



洪水中の流水抵抗変化を踏まえた流量・氾濫量の推定に関する研究

メタデータ	言語: jpn 出版者: 公開日: 2018-06-06 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 工藤, 俊 メールアドレス: 所属:
URL	https://doi.org/10.15118/00009634

博士學位論文

題 目 洪水中の流水抵抗変化を踏まえた流量・氾濫量の
推定に関する研究

氏 名 工 藤 俊

提出年月日 平成 3 0 年 3 月

洪水中の流水抵抗変化を踏まえた流量・氾濫量の推定に関する研究

目 次

第1章 序論	1
1.1 はじめに	1
1.2 現状の流量と氾濫水の調査方法	7
1.3 本研究で提案する技術の概要	9
1.4 参考文献	11
第2章 実河川における流水抵抗の分析	12
2.1 小規模河床波に起因する流水抵抗に関する既往の研究	12
2.2 国内外の河川を対象とした観測	18
2.3 国内河川を対象とした流水抵抗の分析	30
2.4 海外河川を対象とした流水抵抗の分析	33
2.5 ジャムナ川及びメコン川下流域の抵抗予測	37
2.6 本章のまとめ	40
2.7 参考文献	41
第3章 洪水中の河床変動を考慮した流量の推定	44
3.1 対象地点の概要	44
3.2 洪水中の河床高及び流量の推定方法	45
3.3 河床高と流量の推定結果	48
3.4 本章のまとめ	54
3.5 参考文献	55
第4章 河道の流下能力を考慮した流出氾濫シミュレーション	56
4.1 対象地点の概要	56

4.2	対象地点の流下能力の特徴	59
4.3	シミュレーション方法	62
4.4	河道の流下能力が計算結果に及ぼす影響の分析	67
4.5	2011 年洪水を対象としたシミュレーション	75
4.6	本章のまとめ	78
4.7	参考文献	79
第 5 章	衛星情報を活用した氾濫量の推定	80
5.1	衛星情報を活用した氾濫域の検出に関する過去の研究	80
5.2	氾濫域の推定	82
5.3	氾濫源上の流速場の推定	86
5.4	氾濫源上の流量の推定	95
5.5	本章のまとめ	99
5.6	参考文献	100
第 6 章	結論	101
謝辞		103

第1章 序論

1.1 はじめに

気候変動に起因して国内外で洪水被害の激甚化がさらに進行すると推定されている¹⁾。近年の国内において洪水氾濫が発生した事例としては、2015年9月に発生した鬼怒川の破堤による被害(図-1.1)が挙げられる。また、2016年8月に北海道の複数の流域で河川の氾濫、土砂災害が発生した³⁾(図-1.2)。また、海外においては、2011年にタイで発生した長期に渡る浸水(図-1.3)は複数の工業団地にも影響し⁵⁾、日本企業にも大きな打撃を与えた⁶⁾。



図-1.1 常総市の浸水²⁾



図-1.2 南富良野町幾寅地区の浸水の様子³⁾



図-1.3 タイ・バンコクの浸水の様子⁴⁾

このような洪水の被害を最小限にする対策としては、図-1.4 にイメージを示すように、平常時から河川整備を進めた上で、発災時には洪水予測に基づき洪水予警報などを実施することが一般的である。

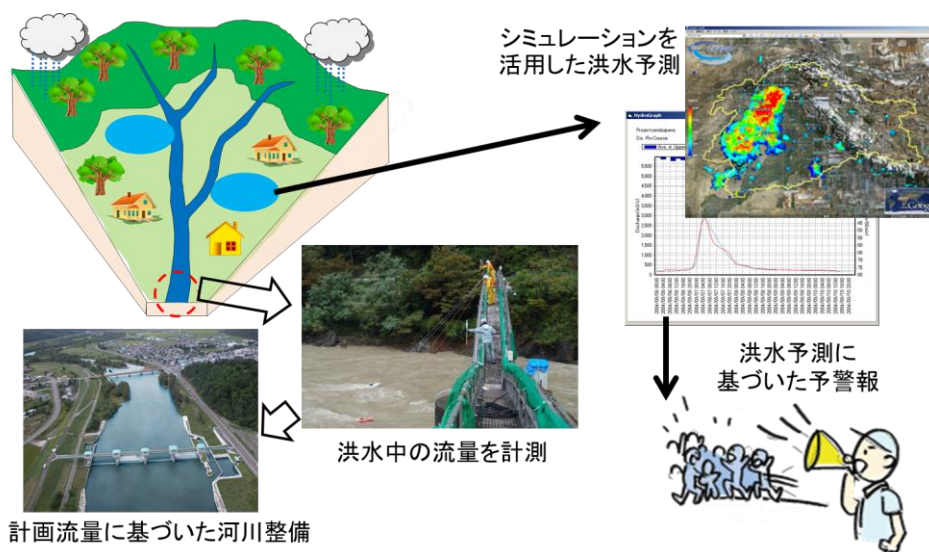


図-1.4 洪水対策のイメージ（本研究で着目するものを特記したもの）

ここで、河川整備を行う上では、まず整備目標を定める必要がある。我が国では、水系毎に河川整備基本方針⁷⁾を定め、これにおいて計画高水流量が決定される。計画高水流量は、洪水中にどれほどの流量を流下させることができるように河道を整備するかの方針を定めるものであり、これの策定においては、当該河川における既往最大クラスの流量も重要なデータとなる。

既往最大クラスの流量を計測するためには高水流量観測を実施する必要がある。一般的に高水流量観測は図-1.5に示すように、洪水中の流水に浮子を投下して流速を計測する。

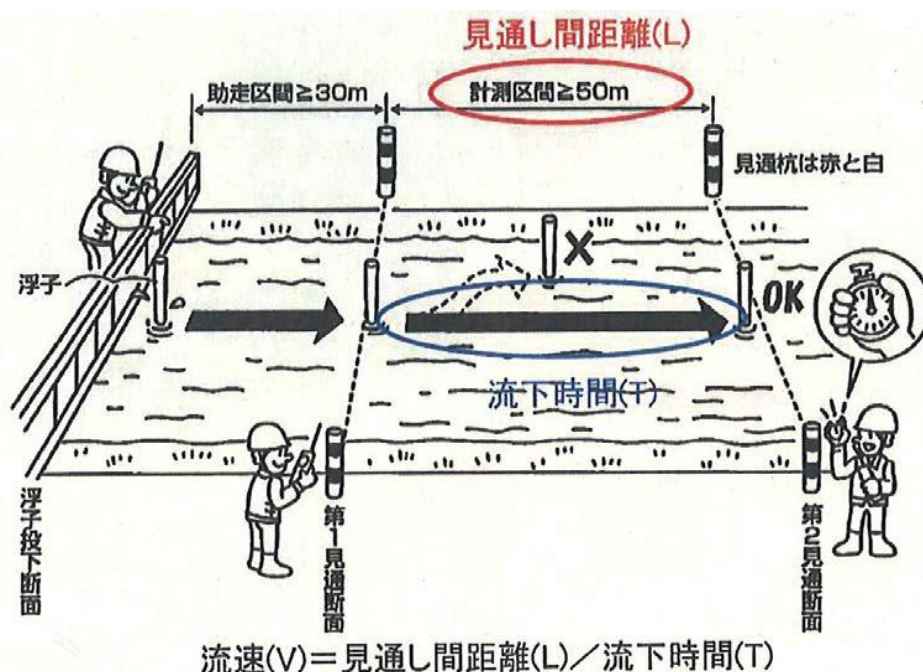


図-1.5 浮子を用いた高水流量観測⁸⁾

この手法は我が国で古くから実施されてきており、洪水時の流量のデータ蓄積に極めて大きく貢献してきた。一方、図-1.6に示すように、洪水時に橋上から浮子を投下して観測を実施することは、作業員にとって非常に危険を感じることもある。また、観測地点の周辺で氾濫が発生、または発生が危惧される場合などは、作業員の安全を最優先にするために観測を中止することもあり、当然ながらその場合は、流量値は欠測となる。さらに、近年における人材の減少も一因として、高水流量観測の業務は不調・不落が増えている状況である。こ

のような状況は，河川整備を計画する上で欠かせない洪水時の流量データの品質に結びつく危機的な問題であると考える．また，次節で詳述するように，流量値を得るためには流速と河床の横断形状が必要であるが，洪水中の横断形状は直接計測することが難しいため，洪水前後の河道の横断測量の結果を用いている．一方，特に土砂が移動する河床，すなわち移動床では，洪水中は河床の洗掘及び堆積によって河床高が激しく変化することがある．この場合には，河床高の変動に伴い横断形状が時々刻々と変化するため，洪水中的実際の横断形状と洪水前後の横断形状に差異が発生する可能性があり，それが流量値の算出にどれほど影響するかは明らかでない．



図-1.6 高水流量観測の状況

（作業員が橋上から投下しようとしているものが浮子である．また，橋からロープが伸びて繋がれているボートは aDcp（後述）を搭載したボートである．）

また、洪水予測を行う上では、降雨から河道への流出過程をシミュレーションする技術を用いることが一般的であり、現在主流なものとしては、降った雨が河道へ流出する現象を表現するモデルと、洪水流の河道流下を表現するモデルを組合せた構造があり、これを用いることで、対象地点の河道の水位及び流量を時系列的に予測することができる。また、流量観測を実施した上で、水位-流量関係の近似式（H-Q 式）を作成した地点においては、予測流量を H-Q 式を介して水位に変換することで、観測データに基づいた H-Q 式からの予測水位を得ることもできる。

一方、近年は河道から堤内地への越流を考慮することで、図-1.7 に示すように、降雨流出と氾濫を一体的にシミュレーションするモデルが提案されており、これを用いた研究が増えている^{9), 10), 11), 12)}。すでに述べたように、大規模氾濫を伴う洪水の更なる激甚化が懸念される状況であり、そのような中で降雨流出と氾濫を一体的に解くことができるモデルを活用することは極めて重要である。

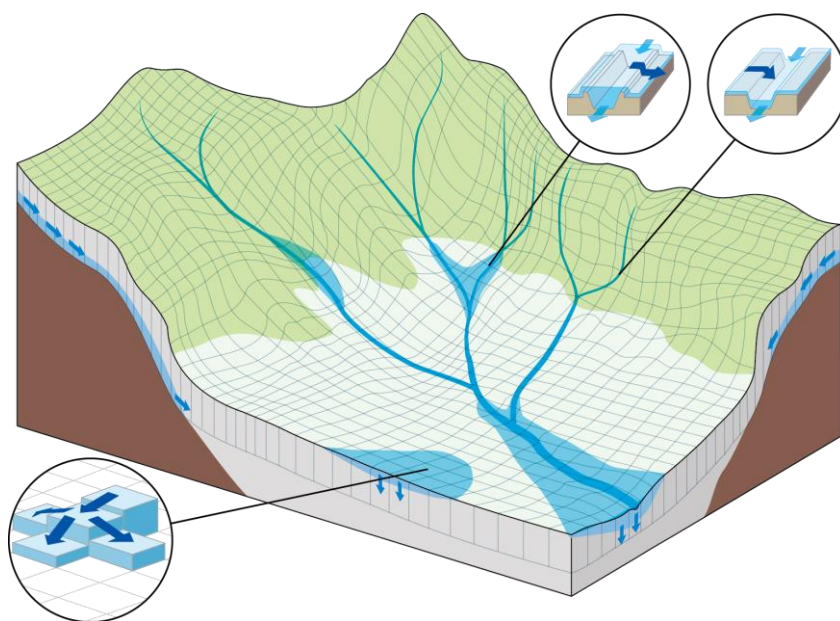


図-1.7 降雨流出氾濫(RRI)モデルの概念図（第4章で詳述）

このモデルの特徴として、モデル内のグリッド毎に、計算される河道水位と河岸高の標高（有堤区間の場合は堤防天端高）を比較し、水位が河岸高（堤防天端高）の標高を超えた場合に堤内地に越流させるようなアルゴリズムを用いている。よって、モデル内の河道水位の計算精度が氾濫水の計算結果に直接影

響する。しかしながら、これまでの流出氾濫計算では、河道の流下能力、すなわち河道形状と粗度係数に単純な仮定を用いており、これがモデル内の河道水位の計算結果、ひいては氾濫水の計算結果に及ぼす影響は明らかでない。

また、特に途上国の大流域においては、氾濫域や氾濫水深などの情報を精緻に調査することは現実的ではなく、シミュレーション結果の検証が難しい。

このような背景のもと、本研究では、上述に挙げた現状の課題、すなわち高水流量観測における安全性に起因するデータ欠測及び横断形状の設定に関する課題と、降雨流出と氾濫を一体的に解くモデルにおける河道の流下能力の設定に関する課題について、洪水時の流水抵抗を的確に与えるというアプローチからの解決方法を考える。

よって、本研究では最初に実河川における洪水時の流水抵抗の分析を実施し、流水抵抗を予測する手法を検討する。これを踏まえた上で、「安全かつ精度の高い流量観測手法」と「現地の河道の流下能力を反映した氾濫量推定手法」を提案する。後者では、現地の河道の流下能力を反映した流出氾濫シミュレーション手法に加えて、氾濫水に関する緻密な現地調査が難しい大流域の途上国でも、シミュレーション結果の検証ができるように、衛星情報を活用した氾濫量の推定方法を併せて提案する。

なお、本論文における「安全かつ精度の高い流量観測手法」の研究対象地点は日本屈指の急流河川である姫川とした。当該河川は洪水時に非常に激しい流況となり、河床変動も大きいことから、当該手法の検討に特に適していると考ええる。また、「現地の河道の流下能力を反映した氾濫量推定手法」の研究対象地点はメコン川下流域とした。当該流域は氾濫が毎年発生し、観測情報も比較的乏しいことから、当該手法の検討に特に適していると考ええる。

1.2 現状の流量と氾濫水の調査方法

高水流量観測を実施する際は、計測された流速と、洪水前後に計測される横断形状から得られる流積のうち、流量が大きくなる方の流積を用いて、（流速）×（流積）の計算を行い、流量値を得る。前述の通り、流速の計測については、流水中に浮子を投下する手法が古くから用いられてきた。

一方、近年は、浮子によらない計測方法も複数提案されている。この中の一つに、図-1.8 に示す電波式流速計による方法がある。

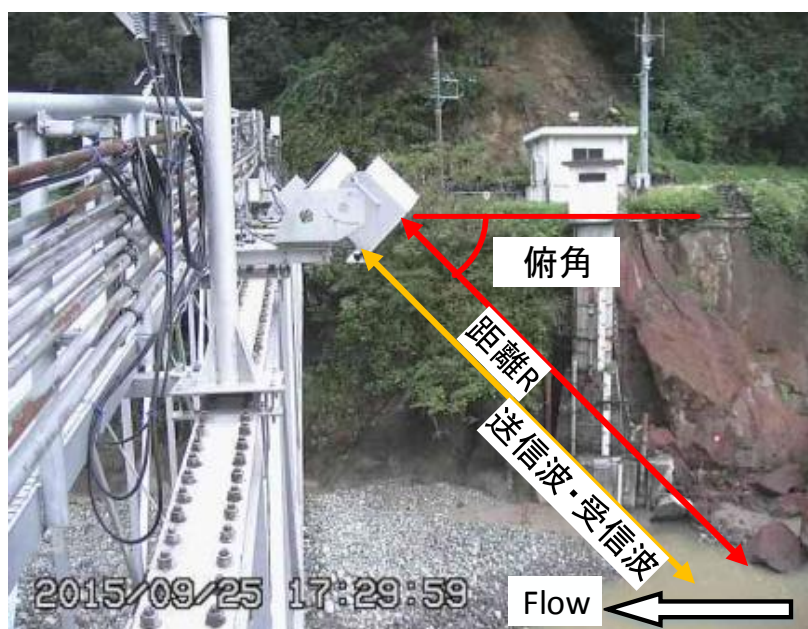


図-1.8 電波式流速計の一例¹³⁾

電波式流速計は計測対象地点に電波を照射し、照射範囲の流速を得るもので、電波のドップラー効果を利用した計測器である¹⁴⁾。図-1.8 に示すように、あらかじめ橋上に設置しておくことで、洪水時においても橋が水没しない限りは安定的にデータを取得可能であり、作業員が直接現場に赴く必要がないため、流量値を安定的に取得できるようになると期待できる。

一方、電波式流速計はその性質上、流水の表面流速を計測するため、水中の情報（鉛直流速分布、水深など）を得ることができない。そのため、表面流速に補正係数（一般的には 0.85）を乗じることで、鉛直平均流速を算出する。また、流積については浮子測法による流量観測と同様に、洪水前後の横断測量の結果から得た上で、流速と流積を乗じて流量を得ることが一般的である。

ところで、洪水中に水中の情報を計測する器機として、近年、aDcp (acoustic Doppler current profiler)が普及している。aDcpの詳細は次章で述べるが、aDcpを搭載したボートを橋上から曳航させることで、図-1.9に示すように、河床の横断形状及び断面内の流速分布を得ることができる。

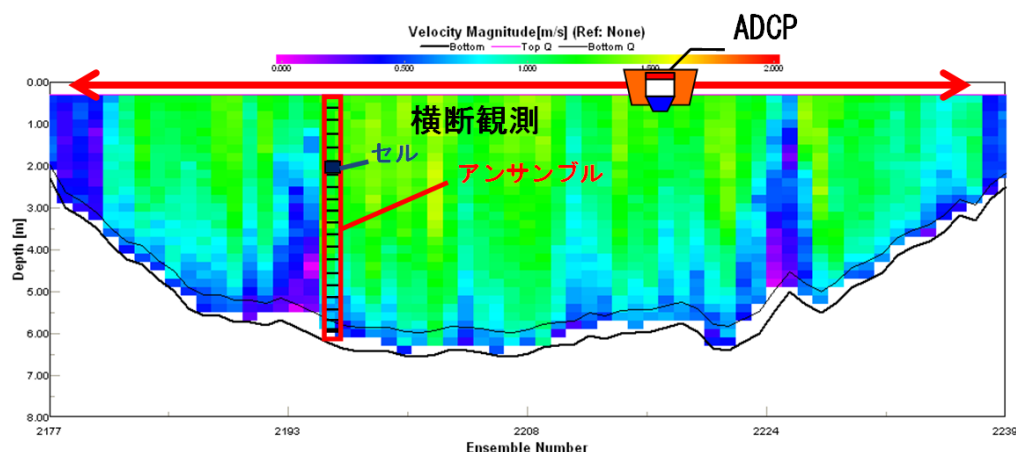


図-1.9 aDcp 観測結果の一例¹⁴⁾

よって、aDcpで計測した流速分布をそのまま積算することで、流量値を直接得られるという大きな特徴がある。一方、計測器を流水に直接接触させて観測を実施するものであるため、一般的には図-1.6に示すように、作業員が橋上から直接ロープを用いてボートを曳航させる必要がある。そのため、観測を実施するためには、作業員が現場に赴く必要がある。

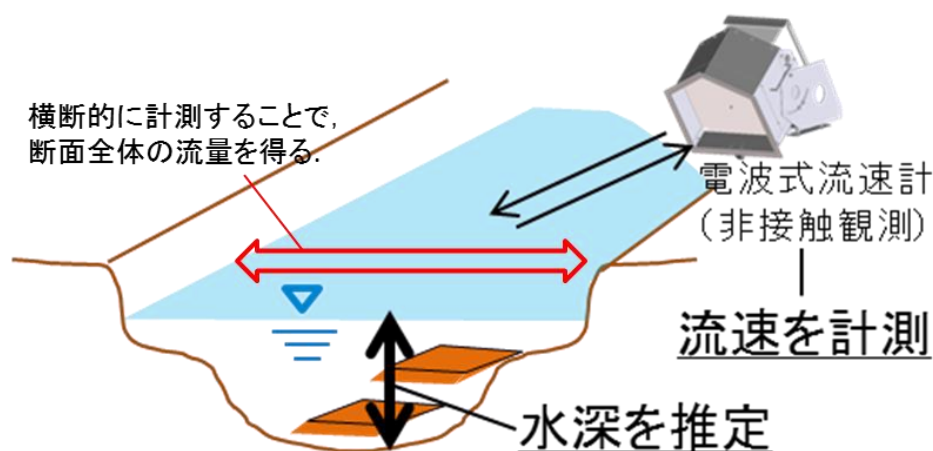
このように、近年の計測器機の発達により、電波式流速計のように作業員が現場に赴かなくても流速を計測できる器機や、aDcpのように洪水中の河床の横断形状及び断面内の流速分布を計測できる器機がある。

また、洪水氾濫が発生した際に、氾濫水の調査を行う方法としては、浸水深計の設置による浸水深の時間変化の計測や、痕跡調査による氾濫範囲及び最大水深の調査がある¹⁵⁾。また、人工衛星から得られるデータを用いた氾濫範囲の推定も実施されている。十分な密度で氾濫水深等の計測を実施できる場合には、氾濫量も含めた情報が得られるが、特に途上国の大陸河川の流域等、観測データが乏しい大流域においては、衛星情報を活用した氾濫域の把握に留まり、氾濫量まで含めた調査は難しい状況にある。

1.3 本研究で提案する技術の概要

本研究で提案する技術の一つは、「安全かつ精度の高い流量観測手法」である。前節で述べた通り、電波式流速計などの非接触型の流速計によって、作業員が直接現場に赴くことなく流速を得ることができるが、洪水時の横断形状を得ることはできないため、洪水時に時々刻々と変化する横断形状を反映した流量値を得ることはできない。

そこで、本研究では、電波式流速計から得られる流速データから、水深を推定し、計測した流速と推定した水深から流量を得ることを考える。イメージを図-1.10に示す。図中のマンニングの平均流速公式を用いた水深の推定イメージに示される通り、洪水時の粗度係数が分かれば流速から水深が推定できるため、本技術においては、洪水時の粗度係数を予測することが重要である。よって、まずは2章において洪水時の流水抵抗の分析を実施する。その上で、3章において、本技術によって算出された流量と、既往の手法による流量、すなわち洪水前後の横断形状による流量との比較を行い、本技術の有用性を示す。



(単位幅)流量=流速×水深

- 作業員が現場に近づかなくても流速を計測できる計器が開発されてきている。
- 流量を得るためには、水深を推定する必要がある。

水深の推定イメージ

$$u = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$$

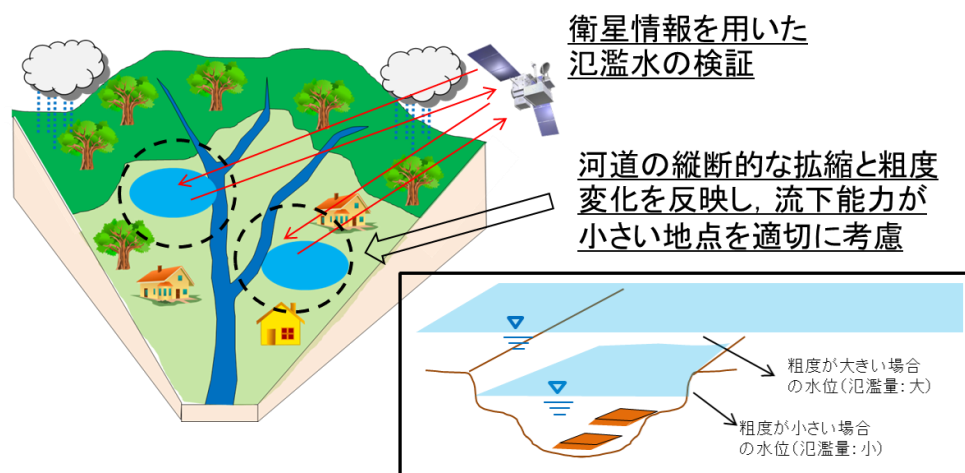
流速・勾配は計測できるため、**洪水時の粗度**が分かれば水深が得られる。

図-1.10 安全かつ精度の高い流量観測手法のイメージ

また、本研究で提案する二つ目の技術は、「現地の河道の流下能力を反映した氾濫量推定手法」である。すでに述べた通り、降雨流出と氾濫を一体的に解くモデルを活用した研究が増えているものの、河道の流下能力に単純な仮定を置いており、それが氾濫計算に与える影響は明らかでない。具体的には、河道の流下能力は河道の横断形状と粗度係数に起因するが、横断形状については、下流になるほど河道の断面積が広がるという単純な仮定を置くことがほとんどであり、局所的な断面の変化を考慮することは少ない。また、粗度係数については、洪水中に変化しないとの仮定のもと、一定値を用いることがほとんどである。図-1.11 は河道の粗度による水位の違い及びそれによる氾濫量の違いのイメージを示したものである。このように河道の流下能力は氾濫量の計算結果に直結すると考えられるが、具体的にどの程度計算結果に影響するかは明らかでない。

そこで本研究では、図-1.11 にイメージを示すように、河道の断面の縦断変化と粗度係数の時空間的な変化をモデル化した上で、現地の河道の流下能力を反映させることを考える。ここで、粗度係数のモデル化にあたっては、洪水中の粗度係数の変化を適切に予測できることが必要となる。

これを実施した場合に、洪水氾濫シミュレーションの結果にどれほどの影響があるかを分析し、本技術の有用性を示す。さらに、衛星情報から、氾濫域のみならず、氾濫源上の氾濫量や流速場を推定する手法を提案する。その上で、シミュレーション結果との比較を行い、シミュレーション結果の検証も考慮したパッケージ型の技術として提案する。



氾濫を扱う上では、**洪水中の粗度**を適切にモデル化する必要がある。

図-1.11 現地の河道の流下能力を反映した氾濫量推定手法のイメージ

1.4 参考文献

- 1) IPCC Working Group II: CLIMATE CHANGE 2014 Impacts, Adaptation, and Vulnerability (Summary for Policymakers), 2014.
- 2) 内閣府：防災情報のページ,
http://www.bousai.go.jp/kohou/kouhoubousai/h28/83/special_02.html
- 3) 土木学会 社会支援部門：2016 年 8 月 北海道豪雨災害調査団緊急報告会について, <http://committees.jsce.or.jp/report/node/136>
- 4) 時事.com 記事：https://www.jiji.com/jc/d4?p=twf101-jlp11638493&d=d4_int
- 5) 東京大学生産技術研究所沖研究室：2011 年タイ国水害調査結果（第 4 報）,
http://hydro.iis.u-tokyo.ac.jp/Mulabo/news/2011/111130_4th_report.pdf
- 6) 東洋経済記事：タイ洪水の深刻度、日本企業への影響を独自調査,
<http://toyokeizai.net/articles/-/8120>
- 7) 国土交通省，水管理・国土保全局：河川整備基本方針・河川整備計画について, https://www.mlit.go.jp/river/basic_info/jigyo_keikaku/gaiyou/seibi/about.html
- 8) （一社）中部地域づくり協会：絵で見る水文観測
- 9) T. Sayama, G. Ozawa, T. Kawakami, S. Nabesaka and K. Fukami: Rainfall – runoff – inundation analysis of the 2010 Pakistan flood in the Kabul River basin, Hydrological Sciences Journal, pp.298-312, 2012.
- 10) T. Sayama, Y. Tatebe and S. Tanaka: An emergency response-type rainfall – runoff - inundation simulation for 2011 Thailand floods, Journal of Flood Risk management, doi:10.1111/jfr3.12147, online first, 2015.
- 11) S. Kudo, T. Sayama, A. Hasegawa and Y. Iwami: Analysis of Flood Risk Change in Future Climate in terms of Discharge and Inundation in the Solo River Basin, The 7th International Conference on Water Resources and Environment Research (ICWRER 2016), p05_1-p05_6, 2016.
- 12) A. Sriariyawat, K. Pakoksung, T. Sayama, S. Tanaka and S. Koontanakulvong: Approach to Estimate the Flood Damage in Sukhothai Province Using Flood Simulation, Journal of Disaster Research, Vol.8, No3, pp406-414, 2013.
- 13) 萬矢敦啓, 墳原学, 工藤俊, 小関博司, 笛田俊治：電波式流速水位計の開発, 土木学会論文集 G（環境）, Vol.72, No.5, pp.I305-I311, 2016.
- 14) 国立研究開発法人土木研究所水行研究グループ水文チーム：流量観測の高度化マニュアル（高水流量観測編）Ver1.2,
https://www.pwri.go.jp/team/hydro_eng/manual.htm
- 15) 国土交通省，水管理・国土保全局：河川砂防技術基準（調査編），
http://www.mlit.go.jp/river/shishin_guideline/gijutsu/gijutsukijunn/chousa/index.html

第2章 実河川における流水抵抗の分析

2.1 小規模河床波に起因する流水抵抗に関する既往の研究

「安全かつ精度の高い流量観測手法の提案」及び「現地の河道の流下能力を反映した氾濫量推定手法の提案」のためには、洪水中の実河川の流水抵抗を理解する必要があるため、本章では洪水中の実河川における観測データを用いてこの分析を実施する。

洪水中に土砂が移動する河床，すなわち移動床における流水抵抗は，河床の掃流力によりもたらされる流砂現象及び河床形状変化と直接関係し，大きく変化する．特に小規模河床波の形態の遷移に起因する流水抵抗の急変や二価性は河川管理に不可欠な抵抗予測における重要な問題である．ここで，図-2.1 は洪水中の小規模河床波の変遷を示す図である．

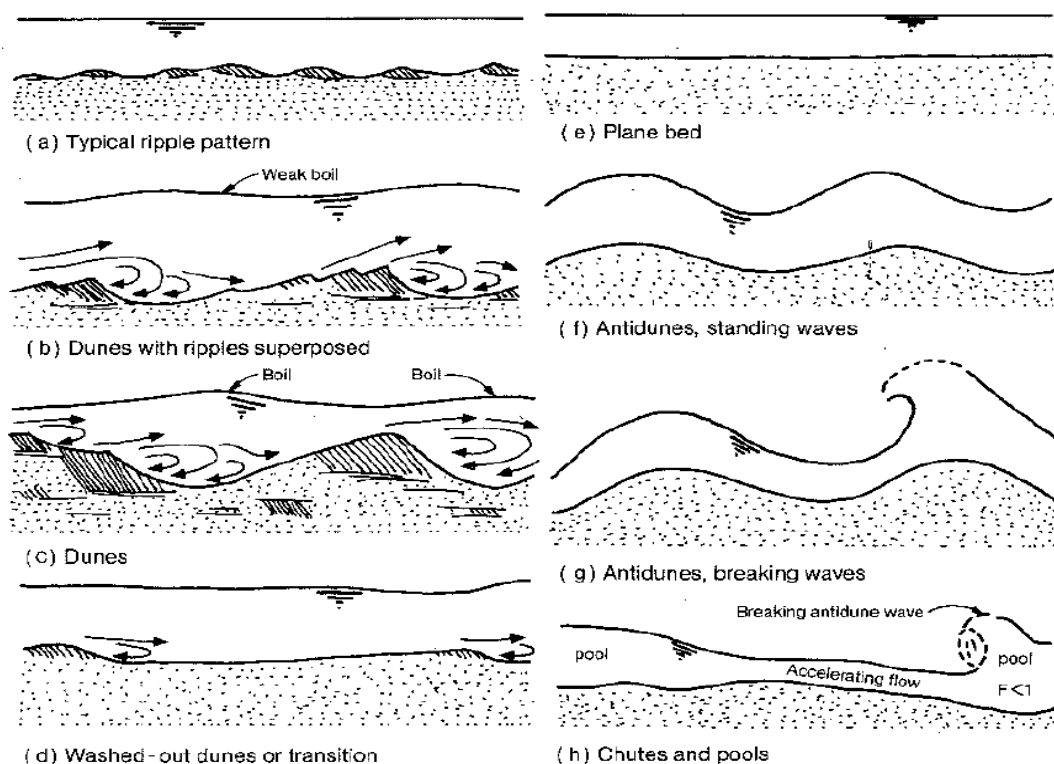


図-2.1 洪水中の小規模河床波の変遷¹⁾

流量がごく小さい場合は、(a)に示される砂蓮(ripple)と呼ばれる小規模河床波が出現し、小さな形状抵抗が発生する。流量が増加するに従い、(b)、(c)に示されるように、砂堆(dune)と呼ばれる小規模河床波が発達し、大きな形状抵抗が発生する。さらに流量が増加すると、発達した砂堆が消失するという現象が発生し、この時の河床を遷移河床(Transition)と呼ぶ。この時、形状抵抗が急激に低下する。さらに流量が増加すると、反砂堆(Antidune)と呼ばれる小規模河床波が発達し、再び形状抵抗が増加する。

