利根川河口区間における河床波の形成・発達・ 消滅過程と洪水中の河床波抵抗の評価

岡村 誠司1·福岡 捷二2

¹正会員 いであ株式会社(〒154-8585 東京都世田谷区駒沢3-15-1) E-mail: okamura@ideacon.co.jp

²フェロー 中央大学研究開発機構教授(〒112-8551 東京都文京区春日1-13-27) E-mail: sfuku@tamacc.chuo-u.ac.jp

利根川河口付近では、洪水時に水位の堰上げが生じ、治水上の課題となっている。本論文では、はじめに、銚子大橋下流に分布するウロコ状河床波の形状特性を検討した。次に、横断測量結果より長期的な河床波の形成・発達・消滅過程を明らかにした。そのうえで、河床波の状況が異なる各年代の洪水を対象に、水面形時系列観測を中心とした洪水流一土砂移動量観測・解析システムの考え方を適用し、観測水面形を用いた非定常準三次元洪水流一河床変動解析を行った。これにより、河床波の発達状況に伴って河床抵抗が変化し、河口水位に大きな影響を与えることを示した。この結果を、小規模河床波の抵抗に関する既往研究と比較することで利根川河口区間における河床波の抵抗特性を分析し、河川改修に際して検討すべき河床変動および河床波の抵抗について論じた。

Key Words: Tone River mouth, floods, sand waves, bed variation, water surface profile

1. 序論

(1) 水面形時系列観測を中心とした洪水流ー土砂移動 量観測・解析システム

洪水中の河床変動および河床波を含む流れの抵抗を精度良く見積もることは、河川管理を適切に行う上で重要である.しかし、河道の洪水流れは、河床変動の影響の他、河床波、草本や樹木群、低水路流と高水敷流の混合および断面形の変化など多くの抵抗要素の影響を受ける.洪水流の時空間的な変化の要因である河道内のこれら複数の抵抗要素や洪水中の河床変動を正確に判断することは難しいと考えられてきた.

福岡は、このような河川の洪水問題の解決に向けて新しい方法、すなわち、洪水中に河道内で起こる抵抗変化は、洪水の水面形の変化に表れていること、および水位観測の精度が流量観測の精度と比べて高いことから、図-1に示すように多点で同時に測定された水位を用いた水面形時系列観測をベースとする洪水流ー土砂移動量観測・解析システムの活用を提案した¹⁾.このシステムでは、対象とする河道区間において、洪水時に水面形時系列、流量、洪水前後の河床形状測量等の観測を行う。そして、洪水前の河床形状測量や地被状況データを初期条

件として与え、水面形時系列データを用いて非定常洪水流一河床変動解析を行う。その結果得られた洪水後の河床形状、流量・流砂量ハイドログラフ等について解析結果と観測結果を比較・検証することで、対象区間の樹木群抵抗、河床粗度、流砂量式等の水理パラメータを推定する。同様の手法により過去の複数の洪水について経年的に蓄積された水理パラメータと対象洪水の水理パラメータを対比・分析することによって、現況河道の評価や河道の変化予測、将来河道の設計に活用するというものである。

福岡らは、この手法を様々な課題を持つ多くの河川に適用し、その有効性を示した。例えば、洪水中の河床変動の影響が小さい河道区間では、観測水面形の時間変化を用いて非定常洪水流解析を行うことで、任意断面の流量・貯留量²、樹木群抵抗³⁾⁴、河川の分合流量⁵⁾⁻⁷、遊水地への越流量³、破堤氾濫流量⁹、支川・ポンプからの流入量^{10,11)}等を精度良く推算している。一方、洪水中の河床変動の影響が大きい河道区間では、観測水面形の時間変化を用い、洪水後に測量された河床形状を再現するように非定常洪水流一河床変動解析を行うことで、時空間的な観測が困難な洪水中の河床変動を推算している^{12,13}、後者については、事例の検証は少ないものの、洪水中の

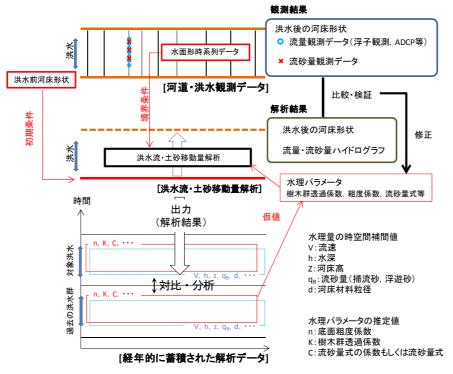


図-1 水面形時系列観測を中心とした洪水流-土砂移動量観測・解析システム 1)

河床変動を推定することの難しさを考慮すると,この推 定手法は有力な方法と考えられる.

本研究では、非定常性の影響を受ける洪水中の河床波の挙動について不明な点が多く、河床波が流れの抵抗にどのように関与しているかわからないことから、洪水流一士砂移動量観測・解析システムを利根川河口区間に適用し、洪水中の河床変動とともに、河床波の形成・発達・消滅過程および河床波抵抗の時間変化について推定することを試みる。これにより、これまで未解明であった多くの移動床水理現象に新しい視点を与えることを目的としている。

(2) 利根川河口区間の特徴と課題

利根川の河口から上流約20kmまでの区間は,河幅600m~1000m程度のほぼ単断面河道である.河口から3.0kmより下流では,図-2に示すように左右岸に導流堤が設置され河幅が減少し,最も狭い0.0km付近で約350mとなり,河口部の流下能力が不足している¹⁴⁾.

これまで、利根川河口区間で観測された洪水痕跡水位縦断形から、導流堤により水位の堰上げが生じていると考えられてきた。しかし、導流堤設置による河道平面形状の変化による抵抗変化からだけでは、痕跡水位上昇の変化特性を説明することができず、考慮できていない付加的な抵抗が働いている可能性が指摘されていた 15,16 . 過去の治水計画では、利根川0.5km上流区間のマニングの粗度係数には、河口区間の粒径から見て一般的な値n=0.016程度を採用しているのに対して、0.5km下流では、

粗度係数をn=0.025~0.035と大きく設定することで洪水痕跡水位の説明を試みてきた「5,16」。しかし、利根川河口の潮位変動は大きいため、感潮区間、特に河口域では、痕跡水位が洪水ピーク流量時につくとは限らない。このため、ピーク流量を与えて痕跡水位を説明する不等流解析法を河口域に用いることに問題があることが明らかになり、このため、潮位変化を境界条件として観測水位縦断形の時間変化を用いた二次元不定流解析の必要性が示された「7」。

著者ら¹⁸)は,河口区間で行われた河床形状の詳細な測量結果の解析より,河口から数kmの区間で小規模河床波(砂堆)が発達していることを示した。また,平成19年(2007年)9月の洪水において詳細に観測された縦断水面形の時間変化より,洪水時に河幅の狭い0.0km付近だけでなく6.0kmまでの区間で著しい水位の堰上げが生じており,潮位のピークと洪水ピークの発生時の差があるときには,痕跡水位縦断形とピーク流量時の水面形は対応しないことを示した。さらに,観測水面形の時間変化を用いた非定常準三次元洪水流一河床変動解析により河床抵抗の時空間分布を算定し,河床波の観測された6.0km下流区間には6.0km上流と比べて河床波の大きな抵抗が働いていることを示した。

その後の最近の調査では、河口付近の河床表面にカキ 殻が密集している状況が確認されており、これらが洪水 流や河床変動に影響を与えている可能性も考えられる.

このような特徴を持つ利根川河口区間において,流下 能力不足の解消を目的とした河道改修を実施するにあた

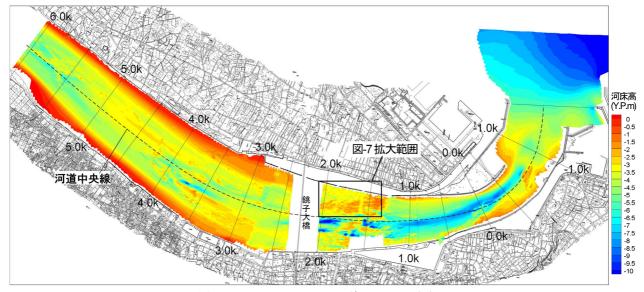


図-2 利根川河口から 6.0km までの河道平面形と河床高コンター

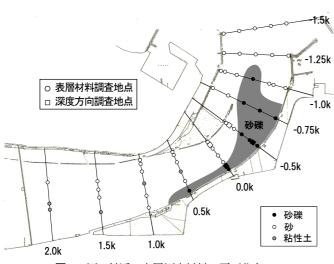


図-3 河口付近の表層河床材料の平面分布

っては、河床波の存在がどの程度の水位上昇をもたらすかを把握するため、河床波の抵抗を見積もることが必要である. さらに、改修の効果を評価するために、河道断面形状を維持できるか、また改修後の抵抗がどの様に変化するかを予測する必要がある.

