



ローカルリモートセンシング技術を用いた河川流の計測と解析に関する方法論的研究

椿, 涼太

(Degree)

博士 (工学)

(Date of Degree)

2006-03-25

(Date of Publication)

2007-02-19

(Resource Type)

doctoral thesis

(Report Number)

甲3544

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/D1003544>

※ 当コンテンツは神戸大学の学術成果です。無断複製・不正使用等を禁じます。著作権法で認められている範囲内で、適切にご利用ください。



博士論文

ローカルリモートセンシング技術を用いた
河川流の計測と解析に関する方法論的研究

指導教官 藤田 一郎 教授

平成18年1月

神戸大学 自然科学研究科

椿 涼太

要旨

本論文は、氾濫被害の予測と管理におけるリモートセンシング技術の導入とその活用方法の研究を行ったものである。

日本のみならず、世界各地で水害は発生しており、その被害は低減するどころか増加の兆しを見せている。これは、国内に限れば都市化による経済的被害の集中化と流出変化などが原因であり、世界各地ではこれらの要因に加えて経済状況による河川整備の不備や気候の変化など地域によって状況は異なり、また年ごとのばらつきは大きいものの総合的に水害による被害は増えつつあることを、様々なデータは示している。

これらの被害の発生を可能な限り抑制することを願うのは、人類共通の大きな課題であり、これまでも様々な対策がなされてきたが、未だに十分な被害抑制が実現されているとはいえないのは、前述のとおりである。ところで、被害抑制策はアプローチの違いにより、ハード対策とソフト対策に分類することができ、特に、今日ではソフト対策の重要性が広く認識されつつある。ハード対策が、いわば物理的に被害を押さえ込もうとするものであるのに対して、ソフト対策は究極的には人の行動の最適化によって実質的な被害抑制を狙うという点で大きく異なっている。後者を言い換えると判断と行動に根ざした対策法と言えるが、その判断の基準となるのは情報であり、その情報の質と量をどのように確保するかというのが、ソフト対策においては何よりも重要である。

近年、情報技術の発展などを背景に、様々な計測技術は発展・普及しつつあり、それらの成果を氾濫被害の予測と管理への応用することにより、従来では様々な点から困難であった情報の取得が可能となりつつあり、この応用を進めることによりソフト対策の充実と、これによる被害の抑制が大いに期待されている。河川や洪水に関しての計測は、ある地点での水位や雨量などの一点での局所的な情報と、人工衛星などの非常に広い範囲を対象とした数 10m から数 km オーダーの分解能をもつ分布情報の二つが広く利用されてきたが、これに加えて、レーダー観測やレーザー計測などの情報技術の発展によって、限られた領域ではあるが、より数 cm から数 10m といった高い分解能の情報が、例えば気象観測、地形計測、画像計測などの分野で可能となりつつある。本研究では、このような限られた領域を対象とした詳細な計測法 (ローカルリモートセンシング) の導入と活用方法の研究を行うものであり、

- 画像情報を利用したモニタリングシステムの開発と実河川における観測や室内実験での計測への利用

- 航空レーザー測量データの高度利用による都市域の地形情報の抽出と、この情報に基づく詳細な氾濫予測の実現

を中心とし、それぞれについて技術開発を行い、続いてこれらの技術に加え、流れの数値モデルも援用した応用研究として、氾濫予測と評価および、局所的な河川流れの評価を行った。氾濫予測と評価では、実地形のデータを用いて数値モデルの再現性の確認を行うとともに、被災事例の見られる出石川および新湊川の氾濫評価を行った。また、新湊川の氾濫評価の過程において、河道の一部に施された設計による流れの変動や水位上昇が数値的に示唆されたため、このような設計（開水路側岸凹部流れ）については、主に基礎研究の観点から、実験水路を利用した流れの計測および数値的評価を行い、水面変動現象を調べた。その結果得られた変動の発生条件は増水時の実河川においても起こりうるということが明らかとなった。もう一つの河川流れの評価として、宇治川水制周りの流れを対象として、計測データおよび数値モデルを用いて流れ構造を検討した。計測データには、低水時の ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler) によって取得された内部流速データおよび、高水時の画像情報を利用したモニタリングにより得られた表面流速データを利用し、低水時から高水時に渡る数値モデルによる評価を加えて内部流の構造と水位変化による流れ構造の変化を調べ、その変化にみられる関連性を明らかにした。

以上のように、本研究ではローカルリモートセンシング技術に関する技術開発を行い、実河川および実験水路流れを対象とした同技術を用いた計測と検討を通して、本研究により開発された技術により、氾濫被害の予測と管理において有益な情報をもたらすことができることを示した。

目次

1章	序論	1
1.1	研究の背景と目的	1
1.2	各章の関連	2
2章	氾濫被害低減へのリモートセンシング技術の応用	5
2.1	水害の発生傾向	5
2.1.1	世界の傾向	5
2.1.2	国内の傾向	6
2.2	洪水災害の予測法および制御法の現状	7
2.2.1	降雨の予測と制御	8
2.2.2	流出の予測と制御	9
2.2.3	河道流れの予測と制御	10
2.2.4	氾濫水の予測と制御	11
2.3	洪水被害低減へのリモートセンシング技術の応用	12
2.3.1	画像を利用した河川流のモニタリング	12
2.3.2	氾濫予測への航空レーザー測量データの利用	12
2.4	まとめ	15
3章	実河川モニタリングシステムの開発	17
3.1	実河川モニタリングの概要	17
3.2	計測システムの構成	17
3.2.1	画像取得機器	18
3.2.2	情報転送方法	21
3.3	画像の座標変換	24
3.4	画像の流速計測法	26
3.4.1	従来型相互相関法とサブピクセル補正	27
3.4.2	従来型オプティカルフロー法の利用	27
3.4.3	勾配項を利用したオプティカルフロー法	28
3.5	画像計測データの処理	29
3.6	画像計測の精度検討	30
3.6.1	自由せん断層を用いた検討	31

3.6.2	PIV 標準画像を用いた検討	33
3.6.3	合成画像を用いた LSPIV 計測の精度検討	35
3.6.4	城南宮の画像を用いた検討	39
3.6.5	宇治川画像を用いた検討	40
3.6.6	精度検討のまとめ	42
3.7	実河川画像のモニタリング	43
3.7.1	新湊川の観測	43
3.7.2	吉野川の観測	46
3.7.3	宇治川の観測	53
3.8	まとめ	55
4章	氾濫予測への航空レーザー測量データの利用	57
4.1	航空レーザー測量	57
4.1.1	航空レーザー測量の概要	57
4.1.2	DEM と DSM	58
4.2	LiDAR データからの地形情報の抽出	59
4.2.1	LiDAR データの処理方法の分類	59
4.2.2	高さの不連続性に注目した地表面の分類	59
4.2.3	画像情報による樹木抽出	61
4.2.4	まとめ	62
4.3	非構造格子の生成のための情報抽出法	62
4.3.1	構造物マスクの生成	63
4.3.2	非構造格子による地形情報の再現	64
4.3.3	構造物の境界形状の抽出	65
4.4	非構造格子の生成	69
4.4.1	格子生成法	69
4.4.2	作成した格子の修正	72
4.4.3	格子データの地盤高さ情報	72
4.5	まとめ	73
5章	流れの数値計算モデル	75
5.1	基礎式	75
5.2	数値解析法	77
5.2.1	概要	77
5.2.2	物理量の配置と計算格子	78
5.3	離散化	79
5.3.1	概要	79
5.3.2	一階微分の計算	80

5.3.3	FDS 法	82
5.3.4	MUSCL 法	82
5.3.5	二階微分の計算	84
5.4	数値モデルの検証	85
5.4.1	二次元ダムブレイク流れの評価	85
5.4.2	常斜流混在流の評価	89
5.5	まとめ	91
6 章	数値計算を用いた氾濫現象の予測と評価	93
6.1	T 市を対象としたテスト計算による計算格子の評価	93
6.1.1	計算条件と計算格子	93
6.1.2	計算格子における地盤高さの再現性の検討	95
6.1.3	計算格子と浸水分布の関連の検討	95
6.1.4	計算格子と流体力評価の関連の検討	97
6.1.5	まとめ	99
6.2	豊岡市出石川を対象とした氾濫被害の再現	102
6.2.1	キネマティック GPS による現地計測	102
6.2.2	計算モデルと流体力の評価	103
6.2.3	鳥居周辺の氾濫解析	104
6.2.4	流体力と家屋被害の関連性	108
6.2.5	まとめ	109
7 章	新湊川の氾濫	111
7.1	新湊川氾濫の概要	111
7.2	浸水被害の再現と評価	113
7.2.1	計算条件	113
7.2.2	計算結果と考察	114
7.3	階段工を含む河道流れの解析	118
7.4	まとめ	120
8 章	開水路側岸凹部流れの変動現象	121
8.1	既往研究	122
8.2	水面変動の計測法の開発	123
8.2.1	計測原理	123
8.2.2	実験装置	126
8.2.3	平面 (静水面) の計測による精度検証と補正	127
8.2.4	静止物体の計測による計測精度の検証	129
8.2.5	水面変動の計測	132
8.2.6	水面計測のまとめ	135

8.3	POD (固有直交関数展開) によるモード分解	135
8.3.1	共分散行列	136
8.3.2	べき乗法	136
8.3.3	POD による非定常波の抽出	138
8.4	開水路凹部流れの水面変動計測	140
8.4.1	凹部周辺での水面変動構造	140
8.4.2	水理条件	141
8.4.3	計測結果	141
8.4.4	結果のまとめ	147
8.5	開水路凹部流れの数値計算	148
8.5.1	計算モデル	148
8.5.2	結果と考察	148
8.5.3	結論	154
8.6	まとめ	155
9 章	宇治川水制周りの流れの計測と解析	157
9.1	地形情報の取得	157
9.2	比較するケース	158
9.3	流れ情報の取得	160
9.3.1	低水時の ADCP による内部流速	160
9.3.2	CCTV を利用した LSPIV 解析	161
9.3.3	数値計算による流れ構造の評価	163
9.4	流れ構造の調査	166
9.4.1	横断流速分布の比較	166
9.4.2	流量の増大による流れ構造の変化	166
9.4.3	水深の違いと流量の変化による流れ構造の違い	167
9.5	まとめ	168
10 章	結論	171
	参考文献	175

表 目 次

3.1	画像取得法の長所と短所	21
3.2	比較したケース (PIV 標準画像)	33
3.3	流れのパラメータ	54
5.1	合流流れの水理条件	90
6.1	比較したケース (計算格子)	94
8.1	開水路凹部流れの水理条件	142
9.1	比較したケース (水深と計測法)	158

目 次

1.1	国土交通省河川局関係予算の推移	2
1.2	各章の関連	3
2.1	自然災害の種類別発生件数	5
2.2	自然災害の大陸別発生件数	5
2.3	水害被害による被害棟数の比較	6
2.4	水害原因別被害額構成比の推移	7
2.5	洪水被害に関連する四つの過程	7
3.1	Iowa 川の連続観測例	18
3.2	画像記録・転送システムのネットワーク構成	23
3.3	カメラモデルの座標系	25
3.4	自由せん断層の流速分布	31
3.5	渦度分布 (差分計算)	32
3.6	渦度分布 (直接計算)	32
3.7	流速誤差の平均 ($\overline{U - U_{Correct}}$)	32
3.8	流速 U の誤差 (RMS)	32
3.9	強いせん断を受けたパターン	33
3.10	強いせん断を受けたパターンの重ね合わせ	33
3.11	PIV 標準画像 (256×256 ピクセル)	34
3.12	PIV 標準画像の流速分布	34
3.13	誤差の評価	34
3.14	RMS 誤差	35
3.15	RMS 誤差 (Optical/Normal)	35
3.16	合成画像の平面図	36
3.17	合成画像の運動面のパターン (テクスチャー)	36
3.18	合成画像の例	36
3.19	LSPIV 計測の誤差の特性	37
3.20	LSPIV 計測の誤差の特性	38
3.21	城南宮の水路の概要	40
3.22	城南宮の水路の流れ (時間平均流速分布)	40

3.23	城南宮の流れの渦度の分布の比較	41
3.24	宇治川画像の解析領域(水制によるせん断層領域)	42
3.25	宇治川流れの渦度の分布の比較	42
3.26	新湊川観測の機器の構成図	44
3.27	新湊川観測の機器の設置状況	44
3.28	菊水橋水位の時系列変化	45
3.29	新湊川観測による撮影画像の例	45
3.30	吉野川観測の計測地点	46
3.31	吉野川の水位と流量	47
3.32	吉野川観測での撮影画像	48
3.33	吉野川観測によるベクトルの時間変化	49
3.34	吉野川観測の横断流速分布の時間変化	50
3.35	LSPIV 流速と浮子(流木)との比較	51
3.36	水面変動強度と Fr 数	51
3.37	水面変動と水面近傍鉛直流速の相互相関と Fr 数	51
3.38	吉野川観測の横断測線の河床形状と水位	52
3.39	吉野川観測の流速分布の比較	52
3.40	宇治川観測による水位の変化と水面パターン	54
3.41	宇治川観測によるほぼ同じ時刻の水面パターンの比較	54
4.1	航空レーザー測量の概要	58
4.2	LiDAR データからの地形情報の抽出	60
4.3	樹木のサンプル	62
4.4	平均値と分散値による判別着基準	62
4.5	標高分布(DSMとDEM, データ間隔は1m)	63
4.6	計測データと計算格子上の再現法	64
4.7	非構造格子の自動生成	65
4.8	抽出された境界形状と地図との比較	66
4.9	構造物の輪郭	67
4.10	隣接する輪郭面の検索	67
4.11	構造物の輪郭点	67
4.12	構造物の輪郭抽出	68
4.13	丸みを帯びた構造物の問題点	69
4.14	アドバンシングフロント法	70
4.15	境界格子の生成	71
4.16	格子の改善	72
5.1	グリーン・ガウスの定理	78
5.2	物理量の配置と計算格子	79

5.3	有限体積法における一階微分の計算の概念	81
5.4	検査体積ABCと物理量の配置	81
5.5	勾配を求める際に利用する物理量の配置	83
5.6	格子点上の値の補間	84
5.7	二階微分の計算の概要	84
5.8	小領域での一階微分の計算	84
5.9	二次元ダムブレイクの諸元	86
5.10	非対称ダムブレイク流れの計算	87
5.11	円柱ダムブレイク流れの計算	88
5.12	急勾配合流水路の形状(平面図と本川の縦断図)	89
5.13	常射流混在流の計算格子	90
5.14	水路中央の河床高と水位(本川1ℓ/s, 支川2ℓ/s)	91
5.15	水路中央の河床高と水位(本川2ℓ/s, 支川1ℓ/s)	91
5.16	水路中央の河床高と水位(本川4ℓ/s, 支川4ℓ/s)	91
6.1	対象地形(白線内が計算領域)	94
6.2	格子幅と格子数および計算時間	95
6.3	地盤高さの出現頻度分布	96
6.4	地盤高さの平面分布と格子幅	97
6.5	流入流量の時系列	97
6.6	5m不等間隔格子の水深分布の変化	98
6.7	計測点での水深時系列	99
6.8	流体力と格子の関係	100
6.9	計算結果の三次元画像表示	101
6.10	円山川水系の流域図	102
6.11	出石町鳥居周辺の標高のコンターと計測経路	103
6.12	出石川氾濫の計算格子	105
6.13	出石川氾濫で仮定した流量ハイドログラフ	106
6.14	氾濫水の推移	107
6.15	鳥井町付近の流体力のコンター	108
7.1	新湊川の溢水地点周辺の地形と浸水域	112
7.2	新湊川の震災前の河道を想定した一次元不等流計算による水位	113
7.3	新湊川氾濫の計算領域	115
7.4	新湊川氾濫の流量	116
7.5	新湊川氾濫評価の計算格子	116
7.6	1998年の浸水深被害の再現計算結果	117
7.7	1999年の浸水深被害の再現計算結果	118
7.8	新湊川の河道の計算領域(コンターは河床高を示す)	119

7.9	新湊川河道の下流側拡幅部の変動	120
8.1	投影パターン	125
8.2	エピポラー幾何条件	126
8.3	実験装置の配置	127
8.4	キャリブレーションパネル	128
8.5	静水面の計測結果	128
8.6	スペーサーの形状	129
8.7	スペーサーの計測 (白線はスペーサーの概形を示す)	130
8.8	人の手の形状	130
8.9	半球の形状	131
8.10	半球の計測結果 (高さの平面分布)	131
8.11	半球の計測結果 (x 軸に沿った高さ分布)	132
8.12	半球の計測結果 (y 軸に沿った高さ分布)	132
8.13	波板の高さ分布	133
8.14	波板の計測結果 (x 軸断面での高さ分布)	133
8.15	一次元波の伝播	134
8.16	一次元波の伝播 (y=0 断面の横断水深)	134
8.17	同心円状に広がる波の伝播	135
8.18	進行波の時間変動	138
8.19	進行波の寄与率と累積寄与率	138
8.20	進行波のモード 1 の時間変動	139
8.21	進行波のモード 2 の時間変動	139
8.22	進行波のモード 1 と 2 の合成変動	139
8.23	モード 1 と 2 の規準座標の時間変化	139
8.24	三つの振動パターン	140
8.25	側岸凹部流れの水路形状の平面図	141
8.26	側岸凹部流れのケースの関連図	141
8.27	側岸凹部流れの水面変動強度の比較	143
8.28	Case 8F の水面波の波速	144
8.29	Case 8C のモード寄与率と累積寄与率	145
8.30	Case 8C のそれぞれのモード間の対応図	145
8.31	Case 8F のモード寄与率と累積寄与率	145
8.32	Case 8F のそれぞれのモード間の対応図	145
8.33	Case 8G のモード寄与率と累積寄与率	145
8.34	Case 8G のそれぞれのモード間の対応図	145
8.35	側岸凹部流れの主要モードと副次モード	146
8.36	側岸凹部流れの計算格子	148

8.37	側岸凹部流れの規準座標の振動周期	149
8.38	Fr 数と振動周期	150
8.39	Re 数と振動周期	153
8.40	POD による側岸凹部流れの空間変動パターン $\Phi(x,y)$ の比較	156
9.1	宇治川水制周りの地形情報の取得	159
9.2	宇治川水制周りの地形情報の合成	160
9.3	宇治川の水位と流量	161
9.4	ADCP による宇治川水制周りの流速計測値	162
9.5	宇治川水制周りの撮影アングル	163
9.6	LSPIV による宇治川水制周りの流速計測値	164
9.7	Case 2 のベクトル図	164
9.8	Case 3 のベクトル図	164
9.9	Case 4 のベクトル図	164
9.10	宇治川水制周りの評価に用いる計算格子 (グレースケールは河床高さを示す)	165
9.11	宇治川水制周りの評価に用いる計算条件の水位と流量	165
9.12	数値計算による宇治川水制周りの流速値	166
9.13	宇治川水制周りの横断流速分布の比較	167
9.14	宇治川水制周りの流れ構造の推定図	168
9.15	水深の違いと流量の変化による流れ構造の違い	169

1章 序論

1.1 研究の背景と目的

四季の変化に富む気候を持つ日本は、その気象学的、地学的条件から自然災害の発生しやすい状況に置かれた国でもあり、財産および人口の都市への集中といった社会的な条件も加わって、数多くの甚大な自然災害を経験した国でもある。このような自然条件にあるため、現在までに進められてきた治水対策にもかかわらず、全国各地での水害発生が続いており、甚大な被害を被る事例も未だなくなっていないのが現状であり、治水対策については問題点や取り組むべき課題が多く残されている。

特に都市域での水害への対策として、総合的な治水対策 [1] が国土交通省により提唱され、その導入が推進されている。また、「特定都市河川浸水被害対策法」が施行されたことにより、河川整備が十分でない河川を「特定都市河川」と指定し、河川管理者のみでなく、下水道管理者および地方公共団体が共同して「流域水害対策計画」を策定することが推進されている。その対策は、雨水貯留浸透施設の整備や浸水想定区域の公表などを進めることにより、河道の整備だけでなく、総合的な治水対策を推進することによる実質被害の低減を目指すものといえる。

このような取り組みにおいては、ハード対策(施設整備)だけでなく、ソフト対策(施設運用の高度化や的確な避難誘導の実施など)が重要であり、そのためには、防災情報をいかに正確に収集し、効率的に伝達し、的確に判断することが被害低減のために必要である。ところが、国土には多数の河川があるため、十分な密度・精度の防災情報を得ることには限界があり、また完全に同一の降雨パターンが繰り返されることはないため、モニタリングされた情報は、それ自体では防災の観点からは有効とはいえ、この情報に基づいて、長期的・短期的な予測や過去に発生していない状況での評価してこそ、被害の発生を抑制したり、そのリスクを減ずることが可能となる。一方、河川管理に割り当てられる予算を潤沢に利用できる状況は、日本の財政状況等を鑑み現実的とはいえない(図-1.1)。よって、洪水被害低減についても費用対効果を念頭に置き、設計・管理・運用法を合理的に行う必要があると考えられる。そのために、まず重要となるのは河道流れや氾濫被害を的確に把握・予測することであり、その状況把握と予測に必要な情報を得るためには、量的・質的また予算的にもリモートセンシング技術を活用することが有効である。このような観点から、本研究ではローカルリモートセンシング技術の導入により洪水流の把握や氾濫予測における精度の向上を図ることとした。具体的には河道の設計や環境評価、洪水時の警戒避難行動において有益な情報

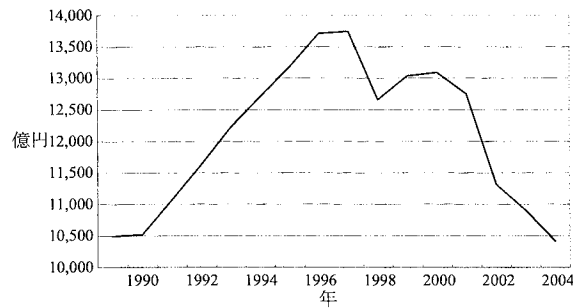


図 1.1: 国土交通省河川局関係予算の推移

を提供することを目指して、実河川の画像モニタリングおよびレーザー計測 (LiDAR) という二つのリモートセンシング技術を利用し、数値モデルも援用して洪水流の把握と予測の実施と、都市域での氾濫流の高精度な予測システムの実現を図った。

1.2 各章の関連

本論文の各章の関連は図-1.2 のようである。

2章では、氾濫被害の発生状況とその予測や管理法について既往の研究成果や資料を整理して、本研究の位置付けを明らかにする。まず洪水被害の発生傾向を地域および時間変化に注目して確認し、次に洪水被害に関連する四つの過程における予測法および被害低減策の現状を調査する。続いて、被害状況および抑制対策に関するの現状を踏まえて本論文で開発する、実河川の画像モニタリングシステムおよび、航空レーザー測量データの処理法の位置付けをのべ、これらが氾濫被害の予測・抑制に大きく貢献する点について論述する。

3章では、ローカルリモートセンシング技術の一つである実河川の画像モニタリングシステムの開発を行う。これは、洪水被害の予測と抑制において重要となる河川の流れや流量を計測することができる計測法である。まず実河川モニタリングの概要を述べ、次に本章で開発する計測システムの構成についての検討を行う。続いて画像による流れの計測において重要となる座標変換法、画像から流速を求める手順、流速データの処理方法についてそれぞれ説明したのちに開発された計測システムの精度検証を行い、最後に三ヶ所のモニタリングサイトでの観測例を示して本システムの有効性を確認する。

4章では、ローカルリモートセンシング技術の一つである航空レーザー測量 (LiDAR) の氾濫解析への応用方法を検討する。LiDAR 計測は、都市域での浸水被害の予測に重要となる詳細な地形情報を効率的かつ高精度に取得できるという特徴を持っている。この計測によって、他の計測法では取得の難しい詳細な標高分布を得ることが出来るが、その特徴的かつ大量の情報を生かすためには、従来の手順・モデルの利用では不十分で

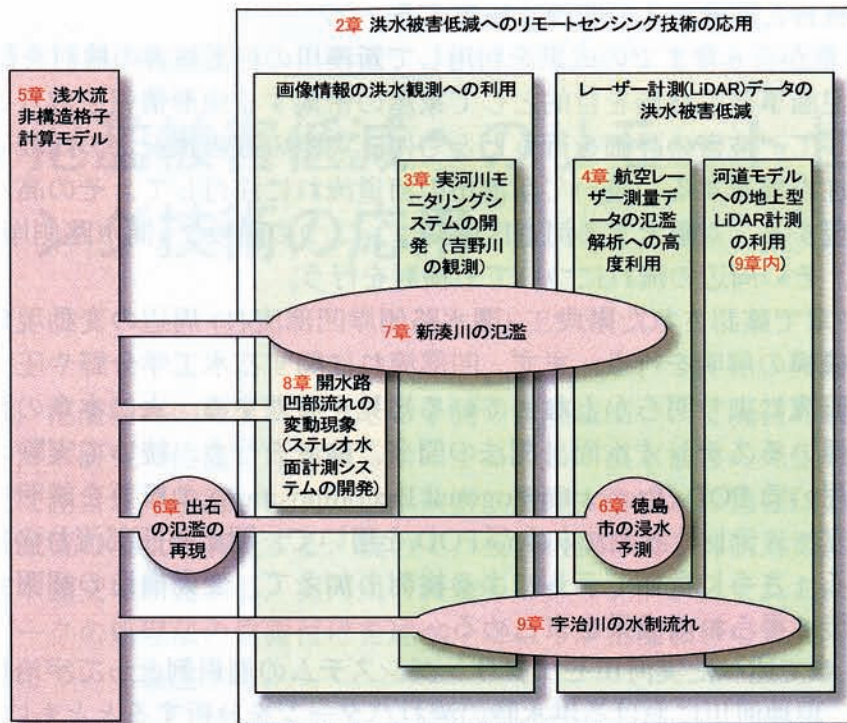


図 1.2: 各章の関連

あり，LiDAR データを生かすモデル化を行うことが効率的かつ高精度な氾濫予測に有効である．本章ではそのための LiDAR 計測データの処理方法を開発する．まず，格子生成のための入力データとなる航空レーザー測量の原理と特徴を説明し，次に計測された高さ分布情報などから建物や植生といった地表面の分類を行う方法を述べる．続いて，この分類データを用いて氾濫計算を行う際に利用する非構造格子の生成に必要な情報を得るための方法を示した後に，具体的な非構造格子の生成手順を説明する．最後にまとめと残された課題を列挙する．

5 章では，続く 6 章から 9 章において流れの評価に利用する浅水流非構造格子モデルを示す．まず基礎式および数値解法について説明し，次に既往の流れモデルを概観した後に，本モデルで用いた計算法を述べる．続いて，モデルの検証計算としてダムブレイク流れおよび常射流混在流の評価を行い，既往研究や実験結果との比較検討を通して本モデルの妥当性を確認する．

6 章では，4 章で述べた計算格子生成法および 5 章で述べた数値モデルを利用して，まず T 市を対象としたテスト計算を行う．その計算結果と格子サイズや格子配置法との関連を調査することにより，適切な氾濫評価を行うための条件を確認する．続いて，豊岡市出石川を対象として具体的な氾濫被害の再現を試みる．実際の氾濫事例における被害状況と数値モデルにより評価された氾濫流による家屋への流体力とを比較する

ことで、家屋被害と氾濫流との関連を確認する。

7章では、4章から6章までの成果を利用して新湊川の氾濫被害の検討を行う。まず、過去の二つの氾濫事例の評価を目的として家屋の密集する地形情報を取り入れた数値モデルを作成して、被害の評価を行うとともに、実際の被害状況との比較により数値モデルの有効性を確認する。続いて新湊川の河道流れに注目して、その高水時の流れを数値的に再現する。対象とする河道区間には、二つの階段工(開水路側岸凹部)が設けられており、その周辺の流れについても検討を行う。

8章では、7章で確認された階段工(開水路側岸凹部流れ)周辺の変動現象に注目して、その変動機構の解明を行う。まず、凹部流れに関する水工学分野や圧力変動を対象とした既往研究により明らかとなっている知見を整理する。次に本章の開水路凹部流れの実験に用いるステレオ水面計測法の開発と検証を行う。続いて実験および計算結果の整理に用いるPOD(Proper Orthogonal Decomposition)の概要を説明する。その後、既往研究、ステレオ計測法およびPODを用いて、開水路凹部流れの実験を行い結果を整理する。さらに数値モデルによる検討も加えて、変動構造の解明と発生条件を確認し、最後に得られた成果をまとめる。

9章では、3章で述べた実河川モニタリングシステムの適用例として宇治川水制流れの検討を行う。現地河川における洪水時の流れパターンを分析するとともに、5章で述べた非構造浅水流モデルおよび地上型LiDAR計測による地形情報を用いて宇治川水制流れを数値的に再現する。まず河道区間の詳細な地形情報を数値的に再現するために、地上型LiDAR計測およびADCP計測により得られたデータを整理する。次に流れの検討を行うケースを示し、それぞれのケースにおいて実施された計測法を示す。続いて計測値および計算値の結果をケース毎にまとめて、流れの変化を確認する。最後に、これらの計測および計算結果を総合的に検討し、内部流の構造と水位変化による流れ構造の変化を調べ、その変化にみられる関連性についての検討を行う。

最後に、10章では本研究で得られた成果をとりまとめ、結論とする。

2章 氾濫被害低減へのリモートセンシング技術の応用

本章では、氾濫被害の発生状況とその予測や管理法について既往の研究成果や資料を整理して、本研究の位置付けを明らかにする。まず洪水被害の発生傾向を地域および時間変化に注目して確認し、次に洪水被害に関連する四つの過程における予測法および被害低減策の現状を調査する。続いて、被害状況および抑制対策に関する現状を踏まえて本論文で開発する、実河川の画像モニタリングシステムおよび、航空レーザー測量データの処理法の位置付けを述べ、これらが氾濫被害の予測・抑制に大きく貢献する点について論述する。

2.1 水害の発生傾向

2.1.1 世界の傾向

毎年、世界各地でさまざまな自然災害が発生し、多くの人命や財産が失われている。自然災害には地震、台風、旱魃などがあるが、近年、災害件数の増大が見られているのは洪水および暴風雨による被害である(図-2.1)。被害者数や被害額の観点からも、洪水・暴風雨などの水災害による損失は世界の様々な地域で大きな割合を占めている(図-2.2)。大陸別の被害者数では、アジアがもっとも多く、次いで南北アメリカやヨーロッパでの被害も大きな割合を占めている。これらの地域(アジア、南アメリカ)では、人口の

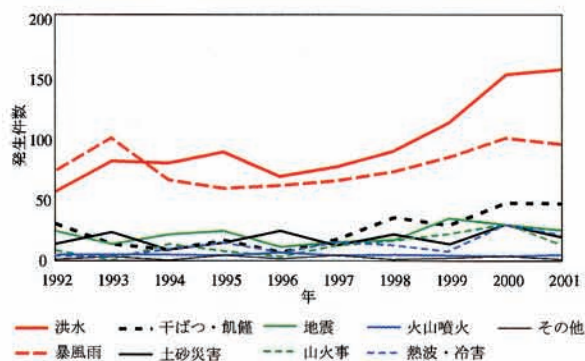


図 2.1: 自然災害の種類別発生件数 [2, 3]

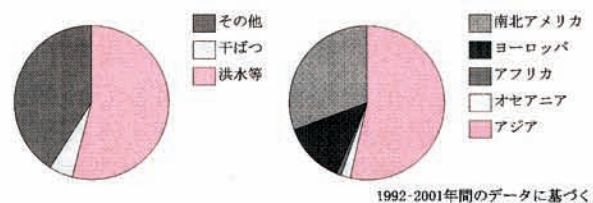


図 2.2: 自然災害の大陸別発生件数 [2, 3]

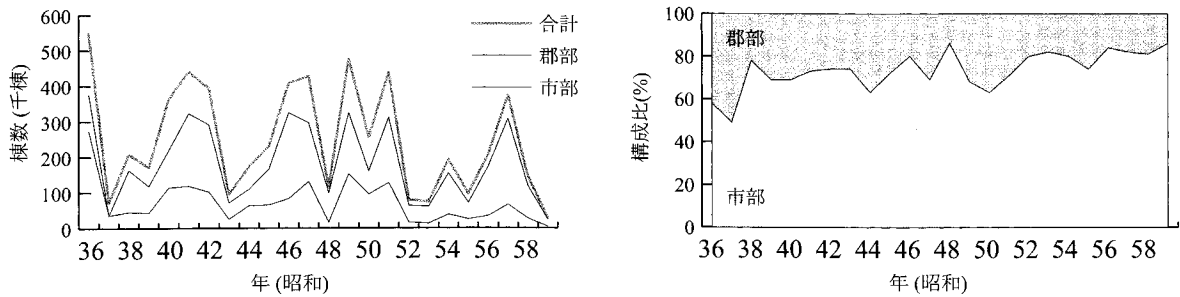


図 2.3: 水害被害による被害棟数の比較 [7]

増加が見込まれており，都市部への人口集中が今後一層進むと考えられるため，大きな人的，経済的被害をもたらす都市型水害の発生が今後も世界各地でみられるものと考えられる．さらに，アジア，アフリカ，南アメリカ等では，排水施設や河道管理のためのインフラ整備が十分ではない地域も多く，このような整備状況が続いた上で人口増加や都市化が進行するとすれば，被害件数の増加や被害程度の深刻化が加速されるものと考えられる．さらに，地球温暖化による海面上昇と気候変動が懸念されており，このような気象変化が引き起こされるとすれば，これも水害のリスクを増大させる要因となる．

2.1.2 国内の傾向

国内の水害状況について振り返ると，昭和 20 年代から 30 年代初頭にかけて各地の大河川で多くの災害が発生している．これらの大災害発生後，治水施設の整備と進捗にともない被害額が一旦減少するが，昭和 40 年代後半から中小河川を中心とする災害がみられるようになり近年では増加傾向にある．また，図-2.3 に示した都市(市部)と地方(郡部)の被害の時系列変化によれば都市部の比率の増加傾向が認められ，60 年台には 8:2 にまで都市部の割合が増加している [4]．このような都市域での被害の増加だけでなく，都市化自体による流出の変化もみられ，水害への影響も指摘されている．このような流域の都市化に伴う変化について，すでに昭和 42 年に木下 [5] により，総括的定量的に論及されており，その後も角屋 [6] などが議論を行っている．図-2.4 に示した水害原因別の被害額をみると，溢水(有堤部)や浸水(無堤部)による被害は漸減傾向にあり，内水氾濫の割合が増加していることがわかる．内水氾濫は，河川水位が高いため低地の排水が困難となり，これが地域内に湛水する現象である．とくに三大都市圏では，昭和 50 年後半には内水氾濫による被害が 80 % にまで達している [4]．

今日，日本の都市部では下水道網の整備が進んでいるが，それにもかかわらず，近年大都市部において河川や下水道の整備規準を越える集中豪雨の災害が多発し，都市中小河川の害水氾濫や下水道が整備された密集市街地における内水氾濫はいまだ，大

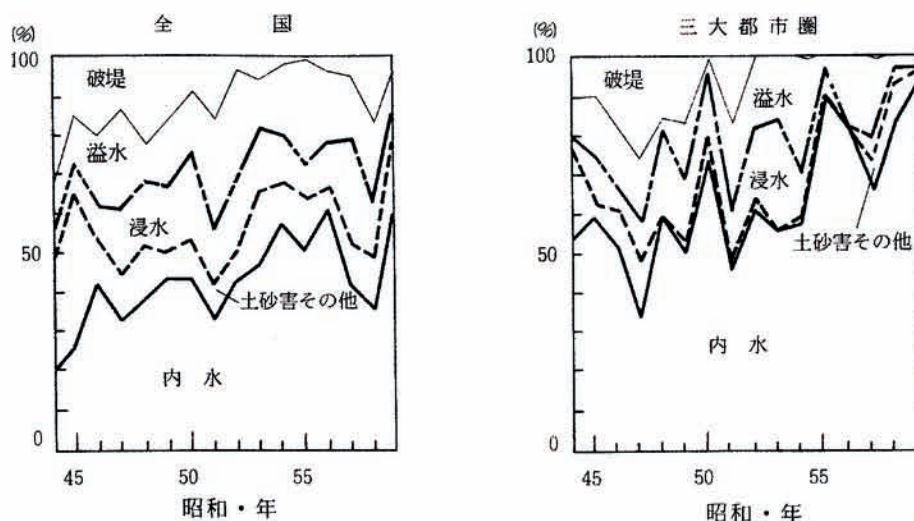


図 2.4: 水害原因別被害額構成比の推移 [7]

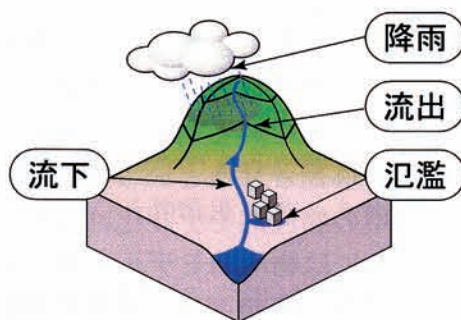


図 2.5: 洪水被害に関連する四つの過程

きな問題としてその対策が求められている [8].

2.2 洪水災害の予測法および制御法の現状

洪水の発生機構は、降雨・流出・河道での流下・氾濫という四つの過程に分離することができる。それぞれの過程同士の関連は、図-2.5に示すようである。実用的にはこれらの過程は個別に取り扱うわけではなく、組み合わせた予測モデル等を構築して利用されるものである。この四つの過程は、それぞれ氾濫被害へ大きな影響を及ぼすため、それぞれの要素に関する予測法および洪水抑制のための制御法についての現状を以下に確認する。

2.2.1 降雨の予測と制御

降雨は、洪水発生の必要条件となり、その予測は洪水予測に直結する重要な情報となる。降雨は気象現象のひとつであり、気象を予測することにより将来起こりうる降雨を推定することができると考えられる。

予測期間がある程度長い気象予測においては地球スケールでの現象が相互に影響しあうため、大きなスケールの現象を精度よく観測し、モデル化する必要がある。計算機の能力向上とともに、このような気象予測は1日程度の予測が一週間、一ヶ月と延長され、今後もこの予測の長期化の実現にむけて、技術開発や実用化が進められている [9]。その一方でより小さな水平規模の気象現象を予測するためのモデルの高解像度化も進められており [9]。特に後者は洪水予測に対して非常に有効であり、その進展と高精度化が期待される。しかしながら、降雨現象はそもそも局所的な現象であるため、長期気象予測により降雨の予測まで精度良く行うことは困難である。逆に短期的な降雨予測はモニタリングさえ十分に行うことができれば、精度良く実施することができる。このような「降雨ナウキャスト」と呼ばれる気象予測が気象庁により実施されている。これは、国内に配置された気象レーダーによる情報を元に、一時間先まで1km四方の解像度で予測するものであり、集中豪雨などの局所的な降雨の予測方法として有効であるが、予測時間の延長や精度の向上などが課題となっている。現在は、6時間先までの短時間降雨予測が提供されている [10]。このような短期予測では、降雨パターンの移動速度とらえて雨域を移動させるという外挿的モデル化が基本となっており、中長期予測のような大気循環の物理的モデル化は行わないものが多いが、山岳による雨雲の停滞などを捉えるためには物理的モデルの導入が必要といわれている。

このように降雨予測の高解像度化、高精度化の進行が現在続けられており、細かな降雨分布の時間変化が気候予測により得られつつあるため、情報を生かす氾濫予測モデルを確立することにより、被害の高精度な予測が可能となり、ひいては被害抑制に有効な手段となると考えられる [11, 12]。武田 [13] は、集中豪雨の挙動と降雨との関連および予測法についての説明している。まず、積乱雲の集団による集中豪雨の発生機構をレーダー観測結果も踏まえて説明している。また、極めて局所的な豪雨の発生は、積乱雲の集団ではなく、単独の大規模な積乱雲(スーパーセル)の発達によるものと述べている。このセルは、積乱雲集団よりエネルギー補給や解消が継続しやすく発達傾向が強いとしている。また、集中豪雨の予測については計算モデルの詳細化・細密化も重要であるが、そもそも豪雨発生の詳細な機構は複雑であり未解明な部分も多く、逆に粗視的な視点に立ったモデル化やレーダー観測を利用した短期予測なども予測法としては有効であると述べている。

ただし、降雨の予測は本質的に不確定性を含むものであり、技術的な進展がみられたとしても、中・長期の気候予測の大幅な精度向上は難しいと考えられる。よって、水害対策や計画については、どのような降雨が来るかわからないという前提の中で、現実的かつ有効な対策を考えることも重要である。

一方、気候そのものを制御することで、災害の抑制や水利用の促進を期待する方法も考えられる。これは、たとえば航空機により大気中に細かな塵を散布してこれを核として雲を形成するといったものであり、このようなローカルな気候制御が実現すれば台風や集中豪雨被害の抑制効果も大いに期待できるが、現時点で、このような積極的な気候制御による水害抑制を実施した例はない。都市の発達による気候の変化や大きくは地球温暖化なども、人為的な気候制御と言えなくもない。しかし、これはいわば副作用的に気候へ影響を与えているだけであり、積極的に気候を制御したものではなく、またどのような影響があるのかは、いまだはっきりしていないのが現状である。しかし、水害抑制の観点から、このような人為活動による気候変化の把握と制御は、大きな効果が期待できるため、今後の調査の進展と、適切な制御の実施が求められる。

2.2.2 流出の予測と制御

降雨が各種の経路をたどり、それぞれの流れ方にしたがって流下して、注目する地点に達するまでの流れを総括して流出過程とよぶ。流出の経路は、表面流出、中間流出、地下水流出の三つに分離される [14]。流出の予測は、洪水や水利用に重要であり、様々な研究がなされてきた。以前は、降雨の細かな計測が困難であり、また計算処理能力の限界もあり、限られた降雨情報から流出を予測するどちらかといえば経験的なモデル化が開発・利用されている。このような粗視的なモデルの高精度化は現在も引き続き行われており、ある程度の予測精度をもった実用的方法として広く用いられている。

その一方で、前節で述べた降雨観測や予測が詳細化・高精度化されてきたことや地形情報のデータベース化も進んだことで、より細かな空間スケールでの流出現象のモデル化が進められている。たとえば、鮭川・北川 [15] は、都市周辺の防災調整池などを含む流域の流出モデル化を行っている。これは、線形貯水池モデルと防災調整池モデルの組み合わせにより流出を評価するもので、このモデルを二つの河川に適用して観測値との比較などを行っている。河道流れの評価は、Kleitz-Seddon 式による洪水波形の伝播により評価している。また、飯田ら [16] は、都市域における中小河川や内水氾濫の迅速な危険度評価方法の提案を行っている。谷岡・福岡 [17] は、合成合理式をベースとした下水道小流域の流出を考慮した流出解析手法を開発し、河川・下水道の連携した治水計画の策定を試みている。また、環境まで含むモデル化には賈ら [18] による分布型の水・熱循環解析モデル [19] があり、このモデルを用いて都市域(千葉県海老川流域)の水循環モデルの構築と、雨水浸透施設の整備や将来の土地利用形態の変化による水循環構造の変化などが調査されている。

都市化の進展や山地の荒廃などにより、地盤への雨水の浸透を抑制することによるピーク流量の増加や、排水設備などによる流出時間の短期化などが発生する [20]。よって、雨水浸透施設や下水などの貯留により都市域での流出抑制を図る例が見られるが、用地や予算などの制約もあり部分的な実施にとどまっているのが現状である。

2.2.3 河道流れの予測と制御

河道流れの評価には、一次元の不等流解析から乱流の詳細な評価も含めた三次元非定常モデルまでさまざまな評価方法が開発・利用されている。広域での流出の再現を目的とする場合には河道網の流れは一次元モデルにより評価する例が多く、局所的な流れや土砂の堆積などに注目する場合には二次元や準三次元および三次元モデルが利用される。今日では、計算能力や計算方法の発展なども背景となり、三次元モデルによる局所的な流れや乱れの評価も一般的になりつつあるが、実務においては扱う河道区間などの問題もあり、一次元や二次元モデルが広く用いられている。細田 [21] は、二次元モデルをベースとした数値解析法を用いた河川流や河床変動の評価方法に関するレビューを行っている。河床変動の把握については、竹林 [22] は、河道地形の物理特性はかなり明らかになっており、河道地形の数値モデルも、平衡状態の地形および粒度については、かなり精度良く予測できる段階にあるが、地形や粒度の時間的な変化や植生が存在する場の地形および粒度の予測に関しても工学的に十分な精度で予測できる段階に至っていないと指摘している。

このように、数値モデルの評価も万全ではないのが現状であり、実験および現地観測も河道流れの予測・評価においては重要な手段となっている。室内実験等では、PIV (Particle Image Velocimetry) や LDV (Laser Doppler Velocimeter) による流速計測などを用いて流れの詳細な三次元構造の把握や乱流評価が行われている。一方、現地流れの観測は、室内実験と同様な PIV や LDV による計測を実施することはできず、機械式等の一点での流速計測や ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler) による内部流の計測などが重要な計測方法となっている。特に後者は機器を水中に保持する必要がある接触式計測ではあるが、側線上の流速分布を取得できるという非接触計測法の特徴も持っており現地流れの三次元構造や乱れを把握するための重要な計測法となっている。その他の現地観測に、木下 [23] や宇民ら [24] の航空写真による表面パターンの解析があり、洪水流の乱流構造や河床形状と流れの関連などが調査されている。

河道流れの制御法には、河床の掘削、河道の拡幅などによる流下能力確保や堤防整備や水制工などによる河道の安定化などが実施されている。より直接的な流れの制御には、ダムを設置とこれによる放流量の制御がある。国内において、河川整備は直轄管理区間では国が、それ以外は県および市町村が管理を行っており、全体的には、他の区間に比べて国の管理区間の整備状況が進んでいる状況であり、その格差が問題となっている。ただし、国(国土交通省)自体の予算も削減傾向にあり、またダムの設置による環境や社会的な影響が問題となるなど、大規模な河川整備は今後縮小していく傾向にあるものと考えられる。

2.2.4 氾濫水の予測と制御

氾濫現象は、降雨や河川流の増大により通常は陸地となっている地域が浸水する現象である。陸地の地形は、このような氾濫や洪水によって地盤が侵食されたり土砂が移動することにより形づくられてきたものであり、自然環境の一部であり、重要な役割を果たすが、浸水地域に居住する者にとっては財産や生命を脅かす災害となる。

氾濫の発生は、その地点での降雨が主要な原因となる場合(内水氾濫)と、上流部での降雨が河道などを流下して下流へ伝わり、これが周囲へ溢れる場合(外水氾濫)の二つに分けることができる。前者においては、地盤への浸透や排水施設による雨水排除能力と降雨のバランスを適切に評価することが重要であり、後者では、河道流れや河道・氾濫域の地形を精度よくモデル化する必要がある。

氾濫水の予測は、数値計算によるシミュレーションの課題としては、比較的古くから取り組まれており、Xanthopoulos and Koutitas[25]による数値モデルの構築とシミュレーションの実施や、岩佐ら[26]による直交スタガード格子上でLeap-frog法に基づいた氾濫水の移動を計算するモデルの開発が行われてきた。岩佐らの方法は、直交格子を用いることから格子情報の設定が比較的容易であり、格子より小さなスケールの排水路や盛土についてはこれをモデル化して考慮するなどの工夫がなされており、実用的に利用される計算法の基礎となっている。八木ら[27]は、粗視的な氾濫モデル化という観点で街区を開度と占有率のパラメーターによるモデル化しこの街区と道路部の浸水評価を行っている。

実務においては、内水氾濫の評価や下水施設の評価等にはWallinford Software社のInfoWorks CS、DHI Water and Environment研究所のMOUSE、XP Software社のXP-SWMMなどが用いられる例が多い[28]が、これらは、どちらかといえば排水機能の評価がベースとなった上に、地表面の浸水モデルが組み込まれているものが多い。

これらの数値シミュレーションのリアルタイム化も進められつつあり、たとえば平川ら[29]は、FRICS(財団法人河川情報センター)の河川流域総合情報システムによるレーダー雨量に基づく雨量予測データを入力データとした、リアルタイム氾濫解析システムを開発している。これは、GISシステムと統合して計算結果の表示や制御を行うものである。氾濫原は100mの直角格子の二次元不定流モデル、河川・排水路は一次元不定流モデルにより評価している。

氾濫水の制御は堤防の強化等による溢水・破堤の防止と排水設備の設置・強化による内水排除の方法がある。また、貯留施設の設置や地盤への浸透を促進することによるピークカットも有効な方法である。

2.3 洪水被害低減へのリモートセンシング技術の応用

2.3.1 画像を利用した河川流のモニタリング

河川の管理と水資源の利用計画を考える上で、河川の流量は最も基本的かつ重要な情報である。河川の流量観測は、低水時のボートを利用した点計測による計測と、高水時における浮子観測が実施されている。しかし、作業が繁雑であるために、時間、空間的に限られた密度で情報を得ることしかできないのが現状である。より詳細に河川の流れを知るために、広い範囲にわたり観測、自動化、省力化が可能な流速解析技術の発達が望まれるが、その手段の一つとして航空写真やビデオ画像を利用した流れの観測法がある。たとえば、木下 [23, 30], 木下ら [31], 宇民ら [24] は、航空写真を用いた洪水流解析を行っている。その中では、土砂濃度と写真のパターンとの関連性やカメラ効果による流速計測を原理とした流速分布計測を述べるとともに、観測結果も利用しつつ砂州・砂礫州の洪水時の変化、複断面河道での低水路と高水敷境界での流速低下、洪水時の高水敷への浮遊土砂の堆積、乱流構造(縦渦など)などについて議論・考察している。これらは、河川を対象とした画像解析法であるが同様の方法は海浜流の計測などにも用いられている。撮影画像の座標変換については、Holland *et al.* [32] にも詳しく述べられており、レンズ歪みの取り扱いなどの検討も行われている。同じく海浜流を対象とした計測で比較的新しいところでは、van Enckevorta and Ruessink が、ビデオ画像を利用して沿岸域の波の挙動などを詳しく調べている [33, 34]。

これらの観測は、航空機や気球などを利用して一時的に観測を行うものであり、運用面の制限や連続計測が難しいなどの問題点がある。たとえば、沿岸流の調査などでは、その流れの変化はあらかじめある程度予測することができ、また変化の時間スケールも比較的大きいため、計画的な観測が可能である。しかし、河川の観測では洪水といういわば突発的な事象を対象としているため、上記の運用面の制約が問題となる。そのため連続計測への発展が要望されているが、技術的には画像情報の取得や転送を連続的にかつ安価に行うことが可能となり、洪水観測においても連続的なモニタリングの実施が現実的になっており、その普及と河川管理や避難警戒への利用が期待されている。

2.3.2 氾濫予測への航空レーザー測量データの利用

詳細な地形情報の取り扱いの必要性

従来の氾濫シミュレーションでは、50m から数 100m といった比較的大きな計算格子を用いて広い領域での氾濫水の移動や排水機能の評価を行うものが多く、実務で用いられるのもこのような広域での評価が中心である。しかし、近年頻発する都市型水害を再現するためには、微地形の考慮が重要であるとの認識が広まり、また、計算機能力向上、地形等の計測技術の発達、数値地形情報の整備なども背景となり、近年

では、より詳細な地形を考慮した氾濫解析法の研究が進められている。このような観点から、直交格子に比べて詳細な地形や道路配置をより少ない格子により再現することが可能である一般座標系を用いた計算モデル（たとえば福岡ら [35]）や、非構造格子を用いた計算モデル（川池ら [36]、重枝ら [37]、武田ら [38] など）が開発されており、それぞれ模型実験との比較や計算格子による結果の相違などが議論されてきた。

詳細な地形情報は、上記のような氾濫水の広がり方へ影響を与えるだけでなく、家屋への被害の評価などでも重要な役割を果たす。家屋のスケールが数 m から数 10m 程度であるため、家屋への被害を評価するためには、これらの比較的小さなスケールの流れを何らかの方法で評価する必要がある。

そのためには、家屋スケールより粗い格子で計算を行い、その大局的な流れから家屋へ作用する力を間接的に評価する方法と、家屋スケールより細かな格子で計算を行い、家屋へ作用する力を直接評価する方法の二通りの方法がある。前者は、大局的な流れと、その中に置かれた小さな物体へ作用する力との関連をあらかじめ模型実験等で把握する必要があり、河田・中川 [39]、佐藤ら [40] による現地調査と計算結果の比較検討や、高橋ら [41]、福岡ら [35] による実験結果と計算結果の関連などが調査されている。後者の細かな計算格子での計算例には、細山田ら [42]、川口ら [43]、細山田 [44]、今村ら [45] などの例があり、マンホール標高などの GIS データや後述の航空レーザー測量 (LiDAR) データの利用により細かな地形形状を再現しており、計算結果に基づく家屋被害の算定も重枝ら [46] などが議論している。

詳細な地形情報の取得とモデル化

氾濫現象のモデル化では、地形や流域などの分布情報をどのようにモデル化するかが重要な問題であるが、このような分布情報の取り扱う上では、そもそも元になる精度の良い分布情報を得ることが難しいことや、観測されるデータから数値モデルで利用するパラメーターへの変換する過程での妥当性を確保することの二点が重要となる [47, 48, 49]。

詳細な地形情報を取り扱うためには、膨大な情報を処理する必要があり、氾濫予測を行うためのデータ変換法についてもたとえば大坪ら [50] や山下ら [51] などにより提案されているものがある。これらは、GIS データベースがあらかじめ整備されているという前提に立っているが、氾濫予測の観点から従来の GIS データは、家屋の配置や形状などの平面形状についてはそのまま利用可能であるが、地形勾配については十分な精度を持っていない点が問題となっていた。

この地形勾配を含むの詳細かつ広範囲な詳細な地形データ取得法として、近年、航空機に搭載したレーザープロファイラー (LiDAR, Light Detection and Ranging) を用いた測量法 (航空レーザー測量) が実用的に用いられるようになってきた。この計測法によれば 50cm から 1m 間隔で誤差 ± 15 cm の標高データが得られるため、都市部や山間部の微地形を直接捉えることが可能となる。また計測は航空機で計測地上空を移動す

ることで行われるため、広範囲の計測を一度に行うことができ、危険地域の計測も安全に行うことができる。

航空レーザー測量を航空写真測量と比較すると、航空写真測量では現地での対空標識の設置や図化オペレータ(操作者)によるステレオマッチング作業が必要となるのに対し、航空レーザー測量では電子基準点のみで計測が可能である。また直接数値データが得られるため、ほぼ自動化された計算処理によりデータを得ることができるため、工期の短縮と費用低減が可能となり、また図化オペレータによる作業がないため、主観や人為性の少ない成果を得られる利点があるといわれる [52]。

国土地理院は航空レーザー測量を利用して数値地図 5m メッシュ標高データの刊行を推進している。東京と埼玉地区の提供が開始されており、名古屋、大阪、京都、福岡の整備も進められている。刊行予定地域の選定においては水害実績も加味されており [53]、浸水予測の高度化という面で大きな効果が期待される。それ以外にも、各河川の管理者が河道周辺に対して航空レーザー測量を行う例も増えている。また、国土交通省は国土地理院と連携を図りつつ、航空レーザー測量を利用した 3D 電子地図(データベース)の構築を行っているが、その利用目的には火山の観測とともに、河川氾濫や津波被害抑制が挙げられている。以上のように、さまざまな地域での航空レーザー測量の利用と、データ蓄積が進行しているのが現状であるため、これらの測量データを再利用することで、新規にデータ取得する際の費用などの問題はある程度解消すると考えられる。既存のデータが利用できない場合には、新規に航空レーザー測量を発注することになるが、その場合の費用としては現状では面積に応じて数百万円程度から可能といわれる。

航空レーザー測量などにより詳細な地形勾配を計測することは可能となるが、これだけで詳細な氾濫予測が実現できるわけではない。地形勾配以外にも地表面の状態(舗装面や植生の存在など)も氾濫水の挙動に大きな影響を与え、計算格子についても、合理的な配置法を利用しなければ 500m 平方といった局所的な流れを評価する場合はともかくとして、実用的な数 km から数 10km 平方といった広い範囲での氾濫予測を行うことは現実的とは言えない。

このような観点から、Mason *et al.* [54] は、植生の種類や大きななどによる抵抗の違いの評価への LiDAR データの利用を行っている。また、Bates *et al.* [55] や Cobby *et al.* [56] は、詳細な地形情報を表現するための適切な非構造格子の生成法についての検討を行っている。ただし、これらのデータ処理は主に平野部の蛇行河川から農地などへの浸水の 60 時間程度の期間の現象を対象としており、日本では地形や降雨パターンなどが若干異なっている。

日本では、都市域での氾濫被害が大きな問題となっていることを前述した。よって、本論分では都市域を対象とした氾濫被害の予測を的確かつ効率的に行うことができる方法の開発をめざし、航空レーザー測量データの利用によりその目的の実現を図ることとした。

2.4 まとめ

本章では、まず氾濫被害の発生状況とその予測や管理法について既往の研究成果や資料を整理して世界的に氾濫被害が増加傾向にあることを示し、国内においても都市域での被害の発生により大きな損失を被っていることを示した。次に洪水被害に関連する四つの過程における予測法および被害低減策の現状を調査して、それぞれの過程において適切なモデル化と正確かつ豊富な情報を取得することが的確な予測に必要であることを述べた。続いて、これらを踏まえて本研究で開発する、実河川の画像モニタリングシステムおよび、航空レーザー測量データの処理法の位置付けを述べ、前者は技術的に画像情報の取得や転送を連続的にかつ安価に行うことが可能となりつつあるため、洪水観測の連続的なモニタリングの普及と河川管理や避難警戒への利用が期待されていることを、また、後者については、日本の被害傾向に合わせたモデル化を目指すことを示した。

3章 実河川モニタリングシステムの開発

本章では、ローカルリモートセンシング技術の一つである実河川の画像モニタリングシステムの開発を行う。

本章の構成を以下に示す。まず3.1章では実河川モニタリングの概要を述べる。次に3.2章では、本章で開発する計測システムの構成についての検討を行う。続く3.3章では、画像による流れの計測において重要となる座標変換法について説明し、3.4章では、画像から流速を求める手順について、従来法とその高精度化も含めて記述し、続く3.5章で得られた流速データの取り扱い法について説明する。3.6章では、本章で開発された計測システムの精度検証を行い、3.7章では、三ヶ所のモニタリングサイトでの観測例を示して本システムの有効性を確認する。最後に3.8章で、本章のまとめを述べる。

3.1 実河川モニタリングの概要

ビデオ画像を使用した河川計測技術には、藤田 [57]、藤田・河村 [58]、綾ら [59] によって開発された LSPIV (Large Scale Particle Image Velocimetry) がある。これは河川の表面流速分布を計測する手法であり、主に実験室で行われる PIV (Particle Image Velocimetry) に座標変換を組み込むことで実河川計測へと拡張したものである。

実河川モニタリングでは、画像の取得、画像座標と実座標との対応づけ、画像上の動きの抽出、得られたデータの統計処理という四つのプロセスにより構成されている。

同様のシステムを用いた例として、Creutin *et al.* [60] や Bradley *et al.* [61] による Iowa 川の連続観測がある。図-3.1 に示すのは、Iowa 川を対象とし従来法で得られた流量と LSPIV による算定値を比較したものであるが、低水時から高水時にわたって、LSPIV による流量算定値は、H-Q 曲線による従来法の値と良く一致していることが確認できる。

3.2 計測システムの構成

洪水時の河川関連施設の操作や非難警戒行動へモニタリング情報を生かすためには、画像の連続的な取得、処理および伝達が必要である。そのためには、まず画像を取得するための機器が必要であり、次にこの画像を記録、処理する画像処理機器が必要で

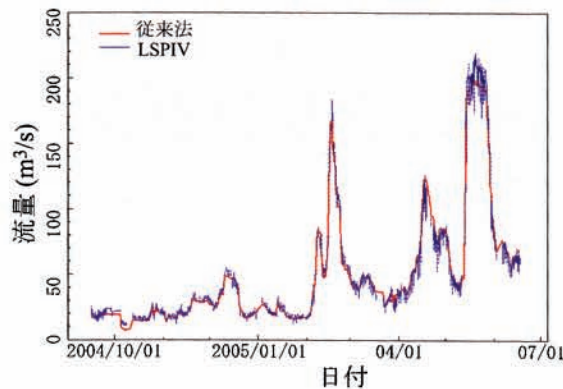


図 3.1: Iowa 川の連続観測例 [62](従来法は水位および H-Q 曲線による算出値)

ある。また、さまざまな計測点での情報を伝達する方法や機器も必要となる。これらの組み合わせには様々なものが考えられるが、予算や取得をめざす情報の精度、要求されるシステムの安定性などにより、それぞれの機器・手法を決定する必要がある。それぞれの機器・手法の選択手段を以下に検討する。

3.2.1 画像取得機器

画像を取得する機器(製品)には様々なものがあるが、対象とする使い方に合わせて性質が異なっているが、画像解析における計測精度は、利用する画像の質に大きく影響されるため、計測対象に対して適切な画像取得機器を利用する必要がある.. 以下に一般的に入手可能であり、画像解析に用いることができる画像取得機器の概要を述べる。

CCTV (Closed-Circuit TeleVision) カメラ

いわゆる監視カメラであり、CCD カメラからアナログビデオ信号が出力されるものが一般的である。さまざまな製品が販売されており、その機能もさまざまである。カメラの向きを隔離操作するための自動雲台やズーム・アイリス等の調整可能なものも多く、主に RS-232C 規格の信号としてこれらの操作を指示することができる。取得可能な画像の解像度や感度も様々なものがあるが、こと解像度に関しては前述のようにアナログビデオ信号を用いるものが多く、走査線が 480 本(水平解像度に相当)であることから、HDV カメラやデジタルカメラと比較すると解像度は良いとは言えない。フレームレートはインターレース(飛び越し走査)を用いた 60FPS であるが、それぞれの走査線の更新は 30FPS である。

監視を目的として製品化されたものは隔離コントロール、耐候性、安定性がある程度確保されるため、河川流の連続観測という目的に対して最も適している。

出力される画像は前述のようにアナログ信号が一般的であるため、画像解析を行うためにはデジタル信号に変換を行う必要がある。また CCTV 画像の伝達には有線・無線法があり、それぞれアナログ信号を用いるものと、デジタル信号を用いるものに分けることができる。たとえば、現在国土交通省により一級河川の監視を目的として設置されている CCTV カメラの画像はデジタル信号に変換された上で、同省の設置した光ファイバー網を通して転送されている。

今後は画像転送のデジタル化が推進されるものと考えられるため、アナログ信号ではなく直接デジタル信号を出力するものがより一般的になると考えられ、ネットワーク機能まで付加した後述の WEB カメラと同様なものも増えていくと考えられ、低価格化が進むものと考えられる。

デジタル変換の際には 640×480 ピクセルに変換される例が多いが、その他にテレビ映像の変換などは CIF (Common Intermediate Format) 形式 (352×288 ピクセル (CIF), 704×288 ピクセル (2CIF)) が用いられる場合もある。

DV (Digital Video) カメラ

主に民生用に利用されるデジタル化されたビデオカメラであり、テープにデジタル情報を記録することができる。DV カメラの信号は、DCT (Discrete Cosine Transform : 離散コサイン変換) によるフレーム単位の非可逆圧縮を行い $1/5$ 程度に容量を圧縮している。解像度は 720×480 ピクセルであり、フレームレートは 30FPS であるが、アナログビデオ規格と同様のインターレースを用いて 60FPS の画像更新を行うことが多い。

DV カメラの他に DVD カメラやハードディスク内蔵カメラなどがあるが、情報量は現時点では DV カメラがもっとも多い。これは、DVD カメラやハードディスク内蔵カメラで用いられている画像圧縮方式が時系列圧縮を併用しつつより大きな圧縮を行うためである。洪水観測を対象と考えると、水面の細かなパターンの移流は時系列圧縮では捉えることは困難であると考えられるため、画質の点からは DV カメラの利用が望ましい。DV カメラの画像は、IEEE1394 規格の信号としてそのまま PC 上に取り込むことができる。また、ネットワーク上に DV 映像をそのまま転送する DVTS (Digital Video Transport System) が、産学協同のコンソーシアムにより開発と公開されており [63]、このシステム (ソフトウェア) を用いることで DV 画像をネットワークで配信することができる。ただし、30Mbps と回線容量を比較的多く消費するため、現時点ではその回線の確保が問題となる可能性がある。

HDV (High-definition Video) カメラ

DV カメラと同様の記録媒体に $1,280 \times 720$ あるいは $1,440 \times 1,080$ の解像度の画像を記録する民生用カメラである。同じ記憶容量により高い解像度の画像を記録するために、時系列圧縮を取り入れて圧縮率を上げている。洪水時の水面パターンの取得に

において、HDV カメラのもつ解像度の高さが生かされるのか、あるいは圧縮率の高さから画質が低下する影響が強く現れるかは、未知であり今後検討する必要がある。DVTS コンソーシアムによりストリーム転送の対応が行われている段階であり、今後はDVと同様にネットワーク上で利用可能になると考えられる。

デジタルカメラ

解像度が最も高い一方、フレームレートは比較的小さい。連続撮影などにおける堅牢性や耐候性などはあまり期待できず、どちらかといえば一時的な観測で高解像度の画像を取得して比較的ゆっくりした流れを計測する際に、有効な機器といえる。

