

ヒサシ河岸を有する流路の流れと河床変動

福岡捷二¹・大東道郎²・西村達也³・佐藤健二⁴

¹正会員 Ph.D 工博 広島大学教授 工学部第四類 建設系 (〒739 東広島市鏡山1-4-1)

²正会員 工修 通商産業省環境立地局

³正会員 工博 (株)建設技術研究所 技術第三部

⁴正会員 工修 東京都下水道局

自然河岸やオギが繁茂している河岸では、その下部が侵食されヒサシ形状をとっていることが多い。このようなヒサシ状河岸近傍の流れ及び河床変動について、一様弯曲水路を用い、実験および解析を行った。その結果、ヒサシの存在は、弯曲部外岸側近傍の流れの二次流を小さくするため、外岸側の最大洗掘深を軽減し、河岸侵食速度を弱めることが明らかになった。ヒサシ状河岸近傍の流れを解くためには、ヒサシ状河岸によって河岸近辺に増大する乱れエネルギーの輸送を考慮する必要があることを明らかにし、 $k-\epsilon$ モデルを用いた解析が、ヒサシ状河岸を有する流路の流れと河床変動をよく説明することを示した。

Key Words : *curved channel, overhanging bank, flow and bed profile, shear stress distribution, $k-\epsilon$ model*

1. 序 論

河川は昔から洪水時に河岸侵食や河床の洗掘・堆積を引き起こし、流路を自由に変えながら流れていた。沿川に人々が住むようになり、資産が集積されるにつれて、堤防や護岸等によって河道が固定され、洪水を安全に流下させる努力が行われてきた。

河川環境の重要性が大きく取り上げられる中で、これまでのような安全性だけを重視した強固な護岸を中心とした河道整備では時代の要請に応えることが難しくなってきた。洪水時の外力の大きさに応じて、多自然型護岸や裸岸など自然性に配慮した河岸を使い分ける技術が求められてきている。そのためには、河岸を構成する土の耐侵食特性や河岸侵食の機構および侵食に伴う流況の変化についての理解が必要である。

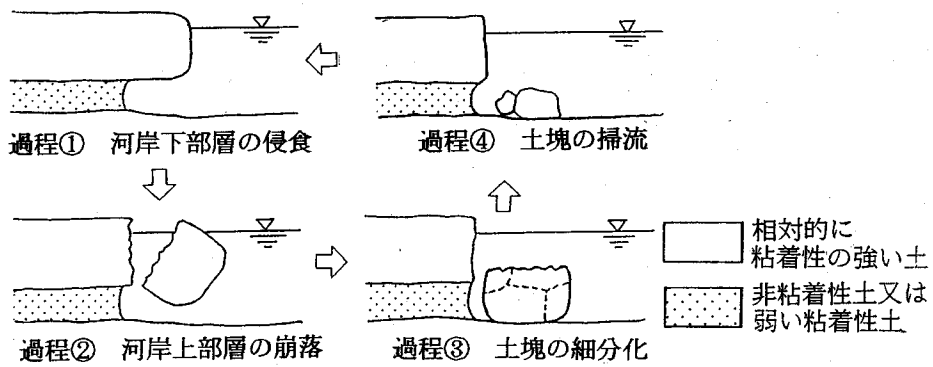
これまで河岸侵食についての研究は、単一粒径の非粘着材料からなる室内実験が中心であった。平野¹⁾は直線水路を用いた実験を行い、河床を水平に近い河床領域と側岸近くの斜面領域とに分割したモデルを想定し、拡幅を伴う流路変動の計算式を導いている。長谷川²⁾は非粘着性直線流路を対象に、一般的な横断形状と掃流力分布について成立する侵食量式を誘導している。福岡・山坂³⁾は直線流路の横断面形状の変化過程と流砂量式から、移動性境界面に作用するせん断力分布を算定し、その上で一様拡幅過程の解析を行っている。

粘着性材料を含む河岸侵食については、澤井・芦田⁴⁾や長谷川⁵⁾などの研究がある。澤井・芦田⁴⁾は粘着性材

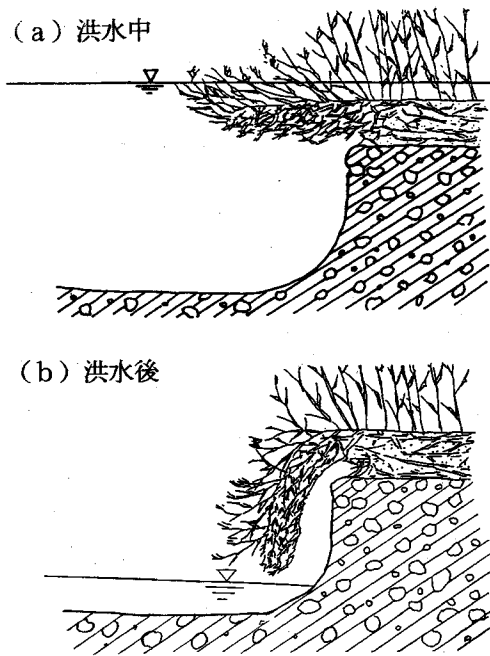
料の侵食過程をモデル化し、粘着性流路の流砂量を算定し、横断面形状について検討を行っている。長谷川⁵⁾は、シルト細砂からなる流路の侵食実験に基づき、粘着力を考慮に入れた側岸侵食式を導いている。

一般に、自然河岸は、砂・シルト・粘土などから構成された多層構造を成していることが多い。したがって、実験室でこのような構造を有する河岸の侵食現象を再現することは困難である。このため、福岡ら⁶⁾は、砂・シルト・粘土またはこれらが混ざり合ったものから構成されている荒川高水敷上に水路を掘削し、侵食実験を行い、これより自然河岸においては図-1に示すような過程を経て、河岸侵食が進行することを明らかにしている。すなわち河岸は、比較的侵食されやすい土質の層が最初に侵食され、ヒサシ形状をとる。ヒサシ下部の侵食が進むと、そこでの流速は減速され、河岸の侵食速度が小さくなる。減速の程度はヒサシの長さに依存する。ヒサシが維持できる限界の長さは、ヒサシ部分の土質の粘着力に支配される。崩落した土塊は河岸際の河床に落着き、それが掃流するまでは、新たな河岸侵食は起こりにくい。このプロセスが繰り返されることによって侵食が進んでいくことになる。

