

降雨による斜面崩壊と河道区間の土砂収支を 考慮したダム堆砂量の推定

高橋, 大地 / TAKAHASHI, Daichi

(開始ページ / Start Page)

1

(終了ページ / End Page)

241

(発行年 / Year)

2023-03-24

(学位授与番号 / Degree Number)

32675甲第578号

(学位授与年月日 / Date of Granted)

2023-03-24

(学位名 / Degree Name)

博士(工学)

(学位授与機関 / Degree Grantor)

法政大学 (Hosei University)

(URL)

<https://doi.org/10.15002/00026669>

学位論文

降雨による斜面崩壊と河道区間の土砂収支
を考慮したダム堆砂量の推定

2022 年度

法政大学大学院デザイン工学研究科

都市環境デザイン工学専攻 博士後期課程

高橋 大地

目 次

第 1 章 序論	1
1.1 研究背景と目的	1
1.2 既往の研究	10
1.2.1 堆砂量観測に関する研究	10
1.2.2 土砂生産に関する研究	10
1.2.3 堆砂量の推定及び予測に関する研究	11
1.3 本研究の視点とアプローチ	19
1.4 論文の構成	19
第 2 章 ダム堆砂予測の留意事項と考え方	29
2.1 はじめに	29
2.2 土砂生産過程	30
2.3 河道内輸送	32
2.4 貯水池の堆砂過程	34
2.5 まとめ	37
第 3 章 対象流域の特性	39
3.1 はじめに	39
3.2 緑川ダム貯水池	40
3.2.1 緑川ダムの諸元と管理状況	40
3.2.2 地形, 地質特性	43
3.2.3 地被, 植生	47
3.2.4 水文特性	48
3.2.5 平成 28 年熊本地震の影響	53
3.3 寒河江ダム貯水池	55
3.3.1 寒河江ダムの諸元と管理状況	56
3.3.2 地形, 地質特性	59
3.3.3 地被, 植生	63

3.3.4	水文特性	64
3.3.5	月山地区直轄地すべり対策事業	69
第4章	航空写真解析による崩壊地の調査	72
4.1	はじめに	72
4.2	解析方法	73
4.2.1	航空写真の幾何補正	74
4.2.2	解像度とコントラスト値の統一	75
4.2.3	樹冠からの乱反射に起因するノイズの除去	76
4.2.4	解析領域の設定	76
4.2.5	画像解析による崩壊地の推定(2値化)	76
4.2.6	最適な輝度閾値の設定方法	78
4.3	緑川ダム流域における崩壊地の動向	81
4.3.1	航空写真収集	81
4.3.2	輝度閾値の設定	94
4.3.3	構造線以南流域の崩壊地面積	95
4.4	寒河江ダム流域における崩壊地の動向	96
4.4.1	航空写真収集	96
4.4.2	輝度閾値の設定	101
4.4.3	解析結果	102
4.5	まとめ	106
第5章	緑川ダム貯水池における堆砂量の推定	108
5.1	はじめに	108
5.2	崩壊地モデルによる生産土砂量の推定	109
5.2.1	崩壊地モデルの提案	109
5.2.2	航空写真解析の対象領域	112
5.2.3	降雨データの整理	114
5.2.4	表層地盤の飽和雨量	116
5.2.5	表層崩壊を引き起こす降雨イベントの抽出	128
5.2.6	土砂生産量の推定	134

5.3	溪流区間の土砂収支	135
5.3.1	緑川ダム貯水池における堆砂量の補正	136
5.3.2	土砂貯留関数の提案	137
5.3.3	年間土砂流出高 k と堆積層厚初期値の設定 S_{1971}	138
5.3.4	土砂貯留関数パラメータの同定	141
5.3.5	溪流堆積土砂の粒度変化のモデル化	142
5.3.6	パラメータの同定結果	148
5.3.7	貯水池堆砂量の推定結果	152
5.4	堆砂量予測モデルの検証	153
5.4.1	溪流モデルの有効性	153
5.4.2	雨量データのみを用いた堆積土砂の粗粒化の表現 (モデル改良)	155
5.5	まとめ	159
第6章	寒河江ダム貯水池における堆砂量の推定	161
6.1	はじめに	161
6.2	崩壊地モデルの構築	161
6.2.1	解析対象	161
6.2.2	斜面崩壊を規定する降雨特性の抽出	173
6.2.3	斜面崩壊の発生をもたらす雨量強度と崩壊地面積との相関	193
6.2.4	土砂生産量の経時変化	198
6.3	溪流モデルの構築	199
6.3.1	寒河江ダム貯水池における堆砂量の補正	199
6.3.2	適用する溪流モデル	200
6.3.3	土砂貯留関数パラメータの同定	200
6.3.4	堆積土砂の粗粒化に関するパラメータ	203
6.3.5	パラメータの最適組合せ	206
6.3.6	溪流モデルの有効性	209
6.4	まとめ	211
第7章	ダム堆砂量に及ぼす気候変動の影響評価	213
7.1	はじめに	213
7.2	検討対象とする気候変動シナリオ	217

7.3 緑川ダムの堆砂量に及ぼす気候変動の影響	219
7.3.1 崩壊地面積に及ぼす気候変動の影響	219
7.3.2 溪流区間の土砂収支に及ぼす気候変動の影響.....	223
7.4 寒河江ダムの堆砂量に及ぼす気候変動の影響	226
7.4.1 崩壊地面積に及ぼす気候変動の影響	226
7.4.2 溪流区間の土砂収支に及ぼす気候変動の影響.....	230
7.5 まとめ.....	233
第8章 結論	236
8.1 本論文の結論	236
8.2 課題と展望	239

第1章 序論

1.1 研究背景と目的

我が国はアジア・モンスーン地域に位置し、年降水量が多く、梅雨期や台風期に豪雨が集中する厳しい気象条件にある。加えて、国土の約7割が山地であり急流河川が多く存在しており、古くから様々な土砂災害を経験してきた。近年は表 1.1 に示すような大規模な災害が発生している。

このような土砂災害から人命を守るため、国土交通省は土砂災害のリスクが著しく大きい流域等において国土交通省主導の直轄砂防事業を多く実施してきた。直轄砂防事業は流域内の荒廃地を復旧・保全するとともに下流河川の河床上昇を防ぎ、土砂流出にともなう災害から人命や財産等を守ることが主たる目的である。特に、重荒廃地域や都市地域に重点をおいて砂防堰堤及び床固工群等の砂防設備の整備を進めることを目指している。この事業の採択基準としては、「①荒廃状況」「②流出土砂量」「③事業費」「④施工方法」「⑤影響する範囲及び程度」「⑥国土交通大臣の判断」が設定されている²⁾。直轄砂防事業では砂防基本計画に定められる土砂災害を引き起こすような有害な生産・流出土砂を合理的かつ効果的に処理するため砂防堰堤等の整備が進められ(図 1.1)、当該地域に洪水調節機能を有するダム貯水池が含まれる場合には、ダム保全のための砂防施設も整備される。流出土砂を抑制するための砂防施設として古くから不透過型砂防堰堤が整備されてきたが、平成 29 年 7 月九州北部豪雨に代表されるような流木による橋梁閉塞等の被害が顕在化しており⁴⁾、これを防止するため、近年では透過型砂防堰堤の整備が推進されている。令和 2 年 1 月には「気候変動を踏まえた砂防技術検討会」¹⁾が発足し、気候変動の影響を砂防計画や土砂管理に反映するため、気候変動が深層崩壊や崩壊性地すべりの規模・頻度に及ぼす影響や対策技術の検討を開始している。

上述のような流砂過程に起因する諸問題は砂防分野に限らず、ダムや河川・海岸分野でも顕著となってきている。例えば、ダム建設にともなう下流への供給土砂量の減少は河床を低下させて河川管理施設や河道内の許可工作物に不安定をもたらすばかりではなく、ダム堆砂による貯水容量の減少、海岸線の後退などを引き起こす。これら水源から河口に至る一連の問題を背景として、国土交通省は当該地先における土砂対策だけではなく、流砂系を一貫して捉え土砂生産の管理から土砂輸送の動的平衡性を回復するために必要なあらゆる対策を講じて解決する総合土砂管理という概念を提示した(図 1.2)。例えばダム周辺の流砂過程を考えると、かつて保障されていた土砂移動の連続性がダムの建設にともない遮断され、河川環境へ様々な悪影響を与える可能性がある。そのため、ダム再生⁶⁾の一連の事業の中でダム下流域の河川環境の保全・改善を推進してきた。寒河江ダム(山形県)においては弾力的な運用⁷⁾にともない洪水調節容量へと貯留された貯留水を転用したフラッシュ放流を実施して、河道内に滞留・沈着する底泥や藻類を掃流し、下流生態系の回復や河川景観の改善を図っている。長安口ダム(徳島県)では貯水池内に堆積した土砂を下流河道域へとダンプトラックにより陸送して置土(土砂還元)し、河川環境の物理環境(瀬淵の配置、瀬淵の水深・流速、河床の地形・材料)を回復・維持する取組が実施されている(図 1.3)。これらは総合土砂管理計画⁹⁾の事業メニューとして位置づけられ、土砂

輸送がもたらす災害を防止しつつ、生態系、景観等の河川・海岸環境を保全するために必要な土砂資源を供給する役割を担っている。

表 1.1 近年の災害¹⁾

災害名称	象徴的な発生場所	災害誘因	土砂生産プロセス	土砂流出プロセス
令和元年 台風 19 号	宮城県丸森町 群馬県富岡市	台風 19 号	表層崩壊 崩壊性地すべり	土石流, 土砂・洪水氾濫 崩壊性地すべり
平成 30 年 7 月 豪雨	広島県安芸郡 坂町, 呉市	台風 7 号及び 梅雨前線	表層崩壊	土石流, 土砂・洪水氾濫
平成 29 年 7 月 九州北部豪雨	福岡県朝倉市	台風 3 号及び 梅雨前線	表層崩壊	土石流, 土砂・洪水氾濫
平成 28 年 台風 10 号	北海道清水町 岩手県岩泉町	台風 10 号	表層崩壊, 溪床堆積物の侵食	土石流, 土砂・洪水氾濫
平成 26 年 8 月 豪雨災害	広島県広島市	台風 12 号, 11 号及び 梅雨前線	表層崩壊	土石流
平成 25 年 台風 26 号	東京都大島町	台風 26 号	表層崩壊	泥流
平成 24 年 九州北部豪雨	熊本県阿蘇市	梅雨前線	表層崩壊	土石流
平成 23 年 台風 12 号	奈良県五條市	台風 12 号	深層崩壊	土石流, 河道閉塞, 土砂・洪水氾濫
平成 21 年 7 月 中国・九州北部豪雨	山口県防府市	梅雨前線	表層崩壊	土石流, 土砂・洪水氾濫

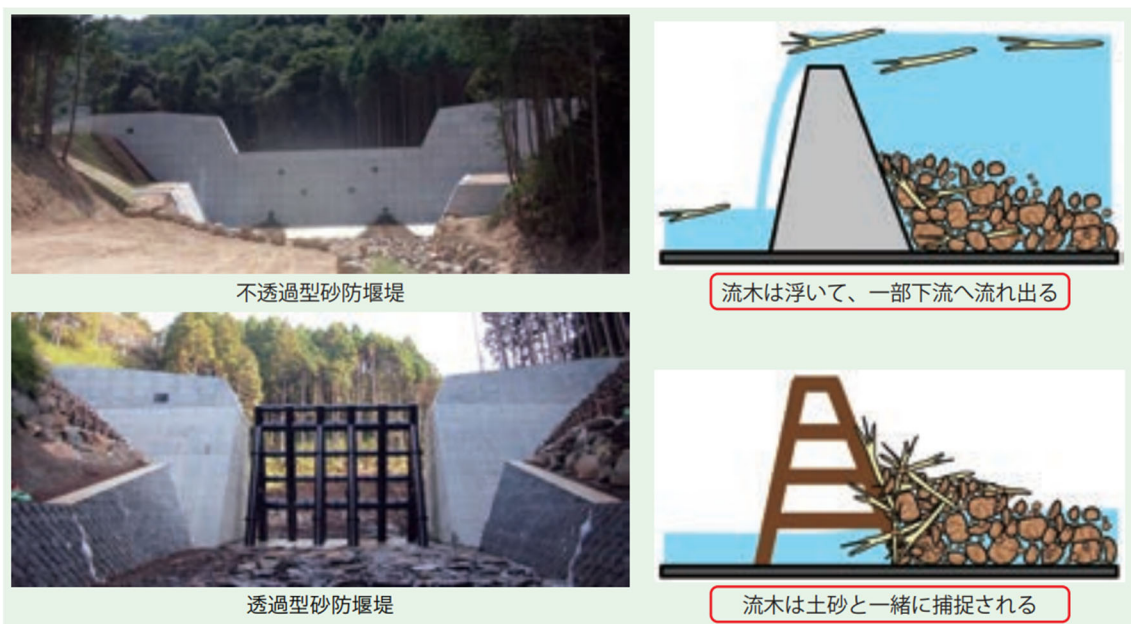


図 1.1 砂防堰堤の種類³⁾

総合的な土砂管理とは

山地から海岸まで土砂が移動する場全体を「流砂系」という概念で捉え、流砂系一貫として、総合的に土砂移動を把握し、土砂移動に関する問題に対して、必要な対策を講じること。

＜ 土砂移動に関わる課題の例 ＞

ダム貯水池の堆砂による機能低下、海岸侵食、河床材料の粗粒化による環境への影響、河床低下による河川構造物への影響 など



図 1.2 総合土砂管理のイメージ⁵⁾

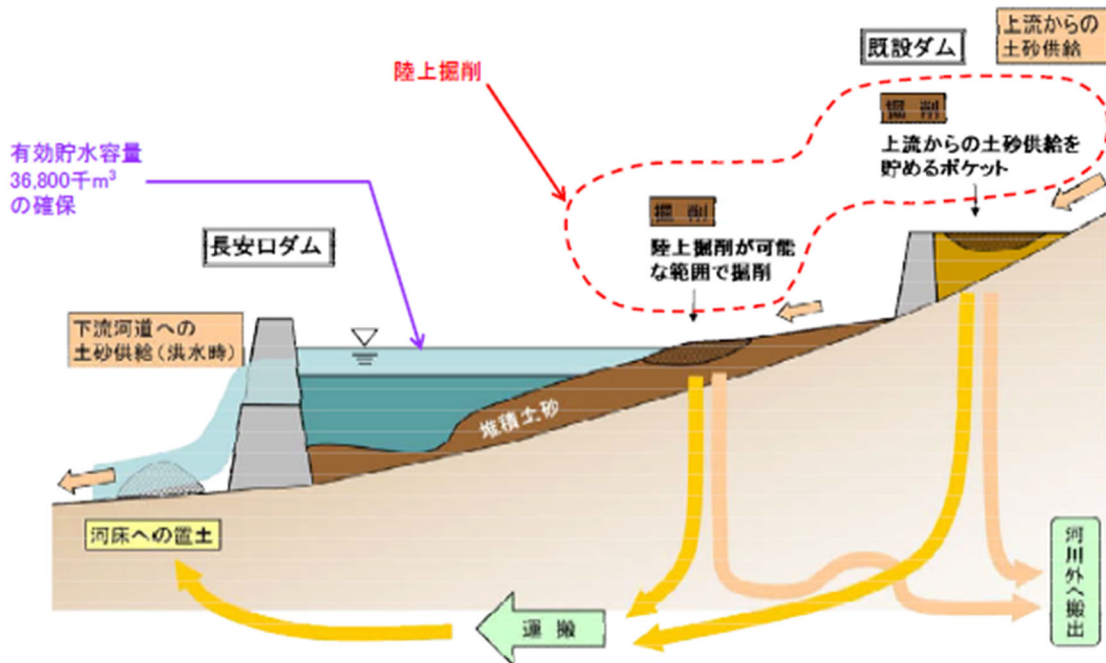


図 1.3 長安ロダムにおける陸上掘削と置土の概要⁸⁾

ダムは流域の土砂収支に大きく影響する。流域の地形・地質および気候条件を勘案して、これまでに様々な目的を持つダムが整備されてきた。洪水調節専用でなく、かんがいや発電などの水資源開発を目的とする多目的ダムが全国の水系に多く存在する。令和3年度末の時点で国土交通省管理のダムは105基にのぼる¹⁰⁾。

現行のダム計画では、自然条件が類似した、あるいは近隣の流域における既設ダムのデータ等から100年間の堆砂量を推計し、水平堆砂の仮定の下に堆砂容量を確保する¹¹⁾ことになっているが、計画堆砂量を超えた後の対応についてはダム管理に想定されていない。実際、100年堆砂の原則に基づくダム計画が始まってから既に60年以上が経過した現在、堆砂量が既に計画値を上回るダムが少なからず出現している。

国土交通省管理のダムについて、各地方整備局におけるダム等管理フォローアップ委員会資料^{12)~96)}を収集し、計画通り堆砂した場合の堆砂率と実績の堆砂率を比較する。図1.4に整理結果を示しており、評価対象とした100ダム(完成後3年未満のダムは対象外)のうち、50ダムで実績堆砂率が計画を上回っており、全国的に計画を上回るペースで堆砂が進行していることを確認した。後述するが、本研究対象とした緑川ダム(九州地方整備局管理)は82.1%(計画49.0%)、寒河江ダム(東北地方整備局管理)は41.4%(計画29.0%)であった。また、図1.5には地方整備局別に整理した結果を示しており、中部地方整備局・九州地方整備局・関東地方整備局で特に堆砂が進行しているダムが多くなっている。

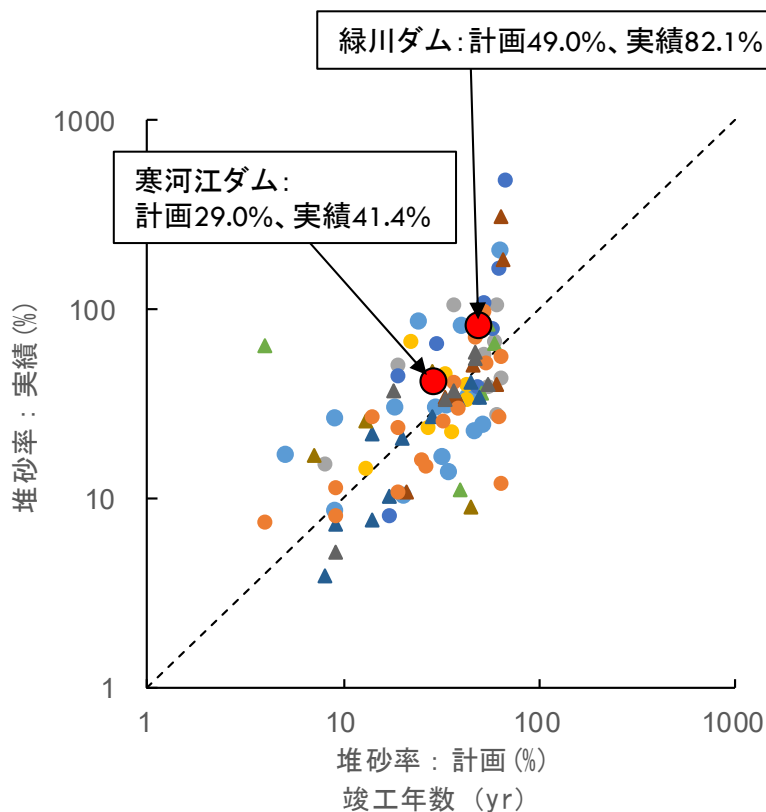


図 1.4 堆砂率の整理結果 (全国)

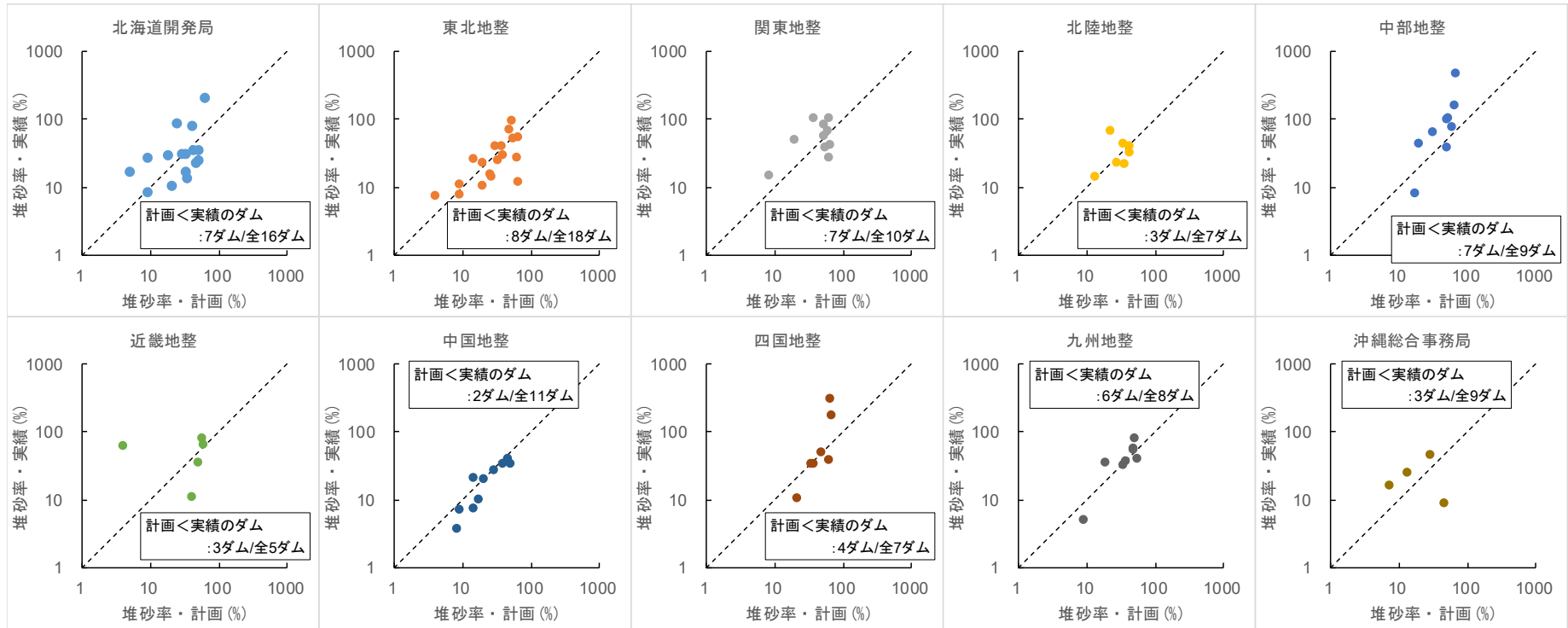


図 1.5 堆砂率の整理結果（地方整備局別）

こうしたダム堆砂の現状に対して、これまでに様々な対策（図 1.6）が実施されてきた。例えば、信濃川水系では 2011 年の洪水により笹堀ダム（新潟県）の下流域が甚大な被害を受けたため、洪水調節機能増強のためにダム堤体で 4m の嵩上げが災害復旧助成事業により実施された⁹⁸⁾。美和ダム（長野県）では竣工直後から度重なる洪水に見舞われ大量の土砂が流入しており、昭和 41 年から砂利採取による応急的なダム湖の掘削が行われたものの、掘削量は流入土砂量にはるかに及ばなかった。そのため、昭和 56 年から進められていた美和ダム再開発事業の一環として、平成 6 年に貯砂ダム、平成 17 年に洪水バイパストンネル及び分派堰が完成し、恒久的な堆砂対策が開始された⁹⁹⁾。黒部川水系の出し平ダム及び宇奈月ダム（富山県）では国土交通省と関西電力で連携したダム操作により、ダムに堆積した土砂や洪水による流入土砂を排砂ゲートから下流へと流送している。その際、排砂にともない下流河川の河床低下や代表粒径材料の枯渇が生じないように 3D スキャナを用いた河川地形測量や河床変動解析によるモニタリングを継続している¹⁰⁰⁾。

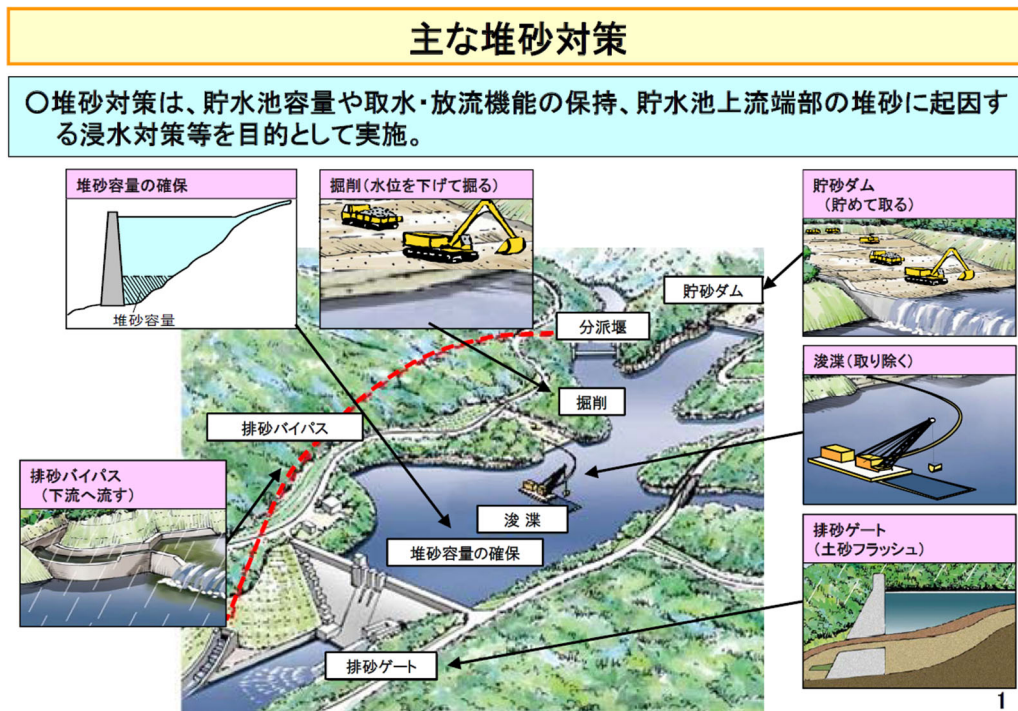
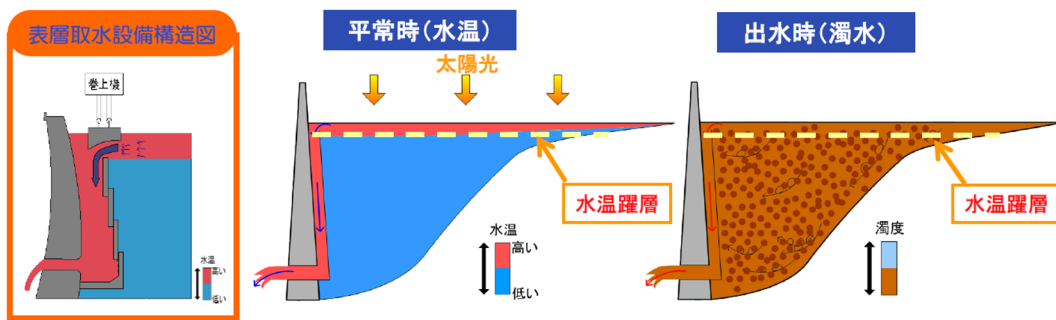


図 1.6 主な堆砂対策⁹⁷⁾

ダム貯水池では堆砂の他に環境的課題として濁水が長期化する場合がある。利根川水系の川治ダム（栃木県）では昭和 58 年の管理開始直後から湖岸の裸地化や湖水の白濁化が長期化する濁水現象が景観を著しく阻害し、観光産業への影響が沿川住民により懸念されていた。濁水長期化の要因としては、「①流域に崩壊率の高い地域が広く分布している」、「②貯水池へ流入する濁質が微細かつ扁平であり湖底まで沈降する時間が長い」、「③貯水池の清水回転率が小さい」、「④水温躍層（湖内の水温が大きく変化する層）が浅く、水温差が小さい」ことなどが挙げられる（図 1.7）。川治ダムでは濁水長期化の対策として、取水口の高さの変更による水温躍層の低下、汚濁拡散防止フェンスの設置による上層部の濁水軽減などが図られた（図 1.8）。

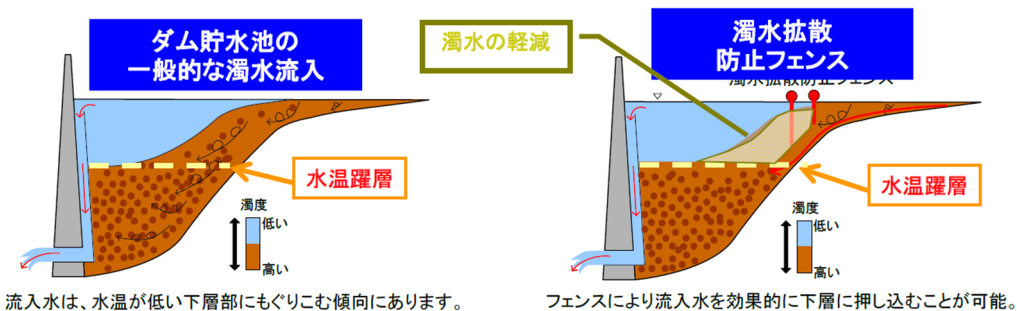
- ◆建設当初は、貯水池の温度の低い下層部から取水して下流に放流することによる、冷水被害が懸念されたため、温度の高い上層部から取水し放流する、表面取水設備を採用していた。
- ◆表面取水により、常に上層部から取水し放流していたため、水温の高い上層部は薄く形成されていた。
- ◆出水時に流入する濁水は、水温躍層の位置が浅いため、濁水が上層付近までおよび、貯水池全体が濁水となった。



- ◆表面取水により、水温躍層の位置は浅く、濁水の流入が上層付近までおよび、貯水池全体が濁水となった。

図 1.7 濁水長期化の要因¹⁰¹⁾

- ◆出水による低温度で流入する濁水を、更に効果的に温度の高い上層部の下に潜り込ませるために、濁水拡散防止フェンスを設置し、上層部を清水に保つ環境整備を行う。



濁水拡散防止フェンス構造

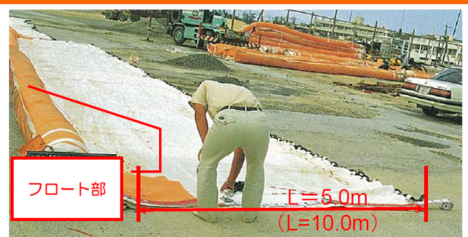
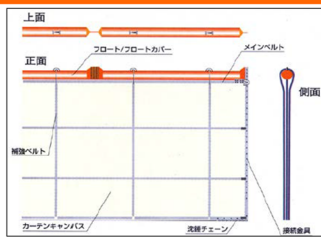


図 1.8 汚濁拡散防止フェンスによる濁水長期化対策¹⁰¹⁾

ダムの土砂問題に対しては、さらに近年の気候変動の影響も懸念される。気候変動に関する政府間パネル（Intergovernmental Panel on Climate Change : IPCC）は、1990年に第1次評価報告書、1995年に第2次評価報告書、2001年に第3次評価報告書、2007年に第4次評価報告書、2013年に第5次評価報告書、2021年に第6次評価報告書を公表してきた。最新の第6次評価報告書では人間活動が地球温暖化の原因であることに疑う余地がないことが明確に表現されている。さらに、地球温暖化の影響により、大雨の頻度や熱帯低気圧の勢力が増加する可能性も指摘されている¹⁰²⁾。地球温暖化の影響について、2005年～2009年の5年間、戦略的研究開発プロジェクト「S-4 温暖化の危険な水準及び温室効果ガス安定化レベル検討のための温暖化影響の総合的評価に関する研究」¹⁰³⁾でも取りまとめられており、気候シナリオ MIROC3.2(hire)を用いた斜面災害と土砂災害の将来予測を実施している。MIROC3.2(hire)は国立大学法人東京大学気候システム研究センター（CCSR）、独立行政法人国立環境研究所（NIES）、独立行政法人海洋研究開発機構地球環境フロンティア研究センター（FRCGC）の合同研究チームが、当時、世界最大級のスーパーコンピュータ「地球シミュレータ」を用いて開発した全球気候モデルである。気候変動に伴う降雨パターンの変化にとともない斜面崩壊発生危険地域がどのように変化するかを理解するため、将来の豪雨条件下での斜面災害の発生確率を示している（図 1.9）。さらに、ダム湖の堆砂量とダム湖流域の斜面災害リスクとの関係から推計された土砂生産量分布（図 1.10）も示しており、温暖化にとともないダムの堆砂が加速することが理解される。

ここまで、土砂管理全般の課題からダムを取り巻く課題までを概観した。気候変動（地球温暖化）にとともなうダム堆砂の加速はダム管理における今後の最も大きな懸案事項であり、大半のダム貯水池では何らかの堆砂対策を早急に講ずる必要がある。そのために長期的かつ正確な堆砂量の予測が喫緊の課題であることは疑問の余地がない。本研究では今後のダム管理に供し得る堆砂量推定モデルを開発することを目的としていることから、次項では、ダム流域の土砂・流砂観測や堆砂量予測に関する既往の研究を整理することにより、本研究の論点を明確化する。

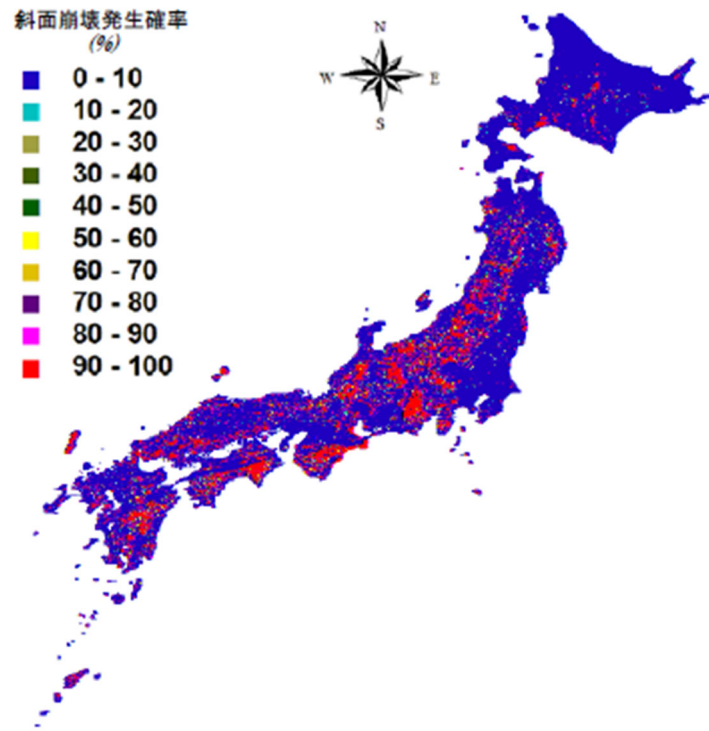


図 1.9 2050 年気候時の 30 年に 1 回生じるとされる豪雨による斜面崩壊発生確率¹⁰³⁾

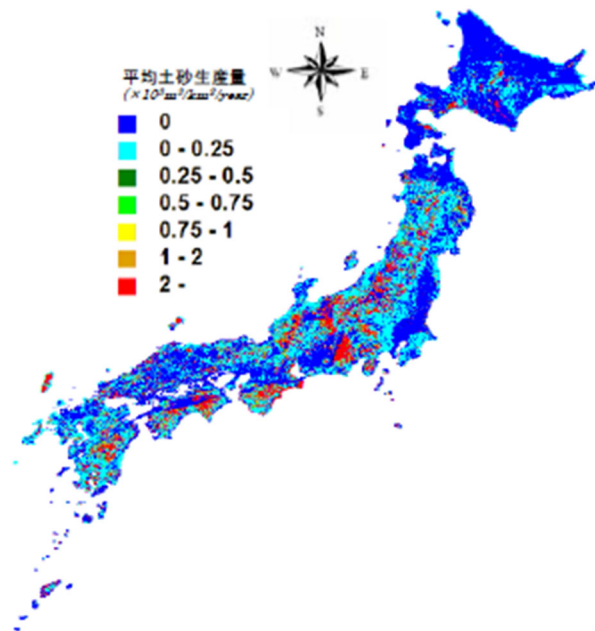


図 1.10 斜面災害に伴う土砂生産分布図¹⁰³⁾

1.2 既往の研究

本研究ではダム貯水池堆砂量の推定を目的としており、ダム堆砂量という視点から学術・技術文献を広く収集し既往の研究を整理し、本研究の目指す方向を明示する。

1.2.1 堆砂量観測に関する研究

宮崎ら^{104),105)}は主として電力用貯水池 118 個の現地調査データに基づいて各地の貯水池における堆砂量の経年変化を整理し、巨視的に見た我が国における堆砂特性の傾向を把握しようとした。彼らは年堆砂量と複数パターンで集計した雨量（年降水量，年最大月雨量，年最大日雨量，年最大3時間雨量，年最大1時間雨量）について相関分析を実施した結果，年堆砂量との相関が高い雨量が年最大日雨量であり，さらに，大半の貯水池では降雨の影響が同年内に堆砂量にあらわれること，流域地形の平均傾斜度が大きいほど降雨の堆砂量への影響が早期にあらわれること，などを明らかにしている。

一般に，河川の上流域においては，洪水時に生産・流送される土砂成分は河床材料よりも細粒な濁質成分（ウォッシュロード）の方が多い。こうした上流域に大規模なダム貯水池が建設されると，ウォッシュロードの大半が湖内に捕捉されて湖底に沈降・堆積し，有効貯水容量の減少をもたらすため，貯水池内の濁水・細粒土砂の挙動に関する観測研究が多く行われてきた。中村ら¹⁰⁶⁾は全国の多目的ダムにおいて観測収集された資料を整理し，濁水長期化の要因として，貯水池内の水温分布や濁度分布，懸濁物質の粒度分布を調査している。その結果，湖内の濁水密度流に及ぼす水温分布・水温躍層の季節変化の影響，濁水の貯水池内への侵入・移動にともなう細粒側への分級が進むこと，流入量と流入濁度には高い相関関係があること，などを明らかにした。

1.2.2 土砂生産に関する研究

山野井¹⁰⁷⁾は風化作用における定常的な土砂生産と斜面崩壊等の突発的な土砂生産に分類して土砂生産機構を検討した。

風化作用による定常的な土砂生産に関する代表的な研究としては，堤ら¹⁰⁸⁾と泉山ら¹⁰⁹⁾の研究が挙げられる。堤ら¹⁰⁸⁾は田上山地（滋賀県）の風化花崗岩層を対象とした観測に基づき，冬期の非常に活発な凍結融解作用により基岩の構造が破壊されて土砂生産されることを明らかとした上で凍結融解モデルを構築し，一定の精度で土砂生産量を予測できることを示した。泉山ら¹⁰⁹⁾は様々な地質の風化基岩を対象とした現地実験を実施し，風化花崗岩，風化花崗斑岩，風化頁岩については凍結融解にともない間隙率が増加し，これがある閾値を越えると急激に土砂化が進行することを明らかにした。さらに，堤ら¹⁰⁸⁾の土砂生産モデルを発展させてこのような実験結果を再現することに成功した。

降雨など突発的なイベントが誘起する土砂生産に関しては，降雨による斜面土層内の浸透流が無限長斜面の安定条件を規定すると考えられ，土砂生産量を推定する高橋ら¹¹⁰⁾の2次元数値地形モデルのシミュレーションが代表的な研究として挙げられる。Chen¹¹¹⁾らは高橋ら¹¹⁰⁾が開発した土砂生産モデルを実寸規模に展開した流域スケールの土砂生産モデルを提案している。

山野井¹⁰⁷⁾は上述の研究のうち、堤ら¹⁰⁸⁾や泉山ら¹⁰⁹⁾の凍結融解モデルと Chen¹¹¹⁾らの斜面崩壊モデルを組み込んだ土砂生産モデルを提案し、さらに後述する江頭ら¹³¹⁾の土砂動態モデルへと統合して岐阜県足洗谷流域に適用し、実測データとの整合性からモデルの妥当性を検証している。

1.2.3 堆砂量の推定及び予測に関する研究

堆砂量の推定について、統計的手法による研究と土砂動態モデルによる研究について整理する。

実測データに基づく統計的手法としては竹林ら¹¹²⁾の研究がある。竹林ら¹¹²⁾は建設省（現在の国土交通省）が堆砂報告を受けている177のダム貯水池において、既存の堆砂量推定式を用いて様々な説明因子と堆砂量との相関性を分析している。分析対象となった堆砂量推定式の一覧を表1.2に示す。推定式から得られた堆砂量と観測値との比較から、年平均堆砂量と関係する説明因子が標高に関する説明因子（流域平均標高、平均傾斜、最大傾斜、起伏量等）、ならびに水文水象関係の説明因子（平均年降水量、連続50mm以上降水量の年合計）と比較的高い相関性を持つことを示した。

表 1.2 検討に用いた既存の堆砂量推定式（竹林ら¹¹²⁾を参考に整理)

No	推定式	内容
1	鶴見式 ¹¹³⁾	$Y = K(C/F)^{0.8}$ Y : 年比堆砂量, C : 貯水量 F : 貯水池の集水面積, K : 定数(0.0006~0.1~0.8)
2	田中式 ¹¹⁴⁾	$Y = aX + b$ $X = x_1 + x_2$ x_1 : 起伏量の加重平均, x_2 : 高度の加重平均 a, b : 地質ごとに決定 (地質は9分類)
3	吉良式 ¹¹⁵⁾	$Y = r_s(C/F)$ $r_s = 0.00012\varphi^{0.888}$ F : 流域面積, C : 貯水容量, $\varphi = Rf/(C/F)$ Rf : 起伏量, C/F : 承水係数 ¹¹⁶⁾
4	難波・川口式 ¹¹⁷⁾	$E = 2.743 \times RP/F - 2.409$ E : 土砂流出量 R : 起伏量, P : 年降水量, F : 森林面積率
5	石外式 ¹¹⁸⁾	$\log Y = a \log X - b\sqrt{c + (\log X - d)^2}$ $X = Rf \times P$ Rf : 起伏量, a, b, c, d : 地質ごとに決定 (地質は3分類) P : 大雨時降水量 (連続100mm以上年間合計の平均)
6	江崎式 ¹¹⁹⁾	$V_s = E(0.0851 \times S^2 + 7.83 \times A_d/A \times I \times D^2)$ V_s : 洪水流入量 I に対応する堆砂量, I : 洪水流入量, S : 貯水池上流端付近の平均河床勾配, A_d : 流域内の崩壊地面積, D : 崩壊地傾斜量, E : 捕捉率, A : 流域面積
7	村野式 ¹²⁰⁾	$Y = aA^b \times Rr^c \times Me^d \times Rd^e$ A : 流域面積, Rr : 起伏量, Me : 平均高度, Rd : 最大日雨量, a, b, c, d : 地質ごとに設定 (地質は5分類)
8	水谷式 ¹²¹⁾	$Y = aD^b \times S^c \times I^d \times R_3^e$ D : 谷密度, S : 流域平均傾斜, I : ダム直上流の溪床勾配, R_3 : 最大3時間雨量, a, b, c, d, e : 地質ごとに設定 (地質は2分類)
9	緒方式 ¹²²⁾	$Y = N \times V/A$ $N = F(U/K)$ F : 関数, A : 集水面積, U : 年平均新規発生箇所数, K : 年平均消滅数, N : 平均崩壊地箇所数, V : 1箇所平均崩壊土砂量

以上のような観測データに基づく統計的手法ばかりではなく、流域地形データを用いて降雨流出モデルや流砂量式などに基づき、水理・水文学的に堆砂量を推定するための土砂動態モデルもこれまでに開発されてきた。

高秀ら¹²³⁾は天竜川水系において、水系の土砂移動をマクロ的に捉えるため、土砂生産域の最小単位を3字谷とし、河道は流量、河道形状、河床勾配、河床材料などからみて類似した3~5kmの区間を1ブロックとする流域モデルを用いて土砂生産量を推定した。河道における流砂形態は表 1.3 に示す通り、河床勾配と河床形態に応じて土砂流送形態別に定められる。これを用いて昭和36年6月洪水時における土砂生産量を再現し、十分実用に足る結果を得られたと判断した。

砂田ら¹³⁰⁾は国土数値情報をはじめとする地理情報システム(GIS)を用いて標高数値情報から地形のグリッドモデルを作成し、メッシュ交点の標高から落水線を求め河道の疑似ネットワークを作成した(図 1.11)。高秀らと同様に、疑似河道網の河床勾配からその閾値を 15° として流砂形態を分類し、土石流状態にある $\theta > 15^\circ$ の河道に対しては高橋らの土石流濃度式¹²⁴⁾を適用し、掃流状態と分類される $\theta < 15^\circ$ の河道に対しては芦田・高橋・水山式¹²⁷⁾により流砂量を適用して流域からの土砂生産量を推定した。このモデルを富士川支川早川水系に適用し、1988年12月~1989年12月の測量から得られた同水系の土砂収支量実測値が提案モデルによって定性的に再現されていることを示した。

表 1.3 河道における流砂形態（高秀ら¹²³⁾をもとに整理)

条件	状態	内容
$\theta > 15^\circ$	土石流	高橋による土石流の濃度式 ¹²⁴⁾
$\theta < 15^\circ$	掃流状集合流動	高橋による掃流状集合流動の流砂量式 ¹²⁵⁾
	掃流砂 (Upper Regime) ¹²⁶⁾	芦田・高橋・水山による掃流砂量式 ¹²⁷⁾
	掃流砂 (Lower Regime)	佐藤・吉川・芦田による掃流砂量式 ¹²⁸⁾
	浮遊砂	芦田・道上による粒径別浮遊砂量式 ¹²⁹⁾

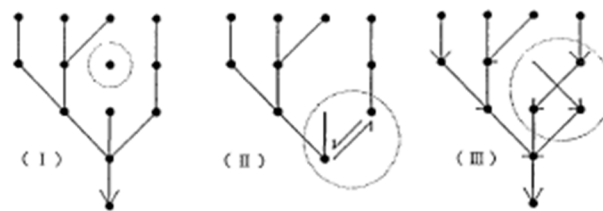


図-4 落水線の作成とチェック



図-5 春木川流域擬河道網

図 1.11 落水線と擬河道網の作成¹³⁰⁾

江頭ら¹³¹⁾は2つの流入点と1つの流出点を持つ区間を単位河道とする河道モデルを提案した(図 1.12)。このモデルでは各単位河道に左右から接続する山腹斜面を単位斜面とみなし、単位河道・単位斜面の組合せを直列及び並列につなげることによって流域地形をモデル化した。降雨流出モデルでは、表面流を Kinematic wave 法により、中間流をダルシー則により、それぞれ記述した。河道内の土砂移動は流水・流砂に関する貯留型の支配方程式から推算する。熊野川右支川十津川上流の風屋ダム流域を対象として1974~1978年及び1991~1994年の土砂生産を解析し、風屋ダムの年堆砂量と計算結果との比較から一定の精度で再現できることを報告した。

高橋ら¹³²⁾は土石流と掃流砂を混合粒径で扱った土砂流出モデル(SERMOW)を提案している。河床材料を粗粒成分と細粒成分に分類し、それらの挙動に関しては異なる取り扱いをしている。すなわち、粗粒成分は河床の骨格を形成する一方、細粒成分はその間隙に入り込む粒子としてみなしている。さらに高橋ら¹³³⁾はSERMOWに土砂生産・供給モデルを加えて高瀬川調整池の流域に適用し、土砂生産抑制策を何ら講じない場合には、数十年間で貯水池堆砂が進行して貯水池容量が大きく減少する可能性を予測した(図 1.13)。

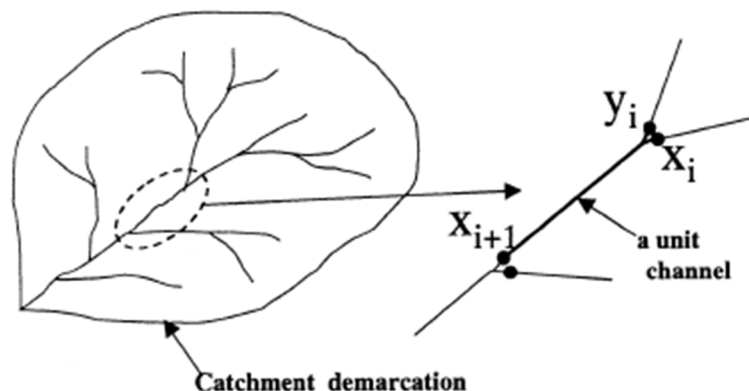


図 1.12 河道分布及び単位河道¹³¹⁾

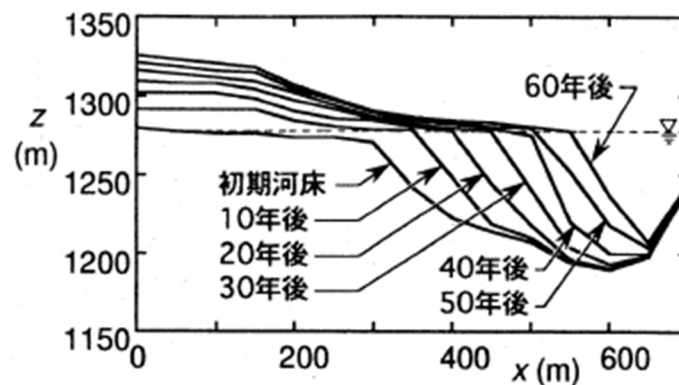


図 1.13 高瀬ダム貯水池における堆砂予測¹³³⁾

河田ら¹³⁴⁾は降雨時の斜面表層崩壊と冬季から春季にかけて起こる凍結融解作用によって生産された土砂が崖錐を経由して河道に取り込まれる土砂生産モデルを提案し、江頭ら¹³¹⁾の土砂輸送モデルと結合して、貯水池堆砂量を予測するための新たな流域土砂動態モデルを構築した。これらをJ-POWER（電源開発株式会社）が保有するダム流域に適用して過去の堆砂量推移を再現し、モデルの妥当性を検証するとともに（図 1.14）、地球温暖化が堆砂量に与える影響をモデルに基づいて検討している（図 1.15）。

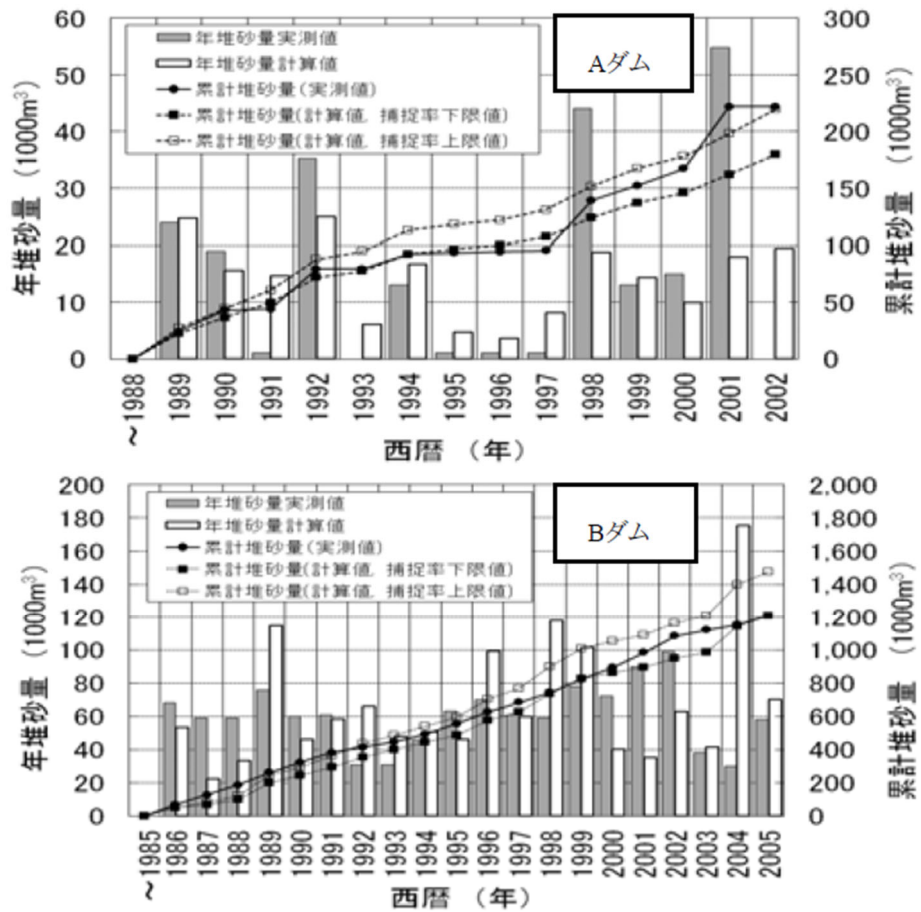


図 1.14 堆砂量の実測値と計算値の比較¹³⁴⁾

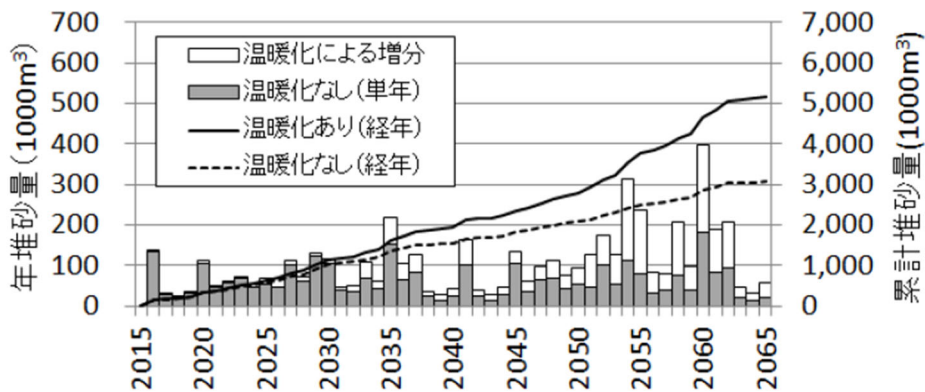


図 1.15 地球温暖化の堆砂進行への影響¹³⁴⁾

堆砂の挙動を予測するための数値モデルは海外でも多く開発されており、代表的なものを表 1.4 に示すとともに、それらのモデルを用いた研究事例を以降で紹介する。

Morris ら¹⁴⁰⁾はプエルトリコのロイサ貯水池において、土砂スルーシング (2.4 で後述) の有効性を評価するため、HEC-6 土砂輸送モデルを使用したシミュレーションを実施している。土砂スルーシングは土砂堆積の最小化、洪水期間中の堆積と洗堀を平衡状態にすることを目的に、洪水期間中に実施される操作であり、リアルタイムのハイドログラフ予測結果をもとに利水目的を損なうことなく実施される必要がある。そのため、彼らはシミュレーションモデルに複数の放流パターンを設定し、適切な操作規則を同定した結果、約 3 時間の先行期間を確保できれば貯水池を完全に水位低下させる操作を実施しても問題ないことを確認した。

Chang ら¹⁴¹⁾は米国カリフォルニア州のノース・フォーク・フェザー川沿いにある 3 基のダム (ロック・クリークダム, クレスタダム, ポーダム) において、FLUVIAL モデルを用いて適切なダム操作規則を検討している。図 1.16 はロック・クリークダムで提案された操作規則を示しており、 $368\text{m}^3/\text{s}$ (約 $13,000\text{ft}^3/\text{s}$) 未満の流量において、貯水池は通常の貯水モードで稼働し発電を行い、限界流量に達した時に底部放流管が開かれ、最大放流能力に達するまでに 5.5m (約 18ft) の貯水位の低下が達成されるものである。

表 1.4 海外で開発された数値モデルの例

モデル	出典	特徴
HEC-6	U.S. Army, 1991 ¹³⁵⁾	長期にわたる使用実績があり、多くの審査機関になじみがある。 シルトや粘土を含んだ幅広い粒径の土砂の堆積と侵食の両方を計算できる。
GSTARS	Molinas and Yang, 1986 ¹³⁶⁾	ストリームパワーの最小化という概念に基づき、水路の幅を未知の変数として解くことが可能。 輸送土砂量がユーザー指定の粒径区分でそれぞれ算定される。
FLUVIAL	Chang, 1988 ¹³⁷⁾	較正データが入手可能な場合に湾曲部における横断方向の河床勾配の発達を計算可能。 河床材料の組成をモデルの上流端と下流端の他、任意の場所でも指定できる。
TABS	Thomas and McAnally, 1985 ¹³⁸⁾	河川や貯水池、湾、河口域における水理、土砂輸送、及び堆砂の問題を2次元的に分析可能。 堆積する土砂は層ごとに土砂のタイプ、厚さ、堆積期間の各データを最大10層まで記録可能。
SSIIM	Olsen, 1994 ¹³⁹⁾	細粒土砂の堆砂をうまく再現するため3次元有限体積モデルを用いて計算される。

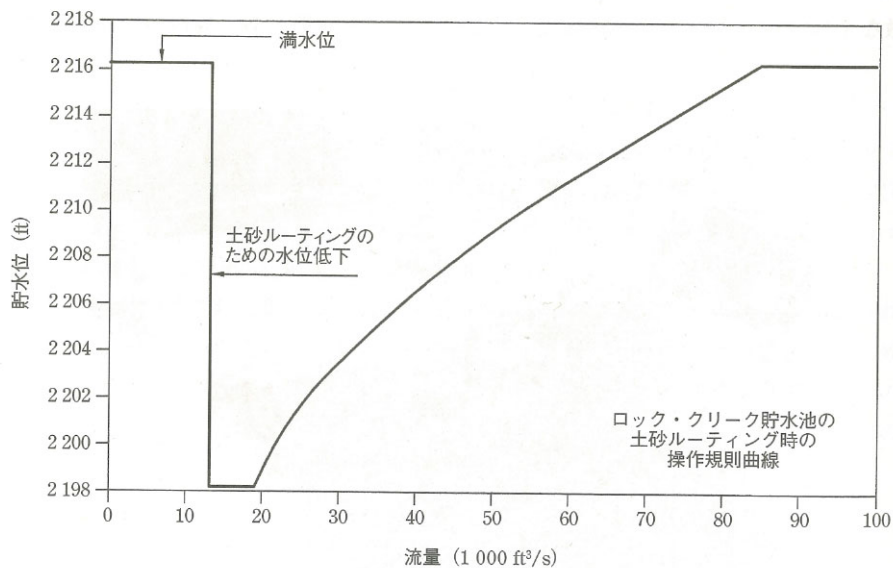


図 1.16 提案されたロック・クリークダム¹⁴²⁾の操作規則曲線

1.3 本研究の視点とアプローチ

我々は有史以来、国土の厳しい自然環境や気候条件の下で多くの大規模な土砂災害を経験してきた。今後、総合土砂管理の考えに基づいて土砂生産の制御や流砂系へ動的平衡を取り戻す様々な取り組みを適切に実施し、国土を保全していかなければならない。地球温暖化により豪雨頻度が増加することが予想されている中で国土保全を実現するためには、ダム貯水池における堆砂量の推定がきわめて重要になってくる。わが国には全国各地に治水・利水のためのダムが数多く建設されており、近年、計画を上回るペースで堆砂が進行するダムが顕在化している。従来は自然条件が類似した、あるいは近隣流域における既設ダムのデータから推計した 100 年間の堆砂量を確保するダム計画が実施されているが、この計画についてダム運用後の実績データを用いて計画を見直された事例は無い。これらのダムに必要な対策を講じ、ダムを適切に管理していくためにはダム運用後の実績堆砂量を用いた堆砂量の正確な予測が必要不可欠であり、必要に応じて予測結果を更新する順応型のダム管理が期待される。

本研究で堆砂に関する既往の研究を総括した結果、土砂動態モデルによる堆砂量シミュレーションの取組が多く見られた。これらの土砂動態モデルでは流域内の土砂収支を物理的に記述しようと試みられているが、土砂の生産・輸送・堆積を支配する流砂過程は多くの素過程からなる複雑系であり、多数のモデル・パラメータを要している。これらを同定するためには流域の時空間を補間するだけの観測情報を収集する必要があるが、ダム管理の実態を見る限りその実現は容易ではなく、また技術への供用にまで至るには大きな道のりがある。実際にこれらのモデルがダム管理に実装されている事例は確認できない。

本研究では、これまでに提案されてきた物理的モデルよりもダム管理への実装可能性を高めるためにモデル・パラメータを少なくしてモデル構造を簡素化し、ダム流域の土砂収支を包括的に記述する集中定数型モデルの開発を試みた。本研究では、崩壊地の消長を降雨時系列から再現して土砂生産量を推定する崩壊地モデルと、溪流区間の土砂収支を土砂貯留関数で記述する溪流モデルを組み合わせることとし、熊本県緑川ダム貯水池と山形県寒河江ダム貯水池に適用してその妥当性を確認した。

1.4 論文の構成

本論文の構成は以下の通りであり、国土交通省管理の緑川ダム貯水池と寒河江ダム貯水池を対象として貯水池堆砂量推定モデルを検討した。

「第 1 章 序論」では、本研究の背景と目的について述べるとともに既往研究を整理した。

「第 2 章 ダム堆砂予測の留意事項と考え方」では、ダム堆砂プロセスとして土砂生産過程と河道内輸送、貯水池の堆砂過程を整理し、本研究で構築する貯水池堆砂量推定モデルの中で考慮すべき要素を示した。

「第 3 章 対象流域の特性」では、本研究対象である緑川ダム貯水池と寒河江ダム貯水池について、ダムの諸元と管理状況、地形地質特性、植生、水文特性を整理した。

「第 4 章 航空写真解析による崩壊地の調査」では、崩壊地モデルの検討に必要なとなる崩

壊地面積の情報を航空写真の画像処理技術によって収集・解析する方法を提案し、検討対象流域における崩壊地面積の経年推移を明らかにした。

「第 5 章 緑川ダム貯水池における堆砂量の推定」では、貯水池堆砂量推定モデルを構成する崩壊地モデルと溪流モデルの考え方を整理するとともに、緑川ダムに適用した結果を示してその妥当性を検証した。

「第 6 章 寒河江ダム貯水池における堆砂量の推定」では、第 5 章で構築した堆砂量推定モデルを寒河江ダム貯水池に適用しモデルの妥当性を検証した。

「第 7 章 ダム堆砂量に及ぼす気候変動の影響評価」では、第 5 章及び第 6 章で構築した貯水池堆砂量推定モデルを用いて、気候変動がダム堆砂に及ぼす影響を将来計算により検討した。将来計算のシナリオとしては実績降雨、RCP2.6、RCP8.5 を想定し、RCP2.6 及び RCP8.5 は国土交通省が提示した降雨強度の変化倍率を乗じた雨量時系列を堆砂量推定モデルに入力し、気候変動が緑川ダム流域と寒河江ダム流域の堆砂量に及ぼす影響を計算した。

「第 8 章 結論」では、本研究で得られた成果を整理するとともに、今後の課題と展望について述べた。

【参考文献】

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局：気候変動を踏まえた砂防技術検討会，
https://www.mlit.go.jp/river/sabo/committee_kikohendo.html，（参照 2022-10-24）
- 2) 国土交通省水管理・国土保全局砂防部：砂防関係事業の概要，2021
- 3) 国土交通省：平成 29 年度国土交通白書，2017
- 4) 矢野真一郎：九州北部豪雨流木災害から得られた今後の課題，消防防災の科学, No.132,
2018
- 5) 国土交通省水管理・国土保全局：総合的な土砂管理とは，
<https://www.mlit.go.jp/river/sabo/dosyakanri.html>，（参照 2022-10-24）
- 6) 国土交通省水管理・国土保全局：ダム再生ビジョン，2017
- 7) 国土交通省河川局河川環境課：ダムの弾力的管理試験の手引き（案），2003
- 8) 国土交通省四国地方整備局那賀川河川事務所：長安ロダム貯水池機能保全対策レポート（最終報告），2016
- 9) 一般社団法人国土技術研究センター：総合土砂管理計画策定の手引き，2019
- 10) 国土交通省水管理・国土保全局：国土交通省所管ダムの堆砂状況について，2021
- 11) 国土交通省河川局監修 社団法人日本河川協会：国土交通省河川砂防技術基準 同解説 計画編，2005
- 12) 国土交通省北海道開発局：北海道地方ダム等管理フォローアップ委員会大雪ダム定期
報告書概要版，2019
- 13) 国土交通省北海道開発局：北海道地方ダム等管理フォローアップ委員会金山ダム定期
報告書概要版，2019
- 14) 国土交通省北海道開発局：北海道地方ダム等管理フォローアップ委員会桂沢ダム定期
報告書概要版，2021
- 15) 国土交通省北海道開発局：北海道地方ダム等管理フォローアップ委員会漁川ダム定期
報告書概要版，2021
- 16) 国土交通省北海道開発局：北海道地方ダム等管理フォローアップ委員会豊平峡・定山溪
ダム定期報告書概要版，2022
- 17) 国土交通省北海道開発局：北海道地方ダム等管理フォローアップ委員会滝里ダム定期
報告書概要版，2019
- 18) 国土交通省北海道開発局：北海道地方ダム等管理フォローアップ委員会忠別ダム定期
報告書概要版，2017
- 19) 国土交通省北海道開発局：北海道地方ダム等管理フォローアップ委員会夕張シューパ
ロダム定期報告書概要版，2019
- 20) 国土交通省北海道開発局：北海道地方ダム等管理フォローアップ委員会十勝ダム定期
報告書概要版，2018
- 21) 国土交通省北海道開発局：北海道地方ダム等管理フォローアップ委員会札内川ダム定
期報告書概要版，2019
- 22) 国土交通省北海道開発局：北海道地方ダム等管理フォローアップ委員会岩尾内ダム定

- 期報告書概要版，2018
- 23) 国土交通省北海道開発局：北海道地方ダム等管理フォローアップ委員会美利河ダム定期報告書概要版，2021
 - 24) 国土交通省北海道開発局：北海道地方ダム等管理フォローアップ委員会二風谷ダム定期報告書概要版，2020
 - 25) 国土交通省北海道開発局：北海道地方ダム等管理フォローアップ委員会鹿ノ子ダム定期報告書概要版，2018
 - 26) 国土交通省北海道開発局：北海道地方ダム等管理フォローアップ委員会留萌ダム定期報告書概要版，2020
 - 27) 国土交通省東北地方整備局：令和 3 年度東北地方ダム等管理フォローアップ委員会浅瀬石川ダム定期報告書（概要版），2022
 - 28) 国土交通省東北地方整備局：令和 3 年度東北地方ダム等管理フォローアップ委員会津軽ダム定期報告書（概要版），2022
 - 29) 国土交通省東北地方整備局：令和 3 年度東北地方ダム等管理フォローアップ委員会森吉山ダム定期報告書（概要版），2022
 - 30) 国土交通省東北地方整備局：平成 29 年度東北地方ダム等管理フォローアップ委員会玉川ダム定期報告書（概要版），2018
 - 31) 国土交通省東北地方整備局：令和 2 年度東北地方ダム等管理フォローアップ委員会四十四田ダム定期報告書（概要版），2021
 - 32) 国土交通省東北地方整備局：令和元年度東北地方ダム等管理フォローアップ委員会田瀬ダム定期報告書（概要版），2020
 - 33) 国土交通省東北地方整備局：令和 2 年度東北地方ダム等管理フォローアップ委員会湯田ダム定期報告書（概要版），2021
 - 34) 国土交通省東北地方整備局：平成 30 年度東北地方ダム等管理フォローアップ委員会胆沢ダム定期報告書（概要版），2018
 - 35) 国土交通省東北地方整備局：令和 3 年度東北地方ダム等管理フォローアップ委員会鳴子ダム定期報告書（概要版），2022
 - 36) 国土交通省東北地方整備局：平成 30 年度東北地方ダム等管理フォローアップ委員会御所ダム定期報告書（概要版），2018
 - 37) 国土交通省東北地方整備局：平成 30 年度東北地方ダム等管理フォローアップ委員会釜房ダム定期報告書（概要版），2019
 - 38) 国土交通省東北地方整備局：令和元年度東北地方ダム等管理フォローアップ委員会白川ダム定期報告書（概要版），2020
 - 39) 国土交通省東北地方整備局：令和元年度東北地方ダム等管理フォローアップ委員会寒河江ダム定期報告書（概要版），2020
 - 40) 国土交通省東北地方整備局：令和 2 年度東北地方ダム等管理フォローアップ委員会長井ダム定期報告書（概要版），2021
 - 41) 国土交通省東北地方整備局：令和 3 年度東北地方ダム等管理フォローアップ委員会月

- 山ダム定期報告書（概要版），2022
- 42) 国土交通省東北地方整備局：平成 29 年度東北地方ダム等管理フォローアップ委員会七ヶ宿ダム定期報告書（概要版），2018
 - 43) 国土交通省東北地方整備局：平成 29 年度東北地方ダム等管理フォローアップ委員会三春ダム定期報告書（概要版），2018
 - 44) 国土交通省東北地方整備局：令和 2 年度東北地方ダム等管理フォローアップ委員会摺上川ダム定期報告書（概要版），2021
 - 45) 国土交通省関東地方整備局：第 30 回関東地方ダム等管理フォローアップ委員会二瀬ダム定期報告書の概要，2022
 - 46) 国土交通省関東地方整備局：第 29 回関東地方ダム等管理フォローアップ委員会宮ヶ瀬ダム定期報告書の概要，2020
 - 47) 国土交通省関東地方整備局：第 28 回関東地方ダム等管理フォローアップ委員会利根川上流ダム群（5 ダム）定期報告書の概要，2020
 - 48) 国土交通省関東地方整備局：第 26 回関東地方ダム等管理フォローアップ委員会品木ダム定期報告書の概要，2017
 - 49) 国土交通省関東地方整備局：第 29 回関東地方ダム等管理フォローアップ委員会鬼怒川上流ダム群定期報告書の概要，2020
 - 50) 国土交通省北陸地方整備局：令和 3 年度北陸地方ダム等管理フォローアップ委員会北陸地方ダム年次報告書（令和 2 年次），2022
 - 51) 国土交通省北陸地方整備局：令和元年度北陸地方ダム等管理フォローアップ委員会大町ダム定期報告書の概要，2020
 - 52) 国土交通省北陸地方整備局：令和 3 年度北陸地方ダム等管理フォローアップ委員会三国川ダム定期報告書の概要，2022
 - 53) 国土交通省北陸地方整備局：令和 2 年度北陸地方ダム等管理フォローアップ委員会大川ダム定期報告書の概要，2021
 - 54) 国土交通省北陸地方整備局：令和 2 年度北陸地方ダム等管理フォローアップ委員会宇奈月ダム定期報告書の概要，2021
 - 55) 国土交通省中部地方整備局：令和 3 年度中部地方ダム等管理フォローアップ委員会中部地方ダム年次報告書（令和 2 年次），2022
 - 56) 国土交通省中部地方整備局：令和元年度中部地方ダム等管理フォローアップ委員会美和ダム定期報告書【概要版】，2019
 - 57) 国土交通省中部地方整備局：令和元年度中部地方ダム等管理フォローアップ委員会小渋ダム定期報告書【概要版】，2019
 - 58) 国土交通省中部地方整備局：令和 3 年度中部地方ダム等管理フォローアップ委員会新豊根ダム定期報告書【概要版】，2022
 - 59) 国土交通省中部地方整備局：令和 2 年度中部地方ダム等管理フォローアップ委員会丸山ダム定期報告書【概要版】，2021
 - 60) 国土交通省中部地方整備局：平成 29 年度中部地方ダム等管理フォローアップ委員会横

- 山ダム定期報告書【概要版】，2017
- 61) 国土交通省中部地方整備局：令和 3 年度中部地方ダム等管理フォローアップ委員会蓮ダム定期報告書【概要版】，2022
 - 62) 国土交通省中部地方整備局：平成 30 年度中部地方ダム等管理フォローアップ委員会小里川ダム定期報告書【概要版】，2018
 - 63) 国土交通省中部地方整備局：令和 3 年度中部地方ダム等管理フォローアップ委員会長島ダム定期報告書【概要版】，2022
 - 64) 国土交通省中部地方整備局：平成 30 年度中部地方ダム等管理フォローアップ委員会矢作ダム定期報告書【概要版】，2018
 - 65) 国土交通省近畿地方整備局：近畿地方ダム等管理フォローアップ委員会九頭竜ダム定期報告書（案）【概要版】，2018
 - 66) 国土交通省近畿地方整備局：近畿地方ダム等管理フォローアップ委員会真名川ダム定期報告書（案）【概要版】，2019
 - 67) 国土交通省近畿地方整備局：近畿地方ダム等管理フォローアップ委員会大滝ダム定期報告書（案）【概要版】，2017
 - 68) 国土交通省近畿地方整備局：近畿地方ダム等管理フォローアップ委員会猿谷ダム定期報告書（案）【概要版】，2017
 - 69) 国土交通省近畿地方整備局：令和 2 年度天ヶ瀬ダム定期報告書（案），2021
 - 70) 国土交通省中国地方整備局：令和元年度中国地方ダム等管理フォローアップ委員会土師ダム定期報告書概要版，2019
 - 71) 国土交通省中国地方整備局：令和 3 年度中国地方ダム等管理フォローアップ委員会灰塚ダム定期報告書概要版，2021
 - 72) 国土交通省中国地方整備局：平成 30 年度中国地方ダム等管理フォローアップ委員会八田原ダム定期報告書概要版，2019
 - 73) 国土交通省中国地方整備局：令和元年度中国地方ダム等管理フォローアップ委員会苦田ダム定期報告書概要版，2019
 - 74) 国土交通省中国地方整備局：令和 3 年度中国地方ダム等管理フォローアップ委員会島地川ダム定期報告書概要版，2021
 - 75) 国土交通省中国地方整備局：令和元年度中国地方ダム等管理フォローアップ委員会弥栄ダム定期報告書概要版（案），2019
 - 76) 国土交通省中国地方整備局：令和 3 年度中国地方ダム等管理フォローアップ委員会殿ダム定期報告書概要版，2021
 - 77) 国土交通省中国地方整備局：令和 2 年度中国地方ダム等管理フォローアップ委員会温井ダム定期報告書概要版，2020
 - 78) 国土交通省中国地方整備局：平成 29 年度中国地方ダム等管理フォローアップ委員会菅沢ダム定期報告書概要版，2017
 - 79) 国土交通省中国地方整備局：令和 2 年度中国地方ダム等管理フォローアップ委員会志津見ダム定期報告書概要版，2020

- 80) 国土交通省中国地方整備局：令和 2 年度中国地方ダム等管理フォローアップ委員会尾原ダム定期報告書概要版，2020
- 81) 国土交通省四国地方整備局：令和 3 年度四国地方ダム等管理フォローアップ委員会野村ダム定期報告書概要版，2022
- 82) 国土交通省四国地方整備局：令和 3 年度四国地方ダム等管理フォローアップ委員会長安口ダム定期報告書概要版，2022
- 83) 国土交通省九州地方整備局：令和 2 年度九州地方ダム等管理フォローアップ委員会令和元年年次報告書【概要版】，2020
- 84) 国土交通省九州地方整備局：令和 3 年度九州地方ダム等管理フォローアップ委員会嘉瀬川ダム定期報告書【概要版】，2022
- 85) 国土交通省九州地方整備局：平成 30 年度九州地方ダム等管理フォローアップ委員会厳木ダム定期報告書【概要版】，2019
- 86) 国土交通省九州地方整備局：平成 26 年度九州地方ダム等管理フォローアップ委員会松原・下釜ダム定期報告書【概要版】，2015
- 87) 国土交通省九州地方整備局：令和 3 年度九州地方ダム等管理フォローアップ委員会耶馬溪ダム定期報告書【概要版】，2022
- 88) 国土交通省九州地方整備局：平成 29 年度九州地方ダム等管理フォローアップ委員会竜門ダム定期報告書【概要版】，2017
- 89) 国土交通省九州地方整備局：令和 2 年度九州地方ダム等管理フォローアップ委員会緑川ダム定期報告書（案）【概要版】，2021
- 90) 国土交通省九州地方整備局：令和 2 年度九州地方ダム等管理フォローアップ委員会鶴田ダム定期報告書（案）【概要版】，2021
- 91) 内閣府沖縄総合事務局開発建設部：沖縄地方ダム等管理フォローアップ委員会安波ダム、普久川ダム、辺野喜ダム定期報告書概要版，2021
- 92) 内閣府沖縄総合事務局開発建設部：沖縄地方ダム等管理フォローアップ委員会羽地ダム定期報告書概要版，2019
- 93) 内閣府沖縄総合事務局開発建設部：沖縄地方ダム等管理フォローアップ委員会金武ダム定期報告書概要版，2018
- 94) 内閣府沖縄総合事務局開発建設部：沖縄地方ダム等管理フォローアップ委員会漢那ダム定期報告書概要版，2022
- 95) 内閣府沖縄総合事務局開発建設部：沖縄地方ダム等管理フォローアップ委員会福地ダム、新川ダム定期報告書概要版，2020
- 96) 内閣府沖縄総合事務局開発建設部：沖縄地方ダム等管理フォローアップ委員会大保ダム定期報告書概要版，2019
- 97) 国土交通省水管理・国土保全局：主な堆砂対策，<https://www.mlit.go.jp/river/dam/>，（参照 2022-10-24）
- 98) 川崎秀明，宮野岳，岩崎敏，萩原康之：笹堀ダム堤体嵩上げに関する技術的解決策，大ダム，Vol240，p.48-58，2019

- 99) 鈴木勝：美和ダム恒久堆砂対策の概要と試験運用，建設の施工企画，No.702，p.20-25，2008
- 100) 鈴木航平，福岡捷二，内堀伸吾，大坪祐介：出し平ダムと宇奈月ダムの連携排砂時の土砂動態に関する研究，土木学会論文集 B1（水工学），Vol.75，No.2，p.I_835-I_840，2019
- 101) 国土交通省関東地方整備局関東地方ダム等管理フォローアップ委員会：川治ダム貯水池水質保全事業事後評価，2011
- 102) IPCC：Summary for Policymakers，Climate Change 2021
- 103) 温暖化影響総合予測プロジェクトチーム：地球温暖化「日本への影響」－最新の科学的知見－，2008
- 104) 宮崎洋三，大西外明：貯水池堆砂量の経年変化と比堆砂量に関する考察，土木学会論文集，No.497，II-28，p.81-90，1994
- 105) 宮崎洋三，大西外明：堆砂と降雨の関係についての考察，土木学会論文集，No.533，II-34，p.31-40，1996
- 106) 中村昭，今村瑞穂，横道雅己：多目的ダム貯水池における濁水長期化調査，第24回水理講演会論文集，1980
- 107) 山野井一輝：土砂生産・土砂供給過程を考慮した土砂流出モデルの開発その応用に関する研究，京都大学学位論文，2017
- 108) 堤大三，藤田正治，伊藤元洋，手島宏之，澤田豊明，小杉賢一朗，水山高久：凍結融解による土砂生産に関する基礎的研究，砂防学会誌，Vol.59，No.6，p.3-13，2007
- 109) 泉山寛明，堤大三，藤田正治：地質を考慮した風化基岩における凍結融解による土砂生産量の推定方法，砂防学会誌，Vol.68，No.5，p.10-20，2016
- 110) 高橋保，中川一：豪雨性表層崩壊の発生とその生産度量の予測，第30回水理講演会論文集，p.199-204，1986
- 111) Chen-Yu CHEN and Masaharu FUJITA：A Method for Predicting Landslides on a Basin Scale Using Water Content Indicator，土木学会論文集 B1（水工学），Vol.70，No.4，p.I_13-I_18，2014
- 112) 竹林征三，廣瀬昌由，尾作悦男：ダム貯水池堆砂量の推定法についての試論－確率過程として堆砂現象をとらえる－，ダム工学，Vol.8，p.6-20，1992
- 113) 鶴見一之：貯水池堆砂量の一算法，土木学会誌，Vol.39，No.3，1954
- 114) 田中治雄：わが国における貯水池築造に関する応用地学的研究，電力中央研究報告，土木 57011，1957
- 115) 吉良八郎：貯水池の堆砂に関する水理学的研究，香川大学農学部紀要，1963
- 116) 石橋豊：溜池の地敷係数に就て，農業土木研究，Vol.13，No.3，1941
- 117) 難波宣士，川口武雄：山地流域からの土砂の流出に及ぼす諸因子とくに森林の影響，林業試験所研究報告，第173号，1965
- 118) 石外宏：貯水池に診ける碎屑物の堆積作用に関する研究，電力中央研究報告，No.66010，1966
- 119) 江崎一博：貯水池堆砂に関する研究，建設省土木研究所報告，第129号，1966

- 120) 建設省土木研究所：砂防ダムの堆砂・流出土砂量に関する研究，第21回建設省技術研究会報告，p619-647，1968
- 121) 水谷武司：急勾配山地からの土砂流出に係る流域諸要因，新砂防，Vol119，p1-9，1971
- 122) 緒方正彦：崩壊地に関する地質構造特性，大ダム，No.80，p29-41，1977
- 123) 高秀秀信，九津見生哲，藤沢 寛：水系における土砂動態システムについて，第27回水理講演会論文集，p.767-772，1983
- 124) 高橋保：土石流の発生と流動に関する研究，京都大学防災研究所年報，第20号B-2，p.405-435，1977
- 125) 高橋保：土石流の停止・堆積機構に関する研究(3)，京都大学防災研究所年報，第25号B-2，p.327-348，1982
- 126) 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，Vol.206，p.59-69，1972
- 127) 芦田和男，高橋保，水山高久：山地河川の掃流砂量に関する研究，砂防学会誌，Vol.30，No.4，p.9-17，1978
- 128) 佐藤清一，吉川秀夫，芦田和男：河床砂礫の掃流運搬に関する研究，土木研究所報告，Vol.98，1958
- 129) 道上正規：流砂と河床変動に関する基礎的研究，京都大学学位論文，1972
- 130) 砂田憲吾・長谷川登：国土数値情報に基づく山地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，485/II-26，p37-44，1994
- 131) 江頭進治，松木 敬：河道貯留土砂を対象とした流出土砂の予測法，水工学論文集，Vol.44，p.735-740，2000
- 132) 高橋 保，井上素行，中川 一，里深好文：山岳流域における土砂流出の予測，水工学論文集，Vol44，p717-722，2000
- 133) 高橋 保，井上素行，中川 一，里深好文：山岳流域からの土砂流出モデルを用いた貯水池堆砂の予測，水工学論文集，Vol.45，p.841-846，2001
- 134) 河田暢亮，藤田正治，竹林洋史，吉野秀樹，平林桂：貯水池堆砂量予測のための土砂動態モデルの開発とその適用，土木学会論文集 B1 (水工学)，Vol.72，No.4，p.I_703-I_708，2016
- 135) U.S. Army Corps of Engineers：HEC-6 Scour and Deposition in Rivers and Reservoirs, User's Manual, Hydrologic Engineering Center, Davis, Calif, 1991
- 136) Milinas, A., and Yang, C. T., Computer Program User's Manual for GSTARS (Generalized Stream Tube model for Alluvial River Simulation), U.S. Bureau of Reclamation, Denver, 1986
- 137) Chang, H. H., Fluvial Processes in River Engineering, John Wiley and Sons, New York, 1988
- 138) Thomas, W. A., and McAnally, W. H. J., User's Manual for the Generalized Computer Program System Open-channel Flow and Sedimentation TABS-2, U.S. Army Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss, 1985
- 139) Olsen, N. R. B., Jimenez, O., Lovoll, A., and Abrahamsen, L., Calculation of Water and Sediment

Flow in Hydropower Reservoirs, IAHR Intl. Conf. on Modeling, Testing and Monitoring of Hydropower Plants, Budapest, 1994

- 140) Morris, G. L., and Hu, G., HEC-6 Modeling of Sediment Management in Loiza Reservoir, Puerto Rico, Hydraulic Engineering, Water Forum '92. ASCE, New York, 1992
- 141) Chang, H. H., Harrison, L. L., Lee, W., and Tu, S., Fluvial Modeling for Sediment-pass-through Operations of Reservoirs, Proc. Hydraulics Div. Meeting at San Antonio. ASCE, New York, 1995
- 142) Gregory L. Morris, Jiahua Fan 著, 角哲也, 岡野眞久監修: 貯水池土砂管理ハンドブック 流域対策・流砂技術・下流河川環境, 技報堂出版, 2010

第2章 ダム堆砂予測の留意事項と考え方

2.1 はじめに

第1章では貯水池堆砂量推定モデルに関連する既往の研究を整理し総括した。多くのモデルでは、土砂動態として土砂生産過程、河道内輸送、貯水池の堆砂という素過程が考慮されている。高橋¹⁾は土砂流出現象の詳細な構成と、それらの構成要素間のつながりを図2.1のようにシステム化している。最上段に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段目には土砂生産の現象を個別に示している。3段目は土砂輸送・運動の形態であり、4段目は土砂堆積の場を示している。構成要素間のつながりが矢印で示されており、実線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・時間的進行方向性を加えて示している。一方、破線は一旦堆積した土砂が再び外力の作用によって侵食され、土砂流出過程に回帰し組み込まれることを意味している。この図において貯水池での堆砂と関係の深い現象を赤枠で抽出した。なお、破線まで考慮すると全ての現象が含まれるため、ここでは関係の深い実線の矢印のみを抽出した。このような整理の結果、土砂生産過程（図2.1では生産過程）における支配的現象は地面侵食・流路侵食・地下侵食・土石流・崩壊・削剥、河道内輸送（図2.1では輸送過程）では浮流・掃流・土砂流・土石流となる。本章ではこれらのプロセスとともに貯水池における堆砂過程について整理する。

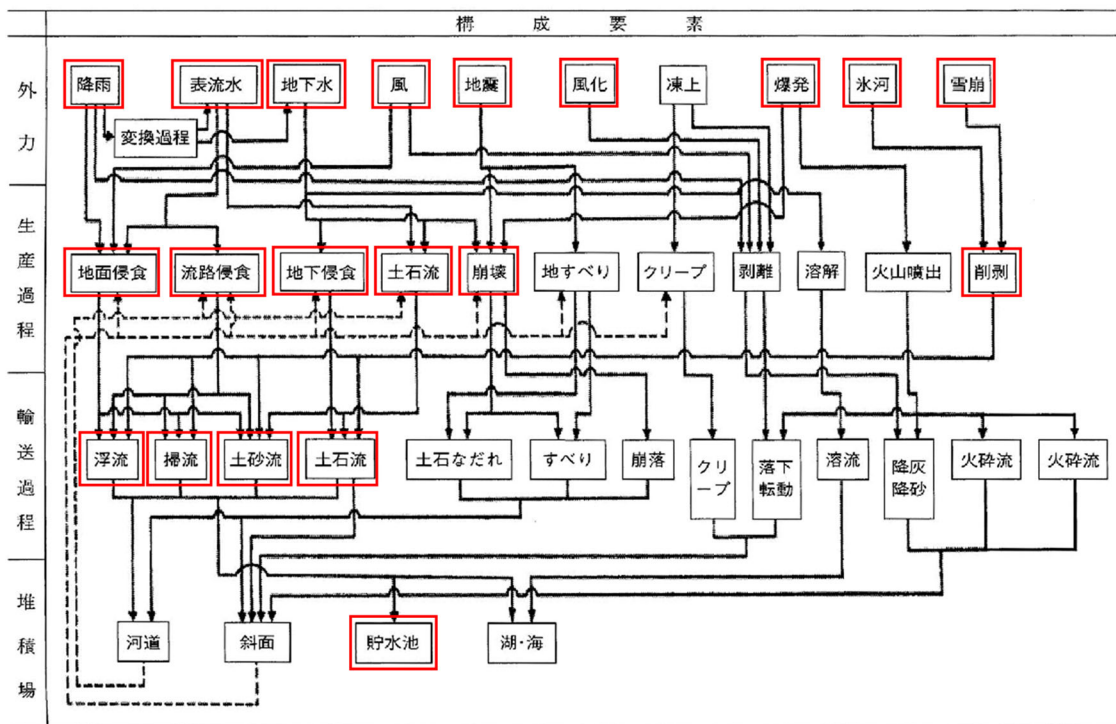


図 2.1 土砂流出システム（高橋¹⁾に加筆）

2.2 土砂生産過程

土砂生産過程における侵食・崩壊・土石流に関して整理する。

侵食は土壌や岩石が緩むか溶かされて、地表面の一部から取り去られるプロセスを示しており、物理的及び化学的に岩石を分解する風化よりも進行した状態を指し、風化物質の剥離とそれが別の場所へ運搬されることによる地表の露出や堆積物が河川等へ排出されるまでのプロセスを含んでいる。地球規模の自然環境下では物理的な侵食作用に比べて水による岩石の化学的な分解や生物学的な作用による地表面の削剥の方がはるかに重要とされている¹⁾。侵食により攪乱された場合は植物の生育によって安定化が進み、侵食速度が自然条件下に戻るまで回復する²⁾。

斜面の崩壊現象は豪雨に伴って発生するのが一般的であるが、地震によっても発生し、稀には火山噴火に伴ってきわめて大規模な崩壊が発生することもある¹⁾。斜面崩壊の形態は多様であるが、ここでは代表的な現象として表層崩壊と深層崩壊を説明する。表層崩壊は梅雨期や台風期になると全国各地で多発し、地質や地質構造との関連性は少なく、土層内部の基盤岩とその上部に位置する表土層との境界面をすべり面とし、表土層が崩れる現象である。一方、深層崩壊は層理や断層、褶曲といった地質構造との関連性が大きく、すべり面が表層崩壊よりも深部の基盤岩内に形成され、表土層だけではなく深層の地盤までもが崩壊する規模の大きな崩壊現象である(図 2.2)。斜面崩壊と類似する現象として地すべりがある。地すべりのすべり面では過去の地すべり運動による岩石の破碎や風化によって粘土化した層の存在することが多い。地すべりが動くかどうかは単位長さのすべり面で考えると、その上の地塊にかかる重力に起因するせん断応力とすべり面での摩擦力と粘着力によるせん断抵抗力の大小で決まるとされており、斜面を構成する地盤の物性や地形、すべり面での間隙水圧などが地すべりの素因として考えられている。一方、融雪や豪雨による間隙水圧の増加や人為的な切土や盛土によるせん断応力の増加は地すべりの誘因として考えられている(表 2.1)。

土石流は山腹や溪床を構成する土砂や石礫の一部が水またはスラリーで粒子間隙を満たされた状態で重力の作用を受けて流れ下る流動現象をさし、特徴として表 2.2 に示すようなことがあげられる。発生誘因別に土石流は、①豪雨によるもの、②融雪によるもの、③豪雨と融雪が同時に影響しているもの、④地震によるもの、⑤火山爆発によるもの、などに分類されるが、大半は豪雨によるものと考えられている。

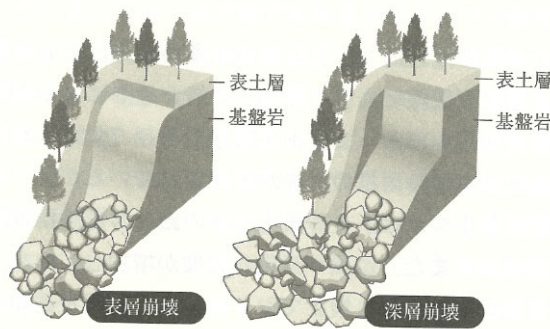


図 2.2 表層崩壊と深層崩壊³⁾

表 2.1 地すべりと崩壊の違い（丸山³⁾を基に整理）

	地すべり	崩壊
地質	特定の地質または地質構造のところに多く発生する	地質との関係は少ない
土質	主として粘性土をすべり面として滑動する	砂質土の中でも多く起こる
地形	5~20°の緩傾斜面に発生し、特に上部に台地上の地形を持つ場合が多い	20°以上の急傾斜地の0次谷、谷頭部に多く発生する
活動状況	継続性、再発性、時間依存性大きい	突発性があり、時間依存性が小さい
移動速度	0.01~10mm/日のものが多く、一般に速度は小さい	10mm/日以上で速度は極めて大きい
土塊	土塊の乱れは少なく、原形を保ちつつ動く場合が多い	土塊は攪乱される
誘因	地下水による影響が大きい	降雨、特に降雨強度に影響される
規模	1~100haで規模が大きい	面積的規模が小さい
兆候	発生前に亀裂の発生、陥没、隆起、地下水の変動などが生じる	発生前の兆候が少なく、突発的に滑落してしまう

表 2.2 土石流の特徴（丸山³⁾を基に整理）

N	特徴
1	速度は溪床勾配や土石流の規模にも強く影響を受けるが、石礫型で3~10m/s程度、泥流型で20m/sに達する場合もある。
2	先端部は流体の水深が壁のように高まる段波を形成し、中央部が盛り上がり、停止した際には先頭部がかまぼこ上のローブを呈することがある。
3	先端部に巨礫や流木が集中する傾向を持ち、先頭部の衝撃力は極めて大きくなる。それに続く後続流は土砂濃度が低下する。
4	慣性力が大きいため、微地形に従わず直進したり、流路屈曲部の外湾側に持ち上がったたりして流動する。
5	土石流の発生誘因は豪雨であることが多いが、土石流の発生タイミングは集水条件や堆積土砂厚などの個別地点の条件に強く依存するため、累積雨量や降雨強度などとの相関が必ずしも明瞭ではない。

2.3 河道内輸送

図 2.1 で河道内輸送としては、浮流・掃流・土砂流・土石流が挙げられる。ここで、土石流は 2.2 で既述の通りであり、本項では説明を割愛する。浮流と掃流は砂礫の粒子 1 つ 1 つが流水により運ばれる現象であり各個運搬と呼ばれる。

芦田ら⁴⁾は各個運搬を図 2.3 のように分類している。掃流砂と浮遊砂は河床の構成材料である砂礫が流水の力に応じて河床から離れて移動したり、再び河床に沈降・堆積したりする現象で、いわば河床材料との交換を恒常的に繰り返している。このような観点から掃流砂と浮遊砂はまとめてベッドマテリアルロードと呼ばれる。さらに、これと対比されるウォッシュロードは河床の構成材料よりも細かい粒子（おおよそ 0.1mm 以下）を指し、浮遊形式で移動する。河床の中に存在しない細かい粒径であることから、その起源は普段水が流れていない場所（流域斜面など）の土砂に由来すると考えられている³⁾。ウォッシュロードは流れがある限り沈降しないため、通常は河口まで輸送されるが、湖や貯水ダムなど水が停滞する環境では沈降し堆積する。掃流砂は流れの力を受けて河床上を滑動、転動、又は跳躍しながら移動する粒子であり、河道内の洗堀や堆積などの河床変動に直接関係する。浮遊砂は流れの乱れによって流水中を浮遊して運搬される粒子であり、鉛直方向に濃度が分布して全水深にわたり存在しており、非常に長距離を移動するため、貯水ダムの堆砂や河口までの土砂流送に関係する（図 2.4）。

また、移動床河川の粒径はシルトから玉石までの広い範囲にわたり、河床材料の粒度分布に応じて、便宜上、砂床河川と礫床河川に分けられることが多い。砂床河川では比粘着性の比較的細かい堆積土砂が主な河床材料であり、礫床河川の河床では比較的粗い材料が含まれる。両者の重要な相違点を表 2.3 に整理する。礫床河川ではアーマー層（粗粒層, Armor coat）が形成される場合が多い。河床の粒径が大きくばらつき、より細かい砂の供給が流送エネルギーに比べ小さく、最大粒径が流送限界にある場合に発生する。平常流量は河床の表面からの小さめの砂礫を侵食して大きめの石を残し、ある流量で動かなくなるまで河床表面を粗くする。この作用をアーマーリング（Armor coat 化）という。河床材料の流送はアーマー層の下に流送可能な大きさの材料があるにも関わらず、流量が小さすぎて Armor coat を破壊しない場合にはゼロに近づき、土砂流出が供給限界となる。ただし、大流量時には Armor coat が流失してその下層にある全ての堆積土砂が流送されるようになる。

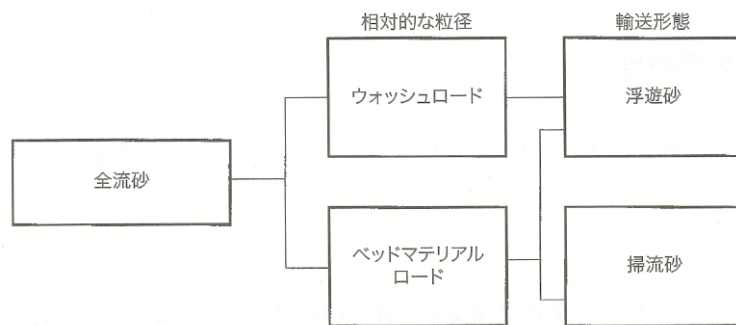


図 2.3 各個運搬の分類⁴⁾

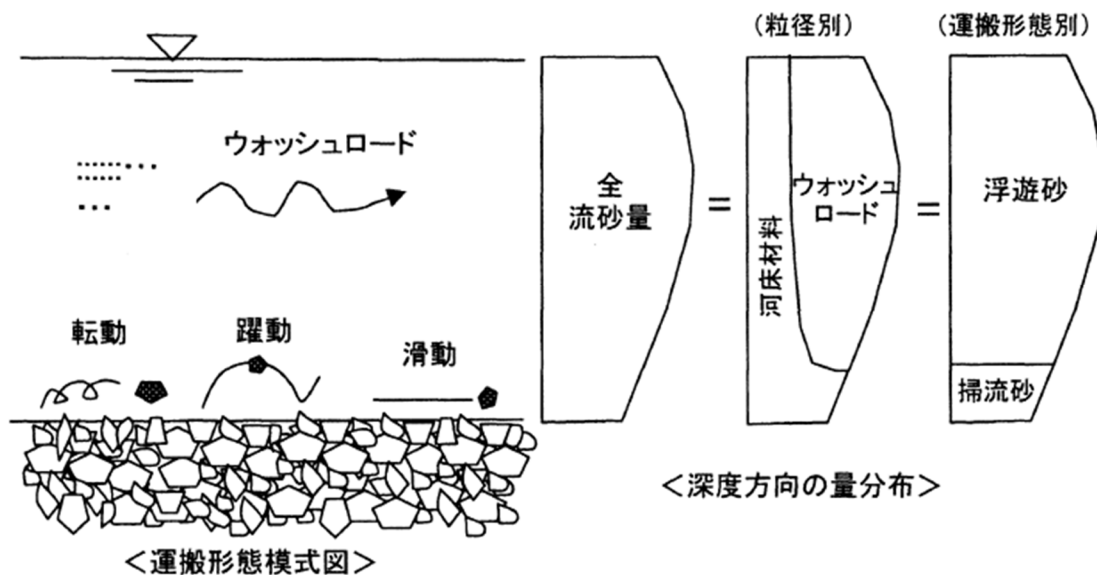


図 2.4 河川における流砂の運搬形態模式図及び深度方向の量分布⁵⁾

表 2.3 砂床河川と礫床河川の相違点 (Gregory²⁾を基に整理)

パラメータ	砂床河川	礫床河川
河床粒径の変動	小さい	大きい
河床材料流送	連続的	イベント的
河床勾配	緩	急
アーミング	効果なし	重要
河床形態	明瞭	不明瞭
掘削深変化	早い	遅い
掘削深	深い	浅い
水文量の変化に対する河道の応答	早い	遅い

2.4 貯水池の堆砂過程

大矢ら⁵⁾によると、上流河川から貯水池に流入した土砂はその粒度によって分級されて貯水池内に順次堆積していく。このようにして形成されるダム堆砂の形状は流入土砂の粒度、水位変動、貯水池の形状、上流における他の貯水池の有無、堆砂率（堆砂量を総貯水容量で割った値）等の要因に影響されるが、最も典型的なものは図 2.5 に示す通りである。通常のダム貯水池であれば流入土砂の大部分が捕捉されるが、ウォッシュロードの一部は貯水池を通過し放流設備を通じて水流とともに下流へと流出する。この境界粒径はダム貯水池規模や貯水池回転率などで異なるが、概ね 0.01mm 程度と言われている。図 2.5 において、① 頂部堆積層（Topset beds）及び② 前部堆積層（Foreset beds）はいわゆるデルタ（段丘）と呼ばれるもので、河床を転動してきた掃流砂および浮遊砂のうち粒径の比較的粗い部分（0.1～0.2mm 以上）からなる。このうち、②はデルタの肩（Pivot point）を通過した掃流砂がその直下に堆積し、それに浮遊砂による影響が加わって形成される比較的勾配の急な傾斜部分であり、一般に堆砂の肩と呼ばれる。デルタは一般に時間経過とともに前進し、同時にその上流端は上流へ遡上していく。③ 底部堆積層（Bottomset beds）の堆積物はほとんど粒径が 0.1mm 以下のウォッシュロードからなる。このうちダム直上流部には濁水密度流に起因する堆泥層が水平に形成される。