本論文では、はじめに0.0km~6.0km区間に分布する河 床波の形状特性について測量結果を用いて詳細に検討し、 カキ殻が密集する河床表面の状況を示す.次に、縦断方 向に500m間隔で行われている定期横断測量を用いて昭 和36年(1961年)から平成19年(2007年)までの長期的な河床 変化と河床波の形成・発達・消滅過程を明らかにする. そのうえで、河床波の発達状況が異なる各年代の洪水を 対象に、水面形時系列観測を中心とした洪水流一土砂移 動量観測・解析システムを適用し、観測水面形を用いて 非定常準三次元洪水流一河床変動解析を行い、河床波の 形成・発達・消滅に伴って河床波の抵抗が経年的に変化 してきたことを示す.最後に、河床波の抵抗に関する既

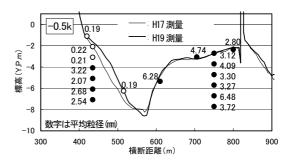


図-4 -0.5k 断面の河床材料深度分布

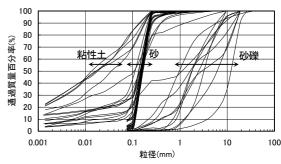


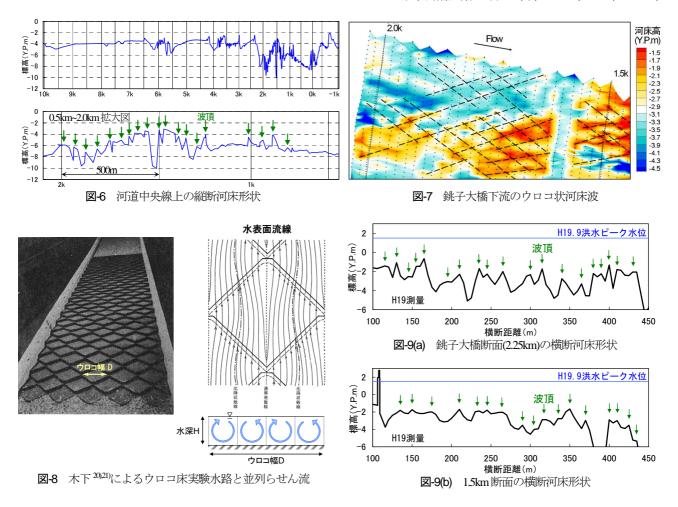
図-5 河口付近の表層河床材料粒度分布

往研究や石狩川河口区間での観測値と比較することで、 利根川河口区間における河床波抵抗の特性を分析し、今 後の河川改修に際して検討すべき河道の抵抗の捉え方に ついて述べる.

2. 利根川河口区間の河床波の分布と形状特性

(1) 河床材料特性15,18)

図-3には、平成9年(1997年)に調査された河口付近における表層河床材料の平面分布を示す。図-4には、同年に-0.5km断面の左右岸で調査された深度方向の平均粒径の分布を平成19年(2007年)9月洪水前後の横断河床形状と重ねて示す。図-5には図-3に対応する表層河床材料の粒度



分布を示す.これらの図より,導流堤により川幅が狭くなる-1.0km-0.5km区間の湾曲外岸(右岸)から河道中央にかけて平均粒径1~10mm程度の砂礫が河床表層および深度方向に分布していることがわかる. H19.9洪水時に観測された縦断水面形を用いて洪水ピーク時における粒径3~10mmに対する無次元掃流力を概算すると0.04~0.12となり移動限界無次元掃流力(0.05)より若干大きい程度であった.これらの砂礫の存在により,洪水時に掃流力が大きくなる河道縮小部の湾曲外岸であるにもかかわらず、右岸側の河床は高い状態で維持されていると考えられる.後述の4.において洪水観測データと数値解析結果より洪水中の河床変動について議論する.

これらの砂礫の起源については、砂礫が丸みを帯びており移動して堆積したものと考えられること、上流にこのような大きな粒径の砂礫が存在しないことから、河口外より波浪によって運ばれ、長い年月をかけて堆積したものと考えられている¹⁵.

(2) 河床波の分布

図-2には、平成21年(2009年)の平水時の利根川河口区間において船上から音響測深機を用いて測定された河口から6.0kmまでの河床高コンターを示す.これは、船を河道横断方向に航行し一断面の河床形状を測定し、それ

を縦断方向に約20m間隔で繰り返すことにより河床形状の平面分布を測定したものである. ただし, 2.0km~2.4kmおよび1.5km右岸付近では銚子大橋架替え工事のため測定されず空白となっている. 図より, 特に0.0km, 1.0km~2.0km, 3.0km~4.0km, 5.0km~6.0km付近の河床に凹凸(河床波)がみられる.

図-6は、図-2中に破線で示す河道中央線に沿って測られた縦断河床形状を示す. 凹凸に対して測定間隔が粗いものの、波長は50m程度となっている. この区間の洪水時水深が5m~10mであるのに対して河床波の波長が約50mで水深の5~10倍、波高が1m~3m程度で水深の1/5程度であることから砂堆19と考えられる.

(3) 銚子大橋下流のウロコ状河床波

図-7には、6.0km下流区間の中でも特に河床波の発達が顕著な銚子大橋下流左岸側の河床高コンターを拡大して示す. 図中には河床波の頂部を破線で結んで示している. 銚子大橋下流の河床波はウロコ状に発達している. なお、銚子大橋上流(3.0km-6.0km)の河床波は明確なウロコ形状とはなっていない.

木下^{20,21)}は橋脚下流などでは並列らせん流(縦渦)が生じることが多く、そこでは河床波がウロコ状に発達しやすいことに着目し、**図-8**に示すような水路実験によりウ





図-10(a) 1.5km付近の河床表面のカキ殻の存在状況²⁰⁾

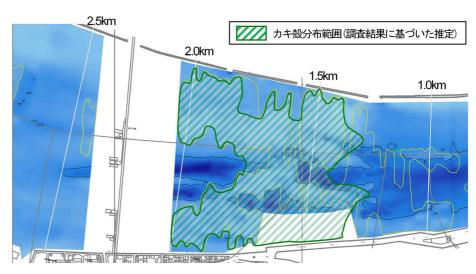


図-10(b) 潜水調査(1.25~2.5km 区間)による河床表面のカキ殼分布範囲²³

ロコ状河床波の横断方向間隔(ウロコ幅D)が水深(H)の4倍程度となることで、安定した並列らせん流が現れることを示した.

図-9に銚子大橋断面(2.25km)および1.5km断面の横断河床形状(平成19年(2007年))を示す.河床波の横断方向間隔(ウロコ幅D)はいずれの断面でも約20mであり、洪水時の水深が4m~5mであるからウロコ幅は水深の4倍程度となり木下の示した条件に対応する.以上のことから銚子大橋下流区間では、洪水時に銚子大橋の橋脚がきっかけとなって、水深との関係で規則的な並列らせん流が発生し、安定したウロコ状河床波が発達しやすい水理条件になっていると考えられる.

(4) 河床表面のカキ殻分布

平成22年(2010年)に水中撮影された1.5km地点の河床の状況を図-10(a)に示す.大きさ10~30cmのカキ殼が河床表面に密集している様子が見られる.図-10(b)は1.25km~2.5km区間を対象に行われた潜水目視によるカキ殼分布調査結果²⁰を示す.1.25km~2.0kmの河床にカキ殼が確認されるが,近年の河床浚渫後に堆積傾向にある2.5km断面ではカキ殼は確認されていない.また,これらのカキ殼は死んだカキ殼の上に新しいカキが固着し,それを繰り返して層状に発達している.カキ殼の生息年代は,大部分が近年数十年のものであるが数千年前のものも混在しており²⁰,利根川河口付近が海であった頃から長い期間をかけて形成されたものと考えられ,河床変動にも影響を与えている可能性がある.

今後,2.5kmより上流も含めてカキ殻の分布領域を把握する必要がある。河床に分布するカキ殻が河床波とともに洪水中に河床抵抗として働き,また,河床低下を抑制している可能性がある。カキ殻が銚子大橋下流のウロコ状河床波や河口から6.0km下流に分布する河床波の形成・発達にどのような影響を与えたか、平水時にも河床

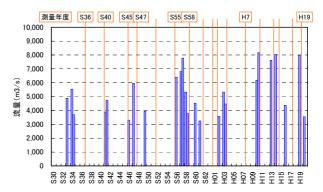


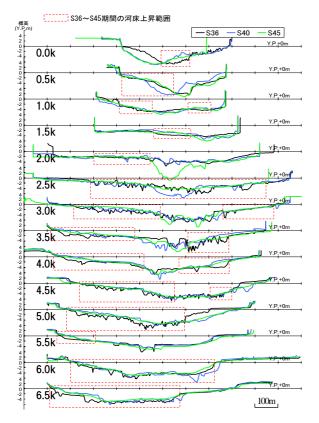
図-11 布川における洪水ピーク流量および定期横断測量の 実施時期

波が維持されている原因がカキ殻なのか等,今後の検討 課題である.本論文では、現時点で不明な点の多いカキ 殻の影響について、流水抵抗としては河床波(砂堆)によ る抵抗とカキ殻の粗度による抵抗を一体のものとして評 価する.河床変動解析ではカキ殻の影響を考慮しない.

3. 1961年から2007年までの河床波の形成・発達・消滅過程

利根川河口区間に広く分布している河床波がいつ頃形成され発達したものかを過去の定期横断測量結果を用いて検討する. 定期横断測量は昭和36年(1961年)より縦断方向に500m間隔で開始された.

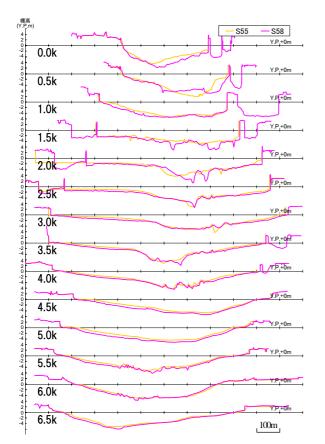
図-11に検討に用いた定期横断測量の実施時期および 布川(76.5km)地点でピーク流量が3,000m³%(平均年最大流量程度)以上を記録した洪水の履歴を示す. ピーク流量が6,000m³%を超える洪水(水位が計画高水位近くに達する洪水)は,昭和30~40年代(1960~1970年代)は少なく,昭和56~58年(1981~1983年)の3年間に立て続けに発生し,平成10年(1998年)以降は比較的多く発生している.



