

高時川における大規模出水時の土砂流出と 河床変動に対するダムの影響

INFLUENCE OF DAM CONSTRUCTION ON SEDIMENT RUNOFF AND BED VARIATION DURING A PLAN SIZE FLOOD RUNOFF

駒田達広¹・松川知三²・江頭進治³・堀江克也⁴・西本直史⁵

Tatsuhiko KOMADA, Tomomi MATSUKAWA, Shinji EGASHIRA,
Katsuya HORIE and Naoshi NISHIMOTO

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

⁴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)

⁵正会員 博(工) 日本建設コンサルタント株式会社 (同 上)

An influence of Niu dam on sediment runoff and corresponding bed evolution of alluvial reach are investigated in Takatoki river basin based on numerical predictions, supposing an occurrence of a plan size rain-fall event with a large amount of sediment yield due to numerous landslides. Computations are conducted for three cases; present drainage condition without the dam (Case 1), flood control with the dam (Case 2) and no-flood control but with the dam (Case 3), using a specified six years-flood series and the plan size flood is included in the first year. In Case 2 and Case 3, it is supposed that all sediment delivered to the dam site is caught in its storage area. Predicted results suggest that (1) in Case 3, the amount of sediment volume transported from mountain areas into the alluvial reach reduces to about forty percent of the calculated amount in Case 1 and in addition, most of sediment delivered to the reach of flat area is carried from upstream as suspended loads whose grain sizes are smaller than 1mm, (2) bed evolution of the alluvial reach during the flood is influenced by pre-flood reach conditions such as the channel width and bed material as well as by deposition of suspended sediment, (3) Coarse sediment which behaves as bed load in mountain areas does not influence the bed evolution because it is still not propagated during the flood, and (4) the dam reservoir can suppress remarkably the bed aggradation even if the alluvial reach is located far downstream.

Key Words : *Impact of reservoir sedimentation, impact of flood control, landslides, sediment runoff, sediment transportation, bed variation, numerical model*

1. 序論

ダムにおける土砂管理対策を検討するためには、ダムが流砂系に与える影響を定量的に予測することが不可欠である。昨年度に著者らは、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、流砂系一貫した土砂移動計算モデルを作成し、中小出水時と大規模出水時についての影響を検討した¹⁾。

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洪水時の運用計画は確定していないことから、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¹⁾。その結果、近年30年の出水を想定した中小出水時において、上記②

では、下流平野部を通過する土砂量は最大で約60%減少するが、平野部の河床材料は支川杉野川からの土砂供給によって、①とほとんど変化しないことが予想された。さらに、上記③では、①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の河床上昇が抑制されるとともに、細砂成分の選択輸送により河床材料は粗粒化することが予測された。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る流砂環境の改善が必要と考えられる。

一方、大規模出水時には、山腹崩壊とそれに伴う大量の土砂流出が起こり得ることから、これを想定した検討も行った¹⁾。この場合、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。また、大規模出水後の土砂動態は平常時と比べて一変し、

流出土砂量が非常に大きくなることが分かった。しかし、紙面の制約上、様々な粒径からなる大量の土砂がどのように平野部に流下して河床高や河床材料の変化をもたらすかというプロセスについて論じられていない。

そこで、本論文では、昨年度に引き続き、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²⁾によって開発された土砂流出予測モデルを用いて、流出土砂量とその粒径ならびに河床変動に着目し、大規模出水時におけるダムの影響・効果について検討を行った。

2. 土砂移動計算モデルの概要

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。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。

複断面形状を有する平野部では通常の1次元河床変動計算を適用した。単断面形状の山地部は、勾配が急で断面変化が激しく河道網が複雑であり水理計算に困難を伴うことから、江頭らの土砂流出予測法^{2),3)}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っている。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ている（図-1）。

