
貯水池の土砂動態予測手法の高度化とその応用

2017 年

久保田 踊児

目次

第1章 序論	8
1-1 概説	8
1-2 研究の目的	12
1-2-1 貯水池堆砂の現状	12
1-3 研究の構成	16
第2章 貯水池の数値計算に関する既往研究	19
2-1 河川の流動・河床変動計算手法	19
2-2 貯水池の流動・河床変動計算手法	20
第3章 非静水圧三次元河床変動数値解析モデルの構築	26
3-1 概説	26
3-2 三次元シミュレーションモデルの概要	26
3-2-1 基礎方程式	26
3-3 河床変動モデルの構築	34
3-4 水制工周りの洗堀現象に対する検証解析	41
3-4-1 解析条件	42
3-4-2 解析結果	43
3-5 結語	57
第4章 土砂バイパス施設の分派特性に関する検討	60
4-1 水理模型実験結果を用いた分派施設の検証解析	60
4-1-1 概説	60
4-1-2 水路模型実験の概要	61
4-1-3 解析条件	62
4-1-4 流動・地形変化の検証	63
4-1-5 分派特性の検証	65
4-2 分派施設の分派効率の検討	66
4-2-1 切り欠き幅・平均粒径の違いによる検討	66
4-2-2 回帰式の提示	67
4-3 小洪ダムにおける分派施設の数値解析	69
4-3-1 概説	69
4-3-2 解析条件	70
4-3-3 流況	74
4-3-4 堆砂位・排砂量・土砂分派比の時間変化	75
4-3-5 効率的な排砂の為の提案	77
4-4 結語	78
第5章 バイパストンネル内の土砂動態の検討	81
5-1 概説	81

5-2 新宮川水系旭ダムの土砂バイパストンネルの土砂移動解析.....	84
5-2-1 土砂バイパストンネル内の摩耗に関する既往研究.....	88
5-2-2 解析手法	90
5-2-3 解析条件	93
5-2-4 解析結果	95
5-3 結語	117
第6章 結論	120
謝辞	122

図目次

図 1-1	黒部川水系 黒部ダム	10
図 1-2	日本のエネルギー・発電の供給量割合	10
図 1-3	主な土砂管理手法	11
図 1-4	流砂系土砂管理のイメージ ⁶⁾	12
図 1-5	貯水池堆砂の性状と有効利用方策 ⁷⁾	13
図 1-6	全国のダム貯水池の堆砂率（地方別・管理者別） ⁸⁾	14
図 2-1	河川および貯水池の数値計算に関する研究の経緯	23
図 3-1	空隙率と開口率	33
図 3-2	VOF 法と FAVOR 法	33
図 3-3	河床変動計算のフロー	34
図 3-4	浮遊砂の土砂移動模式図	35
図 3-5	河床材料の粒度分布変化モデル模式図	37
図 3-6	堆積過程の粒度分布計算方法および模式図	38
図 3-7	侵食過程の粒度分布計算方法および模式図	39
図 3-8	側方侵食モデル模式図	40
図 3-9	実験水路の写真	41
図 3-10	水制工前面における流れの写真	41
図 3-11	実験水路模式図	41
図 3-12	縦断・横断流速分布抽出断面	43
図 3-13	馬蹄形渦（河川を横過する橋梁に関する計画の手引き(案) ²⁶⁾ より引用）	43
図 3-14	流速縦断図	44
図 3-15	流速縦断図	45
図 3-16	流速縦断図	46
図 3-17	流速横断図	47
図 3-18	流速横断図	48
図 3-19	流速横断図	49
図 3-20	流速横断図	50
図 3-21	流速横断図	51
図 3-22	平面 2 次元河床変動解析による河床変動高の比較（通水 3 時間後）	53
図 3-23	平面 2 次元解析による水深平均流速分布（通水 3 時間後）	53
図 3-24	河床変動高の比較（通水 3 時間後）	55
図 3-25	水制を含む縦断面・横断面の河床高の比較	55
図 3-26	洗掘時の水制周辺の河床と流線の空間分布	56
図 4-1	土砂バイパス施設の模式図	61
図 4-2	分派堰上流のらせん流の形成	61
図 4-3	実験水路写真	61

図 4-4	堰上流の流況写真.....	61
図 4-5	実験水路平面図.....	61
図 4-6	地形条件.....	62
図 4-7	河床縦断の比較.....	63
図 4-8	流速ベクトルの空間分布の比較.....	63
図 4-9	排砂量の比較.....	63
図 4-10	堆砂の進行過程の模式図.....	64
図 4-11	流動場の三次元鳥瞰図.....	64
図 4-12	流量と土砂の分派比の比較.....	65
図 4-13	流量と土砂の分派比の関係.....	68
図 4-14	沈降速度・摩擦速度比と.....	68
図 4-15	切り欠き幅比と土砂の分派比の関係.....	68
図 4-16	小渋ダムの土砂バイパス施設.....	70
図 4-17	土砂バイパス施設模式図.....	70
図 4-18	計算メッシュ・河床高.....	72
図 4-19	流量・流入土砂量条件.....	72
図 4-20	河床材料条件.....	72
図 4-21	流速分布（流量 $Q=300\text{m}^3/\text{s}$ ）.....	74
図 4-22	堆砂位の変化.....	76
図 4-23	流量・堆砂位・排砂量・土砂分派比時系列.....	76
図 4-24	流水型ダムの土砂流入・堆積・排出過程（角ら，2012）.....	77
図 4-25	洪水減衰期における土砂排出方法の検討.....	78
図 5-1	土砂バイパストンネル内の摩耗状況.....	83
図 5-2	旭ダム下流の濁水長期化日数および上流域の崩壊地面積率 ²⁾	85
図 5-3	出水時における貯水池内の濁度の比較.....	86
図 5-4	出水時における下流河川の濁度の比較.....	86
図 5-5	旭ダムの堆砂の経年変化 ⁷⁾	87
図 5-6	旭ダムのバイパストンネルのインバート摩耗量の実績と予測結果の比較.....	89
図 5-7	計算メッシュ.....	94
図 5-8	標高コンター図.....	94
図 5-9	土粒子配置【湾曲部検討用】.....	94
図 5-10	表層流速分布平面図 平常時： $50\text{m}^3/\text{s}$	96
図 5-11	底層流速分布平面図 平常時： $50\text{m}^3/\text{s}$	97
図 5-12	表層流速分布平面図 最大流量時： $140\text{m}^3/\text{s}$	98
図 5-13	底層流速分布平面図 最大流量時： $140\text{m}^3/\text{s}$	99
図 5-14	流速分布横断図 平常時： $50\text{m}^3/\text{s}$	100
図 5-15	流速分布横断図 最大流量時： $140\text{m}^3/\text{s}$	101
図 5-16	直線区間における砂礫粒子の軌跡（約 5 秒間隔）.....	102
図 5-17	砂礫粒子分布.....	105

図 5-18	砂礫粒子分布.....	106
図 5-19	砂礫粒子分布.....	107
図 5-20	砂礫粒子分布.....	108
図 5-21	砂礫粒子分布.....	109
図 5-22	砂礫粒子分布.....	110
図 5-23	粒子の軌跡（約 5 秒間隔，全ての粒径を表示）.....	111
図 5-24	土砂バイパストンネル内のコンクリート摩耗深さの測量実績（累積値）.....	111
図 5-25	横断抽出地点.....	112
図 5-26	通過粒子数の横断分布.....	113
図 5-27	通過粒子数の横断分布.....	114
図 5-28	土砂バイパストンネル出口における砂礫粒子の流出数の時間変化.....	115
図 5-29	流量の流入割合.....	116
図 5-30	流速の平面分布：流量 50m ³ /s，右岸からの流入割合を増加させた場合.....	116

表目次

表 3-1	モデル構成.....	40
表 3-2	計算条件.....	42
表 4-1	計算条件（共通）.....	62
表 4-2	計算条件（ケース別）.....	62
表 4-3	計算条件.....	66
表 4-4	流入土砂の L-Q 式係数.....	72
表 4-5	計算条件.....	73
表 5-1	砂バイパス施設の構成要素毎の検討内容.....	81
表 5-2	日本および世界の土砂バイパスの事例.....	82
表 5-3	バイパス設備主要諸元.....	85
表 5-4	抗力係数の算出.....	91
表 5-5	計算条件.....	94

第1章 序論

1-1 概説

「水は必要不可欠な天然資源である。これ無くして人類は生存できない。5,000年以上もの間、ダムは人類が必要とする水を供給してきた。ダムは人類のために豊水期に水を溜め、渇水期にそれを利用可能としてきた。ダムは町を造り、耕地を耕し、灌漑により農産物を生産するのに不可欠であった。ダムは洪水を溜めて、それを人々とその財産に危害の無いように、また、舟の航行が可能となるよう徐々に放流してきた。そしてまた、電力を町や工場に供給し、レクリエーションの場を提供してきた。

現在、40,000以上のダムが56億人の世界の人々の生活向上に役立っている。しかし、なお15億人の人々が衛生的な飲料水を得る事が出来ずにいる。また、24ヶ国以上の国々が国民を維持するに足る水供給施設を持っていない。事実、今日、10億人が栄養失調または飢餓状態にある。多くの国において、食料増産は灌漑よってのみ可能であるが、その灌漑はしばしば減少しつつある地下水に依存している。従って、現在も多くのダムが必要とされている。また、それによって現存の地表水のより良いマネージが可能となる。

人類の生存にはエネルギーも必要である。今日、エネルギーの大部分は化石燃料によって供給されている。しかし、化石燃料は枯渇しつつある。科学者は「我々は空中に有害物質を放出しないで発電する方法を見つけなければ成らない」と言っている。水力発電はクリーンである。それはソーラーエネルギーが形を変えたものである。多くの国において、水力は唯一つの天然資源である。今日、水力発電は世界の電力生産の約20%、エネルギー生産の約7%である。専門家は水力開発ポテンシャルは現在の生産レベルに6倍はあると言っている。水力発電は現在まで最大の再生利用可能エネルギーであり、地球温暖化ガスを排出しない。言い換えれば、ダムによる水力発電は持続可能な発展のためのエネルギー供給のKeyである。」

— 国際大ダム会議 (ICOLD : International Commission on Large Dams) 広報パンフレット —¹⁾より引用

上の文章は国際大ダム会議 (ICOLD) のダムの環境問題に関する見解であり、人類の持続的発展の為のダムの必要性が示されている。我が国は国土が狭く、河川勾配が世界の大河川に比べて非常に急勾配である為に、降雨による流出・土砂生産も盛んであり、水害の頻度が高くなっている。また、河川が急勾配であることから短時間に河川から海域へと水が流出することもあり、洪水による被害の低減とともに、水の確保と安定供給が課題となっていた。これらをエネルギー需要とともに解決すべく、戦後「河川総合開発事業」によるダム建設が進められた。図 1-1 は富山県にある黒部ダムであり、高度経済成長期の電力需要に応える為、513億円の総工費を投じて建設された。同ダムによる水力発電によって深刻となっていた関西の電力不足は解消された。経済成長を担った水力発電だったが、1970年以降、時代の変遷とともに火力発電や原子力発電

の割合が増加し、総発電量に占める割合も、低下の一途をたどってきた。しかし2011年の東日本大震災による東京電力福島第1原子力発電所事故以降、再生・持続可能エネルギーとして水力が見直され始め、原子力発電所の稼働が低迷する中、電力供給を補う重要な存在となっている(図1-2参照)。

ダム役割は、洪水調節、水資源の確保(河川維持用水、灌漑用水、上水道用水、工業用水、農業用水等)、発電、河川環境の保全(流水の正常な機能維持)であり、重要な社会資本として人々の生活に恩恵を与えている。しかし、近年はダムによる河川上流からの流下土砂の捕捉と下流への遮断が、ダムの下流の自然環境に影響を与えていることが注目され、流域全体での土砂の連続性を確保し、可能な限りダムの上下流で環境を保全していく取り組みが必要とされている。また、ダムの維持管理の為、ダム毎に立地環境を考慮した土砂管理・堆砂対策を行っていく必要がある。図1-3に示す種々の土砂管理手法は、貯水池容量や取水・放流機能の保持、貯水池上流端部の堆砂に起因する浸水対策等を目的として実施される。上記の堆砂対策手法を適用する上で、排砂機能を最大限に発揮できるような水理条件について検討するとともに、堆砂対策実施時に下流環境への影響が少なくなるような条件についても検討していく必要がある。その為には、検討の根幹となるダムの運用に伴う貯水池の流動と、それによって引き起こされる土砂動態を精度良く予測できる手法が必要不可欠である。対象となる流砂現象は、様々な粒径の土砂が流体力を受けて滑動、衝突、浮遊して移動する極めて複雑な物理現象である為、未だ十分な予測精度を持つ解析モデルが確立されていない。

本研究は、上述の河川流域や貯水池における持続可能なマネジメントを考える上で必要となる流れと土砂輸送・地形変化の数値解析モデルの高精度化と応用を目的としている。特に水理構造物や堆砂対策施設の周辺における局所的な三次元性の強い流れを詳細に解析するとともに、そのような複雑な流れによって引き起こされる土砂輸送・地形変化の予測が可能となる実用的な数値解析モデルの構築を行う。



図 1-1 黒部川水系 黒部ダム

(<https://ja.wikipedia.org/wiki/黒部ダム>²⁾ より引用)

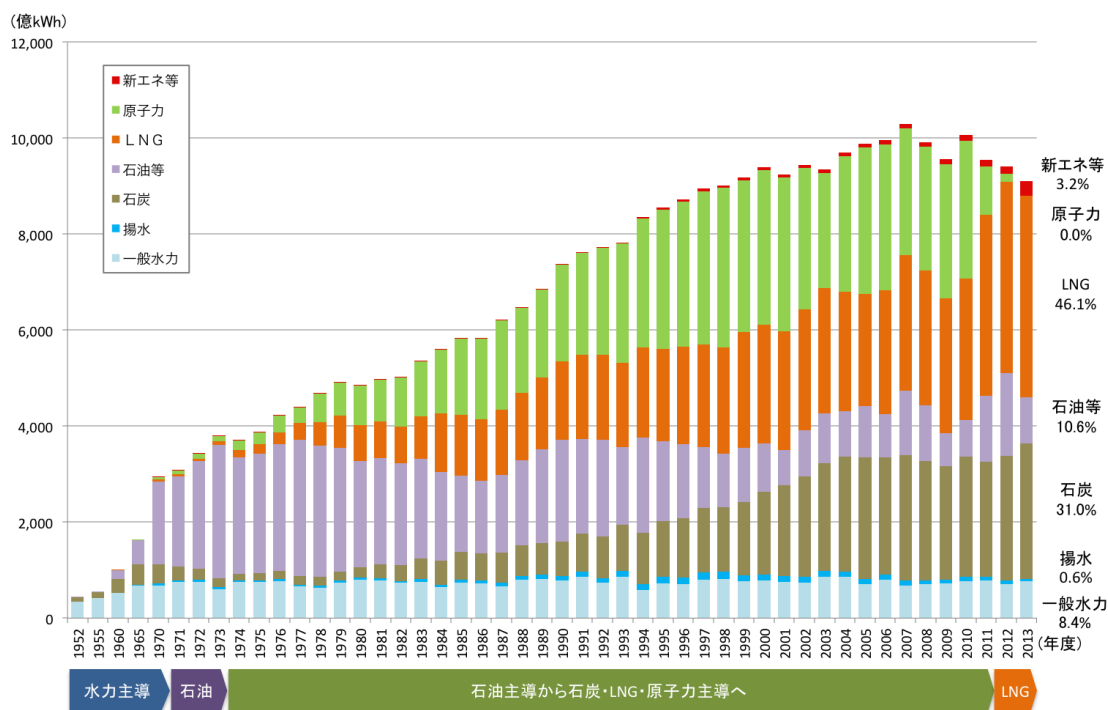
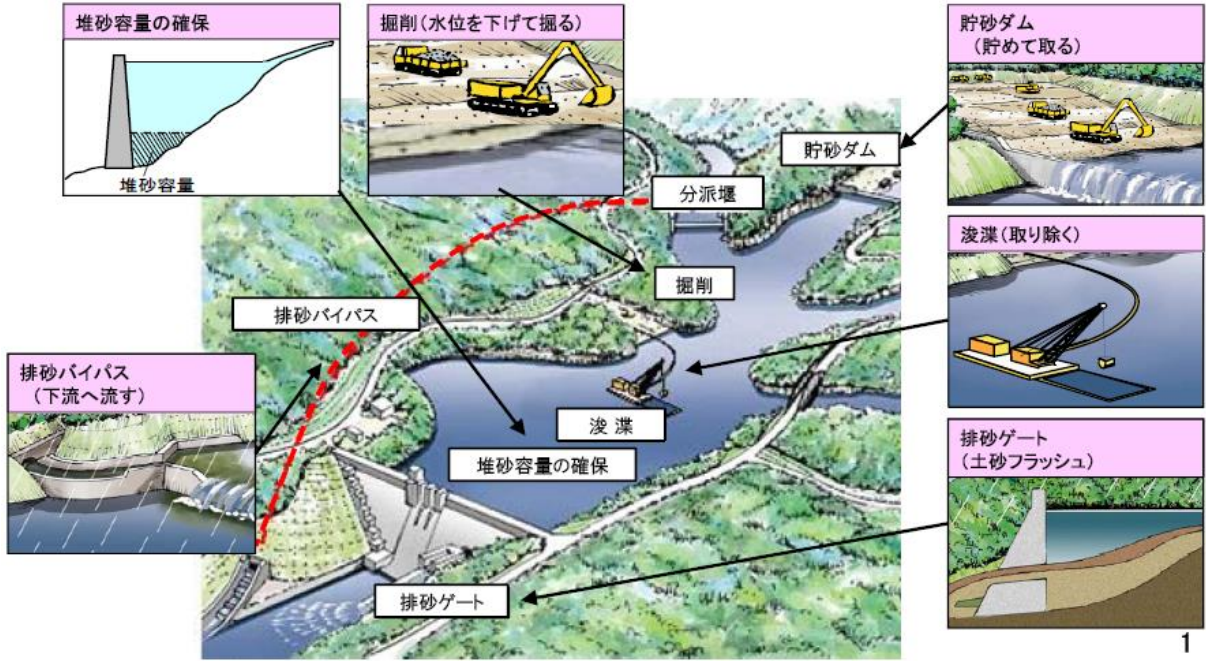


図 1-2 日本のエネルギー・発電の供給量割合

(経済産業省エネルギー庁「エネルギー白書 2016」³⁾ より引用)



手法	対策場所	具体的方法	事例	
貯水池への土砂流入の軽減	貯水池上流	砂防施設等による土砂崩壊・流出の低減等	砂防指定地等 多数	
	貯水池末端	貯砂ダム堆積土砂の掘削・骨材等への利用	美和ダム, 小渋ダム, 長島ダム他	
土砂の通過	貯水池末端	土砂バイパス	旭ダム, 美和ダム, 小渋ダム他	
	貯水池内	スルーシング	出し平ダム-宇奈月ダム他	
土砂の排除	貯水池内	密度流排出	ゲートレス(自然排砂)	益田川ダム
		洪水調節用放流管	小渋ダム, 二瀬ダム, 木川ダム他	
		カーテンウォール付ゲートレス放流管	片桐ダム	
	貯水池内	選択取水設備	矢作ダム他	
		フラッシング(貯水位低下)	排砂ゲート	出し平ダム-宇奈月ダム
		湖内移動(流水掃砂)	湖内移動	佐久間ダム
		部分排砂(貯水位維持)	排砂門	千頭ダム, 泰阜ダム
		排砂管	井川ダム他	
		掘削・浚渫	骨材利用	佐久間ダム, 小渋ダム他
		圃場整備・盛土・客土等	圃場整備・盛土・客土等	美和ダム, 柳瀬ダム他
湖内移動	湖内移動	佐久間ダム他		
下流河川還元	下流河川還元	秋葉ダム, 長安口ダム他		

図 1-3 主な土砂管理手法

(国土交通省「ダムの堆砂対策について」⁴⁾ より引用)

(角哲也「貯水池土砂管理の推進に向けて-第3回世界水フォーラムと将来展望-」⁵⁾ より引用)

1-2 研究の目的

1998年に建設省の河川審議会総合土砂管理小委員会によって「流砂系」という概念が導入されて以来、山地から海域に至る流域全体の土砂動態を考慮した総合的な土砂管理が推進されている。「流砂系」とは、図1-4に示すように土砂生産域を含む「河川域」と沿岸表砂の流れが支配する「漂砂系」、更にこれらを繋ぐ「河口」を包括した土砂の流れに着目したシステムの総称であり、ダム堆砂や海岸浸食等の土砂の不連続により生じる問題を関係者が連携を取りつつ総合的に解決していこうという取り組みである。流域にダムが存在する場合、ダムによって流砂の連続性が阻害され、下流河川の環境や生態系に様々な変化をもたらすという認識が共通のものとなり、近年ではダム貯水池に流入する土砂を極力ダム下流に通過させ、恒久的に貯水池内堆砂量を軽減させることを目的とした土砂管理手法の重要性が提言されている。このような流砂系の総合土砂管理について、貯水池の土砂管理の現状と課題を示す。

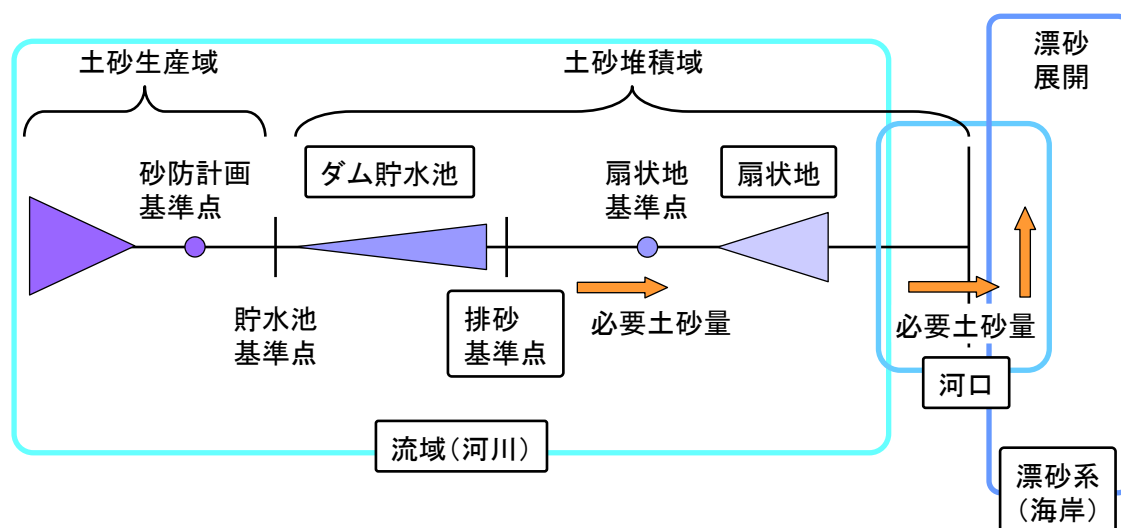


図 1-4 流砂系土砂管理のイメージ⁶⁾

1-2-1 貯水池堆砂の現状

日本の河川では、掃流砂、浮遊砂、ウォッシュロードの形態により土砂が輸送されており、河川を流下するこれらの土砂がダム貯水池に流入すると、図1-5に示すように貯水池の持つ堆積特性に応じて粒径毎に分級された堆砂デルタが形成される(角⁷⁾)。貯水池内の堆砂領域は、①頂部堆積層、②前部堆積層および③底部堆積層に大別され、デルタを形成する①および②には流下してきた掃流砂および浮遊砂の内、粒径の比較的粗い部分(～0.2mm以上)が堆積している。この内②はデルタの肩を通過した掃流砂がその直感位堆積し、それに浮遊砂による影響が加わって形成される比較的急勾配の部分である。デルタは一般に時間経過とともに前進すると同時に、その上流端は上流へ遡上していく。ダム直上流に水平に堆積した③の堆積物はほとんど粒径が0.1mm以下のウォッシュロードであり、主に濁水の密度流に起因するものである。ダム貯水池の堆砂問題は、ダム貯水池における発電等取水口の土砂埋没問題、貯水池上流河道の背砂によ

る洪水氾濫の危険性の増大，利水・治水容量の減少，下流河川への土砂流出の減少と河道部の砂利採取が複合的に影響する河床低下や海岸浸食などがある。

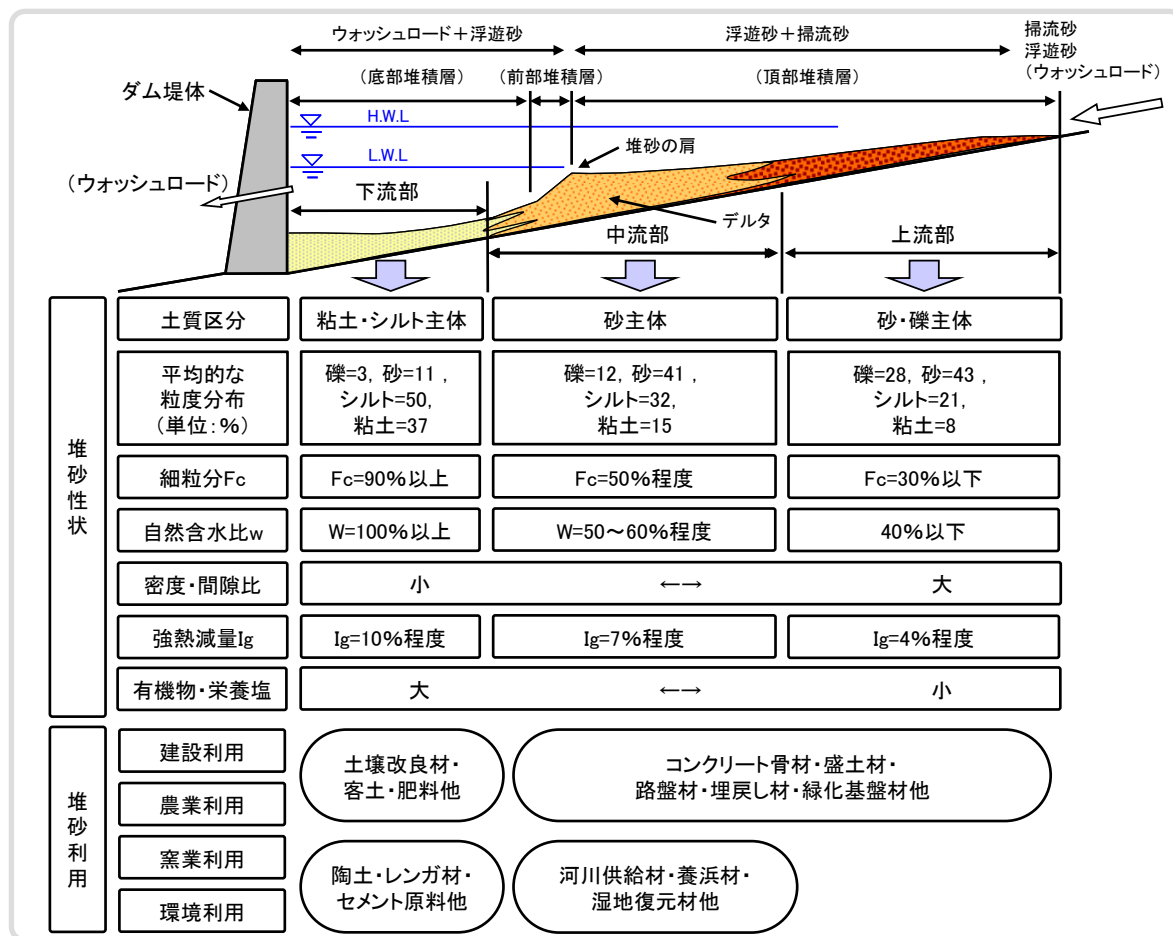


図 1-5 貯水池堆砂の性状と有効利用方策⁷⁾

日本では、堤高 15m 以上のダムがこれまでに約 2,700 箇所建設されている。国土交通省では、1977 年以来、貯水量 100 万 m³ 以上の貯水池に対して堆砂状況などを継続的に調査しており、全堆砂率は地方別、ダム管理者別に大きなばらつきがある。図 1-6 に平成 17 年度の調査により得られた全国のダムの地域別の堆砂率を示す。総貯水容量に対する堆砂量は全国平均で 8% となっている。地区別の堆砂率より、中部地方の水力発電ダムの堆砂率が比較的高いことがわかる。ダムを建設する場合には 100 年間に堆砂すると予測される量の堆砂容量を予め確保することになっており、これをダム完成後の年数で割ると年平均 0.24% 程度の速度で貯水池容量が失われている計算になる。

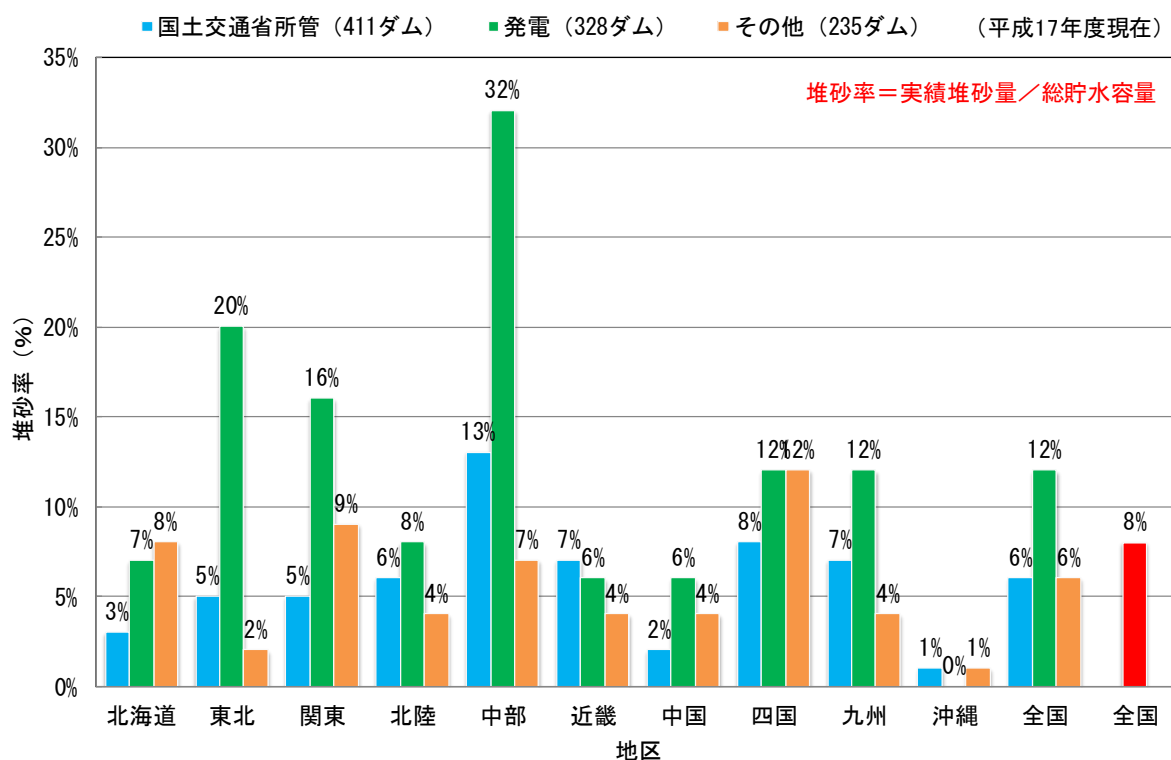


図 1-6 全国のダム貯水池の堆砂率（地方別・管理者別）⁸⁾

国土交通省調査（2006）

このような背景から、貯水池内の土砂管理手法として、従来からの掘削や浚渫による土砂搬出に加え、近年フラッシング排砂や土砂バイパス等、下流に土砂を流下させる対策が進められている。フラッシング排砂は、中・大規模出水時において貯水位を低下させ、貯水池内河道をフリーフロー状態とすることで貯水池内の掃流力を大きくし、堆積土砂を排砂ゲートより排出する土砂管理手法である。フラッシング排砂については、黒部川水宇奈月ダム・出し平ダム等で実施されており、ほぼ毎年実施される排砂・通砂に加えて2011年度より細砂通過放流という新たな堆砂対策も実施されている。土砂バイパスは、流入土砂を貯水池内へ入れずに、水路で迂回させ、下流に土砂を排出し貯水池への土砂流入量を低減させる手法である。土砂バイパスについては、新宮川水系旭ダム、天竜川水系美和ダム等で実施されており、同じ天竜川水系の子渋ダム、松川ダムでも導入が進められている。旭ダム、美和ダムについてはバイパス完成後のモニタリング調査により、排砂効果と貯水池内の濁水低減効果が確認されている。

両手法とも貯水池の持続性と流砂系の連続性の両立を目的とした恒久的な排砂技術であるが、まだ実施事例はそれ程多くないこともあり、各技術の定量的な評価と予測・適用手法が確立していない。各手法の導入における排砂計画および排砂設備の設計では、貯水池毎に流入特性や貯水池の形状を勘案した上で、効果的な排砂が行えるようにゲート形状、設置位置、運用方法等を変更した場合の予測検討を水理模型実験や数値解析により実施する必要がある。

水理模型実験は、土砂移動のスケール則がフルード則とは異なる為、河床変動問題を対象とした場合に粒径の縮尺を決定することができず、検討条件が制約されることから、様々な状況を考慮可能な数値解析と併せて行われることが多い。

一方、数値解析においては、フラッシング中の水位低下に伴う局所洗掘や水みち形成は三次元性の強い現象であり、一次元や二次元での解析では実現象を正確に再現することはできない。複雑な流動場を再現した上で、貯水池内の堆積・侵食過程や下流河川への放流土砂を高精度に予測する為には、三次元での流況と土砂動態を解析可能なモデルが必要となる。

以上を踏まえ、本研究では三次元性の強い流れに伴う土砂移動・河床変動現象へ適用可能な三次元の流況・河床変動解析モデルを構築し、上述の恒久的排砂技術に関する検討を行う。構築モデルを実際のダム貯水池での土砂バイパス事例に適用し、各対策における排砂時の土砂動態を明らかにするとともに、効率的な排砂や放流設備の運用・維持管理に有用となる知見を得ることを目的とする。

1-3 研究の構成

本研究では、三次元性の強い流れに伴う土砂移動・河床変動現象へ適用可能な三次元の流況・河床変動解析モデルを構築するとともに、構築したモデルを実際のダム貯水池での土砂バイパス事例へ適用し、排砂時の土砂動態について検討を行い、効率的な排砂・放流設備運用に有用となる知見を得ることを目的とする。

本論文は6章で構成される。各章の概要を以下に示す。

第一章では、研究背景を示した上で研究の目的および構成を示す。山地から海域に至る流域全体の総合的な土砂管理の概要について述べるとともに、その中でも本研究の対象とする河川内の貯水池について、貯水池の堆砂の性状および全国のダムの堆砂の現状を説明した上で、現在のダムの堆砂問題を改善する為の種々の堆砂対策手法の現状に対する本研究の目的を示す。

第二章では、貯水池の数値計算に関する既往研究について示す。貯水池はダムの上下流の河川区間とダムによってできる貯水池の湛水区間からなり、貯水量が少ない場合は河川と同様の流況となり、河川が湾曲している場合には、湾曲内岸部における砂州の形成や湾曲外岸部における深掘れおよび側方侵食現象等が発生する。逆に貯水量が多い場合は、湛水区間における密度流の発生、堆砂肩の形成、細粒土砂の集積・捕捉等の貯水池特有の現象が発生する。流動、土砂輸送および河床変動に関する共通事項は多いものの、河川の流動と河床変動に関する研究とダム貯水池の流動・河床変動に関する研究は必ずしも統合的に行われていない。上記を勘案し、本論文では河川の流動・河床変動計算手法と貯水池の流動・河床変動計算手法の双方を示した上で本研究の位置付けを示す。

第三章では、既存の非静水圧三次元密度流解析モデルに対し、形態別の流砂量、流砂の連続式による河床変化、堆積・侵食を考慮した河床材料の粒度分布の変化、水中安息角に応じた側方侵食（土砂のずり落ち）など、種々の河床変動の計算過程を組み込むことにより、三次元の流況・河床変動モデルを構築する。構築したモデルを用いて水制工を設置した開水路の洗掘実験との比較検証を行う。水制周辺で発生する馬蹄形渦等の三次元性の強い特徴的な流れを再現した上で、流れによって発生する地形変化を比較し、構築した解析モデルの適用性を確認する。

第四章では、構築したモデルを用いて貯水池の土砂バイパス施設に対する検討を行う。既往の水理模型実験結果を用いて、解析モデルの比較・検証を行う。検証により解析モデルの有効性を確認した上で、分派堰の切り欠き幅、流量、土砂の粒径を変化させた予測解析を行い、流量と土砂の分派特性（分派比）を明らかにするとともに、分派施設・土砂条件より分派特性を簡易的に算出可能な回帰式を提示する。次に、実際のダムの土砂バイパス施設を対象に施設運用時の河床変動解析を実施し、土砂バイパス呑口周辺の流動および河床変動現象について把握するとともに、

堆砂位と土砂の排砂量や分派効率がどのように変化していくかを検討する。また、解析結果に基づき、小渋ダムの土砂バイパス施設の運用時に、より効率的に排砂を行う為の方策を提示する。

第五章では、構築したモデルを新宮川水系旭ダムの土砂バイパストンネルに適用し、トンネル内の砂礫の移動について検討する。得られた三次元の流況計算結果を用いて、砂礫の粒径に対応した抗力を考慮した粒子追跡計算を行い、土砂バイパストンネル内の砂礫の移動の予測を行う。土砂バイパストンネル内の砂礫の移動が粒径によってどのように変化するかを調べるとともに、トンネル内の摩耗実績と粒子の移動経路を比較することにより、本解析手法のトンネル内の摩耗箇所への適用性について検討する。また、効率的なトンネルの補修維持管理への本解析手法の利用に向けて、今後の改善点と課題について示す。

第六章では、本研究で得た技術的知見を総括し、本研究の成果を適用する際の留意点や今後の研究の展望について述べる。

参考文献

- 1) ICOLD : ICOLD 's Position Paper on Dams and the Environment (Short Version)
- 2) 黒部ダム写真 : <https://ja.wikipedia.org/wiki/黒部ダム>
- 3) 経済産業省エネルギー庁 : エネルギー白書, 2016.
- 4) 国土交通省 : ダムの堆砂対策について, <http://www.mlit.go.jp/river/dam/>
- 5) 角哲也 : 貯水池土砂管理の推進に向けて-第3回世界水フォーラムと将来展望-, 河川, No.683, pp.49-57, 2003.
- 6) 角哲也 : 日本における貯水池土砂管理, 第3回世界水フォーラム 流域一貫の土砂管理(貯水池土砂管理に向けた挑戦) 論文集, pp.65~74, 2003.
- 7) 角哲也 : 水系一巻の土砂管理について, 第49回水工学に関する夏期研修会講義集, pp.A-5-1~A-5-20, 2013.
- 8) 国土交通省 : 全国のダム貯水池の堆砂率(地方別・管理者別), 2006.