-S55 — S45 — S47 0.0k Y.P.+0m 0.5k 1.0k 1.5k 2.0k Y.P,+0m 2.5k Y.P.+0m 3.0k Y.P,+0m 3.5k 4.0k 4.5k 5.0k 5.5k 6.0k 6.5k 100m

図-12(a) 昭和 36~45 年(1961~1970年)の横断河床形状の変化

図-12(b) 昭和 45~55 年(1970~1980年)の横断河床形状の変化



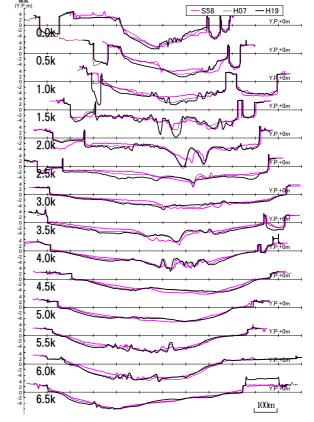


図-12(c) 昭和 55~58 年(1980~1983 年)の横断河床形状の変化

図-12(d) 昭和 58 年~平成 19 年(1983~2007 年)の横断河床形状の変化

図-12(a)~図-12(d)に昭和36年(1961年)から平成19年(2007年)までの0.0km~6.5km区間の横断河床形状の変化を示す. これらの図で平均的な横断河床形状の上に乗っている小さな凹凸は河床波の存在を示している. これらの図より明らかとなった河床波の形成・発達・消滅過程を以下に記す.

図-12(a)より、昭和36年(1961年)および昭和40年(1965年)には既に河口域の多くの断面で波高1m~2m程度の河床波が発達していた。しかし、昭和45年(1970年)までの河床高の上昇とともに、ほとんどの箇所で河床波が消滅し、河床形状が滑らかになった。昭和40~45年(1965~1970年)の期間には上流の20km~40km区間で集中的に河床浚渫・低水路拡幅が行われており²³、浚渫・拡幅による河道内撹乱に伴い上流で大量に発生した土砂が6.0km下流区間でも堆積した可能性が考えられる。利根川下流区間の河床の主材料は細砂であり出水時には浮遊砂が卓越する(後述)。昭和40~45年(1965~1970年)の期間に生じた様な広い区間での河床上昇は主に浮遊砂の沈降・堆積によると考えられ、このような河床上昇時には、掃流砂が形成する小規模河床波上を浮遊してきた土砂が覆う形となり河床波が形成されにくいと推察される。

図-12(b)より、昭和45~55年(1970~1980年)にかけては、河床高は安定しており明確な河床波はほとんど見られない.この期間内では、昭和47年(1972年)を除いて大きな出水がなかった(図-11).

図-12(c)より、昭和55~58年(1980~1983年)の期間に再び河床波が形成された.これは、この期間に規模の大きい出水が立て続けに発生したためと考えられる(図-11).昭和55~58年(1980~1983年)の期間に0.0km~6.5km区間全体で0.5m~1.0mの河床低下が生じている.河床低下の理由として、後述の昭和57年(1982年)9月洪水を対象とした非定常洪水流一河床変動計算結果(図-35(d))より、この区間では流砂量が縦断的に流下方向に若干増加していることから、出水により区間全体で河床低下したと考えられる.

図-12(d)より、昭和58年(1983年)以降は河床波の波高が徐々に発達してきた.この期間は区間全体で徐々に河床が低下していく傾向にあり、銚子大橋下流(1.0km~2.0km)を除いて特に河道中央付近で河床波が発達する傾向にある.なお、河床上昇傾向にある箇所には河床波はほとんど見られない.

このように、利根川の6.0km下流区間では、定期横断 測量が開始された昭和30年代(1960年代)には既に広い範 囲で河床波が発達していたが、昭和40年代(1970年代)の 土砂堆積とともにほとんどの河床波が消滅した。その後、 昭和50年代(1980年代)の連続洪水を契機に再形成されて 以降は、現在に至るまで河床波の波高が増大し、存在範 囲が徐々に拡がり続けている。

4. 洪水中の河床波抵抗と河床変動の経年変化

上述のような河床波の形成・発達・消滅過程の中で、河床波の抵抗が一洪水中にどのように変化しているか及 び経年的にどのように変化してきたかを見るために、各 年代の代表的な洪水を対象に図-1に示す観測水面形の時 間変化を用いた非定常洪水流一河床変動解析を行い、解 析から見える洪水中の河床変動の説明を行うとともに、 河床波の抵抗を算定する.

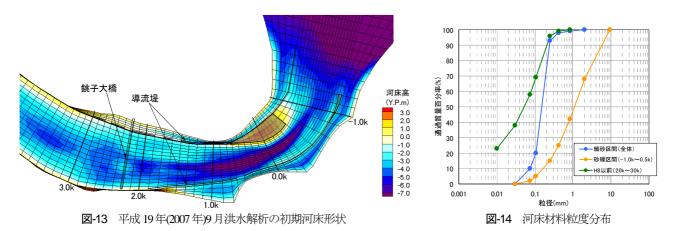
著者ら¹⁸は既に平成19年(2007年)9月の利根川洪水を対象に観測水面形の時間変化を用いた洪水流一河床変動解析を行い,河床波の抵抗を算定したが,この洪水は流量は大きかったものの,河口区間の河床変動量が何故小さかったかを含め,河床変動解析結果を十分に検証できていないことが懸念されていた.

本文では、H19.9洪水(2007.9洪水)に加えて、河床波の 状況が異なるS56~58洪水(1981~1983洪水)、S47.9洪水 (1972.9洪水)、S34.8洪水(1959.8洪水)を対象に観測水面形 の時間変化を用いた非定常洪水流-河床変動解析を行い、 河床波の変化に伴う河床抵抗の変化について考察する.

(1) 解析方法

利根川河口区間における洪水水面形は、潮位変化、洪水流量の変化、河床変動および河床波等の抵抗の変化を受けて変化する。水面形の時間変化の観測結果を用いて、これを再現するように非定常洪水流一河床変動解析を行う。測定精度の高い観測水面形の時間変化を再現しながら、洪水後の河床形状および流量ハイドログラフについても観測結果と対応するように解析を行うことで、洪水中の河床変動と河床抵抗を評価する。

解析モデルは、著者らが石狩川河口区間に適用した非 定常洪水流-河床変動解析12,24)と基本的に同じである. 流れの解析は、湾曲部の流れと河床変動を解析するため に内田・福岡による渦度方程式を用いた準三次元流解析 法25を用いる. 河口付近の河床には細砂だけでなく礫も 分布するため、混合粒径の平面二次元河床変動解析20を 行い、河床材料粒度分布の変化は交換層モデル²⁰により 計算する. 河口区間は浮遊砂量が卓越すると考えられる ため、掃流砂と浮遊砂の両方を考慮する、浮遊砂の河床 からの浮上量は板倉・岸の式28より算定する.流水中の 浮遊砂濃度の輸送は、湾曲部で発達する二次流の影響を 考慮するため、鉛直方向に多層分割し準三次元流解析よ り得られる流速分布を用いて浮遊砂濃度の三次元移流拡 散方程式を解くことにより評価した12,24, 掃流砂量式は、 後述(図-27)のように芦田・道上の式29を用いた解析と福 岡の式30,31)を用いた解析により、洪水前後の河床形状変 化の再現性を比較³²⁾し、利根川河口区間で高い再現性が 得られた福岡の式を採用した. 先に行った平成19年



(2007年)9月洪水の解析とは、浮遊砂を考慮している点が

主な相違点である.

解析では、下流端境界条件に銚子検潮所の潮位時系列 を与える. 上流端境界条件は、各年代で水位観測の行わ れている地点が異なることから、H19.9洪水(2007.9洪水) では28km地点、S56~58洪水(1981~1983洪水)では31.2km地 点, S47.9洪水(1972.9洪水)とS34.8洪水(1959.9洪水)では 40km地点の観測水位時系列を与える. 初期河床形状は 対象洪水の直前の定期横断測量結果を与え、計算格子間 隔は縦断方向に約100m間隔,横断方向に30m~60m間隔 (28分割)とした(図-13). 解析初期の河床材料は、図-5に 示した河口区間の調査結果に加え検討区間内で調査され た多地点の河床材料粒度分布を基に、特徴の異なる区間 毎に平均した粒度分布を与える. -1.0km~0.5km区間には 砂礫(d_m =1.5mm)が分布し、それ以外の区間は細砂 (d_m=0.17mm)が主体である. 20km~30km区間は平成8年 (1996年)以前の調査では細砂~シルト(dm=0.08mm)が主体 である. 流砂の上流端境界条件は、洪水前後での実測河 床高変化が小さい上流端断面で平衡状態を仮定して与え, 30km~40km区間を助走区間と位置づけた.

流れの抵抗は非定常洪水流一河床変動解析の中でマニングの式を用い粗度係数で評価する.低水路粗度係数は、礫の分布する-1.0km~0.5km区間,河床波とカキ殻が分布する0.5km~6.0km区間,6.0km上流の3区間に分け、それぞれの区間で,観測水面形の時間変化,観測流量ハイドログラフおよび洪水後に測量された河床形状を再現できる値を試行錯誤的に求める.カキ殻が河床変動に与える影響については不明な点が多く、本解析では小規模河床波(砂堆)による抵抗とカキ殻の粗度による抵抗を一体のものとしてマニングの粗度係数により評価している.高水敷粗度係数は現地状況より草地に相当する値n=0.030を一律与えた.高水敷の領域は図-15に示すようにそれほど多くない.