濁水密度流の概念図を図 2.6 に示す。貯水池では密度差により、温かい水が冷たく密度の高い貯留水の上をすべるように表層を流れる場合などに密度流が発生する。水温差で発生した密度流により貯水池内を輸送される濁質は“濁質を伴う密度流”であり、完全に濁質によって引き起こされた密度流は“濁水流”と言われ、上記の 2 つのタイプに適用されるものとして“濁水密度流”と呼ばれている²⁾。濁水密度流は土砂を含んだ水が貯水池に流入し、清水の下に潜入して貯水池内の元河道に沿って流下する場合に発生し、一般的に流れが流下するに伴い底に粗い粗度の砂が堆積する。さらに十分に堆積が進むと、流れはダムに沿って消散し、流れがダムに達すると表層から見えないところで濁水塊を形成し蓄積される。

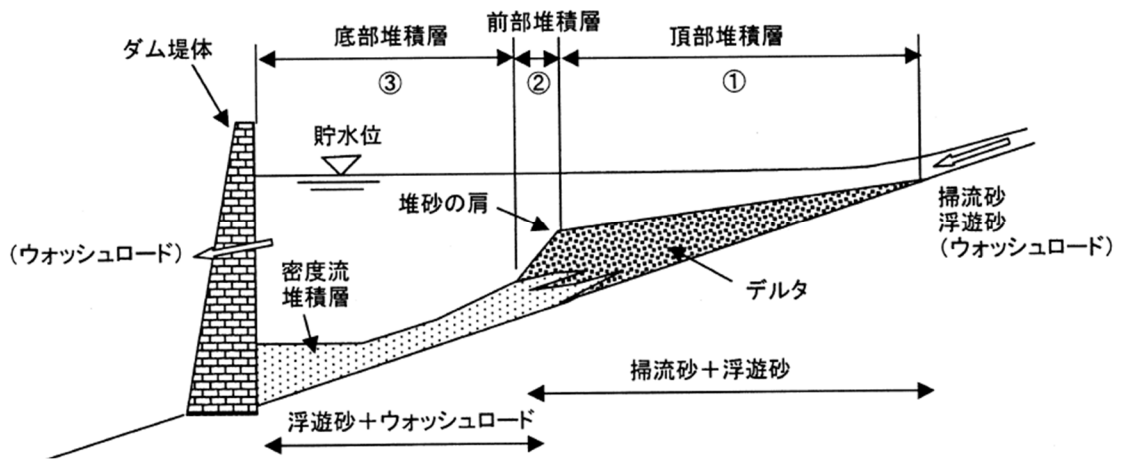


図 2.5 典型的な堆砂形状⁵⁾

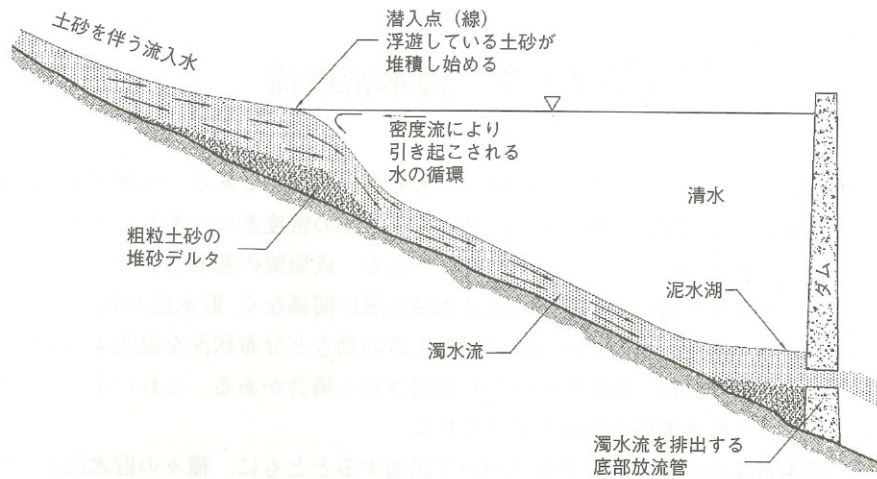


図 2.6 濁水密度流の概念図²⁾

ダム堆砂は貯水容量を減少させ、ダムの治水・利水機能を低下させるにとどまらず、貯水池上流の河床を上昇させて洪水の危険度を増大させる一方、ダム下流の河床低下を引き起こし、様々な悪影響をもたらす。近年、多くのダムで堆砂が進行しているうえ、新しいダムの築造は我が国の財政状況では非常に困難である。貴重な貯水池機能を維持するため、またダム堆砂が貯水池上下流に与える影響を最小化するため、貯水池堆砂の防除、堆砂の排除方策を講じることが重要である。

ダム堆砂対策としてこれまで講じられてきている方法を図 2.7 に整理する。図中の堆砂対策について宮本ら⁹⁾の知見も含め、以降に記述する。(1)は貯水池周辺への濁水対策の一環としてグリーンベルト緑化事業が行われるようになってきているが、近年は総合土砂管理の一環として「流す砂防」の標語の下、土砂を下流河川へ供給するという考え方も出てきている。(2)は貯水池流入端より上流に貯砂ダムを設けて、粒径の粗い掃流砂成分を捕捉し、洪水後に乾燥した状態で掘削して土砂を搬出する方法で多くの実績がある。(3)は貯水池流入点付近から貯水池を迂回してバイパス流路を建造する方法で、ウォッシュロードの排除を目的とするタイプ(例：美和ダム)と、全土砂を対象とするタイプ(例：旭ダム)がある。(4)は貯水池の頂部堆積層を対象としてバックホウ等の機械力により行われる掘削と、前部堆積層及び底部堆積層を対象に行われる浚渫に分かれ、古くから実施されている。(5)はダムの取水口に近い側に設けた排水門を開放し取水口の埋没を防止するための対策で、古くから流れ込み式の発電ダムでは用いられてきた(例：出し平ダム・宇奈月ダム)。フラッシングは次に述べるスルーシングとは異なり、既に堆積した土砂を貯水位低下により洗堀・排除する方法のため、排砂後比較的容易に貯水位を回復する必要がある。(6)はフラッシングの場合ほど貯水池水位を下げずに洪水時の浮遊砂が貯水池内に沈降する限界よりも大きい流速を維持できる状態で放出する方法である(例：益田川ダム)。(7)は高濃度の泥水が貯水池底面に沿って密度流として流れる場合、それが堤体部分に達するタイミングに合わせて、底部排出口を開放し、密度流部分を放流する方法である(例：方桐ダム)。(8)は洪水調節水門を堤体の低い位置に設置することにより浮遊砂を排出する方法である(例：小渋ダム)。(9)は洪水時における濃度の高い濁水を選択取水施設から密度流を利用し、排出する方法である(例：矢作ダム)。(10)は貯水池の堆積土砂を採取し、ダンプトラックでダム下流まで運搬し、土砂を還元する方法である(例：秋葉ダム)。

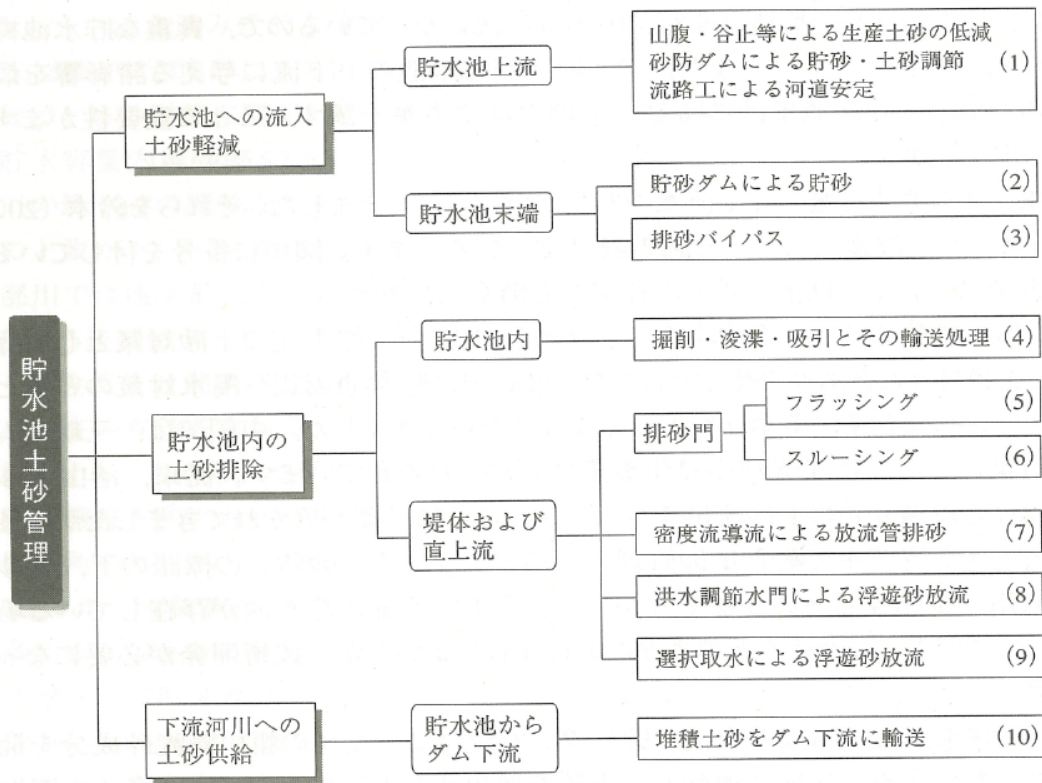


図 2.7 貯水池の土砂管理対策¹⁾

2.5 まとめ

本章では貯水池に堆砂するまでのプロセスを土砂生産過程，河道内輸送，貯水池の堆砂に分けて幅広く整理した。ここで整理した内容をすべて貯水池モデルに反映させようとする，1章で述べた通り，これまでの土砂動態モデルのような複雑系となり汎用性・実用性を高めることができない。本研究では上述のようなプロセスを理解したうえで，ダム流域の土砂収支を包括的に記述し，モデル構造の簡素化を試みた。

具体的にはモデル構造を簡素化するため，本研究では集中定数型モデルを構築する。土砂生産過程として整理した崩壊現象について，どのダム流域でも発生しうる現象である表層崩壊に注目し，降雨をパラメータとして崩壊地面積を計算する崩壊地モデルを導入する。さらに，崩壊地モデルで計算される崩壊地面積に応じた土砂量を供給し，溪流区間における土砂収支を記述する溪流モデルを導入することで貯水池堆砂量を計算する。溪流モデルでは降雨流出解析に用いられる貯留関数のアナロジーを用いた集中定数型モデルを構築するとともに，溪流モデル内では河道内輸送に影響する Armor coat 化を考慮するものとする。

【参考文献】

- 1) 高橋保：土砂流出と土砂害対策，近未来社，2006
- 2) Gregory L. Morris, Jiahua Fan 著，角哲也，岡野眞久監修：貯水池土砂管理ハンドブック
流域対策・流砂技術・下流河川環境，技報堂出版，2010
- 3) 丸山知己：砂防学，朝倉書店，2019
- 4) 芦田和男，江頭進治，中川一：21世紀の河川学 安全で自然豊かな河川を目指して，京
都大学学術出版会，2008
- 5) 大矢通弘，角哲也，嘉門雅史：ダム堆砂の性状把握とその利用法，ダム工学，Vol.12，
No.3，p.174-187，2002
- 6) 宮本博司，鈴木徳行：貯水池の土砂管理に関する考察，土木学会論文集，No.740，II-
64，p.185-195，2003

第3章 対象流域の特性

3.1 はじめに

本研究における貯水池堆砂量推定モデルを構築するにあたって、流域形状や地形地質、降雨特性が異なる緑川ダム貯水池(熊本県)と寒河江ダム貯水池(山形県)を対象流域とした。緑川ダムは九州地方の一級河川緑川水系緑川に竣工され、ダム上流域は白杵八代構造線によって南北方向に二分され、特に構造線以南はジュラ紀付加体からなる急峻な地形が大部分を占めており、土砂生産が活発である。一方で、寒河江ダムは東北地方の一級河川最上川水系寒河江川に竣工され、ダム上流域は月山山麓に属する地すべり地帯と朝日連峰に属する主に花崗岩からなる急峻な山地を抱えている。本研究の対象としている表層崩壊が発生する地域の地質は、緑川ダム貯水池では付加体(海底堆積物起源)であるのに対し、寒河江ダム貯水池では火山岩及び花崗岩が主体であり、地質状況が異なる。また、貯水池堆砂量推定モデルの対象としている表層崩壊の誘因となる降雨状況について、いずれのダム流域においても、年降水量は2,000mmを超えることが多く、日本でも有数の多雨地域であると考えられる。

本項では流域概要として、ダムの諸元と管理状況、地形地質特性、植生、水文特性を整理した。

3.2 緑川ダム貯水池

研究対象流域である熊本県の一級河川緑川水系緑川に位置する緑川ダム貯水池について、緑川ダムの諸元と管理状況、地形地質特性、植生、水文特性の流域情報に加え、貯水池堆砂量が急増した平成28年熊本地震の影響についても整理する。

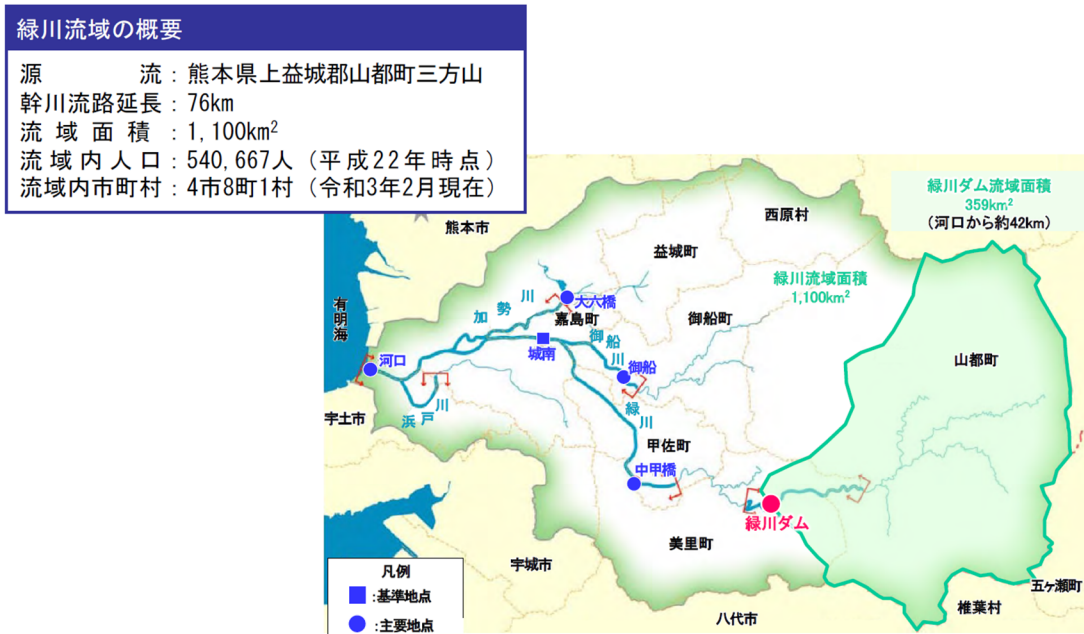


図 3.1 緑川と緑川ダムの位置関係¹⁾

3.2.1 緑川ダムの諸元と管理状況

緑川ダムは1971年に完成した直轄管理の多目的ダムで、主ダム（重力式コンクリートダム）と脇ダム（ロックフィルダム）から構成され、主ダムの規模は堤高76.5m、堤頂長295.0mである。水源は北部の阿蘇カルデラ外輪山と南部の九州山地に広がり、流域面積は359km²である（表3.1）。緑川ダムの防災操作により、ダム下流の2市5町（熊本市、宇土市、嘉島町、益城町、御船町、甲佐町、美里町）に対し水防活動軽減効果を発揮しており、さらに流木・塵芥も捕捉し、下流河川の河道埋塞等の被害を軽減している。

緑川ダムは洪水調節、利水（発電、かんがい）を目的としており、総貯水容量は4,600万m³であり、有効貯水容量は3,520万m³である（図3.2）。有効貯水容量は洪水調節容量、発電用水、かんがい用水に配分されている（図3.3）。

計画堆砂量は1,080万m³であり、令和元年度時点の総堆砂量は約887万m³と計画堆砂量の約82%となっている。堆砂量の測定はダム竣工後から2003年まではシングルビームの音響測深により実施されていたのに対し、2004年以降ではマルチビームを用いる測深法に変更された（図3.4）。

表 3.1 緑川ダムの諸元(資料¹⁾を基に整理)

項目		数値等
形式	主ダム	重力式コンクリートダム
	脇ダム	ロックフィルダム
堤高	主ダム	76.5m
	脇ダム	35.0m
堤頂長	主ダム	295.0m
	脇ダム	244.0m
流域面積		359km ²
総貯水容量		4,600 万 m ³

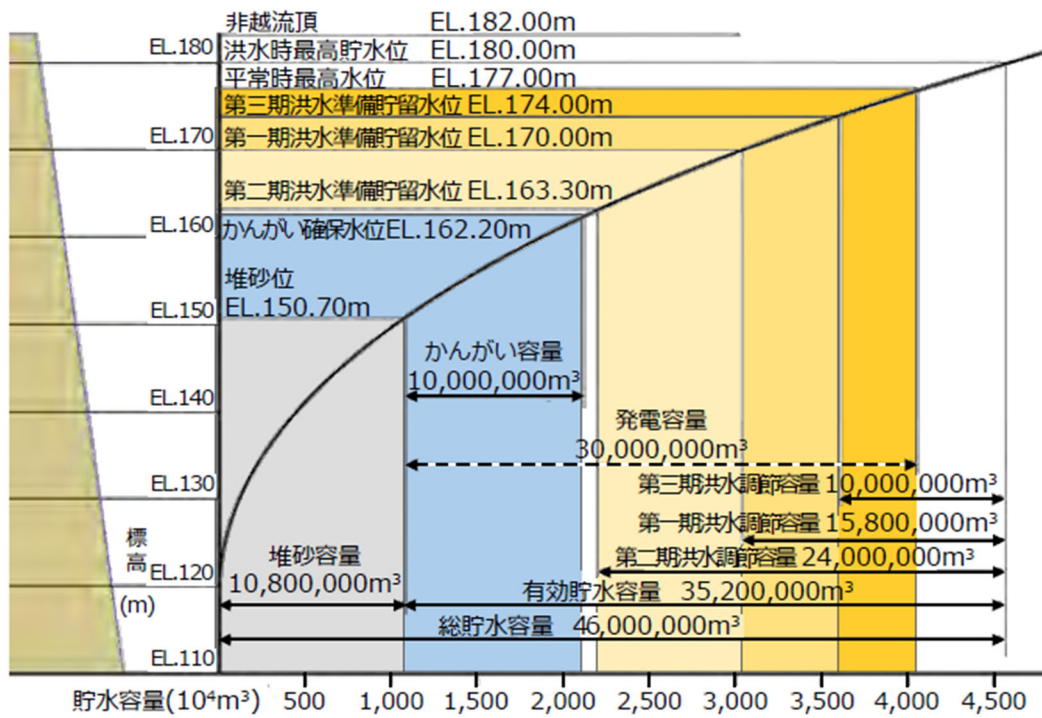


図 3.2 緑川ダムにおける容量配分¹⁾

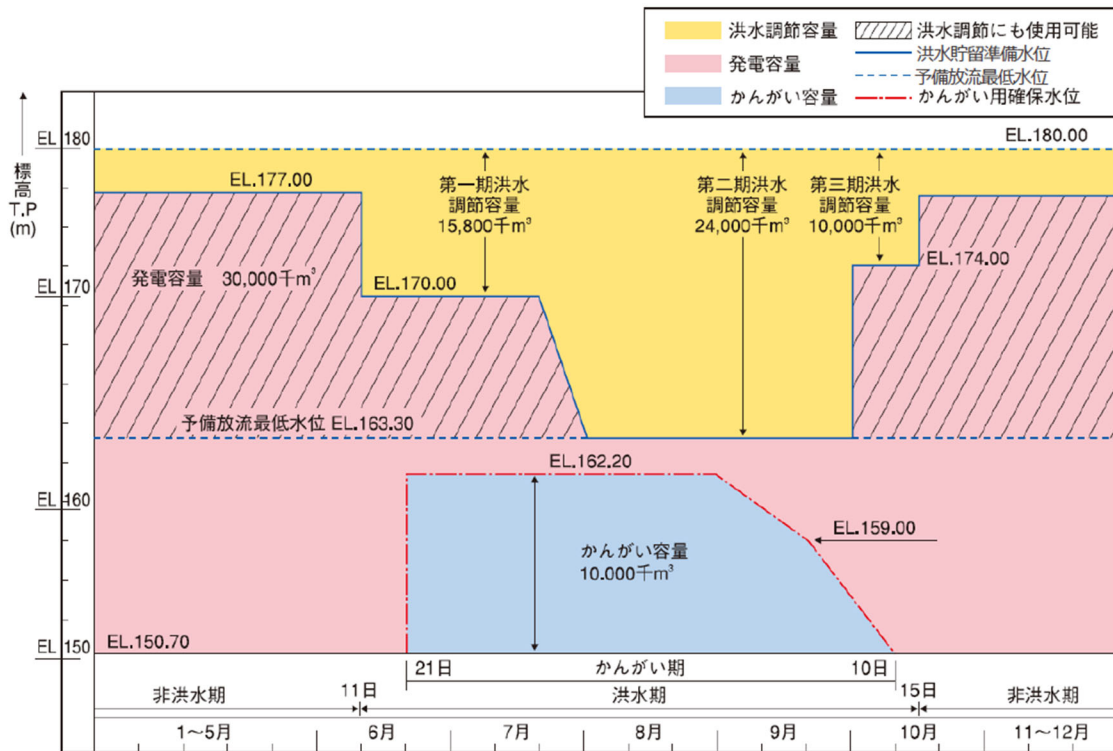


図 3.3 緑川ダム貯水池容量配分図¹⁾

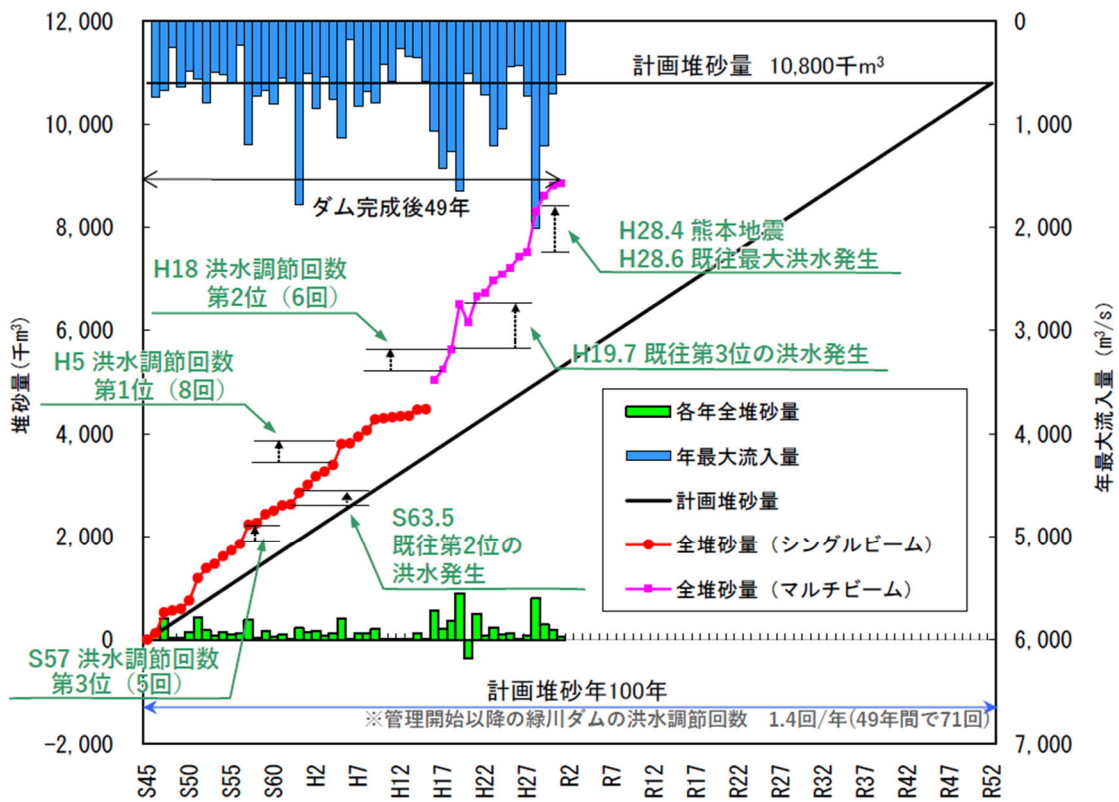


図 3.4 緑川ダム貯水池の堆砂状況¹⁾

3.2.2 地形、地質状況

流域は北部の阿蘇カルデラ外輪山と南部の九州山地に広がっており、流域区分ごとの面積は表 3.2 に示す通りである。

地形情報を取得するため、国土地理院の 10m メッシュ基盤地図情報数値標高モデル²⁾を利用し、地形解析を実施した。地形解析により作成した標高分布図を図 3.5 に、傾斜量の分布を図 3.6 に示す。本流域は東西方向に走る臼杵八代構造線によって南北方向に二分されている。構造線以北は標高 800m 以下の地帯が多く、阿蘇カルデラ外輪山が含まれ、全体的に開析が進み、傾斜量は概ね 10° ~ 15° で、なだらかな地形となっている。構造線以南は源頭部で標高 1,200m 以上となる急峻な九州山地に属し、傾斜量 30° 以上の地形が大部分を占めている。

地質情報は国土交通省の国土数値情報³⁾の表層地質により取得した。地形と同様、地質も臼杵八代構造線によって南北方向に二分されている。構造線以北は全体的に開析が進み、丸みを帯びた火成岩からなる阿蘇火山帯の山麓地である。構造線以北はジュラ紀付加体（海底の堆積物等が海洋プレートの沈み込みにより大陸に付加された地質体）が広がっている。

表 3.2 緑川ダム流域における流域区分ごとの面積

	流域	面積(km ²)
構造線以北	笹原・千滝川流域	119.7
	黒谷・山出川流域（北側）	5.5
	緑川中流域（北側）	9.0
	緑川上流域（北側）	2.5
	大矢川流域（北側）	58.1
構造線以南	内大臣川流域	40.0
	黒谷・山出川流域（南側）	30.0
	緑川中流域（南側）	31.4
	緑川上流域（南側）	50.3
	大矢川流域（南側）	12.5
	合計	359.0

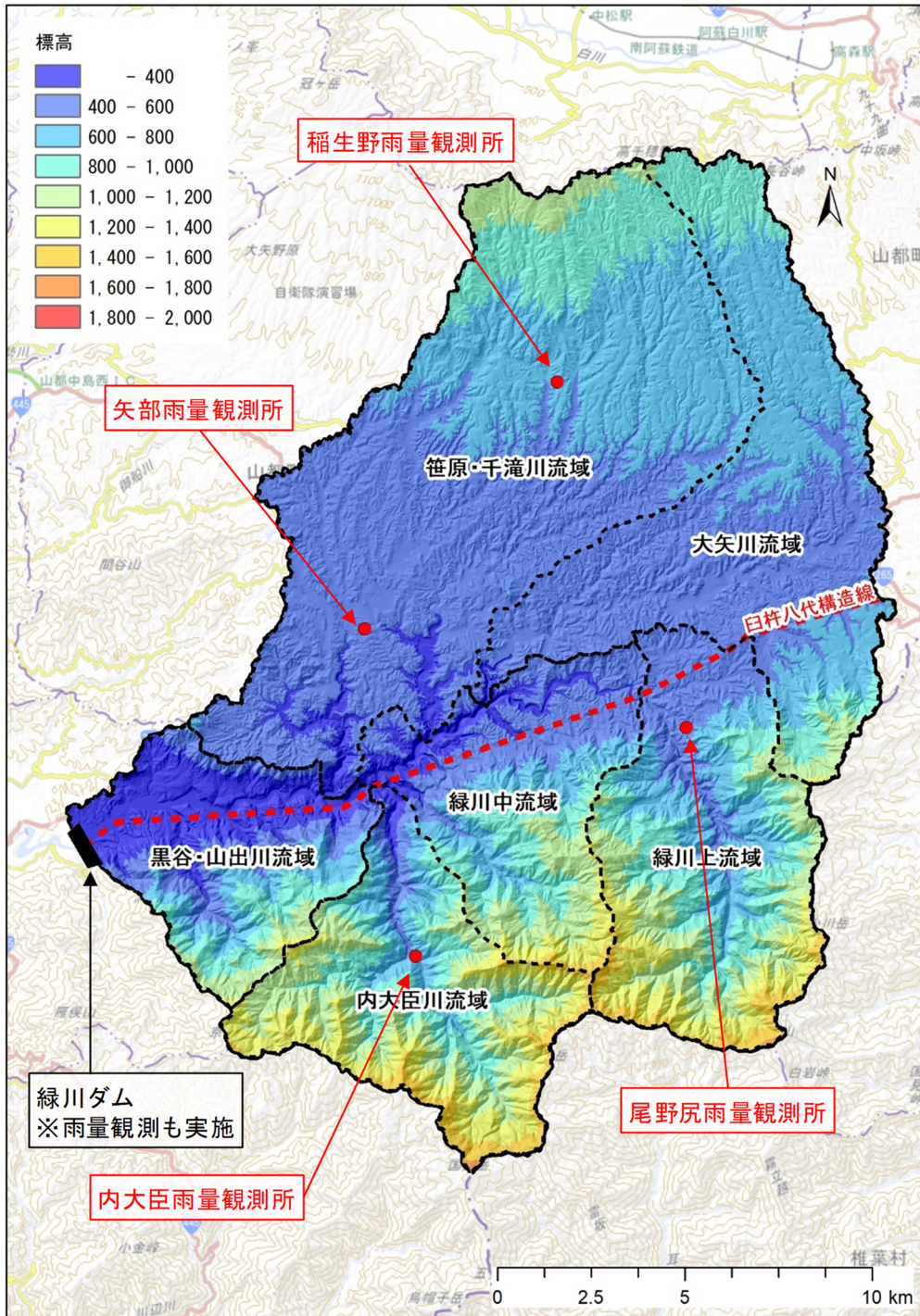


図 3.5 標高分布図（緑川ダム流域）



図 3.6 傾斜量図 (緑川ダム流域)

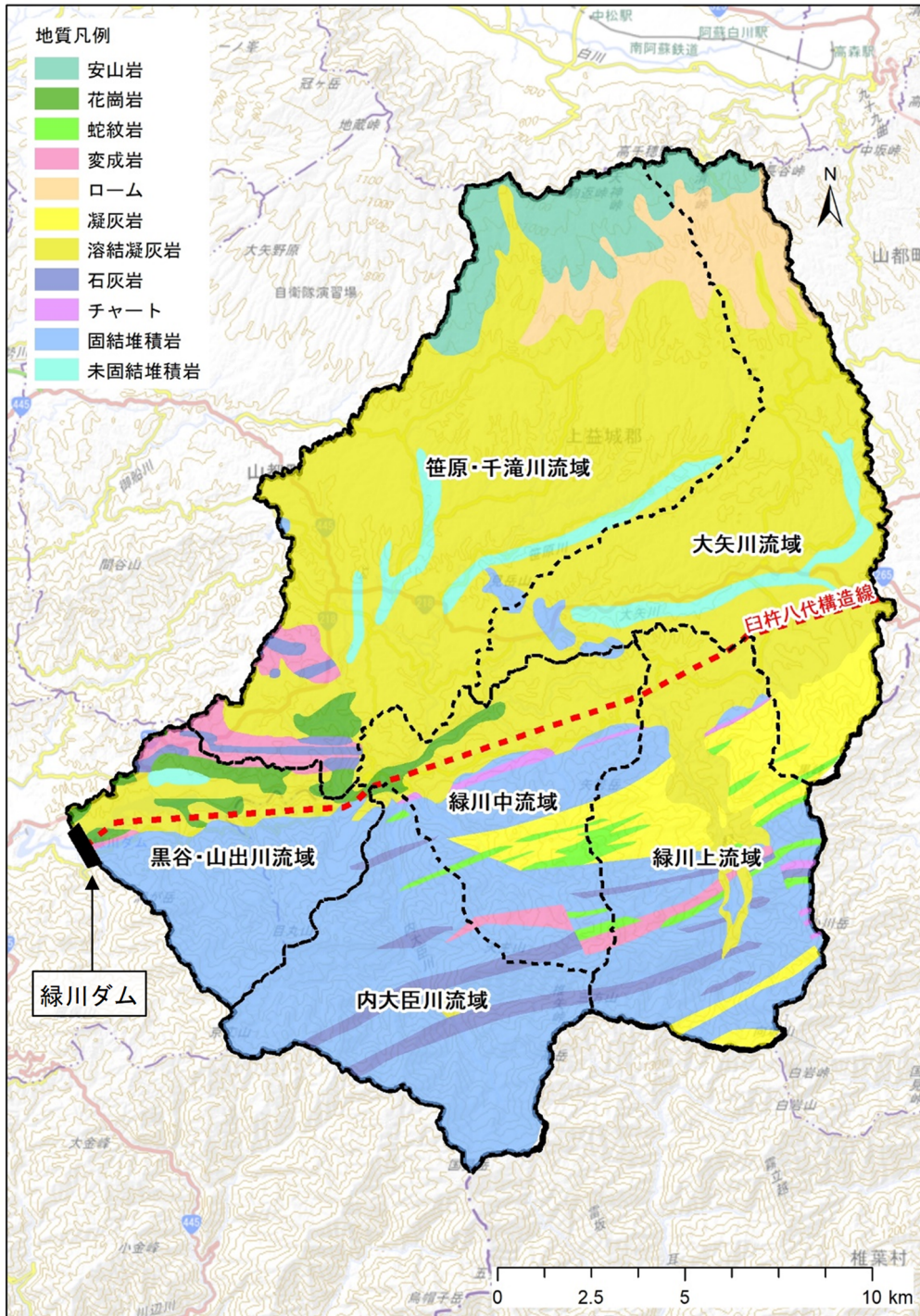


図 3.7 表層地質図（緑川ダム流域）

3.2.3 地 被, 植 生

植生情報を取得するため、環境省の自然環境調査（5万分の1）⁴⁾を利用した。構造線以北はなだらかな地形を呈しているためか畑地として利用されている地域が多い。構造線以南は急峻な地形を呈しているため山地となっており、針葉樹林が大部分を占めている（図 3.8）。

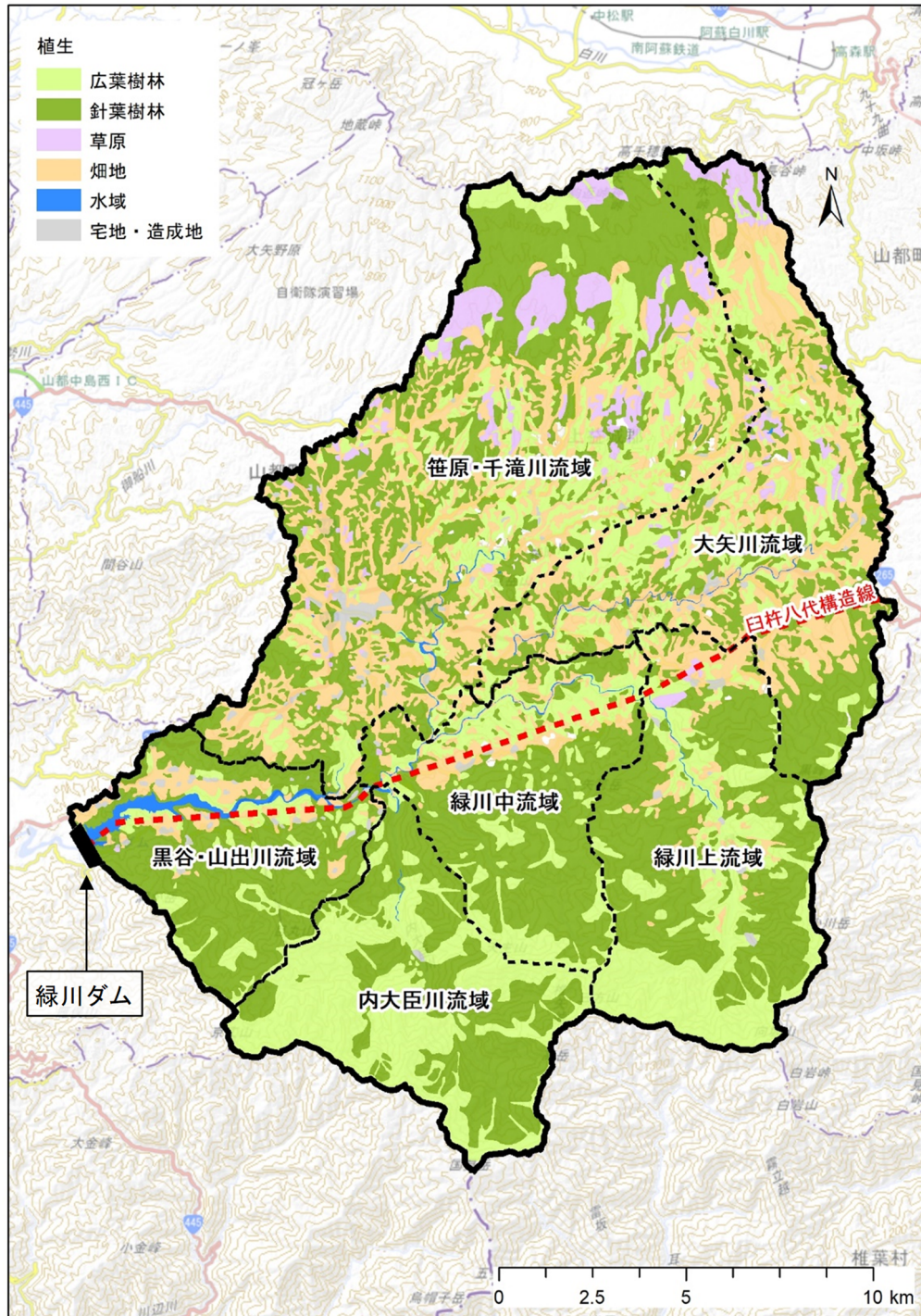


図 3.8 植生の分布と土地利用（緑川ダム流域）

3.2.4 水文特性

水文特性を把握するため、本流域内にある雨量観測所の雨量データを水文水質データベース⁵⁾より取得した。本流域に位置する雨量観測所(図 3.5)は5地点(緑川ダム観測所、矢部観測所、稲生野観測所、尾野尻観測所、内大臣観測所)であり、いずれも国土交通省水管理・国土保全局が管理している。

本流域における降水量が九州地方の中でどのくらいであるかを把握するため、九州地方の県庁所在地における年降水量の平均値(以下、九州地方平均値とする)と比較した。なお、県庁所在地の雨量データは気象庁のデータ⁶⁾を用いた。図 3.9の青色棒グラフは緑川ダム雨量観測所、黒線の棒グラフは九州地方平均値を示す。緑川ダム雨量観測所を見てみると、2000年以前は平均値と同等で、2000年以降は平均値よりも大きい傾向にあることが確認でき、九州地方の中でも降水量は比較的大きい流域である。

緑川ダム雨量観測所について3ヶ月ごとの降水量を季節間で比較した結果を図 3.10に示す。4月～6月及び7月～9月に降水量が大きくなり、降水量は3ヶ月で1,000mmを超える年も多くみられる。一方、冬季の1月～3月及び10月～12月は3ヶ月で500mm未満であり、雨が少ないことが確認できる。

さらに、降水頻度についても確認する。降水頻度は日雨量が連続して0mmを超える期間を1出水として集計する。図 3.11に3ヶ月ごとに集計した結果を積み上げ棒グラフで示す。1年あたりの頻度は50～70回程度であり、期間別にみると10月～12月は降水が少ない傾向にあるが、その他の期間に大きな違いは見られない。

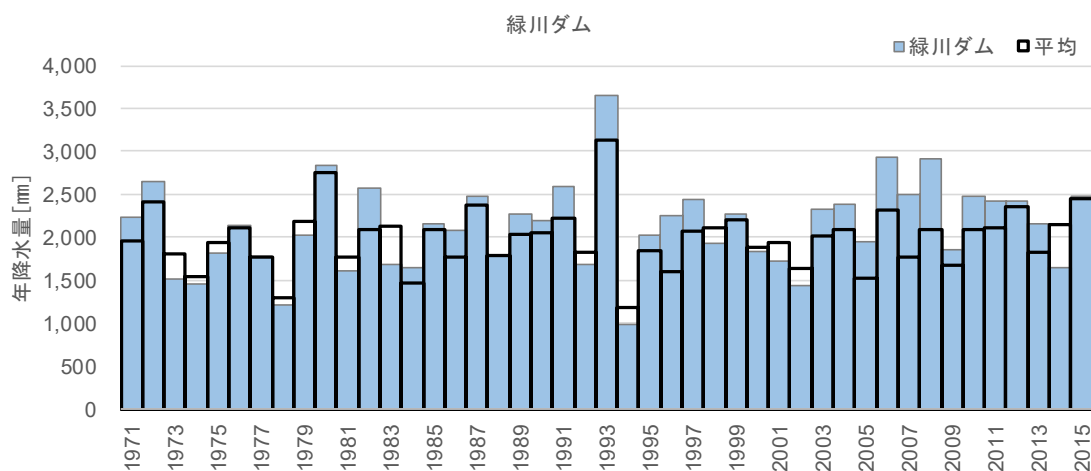


図 3.9 年降水量の比較 (緑川ダム流域)

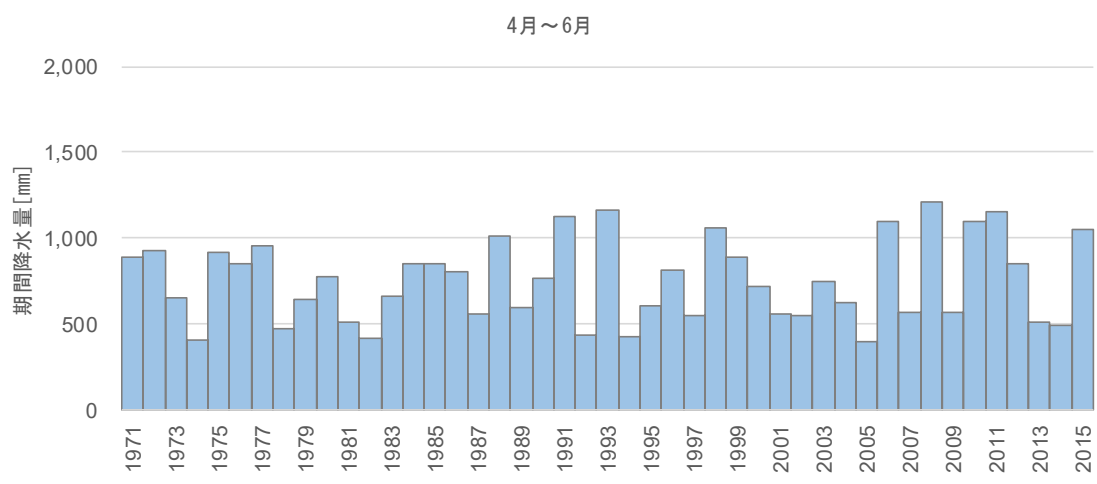
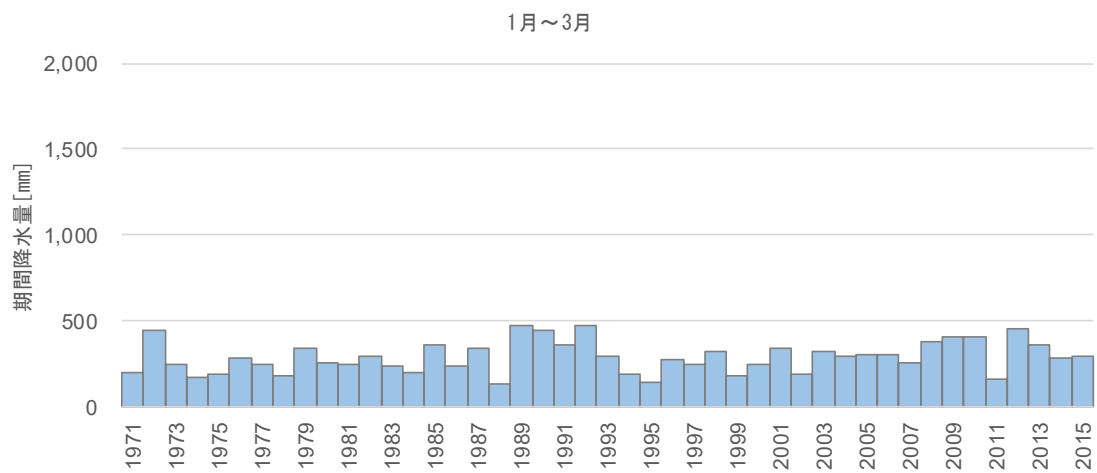


図 3.10(1) 3ヶ月ごとの期間降水量 (1月～3月, 4月～6月)

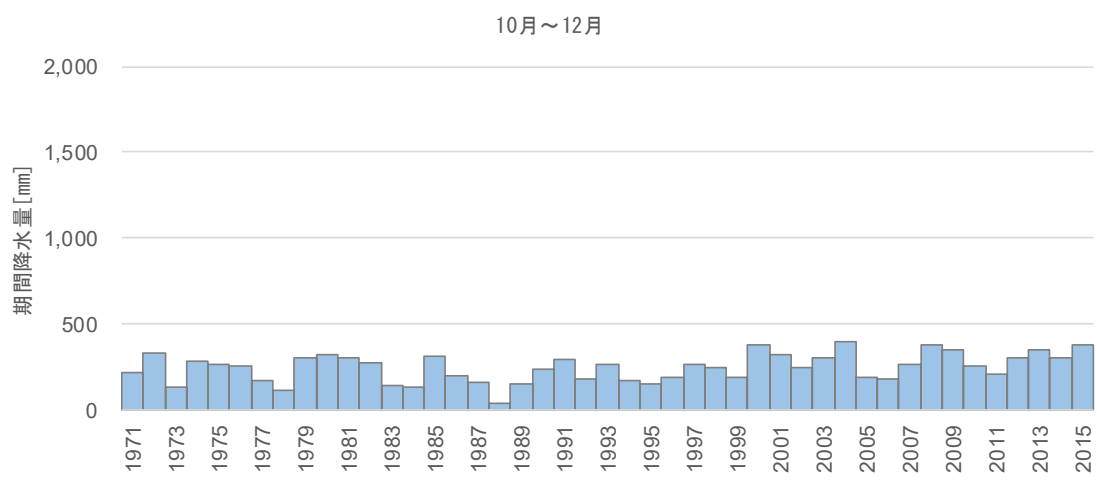
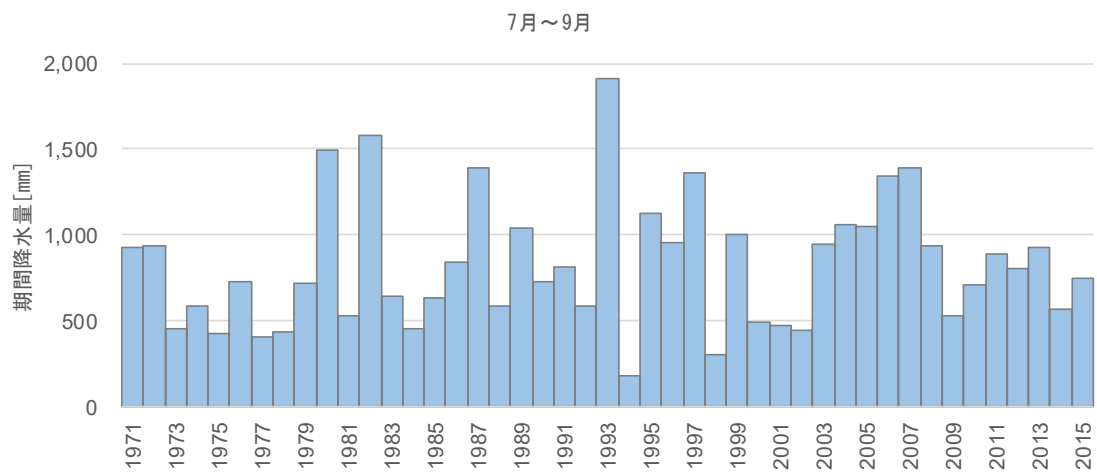


図 3.10(2) 3ヶ月ごとの降水量 (7月～9月, 10月～12月)

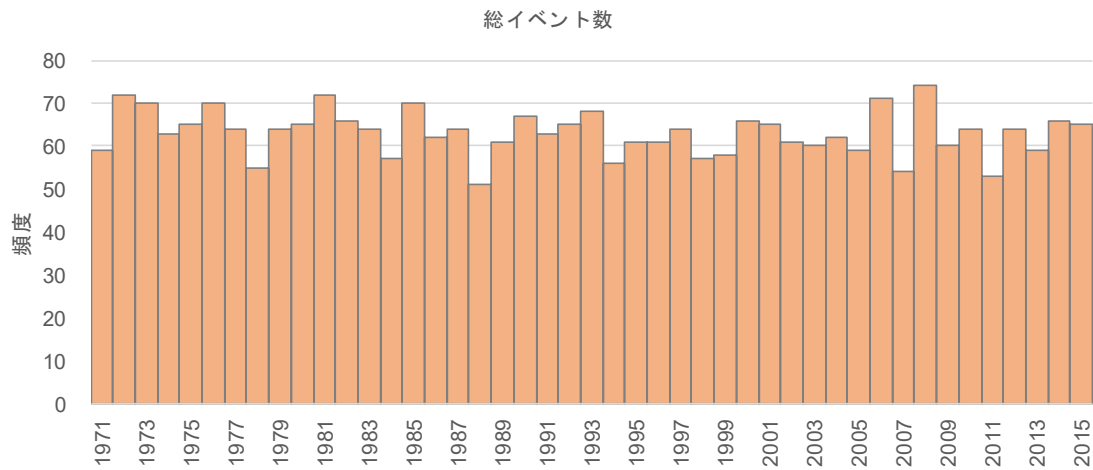


図 3.11 降水頻度（緑川ダム貯水池）

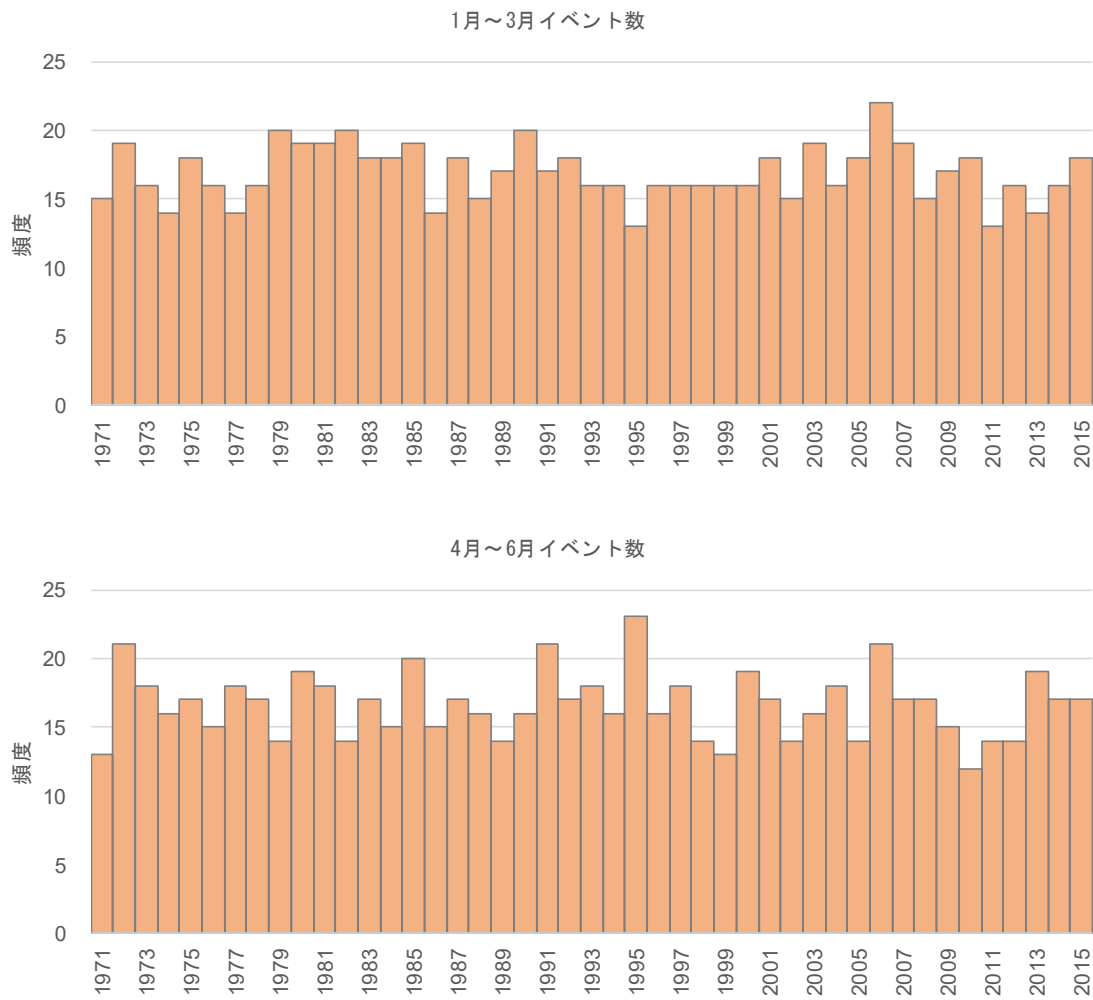


図 3.12(1) 3ヶ月ごとの降水頻度（1月～3月，4月～6月）

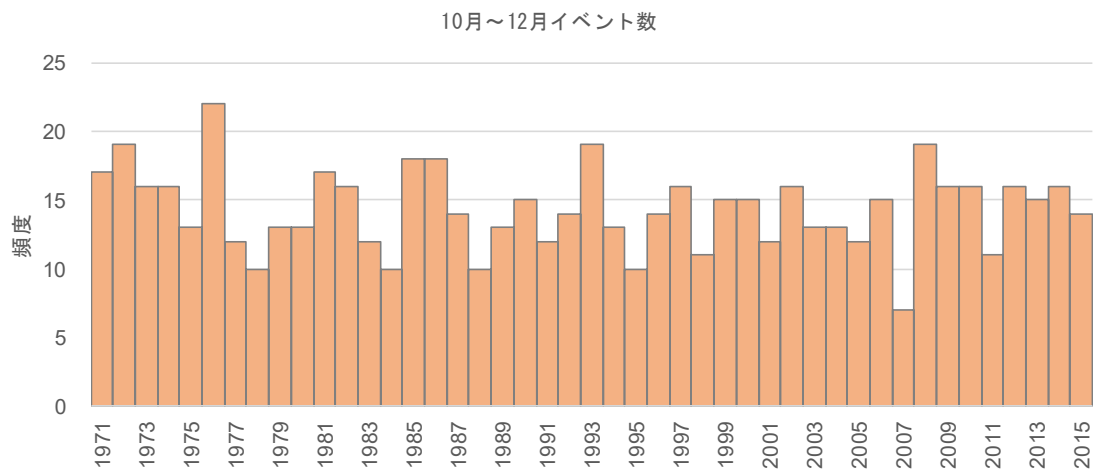
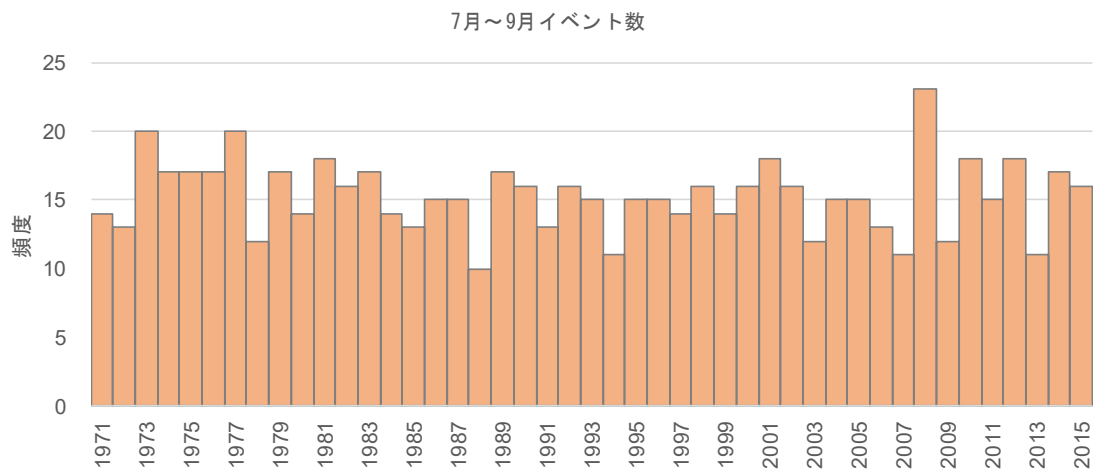


図 3.12(2) 3ヶ月ごとの降水頻度 (7月～9月, 10月～12月)

3.2.5 平成 28 年熊本地震の影響

緑川ダムの堆砂に最も影響を与えた事例として平成 28 年に発生した熊本地震がある。熊本地震は平成 28 年 4 月 14 日の前震 (M6.5) と平成 28 年 4 月 16 日の本震 (M7.3) があり、住家全壊は 8,667 棟と近年の中でも被害の大きな地震となっている⁷⁾。

緑川の多くの箇所では堤防の被災が発生し、緑川ダムの脇ダム天端の道路にも亀裂が生じた。このような状況を踏まえ、緑川ダムでは一時的に下流河川の安全のため、2つの洪水対策を暫定的に運用した (図 3.13)。1つは洪水時により多くの洪水を貯留するため、洪水調節容量を 2,400 万 m³ から 2,900 万 m³ へ増強するものである。もう一つは、下流河川の負担軽減を図るため、緑川ダムからの最大放流量を 2,000m³/s から 1,500m³/s へ引き下げたことである。その結果、同年 6 月の出水時 (既往最大) には大きな効果をもたらした (図 3.14)。

平成 28 年の堆砂量は約 80 万 m³ (図 3.4) と、歴代 2 番目の堆砂量となり、熊本地震により上流域で生産された多くの土砂がダムに堆砂したことが読み取れる。

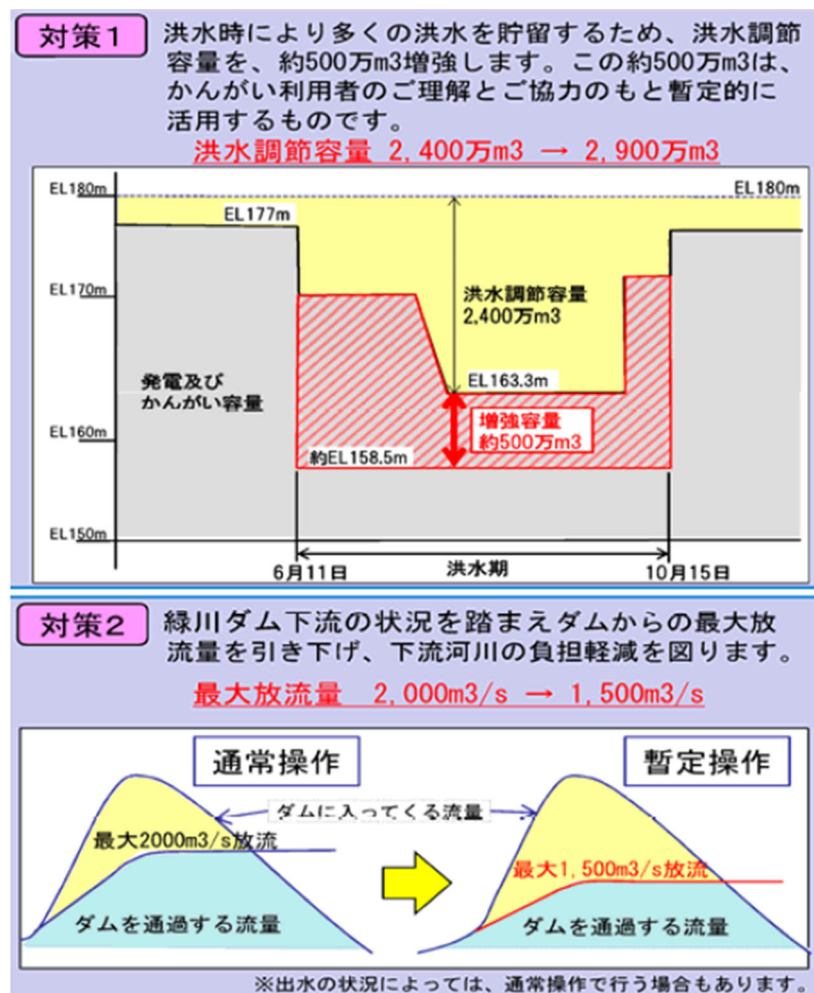


図 3.13 熊本地震を踏まえた暫定治水対応⁸⁾

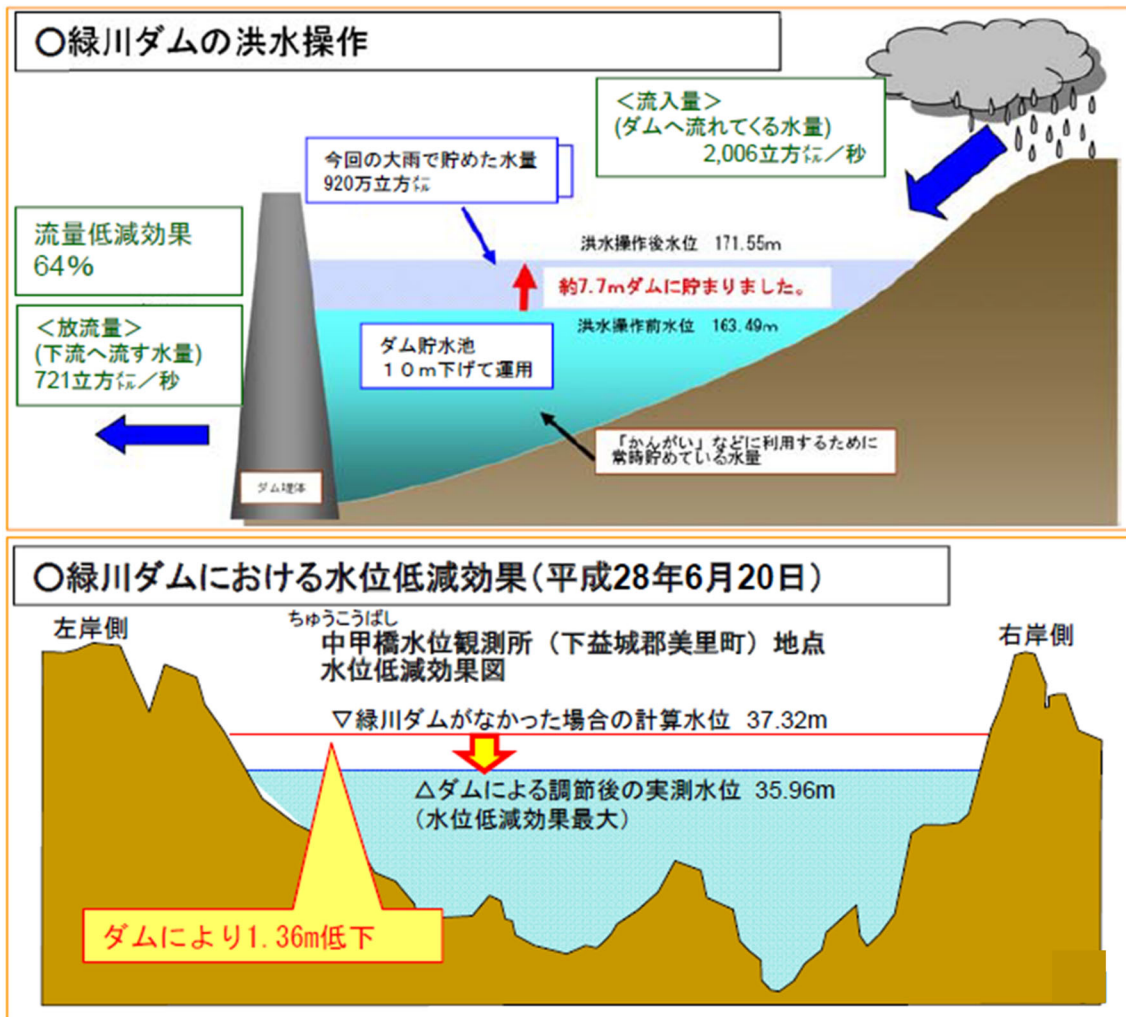


図 3.14 熊本地震における緑川ダム暫定運用の効果⁸⁾

3.3 寒河江ダム貯水池

山形県の一級河川最上川水系寒河江川に位置する寒河江ダム貯水池の概要について、寒河江ダムの諸元と管理状況，地形地質特性，植生，水文特性の流域情報に加え，当該流域の特徴的な土砂生産現象として月山山麓の地すべりに対して実施されている事業についても整理する。



図 3.15 最上川と寒河江ダムの位置関係 (流域図⁹⁾に加筆)

3.3.1 寒河江ダムの諸元と管理状況

寒河江ダムは1990年に完成した国土交通省直轄管理の多目的ダム（中央コア型ロックフィルダム）であり、堤高112.0m、堤頂長510.0mである。水源は北部の月山と南部の朝日連峰であり、流域面積は231.0km²である。

寒河江ダムは緑川ダムと同様、洪水調節、利水（発電、水道、かんがい）を目的としており、総貯水容量は10,900万m³である。有効貯水容量は流水の正常な機能の維持、かんがい用水、水道用水、発電に配分されている（図3.16）。洪水対策としてはダム下流に位置する西川町、大江町、寒河江市等の洪水防御に重要な役割を果たしており、さらに6市6町（山形市、上山市、天童市、山辺町、中山町、河北町、大江町、西川町、朝日町、寒河江市、東根市、村山市）に最大23.9万m³/日の上水道用水を供給している⁹⁾。

計画堆砂量は1,100万m³であり、令和元年度時点の総堆砂量は450万m³と計画堆砂量の約41%となっている（図3.17）。堆砂量の測量は緑川ダムと同様、ダム竣工後から2003年まではシングルビーム音響測深により実施されていたのに対し、2004年以降ではマルチビームを用いた音響測深に変更されている。寒河江ダムでは堆砂対策として、堆積土砂の掘削を実施するとともに貯砂ダムも設置している（図3.18）。

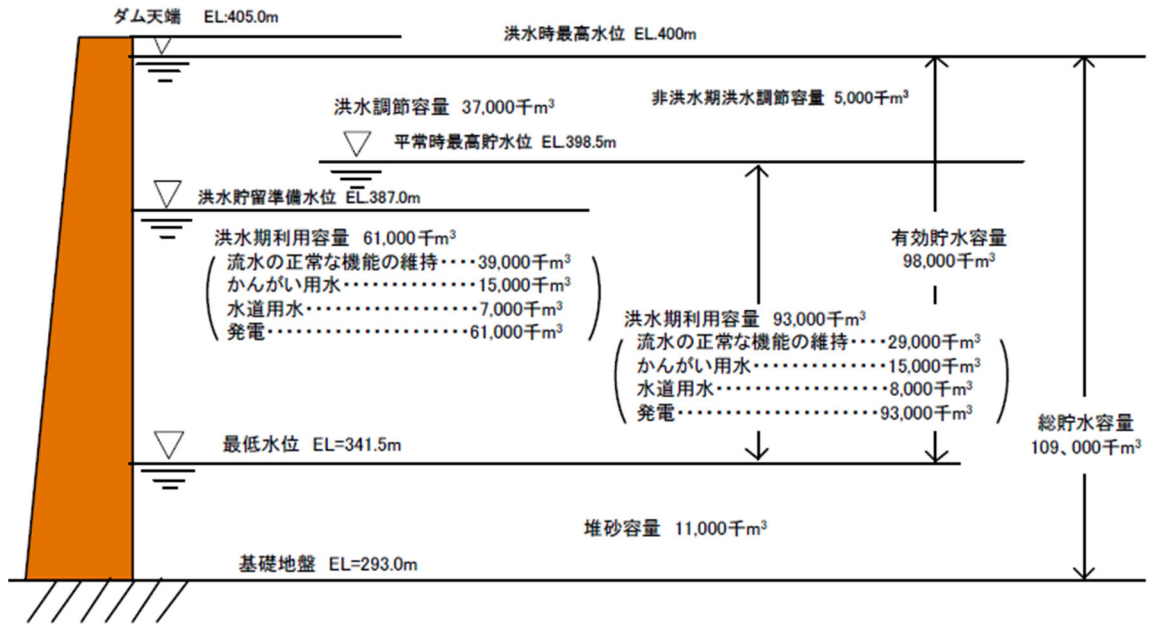


図 3.16 寒河江ダム貯水池容量配分図⁹⁾

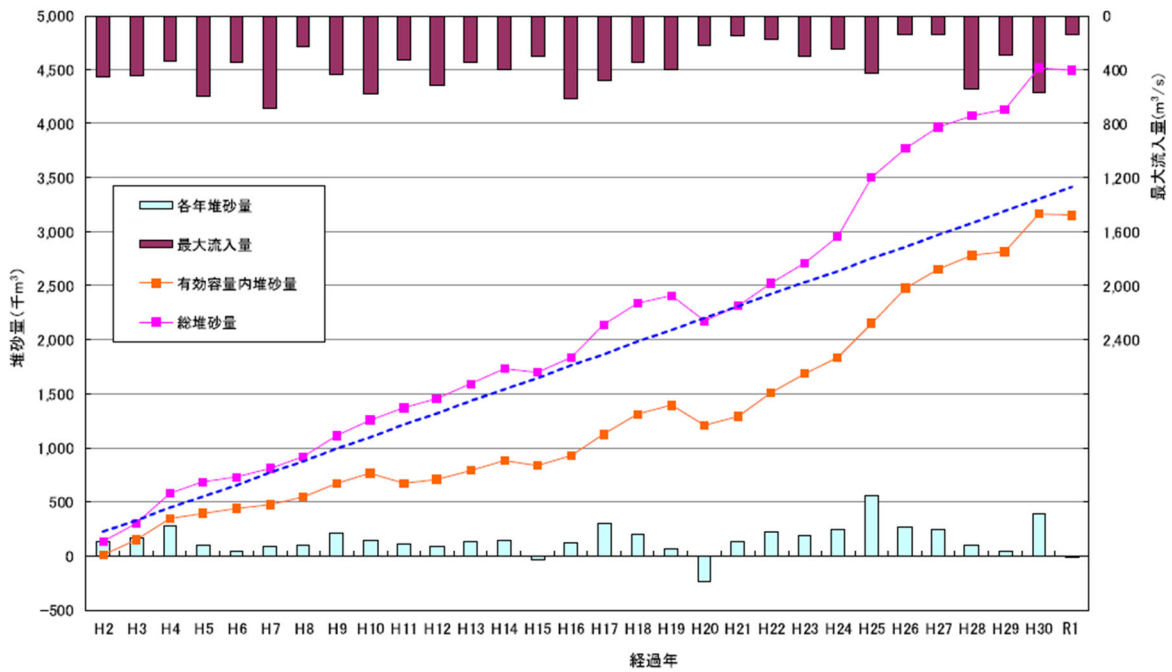


図 3.17 寒河江ダム貯水池の堆砂状況⁹⁾



図 3.18(1) 堆砂対策⁹⁾ (平成 28 年における掘削状況)

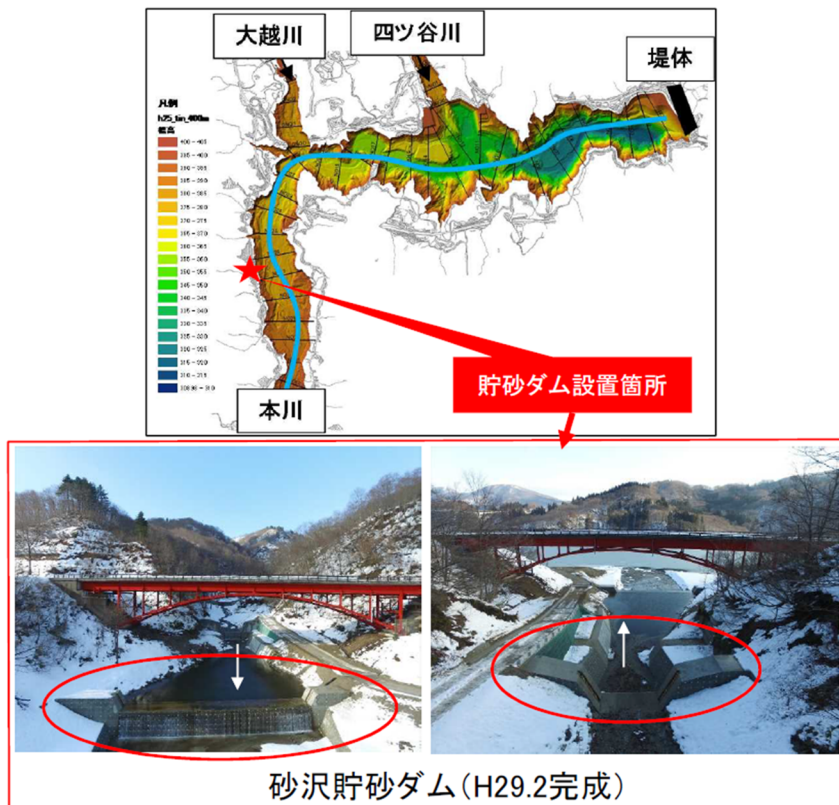


図 3.18(2) 堆砂対策⁹⁾ (貯砂ダム)

3.3.2 地形、地質状況

流域は南北に長く、北部の月山山麓と南部の朝日連峰に広がっており、流域区分ごとの面積は表 3.3 に示す通りである。

緑川ダムと同様の方法で、地形解析により作成した標高分布図を図 3.19 に、傾斜量の分布を図 3.20 にそれぞれ示す。流域の北部は全体的に開析の進んだなだらかな地形を呈しており、傾斜量は概ね 15° ～ 25° の範囲にある。流域の南部は急峻な朝日連峰に属し、傾斜量は概ね 25° ～ 35° で起伏に富んだ険しい地形を呈している。

表層地質図を図 3.21 に示す。北部は月山山麓に広がる安山岩と火山砕屑物で構成され、南部は花崗岩で構成されている。

表 3.3 寒河江ダム流域における流域区分ごとの面積

流域	面積(km ²)
寒河江ダム北部	50.2
寒河江ダム中央	62.8
寒河江ダム南部	106.8
残流域	11.2
合計	231.0

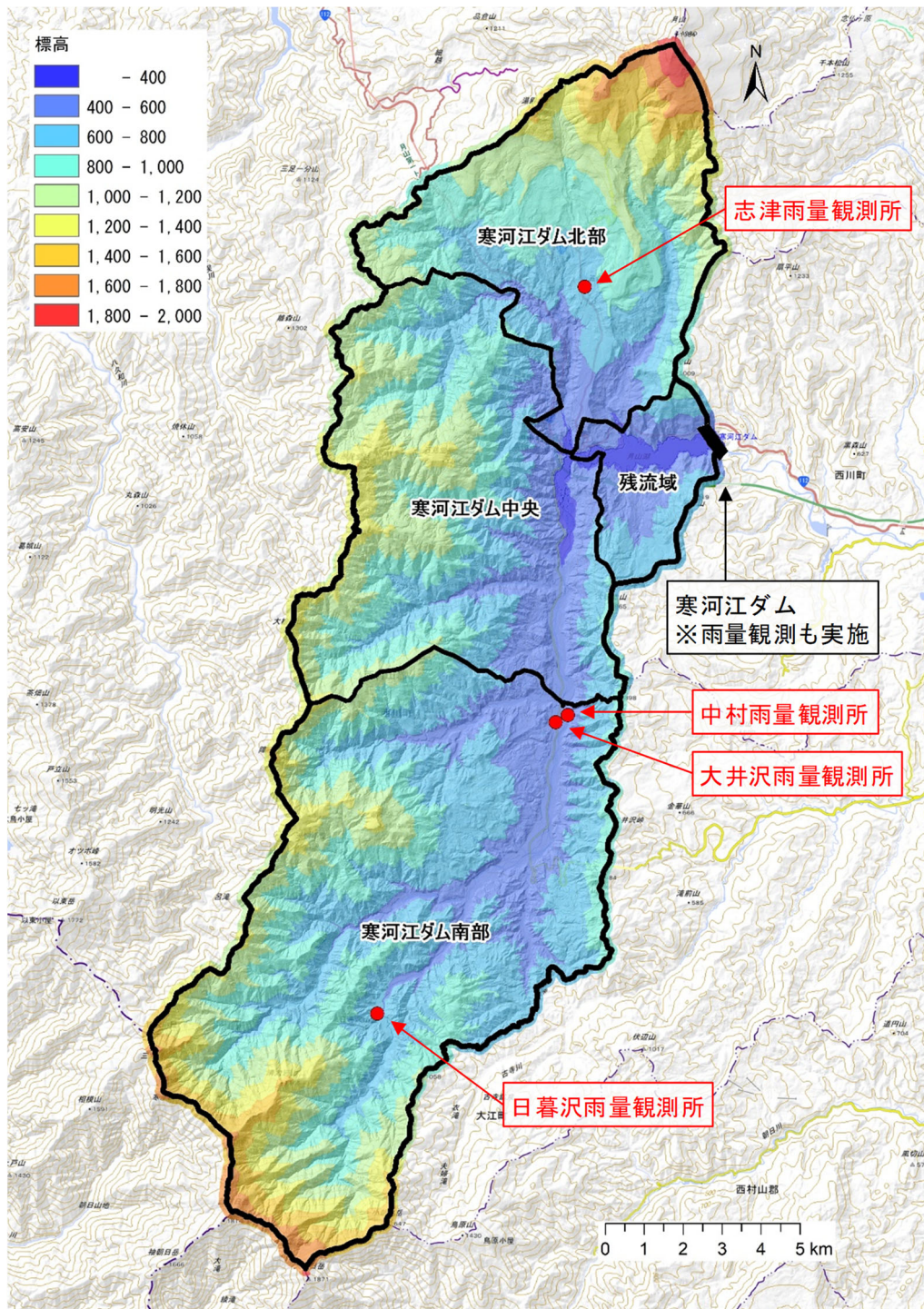


图 3.19 標高分布図（寒河江ダム流域）

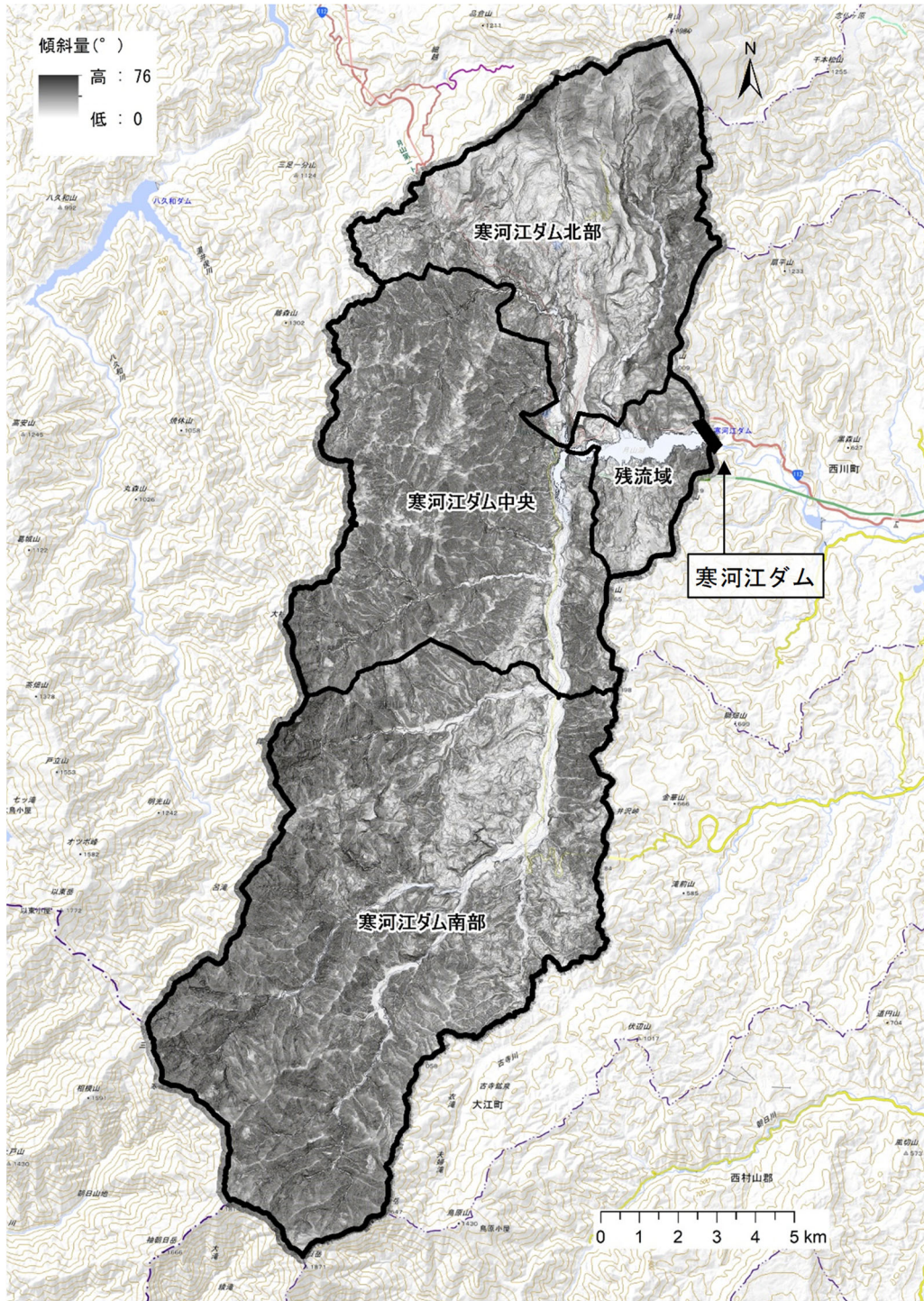


図 3.20 傾斜量分布図(寒河江ダム流域)

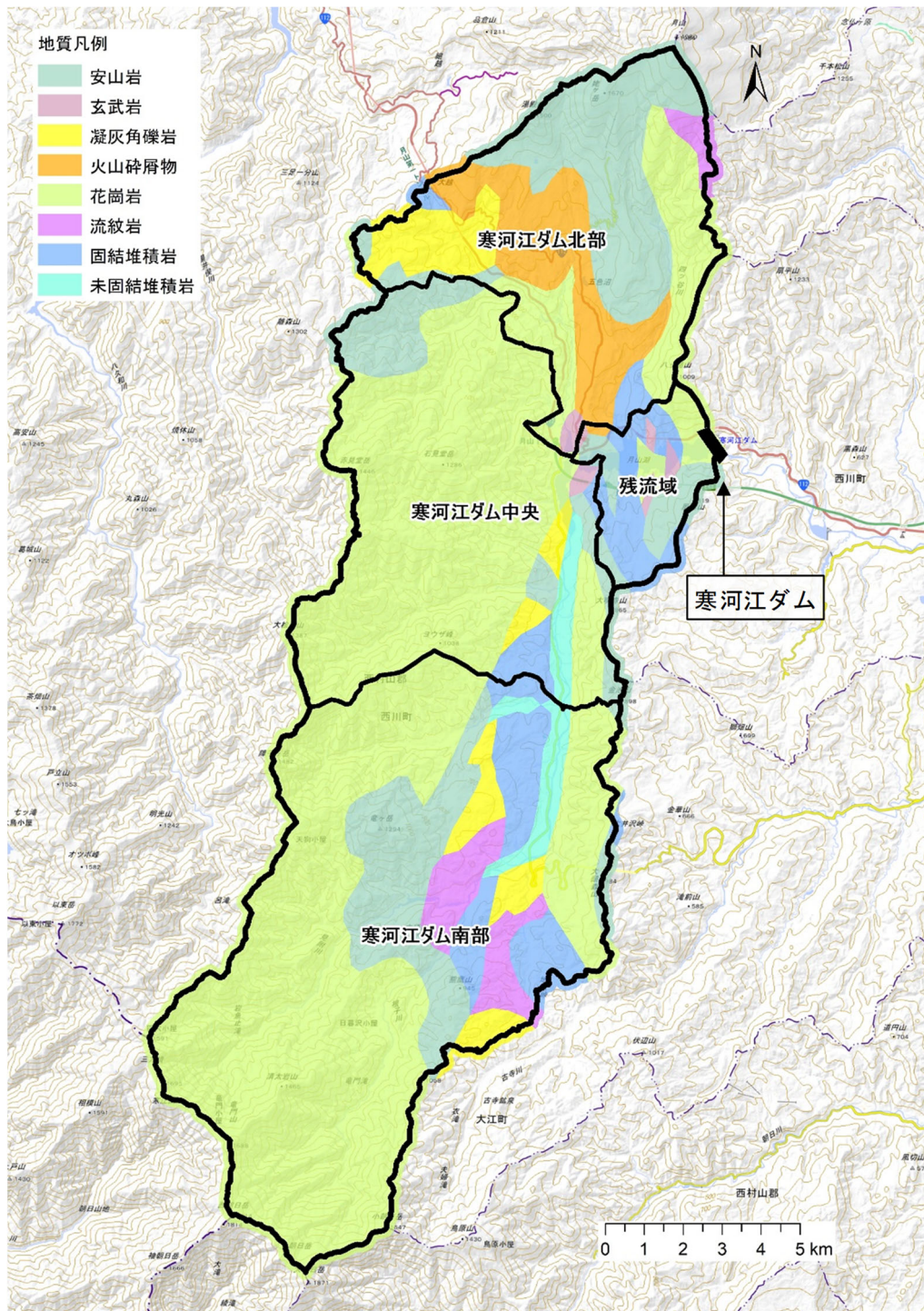


图 3.21 表層地質図 (寒河江ダム流域)

3.3.3 地 被, 植 生

環境省の自然環境調査（5万分の1）⁴⁾から取得した植生図を図 3.22 に示す。流域全体は広葉樹が優勢であり，河川沿いにわずかに針葉樹が存在している。

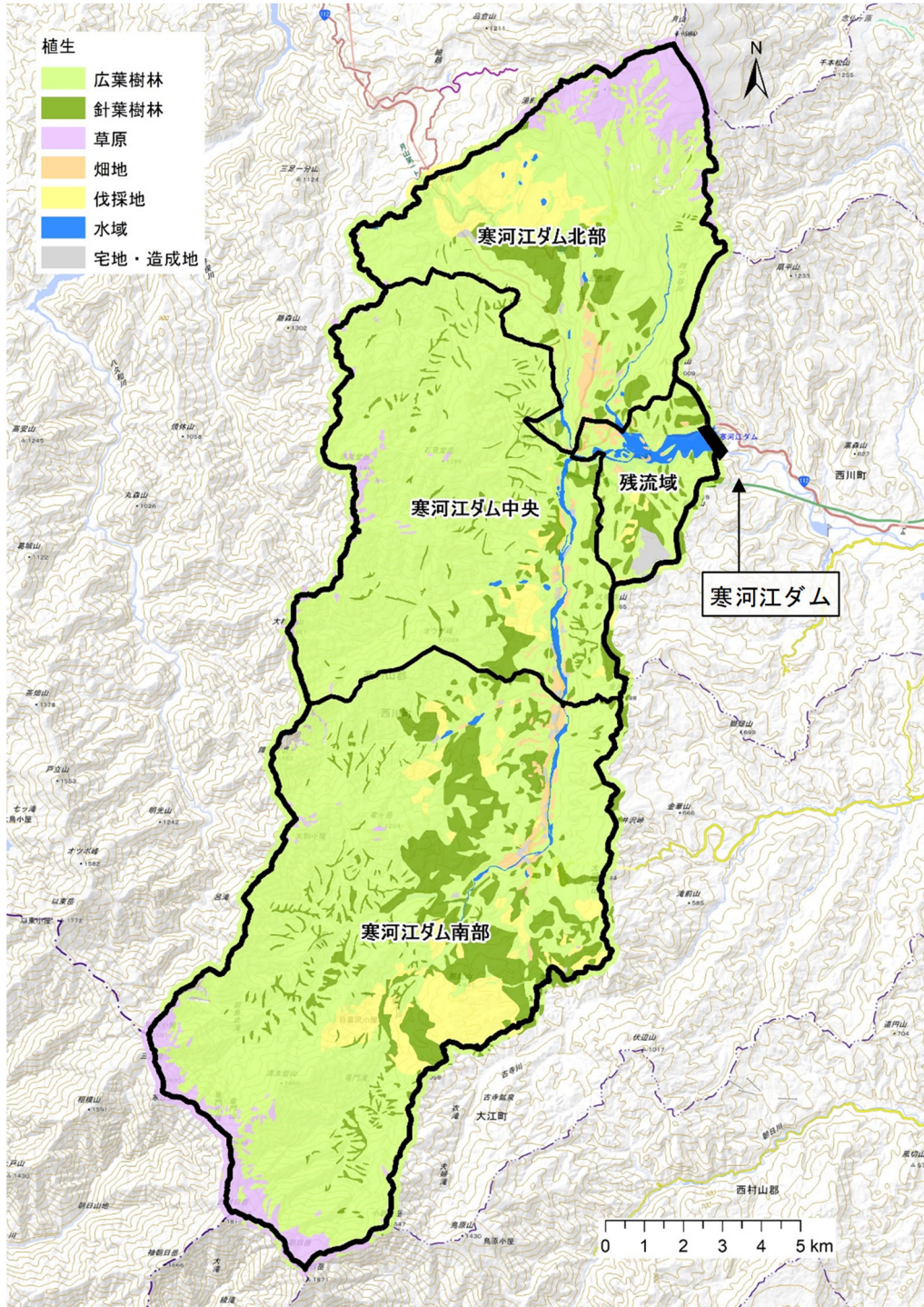


図 3.22 植生の分布と土地利用（寒河江ダム流域）

3.3.4 水文特性

寒河江ダム流域には、国土交通省水管理・国土保全局管理の雨量観測所が4地点（寒河江ダム、志津、中村、日暮沢）、気象庁管理の雨量観測所が1地点（大井沢）設置されている（図 3.19）。

本流域における降水量を把握するため、水文水質データベース⁵⁾を基本とし、不足する情報は国土交通省東北地方整備局河川管理課から収集し、東北地方の県庁所在地における年降水量の平均値（以下、東北地方平均値とする）と比較した。寒河江ダム雨量観測所の降水量を見てみると、東北地方平均値の2倍程度となっており、東北地方の中でも降水量の多い地域であることが分かる（図 3.23）。

寒河江ダム雨量観測所について、3ヶ月ごとの季節別降水量を比較した結果を図 3.24 に示す。寒河江ダム流域は日本海式気候の豪雪地帯に属するため、1月～3月、10月～12月の降水量が7月～9月よりも多いのが特徴である。

さらに、降水頻度についても確認する。降水頻度は1年あたり50～70回程度であり（図 3.25）、季節による違いは見られない（図 3.26）。

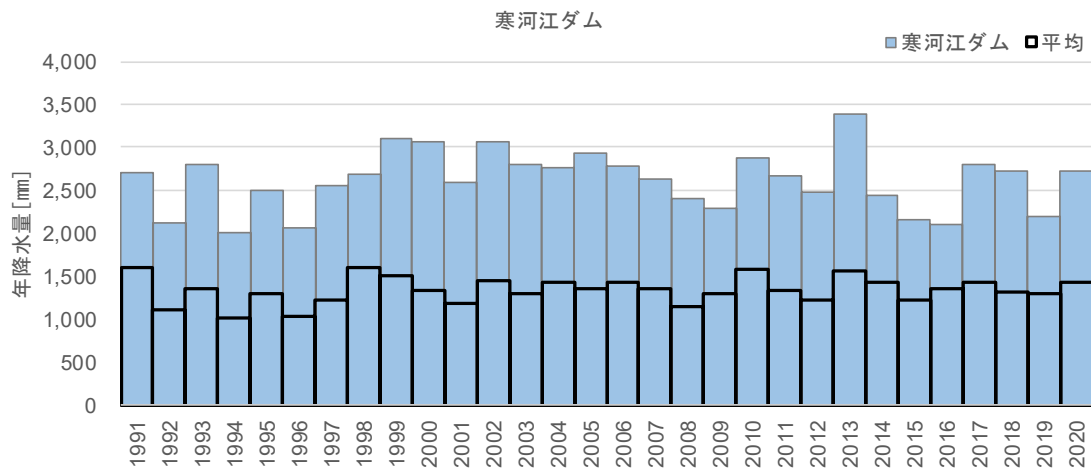


図 3.23 年降水量の比較（寒河江ダム流域）

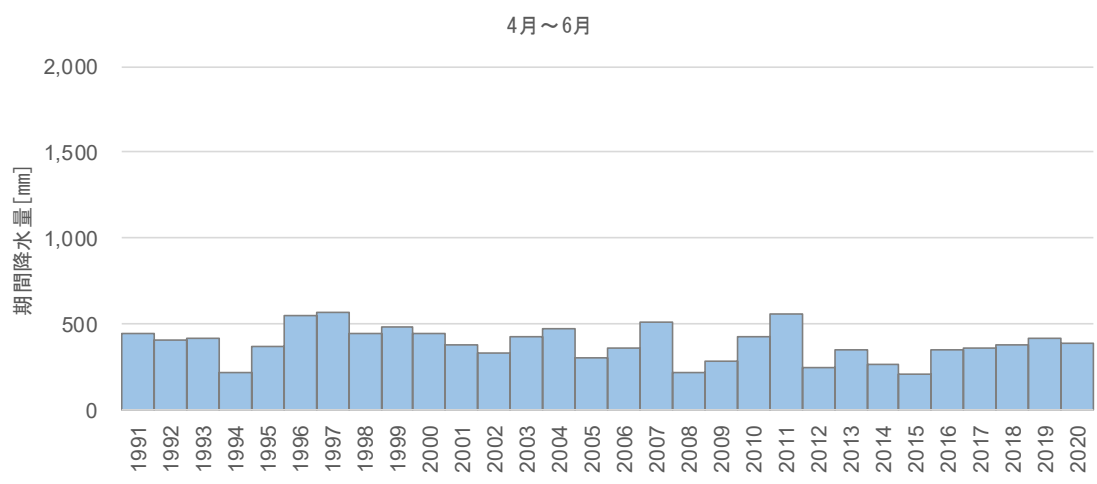
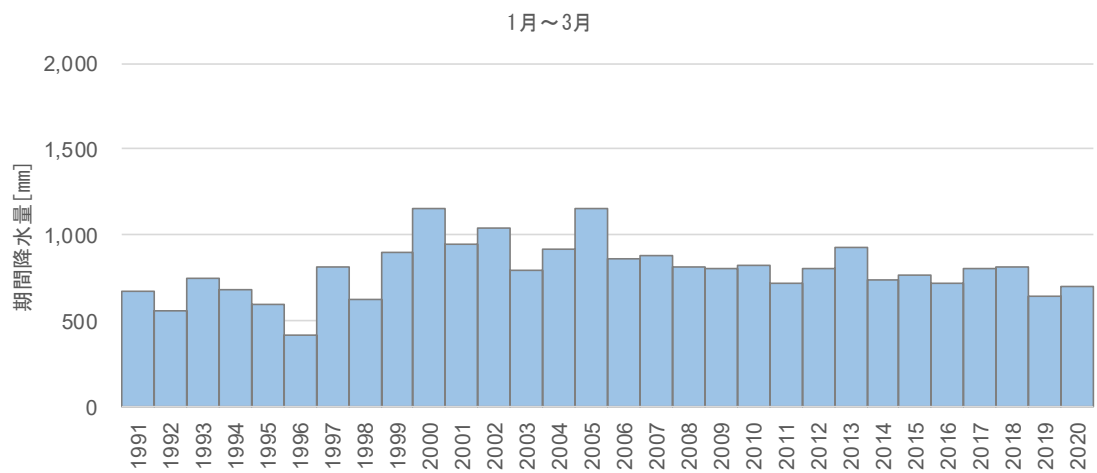


図 3.24(1) 3ヶ月ごとの期間降水量 (1月～3月, 4月～6月)

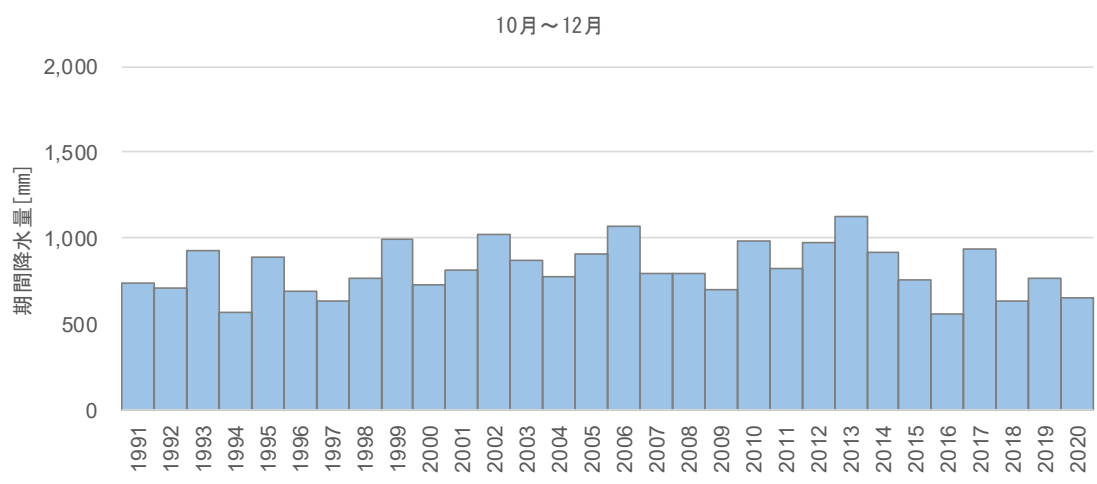
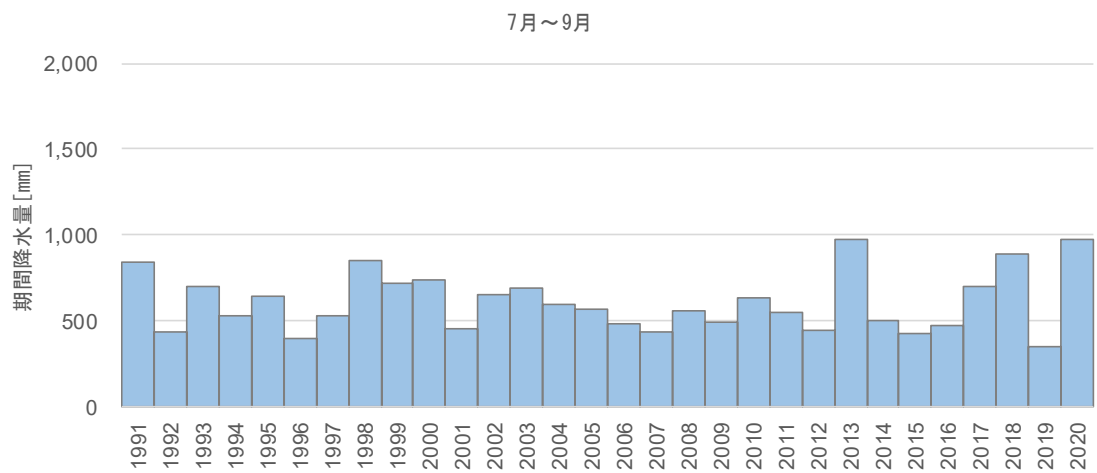


図 3.24(2) 3ヶ月ごとの降水量 (7月～9月, 10月～12月)