昨年度において、平成6年初～平成11年末（6年間）を対象とする検証計算を行い、河床変動土量、流送土砂のモニタリング結果（濁度観測）の再現を行った。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。また、計算で得られたウォッシュロードは、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¹⁾。

3. 大規模出水時における平野部の河床変動

(1) 計算条件

土砂移動計算モデルを用いて、大規模出水時に多量の生産土砂が河道に流入することを想定した予測計算を行った。本予測計算では大規模な出水を扱うことから、高い水位も考慮した河道流下断面を設定する必要がある。このため、昨年度に行った大規模出水時の計算¹⁾のうち平野部に適用した1次元河床変動計算モデルの河道流下断面を精査の上、一部修正した。その他の計算条件は昨年度の条件と同じである。

検討ケースは、丹生ダムの洪水調節および中小出水時

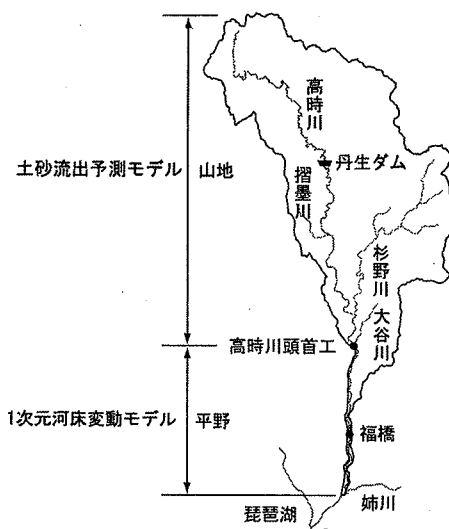


図-1 土砂移動計算モデルの構成

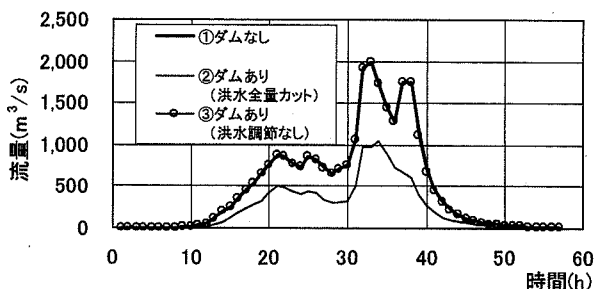


図-2 流出流量波形（福橋地点）

の運用計画が確定していないことを踏まえ、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ケースとした。なお、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。

a) 対象降雨

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ことから、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た波形とした。平野部の福橋地点における流出流量波形は図-2に示すとおりで、②ダムあり（洪水全量カット）のピーク流量は、①ダムなしの約半分である。また、その後の中小出水で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6年分（平成6年初～平成11年末）の中小出水の降雨波形を加えた。

b) 生産土砂量

上記の明治29年出水の前年に発生した明治28年水害の状況⁴⁾等からみて、大規模降雨発生時には山腹崩壊とそれに伴う大量の土砂流出が発生し得ると考えられる。そこで、式(1)を用いて大規模な降雨に伴う斜面からの生産土砂量を推定し、当該斜面に接する単位河道上に「河

道内貯留土砂」として計算初期にあらかじめ設定した。

$$V = NbLDA \quad (1)$$

ここに、 V ：生産土砂量 (m^3)、 N ：崩壊個数密度 ($\text{個}/\text{m}^2$)、 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 (m^2) 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として $b=30\text{m}$ 、 $D=3.0\text{m}$ を採用したが、本検討では短期間の土砂流出に着目しているため、これらの値による影響は小さい。なお、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生産土砂量を設定した。

崩壊個数密度 N については、既往の土砂災害データ⁵⁾ (表-1) のうち、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 $50\text{個}/\text{km}^2$ を採用した。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ると、最大崩壊個数密度は $100\text{個}/\text{km}^2$ 程度と大きくなる。ただし、斜面勾配の大小に応じて崩壊個数密度が異なると考えられることから、長崎災害 (1982. 7) の研究調査⁶⁾ を基に「斜面勾配～崩壊個数密度」の平均的な関係を作成し (図-3)、勾配 30° 以上の斜面の崩壊個数密度が $50\text{個}/\text{km}^2$ となるように補正して土砂流出計算の単位斜面毎に崩壊個数密度を与えた。

