

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

桑 原 直 樹*・田 中 仁**

1. はじめに

河口砂州は洪水時に河口部の流れを阻害することから、従来の河道計画ではその存在が否定的に捉えられてきた。しかし、河口砂州は塩水や波浪の河道内への侵入を防ぐ機能を果たすので、洪水時に砂州が完全にフラッシュされることが確実であれば、砂州の存在を前提とした河道計画が可能となる。

この様な背景をもとに、近年河口砂州のフラッシュ過程を再現する試みがなされている(佐藤・首藤, 1992; 宇多ら, 1994)。また、筆者らも河口砂州フラッシュ過程を精度良く計算できる数値モデルの開発を行って来た。その結果、掃流砂、浮遊砂、さらにらせん流による砂移動を考慮することにより、宮城県・名取川において洪水時に観測された地形変化、河口内水位変化を良好に再現することが出来た(桑原ら, 1995. 以降, 前報と呼ぶ)。ただし、先の研究の計算では既往洪水時の再現計算を目的としたため、各種境界条件の詳細が既知であった。これに対して、河川計画の段階でこのような数値モデルによる検討を行う際にはいくつかの不確定要素が存在する。当然、河川流量に関してはすでに計画上のハイドログラフが存在するが、その他で河口地形変化に大きな影響を及ぼすファクターで不確定性の大きなものとしては、①河口砂州の高さ、②洪水流量波形と潮位変動波形との間の位相関係を挙げることが出来る。そこで、本研究ではこれら二つが数値計算結果に及ぼす効果について定量的検討を行った。なお、前報の検証計算では既往の一洪水のみを対象としたため、数値モデルの汎用性の検討が十分とは言えなかった。そこで、本研究では上記の二つのファクターに関する検討を行う前に、他の二つの洪水についての検証計算も行った。

2. 名取川の概要

本研究の対象となる名取川は図-1に示す様に宮城県のほぼ中央部を横断し、広瀬川等の中小河川と合流して名取市関上で太平洋上に注ぐ一級河川である。流域面積

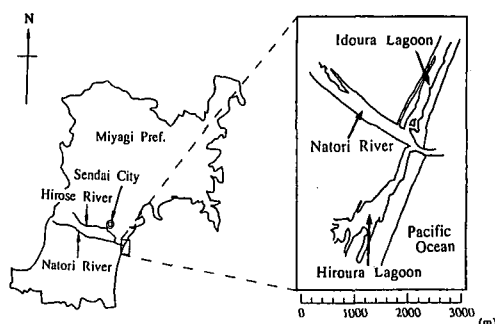


図-1 名取川的位置

は 938.9 km²、幹線流路延長は 55.0 km である。

名取川河口の砂州は長期的にみれば安定した砂州であり、近年日本の多くの河川で見られるような河口砂州の河川側への退行や縮小が起こる可能性は少ない。そこで、河川管理上は洪水時に砂州がフラッシュされるか否かが問題であったが、1986年8月に大規模な砂州フラッシュが観測された。その他にも、1982年9月、1989年8月、1993年8月、1994年9月、1995年9月にもフラッシュが観測されている。

3. 河口地形変化の数値計算法

基本的な計算法は前報と同様であるので、ここでは概略のみを説明する。

流れの基礎式は浅水方程式であり、これをリープフロッグ差分法によって解いた。計算格子間隔は 15 m である。流れの計算を行った後流砂量を求め、その結果から地盤高の時間変化を求めた。流砂量公式としては、掃流砂量式として Brown (1950) により示された Einstein-Brown の式を 0.8 倍したものをを用いた。

$$\frac{q_b}{\sqrt{s g d^3}} = 32 F(d) (\tau^* - \tau_{cr}^*)^3 \dots \dots \dots (1)$$

ここで、 q_b : 掃流砂量、 s : 砂粒子の水中比重、 d : 砂の粒径、 τ^* : 無次元掃流力、 τ_{cr}^* : 移動限界無次元掃流力、 $F(d)$: Rubey (1933) による沈降速度に関する関数である。また浮遊砂量式は、Lane and Kalinske (1941) の式を用いた。

* 正会員 工修 五洋建設(株) 名古屋支店土木部設計課
** 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

