Title	河岸侵食と河道の陸地化を考慮した河道形状追跡モデルの開発研究
Author(s)	旭, 一岳
Citation	北海道大学. 博士(工学) 乙第6938号
Issue Date	2014-09-25
DOI	10.14943/doctoral.r6938
Doc URL	http://hdl.handle.net/2115/57242
Туре	theses (doctoral)
File Information	Kazutake_Asahi.pdf



博士論文

河岸侵食と河道の陸地化を考慮した 河道形状追跡モデルの開発研究

Numerical simulation of river meandering with self-evolving banks

旭 一岳

KAZUTAKE ASAHI

Aug, 2014



謝辞

本研究は著者が(財)北海道河川防災研究センター(現:一般財団法人 北海道河川財団)に在職中におこなった研究です。北海道河川財団着任以降,吉田理事長(当時)はじめ多くの方々に業務の傍ら研究継続を支援していただけたこと,非常に感謝しております。深く御礼申し上げます。

研究を進めるにあたって、清水康行教授から公私にわたり多くの叱咤激励を いただくとともに、国際的な幅広い視野の持ち方、考え方など多くのことを学 ばせていただきました。また、清水教授のおかげで出会えた素晴らしい方々と の出会いに心から感謝するとともに、今後もそれら貴重な経験を最大限活かし ていきたいと考えています。

The University of Illinois の Dr. Gary Parker 氏には本研究を推進するにあたって多大なるご支援をいただきました。先生のご支援がなければ今こうして論文を取りまとめるに至っていません。心から感謝しております。

USGS の Dr. JonNelson 氏にも計算モデルの開発や英語論文の執筆など、多くの支援をいただきました. また、氏とは iRIC ソフトウェア開発を通じて、重要な判断事項に対する視点、考え方を学ばせていただきました. 心から感謝しております.

長谷川和義氏(北開水工コンサルタント)からは蛇行研究に関する専門的なご意見を多くいただきました.おかげで水工学論文集の執筆に至ることができました.心から感謝しております.

泉典洋教授(北海道大学),渡辺康玄教授(北見工業大学)からは音更川の河 岸侵食計算について多くのご指摘,ご意見をいただきました。また,帯広開発 建設部の武田淳史氏,桑村貴志氏,河合崇氏,公平圭亮氏に多くお世話になり ました。おかげで河川技術論文集の執筆に至ることができました。心から感謝 しております。

また, iRIC の活動を通じて木村一郎准教授(北海道大学), 竹林洋史准教授(京都大学), 渡部靖典准教授(北海道大学), 川村里実氏(寒地土木研究所) からは公私にわたり多くの貴重なご意見をいただくとともに, 多くを学ばせていただきました. 心から感謝しております.

また、日々研究を進める中で活発な研究議論をできた仲間がいたことをも私を支えてくれました。寒地土木研究所の井上卓也氏やイリノイ大学の岩崎理樹氏とはいつも河川の流れや河床変化、数値計算モデルに関することを熱く語り合いました。あの場がなければ、研究を継続することが困難であり、心の支えになってくれたこと心から感謝申し上げます。また、Journal Geographic Research へ論文を投稿する際は、Dr. Esther Eke(現: Johns Hopkins

University)と多くの意見交換を行なわせていただきました. 類似した研究で目指すところや悩みを共有できたことを大きな励みとなりました. 心から感謝申し上げます.

また、日々の業務の中では、旭川開発建設部の米元光明氏、佐藤貴弘氏からは多くのヒントをいただきました。日常では北海道河川財団の山本太郎氏、水上智香子氏にも多くの助言をいただきました。心から感謝しております。

ここにお名前を挙げさせていただいた方々は、本研究を推進する上でご指導、 ご支援をいただいた方の一部です。ここにお名前を挙げられなかった方々含め、 多くの方々の支援のおかげで、本論文を取りまとめられたことに甚大なる感謝 の意を表します。

最後に、妻:明日香、息子:湧大、悠人には本研究に従事する中で多くの苦労をかけたこと、そして私がいなくとも逞しく生き抜いていてくれたこと非常にうれしく思います。ありがとう。

旭 一岳 2014.7.31

論文リスト

●査読付き論文

- [1] Kazutake Asahi, Y. Shimizu, J. Nelson, G. Parker (2013), Numerical simulation of river meandering with self-evolving banks, Journal of Geophysical Research: Earth Surface. (Impact factor=3.174)
- [2] 旭 一岳,泉 典洋,渡邊 康玄,永多 朋紀,桑村 貴志,川村 治,音更川における零筋部の蛇行形状の発達と河岸侵食評価,河川技術論文集,第19巻,2013年6月.
- [3] 旭 一岳,清水康行, Gary PARKER, Jonathan NELSON, 自由蛇行の発達に関する 数値解析,水工学論文集,第 56 巻,2012 年 2 月.

●学会発表

- [1] Kazutake ASAHI, Yasuyuki SHIMIZU, Jonathan NELSON, Gary PARKER and Yoshikazu (2013), Numerical simulation of the natural processes of river meandering over realistic time scales, The 12th International Symposium on River Sedimentation (ISRS2013), Kyoto, Japan, Sep. 2-5.
- [2] Kazutake Asahi, Yasuyuki Shimizu, Gary Parker and Jonathan Nelson (2011), Development of numerical simulation model of free meandering with natural cut-off, RCEM 2011, Beijing, China, Sep. 6-8.
- [3] K.Asahi, Y.Yoshida, H.Tsunematsu, Y. Shimizu and J. Nelson (2012), Development of the iRIC Software for River analysis, River Flow 2012, San Jose, Costa Rica, Sep. 5-7.
- [4] Parker, G., Eke E., Asahi K., Shimizu Y., Nelson J. (2012), Vegetal encroachment on point bar deposits as a control on width variation in meandering rivers., Abstract AGU Fall meeting, San Francisco, California, Dec. 3-7.

●その他:国内査読付き論文

- [1] 旭 一岳,清水康行,河床に固定物があるときの河床変動の計算,水工学論文集,第45 巻,2001年2月.
- [2] 井原智彦, 亀卦川幸浩, 旭一岳, 玄地裕, 近藤裕昭. 事務所街区におけるヒートアイランド対策および省エネルギー対策導入による年間気温・エネルギー消費の同時評価. エネルギー・資源, ISSN 0285-0494, エネルギー・資源学会, Vol.27, No.5, pp.353-359, Sep 2006.

●その他:海外査読付き論文

[1] Hiroaki Kondo, Kazutake Asahi, Takayuki Tomizuka and Motoo Suzuki (2006),

- Numerical Analysis of diffusion around a suspended expressway by a multi-scale CFD model., Atmospheric Environment 40, 2852-2859. (Impact factor=3.11)
- [2] Ihara T, Kikegawa Y, Asahi K, Genchi Y and Kondo H. (2008), Changes in year-round air temperature and annual energy consumption in office building areas by urban heat island countermeasures and energy-saving measures., Applied Energy, ISSN 0306-2619, Elsevier Science, Vol.85, No.1, pp.12-25, Jan 2008. (Impact factor=4.781)
- [3] Tokairin T, Kondo H, Yoshikado H, Genchi Y, Ihara T, Kikegawa Y, Hirano Y and Asahi K. (2006), Numerical study on the effect of buildings on temperature variation in urban and suburban areas in Tokyo. Journal of the Meteorological Society of Japan, ISSN 0026-1165, Meteorological Society of Japan, Vol.84, No.5, pp.921-937, Oct 2006.

内容

第	1章	はじめに1-1
	1.1	研究背景と目的1-1
	1.2	本論文の構成1-6
第	2 章	斜面崩落モデルによる河岸侵食計算2-11
	2.1	概説
	2.2	斜面崩落モデル ····································
	2.3	数値計算法2-29
	2.4	自由蛇行実験の再現計算 2-47
	2.5	音更川の出水について2-60
	2.6	再現計算と結果の考察2-64
	2.7	結論
第	3 章	河岸移動モデルによる河岸侵食計算3-78
	3.1	概説3-78
	3.2	河岸移動モデル3-80
	3.3	河岸侵食実験の再現計算と考察3-96
	3.4	河岸移動モデルを用いた数値実験3-103
	3.5	音更川の河岸侵食を対象とした再現計算3-110
	3.6	結論3-117
第	4 章	流路の陸地化を考慮した蛇行モデルの開発4-120
	4.1	概説4-120
	4.2	流路の陸地化現象について4-121
	4.3	流路の陸地化モデル4-125
	4.4	蛇行モデルを用いた数値実験4-127
	4.5	結論4-134

第	5 章	『洪水再起間隔と蛇行発達に関する考察	5-136
	5.1	概説	5-136
	5.2	流路の自然短絡モデル	5-138
	5.3	陸地化進行率と時間	5-140
	5.4	数値実験に用いた条件	5-142
	5.5	考察	5-145
	5.6	結論	5-148
第	6章	章 結論	6-150

第1章 はじめに

1.1 研究背景と目的

自然の営力を活かした河道計画,設計を実現するためには,数十年以上の長期にわたる河道変化について理解を深めることが重要である。河道計画では主に洪水被害を軽減することを目的に,洪水規模を定め,河川流況を計算することで,貯水池や遊水池,河道断面などを計画する。現在,それら計画は着実に施工が進められており,洪水被害を軽減することに寄与している。しかしながら,計画の洪水規模は,過去最大の洪水や 100 年に一度生じる可能性がある洪水として設定されるため,それら計画規模の洪水が生じる以前に,中小規模の洪水などにより河道形状が変化してしまう河川もある。これまでの計画が無意味になるわけではないが,計画規模の洪水が生じる前に大きく河道形状が変化すると,計画で検討された施設や構造物などが適切にその機能を発揮できないことも想定される。すなわち,河道計画では,長期視点で生じうる大規模な洪水を想定することに加え,それが生じる間の河道変化についても理解を深めることが重要となる。

数十年間という長期間の河川流況を考えた場合,河道計画で設定するような大規模な洪水が生じなくとも、中小規模の洪水は毎年のように発生する。図 1-1,図 1-2 は音更川の H23 年 9 月洪水前後の航空写真である。H23 年 9 月洪水は整備計画目標流量の約 3/5 程度の流量規模の洪水であり、水位も低水路満杯をやや上回る程度の洪水であった[1]. しかしながら、航空写真からも分かるように河床変化に加え、多地点で高水敷侵食が生じ、結果として出水前後で澪筋形状が大きく変化した。このように、計画規模の洪水が生じなくとも、中小規模の洪水で大きく澪筋形状が変化する場合もある。

一方,図 1-3,図 1-4 は融雪出水以外の洪水がほとんど生じなかった期間: 昭和 57 年~平成 15 年前後の音更川の航空写真である. 昭和 57 年の航空写真は,昭和 56 年に大規模な洪水は発生した後の写真であり,河道内に同程度の振幅,波長を有する蛇行した澪筋が形成されている様子が分かる. その後,20 年間程度融雪出水以外の洪水が生じなかった結果が,平成15年の航空写真である. 澪筋形状が若干変化していることに加え,澪筋周辺に多くの植生が侵入し,澪筋形状を固定化している様子が確認できる.



図 1-1 音更川 H23年9月出水前



図 1-2 音更川 H23年9月出水後

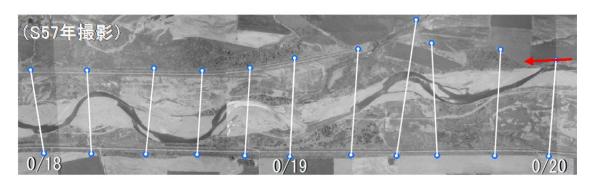


図 1-3 音更川 S57年



図 1-4 音更川 H13年

※写真出典:十勝川水系音更川 蛇行特性を考慮した河岸侵食対策,平成 25 年 3 月^[1]



図 1-5 Omolon River in Northeastern Siberia (写真出典: Google Earth).

計画規模の洪水が、数十~数百年に一度生じる規模として設定されていることに鑑みると、その間に生じる中小規模の洪水や非洪水期の状況により、澪筋形状や河道状況が変化することが考えられる。故に、河道計画では、それら澪筋形状や河道状況を変化させる要因を適切に把握し、その影響を定量評価した上で、各種施設の要否や規模、構造等の検討を行なうべきである。

図 1-5 はシベリアにある 0molon 川の航空写真である. 人為的に整備された跡はなく,自然状態の河川である. 航空写真の黒ラインが流路(水が流れている領域),それ以外の領域は氾濫源である. 現在の流路が非常に複雑な形状を有していることに加え,流路周辺には過去に流路であったであろう箇所を多く確認できる. また,流路跡(三日月湖)の形成過程として知られる「洪水時の流路変化過程で湾曲部と湾曲部が交差し流路が切り換わる」という現象(流路短絡現象)の跡も確認できる. このような流路形状は,様々な規模の洪水による河床や河岸土砂の侵食,堆積や植生侵入などが長期間に渡り繰り返し繰り返し,作用した結果形成されたものであると推測される.

実際,我が国のように河川周辺に生活空間が密集している場所では,Omolon川のように自然状態で流路が変化する状態を放置しておくことは困難である.しかしながら,安全な生活空間を確保しつつも,自然の営力を活かした河道整備を行なうためには,まずは,自然状態で河川がどのように変化するのかを理解することが重要であろう.

前述した澪筋(流路)形状の変化は、河川の蛇行現象として知られており、 そのメカニズムについては、これまで多くの研究がなされている. Engelund[1974] [2]は湾曲部の流れと横断方向の河床形状の関係を理論的に示し た.その後,Engelund[1974] [2]の研究を基に河床や河岸近傍流速を用いて,河床 変化や河岸侵食との関係について示したのが,蛇行理論である.代表的な論文 として, 長谷川[1978 [3], 1984 [4]や *Ikeda et al.*[1981] [5]がある. 蛇行理論は, Engelund[1974] [2]の研究を基礎としており、流路が曲がっているから蛇行が発達 するという理論であった(平面不安定説). 一方, 直線水路に形成される砂州の 研究も盛んに行われており[6],河床に形成される交互砂州が水流を蛇行させ,流 路蛇行を発展させるという理論も提唱された(砂州不安定説). その後, 平面不 安定説と砂州不安定説それぞれから得られる卓越波長の比較が行われ、平面不 安定説により導出される波長が、砂州不安定説から導出される波長に比べ、3 倍程度大きく, 実測値に近いこと, また, 交互砂州波長が平面不安定説から導 出される卓越波長となった場合に,砂州が成長しないことなどが示された (Blondeaux and Seminara, 1985 [7]; Johannesson and Parker, 1989 [8]). さらに、流 路蛇行と交互砂州がある一定の関係になった場合に蛇行が最も発達する領域が あることについても示された(共鳴現象,レゾナンス). それら研究は Seminara[2006] [9]によって、取りまとめられている. その中では、河川蛇行現象 は流路湾曲が重要であり、それが蛇行現象の様々な性質を説明できる唯一の機 構であるとされている.

蛇行現象のメカニズム解明とともに、それを基にした数値解析モデルを構築し、実河川の蛇行現象を定量評価する研究も行われてきた。河岸侵食により河岸が移動する速度をモデル化し、さらには自然短絡現象も考慮した蛇行モデルの開発が行われた(例えば、長谷川、1978 [3]、1984 [4]; *Ikeda et al.*、1981 [5]. *Howard and Knutson*、1984 [10]; *Johannesson and Parker*、1989 [8]; *Sun et al.*、2001 [11]; *Zolezzi and Seminara*、2001 [12]; *Lanzoni and Seminara*、2006 [13]; *Crosato*、2008 [14]; *Frascati and Lanzoni*、2010 [15]). それらは複雑な蛇行形状の発達を表現できたものの、いずれも流路幅を固定し流路中央線の変化を計算するモデルであり、実河川でみられるような河岸侵食により流路幅が広がる現象や、その後植生侵入や土砂堆積により流路幅が狭まる現象などをについての説明が困難な部分も多くあった.一方、平面 2 次元河床変動モデルの開発が盛んに行われ、直線および蛇行流路に適用可能な河岸侵食モデルもいくつか提案された(清水ら、1996 [16]、2003 [17]、*Mosselman*、1998 [18]; 長田ら、2000 [19]; *Darby et al.*、2002 [20]; *Duan and Julien*、2005 [21]). それらは比較的短時間の河床変化および河岸侵食を計算するモデル

であるが、河床や河岸の変化を詳細に確認することができ、蛇行現象のメカニズム解明に重要な役割を果たした. さらに、コンピュータ・テクノロジーやソフトウェア^[22]の発達とともに、それらモデルの適用範囲が広がり、現在、平面2次元河床変動計算モデル^[23]は、河床変化を定量評価する上で必要不可欠なものとなっている.

しかしながら、蛇行現象を説明するためには、長期的に流路形状の変化に影響を及ぼす要因についても考慮することが必要不可欠である。河床変化や河岸侵食は、1 洪水中に生じる現象であり、比較的短時間の現象である。一方、植生侵入や侵入した植生が生育し、中小洪水で土砂堆積を促進する現象、さらにはそれらが繰り返し生じた結果、河床が氾濫源と同程度まで上昇する、いわゆる、陸地化のプロセスには、長期間を要することが指摘されている $^{[24]}$. Tsujimoto $^{[199]}$ $^{[25]}$ $^{[26]}$ $^{[26]}$ $^{[26]}$ $^{[26]}$ $^{[26]}$ $^{[27]}$ $^{[28]}$ $^{[27]}$ $^{[28]}$ $^{[28]}$ $^{[29]}$ $^{[28]}$ $^{[28]}$ $^{[29]}$ $^{[28]}$ $^{[$

そのような状況に鑑み、本研究では、自然状態の蛇行現象に着目し、流路形状を変化させる要因として、洪水など短期的に流路形状を変化させる要因と長期間に渡り流路形状を変化させる要因の両方を考慮した計算モデルの開発を行なうとともに、蛇行現象のメカニズムに関する考察を行なうことを目的とした.

計算モデルは平面 2 次元モデルとして構築し、短期的に流路形状を変化させる要因として、洪水による河床変化や高水敷(河岸)侵食現象をモデル化する. また、長期間に渡り流路形状を変化させる要因として、陸地化により流路幅が狭まる現象をモデル化する. さらに、長期間の流路形状の変化を考慮し、流路短絡現象についてもモデル化を行なう. 全体として長期間に渡り流路形状の変化を追跡可能なモデルを構築し、蛇行現象の計算を行ない、そのメカニズムについて考察を行なう.

なお上記モデル化の中では、既往研究のように流路幅を固定する仮定は設けず、河岸侵食により広がり、陸地化により狭まる状況を表現できるよう開発する.

1.2 本論文の構成

本論文は以下で構成する.

第2章:斜面崩落モデルによる河岸侵食計算

本研究では、洪水など短期的に流路形状を変化させる要因と長期間に渡り流 路形状を変化させる要因の両方を考慮した計算モデルの開発を目的としている.

本章では、<u>長期的な流路変化追跡モデル構築に向けて、洪水など短期的に流路形状を変化させる要因</u>:河床変化及び河岸侵食をより効率的かつ効果的に計算するための課題抽出を目的とする.

iRIC ソフトウェア^[22]に同梱されている Nays2D^[23]の斜面崩落モデルを用いて、河床変化及び河岸侵食による流路変化の再現計算を行ない、計算精度や計算速度などについて考察を行ない、長期的な流路変化追跡モデル構築に向けた課題抽出を行なった。再現計算は、実験スケールとして H7 年に開発土木研究所(現:寒地土木研究所)で実施された自由蛇行実験^[29,30,31]を、実河川スケールとして、H23年9月に発生した音更川の河岸侵食現象^[1]を対象として行った。

第3章:河岸移動モデルによる河岸侵食計算

本章では、第2章で抽出された課題を踏まえ、<u>効率的かつ効果的に河床変化</u> 及び河岸侵食を計算できるモデルを構築することを目的とする.

長期的な流路変化の追跡に適した河岸侵食モデルとして、*Parker et al.*[2011] [32]により提案された河岸侵食フレームワークを参考とした河岸移動モデルの構築を行なった。第2章同様に、構築したモデルで、H7年に開発土木研究所で実施された自由蛇行実験[29,30.31]と H23年9月音更川河岸侵食現象[1]の再現計算を行ない、モデルの精度検証を行った。また、河岸移動モデルのパラメータである河岸勾配を変化させた場合の数値実験を行ない、モデル特性の確認を行った。さらに、流路勾配や無次元掃流力、初期流路幅・水深比を変化させ、それらが変化した場合の河岸侵食現象について考察を行った。

第4章:流路の陸地化を考慮した蛇行モデルの開発

本章では、長期間に渡り流路形状を変化させる要因として、<u>流路の陸地化現</u>象をモデル化することを目的とする.

流路形状を変化させるような洪水が長期間生じなかった場合,植生が侵入し, 土砂堆積を促進させ,結果それら領域が陸地化することで,流路幅を狭める現 象について考察を行った.モデル化は,本来,植生種や気候,地質などの影響 を加味し、植生の生育速度や生育速度に応じた流水への抵抗、土砂堆積促進程度などをモデル化すべきであるが、観測データがなく十分な検証が困難であるため、それら植生の生育や流水との相互関係についてはモデル化せず、それら過程の結果が、流路幅を狭めることのみをモデル化した(陸地化モデル)。第3章で構築した河岸移動モデルに陸地化モデルを組み込んだ蛇行モデルを構築した。陸地化モデルは非洪水期にのみ、流路幅を狭める効果を発揮するため、同時に流量ハイドログラフのモデル化も行った。

蛇行モデルを用いて,流路形状の変化を計算し,計算結果について考察を行った.陸地化モデルのパラメータである陸地化進行率や,ハイドロのピーク流量を変化させた数値実験を行ない,それらと流路形状の変化(蛇行発達)の関係について考察を行った.

第5章:洪水再起間隔と蛇行発達に関する考察

本章では、蛇行モデルを用いて流路形状を変化させるような<u>洪水発生間隔と</u> 流路形状の変化の関係性を明らかにすることを目的とする.

長期的な流路変化を想定した場合,自然短絡現象が生じる可能性があることを踏まえ,蛇行モデルに単純な自然短絡モデルを組み込んだ。また,洪水発生間隔が陸地化に及ぼす影響を考慮できるよう,陸地化モデルのパラメータであった,陸地化進行率を冠水時間に依存するパラメータに変更した。それら改良・蛇行モデルを用いて,洪水発生間隔の異なるハイドログラフ下における流路形状の変化を計算し、考察を行った。

参考文献

- [1] 北海道開発局帯広開発建設部, 十勝川水系音更川蛇行特性を考慮した河岸 侵食対策, 平成 25 年 3 月
- [2] Engelund, F. (1974), Flow and bed topography in channel bends, J. Hydraul.Eng., 100(11), 1631–1648.
- [3] 長谷川和義,伊藤仁: 蛇行流路の経年変動に関する電算機シミュレーション, 土木学会北海道支部論文報告集,第 34 号,1978.
- [4] 長谷川和義:沖積蛇行の平面および河床形状と流れに関する水理学的研究, 北海道大学学位論文, 1984.
- [5] Ikeda, S., G. Parker, and K. Sawai (1981), Bend theory of river meanders. Part 1. Linear development, J. Fluid Mech., 112, 363–377
- [6] 木下良作:石狩川河道変遷調査,科学技術庁資源局,昭和36年11月.
- [7] Blondeaux, P., and G. Seminara (1985), A unified bar-bend theory of river meanders, J. Fluid Mech., 157, 449–470
- [8] Johannesson, H., and G. Parker (1989), Linear theory of river meanders, Water Resour. Monogr., 12, 181–213, doi:10.1029/WM012p0181.
- [9] Seminara, G. (2006), Meanders, J. of Fluid Mech., Vol. 554, 271-297
- [10] Howard, A. D., and T. R. Knutson (1984), Sufficient conditions for river meandering: A simulation approach, Water Resour. Res., 20(11), 1659–1667
- [11] Sun, T., P. Meakin, and T. Jossang (2001), A computer model for meandering rivers with multiple bed load sediment sizes: 2. Computer simulations, Water Resour. Res., 37(8), 2243–2258
- [12] Zolezzi, G., and G. Seminara (2001), Downstream and upstream influence in river meandering. Part 1. General theory and application to overdeepening, J. Fluid Mech., 438, 183–211
- [13] Lanzoni, S., and G. Seminara (2006), On the nature of meander instability, J. Geophys. Res., 111, F04006, doi:10.1029/2005JF000416.
- [14] Crosato, A. (2008), Analysis and modelling of river meandering, IOS Press, Amsterdam, the Netherlands, ISBN 978-1-58603-915-8, 251p.
- [15] Frascati, A., and S. Lanzoni (2010), Long-term river meandering as a part of chaotic dynamics? A contribution from mathematical modelling, Earth Surf. Processes Landforms, 35(7), 791–802
- [16] 清水康行,平野道夫,渡邊康玄:河岸侵食と自由蛇行の数値計算,水工

- 学論文集 第40巻, 1996年2月.
- [17] 清水康行:河道平面形状の形成における河床・河岸の変動特性の相互関係について、水工学論文集 第47巻、2003年2月.
- [18] Mosselman, E. (1998), Morphological modelling of rivers with erodible banks, J. Hydrol. Processes, 12(8), 1357–1370
- [19] 長田信寿, 細田尚, 村本嘉雄, Md Munsur Rahman: 移動一般座標系 による側岸侵食を伴う河道変動の数値解析, 水工学論文集 第40巻, 1996年2月.
- [20] Darby, S. E., A. M. Alabyan, and M. J. Van de Wiel (2002), Numerical simulation of bank erosion and channel migration in meandering rivers, Water Resour. Res., 38(9), 1163
- [21] Duan, J. G., and P. Y. Julien (2005), Numerical simulation of the inception of channel meandering, Earth Surf. Processes Landforms, 30(9), 1093–1110
- [22] iRIC Project: iRIC software, http://i-ric.org/
- [23] iRIC Project: iRIC software Nays2D Solver Manual
- [24] 藤田光一:河道セグメント2における川幅縮小のメカニズムと予測技術 〜掘削後の河道応答を「もっと読もうとする」河川技術のために〜,第 43 回 水工学に関する夏期研修会講演 2007.8.28-29.
- [25] Tsujimoto, T. (1999), Fluvial processes in streams with vegetation, J. Hydraul. Res., 37(6), 789–803
- [26] Allmendinger, N. E., J. E. Pizzuto, N. Potter, Jr., T. E. Johnson and W. C. Hession(2005), The influence of riparian vegetation on stream width, Eastern Pennsylvania, USA, Geological Society of America Bulletin, January/February, 2005, v.117, no.1-2, p.229-243
- [27] Gurnell, A.M., I. P. Morrissey, A. J. Boitsidis, T. Bark, N. J. Clifford, G. E. Petts and K. Thompson(2006), Initial Adjustments Within a New River Channel: Interactions Between Fluvial Processes, Colonizing Vegetation, and Bank Profile Development, Environmental Management, 38(4), 580-596.
- [28] Perucca, E., C. Camporeale and L. Ridolfi(2007), Significance of the riparian vegetation dynamics on meandering river morphodynamics, Water Resour. Res., 43(3), W03430
- [29] 大川秀典,清水康行,長谷川和義,鳥谷部寿人:蛇行河川の流路変動に 関する研究・その2,土木学会北海道支部 論文報告集,第52号(B).

- [30] 清水康行, Marco Tubino, 渡邊康玄:自由砂州と固定砂州の共鳴条件に おける河床変動計算, 水工学論文集 第36巻, 1992年2月.
- [31] 清水康行,渡邊康玄,鳥谷部寿人:直線および蛇行河川の安定形状に関する研究,土木学会論文集,Vol.509/II-30,pp.67-78,1995年2月.
- [32] Parker, G., Y. Shimizu, G. V. Wilkerson, E. C. Eke, J. D. Abad, J. W. Lauer, C. Paola, W. E. Dietrich and V. R. Voller (2011), A new framework for modeling the migration of meandering rivers, Earth Surface Processes and Landforms, 36(1), 70-86

第2章 斜面崩落モデルによる河岸侵食計算

2.1 概説

本研究では、洪水など短期的に流路形状を変化させる要因と長期間に渡り流 路形状を変化させる要因の両方を考慮した計算モデルの開発を目的としている.

本章では iRIC ソフトウェア $^{[1]}$ に同梱されている $Nays2D^{[2]}$ の斜面崩落モデルを用いた計算及び考察を行なう。そのため, $Nays2D^{[2]}$ の流れ,河床変動及び斜面崩落モデルについて,その基礎式および計算手法について詳述する。その後,実験及び実河川スケールで河岸侵食を含む流路変化の計算を行ない,長期的な流路変化追跡モデル構築に向けた課題抽出を行った。

実験スケールの計算対象には、H7年に開発土木研究所(現:寒地土木研究所)で実施された自由蛇行実験^{[9][10][11]}を用いた. 再現計算結果を実験結果と比較し、計算モデルの特性を踏まえ、モデル精度や計算時間について考察を行った.

実河川スケールの計算対象には、H23 年 9 月に音更川で生じた河岸侵食現象 [14]を用いた. 再現計算結果を洪水前後に撮影された航空写真と比較し、実河川スケールへの適用性や評価手法について考察を行った.

上記実験及び実河川スケールでの再現計算,考察を通じて,長期的な流路変化追跡モデル構築に向けた課題について整理した.

2.2 斜面崩落モデル

ここでは iRIC ソフトウェアの Nays $2D^{[2]}$ の流れ、河床変化及び斜面崩落モデルの基礎式について示す。

2.2.1 流れの基礎式

(1) デカルト座標上の流れの基礎式

流れの計算にはレイノルズ方程式を水深方向に積分した浅水流方程式を用いている。そのため、水深方向の流速変動成分やそれらによって生じる河床、河道形状の変化は取り扱えない。デカルト座標上における浅水流方程式は以下のように記述される。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial (uh)}{\partial x} + \frac{\partial (vh)}{\partial y} = 0$$
2-1

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_x}{\rho h} + \frac{\partial}{\partial x} \left(v_t \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(v_t \frac{\partial u}{\partial y} \right)$$
2-2

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_y}{\rho h} + \frac{\partial}{\partial x} \left(v_t \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(v_t \frac{\partial v}{\partial y} \right)$$
2-3

ここで、h は水深[L]、u,v はx,y 方向の水深平均流速[L/T]、H は水位[L]、g は 重力加速度[L/T²]、 τ_x,τ_y はx,y 方向の河床せん断力[M/T²/L]、 ρ は水の密度[M/L³]、 v_i は渦動粘性係数(又は、乱流拡散係数)[L²/T]である.なお、L は長さの次元、T は時間の次元、M は質量の次元を表す.

河床せん断力 τ_x , τ_y は、壁面抵抗則で平均流速U とした場合に次式で与えられることより、

$$\tau_0 = \rho C_f U^2$$
 2-4

(2-5)式及び(2-6)式ように与えている.

$$\tau_x = \rho C_f u \sqrt{u^2 + v^2}$$
 2-5

$$\tau_{y} = \rho C_f v \sqrt{u^2 + v^2}$$
 2-6

ここで、 C_f は抵抗係数であり、ダルシー・ワイズバッハの平均流速式とマニングの平均流速公式の関係からマニング粗度係数 n_m [T/L^{1/3}]を用いて (2-7)で与えた.

$$C_f = \frac{gn_m^2}{R^{1/3}} \approx \frac{gn_m^2}{h^{1/3}}$$

ここで、Rは径深[L]であるが本研究で対象とする流れ場では、水深hに近似できるとした。

次に、渦動粘性係数パの算定式について示す。渦動粘性係数(または、拡散係数)はレイノルズ方程式の流速変動成分の相関に関わる項の近似式に導入される係数である。通常、この係数の算定には、 κ - ε +デルに代表される乱流モデルが用いられる。しかしながら、Nays2Dでは、簡易的に(2-8)式で与えている。

$$v_t = \frac{\kappa}{6} u_* h \tag{2-8}$$

ここで、 κ はカルマン定数(=0.4) である. また、 u_* は摩擦速度[L/T]であり、(2-9)式で算出している.

$$u_* = \sqrt{ghI_e}$$
 2-9

ここで、 I_e はエネルギー勾配であり、マニングの平均流速公式を用いて、(2-10)式で算出する.

$$I_e = \frac{n_m^2 U^2}{h^{4/3}}$$
 2-10

(2-10)式を(2-9)式に代入すると以下となる.

$$u_* = \sqrt{\frac{gn_m^2U^2}{h^{1/3}}} = \sqrt{\frac{gn_m^2(u^2 + v^2)}{h^{1/3}}}$$
 2-11

以上を基礎式として河川の流れ場を計算するわけであるが、はじめにも記したように水深方向の流速変動成分を考慮していないことや河床せん断力の算定にマニングの平均流速公式を用いていること、乱流モデルに単純なモデルを用いていることから、それらに起因する流れの変動やそれ起因する河床変動、河岸侵食などはNays2Dでは取り扱えないことに留意する.

