

段波通過時の水制周辺の局所洗掘の解析

LOCAL SCOUR ANALYSIS AROUND A SPUR DIKE DURING A SURGE PASS

前野詩朗¹, 小川 信², 上間矢次³

Shiro MAENO, Shin OGAWA and Yatsugi UEMA

¹正会員 工博 岡山大学助教授 環境理工学部環境デザイン工学科 (〒700-8530 岡山市津島中3-1-1)

²正会員 工修 岡山県岡山地方振興局 (〒700-8604 岡山市弓之町6-1)

³学生会員 岡山大学大学院 自然科学研究科環境システム学専攻 (〒700-8530 岡山市津島中3-1-1)

Although many researchers have studied the local scour phenomenon around a spur dike experimentally and analytically, almost all the studies have been carried out for the steady flow state. This paper focused on a local scour around a spur dike during a surge pass and bed variations around the spur dike is investigated numerically by using a two dimensional numerical model with flux difference splitting technique under unstructured grid system. At first, the applicability of the employed numerical method was examined under the steady flow state. Secondly, rapidly varied flow such as surge flow condition was applied. The numerical results show good agreement with the experimental results.

Key Words: spur dike, local scour, surge, FVM, FDS, unstructured grid system

1. はじめに

近年, 地球温暖化の影響により世界各地で洪水や旱魃の被害が頻発している。その中でも, これまでに見られなかった時間雨量100mm以上にも達する強度の集中豪雨による河川構造物の被害が多く発生している。このような状況下では, 短時間に急激に河川水位が増加し, 大量に流出した流木が橋脚や堰など河川を横断する構造物に止められることが引き金となって, これらの構造物を破壊する事例が見られる。このような水理構造物破壊は, 一気に生じることが予測され, 被災箇所から上下流側に段波のような衝撃波が伝わることを考えられる。また, 津波やダムの緊急放流, 決壊などによっても同様な衝撃波の発生が予測される。このような衝撃的な波が水制などの水理構造物周辺を通過する際には水制のみならずその周辺地盤も被害を受ける。ところが, これまで定常的な流れに対する研究は多くなされている^{1)~6)}が, 段波通過時の水理構造物周辺地盤の挙動を取り扱った研究は殆ど見られない。

したがって, 段波などの強い非定常性を有する流れ場における流況ならびに水制周辺の洗掘を予測することは重要な課題である。そこで, 著者らは, 洪水流による洗掘などの被害から河岸を守り, また, 平常時には, 流心を変えて低水路を維持することを

目的として設置される水制に着目して, 段波通過時の流況や洗掘状況を検討し, 段波通過時には水制周辺地盤が液状化することや定常流場では見られない急激に進行する局所洗掘が発生することを明らかにしている⁷⁾。今後, このような段波通過時の水理構造物周辺の流況を予測し精度良い洗掘予測モデルを構築することは工学上意義が大きい。このような点を考慮して, 本研究では, 水理構造物周辺の複雑な形状を有する場にもメッシュ生成が容易で, しかも常・射流が混在した流れにも適用可能な, FDS法による非構造格子有限体積法を用いて⁸⁾水制周辺の流況解析と局所洗掘予測を試みる。そのために, まず, 定常流に対する水制周辺の流れの再現と河床変動予測を行い, 解析モデルの検証を行うとともに, 段波通過時の河床変動解析を行い実験値と比較することにより解析法の妥当性を検討する。

2. 実験の概要

本実験では, 図-1に示す水路長16m, 水路幅0.6m, 水路高0.4m, 水路勾配1/500の水路の上流側から10mの位置に図-2に示す長さ1m, 深さ17cmのサンドピットを設けた水路を用いた。水路の下流端にはゲートが設けられており, その高さを変えることによって水位の調節が可能である。また, ピット

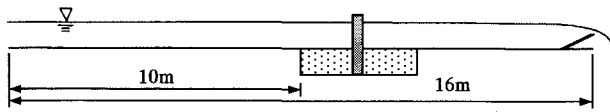


図-1 実験水路

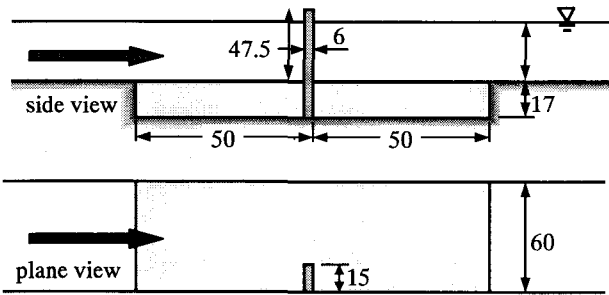


図-2 水制設置位置 (単位: cm)