このようなヒサシ状河岸は、高水敷上にオギが生息している河川においてもよく見られる⁷⁾。オギの地下茎は砂層までしか入らず、上層土質は、図-2に示すようにマット状の地下茎によって強く保持されている。このため上層は、相対的に侵食を受けにくくなり、下層のシルト混じりれき部分が侵食され、ヒサシ状河岸が形成され



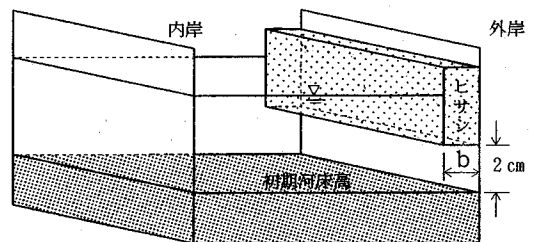
図一 河岸の侵食過程



図二 オギを有する河岸のヒサシ形状



写真一 洪水後のヒサシ状河岸



図三 初期横断形状

る。洪水時の河岸のオギは図一2 (a) に示すように水面に浮き、洪水が低水路内だけを流れているとき、写真一1、図一2 (b) に示すようにヒサシ状となる。

図一1 に示した侵食過程を経て、河岸侵食が進行する自然河岸の主要な研究課題には次のようなものがある。

① ヒサシ状河岸近傍の流れと河床変動の機構を調べ、その計算法を構築する。

② ヒサシ状河岸下部に働くせん断力と侵食速度の関係を検討する。

③ ヒサシ部分の崩落と崩落土塊の流送の機構を検討する。

このうち、③の課題について福岡ら^{6),8)}は、土塊の崩落と流送に関する実験を行い、崩落を引き起こす限界の

ヒサシ長さの見積り方法と崩落した土塊が流送される機構について明らかにしている。

一般に、粘着性の堆積層を有する自然河岸では、前述したようにヒサシ状の河岸が形成される。本研究の目的は、このような自然河岸を対象に、①のヒサシ状河岸が形成された場合の河岸近傍の流れと河床変動について検討し、②のヒサシ下部のせん断力と侵食速度および侵食量の関係を明らかにすることにある。まず初めに、外岸にヒサシ模型を設置した様弯曲水路の流れと河床変動実験を行い、ヒサシ状河岸の形成に重要な河岸近傍の流れとせん断力分布を明らかにする。次に、ヒサシ河岸を有する流れと河床変動のモデル化を行い、これと実験結果の比較を行い、モデルの妥当性を示す。最後に、本モデルを用いた河岸侵食過程の評価の可能性について検討

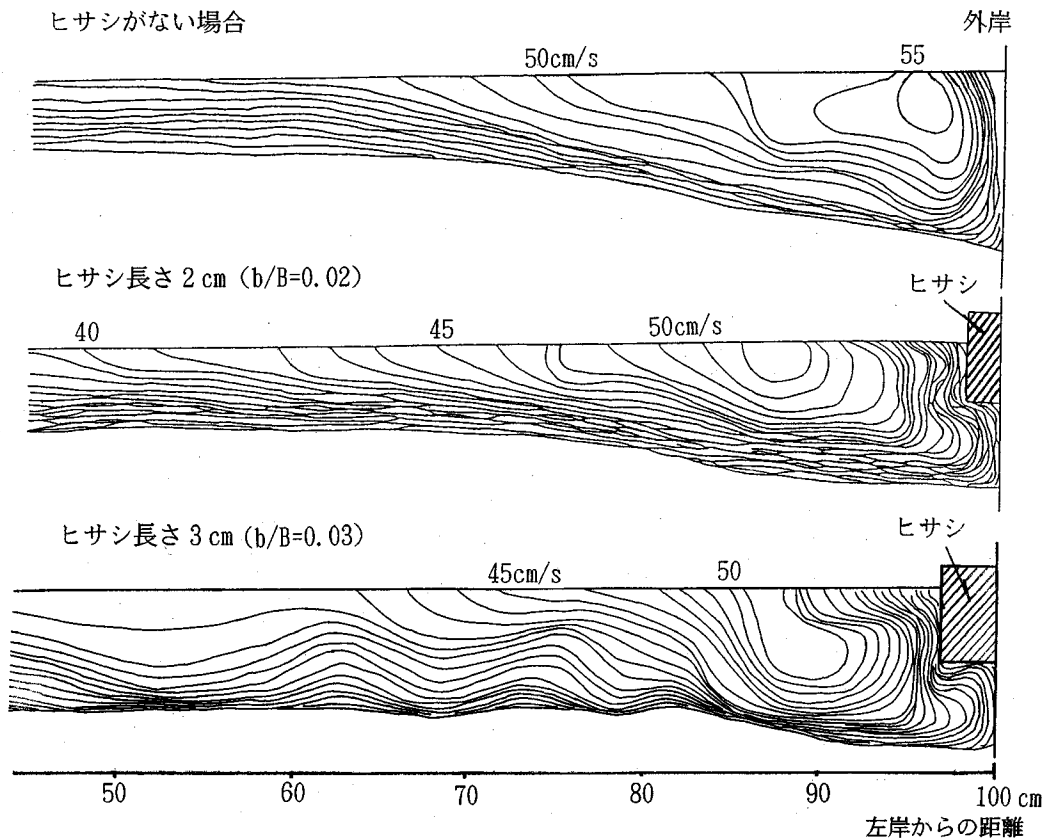


図-4 主流の等流速線図

表-1 実験条件

水路延長	24.0 m
中心半径	4.5 m
水路幅 B	1.0 m
初期河床勾配	1/500
河床材料	平均粒径 0.8 mm
流量	18 l/sec
ヒサシの長さ : b	2 cm (b/B=0.02) 3 cm (b/B=0.03)

