

## 河床変動計算を用いた遊砂土工の効果評価

国土交通省東北地方整備局宮城南部復興事務所 松田宏一、瀬戸翔志郎、菊地健太郎  
一般財団法人砂防・地すべり技術センター ○花田大輝、天野祐一朗、安田勇次  
株式会社建設技術研究所 飯田弘和、川崎巧

## 1. はじめに

本検討の対象流域である阿武隈川水系内川（A=146.6 km<sup>2</sup>）は、宮城県丸森町と福島県相馬市の県境に源を發し、二次支川の五福谷川、新川を合流し、丸森町の市街地を流れ、阿武隈川に注ぐ河川である。流域内の丘陵部は花崗岩が、平地は沖積堆積物が分布している。

令和元年東日本台風（10月12日上陸の台風19号）により山腹崩壊や溪床・溪岸浸食が発生し、花崗岩起源の細粒分が卓越した土砂や流木等が市街地部まで流出し、大規模な土砂・洪水氾濫被害をもたらした。細粒分が卓越した土砂移動現象に対しては、下流部において待ち受け型の砂防設備で対策することが有効であることから、災害後の直轄特定緊急砂防事業では新川、五福谷川、内川の下流域（砂防計画基準点上流）に遊砂土工を配置する施設配置計画が検討された。これら遊砂土工の施設効果を数値計算及び水理模型実験で検証したのでここに報告する。

## 2. 遊砂土工の施設効果量

## 2.1 施設配置計画時の施設効果量

国土技術政策総合研究所資料第874号<sup>1)</sup>を参考に一次元河床変動計算モデルを流域全体で作成の上、遊砂土工を里深らの手法<sup>2)</sup>で表現し、下流域の被害を解消できる施設効果量を算出した。それを基に概略設計にて施設形状を検討し、二次元河床変動計算でその施設効果量を確認した。なお二次元河床変動計算の計算メッシュは、堰堤スリット部が表現できる2mとした。それぞれの施設効果量を表-1に示す。

概略設計における施設効果量は平均断面法により算出した。地形的な制約もあり、新川・五福谷川遊砂土工では、表-1に示す計画値よりも小さい施設効果量となった。内川遊砂土工については概ね同程度の施設効果量が確保できた。一方、二次元河床変動計算は、新川遊砂土工で計画値に近い施設効果量となったが、五福谷川・内川遊砂土工は概略設計を大幅に下回る結果となった。これらの施設効果量には大きな差があるため、整合性を検証するため水理模型実験を行った。

表-1 数値計算・概略設計による施設効果量(過年度)

施設効果量(m <sup>3</sup> )	①一次元河床変動計算(施設配置計画)	②概略設計(平均断面法)	③二次元河床変動計算
新川遊砂土工	20,000	14,750	18,343
五福谷川遊砂土工	80,000	52,050	35,278
内川遊砂土工	80,000	78,040	27,907

## 2.2 水理模型実験による施設効果量

水理模型実験では図-1に示す通り模型縮尺の関係で

細粒分の再現が困難であるため、細粒分をカットした上で、浮遊砂と掃流砂の割合が現地調査結果と同等となるように調整した粒度分布の土砂を用いた。また、実験模型は詳細設計の結果を反映して作成した。水理模型実験の結果を表-2に示す。

施設効果量は、表-1における計画時の効果量をいずれも概ね満たしていることが確認された。内川遊砂土工は河床の緩傾斜勾配による地形効果等も加わり5万m<sup>3</sup>ほど上回った。しかし、表-1に示すそれぞれの施設効果量とばらつきが多く、計算結果と整合しているとは言い難い。このため、一次元・二次元河床変動計算の計算条件を水理模型実験と統一して検証を行った。

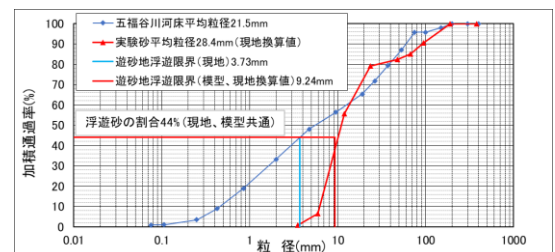


図-1 粒度分布の調整例(青:細粒分調整前、赤:調整後)