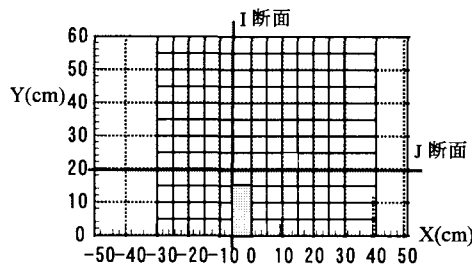


図-3 洗掘深計測ポイント

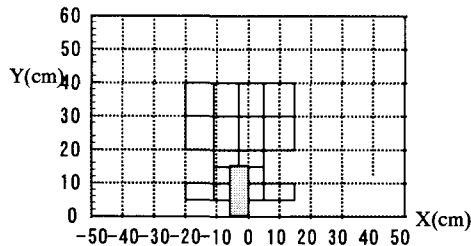


図-4 流速計測ポイント

内の右岸側に底面15cm×6cm、高さ64.5cmの非越流型不透水性水制を設置し、平均粒径1.28mmの砂をピット内に敷いて移動床を設けている。実験は20(l/s)の流量を定常的に通水する場合をCase1、流量5(l/s)を定常的に流し、高さを30cmに調節したゲートを一気に倒すことにより水路内に負の段波を発生させる場合をCase2として行った。Case1では固定水深15cmと11cmの2通り行い、それぞれCase1-1、Case1-2とした。Case1、Case2ではそれぞれ河床形状が平衡状態に達する通水120分後、ゲート開放90秒後の洗掘深を最終洗掘深とし、図-3に示す実線の交わる点において、ポイントゲージにより計測した。また、図-3に示すように、水制の右岸・下流側の角を原点として $x = -6\text{cm}$ の断面をI断面、 $y = 20\text{cm}$ の断面をJ断面とする。Case1では、計測前にピット内の土砂が流水により洗掘を受けないようにあらかじめピット上にメッシュを敷き、所定流況に達した後メッシュを一気に取り除き洗掘を開始させた。また、Case1-1では、洗掘開始前と洗掘開始120分後の

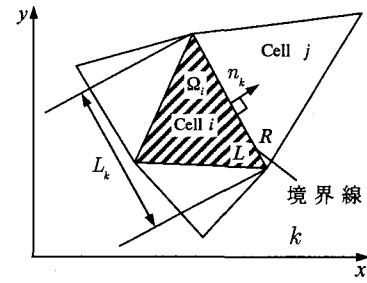


図-5 検査体積 Ω_i

xy 平面内の流速を電磁流速計により計測した。計測は、図-4に示す実線の交わるポイントにおいて一点法、すなわち水深の60%の地点（水面下9cm）の点で行った。

3. 解析の概要

3.1 基礎方程式

$\mathbf{U}$ を保存量ベクトル、 $\mathbf{E}$ と $\mathbf{F}$ をそれぞれ x と y 方向の流束ベクトル、および $\mathbf{S}$ を発生項・消滅項ベクトルとすると、平面2次元浅水流の基礎式は次式で表される^{9), 10), 11)}。本研究では解析を簡単化するため、重枝ら⁹⁾が角柱周りの流れに適用したのと同様に乱流拡散項は無視している。

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{E}}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial y} + \mathbf{S} = 0 \quad (1)$$

$$\mathbf{U} = \begin{pmatrix} h \\ uh \\ vh \end{pmatrix}, \quad \mathbf{E} = \begin{pmatrix} uh \\ u^2h + \frac{1}{2}gh^2 \\ uvh \end{pmatrix},$$

$$\mathbf{F} = \begin{pmatrix} vh \\ uvh \\ v^2h + \frac{1}{2}gh^2 \end{pmatrix}, \quad \mathbf{S} = \begin{pmatrix} 0 \\ -gh(S_{0x} + S_{fx}) \\ -gh(S_{0y} + S_{fy}) \end{pmatrix}$$