第2章 貯水池の数値計算に関する既往研究

貯水池の数値計算について、ダムの上流の河川区間とダムによってできる貯水池の湛水区間の双方を解析できる必要がある。既往の河川および貯水池の数値計算に関する研究を概観し、本研究の位置付けを示す。

2-1 河川の流動・河床変動計算手法

初期の研究は、一次元計算により、河道の縦断方向における平均的な流況と河床高の変化を予測するものであった¹⁾。河川整備の進捗とともに、河川の維持・管理に対して、より詳細で精度の高い予測検討が必要となり、湾曲部や砂州の洗掘や水制工周辺の局所堆積・洗掘といった局所的・二次元的な河床変動予測が求められるようになってきており、比較的長い区間が対象となる実河川の流況解析には、浅水流方程式を基礎式とする平面二次元解析が用いられている。清水²⁾によって提案された二次元の河床変動解析は、曲線座標系を用いて湾曲する河道形状に沿った流況予測が可能であり、研究や河道計画の実務で利用されている。しかし、福岡³⁾によって浅水流方程式を基礎式とする平面二次元解析では、小規模～中規模の流れが表現できず、河道線形や地形変化の影響を強く受ける場における流れと河床変動を適切に説明できないと指摘されている。上記の浅水流方程式の課題に対し、西本ら⁴⁾は、河幅に対して水深が小さい蛇行流路では、流れに河床形状の影響が強く現れ、流路曲率と流線曲率が異なることに着目し、流線曲率を用いたEngelund⁵⁾の二次流強度式を導入した平面二次元洪水流・河床変動解析法を提案している。この手法により、単断面蛇行流路実験の流れ場と河床変動特性をよく再現できていることが示されている。しかし、この手法は、十分発達した二次流を仮定していることから、二次流の発達・減衰については表現できない。

その他の解析法として、防災・減災に向けた河川整備とともに予測検討に必要な水位や流量のモニタリングの重要性が認識され、多くの河川で水位・流量観測が拡充されたことに伴い新たな解析手法も提案されている。福岡らは複数点の水位観測データから得られる観測水位の時間変化を既知量とし、洪水時の河床高と流量ハイドログラフを未知量とする解析法を提案している^{6),7),8)}。

平面二次元モデルにより、ある程度大きな領域での空間的な土砂移動・河床変動は検討できるようになったものの、河川合流部における二次流の形成や水制工等の構造物前面の下降流等の複雑な水理現象を再現できない為、水深積分モデルに更に鉛直方向の流速分布を考慮した準三次元解析モデルに関する研究と、より実現象に近い三次元の流れを直接解析できる三次元解析モデルに関する研究がそれぞれ発展していくこととなり、二次元・準三次元モデルの高度化と三次元モデルの普及の二極化が進む状態となってきている。

福岡・渡邊・西村⁹⁾は、構築した準三次元モデルを Rozovski¹⁰⁾の一樣湾曲流路や、土木研究所の水制工を設置した河川の水理模型実験に適用し、実験結果との比較により、湾曲部の三次元的な流れを再現可能であることと、水制工周辺の流れと河床変動についてもある程度表現できることを示している。また、赤穂・石川¹¹⁾も鉛直方向の流速分布に線形モードを仮定した非構造格子の準三次元モデルを開発し、連続湾曲水路実験の再現計算を行い、有効性を確認している。

坂本・重枝・秋山¹²⁾は非静圧力分布と鉛直方向の流速を考慮した準三次元モデルを構築し、一樣湾曲流れと同規模河川合流点での流れの実験結果との比較検証を行うことにより、合流部で発生する二次流の発達・減衰過程を概ね再現できることを示している。

内田・福岡^{13),14),15)}は、浅水流方程式に水平方向渦度方程式と水表面の運動方程式を付加した底面流速解析法 (Bottom Velocity Computation method, BVC 法) を開発している。橋脚や水没水制群の解析に BVC 法を用い、水平方向流速の鉛直分布や底面圧力、底面流速場を再現することによって、局所洗掘等の河床変動現象の評価が可能となることを示している。

Huang¹⁶⁾は、三次元の流況解析モデルを 90°に合流する開水路に適用し、合流部における二次流の形成を再現可能であることを示している。また、古典的な一次元解析結果との比較も行われており、三次元解析モデルの有効性が示されている。

木村・細田¹⁷⁾は、橋脚 (角柱) 周辺の水位変動と流れ場に注目して、三次元解析モデル、準三次元解析モデル、平面二次元解析モデルの比較を行い、角柱下流側の再循環域やカルマン渦の形成、角柱周辺の水位変動の比較結果からモデルの実用性について検討している。

三次元モデルは、圧力に関するポアソン方程式を解く為に非常に計算負荷が大きくなることから、局所的な三次元性の強い流れを再現可能ではあるものの、計算機が目覚ましい発達を遂げている現在においても、大規模で長期間の現象への適用は現実的ではないと考えられる。

2-2 貯水池の流動・河床変動計算手法

初期の研究は、ダム貯水池内の洪水流を一次的に取り扱い、貯水池内の洪水波形の変形・伝播を予測する基礎的なものであった。Ferrick¹⁸⁾は、河川やダム貯水池における洪水波を特性毎に Kinematic-wave, Dynamic-wave, Gravity-wave に分類し、Saint-Venant 方程式を用いて定式化を行っている。この研究では、ダム貯水池の洪水波を Dynamic-wave に分類するとともに、方程式中のパラメータについて、Old Hickory Reservoir, Pine Falls Reservoir, Wheeler Reservoir の実測結果をもとに検証している。

Garcia-navarro¹⁹⁾は、McCormac 法を用いた一次元不定流解析モデルを構築し、スペインの Ebro 川流域に位置する Bubal, Mediano, El Grado, Barasona, Vadiello, Oliana の 6 つの貯水池からなる貯水池システムに適用することで、解析モデルの妥当性について検討している。また、構築した解析モデルを 1982 年 11 月に発生した洪水に適用し、現行のダム操作の有無がダム放流量に及ぼす影響を評価している。

秋元^{20)・21)}らは、特性曲線による不定流解析法を提案し、実際のダム貯水池への適用している。この解析法は、いくつかの幅の異なる水路の組み合わせで近似し、一次元不定流の基礎式を数値計算するものである。秋元らは、この解析法の現地への適用を図っているが、貯水池形状の適切な近似方法が定まっていないこと、特性曲線上に解が求まることから、複雑なゲート操作への適用が困難であること等の問題を有している。

上記の貯水池内の流動に対する予測手法の発展に伴い、土砂動態や河床変動に関する研究が進み、貯水位や流速の予測値を用いて、流砂量式より流砂量を推定し、予測地点における流砂量の収支より堆積量・侵食量を河床高に換算することで河床の変化を予測する河床変動計算手法の開発が進んだ。芦田・岡部²²⁾は、掃流砂、浮遊砂およびウォッシュロードによる河床変動機構を取り入れた一次元の堆砂予測モデルを構築し、理想的な貯水池の堆砂予測を試みている。

また、貯水池の湛水区間では、河道区間では殆ど堆積することの無いウォッシュロード等の細粒土砂が堆積することに着目した堆砂予測モデルも考案されている。河田ら²³⁾は、ウォッシュロードの沈降量のみを考慮した実用的な貯水池の堆砂モデルを構築し、京都府の淀川にある天ヶ瀬ダムを対象に堆砂予測を行い、満砂に近い状態やフラッシング等の浮遊砂の非平衡性が卓越する場合を除いて、堆砂実績をある程度再現できることを示している。

一次元解析は河道条件や水理現象を単純化したモデルである為、スケールの大きな河床変動や土砂移動を再現・予測することに適している。しかし、局所洗掘や河床波の移動、構造物周辺の河床変化を取り扱うことは不可能である。数値解析技術の発展に伴い、ダム貯水池の土砂水理現象の解析も上述の一次元での解析から二次元の解析による検討が徐々に増えていくことになる。藤田ら²⁴⁾は、貯水池の堆砂過程において重要となるウォッシュロードの浮上・沈降について検討した上で、より詳細な堆砂形状の予測を目的として長野県の大井川にある美和ダム貯水池を対象に平面二次元の堆砂予測モデルを構築し、その有効性と問題点について検討している。藤田らは、平面二次元堆砂予測モデルにより、貯水池内の湾曲部や狭窄部における平面的な堆砂傾向をある程度再現可能であることを示している。

また、貯水池の堆砂問題だけでなく、ダム下流への土砂の連続性の確保が重要視されるようになると、デルタの形成等の湛水時の堆砂現象の再現のみならず、フラッシング排砂等の水位が低下し、貯水池が河道状態に遷移する場合の流況と河床変動解析にも対応できる数値モデルが必要とされるようになる。重枝ら^{25)・26)}は刃形堰を設けた実験貯水池のフラッシング実験と平面二次元河床変動モデルによる数値解析を行い、側岸侵食を含む安息角を超えた際の土砂崩落メカニズムを組み込むことで、フラッシング排砂時の河床変動と水みち形成プロセスの再現を試みている。

また、二次元の解析モデルの中でも、貯水池内の平面的な流況の変化を反映させた解析が可能となる平面二次元河床変動解析とは別に、貯水池内の鉛直的な流況や、ダムの放流設備を反映させた解析が可能となる鉛直二次元解析が松尾ら²⁷⁾によって開発され、発展している。

鉛直二次元モデルは貯水池内の水温躍層等の成層構造を再現することで貯水池内の濁水挙動の再現性を向上させている。また、ダムの標高別の放流施設を反映することにより、貯水池内の鉛

直的な流動場を表現することができる。このような特徴を生かして数多くの研究が行われている。

28), 29), 30), 31), 32)

上述の一次元モデルと鉛直二次元モデルを組み合わせた研究も行われており、井口³³⁾は貯水池に流入した微細粒土砂の挙動を表現する為に、一次元河床変動モデルと鉛直二次元濁水解析モデルの統合モデルを構築し、濁水挙動と河床変動を同時に解析するとともに貯水池上流部での微細粒土砂の再浮上現象を再現している。

鉛直二次元モデルについては、計算時間との兼ね合いから静水圧分布を仮定した一次元多層モデルが多くの場合用いられている。しかし、一次元多層モデルは鉛直方向の運動量の輸送を考慮していない為、鉛直流速の計算精度が十分でなく、鉛直的な流動が卓越する場合には十分な予測評価を行えないという課題を有している。

貯水池内の土砂輸送および河床変動の詳細な分析を行う為には、ダム貯水池内の三次元的な流動の予測が必要である。米山ら³⁴⁾はVOF (Volume Of Fluid) 法を用いた非静水圧の密度流解析モデルを構築し、貯水池の濁水挙動を高精度に再現している。Taymaz ら³⁵⁾は三次元の流況・河床変動モデルを用いて富山県の黒部川にある出し平ダムを対象に2012年のフラッシング排砂時の河床変動解析を行い、フラッシング時の水みちの発達について検討している。

以上の河川および貯水池の数値計算に関する研究の経緯を図2-1に示す。上述の研究を概観した上で、本研究では、フラッシングや土砂バイパス用の分派施設等の排砂施設周辺における土砂輸送および河床変動の詳細な分析に、完全三次元解析モデルを用いて取り組むこととする。貯水池状態から水位を低下させた場合の河床近傍の流動場の変化と流れに伴う土砂輸送を再現・予測可能な数値モデルの構築に取り組む。

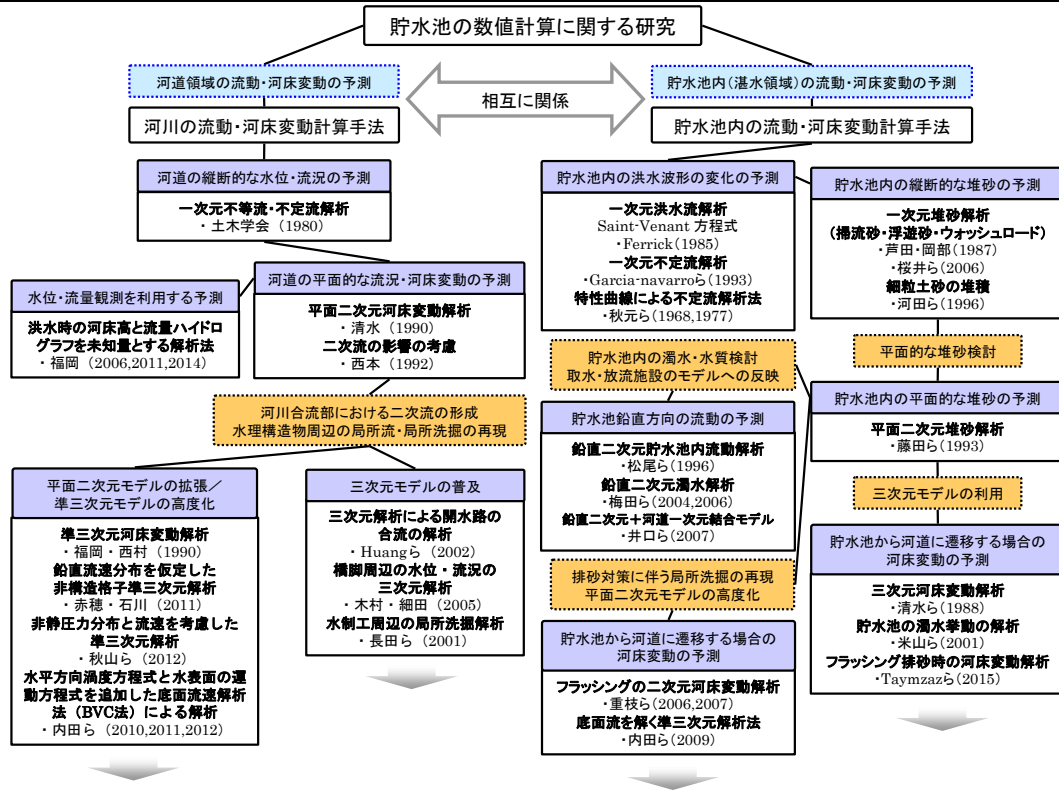


図 2-1 河川および貯水池の数値計算に関する研究の経緯

参考文献

- 1) 土木学会：水理公式集，pp.230，1980.
- 2) 清水康行：沖積河川における流れと河床変動の予測手法に関する研究，学位論文，北海道大学，pp.1-197，1990.
- 3) 福岡捷二：洪水の水理と河道の設計法，森北出版，2005.
- 4) 西本直史，清水康行，青木敬三：流線の曲率を考慮した蛇行水路の河床変動計算，土木学会論文集，No.456/II-21，pp.11-20，1992.
- 5) Engelund, F.: Flow and bed topography in channel bends. Journal of Hydraulics Division, Proc. of ASCE, Vol.100, HY11, pp.1631-1648, 1974.
- 6) 福岡捷二：洪水流の水面形観測の意義と水面形に基づく河川の維持管理技術，河川技術論文集，第12巻，pp.1-6，2006.
- 7) 福岡捷二：河道設計のための基本は何か-水面形時系列観測値と洪水流-土砂流の解析を組み合わせた河道水理システムとその見える化，河川技術論文集，第17巻，pp.83-88，2011.
- 8) 福岡捷二：実務面からみた洪水流・河床変動解析法の最前線と今後の調査研究の方向性，河川技術論文集，第20巻，pp.253-258，2014.
- 9) 福岡捷二，渡邊明英，西村達也：水制工の適切な配置決定のための三次元モデルの開発，水工学論文集，第34巻，pp.337-342，1990.2.

- 10) Rozovskii, I. (1961) Flow of Water in Bends of Open Channels. The Israel Program for Scientific Transitions, Jerusalem.
- 11) 赤穂良輔, 石川忠晴: 三角形格子における CIP 有限体積法を用いた準三次元浅水乱流計算モデルの開発, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.67, No.4, I_1207-I_1212, 2011
- 12) 坂本 洋, 重枝未玲, 秋山壽一郎: 準3次元洪水流モデルを用いた同規模河川合流点流れの数値解析, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.69, No.4, I_991-I_996, 2012.2.
- 13) 内田龍彦, 福岡捷二: 水平方向渦度方程式を用いた底面流速の半直接解法と橋脚周りの局所洗掘解析, 水工学論文集, 第54巻, pp.841-846, 2010.2.
- 14) 内田龍彦, 福岡捷二: 底面流速解法による連続する水没水制群を有する流れと河床変動の解析, 土木学会論文集 B1, Vol.67, No.1, pp.16-29, 2011.3.
- 15) 内田龍彦, 福岡捷二: 浅水流の仮定を用いない水深積分モデルによる底面流速の解析法, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.68, No.4, I_1225-1230, 2012.
- 16) Huang, J., Weber, L.J. and Lai, Y.G.: Three-Dimensional Numerical Study of Flows in Open-Channel Junctions. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.128, No.3, pp.268-280, 2002.
- 17) 木村一郎, 細田 尚, 音田慎一郎: 橋脚による堰き上げ効果の再現性に着目した数値解析モデルの比較, 水工学論文集, 第49巻, pp.559-564, 2005.
- 18) Michael G Ferrick: Analysis of River Wave Types, Water Resources Research, Vol21, No.2, pp.209-220, 1985.
- 19) Garcia-Navato P. and Zorraquino: Numerical Modeling of Flood Propagation Through System of Reservoir, Journal of Hydraulic Engineering, Vol119, , No.3, pp.380-389, 1993.
- 20) 秋元保, 丸岡計: 貯水池内における洪水伝播の解析とダム放流操作に関する考察, 第12回水理講演論文集, pp.43-48, 1968.
- 21) 秋元保, 工藤正介: 河川の洪水対策に関する研究(その1) -貯水池内洪水伝播挙動に関する現地実験-, 電力中央研究所報告, No.376015, 1977.
- 22) 芦田和男, 岡部健士: 貯水池堆砂の数値シミュレーション, 京都大学防災研究所年報, 第25号 B-2, pp457-474, 1987.
- 23) 河田恵昭, 植本実: ウォッシュロードの堆積を考慮した貯水池堆砂の実用計算法について, 水工学論文集, 第40巻, pp983-988, 1996.
- 24) 藤田正治, 道上正規, 檜谷治, 三木敦史: ウォッシュロードによる貯水池堆砂の二次元数値計算, 水工学論文集, 第37巻, pp669-674, 1993.
- 25) 重枝未玲, 秋山壽一郎, 高須賀真哉: フラッシング排砂のプロセスとその数値シミュレーション, 水工学論文集, 第50巻, pp.156, 2006.

-
- 26) 重枝未玲, 秋山壽一郎, 小牧貴大, 才木康裕: 平面二次元河床変動モデルによるフラッシング排砂時の水みち形成プロセスの数値解析, 水工学論文集, 第 51 巻, pp.949-954, 2007.
 - 27) 松尾直規, 山田正人, 宗宮功: 貯水池上流端における流動特性と淡水赤潮現象との関係, 水工学論文集, 第 40 巻, pp.575-581, 1996.
 - 28) 梅田信, 池上迅, 石川忠晴, 富岡誠司: ダム貯水池における洪水時濁水挙動に関する数値解析, 水工学論文集, 第 48 巻, pp.1363-1368, 2004.
 - 29) 梅田信, 石川忠晴, 和泉恵之: 実務での有用性を念頭において貯水池の流動解析モデル構築に関する基礎的検討: 水工学論文集, 第 50 巻, pp.1267-1272, 2006.
 - 30) 桜井寿之, 鎌田昌行, 柏井条介, 鈴木伴征: 混合粒径河床変動モデルによる貯水池堆砂・排砂現象の再現, ダム工学, 2006.
 - 31) 池上迅, 梅田信: ダム貯水池の水溫成層に関する鉛直 2 次元数値解析, 水工学論文集, 第 51 巻, pp.1349-1354, 2007.
 - 32) 小島崇, 中村恭志, 石川忠晴: 水溫成層を考慮した貯水池内流動解析に向けた CIP-Soroban 法に基づく鉛直 2 次元数値流動モデルの開発, 水工学論文集, 第 52 巻, pp.1039-1044, 2008.
 - 33) 井口真生子: 微細粒土砂の堆積・侵食に着目した貯水池土砂管理手法 に関する研究, 学位論文, 京都大学, 2007.
 - 34) 米山望, 井上素行: 三次元数値解析による揚水発電所貯水池内水溫・濁質挙動の予測手法, 土木学会論文集, No.684/II-56, 127-140, 2001. 米山望, 井上素行: 三次元数値解析による揚水発電所貯水池内水溫・濁質挙動の予測手法, 土木学会論文集, No.684/II-56, 127-140, 2001.
 - 35) Taymaz ESMAEILI, Tetsuya SUMI, Sameh A. KANTOUSH, Yoji KUBOTA, Stefan HAUN : NUMERICAL STUDY ON FLUSHING CHANNEL EVOLUTION, CASE STUDY OF DASHIDAIRA RESERVOIR, KUROBE RIVER, Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. B1 (Hydraulic Engineering) , Vol. 71, No. 4, I_115-I_120, 2015.

第3章 非静水圧三次元河床変動数値解析モデルの構築

3-1 概説

貯水池の持続性と流砂系の連続性の両立を目的とした土砂管理手法として、フラッシング排砂や土砂バイパス等、下流に土砂を流下させる対策が進められている。上述の排砂対策の共通点として、排砂の起点となる排砂ゲートやバイパストンネル呑口等の排出施設周辺における流動場および土砂輸送の予測が重要となる。予測に関連する各技術の定量的な評価と予測手法の確立が望まれているにもかかわらず、排砂時に排出施設周辺で発生する非常に複雑な三次元性の強い流動場を解析すること自体が困難なことから、実際の排砂時の土砂輸送を高精度に予測する方法は、未だ十分に確立されていない。

これまでの数値計算によるフラッシング排砂の検討としては、河道のフラッシング排砂の平面二次元河床変動計算が、重枝ら(2006,2007)¹⁾²⁾によって実施されている。フラッシング中の局所洗掘や水みち形成は三次元性の強い流れに起因する現象である為、従来の平面二次元河床変動モデルに対し、底面付近での土砂移動をより精度良く見積もる工夫が必要となる。内田ら(2009)³⁾は、流速や圧力の鉛直分布を解くことなく、流砂運動を引き起こす底面近傍の流れと底面の圧力を反直接的に解く準三次元解析法を提案し、平面二次元解析の枠組みの中で高精度な検討を行っている。

これに対し、本研究では、貯水池内の水位変動、流動場、濁水挙動を高精度に計算できることが実証されている米山ら(2009)⁴⁾の三次元モデルを用いて、複雑な流動場を再現した上で、貯水池内の堆積・侵食過程や下流河川への放流土砂を予測可能となる三次元の河床変動モデルを構築する。既往の三次元の流動・河床変動解析については、清水ら(1988)⁵⁾により河川の河床変動解析が実施されているが、局所的な水面挙動を適切に計算できるVOF法を用い、構造物周辺の複雑な流動を考慮した三次元の河床変動の検討例は少ない。本研究では、構築したモデルを用いて、水制工周りの洗掘実験結果の比較・検証を行い、その有効性を確認する。

3-2 三次元シミュレーションモデルの概要

3-2-1 基礎方程式

水の密度変化と流れの相互作用を適切に評価するために、密度変化を伴う非圧縮性流体解析手法にしたがって流動および水温・濁質挙動を予測する。

ここで、圧縮性流体解析と非圧縮性流体解析の区別は、運動によって生じる圧力変化に伴って密度が変化する効果（圧縮性の効果）を考慮するか否かである。本解析では密度を水温と濁質濃度のみの関数として圧縮性の効果を見捨てる。すなわち貯水池水の密度 ρ 【kg/m³】は水温 T 【℃】および濁質濃度 C 【kg/m³=10³mg/l】を用いて、式(1)に示す水温 T と濁質濃度 C と貯水池水密度 ρ の関係式により定まるとする。

$$\rho = \rho_0(T) + \left(1 - \frac{\rho_0(T)}{\rho_{sd}}\right) C \quad (1)$$

ここで、 ρ_0 【kg/m³】：清水の密度、 ρ_{sd} 【kg/m³】：濁質粒子の密度であり、清水の密度 ρ_0 と水温 T の関係は物性値表から近似した次式で与える。

$$\rho_0(T) = 4.0704 \times 10^{-5} T^3 - 7.7617 \times 10^{-3} T^2 + 5.5301 \times 10^{-2} T + 999.91 \quad (2)$$

流速の各方向成分 u_i 【m/s】，圧力 p 【N/m²】，水温 T および濁質濃度 C の瞬時の挙動は、

・運動方程式 ($i = 1, 2, 3$)

$$\frac{\partial \rho u_i}{\partial t} + \frac{\partial \rho u_i u_j}{\partial x_j} = \rho G_i - \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\partial \tau_{ij}}{\partial x_j} \quad (3)$$

・水温 T の移流拡散方程式

$$\frac{\partial T}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left(T u_j - \alpha \frac{\partial T}{\partial x_j} \right) = 0 \quad (4)$$

・濁質濃度 C の移流拡散方程式

$$\frac{\partial C}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left(C u_j + C \omega_j - \beta \frac{\partial C}{\partial x_j} \right) = 0 \quad (5)$$

・質量保存方程式

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial \rho u_j}{\partial x_j} = 0 \quad (6)$$

によって記述することができる。ここで、 G_i 【m/s²】：単位質量あたり外力の各方向成分、 ν 【m²/s】：動粘性係数、 α 【m²/s】：熱拡散率、 β 【m²/s】：濁質拡散率、 ω_j 【m/s】：濁質の沈降速度であり、

$$\tau_{ij} = \rho \nu \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} - \delta_{ij} \frac{2}{3} \frac{\partial u_k}{\partial x_k} \right) \quad (7)$$

である。

ここで、 $\delta_{i,k}$ はクロネッカーのデルタであり、 i, j, k について各方程式の同一項内で2度同じ記号が現れるものに対しては、1, 2, 3にわたり総和を取るものとする。貯水池内の濁質粒径を一様粒径 d として扱くと、粒子レイノルズ数 ($\omega_0 d / \nu$) が1以下の場合、沈降速度 $\omega_j = (0, 0, -\omega_0)$ は式(8)で表せる。

$$\omega_0 = \frac{g}{18\nu} \frac{\rho_{sd} - \rho}{\rho} \cdot d^2 \quad (8)$$

次に、これらを用いて乱流解析を行うため平均操作を施す。式 (1) , 式 (4) , 式 (5) および式 (6) は、変数 u_i , ρ , T , C を

$$u_i = \overline{u_i} + u_i' \quad (9)$$

等とレイノルズ平均量とその変動量にわけた後、式全体をレイノルズ平均する。ここで、 $\overline{\quad}$: レイノルズ平均, $'$: レイノルズ平均変動量である。

式 (3) および式 (6) は、流速 u_i を

$$u_i = \tilde{u}_i + u_i'' \quad (10)$$

として、ファール平均量とその変動量に、圧力 p をレイノルズ平均量とその変動量にわけたあと式全体をレイノルズ平均する。ここで、 $\tilde{\quad}$: ファール平均, $''$: ファール平均変動量である。

ファール平均は密度加重平均とも呼ばれ、

$$\tilde{u}_i = \frac{\overline{\rho u_i}}{\rho} \quad (11)$$

と表される⁵⁾。 $\overline{\rho u_i}$ は、流速 u_i にファール平均を適用すれば、式 (11) を変形して

$$\overline{\rho u_i} = \bar{\rho} \cdot \tilde{u}_i \quad (12)$$

となり、密度 ρ を平均変動量と変動量に分けない為、式を簡略化できる。

式 (1) , 式 (3) ~ 式 (6) を上記の手順で平均操作すると、

- 平均操作した運動方程式 ($i = 1, 2, 3$)

$$\frac{\partial \bar{\rho} \tilde{u}_i}{\partial t} + \frac{\partial \bar{\rho} \tilde{u}_i \tilde{u}_j}{\partial x_j} = \bar{\rho} G_i - \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} (\bar{\tau}_{ij} - \bar{\rho} u_i'' u_j'') \quad (13)$$

ここで、上式を導く際に、式 (3) の左辺第二項に関して、以下のような変形を用いている。

$$\overline{\rho u_i u_j} = \overline{\rho \tilde{u}_i \tilde{u}_j} + \overline{\rho \tilde{u}_i u_j''} + \overline{\rho u_i'' \tilde{u}_j} + \overline{\rho u_i'' u_j''} = \bar{\rho} \tilde{u}_i \tilde{u}_j + \bar{\rho} u_i'' u_j'' \quad (14)$$

- 平均操作した水温 T の移流拡散方程式

$$\frac{\partial \bar{T}}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\bar{T} \cdot \bar{u}_j - \alpha \frac{\partial \bar{T}}{\partial x_j} + \overline{T u_j'} \right) = 0 \quad (15)$$

- 平均操作した質量保存方程式

$$\frac{\partial \bar{\rho}}{\partial t} + \frac{\partial \bar{\rho} \tilde{u}_j}{\partial x_j} = 0 \quad (16)$$

また、乱流エネルギー ($k = \overline{\rho u_i'' u_i''} / 2\bar{\rho}$) 方程式は、

$$\frac{\partial \bar{\rho} k}{\partial t} + \frac{\partial \bar{\rho} \tilde{u}_j k}{\partial x_j} = - \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\bar{\rho} v + \frac{\bar{\rho} v_i}{\sigma_k} \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right] - \bar{\rho} u_i'' u_j'' \frac{\partial \tilde{u}_i}{\partial x_j} - \bar{\rho} \varepsilon \quad (17)$$

