

## 砂防堰堤による下流側の河床低下対策に関する実験的検討

## Proposal of Pier Shape for Capture Prevention of Drift Woods

日本大学理工学部土木工学科○安田陽一

日本大学大学院理工学研究科土木工学専攻 M1 年生 瀧野希

日本大学理工学部土木工学科 4 年生 王茄宇

## 1. はじめに

コンクリート製の砂防堰堤において、不透過型砂防堰堤と透過型砂防堰堤があり、減勢工の設計は砂防設計基準(案)に基づいて定められている<sup>1)</sup>。また、透過型砂防堰堤において、コンクリート製スリットと鋼製スリットがある。透過型砂防堰堤が適用された当時は前者が多く、本体から副堰堤までの減勢池および副堰堤の高さの設定は不透過型砂防堰堤の場合と同じである。洪水時の減勢池内の流況に着目すると、どちらの場合も減勢池内で跳水は形成されるものの、跳水内の主流の流速の減勢が完了する長さより減勢池の長さが小さいため、副堰堤への主流の衝突より、横断方向の回転を伴った沸き上がりの流れが形成される。特に、コンクリート製スリットの場合、礫や流木が補足されていない状態では流れが中央部に集中し、沸き上がりが不透過型砂防堰堤の場合より大きくなる。砂防の整備率の増加に伴い、不安定土砂の流出が抑制される一方で、副堰堤下流側での局所洗堀ならびに河床低下が生じやすくなっている。その結果、水生生物の移動が妨げられている。河床保護対策として護床ブロックの設置などがあるが、ブロックによって減勢効果が向上するものではない。最近では、国土強靱化において環境と防災とのバランスが求められている。ここでは、甲斐駒ヶ岳から流れる大武川の流路工に適用した巨礫を用いた粗礫斜路<sup>2)3)</sup>を副堰堤下流側に設置することを提案し、不透過型砂防堰堤(以下、不透過堰堤と呼ぶ)およびコンクリート製スリット型砂防堰堤(以下、スリット堰堤と呼ぶ)の両者を対象に、洪水時の副堰堤下流側の流況、主流の減衰状況、流速分布を実験的に検討した結果を報告する。

## 2. 実験概要

実験は長方形断面水平水路(水路幅  $B=0.80\text{ m}$ 、高さ  $0.60\text{ m}$ )に砂防堰堤設計基準<sup>1)</sup>に従い、落差模型を本堤とみなし、高さ  $H_1=0.40\text{ m}$  に対して減勢池から副堰堤天端までの高さが  $H_2=0.12\text{ m}$  となるように模型を設置した。堰堤模型下流側の礫・碎石の設置状態を写真1に示す。なお、不透過型もスリット堰堤も同じ設定条件としている。本体と副堰堤の規模からここでは、設計洪水流量を  $Q=0.0755\text{ m}^3/\text{s}$  としている。本堤から副堰堤までの長さ  $L=0.940\text{ m}$  と設定している。また、副堰堤下流側に径が  $0.06\text{ m}$  前後の礫で  $1/10$  勾配の石組み(区間  $0.91\text{ m}$ )を設置した。この場合、横断方向に放物線形状となるように組み立てられている。斜路下流側に設置した石組み護床区間では、粗礫斜路と同じ礫を使用し、 $0.50\text{ m}$  の長さに設定した。護床工の下流側では、平均直径  $0.016\text{ m}$  の碎石を厚さ  $0.05\text{ m}$ 、長さ  $1.78\text{ m}$  に設置し、河床再現区間とした。下流水位の設定は、石組み設置前の副堰堤直下で潜り込み流れが形成される程度としている。実験では、設計流量を流したときの河床形状、水面形、流速の測定を行った。測定器具について、水深および河床の凹凸形状の測定はポイントゲージを、流速の測定は KENEK 社製 2 次元 I 型電磁流速計(1

測点当たりの測定時間  $30\text{ sec}$ 、採取間隔  $20\text{ Hz}$ ) および KENEK 社製プロペラ式流速計(測定時間  $20\text{ sec}$ )を用いた。

