

高時川流砂系における丹生ダムの影響

IMPACTS OF NIU-DAM ON SEDIMENT ENVIRONMENT OF TAKATOKI RIVER

木戸研太郎¹・松川知三²・吉栖雅人³・西本直史⁴・江頭進治⁵

Kentaro KIDO, Tomomi MATSUKAWA, Masahito YOSHIZUMI,
Naoshi NISHIMOTO and Shinji EGASHIRA

¹正会員 博(学) 独立行政法人 水資源機構 丹生ダム建設所 (〒529-0522 滋賀県伊香郡余呉町坂口819)

²正会員 工修 独立行政法人 水資源機構 丹生ダム建設所 (同 上)

³正会員 工修 日本建設コンサルタント株式会社 (〒105-0004 東京都港区新橋6-17-19)

⁴正会員 博(工) 日本建設コンサルタント株式会社 (同 上)

⁵正会員 工博 立命館大学 理工学部 (〒525-8577 滋賀県草津市野路町1-1-1)

Impacts of Niu-dam on sediment environment of Takatoki river are investigated based on numerical simulations for two cases, long and short terms, using a modified Egashira's method. Long term case are simulated on sediment transportation, river-bed evolutions, sediment sizes and so on for 30 years using rainfall data series and supposing that no sediment supply takes place due to landslides. Results show that impacts of sediment interception and flood control on river bed lowering and sediment sizes will propagate gradually to downstream and will be less in the downstream farther than 4km from the dam site, while the amount of sediment supply to the alluvial fan head reduces to 60% in comparison to the result without the dam. Short term simulations, which are performed for 6 years period to investigate same impacts as for the long term case but supposing that a large amount of sediment supply takes place from mountain slopes to river reaches, suggest that in the existence of the dam, river bed aggradation is suppressed to about 0.2m in the reaches of alluvial area and on the other hand in the case without the dam is 1.5m at around the fan head and 0.4m in downstream reaches on average.

Key Words : *Sediment runoff, dam, interception of sediment continuity, reduction of sediment mobility, sediment transport, numerical model, bed variation, erosion of mountainside*

1. 序論

現在の治水計画では、計画降雨に伴う流出流量をいかに安全に河道で流下させるかを検討することが一般的である。しかし、計画降雨発生時には、山腹崩壊やそれに伴う大規模な土砂流出が予測され、河床上昇等による洪水災害の発生が懸念される。もし貯水ダムがあれば流出土砂を貯留することによって、ダム下流の異常な河床上昇が抑制される。事実、昭和40年の揖斐川の出水に対する横山ダム、昭和36年の天竜川の出水に対する美和ダムの実例が報告されている¹⁾。一方、中小出水時には、貯水ダムは下流河川に対して、流量や土砂供給量の減少をもたらす。この結果、河床低下や河床材料の粗粒化など、河道に物理的変化が生じ、これをハビタットとする生物生息環境への影響が懸念される。近年、これらの土砂問題を解決するために、ダム貯水池内の堆砂を掘削・運搬してダム下流河道に仮置きし、主として洪水時に下流河

川に供給する試験が全国でいくつか行われている^{2),3),4)}。また、ダムに流入する土砂を極力下流に流下させて恒久的に堆砂量を軽減させることを目的とした排砂バイパスの検討が本格的に進められている^{5),6),7)}。これらの研究開発によって、中小出水時を対象とした実践段階における流砂系管理の方法論が確立されつつある。

流砂系を総合的に管理するためには、少なくとも中小出水時と大規模出水時についてそれぞれのシナリオを想定し、流砂系に作用する人為的あるいは自然的インパクトとそれに対する流砂環境の応答を予測することが求められる。これは、降雨の規模によって、土砂生産状況が大きく異なるためである。

本論文では、丹生ダムの建設が予定されている一級河川の高時川を対象として、江頭ら⁸⁾によって開発された、流砂系一貫した土砂流出予測モデルを用いて、中小出水時と大規模出水時について、丹生ダムが高時川流砂系に与える影響と効果を定量的に予測した。

