

◆ 水系の土砂管理特集 ◆

自然河岸の侵食速度予測の試み

服部 敦* 藤田光一** 平館 治*** 赤川正一**** 湯川茂夫*****

1. 目的と概要

川づくりにおいて水際の処理が重要視されているのは、水際周辺部(河岸)が多様な動植物の生息空間であるとともに、堤防被災・氾濫などを防止するための河岸防御工を設置する場でもあるからである。そのため、河岸防御工自体の工夫^{1)~4)}を行うとともに、河岸防御に関わる計画(低水路法線形計画)の手法が再検討されている。そのポイントは、不明瞭な「危険性」、例えば出水次第では高水敷が速やかに侵食されて堤防被災につながる「危険性がありそうだ」という感覚をきちんと評価することである。河岸防御工の設置区間と自然河岸をそのまま存続する区間の区分、さらに河岸防御工の選択(例えば、ブロックなど堅い材料でがっちり防御するかまたは自然河岸の侵食耐力を活用した部分的な防御²⁾をするか)といった判断は、評価した危険性の度合いに応じて行う。以上のような計画手法を用いれば、防災を確実に行うとともに河川環境も「最大限」保全できる河岸防御の実施が可能になると期待される。

このような“計画レベル”での水際処理の適正化を図るためにあたっては、危険性を評価する際に用いる自然河岸の侵食予測技術が不可欠である。本研究では技術開発の第一ステップとして、米代川57.5km地点右岸において粘性土河岸の侵食現象を観測するとともにその再現計算を試みた。最後に上記の検討結果をまとめ、予測技術の枠組みとその確立に向けての今後の課題を提示する。

2. 現地観測地点と出水の概要

米代川は幹川流路延長136kmで、秋田・岩手・青森の三県にまたがって流域面積4,100km²を有する河川である。観測地点は57.5km地点右岸に位置し、その概況を写真-1に示す。観測地点は河床勾配1/1,000、河床材料の平均粒径2.5cmのほぼ直線河道間に位置する。この地点において河道縦断方向に1m間隔で全15本の基準杭(下流か

Development and Testing of Simulation Model of Cohesive Bank Erosion



写真-1 観測地点周辺の空中写真

ら順に0~14m地点と呼ぶ)を高水敷上に設置し、この範囲において観測を実施した。0m地点の河岸横断形状を図-1に示す。T.P.33.1~35.0mの高さ1.9mの範囲は、粘性土で構成されているほぼ垂直に切り立った形状を有する河岸である(以下では、垂直に切り立った横断形状のうち粘性土によって構成されている部分を「河岸」と呼ぶ)。河岸の高さが上流に向かって若干小さくなるものの(14m地点でT.P.33.3~34.8mの1.5m)、0~14m地点まで河岸が続いている。0m、14m地点の測線近傍において河岸材料の粒度分布測定を計7点行った(H8年出水直後の7月5日に実施)。0m地点の河岸下部に位置する測定点では他の6点と大きく異なる粒度分布となった。0m地点河岸下部の粒度分布と他の6点の平均粒度分布を図-2に示す。河岸面は0.075mm以下の粒径成分(以下、細粒分と呼ぶ)を約50%含有する粘性土で主に構成されている。0m地点河岸下部は粒径約2.5cmの礫を約20%含有する粘性土層である。また、河岸近くの高水敷上には、チガヤ、セイタカアワダチソウ、オオイタドリを優占種とする植物群落が見られた。

顕著な侵食が生じたH8年7月3~6日およびH9年7月4~7日の出水(以下、H8年出水およびH9年出水と呼ぶ)のハイドログラフを図-1に併せて示した。ここで換算水位とは、鷹巣水位観測所(約45km地点)と観測地点での同時刻における水位の関係を線形式で近似的に表し、この式に水位