実験に用いた水路は、移動床実験水路で全長 24 m、幅 $B=1$ m、中心曲率半径 4.5 m の一様弯曲水路であり、その外岸に一様にヒサシ模型を設置している。ヒサシ模型は、図-3 に示すように初期河床高から約 2 cm 離れた上部に全長にわたって設置した。ヒサシの長さは $b=2$ cm の場合と 3 cm であり、それぞれ長さは水路幅の 2%、3% である。比較のためヒサシがない場合についても実験を行っている。実験条件は表-1 に示す通りである。実験は、河床形状が平衡状態に達するまで通水し、上流 1 m 地点から 20 m 地点までの間で水位、河床形状を測定した。次に、河床形状を固定し、再び通水し、10~12 m 区間の砂州の影響をあまり受けない地点で主流、二次流分布の測定を行った。

する。

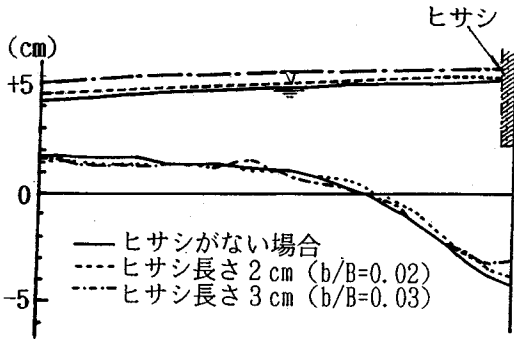
2. ヒサシ状河岸を有する一様弯曲水路の実験

(1) 実験方法

ヒサシ状河岸近傍の流れと河床変動状況を理解するため、一様弯曲水路の外岸に図-3 に示すようにヒサシ模型を設置し、詳細な実験を行った。

(2) 河岸近傍の流れと河床変動⁹⁾

図-4 は、ヒサシがない場合とヒサシが設置された場合の主流の等流速線を示したものである。ヒサシがない場合には、最大流速の発生位置が外岸に近接して生じているのに対し、川幅のわずかに 2%、3% のヒサシがあるだけで、最大流速の発生位置が水路中央側へ寄り、ヒサシ前面より、ヒサシ下部で流速が大きくなっている。ま



図—5 縦断平均水位と横断河床形状の比較

表—2 k - ϵ モデルの定数

C_μ	$C_{\epsilon 1}$	$C_{\epsilon 2}$	σ_k	σ_ϵ
0.09	1.44	1.92	1.0	1.3

た最大流速自体も小さくなっていることがわかる。ヒサシ状河岸が形成されると、ヒサシ前面の摩擦抵抗によって、乱れ強度が増加し、摩擦抵抗が小さいヒサシ下部の流速が大きくなると考えられる。

図—5は、ヒサシがない場合とヒサシがある場合の縦断平均水位と横断河床形状を比較したものである。ヒサシを設置すると縦断平均水位は上昇する。外岸近傍に発生する最大洗掘深はヒサシを設置すると小さくなり、その減少量は、ヒサシの長さが長い方が大きいこと、またヒサシ長さの増加に伴い洗掘域の幅が広がる。これは、ヒサシによって外岸近傍の流れが抑制されることを示すものである。このことは、ヒサシ状河岸が形成された場合の流れと河床変動を説明するには、流れに対するヒサシの影響を十分に取り入れることができるモデルが必要であることを示している。

3. ヒサシ河岸を有する流路の流れと河床変動の解析

(1) 流れと河床変動の基礎方程式

座標系は直交曲線座標系を用いるものとし、流下方向に s 軸、これと直交する横断方向に n 軸、鉛直方向に z 軸を定義する。

弯曲水路の三次元流れの計算には、 $B/2r_0 \ll 1$ (r_0 は水路中心の曲率半径) と仮定した式 (1)~(4) に示す直交曲線座標系で示されるレイノルズ方程式と連続式を用いる。

$$U \frac{\partial U}{\partial s} + V \frac{\partial U}{\partial n} + W \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{UV}{r} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial s} + \frac{\partial}{\partial s} (-\overline{u^2})$$

$$+ \frac{\partial}{\partial n} (-\overline{uv}) + \frac{\partial}{\partial z} (-\overline{uw}) - \frac{2\overline{uv}}{r} \quad (1)$$

$$U \frac{\partial V}{\partial s} + V \frac{\partial V}{\partial n} + W \frac{\partial V}{\partial z} - \frac{U^2}{r} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial n} + \frac{\partial}{\partial s} (-\overline{uv}) + \frac{\partial}{\partial n} (-\overline{v^2}) + \frac{\partial}{\partial z} (-\overline{vw}) - \frac{\overline{v^2}}{r} + \frac{\overline{u^2}}{r} \quad (2)$$

$$U \frac{\partial W}{\partial s} + V \frac{\partial W}{\partial n} + W \frac{\partial W}{\partial z} = -g - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial s} (-\overline{uw}) + \frac{\partial}{\partial n} (-\overline{vw}) + \frac{\partial}{\partial z} (-\overline{w^2}) - \frac{\overline{vw}}{r} \quad (3)$$

$$\frac{\partial U}{\partial s} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial n} (rV) + \frac{\partial W}{\partial z} = 0 \quad (4)$$

ここに、 u, v, w は s, n, z 方向の流速、 U, V, W は s, n, z 方向流速の時間平均値、 r は曲率半径、 P は圧力、 ρ は水の密度、 g は重力加速度、 $'\overline{\quad}'$ は時間平均を示す。

式(1)~(4)を解くためには、レイノルズ応力のモデル化が必要である。一般に、局所的な粗度の変化が流れに大きく影響を及ぼす場合、流れの解析には0方程式モデルでは不十分であり、乱れエネルギーの影響を考慮することが可能な2方程式モデルが必要である¹⁰⁾。