## 3. 流況説明

スリット堰堤と不透過型堰堤の流況を写真2と写真3に示す。ここで設置したスリット堰堤のスリット幅が  $0.20\text{ m}$  であるため、設計流量規模で通水した場合、堰堤上流の水位が本堤の天端付近となる。堰堤からの流れによって両者とも減勢池で多量の空気混入を伴う跳水が形成される。また、減勢池内で主流の流速が十分に減勢されていないため、副堰堤から沸き上がる流れとなる。特に、スリット堰堤の場合、主流が中央に集中するため、両側壁と副堰堤との隅角部で流れが中央に向う沸き上がりが大きくなる。少なくとも実験開始から終了までの間、粗礫斜路の石組みの安定性が認められ、粗礫斜路からの主流が水面に向かう流れとなることから河床再現区間の河床洗堀は見られることはない。



写真1 副堰堤下流の粗礫斜路の状態



写真2 スリット堰堤下流側の流況

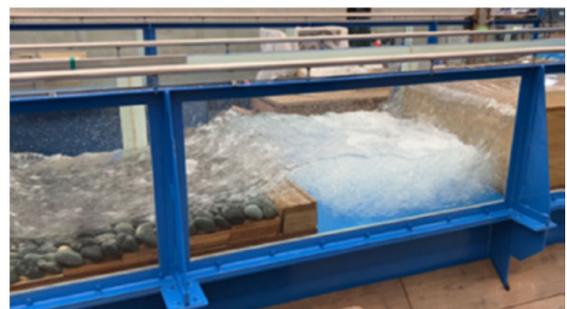


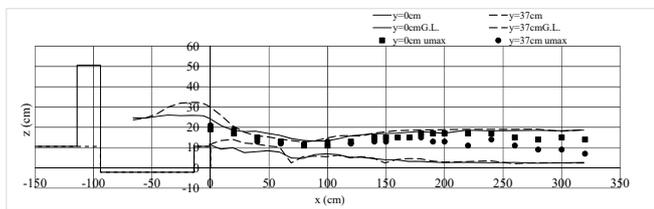
写真3 不透過型堰堤下流側の流況

#### 4. 副堰堤下流側の水面形および主流の位置

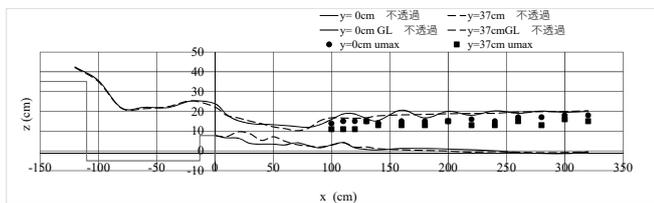
スリット堰堤および不透過型堰堤下流側の水面形および副堰堤下流側の主流の位置の流下方向の変化を図1に示す。図中、 $y$ は水路中央を原点とした左岸側を正とする横断方向の座標である。図に示されるように、スリット堰堤では減勢池内で副堰堤中央部に流れが衝突することから、副堰堤を乗り越えるときには、側壁側の水位が中央に比べて高くなる。不透過型堰堤では、副堰堤を乗り越える水位の横断方向の変化は小さい。また、測定鉛直断面で評価した最大流速の位置（主流の位置）については、水面付近に位置し、河床負担が軽減されている。

#### 5. 本堤下流側の流速

最大流速の減衰状況を図2に示す。図に示されるように、石組みによる粗礫斜路および護床区間を通過することによって、主流の流速が減勢される。なお、スリット堰堤の場合の方が、主流の流速が減勢し始める位置が下流側になる。これは、スリットからの流出することによって、主流が中央に集まっているためである。中央と側壁付近の流速を比較すると、不透過性堰堤もスリット堰堤の場合でも、側壁付近の最大流速は小さくなる。これは石組みが横断方向にすり鉢状に設置していることによるものと考えられる。底面付近の時間平均流速については、図3に示されるように、スリット堰堤の方が流速は護床区間より下流側で小さくなり、流下方向の変化は小さい。また、底面付近の乱れ（ここでは標準偏差）については、図4で示されるように、スリット堰堤からの流れが中央に集まることから、時間平均流速の大きさは不透過型堰堤の場合と異なるが標準偏差の違いは小さい。