2. 高時川流砂系における土砂動態の再現

(1) 高時川流砂系の概要

高時川は、滋賀・福井の県境の栃ノ木峠に源を発し、姉川に合流する一級河川で、流域面積は212.0km²、幹川流路延長は48.4kmである。流域の地形は、河口から約3.2km～9.0kmの天井川（河床勾配1/500）、約9.0km～14.0kmの扇状地（河床勾配1/300）、約14.0kmより上流の山地部（河床勾配1/200以上）に大別される。河床材料の代表粒径D₅₀は、平野部が約20mm、山地部では表層と下層で大きく異なり、表層が約100mm～200mm、下層が約20mm～60mmである。横断測量資料が揃っている平成6年から平成11年の6年間に限っては、河床はやや堆積傾向であるものの、顕著な河床の変化は見られない。

(2) 流砂系一貫した土砂移動計算

高時川流砂系の地形は、河口から約14kmの扇頂部に位置する高時川頭首工を境として、山地・平野に二分される。山地部の本川河道には、杉野川をはじめ多くの支川が合流する。河道形状は、山地部は単断面、平野部は複断面の様相である。土砂移動計算を行うにあたり、平野部には通常の1次元河床変動計算を適用した。山地部は、勾配が急で断面変化が激しく河道網が複雑なため、水理計算に困難を伴う。そこで山地部には、実用性が既に確認されている江頭らの土砂流出予測法^{8),9)}を適用した。この計算では、降雨流出（表面流＋中間流＋基底流の3層構造）、土砂流出および河床変動を一体的に取り扱い、溪流における流量は自動的に算出される。これら2つの土砂移動計算では全流砂（掃流砂、浮遊砂、ウォッシュロード）を対象とし、計算モデルの接続点（高時川頭首工）で流送土砂の量と質の受け渡しを行うことによって、流域全体の土砂移動を追跡できるようにした（図-1）。なお、掃流砂量は芦田・道上式、浮遊砂量は芦田・藤田式による。また、ウォッシュロードは、水勢作用を受けていないフレッシュな堆積物が新たに浸食されるとき、そこに含まれる成分が水流に取り込まれるものとしている⁸⁾。

(3) 再現計算の条件

検証期間は、横断測量の存在状況から、平成6年初～平成11年末(6年間)とし、初期河床は平成6年3月測量、検証河床を平成12年3月測量とした。なお、この6年間の平均年最大流量は270m³/sであり、これは近年18年間の平均年最大流量230m³/sと同等であることから、検証期間の6年間の流況は特異な期間のものではない。対象出水は、平野部の福橋で日流量が35m³/s以上の49出水とした。ここで35m³/sは、平野部における平均粒径（約15mm）の移動限界流量である。流出計算に用いる流域雨量は、ティーセン法または支配圏法により設定した。

掃流幅はレジーム則($B = 5\sqrt{Q}$)により設定し、粗度係数は、平野部には0.038、山地部には0.040～0.045を設

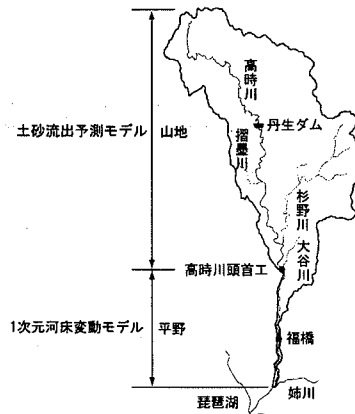


図-1 流砂系一貫した土砂移動計算モデルの構成

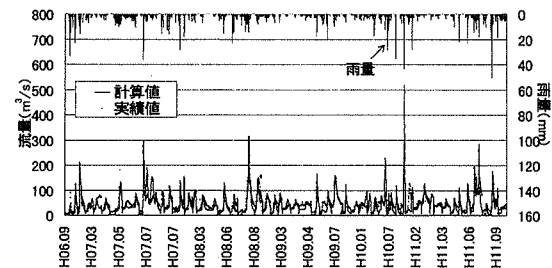


図-2 福橋地点流出計算結果

定した。河床材料は、現地状況を踏まえて表層と下層の2層で設定し、最大粒径は全川一律300mmとなるよう、粒度分布を補正した。堰では河床高が天端に達するまではBed material loadを捕捉するものとした。

