的にその関係が成立するものとして後の議論を進めていくが,今後いくつかの流域に同様の手法を 用いることで,その汎用性や適用性を検証することが必要であると考える.

# 5.2 中下流域における河床変動計算

(1) 計算手法, 条件

流れの計算は、マニング則を用いた不等流の方程式を幅広矩形断面で考慮した次式を用いる.

$$\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{Q^2}{2g} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{1}{B^2 h^2}\right) + \frac{Q^2 n^2}{B^2 h^{10/3}} = 0 \qquad (11)$$

ここで, Hは水位, Bは川幅, hは水深, Qは流量,gは重力加速度,nは粗度係数(=0.03)である. 掃流砂量は式(7),浮遊砂の浮上量は板倉・岸<sup>30)</sup>の式を用いる.また,浮遊砂濃度の計算は次式で表わ される浮遊砂濃度連続式を用いる.

$$\frac{\partial}{\partial t} \left( < c_i > h \right) + \frac{1}{B} \frac{\partial \left( Q < c_i > \right)}{\partial x} = q_{sui} - w_{fi} c_{bi}$$
(12)

河床変動計算では、次式で表わされる粒径別流砂の連続式を用いる<sup>33)</sup>.

$$\delta \frac{\partial p_i}{\partial t} + p_i^* \frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{1}{1 - \lambda} \left[ \frac{1}{B} \frac{\partial (q_{bi}B)}{\partial x} + q_{sui} - w_{fi}c_{bi} \right] = 0$$
(13)

ここで,  $p_i^*=p_i(\partial \eta/\partial t \ge 0)$ ,  $p_i^*=p_{i0}(\partial \eta/\partial t < 0)$ である.また,  $p_i$ は流砂中における粒度構成,  $p_{i0}$ は原河床の粒 度構成,  $\eta$  は河床高,  $\delta$  は交換層の厚さ(ここでは 0.1 とした),  $\lambda$  は河床材料の空隙率(=0.4)である. 全流砂の連続式は全粒径の流砂の交換を考慮した次式で表わされる.

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{1}{1 - \lambda} \left[ \frac{1}{B} \frac{\partial \sum_{i} (q_{bi} B)}{\partial x} + \sum_{i} (q_{sui} - w_{fi} c_{bi}) \right] = 0 \quad (14)$$

計算期間は1998年1月1日~2006年12月31日である.計算区間はKP0.4(以下,河口)~穂別流 量観測所(以下,上流端)までである.河道断面は低水路満杯流量を考慮し,低水路矩形近似単断面を 使用し,川幅や粗度係数も現地測量結果を使用する.河床高は1998年の平均河床高(KP0.2間隔)を初 期条件とし,河道内の粒径分布は1992年(KP1.0間隔)のデータを当該断面とその前後2断面ずつに同 一の値を設定した.計算時間間隔はC.F.L条件により決定した.断面間隔はKP0.2間隔(約200m)を基 本として設定するが,図2.1に示すように下流域に川西頭首工(KP12.95),川東頭首工(KP17.91)の2 基の頭首工が存在することで流れの計算が不安定になる.そこで,頭首工付近には内挿断面を前後3断 面設定し,固定点として取り扱う.流量は縦断変化を考慮するため,清水<sup>34)</sup>の方法を参考とし,計算区 間内の流量観測所における平均年最大流量を用いた累乗近似式の係数から,次式で表わされる鵡川観測 所の流量データを与えることで,任意断面の流量を算定できる推定式を用いた.

 $Q = Q_m \exp \left[-0.00979 \left(L - 2.55\right)\right]$  (15)

ここで、*Q*mは鵡川観測所の流量、*Q*は任意断面の流量、*L*は河口から任意断面までの距離(km)である. 下流端の境界条件は流域近傍の苫小牧東港で観測された潮位を使用する.上流端の境界条件には、前述 の粒径別比土砂流出量~比流量関係式から土砂を流出させる場合(以下、土砂流出推定法)と上流端を 動的平衡条件として計算する場合(以下、動的平衡法)の2通りの計算を行い、設定方法の違いによる 結果の比較を行う.

