

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

福岡捷二*・富田邦裕**・堀田哲夫***・
宮川朝浩****

河道に設置される橋脚が下流の流路や構造物に及ぼす影響を検討することを最終目的として、橋脚まわりの局所洗掘深の定量化を数値シミュレーションによって検討した。流れの計算は福岡らの三次元モデルを改良することにより、河床変動の計算は流砂運動の非平衡性を適切に考慮することにより、橋脚まわりの三次元数値シミュレーションモデルを構築した。そして、このモデルを用いた計算結果は、大型水理模型を用いた局所洗掘の実験結果を実用的に十分な精度で説明し得ることを示した。

Key Words : bridge pier, local scour, numerical simulation, non-equilibrium sediment transport, hydraulic model test

1. はじめに

河道内に設置される橋脚は、河床低下やその周辺の洗掘によって変形、転倒などの被害がもたらされている例が少なくない。近年の橋梁の大型化や渡河する橋脚数の増大に伴って橋脚が流れや河床変動に与える影響は大きなものとなってきている。橋脚周辺の洗掘については従来から数多くの調査研究が行われている^{1)~3)}。橋脚のまわりの局所洗掘機構については中川・鈴木⁴⁾や宇民⁵⁾により詳細に調べられている。最終洗掘深についても多くの予測式が提案されている。この中から適切な推定式を用いることにより、実際的に有効な精度をもって最終洗掘深を推定できるようになってきている。実用性の面からの最大洗掘深に関する我が国の代表的研究としては、建設省土木研究所⁶⁾における橋脚の大型模型実験の成果がある。これによれば(最大洗掘深)/(橋脚幅)はフルード数、(平均水深)/(河床材料の平均粒径)で表現され、広い範囲の条件に対し最大洗掘深の推定図を与えている。しかしながら、橋脚が直接的に下流の流路や構造物に影響を与える場合には、橋脚のまわりの局所洗掘だけでなく、橋脚がその上・下流の流況や河床変動に与える影響も含めた検討が必要となる。このような影響を評価する場合、現在のところ模型実験が唯一の信頼できる推定方法である。しかし、模型実験は費用、労力、時間の面から検討条件の制約を受けざるを得ず、場合によっては模型実験は最善の方法とはなりえない。最近、Nilsら⁷⁾は、円柱周りの洗掘について一般曲線座標系を用いたN-S方程式と、レイノルズ応力項を解くために $k-\epsilon$ モ

デルを用いて三次元計算を行っている。彼等は、洗掘のパターンについてはある程度説明し得ているが、橋脚のまわりの洗掘現象、最大洗掘深など未だ解けていない。しかし、橋脚まわりの洗掘について精度の高い数値シミュレーションが可能となれば、模型実験と数値シミュレーションは互いに補完し合い、橋脚が設置された河道の河床変動を比較的容易にかつ精度よく推定することが可能となる。したがって、まず局所洗掘を推定するための適切な二次元河床変動計算法を開発することが重要な課題である。

構造物が設置された実河川において用いられている河床変動の計算法に福岡ら⁸⁾の方法がある。福岡らは三次元の流況計算および河床変動計算をもとに、水制工のまわりおよびその上、下流の河床変動を計算し、これを用いて水制工の配置法を見出している。道上・檜谷⁹⁾は鉛直方向の非静水圧分布を考慮した水制まわりの二次元河床変動計算手法を提案している。これらの研究は、河川構造物のまわりの河床変動についても数値計算がかなり有力な手法になり得ることを示すものである。このような実河川や構造物周辺の河床変動に関する数値計算法の現況を踏まえて本研究では橋脚周辺の流況及び局所洗掘を数値計算を用いて推定しようとするものである¹⁰⁾。ここでは、実河川での橋脚周辺の流況、河床変動を推定することを目的として、福岡らの数値解析手法をもとに浮遊砂を取り込みさらに橋脚周辺の非平衡掃流砂運動および河床面からの浮上量を考慮した数値計算モデルに改良している。そして、この数値計算結果を大型水理模型実験による橋脚の局所洗掘深結果と比較検討し、実用的な橋脚まわりの局所洗掘深推定法を提案している。

2. 解析の枠組み

橋脚周辺の局所洗掘は、3次元の挙動を示す局所流やそれにより生じる非平衡性の強い流砂運動により生じる

* 正会員 Ph. D 工博 広島大学教授 工学部第四類 (建設系)

(〒724 東広島市鏡山1-4-1)

** 正会員 工修 建設省河川局治水課 課長補佐

*** 正会員 (株) 建設技術研究所 技術第五部 次長

**** 正会員 (株) 建設技術研究所 技術第五部 技師

ものである。局所洗掘現象を記述するモデルを構築するにあたっては、現象を支配する物理機構を十分考慮に入れる必要がある。ここでは宇民⁵⁾の研究をもとに橋脚周辺の洗掘機構について概観する。橋脚周辺の洗掘は、橋脚の直前面と背後でその状況が大きく異なることが特徴である。前面では鉛直方向に圧力勾配が生じかなり強い下降流が生まれ、橋脚まわりの河床付近には馬蹄型渦が発生する。これらにより砂礫は洗掘、巻き上げられる。側面では馬蹄型渦、下降流により加速された河床付近の流れにより洗掘が起こるとともに砂礫は下流へ運ばれる。橋脚の背後では剝離流れとなり大きな渦が周期的に流下する。この渦により砂礫は巻き上げられ下流へ運ばれるが、馬蹄型渦などによる橋脚背後への砂礫の流入量と巻き上げられ流下する砂礫の量との差から洗掘・堆積が規定される。こうして進行する局所洗掘は流れを洗掘孔へ集中させ、そこでの局所流は逆に河床形状により規定されることになる。