河原ら¹¹⁾は、複断面水路のような複雑な横断面形状を有する水路におけるプラントルの第2種二次流を解くためには、代数応力モデルが必要であることを示している。本研究で対象としている図—4に示したようなヒサシ近傍の流れは、非円形断面等で見られる第2種二次流と異なり、遠心力によって発生した第1種二次流がヒサシ前面の乱れエネルギーの急激な増加に伴って変形されたことによるものである。したがって、ここでは代数応力モデルのような複雑なモデルではなく、2方程式モデルの中でも、最も実用的な k - ϵ モデルを用いる。式(1)~(4)と同様に $B/2r_0 \ll 1$ と仮定すると、 k - ϵ モデルによる乱れエネルギー k の輸送方程式、乱れエネルギー散逸率 ϵ の輸送方程式、生成項 Pr 、レイノルズ応力、渦動粘性係数 ν_t は式(5)~(9)に示す通りとなる。

$$U \frac{\partial k}{\partial s} + V \frac{\partial k}{\partial n} + W \frac{\partial k}{\partial z} = Pr - \epsilon + \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{\nu_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial s} \right) + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial n} \left(\frac{r\nu_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial n} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\nu_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial z} \right) \quad (5)$$

$$U \frac{\partial \epsilon}{\partial s} + V \frac{\partial \epsilon}{\partial n} + W \frac{\partial \epsilon}{\partial z} = C_{\epsilon 1} \frac{\epsilon}{k} Pr - C_{\epsilon 2} \frac{\epsilon^2}{k} + \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{\nu_t}{\sigma_\epsilon} \frac{\partial \epsilon}{\partial s} \right) + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial n} \left(\frac{r\nu_t}{\sigma_\epsilon} \frac{\partial \epsilon}{\partial n} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\nu_t}{\sigma_\epsilon} \frac{\partial \epsilon}{\partial z} \right) \quad (6)$$

$$Pr = -u^2 \left(\frac{\partial U}{\partial s} + \frac{V}{r} \right) - uv \frac{\partial V}{\partial s} - uw \frac{\partial W}{\partial s} - uv \frac{\partial U}{\partial n} - v^2 \frac{\partial V}{\partial n} - vw \frac{\partial W}{\partial n} - uw \frac{\partial U}{\partial z} - vw \frac{\partial V}{\partial z} - w^2 \frac{\partial W}{\partial z} \quad (7)$$

$$\begin{aligned}
 -\bar{u}^2 &= 2\nu_t \left(\frac{\partial U}{\partial s} + \frac{V}{r} \right) - \frac{2}{3}k \\
 -\bar{uv} &= \nu_t \left(\frac{\partial U}{\partial n} + \frac{\partial V}{\partial s} - \frac{U}{r} \right) \\
 -\bar{uw} &= \nu_t \left(\frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial s} \right) \\
 -\bar{v}^2 &= 2\nu_t \frac{\partial V}{\partial n} - \frac{2}{3}k \\
 -\bar{vw} &= \nu_t \left(\frac{\partial V}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial n} \right) \\
 -\bar{w}^2 &= 2\nu_t \frac{\partial W}{\partial z} - \frac{2}{3}k
 \end{aligned} \tag{8}$$

$$\nu_t = C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \tag{9}$$

ここに、 σ_k , σ_ε , $C_{\varepsilon 1}$, $C_{\varepsilon 2}$, C_μ は定数であり、表—2に示す値を用いる。

河床高の計算には、流砂の連続式 (10) を用いる。縦断方向の流砂量には、Meyer-Peter-Muller の式 (11) を用い、横断方向の流砂量には長谷川の式 (12) を用いる。これら流砂量式を流砂の連続式に代入することによって、 Δt 後の河床高を求める。

$$\frac{\partial Z_s}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_{Bs}}{\partial s} + \frac{1}{r} \frac{\partial (rq_{Bn})}{\partial n} \right) = 0 \tag{10}$$

$$q_{Bs} = 8\sqrt{(\rho_s/\rho - 1)gd^3} (\tau_*' - \tau_{*c})^{1.5} \tag{11}$$

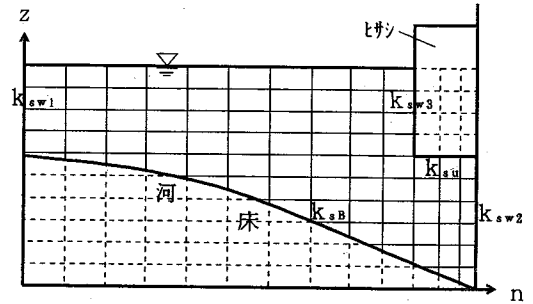
$$q_{Bn} = q_{Bs} \left(\frac{V_b}{U_b} - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s \mu_k \tau_*}} \frac{\partial Z_s}{\partial n} \right) \tag{12}$$

ここに、 t は時間、 Z_s は河床高、 λ は河床材料の空隙率、 ρ_s は砂礫の密度、 d は河床材料の粒径、 τ_*' は無次元有効せん断力 (ここでは $\tau_*' = \tau_*$)、 τ_{*c} は無次元限界せん断力、 μ_s および μ_k は静止および動摩擦係数、 U_b および V_b は U および V の河床面での値を示す。

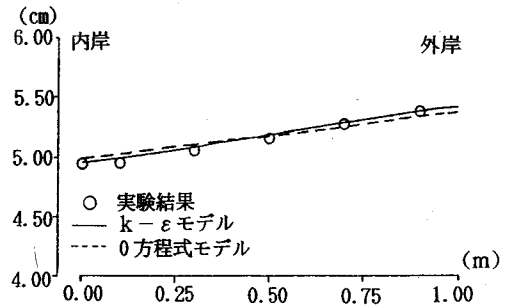
(2) 解析方法と境界条件¹⁰⁾

流れの解析は、平面及び鉛直方向に staggered メッシュで差分して計算を行う。移流項は風上差分、その他の項は中央差分を用いる。ヒサシ状河岸近傍の流れの解析には、ヒサシ状河岸の壁面での境界条件が必要となる。壁面での境界条件として壁法則を用いるものとし、壁面上の相当粗度 k_s を変えることによってヒサシによる流れへの影響をモデルに取り入れる (ここでは、ヒサシを設置した場合と設置しない場合の水位と流速の実験結果との比較から、図—6 に示す壁面の相当粗度は、各々 $k_{sw1} = k_{sw2} = k_{su} = k_{sb} = 2.7 \times 10^{-3} \text{ m}$, $k_{sw3} = 1.2 \times 10^{-2} \text{ m}$ を用いている)。また水面での境界条件は対称条件を用いる。

