

七北田川において観測された中小河川特有の河口現象

田中 仁¹

¹正会員 工博 東北大学助教授 工学部土木工学科 (〒980-77 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉)

中小河川における河口地形変化の特徴を明らかにすることを目的として、二級河川・七北田川において河口調査を行った。大河川との大きな相違点として、①1~2週間程度の短いタイムスケールで地形変化が生じる、②河口内水位の変動は潮位のそれと異なり、極端な位相のズレ・振幅の低減が見られる、③河口前面での水深が浅いため、高波浪時に wave set-up により河口内水位が上昇する、等の現象が見られた。このうち、②の現象を利用して、実測された河口内水位から河口断面形状を推定する方法を提案した。また、河口内水位の解析から河口閉塞が生じた日時を推定し、さらに閉塞の発生には岸向き漂砂の影響が支配的である可能性が高いことを示した。

Key Words : river mouth, small river, river mouth closure, longshore and on-offshore sediment movement, wave set-up

1. はじめに

河口水位は河道計画を行うに際し下流端での水位を与えるものであり、その河川工学上の重要度はきわめて高いものである。河口水位を支配する要因としてはいくつかのファクターが挙げられるが、最も重要なものの一つが河口地形である。このため、現在までに河口問題に関して多くの調査・研究が行われてきた。そのレビューは吉川¹⁾、樫木²⁾らに詳しい。

河口地形の変化特性はそれぞれの河川により大きく異なる場合が多いため、ある河川での知見が他の河川に役立たない事もある。このため、特定の河川を対象とした研究も行われている(例えば、澤本³⁾)。この際、一級河川においてはこのような研究を行うのに必要となる基礎データが定期的に蓄積されていることが多いのに対し、中小河川では系統的には測量が行われず、データが乏しいのが実状である。こうした中であって、寺中ら⁴⁾は福島県、堺ら⁵⁾は岩手県の中小河川を対象として河口変動特性の検討を行っているが、このような中小河川の河口に関する調査報告例はむしろ例外的である。

中小河川河口の特徴の一つは、自己流量が少ないために波の作用により容易に閉塞し易いという点である。このため、導流堤、暗渠、人工開削などの工法が試みられてきてはいるが、期待した効果を上げられない場合も少なくない。これら対策工法の適切な選択、設計、施工のためには中小河川特有の河口現象を把握しておく必要があるが、現況は先に記したようであり、十分な知識が蓄積されてるとは言い難い。

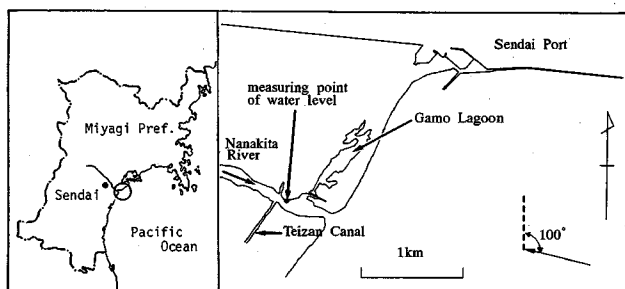
このような背景から、著者らは仙台市を流れる二級河川・七北田川を対象に1988年から現地調査を行い、河口平面地形、最狭部横断面形状、河口水位の継続的なデータの蓄積を行ってきた⁶⁾⁻⁸⁾。その結果、河口地形の変化速度、河口内水位変動特性について、従来大河川での観測結果とは大きく異なる特徴的な現象がいくつか観察された。また、この中小河川特有の河口内水位変動特性を利用して河口最狭断面形状を推定する手法を開発したので、ここに報告する。

なお、本論文は、文献6)、7)および8)に、さらに新たに得られた知見を加えてまとめたものである。

2. 七北田川の概要と調査内容

今回の調査の対象である七北田川流域の概要図を図1に示す。七北田川は、その源を仙台市北西部の泉ヶ岳に発し、仙台市蒲生地先で仙台湾に注ぐ二級河川であり、幹線流路延長は45 km、流域面積は229.1 m²、100年確率の計画高水流量は1,650 m³/secである。河口部での平均粒径は0.4~0.5 mm程度である。

七北田川はもともと現河口近くで約1 km北上してから仙台湾に注いでいた。これは、仙台海岸において北上する漂砂が卓越する(佐藤・庄子・田中⁹⁾)ことに対応している。昭和40年代に、現河口から約2 km北の位置に仙台港が建設された。これにともない旧河口が締め切られ、現在の河口地形が形成された。旧河口部の河道は干潟として残り、現在では冬鳥の飛来地として貴重なレクリエーションの場となっている(栗原¹⁰⁾)。このため、



図一 七北田川河口地形の概要

干潟内の水質問題に注目した検討がなされている（上原¹¹⁾）。

仙台港南防波堤の建設前には上記の漂砂移動方向を反映して、右岸砂州が成長することが多かった。しかし、防波堤延長が1 km 程に達した1971年ころから漂砂移動のパターンが変化した。すなわち、防波堤の基部汀線が約90 m後退し、侵食された砂は南に移動した（田中¹²⁾）。これにより河口において大規模な左岸砂州の伸長が見られることもあった。

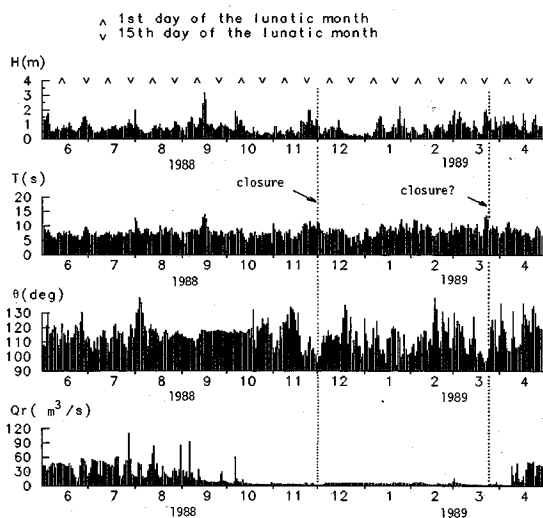
現地調査は1988年6月より現在まで継続して行われている⁶⁾⁻⁸⁾。測定内容は、汀線形状、最狭部横断形状、河口近傍での水位、流速の4項目である。まず、汀線形状測量は光波測距儀を用いて約2週間に一度行われた。汀線の図化に際しては潮位補正を行った。最狭部横断測量は約4週間に一度ずつ行われた。さらに、空中写真撮影も行われている。また、自記式水位計を設置し、水位の連続計測を行った。設置地点は、図一に示した河口より500 m地点（以降、当地点の水位を河口水位と呼ぶ）、および河口より約5 km上流の支川梅田川に架かる福田新橋地点である。1990年8月20日、21日および1990年8月27日、28日には25時間にわたって地形・水位・流速の連続観測が行われた。

3. 河口地形変化とその特徴

(1) 1988年度の地形変化

図二に波（有義波）の波高、周期、波向き（方位角）および河川流量を示した。ここに示した波浪諸元は河口より沖4 km、水深20 mの地点で観測されている。10月後半から3月にかけて河川流量が極端に減少している。

図三に汀線測量結果を示す。図三(a)の本川・干潟間には石積の締切堤があり、その延長線上には汀線までコンクリート製の導流堤が設置されている。図三(a)に示した時期には、導流堤は砂中に埋没している。また、右岸汀線より100 m地点から上流側には石積護



図二 外力の変化（1988年6月～1989年4月）

岸がある。図三(a)は夏期のものであり、台風出水の影響で右岸の護岸に沿う方向に河口流路が形成されている。この時期に測定された横断形状はほぼ左右対称で、滞の偏りはみられなかった。

秋期から冬期にかけて、図二に見られるように河川流量が極端に低減する。これとともに右岸砂州が成長し、12月上旬に完全閉塞に至った。閉塞直前の汀線変化を図三(b)に示す。10日程度間に大きな地形変化が生じている。前述のように左岸側には汀線まで伸びる導流堤がある。14日の開口部左端は導流堤に達しているため、その後左岸の河口地形に変化はない。図中の3本の測線で測定された横断形状を図四(a), (b), (c)に示す。測線1および2において滞筋が30 mほど北に移動していることがわかる。ここで、興味深い点は測線No.1においてT.P. 0 mより下の三角形断面がほぼ等しい面積を保持している点である。これは、沿岸漂砂が河口内へ運び込まれても、短期間の間にその時点での流量（河川流量+潮汐流量）に対応した動的平衡断面が作り出されているためであると考えられる。なお、11