ここに、 h :水深、 u, v : x, y 方向流速、 g :重力加速度、 S_{0x}, S_{0y} : x, y 方向の河床勾配、 S_{fx}, S_{fy} : x, y 方向の摩擦勾配である。ここで、基準水平面からの河床高を z_b とすると、河床勾配 S_{0x} と S_{0y} はそれぞれ次式で表される。

$$S_{0x} = -\frac{\partial z_b}{\partial x}, \quad S_{0y} = -\frac{\partial z_b}{\partial y} \quad (2)$$

また、摩擦勾配 S_{fx}, S_{fy} は、マニング公式を用いると、 n を粗度係数として、次式で与えられる。

$$S_{fx} = \frac{n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}}, \quad S_{fy} = \frac{n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \quad (3)$$

3.2 非構造格子有限体積法

図-5に示すように、計算領域を分割した微小な三角形領域をセルとし、そのセルの領域を Ω_i とすると、式(1)は次式のようにになる。

$$\frac{\partial}{\partial t}(\mathbf{U}_i S_i) + \oint_{\partial\Omega_i} (\mathbf{G} \cdot \mathbf{n}) dL + \int_{\Omega_i} \mathbf{S} dS = 0 \quad (4)$$

ここに、 $\mathbf{U}_i$:セル*i*における $\mathbf{U}$ の平均値、 S_i :セル*i*の面積である。 $\oint_{\partial\Omega_i} (\mathbf{G} \cdot \mathbf{n}) dL$:セル*i*を構成するセル境界線を流出入するベクトルの和である。

時間方向の離散化にはAdams-Bashforth法を適用した。セル境界線を流出入する流束ベクトルを数値流束で表すと、式(4)は次式ようになる。

$$\mathbf{U}_i^{t+1} = \mathbf{U}_i^t - \frac{\Delta t}{2} \left[3f(t_n, \mathbf{U}^n) - f(t_{n-1}, \mathbf{U}^{n-1}) \right] \quad (5)$$

f は、次式で表わされる。

$$f = \frac{1}{S_i} \left\{ \sum_{k=1}^3 \left(L_k (\mathbf{G}_k^* \cdot \mathbf{n}_k) \right) + S_i \right\} \quad (6)$$

ここに、 t :時間の添え字、 k :セル*i*を構成する境界線番号(1~3)を表わす添え字、 Δt :時間刻み幅、 L_k : k 番目のセル境界線の長さ、および $\mathbf{G}_k \cdot \mathbf{n}_k$: k 番目のセル境界線を流出入する数値流束である。

実際の計算においては、数値流束に対して流束差分法^{8), 12), 13)}を適用して解析した。

3.3 河床変動モデル

(1) 流砂の連続式

流砂の連続式は次式で表される¹⁴⁾。

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left[\frac{1}{L_k} \frac{\partial (q_{Bn} \cdot L_k)}{\partial n} + q_{su} - w_f c_b \right] = 0 \quad (7)$$

ここで、 t は時間、 λ は砂の間隙率、 q_{Bn} は境界における法線方向の掃流砂量、 q_{su} はその要素で発生する浮遊砂量、 w_f は砂の沈降速度、 c_b は底面付近の浮遊砂の濃度である。

(2) 掃流砂量 q_B

掃流砂量 q_B には次の芦田・道上の式¹⁵⁾を用いた。

$$q_B = 17 \sqrt{sgd^3} \tau_*^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right) \left(1 - \frac{u_{*c}}{u_*} \right) \quad (8)$$

ここに、 s :河床材料の水中比重、 g は重力加速度、 d :河床材料の粒径、 u_* :摩擦速度、 u_{*c} :移動限界摩擦速度、 τ_* :無次元掃流利、 τ_{*c} :無次元限界掃流利、 u_{*e} :有効摩擦速度、 τ_{*e} :無次元有効掃流利である。ここでは、有効摩擦速度 u_{*e} は河床波が無い場合を想定して、 $u_{*e} = u_*$ としている。