このように橋脚周辺の局所洗掘は、複雑であり、特に橋脚背後の流れの剝離はそれ自身大変大きな問題である。このことは、流れについては、局所流を厳密に解かなくても洗掘を引き起こす主要な機構がモデルに考慮されていれば、橋脚のまわりの洗掘・堆積現象は実用的な精度で記述できると考えられる。これは局所流が河床形状に強く規定されるため、洗掘・堆積現象を適切に表現することにより橋脚背後を含む流れの解の不完全さはそれ程重要でなくなるからである。本研究では、このような基本的立場から流れと河床変動計算のモデルとして、実河川の河床変動をよく表現する福岡ら^{11), 12)}の計算モデルを用い、これを橋脚まわりの局所洗掘現象を表現できるモデルに改良する。このモデルでは鉛直流速は小さいと仮定し、無視されたが、橋脚周辺ではこれを無視できない。このため圧力分布は、非静水圧分布として解析することが望ましいが、計算の簡便性を重視して静水圧分布を仮定している。また、主流速、二次流速の鉛直分布は簡単な形で近似されている。このため橋脚背後の剝離流れを必ずしも十分に表現し得ていないが、流砂運動の特徴を十分取り込むことによりこれを補い、工学的に意味のある解を得ることを目指す。河床変動については、砂が浮遊状態で移動することから浮遊砂を考慮する。さらに、橋脚まわりでは局所的な縦横断勾配が大きく、また空間的に流れが加速・減速することから、流砂運動はその場の流れのせん断力で決まるのではなく上流からの流れの履歴を受け非平衡性を呈することになる。したがって、河床変動モデルでは三次元の浮遊砂分布および河床の局所的な縦横断勾配の影響を考慮した平衡流砂量式を取り込み、さらに掃流砂および砂の浮上量に非平衡性を考慮している。

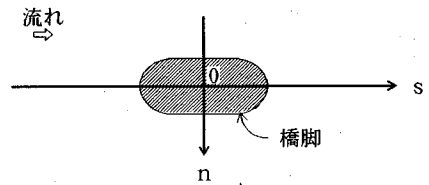


図-1 直交曲線座標と橋脚の関係

3. 橋脚周辺の流況計算

(1) 流れの基礎方程式

前節で述べた基本的考えに基づいて流れの解析を行う。基礎方程式は、橋脚形状を近似でき、また実河道への適用を考慮して図-1に示すような直交曲線座標 s, n, z を用いて表現する。基礎方程式は、式 (1), (2) および (3) で表される流れの連続式及び鉛直方向に静水圧分布を仮定した三次元運動方程式である。

$$\frac{\partial u}{\partial s} + \frac{1}{r} \frac{\partial (rv)}{\partial n} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$u \frac{\partial u}{\partial s} + v \frac{\partial u}{\partial n} + w \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{uw}{r} = -g \frac{\partial H}{\partial s} + \frac{\partial}{\partial s} \left[\epsilon \frac{\partial u}{\partial s} \right] + \frac{\partial}{\partial n} \left[\epsilon \frac{\partial u}{\partial n} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[\epsilon \frac{\partial u}{\partial z} \right] \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$u \frac{\partial v}{\partial s} + v \frac{\partial v}{\partial n} + w \frac{\partial v}{\partial z} - \frac{u^2}{r} = -g \frac{\partial H}{\partial n} + \frac{\partial}{\partial s} \left[\epsilon \frac{\partial v}{\partial s} \right] + \frac{\partial}{\partial n} \left[\epsilon \frac{\partial v}{\partial n} \right] + \frac{\partial}{\partial z} \left[\epsilon \frac{\partial v}{\partial z} \right] \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 u, v, w はそれぞれ s, n, z 軸方向の流速成分、 H は水位、 r は曲率半径、 g は重力加速度、 ϵ は渦動粘性係数で次式で与えられる。

$$\epsilon = \kappa u_* h / 6 \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 u_* は摩擦速度、 h は局所水深、 κ はカルマン定数 (=0.4) である。

運動方程式を解く場合には、計算の簡便さを考え、流速 u, v は、水深方向の分布を式 (5) のとおり余弦関数の合成で表す。鉛直方向の流速 w は正弦関数の合成で表し流速振幅 w_i は u_i, v_i より求める。

$$\left. \begin{aligned} u(s, n, z) &= \sum_{i=0}^4 u_i(s, n) \cos i\pi z' \\ v(s, n, z) &= \sum_{i=0}^4 v_i(s, n) \cos i\pi z' \\ w(s, n, z) &= \sum_{i=0}^4 w_i(s, n) \sin i\pi z' \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (5)$$

ただし、 z_0 を河床の高さとして、

$$z' = (z - z_0) / h$$

である。

流速振幅は、橋脚周辺の流れの複雑さを表現するため

5項まで与える.

運動方程式は重み関数を $\cos l\pi z'$ ($l=0, 1, 2, 3, 4$) としてガラーキン法によりせん断力を境界条件として河床から水面まで積分し離散化する. 式 (6), (7) は, s 軸及び n 軸方向の運動方程式を離散化し得られたものである.

$$\begin{aligned} & \left[\frac{1}{h} \left(\frac{\partial hu_0^2}{\partial s} + \frac{\partial hu_0 v_0}{\partial n} \right) + \frac{2u_0 v_0}{r} \right] \int_0^1 \cos l\pi z' dz' \\ & + \left[\frac{1}{h} \left(2 \frac{\partial hu_0 u_i}{\partial s} + \frac{\partial hu_0 v_i}{\partial n} + \frac{\partial hu_i v_0}{\partial n} \right) \right. \\ & + \left. \frac{2}{r} (u_0 v_i + u_i v_0) \right] \int_0^1 \cos i\pi z' \cos l\pi z' dz' \\ & + \left[\frac{1}{h} \left(\frac{\partial hu_i u_i}{\partial s} + \frac{\partial hu_i v_i}{\partial n} \right) + \frac{2u_i v_i}{r} \right] \\ & \times \int_0^1 \cos i\pi z' \cos j\pi z' \cos l\pi z' dz' \\ & + \frac{l\pi u_0 w_i}{h} \int_0^1 \sin i\pi z' \sin l\pi z' dz' \\ & + \frac{l\pi u_i w_j}{h} \int_0^1 \cos i\pi z' \sin j\pi z' \sin l\pi z' dz' \\ = & -g \frac{\partial H}{\partial s} \int_0^1 \cos l\pi z' dz' - \frac{\tau_{s0}}{\rho h} \\ & - \frac{l^2 \pi^2 \varepsilon u_i}{h^2} \int_0^1 \cos i\pi z' \cos l\pi z' dz' \\ & + \frac{1}{h} \left[\frac{\partial}{\partial s} (h\varepsilon \frac{\partial u_0}{\partial s}) + \frac{\partial}{\partial n} (h\varepsilon \frac{\partial u_0}{\partial n}) \right] \\ & \times \int_0^1 \cos l\pi z' dz' \\ & + \frac{1}{h} \left[\frac{\partial}{\partial s} (h\varepsilon \frac{\partial u_i}{\partial s}) + \frac{\partial}{\partial n} (h\varepsilon \frac{\partial u_i}{\partial n}) \right] \\ & \times \int_0^1 \cos i\pi z' \cos l\pi z' dz' \dots \dots \dots (6) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \left[\frac{1}{h} \left(\frac{\partial hu_0 v_0}{\partial s} + \frac{\partial hv_0^2}{\partial n} \right) - \frac{u_0^2 - v_0^2}{r} \right] \int_0^1 \cos l\pi z' dz' \\ & + \left[\frac{1}{h} \left(\frac{\partial hu_0 v_i}{\partial s} + \frac{\partial hu_i v_0}{\partial s} + 2 \frac{\partial hv_0 v_i}{\partial n} \right) \right. \\ & - \left. \frac{2}{r} (u_0 v_i - v_0 v_i) \right] \int_0^1 \cos i\pi z' \cos l\pi z' dz' \\ & + \left[\frac{1}{h} \left(\frac{\partial hu_i v_j}{\partial s} + \frac{\partial hv_j v_i}{\partial n} - \frac{u_i u_j - v_i v_j}{r} \right) \right] \\ & \times \int_0^1 \cos i\pi z' \cos j\pi z' \cos l\pi z' dz' \\ & + \frac{l\pi v_0 w_i}{h} \int_0^1 \sin i\pi z' \sin l\pi z' dz' \\ & + \frac{l\pi v_i w_j}{h} \int_0^1 \cos i\pi z' \sin j\pi z' \sin l\pi z' dz' \\ = & -g \frac{\partial H}{\partial n} \int_0^1 \cos l\pi z' dz' - \frac{\tau_{n0}}{\rho h} \\ & - \frac{l^2 \pi^2 \varepsilon v_i}{h^2} \int_0^1 \cos i\pi z' \cos l\pi z' dz' \end{aligned}$$