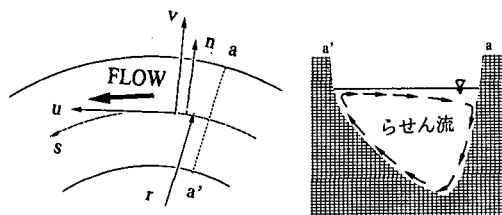


図-2 らせん流の説明

さて、名取川河口の導流堤は北に向かって湾曲している。水路が湾曲する部分での流れにはらせん流が図-2の様に発生し、底面付近の河床砂は外岸側から内岸側へと運ばれる。らせん流の大きさは主流に比べてさほど大きくはないが、河床変動に大きな影響を及ぼす事がある。そこでEngelund (1974) の手法を用いる事でらせん流についての考慮も行った。さらに、渡辺ら (1984) の手法により地形勾配が砂移動に与える効果を考慮した。これにより、河口前面テラス縁部での堆積形状を安定に計算することが出来た。ただし、この方法ではフラッシュにより砂州上に生じた水路の側岸侵食については、砂の移動方向と地形の傾斜角が直交するために考慮できない。そこで、砂面の傾斜が砂の水中安息角を越えないように調整を行った。

計算領域を図-3に示す。ここで、図中の★印は水位観測点(関上第二水位観測所)の位置を示し、区間a-a'では横断面の比較を行っている。

4. 検証計算

4.1 計算対象洪水

前報では1986年8月の洪水について検討を行い、上記のモデルにより計算値は名取川における実測値とかなり良い一致を示すことが明らかとなっている。本節での検証計算に用いた洪水は、1982年9月と1989年8月の洪水である。1982年9月洪水の規模は、最大流量 $2081 \text{ m}^3/\text{s}$ 、関上第二水位観測所(図-3★印)での最大水位 2.41 m 、1989年8月洪水の規模は、最大流量 $2356 \text{ m}^3/\text{s}$ 、最大水位 2.40 m であった。

4.2 計算結果

図-4は、1982年9月洪水時の図-3★印点における実測水位と計算水位を比較したものである。これを見ると、洪水初期の水位変動には実測値と計算値の間に若干の差異が見られるが、それ以外では良好な一致を示している。特に、ピーク水位及びその発生時刻について極めて良い一致が見られる。洪水ピーク前に計算値にはもう一つの小さな山が見られる。これは、砂州越流開始直後にまず水位上昇が先行し、その後にフラッシュが急激に進行するために生じるものである。ただし、実測水位は

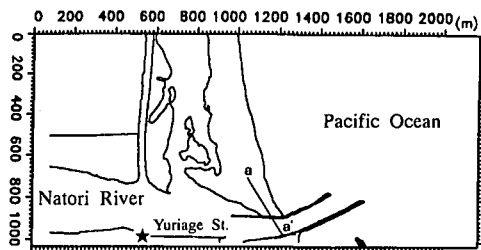


図-3 計算領域

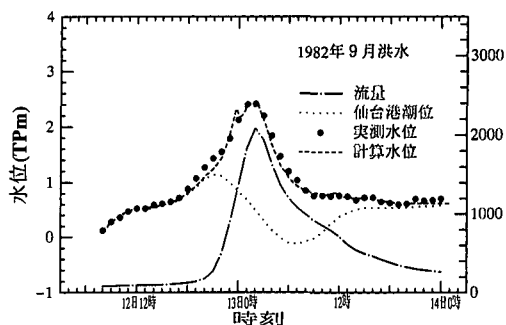


図-4 水位変動の比較 (1982年9月洪水)

時間間隔が1時間毎のデータであるため、このような現象が実際にあるかは確認できない。

次に、1989年8月洪水の計算結果を図-5に示す。測点は図-4と同様に図-3中の水位観測点(★印点)である。これを見ると、洪水初期とピーク流量以後の水位変動に実測値と計算値の間に若干の差異が見られるが、ピーク水位及びその発生時刻について非常に良い一致が見られる。全般的な波形の一致もほぼ良好である。洪水ピーク到達の直前にやはり先と同様な小さなピークが見られる。

これら2つの洪水について、河口地形変化を含めたより詳細な比較はすでに別報(桑原ら, 1996)においてなされており、砂州フラッシュの幅についても良好な予測を行うことができることを報告している。以上、前報で開発されたモデルは、流量規模の異なる3つの洪水のいずれにおいても砂州フラッシュを伴う河口地形変化を精度良く再現出来ることが判った。そこで、以下では同数値モデルを用いて計画洪水時の地形変化に関する検討を行う。