(2) 一般座標上の流れの基礎式

流れの計算には前頁までに示した基礎式を用いる. 計算は直線・直交格子(デカルト格子)を用いて行なうことも可能であるが,一般的に河川の形状は蛇行しており,デカルト格子を用いた場合,実際には水が流れない領域に格子を配置してしまうことや河岸境界の取り扱いが困難になる場合が多い.そこで,Nays2Dでは任意の2 軸(ξ , η)(0 \leq ξ \leq 1,0 \leq η \leq 1)で定義された一般座標系の基礎式が用いられている.一般座標上の流れの連続式及び運動方程式は,デカルト座標(x,y)上で記述された流れの連続式及び運動方程式を座標変換することで得られる.

連続式

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{h}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left[\frac{h u^{\xi}}{J} \right] + \frac{\partial}{\partial \eta} \left[\frac{h u^{\eta}}{J} \right] = 0$$
 2-12

ξ方向の運動方程式

$$\begin{split} &\frac{\partial u^{\xi}}{\partial t} + u^{\xi} u_{\xi}^{\xi} + u^{\eta} u_{\eta}^{\xi} \\ &= -\left(\alpha_{1} u^{\xi} u^{\xi} + \alpha_{2} u^{\eta} u^{\xi} + \alpha_{3} u^{\eta} u^{\eta}\right) \\ &- g \left[\beta_{1} \frac{\partial H}{\partial \xi} + \beta_{2} \frac{\partial H}{\partial \eta}\right] - \frac{C_{f} u^{\xi}}{h} \sqrt{u^{2} + v^{2}} \\ &+ \frac{\partial}{\partial \xi} \left[v_{t} \left(\left(\beta_{1} + \beta_{2}\right) \frac{\partial u^{\xi}}{\partial \xi}\right)\right] + \frac{\partial}{\partial \eta} \left[v_{t} \left(\left(\beta_{3} + \beta_{2}\right) \frac{\partial u^{\xi}}{\partial \eta}\right)\right] \end{split}$$

η 方向の運動方程式

$$\frac{\partial u^{\eta}}{\partial t} + u^{\xi} u_{\xi}^{\eta} + u^{\eta} u_{\eta}^{\eta}
= -\left(\alpha_{4} u^{\xi} u^{\xi} + \alpha_{5} u^{\eta} u^{\xi} + \alpha_{6} u^{\eta} u^{\eta}\right)
-g\left[\beta_{2} \frac{\partial H}{\partial \xi} + \beta_{3} \frac{\partial H}{\partial \eta}\right] - \frac{C_{f} u^{\eta}}{h} \sqrt{u^{2} + v^{2}}
+ \frac{\partial}{\partial \xi} \left[v_{t} \left(\left(\beta_{1} + \beta_{2}\right) \frac{\partial u^{\eta}}{\partial \xi}\right)\right] + \frac{\partial}{\partial \eta} \left[v_{t} \left(\left(\beta_{3} + \beta_{2}\right) \frac{\partial u^{\eta}}{\partial \eta}\right)\right]$$
2-14

ここで u^{ξ} , u^{η} は ξ , η 方向の水深平均流速[1/T], hは水深[L], Hは水位[L], gは重力加速度[L/T²], C_f は抵抗係数, V_i は渦動粘性係数[L²/T]である. なお下添字は、添字で微分した量を意味し、それぞれ以下で定義される.

$$x_{\xi} = \frac{\partial x}{\partial \xi}, y_{\xi} = \frac{\partial y}{\partial \xi}$$

$$x_{\eta} = \frac{\partial x}{\partial \eta}, y_{\eta} = \frac{\partial y}{\partial \eta}$$

$$\xi_{x} = \frac{\partial \xi}{\partial x}, \xi_{y} = \frac{\partial \xi}{\partial y}$$

$$\eta_{x} = \frac{\partial \eta}{\partial x}, \eta_{y} = \frac{\partial \eta}{\partial y}$$
2-15

$$J = \xi_x \eta_y - \xi_y \eta_x = \frac{1}{x_{\xi} y_{\eta} - x_{\eta} y_{\xi}}$$
 2-16

また、 $\alpha_1 \sim \alpha_6$ 及び $\beta_1 \sim \beta_3$ は以下である.

$$\alpha_{1} = \xi_{x} x_{\xi\xi} + \xi_{y} y_{\xi\xi} \qquad \alpha_{2} = 2(\xi_{x} x_{\xi\eta} + \xi_{y} y_{\xi\eta}) \qquad \alpha_{3} = \xi_{x} x_{\eta\eta} + \xi_{y} y_{\eta\eta}$$

$$\alpha_{4} = \eta_{x} x_{\xi\xi} + \eta_{y} y_{\xi\xi} \qquad \alpha_{5} = 2(\eta_{x} x_{\xi\eta} + \eta_{y} y_{\xi\eta}) \qquad \alpha_{6} = \eta_{x} x_{\eta\eta} + \eta_{y} y_{\eta\eta}$$
2-17

$$\beta_{1} = \xi_{x}^{2} + \xi_{y}^{2} \quad \beta_{2} = \xi_{x} \eta_{x} + \xi_{y} \eta_{y} \quad \beta_{3} = \eta_{x}^{2} + \eta_{y}^{2}$$
 2-18

(3) 流速の次元とその取扱い

一般座標の ξ , η 軸が無次元で定義されていることから、水深平均流速を表す u^{ξ} , u^{η} が、流速の次元[L/T]を有していないことに留意する。なお、流速以外の物理量(水位や水深、河床高など)の次元は[L]であり、値をそのまま取扱うことができる。

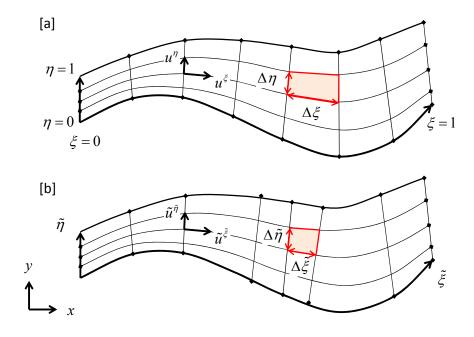


図 2-1 ξ,η 座標と $\tilde{\xi},\tilde{\eta}$ 座標の関係図

ここで、 ξ , η 軸と同じ方向を有し、長さの次元を有する軸 $\tilde{\xi}$, $\tilde{\eta}$ を新たに定義する. 計算領域全体として、 ξ , η 軸と $\tilde{\xi}$, $\tilde{\eta}$ 軸の関係式を定義することは困難であるが、局所的な格子幅を用いて以下のように定義する.

$$\frac{\partial \xi}{\partial \tilde{\xi}} = \frac{\Delta \xi}{\Delta \tilde{\xi}} = \xi_r \quad \frac{\partial \eta}{\partial \tilde{\eta}} = \frac{\Delta \eta}{\Delta \tilde{\eta}} = \eta_r$$
 2-19

 ξ , η 軸はそれぞれ独立しているので、

$$\frac{\partial \xi}{\partial \eta} = 0 \qquad \frac{\partial \eta}{\partial \xi} = 0 \qquad 2-20$$

であり、 ξ,η 軸と同じ方向を有して定義される $\tilde{\xi},\tilde{\eta}$ 軸との関係は以下となる.

$$\frac{\partial \xi}{\partial \tilde{\eta}} = 0 \quad \frac{\partial \eta}{\partial \tilde{\xi}} = 0 \quad \frac{\partial \tilde{\xi}}{\partial \eta} = 0 \quad \frac{\partial \tilde{\eta}}{\partial \xi} = 0$$
2-21

上記関係を利用すると, ξ,η 座標上の流速 u^{ξ},u^{η} と $\tilde{\xi},\tilde{\eta}$ 座標上の流速 $u^{\tilde{\xi}},u^{\tilde{\eta}}$ の関

係は以下となる.

$$u^{\xi} = \frac{\partial \xi}{\partial \tilde{\xi}} u^{\tilde{\xi}} + \frac{\partial \xi}{\partial \tilde{\eta}} u^{\tilde{\eta}} = \xi_r u^{\tilde{\xi}}$$
 2-22

$$u^{\eta} = \frac{\partial \eta}{\partial \tilde{\xi}} u^{\tilde{\xi}} + \frac{\partial \eta}{\partial \tilde{\eta}} u^{\tilde{\eta}} = \eta_r u^{\tilde{\eta}}$$
 2-23

以上より、(2-13)、(2-14)式を用いて算定された流速 u^{ε} , u^{η} は、必要に応じて (2-22)式を用いて流速の次元[L/T]の値として、取扱う必要がある.

2.2.2 河床変動の基礎式

(1) 流砂量式

河道及び河床形状は、流水と土砂移動の相互作用によって変化する. 土砂移動の形態には掃流砂、浮遊砂、ウォッシュロードがあり、また、一般的に河川は混合粒径河床である. Nays2D でもそれら様々な土砂輸送形態や混合河床を対象とした計算がおこなえる. しかしながら本研究では、河岸侵食に浮遊砂の影響が少ないと仮定し、また、混合粒径の取り扱いの煩雑さや自然河川におけるその分布の不確実性などから土砂輸送形態は掃流砂のみ、河床材料は均一粒径として考えた.

掃流砂量は、砂礫河床への適用妥当性が確認されている芦田・道上式^[3](2-24) 式を用いる.

$$q_b = 17\tau_* \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right) \left(1 - \frac{u_{*c}}{u_*} \right) \sqrt{sgd^3}$$
 2-24

ここで、 q_b は単位幅あたりの掃流砂量[L²/T]、g は重力加速[L/T²]、s は砂粒子の水中比重(=1.65)、d は河床材料の粒径[L]である。 τ_* は無次元掃流力であり(2-25)式で与えられる。

$$\tau_* = \frac{u_*^2}{sgd}$$

なお, 摩擦速度 u, は, (2-11)式から算出した.

 u_{*c} , τ_{*c} は,それぞれ砂粒子が移動し始める限界の摩擦速度及び無次元掃流力であり,それぞれ限界摩擦速度[L/T],無次元限界掃流力[-]と呼ばれるものである. u_{*c} , τ_{*c} は岩垣の式^[4]を用いて河床材料の粒径から算出される(次ページ).

$$u_{*c}^{2} = \begin{cases} 0.14sgd & R_{*} < 2.14 \\ (0.1235sg)^{25/32}v^{7/16}d^{11/32} & 2.14 \le R_{*} < 54.2 \\ 0.034sgd & 54.2 \le R_{*} < 162.7 \\ (0.01505sg)^{25/22}v^{-3/11}d^{31/22} & 162.7 \le R_{*} < 671 \\ 0.05sgd & 671 \le R_{*} \end{cases}$$

ここで,

$$R_* = \frac{\sqrt{sgd^3}}{v}$$

であり、 ν は動粘性係数[L2/T]であり水温に依存した水の物性値である. 無次元限界掃流力は(2-28)式で算出できる.

$$\tau_{*c} = \frac{u_{*c}^2}{sgd}$$
 2-28

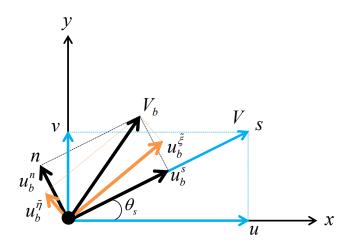


図 2-2 水深平均流速と河床近傍流速の関係

(2-24)式で算定される掃流砂量は、河床近傍流速の主流方向(V_b 方向)の掃流砂量(全流砂量)である。河床変動計算をおこなうためには、(2-24)式で算出された全流砂量を ξ , η 方向それぞれの流砂量に変換する必要がある。ここで水深平均流速場の主流方向($V = \sqrt{u^2 + v^2}$)をs方向,それに直交する方向をn方向とする。主流方向の水深平均流速と河床近傍のs方向流速の比を以下で与える。

$$u_b^s = \beta V$$
 2-29

Engelund [5] によれば、水深方向の流速分布に放物線分布を仮定した場合、 β は以下となる.

$$\beta = 3(1-\sigma)(3-\sigma) \tag{2-30}$$

$$\sigma = \frac{3}{\phi_0 \kappa + 1}$$
 2-31

ここで \mathfrak{g} は流速係数 $(=V/u_*)$ 、 κ はカルマン定数(=0.4)である。流線が曲がっている場合には 2 次流(螺旋流)が発生する。Engelund によれば、2 次流による河床近傍の n 方向流速 u_b^n は以下で表せる。

$$u_b^n = u_b^s N_* \frac{h}{r_s}$$
 2-32

ここで r_s は水深平均流速場の流線の曲率半径[L], N_* は2次流の強度を表す定数であり, Engelund によると(=7)程度である.

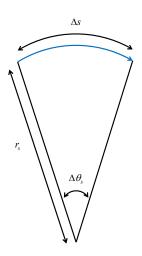


図 2-3 流線と曲率半径の関係

流線の曲率半径でを以下のように定義される.

$$\frac{1}{r} = \frac{\partial \theta_s}{\partial s}$$

ここで θ_s はx軸とs軸のなす角度であり、以下のように定義できるので、

$$\theta_s = \tan^{-1} \left(\frac{v}{u} \right)$$

T = v/u と置くと,

$$\frac{1}{r_s} = \frac{\partial}{\partial s} \left[\tan^{-1} (T) \right] = \frac{1}{1 + T^2} \frac{\partial T}{\partial s}$$
2-35

となり、T = v/u を置き直すと、

$$\frac{1}{r_s} = \frac{1}{1 + \left(\frac{v}{u}\right)^2} \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{v}{u}\right)$$

$$= \frac{1}{\frac{u^2 + v^2}{u^2}} \left[\frac{1}{u} \frac{\partial v}{\partial s} + v \frac{\partial u^{-1}}{\partial s} \right]$$

$$= \left(\frac{u}{V}\right)^2 \left[\frac{1}{u} \frac{\partial v}{\partial s} - \frac{v}{u^2} \frac{\partial u}{\partial s} \right]$$

$$= \left(\frac{u}{V}\right)^2 \frac{1}{u^2} \left[u \frac{\partial v}{\partial s} - v \frac{\partial u}{\partial s} \right]$$

$$= \left(\frac{u}{V}\right)^2 \frac{1}{u^2} \left[u \frac{\partial v}{\partial s} - v \frac{\partial u}{\partial s} \right]$$

となる.

よって曲率半径なは、以下から算出できる.

$$\begin{split} &\frac{1}{r_s} = \left(\frac{u}{V}\right)^2 \frac{1}{u^2} \left[u \frac{\partial v}{\partial s} - v \frac{\partial u}{\partial s} \right] \\ &= \frac{1}{V^2} \left[u \left(\frac{\partial v}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial s} + \frac{\partial v}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial s} \right) - v \left(\frac{\partial u}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial s} + \frac{\partial u}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial s} \right) \right] \\ &= \frac{1}{V^2} \left[u \left(\frac{\partial v}{\partial \xi} \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial s} + \frac{\partial \xi}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial s} \right) + \frac{\partial v}{\partial \eta} \left(\frac{\partial \eta}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial s} + \frac{\partial \eta}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial s} \right) \right) \right] \\ &- v \left(\frac{\partial u}{\partial \xi} \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial s} + \frac{\partial \xi}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial s} \right) + \frac{\partial u}{\partial \eta} \left(\frac{\partial \eta}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial s} + \frac{\partial \eta}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial s} \right) \right) \right] \\ &= \frac{1}{V^2} \left[u \left(\frac{\partial v}{\partial \xi} \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} \frac{u}{v} + \frac{\partial \xi}{\partial y} \frac{v}{v} \right) + \frac{\partial v}{\partial \eta} \left(\frac{\partial \eta}{\partial x} \frac{u}{v} + \frac{\partial \eta}{\partial y} \frac{v}{v} \right) \right) \right] \\ &- v \left(\frac{\partial u}{\partial \xi} \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} \frac{u}{v} + \frac{\partial \xi}{\partial y} \frac{v}{v} \right) + \frac{\partial u}{\partial \eta} \left(\frac{\partial \eta}{\partial x} \frac{u}{v} + \frac{\partial \eta}{\partial y} \frac{v}{v} \right) \right) \right] \\ &= \frac{1}{V^3} \left[u^2 \left(\frac{\xi_x}{\partial x} \frac{\partial v}{\partial \xi} + \eta_x \frac{\partial v}{\partial \eta} \right) + uv \left(\frac{\xi_y}{\partial \xi} \frac{\partial v}{\partial \xi} + \eta_y \frac{\partial v}{\partial \eta} \right) \\ &- uv \left(\frac{\xi_x}{\partial \xi} \frac{\partial u}{\partial \xi} + \eta_x \frac{\partial u}{\partial \eta} \right) - v^2 \left(\frac{\xi_y}{\partial \xi} \frac{\partial u}{\partial \xi} + \eta_y \frac{\partial u}{\partial \eta} \right) \right] \end{split}$$

河床近傍流速の主流方向の掃流砂量を q_i とし、s,n方向の流砂量 q_i^s,q_i^s が河床近傍流速で比例配分できるとすると、それぞれ以下のように記述できる.

$$q_b^s = \frac{u_b^s}{V_b} q_b$$
 2-38

$$q_b^n = \frac{u_b^n}{V_b} q_b$$
 2-39

河床近傍の主流流速 V_b は、 u_b^i および u_b^n を用いて以下で定義できる.

$$V_{b} = \sqrt{\left(u_{b}^{s}\right)^{2} + \left(u_{b}^{n}\right)^{2}}$$
2-40

今,水深平均流速から定義されたs,n方向と計算に用いる座標系 ξ,n 方向は異なる。しかしながら,河床近傍の主流流速 V_s は同じあるため,s,n方向の流砂量と同様に ξ,n 方向の流速を記述することが可能である。しかしながら, ξ,n が無次元であるため取り扱いがややこしくなる。そこで流速と同様に ξ,\tilde{n} 上の流砂量を考える。s,n方向の流砂量と同様に, ξ,\tilde{n} 方向の流砂量が河床近傍流速 u_b^{ξ},u_b^{η} [L/T]で比例配分できるとすると,それぞれ以下のように定義することができる.

$$q_b^{\tilde{\xi}} = \frac{u_b^{\tilde{\xi}}}{V_b} q_b \qquad q_b^{\tilde{\eta}} = \frac{u_b^{\tilde{\eta}}}{V_b} q_b \qquad 2-41$$

なお、 ξ , η 座標上の流砂量と $\tilde{\xi}$, $\tilde{\eta}$ 座標上の流砂量の関係式は以下である.

$$q_b^{\xi} = \xi_r q_b^{\tilde{\xi}}$$
 2-42

$$q_b^{\eta} = \eta_r q_b^{\tilde{\eta}}$$
 2-43

ここで $u_b^{\bar{\xi}}, u_b^{\bar{\eta}}$ は、x, y座標、s, n座標及び $\tilde{\xi}, \tilde{\eta}$ 座標で定義される流速の関係から、以下で算出することができる.

$$u_{b}^{\tilde{\xi}} = (\tilde{\xi}_{x}x_{s} + \tilde{\xi}_{y}y_{s})u_{b}^{s} + (\tilde{\xi}_{x}x_{n} + \tilde{\xi}_{y}y_{n})u_{b}^{n}$$

$$= (\cos\theta_{s}\tilde{\xi}_{x} + \sin\theta_{s}\tilde{\xi}_{y})u_{b}^{s} + (-\sin\theta_{s}\tilde{\xi}_{x} + \cos\theta_{s}\tilde{\xi}_{y})u_{b}^{n}$$
2-44

$$u_b^{\tilde{\eta}} = (\tilde{\eta}_x x_s + \tilde{\eta}_y y_s) u_b^s + (\tilde{\eta}_x x_n + \tilde{\eta}_y y_n) u_b^n$$

$$= (\cos \theta_s \tilde{\eta}_x + \sin \theta_s \tilde{\eta}_y) u_b^s + (-\sin \theta_s \tilde{\eta}_x + \cos \theta_s \tilde{\eta}_y) u_b^n$$
2-45

(2-41)式には、湾曲2次流の影響が考慮されているものの、局所的な河床勾配の影響が含まれていない. そこで、長谷川の式[6]を用いて、局所的な河床勾配が流砂量に与える影響を式中に与える.

$$q_b^{\tilde{\xi}} = q_b \left[\frac{u_b^{\tilde{\xi}}}{V_b} - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s \mu_k \tau_*}} \left(\frac{\partial z_b}{\partial \tilde{\xi}} + \cos \psi \frac{\partial z_b}{\partial \tilde{\eta}} \right) \right]$$
 2-46

$$q_b^{\tilde{\eta}} = q_b \left[\frac{u_b^{\tilde{\eta}}}{V_b} - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s \mu_k \tau_*}} \left(\frac{\partial z_b}{\partial \tilde{\eta}} + \cos \psi \frac{\partial z_b}{\partial \tilde{\xi}} \right) \right]$$
 2-47

ここで、 ψ は $\tilde{\xi}$, $\tilde{\eta}$ 軸の交差角であり、 $\tilde{\xi}$, $\tilde{\eta}$ 軸が直交する場合は以下となる.

$$q_b^{\tilde{\xi}} = q_b \left[\frac{u_b^{\tilde{\xi}}}{V_b} - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s \mu_k \tau_*}} \left(\frac{\partial z_b}{\partial \tilde{\xi}} \right) \right]$$
 2-48

$$q_b^{\tilde{\eta}} = q_b \left[\frac{u_b^{\tilde{\eta}}}{V_b} - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_s \mu_k \tau_*}} \left(\frac{\partial z_b}{\partial \tilde{\eta}} \right) \right]$$
 2-49

(2) 河床の連続式

河床高は、Exner 方程式を用いて更新する. デカルト座標上の Exner 方程式は(2-50)式である.

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{1}{1 - \lambda} \left(\frac{\partial q_b^x}{\partial x} + \frac{\partial q_b^y}{\partial y} \right) = 0$$
2-50

ここで、 z_b は河床高[m]、 λ は河床の空隙率、 q_b^x,q_b^y はx,y方向の単位幅掃流砂量[m²/s]である。本モデルでは一般座標系を採用しているため(2-50)式を一般座標上の表記に変換する。x,y座標上の流砂量 q_b^x,q_b^y と ξ,η 座標上の流砂量 q_b^x,q_b^y の関係は以下である。

$$\begin{pmatrix} q_b^x \\ q_b^y \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} x_{\xi} & x_{\eta} \\ y_{\xi} & y_{\eta} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} q_b^{\xi} \\ q_b^{\eta} \end{pmatrix}$$
 2-51

$$\begin{pmatrix} q_b^{\xi} \\ q_b^{\eta} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \xi_x & \xi_y \\ \eta_x & \eta_y \end{pmatrix} \begin{pmatrix} q_b^x \\ q_b^y \end{pmatrix}$$
 2-52

よって、(2-50)式の第2項カッコ内は以下のように展開、整理できる.

$$\begin{split} &\frac{\partial q_b^x}{\partial x} + \frac{\partial q_b^y}{\partial y} = \left(\frac{\partial \xi}{\partial x} \frac{\partial q_b^x}{\partial \xi} + \frac{\partial \eta}{\partial x} \frac{\partial q_b^x}{\partial \eta} \right) + \left(\frac{\partial \xi}{\partial y} \frac{\partial q_b^y}{\partial \xi} + \frac{\partial \eta}{\partial y} \frac{\partial q_b^y}{\partial \eta} \right) \\ &= \left(J \frac{\partial y}{\partial \eta} \frac{\partial q_b^x}{\partial \xi} - J \frac{\partial y}{\partial \xi} \frac{\partial q_b^x}{\partial \eta} \right) + \left(-J \frac{\partial x}{\partial \eta} \frac{\partial q_b^y}{\partial \xi} + J \frac{\partial x}{\partial \xi} \frac{\partial q_b^y}{\partial \eta} \right) \\ &= J \left[\frac{\partial \left(y_{\eta} q_b^x \right)}{\partial \xi} - q_b^x \frac{\partial y_{\eta}}{\partial \xi} - \frac{\partial \left(y_{\xi} q_b^x \right)}{\partial \eta} + q_b^x \frac{\partial y_{\xi}}{\partial \eta} \right] \\ &= J \left[\frac{\partial \left(x_{\eta} q_b^y \right)}{\partial \xi} + q_b^y \frac{\partial x_{\eta}}{\partial \xi} + \frac{\partial \left(x_{\xi} q_b^y \right)}{\partial \eta} - q_b^y \frac{\partial x_{\xi}}{\partial \eta} \right] \\ &= J \left[\frac{\partial \left(y_{\eta} q_b^x - x_{\eta} q_b^y \right)}{\partial \xi} + \frac{\partial \left(x_{\xi} q_b^y - y_{\xi} q_b^x \right)}{\partial \eta} \right] \\ &= J \left[\frac{\partial \left(y_{\eta} q_b^x - x_{\eta} q_b^y \right)}{\partial \xi} + \frac{\partial \left(x_{\xi} q_b^y - y_{\xi} q_b^x \right)}{\partial \eta} \right] \\ &= J \left[\frac{\partial \left(\xi_{\eta} q_b^x - \xi_{\eta} q_b^y \right)}{\partial \xi} + \frac{\partial \left(\xi_{\eta} q_b^y - \xi_{\eta} q_b^x \right)}{\partial \eta} \right] \\ &= J \left[\frac{\partial \left(\xi_{\eta} q_b^x - \xi_{\eta} q_b^y \right)}{\partial \xi} + \frac{\partial \left(\xi_{\eta} q_b^y - \xi_{\eta} q_b^x \right)}{\partial \eta} \right] \\ &= J \left[\frac{\partial \left(\xi_{\eta} q_b^x - \xi_{\eta} q_b^y \right)}{\partial \xi} + \frac{\partial \left(\xi_{\eta} q_b^y - \xi_{\eta} q_b^x \right)}{\partial \eta} \right] \\ &= J \left[\frac{\partial \left(\xi_{\eta} q_b^x - \xi_{\eta} q_b^y \right)}{\partial \xi} + \frac{\partial \left(\xi_{\eta} q_b^y - \xi_{\eta} q_b^x \right)}{\partial \eta} \right] \\ &= J \left[\frac{\partial \left(\xi_{\eta} q_b^x - \xi_{\eta} q_b^y \right)}{\partial \xi} + \frac{\partial \left(\xi_{\eta} q_b^y - \xi_{\eta} q_b^x \right)}{\partial \eta} \right] \\ &= J \left[\frac{\partial \left(\xi_{\eta} q_b^x - \xi_{\eta} q_b^y \right)}{\partial \xi} + \frac{\partial \left(\xi_{\eta} q_b^y - \xi_{\eta} q_b^x \right)}{\partial \eta} \right] \\ &= J \left[\frac{\partial \left(\xi_{\eta} q_b^x - \xi_{\eta} q_b^y \right)}{\partial \xi} + \frac{\partial \left(\xi_{\eta} q_b^y - \xi_{\eta} q_b^x \right)}{\partial \eta} \right] \\ &= J \left[\frac{\partial \left(\xi_{\eta} q_b^x - \xi_{\eta} q_b^y \right)}{\partial \xi} + \frac{\partial \left(\xi_{\eta} q_b^y - \xi_{\eta} q_b^y \right)}{\partial \eta} \right] \\ &= J \left[\frac{\partial \left(\xi_{\eta} q_b^x - \xi_{\eta} q_b^y \right)}{\partial \xi} + \frac{\partial \left(\xi_{\eta} q_b^y - \xi_{\eta} q_b^y \right)}{\partial \eta} \right] \\ &= J \left[\frac{\partial \left(\xi_{\eta} q_b^x - \xi_{\eta} q_b^y \right)}{\partial \xi} + \frac{\partial \left(\xi_{\eta} q_b^y - \xi_{\eta} q_b^y \right)}{\partial \eta} \right] \\ &= J \left[\frac{\partial \left(\xi_{\eta} q_b^y - \xi_{\eta} q_b^y - \xi_{\eta} q_b^y \right)}{\partial \eta} \right] \\ &= J \left[\frac{\partial \left(\xi_{\eta} q_b^y - \xi_{\eta} q_b^y - \xi_{\eta} q_b^y - \xi_{\eta} q_b^y \right)}{\partial \eta} \right] \\ &= J \left[\frac{\partial \left(\xi_{\eta} q_b^y - \xi_{\eta} q_b^y \right)}{\partial \eta} \right]$$

よって、Exner 方程式は一般座標上で以下となる.

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{z_b}{J} \right) + \frac{1}{1 - \lambda} \left[\frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{q_b^{\xi}}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{q_b^{\eta}}{J} \right) \right] = 0$$
 2-54

なお、流砂量 q_b^i, q_b^n の値は、(2-46)式で算定された値を、(2-42)式で変換した値を用いる.

2.2.3 斜面崩落モデル

河床が変化する過程で局所的な河床勾配,すなわち,隣り合う格子から算定される河床勾配が,砂礫の水中安息角以上の急勾配となる場合がある.このような現象は,湾曲部外岸など最深河床高がより洗掘されるような箇所で生じる場合が多く,河岸侵食が生じやすい場所でもある.

斜面崩落モデルでは局所的な河床勾配が水中安息角以上になった場合,その局所勾配が水中安息角になるまで崩れるとしたモデルである.局所勾配は隣り合うセルで定義された河床高とセル中心点間隔を用いて算定する.なお,清水口によると水中安息角を θ_c とあわらした場合, θ_c の値が大きくなるにつれ,河岸が侵食に対して耐力があることになる.なお,斜面崩落モデルでは,河床の連続式ではなく,強制的に河床を変化させるモデルであるため,数値計算モデル構築にあたっては,強制的に河床高を変化させる前後で河床砂礫の量が増減しないよう,砂礫の保存を考慮している.

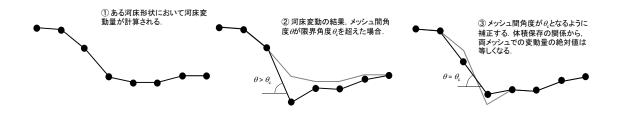


図 2-4 斜面崩落モデルの河床高更新イメージ

2.3 数值計算法

ここでは2.2で示した流れ,河床変動及び河岸侵食の数値計解法について示す.

2.3.1 計算格子と物理量の定義位置

一般座標系を用いているため i 方向,j 方向それぞれ等間隔な格子幅を有する格子を考えることができる。本モデルでは流下方向に i=0~ni,横断方向に j=0~nj の格子点を有するスタッガード格子を用いた。背景色がある領域が計算対象領域である。各物理量の定義位置によって異なる。

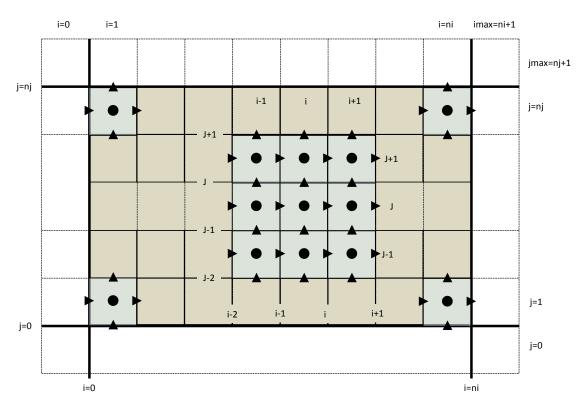
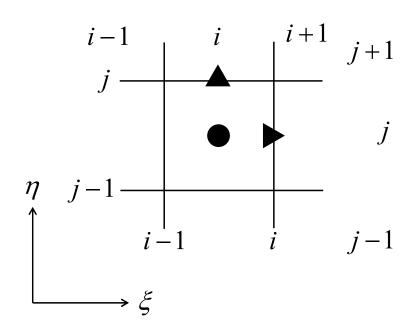


図 2-5 数値計算に用いた計算格子・格子点インデックス

主な物理量は以下のように定義した.