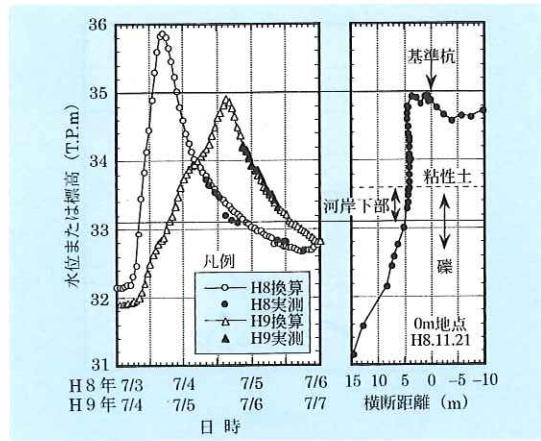


図-1 ハイドログラフと河岸形状

観測所の水位を代入して求めた観測地点の水位である。H8、9年出水によって、0~14m地点の平均で約21cmおよび約13cmの河岸侵食が生じた。以下では主にこれら2出水の観測データに基づき検討を進める。

3. 現地観測とその結果

出水前後には、0~14m地点の基準杭を基点とした横断測量による河岸形状の測定を実施した。各地点の侵食量は、河岸後退距離の河岸高さ方向平均値として上記測定結果より求めた。また出水中には水位、河岸近傍流速および河岸侵食過程の測定を行った。水位と河岸近傍流速は、高水敷より水位が低くなった減水期にのみ実施した。水位は水面勾配が求められるように観測地点近傍とその下流の2地点で実施した。河岸近傍流速は、河岸から浮子を投入し、0~14m区間の流下時間を測定することによって求めた。以上の測定を1セットとして、H8、9年出水の出水中およびその前後に実施した。その他に、調査範囲近傍の高水敷上3地点において粘性土の引っ張り破壊応力 σ_{tb} と粒度分布の測定を行った(測定装置および方法の詳細については文献²⁾または備考を参照のこと)。測定結果は図-2に併記したが、詳細については4.2(2)で説明する。

H8年出水による各地点の河岸侵食量と河岸法線形状の測定結果を図-3に示す。河岸侵食量として河岸全高さ(のり尻~天端)での平均値 B_m と河岸下部(のり尻~T.P33.6m)での平均値 B_b を示した。水衝部となる河岸法線凸部で侵食量が大きくなる傾向が若干認められるが、最大侵食が

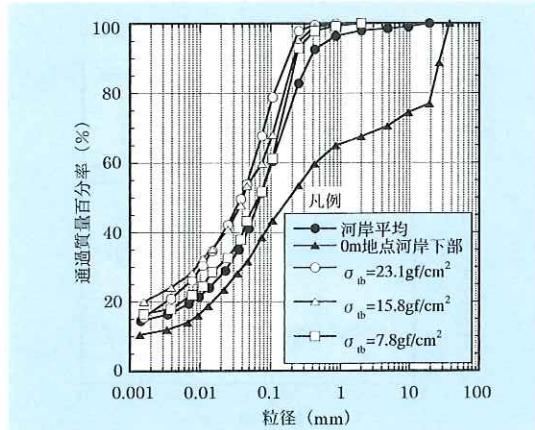


図-2 河岸表面の粒度分布

生じた0m地点のように凹部でもかなりの侵食が生じている。0m地点で大きな侵食が生じた原因として河岸下部に礫が多く含有する耐侵食性の低い粘性土層が存在することが挙げられる。この例のように侵食量の場所的差異が生じた主原因は、粘性土の耐侵食性が各地点で異なっていたためと思われる。また、調査地点の河岸侵食は、1)流れによって河岸下部が上部に比較して大きく侵食され、2)オーバーハングした河岸上部が崩落するという過程で進行する⁵⁾。この侵食形態と図-3において各地点の B_b と B_m がほぼ同値となることから、河岸下部が流水によって侵食されるとそれと等しい侵食量で河岸上部が崩落すると考えて良い。この場合、 B_m の平均値 B_{mA} が B_b の平均値 B_{bA} と同値になると近似できる。