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%である (図-4)。

2) 計算結果

a) 通過土砂

平野部上流端の高時川頭首工における通過土砂量の経時変化を図-5に示す。ダムありなしによる通過土砂量の違いは大規模出水中に現れていることから、ダムによる土砂流出の抑制効果は早くから発現しているといえる。

初期1出水後 (大規模出水後) 時点の高時川頭首工における通過土砂量と粒径構成は、図-6に示すとおりである。①ダムなしと③ダムあり (洪水調節なし) の比較か

ら、ダムによる土砂移動遮断の結果、全通過土砂量は約47%に減少したことになる。さらに、洪水調節 (洪水全量カット) によって土砂輸送能力が低下すると、全通過土砂量は約41%にまで減少する。

粒径別にみると土砂移動の遮断によって、通過土砂量はダムなしと比較すると 0.1mm 以下で約40%、 $0.1\text{mm} \sim 1.0\text{mm}$ で約55%、 2.0mm 以上でほぼ同じとなる。さらに、洪水調節 (洪水全量カット) によって土砂輸送能力が低下すると $0.1\text{mm} \sim 1.0\text{mm}$ で約37%、 2.0mm 以上で約45%にまで減少する。このような粒径 1.0mm 以下の通過土砂量

表-1 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 ($\text{個}/\text{km}^2$)
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	