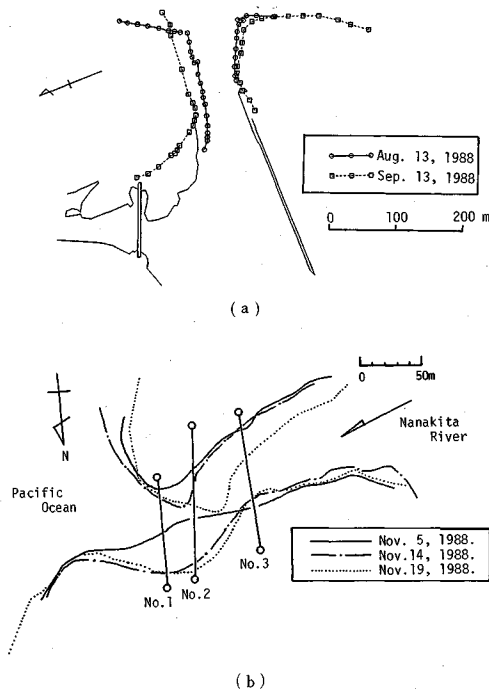


図-3 1988年の汀線変化

月14日のデータには導流堤の影響によるものと考えられる溝の片寄りが見られる。

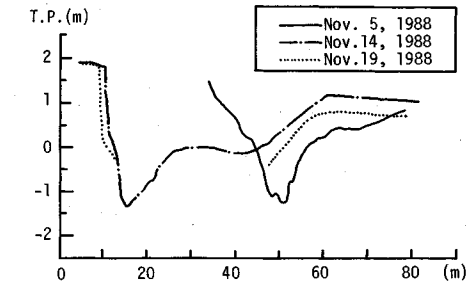
11月下旬から12月上旬にかけて高波浪が来襲し、河口は完全閉塞するに至った。これについては、第7節に詳しく述べる。

(2) 1989年度の地形変化

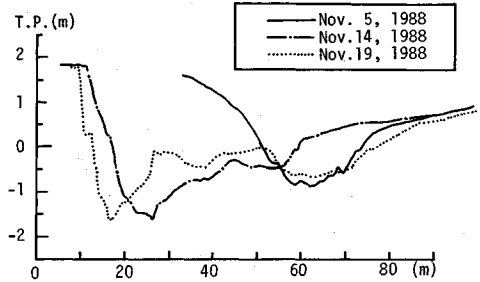
1989年夏期の汀線形状変化を図-5に示した。この年もやはり右岸砂州の張り出しがみられる。8月6日から7日にかけて台風13号による出水があった。河口でのピーク流量は499 m³/sであった。図-5(a)に示したように、この出水によって河口幅が広がった。その後、2週間程度で地形はほぼ洪水前の地形に戻った。8月27日から28日には再び台風17号による出水があった。ピーク流量は、615 m³/sである。汀線形状を図-5(b)に示す。先の出水に比べて流量が多い分、8月30日の河口幅が広い。その後、先と同様に2週間程度でほぼ洪水前の地形に回復している。

(3) 1990年度の地形変化

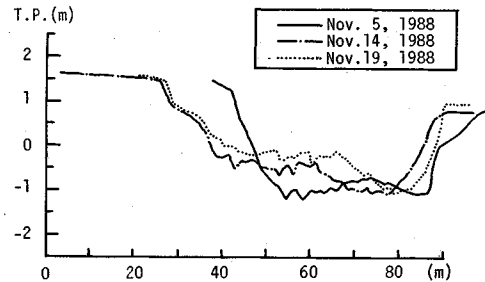
水位・流速の25時間観測が行われた8月大潮時および小潮時の結果を示す。図-6は汀線と最狭部横断形状を示しており、破線・実線はそれぞれ大潮時および小潮時の観測結果である。大潮から小潮にいたる1週間という短い期間の間に、最狭断面位置が河口内に押し込まれ、



(a)



(b)



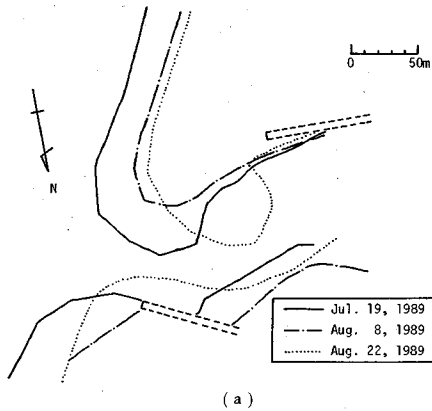
(c)

図-4 1988年の横断測量結果

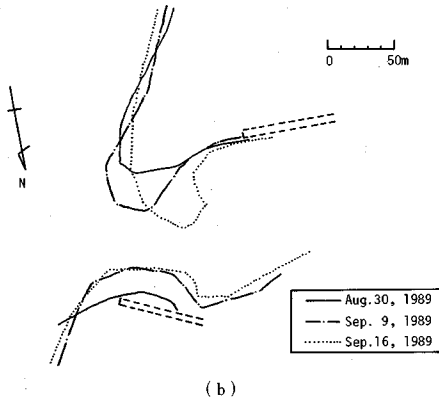
同時に河口部最狭断面積の大幅な減少が見られる。この時の水理量の変化の特徴については後に詳述する。

(4) 地形変化の特徴

以上に示した河口地形変化の中で興味深い点は、地形の変化が極めて早く生じる点である。澤本・首藤・谷口¹³⁾は阿武隈川における出水後の地形変化についてすでに報告しているが、例えば文献13)の図-5にあるように出水後河口幅がもとに戻るのに数カ月のオーダーの時間を要している。これに対して、七北田川では以上に示した様に地形変化の応答が早く、1~2週間程度で生じる。このような地形変化速度の違いはおもに、河川流量の大小、出水で生じた地形変化の規模、および流域面積の大小に起因する洪水のタイムスケールの相違によるものと考えられる。



(a)



(b)

図-5 1989年の汀線変化

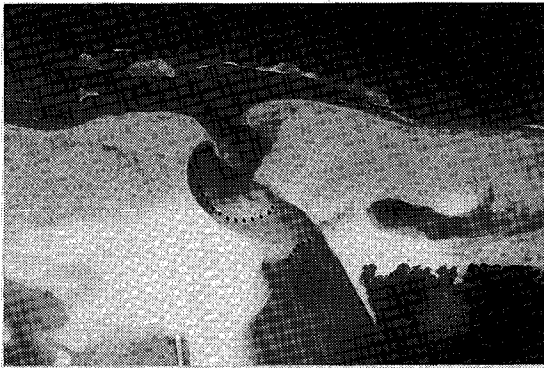


写真-1 河口内浅瀬の航空写真(1991年2月1日)

七北田川においては、渇水期に河口内に浅瀬が見られることも大きな特徴である。一例を写真-1に示した。点線は堆積地形のフロント部の位置を表わす。このような地形は通常 bay shoal あるいは flood tidal delta¹⁴⁾と呼ばれている。ただし、洪水期にはこのような地形はほとんど見られなかった。