このように、洪水中の小規模河床波は水理量に応じて大規模に変化し、流水抵抗は時々刻々と変化する。小規模河床波に起因する流水抵抗の予測を目的とするアプローチの一つで重要なものとして、全抵抗を河床面の砂粒による表面抵抗と、小規模河床波による形状抵抗に分離する方法がある。Einstein and Barbarossa²⁾は、これらを線形的に分離できると仮定し、径深に着目し表面抵抗分(τ')と形状抵抗分(τ'')に分離した。Vanoni and Brooks³⁾は、水路実験を実施した上で河床波による抵抗変化を議論しており、上記の分離にも着目して分析した。Engelund⁴⁾は、米国の河川の計測結果から、相対水深(R/d)と無次元有効掃流力(τ_*)の関係は勾配のみに依存することを見出した。これは、フルード相似則を用いることに加えて、無次元有効掃流力の相似則を仮定している。これにより、移動床における流量予測手法を提案した。また、上記の相似仮定から、無次元有効掃流力(τ')と無次元掃流力(τ_*)の間には一義的な関係があるとし、Guys et al.⁵⁾による水路実験結果を用いて τ_* - τ_* 関係を定式化した。さらに、これを用いて Rio Grande 及び Pigion Roost Creek における水深-流速関係の遷移現象の説明に成功した⁶⁾。図-2.2 は Engelund が示した τ_* - τ_* 関係である。ここで、 τ_* と τ_* の間には以下の関係がある。

$$\tau_* = \tau_*' + \tau_*'' \quad (1)$$

ここで、 τ_*'' は無次元掃流力のうち形状抵抗分である。

(1)式は、 τ_* は τ_*' と τ_*'' の重ね合せであることを仮定しており、上述の表面抵抗と形状抵抗を線形的に分離することに対応する。小規模河床波が発達して形状抵抗が増加すると、 τ_*'' が増加して、 τ_* における τ_*' が占める割合が減少する関係にある。 τ_*'' は形状抵抗を表現するものであるため、これを直接算出するには、小規模河床波の波高及び波長を得る必要がある。洪水中的実河川で小規模河床波の波高及び波長を得ることは困難であるため、直接 τ_*'' を得ることは難しい。一方、 τ_* - τ_* 関係を分析することで、小規模河床波を直接計測せずに流水抵抗を調べることができる。ここで、 τ_* と τ_* は以下の通りである。

$$\tau_* = \frac{RI}{sd} \quad (2)$$

$$\tau_*' = \frac{R'I}{sd} \quad (3)$$

ここで、 R は径深、 I は勾配、 d は粒径である。 s は河床材料の水中比重で本研究では 1.65 を用いる。 R' は平坦河床見合いの径深で、以下に示す通り流速に関係する水理量である。

$$\frac{U}{\sqrt{gR'I}} = 8.5 - \frac{1}{\kappa} + \frac{1}{\kappa} \ln \frac{R'}{k_s} \quad (4)$$

ここで、 U は平均流速、 κ はカルマン係数で本研究では 0.4 を用いる。 k_s は相当粗度である。 k_s は粒径の数倍(md)とされ、 m は様々な値が報告されており、例えば芦田⁷⁾は平均粒径の 0.5～4.0 倍の範囲で変化すると述べた。

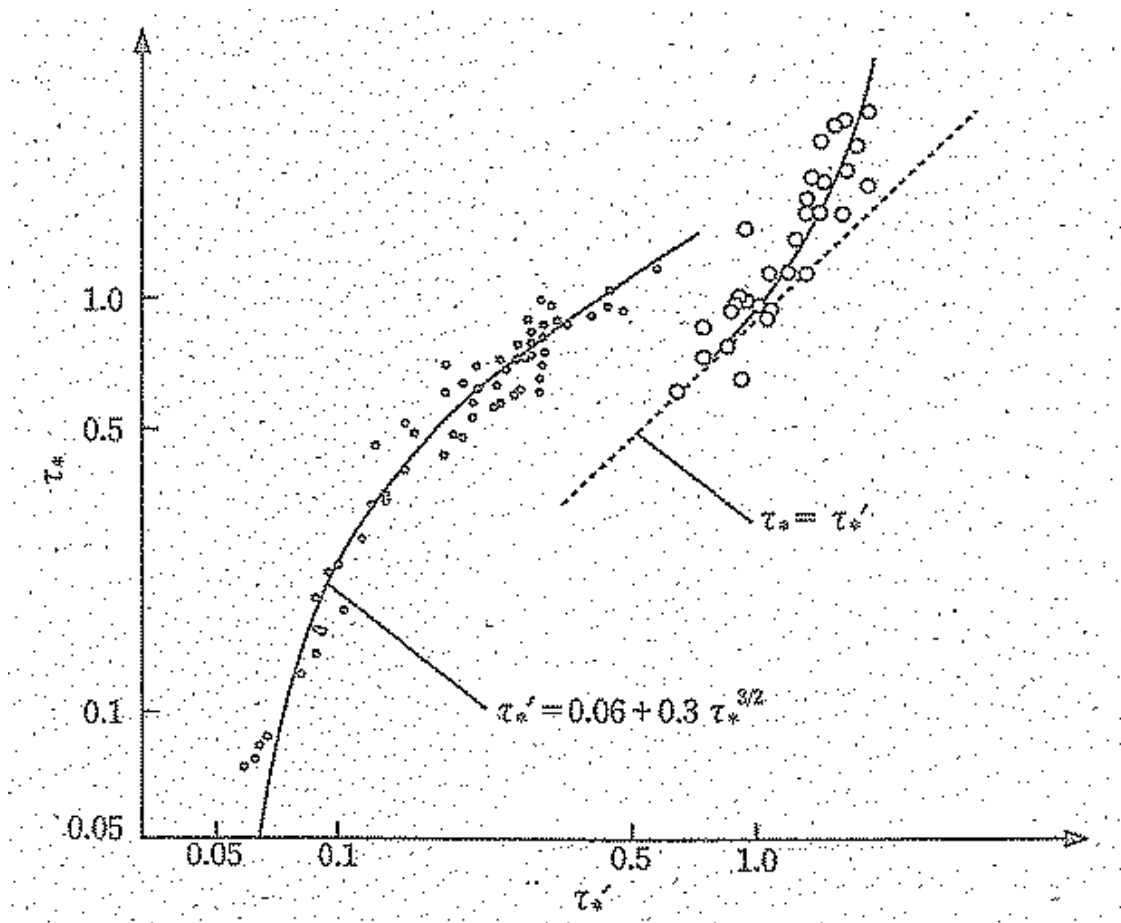


図-2.2 Engelund が提案した τ_* - τ_*' 関係⁶⁾

図-2.2 における縦軸(τ_*)は式(2)に示される通り径深(R)に比例する無次元量である。また、横軸(τ_*')は式(3)に示される通り平坦床見合いの径深(R')に比例する無次元量であり、平坦床見合いの径深(R')は式(4)に示される通り平均流速(U)に比例する。このため、 τ_* - τ_*' 関係は間接的に径深と平均流速の関係を表現する。よって、同一の τ_* の値に対して τ_*' の値が小さい場合は、平均流速が小さく、すなわち流水抵抗が大きいことを意味し、同一の τ_* の値に対して τ_*' の値が大きい場合は平均流速が大きく、すなわち流水抵抗が小さいことを意味する。図-2.2 において $\tau_*=\tau_*'$ を表現する直線があるが、これは、 $\tau_*'=0$ 、すなわち形状抵抗が無く河床が平坦であることを意味する。

また、図-2.2 に着目すると同一の τ_* の値に対して2つの τ_*' が存在する区間が存在する。すなわち、 τ_* - τ_*' 関係に二価性がある。これは、流量増加時と流量減少時で同一の水理条件に対する流水抵抗が異なることを意味する。 τ_* - τ_*' 関係に二価性については、山口ら⁸⁾、泉ら⁹⁾が線形及び弱非線形安定解析を行い、これの理論的説明を行っている。

Engelund が図-2.2 に示す τ_* - τ_*' 関係を提案した後、岸・黒木は Gilbert¹⁰⁾、佐藤ら¹¹⁾の水路実験資料を加えて検討し、Engelund が仮定した相似仮定は特殊な場合を除いては成立しないことを指摘した上で、 τ_* - τ_*' 関係式を修正した。具体的には、 τ_*' は τ_* のみの関数ではなく、独立変数として R/d を加えた¹²⁾。図-2.3 は岸・黒木が提案した τ_* - τ_*' 関係であり、 $R/d=500$ と $R/d=1,000$ の場合の関係を示す。このように、 R/d の値によって τ_* - τ_*' 関係が変化することが特徴である。ここで、図中の各線に応じて Dune I, Dune II, Transition I, Transition II, Flat bed, Antidune と記述してある。これは、小規模河床波の形態を表しており、Dune I, Dune II は図-2.1 の(b)~(c)、Transition I, Transition II は図-2.1 の(d)、Flat bed は図-2.1 の(e)、Antidune は図-2.1 の(f)に対応する。

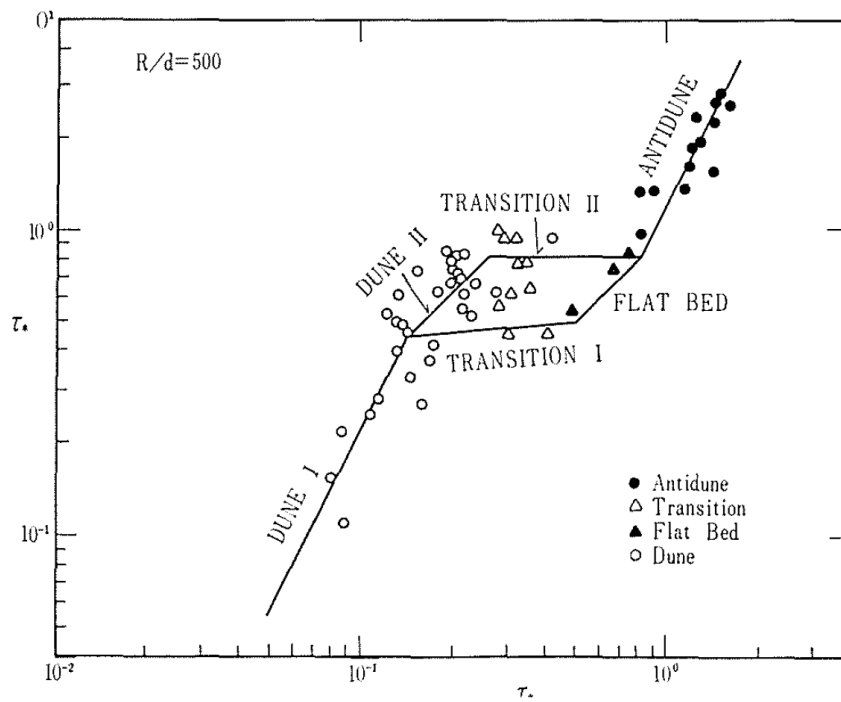


図-2.3.1 岸・黒木が提案した $\tau_*'-\tau_*$ 関係 ($R/d=500$) ¹²⁾

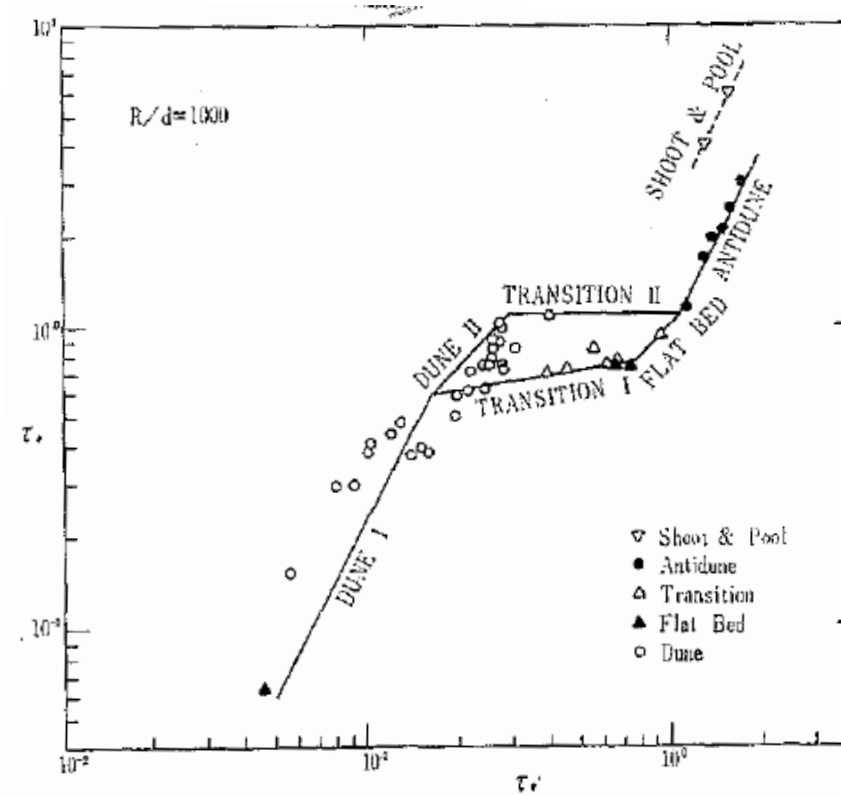


図-2.3.2 岸・黒木が提案した $\tau_*'-\tau_*$ 関係 ($R/d=1,000$) ¹²⁾

また、山本¹³⁾は多くの水路実験結果及び実河川の観測結果を用いて、流速係数と無次元掃流力と相対水深の関係図を示した。さらに、これら 3 変数の関係を河床波ごとに分析し、計測資料のない領域でも経験的に推定したことが特徴的である。岸・黒木及び山本がそれぞれ示したダイアグラムは、現在我が国の河道計画における粗度係数の設定に広く用いられている¹⁴⁾。なお、実河川で洪水中の流水抵抗を分析した例は、昭和 56 年 8 月に石狩川で発生した洪水で河床波を観測・分析した研究^{15), 16), 17)}が代表的であり、岸・黒木のダイアグラムとの比較による流水抵抗の分析も行われている¹⁶⁾。

上述の流水抵抗と種々の水理量の関係を解明する研究はその目的上、ほとんどは測定条件が良く整備された水路実験の資料を用いてきた。一方、現地観測を用いた分析例は上記で示した例などの一部に留まり、特に水路実験における設定が難しい相対水深が非常に大きい場合や浮遊砂濃度が高い条件における検討例は見当たらない。

一方、近年は acoustic Doppler current profiler (aDcp)を始めとする観測機器の発達¹⁸⁾により水中の様々な情報を計測できるようになり、高流速、高濁度条件及び大きな河床変動を伴う洪水の観測の成功事例も増えた¹⁹⁾。aDcp による観測から、高解像度の流速分布や水深など、これまで実河川の洪水中に計測が困難とされた水理量が得られるようになったが、洪水中の流水抵抗に着目し複数の河川の観測結果を用いて統一的に分析した例はない。

そこで本章では、国内外で aDcp によるデータを用いて流水抵抗を分析した。具体的には、岸・黒木が提案した $\tau_*-\tau_*'$ 関係と観測データを比較し、それらが適合する場合とそうでない場合を示した。さらに、適合しない場合は、既存の $\tau_*-\tau_*'$ 関係が構築された水理条件との違いを考察した上で、新たな $\tau_*-\tau_*'$ 関係を導出して抵抗予測を実施した。

2.2 国内外の河川を対象とした観測

国内外の実河川を対象として、 $\tau_*-\tau_*'$ 関係に着目した流水抵抗の分析を実施するために、aDcp を用いた観測を実施した。

aDcp は超音波のドップラー効果を応用した流速計であり、①流向・流速の鉛直プロファイルが計測できること、②航走断面の流速分布と河床形状が同時に計測できること、などが特徴である²⁰⁾。図-2.4 は aDcp の機種の一つである TELEDYNE RDI 社の RiverRay ADCP である。なお、本論文中の表記で aDcp と ADCP を併用するが、aDcp は acoustic Doppler current profiler の総称で、ADCP は特定機種の名称の一部である。aDcp のトランスデューサー（赤い面）から照射された超音波が、水中の流れによって移動する細かい土砂やプランクトンなどに反射して散乱する。その際にドップラー効果により反射波の波長が変化するため、これを解析することで照射軸上の流速の鉛直分布が計測できる。図-2.5 は RiverRay ADCP を曳航させるためのボート（リバーレイボート）で、これに aDcp のトランスデューサーを下向きにした状態で搭載する。図-2.6 は aDcp を搭載したボートを、河川を横断するように曳航させて観測した結果の一例である。図に示すように、横断面の流速分布及び水深分布を得ることができる。



図-2.4 RiverRay ADCP²¹⁾



図-2.5 リバーレイボート²¹⁾

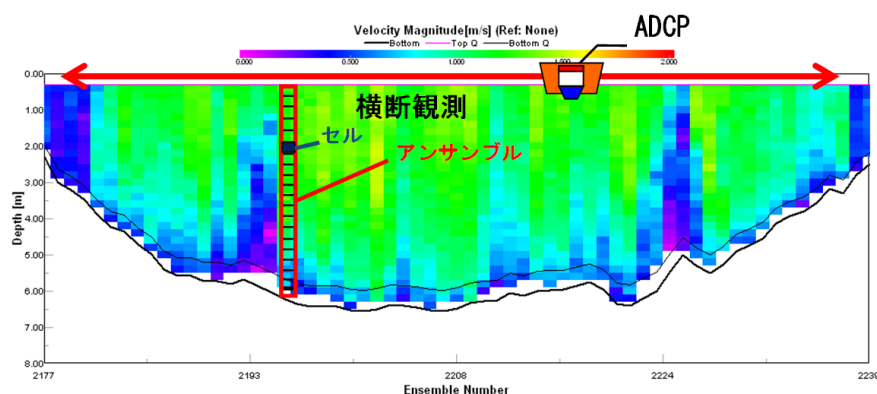


図-2.6 aDcp 観測結果の一例²⁰⁾

本研究で流水抵抗の分析にあたり観測が必要な水理量は、平均流速、水深、勾配、粒径である。基本的には、平均流速及び水深は aDcp から得ており、勾配は複数の水位計から得た水面勾配を用いた。粒径は河床材料調査から得た d_{50} を用いた。また、aDcp 観測データは上層及び下層それぞれに不感帯が存在するため、これを外挿補間して平均流速を算出した。今回は、上層不感帯は 4 手法 (Power 法, 3 point slope 法, Constant 法, Log 法) の平均を用い、下層不感帯は Power (No slip) 法を用いた。Log 法は観測データを対数近似して外挿補間する方法で、残りの外挿方法は、例えば WinRiver II User' s Guide²²⁾に記されている。

図-2.7 は本章で対象とする 5 地点の位置を示す。また図-2.8 はそれぞれの地点における観測時の状況である。

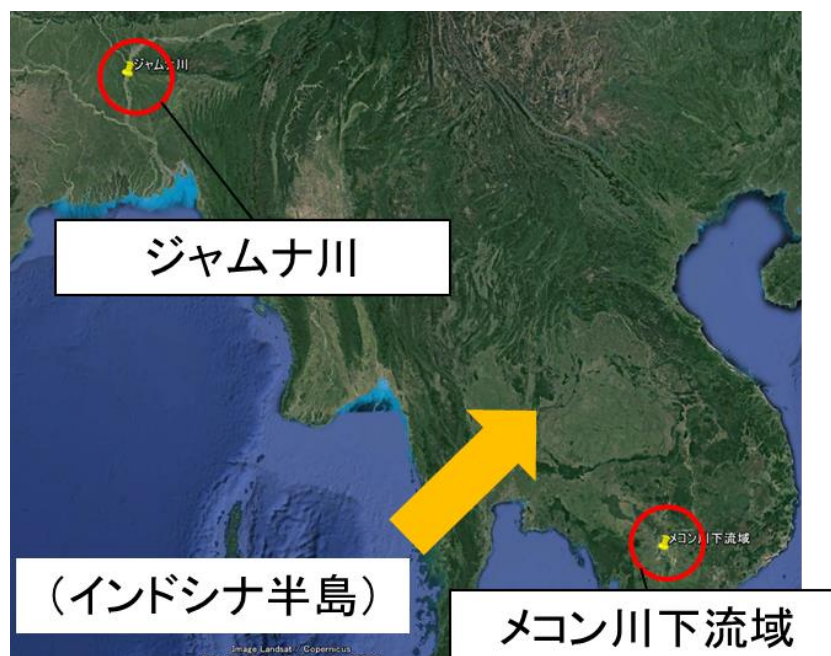


図-2.7 国内における対象地点
(背景の衛星写真は Google earth より)

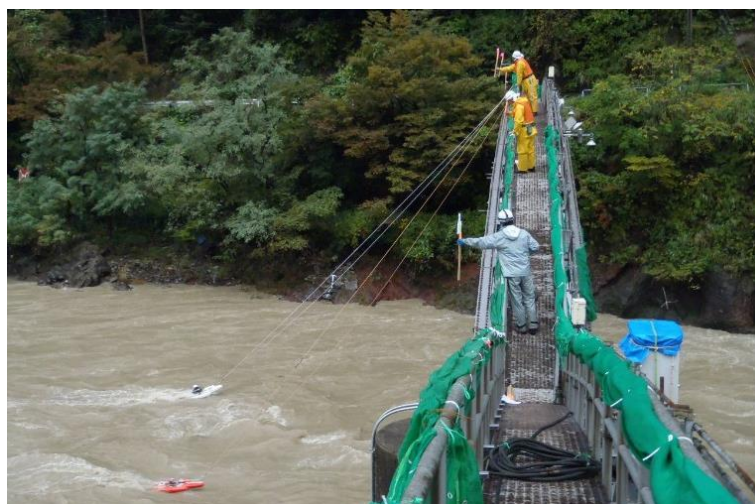


図-2.8.1 観測状況
 (上から，姫川/山本地点，千代田実験水路，信濃川/臼井橋地点)

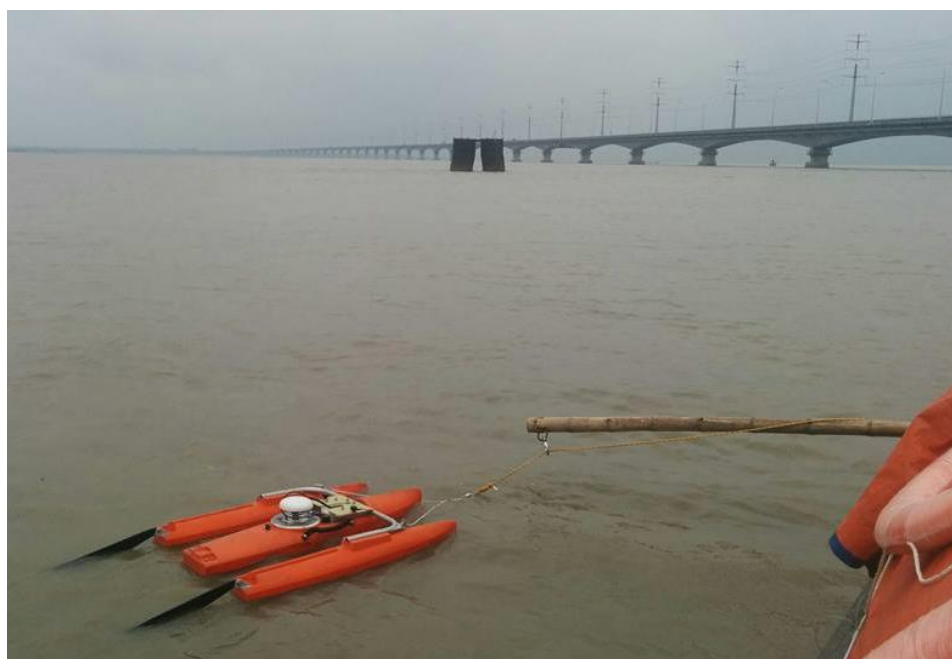


図-2.8.2 観測状況
(上から, メコン川下流域, ジャムナ川)

ここでは、対象地点の中で最も勾配が大きい姫川/山本地点及び、最も勾配が小さいメコン川下流域における観測について記述する。

(1) 姫川/山本地点の観測

姫川/山本地点は前述の通り洪水中の流況が非常に激しく、aDcp 観測中に不具合が発生し、データが安定しなかったため、電波式流速計を併用して流速の計測を実施した。また、横断的に水位が変化する流況であったため、巻き尺を用いた横断的な水位計測を実施した。

図-2.9 は山本地点周辺を表す。図に示す通り、水管橋から下流に向けて観測測線を設けた。当該地点で平成 25 年 8 月 23 日、9 月 16 日、10 月 16 日に発生した洪水において計測を実施した。また、8 月 9 日、9 月 20 日、11 月 22 日に計 3 回の横断測量を実施し、各洪水前後の横断形状を得た。



図-2.9 姫川/山本地点の周辺図

図-2.10 は観測測線の横断測量結果を示すものであり，8月～11月に最大2m程度の河床変動が発生したことがわかる．また，8月9日に比べて9月20日と11月22日は右岸側が大きく洗掘していることが特徴的である．なお，図中に三角形で示される点（Sec1～Sec8）は観測で使用した電波式流速計の横断方向の設置位置を意味し，鉛直の直線は各流速計の測線区分を分割するものである．

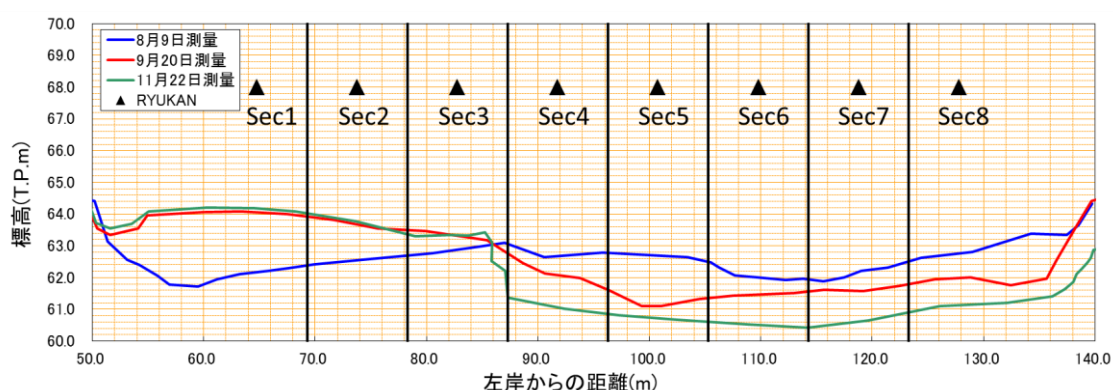


図-2.10 観測測線の横断測量結果

洪水中に観測測線上で aDcp を曳航させて水深を計測するとともに，測線上の Sec1～Sec8 で電波式流速計を用いた表面流速の計測及び巻尺を用いた水面高の計測を実施した．いずれの計測も水管橋の欄干の内側から手を伸ばし実施できるものであり，観測のための足場等は設置していない．なお，aDcp は Workhorse ADCP (1200 kHz) を用い，電波式流速計は，可搬型の電波式流速計である RYUKAN²³⁾ を用いた．また，左岸側にビデオカメラを設置して画角内に標定点を設置した上で，観測中に撮影を実施した．測線上の横断観測は一時間ごとに実施することを基本としているが，現場での安全性を最優先として観測のタイミングを判断するため，必ずしも等しい時間間隔ではない．aDcp，電波式流速計，巻尺それぞれから得られたデータについて，詳細とデータ処理を以下に示す．

- 1) aDcp 観測について，観測中に高濁度や気泡に起因すると見られる河床高計測の困難が生じた．具体的には，データ処理ソフトのアルゴリズムでは河床高を認識できない区間が多く存在した．これに対しては，aDcp が取得する後方散乱の鉛直プロファイルから河床高を推定²⁴⁾した．また，流速計測については，高流速による水面の振動による GPS の不具合などの課題が生じた．

aDcp はそれ自身と流水の相対速度を計測するため、aDcp の座標を取得してその移動を把握することが流速計測において重要である。GPS が使用できない場合は、aDcp には河床面との相対位置を計測するボトムトラック機能があるため、河床面が移動しない条件では流速計測を良好に実施できる。しかしながら、洪水中の姫川のように河床面が激しく移動する場合は流速計測に対する影響が大きい。そのため、今回は流速については電波式流速計による計測結果を使用した。

- 2) 電波式流速計の観測について、各セクションにおいて、1 秒毎に得られるデータを 1 分程度取得し、明らかな異常値を取り除いた上で算術平均して表面流速を得た。また、気象庁が公開するアメダスのデータから、糸魚川地点の風向・風速データを用いて、本永ら²⁵⁾の手法を適用して風が表面流に及ぼす影響を除去した。なお、糸魚川地点は姫川下流部の糸魚川市の市街地に位置し、山本地点と糸魚川地点の距離は約 6 km である。さらに、流速補正係数を乗じることで平均流速を得た。流速補正係数について、Yorozuya et al.²⁶⁾は洪水時の河床波を観測したデータを用いて検討し、河床波が発達する場合は流速補正係数が 0.7 から 1.1 程度で変動することを示した。今回の aDcp 観測で得られたデータから流速補正係数を算出した結果も、上記とほぼ同様の変動幅であった。この変動による平均流速への影響も存在すると考えられ、今後検討を進める必要はあるが、今回は一般的に用いられる 0.85 を使用して平均流速を得た。
- 3) 巻尺を用いた水面高観測について、基本的にはこれで計測された水面高を当該セクションの水位としている。山本地点では、洪水時は水位が横断的にも大きく変化するため、セクション毎の水位を計測することが重要となるが、流況が激しく危険を伴うと懸念されるタイミングもあったため、この場合は山本水位観測所の観測水位を代用した。

流水抵抗の分析には、上記データの他に勾配及び河床材料の粒径が必要となる。水面勾配の計測を目的に、観測測線の上下流それぞれに複数の簡易水位計を設置したものの、洪水時に流出して下流側の水位計のデータしか得られなかった。測線から離れた局所的な水面勾配となるため、今回はこのデータは使用せず、一般的に姫川下流域の河床勾配とされる $1/110^{27)}$ を用いることとした。また、粒径については、観測測線よりも約 300 m 上流で平成 22 年に実施された河床材料調査結果を用いて設定する。具体的には、当該地点で 3 層に分けて河床材料収集及び通過質量百分率の分析が行われたが、これを統合し全層の d_{50} 求め、 $d_{50} = 60 \text{ mm}$ を用いた。

(2) メコン川下流域の観測

2013 年 12 月（低水時），2014 年 10 月（洪水期後半），2015 年 9 月（洪水期），2016 年 10 月（洪水期後半）にカンボジアのプノンペン周辺で周波数 600 kHz の River Ray ADCP を用いて流量観測を実施した．メコン川下流域は緩勾配であり，洪水期であっても流況が穏やかであること，また川幅が非常に広く，橋上からボートを曳航させることが適さない状況であるため，図-2.11 に示す船を用いて観測を実施した．観測船から図-2.12 に示すように竹とロープを用いてボート（図-2.5）を曳航させた．



図-2.11 メコン川下流域における観測航路の一例



図-2.12 観測船からボートを曳航する様子

図-2.13 に観測の航路の一例を示す．基本的に横断観測を実施し，その後に縦断的に移動し，再び横断観測を実施するという手順を繰り返した．横断観測結果の一例を図-2.14 に示す．洪水期における観測結果の例であり．川幅は約 1,800 m，最大水深は約 17 m，流速は流心の付近で約 1.5 m/s，流量は約 17,000 m³/s であった．また，このような観測加えて，河床波の計測を目的とした縦断観測も実施した．

なお，プノンペン周辺での aDcp 観測については萬矢ら²⁸⁾による報告に更なる詳細が記されている．

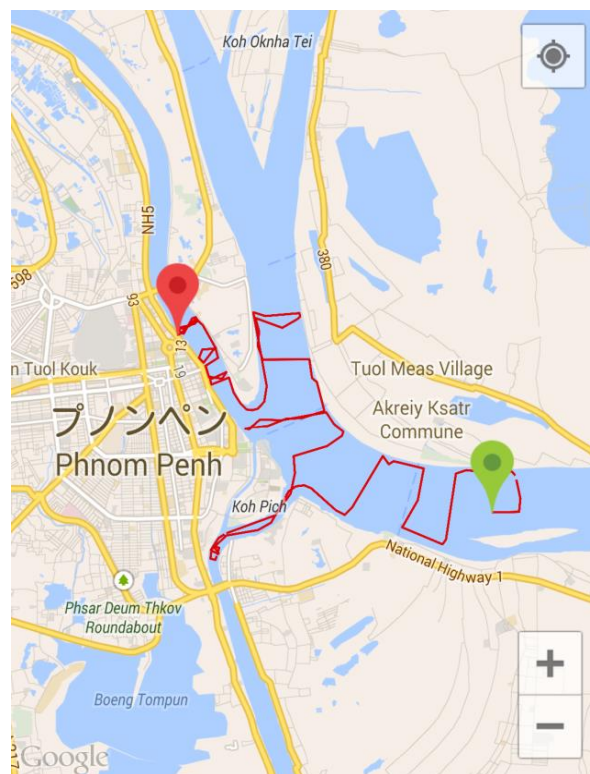


図-2.13 メコン川下流域における観測航路の一例

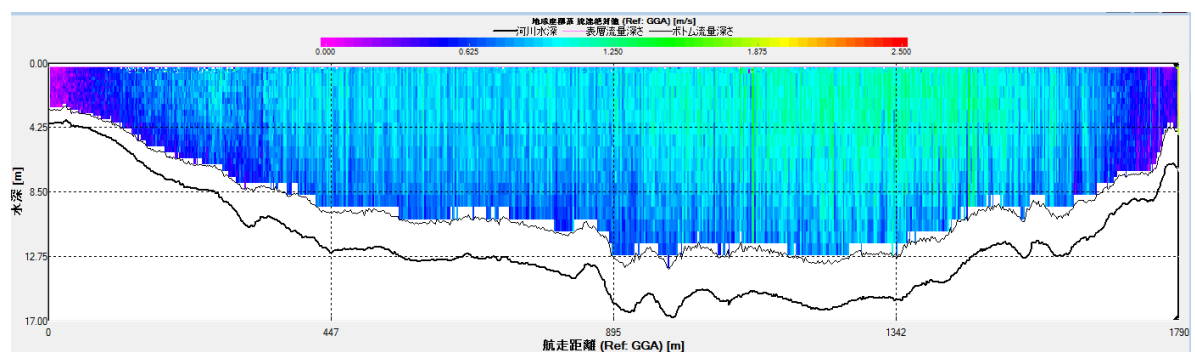


図-2.14 横断観測結果の一例

ここで、表-2.1 に本章で対象とする 5 地点の観測された水理量などの諸元を示す。いずれの水理量でも値が広く幅を持ち、総合的な議論のために十分なデータが揃っていると判断できる。特に、 R/d の値が小さい姫川では 43 である一方で、ジャムナ川では 48,129 である。最大 Fr についても、メコン川下流域は 0.14 である一方で、姫川では 1.04 と非常に大きい。 R/d 及び Fr は小規模河床波の形態及びそれによる流水抵抗に大きく関わる水理量であるため、広い幅の値を持つことが特に重要となる。