(2) 計算結果

河床変動計算の精度比較には、2002年1月、2003年12月、2006年12月の平均河床高の実測データ を用いる. 図5.4には、精度比較時の実測値に対するそれぞれの計算値の誤差(計算値-実測値)を示す. 図によれば、全体的な変動形態はどちらも同じ傾向を示している.また、いずれも KP30より上流部で は、土砂流出推定法の方が動的平衡法に比べ堆積が小さく、実測値に近い傾向を示している.次に、全 体的な河床変動計算結果の精度を

確認するため、次式で表わされる RMSEを用いて評価を行う.

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum \left(Z_o - Z_s\right)^2}{N}} \qquad (15)$$

)

ここで, Zo は実測平均河床高, Zs は計算平均河床高, N は断面データ 数である.**表 5.1** には精度比較時の RMSE およびそれらの平均値を示 す.表によれば,動的平衡法と土砂 流 出 推 定 法 の 平 均 RMSE は 0.72(m), 0.62(m)であり,土砂流出 推定法は動的平衡法に比べ, RMSE で 0.1(m)小さく推定できた.

ところで,河床変動計算では各断 面において掃流砂,浮遊砂の土砂流 出量が計算される.図5.5には上流 端の境界条件をそれぞれの手法で

表 5.	1 1	<b><b> </b> </b>	比較問	寺 KMSE	

RMSE(m)	2002年1月	2003年12月	2006年12月	平均
動的平衡法	0.69	0.68	0.79	0.72
土砂流出推定法	0.62	0.57	0.67	0.62



設定した場合の土砂流出量および河口 での土砂流出量の計算値を年単位で整 理したもの示す.図によれば、どちらの 手法もともに同様の変動傾向を示して いる. なお, 平均年全土砂流出量につい ては、上流端で約 30 万 m<sup>3</sup>、河口で約 40 万 m<sup>3</sup>となり、土砂収支の差は約 10 万 m<sup>3</sup>であると見積もられる.これは下 流河道部の残流域からの土砂流入量と 推測される.計算区間の残流域は約 321km<sup>2</sup> であり、上流端の流域面積の約 1/3 である. そこで, 簡単に上流端での 土砂流出量を比流量配分で考慮すると 約 10 万 m<sup>3</sup>となり概ね一致する. 残流 域の土砂流入量を考慮した河床変動計 算は今後の課題としたい.また,**表5.2** には河口における,計算期間中に発生し た「主な出水時の土砂流出量」の「各年 の年単位土砂流出量」に占める割合およ び出水時の鵡川観測所最大流量を示す. 表によれば,出水時土砂流出量が年単位 土砂流出量における 51~78%を占める ことがわかる、つまり、その年の平常時 土砂流出量は 22~49%を占め、割合か ら見てもその量は無視できないと考え る.

さらに、図 5.6 にはそれぞれの平均 年全土砂流出量の粒径別の割合を示す. 図によると、どちらの手法も河口での分 布は類似しているが、上流端では土砂流 出推定法の方がシルトの割合が若干大 きい傾向を示した.また、どちらの手法 も上流端に比べ河口の方がシルト~砂 の割合が大きく、礫~石の割合が小さい ことから、実河川の質的な一般的傾向を 概ね再現できたと考える.

### 6. まとめ

本研究で得られた結果を以下に示す.

- 山地上流域を対象に、流域水循環モデルを構築し、蒸発散量や融雪および流量といった水文諸量を 推定することで、流域の長期的な水循環機構を明らかにした.また、同時に土壌の湿潤度を概念的 に表す流域貯留量を推定した.
- 2) 流域貯留量を要因とした「水文学的手法」により、出水時の斜面崩壊に伴って発生する土砂生産量の推定を行った.以上によって得られた土砂生産量をダム堆砂量と比較することで、その影響について明らかにした.
- 3) 崩壊時の斜面の幾何学条件にもとづく「地盤工学的手法」により出水時の土砂生産量の推定を行った. その結果,水文学的手法と同様な結果が得られた.
- 4) 山地上流域における斜面流の表面流出成分から、流砂形態を考慮した土砂生産量を粒径別に算定した.また、ダム堆砂量との比較によって、流量を関数とした粒径別土砂流出量を定式化した.
- 5) 上記で得られた土砂流出量を境界条件として用いることで、中下流河道部における河床変動計算を 実施し、経年的に概ね変動傾向を再現できた.また、上流から河口に到達する土砂の量およびその





0.1 1 <sub>粒径(mm)</sub><sup>10</sup> 図 5.6 平均年土砂流出量の粒径分布

質的推定を可能とした.