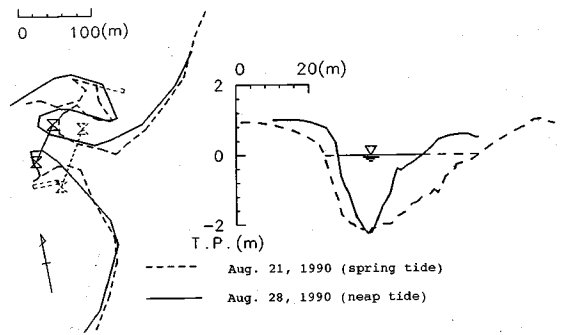


図-6 1990年8月の汀線変化と河口横断面形状の変化

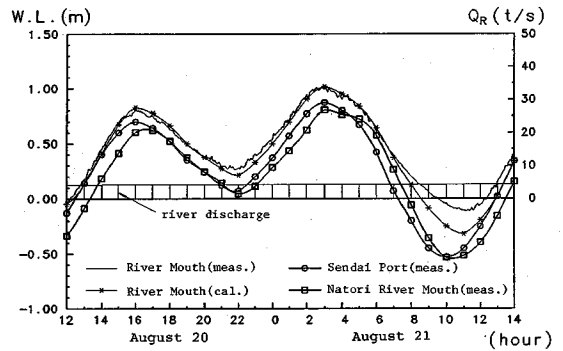
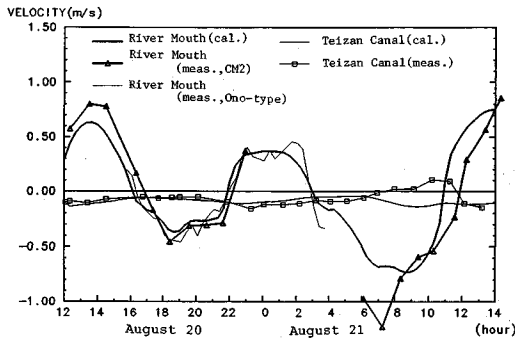


図-7 水位変化(1990年8月20日~21日)

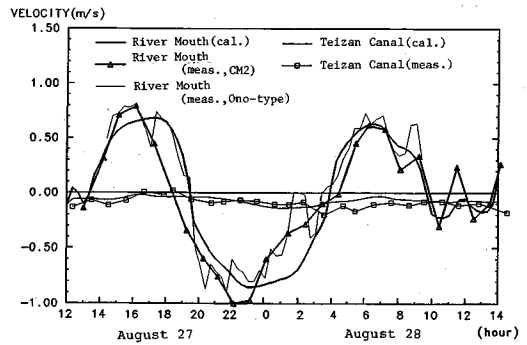
4. 河口での水位と流速の変化特性

図-6の大潮時、小潮時の地形測量を行った際、それぞれ同時に25時間にわたる水理観測が行われた。図-7は1990年第1回観測(大潮時)での七北田川河口水位および仙台港での潮位を示したものである。図中には七北田川から約9km南に位置する名取川の河口内水位も図示した。ほぼ常に七北田川河口水位が名取川河口水位より高いことがわかる。これは、七北田川河口において、満潮時には河口前面での砕波による wave set-up のため、また干潮時には河口断面積(特に水深)が十分でないことにより、外海への流出が抑制されるためと考えられる。これに対し、導流堤により十分な河積が維持されている名取川河口内水位は潮位とほぼ一致した変動を示している。過去に撮影された航空写真によると、七北田川河口前面では常時砕波が観察されるのに対して、名取川河口ではそのような状況は見られない。このことから、名取川河口は wave set-up の影響を受けておらず、また干潮時に十分に水位が低下できる程の河積が維持されていることが推測される。

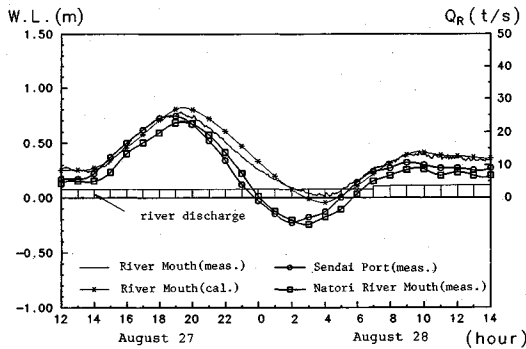
なお、河口を通過する潮汐流量を評価する際、水位変



図—8 流速変化 (1990年8月20日~21日)



図—10 流速変化 (1990年8月27日~28日)



図—9 水位変化 (1990年8月27日~28日)

動として海側の潮位を用いることが多いが、図—7から判るようにこの方法によると中小河川においては潮汐流量を過大評価し、危険側の判断を下すことになるので、注意を要する。

図—8は七北田川と、七北田川・名取川両河川を結ぶ貞山運河(図—1参照)での流速変化であり、七北田川へ流入する流れを正とする。先に述べた水位の上下関係から、ほぼ常時七北田川から名取川に向かう流れが見られる。

図—9, 10は1990年第2回観測(小潮時)について同様な図を描いたものである。第1回観測と同様に常時七北田川河口水位が名取川河口水位より高く、貞山運河を南下する流れが見られる。河口内水位上昇量は図—3に示した第1回観測の方が顕著である。これは、観測時に来襲した波浪の波高に依存しており、第1回および第2回の日平均有義波高はそれぞれ1.4mおよび0.9mであった。

図—6に示したように、2回の観測で河口最狭部断面形状は大きく変化しているにもかかわらず、最大流速は共通して約1m/secであることがわかる。この値は河口部での動的平衡状態を表わす指標であると考えられ、Bruun¹⁴⁾もこれに極めて近い値を報告している。図—3, 5, 6に示したように七北田川では地形の応答がきわめ

て早く、このため2回の観測時にはそれぞれの外力(今回の実測では主に潮汐流量)に対応した平衡状態が実現されていたと考えられる。

図—7, 8, 9, 10には一次元モデルによる計算結果も示した。良好な値が得られている。計算法については次節に述べる。

5. 河口最狭断面形状の推定

前節に示したように、七北田川のような中小河川においては、河口の水位変動に河口地形、特に河口断面形状の特性が大きく反映されている事がわかった。すなわち、河口断面積が十分に保たれているときには河口内水位と潮位はほぼ同様な変動を示すのに対して、冬期などの河口断面積が十分に維持されていない場合は、河口内の水位変動には潮位変化に比べて顕著な位相差と振幅低減が見られる。このような河口内水位波形の変形は河口狭水路の通水性が損なわれるために生じるものである。本節ではこの特性を利用して、河口内実測水位データから河口断面形状を逆に推定を試みる。

(1) 河口内水位観測例

図—11は1988年11月における七北田川河口内水位と仙台港での実測潮位変化を示したものである。1日から4日にかけては両水位がほぼ一致しているが、その後顕著な差異が見られるようになる。特に干潮時の水位変化に大きな差が見られる。20日以降は河口内水位がT.P. 0mより下がる日が見られない。以下では、このような河口内水位に見られる変化特性を利用した河口断面形状の推定法について述べていくことにする。

(2) 河口断面形状の検討

河口断面の推定に先立ち、まず断面形状をどのような単純な形状で表現できるかを検討する。河口断面積 A 、河口幅 B 、最大水深 H_c を用いて、2つの無次元量 $A^* =$

