

河口水位に及ぼす河口砂州の効果

山内 健二*・田中 仁**

1. はじめに

近年、多自然型川作りが期待される中、河口問題に関しても人工構造物に依らない河口維持の試みがなされつつある。例えば河口砂州フラッシュを見込んだ計画水位を考える場合、砂州高さやその形状の違いによる水位せき上げ量を定量的に把握しておく必要がある。

桑原ら(1996)は宮城県の一級河川・名取川を対象に洪水時の砂州高さの影響について調査・研究を行っているが、本研究で対象としている宮城県・七北田川は桑原ら(1996)が扱っている大河川と比べるとその規模は小さく、新たに考慮しなければならないような中小河川特有の現象が見受けられる(田中, 1995)。本河川に限らず、このような中小河川に挙げられる特徴として①河口砂州が非常に不安定であり、数日のオーダーで地形が変化する、②河口前面で十分な水深が維持されていないため wave set-up による河口内での水位上昇がみられる(高橋ら, 1995)、等がある。いずれも洪水時の河口水位を決定する重要なファクターであり、このような観点からは従来の数値モデル(岡部ら, 1990; 佐藤ら, 1992)には幾分検討の余地を残していた。

一方、本研究では洪水前後の河口部における詳細な深淺データと洪水期間中の水位データが得られており、これによりモデルの検証をより詳細に実施することが出来る。また、碎波の影響による水位上昇量(wave set-up 量)についても、従来の計算では沖波の波高の10%程度を潮位データに加算して沖側の境界条件としていたが、今回は wave set-up の実測結果をもとに経験式を定め、これを計算に用いた。

このように、本研究ではより詳細な検証データを用いることにより本数値計算モデルの有効性が示された。次に、ここで得られたモデルを用いて計画洪水時の河口内水位について検討を行った。検討するにあたって、いくつかの河口砂州を想定して数値シミュレーションを行い、計画洪水時における河口砂州の効果について調べた。

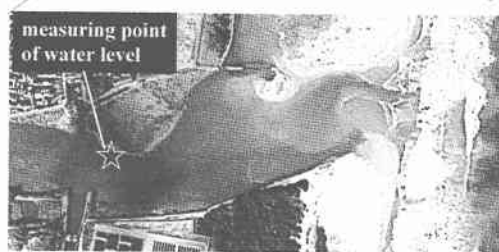
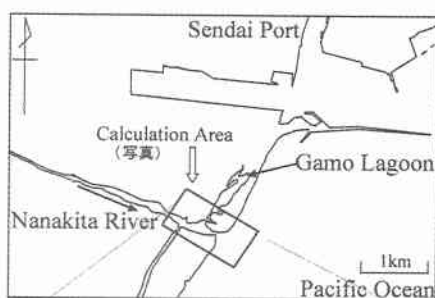


図-1 七北田川河口周辺の地形(写真: 96年9月2日撮影)

2. 七北田川について

本研究の対象となる七北田川は宮城県・仙台市を流れる二級河川で、幹線流路延長は45km、流域面積は229.1 km^2 、また、計画高水流量は1,650 m^3/s に設定されている。図-1に示されるように河口左岸付近には蒲生干潟、北へ約2kmのところには仙台港が位置している。