流れの計算は、差分した全ての計算地点に流速 U , V , W , 水位 H , 圧力偏差 P' , 乱れエネルギー k , 乱れエネルギー散逸率 ε の値を与え、これを初期値として式



図—6 横断面内のメッシュ分割と壁面上の相当粗度



図—7 水位の横断分布 ($b/B=0.03$)

(1)~(6) を用いて計算を行い、各地点において連続式を満足するまで計算を繰り返す。

次に河床高の計算は、 $k-\varepsilon$ モデルによって得られた河床近傍の流速を用いて、河床面に働くせん断力を求め、式 (11) および (12) によって縦断方向と横断方向の掃流砂量を算定する。次に、流砂の連続式 (10) によって Δt 後の河床高を算定する。ここで、横断及び水深方向のメッシュ分割は、図—6 に示すように n 軸と z 軸が直交するように河床変動計算に応じて、水深方向には最深河床高から水面までを等分割し、横断方向にはヒサシ河岸に近づくにしたがって徐々に細かく分割し、ヒサシ河岸近傍の流れの解析精度をあげている。

上下流の境界条件は、上流端で流量および平衡流砂量を与え、下流端で水位および河床高を与える。

(3) 水位と縦横断方向流速の比較

2. で述べた一樣弯曲水路の実験結果と $k-\varepsilon$ モデルによる解析結果との比較を行う。

図—7 は、ヒサシの長さが 3 cm ($b/B=0.03$) の場合について河床変動がほぼ平衡状態に達した通水 8 時間経過した後の 10 m 地点から 18 m 地点までの縦断平均水位の横断方向分布、図—8 はその時のヒサシ近傍の縦断方向流速と横断方向流速の水深方向分布の実験結果と $k-\varepsilon$ モデルによる計算結果を示したものである。図中には、福岡ら¹²⁾ の 0 方程式モデルによる解析結果も併せて

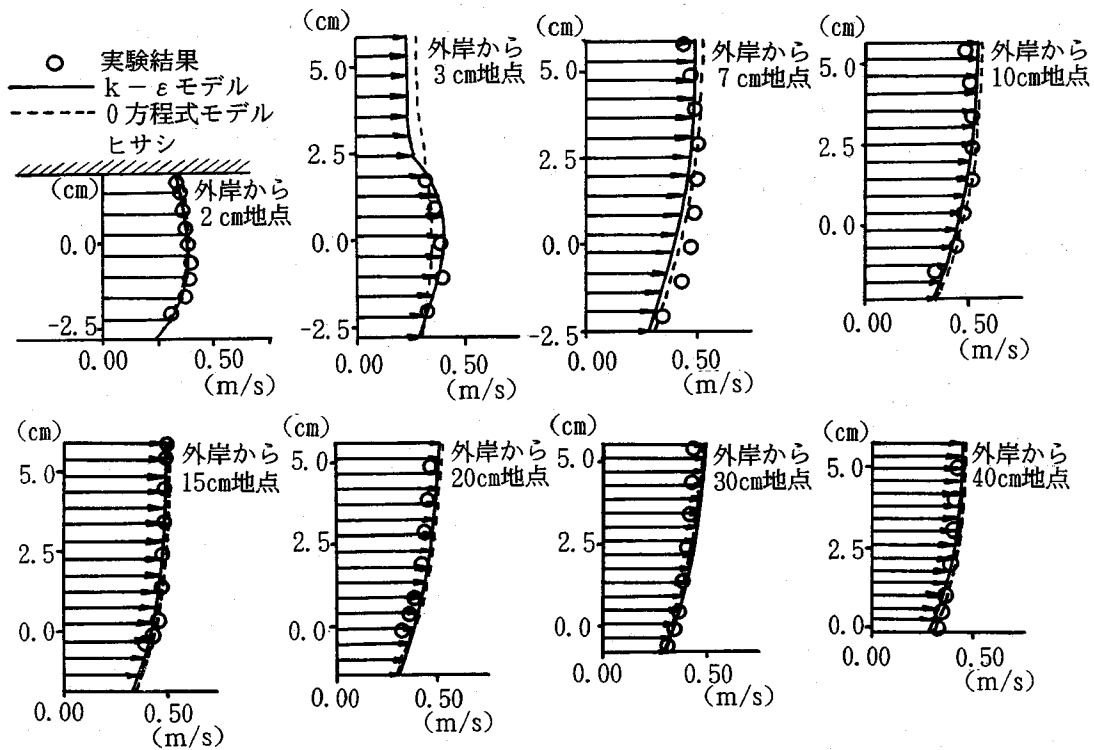


図-8 (1) 縦断方向流速の水深方向分布 ($b/B=0.03$)