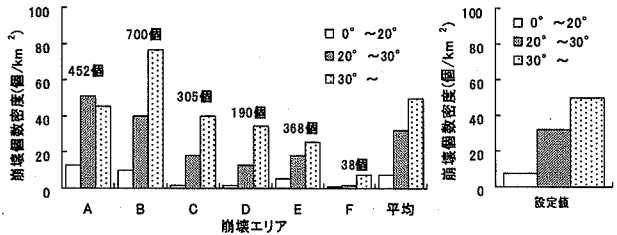


図-3 斜面勾配と崩壊個数密度の関係

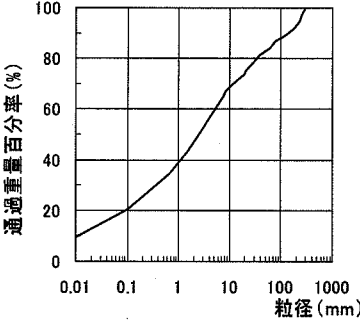


図-4 生産土砂の粒度分布

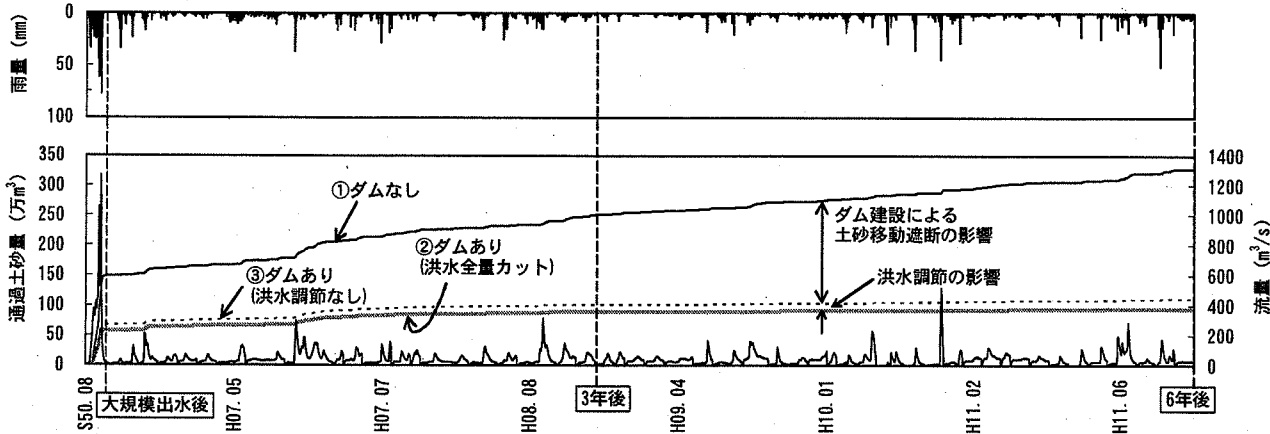


図-5 平野部上流端 (高時川頭首工) における通過土砂量の経時変化

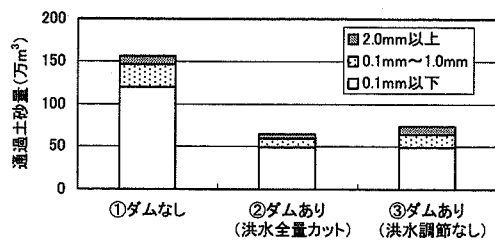


図-6 通過土砂量の粒径構成 (大規模出水後)

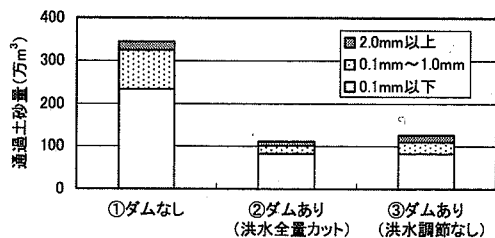


図-7 通過土砂量の粒径構成 (全出水後)

の違いは、通過土砂の約95%が浮遊形態であり山地部で生産された1.0mm以下の細砂の多くが1出水で平野部へ流入してくることに起因している。なお、0.1mm以下の粒径の通過土砂量について、②ダムあり（洪水全量カット）と③ダムあり（洪水調節なし）でほとんど差がないのは、支川杉野川からの流出土砂量が卓越し、本川筋（丹生ダム～杉野川合流点）における洪水流量の違いによる流出土砂量の違いが相対的に小さいことによる。

全出水後（大規模出水と6年分の中小出水後）の高時川頭首工における通過土砂量の粒径構成を図-7に示す。ダムによる土砂移動の遮断（①と③の比較）によって全通過土砂量は約37%に減少する。粒径別にみると土砂移動の遮断によって0.1mm以下で約35%，0.1mm～1.0mmで約20%，2.0mm以上で約45%に減少する。さらに、洪水調節（洪水全量カット）によって土砂輸送能力が低下すると、先に示した大規模出水後の結果と同様に、通過土砂量はさらに減少する。

b) 平野部の河床変動 (①ダムなし)

平野部の川幅の縦断分布を図-8に示す。低水路幅に着目すると、特に4.6k, 6.18k, 8.0k, 9.4k地点に急拡部が見られる。ダムがない場合の河床変動高の計算結果を図-9に示す。大規模出水（S50.8洪水波形）後には、これらの低水路急拡部において1m程度の堆積が顕著に現れる。一方で、床止工上流や低水路急拡部における土砂堆積により、その下流では十分に土砂が供給されなくなるため河床低下が生じる。しかし、時間の経過とともに、上流からの膨大な土砂供給により河床低下はなくなる。大規模出水以降には、全川的な堆積傾向の中で、上記の低水路急拡部の河床上昇を基点としてその上流側で堆積が進行する。その結果、低水路急拡部にあたかも床止工があるかのような階段状の河床縦断形が形成される（図-10）。8.0k, 9.4kの階段状の河床縦断形は、3年分（平成6年初～平成8年末）の中小出水後にはほぼ形成さ