4. 河岸侵食量の再現計算と測定値との比較

本研究で用いる河岸侵食量の予測手法は、河岸侵食の進行を1)河岸面に作用する掃流力、2)洪水流による粘性土の侵食速度、3)河岸の崩壊・流送の3つの素過程をモデル化して組み合わせた形となっている^{6,7)}。素過程3)については、第2章に示した簡略的モデル($B_{mA} = B_{bA}$)を用いる。また、素過程1, 2)のモデルについては4.1, 4.2において説明する。なお、観測した河岸侵食量 B_{mA} が約20cmと川幅に対してごく小さいため、河岸面の位置が後退することに起因する掃流力の変化が微小であると考えるのはおおむね妥当であろう。そこで図-4に示す河岸形状で固定して、水位のみをハイドログラフにしたがって変化させる条件で掃流力の計算を実施した。以上の枠組み・モデル化

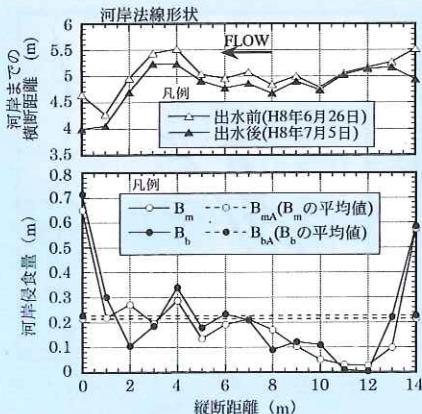


図-3 各地点での侵食量と河岸法線形状

に基づいて以下に示す手順で B_{mA} を計算する。すなわち、1) ハイドログラフの各水位時において河岸面に作用する掃流力 τ_{y0} を定常等流条件で計算し、2) τ_{y0} から粘性土の侵食速度 E を計算し、3) 各水位の継続時間とその水位での侵食速度の積を計算する。次に 4) 河岸面の各標高ごとに「その標高以上の水位である」という条件を満たす総ての水位での 3) の計算値を足し合わせることによって河岸面の侵食深分布を計算し、5) 河岸下部 (T.P.33.1~33.6m) の平均侵食深 $B_{bA} = B_{mA}$ として河岸侵食量 B_{mA} を計算する。 B_{mA} の計算値と測定値の比較結果を 4.3 に示す。

4.1 掃流力の計算方法

横断測量結果 (例えば図-2)に基づいて図-4に示すように計算に用いる代表的な河道横断形状を定めた。流れの基礎式として式(1)に示す浅水流方程式を用いた⁸⁾。

$$g(H-z_b)i + \frac{d}{dy} \left[\alpha(H-z_b)^2 \frac{u}{\varphi_b} \frac{du}{dy} \right] - \frac{u^2}{\varphi_b^2 \cos^2 \theta_b} = 0 \quad (1)$$

ここで、 u は流速、 H は水位、 z_b は河床高、 θ_b は河床面の横断方向の角度、 i は水面勾配、 ϕ_b は河床面の流速係数、 $\alpha = 0.067$ である。 i は H に応じて変化すると簡略化して、現地観測結果から定めた式(2)によって与えた。

$$i = (37172 - 1078.8H)^{-1} \quad \text{ここで } H < 33.72(\text{T.P.m}) \\ i = 1/790 \quad \text{ここで } H \geq 33.72(\text{T.P.m}) \quad (2)$$

式(1)を以下の境界条件で数値計算した。すなわち $y \rightarrow \infty$ で $u \rightarrow \phi_b \{g(H-z_{b\infty})i\}^{0.5}$ 、 $y = 0$ では河岸面で粗面上対数則に基づく抵抗則を用い、

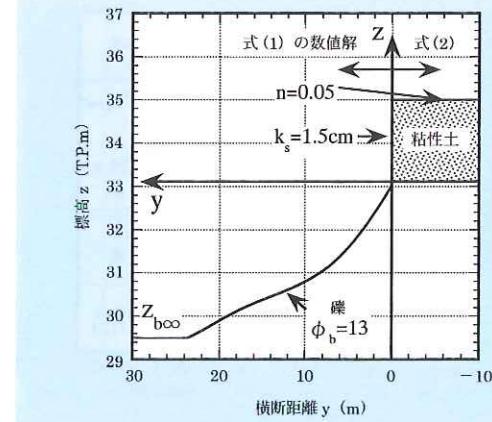


図-4 計算に用いた河道横断形状

高水敷が冠水する場合には高水敷上 ($y < 0$) の流速分布を泉ほか⁹⁾に倣って式(1)を擬動して求めた式(3)で与え、 $y = 0$ において u が式(1)の数値解と一致する条件とした。