WEB カメラ

画像取得から圧縮、ネットワーク転送まで含めたおもに監視用途のカメラシステムで、パンチルトなどの操作のコントロール等も可能な機種もある。さまざまな性能の製品が比較的安い価格帯で提供されており、機能面ではCCTV カメラと同様であるが、情報ネットワークの利用コストの普及、低価格化、大容量化により普及が進みつつある。ただし、現時点では一般的なネットワーク状況に合わせるため、情報量が比較的小さく、一般的な監視目的には十分であるが、画像解析の対象としては画質が問題となる。

CCD カメラ

ここではCCD カメラを CCD 受光素子から画像信号の出力までの機能を持つ物を指す。アナログ信号を出力するものと、デジタル信号を出力するものに分けられる。前者は、デジタル信号に変換されてPCに取り込まれ、後者はキャプチャーボードを利用してPCに取り込まれる。さまざまな解像度、画質のものが利用可能であるが、河川計測を対象とした場合には感度あるいは解像度の高さがCCD カメラを利用する利点となる。レンズ、受光素子、画像圧縮全てを目的に沿って選択することができるため、きめ細かく条件を設定することができる。

画像取得法のまとめ

それぞれの画像取得法の長所と短所を表-3.1にまとめる。

現時点ではDV カメラの利用が画質および価格の点で利点大きい。これは、DV カメラが民生用として比較的に大量に生産・流通しており、価格や性能競争も盛んなためである。ただし、画像転送の点では、現在は回線容量の制約から連続した画像転送をどこでも自由に行う段階ではない。しかし、通信技術の発展は著しく、このような

表 3.1: 画像取得法の長所と短所

画像取得法	長所	短所
CCTV カメラ	耐候性・安定性	価格がやや高い
DV カメラ	画質の良さ, PC への取り込みの容易さ, 価格	なし
HDV カメラ	解像度の高さ	(圧縮方式により画質が低下する可能性がある)
デジタルカメラ	解像度の高さ	フレームレートの制約 (低さ)
WEB カメラ	豊富な機能の割りに価格が安く, 必要な機器が少なくてすむ	現時点では画質が良くない
CCD カメラ	画質 (特に夜間撮影に必要な感度) などのコントロールを自由に行うことができる	レンズ, キャプチャー機器などが必要であり価格が割高となる

画質での画像転送についても近い将来にはかなり自由に行うことができるようになると思われる。

また, DV カメラに加えて HDV カメラの低価格化や WEB カメラの高画質化などが進むと考えられるため, 今後は画像解析への利用を考える上での選択肢が増え, 全体的なコストも急激に低下していくものと考えられる。ただし, 画像解析法の短所である降雨時や夜間の観測においては, やや特殊な撮影となるため高解像度かつ高感度な CCD カメラによる画像取得がもっとも適していると考えられる。

3.2.2 情報転送方法

幾つかの計測地点での情報を統合して判断するためには何らかの情報転送を行う必要がある。実河川モニタリングシステムでは転送を行う情報により, 大まかには画像の連続転送, 画像の逐次転送, 流速情報の転送の三つに分けることができる。

画像の連続転送は, テレビのように画像情報を途切れることなく転送するもので, あり, 受信側でいつでも自由に画像を取得することができるため, 画像解析を行うことを考える場合には自由度が高い方法である。しかし, 高画質の画像を転送するためには, 大量の情報を連続して通信する必要がある。このような回線をどこでも自由にかつ安価に利用できるわけではない。画像の逐次転送は, 連続的に送るかわりに例えば 10 秒の画像を 1 分かけて転送するといったもので, 前者に比べて自由度はやや劣るが,

実河川の観測を対象とした場合、河川の流れの変化は大河川ではせいぜい10分、流出の速い河川でも1分程度のオーダーへの変化を捉えることができれば十分と考えられるため、画像を連続して転送する必要性はそれほどない。カメラ側での流速情報まで処理を進めた後に、その流速の数値情報を転送する場合には、通信される情報量はわずかであり、回線さえ確保できれば回線の容量はほとんど必要ない。ただし、解析条件などについては自動的に判断して解析を進めるか、リモートコントロールする必要がある。しかしながら現時点では、気象や流れの条件に合わせた自動解析は実現しておらず、リモートコントロールするとしても画像情報を確認する必要があるため、結局ある程度の回線容量が要求されることとなる。

以上の状況を踏まえ、本研究では、画質のよさと操作性を兼ね備える画像の逐次転送を用いることとし、DV画像の逐次録画と転送システムの開発を行った。このシステムでは数日間の画像をPC上にストックし、外部へとストックされた画像を転送することができる。この画像記録・転送システムの概要を以下に述べる。

システム構成

OSにはMicrosoft社製Windows2000あるいはWindowsXPを利用する。DVカメラを利用する場合にはIEEEインターフェースが必要であり、LANあるいはダイアルアップ回線による通信環境によりキャプチャーの管理やデータの転送を行う。DVキャプチャーを行うためには1GHz程度以上のプロセッサが必要であった。

入力画像

画像の入力にはDatastead社のキャプチャーコンポーネントを利用した。このコンポーネントではDVカメラ、USBカメラなどの画像を取り込むことが可能である。

制御

画像取得の制御には、FTP (File Transfer Protocol) を用いた命令表のテキストファイルの交換および、RealVNC社のWindowsリモートコントロールソフトVNCを用いる方法の二通りを利用する。前者は、画像記録・転送システムへの外部からのアクセスが制限される場合の制御方法であり、後者はアクセスの制約がない場合に利用する。具体的には前者は、画像記録・転送システムは、クライアントとしてFTPサーバーへコマンドファイルを読み取りに行く形態とすることで、一般的なファイヤーウォール内への外部からのアクセス制限を回避しつつコントロールを行うことができる。

またIPアドレスが切り替わる場合には定期的にIPアドレスをメール転送することで、各時刻でのIPアドレスを把握することが可能である。画像は動画と瞬間画像を記録することができる。指定した個数(枚数)を超過すると過去のファイルを順次上書き

することで、記憶容量を一定に保つ。取得した画像の転送にはFTPを利用するが、画像取得・転送システムがFTPクライアントとして外部のサーバーへアクセスする方法と画像取得・転送システムがFTPサーバーとなる方法の二通りの方法を用いた。後者のサーバー設置はセキュリティーの観点からアクセスが許可されない場合があるが、前者のようなアクセス方は許可される例が多い。

構成例

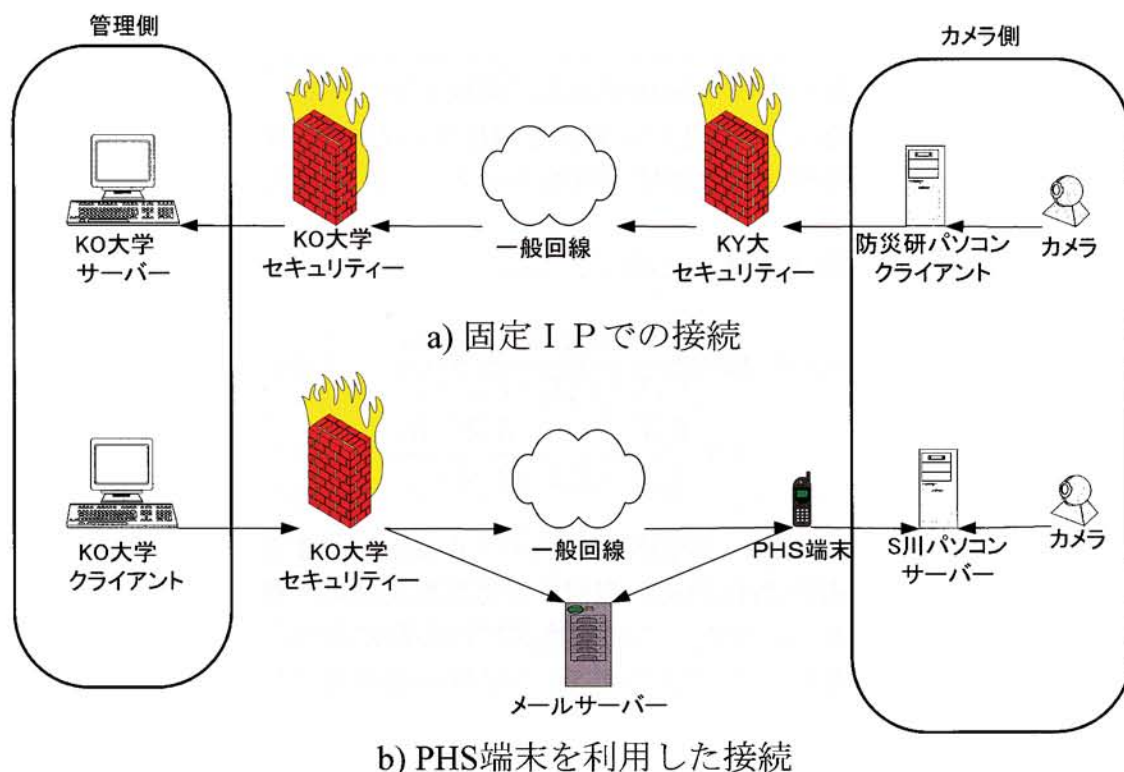


図 3.2: 画像記録・転送システムのネットワーク構成

図-3.2に示すのは、本システムのネットワーク構成例である。図中の矢印は通信におけるクライアント・サーバーの関係を示している。図-3.2aは、管理側、カメラ側(画像記録・転送システム側)の双方が、それぞれファイヤーウォール下に置かれており、直接アクセスすることは困難である。そこで、カメラ側はFTPクライアントとして、管理側のFTPサーバーへアクセスし、カメラ側はFTP接続によりコマンドファイルを取得と画像の転送を行うものである。図-3.2bは、カメラ側の通信手段としてPHS回線を利用したものである。この場合は、セキュリティー上の設定を自由に行うことができるため、カメラ側をサーバーとして機能させることができる。この場合は、管理側から任意にVNCを用いた制御やFTPを利用した画像転送を行うことができる。

3.3 画像の座標変換

画像記録・転送システムにより取得された画像を用いて、流速情報を抽出するためには、撮影座標 (ビデオ画像上の座標) から実空間座標へと座標変換する必要がある。本節では本研究で用いた座標転換式について説明する。

x, y をビデオ上の投影座標, X, Y, Z を実空間の物理座標とするとその座標変換式は一般的に、

$$\begin{aligned}x &= f(X, Y, Z), \\y &= g(X, Y, Z)\end{aligned}\quad (3.1)$$

のような関係となり、この式中の関数 f および g にどのような式を用いるか、および式中の係数の決定法に幾つかの選択肢がある。関数 f および g に用いる式として大まかには、カメラの物理的なモデル化により式を導出する方法と、移動、回転、拡大・縮小、せん断変形などの幾何学的な座標変換をベースにした方法の二つに分けることができる。

藤田ら [57] は次式を幾何変換式に用いている。

$$\begin{aligned}x &= \frac{A_1X + A_2Y + A_3Z + A_4}{C_1X + C_2Y + C_3Z + 1}, \\y &= \frac{B_1X + B_2Y + B_3Z + B_4}{C_1X + C_2Y + C_3Z + 1}\end{aligned}\quad (3.2)$$

ここに、 $A_1..A_4, B_1..B_4, C_1..C_3$: 変換係数であり、6点以上の標定点を用いて最小二乗法により求められる。式 (3.2) は前述の幾何学的な座標変換の一種であり、各係数は直接物理的な意味を持たない。また、この変換式では係数により、非物理的な変換を含むさまざまな座標変換を行うことができ、その係数を精度良くかつ安定して決定するためには標定点を立体的に配置する必要がある [64]。ところで、実河川での画像撮影と幾何変換を考える場合、水面に標定点を設定することは一般的には困難であるので、手前か対岸の岸に設置することのため、その配置は平面的になりやすく、変換係数の決定が困難となる場合が見られた。

よって、本研究では、以下に示すカメラの光学的経路を模した以下の式を利用した [65, 32].

$$\begin{aligned}x &= -c \frac{a_{11}(X - X_0) + a_{12}(Y - Y_0) + a_{13}(Z - Z_0)}{a_{31}(X - X_0) + a_{32}(Y - Y_0) + a_{33}(Z - Z_0)} + \delta_x, \\y &= -c \frac{a_{21}(X - X_0) + a_{22}(Y - Y_0) + a_{23}(Z - Z_0)}{a_{31}(X - X_0) + a_{32}(Y - Y_0) + a_{33}(Z - Z_0)} + \delta_y\end{aligned}\quad (3.3)$$

ここに a_{ij} 等は三軸の回転行列の各成分であり、以下のようなものである。

$$\begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \cos \omega & -\sin \omega \\ 0 & \sin \omega & \cos \omega \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \cos \phi & 0 & \sin \phi \\ 0 & 1 & 0 \\ -\sin \phi & 0 & \cos \phi \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \cos \kappa & -\sin \kappa & 0 \\ \sin \kappa & \cos \kappa & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix} \quad (3.4)$$

式(3.4)中の ω, ϕ, κ はそれぞれx軸,y軸,z軸方向の回転角である。また、式(3.3)中の δ_x, δ_y はレンズ歪みの補正係数であり、以下の式を用いた。

$$\begin{aligned} \delta_x &= d r^2 x \\ \delta_y &= d r^2 y \\ r &= \sqrt{x^2 + y^2} \end{aligned} \quad (3.5)$$

ここに、 (x, y) :主点を原点とした写真上の座標、 c :画面距離(焦点距離に相当)、 (X_0, Y_0, Z_0) :投影中心、 (X, Y, Z) :空間座標、 d :レンズ歪み係数である。

レンズ歪みについては、式(3.5)で用いた、3次の放射方向歪曲以外にも5次の放射方向歪曲等の歪みが存在する可能性もあるが、中田・近津[66]のデジタルスチルカメラにおける検証では、a)3次放射方向歪曲が主要な誤差であり、b)他の誤差も含めて補正してもほとんど精度は向上しない、という2つの知見が得られているため、本研究ではレンズ歪みを式(3.5)により評価した。

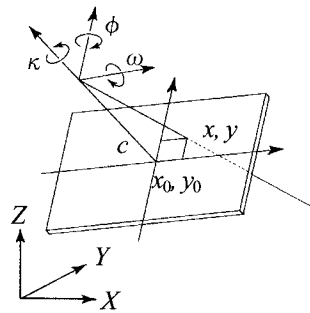


図 3.3: カメラモデルの座標系

本研究で用いた幾何変換式の係数は $X_0, Y_0, Z_0, \omega, \phi, \kappa, c, d$ の8つである。これらの係数を求めるために、空間座標値が既知である標定点を利用して、最小二乗法を利用した[65]。係数を求める際には初期値を与える必要があり、その初期値如何によっては非物理的な局所解に陥る場合や収束計算が発散する場合がある。よって、これらのパ

ラメーターの初期値を容易に設定・変更し、計測点やカメラの位置関係を確認してその妥当性を視覚的に確認するための GUI (Graphical User Interface) を備えたカメラパラメーター計算プログラムの開発を行った。

3.4 画像の流速計測法

河川画像からの流速計測には、PIV を利用する。PIV の基本的な原理は、異なる時刻の画像を比較して、パターンのマッチングを行い、パターンの移動距離から移動速度を求めるものである。ここで、パターンと流れが一体となって移流する場合には、このパターンの移動速度から流体の移流速度が得られることになる。実験室内での可視化では、このパターンと流れの対応を確保するために、流れに対する追従性の高いトレーサーと呼ばれる微小な粉末を流体中に拡散させ、この小さなトレーサーの模様を追跡する。その際に、レーザーライトシート光を利用して特定の断面に集中して照明することで、その断面での速度を得ることができる。また、カメラを複数用意して、ステレオ測量の原理で三次元的な位置を特定することにより、三次元流速成分を求めることも原理的に可能である。

実河川では、室内実験と異なり水の透明度が十分でないため、PIV による内部流速の計測は困難であり、またカメラを水没することになるため PIV の利点である非接触計測を行うことができない。一方、水の表面に注目するとそのパターンは高解像度の人工衛星画像からもある程度とらえることが可能であり、航空機からの撮影や、橋梁などの構造物からの撮影や堤防上からも広い範囲のパターンを一点から取得することが可能である。

本研究で用いた PIV は、相互相関係数を用いたマッチングをベースとした。これはテンプレート同士の類似度の指標として以下に示す相互相関係数を利用するものである。

$$R_{x,y} = \frac{\sum_i \sum_j (I_{i,j} - \bar{I})(I'_{i+x,j+y} - \bar{I}')}{\sqrt{\sum_i \sum_j (I_{i,j} - \bar{I})^2} \sqrt{\sum_i \sum_j (I'_{i+x,j+y} - \bar{I}')^2}} \quad (3.6)$$

ここに、 $R_{x,y}$: テンプレートと検査領域内の点 (x,y) の相互相関係数、 $I_{a,b}$: 基準画像の点 (a,b) の輝度、 $I'_{a,b}$: 参照画像の輝度であり、 $\bar{\quad}$ は、領域内の平均である。

その他の手法として輝度差の絶対値の累積法 (SAD: Sum of Absolute Differences) があり、次式のような単純な計算によりパターンの類似度を判断する。

$$A_{x,y} = \sum_i \sum_j |I_{i,j} - I'_{i+x,j+y}| \quad (3.7)$$

この方法は、相互相関係数を用いるものに比べ、輝度差の絶対値を利用する方法は、計算負荷が大幅に少ないうえに、アルゴリズムが単純なため、計算のハードウェア化も容易であり、結果として高速性の高さから画像計測の分野で広く用いられている。

相互相関係数は、パターンの相関性が正規化されたパラメーターである相関係数 R として得られるため、 R の値にしきい値を設けることで、対応が良好である部分と類似していない部分を区別することが可能である。一方、輝度差の絶対値の累積は、ベースとなる画像の全体的な明るさやコントラストの影響を強く受けるため、対応の判断基準値が画像に依存するという欠点がある。実河川画像の連続計測を対象とした場合には画面の明るさやパターンの濃淡が変化すると考えられるため、類似度の判定には相互相関係数を用いることとした。

次に PIV における追跡対象パターンについて検討すると、実河川表面流の観測では河川表面へ何らかのトレーサーを散布する方法と、河川流に自然に備わっている水面の乱れ（波紋）をパターンとして捉える二通りの方法がある。前者は、いわば浮子観測の高度化といったものであり、洪水時には、流木などのいわば自然のトレーサーが見られる場合も多い。これらのトレーサーを利用する方法では、トレーサーパターンの表面流への追従性が比較的明快であり、死水域などの流速が非常の遅い領域などでもそこにトレーサーさえあればその表面流速を捉えることが可能である。一方、波紋を利用する方法は、波紋と流れの移動速度が必ずしも一致しているとは言えず、流れの流速が小さい場合、風や船、構造物により引き起こされる波など、波紋と流れの移動速度は無関係である条件もあるためその適用には注意が必要である。しかし、河川管理上で重要な増水期にみられる水面の乱れパターンの移動速度は、実際の河川流れとある程度対応していることが浮子観測や ADCP 観測との比較によりある程度確認されている。

3.4.1 従来型相互相関法とサブピクセル補正

PIV は、テンプレートマッチングを行い画像の濃淡の移動速度を予測する。テンプレートマッチングはピクセル単位で行なうために、この場合の計測精度はピクセルの大きさによって決まる。これをピクセル幅より高精度の分解能をもたせるために、サブピクセル補正が行われる。これにはガウス分布や二次曲線を利用する方法があり、有効な方法である。この補正によりピクセル幅の 10 分の 1 から 5 分の 1 程度の分解能となるといわれる [67]。しかし、この補正では、ピクセル幅に合わせて計測値が集中するピークローキング現象がみられるため、この影響を小さくするためにはピクセル移動量を大きくとる必要がある。また、この現象は、流速の統計量を求める場合に悪影響を及ぼす可能性がある。

3.4.2 従来型オプティカルフロー法の利用

時空間微分法 (オプティカルフロー法) は、運動に対し濃淡分布の普遍性が保たれると仮定し、その移動を輝度の時間勾配と空間勾配の関係から推定するものである。この方法は、輝度の分布形が保たれること、また時間、空間的に滑らかな分布を前提と

している。この制約により、画質が劣る画像では計測ノイズが大きくなる。しかし、良好な画像を用いた場合の精度はピクセル幅の 100 分の 1 程度といわれ [68]、微小な移動をよく捉えることができる。この時空間微分法のもつ分解能の高さに注目し、PIV 法のサブピクセル補間に利用することで、PIV の欠点となる精度を時空間微分法で補うことが可能となる [68, 69]。

いま、輝度分布を $f(x,y,t)$ とすると、輝度分布に関する移流方程式は次式で与えられる。

$$f_t + uf_x + vf_y = e \quad (3.8)$$

これは、ベクトル表記を用いて以下のように表すことができる。

$$\begin{aligned} F &= [f_x \ f_y] \\ U &= [u \ v] \\ FU^T + f_t &= e \end{aligned} \quad (3.9)$$

ここに、 (u, v) は局所的な輝度分布の平均移動速度ベクトル、 e は背景画像の輝度分布の変化などを含むソース項である。添え字は偏微分を表す。式 (3.9) 中の f_t, f_x, f_y は輝度分布から算出できるので、背景の変化がないもの ($e = 0$) とすると流速成分 (u, v) は、注目領域内で次の目的関数

$$G(u, v) = \Sigma (f_t + uf_x + vf_y)^2 \quad (3.10)$$

が最小となるように最小自乗法により求める。Σ の範囲については、後で述べる。ここで、小領域内での速度変化がないと仮定すれば速度成分 $([u, v]$ あるいは $U)$ は、次式から算出できる。

$$\begin{pmatrix} \Sigma f_x^2 & \Sigma f_x f_y \\ \Sigma f_x f_y & \Sigma f_y^2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u \\ v \end{pmatrix} = - \begin{pmatrix} \Sigma f_x f_t \\ \Sigma f_y f_t \end{pmatrix} \quad (3.11)$$

あるいは、

$$(\Sigma F^T F) U^T = -\Sigma F^T f \quad (3.12)$$

これらの式によりサブピクセル移動量 (速度) を求めるものを、本論分では、従来型オプティカルフロー法を利用したサブピクセル補正と呼ぶ。

3.4.3 勾配項を利用したオプティカルフロー法

前節では、流速をテンプレート内で一様と考えたが、せん断や回転などにより、流速分布が均一でない場合には精度のよい推定を行うことができない。ここで、流速分布を次式のように考えて、テンプレート内での流速の勾配を考慮することを考える。

$$\begin{aligned} u &= u_o + u_x \Delta x + u_y \Delta y + u_t \Delta t \\ v &= v_o + v_x \Delta x + v_y \Delta y + v_t \Delta t \end{aligned} \quad (3.13)$$

上式を、輝度の移流式(式(3.9))に代入すると以下のようになる。

$$\begin{aligned} F &= [f_x \ f_y \ x f_x \ y f_x \ t f_x \ x f_y \ y f_y \ t f_y] \\ U &= [u_0 \ v_0 \ u_x \ u_y \ u_t \ v_x \ v_y \ v_t] \\ F U^T + f_t &= e \end{aligned} \quad (3.14)$$

上式の F, U を式(3.12)に代入することで、 U の各成分を求めることができる。ここで、 U に速度の微分項が含まれることから、渦度や発散といった微分量を各計測点で直接求めることができる点は本手法の大きな特徴である。

以上の式における Σ の範囲について、まず空間方向にはテンプレートの範囲を考える。時間方向の範囲については2時刻、3時刻、5時刻と比較したところ [69]、3時刻を用いるものが精度と計算量のバランスがよかったので、本研究では3時刻とした。輝度 f の勾配は、まず空間勾配については以下のような4次中央の差分近似を用いる。

$$f_x \simeq \frac{f_{i-2,j}^n - 8f_{i-1,j}^n + 8f_{i+1,j}^n - f_{i+2,j}^n}{12\Delta x} \quad (3.15)$$

ここで、 Δx はピクセルの長さ、 i, j は空間軸、 n は時間軸のインデックスである。次に、時間勾配は、3時刻の画像を用いるので、中心となる時刻を n とすると、

$$\begin{aligned} f_t^{n+1} &\simeq \frac{f_{i,j}^{n+1} - f_{i,j}^n}{\Delta t} \\ f_t^n &\simeq \frac{f_{i,j}^{n+1} - f_{i,j}^n}{\Delta 2t} \\ f_t^{n-1} &\simeq \frac{f_{i,j}^n - f_{i,j}^{n-1}}{\Delta t} \end{aligned} \quad (3.16)$$

のように1次片側と、2次中央差分で近似した。以上の高精度時空間微分法の精度を調べるため、一様流速、せん断、ランキン渦を想定した人工画像を利用して精度検討を行ったところ、通常のPIVより高精度といわれるPTVと同程度の精度を持つことが確認された [69]。また、一様流速場での、各点での流速値の分散(RMS)を調べたところ、通常のPIVに比べ高精度PIV法は1桁程度小さくなっていることが確認された。これは、各点での計測値のばらつきが非常に少ないことを示し、平均操作を行わない瞬間流速場を、高精度PIV法を用いることで良好に捉えることが可能であることを示す。また、せん断流やランキン渦を想定した画像においても、計測値のばらつきが少なく、渦度などの微分量についても明らかな改善が確認された。そこで、次節では、以上の結果をふまえ、より複雑な流れ場における実用的な精度を調べる。

3.5 画像計測データの処理

画像計測は、撮影条件などに注意して可能な限り良好なパターンが見られる画像を取得する必要があるが、トレーサーを散布する場合には、トレーサーの集中化により

トレーサーの存在しない領域や少ない領域が現れる。また、波紋を用いる場合にも、そのまま移流する領域もあれば、波が崩れて様相が大きく変化する領域や、死水域などの波紋が見られない領域などが存在する場合がある。このように、PIVにより面的な計測が可能である反面、良好な計測が困難な領域が存在する可能性があり、場合によってはこの領域が時間変化する。これらの領域を取り除くために、本研究で用いたPIVシステムでは相互相関係数とテンプレート内の輝度の濃淡の二つの指標を利用した。これにより、相関係数が小さい領域および輝度の濃淡が小さい領域で得られる流速の信頼性を低い（異常値）と考え、瞬間流速値から除去した。実験室内での可視化では、さらに除去した領域の流速の補間（内挿）を利用することにより、瞬間分布の再現を行う場合が多い。しかし、室内実験ではそもそも撮影状況を十分にコントロールすることにより、異常値が得られる領域は、流れの局所的な急変部などの特定の部位に限られることが多く、いわばスポット的に異常値が現れる場合が多いため、内挿によりその領域の値をある程度推定することが可能であるが、実河川を対象とする場合には、条件や瞬間によって広い領域のパターンが欠落する場合も多く、この領域の値を内挿や外挿により合理的に再現することは難しい。また、実河川計測の目的として最終的に流量の時間変化を捉えることを目的とした場合には、瞬間流速分布はそれほど重要ではなくむしろ精度のよい時間平均流速分布を得る必要があるため、そのためには、内挿等による補正を行うよりは、信頼できる計測値のみを用いてその平均を得る方が適切であると判断した。

3.6 画像計測の精度検討

PIVにおける全体的な計測誤差を検討するためには画像記録方法から、画像処理方法までの全ての点における過程を考慮する必要がある [67]。実河川モニタリングシステムでは、さらに撮影時の気象や流れの条件、撮影位置と計測面との位置関係と幾何変換なども計測精度に大きな影響を与える。よって、室内PIVに比べて、精度の評価や計測条件の最適化は困難である。

ここでは、実河川モニタリングシステムの計測精度を確認するために、幾つかの精度検討を行った。まず、PIV処理の精度検討を目的に合成画像を用いた精度検討を行い、次に、幾何変換を含めた合成画像による誤差評価を行った。次に、水路および実河川画像を用いた精度の検討を行い、最後に誤差検討結果をまとめた。なお、実用面での誤差評価には流れや気象条件の影響も考慮する必要があるため、3.7章に述べる実河川モニタリングの成果を利用して改めて検討を行う。

3.6.1 自由せん断層を用いた検討

基本的な流れを想定した画像を人工的に生成し、これに対し、従来のサブピクセル補正 (以下 Normal PIV) と、高精度時空間微分 (Optical PIV) を行い、正解値との比較を行った。想定した流れの式を式 (3.17) および (3.18) に、流れの概略を図-3.4 に、計測結果を図-3.5~3.8 に示す。なお、示した結果は、あるフレームでの瞬間値であり時間平均操作は行っていない。

$$U = A \tanh [6.0(Y - C)/B] \quad (3.17)$$

$$V = 0 \quad (3.18)$$

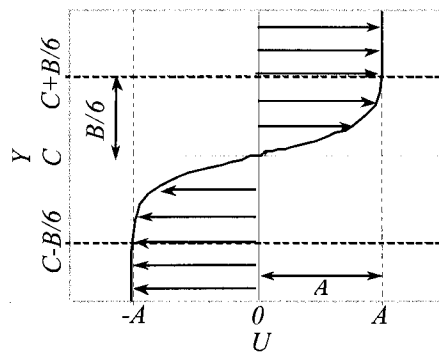


図 3.4: 自由せん断層の流速分布

ここで、図-3.7 の DU は与えた変位量からのずれの平均値を、図-3.8 の UT は流れ方向流速の偏差の RMS 値を表す。図-3.5 に示したのは Y 軸に平行な計測線上の渦度の分布である。計測値の渦度は、周囲の流速分布から差分によって求めたものである。図からは、Normal PIV は正解値の周りで大きくばらついているのに対し、Optical PIV は、正解値をよく再現していることが確認できる。次に、図-3.6 は、同じく渦度の分布であるが、Optical PIV の値に各計測点で直接求まる u_x, u_y 等を用いて渦度を求めた。Normal PIV は、値にばらつきがあり、渦度に比例して誤差が大きくなっていることがわかる。これに対し、Optical PIV は、渦度が小さい領域では正解値をよく再現しており、渦度が 0.2 を越えたあたりから、誤差が現れており、値は過小評価されていることが確認できる。図-3.7 に示したのは、各点の計測誤差をフレーム内で (絶対値をとらずに) 空間平均したものである。ここでは、Normal PIV の方が Optical PIV より誤差が少ないという興味深い結果が見られる。この原因を考える前にまず図-3.8 を確認する。これは、流速が本来一定である x 軸方向 U の分散を取ったもので計測値のばらつきを表している。これによれば、Optical PIV は Normal PIV に比べ、1/2 から 1/5 ほどばらつきが小さいことがわかる。ここで、図-3.7 において Optical PIV の平均誤差が大きい原因を考えると、各点での値自体はばらついている Normal PIV であるが、平均操作によりばら

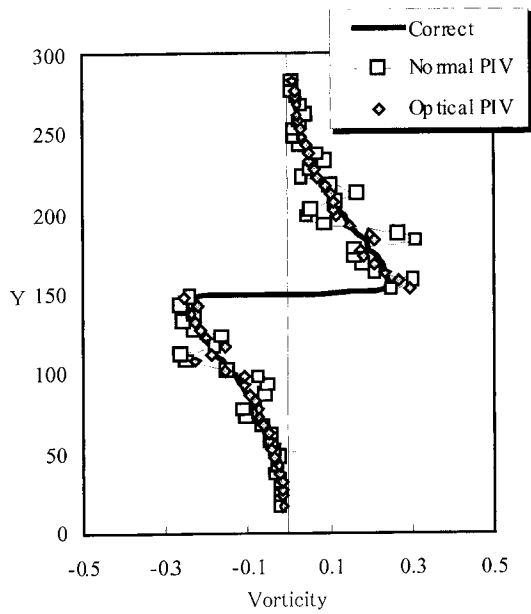


図 3.5: 渦度分布 (差分計算による. 係数は $A = 15, B = 480$)

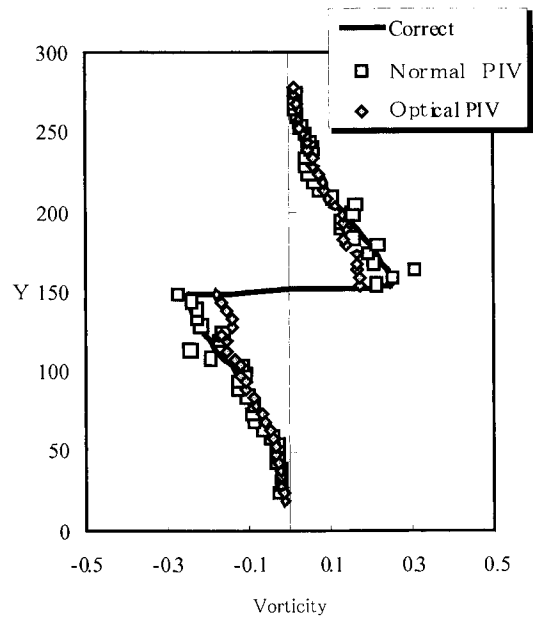


図 3.6: 渦度分布 (直接計算による. 係数は $A = 15, B = 480$)

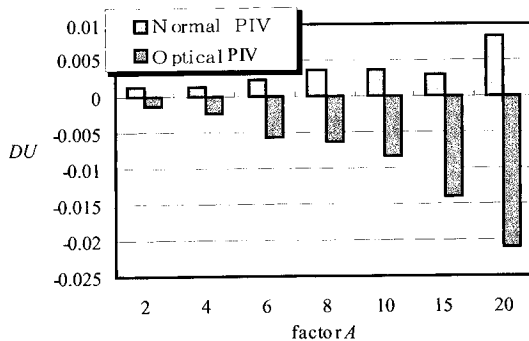


図 3.7: 流速誤差の平均 ($\overline{U - U_{Correct}}$)

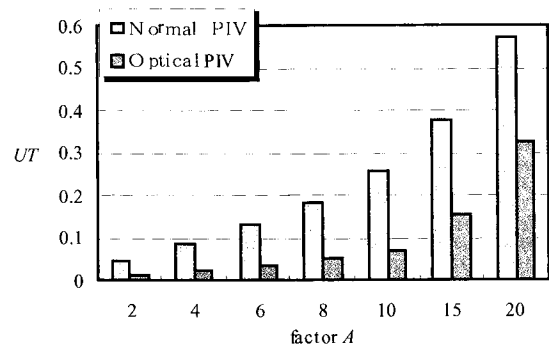


図 3.8: 流速 U の誤差 (RMS)

つきが打ち消しあい、一方、Optical PIV の誤差は各点でのばらつきが少なく平均により打ち消しあわないため、このような結果になったと考えられる。

直接求めた渦度が 0.2 を越えたあたりで誤差が大きくなる原因は、時空間微分では微小な移動量を仮定しているために、大きなせん断 (図-3.9) ではテンプレート内の外側で移動が大きくなり、全体を対応させることができないため流速の勾配を誤って評価すると考えられる。テンプレートサイズを 20 ピクセルとすると、20% のせん断変形では、テンプレートの外側の移動量は 1 ピクセルとなる。時空間微分は 1 ピクセルを越

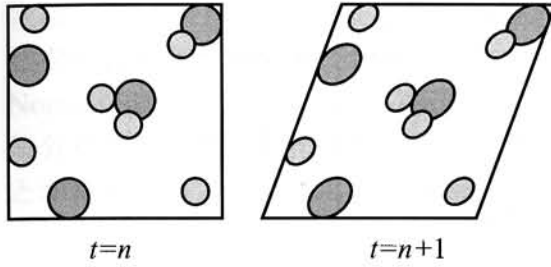


図 3.9: 強いせん断を受けたパターン

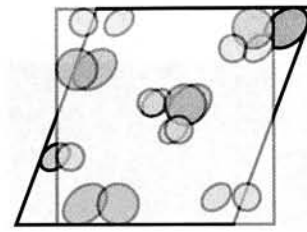


図 3.10: 強いせん断を受けたパターンの重ね合わせ (中心部のパターンの相関は高い場合でも外周部のずれが大きい場合がある)

表 3.2: 比較したケース (PIV 標準画像)

番号	名前	内容
No.01	Default	基準画像. 約10ピクセル移動
No.02	Quick	基準に対し移動量が三倍
No.03	Slow	// 移動量三分の一
No.04	Thick	// 粒子数が倍
No.05	Thin	// 粒子数半分
No.06	Small	// 粒子が小さい
No.07	Large	// 粒子が大きい
No.08	Intersect	// レーザースHEETが薄い

える移動量の計測は大きな誤差を含むため、これ以上のせん断変形ではテンプレート外側の追跡が難しい。このような原因により、Optical PIVにおいて直接渦度を求める場合には、変形量がある程度大きくなると急激に誤差が増えると考えられる。

3.6.2 PIV 標準画像を用いた検討

次に、可視化情報学会先端 PIV 研究会が公開している PIV 標準画像 [70] を用いて比較検討を行なった。さまざまな条件での誤差を調べるため 8 種類の画像を用いた。ケース表を表-3.2 に、画像 (ケース Default) を図-3.11 に、流速分布を図-3.12 に示す。

ケース Default の流速、渦度、発散の正解値からのずれを図-3.13 に示す。同図から、全体的に流速 U, V は Normal PIV, Optical PIV とともに正解値をよく再現しているが、Optical PIV はよりばらつきが少なく精度が良いことがわかる。また微分量 Vor, Div は、流速 U, V に比べ全体的に誤差が大きく分布が広がっているが、比較的 Optical PIV は誤差が小さいことが確認できる。

次に各ケースでの流速、渦度、発散の正解値からの誤差の標準偏差 ($\Delta U, \Delta V, \Delta Rot, \Delta Div$) を調べた。図-3.14 は、各ケースでのピクセル単位の誤差である。この図から、ピクセル移動量の多い (30 ピクセル程度) Quick のケースで誤差が非常に大きくなっており、

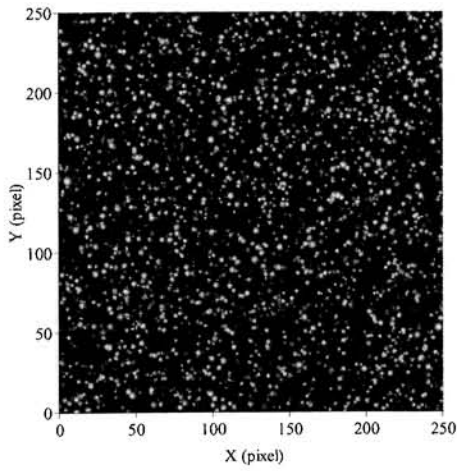


図 3.11: PIV 標準画像 (256×256 ピクセル)

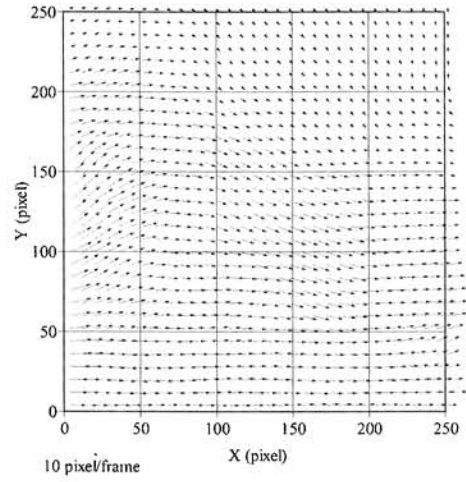
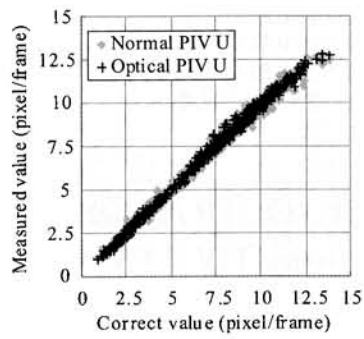
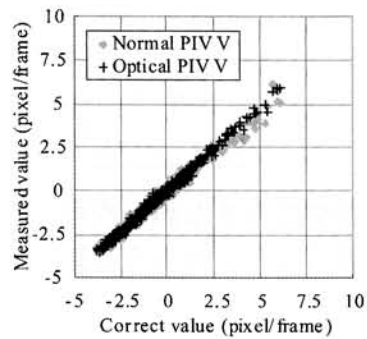


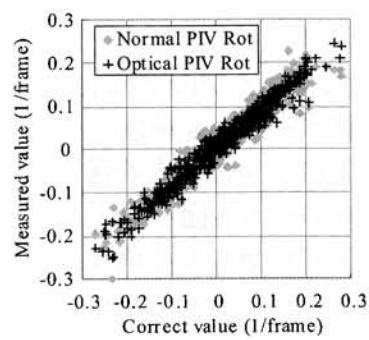
図 3.12: PIV 標準画像の流速分布



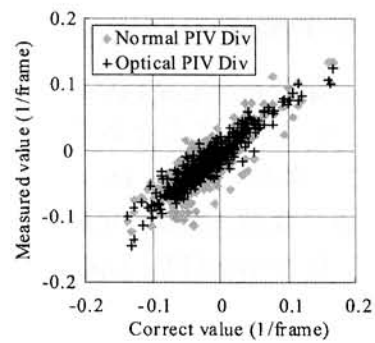
a) 流速 (U)



b) 流速 (V)



c) 渦度 (Vor)



b) 発散 (Div)

図 3.13: 誤差の評価

次に、Thick および Intersect はやや誤差が多く（0.4 ピクセル程度），それ以外は 0.2 ピクセル周辺に納まっている．次に Optical PIV による精度の改善効果を調べるため，Normal PIV の誤差により無次元化したものを図-3.15 に示す．このグラフから，高精度微分法により高精度化されたケースと誤差が大きくなっているケースの二つがあることがわかった．粒子濃度や粒子密度などの画質に関わる変更は，高精度微分法の誤差を増大することが推察される．標準的な画像では 25% 程度誤差が減少している．

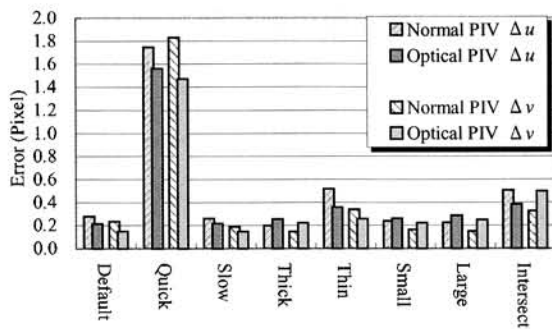


図 3.14: RMS 誤差

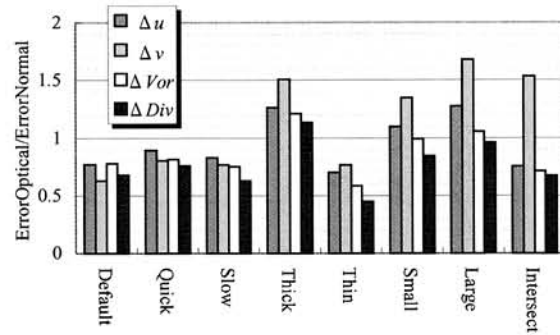


図 3.15: RMS 誤差 (Optical/Normal)

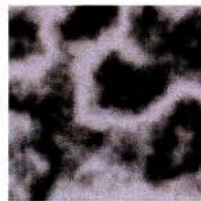
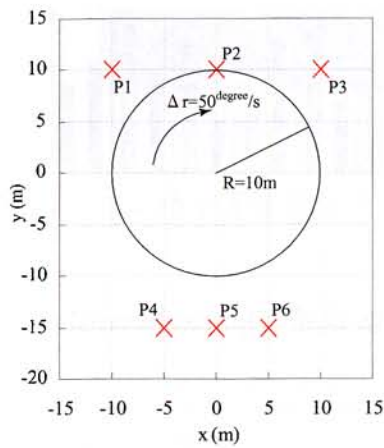
3.6.3 合成画像を用いた LSPIV 計測の精度検討

合成画像の設計

幾何変換を含めたシステム誤差の検討を行うために，合成画像を利用して精度の検討を行う．検討項目は，俯角，解像度，画像圧縮の有無，表面パターンの種類の四項目とする．計測する動きは，全ての方向への移動が含まれ精度検証が容易な円の回転運動（強制渦に相当）とした．

図-3.16 に示すのは，作成した合成画像の平面図である．図中の P1-P6 は標定点である．画像の作成にはフリーソフトである POV-RAY[71] を用いた．撮影俯角は画像の実質的な解像度に影響を与えるため，その影響を確認するために， 26° と 11° の二通りの俯角を設定した．画像は DV カメラおよび HDV カメラを想定し， 720×480 ピクセルおよび 1440×1080 ピクセルとしアスペクト比も実際のカメラと同様の設定とした．運動円の面のパターンには，数値的に作成した明瞭なパターン（合成パターン），実際の撮影画像から抽出した比較的明瞭な水面パターン（キャプチャー 1）およびやや不明瞭な水面パターン（キャプチャー 2）の三種類とした．それぞれのパターンの一部を切り出したものを図-3.17 に示す．また，DV および HDV では画像圧縮を行うことにより情報量を削減しているが，これは不可逆変換であるため，画質を変化させる．よってこの影響を調べるために POV-RAY により作成された画像をそのまま用いるものと，これをソフトウェア上で DV および HDV 形式に圧縮したものの二通りの比較も行う．DV およ

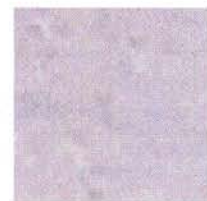
びHDV形式の圧縮にはAdobe社製Premiere-PRO 1.5を用いた。画像は30枚の連続画像とし、29回PIV処理を行い各点での平均流速 u および v とその時間変動強度 u' および v' も求めた。設定した運動は等速度であるので、速度の分散は計測誤差を示すものである。DVでは1mピッチ、HDVでは0.5mピッチのグリッド状にテンプレートを配置した。なお、幾何変換に用いるカメラパラメータには画像の設計時のカメラ情報を用いており、変換の誤差は、数値的なものを除き無視できる。幾何変換後の画像はDVでは0.5m/ピクセル、HDVは0.025m/ピクセルの大きさとした。DVでの円の外周でのピクセル移動量は約10ピクセルである。作成した合成画像の例を図-3.18に示す。



a) 合成パターン



b) キャプチャー1



c) キャプチャー2

図 3.16: 合成画像の平面図

図 3.17: 合成画像の運動面のパターン(テクスチャー)



a) DV解像度/合成パターン



b) HDV解像度/合成パターン

図 3.18: 合成画像の例

LSPIV 計測の誤差の特性

まず、LSPIV 計測における誤差の基本的な特性を、合成パターンDV無圧縮で俯角 11° のケースを例に調べる。同ケースの計測結果を示すと図-3.19のようである。図-3.19a

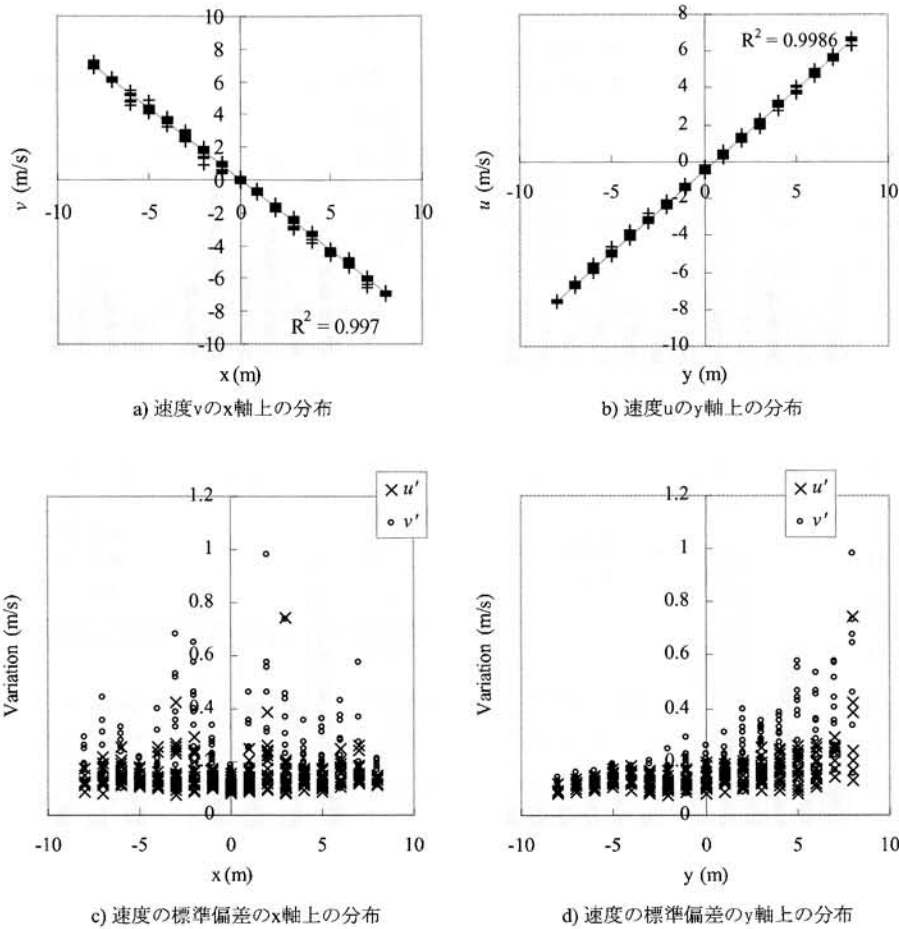


図 3.19: LSPIV 計測の誤差の特性

およびbを見ると、流速分布とxおよびy座標は全体的に良好に対応している。一方、各点での各点での流速の変動強度 u' および v' と座標との関係(図-3.19d)を見ると、y軸の+側、すなわちカメラから遠い部分の u' および v' が共に増加しており、誤差が大きくなっていることが確認できる。これは、カメラより遠い点では局所的な俯角が大きくなり、画像変換による歪みが強くなるため計測精度が低下したものであると思われる。ただし、図-3.19bでしめた平均流速値自体は、y軸の-側と比較して+側での誤差が大きくなっていない。よって、この誤差によって、瞬間値のばらつきは大きくなるが、平均操作によりこの誤差の影響は除去あるいは低減可能であることがわかる。以下では、流速変動強度に注目して、1) 解像度、2) 画像圧縮の有無、3) 俯角、4) 表面パターンの四項目の及ぼす誤差への影響を調査する。

図-3.20aでDV解像度とHDV解像度での誤差を比較する。図では解像度以外は同じ条件のケースをペアにして示している。同図から、DV解像度のケースはHDV解像度のケースに比べ、変動強度の平均が大きく計測精度が低いことがわかる。図-3.20bで圧

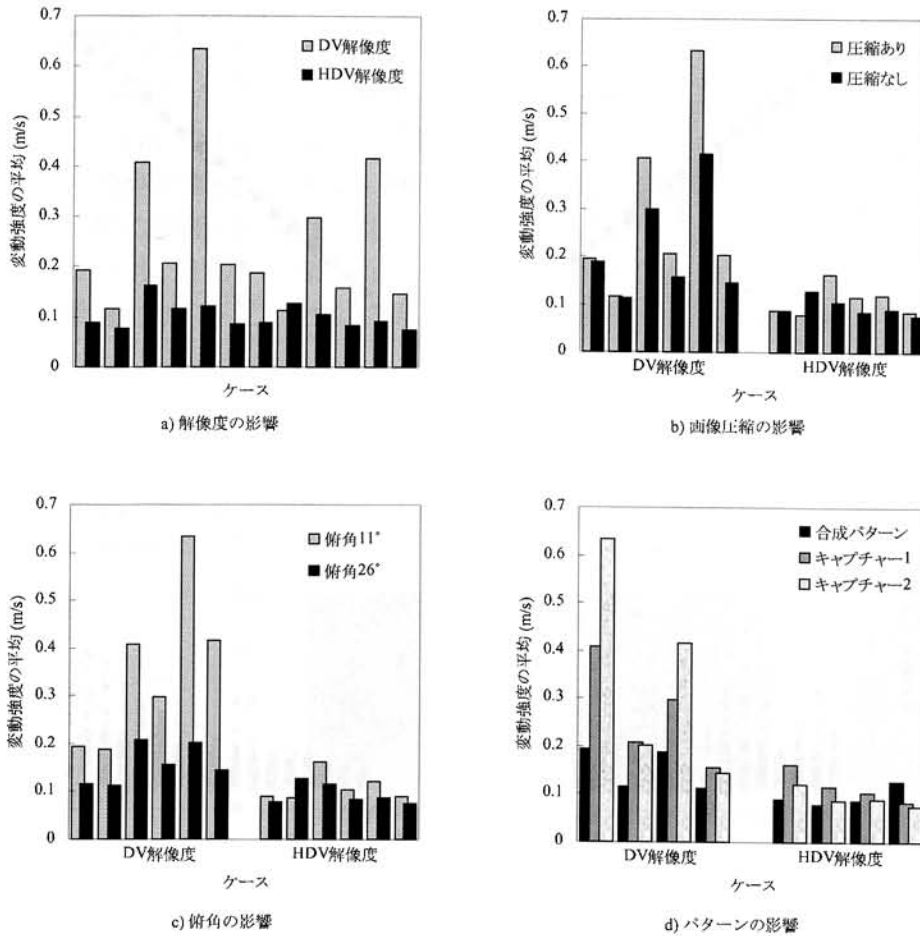


図 3.20: LSPIV 計測の誤差の特性

縮の有無の影響を比較する。同図によれば、DV 解像度の中でも比較的精度の低いケースにおいて、画像圧縮を施した場合には精度が低下する傾向がみられることが確認できる。一方、HDV 解像度のケースなどでは、変動強度は若干変化しているが、明らかな傾向は見られず圧縮により精度が低下してるとは言えない。図-3.20cを用いて俯角の影響を検討する。これによれば、DV 解像度のケースの中では俯角 26° のケースに比べ、俯角 11° のケースでは変動強度が増大しており、精度が低下していることが確認できる。一方、HDV 解像度の影響では明確な影響は見られず俯角の影響が小さいことが示唆される。図-3.20d でパターン以外は条件が同じケース同士を比較する。DV 解像度のグループでは、パターンが合成パターン、キャプチャー 1、キャプチャー 2 の順で変動強度が増加しており、パターンが不明瞭になるほど計測値のばらつきが大きくなっていることがわかる。一方、HDV 解像度では、パターンと変動強度にはっきりした関係は見られない。

まとめ

合成画像による検討結果をまとめると以下ようになる。

1. 誤差(ここでは変動強度)に与える影響がもっとも大きいのは解像度である。
2. 解像度が小さい場合には、画像の圧縮、俯角の小ささ、パターン不明瞭さの影響を強く受け、精度が低下する。逆に、俯角やパターンが適切であれば、DV解像度でもHDV解像度と遜色の無い精度が得られる。

ただし、ここで用いた画像は合成画像でありパターンの時間変化や流れの複雑さなどは実際の流れとは大きく異なるものであるため、この結果から現地計測の最終的な精度を確認できるわけではない。よって、以下では実際に撮影された画像を用いて精度の検討を行う。

3.6.4 城南宮の画像を用いた検討

京都伏見にある城南宮の庭園に、曲水の宴のために造られた、曲がりくねった水路がある。曲水の宴はこの水路に杯を浮かべ、その流下にあわせて詩を詠むというもので、流れは淀み、渦、逆流などを含む複雑なものである。Nakayama *et al.*[72]は、この流れに注目し、流れの計測や数値計算等を行っている。本節では、この流れ場を対象とし、現地水路で撮影した画像を用いて、微分量である渦度に注目し精度の検討を行なう。このような流れは自然河川にも広く見られるものであり、LSPIVによる計測は実河川計測と同様の手順を用いるが、スケールが小さいため撮影位置の制約が少なく、トレーサーを大量に投入できるなど、条件の調整は実河川に比べ容易であり、比較的良好な画質で撮影することが可能であった。水路形状の概要を図-3.21に、解析範囲の流速分布を図-3.22に示す。流速分布は100フレーム計測したものを平均して求めた。ここでは、前節の検討により平均値の精度に優れることが確認されたNormal PIVを用いて平均流速分布を求めた。

図-3.23aは、流速分布と同様の時間平均したNormal PIVの値により求めた渦度分布である。これによれば、左下($x=50, y=30$)から剥離した流れがせん断層を形成し強い+の渦度となり、流れに沿って右上($x=130, y=90$)まで進んだ後再付着している様子がわかる。左上の領域($x=80, y=60$ 付近)は大きな循環流を形成しており、弱い+の渦度が見られる。右下の領域($x=110, y=30$ 付近)は、-の渦度がみられ、時計回りの循環が確認できる。次に各瞬間の渦度分布をみると、まず、図-3.23bはNormal PIVの結果であるが、分布の傾向は平均値と同様であるが、値のばらつきが大きい。図-3.23cはOptical PIVの流速分布から差分により渦度を求めたものである。これはNormal PIVの結果に比べ、ばらつきが少なく精度よく瞬間流速を計測していると考えられる。図-3.23dはOptical PIVにより直接求められる速度勾配を用いた渦度分布である。これによれば、剥離線

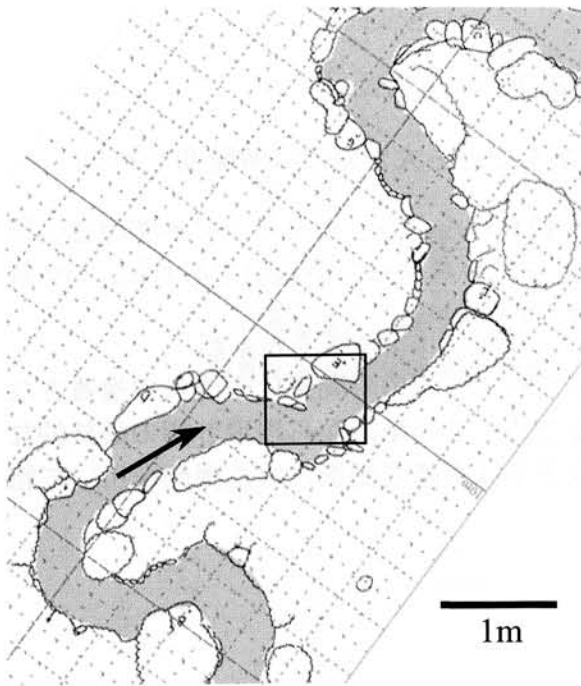


図 3.21: 城南宮の水路の概要

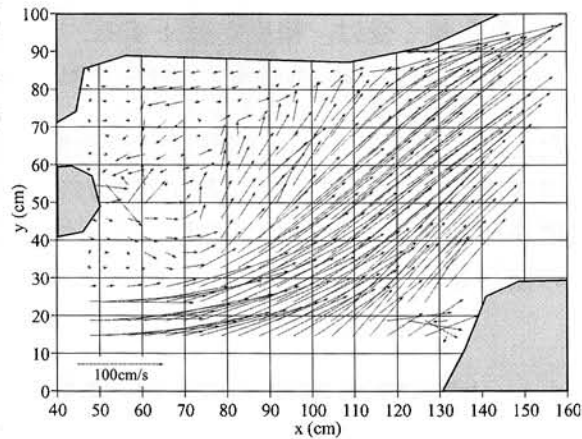


図 3.22: 城南宮の水路の流れ (時間平均流速分布)

のつながりは確認できるがばらつきが大きい。また値の絶対値は他の計測法に比べ小さい傾向がみられる。

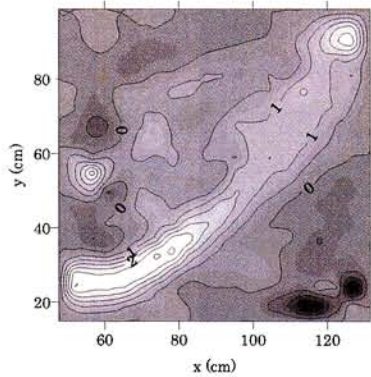
値のばらつきは、実際の渦や乱れを捉えている可能性もあるので、三つの方法ももちいて、渦度分布の時系列変化を確認したところ、分布の連続性は Optical PIV の差分法による渦度が最もよく、Optical PIV の直接求めた渦度のばらつきが最もばらつきが大きかった。

以上の結果から、瞬間の渦度場を LSPIV で求めるためには Optical PIV で差分法により求めるものがもっとも高精度であることがわかった。

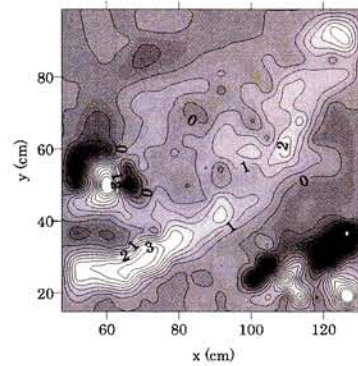
3.6.5 宇治川画像を用いた検討

京都の宇治川水制区間で撮影された画像を、解析し従来法との解析結果を検討する。解析領域は図-3.24 に示したように、水制の一區画分であり、上流側水制で剥離した流れがせん断層を形成している。このせん断層に注目し、瞬間速度場から渦度を求めた。結果を図-3.25 に示す。

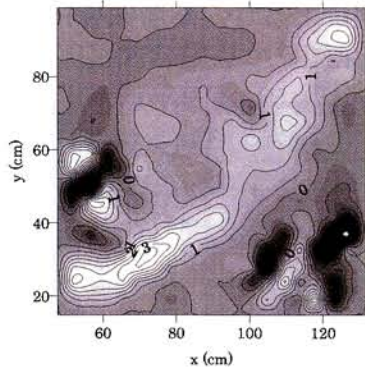
平均速度場の渦度 (図-3.25a) を見ると、上流部の水制により剥離された流れが左上端から中央下側に向けての渦度として現れている。また下流側の水制の水はね効果によって左下部から中央下部にかけての渦度が形成されている。せん断領域の詳細



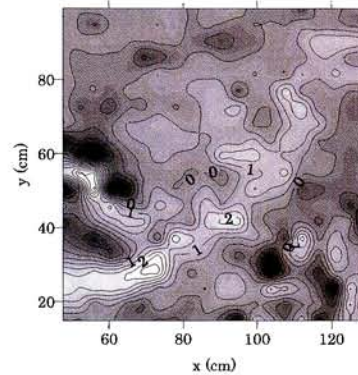
a) 時間平均値 (NormalPIV, 差分計算, $dt=2/30s$)



b) 瞬間値 (NormalPIV, 差分計算, $dt=2/30s$)



c) 瞬間値 (OpticalPIV, 差分計算, $dt=2/30s$)



d) 瞬間値 (OpticalPIV, 直接計算, $dt=1/30s$)

図 3.23: 城南宮の流れの渦度の分布の比較

な計測が可能となれば、水制内の循環への主流部の影響を調べる重要な情報となるが、その非定常性については、LSPIVによる解析は困難であった。図-3.25bに示したのは、Normal PIVの瞬間速度場から差分により渦度を求めたものである。全体的な分布形は平均速度場(図-3.25a)のものと同じであるが、全体的に乱れた渦度分布になっているのが確認できる。次に図-3.25cに示したのはOptical PIVの速度場から差分により渦度を求めたものであるが、Normal PIV(図-3.25b)に比べ、分布のばらつきが減っており、より精度よく瞬間速度場を捉えていると考えられる。最後に図-3.25dはOptical PIVにより直接得られる渦度分布である。せん断層や水はね領域の渦度を確認することはできるが、ばらつきが大きく、流れの構造を捉えているとはいえない。ここに示したのはある瞬間の速度場であるが、渦度分布の時系列変化を調べたところ、Optical PIVで直接得られた渦度場は連続性が乏しいため、誤差を多く含んでいることがわかった。差分による渦度ではOptical PIVの方がより安定して、せん断層の発達を捉えているこ

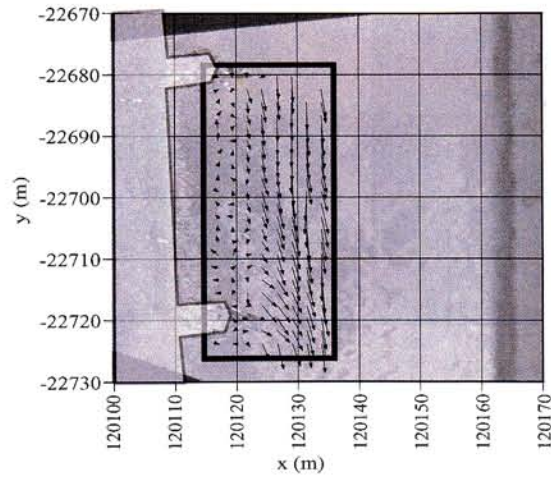


図 3.24: 宇治川画像の解析領域 (水制によるせん断層領域)