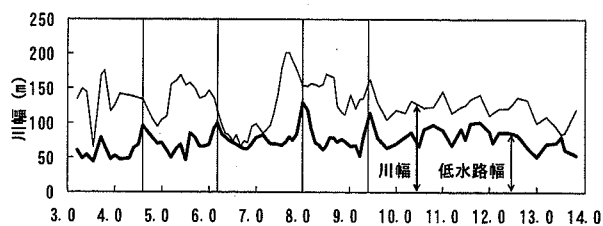


図-8 川幅の縦断分布

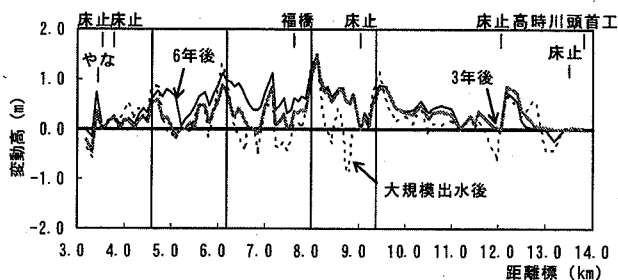


図-9 河床変動高 (①ダムなし)

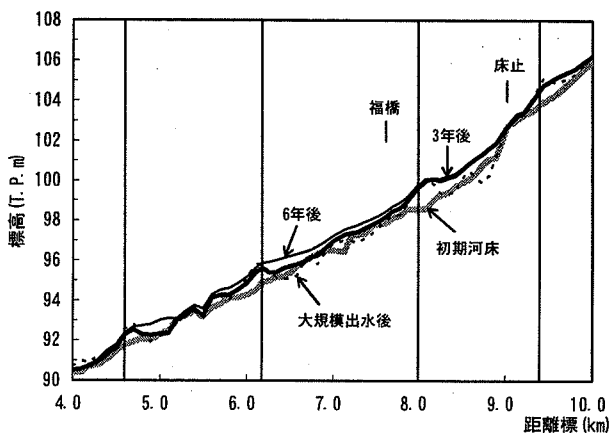


図-10 河床縦断図 (①ダムなし)

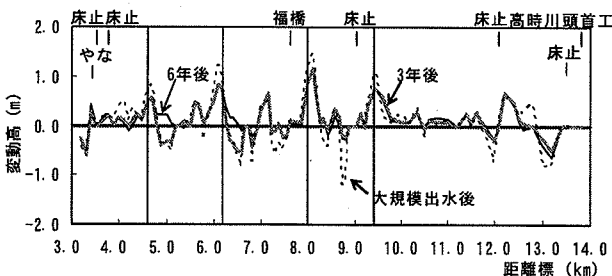


図-11 河床変動高 (③ダムあり洪水調節なし)

れているが、その下流の4.6kや6.18kにおける局所的な河床縦断形は、6年分の中小出水後でも形成過程にある。このように、上流からの膨大な土砂供給による河床変動は、8.0k上流ではほぼ収束していると考えられる。なお、この河床上昇に寄与する土砂の粒径は1mm程度の砂であり、山地部における膨大な生産土砂のうち1mm程度の粒径成分が、洪水の度に浮遊形態で平野部に流入し堆積したことにより河床上昇が発生したといえる。

c) 平野部の河床変動 (③ダムあり洪水調節なし)