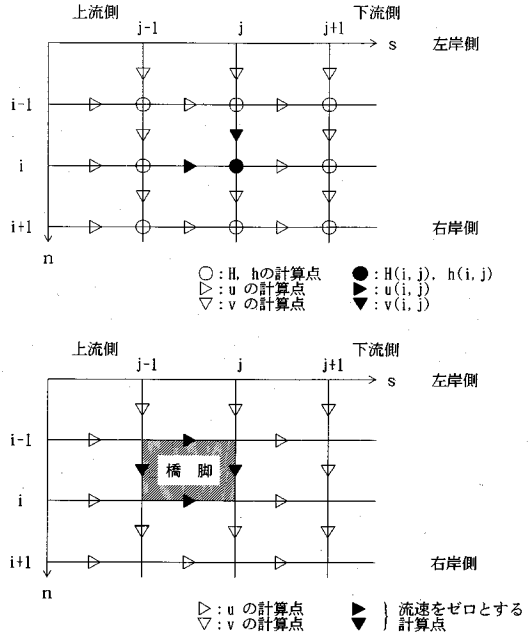


図-2 計算点の配置及び橋脚部における流速計算点の取り扱い

$$\begin{aligned} & + \frac{1}{h} \left[\frac{\partial}{\partial s} (h\varepsilon \frac{\partial v_0}{\partial s}) + \frac{\partial}{\partial n} (h\varepsilon \frac{\partial v_0}{\partial n}) \right] \\ & \times \int_0^1 \cos l\pi z' dz' \\ & + \frac{1}{h} \left[\frac{\partial}{\partial s} (h\varepsilon \frac{\partial v_i}{\partial s}) + \frac{\partial}{\partial n} (h\varepsilon \frac{\partial v_i}{\partial n}) \right] \\ & \times \int_0^1 \cos i\pi z' \cos l\pi z' dz' \dots \dots \dots (7) \end{aligned}$$

ここに, i, j は式 (5) に示した余弦関数あるいは正弦関数の組み合わせ, l は重み関数の重み, τ_{s0}, τ_{n0} は s, n 軸方向の河床せん断力である.

境界条件は上流端で流量, 下流端で水位を与え, 河床では次式のせん断力で規定する.

$$\left. \begin{aligned} \tau_{s0}/\rho &= C_B u_b (u_b^2 + v_b^2)^{1/2} \\ \tau_{n0}/\rho &= C_B v_b (u_b^2 + v_b^2)^{1/2} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (8)$$

ここに u_b, v_b は基本式を解いて求められる河床でのスリップ速度, C_B は河床の摩擦係数であり粗度係数 n_b を用いて次式で表す.

$$C_B = gn_b^2/h^{1/3} \dots \dots \dots (9)$$

側壁においてもスリップ速度を考慮し摩擦係数 C_w でせん断力を表現する.

(2) 差分化及び計算方法

方程式の差分化及び計算方法は福岡らの方法と同様である. ここではその概要を述べるにとどめる. s, n 軸方向流速 u, v , 水位 H 及び水深 h の計算点を図-2に示すように配置する. また橋脚表面では接線流速はゼロとし, 図-2に流速をゼロとする計算点を示す. 離散化

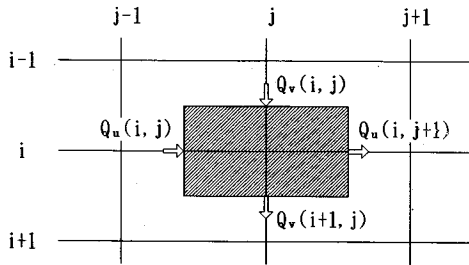


図-3 水深積分した流れの連続式の概念図

した運動方程式は風上差分により差分化すると、重み l ごとに u_i, v_i に関する一次式が得られ、これを計算点ごとに解くことにより流れが求められる。連続式は河床から水面まで積分し図-3に示すように差分化する。これを全ての計算点について連立し解くことにより水位が求まる。ここで用いる差分式の安定性は、文献^{(8), (11), (12)}で確かめられている。

4. 橋脚周辺の河床変動計算

(1) 河床変動の基礎方程式

橋脚周辺では乱れによる浮遊砂が活発に生じる。したがって、橋脚周辺の河床変動計算には掃流砂と浮遊砂を考慮した次の流砂の連続式を用いる。

$$\frac{\partial z_0}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left\{ \frac{\partial q_{Bs}}{\partial s} + \frac{1}{r} \frac{\partial (r q_{Bn})}{\partial n} + q_{su} - w_f c_b \right\} = 0 \quad \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 z_0 は河床高、 t は時間、 λ は河床材料の空隙率、 q_{Bs}, q_{Bn} は s, n 軸方向掃流砂量、 q_{su} は河床からの砂の浮上量、 c_b は河床付近の浮遊砂濃度、 w_f は浮遊砂の沈降速度で Rubey の式より求める。