乱流エネルギー散逸率 ($\varepsilon \equiv \nu \rho u_{i,j}'' u_{i,j}''$) 方程式は,

$$\frac{\partial \bar{\rho} \varepsilon}{\partial t} + \frac{\partial \bar{\rho} \tilde{u}_j \varepsilon}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\bar{\rho} \nu + \frac{\bar{\rho} \nu_t}{\sigma_\varepsilon} \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right] + C_{\varepsilon 1} \bar{\rho} \frac{\varepsilon}{k} u_i'' u_j'' \frac{\partial \tilde{u}_i}{\partial x_j} - C_{\varepsilon 2} \bar{\rho} \frac{\varepsilon^2}{k} \quad (18)$$

と表される⁵⁾。ここで,

$$\bar{\tau}_{ij} = \bar{\rho} \nu \left(\frac{\partial \tilde{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \tilde{u}_j}{\partial x_i} - \delta_{ij} \frac{2}{3} \frac{\partial \tilde{u}_k}{\partial x_k} \right) \quad (19)$$

$$-\bar{\rho} u_i'' u_j'' = \bar{\rho} \nu_t \left(\frac{\partial \tilde{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \tilde{u}_j}{\partial x_i} - \delta_{ij} \frac{2}{3} \frac{\partial \tilde{u}_k}{\partial x_k} \right) - \frac{2}{3} \bar{\rho} k \delta_{i,j} \quad (20)$$

$$\nu_t = \begin{cases} \frac{C_\mu}{1+0.1B} \frac{k^2}{\varepsilon} & (B > 0) \\ C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} & (B \leq 0) \end{cases} \quad (21)$$

$$-\overline{T' u_j'} = \frac{\nu_t}{\text{Pr}_T} \frac{\partial \bar{T}}{\partial x_j} \quad (22)$$

$$-\overline{C' u_j'} = \frac{\nu_t}{\text{Pr}_C} \frac{\partial \bar{C}}{\partial x_j} \quad (23)$$

また, $\text{Pr}_T = 1./16^1)$, $\text{Pr}_C = 1./1.2^2)$, $\sigma_k = 1.0$, $\sigma_\varepsilon = 1.3$, $C_{\varepsilon 1} = 1.45$, $C_{\varepsilon 2} = 1.92$, $C_\mu = 0.09$ とした。

これらの平均操作に際し, 変動成分の高次の相関項は無視している。

式(20), 式(21), 式(23)および式(24)では密度変化がない場合とほぼ同一の形式を用いているが, 急激な平均密度の変化がない流れではその正当性が認められている⁵⁾。

式(24)中の B は密度成層度の渦動粘性係数: ν_t への影響を考慮した係数であり, 次節において述べる。

以上の式(2), 式(13)～式(23)を必要に応じて離散化して用いる。

(2) 密度成層度の渦動粘性係数 ν_t への影響

乱れエネルギーに対する密度成層の強さを表す無次元数として, 局所 Richardson 数

$$Ri = -\frac{g}{\bar{\rho}} \frac{\partial \bar{\rho}}{\partial x_3} / \left(\frac{\partial \bar{u}_1}{\partial x_3} \right)^2 \quad (24)$$

がよく用いられる。これは, 浮力による乱流エネルギーの消滅と剪断力による乱流エネルギーの生成の比を密度勾配, 流速勾配で表したものである。

牛島¹⁾は式(21)中の B を

$$B = 25Ri = -25 \frac{g}{\bar{\rho}} \frac{\partial \bar{\rho}}{\partial x_3} / \left(\frac{\partial \bar{u}_1}{\partial x_3} \right)^2 \quad (25)$$

とすると渦動粘性係数 ν_t が牛島が実施した実験結果⁶⁾をよく再現することを明らかにしている。しかし、本手法に式(25)を適用したところ同式中の流速勾配が大きく変動し、安定に計算できなかった。一方、Launder⁸⁾は、 $\partial \bar{u}_1 / \partial x_3$ の代わりに同じ次元を持つ ε / k を用いて

$$B = -\frac{g}{\bar{\rho}} \frac{\partial \bar{\rho}}{\partial x_3} / \left(\frac{\varepsilon}{k} \right)^2 \quad (29)$$

とする式を提案している(ただしこの場合は、 $k = \overline{u'_i u'_i} / 2$ 、 $\varepsilon = \overline{\nu u'_{i,j} u'_{i,j}}$ である)。この式も牛島の実験結果⁶⁾をよく再現する。式(29)に式(17)、(18)で定義した k 、 ε を代入して用いたところ安定に計算できた為、本手法ではこの方法を用いた。

本研究では産業に関連した多くの流れに対して広く有効性が確認されている上述の線形 $k-\varepsilon$ モデルを用いるが、乱れの非等方性が顕著となる剥離場や旋回流れ場を含む流況下では二次および三次の非線形項を考慮した非線形モデルを用いることで精度が向上することが確認されている。二次の非線形項を考慮した非線形モデルの構成則は、Yoshizawa⁷⁾による次式で表される。

$$\begin{aligned} -\overline{u_i u_j} &= D_t S_{ij} - \frac{2}{3} k \delta_{ij} - \frac{k}{\varepsilon} D_t \sum_{\beta=1}^3 C_{\beta} \left(S_{\beta ij} - \frac{1}{3} S_{\beta \alpha \alpha} \delta_{ij} \right) \quad (30) \\ S_{ij} &= \frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i}, \quad D_t = C_{\mu} \frac{k^e}{\varepsilon}, \quad S_{1ij} = \frac{\partial U_i}{\partial x_r} \frac{\partial U_j}{\partial x_r}, \\ S_{2ij} &= \frac{1}{2} \left(\frac{\partial U_r}{\partial x_i} \frac{\partial U_j}{\partial x_r} + \frac{\partial U_r}{\partial x_j} \frac{\partial U_i}{\partial x_r} \right), \quad S_{3ij} = \frac{\partial U_r}{\partial x_i} \frac{\partial U_r}{\partial x_j} \end{aligned}$$

また、モデル式の中の C_{μ} は定数となっているが、Craft-Launder-Suga によって提案されたストレインパラメータ S とローテーションパラメータ Ω を用いた C_{μ} のモデルが提案されている。代表的なモデルとして、角柱⁹⁾、立方体周辺¹⁰⁾および断面開水路流れ¹¹⁾への適用性が検証されている木村・細田のモデルを以下に示す。

$$C_{\mu} = \min \left[0.09, \frac{0.3}{1 + 0.09 M^2} \right], M = \max(S, \Omega) \quad (31)$$

$$S = \frac{k}{\varepsilon} \sqrt{\frac{1}{2} S^{i\alpha} g_{\alpha j} S^{j\beta} g_{\beta i}}, \quad \Omega = \frac{k}{\varepsilon} \sqrt{\frac{1}{2} \Omega^{i\alpha} g_{\alpha j} \Omega^{j\beta} g_{\beta i}}, \quad f_M = \frac{1}{1 + 0.02 M^2}$$

$$\alpha_1 = -0.1325 f_M, \quad \alpha_2 = 0.0675 f_M, \quad \alpha_3 = -0.0675 f_M \quad (3) \text{ 圧力誤差方程式}$$

本予測手法では SIMPLE 法¹²⁾に基づいた流動解析を行っている。その際、流速・圧力の修正に用いられる圧力誤差方程式は以下のように導出される。なお、以下の説明では

$$\tilde{u}_i (i=1,2,3) \rightarrow U, V, W \quad \bar{\rho} \rightarrow \rho \quad \bar{p} \rightarrow p \quad (32)$$

と表し、添え字ルールを以下のようにした。

- ・計算セル C を考え C の中心で定義される値には添え字 C で表す。
- ・計算セル C から見て、東西南北上下方向の隣接する計算セルを $C_E, C_W, C_N, C_S, C_T, C_B$ と表し、これらのセルの中心で定義される値にも同じ大文字添え字をつけて表す。
- ・計算セル C と隣接する計算セルの境界面で定義される値には、隣接する計算セルの添え字を小文字にして表す。
- ・計算セル C の間隔を (x 方向の場合) Δx_C と表し、計算セル C の中央と隣接する計算セルの中央間の距離を (隣接するセルが C_E の場合) , Δx_e と表す。

運動方程式 (式 (14)) の流速 U_e に関する離散化式は、

$$\rho_e U_e = \rho_e^0 U_e^0 + \frac{P_C - P_E}{\Delta x_e} \Delta t + [\text{移流項その他}]^0 \Delta t \quad (33)$$

計算セル C の質量保存方程式 (式 (18)) の離散化式は

$$0 = \frac{\rho_C - \rho_C^0}{\Delta t} + \frac{\rho_e U_e - \rho_w U_w}{\Delta x_C} + \frac{\rho_n V_n - \rho_s V_s}{\Delta y_C} + \frac{\rho_t W_t - \rho_b W_b}{\Delta z_C} \quad (34)$$

と書ける。ここで上付き添え字 0 は Δt 秒前の値であることを示す。

流速値および圧力値は誤差を含んだ推定値 \hat{U} , \hat{p} と考えられ、推定値を真値に誤差 U''' , P''' を加えたものと定義すると、

$$\hat{U} = U + U''' \quad (35)$$

$$\hat{p} = p + P''' \quad (36)$$

と書ける。推定値を用いて求めた質量保存方程式 (式 (32)) の誤差を D とすれば、式 (37) は以下のように書き換えられる。

$$D = \frac{\rho_C - \rho_C^0}{\Delta t} + \frac{\rho_e \hat{U}_e - \rho_w \hat{U}_w}{\Delta x_C} + \frac{\rho_n \hat{V}_n - \rho_s \hat{V}_s}{\Delta y_C} + \frac{\rho_t \hat{W}_t - \rho_b \hat{W}_b}{\Delta z_C} \quad (38)$$

式 (35) から式 (32) を辺々引き算すると

$$D = \frac{\rho_e U_e''' - \rho_w U_w'''}{\Delta x_C} + \frac{\rho_n V_n''' - \rho_s V_s'''}{\Delta y_C} + \frac{\rho_t W_t''' - \rho_b W_b'''}{\Delta z_C} \quad (39)$$

が得られる。

同様に、離散化した運動方程式 (式 (31)) を推定値および真値で表し辺々引き算すると、

$$\rho_e U_e''' = \frac{p_C''' - p_E'''}{\Delta x_e} \Delta t \quad (40)$$

となるので、式 (40) を式 (39) に代入して整理すると圧力誤差方程式

$$A_c p_C''' + A_e p_E''' + A_w p_W''' + A_n p_N''' + A_s p_S''' + A_t p_T''' + A_b p_B''' = D / \Delta t \quad (41)$$

が得られる。ここで、 $A_e, A_w, A_n, A_s, A_t, A_b, A_c$ は以下の通りである。

$$A_e = \frac{-1}{\Delta x_c \Delta x_e}, A_w = \frac{-1}{\Delta x_c \Delta x_w}, A_n = \frac{-1}{\Delta y_c \Delta y_n}$$

$$A_s = \frac{-1}{\Delta y_c \Delta y_s}, A_t = \frac{-1}{\Delta z_c \Delta z_t}, A_b = \frac{-1}{\Delta z_c \Delta z_b}$$

$$A_c = (-1) \times (A_e + A_w + A_n + A_s + A_t + A_b)$$

(4) 水面の取り扱い

水面形状および水面変形の解析には Hirt らが開発した VOF 法¹³⁾ に改良を加えたものを三次元化して用いている^{14), 15)}。VOF 法は各計算セル毎に流体充填率 F (液体セルは $F = 1$, 気体セルは $F = 0$, 共存セルは $0 < F < 1$) を定義して水面形状を表現し、水面の移動は F 値の移流で表現する。

F の移流は計算セル C の場合、式 (16) に基づいた次式で算定する。

$$0 = (F_c^n \rho_c^n - F_c \rho_c) \Delta x_c \Delta y_c \Delta z_c + [Q_F]_e - [Q_F]_w + [Q_F]_n - [Q_F]_s + [Q_F]_t - [Q_F]_b \quad (42)$$

ここで、 Q_F は計算セルの各境界面を Δt 間に横切る質量である。また、上付き添え字 n は、 Δt 秒後の値であることを示す。

長期の継続計算では F の値に誤差が蓄積して液体セルの F 値が 1 から離れることがある。これを放置すると計算領域内全体が影響を受け質量保存が成り立たなくなることがある。本予測手法では以下に示す方法で F 値を補正した。

Δt 秒前における液体セル C の流体充填率を F_c^0 ($\neq 0$) とすると、液体セル C のこの時点における質量過不足 E_F は、

$$E_F = \rho_c^0 (1 - F_c^0) \Delta x_c \Delta y_c \Delta z_c \quad (43)$$

となる。この過不足を Δt 秒間で解消するために、質量保存方程式 (式 (38)) の左辺に $E_F / \Delta t \Delta x_c \Delta y_c \Delta z_c$ を加えた次式

$$D = \frac{\rho_c - F_c^0 \rho_c^0}{\Delta t} + \frac{\rho_e \hat{U}_e - \rho_w \hat{U}_w}{\Delta x_c} + \frac{\rho_n \hat{V}_n - \rho_s \hat{V}_s}{\Delta y_c} + \frac{\rho_t \hat{W}_t - \rho_b \hat{W}_b}{\Delta z_c} \quad (44)$$

で求めた D を圧力誤差方程式 (式 (41)) に代入した。これにより、(不足の場合) 周囲から多めに質量が流入する事となり、流速値の誤差と同時に質量の過不足を解消することができる。

(5) 複雑地形の取り扱い

従来の解析手法では解析領域を直交格子で分割しているが、現実の地形条件は複雑である為、直交格子で表現すると階段状になる場合がある。その為、本解析では FAVOR (Fractional Area/Volume Obstacle Representation) 法¹⁶⁾を用いて、計算格子の空隙率 γ (=計算格子の空隙の体積/計算格子の体積) および境界面の開口率 A (=計算格子境界面の開口部の面積/計算格子境界面の面積) を定義することにより、計算格子内の物体の影響を考慮している (図 3-1 および図 3-2 参照)。また、上記の開口率と空隙率は後述する河床変動計算によって地形が変化した際に併せて更新される。これによって、河床変動時の底斜面の変化の影響を直接流動場へ反映させる点に本解析手法の特徴がある。

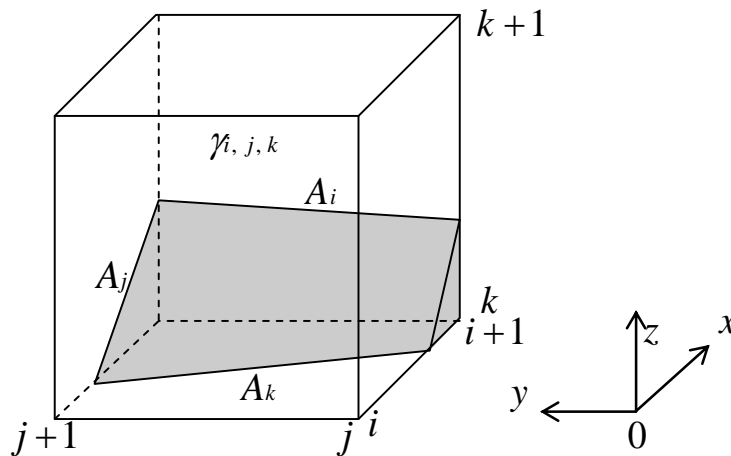


図 3-1 空隙率と開口率

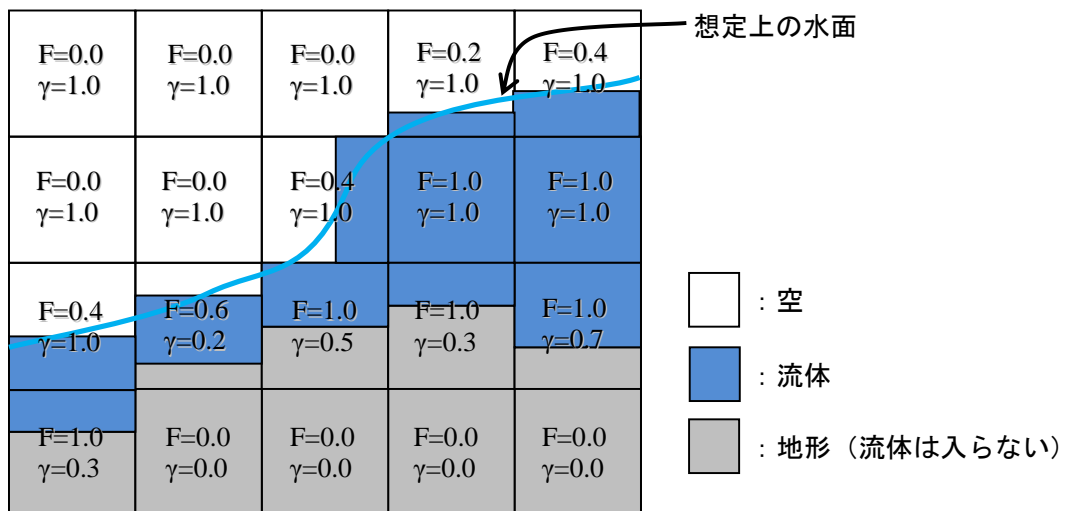


図 3-2 VOF 法と FAVOR 法

3-3 河床変動モデルの構築

上述の三次元の非静水圧解析モデルをベースとし、河床変動過程を組み込んだ解析モデルを構築した。河床変動計算は、「粒径別流砂量の計算」、「河床変動量および各粒径階含有率の計算」の計算過程から成り立つ。図 3-3 にモデルフローを示す。

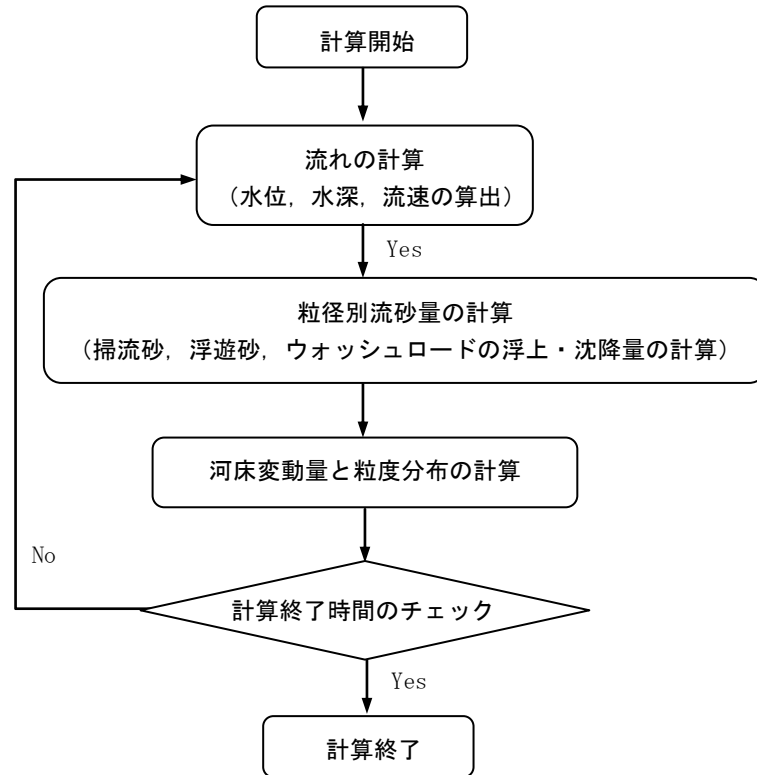


図 3-3 河床変動計算のフロー

貯水池および河川への適用を考え、土砂の分級過程および河床の粗粒化や、細粒化現象を表現できるように、混合砂礫モデルを導入し、粒径毎に流砂量を計算する。流砂の移動については、掃流砂、浮遊砂、ウォッシュロードを考慮する。浮遊砂・ウォッシュロードについては、濁質挙動に関する既往研究¹⁷⁾を参考に浮上・沈降および非定常の三次元移流拡散方程式を解く非平衡モデルとする。

掃流砂量については式(45)に示す芦田・道上式¹⁸⁾により評価する。掃流砂量式については、芦田・道上式等の平衡流砂量式の他に、中川・辻本¹⁹⁾に代表される非平衡の流砂量式を適用する選択肢もあるが、非平衡流砂量式は pick up rate により浮上する土砂量と時間発展に伴い沈降していく土砂量および残存土砂量を常に記憶していく必要があり、計算負荷が非常に大きくなる。水制工や橋脚等の水理構造物周辺の局所洗掘は流砂の非平衡性により発生する現象であり、非平衡流砂量式が適用される事が多い²⁰⁾。特に平面二次元解析等で流れの計算精度が不足する場合には非平衡流砂量式を用いる必要性が指摘されている。しかし、土砂移動を生じさせる基となる構造物周辺の流れ場を精度よく再現することができれば、流砂の非平衡運動を生じさせる掃流力

の空間的な変化を再現でき、流れの時間変化と併せて時間発展を計算することによって平衡流砂量モデルであっても構造物周辺の流砂の非平衡性を考慮できると考えられる。内田・福岡ら²¹⁾は、床止め工下流部の局所洗掘現象に平衡流砂量モデルを適用し、掃流力の場所的な変化によって生じる洗掘、堆積が発達した河床形状は、河床付近の流れを精度良く解ければ、平衡流砂量式で表現可能であることを示している。以上を勘案し、本研究の構築するモデルでは実務への適用を視野に入れ、計算負荷が比較的少ない平衡流砂量式を用いることとする。

$$\frac{q_{bk}}{\sqrt{sgd_k^3}} = 17 p_{bk} \times \tau_{*ek}^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{ck}}{\tau_{*k}} \right) \left(1 - \sqrt{\frac{\tau_{ck}}{\tau_{*k}}} \right) \quad (45)$$

ここに、 s : 河床材料の水中比重 (=1.65) , g : 重力加速度,

添字 k : 粒径階, d_m : 河床材料の平均粒径, p_{bk} : 河床表層の粒径階 d_k の含有率, τ_{*k}, τ_{*ek} , τ_{*dk} : 粒径階 d_k に対する無次元掃流力と無次元有効掃流力, 無次元限界掃流力 である。

τ_{*ek} を算定する為の有効摩擦速度 u_{*e} は次の式(46)で与えられる。

$$u_{*e} = \frac{u}{6.0 + 5.75 \log_{10} \left(\frac{R}{1 + 2\tau_{*m}} \right)} \quad (46)$$

浮遊砂については、濁質挙動に関する既往研究¹⁷⁾を参考に浮上・沈降過程 (図 3-4 参照) を考慮し、非定常の三次元移流拡散方程式を解く非平衡モデルとする。

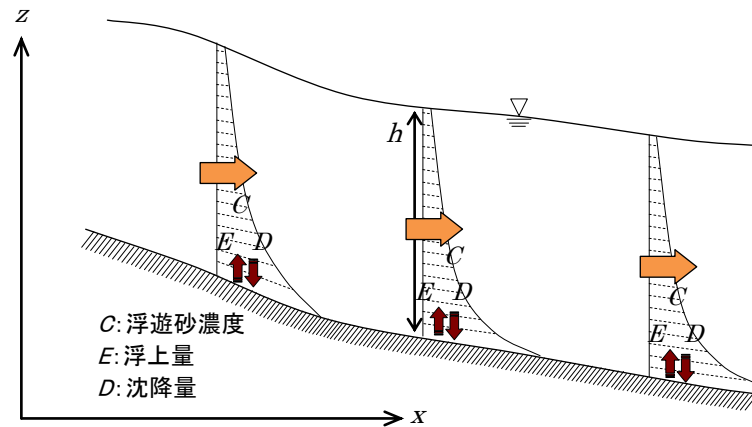


図 3-4 浮遊砂の土砂移動模式図

浮遊砂の浮上量 E_{sk} は、次の式(47)で与えられる。

$$E_{sk} = W_{sk} C_{ek} \quad (47)$$

ここに、 W_{sk} : 粒径階 d_k に対する沈降速度, C_{ek} : 粒径階 d_k に対する浮遊砂の平衡基準面濃度である。

粒径毎の沈降速度 W_{sk} は次式の Rubey 式によって与えられる。

$$W_{sk} = \sqrt{sgd_k} \left(\sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{sgd_k^3}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{sgd_k^3}} \right) \quad (48)$$

ここに、 ν : 水の動粘性係数である。

また、平衡基準面濃度については、式(49)に示す芦田・道上式²²⁾による平衡基準面濃度式により評価する。

$$C_{ek} = P_{bk} k_0 \left\{ \frac{g(\xi_0)}{\xi_0} - G(\xi_0) \right\} \quad (49)$$

ただし、 $g(\xi_0), G(\xi_0)$ は次のように与えられる。

$$g(\xi_0) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\xi_0^2\right)$$

$$G(\xi_0) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{\xi_0}^{\infty} \exp\left(-\frac{1}{2}\xi^2\right) d\xi$$

ここに、 k_0 : 比例定数 (=0.025) , $\xi_0 : W_{sk}/\sigma_p$, $\xi : W_p/\sigma_p$, W_p : 砂礫の鉛直方向の変動速度, $\sigma_p : W_p$ の標準偏差 (=0.75 u_*)

河床高の変化については、各粒径毎、流砂形態毎に求められた流砂量を用いて式(50)に示す流砂の連続式により計算する。

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} = \frac{-1}{(1-\lambda)} \sum_k \left\{ \frac{\partial q_{bzk}}{\partial x} + \frac{\partial q_{byk}}{\partial y} + (E_{sk} - D_{sk}) \right\} \quad (50)$$

ここに、 z_b : 河床高,

q_{bzk} : x 方向の粒径階 k の単位幅掃流砂量,

q_{byk} : y 方向の粒径階 k の単位幅掃流砂量,

E_{sk}, D_{sk} : 粒径階 k の浮遊砂の浮上量と沈降量

である。

河床材料変化については、侵食と堆積が繰り返される場合には、河床材料は複雑な多層構造となる。このような場合に、河床表面に限らず河床の深さ方向における粒度分布の時間変化を計算する必要がある。そこで本研究では、混合層の概念に遷移層と堆積層の概念を導入し、粒度分布の鉛直方向の変化を考慮した芦田・江頭・劉らの多層モデル²³⁾を用いる。

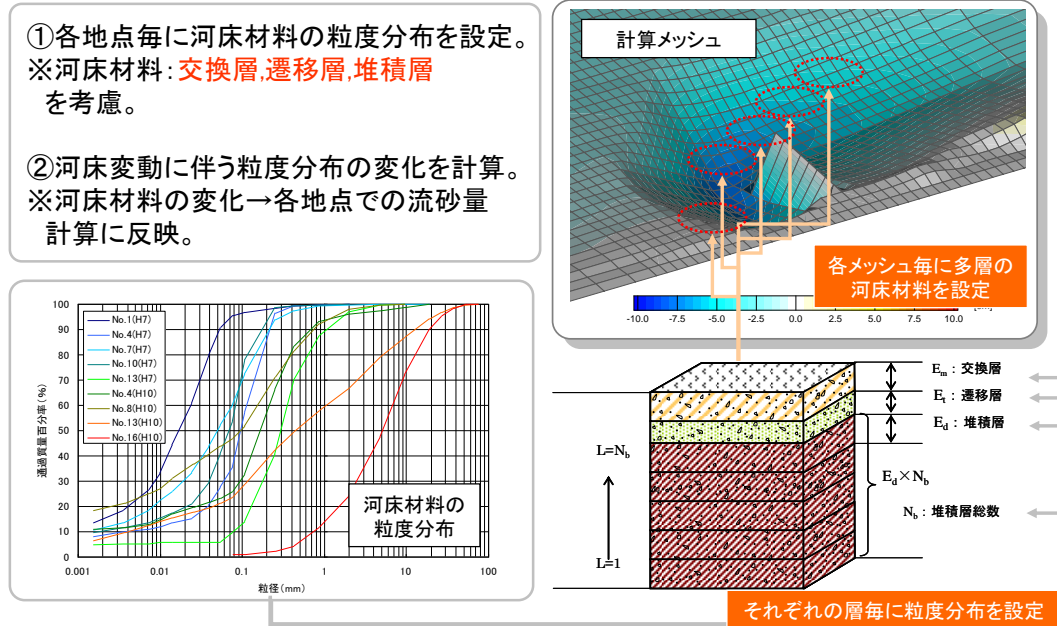


図 3-5 河床材料の粒度分布変化モデル模式図

図 3-5 に示すように、河床をある基準面 z_0 から河床面 z_b まで鉛直に多数の層に区分する。最上層は交換層(mixed layer)で、その厚さは E_m である。そのすぐ下の層は遷移層 (transition layer) で、厚さは E_t である。その他の下層領域は堆積層 (deposited layer) と呼ばれ、厚さは全て E_d である。上記の変数を用いて、河床の構成は次式で表される。

$$z_b = E_m + E_t + N_b \times E_d + z_0 \quad (51)$$

ここに、 N_b は堆積層の総数である。 E_d は常に一定値とするが、 E_t は河床変動に伴い変化し、次式に示すような制限を受ける。

$$0 < E_t \leq E_d$$

河床表層における河床材料の各粒径階の含有率の変化は次の式(51)により評価する。

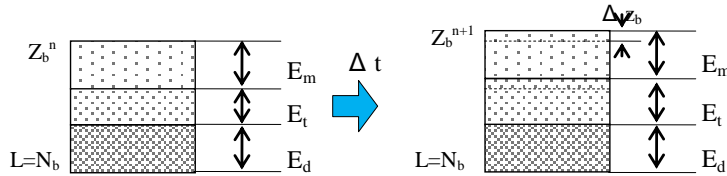
$$\frac{\partial P_{bk}}{\partial t} - \frac{1}{E_m} \frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{1}{E_m} (\eta P_{bk} + (1-\eta) P_{bk0}) = 0 \quad (52)$$

ここに、 λ : 河床材料の空隙率, P_{bk} : 交換層の粒径階 d_k の含有率, P_{bk0} : 交換層の下層における粒径階 d_k の含有率, E_m は交換層の厚さである. また, η は係数で, 侵食のとき $\eta = 0$, 堆積のとき $\eta = 1$ である.

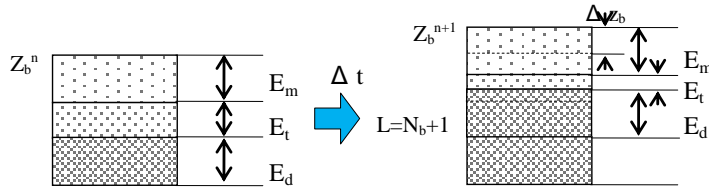
河床に土砂が堆積していく場合, 堆積高が設定している河床材料層厚を上回った時点で遷移層の粒度分布を堆積層第1層目に繰り下げる処理を行う. 逆に河床が侵食される場合, 侵食高が河床材料層厚を上回った時点で堆積層第1層の粒度分布を遷移層に繰り上げる処理を行う. このような処理により, 河床の深さ方向の粒度分布の変化を計算・記憶していく. 図 3-6 に堆積過程, 図 3-7 に侵食過程の模式図を示す.

