

軟岩河床の侵食メカニズムの解明と予測技術・対策技術に関する研究

研究予算：運営費交付金

研究期間：平 28～令 2

担当チーム：寒地河川チーム

研究担当者：矢部浩規、前田俊一、大串弘哉、井上卓也、横山洋、平松裕基、Mishra Jagriti

【要旨】

近年、河床低下が進行し、砂礫層の下に埋まっていた低固結の岩盤層（軟岩層）が露出するケースが増加しており、軟岩層の急激な河床低下や側方侵食が進行している。既往研究では十分に解明されていない軟岩河川の側方侵食メカニズムに着目した実験、数値解析を実施した。その結果、新たな側方侵食モデルの妥当性が示された。その上で、軟岩河床のリスクマップ作成技術を開発するために、岩盤の侵食されやすさ・露出のしやすさを考慮した危険度評価手法を提案し、手引き（案）を公表した。さらに、侵食防止と砂礫復元に関する技術としてネットを用いた対策を提案し、特許を取得した。このネット工法は、水理実験ならびに現地施工を実施し、ある程度の流速までは対策効果があることがわかった。

キーワード：軟岩河川、岩盤の侵食、河床変動、危険度評価手法、侵食抑制の対策

1. はじめに

1. 1 軟岩河川に関わる研究の背景

岩盤層の露出は、高度経済成長期に行われたダム建設、砂利採取、河道の直線化の副作用として、全国の河川で顕在化している^{1) 2)}。露出した岩盤は移動する砂礫粒子の衝突によって削られ^{3) 6)}、その侵食速度は岩盤強度と流砂量に大きく依存する^{7) 8)}。砂礫粒子は侵食速度に対し相反する二つの役割を果し、ある量までは岩盤侵食を促進する研磨材になるが、さらに増加すると岩盤上に堆積し、侵食を抑制する被覆材へ変貌する⁷⁾。このことは、流砂量と侵食速度の関係が単調増加あるいは単調減少するものではなく、ある特定の流砂量のときに、岩盤の侵食速度が最大になることを意味している。したがって、削られ易い軟質な岩盤河川に、中途半端な量の砂礫粒子が供給されると、急激な河床低下を招く場合がある。その例を示したのが図-1.1 (a)の渋山川であり、1990年代からの20年間で10mも河床が低下した。

1. 2 社会的要請

軟岩層の急激な河床低下に伴って、防災・環境・維持管理に対する様々な問題が顕在化している。

- (A) 防災面では、橋脚の安定性が低下している。図-1.1 (b)に示す戸蔦大橋の橋脚は、以前に沈下し、修復と補強が行われたものの、橋脚周辺の軟岩侵食が止まらなかった。また、石狩川水系の石狩川、十勝川水系の然別川、浦幌川、居辺川でも、橋脚



図-1.1 軟岩河川の被災状況

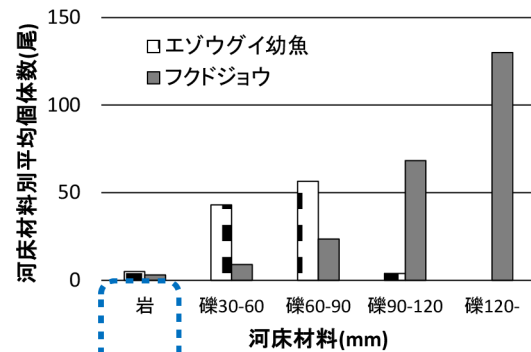


図-1.2 軟岩河川の環境面の問題

周辺の軟岩が侵食され緊急対策が行われている。

- (B) 環境面では、魚類の産卵床・生息場の減少といった問題が生じている。図-1.2のように、軟岩河床に生息する魚類は砂礫床に比べ極端に少ない。真駒内川では露岩に伴いサクラマス産卵床が減少したとの報告もある。
- (C) 維持管理面では、農業取水障害・護岸の被災が生じている。図-1.3のように、河床低下によって頭



図-1.3 軟岩河川の維持管理面の問題

首工の安定性低下や農業取水障害が発生している。

1. 3 本研究課題の着目点

軟岩河川の河床低下メカニズムはこれまでの研究によってかなりのところまで明らかにされてきた^{1)~3)}。しかし、側方侵食は堤防や橋脚の安定性に直接的に影響を与えているものの、軟岩の側方侵食メカニズムは未解明な点が多く残されている。そこで、まず(1)軟岩河川の将来的な河道変化を予測できるようにすることを旨とした検討を行った。さらに、既往の現地調査から、軟岩侵食を防止し、砂礫床を復元することはとても難しいことがわかっている。例えば、ブロックによる帯工は、移動する流砂によって周辺軟岩が侵食され、構造物が崩れ落ちてしまい効果が低いのが現状である。一方で、落差工の整備や、川幅の拡大はある程度効果があるものの、前者はコスト面、後者は周辺土地利用の問題があり、適用できない場合が多い。これらを踏まえて、河川管理者からの要望として、将来的な侵食に対する危険性を把握して軟岩が露出する前に対策を行いたい、すでに軟岩が露出した河川に対し砂礫床を復元する安価な工法があると良いという二点が挙げられた。そこで、(2) 将来的に軟岩層が露出し侵食が進行する可能性(危険性)をあらかじめ評価する手法の確立、(3) 構造物・環境の維持管理を目的とした軟岩河床の低下対策の実用化を目指した。上記の(1)~(3)について以下の章で説明していく。

以上のように、本課題は軟岩河川の側方侵食現象の解明、リスク評価手法・対策方法の確立を目指した検討を行ったものである。

2. 軟岩河床の風化および側方侵食メカニズムの解明

2. 1 数値解析モデル

ここでは、井上ら⁹⁾が提案した岩盤蛇行部の河床変動解析モデルを紹介する。このモデルは、移動境界適合座標に変換した基礎式を用いて計算を行っている。しかし、座標変換後の基礎式は複雑になるため、ここでは変換前の直交座標における基礎式を記載する。

2. 1. 1 流れの基礎式

平面二次元流れの基礎式は、水深平均した質量と運動量の連続式を用いる。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial(hu^2)}{\partial x} + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho} + D_x \quad (2)$$

$$\frac{\partial(hv)}{\partial t} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} + \frac{\partial(hv^2)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho} + D_y \quad (3)$$

ここで、 h は水深、 t は時間、 x と y は直交座標軸、 u と v はそれぞれ x と y 方向の水深平均流速、 g は重力加速度、 H は水位、 τ_x と τ_y はそれぞれ x と y 方向の河床せん断応力、 ρ は水の密度、 D_x と D_y は運動方程式における拡散項を表す。

河床せん断応力は以下の式で表される。

$$\frac{\tau_x}{\rho} = C_f u \sqrt{u^2 + v^2}, \quad \frac{\tau_y}{\rho} = C_f v \sqrt{u^2 + v^2} \quad (4)$$

ここで、 C_f は河床抵抗係数であり、Manning-Stricklerの関係式から得られる。

$$C_f = \frac{g}{h^{1/3}} \left(\frac{k_s^{1/6}}{7.66 \sqrt{g}} \right) \quad (5)$$

ここで、 k_s は等価粗度高さである。等価粗度高さは岩盤の砂礫による被覆割合 p_c に応じて、岩盤床の等価粗度高さ k_{sb} と砂礫床の等価粗度高さ k_{sa} の間を線形的に変化すると仮定する。

$$k_s = p_c k_{sa} + (1 - p_c) k_{sb} \quad (6)$$

D_x と D_y は以下の式で表される。

$$D_x = \frac{\partial}{\partial x} \left[v_t h \frac{\partial u}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[v_t h \frac{\partial u}{\partial y} \right] \quad (7a)$$

$$D_y = \frac{\partial}{\partial x} \left[v_t h \frac{\partial v}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[v_t h \frac{\partial v}{\partial y} \right] \quad (7b)$$

式中の渦動粘性係数 v_t は以下の式で与えられる。

$$v_t = \frac{\kappa}{6} u_* h \quad (8)$$

ここで、 κ はカルマン定数(=0.4)であり、摩擦速度 u_* は以下の式で算出される。

$$u_* = \sqrt{\tau_x^2 + \tau_y^2} / \rho \quad (9)$$

2. 1. 2 砂礫層の変動

砂礫層の変動を計算するために、岩盤床上の流砂の連続式¹⁰⁾を用いる。この式は、Luu ら¹¹⁾の提案した粘性河床上の流砂の連続式と同様に、掃流層に含まれる砂と堆積した砂の両方を考慮している。Luu らとの違いは凹凸の大きい岩盤床にも対応できるように左辺第 2 項に被覆率 p_c が含まれている点である。

$$\frac{\partial V_b}{\partial t} + (1 - \lambda)p_c \frac{\partial \eta_a}{\partial t} + \left(\frac{\partial q_{bx}}{\partial x} + \frac{\partial q_{by}}{\partial y} \right) = 0 \quad (10)$$

ここで、 V_b は掃流砂の単位面積当たりの体積、 λ は砂礫の空隙率 (= 0.4)、 η_a は砂礫層の層厚、 q_{bx} と q_{by} はそれぞれ x と y 方向における単位幅当たりの流砂量である。岩盤床上では流砂量と飽和流砂量(流れうる最大の流砂量)が異なる場合がある。この効果を表すために、以下の式を適用させる。

$$(q_{bx}, q_{by}) = \begin{cases} \frac{V_b}{V_{bs}} (q_{bcx}, q_{bcy}) & \text{for } 0 \leq \frac{V_b}{V_{bs}} < 1 \\ (q_{bcx}, q_{bcy}) & \text{for } \frac{V_b}{V_{bs}} = 1 \end{cases} \quad (11)$$