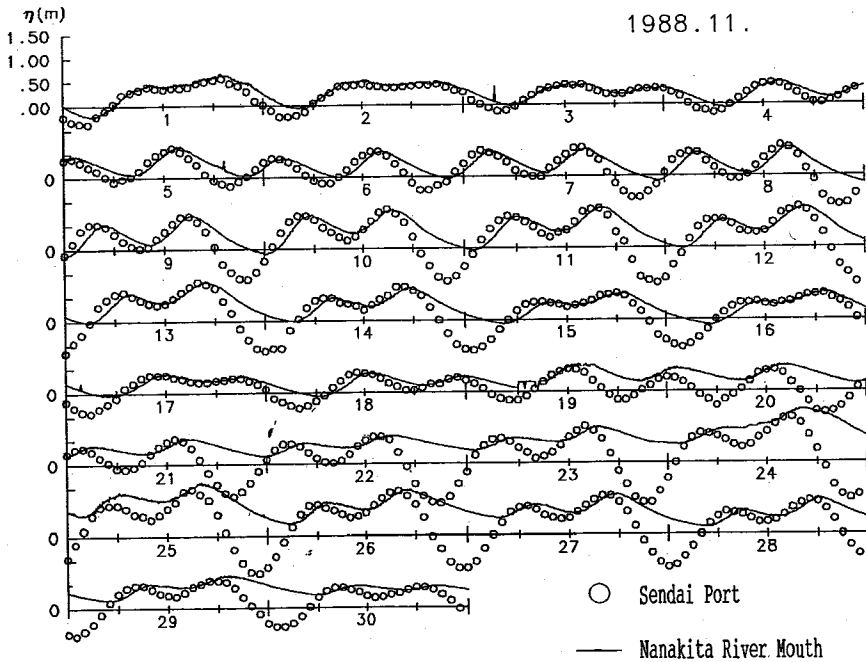


図-11 1988年11月の河口内水位と潮位の変化

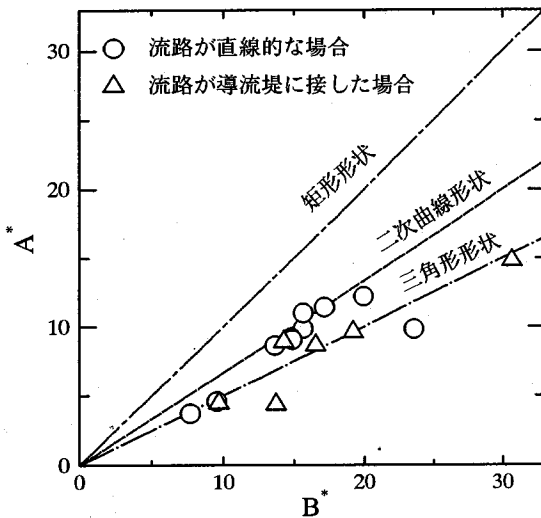


図-12 河口最狭断面の形状

A/H_c^2 , $B^*=B/H_c$ を作り、この両者間の関係を見ると、断面形状が矩形では傾き 1、二次曲線では傾き 2/3、三角形では傾き 1/2 の直線となる。過去に行った横断測量の結果を図-12 に示す。図中、○印は流路が直線である場合、△印は流路が蛇行し開口部左岸が導流堤に沿った場合である。後者のケースでは、図-4 の 11 月 14 日及び 19 日の測定結果に見られるように導流堤付け根が深掘れし、三角形形状を示す。図-12 から、直線流路の場合河口断面形状は二次曲線で、蛇行流路では三角形

でモデル化できることが分かる。他の河川を対象に行われた過去の研究を見ると、河口最狭部の断面形状については三角形および矩形との比較が行われており、実測値はこの中間に位置するものが多いようである^{15),16)}。従って、放物線形状の仮定は他の河川でも良好な適用性を有するものと予想される。

(3) 河口断面の推定法

(2) の結果に基づき、河口断面を推定するに当たって、断面を図-13 の様にモデル化する。すなわち、T.P. 0.0 m 以下の最大水深を H_c 、河口幅を B 、水位変動量を η とする。ただし、三角形断面では実測結果をもとに図中の左岸側角度 α を 10 度と固定した。

まず、河口断面形状を二次曲線あるいは三角形断面と仮定する。すなわち、二次曲線については、

$$h = H_c + \eta - ax^2 = D - ax^2 \quad (1)$$

とおく。ここで、 a : 係数、 $D = H_c$ 、 η : 全水深である。式 (1) より、断面の面積 A_c 、径深 R_c は次式のように解析的に表現される。

$$A_c = \frac{4}{3} \frac{D^{3/2}}{a^{1/2}} \quad (2)$$

$$R_c = \frac{8}{3} \frac{DD_*^{1/2}}{2D_*^{1/2}(4D_*+1)^{1/2} + \ln[2D_*^{1/2} + (4D_*+1)^{1/2}]} \quad (3)$$

ただし、 $D_* = aD$ である。ここで、川幅 B を図-13 に

示した様に定義する。この時、式(1)から、

$$H_c = \frac{B^2}{4} a \quad (4)$$

となる。よって、 H_c と a あるいは、 H_c と B を与えれば断面形状が定まる。そこで、河口内水位変動を良く近似できる H_c 、 B を探すことにより、断面の推定を行う。以上、放物形の断面を仮定した場合について説明を行ったが、三角形断面の場合にも同様な定式化が可能である。河口内水位を計算する基礎式として、tidal inletの解析に良く使われる一次元の式(5)、(6)を用いる(例えば、Bruun¹⁴⁾)。

$$\eta_o - \eta_B = \frac{L_c}{g} \frac{du}{dt} + \left(K_{en} + K_{ex} + K_{cu} + \frac{2gn^2 L_c}{R_c^{4/3}} \right) \frac{u|u|}{2g} \quad (5)$$

$$uA_c = A_b \frac{d\eta_B}{dt} - Q_r \quad (6)$$

ここで、 η_o : 潮位、 η_B : 河口内水位、 L_c 、 R_c 、 A_c : 海と河川を結ぶ水路の長さ、径深、断面積、 g : 重力加速度、 u : 流速(外海から河口内に向かう方向を正)、 t : 時間、 K_{en} 、 K_{ex} 、 K_{cu} : 入口、出口および曲がりの損失係数、 n : マニングの粗度係数、 A_b : 感潮面積、 Q_r : 河川流量である。各種損失係数は、 $K_{en}=0.5$ 、 $K_{ex}=1.0$ 、 $K_{cu}=1.0$ とし、マニングの粗度係数は0.035とした。

河川流量 Q_r は河口より9 km地点での値が測定されている。潮位については運輸省塩釜港工事事務所により測定された仙台港における値を用いた。ただし、図-7に示した様に高波浪来襲時にはwave set-upの影響により、碎波帯内の水位が上昇する。そこで、合田¹⁷⁾、佐々木・佐伯¹⁸⁾の研究および第6節の結果をもとに、沖波波高の1割を実測潮位に加算し、これを河口部での海側の境界条件とした。

水路長 L_c に関しては、過去の実測汀線データをもとに各測量実施日の水路長を計算してその平均値を算出し $L_c=91$ mという結果を得た。しかし、式(5)中での水路長は幅一様な理想的なinlet-bay systemでの水路長であり、実測データから得られた水路長ではその値を過大評価していることになる。そこで、この差をなくするために等価の水路長を考え(Bruun¹⁴⁾)。まず、横断測量を実施した日のデータをもとに、水路を流下方向に N 個のブロックに分割する。実際の水路と等しい全損失水頭が生じるような等価の水路長は次の式(7)で求める。

$$L_c = R_c^{4/3} A_c^2 \sum_{i=1}^N \frac{\Delta x_i}{R_i^{4/3} A_i^2} \quad (7)$$

ここで、 Δx_i 、 R_i 、 A_i はそれぞれ i 番目のブロックの区間長、径深、断面積である。計算の結果、等価の水路長 L_c の平均は61 mであった。今後の断面推定にあたっての水路長としてこの値を用いる。なお、今回の計算に

限れば、計算の精度を上げるために実測の L_c を用いることも可能であるが、他の中小河川ではその様な詳細なデータが整っていることはまれである。そこで、本研究ではこのような状況を鑑み、あえて一定値の L_c を用いて計算を行う。

式(5)、(6)を連立させて、Runge-Kutter-Gill法によって数値的に積分を行い水位・流速の解を得ることが出来る。初期条件としては、河口内水位と流速を与える必要がある。そこで、前者としては実測水位を、後者の値には実測河口内水位と実測外海水位の差から Manningの式により求めた流速を与えた。

断面推定にあたっては、まず断面形を表す式中の河口幅と河口水深を任意に仮定し、この両値と断面形状との仮定から式(5)中に必要な A_c 、 R_c を求め、式(5)、(6)を数値的に解くことにより、河口内水位変動を計算する。水位の変動に伴い式(2)、(3)に見られるように A_c 、 R_c が変化するので、水位が低い時には摩擦項の効果が大きくなる。この点が線形解(例えば、Bruun¹⁴⁾；近藤¹⁹⁾)と異なる。水位変動の計算値と実測値との誤差が最小になるように未知数 H_c 、 B の最適値を決定していく。未知数の最適化には共役勾配法(Powell²⁰⁾)を用い、適当な初期値から出発して数回の繰返し計算で自動的に最適解を求める手法を開発した。

二次曲線断面と三角形断面の使い分けは、開口部左岸汀線の導流堤への接触の有無により判断して行った。

本手法は海側潮位と河川内水位との差を利用して、その差を生ぜしめる最狭断面特性を推定するものである。よって、これらの差が著しいほど精度良い推定が行えるものと考えられる。