① $\Delta z_b > 0$ (Deposition):

(①-1) : $E_t^n + \Delta z_b \leq E_d$



(①-2) : $E_t^n + \Delta z_b > E_d$



$$P_{bk}^{n+1} = \left(1 - \frac{\Delta z_b}{E_m}\right) P_{bk}^n + \frac{\Delta z_b}{E_m} P_{bk}^n$$

$$E_t^{n+1} = \begin{cases} E_t^n + \Delta z_b & E_t^n + \Delta z_b \leq E_d \\ E_t^n + \Delta z_b - E_d & E_t^n + \Delta z_b > E_d \end{cases}$$

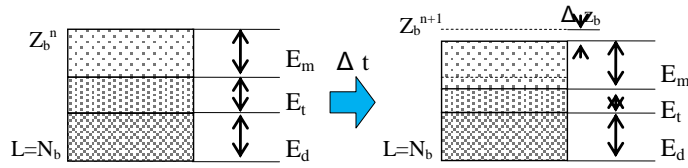
$$P_{tk}^{n+1} = \begin{cases} \frac{E_t^n}{E_t^{n+1}} P_{tk}^n + \frac{\Delta z_b}{E_t^{n+1}} P_{bk}^n & E_t^n + \Delta z_b \leq E_d \\ P_{tk}^n & E_t^n + \Delta z_b > E_d \end{cases}$$

$$N_b^{n+1} = \begin{cases} N_b^n & E_t^n + \Delta z_b \leq E_d \\ N_b^n + 1 & E_t^n + \Delta z_b > E_d \end{cases}$$

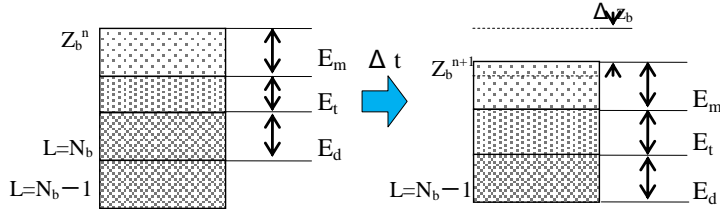
$$P_{N_b k}^{n+1} = \begin{cases} P_{N_b k}^n & E_t^n + \Delta z_b \leq E_d \\ \frac{E_t^n}{E_d} P_{tk}^n + \left(1 - \frac{E_t^n}{E_d}\right) P_{bk}^n & E_t^n + \Delta z_b > E_d \end{cases}$$

図 3-6 堆積過程の粒度分布計算方法および模式図

② $\Delta z_b < 0$ (Erosion):



(②-2) : $E_t^n + \Delta z_b \leq 0$



$$P_{bk}^{n+1} = \begin{cases} P_{bk}^n - \frac{\Delta z_b}{E_m} P_{tk}^n + \frac{\Delta z_{bk}}{E_m} & E_t^n + \Delta z_b > 0 \\ P_{bk}^n + \frac{E_t^n}{E_m} P_{tk}^n - \frac{E_t^n + \Delta z_b}{E_m} P_{N_b k}^n + \frac{\Delta z_{bk}}{E_m} & E_t^n + \Delta z_b \leq 0 \end{cases}$$

$$E_t^{n+1} = \begin{cases} E_t^n + \Delta z_b & E_t^n + \Delta z_b > 0 \\ E_d + E_t^n + \Delta z_b & E_t^n + \Delta z_b \leq 0 \end{cases}$$

$$P_{tk}^{n+1} = \begin{cases} P_{tk}^n & E_t^n + \Delta z_b > 0 \\ P_{N_b k}^n & E_t^n + \Delta z_b \leq 0 \end{cases}$$

$$N_b^{n+1} = \begin{cases} N_b^n & E_t^n + \Delta z_b > 0 \\ N_b^n - 1 & E_t^n + \Delta z_b \leq 0 \end{cases}$$

$$P_{N_b k}^{n+1} = \begin{cases} P_{N_b k}^n & E_t^n + \Delta z_b > 0 \\ P_{(N_b-1)k}^n & E_t^n + \Delta z_b < 0 \end{cases}$$

図 3-7 侵食過程の粒度分布計算方法および模式図

また、河床の洗掘が進行し、河床勾配が水中安息角以上になった場合に、堆砂肩からの土砂のずり落ち過程を再現できるように、側方侵食のプロセスを考慮した。着目地点のメッシュの地形勾配が河床材料の水中安息角度以上になった場合には、その地点の勾配が安息角になるように、河床高を低下させるとともに、隣接するメッシュに河床高の低下分に相当する土砂量を移動させる(図 3-8 参照)。また、このプロセスにより、侵食・堆積が発生したメッシュは空隙率および X,Y 方向の開口率をその都度更新する。この処理によって、変化した地形の影響を流れの計算に反映させる点が本手法の特徴である。その際、極端に小さい空隙率・開口率となる場合には条件次第で非常に大きな流速が発生し、計算が不安定となる場合がある為、本検討ではモデルの

安定性を優先し、閾値として0.2を下回る場合は0.2とした。本検討では、対象となる土砂の粒径を勘案した上で、福岡²⁴⁾の研究成果を参考に水中安息角を30°に設定した。

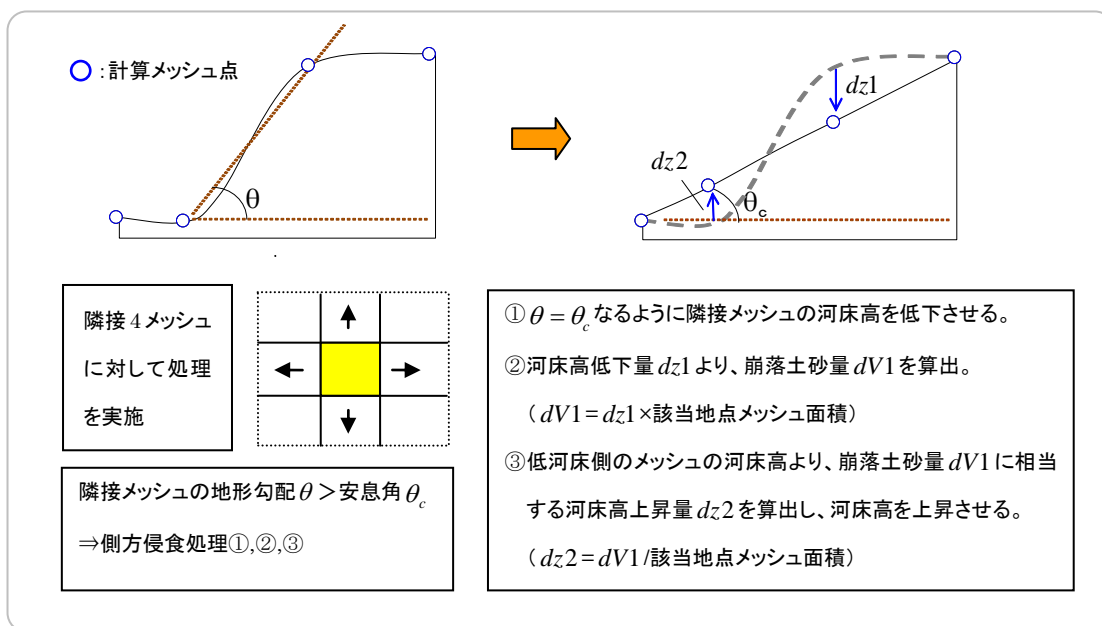


図 3-8 側方侵食モデル模式図

以上をまとめ、表 3-1 にモデル構成を示す。

表 3-1 モデル構成

ベースモデル	三次元非静水圧密度流解析モデル
自由水面の取扱い	VOF 法 (Volume of Fluid)
乱流モデル	標準型 モデル□
土砂移動形態	掃流砂, 浮遊砂, ウォッシュロードの3形態を考慮 (※浮遊砂, ウォッシュロードに関しては, 移流・拡散/浮上/沈降を解く非平衡モデル)
砂礫モデル	複数粒径の混合砂礫モデル
河床高変化	流砂の連続式
河床材料変化	交換層, 遷移層, 堆積層の概念を導入した粒度分布の多層モデル
その他	側方侵食による土砂のずり落ちを考慮

3-4 水制工周りの洗堀現象に対する検証解析

構築したモデルを用いて、水制工周りの洗堀実験結果の比較・検証を行い、その有効性を確認する。実験データとして、京都大学防災研究所 宇治川オープンラボラトリーの幅 0.4m、長さ 8m、水路勾配 1/1000 の長方形開水路における水制の洗堀実験結果(水谷ら²⁵⁾を用いた。図 3-9 に実験水路の写真、図 3-10 に水制工前面における流れの写真、図 3-11 に実験水路の模式図を示す。



図 3-9 実験水路の写真

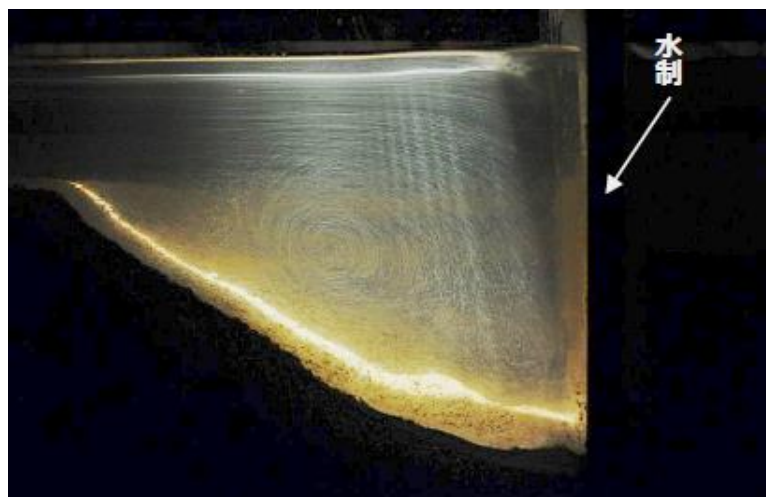


図 3-10 水制工前面における流れの写真

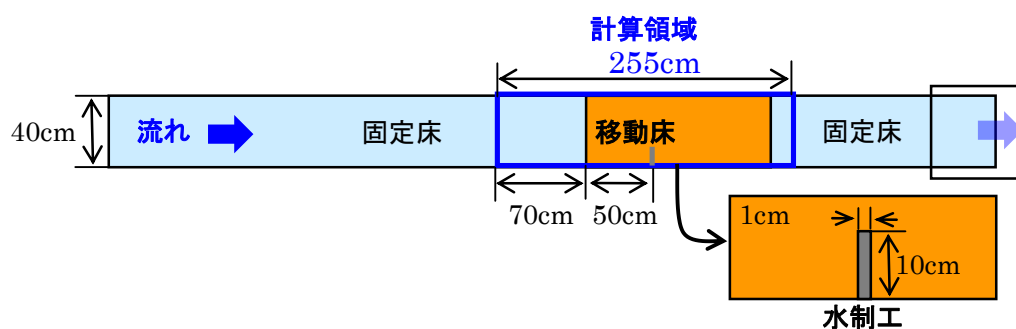


図 3-11 実験水路模式図

3-4-1 解析条件

実験は、0.31mm, 1.03mm, 1.70mm および 2.38mm の4つの均一砂に対して行われており、それぞれ、U-2,U-3,U-4,U-6 というケース名がついている。本検討では複数の粒径に対して検証解析を行っているが、水制周辺の洗掘孔の形状が明確であり、洗掘深が大きいケースとして均一砂のU-4の結果を以下に示す。

計算時間は、通水から3時間とした。

計算区間は、水制工の設置されている移動床区間を含む255cmの範囲とした。

水平方向の計算メッシュ間隔について、水制付近の複雑な流動場を表現する為、水制周辺の間隔は1cmとした。計算負荷を勘案し、水制工付近以外の領域の間隔は5cmとした。鉛直方向の計算メッシュ間隔は、鉛直方向の循環流（縦渦）が再現されるように1cmとした。計算メッシュの総数は166,496となった。

流量は、水路上流端より5.7l/sを与えた。

河床材料について、粒径1.03mmの単一砂を全領域に設定した。

河床勾配は、1/1000の一様斜面を設定した。

水制について、水路横断方向の水制長さ10cm、水制幅1cmの非越流型水制を設定した。

以上の計算条件の一覧を表3-2に示す。

表 3-2 計算条件

実験ケース	項目	条件
U-4	計算時間	3時間
	計算区間	255cm
	水路幅	40cm
	計算メッシュ総数	166,496
	計算メッシュ間隔	Δx : 1cm (水制工周辺) 5cm (移動床領域) Δy : 1cm Δz : 1cm
	流量	5.7 l/s
	粒径	1.03mm
	河床勾配	1/1000
	水制長さ, 水制幅	長さ : 10cm, 幅 : 1cm

3-4-2 解析結果

(1) 流況

図 3-12 に示す水制工周辺の縦断面、横断面における流速を確認する。図 3-14 から図 3-16 に水路縦断面位置 $y=5, 10, 15\text{cm}$ における流速の縦断面図を示す。縦断面図より、水制前面で大きな下降流が発生し、底面付近で流下方向と逆向きの流れが発生していることがわかる。この逆向きの流れが発達し、馬蹄形渦（図 3-13 参照）と呼ばれる循環流となり、水制前面での局所洗掘を引き起こす。図 3-17 から図 3-21 に水路横断面位置 $x=45, 50, 55, 65, 80\text{cm}$ における流速の横断面図を示す。横断面図より、水制前面から偏向してくる馬蹄形渦、と水制先端付近における下降流領域、水制背後での馬蹄形渦と逆回りの循環流の発生が確認できる。以上より、水制工周辺における洗掘孔生成時の流れ場は、三次元性の強い渦構造が支配的であり、これらの渦構造を再現可能となる三次元の解析モデルの有効性が確認された。

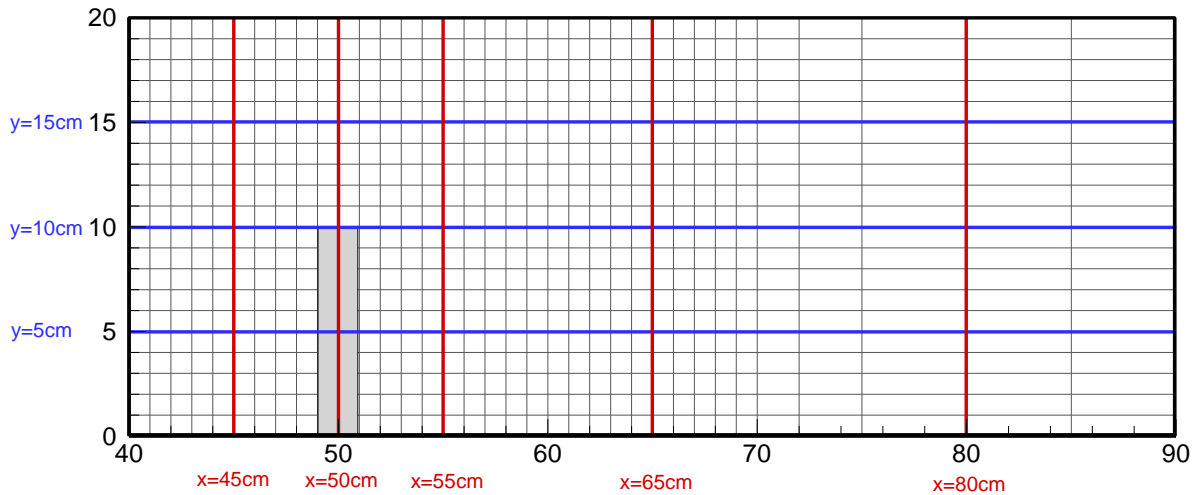


図 3-12 縦断・横断流速分布抽出断面

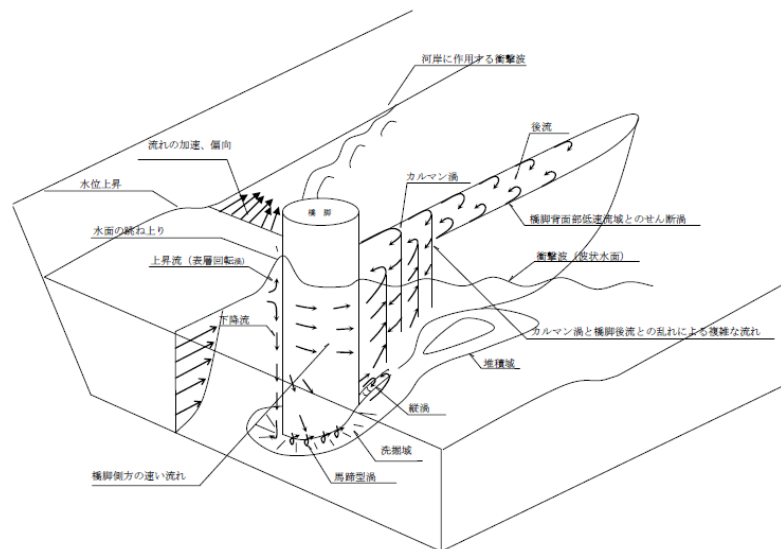


図 3-13 馬蹄形渦（河川を横過する橋梁に関する計画の手引き(案)²⁶⁾ より引用)