(3) 河床からの浮上量 q_{su}

浮遊砂の河床からの浮上量 q_{su} には、板倉・岸の式¹⁶⁾を用いた。

$$q_{su} = K \left(\alpha_* \frac{\rho_s - \rho}{\rho_s} \frac{gd}{u_*'} \Omega - w_f \right) \quad (9)$$

$$\Omega = \frac{\gamma_*'}{B_*} \frac{\int_{a'}^{\infty} \xi \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\xi^2) d\xi}{\int_{a'}^{\infty} \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\xi^2) d\xi} + \frac{\gamma_*'}{B_* \eta_0} \quad (10)$$

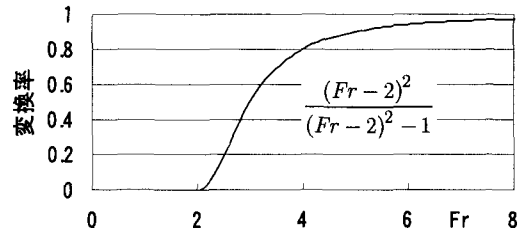


図-6 掃流砂から浮遊砂への変換補正曲線

ただし、 w_f は浮遊砂の沈降速度でありRubeyの式で求める。また、 $a' = B_* / \gamma_*' - 1 / \eta_0$ 、 $\eta_0 = 0.5$ 、 $\alpha_* = 0.14$ 、 $K = 0.008$ 、 ρ_s は浮遊粒子の密度、 ρ は水の密度である。 B_* は揚力算定の際の速度に摩擦速度 u_* を適用するための換算係数である。ここでは、均一粒径を仮定して $B_* = 0.143$ の一定値を用いた。

(4) 浮遊砂濃度の連続式

浮遊砂濃度の連続式は次式で表わされる。

$$\frac{\partial}{\partial t} \langle (c) h \rangle + \frac{1}{B} \frac{\partial (Q \cdot \langle c \rangle)}{\partial x} = q_{su} - w_f c_b \quad (11)$$

ここに、 B は境界線の幅、 c_b は底面付近の浮遊砂の濃度、 $\langle c \rangle$ は水深平均の浮遊砂濃度である。上式中の $\langle c \rangle$ と c_b の関係は水深方向の濃度分布より求められるが、ここでは以下に示す指数型の分布式を採用するものとする。

$$c = c_b \exp(-\beta \xi) \quad (12)$$

ただし、 $\beta = w_f h / \varepsilon$ 、 $\xi = z / h$ 、 z は河床からの距離、 ε は水深平均の拡散係数($= \kappa u_* h / 6$)、 κ はカルマン定数($= 0.4$)、 c は河床から z の距離における濃度である。 $\langle c \rangle$ は式(12)を河床から水面まで積分することにより次式となる。

$$\langle c \rangle = \frac{1}{h} \int_0^1 c d\xi = \frac{c_b}{\beta} (1 - \exp(-\beta)) \quad (13)$$

(5) 安息角の補正

河床変動計算において非現実的な河床勾配となることを防止するため、以下のような安息角による補正計算を行った。まず、境界を挟む要素の勾配を計算し、それが一定の安息角(本研究では 30° とした)以上であればその高低差の十分の一に当たる高さを高いほうから低いほうへ土砂の連続性を考慮して移動させる。これを全境界について一通り行い、すべての境界で安息角を満たせば補正終了、満たしていない境界があれば再び全境界について上記の補正を施す。この安息角計算を河床変動計算後に毎回行うことにより、非現実的な河床勾配を補正する。

(6) 掃流砂の浮遊砂への変換

水制に段波が衝突した場合のように急激な流況変化に伴い河床変動が急激に進む条件下では、掃流された砂粒子の多くが舞い上がり浮遊砂となることが実験を通じて確認された。板倉・岸の式ではこの浮遊砂の量を相当小さく見積もったため実験結果を再