橋脚の周囲では掃流砂は非平衡運動状態を呈する。これを表現するため次の非平衡掃流砂運動の式⁽¹³⁾を導入する。

$$\begin{aligned} & \frac{\partial q_{Bs}}{\partial s} \frac{q_{Bs}}{(q_{Bs}^2 + q_{Bn}^2)^{1/2}} + \frac{\partial q_{Bs}}{\partial n} \frac{q_{Bn}}{(q_{Bs}^2 + q_{Bn}^2)^{1/2}} \\ & + \frac{q_{Bs} q_{Bn}}{r (q_{Bs}^2 + q_{Bn}^2)^{1/2}} \\ & = \kappa_B (q_{Bes} - q_{Bs}) + \frac{\tau_c \cos \theta}{\rho_s u_d} (\cos \bar{\gamma}' - \cos \bar{\gamma}) \\ & \frac{\partial q_{Bn}}{\partial s} \frac{q_{Bs}}{(q_{Bs}^2 + q_{Bn}^2)^{1/2}} + \frac{\partial q_{Bn}}{\partial n} \frac{q_{Bn}}{(q_{Bs}^2 + q_{Bn}^2)^{1/2}} \\ & - \frac{q_{Bs}^2}{r (q_{Bs}^2 + q_{Bn}^2)^{1/2}} \\ & = \kappa_B (q_{Ben} - q_{Bn}) + \frac{\tau_c \cos \theta}{\rho_s u_d} (\sin \bar{\gamma}' - \sin \bar{\gamma}) \quad \dots\dots\dots (11) \end{aligned}$$

ここに、 q_{Bes}, q_{Ben} は s, n 軸方向の平衡状態での掃流砂量、 θ は河床面の最大勾配、 τ_c は限界掃流力、 ρ_s は砂の密度、 u_d は砂の移動速度で $8.5(u_* - u_{*c})$ 、 $\bar{\gamma}'$ は外力ベクトル（流れによるせん断力+河床面の傾きに伴うせ

ん断力)の向き、 $\bar{\gamma}$ は流砂運動の向き、 κ_B は非平衡性を規定するパラメータで次式⁽¹⁴⁾で与える。

$$\kappa_B = 5 \times 10^{-6} \left[\left\{ \frac{\rho_0 v^2}{(\rho_s - \rho_0) g} \right\}^{1/3} \tau_* \right]^{-1} \quad \dots\dots\dots (12)$$

橋脚の周囲では局所洗掘のため、縦・横断勾配が大きくなる。このため、平衡掃流砂量式には、河床の縦横断勾配の影響を取り込んだ次式⁽¹³⁾を用いる。

$$\left. \begin{aligned} q_{Be} / (sgd^3)^{1/2} &= K \tau_*' (\tau_*' - \tau_{*c}') \\ q_{Bes} &= q_{Be} \frac{\tau_{*s}'}{\tau_*'} \\ q_{Ben} &= q_{Be} \frac{\tau_{*n}'}{\tau_*'} \\ \tau_*' &= (\tau_{*s}'^2 + \tau_{*n}'^2)^{1/2} \\ \tau_{*s}' &= \tau_{*s} + \tau_{*co} \sin \theta_s / \mu_s \\ \tau_{*n}' &= \tau_{*n} + \tau_{*co} \sin \theta_n / \mu_s \\ \tau_{*c}' &= \tau_{*co} [1 - (\sin^2 \theta_s + \sin^2 \theta_n)]^{1/2} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (13)$$

ここに、 s は砂の水中比重、 d は河床材料の粒径、 τ_{*co} は水平床上の無次元限界掃流力、 τ_{*s}, τ_{*n} は s, n 軸方向の無次元掃流力、 μ_s は静止摩擦係数、 K は定数、 θ_s, θ_n は s, n 軸方向の河床勾配である。

浮遊砂濃度に関しては次の浮遊砂の連続式より求める。

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial s} (cu) + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial n} (rcv) + \frac{\partial}{\partial z} (cw) \\ & = \frac{\partial}{\partial s} \left[D_s \frac{\partial c}{\partial s} \right] + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial n} \left[D_n r \frac{\partial c}{\partial n} \right] \\ & + \frac{\partial}{\partial z} \left[D_z \frac{\partial c}{\partial z} \right] + w_f \frac{\partial c}{\partial z} \quad \dots\dots\dots (14) \end{aligned}$$

ここに、 c は浮遊砂濃度、 D_s, D_n および D_z は、それぞれ s, n 軸、および z 軸方向の拡散係数であり、ここでは流れの計算に用いた渦動粘性係数 ϵ を用いる。

(2) 浮遊砂の連続式の離散化

浮遊砂の連続式を解く場合には、浮遊砂濃度の鉛直分布を式 (15) で表す。

$$c(s, n, z) = \sum_{i=0}^4 c_i(s, n) \cos i\pi z' \quad \dots\dots\dots (15)$$

式 (15) を式 (14) に代入し、ガラーキン法により方程式の離散化を行う。重み関数は $\cos l\pi z'$ ($l=0, 1, 2, 3, 4$) であり、水深積分すれば、重み l ごとに次の方程式が得られる。

$$\begin{aligned} & \left(\frac{\partial hc_{0u_0}}{\partial s} + \frac{\partial hrc_{0v_0}}{r \partial n} \right) \int_0^1 \cos l\pi z' dz' \\ & + \left(\frac{\partial hc_{lu_1}}{\partial s} + \frac{\partial hc_{lu_0}}{\partial s} + \frac{\partial hrc_{lv_1}}{r \partial n} + \frac{\partial hrc_{lv_0}}{r \partial n} \right) \\ & \times \int_0^1 \cos i\pi z' \cos l\pi z' dz' + \left(\frac{\partial hc_{lu_2}}{\partial s} + \frac{\partial hrc_{lv_2}}{r \partial n} \right) \\ & \times \int_0^1 \cos i\pi z' \cos j\pi z' \cos l\pi z' dz' \end{aligned}$$