表-2.1 各地点の諸元

観測地点	観測期間	観測手法	使用したaDcp	データ数	平均勾配	d ₅₀ (mm)	平均R/d	最大Fr	平均Fr	補足
姫川/山本地点	2013年8月23日 2013年9月16日 2013年10月16日	横断観測	WorkHorse ADCP	50	1/110 (河床勾配)	60 (平成22年河床 材料調査より)	43	1.04	0.74	- 左岸側に広く植生が繁茂するため、 流心のデータのみを使用した。 - 洪水中に水位計が流出したため、 河床勾配²⁷⁾を代用。 - aDcpによる流速観測に不具合が生 じたため、電波式流速計(RYUKAN) から得た表面流速に、一般的な流 速補正係数である0.85を乗じて平 均流速を得た。
千代田実験水路	2015年6月25日	縦断観測	RiverPro ADCP	45	1/500	16 (通水後の河床 材料調査より)	123	0.64	0.57	- 片道縦断の平均データを使用。 - 水路内の5箇所での水位計から水面 勾配を得た。 - 当該地点の観測の詳細はKoseki et al.²⁹⁾を参考されたい。
信濃川/ 臼井橋地点	2013年6月19日 2013年7月13日 2013年7月30日 2013年8月1日 2014年7月9日	横断観測	WorkHorse ADCP	58	1/5,400	0.6 (平成23年河床 材料調査より)	8,627	0.20	0.17	- 断面平均データを使用した。 - 観測地点上下流に設置された6箇 所の水位計から水面勾配を得た。
ジャムナ川	2014年9月 2015年8月 (それぞれ1週間 ～10日程度)	横断観測	RiverRay ADCP	28	1/13,800	0.15 (2015年計測)	48,129	0.21	0.16	- 断面平均データを使用した。 - 当該地点の観測の概略は岩見ら³⁰⁾ に記されている。
メコン川下流域	2013年12月 2014年10月 2015年9月 2016年9月 (それぞれ1週間 ～10日程度)	横断観測	RiverRay ADCP	175	1/52,400	0.5 (竹林ら ³¹⁾ を参 考に設定)	30,846	0.14	0.07	- 断面平均データを使用した。 - 当該地点の観測の詳細は萬矢ら²⁸⁾ を参照されたい。

2.3 国内河川を対象とした流水抵抗の分析

図-2.15, 図-2.16 は千代田実験水路及び姫川/山本地点の流水抵抗の分析結果を示すもので、観測データを $\tau_*-\tau'_*$ 関係図にプロットしたものである。 τ_* は式(2)から求め、 τ'_* は式(4)から R' を算出した上で式(3)から求めた。ここで、 $k_s=md$ の m の値は、後述の図-2.17 も含めて、岸・黒木の $\tau_*-\tau'_*$ 関係（実線）の周囲に分布するように与えた。なお、図中には各実線に対応する河床形態を示し、破線は $\tau_*=\tau'_*$ を表す。これは $\tau'_*=0$ 、すなわち形状抵抗が無く平坦河床であることを意味する。千代田実験水路について、観測データが Dune I の範囲で岸・黒木が提案したものと良く整合する。姫川では、Dune II に沿って分布するデータと、Transition II に沿って分布するデータがある。すなわち、これら 2 地点では、Dune I, Dune II, Transition II いずれの範囲でも、岸・黒木の $\tau_*-\tau'_*$ 関係は観測データを正確に予測でき、特に、姫川でプロットが水平に並ぶこと、つまり抵抗の急激な減少は河床形態が遷移河床に達したためと解釈される。なお、姫川はデータが比較的ばらつく傾向がある。この要因の一つは、表面流速から平均流速を求める流速補正係数であると考ええる。当該地点ではすでに述べた通り、表面流速に 0.85 を乗じて平均流速を算出したが、実際は 0.85 の周りにある程度ばらつくと考えられる。これについては更なる精査が必要である。

図-2.17 は信濃川/臼井橋地点の $\tau_*-\tau'_*$ 関係である。観測データは岸・黒木の $\tau_*-\tau'_*$ 関係に沿って分布し、同関係は当該地点の抵抗変化を説明できると考える。一方、岸・黒木の $\tau_*-\tau'_*$ 関係と観測データの傾きが若干異なるようにも見受けられる。臼井橋地点と既存の水路実験の水理条件の違いについて、岸・黒木の $\tau_*-\tau'_*$ 関係は、水路実験データを R/d について 50, 100, 500, 1,000 に分類して導出された上で、 R/d が最大 3,500 程度の現地観測によるデータ群の流水抵抗を説明できることが示された³²⁾。一方、当該地点の平均 R/d は約 8,600 と非常に大きい。これは岸・黒木の $\tau_*-\tau'_*$ 関係の適用範囲を示唆するものと考えられる。

なお、表-2.2 は 3 地点の粒径と m の値を整理したものである。 m の値は芦田⁷⁾が示した 0.5~4.0 の範囲内にあり、 m と均等係数は比例関係にある。均等係数は粒度の良さを表すことを踏まえて考察すると、均等係数が大きい場合は大粒径が比較的多く存在し、それが相当粗度を大きくする可能性がある。一方、均等係数が小さい場合は d_{50} よりも大きな粒径が比較的少ないため、 m の値が小さく同定されると考える。なお、表-2.2 には参考として d_{90} の値も掲載した。 d_{90} を k_s と関連付ける研究例¹⁾もあり、実験水路よりも粒度条件がさらに複雑と考えられる実河川の k_s と粒径の関係は更なる精査が必要である。

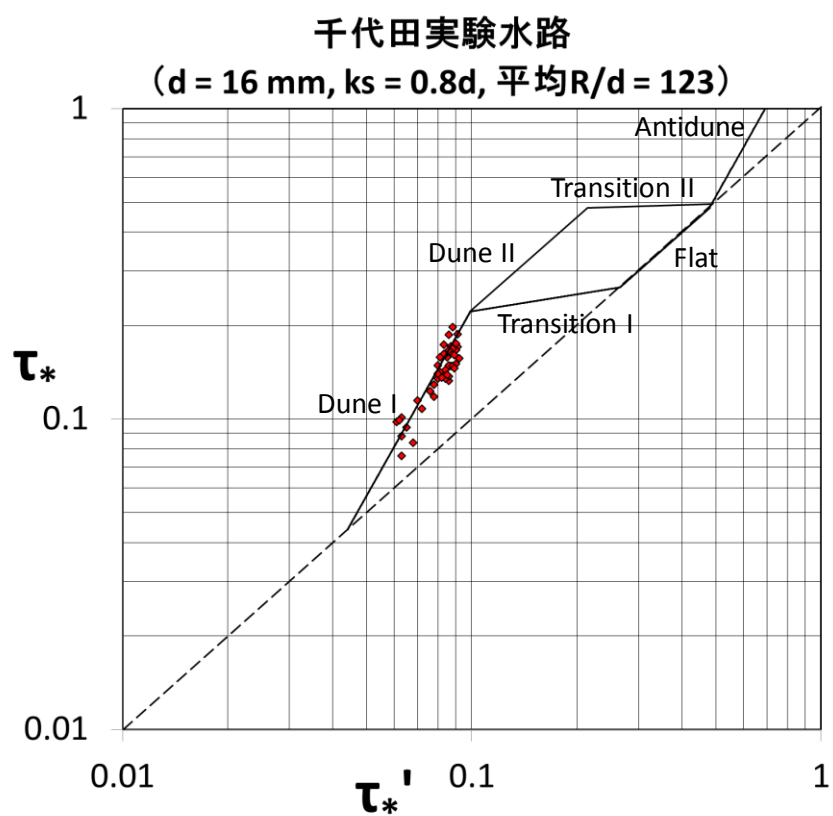


図-2.15 千代田実験水路の流水抵抗

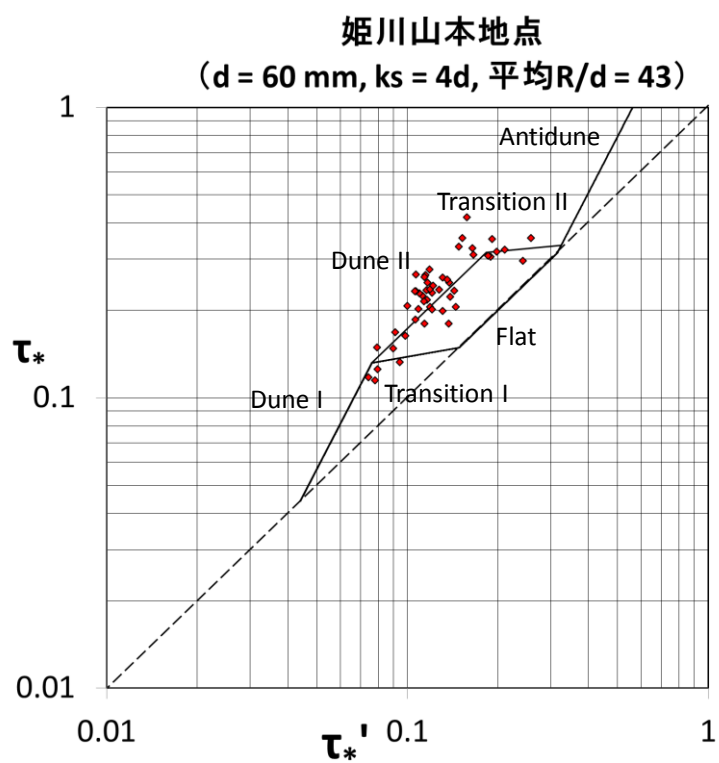


図-2.16 姫川/山本地点の流水抵抗

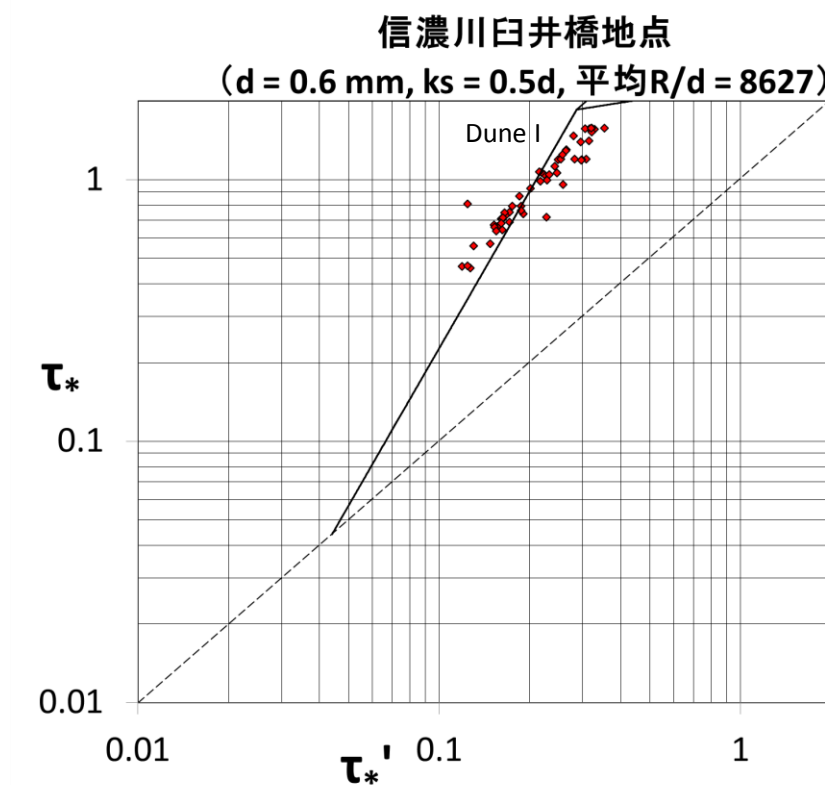


図-2.17 信濃川/臼井橋地点の流水抵抗

表-2.2 各地点の粒径と m の値

	d10	d60	d90	均等係数 (d_{60}/d_{10})	同定され た m の値
信濃川/臼井橋地点	0.3 mm	0.6 mm	0.8 mm	2	0.5
千代田実験水路	2.5 mm	20 mm	50 mm	8	0.8
姫川/山本地点	2.0 mm	100 mm	300 mm	50	4.0

2.4 海外河川を対象とした流水抵抗の分析

図-2.18 はジャムナ川及びメコン川下流域の観測データを用いたものである。ここで、当該地点は $k_s=2d$ を用いた。当該地点の R/d は 10^4 オーダーと非常に大きい。一点鎖線は岸・黒木が示した Dune I の $\tau_*-\tau_*'$ 関係である。参考までに、岸・黒木¹²⁾が示した遷移河床が発生し始める τ_* , すなわち Dune I の上限となる τ_* を, 図-2.18 における全データの平均の $R/d(=33,699)$ から計算すると, 3.7 である。今回の観測データの τ_* は全てこれより小さい。また, 表-2.1 の Fr の値から, 当該地点の最大値は 0.21 である。この値からは, 河床形態は砂漣または砂堆であると推察されるが, 一点鎖線で示される Dune I と観測データを比較すると, 両者は大きく異なる傾向を示す。これは, 当該地点の R/d の値が, 岸・黒木の $\tau_*-\tau_*'$ 関係の適用範囲を超えるためと考えられる。また, データは大きくばらつく。

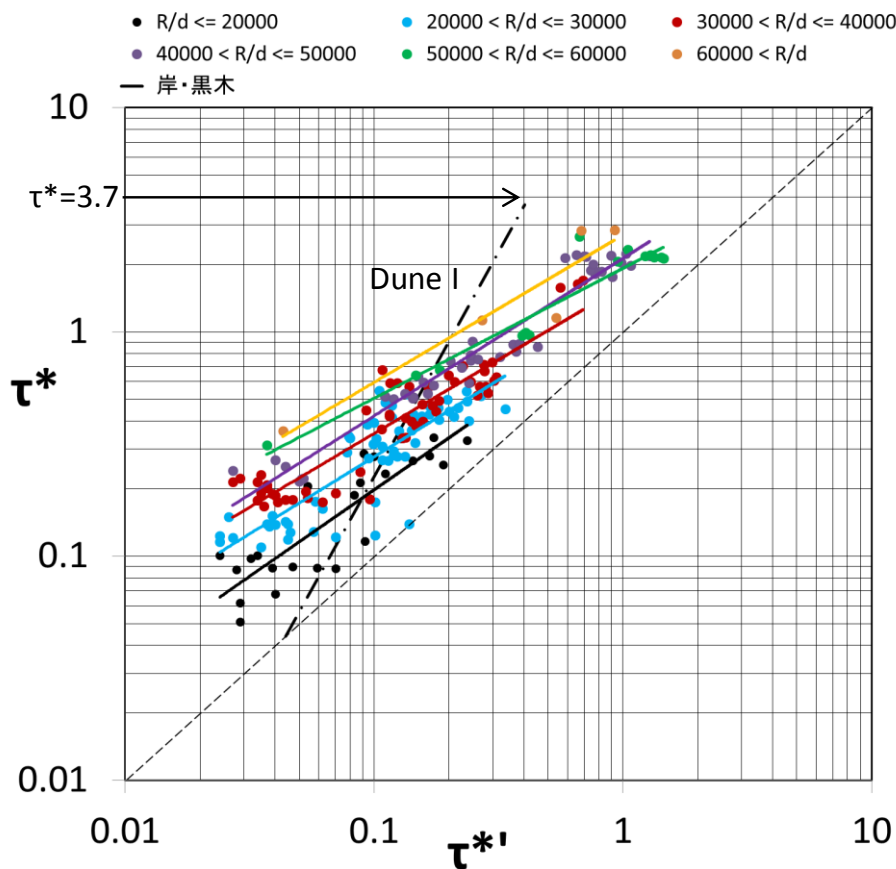


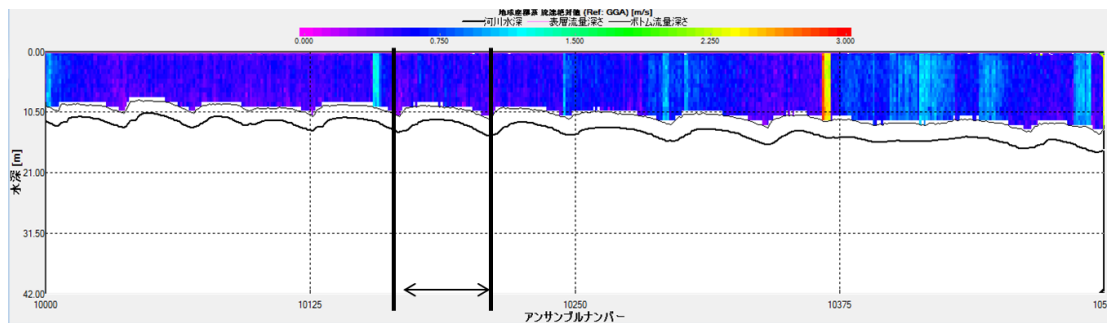
図-2.18 ジャムナ川及びメコン川下流域の流水抵抗

なお、当該地点のデータで粘性底層の厚さを調べると、 k_s と同じオーダーであり、滑面と粗面の間の遷移領域であった。そこで、このような水理条件では粒子レイノルズ数(Re_*)が抵抗特性に深く関係すると考え、これによる分類も行ったが、明確な傾向は確認できなかった。粒子レイノルズ数による分析を実施する上では、粒径が非常に大きな影響を持つ。今回は粒径を河川ごとに一定で与えたため、これをさらに緻密に精査する必要があると考える。

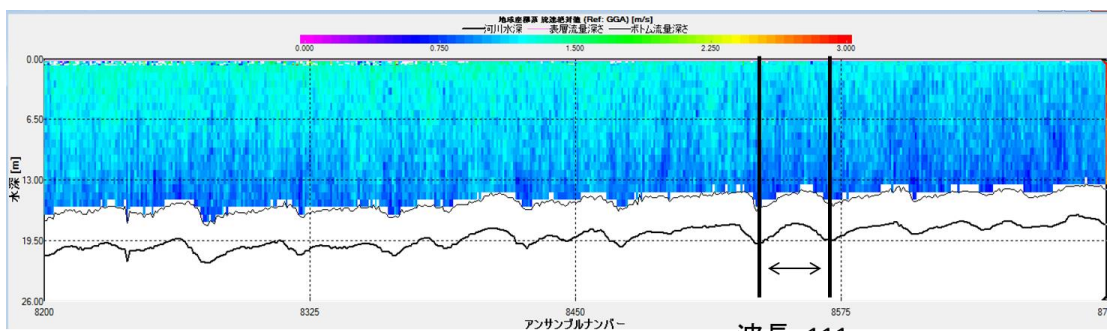
一方、 R/d に応じてデータを分類すると、各分類ではばらつきが小さくなる。図-2.18において、各分類で累乗近似の最小二乗法による近似線を設けると、 R/d の増加とともに、図における切片が増加する傾向が確認できる。

また、この近似線に沿って τ_* が増加する時、 $\tau_*=\tau_*'$ で示す破線に近づくことが特徴的である。すなわち、 τ_* の増加に伴い、形状抵抗が減少する。

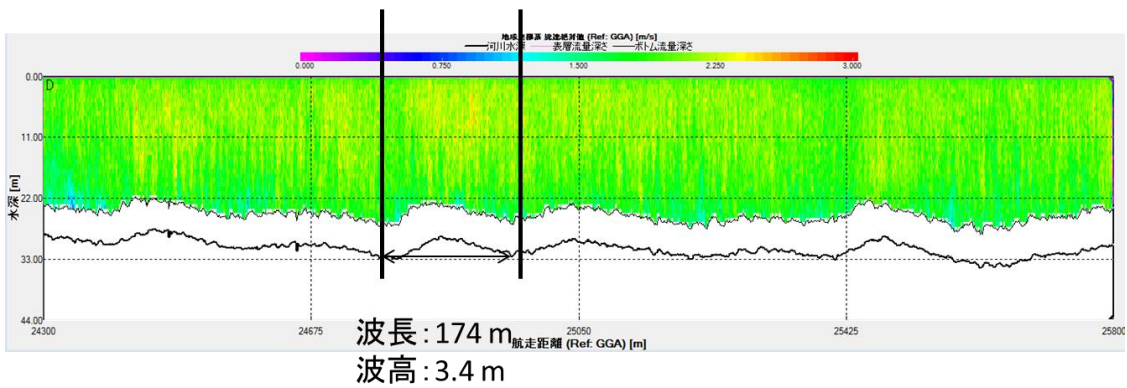
この関係は、RiverRay ADCP を用いた縦断観測結果からも確認できる。図-2.19は、メコン川下流域で実施された縦断観測結果の一部を示す。河床波の波高及び波長が明確に表れる。2013年12月15日（乾期）、2014年10月12日（洪水期）、2015年9月12日（洪水期）の観測結果で、平均的な河床波の波長及び波高を表-2.3に示す。これを見ると、洪水期の方が波長は長く波高は低い傾向にある。すなわち、洪水期の方が河床波による形状抵抗が小さく、これは上記の τ_* の増加と形状抵抗の減少の関係と整合する。



波長: 87 m
波高: 3.1 m



波長: 111 m
波高: 1.7 m



波長: 174 m
波高: 3.4 m

図-2.19 メコン川下流域の河床波（観測日は上から，2013 年 12 月 15 日（乾期），2014 年 10 月 12 日（洪水期），2015 年 9 月 12 日（洪水期））

表-2.3 aDcp 観測による波高と波長の関係

	波高(m)	波長(m)	
2013年12月15日	3.1	87	乾季
2014年10月12日	1.7	111	洪水期
2015年9月12日	3.4	174	洪水期

τ^* の増加と形状抵抗の減少の関係の大きな要因として、浮遊砂の影響が考えられる。Fredsoe³³⁾は、掃流砂と浮遊砂の双方を考慮した上で、流砂量の連続式に基づいて河床波の波高を予測した。そして、予測結果は水路実験結果と整合することを示すとともに、浮遊砂量が多い場合に無次元有効掃流力が増加すると河床波の波高は減少することを示した。さらに、Amsler³⁴⁾はパラナ川の洪水中の観測結果を用いて、浮遊砂量(q_s)と掃流砂量(q_b)の比と砂堆の波高の関係を整理し、 q_s/q_b が大きい場合は、流量と砂堆の波高は反比例することを指摘し、これは上述の Fredsoe³³⁾が示した知見と整合すると述べた。また、浮遊砂濃度の増加がカルマン係数の減少を通じて流水抵抗を減少させることは古くから指摘されており^{12), 32)}、浮遊砂が卓越する当該地点では特に重要な要素となっている可能性がある。

2.5 ジャムナ川及びメコン川下流域の抵抗予測

当該地点の流水抵抗は既存の $\tau^*-\tau^*$ 関係では表現できないことから、観測データを用いて新たな $\tau^*-\tau^*$ 関係を導出した上で、これを用いた抵抗予測を試みる。表-2.4 は、図-2.18 に示した R/d による分類毎の、データ数、平均 R/d の値、累乗近似の最小二乗法による近似線の係数を示す。

表-2.4 R/d による分類毎の、データ数、平均 R/d の値、累乗近似の最小二乗法による近似線の係数

	データ数	平均 R/d	$\tau^* = \alpha \tau^* \beta$	
			α	β
$R/d \leq 20,000$	24	16,480	0.819	1.297
$20,000 < R/d \leq 30,000$	61	25,361	0.649	1.458
$30,000 < R/d \leq 40,000$	55	34,598	0.489	1.521
$40,000 < R/d \leq 50,000$	43	44,229	0.341	1.424
$50,000 < R/d \leq 60,000$	15	52,521	0.324	1.727
$60,000 < R/d$	5	61,164	0.220	1.522

ここで、平均 R/d の値と近似線の係数の関係を図示すると、図-2.20 の通りであり、 α は R/d に反比例する。

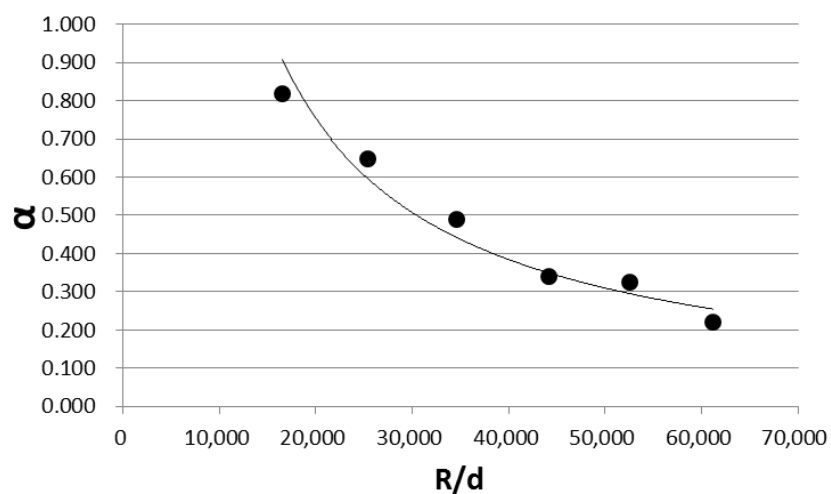


図-2.20 平均 R/d の値と近似線の係数の関係

一方、 β は明確な傾向がなく、約 1.5 を平均とする値となる。ここで、 R/d を独立変数として α を累乗近似で表現すると、図-2.20 の近似曲線の通りであり、以下の式で表される。

$$\alpha = 1.1 \times 10^4 \left(\frac{R}{d} \right)^{-0.97} \quad (5)$$

なお、図-2.20 の近似曲線とデータの決定係数(R^2)は 0.95 であり、式(5)は表-2.4 の R/d と α の関係を十分正確に表現することが確認できる。また、 β を定数 $3/2$ に置き換えて、表-2.4 に示される τ_* - τ_*' 関係の α と β に代入し、以下の τ_* - τ_*' 関係が導出される。

$$\tau_*' = 1.1 \times 10^4 \left(\frac{R}{d} \right)^{-0.97} \tau_*^{3/2} \quad (6)$$

式(6)は岸・黒木が提案した既存の τ_* - τ_*' 関係と同様の形である。すなわち、 τ_* に累乗が付加され、さらに R/d に累乗が付加された項を係数として持つ。これを用いて抵抗予測を試みる。なお、式(6)は今回の観測データから得られた経験式であり、これをそのまま他のデータに適用するものではなく、今回観測された流水抵抗変化を説明するものと解釈される。図-2.21 は抵抗予測の結果を示す。式(6)から計算した粗度と、マニング式から計算した逆算粗度を比較するものである。また、 R/d を導入する効果を調べるために、図-2.18 の全データを累乗近似の最小二乗法により近似した以下の τ_* - τ_*' 関係を用いた予測結果も合わせて示した。

$$\tau_*' = 0.422 \tau_*^{1.24} \quad (7)$$

なお、具体的な粗度の計算手順は以下の通りである。

- 1) 式(2)から τ_* を求める。
- 2) 式(6)または式(7)から τ_*' を求める。
- 3) 式(3)から R' を求める。
- 4) 式(4)から平均流速を求め、これと水深、勾配からマニングの平均流速公式により粗度係数を得る。

図-2.21 に着目すると、式(6)による計算粗度は逆算粗度を概ね良好に再現でき、式(7)と比較すると、特に粗度係数が多い場合にそれを良く予測できる。図-2.22 は、 τ_* と逆算粗度の関係を示す。これによると、 τ_* が大きい場合は逆算粗度は 0.02~0.03 程度であるのに対して、 τ_* が小さい場合は最大で 0.06 程度まで広く分布する。また、 R/d が大きいデータは逆算粗度が大きい傾向にある。式(6)を用いる場合は、 τ_* と R/d の双方が説明変数であるため、図-2.22 で τ_* が小さくかつ R/d が大きい時の粗度である 0.06 程度の値を的確に予測できるが、式(7)では R/d を説明変数に用いないため、 τ_* が小さい時の平均的な粗度である 0.04 程

度が計算粗度の最大となり、それ以上の値を予測できない。よって、当該地点の流水抵抗を予測する際にも、 R/d を変数として導入することが極めて重要である。

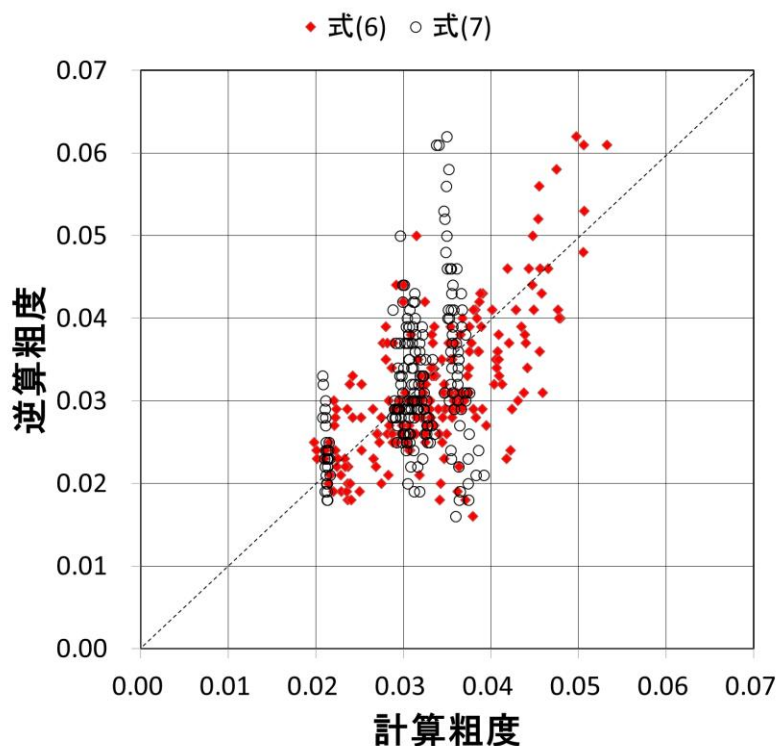


図-2.21 抵抗予測結果

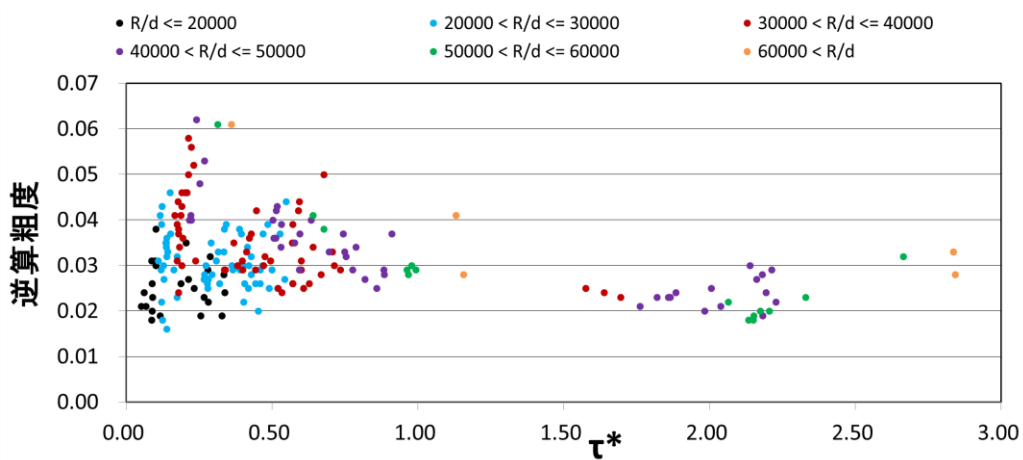


図-2.22 τ^* と逆算粗度の関係

2.6 本章のまとめ

- 1) 実河川における流水抵抗の分析のために，国内外の河川で aDcp を用いた観測を実施し，幅広い水理量を計測した．
- 2) 千代田実験水路及び姫川/山本地点では，観測データと岸・黒木が提案した $\tau_*-\tau_*$ 関係が良く整合する．特に，姫川における流水抵抗の急激な減少が遷移河床として説明された．
- 3) 信濃川/臼井橋地点では，岸・黒木が提案した $\tau_*-\tau_*$ 関係と概ね整合するが，その傾きが若干異なる．これは，既存の $\tau_*-\tau_*$ 関係を構築した際の水理条件との違い，すなわち R/d の違いに起因すると考える．
- 4) ジャムナ川及びメコン川下流域の流水抵抗は，既存の $\tau_*-\tau_*$ 関係では予測できない傾向を示した．当該地点は浮遊砂が卓越する特徴があり，これによる抵抗減少効果によるものと推察される．
- 5) ジャムナ川及びメコン川下流域の流水抵抗を予測するために，新たな $\tau_*-\tau_*$ 関係を検討し，実際に抵抗予測を実施した．この結果，当該地点でも R/d を独立変数に加えることは極めて重要であり，これにより良好に抵抗予測ができた．

国内の河川においては，岸・黒木の $\tau_*-\tau_*$ 関係で洪水中の流水抵抗が十分に予測できるため，姫川/山本地点を対象とする第 3 章では岸・黒木の $\tau_*-\tau_*$ 関係を活用する．

一方，メコン川下流域を対象とした第 4 章では，岸・黒木の $\tau_*-\tau_*$ 関係が観測結果と整合せず，当該流域に対して粗度係数を良好に予測できる $\tau_*-\tau_*$ 関係を作成したため，これを活用する．

2.7 参考文献

- 1) Chang, H.H: Fluvial Processes in River Engineering, John Wiley & Sons, Inc., 1988
- 2) Einstein, H. A. and Barbarossa, N. L.: River channel roughness, Trans. ASCE, Vol. 117, Paper No. 2528, 1952.
- 3) Vanoni, V. A. and Brooks, N. H.: Laboratory studies of the roughness and suspended load of alluvial streams, Report No. E-68, Sedimentation laboratory, Calofornia Institute of Technology, Pasadena, Calfolnia, Dec, 1957.
- 4) Engelund, F.: Hydraulic resistance of alluvial streams, Journal of the Hydraulucs Division, ASCE, Volume 92, No. HY-2, pp.315-326, 1966.
- 5) Guys, H. P., Simons, D. B. and Richardson, E. V.: Summary of alluvial channel data from flume experimentsm 1956-61, USGS Professional Paper 462-I, 1966.
- 6) Engelund, F.: Closure to "Hydraulic resistance of alluvial streams," Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Volume 93, No. HY-4, pp.287-296, 1967.
- 7) 芦田和男：河道の設計法(4)-河川の粗度について-, 土木技術資料, 1-7, 1959.
- 8) 山口里実, 泉典洋：デューン-平坦床遷移過程にみられる亜臨界分岐現象, 土木学会論文集, No.740/II-64, pp.75-94, 2003
- 9) 泉典洋, 山口里実：デューン-平坦床遷移再考, 土木学会論文集 B, Vol.62 No.4, pp.360-375, 2006
- 10) Gilbert, G. K.: Transportation of debris by running water, USGS Professional Paper 86, 1914.
- 11) 佐藤清一, 吉川秀夫, 芦田和男：河床砂礫の掃流運搬に関する研究, 建設省土木研究所報告, 第 98 号, 1957.
- 12) 岸力, 黒木幹男：移動床流れにおける河床形状と流体抵抗 (I) , 北海道大学工学部研究報告, pp.1-23, 1973.
- 13) 山本晃一：構造沖積河川学-その構造特性と動態-, 山海堂, 2004.
- 14) 例えば, 一般財団法人土木技術研究センター：河道計画検討の手引き, 山海堂, 2002.
- 15) 高木譲治, 牧野成雄, 竹本成行, 森田康志：石狩川下流部における洪水流と河床変動の観測, 第 26 回水理講演会論文集, pp.57-62, 1982.
- 16) 板倉忠興, 山口甲, 清水康行, 岸力, 黒木幹男：昭和 56 年 8 月洪水における石狩川下流部での河床波観測について, 第 30 回水理講演会論文集, pp.481-486, 1986.
- 17) 平井康幸, 泉典洋, 伊藤丹：昭和 56 年 8 月石狩川洪水における同時水位観測による河床抵抗の挙動特性の検討, 河川技術論文集, 第 20 巻, pp.235-240, 2014.