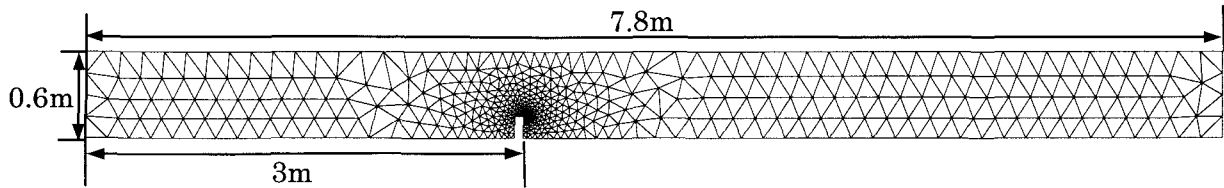


図-7 メッシュ図

表-1 解析条件と諸定数

諸定数	Case1-1 (定常流)	Case1-2 (定常流)	Case2 (段波)
重力加速度 (m/s^2)	9.8	9.8	9.8
クーラン数	0.7	0.7	0.7
マンニングの粗度係数	0.02	0.02	0.02
設定流量 (m^3/s)	0.02	0.02	0.005
下流端水位 (m)	0.15	0.11	0.31
初期水位 (m)	0.15	0.11	0.31
初期流速 (m/s)	0	0	0

現できなかった。試行錯誤の結果、本研究では図-6に示すようなフルード数の関数となる変換式を導入し、流況に応じて掃流砂を浮遊砂に変換することとした。図中の横軸はフルード数、縦軸は変換率を表わしている。例えば変換率0.6であれば、掃流砂の60%が浮遊砂に変換されることを示す。

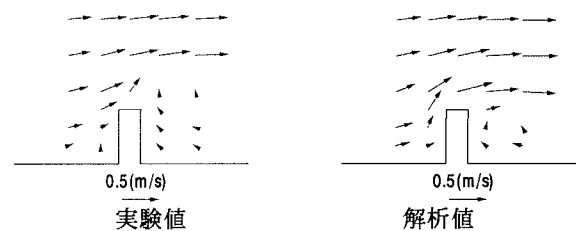
(7) 解析条件

図-7に解析に用いたメッシュ図を示す。水制周辺は小さなメッシュとしている。対象とした水路長は7.8mであり、下流側の水制の側面が上流端から3mとなるようにしている。実験ではピット内のみに砂を敷いているが、解析においては計算を簡単にするため領域全体を移動床としている。主な解析条件を表-1に示す。流量や水位には実験条件と同じ値を与えている。閉境界はノンスリップ条件とし、上流端境界は設定計算回数10000回で各設定流量に近づけ、その流入流量と上流端の要素の平均水深と水路幅から得られるような流速を初期条件として与えている。下流端境界は自由流出とする。以上の条件では定常となる計算回数20000回まで計算を進め、その後河床変動計算および負の段波を発生させる。Case1（定常流）では、河床変動の計算時間は120分間としている。Case2（負の段波）では水制周辺において砂が巻き上げられるため、底面付近の浮遊砂の濃度 c_b は水深平均の浮遊砂濃度 c と等しい ($c_b = c$) として計算した。また、負の段波は水路下流端から上流側50cmまでの河床高を30cmから0cmに急激に低下させることにより発生させた。

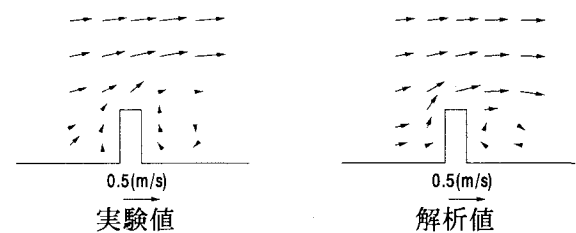
4. 結果および考察

4.1 定常流の結果

図-8にCase1-1（流量20 ℓ/s 、下流端水深15cm）の流速分布を示す。実験結果に比べ解析結果は水制による水跳ね効果が小さいものの、水制背面の渦や



(a) 河床変動開始前



(b) 河床変動開始後120分後

図-8 水制周辺流速分布 (Case1-1)

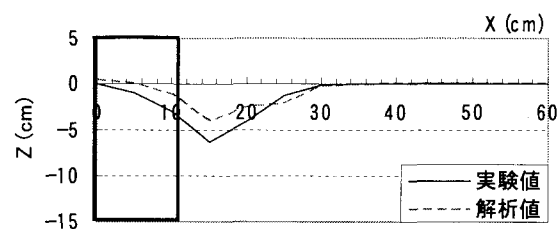
流速のオーダー等は実験結果を比較的良く再現できているといえる。

図-9, 10にCase1-1およびCase1-2における2時間通水後のI, J断面の河床変動計算結果を示す。これにより洗掘形状は実験結果を比較的よく再現するものの、最大洗掘深は実験結果の半分程度となっている。このように洗掘深の値に差が生じるのは、洗掘部で生じる3次元性を有する流れが2次元解析では再現できないことにより、洗掘部での掃流力が小さく評価されたことなどが原因として考えられる。