利根川河口区間の塩水は2,000m³%程度の出水でフラッシュされる³³ことから、洪水中の河道水位への影響は無視できると考え考慮していない.

(2) 平成19年(2007年)9月洪水

観測水面形の時間変化を用いた非定常洪水流-河床変動解析による洪水中の河床変動および河床抵抗の推定精度は観測精度に依存することから、はじめに、詳細な縦断水面形の時間変化の観測やADCPによる流量観測が行われ、精度の高い検討が可能な平成19年(2007年)9月洪水を対象に解析を行う.

図-15に平成19年(2007年)9月洪水における河口から30km区間での水位・流量観測位置を示す. 既設の水位観測所に加え, データロガー内蔵の簡易圧力式水位計が縦断方向に1km-5km間隔で設置され, 縦断水面形の時間変化が詳細に観測された. 図-16に観測された水位ハイドログラフを示す. 洪水位のピークは干潮とほぼ重なっている.

図-17に観測縦断水面形と解析水面形の時間変化を示 す. ここに低水路粗度係数nの値は、-1.0km~0.5km区間と 0.5km~6.0km区間でn=0.028, 6.0km上流区間でn=0.014とす ることで、潮位変動の影響を受けて変形する洪水期間中 の全ての時刻の観測水面形を再現することができた. 図 -17には洪水痕跡水位も示しているが、前述のように河 口付近では洪水のピークが干潮と重なったために流量が ピークに達していない潮位の高い時に洪水痕跡がついた と思われる. このため、干潮とほぼ重なった洪水ピーク 時(9/8 6:00)における5.0km下流の急な水面勾配は痕跡水位 には表れていない. 従来の定常流計算法でこのような非 定常現象を取り扱おうとする場合、各時点の潮位と流量 を与えて定常流計算を繰り返す準定常計算法が用いられ る. しかし、洪水流は潮位変動の影響を受けて河道内に 貯留され時間遅れを伴って流下する. そのため、図-18 に示すように同じ時刻においても各地点(27km, 5km)の流 量は異なる. このため、定常流計算では、各時点の水位 縦断形と河床抵抗を精度よく見積もれない. このように、 大きな潮位変動を受ける河口区間では、密に配置された 水位計により水面形の時間変化を観測することで初めて、 洪水流の流動の時間変化を正しく把握でき、この水面形 の時間変化を用いて非定常流計算を行うことにより、洪

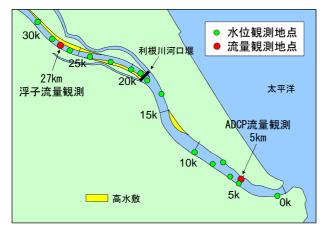


図-15 平成 19年(2007年)9月洪水における水位・流量観測位置

水中の精度の高い流れと河床抵抗の算定が可能となる.

図-18に示すように、解析は観測流量ハイドログラフも概ね説明できている。特に5.0km断面においてADCPを用いて観測された流量と解析流量は良く一致している。

図-19に洪水前後および洪水中(9/8 6:00)の低水路平均河 床高・最深河床高縦断形を示す. 河床変動解析において 2.0km~5.0km付近の河床低下量が実測と比べて若干大き いものの, 洪水前後での区間全体の河床変動量が小さい 傾向は実測河床高分布と一致する. また, 図-20には 5.0km断面において洪水ピーク付近(9/8 12:00)に音響測深機により測定された横断河床形状を示す. 洪水中の河床 は洪水後の測量河床形状と概ね一致しており, 洪水中にもほとんど河床変動は生じていなかったことが分かる. 図-19に示す洪水中の解析河床高も洪水後の解析河床高

とほぼ重なっている.

以上より、非定常洪水流一河床変動解析により平成19年(2007年)9月洪水における観測水面形の時間変化、観測流量ハイドログラフに加え、5.0km地点の洪水中の河床高変化および区間全体の洪水後の河床高変化の傾向を再現できた.このことから、洪水中の河床変動および河床抵抗(粗度係数)は解析により適切に説明されている.洪水ピーク時(986:00)の解析河床高(図-19)を見ると、川幅の狭い河口付近においても大きな河床変動は生じていない.このことから、洪水中にも河口部の河積はほとんど増大せず、この場所がボトルネックとなって、河口付近での水位上昇をもたらす一因になっている.

また,60km下流の粗度係数はn=0.028と大きく,河床 波およびカキ殻により非常に大きな河床抵抗が働いてい たと推定された.また,粗度係数値を時間的に一定とし た解析によって洪水期間中を通して観測水面形の時間変 化,観測流量の時間変化および洪水前後の河床高変化を 再現できた結果から,河床抵抗は洪水中にほとんど変化 していなかったことがわかる.

ただし、洪水前後の実測の河床変動量が小さいことから河床変動解析の精度を十分に検証できたかは明らかで

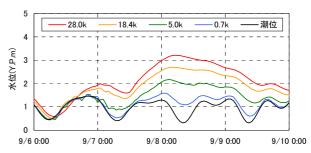
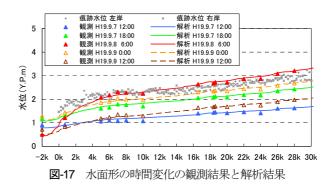
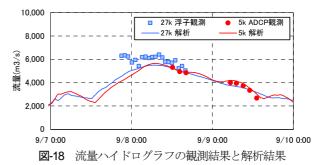


図-16 平成 19年(2007年)9月洪水の観測水位ハイドログラフ





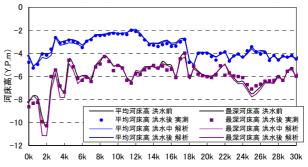


図-19 洪水前後の低水路平均河床高・最深河床高の縦断形

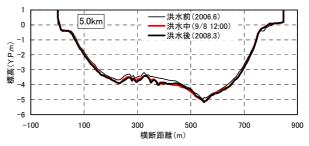


図-20 5.0km 断面における洪水中の横断河床形状

ないことから、有意な河床変動の生じた洪水を対象に以 下の章でさらに検討する.

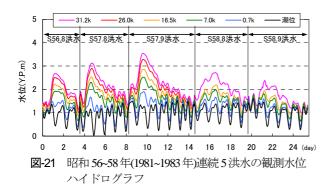


表-1 昭和 55~58年(1980~1983年)に行われた浚渫

X 1 FB/1 33 30 (1700 1703)(C) 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1			
区間(km)	左右岸	年度	土量(m³)
9.2∼ 9.5km	右岸	S58	300,000
9.5~10.0km	右岸	S57	400,000
10.0~10.5km	右岸	S56	180,000
10.5~11.1km	右岸	S55	170,000
10.5~11.7km	左岸	S55	317,000
13.7~13.9km	左岸	S58	40,000
26.2~27.0km	左岸	S55	240,000
27.0~27.4km	左岸	S56	70,000
27.4~27.9km	左岸	S57	100,000

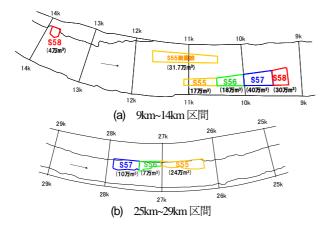


図-22 昭和 55~58年(1980~1983年)に行われた浚渫範囲

(3) 昭和56~58年(1981~1983年)連続洪水

次に、一度消滅した河床波が河床低下とともに再形成され始めた昭和56~58年(1981~1983年)の連続洪水について解析を行う(図-21). これらの洪水では図-12に示したように河口区間の広い範囲で河床が低下した.

この期間中には、解析対象区間内で河床浚渫が行われているため、浚渫の影響を解析に考慮する. 表-1, 図-22に河床浚渫の行われた区間、年度、土量を示す、解析においては、各年の洪水が終了した時点で、その年度に行われた浚渫範囲に該当する計算格子の河床高を浚渫土量の分だけ水平に下げることで、河床浚渫の影響を考慮した³⁴).

図-23に昭和57年(1982年)9月洪水における観測縦断水 面形と解析縦断水面形の時間変化を示す. 平成19年 (2007年)9月洪水と比べて水位観測地点数は多くないもの の,解析は洪水期間を通して観測縦断水面形の時間変化 を再現できている. ここに低水路粗度係数nの最適値は,

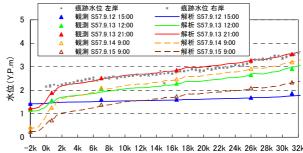


図-23 昭和 57 年(1982 年)9 月洪水における水面形の時間変化

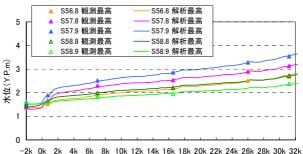
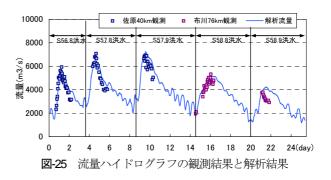


図-24 昭和 56~58 年(1981~1983 年)連続 5 洪水の最高水位の 縦断形

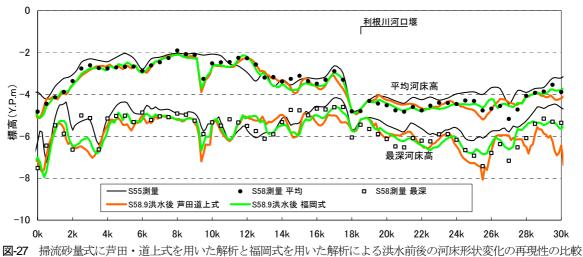


-1.0km \sim 0.5km区間でn=0.022, 0.5km \sim 6.0km区間でn=0.016, 6.0km 上流区間でn=0.012と算定された. S56 \sim S58 (1981 \sim 1983年)の他の洪水においても同様の粗度係数分布を用いることにより観測水面形の時間変化を適切に再現することができた. 図 \sim 24には5洪水それぞれの観測と解析の最高水位縦断形を示す. いずれの洪水でも解析結果は観測結果と良く対応している.