- 18) 萬矢敦啓, 岡田将治, 橘田隆史, 深見和彦: 日本における ADCP を用いた高水流量観測手法, 河川流量観測の新時代, 第 2 巻, pp.34-41, 2011.
- 19) Yorozuya, A., Motonaga, Y., Iwami, Y., Furuyama, T., and Ogiwara, K.: Water Discharge Measurement with aDcp in High Speed Flow with High Sediment Concentration, 9th International Symposium on Ultrasonic Doppler Methods for Fluid Mechanics and Fluid Engineering, pp. 21-24, 2014.
- 20) 国立研究開発法人土木研究所水行研究グループ水文チーム: 流量観測の高度化マニュアル (高水流量観測編) Ver1.2,
https://www.pwri.go.jp/team/hydro_eng/manual.htm
- 21) ハイドロシステム開発, http://www.hydro-sys.com/application/app_6.html
- 22) TEREDYNE RD INSTRUMENTS: WinRiver II User's Guide, pp.50-51, 2008.
- 23) 横河電子器機, <https://www.yokogawa.com/jp-ydk/ie/env/hyd/ryukan/>
- 24) A. Yorozuya, Y. Motonaga, Y. Iwami, T. Furuyama, and K. Ogiwara: Water Discharge Measurement with aDcp in High Speed Flow with High Sediment Concentration, 9th International Symposium on Ultrasonic Doppler Methods for Fluid Mechanics and Fluid Engineering, pp. 21-24, 2014.
- 25) 本永良樹, 萬矢敦啓, 深見和彦: 河床変動及び強風を伴う河川表面流速の特性と風による影響の補正に関する検討, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.69, No.4, I_745-I_750, 2013.
- 26) Yorozuya, A., Fukami, K.: Study about Velocity Index in Actual River during Flooding, Proceeding of Third International Symposium on Shallow Flows, Iowa City, Iowa USA, 2012.
- 27) 国土交通省河川局, 姫川水系河川整備基本方針, 2008
- 28) 萬矢敦啓, 本永良樹, 岩見洋一: 大陸河川における ADCP を用いた流況・流量・河床高観測の注意点と観測結果の一例, 河川流量観測の新時代, 第 4 巻, pp.48-56, 2014
- 29) Koseki, H., Yorozuya, A., Kudo, S., Iwami, Y., Kitsuda, T.: Development of a system to measure bed forms and vertical velocity profiles in a river channel, River Flow 2016, Taylor & Francis Group, London, pp.1557-1565, 2016.
- 30) 岩見洋一, 萬矢敦啓, 工藤俊: aDcp (超音波多層型三次元流向流速計) を用いた海外における観測とその活用事例, 土木技術資料, Vol.57, No.5, pp.42-43, 2015.
- 31) 竹林洋史, 中元達也, 藤田正治: 粘着性・非粘着性河床材料混在場における土砂輸送特性-トンレサップ川を対象として-, 京都大学防災研究所年報, 第 52 号 B, pp.637-645, 2009.
- 32) 水理委員会移動床流れの抵抗と河床形状研究小委員会: 移動床流れにおける

河床形態と粗度, 土木学会論文報告集, 第 210 号, 1973.

- 33) Fredsoe, J.: Unsteady flow in straight alluvial streams. Part 2. Transition from dunes to plane bed, J. Fluid Mech, vol 102, pp.431-453, 1981.
- 34) Amsler, M. L., Schreider, M. I.: Dunes height prediction at floods in the Parana River, Argentina, River Sedimentation, Jayawardena, Lee & Wang (eds), Balkema, Rotterdam, pp.615-620, 1999.

第3章 洪水中の河床変動を考慮した流量の推定

3.1 対象地点の概要

本研究で対象とする姫川は下流部でも河床勾配が約 $1/110$ ¹⁾であり日本屈指の急流河川である。また、流域のいたるところに崩壊地や地すべり地が分布¹⁾しており土砂生産・移動が活発である。このような条件の河川では土砂移動に起因する小規模河床波の形状変化及び河床高変化も活発と考えられる。

当該地点において安全かつ精度の高い流量観測手法を検討する。高水流量観測は、計測した流速と、洪水前後の河道断面のうち流量が大きくなる方の流積を採用し、流速と流積を掛け合わせて算出されるため、河床高の変化は流量観測の精度にとって重要である。また、当然ながら流量観測の精度は水位-流量関係（H-Q 関係）の精度に直結する。実際に姫川では、観測水位から H-Q 関係を用いて換算した流量と、流出モデルで算出した流量の間に乖離が存在する。主要洪水の一つである平成7年7月の洪水では基準点の山本地点で、水位標の目視による観測水位から換算したピーク流量は $2,840 \text{ m}^3/\text{s}$ であるのに対し、貯留関数法を用いて算出したピーク流量は約 $4,400 \text{ m}^3/\text{s}$ となっている¹⁾。一般的に換算流量と計算流量が乖離する場合は、水文モデルの特に設定パラメータを入念に精査することが多いが、上述した姫川の特徴を鑑みると換算流量に含まれる誤差も無視できないと推察される。これについて、河川整備基本方針¹⁾では、姫川の他の地点における推定流量との比較から、ピーク付近で流量が不自然に低下することと、ピーク観測水位と痕跡水位に乖離が見られることから、 $2,840 \text{ m}^3/\text{s}$ よりも大きな流量値の可能性があると言及されている。よって、洪水ピーク時に正確な流量値を得るためには、時々刻々と変化する河床高を把握しながら流量を推定することが重要と考えられる。

3.2 洪水中の河床高及び流量の推定方法

図-3.1 に本研究で提案する河床変動及び流量の推定方法のイメージを示す．流速を非接触型流速計（今回は電波式流速計で検討したことから，以下は電波式流速計と記述）で計測し，そのデータから，計測点の水深を推定する．計測された流速と推定された水深から，計測点の単位幅流量が得られるため，横断的に計測を繰り返して積算することで，断面全体の流量を得るものである．

式(8)はマンニングの平均流速公式である．

$$u = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \quad (8)$$

ここで， u は平均流速， R は径深で今回は近似的に水深として扱う， I は勾配， n はマンニングの粗度係数である．

流速は上述の通り電波式流速計から得られ，勾配は複数の水位計から得られるため，粗度係数を把握できれば水深が得られることが理解できる．

前章での分析を踏まえて，岸・黒木が提案した $\tau_*-\tau'_*$ 関係を用いて流水抵抗を考慮しながら河床高及び流量を予測する．第 2 章で示された通り，当該地点の流水抵抗は岸・黒木の $\tau_*-\tau'_*$ 関係で予測することができ，Dune II 及び Transition II を経由することがわかった．岸・黒木は Dune II の $\tau_*-\tau'_*$ 関係式を以下のように定式化した²⁾．

$$\tau'_* = 1.49 \left(R/d \right)^{1/4} \tau_* \quad (9)$$

また，Transition II については関係式が提案されていないが，反砂堆が発生し始める τ_* の値は以下の式のように提案されている²⁾．

$$\tau_* = 0.07 \left(R/d \right)^{2/5} \quad (10)$$

これは Dune II から Antidune へ遷移する時の τ_* を意味するため，本研究では Transition II の時の τ_* として使用する．上式を用いて河床高を推定する手順を図-3.2 に示す．ここで，Dune II の場合は(9)式と(2)式から R を算出し，Transition II の場合は(10)式と(2)式から R を算出するため，どちらの河床形態を適用するか判断する必要がある．今回は，入力する変数は τ'_* に関わる流速，出力は τ_* に関わる R であるため， τ'_* の値に閾値を設けて判別する．今回の観測データは，図-3.3 に示される通り， $\tau'_*=0.148$ を境にして両集団が分布する．よって，今回は $\tau'_*<0.148$ であれば Dune II， $\tau'_*\geq 0.148$ であれば Transition II とした．なお， τ'_* がおよそ 0.3 を超えるような範囲になる場合には Antidune の領域に入ることが推察されるが，今回使用したデータに関しては $\tau'_*>0.3$ となるものはなかった．

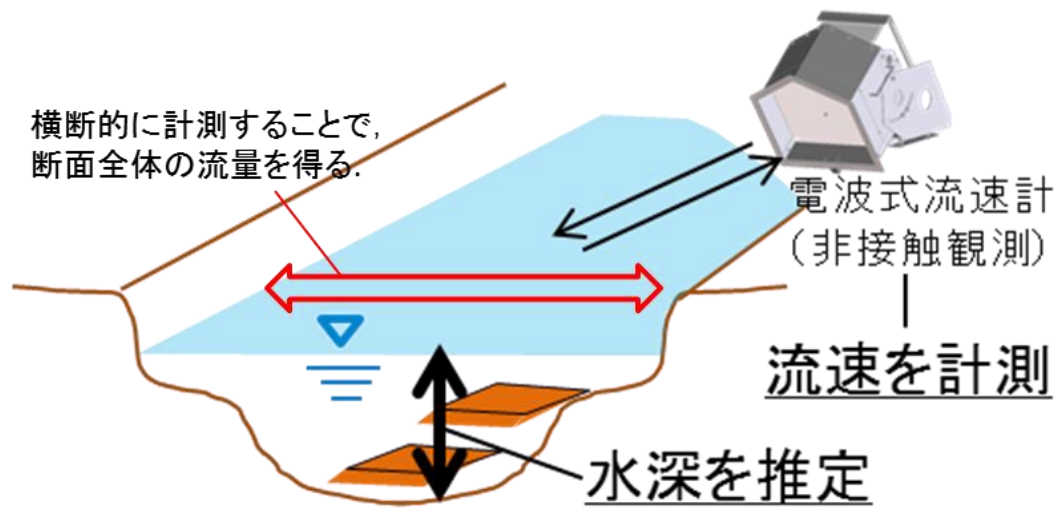


図-3.1 河床変動及び流量の推定イメージ

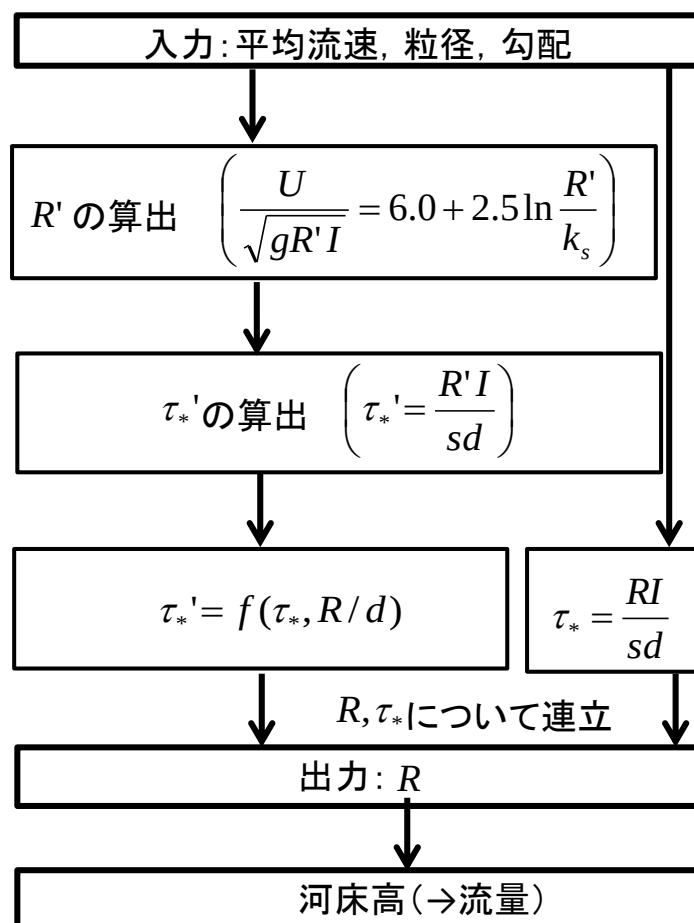


図-3.2 河床高の推定手順

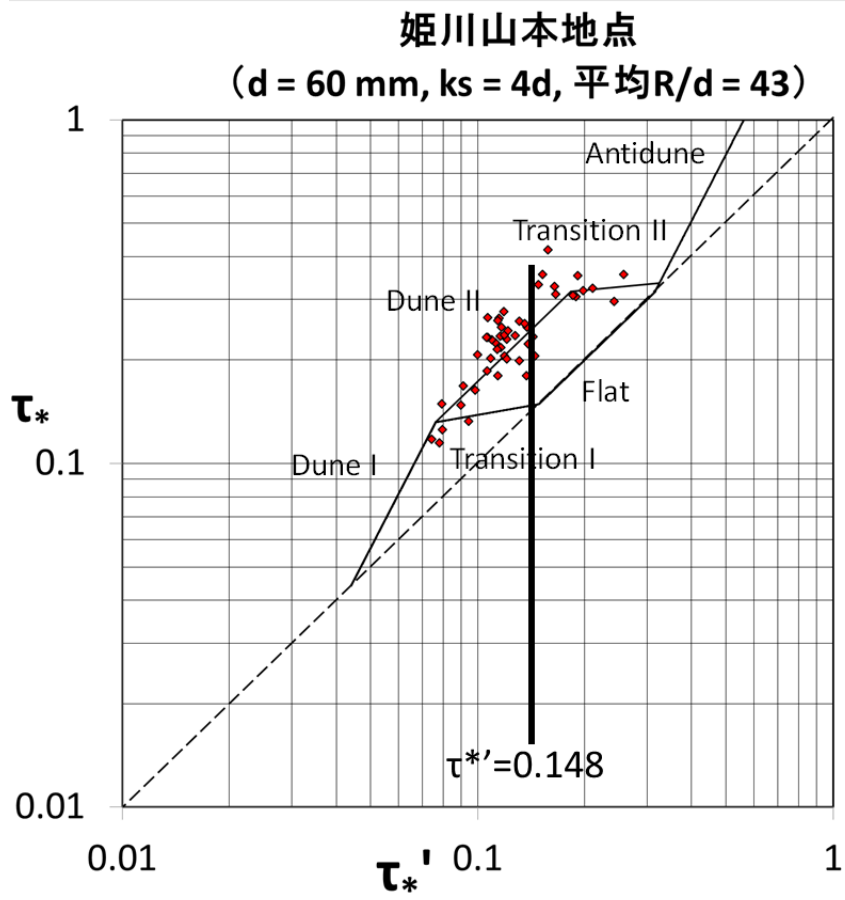


図-3.3 姫川/山本地点の τ_* - τ_*' 関係

3.3 河床高と流量の推定結果

図-3.4 は、本手法により推定された河床高と、aDcp により観測された河床高を比較するものである。推定河床高は観測河床高を良好に再現することが確認できる。なお、両者の相関係数は 0.88 である。このことから、本手法は適切に河床高を推定できると言える。

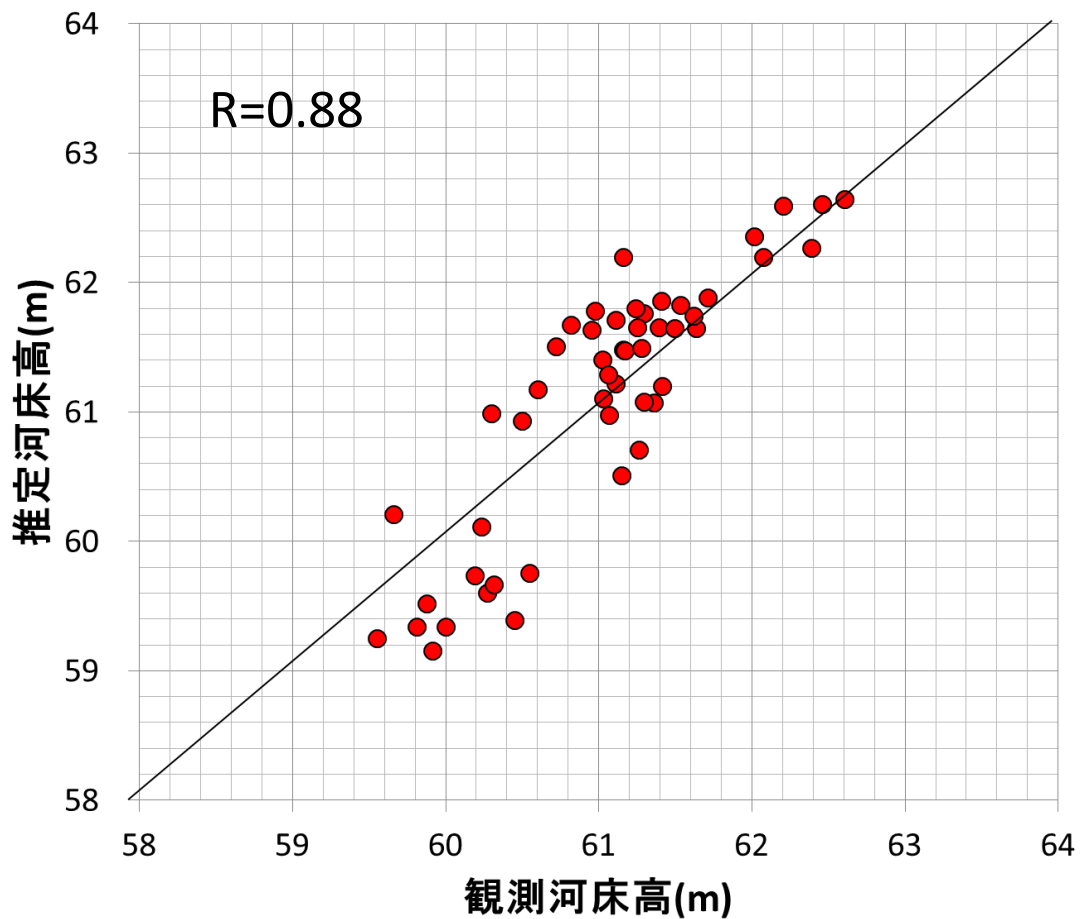


図-3.4 河床高の推定結果

本手法から算出される粗度係数の時系列変化を確認する。図-3.5は2013年9月16日の水位・推定河床高・流速・粗度係数を時系列で示すものである。ここで、粗度係数は流速、推定水深、勾配からマンニングの平均流速公式を用いて逆算したものである。また、9月16日は流れがSec5,6,7（セクションの位置は図-2.10参照）に偏っていたことから、この3つのセクションの平均値を示す。水位と流速の関係に着目すると、14:00以降流速が逡減する期間は水位と流速が比例関係にある。その一方で、14:00以前は水位がピークを過ぎて逡減しているのに対して流速は上昇していることが特徴的である。なお、この間推定河床高も水位と同様に低下しており、水深はほぼ一定である。このように、流水抵抗を予測しながら水深・河床高を推定することで、流速と水深が単純に比例しない場合も考慮した推定を行うのが本手法の特徴である。なお、3つのセクションのうち、流速が最も遅いSec5では、15:00以前のみTransition IIと判定して推定した結果であり、流速が最も早いSec7では、18:50のデータ以外全てTransition IIと判定して推定した結果である。粗度係数に着目すると、14:00以前は時間とともに減少することが特徴的である。これは、Sec5,6,7全てにおいて河床形態をTransition IIと判定して計算した結果、すなわち、流速の増加を流水抵抗の減少に起因すると予測した結果である。粗度係数の値に着目すると、最小で0.04程度まで低下する。

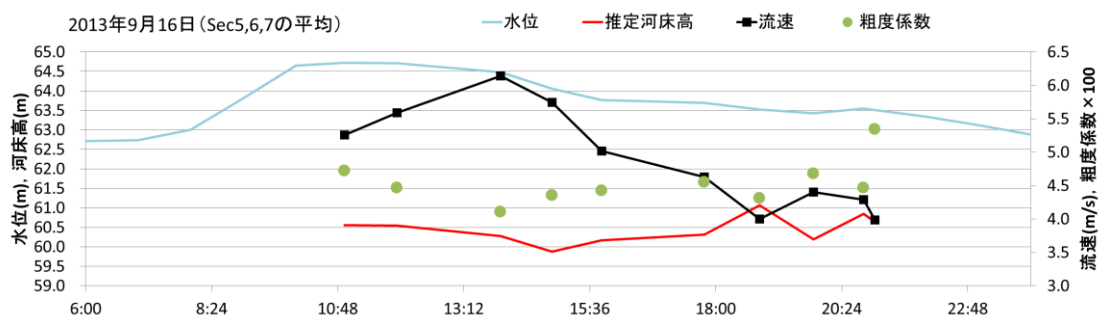


図-3.5 水位・推定河床高・流速・粗度係数の時系列変化

同一の洪水イベントにおける，本手法による河床高の推定結果を確認する．
 図-3.6 は河床高の推定結果を時系列で示すものである．図-3.5 と同様に，
 Sec5,6,7 の平均値を表す．なお，推定河床高が存在するが aDcp 観測河床高が存
 在しない時間は，電波式流速計を用いた流速計測は実施したものの，流況が激
 しく aDcp 観測による水深の計測が実施できなかった時間である．また，洪水前
 （8 月 9 日）と洪水後（9 月 20 日）の横断測量から得られる河床高をそれぞれ
 破線で示す．

まず，aDcp 観測河床高と推定河床高を比較すると，両者は良好に一致するこ
 とが確認できる．その上で洪水前後の横断測量結果と比較すると，観測河床高，
 推定河床高ともに横断測量結果の河床高よりも低い値で推移することがわかる．
 これは洪水時の河床洗掘を表しており，洪水時は河積が大きくなることを意味
 する．

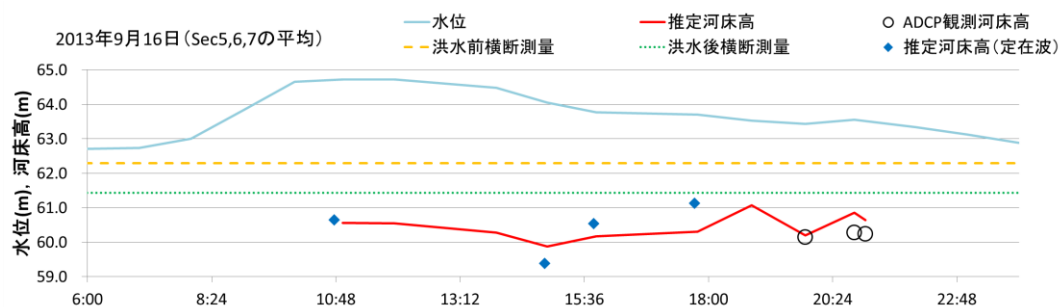


図-3.6 河床高の時系列変化

また，今回の観測で aDcp 観測により河床高を得ることができたのは 20:00 頃
 ～21:00 頃にかけての 3 回のみで，水位がかなり遡減してからである．本手法に
 よる河床高は，aDcp 観測河床高と比較して検証されているが，ピーク水位付近
 で流況が激しい時は，aDcp 観測河床高が得られていないため，検証されていな
 い．

そのため、水表面情報を活用した別の手法で水深を推定し、本手法の妥当性を検証することが望ましい。水表面の情報から水深を推定する方法として、定在波（時間的に形状が変化しない水面波）が発生した場合には、山田ら³⁾が示した以下の式を適用できる。

$$Fr^2 = \frac{1}{k_0 h} \tanh(k_0 h) \quad (11)$$

ここで、 Fr はフルード数 $(U/\sqrt{gh})$ 、 k_0 は $2\pi/L_0$ で、 L_0 は定在波の波長を表す。

上式における変数は平均流速、水深、定在波の波長の3つであるため、平均流速と定在波の波長を得ることで水深を推定できる。今回の観測中に実施したビデオ撮影の中で、定在波の発生が確認された画像を用いて定在波の波長を得た。一例を図-3.7に示す。なお、画像から定在波の波長を得るためには標定点の座標を用いた。図-3.7の例では定在波の波長は26.1 mと推定された。

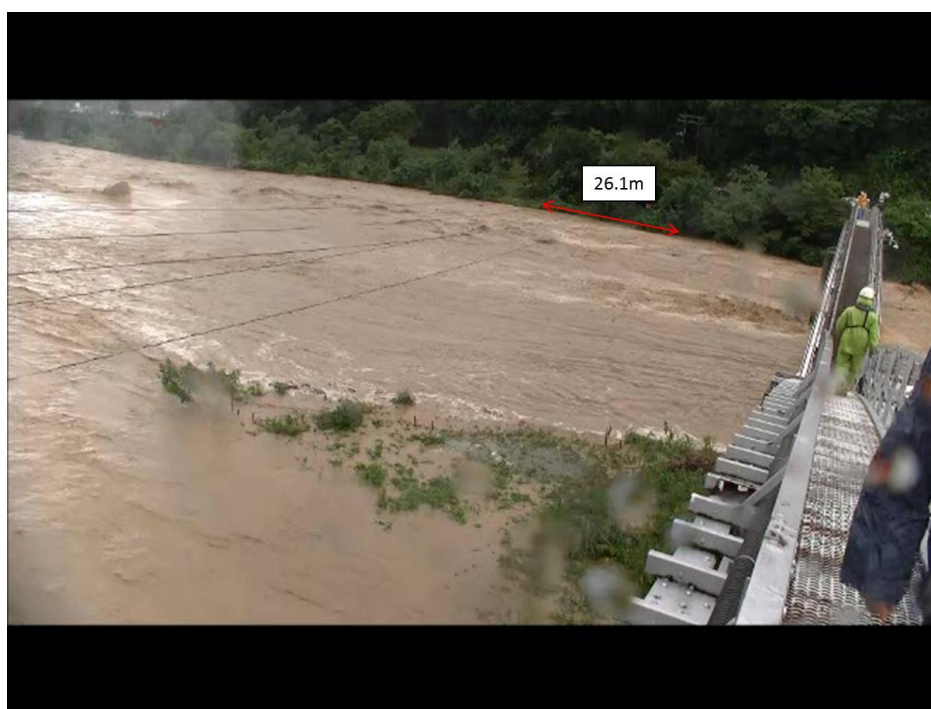


図-3.7 定在波の波長の一例

定在波の波長と、その時間に観測された表面流速から得た平均流速を用いて水深を算出し、水位との関係から河床高を推定した結果を図-3.6に菱形で示した。これと推定河床高と比較すると、洗掘、堆積傾向が良好に一致することが確認できる。この手法を用いることで、aDcp観測を実施できない期間でも、定在波が発生するセクションの水深を算出して河床高を推定し、本手法を検証できる。なお、設置型河床高計測器を設置しておくことも考えられるが、コストを勘案すると当然ながら全てのセクションに設置することは現実的ではない。そのため、ある一つのセクションに設置しておき、 $\tau^*-\tau^*$ 関係を用いた手法の検証のみに用いることが考えられる。このように、aDcp観測が実施できない状況下でも本手法の妥当性が検証できれば、それを全断面に適用し、断面の流量を得ることができる。

図-3.8は流量の時系列変化を表す。流量の算出方法は、セクション毎に電波式流速計で計測した表面流速から得た平均流速に、推定水深及び区分幅を乗じた上でそれらを合計して断面全体の流量としたものである。また、図中の4種類の流量は、括弧内に記されるそれぞれの河床高から算出されたものである。aDcp観測河床高からの流量と推定河床高からの流量を比較すると、両者は良好に一致し、それは横断観測結果からの流量よりも大きいことが分かる。このことは、図-3.6で示した各河床高の比較から想定される通りの結果であり、洪水中の河床洗掘を考慮することで流量が大きくなる結果となった。特に、いずれの流量も14:00頃にピークが出現するが、推定河床高からのピーク流量（=約1,000 m³/s）は、洪水後横断測量からのピーク流量（=約800 m³/s）の約1.3倍、洪水前横断測量からのピーク流量（=約600 m³/s）の約1.7倍となる。このことは、河床変動が流量推定に与える影響は極めて大きいことを示し、流況が激しくaDcp観測が実施できない状況においても、本研究で提案したように水表面から得られる情報に基づき河床高を推定して上で流量を推定することが望ましいことを強く示唆する。

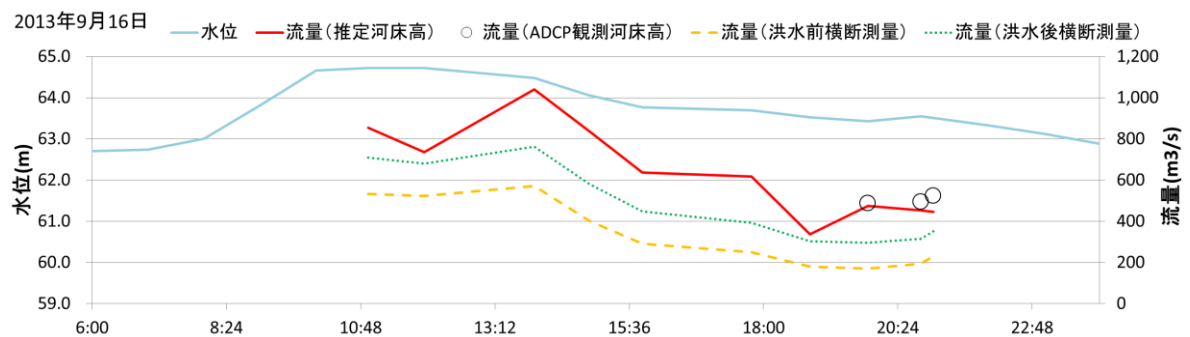


図-3.8 流量の時系列変化

3.4 本章のまとめ

- 1) 洪水中の流水抵抗を時々刻々と予測しながら河床高を推定する手法を提案し、過去の洪水で手法を検証した結果、推定河床高は aDcp の観測河床高を良好に再現できた。
- 2) 流況が激しく aDcp 観測ができなかった期間も含めて、電波式流速計で計測した表面流速から得た平均流速を用いて河床高を推定した結果、洪水中に河床が洗掘し、洪水前後の横断測量結果と比較して流積が大きくなる結果を得た。
- 3) 流水抵抗の予測に基づく手法のみならず、定在波の理論を用いて水深を推定した結果、両者の洗掘、堆積傾向が良好に一致した。
- 4) 推定河床高を反映させて流量を推定した結果、固定床を仮定した場合よりも流量が大きくなり、洪水中の河床変動が流量推定に与える影響の大きさが定量的に示された。

洪水中に安全かつ、より正確な流量を観測することを主眼として水表面情報から河床高を推定しながら流量を推定する手法を検討した。今回は姫川を対象とした検討を行ったが、より汎用的な手法とするため、他の河川における検討も推進していくことが今後の課題である。

3.5 参考文献

- 1) 国土交通省河川局，姫川水系河川整備基本方針，2008
- 2) 岸力，黒木幹男：移動床流れにおける河床形状と流体抵抗（I），北海道大学工学部研究報告，pp.1-23, 1973.
- 3) 山田正，池内正幸，堀江良徳：不規則底面をもつ開水路流れに関する研究，第28回水理講演会論文集，pp.149-155, 1984.