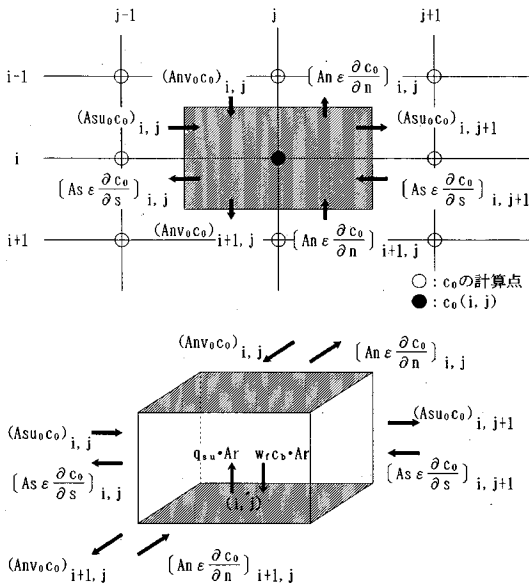


図-4 水深平均値を用いた浮遊砂連続式の模式図

$$\begin{aligned}
 & + \pi c_0 w_f \int_0^1 \sin^2 \pi z' \sin^2 \pi z' dz' \\
 & + \pi c_i w_f \int_0^1 \cos^2 \pi z' \sin^2 \pi z' \sin^2 \pi z' dz' \\
 = & \left[\frac{\partial}{\partial s} \left(h \varepsilon \frac{\partial c_0}{\partial s} \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left(h \varepsilon r \frac{\partial c_0}{\partial n} \right) \right] \int_0^1 \cos^2 \pi z' dz' \\
 & + \left[\frac{\partial}{\partial s} \left(h \varepsilon \frac{\partial c_i}{\partial s} \right) + \frac{\partial}{\partial n} \left(h \varepsilon r \frac{\partial c_i}{\partial n} \right) \right] \\
 & \times \int_0^1 \cos^2 \pi z' \cos^2 \pi z' dz' \\
 & + q_{su} - w_f c_b - \frac{l^2 \pi^2 \varepsilon c_i}{h} \int_0^1 \cos^2 \pi z' \cos^2 \pi z' dz' \\
 & + \pi w_f c_0 \int_0^1 \sin^2 \pi z' dz' \\
 & + \pi w_f c_i \int_0^1 \cos^2 \pi z' \sin^2 \pi z' dz' \\
 & \dots \dots \dots (16)
 \end{aligned}$$

ここに河床からの砂の浮上量 q_{su} にはいろいろな表現式があるが、ここでは簡単のため次式で与える。

$$q_{su} = \alpha \times w_f \left(\frac{u_*}{w_f} \right)^3 \dots \dots \dots (17)$$

ここに α は、流れの条件に応じて決まる係数である。
境界条件は、水面では水表面を横切って砂粒子が運ばれないという条件により規定し、河床では砂の浮上量を計算で求め与える。

(3) 差分法及び計算方法

浮遊砂濃度の計算では計算点を格子点上に配置し、連続式の差分法は図-4の斜線で示す領域での収支を表す形により行う。図中の As , An は s , n 軸方向の側面積、 Ar は底面積である。重み l の方程式の差分式を整理すると c_i に関する一次式が得られ全ての計算点において

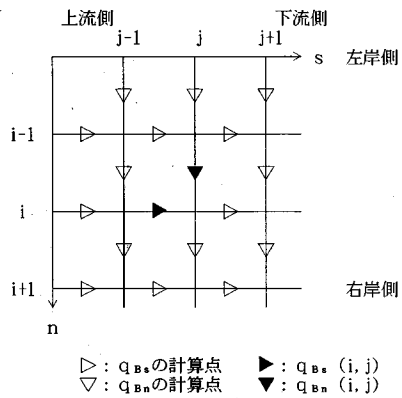


図-5 掃流砂量の計算点位置図

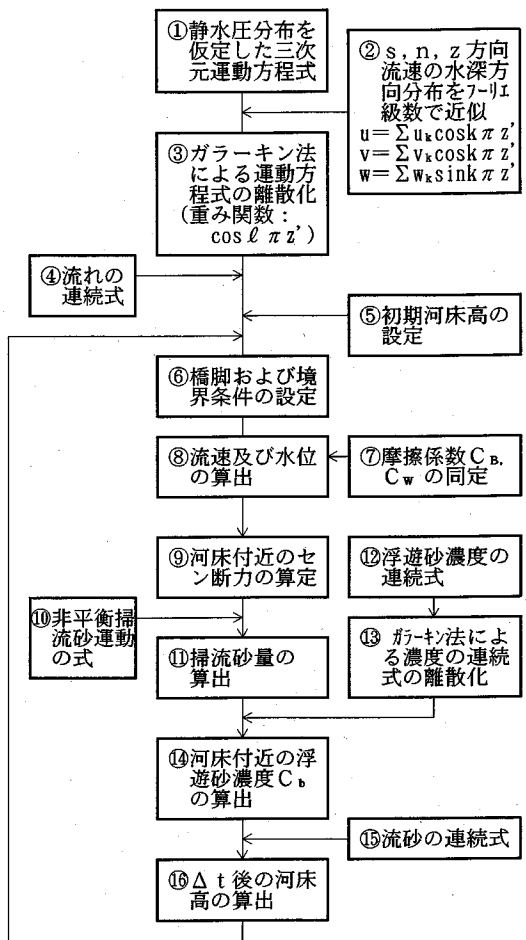


図-6 橋脚が設置された河道の流れと河床変動の計算フロー

連立して解くことにより、浮遊砂濃度 c_i が求められる。境界条件は上流端では式 (17) から求められる浮上量 q_{su} を $q_{su} = w_f \times c_b$ とおき、河床近傍の濃度 c_b をもとに指数型の濃度分布により平均濃度を与える。下流端では濃度勾配が一定の条件を与える。計算領域内の河床では

表-1 実験条件

橋脚幅	0.5 m (7.0m)	
橋脚長	1.0 m	
平均水深	0.75m (10.5m)	
流量	3.25m ³ /s	
平均流速	1.08m/s(4.0m/s)	
フルード数	0.4	
河床材料 (砂)	平均粒径	0.2 mm
	比重	2.65
水路幅	4 m	
水路長	90m	
河床勾配	1/2000	
通水時間	1時間	