図-25は、観測流量ハイドログラフを解析流量ハイドログラフが概ね説明できていることを示す.

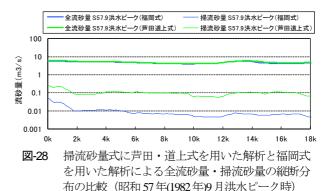
図-26に昭和55年(1980年)から昭和58年(1983年)までの低水路平均河床高,最深河床高縦断形の変化を示す.この間に生じた5つの洪水終了時の解析河床縦断形を重ねて示している.11km~15km付近を除いた他の対象区間全体で,洪水を受ける度に河床低下が進行しており,昭和58年(1983年)9月洪水後の解析による河床縦断形は,昭和58年(1983年)の実測の河床縦断形を概ね説明している.12km付近は昭和55年(1980年)以前の河床浚渫により局所的に河積が拡大された区間であるが,洪水により土砂堆





積(埋め戻し)が生じた. 解析でも平均河床高の上昇を説明できている.

図-26の解析結果は掃流砂量式に福岡の式を用いた結 果である. **図-27**には、掃流砂量式に芦田・道上の式²⁹ を用いた解析と福岡の式30,31)を用いた解析により、洪水 前後の河床形状変化の再現性を比較30した結果を示す. 全体として両式を用いた解析結果にはそれほど大きな差 異は見られない. これは、図-28に示すように利根川河 口区間では浮遊砂量が卓越しており、長い区間の平均的 な河床変動については浮遊砂の影響を強く受けるためと 考えられる. しかし、図-27の解析結果より20km~26km 区間での平均河床高の変化や、14km~18km、24km~30km 区間での最深河床高の変化の再現性に差異が見られる. これは、局所性の強い河床変動(湾曲外岸の洗掘等)に掃 流砂の影響が現れやすいためと考えられる. 図-28に示 す掃流砂量を比較すると芦田・道上の式で計算される掃 流砂量の方が福岡の式で計算される掃流砂量より多い. そのため芦田・道上の式を用いた解析結果の最深河床高 が低い傾向がみられる. 上記の解析結果に差異が見られ る箇所では福岡の式を用いた解析結果の再現性が良いこ



とから、利根川河口区間では福岡の式により掃流砂量が 適切に算定されていると考えられる.これより、本検討 では、利根川河口区間の洪水流一河床変動解析において 福岡の掃流砂量式を用いている.

図-29(a)-(b)に昭和55~58年(1980~1983年)の実測と解析の河床変動量コンターを示す.解析結果は区間全体の河床低下を説明できている.また,12.0km付近の局所的な土砂堆積も説明できている.ただし,その堆積範囲は実測と比べて狭い.このような土砂堆積の範囲が解析で小さく評価された理由に、約2,000m³/s以上の洪水流況を抽

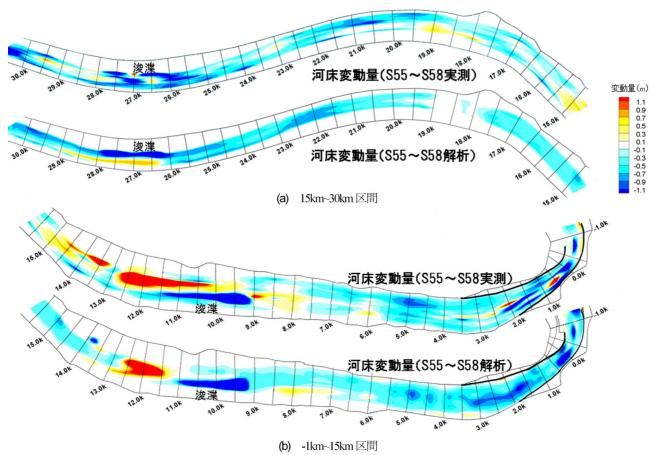


図-29 昭和 55~58年(1980~1983年)の河床変動量コンター

出して解析を行っているために流量の小さい期間の土砂 移動を考慮していないことも原因のひとつとして考えら れる³⁴.

以上より、観測水面形の時間変化を用いた非定常洪水流-河床変動解析により、河床変動量の大きかった昭和56~58年(1981~1983年)の連続5洪水について、観測水面形および河床高の時間変化を再現し、これらの洪水により生じた河口区間での河床低下過程を説明することができた。平成19年(2007年)9月洪水と比べると6.0km下流の粗度係数は十分に小さい。

(4) 昭和47年(1972年)9月洪水, 昭和34年(1959年)8月洪水

最後に、元々河床波が発達していた時期の昭和34年 (1959年)8月洪水、ほとんどの河床波が消滅した時期の昭和47年(1972年)9月洪水についても同様に非定常洪水流ー河床変動解析を行い、河床の抵抗の大きさを検討する.

a) 昭和47年(1972年)9月洪水

昭和47年(1972年)は銚子検潮所での潮位観測が行われていないため下流端境界条件に0.7km地点観測水位時系列を与えた.

この洪水では、0.5kmより上流の区間全体の低水路粗度係数を一律n=0.012とすることで、全ての時刻の観測

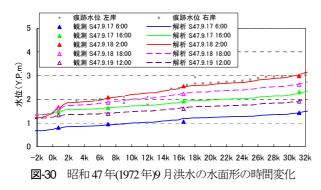
縦断水面形を再現することができた. これは概ね平坦河 床に相当する粗度係数の値であり,河床波がほとんど消滅した河床状況(図-12(b))と対応する. この様な状況では カキ殻も埋没し,河床表面は砂に覆われていたと考えられ,図-30に示す縦断水面形より,他の洪水(図-17,図-23,図-24)で見られたような0.7km~7.0km区間での水位上 昇が生じないことがわかる.

図-31より,洪水ピーク付近の解析流量(40km佐原地点)は佐原観測所の観測流量と比べて小さい.しかし,上流の布川(76km),金江津(55km)における観測流量と解析流量は同程度の値であり,これらの観測地点と40km地点の間に大きな流入支川が無いことから,解析結果は概ね妥当と考えられる.

図-32より,洪水前後での低水路平均河床高の変動量は実測,解析ともに±0.5m未満であり安定している.

b) 昭和34年(1959年)8月洪水

昭和34年(1959年)8月洪水発生時点における検討対象区間での水位観測地点は少なく,0.7km,7.0kmの2地点のみ水位が観測されている。本節で適用した解析法が有効で,他の洪水で同定したパラメータも信頼できるものと考え,これら2地点の水位データを用い現地観測結果を検証する。低水路粗度係数を-1.0km-0.5km区間でn=0.020,0.5km-6.0km区間でn=0.020,6.0km上流区間でn=0.013とし



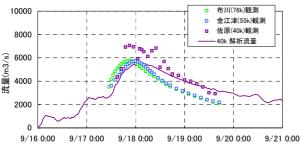


図-31 昭和 47 年(1972 年)9 月洪水の流量ハイドログラフの観 測結果と解析結果



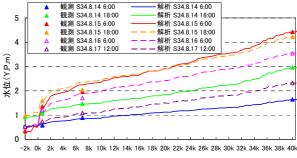
図-32 昭和 47 年(1972 年)9 月洪水前後の低水路平均河床高・ 最深河床高の縦断形の変化

た解析結果を以下に示す.

図-33より,0.7km地点の解析水位は全ての時間で観測水位と良く一致している.一方で7.0km地点の解析水位は,洪水の増水期(解析初期~8/14 18:00)と減水期(8/17 12:00以降)には観測水位と一致しているが,洪水ピーク付近(8/15 6:00~8/16 6:00)では解析水位が観測水位と比べて高くなっている.確認のため0.5km~6.0km区間の低水路粗度係数をn=0.013とした場合に洪水ピーク付近の7.0km観測水位を再現できたが,その場合,洪水の増水期と減水期の観測水位を再現できない.

この結果は他の検討ケースと異なることから, 0.5km-6.0km区間の河床抵抗が洪水中に変化していた可能性が考えられる.しかし、水位観測データが少なく一 洪水のみの結果であること、および昭和36年(1961年)以 前は定期横断測量が行われておらず、洪水前後の河床高 も不明であることから断定はできない.

図-34より, 洪水ピーク付近の解析流量(40km地点)が同地点の佐原観測所の流量と比べて小さい. これは昭和



3-33 昭和34年(1959年)8月洪水の水面形の時間変化

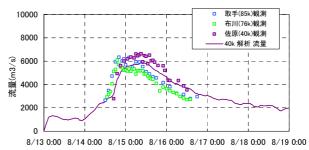


図-34 昭和 34 年(1959 年)8 月洪水の流量ハイドログラフの観測結果と解析結果

47年(1972年)9月洪水での結果(図-31)と同じ傾向を示している.

以上より、6.0km下流区間では洪水ピーク付近を除いてn=0.020程度の粗度係数となっていたと考えられる.