$$u = u_0 + (u_f - u_0) \exp \left[\sqrt{\frac{\kappa}{3\varphi_f}} \left(\frac{H-z_f}{H-z_{b0}} \right)^{0.75} \frac{y}{H-z_f} \right] \\ u_f = \varphi_f \sqrt{g(H-z_f)i} \quad \varphi_f = \frac{(H-z_f)^{1/6}}{\sqrt[12]{g}} \quad (3)$$

ここで、 u_0 と z_{b0} は $y = 0$ における流速と河床高、 z_f は高水敷 ($y < 0$) の標高、 n は高水敷表面のマニングの粗度係数、 $\kappa = 0.4$ である。なお、河岸面の相当粗度高さ k_s は平館ほか¹⁰⁾が実験結果を整理する際に用いた流速係数とその実験条件(水深)から逆算した平均的な k_s 値として定めた。

$y = 3 \sim 5\text{m}$ での流速の測定値と計算値を比較した結果を図-5に示す。H7~9年の全データを計算値と比較してみると、計算値はバラついた実測値の平均的な値となっていることから、妥当な計算結果と思われる。

4.2 粘性土の侵食速度の評価方法

(1) 侵食速度の予測式

侵食速度 E と掃流力 τ_{y0} の関係を引っ張り破壊応力 σ_{tb} を用いて整理した式(4)(平館ほか¹⁰⁾)を用いる。

$$E = C \cdot \left(\frac{\tau_{y0}}{\rho} \right)^2 \quad C = 1440 \left(\frac{\sigma_{tb}}{\rho} \right)^{-2.95} \quad (4)$$

$$E (\text{cm/hr}), \tau_{y0}/\rho (\text{m}^2/\text{s}^2), \sigma_{tb}/\rho (\text{m}^2/\text{s}^2)$$

式(4)は、高水敷河岸を構成する自然堆積土を実河川から不擾乱で多数採取し、それらを水路床に

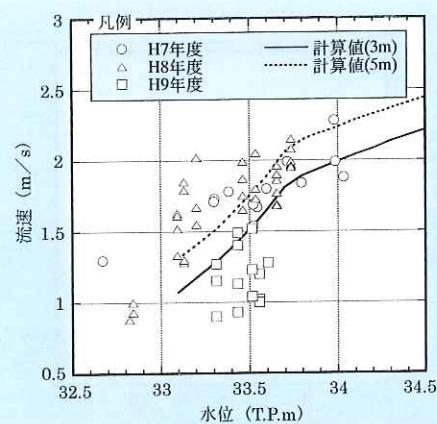


図-5 流速の測定値と計算値の比較

設置して侵食実験を行った結果を整理して提案されたものである。それらの実験結果と式(4)の計算結果を図-6に示す。なお、式(4)は実験条件から考えると、侵食面が水平である場合のみ適用できる。河岸のようにほぼ鉛直に切り立った侵食面に適用するにあたって厳密を期せば、侵食面から剥がれとれる粘性土塊(以下、剥離土塊と呼ぶ)に作用する掃流力のほかに重量の分力を考慮する必要がある。

これを行うには、剥離土塊の大きさを式(4)に組み込める形で予測する手法が必要となる。しかし、著者らの知る範囲では剥離土塊の大きさについて定性的特性を調べた報告²⁾がかろうじてあるのみである。したがって、厳密を期すのは現段階では困難である。そこで近似的な適用が可能であるかについて、以下のような力学的考察を行う。

斜面上の非粘着性土の限界掃流力は、土粒子に作用する重力、摩擦力とのバランスに基づいて計算する。これと同様に、河岸面上の粘性土の耐侵食力は、剥離土塊に作用する重力、粘着力とのバランスに基づいて計算できると考えて良いであろう。なお、剥離土塊に作用する摩擦力は、河岸面がほぼ垂直に切り立っていることから粘着力に比較して非常に小さいと考え、上記の力のバランスを考える上で省略した。したがって、剥離土塊の重量と粘着力を表す σ_{tb} の大きさを比較すれば、侵食面が傾いた影響の程度について大まかに知ることができる。