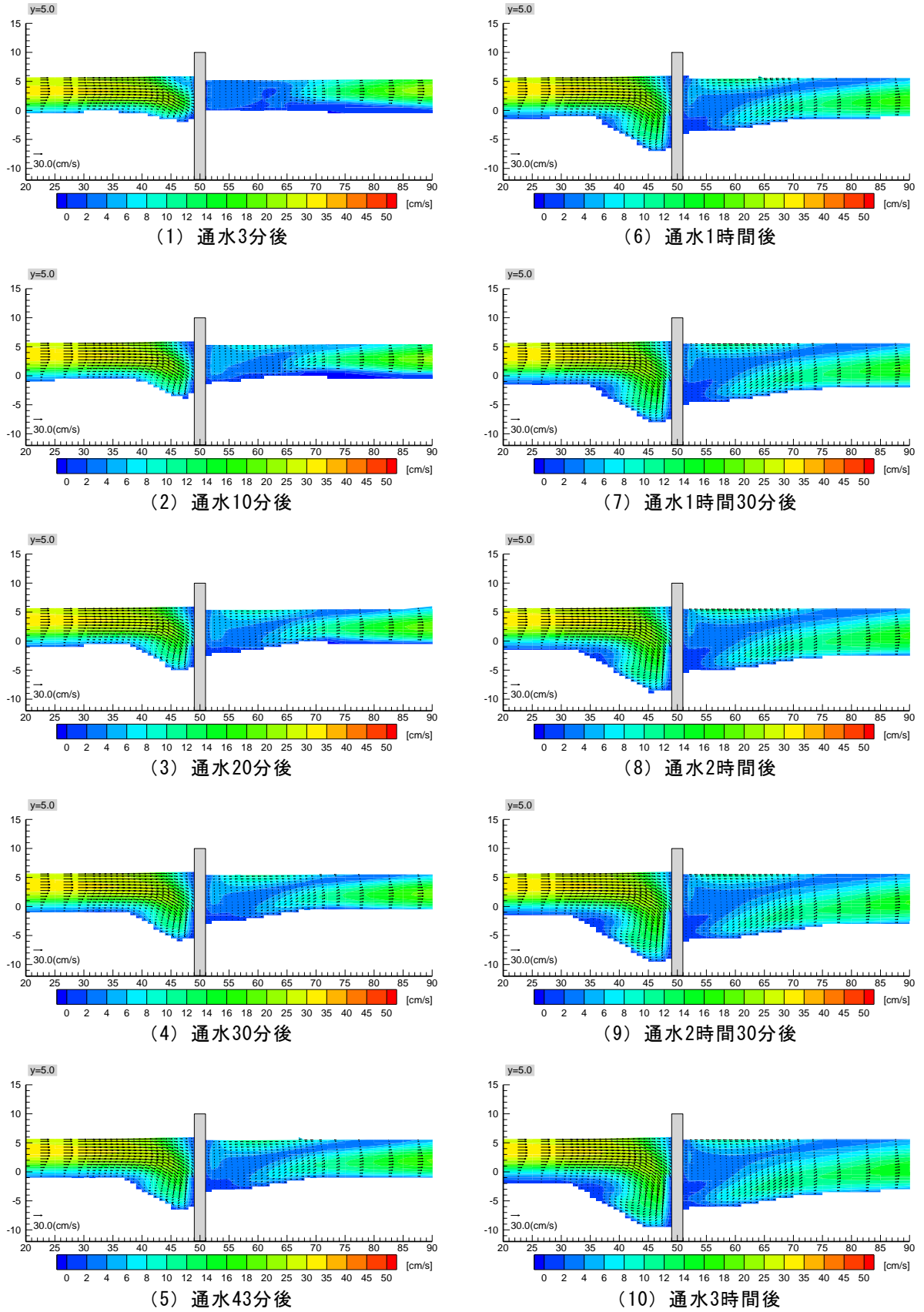


図 3-14 流速縦断面図

$y=5\text{cm}$

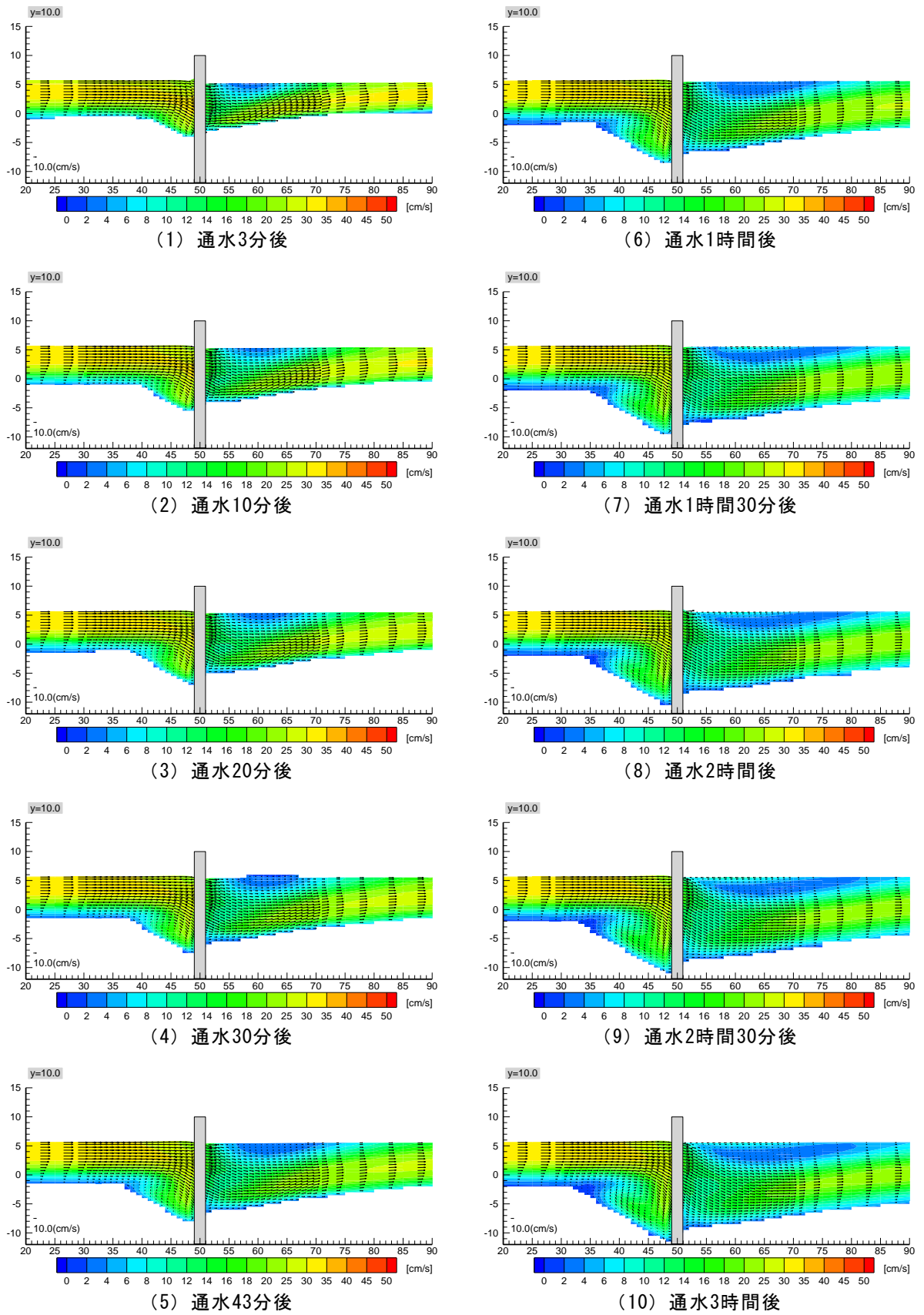


図 3-15 流速縦断面図

y=10cm

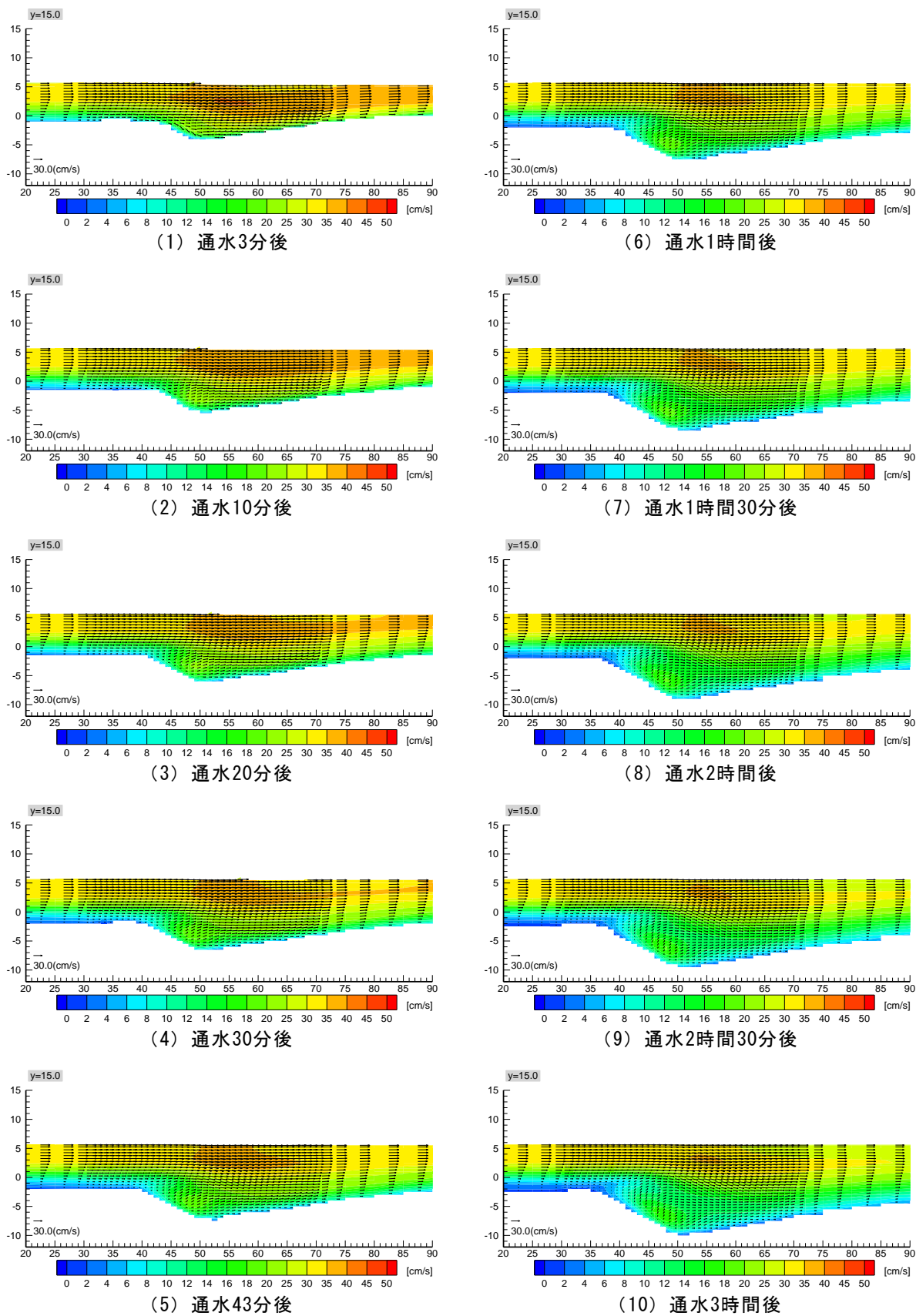


図 3-16 流速縦断面図

y=15cm

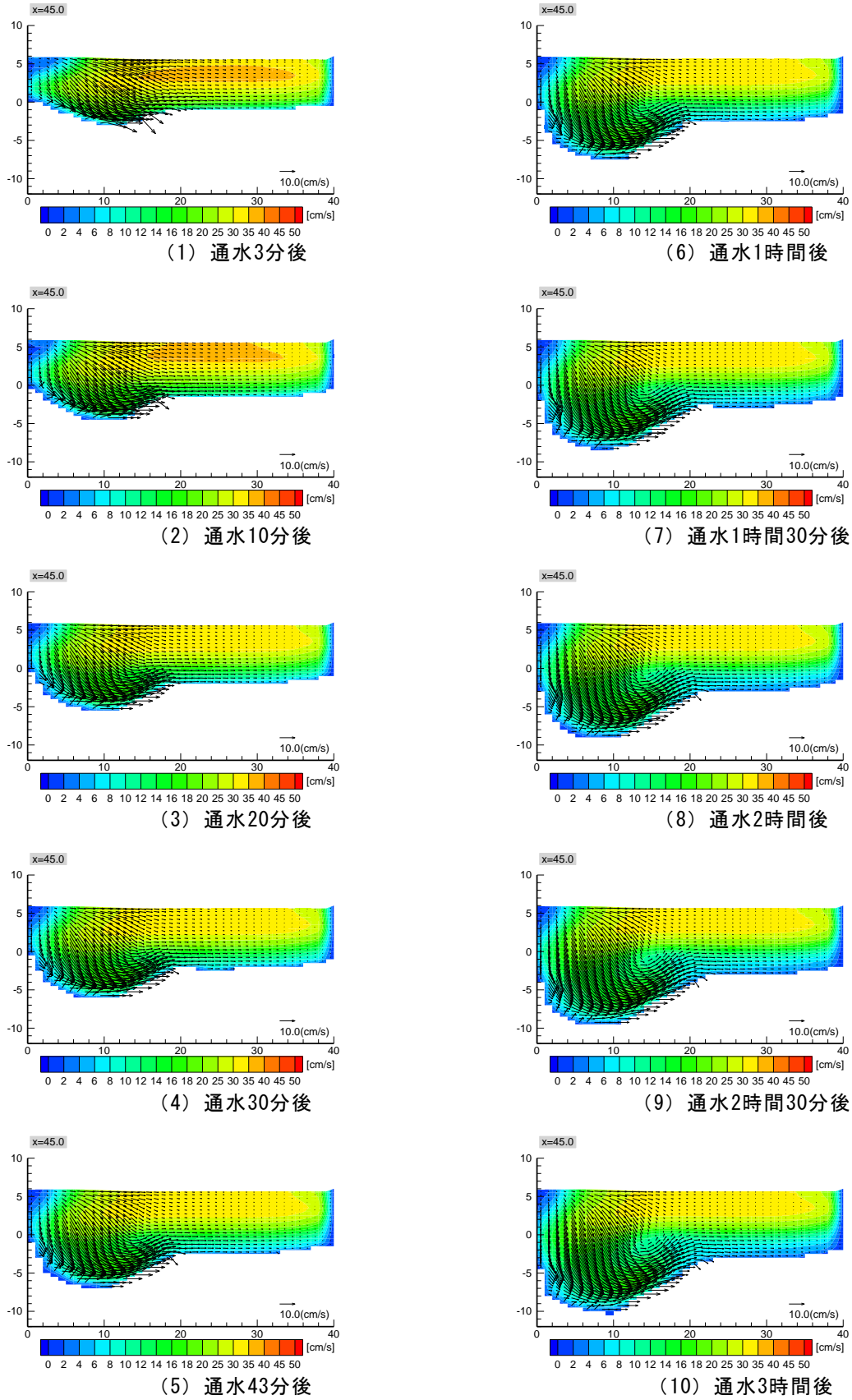


図 3-17 流速横断面図

$x=45\text{cm}$

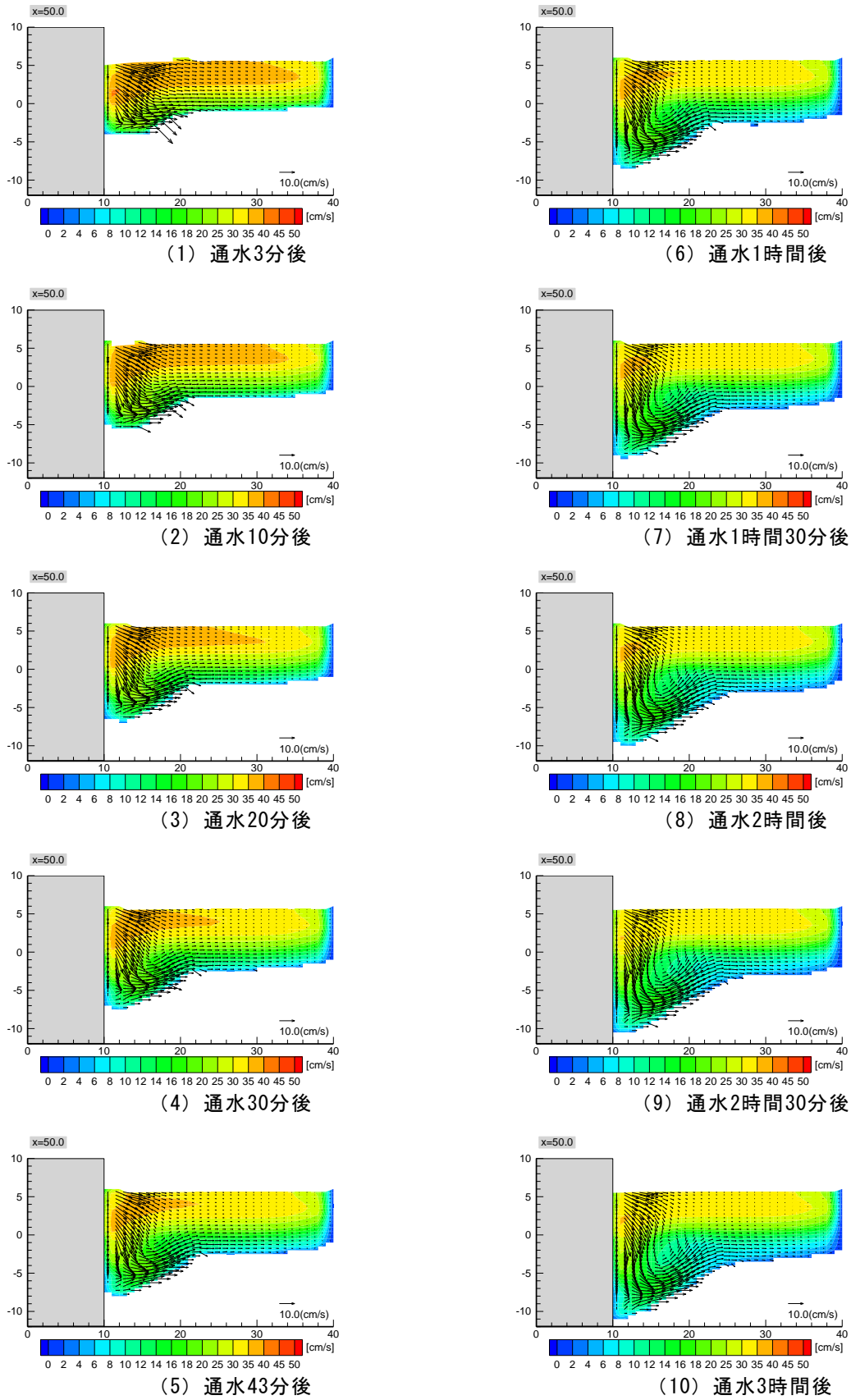


図 3-18 流速横断面図

x=50cm

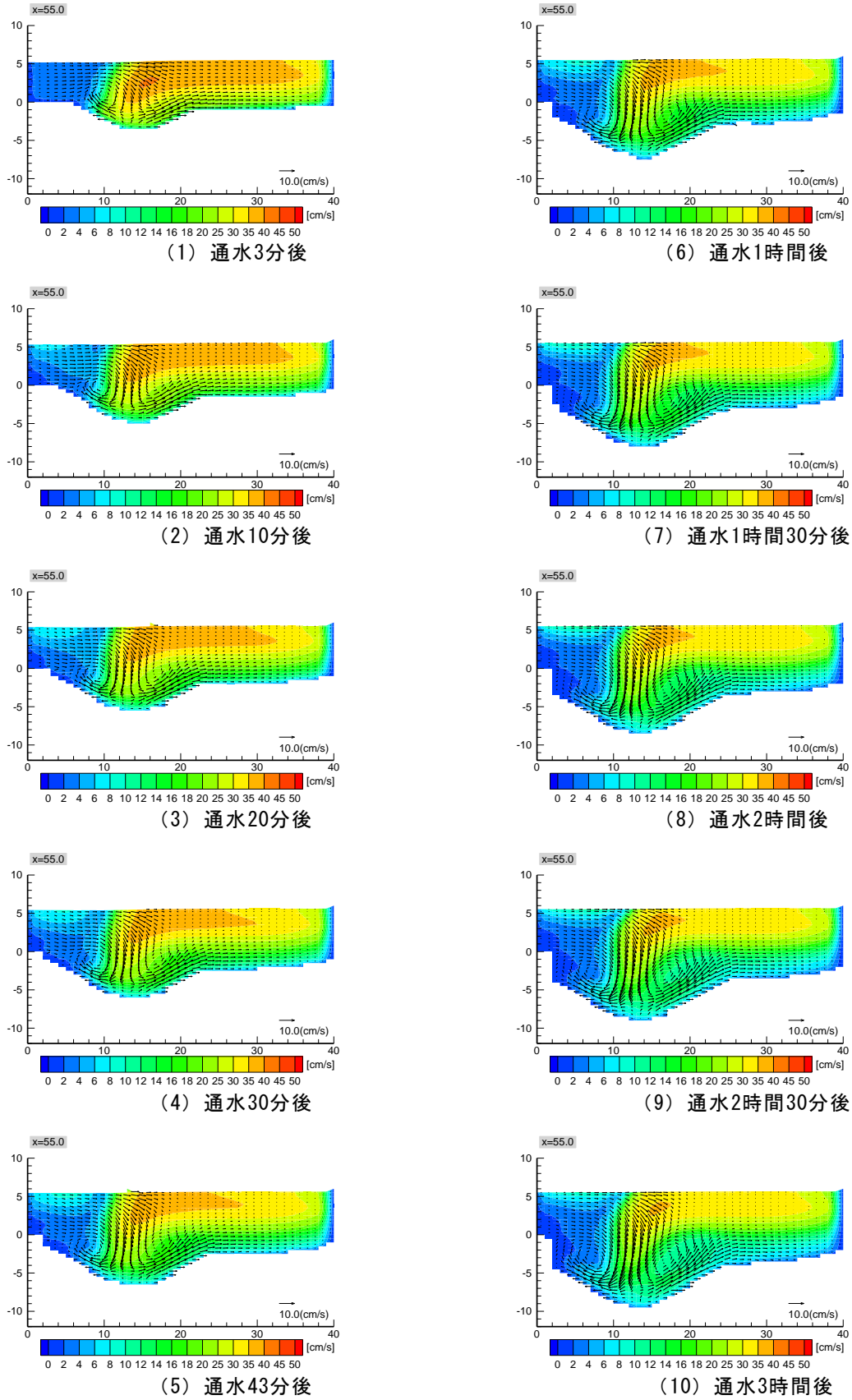


図 3-19 流速横断面図

$x=55\text{cm}$

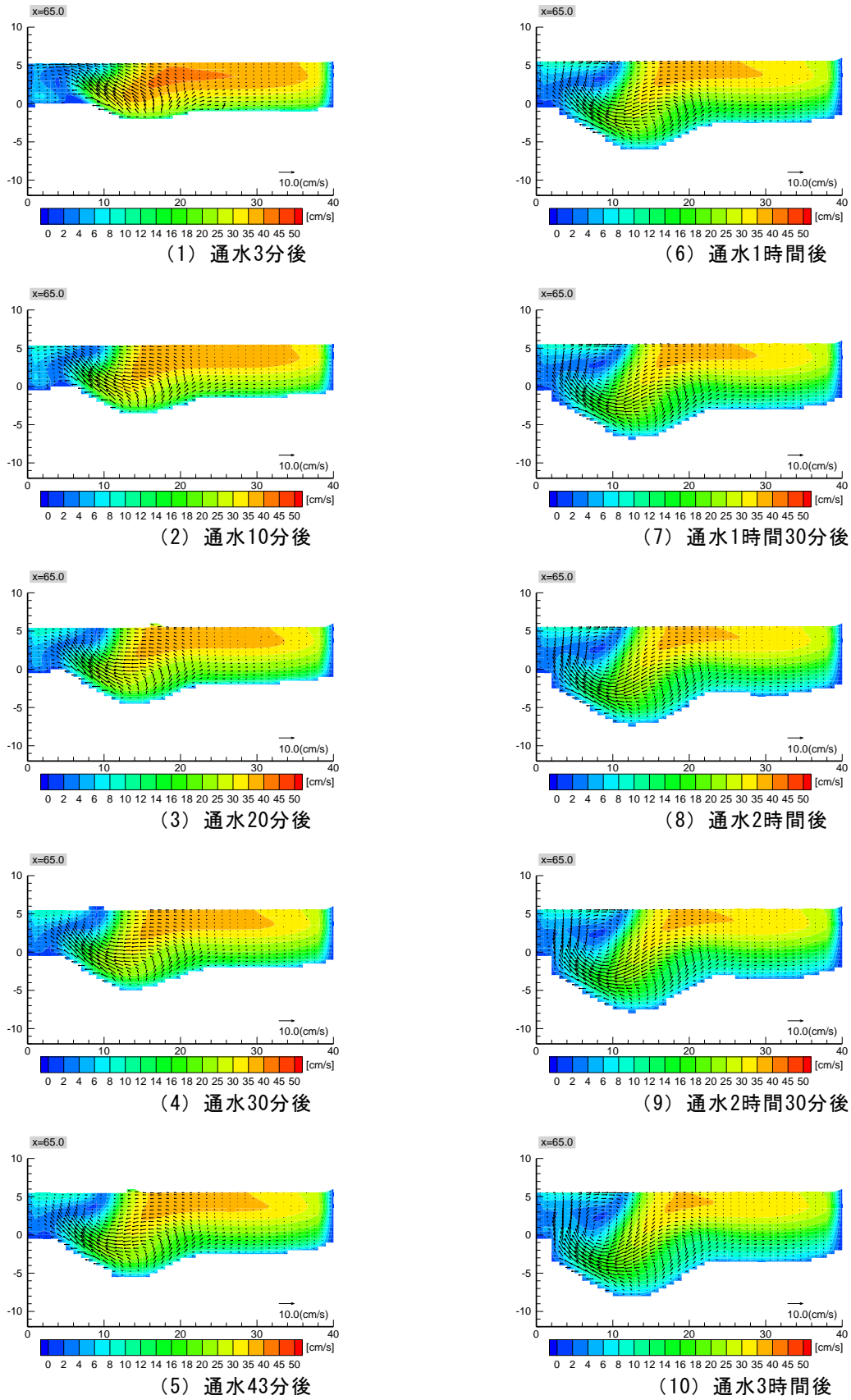


図 3-20 流速横断面図

x=65cm

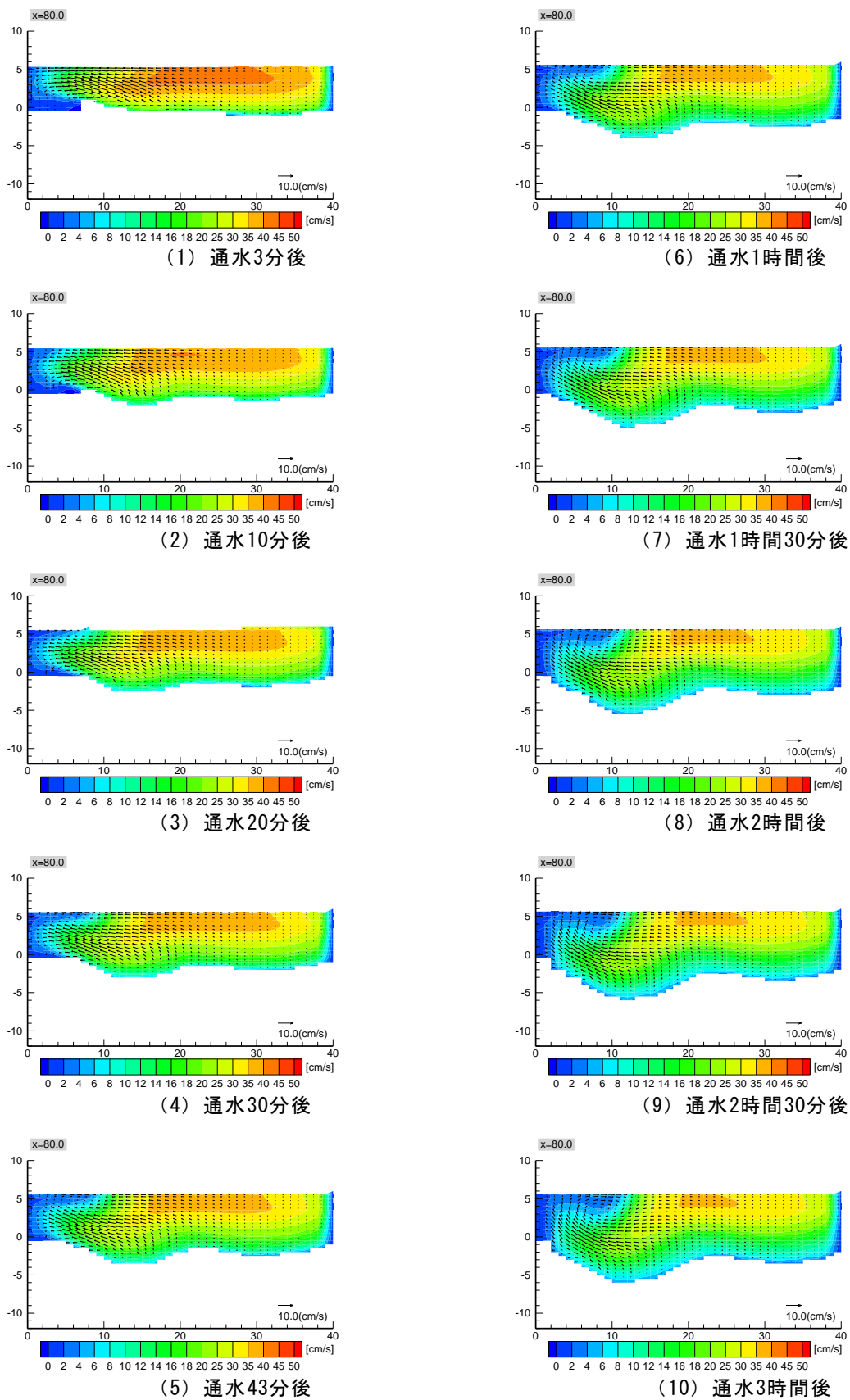


図 3-21 流速横断面図

x=80cm

(2) 河床変動

三次元での解析に先立ち、比較の為に一般的な平面二次元河床変動モデルを用いて同条件での計算を行った。表に平面2次元流況・河床変動モデルの概要を示す。図に通水3時間後の河床変動高の平面分布の比較結果を示す。コンター図の色が黄色や赤色であれば、土砂の堆積により河床が上昇していることを意味し、逆にコンター図の色が水色・青であれば、河床が侵食され低下していることを意味する。また、図に同時刻の水深平均流速の平面分布の結果を示す。

結果より、平面2次元河床変動モデルでの解析結果は、水制工先端部の侵食領域をある程度再現できているものの、水制前面および水制背面において堆積が発生しており、水制工の全面での特徴的な局所洗掘が再現されていないことが分かる。この原因は、水制工の前面で発生する三次元的な渦構造と底面付近での逆向きの流れを平面二次元解析では再現できない為である。水制工の前面に流れが衝突することにより水制の周辺で下降流が発生し、循環しながら馬蹄形渦として発達していく。この馬蹄形渦が水制前面の洗掘現象を引き起こす駆動力となるが、平面二次元解析では鉛直方向の渦構造は平均化されてしまう為に、水制工の遮蔽効果により流速が弱まる領域ができ、実際の洗掘現象が再現されないことになる。

平面2次元流況・河床変動モデルの概要

項目		内容
座標系		直交直線座標
流れ		2次元浅水流
河床変動	縦断方向の掃流砂	芦田・道上式
	横断方向の掃流砂	長谷川式
	浮遊砂	芦田・道上の浮上・沈降量式と 移流拡散方程式により計算
	その他	河床変動に伴う粒度分布の変化を計算

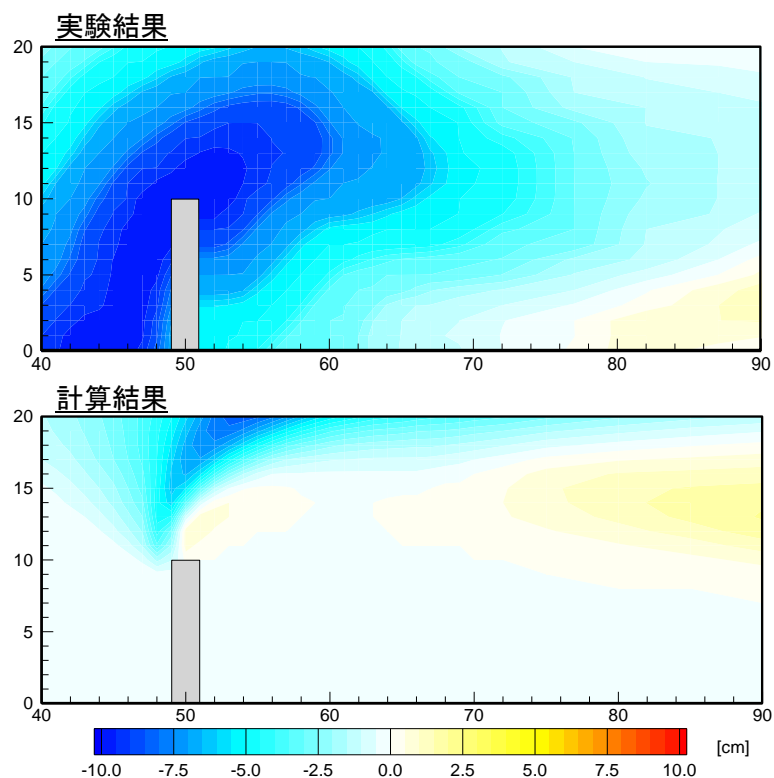


図 3-22 平面 2 次元河床変動解析による河床変動高の比較（通水 3 時間後）

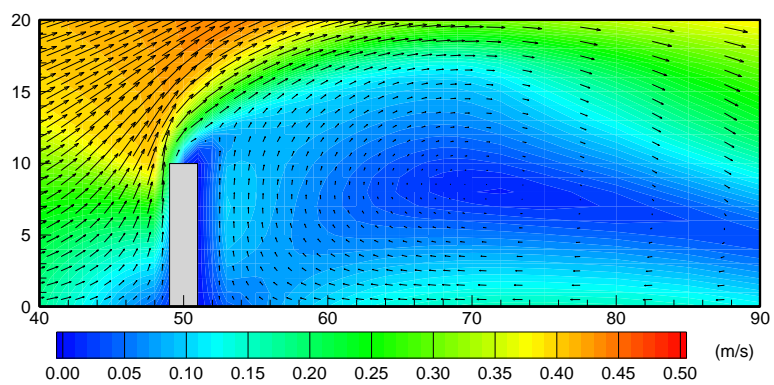


図 3-23 平面 2 次元解析による水深平均流速分布（通水 3 時間後）

上記の結果より、従来の一般的な平面2次元解析では、構造物周辺の局所洗掘現象を再現できないことが確認された。この結果を踏まえて、本研究で構築した三次元の河床変動解析による検討を行い、地形変化の差異を確認するとともに解析モデルの有効性を示す。

図3-24に通水3時間後の河床変動高の平面分布の比較結果を示す。図3-25に水制を含む縦断面、横断面の河床高の比較を示す。また、図3-26に洗掘過程における水制付近の河床と流線の空間分布を示す（見易くする為、水制工は非表示）。なお本検討では、側方侵食過程を考慮しない場合の結果を併せて示す。実験結果よりわかる水制周辺の洗掘の特徴として、以下の3点が挙げられる（図3-24中に範囲を表示）。

- ① 水制前面から左上角にかけての大きな洗掘
- ② 水制側面を通過した流れによる洗掘
- ③ 水制背後の緩流域の洗掘

計算結果では、上記①、②の特徴が再現されており、本モデルは構造物周辺の土砂移動を概ね再現できている。最大洗掘深については、実験結果が10.2cmであるのに対し、計算値が11.1cmであった。側方侵食過程を考慮していない場合の計算結果は、洗掘範囲が実験結果に比べて狭く、③の水制背後の洗掘が表現できていない。これに対し、側方侵食過程を考慮した計算結果では、河床勾配が土砂の水中安息角を上回った場合に発生するずり落ち過程で再現できる為、より実験結果に近い結果が得られている。このことから、側方侵食のプロセスの導入が構造物周辺の河床変動解析を行う上で重要であることがわかる。

図3-26より、流れが水制前面で衝突し、下降流となり、螺旋状に渦を巻きながら水制側面へと流れていく様子が確認できる。この流れが馬蹄型渦に発達してゆくとともに、洗掘孔が拡大していく様子が確認できる。水制背後の緩流域では、徐々に堆積が進行しているが、洗掘孔の拡大に伴い、洗掘孔側面より土砂のずり落ちが起り、侵食が進行すると考えられる。

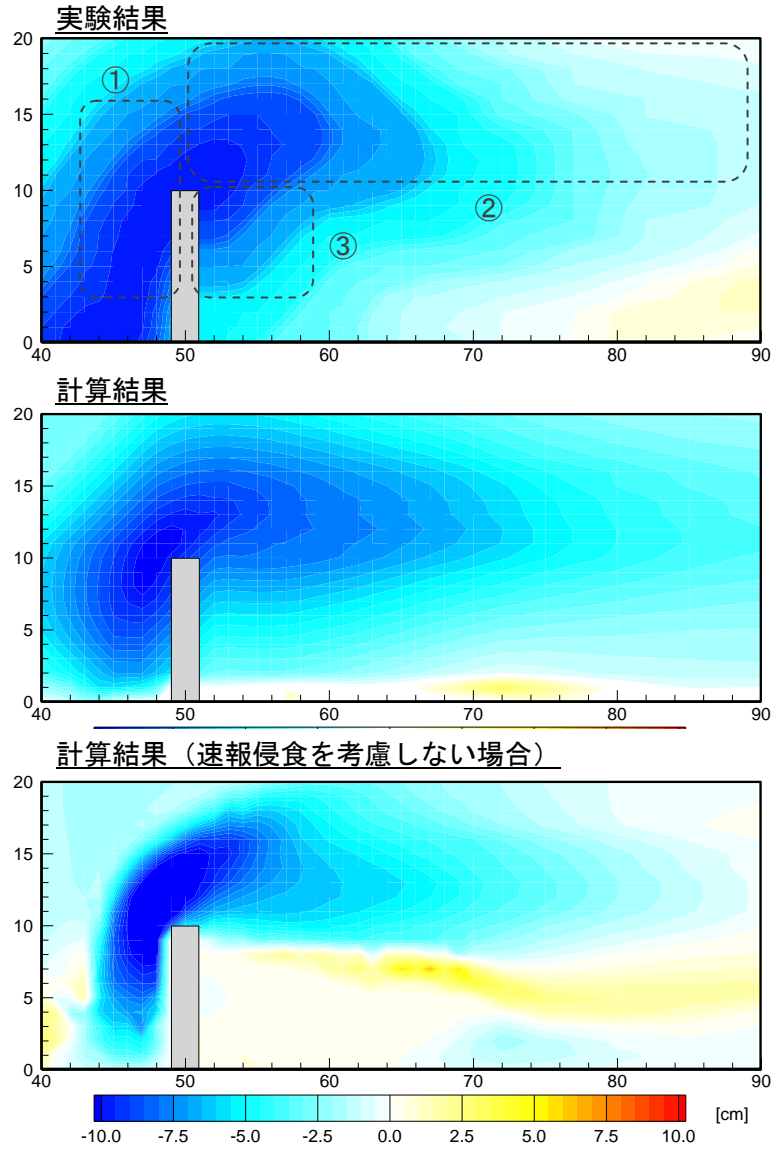
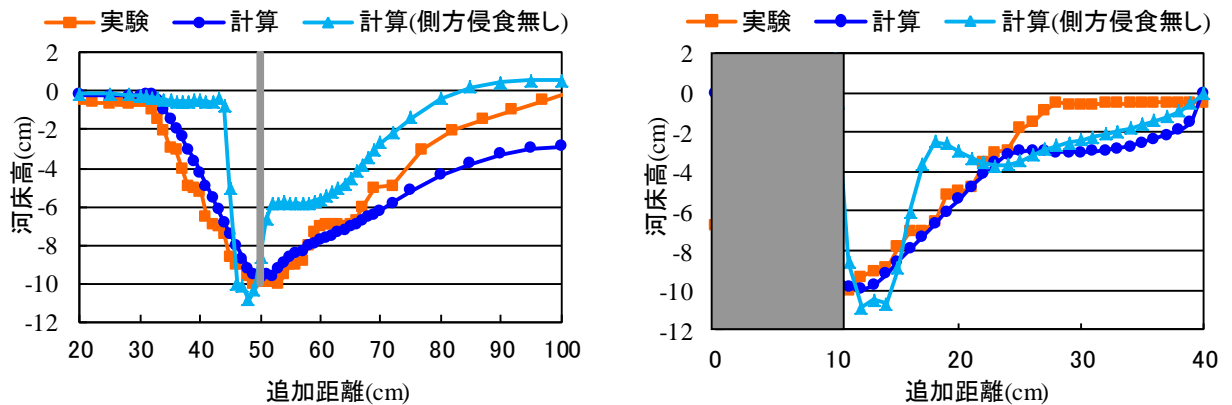


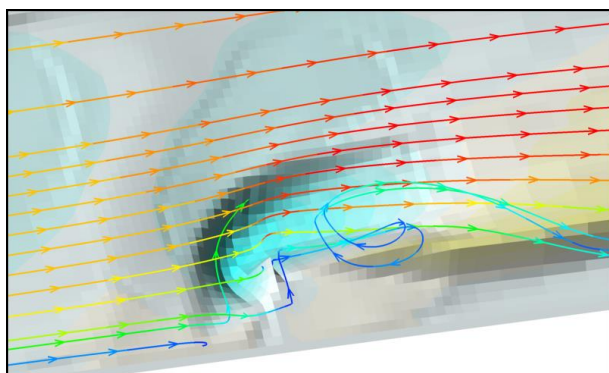
図 3-24 河床変動高の比較 (通水 3 時間後)



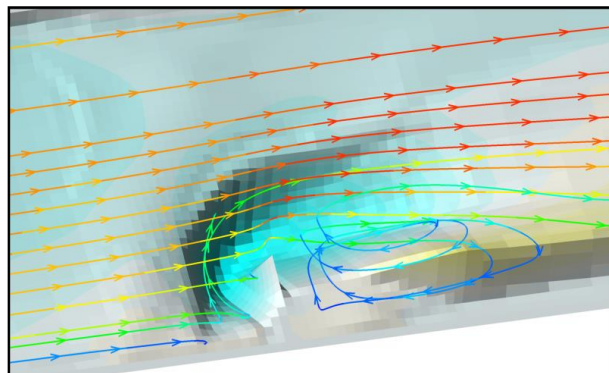
(a) 水制先端位置での河床横断

(b) 水制位置での河床縦断

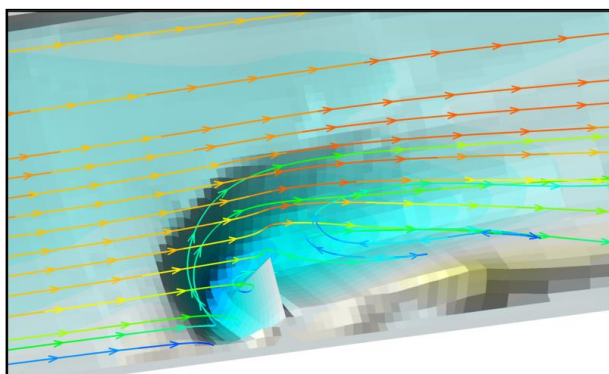
図 3-25 水制を含む縦断面・横断面の河床高の比較



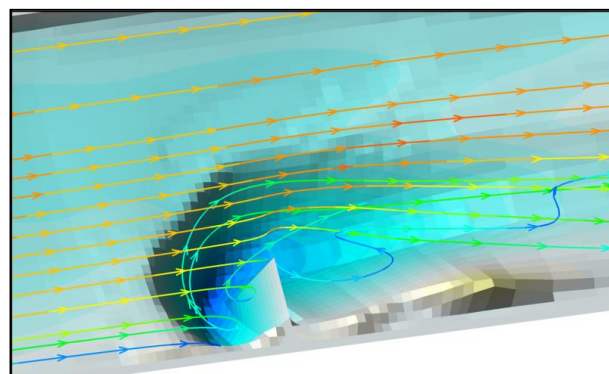
(1) 通水 3 分後



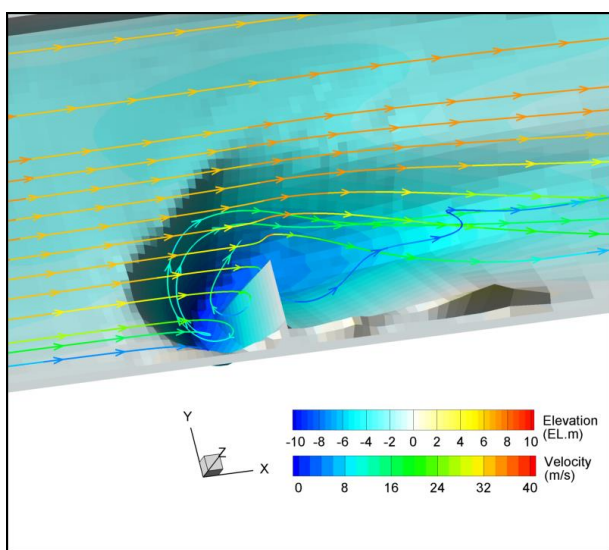
(2) 通水 10 分後



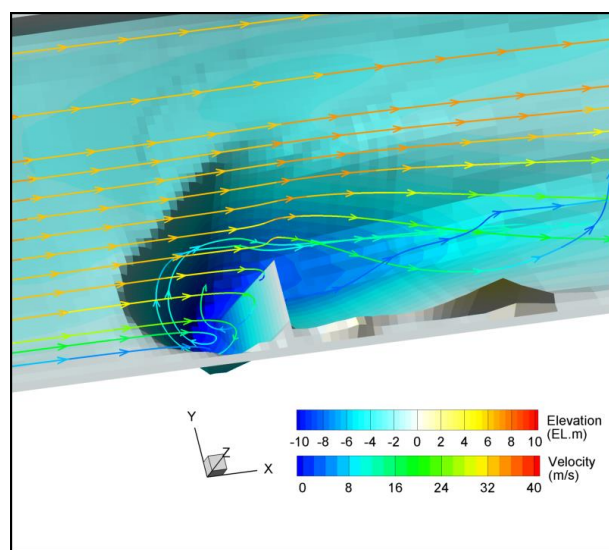
(3) 通水 30 分後



(4) 通水 1 時間後



(5) 通水 2 時間後



(6) 通水 3 時間後

図 3-26 洗掘時の水制周辺の河床と流線の空間分布

3-5 結語

VOF法を用いた非静水圧の三次元流動・河床変動モデルを構築し、三次元的な流れが卓越する水制工周りの洗掘現象の検証を行い、モデルの有効性を示した。以下に主な結論と今後の課題を述べる。

- ① 平面2次元河床変動モデルでの解析結果は、水制工先端部の侵食領域をある程度再現できているものの、水制工前面の局所洗掘が再現されないことが明らかとなった。この原因は、水制工の前面で発生する三次元的な渦構造と底面付近での逆向きの流れを水深平均された流動場を用いる平面二次元解析では再現できないことによるものである。
- ② 構築したモデルにより、水制前面から偏向してくる馬蹄形渦と水制先端付近における下降流領域、水制背後での馬蹄形渦と逆回りの循環流という水制周辺の特徴的な三次元性の強い流れを再現できた。このような複雑な流動場の再現は非静水圧の三次元流動解析モデルを用いることにより初めて可能となるものである。
- ③ 計算結果の洗掘深と洗掘形状は、実験値に近い傾向が得られ、本解析モデルの妥当性が示された。側方侵食過程を考慮することにより、水制背面の局所洗掘現象が再現可能となり、その結果、洗掘孔全体の再現精度が向上することが示された。ただし、洗掘孔の広がりについては再現性向上の余地がある為、水制直前の流動や底面せん断応力と河床変化の関係をより詳細に調査するとともに、その土砂移動のプロセスをモデルに反映させていく必要がある。
- ④ 馬蹄型渦による水制前面での侵食過程および水制背後の緩流域での堆積過程が水制周辺の螺旋流の発達過程と合わせて示された。

本検討では、単一粒径の実験に対する検証を行ったが、今後、実地形へ適用する為には、混合粒径での検証を行う必要がある。

参考文献

- 1) 重枝未玲, 秋山壽一郎, 高須賀真哉 : フラッシング排砂のプロセスとその数値シミュレーション, 水工学論文集, 第 50 巻, pp.156, 2006.
- 2) 重枝未玲, 秋山壽一郎, 小牧貴大, 才木康裕 : 平面二次元河床変動モデルによるフラッシング排砂時の水みち形成プロセスの数値解析, 水工学論文集, 第 51 巻, pp.949-954, 2007.
- 3) 内田龍彦, 福岡捷二 : 浅水流方程式と渦度方程式を連立した準三次元モデルの提案と開水路合流部への適用, 水工学論文集, 第 53 巻, pp.1081-1086, 2009.
- 4) 米山望, 永島弘士 : 複雑な移動・回転を考慮した津波漂流物の三次元数値解析手法の開発, 海岸工学論文集, 第 56 巻, pp.266-270, 2009.
- 5) 清水康行 : 蛇行河川における三次元流れと掃流砂・浮遊砂を考慮した河床変動の計算, 北海道開発局開発土木研究所 河川研究室編, 1988.
- 6) 牛島省 : 温度成層流における乱流現象のモデル化とその適用性に関する研究, 学位論文, 京都大学, 1989.
- 7) Yoshizawa, A. : Statistical analysis of the deviation of the Reynolds stress from its eddy viscosity representation, *Journal of Fluid Mech*, Vol.72, pp.331-340, 1975.
- 8) Launder, B.E. : On the Effects of a Gravitational Field on the Turbulent Transport of Heat and Momentum, *Journal of Fluid Mech*, Vol.67, 1975.
- 9) Kimura, I. and Hosoda, T. : 3-D unsteady flow structures around rectangular column in open channels by means of non-linear $k-\epsilon$ model, *Proc. of 1st International Symposium on Turbulence and Shear Flow Phenomena*, Santa Barbara, USA, pp.1001-1006, 1999.
- 10) 木村一郎, 細田 尚 : 乱れ強さ非負条件を考慮した非線形 $k-\epsilon$ モデルによる立方体周辺の流れの三次元解析, 水工学論文集, 第 44 巻, pp.599-604, 2000.
- 11) Hosoda, T., Sakurai, T., kimura, I. and Muramoto, Y. : 3-D computations of compound open channel flows with horizontal vortices and secondary currents by using non-linear $k-\epsilon$ model, *J. Hydroscience and Hydraulic Engineering*, Vol.17, No.2, pp.87-96, 1999.
- 12) Patankar, S.V. and Spalding, D.B. : A Calculation Procedure for Heat, Mass and Momentum, Transfer in Three-Dimensional Parabolic Flow, *Journal of Heat Mass Transfer*, Vol.15, 1972.
- 13) Hirt, C.W. and Nichols, B.D. : Volume of Fluid (VOF) Method for the Dynamics of Free Boundaries, *Journal of Computational Physics*, Vol.39, 1981.
- 14) 米山望, 守屋祥一 : VOF 法を用いた自由液面の数値解析手法, 水工学論文集, 第 39 巻, 1995.

- 15) 米山望, 角湯正剛: 自由液面解析コード (FRESH) の開発-三次元化と並列化-, 電中研報告 U95063, 1996.
- 16) C.W. Hirt and J.M. Sicilian : A Porosity Technique for the Definition of Obstacles in Rectangular Cell Meshes, Proc. Fourth International Conf. Ship Hydro., National Academy of Science, Washington, DC, September 1985.
- 17) 米山望, 井上素行: 三次元数値解析による揚水発電所貯水池内水温・濁質挙動の予測手法, 土木学会論文集, No.684/II-56, 127-140, 2001.
- 18) 芦田和男, 道上正規: 移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 第 206 号, 1972.
- 19) 中川博次, 辻本哲郎: 砂礫の運動に伴う移動床砂面の攪乱発生過程, 土木学会論文集, No.291, pp.53-62, 1979.
- 20) 長田信寿, 細田尚, 村本嘉男, 中藤達昭, 村本嘉雄: 3次元移動座標系・非平衡流砂モデルによる水制周辺の河床変動解析, 土木学会論文集, No.684, pp.21-34, 2001.
- 21) 内田龍彦, 福岡捷二, 渡邊明英: 床止工下流部の局所洗掘の数値解析モデルの開発, 土木学会論文集, No.768/II-68, pp.45-54, 2004.
- 22) 芦田和男, 道上正規, 浮遊砂に関する研究(1)—河床付近の濃度—, 京都大学防災研究所年報, 第 13 号, B, 1970.
- 23) Bing-Yi Liu : Study on Sediment Transport and Bed Evolution in Compound Channels, 京都大学学位論文, 1991.
- 24) 福岡捷二: 洪水の水理と河道の設計法: 治水と環境の調和した川づくり, 森北出版, 2005.
- 25) 水谷英朗, 中川 一, 川池健司, 馬場康之, 張浩: 非越流・不透過型水制周辺の局所洗掘および粒度変化に関する研究, 水工学論文集, 第 55 巻, pp.829-834, 2011.
- 26) 財団法人 国土技術研究センター: 河川を横過する橋梁に関する計画の手引き(案), 2009.