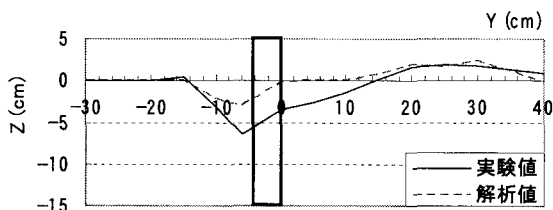
4.2 下流からの負の段波作用時の結果

図-11は、負の段波の水面形変化を示す。ここでは段波発生を $t=0(\text{s})$ としている。下流で発生した段波は、 $t=2\text{s}$ では水制と水路下流端の中間地点まで達し、 $t=6\text{s}$ には水制に達する。 $t=12\text{s} \sim 16\text{s}$ では水制先端剥離部で水位がかなり低下し、水制上流側と下流側の水位差が大きくなる。 $t=20\text{s} \sim 24\text{s}$ では水制上下流の水位差が徐々に小さくなる。また、水深の急速な減少も収まり、流れが緩やかになる。このように、段波が発生してから水制を通過していく様子が良く再現されている。

図-12にCase2における水制周辺での洗掘深の実験

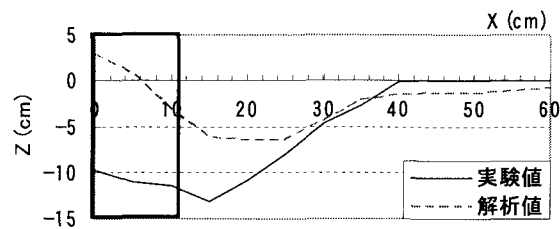


I断面

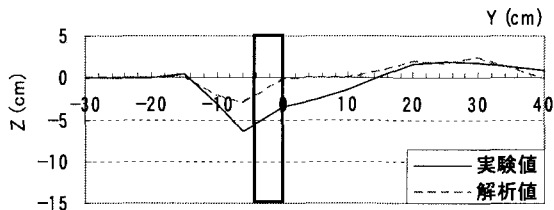


J断面

図-9 最終洗掘深 (Case1-1)

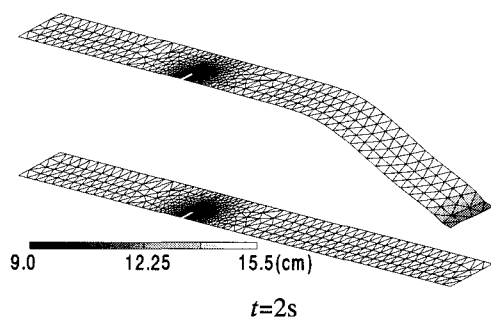


I断面

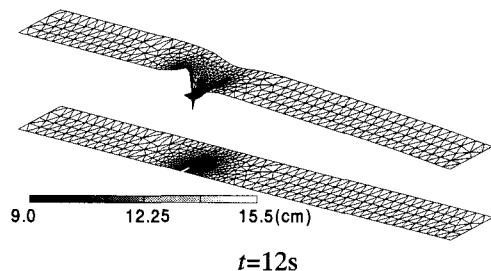


J断面

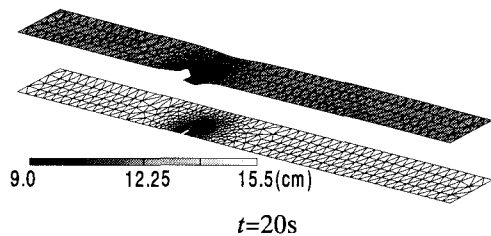
図-10 最終洗掘深 (Case1-2)