5. 計画洪水時の数値計算

5.1 計算条件

計算に用いた洪水波形を図-5に示す。また、洪水流量ピーク時に潮位が満潮になる場合 (Case A) および干潮になる場合 (Case B) とを考え、図に示す潮位変動を与

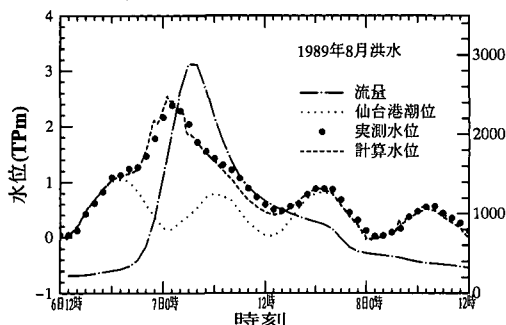


図-5 水位変動の比較 (1989年8月洪水)

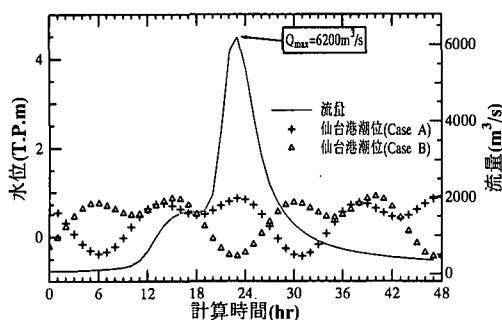


図-6 ハイドログラフと潮位波形

表-1 計算条件

計算ケース	潮位変動	砂州高さ
Case 1A	A	1.9 m
Case 1B	B	1.9 m
Case 2A	A	2.4 m
Case 2B	B	2.4 m
Case 3A	A	2.9 m
Case 3B	B	2.9 m

えた。ここで、潮位波形自体は前報で用いたものと同一である。さらに、河口砂州高さを1.9 m, 2.4 m, 2.9 mに変化させて、表-1の様にCase 1AからCase 3Bの合計6種類の計算を行った。なお、前報の計算では砂州高さを1.9 mとしている。

5.2 計算結果

Case 1A, 1Bの水位変動を図-7に示す。これに対応するa-a'断面(図-3参照)での侵食過程を図-8に示した。また、Case 2A, 2BおよびCase 3A, 3Bの同様な計算結果を図-9, 10および図-11, 12に示した。これらの図より、次のことが明らかである。

a) まず、水位波形について見てみると、図-7, 9においてピーク水位到達前の約13時間経過時に小さなピークが見られるが、これは砂州フラッシュの開始を示

すものである。これに対して図-11ではこの時刻にこの様なピークが見られず、滑らかな変動を示している。これは、Case 3A, 3Bにおいては砂州が2.9 mと高いため、この時点ではまだ砂州を越流する流れが生じていないためである。

b) いずれのケースにおいてもピーク水位以降は急激に水位が低下しており、砂州フラッシュが急激に進行したことを示している。ただし、Case AとCase Bを比べると、洪水ピーク時に満潮となる前者のケースの方がピーク水位以降に緩やかな水位低下になっており、潮位の効果が顕著に現れている。図-7, 11ではCase Aの潮位波形の時、Case Bに比べてピーク水位の現れる時刻が遅れている。最大水位自体もより高くなっており、潮位の影響を見て取ることが出来る。また、砂州高さの影響としては、当然のことながら、それが高いほど堰上げ効果が顕著となる。

c) 次に、測線a-a'での横断形状を見てみると、まず、いずれにおいても導流堤内の右岸側が大きく深掘れしている。これは、数値計算においてらせん流の効果を加味しているためである。また、全体的な傾向として、砂州部の侵食量と導流堤内の侵食量には逆相関が見られることが分かる。例えば、Case 1AとCase 3Aとを比べるとこのことが明らかである。これは、主に砂州高さの影響を受けて、二つの流路を流れる流量の分配が変化するためである。すなわち、砂州が高いほどフラッシュの進行に時間を要し、また、砂州部に越流が生じる時間帯が短い。このため、導流堤部に流れが集中する傾向が強く、この部分の侵食がより進む。

d) 侵食量に対する潮位変動の効果を見ると、砂州高さが同一である時、ピーク流量時の潮位が低い場合には砂州部において鉛直方向の侵食が卓越するのに対して、ピーク流量時満潮のCase Aではむしろ横断方向への拡幅が進行することがわかる。