第4章 河道の流下能力を考慮した流出氾濫シミュレーション

4.1 対象地点の概要

本章では、メコン川下流域を対象として、河道の流下能力を緻密に反映させた流出氾濫シミュレーションを実施する。

図-4.1 は、本研究で対象とするメコン川下流域を示す。この地域では2000年と2011年に大きな洪水被害が発生し、特に2000年洪水はカンボジア24州のうち18州が被災するほどの甚大な被害であった¹⁾。当該地域ではプノンペン付近でメコン川本川にトンレサップ川が合流し、そのすぐ下流でバサック川に分流する。さらに洪水期はトンレサップ川が逆流するなど、複雑な流下特性を持つ特徴がある。

図-4.2 には、2013年12月、2014年10月、2015年9月の当該地点の流量観測結果を示す。メコン川本川（分流前）の流量が当該地点の上流から流下した流量であり、乾期と洪水期で数倍の流量の差があることがわかる。また、トンレサップ川では、2015年9月は逆流していることが分かる。これは、トンレサップ川上流にあるトンレサップ湖の水位がメコン川本川の水位よりも低くなり、メコン川本川からトンレサップ湖への流れとなるためである。また、下流側でメコン川本川とバサック川に分流するが、バサック川への流量は、全体の1割程度であることがわかる。

また、次節で示すように川幅は急拡大と急縮を繰り返すことと、第2章で示したように洪水期の粗度係数が時々刻々と変化することが特徴的である。河道の横断形状及び粗度係数は河道の流下能力に直接的に関係するため、洪水氾濫解析においてこれを的確にモデル化することは重要である。

その一方で、一般的に発展途上国の流域では観測データは限られるため、このような流域ではモデルの構築においてはある程度は単純化する必要がある。例えば、川幅など河道の横断形状は一般的にレジーム則²⁾などを用いて設定する場合が多く、河道の粗度係数はハイドログラフを概ね再現できるような値を、一般的に使用される範囲の中から一定値として与える場合が多い。

このような背景を踏まえ、本章では最初に aDcp を用いた観測結果から河道の横断形状、すなわち川幅、河道深さを分析し、第2章で得られた流水抵抗の変化に関する知見と併せて、河道の流下能力をモデル化する。その上で、それを流出氾濫モデルに反映した計算を実施し、河道の流下能力をモデル化することによる効果を分析する。具体的には、川幅、河道高さ、河道の粗度係数をモデル化してシミュレーションに反映した場合に、単純化させる仮定を用いる場合

に対して河道流量，氾濫域，氾濫水深がどの程度変化するかを分析する．

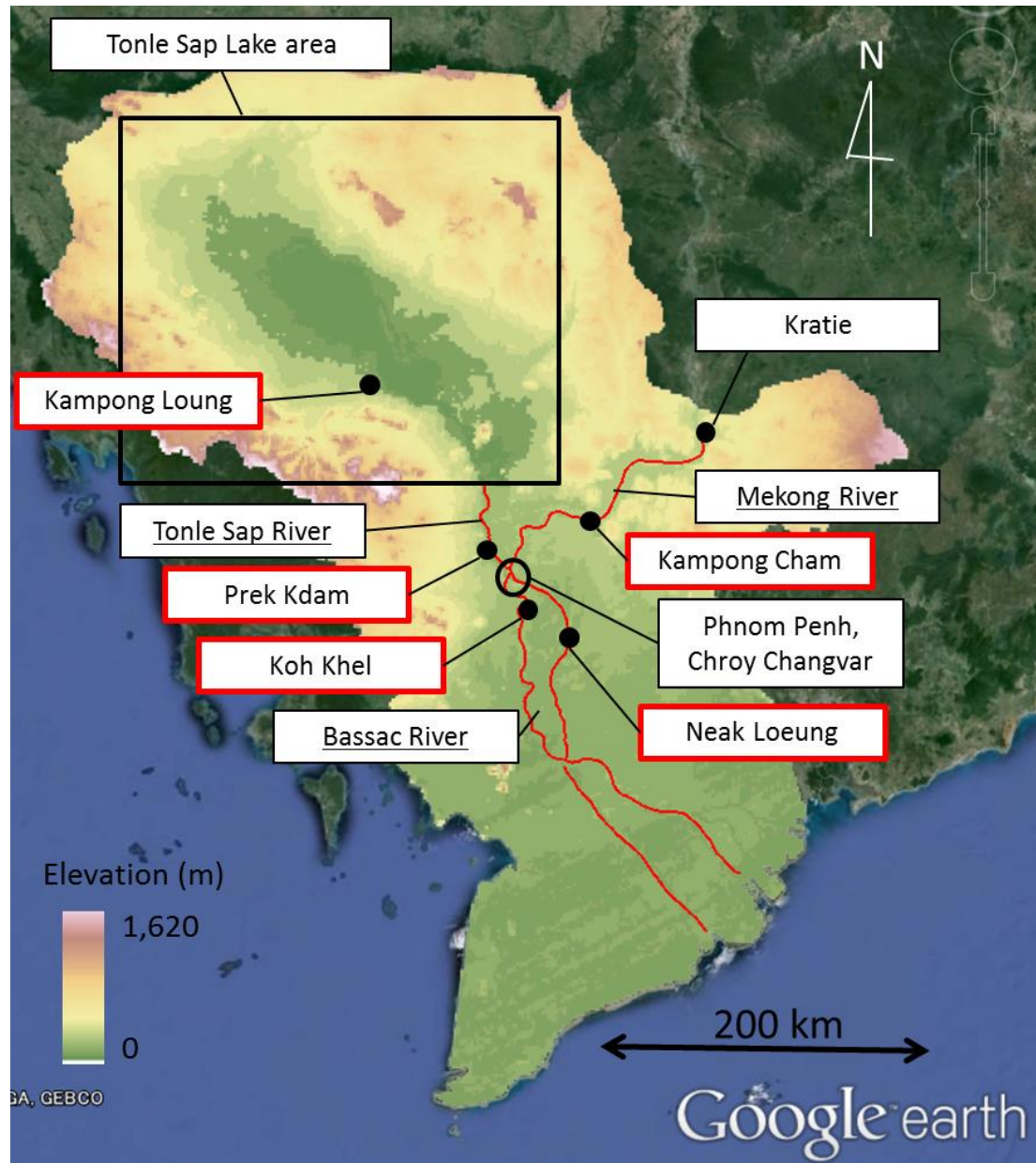


図-4.1 メコン川下流域

（コンターは標高を表し，これが存在する範囲がシミュレーションのドメインである．背景の衛星写真は Google earth から得たもの．赤枠は水位観測地点を表しており，Kampong Loung 地点ではトンレサップ湖の水位を計測している．

また，Kampong Loung 地点以外の 4 地点では流量も観測している．）

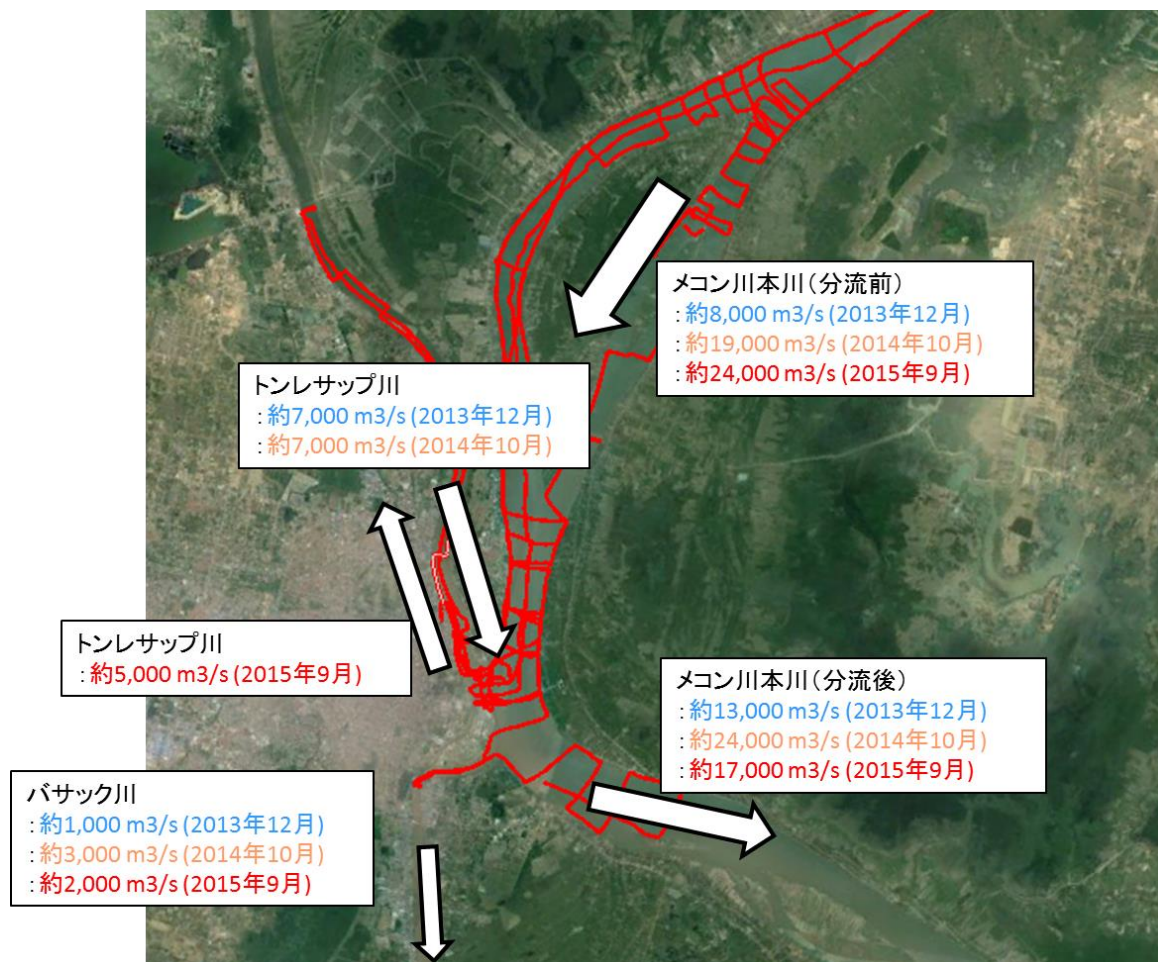


図-4.2 流量観測結果

4.2 対象地点の流下能力の特徴

Chroy Changvar から Kampong Cham まで（それぞれの地点の場所は図-4.1 参照）約 2 km 間隔の横断観測を実施し、河道の横断形状を得た。図-4.3 は、観測結果の一例を示す。断面①では比較的川幅が広く、水深は浅い。一方、断面②では比較的川幅が狭く、水深は深いことがわかる。

図-4.4 は Chroy Changvar から Kampong Cham までの川幅と平均水深の縦断分布である。ここで、平均水深は流積を川幅で除したものである。また、図中に、水と土砂の連続式、マンニングの平均流速公式、流砂量式から導出した川幅と水深の関係式³⁾から推定した計算水深を示す。使用した川幅と水深の関係式は次の通りである。

$$h_{n+1} = h_n \cdot \left(\frac{B_{n+1}}{B_n} \right)^{-24/35} \quad (12)$$

ここで、 h 、 B はそれぞれ水深、川幅を表し、 n 、 $n+1$ はある任意地点とその上流または下流地点を意味する。

同式によれば、川幅が広い地点では水深が浅く、川幅が狭い地点では水深が深い関係にあることがわかる。また、図-4.4 に着目して計算水深と実測平均水深を比較すると、両者は良好に一致することがわかる。

このことは、衛星情報から得た川幅分布と、ある一点の水深の計測結果があれば、連続式を満たす区間内では水深分布を推定できることを意味し、シミュレーションモデルを構築するための調査にあたり、労力を大幅に縮減できるものとする。

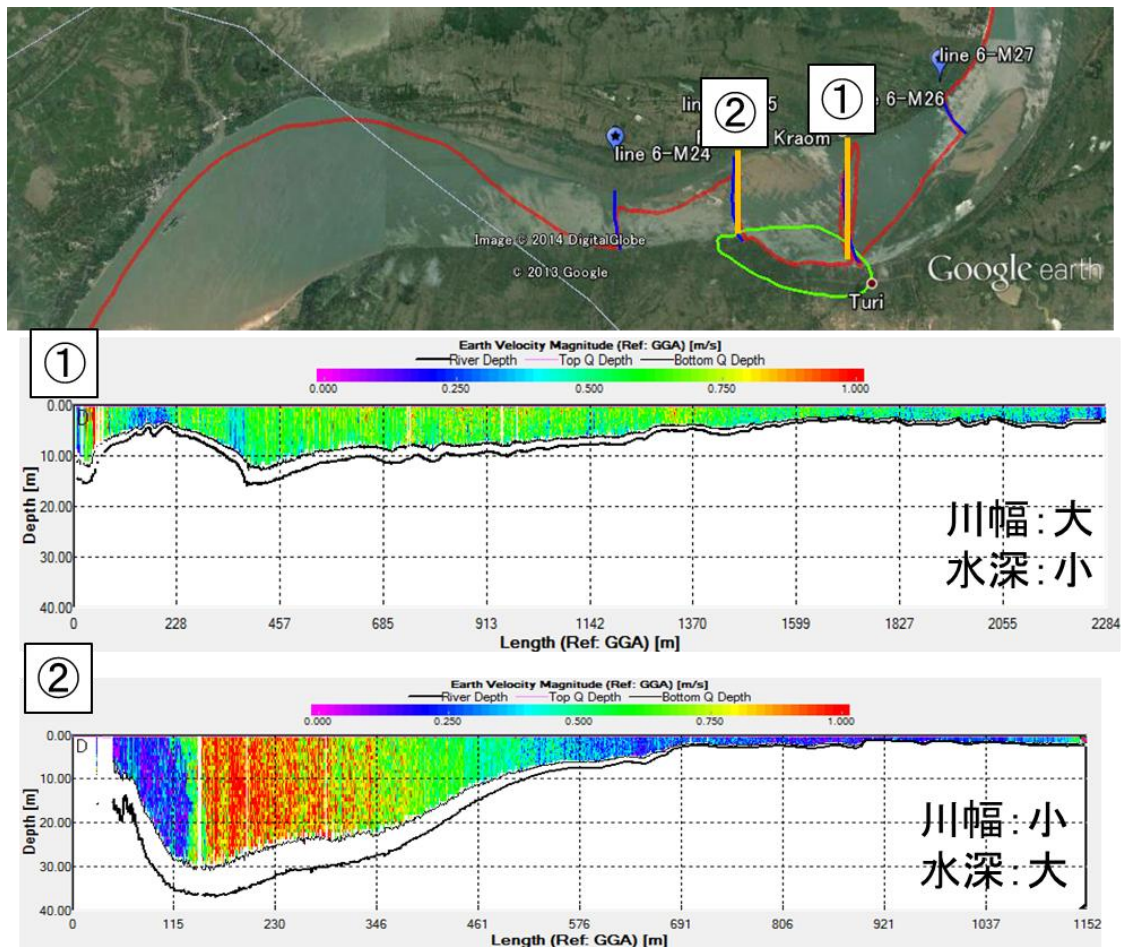


図-4.3 川幅と水深の観測結果の一例

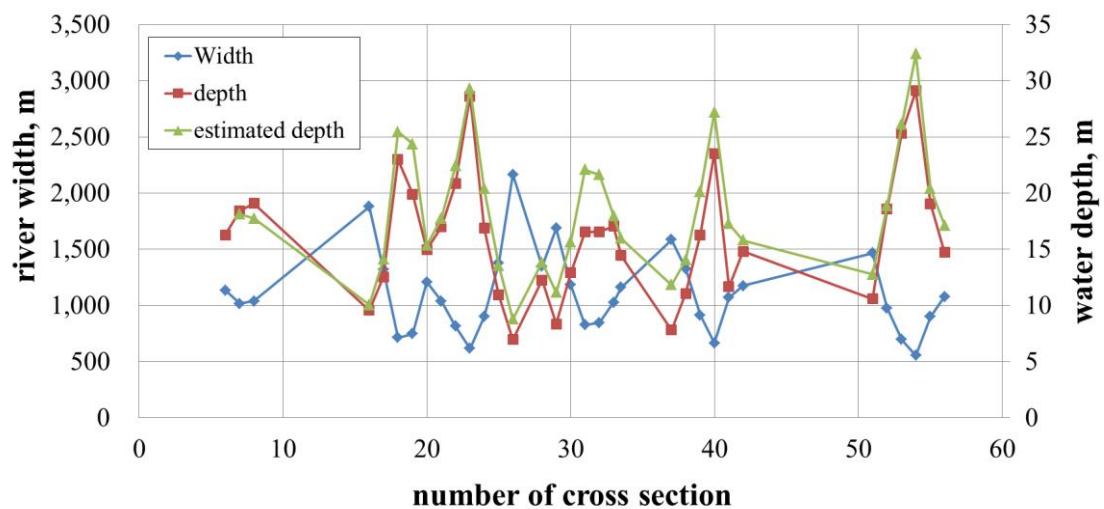


図-4.4 川幅，実測平均水深，計算水深の関係

また，第 2 章において，当該地点では，岸・黒木の提案した $\tau^*-\tau^*$ 関係は整合せず，無次元掃流力の増加に従って流水抵抗は減少する特徴があることが明らかとなった．

そのため，本章における流出氾濫シミュレーションでは，上述で分析された河道形状の縦断的な拡張と，2 章で新たに提案された $\tau^*-\tau^*$ 関係による粗度係数を反映することとする．

4.3 シミュレーション手法

本研究では降雨流出と氾濫を一体的に解く手法を採用し、佐山ら⁴⁾が開発した降雨流出氾濫モデル（以下、RRI モデル）を用いる．モデルの概念図を図-4.5に示す．RRI モデルは、斜面部は二次元の連続式と運動方程式、河道部は一次元の連続式と運動方程式を、拡散波近似して解くものであり、連続式を式(13)、拡散波近似した運動方程式を式(14)、式(15)に示す．

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = r - f \quad (13)$$

$$q_x = -\frac{1}{n} h^{5/3} \sqrt{\left| \frac{\partial H}{\partial x} \right|} \operatorname{sgn} \left(\frac{\partial H}{\partial x} \right) \quad (14)$$

$$q_y = -\frac{1}{n} h^{5/3} \sqrt{\left| \frac{\partial H}{\partial y} \right|} \operatorname{sgn} \left(\frac{\partial H}{\partial y} \right) \quad (15)$$

ここで、 q_x 、 q_y は x, y 方向の単位幅流量、 h は水深、 r は降雨強度、 f は鉛直浸透強度、 H は水位、 n はマンニングの粗度係数、 sgn は符号関数である．

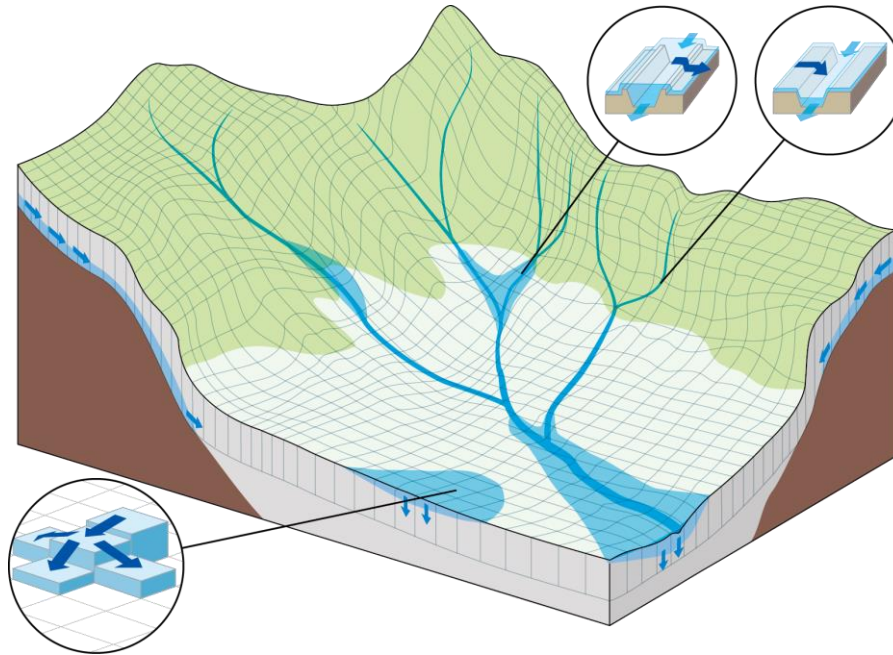


図-4.5 降雨流出氾濫 (RRI) モデルの概念図

モデル構築に用いたデータや使用したパラメータなど，計算条件を以下に示す．

標高データについては，HydroSHEDS から得た SRTM(Shuttle Radar Topography Mission)を 60sec（約 2 km）に低分解能化⁵⁾して用いた．

本研究の対象地点は緩勾配の低平地が広がることから，側方地中流は考慮せず，Green Ampt モデルにより鉛直浸透流を考慮した．Green Ampt モデルのパラメータについては，本研究の対象地域では Clay loam が広く分布することを踏まえ，これに準拠する値⁶⁾として鉛直方向の飽和浸透係数は 5.56×10^{-7} m/s，土壌の空隙率は 0.464，湿潤前線における吸引圧は 0.209 m を用いた．斜面の粗度係数は土地利用を勘案して 0.4 を用いる．

降水量は解析対象範囲内の地上雨量計の観測データを Thiessen 法で補間して用いる．蒸発散量については Zhou ら⁷⁾により推定された可能蒸発散量を用いる．

境界条件は Kratie 地点の観測流量を上流端境界条件として与える．計算対象期間は大規模な洪水が発生した 2000 年とし，1999 年の一年間を助走期間として設ける．また，プノンペン付近でメコン川本川とバサック川に分流する地点と，下流部でメコン川本川とバサック川が合流した直後に再び分流する地点の 2 点を分派点として設定しており，メコン川本川からバサック川への分派率は aDcp 観測結果を踏まえて 0.11 とし，下流の地点の分派率は川幅がほぼ同一であることから 0.5 とする．

河道条件は表-4.1 に示す通り，3 ケースを設定する．ケース 1 では川幅及び河道高さを区間内一定とし，粗度係数も一定値として最も単純化する仮定を用いる．ケース 2 では川幅及び河道高さはグリッド毎に分布させ，粗度係数は一定値とする．ケース 3 では川幅及び河道高さをグリッド毎に分布させ，かつ粗度係数も時々刻々と変化させて河道条件を最も緻密に与える．

表-4.1 ケース毎の河道条件の設定

	川幅及び河道深さ	粗度係数
Case 1	一定	一定
Case 2	縦断的に変化	一定
Case 3	縦断的に変化	時空間的に変動

ここで、河道深さとは河道を矩形と仮定した上での河床から川岸までの深さのことであり、本研究では堤防高は考慮しない。ケース 1～3 の河道条件の作成手順を以下に示す。

1) ケース 1：川幅、河道深さを一定、粗度係数を一定。

粗度係数は当該地点の観測から得られた平均的な値として 0.035 を与えた。川幅と河道深さは以下の手順で与えた。

①衛星画像から各区間の平均的な川幅を得る。

②aDcp 観測結果から、それぞれの区間につき 1 点の流積を得た上で、流積を川幅で除して区間毎に水深を算出。

③水面から川岸までの高さを水深に加算して河道深さを得る。本研究では、現地観測の状況から 2 m を水深に加算して河道深さとした。

図-4.6 に設定された河道高さを示す。支流及び、2 つに分派する下流域エリアの河道深さについては観測データを所有していない。そこで、支川については他のエリアよりも小さい値として 5 m とした。下流域エリアについては、2 つの河道の流積が同一であると仮定し、分派する 2 つの河道の川幅がほぼ同一であることを踏まえて、Koh Khel エリアと Neak Loeung エリアの河道深さの平均をそれぞれの河道高さとした。

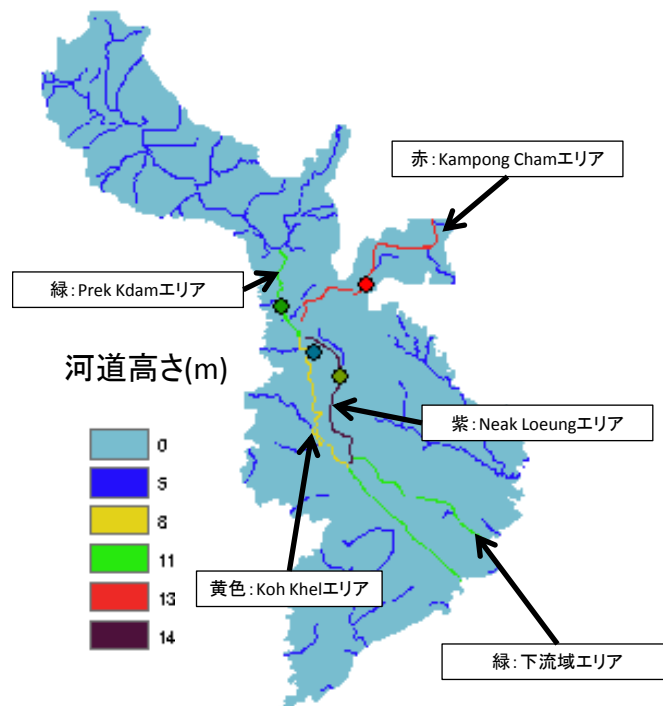


図-4.6 ケース 1 における河道高さの分布

2) ケース 2：川幅，河道高さを分布，粗度係数を一定.

粗度係数は当該地点の観測から得られた平均的な値として 0.035 を与えた. 川幅と河道深さは以下の手順で与えた.

①衛星画像からグリッド毎の川幅分布を得る.

②aDcp 観測結果から，それぞれの区間につき 1 点の流積を得て水深を算出した上で，式(12)を用いてグリッド毎の水深分布を得る.

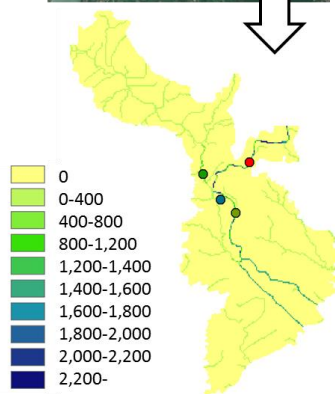
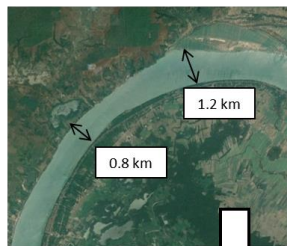
③観測水位を直線近似で内挿しグリッド毎の水位を得る.

④水位から水深を差し引きグリッド毎の河床高を得る.

⑤DSM（河岸の標高）から河床高を差し引きグリッド毎の河道深さを得る.

ケース 2 では，プノンペン付近で合流，分流する 4 つのエリアについてグリッド毎の値を与え，支流及び下流域エリアについてはケース 1 と同一の値を与えた. なお，図-4.7 は上記の手順の概要を示したものである.

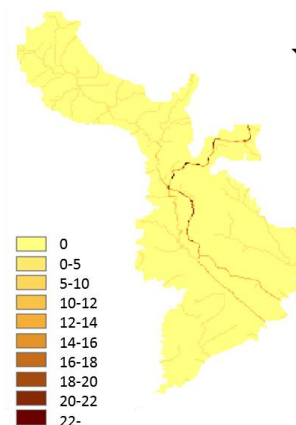
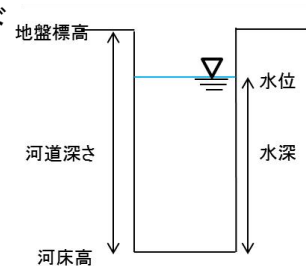
①衛星写真から，グリッド毎の川幅を得る.



川幅(m)

②～⑤以下の式からグリッド毎の水深を得た上で，水位・水深・地盤標高の関係から，河道深さを得る.

$$h_{n+1} = h_n \cdot \left(\frac{B_{n+1}}{B_n} \right)^{-24/35}$$



河道深さ(m)

図-4.7 川幅及び河道深さの設定手順の概要

3) ケース 3：川幅，河道深さを分布，粗度係数を変動.

川幅と河道深さはケース 2 と同様に与えた. 粗度係数は以下の手順で与えた.

- ①各タイムステップ, グリッド毎に水深及び水面勾配を用いて τ_* の値を得る.
- ② $\tau_* - \tau_*'$ 関係に従い, τ_* から τ_*' を得る.
- ③ τ_*' から, 平坦河床見合いの水深(R')を得る.

- ④流速の対数分布から導出した平均流速の式: $\frac{U}{\sqrt{gR'I}} = 8.5 - \frac{1}{\kappa} + \frac{1}{\kappa} \ln \frac{R'}{k_s}$ とマニ

ングの平均流速公式: $U = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$ から粗度係数(n)を計算し, 各グリッドの

次のタイムステップの計算に反映する. 図-4.8 はケース 3 で計算された Kampong Cham 地点の粗度係数の時系列変化を表したものである. 粗度係数が洪水期に低下し, この時々刻々と変化する粗度係数が各タイムステップの計算に反映される. なお, 粗度係数が非現実的な値になることを避けるために, 計算された粗度係数が 0.05 以上となる場合は 0.05 を用いる. 本研究では洪水期における粗度変化に着目しており, 乾季の粗度係数の変化はさらに観測及び分析を進める必要があるものの, 本研究では洪水氾濫解析を主眼としているため, このようにして定めた値を用いる.