現在まで、七北田川を対象として、上述の地形変化数値計算(岡部ら, 1990; 佐藤ら, 1992)や、水理特性の検討(田中, 1995)などが行われてきている。

1996年9月22日、台風17号によりもたらされた出水により河口砂州のフラッシュがあった。図-1の写真は洪水前の計算対象領域を写した航空写真である。

3. 数値計算について

(1) 検証データ

a) 地形データ

通常、洪水の直前直後に地形測量を行うことは困難で

* 学生会員 東北大学 大学院工学研究科 土木工学専攻

** 正会員 工博 東北大学教授 大学院工学研究科 土木工学専攻

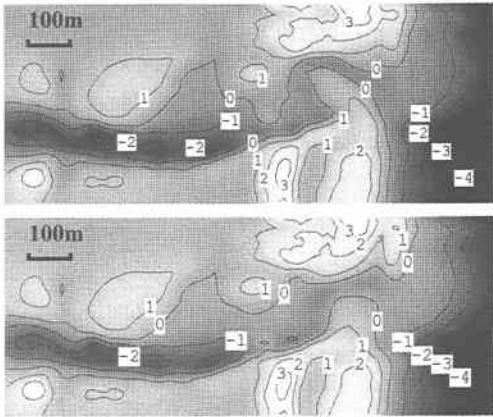


図-2 洪水による砂州崩壊前後の地形, T.P. (m)
(測量, 上: 96年9月18日, 下: 96年9月26日)

あるため、これまでの計算においては遙か前に行われた地形データを初期地形とせざるを得ない状況もあった。七北田川の河口地形変化特性についての田中 (1995) の報告によれば、このような中小河川においては日単位のタイムスケールで地形変化が生じることが知られている。このことを考慮すると、これまでの計算で用いた初期地形あるいは洪水後の地形は、検証データとして十分でないものも含まれていたと考えられる。

今回は洪水4日前および4日後の測量データを得ることができたので、これを用いた。図-2に洪水前後の地形データを示す。したがって、図-2の上図を計算の初期地形として用いることにする。

b) 河口内水位記録

河口内には読み取りデータ間隔5分の自記式水位計が設置されている。水位計の設置位置は図-1の写真上に示されている。これにより洪水期間中の計算水位の妥当性を確かめることができる。

(2) 外力データ

河川流量データは、中流地点で観測されている水位データを入手し、H-Q曲線から求めた。この際、河口部到達流量は流域面積比を考慮して3割程度の増量を見込んだ。

また、運輸省により観測されている波浪データ (仙台港沖合い4 km 地点) および潮位データ (仙台港検潮記録) をそれぞれ入手し外部入力データとした。

96年9月洪水時の河口内水位記録、河川流量、潮位データおよび波浪データを図-3、図-4に示す。図-3には、河口から上流5 km のところで観測されている福田橋での水位も示し、河口での水位と比較した。洪水のピーク流量は200 m³/sを超え (七北田川の平均流量は5~10 m³/s)、洪水立ち上がりからピーク到達まで7, 8時間程

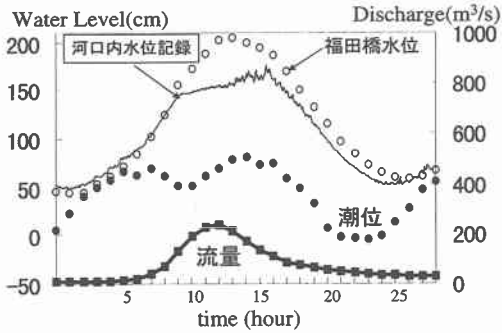


図-3 河口内水位記録, 河川流量, 潮位, 福田橋水位

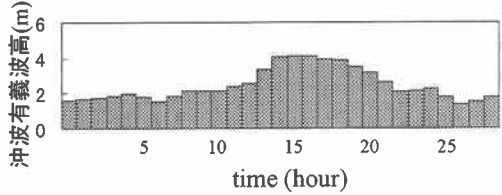


図-4 波浪データ

度であった。また、洪水後には沖波有義波高4 m 前後の高波浪が来襲している。河口内での実測水位記録にみられる微小な振動も、この高波浪の影響によるものと思われる。

(3) 計算方法

a) 流れの計算

流れは、浅水方程式を用いて計算する。水平拡散項を考慮しない平面2次元の浅水方程式は次式のように表される。

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{M^2}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{MN}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{\tau_x}{\rho} = 0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{MN}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{N^2}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial y} + \frac{\tau_y}{\rho} = 0 \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 x, y : 水平方向座標、 $D (= h + \eta)$: 全水深、 h : 静水深、 η : 静水深からの水位、 ρ : 水の密度、 M, N : x, y 方向の線流量である。