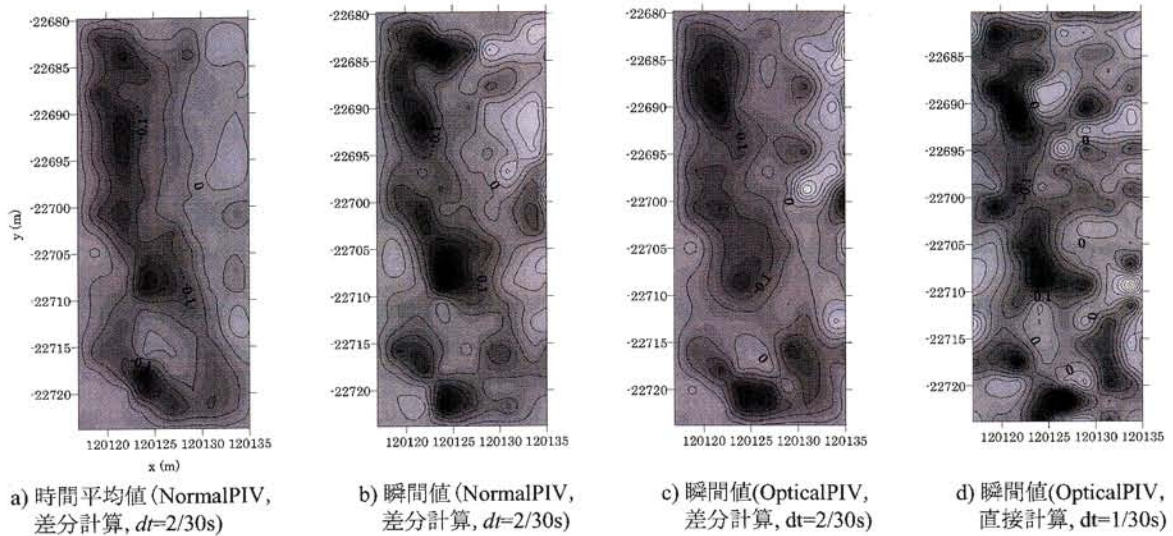


図 3.25: 宇治川流れの渦度の分布の比較

とが確認できた。よって実河川計測の渦度場の計測には Optical PIV の差分法による渦度場計測が有効であることがわかった。

3.6.6 精度検討のまとめ

以上の検討により得られた結論を以下に示す。

1. Optical PIV は画像が良好な場合 Normal PIV より精度のよい瞬間速度場を得ることができる。この場合の誤差の低減効果は 25 % であった。

2. Normal PIV は瞬間速度場は誤差が大きいですが、時間平均場は高精度に捉えることができる。
3. Optical PIV を LSPIV に用いた場合でも、Normal PIV に比べ、精度の高い瞬間速度場を計測することができる。
4. LSPIV で瞬間渦度場を得るためには Optical PIV で得られる速度場から差分計算により渦度分布を求める方法がよい。

3.7 実河川画像のモニタリング

前節では、実河川画像を含む画像解析の精度の検討を行ったが、本節では画像取得法、すなわち実河川モニタリングシステムを利用した実際の三つの河川での出水の観測例を示し、実用的な観点から運用面を含めて本システムの有効性を確認する。

対象とする出水は平成 17 年 9 月 6, 7 日の台風 14 号 (台風 1714) である。この台風の特徴は、広い暴風域を維持したままゆっくりとした速度で進んだため、長時間にわたって暴風・高波・大雨の状態が続いたことであり、九州と四国地方の各地では降り始めからの雨量が 9 月の月間平均雨量の 2 倍を超える記録的な大雨となっている [73]。

具体的な観測例の概要を述べると、まず、新湊川では平成 17 年 8 月始めから 10 月未まで画像監視システムを設置し、河川の画像の連続取得を行った。次に、吉野川では、徳島大学と共同し HDV カメラによる出水時の観測を行った。これは、画像監視システムは利用せず、直接現地で手動の撮影により画像を取得した。最後に、宇治川では、国土交通省の ITV カメラの画像を、画像監視システムにより記録・転送したものを解析した。以下にそれぞれの河川での計測結果を示す。ただし宇治川の計測結果についてはその流れ構造を中心に 9 章で改めて検討することとし、ここでは画像の取得状況を中心に説明する。

3.7.1 新湊川の観測

中小規模の都市河川の合理的な管理は、近年の都市域での集中豪雨被害の発生などから重要な課題である。このような比較的規模の小さな都市河川に対する画像解析手法の有効性や適用限界を確認することを目的として、新湊川の水面の画像の連続取得を行った。具体的には、新湊川に画像撮影・記録・転送装置を設置して、出水時の画像の取得と、これを用いて表面のパターンと出水規模との関連を調べた。装置の概要を図-3.26 に示す。また、設置状況を図-3.27 に示す。

平成 17 年 9 月初めの台風 14 号では、幸い兵庫県には大きな降雨はみられず、新湊川の出水は非常に小規模なものであった (図-3.28)。撮影された画像の例を図-3.29 に

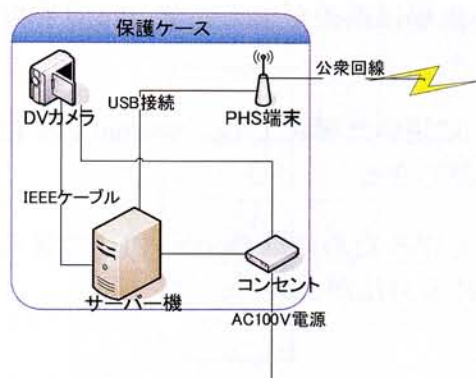
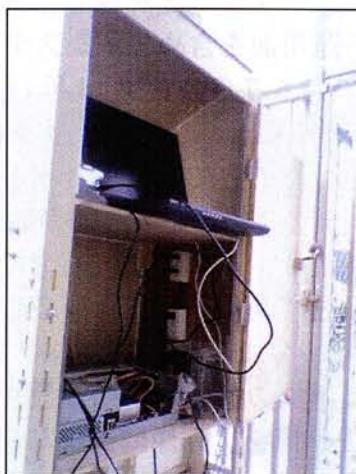


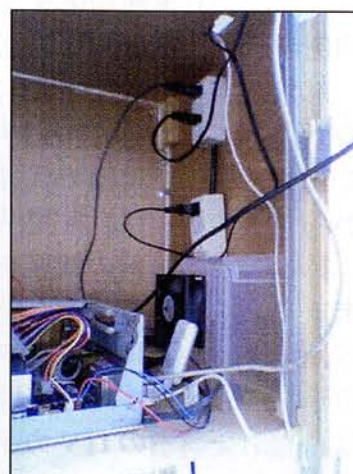
図 3.26: 新湊川観測の機器の構成図



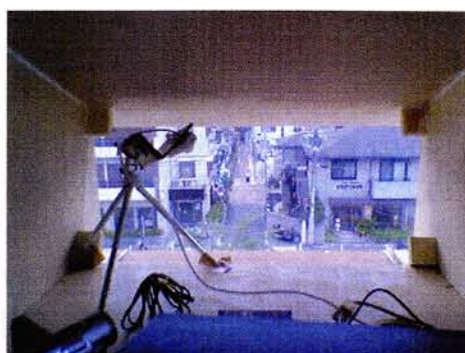
a) 装置の設置状況



b) 装置の内部の配置 (ノートパソコンは管理・調整用で計測には利用しない)



c) 装置の内部 (下段)



d) 装置の内部 (上段)

図 3.27: 新湊川観測の機器の設置状況

示す。なお同図の撮影画像はDVカメラから撮影された画像の輝度を調整して示している。

水位と画像を見比べると、2005/9/6の22:00(図-3.29a)から24:00(図-3.29b)の間に水路の通路部分に水が広がっていることが画像から確認できる。また6:00(図-3.29e)と8:00(図-3.29f)を比較すると、より水位の高い6:00では水面に白い波が出ているのに対し、8:00の水面は穏やかとなっていることがわかる。ただし、このような小さな出水では流れに十分な乱れがみられず、内部乱れに起因する波が発生しないため、画像解析を行うことはできなかった。

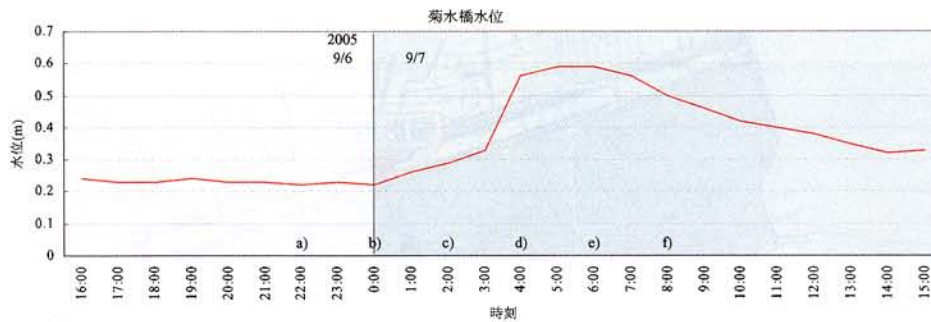


図 3.28: 菊水橋水位の時系列変化 (図中の a,b などは、図-3.29 の図と対応している)

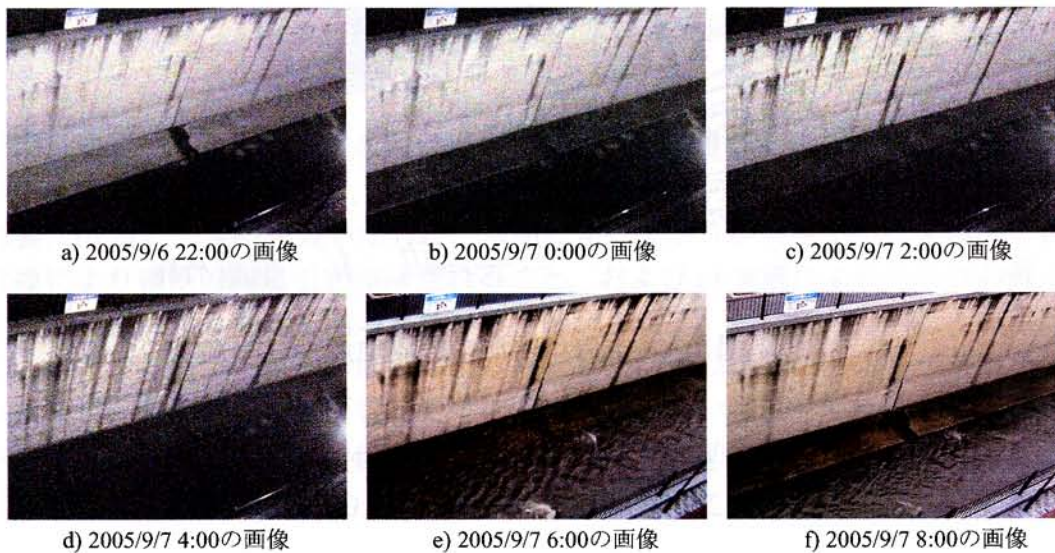


図 3.29: 新湊川観測による撮影画像の例

今回の新湊川の画像計測では、期間中に十分な出水が見られなかったが、中小都市河川の適切な管理において、画像計測法は一つの有効な情報データとなると考えられるため、引き続き計測を行って、表面のパターンと出水規模との関連を明らかにしたいと考えている。

3.7.2 吉野川の観測

流れの状況

吉野川中流部の徳島県三好郡三野町太刀野付近 (63.8km 付近, 図-3.30 を参照) の流れ観測を行った。台風 1714 号通過時の観測点の上流側 (池田; 75km) および下流側 (中藪; 55km) の水位の変化を図-3.31 に示す。池田ダムからの放流量は9/6日から増加を続け, 9/7日の1:00過ぎには池田ダムからの放流量が約 $9,300\text{m}^3/\text{s}$ となり, その後は減少に転じて6:00時点での放流量は約 $6,500\text{m}^3/\text{s}$ 程度であった [74]

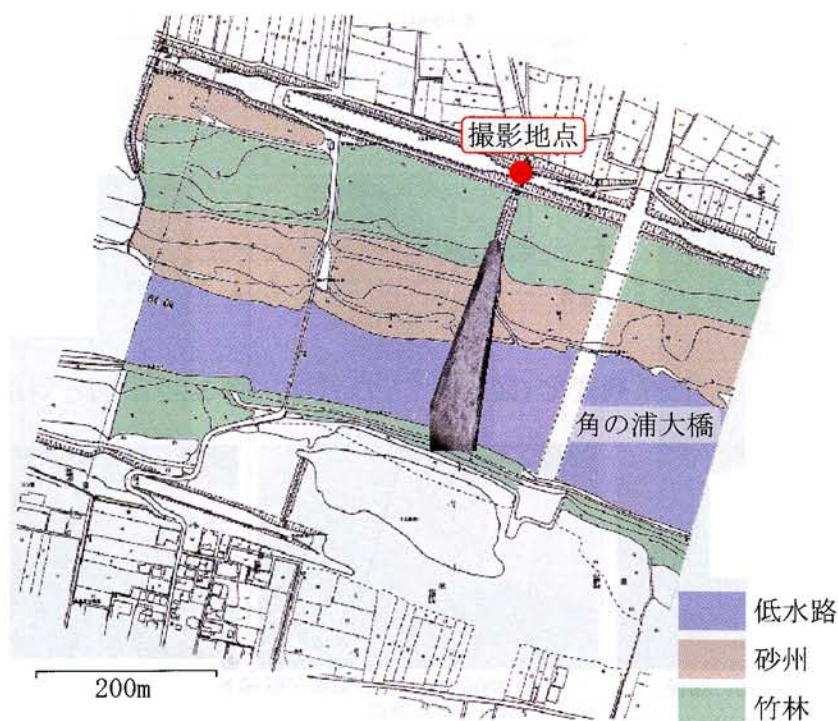
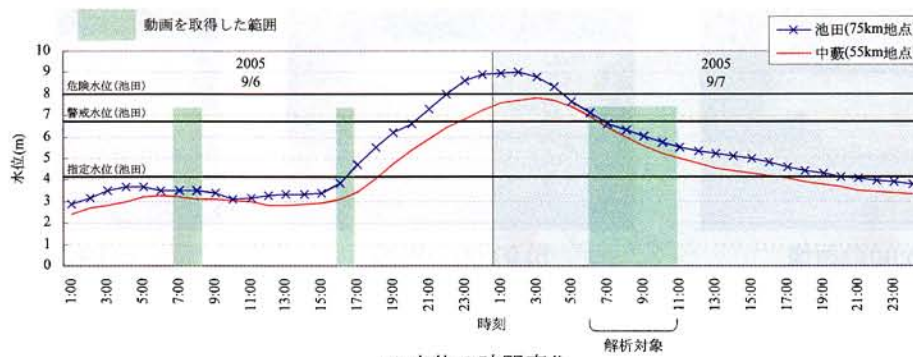


図 3.30: 吉野川観測の計測地点

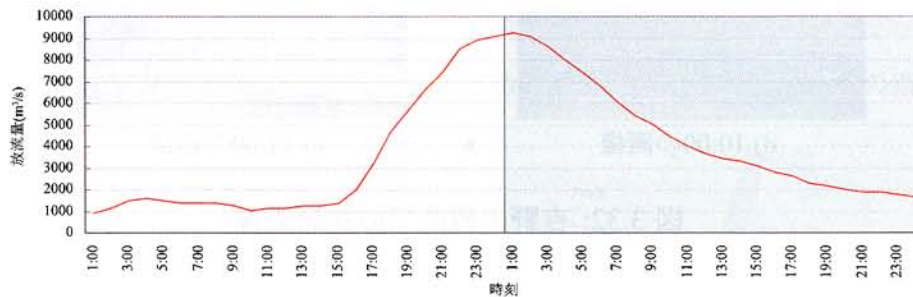
画像を撮影した時間は, 図-3.31aの緑で示した部分であり, 以降ではこの画像のうち水位・流量が比較的大きい, 2005/9/7日の6:00から11:00までの変化を検討する。各時刻の画像を図-3.32に示す。高水敷の水が退いていく様子を確認できる。主流部では, 表面パターンが一貫して現れており, 画像解析に適した状況であった。

解析結果

図-3.33に示すのは, 各時刻でのベクトル図である。竹林境界部 ($115776\text{m} < y < 115840\text{m}$) ではほとんど流れが停滞しており流向も流下方向とは異なっている。主流部 ($115648\text{m} < y < 115712\text{m}$) では, 河道に沿って 5m/s 程度の速い流れとなっている。主流部の流向には



a) 水位の時間変化



b) 池田ダム (75km地点) 放流量の時間変化

図 3.31: 吉野川の水位と流量

若干ばらつきがみられるが、これは横断方向流速の精度が流下方向流速に比べ小さいためであり、その原因は、a) 3.6.3 章で検討した幾何変換による画像の引き伸ばしの影響、b) 流れの乱れが強いために、水面の盛り上がりが大きくその立体的形状が幾何変換により横断方向に引き伸ばされること、およびc) 強風によるカメラの微小なぶれが幾何変換により横断方向のぶれとして強調される、という三つの原因が複合したものと考えられる。これらの原因により横断方向流速の精度には限界があるが、流下方向流速は、上記の三つの影響を受けにくいいため、高い精度をもっている。この情報を生かすために、座標変換を施して、流下方向流速を抽出することとした。座標変換には以下の式を用いた。

$$\begin{aligned} X_{\text{New}} &= \cos(\theta)X - \sin(\theta)Y + X', \\ Y_{\text{New}} &= \sin(\theta)X + \cos(\theta)Y + Y' \end{aligned} \quad (3.19)$$

ここに、 $X_{\text{New}}, Y_{\text{New}}$: 変換後の座標、 X, Y : 測量座標、 θ : 回転角で流れ方向を地図から読み取り 0.318rad を利用、 X', Y' : 平行移動量で $X'=0\text{m}, Y'=-122825\text{m}$ とした。流速ベクトルについても式 (3.19) と同様の変換を行った。この変換により x は流下方向座標、 y は横断 (測線) 方向座標軸となり、 u, v もそれぞれ流下方向流速、横断方向流速となる。

図-3.34 に示したのは、測線上の河床形状と流下方向流速分布である。図-3.34b は図-



図 3.32: 吉野川観測での撮影画像

3.33 のデータをそのままプロットしたもので、同じ測線上に流下方向座標の異なる複数の計測値が得られる。このばらつきは、撮影地点から見て手前側 (図-3.34b の $Y=300$ 側) では比較的小さく、対岸側 (図-3.34b の $Y=0$ 側) で大きい。これは対岸側の方が計測地点の数が多いことと、対岸側に近づくにつれて解析精度が小さくなることの二点が原因である。データをそのままプロットしたものは、解析精度を確認できる利点があるが、流れの構造などは確認し難いため、フィルター処理によりばらつきを取り除き、分布の傾向を抽出した (図-3.34c)。具体的には異常値を取り除く目的で計測値 6 個ごとにメディアンフィルターを用い、次に移動平均操作を施した。

図-3.34c に示した流速分布を確認すると、6:00 から 11:00 にかけて水位や流量が減少するに従い、流速も全体的に遅くなっていく様子が捉えられている。

前日 (茶色) のデータはこれよりさらに水位が低く、低水敷内でのみ流れがみられ、その流速も比較的小さい。10:00 の $y=130\text{m}$ 付近で局所的に流速が遅い部分がみられるが、これは誤計測と考えられる。図-3.34b で確認できる通り、カメラから遠い ($y < 150\text{m}$) のデータはばらつきが非常に大きく、計測値の信頼性は低いと考えられる。

図-3.35 に示すのは、三つの時刻で LSPIV 流速および流木の流下速度を比較したものである。流木は、浮子と同様に流れに従い流下すると考えられるので、この流速と表面パターンの移流速度を同図では確認することができる。これによれば、比較的撮影点に近い竹林境界から砂州境界までの間では LSPIV 流速と浮子流速はよく一致している。06:00 では若干 LSPIV 流速のほうが小さくなっているが、07:00 および 10:00 では特に傾向は認められない。しかし、07:00 の主流部のほぼ中央の浮子速度は LSPIV 速度と比べ、2 割ほど速くなっている。表面流速への追随性は浮子速度の方が良いと考え

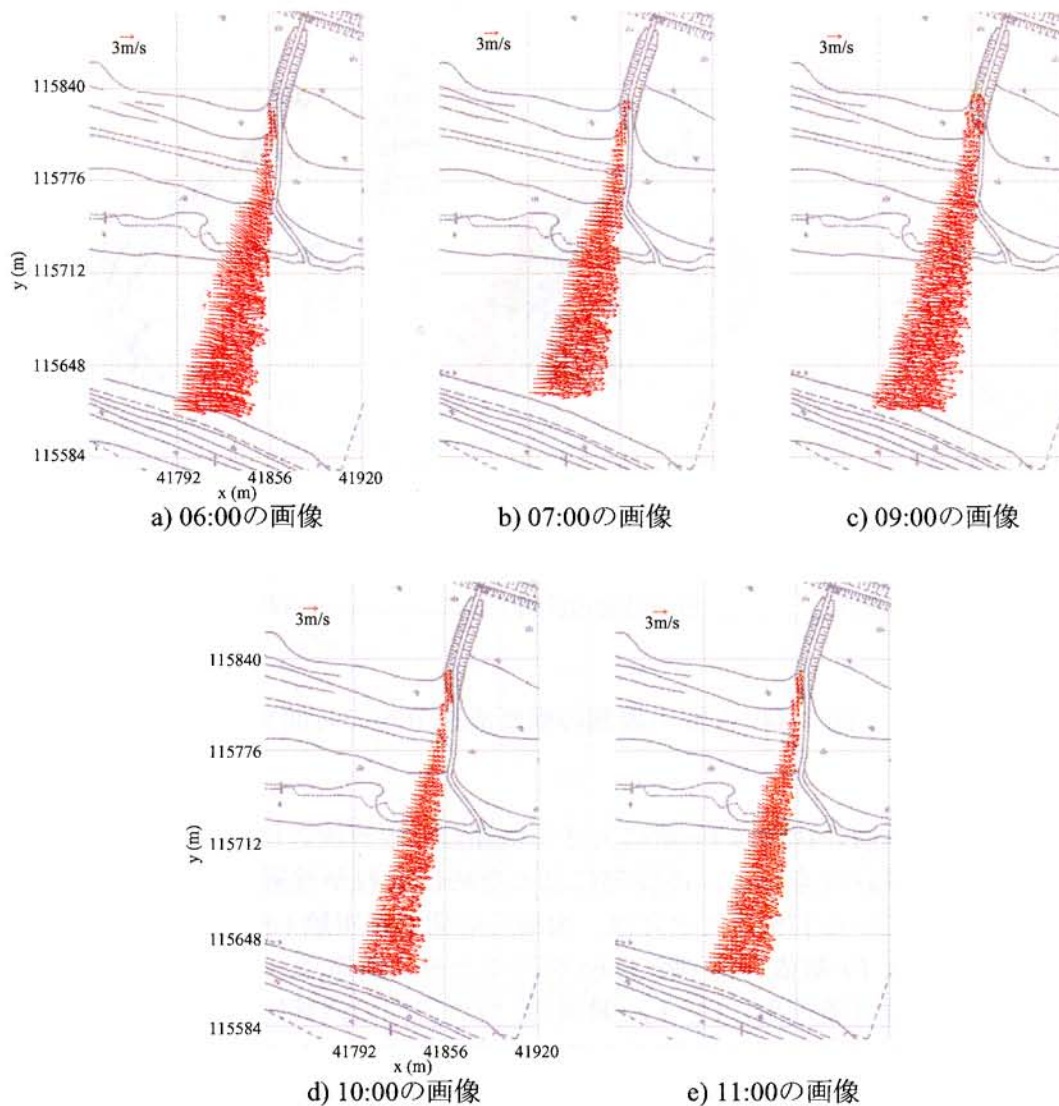


図 3.33: 吉野川観測によるベクトルの時間変化

られるため、LSPIV 流速がこの領域では実際の流速に比べ小さな値を抽出しているものと考えられる。また、10:00 では主流部の LSPIV 流速に減速部分が見られるが、その前後の時刻ではこのような局所的な減速領域は認められないため、これも誤計測と考えられる。LSPIV 流速が、主流部において遅めの値を得た原因は、流下速度が 6m/s と比較的速く、表面に定常的な波が発生したためではないかと考えられる。このような波が発生すると、その波のパターンの影響を受けて、LSPIV では流速を小さく見積もる傾向が現れると考えられる。

07:00 の主流速を浮子速度から $U=6\text{m/s}$ 程度とすると、水深は $H=8.0\text{m}$ 程度と考えられるので、フルード数は $Fr = U/\sqrt{gH} = 0.68$ となる。また、 Re 数は 51,000,000 程度

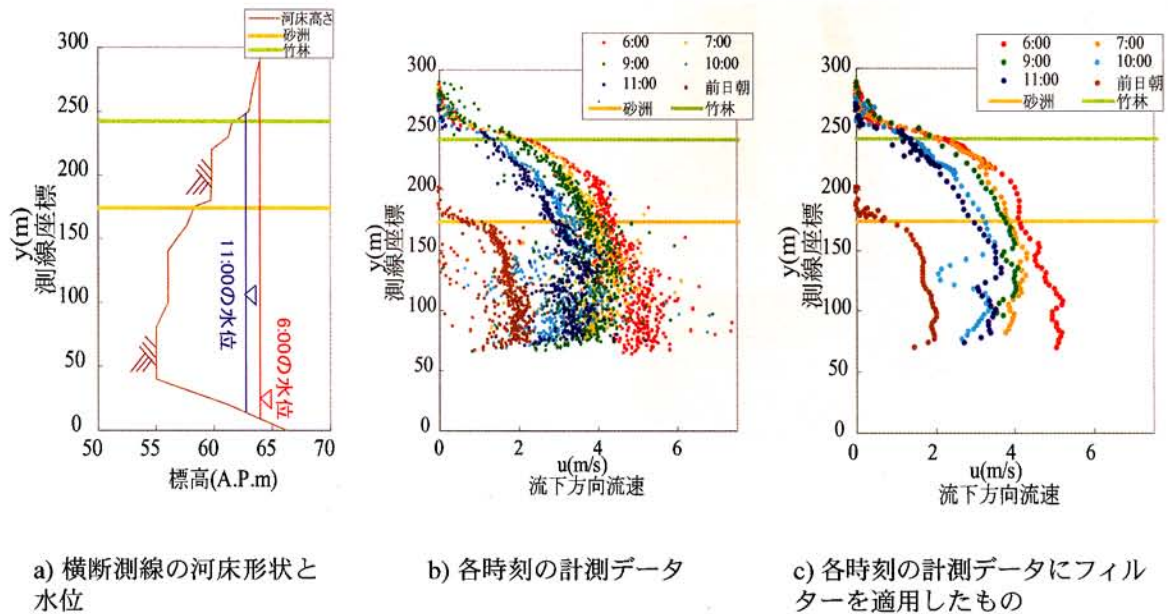


図 3.34: 吉野川観測の横断流速分布の時間変化

であった。自由水面の状態は Fr 数に大きく依存し、限界流近傍では、流れが波状特性 (波状跳水的なうねり) を示し、不安定になるために乱れが普遍関数から大きくずれることが指摘されている [75]。たとえば、瀬津らの開水路実験 (水路幅/水深 > 5) における水面変動強度と Fr 数依存性 (図-3.36) をみるとその関係は、 $0 < Fr \leq 0.5$ (低 Fr 数)、 $0.5 < Fr < 0.9$ (限界流近傍)、 $1 < Fr$ (射流) という三つの領域に区分でき、限界流近傍では、限界流に近づくにつれて界面近傍の鉛直方向流速 v と水深 h との相関のピークの位相が大きくずれる (図-3.37)、この位相のずれにより流れが不安定化して、乱れ特性や水面変動が変化すると指摘している。吉野川の観測時の Fr 数は 0.68 程度であり、上記の限界流近傍流れの範囲に入っており、現地の観察からもうねりの発生が認められた。よって、LSPIV 流速は限界流近傍の条件では適用が難しい可能性があることがわかった。

続いて、流速の急変部である竹林境界の流速分布に注目して、竹林の流れへの影響を確認する。図-3.38 に示したのは竹林境界付近の河床形状である。また、図-3.39 に示したのは、竹林境界付近の流速分布である。同図から、竹林境界内部 ($y > 250$ m) では小さな流速値しかみられず、撮影された画像上からも死水域となっていることが確認できた。次に境界部分 ($y=240$ m 付近) では、流速が急激に大きくなっておりせん断領域が形成されていることが分布から確認することができる。このせん断層の近傍の主流側 ($240\text{m} > y > 210\text{m}$) では、流速が線形的に増加している部分 (図-3.39 中の黒線で示した部分) がみられるが、この部分は横断形状 (図-3.38) も変化している領域であり、水

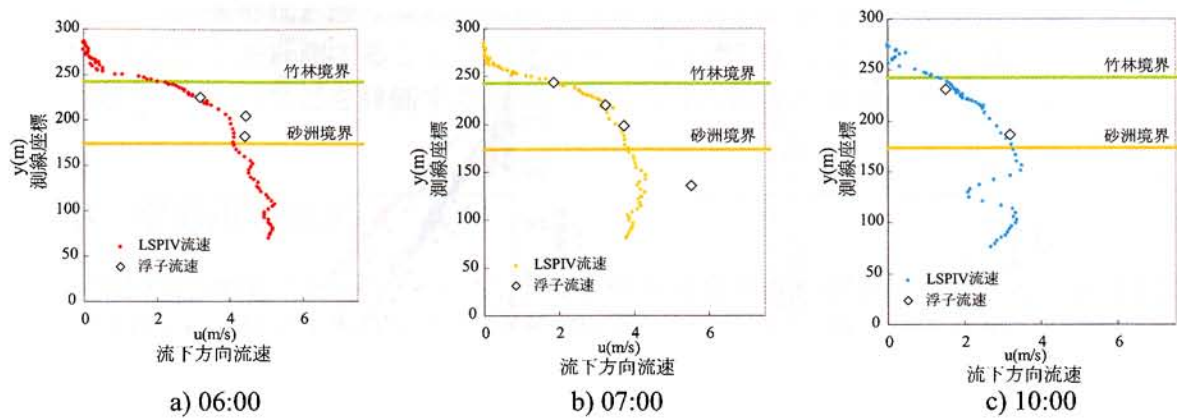


図 3.35: LSPIV 流速と浮子 (流木) との比較

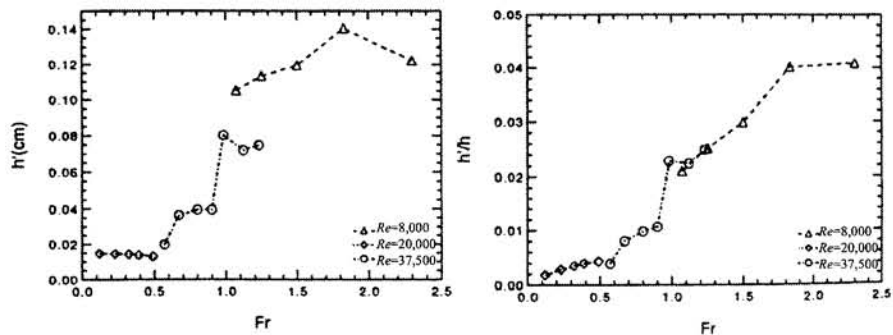


図 3.36: 水面変動強度と Fr 数 [75]

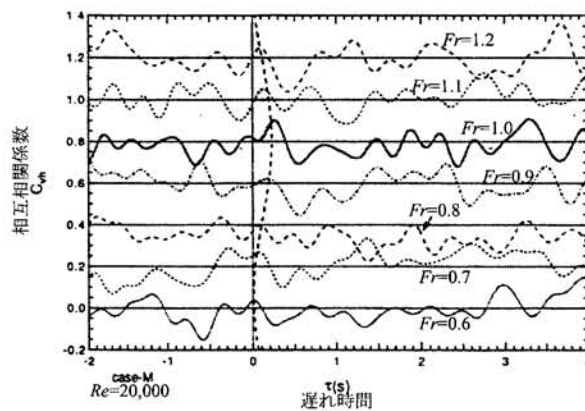


図 3.37: 水面変動と水面近傍鉛直流速の相互相関と Fr 数 [75] (界面近傍 ($Fr = 1$ 前後) の鉛直方向流速 v と水深 h との相関 C_{vh} のピークのずれが大きくなっている)

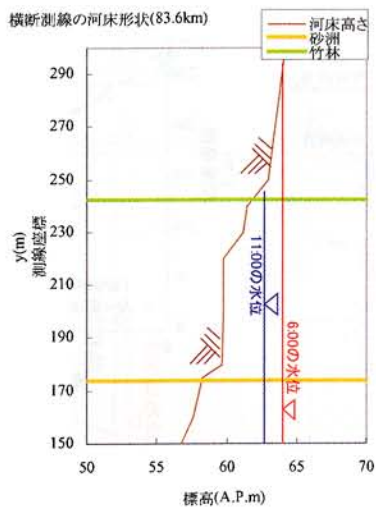


図 3.38: 吉野川観測の横断測線の河床形状と水位

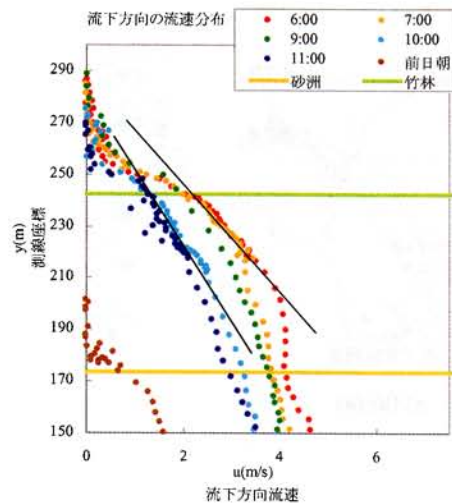


図 3.39: 吉野川観測の流速分布の比較 (計測データをそのままプロット)

深の変化により流速が線形的に変化しているものと考えられる。その後は主流部に向けて流速が漸増しつつ、砂州の境界付近 ($y=170\text{m}$) で若干速度の増加が弱まっており、この部分的な低速領域は二次流の影響によるものと考えられる。ここで、竹林の流れへの影響を考えると、竹林自体の流れへの阻害効果と、この阻害効果が主流部へどのように影響を与えるかという二点が重要であるが、前者については今回の計測では流量のピーク時の撮影ができなかったため竹林内部の流れを調査することはできなかった。後者の阻害効果の主流部への影響は、境界部分での流れの相互作用 (境界混合) と言い換えることができる。このような流れでは、低速部と高速部の流速差が混合強度に影響を与えるが、高速部に当たるせん断層近傍 (図-3.39 の $240\text{m} > y > 210\text{m}$ 付近) では上述したように、流速が線形的に増加しているが、これは境界混合というよりは横断河床形状の影響を受けているものと考えられる。よって、本計測地点において竹林の主流部への抵抗効果を評価するためには、竹林自体の抵抗、境界混合の評価に加え、竹林境界部の横断河床形状の影響が大きいことが分かった。逆に竹林の流れへの抵抗などを制御する上では、竹林の間引きなどの他に竹林境界部の横断河床形状の調整も一つの手段となると考えられる。

まとめ

本節で得られた知見をまとめると以下のようなものである。まず、洪水時に Fr 数が比較的大きくなる ($Fr > 0.6$ 程度) と水面にうねりが発生する場合があり、この場合には LSPIV 流速は小さめの値を得ることがわかった。次に、竹林の流れに与える影響には、竹林

境界付近の河床形状も強く関わる可能性があることがわかった。ただし、本計測では竹林内部の流れを計測することができなかつたため、より具体的な竹林の存在のおよぼす流れへの抵抗などを評価するためにはさらなる観測が必要と考えている。

3.7.3 宇治川の観測

取得された画像の水面パターンと水理条件や気象条件の関係を確認する。代表的な流れのパラメーターを表-3.3に示した。図-3.40に示したのは、低水時および高水時のある時刻の画像を切り出したものである。画像は水面パターンを強調して示している。低水ケースと高水ケースを比較すると、やや高水ケースの方がパターンが明瞭に見えるが、基本的な水面パターンはほとんど変化していないことがわかる。

次に、ほぼ同じ時刻で画像上の水面パターンが変化した例を図-3.41に示す。同図のa)は中間ケースの例で、b)は高水ケースの例であり、それぞれ左と右の画像の撮影時刻が10分ほど前後しているが、左に比べて右のパターンの方が水面パターンが明瞭に現れている。これは、流れの条件の変化によるものとは考えられず、もっぱら気象条件による見え方の変化に起因するものと考えられる。ここで、水面のパターンを分類すると、1)水自体の色の濃淡に起因するパターン(トレーサーの散布もこれに含む)、2)自然発生した泡や水草・流木などの流下、3)ながれ乱れに起因する水面の変動(波)によるパターンの三つに分けることができ、この内3)の場合には、波の存在による光の反射角(あるいは屈折角)の違いが画像上の濃淡となって現れると考えられる。ここで、空に雲がまばらにある場合や橋・山などが写り込んでいる場合には、反射角度の違いが濃淡や色の違いとしてはっきり画像上で確認できるが、快晴時には反射角がある程度変化しても同じような青い空が反射されるため、反射角度の変化がパターンとしてはっきり現れないものと考えられる。よって、水面の変動が比較的穏やかな条件化で、トレーサーを散布せずにLSPIV解析を行うためには、水面での反射光の違いが濃淡や色の違いとしてはっきり現れる必要があり、そのためには快晴よりは適度に雲があったほうが良いといえる。あるいは、対岸にある堤防、山、建物などが適度に水面で反射する状況もパターンをよりはっきりさせる効果がある。大きな俯角での撮影では、反射光の大半は空へ向かうため、対岸の反射による安定的に水面パターンの形成を狙うためには、ある程度俯角を小さくするほうがよい。しかしながら、3.6.3章で確認したように、小さな撮影俯角は画像の実質的な解像度低下を招くため、俯角を小さく取る場合には、この点に注意してズームを利用したり高解像度の画像を取得するなどの対策をとって、実質的な解像度の低下を防ぐことが重要となる。

表 3.3: 流れのパラメータ

ケース	代表水深 H (m)	代表流速 U (m/s)	Fr 数	Re 数
低水	2.5	1.4	0.28	3,500,000
中間	3.5	1.5	0.26	5,250,000
高水	5.5	2.0	0.27	11,000,000



a) 低水ケース



b) 高水ケース

図 3.40: 宇治川観測による水位の変化と水面パターン



a) 中間ケース



b) 高水ケース



図 3.41: 宇治川観測によるほぼ同じ時刻の水面パターンの比較 (左と右の画像は撮影時間が 10 分ずれている)

3.8 まとめ

本章では実河川モニタリングシステムで利用する機器・通信手法・流速計測法の説明と検討を行った。得られた結論を以下に示す。まず利用する機器について画像取得機器および画像情報の転送方法を説明し、本研究でDV画像による画像の逐次転送法を採用した判断基準を示した。次に、画像の座標変換法、画像の流速計測法およびその結果の処理方法を概説し、つづいて、開発されたシステムを用いた画像計測における精度の検討を確認するために合成画像、水路の画像および実河川画像の流れの計測を行い、それぞれの妥当性や誤差を評価した。最後に三ヶ所のモニタリングサイトでの観測例を示して本システムの有効性を確認した。このモニタリングにより得られた情報を分析することで、本システムの計測結果は流れおよび気象条件の影響を強く受けることが明らかとなり、設置地点について十分注意する必要があることがわかった。

4章 氾濫予測への航空レーザー測量データの利用

本章ではローカルリモートセンシング技術の一つである航空レーザー測量 (LiDAR) の氾濫解析への応用方法を検討する。LiDAR 計測は、都市域での浸水被害の予測に重要となる詳細な地形情報を効率的かつ高精度に取得できるという特徴をもっている。この計測によって、他の計測法では取得の難しい詳細な標高分布を得ることが出来るが、その特徴的かつ大量の情報を生かすためには、従来の手順・モデルの利用では不十分であり、LiDAR データを生かすモデル化を行うことが効率的かつ高精度な氾濫予測に有効である。本章ではそのための LiDAR 計測データの処理方法を開発する。

以下に本章の構成を示すと、まず、4.1 章では、格子生成のための入力データとなる航空レーザー測量の原理と特徴を説明する。次に4.2 章では、計測された高さ分布情報などから建物や植生といった地表面の分類を行う方法を述べる。続く4.3 章は、この分類データを用いて氾濫計算を行う際に利用する非構造格子の生成に必要な情報を得るための方法を示し、4.4 章では具体的な非構造格子の生成手順を説明する。最後に4.5 章では、本章のまとめと残された課題を列挙する。

4.1 航空レーザー測量

4.1.1 航空レーザー測量の概要

航空レーザー測量では、航空機にレーザー測距儀、GPS、慣性計測装置を組み合わせた機器を搭載し、飛行ルート下の地形データを帯状に計測する (図-4.1)。計測はレーザーのパルス単位で行い、一つのパルスで地表面の一点の三次元位置が特定できる。パルスは航空機の進行方向に対し直角方向に角度を変化させて発射して横断方向に計測し、これに航空機の移動による進行方向の移動が加わり帯状の計測が可能となる。各パルスの計測位置は不等間隔となり、そのままではデータ処理上不都合であるので、多くの場合は補間により等間隔格子へ再構成する。その場合、計測精度や計測間隔、利用目的により 1m あるいは 5m ピッチの等間隔データが生成される例が多い。

国土交通省による研究報告 [76] によれば、航空写真測量により得られたデジタルマッピングデータの家屋の外形と、平均データ間隔 50cm の航空レーザー測量に基づく家屋の外形の比較では、微細な形状を除きほぼ同様の家屋形状が得られたとしている。こ



図 4.1: 航空レーザー測定の概要

の研究報告では、デジタルマッピングデータと航空レーザー測量による計測点の位置のずれは、70cm程度であるがすべて同一方向にずれていたことから、輪郭形状自体は70cmよりも高い精度でとらえていると指摘されている。LiDAR計測における誤差は、図-4.1に示した三つの計測器により得られる位置、角度、距離の計測誤差が累積されたものである。この中で、角度情報の誤差は距離に比例して大きくなるため、飛行高度を低く保ち計測距離を短くすることで、高密度なデータを取得できるだけでなく高精度な位置情報も取得することが可能となる。

4.1.2 DEMとDSM

樹木などでは航空機から発射されたレーザーが頂上部から地面までの幾つかの高さで反射するため、一つの発射パルスに対して幾つかの反射パルスが受信される場合がある。最初に返ってくる信号はファーストパルスと呼ばれ、上空から見て最も高い部分を示す。たとえば樹木や電柱の頂上付近の高さがファーストパルスから得られる。また、最後に受信された信号はラストパルスと呼ばれ、上空から見て低い部分の標高が得られる。ラストパルスは、間隙が多い樹木などの透過性が高い対象に対しては地盤高さが（完全透過：冬季の落葉樹など）、葉などが繁茂している場合には、途中でレーザーが反射されるため内部の高さが得られる（不完全透過）。

一方、構造物などはレーザーが透過しないため、構造物などが存在する部分の地盤高さについては、これを直接計測することはできないため、周囲の標高分布に対して空間フィルターや統計処理を用いて推定する必要がある。

よって、DSM（表面高さ情報、Digital Surface Model）にはファーストパルスによる計測値が利用される。一方、DEM（地盤高さ情報、Digital Elevation Model）については、完全透過部に対してはラストパルスを利用することで求めることができるが、それ

以外の不透過構造物に対しては周囲の地盤高さの補間により算出する必要がある。次節では、この DEM を周囲の高さからの補間方法について本研究で用いた方法を説明する。

4.2 LiDAR データからの地形情報の抽出

本節では、LiDAR 計測により得られるデータから地形情報を抽出する方法について説明する。

4.2.1 LiDAR データの処理方法の分類

LiDAR 計測によって得られるデータの処理方法として、フィルター法はもっとも一般的なものである。フィルター法は数値的な検査窓を設けて、その内部で統計処理を行うことで何らかの情報を抽出することを狙うもので、これを利用して地盤高さを抽出する方法も多く研究されており、例えば森林などの地盤抽出において効果を発揮する。Vosselman *et al.*[77] は、航空および地上型 LiDAR 計測により得られるデータ処理方法を幾つか紹介している。フィルター法の他には、高さ分布の不連続性に注目する方法があり、たとえば Sithole and Vosselman[78] は、レーザー計測により得られる点列データをそのまま用いて、その点列の不連続部の配置を検査して、道路などの連続性の強い地物を認識することを狙っている。このような連続性・不連続性に注目すると、高架橋や立体交差といった複雑な道路の接続を直接認識することができるため、都市域での地形情報の抽出には効果的な方法といえる。Rottensteiner *et al.*[79] は、LiDAR 観測により得られる高さデータに加え、近赤外線を含む幾つかの波長の光の情報(画像情報)を組み合わせて、樹木の抽出の高精化を図っている。このような既往研究を踏まえて、本節では、都市域の氾濫予測の実施を念頭に、高さの不連続性に注目した地表面の分類と、画像情報による樹木抽出を組み合わせて、地表面を建物、樹木、地盤および水路に分類することを目指すこととする。

4.2.2 高さの不連続性に注目した地表面の分類

図-4.2a の航空写真に示す領域を対象として、高さの不連続性に注目した地表面の分類法を説明する。この領域で LiDAR 計測により得られた地表面の高さ分布は図-4.2b のようになっており、建物の形状などが航空写真と対応してるだけでなく、航空写真では直接判別できない建物の高さもはっきり捉えられていることが確認できる。たとえば、図-4.2b 中の赤く示された領域には高い建物が存在していることを示している。この、高さ分布の中の不連続部分を抽出して(図-4.2c)、高さの連続した領域を他の領域と区別する。たとえば、ビルなどの屋上は平坦であり、一つながりの領域として区分

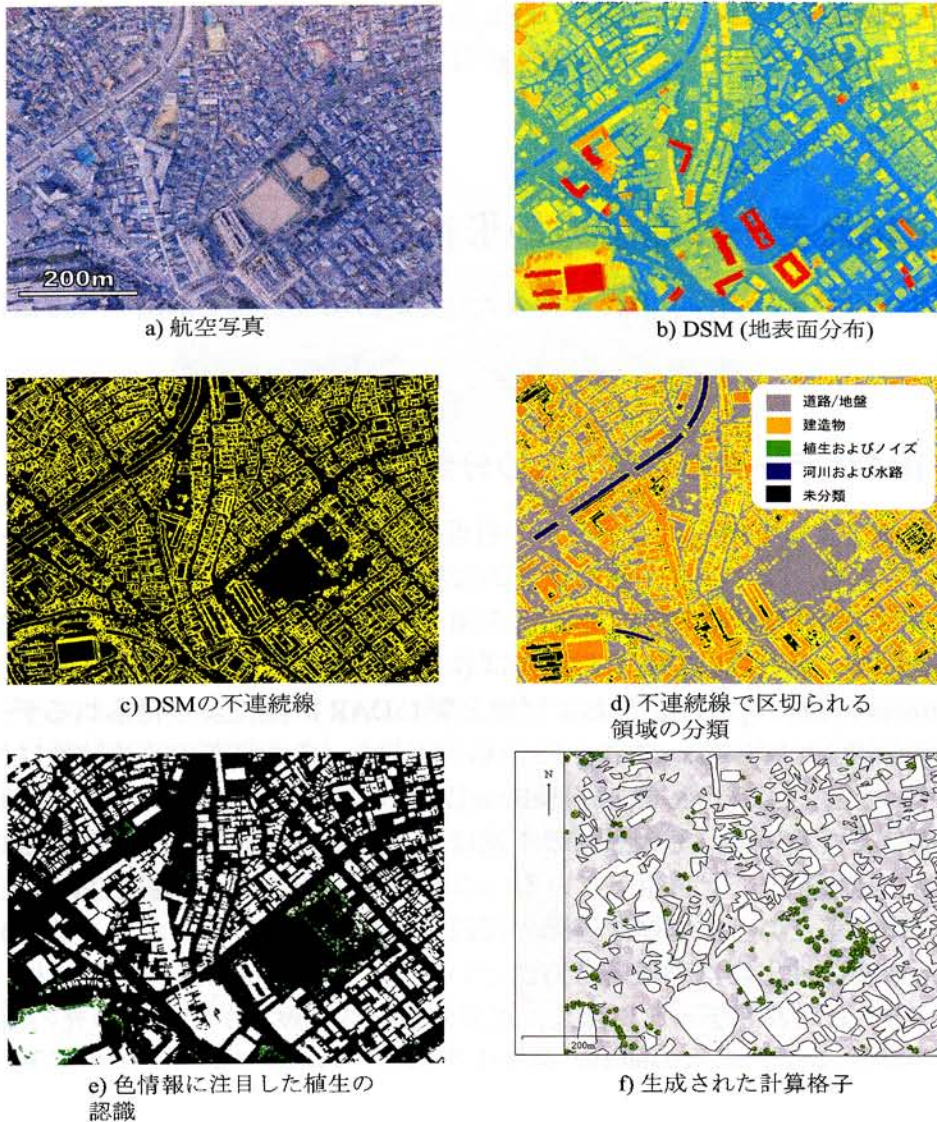


図 4.2: LiDAR データからの地形情報の抽出

される。また、道路も車の通行に利用されるという目的をもつため、高さの連続性が強く、広い面積をもつ細長いネットワーク状の領域として抽出される。この道路領域の特徴、つまり面積が広く、複雑な境界形状を持つという特徴に注目すると、道路領域を建物などの他の領域と区別することができる。このようにして、まず道路領域の抽出を進めて、次にこの道路領域のみを取り出して、それ以外の部分の高さを道路領域の高さから補間して求める。このようにして求められた高さ分布は、地盤高さ分布に相当する情報をもつためここでは仮DEMと呼ぶ。この仮DEMは、道路部分に関しては図-4.2bに示したDSMと同じ高さを持つが、建物が存在する領域では、DSMに比べ建物の高さに相当する分だけ低くなっている。次に、DSMから仮DEMの高さ分布

を引くと、建物や水路の周囲の地盤に対する相対的な高さ情報が得られる。つまり建物領域はその高さ分だけ+となり、水路についてはその深さにしたがって-の値を持つ。さらに高さが0に近い部分は、地表面高さと地盤高さが一致している領域であり、言い換えると道路のように地盤に接した地表面の存在を示していることになる。この高さが0に近い部分を取り出して、その領域のDSMの高さ情報を取り出して、その領域外の高さを補間して求めると、仮DEMに替わる、あたらしいDEMが得られる。このように、1) 地盤領域の抽出、2) その地盤領域のみを高さを利用してそれ以外の領域は補間して仮DEMを作成、3) DSMとこの仮DEMの高さの差を求め、その差が小さい部分を新たな地盤領域とする、という三つの手順を何度か繰り返すことで、領域全体にわたって地盤部分が認識されて、精度の高い地盤分布を得ることができる。このようにしてDEMを求め、あらためてDSMとの差を計算して建物のように地盤より高い部分と、水路のように地盤より低い部分を区別して、図-4.2dに示したような領域区分を行う。ここで、植生およびノイズは、領域の面積が小さい部分を示しており、この段階では精度はそれほど高くない。続いて、この植生の抽出についての議論を行う。

4.2.3 画像情報による樹木抽出

高さ分布のみから樹木を抽出することは困難である。なぜなら、都市域では剪定された樹木などが多く、ファーストパルスとラストパルスの差が見られない植生も多いのに加え、上空から見た高さ分布により、樹木の高さ分布と小さな建物の高さ分布を識別することは困難であるからである。しかしながら、樹木の存在と、建物の存在は、氾濫流へ与える影響が大きく異なっており、これらを精度良く区別することが、正確な氾濫予測を行うためには必要である。

しかしながら、上述のように高さ情報のみでは樹木の抽出を精度良く行うことは難しいので、新たな情報、すなわち色情報を用いて樹木領域の抽出を行うこととした。その手法を述べると、まず航空写真画像から、樹木領域を人為的にとりだして図-4.3に示すような樹木領域のサンプルを用意する。次に、このサンプルに含まれる色情報の平均値および分散値を求め、これと領域全体の画像に含まれる色情報の平均値および分散値と比較して、樹木領域に特徴的な色情報を判断して、その判断基準にしたがって領域全体の中から樹木領域を抽出することを狙った。色情報の表現形式には、RGB,HSB,Lab,CMYKの4種類の全13項目とした。

樹木サンプルと領域全体の色情報の平均値と分散値の関係の例を図-4.4に示す。この場合は、樹木とそれ以外の判別基準としてはR,G,B,S,L,Y,Kが効果的であることがわかる。領域の各点の色情報とこの判別基準に当てはめて、樹木サンプルと領域全体のどちらに合致する項目が多いかをカウントして、樹木サンプルへ当てはまる項目が、領域全体の基準に当てはまるものより多い点を樹木領域とみなした。

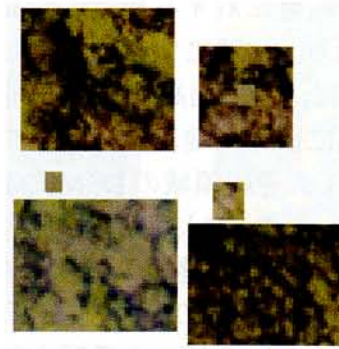


図 4.3: 樹木のサンプル

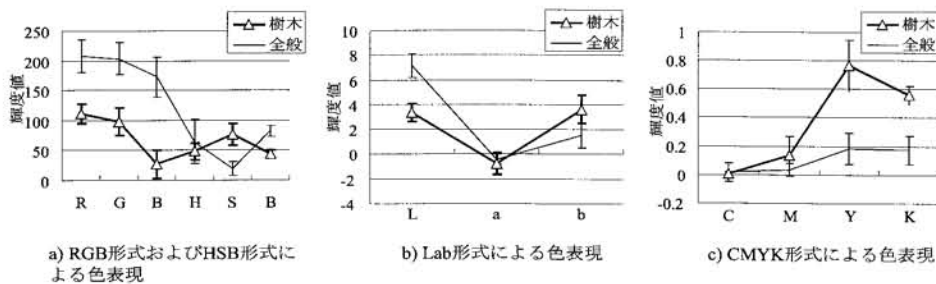


図 4.4: 平均値と分散値による判別着基準

4.2.4 まとめ

以上に述べた、高さの不連続性に注目した地表面の分類と、画像情報による樹木抽出を組み合わせにより地表面を建物、樹木、地盤および水路に分類することが可能となった。ただし、各プロセスにおいてもちいる判断基準やしきい値の決定法については検討の余地が多く残されていると考えており、より詳しい調査を行いたいと考えている。

4.3 非構造格子の生成のための情報抽出法

本章では、前章によって抽出された地形情報であるDEMを用いて氾濫解析に利用するための非構造格子の生成を行うための更なる地形情報の抽出法を試みる。

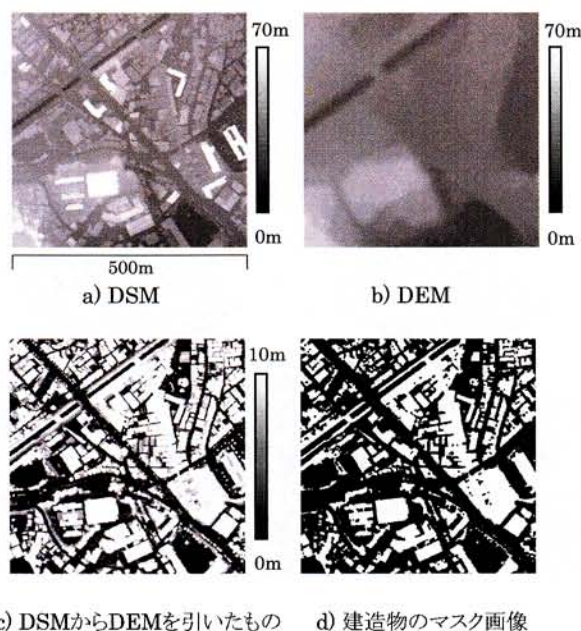


図 4.5: 標高分布 (DSM と DEM, データ間隔は 1m)

4.3.1 構造物マスクの生成

DEM と DSM の差がある程度大きな部分は構造物が存在していると考えられるため (図-4.5c), その差がある閾値以上の領域を 1 (構造物領域), それ以下を 0 (地盤の領域) とした領域分けにより構造物マスク $M(x,y) : M = 1, 0$ を作成することができる. 閾値の設定は幾つかの値を試し, 領域範囲と構造物の対応を確認して今回は 1m とした.

この構造物マスクを図示したものを図-4.5d に示す. ただし, このままでは自動車や電柱, 街路樹なども構造物領域と認識することになるので, ある程度面積が小さい領域 (自動車の大きさを想定し今回は 15m^2 以下とした) は, 地盤領域とする. ただし, DSM (ファーストパルス) は,

1. 屋根のひさしや構造物の死角となる部分は DSM では高い部分として計測する傾向がある.
2. レーザーパルスは実際には点ではなくある程度広がりながら進み, 固定翼の場合は地表面では数 10cm 程度に広がるが, DSM はその範囲内に含まれる高い点の情報が得られる.

という性質をもつため, DEM と DSM の差から得られた構造物の面積は実際よりも広くなる傾向があると考えられる.

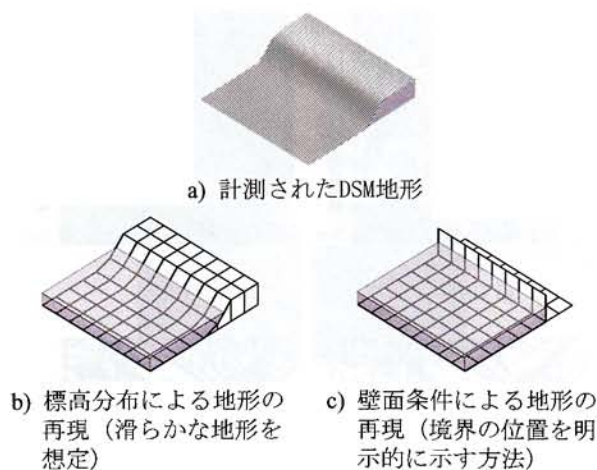


図 4.6: 計測データと計算格子上の再現法

4.3.2 非構造格子による地形情報の再現

非構造格子は一般的に三角あるいは四角の格子の集まりによって構成され、格子の配置の自由度が比較的高く、複雑な形状を再現できるという特徴がある。氾濫解析を対象として非構造格子を利用する場合には、図-4.6aのような段差をもつ地形の再現方法として二つの方法が考えられる。一つは、標高分布によって構造物の形状を再現するもの（図-4.6b）でもう一つは構造物の形状をスリップ・ノンスリップ境界条件として与えるもの（図-4.6c）である。前者は、水位により水際線の移動を直接再現できるため盛土や道路勾配などのある程度滑らかな地形勾配の再現に適する。一方、後者は水位が変化しても水際の位置が移動しない建物や壁などを再現することができる。この二つの再現法の組み合わせ、すなわち地盤勾配は各格子の高さの違いにより表現し、構造物の境界は壁面条件で表現することで、密集地域の地形を合理的に再現することが可能となる。

ここで、構造物境界を壁面条件により再現するためには、境界形状に沿った格子を生成する必要があるが、この輪郭を与える情報として、航空レーザー測量を利用する点が本手法の大きな特徴である。すなわち、本研究では図-4.6bのような地形勾配だけでなく、図-4.6cに示すような境界形状の情報も同じ航空レーザー測量データから取得することで、詳細な地形データを再現する高解像度な計算格子を自動生成することが可能となった。これにより、従来の航空レーザー測量を利用した氾濫解析 [43, 44, 45] では、複雑地形を直交格子により再現するために高密度な格子（1-2m 間隔）を用いる必要があったのに対し、本研究では、二つの地形再現法と非構造格子の特徴を活かすことで、より少ない格子数で効率的に地形を再現することが可能となる。

具体的な非構造格子の自動生成法の手順は図-4.7に示すように、

- i) 構造物マスクから構造物の境界形状を抽出する（図-4.7a,b）。

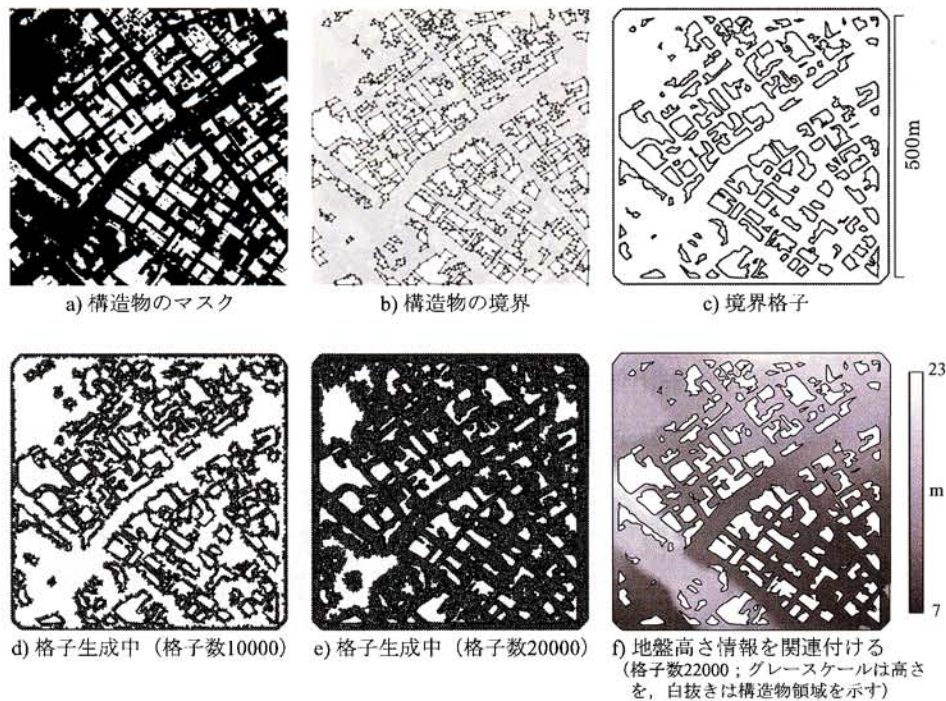


図 4.7: 非構造格子の自動生成

ii) 境界形状から境界格子を生成する (図-4.7c) .

iii) 境界格子の内部をアドバンシングフロント法 [80] により格子で埋めていく (図-4.7d,e) .

iv) 格子生成が完了したのち, DEM から地盤高さと格子を関連付ける (図-4.7f) .

というプロセスを経る. 図-4.7では格子幅(三角の辺の長さ)を約5mで生成した例を示している. ある程度小さな領域は省略されるが, 構造物マスクの形状が非構造格子の境界形状として再現されていることが確認できる. 以下に, この格子生成の具体的な作業手順を示す.