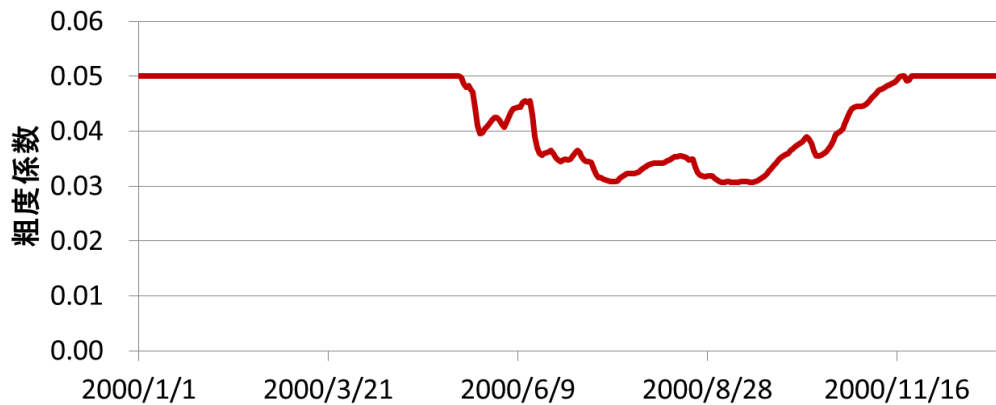


図-4.8 Kampong Cham 地点における粗度係数変化

4.4 河道の流下能力が計算結果に及ぼす影響の分析

前節に示した 3 ケースの計算結果の比較を行い、河道の流下能力が計算結果に及ぼす影響を分析する。

図-4.1 に示す 4 地点の流量観測地点において観測流量と計算流量の比較を行う。図-4.9 は各地点、各ケースの流量の時系列変化及び Nash 効率係数を示したものである。

Kampong Cham 地点では、すべてのケースで良好な計算結果が得られる。Prek Kdam 地点では Nash 効率係数は比較的低い値となるものの、洪水期のトンレサップ川の逆流を再現できており、これはメコン川とトンレサップ湖の水位の関係を妥当に計算できている成果である。Neak Loeung 地点では洪水逕減期に計算流量が過小となる傾向があるものの、ピーク流量は妥当に再現できている。ここで、Koh Khel 地点の計算結果に着目すると、ケース 1 で過大であった計算流量がケース 2 及びケース 3 では大きく改善され、観測流量に近づくことが確認できる。

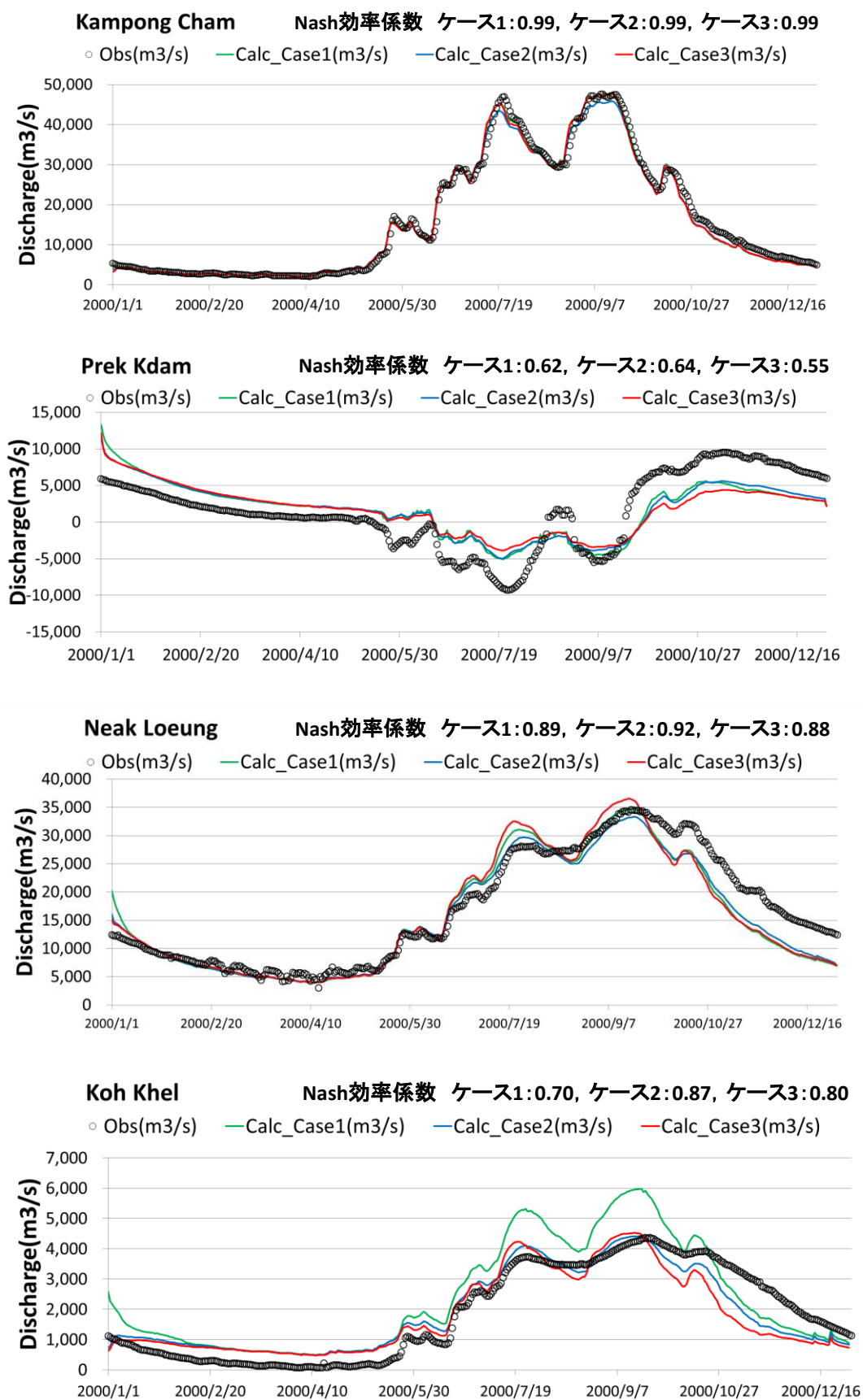


図-4.9 各地点、各ケースの流量の時系列変化

Koh Khel 地点の計算結果に着目する．ケース 1 とケース 2 及びケース 3 の違いは川幅及び河道深さの設定であり，これについて詳しく分析するために，表-4.2 に各地点，各ケースの川幅，河道高さ，断面積を示す．

表-4.2 各地点，各ケースの川幅，河道高さ，断面積

		Kampong Cham	Prek Kdam	Neak Loeung	Koh Khel
Case1	Width(m)	2000	750	2000	500
	Depth(m)	13.00	11.00	14.00	8.00
	Area(m ²)	26000	8250	28000	4000
Case2及び Case3	Width(m)	1500	700	1000	400
	Depth(m)	14.42	9.19	19.02	3.76
	Area(m ²)	21630	6433	19020	1504
Areaの変化割合		0.83	0.78	0.68	0.38

各地点の断面積の変化割合を比較すると，Koh Khel 地点では変化割合が 0.38 であり特に小さく，断面積がケース 2 及びケース 3 で大きく減少する．このことから，ケース 1 で過大に与えられていた断面積が修正されて河道容量が適切なものとなり，河道の水が適切に溢れて氾濫水へ回るようになった（または氾濫水の河道への流入が適切に抑制された）結果として流量の再現性が大きく向上したと推察される．

なお，図-4.9 から，Neak Loeung 地点及び Koh Khel 地点の洪水通減期では計算流量が過小となっているが，これはトンレサップ川からメコン川本川への流入が過小であることが理由の一つとして考えられる．また，地点ごとに各ケースの Nash 効率係数を比較すると，ケース 2 ではケース 1 よりも精度が向上することが確認でき，川幅，河道高さを緻密にモデルに反映させることで河道の流量の精度が向上することがわかる．

図-4.10 に 2000 年洪水の際にメコン河委員会が示した推定氾濫域図と，ケース 3 で計算された最大氾濫域を示す．これにより計算氾濫域は推定氾濫域を概ね再現していることが確認できる．各ケースの精度を比較するために，以下に示す FIT 指標を用いて各ケースの値を比較する．

$$FIT = \frac{IA_{obs} \cap IA_{sim}}{IA_{obs} \cup IA_{sim}} \quad (16)$$

ここで， IA_{obs} ， IA_{sim} はそれぞれ推定氾濫域及び計算氾濫域を表す．なお，トンレサップ湖の湖面域と氾濫域を分けた上で比較するために，Prek Kdam 地点の上流域を除いた範囲で FIT 指標を算出する．

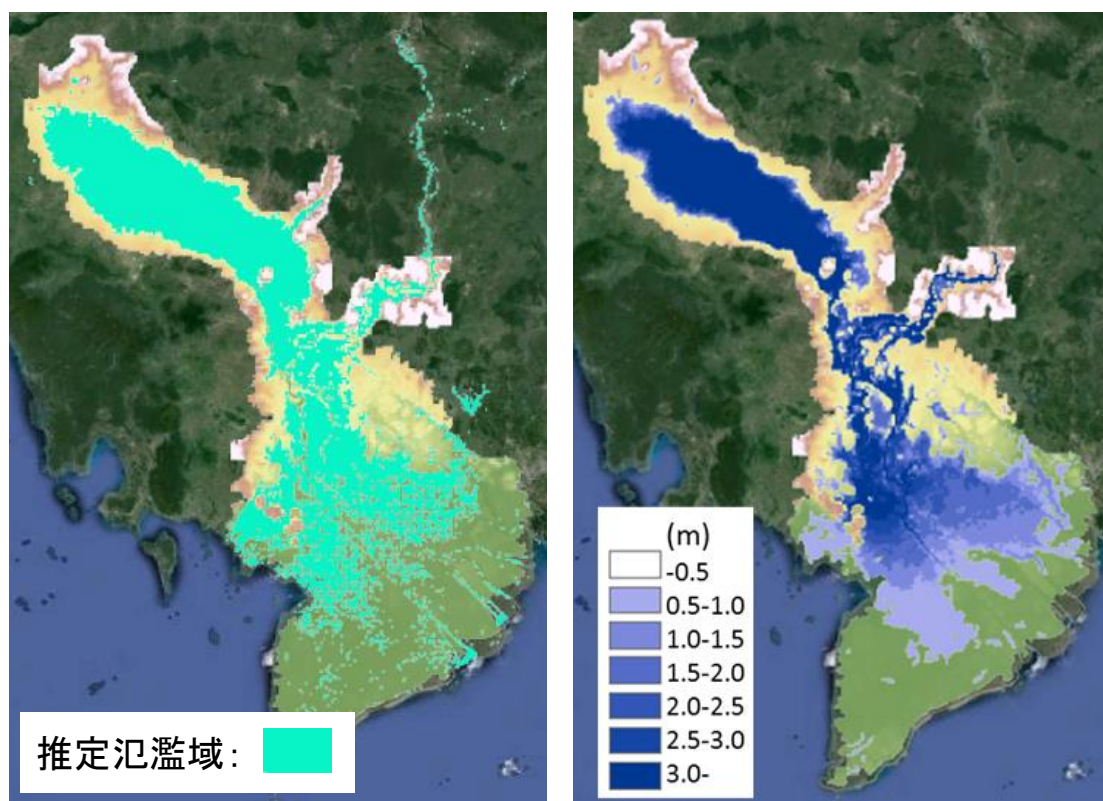


図-4.10 氾濫域の比較
(左：メコン河委員会による推定，右：ケース 3 の最大氾濫域)

FIT 指標はケース 1 で 0.49，ケース 2 で 0.51，ケース 3 で 0.52 となり，洪水中の粗度変化を考慮するケース 3 で最も高い値となる．

次に、図-4.11 に示す No.1～No.6 の地点で、各ケースの氾濫水深を比較する。
なお、No.3 は Koh Khel 地点の直近として抽出した地点であり、その他の地点は
氾濫原内で空間的な偏りがないように無作為に抽出した。

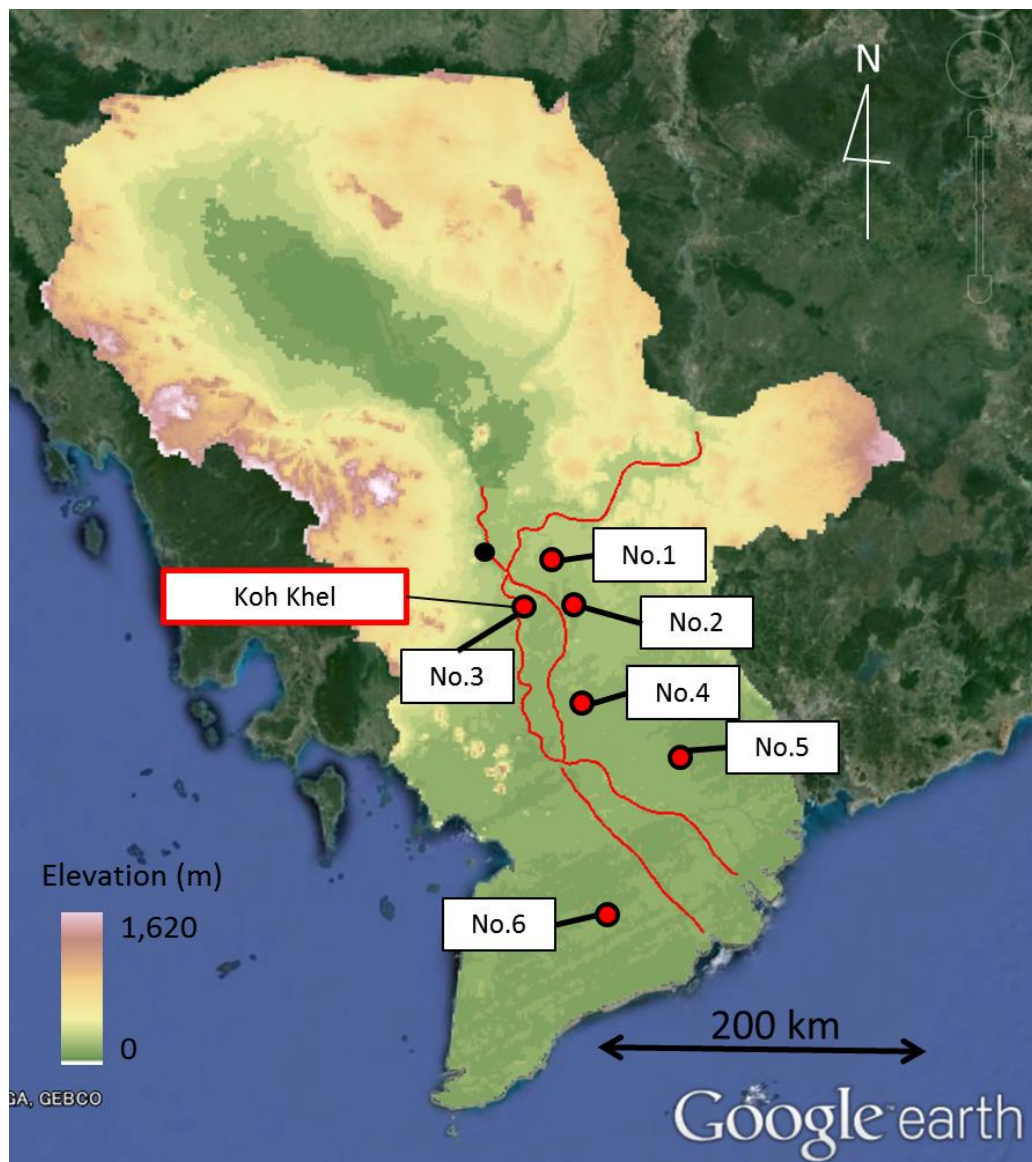


図-4.11 氾濫水深の確認地点

図-4.12 に各地点，各ケースの氾濫水深の時系列変化を示す．No.3 のケース 1 とケース 2 を比較すると，ケース 2 の方が氾濫水深が大きい値で推移することが確認できる．これは Koh Khel 地点の河道内の流量と氾濫水の関係，すなわち川幅及び河道高さが小さく修正され，流量が小さい値となる一方で氾濫に回る水が増加するためと推察される．

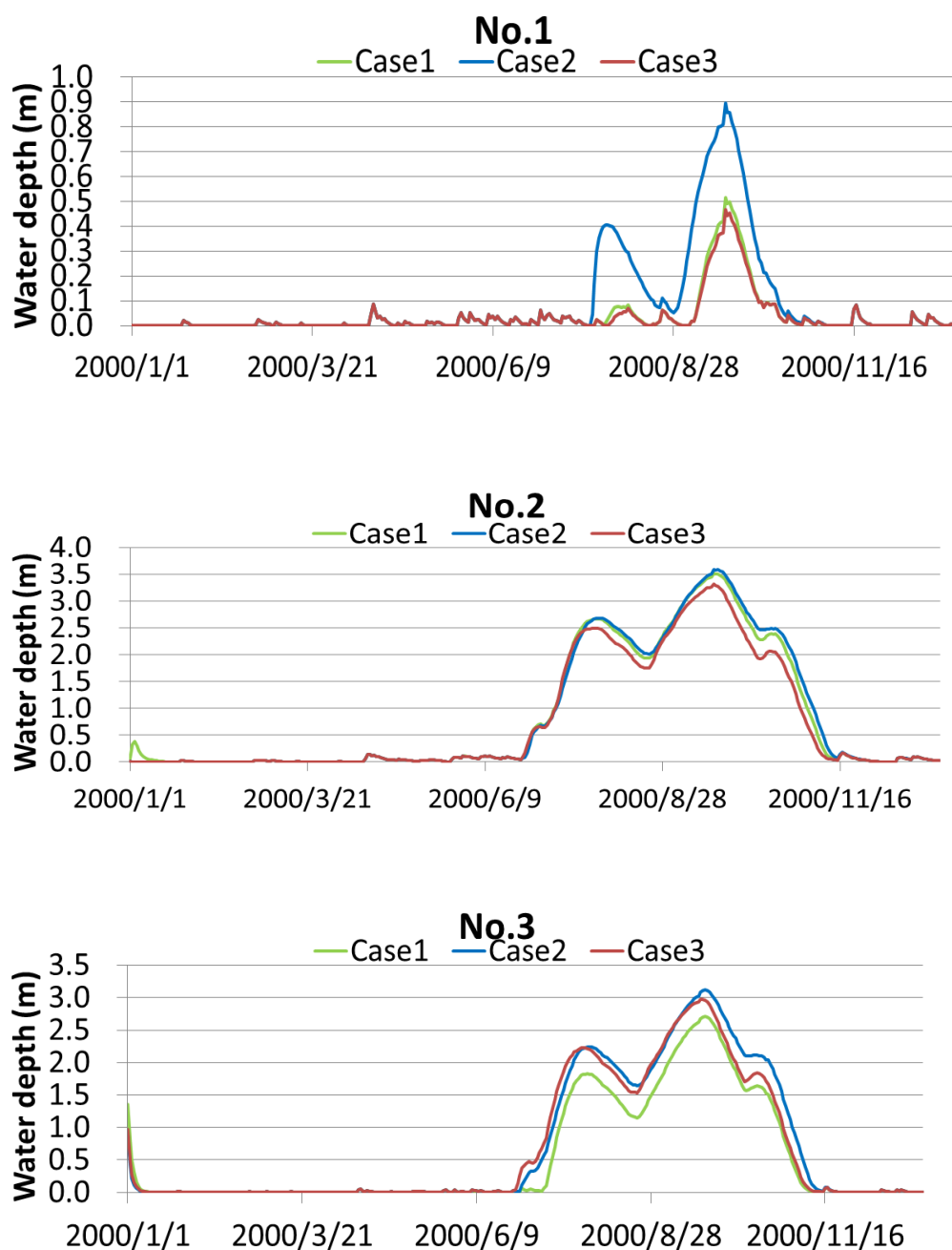


図-4.12.1 No.1～No.3 の各ケースにおける氾濫水深

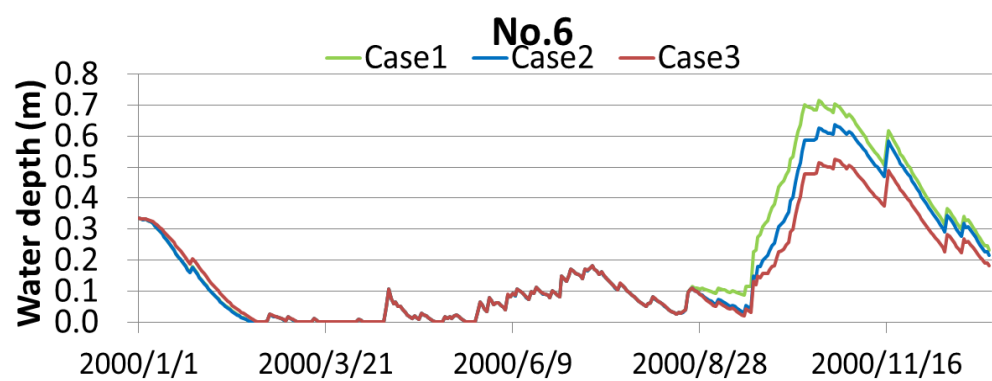
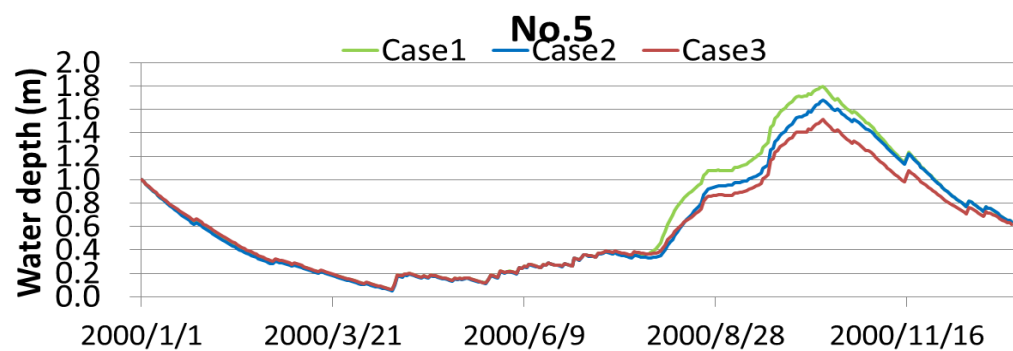
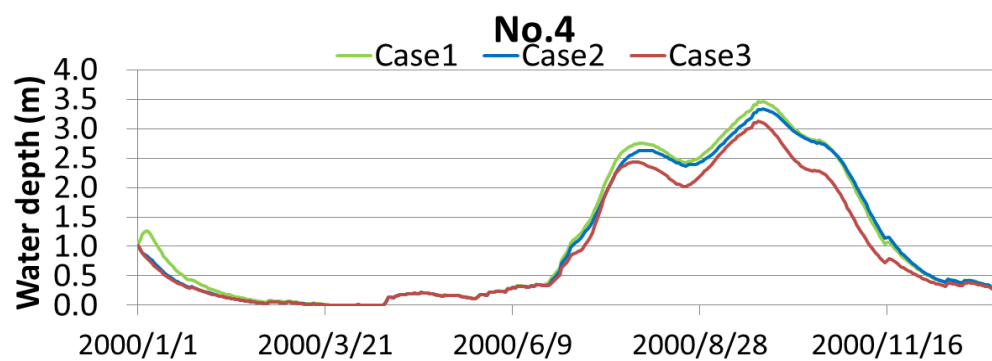


図-4. 12. 2 No. 4～No. 6 の各ケースにおける氾濫水深

各地点の結果を見ると、ケース間の変化が顕著な地点と比較的变化が小さい地点があり、特に No.1 では変化が大きい。ケース 1 のピーク水深は約 0.5 m、ケース 2 のピーク水深は約 0.9 m、ケース 3 のピーク水深は約 0.5 m である。言い換えると、川幅及び河道高さを緻密に反映するとピーク水深が約 1.8 倍となり、洪水中の粗度変化を考慮するとピーク水深が約 0.6 倍となる。このことから、氾濫水深において河道条件が非常に高い感度を有する地点があることがわかる。

また、比較的上流側に位置する No.1～No.3 では、ケース 1 よりもケース 2 の方が氾濫水深が増加する一方で、比較的下流側に位置する No.4～No.6 では、ケース 1 よりもケース 2 の方が氾濫水深が減少するという違いがある。Koh Khel 地点のように河道の断面積が小さく修正される箇所では氾濫水深が大きくなり、河道内の水は少なくなることを踏まえて理由を考察すると、計算領域の上流側で河道の水が氾濫に回りやすくなり氾濫水が多くなる一方で、河道を伝って下流へ伝達される水は少なくなるため、下流側では氾濫水も減少して水深が小さくなると考えられる。

また、ケース 2 とケース 3 を比較すると、いずれの地点でもケース 3 で氾濫水深が減少する。これは、洪水期の粗度係数の低下、すなわち河道の通水能の向上を計算に反映した結果、河道が受け持つ水が増えて氾濫に回る水が少なくなるためと推察される。

また、ケース間のピーク水深の差としては No.1、No.3 で見られるように最大で 40 cm ほどとなる結果になった。

4.5 2011 年洪水を対象としたシミュレーション

前節では 2000 年を対象として河道の流下能力が流出氾濫シミュレーションに与える影響を分析した。本節では、それに加えて、近年対象流域で発生したもう一つの洪水である 2011 年の洪水を対象としたシミュレーションを実施する。モデルパラメータなど、計算条件は前節のケース 3 と同一である。

図-4.13 及び図-4.14 に水位、流量の観測結果と計算結果の比較をそれぞれ示す。ここで、図中の NSE はナッシュ効率係数である。

図-4.13 に示した水位について、メコン川本川の 2 地点（Kampong Cham 地点及び Neak Loeung 地点）は、特に洪水期に観測結果と計算結果が良く整合する。

一方、支川の Bassac 川（Koh Khel 地点）及び Tonle Sap 川（Prek Kdam 地点）は計算水位が過大となる傾向がある。これは、主に河道条件の設定、特に粗度係数の設定に起因すると考えられる。今回は、すでに述べた通り無次元掃流力に応じて粗度係数を時々刻々と変化させた。それにあたり、粒径を与える必要があり、今回はメコン川本川で竹林ら⁸⁾により観測された結果を参考に 0.5 mm を一律で与えた。一方、支川では粒径が異なる可能性があり、特に Tonle Sap 川では粒径が本川よりも小さい⁸⁾。第 2 章における分析の通り、当該地点は無次元掃流力が大きくなると粗度係数が低下するため、粒径が小さい場合には無次元掃流力が大きく、粗度が低下し水位が低下する。すなわち、粒径の空間分布を考慮することで水位の再現性が向上すると期待できる。

また、Tonle Sap 湖（Kampong Loung 地点）の結果に着目すると、一部では計算水位が観測水位を良好に再現するが、計算水位が過少となる。これは、湖底の形状の設定に起因すると考えられる。今回は、SRTM を一律で掘り下げたものを使用した。より緻密な湖底形状を反映することで、湖の水位と湛水量の関係がより正確となり、水位の再現性の向上が期待できる。

図-4.14 に示した流量について、いずれも良好に計算できており、Tonle Sap 川の逆流も再現される。一方、Tonle Sap 川の洪水期から乾期への移行時期は計算流量が過少となる。これは、Tonle Sap 湖の計算水位の過少傾向に起因すると考えられる。

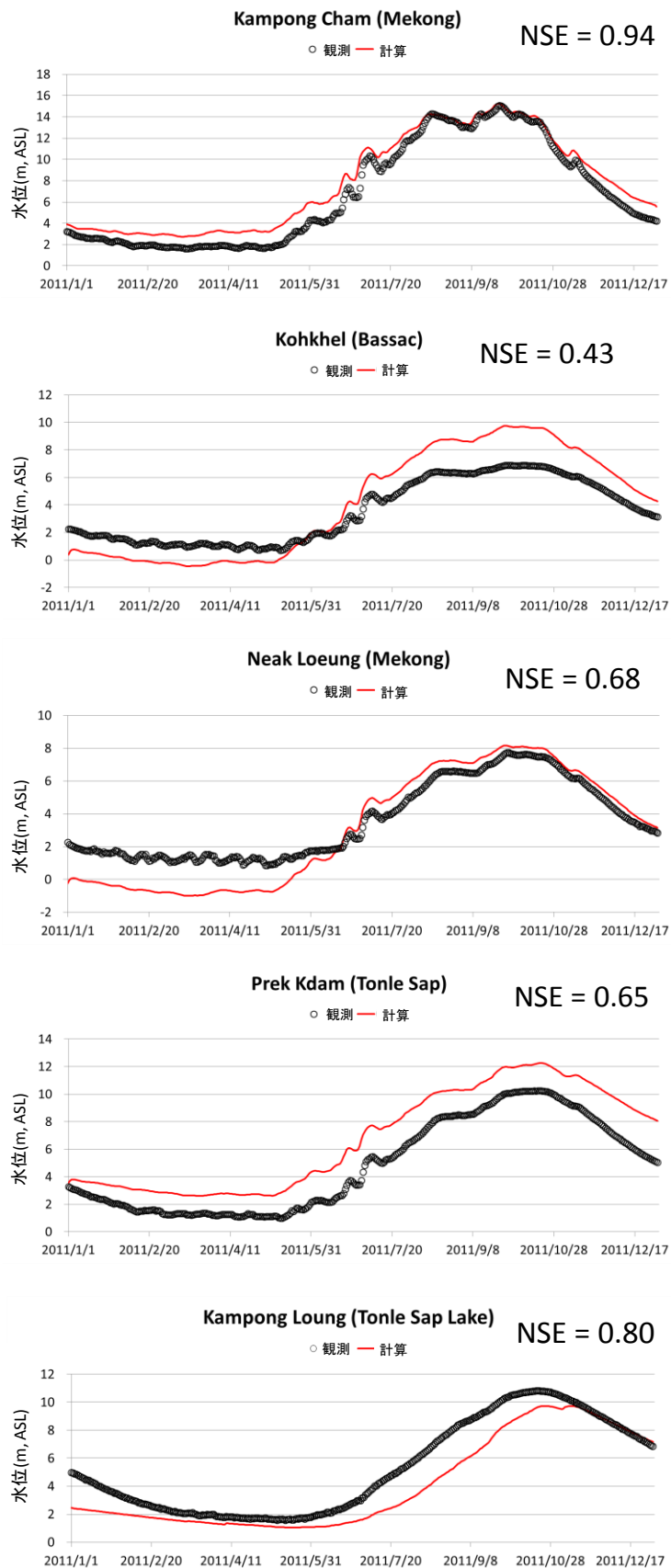


図-4.13 水位の計算結果

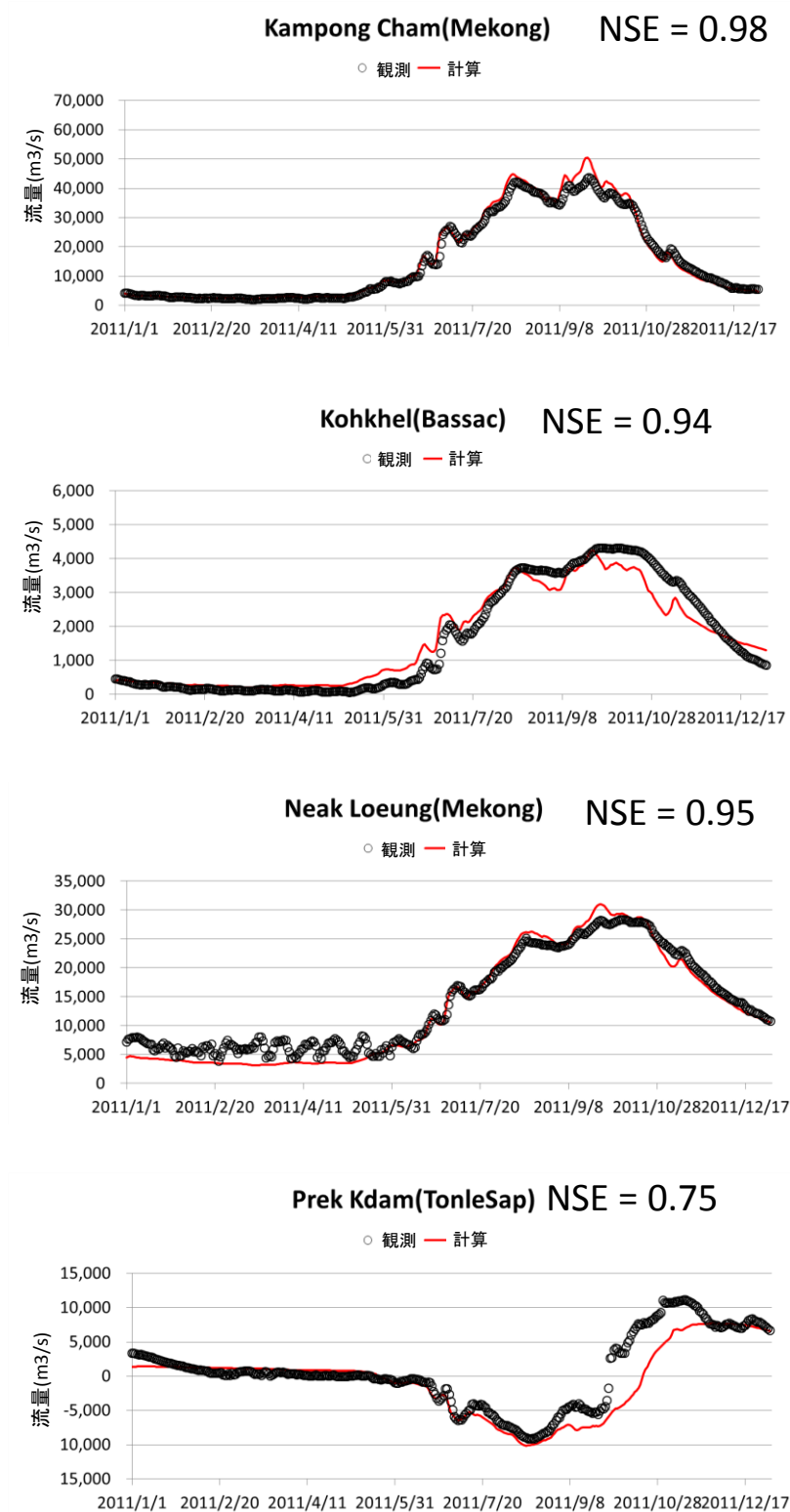


図-4.14 流量の計算結果

4.6 本章のまとめ

- 1) aDcp 観測から得られたデータで川幅と水深の関係を分析した結果、当該地点の川幅は拡張を繰り返していることがわかった。また、水と土砂の連続式、マンニングの平均流速公式、流砂量式から導出した川幅と水深の関係式を適用した水深の縦断分布を予測した結果、aDcp の観測結果と良く整合した。
- 2) 川幅及び河道深さをグリッド毎に分布させてモデルに反映した結果、他のパラメータの調整を施すことなく観測流量と計算流量の Nash 効率係数が向上した。特に Koh Khel 地点で大きく向上し、これは河道の断面積を小さく修正することで河道の水が適切に氾濫水へ分配されることに起因する。
- 3) 洪水時の粗度係数の変化をモデルに反映した結果、メコン河委員会により推定された氾濫域と計算氾濫域の FIT 指標が向上した。
- 4) 対象範囲内で複数の地点を抽出して氾濫水深の時系列変化を分析した結果、上流側で氾濫水深が増加する一方で、下流側では減少する結果となった。これは Koh Khel などの地点で氾濫水が増加する一方で、河道を伝って下流側に流れる水が減少するためと推察される。
- 5) 粗度係数の変化をモデルに反映した場合は、洪水ピーク付近における粗度係数が低下して河道の通水能が向上する。その結果、氾濫水深は今回抽出した全ての地点で小さくなる。今回抽出した地点の中では最大 40 cm 程度小さくなった。
- 6) 2000 年の洪水のみならず、2011 年の洪水を対象としたシミュレーションを実施した結果、全体としては水位・流量ともに実測値と良く整合した。

4.7 参考文献

- 1) United Nations in Cambodia: CAMBODIA – Flood Season Situation Report #8, 2011.
- 2) 井上和則：沖積地の安定な流路幅に関する既往研究の総説の試み，河川技術論文集，第 17 巻，pp.113-118，2011.
- 3) A. Yorozyua, Md. Islam, M. Kamoto and S. Egashira： Influence of Jamuna Bridge on river morphology, Advances in River Sediment Research, Fukuoka etal.(eds), Taylor & Francis Group, London, pp. 299-308, 2013.
- 4) 佐山敬洋，建部祐哉，藤岡奨，牛山朋來，萬矢敦啓，田中茂信：2011 年タイ洪水を対象にした緊急対応の降雨流出氾濫予測，土木学会論文集 B1（水工学），Vol.69, No.1, pp.14-29, 2013.
- 5) 舩谷敬一，赤井計之，馬籠純：格子状疑似河道網のスケール変換に関する新しい方法，水文・水資源学会誌，19(2)，pp.139-150，2006.
- 6) Raws, W.J., Ahuja, L.R., Brakensiek, D.L. and Shirmohammadi, A.: Infiltration and soil water movement, Handbook of Hydrology, McGraw-Hill Inc., New York, 5.1-5.51, 1992.
- 7) M.C. Zhou, H. Ishidaira, H.P. Hapuarachchi, J. Magome, A.S. Kiem, K. Takeuchi.: Estimating potential evapotranspiration using Shuttleworth-Wallace model and NOAA-AVHRR NDVI data to feed a distributed hydrological model over the Mekong River Basin, Journal of Hydrology, 327, pp.151-173, 2006.
- 8) 竹林洋史，中元達也，藤田正治：粘着性・非粘着性河床材料混在場における土砂輸送特性-トンレサップ川を対象として-，京都大学防災研究所年報，第 52 号 B, pp.637-645, 2009.