(注) () 内は実河川スケールに換算した値である。

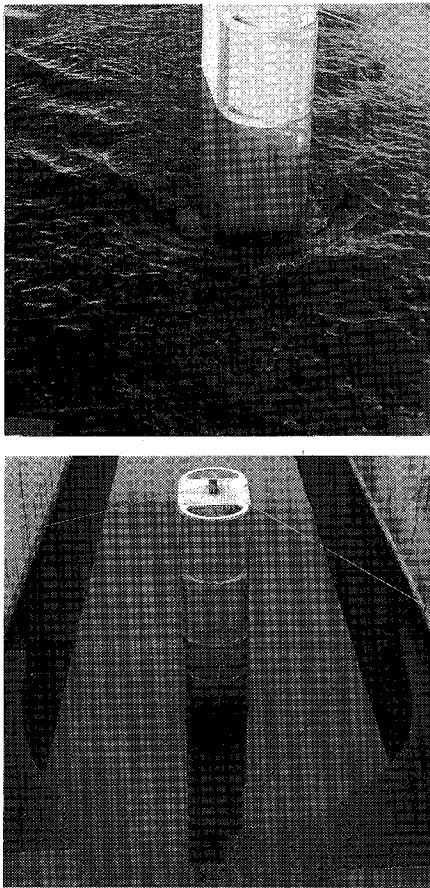


図-7 通水時の流況及び洗掘孔

式 (17) より求まる砂の浮上量を与える。

非平衡掃流砂量は、図-5 に示すように流速の計算点と同じ点に流砂量の計算点を配置し、基礎式をそのまま差分化する。差分式を整理すれば q_{BS} 、 q_{Bn} に関する一次式が得られ、これを各計算点において解くことにより非平衡掃流砂量が求められる。境界条件は上流端及び下流端において平衡掃流砂量を与える。

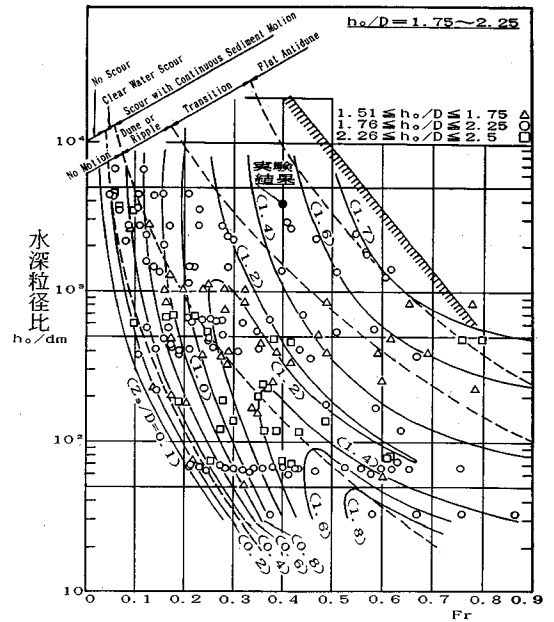


図-8 洗掘深推定図⁶⁾

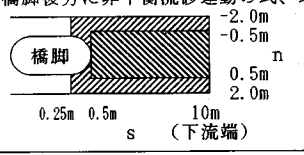
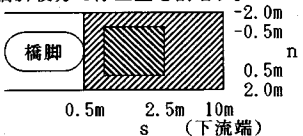
また河床高は、河床勾配が砂の水中安息角 ϕ を満足するよう平滑化を行う。

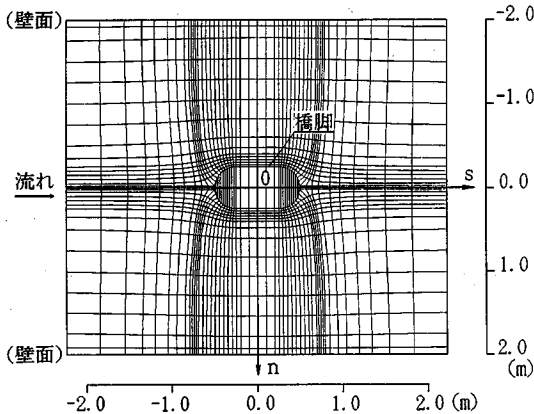
図-6 に流れおよび河床変動計算のフローチャートを示す。数値計算は、流れについては橋脚及び境界条件の設定を行い実測水面形を用いて摩擦係数 C_B 、 C_W の同定を行う。これらを用いて、流速、水位を繰り返し計算により求める。次いで計算で得られた流速、水位を用いて河床付近のせん断力を算出し掃流砂量、河床付近の浮遊砂濃度を求め、次の時間ステップの河床形状を求める。これを繰り返すことにより、橋脚が設定された河道での安定な河床形状を求めることができる。

5. 橋脚部抽出模型実験結果との比較

模型実験は建設省土木研究所の幅 4 m、長さ 90 m の長方形直線水路のほぼ中央に幅 0.5 m、長さ 1 m の半円形小判型橋脚模型を設置し行われた。河床材料は平均粒径 0.2 mm、比重 2.65 のほぼ均一な砂を河床勾配 1/2000 で敷きならし、流量 3.25 m³/s、平均水深 0.75 m で 1 時間通水した。実験は表-1 に示すように大洪水時の水量に相当する条件で行っている。通水終了後、橋脚上流 5 m、下流 10 m の範囲について河床高の測定を行った。図-7 は橋脚の上流側からみた通水時の流況及び洗掘孔の広がりを示している。最大洗掘深は 0.7 m で、 $Z_s/D=1.4$ (Z_s : 最大洗掘深、 D : 橋脚幅) である。本実験は図-8 に示す従来の土木研究所⁶⁾の実験条件と比較すれば、図中に示すように、同一フルード数において水深粒径比 (h_o/d_m , h_o : 平均水深、 d_m : 河床材料の平均粒径) が大きく実際の砂河川の洪水時の現象により

表—2 非平衡性の条件

ケース	掃流砂	浮上量
ケース1	平衡流砂量	式(17)にその場の u_s をを用いる
ケース2	橋脚後方に非平衡流砂運動の式、式(11)を適用する。 	同上
ケース3	同上	式(13)の q_{s0} に q_B を代入しせん断力を逆算する。そのせん断力より u_s を算定し式(17)に与える。橋脚後方で浮上量を割増す。 



図—9 橋脚周辺のメッシュ分割図

近い条件で行われたものであることがわかる。実験条件より図—8に示す洗掘深推測図のパラメータは $F_r = 0.4$, $h_o/d_m = 3750$, $h_o/D = 1.5$ である。これより $Z_s/D = 1.4 \sim 1.5$ が求められ、最大洗掘深の推定値は $0.7 \sim 0.75$ m となり、この値は実験結果にほぼ一致する。このことは、土木研究所の最大洗掘深推定方法が実河川に近い大きな水深粒径比 (h_o/d_m) に対しても妥当な結果を与えることを示すものである。