4.3.3 構造物の境界形状の抽出

格子生成のためには, 境界形状を与える必要があるが, マスク情報(図-4.7a)は1mごとの各格子に構造物が存在するかどうかを示すだけであるので, まず, このマスク情報から境界の輪郭形状を抽出する必要がある. 図-4.8に示したのはある150m平方の領域の地形図とマスク情報および抽出された境界形状である. マスク画像(図-4.8b)と地形図(図-4.8a)を比較すると, 構造物(住宅)の配置は概ね良く一致しており, 前述の研究報告[76]の結果と同様に, 航空レーザー測量により構造物の輪郭をとらえる

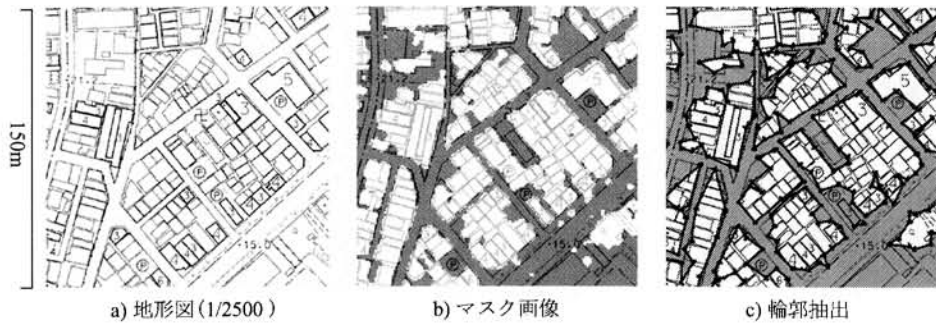


図 4.8: 抽出された境界形状と地図との比較

ことが可能という事が確認できる。ただ、マスク画像はラスターデータとして表されるため、境界の輪郭に細かな段差がみられ、また直線部でも輪郭がぶれたり角が落ちた形状となる傾向がある。このような誤差を補正しつつ直線部分と角部を抽出すれば、角部に非構造格子の格子点を配置することが可能となり、ひいては適切で効率的な非構造格子を生成することができるようになる。図-4.8cに示したのは以下に示す輪郭抽出法によりマスク画像から自動的に得られた輪郭形状である。黒線の領域内が構造物領域であり、その外部のグレー領域は地盤領域である。小さな建造物が複雑に配置されている領域での再現性には若干問題があるが、ある程度の面積をもつ領域の形状は最大数 m 程度の誤差でよく再現されている。

輪郭抽出アルゴリズム

輪郭抽出の手順としてはまず、構造物マスク中の各構造物の領域に番号付けを行い、次に、それぞれの構造物領域の輪郭を調べる。その際には、まずある構造物領域の輪郭面を一つ特定し、この面を始点として時計回りに輪郭面を一周するように検索していく。このように得られる境界形状は、輪郭のぶれや角が丸くなるなどの誤差を含むため、角部と直線部を抽出することで前述の誤差を補正しつつデータ量を削減する。角部の情報は、非構造格子の格子点を配置する上でも必要となる。

例として、図-4.9のような配置を考える。グレー領域は構造物セル、白は地盤セルを表す。ここで、構造物と地盤セルの輪郭の中で、中央左側の太い辺の輪郭面（面 A）に注目すると、この面の上側に隣接する輪郭面としては図-4.10に示す左折、直進、右折の三つの可能性が考えられる。三つの候補を図-4.9で調べると面 A の上側に隣接する輪郭面には面 B が相当し、これは図-4.10では、右折に相当することがわかる。次にこの面に隣接する三つの候補を調べ、順に輪郭面を確定していくと、建造物の輪郭を一周し検索を始めた面にたどり着くことができる。このように、ある輪郭面に隣接する輪郭面の位置は三つの候補を持つが、その中で正しい輪郭面を順次追跡していくことで、領域を一周することができる。

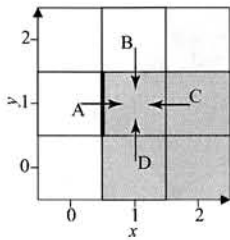


図 4.9: 構造物の輪郭

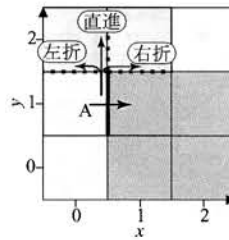


図 4.10: 隣接する輪郭面の検索

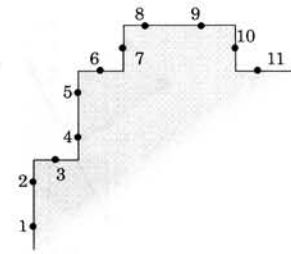


図 4.11: 構造物の輪郭点検索

以上の操作を実現するアルゴリズムは、以下ようになる。まず、座標の定義として、各セルの中心を $x = 0, 1, \dots; y = 0, 1, \dots$ のような整数インデックスで表す。各セルの状態は構造物マスク $M(x, y): M = 0, 1$ で示される。輪郭面の向きは、地盤域から構造物方向に定義し (nx, ny) とする。また、輪郭面の中心座標は (cx, cy) とする。たとえば、図-4.9の太線部は $(x, y) = (0, 1)$ と $(x, y) = (1, 1)$ の間なので $(cx, cy) = (0.5, 1)$ となる。また、輪郭面の中心座標は、境界面の向き $(nx, ny) = (1, 0)$ と隣接する構造物セルの中心 $(x, y) = (1, 1)$ を用いることで、 $(cx, cy) = (x - nx/2, y - ny/2) = (0.5, 1)$ と表すこともできる。

面の向き (nx, ny) は、反時計回りに回転させると $(-ny, nx)$ となり、時計回りでは $(ny, -nx)$ となる。たとえば、 $(nx, ny) = (1, 0)$ を反時計回りに回転させると $(0, 1)$ となる。

以上の定義のもとに、図-4.10の三つの隣接面を調べてみる。仮に、 $(x, y) = (0, 2)$ が構造物領域であれば輪郭面は左折して次の境界と接続することになる。前記の条件に当てはまらず、 $(x, y) = (1, 2)$ が構造物領域であれば次の輪郭面は直進することになる。以上の二つの条件が当てはまらない場合には次の輪郭面は右折して接続していると考えられる。これらの手順を x_i, y_i, nx_i, ny_i を用いて一般化すると次のようになる(ここで添え字は面の検索順を示し、最初の輪郭面は $i = 1$ とする)。

もし、 $M(x_i + ny_i - nx_i, y_i - nx_i - ny_i) = 1$ (図-4.10の左折に相当)であれば、隣接する境界面は、

$$x_{i+1} = x_i + ny_i - nx_i, \quad nx_{i+1} = ny_i, \quad (4.1)$$

$$y_{i+1} = y_i - nx_i - ny_i, \quad ny_{i+1} = -nx_i \quad (4.2)$$

となる。 $M(x_i + ny_i, y_i - nx_i) = 1$ (図-4.10の直進に相当)の場合は、

$$x_{i+1} = x_i + ny_i, \quad nx_{i+1} = nx_i, \quad (4.3)$$

$$y_{i+1} = y_i - nx_i, \quad ny_{i+1} = -ny_i \quad (4.4)$$

となり、これらの条件に当てはまらない場合には

$$x_{i+1} = x_i, \quad nx_{i+1} = -ny_i, \quad (4.5)$$

$$y_{i+1} = y_i, \quad ny_{i+1} = nx_i \quad (4.6)$$

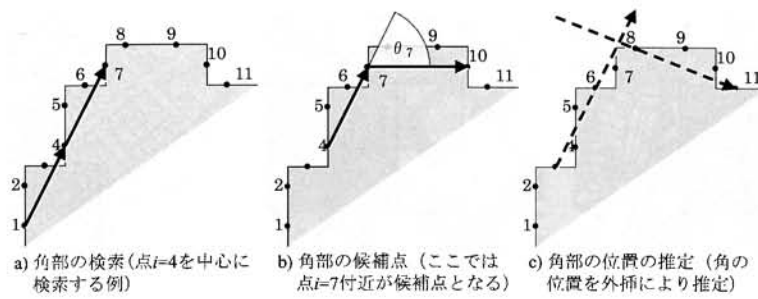


図 4.12: 構造物の輪郭抽出

が次の境界面となる（右折）．以上の手続きを逐次繰り返すことにより (x_i, y_i) , (nx_i, ny_i) が次々に求まり，これらから境界面の中心座標 (cx_i, cy_i) を得ることができる．

境界形状の補正法

以上の操作により得られたデータは等間隔格子上的マスク情報 $M(x, y)$ に含まれる輪郭形状を，離散的な位置情報の羅列 (x_i, y_i) および (nx_i, ny_i) により表したものであり，本質的には同じデータの表現方法を変えたものといえる．すなわち，マスク情報のもつ直線部のぶれといった誤差をそのまま含み，また角部の存在などは直接評価されていない．

そこで，前節で得た位置情報を基に，角部を明瞭にし，辺の凸凹を取り除くために，境界面の大まかな流れをとらえて角部を抽出し，外挿により角の位置を特定する方法を考える．たとえば，境界面の座標 (cx_i, cy_i) が図-4.11のように配置されているとする（図中の数字は i を表す）．ここでは， $i=4$ に注目して，その周囲の境界点の配置を調べるため， $i-3$ から i , i から $i+3$ へ線分を引き，二つの線分の交わる角度 θ_i を求める（図-4.12a）．この作業を各 i に対して行い， θ_i がある閾値より大きく，かつその近傍の θ が極大値をとっている点を角部の候補点とする（たとえば図-4.12b では点 $i=7$ が角部の候補点となる）．

次に，図-4.12c の角部候補点 $i=7$ 周辺の形状に注目し，点 3 ($i-4$) から点 6 ($i-1$)，点 8 ($i+1$) から点 11 ($i+4$) と直線を引き，交わる点の位置を角の推定点とする．候補点は，マスクの境界上に位置しているが，推定点は外挿点であり角部が強調されるため，構造物境界の輪郭をシャープに捉えることが可能となる．しかし，角部のみを抽出すると丸みを帯びた部分の情報が欠損するため（図-4.13b），隅角部以外の部分も一定の間隔，たとえば 10m おきに強制的に点を追加する（図-4.13c）．この間隔は生成する格子サイズと同程度とする．

以上の手順により前述の図-4.7c に示す境界情報を得ることができるが，マスク画像の形状を踏まえつつ，少ない点で隅角部を押さえた境界形状を再現していることが確認できる．

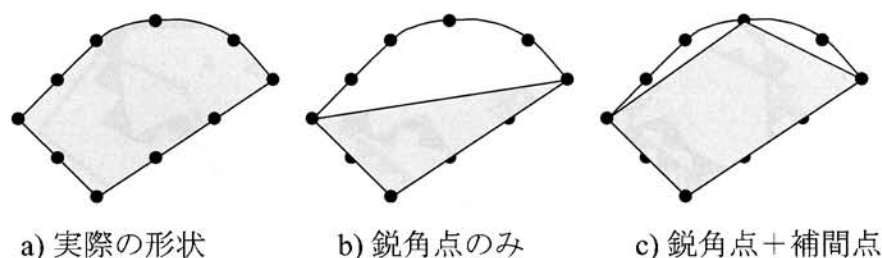


図 4.13: 丸みを帯びた構造物の問題点

4.4 非構造格子の生成

計算格子に非構造格子を利用する際には、格子の生成手順が構造格子に比べ煩雑となる。また、実際の河道や都市域の地形を再現するためには、これらの実際の地形データを適切に計算格子に変換することで、効率的な格子生成が可能となる。よって、複雑な非構造格子を容易に作成する手順を開発する必要がある。ところが、格子の配置は計算結果や計算コストに影響を及ぼすため、非構造格子を生成するだけでなく、適切な非構造格子を生成することが重要である。以下に本研究で用いた非構造格子生成法の概要を述べる。

4.4.1 格子生成法

非構造格子生成法にはデローニー分割法 [81] とアドバンスングフロント法 (以下 AFM 法) が広く使われている [80, 82]。前者は、まず領域に格子点を配置して、次にこの点を利用して三角格子を生成する方法である。一方、後者は境界部から領域内部に向かい格子を敷き詰めていくように生成する方法であり、格子点の設置と格子生成が同時に進行する方法である。後者は、境界から格子を生成していくため、境界付近に均等な格子を生成できるという長所がある。

上記のような方法で作成した格子は、局所的に歪んだ格子が見られる場合があり、そのような格子は計算精度の低下や計算の不安定化の要因となるため、後処理により格子の改善を行う場合がある。後処理法は、平滑化 (Smoothing) 法と、整理法 (Clean-up) に分類されている [83]。前者は格子点の位置を微調整することにより、また後者は格子点の接続経路を入れ替える方法により格子を改善するものである。

格子生成に関するレビューには、たとえば Owen によるものがあり [83]、代表的な格子生成ソフト 81 種の機能や分類を行い、二次元および三次元非構造格子の生成法および、格子生成後の後処理による格子の品質改善法の概要を述べている。また、Lo [84] は、非構造格子の生成法と解への格子適合についてレビューを行っている。平面 (三角および四角格子) および三次元 (四面体および六面体) での格子生成について説明し、四面体

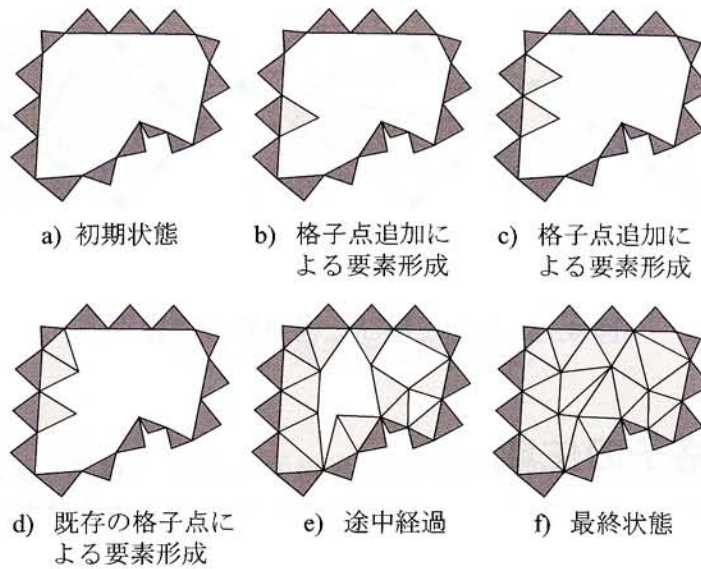


図 4.14: アドバンスングフロント法

の自動生成については技術的な問題がほぼ解決されつつあり、適切な六面体格子の自動生成が現在の課題であると述べている。また、解に合わせて格子の密度だけでなく、格子の歪み(非等方性)を制御する方法についても説明している。本研究では、AFM法をベースとした非構造格子生成を行い、平滑化法による格子の修正を行っている。

AFM法

AFM法では、まず、初期状態となる境界格子を生成し(図-4.14a)、次にこの内側に、新しい格子点を追加してセルを生成する(図-4.14b,c)。角の部分では、適当な格子点がすでに存在しているのでこの点を利用してセルをつくる(図-4.14d)。この処理を続け(図-4.14e)、領域境界がなくなれば内部が埋め尽くされたことになり終了する(図-4.14f)。格子生成の際には目標とする格子間隔(ここでは三角の辺の長さを間隔とする)を設定し、この間隔に近い大きさの三角格子を生成することにより、格子間隔を調整する。

境界格子の生成

AFM法では、上記のように、まず境界格子を配置する必要がある、この境界格子が計算における平面境界形状を表現することとなる。逆にいえば、平面境界形状を適切に表現する境界格子を作成する必要がある。平面境界形状自体は、点列のベクトルデータとして扱うのが一般的である。さらに本研究では、航空レーザー測量により得られた

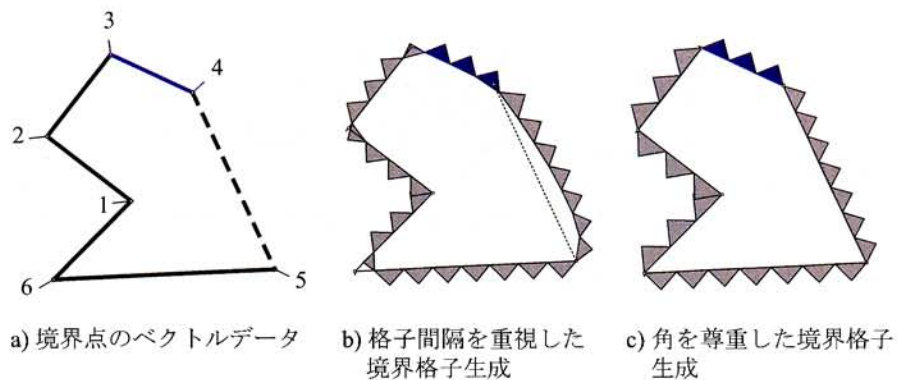


図 4.15: 境界格子の生成

高さ分布の離散データから平面境界形状を作成する手順の自動化を行っているが、ここでは、ベクトルデータから境界格子を作成する際の手順を説明する。

境界形状のベクトルデータとして図-4.15aを考えるような6つの境界点で構成された閉じた領域を考える。ここで、辺34はたとえば流入条件を与える境界とし、また辺45は、曲面で構成される境界とする。格子点1から順に設定した格子幅で次々に境界格子を作成すると図-4.15bのような境界格子が作成される。ここで、曲面は、Catmull-Romのスプライン曲線により補間した¹。

図-4.15bに示したように格子幅を一定に境界格子を作成する場合、必ずしも隅角部に境界格子の格子点を配置することはできず、境界格子による表現される境界形状は、設定した境界形状と異なり、角の取れた形状となる。境界形状のベクトルデータの間隔に対して境界格子幅が小さい場合や、この隅角部の再現性は問題とならない。また、境界形状が曲線で構成される場合には、隅角部が存在しないため特に影響はない。ところが、矩形領域の境界形状で境界格子幅のスケールが境界形状のベクトルデータ(境界点)間隔と同等になると、隅角部を抑えて境界格子を生成しないと、境界形状の再現性が悪くなる。このような場合には、境界点間隔を割り切れる格子幅に調整することで、隅角部に格子点が配置されるように境界格子を生成することとした(図-4.15c)。たとえば境界点間が20mであった場合に8m格子を作成するためには分割数は $20/8=2.5$ となる。しかし、実際には2.5分割することはできないため、分割数を切り下げて2分割とする。すなわち20mの距離は10m格子二つにより再現する。ただし、境界点間が格子幅より小さい場合は、さらに隣接する境界点を利用して格子幅が設定した幅より大幅に小さくなることを防いだ。

AFM法における格子の生成にはセル形成には新しい格子点を追加する場合と、既存の格子点を利用する方法の二種類があるが、新しい格子点を追加する場合は、その格

¹Catmull-Rom スプライン曲線は点列により滑らかな曲線を定義する方法の一つであり、a) 利用する点列上を曲線が通過する、b) それ以外に曲率などを制御するための情報を必要としない、という特徴をもつ [85]。

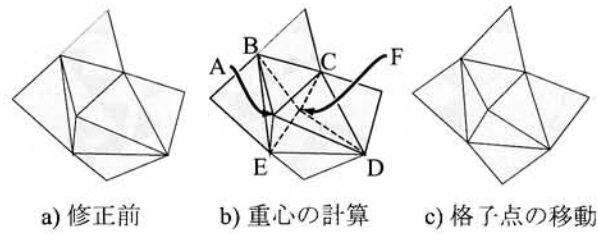


図 4.16: 格子の改善

子点の位置を調節することで、生成する格子の形状を整えたり、セルの間隔を調整することができる。一方、既存の格子点を利用する場合は、生成する格子の格子点が三つとも既に決定されており、格子の形状を調整することができないため、歪んだ格子になる場合も少なくない。

4.4.2 作成した格子の修正

AFM 法は比較的単純に格子を生成でき、また窪みのあるような形状もそのまま扱えるが、境界面が両面から接近するような領域では、不均質な格子が生成される場合があるので、一旦格子を埋め尽くした後に、格子を調節しセルの歪みを減らす処理を行った。このような後処理法には、平滑化 (Smoothing) 法と整理法 (Clean-up) がある [83] が、ここでは、平滑化法による格子修正を行うこととした。本研究で行った後処理法は、図-4.16a に示すように格子が一旦生成された後に、図-4.16b のようにそれぞれの格子点に隣接する格子点の重心に格子点を移動させた。たとえば図の点 A に注目するとこの格子点に隣接する格子点 B,C,D,E の重心の位置が点 F となるので、点 A を点 F に向けて移動させる方法を用いた。この操作を格子点全体 (境界格子を構成する格子点は除く) に対して順次適用することで、全体的な歪みを取り除くことができる。

4.4.3 格子データの地盤高さ情報

上記の手順により格子の平面配置を決定した後に、DEM に基づいて各セルの地盤高さを算出する。その際に、DEM と計算格子では値の配置やデータの密度が異なるために何らかの変換 (補間) を行う必要となる。本研究では、1m 間隔で得られる DEM に対して計算格子が数 m オーダーとやや多きいため、各計算格子の領域内に位置する全ての DEM データの平均値を求めて、これをその格子 (セル) での地盤高さとした。

4.5 まとめ

本章ではローカルリモートセンシング技術の一つである航空レーザー測量 (LiDAR) の氾濫解析への応用方法を検討した。

まず、格子生成のための入力データとなる航空レーザー測量の原理と特徴を説明した。次に計測された高さ分布情報などを用いて地表面を建物、植生、地盤、水路の四つの分類を行う方法を述べた。続いて、この分類データを用いて、氾濫計算を行う際に利用する非構造格子の生成に必要な適切な建物境界形状の抽出法を説明した。最後に上記の建物境界形状に基づいて非構造格子の自動生成を行う手順を示した。以上のプロセスを踏まえることで航空レーザーデータから格子生成までを一貫して行う処理法が確立され、効率的かつ詳細な氾濫計算が可能となった。

5章 流れの数値計算モデル

本章では、本研究において河川流および氾濫予測で利用する流れの数値モデルを述べる。まず、流れの基礎式を述べ、次にその離散化法の概要および本研究で用いた離散化法を説明する。続いて、非構造格子の生成法の概要を説明し、最後に本数値モデルの検証としてダムブレイク流れおよび常斜流混在流の評価を行う。

5.1 基礎式

流体は、質量、運動量およびエネルギーを保存して流動する。流体運動の取り扱い法の一つに、時空間上のある点 (x, y, z) での流れの物理量(たとえば、 (u, v, w) : 速度, p : 圧力, ρ : 密度)の時間変化を考える方法がある。この方法(Eulerの方法)において、ある体積 V を考えると、この体積内に存在する質量の時間変化は、その時間経過中に外部からこの領域内に入り出した質量と等しく、以下の式が成り立つ。

$$\int_V \left(\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho w)}{\partial z} \right) = 0 \quad (5.1)$$

任意の体積 V で上式が成り立つため、

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho w)}{\partial z} = 0 \quad (5.2)$$

となる(Eulerの連続方程式)。

次に、ある体積 V 内の物理量 θ の時間変化を考える。この物理量は速度 (u, v, w) で移流するので次式のように表される。

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} + u \frac{\partial \theta}{\partial x} + v \frac{\partial \theta}{\partial y} + w \frac{\partial \theta}{\partial z} = \frac{D\theta}{Dt} \quad (5.3)$$

ある体積 V について物理量の時間変化を考えると、この体積の表面に作用する力(圧力や粘性)および体積自体に作用する力(重力など)と式(5.3)が釣り合い、たとえば、速度成分 u についてはNavier-Stokesの運動方程式

$$\rho \frac{Du}{Dt} = \rho F_x - \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} \quad (5.4)$$

が成り立つ。ここに、 F_x ：体積力、 τ_{ij} ： j 方向面に作用する i 方向の応力である。

河川流および氾濫流を対象として連続方程式と運動方程式(式(5.2)および(5.4))を計算することを考えると、対象とする流れの現象を考慮する一方で、計算コストも配慮する必要があり、幾つかの仮定を設けて基礎式を簡略化するのが現実的である[21]。本研究では、ある程度長い河道流れや広い氾濫領域を統一的に扱うため、以下の仮定を用いる。

1. 空気の流れを考慮せず、水面での空気と水の相互作用も無視する。
2. 水の圧力分布を静水圧により近似する。
3. 圧縮性を考慮しない。
4. 基礎式を水深平均した浅水流を扱う。
5. 乱流の影響は水深平均レイノルズ応力として扱い、経験的な0方程式モデル[21]により評価した。

具体的には、以下の水深平均された連続方程式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} + \frac{\partial hv}{\partial y} = 0 \quad (5.5)$$

および運動方程式を用いる。

$$\begin{aligned} \frac{\partial uh}{\partial t} + \frac{\partial u^2 h}{\partial x} + \frac{\partial uvh}{\partial y} + \frac{g}{2} \frac{\partial h^2}{\partial x} - gh \frac{\tau_{sx} - \tau_{bx}}{\rho} = \\ - \frac{\partial \overline{hu'^2}}{\partial x} - \frac{\partial \overline{hu'v'}}{\partial y} + v \left(\frac{\partial}{\partial x} h \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} h \frac{\partial u}{\partial y} \right) \end{aligned} \quad (5.6)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial vh}{\partial t} + \frac{\partial uvh}{\partial x} + \frac{\partial v^2 h}{\partial y} + \frac{g}{2} \frac{\partial h^2}{\partial y} - gh \frac{\tau_{sy} - \tau_{by}}{\rho} = \\ - \frac{\partial \overline{hu'v'}}{\partial x} - \frac{\partial \overline{hv'^2}}{\partial y} + v \left(\frac{\partial}{\partial x} h \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} h \frac{\partial v}{\partial y} \right) \end{aligned} \quad (5.7)$$

ここに、 h ：水深、 u, v ：水深平均流速、 g ：重力加速度である。河床および底面摩擦勾配は次式により評価する。

$$\frac{\tau_{sx}}{\rho} = -\frac{\partial z_b}{\partial x}, \quad \frac{\tau_{bx}}{\rho} = \frac{n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \quad (5.8)$$

ここに、 n ：マンニングの粗度係数である。を与える。また水深平均レイノルズ応力テンソル $-\overline{u'v'}$ 等は、

$$-\overline{u'v'} = D_h \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \quad (5.9)$$

$$-\overline{u'^2} = D_h \left(2 \frac{\partial u}{\partial x} - \frac{2}{3} k \right) \quad (5.10)$$

等である。ここで $D_h = \alpha hu_*$ として評価した。ここに、 k :水深平均乱れエネルギー、 α : 常数、 u_* :底面摩擦速度である。

式 (5.5~5.7) をベクトル表記すると次式のようになる。

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial E}{\partial x} + \frac{\partial F}{\partial y} + S + R + N = 0 \quad (5.11)$$

ここに、

$$U = \begin{pmatrix} h \\ uh \\ vh \end{pmatrix}, E = \begin{pmatrix} uh \\ u^2h + \frac{1}{2}gh^2 \\ uvh \end{pmatrix}, F = \begin{pmatrix} vh \\ uvh \\ v^2h + \frac{1}{2}gh^2 \end{pmatrix}, \quad (5.12)$$

$$S = \begin{pmatrix} 0 \\ -gh\left(\frac{\tau_{sx} - \tau_{bx}}{\rho}\right) \\ -gh\left(\frac{\tau_{sy} - \tau_{by}}{\rho}\right) \end{pmatrix}, R = \begin{pmatrix} 0 \\ \frac{\partial hu'^2}{\partial x} + \frac{\partial hu'v'}{\partial y} \\ \frac{\partial hu'v'}{\partial x} + \frac{\partial hv'^2}{\partial y} \end{pmatrix}, N = \begin{pmatrix} 0 \\ v\left(\frac{\partial}{\partial x}h\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y}h\frac{\partial u}{\partial y}\right) \\ v\left(\frac{\partial}{\partial x}h\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y}h\frac{\partial v}{\partial y}\right) \end{pmatrix} \quad (5.13)$$

5.2 数値解析法

5.2.1 概要

計算機の持つ記憶容量は有限であるため、基礎式で表される連続体の運動を直接計算することはできず、何らかの近似を用いて離散的に取り扱う必要がある。

その取り扱い方法として、一般的に用いられるものには、有限差分法、有限要素法、有限体積法がある。本研究では、河川流および氾濫流を評価することを目的としているが、これらの流れの広域的な平面形状を構造格子により細部にわたり再現することは計算コストの観点から難しい。一方、非構造格子を利用することで、平面形状に沿った格子を設定したり、格子の粗密を部分的に調整することが容易となる。よって、本研究では、計算格子に非構造格子を用いることとし、有限体積法に基づく離散化を行うこととした [37]。

有限体積法

有限体積法では、ある格子(セル)を検査面積と呼び、その境界上での出入りを考える。基礎式を検査面積内で積分し、グリーン・ガウスの定理を用いると、微分の面積分を境界上の線積分に置き換えることができる(図-5.1)。

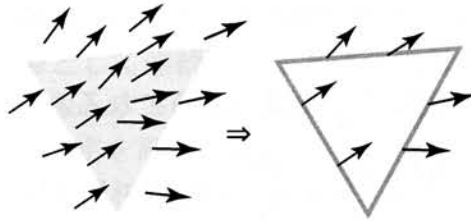


図 5.1: グリーン・ガウスの定理 (左の灰色で示した領域での面積分は、右に示した領域での線積分に置き換えることができる)

$$\int_{\text{Area}} \left(\frac{\partial g}{\partial x} + \frac{\partial f}{\partial y} \right) dx dy = \int_{\text{Surface}} (g dy - f dx) \quad (5.14)$$

この関係を用いて、基礎式の微分を、検査面積の境界上で計算することができるようになる。たとえば、 $\partial u/\partial x + \partial u/\partial y$ を検査面積で積分すると、

$$\int_{\text{Area}} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \right) dx dy = \int_{\text{Surface}} (udy - udx) \quad (5.15)$$

のようになり、検査面積の境界で値を積分していけばよいことになる。ここで、検査面積を n 角形とすれば、積分を次のように積に置き換えることができる。

$$\int_{\text{Line}} u dx = \sum_1^n u l_{xn} \quad (5.16)$$

ここで、 l_{xn} は辺 n を x 軸に投影した長さである。

有限体積法では、以上のような操作により、基礎式の微分を検査面積境界の計算に置き換えて評価する。

5.2.2 物理量の配置と計算格子

有限体積法での格子上の物理量の配置には、幾つかの方法があり、その代表的なものを図-5.2に示す。

セル中心法は、物理量をセル中心で与える方法であり、物理量はそれぞれのセルを代表する値を表している。計算上必要となる、セル境界上の値は、セル中心の値を用いて補間して求める。

節点法は、セルの節点に物理量を配置する方法である。セル境界上の値およびセル中心の値は補間により求める。

互い違い法は、有限差分法におけるスタガード格子のように、圧力と流速の定義点をずらすことで、数値的な安定性を実現する方法である。図では、圧力を中心とした

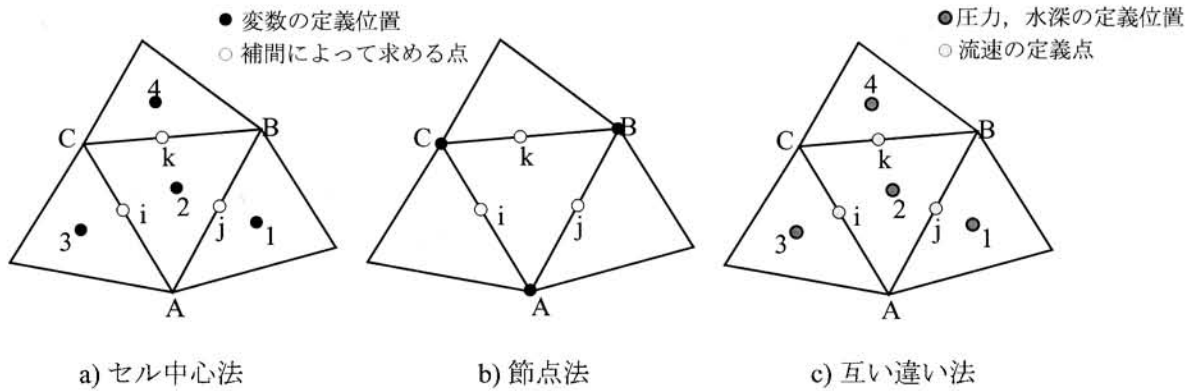


図 5.2: 物理量の配置と計算格子

格子を示しているが、計算では、他に流速の定義点を中心とした別のセルを利用する必要がある。

三つの方法を比較するとセル中心法は、境界上の値(数値流束)のみを補間するため、計算を比較的分かりやすい形で行なうことができる。この場合、境界上の値の補間法が問題となる。また、他の格子に比べて数値振動が起きやすい。以上の二点の問題から、補間法には安定性が求められる。節点法は、セル中心法に比べ、補間が多く、また、行列を解く必要があるなど、やや煩雑な計算となる。互い違い法は、計算格子を二つ用いる必要があり、値の補間も多く必要なため、計算はやや煩雑であるが、安定性は高い。本研究では、格子とデータの配置が一对でありデータ処理や変換が比較的容易なセル中心法を利用することとした。この場合、実用的に流れを計算するためには安定化の導入が必要となる。次節では、具体的な微分の離散化とその安定計算法について述べる。

5.3 離散化

5.3.1 概要

質量・運動量の保存式の計算では、式に含まれる非線形項の取り扱いが問題となる。まず、保存則を満たした離散化により不連続の捕獲を行う重要性が1960年にLax and Wendroff [86]により指摘された。その後の1970年には、人工粘性や多段階化された離散化法が紹介され、Lax-Wendroff法やMacCormack法などが広く使われるようになった[87]。1970年代後半にはGodunovによる一次元衝撃波伝達(リーマン問題)の厳密解法が注目されるとともに、van Leerにより保存性と単調性の及ぼす移流計算への影響が議論され、近似リーマン解法の発展と風上手法の導入が行われた。これらの計算方法を用いて、風上手法の一般化が進み、FVS(Flux Vector Splitting)およびFDS(Flux

Difference Splitting) という二大手法が広まり、用いられることとなった。1980年代には、HartenによるTVD (Total Variation Diminishing) の概念が広まり、Osher, Roe, van Leerなどのflux limiterを導入することによる不連続面のシャープな捕獲と、連続部分の高精度な計算の両立が図られるようになった。

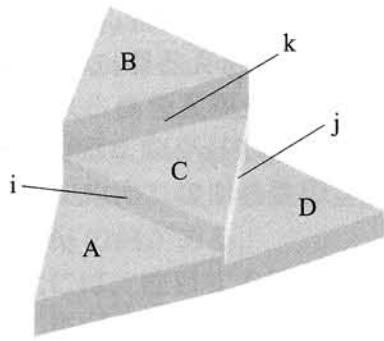
平面二次元流れの計算例には以下のようなものがある。重枝・秋山[88]は、河床の起伏のある流れの水面形を実験結果と比較している。Wang and Liu[89]は、非構造格子の計算に、Lax-Wendroff法とLax-Friedrich法の複合法を利用するモデルを開発して、幾つかの常・射流混在流の検証計算を行っている。Caleffi *et al.*[90]は、四角格子を用いたMUSCL法を導入したFDS法と予測子・修正子法を用いた、空間・時間二次精度手法を用いた有限体積法モデルを開発して、幾つかの検証計算によりその精度や安定性を確認している。Alcrude and Garcia-Navarro[87]は有限体積法を用いた浅水流の計算を行っている。これはMUSCL法および予測子修正子法の組み合わせにより時間・空間二次精度の計算を非構造四角格子を用いて行うものである。Yoon and Kang[91]は、有限体積法および三角非構造格子を用いた浅水流モデルを開発し、幾つかのダムブレイク問題への適用を通して、モデルの有効性を検討している。このモデルでは、数値流束の算出にHHL (Harten-Lax-van Leer) リーマン解法[92]を、発生・消滅項の評価には陰解法を利用し、時間進行には3次TVDのRunge-Kutta解法を利用しており、水際を含む計算の安定計算と高精度化を図っている。さらに、高次精度解法のもつ数値振動を抑制するためのリミッターを工夫することで、格子の歪みが大きい場合でも、super-beeリミッターやminmodリミッターに比べて誤差の向上を抑制できるとしている。精度検証にMalpassetダムの崩壊の計算を行っており、計測データ、Hervouet and Petitjean[93], Valiani *et al.*[94]の三つのデータとの比較を行っている。Valiani *et al.*[94]は、四角形非構造格子を計算格子に用いる、MUSCL法を利用した浅水流モデルを開発し、Malpassetダムの崩壊を含む幾つかのダムブレイク問題へ適用してその有効性を確認している。

離間化同士の比較検討では、たとえばTamamidis and Assanis[95]による研究があり、線形移流計算を対象として風上解法の精度を調べている。具体的にはvan Leerのlimiterを用いる一次および二次風上手法、limiterを用いない一次および二次風上手法、QUICK法およびQUICK法に単調性を導入したSHARP法の計6つの計算手法を比較しており、計算精度・計算コストなどのバランスからlimiterを用いる手法が実用的であると結論づけている。

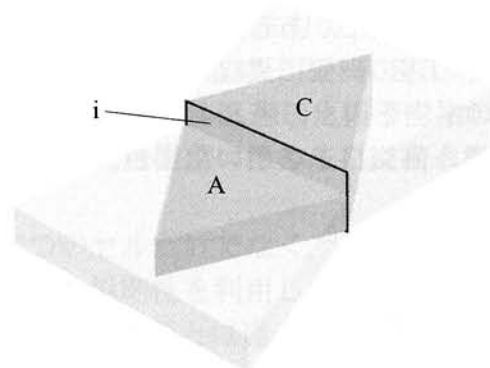
5.3.2 一階微分の計算

セル中心に配置された物理量は、その格子を代表するものであるので、物理量の分布は図-5.3aのように扱われることになる。このとき、同図の辺*i*での物理量の出入りを考える際には、この辺に接する格子AおよびCの値を用いて計算を行う[80]。

以下のような微分方程式を図-5.4に示す検査体積ABCについて離散化することを考



a) セル中心法での物理量の分布の表現



b) 辺iの出入りでは、セルAおよびCのみを考える

図 5.3: 有限体積法における一階微分の計算の概念

える.

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial E}{\partial x} + \frac{\partial F}{\partial y} = 0 \quad (5.17)$$

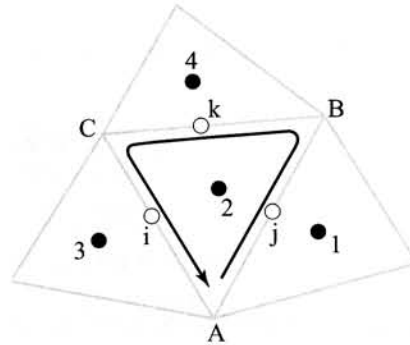


図 5.4: 検査体積 ABC と物理量の配置 (矢印のように線積分を行う)

式 (5.17) を検査体積 ABC で積分すると次式を得る.

$$\int_{ABC} \frac{\partial Q}{\partial t} + \oint_{ABC} E \Delta Y + \oint_{ABC} F \Delta X = 0 \quad (5.18)$$

ここに、 \int :面積分、 \oint :境界の線積分である。次に、これを具体的に計算すると、

$$\begin{aligned} \frac{Q_t - Q_{t-1}}{\Delta t} \text{ABC} + E_j(Y_B - Y_A) + E_k(Y_C - Y_B) + E_i(Y_A - Y_C) \\ - F_j(X_B - X_A) - F_k(X_C - X_B) - F_i(X_A - X_C) = 0 \end{aligned} \quad (5.19)$$

ここに、たとえば E_i はスカラー E の境界 i 上の値であり、たとえば X_A は、節点 A の x 座標値を示す。次に、ある辺 i に注目して、その辺上の値を考える際には、図-5.3b のように、その辺の両側に異なる値のスカラーが接していると考え、たとえば、二つのスカラーの平均を辺上の値とすると、式(5.19)の E_i は $(E_2 + E_3)/2$ のように計算することができる。直交格子を用いた場合、この離散化は有限差分法の二次中央差分と同様となる。

5.3.3 FDS 法

セル中心法を用いて、前節の一階微分の離散化法をそのまま利用して流れの基礎式を計算すると、計算が不安定化するため、何らかの安定化を導入する必要がある。このような問題の対処法は主に気体の圧力伝播計算における衝撃波の捕獲法として研究され様々な計算手法が開発されている。

衝撃波の安定計算には大きく人工粘性を用いる方法と、風上化を導入する方法の二つに分けられる。風上化法の一つに FDS 法があり、理論的にも計算アルゴリズム上においても明快であるため [96]、水工学分野でも広く利用されている [97, 98, 37]、また、実験や理論解との比較による精度検討が行われており、多くの実績を持つ手法の一つであり、本研究で用いることとした。

FDS 法では、図-5.4 の辺 i, j, k 上の値 (数値流束) を求める際に、流束ヤコビアン Λ をその固有値が伝播方向を示すことを利用して風上側の値を抽出する。ただし、このまま流れの支配断面近傍での膨張衝撃波は発生して適切な解を得ることができないので、支配断面で流束ヤコビアン Λ の値を調整することで、膨張衝撃波の発生を回避する [37, 97]。

5.3.4 MUSCL 法

FDS 法により求められた流束は一次精度であるため、粘性の影響が大きなせん断流れなどを評価することは困難である。このため、せん断流れなどを評価する際には、より高精度な解法を用いる必要がある。

セル中心法での有限体積の辺の出入り (数値流束) は、図-5.3b のようにその辺に接する二つのセルの値を利用する。この数値流束に二つのセルの平均を求めると、差分法における二次精度中央差分に相当することを前述した。安定化のために FDS 法を導入すると一次に精度が落ちるのでこれを高精度化するための方法として、

1. 物理量の分布を考慮して数値流束を計算する方法 (Pre-processing 法),
2. まず一次精度の数値流束を求め、次にその分布を考慮して最終的な数値流束を計算する方法 (Post-processing 法),

がある [99, 100]. 前者の代表的な方法の一つに MUSCL (Monotone Upwind Scheme for Conservation Laws) 法があり, 後者には Chakravarthy-Osher 法 [101] などがある.

開水路流れへ高精度風上化の適用には, 前者には構造格子で MUSCL 法を用いる Valiani *et al.* [94], Alcrude and Garcia-Navarro [87] や, 非構造三角格子を用いる Anastasiou and Chan [102] によるものがあり, 後者の方法を用いる方法には構造格子を用いる大川ら [96] の例がある.

高精度化には, 注目する辺に隣接する二つのセルだけでなく, それ以外の周囲の値を用いる必要がある. 構造格子では格子配置の規則性を利用して容易に実現することができるが, 非構造三角格子を利用するには構造格子とは違った工夫が必要となる.

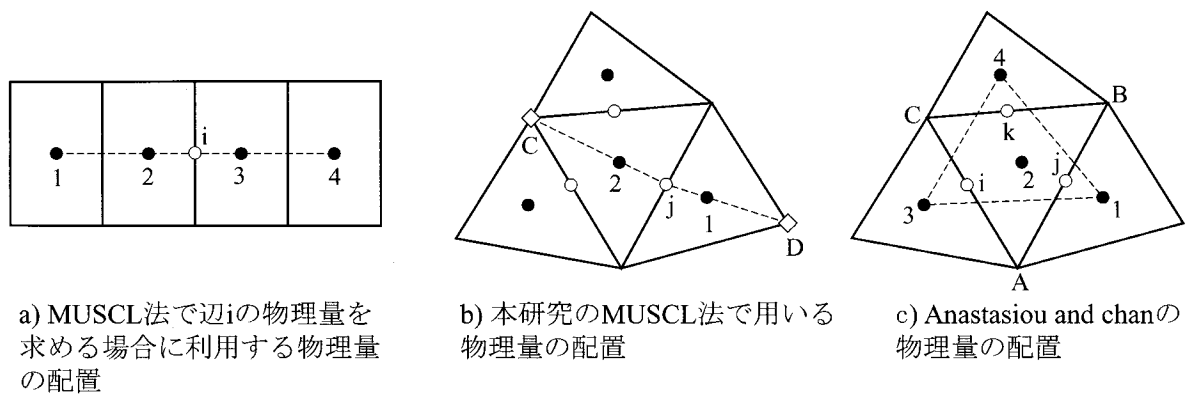


図 5.5: 勾配を求める際に利用する物理量の配置

図-5.5に示すのは, 計算に用いる値の配置法と格子の関係を示している. MUSCL 法では図-5.5aに示すように, セル2,3間の辺*i*での数値流束を求めるが, その際に, セル2および3だけでなく, セル1および4も利用する. 構造格子を用いる場合には, 図-5.5aに示すように, 格子の配置をそのまま利用して計算に必要な値をセル中心の値より決定できる, 非構造格子では, 辺の反対には隣接するセルがないので, 本研究では図-5.5bのようにセルではなく格子点CおよびDの値を利用することで, MUSCL法に必要な4点の値を, 三角格子の特徴を利用して設定した. 他には, 本研究と同様に非構造三角格子で高精度風上計算を導入している Anastasiou and Chan [102] は, 図-5.5cのように, セル2での物理量の勾配を周囲のセル1,3,4の値より計算する方法を用いている.

本研究では, セル中心だけでなく, 格子点上の値も計算で用いる必要がある. 格子点の値は図-5.6に示すようにその周囲のセル中心の値を用いて, 距離による重み付け平均により補間する. 格子点の値の算出法には他に, Holmes and Connel [103] による線形性を考慮した擬似ラプラシアンに基づく補間法を利用され例もある.

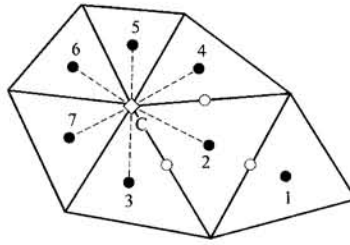


図 5.6: 格子点上の値の補間 (格子点 C の値を周囲のセル中心 2-7 の値から補間する)

5.3.5 二階微分の計算

二階微分の計算は、一階微分の計算を二回繰り返す (図-5.7). そのために、まず格子境界付近に小領域を新たに設定し (図-5.7a), この小領域を検査体積として一階微分値 $E' = \frac{\partial E}{\partial x}$ を計算する (図-5.7b). 次に、得られた境界上の微分値を利用して、本来の検査体積で一階微分を計算することで、最終的に検査体積上の二階微分を得る (図-5.7c).

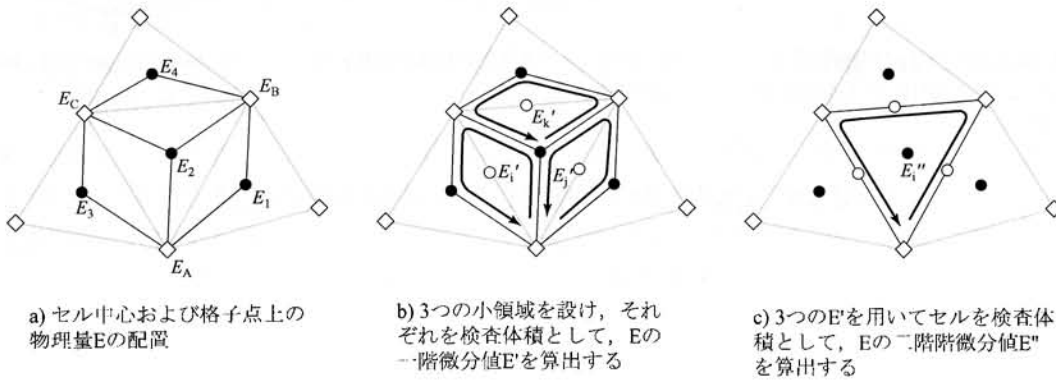


図 5.7: 二階微分の計算の概要

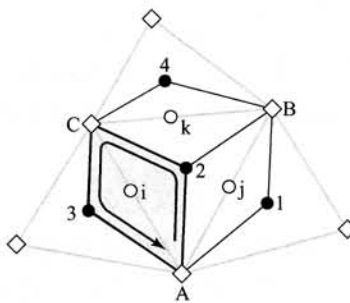


図 5.8: 小領域での一階微分の計算

図-5.7bに示した検査体積の境界上での微分値 E'_i, E'_j, E'_k などの計算を行うためには、例えば E'_i に対しては、図-5.8のグレーの領域を検査体積と考えて、周囲の E から一階微分に相当する計算を行なう。具体的な計算は、

$$\begin{aligned} E'_i &= \left(\frac{\partial E}{\partial x} \right)_{A2C3} = \int_{A2C3} \frac{\partial E}{\partial x} dx dy \\ &= \oint_{A2C3} E dy \end{aligned} \quad (5.20)$$

のように求める。ここに、 \int_{A2C3} は、検査体積A2C3での面積分を、 \oint_{A2C3} は、検査体積A2C3の境界での線積分を表す。この線積分は、

$$\begin{aligned} E'_i = \oint_{A2C3} E dy &= \frac{E_A + E_2}{2} (Y_2 - Y_A) + \frac{E_2 + E_C}{2} (Y_C - Y_2) \\ &+ \frac{E_C + E_3}{2} (Y_3 - Y_C) + \frac{E_3 + E_A}{2} (Y_A - Y_3) \end{aligned} \quad (5.21)$$

のように計算され、同様に E'_j, E'_k を算出した後に、セル中心に対する一階微分の計算(式(5.19)に相当)をこの E' に対して実施する。

5.4 数値モデルの検証

本節では、以上で述べた数値モデルの検証を目的として、二次元ダムブレイク流れおよび常斜流混在流の計算を行う。

5.4.1 二次元ダムブレイク流れの評価

計算条件は、Fennema and Chaudhry[104]による二次元非対称ダムブレイク流れの再現を行う。同様の条件での計算は、Alcrudo and Garcia-Navarro[87], Wang and Liu[89]なども実施しており、それぞれのコードの検証に利用している。

もう一つの検証例としてAlcrudo and Garcia-Navarro[87]による円柱ダムブレイク流れの再現を行う。同様の条件を用いた検証例にはAnastasiou and Chan[102], Wang and Liu[89]などがある。

検証を行う二次元ダムブレイク流れの形状を図-5.9に示す。計算において摩擦・粘性を共に考慮しない。形状に合わせて非構造格子を生成し、既往の例[102, 89]にならぬ格子数は、非対称・円柱ダムブレイク共に約5500とした。

非対称ダムブレイク流れの計算結果を図-5.10に、円柱ダムブレイク流れの計算結果を図-5.11に示す。図には、Anastasiou and Chan[102]による結果も合わせて示している。

FDS法・MUSCL法共に、既往の計算結果とよく一致しており本コードは適切にダムブレイク流れを再現できることが確認できる。FDS法とMUSCL法の結果を詳しく見る

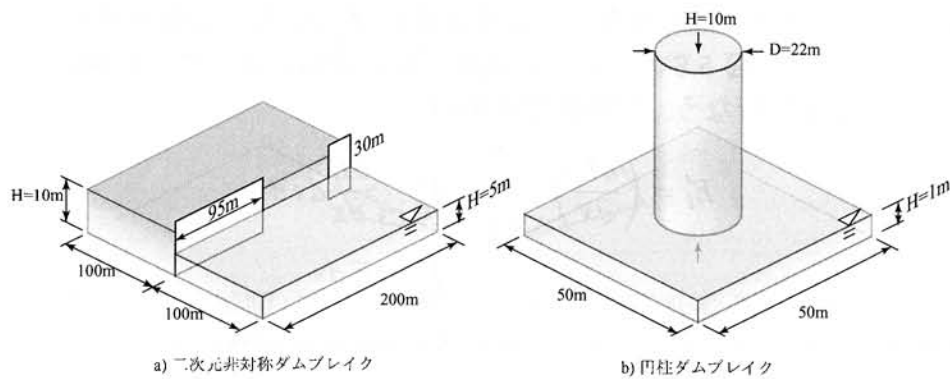
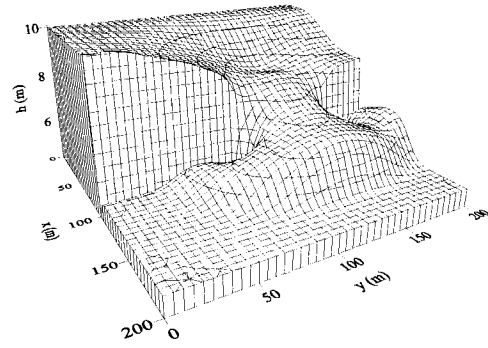
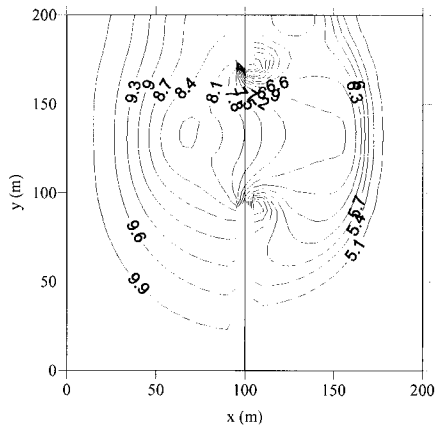
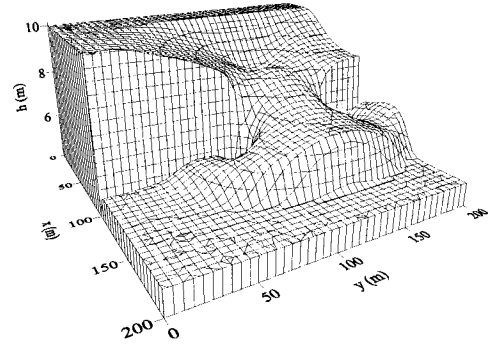
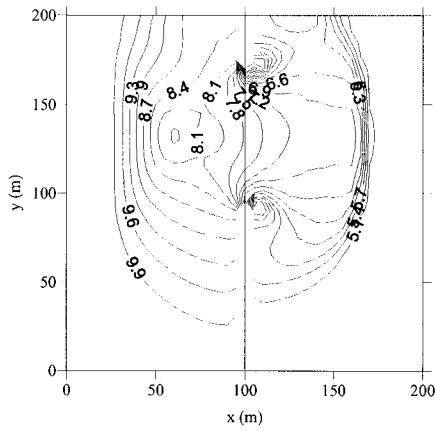


図 5.9: 二次元ダムブレイクの諸元

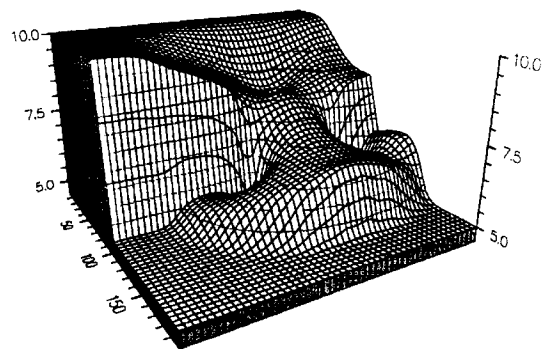
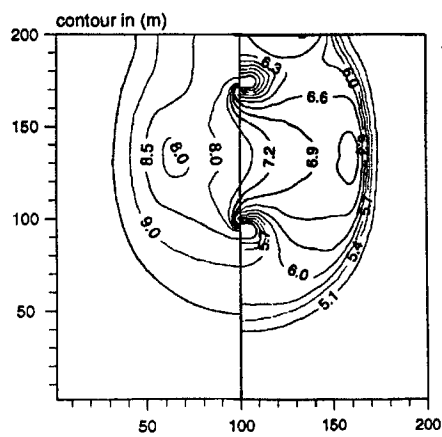
と、図-5.10 では、波の先端部および後端部の水面勾配を MUSCL 法の方がよりシャープに捉えており、他の二次精度計算モデルにより近い結果となっている。逆に、このような波の伝播が主要な要素となる流れ場の再現では、一次精度解法のもつ数値粘性の影響は、衝撃波近傍の勾配が若干鈍る程度で波の伝播速度や水面形などの対極的な流れ場への影響は小さく、Jha *et al.*[105] も指摘しているように、精度と計算コストを勘案すると実用上は一次精度スキームの利用でもそれほど問題ない流れも多いものと考えられる。



a) FDS 法

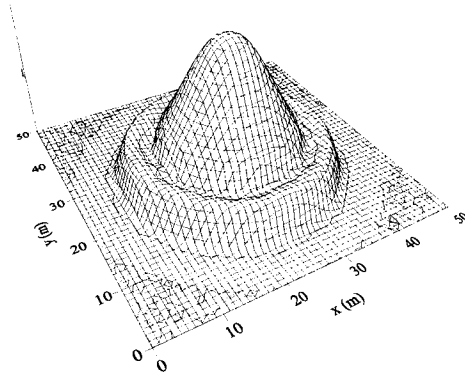
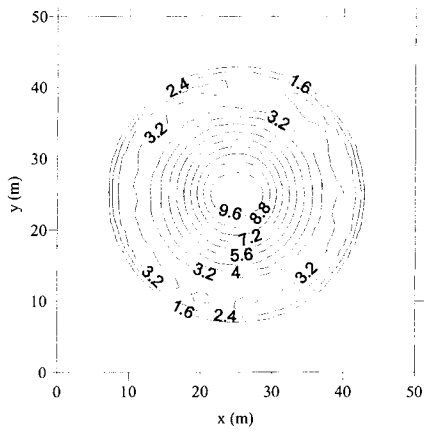


b) FDS+MUSCL 法

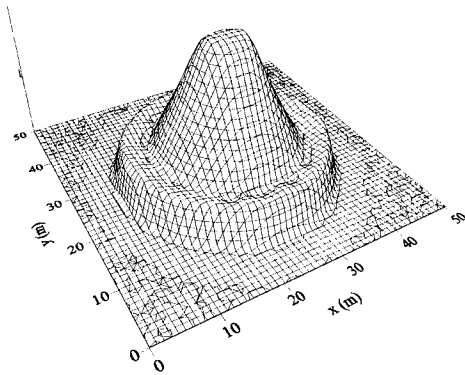
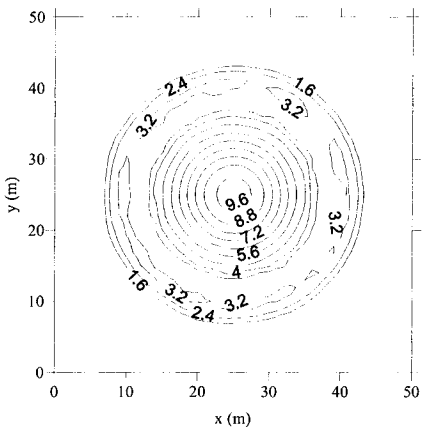


c) Composite scheme[102]

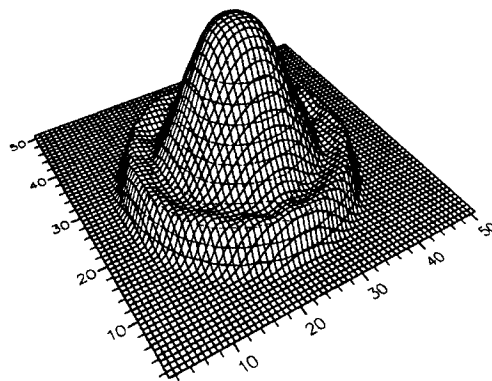
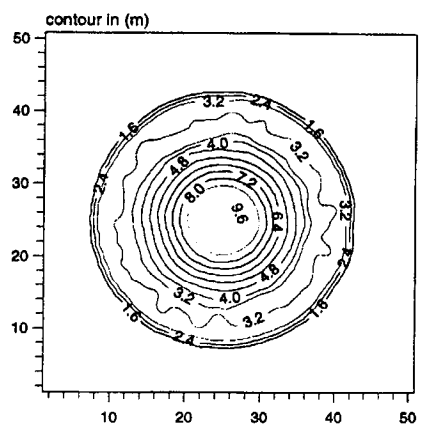
図 5.10: 非対称ダムブレイク流れの計算



a) FDS 法



b) FDS+MUSCL 法



c) Composite scheme[102]

図 5.11: 円柱ダムブレイク流れの計算

5.4.2 常斜流混在流の評価

流れ概要

常斜流混在流である急勾配合流水路流れを本数値モデルにより評価し、実験値と比較してモデルの妥当性を確認する。

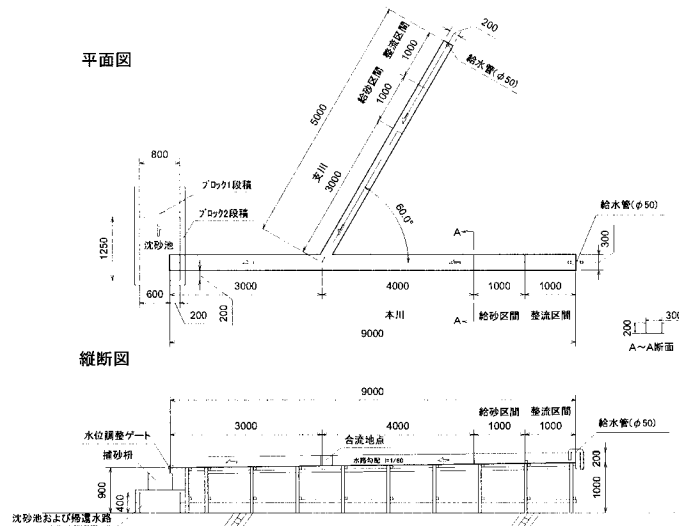


図 5.12: 急勾配合流水路の形状 (平面図と本川の縦断面図)

実験水路の概要を図-5.12に示す。水路に、本川水路 (水路長 6.0m, 水路幅 0.3m, 勾配 1/80, 合流点は水路中央) に支川水路 (水路長 3.0m, 水路幅 0.2m, 勾配 1/40) を 60° の角度で合流させた循環式の合流水路を用いた。各水路への流入量はポンプに取り付けられたそれぞれのバルブにて調節できるようになっている。水路の下流端は、堰等を設けずにフリーで流れるようにしている。

実験条件を表-5.1に示す。表中の Re 数, Fr 数は等流状態のものであるが, Fr 数が 1.7 から 2.6 程度の射流となっている。本川, 支川とも流入部から合流部にかけては, 射流流れであり, 合流部直前で跳水後に一旦常流となったあと, 下流で再び射流となる。

本川, 支川ともに流量を $1\ell/s, 2\ell/s, 4\ell/s$ の三つの条件を考え, そのなかで, 本川 $1\ell/s$ で支川 $2\ell/s$, 本川 $2\ell/s$ で支川 $1\ell/s$, 本川・支川ともに $4\ell/s$ の三つの組み合わせでの実験結果と計算結果を比較する。

数値計算に用いた計算格子を図-5.13に示す。三角格子の辺の大きさは約 3cm とし, 計算領域を 7700 の格子により分割した。

表 5.1: 合流流れの水理条件

	流量 Q (m ³ /s)	水路幅 B(m)	勾配 I	平均流速 U (m/s)	等流水深 H0 (m)	限界水深 Hc (m)	Reynolds数 Re	Froud数 Fr
本川	0.0010	0.3	0.0125	0.45	0.0073	0.0104	3733	1.69
	0.0020	0.3	0.0125	0.59	0.0112	0.0166	7465	1.79
	0.0040	0.3	0.0125	0.77	0.0173	0.0263	14931	1.88
支川	0.0010	0.2	0.025	0.65	0.0077	0.0137	5599	2.37
	0.0020	0.2	0.025	0.85	0.0118	0.0217	11198	2.49
	0.0040	0.2	0.025	1.09	0.0183	0.0344	22396	2.58

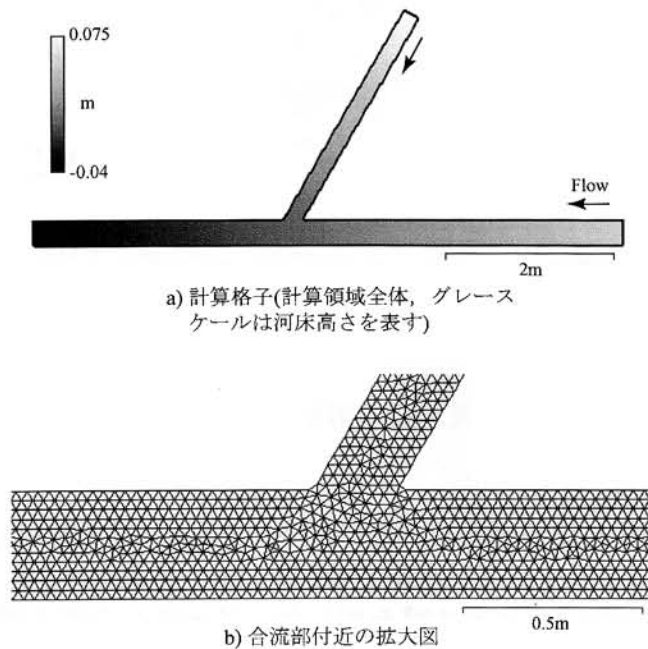


図 5.13: 常射流混在流の計算格子

計算結果の検討

本川, 支川ともに流量を 1ls, 2ls, 4ls の三つの条件での水路中央での水位の縦断面図を図-5.14~5.16 に示す. 計測ピッチが 50cm 毎ということもあり, 跳水地点が若干前後しているケースもみられるが, 合流前の水位, 合流地点での水位, 合流後の水位の再現性は良好であり, 本数値モデルにより急勾配での合流流れを十分再現できることが確認できる.