第4章 土砂バイパス施設の分派特性に関する検討

4-1 水理模型実験結果を用いた分派施設の検証解析

4-1-1 概説

貯水池の持続性と流砂系の連続性の両立を目的とした土砂管理手法として、フラッシング排砂や土砂バイパス等、下流に土砂を流下させる対策が進められている。土砂バイパスについては、新宮川水系旭ダム、天竜川水系美和ダム等で実施されており、同じ天竜川水系の小渋ダム、松川ダムでも導入が進められている。旭ダム、美和ダムについてはバイパス完成後のモニタリング調査により、排砂効果と貯水池内の濁水低減効果が確認されている。土砂バイパス施設は、出水時の土砂を含む流れの一部を、貯水池を迂回して流下させ、堆砂容量の低減を図ろうとするものである。施設は、貯水池上流端付近で流水および流水中の土砂を分派する分派堰と、分派した流水および土砂をダム直下まで導水するバイパストンネルにより構成され、トンネル出口には必要に応じて減勢工が設けられる（図 4-1 参照）。土砂バイパスは、土砂の輸送エネルギーとして貯水池区間を流下する流れのエネルギーを利用するものであり、機械による掘削等の別の土砂輸送エネルギーを必要としない方策として、今後の発展が期待されている。土砂バイパス施設が有する課題については角ら²⁾によって整理されており、その中で、将来的に土砂管理が必要になる可能性があるダムについては、新規建設の段階から効率的な土砂バイパス施設整備を行う必要があることが指摘されている。土砂バイパス施設の内、分派施設では、少ない流量でより多くの流入土砂を分派できることが施設設計上の要点となる。また、バイパストンネルでは、分派された流水を下流にスムーズに導水させることが重要となる。分派施設に関する既往の研究として、川合ら²⁾は Y 型分岐直線水路と湾曲分岐水路を用いた固定床実験を行い、流路の分岐による掃流砂量配分比は流量配分と偏角によって定まることを示し、両者の関係式を求めている。既往の研究により、土砂バイパス施設の土砂輸送のメカニズムは徐々に明らかにされてきているが、より効率的な土砂の分派・排砂を可能とする施設設計を行う為には、上流からの流入量や流入土砂の粒度分布、分派堰の形状等の違いによって、分派効率がどのように変化するのかを明らかにする必要がある。特に、出水時の分派堰周辺では、図 4-2 に示すように堆砂肩部より堰の切り欠き部に向かう複雑な流動が発生しており、これらの三次元的な流動および土砂移動を詳細に検討するには、現在汎用的に用いられている平面二次元河床変動モデルでは再現が困難である。そこで本章では、構築した三次元河床変動モデルを用いて、分派堰周辺の複雑な流動と地形変化を解析し、既往のダム貯水池の分派施設の水理模型実験結果との比較・検証を行う。検証により解析モデルの有効性を確認した上で、分派堰の切り欠き幅、流量、土砂の粒径を変化させた予測解析を行い、流量と土砂の分派特性を明らかにするとともに、分派施設・土砂条件より分派特性を簡易的に算出可能な回帰式を提示する。

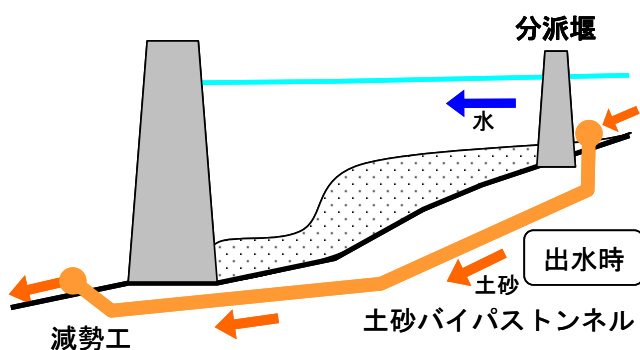


図 4-1 土砂バイパス施設の模式図

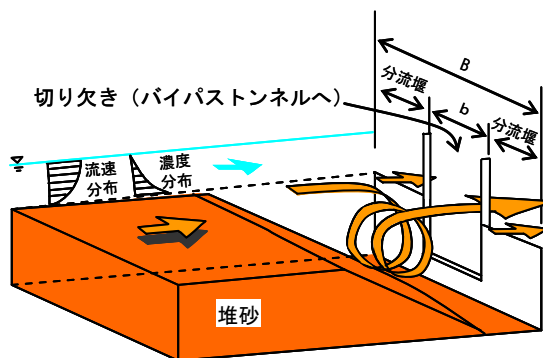


図 4-2 分派堰上流のらせん流の形成

4-1-2 水路模型実験の概要

水路模型実験は、土砂バイパス施設において、貯水池上流端に土砂を分派する為に設置される分派堰の土砂分派機能を明らかにし、分派堰の設計資料を得る為に、国立研究開発法人土木研究所によって実施された。本検討では、土木研究所より提供いただいた実験データを利用する。図 4-3 に実験水路の写真、図 4-4 に堰上流の流況の写真を示す。図 4-5 に実験水路の平面図を示す。

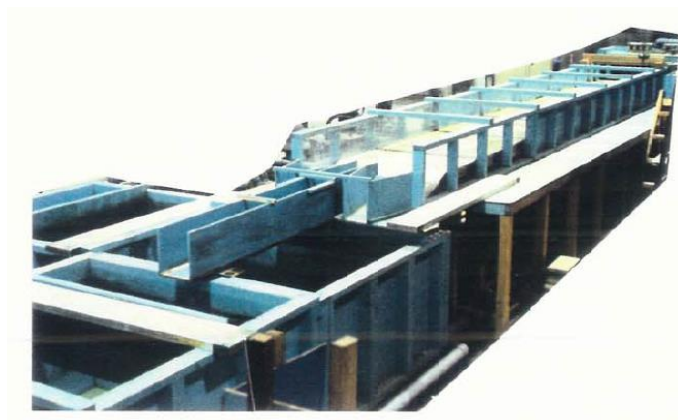


図 4-3 実験水路写真

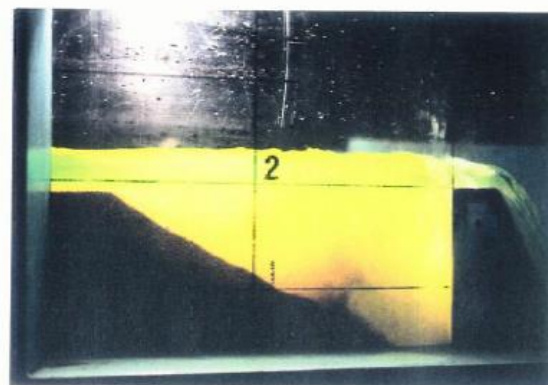


図 4-4 堰上流の流況写真

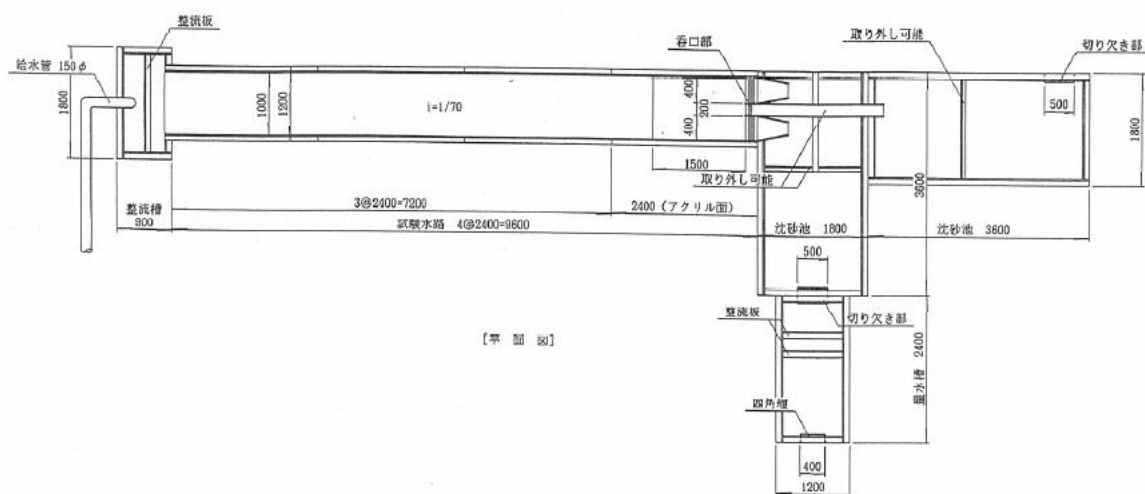


図 4-5 実験水路平面図

4-1-3 解析条件

上記の実験水路は、分派の仕組みとして、中央の切り欠き部を通る水と土砂がバイパストンネルに導流され、両側の袖部を越流した水と土砂がダムに導流される構造になっている。本研究では切り欠き幅を変化させた場合の分派特性の変化に着目し、検討を行う。なお、通常に分派堰は、切り欠き部を分派堰の側方に設ける場合もある。

解析期間は、通水開始から2時間とした。なお、2時間の解析期間の内、上流から土砂が流下し、下流の堰前面で流入と流出が釣り合い平衡状態となる為の助走計算を1時間含んでいる。

計算区間は、実験水路の内、分派堰を含む上流3.6mの区間とした。

水路縦断方向の計算メッシュ間隔について、堰の越流部付近の複雑な流動場を表現する為、堰から上流1.5m範囲は2cmとした。計算負荷を勘案し、上流に向かって計算メッシュ間隔を3cmから10cmまで連続的に変化させて設定した。水路横断方向のメッシュ間隔について、切り欠き部周辺の流れを詳細に再現できるように、切り欠き部を含む $y=0.4m$ から $y=0.6m$ の範囲は1cmとし、それ以外の範囲は2cmに設定した。鉛直方向の計算メッシュ間隔は1cmとした。計算メッシュの総数は、286,720となった。

河床材料および流入土砂の粒径は、0.44mmの単一砂とした。また給砂については、河道上流端の河床形状が維持されるように平衡給砂量を与えた。

表 4-1 および表 4-2 に計算条件、図 4-6 に地形条件を示す。

表 4-1 計算条件 (共通)

項目	条件
計算期間	2時間 (助走計算1時間含む)
計算区間	分派堰～上流 : 3.6m
総メッシュ数	286,720
メッシュ間隔	Δx : $x=0.0\sim 1.5m$: 0.02m $x=1.5\sim 1.9m$: 0.03~0.08m $x=1.9\sim 3.6m$: 0.10m Δy : $y=0.0\sim 0.4m$: 0.02m $y=0.4\sim 0.6m$: 0.01m $y=0.6\sim 1.0m$: 0.02m (分派壁のみ0.015m) Δz : 0.01m

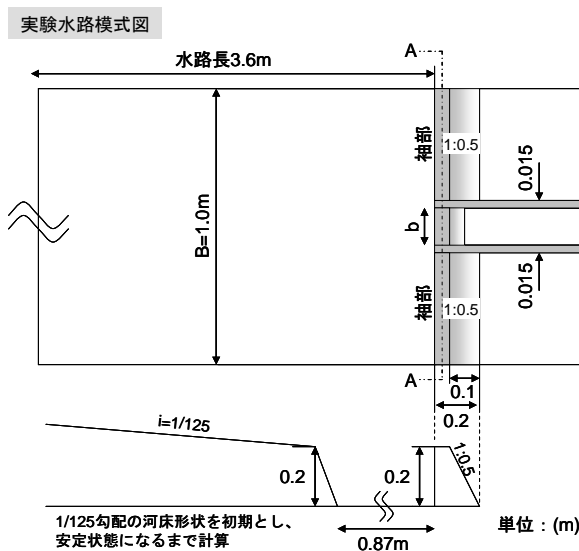


図 4-6 地形条件

表 4-2 計算条件 (ケース別)

ケース	平均粒径 (mm)	切り欠き幅 (m)	流量 l/s	給砂量 cm ³ /s
3-1	0.44	0.07	40	189
3-2	0.44	0.13	40	189
3-3	0.44	0.17	40	189

4-1-4 流動・地形変化の検証

図 4-8 に、切り欠き幅を変化させた場合の通水 1 時間後の河道中央 (Y=0.5m) における流速ベクトルの比較を示す。切り欠き幅の最も大きい b=0.17m のケースでは、堆砂面と分派堰の間から上昇し、切り欠き部に向かう流れが形成されている。

図 4-7 に通水 1 時間後の河道中央 (Y=0.5m) における河床高縦断を示す。実験結果は 1m 間隔の河床データしかないものの、計算結果は実験結果の縦断的な侵食状態を概ね再現できている。計算では分派堰の始端からの距離 X=-0.5m 付近に堆砂の肩部が形成されていることがわかる。

図 4-9 に通水期間内で平均した切り欠き部および袖部からの排砂量の比較を示す。切り欠き部の拡大に伴う排砂量の増加傾向が計算でも再現されている。

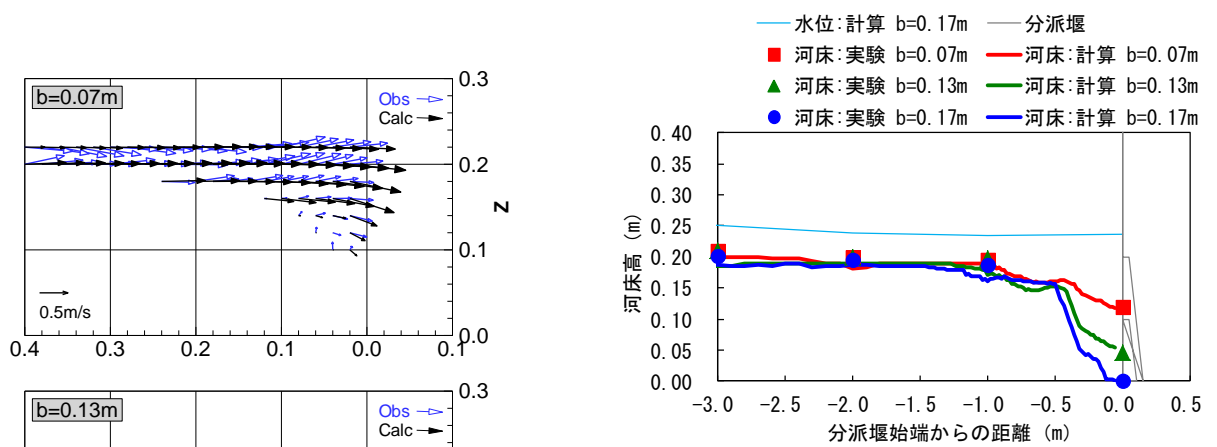


図 4-7 河床縦断の比較
(Y=0.5m, 通水 1 時間後)

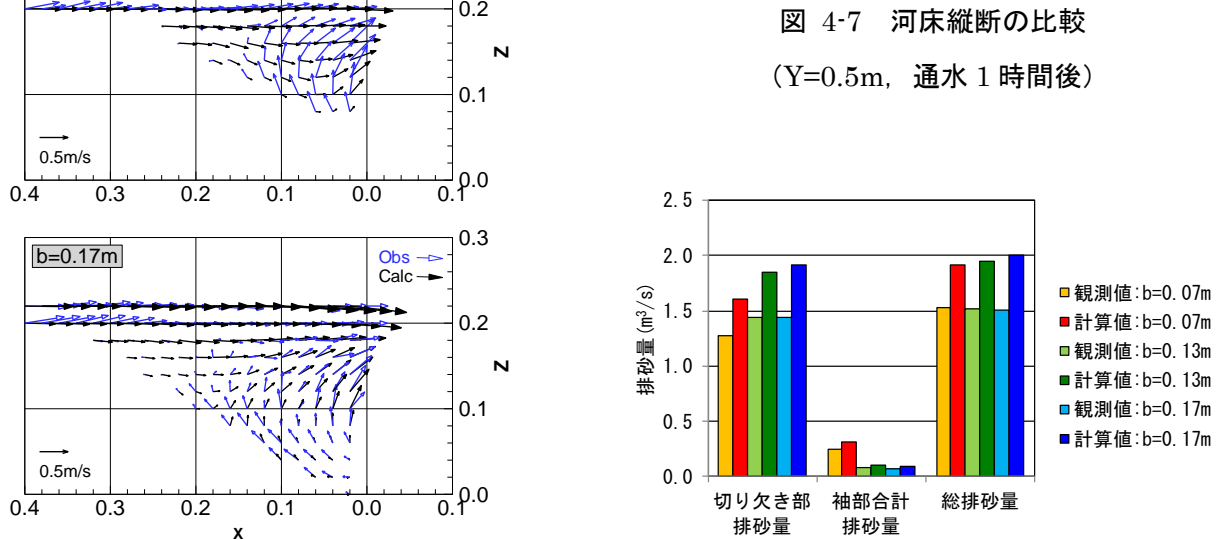


図 4-8 流速ベクトルの空間分布の比較
Y=0.5m, 通水 1 時間後

図 4-9 排砂量の比較

計算による堆砂の進行過程は以下の通りであった（図 4-10 参照）。

- ① 段丘肩まで掃流状態で進行してきた砂は、段丘肩からずり落ちて水中安息角で堆砂する。
- ② 切り欠き部に向かって流れ方向に鉛直下向きのをせん流が発生する。
- ③ 段丘肩の下の砂は、らせん流によって巻き上げられ、分派堰より排出される。

上記の土砂のずり落ち過程、らせん流の形成および巻き上げによる分派堰からの排砂過程は、三次元の複雑な流動場を解析できる数値モデルによって初めて再現可能な現象である。図 4-11 に分派堰近傍の流動場のスナップショットを示す。図中の流線より、水路法面から切り欠き部に向かってらせん流が発生していることが確認できる。

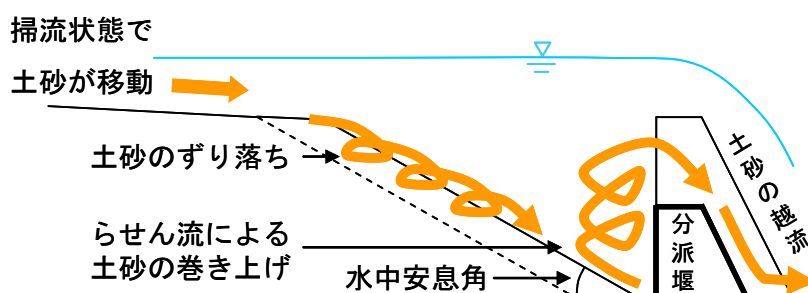


図 4-10 堆砂の進行過程の模式図

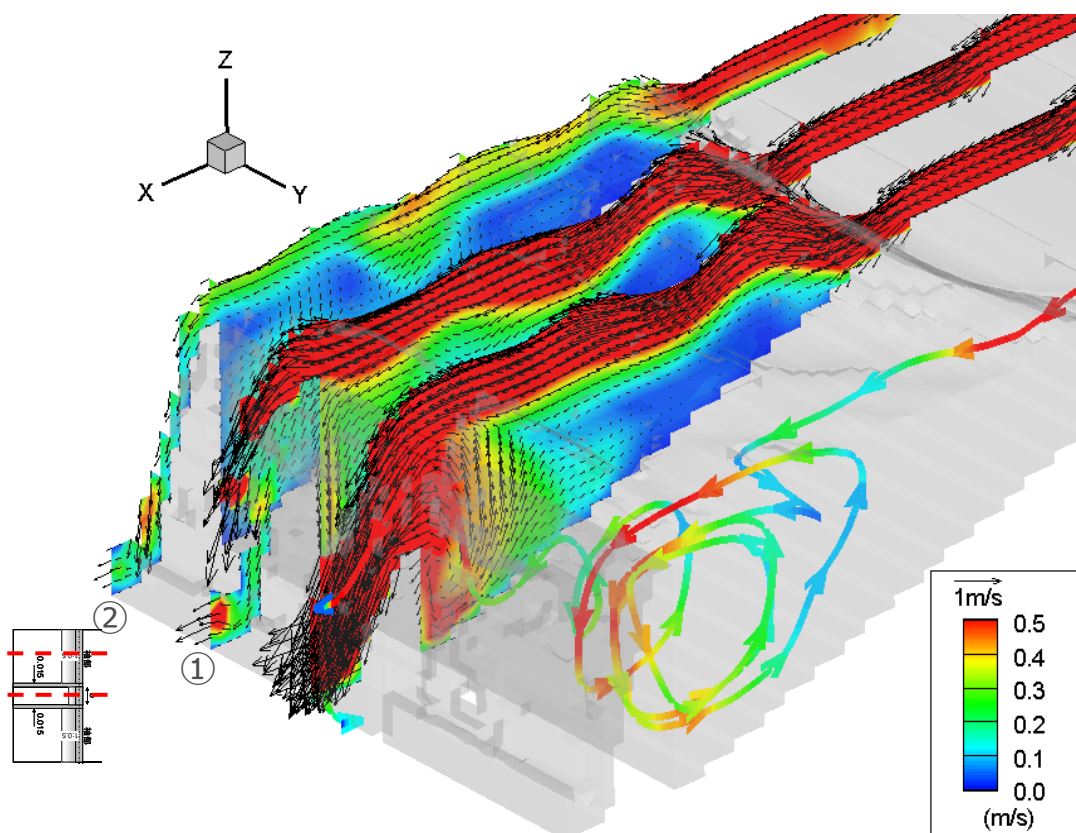


図 4-11 流動場の三次元鳥瞰図

下流に向かって左半分：流線表示，右半分：流速ベクトル・コンターの縦断面表示

4-1-5 分派特性の検証

水と土砂の分派特性について、実験時の分派堰周辺の土砂移動の観測を行い、下記の2点を考慮した柏井ら³⁾の方法に基づき、流量の分派比 r と土砂分派比 α を用いて検討を行う。

- ① 堆砂の肩部までは堆砂面上を一様に土砂が流下し、その後、堰の切り欠き部と袖部への分派が発生する。
- ② 切り欠き部へ向かう土砂は、ほぼ全量がそのまま越流すると考えられる。

堆砂肩の断面上で堰の袖部へ向かう土砂量を Q_{s1} 、堰の袖部を越流する土砂量を Q_{s2} とすると、土砂分派比は式(4-1)で定義される。また、流量の分派比についても同様に、堆砂肩の断面上で堰の袖部へ向かう流量を Q_{w1} 、堰の袖部を越流する流量を Q_{w2} として、式(4-2)で定義される。

$$\gamma = 1 - \frac{Q_{s2}}{Q_{s1}} \quad (4-1) \quad , \quad \alpha = 1 - \frac{Q_{w2}}{Q_{w1}} \quad (4-2)$$

図4-12に式(4-1)、式(4-2)で示される流量の分派比 α と土砂分派比 r の比較結果を示す。図より、切り欠き幅が小さいほど、流量の分派比が小さくなり、これに伴って土砂の分派比も低下していることがわかる。流量の分派比および流砂の分派比の計算値と実験値が概ね整合していることから、分派堰からの土砂の排出過程が適切に計算されていると考えられる。最も分派比の低下している切り欠き幅 $b=0.07m$ のケースに着目すると、流量の分派比は0.2弱であるのに対し、土砂の分派比は0.8程度となっている。このように、少ない分派流量でより多くの土砂を捕捉し、バイパストンネルへ流送できることが分派堰のメリットである。

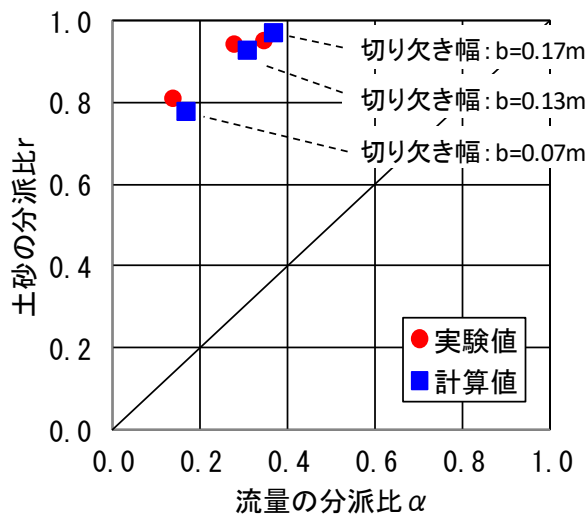


図 4-12 流量と土砂の分派比の比較

4-2 分派施設の分派効率の検討

4-2-1 切り欠き幅・平均粒径の違いによる検討

検証計算により、再現性が確認された解析モデルを用いて、土砂の粒径、切り欠き幅、流量のパラメータを変更した予測計算を行い、各パラメータが流量および土砂の分派比に与える影響について検討を行った。表 4-3 に計算条件を示す。

表 4-3 計算条件

ケース	平均粒径 (mm)	切り欠き幅 (m)	流量 l/s	給砂量 cm ³ /s	沈降速度・ 摩擦速度比*
1-1	0.16	0.07	40	192	0.417
1-2	0.16	0.13	40	192	0.417
1-3	0.16	0.17	40	192	0.417
1-4	0.16	0.13	20	92	0.508
1-5	0.16	0.17	20	92	0.508
1-6	0.16	0.04	20	92	0.508
2-1	0.31	0.07	40	87	0.863
2-2	0.31	0.13	40	87	0.863
2-3	0.31	0.17	40	87	0.863
2-4	0.31	0.04	40	87	0.863
3-1	0.44	0.07	40	189	1.118
3-2	0.44	0.13	40	189	1.118
3-3	0.44	0.17	40	189	1.118
3-4	0.44	0.04	40	189	1.118

分派施設の効率を検討する上で重要となるのが、分派流量が少ない場合の土砂の分派比の変化である。この為、流量の分派比 α が0.2を下回る領域での土砂の分派比の変化を示した計算結果は、排砂効率向上の為の重要な参考データとなる。

図 4-13 に予測計算全ケースの流量の分派比と土砂の分派比の関係を示す。図より、沈降速度 w_0 と摩擦速度 u_* の比が大きいほど、土砂の分派比が高くなることがわかる。分派比の増加のメカニズムについて、粒径が大きいほど、底部を掃流状態で土砂が流れる為、らせん流により堰の切り欠き部に切り欠き幅以上の土砂がかき集められることにより土砂の分派比が高くなると考えられる。また、流量の分派比が0.2を下回ると急激に土砂の分派比が低下していることがわかる。

4-2-2 回帰式の提示

予測計算によって得られた分派比を基に、以下の手順で土砂の分派比を流量の分派比と沈降速度・摩擦速度比から簡易的に算出できる回帰式を求めた。

流量の分派比を与条件として、土砂の分派比を算出する回帰式を求める。回帰式は沈降速度・摩擦速度比毎に分けて作成する。回帰式の分布形については、流量と土砂の分派比の分布を良好に再現している対数分布を仮定し、回帰式を作成する（図 4-13参照）。

回帰式の係数である α_d, β_d を沈降速度・摩擦速度比 w_0/u_* の関数で表現する。関数の分布形は、分布の適合度よりもモデル化の簡便さを優先し、線形近似とする（図 4-14参照）。

上記の方法で求められた回帰式を式(4-3)に示す。

$$\left. \begin{aligned} \text{土砂の分派比 } r &= \alpha_d \ln \alpha + \beta_d \\ \alpha_d &= A_{d1} \times (w_0/u_*) + B_{d1} \\ \beta_d &= A_{d2} \times (w_0/u_*) + B_{d2} \\ A_{d1} &= -0.1449, \quad B_{d1} = 0.3904 \\ A_{d2} &= 0.0019, \quad B_{d2} = 1.1589 \end{aligned} \right\} (4-3)$$

ここに、 α : 流量の分派比、 w_0/u_* : 沈降速度・摩擦速度比である。また、より簡易的な回帰式として、分派比と切り欠き幅の比率との間に対数関係を仮定し、回帰式を求めた。図 4-15 に水路幅と切り欠き幅の比 b/B と土砂の分派比 r の関係を示す。回帰式は以下の式(4-4)で表される。

$$\left. \begin{aligned} r &= \delta \ln(b/B) + \eta \\ \delta &= 0.4782, \quad \eta = 1.7852 \end{aligned} \right\} (4-4)$$

ここに、 δ, η : 回帰式の係数である。式(4-4)によって、分派堰の水路幅に対する切り欠き幅を与条件として、土砂の分派比を簡易的に算出することが可能である。

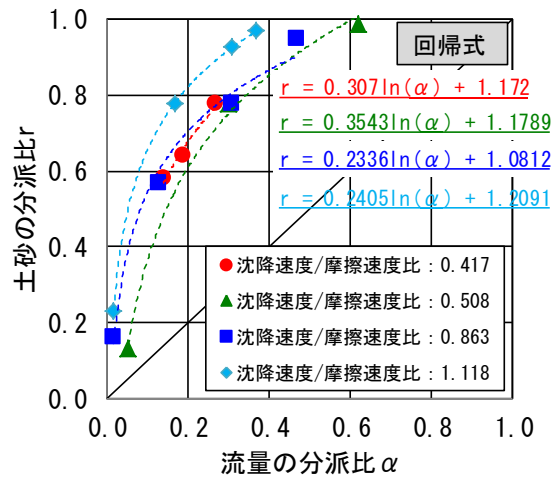


図 4-13 流量と土砂の分派比の関係

各沈降速度・摩擦速度比毎の回帰式を図中に表示

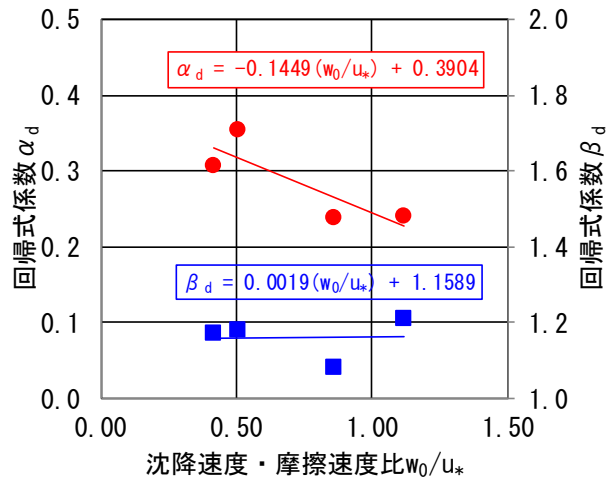


図 4-14 沈降速度・摩擦速度比と回帰式係数の関係

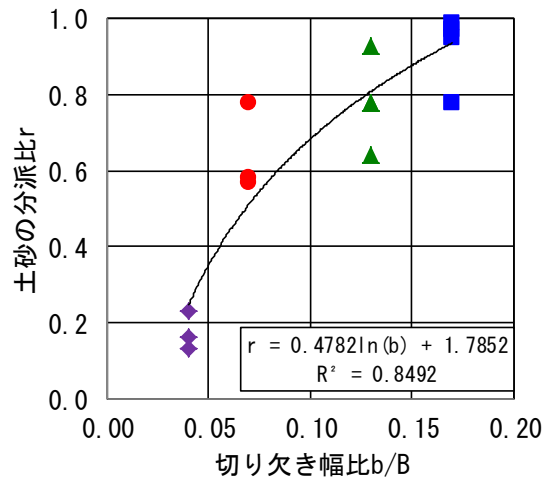


図 4-15 切り欠き幅比と土砂の分派比の関係

4-3 小渋ダムにおける分派施設の数値解析

4-3-1 概説

天竜川水系の小渋ダムでは、直轄堰堤改良事業として、土砂バイパストンネル設置等の事業に平成12年度より着手し、平成25年9月には土砂バイパストンネル本体が完成し、平成28年度よりバイパストンネルの試験運用が開始される予定である（図4-16参照）。

土砂バイパス施設は貯水池への土砂流入を抑制するとともに、ダム地点における土砂移動の連続性を確保できる優れた排砂手法であるが、建設費が高いこともあり、維持管理費を含めたトータルコストをいかに抑えるかが重要となる。将来の効果的なバイパス運用・維持管理の為に、バイパストンネル運用時の土砂輸送現象の解明と、出水時に排砂が促進される流量、水位、堆砂位等の条件の把握が必要となる。具体的には、運用時に継続的な水と土砂のモニタリング調査を行うとともに、バイパストンネルのゲート放流量、迎洪水位、迎堆砂位などの人為的に調整可能な条件を変更した場合の分派・排砂効率について検討・予測することにより、出水時により効率的な排砂を行い、運用コストを軽減することができると考えられる。

土砂バイパスについては、実際のダムでの観測・モニタリング事例はまだ少ないものの、既往研究により、土砂バイパス施設の土砂輸送のメカニズムは徐々に明らかにされてきている。柏井ら³⁾は、水理模型実験結果より、粒径が大きい場合には、分流方法次第で多くの土砂を捕捉しバイパストンネルに導流できることを示している。原田ら⁴⁾は、水理模型実験結果より、バイパストンネル内の土砂堆積による圧力変動について検討している。しかし、長期的な土砂バイパスの運用・維持管理上、必要となる出水時のバイパス施設周囲の三次元的な地形変化や、バイパストンネルへの土砂の導流・排出過程を詳細に検討した事例は未だ少ない。

そこで、本検討では三次元河床変動モデルを用いて、小渋ダムの土砂バイパス施設を対象としてバイパス運用時の河床変動解析を行い、土砂バイパス呑口周辺の流動および河床変動現象について把握するとともに、堆砂位と土砂の排砂量や分派効率がどのように変化していくかを検討する。また、解析結果に基づき、小渋ダムの土砂バイパス運用時により効率的に排砂を行う方策について提案する。



図 4-16 小渋ダムの土砂バイパス施設
(出典：天竜川ダム統合管理事務所)

4-3-2 解析条件

土砂バイパスの構造は、小渋ダム貯水池の上流に水と土砂の分派施設を設け、洪水時に土砂を含んだ流水をトンネル構造となるバイパス水路に流して貯水池を迂回させる形になっている。図 4-17 に小渋ダムの土砂バイパス施設の模式図を示す。図より、出水時には、第 3 貯砂堰の上流からの流入量 Q_1 の内、分派量 Q_2 がバイパストンネルに導流され、バイパス呑口下流の分派堰からの Q_3 が小渋ダムに流入することがわかる。

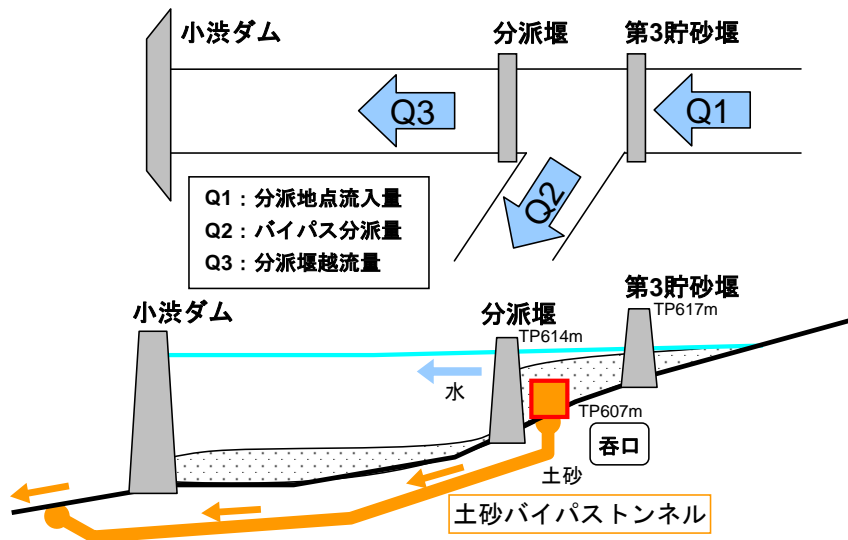


図 4-17 土砂バイパス施設模式図

本研究では、貯砂堰が空の状態から満砂になる間の遷移過程を対象とし、堆砂位および土砂バイパスの分派比がどのように変化していくかを明らかにする。計算範囲は、小渋ダムの上流の分