ここで、 V_{bs} は V_b の飽和量であり、 q_{bcx} と q_{bcy} はそれぞれ x と y 方向における単位幅当たりの飽和流砂量である。これらの諸量は以下の式で算出される。

$$q_{bcx} = \frac{u}{\sqrt{u^2 + v^2}} q_{bcs} - \frac{v}{\sqrt{u^2 + v^2}} q_{bcn} \quad (12a)$$

$$q_{bcy} = \frac{v}{\sqrt{u^2 + v^2}} q_{bcs} + \frac{u}{\sqrt{u^2 + v^2}} q_{bcn} \quad (12b)$$

ここで、 q_{bcs} と q_{bcn} はそれぞれ流線方向 s と横断方向 n の飽和流砂量である。流線方向 s と座標軸 x 、横断方向 n と座標軸 y は必ずしも一致しないため、式(12)で変換する必要がある。

流線方向の流砂量 q_{bcs} は Meyer-Peter and Müller¹²⁾の式で求め、横断方向の流砂量 q_{bcn} は長谷川の式¹³⁾で算定する。

$$q_{bcs} = 8(\tau_* - \tau_{*c})^{1.5} \sqrt{s_g g d^3} \quad (13)$$

$$q_{bcn} = q_{bc} \left(\frac{u_{bn}}{u_{bs}} - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s \mu_k \tau_*}} \frac{\partial \eta}{\partial n} \right) \quad (14)$$

ここで、 τ_* は無次元掃流力 (= $u_*^2/s_g g d$)、 τ_{*c} は無次元限界掃流力、 s_g は砂礫粒子の水中比重 (1.65)、 d は粒径、 u_{bs} と u_{bn} はそれぞれ s と n 方向の河床近傍流速、 $\partial \eta / \partial n$ は横断方向の局所勾配、 μ_s は静止摩擦係数 (本研究では 0.7 とする)、 μ_k は動摩擦係数 (= 0.7)。 u_{bs} と u_{bn} の比は以下の式から算定する。

$$\frac{u_{bn}}{u_{bs}} = N_* \left(\frac{h}{r_s} \right) \quad (15)$$

ここで、 N_* は二次流強度を表すパラメータ (Engelund¹⁴⁾の研究を参考に 7 とする)、 r_s は流線の曲率半径である。

V_{bs} は飽和流砂量を流砂の移動速度 u_s で割った以下の式から与える。

$$V_{bs} = \frac{\sqrt{q_{bcn}^2 + q_{bcs}^2}}{u_s} \quad (16)$$

無次元限界掃流力は、等価粗度高さと同様に被覆率に応じて線形的に変化すると仮定する。

$$\tau_{*c} = p_c \tau_{*ca} + (1 - p_c) \tau_{*cb} \quad (17)$$

ここで、 τ_{*ca} は砂礫床における無次元限界掃流力であり、 τ_{*cb} は岩盤床における無次元限界掃流力である。岩盤上の無次元限界掃流力については、力の釣り合いから求めた物理的な式も提案されているが⁹⁾、ここでは物理式を指数近似で表した以下の簡易式¹⁰⁾を用いる。

$$\tau_{*cb} = 0.027 \left(\frac{k_{sb}}{d} \right)^{0.75} \quad (18)$$

2. 1. 3 岩盤層の鉛直方向への侵食

岩盤床の鉛直方向の侵食速度 E は、砂礫粒子 1 個の衝突による損傷量 W 、単位時間単位幅当たりに衝突する砂礫粒子の数 N 、岩盤の密度 ρ_b を用いて以下の式で表すことができる。

$$E = \frac{NW}{\rho_b} (1 - P_c) \quad (19)$$

W は衝突する砂礫粒子の運動エネルギーに依存し、 N は流砂量 q_b と流砂の跳躍距離 L_s に依存すると考えると、式(19)は以下に式に置き換えられる。

$$E \propto \frac{q_b}{L_s} [u_s f(\theta)]^2 (1 - P_c) \quad (20)$$

ここで、 $f(\theta)$ は衝突角度に関する関数である。 u_s 、 L_s 、 $f(\theta)$ を τ_* の関数で表し、式(19)に代入すると、 τ_* に対する依存性が相殺され (詳細は、文献 5 または 15 を参照)、以下の式に置き換えられる。

$$E = \beta q_b (1 - P_c) \quad (21)$$

この式は Chatanantabet and Parker¹⁶⁾が提案した式と導出過程が異なるものの、結果的に同じ式形となっている。なお、 β は磨耗係数と呼ばれ、実験的検討により以下の式で概ね推定できることが確認されている^{8), 17)}。

$$\beta \approx 0.0001 \left(\frac{d}{k_{sb}} \right)^{0.5} \sigma_T^{-2} \quad (22)$$

ここで、 σ_T は岩盤の引張強度である。式(21)を平面 2 次元計算に適用すると以下の式となる。

$$\frac{\partial \eta_b}{\partial t} = -E = -\beta \sqrt{q_{bx}^2 + q_{by}^2} (1 - p_c) \quad (23)$$

砂礫被覆の割合 p_c は、砂礫層の厚さの関数として計

算される¹⁸⁾。

$$p_c = \begin{cases} \frac{\eta_a}{L_{mr}} & \text{for } 0 \leq \frac{\eta_a}{L_{mr}} < 1 \\ 1 & \text{for } \frac{\eta_a}{L_{mr}} \geq 1 \end{cases} \quad (24)$$

ここで、 L_{mr} は岩盤の巨視的な粗度高さ（岩盤表面凹凸の標準偏差）である。

最終的に、砂礫層と岩盤層の両方を合わせた、河床表面高 η の変動は以下の式で表される。

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} = \frac{\partial \eta_a}{\partial t} + \frac{\partial \eta_b}{\partial t} \quad (25)$$

2. 1. 4 岩盤層の側方侵食

岩盤層の鉛直方向の侵食速度は、式(23)に示したように流砂量の絶対値に依存している。しかし、岩盤の側方侵食速度は、流砂量の絶対値に依存するとは限らない。例えば、流砂が岩盤の側壁に平行して移動する場合、側壁に衝突する砂礫の数は理論的にはゼロである。実際に、Jagriti らの実験¹⁹⁾でも、直線部における岩盤側壁の侵食量はほぼゼロであった。そこで、本研究では、岩盤の側方侵食速度が側壁付近の横断方向流砂量の勾配に依存すると仮定した井上⁹⁾のモデルを用いる。

$$\frac{\partial n_R^0}{\partial t} = \beta_{bank} \frac{\partial q_{bn}}{\partial n} \Big|_{n=n_R^0+L_{bank}} \quad (26a)$$

$$\frac{\partial n_L^0}{\partial t} = -\beta_{bank} \frac{\partial q_{bn}}{\partial n} \Big|_{n=n_L^0-L_{bank}} \quad (26b)$$

ここで、 n_L^0 と n_R^0 は左右の側壁の横断方向の座標位置、 β_{bank} は岩盤側壁の磨耗係数、 L_{bank} は側壁からの距離であり（図-2.1）、本計算では川幅の 10% とする。

2. 2 実験を用いた検証

ここでは、前章で紹介した数値解析モデルを、Jagriti ら¹⁹⁾が実施した実験結果を用いて検証する。

2. 2. 1 実験概要

実験は、図-2.2 に示すような Sine Generated Curve の水路で行われた。水路は岩盤を模した低固結のモルタルで構成されており、モルタルは流水のせん断力ではほとんど侵食しないものの、流砂が衝突すると侵食する硬さに設定されている。水路の側壁高さは 10 cm、水路幅は 5 cm、水路勾配は 0.01、蛇行の波長は 1 m、蛇行角は 60 度である。この水路上流端に、0.5 L/s の水と 0.12 L/min の砂（粒径 0.74mm）を 4 時間投入した。

2. 2. 2 再現計算の条件

岩盤の等価粗度高さ k_{sb} は実験前に行った水位観測から逆算し 8 mm とした。砂礫床の等価粗度高さは一般に粒径の 1~4 倍と言われているため中央値である 2.5 倍（1.85 mm）を採用した。鉛直方向の磨耗係数 β は 0.1、