前項b)に示した①ダムなしの結果との対比でダムによ

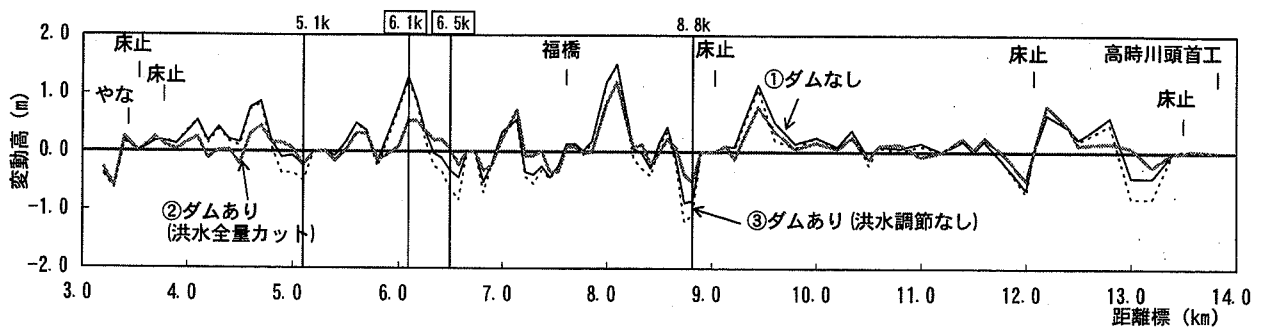


図-13 大規模出水後の河床変動高予測結果

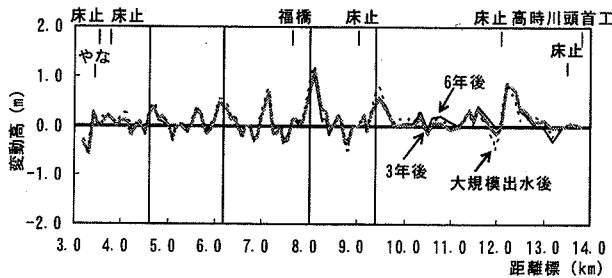


図-12 河床変動高 (②ダムあり洪水全量カット)

る土砂移動遮断の影響をみるため、③ダムあり (洪水調節なし) の河床変動高の計算結果を図-11に示した。大規模出水 (S50.8洪水波形) 後には、①と同様に、低水路の急拡部 (特に4.6k, 6.18k, 8.0k, 9.4k) において1m程度の堆積が顕著に現れ、床止工や低水路急拡部の下流において河床低下がみられる。ただし、①の結果と比較して、全体的に堆積量は少し小さく、河床低下量は少し大きい。これは、平野部に流入する土砂 (主に浮遊形態) が約半分になったことによる。

大規模出水以降、低水路急拡部における河床上昇が少し緩和されることや河床低下部の埋め戻しが生じるほか、主だった河床変化は生じない。①の場合のように、低水路急拡部の河床上昇を基点とする河床縦断形の変化も生じていない。これは、大規模出水に伴う膨大な生産土砂の多くがダムによって捕捉され、平野部に流入する土砂 (主に浮遊形態) が約37%になったことに起因している。その結果、平野部では低水路急拡部における堆積のほかは、主だった河床変化は見られない。

d) 平野部の河床変動 (②ダムあり洪水全量カット)

②ダムあり (洪水全量カット) の河床変動高の計算結果を図-12に示す。前項c)に示した③ダムあり (洪水調節なし) の結果との対比でみると、大規模出水 (S50.8洪水波形) 後には、③と同様に低水路急拡部において堆積が現れるが、全体的に堆積量は小さい。また、床止工や低水路急拡部の下流における河床低下量も小さい。さらに、大規模出水以降、大きな河床変化はみられない。これは、③の状況からさらに洪水流量が減少したためである (大規模洪水のピーク流量は約半分)。

本ケースでは、大規模出水に伴う膨大な生産土砂の多くがダムによって捕捉され、さらに、ダムの洪水調節

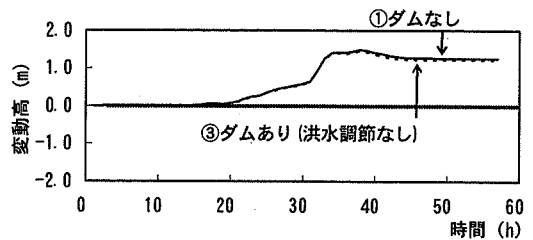


図-14 大規模出水中の河床変動高の経時変化 (6.1k)