なお、各ケースでの最大水位、およびCase AとCase Bでの最大水位の差を示したものが表-2である。この表より、砂州高さが増加するにつれて、潮位波形の相連による影響が拡大することがわかる。

6. 結 論

本研究では、まず宮城県・名取川を対象に数値計算によって出水における名取川河口地形変化の再現を試みた。前報で得られたモデルを用い最大流量の異なる二つの洪水について再現を試みた結果、河口内水位や河口地形変化について実測値に極めて良好な計算結果が得られ、モデルの有効性が示された。ただし、水位波形を詳細に見ると計算値と実測値に差異が見られる。この原因としては、入射波浪の効果、河口近くで合流する堀・小

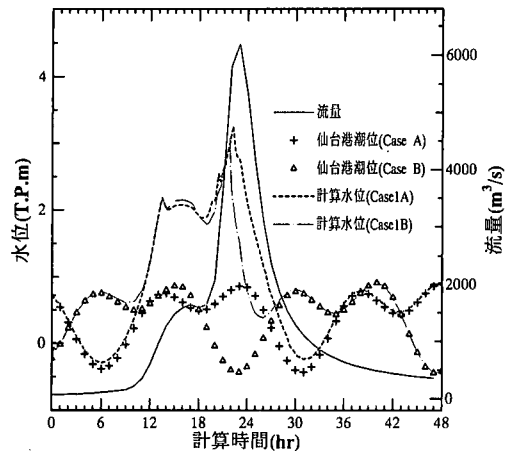


図-7 Case 1A, 1B の水位変動

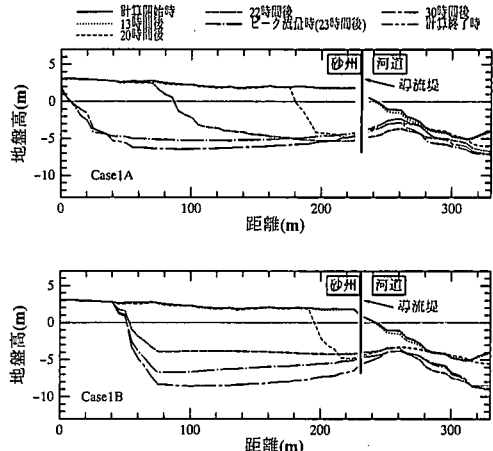


図-8 Case 1A, 1B の断面変化

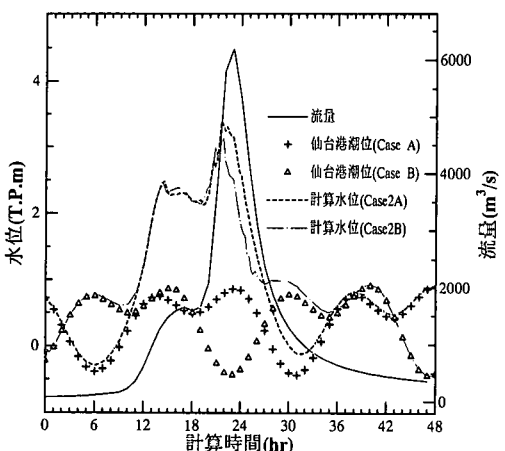


図-9 Case 2A, 2B の水位変動

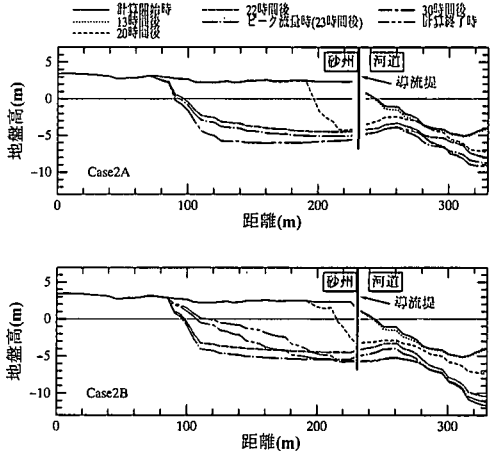


図-10 Case 2A, 2B の断面変化

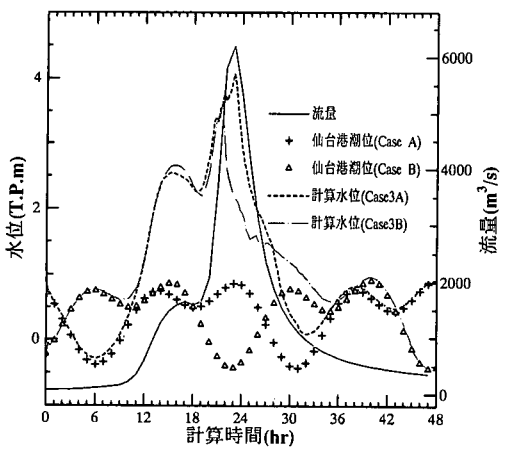


図-11 Case 3A, 3B の水位変動

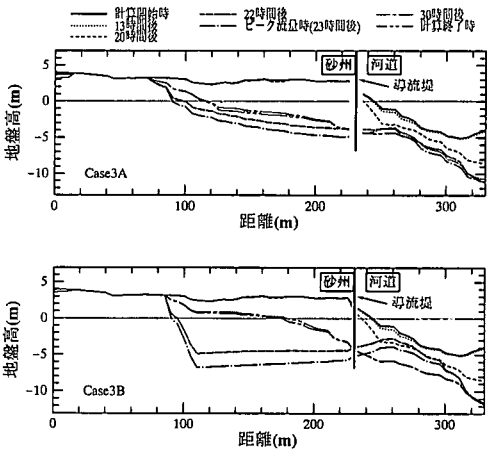


図-12 Case 3A, 3B の断面変化

表-2 各 Case の最大水位の比較

計算ケース	最大水位 (m)	Case A と Case B の最大水位の差 (m)
Case 1A	3.24	0.17
Case 1B	3.07	
Case 2A	3.38	0.25
Case 2B	3.13	
Case 3A	4.07	0.38
Case 3B	3.69	

河川からの流入量の影響, 井戸浦・広浦での貯留効果などが考えられる。

次に, 計画洪水を対象に同様な数値計算を行い, 潮位と砂州高さが計算結果に及ぼす効果について定量的な検討を行った。その結果, 河道計画の際には従来の確率的な考えに加えて, 潮位変動パターンや砂州高さ影響について検討を行う必要があることが確認された。計画洪水時の水理現象および土砂移動現象は現地データや水理実験に基づく検討が困難であり, 本手法による数値実験が有効であると考えられる。