第 5 章 衛星情報を活用した氾濫量の推定

5.1 衛星情報を活用した氾濫域の検出に関する過去の研究

本章では、前章と同様にメコン川下流域を対象とし、流出氾濫モデルにより計算された氾濫水の挙動の検証を目的として、衛星情報を活用して氾濫水を推定する。

一般的に降雨流出過程を表現するモデルの妥当性を精査するには、河道の水位や流量を観測値と比較する場合が多く、氾濫を表現するモデルの場合は衛星情報や現地調査から推定した氾濫域を計算結果と比較する場合が多い。一方、洪水時の浸水深や浸水時間など被害に直結する情報を扱う上では、氾濫域のみならず、氾濫原の水の量及びその挙動も検証する必要がある。そこで本章では、氾濫域の推定のみならず、氾濫原の水位分布及び流速場を推定した上で、氾濫原上を流れる水の流量（以下、氾濫流量）にも着目し、モデルで計算した結果と衛星情報から推定した結果を比較し、その定量的な推定を試みた。本章では、2011 年の洪水を対象とした。

氾濫域を検出する方法として、Landsat による情報を活用した Normalized Difference Water Index (NDWI)^{1), 2)}に関する研究や、MODIS(Moderate Resolution Imaging Spectrometer)による情報を活用した Land Surface Water Index (LSWI)³⁾、Modified Land Surface Water Index (MLSWI)⁴⁾に関する研究などが進められてきた。

これらは、複数の周波数帯の反射率データを用いて水域を検出する手法であり、これらの技術は、ある閾値を設けた上で、その値を境に水域と陸域を判別する。適切な閾値を設定できる場合は水域を良好に検出できるが、そのためには思考錯誤を重ねる必要があり、設定した閾値の客観性の説明が難しい場合もある。

一方、本研究では Biswas et al⁵⁾が示した手法を用いて氾濫域を検出した。これは反射率からの指標の空間的な勾配に着目する Gradient based method に着目する手法である。反射率からの指標は、土地被覆によって変化するため、反射率の指標の空間的な勾配に着目することで、土地被覆の境界、すなわち、陸域と水域の境界を判別しようとするものである。

ここで、MODIS とは、NASA の地球観測衛星の Terra と Aqua (図-5.1 参照) に搭載された光学センサーのことであり、 $0.4\sim14\mu\text{m}$ の範囲を 36 バンドで観測する。本研究では、後述の通り 36 バンドのうち、band1 (可視域赤) と band2 (近赤外域) を用いる。

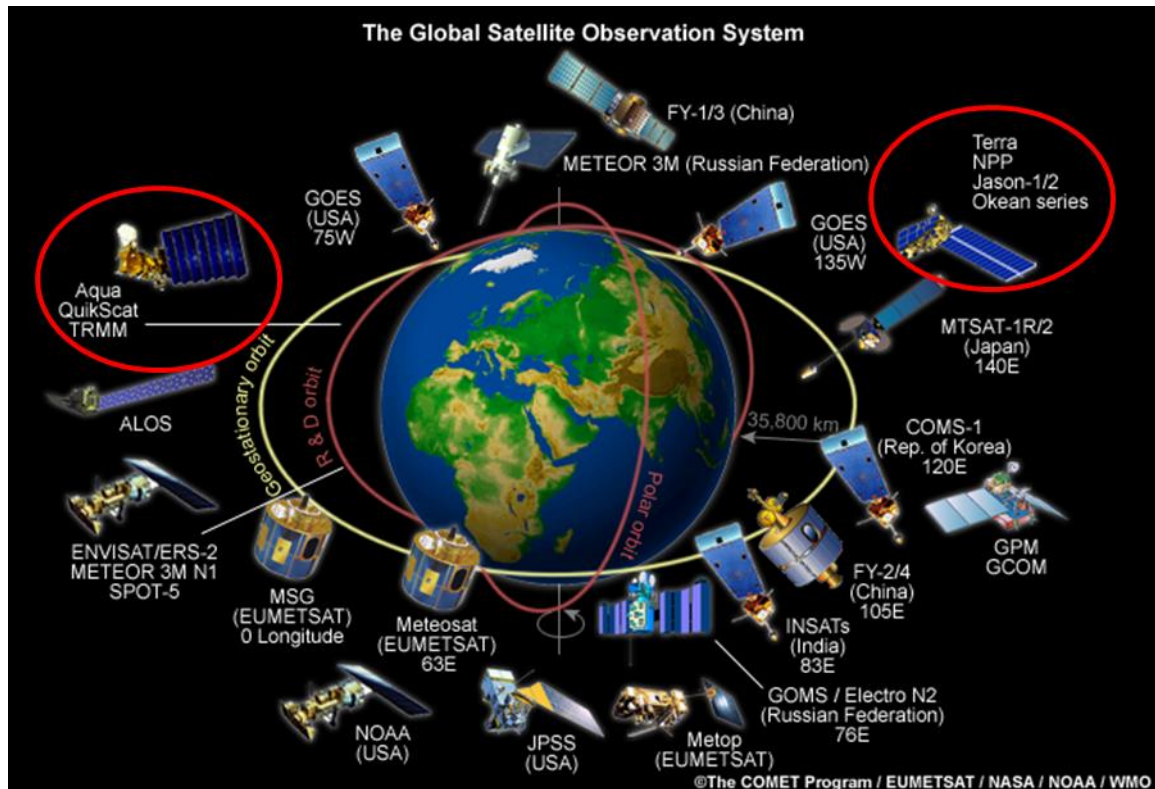


図-5.1 地球観測衛星 (赤丸で示した衛星が MODIS を搭載する Terra と Aqua)
(http://www.goes-r.gov/users/comet/tropical/textbook_2nd_edition/print_2.htm)

5.2 氾濫域の推定

Gradient Based Method は画像解析手法の一つで、データの空間的な勾配を利用する。また、本研究では MODIS の band1（可視域赤）と band2（近赤外域）の差の勾配に着目した。band1 と band2 は日データとして公開されており、空間解像度は 250m である。他の周波数帯は 8 日毎のデータとなる 8-day composite データであり、空間解像度は 500 m である。より詳細な時空間解像度データを使用することも、本手法の利点の一つである。

以下、手法の概略を説明するが、さらに詳細な説明は Biswas et al⁵⁾を参照されたい。式(17)は反射率の差の勾配を表し、これの絶対値は式(18)で表わされる。

$$\bar{G}(x, y) = \left(\mathbf{i} \frac{\partial}{\partial x} + \mathbf{j} \frac{\partial}{\partial y} \right) f(x, y) \quad (17)$$

$$M(x, y) = \sqrt{\left(\frac{\partial f(x, y)}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial f(x, y)}{\partial y} \right)^2} \quad (18)$$

ここで、 $\bar{G}(x, y)$ は反射率の差の勾配、 $f(x, y)$ は反射率の差、 $M(x, y)$ は $\bar{G}(x, y)$ の絶対値である。

図-5.2 は式(18)で求めた値の分布である。なお、これは網状河川であるジャムナ川で適用した例である。式(18)は勾配を表現するものであることから、土地被覆の境界を強調できる。一方、土地被覆そのものの判別は難しい。

そこで、境界と土地被覆そのものを両方表現するために、式(19)の通りベクトル演算子に加重平均を加えることを考える。式(20)は式(19)の絶対値を表すものであり、反射率の差の勾配に、反射率自体の加重平均を付加した形となる。

$$\bar{G}'(x, y) = \left\{ \left(\mathbf{i} \frac{\partial}{\partial x} + W \right) + \left(\mathbf{j} \frac{\partial}{\partial y} + W \right) \right\} f(x, y) \quad (19)$$

$$M'(x, y) = \sqrt{\left(\frac{\partial f(x, y)}{\partial x} + [W]f(x, y) \right)^2 + \left(\frac{\partial f(x, y)}{\partial y} + [W]f(x, y) \right)^2} \quad (20)$$

ここで、 $\bar{G}'(x, y)$ は反射率の差の勾配を修正したもの、 $M'(x, y)$ は $\bar{G}'(x, y)$ の絶対値、 W は加重平均である。

図-5.3 は式(20)の分布である。図-5.2 では、土地被覆の境界を強調できるが、どちらが河道かを判別することが難しい一方で、図-5.3 では土地被覆の境界強調しつつ、土地被覆そのものも判別できるため、水域の判定を容易にできる。

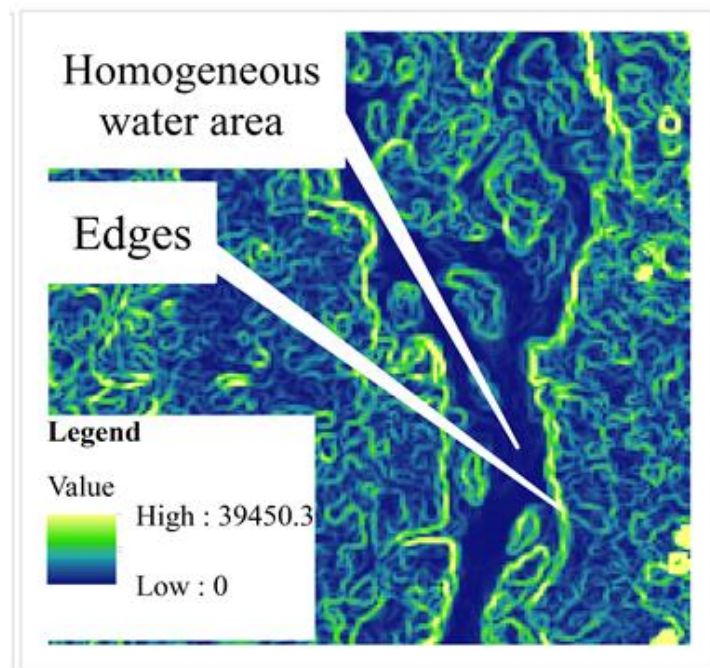


図-5.2 式(18)による反射率の差の勾配の絶対値の分布

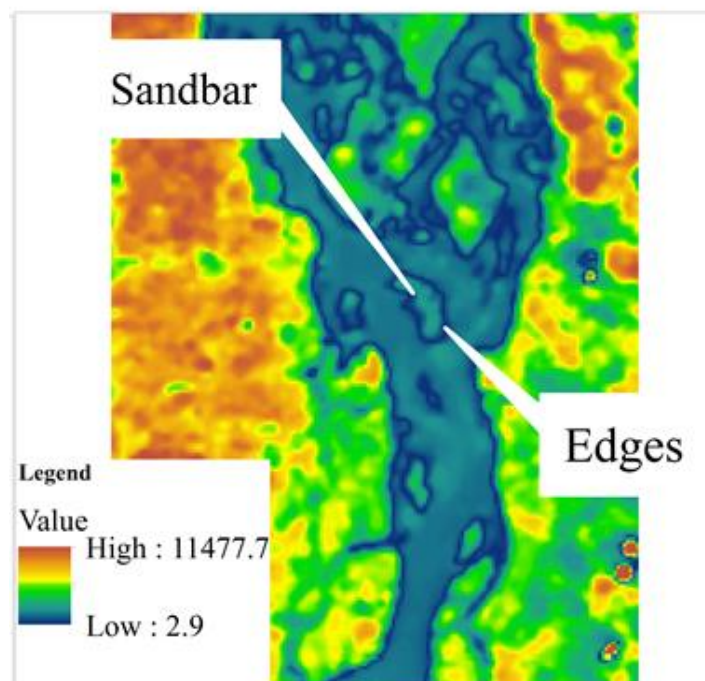


図-5.3 式(20)による反射率の差の勾配の絶対値の分布

図-5.4 はメコン川下流域に適用した結果で, 式(20)で算出された値の分布を示す. 水域と陸域が容易に判別されることが確認できる.

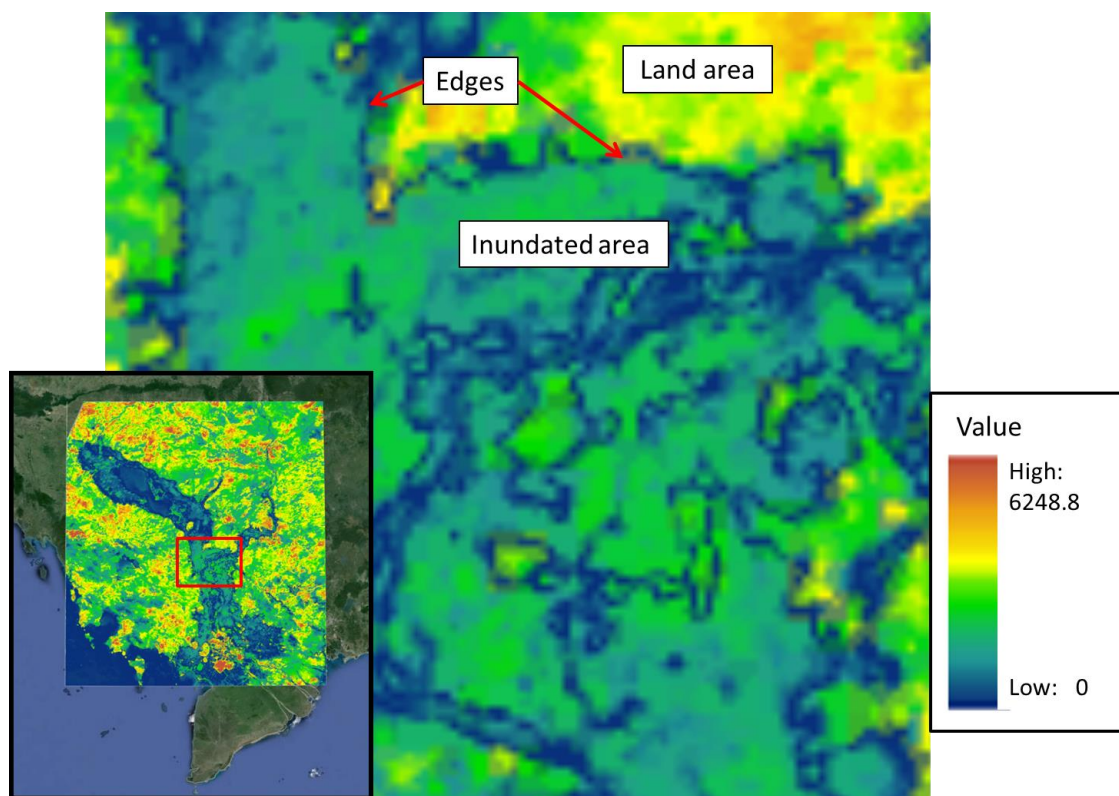


図-5.4 式(20)をメコン川下流域に適用した結果

図-5.5 は本手法をメコン川下流域に適用して氾濫域を推定した結果で, 前章において RRI モデルから計算された結果と比較したものである. また, RRI モデルの結果は 2011 年 10 月 7 日の計算結果で, MODIS による結果は 2011 年 9 月 30 日~10 月 7 日の 8-day composite data である. 両者を比較すると, 氾濫域は概ね一致していることがわかる.

一方下流域においては差異が見られる. 当該流域の最下流はベトナム領であり, 観測データを得ておらず, 詳細な河道の流下能力のモデル化ができていない. そのため, 最下流域における再現性を重視する場合には, この地点の河道の調査が必要となると考える.

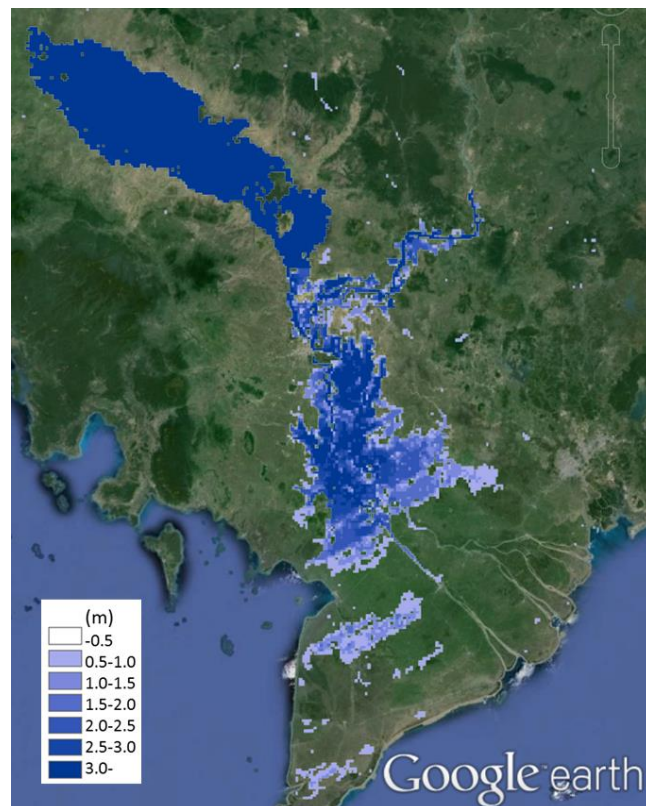
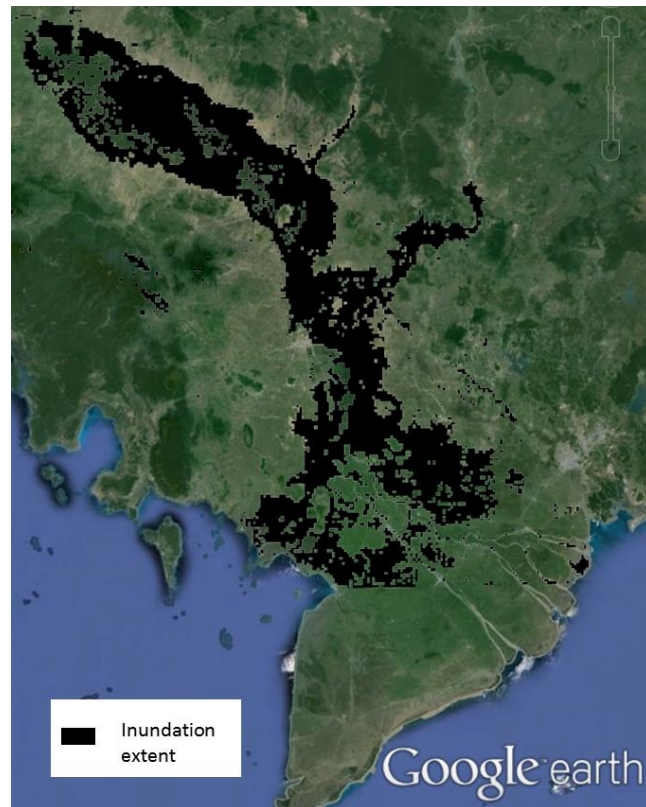


図-5.5 対象流域における氾濫域の推定結果
 (上 : MODIS データによる推定, 下 : RRI モデルによる計算結果)

5.3 氾濫源上の流速場の推定

氾濫域の検出結果を用いて、氾濫源上の水位分布を推定した上で、流速場を推定し、氾濫源上の流量を算出する。

水位分布の推定手順としては、初めに、氾濫域と陸域の境界における標高をその地点の水位とし、境界に沿った線状の水位分布を得た上で、それを空間内挿することで氾濫域内の面的な水位分布を得た。具体的な手順を以下に示す。

- 1) あるサイズの枠を設定し、水域と陸域の境界の標高を水位と仮定(図-5.6)。
なお、標高データについて、今回は SRTM (空間解像度約 90 m) を用いた。
- 2) これを線形重回帰式で内挿補間し、枠内の水位分布 (平面) を推定する。(図-5.6)
- 3) 枠の位置をずらしながら繰り返す。
- 4) 氾濫域全域で繰り返し、重なっている算出水位を算術平均し、氾濫域全体の水位分布を推定する。

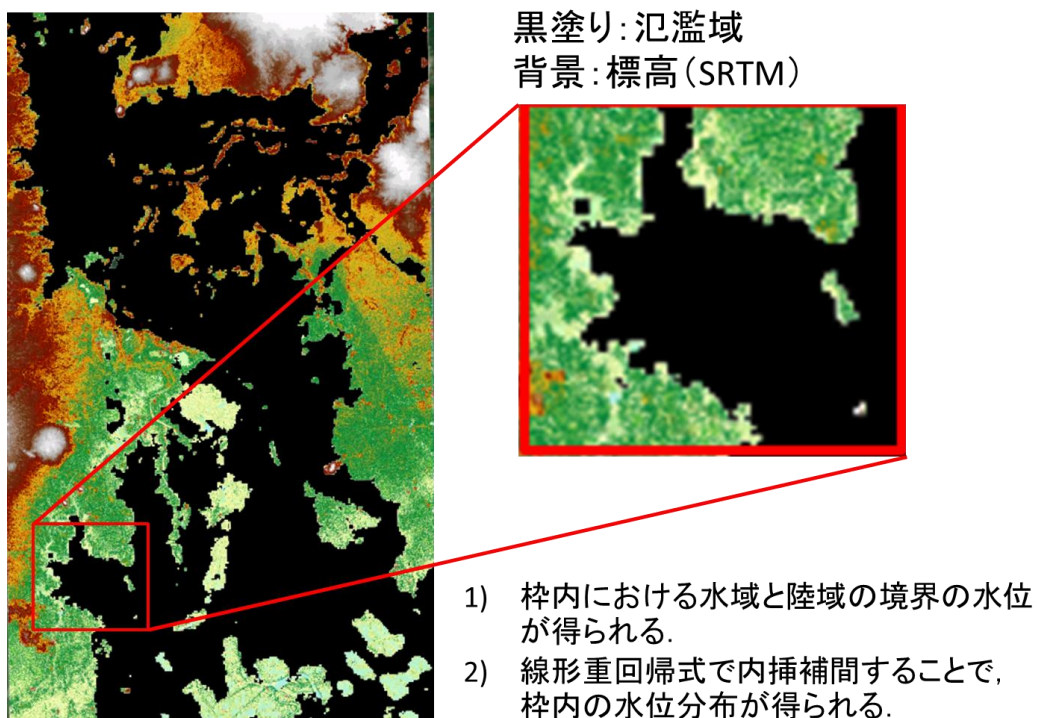


図-5.6 氾濫源上の水位分布の推定手順

図-5.7 に 2011 年 9 月 30 日～10 月 7 日の 8-day composite data を用いて推定した、プノンペン付近における氾濫源上の水位分布の推定結果、図-5.8 に水面勾配の分布を示す。水面勾配の分布は、水位分布から計算したものである。

図-5.8 に着目すると、トンレサップ川沿いでは水面勾配が特に小さいことが分かる。これは、対象期間が洪水期でありトンレサップ川が逆流する期間であることが理由として考えられる。一方、図中の NHW8 (National Highway 8) の下流側で水面勾配が大きくなっていることがわかる。これは、NHW8 によって上流側で氾濫水が堰上げられるため、下流側において急勾配となるためと考えられる。

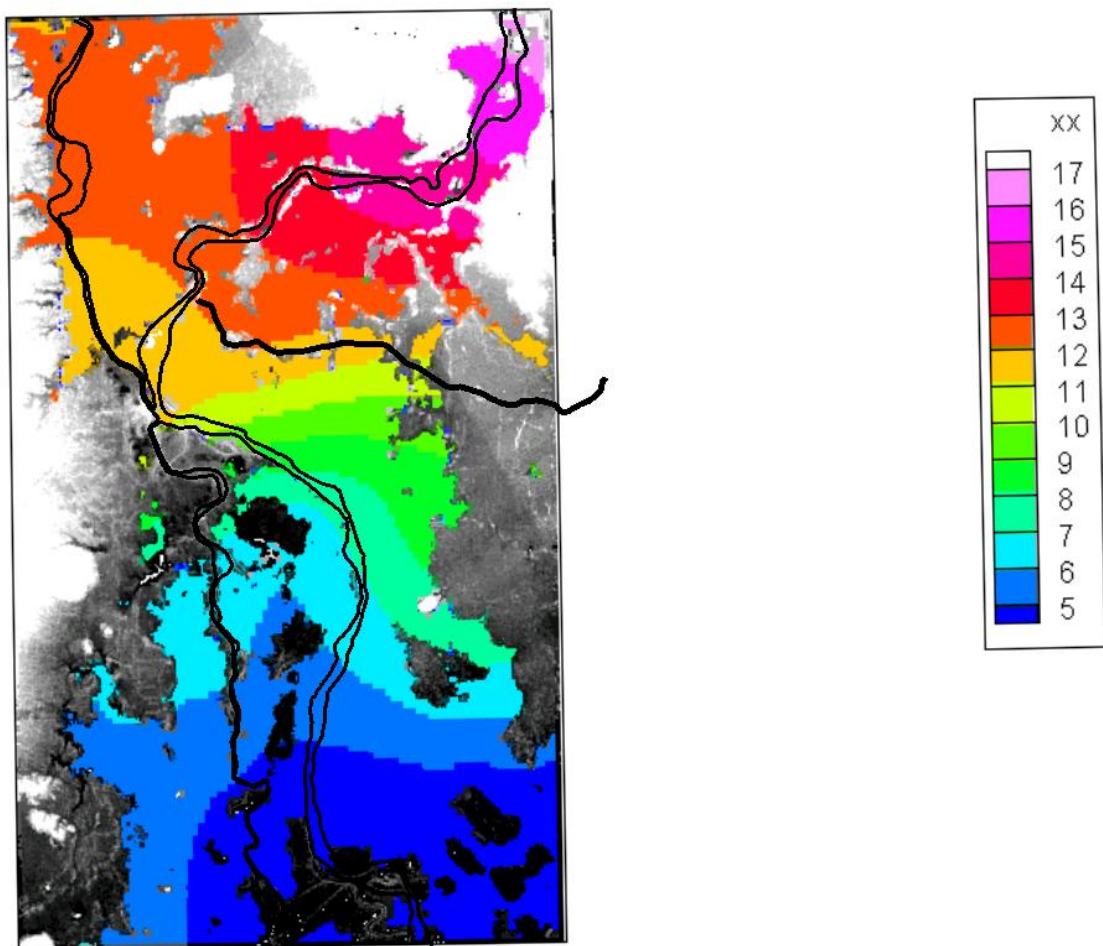


図-5.7 氾濫源上の水位分布の推定結果

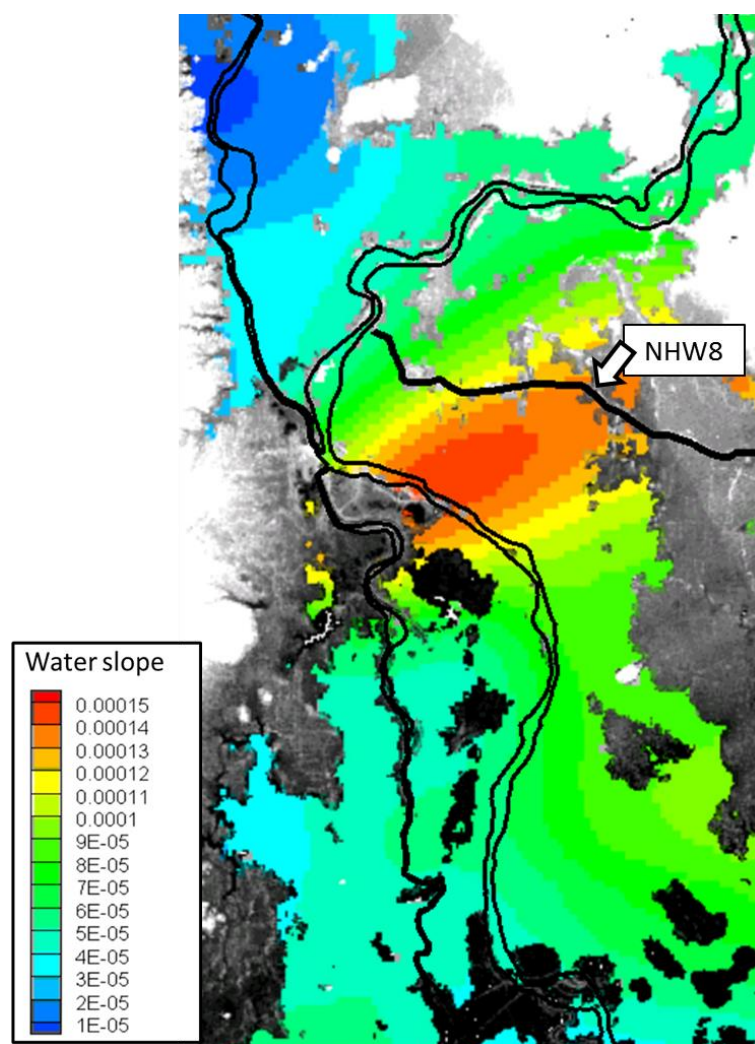


図-5.8 氾濫源上の水面勾配の分布の推定結果

さらに流速場を推定するために、水位と地盤標高から求めた水深分布と、水面勾配分布を用いて流速場を推定した。等価粗度係数を $0.4 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ としたマニングの平均流速公式から推定したものである。図-5.9（左）に MODIS から得た流速場を示す。NHW8 の下流側で特に流速が大きくなっておりこれは前述の水面勾配が大きい地点である。また、当該地点を含んだメコン川本川の左岸側はトンレトーチ川という支川があり、推定された氾濫水の流向はトンレトーチ川の沿っていることが確認できる。