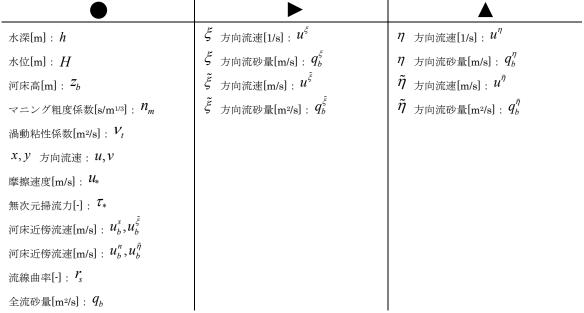


図 2-6 計算格子と主な物理量の定義位置

2.3.2 流れの計算

流れは、一般座標系で記述された(2-12)~(2-14)式で計算する。Nays2D では運動方程式を以下のように分離して計算をおこなう、分離解法を採用している。

[を方向の運動方程式]

$$\frac{\partial u^{\xi}}{\partial t} = -\left(\alpha_{1}u^{\xi}u^{\xi} + \alpha_{2}u^{\eta}u^{\xi} + \alpha_{3}u^{\eta}u^{\eta}\right)
-g\left[\beta_{1}\frac{\partial H}{\partial \xi} + \beta_{2}\frac{\partial H}{\partial \eta}\right] - \frac{C_{d}u^{\xi}}{h}\sqrt{u^{2} + v^{2}}$$
2-55

$$\frac{\partial u^{\xi}}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial \xi} \left[v_{t} \left((\beta_{1} + \beta_{2}) \frac{\partial u^{\xi}}{\partial \xi} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial \eta} \left[v_{t} \left((\beta_{3} + \beta_{2}) \frac{\partial u^{\xi}}{\partial \eta} \right) \right]$$
2-56

$$\frac{\partial u^{\xi}}{\partial t} + u^{\xi} \frac{\partial u^{\xi}}{\partial \xi} + u^{\eta} \frac{\partial u^{\xi}}{\partial \eta} = 0$$
2-57

[η方向の運動方程式]

$$\frac{\partial u^{\eta}}{\partial t} = -\left(\alpha_{4}u^{\xi}u^{\xi} + \alpha_{5}u^{\eta}u^{\xi} + \alpha_{6}u^{\eta}u^{\eta}\right)
-g\left[\beta_{2}\frac{\partial H}{\partial \xi} + \beta_{3}\frac{\partial H}{\partial \eta}\right] - \frac{C_{f}u^{\eta}}{h}\sqrt{u^{2} + v^{2}}$$
2-58

$$\frac{\partial u^{\eta}}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial \xi} \left[v_t \left((\beta_1 + \beta_2) \frac{\partial u^{\eta}}{\partial \xi} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial \eta} \left[v_t \left((\beta_3 + \beta_2) \frac{\partial u^{\eta}}{\partial \eta} \right) \right]$$
 2-59

$$\frac{\partial u^{\eta}}{\partial t} + u^{\xi} \frac{\partial u^{\eta}}{\partial \xi} + u^{\eta} \frac{\partial u^{\eta}}{\partial \eta} = 0$$
 2-60

上記分離された運動方程式はそれぞれ以下を意味する.

- Non-Advection Phase I: (2-55) 及び(2-58)は, 水面勾配, 河床抵抗, 及び, 移流項の座標変換から生じる項
- ・Non-Advection Phase II: (2-56)及び(2-59)は、渦粘性項
- ・Advection Phase: (2-57)及び(2-60)は, 移流項

分離解法では、このように分離された運動方程式と連続式を以下の順で計算 する.

- (1) Non-Advection Phase I と連続式(2-12)を同時に満足するように流速及び水位を計算する. ここで計算された水位を Δt 後の水位とする.
- (2) 水位・水深は(1)で計算された状態とし、Non-Advection Phase II で流速のみを更新する.
- (3) 水位・水深は(1)で計算された状態とし、Advection Phase で流速を更新し、 Δt 後の流速とする.

(1) Non-Advection Phase I の計算

ここでは、以下の式から流速及び水位を更新する.

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{h}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left[\frac{h u^{\xi}}{J} \right] + \frac{\partial}{\partial \eta} \left[\frac{h u^{\eta}}{J} \right] = 0$$
 2-61

$$\begin{split} \frac{\partial u^{\xi}}{\partial t} &= -\left(\alpha_{1}u^{\xi}u^{\xi} + \alpha_{2}u^{\eta}u^{\xi} + \alpha_{3}u^{\eta}u^{\eta}\right) \\ &- g\left[\beta_{1}\frac{\partial H}{\partial \xi} + \beta_{2}\frac{\partial H}{\partial \eta}\right] - \frac{C_{f}u^{\xi}}{h}\sqrt{u^{2} + v^{2}} \end{split}$$
 2-62

$$\frac{\partial u^{\eta}}{\partial t} = -\left(\alpha_{4}u^{\xi}u^{\xi} + \alpha_{5}u^{\eta}u^{\xi} + \alpha_{6}u^{\eta}u^{\eta}\right)
-g\left[\beta_{2}\frac{\partial H}{\partial \xi} + \beta_{3}\frac{\partial H}{\partial \eta}\right] - \frac{C_{f}u^{\eta}}{h}\sqrt{u^{2} + v^{2}}$$
2-63

座標変換係数 $\alpha \sim \alpha_0$ および $\beta_1 \sim \beta_3$ を事前に算定しておけば,更新値 u^ξ, u^η の定義位置に注意して,以下の手順で計算できる.なお,Non-Advection Phase I の計算により更新される前の水位,水深,流速には(n),更新後の水位,水深,流速には $^{\hat{\alpha}}$ をつけた.

- ① $h(i,j) = \hat{h}(i,j)$, $u^{\xi}(i,j) = \hat{u}^{\xi}(i,j)$, $u^{\eta}(i,j) = \hat{u}^{\eta}(i,j)$ と仮定する
- ② (2-62)式から $\hat{u}^{\xi}(i,j)$ を算定する

$$\hat{u}^{\xi}(i,j) = u^{\xi(n)}(i,j) + \Delta t \begin{bmatrix} -\left(\alpha_{1}\hat{u}^{\xi}\hat{u}^{\xi} + \alpha_{2}\hat{u}^{\eta}\hat{u}^{\xi} + \alpha_{3}\hat{u}^{\eta}\hat{u}^{\eta}\right) \\ -g\left[\beta_{1}\frac{\partial\hat{H}}{\partial\xi} + \beta_{2}\frac{\partial\hat{H}}{\partial\eta}\right] - \frac{\hat{C}_{f}\hat{u}^{\xi}}{\hat{h}}\sqrt{\hat{u}^{2} + \hat{v}^{2}} \end{bmatrix}$$

③ (2-63)式から $\hat{u}^{\eta}(i,j)$ を算定する

$$\hat{u}^{\eta}(i,j) = u^{\eta}(i,j) + \Delta t \begin{bmatrix} -\left(\alpha_{4}\hat{u}^{\xi}\hat{u}^{\xi} + \alpha_{5}\hat{u}^{\eta}\hat{u}^{\xi} + \alpha_{6}\hat{u}^{\eta}\hat{u}^{\eta}\right) \\ -g\left[\beta_{2}\frac{\partial\hat{H}}{\partial\xi} + \beta_{3}\frac{\partial\hat{H}}{\partial\eta}\right] - \frac{\hat{C}_{f}\hat{u}^{\eta}}{\hat{h}}\sqrt{\hat{u}^{2} + \hat{v}^{2}} \end{bmatrix}$$

④ ①及び②で算定された $\hat{u}^{\xi}(i,j),\hat{u}^{\eta}(i,j)$ から以下を算定する

$$q^{\xi}(i,j) = \frac{hu^{\xi}}{J}(i,j) = \hat{u}^{\xi}(i,j)\frac{\hat{h}(i+1,j) + \hat{h}(i,j)}{J(i+1,j) + J(i,j)}$$
2-64

$$q^{\eta}(i,j) = \frac{hu^{\eta}}{J}(i,j) = \hat{u}^{\eta}(i,j) \frac{\hat{h}(i,j+1) + \hat{h}(i,j)}{J(i,j+1) + J(i,j)}$$
2-65

⑤ ④の算定結果を連続式(2-61)に代入し、水深 $h^{n+1}(i,j)$ を算定する

$$h^{n+1}(i,j) = \hat{h}(i,j) - \Delta t \times J(i,j) \times \left[\frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{hu^{\xi}}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{hu^{\eta}}{J} \right) \right]$$

$$= \hat{h}(i,j) - \Delta t \times J(i,j) \times \left[\frac{q^{\xi}(i,j) - q^{\xi}(i-1,j)}{\Delta \xi} + \frac{q^{\eta}(i,j) - q^{\eta}(i,j-1)}{\Delta \eta} \right]$$
2-66

⑥ ここで、2)~5)の計算をみると流速の計算には水深の更新値が、水深の計算には流速の更新値が影響している。そのため、計算された h^{n+1} , \hat{u}^{ϵ} , \hat{u}^{n} が3式を満足しているかを以下のエラー値を用いて確認する。

$$err = \sum_{i=1}^{n_j} \sum_{i=1}^{n_i} \left| h^{n+1}(i,j) - \hat{h}(i,j) \right|$$
 2-67

⑦ エラー判定を満足すれば、Non-Advection Phase I の計算は終了する. エラー判定値を満足しない場合は、以下で水深を更新し 2)に戻り、エラー判定を満足するまで 2)~6)の繰り返し計算をおこなった. なお ε はエラー判定値であり、計算の中では $\varepsilon=10^{-8}$ とした.

if $err > \varepsilon$

$$\hat{h}(i,j) = \alpha \cdot h^{n+1}(i,j) + (1-\alpha) \cdot \hat{h}(i,j)$$
 2-68

ここで α は緩和係数であり、 $0 \le \alpha \le 1$ の値をとる. α が 1 に近づけば近づくほど、収束が速くなることが期待できるが、計算が不安定になる場合もあるため、経験的に $0.4 \le \alpha \le 0.8$ 程度が妥当である.

経験的に Advection Phase I の計算は最も計算が発散しやすい. その理由は以下の項にある.

$$-\frac{C_f u^{\xi}}{h} \sqrt{u^2 + v^2} = -\frac{g n_m^2 u^{\xi}}{h^{4/3}}$$
 2-69

$$-\frac{C_f u^{\eta}}{h} \sqrt{u^2 + v^2} = -\frac{g n_m^2 u^{\xi}}{h^{4/3}}$$
 2-70

上記項は、分母に水深hを含んでおり、計算対象領域に薄い水深(例えば水際)が表れるような場合において顕著である. 前述した収束計算も収束が難しくなる. 以下の安定条件を満足するよう時間刻みを設定する方法がある.

$$\Delta t < \sqrt{\frac{2h}{gfi}} \approx \sqrt{\frac{h^{4/3}}{g^2 n_m^2 i}}$$
 2-71

ここでf は摩擦損失係数、 n_m はマニング粗度係数、i は河床勾配である。すなわち、水深が小さいほど、摩擦損失係数やマニング粗度係数が大きいほど、河床勾配が急なほど時間刻みに対する条件が厳しくなる。例えば、 $n_m=0.02$ 、i=0.006、水際で水深がh=0.001[m]の場合の Δt 以下の条件を満足するよう設定する必要がある。

$$\Delta t < \sqrt{\frac{\left(0.001\right)^{4/3}}{\left(9.8\right)^2 \cdot \left(0.02\right)^2 \cdot \left(0.006\right)}} \approx 0.66[\sec]$$
 2-72

問題になるのは、水際の水深である. そのため、計算が発散してしまうような場合には、上記条件を踏まえ水際の水深や計算上の最小水深の設定を見直す必要がある.

(2) Non-Advection Phase II の計算

ここでは、Non-Advection Phase I で算定された流速及び水深を用いて以下の式を計算することで流速を更新する.

$$\frac{\partial u^{\xi}}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial \xi} \left[v_{t} \left((\beta_{1} + \beta_{2}) \frac{\partial u^{\xi}}{\partial \xi} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial \eta} \left[v_{t} \left((\beta_{3} + \beta_{2}) \frac{\partial u^{\xi}}{\partial \eta} \right) \right]$$
2-73

$$\frac{\partial u^{\eta}}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial \xi} \left[v_t \left((\beta_1 + \beta_2) \frac{\partial u^{\eta}}{\partial \xi} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial \eta} \left[v_t \left((\beta_3 + \beta_2) \frac{\partial u^{\eta}}{\partial \eta} \right) \right]$$
 2-74

座標変換係数 $\beta_1 \sim \beta_3$ および渦動粘性係数 V_i を事前に算定しておけば,更新値 u^{ξ}, u^n の定義位置に注意して,以下の手順で計算できる.なお,Non-Advection Phase I の計算前の値は(n),Non-Advection Phase I の計算により更新された値には $^{\hat{}}$,Non-Advection Phase II の計算により更新された値には $^{\hat{}}$ をつけた.

① (2-73)から $\tilde{u}^{\xi}(i,j)$ を算定する

$$\tilde{u}^{\xi}(i,j) = \hat{u}^{\xi}(i,j) + \Delta t \left\{ \frac{\partial}{\partial \xi} \left[v_{t}^{(n)} \left((\beta_{1} + \beta_{2}) \frac{\partial \hat{u}^{\xi}}{\partial \xi} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial \eta} \left[\hat{v}_{t}^{(n)} \left((\beta_{3} + \beta_{2}) \frac{\partial \hat{u}^{\xi}}{\partial \eta} \right) \right] \right\}$$

② (2-74)から $\tilde{u}^{\eta}(i,j)$ を算定する

$$\tilde{u}^{\eta}(i,j) = \hat{u}^{\eta}(i,j) + \Delta t \left\{ \frac{\partial}{\partial \xi} \left[v_{t}^{(n)} \left((\beta_{1} + \beta_{2}) \frac{\partial \hat{u}^{\eta}}{\partial \xi} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial \eta} \left[v_{t}^{(n)} \left((\beta_{3} + \beta_{2}) \frac{\partial \hat{u}^{\eta}}{\partial \eta} \right) \right] \right\}$$

ここで注意したいのは、 V_t が水深および流速の関数で定義されていることである。 V_t は、運動方程式と連続式を満足した状態の水深、流速を用いて算定されるべき値であるため、Non-Advection Phase I で更新された流速、水深の値を用いて算定するのではなく、1つ前の時間ステップの水深、流速値を用いて算定する。そのため、タイムステップ Δt が大きい場合や時間的に急変するような流れ場を取り扱う場合には問題になる可能性があることに留意する必要がある。

(3) Advection Phase の計算

ここでは、Non-Advection Phase II で算定された流速を用いて以下の式を計算することで流速を更新する.

$$\frac{\partial u^{\xi}}{\partial t} + u^{\xi} \frac{\partial u^{\xi}}{\partial \xi} + u^{\eta} \frac{\partial u^{\xi}}{\partial \eta} = 0$$
 2-75

$$\frac{\partial u^{\eta}}{\partial t} + u^{\xi} \frac{\partial u^{\eta}}{\partial \xi} + u^{\eta} \frac{\partial u^{\eta}}{\partial \eta} = 0$$
 2-76

Advection Phase の計算には CIP 法^[8]を採用した. CIP 法は物理量の空間補間に 3 次関数を用いて差分式を計算する方法であり、計算式は以下となる. なお, Non-Advection Phase II の計算により更新された値には~を、Advection Phase の計算により更新された値には(n+1)を付与する.

$$u^{\xi(n+1)}(i,j) = \left[\left(a_1 X + c_1 Y + e_1 \right) X + g_1 Y + \frac{\partial \tilde{u}^{\xi}}{\partial x}(i,j) \right] X$$

$$+ \left[\left(b_1 Y + d_1 X + f_1 \right) Y + \frac{\partial \tilde{u}^{\xi}}{\partial y}(i,j) \right] Y + \tilde{u}^{\xi}(i,j)$$
2-77

ここで,

$$X = -\tilde{u}^{\xi}(i,j)\Delta t \qquad Y = -\tilde{u}^{\eta}_{up}(i,j)\Delta t$$

$$\tilde{u}^{\eta}_{up}(i,j) = 0.25 \times \left[\tilde{u}^{\eta}(i,j) + \tilde{u}^{\eta}(i+1,j) + \tilde{u}^{\eta}(i,j-1) + \tilde{u}^{\eta}(i+1,j-1)\right]$$
2-78

同様に,

$$u^{\eta(n+1)}(i,j) = \left[\left(a_1 X + c_1 Y + e_1 \right) X + g_1 Y + \frac{\partial \tilde{u}^{\eta}}{\partial x}(i,j) \right] X$$

$$+ \left[\left(b_1 Y + d_1 X + f_1 \right) Y + \frac{\partial \tilde{u}^{\eta}}{\partial y}(i,j) \right] Y + \tilde{u}^{\eta}(i,j)$$
2-79

ここで,

$$\begin{split} X &= -\tilde{u}_{vp}^{\xi}(i,j)\Delta t \qquad Y = -\tilde{u}^{\eta}(i,j)\Delta t \\ \tilde{u}_{vp}^{\xi}(i,j) &= 0.25 \times \left\lceil \tilde{u}^{\xi}(i,j) + \tilde{u}^{\xi}(i-1,j) + \tilde{u}^{\xi}(i,j+1) + \tilde{u}^{\xi}(i-1,j+1) \right\rceil \end{split}$$
 2-80

また、係数 $a_1,b_1,c_1,d_1,e_1,f_1,g_1$ の算定式を次頁に示す。

$$a_{1} = \frac{i_{s} \left[f_{x}(i_{m}, j) + f_{x}(i, j) \right] \Delta x - 2 \left[f(i, j) - f(i_{m}, j) \right]}{i_{s} \Delta x^{3}}$$

$$b_{1} = \frac{j_{s} \left[f_{y}(i, j_{m}) + f_{y}(i, j) \right] \Delta y - 2 \left[f(i, j) - f(i, j_{m}) \right]}{j_{s} \Delta y^{3}}$$

$$c_{1} = \frac{f(i, j) - f(i, j_{m}) - f(i_{m}, j) + f(i_{m}, j_{m}) - i_{s} \left[f_{x}(i, j_{m}) - f_{x}(i, j) \right] \Delta x}{j_{s} \Delta x^{2} \Delta y}$$

$$d_{1} = \frac{f(i, j) - f(i, j_{m}) - f(i_{m}, j) + f(i_{m}, j_{m}) - j_{s} \left[f_{y}(i_{m}, j) - f_{y}(i, j) \right] \Delta y}{j_{s} \Delta x \Delta y^{2}}$$

$$e_{1} = \frac{3 \left[f(i_{m}, j) - f(i_{m}, j) \right] - i_{s} \left[f_{x}(i_{m}, j) + 2 f_{x}(i, j) \right] \Delta x}{\Delta x^{2}}$$

$$f_{1} = \frac{3 \left[f(i_{m}, j) - f(i_{m}, j) \right] - j_{s} \left[f_{y}(i_{m}, j) + 2 f_{y}(i, j) \right] \Delta y}{\Delta y^{2}}$$

$$g_{1} = \frac{-f_{y}(i_{m}, j) + f_{y}(i, j) - c_{1} \Delta x^{2}}{i_{s} \Delta x}$$

ここで.

$$\Delta x, \Delta y \rightarrow \Delta \xi, \Delta \eta
f \rightarrow u^{\xi} \quad \text{or} \quad u^{\eta}
f_{x} = \frac{\partial f}{\partial x} \rightarrow \frac{\partial u^{\xi}}{\partial \xi} \quad \text{or} \quad \frac{\partial u^{\eta}}{\partial \xi}
f_{y} = \frac{\partial f}{\partial y} \rightarrow \frac{\partial u^{\xi}}{\partial \eta} \quad \text{or} \quad \frac{\partial u^{\eta}}{\partial \eta}$$
2-82

である. また i_s,j_s は流速の符号により変化するシグモイド関数により以下で与

える.

$$i_s = sign(u^{\xi})$$

$$j_s = sign(u^{\eta})$$
2-83

 i_s , j_s を用いて、 i_m , j_m は以下で与える.

$$i_m = i - i_s$$

$$j_m = j - j_s$$
2-84

さらに、CIP 法では f_x , f_y も更新する必要がある. f_x , f_y の更新式は以下である.

$$\frac{\partial f_x}{\partial t} + u \frac{\partial f_x}{\partial x} + v \frac{\partial f_x}{\partial y} = -\left(f_x \frac{\partial u}{\partial x} + f_y \frac{\partial v}{\partial x}\right)$$

$$\frac{\partial f_y}{\partial t} + u \frac{\partial f_y}{\partial x} + v \frac{\partial f_y}{\partial y} = -\left(f_x \frac{\partial u}{\partial y} + f_y \frac{\partial v}{\partial y}\right)$$
2-85

流れの計算同様に分離解法を用いて,以下のように分離する.

$$\frac{\partial f_x}{\partial t} + u \frac{\partial f_x}{\partial x} + v \frac{\partial f_x}{\partial y} = 0$$
2-86

$$\frac{\partial f_x}{\partial t} = -\left(f_x \frac{\partial u}{\partial x} + f_y \frac{\partial v}{\partial x}\right)$$
 2-87

$$\frac{\partial f_{y}}{\partial t} + u \frac{\partial f_{y}}{\partial x} + v \frac{\partial f_{y}}{\partial y} = 0$$
2-88

$$\frac{\partial f_{y}}{\partial t} = -\left(f_{x}\frac{\partial u}{\partial y} + f_{y}\frac{\partial v}{\partial y}\right)$$
 2-89

微分項の Advection Phase (2-86)及び(2-88)式については、CIP 法により以下で算定式する. なお、Advection Phase により更新された値に~を付与する.

$$\tilde{f}_x(i,j) = \left[3a_1X + 2(c_1Y + e_1)\right]X + (d_1Y + g_1)Y + f_x^{(n)}(i,j)$$
2-90

$$\tilde{f}_{y}(i,j) = \left[3b_{1}Y + 2(d_{1}X + f_{1})\right]Y + (c_{1}X + g_{1})X + f_{y}^{(n)}(i,j)$$
2-91

さらに、微分項の Non-Advection Phase(2-87)及び(2-89)式により微分項を更新する. なお、1 タイムステップ前の値には(n)を Non-Advection Phase により 更新する値には(n+1)を付与する.

$$f_x^{(n+1)}(i,j) = \tilde{f}_x(i,j) - \Delta t \left(f_x^{(n)} \frac{\partial u^{(n)}}{\partial x} + f_y^{(n)} \frac{\partial v^{(n)}}{\partial x} \right)$$
 2-92

$$f_{y}^{(n+1)}(i,j) = \tilde{f}_{y}(i,j) - \Delta t \left(f_{x}^{(n)} \frac{\partial u^{(n)}}{\partial y} + f_{y}^{(n)} \frac{\partial v^{(n)}}{\partial y} \right)$$
 2-93

2.3.3 河床変動計算

(1) 掃流砂量の計算

全流砂量は(2-24)式で算定する。本モデルでは均一粒径を用いるので、粒径を与えることで、限界摩擦速度 u_* 。及び無次元限界掃流力 τ_* 。はそれぞれ(2-26)式及び(2-28)により算定できる。流砂量を算定するためには、無次元掃流力 τ_* を算定する必要がある。流れの計算により算定された水理量の定義位置に注意し、セル中心点の値として以下のように算出する。

$$\tau_{*}(i,j) = \frac{u_{*}^{2}(i,j)}{sgd}$$

$$u_{*}(i,j) = \sqrt{gh(i,j)I_{e}(i,j)}$$

$$I_{e}(i,j) = \frac{n_{m}^{2}(i,j)U^{2}(i,j)}{h^{4/3}(i,j)}$$
2-94

ここで,

$$U(i,j) = \sqrt{u^{2}(i,j) + v^{2}(i,j)}$$

$$u(i,j) = \frac{1}{J} \Big[\eta_{(y)}(i,j) u_{p}^{\xi}(i,j) - \xi_{(y)}(i,j) u_{p}^{\eta}(i,j) \Big]$$

$$v(i,j) = \frac{1}{J} \Big[-\eta_{(x)}(i,j) u_{p}^{\xi}(i,j) + \xi_{(x)}(i,j) u_{p}^{\eta}(i,j) \Big]$$

$$u_{p}^{\xi}(i,j) = \frac{u^{\xi}(i,j) + u^{\xi}(i-1,j)}{2}$$

$$u_{p}^{\eta}(i,j) = \frac{u^{\eta}(i,j) + u^{\eta}(i,j-1)}{2}$$

各セル中心点で無次元掃流力が算出できれば、各セル中心点の掃流砂量は以下で算出できる.

$$q_b^s(i,j) = 17\tau_*(i,j) \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*(i,j)}\right) \left(1 - \frac{u_{*c}}{u_*(i,j)}\right) \sqrt{sgd^3}$$
2-96

(2) 流砂量ベクトルの算定

一般座標系で河床変動計算をおこなうためには、(2-96)式で算定された掃流砂量を(2-46)式および(2-47)式を用いて ξ , η 方向に配分する必要がある。 ϕ スタッガード格子を用いており、図 2-6 に示したように全流砂量をセル中心で定義しているのに対し、 q_b^{ℓ},q_b^{η} はセル境界で定義されており、定義位置が異なる。ここで q_b^{ℓ},q_b^{η} の算定方法として以下が考えられるが、本モデルでは以下の手順で掃流砂量ベクトルを算定した。

① セル中心点で流線曲率を求める

$$\frac{1}{r_{s}(i,j)} = \frac{1}{V(i,j)^{3}} \begin{bmatrix} u(i,j)^{2} \left(\xi_{x}(i,j)\frac{\partial v}{\partial \xi}(i,j) + \eta_{x}(i,j)\frac{\partial v}{\partial \eta}(i,j)\right) \\ +u(i,j)v(i,j) \left(\xi_{y}(i,j)\frac{\partial v}{\partial \xi}(i,j) + \eta_{y}(i,j)\frac{\partial v}{\partial \eta}(i,j)\right) \\ -u(i,j)v(i,j) \left(\xi_{x}(i,j)\frac{\partial u}{\partial \xi}(i,j) + \eta_{x}(i,j)\frac{\partial u}{\partial \eta}(i,j)\right) \\ -v(i,j)^{2} \left(\xi_{y}(i,j)\frac{\partial u}{\partial \xi}(i,j) + \eta_{y}(i,j)\frac{\partial u}{\partial \eta}(i,j)\right) \end{bmatrix}$$
2-97

ここで,

$$\frac{\partial v}{\partial \xi}(i,j) = \frac{v(i+1,j) - v(i-1,j)}{2\Delta \xi}$$

$$\frac{\partial v}{\partial \eta}(i,j) = \frac{v(i,j+1) - v(i,j-1)}{2\Delta \eta}$$

$$\frac{\partial u}{\partial \xi}(i,j) = \frac{u(i+1,j) - u(i-1,j)}{2\Delta \xi}$$

$$\frac{\partial u}{\partial \eta}(i,j) = \frac{u(i,j+1) - u(i,j-1)}{2\Delta \eta}$$
2-98

② セル中心点の河床近傍流速を求める

$$u_{b}^{s}(i,j) = \beta U(i,j)$$

$$u_{b}^{n}(i,j) = u_{b}^{s}(i,j) N_{*} \frac{h(i,j)}{r_{s}(i,j)}$$
2-99

これらを用いて,

$$u_b^{\tilde{\xi}}(i,j) = \left[\cos\theta_s(i,j)\tilde{\xi}_x(i,j) + \sin\theta_s(i,j)\tilde{\xi}_y(i,j)\right] u_b^s(i,j)$$

$$+ \left[-\sin\theta_s(i,j)\tilde{\xi}_x(i,j) + \cos\theta_s(i,j)\tilde{\xi}_y(i,j)\right] u_b^n(i,j)$$

$$u_b^{\tilde{\eta}}(i,j) = \left[\cos\theta_s(i,j)\tilde{\eta}_x(i,j) + \sin\theta_s(i,j)\tilde{\eta}_y(i,j)\right] u_b^s(i,j)$$

$$+ \left[-\sin\theta_s(i,j)\tilde{\eta}_x(i,j) + \cos\theta_s(i,j)\tilde{\eta}_y(i,j)\right] u_b^n(i,j)$$

$$V_b(i,j) = \sqrt{u_b^s(i,j)^2 + u_b^n(i,j)^2} = \sqrt{u_b^{\tilde{\xi}}(i,j)^2 + u_b^{\tilde{\eta}}(i,j)^2}$$

ここで,

$$\cos \theta_s(i,j) = \frac{u(i,j)}{U(i,j)}$$

$$\sin \theta_s(i,j) = \frac{v(i,j)}{U(i,j)}$$
2-101

③ セル中心で算定した河床近傍流速や無次元掃流力, 掃流砂量からセル境界の値を線形内挿により求める. なお, 下付き添字 up は q_i^t 計算位置を, 下付き添字 vp は q_i^t の計算位置を意味する.

<河床近傍流速>

$$\begin{split} V_{b}\big|_{up} &= \frac{V_{b}(i,j) + V_{b}(i+1,j)}{2} \qquad V_{b}\big|_{vp} = \frac{V_{b}(i,j) + V_{b}(i,j+1)}{2} \\ u_{b}^{\tilde{\xi}}\big|_{up} &= \frac{u_{b}^{\tilde{\xi}}(i,j) + u_{b}^{\tilde{\xi}}(i+1,j)}{2} \qquad u_{b}^{\tilde{\xi}}\big|_{vp} = \frac{u_{b}^{\tilde{\xi}}(i,j) + u_{b}^{\tilde{\xi}}(i,j+1)}{2} \\ u_{b}^{\tilde{\eta}}\big|_{up} &= \frac{u_{b}^{\tilde{\eta}}(i,j) + u_{b}^{\tilde{\eta}}(i+1,j)}{2} \qquad u_{b}^{\tilde{\eta}}\big|_{vp} = \frac{u_{b}^{\tilde{\eta}}(i,j) + u_{b}^{\tilde{\eta}}(i,j+1)}{2} \end{split}$$

<無次元掃流力>

$$\tau_*|_{up} = \frac{\tau_*(i,j) + \tau_*(i+1,j)}{2} \qquad \tau_*|_{vp} = \frac{\tau_*(i,j) + \tau_*(i,j+1)}{2}$$
 2-103

<掃流砂量>

$$q_b^s \Big|_{up} = \frac{q_b^s(i,j) + q_b^s(i+1,j)}{2} \qquad q_b^s \Big|_{vp} = \frac{q_b^s(i,j) + q_b^s(i,j+1)}{2}$$
 2-104

④ セル境界における河床勾配項を求める

<流砂量 q_b^{ξ} 算出時>

$$\frac{\partial z_b}{\partial \tilde{\xi}} \bigg|_{up} = \frac{z_b(i+1,j) - z_b(i,j)}{\Delta \tilde{\xi}}$$

$$\frac{\partial z_b}{\partial \tilde{\eta}} \bigg|_{up} = \frac{z_b(i+1,j+1) - z_b(i+1,j) + z_b(i-1,j+1) - z_b(i-1,j)}{4\Delta \tilde{\eta}}$$

$$2-105$$

<流砂量 q_b^η 算出時>

$$\frac{\partial z_b}{\partial \tilde{\xi}} \bigg|_{vp} = \frac{z_b(i+1,j) - z_b(i-1,j) + z_b(i+1,j+1) - z_b(i-1,j+1)}{4\Delta \tilde{\xi}}$$

$$\frac{\partial z_b}{\partial \tilde{\eta}} \bigg|_{vp} = \frac{z_b(i,j+1) - z_b(i,j)}{\Delta \tilde{\eta}}$$

$$2 \cdot 106$$

⑤ 以上を(2-46)式に代入し、セル境界における掃流砂ベクトルを求める.

$$q_{b}^{\tilde{\xi}}(i,j) = q_{b}^{s} \Big|_{up} \left[\frac{u_{b}^{\tilde{\xi}}|_{up}}{V_{b}|_{up}} - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_{s}\mu_{k}\tau_{*}|_{up}}} \left(\frac{\partial z_{b}}{\partial \tilde{\xi}}|_{up} + \cos\psi \Big|_{up} \frac{\partial z_{b}}{\partial \tilde{\eta}}|_{up} \right) \right]$$

$$q_{b}^{\tilde{\eta}}(i,j) = q_{b}^{s} \Big|_{vp} \left[\frac{u_{b}^{\tilde{\eta}}|_{vp}}{V_{b}|_{vp}} - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_{s}\mu_{k}\tau_{*}|_{vp}}} \left(\frac{\partial z_{b}}{\partial \tilde{\eta}}|_{vp} + \cos\psi \Big|_{vp} \frac{\partial z_{b}}{\partial \tilde{\xi}}|_{vp} \right) \right]$$
2-107

$$q_b^{\xi}(i,j) = \xi_r(i,j)q_b^{\xi}(i,j) q_b^{\eta}(i,j) = \eta_r(i,j)q_b^{\tilde{\eta}}(i,j)$$
 2-108

ここで,

$$\cos\psi\big|_{up} = \frac{\cos\psi(i+1,j) + \cos\psi(i,j)}{2}$$

$$\cos\psi\big|_{vp} = \frac{\cos\psi(i,j+1) + \cos\psi(i,j)}{2}$$
2-109

であり、 $\cos \psi | (i,j)$ 及び $\xi_r(i,j),\eta_r(i,j)$ は座標変換係数である.