派堰の下流から土砂バイパス呑口，第3貯砂堰を含む400×450mの領域とし，平成25年度の測量結果より河床高を設定した．土砂と水の分派に重要な役割を果たす分派堰の天端高はTP614mである．分派堰から第3貯砂堰の初期の堆砂位は維持掘削直後を想定し，バイパス呑口の敷高であるTP607mとした．計算メッシュは，バイパストンネル呑口および分派堰・第3貯砂堰周辺の流動および地形変化を高解像度に計算できるように間隔を小さく設定した（図4-18参照）．流量は，大規模出水時の流量波形を用いるとともに，洪水調節開始流量（200m³/s）以上の流入量に対してはバイパス流量の比率が変わらないことを勘案し，バイパス施設周辺での本質的な堆積・侵食現象をより抽出しやすくする為，バイパス運用中の流量として300m³/sを30時間継続して与えた（図4-19参照）．河床材料は，平成26年度調査結果より，分派堰至近の粒度分布を与えた（図4-20参照）．流入土砂の条件は平成26年度の河床材料調査結果より作成されたL-Q式を用いて与えた（表4-4参照）．以上をまとめ，表4-5に計算条件を示す．

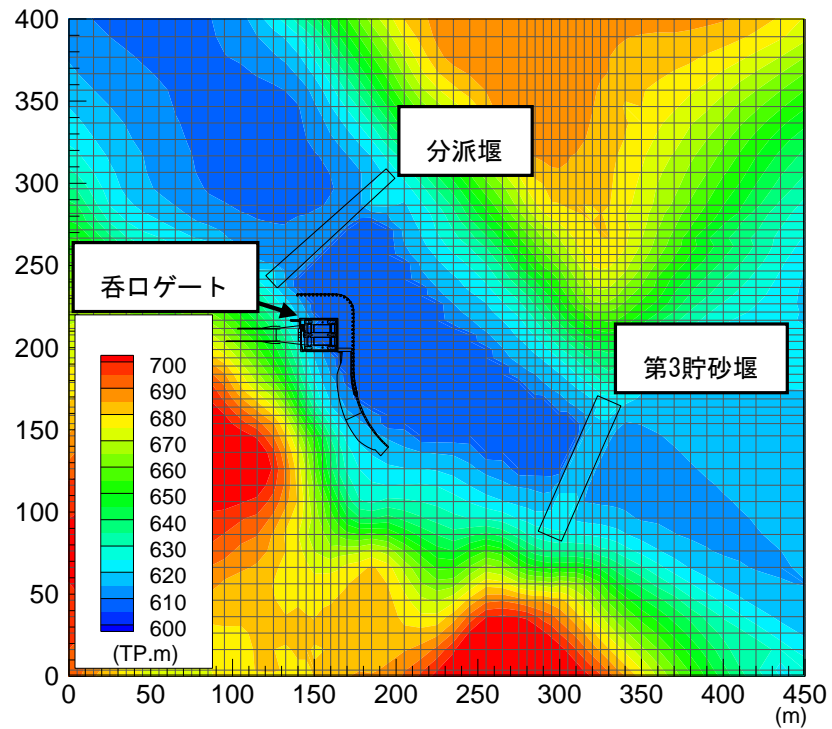


図 4-18 計算メッシュ・河床高

表 4-4 流入土砂の L-Q 式係数

$Q_s = \alpha Q^\beta$, Q_s :流入土砂量(m³/s), Q :流量(m³/s)

代表粒径(m)	L-Q 式係数 α	乗数 β
8.60E-03	9.339E-09	3
3.87E-04	9.009E-07	2.2
3.35E-05	5.110E-06	2.22

粒径 (mm)	代表粒径 (mm)	河床材料 粒度分布(%)	
		通過百分率	含有率
37	8.60	63.3	82.5
2			
0.075	0.39	0.3	17.2
0.015	0.034	0.0	0.3

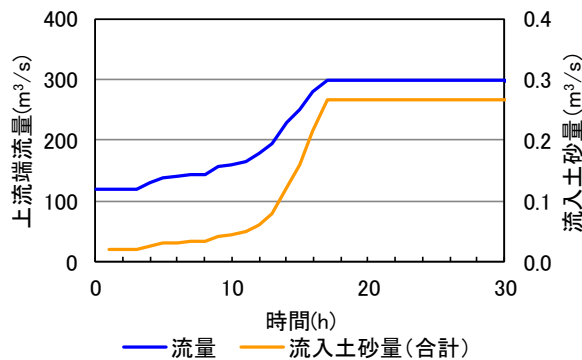


図 4-19 流量・流入土砂量条件

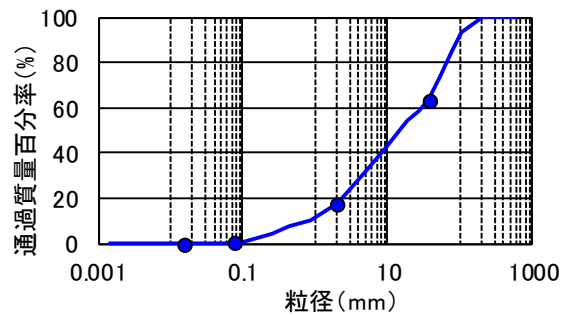


図 4-20 河床材料条件

表 4-5 計算条件

項目	条件	
計算期間	31 時間（助走計算 1 時間含む）	
計算区間	分派堰上下流：500m	
総メッシュ数	124,384	
メッシュ間隔	Δx ：	バイパスおよび堰周辺：5m バイパス呑口：3m 上記以外：10m
	Δy ：	バイパスおよび堰周辺：5m 上記以外：10m
	Δz ：	：0.5m
計算流量	大規模出水波形 (300m ³ /s 以上は 300m ³ /s とする)	
河床材料 流入土砂 L-Q 式	平成 26 年度調査結果	

4-3-3 流況

図 4-21 に流量 $300\text{m}^3/\text{s}$ における表層，底層および三次元鳥瞰図における流速分布を示す．表層はバイパス呑口周辺および第 3 貯砂堰直下で非常に強い流れが生じている．第 3 貯砂堰からの流れは，バイパス呑口と分派堰に分かれていく．底層では，第 3 貯砂堰の下流からバイパス呑口に向かう流れが形成されていることがわかる．三次元の鳥瞰図より，バイパス呑口周辺では，第 3 貯砂堰から呑口に向かってらせん流が形成されていることがわかる．このようなゲート周辺の水理構造物周辺の圧力の非平衡性に起因する流れや流れによって引き起こされる局所洗掘は，三次元解法により再現できることが長田ら⁵⁾により明らかとなっているが，本研究で対象とするような堰，バイパスゲート等の複数の水理構造物による複合的な流れが発生する領域では，三次元性の強い複雑な流れとそれらに起因する河床変動を表現できる非静水圧の三次元河床変動モデルが有効となる．

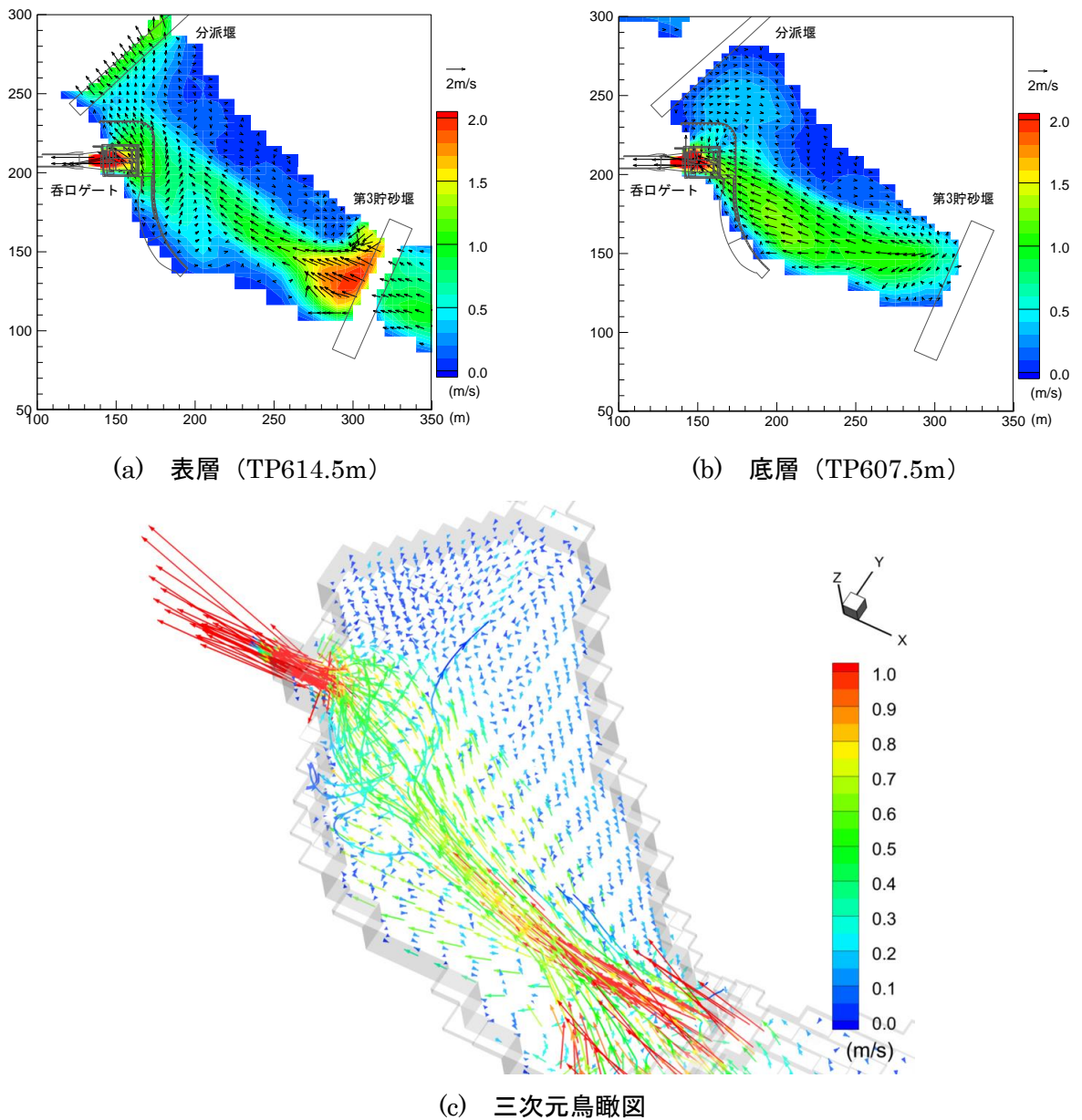


図 4-21 流速分布 (流量 $Q=300\text{m}^3/\text{s}$)

4-3-4 堆砂位・排砂量・土砂分派比の時間変化

図 4-22 に運用開始から 5,10,20 時間後における堆砂位の変化高の平面分布を示す。また、図 4-23 に土砂バイパス前面の堆砂位の時間変化をバイパストンネルへの排砂量および水・土砂の分派比と併せて示す。なお、土砂の分派比 γ_s と流量の分派比 γ_w は次のように定義する。バイパストンネルへ導流される土砂量を Q_{s2} 、第3貯砂堰上流より流入する土砂量を Q_{s1} とすると、土砂の分派比 γ_s は式(1)で算出される。また、流量の分派比 γ_w についても同様に、バイパストンネルへ向かう流量を Q_{w2} 、第3貯砂堰上流からの流入量を Q_{w1} として、式(2)で算出される。

$$\gamma_s = \frac{Q_{s2}}{Q_{s1}} \quad (1) \quad , \quad \gamma_w = \frac{Q_{w2}}{Q_{w1}} \quad (2)$$

1) 0-5 時間

図 4-23(a)および(c)より、バイパス放流量の増加に伴い、バイパストンネルからの排砂量が徐々に増加していくことがわかる。図 4-23(a)および (b)より、第3貯砂堰から流入する土砂が集積し、バイパストンネル呑口前面(図 4-22 の A 点)に堆砂が生じていることが確認できる。

2) 5-17 時間

図 4-23 (b)より、トンネル呑口前面の堆積は無くなり、逆に侵食が生じている。これは、第3貯砂堰直下からバイパストンネル呑口までの主流部に水路が形成され、呑口ゲートに向かう流れが発達して河床が侵食されるからと考えられる。

また、分派堰の上流側、第3貯砂堰の下流側およびバイパストンネル呑口手前の右岸側で堆砂が進行している。図 4-23 (b)より、分派堰前面(図 4-22 の B 点)の河床高は、TP607m から徐々に上昇していき、最終的に堰の天端高 TP614m まで達する。図 4-23 (c)より、この間のバイパストンネルからの排砂量は不安定であり、バイパストンネル呑口前面の堆砂位の変化に応じて排砂量の変動している。

3) 17 時間以降

図 4-23 (c)より、第3貯砂堰直下からバイパストンネル呑口までの主流部に水路がさらに発達し、図 4-23 (b)より、バイパストンネル呑口敷高を若干下回る TP605m 付近で動的平衡状態となる。水路以外は分派堰の天端高である TP614m 近くまで堆積している領域が確認できる。これらの堆積領域の土砂は、以降バイパス運用を続けてもトンネルに導流・排出されず、残り続けると考えられる。図 4-23 (c)より、17 時間目以降は、バイパストンネルからの排砂量はほぼ一定値となり、安定している。

4) 土砂分派比の時系列変化

図 4-23 (c)の排砂量でみると、本検討は、初期条件として、分派堰と第3貯砂堰の間に相当する貯砂ポケット部が空の状態から開始した為、この部分にまだ容量が残っている間は、空き部分に土砂が充填される為、堆砂位が TP614m 付近の満砂状態に至るまで、排砂量は徐々に上昇す

の結果となった。一方、図 4-23 (d)の土砂分派比で見ると、初期の堆砂位が低く、バイパス放流量がほぼ流入量と等しい 12 時間目までは、上流からの土砂に加えて河道部分で侵食された土砂がバイパストンネル呑口より放流される為、土砂の分派比は一時的に 1 よりも大きくなるとともに、水の分派比が土砂の分派比よりも低くなる状態が発生している。その後、分派堰前面の堆砂が進み、天端高に達する 17 時間目以降は、水と土砂の分派比はほぼ 0.85 程度に安定している。

なお、本解析で設定した平成 26 年度の河床材料は、代表粒径 8.6mm の中礫分の割合が多く、掃流状態で輸送された土砂がバイパストンネルに集積し易くなる為、細粒土砂が主となる河川に比べて土砂分派比は高くなっていると考えられ、粒度分布による効果を更に詳細に検討する必要がある。

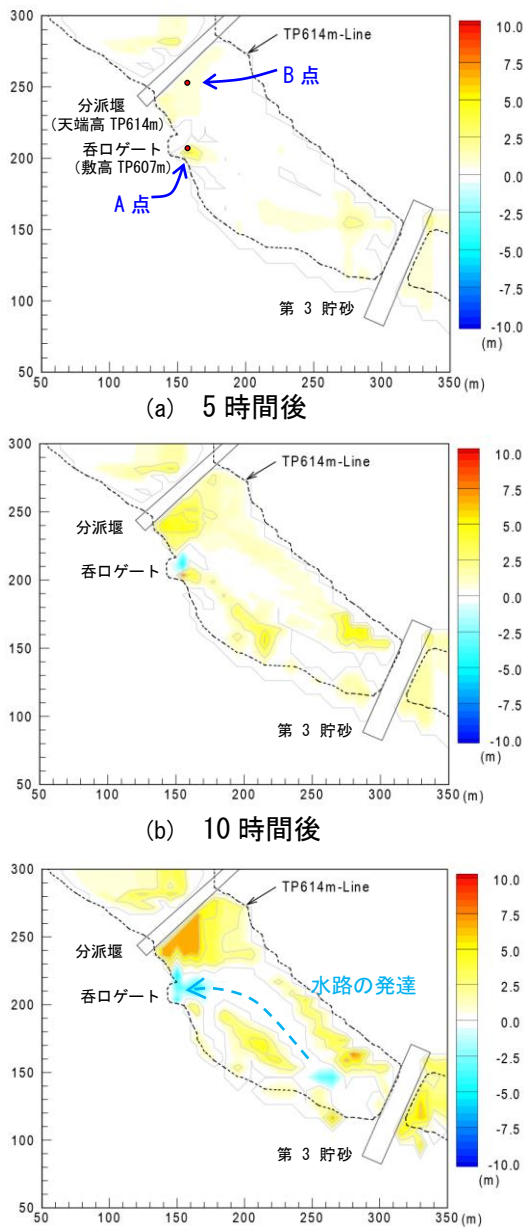


図 4-22 堆砂位の変化

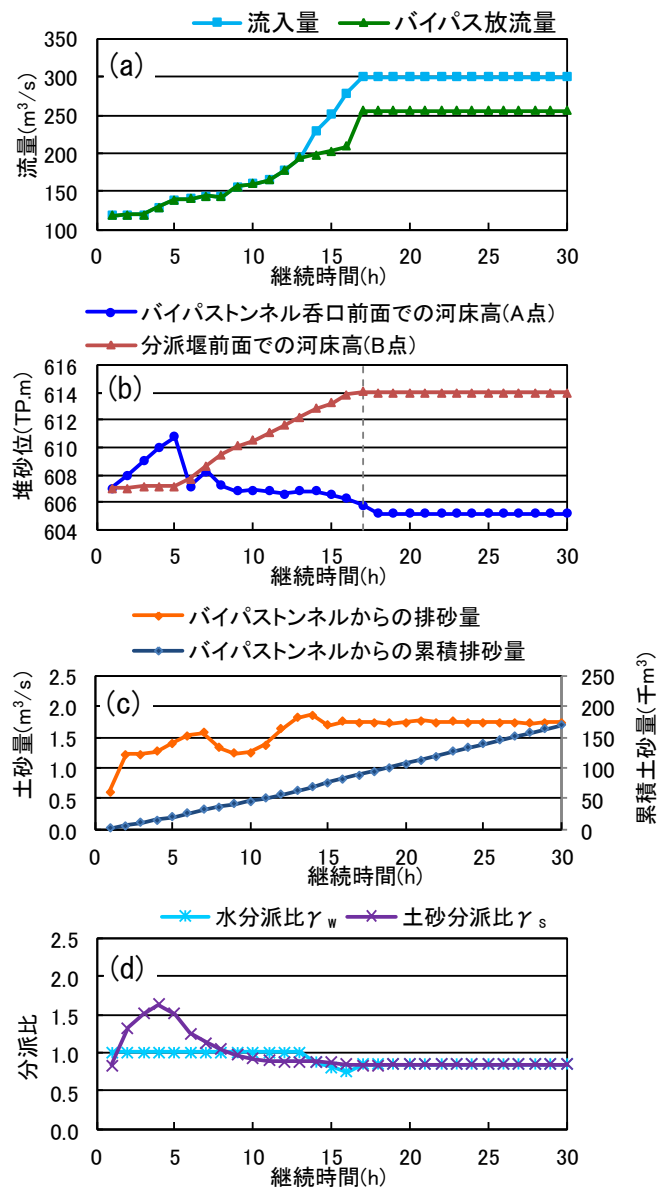


図 4-23 流量・堆砂位・排砂量・土砂分派比時系列

4-3-5 効率的な排砂の為の提案

土砂バイパス施設は、下流側の分派堰によって湛水した状態の貯砂ポケット領域に上流から水と土砂が流入してくる為、河道状態から湛水状態へと流入水が変化する際に掃流力が低下し、湛水域の肩部より堆積が発生しやすい。この堆積土砂は洪水の減衰期にバイパストンネル呑口に導流されて排出されるが、堆砂領域に流れが当たるように放流・水位低下を行わなければ土砂が干出し、そのまま取り残されることになる。この堆砂・排砂プロセスは、図 4-24 に示す角ら⁶⁾によって示された流水型ダムにおける常用洪水吐き前面の土砂流入・堆積・排出過程に類似していると考えられる。洪水初期から中期にかけて、堆積土砂の偏りを無くし、よりスムーズに排砂を行う為には、図 4-25 に示すように、土砂を主流部に集積させるような工夫（主流部への置土、水制工の設置等）が必要であり、この観点からも三次元モデルの活用が重要である。

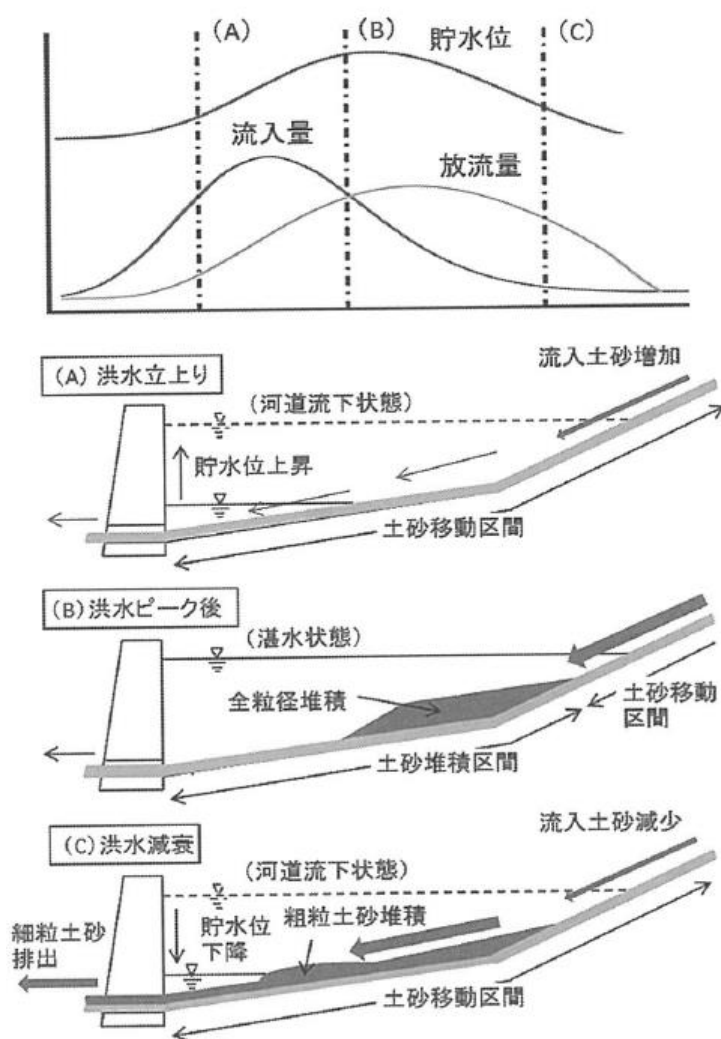


図 4-24 流水型ダムの土砂流入・堆積・排出過程（角ら，2012）

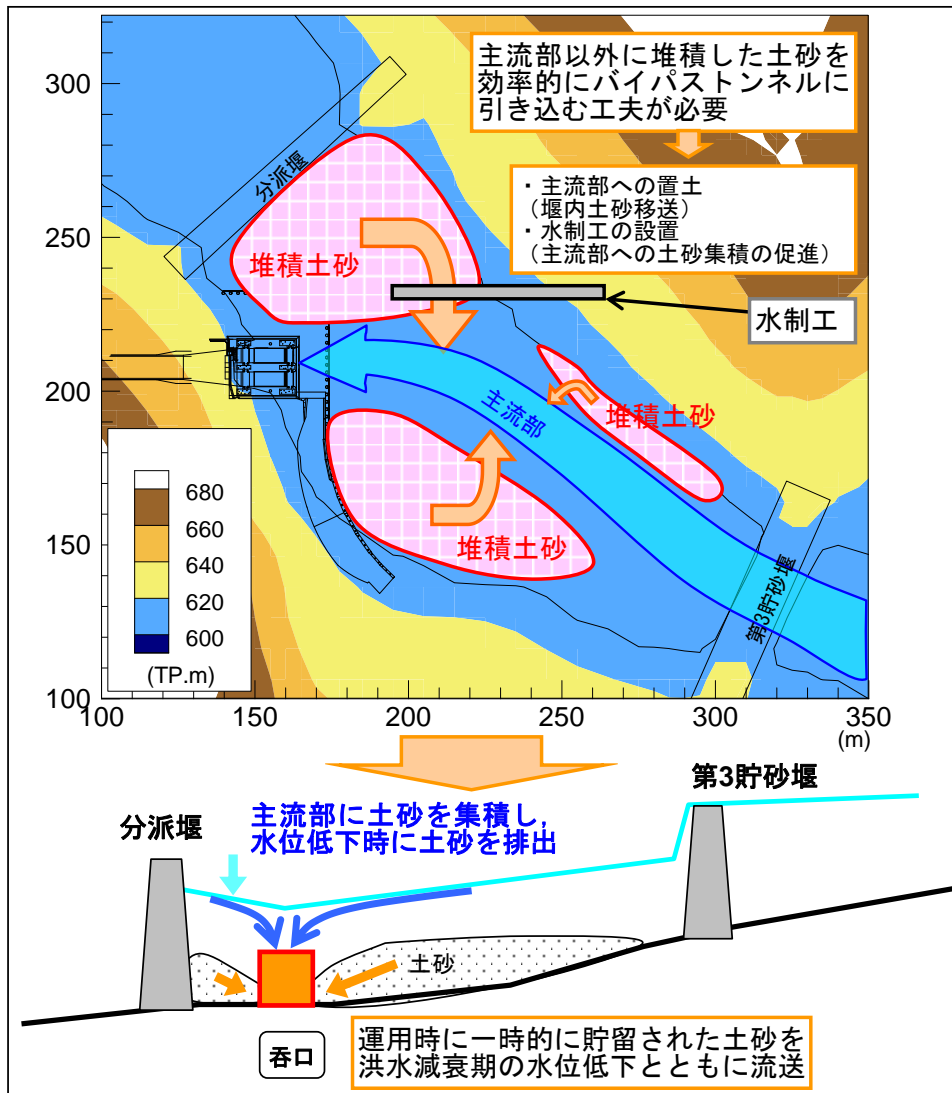


図 4-25 洪水減衰期における土砂排出方法の検討

4-4 結語

貯水池の土砂バイパス施設のうち、分派堰の分派効率について、三次元河床変動モデルを用い、分派施設の水利模型実験結果との比較検証を行い、分派堰の形状や土砂の粒度、流量条件による分派効率の違いについて検討し、以下の結論を得た。

- ① 過去の分派施設の水利模型実験結果を用いて三次元の流動・地形変化計算の検証を行った結果、分派堰直上でのらせん流の形成、土砂のずり落ち過程、土砂の巻き上げ・排出過程が再現され、解析モデルの妥当性が示された。
- ② 土砂の粒径、切り欠き幅、流量を変更した予測計算を行い、既往の研究では不明瞭であった分流量の小さな領域を含む流量の分派比と土砂の分派比の関係を示した。
- ③ 流量の分派比、沈降速度・摩擦速度比および切り欠き幅比より、土砂の分派比を推定する二通りの回帰式を提示した。回帰式により、分派堰の切り欠き幅や、排砂対象となる流入土砂の粒度分布が与えられれば、土砂の分派比を簡易的に求めることが可能である。

また、小渋ダムの土砂バイパス施設のうち、分派堰呑口周辺の実地形に対し、三次元河床変動モデルを用い、出水時のバイパス呑口周辺での流動および堆砂位、排砂量、分派効率の時間的な変化について検討し、以下の結論を得た。

- ① 出水中の表層と底層における流況の違いを示し、バイパス呑口周辺では、第3貯砂堰から呑口に向かってらせん流を伴う三次元性の強い複雑な流れが形成されていることを示した。
- ② 出水開始から終了時までのバイパストンネル呑口前面の堆砂位と排砂量、土砂分派比の時間変化については、第3貯砂堰からバイパストンネルに向かって土砂が捕捉され、堆砂が進む洪水の立ち上がり時期は、バイパストンネルからの排砂量は不安定であり、トンネル呑口前面にも堆積する場合がある。その後、分派堰から第3貯砂堰の間で堆積が進行し、水路が形成されるとバイパス前面の土砂移動は動的平衡状態に近くなる為、排砂量が安定する。
- ③ 水と土砂の分派については、土砂の分派比は、0-5時間目にかけて最大となり、その後低下し、水の分派比と同様となる。水の分派比は、洪水の初期にあたる流量増加時には流入量のほぼ全量がバイパストンネルに導流される為、ほぼ1.0となる。流入量が洪水調節開始流量を上回ると分派堰下流への分流が発生する為、水の分派比は低下し、0.85程度となる。
- ④ 平面的な排砂形状については、第3貯砂堰直下から土砂バイパストンネルに向かって堆砂が進行する。バイパストンネルへと導流される流れの主流部を除き、分派堰から第3貯砂堰の間は堆積が進行する。本検討では実施しなかったが、洪水の減衰期には主流部以外の堆積土砂が干出し、バイパストンネルより排出されないまま残る可能性がある。
- ⑤ 解析結果を参考に、水制工の設置や主流部への置き土（堰内土砂移送）等、洪水減衰期に土砂の排出が促進される方策を提案した。

参考文献

- 1) 角哲也：ダム貯水池土砂管理の将来，貯水池土砂管理国際シンポジウム論文集，pp.117-126，2000.
- 2) 川合茂, 芦田和男：固定床開水路分流における流量・流砂量配分比に関する実験的研究，土木学会論文集，No.405／Ⅱ - 11，1989.
- 3) 柏井条介，本田敏也，菅原崇之：ダム貯水池の土砂バイパス施設分派特性，土木技術資料，No.37，Vol.12，1995.
- 4) 原田稔，小久保鉄也，出野尚：貯水池のバイパス排砂システムに関するトンネル内土砂水理特性，土木学会論文集，No.600／Ⅱ - 44，1998.
- 5) 長田信寿，細田尚，村本嘉雄，中藤達昭：三次元移動座標系・非平衡流砂モデルによる水制周辺の河床変動解析，土木学会論文集，No.684/II-56，pp21-34，2001.
- 6) 角哲也：流水型ダムの歴史と現状の課題，水利科学，No.332（第57巻第3号），2013.