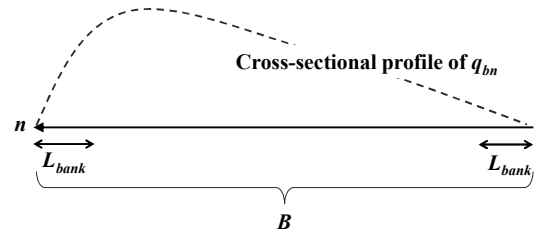


図-2.1 L_{bank} の定義

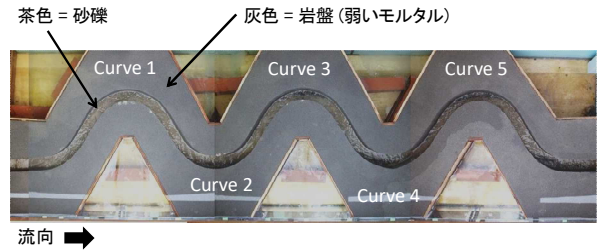


図-2.2 実験水路の形状

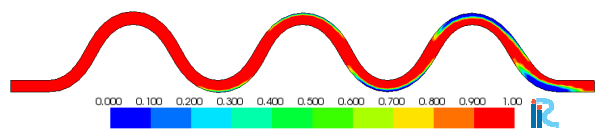


図-2.3 被覆率 p_c の計算結果のコンター図

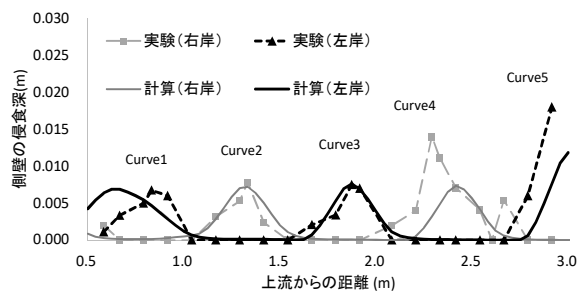


図-2.4 側壁の侵食深の縦断面図

水平方向の磨耗係数 β_{bank} は試行錯誤的に 0.0125 とした。なお、 β_{bank} を変化させると側壁の侵食深の大きさは変化するが、侵食位置や傾向は大きく変わらない。このため、侵食位置や傾向が実験と一致しているかが検証のポイントとなる。

2. 2. 3 実験値と計算値の比較

図-2.2 に示した実験の垂直写真を見ると、Curve 1 は茶色の砂礫にほとんど被覆されているが、Curve 2~5 は灰色部分が外岸付近に残っており、岩盤が部分的に露出していることがわかる。次に、計算によって得られた砂礫被覆の面積率 p_c のコンター図（図-2.3）をみると、Curve 1 から 5 に向かうにつれて、被覆率（1 が完全被覆状態、0 が完全に露出した状態）が低下しており、実験結果と傾向が一致している。

図-2.4 に示した側壁の侵食深の実験結果を見ると、Curve 1、3、5 では左岸（外岸）が侵食しており、右岸

表-2.1 数値実験の条件

Case名	側壁の侵食速度 n_{be} (mm/s)	初期砂礫層厚 η_{a0} (m)
1	0.0	0.7
2	0.0	1.3
3	0.0	1.9
4	0.0	2.5
5	0.0	3.0
6	0.05	0.7
7	0.05	1.3
8	0.05	1.9
9	0.05	2.5
10	0.05	3.0
11	0.025	1.9
12	0.075	1.9
13	0.1	1.9

(内岸)が侵食していない。一方、Curve 2、4では右岸(外岸)が侵食しており、左岸(内岸)が侵食していない。蛇行部において流砂は内側から外側へ移動する。このため、流砂の衝突を受けやすい外岸は削れるが、流砂衝突の少ない内岸はほとんど侵食しないと推測される。次に、図-2.4に示した計算結果を見ると、実験と同様に外岸が侵食し内岸は侵食していないことから、数値計算モデルで、岩盤河川の側方侵食を概ね再現できていると言える。

2.3 螺旋水路における数値実験

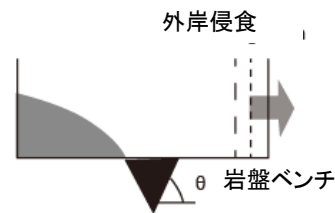
ここでは、岩盤蛇行部の横断形状の平衡解(ある条件が続いたとき最終的に落ち着く地形)についての分析結果を示す⁹⁾。数値実験に用いる水路は、曲率・勾配が変わらずに永遠に続く螺旋水路である(一定湾曲の水路に周期境界条件を適用すると螺旋水路になる)。

長期的な岩盤侵食速度は、流砂の衝突量だけでなく、岩質、気候、風化など様々な要因に左右される。そこで、本数値実験では、岩盤側壁の侵食速度は式(26)で計算せず、一定の値を与えることとする。また、周期境界下では、土砂を上流端から供給することができないため、土砂供給量は水路内に設置した砂礫層の厚さで調整する。

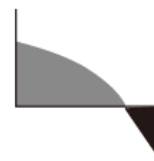
数値実験の条件は、然別川を大まかに想定し、初期水路幅 10 m、初期曲率半径 100 m、初期勾配 0.01、粒径 50 mm、流量は 300 m³/s、岩盤床の磨耗係数 β は 0.025、岩盤の巨視的な粗度高 L_{mr} は 1 m、砂礫床の等価粗度高さ k_{sa} は粒径の 2.5 倍とする。一般的に、岩盤床の等価粗度高さ k_{sb} は砂礫床の粗度高さ k_{sa} と異なる場合が多いが、本数値実験では簡易的に同じ値を用いる。岩盤側壁の横方向への侵食速度は 0.00、0.025、0.050、0.075、0.100



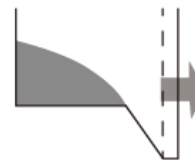
図-2.5 岩盤河川の蛇行部の地形⁹⁾(四万十川)



水みちが深くなる



$\theta > 60^\circ$ になったら、そこが新たな側壁とみなす



新しい側壁が側方へ侵食する

図-2.6 岩盤ベンチが形成された場合の側壁位置定義⁹⁾

mm/s の 5 パターンを与え(表-2.1)、川幅や山地斜面の勾配など地形に及ぼす影響を分析する。また、土砂供給量をコントロールする初期砂礫層厚も 0.7 m、1.3 m、1.9 m、2.5 m、3.0 m の 5 パターンを与え(表-2.1)、地形に及ぼす影響を分析する。

計算の途中、図-2.5のような岩盤のベンチができた場合、中央部の水みちがある程度深くなった時点で、水みちと岩盤ベンチの間の斜面を新しい側壁とした方が良い。これは、水みちが深くなるとベンチ上に乗上げる流砂は減少し、ベンチが鉛直方向に侵食される可能性が

減り、水みちを通過する流砂による側方侵食の可能性が相対的に高まる。一般に、砂礫の安息角は30度と言われており、60度を超えれば岩盤ベンチに乗り上げる流砂はほぼ無くなると考えられる。そこで、本計算では60度を超えた外岸斜面を新たな側壁とみなすこととする(図-2.6)。

2. 3. 1 側方侵食がない場合

図-2.7に側方侵食がないケース(Run 1~5)の計算結果の横断面図を示す。全てのケースで土砂が内岸に堆積し、固定砂州が形成されている。このため、内岸付近の岩盤は露岩しておらず、侵食もしていない。本計算では岩盤の巨視的な粗度 L_{mr} を1mとしているため、砂礫層厚が1m以下の部分は侵食する。Run 1~4では、固定砂州の先端部の砂礫層が薄いため、先端部の岩盤は部分的に露出し侵食する。Run 5は砂州の先端部も砂礫層が厚いため、岩盤は一切侵食しない。また、側方侵食がない場合、侵食でできた溝に土砂が集中し堆積するため、比較的早い段階で岩盤は侵食されなくなり、静的な平衡状態へ至る。

Run 1~5の計算結果をみると、土砂供給量(螺旋水路に投入した砂礫量=初期砂礫層厚)が多いほど、固定砂州の幅が増加する。岩盤のベンチは、固定砂州の幅が川幅よりも小さいときに形成されることがわかる。また、岩盤ベンチは露出しているが、流砂が存在しないため侵食せずに残る。

2. 3. 2 側方侵食がある場合

図-2.8はRun 13における計算結果の横断面図である。側方侵食がある場合、川は斜め下方に穿入しながら川底の形状や川幅は一定に保たれる動的平衡状態へ近づいていく。このとき、穿入速度や穿入によって形成される山地斜面の勾配、滑走斜面と呼ばれる川底の岩盤床面と砂礫床面の勾配、被覆率の横断方向分布もほぼ一定に保たれる。側方侵食を加味しているRun 6~13の全てのケースが動的平衡へ近似する。しかし、動的平衡状態の川幅や山地斜面勾配は、初期砂礫層厚や側方侵食速度などの境界条件によって変化する。

図-2.9は初期砂礫層厚(土砂供給量)が異なるRun 6~10の比較である。この図から、土砂供給量の増加に伴い山地斜面の勾配は緩やかになり、平衡川幅が増加することが確認できる。図-2.10は側方侵食速度が異なるRun 8、11、12、13の比較である。これによると、側方侵食速度の増加に伴い、山地斜面の勾配は緩やかになるが、川幅は大きく変化しないことがわかる。このことは、岩盤蛇行部の平衡川幅が岩盤側壁の侵食しやすさ(≒岩盤の質や強度)に大きく依存しないことを意味している。