上記の報告²⁾によれば、剥離土塊の大部分は直径1cm以下であることが実験より確かめられている。また、河岸を構成する粘性土の湿潤密度は

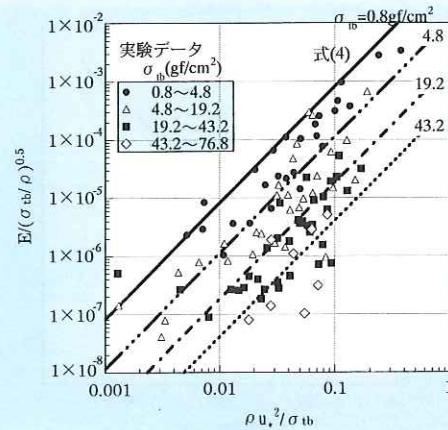


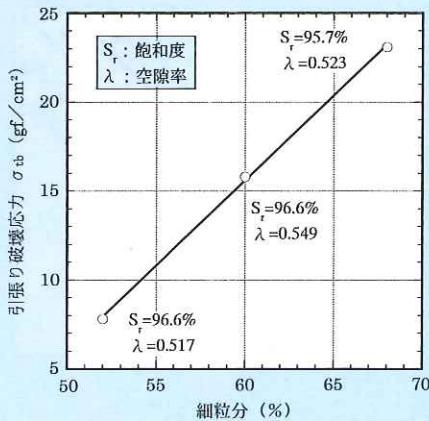
図-6 侵食速度と掃流力の関係

約1.7g/cm³であり、水中比重に直すと0.7程度となる。以上より大多数の剥離土塊の水中重量は0.37gf以下である。それに対して、直径1cmの侵食面に作用する粘着力は、 $\sigma_{tb}=7.8\text{gf/cm}^2$ の場合(米代川河岸の値: 詳細については後述の(2)を参照のこと)で6.1gfである。これらの試算から分かるように、粘着力は剥離土塊の重量に比較してオーダーが異なるほど大きい。したがって、第一近似として式(4)を河岸面に適用するのはほぼ妥当と判断できる。

(2) 河岸の耐侵食力の評価

調査範囲近傍の3地点において σ_{tb} と粒度分布の測定を行い、その結果を図-2に示した。 σ_{tb} は細粒分が多いほど大きくなる傾向が見られる。しかし、粘性土の耐侵食力は粒度分布だけでなく、土の水分含有量や締固めの程度によっても変化することが指摘されている¹¹⁾。そこで、水分含有量については飽和度 S_r 、締固めについては空隙率 λ 、粒度分布については細粒分を指標として、 σ_{tb} との関係を調べた結果を図-7に示す。 S_r と λ はほぼ同じ値であり、 σ_{tb} と明確な相関が見られない。それに対して細粒分とでは明確な相関が確認できる。この結果から場所によって σ_{tb} 、すなわち耐侵食力が異なるのは、主に細粒分の場所的変化に起因すると考えて良いことがわかる。以上より、河岸の耐侵食力は細粒分の場所的変化に応じて場所的に不均一になっていると考えられる。

河岸侵食量の計算では、このような不均一性を考慮して、河岸面の粒度分布に応じて σ_{tb} を定める必要がある。そこで、図-2に●プロットで示した河岸面の平均粒度分布から細粒分を求めると

図-7 σ_{tb} と細粒分の関係

52%であり、この値を図-7に示した σ_{tb} と細粒分の関係に当てはめることによって河岸面の引っ張り破壊応力を $\sigma_{tb}=7.8\text{gf}/\text{cm}^2$ と定めた。この値を式(4)に代入すると $C=3,180$ と求められる。