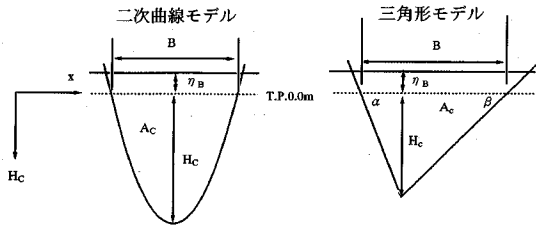
(4) 断面推定位置

河口最狭断面は、平面的に見て常に一定な位置に発生するとは限らない。川と海とを結ぶ狭水路内で、海寄りに発生することもあるし、上流側に生ずる事もあろう。計算に際して、最狭断面位置の直接の影響は、水位 η に表れて来る。狭水路内で河川から海へと場所的にも変化するため、図-13のT.P. 0 mレベルに加算する時々刻々の水位 η として、どこの水位を用いるかが問題となる。本計算では、推定断面位置を水路の海側、中央、河川側の3通りに仮定した。すなわち、推定断面における水位として、①潮位を用いる、②河川水位と海側水位の平均値を用いる、③河口内水位を用いる、の3種である。

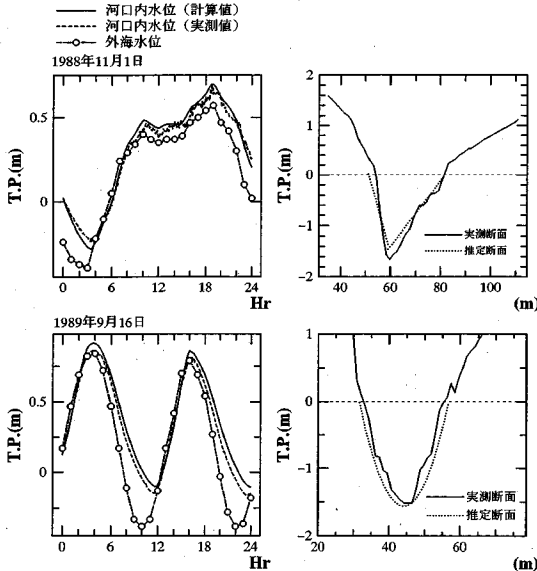
断面の推定は過去4年間1988年から1991年までに得られた全16ケースについて行った。

(5) 推定結果

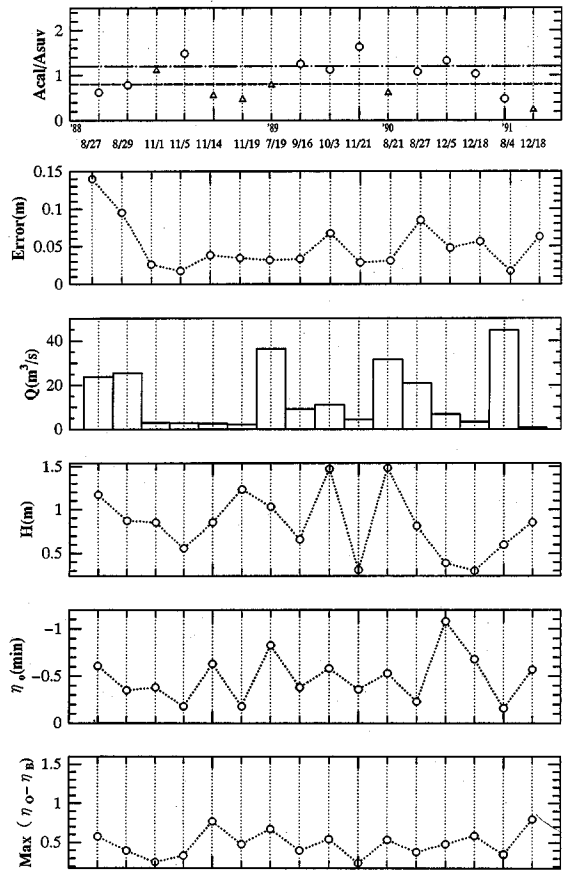
本論文では推定断面位置を水路河川側とした場合の計



図一13 最狭断面形状の仮定



図一14 水位と河口断面形の計算結果と実測結果



図一15 計算と実測による最狭断面積の比較と諸水理量

算結果を示していくことにする。全てを通じて断面推定誤差の総和が最小であったのがこのケースであったからである。

図一14に水位の計算結果と実測結果の一例を示す。また、この時に推定された断面形状も図一14に示す。推定結果が実測横断面と極めて良い一致を示していることが分かる。

図一15は計算による最狭断面積と実測断面積との比を示した。ここで、丸印及び三角印は先に図一12に示した直線流路及び蛇行流路の場合に対応する。断面積の計算結果と実測結果との比は1.0に近いことが判る。なお、図中には、河口内水位計算値と実測値の差の絶対値日平均 (Error), 外力データとしては河川流量、波浪データ、河口内水位の1日の最小値 η_{0min} , また外海水位と河口内水位の差の最大値 $\text{Max}(\eta_0 - \eta_B)$ も記してある。図一16には推定河口幅と実測河口幅との比較、図一17には実測最大水深と推定最大水深との比較も表した。

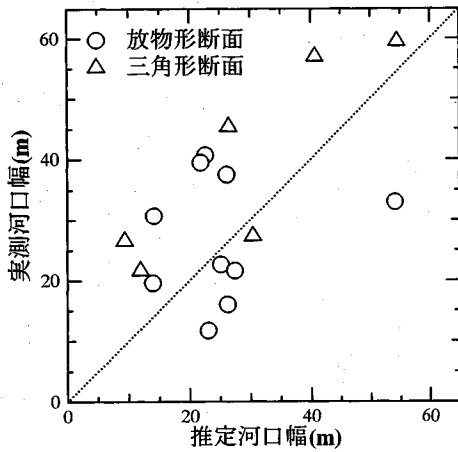
全般的に見ると、夏期において予想断面と実測横断面との一致が悪いのに対して、冬期においては断面がより

良い一致が見られる。これは、夏期には断面積が大きく、海側・河口内で水位の差が小さいのに対して、冬期は断面積が小さく、そのために断面形状の特性が河口内水位変動に顕著に反映されていたためであると考えられる。一般に河口閉塞は冬期に問題となるものであり、その点からみれば夏期における精度の低下はさほど不都合なものではないと言えよう。

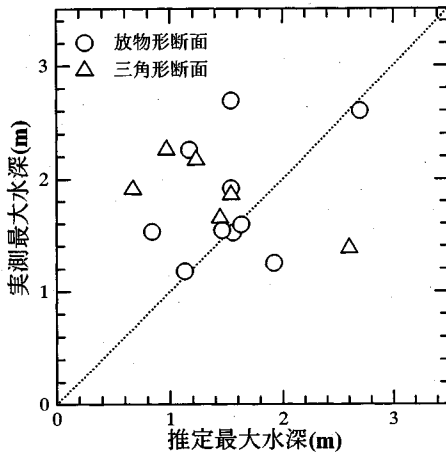
横断形状測量に比べ水位の測定は容易にかつ安価に行うことができる。本手法によれば、水位をモニターするだけで断面形状を推定できるので、極めて実用性が高いものであると言える。今後、さらに他の河川への適用性を検討する必要がある。

6. 河口内で観測された wave set-up 高さ

第4節に示したように、七北田川においては wave set-up による河口内水位の上昇が顕著であった。波により生じる河口内の水位上昇に関しては、山本²¹⁾により実験的な検討がなされているが、現地での報告例は見ら



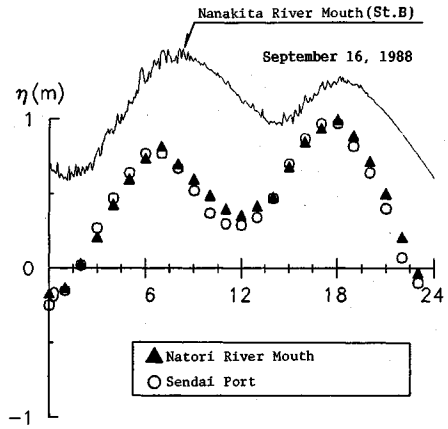
図一16 実測河口幅と推定河口幅との比較



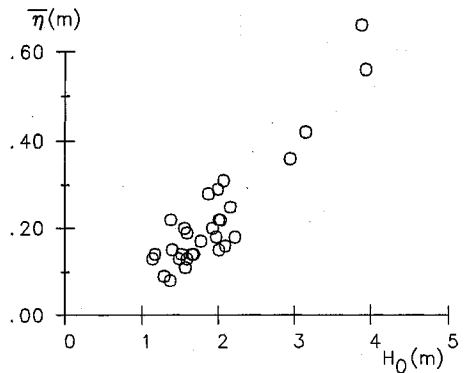
図一17 実測最大水深と推定最大水深の比較

れない様である。これは、過去に多くの調査がなされた大河川では河積が大きいので、このような現象がみられないためであると考えられる。これに対して、中小河川では河口前面が浅いため、高波浪時には今回見られたような現象が共通して観察されるものと予想される。このような平均水位の上昇は河口地形変化にも大きな影響を与えているものと考えられるので、以下では七北田川河口部での wave set-up 量の定量的評価を行う。