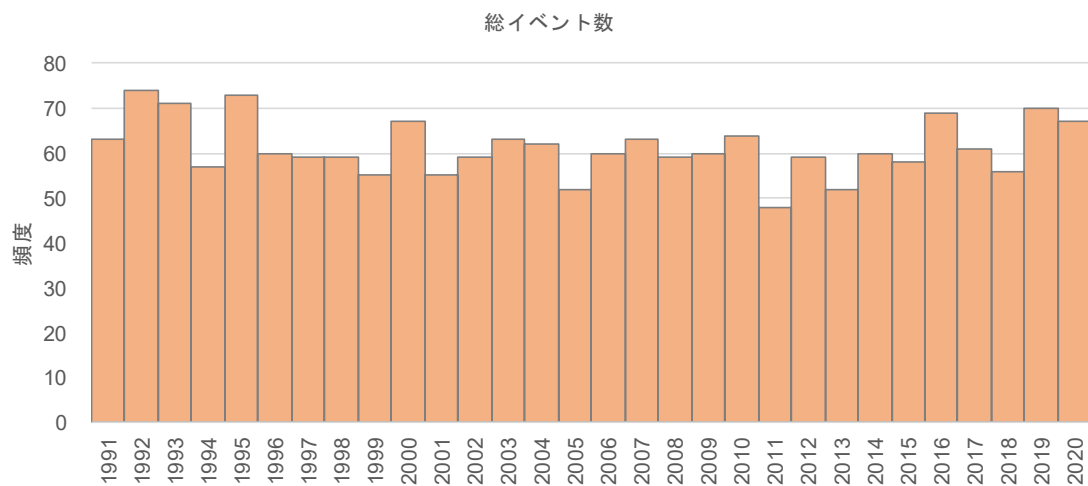


図 3.25 降水頻度（寒河江ダム流域）

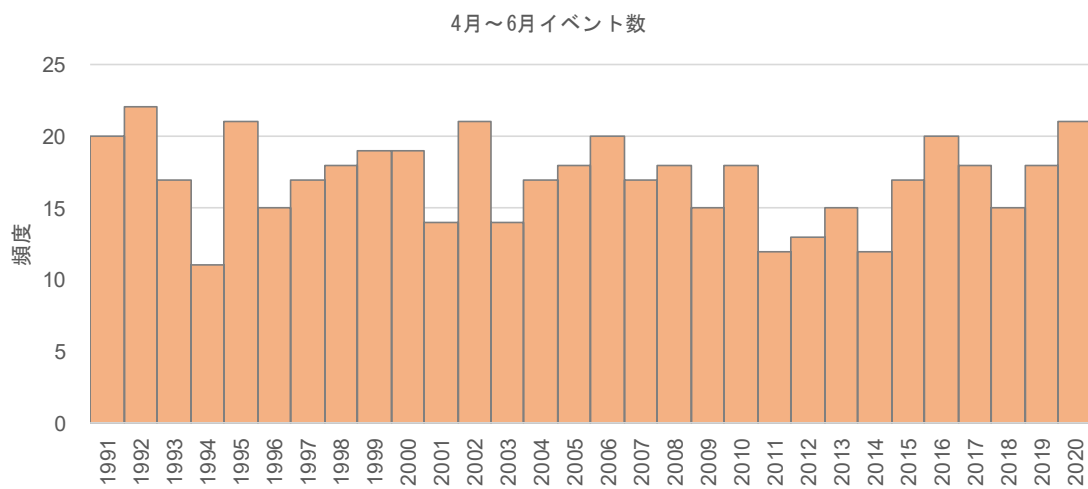
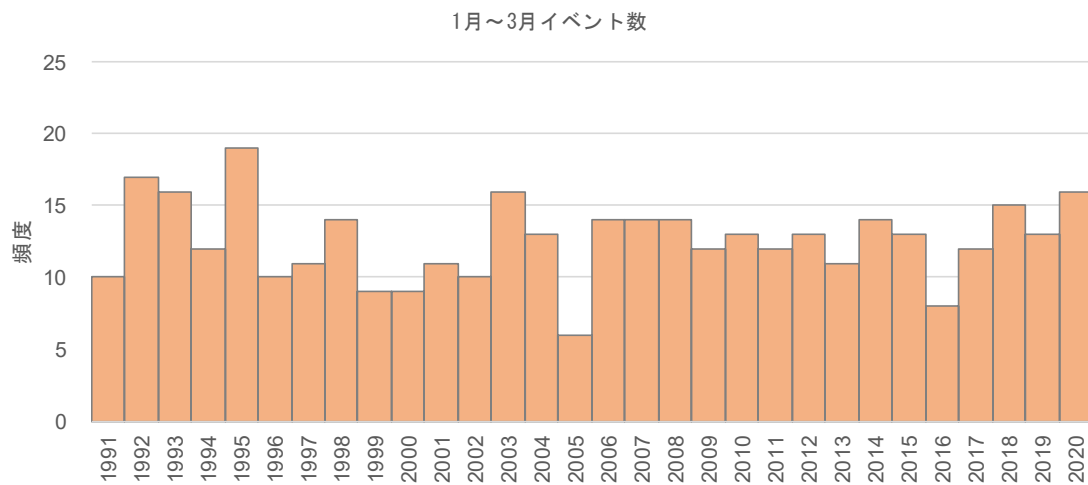


図 3.26(1) 3ヶ月ごとの降水頻度（1月～3月，4月～6月）

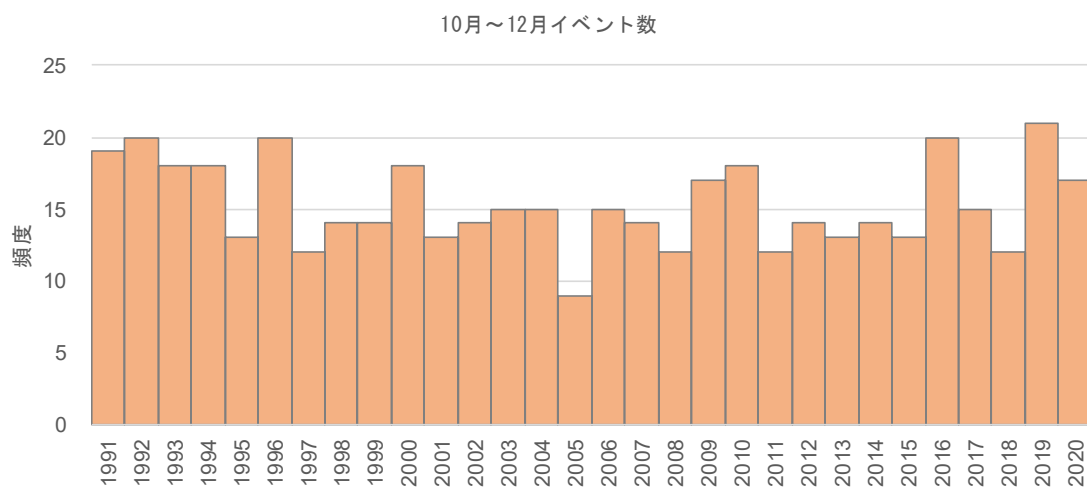
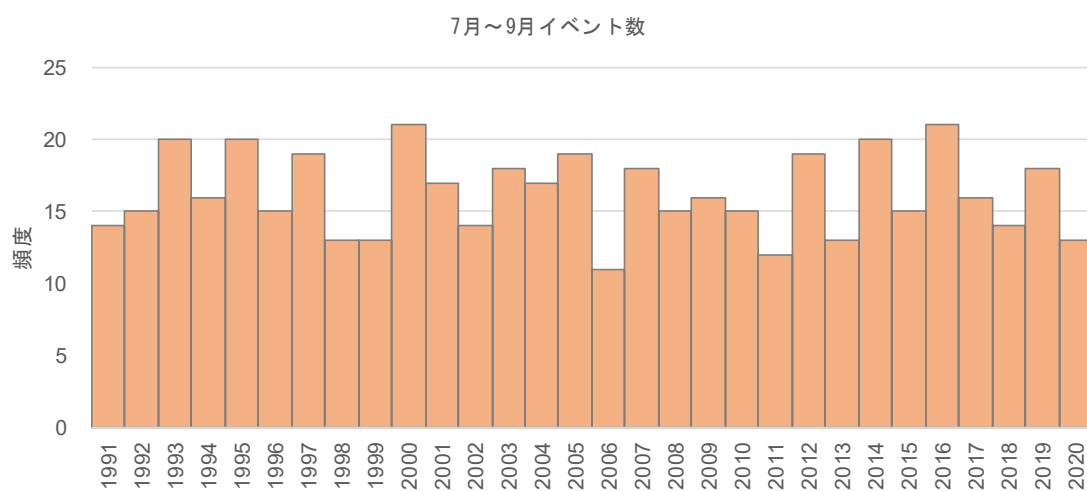


図 3.26(2) 3ヶ月ごとの降水頻度 (7月～9月, 10月～12月)

3.3.5 月山地区直轄地すべり対策事業¹⁰⁾

寒河江ダム流域の北部に位置する月山山麓は、火山砕屑物等からなる脆弱な地質に加え豪雪地帯であり、過去の融雪期に幾度も地すべりによる甚大な被害が発生している(表 3.4)。地すべりに起因して天然ダムが発生した場合には、天然ダム決壊により大量の土砂が寒河江ダムに流入する恐れがあるため、本項で国土交通省が行っている地すべり対策事業について触れる。

月山地区直轄地すべり事業として、国土交通省東北地方整備局は平成 21 年度より、田麦俣地区(月山ダム流域)と志津地区(寒河江ダム流域)における地すべり防止区域について対策工を実施し、地すべりの安定化を図っており、令和 20 年度に事業が完了する見通しである(図 3.27)。集水井工や横ボーリング工といった地すべり対策工(図 3.28)による地下水の排水が進み、対策前に観測されていた地すべりによる変動は低減されている(図 3.29)。

表 3.4 志津地区における主な地すべり災害(資料¹⁰⁾を基に整理)

発生年	被災状況
1996 年(平成 8 年)	大規模地すべり発生
2005 年(平成 17 年)	国道 112 号、復旧箇所が再度被災
2006 年(平成 18 年)	河川護岸に変状
2007 年(平成 19 年)	国道 112 号に路面変状
2008 年(平成 20 年)	国道 112 号に路面変状



図 3.27 直轄砂防地すべり事業の実施箇所¹⁰⁾

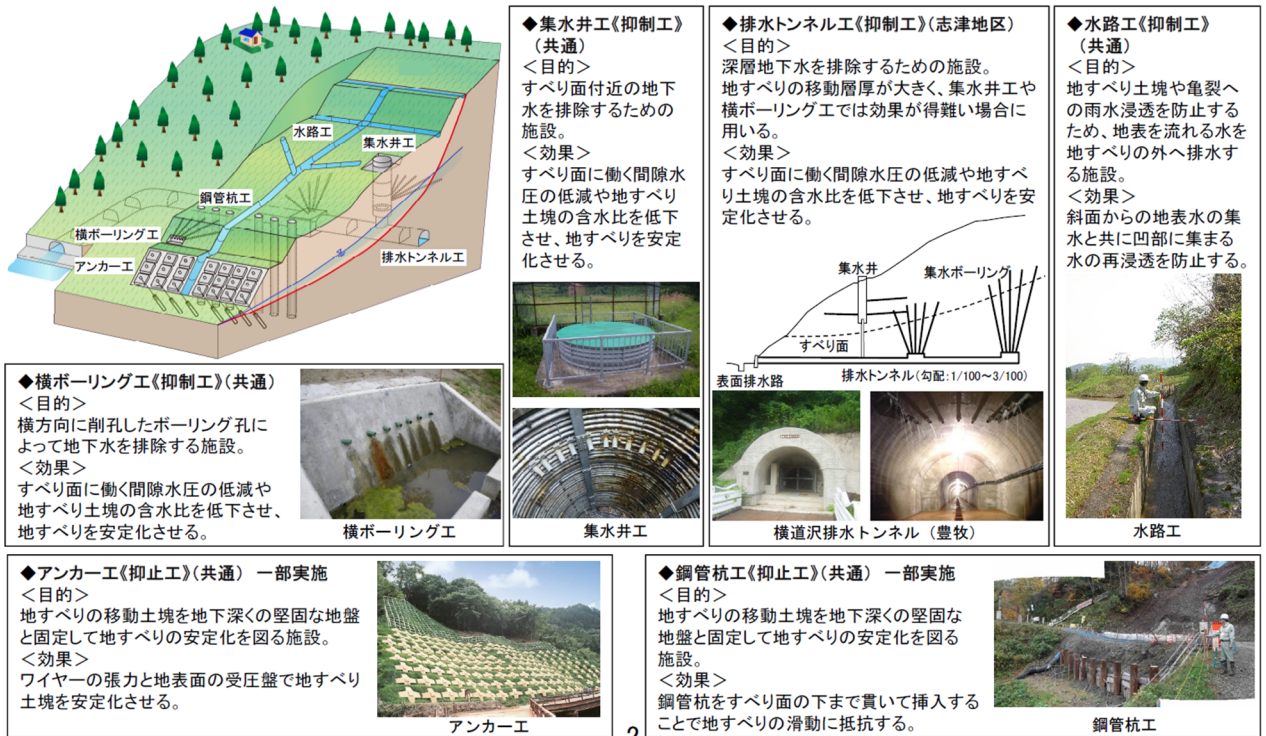


図 3.28 地すべり対策工の例¹⁰⁾

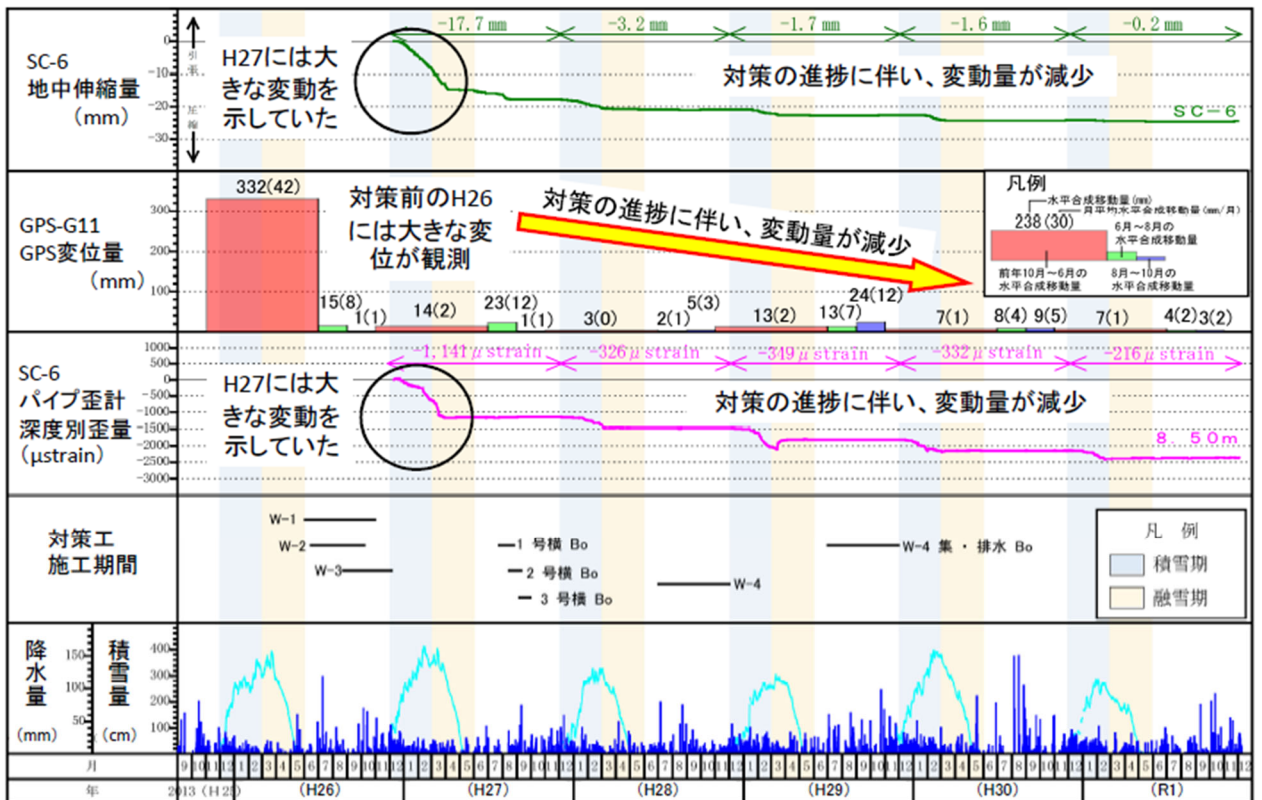


図 3.29 事業進捗による効果¹⁰⁾

【参考文献】

- 1) 国土交通省九州地方整備局緑川ダム管理所：令和 2 年度九州地方ダム等管理フォローアップ委員会 緑川ダム定期報告書（案）【概要版】，2021
- 2) 国土地理院：基盤地図情報ダウンロードサービス，<https://fgd.gsi.go.jp/download/menu.php>，（参照 2022-10-24）
- 3) 国土交通省：国土数値情報ダウンロードサービス，<https://nlftp.mlit.go.jp/ksj/>，（参照 2022-10-24）
- 4) 環境省自然環境局生物多様性センター：自然環境調査 Web-GIS，<http://gis.biodic.go.jp/webgis/index.html>，（参照 2022-10-24）
- 5) 国土交通省水管理・国土保全局：水文水質データベース，<http://www1.river.go.jp/>，（参照 2022-10-24）
- 6) 国土交通省気象庁：過去の気象データ・ダウンロード，<https://www.data.jma.go.jp/gmd/risk/obsdl/>，（参照 2022-10-24）
- 7) 国土交通省気象庁：日本付近で発生した主な被害地震，<https://www.data.jma.go.jp/eqev/data/higai/higai1996-new.html>，（参照 2022-10-24）
- 8) 国土交通省九州地方整備局：熊本地震からの復旧・復興について，熊本地震 1 周年報告会，2017
- 9) 国土交通省東北地方整備局：令和元年度東北地方ダム管理フォローアップ委員会寒河江ダム定期報告書（概要版），2020
- 10) 国土交通省東北地方整備局：令和 2 年度第 2 回事業評価監視委員会資料 地すべり対策事業再評価 月山地区直轄地すべり対策事業，2020

第4章 航空写真解析による崩壊地の調査

4.1 はじめに

ダム流域の生産土砂量を把握するにあたって、航空写真判読により崩壊地面積を推定する。一般的に航空写真判読による崩壊地の抽出は目視により行われるが、航空写真の質や判読者によって結果のばらつきが生じる可能性が高い。そこで、本章では画像処理技術を用いて、定量的な崩壊地判定基準を検証した上で、緑川ダム及び寒河江ダム貯水池の崩壊地面積を算出する。

4.2 解析方法

航空写真解析は「デジタル画像処理編集委員会 デジタル画像処理 [改定新盤]」¹⁾を参考にして実施した。実施フローを図 4.1 に示し、画像解析の手順は後述する。なお、航空写真の幾何補正には Agisoft 社の「Photoscan」、画像解析は Esri 社の「ArcGIS」を用いた。

画像解析に使用する航空写真は国土地理院²⁾や林野庁が撮影しているものとした。林野庁から収集する場合は航空写真を取り扱っている会社から収集した。対象流域の航空写真の収集状況は 4.3, 4.4 に後述する。

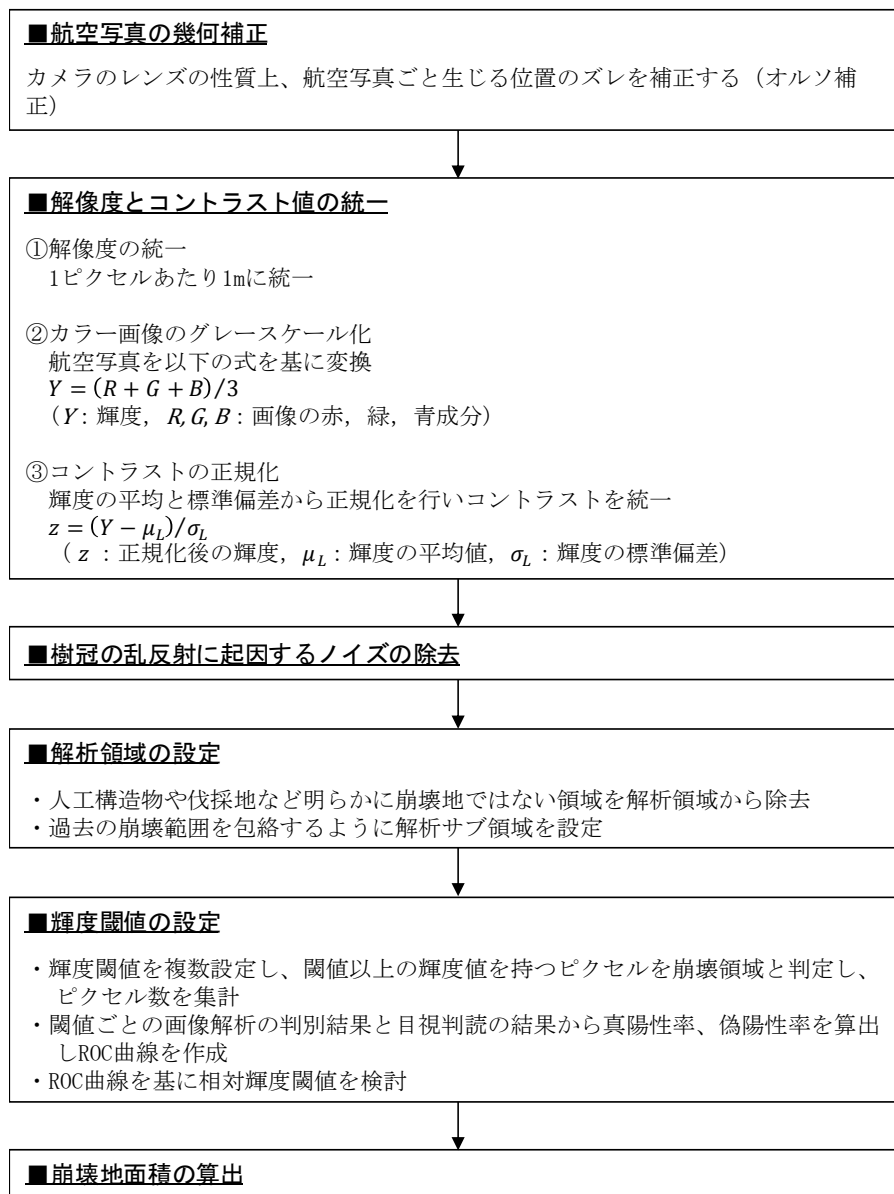


図 4.1 航空写真解析実施フロー

4.2.1 航空写真の幾何補正

一般に、航空機のカメラで撮影される航空写真はレンズの中心に光束が集まる中心投影のため、レンズの中心から対象物までの距離の違いにより写真上の像にズレが生じる。写真に写る対象物が地面から高いほど、また写真の中心から周縁部に向かうほど、この位置ずれは大きくなる。したがって、上記のズレを解消し、地図と同じように真上から見たような傾きの無い、正しい位置に表示されるようにしたオルソ画像を作成する必要がある（この処理をオルソ補正という）。本研究では、航空写真解析の前にオルソ補正を実施することとし、その一例を図 4.2 に示す。

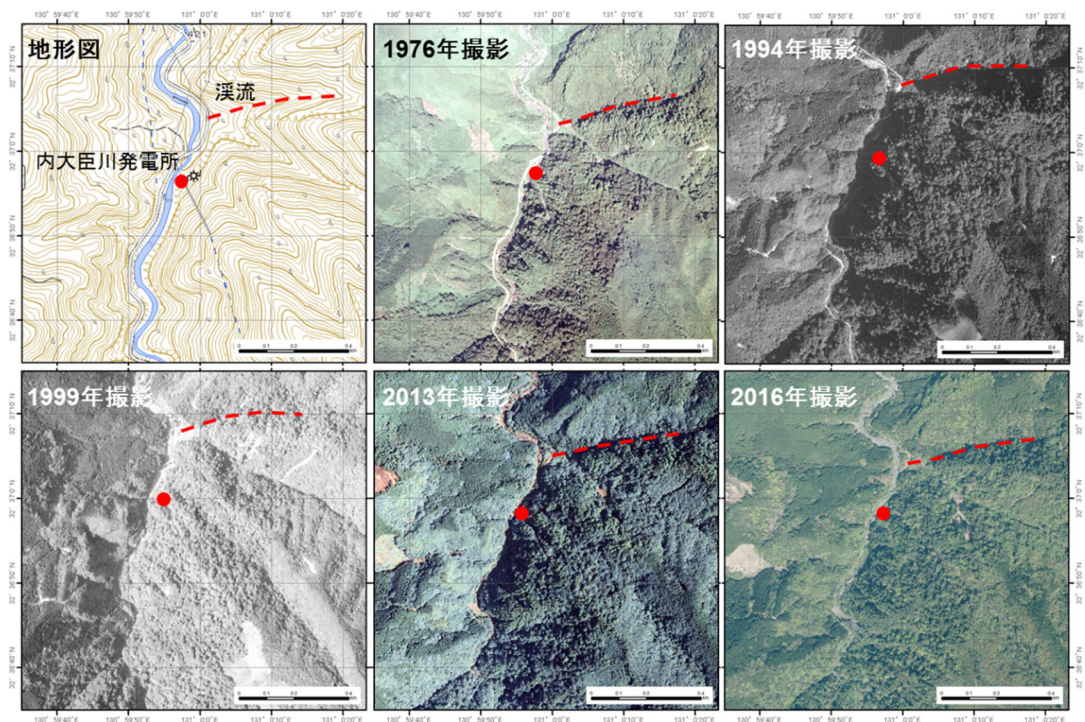


図 4.2 オルソ補正後の航空写真の例

4.2.2 解像度とコントラスト値の統一

航空写真は撮影時期やカメラにより画像の空間解像度が異なる。また、一般に国土地理院や林野庁が撮影した航空写真は、モノクロ画像が多くカラー画像は限定される。以下の解析で、異なる時期に取得された画像を同一の解像度となるよう規格化し、カラー画像をモノクロ画像と同一の条件で解析できるようモノクロ画像へ変換する（以下、グレースケール化する）。

(1) 解像度の統一

同一の解像度で画像解析を実施するため、全ての航空写真の空間解像度を 1 ピクセルあたり 1m に統一した（ArcGIS においてはリサンプル機能を使用）。

(2) カラー画像のグレースケール化

複数の年代間で撮影範囲の地表面変化が小さい場合、航空写真の輝度分布はほぼ同一と考えられる。しかし、実際は光源の位置や季節によって日射強度や植生が異なるため、輝度分布は撮影時期毎に変化する。カラー写真はグレースケール化し、モノクロ画像と同じ解像度にする必要があるため、以下の手順によりモノクロ画像を作成する。

航空写真画像の各ピクセルの赤、緑、青成分のピクセル値をそれぞれ R, G, B とすると、輝度 (Y) は RGB のピクセル値の平均値 (式(1)) として求まる。カラー写真の輝度を次式で算定される Y に設定し、モノクロ画像を作成した（ArcGIS においてはラスタ演算機能を使用）。

$$Y = \frac{R + G + B}{3} \quad (1)$$

ここに、 Y は輝度、 R, G, B は画像の赤成分、緑成分、青成分のピクセル値を示す。

(3) コントラストの正規化

崩壊地の抽出は式(1)の輝度を閾値として実施する。そのため、航空写真にともなう抽出精度のばらつきが生じないように、光源位置や日射強度の違いを補正し、コントラストを調整する。コントラスト調整は、各画像輝度の平均値と標準偏差 μ_L, σ_L を用いて輝度分布を正規化することにより実施した（ArcGIS においては、ラスタ演算機能を用いて、グレースケール化した航空写真の輝度 Y から、平均値 μ_L と標準偏差 σ_L を用いて式(2)により正規化輝度 z を算定した）。

$$z = \frac{Y - \mu_L}{\sigma_L} \quad (2)$$

4.2.3 樹冠からの乱反射に起因するノイズの除去

写真の撮影時期により、植生域では樹冠からの日射放射の反射・散乱によって、周囲の実際の輝度よりも見かけの局所的な輝度が大きく評価されることがあるため、乱反射によるノイズを除去することにより輝度情報を平滑化し局所的に大きな見かけの輝度を補正した。ノイズを除去した補正された航空写真は、補正前に比べて植生部分の輝度分布の凹凸が平滑化されて、図 4.3 上半分 2 枚の画像のように、均質かつ一様な質感になる（ArcGIS においてはフォーカル統計機能を用いて、全てのピクセルの周囲 5×5 の計 25 ピクセル内の輝度平均値を算出し、輝度の平滑化補正を施した）。

4.2.4 解析領域の設定

一般に崩壊地では植生が乏しく地肌のアルベドが大きいために周囲の植生域よりも画像が明るくなる傾向がある。これを利用して、上記のような工程で処理されたモノクロ画像を対象に輝度に閾値を設定して崩壊地を判別する。ただし、輝度情報による画像解析では人工構造物や河床等砂礫面、林道、耕作地、伐採地などを崩壊地として誤判読する可能性があるため、収集した全ての航空写真を対象に画像解析により崩壊地面積を算出する範囲（以降、解析サブ領域とする）を目視で設定した。なお、崩壊地の範囲は経年的に変動するため、各撮影年で抽出された解析領域を包含するように、解析サブ領域を設定し崩壊地面積の変化を求めることとした（図 4.4）。

4.2.5 画像解析による崩壊地の推定（2 値化）

ある輝度閾値を設定して、閾値以上の輝度の領域を 1、それ以外を 0 とおいて画像情報を 2 値化し、1 と判別された領域を崩壊地として抽出する（ArcGIS においては条件（Con）機能を用いて実施）。図 4.3 の下半分 2 枚の画像は植生樹冠の乱反射による輝度ノイズを除去する前後の 2 値化分布を示しており、ノイズ除去処理によって崩壊地の誤抽出をかなり回避していることがわかる。また、図 4.4 には同一範囲で抽出された崩壊地の経年変化を示す。通年で共通に設定した解析サブ領域（黒線）内で抽出された崩壊地（赤色部）の変動が確認される。この地域では 1983 年に崩壊地が最も小さく、1992 年と 2002 年で崩壊地が最も拡大していることが確認される。

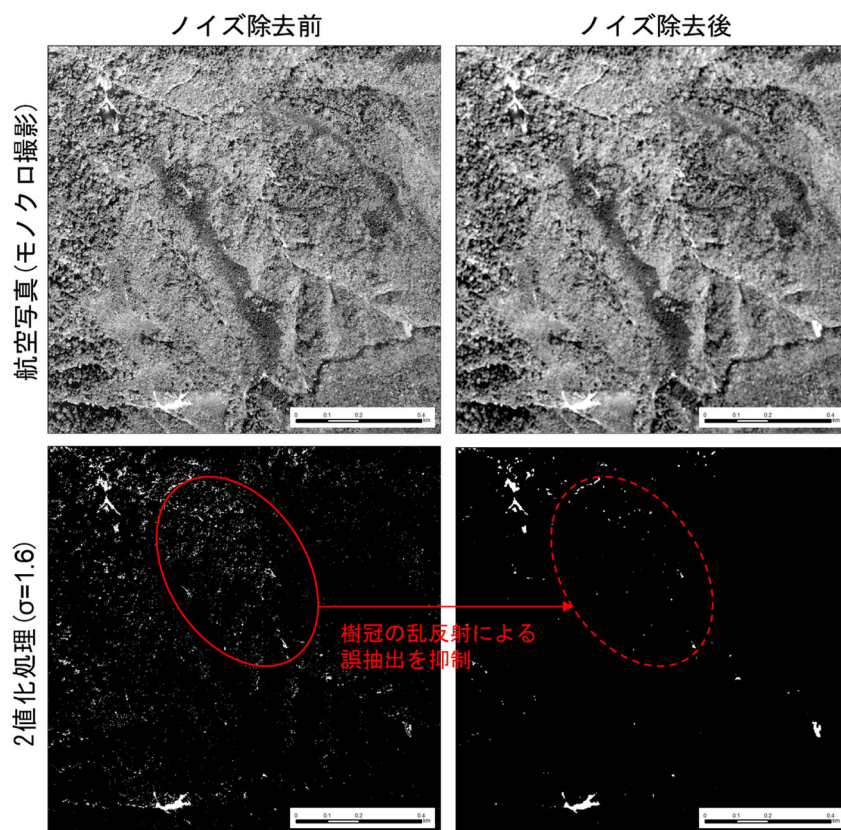


図 4.3 ノイズの除去による2値化への影響

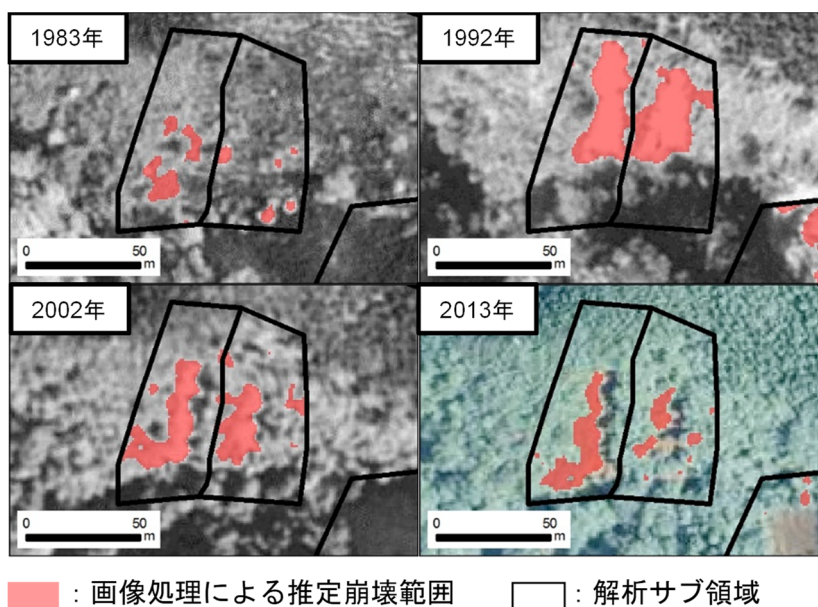


図 4.4 解析サブ領域の設定事例

4.2.6 最適な輝度閾値の設定方法

輝度画像から崩壊地を抽出するための輝度閾値を設定する。まず、様々な輝度閾値の下で画像解析を実施し、各閾値に対応する崩壊地を推定する。図 4.5 には 2 値化処理前後の画像を示し、2 値化処理を実施した画像については 3 つの異なる輝度閾値の下で推定された崩壊地をあらわす。輝度閾値の増加とともに崩壊地（裸地）と判定される領域（図中の白）が減少していることが分かる。

続いて判別結果の「真陽性率（ TPF ）」と「偽陽性率（ FPF ）」を評価する。ここで「真陽性率」とは目視判読で崩壊ありと判別された領域に属するピクセルの中で、画像解析でも崩壊ありと判定されたピクセルの比率をあらわす。また、「偽陽性率」とは目視判読で崩壊なしと判別された領域において、画像解析から崩壊ありと誤判定されたピクセルの比率をあらわす。したがって、「真陽性率」が大きいほど目視で崩壊地と判読されたピクセルに対しての画像解析の正解率が高く、「偽陽性率」が大きいほど目視で崩壊なしと判読されたピクセルが画像解析では誤って崩壊地と判別され不正解率が大きいことを示す（図 4.6）。これらは次式により定義される。

$$TPF = TR_{cal}/TR_{ob} \quad (3)$$

$$FPF = TR_{cal}/FAL_{ob} \quad (4)$$

ここに、 TPF は真陽性率、 FPF は偽陽性率、 TR_{ob} は目視で崩壊ありと判読されたピクセル数、 FAL_{ob} は目視で崩壊なしと判読されたセル数、 TR_{cal} は画像解析で崩壊ありと判別されたピクセル数である。

崩壊地を判別するための輝度閾値の設定にあたっては、ROC（Receiver Operating Characteristic）曲線を用いた。ROC 曲線とは縦軸に「真陽性率」、横軸に「偽陽性率」とった両者の関係をあらわす。輝度閾値を大きくすると崩壊地として抽出されるピクセルが減少するため、式(3)(4)における TR_{cal} は小さくなり、 TPF 及び FPF は小さくなる。一方、輝度閾値を小さくすると崩壊地として抽出されるピクセルが増加するため、 TR_{cal} が大きくなり、 TPF 及び FPF は大きくなる。様々な輝度閾値で崩壊地抽出を試み、（偽陽性率、真陽性率）をプロットすると図 4.7 のようになる。画像解析を実施するにあたり、 TPF が大きく、かつ、 FPF が小さくなる輝度閾値を設定する必要がある。図 4.7 において目視判読と画像解析結果が一致する（偽陽性率、真陽性率）=（0, 1）が最も理想である。したがって、輝度閾値の最適値は（0, 1）点から最も距離が短くなる値とした。

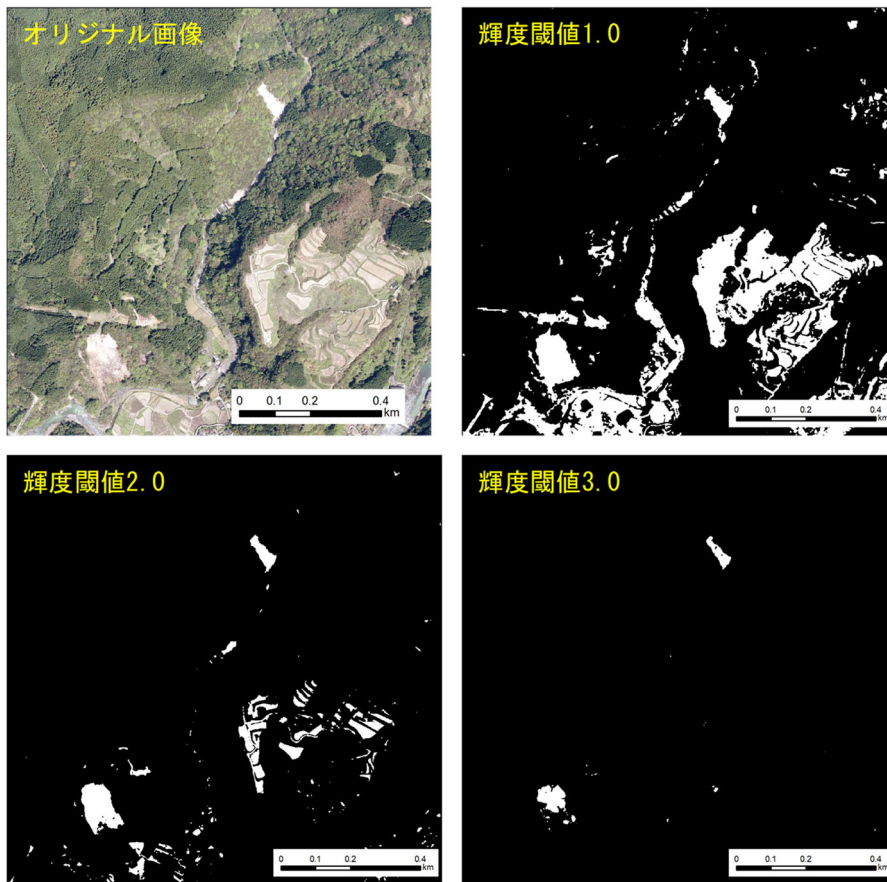


図 4.5 輝度閾値による抽出結果の違い

		目視判読	
		有	無
画像 解析	有	真陽性	偽陰性※
	無	偽陽性	真陰性※

※偽陰性及び真陰性は本研究では使用しない

図 4.6 画像解析，目視判読マトリックス

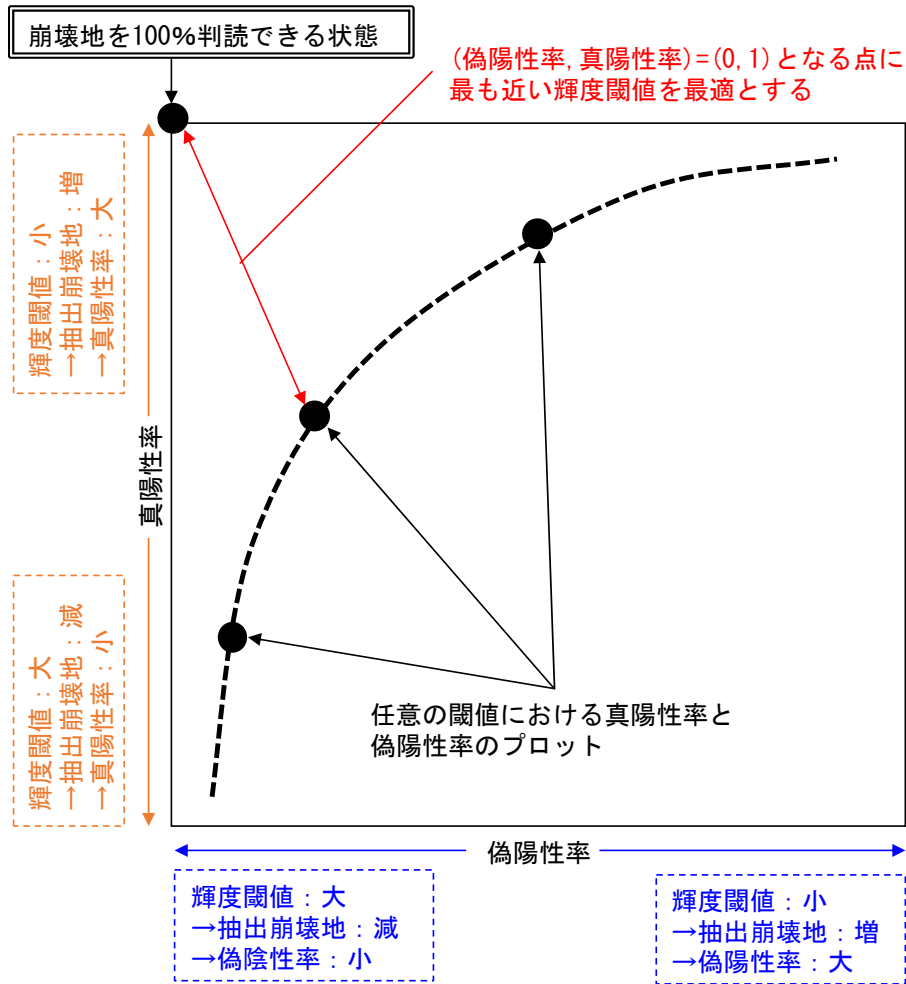


図 4.7 ROC 曲線による最適値検討のイメージ

4.3 緑川ダム流域における崩壊地の動向

緑川ダム流域における崩壊地を航空写真の画像解析から以下のように抽出した。

4.3.1 航空写真収集

緑川ダム流域は流域面積が 359km² と広大であり、全流域をカバーする航空写真解析は困難である。そのため、2013 年以前に得られた航空写真（2008,2009,2013 の各年）を緑川ダム流域が網羅されるように編集し、崩壊地を目視判読した。その結果、表 4.1 に示すように臼杵八代構造線以南の流域に多くの崩壊地が集中し、これに比べて構造線以北流域には崩壊地が少ないことを確認した。また、崩壊地の分布状況を図 4.8 に示す。これにより、緑川ダム流域については構造線以南流域を対象を絞り込み画像解析を実施することとした。

構造線以南流域の航空写真撮影状況²⁾を確認した結果（表 4.2）、全域が同時期に撮影されていたのは 1976 年と 1987 年、2016 年の 3 セットのみであった。しかし、解析対象領域内の内大臣川流域に限定すると、国土地理院のほか林野事業の関係諸機関（林野庁、都道府県）により収録された航空写真データを含めることで、1976, 1979, 1983, 1987, 1992, 1994, 2002, 2006, 2013, 2016 年の 10 セットの画像が得られた（表 4.3）。このうち、1976, 2013, 2016 年の航空写真はカラー画像であるため、4.2 に既述したグレースケール化の処理を施す。また、構造線以南流域全体について、同時期ではないもののこれらと比較的近い時期に撮影された画像で以南流域をカバーできる組合せの画像が 2 セット（1992 年・1994 年、2002 年・2003 年・2006 年）得られた（表 4.3 において、1992 年・1994 年は緑色で、2002 年・2003 年・2006 年は黄色で示す組合せ）

表 4.1 崩壊地数の分布（2013 年以前）

流域	崩壊地数
構造線以北	24
構造線以南	163

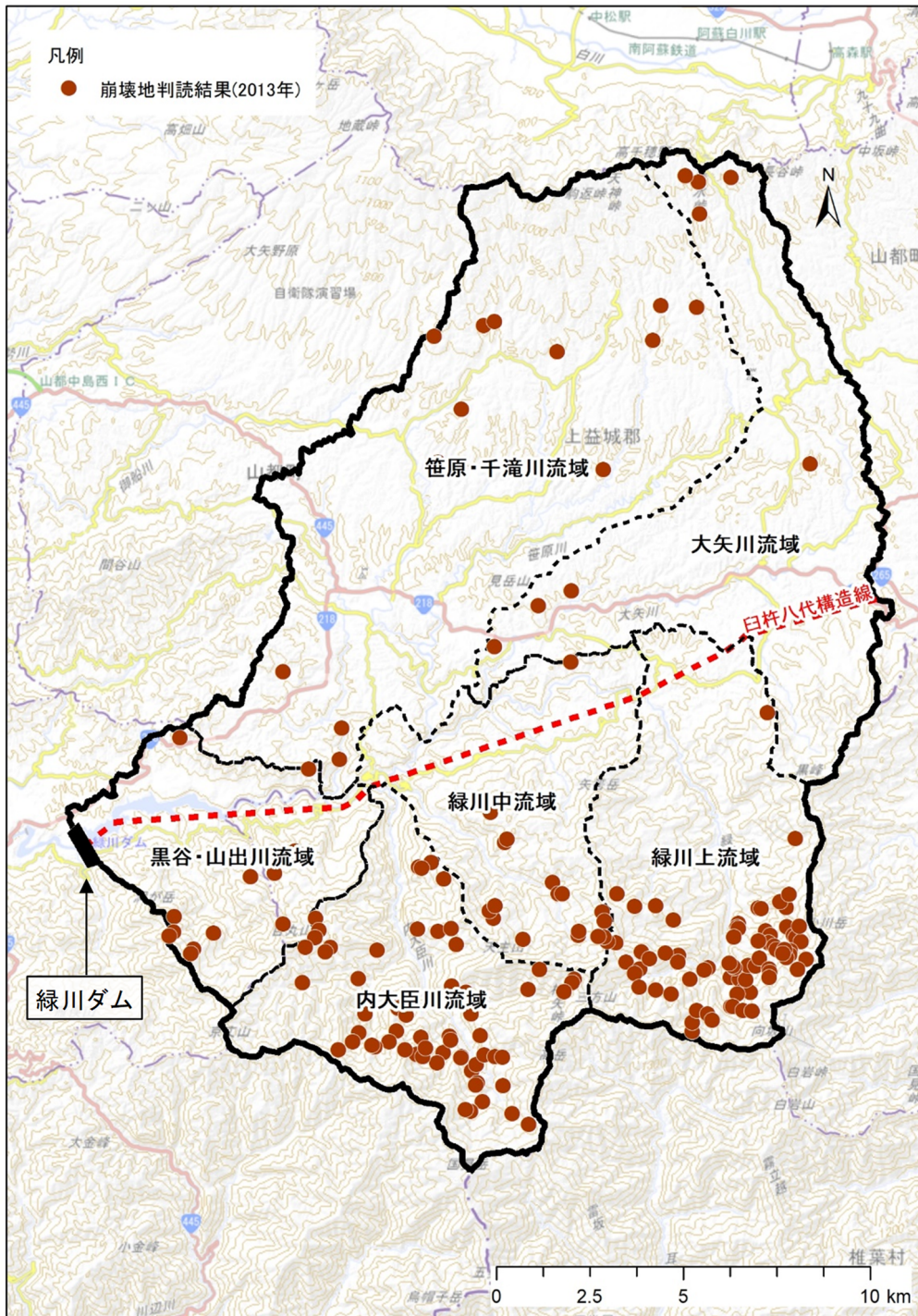


図 4.8 2013 年以前の航空写真を用いた崩壊地判読結果

表 4.2 航空写真撮影状況（緑川ダム流域）

撮影機関	航空写真種類	撮影年
国土地理院	カラー	①1976年9月 ②2013年8月 ③2016年4月
	モノクロ	④1979年9月 ⑤1987年4月 ⑥1994年9月 ⑦2006年3月
熊本県	モノクロ	⑧1983年5月 ⑨1992年10月 ⑩2002年9月
宮崎県	モノクロ	⑪1994年5月 ⑫2003年6月 ⑬2003年9月

表 4.3 航空写真解析に用いる航空写真のセット（緑川ダム流域）

写真セット番号	期間	カバー流域	含まれる航空写真 (表 4.2 の番号に対応)
1	1976年9月	構造線以南流域※	①
2	1979年9月	内大臣川流域	④
3	1983年5月	内大臣川流域	⑧
4	1987年4月	構造線以南流域※	⑤
5	1992年10月	内大臣川流域	⑨
6	1994年5月 ～1994年9月	内大臣川流域	⑥, ⑪
7	2002年9月 ～2003年9月	内大臣川流域	⑩, ⑫, ⑬
8	2006年3月	内大臣川流域	⑦
9	2013年8月	内大臣川流域	②
10	2016年4月	構造線以南流域※	③

※1 構造線以南流域には内大臣川流域も含む

※2 着色した組合せは構造線以南流域全体をカバーするために作成した写真セット

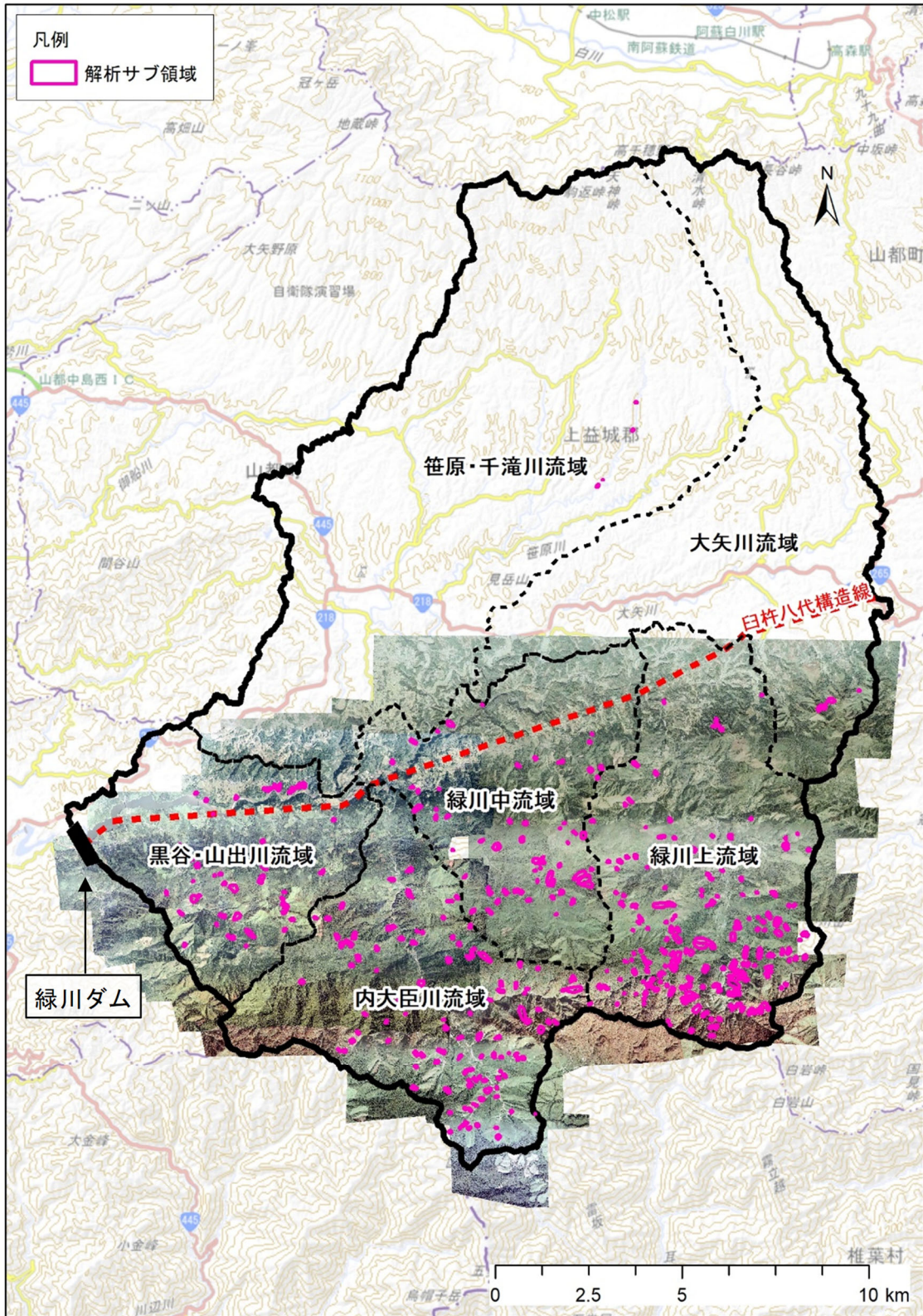


図 4.9(1) 航空写真の取得状況 (写真セット番号 1 : 1976 年 9 月)

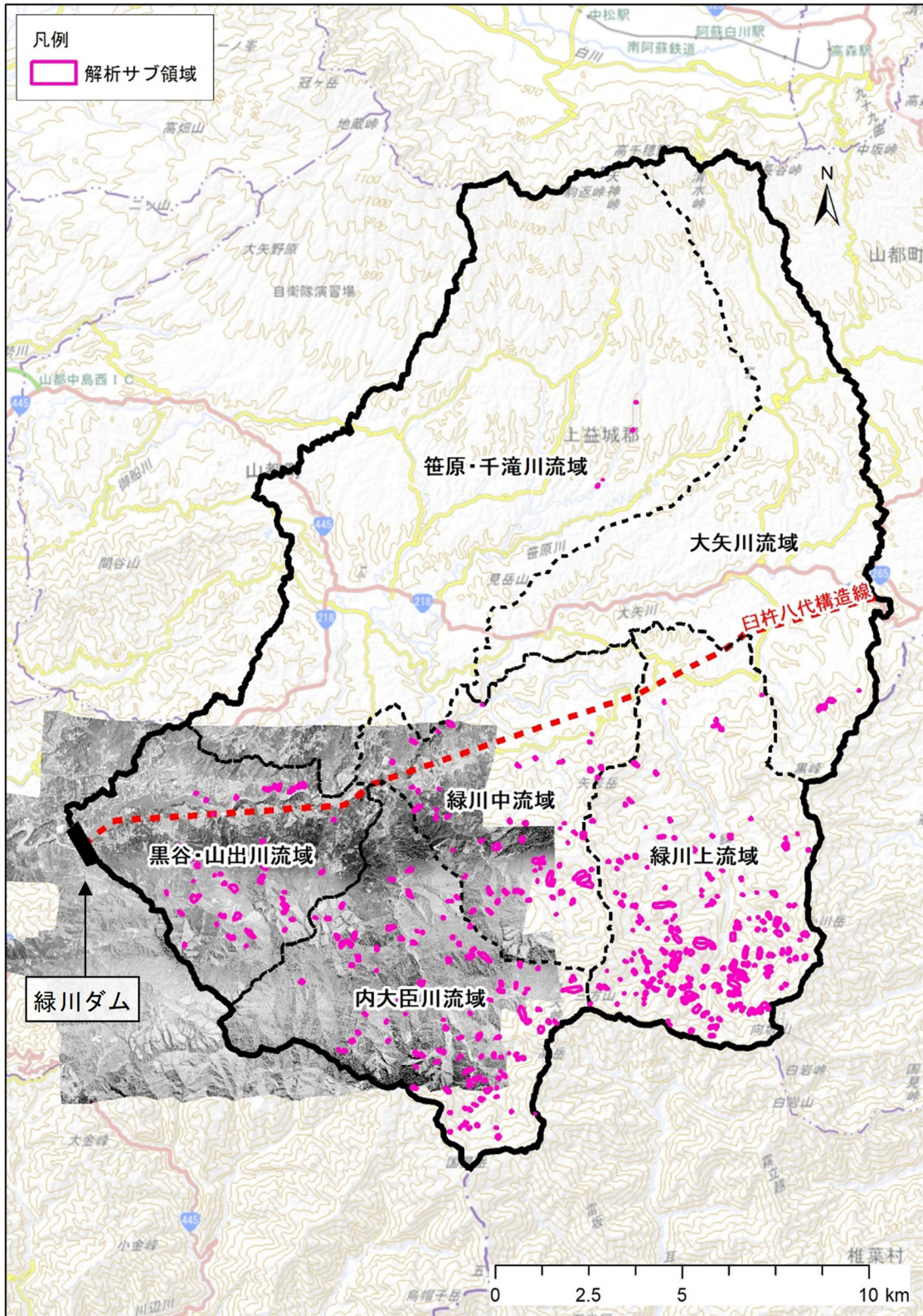


図 4.9(2) 航空写真の取得状況 (写真セット番号 2 : 1979 年 9 月)

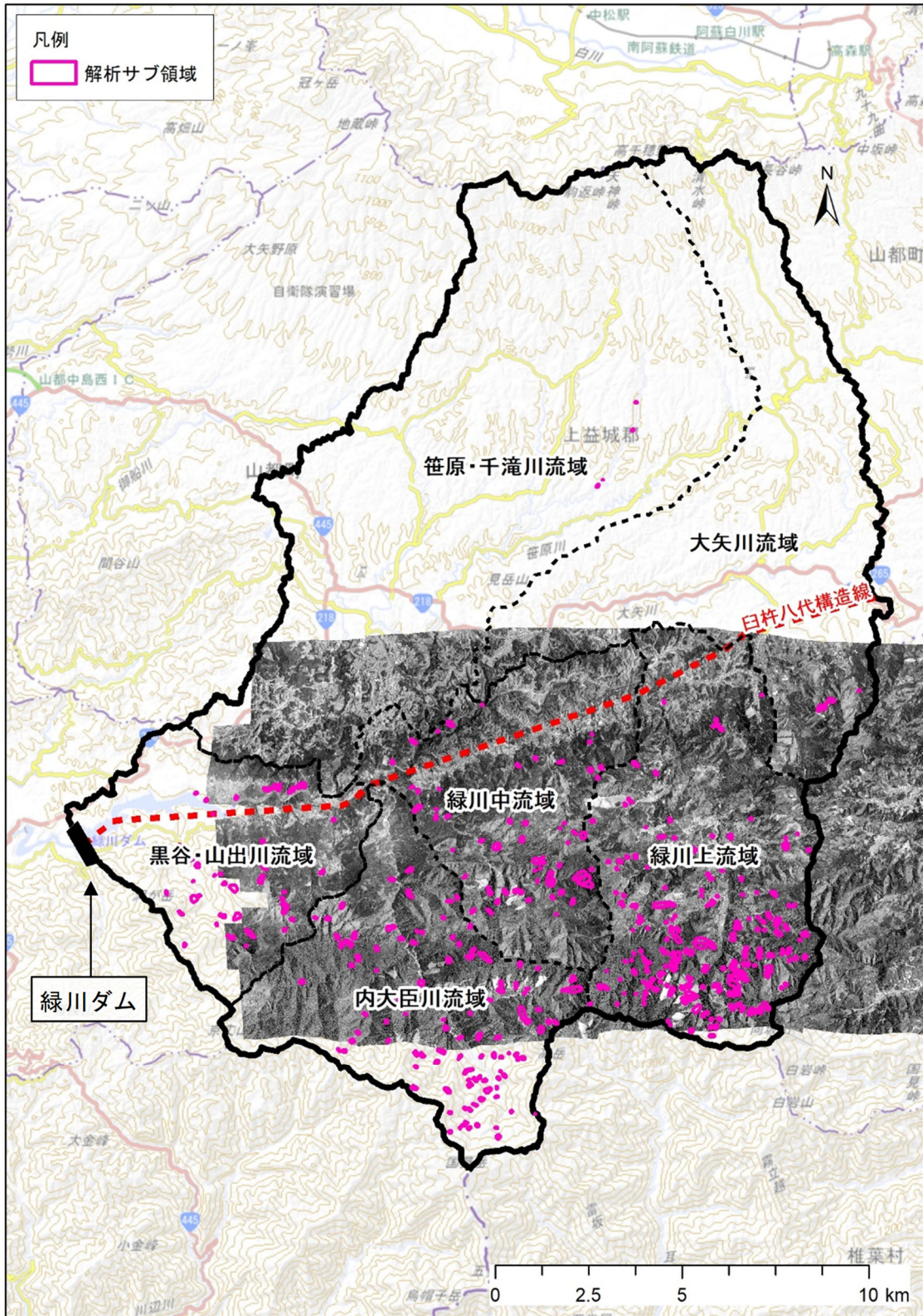


図 4.9(3) 航空写真の取得状況 (写真セット番号 3 : 1983 年 5 月)

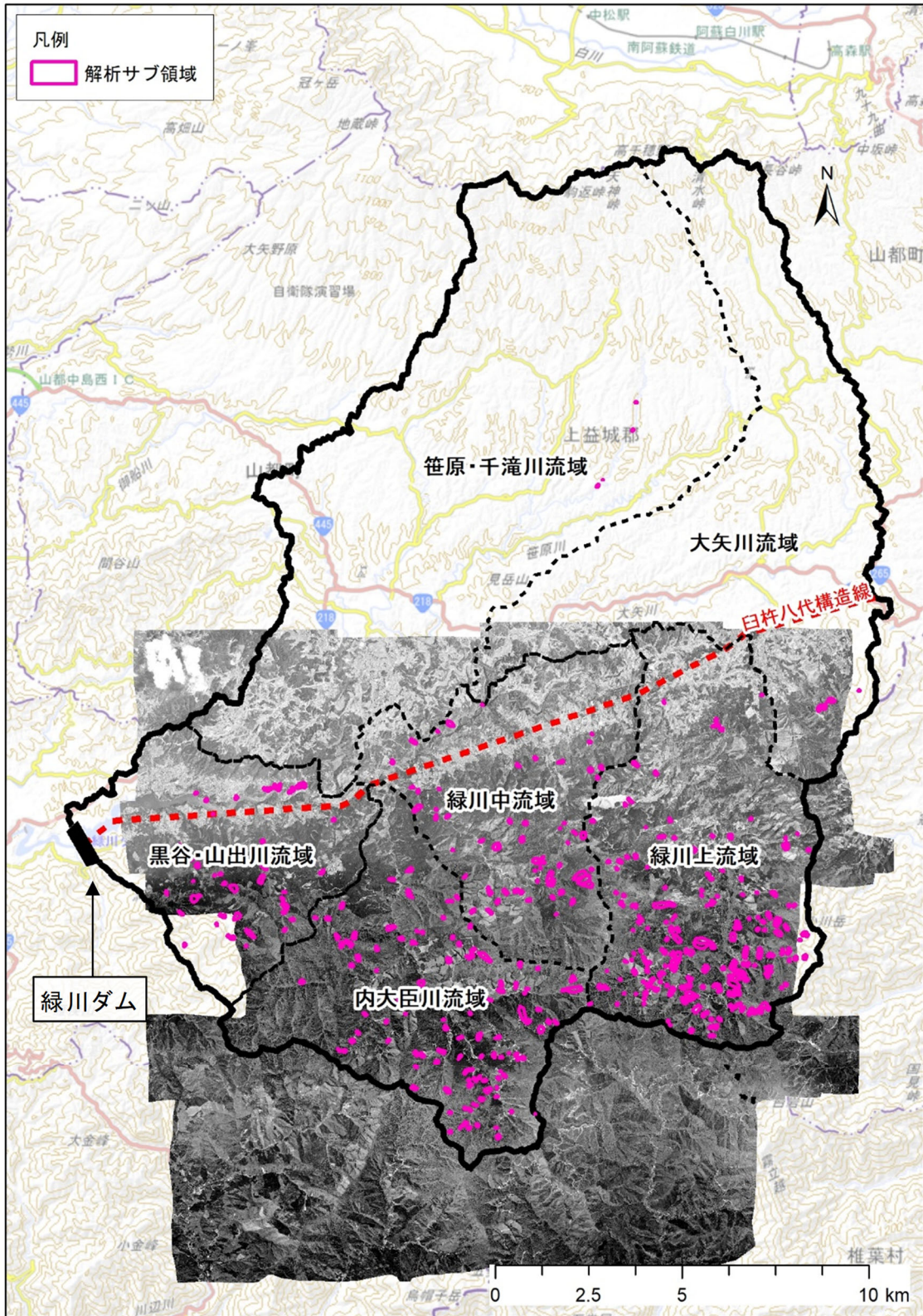


図 4.9(4) 航空写真の取得状況 (写真セット番号 4 : 1987 年 4 月)

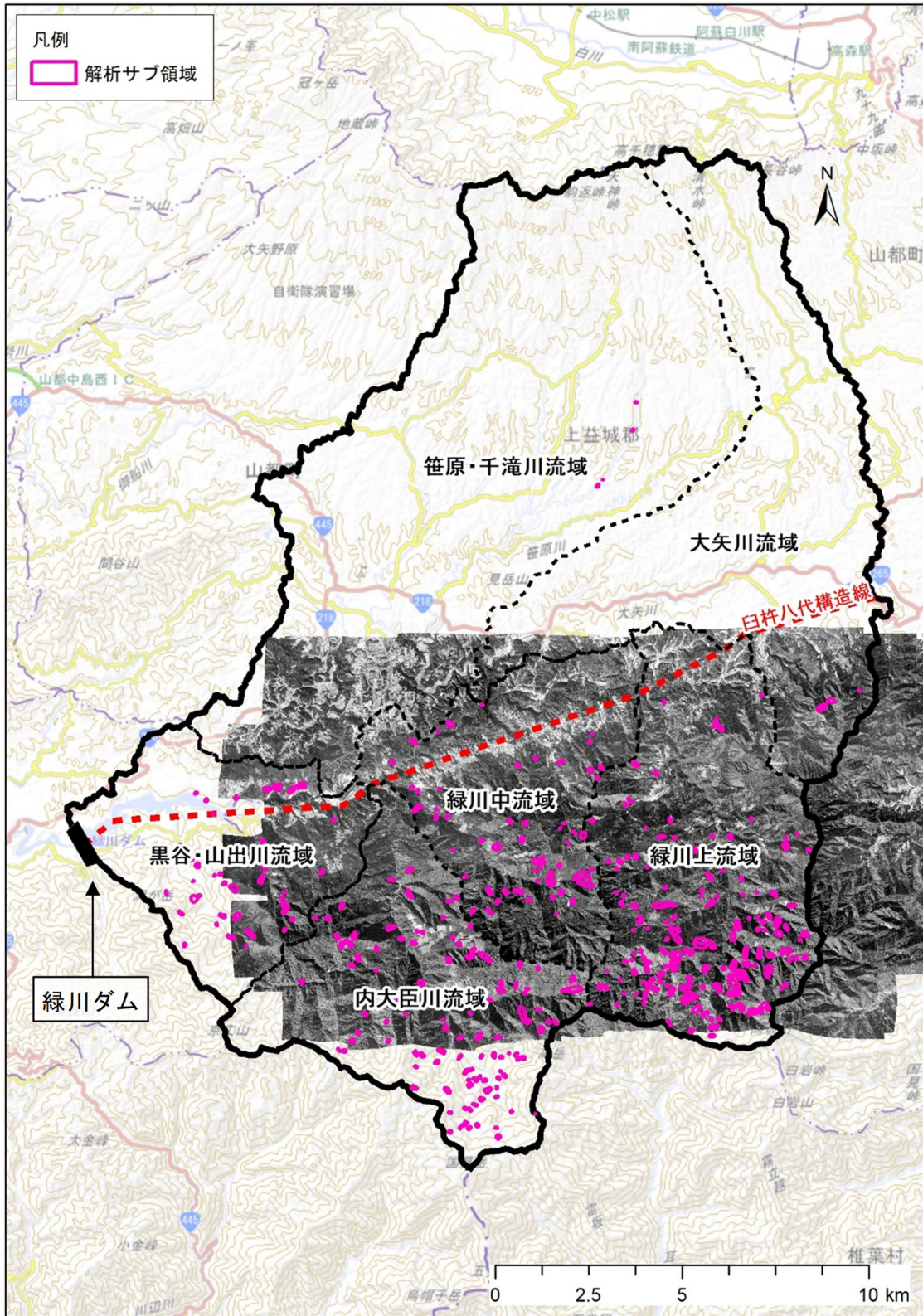


図 4.9(5) 航空写真の取得状況 (写真セット番号 5 : 1992 年 10 月)

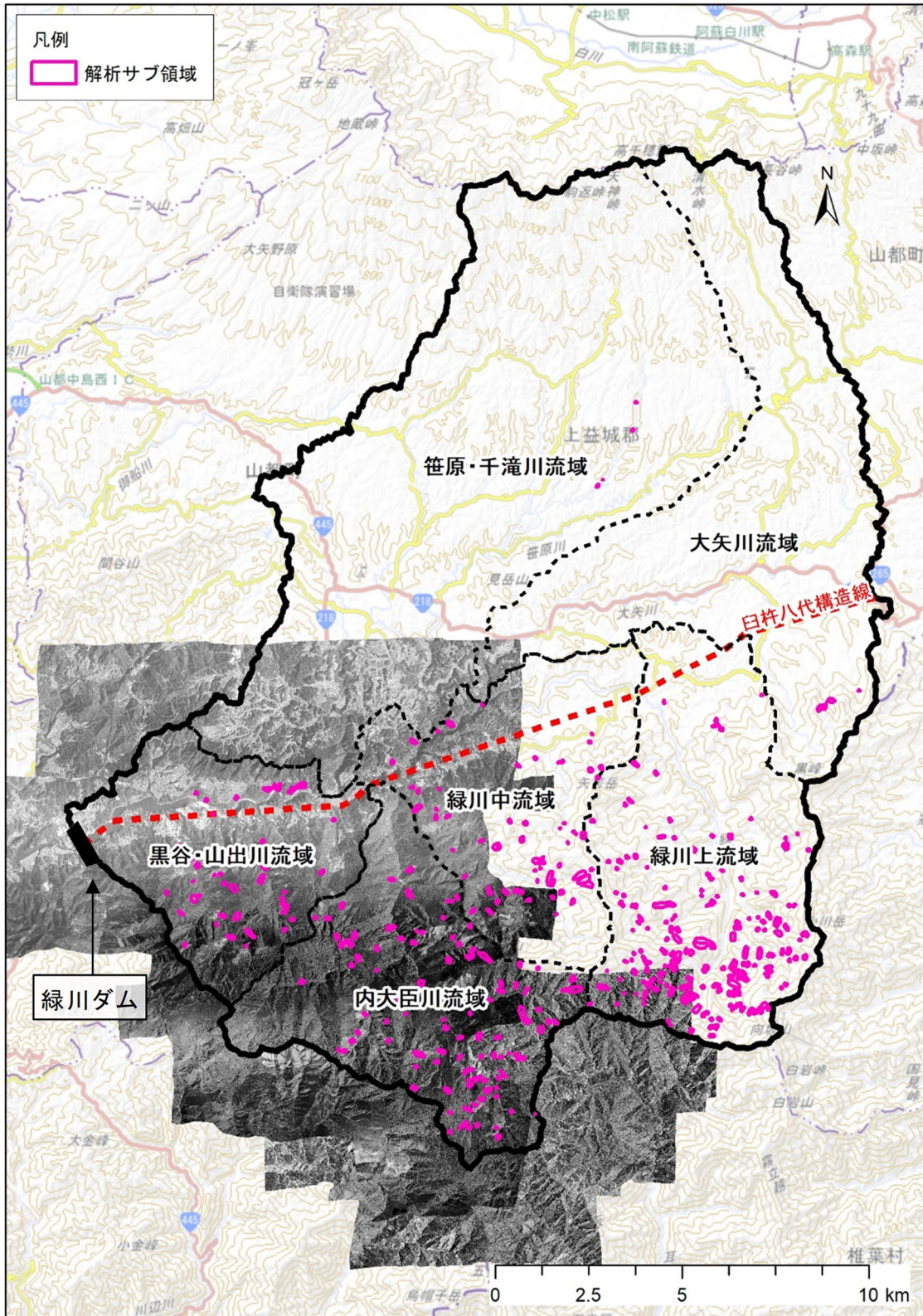


図 4.9(6) 航空写真の取得状況 (写真セット番号 6 : 1994 年 5 月~9 月)

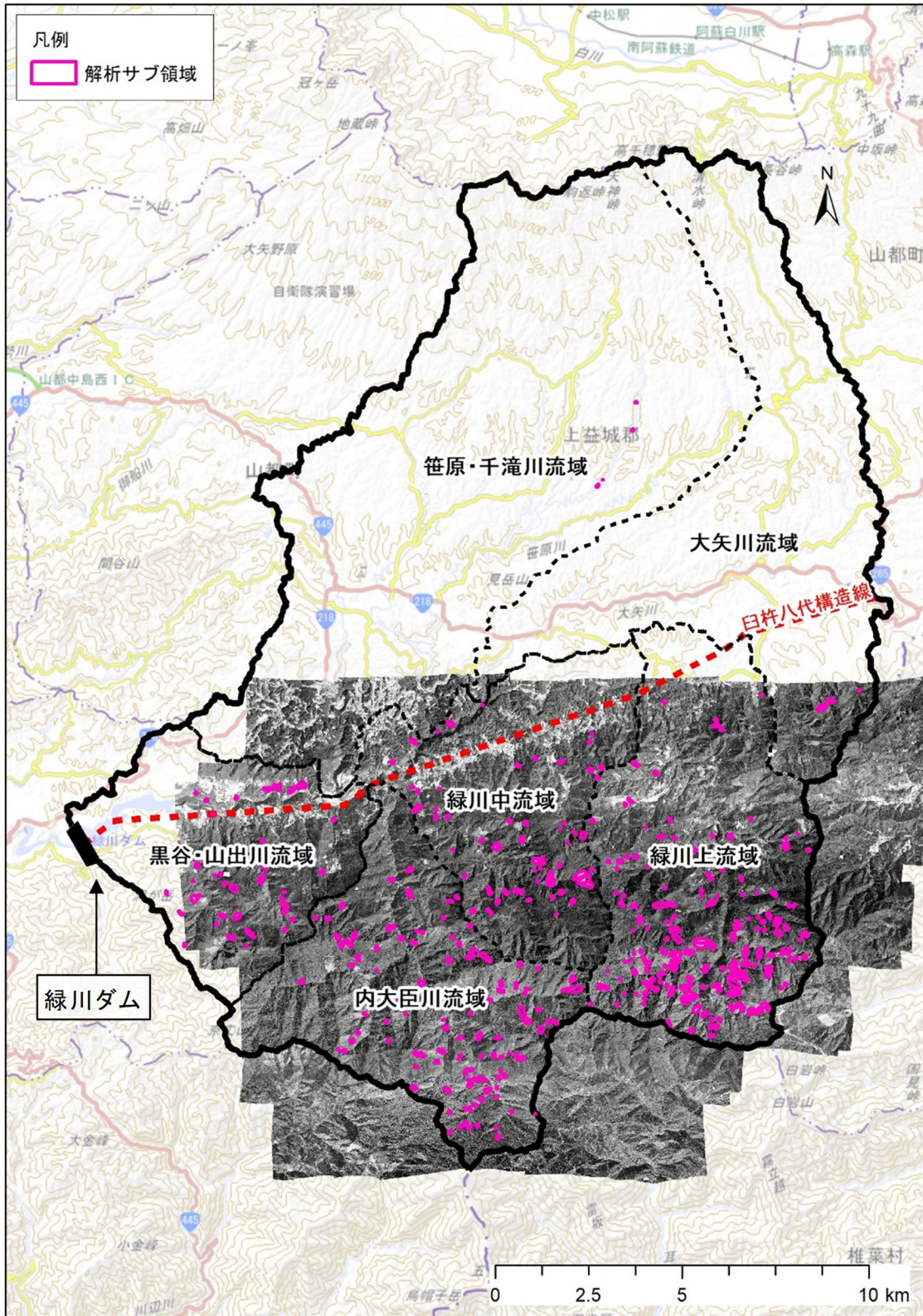


図 4.9 (7) 航空写真の取得状況 (写真セット番号 7 : 2002 年 9 月 ~ 2003 年 9 月)

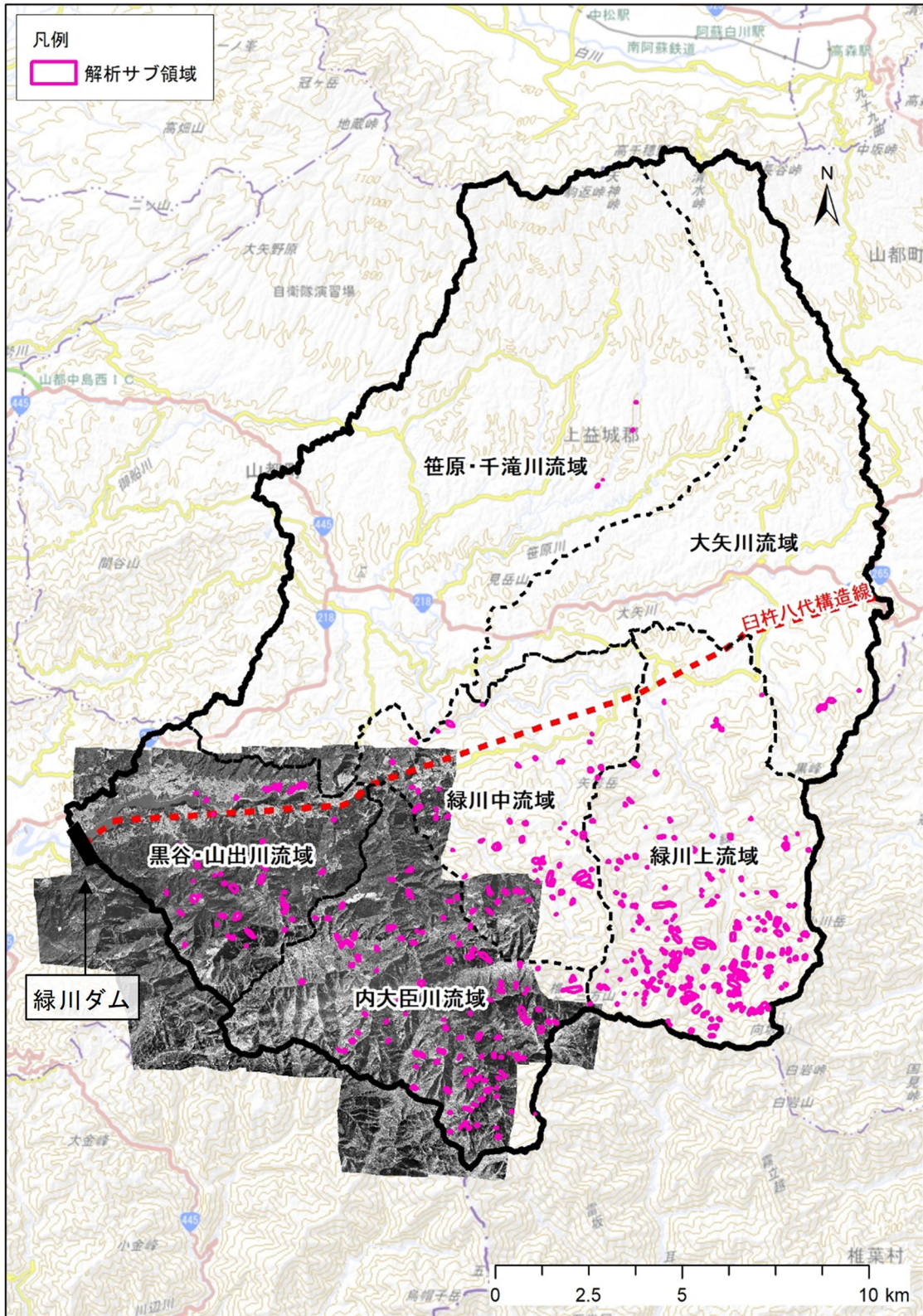


図 4.9(8) 航空写真の取得状況 (写真セット番号 8 : 2006 年 3 月)

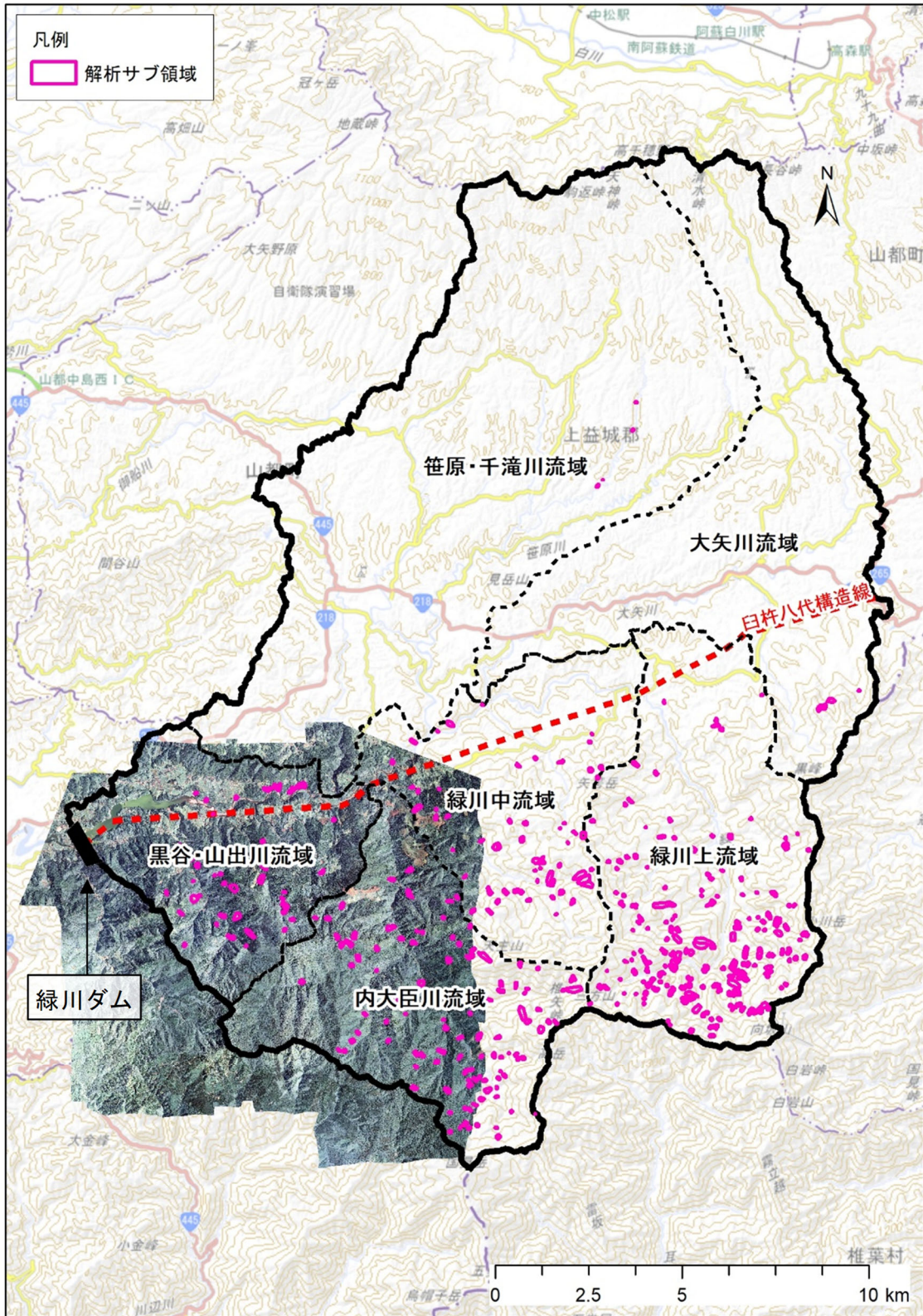


図 4.9(9) 航空写真の取得状況 (写真セット番号 9 : 2013 年 8 月)

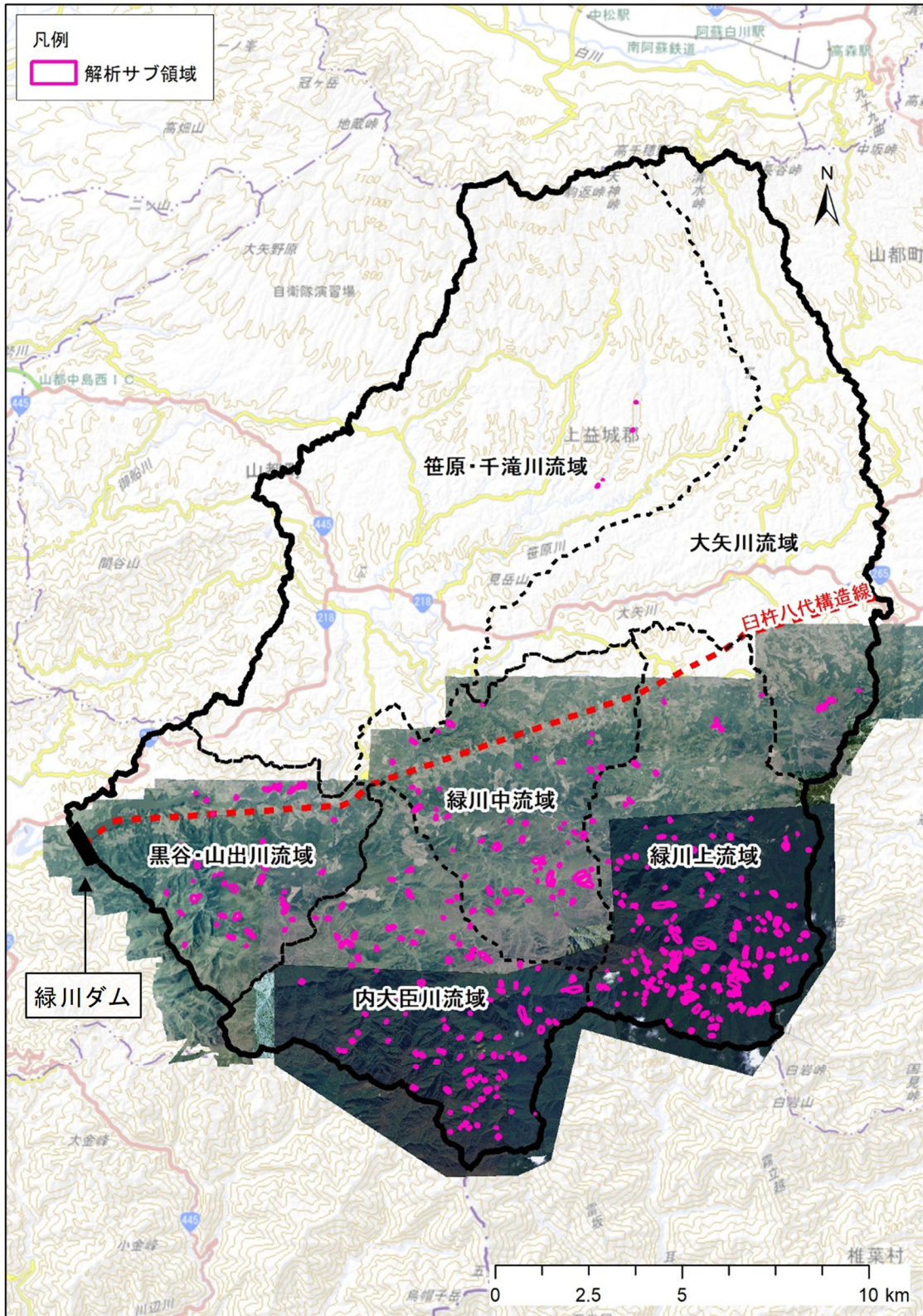


図 4.9(10) 航空写真の取得状況 (写真セット番号 10 : 2016 年 4 月)

4.3.2 輝度閾値の設定

収集した航空写真のうち、最新の2016年を用いて4.2.6に記載した方法に基づいて輝度閾値の最適化を図る。表4.4に示す9個の輝度閾値に対してROC曲線を描くと図4.10のようになる。各輝度閾値に対し（偽陽性率，真陽性率）=（0，1）となる点からの距離を計測した結果、 $\sigma=1.6$ が最短であることを確認した。

これより、緑川ダム流域における崩壊地抽出に用いる輝度閾値を $\sigma=1.6$ とした。

表 4.4 偽陽性率及び真陽性率の計算結果（緑川ダム流域）

輝度閾値(σ)	偽陽性率	真陽性率
0.5	0.88	0.94
1.0	0.56	0.91
1.2	0.32	0.88
1.4	0.13	0.85
1.6	0.07	0.82
1.8	0.05	0.79
2.0	0.04	0.77
2.5	0.02	0.70
3.0	0.01	0.62

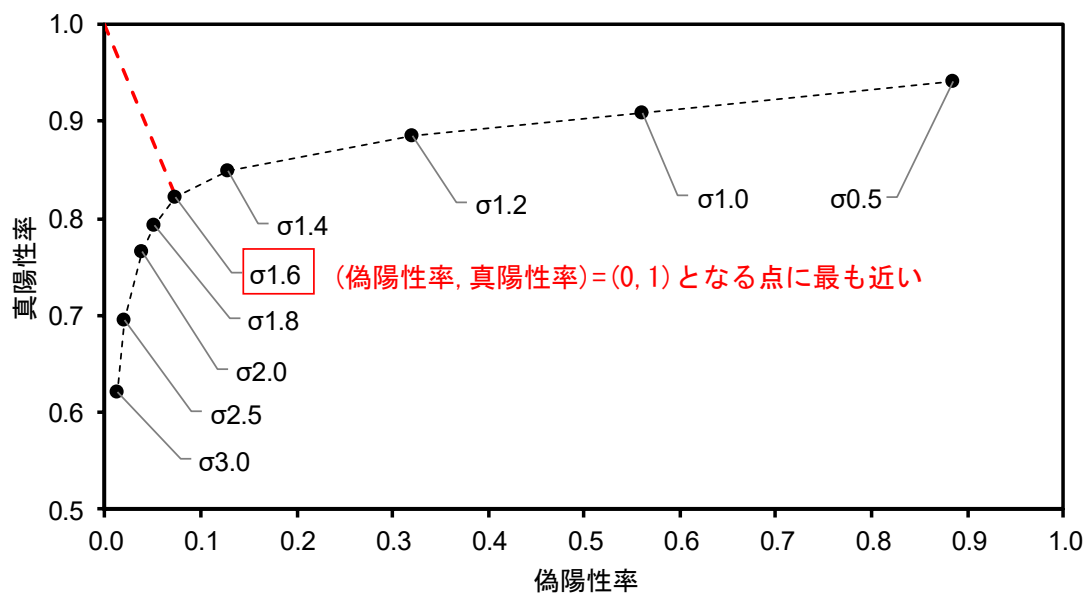


図 4.10 ROC 曲線を用いた輝度閾値の最適化（緑川ダム流域）

4.3.3 構造線以南流域の崩壊地面積

航空写真の画像解析から構造線以南流域の崩壊地面積が表 4.5 のように得られ、それらの経年変化を図 4.11 に示す。図 4.11 においては、構造線以南流域の全崩壊地面積が黒点で、内大臣流域に限定した崩壊地面積の合計が赤点で表記されている。黒点に付した横棒は、年代が近い複数の画像セットを合成して集計したデータであることから、それらの航空写真の撮影期間に対応している。内大臣川の流域面積は構造線以南流域全体の約 1/5 に相当する（表 3.2）ことから、前者の縦軸スケールは後者のその 5 倍に引き伸ばしている。同図より、2つの流域における崩壊地面積の経年変化特性は非常に類似しており相関性が高いことが確認される。したがって、内大臣川流域の崩壊地面積の経年変化が構造線以南流域、さらには緑川ダム流域全体の崩壊地面積の経年変化を概ね代表している可能性が高いと判断される。

表 4.5 航空写真解析による崩壊地面積計算結果（緑川ダム流域）

写真セット 番号	期間	崩壊地面積(km ²)		備考
		構造線以南流域	内大臣川流域	
1	1976年9月	0.20	0.03	
2	1979年9月		0.01	
3	1983年5月		0.08	
4	1987年4月	0.17	0.03	
5	1992年10月	0.28	0.03	2セットの組合せにより、構造線以南流域全体をカバー
6	1994年5月～1994年9月		0.03	
7	2002年9月～2003年9月	0.42	0.07	2セットの組合せにより、構造線以南流域全体をカバー
8	2006年3月		0.07	
9	2013年8月		0.04	
10	2016年4月	0.59	0.13	

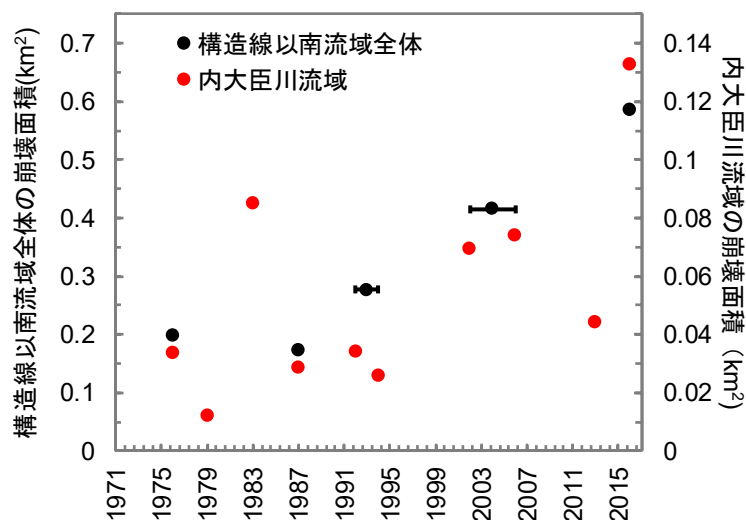


図 4.11 崩壊地面積の経年変化（緑川ダム流域）

4.4 寒河江ダム流域における崩壊地の動向

同様の手順で寒河江ダム流域における崩壊地面積を航空写真より求める。

4.4.1 航空写真収集

航空写真記録より、同時期に撮影された流域全体の航空写真は残されていないが、国土地理院による撮影画像と林野庁による撮影画像(表 4.6)を組み合わせて編集することにより、1996+1998年、2001+2003+2004年、2009+2010年、2013+2014年の4セットから流域全体の崩壊地情報が得られた(表 4.7)。

表 4.6 航空写真撮影状況(寒河江ダム流域)

撮影機関	航空写真種類	撮影年
国土地理院	カラー	①2010年9月 ②2013年10月
	モノクロ	③1998年11月 ④2001年9月 ⑤2003年9月
		⑥2004年10月
林野庁	カラー	⑦2009年10月 ⑧2014年10月
	モノクロ	⑨1996年10月 ⑩1998年10月

表 4.7 航空写真解析に用いる航空写真のセット(寒河江ダム流域)

写真セット番号	期間	カバー流域	含まれる航空写真(表 4.2 の番号に対応)
1	1996年10月 ～1998年11月	流域全体	③, ⑨, ⑩
2	2001年9月 ～2004年10月	流域全体	④, ⑤, ⑥
3	2009年10月 ～2010年9月	流域全体	①, ⑦
4	2013年10月 ～2014年10月	流域全体	②, ⑧

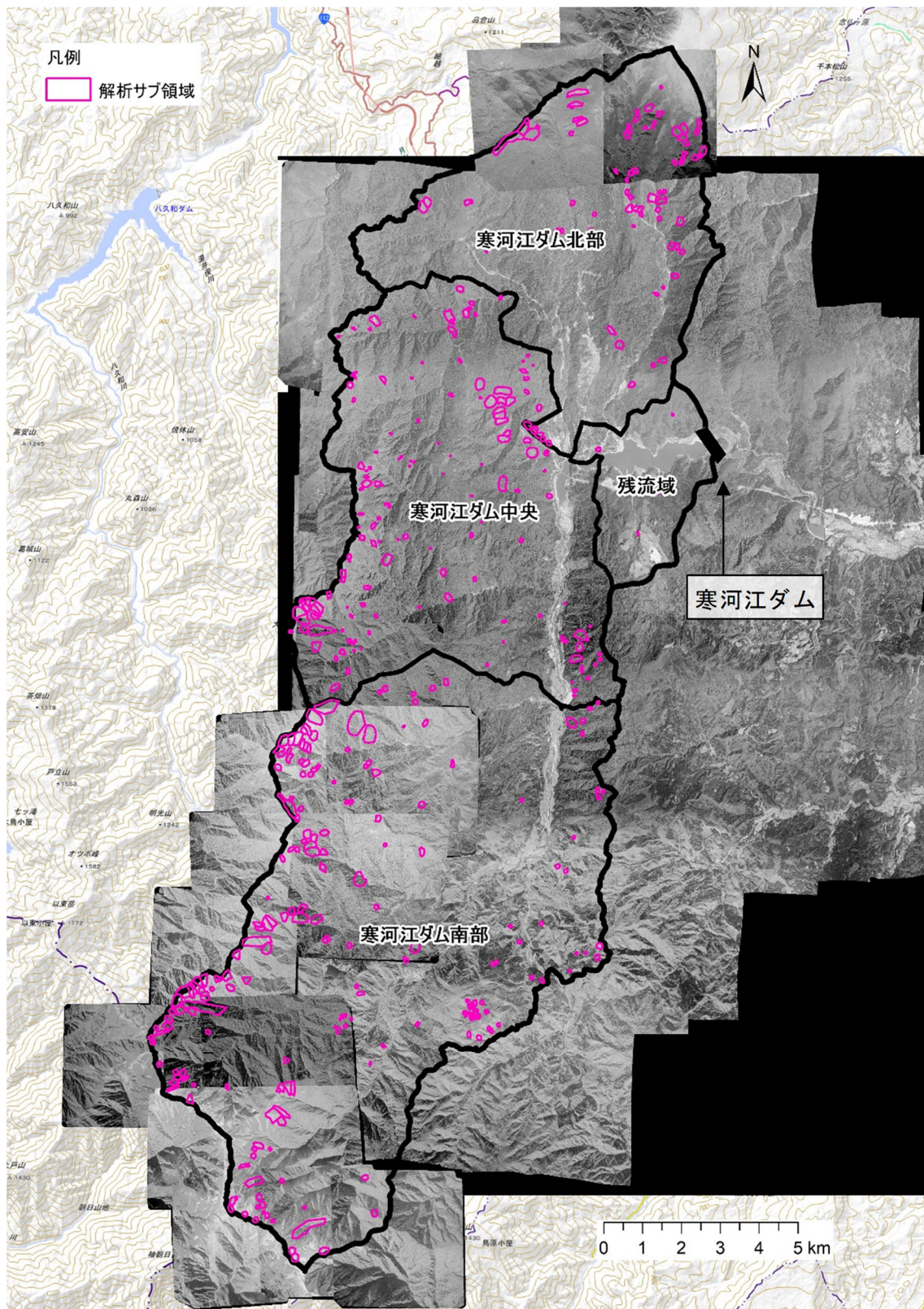


図 4.12(1) 航空写真の取得状況 (写真セット番号 1 : 1996 年 10 月～1998 年 11 月)