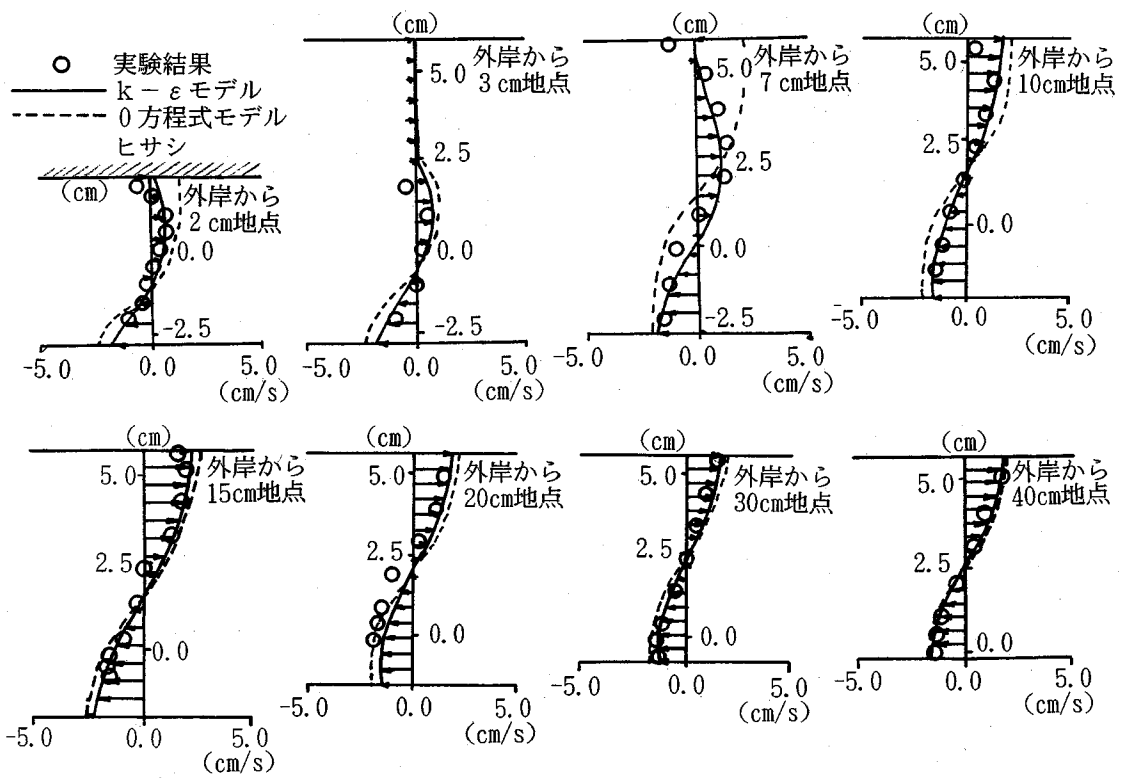


図-8 (2) 横断方向流速の水深方向分布 ($b/B=0.03$)

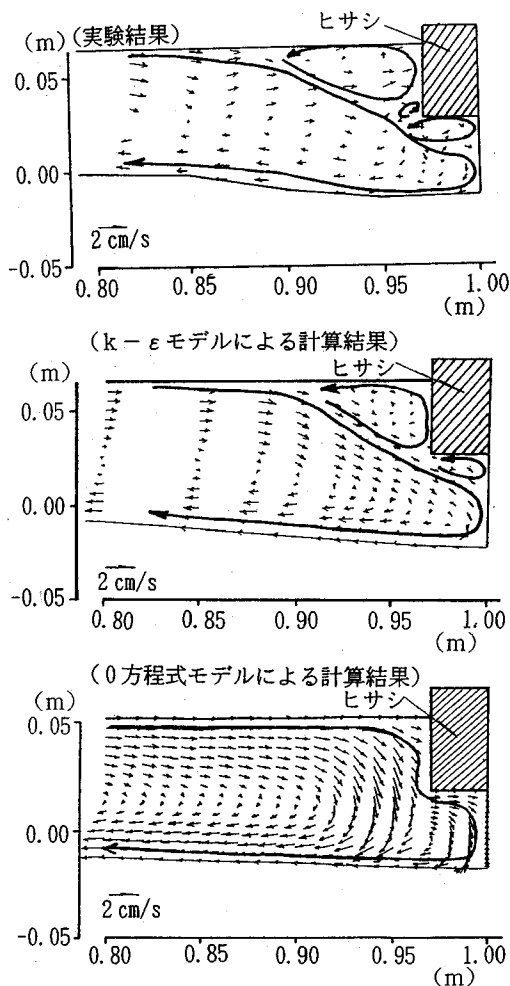


図-9 ヒサシ近傍の横断面内ベクトル図 ($b/B=0.03$)

示している。水位の横断分布を見ると、 $k-\epsilon$ モデルによる解析結果は、実験で得られた横断分布をよく表している。縦断方向流速と横断方向流速についても同様に、 $k-\epsilon$ モデルによる解析結果は、0方程式モデルによる解析結果よりも実験結果をよく表わしている。0方程式モデルは、ヒサシから離れた部分での流速分布は概ね再現できるが、ヒサシ下部や前面のようなヒサシ近傍で横断方向流速の水深方向分布を再現できていない。これに対し、 $k-\epsilon$ モデルはヒサシ近傍の縦断方向流速や横断方向流速を精度よく表現できていることがわかる。

また図-9にヒサシの長さが3 cm ($b/B=0.03$) の場合のヒサシ近傍の横断面内の流れを示す。実験結果を見ると、遠心力によって発生した二次流が下部に潜り込み、ヒサシ前面において逆向き二次流が発生しているのがわかる。 $k-\epsilon$ モデルによる計算結果は、このようなヒサシ近傍の横断面内の流れを概ね表わすことができるのに

(ヒサシがない場合)

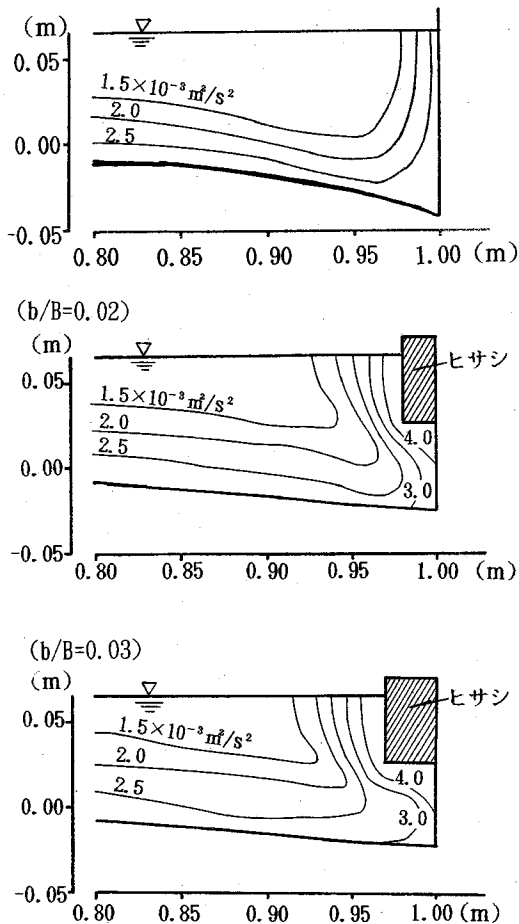


図-10 河岸近傍の乱れエネルギーの断面内分布

対し、0方程式モデルによる計算結果は、実験で見られたヒサシ前面の逆向き二次流やヒサシ下部へ潜り込む流れを表わすことができない。

図-10は、ヒサシを設置した場合と設置しない場合の $k-\epsilon$ モデルによる河岸近傍における乱れエネルギーの断面内分布の計算結果を示したものである。この図を見ると、ヒサシを設置しない場合には、河岸や河床に沿って乱れエネルギーが大きく、それから離れるにしたがって小さくなるのに対し、ヒサシを設置した場合には、乱れエネルギーの増大範囲がヒサシ前面から水路中央部へ広がっている。さらに、ヒサシ下部よりヒサシ前面の乱れエネルギーが大きくなるのがわかる。これは、ヒサシ前面の摩擦抵抗によって増加した乱れエネルギーが輸送されることによるものであり、ヒサシの長さが長い方が乱れエネルギーの増加する範囲が広がっている。このような乱れエネルギーの増大が、ヒサシ前面の流速の減少