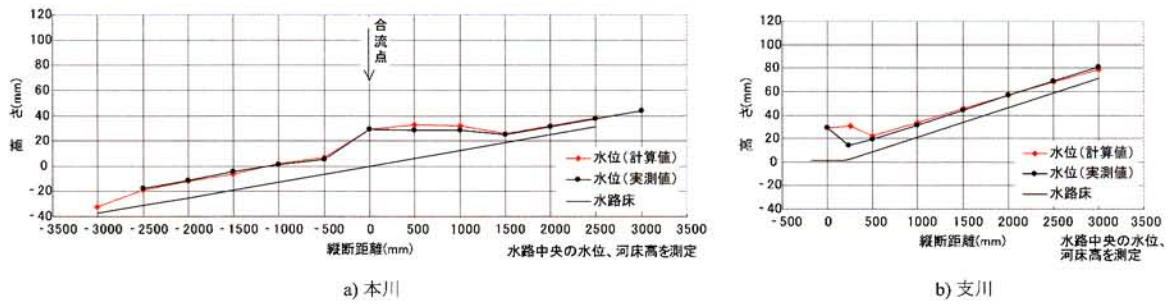


図 5.14: 水路中央の河床高と水位 (本川 1l/s, 支川 2l/s)

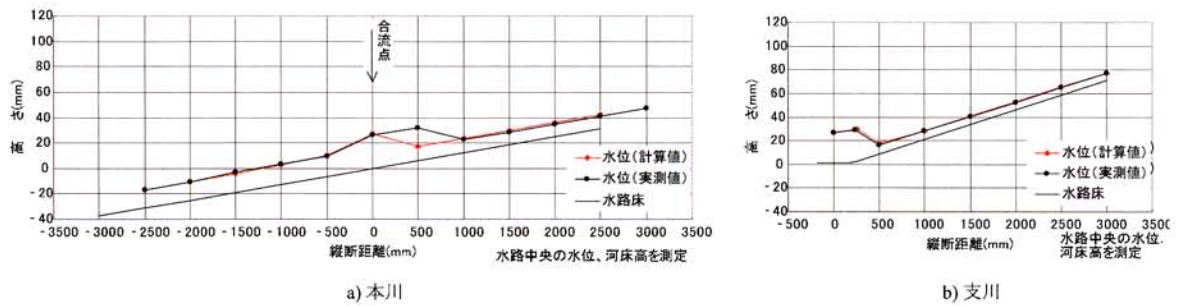


図 5.15: 水路中央の河床高と水位 (本川 2l/s, 支川 1l/s)

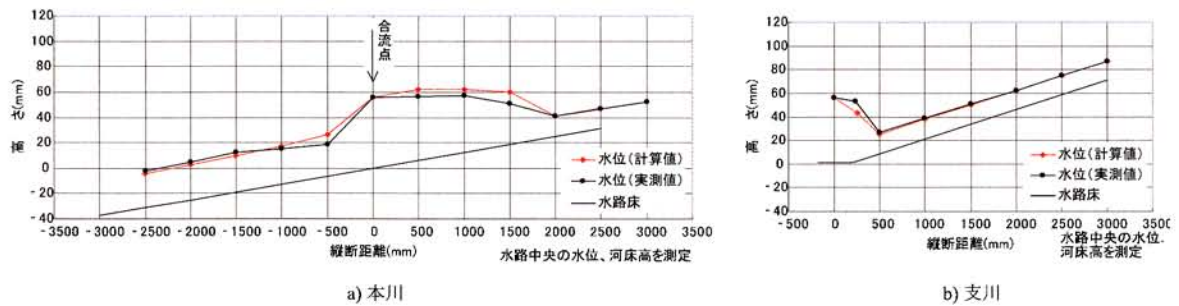


図 5.16: 水路中央の河床高と水位 (本川 4l/s, 支川 4l/s)

5.5 まとめ

本研究の河川流および氾濫予測で利用する流れのモデルを説明した。まず、基礎式を述べ、次に既往研究を踏まえて本研究で利用する非構造格子を用いた計算法とその高精度化について具体的に説明した。続いてダムブレイク問題の検証計算および常射流混在流の実験値との比較を行い、本数値モデルの妥当性を確認した。これにより、二つのダムブレイク問題で他の高精度解法とよく一致する結果が得られることが確認でき、また常射流混在流の再現では、跳水位置のずれは見られるもののその他の水面形につ

いては精度よく実験値を再現できることが確認された。これらの検証結果は、本モデルがさまざまな流れを安定的かつ妥当な精度で再現できることを示している。よって、続く6章以降における数値的な検討には、この計算モデルを用いるものとする。

6章 数値計算を用いた氾濫現象の予測と評価

本章では、まずT市を対象としたテスト計算を行い、格子サイズや格子配置法と計算結果との関連を調査することにより、適切な氾濫評価を行うための条件を確認する。続いて、豊岡市出石川を対象として具体的な氾濫被害の再現を試みる。実際の氾濫事例における被害状況と数値モデルにより評価された氾濫流による家屋への流体力とを比較することで、家屋被害と氾濫流との関連を確認する。

6.1 T市を対象としたテスト計算による計算格子の評価

6.1.1 計算条件と計算格子

T市は一級河川の河口部に位置する。その一部地域に対して津波の越流を想定したテスト計算を行った。計算領域は図-6.1中の白線内であり、同図中に示した浸水地点からの浸水を仮定した。同領域の南部は港湾区域であり、倉庫等の比較的大きな構造物がまばらに配置されており、領域の北部は主に住宅地として利用されている。計算には5章で述べた数値モデルを利用した。

比較するケース（格子）は非構造格子とし、5mから25mまでの7種類の格子幅を設定した。格子の配置には前章で示した手順により自動生成した不等間隔格子と、設定した格子幅を持つ正三角形を等間隔に配置した等間隔格子の2種類とした。等間隔格子は、不等間隔格子による計算と同一の計算モデルを利用して、規則的な配置をもつ構造格子での傾向を調べる目的で用いた。各ケースでの格子数および計算時間を表-6.1および図-6.2に示す。計算時間の比は(実際の計算時間)/(内部の進行時間)で小さいほど高速に計算が進むことを示す。計算にはCPUにAthlon XP 2400+、メモリ500MBの計算機を利用した。

底面の抵抗はマンニングの抵抗則により評価した。氾濫計算で道路等に用いられる粗度係数は $0.04\text{s/m}^{1/3}$ 程度とする例が多い[35, 106]が、これは微地形などの効果も盛り込まれた値と考えられるため、本研究ではアスファルトの粗度係数 ($0.016\text{-}0.018\text{s/m}^{1/3}$) [107]などを念頭に、 $0.02\text{s/m}^{1/3}$ とした[43]。また、流入部を除く計算領域の外周と構造物境界ではノンスリップ条件として扱った。

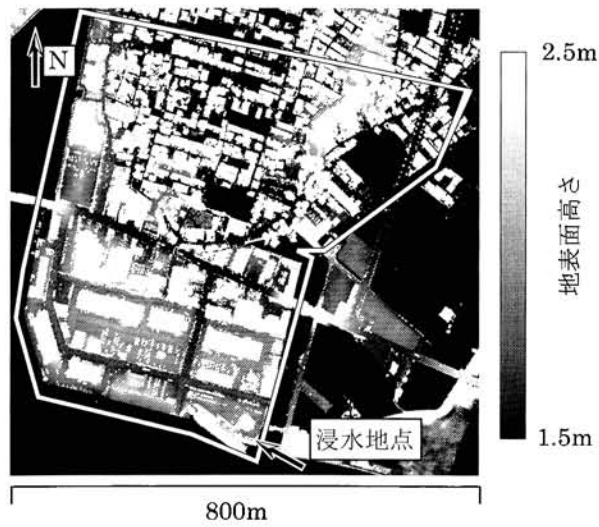


図 6.1: 対象地形（白線内が計算領域）

不等間隔格子と等間隔格子の格子数を比較すると、同じ格子幅を目標に生成した場合に、不等間隔格子の方が格子数が3割程度少なくなっている。計算時間は概ね格子数の増加・格子幅の減少に従い増加していることが確認できる。

表 6.1: 比較したケース (計算格子)

	格子幅 (m)	格子数	計算時間の比
等間隔格子	5	43095	9
	8	18370	3
	10	12105	2.34
	13	7083	1.26
	16	4764	0.36
	20	3101	0.264
	25	2022	0.096
不等間隔格子	5	28676	7.8
	8	11912	3
	10	8048	2.4
	13	5236	1.5
	16	3798	0.9
	20	2752	0.24
	25	1990	0.11

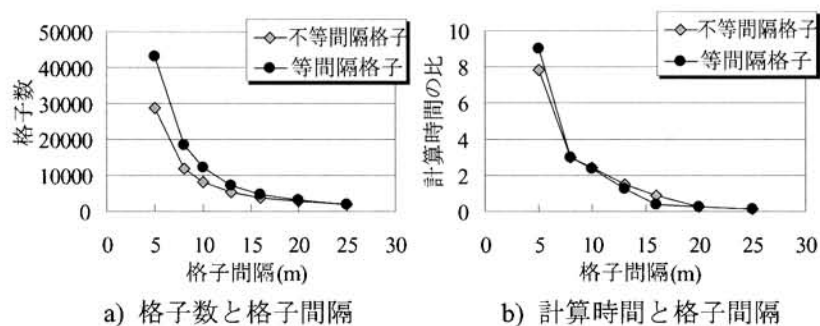


図 6.2: 格子幅と格子数および計算時間

6.1.2 計算格子における地盤高さの再現性の検討

計算格子における地盤高さ情報は流れへ大きな影響を与えるが、格子データへの計測データの補間方法、格子の配置や格子幅の設定により地盤高さの再現性は変化すると考えられる。ここでは、格子幅に注目して地盤高さに関する精度（再現性）の検証を行うため、対象領域での地盤高さの出現頻度分布を図-6.3に、また、地盤高さの平面分布を図-6.4に示す。図-6.3aに示す地盤高さの頻度分布より、1m間隔で得られる計測データと5mから25mまでの幅をもつ格子の分布はほぼ一致しているが、分布の中で高い部分（標高2m付近）および低い部分（標高1m付近）での分布にやや相違がみられる。図-6.3bに標高1m付近の頻度分布を拡大して示しているが、これによると格子幅が大きくなるほど低い部分の出現頻度が低下していることが確認できる。一方、地盤高さ分布をみると計測データ（図-6.4a）にみられる局所的に低い部分のネットワーク構造（道路部）が、格子幅5mの格子（図-6.4b）でも再現されているが、格子幅16mの格子（図-6.4c）では、局所的に低い部分の高さが周囲の地盤高さにつられて高めに評価されており、特に細かい経路の再現性が悪いことが確認できる。以上の検討により、格子データは計測データに比べ、地盤高さの頻度分布においては平均値への集中傾向が、また平面分布においては平滑化（ローパスフィルター効果）がみられることが確認できた。さらに、それぞれの効果は格子幅に比例して強くなることが確認できた。

6.1.3 計算格子と浸水分布の関連の検討

吉田ら [108] はT市近辺を含む広い海域を対象に津波計算を行っており、これにより得られた津波予測を境界条件として、岡部・高橋 [109] は沿岸域を対象とした津波伝播および浸水計算を行った。これらの研究においては、発生源として過去に発生した地震（M8.4程度）を想定し、護岸・堤防等の構造物については地震発生前の状態を維持すると仮定しているが、初期水位を満潮時の水位としたところ、一部地域で小規模な越流が見られる可能性が指摘されている。以下では、この越流状況をもとに、格子の

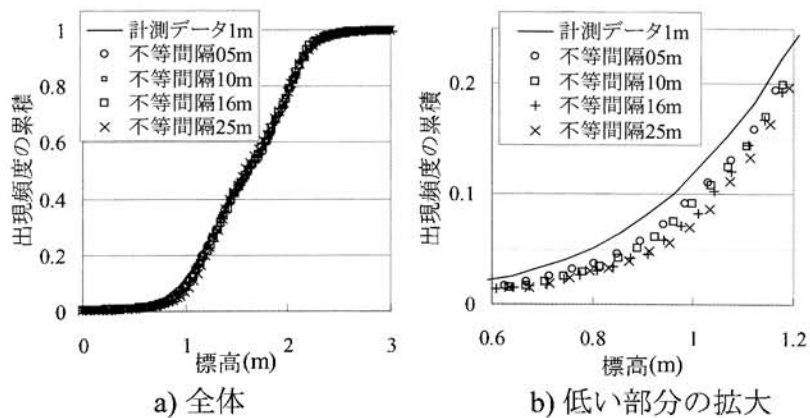


図 6.3: 地盤高さの出現頻度分布

違いが浸水域の広がり方に与える影響に注目して比較検討する。与えた流入時系列を図-6.5に示す。

図-6.6は5m不等間隔格子の水深分布の時間変化を示している。図中の実線内は計算境界を、メッシュ部はドライベッド部を示す。構造物の境界形状と細かな地盤勾配を考慮することで道路網に沿った流れが再現されている。氾濫水はまず、(図中のA)東西方向に伸びる道路に沿って西向きに流れる。また北側へも侵入し、時間 $t=3000s$ では東西方向へ伸びる別の道路(図中のB)への浸水が進む。その後、地盤の低い北側(図中のC)へ流入していく。

次に格子の違いが浸水域の広がり方へ与える影響を調べるために、図-6.6中の点A,B,Cでの水深の時系列を検討する(図-6.7)。まず、計測点Aの水深(図-6.7a)は、等間隔格子、不等間隔造格子ともに格子幅が小さくなるほど水深は大きくなっており、また浸水開始時間も早くなっていることが確認できる。その原因としては、点A付近の道路(幅約15m)が周囲の地表面よりやや低くなっており、また排水のための横断勾配が設定されているため、特に道路両端の高さが低くなっている点が影響していると考えられる。これらの特徴は計算格子が大きい場合には前節で述べた地盤高さの出現頻度の平均への集中化と平面分布に対する平滑化の効果により地形情報が適切に再現できず、通路部の地盤高さを過大評価するため、結果として浸水深が過小評価されて浸水深が小さくなったと考えられる。

計測点B(図-6.7b)でも格子幅の小さい5m格子での水深が大きくなっている。その一方で、25m格子は浸水が点B付近にまで到達しておらず、その分より多くの氾濫水が点Cへと向かう結果となっている。

計測点C(図-6.7c)では逆に5m格子での浸水到達時間が遅くなっており、水深の上昇も他の格子に比べ抑制されている。これは、5m格子では他のケースに比べて越流地点により近い点Aおよび点B付近の道路でより多くの氾濫水が貯留されたため、相対的に内部への浸水量が抑制されたことが原因となっている。また、同じ5m格子同士で

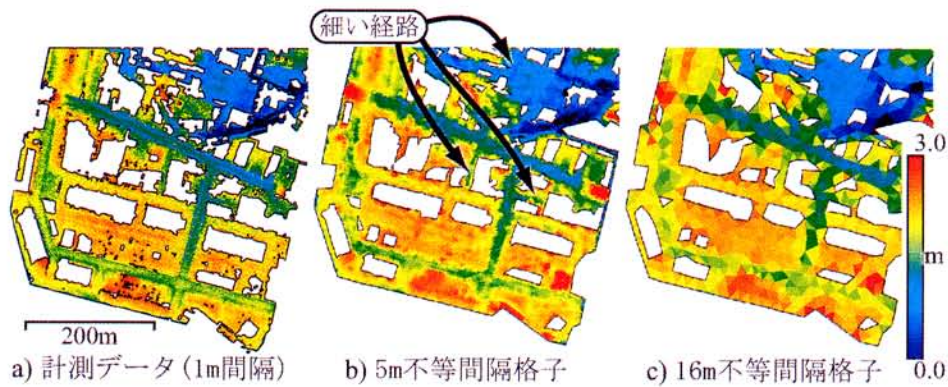


図 6.4: 地盤高さの平面分布と格子幅

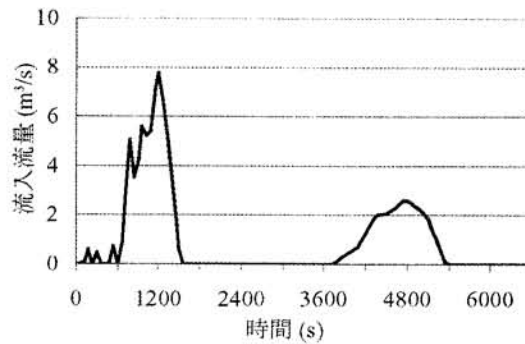


図 6.5: 流入流量の時系列

も不等間隔格子と等間隔格子では浸水開始時刻が異なっている。これは、計測点Cの周辺は比較的細かな構造物が多く密集しており、地形勾配も局所的に複雑に変化しているが、等間隔格子では細かな構造物の配置の再現性の限界があり、計測点C周辺での流れに与える構造物の障害効果を不等間隔格子での計算に比べ大きく評価していることも相違の原因になっていると考えられる。

6.1.4 計算格子と流体力評価の関連の検討

浸水時の構造物への流体力の評価方法には、構造物へ作用する力を静水圧分布を仮定した周囲の水圧差により計算した [35, 43]。前節の水深分布の検討で用いた流入流量は比較的軽微であるため氾濫水の構造物への作用がほとんどみられなかったため、ここでは流入流量を $100\text{m}^3/\text{s}$ とした条件により計算を行った。浸水地点は前節と同様とした。

図-6.8に示したのは、図-6.6中に示した構造物1および構造物2に作用した流体力の時系列変化である。図-6.8中に示した黒線は格子幅3mの不等間隔格子を用いた計算結

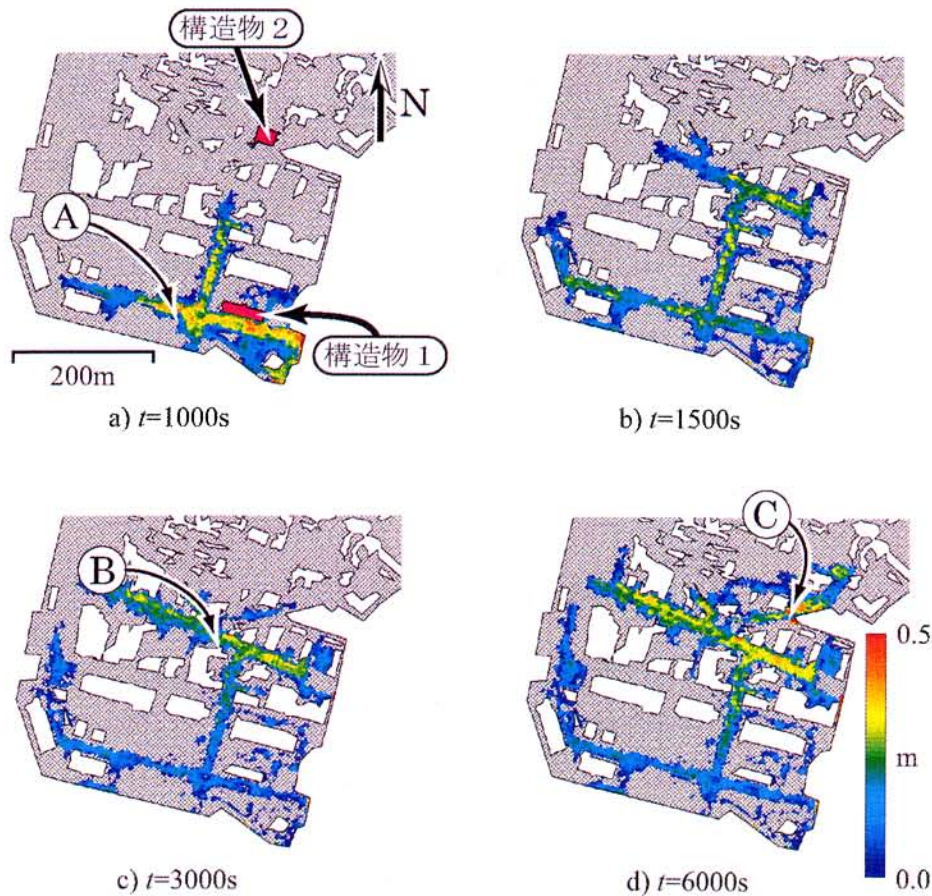


図 6.6: 5m 不等間隔格子の水深分布の変化

果であり、この値を基準としてそれぞれの格子幅での結果を比較する。まず、不等間隔格子による流体力の評価は格子幅 5m から 10m まで構造物 1,2 とともに格子幅 3m と良く一致している。格子幅 16m では構造物 2 でずれが若干みられ、格子幅 25m では両方の構造物で大きな誤差が認められる。一方、等間隔格子では格子幅ごとに流体力の評価がばらついており、構造物 1 では格子幅が大きくなるにつれ、格子幅 3m の不等間隔格子の結果とのずれが広がっており、その誤差は過小評価傾向をもっていることが確認できる。構造物 2 でも流体力の過小評価傾向が認められ、ここでは 5m 幅の等間隔格子でも不等間隔格子の結果との相違が大きい。このように等間隔格子では評価される流体力がばらつく原因として、不等間隔格子ではある程度格子幅が大きくても構造物の境界形状の再現性があまり劣化しないが、等間隔格子では格子幅が大きくなると境界形状の再現性が悪くなることが要因になっていると考えられる。これによって、等間隔格子では流体力の評価対象となる構造物の形状自体の誤差がそもそも大きいことに加え、その形状の誤差が構造物周りの流速や水深の評価へ影響を及ぼす(特に境界形状の凸凹による流れの阻害効果)のために、格子幅に依存する流体力のばらつきが大きく

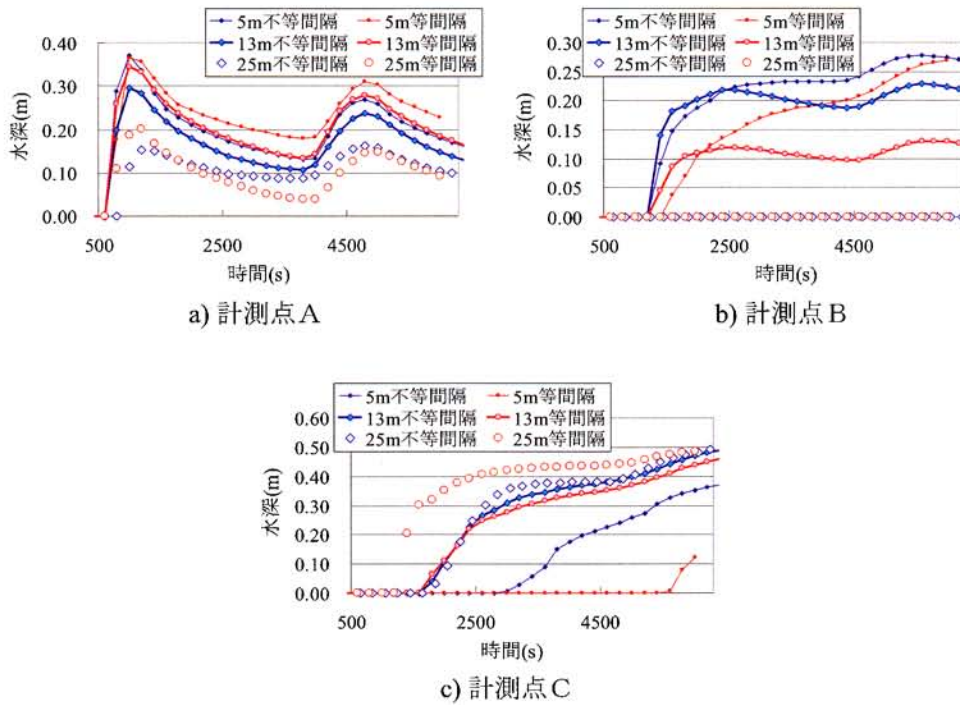


図 6.7: 計測点での水深時系列

なり、格子幅が大きい場合の流体力の過小評価につながると考えられる。

6.1.5 まとめ

以上の格子の違いの浸水域の広がり方への影響評価をまとめると以下の3点となる。

1. 格子幅が小さい場合ほど、道路での水深が大きく評価される傾向がみられる。
2. 格子幅が大きい場合は大局的にみて地盤が低い方向へより早く氾濫水が浸入するがネットワーク状には広がらない。
3. 等間隔格子を用いた場合は流体力評価に与える格子幅の影響が大きい、不等間隔格子を用いた場合は格子幅の依存性が小さい。

本研究では航空レーザー測量により得られる地形データを用いて、氾濫計算に利用可能なデータを自動生成する方法を開発した。この方法により構造物形状や地盤高さなどの氾濫計算に必要な情報を自動処理により取得することが可能となった。次に、T市を対象に既往研究によって想定された流入量の時系列を与えて、25mから5mまで格子幅を変えた場合の浸水域の広がり方の変化を調べ、格子幅が予測結果に与える影響

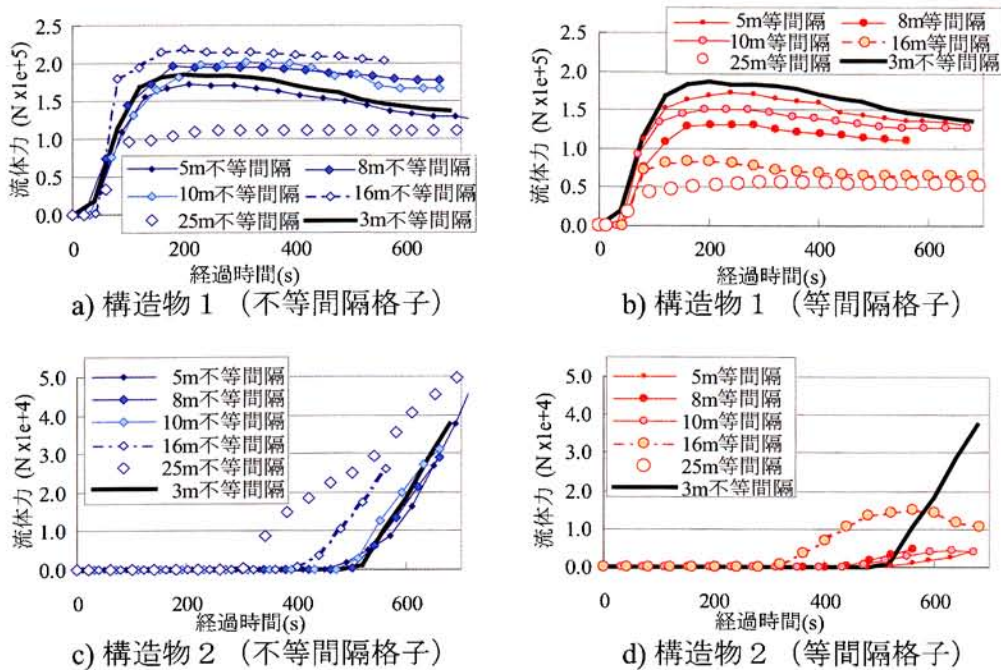


図 6.8: 流体力と格子の関係

を確認した。また、同地域において、より大きな流入量を与えた条件で、2つの構造物へ作用する流体力に及ぼす格子幅や等間隔格子を利用した場合の影響を調べた。以上の検討により、浸水域の広がり適切に評価するためには、小さな格子幅を用いる必要があり、構造物へ作用する流体力を適切に評価する上で、不等間隔格子を用いることが計算効率の点から有利であることが確認された。ところで、本研究では航空レーザー測量の中間処理結果である DSM および DEM の作成自体は取り扱わなかったが、計測された生データの加工法を工夫することにより、構造物の規模、樹木や排水路網の存在なども考慮することが可能となると考えている。これらを考慮すればさらに実際の氾濫現象の再現が可能となるため、今後はこれらの要素の自動抽出と計算格子への導入法の開発が必要と考えている。最後に、図-6.9 に示すのは、フリーの三次元画像生成ソフトである POV-Ray[71] を用いて計算結果を可視化したものである。細かな地形情報や浸水予測情報の確認には、コンター図だけでなくこのような三次元表示も有効と考えており、このような計算結果の表示法についての検討も行いたいと考えている。



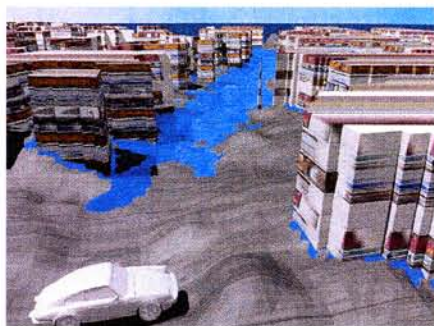
a) 全体図($t=0s$)



b) 全体図($t=3000s$)



c) D点付近の様子($t=1500s$)



d) D点付近の様子($t=3000s$)

図 6.9: 計算結果の三次元画像表示

6.2 豊岡市出石川を対象とした氾濫被害の再現

兵庫県円山川水系出石川流域 (図-6.10 [110] に円山川水系の流域図を示す。) では、台風 23 号 (台風 0423 号, TOKAGE) により 2004 年 10 月 20 日に戦後最大日雨量である 275mm を観測し、20mm を越す時間雨量が 5 時間以上継続した [111]。このため、円山川支川の出石川鳥居橋地点では、橋脚や流木等による疎通障害が生じ、橋の上流部で水位が上昇して溢水が起こり、鳥居樋門に続く左岸堤防の一部が破堤した [112]。この破堤により死者 2 名・負傷者 2 名の人的被害が、床上・床下浸水あわせて 483 戸の家屋被害がそれぞれ生じた [113]。さらに円山川本川の立野付近でも堤防が破堤し、豊岡市の 9 割が冠水、浸水面積は 41km² に及んだ。

本節では、台風 23 号に伴う出石川鳥居周辺の氾濫を対象として、細かな計算格子を用いた家屋への流体力の直接計算を実施し、現地での被害状況と比較検討して、このような流体力評価の妥当性を検討することとする。地形情報は、キネマティック GPS を用いた現地の高精度な地形勾配と、航空写真や地図による平面情報を組み合わせて、詳細な地形を再現する。次にこの地形情報に基づき氾濫解析を実施する。最後に氾濫解析の結果を用いて氾濫流が個別の家屋に与える外力 (流体力) を求め、流体力と家屋の被害状況の関連性について考察を加える。



図 6.10: 円山川水系の流域図 [112]

6.2.1 キネマティック GPS による現地計測

氾濫解析を行う上で、地形勾配は流れに対して非常に大きな影響を与える。

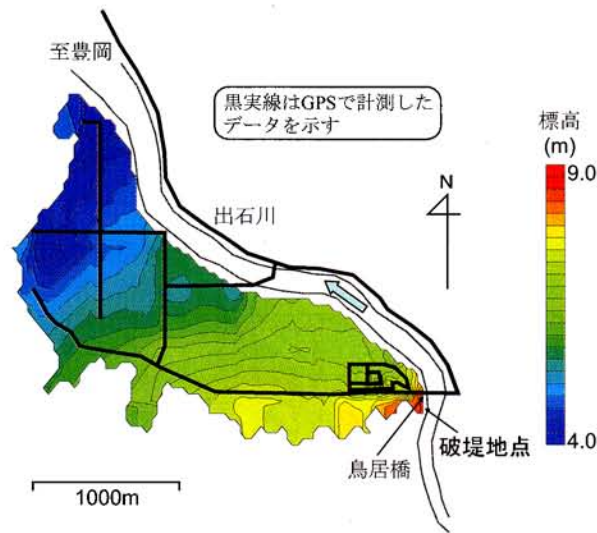


図 6.11: 出石町鳥居周辺の標高のコンターと計測経路

出石町鳥居を対象とした本現地調査では、キネマティック GPS 装置（古野電気製）を利用して、集落の細かな地形勾配（徒歩により計測）とその背後の比較的なだらかな地形勾配（GPS 装置を乗用車の屋根に搭載して測定）を計測した。この計測により得られる位置精度が 20mm 程度であり、計測距離にかかわらず原理的にこの精度が保証されるため、地形勾配の計測には適した方法といえる。

図-6.11 に計測によって得られた出石町鳥居周辺の地形のコンターを示す。

キネマティック GPS 計測では、位置の基準が基準局の位置となるため、何らかの方法で位置を合わせる必要がある。そこでトータルステーションによりいくつかの点の位置を計測し、これを基準として GPS 計測値を移動させた。GPS による計測経路は図-6.11 の黒の太線で示してある。本計測システムでは 5Hz ごとに計測が行えるため、徒歩により測定した堤防破堤付近は約 10cm 間隔、乗用車では約 2m 間隔でデータの取得が行えている。計測値の総計は約 50,000 点である。

これらの GPS 計測データをもとに、氾濫領域で値を補間してコンター図を作成した。データの補間には Golden Software 社製 Surfer 8 を用い、補間法には Kriging 法を採用した。補間に用いるデータのうち、堤防や山間部のデータはこれを除去し、集落および農地の地形勾配だけが得られるようにした。図-6.11 の計測経路から破堤地点付近の地形情報は細やかに得られていることがわかる。

6.2.2 計算モデルと流体力の評価

氾濫解析には、5章で述べた浅水流非構造格子計算モデルを用いた。流体力は、その計算結果より算出した。流体力は本来物体周囲の圧力分布により物体に働く力であり、物体周囲の圧力分布の差を 3次元計算によって厳密に求めることができれば、直接求

められる量である。しかし、浅水流方程式は鉛直積分した2次元方程式であるため、物体周囲の流れを厳密に計算することができず、物体周囲の圧力分布を厳密に求めることは不可能である。このため何らかの方法で流体力をモデル化する必要がある。モデル化の方法として福岡らは次の2つの方法を提案した [114].

1. 抗力係数を用いた抗力モデル
2. 家屋前後の水深差を利用したモデル

福岡らは実際に家屋の模型を配置し分力計によって流体力を計測する水理模型実験を行い、様々な家屋に対して抗力係数を正しく定めることは困難であるという結論を得た。一方、家屋前後の水深差から求めた流体力と分力計で測定した流体力の計測結果は、良く一致したと報告している。すなわち、家屋に作用する流体力は静水圧分布と見なすことができる。同様の実験が重枝ら [46] によってもなされた。彼らの結論は、洪水氾濫流が到達してから少しの間は、構造物周りの圧力分布は静水圧分布で近似できないが、それ以降では静水圧近似が可能であるというものである。

以上のことから、本稿においても流体力の評価に関して家屋前後の水深差を用い、圧力分布を静水圧分布と近似する。具体的な式としては、川口らの方法 [43] を用いる。すなわち、家屋に作用する流体力を F として、これを次式によって定める。

$$F = \oint \frac{\rho g h^2}{2} n ds \quad (6.1)$$

ここで、 n は家屋境界内向きを正とする単位ベクトル、 ds は家屋境界周囲を表す。なお式 (6.1) では家屋境界周囲の長さが長くなるにつれて流体力が大きく評価されるため、式 (6.1) によって求めた流体力を各々の家屋の長さで除した単位幅当たりの流体力で評価する。家屋延長はメッシュ生成時に家屋の概形を入力する際に求められる。

6.2.3 鳥居周辺の氾濫解析

計算格子

計算に用いる格子は非構造三角形格子である。計算格子を図-6.12 に示す。三角形格子の大きさは、破堤地点から遠ざかるにつれてメッシュサイズが大きくなるように調整し、破堤地点の周辺は4m、最大で100mとした。全体の格子数は24,000個程度である。図中白くなっている箇所が家屋を示し、家屋の位置や大きさは航空写真を参考に割り出した。なお、メッシュの生成はTsubakiら [115] による自動生成プログラムを用いた。

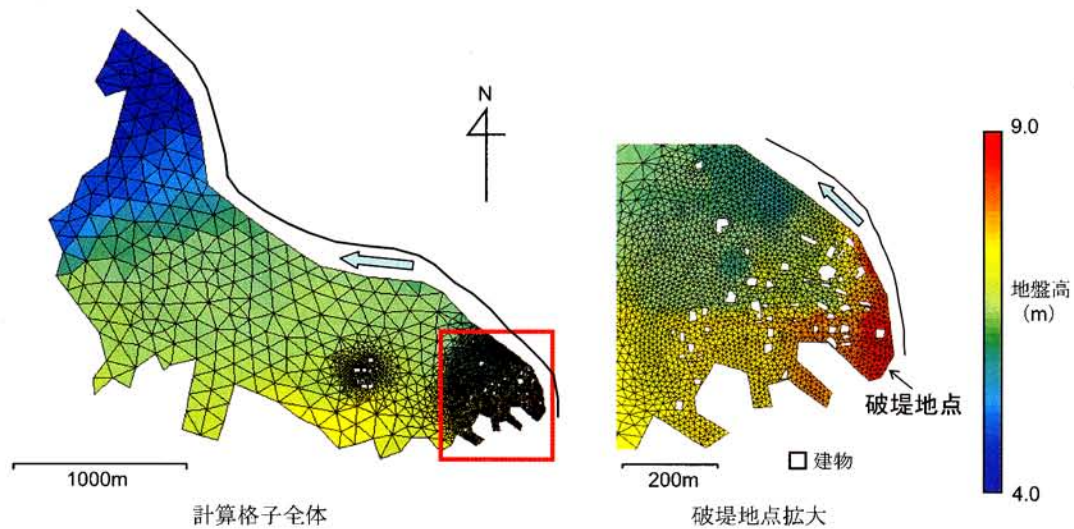


図 6.12: 出石川氾濫の計算格子

流入流量

破堤地点からの流入流量としては、以下の2種類の流量を仮定する。

1. 越流に伴う流入流量
2. 破堤に伴う流入流量

まず1.について述べる。従来、破堤箇所からの越流流量の計算には本間の越流公式が多く用いられてきたが、横越流成分を抽出する必要がある。土木研究所では水理模型実験により、本間公式を補正する形式で横越流特性をふまえた氾濫流量公式を提案した [107]。すなわち、越水に伴う越流量 Q は本間公式による氾濫流量 Q_0 を用いて、河床の平均河床勾配 I に対し、以下の式により算定する。

$$Q/Q_0 = \begin{cases} \cos \left(155 - 38 \times \log_{10} \frac{1}{I} \right) & (I > 1/12,000) \\ 1 & (1/12,000 \leq I) \end{cases} \quad (6.2)$$

ここに、本間の越流公式は次式による。

$$Q_0 = \begin{cases} 0.35Bh_1\sqrt{2gh_1} & (\text{完全越流}) \\ 0.91Bh_2\sqrt{2g(h_1-h_2)} & (\text{もぐり越流}) \end{cases} \quad (6.3)$$

ここで、 B は破堤幅、破堤部において敷高から見て高いほうの水位が h_1 、低い方の水位が h_2 である。

本計算においては、完全越流を仮定し、平均河床勾配 $I = 1/1,300$ 、破堤幅 $B = 100\text{m}$ 、越流水深 $h_1 = 0.40\text{m}$ (円山川堤防委員会資料 [116]) として越流流量を求めた。この結果は約 $30\text{m}^3/\text{sec}$ となった。

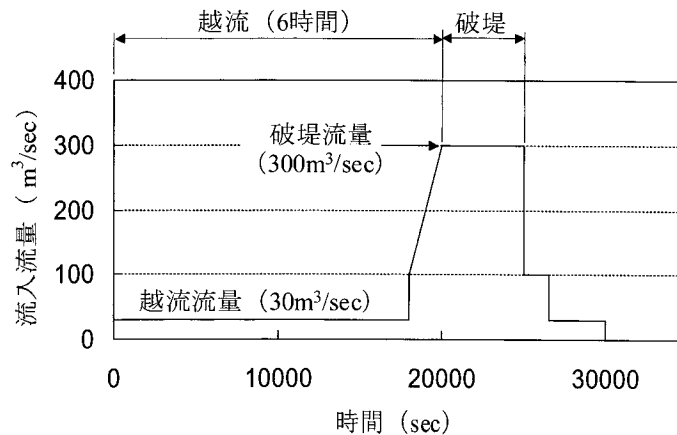


図 6.13: 出石川氾濫で仮定した流量ハイドログラフ

次に 2. の破堤に伴う流入流量について述べる。越流水深等の資料がないため、氾濫域に貯留した氾濫水の総量から流量を求める。まず、氾濫水の総量の求め方は次の様である。対象地域を翌日に撮影した写真 [117] から定常状態の水位を推定し、各々の地点の標高から差し引いて水深を求める。この水深に氾濫域の面積を乗じることで、氾濫水の総量を得る。この結果は約 $3,500,000\text{m}^3$ である。次に降雨による貯水は、流域流量が 275mm [113] であったことから、これに氾濫域の面積を乗じて約 $1,100,000\text{m}^3$ の降雨体積を推定した。従って越流・破堤に伴う流入体積は、氾濫水の総量から降雨による貯水を差し引いた約 $2,400,000\text{m}^3$ となる。越流による流入体積は、越流が 6 時間程度継続したという報告 [116] から求められるため、破堤のみの流入体積が推定できる。出石川自体の流量はピーク時で $1,000\text{m}^3/\text{sec}$ であり、破堤が起こった時刻 (23:18 ごろ) には水位は下がっていた。このため、これより少ない流量と推定される。以上のことから、図-6.13 に示すような流量ハイドログラフを想定して解析に用いた。

その他の計算条件

流れの抵抗則にはマンニングの式を用い、マンニングの粗度係数 0.04 を計算格子内に一律に与えた。さらに詳細なモデル化のためには、岩佐 [26] らが行った地目別の等価粗度係数を与えるべきと考えるが、本解析地域は田畑が大部分であり、道路盛土等の構造物被害に対する影響は都市域の氾濫現象に比して少ないものとする。建造物境界はノンスリップ条件である。また時間ステップは $\Delta t=0.001\sim 0.01\text{sec}$ の間で解が発散しないように与えた。初期水深としては降雨による貯留を考慮し、計算領域全体にあらかじめ流域雨量に相当する 30cm の水深を与える。これは越流が始まったときにはすでに日雨量の 2/3 の降雨量に達しており、氾濫域での細かな降雨パターンと浸水被害の関係は大きくないと考えたためである。解析は流速ベクトルや水深をモニタリングしながら行った。

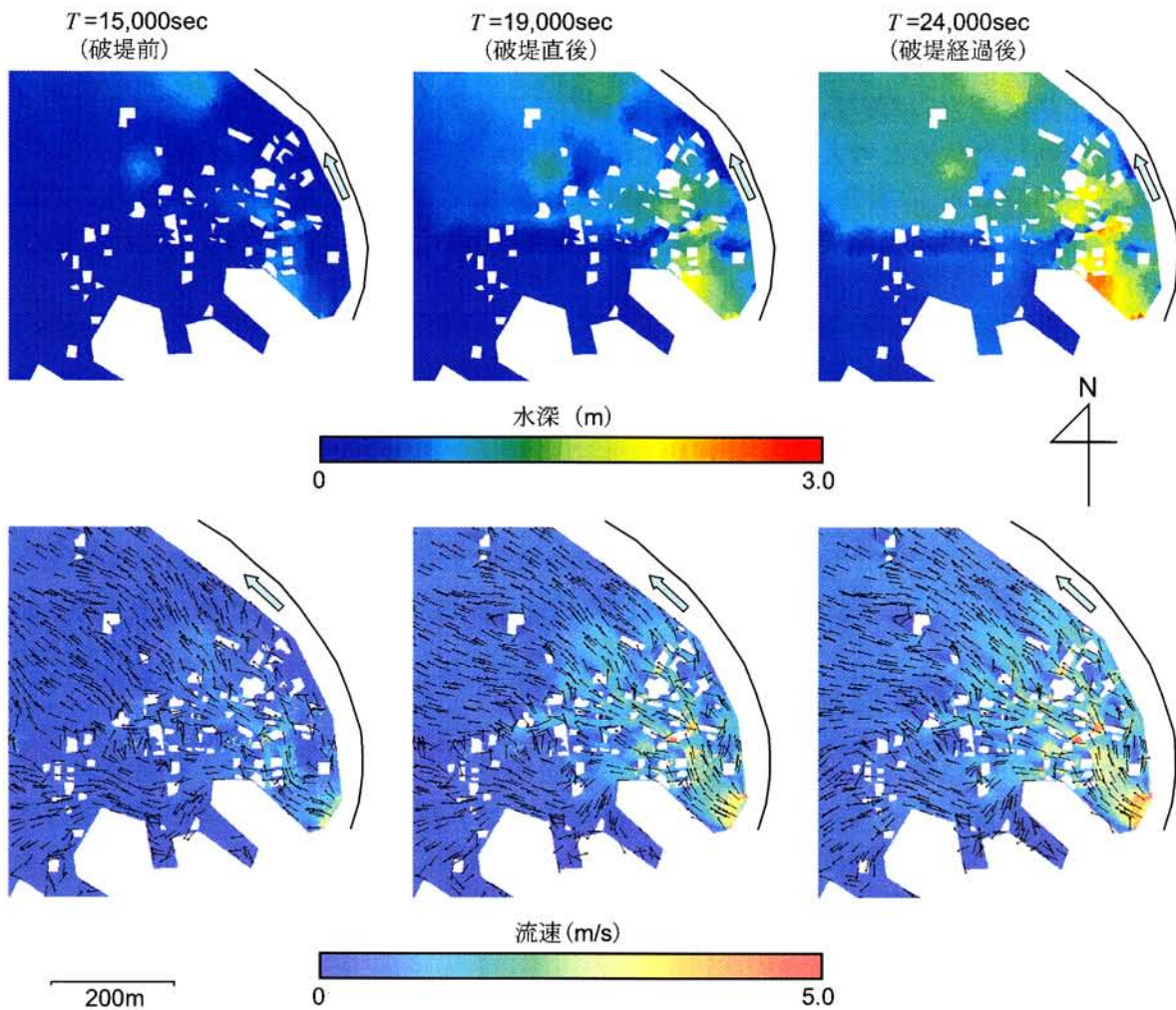


図 6.14: 氾濫水の推移

以上の計算では、破堤地点からの流入のみを対象とし、河道の流れを直接取り扱っていない。しかし流入流量を想定する際、越流水深は河道を2次元不定流解析によって解析した円山川堤防委員会の試算 [116] をもとにしている。また破堤流量も河道のピーク流量と破堤時の水位を参考に決定している。

氾濫水の推移

図-6.14 に越流開始から 15,000sec (越流開始後約 4 時間) , 19,000sec (破堤直後) , 24,000sec (破堤後約 2 時間) 後の鳥居橋周辺の浸水深の分布と流速ベクトル図を示す。流速ベクトル図は、矢印で流れの方向を示し、流速の絶対値を色分けして示している。浸水深の分布図から時間の経過とともに氾濫水が広がっていく様子がわかる。越流開始から 24,000sec 後の水深の分布では、最大 3m 程度の浸水深となっている。氾濫水の

広がり方を見ると、破堤の前後で、破堤点より北側の浸水深は1.5m~2m程度と深くなっているのに対し、南側での水深の変化はあまり見られない。これは破堤点南側のほうが北側より2m程度標高が高くなっており、氾濫水が標高の高いところから低いところへ移動したためと考えられる。また越流開始から15,000secと24,000secを比較した場合、15,000secの場合浸水深はどの場所においてもほとんど変化していないことから、越流による流入と破堤による流入では、破堤による流入が支配的であったことがわかる。

流速ベクトル図からは、破堤地点からの流向が読みとれ、流速が速い地点では約4m/sec程度と計算された。局所的に速い流速は、現地の局所的な地形によって生じたものと考えられる。

鳥居地区の目撃証言によると、堤防決壊後鳥居地区の家々の1階は完全に水没した[118]という報告がある。一般的な住居の1階部分の高さは2~2.5mと考えられる。これに対して、計算結果は破堤点に近いところでは2.5m程度となっていることからおよそ良好に結果を再現できたことがわかる。

6.2.4 流体力と家屋被害の関連性

鳥居橋周辺では破堤による2種類の家屋被害が見られた。すなわち、家屋全体が傾いて居住不可能となっている場合と1階部分のガラス戸やふすまが破壊された場合である。これらの地域の家屋(約30戸)に対して、個別に流体力を求め、求めた値を補間して(補間法にはKrigingを用いた)、被害地域周辺の流体力のコンター図を描くと図-6.15のようになる。

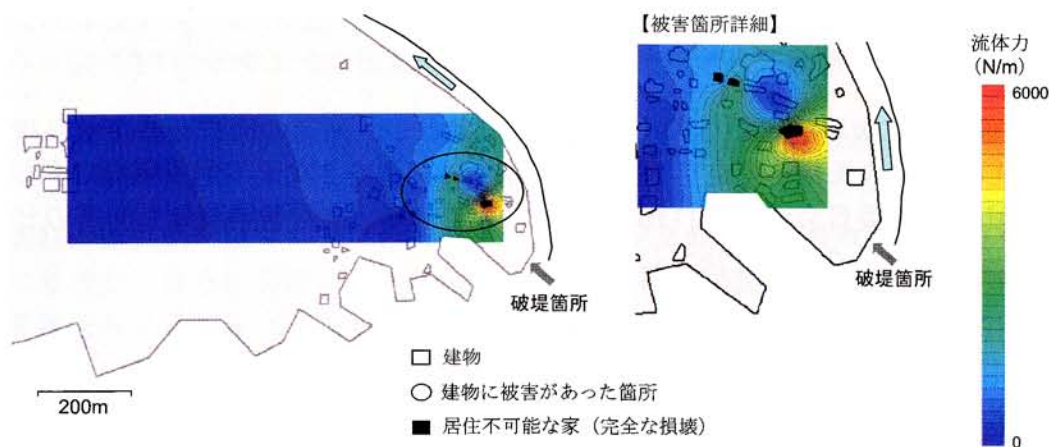


図 6.15: 鳥井町付近の流体力のコンター

図-6.15 から流体力が大きい箇所では家屋被害が生じていることがわかる。したがって、家屋被害の規模を推定する目安として、流体力は有効な指標となると言える。

6.2.5 まとめ

本稿では2004年の台風23号に伴う出石川鳥居付近の高解像度な氾濫解析を実施した。以下に結論を列挙する。

1. 鳥居橋周辺は徒歩によるキネマティックGPS計測を行い、広範な範囲については乗用車に装置を搭載して、細やかな地形勾配を求めた。
2. 現地周辺の細やかな地形データをもとにして氾濫解析を行い、破堤地点から氾濫水が推移していく様子を計算することができた。また浸水深に関しては新聞等にあった被害報道の結果とほぼ一致し、良好なシミュレーションが行えた。
3. 家屋に作用する流体力は家屋被害と密接な関係を有している。

本研究では静水圧の差を持って流体力を定義したが、家屋が破壊に至るような場合は、静水圧の差だけではなく、動圧や衝撃力も無視できなくなると考えられるため、今後の検討が必要である。

7章 新湊川の氾濫

本章では、新湊川を対象とした氾濫評価を行う。まず、7.1章で、新湊川流域および当流域で発生した水害の概要を述べ、次に、7.2章では、1998年および1999年に発生した被害事例の評価を目的として家屋の密集する地形情報を取り入れた数値モデルを作成して、実際の被害状況との比較を行い被害の評価を行うとともに予測システムの有効性を確認すべく、7.3では、新湊川の河道流れに注目して親水工である階段工が設置された河道形状を細かく再現する河道モデルを作成し、増水時の流れを数値的に再現する。最後に、本章のまとめを述べる。

7.1 新湊川氾濫の概要

新湊川水系は、六甲山系再度山を源とし、天王谷川と石井川が合流し新湊川となった後に、支川である荻藻川と合流して神戸市長田区を通過して大阪湾へ注いでいる [119]。流域面積は30km²の二級河川であり、菊水橋より上流側の市街地の割合は約1/3、残りの約2/3が六甲山地である。下流側は市街化率はほぼ100%である [120]。新湊川は、以前は湊川と呼ばれており上流川の土砂供給量が多く、河床が次第に上昇して天井川となって江戸時代から洪水氾濫がしばしば発生していた。近代の出水として明治29年8月のものがあり、100mに渡る堤防の決壊、117戸にのぼる流出家屋、38人の死者という大きな被害が発生した。前記の天井川化の進行により、明治29年当時の堤防高さが6m以上まで上昇して交通上の障害となっていたことや、当時の湊川が注いでいた神戸港が埋まることが問題となり、この明治29年の災害が契機となり菊水橋付近から河道を西向きに開削し、会下山内部をトンネルにより通過させて、荻藻川と合流させる湊川の付け替え（新湊川の新設）が行われた。

昭和42年7月の集中豪雨による水害では、84人もの死者を出す大きな被害を被り、これを契機に治水計画の見直しが行われ、昭和60年に工事实施基本計画が策定された。平成7年には兵庫県南部地震により阪神地域に大きな被害がみられ、新湊川も擁壁護岸の東海やトンネル部の変形などの大きな被害をこうむっており、その河川災害復旧助成事業として被害の回復だけでなく、流下能力の増強や親水性向上を踏まえた水辺空間の整備も合わせて進められた。しかし、その整備事業の実施中であった平成10年および平成11年に、新湊川から溢水が発生し周辺地域の浸水被害が発生をもたらし、図-7.1に溢水地点周辺の地形と浸水域を示す。

平成10年（1998年）の浸水被害は台風7号によるもので、菊水橋付近での流出量は $130\sim 140\text{m}^3/\text{s}$ 程度と推定されている。当時の流下能力は $100\text{m}^3/\text{s}$ 程度と考えられているが、出水時には溢水部周辺などで河川改修工事のための仮設物や水防柵が設置されていたために、流出量が $80\text{m}^3/\text{s}$ を超えたあたりから溢水が始まり、溢水が終了した時点の下流への流下量はさらに下って $50\sim 65\text{m}^3/\text{s}$ 程度であったとされている[121]。

翌年の平成11年（1999年）には、西日本一帯を覆った梅雨前線による局地的な大雨により平成10年と同様に洗心橋付近から溢水が発生した。この当時には河川改修工事は行われておらず、流下能力自体は $100\text{m}^3/\text{s}$ 程度、水防柵を考慮すると最大 $130\text{m}^3/\text{s}$ 程度[122]と平成10年時よりも高かったにもかかわらず、溢水がみられた原因はピーク出水量が $160\sim 170\text{m}^3/\text{s}$ と大きかったためである[123]。

図-7.2は震災前の河道を想定して不等流計算により求められた水位と堤防高さの関係である。堤防高さと流量の関係を見ると、5つの橋との交差点で堤防高が局所的に低いために流下能力のネックとなっており、特に上流部に位置する菊水橋、ついで洗心橋における堤防高さが限界となって流下能力が $100\text{m}^3/\text{s}$ 程度に制限されていることがわかる。平成10年、11年時点でも、河道形状はほぼ同様のものであり、さらに平成10年の災害時には工事関連の構造物による流れの阻害が起きたものと考えられている。

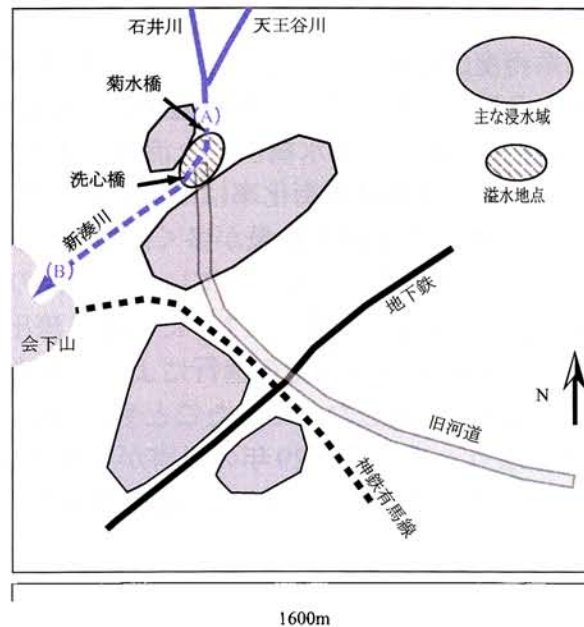


図 7.1: 新湊川の溢水地点周辺の地形と浸水域 [124]

新湊川は、都市域の多くの河川と同様に、周囲の開発が進んでいるため、川幅を広げることが困難であるため、疎通能力を確保するために、河床の掘り込みが進み、矩形の断面を持つ三面コンクリート張りにより河道が固定されている。周囲の車道など

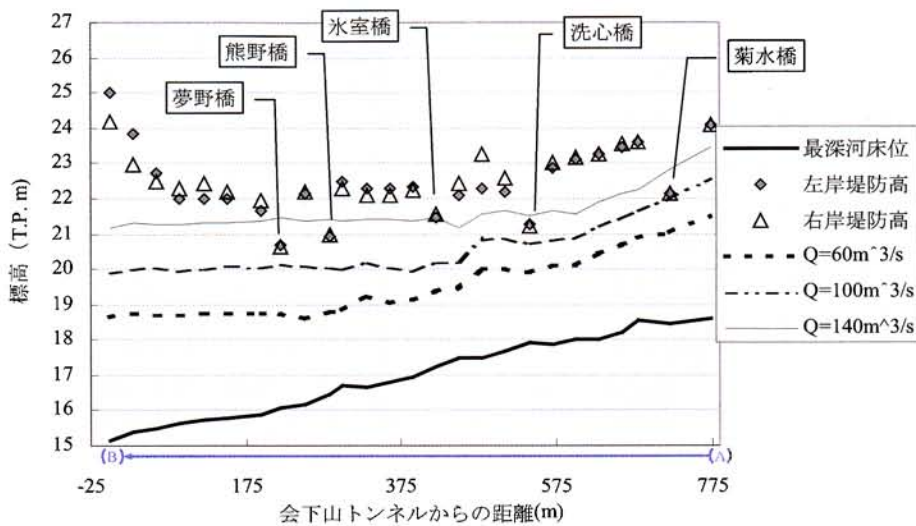


図 7.2: 新湊川の震災前の河道を想定した一次元不等流計算による水位 [121] (図-7.1 中の (A) から (B) の区間に相当)

の地盤高さと河床との高低さが多く、河道の散歩などを行うために、河道の側岸には凹部が設けられ、そこに設置された階段を通して、河道に降りることができるようになっている。このような階段工と呼ばれる設計がなされた地点は、図-7.1 に示した溢水地点の付近にも二つあり、その内の一つは、溢水地点である洗心橋の直下にあるため、このような設計の存在により河道流れが変化することにより、溢水への何らかの影響を与える可能性を否定することはできない。

以上の新湊川の状況を踏まえて、続く 7.2 章で、1998 年および 1999 年に発生した氾濫被害を、4 章から 6 章までの成果を利用して、周囲の地形を詳細に再現した地形モデルを用いて再現・評価する。続く 7.3 では石井川と天王谷川の合流地点から会下山に至るまでの新湊川の河道区間に注目し、この区間の河床形状を数値モデルにより詳細に再現して、増水時を想定した条件下での階段工 (開水路側岸凹部) を含めた流れを数値的に評価する。

7.2 浸水被害の再現と評価

7.2.1 計算条件

氾濫シミュレーションの対象領域は、平成 10 年、11 年で浸水がみられた菊水橋と洗心橋の周辺の 1600m 平方の領域とする。図-7.3 に示すのは対象領域の航空レーザー計測によって得られた DSM と、この DSM を元に前章でのべた処理法によって抽出した

DTMである。DSM (図-7.3a) とDTM (図-7.3b) を比較すると、DSMに含まれる建造物などの局所的に高い領域や河川などの低い領域が、DTMでは取り除かれており、地盤高さを良好に捉えていることが確認できる。次に、DTMと領域の概要 (図-7.1) を比較すると、新湊川の河道周辺では地盤が周囲よりやや高くなっていること、また旧河道も同様に地盤は周囲から高く盛り上がっていることが確認できる。この河道部分の高さは、湊川 (旧河道) が土砂供給量の多いために河床の上昇が起きて、天井川化していた痕跡を示していると考えられる。

航空レーザー計測データは平成16年度のものであり、平成10年、11年当時の河道とは異なっている。平成11年当時と計測時を比較すると、河道幅等は同様であるが河床高さは、平成11年当時には2m高かった [125]。また平成10年は、平成11年と比べ、河道工事に関連する構造物による河道の狭窄や障害物の閉塞などが流れに影響を与えたとされている。以上の点を踏まえて、平成10年の再現計算では河道状況は再現せず、破堤地点をあらかじめ設定して、この地点での溢水流量を計算条件として与えた。一方、平成11年の再現計算では、河道を含む平面形状は計測データを利用して再現し、合流部直下の落差工から下流側の河道部の標高を計測値より2m上昇させた。流量は解析領域内の石井川と天王谷川の上端で与えた。流量は新湊川での観測流量値を用いた [126] (図-7.4)。河道の下流端での境界条件としては水深を与えたが、その値は、上流部で与えた流量と不等流計算結果 (図-7.2) における会下山トンネル入り口付近の水深を参考にして決定した。

生成した計算メッシュの全体を図-7.5aに示す。また、同図中に白枠で示した領域を拡大したものを図-7.5bに示した。格子生成の際には、三角格子の辺の長さをできるだけ20m確保しつつ、可能な限り建造物形状を再現するようにした。領域の大きさは1600m平方とし、格子数は14500個である。河道には50cm程度の堤防が設置されている部分もみられるが、本研究ではこの堤防高さについては考慮しなかったため、溢水の評価は危険側となっている。

7.2.2 計算結果と考察

まず、平成10年の浸水被害を想定した計算を行った。この被害では河道の閉塞などの複雑な条件による河道の水位上昇が引き起こされたと考えられている。今回は河道の流れについては取り扱わず、破堤地点で溢水流量を与えた。4つの時刻での浸水深の分布を図-7.6a-dに示した。また、溢水開始からの時刻 (s) と計算に用いた溢水流量 (m^2/s) との関係を図-7.6eに示した。

浸水は、溢水地点から円状に広がるっていくが (図-7.6a-c)、旧河道部は地盤高さが高いため、旧河道の位置を境に東西に浸水領域は分割されて、南方向へと広がっていく傾向が確認できる。溢流水の大部分は、そのまま溢水地点の商店街の周辺部にとどまるが、一部は南へと流下して地下鉄駅周辺まで到達している (図-7.6d)。浸水深につ

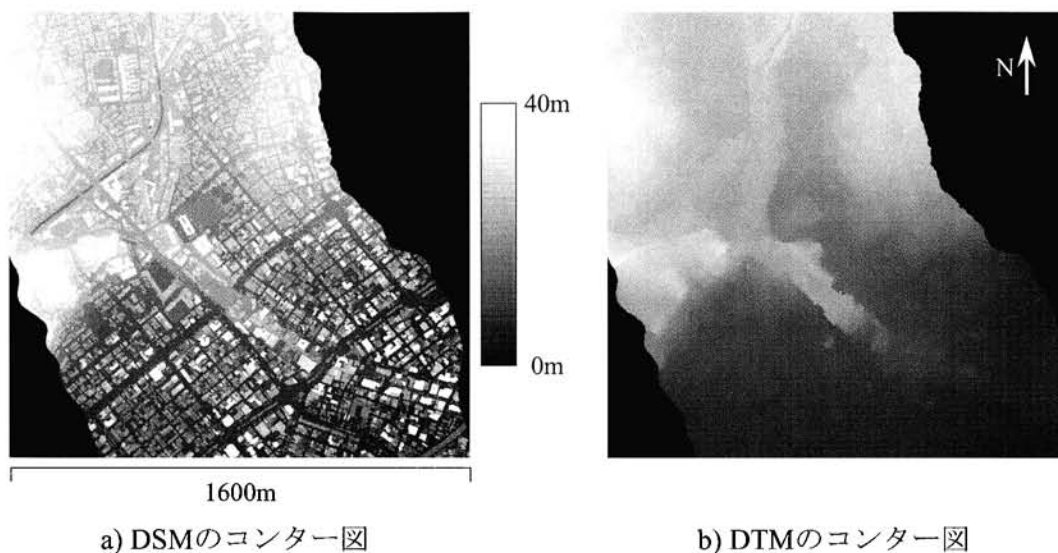


図 7.3: 新湊川氾濫の計算領域

いては1mを超えるという記録があるが[127], 計算結果での最大浸水深は1.5m程度であり浸水実績をよく再現していると考えられる。

次に, 平成11年時の浸水被害を想定して計算を行った結果を図-7.7に示す. 流入流量は $t=18:00$ に $160\text{m}^3/\text{s}$ のピークをもつ波形を与えたが(図-7.4), 計算による浸水は $t=17:50$ 前後に開始した. この時点で河道内の水位は周囲の地盤と同程度となっており, その後, 洗心橋付近と, 会下山トンネル上流部の2点など幾つかの地点での溢水がみられた. $t=18:10$ (図-7.7c)には, 400m 平方の範囲にわたって浸水域が広がっている. その後($t=19:00$, 図-7.7d)は, 新湊川左岸の浸水域の広がりは見られず, 合流点上流側からの浸水が右岸側に若干流下しているが, その浸水深は 10cm 程度と小さい. 一方, 平成10年の計算と同様に, 溢水領域と流量を与えて浸水計算を行ったところ, 平成10年時の計算結果とほぼ同様の浸水域・浸水深が得られた. 河川流を含めた計算結果と比較すると, 溢水流量を与えた計算結果に比べて, 溢水流量が過少評価されており, そのために浸水深を浅く, 浸水域を狭く評価している結果となった. しかし, 溢水地点や河道周辺の浸水域の配置は被害実績(図-7.1)とある程度対応はみられることから, 被害予測としてはある程度有効な情報を得られたと考えている. なお, 現況の河床高さを与えて, 平成10年, 11年の両年の流量を流下させたところ, 溢水は発生しなかった. 以上の計算結果から得られた知見を以下にまとめる.