計算の対象区間は橋脚上流 5 m, 下流 10 m の区間とした。図—9は、橋脚周辺の計算メッシュ分割図である。計算点は、橋脚の前方及び後方については縦断方向に円柱周りのポテンシャル流の流線に沿って配置し、その間の側方は直線で結び小判型の橋脚形状を表現する配置とした。曲率半径 r は、縦断方向に隣接する3点の平面座標を用いて、扇形の中心角と弦の長さを求め算定している。

図—10は、水位及び河床高の計算結果と実験結果を計算範囲全体にわたり水路中央、右岸沿い断面について

縦断的に比較し、図—11は橋脚周辺の河床高の比較を河床コンター図により示している。ここに底面の粗度係数 N_b 、側面の摩擦係数 C_w 、掃流砂量、浮上量に関する係数 K と α には水位及び最大洗掘深の再現性から、 $n_b = 0.015$, $C_w = 0.0005$, $K = 20$, $\alpha = 3.0 \times 10^{-3}$ を用いた。ケース1は全領域が平衡掃流砂量式、式(13)で計算した場合、ケース2は非平衡掃流砂運動の式を適用した場合である。非平衡掃流砂運動の式は流れが剥離し掃流砂の非平衡性が強いと考えられる橋脚背後に用いた。これは図—9において、縦断的には $s = 0.5$ m より下流側、横断的には $n = -0.5 \sim 0.5$ m の範囲である。一方、平衡掃流砂量で表現できる区間は、橋脚の側方より上流部(図—9の $s = 0.25$ m より上流部)とした。掃流砂の平衡域から非平衡域への移行は、式(11)において κ_B を大きくとれば(平衡掃流砂量)=(非平衡掃流砂量)となることから、式(12)より求められる κ_B の値を距離に応じてなめらかに変化させることにより設定する。つまり、平衡域で $1/\kappa_B = 0$ ($\kappa_B = \infty$) となり、非平衡域では式(12)の値を用い $1/\kappa_B$ となるように変化させる。さらに横断方向にも、同様にして側壁で κ_B が大きく、水路中央部の非平衡域で式(12)の値となる κ_B の分布を設定し平衡掃流砂量の領域から非平衡掃流砂量領域への移行を表現する。計算結果は橋脚前方から側方の範囲については、最大洗掘深の位置が側方にずれる形で計算されるものの、洗掘孔の広がる状況を概略表現している。剥離流れとなる橋脚後方については、実験結果の洗掘域が広く後方まで広がるのに対して、計算結果は橋脚に比較的近い位置から堆積が始まっている。またケース2とケース1を比較すれば洗掘域はやや広がっているものの堆積域の高さは高くなっている。このような計算結果と実験結果の差異は、非平衡掃流砂運動を表現する範囲が橋脚の直下流に限定され、その区間は洗掘さ

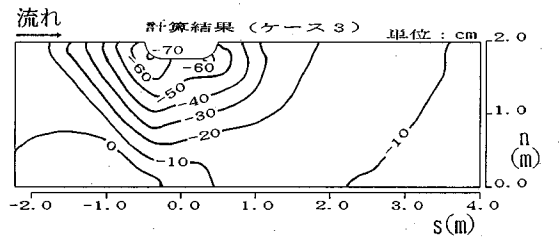
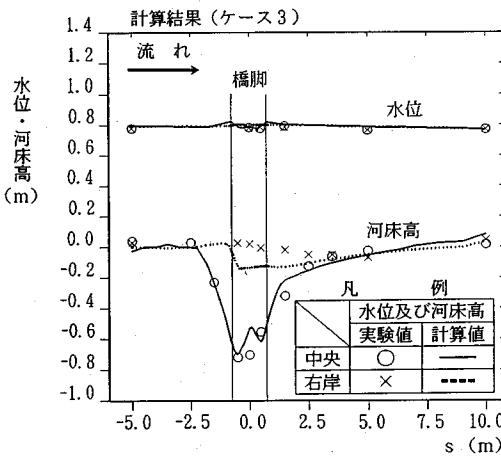
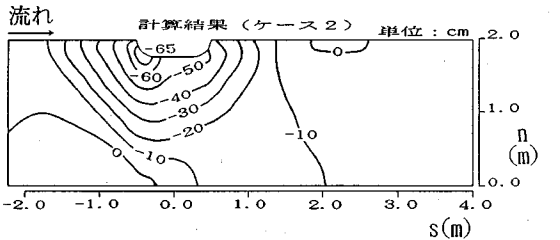
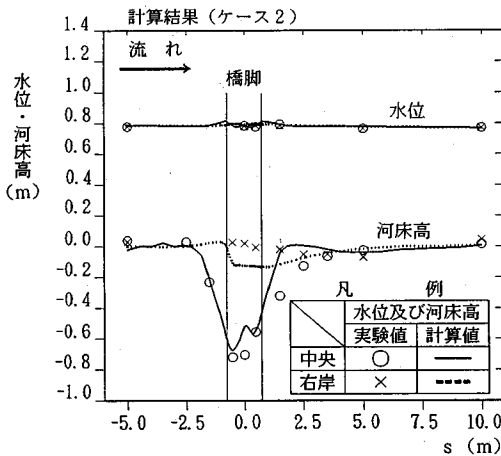
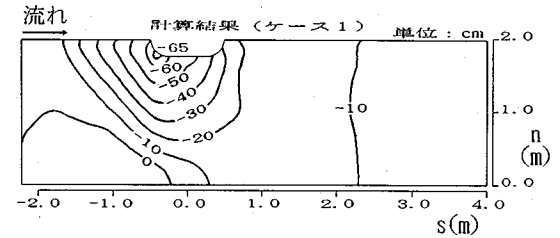
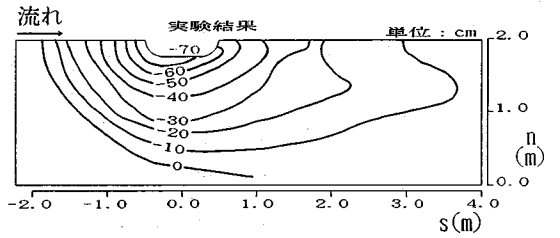
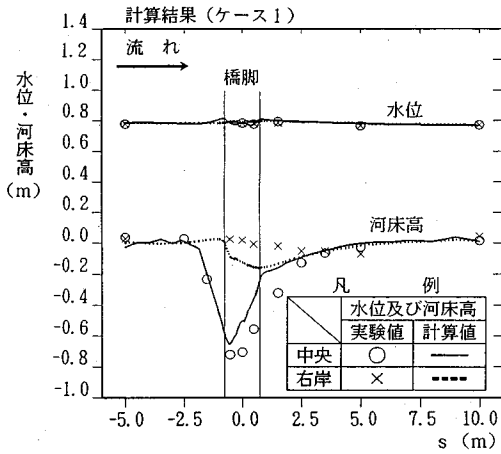