ここでは、仙台港で観測された潮位からの差を河口内水位上昇量とする。仙台港潮位にはすでに高潮等の気象潮の影響が含まれているので、両者の差は wave set-up によるものと考えてよい。ただし、図一7、9に示した様に、干潮時にはたとえ wave set-up が無くても河口部の河積が小さいため水位が下がりにくい。一方、波浪が小さい場合には満潮時河口内水位は潮位の満潮ピーク水位にほとんど一致していた。そこで、満潮時における両水位のピークの差を wave set-up による水位上昇量



図一18 水位変化 (1988年9月16日)

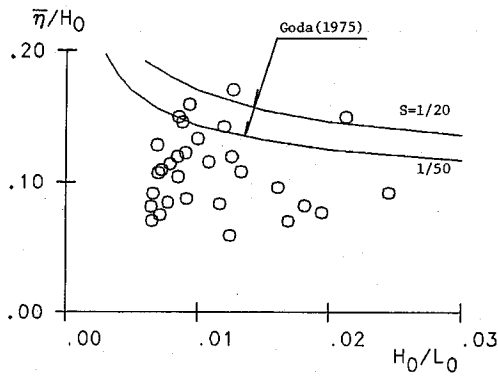


図一19 wave set-up と沖波波高との関係

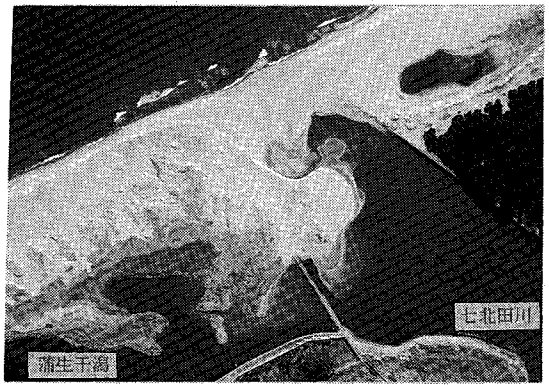
とした。

図一18は過去の観測中で最大の河口内水位上昇量 66 cm を記録した際の水位変動を示したものである。この日の平均の有義波の波高は 2.7 m、周期は 12.5 秒であった。図中には名取川河口内での観測水位も示した。名取川での水位は仙台港潮位にほぼ一致しており、七北田川河口内に見られた水位上昇が全く見られない。

図一19は set-up 量 $\bar{\eta}$ とその時刻の沖波波高 H_0 との関係を示したものであり、水位上昇量が 10 cm 以上程度のものでプロットした。図より両者の間には明瞭な関係が見られる。図一20は合田¹⁷⁾にならない $\bar{\eta}/H_0$ と沖波波形勾配 H_0/L_0 との関係を示したものである。図中には合田により得られた海浜勾配 1/20 および 1/50 の理論曲線も描いた。七北田川河口前面海浜の平均勾配は 1/30 から 1/40 程度である。全般的に観測結果は曲線より小さい傾向を示し、平均で沖波波高の 1 割程度、最大で 2 割程度であることがわかる。柳島・加藤・磯上・村上²²⁾は鹿島灘に面する海浜で実測を行い、汀線付近での wave set-up 量は合田の理論とほぼ一致することを



図—20 wave set-up 高さ と 沖波波形勾配 と の 関 係



写真—2 完全閉塞後の航空写真 (1988年12月23日)

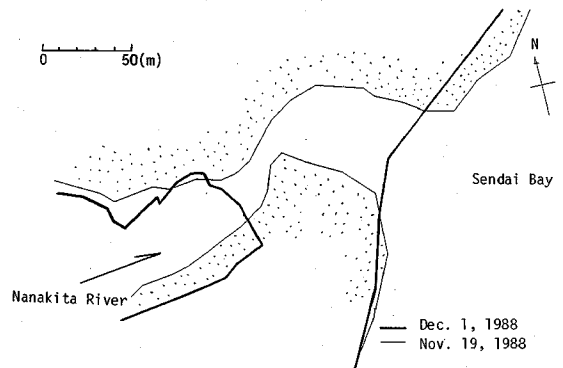
報告している。七北田川河口での wave set-up がこのような海浜での観測値と比べて小さいのは、河口前面を浅くしている河口テラス地形が沿岸方向に有限な拡がりしかもっていないこと、河道内へ自由に水が浸入し、しかもそれが広い面積に拡がり得ること、といった境界条件の違いが影響しているのであろう。航空写真では河口前面およびその周辺で碎波状態で大きな違いのあることが認められないので、前者よりも後者の効果が大きいものと考えられる。なお、西村・田中・竹内²³⁾による海浜における実測結果によれば、波による水位上昇量は沖波波高の1割程度であり、本研究の結果と近いものになっている。ただし、波形勾配に対する検討はなされておらず、今回の実測結果との詳細な比較は困難である。

7. 河口完全閉塞の発生要因

第3節に示したように、1988年12月に河口の完全閉塞が生じた。閉塞してから約3週間後に撮影した空中写真を写真—2に示した。図—21は1988年11月、12月に観測された閉塞前後の汀線である。閉塞直前にはS字形の河道を形成し、河口部はE方向を向いている。12月1日に初めて現地において完全閉塞を確認している。

閉塞前後における河口内水位計データと、潮位変動との対応を図—22に示す。図中には、河口より4.1 km地点で本川に合流する梅田川における水位データ（合流点から0.6 km地点で測定）も示した。河口水位と梅田川水位はほぼ等しく、河川流の少ないこの時期には、感潮区間内で一様な水位の昇降が生じていることを示している。河口水位はT.P. +20 cm程度までしか下がらない。これは河口流水断面積の減少を反映したものである。

12月1日の河口水位には顕著な振幅低減・位相差の増大がみられる。そこで、閉塞前後の水位変動パターンの変化を定量的に把握するために、河口内水位の満潮時



図—21 閉塞前後の汀線変化

ピーク y_R と潮位のピーク水位 y_0 との比およびその位相差 Δt をもとめた。結果を図—23に示す。11月30日、12月1日をはさんで、 y_R/y_0 は約1.0から0.8に低減している。また、 Δt については30~60分程度の増加が見られる。同図より、完全閉塞は12月1日に完了したものと判断される。なお、前述のように河口より0.5 kmの位置には貞山堀があり、その一端は9 km南方の名取川と通じている。閉塞後、河川流はここを通じて海に注いだ。河口にみられる水位変動は運河を通じて名取川河口のそれが伝播したものである。その後、河口は閉塞状態を維持したため、翌年1989年2月6日に人工開削が行われた。開削後は閉塞前と同様な水位変動が見られるようになった。

他の期間について河口水位波形を調べた結果、1989年3月下旬にも閉塞時特有の水位変動パターンを示す時期が存在した。図—24に水位波形を示す。3月23日以降、河口内水位の変動がきわめて緩慢になっている。満潮時水位比およびピーク位相のずれを図—25に示す。22日、23日付近に位相差の増大がみられるが、 y_R/y_0 、 Δt とともに図—23ほどの顕著な変化は認められない。これより、この時期には完全閉塞には至らなかったものの、水位波形から判断して、閉塞に近い状態であったと考えられる。