(3) 河床変動の計算

(1), (2)により算出された流砂量ベクトルを用いて(2-50)式の河床変動計算をおこなう.

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{z_b}{J} \right) + \frac{1}{1 - \lambda} \left[\frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{q_b^{\xi}}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{q_b^{\eta}}{J} \right) \right] = 0$$
 2-110

$$z_b^{(n+1)}(i,j) = z_b^{(n)}(i,j)$$

$$-\frac{J(i,j)\Delta t}{1-\lambda} \begin{bmatrix} \frac{q_{b}^{\xi}(i,j)/J_{up}(i,j) - q_{b}^{\xi}(i-1,j)/J_{up}(i-1,j)}{\Delta \xi} \\ +\frac{q_{b}^{\eta}(i,j)/J_{vp}(i,j) - q_{b}^{\eta}(i,j-1)/J_{vp}(i,j-1)}{\Delta \eta} \end{bmatrix}$$
 2-111

ここで,

$$J_{up}(i,j) = \frac{J(i+1,j) + J(i,j)}{2}$$

$$J_{vp}(i,j) = \frac{J(i,j+1) + J(i,j)}{2}$$
2-112

であり、J(i,j)はセル中心で定義されたヤコビアンである.

2.3.4 斜面崩落の計算

斜面崩落モデルでは数式を用いていないが、以下の手順で計算を行う.

- ① 計算条件として斜面崩落角度 θ を指定する.
- ② 計算の毎ステップで,縦横断方向に隣り合うセルの河床高およびセル中心間 距離を用いて局所河床勾配を算定する.

$$dzds(i,j) = \frac{z_b(i+1,j) - z_b(i,j)}{\Delta s}$$
2-113

$$dzdn(i,j) = \frac{z_b(i,j+1) - z_b(i,j)}{\Delta n}$$
2-114

- ③ 局所河床勾配が指定された崩落角度以上であるか否かの判定を行う
- ④ 局所河床勾配が指定された崩落角よりも緩傾斜であった場合は何もしない
- ⑤ 一方,局所河床勾配が指定された崩落角よりも急勾配であった場合,以下のように河床高を強制的に変化させる

$$\Delta z_b(i,j) = z_b(i,j+1) - z_b(i,j) + \tan \theta_c \times \Delta n$$

$$+ z_b(i+1,j) - z_b(i,j) + \tan \theta_c \times \Delta s$$
2-115

$$z_b(i,j) = z_b(i,j) + \Delta z_b(i,j)$$
 2-116

2.4 自由蛇行実験の再現計算

ここでは H7 年に開発土木研究所(現:寒地土木研究所)で実施された自由蛇行実験^{[9][10][11]}の再現計算をおこない,斜面崩落モデルの特徴について考察する.

2.4.1 実験内容

実験には延長 24[m], 幅 2.9[m], 側壁高 0.28[m], 勾配 1/161 の水路が用いられた. 水路に d50=0.95[mm] の珪砂を 018[m] 敷き詰め、初期流路形状として以下に示す蛇行流路が作成された.

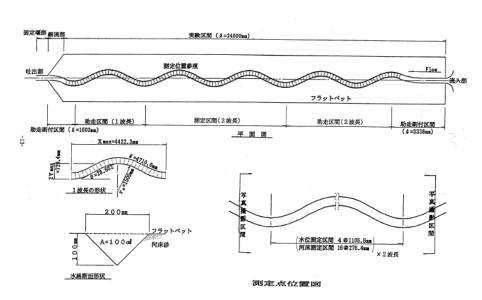


図 2-7 自由蛇行実験水路と初期流路形状

初期流路の蛇行形状は sine-generated curve(2-117)式を用いて作成されており、パラメータは蛇行流路延長 L=4.71[m]、最大蛇行角 θ_0 = 28.662° ,断面上端幅 0.2[m]である.

$$\theta = \theta_0 \sin\left(\frac{2\pi s}{L}\right)$$
 2-117

ここで、原点からsは蛇行流路に沿った距離である.

実験では図 2-7 の流路形状に一定流量 0.0015[m3/s]を通水し, 60, 120, 240, 366 分後に流路形状の変化が写真撮影により記録されている. なお初期流路形状に対する流量条件下の河床形態は単列砂州領域と砂州非発生領域[12]の境界程度である.

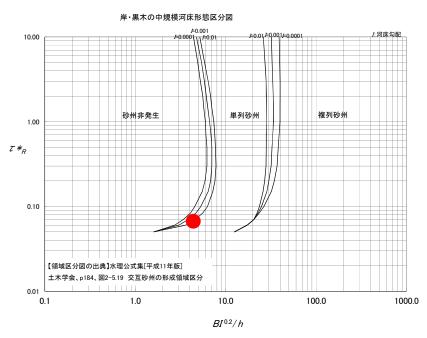


図 2-8 自由蛇行実験の流量条件下における河床形態



図 2-9 自由蛇行実験後の流路および河床形状

図 2-9 に実験後に撮影された写真を、図 2-10 及び図 2-11 に観測時刻に撮影された垂直写真を示す。図 2-10 には写真から流路と判定される領域を包絡した線を追記した。また、図 2-11 は着色水を流したときの写真である。

図 2-10 から時間とともに初期流路の河岸が侵食され流路幅が徐々に広がるとともに、主流路が蛇行していく様子を確認することができる。また、図 2-11 から湾曲頂点よりもやや上流側に水深の深い箇所が生じていることが確認できる。

実験結果の詳細な分析は文献[11]を参照されたい.ここでは、<u>斜面崩落モデルを用いて</u>、自由蛇行実験の再現計算をおこない斜面崩落モデルの特徴についてとりまとめる.

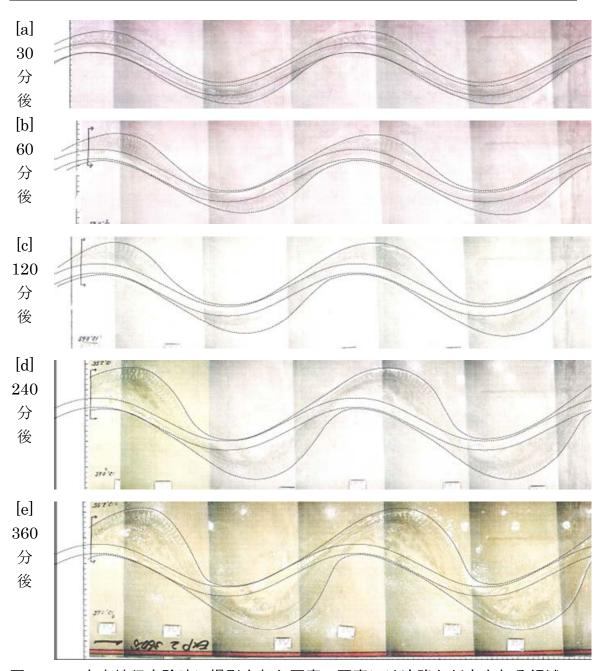


図 2-10 自由蛇行実験時に撮影された写真. 写真には流路と判定される領域の 包絡線を追記

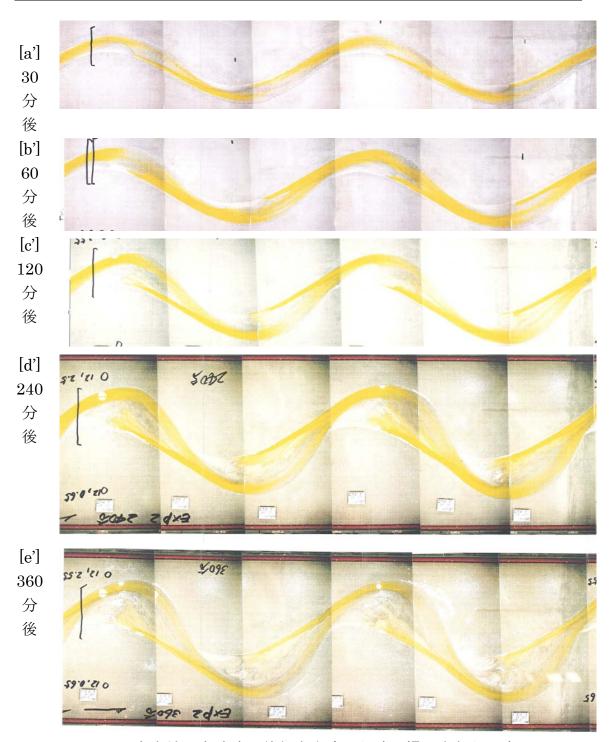


図 2-11 自由蛇行実験時に着色水を流した時に撮影された写真.

2.4.2 再現計算と考察

斜面崩落モデルでは横断方向の局所河床勾配を隣り合うセルの中心点で定義された河床高とセル中心点間隔から算定しているため、局所勾配が河岸形状を表現できる程度詳細に分割する必要あることを考慮し、再現計算には以下の計算格子を用いた.流路は実験水路と同じ平面・断面形状及び勾配を有する.流下方向分割数は蛇行1波長あたり20分割、横断方向分割数は低水路(流路)部分を10分割、氾濫原を左右岸それぞれ25分割とした.なお、実験は流路からはん濫した時点で終了されていることからはん濫原には水が流れない.そのため計算領域は、河岸侵食により流路が広がる幅を考慮して設定した.

蛇行流路延長: 4.71[m/波]、蛇行最大角: 28.662°、勾配: 1/161 0.2[m]
0.1[m] 25分割
0.5[m]

図 2-12 計算に用いた格子(上)と流路縦断,横断形状(下)

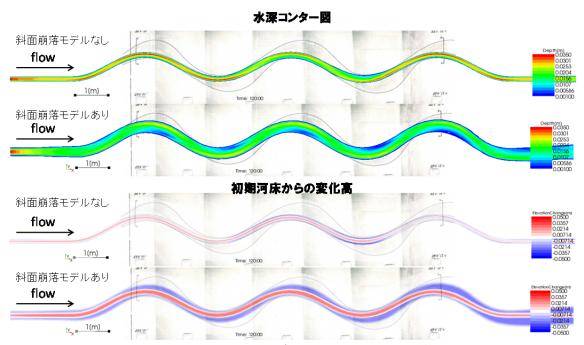


図 2-13 斜面崩落モデルの有無による計算結果

まず、再現計算を行う前に、斜面崩落モデルの有無による計算の違いについて考察する。図 2-12 の計算格子に流量 $0.0015[m^3/s]$ 一定を通水したときの 120分後の水深コンター図(上)、初期河床からの変化高(下)を示す(図 2-13)。実験時に撮影された写真に河岸位置の崩落線を追記したものを背景に示す。斜面崩落モデルにおける斜面崩落角は砂礫の水中安息角を考慮し、 $tan\theta_c$ =0.5 とした。

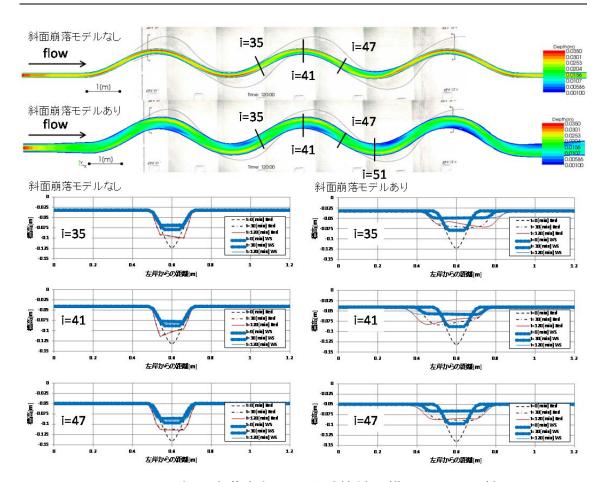


図 2-14 斜面崩落有無による計算結果横断面図の比較

(1) 実験結果の再現性について

計算結果を実験結果から描いた流路包絡線 (通水開始 120 分後) と比較する. 実験では初期流路形状に対して湾曲外岸で流路幅が広がっている. それに対し, 「斜面崩落モデルなし」のケースでは, 河床に起伏が形成されるものの, 初期から流路形状は変化しない結果となった. 「斜面崩落モデルなし」の計算では, 冠水しており, かつ, 無次元掃流力が無次元限界掃流力を上回る箇所でのみ流砂, 河床変動が生じ, それ以外の場所では河床が変化しないためである. 実験では, 河床変化に伴い, 水際勾配 (河岸勾配) が急勾配になった箇所, 特に湾曲部外岸, 下流方向に水際形状が崩れ, 流路幅を広げていったと報告があり[9], 「斜面崩落モデル」では, このような河岸侵食を含む河床変動を再現できないことが確認できる.

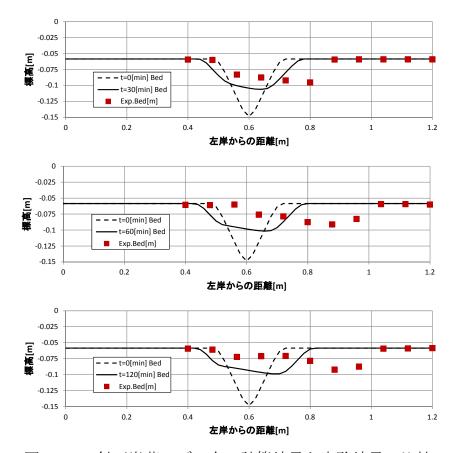


図 2-15 斜面崩落モデル有の計算結果と実験結果の比較

一方,「斜面崩落モデルあり」の計算結果を確認すると,湾曲部外岸の河岸位置が移動し,流路幅が広げられている結果となっていることが確認できる.このように湾曲部外岸が侵食されるのは,湾曲部外岸で生じる2次流の影響により,湾曲外岸部が洗掘され,河岸勾配が急勾配になり,それが崩落するためであり,また,それら現象を前述したモデルで考慮できているためである.しかしながら,実験に比べ河岸侵食による河岸位置の変化量は小さく評価される結果となっている(図 2-15). 図 2-15 から湾曲部外岸が洗掘され,河岸位置が移動していく傾向は実験も計算と同様であることが確認できる.しかしながら,同時にその変化速度に違いがあることが確認できる.

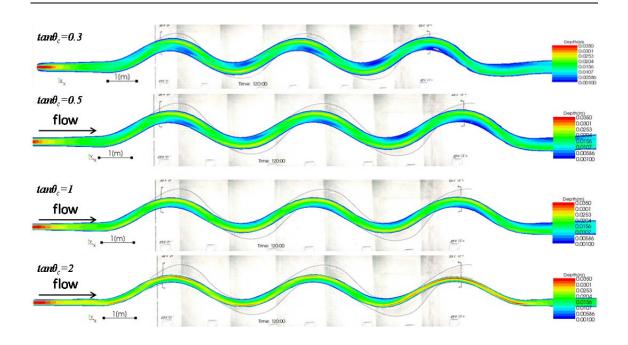


図 2-16 斜面崩落角を違いによる計算結果の比較

(2) 斜面崩落角による計算結果について

次に、なぜ実験のほうが侵食速度が速かったのか?については検討をおこなった。斜面崩落モデルの計算結果は、斜面崩落角の設定に依存することが知られている。そこで、斜面崩落角を $tan\theta_c$ = $0.3\sim2$ まで変化させて、計算結果の違いについて確認をおこなった。通水開始 120 分後の計算結果を図 2-16 に示す。結果から斜面崩落角を急勾配に設定するほど河岸侵食は進行しずらく、逆に緩傾斜に設定するほど侵食速度が速いことがわかる。結果、斜面崩落角を緩勾配に設定することで、実験の再現性が高まった。

しかしながら、斜面崩落角を緩勾配にすることは、河岸際だけでなく全領域の河床起伏を滑らかにすることになる。極端な場合、 $tan\theta_c$ =0.と設定した場合、河床は平坦になる。これは本来の斜面崩落モデルの考え方を逸脱している。砂礫の水中安息角が $tan\theta_c$ =0.5程度であることに鑑みると、砂礫河床を対象とした計算では、 $tan\theta_c$ =0.5以上に斜面崩落角を緩勾配に設定することは、たとえ再現性が高くとも特別な理由がない限り問題がある。本計算は砂河床の実験の再現計算をおこなってるため、 $tan\theta_c$ =0.5程度がモデル化の意図を踏まえた値である考え、河岸侵食速度が異なる要因を別途検討することとした。

なお、自然河川の河岸には粘着性土が含まれているため、一般的に河岸勾配は $tan\theta_c$ =0.5 より急勾配と考えて良いであろう.

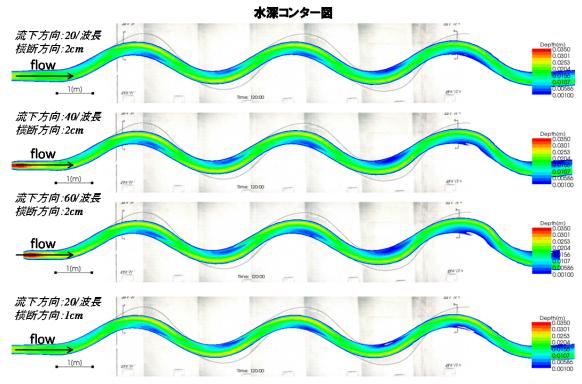


図 2-17 格子幅を変化させた斜面崩落モデルの計算結果比較

(3) 格子幅の違いによる計算結果について

斜面崩落モデルでは、設定された斜面崩落角以上に急勾配になった局所河床 勾配を強制的に変化させている。土砂収支の平衡が保たれるよう変化させてい るものの、局所河床勾配の算定に格子幅を用いているため、計算結果が格子幅 に依存することが推測される。そこで表 2-1 のように格子幅を変化させ、計算 結果への影響について確認をおこなった。結果を図 2-17 に示す。

上からの並び順	流下方向格子幅	横断方向幅
1	24cm(20 分割/波長)	60 分割, 2cm
2	12cm(40 分割/波長)	60 分割, 2cm
3	8cm(60 分割/波長)	60 分割, 2cm
4	24cm(20 分割/波長)	120 分割, 1cm

表 2-1 感度分析に用いた格子幅

結果, $1\sim4$ のケースではそれほど顕著な差はなかった. つまり, 本再現計算では, 表 2-1 程度に格子幅を変化させたとしても, 計算結果に大きな影響はな

いと考えられる.より大きな格子幅を用いた計算を行い比較することも考えられるが、本計算対象流路において、これ以上格子幅を大きくすると流路形状の表現精度が低下するため、格子幅が斜面崩落モデルの精度を低下されているのか?そもそも計算格子が粗いから計算精度が低下しているか?を判別することが困難になるため、表 2·1 の 1 以上に計算格子を粗くした計算は実施しなかった.一方、表 2·1 の 4 以上に細密な格子を用いても計算精度の向上は見込めないであろう.斜面崩落モデルだけでなく、河床変動計算も同じであるが、計算格子は、計算モデルの中で用いている各基礎式、モデル化の考え方およびそのスケール、さらには、格子作成時に利用する地形データの細密程度を踏まえ設定されるべきである. さらに、斜面崩落モデルでは、河床と河岸の比高、河岸幅を踏まえ設定されるべきである.本再現計算対象の実験は、河床と河岸高さの比高が初期で最大で 10cm、その後 1cm 程度になることに鑑みると、表 2·1 に示した格子はいずれも概ね妥当な格子形状であったと推測される.

しかしながら実スケールの河川では格子幅の設定に十分留意することが重要となる. 例えば、川幅が 100m 程度、河床と河岸高の比高が 2~3m 程度の河川で延長 10km の計算をおこなう場合、河床と河岸高の比高を考慮した計算格子を設定しようとすると、計算格子数が膨大になることが推測される. また、格子形状が流路や河岸周辺の地形を十分に表現できていない場合は、斜面崩落モデルが適切に機能せず、計算精度が低下することが予測される. このことは次章で検証する.

(4) まとめ

斜面崩落モデルを用いて、H7年に開発土木研究所(現:寒地土木研究所)で 実施された自由蛇行実験^{[9][10][11]}の再現計算をおこない、斜面崩落モデルの特徴 について考察をおこなった、斜面崩落モデルの特徴を以下に整理する.

- ▶ 斜面崩落モデルでは、湾曲部外岸で局所河床勾配が急勾配になる箇所で、 斜面崩落が生じ、結果として流路幅が広がる.このことは、実験と同様の 傾向を示している.
- ▶ しかしながら、計算結果は実験よりも侵食速度が遅い傾向にあった。
- ▶ 斜面崩落角について検討を行ったが、崩落角を変化させることは、モデル 化の考え方から限定的である.
- ▶ また、計算格子幅への依存度についても検討をおこなったが、本再現計算では、流路形状を適切に表現できる程度の計算格子を用いることで格子幅

が計算結果に及ぼす影響は小さいと考えることができる.

- ▶ なお,計算前に河岸侵食発生位置を特定することが困難であることを踏ま えると,計算領域全域で同サイズの格子を用いることが重要である
- ▶ しかしながら、実河川の計算格子を想定した場合、斜面崩落モデルを適用するには、計算格子幅の設定に留意する必要がある。

つまり、斜面崩落モデルでは実現象よりも河岸侵食速度が遅い傾向があるといえる.この要因はここでは明らかにできていないが、実験結果との比較から以下のことが影響していると推測される.

斜面崩落モデルは河岸侵食をうける箇所のみに適用されるわけではなく、計算領域全体に適用される。本再現計算では、初期河床形状が逆三角形断面で、その斜面勾配が、斜面崩落角よりも急勾配である。そのため、計算では、河岸侵食が生じる湾曲部外岸部だけでなく、内岸部でも河岸侵食のような変化が生じている。湾曲部外岸だけでなく、内岸が侵食されることで、湾曲部の流路幅が広がり、外岸を侵食する力が低下した結果、外岸の侵食速度が遅くなった可能性がある。

また、実験結果の河岸勾配を確認すると、それが $tan\theta_c$ =0.5以上でも侵食されずに河岸位置を固定している箇所がみられる(湾曲外岸上流部)。河岸近傍の流況などが影響していることが推測されるが、単純に河岸勾配がある一定の角度以上になった場合に崩落するとした斜面崩落では、それらを考慮できていないことも再現性に影響している可能性がある。

2.5 音更川の出水について

ここでは斜面崩落モデルを用いて H23 年 9 月に音更川で生じた河岸侵食の再現計算をおこない、斜面崩落モデルの実河川への適用性及び計算結果の評価手法について考察する. なお、本再現計算は著者が検討メンバーとして参加した「音更川河道計画ワーキング」の中でおこなったものであり、再現計算の内容は主に同ワーキングの報告書より引用する. なお再現計算以外の検討内容については「音更川の河岸侵食対策、帯広開発建設部、平成 25 年 3 月」[14]を参照されたい.

2.5.1 H23.9 月出水について

音更川は北海道帯広市音更町市街地を貫流し、十勝川に注ぐ、流域面積740km2、幹川流路延長94km、河床勾配約1/130~1/200の十勝川の一次支川である. 平成23年9月2日から7日にかけて台風や停滞前線の影響による降雨により、音更川では観測以来3番目に大きなピーク流量526[m³/s]の洪水が発生した. 洪水時に音更観測所で観測された流量ハイドロを過去の出水とあわせて示す(図2-18).

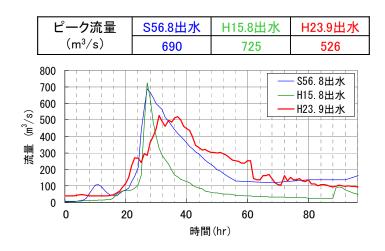


図 2-18 音更水位流量観測所における流量ハイドロ

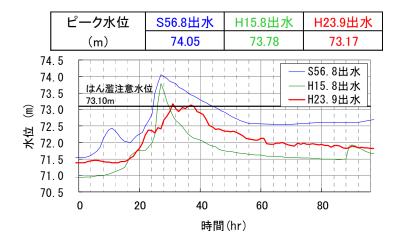


図 2-19 音更水位流量観測所における水位変化

H23.9 月出水は、S56.8 月出水、H15.8 月出水に比べピーク流量は小さいものの、他2つの出水に比べ 200[m^3/s]以上の流量が長時間継続したことが分かる.水位についても、S56.8 月出水に比べ低いものの、H15.8 月出水よりは高い水位が継続した.

このような出水により、音更川では河床変化が生じただけでなく、多地点で河岸侵食が生じ、流路形状が全川的に大きく変化した(図 2-20). 図 2-21 に H23.9 月出水による河道形状の変化前後に撮影された航空写真を示す. 赤色及び青色の線は出水前後の流路形状の位置を航空写真から目視で確認したものである. 出水前後で主流路が大きく化していることが確認できる. 特に堤防の一部が流失した KP18.2 を含む KP17~KP19 区間では顕著であった.



図 2-20 音更川 河岸侵食箇所位置図

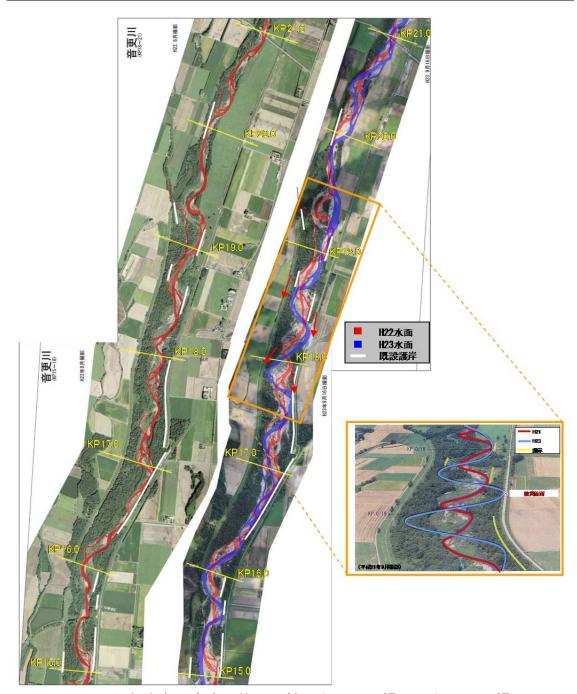


図 2-21 出水前後の流路形状の比較(左: H22 撮影,右: H23 撮影)

2.6 再現計算と結果の考察

2.4 の述べたように H23.9 月出水では多くの地点で河岸侵食が発生し,大きく低水路形状が変化した. 低水路形状の変化により, KP18.2 では堤防の一部が流失するような現象も生じた. ここでは, 2.2 で示した斜面崩落モデルを用いて H23.9 月出水の再現計算をおこない, 実河川への適用性と結果の評価手法について述べる.

2.6.1 計算対象区間

再現計算は堤防の一部が流出した KP18.2 を含む以下の区間とした. 計算格子は斜面崩落モデルの特徴を踏まえ、河岸の幅や河岸と河床の比高を踏まえ格子幅を 5m 程度とした.

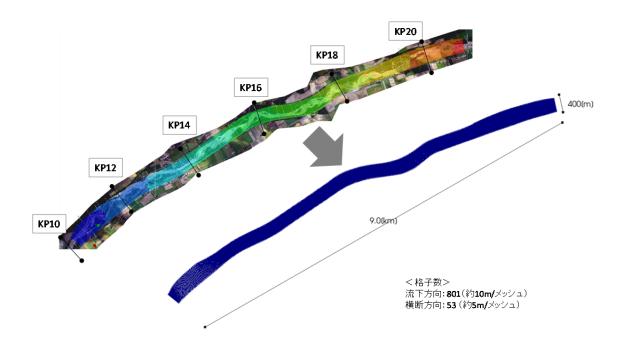


図 2-22 計算初期地形と計算格子

2.6.2 初期条件

(1) 河道及び河床形状

音更川では流下方向 200m ピッチで横断測量データがあるものの、測線間で 澪筋形状の変化が激しく、横断測量データでは河道・河床形状を表現すること は困難である. また、格子幅を1メッシュ:流下方向 10m 程度、横断方向:5m程度に設定していることも意味がなくなる.

図 2-23 に H23.9 月出水前後の河道状況を写した航空写真を示す. 写真から 平時流量のときには河道内のほとんどの領域で水が流れていないこと, さらに 洪水時には平時に水が流れている領域の倍以上の領域に水が流れたことが確認できる.

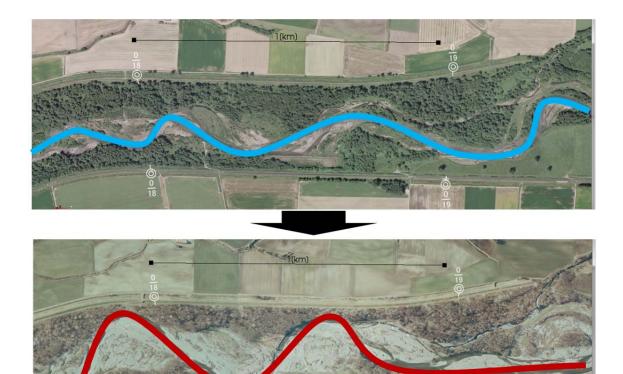


図 2-23 音更川出水前後の河道状況



音更川の流況 図 2-24

音更川では平時は 10[m3/s]未満であるのに対し、H23.9 月出水時の多くは 200[m3/s]以上の流量であったこと(図 2-24)を踏まえると,平時に水面下と なっている領域が出水時の河床形状に与える影響はそれほど大きくないと考え られる.

そこで、本再現計算では初期河道・河床地形に、H22 の渇水期に取得された 地形データ(LP 測量)を用いることとした. なお, LP データは 5m 未満四方 の詳細地形データを有しており、計算格子を詳細にすることで地形をより詳細 に表現することが可能である.

(2) 河床材料および粗度係数

河床材料は均一粒径として考え,平成23年度河床材料調査結果からKP11~21(KP20除く)平均粒径の平均値31.1mmを用いた.

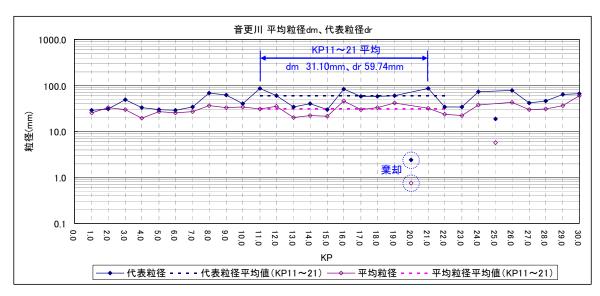


図 2-25 平成 23 年度河床材料調査結果による代表粒径と平均粒径の縦断図

○平均粒径:

採取した試料をフルイ分け後,各フルイ通過分の重量の試料全体に対する 割合(各フルイ通過重量百分率)を計測し、これに対応する各フルイ目を 掛けた値.

○代表粒径:

60%通過粒径(河床変動に関係しない小粒径を多く含む場合は,小粒径を 棄却した粒度分布の60%通過粒径)(参考:河道計画検討の手引き)

また、マニングの粗度係数 n_m は以下の Manning-Strickler 式に平均粒径を代入することで得られる値 0.0262 一定とした.

$$n_m = \frac{k_s^{1/6}}{7.66\sqrt{g}} = \frac{\left(2 \times d\right)^{1/6}}{7.66\sqrt{g}} = \frac{\left(2 \times 0.031\right)^{1/6}}{7.66\sqrt{9.8}} = 0.0262$$
2-118

2.6.3 下流端水位及び流量条件

計算対象流量は計算区間下流に設置されている音更観測所で観測された時刻流量を用いることとした. なお,音更川では平均粒径に対して約 40m³/s 以上の流量で,無次元掃流力が無次元限界掃流力を上回ることから,計算では以下の流量のうち,40m³/s 以上の流量を対象として計算をおこなった(下図実線).