流域の水文定数は、近年の主要洪水の実績流量を流出計算で概ね再現できるよう次のように設定した（図-2）。土層厚：表層0.4m、中層0.8m、透水係数：表層 3.0×10^{-5} m/s、中層 2.5×10^{-6} m/s、初期浸透能：表層150mm/hr、中層15mm/hr、下層0.05mm/hr、最終浸透能：表層50mm/hr、中層10mm/hr、下層0.03mm/hr、浸透能低減係数： 1.0×10^{-5} 、等価粗度係数：0.7。

土砂流出計算の単位河道数は131（平均河道長は約1.0km）、斜面数103（片側の平均斜面面積は約2.0km²、平均斜面勾配は約18°）である。

(4) 再現計算結果

本検討では、土石流の堆積勾配(4°～10°)の河道区間に存在する溪床堆積物をウォッシュロードの生産源と見なしている。その粒度分布は、既往調査結果を踏まえて設定し、0.1mm以下の成分をウォッシュロードとして取り扱った。計算上、ウォッシュロードの粒径は0.038mmで代表させた。溪床堆積物のウォッシュロード含有率は多様であるため、これをパラメータとして、河床変動土量、流送土砂のモニタリング結果（濁度観測）の再現を試みた。比較検討の結果、山地・平野ともに実績の河床変動土量は1割未満の誤差率で再現できた（図-3）。また、計算で得られたウォッシュロード通過量は、菅並地点における実績の流量～流砂量の関係を良好に再現していることも確認した（図-4）。なお、最終的に設定した溪床堆積物のウォッシュロード含有率は

1%であった。ウォッシュロードの含有率が小さいのは、ウォッシュロードの発生領域の初期含有率が小さかったこと、及び検証期間において斜面崩壊・土石流が発生していないからである。

再現計算結果を踏まえて、土砂収支図を作成した(図-5)。平成6年～平成11年の6年間に於ける山地から平野部への流出土砂量は、約1.0万 m^3 /年、姉川への流出土砂量は約0.8万 m^3 /年であった。平野部を通過する土砂の多くは5mm以下の成分で構成されており、そのうちの約60%はウォッシュロード成分であった。

3. 高時川流砂系における丹生ダムの影響

(1) 中小出水時における丹生ダムの影響

a) 計算条件

上述の土砂移動計算モデルを用いて、現況河道を初期河床とする30年後の予測計算を行った。予測計算に用いた降雨は、今からちょうど30年前に生じた戦後最大規模の出水(昭和50年8月)を先頭とし、その後ろに検証計算に用いた6年間の降雨時系列を便宜上5回繰り返して擬似的に30年間とした(図-6)。

ダムが流砂系に及ぼす影響は、土砂移動の遮断による影響と洪水調節によるピーク流量の低減による影響に分類できる。ただし、丹生ダムの洪水調節および中小出水時の運用計画は確定していない。そこで、①ダムなし、②ダムあり(洪水全量カット)、③ダムあり(洪水調節なし)の3ケースについて予測検討を行った。ここで、洪水調節に関して極端な2ケースを想定することによって、土砂移動の遮断による影響と洪水調節による影響の最大値を明確に把握することができる。①と③の差分がダムによる土砂移動の遮断による影響、②と③の差分はダムの洪水調節による影響の最大値である。

b) 計算結果

30年後の予測計算では、山地部の河床高はダムのありなしで明確な違いが見られた(図-7)。一方、平野部については明確な河床高の違いは見られなかった(図-8)。ダムあり洪水全量カットの場合、洪水調節による流量低減によって本川の土砂輸送能力が低下するため、支川合流点付近に土砂が堆積することが予測された。また、下流平野部への通過土砂量はダムなしの場合と比較して、約60%減少することが予測された(図-9)。これを詳しく見ると、減少する土砂の約85%はダムによる土砂移動の遮断による影響であり、残り15%が洪水調節による土砂輸送能力の低下による影響であることが分かった。また、ダムで洪水を全量カットした場合、本川の土砂輸送能力が低下するため、上流からの土砂供給が減少するが、杉野川からの土砂供給によって下流平野部の河床材料はダムなしと比較してほとんど変化しないことが予測された(図-10、図-11)。