謝辞: 本研究を行うにあたり, 建設省東北地方建設局仙台工事事務所から貴重な現地観測データを提供していただいた。また, 本研究に対して, 文部省科学研究費(総合研究 (A)), 代表: 東北大学澤本正樹教授, 試験研究

(B), 代表: 田中 仁)の補助を受けた。さらに, 本論文の公表に対して小川基金の補助を得た。ここに記して謝意を表する。

参 考 文 献

- 宇多高明・高橋 晃・水魔嘉幸・高木利光 (1994): 人口リーフを用いた河口処理工の検討, 海岸工学論文集, 第 41 巻, pp. 506-510.
- 桑原直樹・田中 仁・佐藤勝弘・首藤伸夫 (1995): 出水による河口地形変化の数値計算, 海岸工学論文集, 第 42 巻, pp. 596-600.
- 桑原直樹・田中 仁・佐藤勝弘・首藤伸夫 (1996): 洪水による河口堆積土砂侵食過程の数値シミュレーション, 水工学論文集, 第 40 巻, pp. 953-958.
- 佐藤勝弘・首藤伸夫 (1992): 洪水による砂州崩壊過程の数値計算, 海岸工学論文集, 第 39 巻, pp. 396-400.
- 清水康行・板倉忠興・山口 甲 (1987): 2 次元モデルを用いた河床形態変化のシミュレーション, 第 31 回水理講演会論文集, pp. 689-694.
- 渡辺 晃・丸山康樹・清水隆夫・榊山 勉 (1984): 構造物設置に伴う三次元海浜変形の予測モデル, 海岸工学論文集, 第 31 巻, pp. 406-410.
- Brown, C. B. (1950): Sediment Transportation, in Engineering Hydraulics, ed. Rouse, H., John Wiley & Sons, Inc., New York, N.Y., pp. 769-858.
- Engelund, F. (1974): Flow and bed topography in channel bends, Jour. of Hydraulic Div., ASCE, Vol. 100, No. HY. 11, pp. 1631-1648.
- Lane, E. W. and Kalinske, A. A. (1941): Engineering calculations of suspended sediments, Trans. AGU, Vol. 22, pp. 603-607.