4.3 計算値と測定値の比較

H8、9年出水による河岸面の各標高での侵食深の計算結果を図-8に示す。河岸下部で最も大きく侵食されており、河岸上部がオーバーハングする結果が得られた。第4章に示した簡略的モデルに従い、T.P33.1~33.6mの平均侵食深を B_{mA} とし、測定値と比較した結果を図-9に●プロットで示す(▲プロットについては第5章において説明する)。なお、現地測定結果から B_{mA} を求める際には、明らかに土層が異なった0m地点を除いている。計算値は実測値の約8割程度の値となつたが、ハイドログラフが異なることによる侵食量の差異を良好に再現できている。

5. 侵食速度予測の実用化に向けて

本研究で用いた河岸侵食予測手法は、実際の河岸侵食過程を詳細に調べた上で、各素過程をモデル化して組み上げたものである。その結果、測定結果を良好に再現できる予測手法となることが確認できた。これによって各素過程ごとに現象を確実に捕らえて的確なモデル化を行えば、粘性土からなる自然河岸の侵食量予測も可能であることを示せた。第1章に述べた新しい防護計画を実現するためには、本研究で示したモデルの改善のみでなく、実際の河岸侵食現象を綿密に観測し、以下の事項についても検討を進める必要がある。

まず第一に河岸を構成する粘性土の耐侵食力

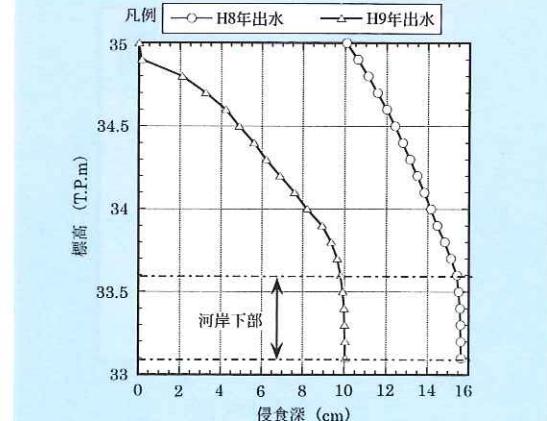
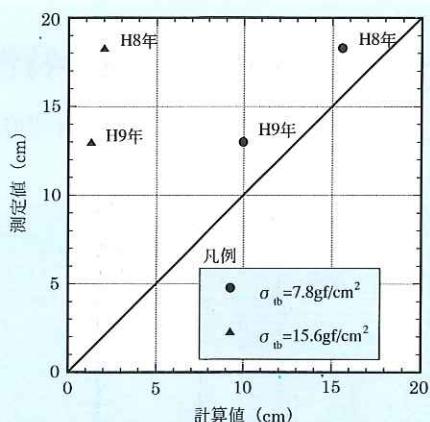


図-8 河岸侵食量の計算結果

(引っ張り破壊強度 σ_{tb})の調査方法について検討する必要がある。第3章および4.2(2)において、細粒分が場所的に変化することが主原因となり、河岸の耐侵食力が不均一となっていることを示した。不均一性を考慮しない計算例として、図-7に示した3地点の平均値 $\sigma_{tb}=15.6\text{gf}/\text{cm}^2$ (式(4)より $C=410$)として B_{mA} を計算した結果を図-9に▲プロットで示した。この場合の計算値は測定値の約1割となり、不均一性を考慮して $\sigma_{tb}=7.8\text{gf}/\text{cm}^2$ とした場合に比較して計算精度が著しく劣ることがわかる。このことから不均一さをどのように調査して河岸侵食予測手法に反映させるかが実用上のキーポイントになると言える。その際、調査量と予測精度向上のバランスに配慮して、実際的な調査方法を考案する必要がある。

次に、河岸侵食過程の予測手法を検討する必要がある。河岸侵食過程は今回観測した(第3章参照)以外にも多数あることが知られている¹²⁾。また、河岸侵食過程はある河道区間に固有のものではなく、河床変動高水敷上への土砂堆積などに伴う河岸形状堆積土層の変化、河岸法線形の変化や出水規模などによる侵食外力の増減によって変化することも予想される。このような複雑な現象を解明する端緒として、出水直後の河岸侵食状況を観察することが挙げられる。出水直後の河岸の「崩れ方」は、河岸侵食過程を推察する際の有力なヒントになる(「崩れ方」と河岸自体に関するデータ(形状、構成材料とその分布など)をあわせると侵食過程がおおむね分かる)。