一方、ダムあり洪水調節なしの場合、河床にはダムな

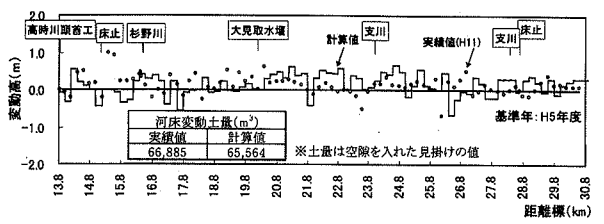


図-3(1) 山地部の河床変動高および河床変動土量

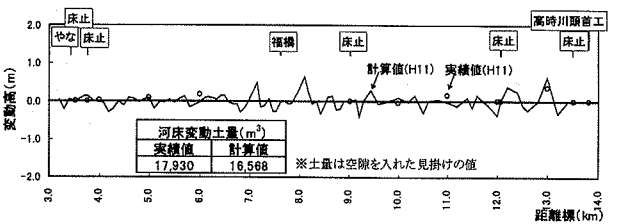


図-3(2) 平野部の河床変動高および河床変動土量

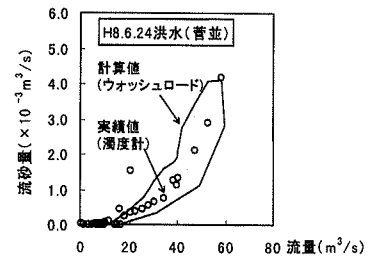


図-4 濁度観測値とウォッシュロード計算値の比較

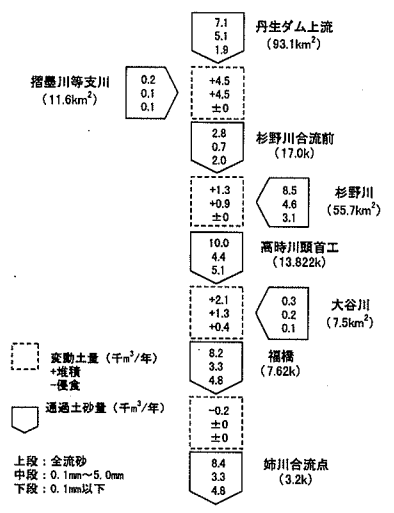


図-5 平成6年～平成11年の土砂収支図(計算値)

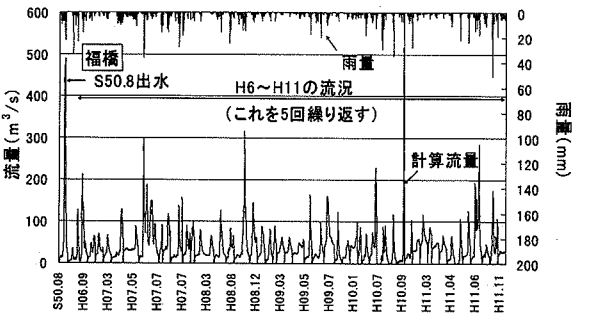


図-6 中小出水時の予測計算に用いた流況(30年後)

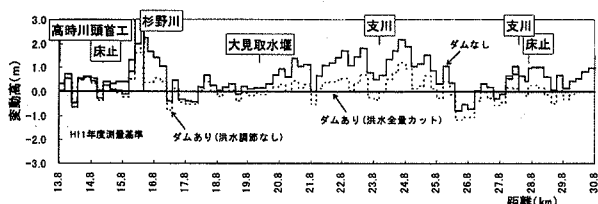


図-7 山地部における河床変動高予測結果 (30年後)

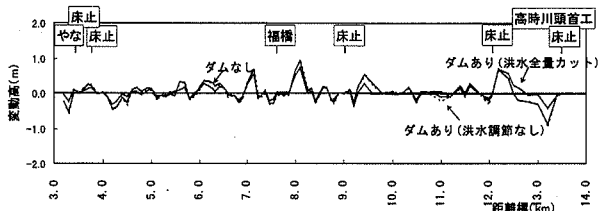


図-8 平野部における河床変動高予測結果 (30年後)