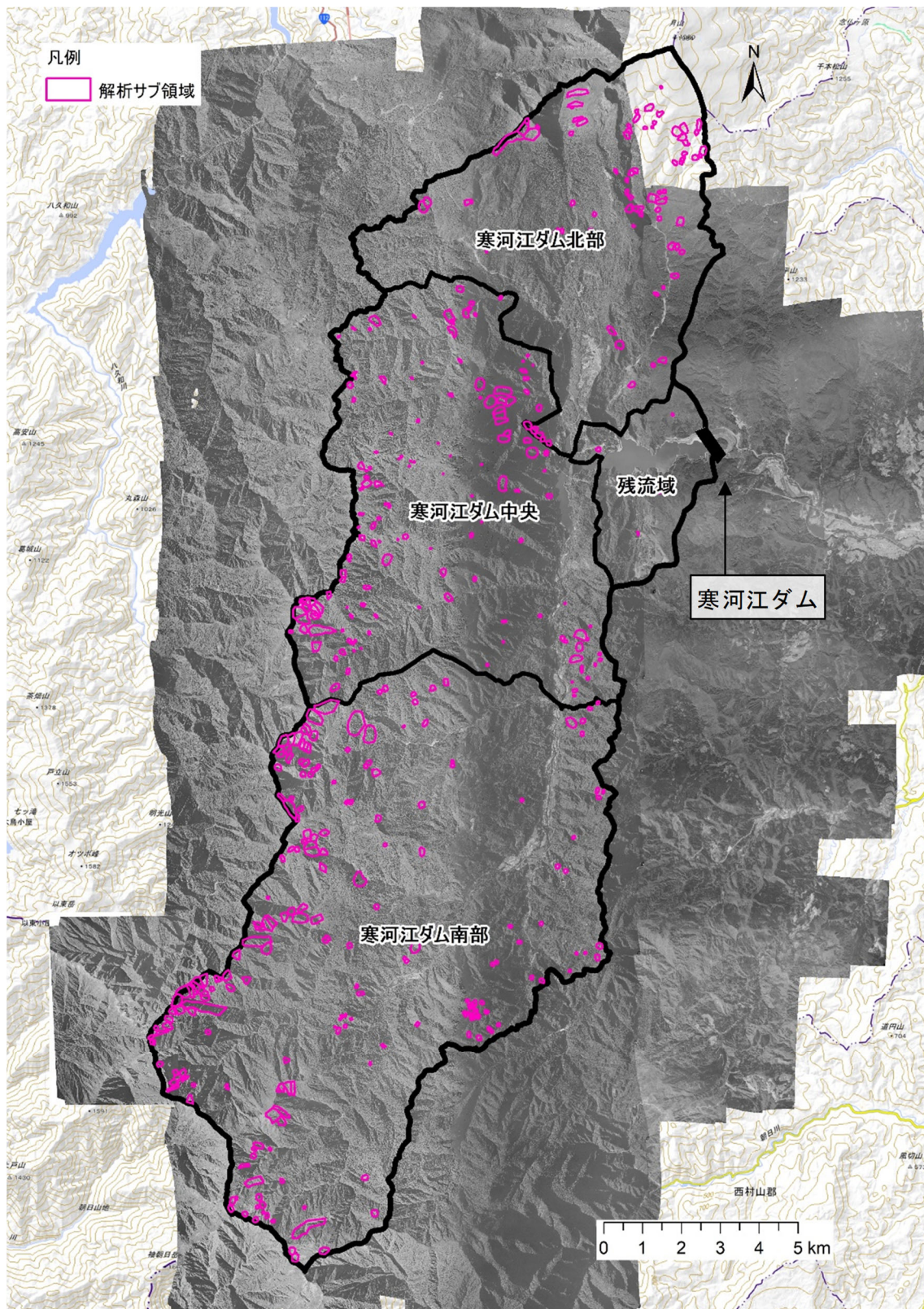


図 4.12(2) 航空写真の取得状況 (写真セット番号 2 : 2001 年 9 月 ~ 2004 年 10 月)

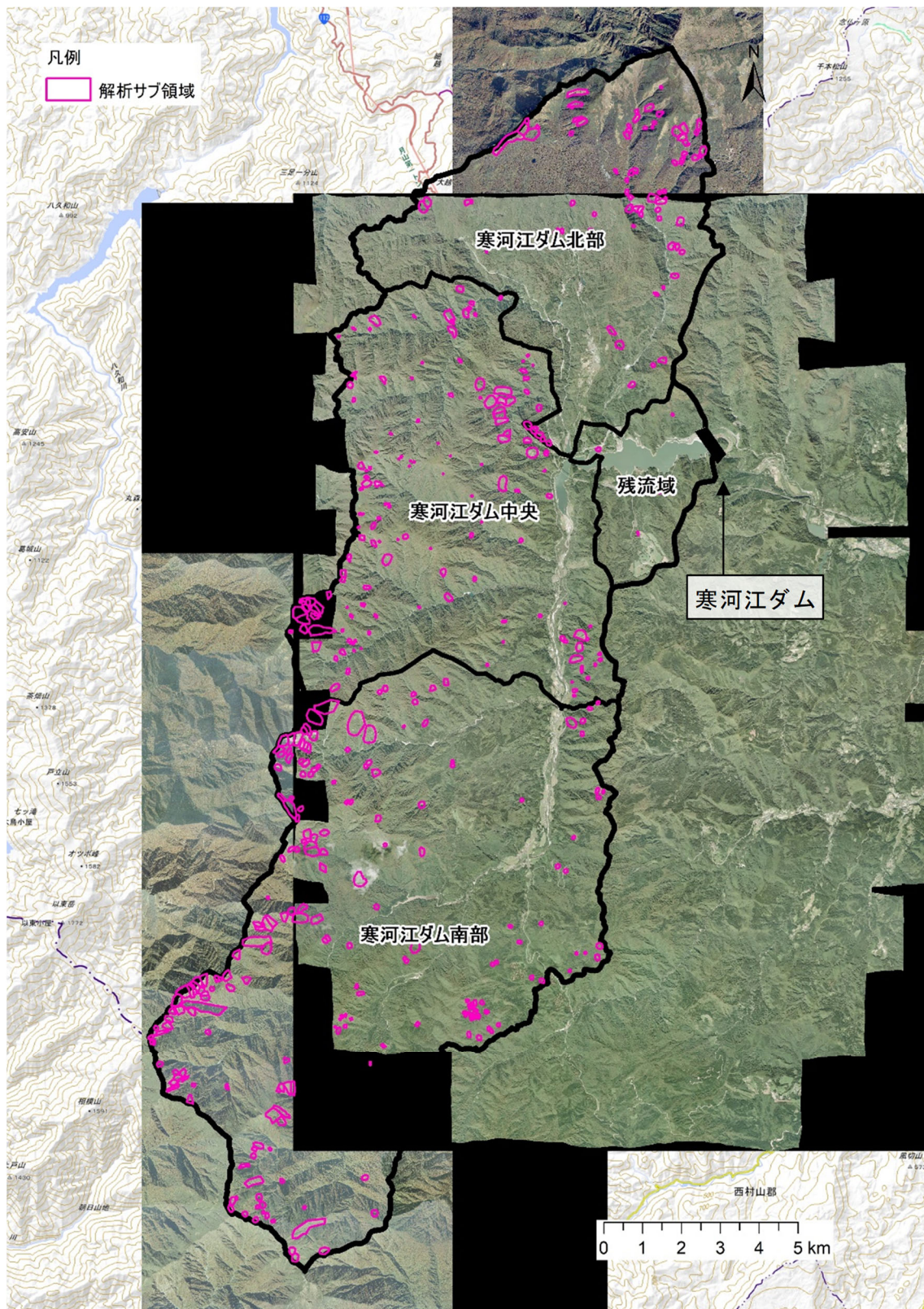


図 4.12(3) 航空写真の取得状況（写真セット番号 3：2009 年 10 月～2010 年 9 月）

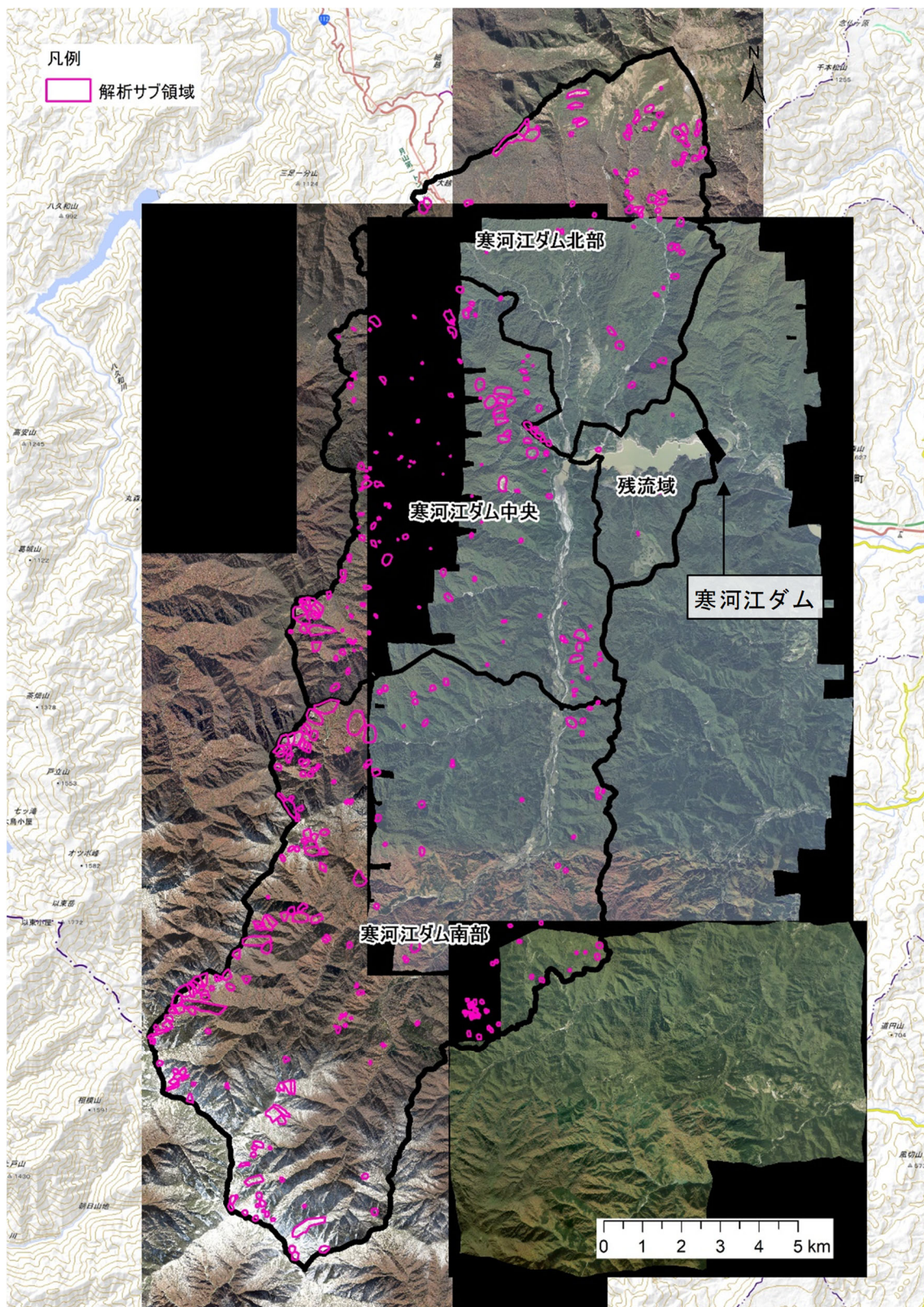


図 4.12(4) 航空写真の取得状況 (写真セット番号 4 : 2013 年 10 月～2014 年 10 月)

4.4.2 輝度閾値の設定

得られた航空写真のうち、最新データである 2014 年の航空写真を用いて 4.2.6 に記載した方法に基づいて輝度閾値の最適化を図る。表 4.8 に示す 9 個の輝度閾値に対して ROC 曲線に描くと図 4.13 のようになる。各輝度閾値に対し（偽陽性率，真陽性率）=（0，1）となる点からの距離を計測した結果、 $\sigma=1.6$ が最短であることを確認した。

これより、寒河江ダム流域の崩壊地抽出に用いる輝度閾値を $\sigma=1.6$ とした。

表 4.8 偽陽性率及び真陽性率の計算結果（寒河江ダム流域）

輝度閾値(σ)	偽陽性率	真陽性率
0.5	0.93	0.97
1.0	0.59	0.94
1.2	0.34	0.90
1.4	0.13	0.87
1.6	0.08	0.84
1.8	0.05	0.78
2.0	0.04	0.75
2.5	0.02	0.66
3.0	0.01	0.58

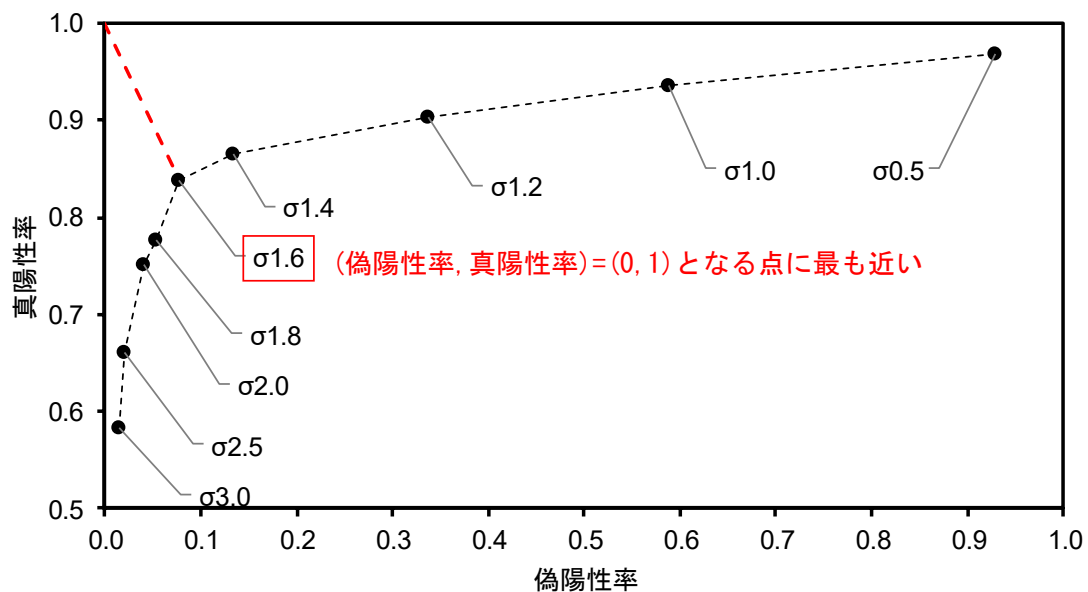


図 4.13 ROC 曲線による輝度閾値の設定（寒河江ダム流域）

4.4.3 解析結果

(1) 全層雪崩による崩壊地

緑川ダム流域とは異なり寒河江ダム流域は豪雪地帯にあるため、豪雨による斜面崩壊に加えて雪崩による斜面崩壊を考慮する必要がある。全層雪崩による侵食地形の特徴は、関口³⁾により整理されている(表 4.9)。要約すると、雪崩による崩壊地は尾根直下の傾斜角 30° ~50° の斜面に集中しており、幅 3~6m, 延長 20~80m, 深さ 2~4m の筋状の形状を呈し直線的または中央部分がやや凹んで滑らかな縦断形状である。その横断形状は半円形または U 字型の溝が多数並行配置されており、また同じ箇所を繰り返し生起する頻度が高い。雪崩崩壊地では植生がほとんど回復せず、基盤が露出しているか、もしくは薄い砂礫層で覆われているため土砂生産量が少ない。したがって、本研究では傾斜角 30° 以上、幅 10m 未満、延長 20m 以上の裸地が複数ある筋状崩壊地を全層雪崩による崩壊地と判断し、崩壊地面積を算出した。図 4.14 に表層崩壊地と筋状崩壊地の拡大・縮小動向の事例を示す。

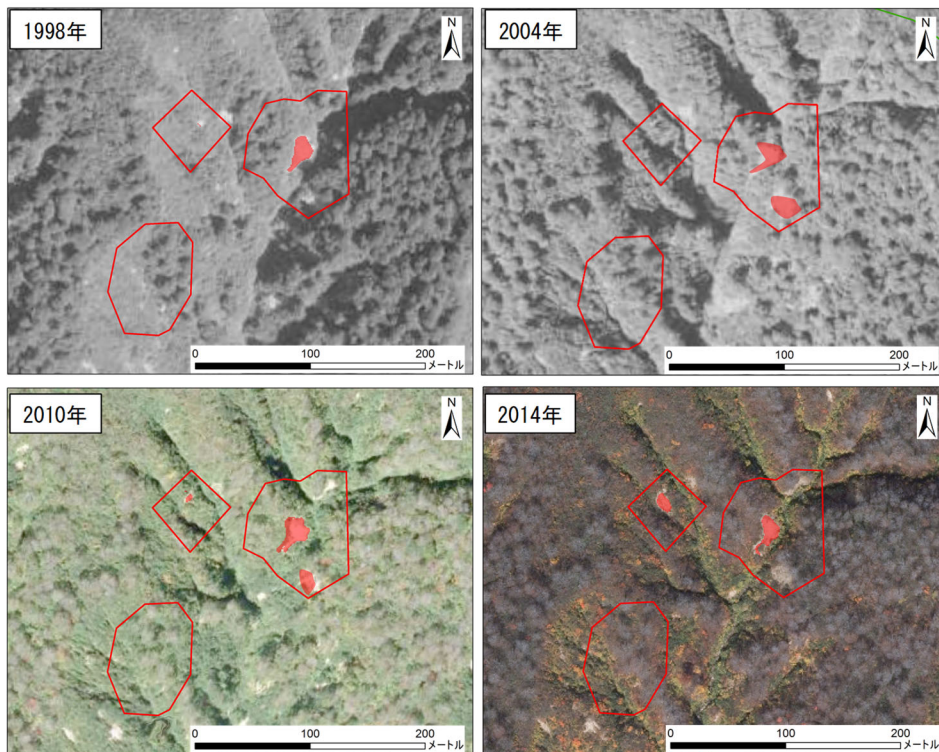
表 4.9 全層雪崩により形成される地形の比較 (関口³⁾に加筆)

名称 地形等の形態	全層雪崩によって形成された地形			雪崩以外で形成された地形	
	筋状地形のみられない斜面	筋状地形及び筋状地形のみられる斜面	アバランチ・シュート(1)	ガリー(2)	表層崩壊地・土石流(3)
発生時期	主に春先	主に春先	主に春先	豪雨時	豪雨時
発生位置	殆ど尾根直下	殆ど尾根直下	殆ど尾根直下	斜面の上・中部	斜面の上・中部または崖
斜面幅	40~80m	筋状地形は3~6m 斜面は20~80m	50~100m	上部で狭く次第に広がる	上部で幅が広い
深さ	比較的浅い	筋状地形は2~4m 斜面全体では浅い	比較的浅い	次第に深くなる	崩壊部がやや深い
傾斜	30~35°	35~50°	35~45°	10~30°	10~30°
縦断形	直線又はやや凹型で滑らか	直線又はやや凹型で滑らか	直線又はやや凹型で滑らか	凹凸	凹凸
横断形	やや凹型	筋状地形は半円形またはU字型	やや凹型	V字型または箱型	凹型または箱型
植生	殆どが低灌木	溝では基盤が露出、斜面では低灌木	殆どで基盤が露出	殆ど無植生	殆ど無植生
地表面と堆積物の状況	低灌木の植生で覆われる	殆ど無植生、又は細かい砂礫	殆ど無植生、又は細かい砂礫	大小の砂礫・岩塊	大小の砂礫・岩塊
分布域	豪雪地帯の山地・丘陵地	豪雪地帯の山地・丘陵地	豪雪地帯の山地の山頂・尾根付近	主に西南日本の火山斜面や花崗岩地帯	主に西南日本の火山斜面や花崗岩地帯

(1) アバランチ・シュートの形態は、下川(1980)による

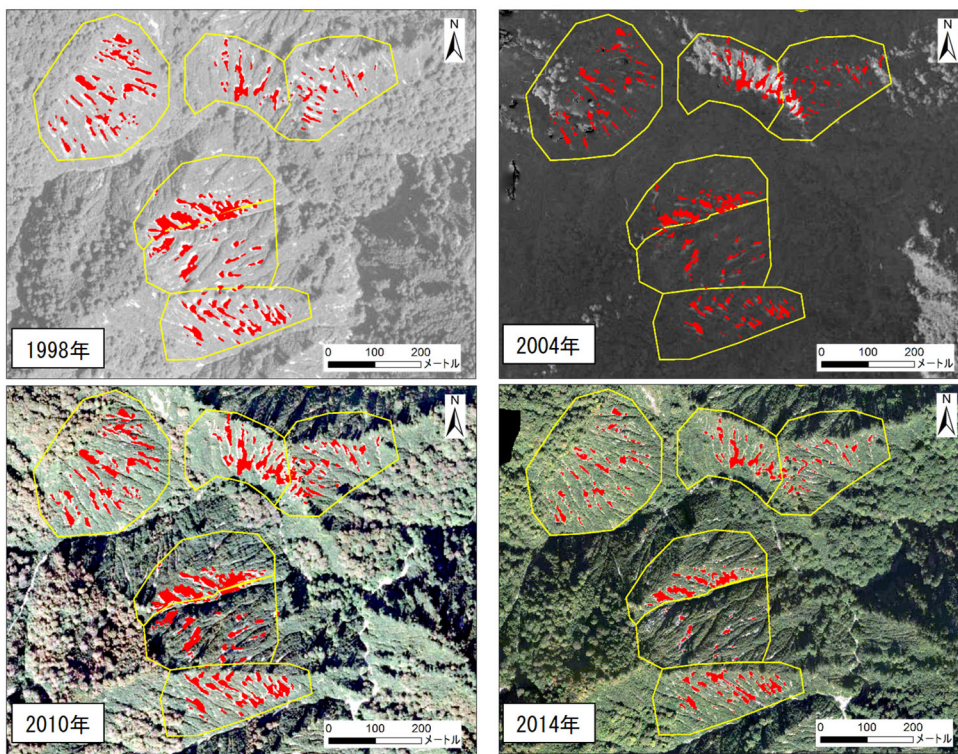
(2) ガリーの形態は、式(1983)、粕谷(1974)、高橋他(1986)および現地調査による

(3) 表層崩壊・土石流の形態は、高橋他(1986)および現地調査による



■ : 画像処理による推定崩壊範囲

図 4.14(1) 崩壊地面積の拡大・縮小例 (表層崩壊地・降雨起因)



■ : 画像処理による推定崩壊範囲

図 4.14(2) 崩壊地面積の拡大・縮小例 (筋状崩壊地・雪崩起因)

(2) 筋状崩壊地の動向

航空写真を取得した寒河江ダム流域のうち中央流域に限定して、表層崩壊地（降雨起因）と筋状崩壊地（全層雪崩起因）の面積をそれぞれ航空写真より判読した結果を図 4.15 に示す。なお、表 4.7 には 4 セットの航空写真データが示されているが、図中の各枠内では連続する 2 セットの写真から得られた崩壊地面積を比較している。青色部分は両年で共通した崩壊地面積、緑色は元々崩壊地であったがその後に消失した崩壊地の面積、赤色は後年に新たに発生した崩壊地の面積である。

図 4.15 から筋状崩壊地の面積は表層崩壊地に比べて小さく、また経年変動が小さいことが確認できる。また、関口³⁾によると、雪崩による表土侵食深は 0.01m 程度と小さく、表層崩壊による崩壊深は一般に 0.5m～2.0m 程度であるため、雪崩による土砂生産量は表層崩壊の土砂生産量に比べて 1 オーダー程度小さいと考えられる。一方、表層崩壊地は降雨量の経年変動に応じ縮小・拡大を繰り返していることから、寒河江ダムの堆砂に対しては雪崩崩壊地よりも降雨起因の表層崩壊地から生産される土砂量の方がはるかに大きく支配的であると推察される。

以上より、以降の崩壊地面積変動の解析では、全層雪崩による筋状崩壊地は対象外とし、表層崩壊地のみを取り扱うこととした。

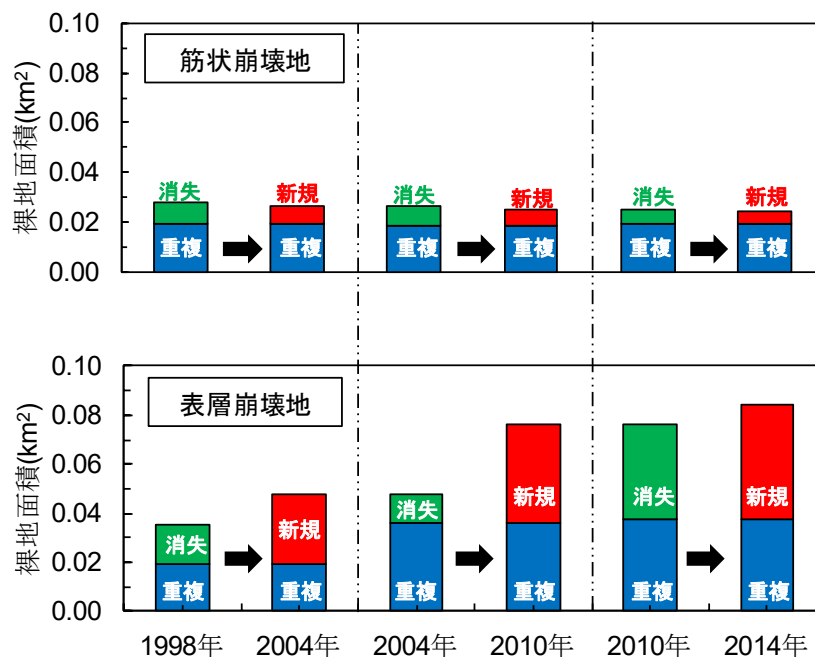


図 4.15 表層崩壊地と筋状崩壊地の経年変化（寒河江ダム中央流域）

(3) 表層崩壊地の崩壊地面積

航空写真解析から得られた表層崩壊地の面積を表 4.10 に示す。崩壊地面積が経年的に増加している傾向が顕著に表れている。

表 4.10 表層崩壊地面積（寒河江ダム流域）

期間	表層崩壊地面積(km ²)
1996年10月 ～ 1998年11月	0.086
2001年 9月 ～ 2004年10月	0.109
2009年10月 ～ 2010年 9月	0.226
2013年10月 ～ 2014年10月	0.313

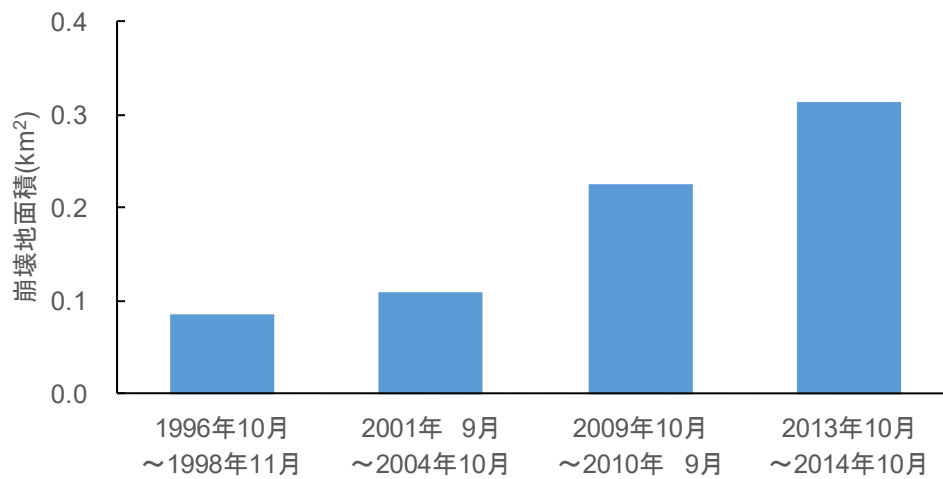


図 4.16 表層崩壊地の面積（寒河江ダム流域）

4.5 まとめ

本研究では画像処理技術を用いて航空写真から崩壊地面積を推定し、2つのダム流域における崩壊地の経年挙動を明らかにした。崩壊地面積の画像解析に際しての前処理として航空写真の幾何補正が何よりも重要であり、補正方法が崩壊地面積の推定精度に大きく影響する。ここに示した航空写真の補正処理は実務でもよく使われる画像処理ソフトやGISソフトで可能であり汎用性が高く、画像処理技術を用いることで崩壊地の抽出精度の統一に加え、複数時期の崩壊地面積算出の省力化を図ることができる。

緑川ダムに関しては竣工から長い年数が経過しているために多くの航空写真が収集でき、特に崩壊地が集中し航空写真の撮影頻度が高い内大臣川流域を対象を絞って航空写真を解析した結果、高い時間分解能で崩壊地面積の経年変動を把握することができた。さらに、内大臣川流域が緑川ダム流域全体の崩壊地面積の変動特性を概ね代表していることも確認できた。

一方、積雪地帯にある寒河江ダム貯水池の場合、航空写真解析から全層雪崩による崩壊規模が降雨起因の斜面崩壊規模よりかなり小さいことを確認した。緑川ダムより後年に竣工したダムであり、収集できた航空写真情報は必ずしも多くなかったが、概ね5年ごとの崩壊地情報を得ることができた。

【参考文献】

- 1) 公益財団法人画像情報教育振興協会：デジタル画像処理編集委員会 デジタル画像処理 [改定新盤]，2015
- 2) 国土交通省国土地理院：空中写真閲覧サービス，<https://mapps.gsi.go.jp/maplibSearch.do#1>，
(参照 2022-10-24)
- 3) 関口辰夫：全層雪崩発生斜面における筋状地形の特徴，雪氷，Vol.56, No.2, p.145-157, 1994

第5章 緑川ダム貯水池における堆砂量の推定

5.1 はじめに

河川流域における土砂生産の起源は主に上流山地の崩壊地であり¹⁾、溪流における堆積・再移動を繰り返した後に²⁾、貯水池に流入する。しかし土砂生産の活発な流域には崩壊地が分散して多数存在し、また流域からダム貯水池に至る溪流ネットワークも高次の分岐から構成されている。このような土砂の生産と移動に介在する複雑な土砂動態を記述するために、高秀ら³⁾や江頭ら²⁾は分布型土砂生産モデルや水理学的な土砂流送モデルを開発し、それらの研究成果が流域の土砂管理計画等に反映されている。これらは流砂過程の力学原理に基づき土砂収支が精緻に記述される点で優れている一方、河道諸元や流域土壌・河床材料の粒度分布等に関する詳細な調査と豊富な測量データを要するため、ダム流域の管理環境が必ずしも十分ではない多くの流域へ広く適用するためには課題が残る。そこで本研究では、水文流出解析における単位図法¹⁾や貯留関数法⁴⁾に代表される集中定数型モデルを用いることとし、図 5.1 に示すように、崩壊地面積の変動を表す「崩壊地モデル」と、溪床での堆積と移動を表す「溪流モデル」を直列配置する土砂流出モデルを構築する。

崩壊地モデルは、個々の崩壊地の拡大・縮小を記述するのではなく、流域全体を一体的に捉えて流域内崩壊地の総面積の増減を表現する、つまり流域での土砂生産速度が崩壊地総面積に比例すると仮定する。

溪流モデルは、溪床での堆積・流動過程を貯留関数の概念に基づき表し、崩壊地モデルから得られる生産土砂量の時系列を入力として溪流区間の流送過程を包括的に一つのコントロール・ボリューム内で捉えて貯水池への流入土砂量を入力するモデルである。ただし、溪床堆積土砂の粒度変化が土砂輸送の律速因子となることが知られているので⁵⁾、その効果を貯留関数法の流出関数の設定において考慮することとする。

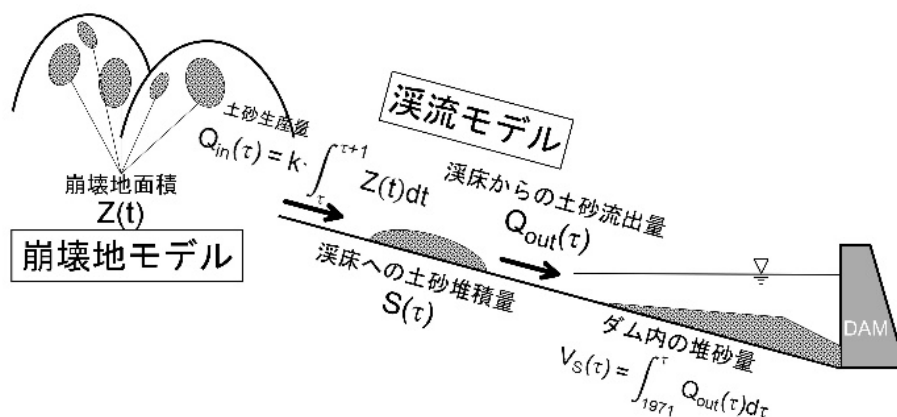


図 5.1 ダム堆砂量を再現するための崩壊地モデルと溪流モデル

5.2 崩壊地モデルによる生産土砂量の推定

5.2.1 崩壊地モデルの提案

第3章と第4章で整理したように、降雨時系列は毎年存在するのに対し、崩壊地面積の計測時間間隔は平均5年で両者の時間分解能が異なることから、単純な相関解析で両者の相関関係を見出すことは難しい。本研究では降雨・植生回復など斜面崩壊を規定する外因と崩壊地面積との相関関係を表すための崩壊地モデルを提案する。

崩壊地モデルでは降雨に起因する表層崩壊を対象とする。表層崩壊に関する研究は地生態学的にも多く行われており、樹齢や地質的に個々の斜面の安定性を評価することは可能であると考えられる。しかし、これらの検討を1つのダム流域全体で積み上げていく演繹的なアプローチは流域内の地形地質、植生状況を詳しく調査分析する必要がある、ダム流域全体に適用することは現実的ではない。本研究はダム管理への実装可能性を高めることを目的としているため、流域全体の崩壊地を帰納的な方法で解析することとする。

表層崩壊は間隙水圧の発生やせん断強度の低下、自重の増加が原因として挙げられ、これらの現象が複合的に起きることにより発生するものと考えられている⁶⁾。降雨時には鉛直方向への浸透水により表層部の不飽和領域が表面から順次湿潤化し、飽和領域の先端部である湿潤前線が地表にほぼ平行に降下して不透水層に達していく(図5.2の①)。降雨が継続すると、土層全体の不飽和領域で降下浸透が進み、湿潤前線が難透水層(基盤層等)に到達した後、表土層内に地下水面が生じ、難透水層上面沿いに斜面下方への浸透流(飽和側方流)が発生する(図5.2の②)。この飽和側方流が発生する閾値となる雨量を崩壊地モデルにおける表層地盤の飽和雨量 R_{sa} とする。その後、降雨強度が大きくなると、斜面のごく表層を除いてほぼ全深度域で飽和側方流が生じ、これが定常に達した時点で上向きの浸透流(過剰間隙水圧)が発生する。この時の降雨強度を R_{jc} とあらわす。過剰間隙水圧に伴うパイピングにより上部斜面が安定を失うことで新規崩壊や既往崩壊地の拡大が発生する(図5.2の③)。

これらの降雨条件を踏まえ、崩壊地面積が拡大する降雨を下式であらわす。

$$\begin{aligned} \overline{R_j(t)} &= R_j(t) & \text{if } R_j(t) \geq R_{jc} \\ \overline{R_j(t)} &= 0 & \text{if } R_j(t) < R_{jc} \end{aligned} \quad (1)$$

ここに R_{jc} は、崩壊地面積拡大のj時間雨量強度の閾値である。なお、 R_{jc} は飽和雨量 R_{sa} を満たすものとする。

また、崩壊地モデルでは崩壊地面積が拡大しない期間には植生の回復により崩壊地は縮小すると仮定する。植生回復による崩壊地縮小については、塚本ら⁷⁾の研究事例に基づき、斜面崩壊に有効な降雨が発生しない期間は崩壊地面積が指数関数的に減少するものとした。上記について、下式であらわす。

$$Z(t + \Delta t) = Z(t) \cdot e^{-\alpha \Delta t} + \beta \cdot \overline{R_j(t)} \quad (2)$$

ここに Δt は計算時間ステップ、 $Z(t)$ は時間 t における崩壊地面積である。また、 α は植生回復による崩壊地面積縮小率、 β は崩壊地面積増大率を表す。

これらの考えに基づき構成される崩壊地モデルは図5.3に示す経年変化をあらわし、表層崩壊は1出水単位で短時間に生じるが、植生回復は年単位のように長い時間スケールで

緩やかに進行する。

降雨条件等の設定方法を以降に示す。なお、崩壊地モデルで対象とする土砂生産現象は降雨に起因する表層崩壊であるため、平成 28 年に発生した熊本地震の影響を含めるべきではないと考え、検討対象期間はダム竣工 (1971 年) から熊本地震前年 (2015 年) までとした。

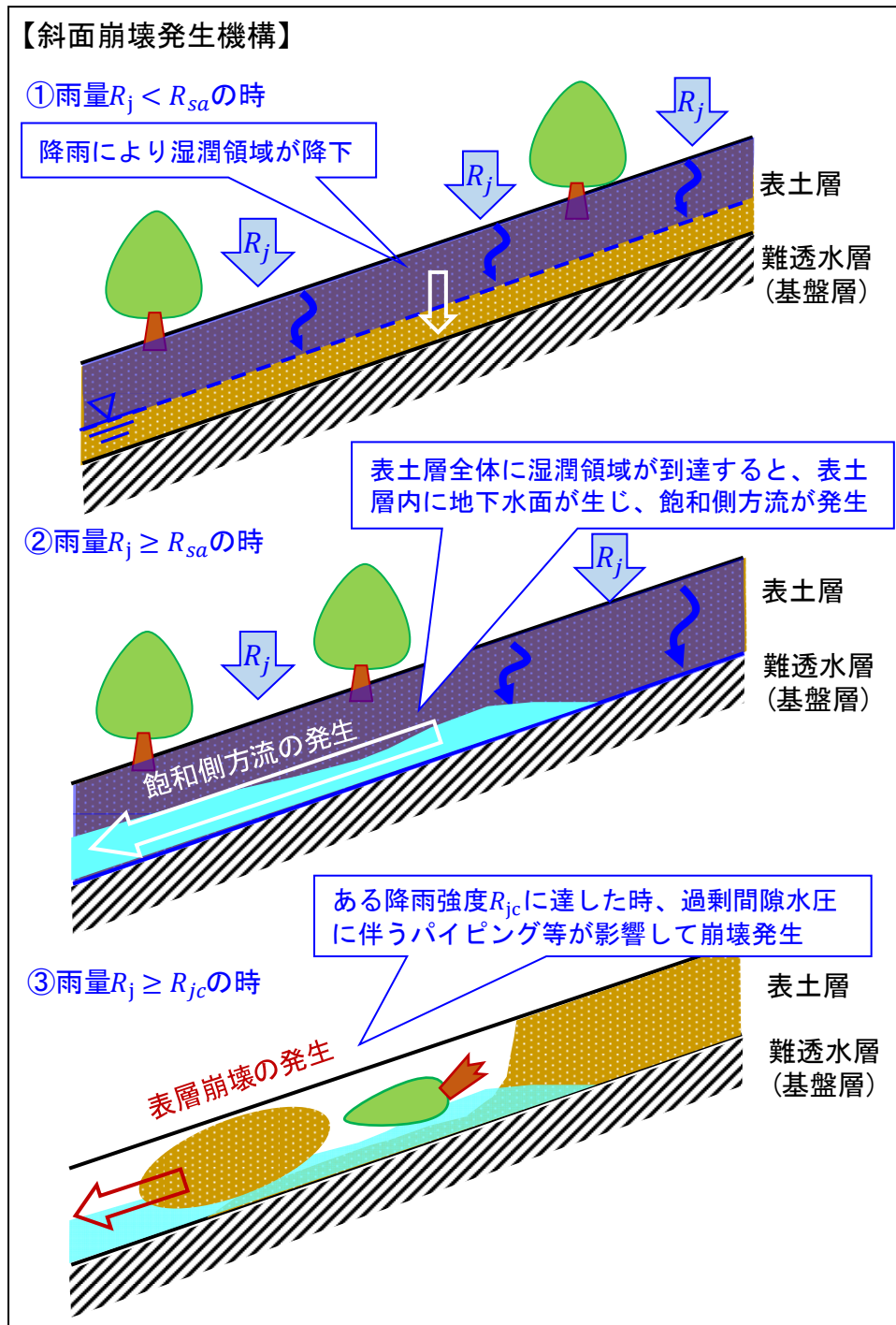


図 5.2 表層崩壊の発生機構

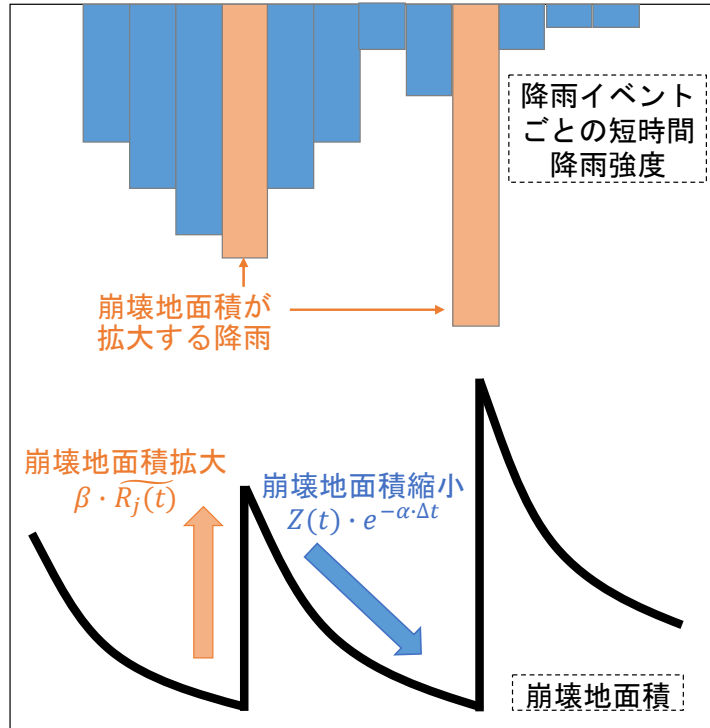


図 5.3 崩壊地モデルによる経年変化のイメージ

5.2.2 航空写真解析の対象領域

崩壊地モデルを構築するにあたり、モデルを検証するための崩壊地面積実績値を整理する必要がある。4.3に既述したように、構造線以南流域の一部である内大臣川流域の崩壊地面積の変動が、全体の変動を代表していると考えられるため、内大臣川流域の崩壊地面積の変動を再現することができれば、構造線以南流域の崩壊地面積の変動を概ね再現できる。したがって、本研究では内大臣川流域の崩壊地面積の変動を再現できるような崩壊地モデルを構築する。最終的には緑川ダム流域全体からの生産土砂量を推定するため、2013年の崩壊地判読結果（図4.8）より、集水域全体の崩壊地面積 Z を以下のようにして推算する。

内大臣川流域の崩壊地面積 Z_n は、構造線以南流域の崩壊地面積 Z_{south} と同様の変動を示しており、そのスケールは構造線以南の約1/5（表3.2）であるため、 $Z_{south} = 5 \times Z_n$ とみなせる。つぎに、構造線以北の崩壊地面積 Z_{north} について、図4.8の崩壊地判読結果を確認すると、崩壊箇所数は構造線以南の約1/6である（図5.4）。仮に個々の崩壊地の面積が南北で同程度であるとすれば、構造線以北の崩壊地面積は $Z_{north} = Z_{south}/6$ と概算できる。以上から、緑川ダム流域の崩壊地総面積の変化 $Z(t)$ を内大臣川流域の航空写真解析から得られた崩壊地面積の変化 $Z_n(t)$ から次式で評価することとした。

$$Z(t) = 7/6 \cdot (5 \times Z_n(t)) \approx 5.8 \cdot Z_n(t) \quad (3)$$

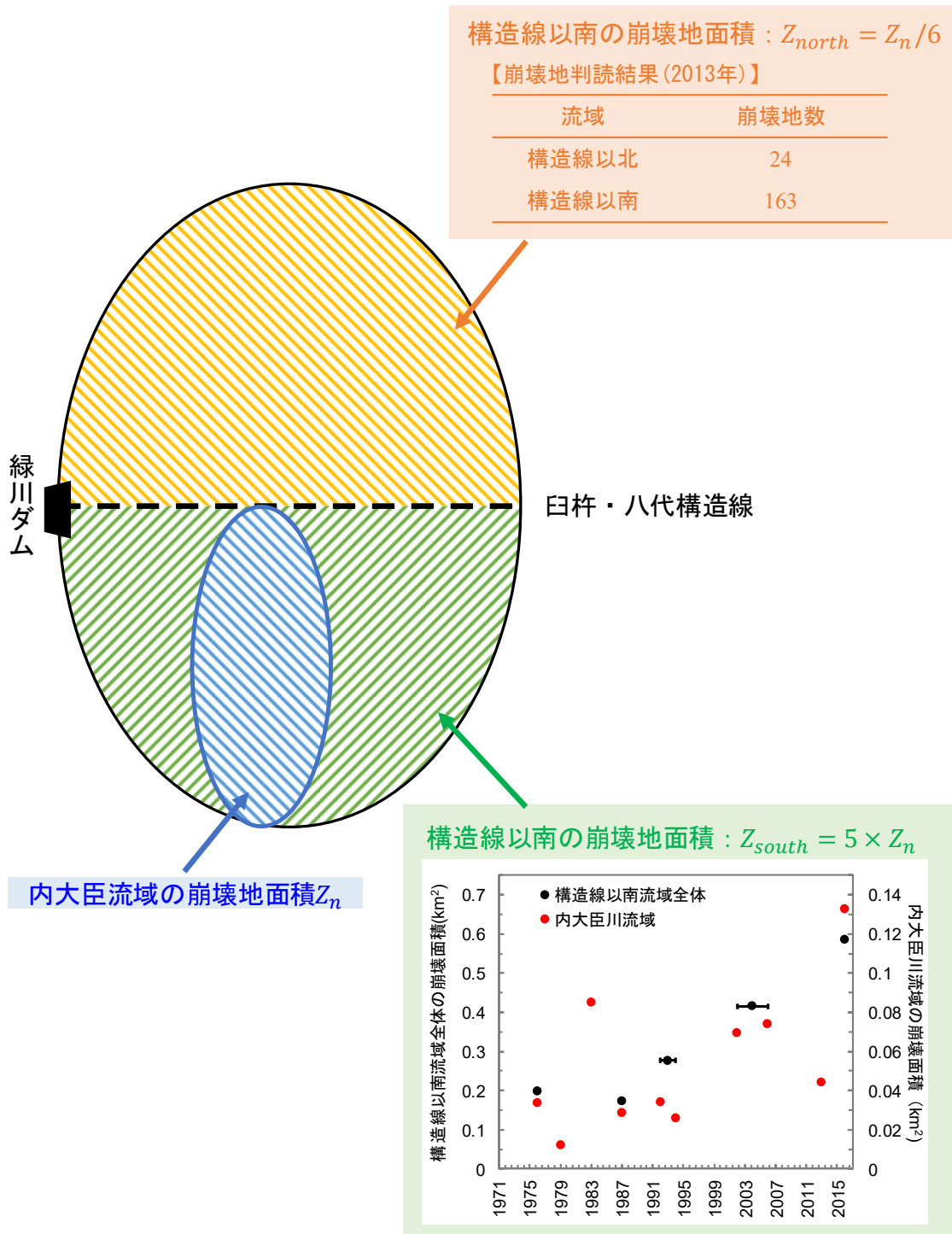


図 5.4 緑川ダム流域の崩壊地面積評価方法

5.2.3 降雨データの整理

斜面崩壊は出水イベントごとの降雨時系列の影響を受けると想定されるため、第3章で整理した出水イベント（1971年～2015年）ごとに短時間雨量強度を整理した。図5.5に1時間、3時間、6時間の各時間スケールに対する最大時間雨量を整理した。

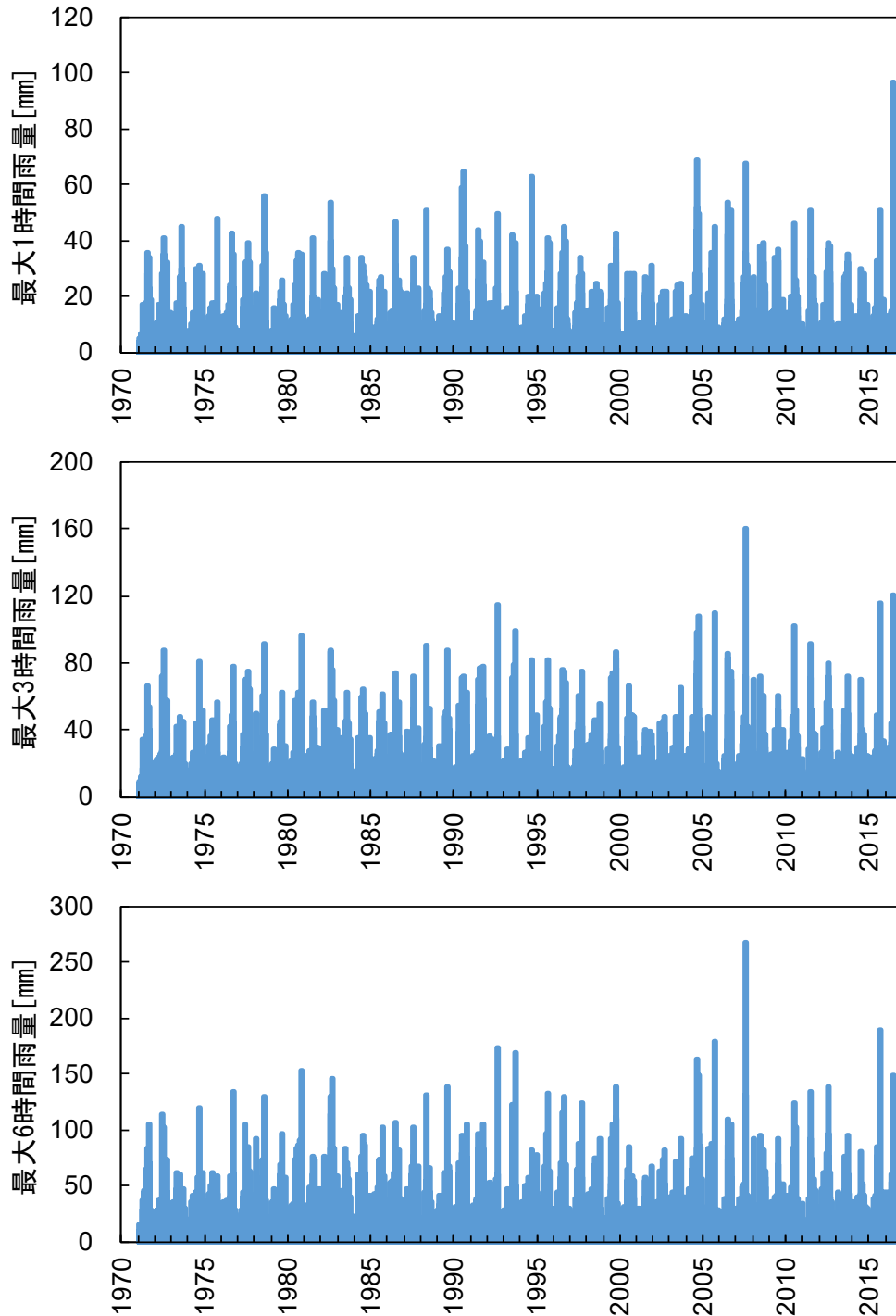


図 5.5(1) 最大時間雨量の計算結果（緑川ダム流域：1時間、3時間、6時間）

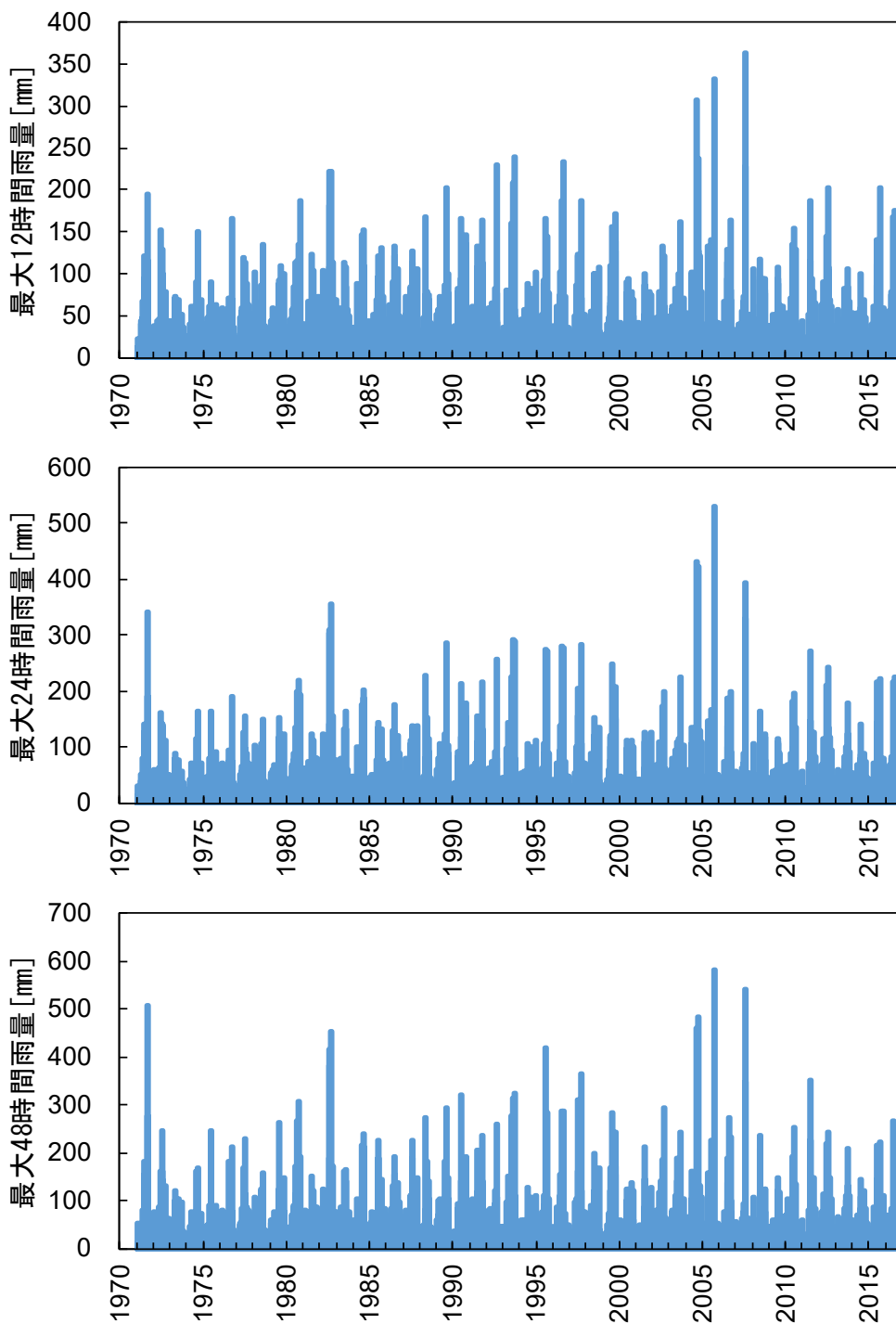


図 5.5 (2) 最大時間雨量の計算結果（緑川ダム流域：12 時間，24 時間，48 時間）

5.2.4 表層地盤の飽和雨量

一般に、飽和雨量は降雨イベントごとの累積雨量とそれに対応する累積流出高（流量÷流域面積）との相関関係から推定される。すなわち、降雨初期には損失雨量のために「雨量－流出高」曲線の傾きが1より小さく、地盤が飽和状態に至ると「雨量」＝「流出高」となるとして曲線の傾きが1になることを利用し、「雨量－流出高」曲線の変曲点から飽和雨量が推定される（図 5.6）。雨量の比較対象となる流出高は直接流出成分とし、ハイドログラフを基底流出と直接流出に分離する（以下、成分分離とする）ことで求める（図 5.7）。

成分分離の方法としては、水平分離法や勾配急変点法⁹⁾などが挙げられる。本研究で対象としたハイドログラフを確認すると、直接流出の終了時刻を客観的に決定するのは困難であることから、本研究では成分分離方法に応じて直接流出の終了時刻が取り得る幅を設定し、直接流出高の最小値と最大値を算出することとした。

そこでまず、流出高の算出に必要な流量データとして、緑川ダム竣工後の45年間におけるダム流入量データを収集した。雨量時系列と同様に、水文水質データベース⁸⁾からのデータ収集を基本としたが、2001年以前のデータは同データベースには公表されていないため、不足するデータは九州地方整備局緑川ダム管理所より収集した。

雨量時系列から出水イベントごとにダム流入量を整理した結果、流入量は降雨規模が小さくても、常に変動しているため、機械的にハイドログラフを基底流出と直接流出へ分離することは困難である。そこで、流出高の解析対象とする出水をピーク流量が500m³/s以上の比較的流入量の大きい出水イベントだけに限定した。さらに、雨量に対して流量が過大な出水イベントを分析対象から除き、出水を再整理した結果、27イベントが抽出された（図 5.8）。

続いて、3、6、12、24、48時間に対する最大時間雨量と直接流出高との相関性を調べるために、それぞれの最大時間雨量と直接流出高の関係を示すと、図 5.9 のようになる。なお、直接流出高は上記の通り、範囲を設けて設定しているためその分布範囲をエラーバーで示している。当然のことながら、時間スケールが大きいほど雨量は大きいため、データポイントは右側へシフトする。また、同図中の点線は「雨量」＝「直接流出高」の関係に対応し、流出高がこの線以上になることは降雨量が流出量を上回り物理的にはあり得ないため、何らかの不確定要素や計測誤差が介在している可能性があり、そのような傾向が確認される最大3時間雨量及び最大6時間雨量は飽和雨量の検討から除外した。続いて、残り3種類の最大時間雨量を対象として、図 5.6 で示した「雨量－流出高」の相関直線を設定し、実績値との二乗平均平方誤差（ $RMSE_{R_{sa}}$ ）（式(4)）が最小となる j 時間雨量強度 R_{jc} を推定する。ここで、実績値はエラーバーで示した範囲内の値をとるものとし、次式の $RMSE_{R_{sa}}$ が最小となるように直接流出高を決定する。

$$RMSE_{R_{sa}} = \sqrt{1/n \cdot \sum_{i=1}^n (q_i^{ob} - q_i^{cal})^2} \quad (4)$$

ここに、 n は分析対象とする出水イベント数（緑川ダム貯水池では $n=27$ ）、 q_i^{ob} は i 番目の出水イベントにおけるハイドログラフの流出成分分離から得られた直接流出高、 q_i^{cal} は i 番目の出水イベントにおける近似直線により雨量から計算される直接流出高である。

図 5.9 に示す通り、12時間雨量における近似線で計算される q_i^{cal} が q_i^{ob} との整合性が最も

高くなり ($RMSE_{R_{sa}} = 20$), この時の飽和雨量として $R_{sa} = 160\text{mm}$ を得る。したがって, 緑川ダムにおける表層地盤の飽和雨量として最大 12 時間雨量強度から得られた $R_{sa} = 160\text{mm}$ を採用した。

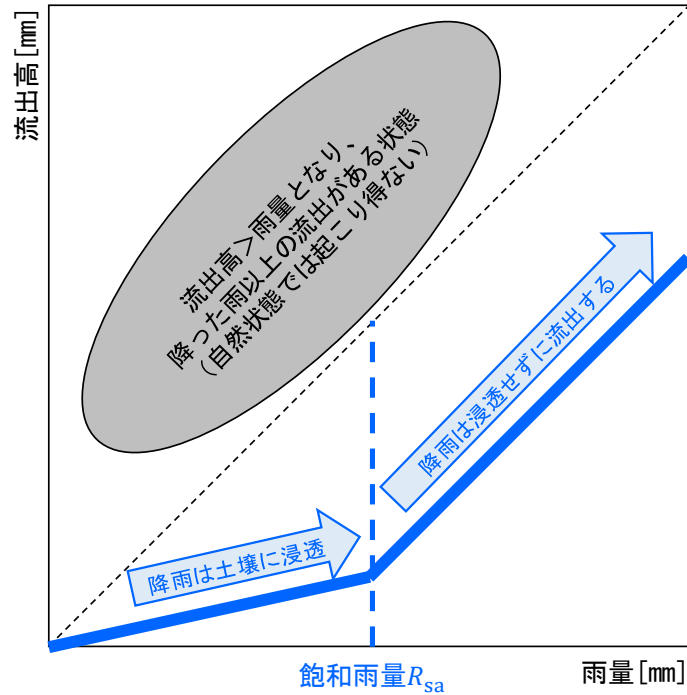


図 5.6 飽和雨量のイメージ

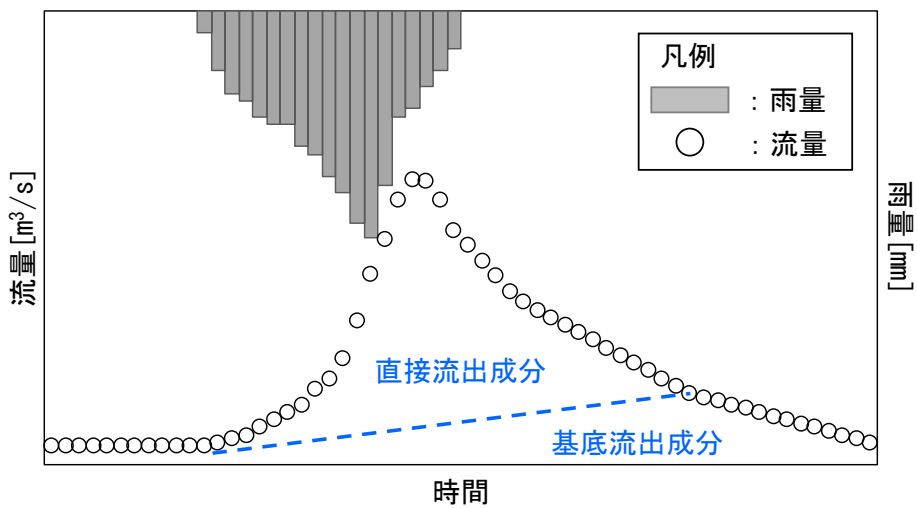


図 5.7 ハイドログラフにおける流出成分の分離

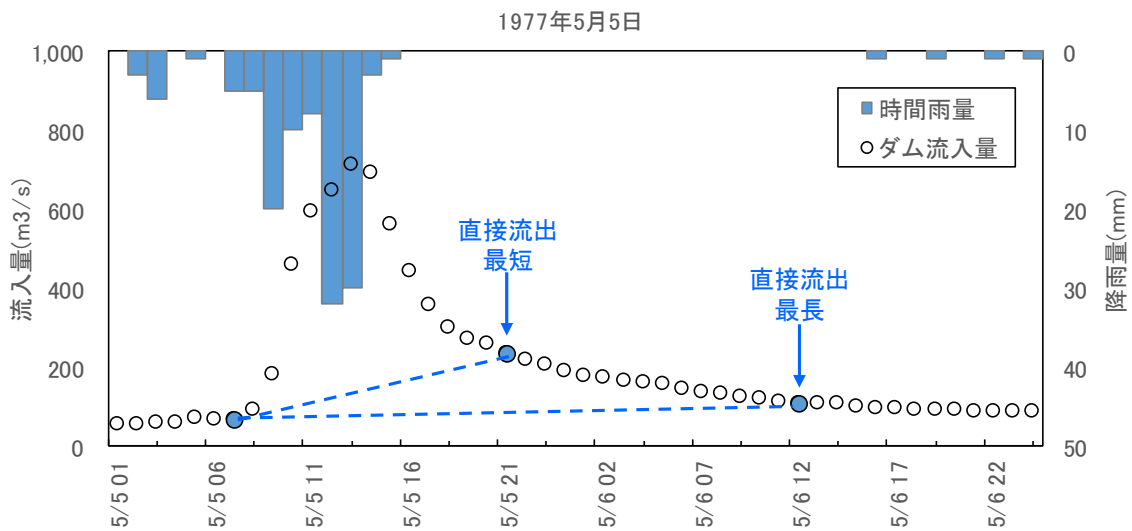
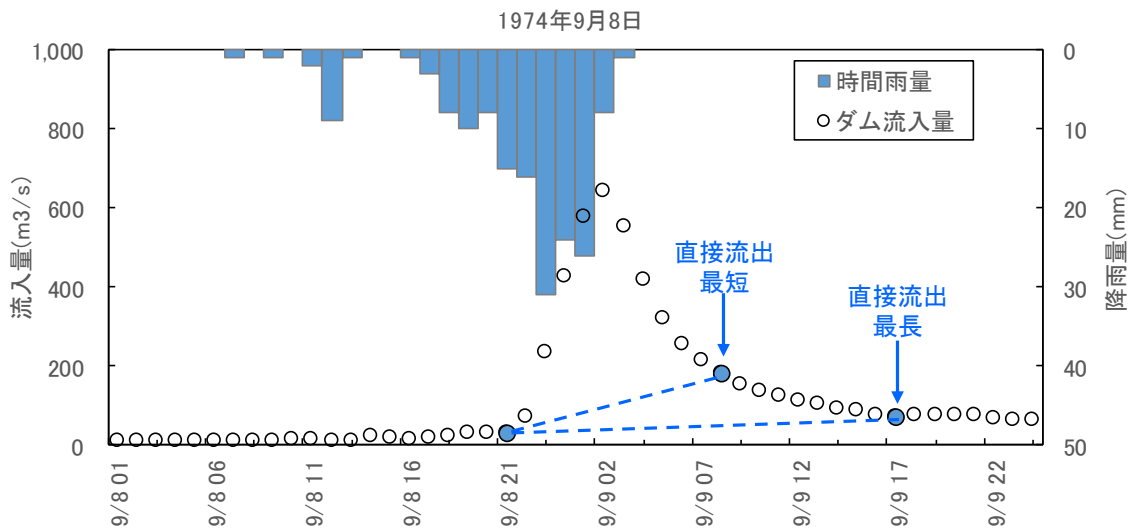
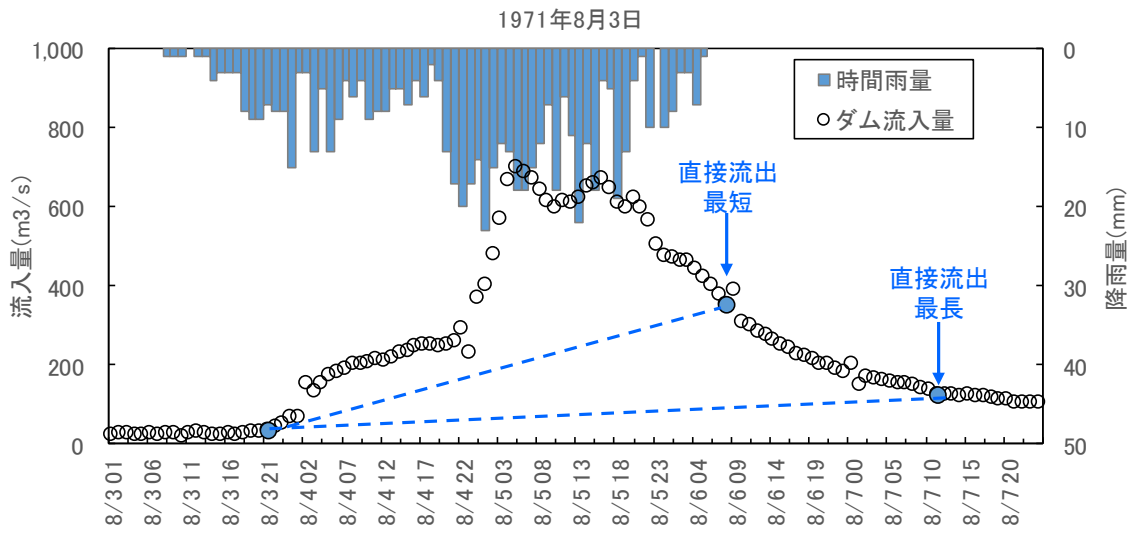


図 5.8(1) Rsa 検討に用いたハイエト・ハイドログラフ (緑川ダム流域)

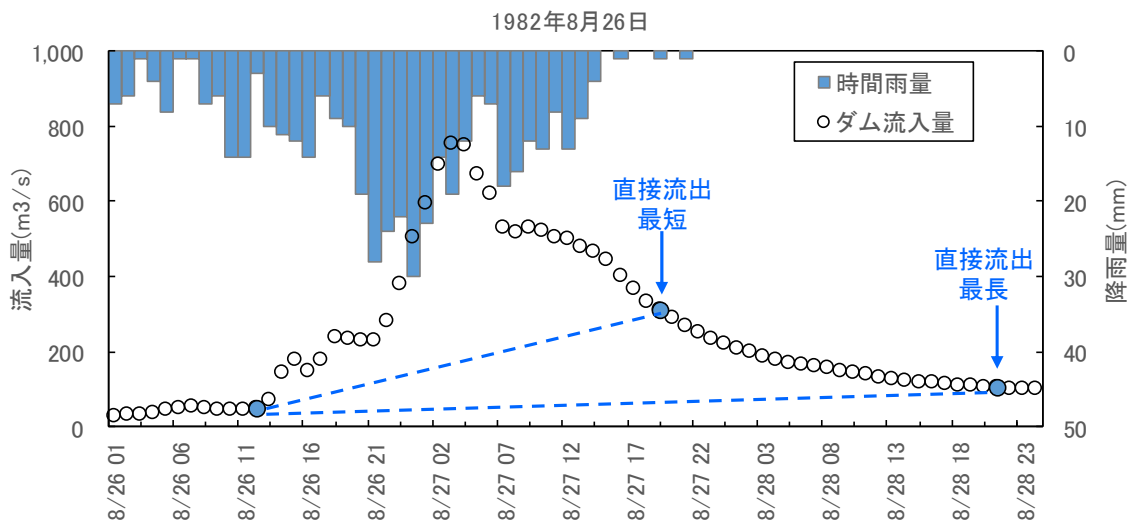
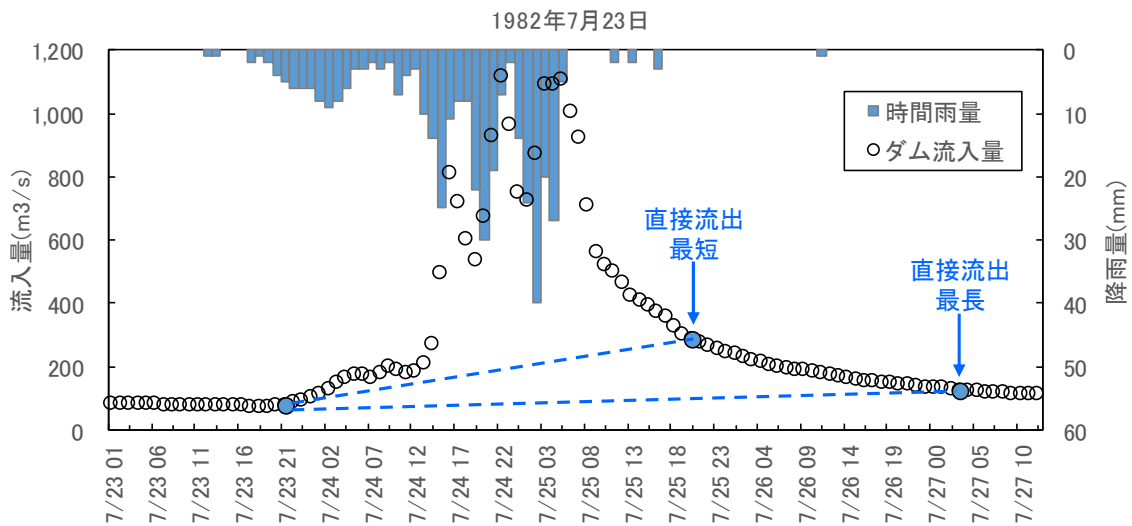
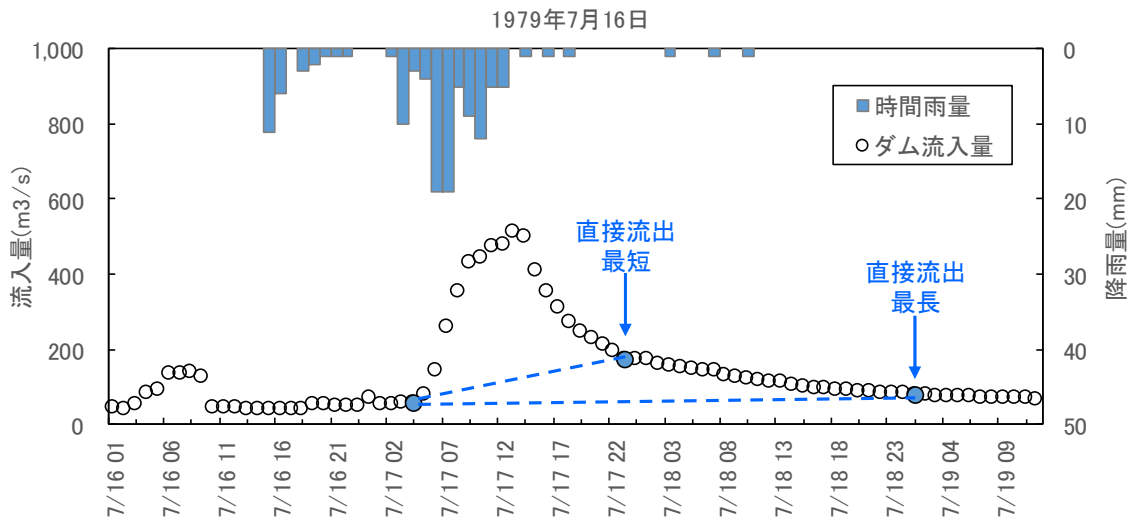


図 5.8(2) Rsa 検討に用いたハイエト・ハイドログラフ (緑川ダム流域)

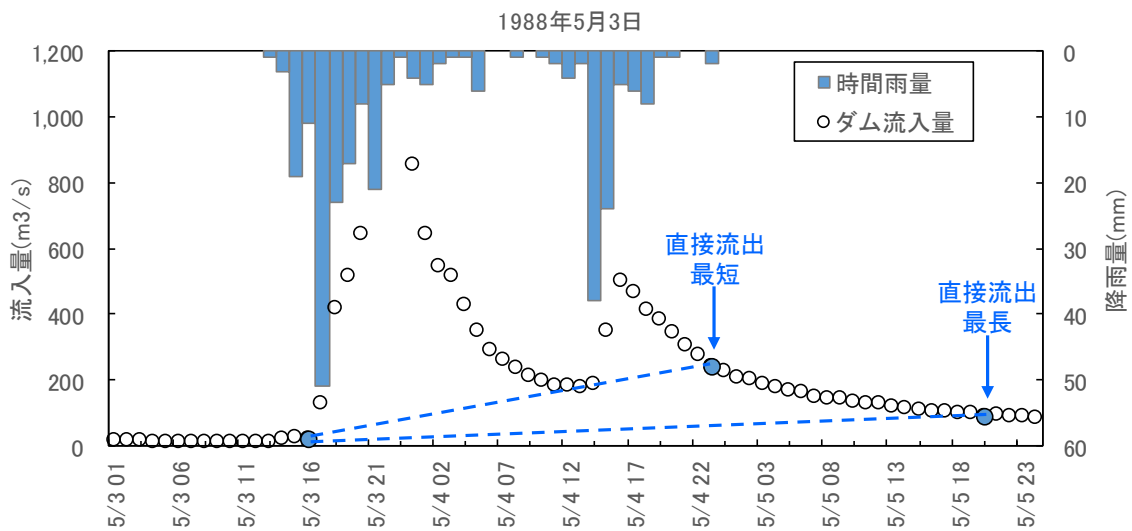
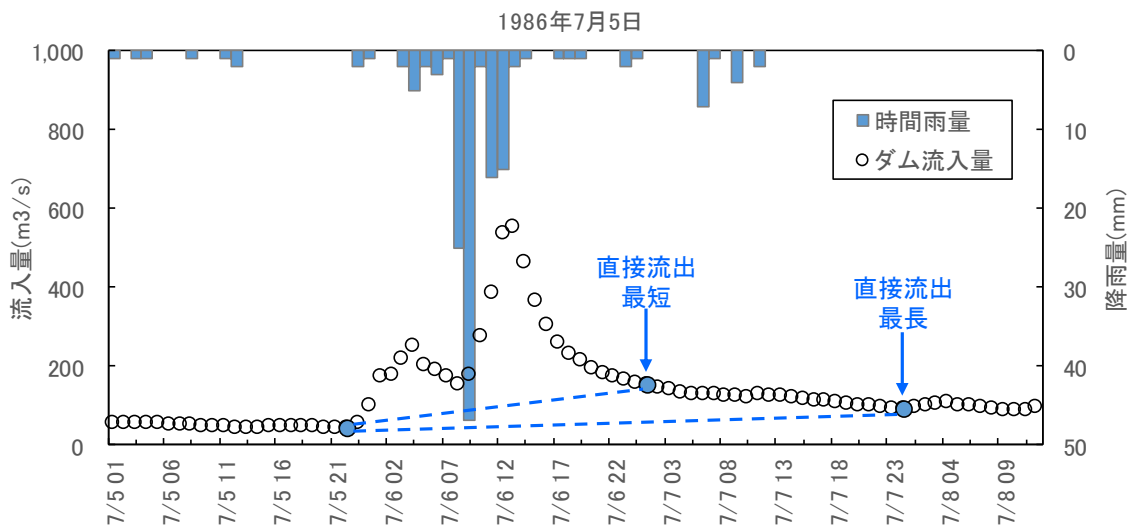
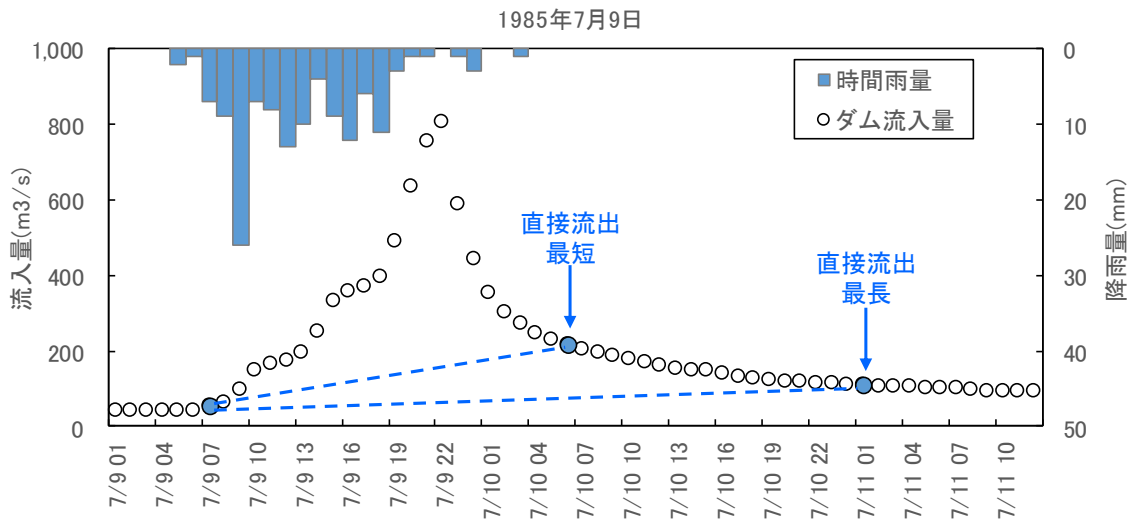


図 5.8(3) Rsa 検討に用いたハイエト・ハイドログラフ (緑川ダム流域)

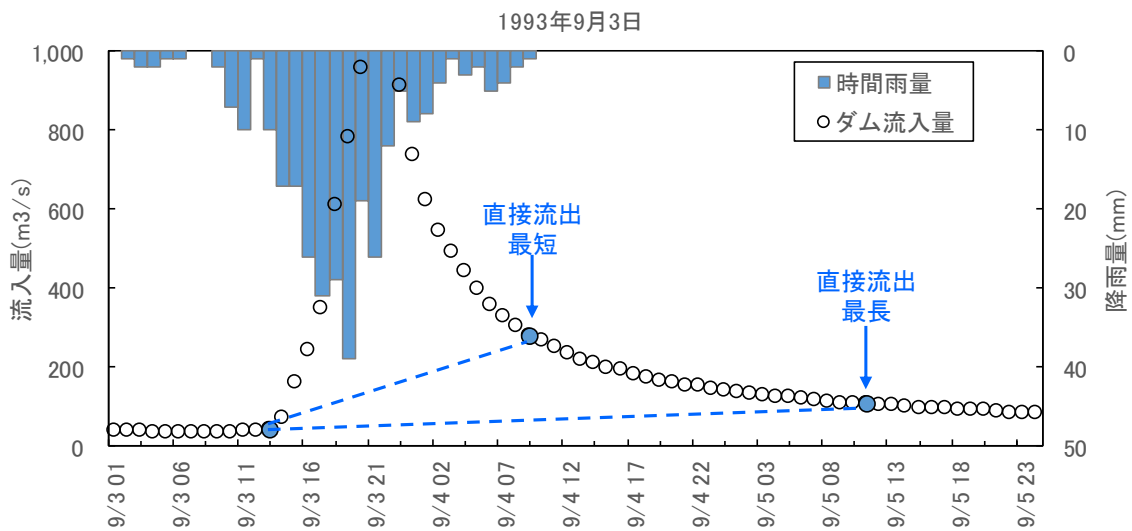
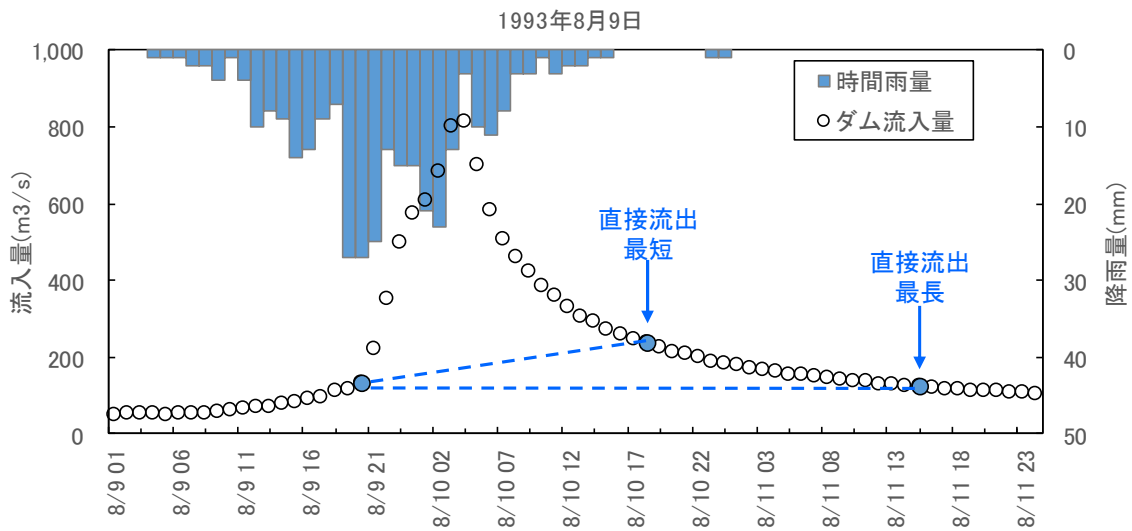
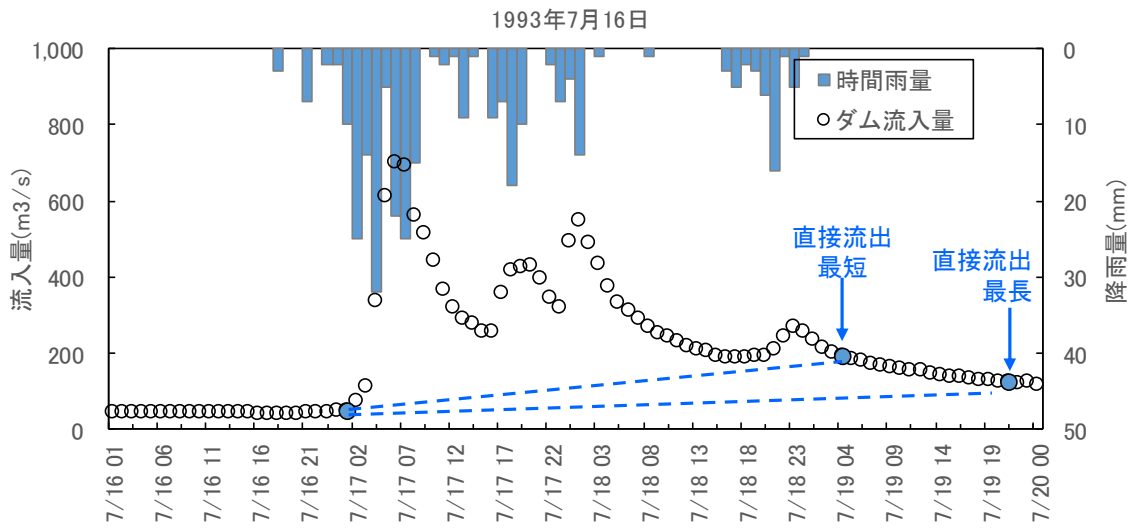


図 5.8(4) Rsa 検討に用いたハイエト・ハイドログラフ (緑川ダム流域)

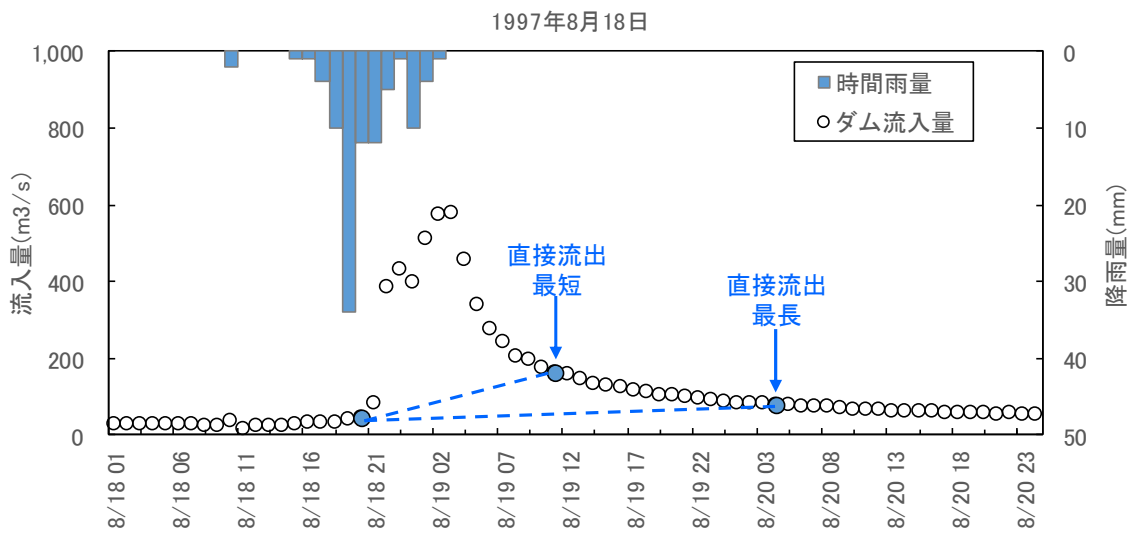
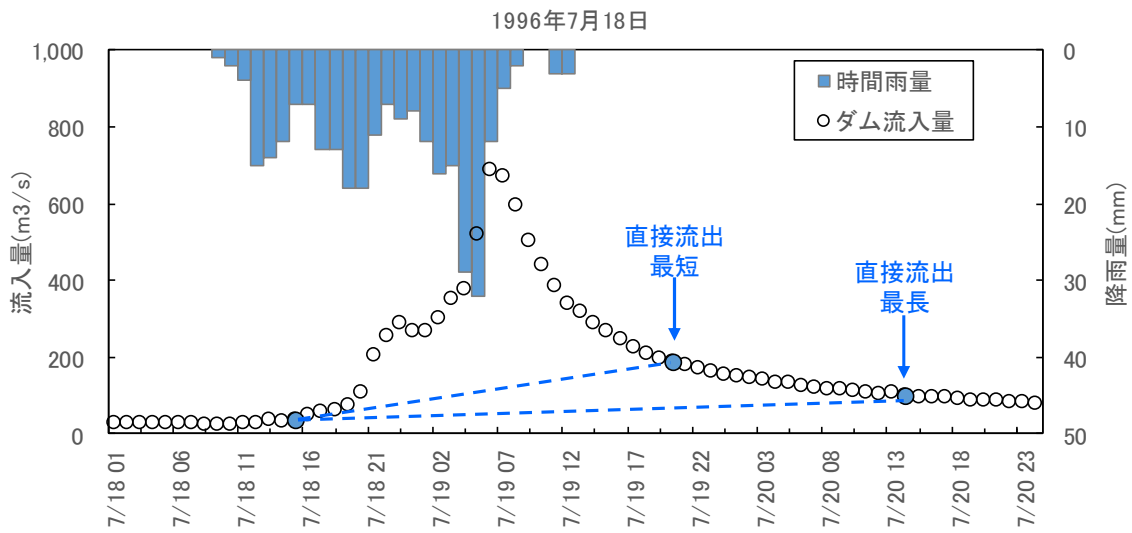
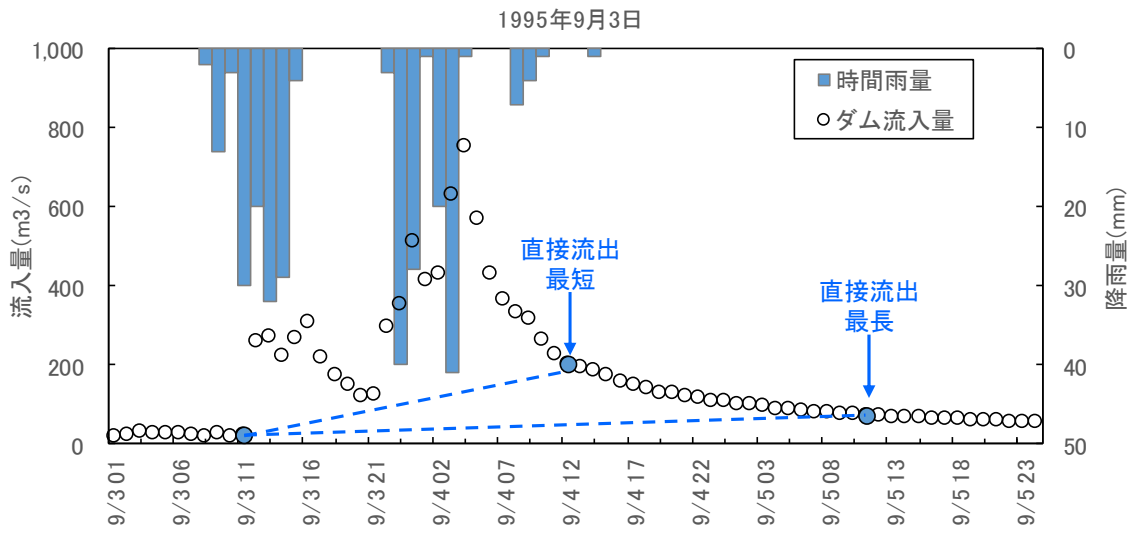


図 5.8(5) Rsa 検討に用いたハイエト・ハイドログラフ (緑川ダム流域)

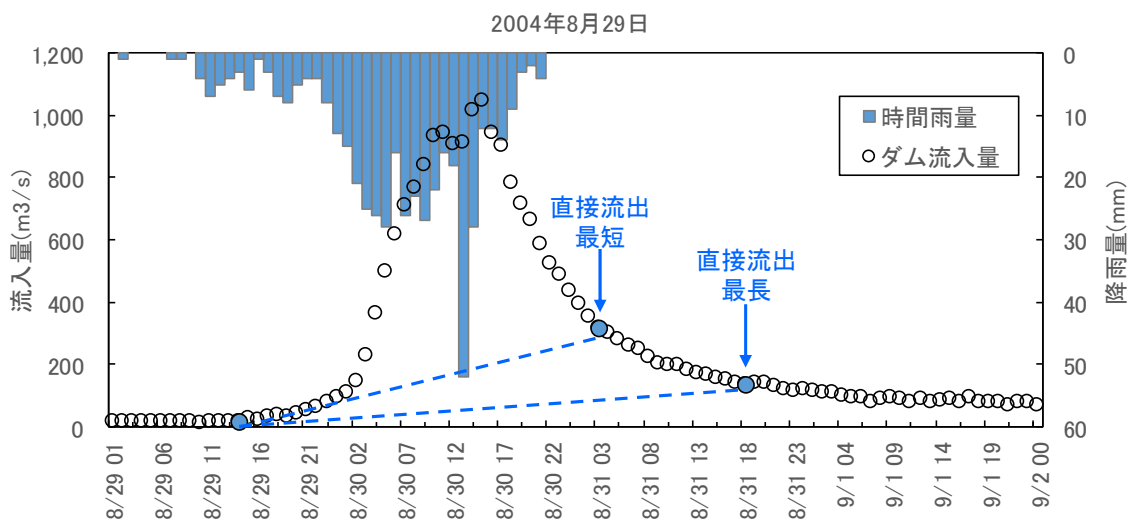
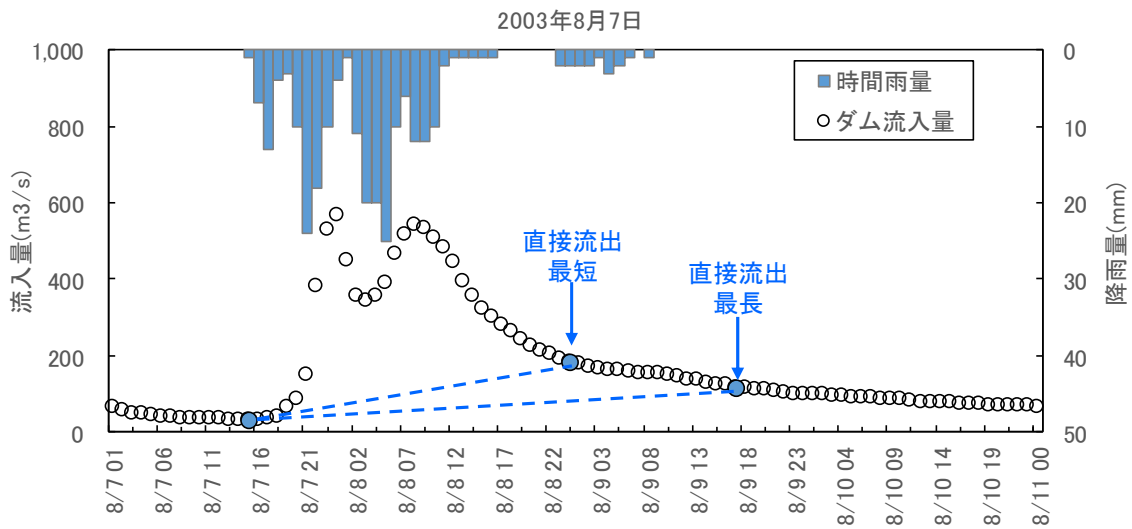
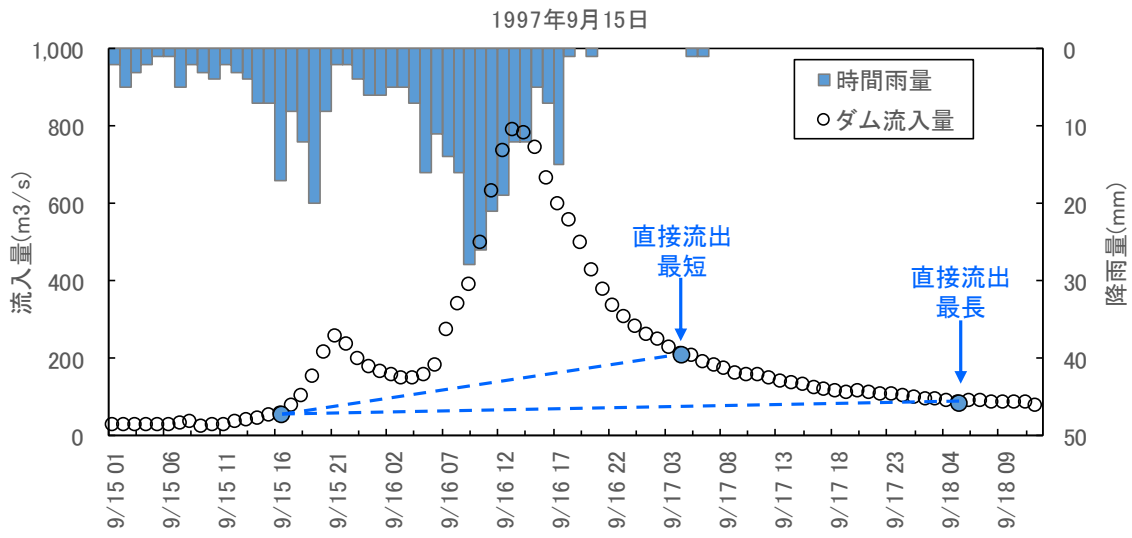


図 5.8(6) Rsa 検討に用いたハイレート・ハイドログラフ (緑川ダム流域)

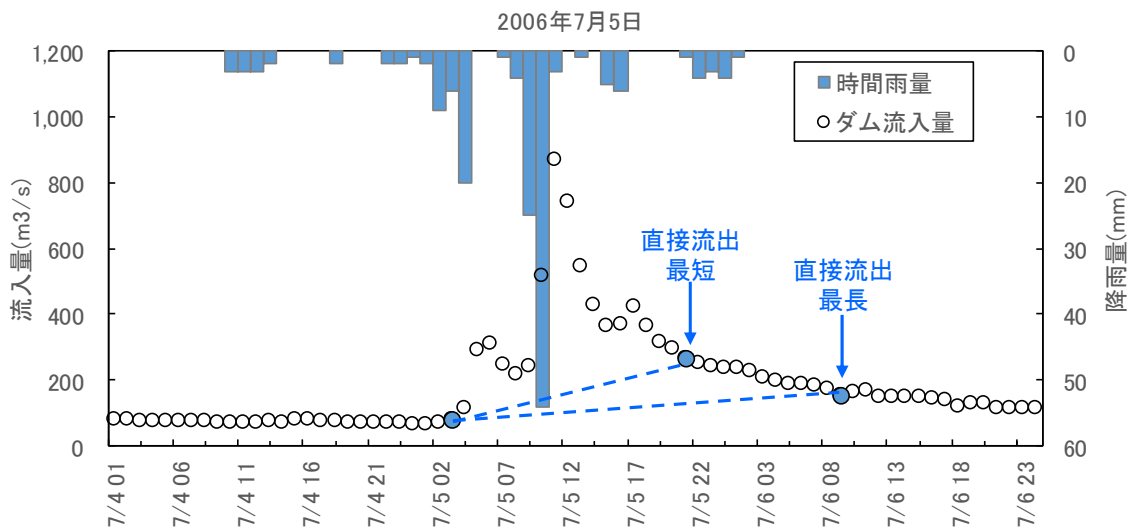
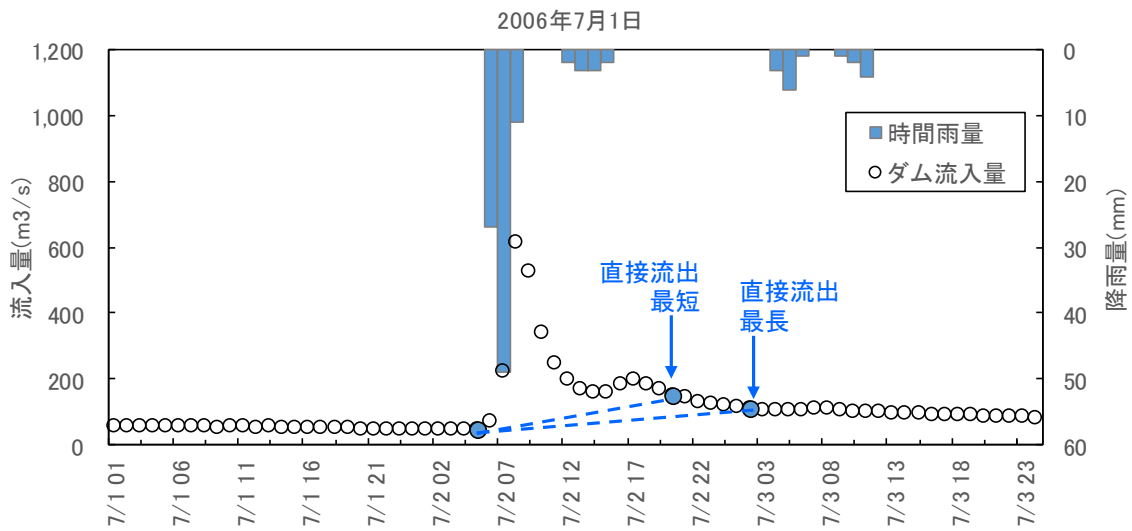
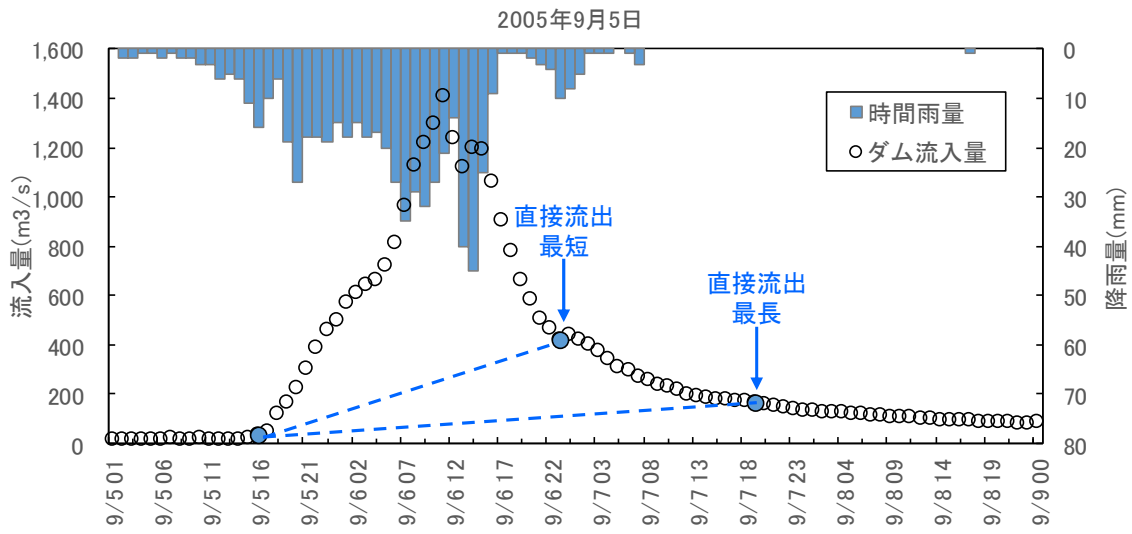