(5) 利根川河口区間の河床変動特性のまとめ

昭和47年(1972年)9月の洪水前後では河床変動が小さかったのに対して、昭和56~58年(1981~1983年)の5連続洪水では、一洪水中の河床低下量は大きくないものの、利根川河口区間全体で0.5m~1.0mの河床低下が生じた。平成19年(2007年)9月洪水でも河口付近では若干の河床低下傾向にある。このような利根川河口域の河床変動について、複数の洪水について同一の解析モデルを用いて説明することが出来た。以下に、解析結果に基づいて利根川河口区間における洪水時の河床変動の特徴を考察する。

図-23より、昭和57年(1982年)9月洪水ピーク時(S57.9/13 21:00)の水面勾配は、導流堤狭窄区間の-1.0km~1.0kmで約 1/4,000, 2.0km上流では約1/25,000と非常に緩い、利根川河口区間の勾配が緩い理由は、この区間が元々は遠浅の海(入江)であったところを河床の浚渫と高水敷造成により現在の河道形状に改修してきた経緯²³にある。

図-35(a)~(d)には昭和57年(1982年)9月洪水ピーク時の0km~18km区間の(a)河積, (b)河床材料平均粒径, (c)平均粒径に対する無次元掃流力,および(d)流砂量の解析結果の縦断分布を示す.

図-35(a)より、昭和55年(1980年)以前に浚渫が行われた 12km付近は河積が大きく、導流堤に挟まれて河幅の縮 小する0.0km~2.0km区間は河積が小さい、それ以外の区

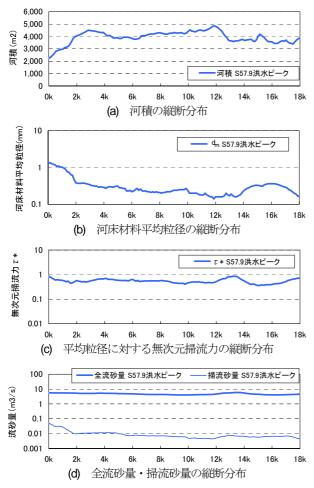


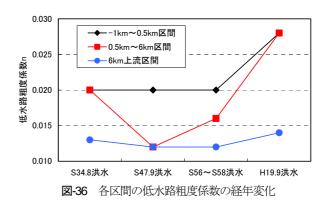
図-35 昭和 57年(1982年)9月洪水ピーク時の解析結果 (0km~18km)

間の河積は縦断方向にほぼ一様である。また、図-35(b)より、河積の小さい0.0km-2.0km区間の河床は、大きな粒径の材料からなる。このため、図-35(c)、(d)に示す無次元掃流力および流砂量は2.0kmの上流と下流でほとんど変わらない。河積が局所的に大きい12km付近では、無次元掃流力と流砂量が上流と比べて小さいため局所的に急激な堆積が生じた(図-29(b))。この局所的な堆積を除けば0km-18km区間全体の無次元掃流力および流砂量は縦断方向に大きく変化せず、流下方向に若干増加する傾向にある。このため、区間全体で若干の河床低下が生じたと考えられる。

この様な河道および流砂特性のために利根川河口区間では大規模洪水においては、土砂の移動量は大きいものの縦断変化は小さいことから、河床変動量が小さく保たれていると考えられる。これに加え、カキ殻が河床低下を抑制している可能性も考えられる。

(6) 河床抵抗分布の経年変化

観測水面形の時間変化を用いた非定常洪水流-河床変動解析より算定した利根川河口域の洪水時の各区間の低水路粗度係数の経年変化を図-36に示す. 横断測量結果



より河床波が見られない6.0km上流区間では、いずれの 洪水においても低水路粗度係数はn=0.012~0.014であり, 河口付近の平坦河床に相当する一般的な値である. -1.0km-0.5km区間の低水路粗度係数はどの洪水でも n=0.020~0.028という大きい値を持つ. それに対して -0.5km~6.0km区間における低水路粗度係数の値は河床波 の発達・消滅とともに変化してきた. 元々河床波の発達 していた昭和34年(1959年)8月洪水では洪水ピーク付近を 除いてn=0.020であったのが、ほとんどの河床波が消滅 した後の昭和47年(1972年)9月洪水ではn=0.012と小さくな った. その後, 再び河床波が発達し始めた昭和56~58年 (1981~1983年)の洪水ではn=0.016と若干大きくなり、さら に河床波の発達した平成19年(2007年)9月洪水では, n=0.028と非常に大きな値となっている. ただし, 河床 抵抗の増大には河床波の形状による抵抗とカキ殻の粗度 による抵抗が含まれる. また, ウロコ状河床波が発達す る銚子大橋下流と明確なウロコ状でない銚子大橋上流の 河床抵抗の違いについて今後の検討課題である.

観測された水面形の時間変化を用いた非定常洪水流ー河床変動解析により算定したこれら利根川河口区間における河床波抵抗の特性について,次章で既往研究や利根川と同規模の石狩川河口区間での観測値と比較検討する.

5. 利根川河口区間の河床波の抵抗特性

前章までは、観測水面形の時間変化を用いて洪水流の 非定常性も考慮した形で準三次元流一河床変動解析によ り河床波の抵抗について議論してきた。本章では、非定 常準三次元解析より得られた河床波抵抗を一次元量で表 現し、これまで一次元的枠組みで数多く蓄積されてきた 河床波抵抗に関する研究結果と比較することで、利根川 河口区間の河床波抵抗の特性を分析する.

(1) 小規模河床波の抵抗に関する既往研究

小規模河床波の抵抗問題については, Einstein and Barbarossa³⁵以来,河床波の抵抗を簡便に扱うため,抵抗を河床表面に働く摩擦抵抗と河床波等による形状抵抗に分

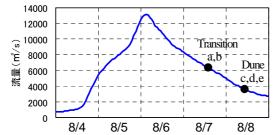


図-37 石狩川昭和56年8月洪水流量ハイドログラフ(15km)

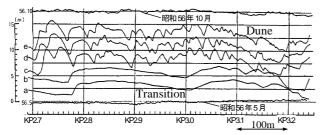


図-38 石狩川昭和 56年8月洪水中の縦断河床形状変化 30,39)

割し、「有効せん断力」の概念を導入した一次元的な枠組みでの検討が数多く行われてきた。Engelund³⁶は全せん断力 τ_* が有効せん断力 τ_* 'の関数であると考え、水路実験データを用いて $\tau_*-\tau_*$ '関係を整理し、 τ_* 'が大きくなると河床形態がduneから平坦河床へ遷移し τ_* が小さくなることを示した。ここに τ_* 'は式(1)、(2)で定義されている。

$$\tau_* = RI/sd$$
, $\tau_*' = R'I/sd$ (1)

$$\frac{u}{\sqrt{gR'I}} = 6.0 + 5.75 \log \frac{R'}{2d}$$
 (2)

ここに、R: 径深、I: エネルギー勾配、s: 砂粒子の水中比重で $s=\gamma_s/\gamma_w-1$ 、 $\gamma_s,\gamma_w:$ 砂粒子と水の密度、d: 河床材料粒径、u: 断面平均流速、g: 重力加速度である。

岸・黒木 19,37 はEngelundの研究を基礎に、 τ_* が τ_* 'とR/dの関数であると考え、水路実験データに基づいてR/dごとに τ_* と τ_* 'の関係を整理することで、河床形態ごとの抵抗予測式(3)~(8)を示した.これらの抵抗予測式は、 $R/d \leq 2,000$ の範囲を中心とした河床形態が十分定常に至った水路実験データに基づいている.

Dune I:
$$\tau_*' = 0.21 \tau_*^{1/2}$$
 (3)

Dune II:
$$\tau_* = 1.49(R/d)^{-1/4} \tau_*$$
 (4)

Transition I:
$$\tau_* = 6.5 \times 10^7 (R/d)^{-5/2} \tau_*^{11/2}$$
 (5)

Transition II:
$$\tau_*' = 0.07(R/d)^{2/5}$$
 (6)

Flat:
$$\tau_*' = \tau_*$$
 (7)

Anti Dune:
$$\tau_*' = 0.264 (R/d)^{1/5} \tau_*^{1/2}$$
 (8)

彼らは、石狩川やRio Grande川の実測データを用いて、現地河川の河床波の抵抗予測を試みた^{19,40}. ただし、現地河川の河床波抵抗は水路実験に基づいた抵抗予測式と

比較して小さい傾向にある。この理由は、水路実験が現地河川と比べて相対的に狭い固定壁面を有する水路で生じた河床波を対象としていることにあると考える。すなわち、文献31)、41)に示される無次元量の関係において、現地河川に比して水路実験の無次元水路幅が小さく、無次元水深が大きくなることにより、無次元流砂量が大きくなることと関係していると考えられる^{31,41)}.

Wang and White 42 はEngelundや岸・黒木と同様に全せん断力 $_{\tau_*}$ が有効せん断力 $_{\tau_*}$ で関数であると考えたが,第二のパラメータとして式(9)に示す無次元粒径 $_{D_*}$ に着目し, $_{d_{50}}$ =0.018 $_{mm}$ ~28 $_{mm}$, $_{Rd}$ =25~120,000の広い範囲の沖積河川や水路実験のデータを整理し,同じ $_{\tau_*}$ 1に対して $_{D_*}$ が小さいほど $_{\tau_*}$ が大きい関係にあることを示した.

$$D_* = d_{50} \left(\frac{gs}{v^2}\right)^{1/3} \tag{9}$$

ここに、 ν :水の動粘性係数である.