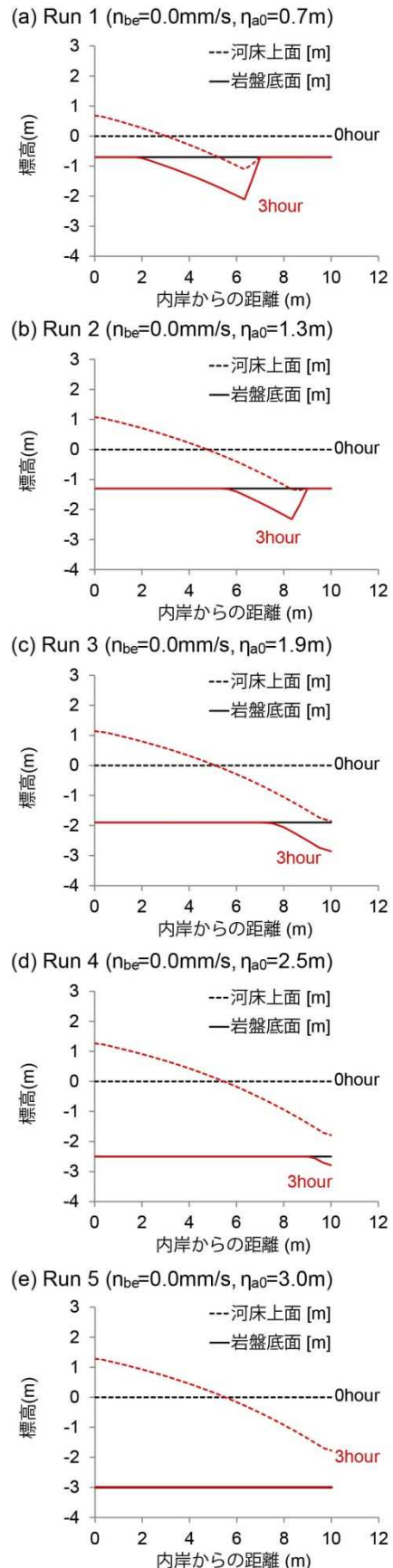


図-2.7 側方侵食が無い場合の横断面形状⁹⁾

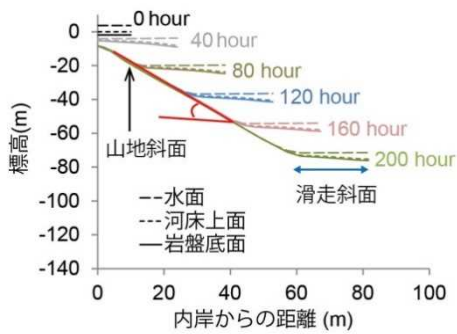


図-2.8 側方侵食がある場合の横断形状 (Run 13) ⁹⁾

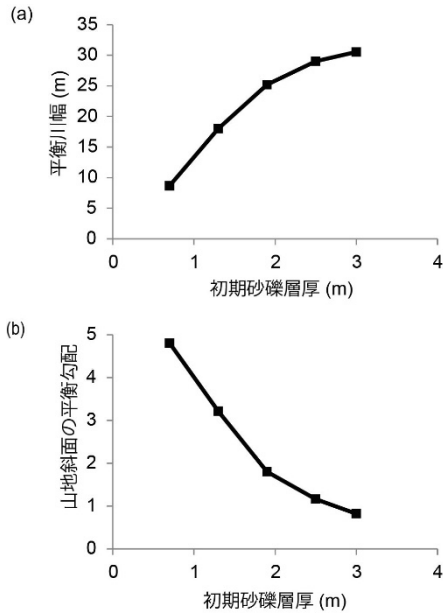


図-2.9 初期砂礫層厚が平衡地形に及ぼす影響 ⁹⁾

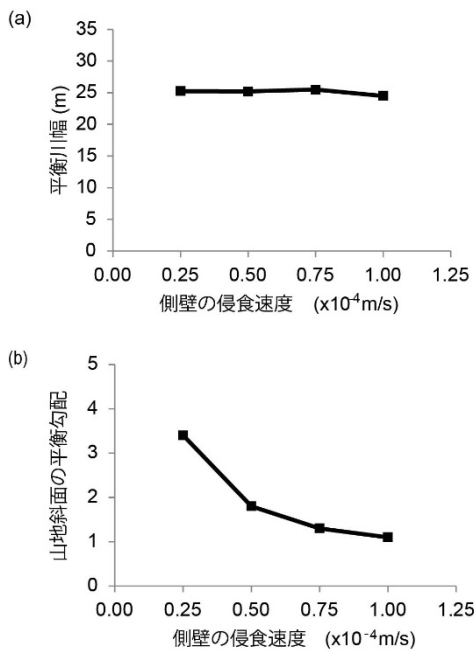


図-2.10 側壁侵食速度が平衡地形に及ぼす影響 ⁹⁾

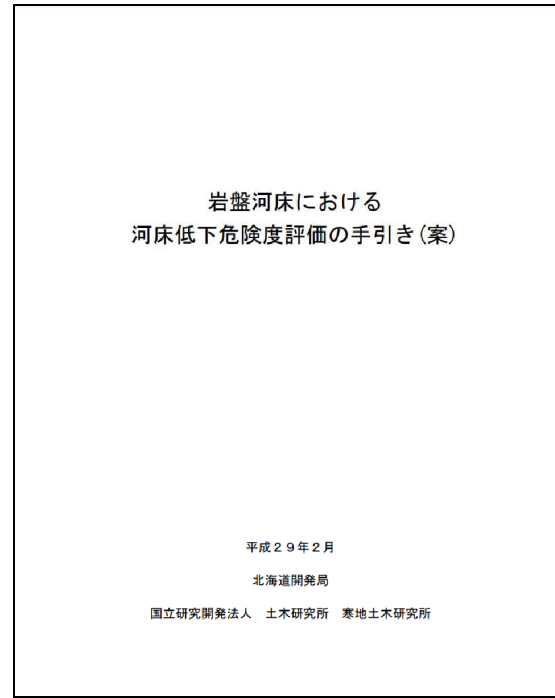


図-3.1 公開した手引き(案)の表紙

Gilbert²⁰⁾や Fuller²¹⁾によると、土砂供給が多い時代、下方への侵食が減少し相対的に側方への侵食が卓越するため、山地斜面の勾配はゆるくなり strath terrace と呼ばれる岩盤の台地が形成されやすくなる。この現地観測結果は、土砂供給が多く側方侵食速度が大きいとき、山地斜面が緩くなる本研究の数値実験結果と同じ傾向を示している。

3. 軟岩河床のリスクマップ作成技術の開発

岩盤河床における河床低下危険度の評価を目指して、「岩盤河床における河床低下危険度評価の手引き(案)」¹⁵⁾を作成し、寒地河川チームのHP上に公開した。公開した手引き(案)の表紙を図-3.1に示す。

この危険度評価は、以下の2つを評価指標とすることを基本とする。(1) 岩盤自体の特性に由来する「岩盤の侵食されやすさ」の評価と、(2) 将来的に岩盤が露出する危険度を評価する「岩盤の露出しやすさ」の評価である。図-3.2に岩盤河床の河床低下危険度評価フローを示す。

3.1 岩盤の侵食されやすさ

「岩盤の侵食されやすさ」の評価は、岩盤強度(圧裂引張強度 σ_T)に加え、風化しやすさ (W_a / σ_T) を考慮し、表-3.1に示すマトリックスを用いて a、b、c、d で評価することを基本とする。なお、 W_a は吸水率、d から a に向かうにつれて侵食されやすいことを表す。