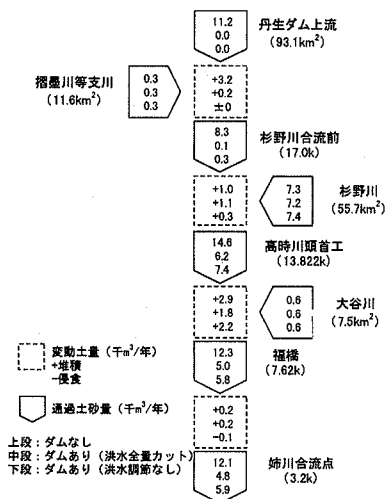


図-9 中小出水時の土砂収支図 (計算値)

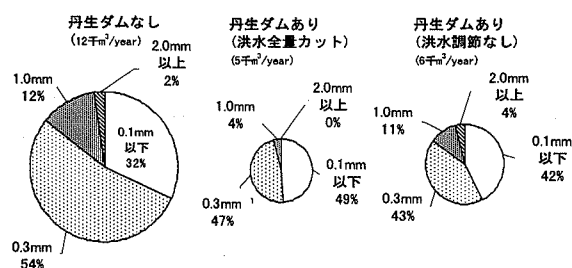


図-10(1) 通過土砂の粒度構成(体積比, 福橋地点)

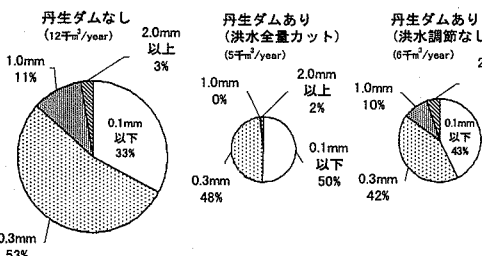


図-10(2) 通過土砂の粒度構成(体積比, 姉川合流点)

しと同様の掃流力が作用するが、ダムによって上流からの土砂供給が絶たれるためにダムがなかった場合に比べて河床上昇を平均的に約0.5m抑えることが予測された。また、ダムで洪水調節を行わなかった場合、細砂成分が

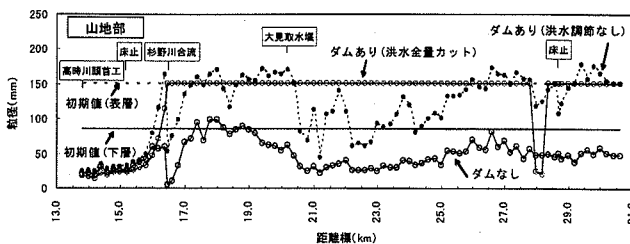


図-11(1) 平均粒径縦断面

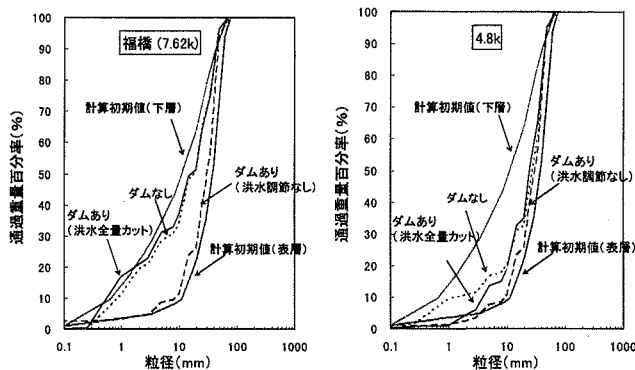


図-11(2) 平野部の粒径加積曲線

選択輸送され、河床材料は粗粒化する結果が得られた (図-11)。

(2) 大規模出水時における丹生ダムの土砂流出抑制効果

a) 対象降雨の設定

大規模出水時における丹生ダムの土砂流出抑制効果を把握するため、既往最大雨量規模を対象として土砂移動計算を行った。高時川流域の既往最大雨量は明治29年9月とされる(2日雨量554.5mm, 確率規模1/172)。当時は流域近傍で毎正時の時間雨量観測が行われていない。そこで、予測計算に用いる降雨波形は、戦後最大規模の洪水である昭和50年8月の降雨波形を総雨量が明治29年9月降雨規模になるように引き伸ばして作成した。また、ひとたび大出水が生じると、山地河道の状況は一変しその後の通常出水においても土砂が大量に流出することが考えられるため、大規模出水の後に再現計算に用いた6年分の通常出水を加えることとした (図-12)。