表-2 水理模型実験による施設効果量

遊砂土工	給砂量(m <sup>3</sup> )	施設効果量(m <sup>3</sup> )
新川遊砂土工	58,000	24,298
五福谷遊砂土工	90,000	79,462
内川遊砂土工	252,000	126,567

## 3. 水理模型実験結果を踏まえた計算モデル

## 3.1 一次元河床変動計算

表-1に示す計画値は、里深らの手法による施設効果量の評価結果であったが、遊砂土工には複数門のスリットを持つ堰堤が計画されており、実際の施設効果が計算で表現されている訳ではない。そこで本検討では、水理模型実験と同様に詳細設計結果を反映の上、予備実験(土砂の投入をしない実験)で得られたスリット部の堰上げ水深を基に計算水位の調整を行った。一次元河床変動計算におけるスリット堰堤は、仮に幅2mのスリットが5門ある場合は、幅10mのスリット1門として計算される。このためスリット門数に応じた流量係数の影響などが反映できていないと考え調整したものである。調整結果を表-3に示す。

計算水位の調整を行った場合でも、施設効果量は水理模型実験よりも小さい結果となった。一次元河床変動計算では、遊砂土工のような面的な広がりを持つ地形モデルの計算には不向きである可能性があり、再現には限界があると考えられる。

表-3 一次元計算結果と水理模型実験結果の比較

遊砂土工	一次元河床変動計算におけるスリット断面積(幅・高さ)		水理模型実験におけるスリット断面積(幅・高さ)	
	区分	施設配置計画		調整後
新川遊砂土工	透過部面積	30㎡ (幅15m×高さ2m)	20㎡ (幅10m×高さ2m)	30㎡ (幅3m×高さ2m×5門)
	施設効果量	13,380㎡	13,523㎡	24,298㎡
五福谷遊砂土工	透過部面積	67.2㎡ (幅28m×高さ2.4m)	43.2㎡ (幅18m×高さ2.4m)	67.2㎡ (幅4m×高さ2.4m×7門)
	施設効果量	47,558㎡	49,936㎡	71,478㎡
内川遊砂土工	透過部面積	139.2㎡ (幅24m×高さ5.8m)	63.8㎡ (幅11m×高さ5.8m)	139.2㎡ (幅3m×高さ5.8m×8門)
	施設効果量	17,815㎡	32,289㎡	126,567㎡

3.2 二次元河床変動計算

(1) 水理模型実験との比較

水理模型実験と同条件で計算した結果を表-4 に示す。施設効果量を見ると、新川・五福谷川遊砂土工については水理模型実験の結果と概ね一致していることが確認された。図-2 に示す平面的な堆砂形状を見ても高い整合性を得られていると言える。内川遊砂土工については、水理模型実験結果に比べ約 4 万<sup>3</sup>少ない結果となったが、表-1 に示す施設効果量よりも多くの効果量が得られている。この差については、土砂の供給タイミングの違いや粒度分布が異なることが原因であることを確認している。

表-4 水理模型実験と二次元計算による施設効果量

遊砂土工	区分	給砂量 (m <sup>3</sup> )	施設効果量 (m <sup>3</sup> )	比率
新川遊砂土工	模型実験	58,000	24,298	95.1%
	二次元計算		23,119	
五福谷遊砂土工	模型実験	90,000	79,462	90.5%
	二次元計算		71,916	
内川遊砂土工	模型実験	252,000	126,567	70.1%
	二次元計算		88,702	