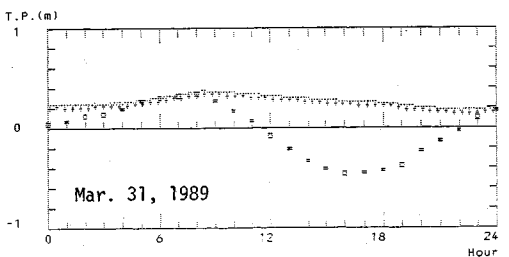
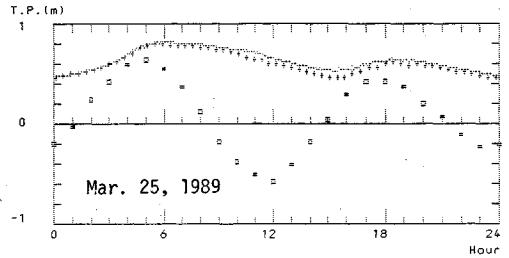
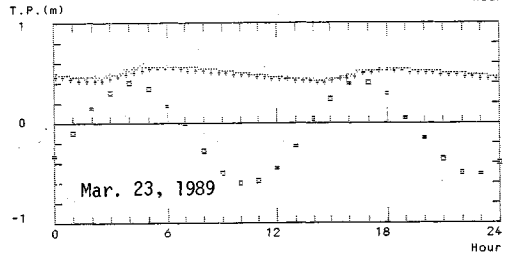
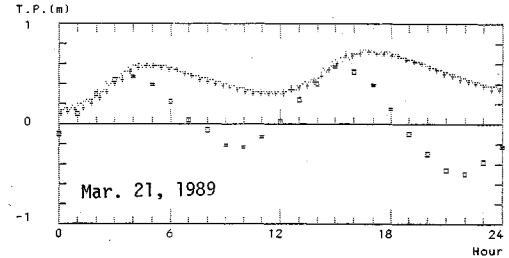
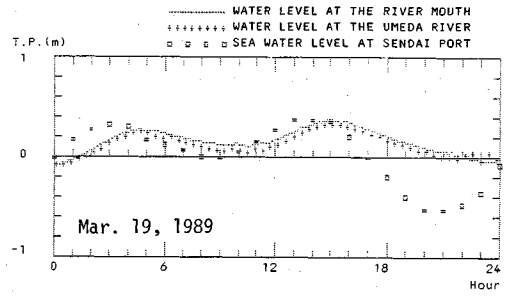
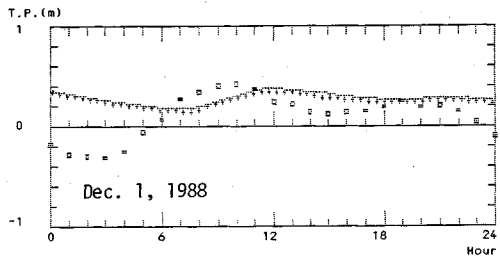
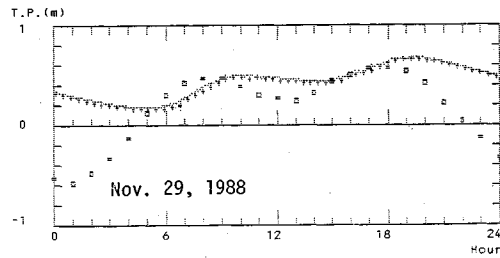
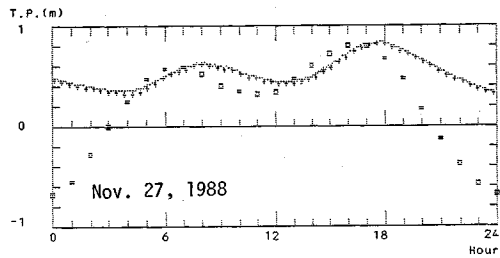
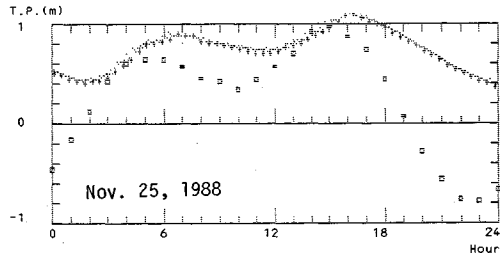
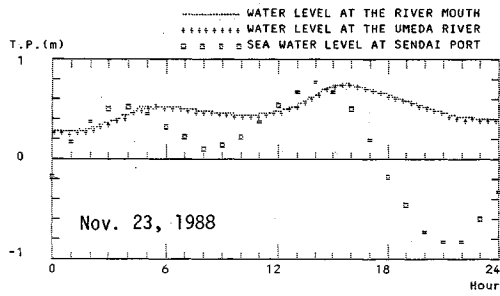


図-22 閉塞前後の水位変化 (1988年11月23日~12月1日)

図-24 水位変化 (1989年3月19日~3月31日)

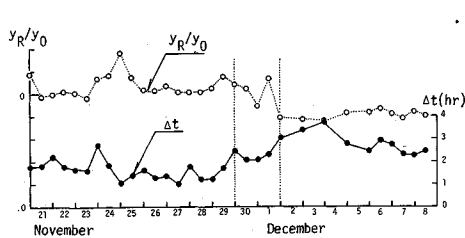


図-23 閉塞前後の満潮時の水位比と位相差 (1988年11月21日~12月8日)

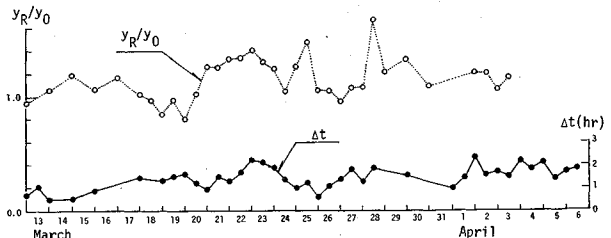
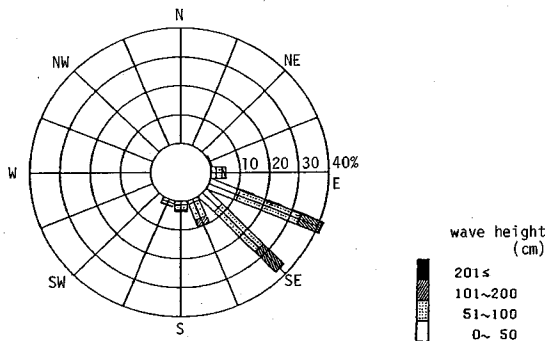


図-25 満潮時の水位比と位相差 (1989年3月13日~4月6日)



図一26 波高・波向き結合頻度分布図 (1979年~1983年)

その後、4月上旬の小出水後、水位変動パターンは通常の状態に戻った。

次に、上記二つの時期の外力を調べることにより、閉塞発生の要因について検討を行う。実測期間内の波浪・河川流の変化はすでに図一2に示した。θは方位角で示したものである。図より二度の閉塞に先立ち、いずれの時期にも100°程度の波向きを有する高波浪が来襲していることがわかる。これより、河口前面から直接河口内に侵入する高波浪が閉塞をもたらしたと予想される。1979年から1983年の波浪データより得られた波高・波向きの結合頻度分布²⁴⁾を図一26に示す。これより、閉塞をもたらした波浪の発生頻度はきわめて低いことがわかる。100°程度の波向き角を有する波の襲来頻度が低いのは、図一1で明らかのように牡鹿半島による遮蔽のためである。

閉塞をもたらした波向きがE方向であることから、閉塞に寄与する砂移動形態は岸向きのそれであることが予想される。そこで、この点を定量的に評価することを試みる。まず、11月19日と12月1日の横断測量結果の差より、河口内に堆積した砂の体積はほぼ7,000 m³であった。次に、図一7より、11月19日から11月30日にかけての高波浪によって砂が押し込まれたと考え、この期間の沿岸漂砂量および岸向き漂砂量の概算を試みる。沿岸漂砂量の算出にはSavage型の式を用い、係数は0.05とする。この値は別途行われた仙台湾岸北端4 kmを対象としたone-line modelによる検証計算より得られた値である。なお、建設省仙台工事事務所²⁵⁾により行われた仙台湾全体を対象とする計算において、係数値0.0385が得られており、上記の値と比較的近いものとなっている。実測波浪条件を沖側条件として与え、河口前面の砕波点まで波向き線法による計算を行った。この結果をもとに沿岸漂砂量の総計Q_Lを求めた。また、砕波点での諸元と平均的な河口幅の値を用いて、岸向き漂砂量の合計Q₀を計算した。算定に際しては、現地への適応性も検討されている渡辺らの式²⁶⁾を用いた。式中の係数A_wは0.2とした²⁷⁾。計算の結果、Q_L=5,000 m³、