小規模河床波の抵抗に関して多くの研究が行われているが、用いる水理データであるエネルギー勾配や断面平均水深、断面平均流速には河床波だけでなく他の河道内抵抗(草本、樹木群、複断面河道形状等)の影響が含まれるため、河床波の抵抗値のばらつきが大きくなり、高い精度で評価できない点に課題がある.

このような課題に対して本研究では、水面形と流量の時間変化および洪水前後の河床形状の観測データを用いて、洪水の非定常性、洪水中の河床変動、高水敷抵抗を考慮した非定常洪水流一河床変動解析を行うことで、これらの影響をできるだけ含まない形で低水路の河床抵抗(河床波の抵抗)を評価する方法を示した.

(2) 石狩川昭和56年(1981年)8月洪水中の河床波抵抗

図-37に示す石狩川昭和56年(1981年)8月洪水は当時の 計画高水流量を超える規模の洪水であり、北海道開発局 により河口区間で大規模な観測が行われた38,39). 河口か ら15.0kmまでの区間では洪水流の水面形の時間変化が48 時間にもわたって詳細に観測された. この調査研究が我 が国の治水計画に果たした貢献の大きさが福岡によって 示されている⁴³⁾. **図-37**中にa~eで示す時間帯には、河口 から2.0km~3.0km付近において船上から音響測深機によ って縦断河床形状の観測が行われた. 図-38には、洪水 中に河床形態がTransition(遷移河床)からDune(砂堆河床)へ 移行する実態の観測結果を示す38). 同図には、洪水の2 ヶ月後の10月には河床波形状がほとんど消滅しているこ とを見ることが出来る. 図-39には河口から2.5km地点に おける $\tau_* - \tau_*$ 'の洪水中の変化を岸・黒木の抵抗予測式 (R/d=25,000) および Wang and White の曲線 (D. =4.75, d=0.19mm)と比較して示す. 石狩川2.5kmでは D_a =7.6,

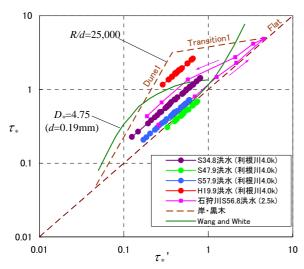


図-39 利根川河口区間における洪水中の au_* と au_* 'の関係

d=0.3mmである. 石狩川昭和56年(1981年)8月洪水では河 口区間で縦断方向に大きな河床低下・河岸拡幅が生じて おり洪水中の河積変化が大きかったことから、本検討で は、観測された縦断水面形の時間変化を用いて非定常準 三次元洪水流-河床変動解析を行い12,24, 解析より得ら れた流量および洪水中の河積変化を反映させて τ_* と τ_* ' を算出している^{32),43)}. 石狩川2.5km付近の断面形状は高水 敷幅が狭く単断面形状に近いためτ、は低水路河床の抵 抗を表すと考えて良い. $\tau_* と \tau_*'$ の関係は洪水増水期は Flat(平坦河床)に近く, 洪水減水期の τ* は洪水増水期の τ_{*}と比べて相対的に大きくなる.これは,洪水中に 2.0km~3.0km区間で砂堆が観測された時間帯(c,d,e)と一致 しており、河床波の抵抗と考えられる. ただし、岸・黒 木の実験式と比較すると抵抗は小さい. これは、岸・黒 木の実験式の基となる水路実験は定常状態で断面形状が ほぼ一様であるのに対して, 石狩川では洪水流量の変化 に対する河床波の時間遅れの影響や河道断面形状が縦断 的に一様でないこと等の影響により河床波が十分に発達 し得ないためと考えられる. 一方, 主に現地河川データ に基づいたWang and Whiteの曲線は、やや大きいものの、 石狩川2.5kmの $\tau_* - \tau_*$ 関係と比較的対応している.

(3) 利根川河口区間の洪水中の河床波抵抗

図-39には、利根川河口区間を対象に行った観測水面形変化を用いた非定常洪水流—河床変動解析より得られた利根川4.0km地点における洪水中の τ_* と τ_* 'の関係を岸・黒木の式、Wang and Whiteの曲線と比較して示す。利根川4.0kmでは D_* =4.3、d=0.17mmである。利根川4.0km地点の河床抵抗は、昭和34年(1959年)8月洪水において石狩川2.5km地点の河床抵抗と同程度となっているが、河床波が消滅した後の昭和47年(1972年)9月洪水では τ_* と τ_* 'が等しく τ_* 'が等しく τ_* と可定なり、再び河床波の発達し

始めた昭和57年(1982年)9月洪水では河床抵抗が若干大きくなっている. さらに河床波の発達した平成19年(2007年)9月洪水では τ_* が大きくなり、Wang and Whiteの曲線と岸・黒木の式の中間程度の河床抵抗になっている.

利根川の洪水中の $\tau_* - \tau_*$ '関係の傾きが岸・黒木の実験式の傾きと異なるが、この理由として、岸・黒木の実験式がそれぞれの水路実験で河床形態が十分定常に至った状態の $\tau_* - \tau_*$ '関係を結んでいるのに対して、利根川では一洪水中の河床状態の変化が小さい。このように利根川河口区間における河床波の抵抗は、一洪水中には τ_* と τ_* 'の比がほとんど変化せず、むしろ河床波の経年的な発達・減衰に伴って抵抗の大きさが変化している点に特徴がある。

6. 改修計画立案に際して検討すべき河床波の抵抗

河床波形状の変化に伴って洪水時水位や流砂量が変化することから、5.で示したように古くから河床波の抵抗に関する研究が行われてきた.しかし、日本の多くの河川では、計画規模洪水のピーク流量付近では砂堆はフラッシュされやすく、平坦河床へ遷移することが多いようである.実際、石狩川昭和56年(1981年)8月洪水においても流量の大きい時点では、遷移河床が観測されており、砂堆河床の出現は流量低減期に限られている.そのため、これまで我が国の河川で大規模洪水を対象とした治水計画の検討において、河床波が問題にされることはほとんどなかった.

しかし、本論文で示したように、利根川河口区間においては、計画高水位に迫る規模の洪水のピーク時においても大きな河床波抵抗が働いており、河床波の抵抗は河口付近の計画高水位を決める重要な要素となっている。この原因として、利根川河口区間では洪水ピーク時でも水面勾配が緩く、河床形態が平坦河床へ遷移する水理条件になりにくいことや、河床波の形状抵抗だけでなく、その上のカキ殻の分布が河床波形状を維持している等が考えられる。

このように河床波の抵抗が洪水位に大きな影響を与える利根川河口区間においては、流下能力不足を解決するため河道改修(掘削による河積の拡大等)を実施することになるが、改修によって4.(5),(6)に記したような洪水の水理量および河床せん断力が変化することで、河床変動と河床波がどのように変化するか見極める必要がある。昭和40年代(1970年代)には河床上昇とともに河床波が消滅し一時的に洪水時の河床抵抗が低下したように、河道改修後の河床変動や河床波の発達・消滅、抵抗の増減、水面形の変化についても予測したうえで適切な河道改修および管理の方法を検討していかなければならない。ま

た,カキ殻が河床浚渫によって消えてしまうのか,再生 するのかについても,十分調べ対応する必要がある.

7. 結論

本論文では、流下能力不足が治水上の課題となっている利根川河口区間について、昭和36年(1961年)から平成19年(2007年)までの横断測量結果を用いて、河床高の経年変化と河床波の形成・発達・消滅過程を明らかにした。そのうえで、水面形時系列観測を中心とした洪水流一土砂移動量観測・解析システムを適用することで、これまで十分明らかにされていなかった利根川河口区間の洪水流、河床変動および河床波抵抗の経年変化について考察し、以下の主要な結論を得た。

- 1) 0.0km-6.0km区間に分布する河床波を調べることによって、河床波の発達が顕著な銚子大橋下流区間では、 木下が示した並列らせん流によるウロコ状河床波が発達しやすい水理条件になっていることを示した.
- 2) 昭和36年(1961年)以降測定されてきた500m間隔の定期 横断測量に基づき,河床形状の変化を調べ,河床波の 形成・発達・消滅過程について以下の実態を明らかに した. 6.0km下流区間では、昭和30年代(1960年代)には 既に広範囲で河床波が発達していたが、昭和40年代 (1970年代)には土砂堆積とともに河床表面のほとんど の河床波が消滅した. その後、昭和56~58年 (1981~1983年)の連続洪水を契機に生じた河床低下とと もに河床波が再び現れ、平成19年(2007年)まで河床波 の分布範囲と波高は徐々に拡大し続けている.
- 3) 河床波の発達状況が異なる各年代の主な洪水を対象に、 観測水面形を用いて非定常洪水流-河床変動解析を行った. 利根川河口区間における各年代の洪水時の河床 変動特性を説明するとともに、河床波抵抗を推算し、 河床波の形成・発達・消滅に伴って河床波抵抗が経年 的に変化してきたことを明らかにした.
- 4)上記の検討結果を小規模河床波の抵抗に関する既往研究や石狩川昭和56年(1981年)8月洪水における観測値と 比較検討することで、利根川の河口区間の河床波抵抗 特性を明らかにした。
- 5) 河床波の抵抗が洪水位に大きな影響を与えている利根 川河口区間においては、今後の河道改修に伴って起こ る水理量、河床変動、河床波抵抗の変化の傾向を見極 め、適切な河道改修および河川管理の方法を検討して いくことの重要性を述べた.