b) 生産土砂量の設定

大規模降雨発生時には山腹崩壊とそれに伴う大規模な土砂流出が発生し得ることは過去の文献等にも記されている。例えば、明治28年水害は次のような状況であった。「水源地方の山岳の崩壊多く、流水崩土を流し、崩土、川を堰止め、水勢激突して河底の土砂を浚え、巨巖を流し、堤防を決壊し喬木を折り、家屋、田畑、道路、橋梁を流し去り、河幅は3倍となる。」¹⁰⁾。そこで、本検討では、斜面からの土砂生産を考慮することとした。

高時川流域は中古生層の美濃帯に位置している。部分的に玄武岩等の火山性物質が見られるが、基本的に堆積岩である。生産土砂量の推定に用いた既往の土砂災害データ¹¹⁾のうち、地質条件が最も類似するものは島根県の三隅町である。雨量と崩壊個数密度の関係を表一に示す。生産土砂の発生規模を見ると三隅町の崩壊は、時間雨量80mm以上の時のデータであり、本検討で想定する降雨パターンの最大時間雨量は50mm、総雨量は570mm程度であることから、三隅町のデータをそのまま適用することはできない。そこで最大時間雨量と連続雨量の双方から見て雨量規模が最も類似している昭和49年7月の小豆島災害の崩壊個数密度を採用し、本検討では最大崩壊個数密度を50個/km²とした。なお、地質条件が類似する三隅町のデータを本検討で想定する連続雨量で内挿すれば、最大崩壊個数密度は100個/km²程度である。

次に、長崎災害(1982.7)での研究調査¹²⁾を基に「斜面勾配～崩壊個数密度」の平均的な関係を作成し、かつこれを最大崩壊個数密度が上記検討値(50個/km²)となるように補正した(図一13)。これを斜面勾配の大小に応じて、土砂流出計算の単位斜面毎に崩壊個数密度を算定した。以上を踏まえて、次式から大規模な降雨に伴う生産土砂量を推定した。

$$V = NbLDA \tag{1}$$

ここに、 V ：生産土砂量(m³)、 N ：崩壊個数密度(個/m²)、 b ：崩壊地の幅、 L ：河道から崩壊地重心までの距離(m)で、ここでは斜面長/2、 D ：崩壊深、 A ：斜面面積(m²)である。崩壊地の幅 b および崩壊深 D については、高時川流域における既往の崩壊地調査結果の最大値を採用し、 $b=30\text{m}$ 、 $D=3.0\text{m}$ とした。

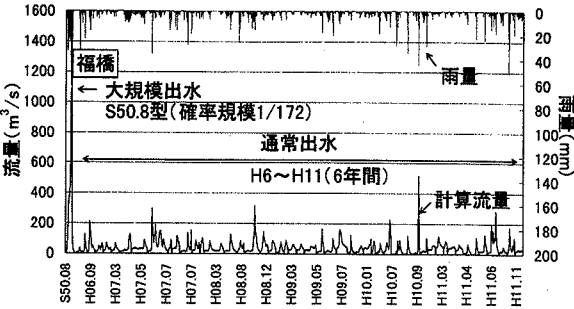
(1)式で算定した斜面からの生産土砂を、これに付随する単位河道上に「河道内貯留土砂」として計算初期にあらかじめ設定した。この操作を、斜面と河道の境界に平地面積が少なく、斜面からの生産土砂が直接河道に流入すると思われる全ての単位河道に対して行った。生産土砂の粒度分布は、高時川流域における既往の崩壊地調査のうち、地山のデータを参考に設定した。ウォッシュロード含有率は約20%であった(図一14)。

c) 計算結果

土砂移動計算モデルを用いて、前述のa),b)の条件下における土砂流出計算をおこなった。

扇頂部における通過土砂量の経時変化を図一15に示す。ダムによる土砂流出抑制効果は、1出水中に発現していることが確認された。ダムの建設によって、山地から平野への流出土砂量は約60%減少し、そのうちの約90%はダムによる土砂移動の遮断による効果であった(図一16)。