1. 新湊川の氾濫被害には, 旧湊川から続く河床の周囲からの高さが影響していると考えられる. 河道の付け替え後も, 河道周辺の地盤高さは周囲より高くなっている. そのため一旦溢れた氾濫水は河道からその周辺へ一気に流れ込み, 相対的に標高の低い部分に溜まっていくという構造がみられた. また, 従来の被災状況を

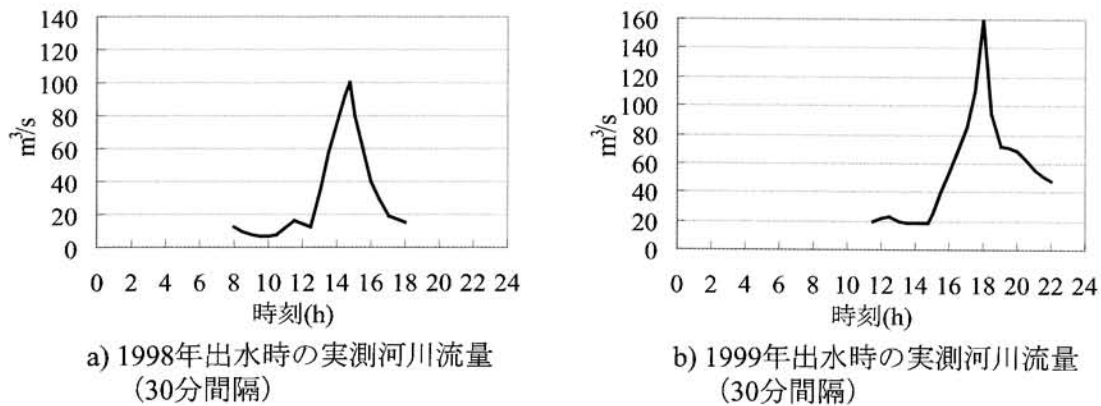


図 7.4: 新湊川氾濫の流量

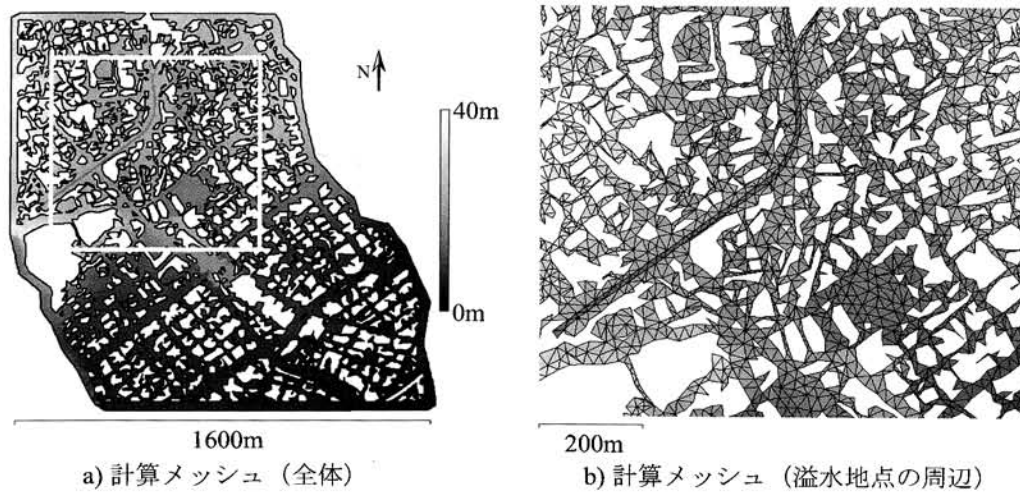


図 7.5: 新湊川氾濫評価の計算格子

示す表現として”旧河道に沿って浸水した”というものがみられるが、実際の旧河道部自体は周囲より高くなっているため旧河道を回り込むように浸水するというのが、より適切な表現と考えられる。

- 平成 10 年, 11 年の再現計算により, 主な被災地域である洗心橋南部の浸水状況を再現することができた。浸水地点と流量を与えた計算では, 浸水深も含めて, 実績とよく対応する結果が得られた。一方, 平成 11 年を想定し, 河道内の流れも含めて計算を行ったところ, 洗心橋付近の溢水をある程度再現することはできたが, 溢水流量を過少評価する結果となった。ただし, 河川の水位は浸水開始時点では幾つかの点で周囲の地盤高さと同程度まで上昇しているため, 小さな地盤高さの差や水位の差が溢水位置・流量に大きな影響を与える。よって, 地形情報

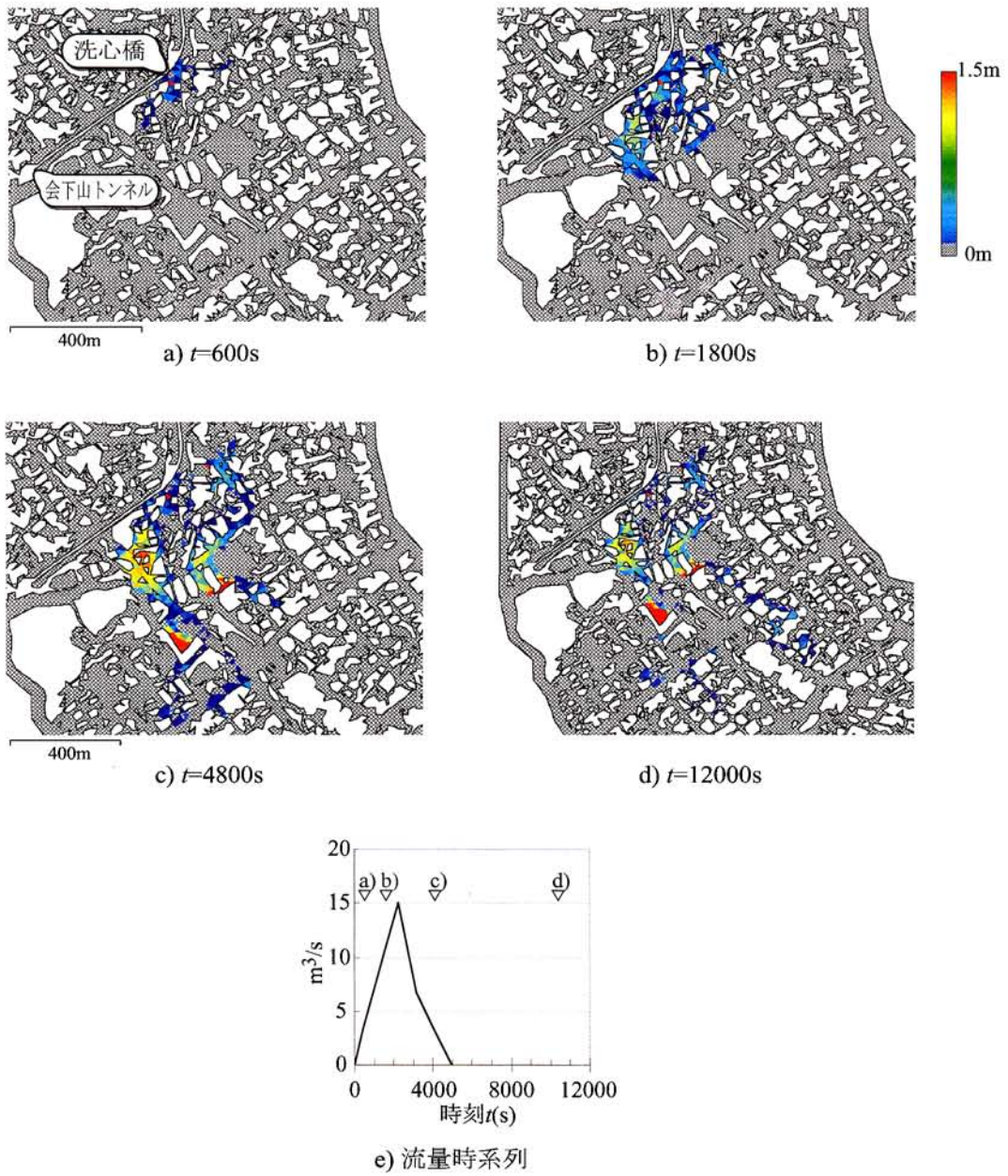


図 7.6: 1998 年の浸水深被害の再現計算結果

や上流での流量や、下流での水位の設定の小さな変化が、計算される浸水状況を大きく変化させることになる考えられる。

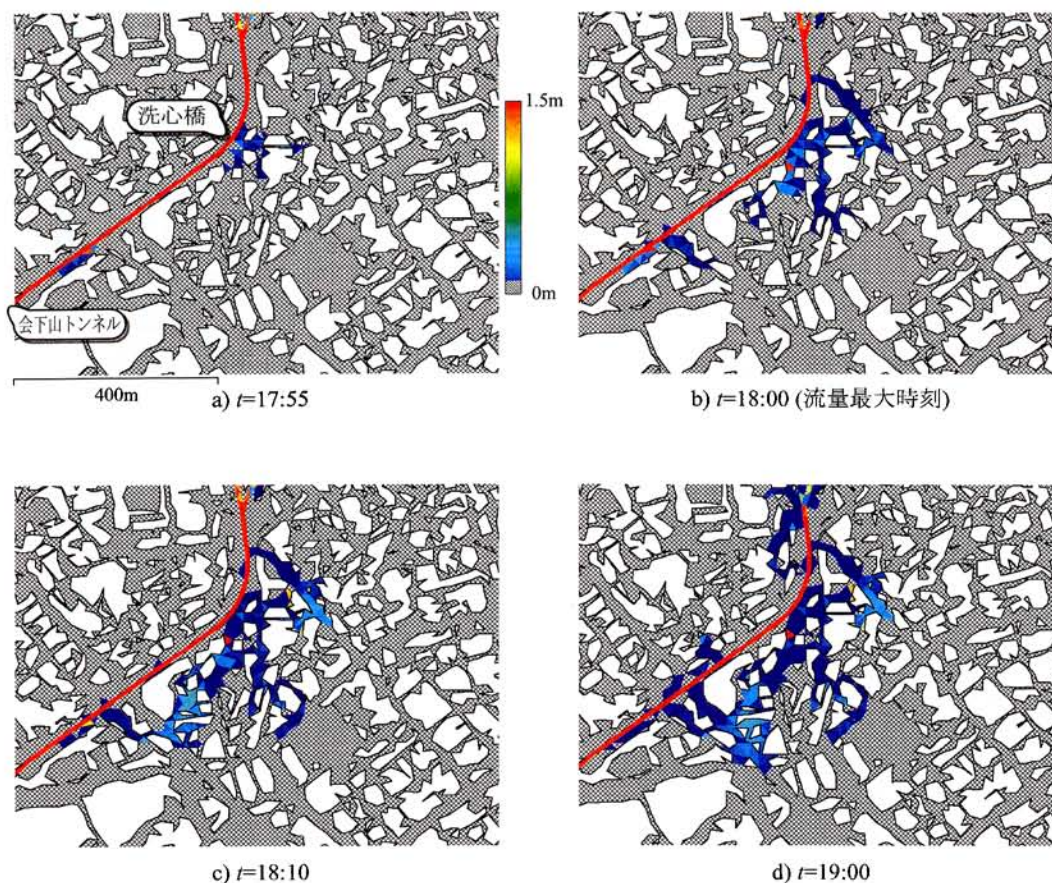


図 7.7: 1999 年の浸水深被害の再現計算結果

7.3 階段工を含む河道流れの解析

新湊川は、都市域の多くの河川と同様に、周囲の開発が進んでいるため、川幅を広げることが困難であるため、疎通能力を確保するために、河床の掘り込みが進み、矩形の断面を持つ三面コンクリート張りにより河道が固定されている。周囲の車道などの地盤高さと河床との高低さが多く、河道の散歩などを行うために、河道の側岸には凹部が設けられ、そこに設置された階段を通して、河道に降りることができるようになっている。このような階段工と呼ばれる設計がなされた地点は、図-7.1に示した溢水地点の付近にも二つあり、その内の一つは、溢水地点である洗心橋の直下にあるため、このような設計の存在により河道流れが変化することにより、溢水への何らかの影響

を与える可能性を否定することはできない。そこで、本節では石井川と天王谷川の合流地点から会下山に至るまでの新湊川の河道区間を数値モデルにより再現し、増水時を想定した階段工(開水路側岸凹部)を含めた流れを数値的に評価することとした。

地形データの再現には航空レーザー測量(LiDAR)により得られたデータにより平面形状および河床形状を抽出したのち、せん断層を密にした非構造格子を生成した。計算領域を図-7.8に示す。計算領域には二つの側岸凹部が含まれ、上流部の凹部内は階段が設置されており全面的に河床が高くなっており、凹部下流側は斜めに本川の側壁(側岸)に接続されている。一方、下流側の凹部にも階段が設置されているが、上流部から下流に向けて設置されており、凹部の上流部のみ河床が高くなっている。また、凹部形状は矩形となっている。ただし、実際の凹部付近には手すりや隔壁等の構造物も設置されているが、これらを浅水流モデルで再現することは難しいため、これらについては考慮しておらず実際の河道を完全に再現しているわけではない。

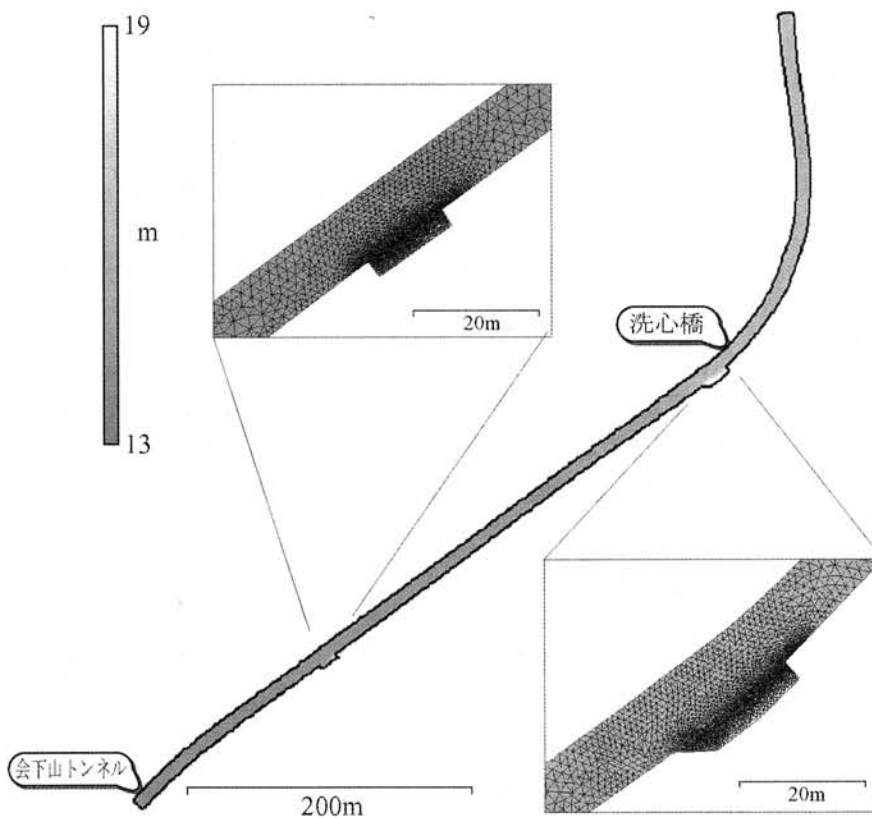


図 7.8: 新湊川の河道の計算領域(コンターは河床高を示す)

この河道モデルに対して計画高水流量相当の流量を与えたところ、主流部の Fr 数は 0.8 程度の流れとなり、上流部の凹部はほぼ死水域となったが、下流部の凹部では比較的強い循環流がみられ、また水面や流れの変動も確認された(図-7.9)。この下流側での

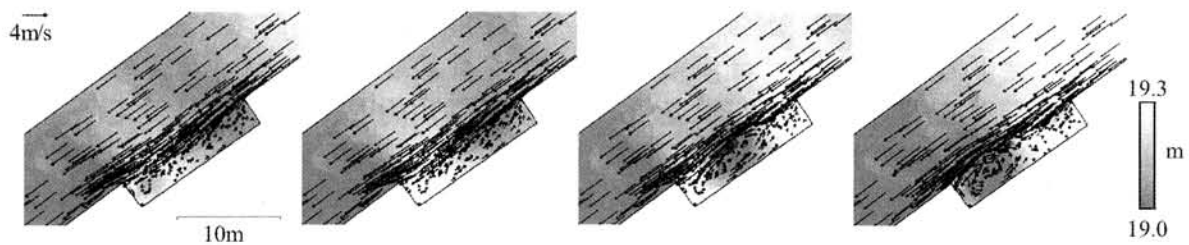


図 7.9: 新湊川河道の下流側拡幅部の変動 (ベクトルは流速を, コンターは水深を示す)

振動周期は約 14s, 凹部長さは約 13m, 代表流速は 4.5m 程度であり, St 数は約 0.21 となる. また凹部の下流部には局所的に周囲の水位に対して 0.5m 程度の上昇がみられることが確認された.

7.4 まとめ

本章では, 新湊川の氾濫に注目して, 氾濫および河道流れの評価を行った. まず, 新湊川の流域や被災状況と治水計画の変遷について説明し, 1998 年および 1999 年の浸水被害の概要をまとめた.

次に, この二つの浸水被害の再現計算を行った. その結果, 溢水地点・流量を計算条件として与えた計算では, 両年の浸水実績をある程度再現することができたが, 平成 11 年を対象に河道も含めた計算では, 浸水被害を小さく見積もる結果となった. これは, 河道も含めた計算では, 水位や地形情報の小さな違いが溢水地点のずれや溢水流量の評価に大きな影響を与えることが大きな要因となると考えられる. 今回の計算では 20m 程度の比較的大きな格子幅を設定したが, 河道内および河道近傍の地形については格子幅の縮小 (格子数の増加) を含め, より詳細な評価が必要と考えている.

また, 数値計算および地形情報の検討により, 新湊川での氾濫被害に対する地形的な要因が明らかとなった. すなわち, 旧河道に沿って地盤が高いために浸水域が分断されることや, 現在の河道周辺の標高も周囲より高いことから, 一旦溢れた水は周囲の相対的に地盤に低い区域に一気に流れ込み, その区域内の浸水深を大きなものとしていることが明らかとなった.

さらに新湊川の河道流れに注目して, その高水時の流れを数値的に再現した. 階段工が設置された河道形状を細かく再現する河道モデルを作成し, 増水時の流れを数値的に検討したところ, 階段工周辺で, 周期的な流れの変動と水位の上昇が確認された. ただし, これは数値モデルによる評価であり, 結果の妥当性や定量的な評価には限界があると考えられたため, このような流れ, すなわち開水路側岸凹部の周辺にみられる流れや変動については, 主に基礎研究の観点から続く 8 章で, 開水路実験も実施しつつ検討を行うこととする.

8章 開水路側岸凹部流れの変動現象

河川設計や計画において大降雨時に溢水や破堤せずに河口まで流下させることはもちろん、近年では低水位時の水位や水質を確保することが、環境や親水性等の視点から注目されるようになってきた。今までは平面的なコンクリート三面張りといった画一化された設計が広く行われてきたが、これからは、河道断面形に様々な変化をつけることで、低水位時にも水のもつ躍動感を感じさせたり、魚類や昆虫等が活動できる場を取り戻したりすることも考慮した設計を行う必要がある。また、水面への安全なアクセシビリティを確保することで、住民が河川と直接的に接する機会を提供し、川への親しみを回復し、環境意識の共有を促すことも重要である。上記のような親水性を考慮した設計に階段工があり、都市河川を中心にその設置例が多く見られるようになってきたが、その周辺で引き起こされる流れについてを包括的に捉えた例は見られないが、たとえば洪水時にどのような流れが発生するのかを、あらかじめ把握しておくことは安全の観点から重要である。事実、神戸市新湊川で発生した越流および浸水では、このような河川設計の影響が示唆されており、今後も増水時などの極限状態においては、このような設計が行われている区間がきっかけとなって局所的な越流などが引き起こされることが懸念される。

よって、本章では主に基礎研究の観点から、開水路凹部周辺でみられる変動の中について、画像計測法による水面変動の計測と数値モデルによる流れの評価を行い、その結果を整理して、変動機構の解明と発生条件の検討を行うこととした。

本章の構成を以下に示すと、まず8.1章で、凹部流れに関する水工学分野での研究に加え、圧力変動を対象とした研究例も含めて既往の成果を整理する。次に8.2章で、本章の開水路凹部流れの実験に用いるステレオ水面計測法の開発と検証を行う。続く8.3章で、実験および計算結果の整理に用いるPOD (Proper Orthogonal Decomposition) の概要を説明する。8.4章では、既往研究、ステレオ計測法およびPODを用いて、開水路凹部流れの実験を行い結果を整理する。8.5章では実験により得られた成果に加え数値モデルによる検討も加えて、変動構造の解明と発生条件を確認し、8.6章で、本章のまとめを述べる。

8.1 既往研究

凹部形状のまわりにみられる流れや変動現象については、航空・宇宙分野において構造物周辺で発生する圧力変動が、騒音の発生や振動による疲労破壊の原因となるため、古くから様々な研究がなされてきた。これらの研究では、主に流体と構造物との相互作用による圧力変動を対象としており、水面の影響が大きい開水路流れとは直接比較することはできないが、気体における圧力変動を開水路流れにおける水深変動と置き換えると、変動現象のメカニズムには共通する部分も多い [128, 129]。

キャビティー周りの圧力変動についての研究には、Rockwell and Naudascher によるレビュー [130] などがあり、A. キャビティー上流端での剥離と渦の発生、B. 渦の成長と流下、C. キャビティー下流端での渦の衝突、D. 圧力変動の上流への伝播という四つの要素からなる周期的な変動サイクルが発生することが知られている。彼らは振動周期と流れの条件との関連を整理して、変動は幾つかのモードに分類され、層流から乱流 (例えば $Re \simeq 10^6$) にわたる基本的に共通した変動構造がみられるものの、幾つかのモードが重なる遷移状態では、卓越して発生する振動モードは過去の振動状態に影響される (Hysteresis) ことを示している。

Rockwell and Knisely [129] は、主要な変動周期が渦の発生周期に比べ長い場合には、渦の凹部下流端隅への接近経路が周期的に変動することを示した。例えば、強く下流端へ衝突するケースと渦が強く衝突せずに主流へと流れていくケースが交互にみられることにより、渦の周期の倍数の周期の変動が引き起こされることを示した。このような渦の衝突状況の周期的な変化は、木村ら [128] により開水路凹部流れにおいても見られることが確認された。一方、Gharib and Roshko は、キャビティー形状が比較的長い場合には、上記のようなサイクルとは別の変動機構が見られることを明らかにした [131]。この変動機構ではキャビティー内の循環構造が大規模に変化することで圧力変動が発生し、その変動周期は Mach 数に依存せずに Strouhal 数 (St)=0.25 程度の値をとるとされている [132]。この二つのサイクルはそれぞれ Shear-layer モードおよび Wake モードと呼ばれて区別されており、Wake モード発生時には、変動が大規模化するだけでなく、Shear-layer モード発生時に比べて抵抗係数 C_D 値も大きな値となることが明らかとなっている。

開水路側岸凹部流れにおける渦と水面変動に関する研究には、木村ら [133] によるものがあり、開水路側岸に矩形の死水域 (凹部) を設置した場合における振動現象がセイシュとの共鳴により増幅されることを示すとともに、この変動が浅水流二次元モデルと比較的簡便な乱流モデルを利用した数値計算においても良好に再現できることを示した。また、流れの条件に依存する水面振動強度を開口部長さを長さスケールとした Fr 数により評価できると考え、この Fr 数に基づく変動のモデル化により実験結果をよく説明できるとしている。また、上記の Fr 数が 0.8 の計算結果において発生した凹部と主流部との境界線上での水面変動には二つの節がみられ、この変動をセイシュによる定常波と渦の移動に伴う水面の窪みの移動との合成により再現できることを示した。

流体という観点からみると先に述べたとおり，圧力変動と水深変動はある程度置き換えて解釈できると考えられるが，圧力を非接触で定量的に計測することは一般的に困難である．一方，水深は非接触計測が可能であり，壁面から離れた地点での水深を測ることも容易である．著者らはステレオ画像を用いた水面計測法 [134] を利用することにより水面形状の時間変化の直接 (二次元) 計測を行った [135]．これらの計測により，水面振動には大まかに長周期の振動と短周期の振動の異なるモードが存在することを確認している [136]．特に長周期の振動は， Fr 数が 0.8 程度の時に顕著となり，比較的大きな水面変動を引き起こすことがわかっている．

8.2 水面変動の計測法の開発

8.2.1 計測原理

水面の計測は点計測，一次元，二次元の三つに分類することができる．点計測法は実験室および現地計測においてもっとも広く用いられている方法であるが，波の波長や空間パターンを調べるためには，多数の計測点を設ける必要があるという欠点がある．

一次元計測法にはレーザーライトシート光を利用して特定の断面を可視化するもので，その断面の形状から水面形を求めるものである (たとえば宮本ら [137])．レーザーライトシート光により水中に散布されたトレーサーを照射することで，水面形だけでなく PIV により断面内の流速分布も同時に計測可能であるため，流れと界面との相互作用を議論する上では重要な計測方法といえる．その一方，計測が特定の断面であるために，波の平面的な広がりをつかえることや三次元性の強い流れへの適用は困難である．また大規模な界面の変動や気泡の混入が見られる場合には，光が拡散するなどして水面位置を特定することが難しい．また，現地計測も困難である．

二次元計測法には一つのカメラを利用するものと複数のカメラを用いてステレオ計測を行う方法に分類することができる．前者では，界面での光の反射や屈折などを撮影画像上の輝度や色の違いとして捕らえる方法である．この方法には田中 [138] のスペックル法を利用するものや，Dabiri [139]，Dabiri and Ghrib [140] のように，照射するパターンのカラーを工夫することで水面勾配をつかえる free-surface gradient detector (FSGD) 法を用いるものなどがある．Zhang [141] は，この FSGD 法をベースとして風波による水面形 (パターン) の実験条件との関連を調査している．ただし，このようなカメラを一つ用いる方法では，計測機器の設置や調整を注意深く行うことが必要であり，また，水面勾配から水面形を再現するため，水面が不連続となる状況では利用することが難しい．

これらの方法の欠点を解消するため，本研究では二台のカメラのステレオ計測を原理としつつ大規模な界面変動に対しても安定的に計測可能な手法を開発することとした．

本手法の可視化手法は，結局のところ鮮明な模様を持つ旗がなびいている様子をステレオ写真測量により連続計測するようなものである．

ステレオ写真測量では、同一地点を異なるアングルから撮影した複数の画像を利用して、それぞれの画像中の物体(パターン)の位置の組み合わせにより三次元的な位置情報を再現するものである。ステレオ計測においては、カメラの撮影情報(位置やアングルなど)を正確に与えることと、画像中のパターンの対応付けを確実に行うことの二点が重要である。ところが、水面形状を捉えることを考える際には、後者を実現することは困難である。これは、水面では光が屈折・反射するため、撮影する角度によりパターンが大幅に異なるためであり、そのため、対応付けを行うことが困難となる。

この界面での光の経路の複雑さの問題を解消するために、本研究では、水を白い染料により白濁化させ、さらにこの水に対して鮮明かつ詳細な模様を投影することによって、水面にパターンを浮かびあがらせ、このパターンを利用して位置計測を行うこととした。投影した光(パターン)は界面近傍で拡散し、この拡散光をカメラにより捉える。屈折光や反射光は水面の勾配や気泡などに大きな影響を受けるため、前述のようにパターンマッチングは困難であるが、拡散光によるパターンは撮影地点に依存せず安定的に撮影可能であるため、パターンの対応付けを確実に行うことが可能となる。

投影するパターンとしては規則的な模様する方法、粒子パターンを利用する方法、不規則なパターンを利用する方法の三つとその組み合わせが考えられる。規則的な模様を利用する場合は、その規則性自体も位置決定に利用することができるため、一枚の画像から位置情報を再現することが可能である。粒子パターンを利用する方法と不規則パターンを利用する方法の違いは、パターンマッチングにおいて、PTV的なアプローチをとるか、PIV的なアプローチをとるかに依存する。本研究では、安定的な計測が可能と考えられるPIV的なパターンマッチング法を採用することとした。これは、幾何情報を用いる方法や粒子パターンを用いる方法は水面に乱れが強い場合や水面に影ができた場合にはパターンの認識誤差が発生する要因となることや、不連続面がある場合には位置決定が困難になる場合があると考えられるためである。また、投影するパターンは不規則パターンとした。これは、パターンマッチングを行う際にはテンプレートの対応付けを行うが(3章(p.26)を参照)、規則的パターンでは、パターンとテンプレートの配置の組み合わせによっては対応が困難となったり、誤差の要因となる可能性があるが、不規則パターンでは、どの位置をテンプレートとして切り取っても、濃淡のあるはっきりとしたパターンを得ることができるためである。また、このPIV的なパターンマッチングを利用することにより、水面の乱れや影なども、表面のパターンとして利用することが可能である。以上のような方法を用いることにより、水面変動の安定的かつ高精度な計測を実現することが可能となった。

本章の実験で用いた機器を以下に述べる。まず、画像撮影にはHitachi Denshi Co.製の高分解像度CCDカメラKP-F100を二台用いた。このカメラは解像度1304×1024ピクセルの10bitグレースケールの画像を一秒に12フレーム撮影することができる。二台のカメラは一台のPC-ATパソコンに接続され、一台のカメラの同期信号をもう一台のカメラへ送信することにより、撮影時刻の同期を取っている。模様の投影にはSony製の液晶プロジェクターVPL-CS4を利用した。投影パターンの解像度は、800×600ピ

クセルで、1000ANSI lumen の明るさであった。以上の機器の組み合わせにより、十分明るく鮮明なパターンを撮影することができた。投影パターンの例を図-8.1に示す。

本研究で用いたカメラモデルは、LSPIVにおいて用いた幾何変換に用いたモデル(3.3章(p.24)を参照)と同様のものを利用した。基本となる座標変換式を再掲すると以下のようである。

$$x = -c \frac{a_{11}(X - X_0) + a_{12}(Y - Y_0) + a_{13}(Z - Z_0)}{a_{31}(X - X_0) + a_{32}(Y - Y_0) + a_{33}(Z - Z_0)} + \delta x \quad (8.1)$$

$$y = -c \frac{a_{21}(X - X_0) + a_{22}(Y - Y_0) + a_{23}(Z - Z_0)}{a_{31}(X - X_0) + a_{32}(Y - Y_0) + a_{33}(Z - Z_0)} + \delta y \quad (8.2)$$

$$\delta x = D r^2 x \quad (8.3)$$

$$\delta y = D r^2 y \quad (8.4)$$

$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

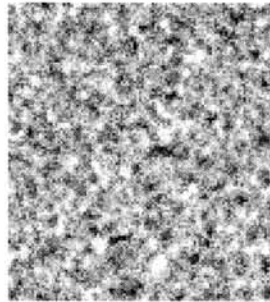


図 8.1: 投影パターン

ステレオ写真測量において画像の対応付けを行う場合には、画像同士の座標系の関係に基づくエピポラー条件を利用することで、探査領域を面ではなく、線に限定することができる。具体的には、図-8.2に示すような実座標 (X, Y, Z) 空間において、二台のカメラ $C1, C2$ と注目点 P の位置関係を考えると、この実座標中で $C1, C2, P$ の三点を含む平面はエピポラー平面と呼ばれ、この平面とそれぞれのカメラの画像座標の交線はエピポラー線となり、カメラ $C1, C2$ それぞれにエピポラー線を持つことになる。たとえば、カメラ $C1$ において P が確認されると、この P はカメラ $C2$ では、 $C2$ の画像平面内のエピポラー線上の位置することとなる。

具体的な解析手順を述べると、まず二つの画像のうち的一方を基準画像とし、他方を参照画像とし、まず基準座画像内の小さな矩形領域のパターンを切り出す。この切り出した領域の中心の座標を (x_1, y_1) とおき、これを式(8.1)および(8.2)に代入して整理すると、以下のような三次元空間上の線の式となる。

$$\frac{X - \beta_1}{\gamma_1} = \frac{Y - \beta_2}{\gamma_2} = \frac{Z - \beta_3}{\gamma_3} \quad (8.5)$$

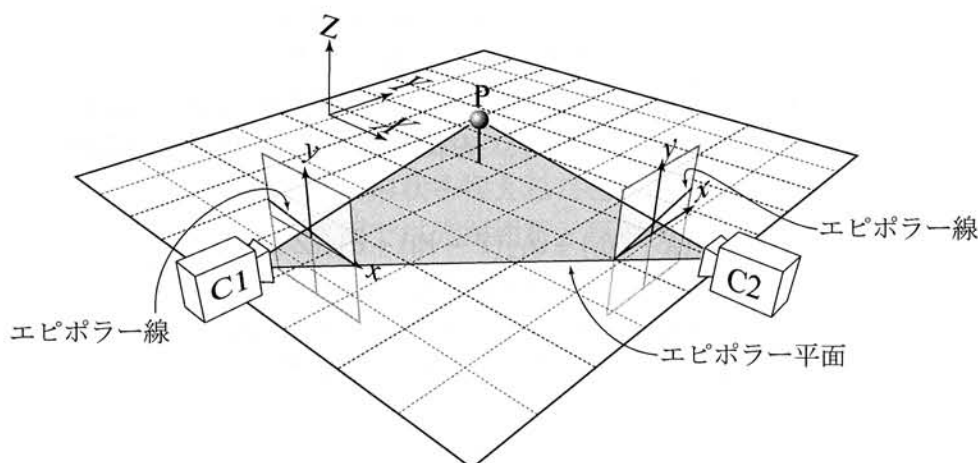


図 8.2: エピポラー幾何条件

ここに、 $\beta_s, \gamma_s (s=1,2,3)$ は、カメラパラメーターにより求まる定数である。実際の計測では、 Z 座標、すなわち水面高さは計測条件によりある範囲の値をとると考えられるため、エピポラー線内のある一部分となる。この線分の実座標を参照画像における座標変換式(式(8.1)および(8.2))に代入したものが、参照画像上での探査領域の線分となる。この線分上で基準画像で切り出したパターンと類似度の高い位置 (x_2, y_2) を特定し、最後にこの (x_2, y_2) と (x_1, y_1) および式(8.1)および(8.2)を利用して、最小二乗法により最終的なパターンの三次元位置 (X, Y, Z) を特定する。

計測誤差の最終的な要因となるのは、パターンの位置検索精度であるが、カメラの位置関係や画像の解像度にも大きな影響を受ける。カメラの位置関係の観点からは、計測点を中心とし 90° の角度を持つように二つのカメラの位置を設定した場合が、解析的にはもっとも有利であるが、角度を大きくとると、撮影角度の違いからパターンが大きく歪んだり、死角が増える要因となるため実際には実験装置の形状や作業性、計測対象などを考慮して配置を考える必要がある。また、最終的な計測誤差は上記のように機器の配置、画像、パターンの様子などに依存するため、あらかじめ精度を評価することには限界がある。よって実際の計測を行う条件において、実験の前後に平面など形状が既知であるものを計測して誤差を評価して、必要な精度が得られない場合には計測条件(機器の配置等)の調整を行うことが現実的と考えられる。

8.2.2 実験装置

実験装置の基本的な配置を図-8.3に示す。機器の配置において注意することは、ある程度カメラ間の角度を確保することと、プロジェクターの反射光が直接カメラを入射しないように、プロジェクターの照射角度を設定することである。プロジェクターの

反射光は、水面近傍での拡散光に比べて非常の強く、明るい特徴的なパターンを示し、本来の撮影対象である水面のパターンの取得が困難となる。

カメラモデルのパラメーターを決定するためには、座標の既知点を複数用意する必要があるため、図-8.4に示すようなキャリブレーションパネルを用意した。ここでは、平面および垂直面に0.025mピッチで点を打った。開水路において計測する場合には、水路の形状と計測座標を一致させる必要があるため、キャリブレーションパネルを利用する以外に、水路自体にマーキングを行い、これを用いてカメラモデルのパラメーターを決定すると、機器の配置が変わっても、同じ座標系での計測値を得ることができ便利である。

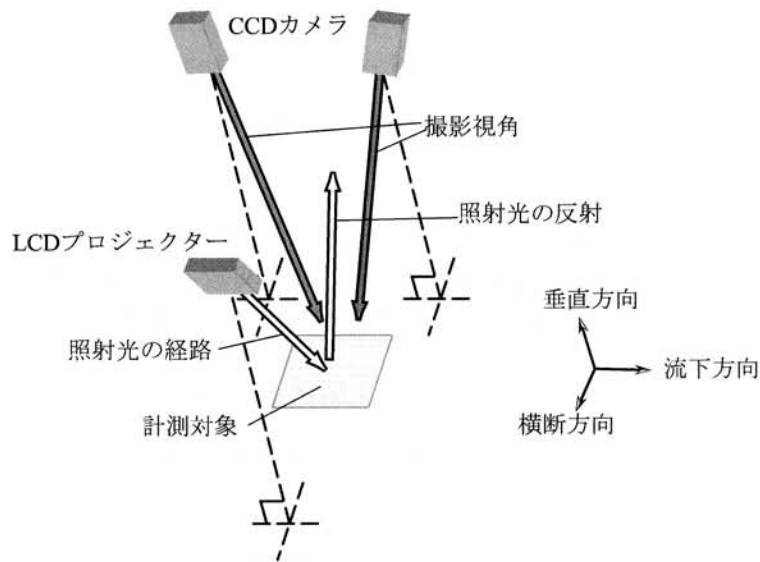


図 8.3: 実験装置の配置

8.2.3 平面 (静水面) の計測による精度検証と補正

計測誤差の評価とシステム誤差の評価とコントロール法を調べるために、静水面の計測を行った。白濁化した溶液の水面に模様を投影し、その水面の約18cm×14cmの領域の画像をステレオ撮影した。計測された生データの高さ分布を図-8.5aに示す。計測は平面上で0.6cmピッチの各点で行い、水面高さは実験条件として約1.5cmとしたため、高さの検査範囲は高さ1cmから2cmの間とした。図に示したように、本来計測範囲全体において同一の高さとなるべきであるが、計測値は左右(図-8.5aのx軸の+-両端)が高く、中央下(図-8.5aのy軸の-側)が低いという傾向がみられる。これは、カメラモデルと実際のカメラ経路のずれが原因となるため、原理的にはカメラモデル自体の変更とパラメーターの高精度化により解消することができるが、水平面のスケー

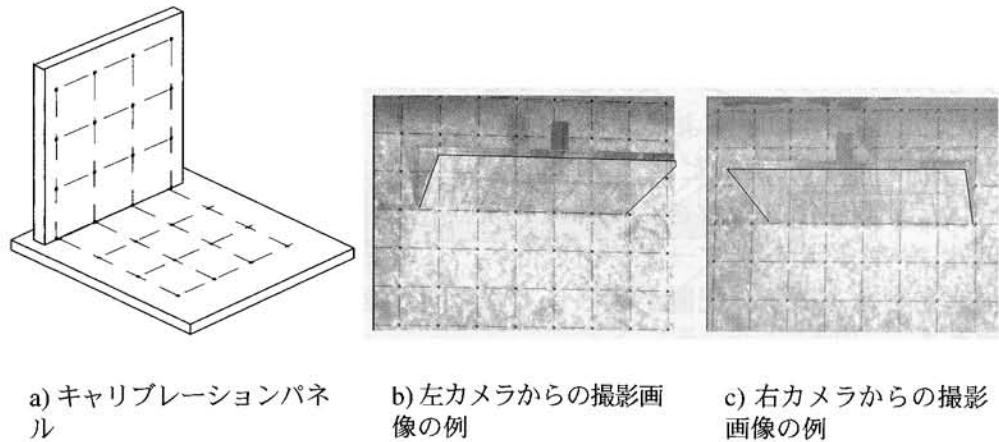


図 8.4: キャリブレーションパネル

ル(約 15cm)に対してシステム誤差(0.2cm 程度)と比較的小さいため、誤差の三次元性は小さいと考えられるので、計測結果に対して補正関数を用いることによりシステム誤差の除去を行うこととした。ここでは、次式のような二変数二次方程式を用いた。

$$z' = z + b_1x^2 + b_2x + b_3y^2 + b_4y + b_5 \quad (8.6)$$

ここに、 z' : 補正された高さ、 b_1, b_2, \dots, b_5 : 補正係数である。

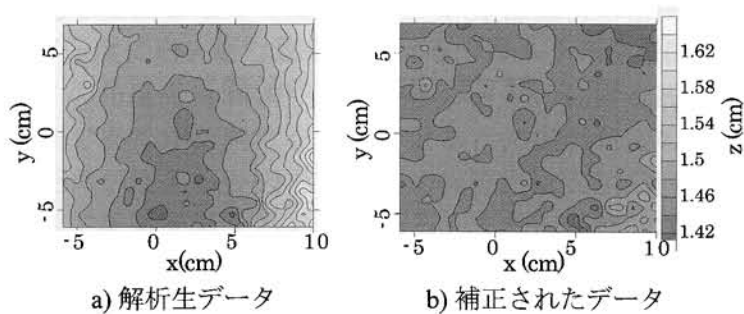


図 8.5: 静水面の計測結果

補正後の静水面は図-8.5b に示したとおり、システム誤差が除去されており、高さ分布の標準偏差は 0.015cm となり、波の計測に対して十分な精度を持つことが確認された。ただし、この誤差は機器の配置等により変化するため、他の撮影条件下でもこの精度が保証されるわけではない。

以下の計測では、波の計測を行った機器の配置のまま、静水面の計測も合わせて行い、これにより計測値の補正を行うこととした。

8.2.4 静止物体の計測による計測精度の検証

前節では、平面を対象に誤差の評価を行ったが、実際の計測対象は三次元の曲面であるため、ここでは、幾つかの物体の計測を行って、形状に対する計測誤差を調査した。

スペーサーの計測：小さく薄い形状

小さな高さの違いの検出性能をしらべるため、図-8.6に示すようなスペーサーの形状を計測した。スペーサーを二つ水平面に設置し、その周辺の約25cm×20cmの領域を計測した。図-8.7に示したのは計測領域の中のスペーサー周辺を抜き出したものである。図に示すとおり、本来は高さが急変するはずの、スペーサー境界部が滑らかに計測されているのは、本手法がテンプレート内の平均的な変位を検出するためである。ここで用いたテンプレートのサイズは0.5cm(30ピクセル)であり、原理的には本手法では0.5cm幅の平均フィルターをかけた値しか得ることはできない。しかし、スペーサーの大まかな形状や0.15cmの高さや1cmの穴の大きさなどはある程度確認することができる。

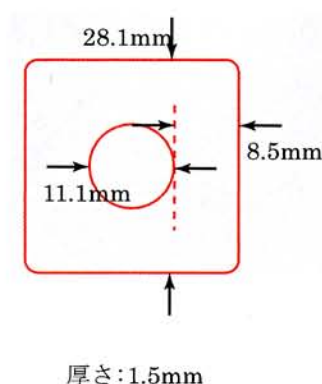


図 8.6: スペーサーの形状

人の手：大きく滑らかな形状

人の手の形状の計測を行ったものを図-8.8に示す。本来は不連続面となる輪郭が、なだらかに接続していることやスポット状に幾つか異常値がみられるものの、手の形状はよく捉えられている。

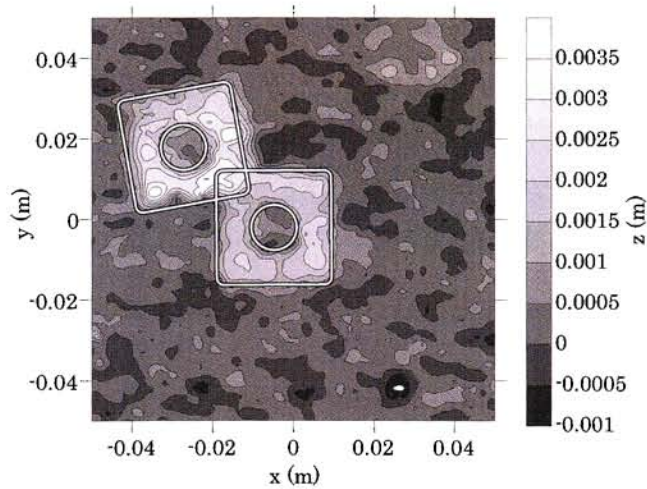


図 8.7: スペースの計測 (白線はスペースの概形を示す)

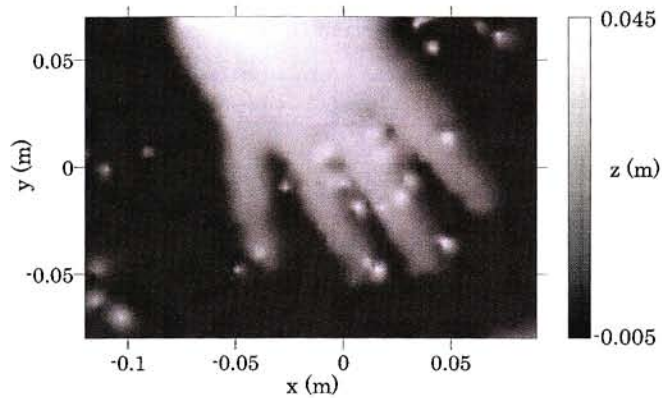


図 8.8: 人の手の形状

半球：急傾斜角度を持つ形状

直径 0.1m の発泡スチロール性の半球の形状の計測を行った (図-8.9). 計測結果を図-8.10~8.12 に示す.

図-8.10 に示した高さ分布から、球上部の形状は良好に計測されていることが確認できる.

x 軸に沿った高さ分布を切り出した図-8.11 と y 軸に沿って切り出した図-8.12 を確認すると -y 方向には多くの計測値がみられるのに対し、それ以外の方向では球の境界部の計測値が欠損しているのは、-y 方向から撮影を行ったため、それ以外の球の境界は片方あるいは両方のカメラから死角となるためである。それぞれの軸に沿った計測値の誤差の標準偏差は 0.8mm であった.

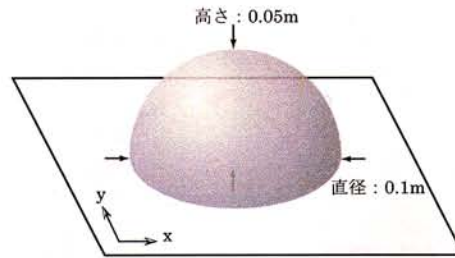


図 8.9: 半球の形状

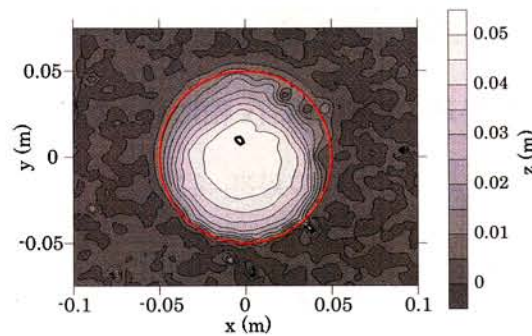


図 8.10: 半球の計測結果 (高さの平面分布)

波板の計測：連続面の計測

塩化ビニル性の波板の計測を行った。このような形状は水面の波として一般的である。ここで用いた波板は振幅0.008m、波長は0.0323mであった。平面高さ分布を図-8.13に示す。全体的な形状・振幅・波長を良好に捉えていることが確認できる。図-8.14は、x軸に沿った断面のデータを切り出したものである。図中で比較した黒線の計測値は、計測位置精度が $1\mu\text{m}$ である三次元座標測定機によって計測された値である。高さ補正後の計測値をそのままプロットした図-8.14aでは、計測値に波板の振幅に対して10%程度の誤差がみられるが、これはパターンマッチングの計測精度(誤差)によるものと考えられる。この誤差は図-8.14aの分布からシステム誤差ではなく偶然誤差とみなせると考え、移動平均フィルターを適用したところ、図-8.14bに示すように誤差を取り除くことができた。よって、本計測法における精度向上法として、いままで述べてきた機器の配置の調整と画像の解像度の向上の他に、空間フィルター操作による実質的な精度の向上も可能であることがわかった。

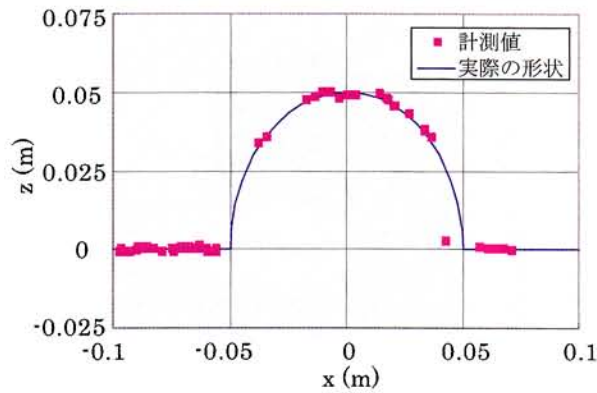


図 8.11: 半球の計測結果 (x 軸に沿った高さ分布)

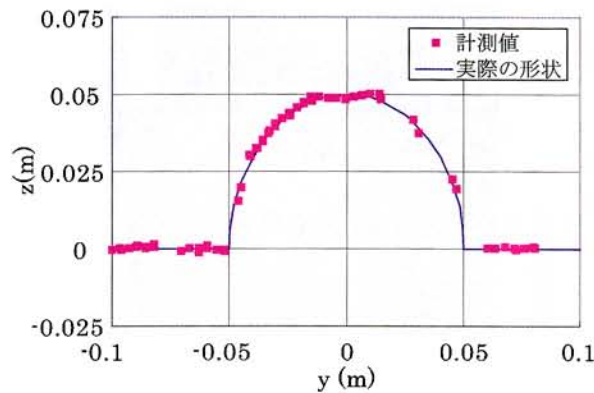


図 8.12: 半球の計測結果 (y 軸に沿った高さ分布)

8.2.5 水面変動の計測

前節では、静止した形状が既知である物体の計測を行ったが、本節では移動する一次元および二次元の波の計測を行い、本計測法の有効性と精度を確認する。

一次元の波の計測

8.2.3 章で用いた浅い矩形の容器を利用して、この容器を傾けることで波を発生させ、その伝播を計測する。波は並行に一方向に伝播していき、容器の境界で反射して戻り、これを繰り返すうちに次第に減衰していく。発生させた波の初期波高は約 0.5m である。波の様子を約 13cm × 17cm の領域を対象に計測した結果を図-8.15 および 8.16 に示す。図では 1/6s 間隔での波形の変化をあらわしている。ここでは、容器の x 軸 - 側をゆっくり持ち上げたあと、一気に水平に戻すことで波を発生させており、波はまず x 軸マ

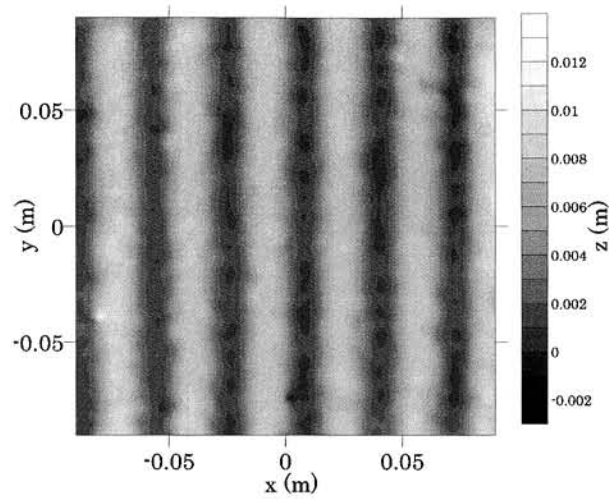


図 8.13: 波板の高さ分布

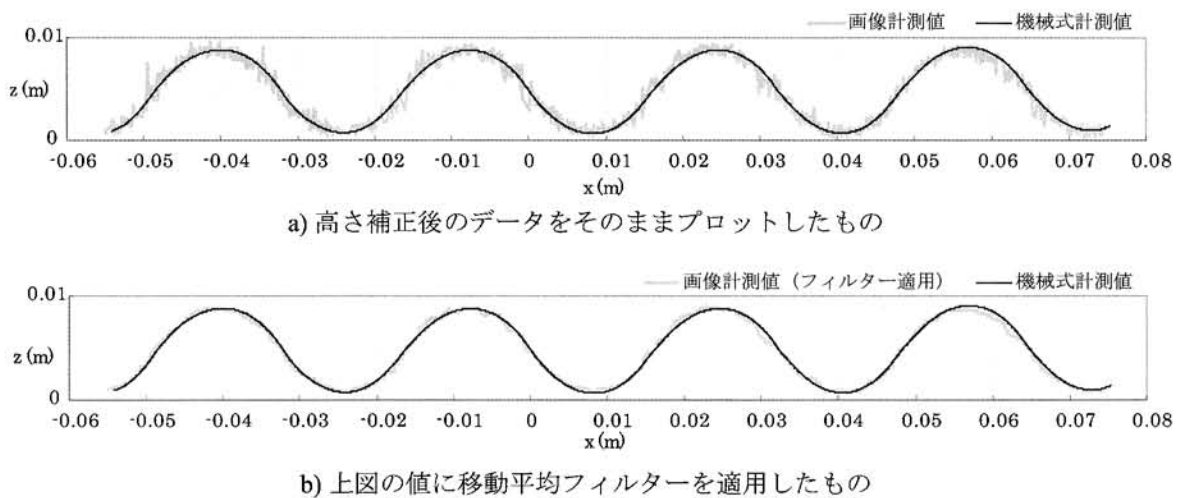


図 8.14: 波板の計測結果 (x 軸断面での高さ分布. グレーは本計測法の値であり, 黒線は高精度な機械式の計測値である)

イナスへ進行する. 図-8.15 および 8.16 から, このような波の伝播の様子を適切に捉えていることが確認できる.

平面波の計測

次に, 静水面へ液滴を落下させて同心円状に広がる波を計測する. 図-8.17a に計測結果を示している. これによれば, 波の広がる様子はある程度捕らえられているが, 細

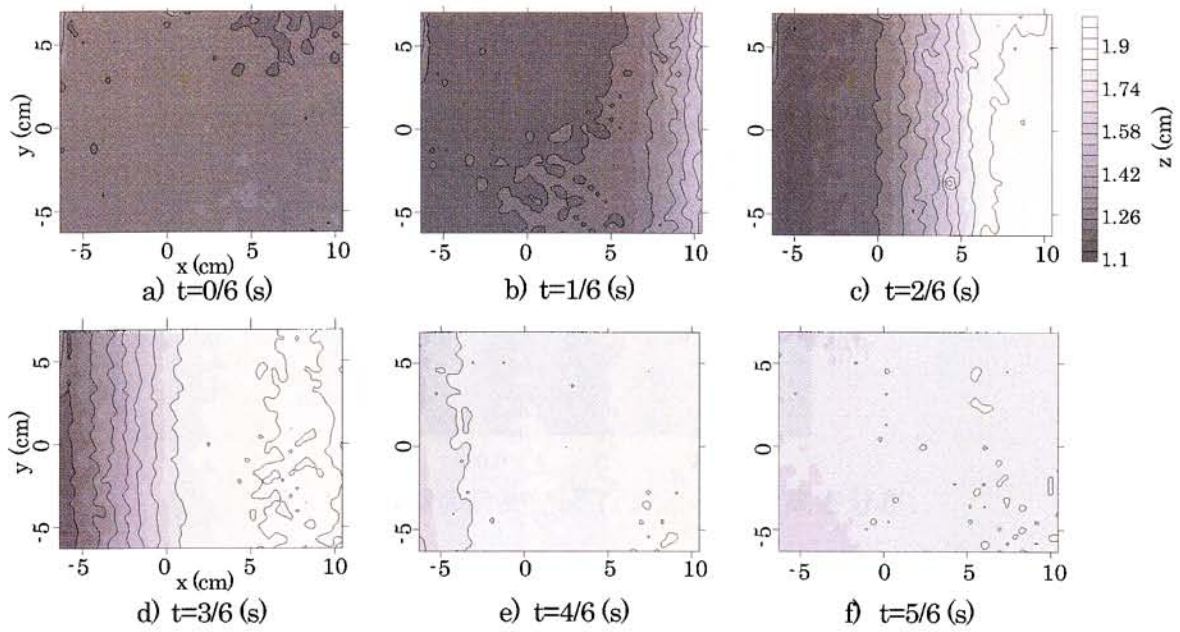


図 8.15: 一次元波の伝播

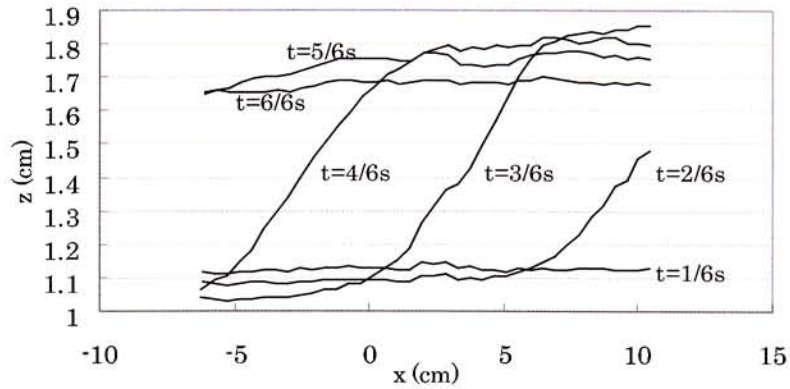


図 8.16: 一次元波の伝播 ($y=0$ 断面の横断水深)

かな値のばらつきが現れている。この細かなばらつきは計測誤差と考えられる。8.2.3 章で述べた静水面を用いた計測誤差を、本計測の計測条件で実施したところ、静水面を対象とした計測精度の標準偏差は 0.015cm であり、これは液滴落下により引き起こされる並みの大きさである 0.1cm と比較すると 15% 程度に相当する比較的大きな誤差である。この誤差を取り除くために、計測点数を多くとったのちに、この計測値に対して移動平均フィルターにより高周波成分を取り除いたものを図-8.17b に示しているが、このような操作によって、誤差は良好に取り除かれ、波の伝播をよりはっきりと

らえることが可能となっている。本手法では画像を元に解析を行うため、計測点数は画像の解像度のレベルまで増やすことが可能であり、計測点を多く取った後に、このようなフィルター操作によって計測精度の増加を図ることが可能である。

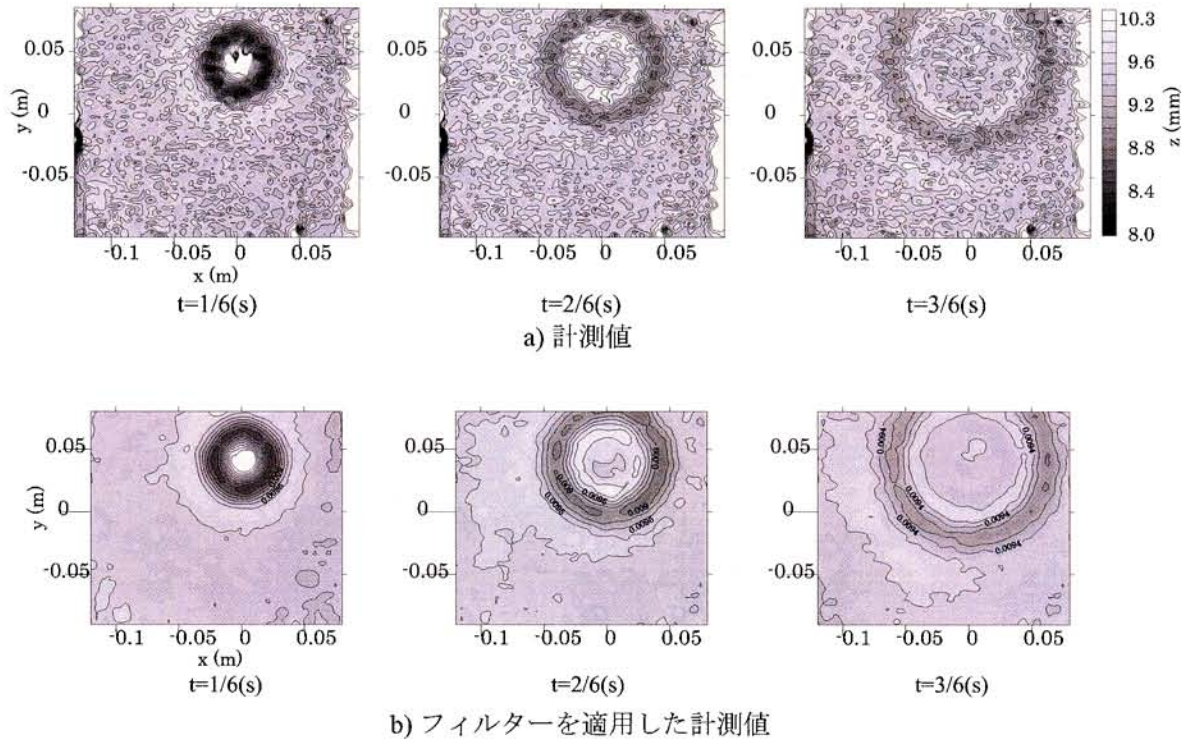


図 8.17: 同心円状に広がる波の伝播

8.2.6 水面計測のまとめ

ステレオ画像計測を利用した、自由水面形状の計測手法を開発した。また、精度検証および適用性を調べる為、水深 1.5cm 程度の水槽に二つの方法で波を起こし、水深分布の変動を調べた。これにより、本手法の有効性が確認された。次に非対称トレンチ流れの振動跳水を本手法で計測し、水面形の推移を捉えることができた。

8.3 POD (固有直交関数展開) によるモード分解

水面変動の構造を抽出するために POD を用いたモード分解を行った。POD は、多変量データの持つ情報を、少数個の総合特性値に要約することができる。具体的には、各点での時系列データを用意し、2 点の分散共分散を計算して分散共分散行列を求める。

次にこの分散共分散行列の固有値を大きい順に求め、同時に各固有値の固有ベクトルを求める。ここで、各固有値の大きさは、分離された各変動パターン(モード)の変動強度をあらわし、固有ベクトルは面的な変動の傾向、つまりどの部分が振動しているかを表す。次に、各固有ベクトルと計測データから各々のモードで一つずつ規準座標の時間変化を求めることができる。各モードの固有値はそのモードの変動強度を、固有ベクトルは変動の面的なパターンを、規準座標の時間変化は変動の時間変化を表す。逆にこれらの情報から波形を再合成することができ、全てのモードを用いて波形を再合成すると、元の計測データに戻る。共分散行列の固有値、固有ベクトルを求める際には、べき乗法を用いた。

8.3.1 共分散行列

具体的には、各点 $i = 1, 2, \dots, n$ の時系列 $t = 1, 2, \dots, m$ を $I_{i,t}$ とすると、共分散行列は、

$$V = \begin{bmatrix} \sigma_{1,1} & \sigma_{2,1} & \cdots & \sigma_{n,1} \\ \sigma_{1,2} & \sigma_{2,2} & \cdots & \sigma_{n,2} \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ \sigma_{1,n} & \sigma_{2,n} & \cdots & \sigma_{n,n} \end{bmatrix} \quad (8.7)$$

$$\text{ここで、}\sigma_{j,k} = \frac{1}{t} \sum_t^m (I_{j,t} - \bar{I}_j)(I_{k,t} - \bar{I}_k)$$

となる。共分散行列は対象行列となる。

8.3.2 べき乗法

固有値と固有ベクトルを求める際、対象とする行列が5次以上では、固有方程式が5次以上となり、代数的に根を求めることができない。そのため、各種近似解法が考案されている。その中の方法の一つにべき乗法 (Power method) があり、本研究ではこれを用いた。まず、 n 次対象行列 A は、この行列の固有値 $\lambda_{1,2,\dots,n}$ 、固有ベクトル $x_{1,2,\dots,n}$ を用いて次のように表すことができる。

$$A = \lambda_1 x_1 x_1^{-1} + \lambda_2 x_2 x_2^{-1} + \cdots + \lambda_n x_n x_n^{-1} \quad (8.8)$$

この式全体を k 乗すると、固有ベクトル同士の直行性から次のようになる。

$$A^k = \lambda_1^k x_1 x_1^{-1} + \lambda_2^k x_2 x_2^{-1} + \cdots + \lambda_n^k x_n x_n^{-1} \quad (8.9)$$

ここで、 λ_1 を最大の固有値とすると、 k を十分大きい場合には、

$$\lambda_i / \lambda_1 < 1 \text{ から } (\lambda_i / \lambda_1)^k \approx 0 \text{ ただし } (1 < i \leq n) \quad (8.10)$$

なので、これを利用して式 8.9 は

$$A^k = \lambda_1^k x_1 x_1^{-1} + (\lambda_2/\lambda_1)^k x_2 x_2^{-1} + \dots + (\lambda_n/\lambda_1)^k x_n x_n^{-1} \quad (8.11)$$

$$\approx \lambda_1^k x_1 x_1^{-1} \quad (8.12)$$

とみなせる。ここで、ある n 次ベクトル y を両辺に右から掛けると、

$$A^k y = v_k \approx \lambda_1^k x_1 x_1^{-1} y = c \lambda_1^k x_1 \quad (8.13)$$

同じように $k-1$ 乗では、

$$A^{k-1} y = v_{k-1} \approx c \lambda_1^{k-1} x_1 \quad (8.14)$$

なので、両式の比をとると、

$$\frac{v^k}{v^{k-1}} \approx \frac{\lambda_1^k}{\lambda_1^{k-1}} = \lambda_1^k \quad (8.15)$$

となる。ここで、

$$v_k = Z^k y = Z Z^{k-1} y = Z v_{k-1} \approx \lambda_1 c \lambda_1^{k-1} y = \lambda_1 v^{k-1} \quad (8.16)$$

となり、

$$Z^k y \approx \lambda_1 v^{k-1} \quad (8.17)$$

のように、 λ_1 に対応した固有ベクトルとなる。

具体的な計算は、まず n 次の成分がすべて 1 のベクトル y_0 を与える。つぎに、

$$A y_0 = y'_0 \quad (8.18)$$

と計算し、 y'_0 を得る。ここで、ベクトル y'_0 の成分の中で最大値 a_0 を調べて、 y'_0 の各成分を a_0 割って、ベクトルの成分の最大値が 1 となるようにする。このベクトルを y_1 とする。

$$y_1 = y'_0 / a_0 \quad (8.19)$$

この y_1 を A に掛けて、

$$A y_1 = y'_1 \quad (8.20)$$

と計算し、後は同様に y_2, y_3 と計算を進めていく。しばらく計算を進めると a の値が収束してくるので、たとえば $|a_n - a_{n-1}|$ が十分小さくなったら、計算を終了する。このときの最終的な a_{final} が固有値となり、そのときの x_{final} を標準化 (大きさを 1 にする) したものが固有ベクトルとなる。

8.3.3 PODによる非定常波の抽出

PODでは、分散共分散行列を用いてモードの抽出を行うが、同一時刻での空間2点同士の分散共分散を用いると、非定常波を1つのモードで表すことはできないが、複数のモードを組み合わせると表現することができる。この様子を確認するために、正弦波が時間と共に進行する非定常波を与えてPODを行い、各モードの関係を調べた。与えた正弦波は時間 t の進行によって、振幅2、波長10の波形が速度1で進行する式(8.21)および図-8.18に示すような波である。

$$y = \cos\left(\frac{x-t}{5}\pi\right) \quad (8.21)$$

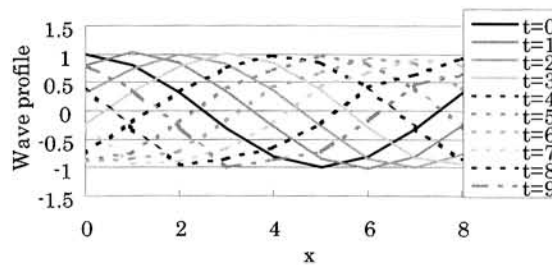


図 8.18: 進行波の時間変動

次に、この進行波に対してPODを行なった際の各モードの寄与率と累積寄与率を図-8.19に示す。

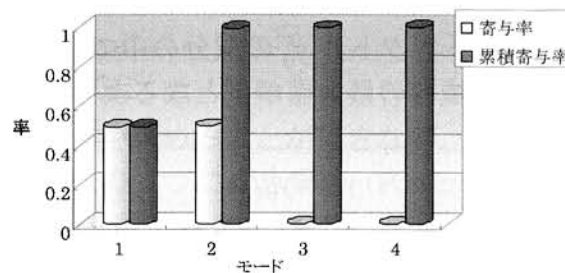


図 8.19: 進行波の寄与率と累積寄与率

図-8.19より、寄与率はモード1、2ともに50%であり、この二つのモードで変動を再現できることが確認できる。モード1および2の波形の時間変動を図-8.20および8.21に示す。また、モード1および2の結果を合成した波形を図-8.22に示す。モード1および2はそれぞれ単独では、節と腹の位置が入れ替わっている定常波を現している。また、位相は 90° ずれている。これらを合わせて、進行する波を再現している。