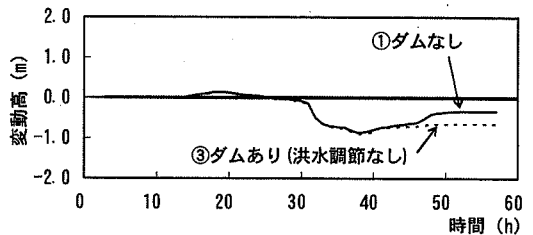


図-15 大規模出水中の河床変動高の経時変化 (6.5k)

(全量カット) により洪水流量が低減した結果、平野部に流入する土砂 (主に浮遊形態) が①ダムなしの場合の約32%にまで減少した。さらに、平野部において洪水流量低減による掃流力減少の結果、比較的安定した河床変動状況が現れたといえる。

e) 大規模出水時の河床変動

大規模出水後の平野部における河床変動高を図-13に示す。②ダムあり (洪水全量カット) の場合には、ダムによる土砂移動の遮断に加え、洪水流量の低減によって、3ケースの中で河床変動が最も小さくなった。①ダムなしと③ダムあり (洪水調節なし) の場合、河床に働く掃流力は同じであるため、河床変動は同様になると考えられる。しかし、河床低下箇所 (特に5.1k, 6.5k, 8.8k) において違いがみられ、①の河床低下量が少なくなっている。そこで、河床変化量の大きい2地点 (河床上昇箇所6.1k, 河床低下箇所6.5k) を対象として、大規模出水中の河床高の経時変化を調べた (図-14, 図-15)。①ダムなしと③ダムあり (洪水調節なし) を比較すると、洪水ピーク時 (33時間後) まではほぼ同じであるが、その後の流量低減期で違いが生じている。流量低減期 (40時間以降) に着目すると、河床上昇箇所の6.1kでは、①と③でわずかな違い (約0.05m) がみられる程度であるのに対し、河床低下箇所の6.5kでは①の場合に河床低下が

約45時間後から軽減され最終的に約0.3mの違いが現れる。

この河床低下箇所における変化をさらに詳しく見るため、流量低減期（40時間後～57時間後）の河床変動土量の粒径成分を調べた（図-16）。6.5k地点において流量低減期に堆積した土砂の粒径はほぼ1mm以下であり、①の堆積土量は③の約3.8倍である。ただし、①の堆積のうち粒径0.26mmの砂粒子の堆積が顕著となっている。

図-17、図-18は、粒径0.26mmの無次元掃流力 τ_* および u_*/w_0 の経時変化である。両ケースともに τ_* は洪水終了まで無次元限界掃流力を超え、 u_*/w_0 は概ね50時間後まで1.0以上である。ただし、同砂粒子の移動量のほとんどが浮遊形態であり、また、縦断的にみて河床低下部の u_*/w_0 は相対的に小さい。両ケースの違いは図-15に示した状況と同様に約45時間後から現れるが、これは図-19に示すように同砂粒子の6.5k地点への流入量の違いが沈降量の違いとして卓越して現れてきたことによると考えられる。なお、①の流入土砂量が③よりも多いのは、ダムによる土砂移動遮断が無いことによる。

したがって、①ダムなしの場合、粒径0.26mm等の砂粒子が浮遊形態で大量に移動し、流量低減期にその多くが河床低下部に沈降・堆積しやすくなることから、図-15に示したように河床低下が軽減されたと考えられる。

4. まとめ

江頭らによって提案されている土砂流出予測モデルを用いて、大規模出水時において丹生ダムが与える影響と効果を河床変動のプロセスから検討した。

本予測検討で①ダムなしの場合、山地部における膨大な生産土砂のうち1mm程度以下の粒径成分が浮遊形態で平野部に流入した結果、平野部では低水路急拡部の河床上昇を基点として河床縦断形状に顕著な変化が現れた。