図 5.8(7) Rsa 検討に用いたハイエト・ハイドログラフ (緑川ダム流域)

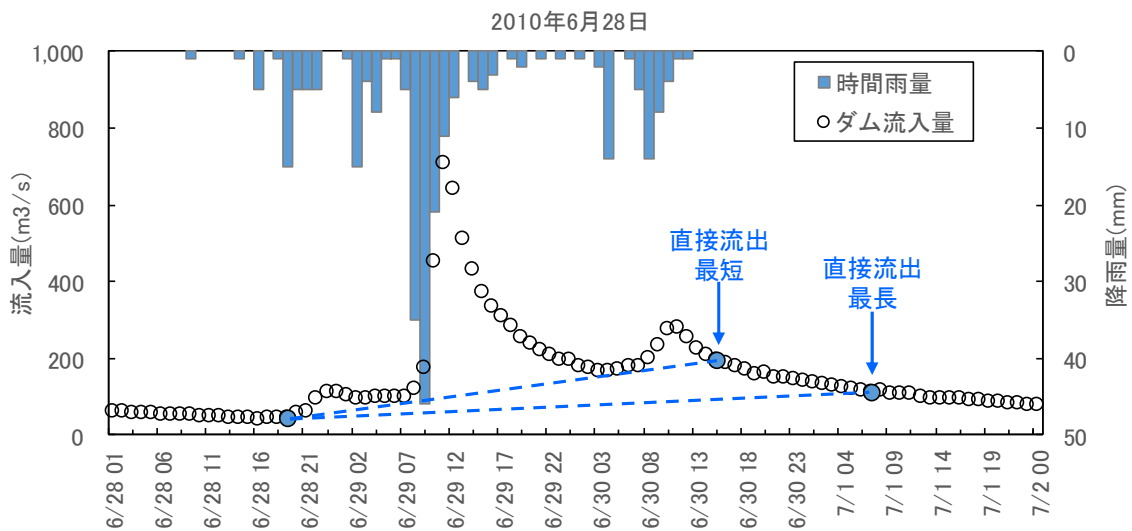
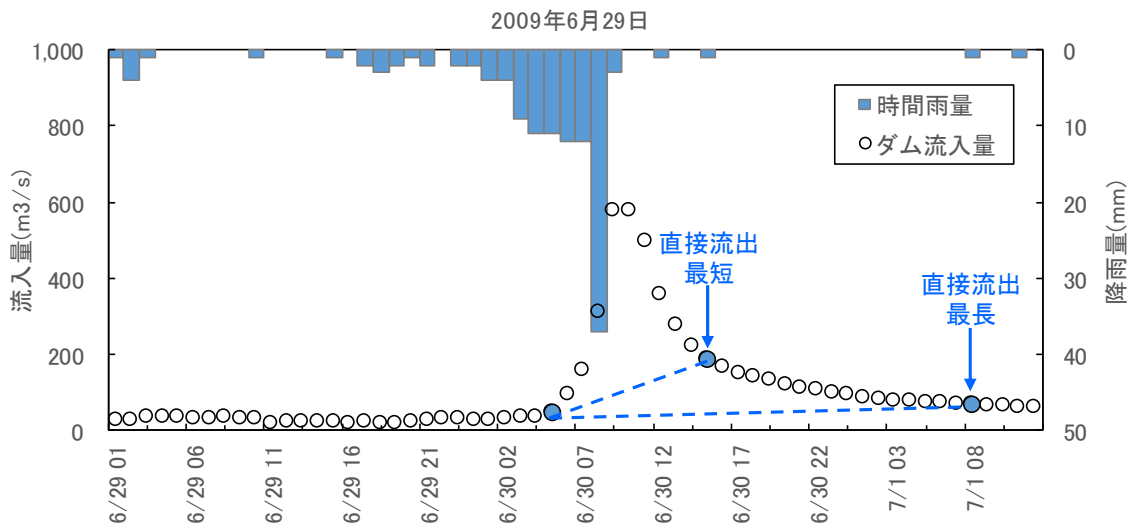
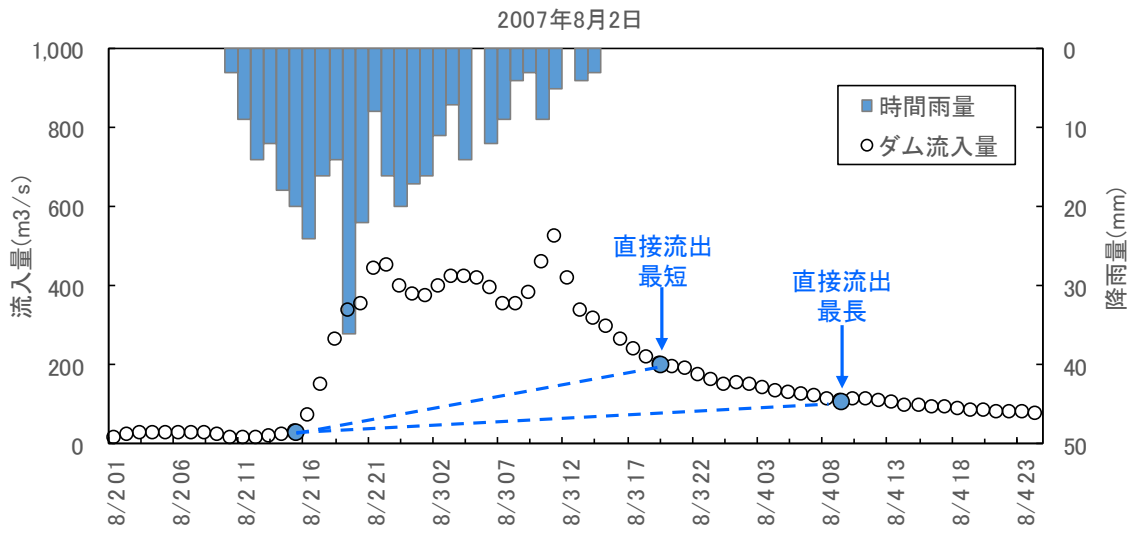


図 5.8(8) Rsa 検討に用いたハイエト・ハイドログラフ (緑川ダム流域)

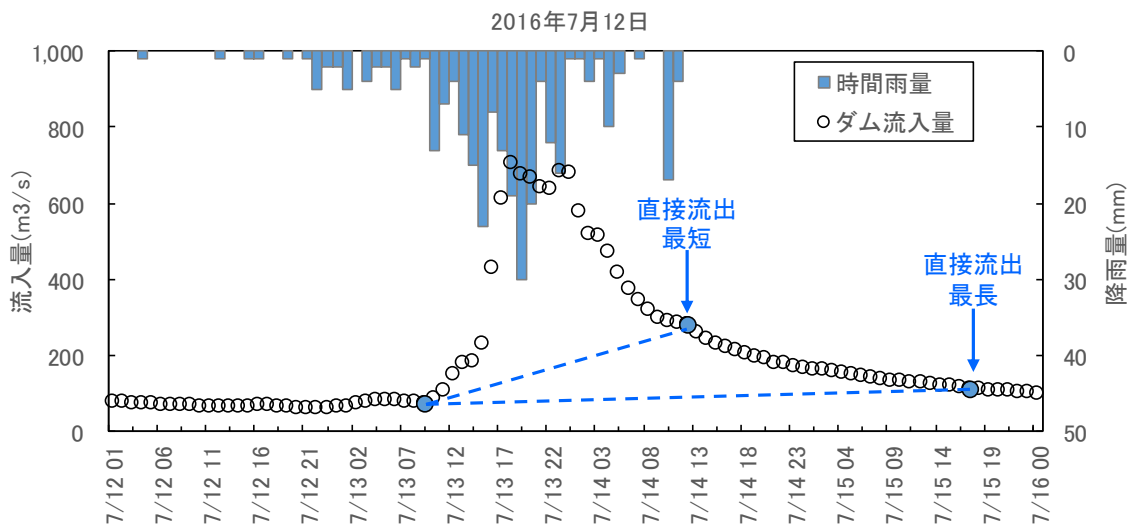
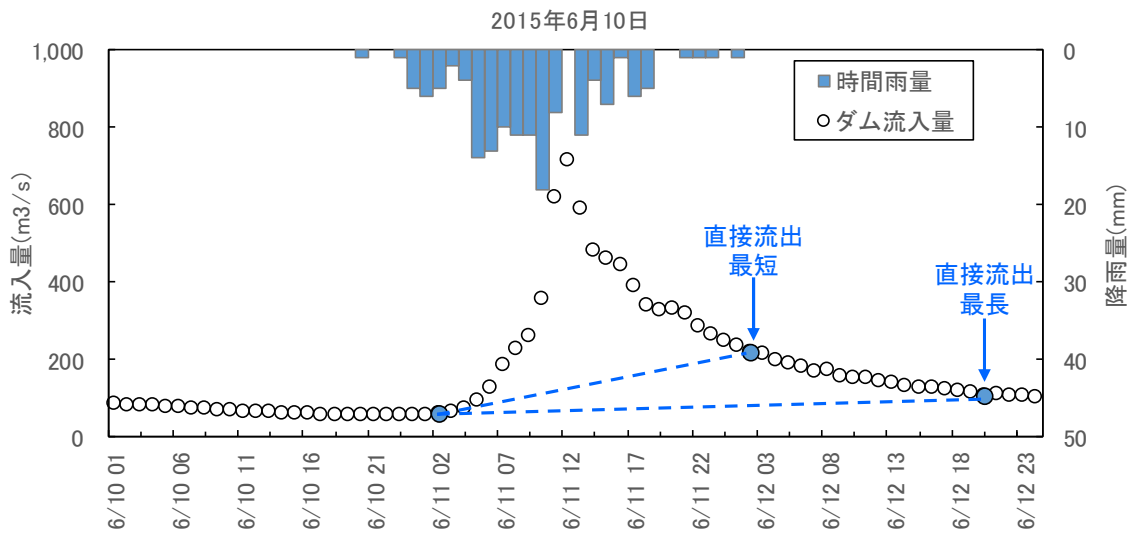
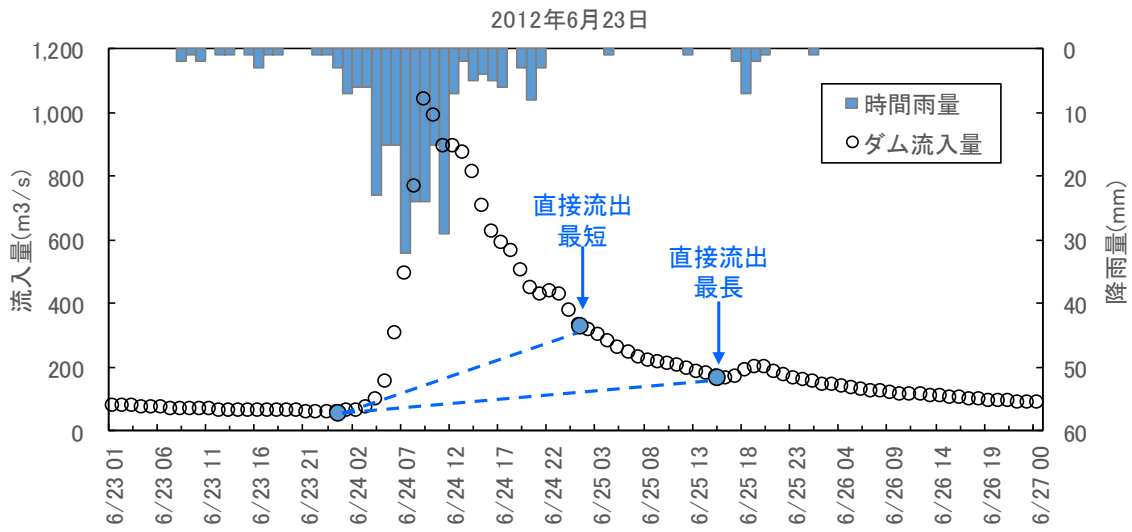


図 5.8(9) Rsa 検討に用いたハイレート・ハイドログラフ (緑川ダム流域)

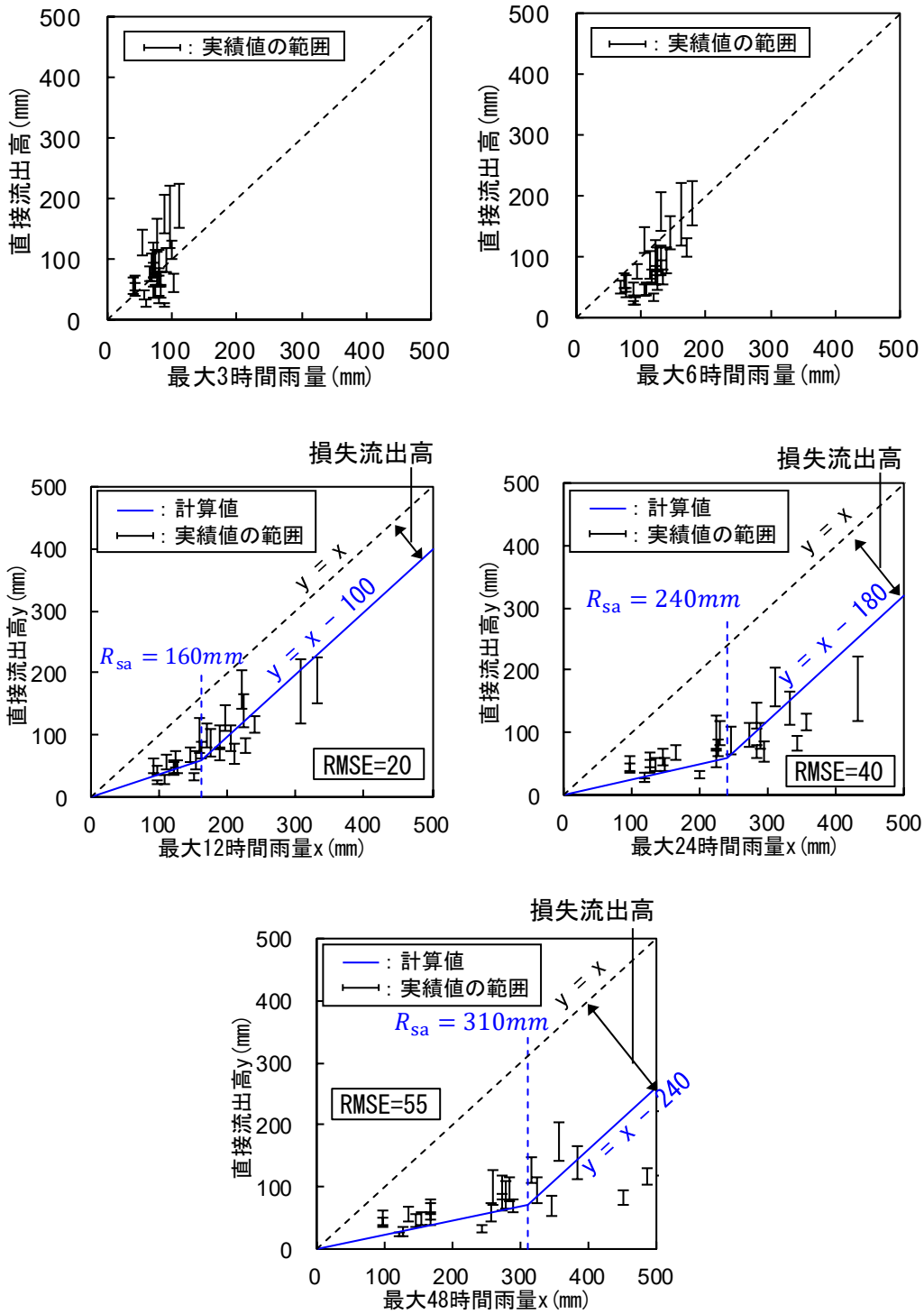


図 5.9 最大時間雨量と直接流出高の相関（緑川ダム流域）

5.2.5 表層崩壊を引き起こす降雨イベントの抽出

5.2.1 で整理した表層崩壊を引き起こす j 時間雨量強度 R_{jc} を検討する。

まず、前述の飽和雨量 R_{sa} を超える降雨イベント 13 出水について、 j 時間雨量強度の時系列 $(R_j(t))$ を整理した (表 5.1)。続いて、上記の R_{jc} とともに式(2)における α, β を系統的に変化させ、式(2)にしたがって多数の崩壊地面積 $Z(t)$ の時系列を生成する。次に、様々な α, β の組み合わせに対する $Z(t)$ の時系列と航空写真解析により算出された崩壊地面積 (以下、実績値とする) との整合性を評価し、実績値を最も精度よく再現できる α, β の組合せを抽出する。

(1) 雨量強度の設定

R_{jc} に関するパラメータ j , R_{jc} は、表 5.1 で整理した出水イベントの雨量強度の分布状況を考慮し、表 5.2 に示す諸元を設定した。

(2) 植生回復率 α , 崩壊地面積増大率 β の設定

植生回復率 α について、沼本ら¹⁰⁾は崩壊斜面に対し、5~10 年間隔の航空写真判読により、崩壊地面積が大きいほど植生回復にかかる時間が長く、10~20 年程度で崩壊地は周囲の植生と見分けがつかなくなる結果を得ている。

上記を踏まえて、植生回復率を $\alpha = 1.0 \times 10^{-3} \sim 5.0 \times 10^{-2}$ [1/day] とした。表 5.3 にはその目安として、時間経過にともなう崩壊地面積の縮小率を示した。

崩壊地面積の増大率をあらわす係数 β は、 $R_j(t)$ の時間スケール j 次第で計算値に大きく影響するため、一律に一定値へ固定するのではなく、 j により表 5.4 のように変化させた。

(3) 崩壊地面積の再現性

上記で設定したパラメータ範囲で崩壊地面積の推定値の感度分析を実施した。崩壊地面積の実績値は、実績値算出に用いた航空写真の撮影期間を考慮し、図 5.10 に示すように実績値とモデル計算値で囲まれる期間の崩壊地面積、すなわち次式によって評価された。

$$ERROR_Z = \sum_{N=1}^9 \int_{t=t_{N0}}^{t_N} \sqrt{(Z_t - Z_N^{ob})^2} dt \quad (5)$$

ここに、 N は評価期間番号、 t_{N0} は評価期間の開始日、 t_N は評価期間の終了日、 Z_t は崩壊地モデルによる計算値、 Z_N^{ob} は評価期間 N における実績値を示す。なお、評価期間ごとに整理された崩壊地面積の実績値は表 5.5 である。 $ERROR_Z$ は評価期間内の出水イベント数が多いほど増加する傾向にある。式(5)で誤差を評価した場合には、表 5.5 の通り、出水イベント数 k_N が異なり、緑川ダムでは $N = 7$ の場合の誤差が最も大きく、他の評価期間でのモデルによる再現精度が低下する可能性がある。そのため、ここではモデル推定値の再現性を、評価期間内の出水イベント数 k_N を用いて、下式の重みつき誤差 $ERROR_Z^W$ により評価することとした。つまり、 $ERROR_Z^W$ が小さいほど実績を再現できているということである。

$$ERROR_Z^W = \sum_{N=1}^9 \int_{t=t_{N0}}^{t_N} \frac{\sqrt{(Z_t - Z_N^{ob})^2}}{k_N} dt \quad (6)$$

時間雨量ごとの最小誤差を与えるパラメータの組合せを示し、図 5.12 にそれぞれの計算結果と実績値の比較を示す。これより、 $j = 6h$, $R_{jc} = 110mm$, $\alpha = 1.0 \times 10^{-3}$, $\beta = 1.6 \times 10^{-4}$ の組み合わせが崩壊地面積の推定誤差 ($ERROR_Z^W$) を最小化することから、これらをモデル・パラメータとして採用した。

表 5.1 飽和雨量を超える出水イベントの雨量強度（緑川ダム貯水池）

N	降雨開始日	R_j (j時間雨量強度)						総雨量
		1h	3h	6h	12h	24h	48h	
1	1971/8/3	23	54	106	195	342	507	589
2	1982/7/23	40	87	130	221	310	383	386
3	1982/8/25	30	76	146	222	356	452	455
4	1988/5/2	51	91	131	168	228	274	274
5	1993/8/9	27	79	122	209	293	315	315
6	1993/9/2	39	99	170	240	289	323	323
7	1996/7/18	32	76	116	188	282	288	288
8	1997/9/15	28	75	124	187	284	357	359
9	2003/8/7	25	65	93	161	226	244	244
10	2004/8/28	52	98	163	307	432	486	493
11	2005/9/4	45	110	179	332	531	622	637
12	2007/8/2	36	72	132	227	331	347	347
13	2012/6/23	32	80	139	203	244	258	259

表 5.2 R_{jc} の計算ケース（緑川ダム貯水池）

降雨強度(mm)				
j	R_{jc}		刻み	
1	25	~	40	5
3	70	~	90	10
6	70	~	140	10
12	170	~	230	10
24	240	~	340	20

表 5.3 植生回復率 α の概数値

α	減少率(%)			
	1ヶ月後	半年後	1年後	2年後
1.0×10^{-3}	97	83	69	48
5.0×10^{-3}	86	40	16	3
1.0×10^{-2}	73	16	3	0
5.0×10^{-2}	21	0	0	0

表 5.4 崩壊地モデル・パラメータの設定範囲（緑川ダム貯水池）

時間 スケールj	植生回復速度： α			崩壊地面積増大速度： β				
	検討範囲		刻み	検討範囲		刻み		
1	1.0×10^{-3}	～	5.0×10^{-2}	1.0×10^{-3}	1.0×10^{-4}	～	1.0×10^{-3}	1.0×10^{-4}
3	1.0×10^{-3}	～	5.0×10^{-2}	1.0×10^{-3}	1.0×10^{-4}	～	2.0×10^{-3}	1.0×10^{-4}
6	1.0×10^{-3}	～	5.0×10^{-2}	1.0×10^{-3}	1.0×10^{-5}	～	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-5}
12	1.0×10^{-3}	～	5.0×10^{-2}	1.0×10^{-3}	1.0×10^{-4}	～	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-4}
24	1.0×10^{-3}	～	5.0×10^{-2}	1.0×10^{-3}	1.0×10^{-5}	～	2.0×10^{-4}	1.0×10^{-5}

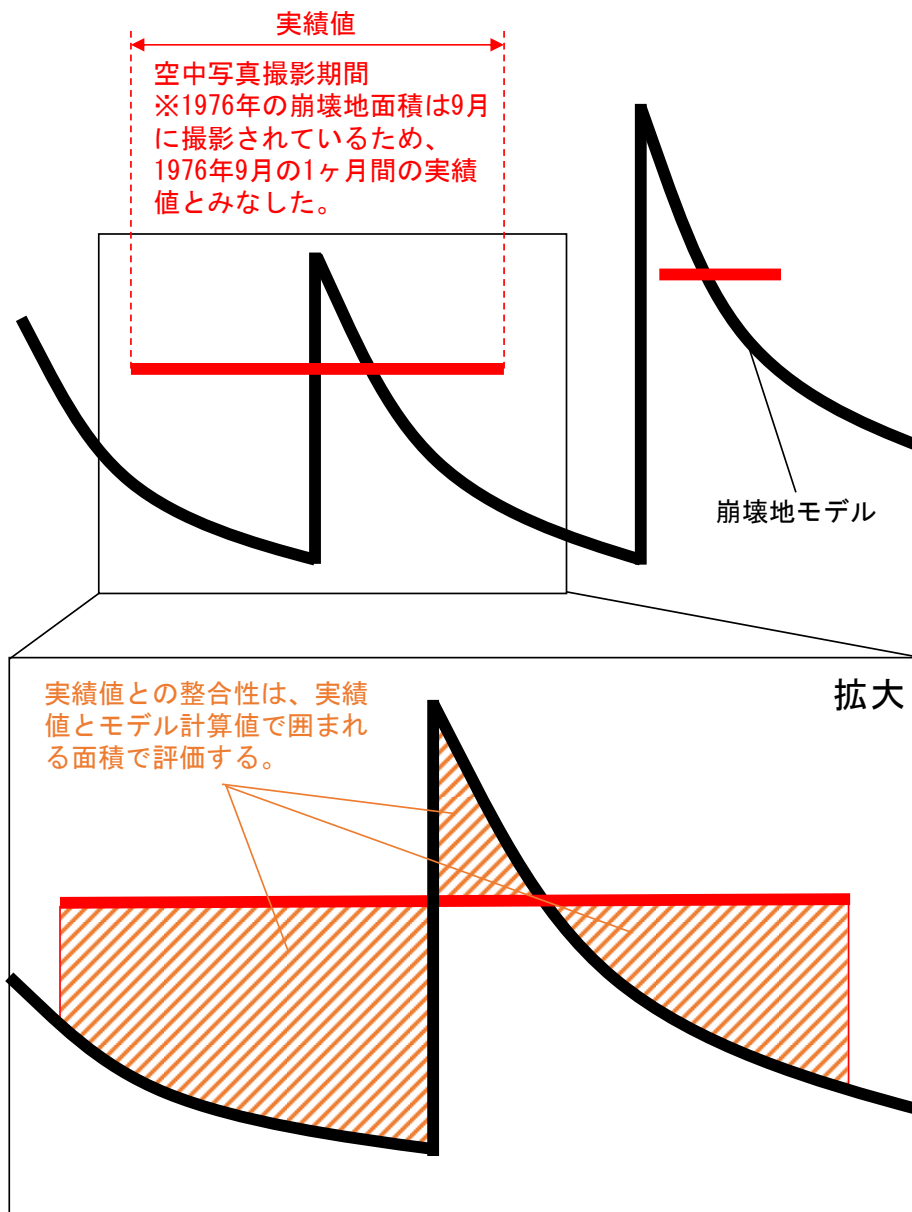


図 5.10 崩壊地モデルの再現性評価のイメージ

表 5.5 崩壊地モデル評価期間と実績値（緑川ダム貯水池）

N	航空写真	評価期間		実績値	評価期間内の
	撮影年月	t_{N0}	t_N	Z_N^{ob} (km ²)	出水イベント数 k_N
1	1976年9月	1976/9/1	1976/9/30	0.034	4
2	1979年9月	1979/9/1	1979/9/30	0.012	7
3	1983年5月	1983/5/1	1983/5/31	0.085	7
4	1987年4月	1987/4/1	1987/4/30	0.029	7
5	1992年10月	1992/10/1	1992/10/30	0.034	4
6	1994年5月	1994/5/1	1994/9/30	0.026	23
	1994年9月				
7	2002年9月	2002/9/1	2003/9/30	0.067	71
	2003年9月				
8	2006年3月	2006/3/1	2006/3/31	0.074	9
9	2013年8月	2013/8/1	2013/8/31	0.044	4

表 5.6 崩壊地モデルのシミュレーション結果（緑川ダム貯水池）

j	雨量	植生回復	崩壊地拡大	誤差										備考
	R_{jc}	α	β	1976	1979	1983	1987	1992	1994	2002-2003	2006	2013	合計	
1h	25	1.0×10^{-3}	3.0×10^{-4}	0.100	0.009	0.154	0.041	0.120	0.300	0.259	0.098	0.081	1.161	
3h	80	1.0×10^{-3}	3.0×10^{-4}	0.128	0.030	0.151	0.075	0.101	0.141	0.260	0.039	0.076	1.000	
6h	110	1.0×10^{-3}	1.6×10^{-4}	0.048	0.010	0.118	0.068	0.049	0.284	0.240	0.062	0.044	0.923 採用	
12h	170	1.0×10^{-3}	1.0×10^{-4}	0.213	0.047	0.139	0.072	0.045	0.149	0.284	0.053	0.111	1.114	
24h	240	1.0×10^{-3}	1.0×10^{-4}	0.200	0.045	0.061	0.057	0.028	0.234	0.241	0.104	0.045	1.014	

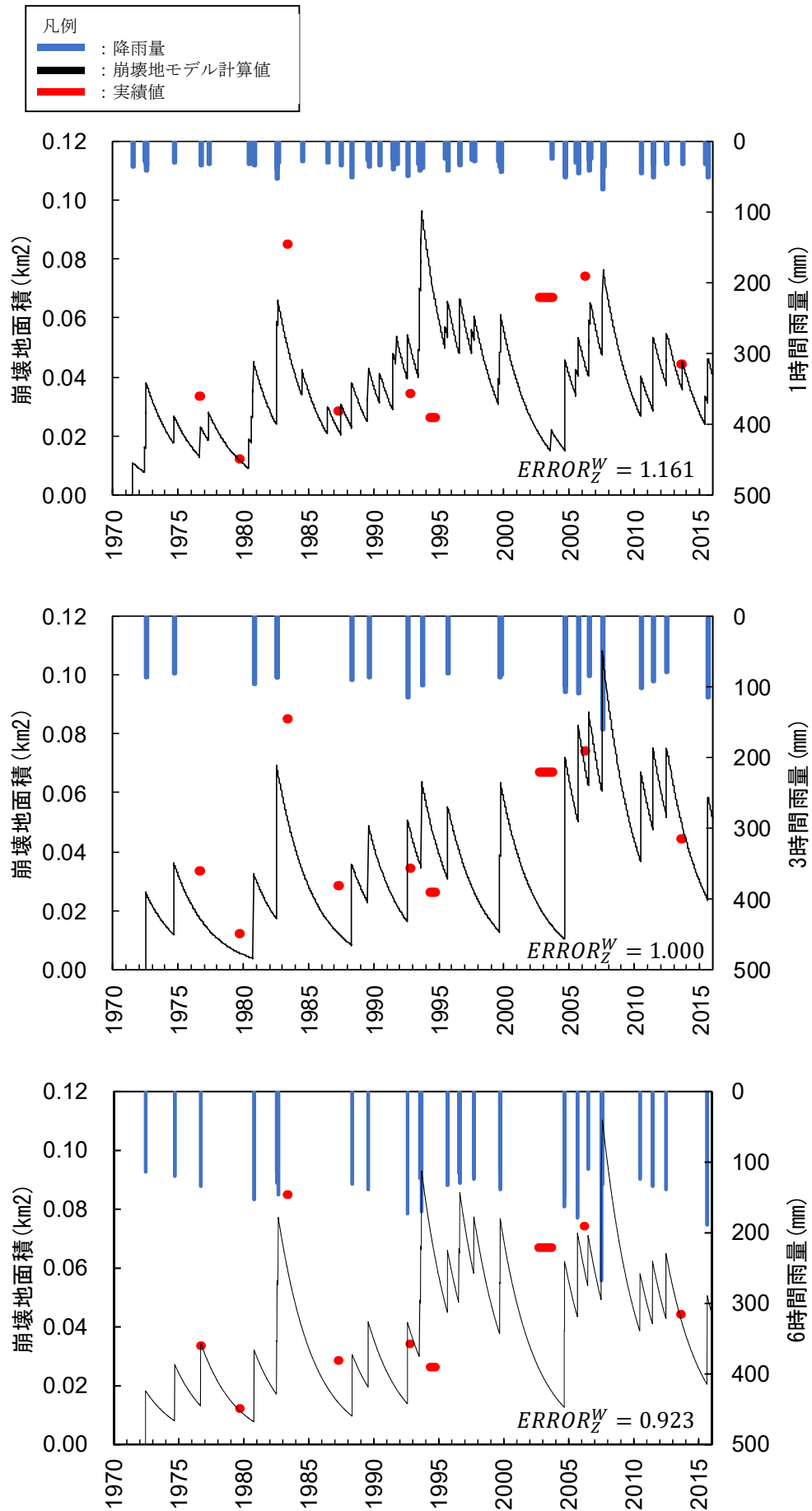


図 5.11(1) 崩壊地面積のシミュレーション結果(緑川ダム貯水池 : 1h, 3h, 6h)

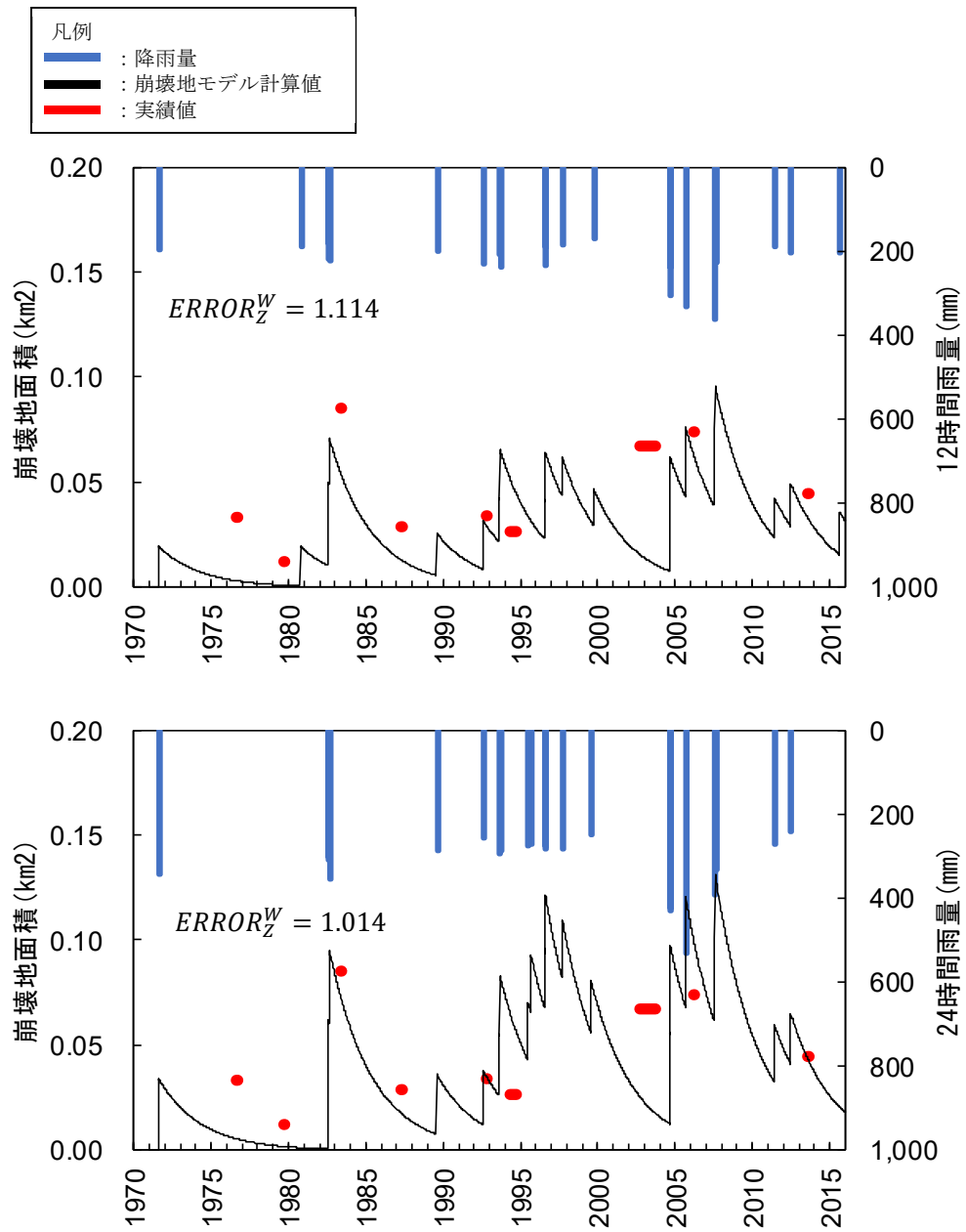


図 5.11 (2) 崩壊地面積のシミュレーション結果(緑川ダム貯水池 : 12h, 24h)

5.2.6 土砂生産量の推定

前項で採用したモデルパラメータの最終調整値を用いて崩壊地面積のモデル推定値 $Z(t)$ と実績値との比較を図 5.12 に総括する。

表 5.7 崩壊地モデルと実績値の比較（緑川ダム貯水池）

評価期間	誤差が最も小さくなる出水イベント	崩壊地モデル (km ²)	実績値 (km ²)
1976	1976/9/26	0.03	0.03
1979	1979/9/3	0.01	0.01
1983	1983/5/1	0.06	0.08
1987	1987/4/6	0.01	0.03
1992	1992/10/14	0.04	0.03
1994	1994/9/29	0.06	0.03
2002-2003	2002/9/7	0.03	0.07
2006	2006/3/6	0.06	0.07
2013	2013/8/4	0.04	0.04

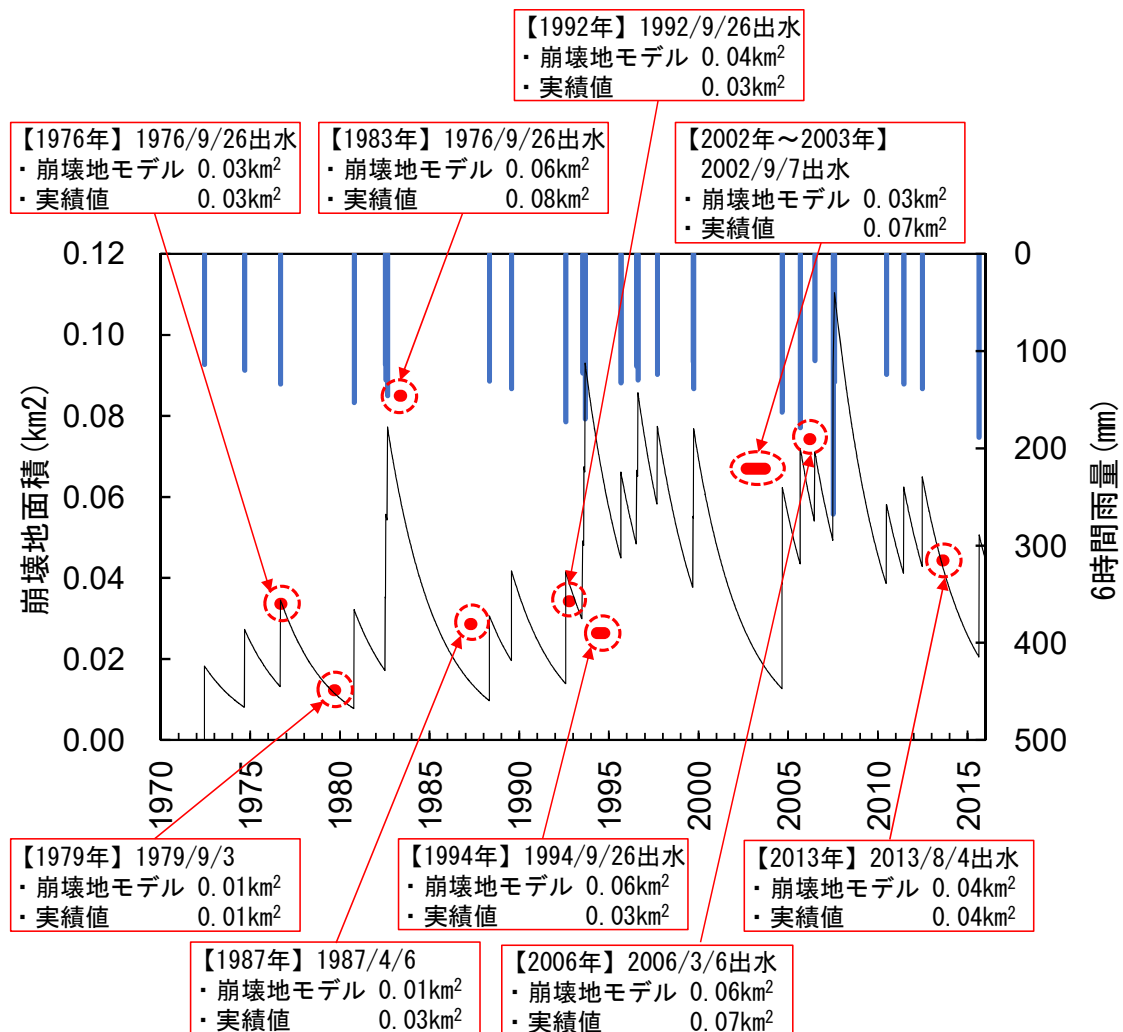


図 5.12 崩壊地モデルによる崩壊地面積 $Z(t)$ と実績値との比較（緑川ダム貯水池）

5.3 溪流区間の土砂収支

土砂は崩壊地で生産され、溪流区間で移動・堆積を繰り返しながらダム貯水池へ輸送される。溪流区間においては、1次～2次～3次谷等々の分合流、瀬・淵など流れの緩急、斜面や流路内の倒木・夾雑物、河床・側岸侵食による流路変動など、きわめて複雑な流送・流砂過程から構成される。これら全てを流砂水理学に基づいて忠実に再現しようとする、モデルがきわめて複雑な構造となり、大量パラメータ群の全てを物理的根拠に基づいて客観的に同定することが極めて困難となる。溪流区間の土砂移動を検討した代表的な研究としては、先述の江頭ら²⁾、高秀ら³⁾などが挙げられる。いずれも流出・流路系のモデル化により対象流域の土砂生産を再現することに成功している。しかし、河道諸元・土砂粒度などに関する詳細な情報を得るためには集中的な特定観測を要し、様々な管理環境にあるダム流域に必ずしも広く適用できないことが懸念される。

本研究では、流砂管理という実務課題を念頭において流砂現象の精緻な記述に拘泥することなく実用性を重視し、溪流区間の事象を1つのコントロール・ボリューム内で包括的に捉えてパラメータを集中化することにより予測モデルの簡素化を図った。まず、溪流区間の流砂過程に関して、溪流コントロール・ボリューム内の土砂貯留量が大きいほどコントロール・ボリュームから貯水池へ流出する土砂量は増加すると仮定し、貯留関数法のアナロジーを用いて貯留量と流出量を単調増加の関係であらわす土砂貯留関数を導入した。次に、溪流コントロール・ボリュームから流出する土砂量は堆積土砂の粒度組成に規定されると考え、堆積土砂の粗粒度（本文では「粗粒化指数」と記す）の概念を導入した。すなわち、降雨強度（または流量）が所定の上限値を越える場合には堆積土砂の Armor coat が崩壊して土砂流出量が急増すること、さらに降雨強度（または流量）が所定の下限値を下回る場合には堆積土砂の細粒成分が選択的に流出して堆積層の粗粒化が進み、土砂流出が抑制されることを記述できるように土砂貯留関数パラメータを設定した。以降に、パラメータ同定の手順を詳述する。

5.3.1 緑川ダム貯水池における堆砂量の補正

3章で説明したように、緑川ダム貯水池の堆砂量を把握するために行われている深浅測量は2003年まではシングルビーム、2004年以降はマルチビームの音響測深を用いている。さらに、2008年にも一時的にシングルビームを用いた深浅測量が実施されているが、このように測深方法を変更した経緯に関する明確な記録は残されていない。図5.13に緑川ダム竣工後の各年堆砂量実績値を灰色の棒グラフであらわし、その経年累積値を実線で示している。2008年のみ負値を示しているが、貯水地内での採石・浚渫の実績はなく、測深方法の変更に起因している可能性が高いと思われる。しかし、緑川ダム貯水池において、シングルビームとマルチビームの2つの測深法の誤差についての検討がされていないため、本研究ではやや便宜的であるが、2008年の堆砂量は2007年と2009年の平均値と仮定して、同図の黒塗りの棒グラフのように修正した。その結果、2008年の累積堆砂量を点線のように更新した。以降の解析ではこれを堆砂量の実績値とみなして検討を進める。

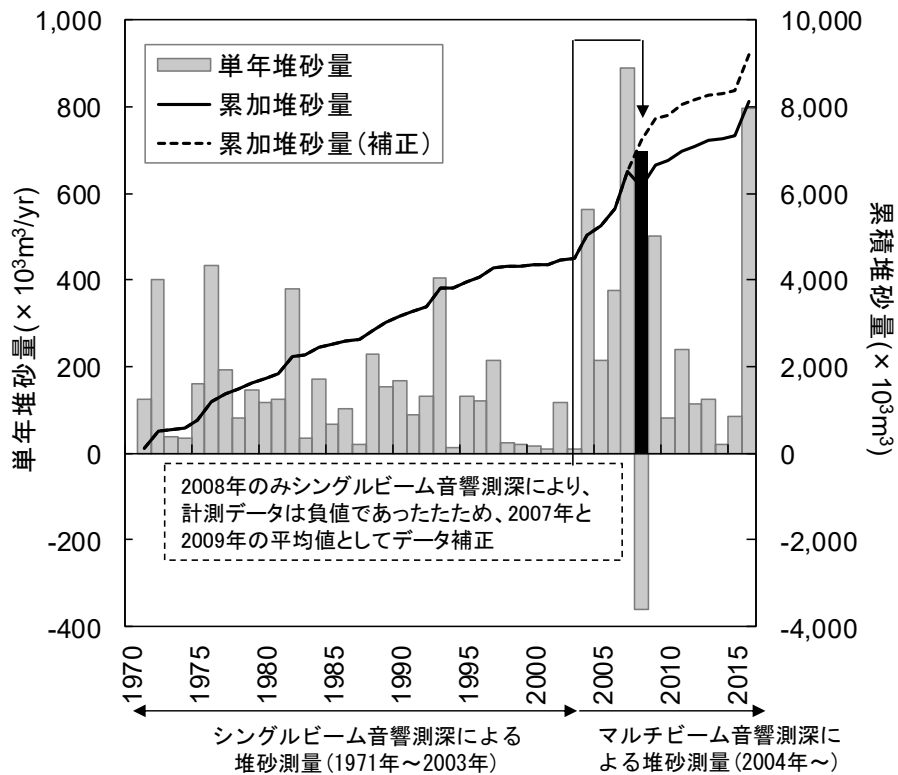


図 5.13 緑川ダム貯水池における実績堆砂量の推移と補正

5.3.2 土砂貯留関数の提案

上述したように、溪流における複雑な土砂輸送過程を表現するため、本研究では、図 5.1 に示したように、土砂貯留機能を有する一つの空間として流域からダムに至る溪流システムを包括的に捉え、土砂収支を貯留関数で表現することにする。

$$\frac{d}{d\tau} S(\tau) = Q_{in}(\tau) - Q_{out}(\tau) \quad (7)$$

ここに、 τ は土砂収支を記述するための1年単位の時間、 $S(\tau)$ は第 τ 年における溪流区間の土砂貯留量、 $Q_{in}(\tau)$ は第 τ 年において崩壊地から渓床区間に流入する流域の年間生産土砂量、 $Q_{out}(\tau)$ は第 τ 年に貯水池に流入する年間流出土砂量である。解析時間単位を1年とするのは、貯水池堆砂量の測量間隔が1年だからである。

したがって、貯水池内の堆砂量 $V_S(\tau)$ は年間流出土砂量 $Q_{out}(\tau)$ を用いて次式で表される。

$$V_S(\tau) = \int_{1971}^{\tau} Q_{out}(\tau) d\tau \quad (8)$$

積分の開始時間(1971)は緑川ダムの竣工年とする。また $Q_{in}(\tau)$ は式(2)で得られる崩壊地面積 $Z(t)$ の1年あたりの累積値に比例すると考え、次式で表す。

$$Q_{in}(\tau) = k \cdot \int_{\tau}^{\tau+1} Z(t) dt \quad (9)$$

ここに k は崩壊地面積 $Z(t)$ を土砂量に換算するための係数で、年間土砂流出高[m/year]と定義する。

貯留関数の概念に基づき、 $Q_{out}(\tau)$ を次式で表す。

$$Q_{out}(\tau) = C \cdot S(\tau)^p \quad (10)$$

ここに C と p はモデル・パラメータである。通常の降雨流出の貯留関数法では C を一定とするが、土砂流出においては溪流区間の流量に依存して貯留土砂の粒度が変化すると考え、以下のように設定する。

$$C = C_1 \cdot fr(\tau) \quad (11)$$

ここに C_1 は定数、 $fr(\tau)$ はその年の流量と堆積土砂の状況に応じて0~1の間で変化するものとする。大きな出水が発生する年、あるいは堆積土砂が細粒径からなる年には $fr(\tau) = 1$ に近くなり、顕著な出水がない年、あるいは堆積土砂が粗粒径からなる年には $fr(\tau)$ は0に近い値をとるものとする。 $fr(\tau)$ の考え方は5.3.5で後述する。

5.3.3 年間土砂流出高 k と堆積層厚初期値 S_{1971} の設定

年間土砂流出高 k と溪流区間の土砂貯留量 $S(\tau)$ の初期値を検討する。 $S(\tau)$ の初期値は 1971 年が解析開始年であるため S_{1971} とあらわす。パラメータ k は年間の崩壊土砂や既崩壊地からの侵食高に相当する。

$S(\tau)$ は時間的に変化するが、自然状態に近いダム流域においては、長期的に見れば総流入土砂量（崩壊地生産土砂量）は総流出土砂量（貯水池流入土砂量）に概ね等しく概ね動的平衡状態にあると思われる。ただし、山腹・溪流における砂防工事など土砂収支に人為的影響が及ぶ場合には、溪床の経年的な上昇あるいは下降が進み、流砂移動の非平衡性が発生する。

以上の考え方にしたがって、崩壊地モデルにより計算される崩壊地面積に対し、年間土砂流入高 k を変化させて年間生産土砂量 $Q_{in}(\tau)$ の推定時系列群を生成する。次に、実績のダム堆砂量から逆算される年間流出土砂量 $Q_{out}(\tau)$ との差分 $\frac{d}{dt}S(\tau)$ を計算し、下式で示すような k を探索した（図 5.15）。すなわち、解析開始年（1971 年）と解析最終年（2015 年）の $S(\tau)$ がほぼ同程度になるようにパラメータ k を調整する。

$$\int_{1971}^{2015} \frac{d}{dt} S(\tau) d\tau = \int_{1971}^{2015} \{Q_{in}(\tau) - Q_{out}(\tau)\} d\tau \quad (12)$$

以上の検討より、 $k=2.30 \times 10^{-3}$ [m/year] を得た。

さらに、溪床堆積土砂量が常に $S(\tau) > 0$ を維持する（溪床が地山よりも低下するとならない）条件を求め、溪流区間の貯留土砂量初期値として $S_{1971} > 969,200 \text{ m}^3$ の条件が得られた（図 5.16）。以上の k , S_{1971} を用いて算定された溪床堆積土砂量 $S(\tau)$ の推定時系列を図 5.17 に示す。

なお、 S_{1971} の妥当性を次のように検証した。すなわち、緑川ダム流域の 0 次谷よりも高次谷の流路延長は 1,420 km なので、上記の S_{1971} をこの距離で除すと $680 \text{ m}^3/\text{km}$ となる。平均溪床幅を 2.0m と仮定すれば、溪床での平均堆積層厚は 30cm と概算される（表 5.8）。これより、上記のように設定された S_{1971} は現実的なオーダーにあることが確認される。

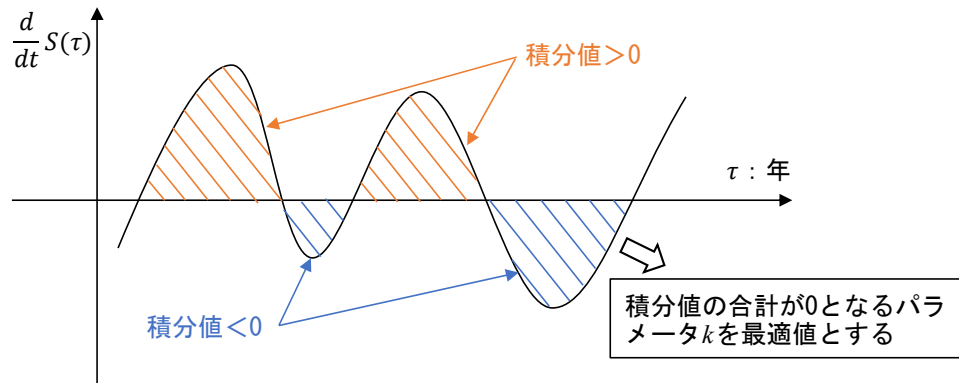


図 5.14 年間土砂流出高 k の最適値の推定手順

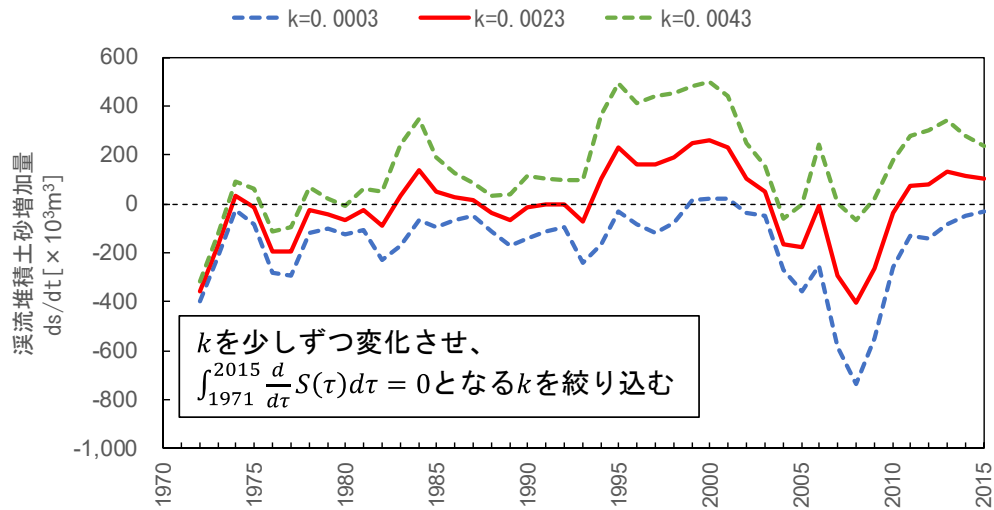


図 5.15 年間土砂流出高 k の検討経緯

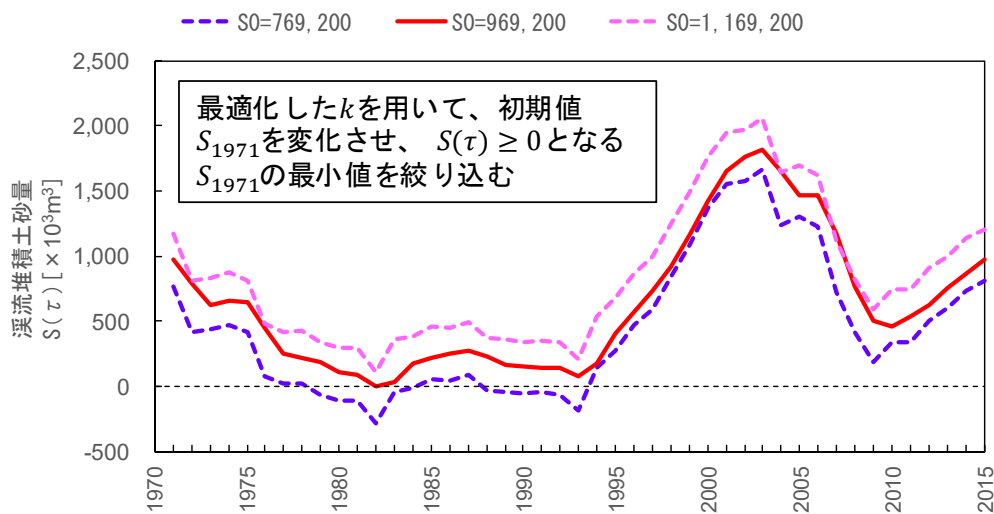


図 5.16 溪流堆積土砂初期値 S_{1971} の検討経緯

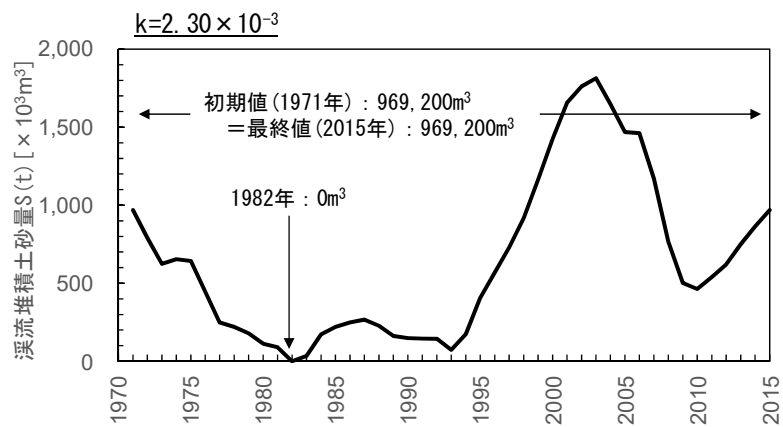


図 5.17 年間土砂流出高及び土砂貯留量の検証結果（緑川ダム貯水池）

表 5.8 土砂貯留量初期値の妥当性（緑川ダム貯水池）

溪流堆積 土砂量初期値 (m^3)	溪流延長 (km)	平均堆積 断面積 (m^3/km)	平均溪床幅 (m)	平均堆積層厚 (cm)
969,200	1,420	680	2.0	30

5.3.4 土砂貯留関数パラメータの同定

上記で検討した k と S_{1971} の条件下で土砂貯留関数のパラメータ C と p を検討する。パラメータの組合せにより式(7)において $Q_{out}(\tau) > S(\tau)$ となる（溪床が地山よりも低下する）年が発生する可能性がある。したがって、常に $Q_{out}(\tau) \leq S(\tau)$ となる範囲を検討した結果、表 5.9 に示すパラメータが妥当であることを確認した。

また、式(11)より、 C は $fr(\tau)$ にも依存することがわかる。本モデルでは $fr(\tau)$ の変動幅が大きいくほど粒度が $Q_{out}(\tau)$ に及ぼす影響が大きくなりあられるため、 $fr(\tau)$ を可能な限り大きな（限りなく 1 に近い）値を取るよう設定し、 $fr(\tau) = 1$ としたときの C_1 をパラメータの適正範囲とした。したがって、以降では $0.001 \leq C_1 \leq 0.1$, $1.1 \leq p \leq 1.4$ の範囲でパラメータの同定作業を進めた。

表 5.9 土砂貯留関数のパラメータ分析（緑川ダム貯水池）

パラメータ	p				
	1.1	1.2	1.3	1.4	
C	1.000	×	×	×	×
	0.100	○	○	×	×
	0.010	○	○	○	×
	0.001	○	○	○	○

○：常に $Q_{out}(\tau) < S(\tau)$, ×: $Q_{out}(\tau) > S(\tau)$ あり

5.3.5 溪流堆積土砂の粒度変化のモデル化

$fr(\tau)$ は溪流貯留土砂の流送可能性を規定する粒度と密接に関係するため、各年の大きな出水イベントの有無に依存すると考え、その指標として式(1)で設定した崩壊地面積拡大を規定する雨量時系列と同形式の時間雨量積算値 $\widetilde{R}'_j(t)$ を用いる。図 5.18 に $\widetilde{R}'_j(t)$ の計算事例を示す。

$$\begin{aligned} \widetilde{R}'_j(t) &= R_j(t) & \text{if } R_j(t) \geq R'_{jc} \\ \widetilde{R}'_j(t) &= 0 & \text{if } R_j(t) < R'_{jc} \end{aligned} \quad (13)$$

ここに j は雨量強度算定時間、 R'_{jc} は j 時間降雨の閾値である。後述する溪流モデルのパラメータ同定の結果、 $j = 1\text{h}$ 、 $R'_{jc} = 20\text{mm}$ が得られた。 $\widetilde{R}'_j(t)$ の 1 年積算値を $\eta_1(\tau)$ とし、 $\eta_1(\tau)$ が大きくなると $fr(\tau)$ は 1 に漸近し、 $\eta_1(\tau)$ が小さいと $fr(\tau)$ が 0 に漸近すると考える (図 5.19)。そのような特性をあらわす関数形として次式を仮定する。

$$\eta_1(\tau) = \int_{\tau}^{\tau+1} \widetilde{R}'_j(t) dt \quad (14)$$

上記のように、 $fr(\tau)$ は 0~1 の範囲で降雨量の 1 年積算値 $\eta_1(\tau)$ とともに単調に増加する関数となるように設定した。ここでは、パラメータ数を最小限に抑えるために、 $\eta_1(\tau)$ が小さい場合に $fr(\tau) \rightarrow 0$ へ、 $\eta_1(\tau)$ が大きい場合に $fr(\tau) \rightarrow 1$ へ、それぞれ $fr(\tau)$ が漸近する最も簡単な関数形として次式を採用する。

$$fr(\tau) = \frac{\tanh\{a(\eta_1(\tau) - r_c(\tau))\} + 1}{2} \quad (15)$$

ここに a は関数の変化幅を規定するパラメータである。また $r_c(\tau)$ は $fr(\tau) = 0.5$ となる $\eta_1(\tau)$ であり、以降ではこれを限界積算雨量と記す。

図 5.19 に示すように、 $\eta_1(\tau) = r_c(\tau)$ で $fr(\tau)$ の増加率は最大となり、その両側で 0 および 1 に漸近する。式(7)~式(14)より、 $\eta_1(\tau) > r_c(\tau)$ となる年には貯水池への土砂流入量が大きく、 $\eta_1(\tau) < r_c(\tau)$ となる年には小さくなることがわかる。

前述の $r_c(\tau)$ は、溪床の堆積土砂の粒度によって変化すると考えられる。つまり溪床が粗い土砂 (粗粒層, Armor coat) で覆われると動きにくくなるため、 $r_c(\tau)$ は増加し、細粒径の土砂で覆われる場合には減少する。一般に、混合粒径の河床材料が選択的流送によって粗い土砂で覆われるようになることを Armor coat 化という。そこで第 τ 年における Armor coat 化の指標を $A_r(\tau)$ と書き、以降ではこれを粗粒化指数と記す。

$A_r(\tau)$ の増減によって $r_c(\tau)$ は増加または減少するが、その変動範囲は限られていると考えられるので、次の関係式を仮定し、図 5.20 に関数形を示す。

$$r_c(\tau) = (r_{c\text{-max}} - r_{c\text{-min}})\{1 - e^{-A_r(\tau)}\} + r_{c\text{-min}} \quad (16)$$

ここに、 $r_{c\text{-min}}$ と $r_{c\text{-max}}$ は $r_c(\tau)$ の下限値と上限値である。

さて、 $A_r(\tau)$ はその年の出水状況によって変化すると考える。本研究では、貯水池への流入量のうち土砂移動を引き起こすと思われる $100\text{m}^3/\text{s}$ 以上の時系列 $Q(t)_{>100}$ の年間積算値 $V_Q(\tau)$ を指標として $A_r(\tau)$ の変化を検討する (図 5.21)。

$$V_Q(\tau) = \int_{\tau}^{\tau+1} Q(t)_{>100} dt \quad (17)$$

$V_Q(\tau)$ にともなう $A_r(\tau)$ の増減挙動は定性的には図 5.22 のようであると考えられる。すなわち、 $V_Q(\tau)$ が非常に小さい年には溪床粒度に変化がなく、ある程度大きくなると細粒分のみが洗い流されて Armor coat 化が進むため $A_r(\tau)$ が増加し、さらに大きくなると Armor coat が破壊されるので $A_r(\tau)$ は減少する。この 3 領域を区分する $V_Q(\tau)$ の上下限値を図 5.22 のように V_{Q1} , V_{Q2} と定義する。以上の変化を等比級数的な漸化式で表現すると表 5.10 のようになる。ここで γ_1 と γ_2 は溪床堆積土砂の粗粒化および細粒化における $A_r(\tau)$ の変化倍率であり、それぞれ 1 より大きい、ならびに小さい係数である。

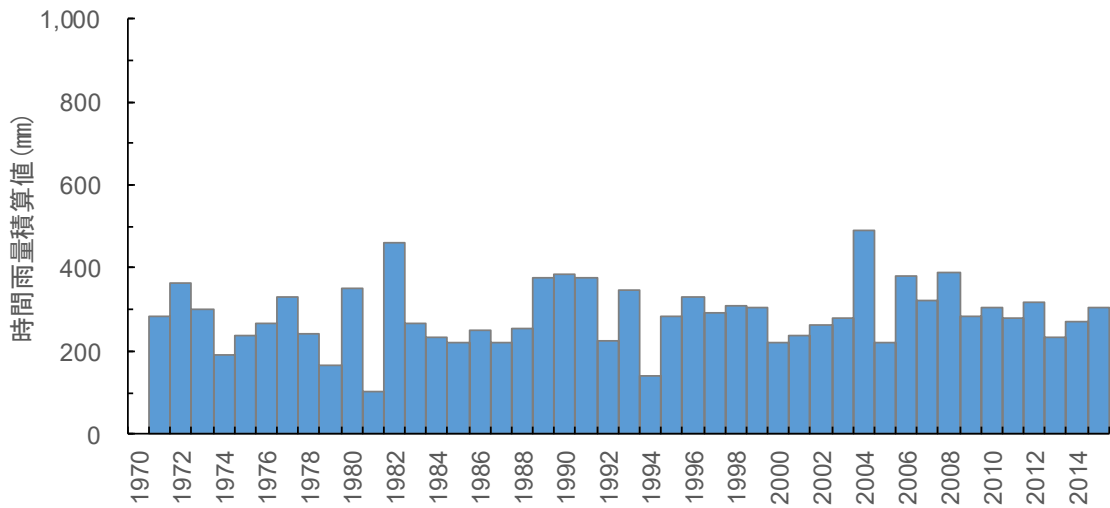


図 5.18(1) 時間雨量積算値 (緑川ダム貯水池 : $j = 1h$, $R'_{jc} = 10mm$)

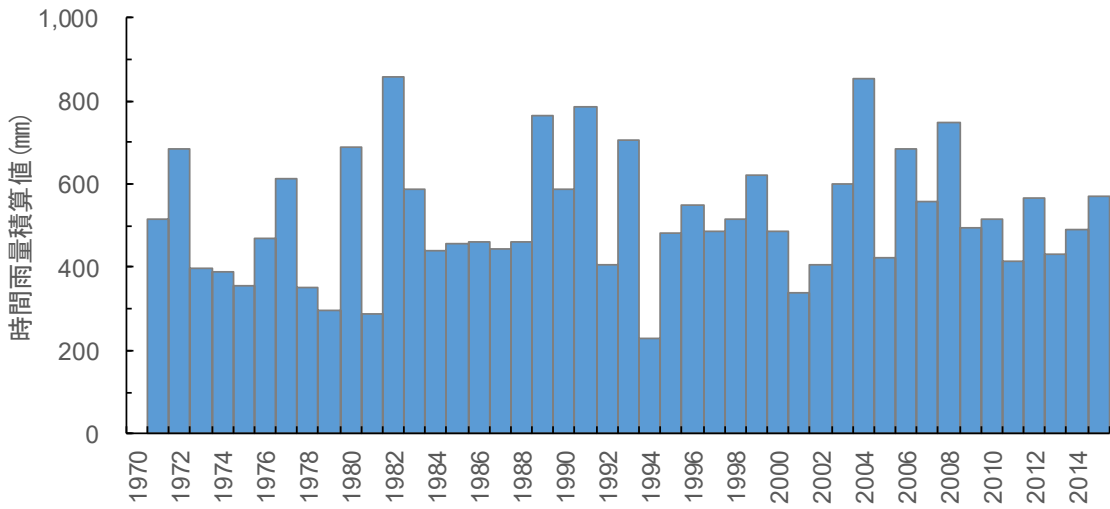


図 5.18(2) 時間雨量積算値 (緑川ダム貯水池 : $j = 3h$, $R'_{jc} = 20mm$)

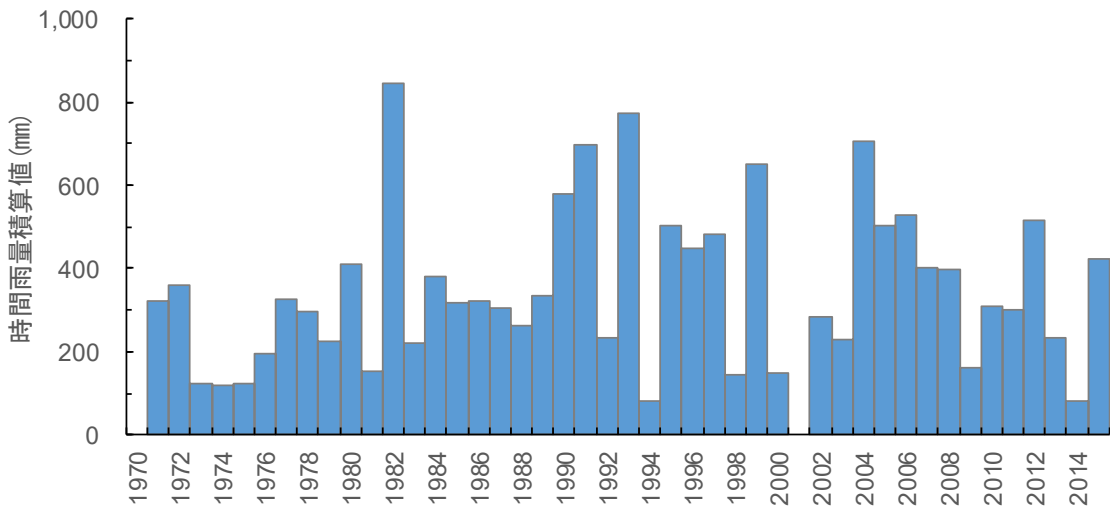


図 5.18(3) 時間雨量積算値 (緑川ダム貯水池 : $j = 6h$, $R'_{jc} = 60mm$)

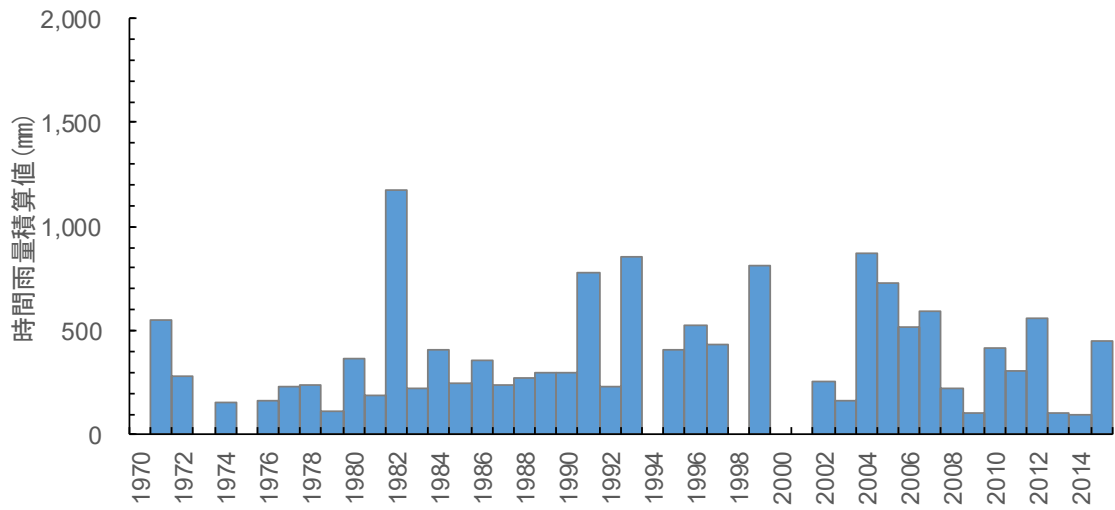


図 5.18(4) 時間雨量積算値 (緑川ダム貯水池 : $j = 12h$, $R'_{jc} = 100mm$)

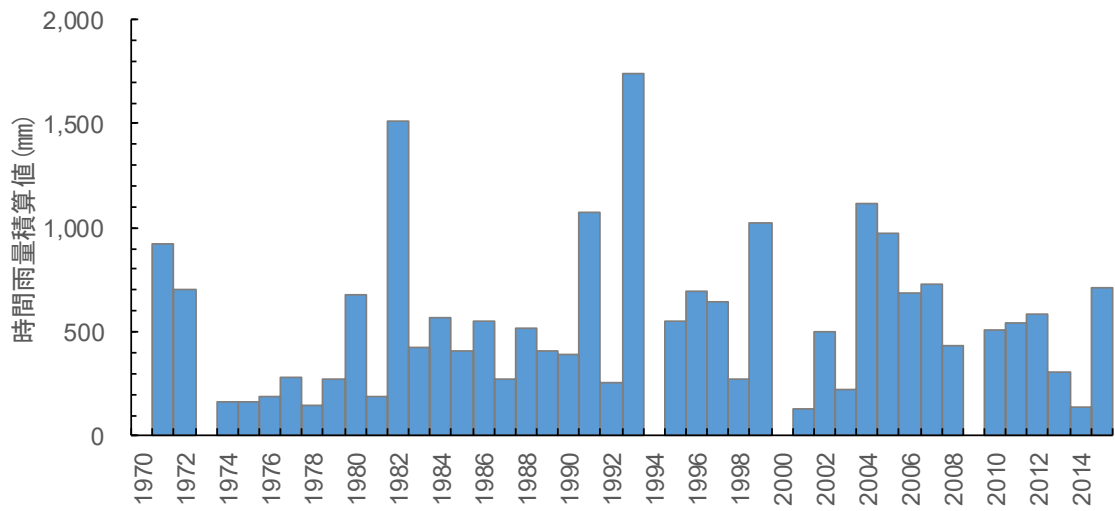


図 5.18(5) 時間雨量積算値 (緑川ダム貯水池 : $j = 24h$, $R'_{jc} = 120mm$)

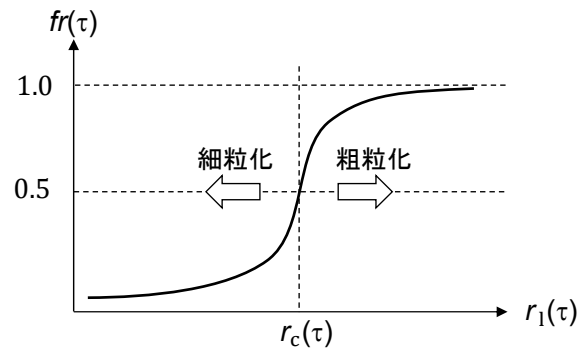


図 5.19 fr と r_c の関係

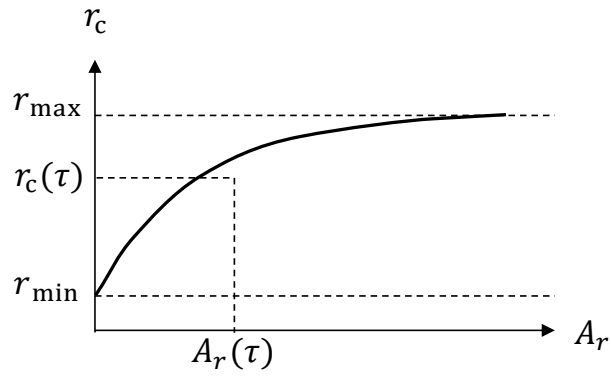


図 5.20 r_c と A_r の関係

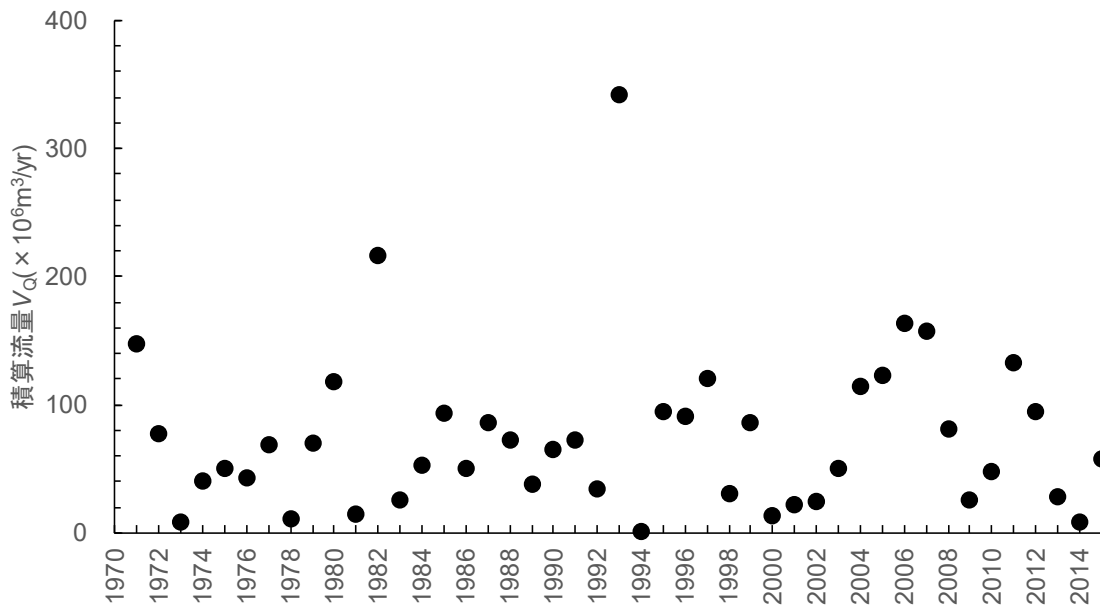


図 5.21 積算流量 V_0 (緑川ダム貯水池)

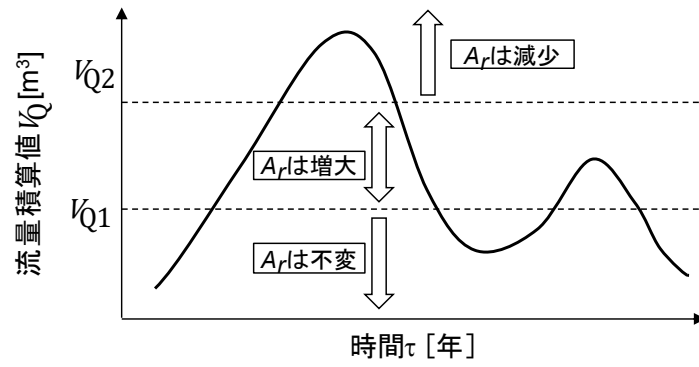


図 5.22 年間流量積算値 V_Q と粗粒化指数 A_r の変化

表 5.10 年間流量積算値 V_Q に伴う A_r の変化の仮定

条件	A_r 値の変化	数式
$V_Q(\tau-1) < V_{Q1}$	A_r 不変	$A_r(\tau) = A_r(\tau-1)$
$V_{Q1} < V_Q(\tau-1) < V_{Q2}$	A_r 増加	$A_r(\tau) = \gamma_1 A_r(\tau-1) \quad \gamma_1 > 1$
$V_{Q2} < V_Q(\tau-1)$	A_r 減少	$A_r(\tau) = \gamma_2 A_r(\tau-1) \quad 0 < \gamma_2 < 1$

5.3.6 パラメータの同定結果

(1) 堆積土砂の粒度変化に係る積算流量の閾値

図 5.13 に示した実績堆砂量の経年変化の中でも特に大きな変動がみられる 1990～2010 年の貯水池堆砂量 V_S (m^3/yr)に着目し、年間流量積算値 V_Q (m^3/yr)とともに図 5.23 に拡大表示する。1997～2003 年には V_Q が小さく、 V_S は増加していないが、図 5.12 の実績値（実線）が示すように、この期間において、崩壊地面積は多少小さいながらも一定規模以上に維持されており、流域から土砂がある程度生産されていたと思われる。このことから、同期間の前半に溪床堆積土砂の粗粒化が進みながら、土砂流出が抑制されていた可能性が高い。

これに対し、2004～2009 年には V_Q が大きく、 V_S は急増している。このことからこの期間には Armor coat が破壊されて貯留土砂が細粒化するとともに、大量の土砂が短期間に貯水池へ流入した可能性が高いと考えられる。以上を勘案して、同図のように $V_{Q1} = 40 \sim 60 \times 10^6 m^3/yr$ 、 $V_{Q2} = 120 \sim 140 \times 10^6 m^3/yr$ と設定した。

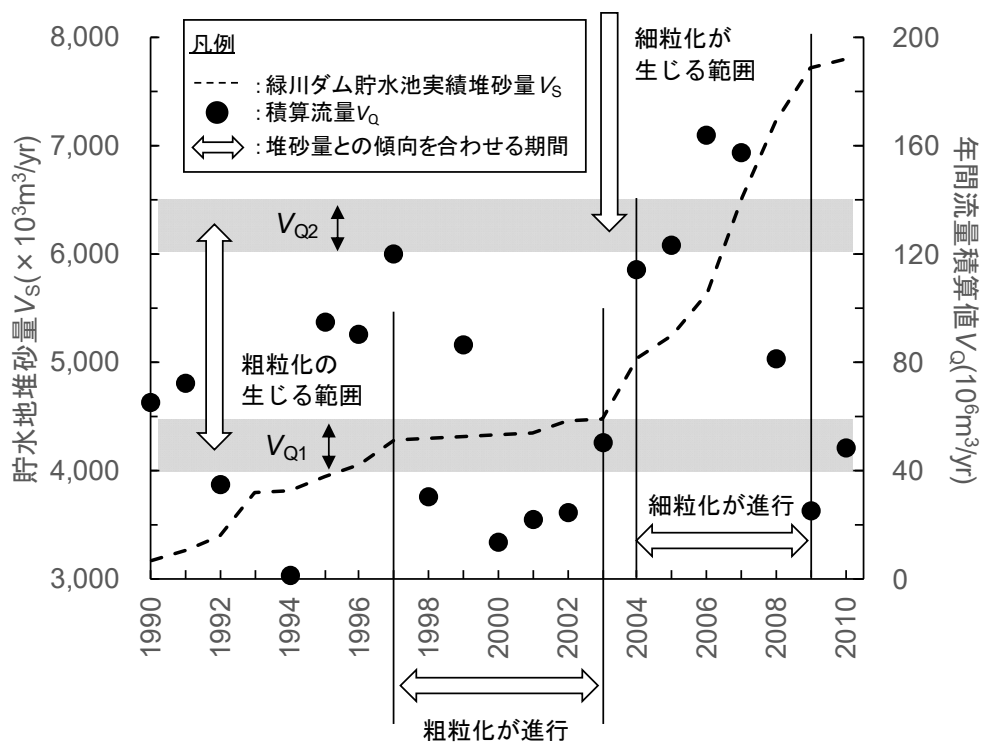


図 5.23 積算流量閾値 V_Q の検討条件（緑川ダム貯水池）

(2) パラメータの同定結果

表 5.11 に示す範囲と変動幅でパラメータ群を変化させ、式(7)~(15)に基づく感度分析を実施し、貯水池堆砂量の実績値と最も整合するパラメータの組み合わせを同定する。感度分析は Microsoft Excel のマクロ機能を用いて、パラメータを代入することにより実施し、緑川ダムにおける堆砂量とモデル計算値から算出される二乗平均平方誤差 ($RMSE_{V_s}$) を最小化するモデル・パラメータを求める。

$$RMSE_{V_s} = \sqrt{1/n \cdot \sum_{\tau=t_0}^{t_{\text{end}}} (V_s^{\text{ob}}(\tau) - V_s(\tau))^2} \quad (18)$$

ここに、 n は計算対象年数を示し緑川ダム貯水池では45年、 $V_s^{\text{ob}}(\tau)$ は貯水池堆砂量実績値、 t_0 は解析開始年の1971年を、 t_{end} は解析終了年の2015年をそれぞれ示す。

パラメータ調整の結果、降雨パラメータは $j = 1h$ 、 $R'_{jc} = 20mm$ が最適値であり、その他のパラメータは表 5.11 の右端に示す通りである。なお、表 5.12 には j を変化させた場合の最適パラメータの組合せ、図 5.24 にはモデルパラメータ群の最適組合せを用いて推定された堆砂量と実績値との比較を示す。

表 5.11 同定されたモデルパラメータ（緑川ダム貯水池）

パラメータ	検討範囲		刻み	最終値
S_{1971}	1.0×10^6	~ 2.0×10^6	0.1×10^6	1.5×10^6 [m]
C_1	0.001	~ 0.100	0.001	0.100
p	1.1	~ 1.4	0.1	1.2
V_{Q1}	40×10^6	~ 60×10^6	10×10^6	52×10^6 [m ³ /yr]
V_{Q2}	120×10^6	~ 140×10^6	10×10^6	134×10^6 [m ³ /yr]
A_{r0}	0.8	~ 1.2	0.1	0.8
γ_1	1.1	~ 1.5	0.1	1.2
γ_2	0.1	~ 0.9	0.1	0.5
a	0.001	~ 0.010	0.001	0.005
$r_{c \cdot \max}$	300	~ 800	50	500[mm]
$r_{c \cdot \min}$	40	~ 120	10	60[mm]

表 5.12 j を変化させた時のパラメータの最適組合せ (緑川ダム貯水池)

R'_{jc}	S_{1971}	C_1	p	V_{Q1}	V_{Q2}	A_{r0}	γ_1	γ_2	a	$r_{c \cdot \max}$	$r_{c \cdot \min}$	$RMSE_{V_s}$	
j	R'_{jc}	$[\times 10^6 m^3]$		$[\times 10^6 m^3/yr]$	$[\times 10^6 m^3/yr]$					[mm]	[mm]		
1h	20mm	1.5	0.100	1.2	52	134	0.8	1.2	0.5	0.005	500	60	210,999 採用
3h	40mm	1.8	0.020	1.3	52	134	0.8	1.5	0.2	0.004	700	100	255,847
6h	70mm	2.0	0.003	1.4	54	134	0.8	1.5	0.2	0.003	900	80	257,405
12h	100mm	1.6	0.100	1.2	54	134	0.9	1.5	0.2	0.002	1,300	190	284,630
24h	120mm	1.7	0.020	1.3	40	134	1.1	1.3	0.2	0.002	1,600	150	330,264

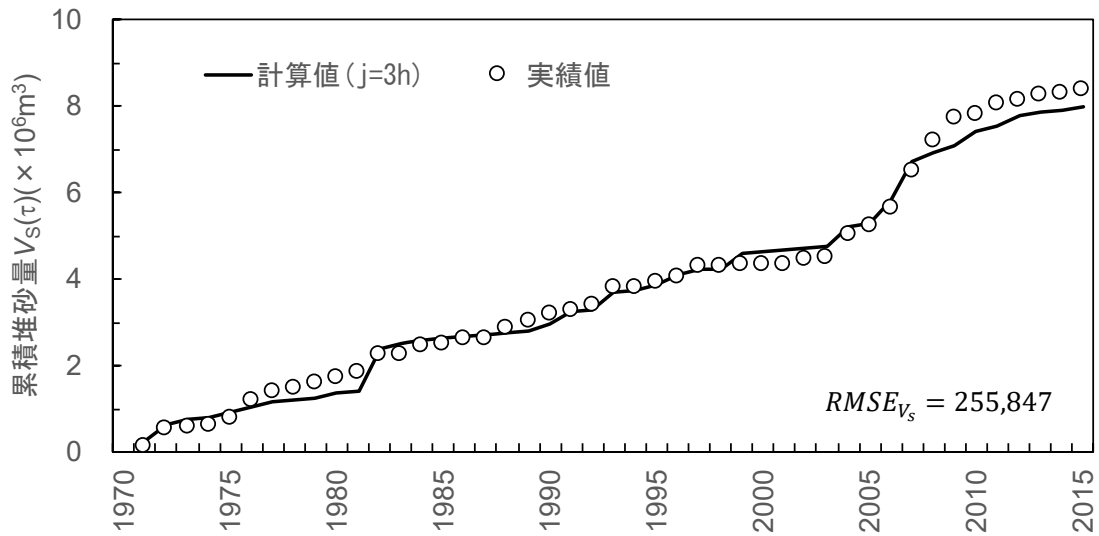
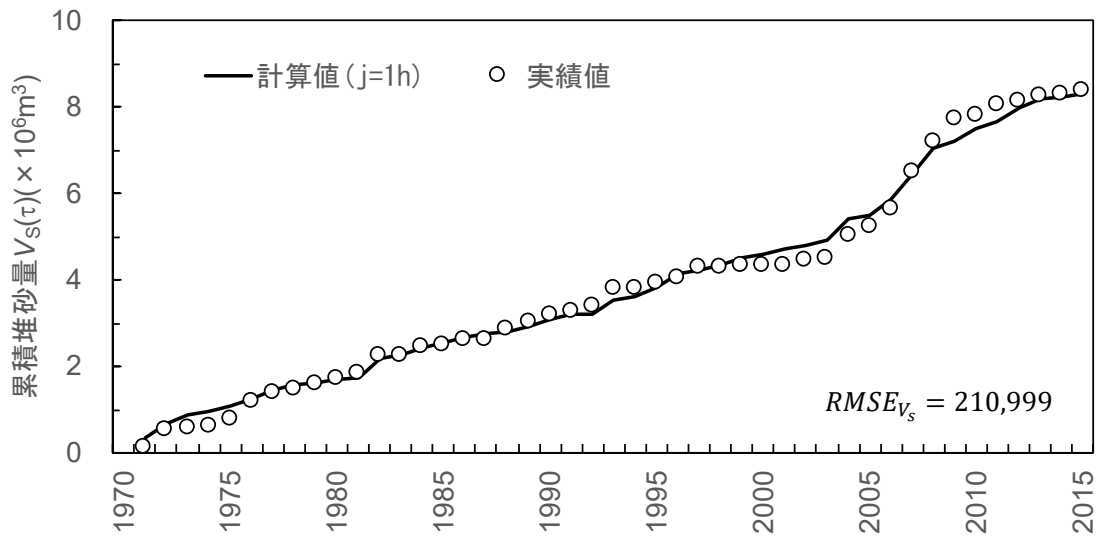


図 5.24 (1) 計算結果 (緑川ダム貯水池 : j=1h, 3h)

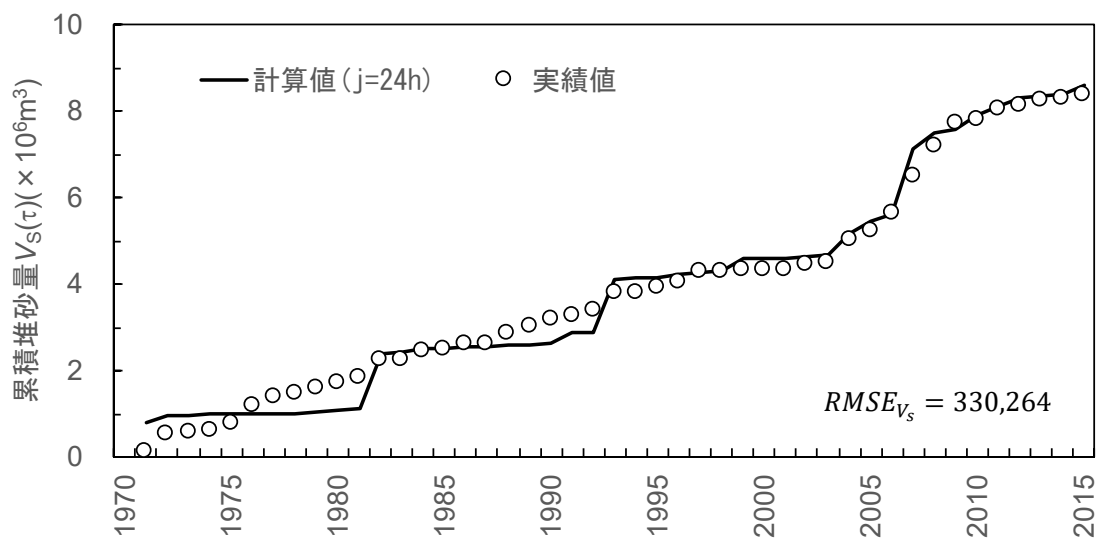
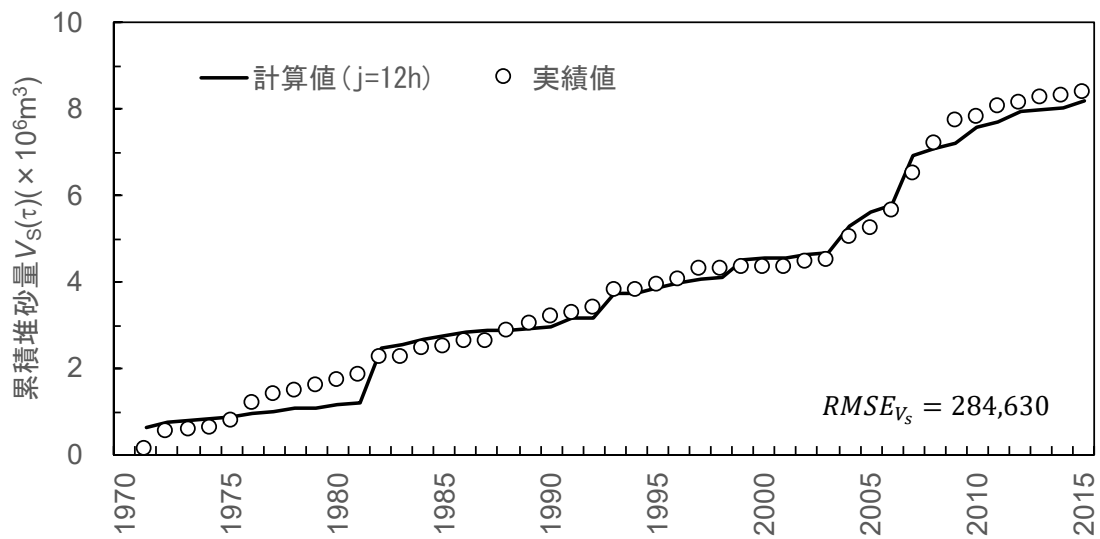
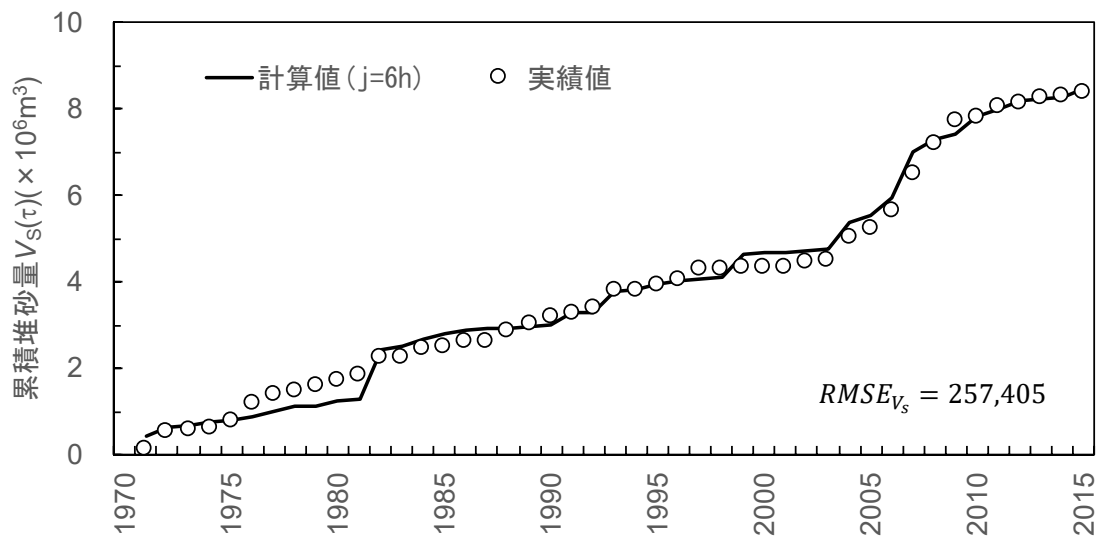


図 5.24 (2) 計算結果 (緑川ダム貯水池 : j=6h, 12h, 24h)

5.3.7 貯水池堆砂量の推定結果

上項で検討した緑川ダム貯水池における貯水池堆砂量推定モデル（図 5.25）について、5年ごとの実績値との比較を表 5.13 に示す。実績値との誤差は1オーダー以内に収まっており、緑川ダム貯水池の特徴である2004年以降の堆砂速度の上昇が精度よく再現されていることから、本モデルの再現性は十分に高いと判断される。

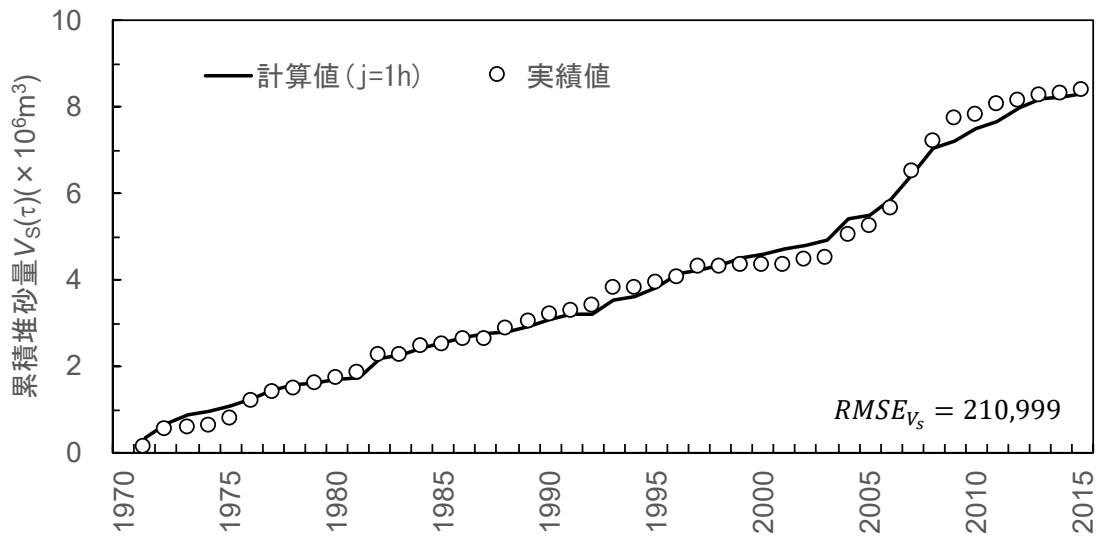


図 5.25 貯水池堆砂量の推定結果（緑川ダム貯水池）

表 5.13 毎5年の堆砂量実績値と推定値との比較（緑川ダム貯水池：j=1h, $R'_{j_0}=20\text{mm}$ ）

年	実績値[m ³]	計算値[m ³]	誤差[m ³]
1980	1,728,000	1,699,572	28,428
1985	2,505,000	2,549,046	-44,046
1990	3,176,000	3,096,169	79,831
1995	3,943,000	3,830,211	112,789
2000	4,340,000	4,601,101	-261,101
2005	5,253,000	5,504,748	-251,748
2010	7,798,694	7,487,976	310,718
2015	8,382,063	8,333,031	49,031

5.4 堆砂量予測モデルの検証

5.4.1 溪流モデルの有効性

前項モデルは多数のパラメータを含みやや複雑な構成となっており、特に Armor coat の影響評価に関する部分（式(10)~(17)）については仮定の妥当性をさらに様々なダム貯水池で精査する必要がある。ここでは、溪流モデルの機能を確認するために溪流モデルを割愛した場合について、以下の 2 通りの簡略モデルでダム堆砂量を推定し、実績堆砂量と比較した。その一つは式(10)において、土砂貯留関数の係数 C を一定として溪流区間での粒度変化がないと仮定した上で、モデル・パラメータを同定した簡易モデルである。これを表 5.14 及び図 5.26 に示す。1990 年以降に見られる堆砂量の細かな変動は表現できないものの、1993 年を境にして堆砂速度が増加している傾向は不明瞭であるものの確認できる。もう一つは、溪流区間での土砂貯留がなく $Q_{out}(\tau) \equiv Q_{in}(\tau)$ とおいた場合の簡易モデルである。これを図 5.27 に示す。定係数の貯留関数を挿入した場合（図 5.27）よりも短期間変動は顕著であり、降雨による崩壊地変動の影響が強く反映されている。一方、定係数の貯留関数法では堆砂量の変動が平滑化されているようである。式(18)で算出される誤差を計算すると、堆積土砂の Armor coat の影響を考慮した場合 $RMSE_{V_s} = 210,999$ であったが、貯留関数のみを考慮した場合 $RMSE_{V_s} = 393,246$ であり、 $Q_{out}(\tau) \equiv Q_{in}(\tau)$ とおいた場合 $RMSE_{V_s} = 710,082$ となり、堆積土砂の Armor coat の影響を除くと貯水池堆砂量との誤差が大きくなることが定量的に確認された。