(a) スリット堰堤



(b) 不透過型堰堤

図1 副堰堤下流側の水面形および主流の位置

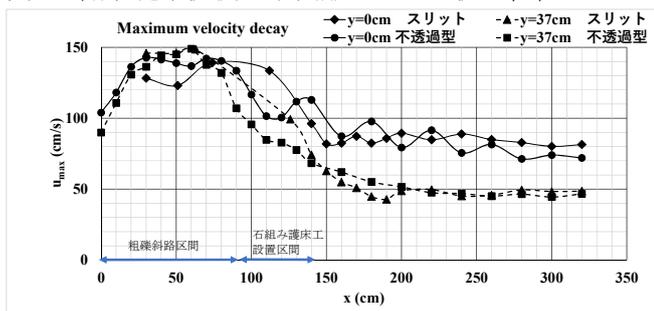


図2 最大流速の減衰状況

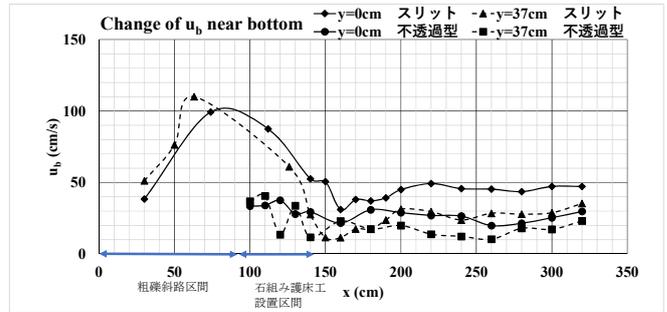


図3 底面付近の時間平均流速  $u_b$  の流下方向変化

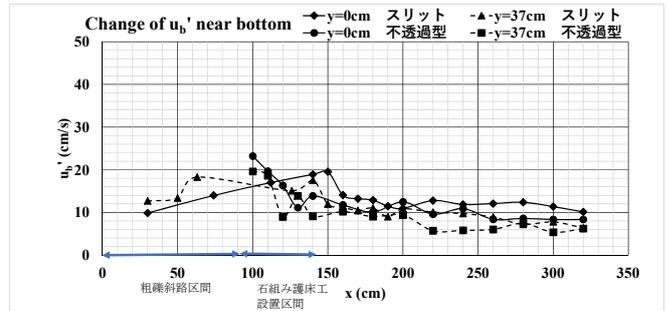


図4 底面付近の標準偏差  $u'_b$  の流下方向変化

#### 6. まとめ

副堰堤下流側に石組み粗礫斜路<sup>2),3)</sup>を設置した場合の減勢機能および石組みの安定性について不透過型砂防堰堤とスリット砂防堰堤の両者の比較検討を実験規模で行った結果、主流が副堰堤に衝突したことにより生じた沸き上がりの影響が巨礫による石組みを通過することによって緩和され、不透過型砂防堰堤とスリット堰堤のどちらの場合も石組みによる護床工区間でどちらも減勢されることを示した。また、護床工下流側では主流が水面に沿うことによって底面付近の流速と乱れについても小さくなる。石組み区間では横断方向にすり鉢状に配置していることから、側壁付近の流れは中央部に比べて減勢される。すなわち、建設省河川砂防技術基準(案)<sup>1)</sup>に基づいて設計・施工された減勢地下流側に石組み粗礫斜路を設置することによって河床保護が可能であることを示した。

#### 参考文献

- 1) 建設省河川局監修:改訂新版建設省河川砂防技術基準(案) 同解説・設計編II, 山海堂, 1997.
- 2) 安田陽一, 菅原彩, 不透過型砂防堰堤の副ダム下流側の石組みによる河床保護に関する実験的検討, 第50回関東支部技術発表会, 土木学会, II-13, 2022.3.8.
- 3) Yasuda, Y. and Fuchino, N., Stability of Consecutive Stacked Boulders behind Check Dams during Flood Stages, River flow 2022, IAHR, Kingstone and Ottawa, Canada, C2, 2022.11.8-10.