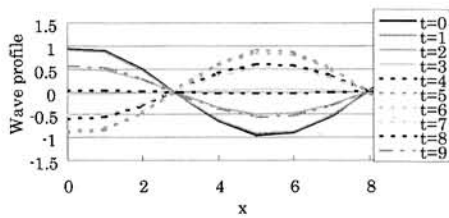


図 8.20: 進行波のモード 1 の時間変動

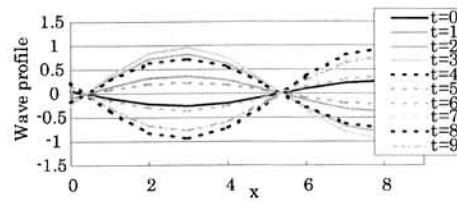


図 8.21: 進行波のモード 2 の時間変動

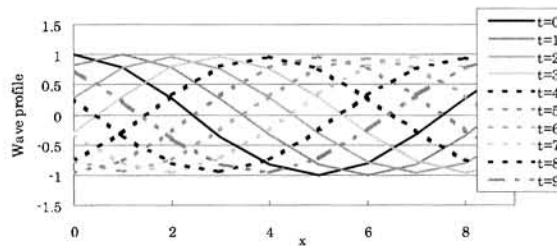


図 8.22: 進行波のモード 1 と 2 の合成変動

図-8.23 はモード 1 と 2 の規準座標を x, y 平面上にプロットし、その位置の時間変化を調べたものである。二つのモードは位相が 90° ずれているために規準座標のプロット上では円状の軌跡を描くことが確認できる。

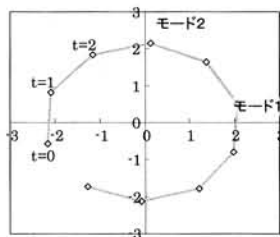


図 8.23: モード 1 と 2 の規準座標の時間変化

以上の正弦波の進行を対象にしたモード分解により、非定常波は複数のモードの組み合わせによって表現されることが確認できた。このことから、POD により抽出されたモードは、それぞれのモードが個別の変動を現しているとは限らず、複数のモードによって一つの変動を表している場合があることが確認できた。また、それぞれのモードの対応関係は、変動波形や変動周期などに注目して判別可能であることが確認できた。

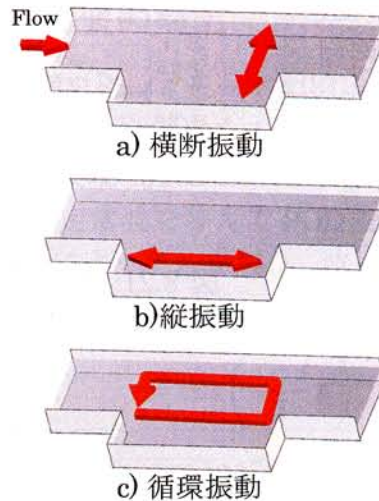


図 8.24: 三つの振動パターン

8.4 開水路凹部流れの水面変動計測

開水路の側岸に凹部を設置した流れはその比較的単純な水路形状にも関わらず、その流れは条件によって複雑に変化する。この側岸凹部流れでは、主流部と凹部内の速度差によるせん断不安定によって流れの変動が発生するが、凹部の形状やフルード数などにより流速変動や水面変動の強度や周期が変化する点がこの流れの特徴である。このような流れの特徴を明らかにすることは、流れの基礎的な理解という点で有意義であるだけでなく、数値計算モデルの再現性の確認のために資料としても有益な情報となる。本節では、8.1章で述べた既往研究を踏まえ、8.2章で開発した水面形の計測法を利用して、階水路側岸凹部流れの水面変動を計測し、その結果を8.3章で述べたPOD解析を利用しつつ整理し、変動構造を明らかにする。

8.4.1 凹部周辺での水面変動構造

著者らは、凹部周辺での水面変動構造として、その変動位置、方向に注目して3つの変動パターンを想定している [136](図-8.24)。横断振動は、水路幅方向の振動パターンであり水路中央付近を節として両岸が振動するものと考えられる。縦振動は木村ら [142] により報告された凹部内セイシュとせん断層中の渦との共振現象に相当するものである。循環振動は、せん断層を流下した流れが凹部下流端に衝突し、その反動が主流部を遡上するために生じる循環的な振動パターンである。固定点での水位の時系列計測によって変動周期には幾つかのピークがみられたことから、これらの振動は単独で現れるだけではなく、複合的に発生すると考えられる。そこで、本研究ではこれらの変動構造を面的に捉え、水理条件との関係を明らかにしていく。

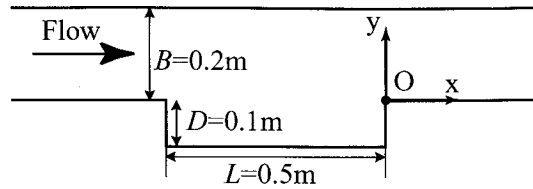


図 8.25: 側岸凹部流れの水路形状の平面図

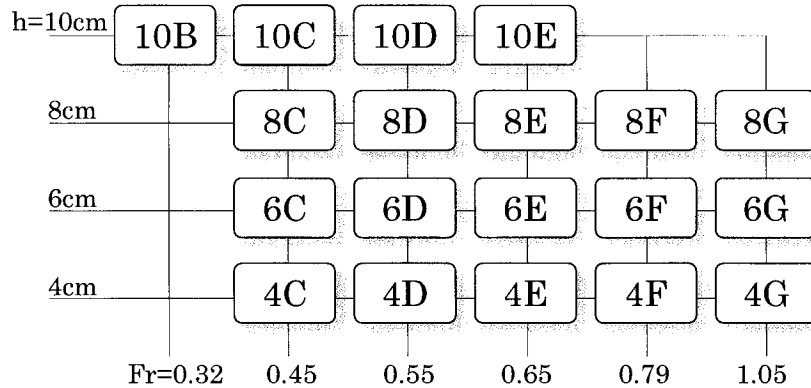


図 8.26: 側岸凹部流れのケースの関連図

8.4.2 水理条件

実験を行う水路形状を図-8.25に示す。水理条件は主流部の代表流速(断面平均流速) U および代表水深 H を用いた Fr 数(U/\sqrt{gH})を約0.45,0.55,0.6,0.8,1.0と変化させ、水路幅 B によって無次元化された水深 H/B は0.2,0.3,0.4,0.5の4通りとし(図-8.26を参照)、実験では凹部周辺の水深が設定した代表水深となるよう、下流の堰を調整した。具体的な水理条件を表-8.1に示す。

8.4.3 計測結果

本研究で計測された結果を以下に示す。まず、各ケースの水面変動強度分布を示し、水理条件による流れ構造の変化を捉えた後、それぞれの変動構造を考察する。

水面変動強度分布

各ケースで計測された水面変動の分散の分布を図-8.27に示す。ここでは、全体的な変化をとらえるため、変動強度の無次元化は行っていない。得られた結果を整理すると以下のようなものである。Fr数の小さなケースでは、凹部付近のせん断層に変動の強い部分

表 8.1: 開水路凹部流れの水力条件

Case名	勾配 I	流量 Q (m ³ /s)	代表流速 U (m/s)	代表水深 H (m)	Re 数	Fr 数
4C	0.001	0.0024	0.295	0.0400	13214	0.47
4D	0.0015	0.0029	0.362	0.0400	16215	0.58
4E	0.002	0.0033	0.418	0.0400	18701	0.67
4F	0.003	0.0041	0.512	0.0400	22900	0.82
4G	0.005	0.0053	0.661	0.0400	29619	1.06
6C	0.001	0.0043	0.354	0.0600	23796	0.46
6D	0.0015	0.0052	0.434	0.0600	29143	0.57
6E	0.002	0.0060	0.501	0.0600	33651	0.65
6F	0.003	0.0074	0.613	0.0600	41195	0.80
6G	0.005	0.0095	0.792	0.0600	53191	1.03
8C	0.001	0.0063	0.397	0.0800	35543	0.45
8D	0.0015	0.0078	0.486	0.0800	43533	0.55
8E	0.002	0.0090	0.561	0.0800	50269	0.63
8F	0.003	0.0110	0.687	0.0800	61590	0.78
8G	0.005	0.0141	0.886	0.0796	78947	1.00
10C	0.001	0.0086	0.429	0.1000	48040	0.43
10D	0.0015	0.0105	0.526	0.1000	58847	0.53
10E	0.002	0.0121	0.607	0.1000	67973	0.61
10F	0.003	0.0149	0.743	0.1000	83287	0.75
10G	0.005	0.0192	0.960	0.1000	107503	0.97

が、連なっていることが確認できる (Case 4C, 8C など)。ここでは上流部から渦が発生し、下流部に向けて発達しながら移動していく。この渦中心は水位が低くなり、この渦の移動と凹部内での縦振動が共鳴して、このような分布となっていると考えられる。

次に、Fr 数が 0.6~0.8 程度のケースでは凹部内の下流端と凹部上流の主流部側の変動が強く現れている (Case 6F, 8F など)。水面形の時間変化を確認するため、水面形に対してオプティカルフロー法 [68, 143] を用いて波の伝播速度を確認したところ (図-8.28) せん断層では上流から下流部に向けて変動が伝播しており、主流部では、逆に下流部から上流に向けて波が伝わっている様子が確認できる。よって、この変動は循環振動であると考えられる。

最後に、Fr 数が 1 程度のケースでは、せん断層に変動の強い部分が見られる (Case 4G, 8G など) ことから、Fr 数が小さなケースと同様、せん断層の渦と凹部内のセイシュが共鳴していると考えられる。主流部では、波が上流にほとんど伝播しないために、流速の遅い凹部内で変動が循環していると考えられる。

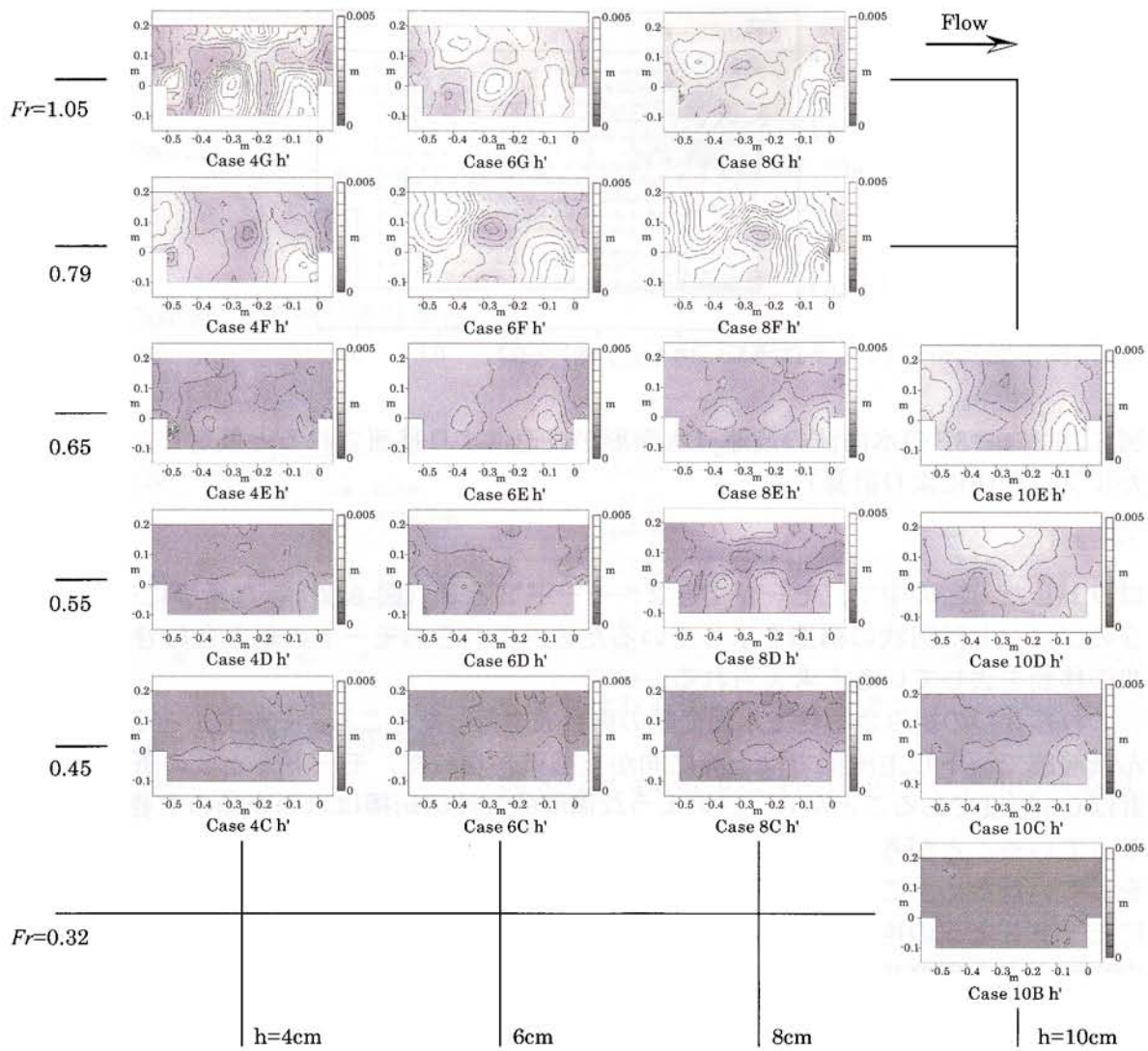


図 8.27: 側岸凹部流れの水面変動強度の比較（上に行くほど Fr 数が大きく、右に行くほど水深が大きくなる）

Case 8C の水面振動構造

水面変動強度分布から、 Fr 数の小さなケースでは、主流部と凹部のせん断層に変動の強い部分が、連なっていることが確認できた。このような変動パターンをもつ流れを代表して Case 8C の水面振動構造を調べた。まず、水面変動の時系列データに対して POD を適用した。図-8.29 に示すのは各モードの寄与率と累積寄与率である。これによれば、モード 1 の寄与率は 0.4 と比較的大きく、またモード 5 までで累積寄与率が 0.9 を超えていることが確認できる。よって、モード 5 までで主要な変動が再現される。次に各モード間の対応を調べるため、それぞれのモード間の規準座標値を各時刻でプ

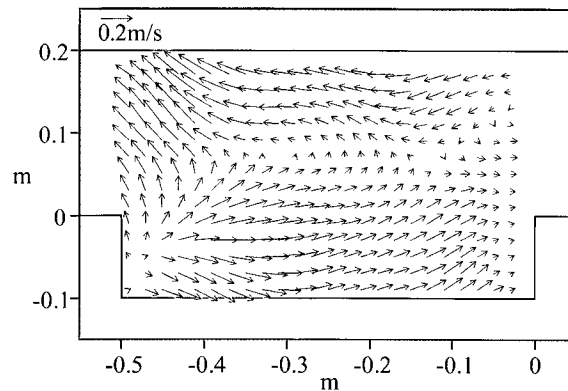


図 8.28: Case 8F の水面波の波速（水面形が波速により移流されると仮定し、オプティカルフロー法により計算）

ロットした。この中で、モード 1 と 2，モード 2 と 3（図-8.30），ならびにモード 3，5 のプロットは円状の構造を示しているため，これらのモードの組み合わせは，水面波の移動を表していると考えられる。

これら 3 つの組み合わせで水面変動の再合成を行ったところ，モード 1 と 2 では，せん断層部で流下し主流部では上流に向かう循環が現れた。モード 1 と 2 の寄与率の合計は 0.6 程度であることから，このような循環的な波の伝播は水面変動の主要な構造となっていることが考えられる。モード 2 と 3 の再合成波は，移動方向が不規則に反転をしていたため，このモードでは，非周期的な変動を表していると考えられる。最後にモード 3 と 5 の再合成波は，せん断層を流下する水面変動が現れており，せん断層中を流下する渦のパターンが抽出されていると考えられる。

Case 8F の水面振動構造

Fr 数が 0.6~0.8 程度のケースでは凹部内の下流端と凹部上流の主流部側の変動が強く現れていることが，変動強度分布から明らかとなった。このような変動パターンをもつ流れを代表して Case 8F の水面振動構造を調べた。水位変動時系列に対し POD を適用した際の各モードの寄与率と累積寄与率を図-8.31 に示す。これによれば，モード 1 の寄与率が 0.6 程度と大きく，モード 2 で 0.2 程度と大きく下がっている。次に，各モードの対応を調べるため規準座標の時間変化を調べたところ（図-8.32），モード 1 と 2 の対応が非常に良いことがわかった。それ以外の組み合わせでははっきりした対応は確認できなかった。寄与率および対応関係から，モード 1 とモード 2 がこのケースの主要な水面変動を表していることが確認でき，その再合成波には凹部内およびせん断層では流下して，凹部対岸の主流部で遡上する循環構造がみられた。

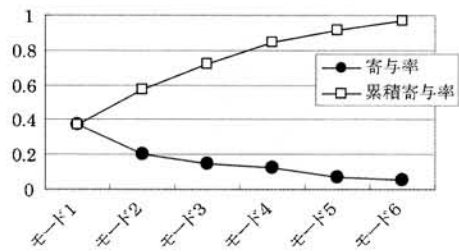


図 8.29: Case 8C のモード寄与率と累積寄与率

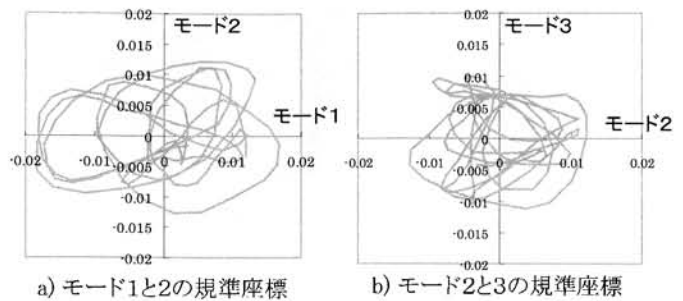


図 8.30: Case 8C のそれぞれのモード間の対応図

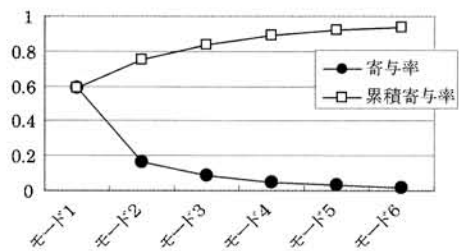


図 8.31: Case 8F のモード寄与率と累積寄与率

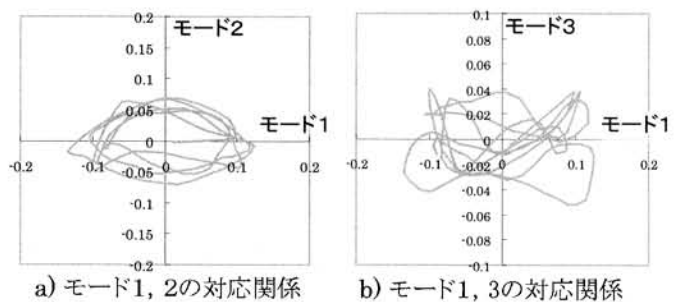


図 8.32: Case 8F のそれぞれのモード間の対応図

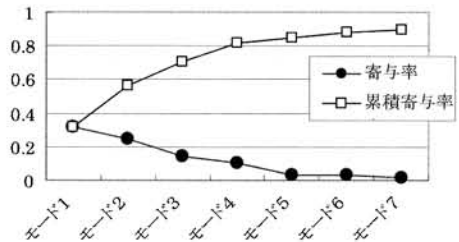


図 8.33: Case 8G のモード寄与率と累積寄与率

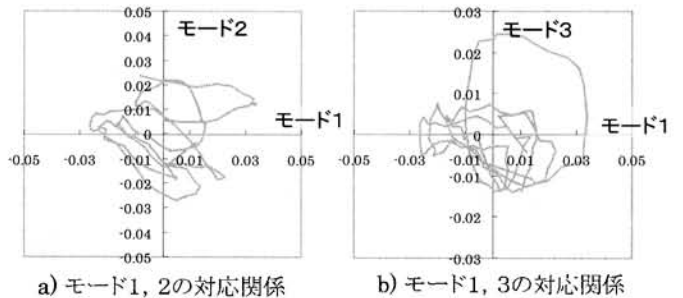


図 8.34: Case 8G のそれぞれのモード間の対応図

Case 8G の水面振動構造

Fr 数が 1 程度のケースでは、せん断層に不連続的に変動の強い部分がみられた。このような流れを代表して Case 8G の水面振動構造を調べる。水面変動の時系列データに対して POD を適用した際の各モードの寄与率と累積寄与率を図-8.33 に示す。これによれば、モード 1 の寄与率が比較的小さく、またそれ以降のモードでも、累積寄与率の増加はなだらかである。よって、卓越したモードがみられず、水面変動は複数のモードによって再現されていることがわかる。また、各モード間の対応関係を規準座標の

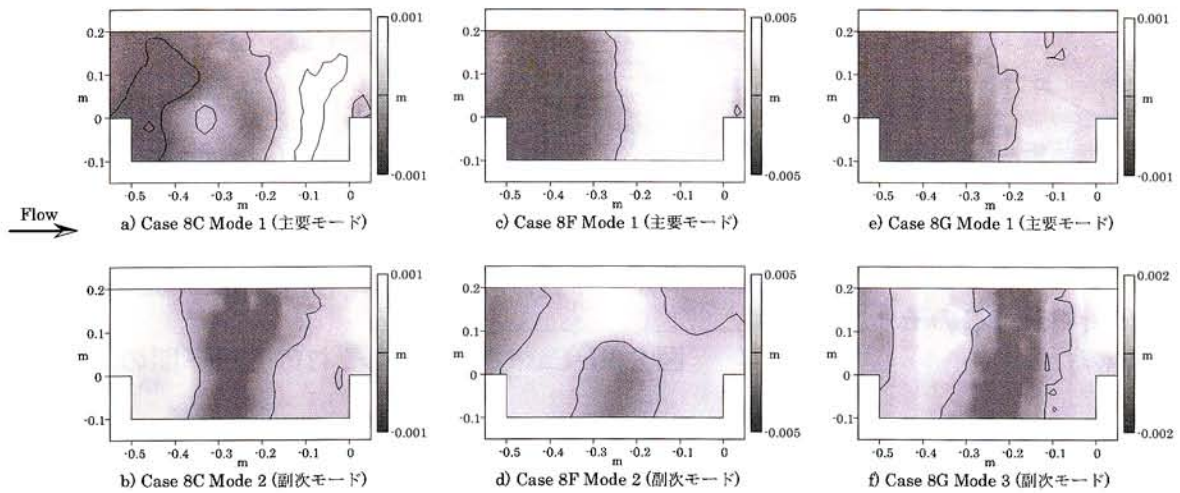


図 8.35: 側岸凹部流れの主要モードと副次モード

プロットにより確認したところ (図-8.34), やや不明瞭であるが, モード 1, 3 間に対応関係が確認できた. しかし, 全体的にはモード間の対応は弱く, 関連は曖昧であった. よって, このケースでは他のケースに比べ, 変動の規則性が弱いと考えられる.

主要モードと副次モード

ここまでは, 変動パターンの異なる 3 つのモードについて個別に検討してきた. 各ケースの POD 解析において, 寄与率の最も大きいモード 1 の振動に着目すると図-8.35a,c,e に示すように凹部付近で上流部と下流部が交互に上下する振動を抽出していることが確認できる. また, この主要モードに対応する変動をもつモード (副次モード) を図-8.35b,d,f に示す. 主要モードと副次モードの関係をみると, まず主要モードはその変動パターンから凹部付近で上下流方向に振動するセイシュ的な振動だと考えられる. これに副次モードが組み合わされることにより, 定常波的な振動だけでなく波の流下および遡上が再現される. よって, 本研究の条件下での水面変動は, 流下方向のセイシュ的振動 (縦振動) がベースとなって, これに副次モードが共鳴することにより, 循環振動が起きることがわかった. Fr 数が小さな Case 8C の 2 つのモードには (図-8.35a,b) せん断層部にいくつか極値がみられる. これらは, 渦の流下に伴う局所的な水面の低下の様子をしている. Case 8F (図-8.35c,d) では, 副次モードに振れたような変動パターンが現れている. これは, 位相がずれた三つの横断振動が流下方向に並んでいる構造と考えることができる. また Fr 数が 0.6~0.8 程度のケースでは, 水面変動強度分布 (図-8.27) で凹部下流端と上流端で変動の強い部分がみられたが, このケースではモード 1 の寄与率が 0.6 程度と大きかったことから, とくに縦振動が強く起こったものと考えられる.

8.4.4 結果のまとめ

直線開水路に側岸凹部を設けた際にみられる水面変動をステレオ水面計測法を用いて計測した。この計測では各瞬間の水面形が得られ、これに対しPODによるモード分解を行った。水面変動強度分布から、水面変動パターンは主に Fr 数により3つに分類された。次に3つの水面振動をそれぞれ検討したところ、 Fr 数の小さいケースと大きいケースではせん断層を中心に流下方向に進む水面変動がみられた。この水面変動はせん断層中の渦の移流に対応した水面形の移動だと考えられる。また、3つのケースで共通してモード1は、凹部全体の流下方向振動を示していたことから、凹部付近での流下方向のセイシュが水面変動を大きく支配していることが明らかとなった。また、この主要モードに対応する副次モードが共鳴して、水面形が流下および遡上する現象が起きることがわかった。今後は、これらの知見を踏まえ数値解析を行い再現性の確認と向上を図り、最終的には親水設計を施された河道上の速度場や水面形をその変動も含めて数値的に再現することを目指す予定である。

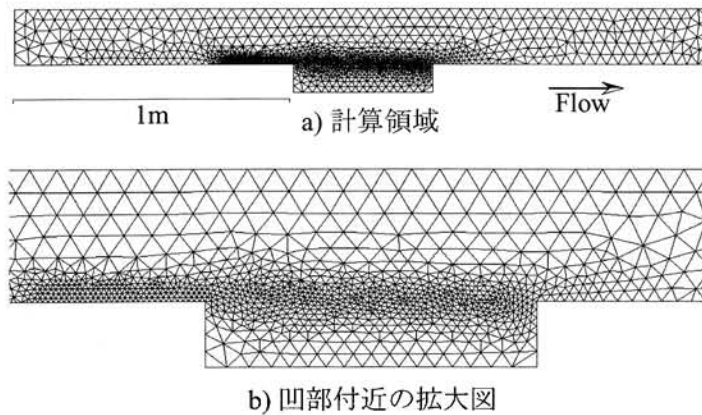


図 8.36: 側岸凹部流れの計算格子

8.5 開水路凹部流れの数値計算

8.5.1 計算モデル

凹部周辺にみられる変動の主要な構造は二次元変動と考えられる [128, 132] ので、本研究では、水深平均された連続式と運動方程式を基礎式とし、離散化には非構造格子を利用した有限体積法 [37] を利用した。類似の計算法には一般座標系や直交曲線座標系を用いるものがあるが、本手法では非構造格子を用いることでせん断層のみに格子を集中させることが可能である。また、通常 FDS 法のみではその数値粘性の影響からせん断流れを適切に評価することは困難であるため、空間微分の離散化には二次精度風上法である MUSCL 法を利用し、時間積分には二次精度アダムス・バッシュフォース法を利用して高精度化を実現している [144]。壁面付近の渦動粘性係数については減衰関数を利用して補正を行った [128]。

格子生成では凹部と主流部の境界層に格子を集中させた (図-8.36)。格子数は約 2500 個、格子の辺の長さは密な部分で 6mm、粗い部分は 40mm とした。上流の境界条件には一定断面流量を与え、下流境界では水位を固定して与えた。初期状態として仮の流速・水深分布を与えて計算を開始すると凹部上流端からの渦の放出が開始し、ある程度計算が進むと周期的な変動サイクルが形成されるので、この変動サイクルの安定を確認した後に、時系列データを取得して変動現象の検討を行った。

8.5.2 結果と考察

まず、数値モデルによる流れの変動の再現性を確認するために実験値 (8.4 章を参照) との変動周期の比較を行う。次に、実験値および計算値を利用して、振動周期と理論値との比較、空間変動パターンの検討を行う。

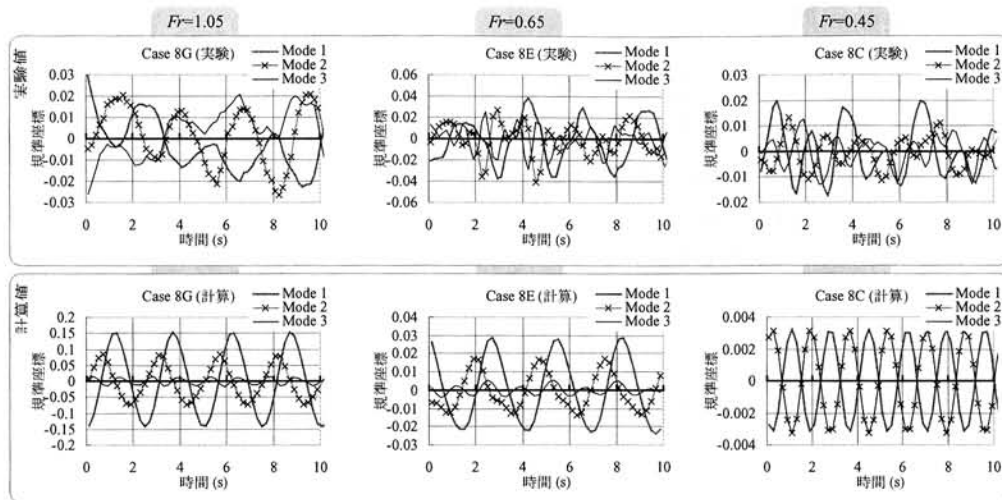


図 8.37: 側岸凹部流れの規準座標の振動周期

POD を用いた主要変動周期の比較

図-8.37 に示したのは、水深 $H/B=0.4$ における規準座標の時間変化である。主要な変動周期 (長周期変動) とこれの半分の周期をもつ弱い変動 (短周期変動) が確認できる。長周期変動が主に第 1 や第 2 モードに現れており、短周期変動は第 3 モードや第 2 モードに確認することができ、長周期変動の周期は、実験値と計算値でよく一致している。また、モード同士の時系列変化に注目すると、第 1 モードと第 2 モードの変化が対応していることが確認できるが、これは非定常波が第 1 および第 2 モードの組み合わせにより再現されていることを表している。変動の不規則性については実験値の方が強く現れている。これは、実験では流れの乱れなどがきっかけとなる振動モードの遷移 (Hysteresis)[130] が発生するなどの振動の不安定性がみられるが、数値計算は単純な乱流モデルを用いた浅水流解析であり、非定常的な乱流構造の影響を直接考慮できないため、一旦振動が安定すると規則的な変動サイクルが形成されるという違いによるものである。しかし、概ね変動周期は数値計算においても再現されていることが確認できる。

水深 $H/B=0.2, 0.3$ および 0.5 での変動周期を比較したところ水深 $H/B=0.4$ と同様に実験値の方が不規則性が強いという傾向はみられるものの、変動周期に関してはよく一致していることが確認できた。また、各ケースにおいて実験値と計算値の水面変動強度 h' の分布 [135] を比較したところ、 Fr 数が小さい場合にはせん断層での変動が強く、 Fr が 0.8 前後では凹部内部の下流端と凹部上流の主流部の二点での変動が強くなるという実験値の傾向を計算値でも確認することができた。ただし、実験では、 $Fr=1.0$ では全体的な変動強度が $Fr=0.8$ に比べて弱くなる傾向がみられたが、計算値では $Fr=1.0$ ではより変動が強くなるという相違がみられた。

流れの条件と振動周期

本節では、実験値および計算値の周期を用いて、流れの条件と振動周期の関係を明らかにする。本実験条件によりみられる変動はその周期により長周期変動と短周期変動に分けることができる [136]。ここでは、同じケースにおいて見られる変動ピークの中で、長周期のものと短周期のものを区別した。よって、その区別は相対的なものであるが、大まかには長周期変動は3秒程度の周期をもつ変動であり、短周期変動は1秒程度の周期をもっている。それぞれの変動は空間および時間スケールが異なるため、図-8.38a では相互作用を確認するために長周期変動および短周期変動の結果を合わせて示し、図-8.38b には長周期変動のみ、図-8.38c には短周期変動のみを抽出した。

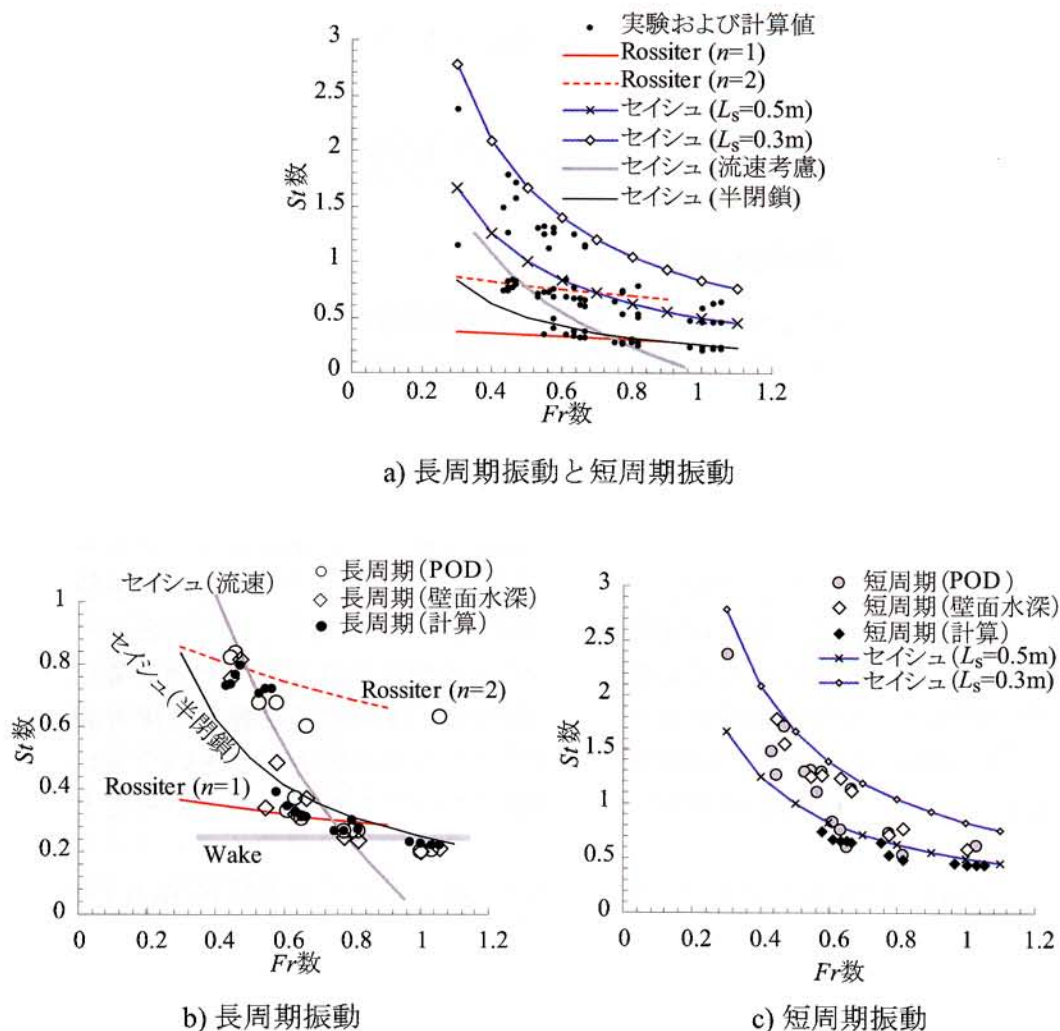


図 8.38: Fr 数と振動周期

木村らの比較的凹部が短い流れの研究では、水面変動周期は大規模渦の発生周期は

閉鎖性水域のセイシュの周期と一致すると指摘している [133]. ここで, 閉鎖性水域でのセイシュの周期は以下のものである.

$$T = \frac{2L_s}{n\sqrt{gH}} \quad (8.22)$$

ここに, T :振動周期 (s), L_s :水域の長さスケール (m), g :重力加速度 ($9.8\text{m}^2/\text{s}$), H :代表水深 (m), n :振動モード ($n = 1, 2, \dots$) である. $n = 1$ の時の振動周期を St 数により表すと $St = (fL)/U = (1/T)(L/U) = \{\sqrt{gh}/(2L)\}(L/U) = 1/(2Fr)$ となり, Fr 数の関数となる. ここで, f :振動周波数 (Hz), U :代表流速 (m/s) である. 本実験条件では水域の長さスケール L_s として凹部長さ $L=0.5\text{m}$ と凹部周辺の水路幅 $B+D=0.3\text{m}$ の二つを検討の対象とした.

一方, 本研究で扱う凹部は幅 D に比べて長さ L が長いので, 変動が凹部内部に留まらない可能性がある. この場合には, 半閉鎖性水域のセイシュの発生も考えられるため, その周期も検討する. 半閉鎖性水域でのセイシュの周期は以下のものである.

$$T = \frac{4L}{(1+2n)\sqrt{gH}} \quad (8.23)$$

ここに, n :振動モード ($n = 0, 2, 4, \dots$) であり, $n = 0$ の時の振動数は $St = \frac{1}{4Fr}$ となる. また, L は水域のスケールで 0.5m である.

また, Fr 数が高い場合には主流部での流速が変動周期に影響を与える可能性があるため, 流速を考慮したセイシュの周期も検討した.

$$T = \frac{L}{\sqrt{gH+U}} + \frac{L}{\sqrt{gH-U}} \quad (8.24)$$

これは $St = \frac{1/Fr - Fr}{2}$ となる.

以上のセイシュの他に, 圧力変動において広く用いられている Rossiter による半経験式 [132, 145] も合わせて図中に示した. 式は以下のものである.

$$St = \frac{f_n L}{U} = \frac{n - \gamma}{M + 1/\kappa}, n = 1, 2, \dots, \quad (8.25)$$

ここに, f_n :第 n モードの振動周波数, M :Mach 数である. γ および κ は実験定数でここでは, Rossiter による値である $\gamma = 0.25$, $\kappa = 1/1.75$ を用いた. ここではこの式 (8.25) の M を Fr 数に置き換えてプロットした.

まず図-8.38a を見ると, 実験値および計算値の周期は, 短周期側 (上限) は閉鎖性セイシュ (長さ 0.3m) に収まり, 長周期側 (下限) は Rossiter の第 1 モードまでの間にほぼデータがプロットされていることが確認できる.

それぞれの理論値同士の関係を調べると, $Fr > 0.8$ では, Rossiter の第 1 モードと半閉鎖性セイシュの値が近いことが確認できる. また $Fr = 0.7$ 付近では Rossiter の第 2 モードと閉鎖性セイシュ (長さ $L = 0.5\text{m}$) とが交差しており, その近辺では同程度の値

となっている。次に、長周期変動と短周期変動を区別してそれぞれを理論値と比較すると、まず図-8.38bに示す長周期変動では、Rossiterの第1および第2モードによく一致していることが確認できる。ところで、圧力変動による既往のデータでは第1モードの変動はRossiter式よりやや高周波数側へ、第2モードはRossiter式より若干低周波側へずれる傾向がみられるようである[132]が、 $Fr = 0.8, 1.0$ 付近では実験値や計算値がRossiterの第1モードより低周波側にずれており、 $St = 0.25$ 程度の周期をもつWakeモード[131, 132]が発生している可能性も考えられる。ただし、半閉鎖性セイシュの周期ともある程度対応しており、周期だけでなく空間変動パターンも検討する必要があるため、後に改めて議論する。

図-8.38cに示す短周期変動をみると、実験値および計算値の変動の Fr 数との関係は閉鎖性セイシュとよく対応しており、短周期変動はセイシュによる変動だと考えられる。 $Fr > 0.6$ では実験値および計算値ともに流下方向(長さスケール L)でのセイシュの周期とよく程度対応しているのに対し、 $Fr \leq 0.6$ ではより短周期の変動が実験値でみられており、このような条件では横断方向(長さスケール $D+B$)のセイシュが発生することにより周期が短くなったものと考えられる。ただし、このような $Fr < 0.6$ での短周期変動は微弱であり、今回の数値計算結果では確認することはできなかった。

図-8.39に示したのは、長周期変動の周波数と Re 数の関係をプロットしたもので、 St 数が0.8程度および0.3程度の二つのグループに分かれていることが確認できる。同じ長周期を Fr 数に注目してプロットした図-8.38bでは Fr 数が増加するにつれてRossiterの第1モードに沿うように St 数が低下しているが、図-8.39では Re 数に従い増減することはない。線をつないで示している同じ Fr 数のグループ内では、低 Re 数側でモード遷移が見られる他は、ほぼ St 数は一定を保っている。よって、振動周期に関しては、 Re 数の影響は、モード遷移を除いてはあまりないものと考えられ、本水理実験で得られた知見は、実河川スケールにおいても適用できるものと考えられる。

PODによる空間変動パターン

図-8.40に示すのは、三通りの Fr 数に対する水面変動パターン $\Phi(x,y)$ をモード別に示したものである。まず、 $Fr = 1.0$ のケースに注目すると、第1モードでは凹部の上流部と下流部が反転した変動を示しており、第2モードでは凹部内を中心に流下方向に三つの振動の腹が見られる。第3モードは、ほぼ第2モードのパターンが反転した分布となっている。以上の傾向は、計算値と実験値に共通してみられている。

次に $Fr = 0.8$ のケースでは $Fr = 1.0$ の分布と全体的には同様の傾向を示しており、振動現象のベースとなる機構は共通していると考えられる。

最後に $Fr = 0.55$ のケースでは、せん断層付近に沿って複数の極値が並んでおり、主流部では第1モードでは凹部中心($x = -0.25\text{m}$)を軸として上下流が反転した振動が見られ、第2モードでは凹部中心を軸とした軸対象の変動が確認できる。第3モードにはせん断層近辺での細かな変動が捉えられている。ただし、 $Fr = 0.55$ のケースでは、前

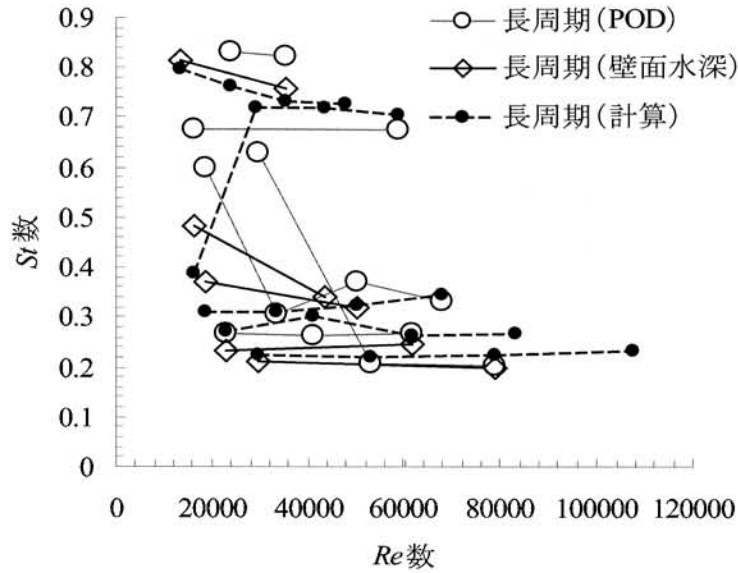


図 8.39: Re 数と振動周期 (水深が同じで Fr 数のみが異なるケース同士を線をつないでいる)

記の通り、計算値に比べ実験値ではより細かな空間および時間変動が含まれていることもあり、実験値と計算値の空間変動パターンの相違がやや大きくなったものと考えられる。

$Fr=0.8$ および 1.0 での POD の第 1 モードの分布形は、凹部中央を節とした流下方向の振動であり、一見して流下方向のセイシュを表しているように思われる。しかし、 $Fr=0.8, 1.0$ での主要な変動周期の St 数は $0.25 \sim 0.3$ 程度であり、図-8.38a に示したように、閉鎖性水域のセイシュで想定される振動周期とは一致しない。一方、半閉鎖性セイシュと、流速を考慮したセイシュは長周期変動の周期とある程度一致する。ところが、この第 1 モードの変動の空間スケールは図-8.40a~d で確認できる通り腹から腹までの長さが L 程度であるが、半閉鎖性セイシュで想定した長さは $2L$ であり一致しない。流速を考慮したセイシュでは長さは L であり、POD による空間スケールと一致する。よって、流速を考慮したセイシュは $Fr = 0.8$ での振動については周期および空間スケールが一致する。しかし、POD による空間変動パターンは $Fr = 0.8$ および 1.0 でほぼ共通していることから、その変動構造は $0.8 \leq Fr \leq 1.0$ において基本的には共通していると考えられるが、流速を考慮したセイシュ(式(8.24))では $Fr = 1.0$ では波が遡上しないため $Fr = 1.0$ での変動を説明することはできない。ただし、先に述べたとおり、第 1 モードの分布形は流下方向のセイシュの分布と解釈するのは自然であり、本研究で用いた式(8.24)以外の流速の影響が強いセイシュが発生している可能性も高いと考えられる。

最後に Wake モードについて考えると、 $Fr=0.8, 1.0$ (図-8.40a~d を参照) の第 1 モード

の変動スケール L は大規模渦のスケールを示しており、第 2 モードのスケール $(1/2)L$ は、凹部下流端への衝突により発生する、より小規模な渦のスケールを表していると考えることができる。

よって、 $Fr=0.8$ および 1.0 での大規模かつ長周期の変動は、流速を考慮しないセイシュでは説明できず、凹部内の循環流の渦構造の大規模な変動をともなう Wake モードの振動か、流速の影響を受けたセイシュの発生とせん断層中の渦との相互作用によるもの、あるいは双方が混在したものと考えられる。

8.5.3 結論

本研究で得られた結論を以下に示す。

まず、POD による主要変動周期を用いて実験値と計算値の比較を行い、振動構造が計算でも再現されていることを確認した。

次に、実験結果と計算結果を用いて振動周期に与える Fr 数の影響を調べ、各種のセイシュの周期や、圧力変動において用いられる Rossiter の半経験式および Wake モードの周期との比較を行った。その結果、短周期変動については閉鎖性水域のセイシュとほぼ対応するが、主要でより大規模な長周期変動には、Rossiter の半経験式とよく対応しており、 $Fr \geq 0.8$ では Wake モード、半閉鎖性水域のセイシュなどとも同程度となることがわかったが、POD による変動スケールと比較した結果、半閉鎖性水域のセイシュの空間スケールとは一致しないことが明らかとなった。

従来の開水路凹部変動をセイシュと渦との共鳴によるものであるとの考えは本研究での短周期変動を説明することができるが、長周期のより強い変動については、セイシュのみで説明することは困難である。本研究の結果は圧力変動における Wake モードに対応する現象が開水路凹部流れでも発生している可能性があることを示している。Wake モードが実河川で発生すると変動スケールが増大することで凹部内外との物質交換が促進されるとともに流れの抵抗が増大することで疎通能力を低下させると考えられる。

振動強度については今回の計算値では実験値を定量的に評価することはできず、特に $Fr = 1.0$ では $Fr = 0.8$ に比べて振動が弱くなるという実験結果を再現することができなかつたため、その原因の特定を行う必要があると考えている。

$Fr \geq 0.8$ と $Fr < 0.8$ での振動構造の違いを具体的に解明するためには流速分布の時間変化を捉えることが有効と考えられるので、数値解析結果を利用するとともに、PIV による可視化計測結果も利用してより具体的に流れ構造の変化の特定を行いたいと考えている。

8.6 まとめ

開水路凹部流れにみられる水面変動現象を主に、基礎研究の観点から調査した。まず、凹部周辺にみられる水面変動を面的に捉えるための可視化手法の開発とその精度検証を行った。次に、これを利用して水深、 Fr 数、 Re 数の異なる凹部流れの実験を行い、その流れを調査した。計測データの分析にはPODを用いたモード分解を利用して、変動構造についての検討を行った。この実験データと同様の条件の流れを数値計算によって再現し、数値計算の妥当性を確認した後に、この数値計算結果および実験データを総合して、水面変動に与える水深、 Fr 数、 Re 数を分析した。

ここで、前章(7.3章)で行った、新湊川の河道計算による変動現象を再確認すると、主流部の Fr 数は0.8程度であることから、本章で確認した強い変動が発生する Fr 数の範囲に一致していることがわかる。さらに下流部の凹部での変動の St 数は0.21であり、図-8.38bに示した、Wakeモードや流速を考慮したセイシュの周期とほぼ等しいことが確認できる。よって、新湊川での開水路凹部付近での変動現象は、実際にも発生しうることが本章での検討結果から示唆される。ただし、実際の新湊川の階段工の設計は、本章で扱った単純な矩形ではないため、変動強度や抵抗効果などを把握するためには更なる検討が必要と考えている。

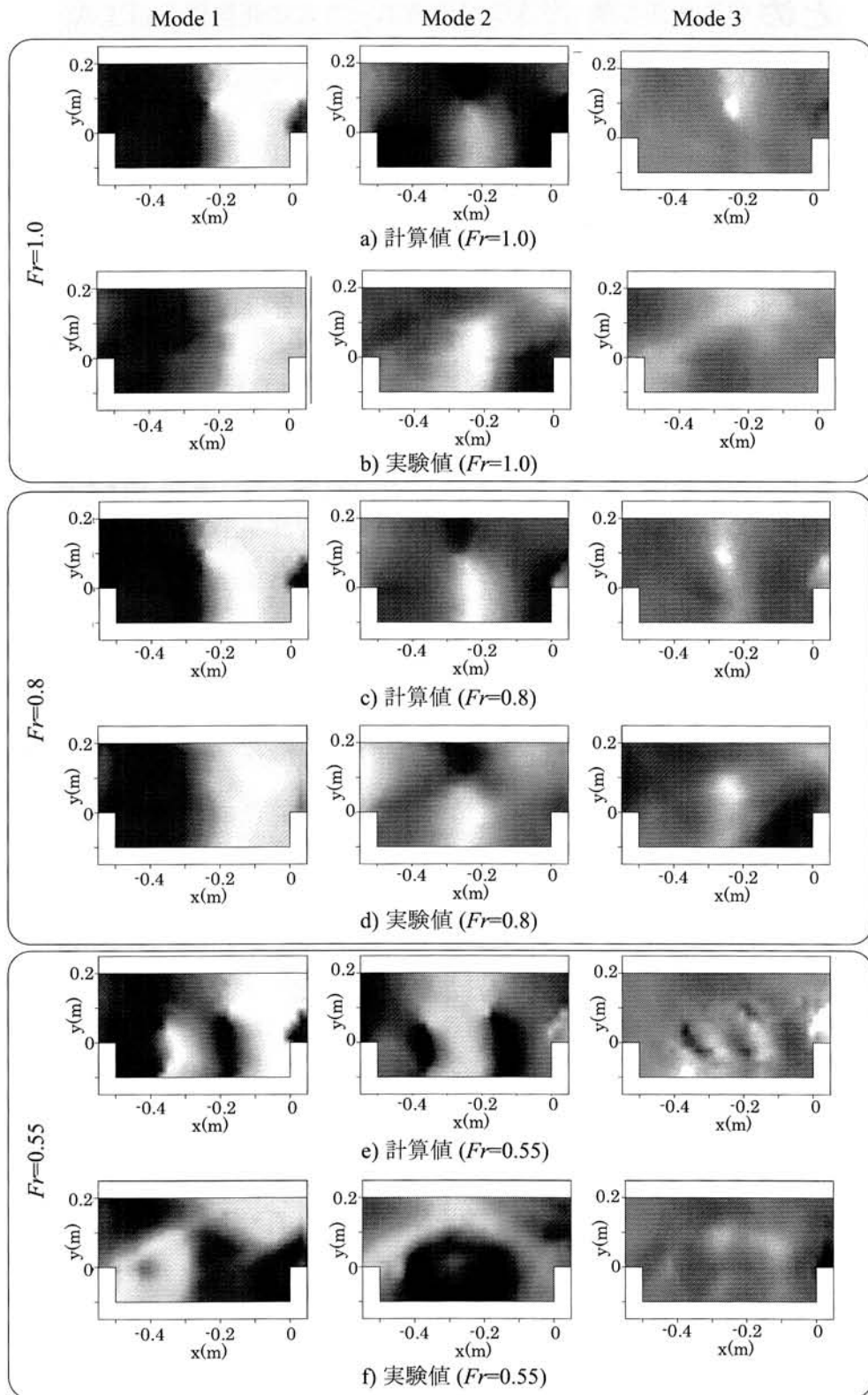


図 8.40: POD による側岸凹部流れの空間変動パターン $\Phi(x,y)$ の比較

9章 宇治川水制周りの流れの計測と解析

河川の流れ構造は、平水時と高水時では大きく変化する。河川周辺環境や治水などに考える上では、平水時と高水時のどちらか一方だけでなく、双方共に重要である。よって、河道管理や設計を行う際には低水時から大規模な洪水時までのさまざまな状況において、河川でどのような流れ構造がみられるのかを一貫して把握する必要がある。

本研究で開発した実河川モニタリングシステムは、画像による非接触計測法であり低水時の流れのみならず、他の手法では計測困難な高水時の流れ構造まで把握することができる。さらに画像の記録や転送法の導入により長期的な流れの変化を捉えることも容易であることも加わって、低水時から高水時にわたる連続的な流れの変化を捉える計測法として大きな役割を果たすことができると考えられる。

そこで、本章では宇治川42.8kp付近（京都市伏見区横大路下三栖）の河道区間を対象とし、実河川モニタリングシステムおよび平面二次元非構造格子モデルを利用し、さらに地上型のLiDARによる地形計測およびADCPにより取得された流速情報および河床形状を総合して、河道区間の流れ構造を平水時と高水時の違いに注目して調査する。

本章の構成を以下に示すと、まず9.1章では、地上型LiDAR計測およびADCP計測により得られたデータを整理して河道区間の詳細な地形情報を取得する。次に9.2章では、流れの検討を行うケースを示し、それぞれのケースで用いた計測法を示す。続く9.3章は、計測値および計算値の結果をケース毎にまとめて、流れの変化を確認する。9.4章では、本章で得られた情報を総合して宇治川水制周りの流れ構造を明らかにし、9.5章で、本章で得られた成果をまとめる。

9.1 地形情報の取得

河道の平面および横断形状（地形情報）は、河川の流れに大きな影響を与えるため、正確かつ詳細な地形情報を取得することは重要である。逆に精密な地形情報が得られれば、そこを通過する流れの流れ構造はある程度特定することができる。すなわち、河川は地形に従って流れるだけでなく、地形そのものも流れに従って変化するため、その関連に注目することで、流れ構造をある程度把握することが可能となる。

ここでは、500m程度の河道区間を対象とする細かな地形情報を取得することを目的

表 9.1: 比較したケース (水深と計測法)

ケース名	水位 (m)	流量 (m ³ /s)	水制の越流状態	計測法
Case 1	-5.6	90	非越流	ADCP
Case 2	-4.8	165		
Case 3	-3.8	320	越流	LSPIV
Case 4	-1.8	600		

として、地上型 LiDAR (Light Detection And Ranging) 計測による地表面の高さ分布データおよび ADCP により取得される水深分布データを組み合わせて、河道周辺の地形情報を整理した。LiDAR 計測には、Riegl 社の LMS-Z210i を用いた。計測可能な範囲は、対象表面の反射率に依存するが 100~400m 程度であり、計測される位置精度は 1~3cm 程度といわれる [146, 147]。

ADCP により取得される水深分布は、ADCP の流速分布計測の際に設定される層厚単位で取得され、層厚を 0.25m として計測されており、水深情報の精度も 0.25m 程度である。計測パルス（ピング）の発信周波数は 25Hz であり、20 個の計測パルスにより得られるデータのアンサンブル平均により 1 計測データを取得した。水平位置の取得には、GPS およびボトムトラッキングを併用した。GPS は Differential GPS を用いており数 10cm~数 m 程度の精度の絶対位置が取得可能である。また、ボトムトラッキングは、河床からのパルスの反射のドップラー効果により機器と河床との相対的な位置の変化を計測するもので、船速 5m/s で 8mm/s 精度の速度が取得可能といわれる [148]。

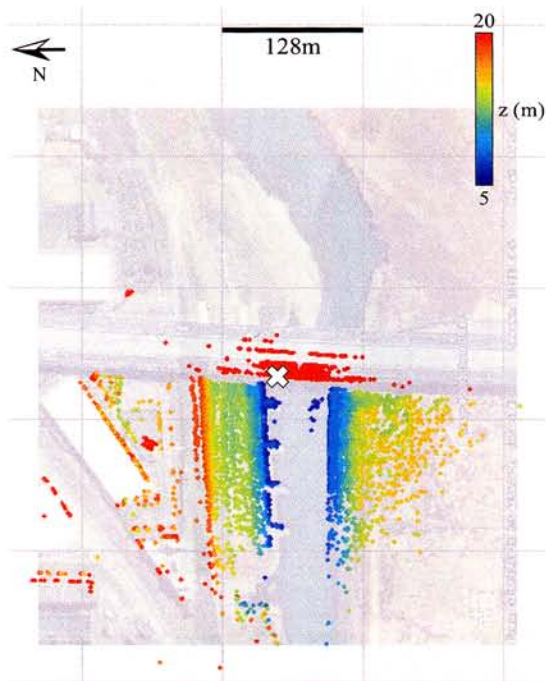
LiDAR および ADCP による計測データを図-9.1 に示す。このように、LiDAR による地表面の高さ分布データと ADCP により取得される水深分布データを組み合わせることで、水面下の河床形状から高水敷まで一環した地形データ (図-9.2 を参照) を整理することが可能となった。

9.2 比較するケース

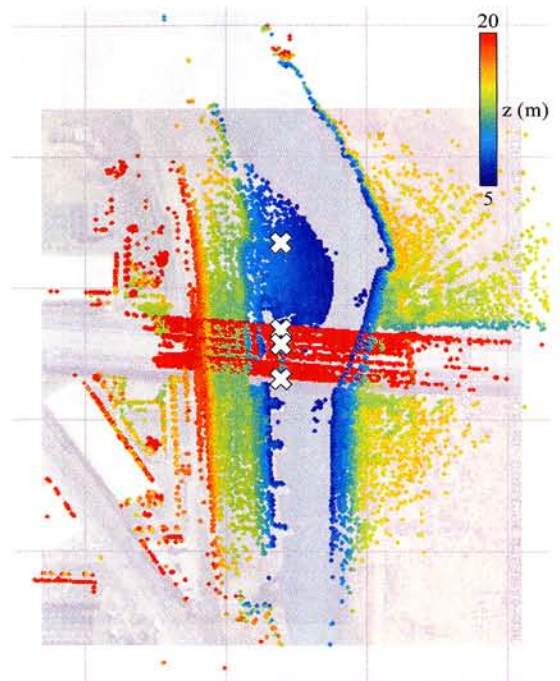
比較するケースは表-9.1 に示す Case 1 から Case 4 までの四ケースとする。条件は、水位および流量規模により分類され、Case 1 は低水時、Case 4 は高水時である。

図-9.3 に示したのは、本研究の観測中に見られた台風 0514 号による増水時の水位と流量の変化である。同時期の新湊川 (図-3.28) や吉野川 (図-3.31) の水位・流量変化と比べると、宇治川水位の変化は段階的な変化をしており、またピークが台風通過後かなり後に放流されていることが確認でき、人為操作の影響が非常に強い流れであることがわかる。

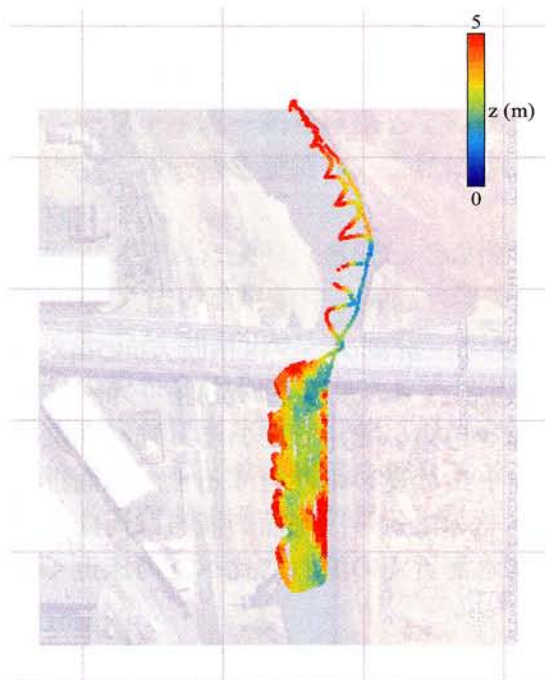
LiDAR による地形計測および ADCP 計測は、台風 0514 号に先立つ 2005/7/29 に実施されており、その際の向島水位は-5.6m 程度であり、CCTV によるモニタリング期間 (図-9.3 を参照) の中で、2005/9/1 から 2005/9/2 朝にかけての向島水位とほぼ等しく、流



a) LiDAR測点1のデータ(×印の位置が機器の設置地点。実際の計測点を80分の1に間引いて示している。色は高さを表す。)



b) LiDAR測点1~4の合成データ



c) ADCPによる河床形状データ



d) 衛星写真(Google Earthより)

図 9.1: 宇治川水制周りの地形情報の取得

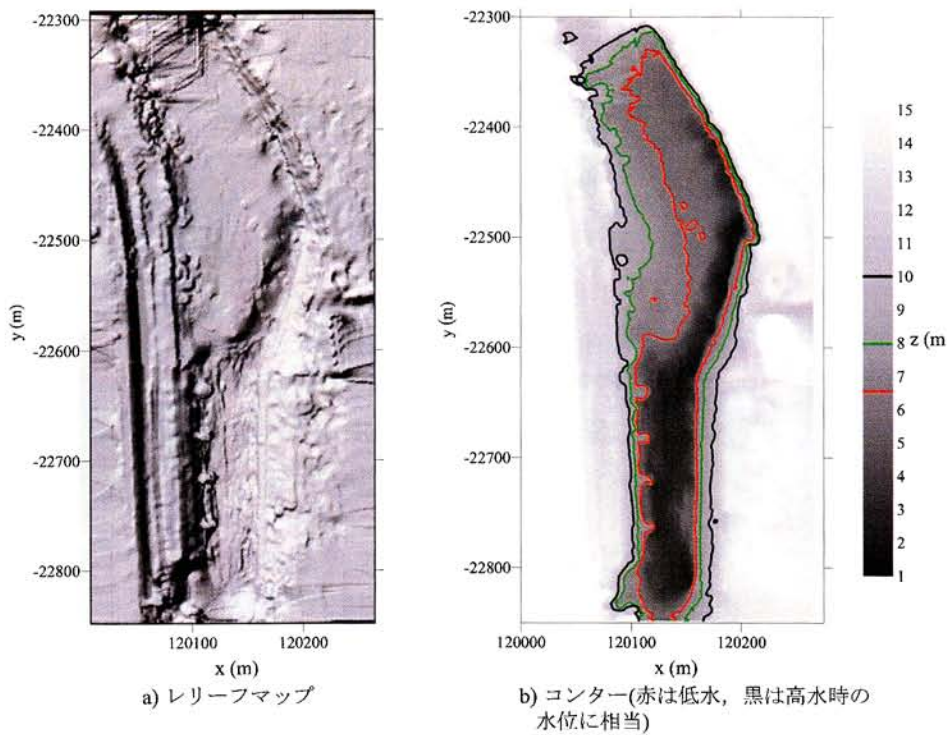


図 9.2: 宇治川水制周りの地形情報の合成

れ構造などは同様と考えられる。

9.3 流れ情報の取得

9.3.1 低水時の ADCP による内部流速

図-9.4 に示すのは、ADCP による流速計測値である。計測データは横断方向 5m、流下方向 10m 間隔に補間して示しており、図-9.4a は各点での水深平均流速ベクトルを、図-9.4b は水面下 0.5m~3.5m までの各断面の流速を色違いで示している。局所的な流速のばらつきなども見られるが、水深ごとのベクトルの違いに注目すると、水面近くでは、比較的流下方向にまっすぐ流れる傾向があるのに対し、底面の流れは河床形状に沿って流れる傾向が強く、上流側の蛇行部では水面近くの流れに比べて河床近くの流れはより強く蛇行している。