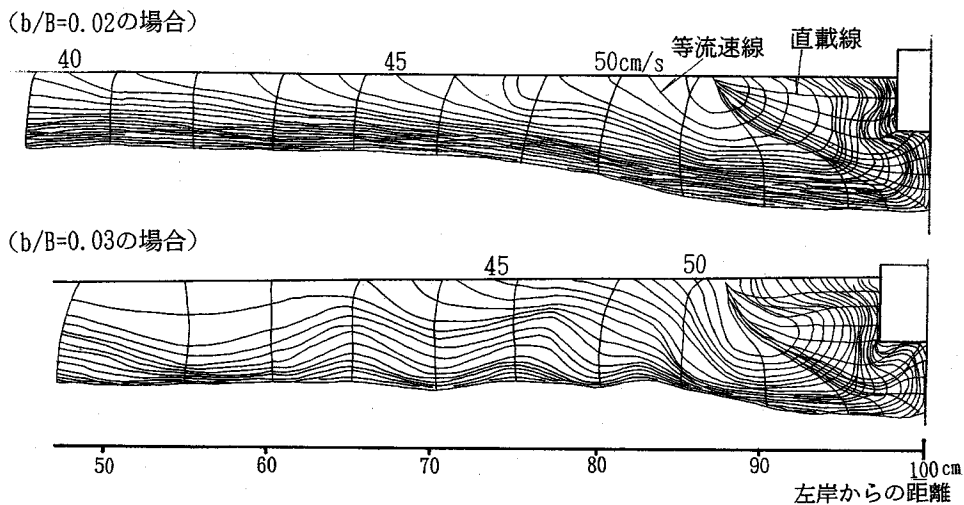


図-11 断面分割法に用いる等流速線と直載線

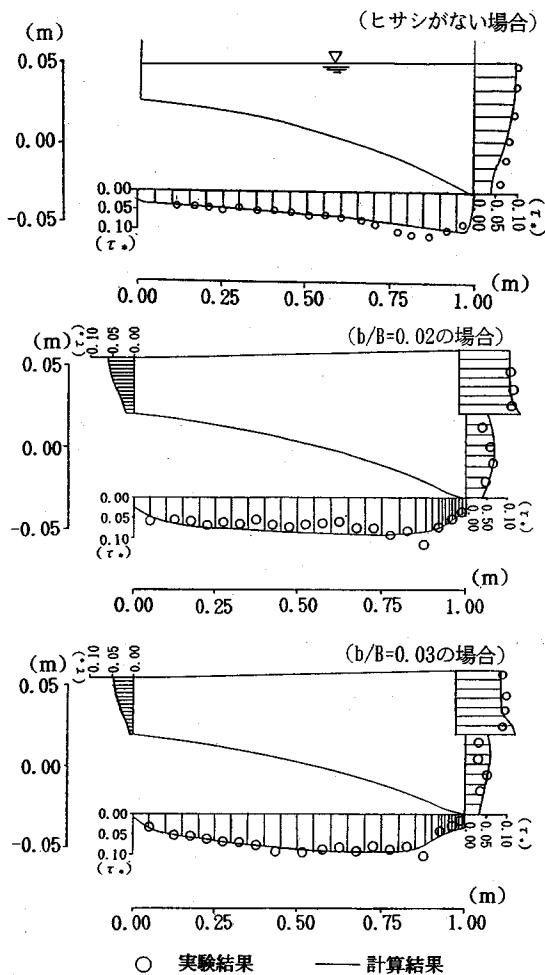


図-12 セン断力分布

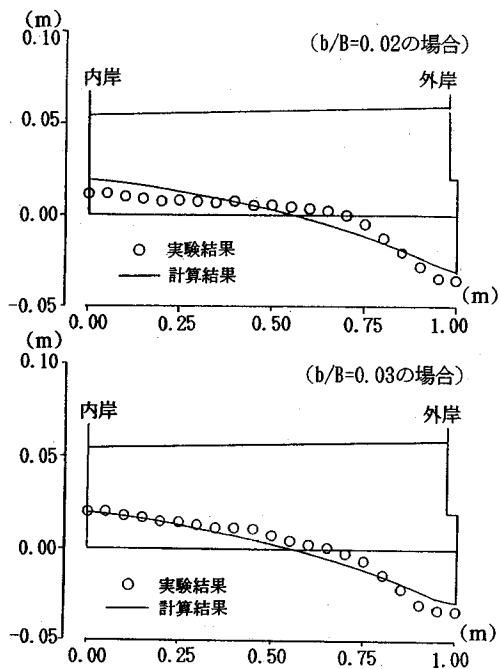


図-13 横断河床形状

を引き起こしているものと考えられる。0方程式モデルでは、乱れエネルギーの輸送による流れへの影響を十分に表すことができないことから、図-8に示したようにヒサシ近傍の流れを十分に表すことができない。これに対し、 $k-\epsilon$ モデルは図-10に示したようにヒサシによる乱れエネルギーの増加と流れへの影響を表すことができるため、横断面内の流れを概ね再現できている。