最後に、これは当然のことであるが、河岸侵食量に関する現地データを集積することが重要である。

図-9 B_{mA} の測定値と計算値の比較

これは単にモデルを検証するためではなく、過去にどのような場所でどの程度の侵食速度で河岸が侵食されたかを知り防御計画の参考とするためである。その場合、大出水の前後という短期だけでなく、20~30年間の長期的な河岸侵食の進行についてデータ整理する必要がある。そのようなデータの収集方法として、最初に定期横断測量データの整理が考えられる。しかし、流下方向に200mピッチで通常行われている定期横断測量では、河岸侵食量の流下方向分布の全容が捕らえられない場合が多い。そのような場合には、空中写真から河岸法線形の変化を測定するのがよい。第1章に示した考え方沿った河道平面形状および河岸防御の計画を進める場合は、まずこのデータ整理をすることからはじめるのが良い。

備考

第3章に示した引っ張り破壊応力の詳細な測定方法については、土木研究所のホームページ (www.pwri.go.jp) の土木試験方法に掲載されている。御興味のある方はこちらを閲覧されたい。

参考文献

- 1) 例えば(財)リバーフロント整備センター編: まちと水辺に豊かな自然を III 多自然型川づくりの取組みとポイント, 山海堂, 初版, 229p., 1996.
- 2) 宇多高明、望月達也、藤田光一ほか: 洪水流を受けた時の多自然型河岸防護工・粘性土・植生の挙動, 土木研究所資料, 第3489号, 503p., 1997.
- 3) 堀謙吾、藤田光一、服部敦、宇多高明: 侵食防止・植生繁茂を両立させるシート材の持つべき基本特性, 第51回年次学術講演会概要集, 第2部, pp.376-378, 1996.
- 4) (財)先端建設技術センター: 平成9年度版 ポーラスコンクリート河川護岸設計・施工マニュアル(案), 78p., 1998.
- 5) 服部敦、藤田光一ほか: 粘性土からなる自然河岸の侵食に関する現地観測とその予測計算について, 水工学論文集, 第43巻, pp.713~718, 1999.
- 6) Darby, S.E. and Thorne, C.R.: Numerical Simulation of Widening and Bed Deformation of Straight Sand-Bed Rivers. I : Model Development, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.120, No.4, pp.184-193, 1996.
- 7) Darby, S.E., Thorne, C.R. and Simon, A.: Numerical Simulation of Widening and Bed Deformation of Straight Sand-Bed Rivers. II : Model Evaluation, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.120, No.4, pp.194-202, 1996.
- 8) 関根正人: 側岸浸食機構を考慮した河川の流路変動に関する基礎的研究, 土木学会論文集, 第533号, II-34, pp.51-59, 1996.
- 9) 泉典洋、池田駿介: 側岸に樹木を有する直線礫床河川の安定横断河床形状, 土木学会論文集, 第411号, II-12, pp.151-160, 1989.
- 10) 平舐治、服部敦、藤田光一、望月達也: 粘性土の侵食速度の予測方法と土塊の離脱機構, 第52回年次学術講演会概要集, 第2部, pp.450-451, 1997.
- 11) 例えばThe Task Committee on Erosion of Cohesive Materials: Erosion of Cohesive Sediments, Journal of Hydraulics Division, ASCE, pp.1017-1049, 1968.
- 12) 例えばHempill, R.W. and Bramley, M.E.: Protection of River and Canal Banks, CIRIA Water Engineering Report, Butterworths, pp.7-39, 1989.



建設省土木研究所
河川部河川研究室
研究員
Atsushi HATTORI



同 河川研究室長、
工博
Dr.Koh-ichi FUJITA



同 河川研究室
研究員
Osamu HIRATATE



東北地方建設局能代
工事事務所調査課課長
Syoichi AKAGAWA



同 調査課調査第一
係長
Shigeo YUKAWA