謝辞:本研究にあたり国土交通省関東地方整備局利根川下流河川事務所より貴重な洪水観測,調査・測量資料の提供を頂いた.ここに記して謝意を表する.

参考文献

- 1) 福岡捷二:河道設計のための基本は何か-水面形時 系列観測値と洪水流-土砂流の解析を組み合わせた 河道水理システムとその見える化,河川技術論文集, 第17巻,pp.83-88,2011.
- 2) 福岡捷二,渡邊明英,原俊彦,秋山正人:水面形の時間変化と非定常二次元解析を用いた洪水流量ハイドログラフと貯留量の高精度推算,土木学会論文集,No.761/II-67,pp.45-56,2004.
- 3) 福岡捷二,佐藤宏明,藤澤寛,大沼史佳:洪水流と 河道の樹木繁茂形態に基づく樹木群透過係数と粗度 係数の算定法,水工学論文集,第 51 巻,pp.607-612, 2007
- 4) 中井隆亮,須藤純一,福岡捷二:樹木群スケール,河道スケールと樹木群透過係数の関係,河川技術論文集,第16巻,pp.431-436,2010.
- 5) 福岡捷二,永井慎也,佐藤宏明:河川合流部を含む 本・支川の流量ハイドログラフ,貯留量の評価-利 根川・渡良瀬川の平成13年9月洪水を例として-, 水工学論文集,第49巻,pp.625-630,2005.
- 6) 福岡捷二,渡邊明英,田端幸輔,風間聡,牛腸宏: 利根川・江戸川分派点を含む区間における流量ハイ ドログラフと粗度係数・樹木群透過係数の評価,水 工学論文集,第50巻,pp.1165-1170,2006.
- 7) 後藤岳久,福岡捷二,田中里佳:太田川デルタにおける河川流路網の洪水流と河床変動に関する研究, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.68, No.4, pp.I_1195-I_1200, 2012.
- 8) 福岡捷二,昆敏之,岡村誠司:鶴見川多目的遊水地の洪水調節効果の評価,土木学会論文集 B, Vol.63, No.3, pp.238-248, 2007.
- 9) 安部友則, 福岡捷二, 塚本洋祐: 破堤による氾濫流量ハイドログラフの計算法の構築と河川への適用方法の研究, 土木学会論文集 B, Vol.65, No.3, pp.166-178, 2009.
- 10) 内田龍彦,福岡捷二,工藤美紀男:河川上流域における本川・支川流量ハイドログラフの合理的推定法,河川技術論文集,第15巻,pp.309-314,2009.
- 11) 内田龍彦,福岡捷二,濱邊竜一:多地点からの横流 入がある河道システムにおける本川水位観測データ を用いた洪水流解析法とその活用法,水工学論文集, 第55巻,pp.1081-1086,2011.
- 12) 岡村誠司, 岡部和憲, 福岡捷二: 洪水流の縦断面形変化と準三次元流解析法を用いた石狩川河口部の洪水中の河床変動解析, 河川技術論文集, 第 16 巻, pp.125-130, 2010.
- 13) 鈴木健太, 島元尚徳, 久保世紀, 福岡捷二:筑後川 感潮域の洪水中の河床変動解析, 水工学論文集, 第 55 巻, pp.877-882, 2011.
- 14) 利根川水系河川整備基本方針,国土交通省河川局, 2006.
- 15) 須賀尭三,馬場洋二,浜谷武治:利根川河口部模型 実験報告書,土木研究所資料,第651号,1971.
- 16) 山本晃一, 林敏夫, 深見親雄, 坂野章: 利根川河口 処理に関する水理的検討, 土木研究所資料, 第 1326 号, 1978.
- 17) 鈴木重隆, 中村修也, 川口広司, 福岡捷二: 大きな 潮位変動を受ける河道の洪水流れと河床変動 利根 川下流部を例に , 土木学会関東支部技術研究発表

- 会講演概要集, 第35巻, II-088, pp.175-176, 2008.
- 18) 岡村誠司,福岡捷二,竹本隆之:利根川河口部の河 床形状と洪水中の河床変動,水工学論文集,第 54 巻, pp.751-756, 2010.
- 19) 水理委員会移動床流れの抵抗と河床形状研究小委員会:移動床流れにおける河床形態と粗度, 土木学会論文報告集, 第210号, pp.65-91, 1973.
- 20) 木下良作:洪水と流路形態の現地観測,水工学に関する夏期研修会講義集,第 14 巻,pp.A-7-1-A-7-17, 1978
- 21) 木下良作: 航空写真による洪水流解析の現状と今後の課題, 土木学会論文集, 第 345 号/II-1, pp.1-19, 1984.
- 22) 国土交通省利根川下流河川事務所検討資料.
- 23) 茂呂康治, 風間聡, 福岡捷二: 利根川下流部河道改修の変遷と浚渫の効果, 河川技術論文集, 第 17 巻, pp.101-106, 2011.
- 24) 岡村誠司, 岡部和憲, 福岡捷二:河幅及び断面形状 を考慮した掃流砂量式を用いた河床変動解析 石狩 川河口部昭和 56 年 8 月洪水を例として , 河川技術 論文集, 第17巻, pp.119-124, 2011.
- 25) 内田龍彦,福岡捷二:浅水流方程式と渦度方程式を 連立した準三次元モデルの提案と開水路合流部への 適用,水工学論文集,第53巻,pp.1081-1086,2009.
- 26) 福岡捷二,渡邊明英,岡田将治:静水圧近似 3 次元 解析モデルによる複断面蛇行水路河床変動解析,水 工学論文集,第42巻,pp.1015-1020,1998.
- 27) 平野宗夫: Armoring をともなう河床低下について, 土木学会論文報告集, 第195号, pp.55-65, 1971.
- 28) Itakura, T. and Kishi, T.: Open channel flow with suspended sediments, *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, Vol.106, HY.8, pp.1325-1343, 1980.
- 29) 芦田和男, 道上正規:移動床流れの抵抗と掃流砂量 に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 第 206 号, pp.59-69, 1972.
- 30) 福岡捷二:温暖化に対する河川の適応技術のあり方 ー治水と環境の調和した多自然川づくりの普遍化に 向けて、土木学会論文集 F, Vol.66, No.4, pp.471-489, 2010.
- 31) 浅野文典, 福岡捷二:河幅及び断面形状を考慮した 掃流砂量式の導出とその適用性に関する研究, 水工

- 学論文集, 第55巻, pp.793-798, 2011.
- 32) 岡村誠司:河口区間および本・支川分流区間を含む 河道の河床変動予測技術に関する研究,中央大学博 士論文,2012.
- 33) 鈴木伴征,若岡圭子,石川忠晴:利根川河口堰下流 部における嫌気水塊の運動について,水工学論文集, 第42巻,pp.769-774,1998.
- 34) 岩谷直貴, 茂呂康治, 福岡捷二: 利根川下流部における布川狭窄部周辺河道の経年変化とその解析, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.68, No.4, pp.I_1135-I_1140, 2012.
- Einstein, H. A. and Barbarossa, N. L.: River channel roughness, *Transactions, ASCE*, Vol.117, pp.1121-1146, 1952
- 36) Engelund, F.: Closure to "Hydraulic resistance of alluvial streams", *Journal of the Hydraulics Division*, *ASCE*, Vol.93, HY.4, pp.287-297, 1967.
- 37) 岸力, 黒木幹男: 移動床流れにおける河床形状と流体抵抗(I), 北海道大学工学部研究報告, 第 67 号, pp.1-23, 1973.
- 38) 高木譲治, 牧野成雄, 竹本成行, 森田康志: 石狩川 下流部における洪水流と河床変動の観測, 水理講演 会論文集, 第26巻, pp.57-62, 1982.
- 39) 岸力(代表研究者): 昭和 56 年 8 月北海道豪雨災害に 関する調査研究,昭和 56 年度科学研究費補助金(自然 災害特別研究(1))研究成果報告書,1982.
- 40) 黒木幹男, 岸力: 石狩川の抵抗特性と河床波形状の変化, 水理講演会論文集, 第 27 巻, pp.747-752, 1983
- 41) 福岡捷二:河川堤防の水工学機能評価の必要性とその見える化,河川技術論文集,第 18 巻, pp.275-280, 2012.
- 42) Wang, S. and White, W. R.: Alluvial resistance in transition regime, *Journal of the Hydraulic Engineering, ASCE*, Vol.119, No.6, pp.725-741, 1993.
- 43) 福岡捷二:わが国の治水計画技術の向上に果たした昭和56年8月石狩川洪水観測結果,第2回RIC講演会,RIC講演会資料,pp.1-69,2011.

(2012.9.25 受付)

GROWTH, DECAY AND DISAPPEARANCE PROCESSES AND RESISTANCE CHARACTERISTICS OF SAND WAVES IN THE MOUTH AREA OF THE TONE RIVER

Seiji OKAMURA and Shoji FUKUOKA

The long-term growth, decay and disappearance processes of sand waves and the variations of sand waves resistances with bed variations of the Tone River mouth from 1961 to 2007 are clarified in this paper. At first, we examine characteristics of the arrangement of dunes which are seen in the downstream of the Choshi Ohashi Bridge. Next, the long-term growth, decay and disappearance processes of dunes are indicated by the variation of cross-sectional bed forms surveyed from 1961 to 2007. The variation of sand waves resistances and bed elevations during the floods in different years is evaluated by a numerical unsteady flood flow and bed variation analysis based on the observed temporal changes in water surface profiles. At last, the characteristics of the sand wave resistances in the Tone River mouth are clarified by comparing with the previous studies on sand wave resistances in alluvial rivers.