**謝辞**:本論文をまとめるにあたり,気象庁および(財)日本気象協会より,レーダーアメダス解析雨量 および各気象官署,アメダスの気象データ提供等で多大なご協力をいただいた.また,北海道開発局室 蘭開発建設部より,鵡川河道部の地形データ,双珠別ダムや二風谷ダムにおける堆砂および管理データ などの資料提供等で多大なご協力をいただいた.また,(独)土木研究所・寒地土木研究所より,崩壊 地分布データの提供等で多大なご協力をいただいた.ここに記して謝意を表す.

# 参考文献

- 1) 河川審議会総合土砂管理小委員会:「流砂系の総合的な土砂管理に向けて」報告, 1998.
- 砂田憲吾,塩沢みゆき,加藤克夫:大規模土砂生産による流域水系河床変化の伝播特性について,水工学論文集,第40巻,pp.843-848,1996.
- 3) 永谷言,高田康史,小沢和也,寶馨,佐山敬洋:豪雨時の斜面崩壊過程を考慮した分布型土砂流出モ デルに関する研究,河川技術論文集,第15巻,pp.429-434,2009.
- 4) サニット ウォンサ,清水康行,岩井聖:流域全体系における土砂動態のモデル化の試み:河道形 状・土地利用変遷に関する基礎的検討,水文・水資源学会誌,第17巻6号,pp593-606,2004.
- 5) 宇野誠高, 横山勝英, 森下和志, 高島創太郎, 大角武志: 熊本県白川河口域における土砂動態, 海岸 工学論文集, 第 49 巻, pp.561-565, 2002.
- 6) 土木学会水工学委員会: 平成 15 年台風 10 号北海道豪雨災害調査団報告書, pp.1-95, 2004.
- 7) 国土交通省河川局:沙流川水系河川整備基本方針,2005.
- 8) 北海道開発局:鵡川水系河川整備計画,2009.
- 9) 臼谷友秀, 工藤啓介, 中津川誠: 石狩川における水循環の定量化について, 水工学論文集, 第49巻, pp.229-234, 2005.
- 10) 近藤純正:水環境の気象学 一地表面の水収支・熱収支一,朝倉書店,1994.
- 11) 中津川誠, 濱原能成, 星清: 積雪変化を考慮した長期流出計算, 水工学論文集, 第 47 巻, pp.58-63, 2003.
- 12) 中澤辰哉, 中津川誠, 臼谷友秀: 流域の湿潤状態の分布を考慮した土砂生産量の推定, 水工学論文 集, 第 56 巻, pp.901-906, 2012.
- 13) 山口甲, 新庄興, 三田村一弘, 上野順也: 豊平川の生産土砂について, 土木学会北海道支部 論文報 告集 第 55 号(B), pp.268-271, 1998.
- Nash, J.E. and Sutcliffe, J.V.: River flow forecasting through conceptual models. Part1. A discussion of principles, J. of Hydrol., Vol.10, pp.282-290, 1970.
- 15) 星清,島谷部寿人,金高州吾,三浦敦禎,市川嘉輝,中津川誠,谷昭彦,山口昌志,佐伯礼子,白川 俊也,柴田春幸:現場のため水文学(1)-流出解析 その 1-,開発土木研究所月報,No.485, pp.36-45, 1993.
- 16) 山田正,山崎幸二:流域における保水能の分布が流出に与える影響について,第27回水理講演会, pp.385-392, 1983.
- 17) 臼谷友秀, 中津川誠: ダム機能向上のための流域貯留量の定量化, 河川技術論文集, 第 17 巻, pp.299-304, 2011.
- 18) 社団法人 土木学会: 水理公式集[平成 11 年度版], 丸善(株), 2000.
- 19) 北海道開発局:北海道開発局洪水予測システム, pp.24-26, 2007.
- 20) 端野道夫,室田明:豪雨による山腹崩壊土砂生産に関する推計学的研究,土木学会論文報告集,第 188 号,1971.
- 北海道開発局室蘭開発建設部:沙流川総合開発事業の内 沙流川生産土砂調査検討業務報告書, 2004.
- 22) 寺田秀樹, 中谷洋明:土砂災害警戒避難基準の設定方法,国土技術政策総合研究所資料,第5号, 2001.
- 23) 太田英樹::豪雨による地盤災害, 基礎工 pp.1-2,No.7, 2011.
- 24) Kawamura, S. and Miura, S.: Rainfall-induced failures of volcanic slopes subjected to freezing and thawing, Soils and Foundations, Vol.53, No.3. pp. 443-461, 2013.
- 25) 平成 15 年台風 10 号における日高地方の土砂・流木動態, 寒地河川学研究会, 2008.