また、計算には下流端水位を与える必要があるが、計算区間に音更観測所を含まないことから、下流端は等流条件が適用しやすい場所を選ぶとともに、下流端水位に等流条件から与えた.参考として、以下に音更観測所で観測された時刻水位を示す.

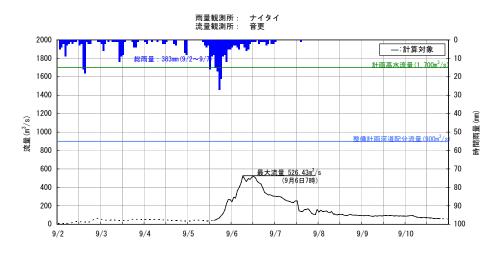


図 2-26 音更観測所 流量データ

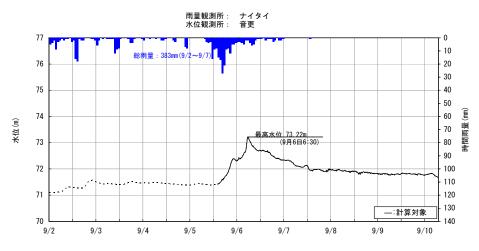


図 2-27 音更観測所 水位データ

2.6.4 計算モデルパラメータ

斜面崩落モデルの計算は、前述の計算領域、格子、地形、マニング粗度係数、河床材料、上流端流量、下流端水位、以外に斜面崩落角度の設定が必要となる、本再現計算では砂礫の水中安息角、すなわち、 $\tan\theta_c = 0.5$ とした.

2.6.5 計算結果と考察

(1) 実河川への適用性について

まず、計算の妥当性を確認するために現地確認された痕跡水位と再現計算中の最大水位の比較をおこなった(図 2-28). 計算区間内でばらつきがみられるものの、再現計算の水位は概ね痕跡水位を表現できている.

このように河床変動を伴う複雑な現象下においても Nays2D では洪水時の水位の再現性があり、水位予測には適用可能あると判断できる.

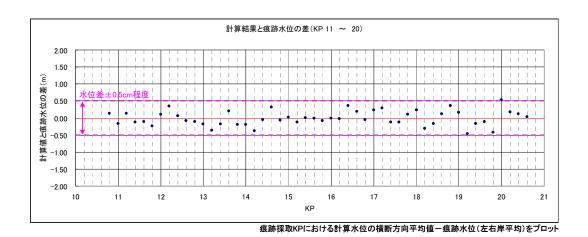


図 2-28 再現計算の最大水位と痕跡水位の比較

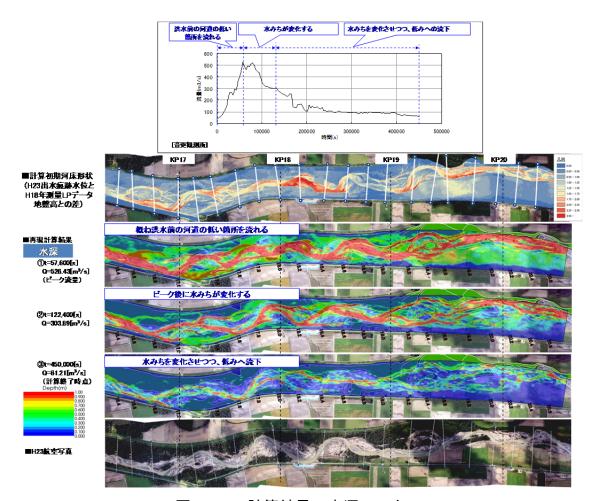


図 2-29 計算結果 水深コンター

次に計算対象流量を①ピーク流量前,②ピーク流量後減水期,③洪水終盤に分け,それぞれ水深のコンター図から澪筋の変化を確認した.

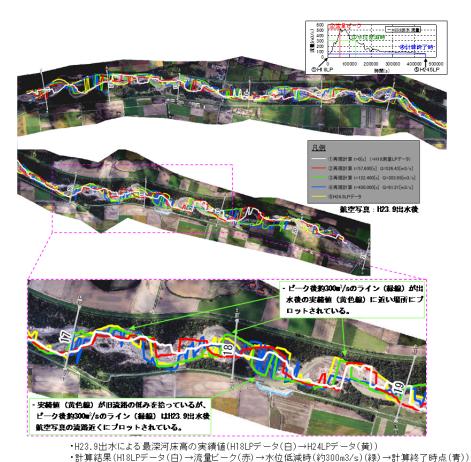
- ① ピーク流量時は、初期河床形状の澪筋箇周辺に流水が集中している.
- ② ピーク流量から減水期にかけて、流路形状が変化し、初期河床形状とは異なる箇所で水深が深くなっている.これは河床変化に加え、初期河床で低水路と高水敷の境界であった箇所が変化した結果である.境界位置の変化は、KP18上下流で大きく初期流路の湾曲頂点が下流・外岸方向に移動していることが確認できる.
- ③ その後河床の低い箇所に流水が流れている. なお,流量の減少とともに掃流力が低下しているため河床高の変化は小さい.

再現性について、出水後に撮影された航空写真(図 2-29 の H23 航空写真)と洪水終盤③の水深コンター図を比較すると差異が大きい. しかしながら、②ピーク流量後減水期と出水後の航空写真を比較すると、澪筋蛇行振幅は小さく評価されているものの、概ね出水後の航空写真を表現できている.

つまり斜面崩落モデルの特徴として,河岸侵食量を小さく評価する傾向があることに留意するれば,実河川スケールでも澪筋形状の変化傾向を把握する可能なモデルであると考えることができる.ただし,それら適用性を保証するためには,本計算に用いた地形データや格子サイズについて,設定時に十分に検討が必要である.

一方,②→③の間では、計算では澪筋形状が変化し続けたことで、③の河床形状の再現性が低下した理由として、出水中の粗粒化が考えられる。実河川の河床材料は混合粒形であり、特に湾曲外岸など洗掘されやすい箇所の河床材料は粗くなり、河床が変化しづらくなる傾向があることが知られている。それに対し、本再現計算は均一粒径でおこなっているおり、少なからずそれらに起因して生じた差異があるものと推測される。そのため、計算結果はそれらを踏まえ、評価することが重要である。

なお、洪水時の河床変化の再現性向上には混合粒径モデルを導入するが考えられるが、実河川の河床材料分布は多様であり、データの不確実性も多いことから本研究では扱わない.



計算結果(HI8LPケータ(日)→流重ビーク(亦)→水位(塩減時(約300m3/s)(緑)→計算終了時

図 2-30 再現計算の最深河床高の位置変化

(2) 河岸侵食危険箇所の評価手法

河川管理上,河岸侵食危険箇所を予見し,必要な対策を取ることは非常に重要である.ここでは,斜面崩落モデルを用いた計算結果から,河岸侵食危険箇所を評価する手法について示す.

実務上,河岸侵食危険箇所は定量評価されることが望ましい. そこで,「河岸侵食が局所河床勾配が急になる箇所で生じること」,また,「局所勾配が急になる箇所は湾曲部外岸などの横断面最深河床高付近であること」を踏まえ,計算中の最深河床高の位置に着目し,計算中の最深河床高の位置変化をプロットした(図 2-30). 図 2-30 において洪水前測量の最深河床高位置が白線,洪水後測量の最深河床高位置が黄線である. 計算結果は①赤線(ピーク)→②緑線(水位減水時)→③青線(計算終了時)で示した.

いずれの時刻を評価するか?ではなく、最深河床高が河岸に近づくことは、それが河岸侵食を発生させ、ひいては破堤に至る可能性を示すものでもあるため、このように計算中の最深河床高の位置を追跡することで、河岸侵食危険箇所を評価することは有効と考えられる.

2.7 結論

本章では Nays2D の斜面崩落モデルの基礎式および数値解法ついて示した後に, H7年に開発土木研究所で実施された自由蛇行実験の再現計算をおこない斜面崩落モデルの特徴についてとりまとめた. さらに, 音更川の H23.9 月出水の再現計算をおこない現地適用性および結果の評価手法について考察をおこなった. 本章の結論を以下に示す.

- ① 斜面崩落モデルの特徴を以下に示す.
 - (ア)斜面崩落角が急勾配なほど河岸侵食が生じづらく,逆に緩勾配なほど 河岸侵食が生じやすい.
 - (イ)しかしながら、斜面崩落角の値は河岸構成材料の特性を踏まえ設定すべきである
 - (ウ)また、設定する斜面崩落角は、全計算領域に適用されるため、本来河 岸侵食が生じない箇所でも斜面崩落が生じ、流路形状を変化させる場 合がある、特に初期河床からの変化に留意すべきである
 - (エ)(ウ)により生じた流路形状変化により、実現象より河岸侵食量を過 小評価する場合がある
 - (オ)斜面崩落モデルでは、局所河床勾配の算定に格子幅を用いていることから、その局所河床勾配が河岸勾配を表現できる程度の格子幅を設定することが重要である
 - (カ)さらに、河岸侵食に流路形状が変化することを踏まえ、計算対象領域 全域で、(オ)を考慮した計算格子幅を設定することが重要である
- ② 実河川への適用にあたっては、①で示した特徴、及び、実現象と計算モデルの差異を踏まえ、計算結果を評価することが重要である.
- ③ 特に時間変化を追跡する場合には,実現象と計算結果に差異が生じる場合が多い.
- ④ さらに、実河川のような複雑な河床形状下の計算結果を評価する場合、最深河床高の位置の移動に着目した評価が河岸侵食危険箇所を特定する上で有功である.

前頁を踏まえ、長期的な流路変化追跡モデル構築に向けた課題を下記のとおり抽出した.

【課題1】

土砂水理量にもとづいて河岸侵食箇所や侵食量を評価できるモデル化が必要である

【課題2】

計算格子幅に依存せず, 河岸勾配を評価できるモデル化が必要である

【課題3】

より格子数を削減できるモデル化が必要である

参考文献

- [1] iRIC Project, http://i-ric.org/
- [2] iRIC Project: iRIC software Nays2D Solver Manual, http://i-ric.org/
- [3] 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, 土木学会論文集,第 206 号, pp.59·69, 1972.
- [4] 岩垣雄一: 限界掃流力の流体力学的研究, 土木学会論文集, 第 41 号, pp.1-21, 1956.
- [5] Engelund, F.: Flow and Bed Topography in Channel Bend, Jour. of Hydr. Div., ASCE, Vol. 100. HY11, pp. 1631-1648, 1974.
- [6] 長谷川和義:沖積蛇行の平面および河床形状と流れに関する水理学的研究,北海道大学博士論文, pp.1-184,1984.
- [7] 清水康行:河道平面形状の形成における河床・河岸の変動特性の相互関係について、水工学論文集 第47巻,2003年2月.
- [8] Yabe, T., Ishikawa, T.: A Numerical Cubic-Interpolated Pseudoparticle(CIP) Method without Time Splitting Technique for Hyperbokic Equations, Journal of the Physical Society of Japan, Col. 59, No. 7, pp. 2301-2304, 1990.
- [9] 大川秀典,清水康行,長谷川和義,鳥谷部寿人:蛇行河川の流路変動に関する研究・その2,土木学会北海道支部 論文報告集,第52号(B).
- [10] 清水康行, Marco Tubino, 渡邊康玄: 自由砂州と固定砂州の共鳴条件に おける河床変動計算, 水工学論文集 第36巻, 1992年2月.
- [11] 清水康行,渡邊康玄,鳥谷部寿人:直線および蛇行河川の安定形状に関する研究,土木学会論文集,Vol.509/II-30,pp.67-78,1995年2月.
- [12] 黒木幹男,岸力:沖積地河道の河床形態・流れの形態の形成領域区分, 北海道大学工学部研究報告,118:47-58,1984-02-07.
- [13] 北海道開発局 開発土木研究所, 財団法人 河川環境管理財団:蛇行河 川水理実験検討業務, 平成7年度施行
- [14] 北海道開発局帯広開発建設部, 十勝川水系音更川蛇行特性を考慮した 河岸侵食対策, 平成 25 年 3 月

第3章 河岸移動モデルによる河岸侵食計算

3.1 概説

本研究では、洪水など短期的に流路形状を変化させる要因と長期間に渡り流路形状を変化させる要因の両方を考慮した計算モデルの開発を目的としている。本章では、第2章で抽出された課題を踏まえた<u>河岸侵食モデルを構築することを目的とする</u>.

第2章では、長期的な流路変化追跡モデル構築に向け、 $Nays2D^{[1]}$ 斜面崩落モデルを用いた計算をおこない、河岸侵食現象のモデル化手法について考察を行った。結果、以下3つの課題を挙げた。

- ① 砂水理量にもとづいて河岸侵食箇所や侵食量を評価できるモデル化が 必要である
- ② 計算格子幅に依存せず、河岸勾配を評価できるモデル化が必要である
- ③ より格子数を削減できるモデル化が必要である

本章では、①及び②に対して、河岸侵食による境界移動量を、Parker et al.[2011] ²³で提案された河岸侵食フレームワークを参考として算定するモデル(河岸移動モデル)を導入することとした。それらモデルについて詳述する。

また長期的な計算をおこなうことを想定した場合,③は計算時間に大きな影響を及ぼす.Nays2D^[1]のように計算領域を固定した計算モデルの場合,長期的な流路変化を踏まえて計算領域を予め設定する必要があることや,それにより流路変化と無関係な格子が多くなることから,計算時間が膨大になってしまう.一方本研究では,流路形状の変化に着目していること,また,流路形状は流路満杯程度の洪水時にそれが最も変化しやすいことから,流路から溢れる水の流れやそれが流路形状に及ぼす影響は小さいと仮定し,流路形状のみを計算対象領域とした計算モデルを構築することとした.すなわち,移動境界格子を用いたモデル化を行った.

構築した河岸移動モデルは、第2章同様に、H7年に開発土木研究所で実施された自由蛇行実験^[3]と H23年9月に音更川で生じた河岸侵食現象^[4]の再現計算を行なうことで、その計算精度や計算時間について考察を行った。また、構築した河岸移動モデルのパラメータ:河岸勾配に着目し、それを変化させた場合

の流路形状の変化について考察を行った. さらに,流路勾配や流量規模,初期流路幅・水深比の条件が異なる場合の流路形状の変化についても数値実験を通じて考察を行った.

3.2 河岸移動モデル

3.2.1 河岸移動モデル

河岸侵食の基礎的な考え方には、Parker ら^[2]により提案された河岸点の移動 速度のフレームワークを用いた.

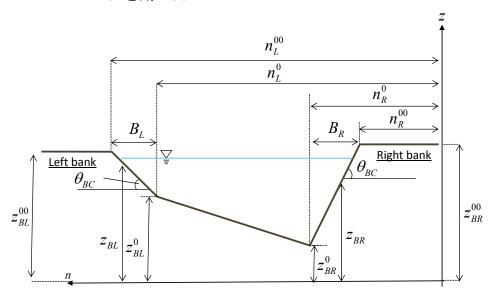


図 3-1 河岸侵食の基礎式導出に用いた各変数定義ダイアグラム

河岸移動モデルでは河岸を一定の勾配 $\tan \theta_{Bc}$ を有した斜面として考える. 今,直交・曲線座標(s-n)座標(s-n)を考えると,左右岸それぞれの河岸上の標高は以下で定義する.

右岸:
$$z_{BR} = z_{BR}^0 - (n - n_R^0) \tan \theta_{Bc}$$
 3-1

左岸:
$$z_{BL} = z_{BL}^0 + (n - n_L^0) \tan \theta_{Bc}$$
 3-2

ここで、 z_{BR} 、 z_{BL} は河岸上の標高、 n_R^0 、 n_L^0 は河岸と河床の境界点のn 座標値であり、 z_{BR}^0 、 z_{BL}^0 は n_R^0 、 n_L^0 点における標高である.

河岸上でも土砂収支の Exner 方程式が成立すると仮定し, (3-1)式および(3-2)をs-n座標上の Exner 方程式に代入する. 右岸について代入すると以下となる.

$$\frac{\partial z_{BR}}{\partial t} + \frac{1}{1 - \lambda} \left(\frac{\partial q_b^s}{\partial s} + \frac{\partial q_b^n}{\partial n} \right) = 0$$
3-3

$$\frac{\partial z_{BR}^{0}}{\partial t} + \tan \theta_{Bc} \left(\frac{\partial n_{R}^{0}}{\partial t} - \frac{\partial n}{\partial t} \right) + \frac{1}{1 - \lambda} \left(\frac{\partial q_{b}^{s}}{\partial s} + \frac{\partial q_{b}^{n}}{\partial n} \right) = 0$$
3-4

時間tと座標軸nはそれぞれ独立であるため、以下のように整理できる.

$$\frac{\partial z_{BR}^{0}}{\partial t} + \tan \theta_{Bc} \frac{\partial n_{R}^{0}}{\partial t} + \frac{1}{1 - \lambda} \left(\frac{\partial q_{b}^{s}}{\partial s} + \frac{\partial q_{b}^{n}}{\partial n} \right) = 0$$
3-5

河床と河岸の境界点から氾濫原まで (3-5)式を積分する.

$$\int_{n=n_R^{00}}^{n=n_R^{00}} \left[\frac{\partial z_{BR}^0}{\partial t} + \tan \theta_{Bc} \frac{\partial n_R^0}{\partial t} + \underbrace{\frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_b^s}{\partial s} + \frac{\partial q_b^n}{\partial n} \right)}_{(3)} \right] dn = 0$$
3-6

(3-6)式の(1)は、河岸近傍の河床変動速度であり積分変数 $_n$ に依存しない量である。そのため、積分結果は以下となる。

$$\int_{n=n_{p}^{00}}^{n=n_{R}^{0}} \frac{\partial z_{BR}^{0}}{\partial t} dn = \frac{\partial z_{BR}^{0}}{\partial t} \left(n_{R}^{0} - n_{R}^{00} \right) = B_{R} \frac{\partial z_{BR}^{0}}{\partial t}$$

$$3-7$$

ここで、 B_R は右岸の河岸幅である.

(3-6)式の(2)に含まれる $\tan \theta_{Bc}$ は定数であり、また、 $\partial n_R^0/\partial t$ は河岸点移動速度を表す項であり積分変数n に依存しない量である.そのため、積分結果は以下となる.

$$\int_{n=n_R^0}^{n=n_R^0} \tan \theta_{Bc} \frac{\partial n_R^0}{\partial t} dn = \tan \theta_{Bc} \left(n_R^0 - n_R^{00} \right) \frac{\partial n_R^0}{\partial t} = \tan \theta_{Bc} B_R \frac{\partial n_R^0}{\partial t}$$
3-8

(3-6)式の(3)について λ は定数である。第1項目については、 $\partial q_b^s/\partial s$ は積分変数nに依存しない量である。そのため、

$$\int_{n=n_R^{00}}^{n=n_R^0} \frac{\partial q_b^s}{\partial s} dn = \frac{\partial q_b^s}{\partial s} \left(n_R^0 - n_R^{00} \right) = B_R \frac{\partial q_b^s}{\partial s}$$
 3-9

(3-6)式の(3)の第2項目について、 $\partial q_b^n / \partial n$ は積分変数n に依存する量であり、その積分結果は以下となる.

$$\frac{1}{1-\lambda} \int_{n=n_R^{00}}^{n=n_R^{0}} \frac{\partial q_b^n}{\partial n} dn = \frac{1}{1-\lambda} \left[q_b^n \right]_{n=n_R^{00}}^{n=n_R^{0}} = \frac{1}{1-\lambda} \left(q_b^n \Big|_{n=n_R^{0}} - q_b^n \Big|_{n=n_R^{00}} \right)$$
3-10

 $q_b^n|_{n=n_b^\infty}$ は、はん濫原上端からの供給土砂量を意味するため、 $q_b^n|_{n=n_b^\infty}=0$ である.整理すると以下となる.

$$\int_{n=n_{R}^{0}}^{n=n_{R}^{0}} \left[\frac{\partial z_{BR}^{0}}{\partial t} + \tan \theta_{Bc} \frac{\partial n_{R}^{0}}{\partial t} + \underbrace{\frac{1}{1-\lambda} \left(\frac{\partial q_{b}^{s}}{\partial s} + \frac{\partial q_{b}^{n}}{\partial n} \right)}_{(3)} \right] dn$$

$$= B_{R} \frac{\partial z_{BR}^{0}}{\partial t} + \tan \theta_{Bc} B_{R} \frac{\partial n_{R}^{0}}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \left[B_{R} \frac{\partial q_{b}^{s}}{\partial s} + q_{b}^{n} \Big|_{n=n_{R}^{0}} \right] = 0$$
3-11

上式を河岸点移動速度 $\partial n_R^0/\partial t$ について整理すると、以下となる.

$$\frac{\partial n_R^0}{\partial t} = -\frac{1}{\tan \theta_{Bc}} \left[\frac{\partial z_{BR}^0}{\partial t} + \frac{1}{1 - \lambda} \left(\frac{\partial q_b^s}{\partial s} + \frac{1}{B_R} q_b^n \Big|_{n = n_R^0} \right) \right]$$
 3-12

(3-12)式が右岸点の移動速度式である. 左岸についても同様の手順で河岸の移動速度式を導出したものが以下である.

$$\frac{\partial n_L^0}{\partial t} = \frac{1}{\tan \theta_{Bc}} \left[\frac{\partial z_{BL}^0}{\partial t} + \frac{1}{1 - \lambda} \left(\frac{\partial q_b^s}{\partial s} - \frac{1}{B_L} q_b^n \Big|_{n = n_L^0} \right) \right]$$
 3-13

横断方向の座標軸nの定義により符号が異なる場合があることに留意する必要がある.また,式中に表れる各項は以下の考えで取扱うこととする.

$$\frac{\partial z_{BR}^{0}}{\partial t}, \frac{\partial z_{BL}^{0}}{\partial t}$$

この項は河岸近傍での河床変動速度を意味する. そのため、おおまかな近似として左右岸それぞれに最も近いセルで算定される河床変動速度とする.

$$\frac{\partial q_b^s}{\partial s}$$

この項は河岸上における縦断方向流砂量の収支である。河岸勾配 $\tan \theta_{Bc}$ が急であればあるほど、また、計算格子の流下方向距離が長くなるほどあまり重要な項とはならないと考えられる。おおまかな近似としてはこの項は無視しても良いと考えられる。

$$\left.q_b^n\right|_{n=n_R^0},q_b^n\right|_{n=n_L^0}$$

この項は河岸と河床の境界点で算定される横断方向流砂量である。河岸から の流砂量式については未だ不明な点が多いが、おおまかな近似として、横断方 向流砂量式が適用できるとして考える。また、横断方向流砂量を算定するとき に利用する無次元掃流力は以下として定義する。

$$\tau_*|_{bank} = \varphi \, \tau_*|_{near_bed}$$
 3-14

すなわち、河岸に働く無次元掃流力は、河岸近傍で算定された無次元掃流力の φ 倍となるというものである。河岸状況により様々な値となることが想定されるが、 $Lane^{[5]}$ などによると概ね $\varphi=0.4\sim0.8$ であることが報告されている。

河岸点の移動速度式は,直交・曲線座標(s-n)座標)上で導出したものであり,流れや河床変動と同様に一般座標での表記に変換して計算する必要がある.本モデルでは,河岸近傍で $s-n \approx \tilde{\xi}-\tilde{\eta}$ と考え,河岸点の移動速度式の座標変換をおこなった.右岸の河岸点移動速度式を一般座標系に変換すると以下となる.

$$\begin{split} \frac{\partial n_{R}^{0}}{\partial t} &= -\frac{1}{\tan \theta_{Bc}} \left[\frac{\partial z_{BR}^{0}}{\partial t} + \frac{1}{1 - \lambda} \left(\frac{\partial q_{b}^{s}}{\partial s} + \frac{1}{B_{R}} q_{b}^{n} \Big|_{n = n_{R}^{0}} \right) \right] \\ &\approx -\frac{1}{\tan \theta_{Bc}} \left[\frac{\partial z_{BR}^{0}}{\partial t} + \frac{1}{1 - \lambda} \left(\frac{\partial q_{b}^{\tilde{\xi}}}{\partial \tilde{\xi}} + \frac{1}{B_{R}} q_{b}^{\tilde{\eta}} \Big|_{\tilde{\eta} = \tilde{\eta}_{R}^{0}} \right) \right] \\ &= -\frac{1}{\tan \theta_{Bc}} \left[\frac{\partial z_{BR}^{0}}{\partial t} + \frac{1}{1 - \lambda} \left(\xi_{r} \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{q_{b}^{\xi}}{\xi_{r}} \right) + \frac{1}{B_{R}} \frac{1}{\eta_{r}} q_{b}^{\eta} \Big|_{\eta = 0} \right) \right] \end{split}$$

同様に,左岸は以下となる.

$$\frac{\partial n_{L}^{0}}{\partial t} = \frac{1}{\tan \theta_{Bc}} \left[\frac{\partial z_{BL}^{0}}{\partial t} + \frac{1}{1 - \lambda} \left(\frac{\partial q_{b}^{s}}{\partial s} - \frac{1}{B_{L}} q_{b}^{n} \Big|_{n = n_{L}^{0}} \right) \right]$$

$$\approx \frac{1}{\tan \theta_{Bc}} \left[\frac{\partial z_{BL}^{0}}{\partial t} + \frac{1}{1 - \lambda} \left(\frac{\partial q_{b}^{\xi}}{\partial \tilde{\xi}} - \frac{1}{B_{L}} q_{b}^{\tilde{\eta}} \Big|_{\tilde{\eta} = \tilde{\eta}_{L}^{0}} \right) \right]$$

$$= \frac{1}{\tan \theta_{Bc}} \left[\frac{\partial z_{BL}^{0}}{\partial t} + \frac{1}{1 - \lambda} \left(\xi_{r} \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{q_{b}^{\xi}}{\xi_{r}} \right) - \frac{1}{B_{L}} \frac{1}{\eta_{r}} q_{b}^{\eta} \Big|_{\eta = 1} \right) \right]$$
3-16

なお,上記座標変換には以下を用いた.

$$q_{b}^{s} \approx q_{b}^{\tilde{\xi}} = \frac{\partial \tilde{\xi}}{\partial \xi} q_{b}^{\xi} = \frac{1}{\xi_{r}} q_{b}^{\xi}$$

$$q_{b}^{n} \approx q_{b}^{\tilde{\eta}} = \frac{\partial \tilde{\eta}}{\partial \eta} q_{b}^{\eta} = \frac{1}{\eta_{r}} q_{b}^{\eta}$$

$$3-17$$

$$\frac{\partial q_{b}^{s}}{\partial s} \approx \frac{\partial q_{b}^{\tilde{\xi}}}{\partial \tilde{\xi}} = \frac{\partial}{\partial \tilde{\xi}} \left(\frac{q_{b}^{\xi}}{\xi_{r}} \right) \\
= \left(\frac{\partial \xi}{\partial \tilde{\xi}} \frac{\partial}{\partial \xi} + \frac{\partial \eta}{\partial \tilde{\xi}} \frac{\partial}{\partial \eta} \right) \left(\frac{q_{b}^{\xi}}{\xi_{r}} \right) \\
= \xi_{r} \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{q_{b}^{\xi}}{\xi_{r}} \right)$$
3-18

3.2.2 粘着性土層 (Slump Block) の影響

Parker ら[2011]^{[2][7]}, 上記河岸移動方程式の中に, 粘着性土塊が河岸侵食を抑制する効果係数: Kを導入し, 粘着性土層の効果を考慮している. 河岸移動方程式3-15式および3-16式は以下のように書ける.

[左岸の移動速度式]

$$\frac{\partial n_{R}^{0}}{\partial t} = -\frac{1}{\tan \theta_{Bc}} \left[\frac{\partial z_{BR}^{0}}{\partial t} + \frac{K}{1 - \lambda} \left(\xi_{r} \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{q_{b}^{\xi}}{\xi_{r}} \right) + \frac{1}{B_{R}} \frac{1}{\eta_{r}} q_{b}^{\eta} \Big|_{\eta = 0} \right) \right]$$
 3-19

[右岸の移動速度式]

$$\frac{\partial n_L^0}{\partial t} = \frac{1}{\tan \theta_{Bc}} \left[\frac{\partial z_{BL}^0}{\partial t} + \frac{K}{1 - \lambda} \left(\xi_r \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{q_b^{\xi}}{\xi_r} \right) - \frac{1}{B_L} \frac{1}{\eta_r} q_b^{\eta} \bigg|_{\eta = 1} \right) \right]$$
3-20

Kは粘着性土塊による河岸侵食を抑制する効果を示す係数であり、以下のように定義する.

$$K = \begin{cases} 1 - \left(\frac{A_{chunk}}{D_{chunk}B_*}\right), & 0 < \frac{A_{chunk}}{D_{chunk}B_*} < 1\\ 0, & \frac{A_{chunck}}{D_{chunk}B_*} > 1 \end{cases}$$
3-21

ここで, A_{chunk} は単位河岸長当りで Slump Block が河床を Armoring する体積[L^2], D_{chunk} は Slump Block の直径[L], B_* は河岸幅[L]であり, B_L または B_R に相当する.

Slump Blockが河床をArmoringする体積 A_{chunk} は、3-22式で表すことができる.

$$\frac{dA_{chunk}}{dt} = q_{chunk} - \frac{A_{chunk}}{T_{chunk}}$$
3-22

ここで、 T_{chunk} はSlump Blockが崩壊するまでに要する時間[T]である. つまり、単位河岸長あたりで崩落するSlump Blockの体積を q_{chunk} とし、河床をArmoringする体積 A_{chunk} を増やす、一方、河床をArmoringしているSlump Blockは流水により洗掘され溶け出す分減少するとして表現できるとしている.

なお、 q_{chunk} は単位河岸長当りで崩落する $Slump\ Block$ の体積 $[L^2]$ であり、以下で算出する.

$$q_{chunk} = \Delta n \cdot H_c$$
 3-23

ここで、 H_c は Slump Block の厚さ[L]、 Δn は単位時間当たりの河岸浸食量[L]であり、 $\partial n_L^0/\partial t$ または $\partial n_R^0/\partial t$ に相当する。 T_{chunk} は1つの SlumpBlock が水に溶けてなくなるまでに要する時間として、以下で算出する。

$$T_{chunk} = \frac{D_{chunk}}{2 \times Es}$$

ここで、 E_s は Slump Block の侵食速度[L/T]であり、西森ら $^{[6]}$ によって以下の算定式が提案んされている.

$$Es = \alpha \times u_*^3 \times R_{wc}^{2.5}$$
 3-25

ここで、 α は水温などによって決まる係数、u*は摩擦速度[L/T]、 R_{wc} は粘着性土塊の含水率[-]である。しかしながら、この式は実験式であり α が次元を有するため、本実験式の適用範囲には留意する必要がある.

なお、本章の計算では SlumpBlock モデルは用いない. 上記 SlumpBlock モデルは第5章の計算で用いる.

3.2.3 河岸侵食の計算

本モデルにおける河岸侵食は、河岸点の移動速度式(3-15)及び(3-16)式を計算することで計算される. 物理量を考えやすくするため次元を有する $\tilde{\xi}$, $\tilde{\eta}$ 座標上で式の離散化をおこなう.

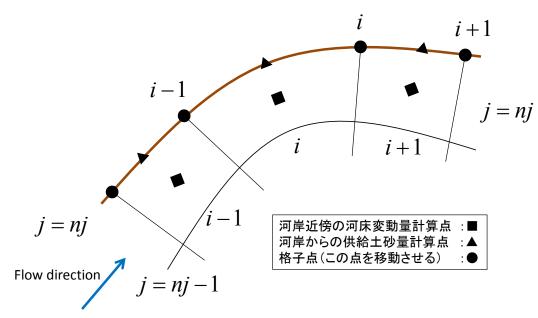


図 3-2 河岸侵食計算と各項の計算点位置(左岸を例として)

移動させる格子点位置と河床変動量及び河岸からの供給土砂量の計算点位置 が異なっている。そのため、セル境界における移動量を計算した後、それを線 形内挿し、各格子点の移動量を計算することにする。以下に計算手順を示す。

① 河岸からの供給土砂量を以下で計算する.

$$q_{b}^{\tilde{\eta}}|(i,nj) = q_{b}^{s}|_{vp}^{i,nj} \left[\frac{u_{b}^{\tilde{\eta}}|_{vp}^{i,nj}}{V_{b}|_{vp}^{i,nj}} - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_{s}\mu_{k}\tau_{*}|_{vp}^{i,nj}}} \left(\frac{\partial z_{b}}{\partial \tilde{\eta}}|_{vp}^{i,nj} + \cos\psi|_{vp}^{i,nj} \frac{\partial z_{b}}{\partial \tilde{\xi}}|_{vp}^{i,nj} \right) \right]$$

$$3-26$$

$$q_{b}^{\tilde{\eta}}|(i,0) = q_{b}^{s}|_{vp}^{i,0} \left[\frac{u_{b}^{\tilde{\eta}}|_{vp}^{i,0}}{V_{b}|_{vp}^{i,0}} - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\mu_{s}\mu_{k}\tau_{*}|_{vp}^{i,0}}} \left(\frac{\partial z_{b}}{\partial \tilde{\eta}}|_{vp}^{i,0} + \cos\psi|_{vp}^{i,0} \frac{\partial z_{b}}{\partial \tilde{\xi}}|_{vp}^{i,0} \right) \right]$$
3-27

ここで、 $\cos y|_{vp}^{i,0},\cos y|_{vp}^{i,nj}$ は河岸に最も近いセル中心で算定された値を用いる.