上記より、溪流区間における堆積土砂の Armor coat の影響を考慮することが堆砂量の推定においてきわめて重要であることが確認された。

表 5.14 貯留関数のみを考慮したパラメータ同定結果（緑川ダム貯水池）

パラメータ	検討範囲	刻み	最終値
S_{1971}	$1.0 \times 10^6 \sim 2.0 \times 10^6$	0.1×10^6	1.9×10^6 [m]
C_1	0.001 ~ 0.100	0.001	0.007
p	1.1 ~ 1.4	0.1	1.2

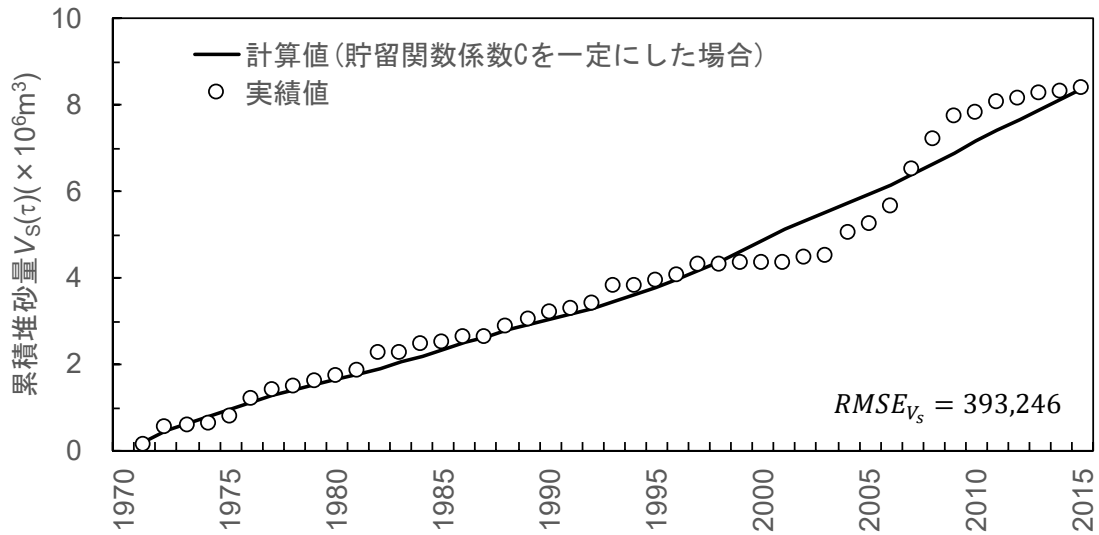


図 5.26 溪流モデルの貯留関数のみを考慮した解析結果（緑川ダム貯水池）

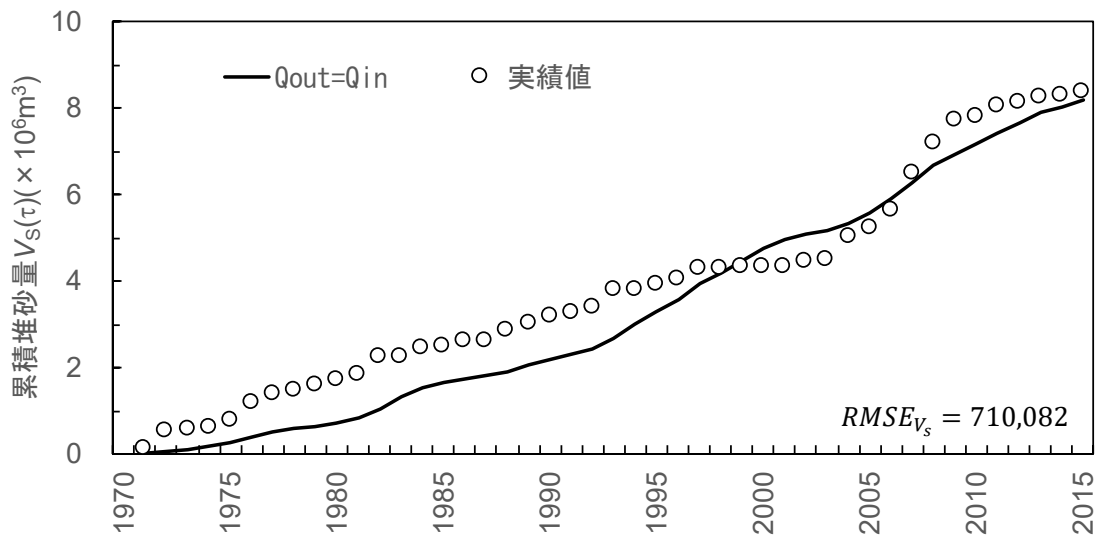


図 5.27 $Q_{out} \equiv Q_{in}$ とした場合の解析結果（緑川ダム貯水池）

5.4.2 雨量データのみを用いた堆積土砂の粗粒化の表現（モデル改良）

(1) 考え方

前項までのモデルは、ダム流域の土砂収支を包括的に記述する集中定数型モデルであり、物理モデルよりもパラメータが格段に少なくダム管理への実装可能性は高い。一方、溪流堆積土砂の粒度変化を推定するために降雨量と流量時系列をとともに用いているが、ダム流域の流量時系列が必ずしも多くのダムで収集・整理されていない現状を鑑みると、降雨量だけで堆砂量を予測できる方が望ましい。本項では、溪流区間の流砂過程を降雨量だけで推定できるようにモデルを改良し、緑川ダム貯水池に適用することで、その妥当性を検証する。

流量履歴にともなう粗粒化指数 $A_r(\tau)$ の変化を降雨量履歴によってあらわすために、表 5.15 及び図 5.28 のように年間流量積算値 $V_Q(\tau)$ の代わりに年間雨量積算値 $V_R(\tau)$ を説明変数として導入し、その上下限閾値 (V_{R1} , V_{R2}) を設定する。 $V_R(\tau)$ は、式(17)と同じ要領で降雨時系列 $r(t)$ に閾値 r_p を設定して算出する（以降、改良モデルとする）。

$$V_R(\tau) = \int_{\tau}^{\tau+1} r(t)_{>r_p} dt \quad (19)$$

r_p は 5.2.4 において、 R_{sa} の検討に用いた 27 出水について、直接流出高と出水期間内の積算雨量を比較し最も相関が良い閾値として、 $r_p = 12\text{mm}$ を得た（表 5.16 及び図 5.29）。なお、直接流出高は先述の通り幅を設定しているため、横軸方向にエラーバーで示しており、相関性は[直接流出高]=[積算雨量]となる直線からの誤差を二乗平均平方誤差(RMSE)で評価した。表 5.16 に示す通り、 $r_p = 11\text{mm}$ と $r_p = 12\text{mm}$ で同じとなったため、閾値 r_p が大きい $r_p = 12\text{mm}$ を採用した。

表 5.15 降水量を用いた粗粒化指数 $A_r(\tau)$ の変化の仮定

条件	A_r 値の変化	数式
$V_R(\tau-1) < V_{R1}$	A_r 不変	$A_r(\tau) = A_r(\tau-1)$
$V_{R1} < V_R(\tau-1) < V_{R2}$	A_r 増加	$A_r(\tau) = \gamma_1 A_r(\tau-1) \quad \gamma_1 > 1$
$V_{R2} < V_R(\tau-1)$	A_r 減少	$A_r(\tau) = \gamma_2 A_r(\tau-1) \quad 0 < \gamma_2 < 1$

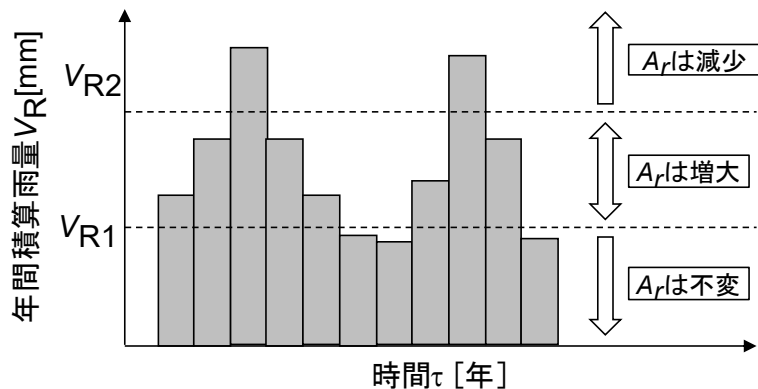


図 5.28 年間雨量積算値 V_R と粗粒化指数 A_r の変化

表 5.16 年間積算雨量 k の閾値（緑川ダム貯水池）

閾値	RMSE	備考
10mm	31	
11mm	27	
12mm	27	採用
13mm	30	
14mm	35	
15mm	40	

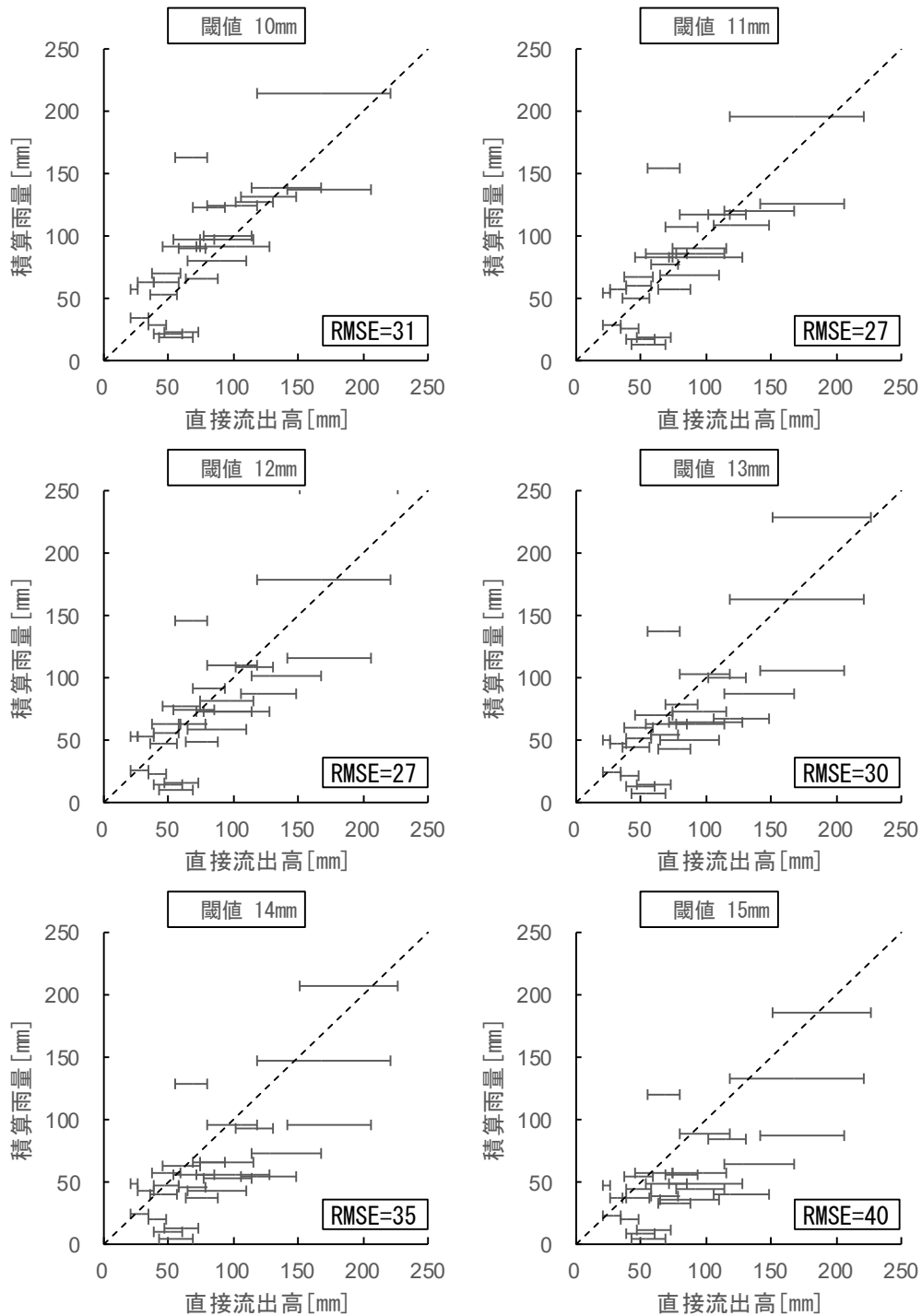


図 5.29 直接流出高と積算雨量の関係（緑川ダム貯水池）

(2) 改良モデルにおけるパラメータの同定

緑川ダム貯水池に対し改良モデルを適用して堆砂量を推定する。なお、モデル改良は溪流モデルにおける堆積土砂の粗粒化に限定されるため、その他のパラメータは表 5.11 の最終値を採用した。

パラメータの同定結果を表 5.17 に示す。モデル改良前後の $V_s(\tau)$ と実績値を図 5.30 及び表 5.18 に比較する。実績堆砂量との誤差を計算すると、モデル改良前は $RMSE_{V_s} = 210,999$ だったのに対し、改良後は $RMSE_{V_s} = 200,761$ であり、モデルの推定精度は同程度であった。

上記より降雨量だけで堆砂量を正確に再現することが可能であることが確認される。

表 5.17 モデル改良によるパラメータの同定結果（緑川ダム貯水池）

パラメータ	検討範囲	刻み	最終値	
			数値	備考
V_{R1}	90 ~ 150	10	100[mm]	改良モデルで同定
V_{R2}	250 ~ 450	50	400[mm]	改良モデルで同定
A_{r0}	0.8 ~ 1.2	0.1	0.8	改良前と変えない
γ_1	1.1 ~ 1.5	0.1	1.2	改良前と変えない
γ_2	0.1 ~ 0.9	0.1	0.5	改良前と変えない
a	0.001 ~ 0.010	0.001	0.005	改良前と変えない
$r_{c \cdot \max}$	300 ~ 800	50	500[mm]	改良モデルで同定
$r_{c \cdot \min}$	40 ~ 120	10	90[mm]	改良モデルで同定

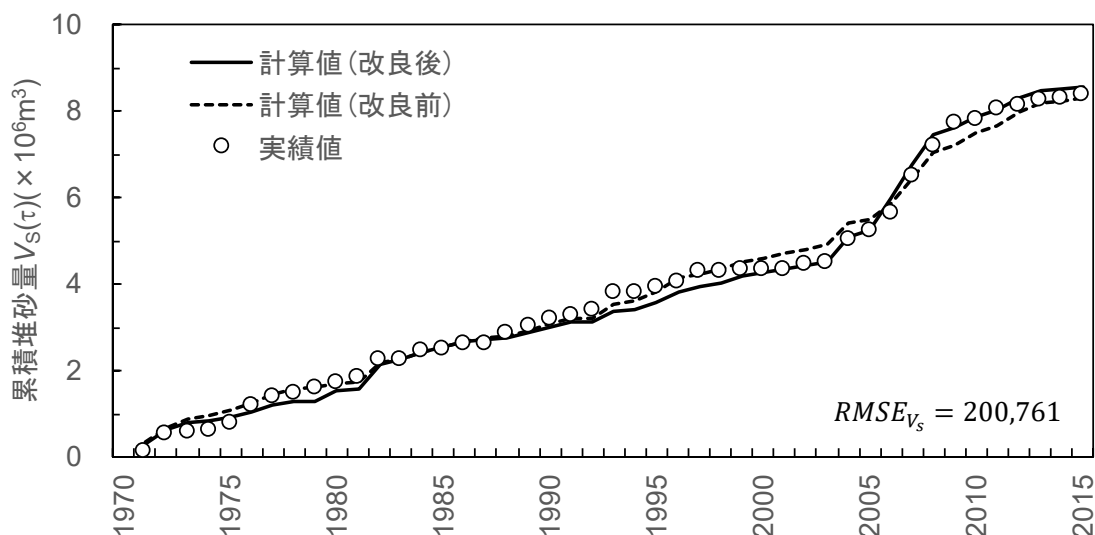


図 5.30 改良前後モデルによる堆砂量 $V_s(\tau)$ の推定値と実績値との比較

(緑川ダム貯水池)

表 5.18 モデル改良前後の実績値との比較表（緑川ダム貯水池）

年	実績値[m ³]	モデル改良前		モデル改良後	
		計算値[m ³]	実績値との 誤差[m ³]	計算値[m ³]	実績値との 誤差[m ³]
1980	1,728,000	1,699,572	28,428	1,547,898	-180,102
1985	2,505,000	2,549,046	-44,046	2,565,136	60,136
1990	3,176,000	3,096,169	79,831	3,024,564	-151,436
1995	3,943,000	3,830,211	112,789	3,570,429	-372,571
2000	4,340,000	4,601,101	-261,101	4,254,639	-85,361
2005	5,253,000	5,504,748	-251,748	5,245,496	-7,504
2010	7,798,694	7,487,976	310,718	7,871,150	72,457
2015	8,382,063	8,333,031	49,031	8,583,793	201,730

5.5 まとめ

本章では、緑川ダム貯水池において、雨量時系列から土砂生産量を推定する「崩壊地モデル」と河道区間の土砂の貯留・輸送過程を記述する「溪流モデル」を組み合わせ、一定の広がりを持つ流域内の土砂収支から堆砂量を予測する手法を提案した。特に、できるだけ多くのダム流域へ適用することを念頭におき、パラメータ数を必要最小限に抑えながらも水文・地形・地質の諸特性を反映できることをモデルの基本要件とした。

「崩壊地モデル」では、表層崩壊の発生を規定する飽和雨量 R_{sa} とj時間雨量強度 R_{jc} を降雨に関するモデル・パラメータとして導入した。飽和雨量 R_{sa} の同定に際しては一定規模以上の出水イベントに対しハイドログラフから流出成分を分離した。j時間雨量強度 R_{jc} は崩壊地モデルで計算される崩壊地面積と実績値(画像解析により得られた崩壊地面積)が最もよく整合するパラメータの組合せをシミュレーションにより求めた。崩壊地モデルでは降雨の他に、植生回復率と崩壊地面積拡大率をモデル・パラメータとして取り入れることで、崩壊地面積が的確に再現された。

「溪流モデル」では、崩壊地モデルから算出されるダム流域の崩壊地面積から年間生産土砂量を推定し、溪流区間の土砂流入量として流砂過程の土砂収支を表現し、貯水池へ流出する土砂量(ダム堆砂量)を雨量および流量時系列から推算した。溪流における土砂貯留効果表現する土砂貯留関数を用いて、堆積土砂のArmor Coat化ならびに再細粒化を表現する堆積土砂の粗粒化指数を取り入れることにより、貯水池堆砂量を十分な精度で再現することができた。さらに、モデルをより簡略化するために、雨量及び流量時系列を用いて評価していた堆積土砂の粒度変化を雨量だけで評価することに成功し、堆砂量の十分な再現精度を確保できることを確認した。

【参考文献】

- 1) 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 調査編，2005
- 2) 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， p.735-740， 1999
- 3) 高秀秀信，九津見生哲，藤沢寛：水系における土砂動態システムについて，第27回水理講演会論文集， p.767-772， 1983
- 4) 土木学会編：2018年版水理公式集， p.219， 2018
- 5) 芦田和男，江頭進治，中川一著：21世紀の河川学，2008
- 6) 古賀博久：豪雨時の斜面表層領域における雨水流出浸透特性に関する研究，京都大学大学院工学研究科年社会工学専攻修士論文，2013
- 7) 塚本良則，小坂 泉，滝沢英紀，石垣逸朗，大越真澄，福田 喬：表層崩壊の発生と崩壊裸地の消滅過程，砂防学会誌， Vol.54， No.4， p.63-72， 2001
- 8) 国土交通省水管理・国土保全局：水文水質データベース，<http://www1.river.go.jp/>，（参照2022-10-24）
- 9) 田村善昭：流出解析システム改良の概要，JICE REPORT， Vol.20， p.72-74
- 10) 沼本晋也，鈴木雅一，長友幹，蔵治光一郎，佐倉詔夫，太田猛彦：航空写真を用いた崩壊地植生回復過程の検討—1970年房総南部集中豪雨による崩壊跡地の25年間の変遷—，砂防学会誌， Vol.52， No.2， p.14-20， 1999

第6章 寒河江ダム貯水池における堆砂量の推定

6.1 はじめに

寒河江ダム流域の崩壊地面積を推定するための「崩壊地モデル」と、渓床での堆積と移動を表す「溪流モデル」を構築し、寒河江ダム貯水池における堆砂量を推定する。本章で用いる「溪流モデル」としては緑川ダム貯水池を対象に検証された改良モデルを採用し、降雨量のみから堆積土砂の粒度変化を評価し、ダムの堆砂量を推定する。

6.2 崩壊地モデルの構築

6.2.1 解析対象

(1) 崩壊地面積実績値

崩壊地モデルを構築するにあたり、モデルを検証するために用いる崩壊地面積の実績値を整理する。4.4に既述したように、寒河江ダム貯水池は豪雪地帯に位置するため、崩壊地は降雨によるものと全層雪崩によるものからなる。先述のように雪崩起因の崩壊地は降雨起因の崩壊地に比べて土砂生産量がかなり小さいことから本研究で開発する「崩壊地モデル」は降雨起因の表層崩壊地のみを対象とする。寒河江ダム流域では4時期にわたり流域全体を捉えた航空写真が収集されたため、流域全体の崩壊地面積(表4.10)を対象として崩壊地モデルの検証が可能である。

(2) 降雪期間の確認

崩壊地モデルに用いる雨量時系列を整理する。崩壊地の規定要因の一つである植生は積雪に覆われる期間において消長することなく斜面の安定性に影響しないと考えられる。そのため、寒河江ダム竣工後(1991年)～2020年で収集した雨量データのうち、降雪期間のデータを解析から除外する。そこで気象庁管理の大井沢観測所で得られた降雪量データに基づいて降雪・積雪期間を特定した(表6.1)。その結果、解析対象期間のすべての年の11月～4月に降雪が記録されていること、稀に5月にも降雪が記録されている年があることなどを確認した。5月の降雪頻度は非常に小さく斜面安定に大きな影響を及ぼさないと考えられるため、本研究では11月～4月を降雪期間と決定して土砂生産量の解析対象期間から除くこととする。

表 6.1 降雪を確認した月（大井沢観測所）

年	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
1991	●	●	●	●							●	●
1992	●	●	●	●							●	●
1993	●	●	●	●							●	●
1994	●	●	●	●							●	●
1995	●	●	●	●							●	●
1996	●	●	●	●	●						●	●
1997	●	●	●	●							●	●
1998	●	●	●	●							●	●
1999	●	●	●	●							●	●
2000	●	●	●	●	●						●	●
2001	●	●	●	●							●	●
2002	●	●	●	●							●	●
2003	●	●	●	●							●	●
2004	●	●	●	●							●	●
2005	●	●	●	●	●						●	●
2006	●	●	●	●	●						●	●
2007	●	●	●	●							●	●
2008	●	●	●	●							●	●
2009	●	●	●	●							●	●
2010	●	●	●	●							●	●
2011	●	●	●	●							●	●
2012	●	●	●	●	●						●	●
2013	●	●	●	●	●						●	●
2014	●	●	●	●							●	●
2015	●	●	●	●	●						●	●
2016	●	●	●	●							●	●
2017	●	●	●	●							●	●
2018	●	●	●	●							●	●
2019	●	●	●	●							●	●
2020	●	●	●	●							●	●

※●は降雪を確認した月

(3) 近接する雨量観測所における降雨量データの取り扱い

崩壊地モデルによって流域全体の崩壊地面積を再現するためには、図 3.19 に示す 5 地点の各雨量観測所で得られた雨量時系列に基づいて流域平均雨量の時系列を求める必要がある。これらの雨量観測所の中でも特に、中村観測所（水管理・国土保全局管理）と大井沢観測所（気象庁管理）は非常に近接した地点に位置している。そこで、流域平均雨量を求める前の準備・確認作業として、中村雨量観測所と大井沢観測所で観測された雨量時系列の類似性・相違性を確認した。ダム堆砂量の解析対象期間（1991 年～2020 年）に観測された中村観測所における時間雨量強度を横軸に、大井沢観測所における時間雨量強度を縦軸にとり両者の相関性を図 6.1 に示す。

いずれの年においても両観測所で観測される時間雨量強度はほぼ 1:1 の高い相関関係を示していることが確認できた。これより、中村観測所と大井沢観測所を 1 つの観測所（以降、中村・大井沢観測所とする）とみなしての両観測所で得られた雨量時系列を一つのデータセットとして取り扱うこととする。ただし、大井沢観測所の方が欠測期間が長いので、中村観測所の降雨量を基本データとみなし、中村観測所で欠測の期間については大井沢観測所のデータを用いてデータを補間する。

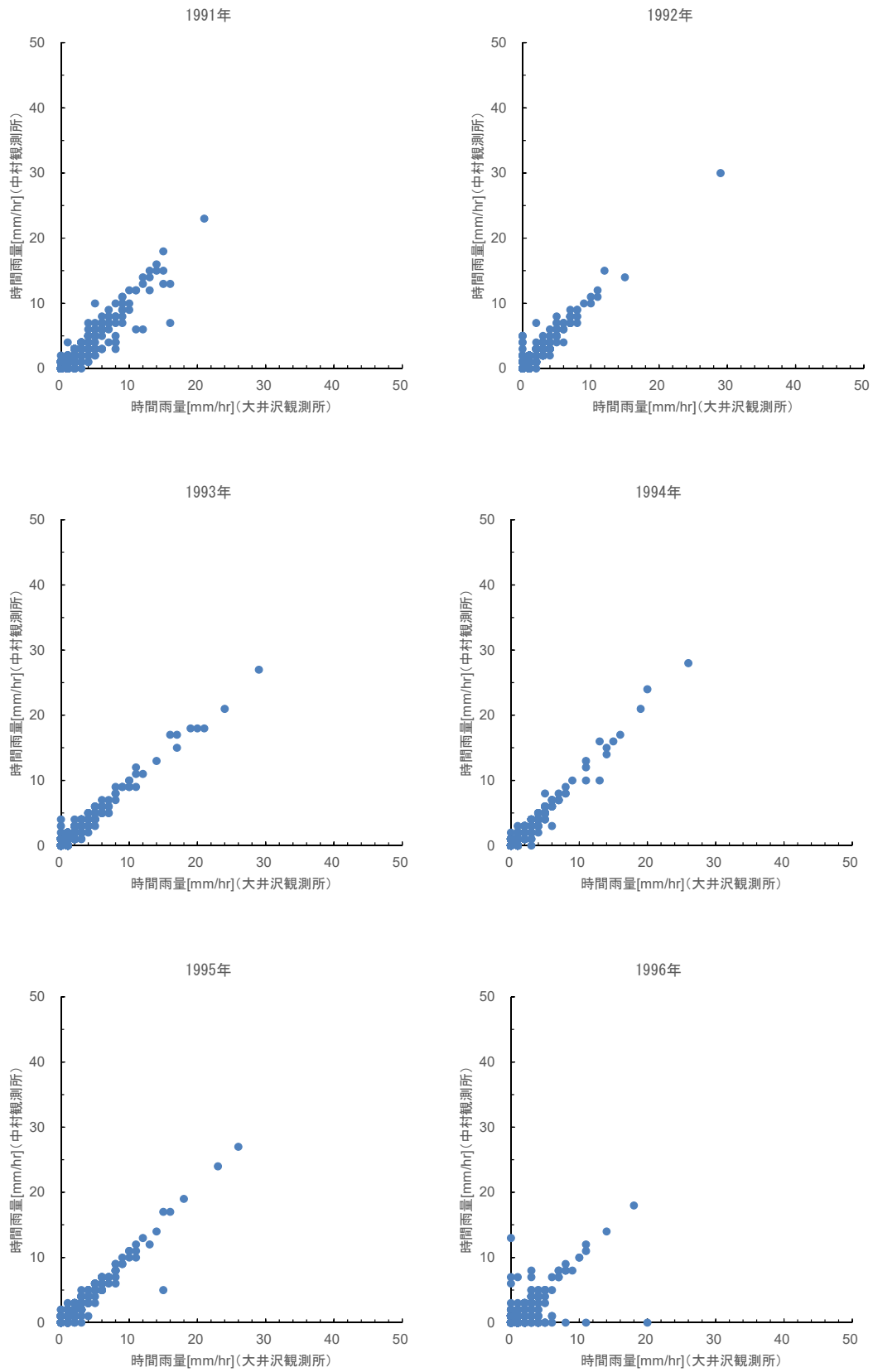


図 6.1(1) 中村観測所と大井沢観測所における時間雨量強度の相関(1991年～1996年)

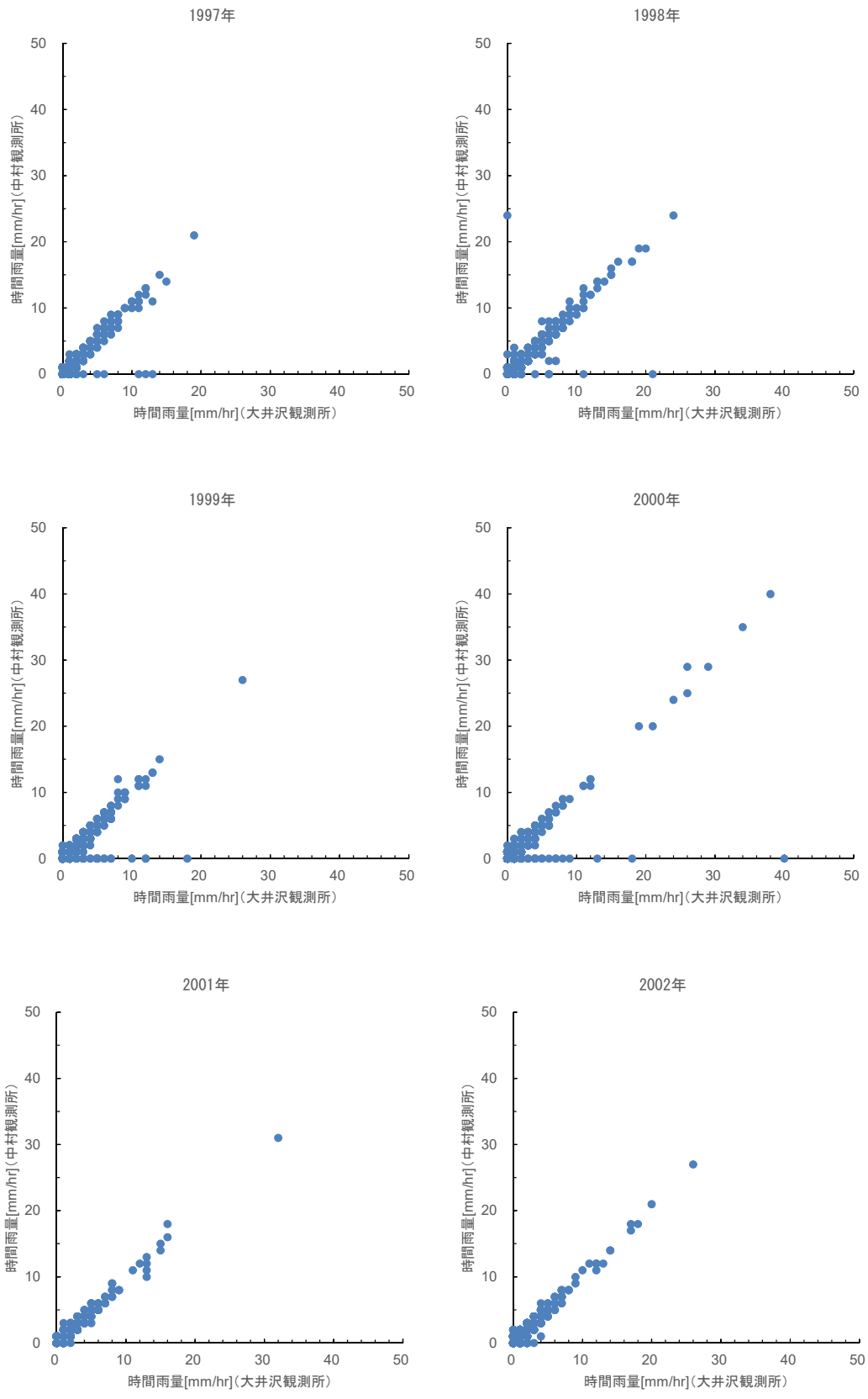


図 6.1(2) 中村観測所と大井沢観測所における時間雨量強度の相関(1997年~2002年)

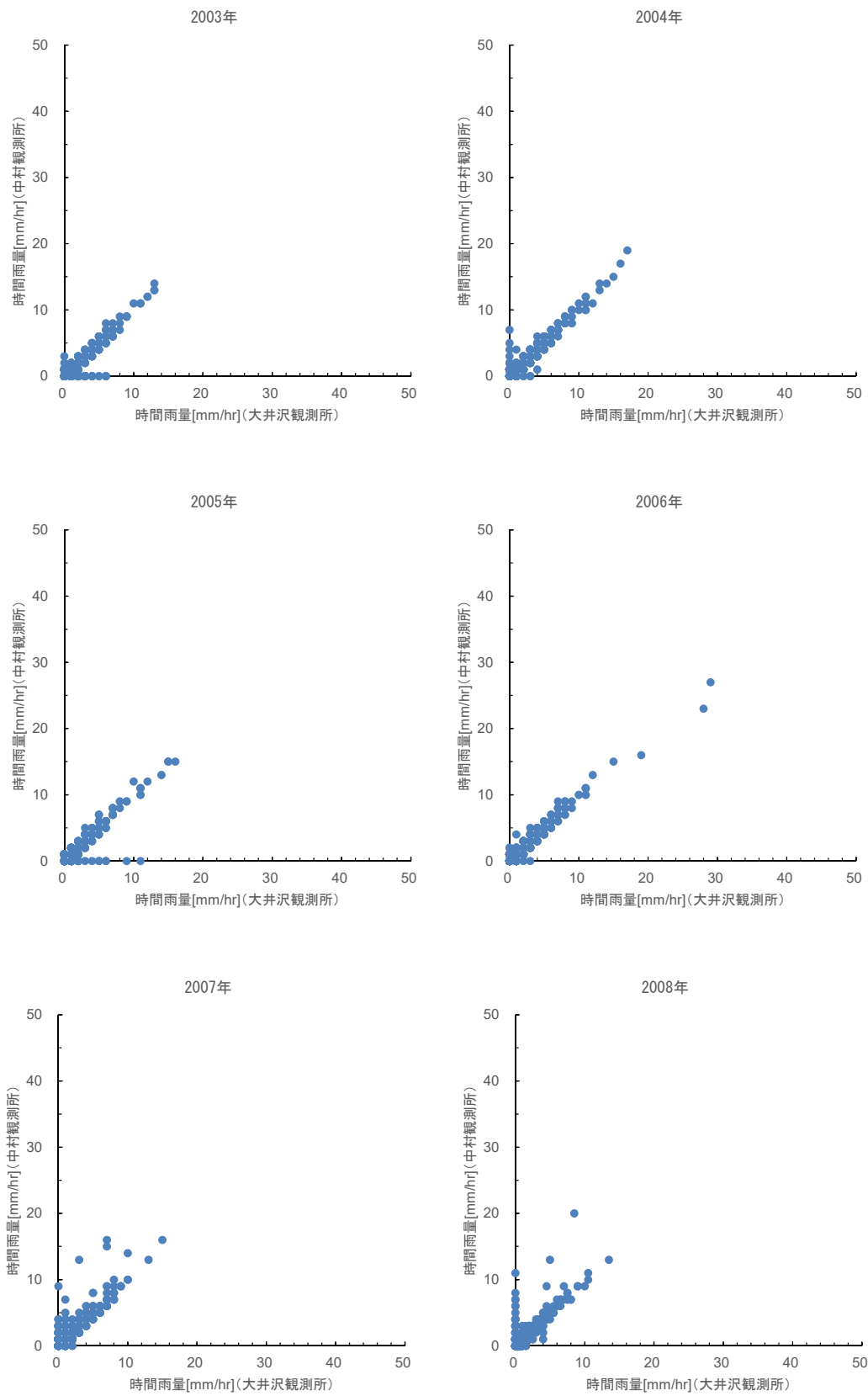


図 6.1 (3) 中村観測所と大井沢観測所における時間雨量強度の相関(2003年～2008年)

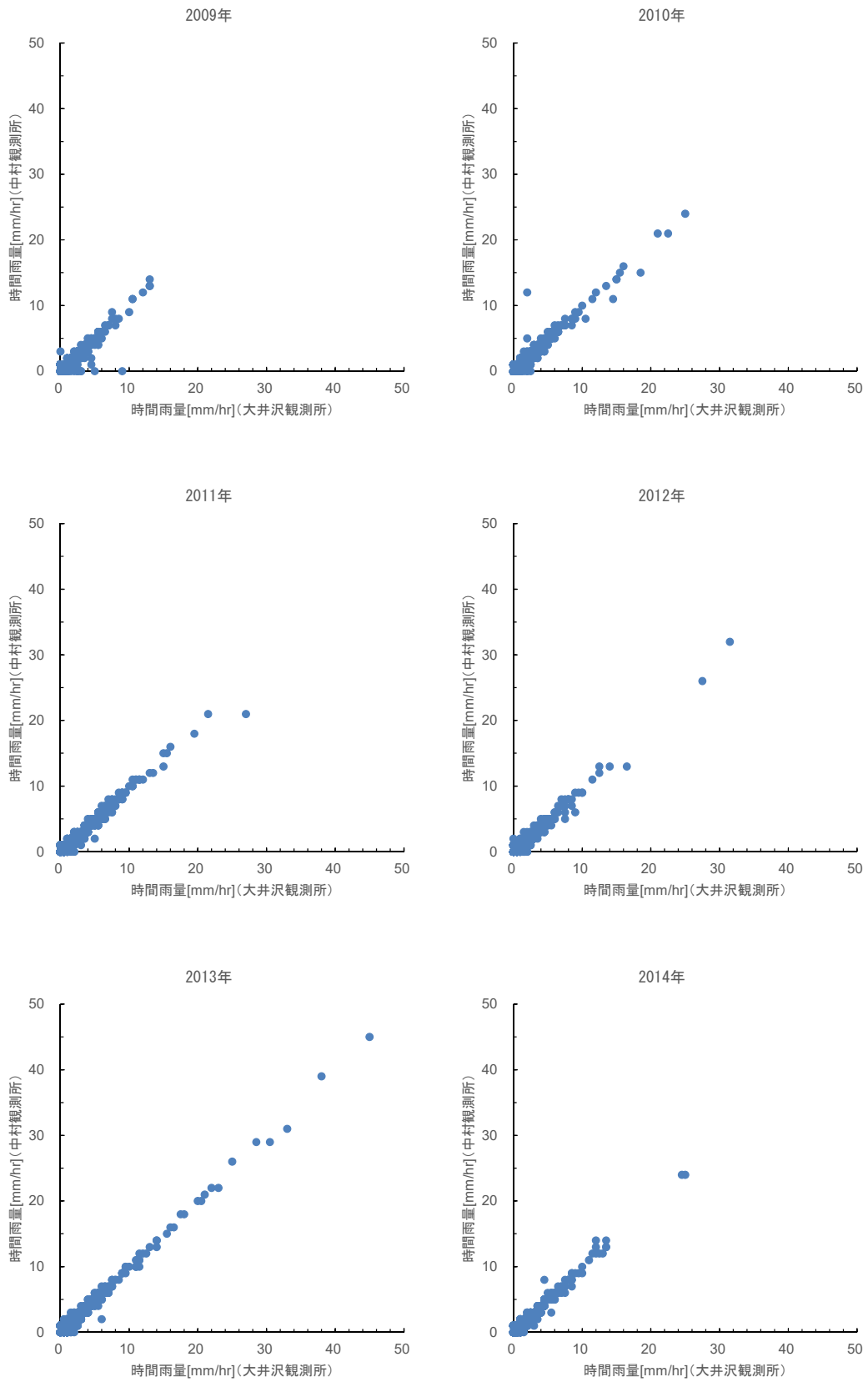


図 6.1(4) 中村観測所と大井沢観測所における時間雨量強度の相関(2009年～2014年)

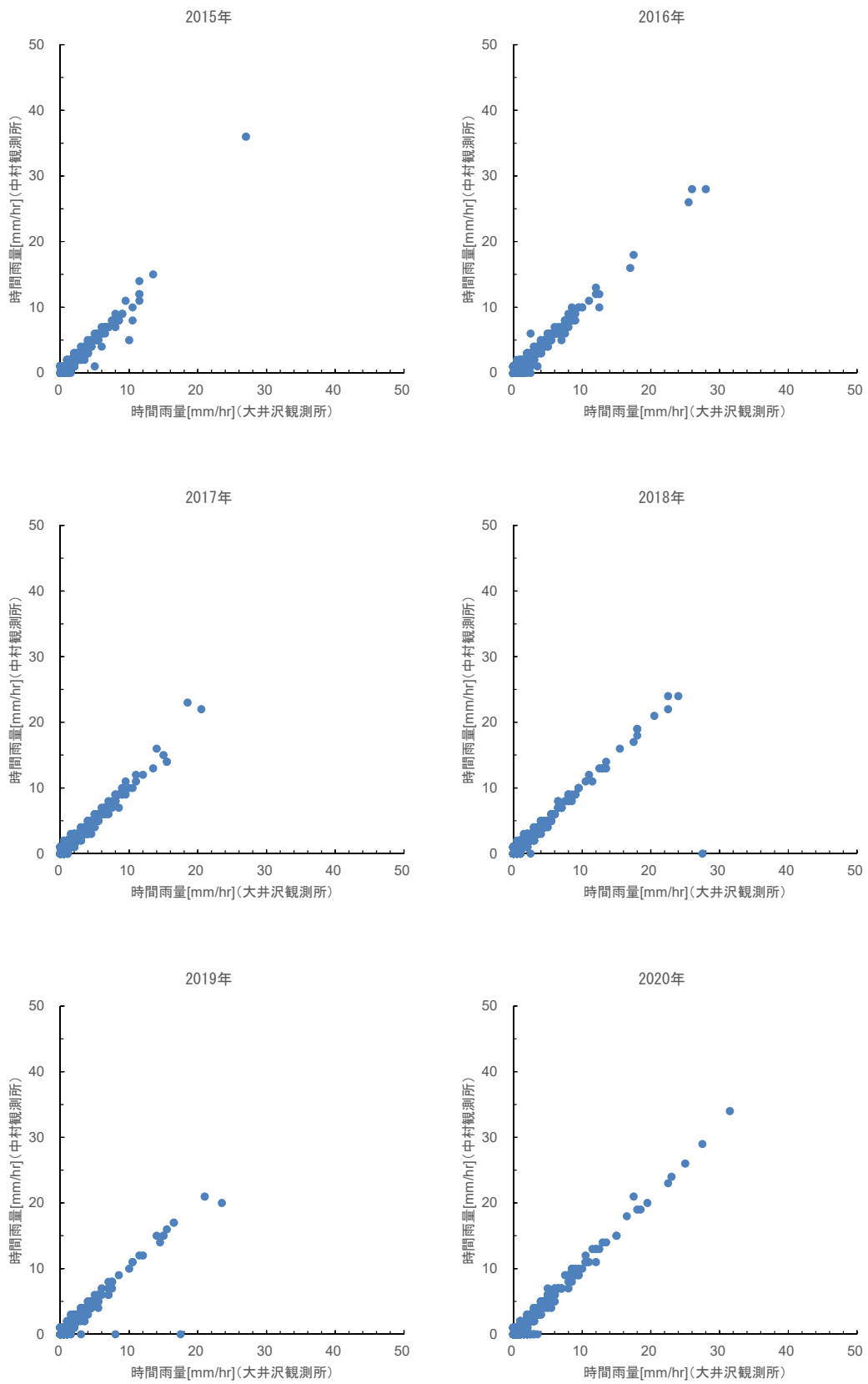


図 6.1 (5) 中村観測所と大井沢観測所における時間雨量強度の相関(2015年～2020年)

(4) 流域平均雨量時系列の求め方

本モデルでは流域平均雨量からダム流域の土砂生産量を求める。上項で整理した中村・大井沢観測所に加え、寒河江ダム観測所、志津観測所、日暮沢観測所の降雨量に対してティーセン分割（図 6.2）を適用し流域平均雨量を求める。

このようにして作成された流域平均雨量時系列に基づいて 3.3.4 で整理した出水イベント（1991 年～2020 年）ごとに最大時間雨量強度を求める。なお、雨量強度の時間スケールとしては 5.2.3 と同様に 6 ケースを設定した。

表 6.2 寒河江ダム流域におけるティーセン分割の諸元

雨量観測所	分割面積(km ²)	ティーセン比
寒河江ダム	21.8	0.09
志津	70.9	0.31
中村・大井沢	68.4	0.30
日暮沢	70.1	0.30
合計	231.0	1.00

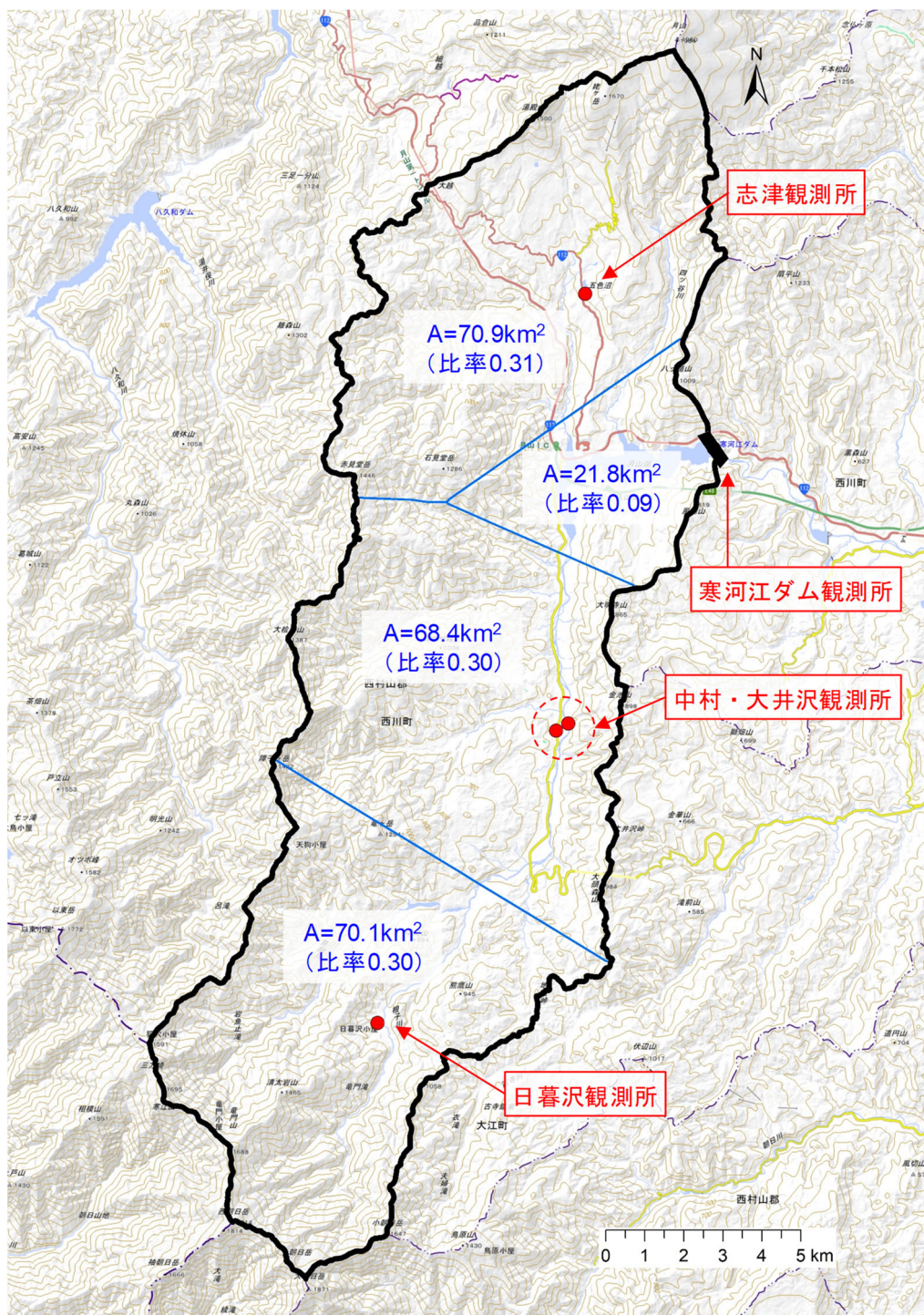


図 6.2 ティーセン分割図 (寒河江ダム流域)

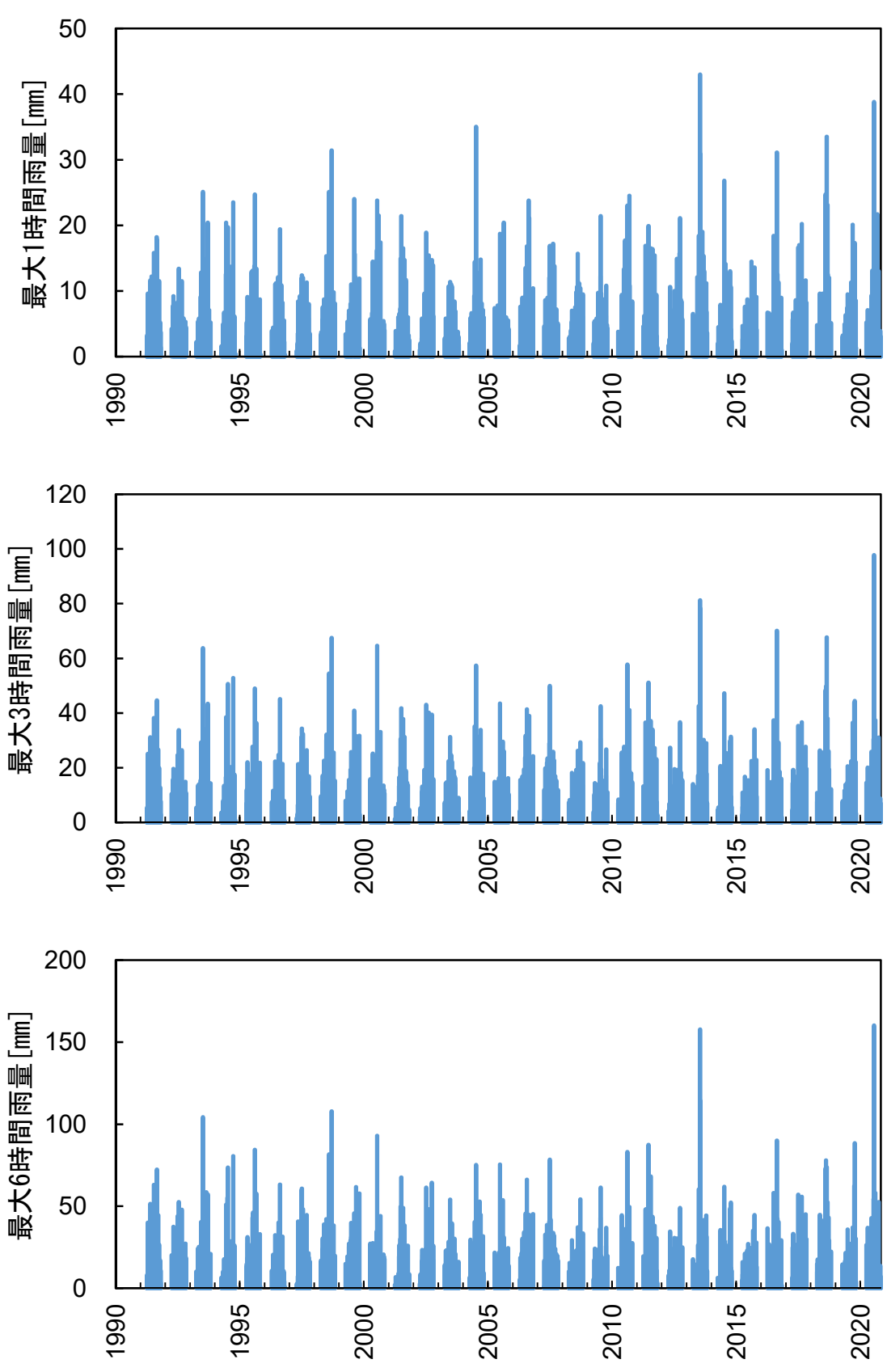


図 6.3(1) 最大時間雨量の計算結果（寒河江ダム流域：1 時間，3 時間，6 時間）

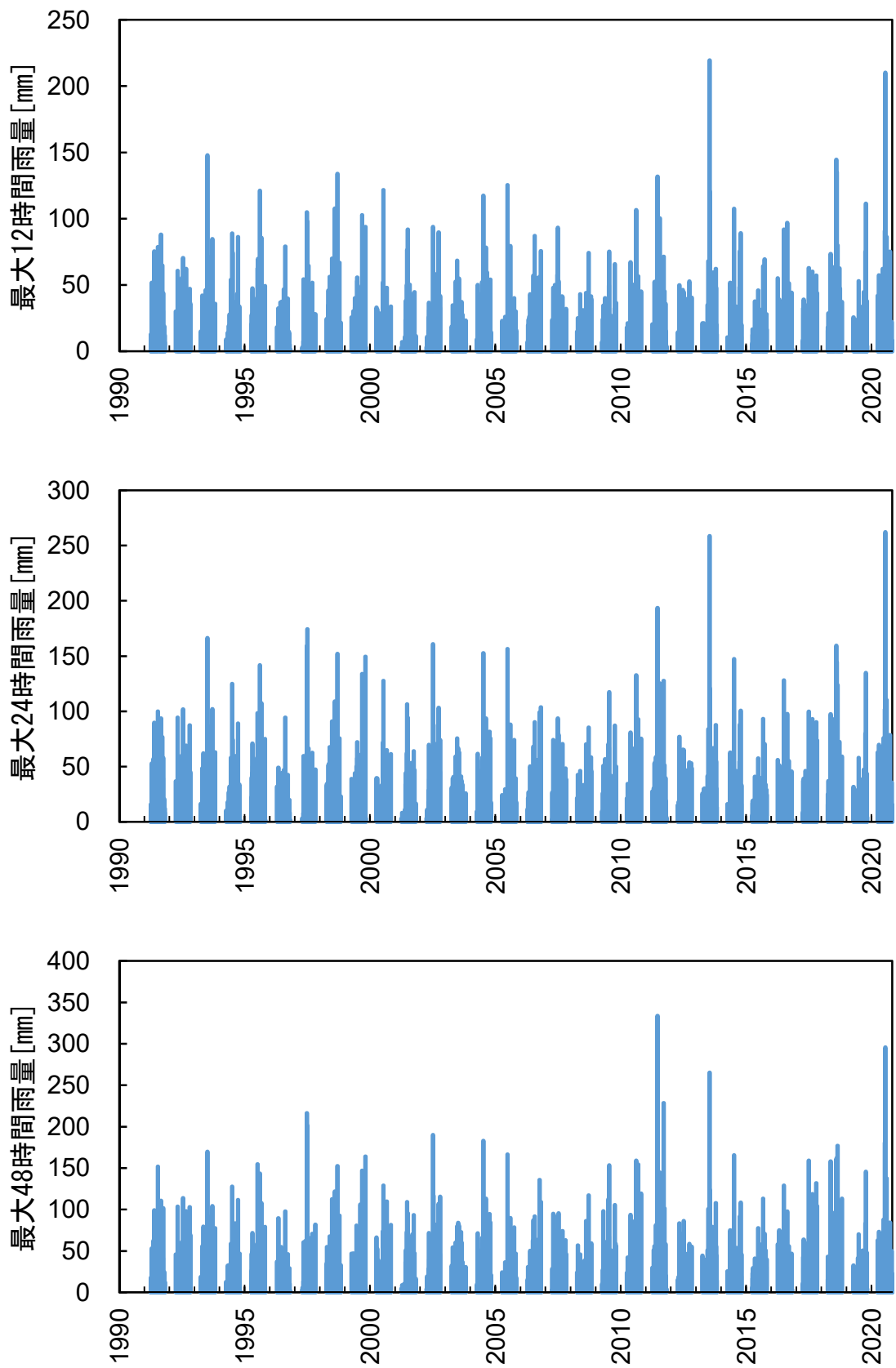


図 6.4 最大時間雨量の計算結果（寒河江ダム流域：12 時間，24 時間，48 時間）

6.2.2 斜面崩壊を規定する降雨特性の抽出

5.2.4 と同様の方法により斜面崩壊を規定する飽和雨量 R_{sa} を検討する。寒河江ダム流域で観測されたダムへのピーク流入量と発生日を表 6.3 に示す。本解析では表 6.3 のうち土砂生産をもたらす有意な出水規模としてピーク流入量が $300\text{m}^3/\text{s}$ を超える図 6.5 の 44 件の出水イベントを抽出した。なお、流入量データは 2003 年以降については水文水質データベース²⁾で収集できたが、それ以前のデータは確認できなかった。そのため、2002 年以前のデータは東北地方整備局河川管理課より収集した。また、成分分離において直接流出の終了時刻を客観的に決定することは困難であるため、水平分離法や勾配急変点法を考慮して終了時刻の幅を設定した。

これらを対象として、3, 6, 12, 24, 48 時間に対する最大時間雨量と直接流出高との相関を調べるために、それぞれの最大時間雨量と直接流出高の関係を図 6.6 のように整理した。なお、終了時刻の範囲に応じた直接流出高の取り得る範囲を同図中のエラーバーで示している。最大 3 時間および最大 6 時間雨量の場合には、[雨量]=[直接流出高]となる図中の点線より上側に多くのデータポイントが位置している。時間が短い場合には偶発的・不規則な降雨変動も含まれ、このように降雨量が流出量を上回るという物理的にあり得ない相関関係を瞬間的にとる場合があるが、流出高や飽和雨量にこのような短期変動成分の影響が反映されることは少ないため、解析対象から除外する。続いて、より長時間の 3 種類の最大時間雨量を対象として 5.2.4 の式(4)で示した実績値との二乗平均平方誤差 ($RMSE_{R_{sa}}$) を評価した結果、図 6.6 のように 48 時間雨量を対象とした場合の流出高推定値 q_i^{cal} と実績値 q_i^{ob} との相関性が最も高く ($RMSE_{R_{sa}} = 13$)、この場合の飽和雨量として $R_{sa} = 120\text{mm}$ を得た。これより、寒河江ダム流域の土砂生産を規定する飽和雨量としては、最大 48 時間雨量から得られた $R_{sa} = 120\text{mm}$ を採用する。

表 6.3(1) 寒河江ダム流域における出水時のピーク流入量 (1991年～2000年)

年	月	日	ピーク流入量(m ³ /s)
	5	27	340
	7	17	311
1991	7	20	380
	7	25	291
	8	31	239
1992	5	8	336
	5	13	324
	6	15	204
1993	7	14	598
	8	27	225
	9	18	230
	7	2	249
1994	7	8	348
	9	30	345
	7	11	265
	7	14	223
1995	7	16	242
	8	10	681
1996	6	4	206
	5	8	400
	6	29	365
1997	7	5	436
	7	16	258
	5	3	298
	6	27	418
1998	7	4	235
	8	7	442
	9	16	583
	9	15	221
1999	10	28	331
2000	7	18	515

表 6.3(2) 寒河江ダム流域における出水時のピーク流入量 (2001 年～2011 年)

年	月	日	ピーク流入量(m ³ /s)
2001	7	4	347
2002	7	11	402
	10	2	348
2003	5	8	306
2004	5	4	284
	7	17	615
	7	20	205
2005	4	8	223
	6	27	478
	8	15	320
2006	5	11	249
	5	20	285
	7	13	309
	7	28	360
2007	5	18	203
	6	29	396
2008	5	20	209
	9	26	222
2009	5	18	202
	7	10	230
	7	13	245
	7	19	491
2010	5	24	291
	6	27	226
	8	15	394
	9	13	301
2011	5	2	256
	5	10	519
	5	13	304
	6	24	613
	6	28	219
	7	1	281
	8	18	266
9	21	282	

表 6.3(3) 寒河江ダム流域における出水時のピーク流入量 (2012 年～2020 年)

年	月	日	ピーク流入量(m ³ /s)
2012	5	4	395
	7	8	390
	7	11	252
	7	15	366
2013	7	18	1,278
	7	22	724
	9	16	247
	10	16	249
	7	10	526
2014	10	6	246
	10	14	225
2015	9	10	209
	10	2	229
2016	7	6	452
	8	22	541
	7	2	278
	7	3	288
2017	7	24	251
	8	24	293
	10	23	243
	5	19	425
	6	28	227
	8	6	487
2018	8	16	287
	8	26	320
	8	28	575
	9	5	211
2019	10	4	275
	10	13	419
	7	14	353
	7	16	353
2020	7	29	1,284
	8	9	368
	9	25	233

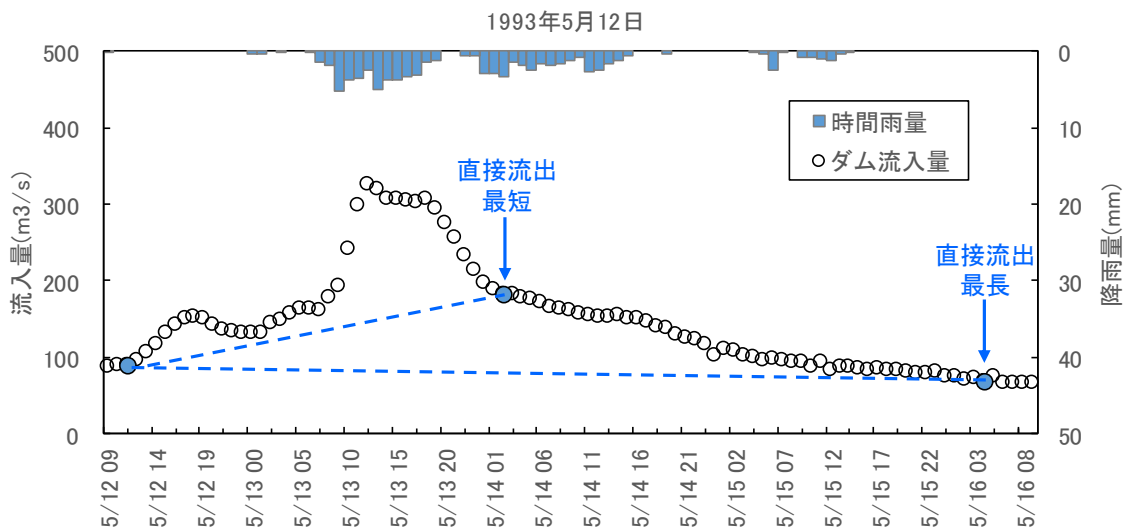
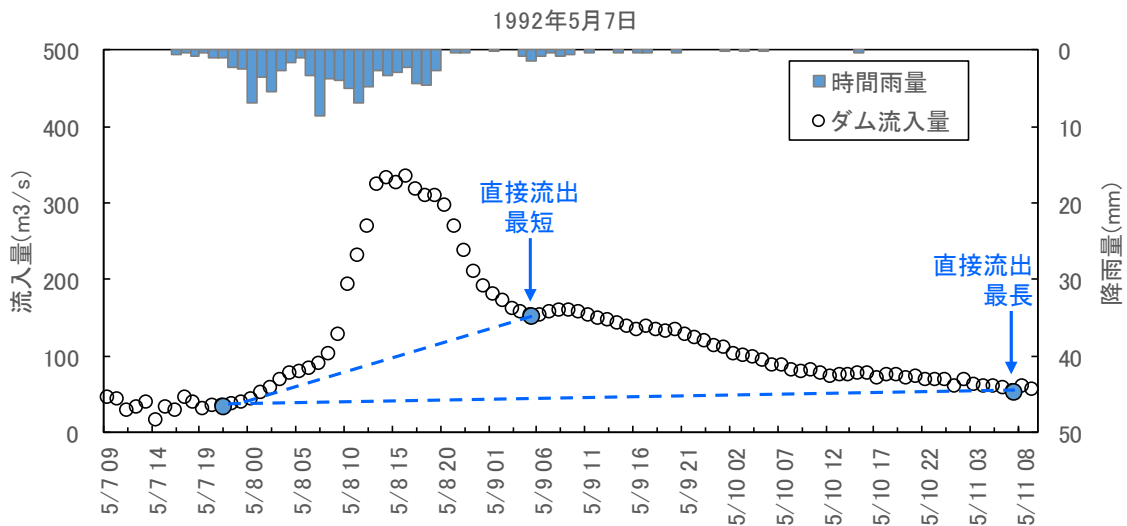
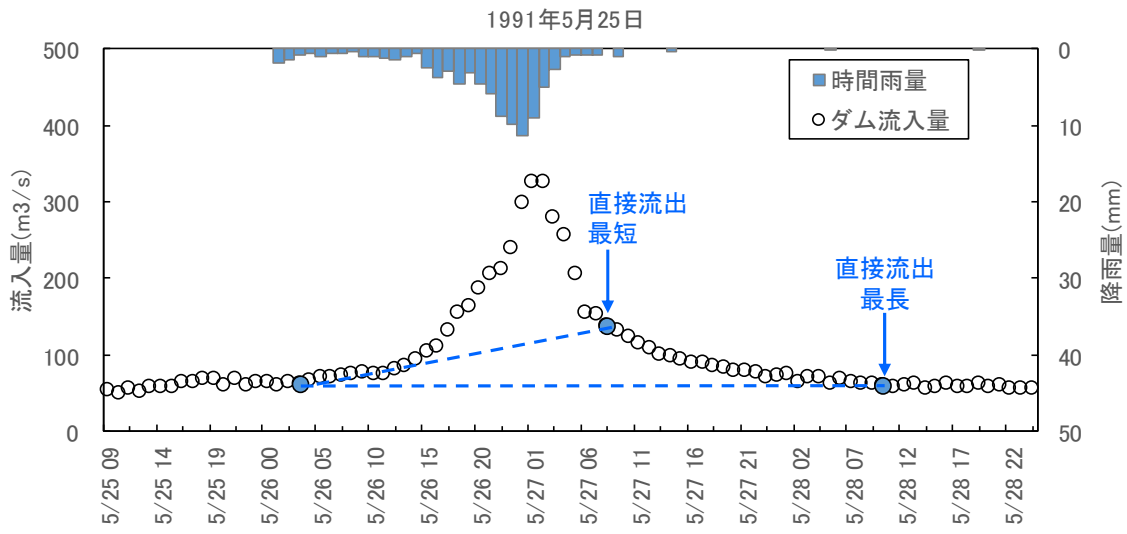


図 6.5(1) Rsa 検討に用いたハイエト・ハイドログラフ (寒河江ダム流域)

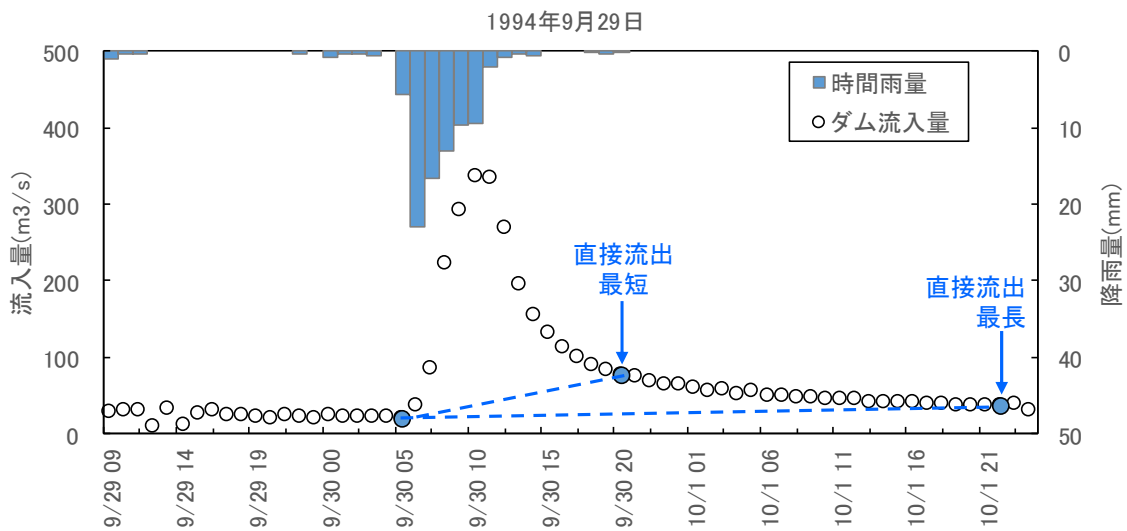
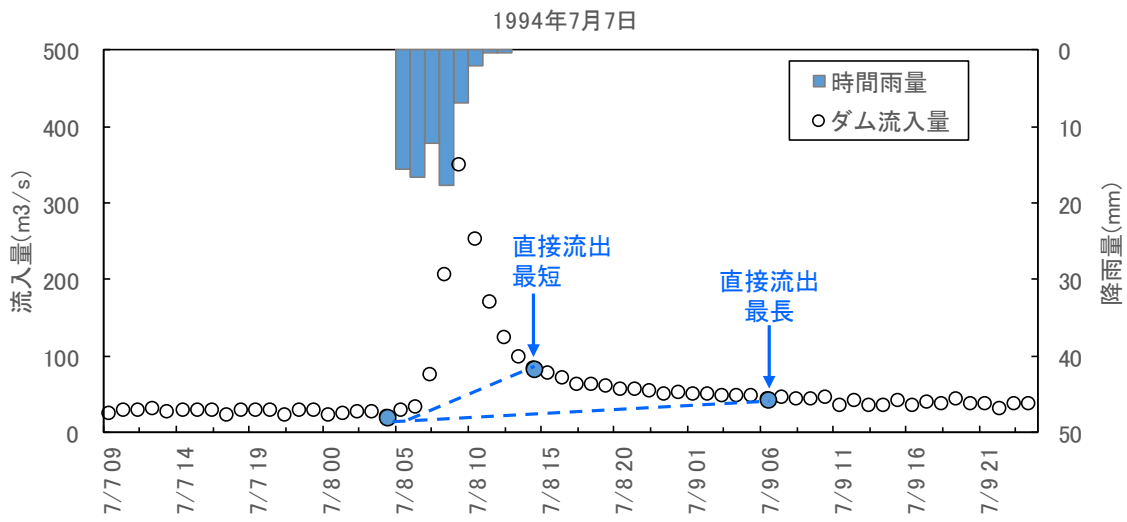
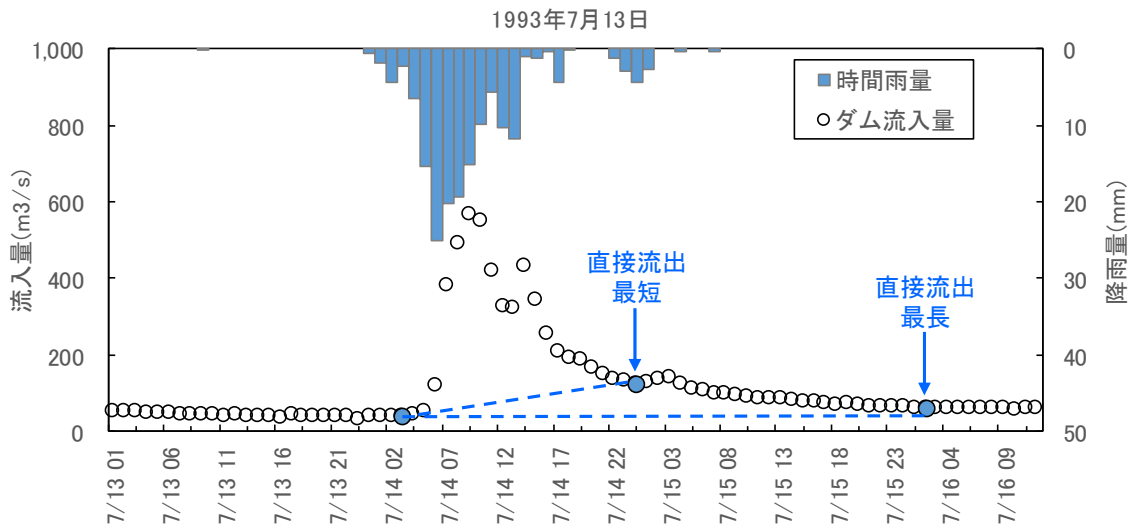


図 6.5(2) Rsa 検討に用いたハイエト・ハイドログラフ (寒河江ダム流域)

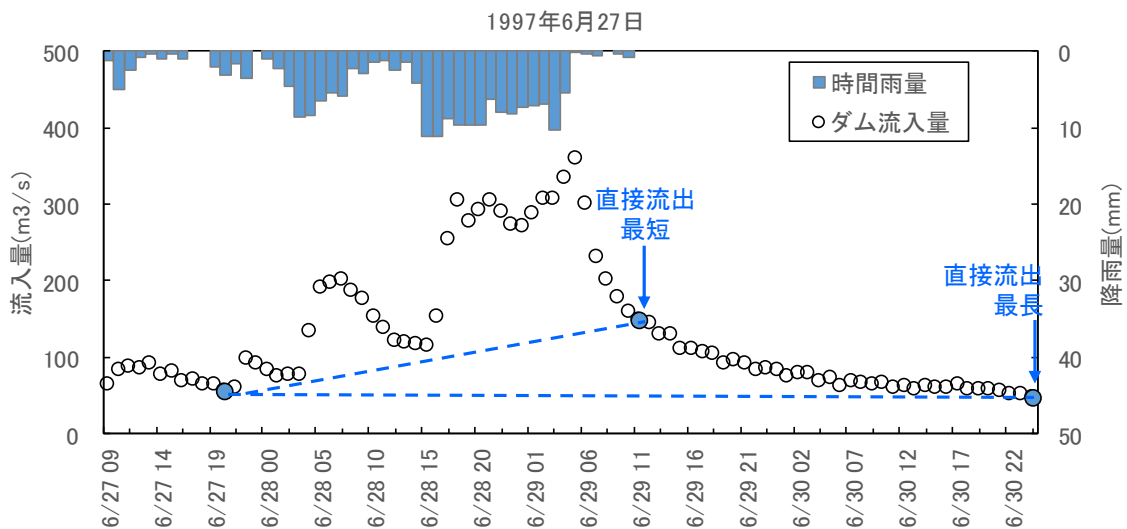
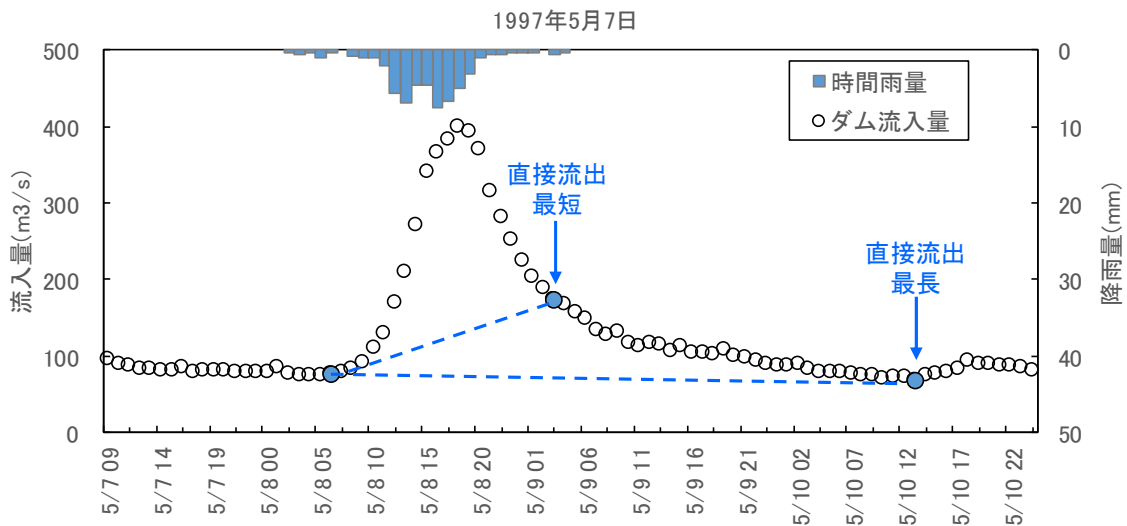
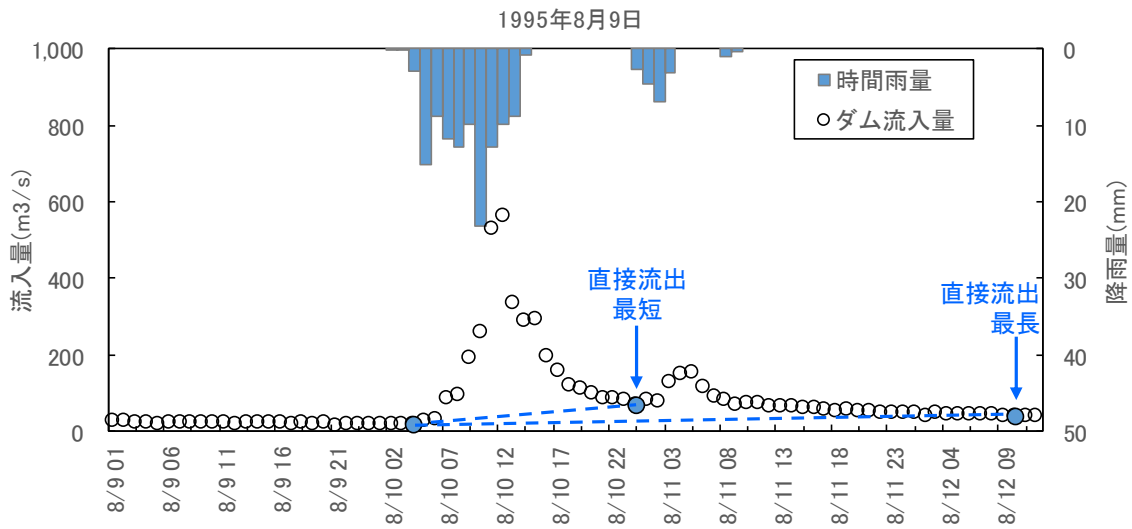


図 6.5(3) Rsa 検討に用いたハイエト・ハイドログラフ (寒河江ダム流域)

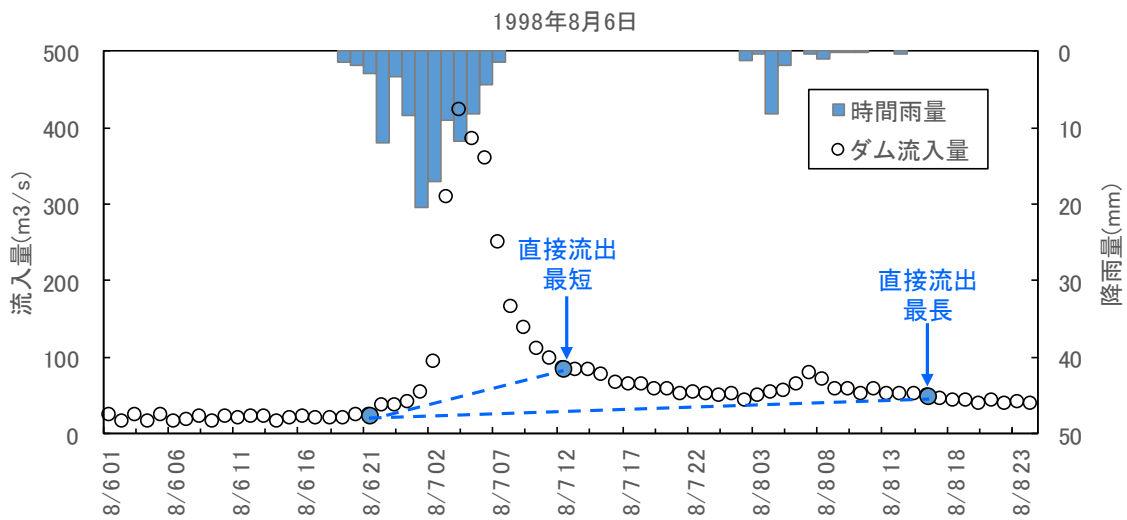
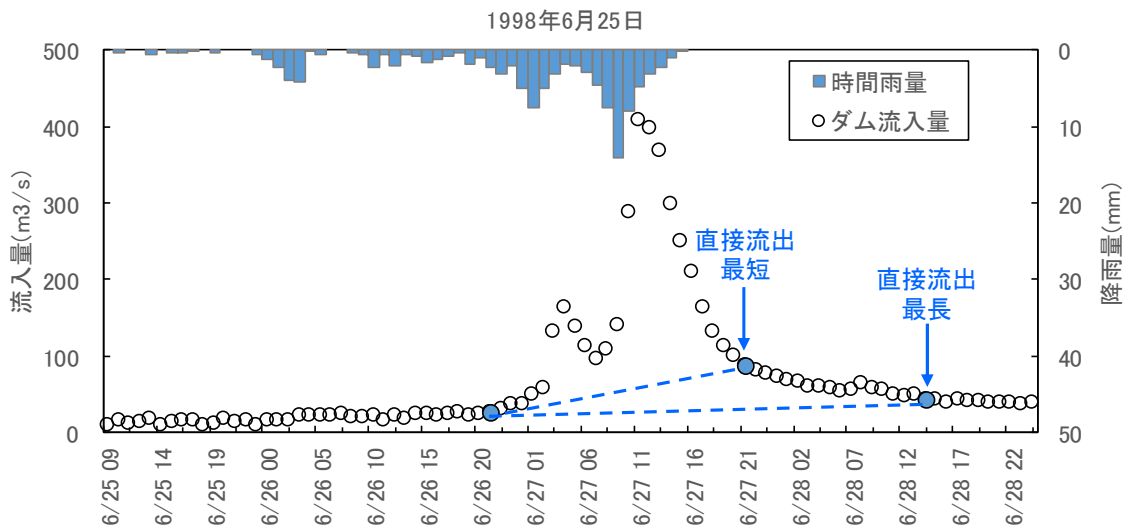
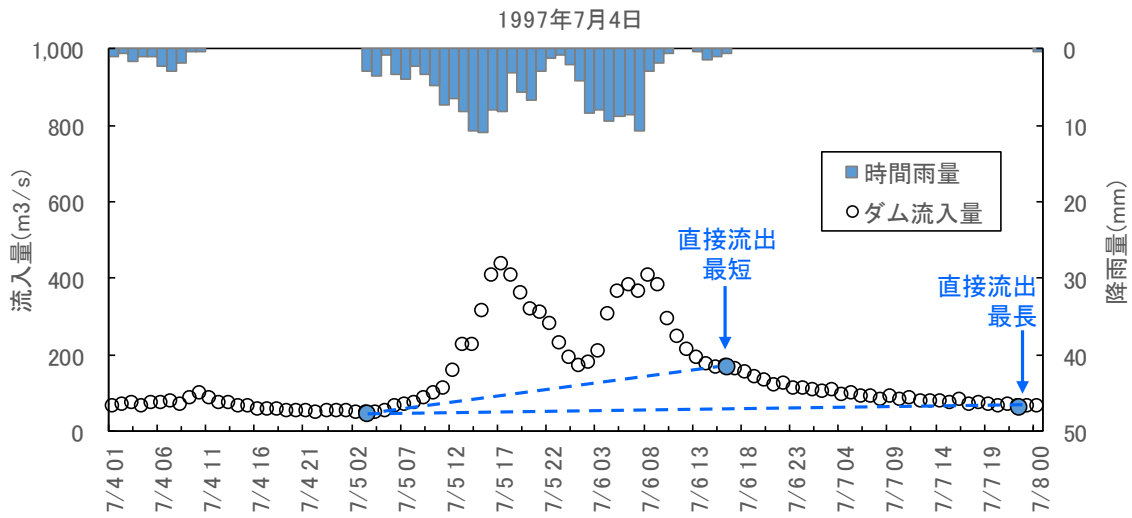


図 6.5(4) Rsa 検討に用いたハイエト・ハイドログラフ (寒河江ダム流域)

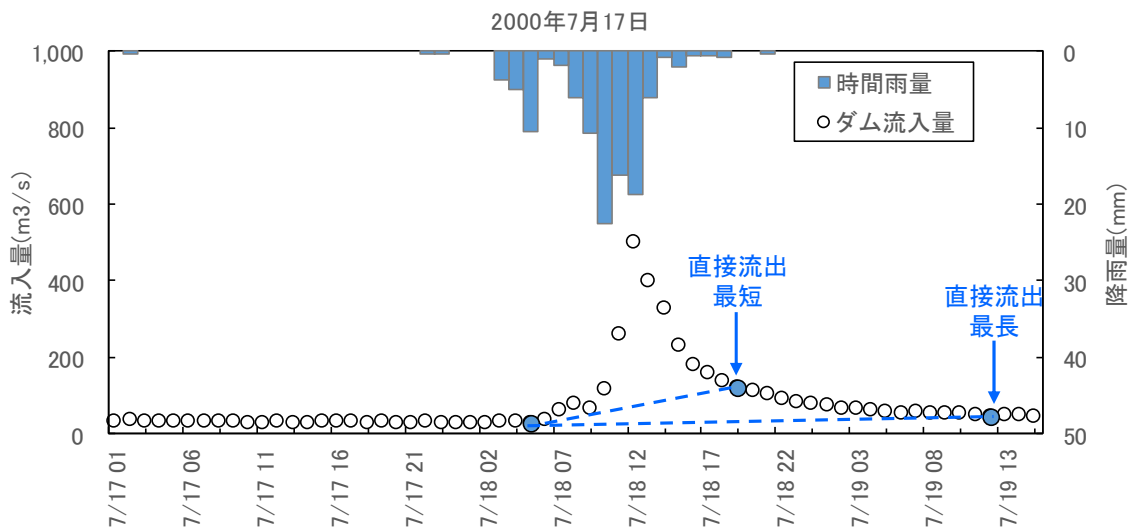
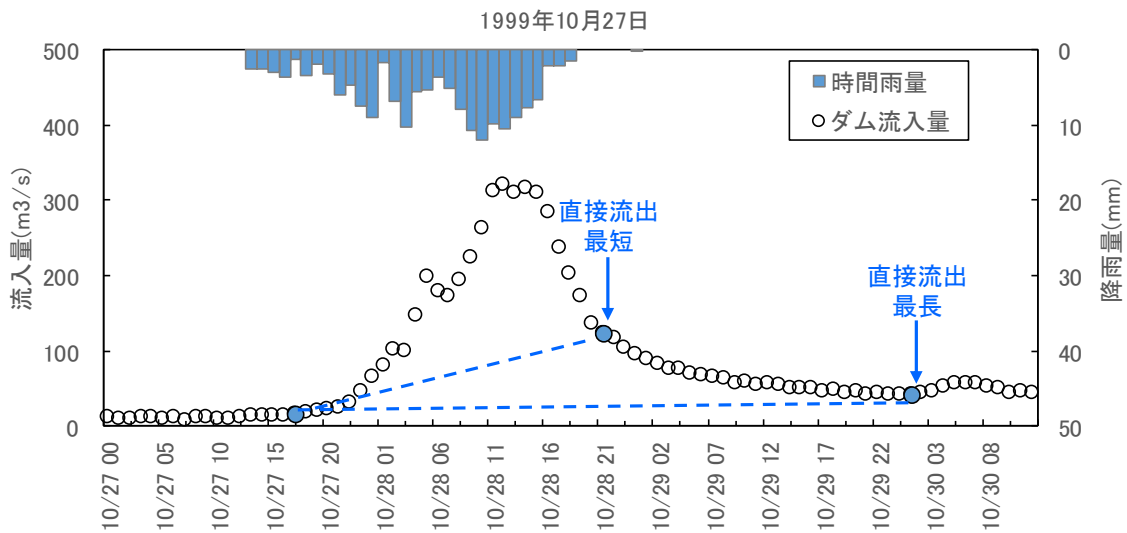
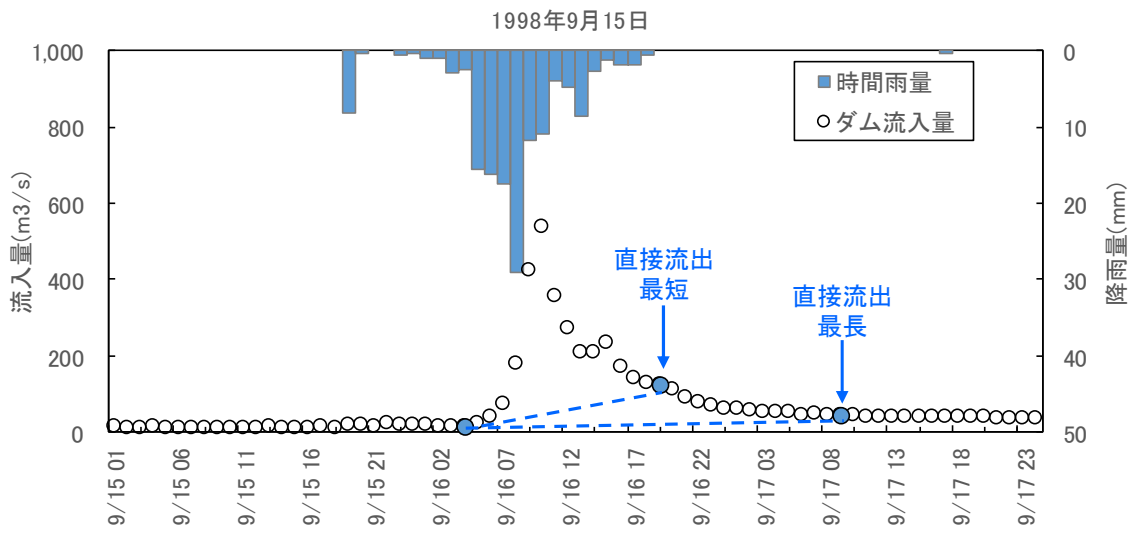


図 6.5(5) Rsa 検討に用いたハイエト・ハイドログラフ (寒河江ダム流域)

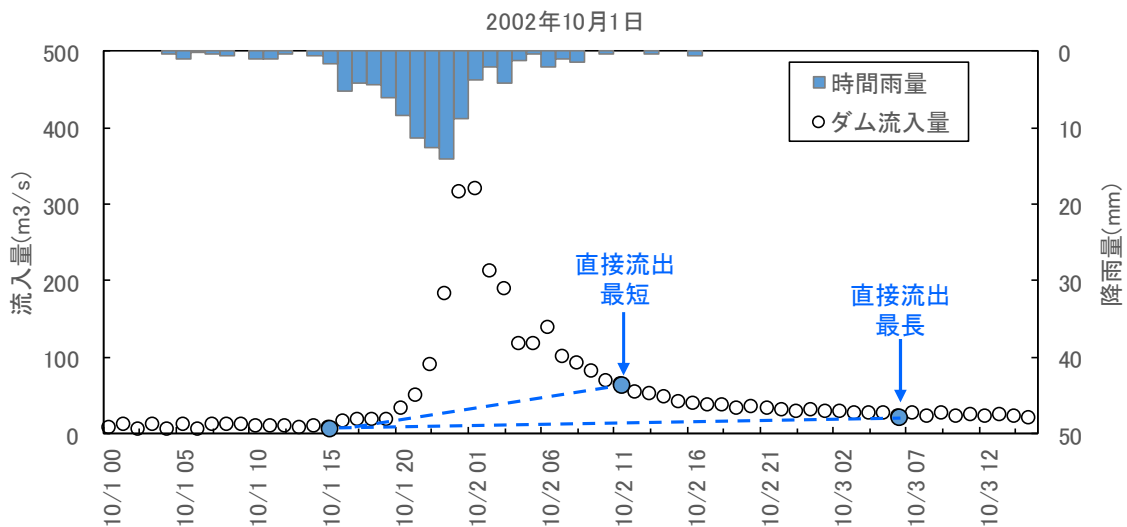
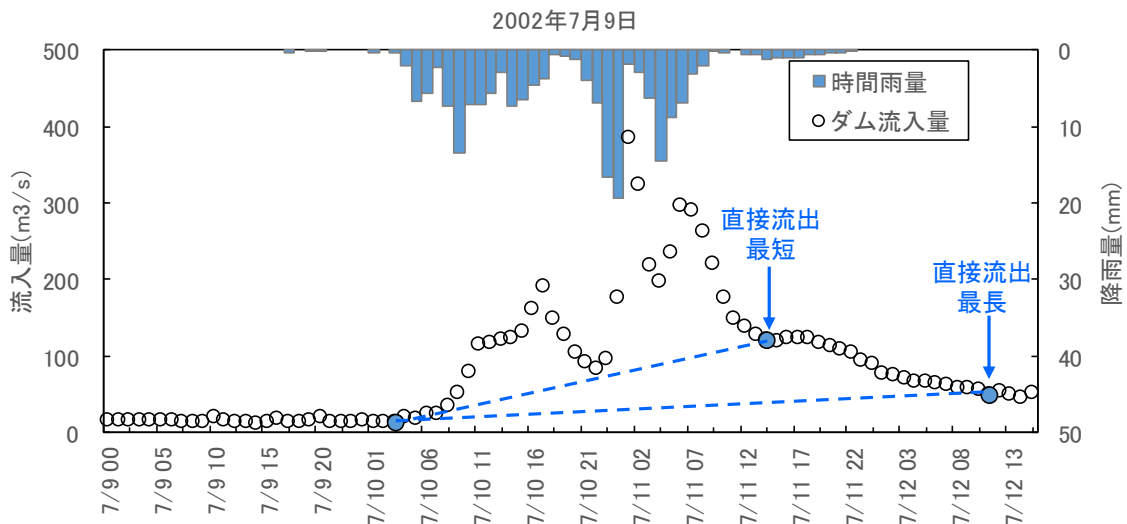
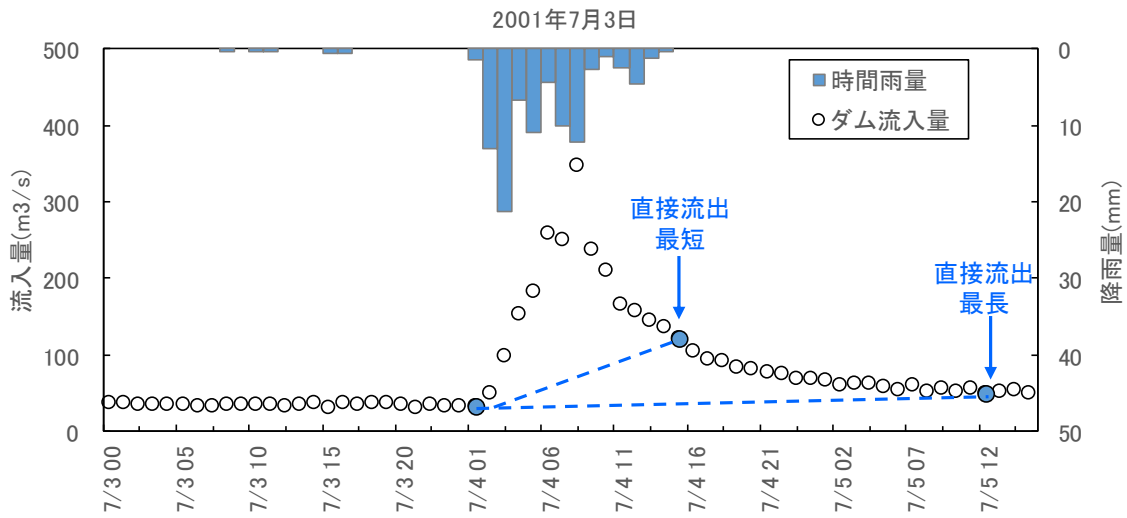


図 6.5(6) Rsa 検討に用いたハイエト・ハイドログラフ (寒河江ダム流域)

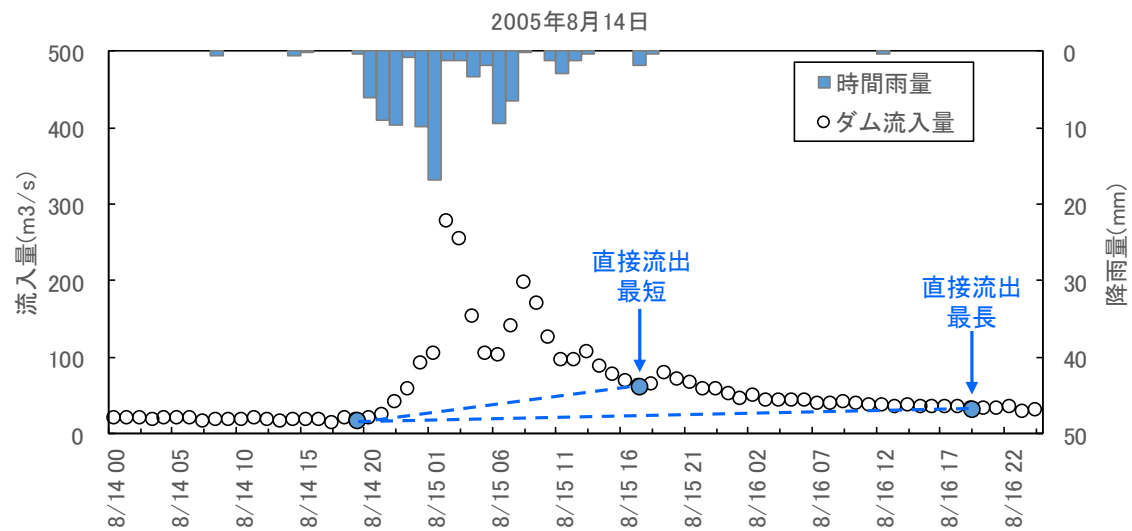
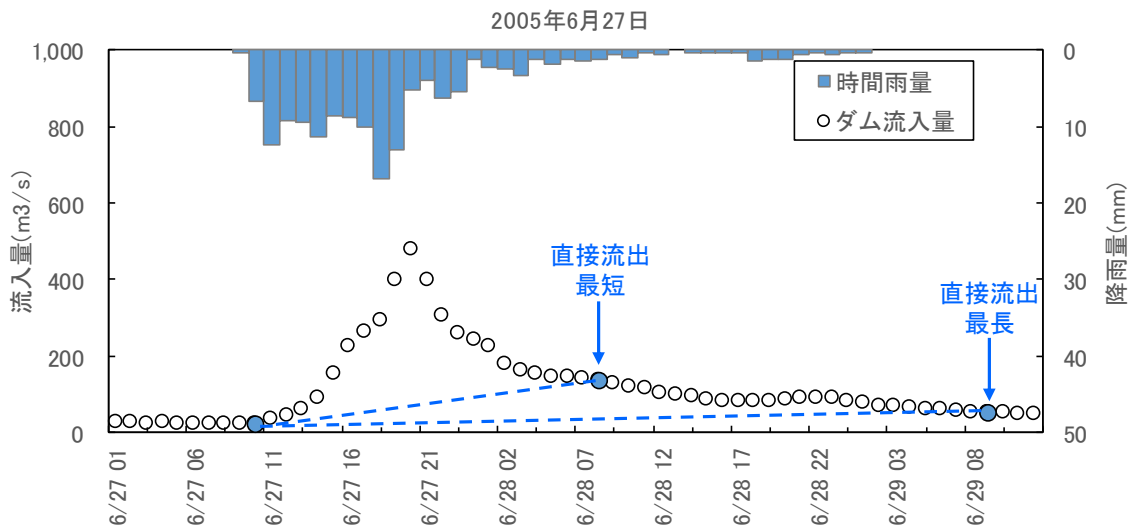
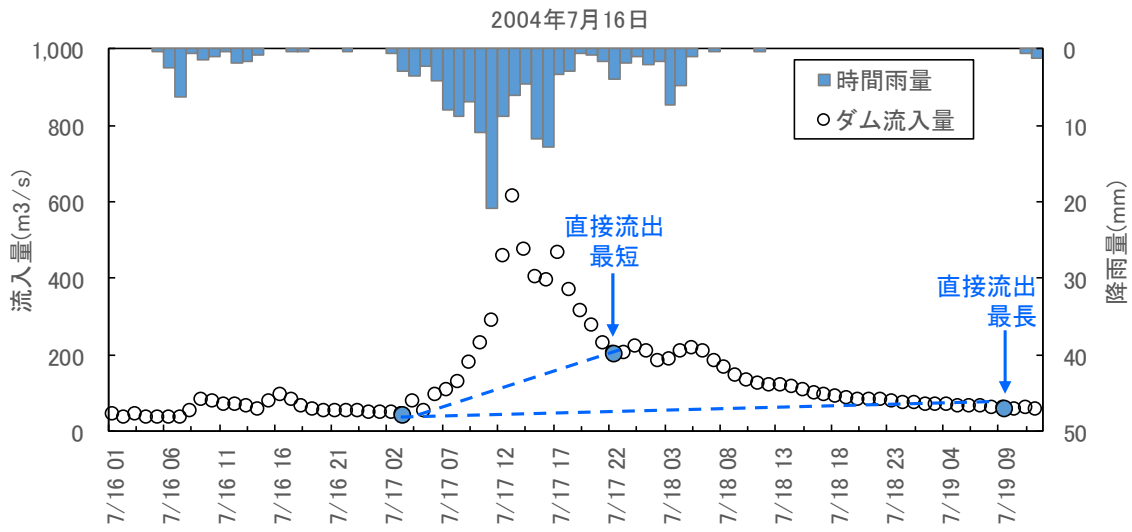