圧裂引張強度 σ_T の閾値には、全道の岩盤調査結果と

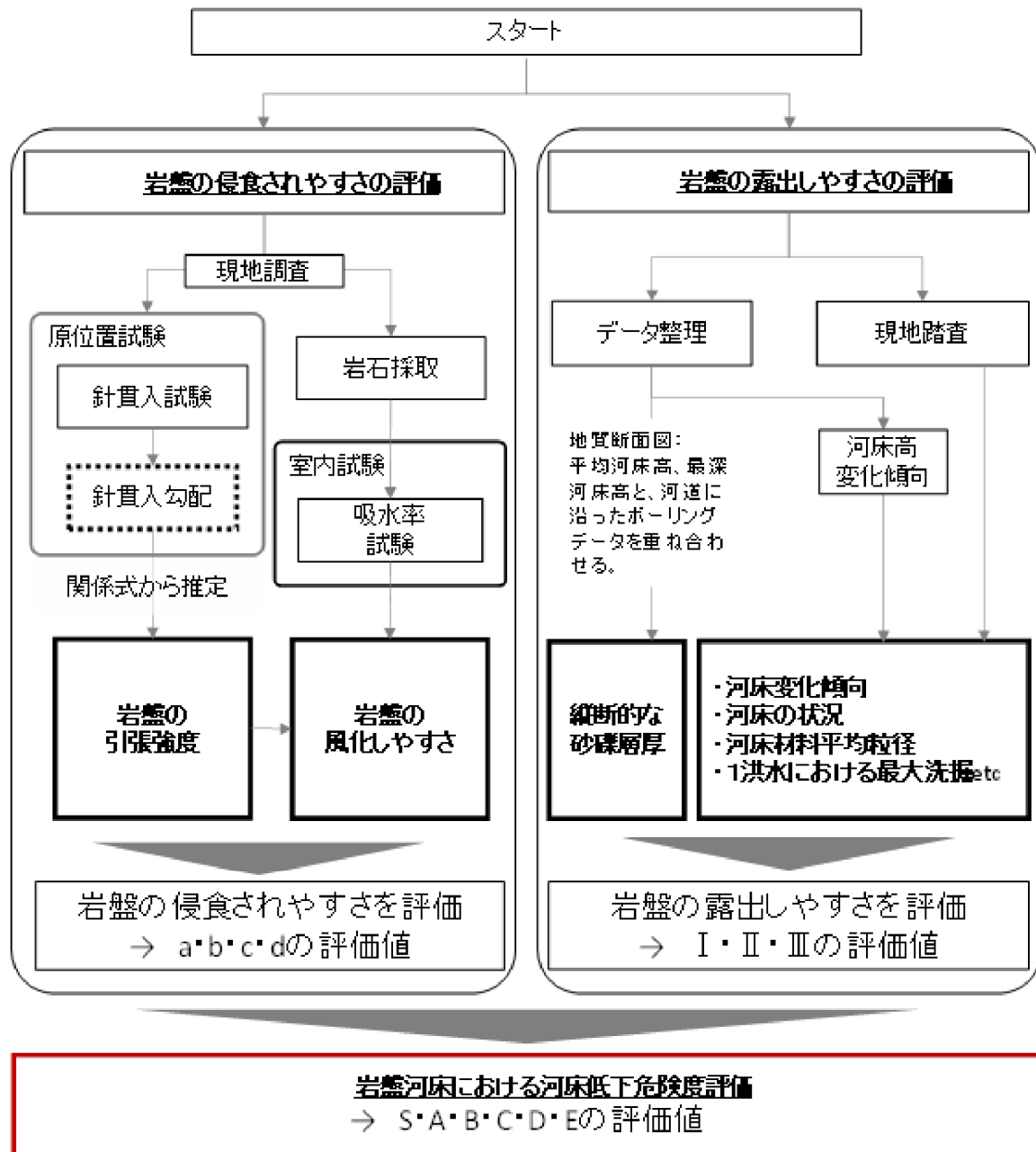


図-3.2 岩盤河床における河床低下危険度評価フロー

表-3.1 「岩盤の侵食されやすさ」評価マトリックス：
dからaに向かうにつれて侵食されやすい。

σ_T \ W_a/σ_T	2以上	2以下
~0.25MPa	a	b
0.25~1.0MPa	b	c
1.0MPa~	c	d

実際の河床低下状況を踏まえ、「岩盤の侵食されやすさ」評価と実河川における河床低下量との比較を行い、評価マトリックスが実際の河床低下状況に最も近くなる値 ($\sigma_T = 0.25$ と $\sigma_T = 1.00$) を目安として設定した。

また、風化のしやすい岩盤については、評価を1ランク危険側に設定した。

3. 2 岩盤の露出しやすさ

「岩盤の露出しやすさの評価」は、『地質縦断図から確認できる平均的な砂礫層厚： η_a 』と『完全な砂礫床とみなせる最小層厚： L_{min} 』を比較し、現時点の砂礫層厚に対し評価することを基本とする。なお、 L_{min} には種々の定義が考えられるが、ここでは『1洪水あたりの最大洗掘深』を基準として定義する。

$$L_{min} = \text{『1洪水での最大洗掘深』} + \text{『河床砂礫の交換層厚』} \quad (27)$$

砂礫層厚に対する評価は、「 L_{min} 」に加え、河床低下傾

向および河床の岩盤露出状況（露岩の有無等）を踏まえ、表-3.2 に示すマトリックスを用いてI、II、IIIで評価することを基本とする。「砂礫層厚」評価マトリックスの凡例を表-3.3 に示す。

なお、低下傾向にある場合において、すでに露岩している場合、砂礫層厚が十分になく完全な砂礫床とみなせない場合 ($\eta_a < L_{min}$) については、最低評価のIとした。また、 $\eta_a > L_{min}$ および $\eta_a < L_{min}$ の場合において、対象河川が河床低下傾向にない場合については、「砂礫層厚」評価を1ランク安全側に設定した。

表-3.2 「砂礫層厚」評価マトリックス

砂礫層厚	河床低下傾向	
	あり	なし
すでに露岩している	I	I
$\eta_a < L_{min}$	I	II
$\eta_a > L_{min}$	II	III

表-3.3 「砂礫層厚」評価マトリックスの凡例

砂礫層厚の評価	説明
I	すでに露岩しているか、将来的に露岩する可能性が高い
II	現状で露岩していないが、将来的に露岩する可能性がある
III	現状で露岩しておらず、将来的にも露岩する可能性が低い

表-3.4 岩盤河床における河床低下の危険度評価マトリックス

		岩盤層の侵食されやすさの評価			
		a	b	c	d
岩盤の露出しやすさの評価	I	S	A	B	C
	II	A	B	C	D
	III	B	C	D	E

表-3.5 危険度評価マトリックスの凡例

危険度評価		説明
S A	対策必要	現状で岩盤河床の河床低下が進行中か、進行する危険性が高く、縦横断測量等のモニタリングを実施し、対策の検討・実施が必要である。また、対策実施後もモニタリングを継続し、対策の効果検証・計画の見直し等の検討を行う。
B	要経過観察（定期）	現状で河床低下が問題となることは少ないが、将来的に河床低下が進行する危険性が高い。このため、定期的に縦横断測量等のモニタリングを実施し、将来の河床変動傾向を把握する。
C	要経過観察（不定期）	将来的に河床低下が進行する危険性は低いが、河川整備の進捗や流域の土砂動態の変化などの要因で河床低下が進行する可能性がある。このため、大きなインパクト（計画規模の出水後、河川横断工作物の設置等）があった場合に、縦横断測量等のモニタリングを実施し、将来の河床変動傾向を把握する。
D E	対策不要	河床低下の危険性は低い。

3.3 岩盤河床低下の危険度評価手法

岩盤河床における河床低下の危険度評価は、前述の(1)、(2)の評価を組み合わせ、S~Eの6段階で評価することを基本とする。設定した岩盤河床における河床低下の危険度評価マトリックスを表-3.4に、危険度評価マトリックスの凡例を表-3.5に示した。

なお、砂礫層厚がすでになく露岩している場合(I)においては、岩盤層が最も侵食されにくい場合(d)でも真駒内川のように層状に剥離する岩盤もあるため、C評価(要経過観察(不定期))とした。また、砂礫層厚が十分にある場合(III)においては、現時点では将来的に河床低下する危険性はないものの、河川整備の進捗や流域の土砂動態の変化などの要因で河床低下が進行する可能性があるため、岩盤層が侵食されやすい場合(a、b)については、B、C評価(要経過観察)とした。

4. 軟岩河川における侵食防止と砂礫還元に関する技術の開発

まず、本研究課題で特許(河川侵食抑制部材および河床侵食抑制工法、特許第6020946号、出願日:2016/5/12、登録日:2016/10/14)を取得したネット工法の効果を検証するため水理実験を行った。本実験では、橋脚周辺の軟岩河床の侵食機構解明に着目し、根固めブロックなど3種の工法による侵食対策工の効果調べた。その上で、現地施工を実施した。

4. 1 実験方法

4. 1. 1 条件

実験には、寒地土木研究所にある幅 0.5 m、長さ 20 m、勾配 1/250 の直線水路を用いた。縮尺は現地の 1/50 を想定しており、流量は平成 23 年 9 月洪水流量に相当する 11.4 L/s、等流水深は 4.6 cm、通水時間は各 Case で 8 時間とした。実験の Case としては、Case 0：無対策、Case 1：根固めブロック、Case 2：袋型根固め、Case 3：ネット工法とした。

水路長 20m のうち上流から 12m から 17m までの 5m 区間の水路床は、厚さ 10cm の軟岩を模したモルタル（以後軟岩モルタルと呼ぶ）で製作し、その配合は 1：150：24.8（白セメント：6号硅砂：水）である。このモルタル床は、現地軟岩（石狩川上流）と同等の侵食速度²²⁾になるように設定しており、流水のせん断力のみでは侵食せず、主に流砂の衝突によって侵食する強度になっている。軟岩ペネトロ計（丸東製作所 SH-70）で軟岩モルタルの強度を計測し一軸圧縮強度に換算すると 0.04～0.21MPa の値を示した。

図-4.1 に示す形状の橋脚模型を水路中央に 1 基設置する。橋脚模型は、石狩川上流の KP160.1 に設置している秋月橋をモデルとする。この橋脚は、細長い楕円形状で流水の乱れを極力小さくできる構造となっている。なお、本実験の橋脚による河積阻害率は 6% である。

土砂供給は、平均粒径 1.1 mm の硅砂を人力でばらつきがないように投入し、給砂量は 2.92 L/10 分（空隙率は 0.4 として算出）である。この給砂量は、芦田・道上の掃流砂量式²³⁾から算出した砂礫床上で流しうる最大流砂量の 30% である。水路床は、各ケース終了後に取壊し、毎回平坦な水路床を新設する。

4. 1. 2 軟岩侵食対策工

対象とする対策工は、実河川で多用されている(a) 根固めブロック、(b) 袋型根固め、および緊急対策工法として提案^{24) 25)}している(c) ネットの 3 種類の工法を選定した。対策工模型は、橋脚周辺の縦 500mm×横 230mm の範囲の軟岩モルタル上に設置する（図-4.2）。なお、無対策（Case 0）の実験では、橋脚模型のみ設置して実験を行う。

(a) Case 1（根固めブロック）

根固めブロック模型は、現地で採用されている 3t タイプのブロック²⁶⁾を選定し、模型の型枠をシリコン樹脂で製作した。その型枠にセメントミルクを流し込み、ブロック同士を連結できるように針金を埋め込んだ。模型のサイズは、縦 33 mm、横 33 mm、高さ 15 mm

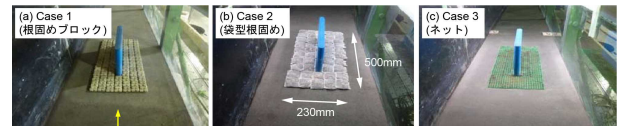
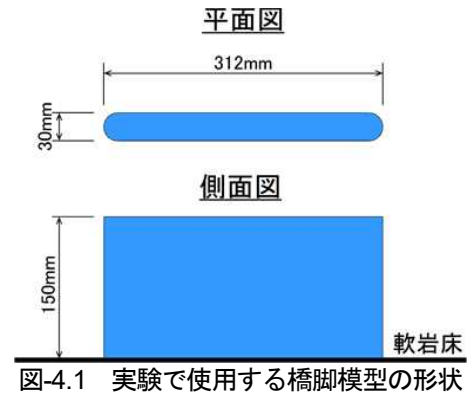