- 26) 実務家のための火山灰質土,北海道の火山灰質土の性質と工学的利用に関する研究委員会,地盤工学 会北海道支部, pp.27-64, 2010.
- 27) Taylor, D.W.: Foundamentals of Soil Mechanics, John Wiley & Sons, 1965.
- 28) 芦田和男, 道上正規:移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 第 206 号, pp.59-69. 1972.
- 29) 浅田宏: 山地河川の流砂量と貯水池の堆砂過程に関する研究, 電力中央研究所報告, No.2. 1976.
- 30) Itakura, T. and Kishi, T.: Open channel flow with suspended sediments, *Proc. of ASCE*, HY8, pp.1325-1343, 1980.
- 31) 沖健, 黒木幹男: 混合床上の浮遊砂量の算定式の検討, 土木学会第 40 回年次学術講演会講演概要 集, pp.415-416, 1985.
- 32) Rubey, W. W.: Settling velocity of gravel, sand and silt particles. *Amer. Jour. Sci.*, 25, pp.325-338, 1933.
- 33) 平野宗夫: Armoring をともなう河床低下について、土木学会論文報告集、第 195 号, pp.55-65, 1971.
- 34) 清水康行: 沖積河川の縦断形と河床材料分布形の形成について, 土木学会論文集, No.521/II-32, pp.69-78, 1995.

# 【4】今後の課題・展望

本研究は水と土の連成問題として土砂生産量を推定し、流出や河道部分での変化を推定できるような 手法を提案したものである.いわば地盤工学と水文学・水理学の連携によりもたらされた成果であり、 今後とも分野横断型の方法論の確立が実際の課題に対応していくうえで益々求められるようになると 考える.今後、水文・水理学的にはとくに山地部の斜面部や河道部でどの程度の流量があり、それによ ってどの程度土砂が堆積し動くのかについて細密な評価が必要と考えられる.また、地盤工学的には、 水の動き、とくに土壌水分量と土の挙動の関係を定量的に評価できる方法が必要と考えられる.また、 実際の現地に適用するには、詳細な現地情報、例えば、斜面高、斜面角などの幾何学的条件や実際に生 じる斜面崩壊パターンを検証しながら手法の一般化を図っていく必要がある.

本研究で提案した方法で流域の土砂収支が明確化され,河道部分での流砂量,粒径分布,河床変動な ども長期的に推定できるようになったが,今後より定量化の精度を向上させることで流域の土砂管理計 画に資することができると考える.とくに1)山地部の土砂生産の制御では森林管理や治山,砂防での 土砂コントロールの数値目標も設定できる.2)ダムや堰といった横断構造物の機能評価や改善につい ても評価できるようになる.3)河道からの長期的な土砂供給量が定量化でき,海域からの土砂供給量 が何らかの形で定量化できれば,たとえば河床や海域地形の数値シミュレーション(現在 iRIC といっ た公開ソフトで容易に計算可能となりつつある)の入力条件とすることで,河口部や干潟の保全・再生 策に活用できる.といった具体的な展開が考えられる.