図 6.5(7) Rsa 検討に用いたハイエト・ハイドログラフ (寒河江ダム流域)

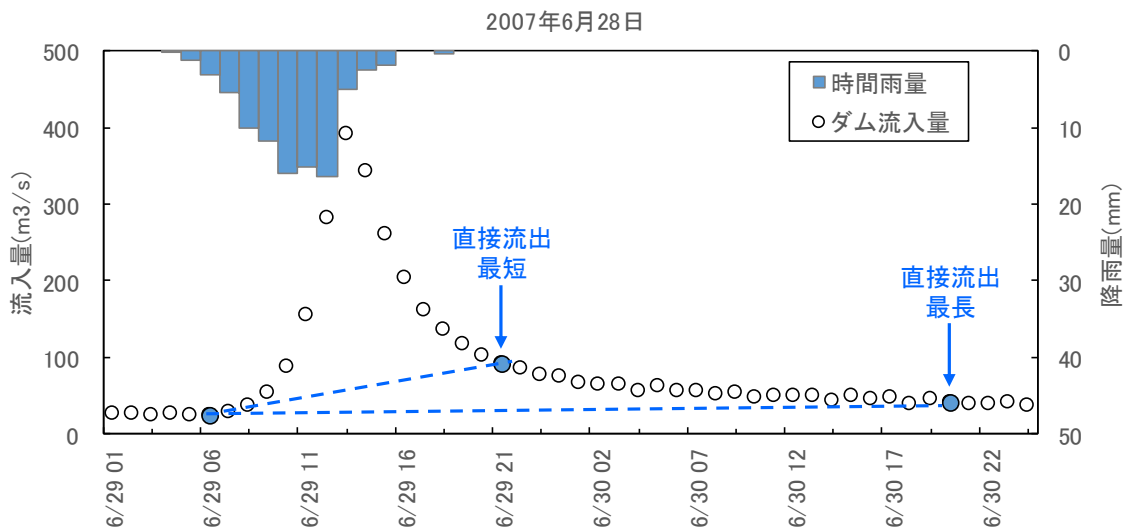
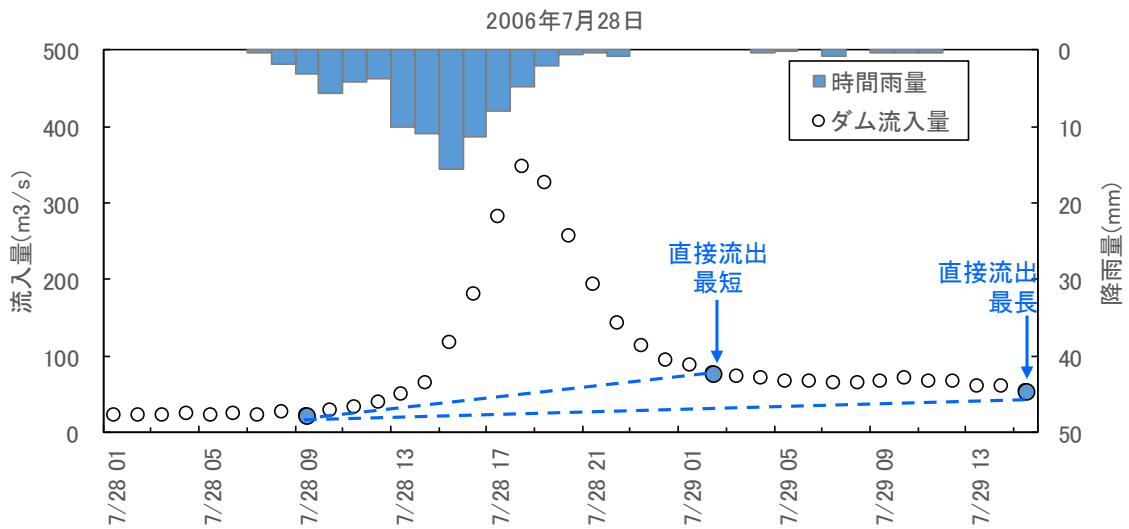
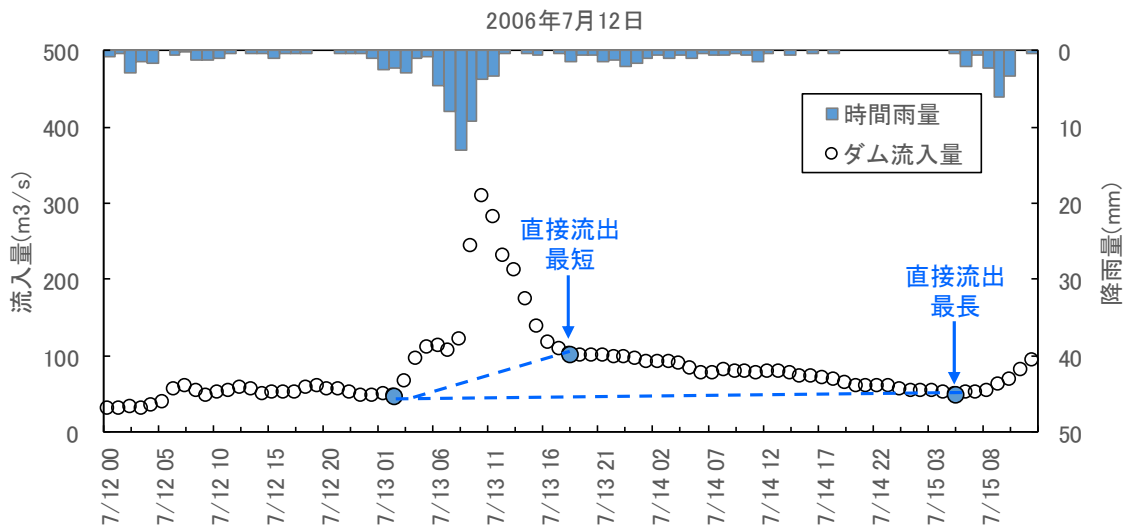


図 6.5(8) Rsa 検討に用いたハイレート・ハイドログラフ (寒河江ダム流域)

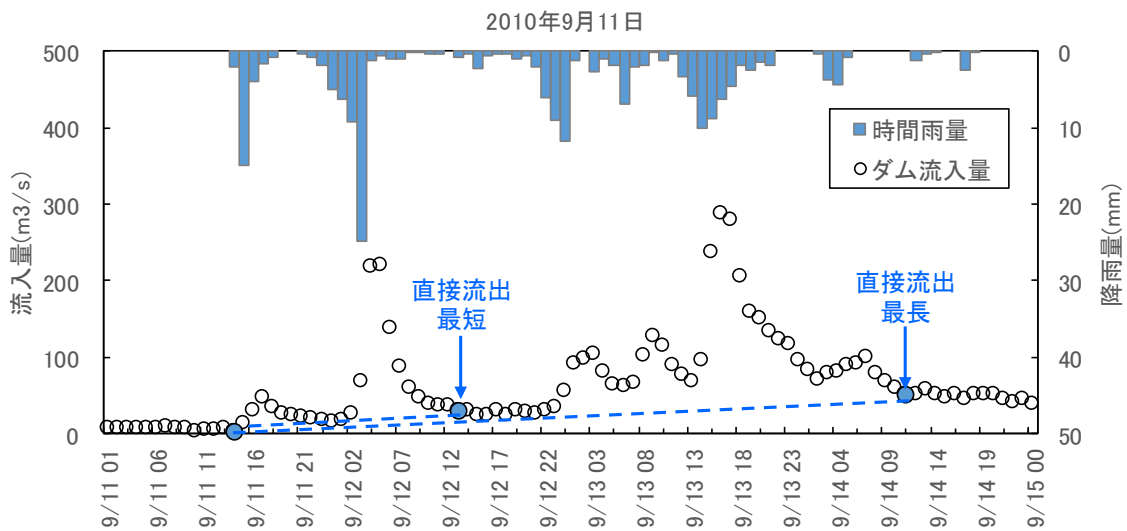
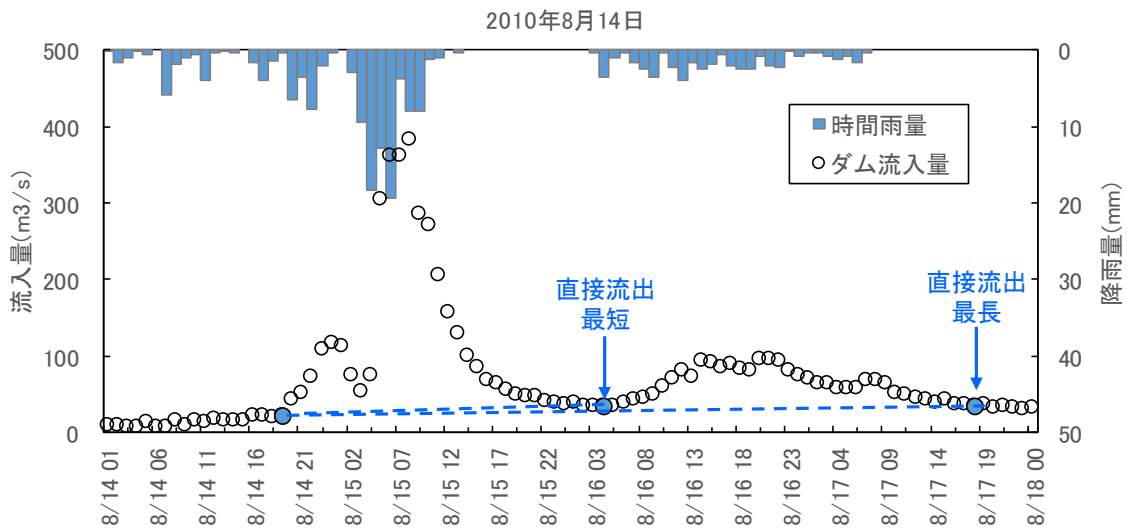
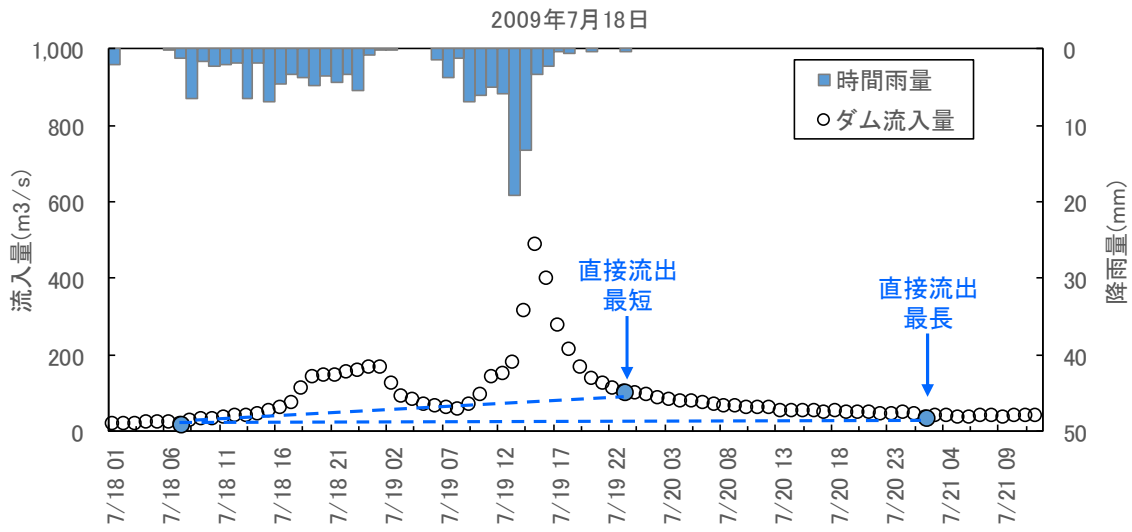


図 6.5(9) Rsa 検討に用いたハイエト・ハイドログラフ (寒河江ダム流域)

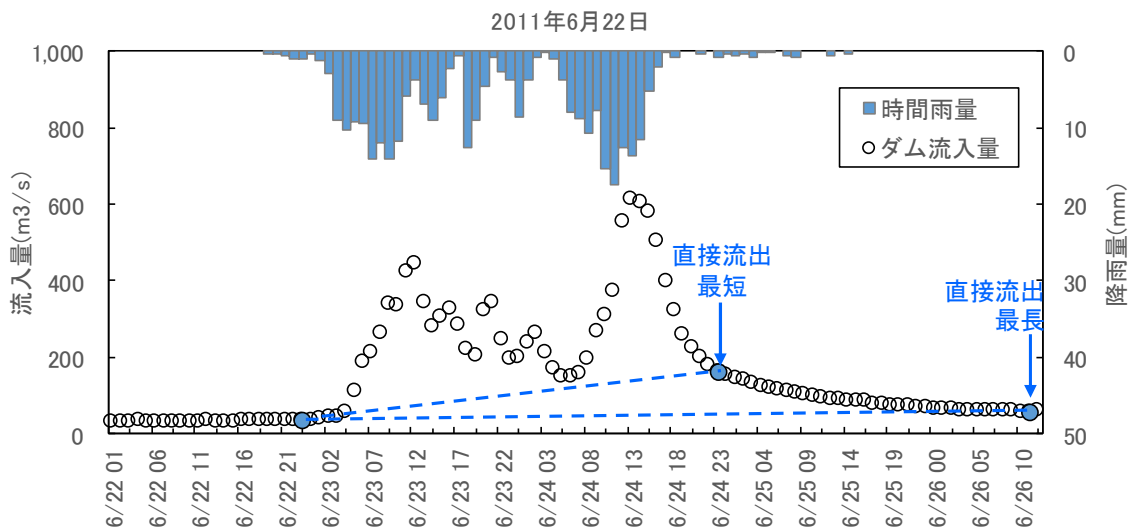
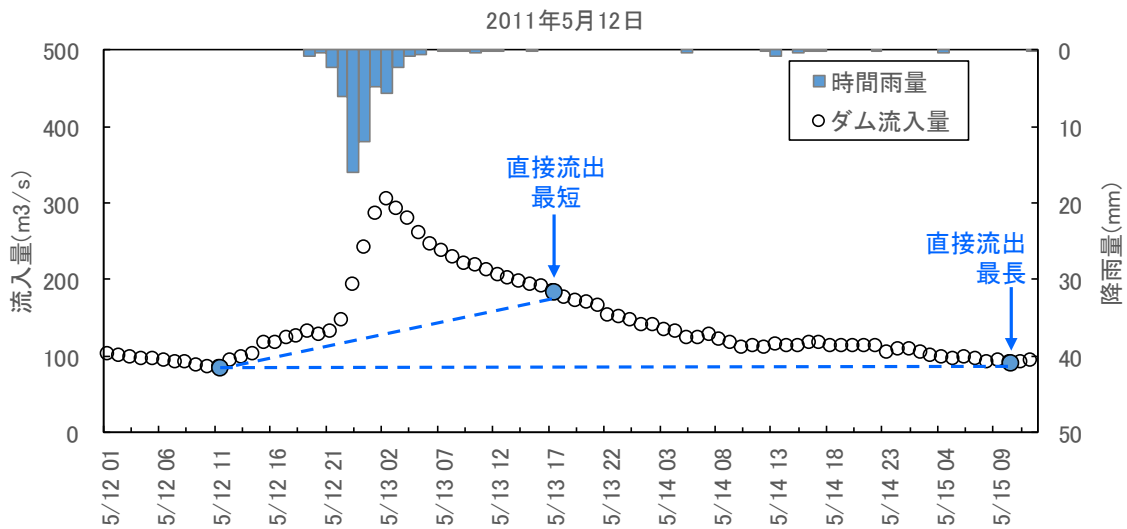
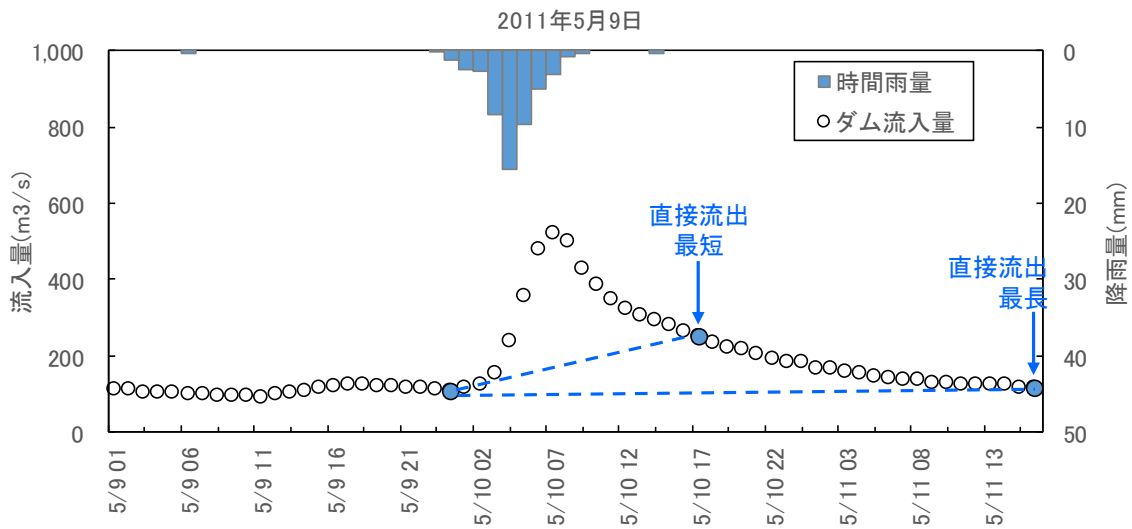


図 6.5(10) Rsa 検討に用いたハイエト・ハイドログラフ (寒河江ダム流域)

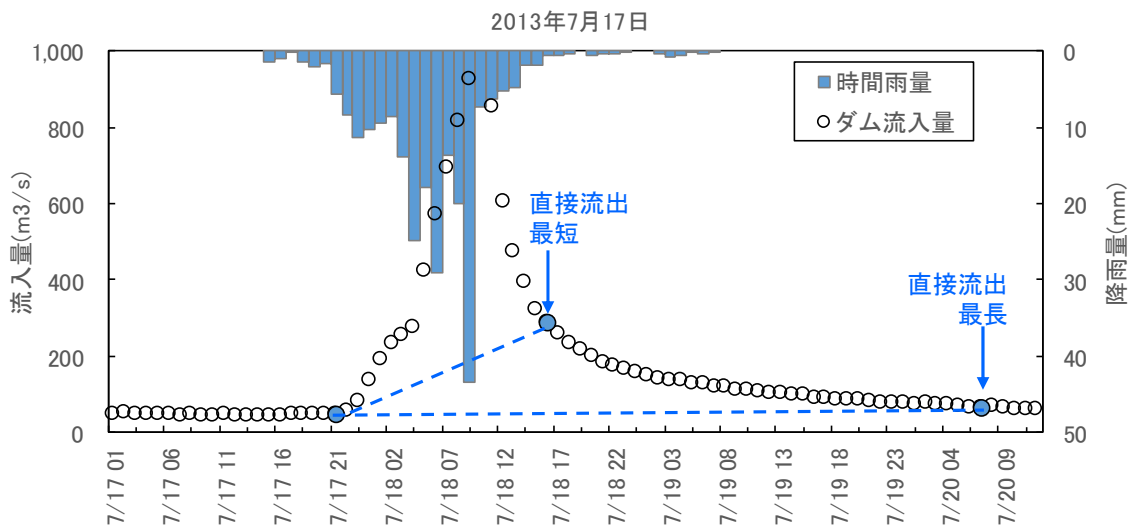
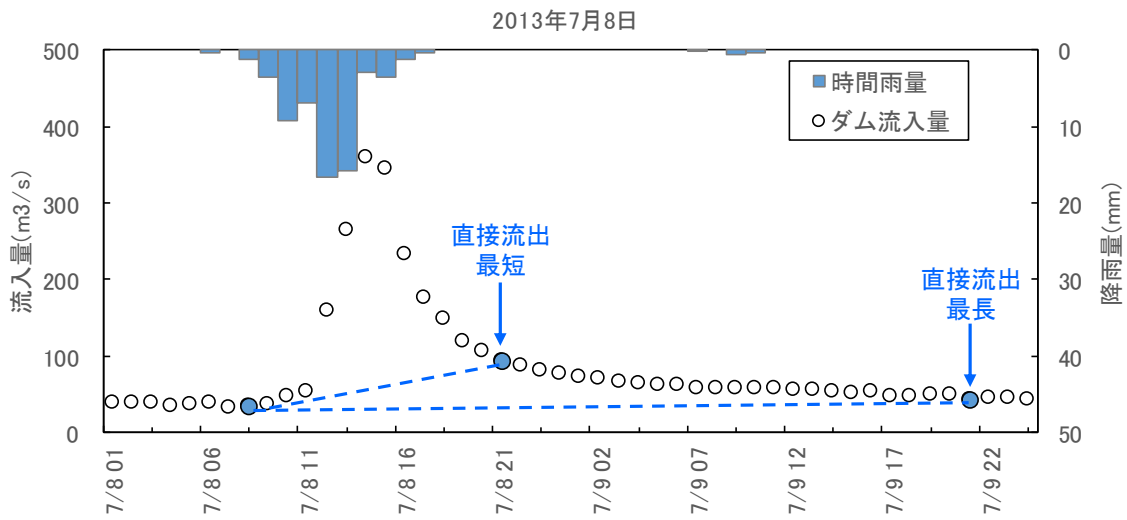
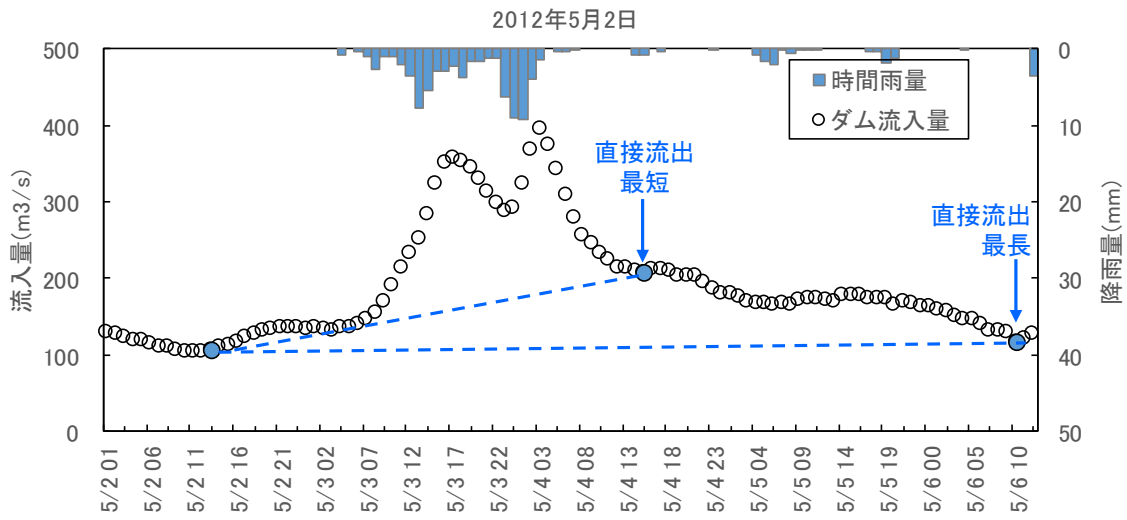


図 6.5(11) Rsa 検討に用いたハイエト・ハイドログラフ (寒河江ダム流域)

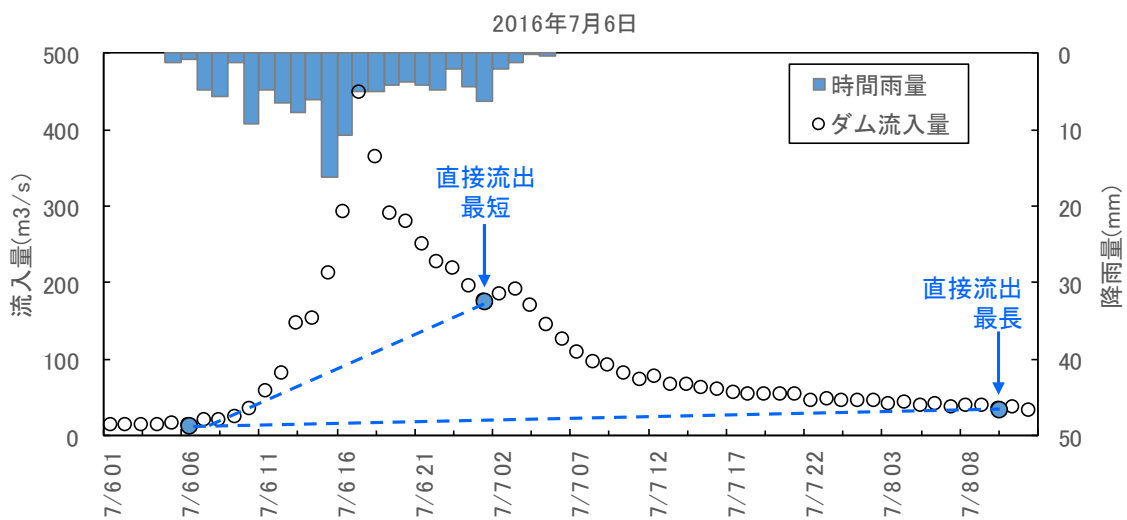
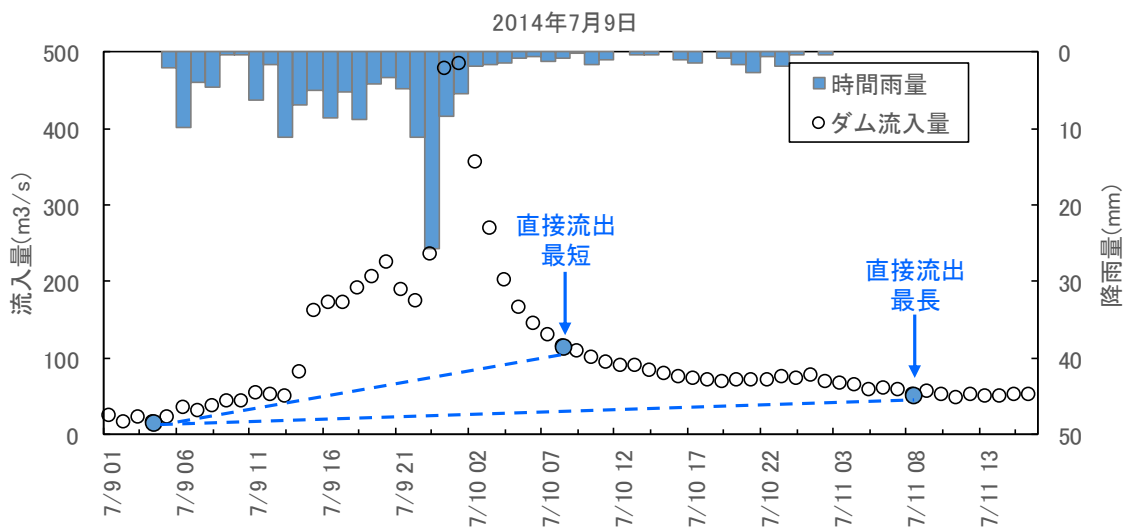
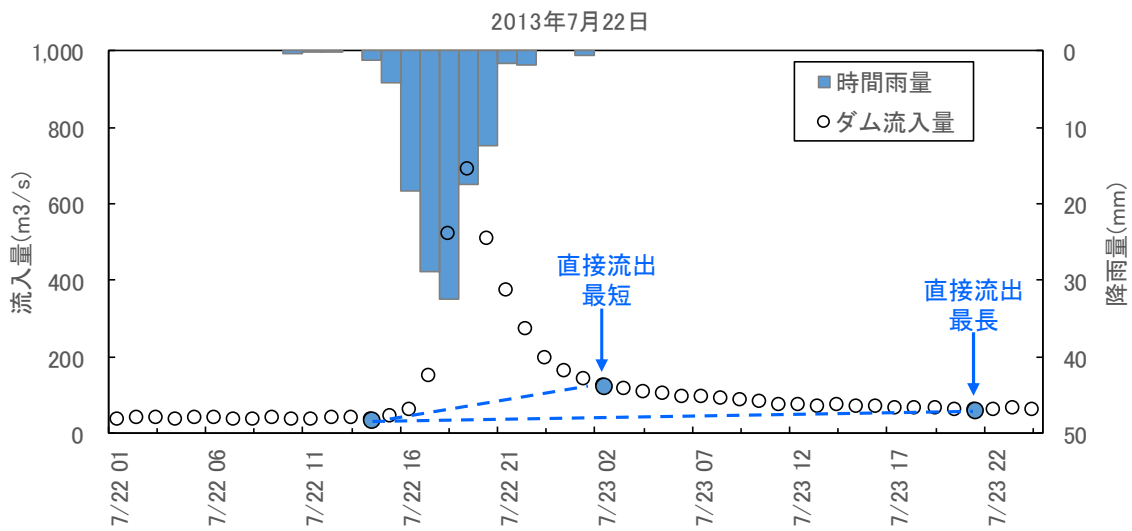


図 6.5(12) Rsa 検討に用いたハイエト・ハイドログラフ (寒河江ダム流域)

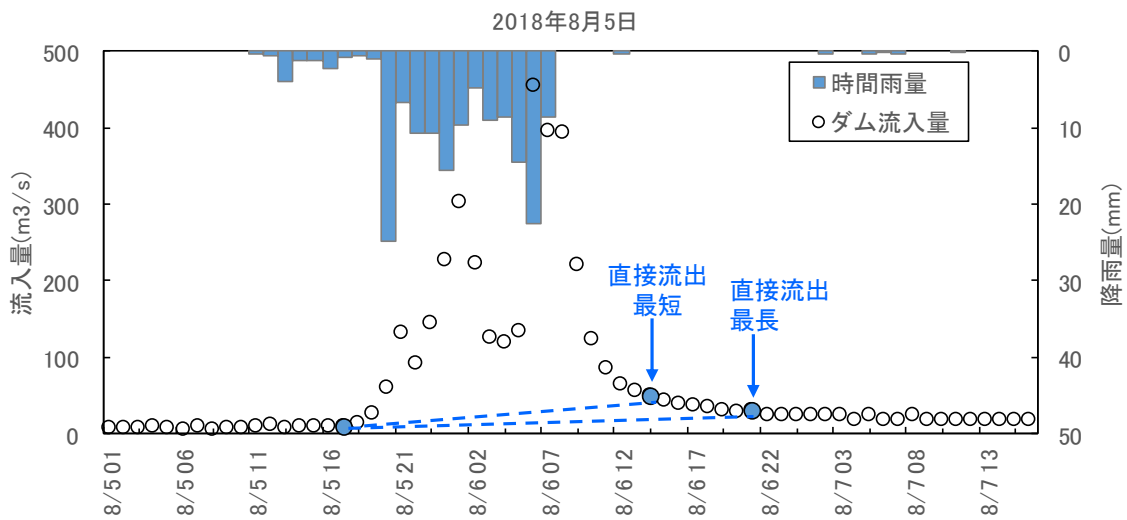
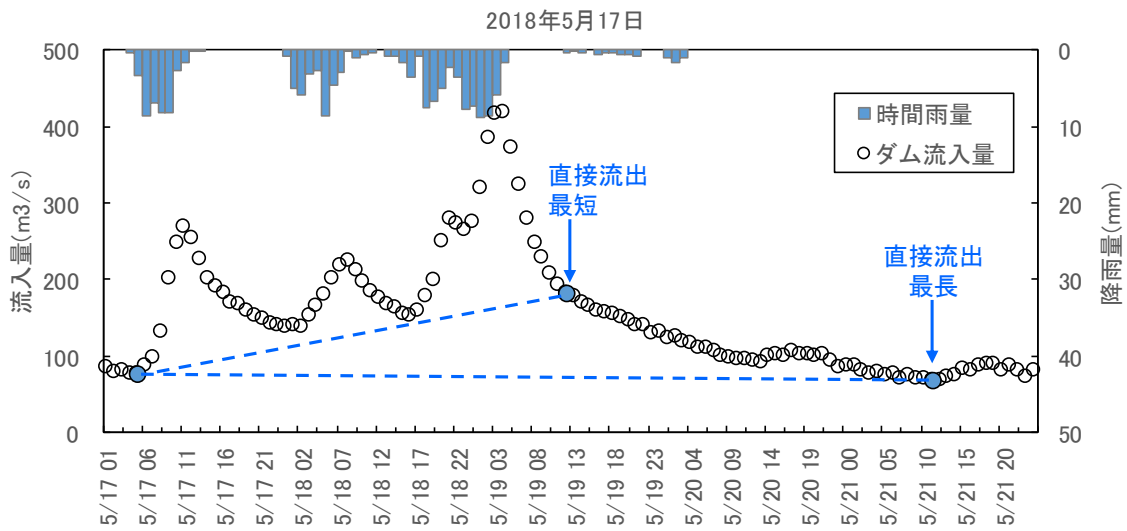
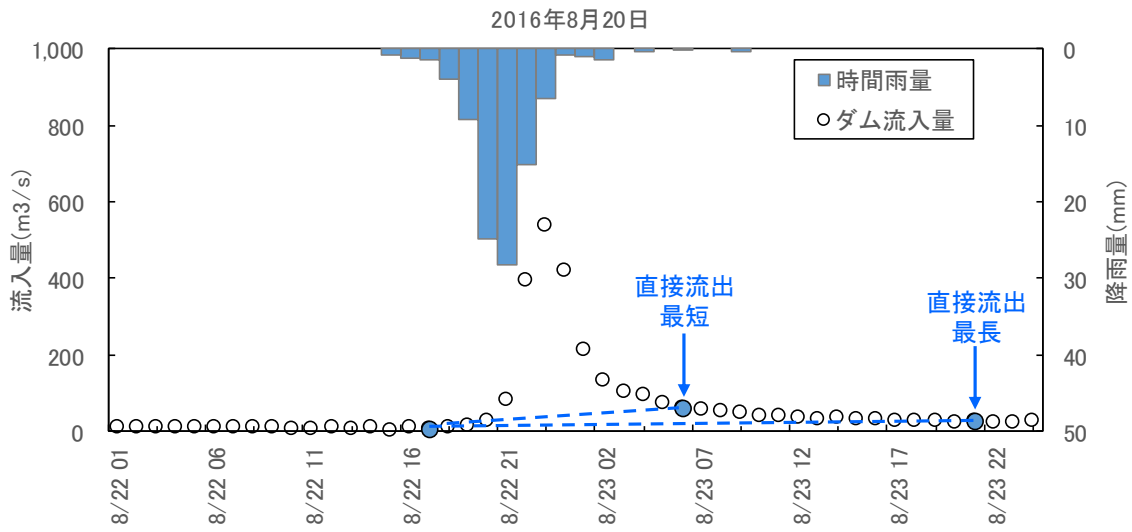


図 6.5(13) Rsa 検討に用いたハイエト・ハイドログラフ (寒河江ダム流域)

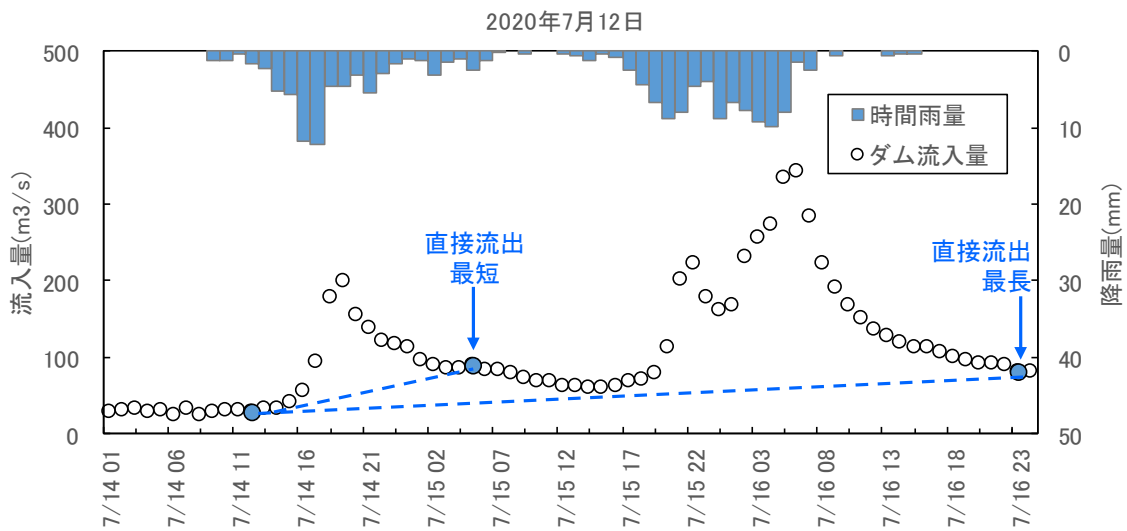
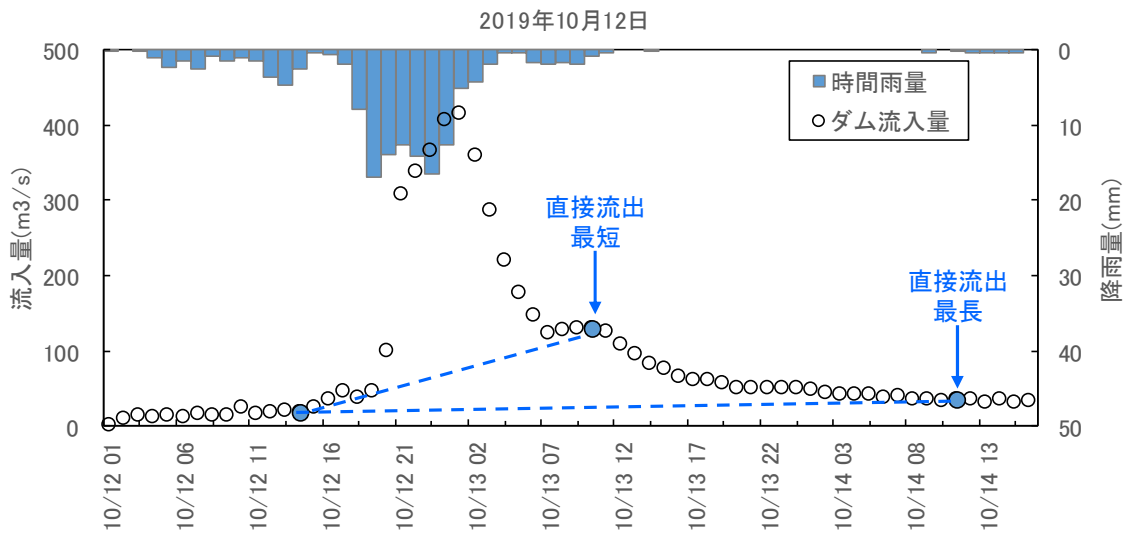
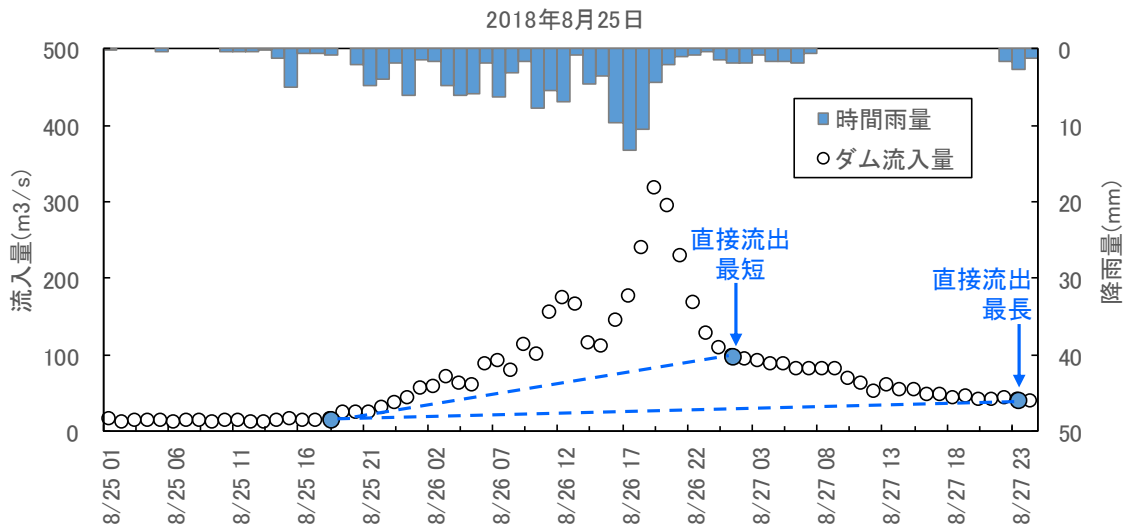


図 6.5(14) Rsa 検討に用いたハイエト・ハイドログラフ (寒河江ダム流域)

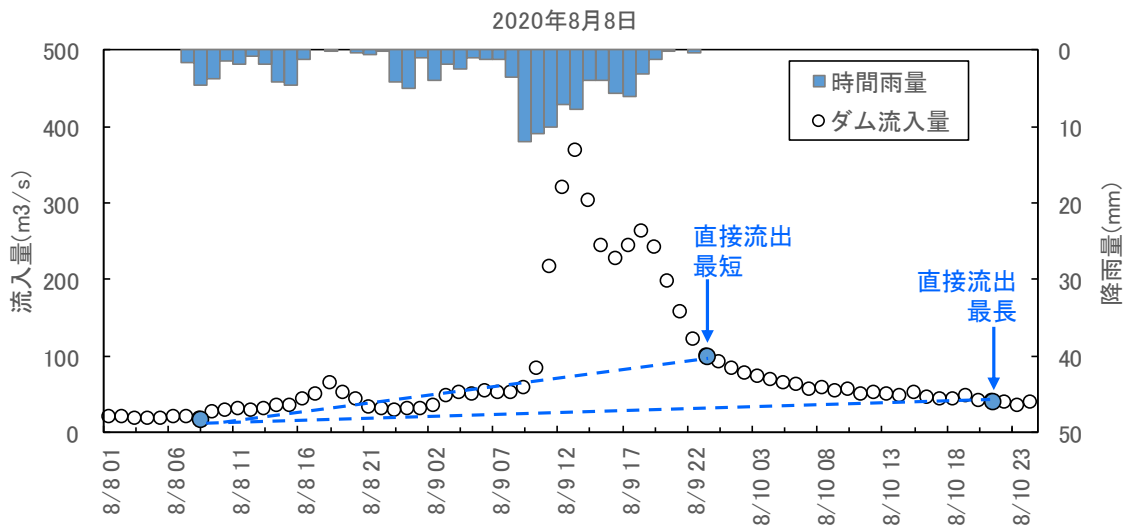
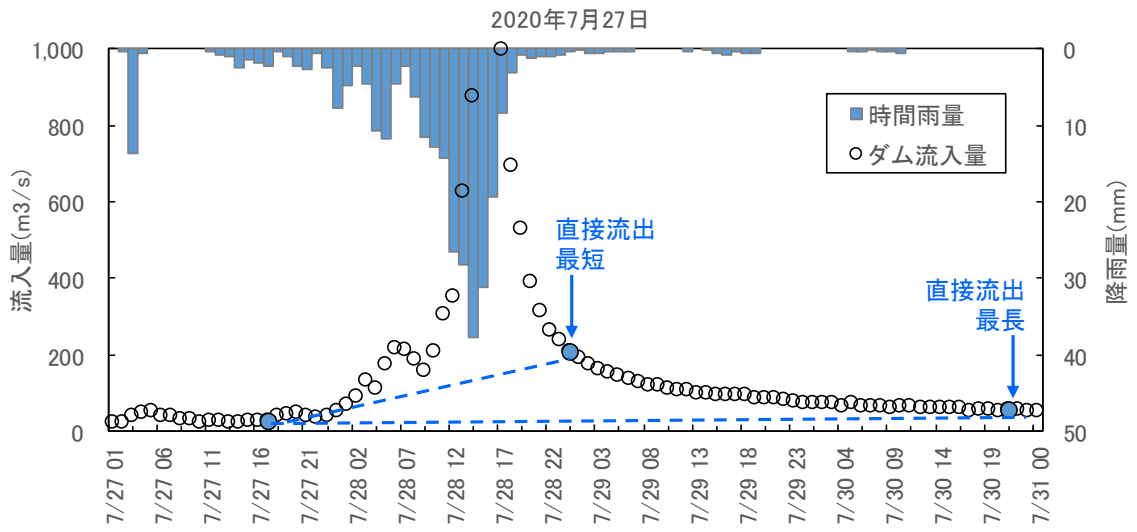


図 6.5(15) Rsa 検討に用いたハイエト・ハイドログラフ (寒河江ダム流域)

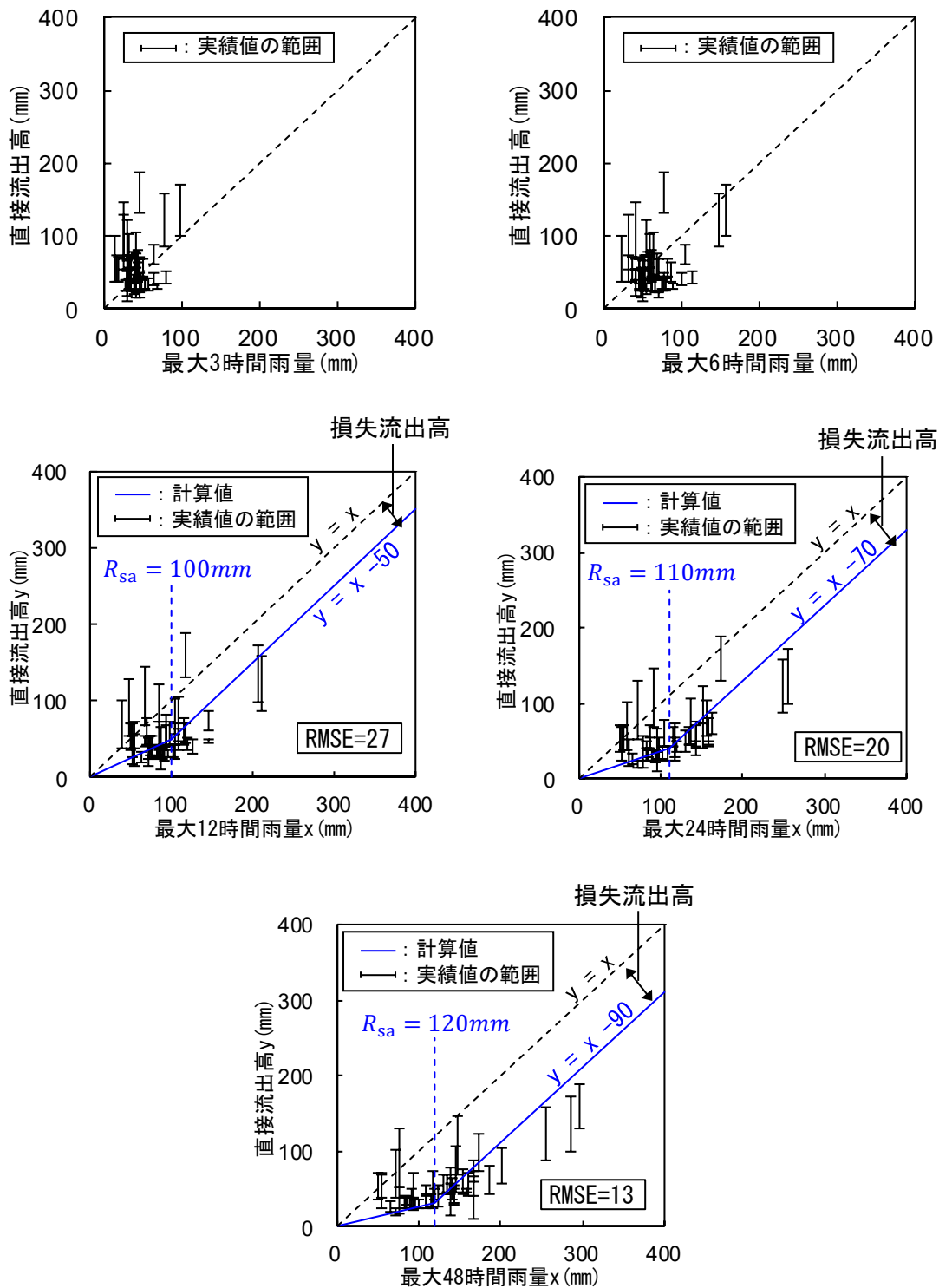


図 6.6 最大時間雨量と直接流出高の相関 (寒河江ダム流域)

6.2.3 斜面崩壊の発生をもたらす雨量強度と崩壊地面積との相関

表層崩壊を引き起こす j 時間雨量強度の閾値 R_{jc} を求めるにあたり、前述の飽和雨量 R_{sa} を超える降雨イベント 22 出水を対象として、 j 時間雨量強度の時系列 $(\overline{R_j(t)})$ を整理した (表 6.4)。続いて、5.2.5 と同様に崩壊地モデルのパラメータ α, β を系統的に変化させ、航空写真解析により算出された崩壊地面積 (以下、実績値とする) を最も精度よく再現できる α, β の組合せを抽出する。

(1) パラメータの設定

R_{jc} に関するパラメータ j , R_{jc} を同定するにあたり、表 6.4 に示す出水イベントの雨量強度の発生状況を考慮して表 6.5 のような範囲で諸元を設定した。

植生回復率 α は 5.2.5 と同様に、 $\alpha = 1.0 \times 10^{-3} \sim 5.0 \times 10^{-2}$ [1/day] とした。崩壊地面積増大率 β は $\overline{R_j(t)}$ の時間スケール j に応じて表 6.6 の範囲に設定した。

(2) 崩壊地面積の再現

上記のように設定したパラメータの範囲で崩壊地面積の推定値に関する感度分析を実施した。再現性を判断する評価指標としては 5.2.5 の式(6)で定義される重みつき誤差 $ERROR_Z^W$ を用いた。誤差の重みに相当する評価期間内の出水イベント数 k_N を表 6.7 に示す。

表 6.8 に崩壊地面積の推定値と実績値の誤差が最小となるパラメータの組合せを時間スケールごとに示す。これより、 $j = 1h$, $R_{jc} = 15mm$, $\alpha = 1.0 \times 10^{-3}$, $\beta = 2.0 \times 10^{-3}$ の組み合わせが崩壊地面積の推定誤差 ($ERROR_Z^W$) を最小にすることから、これらをモデル・パラメータとして採用した。

表 6.4 飽和雨量を超える出水イベントの雨量強度（寒河江ダム貯水池）

N	降雨開始日	R_j (j 時間雨量強度)						総雨量
		1h	3h	6h	12h	24h	48h	
1	1993/7/13	25	65	105	145	163	167	167
2	1995/8/9	23	46	81	117	134	135	135
3	1997/6/27	11	31	60	104	156	201	202
4	1997/7/4	11	30	54	83	151	174	174
5	1998/9/15	29	63	101	126	143	143	143
6	1999/10/27	12	33	60	97	152	166	166
7	2002/7/9	19	43	61	93	159	186	186
8	2004/7/16	21	41	65	107	137	146	146
9	2005/6/27	17	40	68	115	144	153	153
10	2009/7/18	19	38	57	69	104	139	140
11	2010/8/14	19	51	72	93	116	131	165
12	2010/9/10	25	40	48	54	79	139	171
13	2011/6/22	18	45	78	117	173	297	302
14	2013/7/17	43	77	149	211	250	256	256
15	2014/7/9	26	45	59	103	143	160	160
16	2018/5/17	9	25	42	68	91	147	155
17	2018/8/5	25	46	78	146	158	158	158
18	2018/8/25	13	33	46	73	118	142	151
19	2019/10/12	17	43	86	108	131	141	141
20	2020/7/12	12	30	50	87	97	168	169
21	2020/7/27	38	97	157	206	256	286	291
22	2020/8/8	12	33	52	75	98	124	124

表 6.5 R_{jc} の計算ケース（寒河江ダム貯水池）

降雨強度(mm)				
j	R_{jc}		刻み	
1	15	~	30	5
3	30	~	60	10
6	50	~	100	10
12	80	~	120	10
24	120	~	160	10
48	140	~	190	10

表 6.6 崩壊地モデル・パラメータの設定範囲（寒河江ダム貯水池）

時間 スケールj	植生回復速度： α			崩壊地面積増大速度： β				
	検討範囲		刻み	検討範囲		刻み		
1	1.0×10^{-3}	～	5.0×10^{-2}	1.0×10^{-3}	1.0×10^{-3}	～	5.0×10^{-3}	1.0×10^{-4}
3	1.0×10^{-3}	～	5.0×10^{-2}	1.0×10^{-3}	5.0×10^{-4}	～	2.0×10^{-3}	1.0×10^{-4}
6	1.0×10^{-3}	～	5.0×10^{-2}	1.0×10^{-3}	3.0×10^{-4}	～	2.0×10^{-3}	1.0×10^{-4}
12	1.0×10^{-3}	～	5.0×10^{-2}	1.0×10^{-3}	2.0×10^{-4}	～	2.0×10^{-3}	1.0×10^{-4}
24	1.0×10^{-3}	～	5.0×10^{-2}	1.0×10^{-3}	2.0×10^{-4}	～	2.0×10^{-3}	1.0×10^{-4}
48	1.0×10^{-3}	～	5.0×10^{-2}	1.0×10^{-3}	1.0×10^{-4}	～	1.0×10^{-3}	1.0×10^{-4}

表 6.7 崩壊地モデル評価期間と実績値（寒河江ダム貯水池）

N	航空写真	評価期間		実績値	評価期間内の
	撮影年月	t_{N0}	t_N	Z_N^{ob} (km ²)	出水イベント数 k_N
1	1996年10月 1998年11月	1996/10/1	1998/11/30	0.086	73
2	2001年9月 2003年9月 2004年10月	2001/9/1	2004/10/31	0.109	99
3	2009年10月 2010年9月	2009/10/1	2010/9/30	0.226	27
4	2013年10月 2014年10月	2013/10/1	2014/10/31	0.313	44

表 6.8 崩壊地モデルのシミュレーション結果（寒河江ダム貯水池）

雨量 j	Rjc	植生回復		崩壊地拡大		誤差				備考
		α	β	1996-1998	2001-2004	2009-2010	2013-2014	合計		
1h	15	1.0×10^{-3}	2.0×10^{-3}	0.144	0.169	0.656	0.057	1.025	採用	
3h	30	1.0×10^{-3}	9.0×10^{-4}	0.283	0.527	0.604	0.123	1.538		
6h	60	1.0×10^{-3}	6.0×10^{-4}	0.164	0.382	0.681	0.131	1.358		
12h	110	1.0×10^{-3}	7.0×10^{-4}	0.141	0.211	0.857	0.095	1.303		
24h	120	1.0×10^{-3}	3.0×10^{-4}	0.318	0.471	0.870	0.273	1.933		
48h	150	1.0×10^{-3}	3.0×10^{-4}	0.401	0.306	0.584	0.093	1.384		

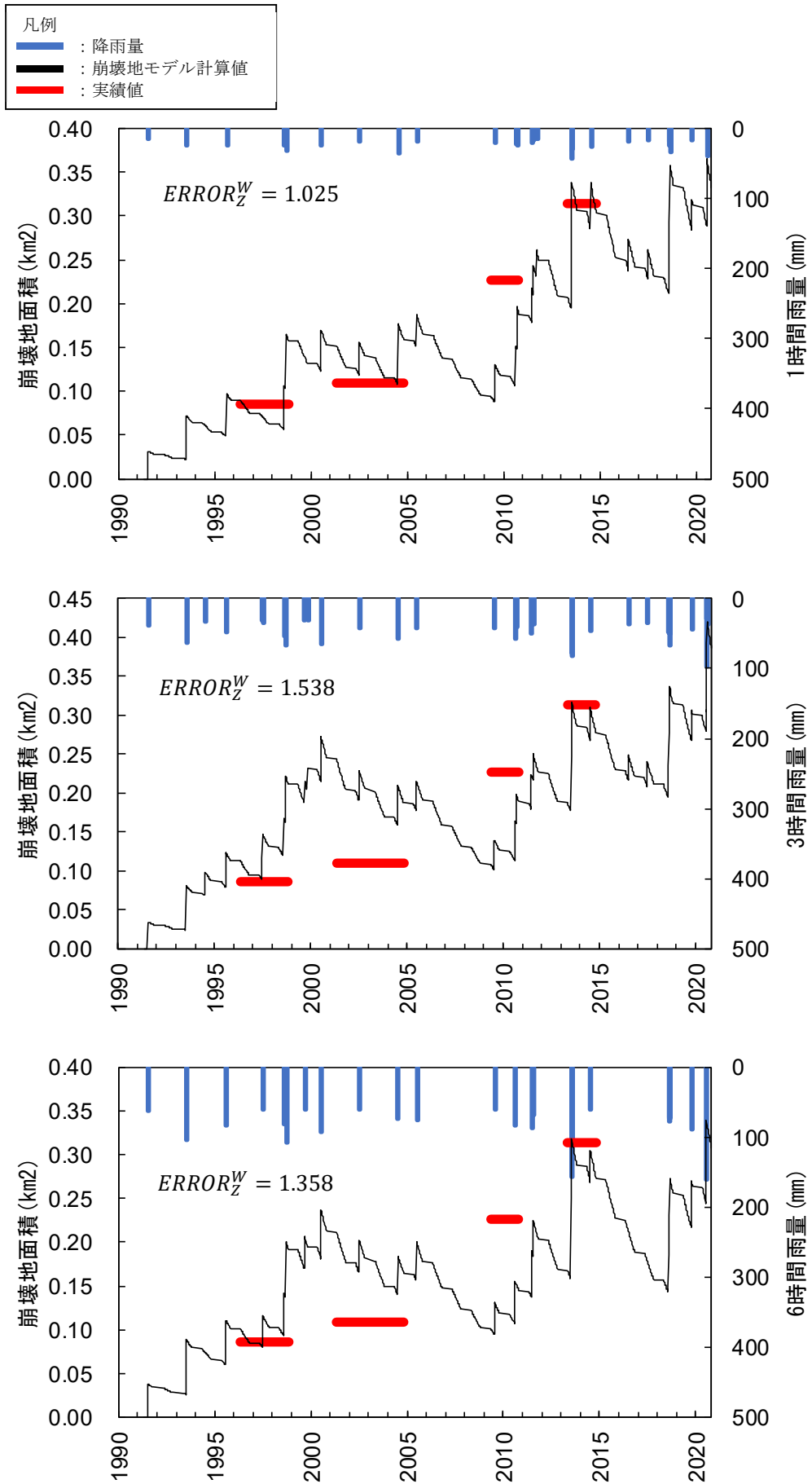


図 6.7(1) 崩壊地面積のシミュレーション結果 (寒河江ダム貯水池 : 1h, 3h, 6h)

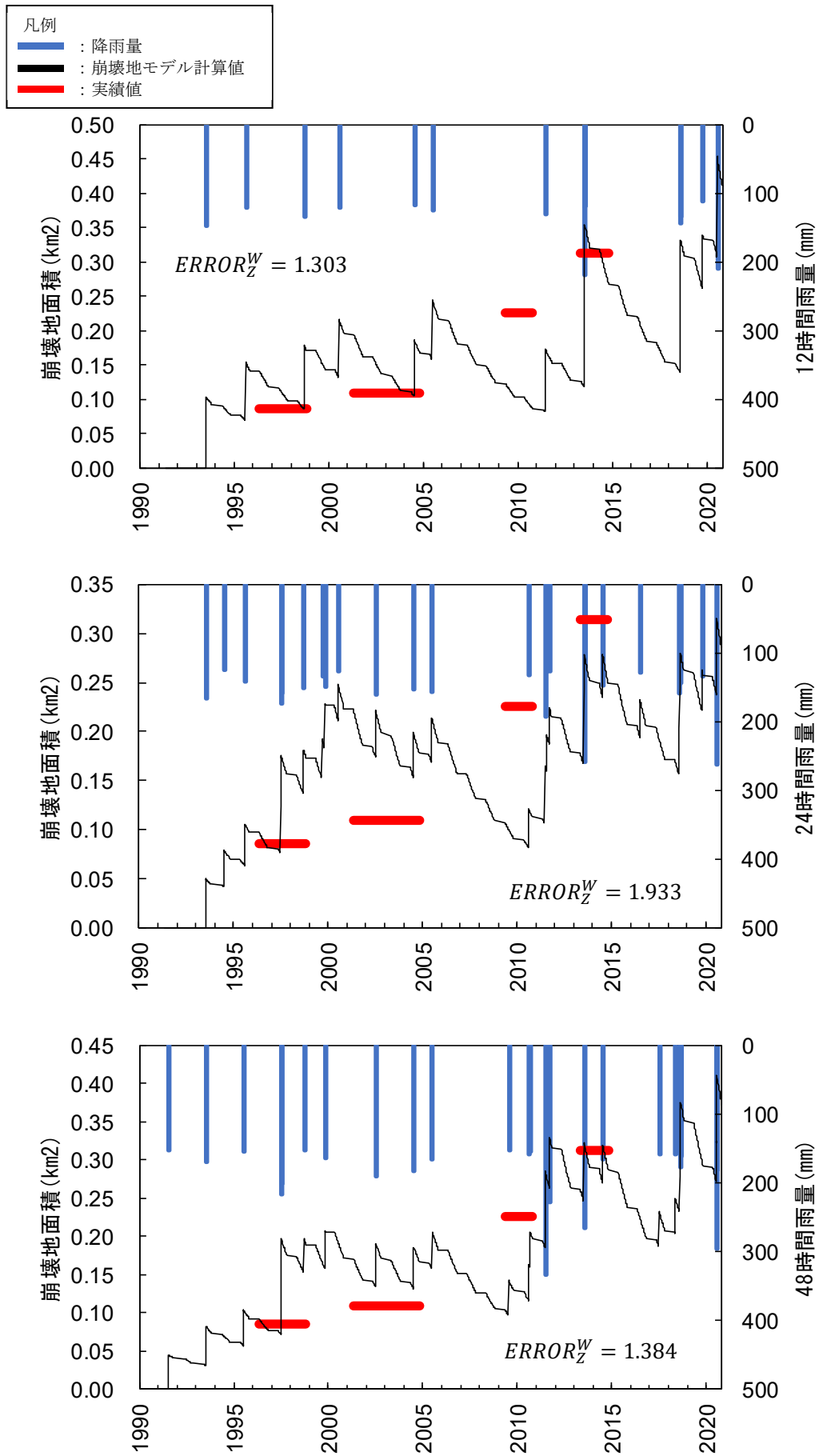


図 6.7(2) 崩壊地面積のシミュレーション結果 (寒河江ダム貯水池 : 12h, 24h, 48h)

6.2.4 土砂生産量の経時変化

前項までに得られたモデルパラメータの最終調整値を用いて崩壊地面積 $Z(t)$ を推定し実績値と比較する。これらを図 6.8 に総括する。

表 6.9 崩壊地モデルによる崩壊地面積の推定値と実績値の比較（寒河江ダム流域）

評価期間	誤差が最も小さくなる出水イベント	崩壊地モデル (km ²)	実績値 (km ²)
1996-1998	1996/10/3	0.08	0.09
2001-2004	2004/6/20	0.11	0.11
2009-2010	2010/9/11	0.20	0.23
2013-2014	2014/9/24	0.31	0.31

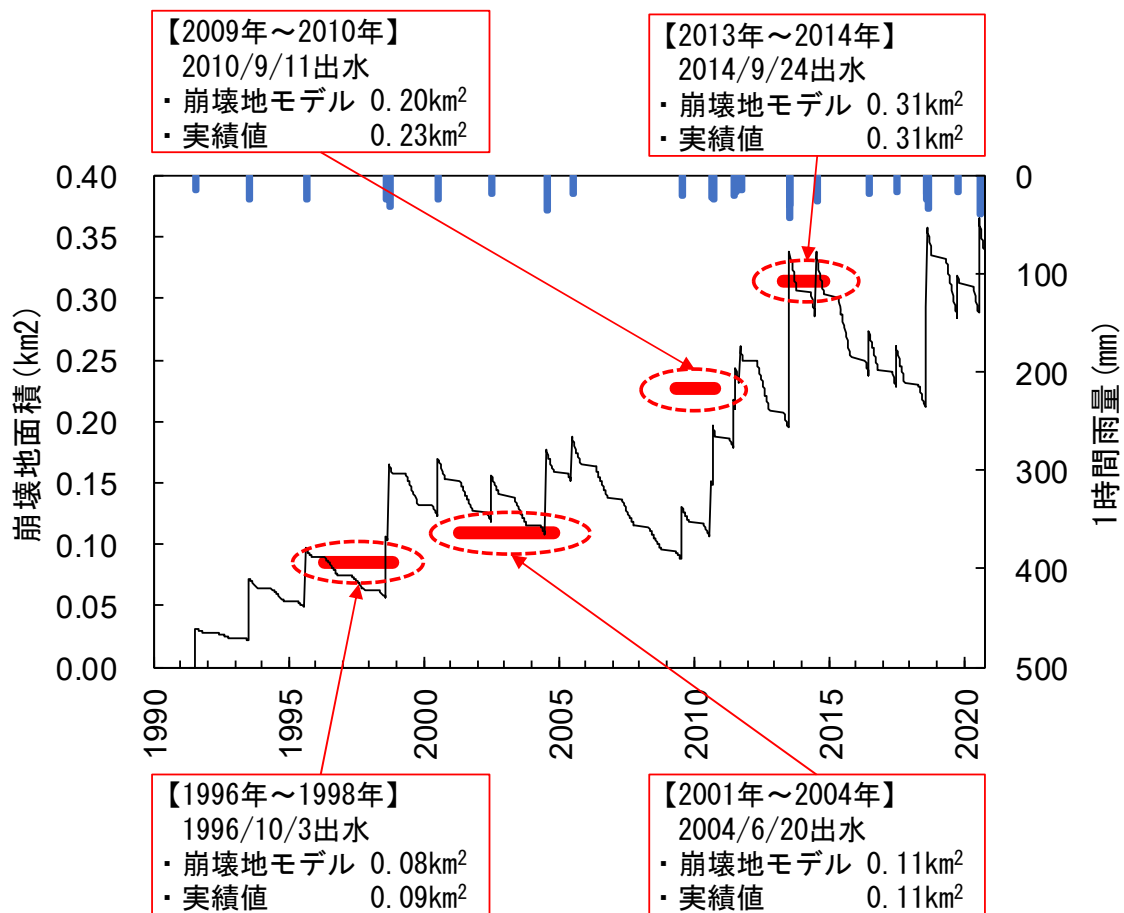


図 6.8 崩壊地モデルによる崩壊地面積の推定値 $Z(t)$ と実績値との比較（寒河江ダム流域）

6.3 渓流モデルの構築

6.3.1 寒河江ダム貯水池における堆砂量の補正

3章で説明したように、寒河江ダム貯水池の堆砂量を把握するために行われている深淺測量ではダム竣工年から2003年まではシングルビーム、2004年以降ではマルチビームを用いた音響測深が実施されてきた。図6.9には各年堆砂量実績値を灰色の棒グラフであらわし、その経年累積値を実線で示している。2003年と2008年で堆砂量が負となっているが、寒河江ダムにおける掘削や浚渫が開始されたのは2012年であるため、これは深淺測量法やデータ整理法などに起因する誤推定と考えられる。しかし、測深法の異なるデータ間の相互換算に関する記録は残されておらず、堆砂量の実績値には不確定要素が含まれる。そのため、本研究では負値をとる当該年を欠測とみなし、2003年については2002年と2004年の平均値を、2008年については2007年と2009年の平均値をそれぞれとることにより堆砂量を補正した(図中の黒塗り棒グラフ)。その結果、累積堆砂量を点線のように更新し、以降の解析ではこれを堆砂量の実績値とみなして検討を進める。

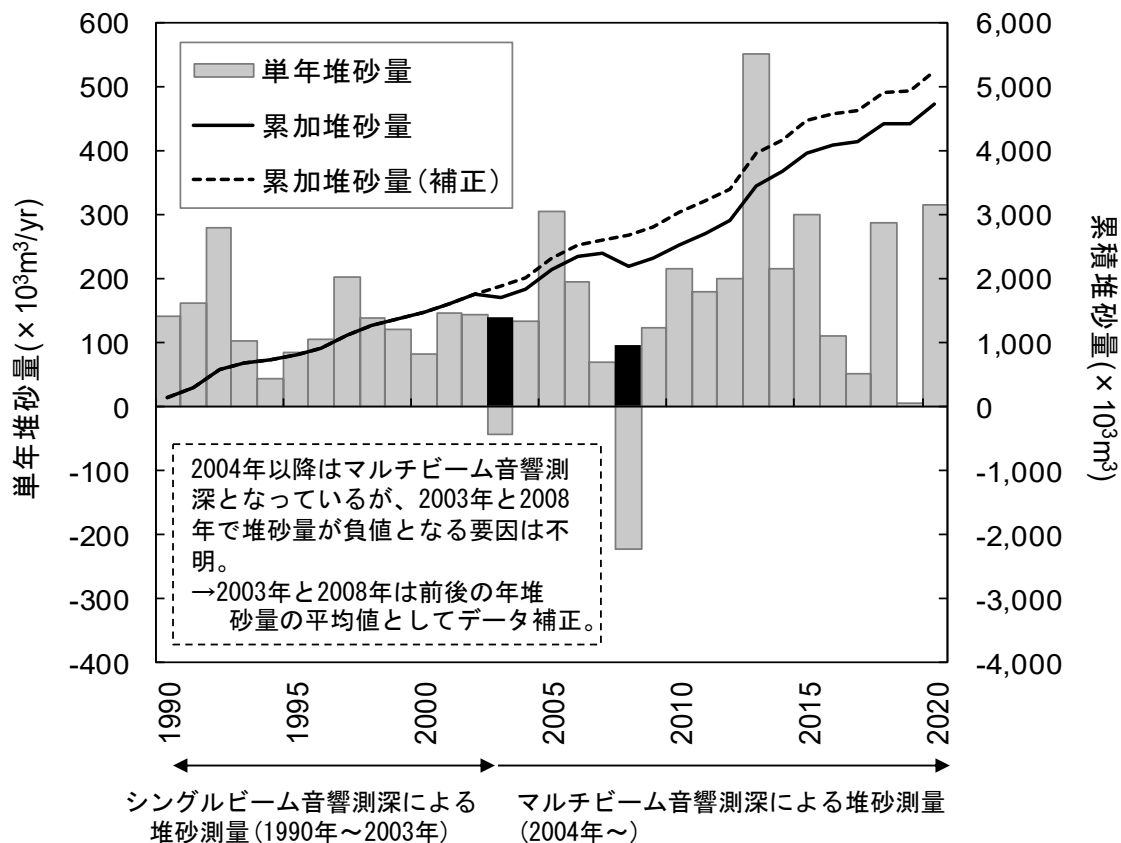


図 6.9 寒河江ダム貯水池における実績堆砂量の推移と補正

6.3.2 適用する溪流モデル

寒河江ダムでは緑川ダムのようなダム竣工後の全期間にわたる流量時系列が記録されておらず、2002年以前の流量観測は比較的大きな出水時に限定されている。そのため、寒河江ダムの堆砂量解析では5.4.2で示した改良モデル（雨量データのみを用いて堆積土砂の粗粒化を表現したモデル）を適用する。

6.3.3 土砂貯留関数パラメータの同定

5.3.3にしたがって、年間土砂流出高 k と溪流区間の土砂貯留量 $S(\tau)$ の初期値を検討する。寒河江ダム貯水池のモデルは解析開始年が1991年（土砂貯留量の初期値は S_{1991} とする）、解析最終年が2020年である。年間土砂流入高 k を変化させ、年間生産土砂量 $Q_{in}(\tau)$ の推定時系列群を生成し、実績のダム堆砂量から逆算される年間流出土砂量 $Q_{out}(\tau)$ との差分 $\frac{d}{dt}S(\tau)$ について次式を満たす k を求める（図6.10）。

$$\int_{1991}^{2020} \frac{d}{d\tau} S(\tau) d\tau = \int_{1991}^{2020} \{Q_{in}(\tau) - Q_{out}(\tau)\} d\tau \quad (1)$$

以上の検討より、 $k=5.60 \times 10^{-3}$ を得た。

さらに、溪床堆積土砂量が常に $S(\tau) > 0$ を維持する（溪床が地山よりも低下するとならない）条件を求め、溪流区間の土砂貯留量初期値として $S_{1991} > 703,900 \text{ m}^3$ の条件が得られた（図6.11）。以上の k, S_{1991} を用いて算定された溪床堆積土砂量時系列 $S(\tau)$ の推定値を図6.12に示す。

このように得られた S_{1991} の妥当性を次のような概算に基づいて確認する。

寒河江ダム貯水池流域における0次谷より高次の溪流区間の流路総延長は174 kmなので、上記の S_{1991} をこれで除すと $4,041 \text{ m}^3/\text{km}$ を得る。平均溪床幅を5.0 mと仮定すれば、溪床での平均堆積層厚は81 cmと概算される（表6.10）。緑川ダム貯水池における検証値（30 cm, 表5.8）よりも堆積傾向にあるものの、寒河江ダム貯水池の S_{1991} が現実的なオーダーにあることが以上のように確認される。

次に、 k と S_{1991} を用いて土砂貯留関数のパラメータ C と p を検討する。5.3.4と同様に常に $Q_{out}(\tau) \leq S(\tau)$ を満足するパラメータの範囲を検討し、表6.11に示すパラメータが妥当であることを確認した。

以上の予備検討に基づき、以降では $0.001 \leq C_1 \leq 0.1$, $1.1 \leq p \leq 1.4$ の範囲でパラメータの同定作業を進めた。

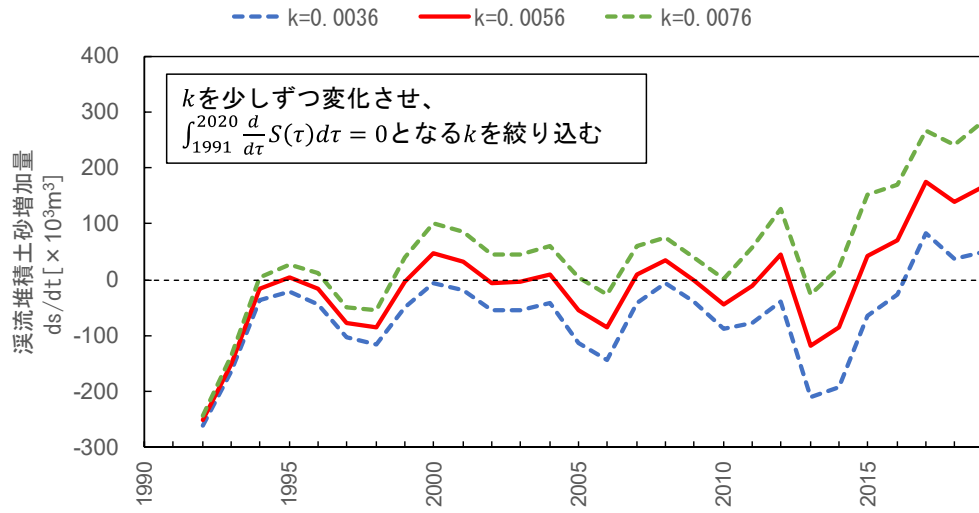


図 6.10 年間土砂流出高 k の検討経緯

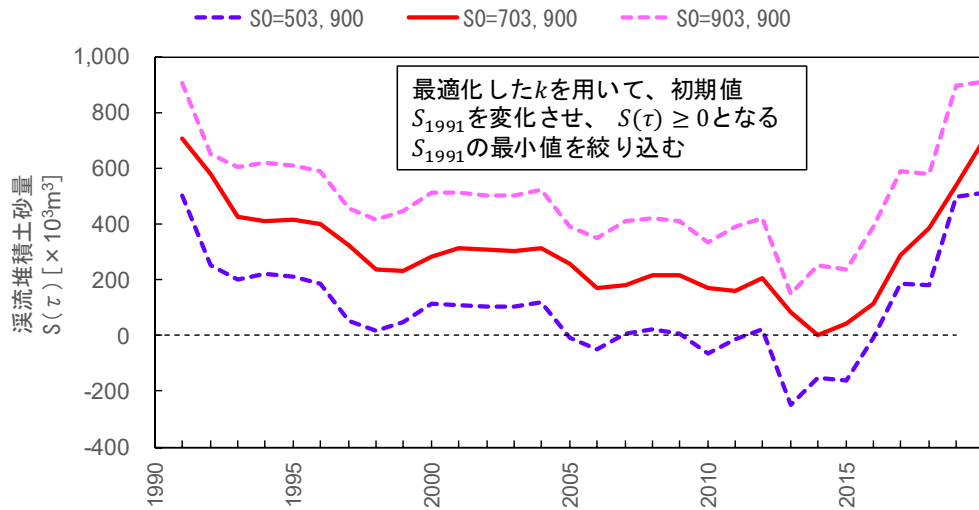


図 6.11 溪流堆積土砂初期値 S_{1991} の検討経緯

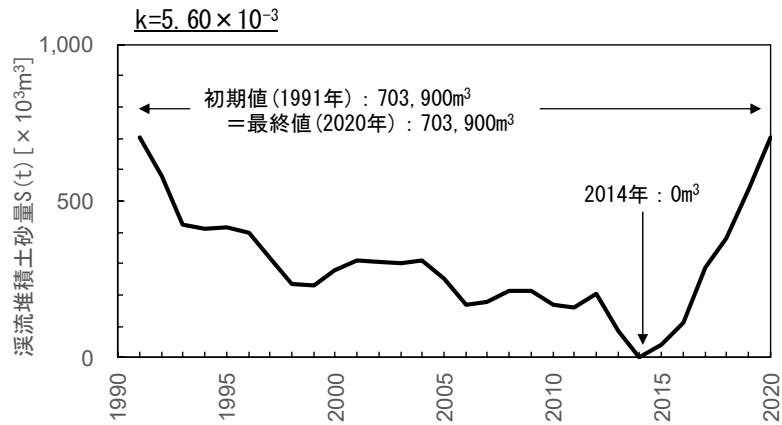


図 6.12 年間土砂流出高及び土砂貯留量の検証結果（寒河江ダム流域）

表 6.10 土砂貯留量初期値の妥当性（寒河江ダム流域）

溪流堆積 土砂量初期値 (m ³)	溪流延長 (km)	平均堆積 断面積 (m ³ /km)	平均溪床幅 (m)	平均堆積層厚 (cm)
703,900	174	4,041	5.0	81

表 6.11 土砂貯留関数のパラメータ分析（寒河江ダム貯水池）

パラメータ	p				
	1.1	1.2	1.3	1.4	
C	1.000	×	×	×	×
	0.100	○	○	×	×
	0.010	○	○	○	×
	0.001	○	○	○	○

○ : 常に $Q_{out}(\tau) < S(\tau)$, × : $Q_{out}(\tau) > S(\tau)$ あり

6.3.4 堆積土砂の粗粒化に関するパラメータ

溪流堆積土砂の粒度変化をモデル化するにあたって、時間雨量積算値 $\widehat{R'_j}(t)$ を整理する(計算例を図 6.13 に示す)。後述する溪流モデルのパラメータ同定の結果、 $j = 1h$, $R'_{jc} = 10mm$ が得られた。

続いて、5.4.2 で示した改良モデルにおける粗粒化指数 $A_r(\tau)$ に含まれるパラメータ $V_R(\tau)$, V_{R1} , V_{R2} を検討する。5.4.2 の式(19)における r_p は、 R_{sa} の検討に用いた 44 出水について、直接流出高と出水期間内の積算雨量を比較し最も相関が高い閾値として、 $r_p = 4mm$ を得た(表 6.12 及び図 6.14)。

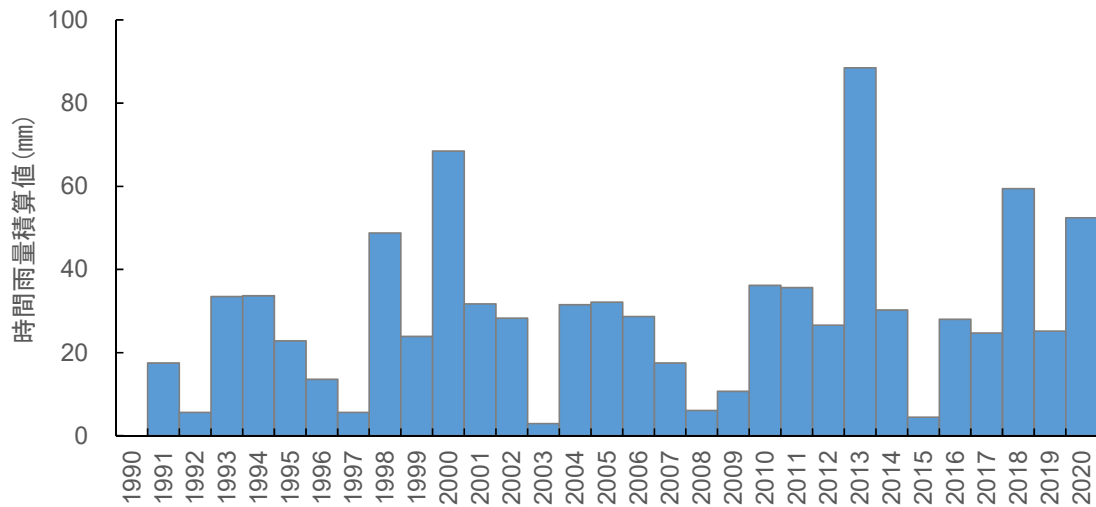


図 6.13(1) 時間雨量積算値 (寒河江ダム貯水池 : $j = 1h$, $R'_{jc} = 10mm$)

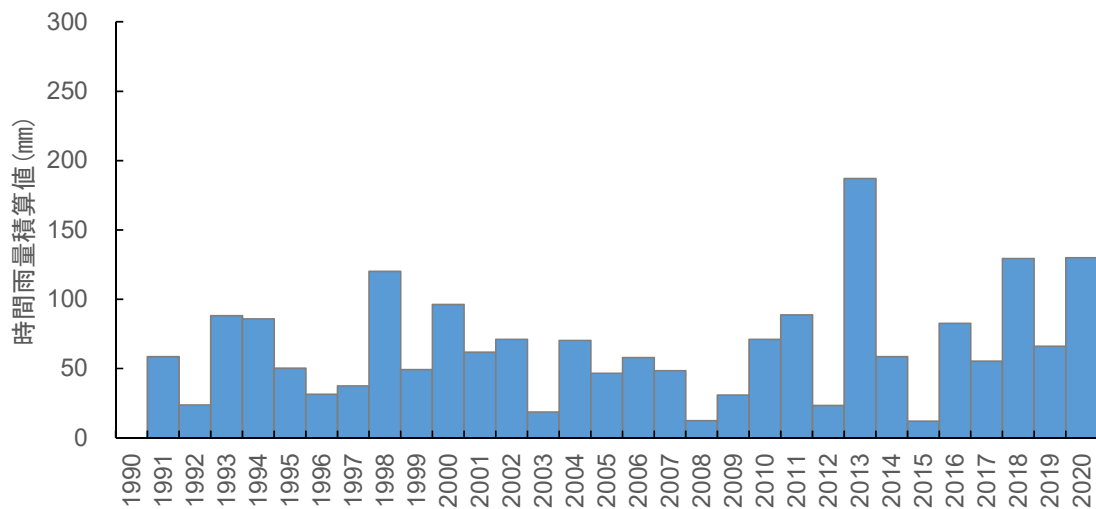


図 6.13(2) 時間雨量積算値 (寒河江ダム貯水池 : $j = 3h$, $R'_{jc} = 20mm$)

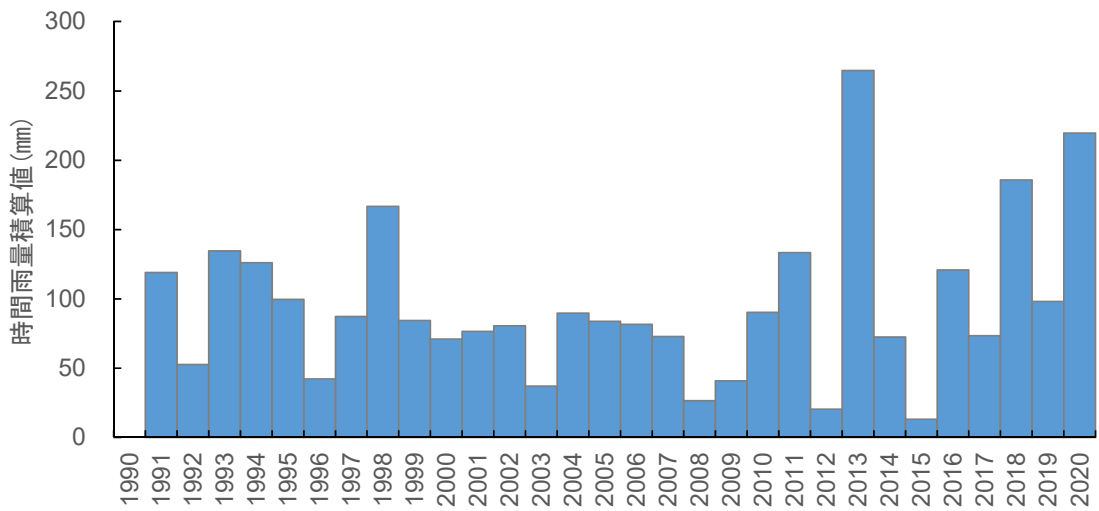


图 6.13(3) 時間雨量積算値 (寒河江ダム貯水池 : $j = 6h$, $R'_{jc} = 60mm$)

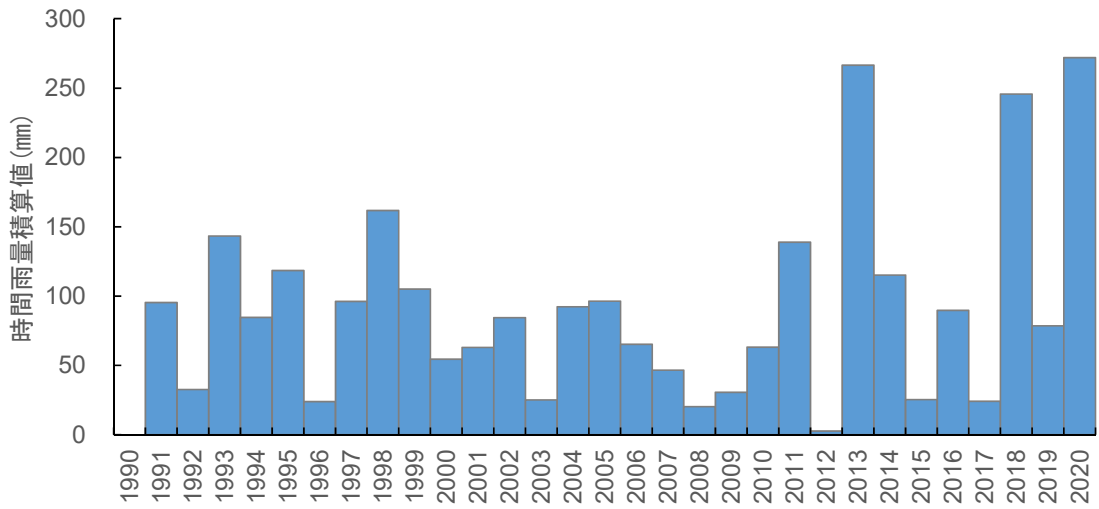


图 6.13(4) 時間雨量積算値 (寒河江ダム貯水池 : $j = 12h$, $R'_{jc} = 100mm$)

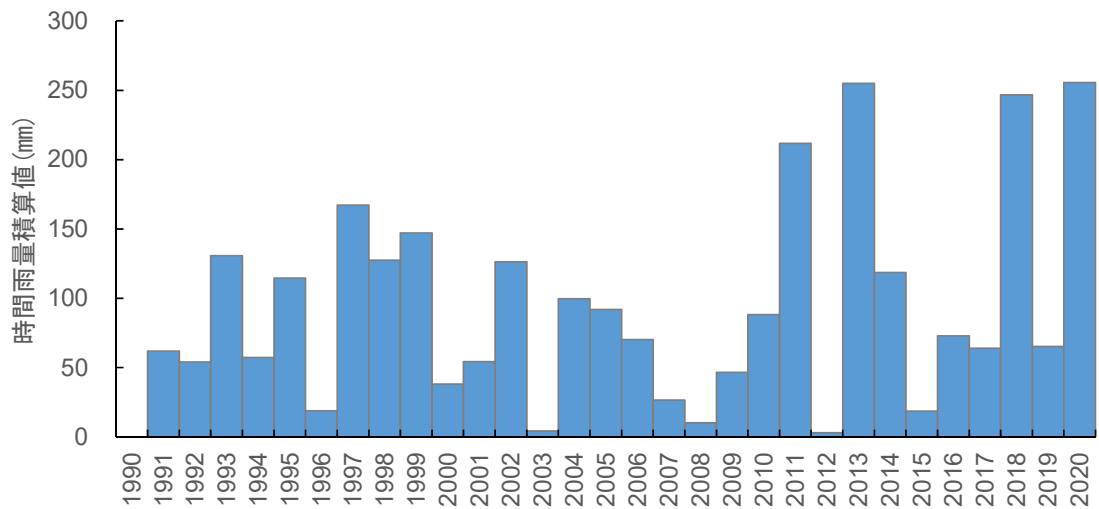


图 6.13(5) 時間雨量積算値 (寒河江ダム貯水池 : $j = 24h$, $R'_{jc} = 120mm$)

表 6.12 年間積算雨量 V_R の閾値（寒河江ダム貯水池）

閾値	RMSE	備考
3mm	28	
4mm	23	採用
5mm	24	
6mm	28	
7mm	33	
8mm	38	

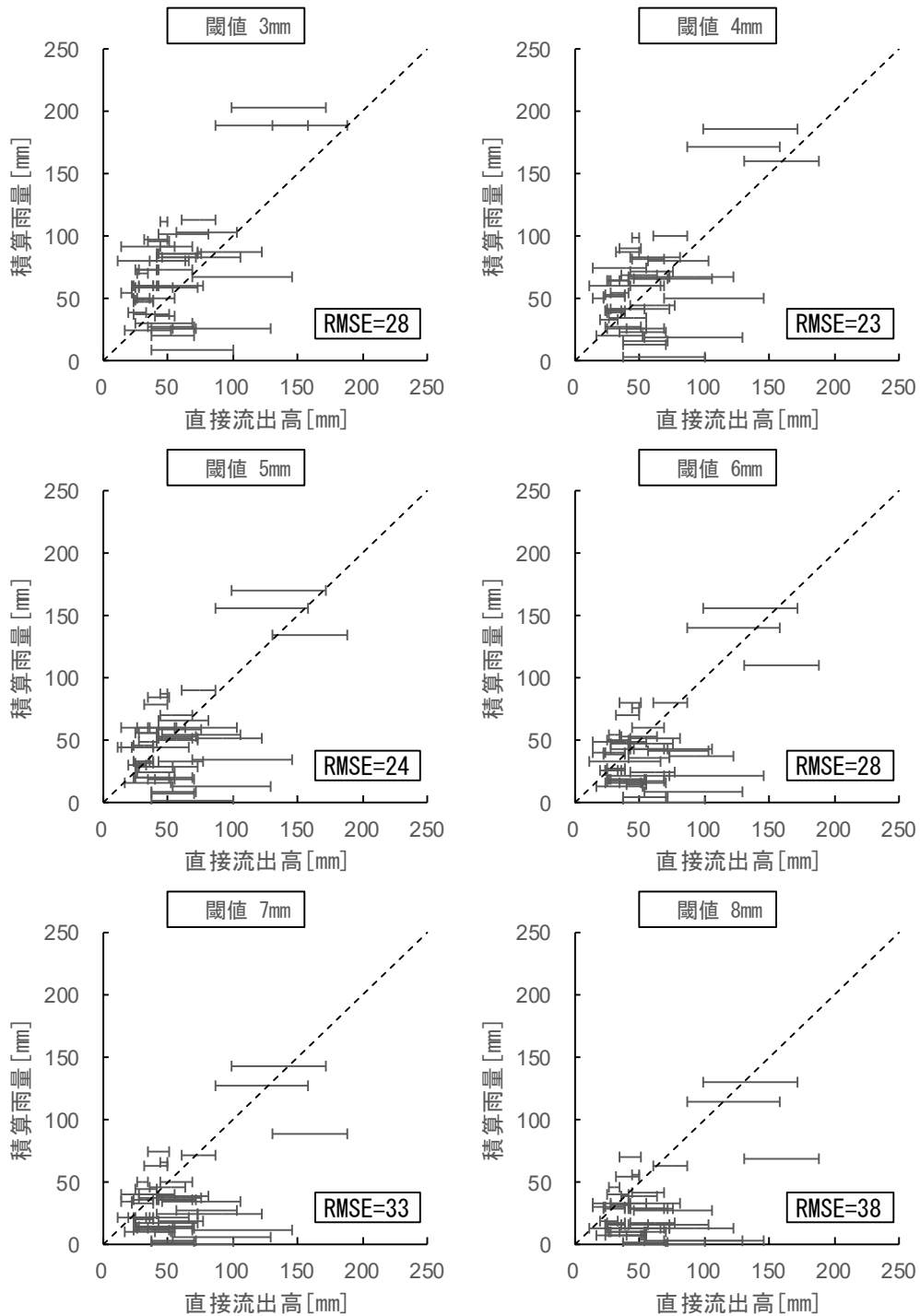


図 6.14 直接流出高と積算雨量の関係（寒河江ダム貯水池）

6.3.5 パラメータの最適組合せ

寒河江ダム貯水池における堆砂進行を再現するための溪流モデルのパラメータを同定する。表 6.13 に示す範囲と変動幅でパラメータ群を変化させ感度分析を実施した結果、降雨パラメータは $j = 1h$, $R'_{jc} = 10mm$ が最適値であり、その他のパラメータは同表の右端に示すとおりである。表 6.14 には j を変化させた場合の最適パラメータの組合せを、図 6.15 にはモデルパラメータ群の最適組合せを用いて推定された堆砂量と実績値との比較をそれぞれ示す。

堆砂量の実績値を最も精度よく再現できたパラメータを用いた場合の 5 年ごとの実績値と推定値との比較を表 6.15 に示す。実績値との誤差は 1 オーダー以内に収まっており、本モデルの再現性は十分に高いと判断される。

表 6.13 同定されたモデル・パラメータ（寒河江ダム貯水池）

パラメータ	検討範囲		刻み	最終値
S_{1991}	0.8×10^6	$\sim 1.5 \times 10^6$	0.1×10^6	$0.9 \times 10^6 [m]$
C_1	0.001	~ 0.100	0.001	0.007
p	1.1	~ 1.4	0.1	1.4
V_{R1}	160	~ 240	10	250[mm]
V_{R2}	280	~ 360	10	290[mm]
A_{r0}	0.8	~ 1.2	0.1	1.2
γ_1	1.1	~ 1.5	0.1	1.4
γ_2	0.1	~ 0.9	0.1	0.7
a	0.001	~ 0.010	0.001	0.010
$r_{c \cdot \max}$	50	~ 200	10	150[mm]
$r_{c \cdot \min}$	0	~ 50	10	10[mm]

表 6.14 シミュレーション結果の例（寒河江ダム貯水池）

j	R'_{jc}	S_{1991}	C_1	p	V_{R1}	V_{R2}	A_{r0}	γ_1	γ_2	a	$r_{c \cdot \max}$	$r_{c \cdot \min}$	$RMSE_{V_s}$
	R'_{jc}	$[\times 10^6 m^3]$											
1h	10mm	0.9	0.007	1.4	250	290	1.2	1.4	0.7	0.010	150	10	154,585 採用
3h	20mm	0.9	0.007	1.4	250	290	1.2	1.3	0.7	0.009	260	0	161,374
6h	30mm	0.8	0.007	1.4	250	290	1.2	1.4	0.7	0.009	300	0	162,471
12h	50mm	0.8	0.008	1.4	240	290	1.2	1.4	0.7	0.009	290	0	160,683
24h	70mm	0.8	0.009	1.4	240	290	1.0	1.3	0.7	0.007	350	0	159,397

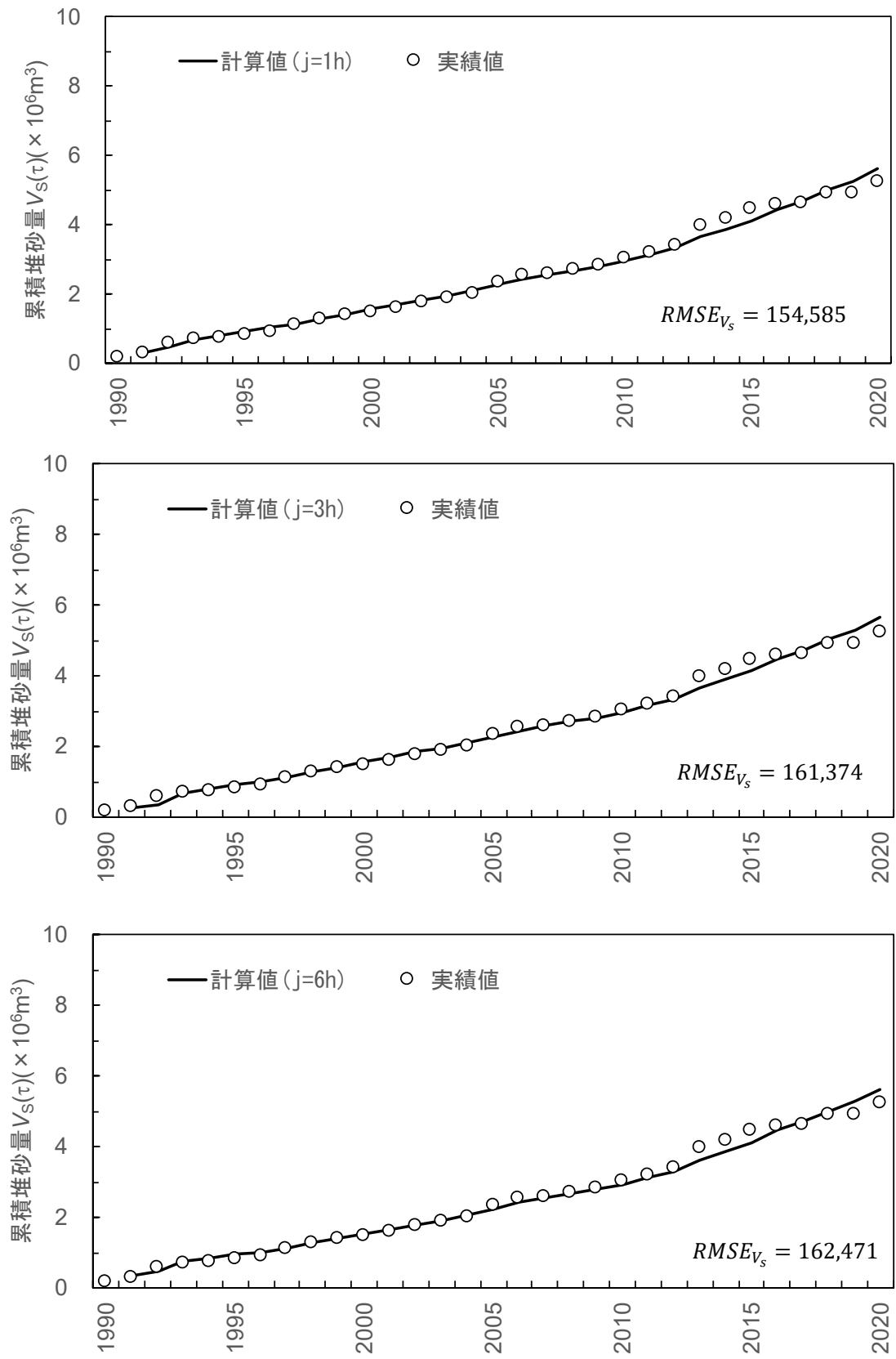


图 6.15(1) 貯水池堆砂量計算結果 (寒河江ダム貯水池 : j=1h, 3h, 6h)