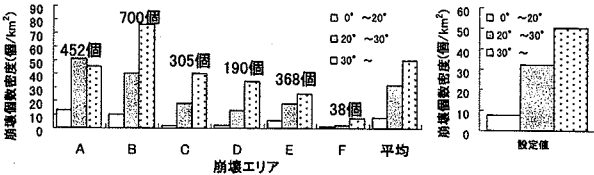
大規模出水時においては、平野部の河床は平均的に約0.4m、最大で約1.5m上昇するが、丹生ダムによる土砂流出抑制効果によって、平野部の河床上昇量を平均的に約



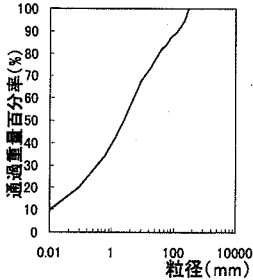
図一12 大規模出水時の流況

表一 最大崩壊個数密度の設定根拠

洪水	地点	最大時間雨量 r (mm)	連続雨量 R (mm)	崩壊密度 (個/km ²)
既往研究調査	S63.7 HAMADA	85	455	108.3
	S58.7 HAMADA	47	387	10.5
	S63.7 MISUMI	100	344	88.3
	S58.7 MISUMI	80	700	111.7
	S63.7 KAKE	57	264	7.0
	S49.7 SHODOSHIMA	70	500	50.0
	S51.7 SHODOSHIMA	90	1400	100.0
S57.7 NAGASAKI		120	700	60.0
S50.8型	1/172 高時川流域(川合上流)	52	573	



図一13 斜面勾配と崩壊個数密度の関係



図一14 生産土砂の粒度分布

0.2m低減することができた(図一17)。また、平野部の福橋を通過するウォッシュロードは、ダムによって60%減少することを確認した。ウォッシュロード成分は氾濫時には堤内地に流入して沈降堆積する。ウォッシュロード流出量が減少することによって、氾濫時の被害は軽減されると考えられる。

ところで図一15によると、大規模出水後の6年間における土砂動態は、大規模出水がなかった時と比較して大きく異なることが分かった。これは、大規模出水によって、山地河道の状況が一変したためである(図一16)。

なお、丹生ダムの計画堆砂量は700万m³とされている。これに対して、今回の計算に基づけば次のように推算される。1回の既往最大規模出水と平常時の100年間分のダム地点の通過土砂量を合計すると、空隙率を0.40として約360万m³となる。これに加えて、100年間には既往最大規模程度の大規模出水が1～2回起こりうる可能性があることなどの不確定要素を考慮すると、ダム地点におい

て予測される流出土砂量と丹生ダムの計画堆砂量とは、かなりよく対応しているものと思われる。

4. まとめ

江頭らによって提案されている流砂系一貫した土砂流出予測モデルを用いて、丹生ダムが高時川流砂系に与える影響と効果を、中小出水時と大規模出水時について予測した。

中小出水時においては、ダムで洪水を全量カットした場合、下流平野部を通過する土砂量は最大で約60%減少することが分かった。また、平野部の河床材料は杉野川からの土砂供給によってダムなしと比較してほとんど変化しないことが予測された。洪水調節を行わなかった場合は、河床にはダムなしと同様の掃流力が作用するが、上流からの土砂供給が絶たれるために山地部では30年間で平均的に約0.5m河床上昇を抑制することが予測された。また、河床材料は粗粒化する結果が得られた。ダムによるこのような流砂環境の変化に対しては、ダム堆砂成分の置き砂やフラッシュ放流などによって、流砂環境を改善することが必要である。

既往最大規模の降雨が発生した場合、下流平野部の河床が平均的に約0.4m上昇するが、ダムによる土砂流出抑制効果によって、河床上昇を約半分に抑えることができることが分かった。これは治水対策上特記すべき事項である。また、大規模出水後の土砂動態は平常時と比べて一変し、大規模出水がなかった場合と比較して流出土砂量が大きくなることが分かった。ただし、これらは、崩壊個数密度や生産土砂の粒度分布など、生産土砂量の設定に大きく依存する。今後は、適切な土砂流出の予測シナリオを設定し、河道に対する土砂流出のインパクトを考慮した治水計画を推進することが望まれる。