図-4.2 橋脚周辺の対策工の状況（橋脚前面を望む）

である。

(b) Case 2（袋型根固め）

袋型根固め模型は、現地の 3t タイプ²⁷⁾と同程度の形状になるようにポリエステル製の洗濯ネットを加工して製作した。中詰め材は、3～7 mm の礫を使用した。模型のサイズは、縦 48 mm、横 48 mm、高さ 11 mm である。

(c) Case 3（ネット）

ネットの模型には、現地試験^{24) 25)}で用いられている高密度ポリエチレン製のネット（前田工織株式会社のセルデム）のほぼ 1/50 のサイズに相当するトリカルネット（タキロン株式会社）を使用し、流失防止下地材として底面に延伸ネットを接着剤で貼り付けた。また軟岩河床面にピンを差し込んでネットを固定した。ネットの網目のサイズは、縦 10 mm、横 10 mm、高さ 2 mm である。

4. 1. 3 計測方法

砂礫の堆積厚と軟岩の侵食深は、自走式レーザー砂面計を用いて、実験の開始前、終了後および砂礫撤去後に、5 m の計測区間を縦断方向 0.2 m 以下の間隔で計測を行う。なお、砂礫と対策工撤去後に岩盤侵食形状を把握するためにハンディスキャナーで河床地形高の計測を行う。

通水中の水位と河床高は、ポイントゲージを用いて、5 m の計測区間を縦断方向に 1 m 間隔、水路センターを 1 時間ごとに計測する。なお、橋脚がある地点は、右岸側壁から 12 cm 離れた地点で水位と河床高の計測を行う。通水中の岩盤の侵食および砂礫の被覆状況は、上方から一眼レフデジタルカメラを用いて、5 m の計測区間を 1 時間ごとに記録する。また、通水前、通水

後および砂礫撤去後の状況も同様に記録する。軟岩モルタルの強度は、軟岩ペネトロ計を用いて、実験開始前および実験終了後にモルタルを打設した供試体の針貫入試験を行う。

4. 2 結果と考察

4. 2. 1 橋脚周辺の局所侵食現象

図-4.3はCase 0(無対策)の実験中に橋脚前面から撮影した斜め写真である。これを見ると、①実験開始時には橋脚前面で左右に分かれる流れと、橋脚直下流の回転渦(馬蹄形渦)によって流砂が押し戻される。これにより橋脚直近には流砂がほとんど寄ってこないため軟岩は侵食しない。②実験開始から1時間後には、橋脚側面の左右に分かれる流れに運ばれる流砂によって橋脚右岸側に筋状の侵食が確認できる。③その後、橋脚より少し離れた上流部まで筋状侵食が拡大している。④時間の経過に伴い砂礫で被覆される範囲が拡大してくる。しかし、橋脚周辺では砂礫を押し戻そうとする回転渦によって絶えず岩盤が露出した状態になっている。砂礫による被覆箇所と露岩箇所の境界付近を砂礫が多く通過するため他の箇所より深く侵食される。

図-4.4(a)に示すように橋脚前面の複雑な流況と、橋脚側面の左右に分かれる流れによって運ばれる流砂によって実験終了後には、図-4.5(d)の破線で示すような8の字に似た流線型の侵食孔が現れた。これは一般的な砂礫床における橋脚周辺の局所洗掘と異なる結果である。

砂礫床の場合、橋脚前面での下降流は、河床に衝突し河床砂礫を巻き上げる回転渦を生じさせる。この渦によって巻き上げられた土砂は、橋脚の左右に分かれる流れにのって橋脚後方に運ばれ、掃流力の低下する橋脚下流部では堆積し、図-4.4(b)に示すような洗掘孔になる²⁸⁾⁻³⁰⁾。すなわち、砂礫床の場合には橋脚前面の下降流で足元の土砂を巻き上げ、その周辺だけが洗掘するのに対して、岩盤床の場合には橋脚前面の下降流のみでは侵食せずに、橋脚直下流の回転渦(馬蹄形渦)によって流砂が押し戻され、左右に分かれる流れと側面の流れに沿って砂礫が移動するため橋脚から少し離れた箇所が侵食することになる。

したがって、軟岩河川における橋脚周辺の侵食対策は、橋脚周辺の侵食孔を網羅する範囲を含めた検討が必要になると考えられる。

4. 2. 2 対策工周辺の侵食形状の特性

対策工がない場合の侵食形状を図-4.5に示す。橋脚を中心にその周辺で侵食しており、侵食範囲は縦断方



図-4.3 Case 0(無対策)の実験中に橋脚前面から撮影した斜め写真(黒:軟岩モルタル,白:珪砂)

向約350mm、横断方向約180mmであった。そこで、この範囲を網羅する縦500mm、横230mmの範囲に対策工を設置し(図-4.2)、各Case同じ条件で実験を行った。

その結果、いずれの対策も橋脚周辺の軟岩は保護され侵食は抑制された。しかし、対策工の端部に流砂が集中する場合には局所侵食が生じた(図-4.6)。各Caseの対策工周辺の侵食状況を以下に示す。

(a) Case 1(根固めブロック)

対策工前面および側面に流砂が集中するため、ブロック周辺が侵食された。実験中には、対策工の前面端部のブロックの下側に潜り込み渦を巻きながら流下する砂礫が確認されており、これによってオーバーハング状の侵食地形が現れた。この地点の侵食深は47.5mmで各ケースの中で最大であった。

(b) Case 2(袋型根固め)

図-4.6を見ると、根固めブロックと同様な侵食の傾向を示し、袋型根固め周辺が侵食されたことがわかる。Case 1で顕著な侵食が見られた対策前面端部は、Case 2でも上流から流れてくる流砂によって侵食されている。しかし、流砂は袋型根固めの中詰め材の間隙を縫って流れるため、対策工付近の砂礫移動速度はブロックを設置したときと比べて遅くなることから侵食深は大きくならなかった。最大侵食は対策工から少し離れた下流右岸側で生じ、侵食深は44.5mmであった。

(c) Case 3(ネット)

ネットは施工高が他の対策に比べて2mmと低く(根固めブロックの施工高は15mm、袋型根固めは11mm)、流砂の流れが阻害されることなく、ネット上を珪砂が流下するため対策工との境界の流砂の集中度合いは上記2ケースに比べて少ない。このため、最大侵食深は20.1mmと前述の2つの対策に比べて50%以上減少し

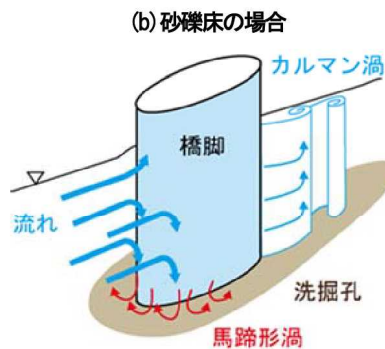
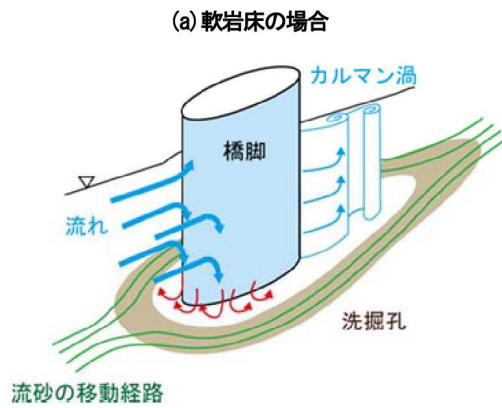
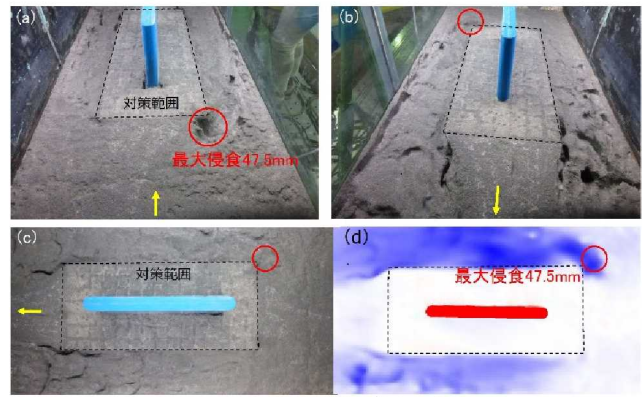
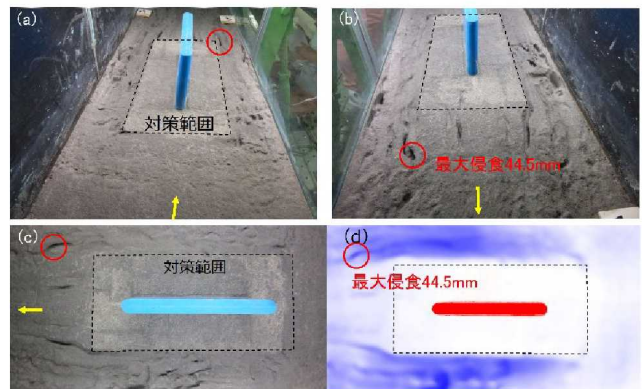