図-2 五福谷川遊砂土工の実験・二次元計算結果の例

(2) 給砂量の感度分析結果との比較

今後、上流域の施設整備により遊砂土工内への流入土砂量が減少することが想定されるため、細粒分調整前の粒度分布にて給砂量を変化させた場合の施設効果量をグラフ化した(図-3)。同グラフには水理模型実験結果も赤丸でプロットした。いずれの遊砂土工においても概ね比例関係にあることが確認され、上流域からの流入量が増減しても一定の施設効果が期待できることが分かる。水理模型実験結果はこれらのグラフよりも上にプロットされているが、これは粒度分布を調整したことにより、平均粒径が粗くなったことが影響していると考えられる。二次元河床変動計算においても水理模型実験と同様の粒度分布(細粒分調整後)にて計算を実施すると、表-5 に示す通り、いずれも細粒分調整前と比べて 1.1~1.2 倍程度の施設効果量が得られており、水理模型実験の結果により近づく結果となった。また下流への流出率を見ると、いずれも細粒分調整前の方が流出率が高くなっていることが確認でき、細粒分の有無の差が計算結果にも表れていると言える。

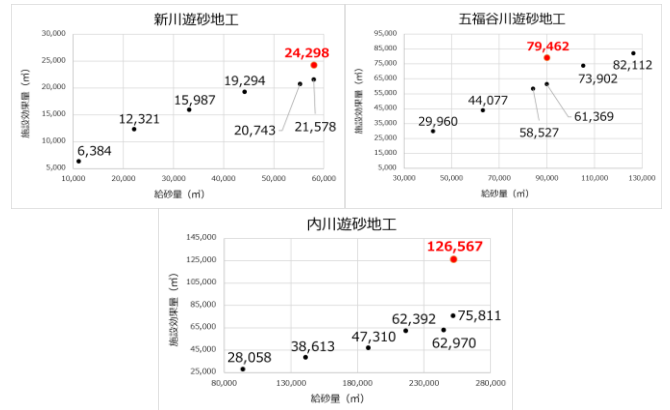


図-3 給砂量－施設効果量の関係グラフ

表-5 粒度分布の変更による施設効果量の比較

遊砂土工	区分	細粒分調整前	細粒分調整後	前後比率
新川遊砂土工	施設効果量(m <sup>3</sup> )	21,578	23,119	107.1%
	下流への流出率	48.1%	40.3%	83.8%
五福谷川遊砂土工	施設効果量(m <sup>3</sup> )	61,369	71,916	117.2%
	下流への流出率	26.8%	11.5%	42.8%
内川遊砂土工	施設効果量(m <sup>3</sup> )	75,811	88,702	117.0%
	下流への流出率	61.7%	53.2%	86.2%

4. まとめ

一次元河床変動計算は、計算モデルの性質上、谷地形のような河床幅が狭い地形に向いており、遊砂土工のような河床幅が広い地形には不向きであると考えられる。このため遊砂土工の効果評価においては、一次元河床変動計算は大局的な評価に留め、詳細な検証には二次元河床変動計算の併用が必要であると考えられる。

二次元河床変動計算は、一定の精度でモデル化がなされれば、水理模型実験と概ね同等の評価が可能であることが確認できたと考えている。一方、水理模型実験では局所的な溢水現象など、数値計算では表現されない事象の確認が可能であるため、表-6 に示すように、計画施設の重要度等に応じて評価手法を使い分けることが有効であると考えられる。

二次元河床変動計算は、一定の安全率を見込めば水理模型実験まで実施する必要は無く、時間・コスト等の縮減を図ることが可能であり、さらに様々な条件で施設効果を検証することが可能である。今回の検討により数値計算と水理模型実験の効果的な活用方法が明らかとなったと考えているが、事例が少ないため、今後も数値計算の精度向上に向けた検証を重ねる必要がある。

表-6 河床変動計算と水理模型実験の比較

項目	一次元	二次元	水理模型
	河床変動計算	河床変動計算	実験
視覚的に現象を判断	×	×	○
平面的な現象を予測	×	○	○
局所的な現象を予測	×	△	○
長区間の検討	○	×	×
長期間の検討	○	×	×
細粒土砂の考慮	○	○	×
検討時間	○(短い)	△	×
コスト	○	○	×

【参考文献】

- 豪雨時の土砂生産をとまなう土砂動態解析に関する留意点(国土技術政策総合研究所資料第 874 号)
- 里深ら：砂防ダムが設置された領域における土石流の流動・堆積に関する数値計算,砂防学会誌, vol.58, No.1, p.14-19, 2005