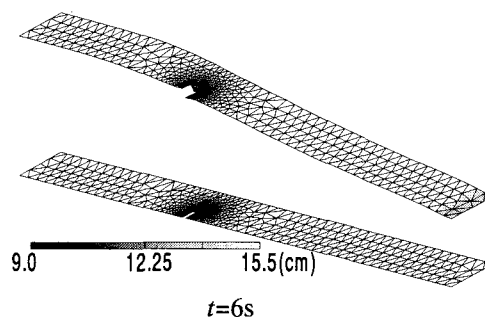
t=2s



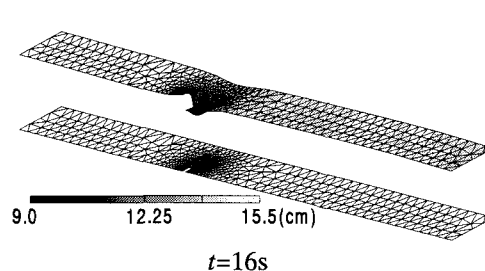
t=12s



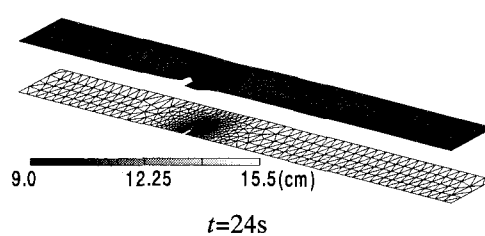
t=20s



t=6s



t=16s



t=24s

図-11 水面形図・時系列変化 (Case2)

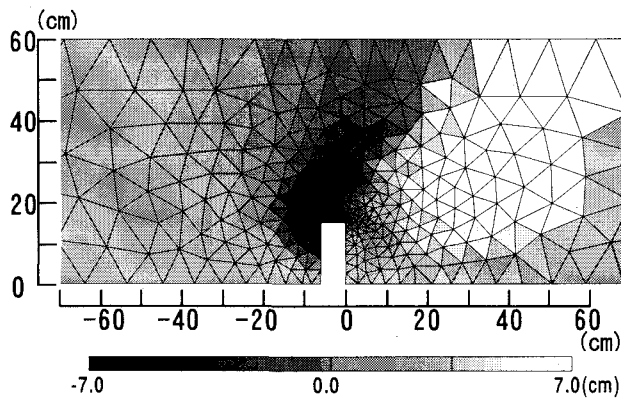
結果および解析結果を示す。これより洗掘形状は比較的良く再現されることがわかる。また、水制から堆積域までの流下方向距離は実験・解析値ともほぼ同程度であるが、横断方向を見ると、実験では水制下流側に堆積が見られるのに対し、解析では水路中央寄りに堆積が移動していることがわかる。

図-13はCase2のI断面およびJ断面における洗掘深の実験結果および解析結果を示している。最大洗掘深は実現象の半分程度となった。このように洗掘深に差が生じたのは、定常流の場合と同様に潜り込み

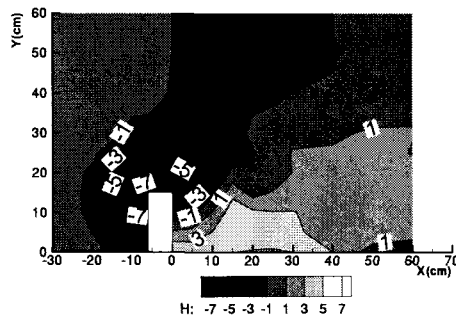
流れによる3次元性が評価されていないこと、およびTomasz et al.⁷⁾により明らかにされている段波通過時に生じる急激な圧力低下により、砂層が液状化し洗掘を受け易くなる状態を再現できていないことが原因と考えられる。

5. 結 論

本研究では、水制周辺の流況と河床変動を再現するために、定常流の場合と下流から負の段波が発生



(a) 解析結果



(b) 実験結果

図-12 最終洗掘深 (Case2)

する場合を想定し、FDS法による非構造格子有限体積法を用いて解析を行った。その結果、以下に示すことが明らかになった。

・定常流場における解析結果

水制周辺の流速は比較的良く再現できたと言えるが、実験より水はね効果が小さく評価された。河床変動については、洗掘形状は良く再現できたが、洗掘部への潜り込み流れによる3次元性を再現できないため、最大洗掘深が実験結果より小さくなった。