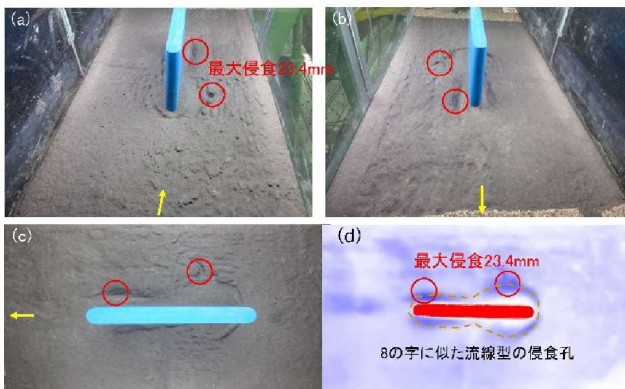
図-4.4 橋脚周辺の洗掘形状と流れのイメージ



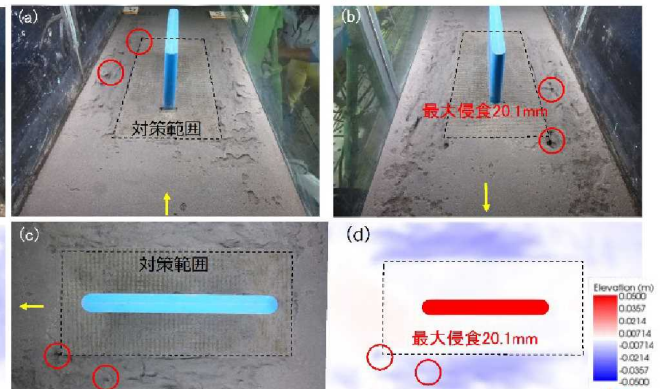
Case 1 (根固めブロック)



Case 2 (袋型根固め)



Case 0 (無対策)



Case 3 (ネット)

(a)は橋脚前面, (b)は橋脚背面, (c)は上方から撮影した写真, (d)は岩盤侵食深コンター図, 赤丸は最大侵食箇所.

(a)は橋脚前面, (b)は橋脚背面, (c)は上方から撮影した写真, (d)は岩盤侵食深コンター図, 赤丸は最大侵食箇所.

図-4.5 Case 0 (無対策) 終了後の岩盤侵食地形と侵食深コンター: 実験終了後に砂礫を撤去

図-4.6 各 Case 終了後の岩盤侵食地形と侵食深コンター: 実験終了後に砂礫と対策工を撤去

た。

4. 2. 3 橋脚周辺の軟岩侵食抑制効果

対策工による侵食抑制効果を確認するためにレーザー砂面計の計測結果から実験後の岩盤侵食量を算出し図-4.7 に示す。なお、対策工で覆った範囲が侵食しないことも抑制効果であると考え、対策工設置箇所の岩盤高を含めて侵食量を算出した。これによると、い

ずれのケースも下流ほど侵食量が多く、特に根固めブロックと袋型根固めの橋脚直下流での侵食量が大きかった。

ネットは、侵食量、侵食深ともに各ケースの中で最も小さい結果が得られ、軟岩侵食を抑制できる工法であることがわかった。これは、前述のようにネットの施工高が小さいために、砂礫の流下を対策工が阻害せ

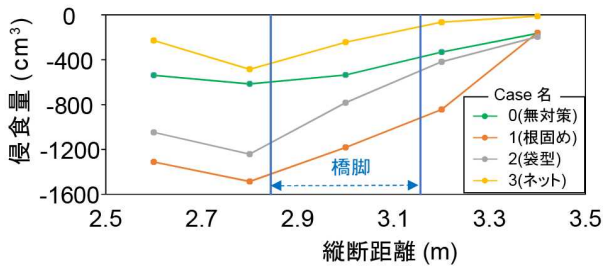


図-4.7 橋脚周辺の岩盤侵食量の比較

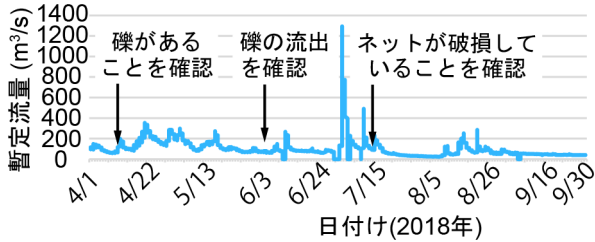


図-4.8 永山水位流量観測所の流量ハイドログラフ

ずに流すことができる。このため、他のケースと比較して流砂が集中することなく流下するため侵食量が少なくなったものと推測される。また、侵食量は無対策と比べても少なくなることが確認できた。

4.3 現地施工

実河川での現地施工としては、志幌加別川、南の沢川、石狩川で実施した。このうち、本報告書では石狩川を例に説明する。図-4.8は、永山水位流量観測所の流量ハイドログラフを示したものである。平成30年に実施した現地施工の状況を図-4.9の写真を示しながら説明していく。

(a)、(b)は4月10日の状況を示したものであり、ネットの破損やめくれ、礫の流出もほとんどなかったことがわかる。また、(b)中の白い礫はモニタリング用に設置した60~110mmの礫である。

(c)~(h)は6月6日の状況を撮影したものであり、4月24日~6月6日の最大流量は353m³/sであった。数値解析による水深は2.5~3.5m程度、流速は2/8~3.6m/sと推定される。ただし、平成23年の断面を用いた解析を実施したため、これらの値は参考値である。現地の状態としては、ネットの破損・めくれはほとんどなかったものの、礫がネットの下に潜り込み盛り上がっていた箇所が一部あった。また、(c)のように、ネットの左岸側で岩盤の節理に沿って侵食されていた。これは、節理が横断方向に入っており、脆い部分が侵食されたためと推測される。なお、もしネットを設置した影響であれば、ネットに沿って縦断方向に侵食する可能性が高いため、前述のような推測に至った。(e)の下流岸側の岩盤が侵食した付近でほとんどの礫が流出していた。その他の部分では大きい礫は残っていたも

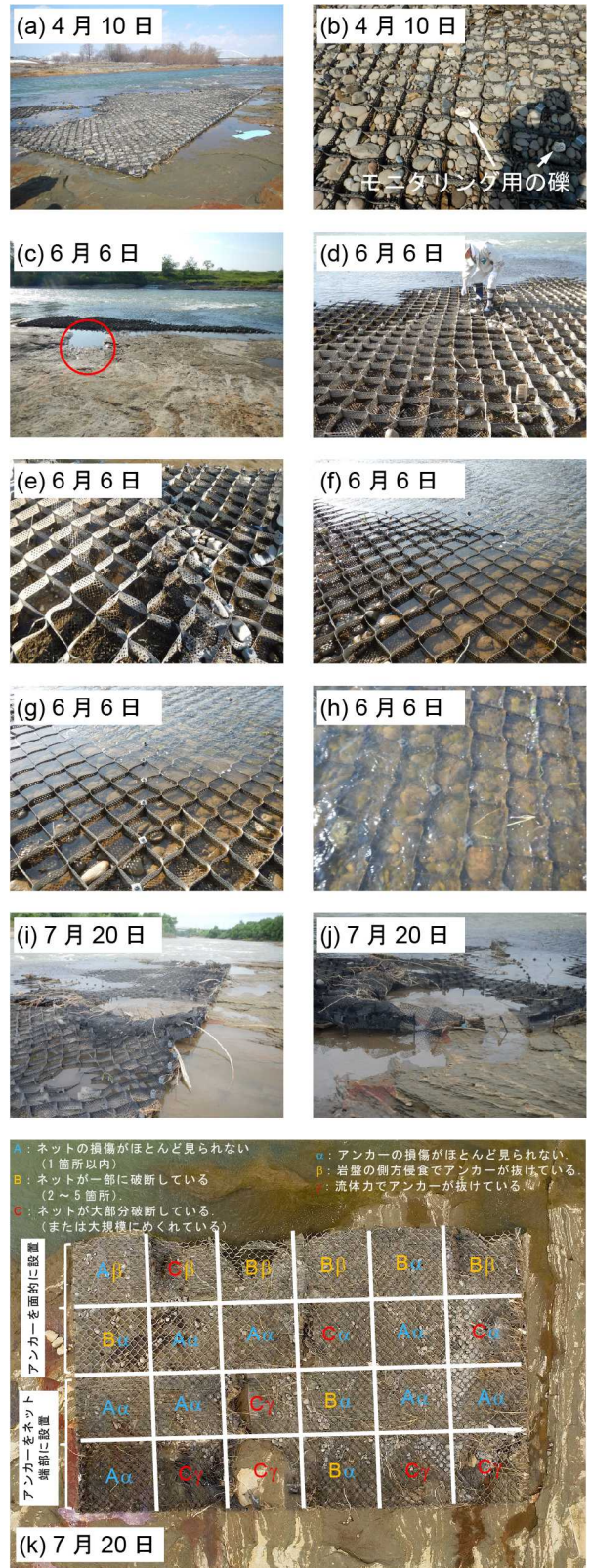


図-4.9 ネット・アンカーの損傷状況（北海道河川財団より提供）

の、60~110mmの白い礫がほとんど残っていなかったことから大きい礫も移動していたものと考えられる。

(i)、(j)は7月20日の状況であり、7/10の永山水位流量観測所の暫定流量は1293.8m³/sであった。これらの

写真を見ると、ネットの破損・めくれがあったことがわかる。また、アンカーは残っていたが、ネットがめくれた付近で抜けかけていた。

最後に、ネットおよびアンカーの損傷状況を(k)に示す。A、B、Cはネット、 α 、 β 、 γ はアンカーの損傷状況を表している。Aはネットの損傷状況が1箇所以内の損傷がほとんどない、Bは2~5箇所ネットで一部に破断している、Cはネットが大部分破断、あるいは大規模にめくれている状況に相当する。 α はアンカーの損傷がほとんど見られない、 β は岩盤の側方侵食でアンカーが抜けている、 γ は流体力でアンカーが抜けている状況である。これらを組み合わせて、ネットおよびアンカーの損傷状況を示している。この写真を見ると、ネットが破断せずにアンカーだけが流体力で抜けた箇所はないため、(a) ネットが破断、(b) めくれる、(c) 流体から受ける力が増える、(d) アンカーが抜ける、という流れで損傷が生じるものと予想される。なお、別途実施した水理実験などに基づいて判断すると、ネットの適用範囲としては流速10 m/s程度以下であることもわかった。