図-10 水位及び河床高縦断面図

図-11 実験と計算の河床コンター比較図

れるが、その下流側では洗掘されたものが堆積しやすくなるためと考えられる。これは橋脚後方での乱れによる活発な浮遊砂現象を流砂の解析で十分取り込めていないためである。この点に関して、次の2つの点を考慮に入れて検討する。

第一に、砂の浮上量を与える式 (17) に用いる摩擦速度 u_* の評価に非平衡性の効果を取り込む。まず式 (13) の平衡掃流砂量の表現式において q_{Be} の代りにその場所での掃流砂量 q_B を用い、これよりせん断力を算定し u_* を求める。次にこのようにして計算した u_* を用い、浮上量を算定する。第二は、活発に砂が巻き上がり浮遊砂がより卓越する領域をモデルで十分考慮するために、橋脚後方で浮上量を増大させる。すなわち図-9において、縦断的には橋脚直下流の $s=0.5$ m から洗掘孔の下流端 $s=2.5$ m の範囲、横断的には $n=-0.5 \sim 0.5$ m の範囲で、活発な砂の巻き上がりのため $\alpha=1.5 \times 10^{-2}$ を与える。 $s=0.5$ m より上流側、計算区間の下流端及び側壁については先に述べたとおり $\alpha=3.0 \times 10^{-3}$ とし、その間の区間では α を距離に応じて変化させる。このようにして定めた定数を用いたモデルによる計算結果と実験結果を水位・河床高縦断面図及び河床コンター図により比

較したものが図-10及び図-11のケース3である。洗掘の状況は最大洗掘深、洗掘孔の広がりについて、計算結果は実験結果を概ね表現できていると判断される。

本研究において対象とした解析の計算時間は、EWS (CPU: 133 MHz, SPECfp 92: 112.5) を用いて約3時間である。

6. 結 論

本研究では実河川に設置される橋脚を含む上・下流区間の流れと河床変動を表現する数値計算モデルの開発を目的として検討を行った。このモデルを用いた計算結果と橋脚の局所洗掘についての大型水理模型実験結果を比較し次の結論を得た。

- (1) 従来の橋脚模型実験に比較して、より実現象の規模に近い条件で行われた大型水理模型実験による橋脚の最大洗掘深は、従来の最大洗掘深推定式では説明できる。
- (2) 橋脚まわりの局所洗掘現象を数値的に推定するために、洗掘現象を規定する流砂運動を適切に考慮したモデルと三次元の流れ場を近似的に説明できるモデルを組み合わせ解くことによって、実用的に十分な精度で局所洗掘を推定できるとの考えのもとに、橋脚のまわりの局所流と局所洗掘についての数値モデルの開発を行った。

橋脚背後の領域では、掃流砂の非平衡運動と河床面から浮上する砂の非平衡分布を考慮し、剝離領域での流れの解析の不十分さを補うことによって、実用的に十分な精度で大型水理模型実験による局所洗掘深、範囲を説明する三次元数値シミュレーション手法を得た。

謝辞：本研究を進めるに際し、建設省関東地方建設局、同利根川上流工事事務所、同江戸川工事事務所、土木研究所、(財)国土開発技術研究センター、(株)建設技術研究所つくば試験部の関係各位より資料の提供等を頂いた。ここに記して感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 土木学会：昭和60年度版水理公式集，pp. 272～276，1985。
- 2) 吉川秀夫：流砂の水理学，丸善，pp. 318～335，1985。
- 3) Breusers, H. N. C., Nicollet, G. and Shen, H. W. : Local scour around cylindrical piers, J. of Hyd. Res., IAHR, 15, 3, pp. 211～252, 1977。
- 4) 中川博次・鈴木幸一：橋脚による局所洗掘深の予測に関する研究，京大防災研年報，第17号B，pp. 725～751，1974。
- 5) 宇民 正：橋脚周辺の流れの機構と洗掘防止法に関する研究，京都大学学位論文，p. 184，1975。
- 6) 建設省土木研究所河川研究室：橋脚による局所洗掘深予測と対策に関する水理的検討，土木研究所資料，第1797号，pp. 41～58，1982。
- 7) Nils, R. B. Olsen and Morten, C. Melaaen : Three-dimensional calculation of scour around cylinders, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 9, pp. 1048～1054, 1993。
- 8) 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，No. 443, II-18, pp. 27～36, 1992。
- 9) 道上正規・檜谷 治：水制周辺の平面2次元河床変動計算に関する研究，水工学論文集，第36巻，pp. 61～66，1992。
- 10) 宮川朝浩・福岡捷二・富田邦裕・宇賀和夫・堀田哲夫：橋脚まわりの河床変動計算法の開発，第48回年次学術講演会講演概要集，第2部，pp. 940～941，1993。
- 11) 福岡捷二・高橋 晃・西村達也：信濃川小千谷・越路地区の河床洗掘と堆積の軽減，第48回年次学術講演会講演概要集，第2部，pp. 124～125，1993。
- 12) 西村達也・金尾健司・福岡捷二：河川合流部の洪水流と河床変動，第48回年次学術講演会講演概要集，第2部，pp. 126～127，1993。
- 13) 福岡捷二・山坂昌成：直線流路の交互砂州，第27回水理講演会論文集，pp. 703～708，1983。
- 14) 金 舜範・福岡捷二・山坂昌成：流砂の非平衡性を規定するパラメータ κ_B の決定，第38回年次学術講演会講演概要集，第2部，pp. 539～540，1983。

(1993. 11. 8 受付)

PRACTICAL NUMERICAL SIMULATION OF LOCAL SCOUR AROUND A BRIDGE PIER

Shoji FUKUOKA, Kunihiro TOMITA, Tetsuo HOTTA and Tomohiro MIYAGAWA

In order to evaluate the impact of bridge piers in a river on their downstream channel and hydraulic works, it is necessary to develop some effective numerical methods for estimating local scour as the supplement of the hydraulic model experiment. This study is intended to construct a three-dimensional numerical simulation model for the local scour around a bridge pier by improving Fukuoka's three-dimensional model in the computation of water flow and considering appropriately the non-equilibrium sediment transport in the calculation of bed variation. It is shown that the numerical simulation model can obtain, with adequate accuracy, solutions that are in good agreement with the experimental results of the local scour from the large-scale hydraulic model.