Q₀=24,000 m³を得た。実際に河口を埋めた砂量は両者の中間の値を持つ。砂移動量算定式に誤差を伴う点、また海域で移動する砂がすべて河口内に運ばれるわけではない点を考慮すれば、計算結果はオーダーの目安と理解すべきであろう。計算によれば、岸向き漂砂の卓越がうかがえる。

8. まとめ

二級河川・七北田川河口での調査結果を報告した。主要な結論は以下の通りである。

- (1) 大河川にくらべ、砂州崩壊後や潮汐流量変化時の地形変化がきわめて早く生じる。また、冬期には河口周辺に大規模な浅瀬がみられる。これは、渇水期に上げ潮時の流れにより砂が河口内に押し込まれるためである。
 - (2) 1週間の間隔で行われた2度の25時間観測において、最狭断面積は大きく変化したにもかかわらず、最大流速は共通して約1 m/secであった。この値は河口の動的平衡状態を表わす指標であると考えられる。また、数値シミュレーションにより、このような水理現象をほぼ再現することが出来た。
 - (3) 河口断面積が小さいときには、河口内水位と潮位変動との間に大きな相違が見られる。そこで、この特性を利用して、河口内水位から河口最狭断面を推定する手法を開発した。中小河川では定期的な断面測量が行われることが少ないが、本手法によれば河口水位から断面推定が可能となる。
 - (4) 高波浪時の河口内水位上昇は名取川には見られず、中小河川に特有な現象と言える。観測結果より、七北田川河口では沖波波高の1~2割程度の水位上昇が見られた。
 - (5) 河口水位観測結果より、完全閉塞が完了した時期を特定することが出来た。また、閉塞時に特有の水位変化パターンが現れることを利用して、ほぼ閉塞状態にあったと考えられるもう一つの時期を見いだすことが出来た。この2つのイベントを比べると、閉塞前の外力に共通する特性が見られた。すなわち、河口に直接侵入する方向からの高波浪の来襲である。よって、閉塞に対しては、来襲する波の波高・周期のみならず、波向きが大きな影響を持っていたと考えられる。
- 謝辞：本研究を行うに際し、東北大学首藤伸夫教授から様々な助言・激励を頂いたことを記し、深甚なる謝意を表す。また、貴重な資料を提供して頂いた建設省仙台工事事務所、運輸省塩釜港工事事務所、宮城県仙台土木事務所ならびに実測に際して多大な協力を頂いた東北大学工学部河川研・津波研卒業生諸君に対し謝意を表す。さらに、本研究に対し文部省科学研究費(一般研究(C))、代表：首藤伸夫、総合研究(A)、代表：澤本正

樹)の補助を, また, 本論文の公表に際して小川基金の補助を受けたことを付記する。

参考文献

- 1) 吉川秀夫: 流砂の水理学, 丸善, 543pp., 1985.
- 2) 榎木 亨: 波と漂砂と構造物, 技報堂出版, 482pp., 1991.
- 3) 澤本正樹: 東北地方主要河川の比較河口学, 平成2年度科学研究費補助金(総合研究A)研究成果報告書, 136pp., 1991.
- 4) 寺中啓一郎, 安田禎輔, 長林久夫, 濱田好洋, 松村憲佳: 福島県河川の河口特性について, 海岸工学論文集, 第37巻, pp. 349-353, 1990.
- 5) 堺 茂樹, 石川清広, 笹本 誠, 平山健一: 岩手県中小河川の河口変動特性, 水工学論文集, 第35巻, pp. 217-224, 1991.
- 6) 田中 仁, 伊藤俊夫, 首藤伸夫: 七北田川における河口地形変化と水理特性, 海岸工学論文集, 第37巻, pp. 334-338, 1990.
- 7) 田中 仁, 伊藤秋彦, 首藤伸夫: 七北田川河口における現地観測, 海岸工学論文集, 第38巻, pp. 361-365, 1991.
- 8) 田中 仁: 七北田川の河口閉塞と河口砂州フラッシュ, 水工学論文集, 第35巻, pp. 275-280, 1991.
- 9) 佐藤昭二, 庄子忠夫, 田中則男: 仙台湾沿岸の漂砂について, 第13回海岸工学講演会論文集, pp. 176-182, 1966.
- 10) 栗原 康: 干潟は生きている, 岩波新書, 219pp., 1980.
- 11) 上原忠保: 蒲生干潟における塩分の侵入と交換に関する研究, 第28回水理講演会論文集, pp. 67-73, 1984.
- 12) 田中則男: 日本沿岸の漂砂特性と沿岸構造物築造に伴う地形変化に関する研究, 港湾技研資料, No. 453, pp. 1-148, 1983.
- 13) 澤本正樹, 首藤伸夫, 谷口哲也: 阿武隈川河口砂州の変形過程, 土木学会論文集, 第387号/II-8, pp. 179-188, 1987.
- 14) Bruun, P.: *Stability of tidal inlets - Theory and Engineering*, 510pp., Elsevier, 1978.
- 15) 野田英明, 木村 晃: 河口閉塞に関する研究(1), 京大防災研究所年報, 第13号B, pp. 427-443, 1970.
- 16) 小川由信, 藤田義治, 首藤伸夫: 河口断面・河口地形の変化について, 第28回水理講演会論文集, pp. 129-135, 1984.
- 17) 合田良実: 浅海域における波浪の砕波変形, 港研報告, 第14巻, 第3号, pp. 59-106, 1975.
- 18) 佐々木幹夫, 佐伯 浩: 砕波後の波の変形に関する研究, 第21回海岸工学講演会論文集, pp. 39-44, 1974.
- 19) 近藤俊郎: 感潮狭口流速, 内水域潮位および最大流速水深の一解法, 土木学会論文報告集, 第206号, pp. 49-57, 1972.
- 20) Powell, M.J.D.: An efficient method for finding the minimum of a function of several variables without calculating derivatives, *Computer Journal*, Vol.7, pp.155-162, 1964.
- 21) 山本晃一: 河口処理論 [I]—主に河口砂州を持つ河川の場合—, 土木研究所資料, 第1394号, 223pp., 1978.
- 22) 柳島慎一, 加藤一正, 磯上知良, 村上裕幸: 波による汀線付近の水位上昇に関する現地調査, 第35回海岸工学講演会論文集, pp. 123-127, 1988.
- 23) 西村一夫, 田中則男, 竹内秀哲: 日本海北部沿岸の異常気象時における潮位特性について, 第18回海岸工学講演会論文集, pp. 241-244, 1971.
- 24) 運輸省塩釜港工事事務所: 塩釜港(仙台区)の波と風(その3), 283pp., 1974.
- 25) 建設省仙台工事事務所: 仙台湾海岸整備計画調査概要, 10pp., 1990.
- 26) 渡辺 晃, 丸山康樹, 清水隆夫, 櫛山 勉: 構造物設置に伴う三次元海浜変形の数値予測モデル, 第31回海岸工学講演会論文集, pp. 406-410, 1984.
- 27) 清水琢三, 近藤浩右, 渡辺 晃: 局所漂砂量算定式の現地適用性に関する研究, 海岸工学論文集, 第37巻, pp. 274-278, 1990.

(1994. 7. 25 受付)

FIELD MEASUREMENT OF TOPOGRAPHY CHANGE AT THE NANAKITA RIVER MOUTH

Hitoshi TANAKA

Field measurements have been carried out at the mouth of the Nanakita River, the catchment area being 229 km², with the object of finding difference of topography change between small and large rivers. The cross-sectional area at the mouth attained to its equilibrium state very rapidly as compared with large rivers. Another distinct difference can be seen in the water level rise, or wave set-up, measured in the mouth. Furthermore, time-variation of the water level inside the river showed remarkable reduction of the amplitude and also phase shift behind the tidal variation in the ocean. On assuming a triangular or parabolic section, the width and the maximum depth at the gorge section are determined to minimize the difference between computed and measured water level inside the river.