5. まとめ

本研究では、軟岩河川の河床変動メカニズムの解明、ならびに対策に資する検討を実施した。本研究によって得られた結果を以下に示して結論とする。

- (1) 既往の研究で十分には明らかにされてこなかった側方侵食に着目し、そのモデルを提案した。これを反映した数値解析を実施した結果、実験により得られた傾向と一致していることがわかった。
- (2) 実河川を対象としたときに、どこの箇所から対策を実施していくかの優先順位を決定するために、(a) 岩盤層の侵食されやすさ、(b) 露出のしやすさの二つの指標に基づいた危険度評価手法を提案した。これを手引き(案)として、開発局との共同執筆でHP上に公開した。
- (3) 実施する対策としては、以下のような検討を行った。特許を取得したネット工法の効果を確認するため、根固めブロック・袋型根固めとの岩盤侵食抑制効果を実験により比較した。その結果、ネット工法が橋脚周りの侵食を最も抑えられることがわかった。その上で、三つの河川で現地施工を実施し、この工法を適用できる流速範囲等を明らかにした。

以上の研究によって、軟岩河川の河床低下・側方侵食の両者のメカニズムを明らかにし、河床変動過程の

再現性が高まってきた。軟岩河川を対象として得られた知見は、同様の現象が見られる粘着性を含んだ河床でも適用できるものであり、流砂研究とこれに関わる対策に幅広く役立つものと考えている。

参考文献

- 1) 小林草平、増本みどり、三輪準二：「山地河川における岩盤露出による影響と砂礫床回復への取組み」、土木技術資料、54(3)、pp.18-21、2012。
- 2) Sumner, T., Takuya, I., and Yasuyuki, S.: "The influence of bed slope change on erosional morphology". *Journal of JSCE*, 7, pp.15-21, 2019.
- 3) Sklar, L. S., and Dietrich, W. E.: "A mechanistic model for river incision into bedrock by saltating bed load". *Water Resour. Res.*, 40, W06301, 2004.
- 4) 清家拓哉、渡邊康玄、井上卓也：「軟岩河床における洗掘機構に関する実験的検討」、河川技術論文集、16、pp.137-142、2010。
- 5) 井上卓也、泉典洋、米元光明、旭一岳：「軟岩上の限界掃流力と軟岩の洗掘速度に関する実験」、河川技術論文集、17、pp.77-82、2011。
- 6) Lamb, M. P., Finnegan, N. J., Scheingross, J. S., and Sklar, L. S.: "New insights into the mechanics of fluvial bedrock erosion through flume experiments and theory". *Geomorphology*, 244, pp.33-55, 2015.
- 7) Sklar, L. S., and Dietrich, W. E.: "River longitudinal profiles and bedrock incision models: Stream power and the influence of sediment supply". *Rivers Over Rock: Fluvial Processes in Bedrock Channels, Geophys. Monogr. Ser.*, Vol. 107, edited by K. Tinkler and E. E. Wohl, pp.237-260, AGU, Washington, D. C., 1998.
- 8) Inoue, T., Yamaguchi, S., and Nelson, J. M.: "The effect of wet-dry weathering on the rate of bedrock river channel erosion by saltating gravel". *Geology, Geomorphology*, 285, pp.152-161, 2017.
- 9) Inoue, T., Parker, G., and Stark, C. P.: "Morphodynamics of a bedrock-alluvial meander bend that incises as it migrates outward: approximate solution of permanent form". *Earth Surf. Process. Landforms*, 2016.
- 10) Inoue, T., Izumi, N., Shimizu, Y., and Parker, G.: "Interaction among alluvial cover, bed roughness and incision rate in purely bedrock and alluvial-bedrock channel". *J. Geophys. Res.*, 119, pp.2123-2146, 2014.
- 11) Luu, L. X., Egashira, S., and Takebayashi, H.: "Investigation of Tan Chau reach in lower Mekong using field data and numerical simulation". *J. Hydraul. Eng., JSCE*, 48,

- pp.1057-1062, 2004.
- 12) Meyer - Peter, E, and Müller, R.: "Formulas for bed load transport". paper presented at *2nd Meeting, Int. Assoc. for Hydraul. Environ. Eng. and Res.*, Madrid, 1948.
 - 13) Hasegawa, K.: "Universal bank erosion coefficient for meandering rivers". *J. Hydraul. Eng., ASCE*, 115(6), 1989.
 - 14) Engelund, F.: "Flow and bed topography in channel bends". *J. Hyd. Div. ASCE*, 100, No. HY11, 1974.
 - 15) 北海道開発局・寒地土木研究所 共同執筆：「岩盤河床における河床低下危険度評価の手引き(案)」、2017.
 - 16) Chatanantavet, P., and Parker, G.: "Physically based modeling of bedrock incision by abrasion, plucking, and macroabrasion". *J. Geophys. Res.*, 114, F04018, 2009.
 - 17) 井上卓也、山口里実、船木淳悟：「乾湿風化を伴う流砂による岩床侵食」、土木学会論文集 B1(水工学)、Vol.71、No.4、pp.I_853-I_858、2015.
 - 18) Zhang, L., Parker, G., Stark, C. S., Inoue, T., Viparelli, E., Fu, X. D., and Izumi, N.: "Macro-roughness model of bedrock - alluvial river morphodynamics". *Earth Surf. Dyn.*, 3, pp.113-138, 2015.
 - 19) Jagriti, M., Inoue, T., and Shimizu, Y.: "Simulations of Lateral Erosion in Bedrock Channels". 土木学会論文集 A2(応用力学), 72(2), pp.527-536, 2016.
 - 20) Gilbert, G. K.: "Report on the Geology of the Henry Mountains". Geographical and Geological Survey of the Rocky Mountain Region, 160 p. *U.S. Gov. Print. Off.* Washington D. C, 1877.
 - 21) Fuller, T. K, Perg, L. A, Willenbring, J. K, and Lepper, K.: "Field evidence for climate-driven changes in sediment supply leading to strath terrace formation". *Geology* 37(5), pp.467-470, 2009.
 - 22) 山口昌志、柿沼孝治、井上卓也、清家拓哉、加藤一夫：「軟岩洗掘を考慮した大型模型実験を用いた河床低下対策手法の評価について」、土木学会論文集 B1(水工学)、70(2)、pp.I_727-I_734、2017.
 - 23) 土木学会：水理公式集 [平成 11 年版]、1999.
 - 24) 六浦和明、井上卓也、清水康行：「ネットによる軟岩侵食抑制工法の開発と実河川における効果検証」、河川技術論文集、第 21 号、pp.165-170、2015.
 - 25) 国立研究開発法人 土木研究所寒地土木研究所：「軟岩侵食に対するネットによる侵食抑制工法」
URL:<http://river.ceri.go.jp/>
 - 26) 株式会社エスモ技研：プラスーM 型 (製品カタログ)
 - 27) 大 嘉 産 業 株 式 会 社 :
URL:<http://www.daika.co.jp/sendo/products/05.html>
 - 28) 財団法人国土技術研究センター：「河川を横過する橋梁に関する計画の手引き(案)」、2009.
 - 29) 福岡捷二、富田邦裕、堀田哲夫、宮川朝浩：「橋脚まわりの局所洗掘推定のための実用的数値シミュレーションの開発」、土木学会論文集、No.497/II-28、pp.71-79、1994.
 - 30) 佐溝昌彦、輿水聡：「増水時に弱点となる橋脚を見つける」、特集：自然災害に備える、pp.16-19、2008.

A STUDY ON ELUCIDATION OF BEDROCK EROSION MECHANISM AND PREDICTION AND COUNTERMEASURE TECHNOLOGY

Research Period : 2016-2020

Research Team : Cold-Region Hydraulic and
Aquatic Environment
Engineering Research Group
(River Engineering)

Author : YABE Hiroki, MAEDA Shun-ichi,
OGUSHI Hiroya, INOUE Takuya,
YOKOYAMA Hiroshi,
HIRAMATSU Yuki,
Mishra Jagriti

Abstract : In recent years, as riverbed elevation has decreased, the number of exposed low-consolidation bedrock layer buried under gravel layer is increasing. We proposed a risk assessment method that takes into consideration the ease of bedrock erosion and exposure, and published a guide. In addition, hydraulic experiments and on-site construction were carried out using a patented countermeasure construction method for erosion prevention. As a result, it was found that the countermeasure was effective up to a certain flow velocity.

Key words : bedrock river, bedrock erosion, riverbed fluctuation, risk assessment method