以降,上添え字i,0及びi,njがついた値の計算方法を以下に示す.

 $\tau_*|_{r_p}^{r_0}, \tau_*|_{r_p}^{r_n}$ は河岸上の無次元掃流力であり,(3-14)式において $\varphi = 0.5$ として計算した.すなわち,

$$\tau_*|_{vp}^{i,0} = 0.5 \times \tau_*(i,1)$$

$$\tau_*|_{vp}^{i,nj} = 0.5 \times \tau_*(i,nj)$$
3-28

掃流流砂量及び河床近傍流速は、計算領域外のセルでそれら値がゼロであると して、線形内挿により以下で与えた.

$$q_b^{s|i,nj}_{vp} = \frac{q_b^s(i,nj) + 0}{2} = 0.5 \times q_b^s(i,nj)$$

$$q_b^{s|i,0}_{vp} = \frac{q_b^s(i,1) + 0}{2} = 0.5 \times q_b^s(i,1)$$
3-29

$$u_{b}^{\tilde{\eta}}\Big|_{vp}^{i,nj} = \frac{u_{b}^{\tilde{\eta}}(i,nj) + 0}{2} = 0.5 \times u_{b}^{\tilde{\eta}}(i,nj)$$

$$u_{b}^{\tilde{\eta}}\Big|_{vp}^{i,0} = \frac{u_{b}^{\tilde{\eta}}(i,1) + 0}{2} = 0.5 \times u_{b}^{\tilde{\eta}}(i,1)$$
3-30

$$\begin{aligned} V_b \big|_{vp}^{i,nj} &= \frac{V_b(i,nj) + 0}{2} = 0.5 \times V_b(i,nj) \\ V_b \big|_{vp}^{i,0} &= \frac{V_b(i,1) + 0}{2} = 0.5 \times V_b(i,1) \end{aligned}$$
 3-31

河岸勾配の横断勾配は、河岸近傍セルの河床高と河岸高から算出する.

$$\begin{split} \frac{\partial z_b}{\partial \tilde{\eta}} \bigg|_{vp}^{i,nj} &= \frac{z_{BL}^{00}(i) - z_b(i,nj)}{\Delta \tilde{\eta}} \\ \frac{\partial z_b}{\partial \tilde{\eta}} \bigg|_{vp}^{i,0} &= \frac{z_b(i,1) - z_{BR}^{00}(i)}{\Delta \tilde{\eta}} \end{split}$$
 3-32

ここで $z_{RL}^{00}(i), z_{RR}^{00}(i)$ は氾濫原の高さ、すなわち河岸上端部の高さであり、与条件として設定する.

河岸勾配の縦断勾配は,河岸近傍セルの河床高からから算出する.

$$\frac{\partial z_b}{\partial \tilde{\xi}} \Big|_{v_p}^{i,nj} = \frac{z_b(i+1,nj) - z_b(i-1,nj)}{2\Delta \tilde{\xi}}$$

$$\frac{\partial z_b}{\partial \tilde{\xi}} \Big|_{v_p}^{i,0} = \frac{z_b(i+1,1) - z_b(i-1,1)}{2\Delta \tilde{\xi}}$$
3-33

② ①で計算された値を用いて、河岸移動量を以下のように計算する. なお、河岸勾配が河道勾配よりも十分に大きい場合を想定し、河岸沿いの土砂収支が河岸侵食に及ぼす影響は小さいと考え $\frac{\partial q_b^{\tilde{\xi}}}{\partial \tilde{\xi}}$ の項は無視する.

$$\Delta \tilde{n}_{R}^{0}(i) = \frac{\Delta t}{\tan \theta_{Bc}} \left[\frac{\partial z_{b}}{\partial t}(i,1) + \frac{1}{1-\lambda} \frac{1}{B_{R}} q_{b}^{\tilde{\eta}} \Big| (i,0) \right]$$

$$\Delta \tilde{n}_{L}^{0}(i) = \frac{\Delta t}{\tan \theta_{Bc}} \left[\frac{\partial z_{b}}{\partial t}(i,nj) - \frac{1}{1-\lambda} \frac{1}{B_{L}} q_{b}^{\tilde{\eta}} \Big| (i,nj) \right]$$
3-34

ここで、 B_R,B_L は河岸幅であり、与条件として設定する、 $^{\Delta \tilde{n}_R^0,\Delta \tilde{n}_L^0}$ が河岸侵食により河岸点が移動する距離(+の値として)として算出できるよう $^{\Delta \tilde{n}_R^0}$ の計算式から先頭の負の符号を削除している。

③ ②で算定された $\Delta \tilde{n}_R^0$, $\Delta \tilde{n}_L^0$ はセル境界の値であるので、線形内挿により格子点の移動量を計算する

$$\Delta n_R^{00}(i) = \frac{\Delta \tilde{n}_R^0(i+1) + \Delta \tilde{n}_R^0(i)}{2}$$

$$\Delta n_L^{00}(i) = \frac{\Delta \tilde{n}_L^0(i+1) + \Delta \tilde{n}_L^0(i)}{2}$$
3-35

④ ③で算定された格子点の移動量を用いて格子点を更新するべきであるが、格子点移動後の計算領域境界がガタガタな形状になり、計算に不適切な格子形状が形成される場合があるため、河岸点移動後の格子境界形状を滑らかにする(スムージング)、スムージングの処理は Crosato^[8]を参考に以下のように移動量を平均化する. ここで m は上流または下流方向に平滑化する格子点の数であり、計算格子幅を考慮して設定する.

$$\Delta n_R^0(i) = \frac{1}{2m+1} \sum_{k=i-m}^{i+m} \Delta n_R^{00}(k)$$

$$\Delta n_L^0(i) = \frac{1}{2m+1} \sum_{k=i-m}^{i+m} \Delta n_L^{00}(k)$$
3-36

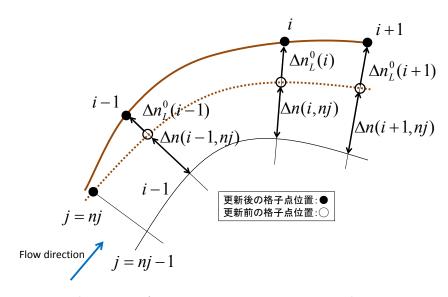


図 3-3 河岸侵食モデルによる格子点の移動(左岸を例として)

⑤ ④で算定された Δn_R^0 , Δn_L^0 を用いて格子点を移動させる. 格子点の移動は河岸近傍の格子線の方向角を利用し、 Δn_R^0 , Δn_L^0 計算領域を広げる方向に移動させる. 更新後の座標値には(n+1)を更新前の座標値には(n)を付与した.

<左岸格子点>

$$\alpha = 1 + \frac{\Delta n_L^0(i)}{\Delta n(i, nj)}$$

$$x^{(n+1)}(i, nj) = x^{(n)}(i, nj - 1) + \alpha \left(x^{(n)}(i, nj) - x^{(n)}(i, nj - 1) \right)$$

$$y^{(n+1)}(i, nj) = y^{(n)}(i, nj - 1) + \alpha \left(y^{(n)}(i, nj) - y^{(n)}(i, nj - 1) \right)$$
3-37

<右岸格子点>

$$\alpha = 1 + \frac{\Delta n_R^0(i)}{\Delta n(i,1)}$$

$$x^{(n+1)}(i,0) = x^{(n)}(i,1) - \alpha \left(x^{(n)}(i,1) - x^{(n)}(i,0) \right)$$

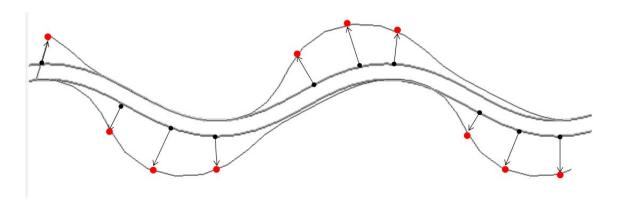
$$y^{(n+1)}(i,0) = y^{(n)}(i,1) - \alpha \left(y^{(n)}(i,1) - y^{(n)}(i,0) \right)$$
3-38

ここで An は、横断方向の格子幅である.

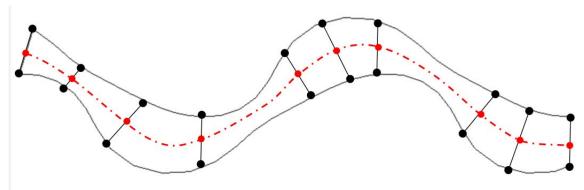
3.2.4 計算格子の更新

数値計算により方程式の解を適切に得るためには、計算格子の流下方向格子線と横断方向格子線が直交していることが望ましい。本計算モデルは一般座標系を用いているためある程度変形した格子でも適切な計算格子を得ることが可能である。しかしながら、座標変換係数や基礎式の微分項の2次オーダーより詳細な項は考慮していないため、流下方向と横断方向の格子線が歪んで交差するとそれらの項が重要な項となってくる。そのような場合には、計算結果が方程式の解とは異なる値となる[9].

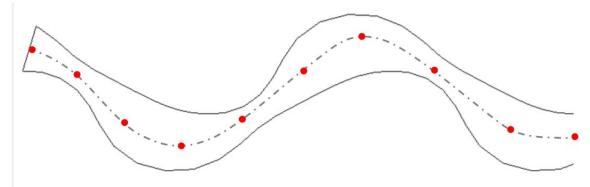
計算初期の格子は流路形状にあわせて可能な限り流下方向および横断方向の格子線が直交するよう作成している。しかしながら、河岸侵食により河岸、すなわち、計算領域境界が移動すると徐々に計算領域が変化することになる。そのため計算初期に流下方向と横断方向の格子線が直交するよう計算格子を設定したとしても、計算領域の変化とともに格子形状が変化し、数値計算の精度を悪化させるような格子形状となる場合がある。そのため、本計算モデルでは計算領域の変化にともない計算格子を設定し直す処理をおこなった。次頁にその手順を示す。



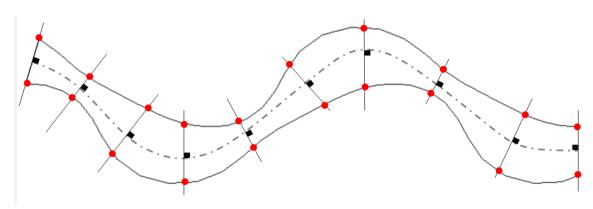
①河岸侵食により河岸境界点が移動する



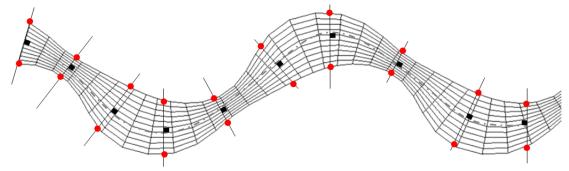
②河岸侵食により移動した左右岸境界格子点をそれぞれ直線で結び、その中央点を設定し、それら中央点を通る河道中央線を spline 曲線を設定する



③ ②で設定した河道中央線を流下方向分割数 ni で等分割し,新たな左右岸中央点として設定する



④ 河道中央線に直交し、左右岸中央点を通る直線と左右岸境界の交点を新たな左右岸河岸境界格子点とする



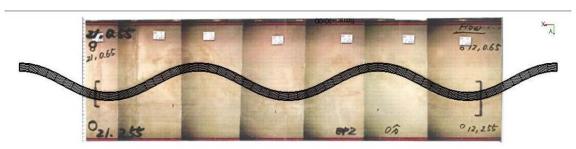
⑤ ④で設定した新たな左右岸境界格子点を横断方向 nj 分割し新たな格子点とする

3.3 河岸侵食実験の再現計算と考察

ここでは河岸移動モデルにより平成7年に開発土木研究所(現:寒地土木研究所)で実施された自由蛇行実験^[3]の再現計算をおこなう.計算結果は実験結果および斜面崩落モデルの計算結果と比較し、考察を加える.

3.3.1 計算条件

計算では実験の低水路部分のみを計算領域とし、流下方向 20 分割/1 波長、横断方向 10 分割の計算格子を用いた. なお、流路形状は実験と同じである. 計算では実験と同じ $0.0015[m^3/s]$ 一定を通水し、流路形状の変化を確認した. なお、河岸移動モデルに必要な与条件は、河岸勾配 $\tan\theta_{Bc}=0.5$ 、河岸幅 $B_R=B_L=0.01[cm]$ とした.



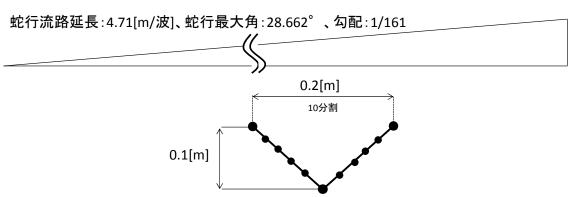


図 3-4 再現計算に用いた計算格子

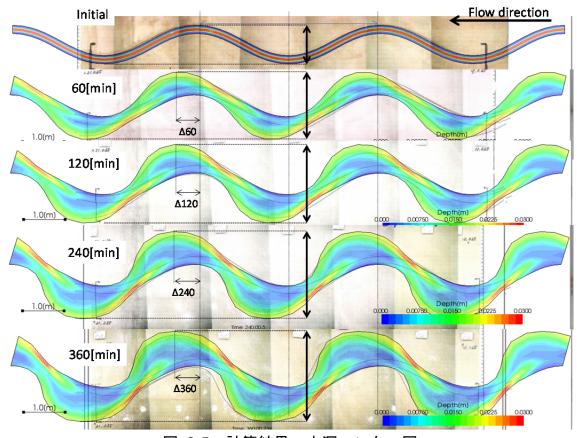


図 3-5 計算結果 水深コンター図

3.3.2 計算結果と考察

計算結果の水深コンター図を図 3-5 に示す. 図中の背景写真は実験で各時間に撮影された流路形状であり、黒点線が各時刻の流路包絡線を表している.

流路形状の変化について、初期流路形状から湾曲外岸下流部に侵食が進行し、流路幅が徐々に広がっていくことが確認できる。実験写真と比較すると通水開始から120分後頃までは計算のほうがやや河岸侵食が速く進んでいる。また、図2-11で示したように湾曲部やや上流部に水深の深い箇所が生じることも良く表現できており、全体を通して侵食速度や形状を非常によく再現できることが確認できる。

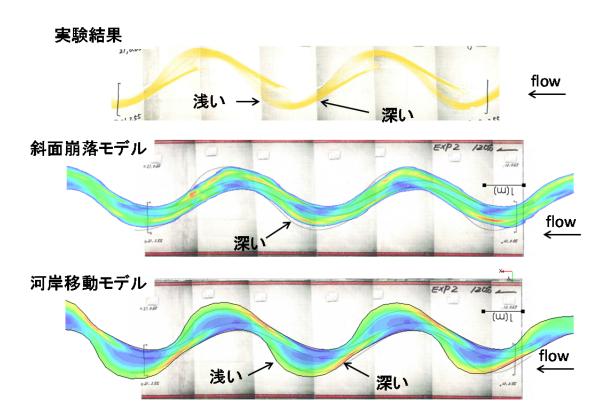


図 3-6 通水開始 120 分後の流路形状の比較 実験結果(上)・斜面崩落モデル (中)・河岸移動モデル(下)

通水開始 120 分後の河岸移動モデルによる流路形状を実験結果及び斜面崩落 モデルの計算結果と比較した(図 3-6).

実験結果は、湾曲部外岸頂部付近では水深が浅い.これは湾曲頂部で河岸侵食が活発に生じるものの、それにともない河岸から河床に土砂が供給されているためと推察される。また、湾曲部やや上流外岸、および、湾曲やや下流内岸部で水深が大きくなる傾向がみられる。当該箇所は、流水蛇行が切り替わる箇所で流水が集中するため当該箇所からの流出土砂量が大きい。それに対し、当該箇所の上流(湾曲部内岸)は水ほぼ流れておらず、上流からの土砂供給量がほぼないためと推察される。さらに河岸の侵食も生じていないため、河岸からの土砂供給量も小さく、土砂がほぼ供給されない領域であるため、洗掘が進行し、結果、水深が深くなったと考えられる。

河岸移動モデルの計算結果は、斜面崩落モデルの結果よりも実験結果の特徴をよく表現できていることが確認できる。斜面崩落モデルでは、内岸側にも流

路が広がったのに対し、河岸移動モデルでは、土砂水理量に基づいき河岸侵食量を評価しているため、内岸側の侵食はみられない。そのため、河岸侵食箇所をより適切に表現できているためと考えられる。さらに、河岸勾配を計算格子幅に依存せずに評価していることや、流路形状に沿った計算格子を用いていることから、格子幅や格子形状が計算結果に及ぼす影響が小さくなったためと考えられる。

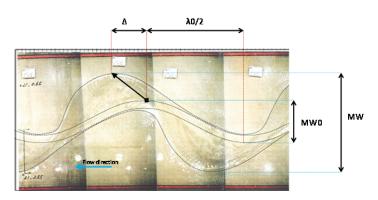


図 3-7 湾曲頂点の移動を分析するために定義した頂点移動距離・蛇行幅

ここで河岸侵食による湾曲頂点の移動を分析するため,頂点移動距離,蛇行幅を定義する(図 3-7). Δ は流下方向に蛇行頂部が移動した距離, λ 0 は初期蛇行波長,MW0 は初期蛇行振幅,MW は各時間の蛇行振幅を意味する.

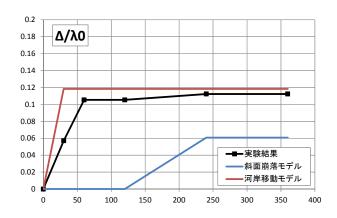


図 3-8 頂点移動距離について

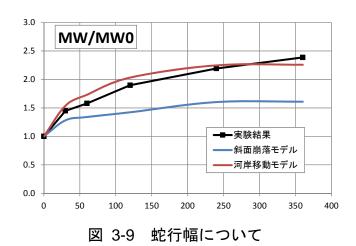


図 3-8 は湾曲頂点が時間とともに流下方向へ移動した距離を意味する.実験では、湾曲頂部が通水開始後初期に下流側に移動するものの、波長の 1 割程度移動した後はそれほど移動しなくなる. 河岸移動モデルでも同様の傾向を表現できている. 一方、斜面崩落モデルでは湾曲頂部の移動があまり明確でなく、最終的にその移動量は実験結果に比べ小さい.

図 3-9 は蛇行振幅がの増幅率を意味する.実験では通水開始直後が最も増幅率が大きく、徐々に振幅を増幅させている.通水終了時刻になってもそれほど増幅率が低下がみられない.河岸移動モデルでも同様の傾向が現れているものの、蛇行振幅が増加に伴い、増幅率が低下する傾向がみられる.しかしながら、実験の再現性は非常に良い.なお、グラフ中には斜面崩落モデルの結果もあわせて示したが、再現性は低いようである.

このように河岸移動モデルは、湾曲頂部の時間変化を精度よく表現できるモデルであることが確認できる.

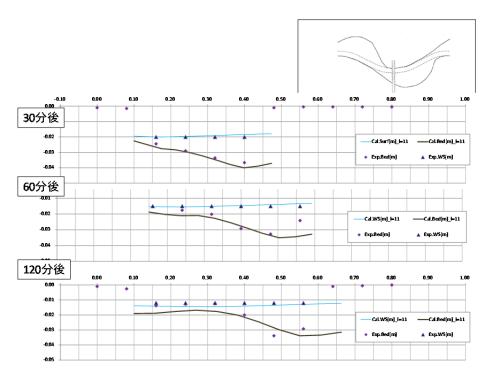


図 3-10 湾曲部の横断面比較

図 3-10 に湾曲部の一断面で計測された河床横断形状および水位と計算結果を比較したものを示す. 河岸移動モデルでは, 移動格子を用いているため, 格子位置が時々刻々変化するため, 実験観測地点と同じ位置で河床や水位の値を比較できないが, 実験観測地点周辺で算定された値との比較から, 横断形状についても, 再現が良好であることが確認できる.

以上の検証からも模型実験スケールの河岸侵食現象の再現性が高いモデルが構築できたと考えられる.

3.4 河岸移動モデルを用いた数値実験

ここでは本章で構築した河岸移動モデルの特性を確認するために数値実験をおこなった.数値実験では、河岸移動モデルのパラメータである「河岸勾配」の影響を確認する実験をおこなった (3.4.1).次に流路勾配の違いによる流路形状の変化を確認する実験をおこなった (3.4.2). さらに、初期流路幅・水深比の異なる流路の変化を確認する実験をおこなった. 計算に用いた土砂水理条件を以下に示す.

表 3-1 数値実験の条件一覧

	Case Name	流量[l/s]	川幅[m]	波長[m]	粒径[mm]	蛇行角(°)	ks	マニング 粗度	h0[m]	v0[m/s]	河岸勾配	勾配	Fr	t*	t*c	t*c/t*	B/h
1	1.Slope effect (tanc=0.5_ts=0.08_bh=10)																
	slope=0.006	1.5	0.20	4.71	0.950	28.662	0.0019	0.015	0.019	0.387	0.5	0.006	0.889	0.077	0.034	0.443	10.33
Г	slope=0.004	1.29	0.20	4.71	0.610	28.662	0.00122	0.014	0.019	0.334	0.5	0.004	0.768	0.077	0.034	0.443	10.36
	slope=0.002	1.25	0.20	4.71	0.090	28.662	0.00018	0.010	0.019	0.324	0.5	0.002	0.746	0.260	0.128	0.491	10.38
2	2.Shields Number effect (tanc=0.5_slope=0.006_bh=1					0)											
Г	ts=0.08	1.5	0.20	4.71	0.950	28.662	0.0019	0.015	0.019	0.387	0.5	0.006	0.889	0.077	0.034	0.443	10.33
	ts=0.11	1.6	0.20	4.71	0.610	28.662	0.00122	0.014	0.019	0.415	0.5	0.006	0.956	0.119	0.034	0.286	10.38
	ts=0.15	2.22	0.20	4.71	0.090	28.662	0.00018	0.010	0.019	0.573	0.5	0.006	1.316	0.810	0.114	0.141	10.33
3	3. Initial B/h effect (tanc=0.5_slope=0.006_ts=0.08)																
	bh=10	1.5	0.20	4.71	0.950	28.662	0.0019	0.015	0.019	0.387	0.5	0.006	0.889	0.077	0.034	0.443	10.33
	bh=20	3	0.40	4.71	0.950	28.662	0.0019	0.015	0.019	0.387	0.5	0.006	0.889	0.077	0.034	0.443	20.65
	bh=30	4.5	0.60	4.71	0.950	28.662	0.0019	0.015	0.019	0.387	0.5	0.006	0.889	0.077	0.034	0.443	30.98

3.4.1 河岸勾配について

河岸移動モデルでは河岸勾配を与条件として設定する必要がある. 3.3 の再現計算では河岸勾配を砂礫の水中安息角としたが,実河川では砂礫の水中安息角よりも急傾斜な河岸がよくみられる. そこで,ここでは与条件として与える河岸勾配を変化させた場合の計算結果の違いについて考察する.

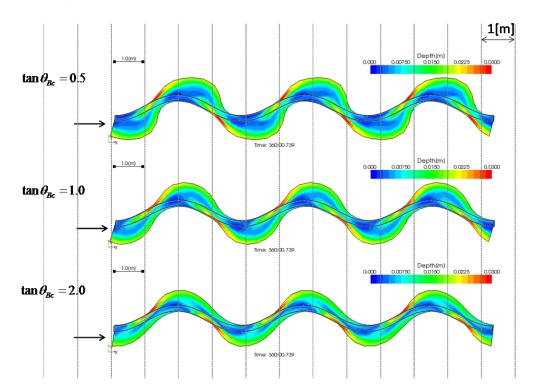


図 3-11 河岸勾配の違いによる流路変化の数値実験

図 3-11 に河岸勾配のみを変化させ,自由蛇行実験の再現計算をおこなった結果(360分後)の流路変化及び水深コンター図を示す.図中の黒線は初期流路形状である.

図 3-11 から河岸勾配が緩いほど侵食が進行し、流路幅が広がる傾向があることが確認できる。また、河岸勾配が緩勾配なほど、湾曲下流側への侵食が進行すること、流路内に形成される河床形状が異なることも水深コンターから読み取ることができる。

自由蛇行実験の再現計算では河床材料が砂であるため、砂の水中安息角程度を河岸勾配 $tan\theta_c$ =0.5 に設定することが妥当であったと考えられる. 一方で、図 3-11 のように、河岸勾配の違いにより流路幅の広がりに差異が生じ、流路形状や河床形状が異なることは、河岸移動モデルを用いる上で河岸勾配の設定が計算結果を左右する重要なパラメータになりうることを示唆している.

3.4.2 流路勾配について

ここでは流路勾配が異なる場合に河岸侵食によりどのように流路形状が変化するかを確認する. 計算諸条件は表 3-1 の通りである. 勾配を slope=0.002~0.006 まで変化させており、全ケースで同程度の流砂量が生じるよう、初期河床形状に対して等流水深を仮定した場合の無次元掃流力と無次元掃流力の比と流路幅・水深比は同じとしている.

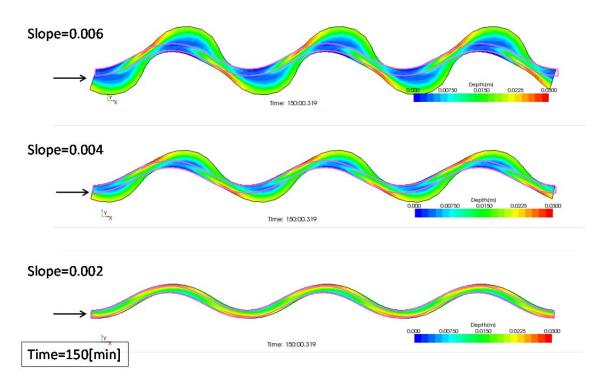


図 3-12 流路勾配の違いによる流路変化の数値実験

図 3-12 に計算結果を示す. 計算結果から流路勾配が急勾配なほど河岸侵食が進行しやすく, 緩勾配なほど河岸侵食が進行しないことが分かる. これは河岸で算定される流砂量が小さいためである.

数値実験の条件は、流砂量算定式に芦田・道上式を用いていることを踏まえ、 無次元掃流力と無次元限界掃流力の比が各数値実験で変化しないよう設定している.しかしながら、それにともない河床材料の粒径を変化させたため、流砂量算定式にある以下の項の値に差異が生じたためである.

 $\sqrt{sgd^3}$ 3-39

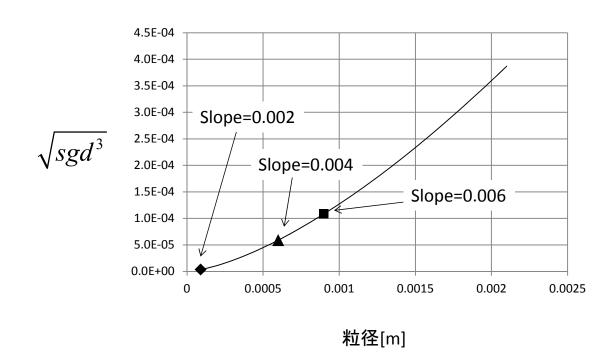


図 3-13 粒径と $\sqrt{sgd^3}$ の関係

粒径と $\sqrt{sgd^3}$ の関係を図 3-13 に示す.流砂量式: 2-24 において,無次元掃流力と無次元限界掃流力の比,および,限界摩擦速度と摩擦速度の比が各数値実験で同じ値だっとしても,粒径が異なることで $\sqrt{sgd^3}$ の値に大きな差異が生じる場合がある. つまり,実河川では,急勾配な上流域ほど河床材料粒径は粗く,緩勾配な下流域ほど河床材料は細かいことを踏まえた条件設定であり,かつ,勾配変化以外の要素が計算結果に及ぼす影響を可能な限り排除し設定した条件であったが,上記項の影響が大きく出る結果となった.

本数値実験の結果は、急勾配河川のほうが河岸侵食が発生しやすいことを示しており、実河川での現象とも合致している.

3.4.3 無次元掃流力について

ここでは無次元掃流力と無次元掃流力の比が、つまり河道に生じる流砂量が異なる場合に河岸侵食により、どのように流路形状が変化するかを確認する. 計算諸条件は表 3-1 の通りである. 無次元掃流力と無次元掃流力の比を $\tau_{*c}/\tau_*=0.14\sim0.45$ まで変化させており、全ケースで初期河床形状に対して等流水深を仮定した場合の流路幅・水深比は同じとしている.

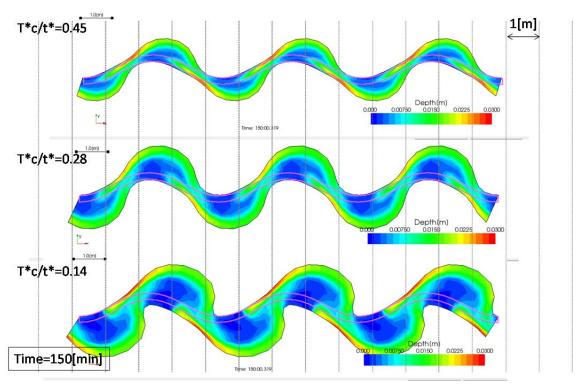


図 3-14 無次元掃流力の違いによる流路変化の数値実験

図 3-14 に計算結果を示す. 計算結果から τ_{*c}/τ_* が小さいほど、すなわち、流砂量が大きくなるほど河岸侵食が進行していることが確認できる. これは河岸移動量の算定に河岸からの流砂量を考慮しているためであり、流砂量が多くなる条件では、河岸からの流砂量も大きくなり、河岸侵食量が大きくなる. 本数値実験の条件は、同河道に対して異なる流量規模の洪水が発生した場合の河岸侵食状況を意味する. τ_{*c}/τ_* が小さいほど大規模な洪水を、 τ_{*c}/τ_* が大きいほど洪水規模は小さい. 大規模な洪水ほど河岸侵食が早く進行する結果となっている.

3.4.4 初期流路の川幅水深比について

ここでは初期流路の川幅水深、同程度の勾配の箇所にある川で、流路となり うる幅が異なった場合に、どのように流路形状が変化するかを確認する.計算 諸条件は表 3-1 の通りである.本実験では勾配や Fr 数、無次元掃流力は全ケー スで同じであり、川幅水深比のみが異なる.

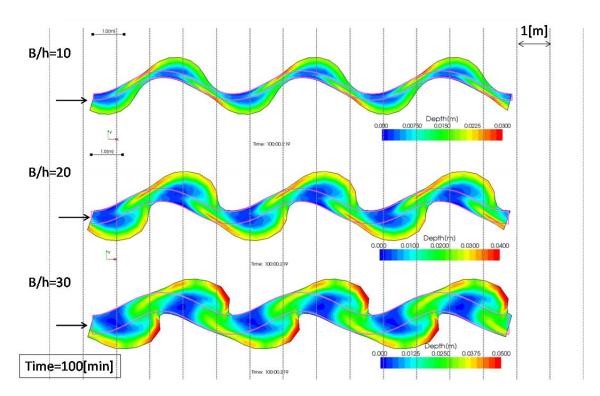


図 3-15 初期流路幅・水深比の違いによる流路変化の数値実験

図 3-15 に計算結果を示す. 川幅水深比が小さいほど, 初期蛇行振幅に対する振幅の増加率が大きい. また, 川幅水深比が大きいほど湾曲部が下流側に傾く傾向が確認できる.