また、底面摩擦力は等流条件を仮定して Manning 則を用いて計算する。

$$\frac{\tau_x}{\rho} = \frac{gn^2}{D^{7/3}} M \sqrt{M^2 + N^2} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\frac{\tau_y}{\rho} = \frac{gn^2}{D^{7/3}} N \sqrt{M^2 + N^2} \quad \dots\dots\dots (4)$$

連続の式も水深方向に積分したものをを用いる。

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad \dots\dots\dots (5)$$

(1), (2), (5)式を Leap-Frog 差分法(後藤ら, 1982)により解いた。

b) 地形変化の計算

ほとんどの掃流砂量式は緩勾配等流に対して提案されているため、今回対象としているような局所的に急勾配を擁する河口砂州への適用にあたっては砂重量の流れ方向成分を考慮しなければならない。そこで邵ら(1990, 1991)にならって掃流砂量式を次のように修正した。

$$q_{Bi}^* = q_B^* / C_i \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここで、 q_{Bi}^* ：斜面における無次元掃流砂量、 q_B^* ：水平床での無次元掃流砂量、また、 C_i は

$$C_i = \cos \theta (1 - \sigma / (\sigma - \rho) \cdot \tan \theta / \mu_s) \quad \dots\dots\dots (7)$$

で与えられる限界掃流力の斜面修正係数であり、 θ ：斜面勾配、 σ ：砂の密度、 μ_s ：砂の静止摩擦係数である。

掃流砂量式には Meyer-Peter・Müller の提案式を用いる。

$$q_B^* = 8(\tau^* - \tau_{cr}^*)^{1.5} \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここで、 τ^* ：無次元掃流力、 τ_{cr}^* ：無次元限界掃流力であり、無次元限界掃流力は岩垣の式より求めた。流れの場で計算した底面せん断力から掃流砂量を求め、以下に示す砂の連続式に代入して地形変化量を求める。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} \right) = 0 \quad \dots\dots\dots (9)$$

z ：地盤高さ、 λ ：砂の空隙率、 q_x, q_y ： x, y 方向の掃流砂量である。

c) wave set-up 高さの検討

七北田川河口部には土砂が流入しやすく河口前面で十分な水深が維持されていないため、河口前面においても常に碎波が観測される。このため wave set-up 現象により、河口内での平均水面が上昇する(高橋ら, 1995)。今回、この wave set-up 高さについての再検討を行った。図-5 に示されるように wave set-up による水位の上昇量は沖波波高と良い相関がある。ここで得た経験式、式(10)を今回のモデルに取り入れた。

$$\bar{\eta} = 0.0515 H_0^2 - 0.0375 H_0 + 0.1039 \quad \dots\dots\dots (10)$$

ここで、 $\bar{\eta}$ ：wave set-up 高さ (m)、 H_0 ：沖波有義波高 (m) である。

d) 境界条件について

上流端では実測河川流量を与え、下流端では潮位に wave set-up 高さを加えた水位を境界条件として与えた。

また、河口左岸には本川と水の出入りがある蒲生干潟がある。水の出入りは導流堤上の越流および2本のヒューム管により行われるが、これらの量も実測により定められた経験式をもとに算定した。

e) 計算条件について

計算条件は表-1の通りである。

表-1 計算条件

空間格子間隔 $\Delta x, \Delta y$	10 m
時間格子間隔 Δt	0.3 sec
底面せん断力	Manning 則より
Manning の粗度係数	アシ原 0.07, その他 0.03
流砂量式	Meyer-Peter・Müller 式
粒径	0.45 mm
砂の空隙率	0.4
砂の水中比重	1.65

4. 検証計算

(1) 計算水位の妥当性

図-6 で計算水位と実測水位を比較する。計算水位は洪水立ち上がりの潮位の低い時間帯で若干実測値を下回るものの、砂州の崩壊による水位上昇の鈍り、波浪の影響による水位上昇を良好に再現できている。流量ピーク到達後の、河口内での高水位は主として高波浪による wave set-up に起因しているものと考えられる。