参考文献

1) 鈴木徳行：ダム建設の必要性と効果について，ダム日本 No. 639, p. 10, 1998
2) 岡野眞久，仁木兼二，松井初男，藤井隆弘，水資源シンポジウム委員会：貯水池堆砂をダム下流河川に還元する排砂方式の導入，第6回水資源に関するシンポジウム論文集，pp. 201-206, 2002
3) 伊藤尚敏：三春ダム下流河川における土砂供給試験，ダム技術，No. 193, pp. 64-69, 2002. 10
4) 岡野眞久，菊井幹男，石田裕哉，角哲也：ダム貯水池堆砂とそのダム下流河川還元についての研究，河川技術論文集，第10巻，pp. 191-196, 2004. 6
5) 角哲也，高田康史，岡野眞久：バイパス設置による貯水池土砂管理効果の定量的把握，河川技術論文集，第10巻，pp. 197-202, 2004. 6
6) 岡野眞久，名波義昭，田中則和，榎村康史：洪水バイパス運用に伴う下流河川環境についての考察，河川技術論文集，第

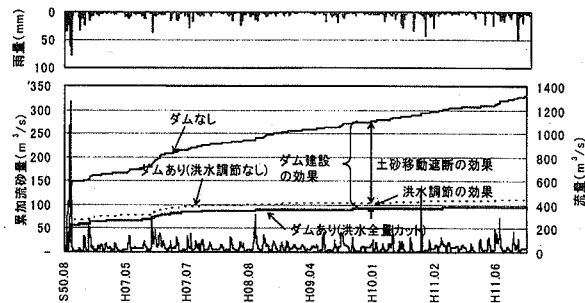


図-15 扇頂部における通過土砂量の経時変化

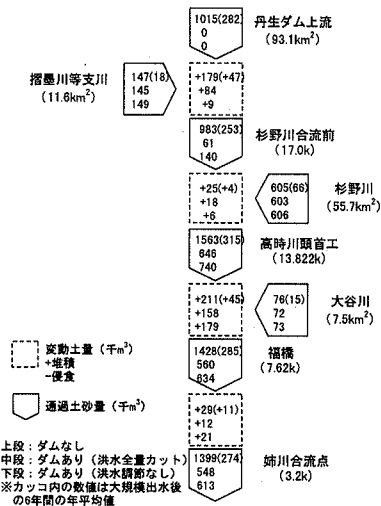


図-16 大規模出水時の土砂収支図（計算値）

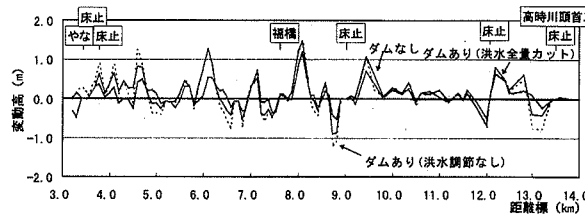


図-17 平野部における河床変動高予測結果

10巻，pp. 203-208, 2004. 6
7) 片岡幸毅：旭ダムにおける貯水池の土砂管理について，第3回世界水フォーラム「流域一環の土砂管理－貯水池土砂管理に向けた挑戦」セッション論文集，pp. 87-96, 2003
8) 江頭進治：土砂流出予測法，第37回水工学に関する夏期研修会講義集Aコース，pp. A-2-1～A-2-14, 2001
9) 山本正司，犬山正，岡田浩治，吉栖雅人，西本直史：日野川流域における土砂動態の再現，河川技術論文集，第10巻，pp. 173-178, 2004. 6
10) 滋賀県長浜土木事務所：田川沿革誌，p. 19, 1995. 3
11) 芦田和男，江頭進治：1988年7月島根・広島豪雨災害の調査研究，文部科学研究費(No63115045)突発災害調査研究成果，No. B-63-2, p. 15, 1989. 3
12) 江頭進治：昭和57年7月豪雨による土砂災害について，京都大学防災研究所年報第26号A，p. 5, 1983. 4

(2005. 4. 7 受付)