(4) セン断力分布と河床形状の変化

自然河岸の侵食過程、特に過程①を評価するには、ヒサシ状河岸が形成された場合の河岸近傍のセン断力分布が正しく見積もれることが不可欠である。ここでは、細かく測定された主流および二次流分布を用い、式(13)で与えられる断面分割面積法^{10),13)}を用いて河床及び河岸に働くセン断力を算定し、 $k-\epsilon$ モデルにより求めたセン断力との比較を行う。

$$\tau = \{ \rho g l d A - d \int \rho U_s U_{nz} dl \} / dL \quad (13)$$

ここに、 L は壁面に沿う距離、 l は分割面に沿う距離、 A は分割面積、 U_s 、 U_{nz} はそれぞれ主流速、分割面に垂直な方向の二次流流速である。

図-11はヒサシの長さが2cm ($b/B=0.02$)と3cm ($b/B=0.03$)の場合の主流の等流速線とそれに直交する直截線を示す。ヒサシを設置した場合と設置しない場合について、このような図と式(13)を用いてセン断力の算定を行う。

図-12は、ヒサシがない場合とヒサシがある場合について、河床及び河岸に作用するセン断力 ($\tau^* = \tau / (\rho_s / \rho - 1)gd$)の実験値と $k-\epsilon$ モデルによる解析結果とを比較したものである。 $k-\epsilon$ モデルによる解析結果は、ヒサシの有無に関係なく実験結果により得られたセン断力分布をほぼ表現することができている。またヒサシがない場合より、ヒサシを設置した場合の方がヒサシ下部の側壁および河床に作用するセン断力は小さくなる。さらにヒサシの長さが長い方がセン断力が小さくなっている。これは、図-5に示したようにヒサシの長さが長くなるほど、ヒサシ下部の河床洗掘が小さくなる実験結果に対応している。またヒサシ下部の側壁に働くセン断力が小さいということは、河岸侵食速度が遅くなることを示している。

次に図-13は、通水8時間後の河床形状の実験結果と $k-\epsilon$ モデルを用いた解析結果とを比較したものである。解析結果は、 b/B の大きさによる河床形状の変化をほぼ表現できていることがわかる。

自然堆積構造をもつ河岸は、侵食に対して相対的に弱い砂質土層等の層から侵食されるが、ここで与えられる $k-\epsilon$ モデルで河岸砂質土層に働くセン断力を求め、これにより河岸の侵食深、ヒサシの形成を説明する。この結果と、ヒサシの崩落、土塊の流送という一連の侵食過程⁹⁾を結合することによって河岸の侵食過程の定式化につなげることが可能であると考えられる。これについては、現在検討中である。

4. 結論

本研究の主要な結論は以下に示す通りである。

(1) 彎曲部外岸にヒサシ状河岸が形成されると、外岸近傍の流れが抑制され、最大流速の発生位置が水路中央側へ寄り、最大流速自体も小さくなる。またヒサシの長さが長くなるとその影響範囲が大きくなり、河岸侵食の原因であるヒサシ近傍のセン断力および洗掘深の減少が顕著になる。

(2) ヒサシ状河岸を有する水路の流れを解くためには、乱れエネルギーの輸送による流れの変化を表わすことができるモデルが必要である。本研究で用いた $k-\epsilon$ モデルは、ヒサシ状河岸近傍の流れ・セン断力分布及び河床変動状況を概ね表わすことができ、自然堆積構造を有する河岸の侵食過程の定式化に、本モデルを用いることが可能であることを示した。

参考文献

- 1) 平野宗夫：拡幅を伴う流路変動について、土木学会論文報告集，第210号，pp.13-20，1973.
- 2) 長谷川和義：非平衡性を考慮した側岸浸食量式に関する研究，土木学会論文報告集，第316号，pp.37-50，1981.
- 3) 福岡捷二，山坂昌成：なめらかな横断形状をもつ直線水路のセン断力分布と拡幅過程の解析，土木学会論文集，第351号，II-2，pp.87-96，1984.
- 4) 澤井健二，芦田和男：粘性流路の侵食と横断形状に関する研究，土木学会論文報告集，第266号，pp.73-86，1977.
- 5) Kazuyoshi Hasegawa：Universal Bank Erosion Coefficient for Meandering Rivers, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol.115, No.6, pp.744-765, 1989.
- 6) 福岡捷二，木暮陽一，佐藤健二，大東道郎：自然堆積河岸の侵食過程，水工学論文集，第37巻，pp.643-648，1993.
- 7) 福岡捷二，渡辺明英，新井田浩，佐藤健二：オギ・ヨシ等の植生の河岸保護機能の評価，土木学会論文集，第503号，II-29，pp.59-68，1994.
- 8) 建設省関東地方建設局荒川上流工事事務所：河岸侵食・拡幅機構に関する研究—荒川上流部低水路河道を事例として—，94p.，1994.
- 9) 佐藤健二，福岡捷二，大東道郎：ヒサシ状河岸に作用するセン断力，第48回年次学術講演会講演概要集，第II部，pp.570-571，1993.
- 10) 福岡捷二，西村達也，三宮武，藤原剛：緩傾斜河岸を設置した河道彎曲部の流れと河床形状，土木学会論文集，第509号，II-30，pp.155-167，1995.
- 11) 河原能久，玉井信行：非円形断面直線流路の2次流に対する乱流モデルについて，土木学会論文集，No.399，pp.247-250，1988.
- 12) 福岡捷二，渡辺明英，西村達也：水制工の配置法の研究，土木学会論文集，第443号，II-18，pp.27-36，1992.
- 13) 江頭進治，黒木幹男，澤井健二，山坂昌成：開水路における河床セン断力の推定法，水理講演会論文集，第32巻，pp.503-521，1988.

(1995.7.28 受付)

FLOW AND BED PROFILES OF CHANNEL WITH OVERHANGING BANK

Shoji FUKUOKA, Michio DAITO, Tatsuya NISHIMURA
and Kenji SATO

The experimental and theoretical study in a curved channel are performed on the flow and bed profiles near the overhanging bank that is often seen in the natural bank and bank with common reed. As the results of this study, the overhanging bank shows the control of secondary flow around the outer bank and the resulting scouring rate. Those results indicate that $k-\varepsilon$ model is applied for solving flow around overhanging bank, and the solutions of this model are in good agreement with the experimental results of the shear stress distribution, flow and bed profile in the curved channel with overhanging bank.