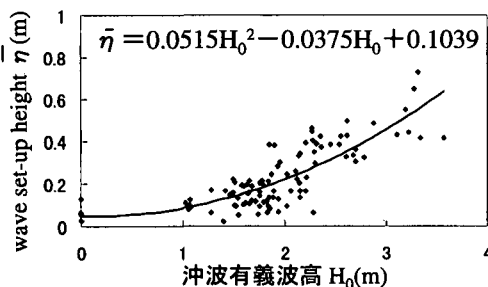


図-5 沖波有義波高と wave set-up 高さとの関係

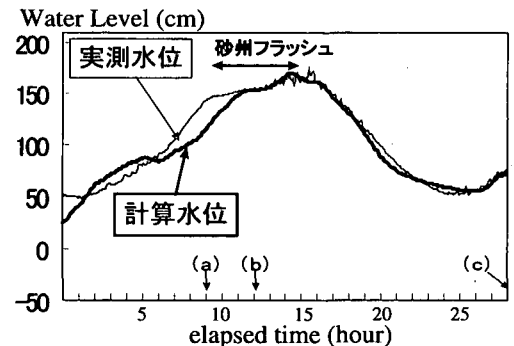


図-6 計算水位と実測水位の比較

(2) 地形変化量, 流速ベクトル

地形および流速の変化を示した図-7(a), (b), (c)はそれぞれ図-6中の(a), (b), (c)の時刻に対応する。砂州の崩壊過程(図-7(b)), 崩壊後(図-7(c))には洪水流が流下方向へまっすぐ抜けている。このことから



図-7(a) 地形変化, 流速ベクトル (計算値)



図-7(b) 地形変化, 流速ベクトル (計算値)

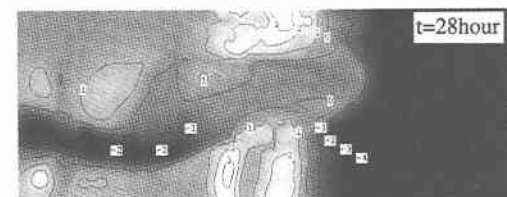


図-7(c) 地形変化, 流速ベクトル (計算値)

砂州の崩壊によって、河口部での水位せき上げが抑えられていることが分かる。

最終的な計算地形(図-7(c))と洪水の4日後に行われた河口部での実測地形(図-2, 下)とを比較する。右岸砂州の1m等高線の後退量から判断した砂州のフラッシュ幅は計算値とほぼ一致している。一方、洪水後來襲した高波浪により大量の砂が砂州上へ戻ってきた可能性が強いため、0m等深線の変化に関しては直接実測値との比較・議論は行えない(特に砂州部に関して)。しかしながら、砂州部より上流側に広がっていた河口内浅瀬に関しては、その浸食程度が概ね実測値と一致する。

以上のことから、本数値計算モデルが有効であるものとして、以下では計画洪水を対象とした検討を行う。

5. 計画洪水を対象とした計算

(1) 計算方法について

ここでは計算方法、潮位変動および波浪諸元の変動は先の検証計算のものを使用する。ピーク流量 $1,650 \text{ m}^3/\text{s}$ をもつ計画洪水ハイドログラフを入手し、これを入力流量データとして、計画洪水による数値シミュレーションを行った。

なお、砂州崩壊による水位せき上げの低減効果を調べるために、表-2に示されるような3種類の砂州を想定して計算を行った。

(2) 砂州の効果

洪水波形および計算された河口内水位を図-8に示す。固定した砂州(Case 1)に比べ現状の崩壊する砂州(Case 2)においては30 cm程度の水位低減効果が見られる。

一方、Case 3は砂州部分の高さをT.P.1mにカットした砂州であり、これは砂州高さの人工管理による河口維持計画を想定したものである。しかしながら、現状の砂州での計算水位と比べてほとんど差はなかった。これは、計画洪水のような大規模な洪水時には流量ピークが到達する前に砂州のフラッシュが十分に進行するためである。