③ダムあり（洪水調節なし）の場合には、ダムによる土砂移動遮断の結果、平野部に流入する土砂（主に浮遊形態）が半分以下になることから、低水路急拡部における堆積のほかは、主だった河床変化はみられなくなった。さらに、②ダムあり（洪水全量カット）の場合には、洪水流量低減による影響が加わったことから、比較的安定した河床変動状況が現れるようになった。

このように、大規模出水時において丹生ダムが平野部の河床変動に与える影響は大きいと予想された。今後は、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の検討が望まれる。

参考文献

- 1) 木戸研太郎, 松川知三, 吉栖雅人, 西本直史, 江頭進治: 高時川流砂系における丹生ダムの影響, 河川技術論文集, 第11巻, pp. 279-284, 2005. 6
- 2) 江頭進治: 土砂流出予測法, 第37回水工学に関する夏期研

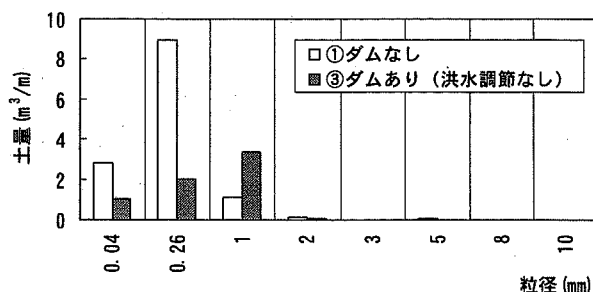


図-16 流量低減期（40hr～57hr）における単位距離あたりの変動土量（6.5k）

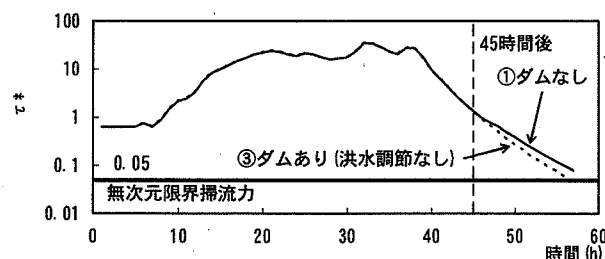


図-17 6.5k地点の無次元掃流力の経時変化（粒径0.26mm）

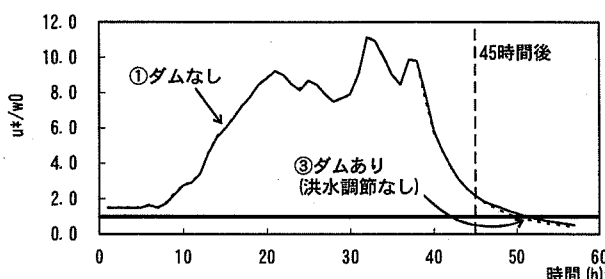


図-18 6.5k地点の u_*/w_0 の経時変化（粒径0.26mm）

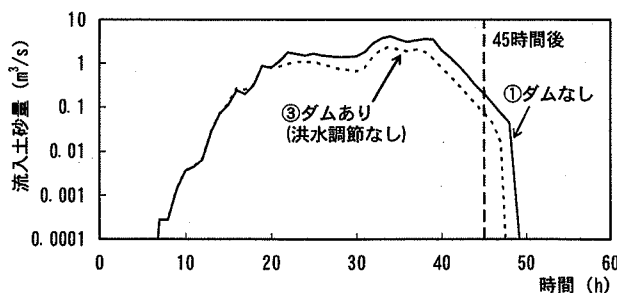


図-19 6.5k地点に流入する粒径0.26mmの土砂の経時変化

修会講義集Aコース, pp. A-2-1～A-2-14, 2001

- 3) 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
- 4) 滋賀県長浜土木事務所: 田川治革誌, p. 19, 1995. 3
- 5) 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
- 6) 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

(2006. 4. 6 受付)