3.4.5 まとめ

ここでは、河岸移動モデルを用いて河岸侵食特性およびモデル特性について 考察をおこなった.

3.4.1 では、急勾配なほど河岸侵食が進行しやすいことが確認された.

河岸移動モデルでは、河岸侵食量の算定に流砂量を用いている。ここで行った数値実験条件では、河床材料の粒径の差異が算定される流砂量に大きな差異をもたらしており、前記の結果となったとも考えられる。そのため、河岸移動モデルを用いる場合は、河岸構成材料に適した流砂量算定方法の選定することが重要となる。

- 3.4.2 では、無次元掃流力が大きいほど河岸侵食が進行しやすいことが確認された.このことは、同じ河道に対して大きな流量が流下すればするほど、急速に河岸侵食が進行することを意味している.
- 3.4.3 では、蛇行流路において、川幅水深比が大きいほど流路湾曲頂部が下流側へ移動しやすいことが示唆された。また、川幅水深比の違いにより、水深の深浅位置が異なることが示唆された。これは川幅水深比が大きいほど、流路形状と流線形状が異なり、流路形状よりも流線形状に応じて流路河岸が侵食されたためである。そのため、川幅水深比が大きい場合には流路形状だけでなく、流線形状にも着目して結果を考察することが重要となる。

3.5 音更川の河岸侵食を対象とした再現計算

ここでは河岸移動モデルを用いて 2.4 で示した H23.9 月出水^[4]の再現計算をおこない,河岸移動モデルの実河川への適用性について考察する.

3.5.1 計算条件



図 3-16 H23.9 月出水前後の河道状況(上: H22 年撮影, 下: H23.9 月出水後撮影)

再現計算の対象区間は、H23.9 月出水時に大きく澪筋形状が変化し、堤防の一部が流出した KP18.2 を含む区間とする (図 3-16).



- 計算格子(流下方向:20/1波長×横断方向:10)
- 波長:700[m]
- 蛇行最大角:30°
- 川幅:40[m]
- 勾配:1/161
- 河床材料:30[mm] 均一

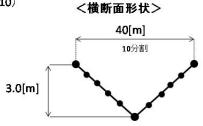


図 3-17 再現計算に用いた計算格子

再現計算に用いた計算格子及び地形条件を図 3-17 に示す. 河岸移動モデルは 流路形状の変化を追跡するモデルであるため, 出水前の澪筋平面及び澪筋の河 床形状を単純化して, 初期流路形状とした. 計算では, 出水による河床及び流 路形状の変化を計算する.

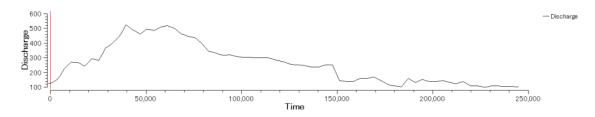


図 3-18 再現計算に用いた流量ハイドロ

計算対象流量は、2.5 で斜面崩落モデルを用いた音更川の再現計算の結果で、100[m3/s]未満の流量時に河床に大きな変化がみられなかったことを踏まえ、100[m3/s]以上の流量を対象としておこなった(図 3-18).

3.4 でおこなった数値実験の結果及び現地状況を踏まえ,河岸勾配は $tan\theta_c$ =2,河岸幅は2[m]とした.

3.5.2 計算結果と考察

図 3-19から図 3-25 に河岸移動モデルによる 6 時間ごとの再現計算結果を示す。図中には流量ハイドロおよびその結果時刻、水深コンターと流速コンター図を示した。また、出水前後の河道状況と計算結果を比較できるよう、水深コンター図の背景には出水前の航空写真を、流速コンター図の背景には出水後の航空写真をそれぞれ示している。

初期~12 時間後(ハイドロピーク頃)について、初期に単純化して与えた澪筋形状が徐々に澪筋が形成され、湾曲外岸に流れが偏る。ハイドロピーク時にははっきりと水深に深い箇所と浅い箇所がはっきりと分かれる。流路形状の変化が湾曲部外岸がやや広がる傾向がみられるものの、それほど大きく変化していない。

12 時間後~18 時間後(ハイドロピーク継続)について、初期~12 時間後までに形成された澪筋の湾曲外岸を中心に河岸侵食が進行し、流路幅広がっている。また、流路幅が広がるとともに、流路内の河床形状も変化し、12 時間後に比べ水深の深浅がより明確化される。12 時間後は、湾曲外岸部で 5[m/s]以上の流速が流下方向につながっていたのに対し、18 時間後は流路幅の広がりとともに、湾曲外岸下流部が速く、湾曲外岸上流部ではやや流速が遅くなる。

18 時間後~24 時間後(減水期:1)について,河岸侵食が進行し KP18.2 左岸では堤防に達している.これは実際堤防の流出が確認された時間帯とも一致する.流量の減少とともに,流速が低減し始め,流路内の河床が高い位置は水深が小さくなり,河床の低い位置に流水が集中し,湾曲部外岸ではハイドロピーク時と同程度に深い箇所もみられる.

24 時間後~42 時間後(減水期:2) について、依然として河岸侵食は進行しているものの、進行程度は小さくなる. 流量の減少ととともに水深が小さい領域が湾曲部内岸を中心に広がる.

42 時間後~60 時間後(減水期:3) について,流量が 200[m3/s]以下となるとほぼ河岸侵食は生じず,湾曲部外岸に形成された澪筋部に流水が流れる.水深が最も小さくなるのは河道中央部であり,湾曲部内岸際のほうがやや河床高の低くなる.

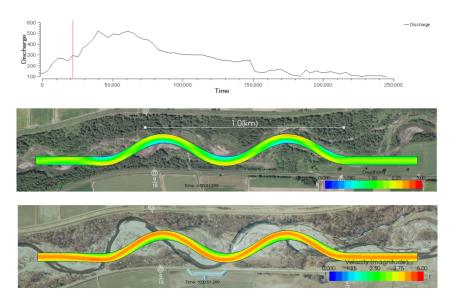


図 3-19 河岸移動モデルを用いた H23.9 月音更川出水の再現計算:6時間後

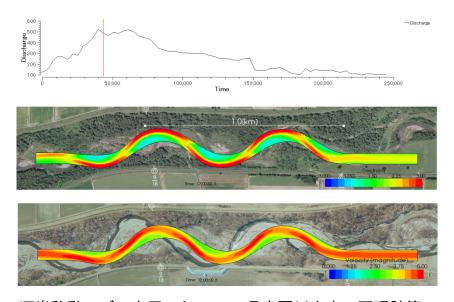


図 3-20 河岸移動モデルを用いた H23.9 月音更川出水の再現計算: 12 時間後

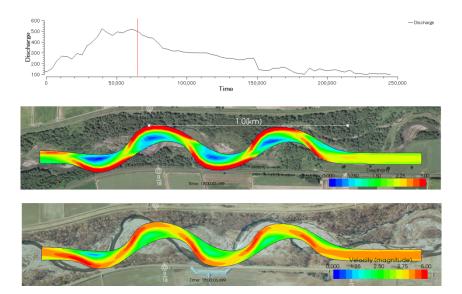


図 3-21 河岸移動モデルを用いた H23.9 月音更川出水の再現計算: 18 時間後

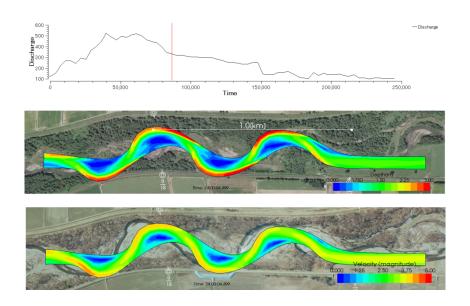


図 3-22 河岸移動モデルを用いた H23.9 月音更川出水の再現計算: 24 時間後

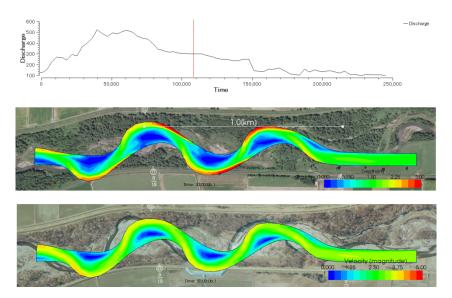


図 3-23 河岸移動モデルを用いた H23.9 月音更川出水の再現計算:30 時間後

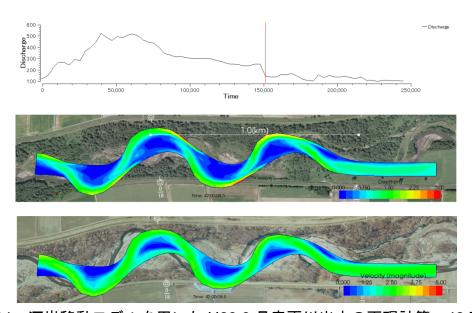


図 3-24 河岸移動モデルを用いた H23.9 月音更川出水の再現計算: 42 時間後

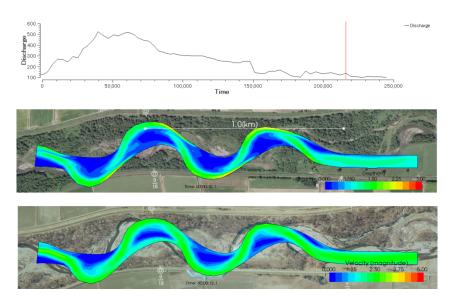


図 3-25 河岸移動モデルを用いた H23.9 月音更川出水の再現計算:60 時間後

出水前の澪筋形状を単純化した流路を初期流路形状とし、H23.9 月出水による流路および河床形状の変化を河岸移動モデルにより追跡した. 上に示したように澪筋形状の変化を概ね表現追跡することができた.

このことは、一見複雑にみえる河道・河床形状であるが、現在の澪筋形状を 適切に見極め単純化することで、既往洪水と同程度の洪水が発生した場合の流 路および河床変化を河岸移動モデルにより追跡できることが可能であることを 示唆する.

3.6 結論

本章では、第2章で抽出した課題を踏まえ、移動境界座標上に Parker ら^[2]が提案した河岸侵食フレームワークを数値計算モデルとして構築した。構築したモデルは、清水らがおこなった自由蛇行実験^[3]の再現計算を通じて、その妥当性の確認をおこなった。さらに、河岸移動モデルのパラメータである河岸勾配の違いによる流路変化や、勾配、流量規模、流路幅水深比の違いによる流路形状の変化について考察をおこなった。また、河岸移動モデルの特徴を踏まえ、音更川 H23.9 月出水時^[4]に堤防の一部が流出した区間の再現計算をおこなった。本章の結論を以下に示す。

- ① 河岸侵食にともなう流路形状変化や河床変化特性(洗掘・堆積位置)を表現できる計算モデルを構築することができた
- ② 計算モデルを構築する上で、第2章で抽出された課題を解決できた
 - (ア)Parker ら^[2]が提案した河岸侵食フレームワークを数値計算モデル構築に適用することで、土砂水理量にもとづいて河岸侵食箇所や侵食量を評価した
 - (イ)同時に、Parker ら^[2]が提案した河岸侵食フレームワークを用いることで、計算格子幅に依存せず、河岸勾配を取り扱えるモデルとした
 - (ウ)さらに、境界適合移動格子を用いたことで、斜面崩落モデルに比べ 計算格子数を削減できるモデルとした. そのため、長期間の計算を 行う上で有益な計算モデルとなった.
- ③ 河岸移動モデルを用いた数値実験から以下を示した
 - (ア)河岸勾配の値が計算結果に及ぼす影響:河岸勾配を緩勾配にするほど,河岸侵食量が大きくなり,逆に急勾配に設定するほど,河岸侵食が抑制される効果があること
 - (イ)河岸流砂量の算定が、河岸侵食量に大きく影響しているため、河岸構成材料に応じた適切な流砂量の算定が重要であること
 - (ウ)川幅水深比が大きくなるほど、河岸侵食位置は流路形状ではなく流線形状に依存すること

- ④ 河岸移動モデルにより、実河川の流路形状変化を追跡できることを示した。ただし、以下のモデル特性に留意する必要がある。
 - ① 河岸移動モデルは流路形状の変化に着目したモデルであるため、実河川の流路形状を単純化する(澪筋部のみを計算対象とする)必要がある.
 - ② 低水路から溢れる流水の影響を考慮できない. そのため, 低水路満杯程度の洪水が対象となる.

参考文献

- [1] iRIC Project: iRIC software Nays2D Solver Manual, http://i-ric.org/
- [2] Parker, G., Y. Shimizu, G. V. Wilkerson, E. C. Eke, J. D. Abad, J. W. Lauer, C. Paola, W. E. Dietrich and V. R. Voller (2011), A new framework for modeling the migration of meandering rivers, Earth Surface Processes and Landforms, 36(1), 70-86, DOI: 10.1002/esp.2113.
- [3] 平成7年施行 蛇行河川水理実験検討業務報告書,北海道開発局 開発土木研究所.
- [4] 帯広開発建設部, 音更川の河岸侵食対策について, 平成 25 年 3 月, http://www.ob.hkd.mlit.go.jp/hp/kakusyu/otofuke working/okw taisaku.pdf
- [5] Lane, E. W. (1955): Design of stable channels, J. Hydr. Eng. 120, 1234 1279.
- [6] 西森研一郎, 関根正人: 粘着性土の浸食過程と浸食速度式に関する研究, 土木学会論文集 B, Vol.65 No.2, 127-140, 2009.6
- [7] 近藤祐介,清水康行,木村一郎,Gary PARKER:Slump block と内岸の陸地化の影響を考慮した自由蛇行の形成過程に関する数値解析,水工学論文集第53巻,2009年2月.
- [8] Alessandra Crosato (2007), Effects of smoothing and regridding in numerical meander migration models, Water Resources Research Volume 43, Issue 1, January 2007, DOI: 10.1029/2006WR005087.
- [9] 安田浩保, 星野剛: 一般座標の格子構成が有する打切り誤差の理論的評価と その最適化手法, 河川流量観測の新時代, 第3巻, 2012年9月.

第4章 流路の陸地化を考慮した蛇行モデルの開発

4.1 概説

本研究では、洪水など短期的に流路形状を変化させる要因と長期間に渡り流路形状を変化させる要因の両方を考慮した計算モデルの開発を目的としている。本章では、長期間に渡り流路形状を変化させる要因として、流路の陸地化現象をモデル化することを目的とする.

流路形状を変化させるような洪水が長期間生じなかった場合,植生が侵入し、土砂堆積を促進させ、結果それら領域が陸地化することで、流路幅を狭める現象について考察を行った。モデル化は、本来、植生種や気候、地質などの影響を加味し、植生の生育速度や生育速度に応じた流水への抵抗、土砂堆積促進程度などをモデル化すべきであるが、観測データがなく十分な検証が困難であるため、それら植生の生育や流水との相互関係についてはモデル化せず、それら過程の結果が、流路幅を狭めることのみをモデル化した(陸地化モデル)。第3章で構築した河岸移動モデルに陸地化モデルを組み込んだ蛇行モデルを構築した。陸地化モデルは非洪水期にのみ、流路幅を狭める効果を発揮するため、同時に流量ハイドログラフのモデル化も行った。

蛇行モデルを用いて,流路形状の変化を計算し,計算結果について考察を行った.陸地化モデルのパラメータである陸地化進行率や,ハイドロのピーク流量を変化させた数値実験を行ない,それらと流路形状の変化(蛇行発達)の関係について考察を行った.

4.2 流路の陸地化現象について

4.2.1 陸地化現象について

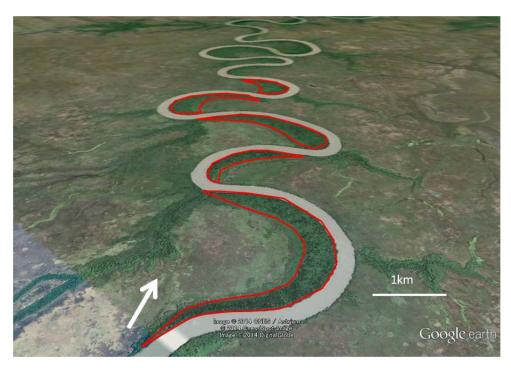


図 4-1 河川の蛇行と植生侵入: Adelaide River in Australia (Google Earth)

図 4-1 は Australia の Adelaide River の航空写真である. 流路が規則的に蛇行していることに加え, 湾曲内岸部に植生が繁茂していることが確認できる(赤線で囲まれた領域). これは湾曲部外岸よりも内岸部の河床高が高く, 非洪水期に浅瀬, または, 非冠水領域となることで, 植生が侵入しやすい条件が整っているものと推察される.

図 4-2 は標津川のある湾曲部の様子を 2003 年から 2006 年にかけて撮影したものである^[1]. 2003 年 11 月に撮影された写真から湾曲部内岸に砂州が形成されていることが確認できる。その後、融雪、夏季出水を経た 2004 年 10 月では砂州上に細かな土砂が堆積し、若干ではあるが砂州高が高くなっている様子が確認できる。さらにその後、融雪出水を経ると砂州洗掘されその形状は 2003 年 11 月に撮影された形状に戻っているようにみえる。その後夏季、融雪出水を経た1年後の写真(2006 年 5 月)は、他写真に比べ流量が多いものの、冠水しない領域に、植生が侵入している様子が確認できる。同年夏季にはそれら植生が砂州を覆うように生育していることが確認できる。その後、夏季出水期を経た2006 年 10 月の写真では水際に近い植生が流失しているものの、2003 年 11 月

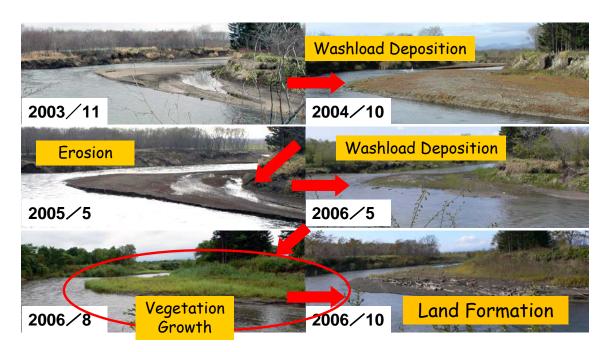


図 4-2 湾曲部の植生と砂州の成長[1]

に比べると比高の高い砂州が形成されている.

このように湾曲部内岸砂州のように固定化された砂州は、洪水時の細かな土砂の堆積や植生の侵入が繰り返されることで、徐々にその標高が高くなり、やがて川幅を縮小させる機構^[3]について、藤田ら^[2]は次のようなシナリオを与えている.

- ・ 高水敷形成が始まるまでの数年間は、植生が全面的に剥ぎ取られるような 大きな洪水がなく、平水位より高い範囲の河床に植生が繁茂した. 植生は ウオッシュロードを堆積させるだけの低い透過係数の値をもっていた
- 小規模な洪水が数度作用し、植生繁茂領域にウォッシュロードが堆積し、 高水敷形成が始まった
- ・ 植生及び高水敷と河床の段差による流速差が高水敷形成を促進した
- ・ 高水敷が成長し水位が高水敷を上回ったときに,河床に存在する粗い中砂 が河岸の方に堆積した.

このような現象に関する研究、観測によると、現象には主にウォッシュロードが影響しているようである.「ウォッシュロードの堆積による川幅の縮小」について、福岡^国が既往報告・研究を整理している.

4.2.2 陸地化現象のモデル化に向けた考察

(1) 計算時間について

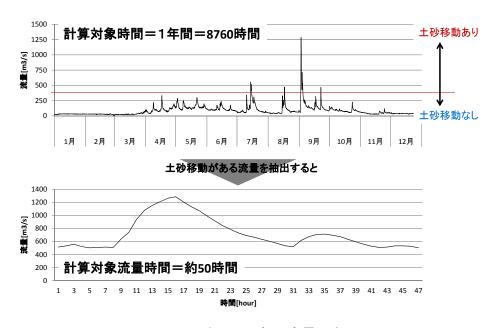


図 4-3 1年間の時間流量の例

図 4-3 はある河川・観測所の 1 年間の時間流量である. 図中の赤線の流量は、 観測所地点の代表粒径に対する無次元掃流力が、無次元限界掃流力と等しくな る流量である. すなわち、河床材料の代表粒径は、赤線より上の流量で移動し、 それ以下では移動しない. つまり、赤線より上の流量のときのみ、土砂移動、 河床・流路変化が生じると考えることができる.

そのため、計算で洪水による土砂移動、河床・流路変化について考察する場合、赤線より上の流量時のみを計算対象とすればよく、図 4-3 の下図のように、赤線以下の流量時間を除外した流量ハイドロを対象とした計算で、現象考察することが可能である。このことにより、計算対象時間を大幅に圧縮することができる。上図の例の場合、1年間が8760時間あるのに対し、赤線を上回る流量は約50時間程度である。

一方,4.2.1 で示したように陸地化現象は,非洪水期及び小規模洪水が繰り返し作用することで,高水敷形成に至る.そのため,陸地化現象についてそのプロセスをすべてモデル化しようとする場合,上記で除外した流量時間を含めた計算が必要となり,計算時間が膨大になることが推測される.

(2) 陸地化のプロセスについて

陸地化現象にはウォッシュロードが影響していることも前述のとおりである. しかしながら,計算上ウオッシュロードの挙動については,未解明な点が多く, また,本研究では長期的な流路変化追跡モデル構築を目的としているため,ウ オッシュロードのモデル化やその堆積メカニズムについては,今後の課題とした.

(3) 陸地化現象のモデル化に向けた考察のまとめ

本研究では、長期的な流路変化追跡モデル構築を目的としているため、流路 形状変化を現実的な時間内で計算できるモデル化が必要である。しかしながら、 陸地化のプロセスをすべてモデル化しようとすると、非洪水時を計算対象時間 に含める必要が生じ、計算時間が膨大になることが懸念される。さらに、陸地 化プロセスについては、現段階で容易にモデル化できる情報が少ない。

一方,陸地化の結果は流路形状変化に重要な影響を与えることが報告されている.

そのような状況に鑑み、陸地化現象のモデル化方針を以下とした.

- ・ 非洪水時は計算対象としない
- しかしながら陸地化現象が流路変化に与える影響はモデル化する
- ・ 陸地化現象が流路変化に与える主な影響は、川幅の縮小することである
- ・ 川幅が縮小する領域は、非洪水時に冠水しない領域である
- ・ 既往研究を参考に平水位程度の流量から、陸地化領域を特定する

4.3 流路の陸地化モデル

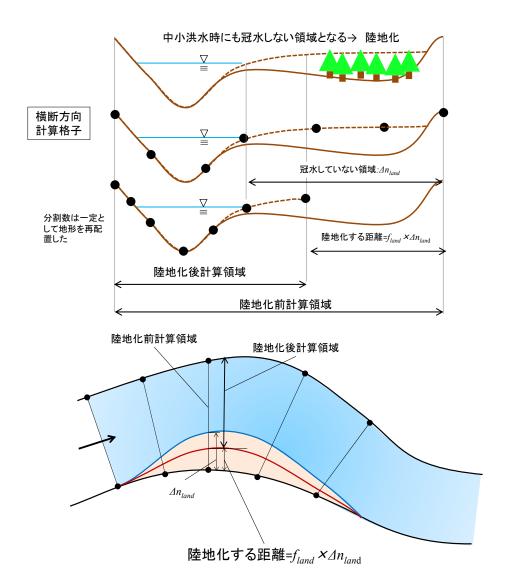


図 4-4 流路陸地化モデルイメージ

4.2.2 の考察を踏まえ、陸地化現象をモデルする.

まず、平水位程度となる流量を設定し、洪水後にその流量を流下させ、冠水しない領域を特定する。条件によって、冠水しない領域がすべて陸地化する場合もあれば、その一部が陸地化することもあることに鑑み、陸地化パラメータ f_{land} を導入する。陸地化パラメータは $0 \le f_{land} \le 1$ の値をとり、 $f_{land} = 1$ は冠水しない領域すべてが陸地化することを、また、 $f_{land} = 0$ は冠水しない領域でも全く陸地化しないことを意味する(図 4-4)。

前述のモデルの計算手順を以下に示す.

- [1] 計算タイムステップ毎に各セルの水深を確認し、水深が h_{dry} 未満の場合は 冠水していない、h_{dry} 以上の場合は冠水していると判定する.
- [2] 冠水していないセルが見つかった場合,陸地化したとして,当該箇所を計算領域が除外する.
- [3] 計算領域から除外する処理は、以下の手順で行なう.
 - (ア)当該セルの横断方向格子幅分,河道中央線に境界を移動する. その他の 境界点は移動させない
 - (イ)その後の左右岸の境界点から河道中央点を定義し、それを3次スプライン曲線でつなぎ、流下方向分割数: ni で等分割し、新たな河道中央点を定義する.
 - (ウ)新たに定義された河道中央点を通り、河道中央線に直交する直線と左右 岸境界を直線でつないだ線の交点を新たな左右岸境界点として定義す る
 - (エ)新たに定義された左右岸境界点を横断方向分割数: nj で等分割し, 新たな計算領域及び計算格子とする.
 - (オ)旧格子で定義された河床高を用いて、新たに定義された計算格子の河床 高補間設定する.

陸地化パラメータは、陸地化が進行しやすいか否かを示すパラメータであり、例えば、植生が侵入、生育しやすいか、それともしにくいか?、やウォッシュロードが多いか少ないか?などを包括的に意味する。陸地化パラメータとそれら個々の要因の関係については、今後の課題とし、本研究では陸地化要因の大小が流路形状の変化傾向を与える影響について数値実験を通じて確認する。

4.4 蛇行モデルを用いた数値実験

4.4.1 数値実験の条件

蛇行モデルの数値実験は、第3章で自由蛇行実験の再現性が確認された水路を用いることを基本とした. 粒径はやや大きいが実験水路は音更川の概ね1/150程度のスケールであることを付記する.

図 4-5 に数値実験の初期流路形状を示す. 蛇行形状は下流に伝播していることが知られている^[5]. それを踏まえ, 流路上流部に第3章の自由蛇行実験の蛇行形状を設け, その下流に直線水路を設けることで, 蛇行形状が伝播の様子を確認できるようにした. また, 蛇行形状の上流側には助走区間を設けた.

本数値実験では、洪水流量下で河岸侵食により流路幅が広がること、また、平水位流量下で冠水しない領域が陸地化し、流路幅が狭められることを想定している。ここで問題となるのが、洪水流量と平水位流量の設定である。自然状態の流量変化は不規則であるが、本数値実験では洪水時流量と平水位流量の代表的な2流量で単純化したハイドロを与えることとした。図 4-6 に数値実験に用いた流量ハイドロを示す。洪水時流量は低水路満杯程度の流量を想定し、また、平水位流量は数値実験流路が音更川の 1/150 程度であることを踏まえ、それぞれを与えた。洪水時流量は洪水が1日継続すること想定して与えた。また、平水位流量は、陸地化モデルでは時間の概念を取り込んでないことから、数値計算上、平水位流量下における流況(水位や流速)が落ち着くのに適度な時間を与えた。

なお、初期流路形状に対してそれら設定流量が等流状態で流下した場合の土砂水理条件を表 4-1 に整理した.

Channel Slope = 0.00621, Channel width = 0.2[m]

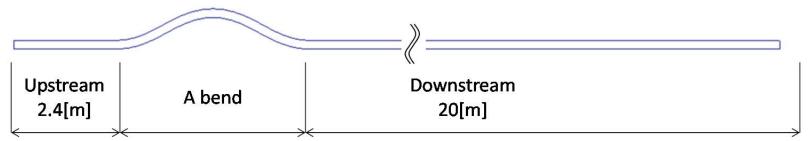


図 4-5 蛇行モデルの数値実験:初期流路形状

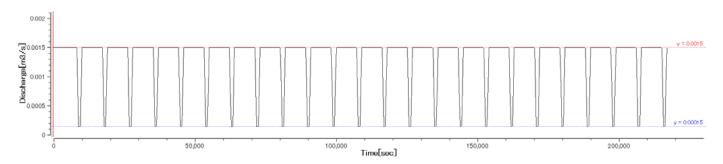


図 4-6 蛇行モデルの数値実験:流量ハイドロ

表 4-1 蛇行モデルの数値実験:土砂水理条件

Discharge	Q[I/s]	B[m]	Slope	Ls[m]	d[mm]	$\theta_{o}[^{\circ}]$	ks[m]	manning	h0[m]	v0[m/s]	Fr	t*	t*c	t*c/t*	qb	B/h
High flow	1.5	0.20	0.006	4.71	0.950	28.662	0.0019	0.015	0.019	0.387	0.889	0.077	0.034	0.443	1.6.E-06	10.33
Low flow	0.15	0.20	0.006	4.71	0.950	28.662	0.0019	0.015	0.005	0.154	0.706	0.019	0.034	1.765	0.0.E+00	41.11

4.4.2 陸地化パラメータによる違い

数値実験では、初期流路に対して低水路満杯程度の流量と平水位程度の流量 が繰り返し生じた場合、河岸侵食や陸地化により初期流路形状がどのように変 化するかを確認した.

流れの計算や河床変化、河岸侵食のモデルは第3章までに詳述したモデルを用いている。ここでは、陸地化モデルの特徴について考察するため、陸地化モデル以外のモデルは同条件に設定しており、河岸侵食モデルのパラメータ:河岸勾配は $tan\theta_c$ =2、河岸幅は 2cm とした。

陸地化モデルのパラメータが、陸地化進行要因の大小を示す陸地化パラメータだけであることを踏まえ、まず、それが異なる場合の流路形状の変化について数値実験をおこなった.

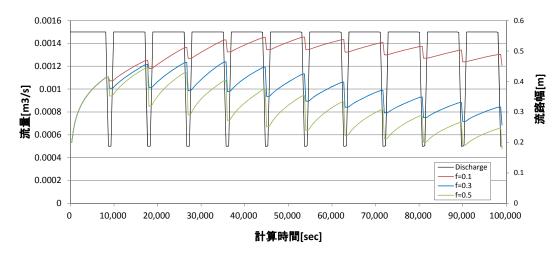


図 4-7 流量と平均流路幅の時間変化

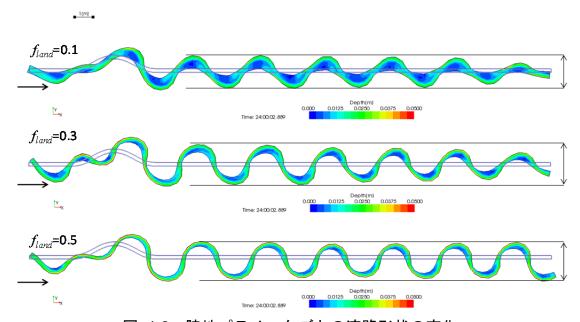


図 4-8 陸地パラメータごとの流路形状の変化

図 4-7 に流量と平均流路幅の時間変化を、図 4-8 に陸地化パラメータごとの流路形状の変化を示す.

いずれのケースも、洪水時に上流に設けた湾曲形状外岸部で河岸侵食が生じ 川幅が広がり、平水流量時に湾曲内岸部では陸地化が進行し川幅が縮小した. 陸地化進行が大きいほど、流路幅の拡縮幅が大きくなる.これは河岸侵食で広 がった流路幅が陸地化により大きく縮小されるほど、次の洪水時の河岸侵食幅 が大きくなることを示唆している. 流路形状に応じて河床内に起伏が形成され、それを起因として、流線が蛇行し始め、洪水流量時に流線湾曲外岸部で河岸侵食が生じ、平水流量時にその内岸部で陸地化が生じ、それが繰り返されることで、上流の蛇行形状をきっかけとして徐々に流路全体が蛇行形状を呈するようになった。このことは、洪水流量と平水流量が繰り返される中で、河岸侵食と陸地化が交互に生じ、それらが流路を蛇行させることを示唆している。

陸地化パラメータを変化させた3ケースを比較すると、いずれのケースも蛇行波長はほぼ同程度となっていることが確認できる。このことは、陸地化要因が流路に形成される蛇行波長に与える影響が小さいことを示唆するものである。陸地化モデルのパラメータが陸地化パラメータ f_{land} だけであることを踏まえると、蛇行波長は河岸侵食によって決定されるものであると考えられる。

陸地化パラメータ f_{land} による差異は流路幅と蛇行振幅である. 冠水しない領域の半分が陸地化する f_{land} = 0.5 としたケースでは, 流路幅が初期流路幅と同程度あるのに対し, 冠水しない領域の 1 割が陸地化する f_{land} = 0.1 としたケースでは, 初期流路幅に比べ流路幅が広がっていることが確認できる. それにともない, 河床に形成される起伏形状にも差異がみられる. 蛇行振幅についてみると陸地化の進行速度が早いほうがより振幅が大きくなる傾向がみられる. このことは, 陸地化要因が流路幅や蛇行振幅に影響することを示唆している.