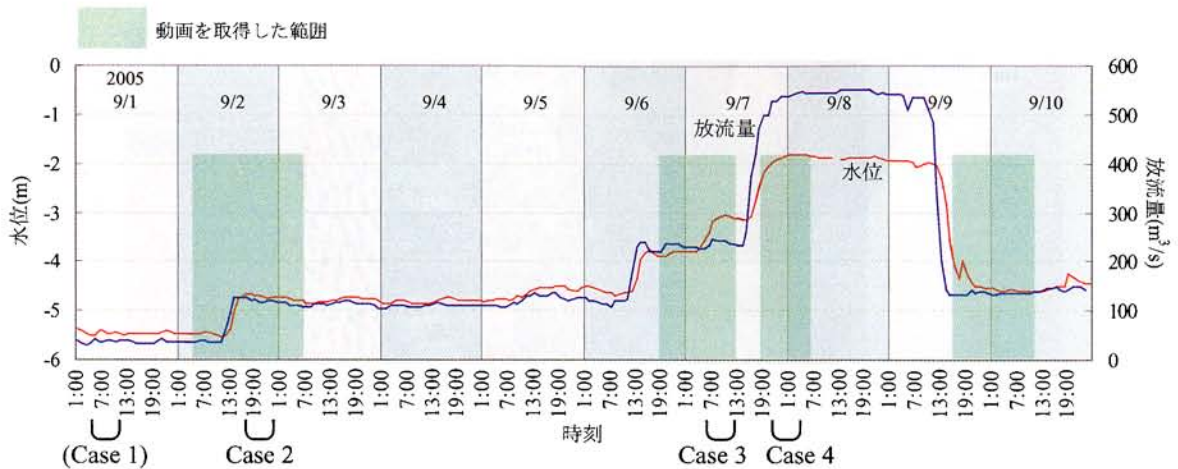


図 9.3: 宇治川の水位と流量

9.3.2 CCTV を利用した LSPIV 解析

計測状況

宇治川 42.6km 付近に設置された国土交通省の CCTV カメラを用いて、連続観測を行った。周囲の地形を図-9.5 に示す。この近辺には、低水路右岸側に設置された四基の水制があり、このカメラからこれらの周辺の流れを撮影することが可能である。CCTV カメラの映像は、京都大学防災研究所内へ転送され、同研究所内で確認できるとともに、光ファイバー網を経由して外部から確認することができる。ここでは、同研究所内にサーバー機を設置し、これに CCTV カメラの映像を取り込み、動画の記録と転送を行った。

同システムにより、連続して画像を取得することが可能であり、この画像を利用して LSPIV 法の適用条件、特に水理条件や気象条件の与える計測結果への影響を明らかにすることを目的として、モニタリングサイトとして設定した。また、増水時の水制周りの流れを測ること、およびその経年変化を捉えることも目的とした。このような構造物周りに洪水時の計測は他の手法では困難であるため、本手法は表面流速という制約もあるが、流れ構造を捉えることで実験室や数値解析法で得られる流れ構造の検証として有効と考えられる。

解析結果

図-9.6 に示したのは、2005/9/2 から 2005/9/8 にかけての増水期の流速ベクトル図である。時間の経過に従い、流速が次第に大きくなっていくとともに流向が変化していく様子が捉えられている。この流れ場の変化をより詳しくみるために、Case 2~4 の三つのケースのベクトル図を図-9.7~9.9 に示す。

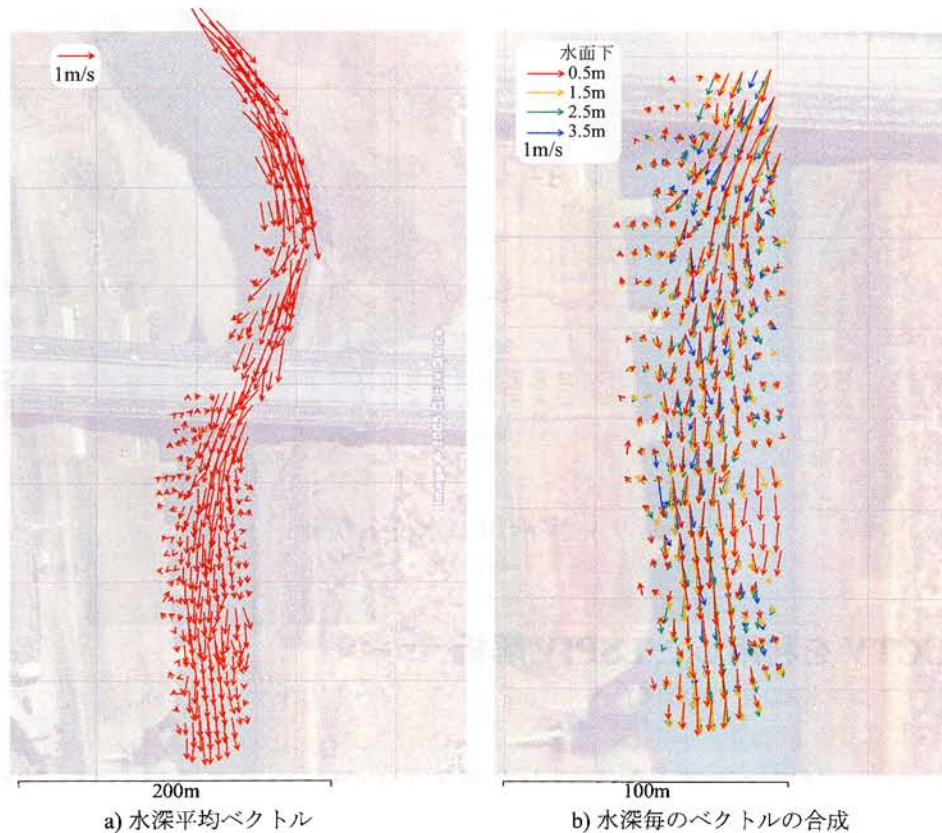


図 9.4: ADCP による宇治川水制周りの流速計測値

Case 2 (図-9.7) では水制が非越流状態であり、水制域の周辺では大きな停滞域が形成されているが、Case 3 (図-9.8) では越流状態となっており、表面流速に関しては主流部に比べ流速は遅いものもはや停滞域ではなく流下している。武藤 [149] の室内実験では、このような越流状況下でも、下層には、平水時と同様な循環流が存在することが確認されている。さらに流量が増加した Case 4 (図-9.9) では、全体的な流速が増加するだけでなく、流向も Case 3 から変化している。すなわち、Case 2 (低水時) や、Case 3 (中間水位) では主流部において、水制寄りに流下しているが、Case 4 (高水時) では、ほぼ y 軸に沿って流下しており、下流部においては若干水制から離れる方向に変化している。

このような流れ構造の変化は、上流部の流れや地形の影響によるものと考えられる。すなわち、図-9.5 で確認できるように、水制の上流部近傍の橋脚がありこの周辺は低水時には停滞域となっている。さらに橋の上流部には右岸側に大きな砂州が形成されている。高水時にはこの砂州が水没し上流部の流れが直線化することで、橋脚周辺の停滞域が消滅し、ひいては水制部の流れが変化したものと考えられる。しかしながら、CCTV 画像による撮影アングルは第一から第二水制にかけての限られた領域の流れの



図 9.5: 宇治川水制周りの撮影アングル (鉄塔から第一と第二水制間を中心に撮影)

みを対象としており、より具体的な流れの変化については次節の数値計算も踏まえて改めて検討する。

9.3.3 数値計算による流れ構造の評価

解析条件

解析には、5章に示した浅水流非構造格子モデルを利用した。図-9.10に示したのは、用いた計算格子である。格子サイズは、水際部や橋脚・水制周辺に格子が集中するように設定し、最小格子幅(三角の辺)は約2m、最大は約8mである。格子点数は約3000点、三角格子の数は約5000個である。

流れの条件には、下流端では水位を、上流端では流量を観測値を元に時間変化させて与えた。時間変化については、実際では10日間ほどかけて流量が変化しているが、その変化は階段状に変化しており(図-9.3を参照)、また今回の解析では河床変動などは取り扱わないため計算時間を100倍に短縮して計算した。下流端の水位は、向島水位を補正(向島水位+11.7m: 水制天端に水面がくる時の向島水位より算出)して与え、上流端で与える流量は、天ヶ瀬ダム放流量および向島水位から算出した。具体的には、平成15年度の向島水地点での $H-Q$ 式、

$$Q = 23.36(H + 7.49)^2 \quad (9.1)$$

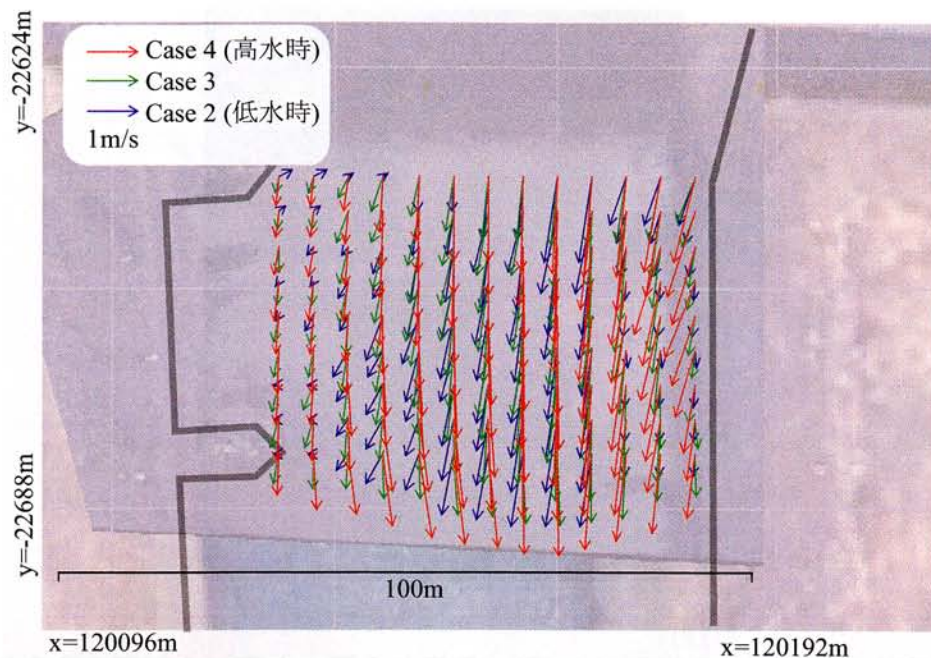


図 9.6: LSPIV による宇治川水制周りの流速計測値

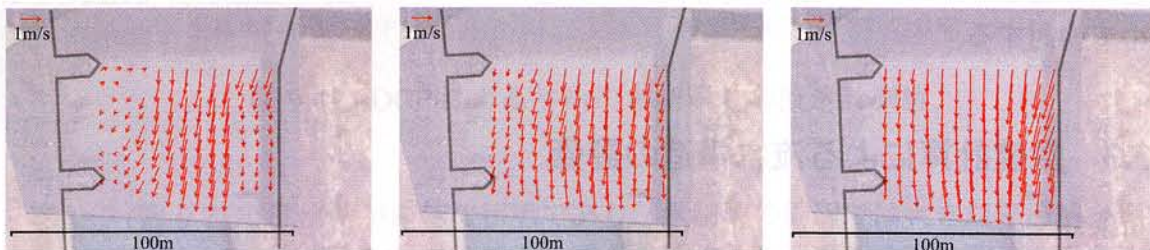


図 9.7: Case 2 のベクトル図 図 9.8: Case 3 のベクトル図 図 9.9: Case 4 のベクトル図

を用いて算出した流量値 (ここに, Q :向島流量, H :向島水位) および, 天ヶ瀬ダム放流量に宇治発電所 ($30\sim 50\text{m}^3/\text{s}$ 程度), 疎水 ($20\text{m}^3/\text{s}$ 程度), 山科川などからの残流入 (数 m^3/s 程度) を加えた流量値 (放流量+ $55\text{m}^3/\text{s}$ とした) の二つの流量値を用い, 低水時は $H-Q$ 式による値, 高水時には天ヶ瀬ダム放流量の補正值に基づいて流量を設定した. これは $H-Q$ 式による値は, 高水時の流量を過大評価するものと考えられるためである. 以上のようにして求めた, 計算条件として与える水位と流量の時間変化を図-9.11 に示す.

計算結果

図-9.12 に示したのは, 計算結果である. これによれば, Case 2 (低水時) および Case

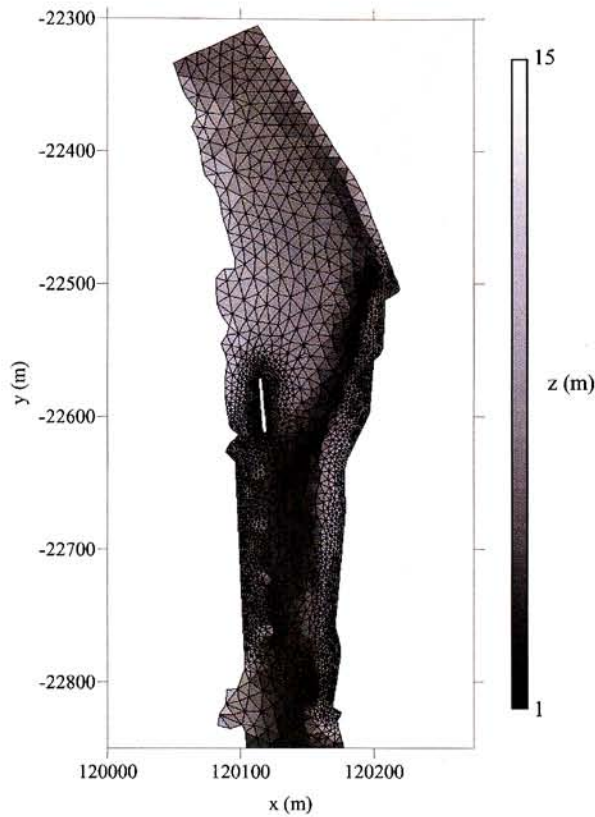


図 9.10: 宇治川水制周りの評価に用いる計算格子 (グレースケールは河床高さを示す)

3では低水路の沿って上流部の砂州を回り込むように蛇行する流れが見られ橋脚部や水制間では弱い逆流域や死水域が形成されるなどの地形に沿った複雑な流れ場が形成されているが、Case 4 (高水時)では流れが直線化しており、低水時などにみられる橋脚部や水制間の逆流および死水域が消滅していることが確認できる。

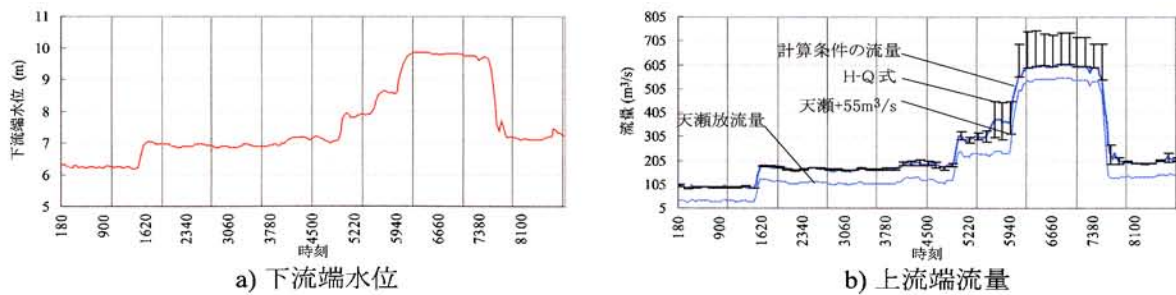


図 9.11: 宇治川水制周りの評価に用いる計算条件の水位と流量

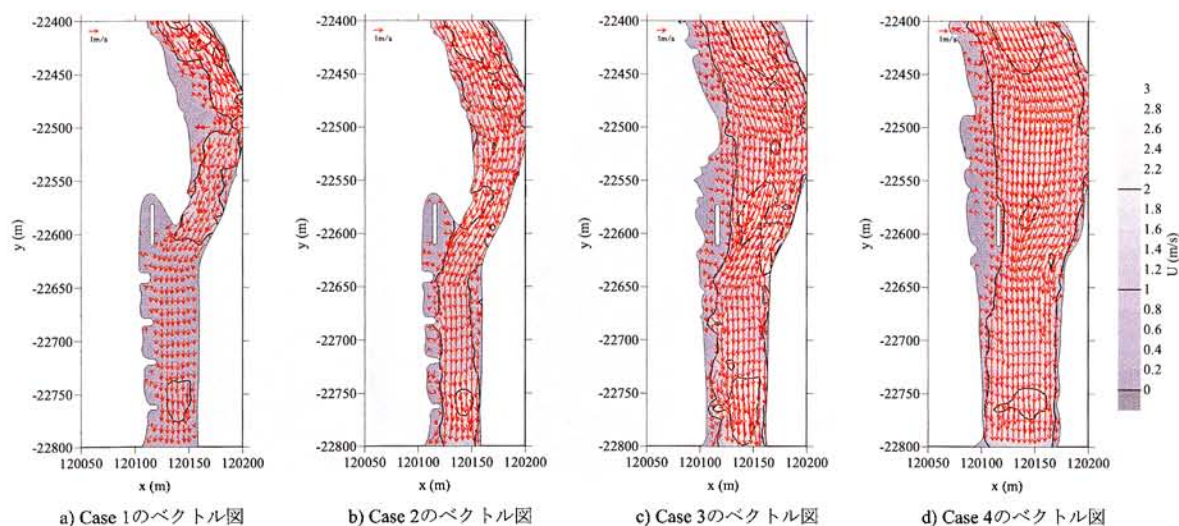


図 9.12: 数値計算による宇治川水制周りの流速値

9.4 流れ構造の調査

9.4.1 横断流速分布の比較

まず、ADCP 流速、LSPIV 計測値、計算値による結果の一貫性について確認するために、水制付近の横断測線上の流下方向流速分布の比較を行った(図-9.13)。図-9.13aに示した Case 1 の ADCP と計算値を比較すると、計算値では水制付近の流速がやや大きく、水制付近の死水域の大きさが計算値では若干過小評価しており、これにより主流部の流速がやや ADCP 値に比べやや小さくなっている。図-9.13b の Case 2 および Case 4 の LSPIV 値と計算値を比較すると、Case 1 と同様に計算値は水制付近の流速がやや LSPIV 値より大きめとなっており、主流部がその分、やや小さめの流速値となっている。Case 1 から Case 4 まで、全体としてみると、計測値と計算値は上記のような相違が認められるものの、全体的な分布形や水位の増大による流速分布の変化、すなわち最大流速の増加と主流部の拡大などは、計算値によりある程度再現されている。よって、局所的な流れ構造についてはここでの計算値の再現性は十分とはいえないものの、大局的な流れとその水位による変化については再現されているものと考えられる。

9.4.2 流量の増大による流れ構造の変化

LSPIV 計測値(図-9.7~9.9)および計算値(図-9.12)から確認された低水時から高水時にかけての流れの変化をまとめると図-9.14のようになる。すなわち、低水時には、低水路などの河床形状に沿った流れが形成され、橋脚部や水制周辺に広範囲の停滞域が

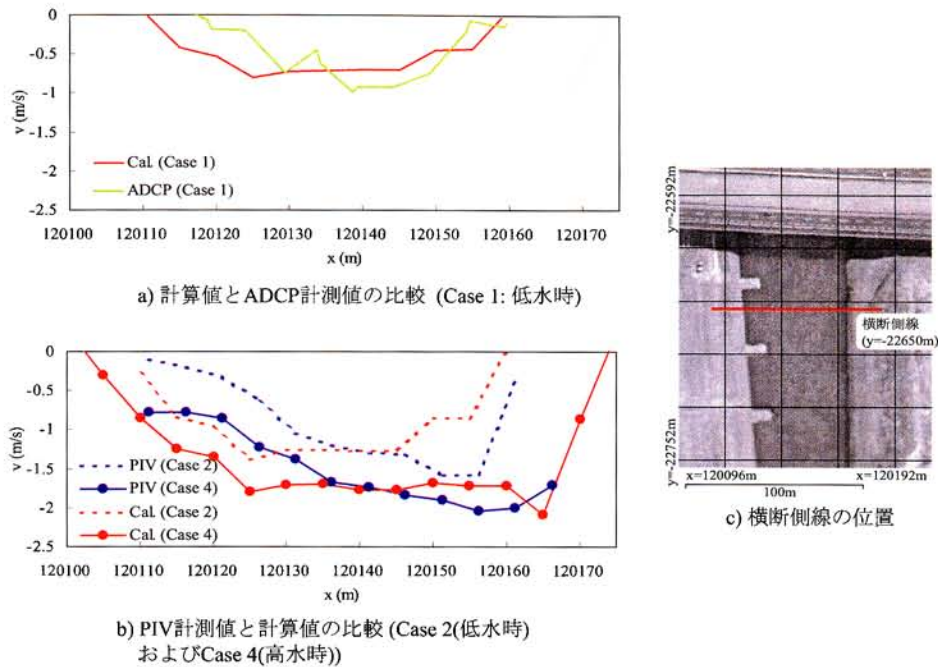
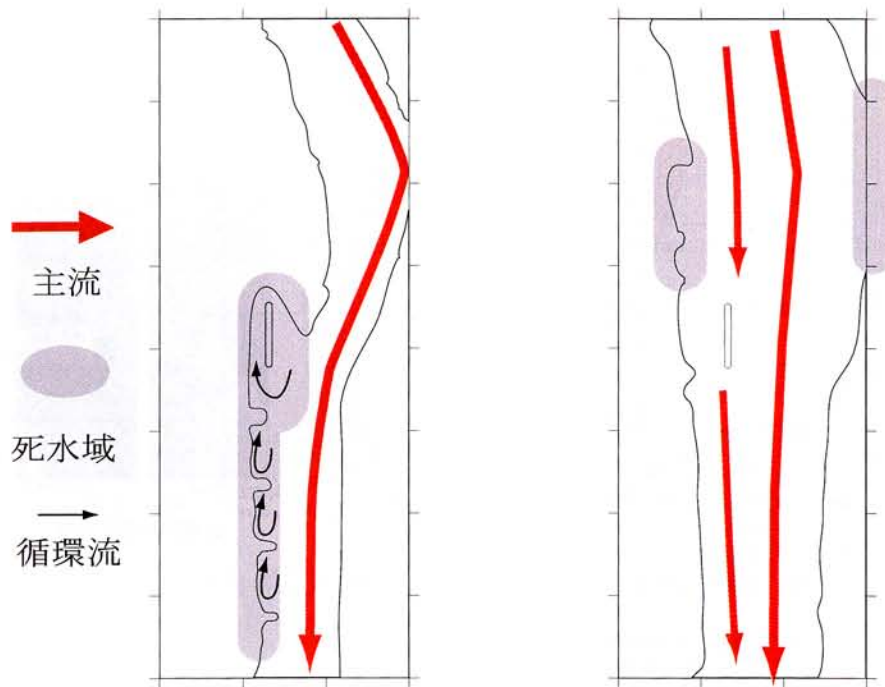


図 9.13: 宇治川水制周りの横断流速分布の比較

形成されるが、高水時にはこのような停滞域は解消され、全体としては比較的まっすぐかつ一様に流下する流れが見られる。

9.4.3 水深の違いと流量の変化による流れ構造の違い

9.3.1 章では、低水時の ADCP による水深毎の流れ構造の変化から、底面の流れは河床形状に沿って流れる傾向が強くみられるのに対し、表面付近の流れは、比較的流下方向にまっすぐ流れる傾向があることを述べた。この表面および底面の流れの違いは、前節で述べた流量増大によって、低水路に沿った流れから、一様にまっすぐ流下する構造に変化するという傾向との類似性がみられる。すなわち、図-9.15 に示すように、低水時と高水時の流れの違いは、底面流と表面流の流れの違いと相似性がみられると考えられる。もちろん、相対的な流れの違いが相似しているからといって、低水時と底面流、高水時と表面流の構造が一致しているわけではない。しかし、ある水位での詳細な流れの内部構造が特定できれば、その表面流と底面流の違いなどを検討することにより、計測時の水位と変化した際には流れ構造がどのように変化するかをある程度把握することができると考えられる。逆に、低水時から高水時にかけての表面流の流れ構造の違いを観測することにより、底面付近の流れも想定することができるものと考えられる。



a) 低水時の流れ構造の推定図 b) 高水時の流れ構造の推定図

図 9.14: 宇治川水制周りの流れ構造の推定図

9.5 まとめ

宇治川水制周りの河道区間を対象とし、本研究で開発した実河川モニタリングシステムおよび平面二次元非構造格子モデルを利用し、また、地上型の LiDAR による地形計測および ADCP により取得された内部流速分布および河床形状を総合して、流れ構造を平水時と高水時の違いに注目して調査した。この観測値と計算値を用いた検討を行って、流れ構造が、流量増大により、低水路に沿った流れから一様にまっすぐ流下する構造に、変化することが確認された。この低水時と高水時の流れ構造の違いは、低水時の ADCP による観測された、底面の流れは河床形状に沿って流れる傾向が強くみられるのに対し、表面付近の流れは比較的流下方向にまっすぐ流れる傾向がみられるという違いと相似性があることがわかった。

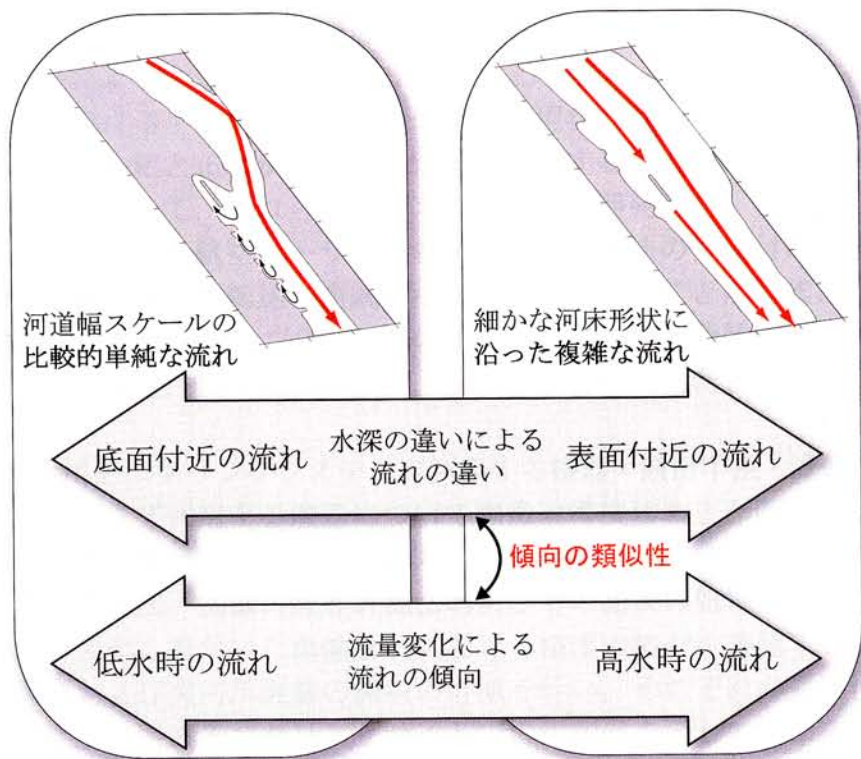


図 9.15: 水深の違いと流量の変化による流れ構造の違い

10章 結論

本論分で得られた重要な結果をまとめると以下のようなものである。

2章では、まず氾濫被害の発生状況とその予測や管理法について既往の研究成果や資料を整理して世界的に氾濫被害が増加傾向にあることを示し、国内においても都市域での被害の発生により大きな損失を被っていることを示した。次に洪水被害に関連する四つの過程における予測法および被害低減策の現状を調査して、それぞれの過程において適切なモデル化と正確かつ豊富な情報を取得することが的確な予測に必要であることを述べた。続いて、これらを踏まえて本研究で開発した、実河川の画像モニタリングシステムおよび、航空レーザー測量データの処理法の位置付けを述べ、前者は技術的に画像情報の取得や転送を連続的にかつ安価に行うことが可能となりつつあるため、洪水観測の連続的なモニタリングの普及と河川管理や避難警戒への利用が期待されていることを、また、後者については、日本の被害傾向に合わせたモデル化を目指すことを示した。

3章では実河川モニタリングシステムで利用する機器・通信手法・流速計測法の説明と検討を行った。まず利用する機器について画像取得機器および画像情報の転送方法を説明し、本研究でDV画像による画像の逐次転送法を採用した判断基準を示した。次に、画像の座標変換法、画像の流速計測法およびその結果の処理方法を概説し、続いて開発されたシステムを用いた画像計測における精度の検討を確認するために合成画像、水路の画像および実河川画像の流れの計測を行い、それぞれの妥当性や誤差を評価した。最後に三ヶ所のモニタリングサイトでの観測例を示して本システムの有効性を確認した。このモニタリングにより得られた情報を分析することで、本システムの計測結果は流れおよび気象条件の影響を強く受けることが明らかとなり、設置地点について十分注意する必要があることがわかった。

4章ではローカルリモートセンシング技術の一つである航空レーザー測量 (LiDAR) の氾濫解析への応用方法を検討した。まず格子生成のための入力データとなる航空レーザー測量の原理と特徴を説明した。次に計測された高さ分布情報などを用いて地表面を建物、植生、地盤、水路の四つの分類する行う方法を述べた。続いて、この分類データを用いて、氾濫計算を行う際に利用する非構造格子の生成に必要な適切な建物境界形状の抽出法を説明した。最後に上記の建物境界形状に基づいて非構造格子の自動生成を行う手順を示した。以上のプロセスを踏まえることで航空レーザーデータから格子生成までを一貫して行う処理法が確立され、効率的かつ詳細な氾濫計算が可能となった。

5章では、本研究の河川流および氾濫予測で利用する流れのモデルを説明した。まず、基礎式を述べ、次に既往研究を踏まえて本研究で利用する非構造格子を用いた計算法とその高精度化について具体的に説明した。続いてダムブレイク問題の検証計算および常射流混在流の実験値との比較を行い、本数値モデルの妥当性を確認した。これにより、二つのダムブレイク問題で他の高精度解法とよく一致する結果が得ることが確認でき、また常射流混在流の再現では、跳水位置のずれは見られるもののその他の水面形については精度よく実験値を再現できることが確認された。これらの検証結果により、本モデルがさまざまな流れを安定的かつ妥当な精度で再現できることが明らかとなった。

6章では、まずT市を対象としたテスト計算を行い、格子サイズ等と計算結果との関連を調査することにより、適切な氾濫評価を行うための条件を確認した。その結果、格子の違いの浸水域の広がり方への影響評価は、1) 格子幅が小さい場合ほど、道路での水深が大きく評価される傾向がみられる。2) 格子幅が大きい場合は大局的にみて地盤が低い方向へより早く氾濫水が浸入するがネットワーク状には広がらない。3) 等間隔格子を用いた場合は流体力評価に与える格子幅の影響が大きいが、不等間隔格子を用いた場合は格子幅の依存性が小さいという三つの結論が得られた。

続いて、豊岡市出石川を対象として具体的氾濫被害の再現を試みた。その結果、1) 鳥居橋周辺は徒歩によるキネマティック GPS 計測を行い、広範な範囲については乗用車に装置を搭載して、細やかな地形勾配を取得可能であることがわかった。2) 現地周辺の細やかな地形データをもとにして氾濫解析を行い、破堤地点から氾濫水が推移していく様子を計算することができた。また浸水深に関しては新聞等にあった被害報道の結果とほぼ一致し、良好なシミュレーションが行えた。3) 家屋に作用する流体力は家屋被害と密接な関係を有していることが確認された。

7章では、新湊川の氾濫に注目して、氾濫および河道流れの評価を行った。まず、新湊川の流域や被災状況と治水計画の変遷について説明し、1998年および1999年の浸水被害の概要をまとめた。この二つの浸水被害の再現計算を行った結果、溢水地点・流量を計算条件として与えた計算では、両年の浸水実績をある程度再現することができたが、平成11年を対象に河道も含めた計算では、浸水被害を小さく見積もる結果となった。これは、河道も含めた計算では、水位や地形情報の小さな違いが溢水地点のずれや溢水流量の評価に大きな影響を与えることが大きな要因となると考えられる。

また、数値計算および地形情報の検討により新湊川での氾濫被害に対する地形的な要因が明らかとなった。すなわち、旧河道に沿って地盤が高いために浸水域が分断されることや、現在の河道周辺の標高も周囲より高いことから、一旦溢れた水は周囲の相対的に地盤に低い区域に一気に流れ込み、その区域内の浸水深を大きなものとしていくことが明らかとなった。

さらに新湊川の河道流れに注目して、その高水時の流れを数値的に再現した。階段工が設置された河道形状を細かく再現する河道モデルを作成し、増水時の流れを数値的に検討したところ、階段工周辺で、周期的な流れの変動と水位の上昇が確認された。

8章では、7章で示唆された階段工周辺での周期的な水面変動現象の発生機構や発生条件を明らかとすることを目的として、基礎研究の観点から開水路を利用して検討を行った。まず、凹部周辺にみられる水面変動を面的に捉えるための可視化手法の開発とその精度検証を行った。次に、これを利用して水深、 Fr 数、 Re 数の異なる凹部流れの実験を行い、その流れを調査した。計測データの分析にはPODを用いたモード分解を利用して、変動構造についての検討を行った。この実験データと同様の条件の流れを数値計算によって再現し、数値計算の妥当性を確認した後に、この数値計算結果および実験データを総合して、水面変動に与える水深、 Fr 数、 Re 数を分析した。これにより7章における新湊川の河道計算でみられた変動現象は、本章で確認された強い変動が発生する条件と一致していることが明らかとなった。

9章では、宇治川水制周りの河道区間を対象とし、本研究で開発した実河川モニタリングシステムおよび平面二次元非構造格子モデルを利用し、また、地上型のLiDARによる地形計測およびADCPにより取得された内部流速分布および河床形状を総合して、流れ構造を平水時と高水時の違いに注目して調査した。この観測値と計算値を用いた検討を行って、流れ構造が、流量増大により、低水路に沿った流れから一様にまっすぐ流下する構造に、変化することが確認された。この低水時と高水時の流れ構造の違いは、低水時のADCPによる観測された、底面の流れは河床形状に沿って流れる傾向が強くみられるのに対し、表面付近の流れは比較的流下方向にまっすぐ流れる傾向がみられるという違いと相似性があることがわかった。

以上、本研究で得られた重要な成果と結論を述べた。この研究が、日本および世界の氾濫被害の低減や周辺環境と調和した河川管理に役立つものであれば幸いである。

参考文献

- [1] 国土交通省. 平成 16 年度国土交通白書. 国土交通省, 2005.
- [2] 日本赤十字. 世界災害報告. <http://www.jrc.or.jp/active/kokusai/needs/saigai.pdf>, 2002.
- [3] 土木研究所. 発表資料: 洪水等の水災害の現状と今後の見通し. <http://www.pwri.go.jp/jpn/news/20040326/unesco20040326b.pdf>, 確認 2004.
- [4] 吉田喜七郎. 都市河川流域における水防災計画に関する基礎的な研究. 京都大学博士論文, pp. 300–305, 1987.
- [5] 木下武雄. 都市化による流出の変化. 土木技術資料, Vol. 9, No. 9, pp. 11–15, 1967.
- [6] 角屋睦. 都市化に伴う流出の変化. 土木学会論文集, Vol. 363/II-4, pp. 23–34, 1985.
- [7] 建設省河川局 (編). 水害統計 (昭和 59 年版). 建設省, 1986.
- [8] 藤田士郎, 宮崎誠, 谷岡康, 飯田進史, 島田立季, 五十嵐孝浩, 山本智昭. リアルタイム浸水情報提供システムの構築と運用—信濃川下流域低平内水地域を対象として—. 河川技術論文集, Vol. 11, , 2005.
- [9] 気象庁. ホームページ. <http://www.jma.go.jp/jma/index.html>, 確認 2005.
- [10] 清水裕, 福永健, 太田垣暁, 蠣崎哲, 佐々木晋. 統一河川情報システム (表現と活用シナリオ). 平成 16 年度河川情報シンポジウム, 2004.
- [11] 谷岡康, 福岡捷二, 伊藤繁之, 小山幸也, 傳雲飛. 都市中小河川流域規模を対象とした短時間雨量の特性. 土木学会論文集, Vol. 579/II-41, pp. 29–45, 1997.
- [12] 中北英一. 都市河川流域を対象とする降雨現象. 河川技術論文集, Vol. 10, pp. 19–24, 2004.
- [13] 武田喬男. 集中豪雨の研究. 土木学会論文集, Vol. 363/II-4, pp. 13–21, 1985.
- [14] 金丸明治, 高棹琢馬. 水文学. 朝倉書店, 昭和 51 年.

- [15] 鮭川登, 北川善廣. 都市周辺の中小河川の洪水流出解析. 土木学会論文集, Vol. 443/II-18, pp. 1–8, 1992.
- [16] 飯田進史, 島田立季, 渡辺毅, 神岡誠司, 谷岡康. 降雨分布を用いた中小河川及び内水危険箇所の即時評定方法の検討—都市域における豪雨災害情報の整備促進へ向けて—. 河川技術論文集, Vol. 11, , 2005.
- [17] 谷岡康, 福岡捷二. 都市中小河川・下水道の連携した治水計画—台地部既成市街地を対象として—. 土木学会論文集, Vol. 733/II-63, pp. 21–35, 2003.
- [18] 賈仰文, 倪广恒, 河原能久, 末次忠司. 都市河川流域の水循環解析と雨水浸透施設の効果の評価. 水工学論文集, Vol. 44, pp. 151–156, 2000.
- [19] Y. Jia and N. Tamai. Integrated analysis of water and heat balances in tokyo metropolis with a distributed model. 水文・水資源学会誌, Vol. 11, No. 2, pp. 150–163, 1998.
- [20] 建設防災ハンドブック編集委員 (編). 防災ハンドブック. 建設産業調査会, 1999.
- [21] 細田尚. 河川流と河床・河道変動の数値シミュレーション. ながれ, Vol. 21, No. 3, pp. 260–268, 2002.
- [22] 竹林洋史. 河川中・下流域の河道地形. ながれ, Vol. 24, No. 1, pp. 27–36, 2005.
- [23] 木下良作. 航空写真による洪水流解析の現状と今後の課題. 土木学会論文集, Vol. 345/II-1, pp. 1–19, 1984.
- [24] 宇民正, 上野鉄男, 木下良作. 航空写真の画像処理による洪水流の乱流構造と河床形状に関する研究. 京都大学防災研究所年報, Vol. 35/B-2, pp. 373–388, 1992.
- [25] T. Xanthopoulos and C. Koutitas. Numerical simulation of a two dimensional flood wave propagation due to dam failure. *J. Hydraul. Res.*, Vol. 14, No. 2, pp. 321–330, 1976.
- [26] 岩佐義朗, 井上和也, 水鳥雅文. 氾濫水の水理の数値解析法. 京都大学防災研究所年報, Vol. 23/B-2, pp. 305–317, 1980.
- [27] 八木博嗣, 中川一, 石垣泰輔, 馬場康之. 建物配置を考慮した都市域での洪水氾濫流に関する研究. 平成 17 年度土木学会関西支部年次学術講演会概要集, pp. II–36. 土木学会, 2005.
- [28] 下水道新技術推進機構. 流出解析モデルに関する調査研究. 2002 年度下水道新技術研究所年報, Vol. 2, pp. 101–108, 2002.

- [29] 平川了治, 舘健一郎, 武富一秀, 安田浩保, 金木誠, 飯田進史, 五十嵐孝浩, 谷岡康. リアルタイム氾濫解析システムの構築とその活用の方向性について. 河川技術論文集, Vol. 9, , 2003.
- [30] 木下良作. 航空写真による洪水流の解析. 写真測量, Vol. 6, No. 1, pp. 1–17, 1967.
- [31] 木下良作, 宇民正, 上野鉄男. 画像処理による洪水流解析-阿賀野川における並列らせん流について. 水理講演会論文集, Vol. 36, pp. 181–186, 1992.
- [32] K. T. Holland, R. A. Holman, T. C. Lippmann, J. Stanley, and N. Plant. Practical use of video imagery in nearshore oceanographic field studies. *IEEE Journal of oceanic engineering*, Vol. 22, No. 1, 1997.
- [33] I. M. J. van Enckevorta and B. G. Ruessink. Video observations of nearshore bar behaviour. part 1: alongshore uniform variability. *Continental Shelf Research*, Vol. 23, pp. 501–512, 2003.
- [34] I. M. J. van Enckevorta and B. G. Ruessink. Video observations of nearshore bar behaviour. part 2: alongshore non-uniform variability. *Continental Shelf Research*, Vol. 23, pp. 513–532, 2003.
- [35] 福岡捷二, 川島幹雄, 松永宣夫, 前内永敏. 密集市街地の氾濫流に関する研究. 土木学会論文集, Vol. 491/II-27, pp. 51–60, 1994.
- [36] 川池健司, 井上和也, 戸田圭一. 非構造格子の都市氾濫解析への適用. 水工学論文集, Vol. 44, pp. 461–466, 2000.
- [37] 重枝未玲, 秋山壽一郎, 浦勝, 有田由高. 非構造格子を用いた有限体積法に基づく平面2次元洪水流数値モデル. 水工学論文集, Vol. 45, pp. 895–900, 2001.
- [38] 武田誠, 松尾直規, 中嶋大次郎. 非構造格子を用いた氾濫解析に関する一考察. 水工学論文集, Vol. 47, pp. 895–900, 2003.
- [39] 河田恵昭, 中川一. 三隅川の洪水災害—洪水氾濫と家屋の被害—. 京都大学防災研究所年報, Vol. 27/B-2, pp. 179–196, 1984.
- [40] 佐藤智, 今村文彦, 首藤伸夫. 洪水氾濫の数値計算および家屋被害について—8610号台風による吉田川の場合—. 水理講演会論文集, Vol. 33, pp. 331–336, 1989.
- [41] 高橋保, 中川一, 加納茂紀. 洪水氾濫による家屋流出の危険度評価. 京都大学防災研究所年報, Vol. 28/B-2, pp. 455–470, 1985.
- [42] 細山田得三, 早川典生, 加納裕美, 酒井彩美. 微細な地形標高を考慮した都市型中小河川の氾濫数値解析. 水工学論文集, Vol. 46, pp. 253–258, 2002.

- [43] 川口広司, 末次忠司, 福留康智. 2004年7月新潟県刈谷田川洪水・破堤氾濫流に関する研究. 水工学論文集, Vol. 49, pp. 577–582, 2005.
- [44] 細山田得三. 7.13新潟豪雨災害での住宅区域の氾濫流解析. 水工学論文集, Vol. 49, pp. 589–594, 2005.
- [45] 今村文彦, 藤原誠, 進藤一弥, 市村強. 臨海都市域に來襲する津波の統合シミュレーション開発. 海岸工学論文集, Vol. 51, pp. 291–295, 2004.
- [46] 重枝未玲, 秋山壽一郎, 浦勝, 小林俊彦. 洪水氾濫流と構造物に働く流体力の数値シミュレーション. 水工学論文集, Vol. 46, pp. 833–838, 2002.
- [47] K. Beven. How far can we go in distributed modelling? *Hydrology and Earth System Science*, Vol. 5, No. 1, pp. 1–12, 2001.
- [48] K. Beven. Towards a coherent philosophy for modelling the environment. In *Proceedings of the Royal Society of London*, Vol. 458 of A, pp. 2465–2484, 2002.
- [49] P. D. Bates. Remote sensing and flood inundation modelling. *Hydrological processes*, Vol. 18, pp. 2593–2597, 2004.
- [50] 大坪郁宜, 桜井耕史, 武田誠, 松尾直規. GISを用いた氾濫解析システムに関する研究. 水工学論文集, Vol. 45, pp. 877–882, 2001.
- [51] 山下大輔, 市川温, 椎葉充晴, 堀智晴. 洪水氾濫計算格子データ生成システムの開発. 平成17年度土木学会関西支部年次学術講演会概要集, pp. II–38. 土木学会, 2005.
- [52] 織茂郁. 航空レーザ測量の概要と数値地図5mメッシュ(標高)の利用. 日本測量調査技術協会(A P A)論文, Vol. 88, pp. 8–17, Feb 2005.
- [53] 丸山弘通. 航空レーザ測量—国土地理院の取り組み—. 日本測量調査技術協会(A P A)論文, Vol. 88, pp. 32–38, apr 2005.
- [54] D. C. Mason, D. M. Cobby, M. S. Horritt, and P. D. Bates. Floodplain friction parameterization in two-dimensional river flood models using vegetation heights derived from airborne scanning laser altimetry. *Hydrological processes*, Vol. 17, pp. 1711–1732, 2003.
- [55] P. D. Bates, K. J. Marks, and M. S. Horritt. Optimal use of high-resolution topographic data in flood inundation models. *Hydrological processes*, Vol. 17, pp. 537–557, 2003.

- [56] D. M. Cobby, D. C. Mason, M. S. Horritt, and P. D. Bates. Two-dimensional hydraulic flood modelling using a finite-element mesh decomposed according to vegetation and topographic features derived from airborne scanning laser altimetry. *Hydrological processes*, Vol. 17, pp. 1979–2000, 2003.
- [57] 藤田一郎, 中島丈晴. 実河川流計測における LSPIV の汎用化と水制間流れへの適用. 水工学論文集, Vol. 44, pp. 443–448, 2000.
- [58] 藤田一郎, 河村三郎. ビデオ画像解析による河川表面流計測の試み. 水工学論文集, Vol. 38, pp. 733–738, 1994.
- [59] 綾史郎, 藤田一郎, 柳生光彦. 画像解析を用いた河川の洪水時の流れの観測. 水工学論文集, Vol. 39, pp. 447–452, 1995.
- [60] J. D. Creutin, M. Muste, A. A. Bradley, S. C. Kim, and A. Kruger. River gauging using piv techniques: A proof of concept experiment on the iowa river. *Journal of Hydrology*, pp. 277(3–4), 182–194, 2003.
- [61] A. A. Bradley, A. Kruger, E. A. Mesehle, and M. V. I. Muste. Flow measurement in streams using video imagery. *Water Resources Research*, pp. 38(12), 1315, 2002.
- [62] IIHR. LSPIV を利用した Iowa 川の連続観測の紹介ページ. http://far.iihr.uiowa.edu/PIV_WebPage_Oneyear.htm, 確認 2005.
- [63] DVTS コンソーシアム. ホームページ. <http://www.dvts.jp/index.html>, 確認 2006.
- [64] 藤田一郎, 椿涼太. LSPIV における標定点配置法について. 平成 14 年度関西支部年次学術講演会講演概要. 土木学会関西支部, 2002.
- [65] 日本写真測量学会編. 写真による三次元測定 -応用写真測量編-. 共立出版株式会社, 1983.
- [66] 中田隆司, 近津博文. デジタル写真測量からみた 300 万画素デジタルスチルカメラの精度検証. 全国測量技術大会. 全国測量技術大会, 学生フォーラム, 2005.
- [67] 小林敏雄監修. PIV の基礎と応用. Springer, 1998.
- [68] Y. Sugii, S. Nishio, T. Okuno, and K. Okamoto. A highly accurate iterative piv technique using a gradient method. *Meas. Sci. Technol.*, Vol. 11, pp. 1666–1763, 2000.
- [69] 藤田一郎. 時空間微分法の高精度化とその検証. 可視化情報, Vol. 23, pp. 25–28, 2003.

- [70] 可視化情報学会. 可視化情報学会ホームページ: PIV 標準画像. <http://piv.vsj.or.jp/piv/image.html>, 確認 2006.
- [71] Persistence of Vision Raytracer Pty. Ltd. POV-RAY の公式ホームページ. <http://www.povray.org/>, 2005.
- [72] Y. Nakayama, K. Aoki, M. Oki, T. Kobayashi, and T. Saga. Drifting cups on a meandering stream in japan. In *6th Asian Symposium on Visualization*, pp. 47–49, 2001.
- [73] 内閣府. 平成 17 年台風第 14 号に関する被害状況について (第 24 報). <http://www.bousai.go.jp/kinkyu/050905taifu14/050905taifu14>, 確認 2006.
- [74] 国土交通省四国地方整備局徳島河川国道事務所. 平成 17 年台風 14 号による吉野川の出水状況. <http://www.toku-mlit.go.jp/>, 確認 2005.
- [75] 禰津家久, 中山忠暢, 喜多亮史. 開水路自由水面近傍の乱流構造と水面変動との関連に関する研究. 水工学論文集, Vol. 41, pp. 657–662, 1997.
- [76] 国土交通省総合技術開発プロジェクト (編). GIS を活用した次世代情報基盤の活用推進に関する研究—総合報告書—. 国土交通省, 2003.
- [77] G. Vosselman, B. G. H. Gorte, G. Sithole, and T. Rabbani. Recognising structure in laser scanner point clouds. In *International Archives of Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences*, Vol. 46, pp. 33–38, Germany, 2004.
- [78] G. Sithole and G. Vosselman. Automatic structure detection in a point cloud of an urban landscape. In *2nd GRSS/ISPRS Joint Workshop on Remote Sensing and Data Fusion over Urban Areas*, pp. 67–71, Berlin, 2003.
- [79] F. Rottensteiner, J. Trinder, S. Clode, and K. Kubik. Building detection using LiDAR data and multi-spectral images. In *VIIth Digital image computing*, pp. 673–682, Sydney, 2003.
- [80] K. A. Hoffmann and S. T. Chiang. *COMPUTATIONAL FLUID DYNAMICS FOR ENGINEERS*, Vol. II. EES, 1993.
- [81] 谷口健男. FEM のための要素自動分割 (デローニー三角分割の利用). 森北出版, 1992.
- [82] 金子宗嗣, メンショフイゴール, 中村佳朗. DAFM: 3次元非構造格子自動生成プログラム. 名古屋大学大型計算機センターライブラリープログラム使用法説明書, 2000.

- [83] S. J. Owen. A survey of unstructured mesh generation technology. In *Proceedings of 7th International Meshing Roundtable*, Mearborn, 1998. 同様の内容は更新されて以下のサイトで公開されている。 <http://www.andrew.cmu.edu/user/sowen/survey/index.html>, 2005 確認.
- [84] S. H. Lo. Finite element mesh generation and adaptive meshing. *Prog. Struct. Engng Mater.*, Vol. 4, pp. 381–399, 2002.
- [85] E. Catmull and R. Rom. *In computer aided geometric design*. Academic press, 1974.
- [86] P. Lax and B. Wendroff. Systems of conservation laws. *Comm. on Pure and Applied Maths.*, Vol. XIII, pp. 217–237, 1960.
- [87] F. Alcrude and P. Garcia-Navarro. A high-resolution godunov-type scheme in finite volumes for the 2d shallow-water equations. *International Journal for Numerical Mehtods in Fluids*, Vol. 16, pp. 489–505, 1993.
- [88] 重枝未玲, 秋山寿一郎. 複雑な地形起伏を有する場における氾濫流の数値シミュレーション. *水工学論文集*, Vol. 47, pp. 871–876, 2003.
- [89] J. Wang and R. Liu. The composite finite volume method on unstructured meshes for the two-dimensional shallow water equations. *International Journal for Numerical Mehtods in Fluids*, Vol. 37, pp. 933–949, 2001.
- [90] V. Caleffi, A. Valiani, and A. Zanni. Finite volume method for simulating extreme flood events in natural channels. *J. Hydraul. Res.*, Vol. 41, No. 2, pp. 167–177, 2003.
- [91] T. H. Yoon and S.-K. Kang. Finite volume model for two-dimensional shallow water flows on unstructured grids. *J. Hydraul. Eng.*, Vol. 130, No. 7, pp. 678–688, 2002.
- [92] A. Harten, P. D. Lax, and B. van Leer. On upstream differenceing and godunov-type schemes for hyperbolic conservation laws. *SIAM rev.*, Vol. 25, No. 1, pp. 35–61, 1983.
- [93] J. M. Hervouet and A. Petitjean. Malpasset dam break revisited with two-dimensional computations. *J. Hydraul. Res.*, Vol. 37, No. 6, pp. 777–788, 1999.
- [94] A. Valiani, V. Caleffi, and A. Zanni. Case study: Malpasset dam-break simulation using a two-dimensional finite volume method. *J. Hydraul. Eng.*, Vol. 128, No. 5, pp. 460–472, 2002.
- [95] P. Tamamidis and D. N. Assanis. Evaluation of various high-order-accuracy schemes with and without limiters. *International Journal for Numerical Mehtods in Fluids*, Vol. 16, pp. 931–948, 1993.

- [96] 大川秀典, 清水康行, 森明臣. FDS を用いた開水路における流れの数値計算. 土木学会論文集, Vol. 614/II-46, pp. 37–49, 1999.
- [97] 西本直史, 森明臣, 板倉忠興, 金澤克乗己. FDS 法による 1 次元開水路流れの数値解析. 土木学会論文集, Vol. 670/II-54, pp. 25–36, 2001.
- [98] 崇田徳彦, 清水康行, 渡邊康玄. MacCormack 法を用いた常・射流計算. 北海道開発局開発土木研究所月報, Vol. 448, pp. 23–32, 9 1990.
- [99] 山下和之. 数値天体物理学サマースクール講義資料: 近似的リーマン解法 – 流体計算 –. http://www.astro.phys.s.chiba-u.ac.jp/netlab/mhd_summer/2001/, 確認 2005.
- [100] 富阪幸治. 数値天体物理学サマースクール講義資料: 差分法による流体力学方程式解法の基礎. http://yso.mtk.nao.ac.jp/~tomisaka/Lecture_Notes/Fluid_dynamics/Summer_School/textbook.html, 確認 2005.
- [101] S. R. Chakravarthy and S. Osher. A new class of high accuracy tvd schemes for hyperbolic conservation laws. *American Institute of Aeronautics and Astronautics*, Vol. 85-0363, , 1985.
- [102] K. Anastasiou and C. T. Chan. Solution of the 2d shallow water equations using the finite volume method on unstructured triangular meshes. *International Journal for Numerical Mehtods in Fluids*, Vol. 24, pp. 1225–1245, 1997.
- [103] D. G. Holmes and S. D. Connell. Solution of the 2d navier-stokes equations on on-structured adaptive grids. In *Proceedings of AIAA 9th CFD Conference*, pp. AIAA Paper 89–1932, 1989.
- [104] R. J. Fennema and M. H. Chaudhry. Explicit methods for 2d transient free-surface flows. *J. Hydraul. Eng.*, Vol. 116, pp. 1013–1034, 1990.
- [105] A. K. Jha, J. Akiyama, and M. Ura. First- and second-order flux difference splitting schemes for dam-break problem. *J. Hydraul. Eng.*, Vol. 121, pp. 877–884, 1995.
- [106] 武田誠, 松尾直規, 山中威士, 森田豊. 総合的な氾濫解析システムの構築に関する研究. 水工学論文集, Vol. 49, pp. 613–618, 2005.
- [107] 水理委員会 (編). 水理公式集 [平成 11 年版]. 土木学会編, 1999.
- [108] 吉田和郎, 村上仁士, 島田富美男, 上月康則, 大宅祥弘, 大谷寛. 瀬戸内海における津波の流速・津波高に及ぼす海峡・島の影響に関する一考察. 海岸工学論文集, Vol. 50, pp. 321–325, 2003.

- [109] 岡部健士, 高橋賢司. 低平地への津波・洪水氾濫の数値計算モデル. 平成16年度土木学会四国支部年次学術講演会概要集, pp. 110–111. 土木学会, 2004.
- [110] 国土交通省近畿地方整備局豊岡河川国道事務所. 但馬地域河川データ. <http://www.kkr.mlit.go.jp/toyooka/river07-data.html>, 確認 2005.
- [111] 国土交通省豊岡河川国道事務所. 「台風23号の出水概要」. 説明資料, 2004.
- [112] 平成16年10月台風23号災害緊急調査団. 平成16年10月台風23号災害緊急調査報告会資料. 調査報告書, 平成16年10月台風23号災害緊急調査団, 2005.
- [113] 国土交通省近畿地方整備局豊岡河川国道事務所. 台風23号の円山川出水概要資料. 国土交通省, 2005.
- [114] 福岡捷二・川島幹雄・横山洋・水口雅教. 密集市街地の氾濫シミュレーションモデルの開発と洪水被害軽減対策の研究. 土木学会論文集, Vol. 600/II-4, pp. 23–36, 1998.
- [115] R. Tsubaki, I. Fujita, and G. V. Lugomela. Automated grid generation for flood prediction using lidar data. In *Proceeding of XXXI IAHR Congress*, pp. 117–126, Korea, 2005. IAHR.
- [116] 円山川堤防調査委員会. 円山川堤防調査委員会報告書. 国土交通省近畿地方整備局豊岡河川国道事務所, 2005.
- [117] 神戸新聞但馬総局 (編). 円山川決壊 台風23号記録と検証. 神戸新聞総合出版センター, 2005.
- [118] 神戸新聞 WebNews. 台風23号円山川水系記録 28. <http://www.kobe-np.co.jp/chiiki/rensai/200501tajima/index.html>, 確認 2005.
- [119] 兵庫県. 新湊川水系河川整備基本方針. 兵庫県, 2000.
- [120] 兵庫県. 新湊川水系河川整備計画. 兵庫県, 2001.
- [121] 新湊川浸水災害調査委員会. 新湊川浸水災害調査報告書. 調査報告書, 新湊川浸水災害調査委員会, 1998.
- [122] 神戸新聞. 8/1 朝刊. 神戸新聞社, 1999.
- [123] 神戸新聞. 7/2 夕刊. 神戸新聞社, 1999.
- [124] 神戸新聞. 7/1 朝刊. 神戸新聞社, 1999.
- [125] 神戸新聞. 6/30 夕刊. 神戸新聞社, 1999.

- [126] 吉田稔彦. タンクモデルを用いた流出解析. OGI technical reports, 応用技術株式会社, 2000.
- [127] 神戸新聞. 9/23 朝刊. 神戸新聞社, 1998.
- [128] 木村一郎, 細田尚, 友近文志. 死水域を伴う開水路流れの非定常振動特性. 水工学論文集, Vol. 38, pp. 425–430, 1994.
- [129] D. Rockwell and C. Knisely. Vortex-edge interaction: mechanisms for generating low frequency components. *Phys. Fluids*, Vol. 23, No. 2, pp. 239–240, 1980.
- [130] D. Rockwell and E. Naudascher. Self-sustained oscillations of flow past cavities. *J. Fluids Engng.*, Vol. 100, pp. 152–165, 1978.
- [131] M. Gharib and A. Roshko. The effect of flow oscillations on cavity drag. *J. Fluid Mech.*, Vol. 177, pp. 501–530, 1987.
- [132] C. Rowley, T. Colonius, and A. Basu. On self-sustained oscillations in two-dimensional compressible flow over rectangular cavities. *J. Fluid Mech.*, Vol. 455, pp. 315–346, 2002.
- [133] 木村一郎, 細田尚, 村本嘉雄, 安永良. 開水路流れにおける死水域内の流体振動に及ぼす水理パラメータの効果. 水工学論文集, Vol. 39, pp. 779–784, 1995.
- [134] R. Tsubaki and I. Fujita. Stereoscopic measurement of a fluctuating free surface with discontinuities. *Meas. Sci. Technol.*, Vol. 16, pp. 1894–1902, 2005.
- [135] 藤田一郎, 椿涼太. ステレオ水面計測法と pod を用いた側岸凹部流れの水面振動構造の解析. 水工学論文集, Vol. 49, pp. 535–540, 2005.
- [136] 藤田一郎, 椿涼太, 竹島雄介. 側岸凹部を有する開水路流れの水面変動特性に関する研究. 応用力学論文集, Vol. 7, pp. 969–978, 2004.
- [137] H. Miyamoto and K. Shimoyama. Experimental study on influence range of water surface fluctuations in turbulent open-channel flows. In *Proc. Int. Conf. on Hydroscience and Engineering*, 2004.
- [138] G. Tanaka, W.-T. Bi, Y. Sugii, K. Okamoto, and H. Madarame. Stereoscopic piv combined with specklegram method applied for simultaneous measurements on free surface turbulence. In *Proc. of 10th Int'l Symp. on Flow Visualization*, No. 141, 2002.
- [139] D. Dabiri. On the interaction of a vertical shear layer with a free surfac. *J. Fluid Mech.*, Vol. 480, pp. 217–232, 2003.

- [140] D. Dabiri and M. Ghrib. Simultaneous free-surface deformation and near-surface velocity measurements. *Exp. Fluids*, Vol. 30, pp. 381–390, 2001.
- [141] X. Zhang. Surface image velocimetry for measuring short wind wave kinetics. *Exp. Fluids*, Vol. 35, pp. 653–665, 2003.
- [142] 木村一郎, 細田尚, 友近文志. 開水路流れ混合層におけるせん断不安定波動の空間的増幅特性. 土木学会論文集, Vol. 509/II-30, pp. 99–109, 1994.
- [143] 藤田一郎. 時空間微分に基づく高精度 PIV の開発. 水工学論文集, Vol. 48, pp. 721–726, 2004.
- [144] 椿涼太, 藤田一郎. 非構造格子浅水流数値モデルを用いた側岸凹部流れの水面振動構造の解析. 水工学論文集, Vol. 50, p. in Press, 2006.
- [145] J. E. Rossiter. Wind-tunnel experiments on the flow over rectangular cavities at subsonic and transonic speeds. *Aero. Res. Counc. R*, No. 3438, 1964.
- [146] R. Kayen. GEER (Geotechnical Engineering Earthquake Reconnaissance) セミナー資料. http://gees.usc.edu/GEER/Kayen_lidar.pdf, 確認 2006.
- [147] RIEGL 社のホームページ. 地上型 LiDAR 計測機 LMS-Z210i のスペック. http://www.riegl.com/terrestrial_scanners/lms-z210i_/210i_all.htm, 確認 2006.
- [148] 武藤裕則. ADCP による河川流観測. 京都大学防災研究所年報, Vol. 47/B, pp. 571–580, 2004.
- [149] 武藤裕則. 水制部周辺の流れと河床変動. 研究集会資料. 土木学会環境水理部会, 2003.

謝辞

本論文を取りまとめるにあたり、研究方針、研究の遂行など、多方面にわたる長年にわたる惜しみないご指導を賜りました神戸大学工学部教授 藤田一郎先生に深甚の謝意を表します。神戸大学自然科学研究科教授 中山昭彦教授および、神戸大学自然科学研究科教授 朝倉康夫教授には、本論文を作成するうえで、適宜助言を頂きました。ここに深甚な感謝を申し上げます。

建設工学研究所常務理事 川谷健博士には研究に対する多くの助言と協力を頂きました。神戸大学自然科学研究科助手 Dr. Jeremy D. Bricker 氏および自然科学研究科後期博士課程 Dr. George V. Lugomera 氏には、研究に対するコメントや国際学会論文作成に際し懇切なご助言を頂きました。神戸大学工学部教授 道奥康治先生および神戸大学工学部助手 神吉和夫先生には、研究に対する方向性などについて、貴重なご意見・ご助言をいただきました。また、実験に関するアドバイスやデータ整理などに関してご助言・ご指導いただきました神戸大学工学部助教授 宮本仁先生に深く感謝いたします。

実験施設の利用や、実験装置の作成などにおいては神戸大学工学部技術専門職員 前田浩之氏、神戸大学都市安全研究センター技術専門職員 市成準一氏、神戸大学工学部工作技術センター技術専門職員 高濱邦高氏、教務職員 大槻正人氏、技術職員 義澤康男氏をはじめとする工作技術センター職員の方々には、実験装置作成などのさまざまな支援を賜りました。工具の利用法などもご説明いただけただことは大きな財産となっており、厚く御礼申し上げます。また、開水路実験について、株式会社ニュージェック 出口恭氏にはデータ提供を始めとする実験に関する協力および数値計算についてのコメントを頂きました。

実河川計測に関して、京都大学防災研究所助手 武藤裕則先生および、同防災研究所助手 馬場康之先生には、現地での ADCP 観測を始めとする惜しみないご協力をいただき、また画像のモニタリングシステムの開発においても両氏に貴重なお時間を割いてご助力いただきました。現地計測においてはさらに、近畿大学理工学部助教授 竹原幸生先生、近畿大学理工学部講師 高野保英先生、明石工業高等専門学校都市システム工学科佳一助教授 神田佳一先生、神戸大学都市安全研究センター齋藤雅彦助手、大阪工業大学工学部教授 綾史郎先生および、神戸大学、京都大学、近畿大学、明石工業高等専門学校、大阪工業大学の学生にご協力いただきました。ここに深く感謝の意を表します。

新湊川のモニタリングに関して、カメラの設置を快くご承諾いただきました、マル

シンハイツ管理組合および丸神商業共同組合の皆様ならびに株式会社日本ネットワークサービス 松谷栄二氏に心から感謝いたします。

アジア航測株式会社ジオマティクス事業部技術部長 小林範之氏, NTT インフラネット株式会社事業開発本部副本部長 梶谷義昭氏, 同事業開発本部部長 田中実氏には, おもに実務の観点から河川計測についての有益な情報を頂きました。実河川モニタリングシステムの設計において大いに参考になりました。

また, 学会発表等において, 本研究に関して, 多くの方々から有益なご意見を頂きました。深く感謝いたします。

実験, 解析, 資料整理などにおいて, ご助力を頂きました神戸大学自然科学研究科修士課程江見崇氏, 富尾恒一氏, 大藪政志氏, 松原隆幸氏, 山本一弘氏, 大阪府 竹島雄介氏, 故 中野淳氏, 積水ハイム株式会社 西塚隆志氏, 徳島大学大学院建設工学専攻 高橋賢司氏に, 深く感謝いたします。上記以外にも研究室の卒業生および学生の皆様にご助力いただきました, 心より御礼申し上げます。