入力した洪水波形は先の検証計算の規模をはるかに上回るものであるが、今回のシミュレーションによれば計画洪水時の河口内水位はT.P.値にして3 mまで上昇することが判った。

表-2 シミュレーションに用いた河口砂州

	計算方式	砂州形状
Case 1	固定床計算	96年9月18日の測量地形
Case 2	移動床計算	96年9月18日の測量地形
Case 3	移動床計算	砂州部分をT.P.1mまでカット

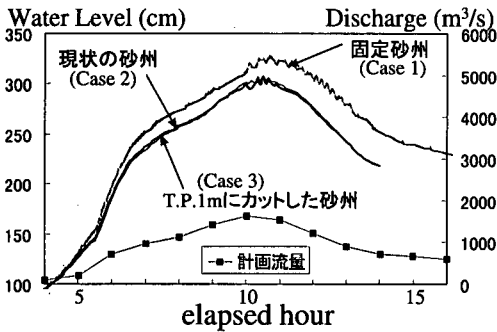


図-8 計画洪水時の河口内計算水位

6. ま と め

(1) wave set-up 高さの観測データを検討した上で、96年9月22日出水時の詳細なデータを用いて検証計算を行った。これにより出水時における河口部での水理現象・流砂現象を再現する数値計算モデルの有効性を確かめることができた。

(2) ここで得た数値計算モデルを用いて計画洪水を対象とした数値シミュレーションを行った。その結果、砂州崩壊による水位低減効果は30 cm程度見込まれること、また、T.P.約3 mまで水位が上昇することが分かった。

(3) 砂州高さ管理による最高水位のコントロールを想定して数値実験を行ったが、水位低減効果にほとんど差は現れなかった。これは、計画洪水規模の大洪水時には、流量ピーク到達以前に砂州のフラッシュが十分進行

するためである。一方、中小の洪水流量時には砂州の形状が河口内水位のせき上げ高に直接的に影響を及ぼす。この様に、洪水規模に応じて河口砂州のせき上げ水位に対する影響が異なる。

謝辞：本研究を行うにあたって、(株)テトラ応用水理研究所の佐藤勝弘氏より貴重な資料を頂いたことに感謝致します。また、現地資料を提供して頂いた運輸省塩釜港工事事務所、宮城県仙台台東土木事務所、七北田ダム管理事務所に謝意を表します。なお、本研究に対して文部省科学研究費の補助を受けたことを付記する。

参 考 文 献

- 岡部 健・田中 仁・首藤伸夫 (1990): 出水時における河口地形変化の数値計算, 土木学会第45回年譜概要集, II, pp. 658-659.
- 桑原直樹・田中 仁 (1996): 洪水時の河口砂州崩壊現象に対する砂州高さ・潮位変動の影響に関する研究, 海岸工学論文集, 第43巻, pp. 631-635.
- 後藤智明・小川由信 (1982): Leap-Frog法を用いた津波の数値計算, 東北大学工学部土木工学科, 52 p.
- 佐藤勝弘・首藤伸夫 (1992): 洪水による河口砂州崩壊過程の数値計算, 海岸工学論文集, 第39巻, pp. 396-400.
- 邵 小敏・田中 仁・首藤伸夫 (1990): 越流による砂州崩壊に関する実験, 水工学論文集, 第34巻, pp. 373-378.
- 邵 小敏・田中 仁・首藤伸夫 (1991): 非平衡流砂運動に伴う砂州崩壊, 水工学論文集, 第35巻, pp. 435-440.
- 高橋 淳・田中 仁 (1995): 七北田川河口部における wave set-up, 第50回土木学会年次学術講演会, 第2部(B), pp. 844-845.
- 田中 仁 (1995): 七北田川において観測された中小河川特有の河口現象, 土木学会論文集, 第509号/II-30, pp. 169-181.