4.4.3 流量規模による違い

4.4.2 ではいずれのケースでも蛇行波長がほぼ同じ結果となった. 考察では陸地化要因は蛇行波長に与える影響が小さいこと, また, 蛇行波長は河岸侵食によって決定されるものと考えた. 河岸侵食幅が流量規模に依存することを踏まえると, 洪水時流量を変化させることで, 流路蛇行波長が異なることが推測される. ここでは, 異なる流量規模を洪水流量として与え, それぞれの流路形状の変化について確認・考察する.

数値実験条件は 4.4.2 の陸地化パラメータ $f_{land}=0.3$ のケースを基本とし、洪水流量のみを変化させた.

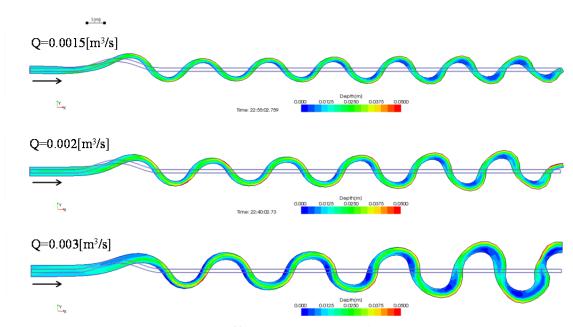


図 4-9 流量規模の違いによる流路形状の変化

図 4-9 に計算結果の水深コンター図を示す. いずれのケースも河岸侵食と陸地化が繰り返し生じることで流路が蛇行形状を呈するようになる. 流量規模が大きくなることで蛇行波長が延伸し, 流路幅広くなっていることが確認できる. このことは, 蛇行波長の形成に流量規模が影響していることを示唆している.

4.5 結論

本章では河岸侵食に加え、流路の陸地化を考慮できる蛇行モデルを構築した. 蛇行モデルを用いて、陸地化進行速度の違いや流量条件の違いによって生じる 蛇行形状について考察をおこなった.本章の結論を以下に示す.

- ① 陸地化現象が流路形状の変化に及ぼす主な影響が川幅を狭めることである とした計算モデル (陸地化モデル)を第3章までで構築した河岸侵食モデル に組み込むことができた.
- ② さらに、流量ハイドロをモデル化することで、河岸侵食による流路幅拡幅と 陸地化による流路幅縮小の両方を考慮し、長期間に渡る流路形状変化を追跡 することが可能な計算モデルを構築することができた[7][8]. また、計算結果 が示す結果は、現地観測で得られた知見を定性的に表している[9].
- ③ 蛇行モデルを用いた数値実験から以下を確認できた
 - (ア)陸地化現象は主として流路幅や蛇行振幅に影響すること
 - (イ)陸地化要素が多いほど、流路幅は狭く、蛇行振幅は大きくなる傾向がある.逆に、陸地化要素が小さいほど、流路幅は広く、蛇行振幅も小さい
 - (ウ)蛇行波長は河岸侵食量に依存する
 - (工)流量規模が大きいほど河岸侵食量が大きく、蛇行波長は長くなる
 - (オ)逆に、流量規模が小さいほど河岸侵食量が小さく、蛇行波長は短くなる

参考文献

- [1] Yasuda, H., and Y. Watanabe (2008), Deformation process of sandbar and interaction between vegetation and sandbar in meandering channel of Shibetsu River, Proceedings, Eighth International Conference on Hydro-Science and Engineering, Nagoya, Japan, September 9–12.
- [2] 藤田光一:河道セグメント2における川幅縮小のメカニズムと予測技術 ~ 掘削後の河道応答を「もっと読もうとする」河川技術のために~,第43回 水工学に関する夏期研修会講演 2007.8.28-29.
- [3] Tsujimoto T (1999), Fluvial processes in streams with vegetation, Journal of Hydraulic Research, 37(6), 789-803, doi: 10.1080/00221689909498512.
- [4] 福岡捷二:洪水の水理と河道の設計法,森北出版,pp.220-225, 2005.
- [5] 池田駿介, Parker,G, 沢井健二:河川の蛇行に関する統一見解, 第 24 回水 理講演会論文集, pp.339-349, Feb, 1980.
- [6] Crosato, A. and M. S. Saleh (2011), Numerical study on the effects of floodplain vegetation on river planform style, Earth Surface Processes and Landforms, 36(6): 711-720, doi: 10.1002/esp.2088
- [7] Hasegawa, K. (1978), Computer simulation of the gradual migration of meandering channels, paper presented at 34th Hokkaido Branch Conference of Japan Society of Civil Engineering, Sapporo, Hokkaido, Japan. (in Japanese)
- [8] Howard, A. D. and T. R. Knutson (1984), Sufficient conditions for river meandering: A simulation approach, Water Resources Research, 20(11), 1659-1667, doi: 10.1029/WR020i011p01659.
- [9] Pizzuto, J. E. (1994), Channel adjustments to changing discharges, Powder river, Montana, Geological Society of America Bulletin, 106(11), 1494-1501, doi: 10.1130/0016-7606(1994)106<1494:CATCDP>2.3.CO;2.

第5章 洪水再起間隔と蛇行発達に関する考察 5.1 概説



図 5-1 Omolon River in Northeastern Siberia (写真出典: Google Earth).

図 5-1 はシベリアにある Omolon 川の航空写真である. 人為的に整備された跡はなく,自然状態の河川の姿である. 航空写真の黒ラインが現在の流路,それ以外の領域は氾濫源である. 非常に複雑な流路形状を有している[1]ことに加え,流路周辺には過去に流路であったであろう箇所を多く確認できる. また,流路跡(三日月湖)の形成過程として知られる流路短絡現象(洪水時の流路変化過程で湾曲部と湾曲部が交差し流路が切り換わる現象)の跡も多く確認できる. また,流路形状が非常に複雑であるにも関わらず,その流路幅は航空写真の区間ではほぼ一定に保たれていることは非常に興味深い.

自然状態の流路形状は、長期間に渡り様々な外力下で、主に河岸侵食や陸地化、流路短絡現象が生じることで、その形状が変化する。そのため、これまでの流路変化過程や、今後の変化を把握するためには、外力条件に加え、各外力条件下で生じる河岸侵食や陸地化、流路短絡現象の関係について理解する必要がある。

本論文の最初に示したように、自然の営力を活かした河道計画、設計を行っていくためには、それらメカニズムを踏まえた流路形状変化について理解する必要があろう.

本章では、流路形状を変化させる主な要因を、河岸侵食、陸地化、流路の自然短絡であると考え、第4章までで構築した蛇行モデル^[2]に、流路の自然短絡現象を追加し、複雑な流路形状変化を継続的に追跡できる計算モデルを構築する.

さらに、それを用いて流路形状の変化要因に影響する外力条件として、洪水 再起間隔に着目し、低水路満杯程度の洪水が生じる頻度の多少による流路形状 変化の特徴について考察をおこなう。洪水再起間隔に着目した理由は、以下で ある.

- ・ 気象や流域特性により、毎年のように低水路満杯程度の洪水が生じる河川 もあれば、低水路満杯程度の洪水が数年から数十年に一度しか生じない河 川もある
- ・ そのような河川環境の差異により、植生繁茂やウォッシュロード堆積速度などが異なり、陸地化進行速度が異なることが推測される
- ・ 陸地化進行速度の差異より、形成される流路形状が異なることが推測される

一方,第4章で構築した陸地化モデルの中では,瞬間的に陸地化が生じることとしたため,陸地化の進行程度を考慮できない.そこで,第4章で構築した陸地化モデルに陸地化進行時間の考え方を導入したモデルを用いて,上記考察をおこなうこととした.

5.2 流路の自然短絡モデル

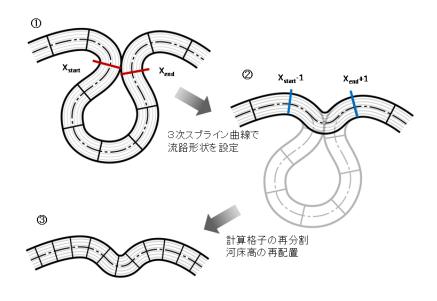


図 5-2 自然短絡モデル・格子再配置イメージ

流路の蛇行形状は、河岸侵食と陸地化にその曲率を除々に大きくしていく(蛇曲から迂曲への変化). やがて湾曲部と湾曲部が接合し、その接合部に新たな流路を形成する(短絡現象). その後、流れは新たに形成された流路のみを流れるようになり、旧流路は本流路から切り離され湖となる(三日月湖). 本研究では、このような自然短絡現象が長期間の流路形状を追跡する上で大きな影響があると考え、それを計算モデルの中に取り込むこととした.

これら現象は主として、土砂移動による河床の堆積・侵食、及び、河岸侵食から説明できるものと考えらえる。しかしながら、新流路形成直後から旧流路が本流路から切り離されるまでの過程においては、分岐流路となり、第4章までに構築してきた計算モデルで構造格子を用いていることを踏まえると、分岐流路から、単一流路までの変遷過程をすべて考慮することは困難である。本計算モデルでは本流路の形状変遷を追跡することを目的としているため、さらには、流路勾配の影響などから一定期間後、形成された新流路に流路が切り替わる場合が多いことから、本研究では自然短絡現象を流路と流路が交差した場合に、瞬間的に接合部に流路が形成された新流路に流れおよび土砂移動が切り替わると仮定し、計算モデルの構築をおこなった。なお、既往研究ではこのよう

な現象は1次元的に取り扱われることが多かったが[3][4][5],本研究では第4章までに構築したモデルを拡張した平面2次元モデル[6]として構築する.

図 5-2 に自然短絡モデルの格子再配置イメージを示す. 計算では,流路と流路が交差する箇所があるか否かを計算ステップ毎に確認する. そして,流路と流路が交差した箇所があった場合,以下の手順で流路形状を変化させる.

- [1] 流路が交差した箇所の流下方向格子インデックスを調べ、小さいほうのインデックスを Xstart、大きいほうのインデックスを Xend とする
- [2] 上流端(i=0)~Xstart-1, Xend+1~下流端(i=imax)の断面で左右岸端点から河道中央点を定義する.
- [3] [2]で定義した河道中央点を流下方向に3次スプライン曲線でつなぎ、それを流下方向格子分割数:niで等分割し、ni個の河道中央点を新たに定義する.
- [4] [3]で新たに定義された河道中央点を通り、[3]の3次スプライン曲線に直交する直線を定義し、それと左右岸の交点座標を調べる
- [5] [4]で調べた左右岸の交点座標を新たな左右岸端点とし、それらの間を横断方向分割数:njで等分割し、新たな格子点位置を定義する.
- [6] 自然短絡前の河床高をもとに, [5]で定義された新たな格子点位置に, 河床高を補間して与える.
- [7] ある一定時間,流れのみの計算を行ない水深や流速が安定した後,次ステップの河床変動及び河岸侵食,陸地化の計算を行なう。

ここでモデル化しているのは、自然短絡の結果流路が切り換わるということだけであり、物理的な根拠はない.しかしながら、自然短絡による流路の切り替わりをモデル化しなければ、長期的な流路形状の追跡が困難となるため、長期間に渡り流路形状の変遷を追跡するためのモデルとしては有効である.

ただし、本来の自然短絡現象は、複雑な過程を経て流路が切り換わることになるであるため、それら過程に関するモデル化は、今後の研究課題とする.

5.3 陸地化進行率と時間

第4章で示した陸地化モデルでは、陸地化パラメータ f_{land} を導入した。陸地化パラメータは $0 \le f_{land} \le 1$ の値をとり、 $f_{land} = 1$ の場合は冠水していない領域すべてが陸地化することを、また、 $f_{land} = 0$ の場合は冠水していなくとも陸地化が全く生じないことを意味するパラメータである。

第4章で行った計算では、非洪水期の流量中に1度だけ、陸地化判定をおこない、その時に冠水していない領域に対して、 f_{land} を作用させ、計算領域の変更、すなわち、川幅が縮小するようモデル化を行った。

本章では、洪水再起間隔: T_{return} と流路変化に着目している。そのため、第4章で行った計算のように非洪水期に1度だけ陸地化が生じるモデルだと、洪水再起間隔を変化させたとしても、陸地化は f_{land} に応じて全く同じに生じることになってしまう。そのため、 f_{land} を時間に関係するパラメータとして導入することとした。モデルの考え方を以下に示す。

- ・ 陸地化は長期間冠水しない領域で生じる傾向にある
- ・ そこで、セルが冠水していない継続時間をとして定義、カウントする
- ・ つまり、長期間冠水しないセルは陸地化し易い領域と考えることができる
- なお、セルが冠水した場合はカウントをリセットする

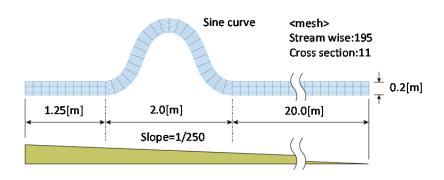
上記の考え方にもとづき、各セルで T_{drv} を定義、カウントし、 T_{drv} がある一定時

間より長時間となった場合に、当該セルが陸地化するとしてモデル化を行った。ここで、ある一定時間として、陸地化が十分に進行するであろう時間 T_{land} をモデルパラメータとして導入した。ただし、 T_{land} は非洪水期、つまり、洪水再起間隔: T_{return} の時間縮尺率と関係があるため、洪水再起間隔とあわせて、その値を定義することに留意する。

陸地化に要する時間: T_{lord} を用いた計算手順を以下に示す.

- [1] 計算タイムステップ毎に各セルの水深を確認し、水深が h_{dry} 未満の場合は 冠水していない. h_{dry} 以上の場合は冠水していると判定する.
- [2] 冠水していないセルが見つかった場合、冠水していない時間: T_{dry} をカウントし始める. 一方、セルが Ξ 水していると判定された場合、 T_{dry} =0 とする.
- [3] さらに、毎ステップ T_{dry} が T_{land} 以上になるセルがあるか否かを確認する.
- [4] T_{dry} が T_{land} 以上になったセルは、陸地化したとして、当該箇所を計算領域が除外する. 一方、 T_{dry} が T_{land} 未満の場合は何も処理を行わない.
- [5] 計算領域から除外する処理は、以下の手順で行なう.
 - (ア)当該セルの横断方向格子幅分,河道中央線に境界を移動する. その他の 境界点は移動させない
 - (イ)その後の左右岸の境界点から河道中央点を定義し、それを3次スプライン曲線でつなぎ、流下方向分割数: ni で等分割し、新たな河道中央点を定義する.
 - (ウ)新たに定義された河道中央点を通り、河道中央線に直交する直線と左右 岸境界を直線でつないだ線の交点を新たな左右岸境界点として定義す る
 - (エ)新たに定義された左右岸境界点を横断方向分割数: nj で等分割し, 新たな計算領域及び計算格子とする.
 - (オ)旧格子で定義された河床高を用いて、新たに定義された計算格子の河床 高補間設定する.

5.4 数値実験に用いた条件



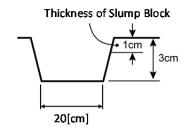


図 5-3 計算に用いた流路

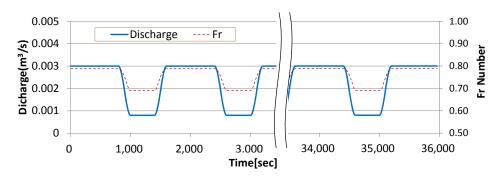


図 5-4 計算に用いたハイドログラフ

数値実験には、上流に1蛇行を設けた延長 23.25m、幅 20cm、勾配 1/250 の流路を用いた(図 5-3)。河床材料は0.9[mm]で均一とし、河岸の高さは3cm とし、その上部1cm を粘着性土層とした。

流量条件は、初期流路形状に対して等流を仮定し、洪水流量を数値実験水路 満杯程度の流量:0.003m³/s、非洪水流量を河床砂礫が移動しない程度の流量: 0.0008m³/s とし、それら2つの流量が交互に生じる条件として設定した. 河床砂礫が移動しないよう非洪水期の流量を設定しているため、計算上、非 洪水期間の流量時間を大幅に削減することが可能である.しかしながら、本計 算では、洪水再起間隔と陸地化進行速度の関係に着目している.

第4章では、非洪水期に1度だけ陸地化の処理を作用させるモデルとしていたため、非洪水期の流れが落ち着く程度の時間を想定し、非洪水期の時間を圧縮した。しかしながら、実際は非洪水期の時間圧縮は陸地化進行速度と関係がある。例えば、10年間を考えた場合、3年に一度低水路満杯程度の洪水が発生するとする。また、植生が繁茂しやすく、それが土砂を補足できるような小規模な洪水が多い河川の陸地化に要する時間が、1年半だったとする。すると、非洪水期間のうちに、2度陸地化が生じ、流路幅が狭められる。一方、陸地化進行程度が遅く、それに要する時間が5年だったとすると、陸地化が生じる前に洪水が発生し、一度も陸地化が生じないことになる。

つまり,洪水再起間隔(非洪水期間)が流路変化に及ぼす影響を考察するために陸地化に要する時間は,洪水再起間隔と陸地化に要する時間の関係に着目することが重要となる.

我 0 1						
Case	stage	Q	Duration	Treturn	Tland	Tland/Treturn
		[m3/s]	[sec]	[sec]	[sec]	
Case3	high	0.003	800	400	10	0.025
	low	0.0008	400			
Case3-1	high	0.003	800	400	50	0.125
	low	0.0008	400			
Case3-2	high	0.003	800	400	100	0.25
	low	0.0008	400			
Case3-3	high	0.003	800	400	200	0.5
	low	0.0008	400			
Case3-4	high	0.003	800	400	400	1
	low	0.0008	400			

表 5-1 洪水再起間隔: T_{none} と陸地化に要する時間: T_{lone} の関係

ここでは、それら関係性に着目し、表 5-1 に示す条件を設定し、それぞれの条件下における流路変化について計算を行った。つまり、 T_{land} / T_{return} が流路変化の関係に着目した数値実験をおこなった。

 T_{land}/T_{return} が1に近づくほど,低水路満杯程度の洪水が生じる時間間隔と陸地化が生じる時間のスケールが同じとなり,陸地化により流路が狭められる前に,洪水により流路形状に変化が生じる.一方, T_{land}/T_{return} が0に近づくほど,低水路満杯程度の洪水が生じる間に,陸地化が進行しやすく,洪水間に陸地化により流路幅が狭められることになる.

5.5 考察

5.5.1 長期間の流路変化シミュレーション

洪水再起間隔と陸地化に要する時間の関係に着目し、それらが異なる複数の条件下における流路変化のシミュレーション結果が図 5-5 である. 流路は洪水時の河岸侵食によりその流路幅が広がり、非洪水時の陸地化によりその流路幅が狭まる. いずれのケースも初期流路形状として上流側に設けた湾曲形状をきっかけに、外岸で河岸侵食、内岸で陸地化が生じることで、時々刻々その流路形状を変化させる様子を追跡することができた.

特に、Case3 では、流路形状の変化が大きく、計算途中で流路と流路が重なり、それが短絡することで、流路形状が大きく変化することも含め、シミュレーションすることが可能であった。

これにより、本研究で目的としていた長期間の流路形状を追跡できる計算モデルを構築できたと考えている.しかしながら、モデル化、特に陸地化や自然 短絡について、物理的考察が少なく、さらなるモデルの進化が必要であると考えている.

5.5.2 洪水再起間隔と陸地化に要する時間の関係

図 5-5 から、洪水再起間隔と陸地化に要する時間の関係 T_{land} / T_{return} により流路 形状の変化が明らかに異なることを確認できる。 T_{land} / T_{return} の値が 0 に近づくほど、流路が激しく蛇行するようになる。 T_{land} / T_{return} の値が 0 に近づくことは、流路形状を変化させるような規模の洪水が発生してから次に同程度の洪水が発生するまでの間に、陸地化が進行しやすい条件が十分にあること、つまり、植生が侵入・繁茂しやすく、上流からの土砂が補足されやすい条件が整っていることを意味する。計算結果はそのような条件下で、流路が激しく蛇行しやすいことを示唆している。

逆に、 T_{land}/T_{return} の値が 1 に近づくほど、流路は直線的になり、単に流路幅が広がる傾向にある。 T_{land}/T_{return} の値が 1 に近づくことは、流路形状を変化させるような規模の洪水が発生してから次に同程度の洪水が発生するまでの間に、十分に陸地化が進行しない条件、つまり、植生が侵入・繁茂しづらく、上流からの土砂補足もほどんどない条件を意味する。計算結果はそのような条件下では、流路は蛇行しずらく、流路幅を広げるだけになる傾向があることを示唆している。

また、 $Case3 \sim Case3 - 4$ の流路幅を比較すると、Case3 の結果がほぼ初期と同程度の流路幅を維持していることが確認できる.これは蛇行河川で見られる特徴でもある.実際、Omolon 川(図 5-1)のような複雑な流路形状を有している河川も、その流路幅はほぼ一定となっている.それに対し、流路の蛇行が小さい Case3 - 3 や Case3 - 4 の計算結果では流路幅は一定ではなく、流路幅が広い箇所と狭い箇所がみられる.

つまり、流路幅が均一河川では、低水路満杯となるような洪水が発生する間に陸地化が生じやすく、その影響で流路が狭められやすい。また、そのような河川ほど、流路が蛇行しやすいと考えることができる。

一方,低水路満杯となるような洪水が発生する間でも陸地化はさほど生じない河川は,部分的に流路幅が狭められ,流路幅変化を有する流路となる.また, そのような河川では,蛇行発達が弱い傾向にあると考えることができる.

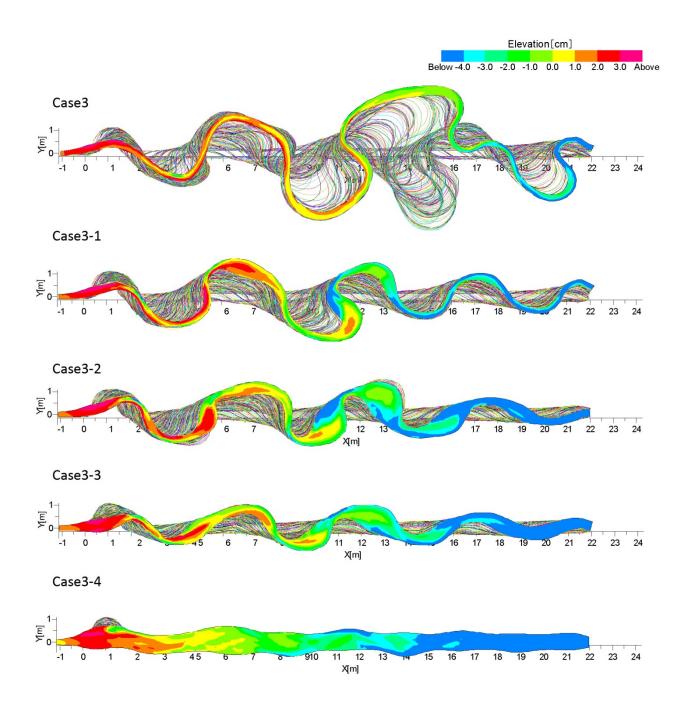


図 5-5 洪水再起間隔と陸地化に要する時間の比を変化させた流路変化の計算 結果

5.6 結論

本章では、第4章で構築した蛇行モデルに自然短絡モデルを追加し、さらに、 陸地化モデルに陸地化に要する時間を考慮できるように改良をおこなった。そ の上で、洪水再起間隔と流路形状の関係に着目した数値実験を行ない結果につ いて考察を行った。本章の結論を以下に示す。

- ① 自然短絡現象を含めて流路形状変化を長期にわたり追跡することができる計算モデルを構築することができた
- ② 陸地化の進行程度は、河川によって異なる植生環境やウォッシュロードの 多寡などにより決定されるため、陸地化モデルをその進行速度を考慮した モデルとして再構築した
- ③ 洪水再起間隔と陸地化進行速度の関係により、流路形状の発達が明らかに 異なることを示した.
- ④ 低水路満杯程度の洪水再起間隔に比べ,陸地化進行速度が十分に速い場合, すなわち, T_{land} / T_{return} が 0 に近づく場合,流路は激しく蛇行する傾向にある
- ⑤ また、そのような河川では流路幅がほぼ一定となる. 逆に流路幅がほぼ一 定の河川では、陸地化進行速度が十分に速いことが推測される.
- ⑥ 一方, 低水路満杯程度の洪水再起間隔に比べ, 陸地化進行速度が遅い場合, すなわち: T_{land} / T_{return} が 1 に近づく場合, 流路はそれほど蛇行が発達しない
- ⑦ また,そのような河川の流路幅は変化を有するようになる.逆に,流路幅変化を有する河川では,陸地化進行速度が遅いと推測される

上記結果は、あくまでも本研究で構築した計算モデルの結果が示唆することであり、今後、実河川の測量・観測データなどを用いた検証が必要である。しかしながら、本研究で構築した蛇行モデルにより、長期間に渡る自然短絡を含む蛇行形状の発達過程について考察できるようになったことは、長期的な流路変化(蛇行現象)を考察する上で、重要な一歩と考えている。今後、本研究で設定した Slump Block に関するパラメータや陸地化に要する時間など、未解明な部分について実現象との関係について調査分析を行ない、蛇行現象に関する理解を深めていきたい。

参考文献

- [1] Frascati, A. and S. Lanzoni (2010), Long-term river meandering as a part of chaotic dynamics? A contribution from mathematical modelling, Earth Surface Processes and Landforms, 35(7), 791-802, doi: 10.1002/esp.1974.
- [2] Parker, G., Y. Shimizu, G. V. Wilkerson, E. C. Eke, J. D. Abad, J. W. Lauer, C. Paola, W. E. Dietrich and V. R. Voller (2011), A new framework for modeling the migration of meandering rivers, Earth Surface Processes and Landforms, 36(1), 70-86, doi: 10.1002/esp.2113.
- [3] Hasegawa, K. (1978), Computer simulation of the gradual migration of meandering channels, paper presented at 34th Hokkaido Branch Conference of Japan Society of Civil Engineering, Sapporo, Hokkaido, Japan. (in Japanese)
- [4] Howard, A. D. and T. R. Knutson (1984), Sufficient conditions for river meandering: A simulation approach, Water Resources Research, 20(11), 1659-1667, doi: 10.1029/WR020i011p01659.
- [5] Sun, T., P. Meakin and T. Jossang (2001), A computer model for meandering rivers with multiple bed load sediment sizes: 2. Computer simulations, Water Resources Research, 37(8), 2243-2258, doi: 10.1029/2000WR900397.
- [6] Crosato, A. and M. S. Saleh (2011), Numerical study on the effects of floodplain vegetation on river planform style, Earth Surface Processes and Landforms, 36(6): 711-720, doi: 10.1002/esp.2088

第6章 結論

本研究では、自然状態の蛇行現象に着目し、流路形状を変化させる要因として、洪水時に流路形状を変化させる要因として、土砂移動、河岸侵食及び流路の短絡現象を、長期間に渡り流路形状を変化させる要因として、流路の陸地化現象を考慮した計算モデルの開発をおこなった。計算モデルを開発する中で、個々の現象考察や既往モデルの特性考察をおこなった。また、本研究で開発したモデルを用いて、河岸侵食現象や陸地化現象、流路の短絡現象について考察をおこない、流路形状とその形成条件、モデル特性について考察をおこなった。得られた主要な結果を以下に示す。

第二章では、河岸侵食モデルについて考察をおこない、長期間の流路形状を追跡する上での課題を抽出した。河岸侵食モデルの考察は、iRICソフトウェアに同梱されるNays2Dの斜面崩落モデルを用いて、H7年に開発土木研究所で実施された自由蛇行実験の再現計算、及び、音更川のH23.9月出水の再現計算を通じておこなった。結果、長期間の流路形状を追跡する上での課題として以下を抽出した。

- ① 土砂水理量にもとづいて河岸侵食箇所や侵食量を評価できるモデル化が 必要である.
- ② 計算格子幅に依存せず,河岸勾配を評価できるモデル化が必要である.
- ③ より格子数を削減できるモデル化が必要である.

第三章では、第二章で抽出された課題を踏まえ、移動境界座標上に Parker らが提案した河岸侵食フレームワークを数値計算モデルとして構築した(河岸移動モデル)。構築したモデルの妥当性確認は、H7年に開発土木研究所で実施された自由蛇行実験の再現計算、及び、音更川の H23.9 月出水の再現計算を通じておこなった。さらに、河岸移動モデルの特性を明らかにするための数値実験をおこなった。結果、河岸移動モデルの特性として以下を明らかにした。

- ① 河岸勾配の値が計算結果に及ぼす影響:河岸勾配を緩勾配にするほど,河岸侵食量が大きくなり,逆に急勾配に設定するほど,河岸侵食が抑制される効果があること.
- ② 河岸流砂量の算定が、河岸侵食量に大きく影響しているため、河岸構成材料に応じた適切な流砂量の算定が重要であること.
- ③ 川幅水深比が大きくなるほど,河岸侵食位置は流路形状ではなく流線形状に依存すること.

第四章では、河岸侵食に加え、流路の陸地化を考慮できる計算モデルを構築した(蛇行モデル). 蛇行モデルを用いて、陸地化進行速度の違いや流量条件の違いによって生じる蛇行形状について考察をおこなった. 結果、以下を明らかにした.

- ① 陸地化現象は主として流路幅や蛇行振幅に影響すること.
- ② 陸地化要素が多いほど、流路幅は狭く、蛇行振幅は大きくなる傾向がある. 逆に、陸地化要素が小さいほど、流路幅は広く、蛇行振幅も小さい.
- ③ 蛇行波長は河岸侵食量に依存する. つまり, 流量規模が大きいほど河岸侵食量が大きく, 蛇行波長は長くなる. 逆に, 流量規模が小さいほど河岸侵食量が小さく, 蛇行波長は短くなる

第五章では,第四章で構築した蛇行モデルに自然短絡モデルを追加し,さらに,陸地化モデルに陸地化に要する時間を考慮できるように改良をおこなった. その上で,洪水再起間隔と流路形状の関係に着目した数値実験を行ない結果について考察を行った.結果,以下を明らかにした.

- ① 洪水再起間隔と陸地化進行速度の関係により、流路形状の発達が明らかに 異なること.
- ② 低水路満杯程度の洪水再起間隔に比べ,陸地化進行速度が十分に速い場合, すなわち, T_{land} / T_{return} が 0 に近づく場合,流路は激しく蛇行する傾向にある.
- ③ また、そのような河川では流路幅がほぼ一定となる。逆に流路幅がほぼ一定の河川では、陸地化進行速度が十分に速いことが推測される。
- ④ 一方, 低水路満杯程度の洪水再起間隔に比べ, 陸地化進行速度が遅い場合, すなわち : T_{land} / T_{return} が 1 に近づく場合, 流路はそれほど蛇行が発達しない
- ⑤ また、そのような河川の流路幅は変化を有するようになる.逆に、流路幅変化を有する河川では、陸地化進行速度が遅いと推測される

本研究を通じて、これまでの構築されていない「流路幅の拡幅と縮小および短絡を考慮できるモデル」の構築をおこなった。その結果、長期間の流路形状変化の追跡計算が可能となり、上記の考察が可能となった。特に、洪水再起間隔と陸地化進行速度の関係により、流路形状変化に異なる特徴が現れることを明らかにできたことは、本研究の重要な成果である。

今後河道計画では、1洪水の河道変化だけでなく、中長期的な河道変化を評価することが重要となるであろう。本研究で構築した「中長期に渡る河道形状の変化を追跡可能な計算モデル」はそれら評価を行なう場合に有益なツールとなることが期待される。また、今後、気候変化の影響が顕著になってくることに鑑みると、河道計画にも気候変化を考慮することが重要となってくる。様々なシナリオに基づく気候変化を踏まえ、将来的な河道形状の変化傾向を推定・評価する上で、本研究成果の活用が期待される。

しかしながら陸地化モデルや自然短絡モデルは、物理的もしくは観測データにもとづいたモデル化を行っていないため、その適用範囲が限定される. そのため、本研究で構築した計算モデルをベースとして、個々のモデルについては、データ観測・分析を継続することでより一層精度向上を図ることが重要である.