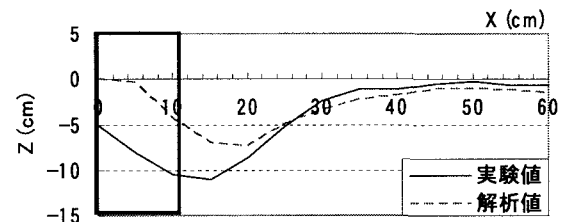
・段波発生時における解析結果

提案した手法により、段波の発生や段波通過時の水制周辺の水面変動の様子や洗掘形状を良く再現することができた。しかし、定常流の場合と同様に最大洗掘深が実験より小さくなった。これは、定常流場と同様な理由に加え、段波衝突時に生じる急激な圧力低下に伴う水制周辺地盤の流れに対する抵抗力の減少を再現できていないことが原因と考えられる。

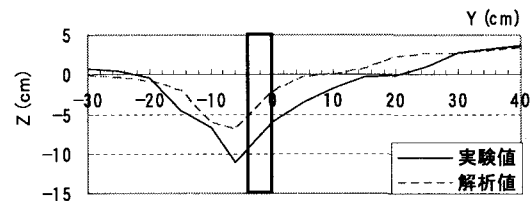
今後は、段波通過時の液状化の影響を取り入れるなどモデルの更なる改良を図る必要がある。

参考文献

- 1) 崇田・清水：Reynolds応力を考慮した水制を含む流れの計算，水工学論文集，第37巻，pp. 487 - 494, 1993.
- 2) 池田駿介・吉池智明・杉本 高：不透水水制群を有する流れの構造に関する実験的研究，水工学論文集，第43巻，pp. 281 - 286, 1999.
- 3) 富永晃宏・井嶋康二・中野義郎：斜め越流型水制周辺の流れ構造のPIV解析，水工学論文集，第43巻，pp. 379 - 384, 2001.



I 断面



J 断面

図-13 最終洗掘深 (Case2)

- 4) 川口広司・渡辺明英・福岡捷二：異なる角度の越流型水制周辺流れの二次元数値解析，水工学論文集，第43巻，pp. 385 - 390, 2001.
- 5) 富永晃宏・井嶋康二：越流型水制周辺の流れ構造に及ぼす水制間隔の効果，水工学論文集，第44巻，pp. 475 - 480, 2002.
- 6) 福岡捷二・川口広司・安竹 悠・春名聡志：複断面直線水路に設置された不透水型水制群の機能と抵抗，水工学論文集，第44巻，pp. 481 - 486 2002.
- 7) Tomasz Marek Mioduszewski and Shiro Maeno : Experimental study of scouring process and behavior around a spur dike during the surge pass, Proceedings of The Thirteenth (2003) International Offshore and Polar Engineering Conference, pp.858 - 863, 2002.
- 8) アキレス クマール ジャ，秋山壽一郎，浦勝，重枝未玲：FDSを用いた洪水流の数値モデル，土木学会論文集，No.656/II-52, pp.73-82, 2000.
- 9) 重枝未玲，秋山壽一郎，浦勝，有田由高：非構造格子を用いた有限体積法に基づく平面2次元洪水流数値モデル，水工学論文集，第45巻，pp.895-900, 2001.
- 10) 秋山壽一郎，重枝未玲，浦 勝：非構造格子を用いた有限体積法に基づく1次および2次精度平面2次元洪水流数値解析モデル，土木学会論文集，No.705/II-59 pp.31-43, 2002.
- 11) 秋山壽一郎・浦 勝・山口 学・重枝未玲：MacCormack法を用いた平面2次元数値モデルの浅水流への適用性について，水工学論文集，第42巻，pp.679-684, 1998.
- 12) 河村哲也，渡辺好夫，高橋聡志，岡野覚：流体解析II，朝倉書店，pp.30-36, 1997.
- 13) 藤井孝蔵：流体力学の数値計算法，東京大学出版会，pp.119-132, 1994.
- 14) 福岡捷二・岡信昌利・川口広司・西村達也：越流型水制周辺の流れと河床変動，水工学論文集，第42巻，pp. 997 - 1002, 1998.
- 15) 道上・檜谷：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.
- 16) Itakura, T. and Kishi, T. : Open channel flow with suspended sediments, J. of Hyd. Div., ASCE, Vol. 106, HY8, pp. 1325 - 1343, 1980.

(2003年9月30日受付)