また、トンレサップ川沿いに着目すると、逆流が発生していることが確認でき、同時期はトンレサップ川は逆流が発生するため、これと整合する。

図-5.9（右）に RRI モデルから得た流速場を示す。図-5.9 の両者を比較すると、概ね同様の氾濫域、流速場を示している。

一方、以下の3点の違いが指摘される。

- 1) RRI モデルによる流速分布は、MODIS による推定結果と比べて空間的に均一の傾向がある。
- 2) NHW8 の上流側の氾濫域について、RRI モデルによる計算結果は MODIS による推定結果と比べて過小である傾向がある。
- 3) Bassac 川沿いの氾濫域について、RRI モデルによる計算結果は、MODIS による推定結果と比べて過大である傾向がある。

1)については、それぞれの空間解像度の違いが挙げられる。RRI モデルによる計算におけるグリッドの空間解像度は約 2 km であるのに対し、MODIS による推定における空間解像度は約 90 m である。微地形による流速の空間的な変化が RRI モデルによる計算には反映されていないと考えられる。

2)については、トンレトーチ川の影響が考えられる。これは上述の通りメコン川本川の左岸側の氾濫源の中を流れる支川であるため、氾濫源上の水の挙動に大きな影響を与えると考えられる。しかしながら、RRI モデルにおいては、この支川が計算に反映されていない。図-5.10（左）に MODIS の 2011 年 7 月 28 日～8 月 4 日の 8-day composite data から得られた流速場を示す。図-5.10（右）に RRI モデルから得られた 2011 年 8 月 4 日の流速場を示す。なお、この期間は、当該流域において洪水期の初期のあたる。NHW8 の上流側の氾濫水を比較すると、RRI モデルによる計算結果の方が、氾濫水が多い結果となり、洪水期のピークを対象とした計算結果とは逆の傾向となる。このことから、以下のことが推察される。

すなわち、トンレトーチ川は、河道の容量を超えない期間（図-5.10 に示したような期間）は氾濫水を低減する効果があるが、河道の容量を超える期間（図-5.9 に示したような期間）は氾濫水を増加させる効果がある。この効果を RRI モデルでは考慮していないため、このような結果の違いが現れると考えられる。

3)については、治水施設の効果が考えられる。上記で指摘された Bassac 川沿いはカンボジアの首都プノンペンが存在し、氾濫水に対する対策がある程度施されていると考えられる。一方、RRI モデルではそのような効果は考慮していないため、当該地域における計算結果の違いが現れたものと考えられる。

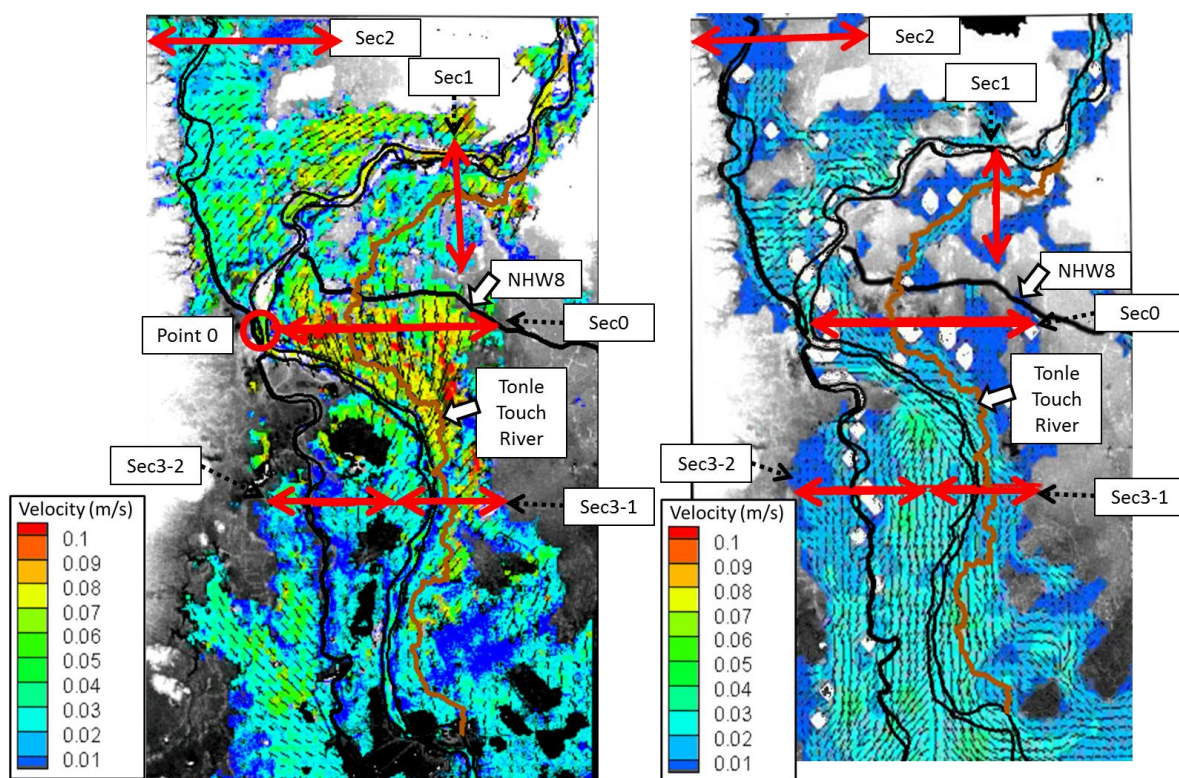


図-5.9 流速場（左：MODIS, 9月30日～10月7日の8 day composite
右：RRI モデル, 10月7日）

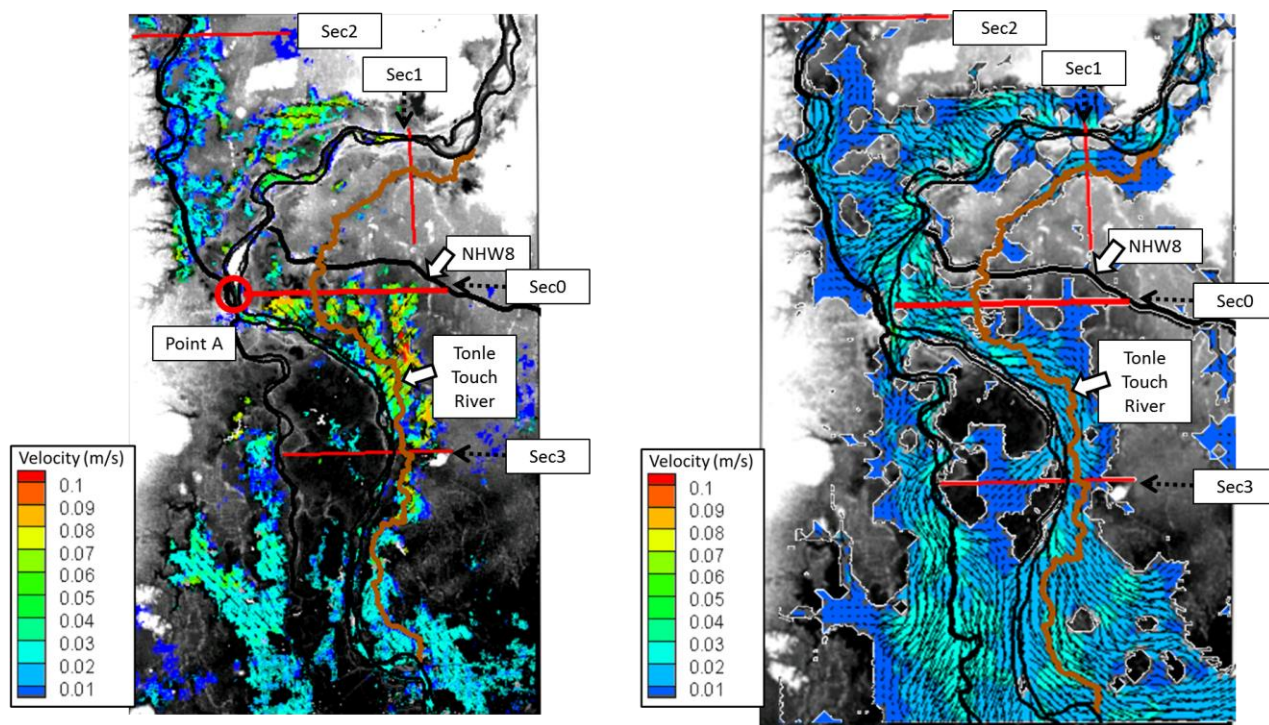


図-5.10 流速場（左：MODIS, 7月28日～8月4日の8 day composite
右：RRI モデル, 8月4日）

ところで、流速分布を求めるにあたり等価粗度係数 $0.4 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ を用いた。ここでは、これの検証を行う。当然ながら等価粗度係数によって流速の絶対値が異なり、後述する氾濫源上の流量の算定に大きな影響を与えるため、それに先立ち等価粗度係数の検証を行うものである。

検証方法としては、対象地域の水収支に着目する。対象地域の洪水期における、観測流量から得られる河道を通過する流量の積算値（水量）と、等価粗度係数 $0.4 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ を用いて推定される氾濫源上を通過する流量の積算値（水量）の収支が整合するかを調べることで、等価粗度係数 $0.4 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ の妥当性を検証するものである。

氾濫源上を通過する流量は次のように求めた。すなわち、グリッド毎に水深及び流速が得られているため、これらの積が当該グリッドの単位幅流量となる。任意の断面を設けた上で、断面内の単位幅流量とグリッド幅の積を積算することで、断面を通過する流量が求まる。

図-5.9（左）に Point 0 を示しており、これはメコン川本川とトンレサップ川が合流し、直後にメコン川本川とバサック川に分流する地点である。また、洪水期には、メコン川本川の左岸側で大規模な氾濫流が生じる。この地点における水収支を検証することで、等価粗度係数の値を精査する。

具体的には、図-5.11 に示す通り、Kampong Cham 地点の流量は河道と氾濫原に分かれて流下すると考え、また、Prek Kdam 地点、Neak Loeung 地点、Koh Khel 地点の流量は分合流地点の流量と同一と仮定した上で、水収支が整合するかを確認する。

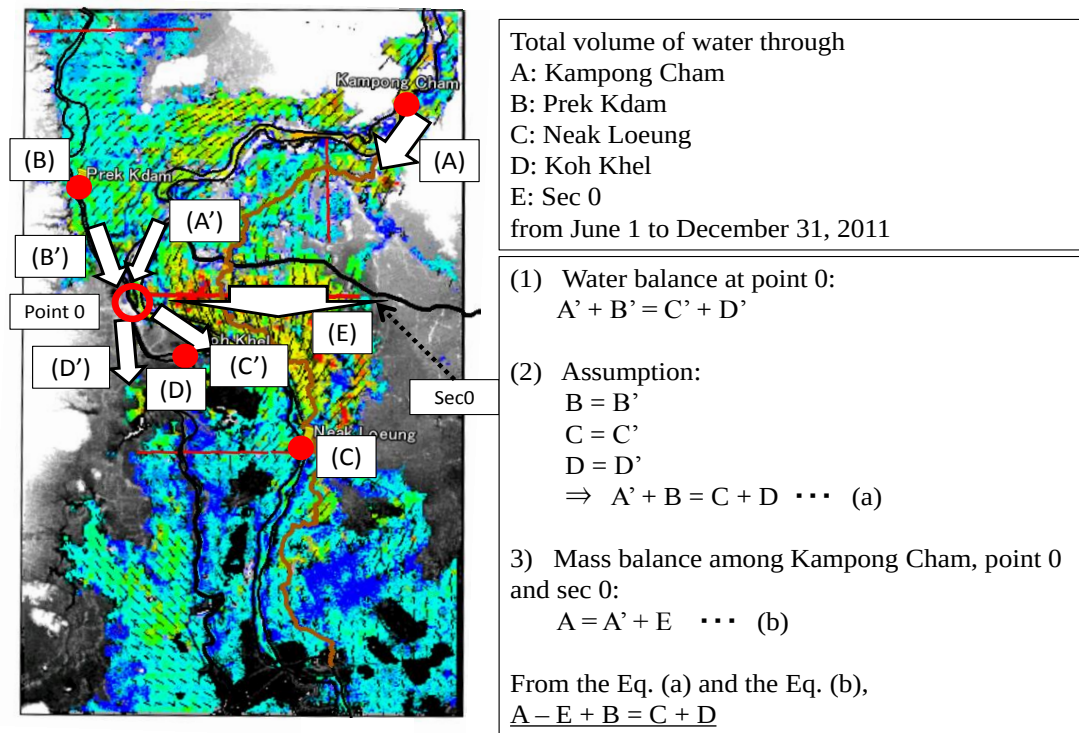


図-5.11 水収支の検証の概要

表-5.1 水収支の検証結果

	Total volume (Unit: billion m3)
Kampong Cham (Mekong River) (A)	445
Prek Kdam (Tonle Sap River) (B)	11
Koh Khek (Bassac River) (C)	48
Neak Loeung (Mekong River) (D)	359
Cross-section 0 (E)	71
$A - E + B$	385
$C + D$	407
Relative error (%)	5.7

表-5.1 は水収支の検証結果を示す．等価粗度係数 $0.4 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ を用いた場合の相対誤差は 5.7%である．仮に氾濫を考慮しない場合($E = 0$)で同様の確認を行った結果，氾濫水が過小であることに起因して相対誤差は 12 %となる．また，等価粗度係数 $0.2 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ で同様の確認を行った結果，氾濫水は過大となり相対誤差は 22.8 %となる．よって，等価粗度係数 $0.4 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ は当該地点の流速場を推定するにあたって妥当な値であることが確認できる．

5.4 氾濫源上の流量の推定

図-5.12 は、図-5.9 に示した 5 つの氾濫源上の断面における氾濫源上の流量の推定結果を示しており、MODIS から推定されたものと、RRI モデルから計算されたものを比較するものである。RRI モデルによる計算期間は 2011 の通年であり、MODIS による推定の対象期間は 7 月 20 日～12 月 26 日とし、この期間内の 8-day composite data を用いた。なお、9 月 22 - 29 日については、雲の影響で MODIS のデータの質が良くなかったため、使用しなかった。

Sec2 と Sec3-1 は RRI モデルによる氾濫流量と MODIS による氾濫流量が概ね良好に一致する。Sec2 は Tonle Sap 川周辺の氾濫流量であり、洪水期に流れ方向が逆転する特徴を RRI モデルと MODIS の両者が再現する。

一方、Sec1 では RRI モデルによる計算が過小であり、Sec3-2 では RRI モデルによる計算が過大である。この理由は、前節の流速場に関する乖離の考察ですでに述べた通りである。

ここで、Sec0 に着目した場合、両者が大きく乖離する。Sec0 はメコン川本川左岸側の氾濫原にあるが、当該箇所は NHW8 やトンレトーチ川が存在し、図-5.13 に示す通り氾濫水が複雑な挙動を示す地点である。また、当該地点は灌漑用の小規模な水路が多数存在し、これによる氾濫原への導水効果をモデル化することが必要であると考えられる。

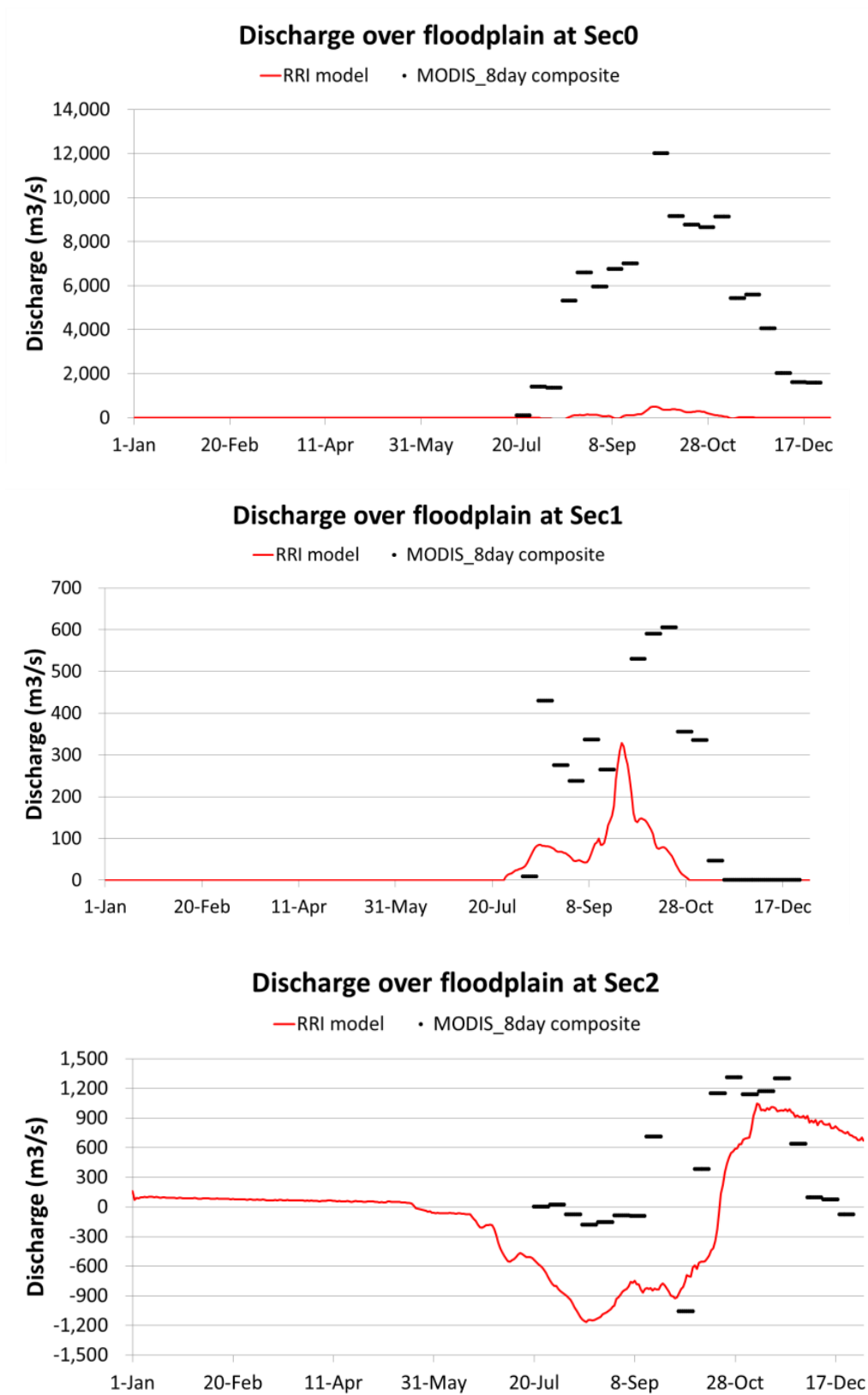


図-5. 12. 1 氾濫源上の流量の推定結果

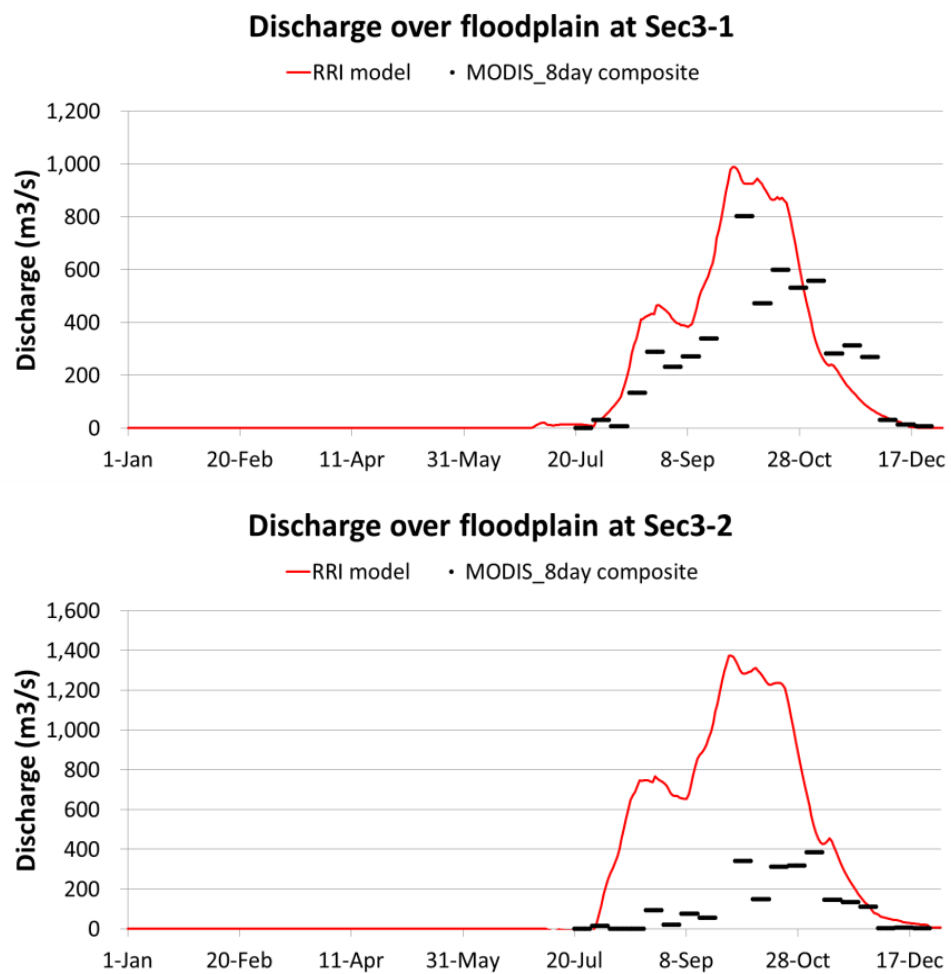
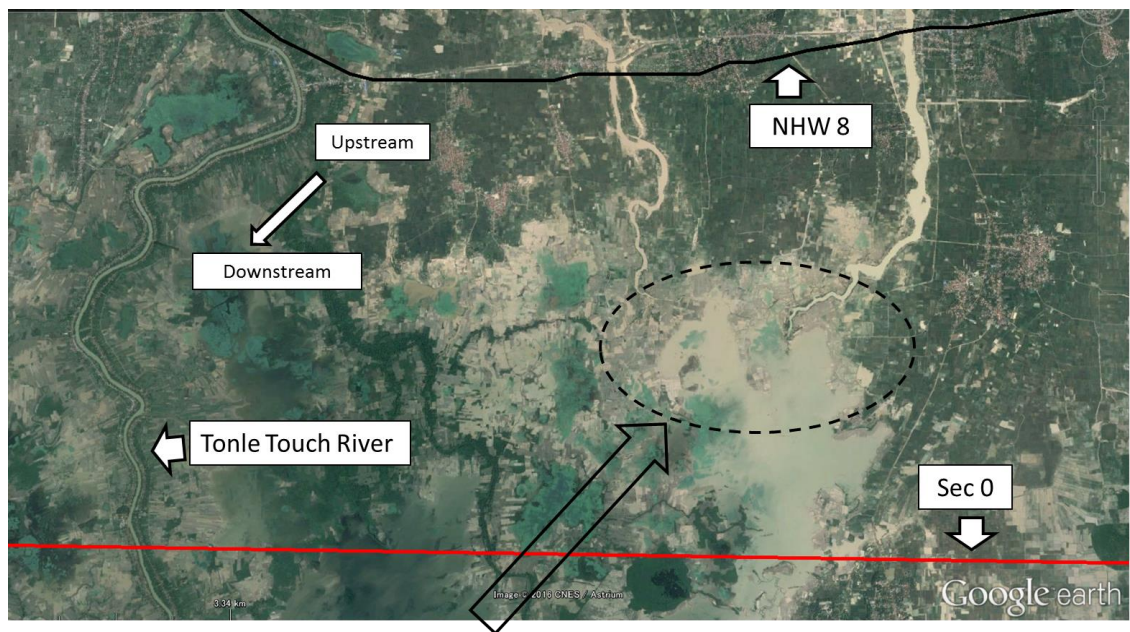


図-5. 12. 2 氾濫源上の流量の推定結果



One of the parts water goes from small channel to floodplain.

図-5.13 Sec0 付近の衛星写真 (Google earth より)

5.5 本章のまとめ

- 1) 氾濫域の検出方法について、これまで多く提案されてきた手法、すなわち反射率からの指標そのものを用いて閾値から判定する方法ではなく、反射率からの指標の空間的な勾配に着目する **Gradient based method** に基づく手法で氾濫域を検出した。この結果、シミュレーション結果と概ね整合する結果が得られた。
- 2) 氾濫域の検出結果を用いて、氾濫源上の水位分布を推定した上で流速場を推定した。
- 3) 推定した流速場を **RRI** モデルによる計算結果と比較し、概ね整合した結果が得られた。整合しない箇所については、**RRI** モデルを用いた今回の計算の特徴から理由を考察した。
- 4) 流速場を推定するにあたって使用した等価粗度係数の妥当性を、水収支から検証した。
- 5) 流速場の推定結果を用いて氾濫源上の流量を推定し、**RRI** モデルによる計算結果と比較した。その結果、良好に整合する断面とそうではない断面が存在した。結果の乖離が見られる断面は氾濫水の挙動が特に複雑であるため。これについて緻密に計算する必要がある場合は、当該地域の詳細なモデル化が必要となる。

本章では、衛星情報から氾濫原上の水量を推定し、シミュレーションの結果の検証に資する技術の提案を行った。そのため、シミュレーション技術と衛星情報からの推定技術をパッケージとして活用し、特に大流域において、浸水の期間や浸水深の時系列的な予測等に役立つものと期待できる。

5.6 参考文献

- 1) S. K. McFeeters: The use of the Normalized Difference Water Index (NDWI) in the delineation of open water features, *Int. J. Remote Sensing*, Vol. 17, No. 7, pp.1425-1432, 1996.
- 2) BC. Gao: NDWI a Normalized Difference Water Index for Remote Sensing of Vegetation Liquid Water from Space, *Remote Sens. And Environ.* Vol. 58, pp.257-266, 1996.
- 3) K. CHANDRASEKAR, M. V. R. SESA SAI, P. S. ROY and R. S. DWEVEDI: Land Surface Water Index (LSWI) response to rainfall and NDVI using the MODIS Vegetation Index product, *International Journal of Remote Sensing*, Vol. 31, No. 15, pp. 3987-4005, 2010.
- 4) Y. Kwak, J. Park, and K. Fukami: Nation-wide Flood Risk Assessment Using Inundation Level Model and MODIS Time-series Images, *Proceeding IEEE-IGARSS 2011*, IEEE, pp.4395-4398, 2011.
- 5) R. K. Biswas, A. Yorozya and S. Egashira: Modified Gradient Based Method for Mapping Sandbars in Mega-Sized Braided River Using MODIS Image,” *Journal of Japan Society of Civil Engineers*, Ser. B1 (Hydraulic Engineering), Vol.72, No.4, I_931-I_936, 2016.

第 6 章 結論

本論文は、洪水氾濫による被害軽減のための対策を講じる上で必要不可欠な流量と氾濫量の推定技術に着目し、より効率的かつ精度の高い技術の開発を目指して検討したものである。以下に各章の結論を整理する。

第 1 章では、近年の大規模な氾濫を伴う洪水災害と、それによる被害を最小限にするために現在用いられている手法を述べた。その上で、本研究で着目する現状の課題を整理し、それを解決するために本研究で実施することを示した。

第 2 章では、国内外の 5 地点で現地観測を実施して幅広い範囲の水理量を計測した上で、洪水中の流水抵抗を分析した。今回対象とした国内河川においては、岸・黒木が示した $\tau^*-\tau^*$ 関係で洪水中の流水抵抗変化が説明できることが分かった。一方、海外河川においては、岸・黒木が示した $\tau^*-\tau^*$ 関係が適合せず、これは岸・黒木の $\tau^*-\tau^*$ 関係を構築した際の水理条件との違い、すなわち R/d の違いに起因すると考えられる。そこで、当該河川において流水抵抗変化を予測するために、新たな $\tau^*-\tau^*$ 関係を構築した。

第 3 章では、洪水中の河床変動が激しい姫川/山本地点を対象とし、河床変動を考慮した流量推定手法を提案した。これは洪水中の流水抵抗を時々刻々予測することに基づいており、それにあたっては岸・黒木の $\tau^*-\tau^*$ 関係を用いた。本手法による推定流量を従来手法による推定流量と比較した結果、本手法による推定流量の方が大きくなり、洪水中の河床変動が流量算定に与える影響の大きさが定量的に示された。

第 4 章では、メコン川下流域を対象とし、現地の河道の流下能力をモデルに反映させる手法を提案した。それにあたり、当該地域は岸・黒木の $\tau^*-\tau^*$ 関係が適合しないことが第 2 章において示されていたため、本研究で新たに構築した $\tau^*-\tau^*$ 関係を適用した。本手法によるシミュレーション結果と、従来手法によるシミュレーション結果を比較した結果、特に河道流量の計算精度が向上し、氾濫水深の結果も大きく変わることが示された。また、2000 年のみならず、2011 年の洪水に対してもシミュレーションを実施した結果、河道水位・流量ともに実測値を良く再現した。

第 5 章では、氾濫シミュレーションの結果を検証する手段として、衛星情報から氾濫量を推定する技術を提案した。氾濫域の検出方法について、反射率からの指標の空間的な勾配に着目する Gradient based method に基づく手法で氾濫域を検出した。この結果、シミュレーション結果と概ね整合する結果が得られた。また、氾濫域の水深分布及び水面勾配の分布を推定し、流速場及び氾濫源上の流量を推定した。その結果を RRI モデルによる計算結果と比較した結果、概ね整合した結果が得られた。整合しない箇所については、RRI モデルを用いた今回の計算の特徴から理由を考察した。

以上より、本論文は、洪水中の流水抵抗変化を考慮することで、流量と氾濫量の推定をより効率的かつ高精度に実施できる技術を提案するものである。

技術の現地実装に向けた方策としては、次のように考える。すなわち、3 章で述べた流量観測手法については、様々な現場での適用性を試験し、知見を蓄積した上で、例えば土木研究所が作成・公表している流量観測高度化マニュアル（高水流量観測編）に記載し、ひいては水文観測業務規定への反映を推進することが考えられる。4 章で述べた氾濫シミュレーション技術については、解析事例を増やして手法の信頼性を試験した上で、水理公式集へ反映することなどが考えられる。

このように規準等に反映して現場の標準技術とした上で、大規模氾濫を伴う洪水が発生した際には、シミュレーション及び衛星情報を活用した氾濫水の予測に基づいた対策の実施に役立てるとともに、その時の流量を安全確実かつ高精度に計測し、その後の河川整備にも役立てることができるものと考えてる。

謝辞

最初に、学部4年の研究室配属から博士後期課程まで、研究内容のみならず、研究に対する姿勢など、多岐に渡りご指導頂いた室蘭工業大学大学院教授 中津川誠先生に深甚なる謝意を表します。室蘭工業大学大学院教授 木村克俊先生および准教授 川村志麻先生には、副査として、本研究にあたり貴重なご助言をいただきました。ここに謝意を表します。

国立研究開発法人土木研究所 ICHARM 研究・研修指導監 江頭進治先生には、解析方法から結果の解釈まで、細部にわたり深くご指導頂きました。国立研究開発法人土木研究所 水工研究グループ水文チーム 主任研究員 萬矢敦啓氏には、著者が博士後期課程に入学する前から、本研究に関する基礎から徹底的にご指導頂きました。国立研究開発法人土木研究所 ICHARM 専門研究員（当時）本永良樹氏には、流量観測全般について深くご指導頂きました。国立研究開発法人土木研究所 水工研究グループ水文チーム 研究員 小関博司氏には、特に aDcp のデータ解析で多大なご支援を頂きました。当時、政策研究大学院大学に在学していた Robin Kumar Biswas 氏には特に衛星データの処理で多大なご支援を頂きました。ここに深く感謝いたします。

株式会社福田水文センター 研究顧問 黒木幹男先生には、岸・黒木理論の解釈にあたり、核心に触れるご助言を頂きました。ここに深く感謝いたします。

著者が博士後期課程に在学中に所属した、国立研究開発法人土木研究所及び国土交通省国土技術政策総合研究所の関係の皆様には、諸処の手続きや本論文の執筆にあたり、寛容なご配慮を頂きました。改めて謝意を表します。

本研究を進めるにあたり、北海道開発局帯広開発建設部から千代田実験水路におけるデータを提供して頂きました。北陸地方整備局高田河川国道事務所から姫川/山本地点におけるデータを提供して頂きました。同信濃川下流河川事務所から信濃川/臼井橋地点におけるデータを提供して頂きました。また、メコン河委員会事務局から水位データを提供して頂きました。カンボジアの国家災害対策委員会(NCDM)及び水資源・気象庁(MOWRAM)からメコン川の観測許可を頂きました。バングラデシュの水資源開発庁(BWDB)から水位データ及びジャムナ川の観測許可を頂きました。ここに記して謝意を表します。