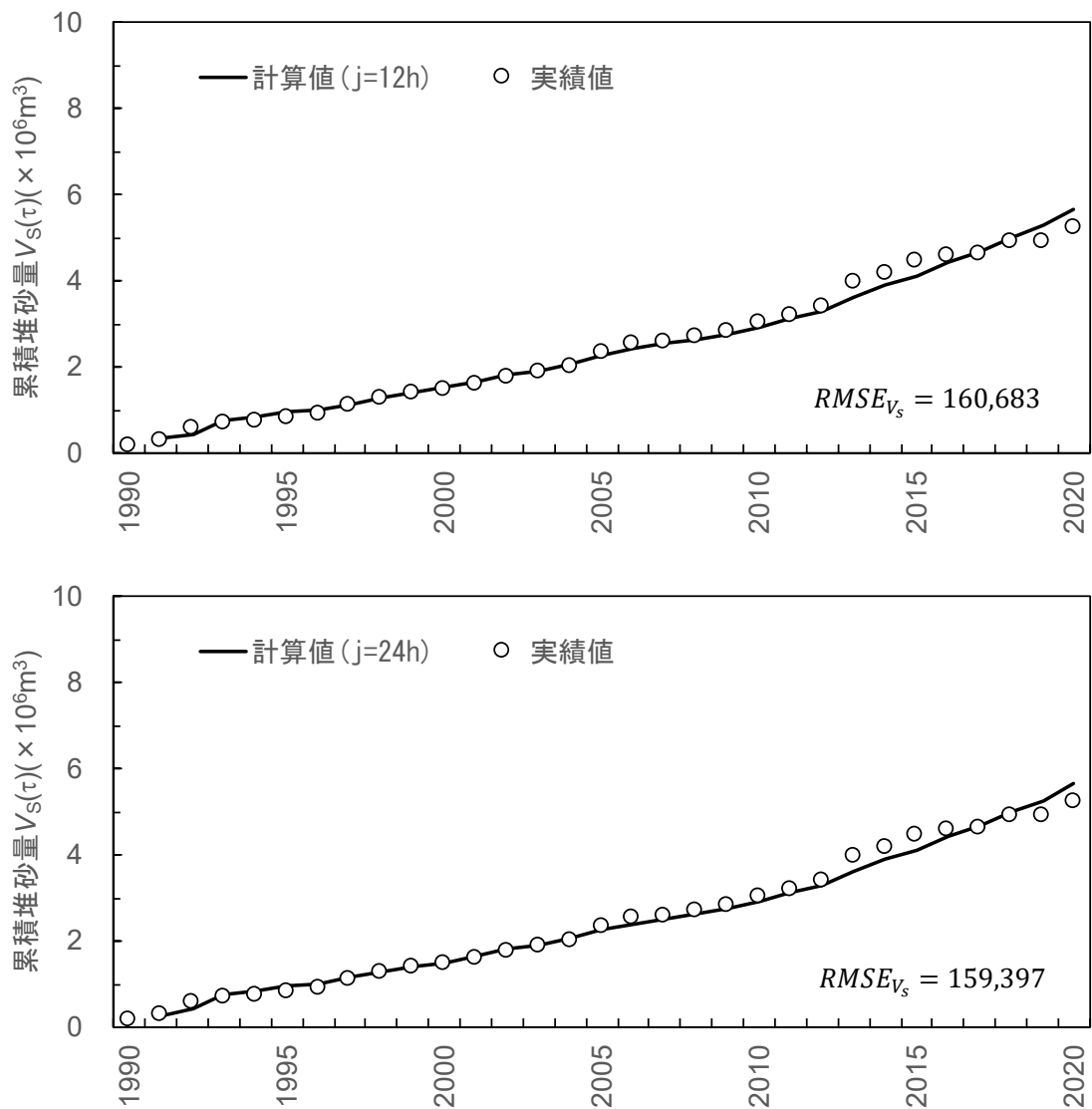


図 6.15(2) 貯水池堆砂量計算結果 (寒河江ダム貯水池 : $j=12\text{h}, 24\text{h}$)

表 6.15 毎5年の堆砂量実績値との比較 (寒河江ダム貯水池 : $j=1\text{h}, R'_{jc}=10\text{mm}$)

年	実績値[m ³]	計算値[m ³]	誤差[m ³]
1995	813,000	930,543	-117,543
2000	1,460,000	1,578,921	-118,921
2005	2,324,500	2,253,753	70,747
2010	3,025,000	2,954,458	70,542
2015	4,471,000	4,114,201	356,799
2020	5,240,000	5,612,193	-372,193

6.3.6 溪流モデルの有効性

5.4.1と同様に、溪流区間の土砂貯留効果を確認するために、溪流モデルを用いない2種類の簡略モデル（①土砂貯留関数の係数 C を一定として溪流区間での粒度変化がないとした場合、②溪流区間での土砂貯留がなく $Q_{out}(\tau) \equiv Q_{in}(\tau)$ とおいた場合）による堆砂量の推定値と実績値とを比較した。図 6.16 には①の簡略モデル検討結果を示し、図 6.17 には②の簡略モデル検討結果を示す。①の簡略モデルは溪流区間での粒度変化を考慮した解析結果（図 6.15）と同程度の再現性が見られる。一方、②の簡略モデルの場合、解析最終年（2020年）では実績値と同程度の値が推定されているが、そこに至るまでの途中経過における堆砂進行が適切には再現されていない。5.3.6の式(18)における二乗平均平方誤差 ($RMSE_{V_s}$) で比較すると、堆積土砂の Armor coat の影響を考慮した場合 $RMSE_{V_s} = 154,585$ であったが、貯留関数のみを考慮した場合 $RMSE_{V_s} = 190,893$ であり、 $Q_{out}(\tau) \equiv Q_{in}(\tau)$ とおいた場合 $RMSE_{V_s} = 707,939$ となり、堆積土砂の Armor coat の影響を除き貯留関数のみを考慮したモデルでも同等の精度で貯水池堆砂量を再現できることを確認した。

上記より、寒河江ダム貯水池では溪流区間での土砂貯留を考慮することがきわめて重要であり溪流モデルの有効性が確認された。溪流区間での粒度変化が堆砂量に及ぼす影響は緑川ダム貯水池の場合ほど顕著ではないものの、やはり溪流区間での土砂収支を考慮することが堆砂量予測において重要であることが明らかとなった。緑川ダム貯水池のように活発な土砂生産により堆砂量が大きく変動する場合には、溪流に貯留した土砂粒度の出水履歴にともなう変動が大きく、粒度変化を考慮した土砂貯留関数が有効なモデルであると考えられる。

表 6.16 貯留関数のみを考慮したパラメータ同定結果（寒河江ダム貯水池）

パラメータ	検討範囲	刻み	最終値
S_{1991}	$0.8 \times 10^6 \sim 1.5 \times 10^6$	0.1×10^6	0.8×10^6 [m]
C_1	0.001 ~ 0.100	0.001	0.040
p	1.1 ~ 1.4	0.1	1.2

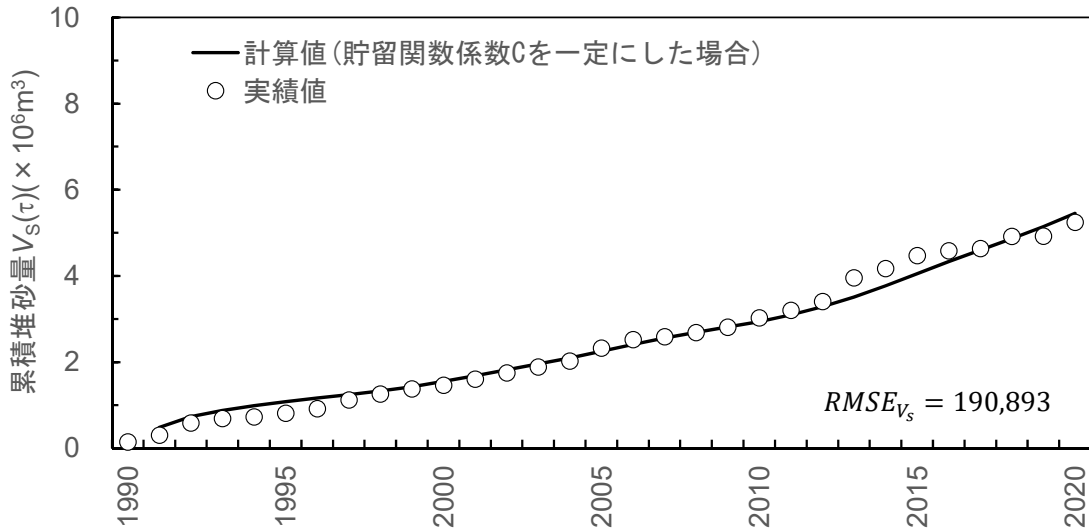


図 6.16 溪流モデルの貯留関数のみを考慮した解析結果（寒河江ダム貯水池）

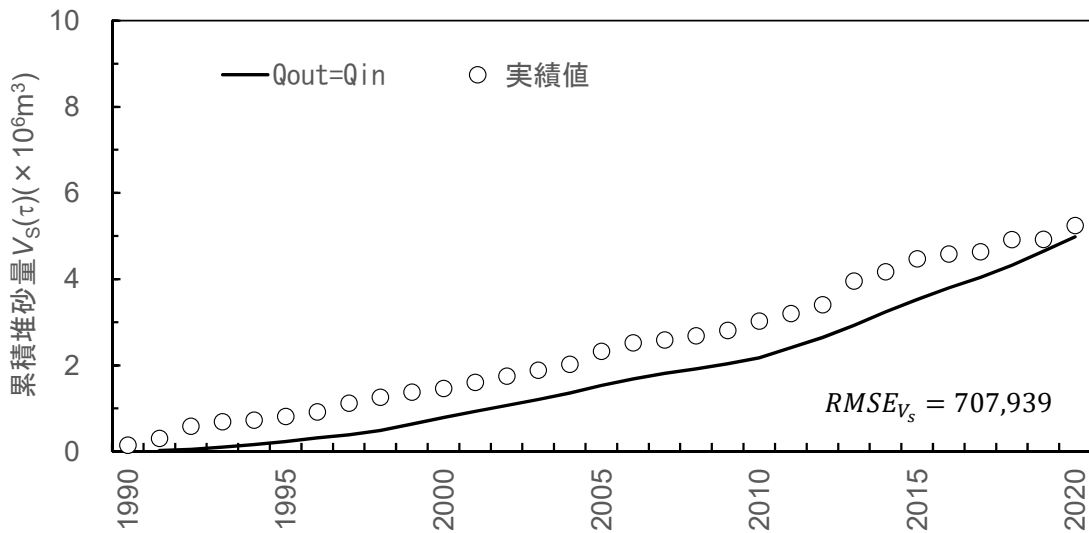


図 6.17 $Q_{out} \equiv Q_{in}$ とした場合の解析結果（寒河江ダム貯水池）

6.4 まとめ

本章では寒河江ダム貯水池を対象として堆砂量を再現するための「崩壊地モデル」と「溪流モデル」を構築した。

「崩壊地モデル」を検討するにあたっては寒河江ダムが豪雪地帯にあることを考慮し、植生の消長がほとんどない積雪期間の降雨事象を解析対象から除外した。また寒河江ダムの場合には、ダム流域全体を対象とする崩壊地の推定が必要であったため、雨量分布に対してティーセン分割を適用し流域平均雨量を作成した。その結果、斜面崩壊をもたらす飽和雨量が48時間雨量120mm、j時間雨量強度が1時間雨量15mmであることが明らかになった。j時間雨量強度として採用した雨は比較的規模が小さく、1年でも複数回記録され得ると考えられる。したがって、寒河江ダム貯水池の堆砂量へ影響する出水となる条件として、飽和雨量（48時間雨量120mm）の方が重要と考えられる。

「溪流モデル」では、上記で検討した崩壊地モデルを考慮した年間生産土砂量を設定しダム堆砂量の再現を試みた。なお、溪流モデルとしては5章で検討した改良モデルを用いて、雨量時系列のみから堆積土砂の粒度変化を評価した。感度分析の結果、緑川ダム貯水池と同様に実績堆砂量を十分な精度で再現することができた。モデルの有効性についても検討した結果、堆積土砂の粒度変化を考慮せず土砂貯留関数の係数を一定とした簡略モデルでも実績値を十分再現できたことから、緑川ダム貯水池のように堆砂量の変動が寒河江ダムより顕著なダムでは堆積土砂の粒度変化を考慮することが堆砂量の推定に際してはより効果的であることが示唆された。

【参考文献】

- 1) 国土交通省気象庁：過去の気象データ・ダウンロード，
<https://www.data.jma.go.jp/gmd/risk/obsdl/>，（参照 2022-10-24）
- 2) 国土交通省水管理・国土保全局：水文水質データベース，<http://www1.river.go.jp/>，（参照 2022-10-24）

第7章 ダム堆砂量に及ぼす気候変動の影響評価

7.1 はじめに

国連気候の変動に関する政府間パネル（Intergovernmental Panel on Climate Change, IPCC）の第6次評価報告書¹⁾によれば、全球平均気温が1850年に比べて、2011年～2020年で1.09℃上昇したとされており、過去10万年間で最も温暖だった数百年間の推定気温と比べて前例のない高温であるとされている（図7.1）。陸域の平均降水量については、1950年以降増加を続け、特に1980年代以降はその速度が上昇したと示しており、今世紀末（2081年～2100年）の年平均降水量は1995～2014年と比べて最大で13%増加すると予想されている（図7.2）。

これらのIPCCによる報告を受け、我が国においても将来の気候変動の影響を重要視し、国土交通省では平成30年より「気候変動を踏まえた治水計画に係る技術検討会」²⁾において今後の治水計画の検討を進め、令和元年10月に答申が取りまとめられた（図7.3）。さらに、令和2年7月には社会資本整備審議会において、気候変動を踏まえた水災害対策のあり方について答申が取りまとめられ³⁾、気候変動を踏まえた計画への見直し（図7.4）や流域治水への転換（図7.5）が提言されている。

上記は河川事業に関する行政の動きであるが、気候変動の影響については砂防分野でも検討が始まっている。「気候変動を踏まえた砂防技術検討会」⁴⁾では、気候変動の影響を砂防計画や土砂管理に反映するために気候変動が深層崩壊や崩壊性地すべりの規模・頻度に及ぼす影響や対策技術の検討を令和2年から開始している。

上記に示したように、将来の降雨量増加にともない河川流量や生産土砂量が増加することはほぼ確実であり、ダムへの堆砂がこれまで以上の速度で進行することは容易に想像される。「崩壊地モデル」で取り入れられている土砂生産に関わる一定規模以上の豪雨の発生頻度は確実に増加しており、現状よりもさらに多くのダムで堆砂量が計画値を超える可能性がある。しかし、現状では気候変動が土砂の生産・輸送に及ぼす影響に関する学術的・技術的知見はきわめて限定的であり、今後のダム管理や堆砂対策を講ずる上で必要な科学的知見の蓄積と技術の開発が急がれる。

本研究では、将来気候を想定し実績降雨の強度を一定の比率で引き伸ばした雨量時系列を設定して土砂収支解析を実施し、気候変動が貯水池堆砂量の増加に及ぼす影響を定量的に推定することによってダムの土砂管理対策を見直すための知見を提示する。

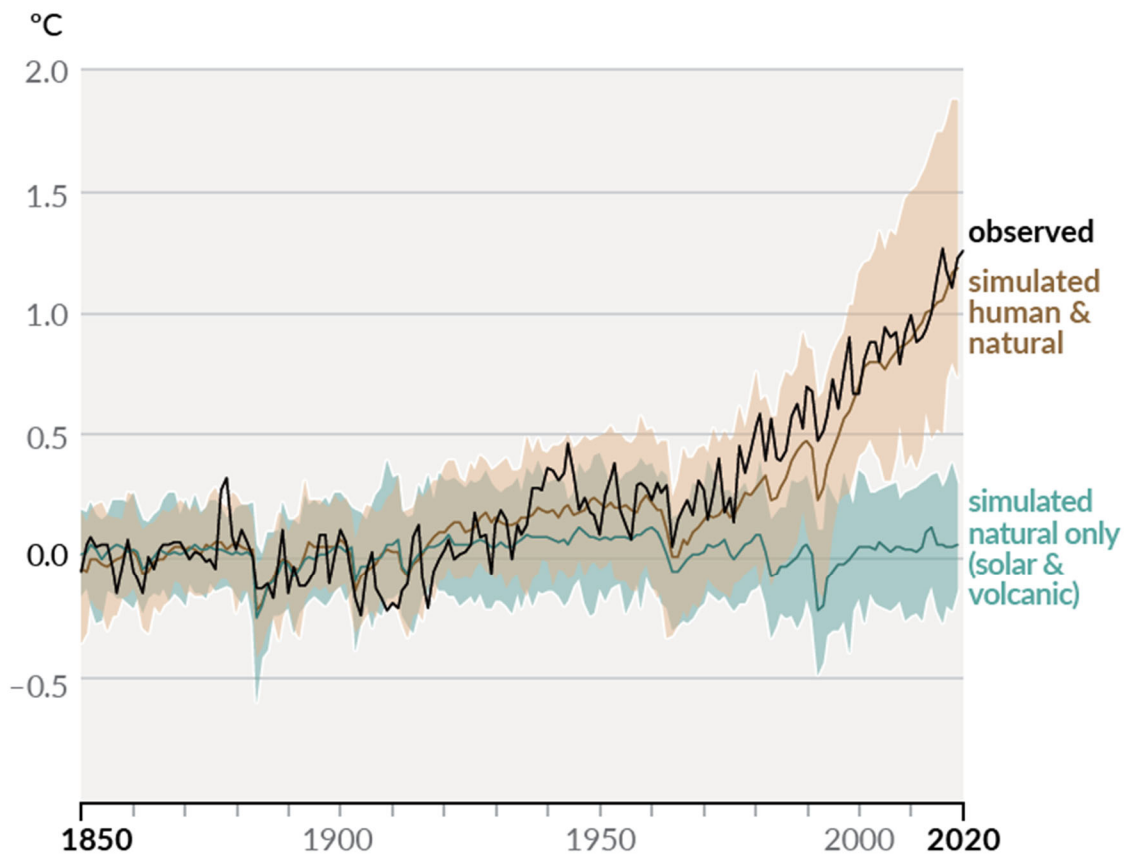


図 7.1 IPCC-AR6 による全球平均気温の将来予測¹⁾

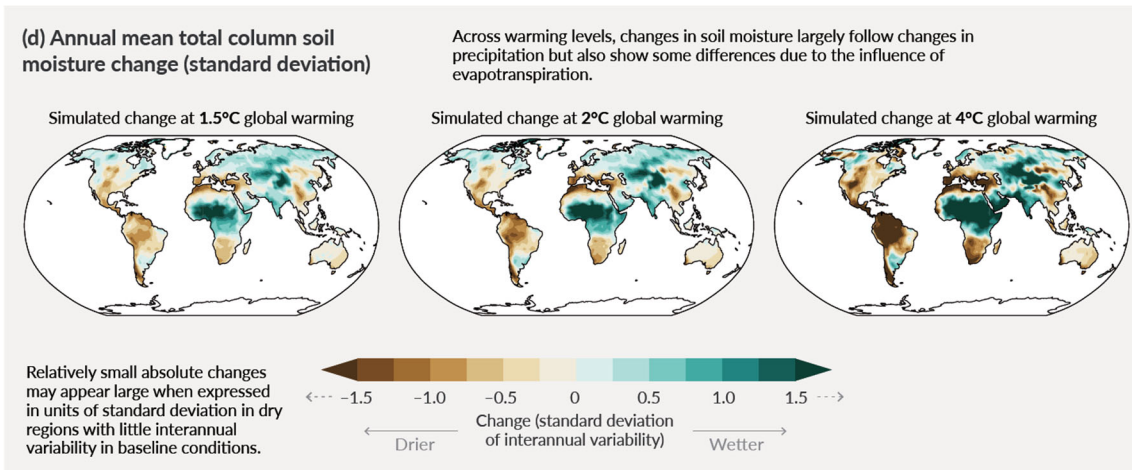


図 7.2 IPCC-AR6 による年平均降水量の変化の予測¹⁾

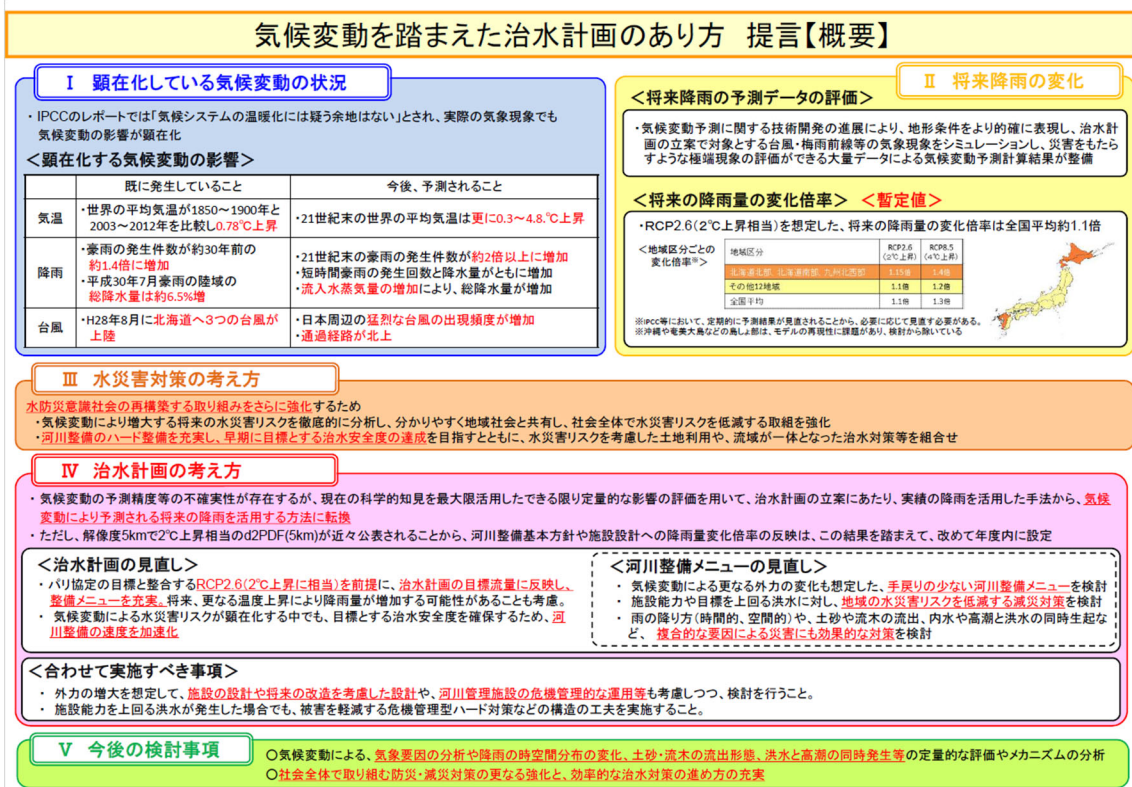


図 7.3 気候変動を踏まえた治水計画のあり方提言（概要）²⁾

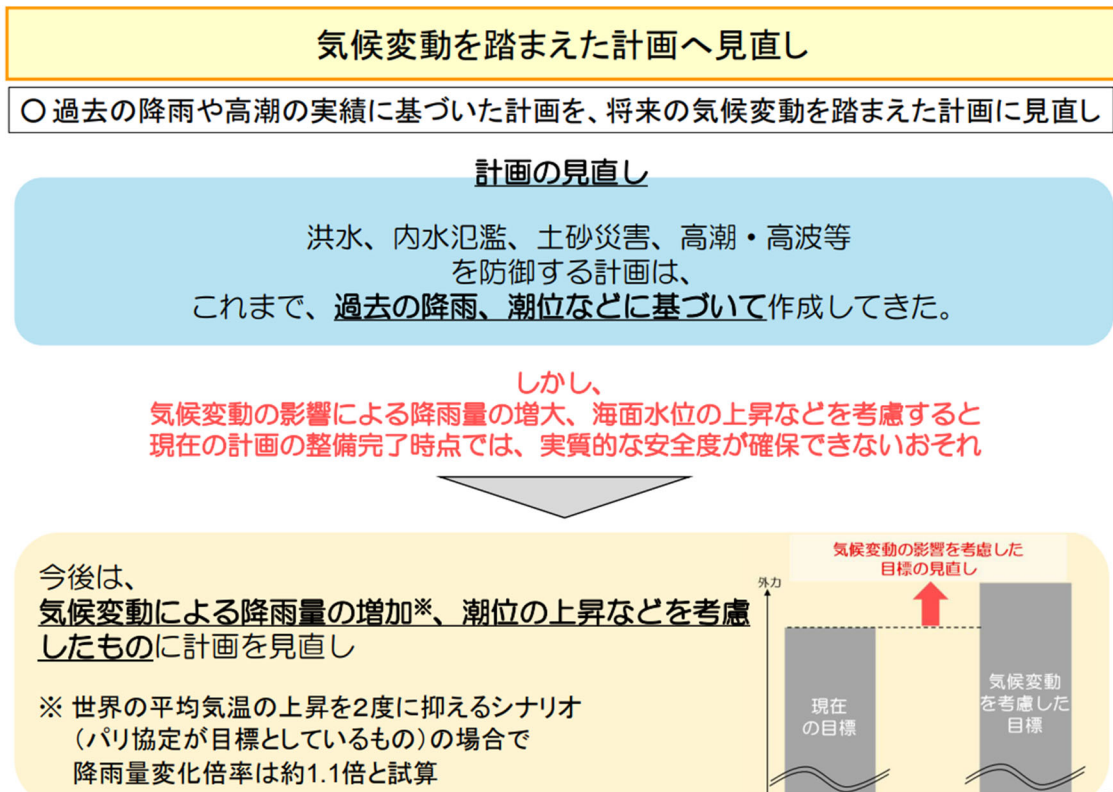


図 7.4 気候変動を踏まえた計画への見直し³⁾

「流域治水」への転換

- 近年の水災害による甚大な被害を受け、施設能力を超過する洪水が発生するものへと意識を改革し、氾濫に備える、「水防災意識社会」の再構築を進めてきた。
- 今後、この取組をさらに一歩進め、気候変動の影響や社会状況の変化などを踏まえ、あらゆる関係者が協働して流域全体で対応する「流域治水」へ転換。

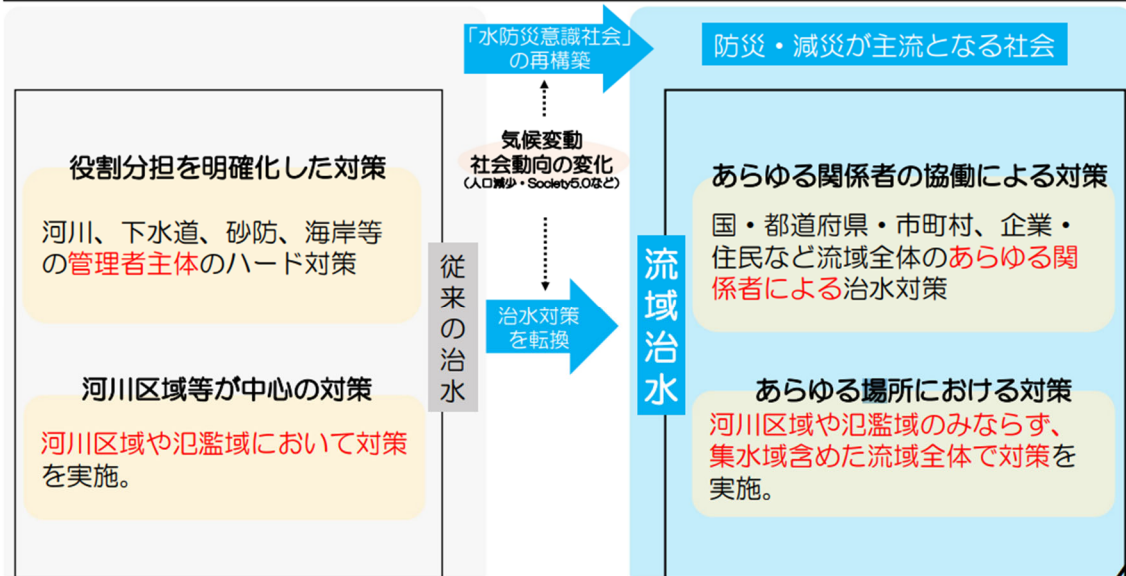


図 7.5 流域治水への転換³⁾

7.2 検討対象とする気候変動シナリオ

わが国では長期的な河川整備の最終目標としての河川整備基本方針を定め、基本方針の下で20～30年程度の間実施する河川整備の内容を定めた河川整備計画に沿って施設整備等が行われてきた。しかし、気候変動による降雨量の増加等により、計画に基づく整備を完了したとしても目標とする安全度を確保できなくなる可能性があり、気候変動を踏まえた河川整備基本方針の見直しを検討中である。国土交通省では治水計画において施設整備等の前提として想定している大雨の規模等が将来どの程度増加するのかを検討している⁵⁾。検証の結果、産業革命以前と比べて世界の平均地上気温が2℃上昇する場合（RCP2.6：パリ協定⁶⁾批准国が予定通りCO₂の排出規制を実現する場合）には、20世紀末と比べ21世紀末に全国の一級水系で治水計画の対象とする降雨量が約1.1倍に、治水計画の目標とする規模の洪水の流量平均値が約1.2倍に増加すると試算されている。さらに、産業革命以前と比べて世界の平均地上気温が4℃上昇する場合（RCP8.5：パリ協定批准国がCO₂の排出規制を実施しない場合）には、降雨量が約1.3倍に、洪水の流量平均値は約1.4倍に増加すると試算されている（表7.1）。

そこで、本研究では緑川ダム貯水池と寒河江ダム貯水池で構築した堆砂量推定モデルを用いて、将来の堆砂量を推定する。解析では、5章及び6章における解析終了年に降雨倍率（表7.1）を考慮した雨量時系列を追加する。将来計算の考え方を図7.6に示す。将来計算は「①実績：実績雨量時系列をそのまま追加した場合」、「②RCP2.6：実績雨量時系列を1.1倍して追加した場合」、「③RCP8.5：実績雨量時系列を1.3倍して追加した場合」の3ケースに対して実施した。なお、近年の実績雨量には気候変動の影響がすでに反映されている可能性も否定できない²⁾が、本研究では試算的な感度分析として実績雨量時系列に降雨倍率を便宜的に乗じることにより堆砂量に及ぼす降雨量の変化の影響を評価する。

表 7.1 国土交通省による降雨量及び流量の変化倍率

気候変動シナリオ	降雨量	流量
RCP2.6（2℃上昇相当）	約 1.1 倍	約 1.2 倍
RCP8.5（4℃上昇相当）	約 1.3 倍	約 1.4 倍

	1971年	2015年	2060年
	再現計算(5章で検討)		将来計算
期間	45年		45年(合計90年間)
雨量時系列	実績		実績×1.1倍(RCP2.6), 実績×1.3倍(RCP8.5)
崩壊地モデル	<ul style="list-style-type: none"> 航空写真の判読面積に最も整合するパラメータをシミュレーションにより検討 		<ul style="list-style-type: none"> 雨量時系列の変更に伴い、出水ごとの最大時間雨量を再計算 5章で最適化したパラメータ($R_{sa}, R_{jc}, \alpha, \beta$)を用いて、2015年の計算値に続けて崩壊地面積を計算
溪流モデル	<ul style="list-style-type: none"> 貯水池堆砂量に最も整合するパラメータをシミュレーションにより検討 		<ul style="list-style-type: none"> 雨量時系列の変更に伴い、年間雨量積算値$r_l(\tau), V_R(\tau)$を再計算 溪流モデルに入力する土砂量$Q_{in}(\tau)$は崩壊地モデルの将来計算結果を引き継ぐ 5章で最適化したパラメータ(土砂貯留関数、堆積土砂のArmor coat)を用いて、2015年の計算値に続けて貯水池堆砂量を計算

図 7.6(1) 将来計算のイメージ (緑川ダム貯水池)

	1991年	2020年	2080年
	再現計算(6章で検討)		将来計算
期間	30年		実績雨量時系列を2回繰り返して計算→60年(合計90年間)
雨量時系列	実績		実績×1.1倍(RCP2.6), 実績×1.3倍(RCP8.5)
崩壊地モデル	<ul style="list-style-type: none"> 航空写真の判読面積に最も整合するパラメータをシミュレーションにより検討 		<ul style="list-style-type: none"> 雨量時系列の変更に伴い、出水ごとの最大時間雨量を再計算 6章で最適化したパラメータ($R_{sa}, R_{jc}, \alpha, \beta$)を用いて、2020年の計算値に続けて崩壊地面積を計算
溪流モデル	<ul style="list-style-type: none"> 貯水池堆砂量に最も整合するパラメータをシミュレーションにより検討 		<ul style="list-style-type: none"> 雨量時系列の変更に伴い、年間雨量積算値$r_l(\tau), V_R(\tau)$を再計算 溪流モデルに入力する土砂量$Q_{in}(\tau)$は崩壊地モデルの将来計算結果を引き継ぐ 6章で最適化したパラメータ(土砂貯留関数、堆積土砂のArmor coat)を用いて、2015年の計算値に続けて貯水池堆砂量を計算

図 7.6(2) 将来計算のイメージ (寒河江ダム貯水池)

7.3 緑川ダムの堆砂量に及ぼす気候変動の影響

緑川ダム貯水池の堆砂量実績では、計画堆砂量 1,080 万 m³ に対し竣工後 45 年となる 2015 年で約 840 万 m³（単年堆砂量が負値となる年を補正した場合）となっており、堆砂率は既に 77.6%にまで達している。以降に、本研究で構築した堆砂量推定モデルを用いて気候変動下での降雨倍率を考慮した堆砂量への影響評価を示す。

7.3.1 崩壊地面積に及ぼす気候変動の影響

(1) 降雨データの整理

まず、降雨倍率を乗じた気候変動下の降雨量増加が崩壊地面積へ及ぼす影響を評価する。崩壊地モデルの入力条件である出水イベントごとの最大時間雨量に及ぼす降雨倍率の影響を検討する。図 7.7 には実績雨量時系列、RCP2.6 の降雨倍率 1.1 を乗じた雨量時系列、RCP8.5 の降雨倍率 1.3 を乗じた雨量時系列に対し、1 時間、3 時間、6 時間、12 時間、24 時間、48 時間の各時間スケールにおける最大時間雨量を計算し比較する。なお、図化した期間は将来計算の対象となる 2016 年～2060 年とした。

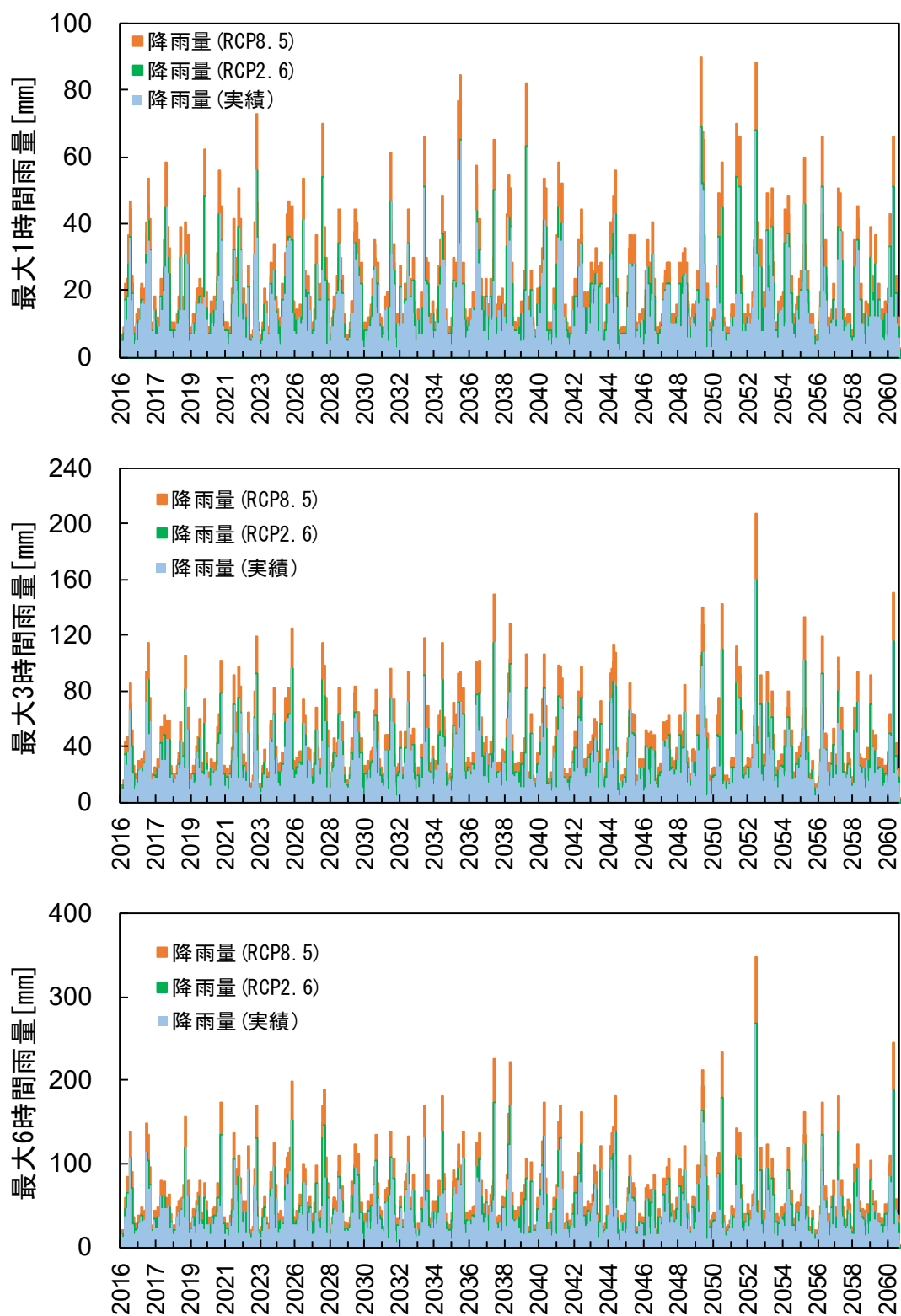


図 7.7(1) 最大時間雨量に及ぼす降雨倍率の影響
 (緑川ダム貯水池 : 1 時間, 3 時間, 6 時間)

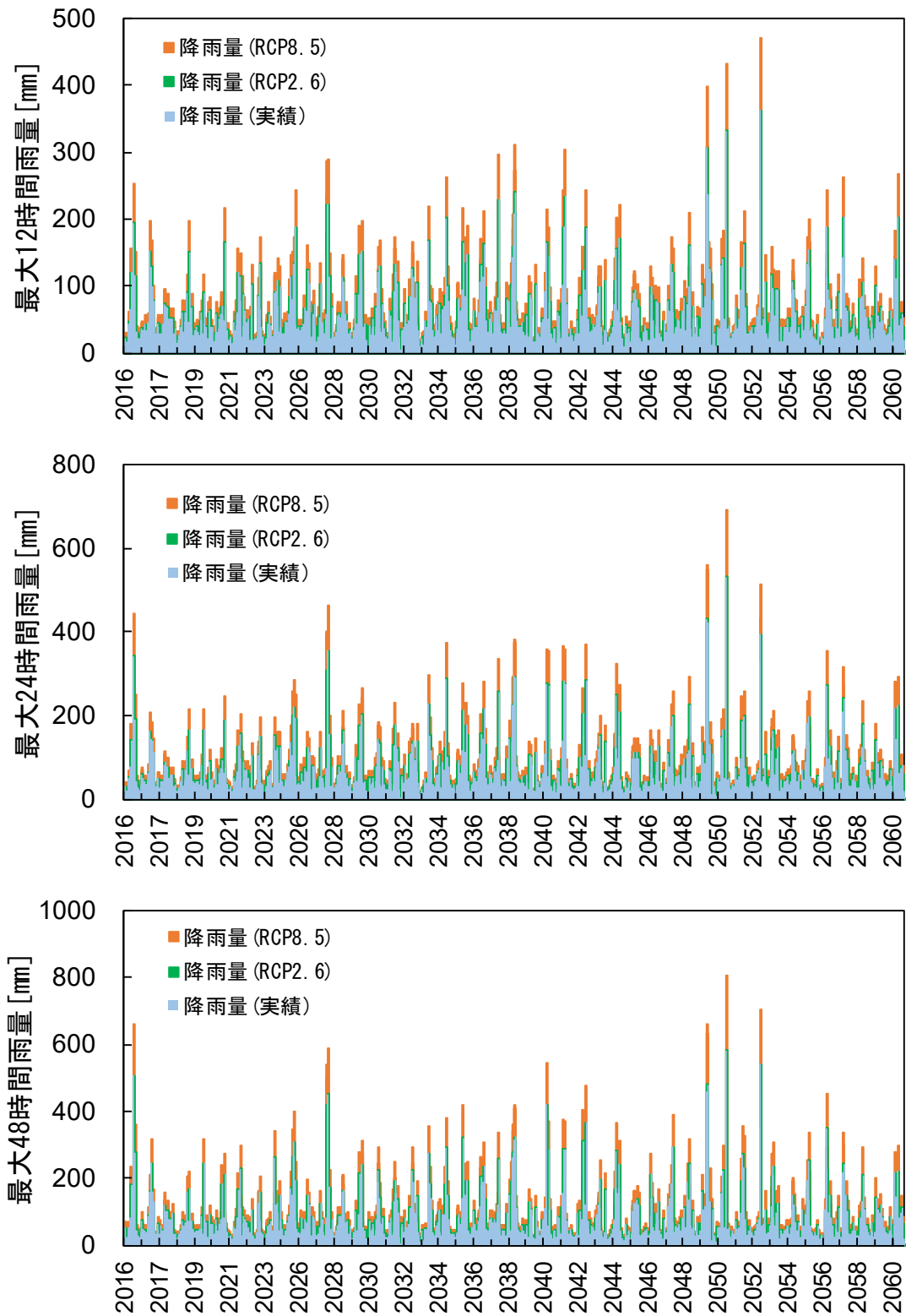


図 7.7(2) 最大時間雨量に及ぼす降雨倍率の影響
 (緑川ダム貯水池 : 12 時間, 24 時間, 48 時間)

(2) 気候変動下の崩壊地面積の推定

上項のように得られた気候変動下での最大時間雨量を崩壊地モデルの入力条件として利用し将来計算を実施した結果、図 7.8 のように崩壊地面積が推定された。図 7.8 に示す主要なタイミングでの崩壊地面積を表 7.2 に比較する。降雨倍率を乗じることによって表層崩壊を引き起こす雨量閾値を超える出水イベント数が増加し、崩壊地面積が拡大するため、降雨倍率を乗じるシナリオでは崩壊地面積が非常に大きく推定された。

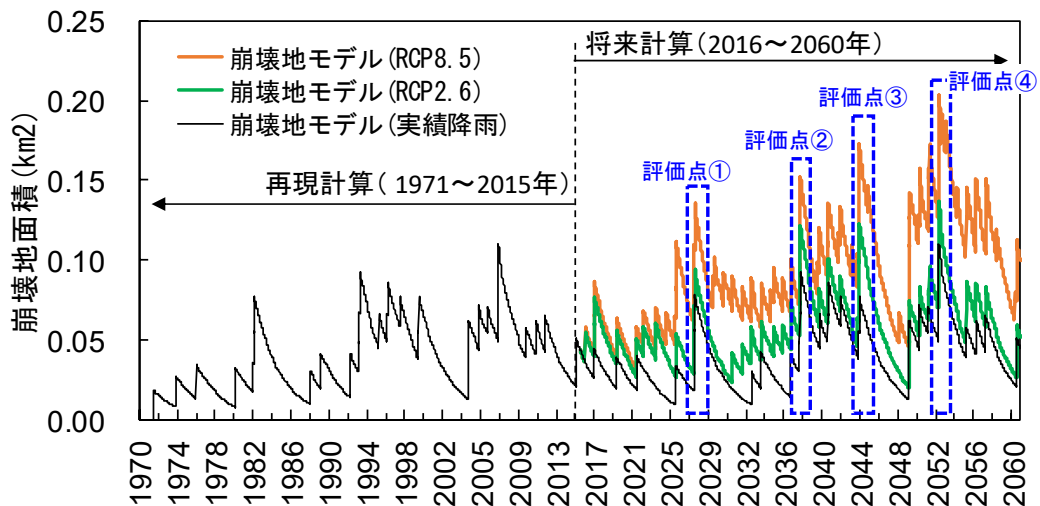


図 7.8 降雨倍率を考慮した崩壊地面積の推定結果（緑川ダム貯水池）

表 7.2 主要なタイミングにおける崩壊地モデル計算結果の比較（緑川ダム貯水池）

評価点	崩壊地面積(km ²)		
	①実績雨量	②RCP2.6	③RCP8.5
① (2027/ 8/25)	0.08	0.09	0.14
② (2038/10/17)	0.09	0.12	0.15
③ (2044/ 9/21)	0.08	0.12	0.17
④ (2052/ 8/ 2)	0.11	0.14	0.20

7.3.2 溪流区間の土砂収支に及ぼす気候変動の影響

(1) 時間雨量積算値に及ぼす気候変動の影響

溪流区間の土砂収支に及ぼす気候変動の影響を明らかにするために、溪流モデルの将来計算に用いる時間雨量積算値 $\eta(\tau)$ に降雨倍率を反映する。緑川ダム貯水池の場合、5.3.5の式(13)におけるパラメータは、 $j = 1h$ 、 $R'_{jc} = 20mm$ と同定されたため、この閾値に対する時間雨量積算値を、実績降雨、RCP2.6の降雨倍率1.1を乗じた降雨、RCP8.5の降雨倍率1.3を乗じた降雨に対して算出し、図7.9に比較する。

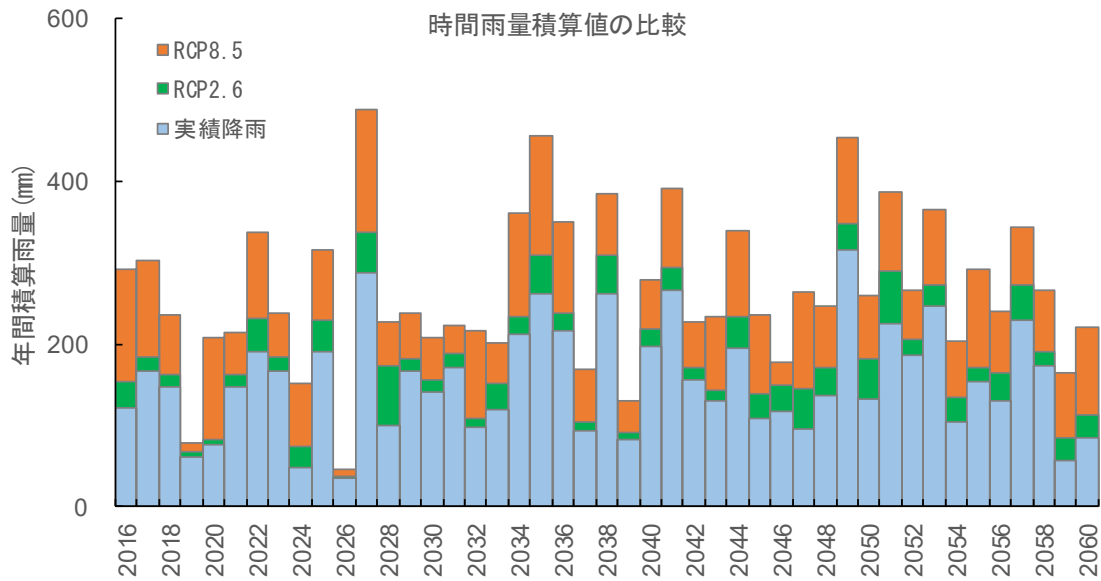


図 7.9 時間雨量積算値 $\eta(\tau)$ に及ぼす気候変動の影響
(緑川ダム貯水池 : $j=1h$, $R'_{jc}=20mm$)

(2) 年間積算雨量に及ぼす気候変動の影響

堆積土砂の粗粒化を表現する粗粒化指数 $A_r(\tau)$ を求めるために年間雨量積算値 $V_R(\tau)$ が用いられる。ここでは、将来計算における降雨倍率の $V_R(\tau)$ への影響を検討する。緑川ダム貯水池では5.4.2の式(19)における閾値 r_p を12mmと定めており、 r_p から算定される $V_R(\tau)$ を、実績降雨、RCP2.6の降雨倍率1.1を乗じた降雨、RCP8.5の降雨倍率1.3を乗じた降雨に対して図7.10のように比較した。

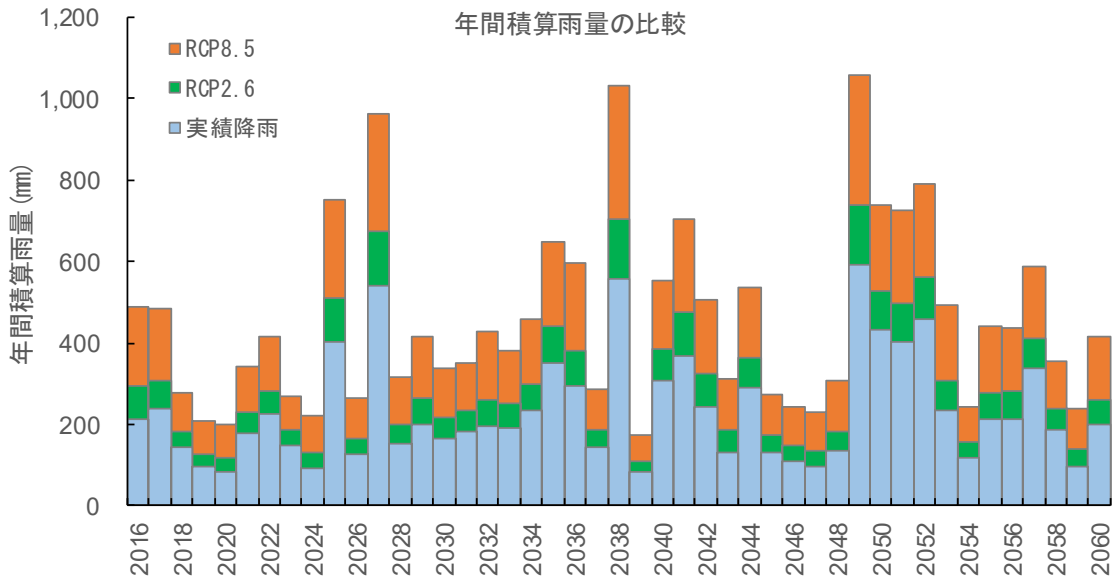


図 7.10 年間積算雨量 $V_R(\tau)$ に及ぼす気候変動の影響（緑川ダム貯水池： $r_p=12\text{mm}$ ）

(3) 貯水池堆砂量に及ぼす気候変動の影響

以上のように降雨倍率を乗じた降雨データを用いて貯水池堆砂量に及ぼす気候変動の影響を明らかにする。表5.17のように同定されたパラメータを用いて貯水池堆砂量が溪流モデルにより図7.11のように得られた。表7.3には将来計算について、各シナリオの貯水池堆砂量を5年ごとの推移で示している。解析最終年（2060年）の堆砂量を見ると、RCP2.6（降雨倍率1.1）の下では実績降雨で計算した時の1.3倍、RCP8.5（降雨倍率1.3）の下では実績降雨で計算した時の1.8倍の堆砂量が推定された。また、表7.4に示す通り、緑川ダム貯水池ではこれまでと同等の降雨が将来発生した場合には、計画堆砂量に到達するまでの期間として計画されていた100年が63年まで短縮され、RCP2.6（降雨倍率1.1）の下では57年、RCP8.5（降雨倍率1.3）の下では51年までさらに短縮されると推算され、気候変動がダム堆砂に深刻な影響を及ぼすことが確認される。

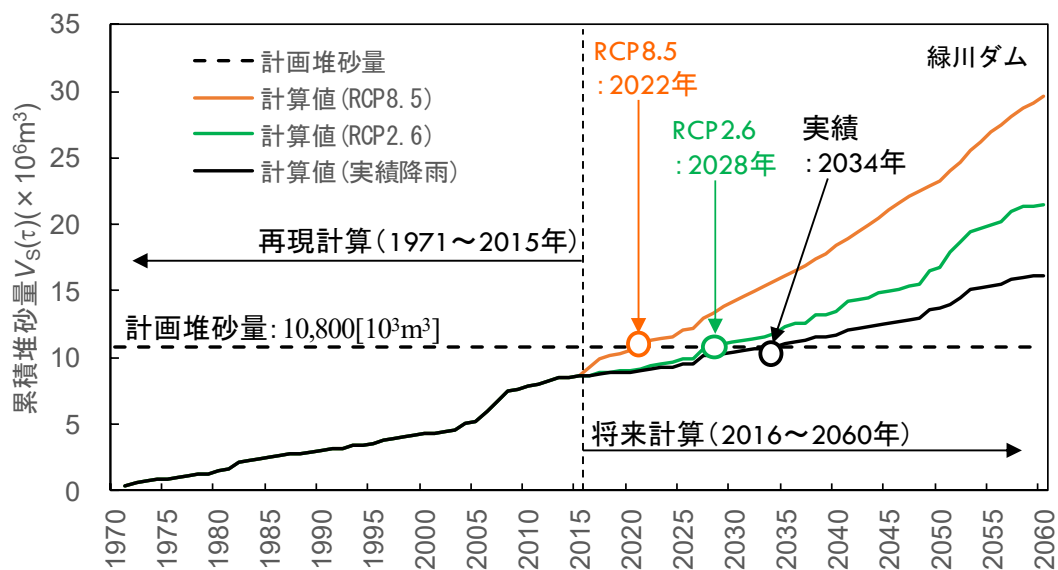


図 7.11 気候変動を考慮した場合の貯水池堆砂量の推移（緑川ダム貯水池）

表 7.3 気候変動を考慮した場合の貯水池堆砂量と実績値との比率（緑川ダム貯水池）

年	①実績降雨	②RCP2.6		③RCP8.5	
	堆砂量[m ³]	計算値[m ³]	実績値比率	計算値[m ³]	実績値比率
2020	8,949,878	9,040,628	1.0	10,531,559	1.2
2030	10,437,868	11,141,220	1.1	14,250,068	1.4
2040	11,732,968	13,525,982	1.2	18,386,847	1.6
2050	13,671,022	16,762,126	1.2	23,316,740	1.7
2060	16,166,263	21,530,097	1.3	29,623,842	1.8

表 7.4 堆砂速度及び計画堆砂容量に到達する年数（緑川ダム貯水池）

計画堆砂量(m ³)	シナリオ	計画堆砂量を超える年		計画堆砂量に達する年数
		年	予測値(m ³)	
10,800,000	①実績降雨	2034	10,837,729	63
	②RCP2.6(降雨倍率1.1)	2028	10,851,734	57
	③RCP8.5(降雨倍率1.3)	2022	11,246,085	51

7.4 寒河江ダムの堆砂量に及ぼす気候変動の影響

寒河江ダム貯水池の堆砂量実績では、計画堆砂量 1,100 万 m³ に対し竣工後 31 年となる 2020 年で約 525 万 m³（単年堆砂量が負値となる年を補正した場合）となっており、堆砂率は既に 47.6%にまで達している。本節では、堆砂量推定モデルを用いて降雨倍率を考慮したシナリオ下での寒河江ダム貯水池の堆砂量を推算し、気候変動の影響を明らかにする。

7.4.1 崩壊地面積に及ぼす気候変動の影響

(1) 降雨データの整理

崩壊地モデルの入力条件である出水イベントごとの最大時間雨量に及ぼす降雨倍率の影響を図 7.12 に整理する。実績雨量時系列、RCP2.6 の降雨倍率 1.1 を乗じた雨量時系列、RCP8.5 の降雨倍率 1.3 を乗じた雨量時系列に対し、7.3.1 と同様の時間スケールで最大時間雨量を算出し比較する。

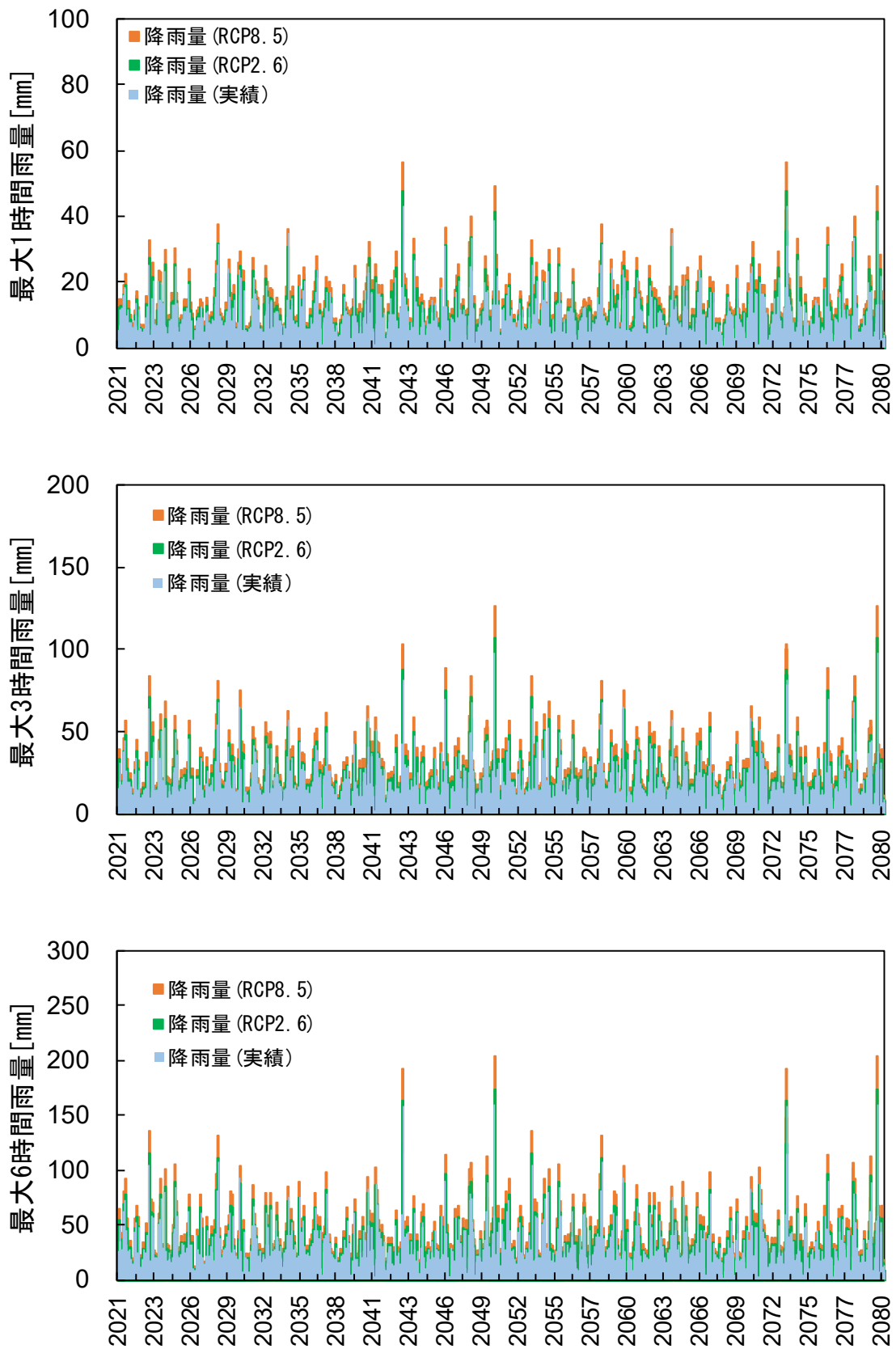


図 7.12(1) 最大時間雨量に及ぼす降雨倍率の影響
(寒河江ダム貯水池：1時間，3時間，6時間)

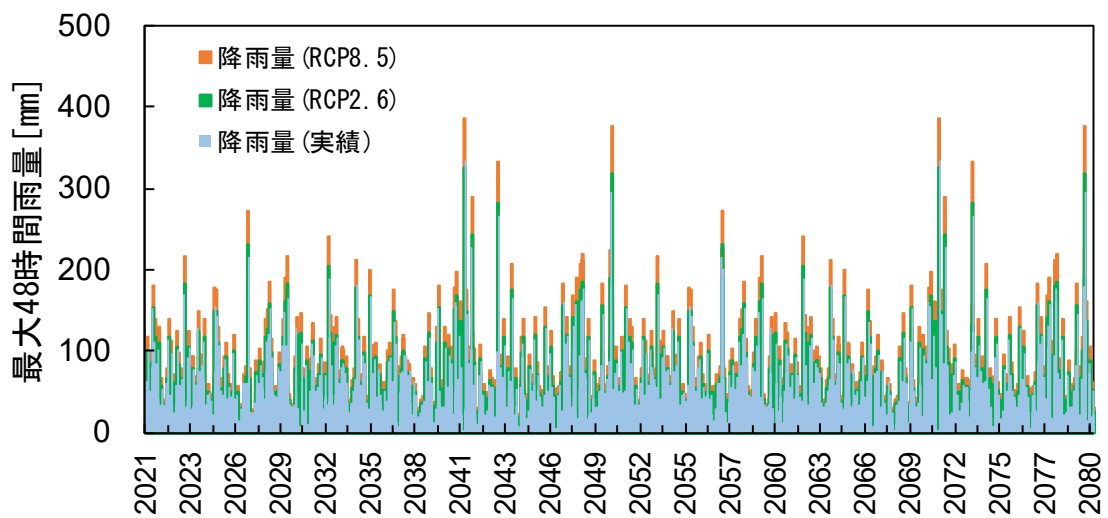
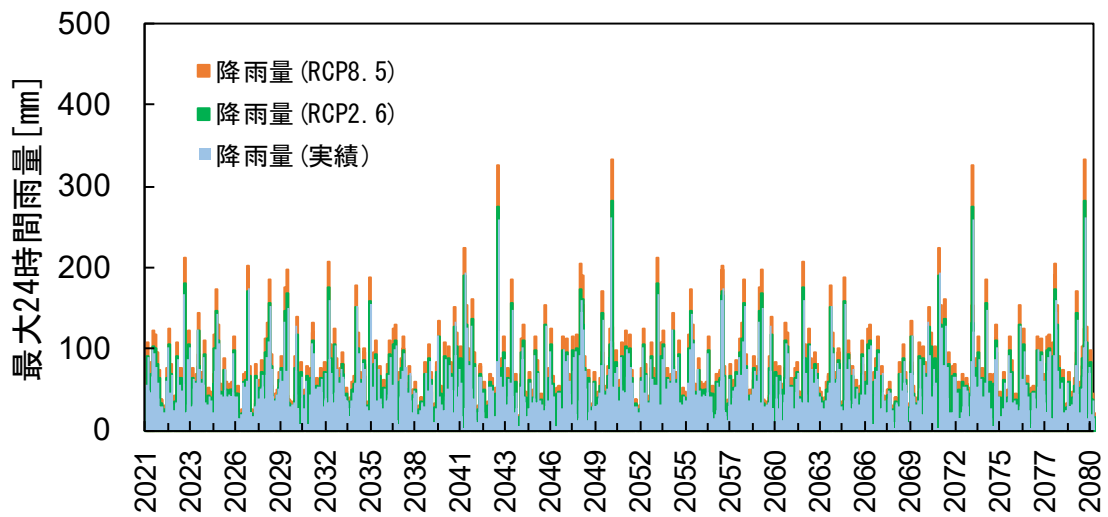
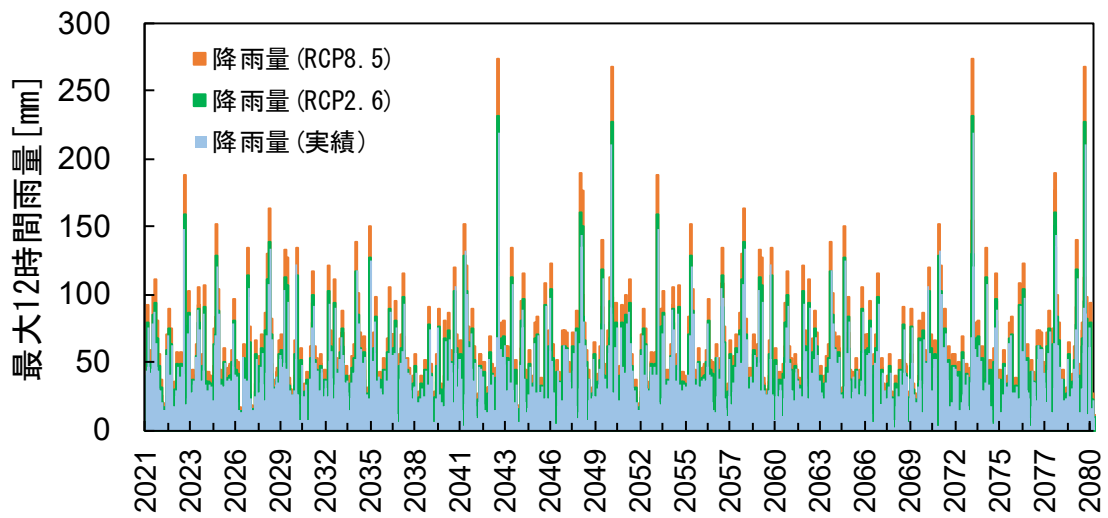


図 7.12(2) 最大時間雨量に及ぼす降雨倍率の影響
(寒河江ダム貯水池：12 時間，24 時間，48 時間)

(2) 気候変動下の崩壊地面積の推定

上項のように得られた気候変動下での最大時間雨量を崩壊地モデルの入力条件として利用し将来計算を実施した結果、図 7.13 のように崩壊地面積が推定された。図 7.13 に示す主要なタイミングでの崩壊地面積を表 7.5 に比較する。降雨倍率を乗じることによって表層崩壊を引き起こす雨量閾値を超える出水イベント数が増加し、崩壊地面積が拡大するため、降雨倍率が大きい RCP8.5 のシナリオで崩壊地面積が特に大きく推定された。

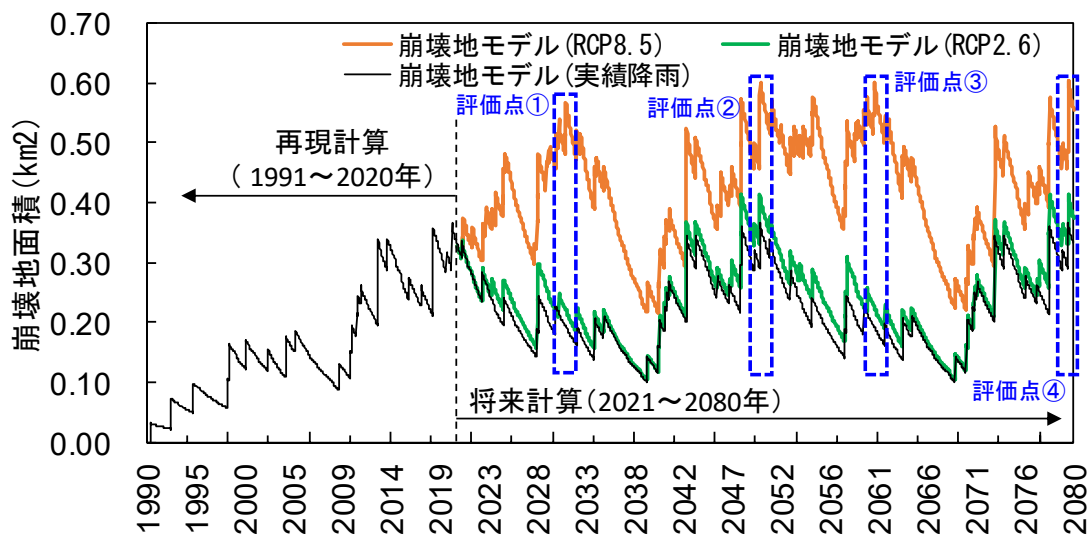


図 7.13 降雨倍率を考慮した崩壊地面積の推定結果（寒河江ダム貯水池）

表 7.5 主要なタイミングにおける崩壊地モデル計算結果の比較（寒河江ダム貯水池）

評価点	崩壊地面積(km ²)		
	①実績雨量	②RCP2.6	③RCP8.5
① (2031/ 7/ 3)	0.19	0.22	0.57
② (2050/ 8/ 7)	0.36	0.41	0.60
③ (2061/ 7/ 3)	0.19	0.23	0.60
④ (2080/ 8/ 7)	0.36	0.41	0.60

7.4.2 溪流区間の土砂収支に及ぼす気候変動の影響

(1) 時間雨量積算値に及ぼす気候変動の影響

溪流区間の土砂収支に及ぼす気候変動の影響を明らかにするために、溪流モデルに用いる時間雨量積算値 $\eta(\tau)$ に降雨倍率を反映する。寒河江ダム貯水池の場合、5.3.5の式(13)におけるパラメータは、 $j = 1h$ 、 $R'_{jc} = 10mm$ と設定されたため、この閾値に対する時間雨量積算値を、実績降雨、RCP2.6の降雨倍率1.1を乗じた降雨、RCP8.5の降雨倍率1.3を乗じた降雨に対して算出し、図7.14に比較する。

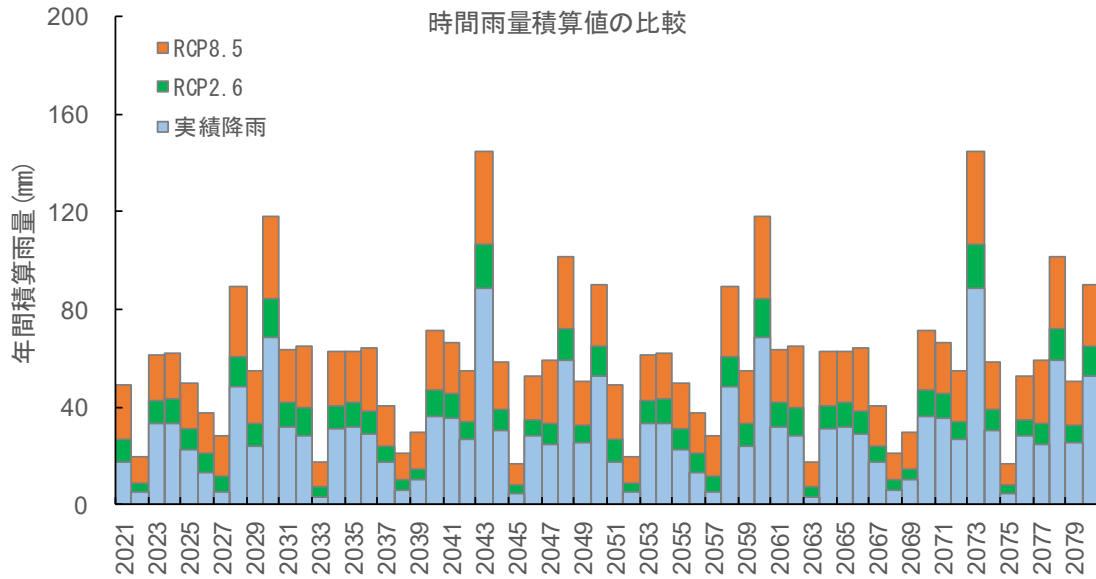


図 7.14 時間雨量積算値 $\eta(\tau)$ に及ぼす気候変動の影響
(寒河江ダム貯水池 : $j=1h$, $R'_{jc}=10mm$)

(2) 年間積算雨量に及ぼす気候変動の影響

堆積土砂の粗粒化を表現する粗粒化指数 $A_r(\tau)$ を求めるために年間雨量積算値 $V_R(\tau)$ が用いられる。ここでは、降雨倍率の $V_R(\tau)$ への影響を検討する。寒河江ダム貯水池では5.4.2の式(19)における閾値 r_p を4mmと定めており、 r_p から算定される $V_R(\tau)$ を、実績降雨、RCP2.6の降雨倍率1.1を乗じた降雨、RCP8.5の降雨倍率1.3を乗じた降雨に対して図7.15のように比較した。

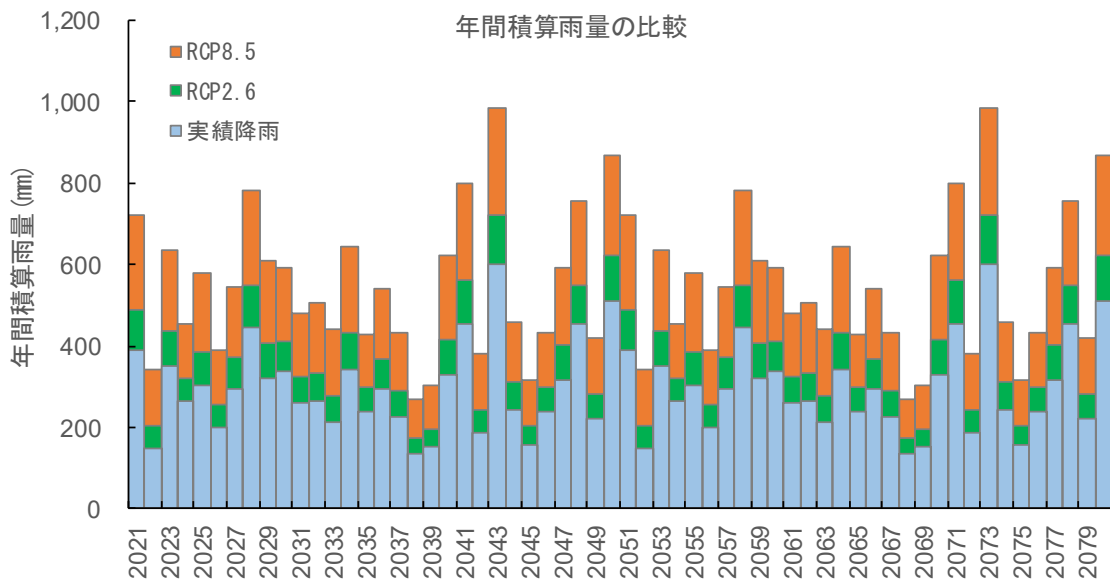


図 7.15 年間積算雨量 $V_R(\tau)$ に及ぼす気候変動の影響（寒河江ダム貯水池： $r_p=4\text{mm}$ ）

(3) 貯水池堆砂量に及ぼす気候変動の影響

以上のように降雨倍率を乗じた降雨データを用いて貯水池堆砂量に及ぼす気候変動の影響を明らかにする。表6.13のように同定されたパラメータを用いて貯水池堆砂量が溪流モデルにより図7.16のように得られた。表7.6には将来計算について、各シナリオの貯水池堆砂量を5年ごとの推移で示している。解析最終年（2080年）の堆砂量を見ると、RCP2.6（降雨倍率1.1）の下では実績値の1.1倍、RCP8.5（降雨倍率1.3）の下では実績値の1.6倍の堆砂量が推定された。また、表7.7に示す通り、寒河江ダム貯水池ではこれまでと同等の降雨が将来発生した場合は、計画堆砂量に到達するまでの期間として計画されていた100年が56年まで短縮され、RCP2.6（降雨倍率1.1）の下では54年、RCP8.5（降雨倍率1.3）の下では44年までさらに短縮されると推算され、気候変動がダム堆砂に深刻な影響を及ぼすことが確認される。

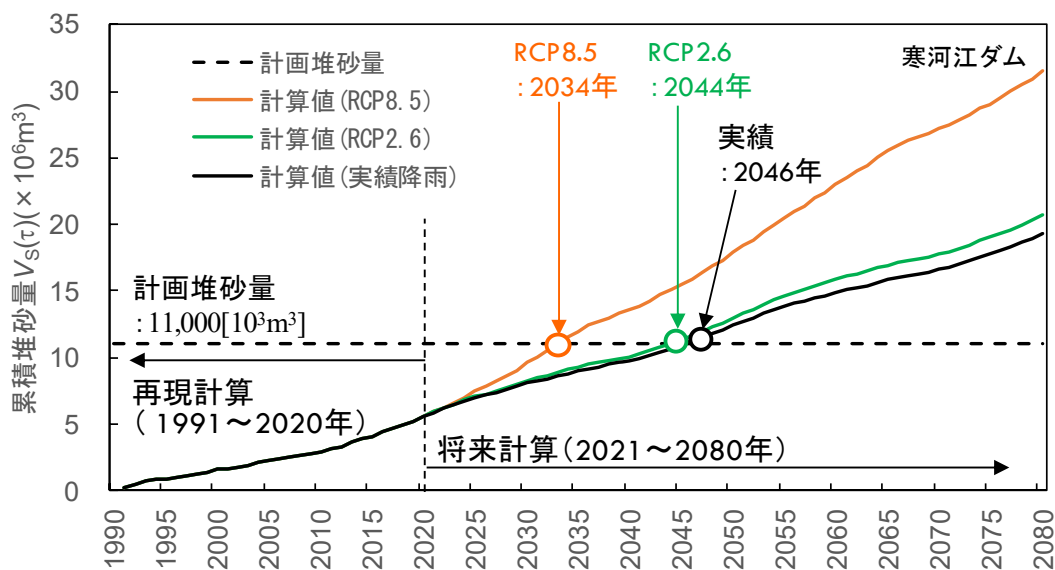


図 7.16 気候変動を考慮した貯水池堆砂量推定結果（寒河江ダム貯水池）

表 7.6 気候変動を考慮した貯水池堆砂量と実績値との比率（寒河江ダム貯水池）

年	①実績降雨	②RCP2.6		③RCP8.5	
	堆砂量[m ³]	計算値[m ³]	実績値比率	計算値[m ³]	実績値比率
2030	8,078,664	8,278,133	1.0	9,597,412	1.2
2040	9,758,507	10,095,037	1.0	13,606,721	1.4
2050	12,449,956	13,022,639	1.0	17,883,685	1.4
2060	14,919,094	15,902,543	1.1	22,988,597	1.5
2070	16,599,541	17,757,298	1.1	27,184,505	1.6
2080	19,286,922	20,691,576	1.1	31,493,255	1.6

表 7.7 堆砂速度及び計画堆砂容量に達する年数（寒河江ダム貯水池）

計画堆砂量(m ³)	シナリオ	計画堆砂量を超える年		計画堆砂量に達する年数
		年	予測値(m ³)	
11,000,000	①実績降雨	2046	11,256,024	56
	②RCP2.6(降雨倍率1.1)	2044	11,086,346	54
	③RCP8.5(降雨倍率1.3)	2034	11,525,633	44

7.5 まとめ

本章では、貯水池堆砂量推定モデルを用いて、気候変動がダム堆砂に及ぼす影響を将来計算により検討した。気候変動シナリオとしては実績降雨と RCP2.6, RCP8.5 の 3 ケースを想定し、RCP2.6, RCP8.5 では国土交通省が提示した降雨量の変化倍率を乗じた雨量時系列を堆砂量推定モデルに入力し、気候変動が緑川ダムと寒河江ダムの堆砂量に及ぼす影響を明らかにした。その結果、将来発生する降雨が RCP8.5（パリ協定批准国が CO₂ 排出規制を実施しない場合）のシナリオ下で増加するとすれば、計画堆砂年として設定された 100 年が緑川ダムで 51 年、寒河江ダムで 44 年にまで短縮されることを確認した。

気候変動を考慮した貯水池堆砂量の経年推移を緑川ダム流域と寒河江ダム流域について再整理すると図 7.17 のようになる。RCP2.6 シナリオについて、緑川ダム流域の方が寒河江ダム流域よりも気候変動の影響が大きくあらわれる原因としては、斜面崩壊を律速する降雨の強度閾値と飽和雨量が関係している。緑川ダム流域では斜面崩壊を誘起する雨量強度が 6 時間雨量 110mm であったのに対し、寒河江ダム流域では律速降雨が 1 時間雨量 15mm と緑川ダムよりも短時間雨量であり、降雨倍率の乗算が雨量へ及ぼす影響は緑川ダムにおいてより大きくあらわれる。崩壊地モデルから推定される崩壊地面積は生産土砂量に反映され、さらに溪流区間での土砂収支を経てダム貯水池の堆砂量増加へと帰着したと考えた。一方、寒河江ダムの堆砂量解析では積雪期間（11 月～4 月）の降水事象を除外したため、その期間の土砂生産が抑制されたことになっているが、温暖化とともに積雪期間が短縮すると、冬期の斜面崩壊が加わることになり本章で推定された崩壊地面積あるいは土砂生産量よりも増加する可能性がある。

本章により、本研究で構築した貯水池堆砂量推定モデルの活用方法として将来計算の一例を提案し、今後のダム管理戦略（堆砂対策、弾力的管理、ハイブリッド化、維持管理費削減等）を進めるための有力な技術手段となり得ることを示した。

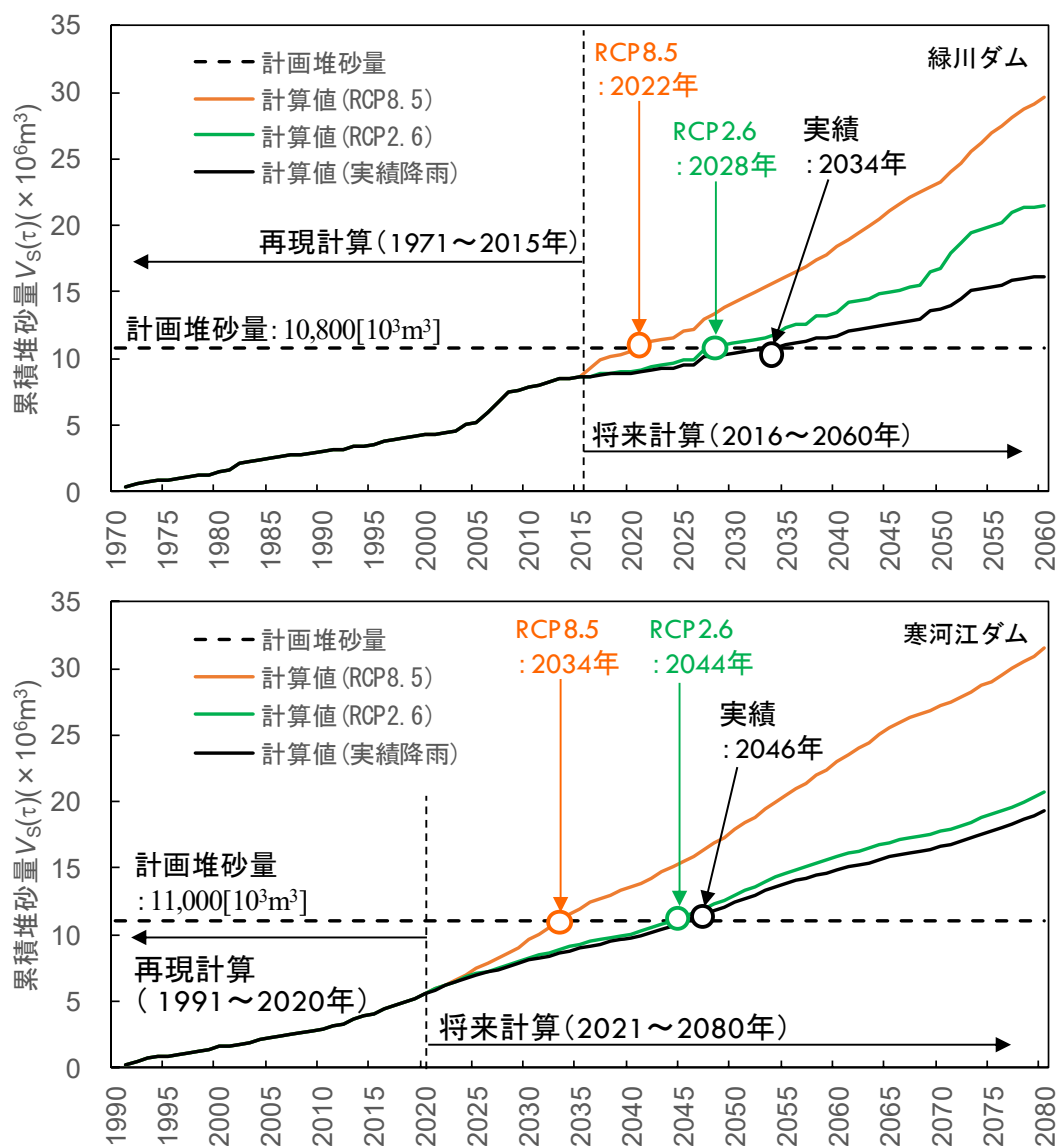


図 7.17 気候変動が与える貯水池堆砂量への影響 (再掲)

【参考文献】

- 1) IPCC : Summary for Policymakers, Climate Change 2021
- 2) 国土交通省水管理・国土保全局 気候変動を踏まえた治水計画に係る技術検討会：気候変動を踏まえた治水計画の在り方提言，2019
- 3) 国土交通省社会資本整備審議会：気候変動を踏まえた水災害対策のあり方について答申，2020
- 4) 国土交通省水管理・国土保全局：気候変動を踏まえた砂防技術検討会，https://www.mlit.go.jp/river/sabo/committee_kikohendo.html，（参照 2022-10-24）
- 5) 石田卓也，前田裕太：気候変動を踏まえた計画・基準類の見直しに向けた検討，河川，No. 890，2020
- 6) 環境省地球環境局国際地球温暖化対策室：COP21 の成果と今後，2016

第8章 結論

8.1 本論文の結論

従来の 100 年堆砂の原則に基づくダム計画が始まってから既に 60 年以上が経過した現在、堆砂量が既に計画値を上回るダムが少なからず出現し、今後は地球温暖化による豪雨頻度や規模の増加が懸念されている。堆砂対策をはじめとするダム管理戦略を進める上で必要な将来の堆砂量の予測は喫緊の課題である。本研究ではこれまで検討されてきたダム貯水池の堆砂量予測モデルよりも汎用性・実用性の高いモデルの提案を目指し、崩壊地の消長を雨量時系列から再現して土砂生産量を推定する崩壊地モデルと、溪流区間の土砂収支を土砂貯留関数で記述する溪流モデルを組み合わせ、パラメータの集中化を図ることで可能な限り簡素化したモデルを開発した。本研究は序論から結論まで 8 章から構成されており、各章で得られた成果等を以下に述べるとともに、最後に総括として本研究全体を通した結論を示す。

第1章 序論

本研究が必要となった背景と既往の研究を整理・総括し、本研究の必要性和目的を述べた。

研究背景として、日本におけるダム計画の考え方を整理し、ダム運用後のデータを用いた計画見直しの可能性について問題提起するとともに、地球温暖化による堆砂の進行が懸念される中でダム堆砂予測の必要性を述べた。

また、既往研究の整理に基づき、本研究で提案する堆砂量推定モデルはモデル・パラメータが少ない集中定数型モデルとし、既往研究モデルよりもダム管理の実装可能性を高めることを目的とした。

第2章 ダム堆砂予測の留意事項と考え方

ダム堆砂プロセスとして、土砂生産過程と河道内輸送、貯水池の堆砂過程を整理し、堆砂量推定モデルを開発する上で考慮されるべき諸過程や支配因子を広範に示した。整理したプロセスを踏まえて、本研究で構築する貯水池堆砂量推定モデルの中で考慮すべき要素を示した。

第3章 対象流域の特性

研究対象流域として選定した緑川ダム貯水池及び寒河江ダム貯水池の諸元と管理状況、流域の地形・地質特性、植生、水文特性などを整理した。

緑川ダム流域は臼杵八代構造線によって流域が東西に二分されている地質的特徴を呈し、特に九州山地に属する南側流域からの土砂生産が活発である。降雨量は九州地方の中でも比較的大きい流域であり、実績堆砂量は令和元年度時点で計画堆砂量の約 82% であり、すでに計画値を大きく上回っている。特に、平成 28 年熊本地震では堆砂量が急増したことに加え、下流の河川堤防が多く箇所被災したため、暫定的に最大放流量を引き下げる等の応急的な運用を実施した経緯がある。

一方、寒河江ダム流域は東北地方の豪雪地帯として指定されており、降雨起因の他にも

雪崩起因の斜面崩壊や地すべりの被害も発生している比較的土砂生産が顕著な流域である。降雨量は東北地方の中でも比較的多い流域であり、実績堆砂量は令和元年度時点で計画堆砂量の約 41%であり、これもすでに計画値を上回っている。堆砂対策として掘削や貯砂ダム建設が実施されている。

第4章 航空写真解析による崩壊地の調査

画像処理技術を用いて航空写真から崩壊地面積を推定し、2つのダム流域における崩壊地の経年挙動を明らかにした。画像解析に際しての前処理として航空写真の幾何補正が何よりも重要であり、補正方法が崩壊地面積の推定精度に大きく影響することが考えられた。

対象流域の崩壊地面積を推定した結果、緑川ダム流域では流域全体の崩壊地面積の変動特性を示している内大臣川流域に解析対象を絞ることにより高い時間分解能で崩壊地面積の経年変動を正確に把握することができた。一方、積雪地帯にある寒河江ダム貯水池では、流域全体の崩壊地面積を画像解析により推定し、概ね5年ごとの崩壊地情報を得ることができた。豪雪地帯に指定される流域であるため、降雨起因の崩壊地と全層雪崩による崩壊地に分けて整理した。

第5章 緑川ダム貯水池における堆砂量の推定

雨量時系列から土砂生産量を推定する「崩壊地モデル」と河道区間の土砂の貯留・輸送過程を記述する「溪流モデル」を組み合わせ、一定の広がりを持つ流域内の土砂収支から堆砂量を予測する手法を提案し、緑川ダム貯水池に適用した。

「崩壊地モデル」では、表層崩壊の発生を規定する飽和雨量 R_{sa} とj時間雨量強度 R_{jc} を降雨に関するモデル・パラメータとして導入し、崩壊地モデルで計算される崩壊地面積と実績値（画像解析により得られた崩壊地面積）が最もよく整合するパラメータの組合せをシミュレーションから求めた。

「溪流モデル」では、崩壊地モデルから算出されるダム流域の崩壊地面積から年間生産土砂量を推定し、溪流区間の土砂流入量として流砂過程の土砂収支を表現し、溪流区間から貯水池へ流出する土砂量（ダム堆砂量）を雨量および流量時系列から推算した。溪流における土砂貯留効果を表現する土砂貯留関数を用いて、堆積土砂のArmor coat化ならびに再細粒化を表現する堆積土砂の粗粒化指数を取り入れることにより、貯水池堆砂量を十分な精度で再現することができた。

第6章 寒河江ダム貯水池における堆砂量の推定

緑川ダム貯水池で検討したモデルを寒河江ダム貯水池に適用した。

「崩壊地モデル」を検討するにあたっては、流域が豪雪地帯にあることを考慮し、植生の消長がほとんどない積雪期間の降雨事象を解析対象から除外し、流域平均雨量を作成したうえで、飽和雨量を設定し、崩壊地面積の実績値を再現するためのモデル・パラメータの組合せを同定することができた。

「溪流モデル」についてもパラメータの感度分析を実施することで、緑川ダム貯水池と

同様に実績堆砂量を十分な精度で再現することができた。堆積土砂の粒度変化を考慮せず土砂貯留関数の係数を一定とした簡略モデルでも実績値を十分再現できたことから、緑川ダム貯水池のように堆砂量の変動が寒河江ダムより顕著なダムでは堆積土砂の粒度変化を考慮することが堆砂量の推定に際してはより重要であることが示唆された。

第7章 ダム堆砂量に及ぼす気候変動の影響評価

第5章及び第6章で構築した貯水池堆砂量推定モデルを用いて、気候変動がダム堆砂に及ぼす影響を将来計算により検討した。将来計算のシナリオとしては実績降雨、RCP2.6、RCP8.5を想定し、RCP2.6及びRCP8.5は国土交通省が提示した降雨強度の変化倍率を乗じた雨量時系列を堆砂量推定モデルに入力し、気候変動が緑川ダム流域と寒河江ダム流域の堆砂量に及ぼす影響を計算した。その結果、将来発生する降雨がRCP8.5のシナリオ下で増加するとすれば、計画堆砂年として設定された100年が緑川ダム流域で51年、寒河江ダム流域で44年にまで短縮されることを確認した。

将来の堆砂量推定において、緑川ダム流域の方が降雨倍率を乗じた場合の堆砂量推定値が実績降雨を追加した場合のそれよりも大きく評価されたが、その原因は崩壊地モデルに入力する雨量強度特性に起因している可能性が高い。すなわち、緑川ダム流域では斜面崩壊を誘起する雨量強度が6時間雨量110mmであったのに対し、寒河江ダム流域では律速降雨が1時間雨量15mmと緑川ダムよりも短時間雨量であり、降雨倍率の乗算が雨量へ及ぼす影響は緑川ダムの場合よりも大きくあらわれる。崩壊地モデルから推定される崩壊地面積は生産土砂量に反映され、さらに溪流区間での土砂収支を経てダム貯水池の堆砂量の増加をもたらしたと考えられる。

本研究で構築した貯水池堆砂量推定モデルの活用方法として将来計算の一例を提案し、今後のダム管理戦略を進めるための有力な技術手段となり得ることを示した。

総括

日本では類似地域の既設ダムのデータ等から設定された計画堆砂量を基に現在も堆砂対策を検討しているが、ダム運用後の最新データを用いてダム堆砂量の推定値を随時更新できるモデルを構築し、気候変動を考慮した予測結果に基づき堆砂対策を検討する必要がある。これまでもダム堆砂量の予測を試みた研究は複数見られるが、多くの観測情報に基づくモデル・パラメータの同定が必要な物理的モデルが主流であり、全てのダムでそれらを実装することは難しい。本研究では“従来のダム計画のような簡易予測”と“物理的モデルを用いたミクロな予測”の中間的な方法としてダム管理に広く実装できる手法を目指した。予測モデルはダム流域の土砂収支を包括的に記述する集中定数型モデルとし、ダム管理への実用化を念頭においた。モデル構造は、豪雨による表層崩壊の面積を計算する崩壊地モデルと、溪流区間の事象を1つのコントロール・ボリューム内で包括的に捉え堆積土砂の粗粒化を組み込む溪流モデルを組み合わせた。

崩壊地モデルの検証に要する崩壊地面積は、画像処理技術により崩壊地の抽出精度の統一及び複数時期の崩壊地面積算出の省力化を図りながら算定した。モデルでは土壌を湿潤状態にする飽和雨量と表層崩壊のトリガーとなる雨量強度の2種類の閾値を満たす

降雨事象が崩壊地を拡大させ、それ以外の期間では植生回復にともない崩壊地が縮小することを定式化した。溪流モデルでは崩壊地モデルで計算される崩壊地面積に応じた土砂量を入力し、堆積土砂の粗粒化を考慮することによって実績堆砂量が十分な精度で再現された。さらに将来気候の影響を考慮した堆砂量の簡易予測を実施し、ダム堆砂がもたらす課題を提示した。

本研究で提案したダム堆砂量推定モデルはこれまで研究されてきた物理的モデルよりも簡素な構造であるが、十分な精度で実績堆砂量を再現することが可能であり、広くダム管理に資する情報を得ることができた。

8.2 課題と展望

本研究では緑川ダム貯水池及び寒河江ダム貯水池を対象に、降雨による斜面崩壊と河道区間の土砂収支を考慮した堆砂量推定モデルを構築した。その結果、これまでに提案されてきた物理的モデルよりもモデル・パラメータが少ないモデルにより十分な精度で実績堆砂量を再現することができた。さらに構築したモデルを用いて、将来の降雨倍率を考慮した計算を実施し、将来予測の手段も提案した。

以下に本研究では十分に解明できなかった残された課題について整理するとともに、今後の展望について述べる。

(1) 適用流域の拡大

本研究で開発した貯水池堆砂量推定モデルは、適用事例が緑川ダム貯水池と寒河江ダム貯水池に限られる。地形地質特性や植生、水文特性等が異なる様々な規模の流域において、適用事例を増やしモデルの汎用性や実用性をより向上させるとともに、地域別の特性を分析し、ダム管理に反映していくことが望まれる。今後の検討候補として考えられる流域は関東地方・北陸地方・中部地方・近畿地方・中国地方・四国地方において計画よりも堆砂が進行している流域である。

さらに、本研究で提案したモデルではこれまでの物理的モデルよりもはるかに少ないモデル・パラメータを要するだけであるが、堆積土砂の粗粒化に関してはやや複雑な定式化も含まれており、モデル・パラメータの絞り込みに労を要する。適用事例を増やすことによって、モデルのさらなる簡素化を図ることが必要である。

さらに本モデルを森林管理や砂防工事が進められている流域と未整備の流域に適用すれば、流出土砂の人的抑制の効果を定量的に検証することも可能である。

(2) 崩壊地面積の算定

本研究では、崩壊地モデルを検討するうえで必要となる崩壊地面積の実績値を航空写真判読により算定した。航空写真判読は画像解析技術を用いて、崩壊地の抽出精度を統一するとともに複数時期における崩壊地面積を省力的に算出することが可能となった。現在、機械学習を用いた崩壊地の自動抽出が多く試みられており、それらの技術を導入して崩壊地面積の推定を高度化すれば、本研究の汎用性がさらに高まる可能性が

ある。

(3) 気候変動を考慮した予測

本研究では、実績降雨に国土交通省が提示している降雨倍率を実績雨量時系列に乗じることにより、堆砂量に及ぼす気候変動の影響を検討した。しかし、厳密に将来予測を実施するためには、実績降雨から気候変動の影響が含まれている期間を除去することや多くの研究者の予測結果を精査して適切な雨量時系列を抽出し堆砂量を予測しなければならない。この検討は大きな労力と長時間を要することが明らかであったため、本研究期間内での検討は困難であると判断し、本研究では実績雨量時系列に降雨倍率を乗じる簡便な手法により、気候変動が貯水池堆砂に及ぼすオーダーを推定することにとどめた。

崩壊地モデルの将来予測に着目すると、斜面崩壊をもたらす出水の規模と頻度が増加し、短期間に大きな出水が集中することも懸念される。一度崩壊した後の斜面においては土砂生産が抑制されるという考えがある一方、崩壊地周辺の斜面勾配が増加して斜面の不安定性を新たにもたらすことも考えられる。将来予測では、これまでレアケースとされてきた現象が起り得ることを考慮し、モデル改良が必要になるかもしれない。

一方、本研究の対象とした寒河江ダム貯水池は豪雪地帯の日本海側に属している。本研究では11月～4月を積雪により植生回復が発生しないとして崩壊地面積の解析対象外としているが、地球温暖化にともなう降雪・積雪量の減少や融雪出水の早期化など崩壊地モデルの構成を再考する必要があるかもしれない。今後の地球温暖化に関する研究も注視しながら、将来の堆砂量予測手法について継続的な検討が必要である。

(4) ダム管理戦略の提案

今後もモデル適用流域の拡大や適切な将来予測の方法を追求していく必要はあるものの、最終目標は本研究で開発した貯水池堆砂量推定モデルをダム管理に生かしていくことである。第2章では貯水池の堆砂対策を整理したが、今後は測量技術の革新により高精度な3次元データの取得や実態に即した貯水池内の土砂動態解析技術の進展が期待されるため、新たな対策が提案されていくものと考えられる。将来の堆砂量を適切に予測し、最新の技術を生かしたダム管理戦略の提案が期待される。

謝 辞

本論文は、東京工業大学名誉教授 石川忠晴先生、法政大学デザイン工学部教授 道奥康治先生の御指導のもと実施してきた研究成果を取りまとめたものです。また、研究を進めるにあたって、緑川ダム貯水池に関する堆砂量や雨量・流量データは九州地方整備局緑川ダム管理所より、寒河江ダム貯水池に関する堆砂量や雨量・流量データは東北地方整備局河川管理課より提供していただきました。ここに深く御礼申し上げます。

石川忠晴先生は、私が所属する株式会社東京建設コンサルタントの特別顧問であり、本研究の基幹である崩壊地モデルと溪流モデルについて、その概念や関数形について御助言や御指導を多く賜りました。先生御自身の研究や講演等で非常にお忙しい合間を縫って、夜間や休日に論文添削等も実施していただきました。ここに深く感謝の意を表します。

道奥康治先生は、2020年4月に入学して以来、本研究で開発したモデルのシミュレーションにおいて、細かな計算方法やパラメータの調整方法等、幾度もオンライン会議システムを使いながら、丁寧に御指導いただきました。ここに厚く御礼申し上げます。

株式会社東京建設コンサルタントは、学位取得に向けて多方面で支援していただきました。また、本研究の出発点は私の上司である秋山浩一氏の研究となります。私が入社して以来、社業で多くの御指導を賜っただけでなく、本研究に関しても基礎資料の整理等手伝わせていただく機会を設けていただきました。研究途中において、若くしてご逝去されてしまったため、私がおその意思を引き継ぐ形で本研究成果として取りまとめさせていただきました。直接お伝えすることができず非常に残念ですが、ここに感謝の意を表します。

今後は本研究を通じて得た知見・経験をもとに社会に貢献していきたいと存じます。皆様、誠にありがとうございました。