第5章 バイパストンネル内の土砂動態の検討

5-1 概説

前章までの検討では、主に土砂バイパストンネルへの効率的な土砂の導流について検討を行ってきた。本章ではバイパストンネル内での土砂の輸送について検討を行う。

土砂バイパスは、トンネル建設に伴う初期費用が高価であるが、①ダム堤体を改造せずに土砂管理施設を新設できること、②貯水池の水位低下が不要で貯水量の損失が無いこと、③洪水時の貯水池流入水を直接放流する為、排砂による下流河川環境への負荷が比較的少ないことなどが利点として挙げられ、我が国の河川状況に広く適合した有用かつ汎用性の高い排砂技術の一つであるといえる。逆に、欠点は建設費が高いことである。トンネルの規模と建設費用はトレードオフの関係であることから、貯水池の規模が 10^7m^3 程度の中小規模の貯水池に最適である。また、トンネル運用時に洪水を下流に直接流下させる為、滞留が起こらない。したがって、洪水の貯留と利水が優先されるダムでの導入は困難となる。土砂バイパス施設の構成は前章で一部述べた通り、トンネル部、分派堰、トンネル呑口部、トンネル吐口部から構成される。広義では、バイパス施設の上流および下流河川も施設の構成要素となる。効率的な施設計画・設計の体系化を行う上で、構成要素毎に表 5-1 に示す検討を行う必要がある。

表 5-1 砂バイパス施設の構成要素毎の検討内容

土砂バイパス施設の構成要素	検討内容
トンネル部	<ul style="list-style-type: none"> ● バイパスルートの設定方法 ● トンネル対象流量の設定方法 ● トンネルの断面形の設定方法 ● トンネル内の摩耗対策（ライニング構造）
分派堰	<ul style="list-style-type: none"> ● 分派ルールの設定方法 ● 分派堰上流の貯砂ダムの必要性の検討 ● 分派堰の構造（貯砂ダムの構造） ● 分派施設の摩耗対策（ライニング構造）
トンネル呑口部	<ul style="list-style-type: none"> ● 呑口部の構造 ● 呑口部の摩耗対策（ライニング構造）
トンネル吐口部	<ul style="list-style-type: none"> ● 吐口部の構造 ● 吐口部の摩耗対策（ライニング構造）
施設上流河川	<ul style="list-style-type: none"> ● 貯水池への流入流量 ● 貯水池への流入土砂 ● 流入土砂の粒度組成
施設下流河川	<ul style="list-style-type: none"> ● 粒度組成および環境のモニタリング ● 環境への影響の予測方法

表 5-2 に日本および海外（全てスイス）における土砂バイパスの事例と各事例における主要な施設諸元を示す。同表より、スイスでは日本よりも早期に土砂バイパス施設が導入されており、効率的な運用方法の検討とともにトンネルの維持管理についても関心が高まっている。日本における土砂バイパスの代表事例は、新宮川水系の旭ダムおよび天竜川水系の美和ダムの土砂バイパス施設である。

表 5-2 日本および世界の土砂バイパスの事例

ダム名	建設年	断面形状	規模	延長	勾配	計画流量	対象粒径
				(m)	(%)	(m ³ /s)	(mm)
美和	2004	馬蹄形	2r=7.8m	4,308	1	300	Wash load
旭	1998	幌形	3.8×3.8m	2,383	2.9	140	d _m :50 d ₉₀ :300
小渋	2015	馬蹄形	2r=7.9m	3,984	2	370	—
松川	—	幌形	5.2×5.2m	1,417	2	200	—
Egschi	1949	円形	D=2.8m	360	2.6	50	d _m :100 d ₉₀ :300
Palag nedra	1978	円形	D=6.2m	1,760	2	220	d _m :74 d ₉₀ :160
Pfaffen sprung	1922	馬蹄形	4.7×5.23m	282	3	220	d _m :250 d ₉₀ :2700
Rempen	1986	馬蹄形	3.45×3.42m	450	4	80	d _m :60 d ₉₀ :200
Runcahez	1962	幌形	3.8×4.27m	572	1.4	110	d _m :230 d ₉₀ :500
Solis	—	幌形	4.4×4.68m	968	1.9	170	—

土砂バイパストンネル内の流れは、トンネルの幅および勾配に依存する。建設コストを制限する為にトンネルの横断面がコンパクトでなければならないことから、トンネルの勾配が支配的パラメータとなる。安定して下流に土砂をバイパスする上で、2つの相反する要件が満たされなければならない。1つはトンネルを通過する全ての土砂を輸送する為に十分な勾配が必要であること、もう一つはトンネル内の流速を制限する為に勾配をできる限り緩くすることである。15m/s以上の高い流速と、粒径が数10cmの範囲にある砂礫の輸送によって、多くの既存の土砂バイパストンネルは厳しい摩耗を受けることとなる（Jacobsら（1983）¹⁾、Auel and Boes（2011）²⁾、Boes et al.（2014）³⁾）。この場合の摩耗とは、流水中の土砂による研磨作用や落差による衝撃力などが組み合わさり、コンクリートの断面が欠損していく現象である。図 5-1 に、スイスの Palagnedra ダムの土砂バイパストンネルと日本の旭ダムの土砂バイパストンネルの摩耗損

傷を示す。Palagnedra ダムの摩耗は深さ 4m まで達しており、このような大きな摩耗被害は、主に 1978 年の運用開始直後の大きな洪水によって引き起こされており、2012 年と 2013 年にはインバートの約 20% が改装された。旭ダムのインバートの摩耗は 1998 年に 1.3m に達して以降、定期的な修復作業が行われている。定期的な補修が必要ではあるものの、両バイパストンネルは非常に効果的に作動し、ダムへの堆砂を抑制するとともにダムの下流河川に土砂を供給している。



図 5-1 土砂バイパストンネル内の摩耗状況

左図：Palagnedra ダム，右図：旭ダム 4) Auel et al. 2016 より引用

上記の事例を含めて、土砂バイパスについては、国内外の実施事例が増えてきているものの、より効率的な運用・維持管理の実現に向けて、関連する各技術の定量的な評価と予測手法の確立が望まれている。従来の維持管理は、劣化がある程度進行して構造物の安全性や使用性に支障が生じた時点で補修・補強を実施する「事後保全」が主体であった。この為、調査・診断は、変状の程度や範囲を特定し、変状に対しての対策要否を判定する為に行われていた。

近年では、構造物の更新時期を延伸させることを目的に、変状が現れないように劣化防止対策を実施するといった「予防保全」主体の維持管理に移行しつつある。「2013 年制定 コンクリート標準示方書【維持管理編】」においても、予防保全（示方書では「予防維持区分」と表記）の考え方が示されている。予防保全主体の維持管理では劣化予測に基づく判定が行われることから、調査・診断においては劣化予測を行う為に必要な情報収集と分析が要求される。予防保全主体の維持管理を進める為には、現時点において以下のような問題点や課題がある。

- ・劣化予測の為のシミュレーション技術の確立
- ・劣化予測精度を向上させる調査技術の確立
- ・材料あるいは構造性能の劣化に関する定量的判定技術の確立
- ・維持管理者すべてに対する高い知見と能力の習得
- ・維持管理における点検・調査・補修等の記録の蓄積

この内、本研究では、劣化予測の為のシミュレーション技術の確立に向けて、トンネル内の砂礫による摩耗の評価を行う為のシミュレーションに取り組む。具体的には、砂礫の挙動を模擬した粒子追跡解析を行い、各粒径の粒子の移動経路より摩耗箇所の推定と予測を行うモデルを構築する。

5-2 新宮川水系旭ダムの土砂バイパストンネルの土砂移動解析

旭ダムは、日本最多雨地帯である紀伊半島南部の大峰山系を源流とする新宮川水系に位置し、年間の降水量は約 2,800mm である。この降水量は日本の全国平均の約 1.6 倍に相当しており本州有数の多雨地帯である。降水は、6月の梅雨期から9月の台風期に多く、出水もこの時期に集中しており、1990年9月に既往最大流量 662m³/s を記録した。流域は標高 1,000~1,800m の壮年期の急峻な山岳地形が発達し、河川勾配は約 1/6~1/7 と急勾配である。また、流域の急傾斜を利用して杉、檜等の針葉樹が植林されており、その他カシ、アカマツ等の雑木林がみられる。流域はダムの建設以来、崩壊地が増えつつあり、1966年と1990年の調査結果とを比較すると崩壊面積率は約 12 倍に増大している。一方、崩壊発生の素因として流域内の伐採跡地(植生)や地質条件および地形などに着目すると、崩壊面積率の高い流域源流部は、伐採跡地の分布、大峰酸性岩類の分布と重なっており、さらに地形的には急峻な斜面地形であることから、これらが崩壊発生の素因である可能性が高いと考えられる。

奥吉野発電所の下池である旭ダム貯水池では、1978年の完成以来、選択取水設備の運用、ダム直下流への濾過堰の設置、調整池周辺の地山崩壊防護工事により濁水問題に対処してきたが、1989、1990年の台風による大規模出水時の山腹崩壊等により濁水長期化問題が顕在化した。また、計画対砂量を上回る堆砂の進行が懸念された為、抜本的な対策が必要となった。濁水長期化問題の顕在化以降、ダム上流、ダム調整池内、ダム下流の濁度、水温の計測を毎日実施され、貯水池内の水質についても毎月1回調査されている。

図 5-2 に HARADA ら⁶⁾による旭ダム下流の濁水長期化日数および旭ダム上流域の崩壊面積率の推移を示す。この結果によると、ダムの運用開始以来、崩壊地が徐々に増え、1989年、1990年の大規模な台風が発端となり、これらの崩壊地から土砂が大量に流れ出し、ダム調整池内に流入することによって非常に長い期間の濁水問題が発生したと考えられる。

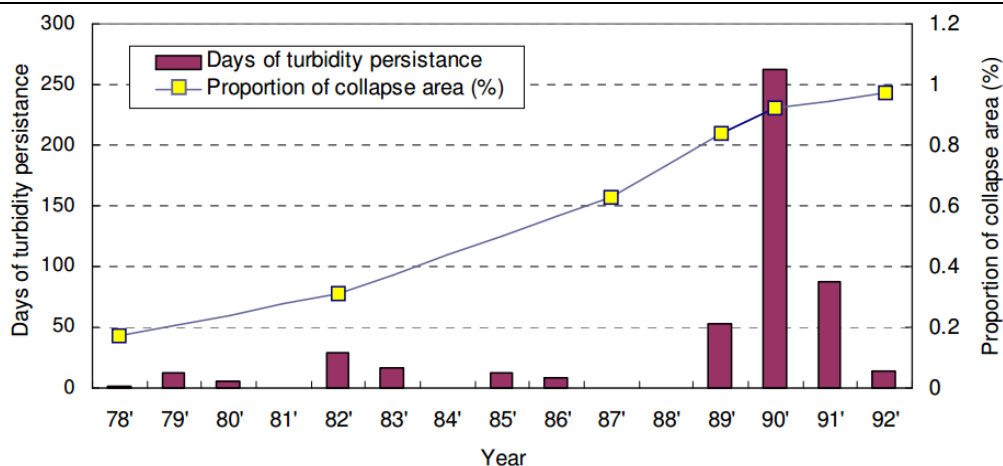


図 5-2 旭ダム下流の濁水長期化日数および上流域の崩壊地面積率²⁾

濁水長期化問題に対する地元からの強い改善要望もあり、1991年から対策案の検討を始め、選択取水運用の改良、崩壊地の保護、下流河川における礫間浄化、凝集剤による強制沈殿、汚濁防止膜による濾過、バイパス排砂など様々な対策を検討したが、効果、実現性、地点特性などから判断し、堆砂問題も同時に解決できる抜本的な対策として、日本で初のバイパス排砂設備(バイパス水路)の設置を決定した。これは、旭ダムの運用・地点特性、すなわち揚水式である為、流水の貯留が必要無く、流域も比較的小さいという特性を最大限活用したものであり、バイパス水路により濁水、掃流土砂を貯水池に流入させることなく下流河川へ排出する計画である。表 5-3 に旭ダムの土砂バイパス施設の諸元を示す。

表 5-3 バイパス設備主要諸元

堰	堤高×堤頂長	13.5×45.0m
	構造	鋼製
取水口	高さ×幅	14.5×3.8m
	長さ	18.50m
	構造	鉄筋コンクリート造り/鋼製ライニング
	ゲート	1門
水路 トンネル	高さ×幅	3.8×3.8m (幌型)
	長さ	2,350m
	勾配	約 1/35
	最大通水能力	140m ³ /s
	構造	鉄筋コンクリート巻立
放水口	幅×長さ	8.0～5.0×15.0m
	構造	鉄筋コンクリート造り

1998年の運用開始以降、旭ダム土砂バイパスは、基本的に出水時のみにトンネル内に流入水・流入土砂を迂回させ、平常時の清水はダム湖へ流入させている運用を行っている。これは、旭ダムは揚水式発電所の調整池であるため流水の貯留の必要はないが、調整池内の水の循環を良くし、水質の悪化を防ぐためである。表-2 にバイパス排砂設備の諸元、図-3 にバイパス設備の概要図を示す。バイパス工事は1994年に着工し、1998年4月より運用を開始している。

運用後のモニタリング調査結果によれば、土砂バイパスは、濁水長期化軽減、堆砂進行抑制、下流河川環境の復元に対し多大な効果をあげていると考えられる。濁水長期化について、図 5-3 に土砂バイパス施設の運用前後の出水時における貯水池内の濁度の比較結果を、図 5-4 にダム下流河川の濁度の比較結果を示す。調整池内および下流河川の濁度は運用開始前よりかなり低いレベルで推移することが確認されている。また、土砂バイパス運用開始以降の土砂バイパスへの年間流砂量を計算したところ、年間流入土砂量の約1~2割が湖内に堆砂しており、残りの8~9割の土砂は土砂バイパスにより下流に流下した（堆砂軽減）と推定されている。図 5-5 に旭ダムの堆砂の経年変化を示す。

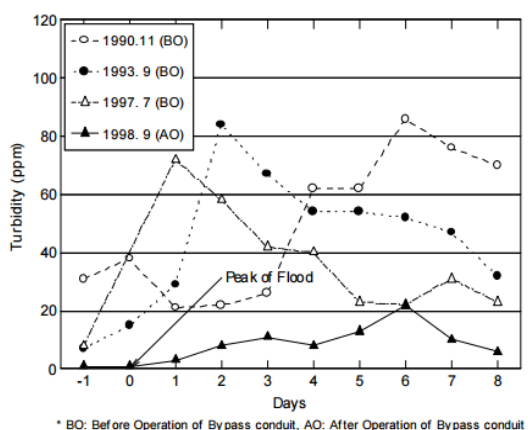


図 5-3 出水時における貯水池内の濁度の比較

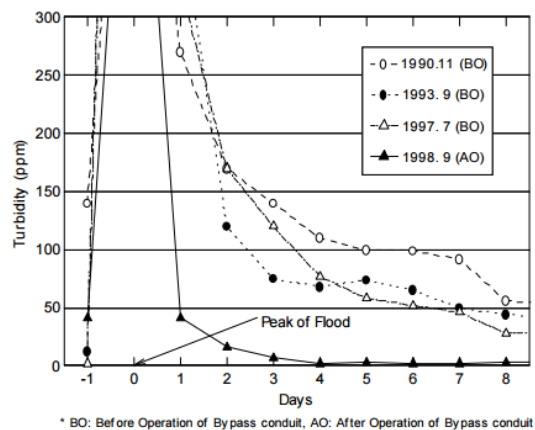


図 5-4 出水時における下流河川の濁度の比較

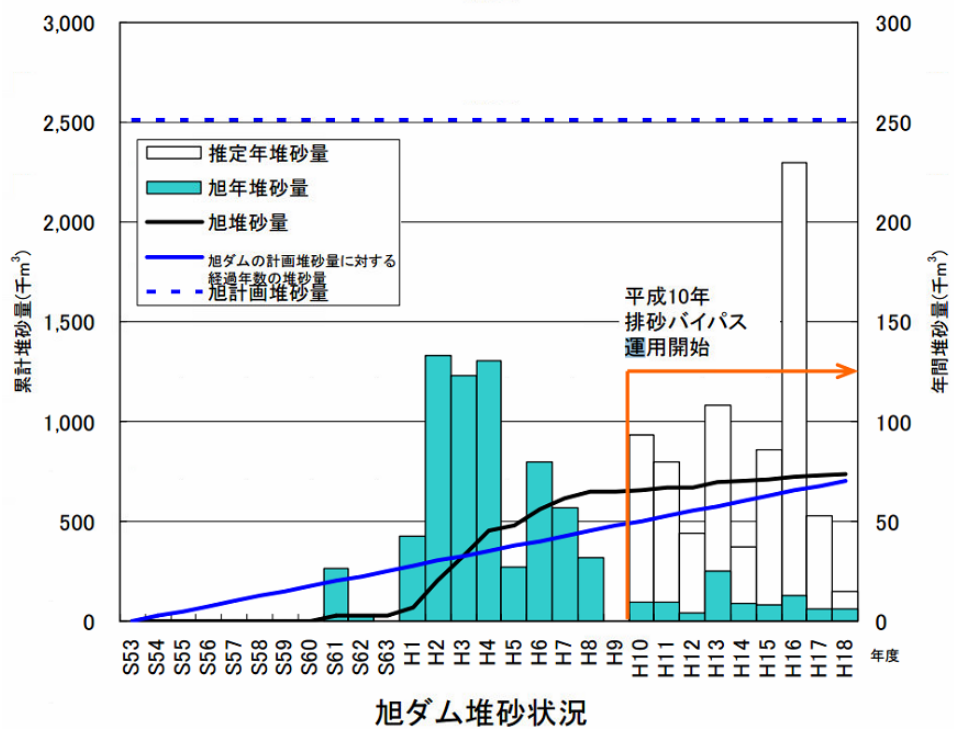


図 5-5 旭ダムの堆砂の経年変化⁷⁾

5-2-1 土砂バイパストンネル内の摩耗に関する既往研究

土砂バイパストンネルの効率的な維持管理を行う上で、砂礫の衝突による摩耗の予測は重要である。Bitter (1963)^{8),9)} は、摩耗量と衝突時の土砂粒子の運動エネルギーの損失が比例関係にあるとして、コンクリートに衝突する粒子の右有働エネルギーを水平および垂直成分に分け、水平成分を切削摩耗 (Cutting wear)、垂直成分を変形摩耗 (Deformation wear) と名付け、それぞれの摩耗式を提案している。同様の考え方にに基づき、摩耗を決定する最初のモデルが石橋 (1983)¹⁰⁾ によって提案された。特に、土砂バイパストンネル内のコンクリート表面の摩耗を予測するモデルは、射流を考慮する必要がある (石橋 (1983)¹⁰⁾、Helbig and Horlacher (2007)¹¹⁾、Auel et al. (2016)¹²⁾。これらの全てのモデルは、粒子の衝撃の物理的過程を考慮に入れ、粒子の運動特性、すなわち粒子の衝撃、速度および跳躍 (Saltation) の軌道の分析に関する実験的研究から導出されている。摩耗したインバートの堆積 V_a は、次式により計算される。

$$V_a = C_1 E_k + C_2 W_f \quad (5-1)$$

ここに、 E_k : 跳躍する土粒子の全運動エネルギー、 W_f : 土粒子の研削による総摩擦力、 C_1, C_2 : コンクリートまたは鋼材の摩耗・損傷係数 (m²/kgf)。全運動エネルギーは次式によって与えられる。

$$E_k = 1.5 V_{ts} \sum E_i N_i n_i \quad \text{【kgf m】} \quad (5-2)$$

また、総摩擦力 W_f は次式によって与えられる。

$$W_f = 5.513 \mu_s V_{ts} \sum \frac{U_p}{W_{im}} \quad \text{【kgf m】} \quad (5-3)$$

ここに、 V_{ts} : 掃流砂量[m³]、 μ_s : 動摩擦係数、 U_p : 土粒子の水平流速[m/s]である。また、 $N_i = L/L_p$: 衝突角 (インバート長 L と土粒子の跳躍距離 L_p の比)、 n_i : 土砂の堆積あたりの粒子数 である。

その後、基盤の摩耗速度の予測モデルが Sklar and Dietrich (2004)¹³⁾によって提案された。一般形は次式の通りである。

$$A_r = \frac{Y_M}{k_v f_t^2} \cdot \frac{W_{im}^2}{L_p} \cdot q_s \cdot \left(1 - \frac{q_s}{q_s^*} \right) \quad \text{【m/s】} \quad (5-4)$$

ここに、 Y_M : 路床材料のヤング率[Pa]、 k_v : 礫粒子および床材料特性の両方を含む一次元摩耗係数 (10⁶)、 f_t : 割裂引張強度[Pa]、 W_{im} : 砂礫の衝突流速、 q_s : 掃流砂量、 q_s^* : 掃流砂の輸送容量 である。

右辺の最終項は、路床の砂礫による被覆の影響を表しており、路床が砂礫で覆われることによって結果として衝撃エネルギーが減少することとなる (例えば、Sklar and Dietrich (1998)¹⁴⁾、

Turowski (2009)¹⁵⁾ . 土砂バイパストンネルの場合は路床には殆ど砂礫が残らず、被覆されない状況となる為、右辺の最終項は実質的には1となる。

Auel et al. (2014)¹⁶⁾は、砂礫の衝突速度やサルテーションの軌道等の新たなパラメータの相関を修正し、式5-4の修正版として次式を提案している。また、式5-5中のモデル係数 k_v については旭ダムの摩耗実績データを用いて較正を行い、 $k_v = 10^5$ を設定している。

$$A_r = \frac{Y_M}{k_v f_t^2} \cdot \frac{(s-1)g}{230} \cdot q_s \cdot \left(1 - \frac{q_s}{q_s^*}\right) \quad \text{【m/s} \quad (5-5)$$

図5-6に式5-5を用いて予測した1998年から2011年までの旭ダムのバイパストンネルのインバートの摩耗量の実績との比較を示す。提案式は高い精度でインバートの摩耗量を再現できていることがわかる。

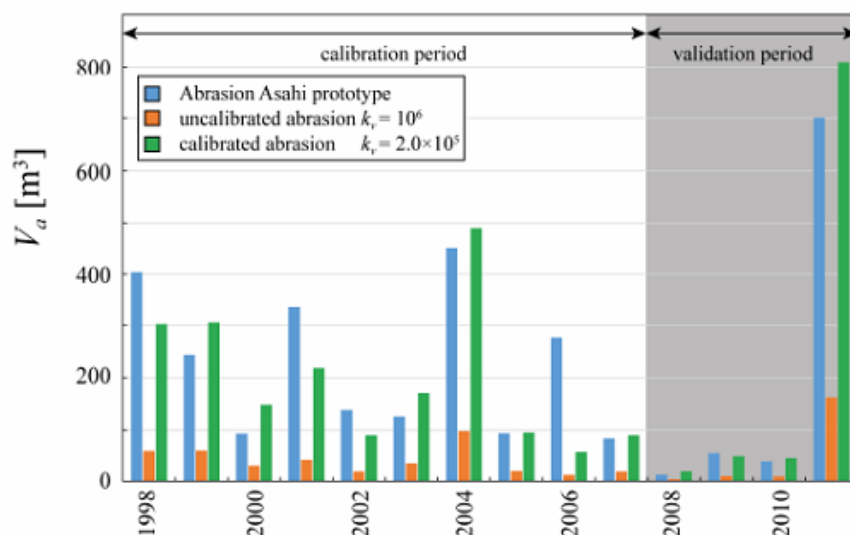


図 5-6 旭ダムのバイパストンネルのインバート摩耗量の実績と予測結果の比較

1998年～2011年¹⁶⁾より引用

上述の検討は、主に横断方向の砂礫の移動を考慮しない断面2次元の枠組みの中での検討である為、土砂バイパストンネル内の摩耗量の空間的な変化の予測を行う為には、トンネル内を流下する砂礫の三次元的な挙動を求める必要がある。特に、砂礫の移動経路の予測はトンネルの摩耗箇所への推定に直結する課題であり、トンネルの長期的な維持管理の観点からも重要である。

そこで本研究では、前章までに構築してきた三次元流動モデルを用いてトンネル内の流況を解析し、得られた三次元の流動場に基づいて砂礫の堆積や質量を考慮した移動を計算することにより、トンネルを流下する際の砂礫の三次元的な移動経路について検討を行う。

5-2-2 解析手法

本検討で適用する粒子追跡手法について説明する。砂礫を模擬した粒子の運動は、Newtonの運動方程式によって計算される。また、簡便の為、粒子は完全に球形と仮定し、解析条件として粒子の直径と密度を与えて体積、面積、質量を計算するものとする。粒子に作用する外力として、抗力 F_D （定常抗力 F_{Ds} + 非定常抗力 F_{Dus} ）、揚力 F_M 、重力・浮力 F_G 、衝突、転動による不規則な運動を表現する為の外力 F_{ran} を考慮する。粒子の運動方程式は次式で表される。

$$M \frac{du_p}{dt} = F_{Ds} + F_{Dus} + F_{Mag} + F_G + F_{ran}$$

ここに、 u_p ：粒子の速度、 u ：粒子の質量である。以下では、各作用外力について説明する。

(1) 抗力（定常抗力および非定常抗力）

砂礫に働く抗力は、砂礫の周りの流れ場によって常に変化しており、後述の粒子レイノルズ数が高い場合においては、砂礫と流れ場との相対速度が一定の場合と変化する場合で流体効力が異なってくる。本検討では、流体抗力を砂礫と流れ場の瞬間的な相対速度に影響を受ける定常抗力 F_{Ds} と相対速度の時間変化に影響を受ける非定常抗力 F_{Dus} に分離し、砂礫の質量および体積を用い、それぞれ下式によって計算する。

$$F_{Ds} = \frac{1}{2} C_D \rho_w u_r |u_r| A$$

$$F_{Dus} = C_M \rho_w \frac{\partial u_r}{\partial t} V$$

$$u_r = u_w - u_p$$

ここに、 ρ ：水の密度、 C_D, C_{Dx} ：抗力係数、 u_r ：各方向の相対流速、 u ：粒子中心位置での水の流速、 A ：砂礫の各方向の投影面積、 C_M ：慣性力係数(=1.0)、 V ：砂礫の水中部分の体積である。

抗力係数 C_D は、単一球の抵抗式である Morsi&Alexander⁴⁾の式を用いて、粒子レイノルズ数 Re_p の関数として下式により求められる。

$$C_D = C_1 + \frac{C_2}{Re_p} + \frac{C_3}{Re_p^2}$$

$$Re_p = \frac{|u_r| d_p}{\nu}$$

ここに、 d ：土粒子の直径、 ν ：水の動粘性係数である。

また、 C_1, C_2, C_3 については粒子レイノルズ数 Re_p の値により場合分けされている。値による C_1, C_2, C_3 を表5-4に示す。

表 5-4 抗力係数の算出

Re_p	C_1	C_2	C_3
$Re_p \leq 0.1$	0.0	24.0	0.0
$0.1 \leq Re_p \leq 1$	3.69	22.73	0.0903
$1 \leq Re_p \leq 10$	1.222	29.1667	-3.8889
$10 \leq Re_p \leq 100$	0.6167	46.5	-116.67
$100 \leq Re_p \leq 1000$	0.3644	98.33	-2778.0
$1000 \leq Re_p \leq 5000$	0.357	148.62	-47500.0
$5000 \leq Re_p \leq 10000$	0.46	-490.546	578700.0
$10000 \leq Re_p \leq 50000$	0.5191	-1662.5	5416700.0

(2) 揚力

砂礫はトンネル壁面との衝突により、回転運動を生じる。その為、流体粘性によって砂礫と流体の回転速度が等しくなるまでは、砂礫と流体の間に相対角速度が生じる。本検討では相対角速度によって砂礫に働く揚力として Magnus 力を考慮する。Magnus 力 F_{Mag} は次式により計算される。

$$F_{Mag} = \frac{1}{2} C_{Mag} A \rho_w |u_r| \frac{u_r \times \omega_r}{|\omega_r|}$$

$$\omega_r = \omega_p - \frac{1}{2} \cdot (\nabla \times u_w)$$

ここに、 ρ : 粒子と流体の相対角速度、 C_{Mag} : 回転揚力係数 である。 C_{Mag} は粒子表面の回転速度と相対速度の周速比の関数を用いて Maccoll⁵⁾, Davies⁶⁾, Rubinow & Keller⁷⁾, Osterle & Dinh⁸⁾による実験式および理論式より、以下のように計算される。

$$\begin{aligned} C_{Mag} &= 2\Gamma_p & Re_p \leq 1 \\ C_{Mag} &= 0.45 + (2\Gamma_p - 0.45) \cdot \exp(-1.075\Gamma_p^{0.4} Re_p^{0.7}) & 10 \leq Re_p \leq 140 \quad \text{and} \quad 1 \leq \Gamma_p \leq 6 \\ C_{Mag} &= \min[0.5, 0.5\Gamma_p] & \text{otherwise} \end{aligned}$$

(3) 重力・浮力

重力および浮力は、重力加速度 g を用いて次式により計算される。

$$F_G = (\rho_d - \rho_w)gV$$

ここに、 ρ_d : 土粒子の密度 (=2.65g/cm³)、 g : 重力加速度 (=9.8m/s²) である。

(4) 衝突・転動

砂礫はトンネル内を流下する際に、路床や壁面と衝突することにより不規則な転動を繰り返す。このような衝突・接触現象のモデルとしては、粒子を剛体と仮定し、反発係数や摩擦係数を用いて衝突前後の粒子速度の変化を計算する方法がある。しかし、粒子数が多く、多体衝突となる場合は衝突判定と衝突の計算に非常に多くの計算負荷がかかることから、本検討では、衝突による不規則な運動の影響を疑似的に反映させたランダム・ウォークを導入する。土粒子の不規則な運動を表現する為の外力 F_{ran} は拡散係数にランダム変数発生により得られたランダム数を乗じる形で次式により計算される。

$$F_{ran} = \sqrt{2D_{ran}} (2p - 1)$$

ここに、 D_{ran} : 衝突による拡散係数、 $p : 0.5$ の平均を持つランダム変数発生により得られたランダム数 である。本検討では $D_{ran} = 0.03$ とした。

(5) 時間発展

時間発展は以下に示す4次の Runge-Kutta 法により計算される。

$$x_{n+1} = x_n + \frac{1}{6}(\Delta x_1 + 2\Delta x_2 + 2\Delta x_3 + \Delta x_4)$$

$$y_{n+1} = y_n + \frac{1}{6}(\Delta y_1 + 2\Delta y_2 + 2\Delta y_3 + \Delta y_4)$$

$$z_{n+1} = z_n + \frac{1}{6}(\Delta z_1 + 2\Delta z_2 + 2\Delta z_3 + \Delta z_4)$$

ここで、

$$\Delta x_1 = \Delta t u(t_n, x_n, y_n, z_n)$$

$$\Delta x_2 = \Delta t u(t_n + 0.5\Delta t, x_n + 0.5\Delta x_1, y_n + 0.5\Delta y_1, z_n + 0.5\Delta z_1)$$

$$\Delta x_3 = \Delta t u(t_n + 0.5\Delta t, x_n + 0.5\Delta x_2, y_n + 0.5\Delta y_2, z_n + 0.5\Delta z_2)$$

$$\Delta x_4 = \Delta t u(t_n + 0.5\Delta t, x_n + 0.5\Delta x_3, y_n + 0.5\Delta y_3, z_n + 0.5\Delta z_3)$$

$$\Delta y_1 = \Delta t v(t_n, x_n, y_n, z_n)$$

$$\Delta y_2 = \Delta t v(t_n + 0.5\Delta t, x_n + 0.5\Delta x_1, y_n + 0.5\Delta y_1, z_n + 0.5\Delta z_1)$$

$$\Delta y_3 = \Delta t v(t_n + 0.5\Delta t, x_n + 0.5\Delta x_2, y_n + 0.5\Delta y_2, z_n + 0.5\Delta z_2)$$

$$\Delta y_4 = \Delta t v(t_n + 0.5\Delta t, x_n + 0.5\Delta x_3, y_n + 0.5\Delta y_3, z_n + 0.5\Delta z_3)$$

$$\Delta z_1 = \Delta t w(t_n, x_n, y_n, z_n)$$

$$\Delta z_2 = \Delta t w(t_n + 0.5\Delta t, x_n + 0.5\Delta x_1, y_n + 0.5\Delta y_1, z_n + 0.5\Delta z_1)$$

$$\Delta z_3 = \Delta t w(t_n + 0.5\Delta t, x_n + 0.5\Delta x_2, y_n + 0.5\Delta y_2, z_n + 0.5\Delta z_2)$$

$$\Delta z_4 = \Delta t w(t_n + 0.5\Delta t, x_n + 0.5\Delta x_3, y_n + 0.5\Delta y_3, z_n + 0.5\Delta z_3)$$

5-2-3 解析条件

計算区間は、土砂バイパストンネル呑口からトンネル出口までの2,350mの区間とした。河床勾配は1/35とし、水路幅は3.8mとした。トンネル縦断方向の計算メッシュ間隔について、土砂バイパストンネル呑口からトンネル湾曲部前までの約1200mの直線区間については計算負荷を勘案し、10m間隔とした。湾曲部からトンネル出口までの計算メッシュについては横断方向0.1m、縦断方向2m間隔に設定し、メッシュ間隔が連続的に変化するように設定した。鉛直方向の計算メッシュ間隔はフリーフロー時のトンネル内の流況を再現する為、0.5m間隔とした。計算メッシュの総数は、1731,405となった。表5-5に計算条件、図5-7および図5-8に解析地形の計算メッシュを示す。

土砂バイパストンネルの入口より与える流量は、平常時の流量として $50\text{m}^3/\text{s}$ 、最大流量として $140\text{m}^3/\text{s}$ の二通りの流量を設定した。砂礫の粒径として、旭ダムの河床材料調査結果より、最小粒径として1cm、平均粒径として7cm、最大粒径として20cmの土砂を設定した。下流端は自由流出とした。砂礫粒子の配置として、直線区間での粒子の移動と湾曲部での粒子の移動の違いを確認する為に2通りの配置を行う。直線区間については、トンネルの流入端付近の1200mの位置に $0.2\text{m} \times$ トンネル幅の範囲に粒子を設定した。湾曲部については、トンネルの湾曲部の上流200m付近の $2\text{m} \times$ トンネル幅の領域に粒子を配置した（図5-9参照）。

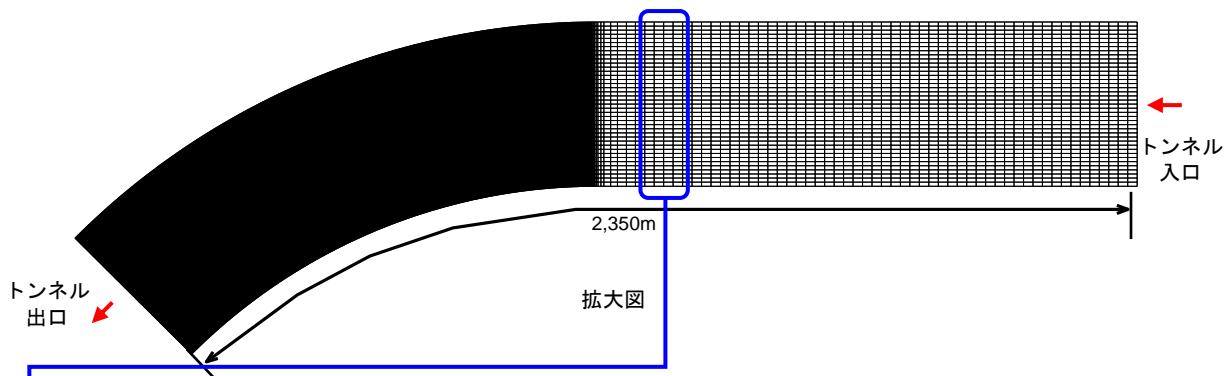


図 5-7 計算メッシュ

(平面図はトンネル横断方向に 100 倍に拡大して表示)

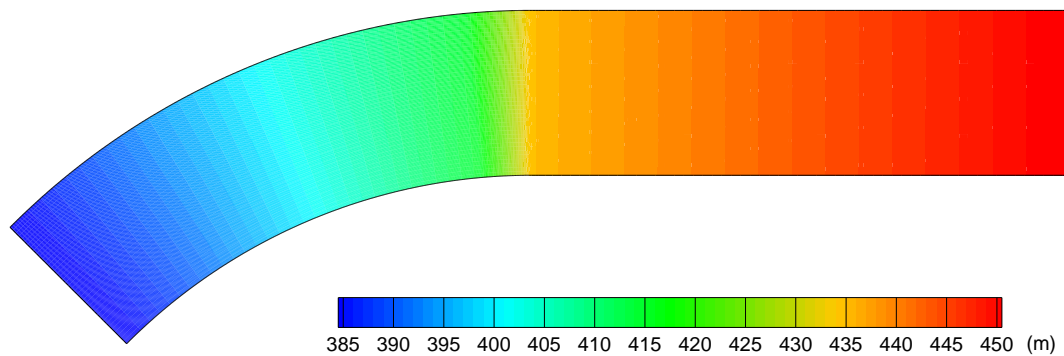


図 5-8 標高コンター図

(平面図はトンネル横断方向に 100 倍に拡大して表示)

表 5-5 計算条件

項目	条件
計算区間	土砂バイパストンネル 2,350m
河床勾配	1/35
水路幅	3.8m
総メッシュ数	1,731,405
メッシュ間隔	Δx : 2~10m Δy : 0.1m Δz : 0.5m
計算流量	平常時 : 50m ³ /s 最大流量時 : 140m ³ /s
砂礫の粒径	1cm, 7cm, 20cm
下流端条件	自由流出

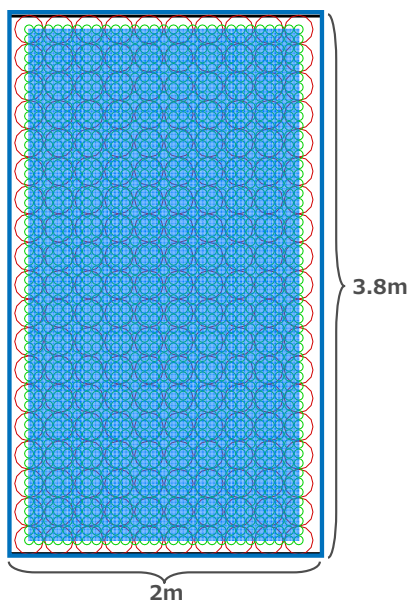


図 5-9 土粒子配置【湾曲部検討用】

(湾曲部上流 200m 付近に 2m × トンネル幅の領域に均等に粒子を配置)

5-2-4 解析結果

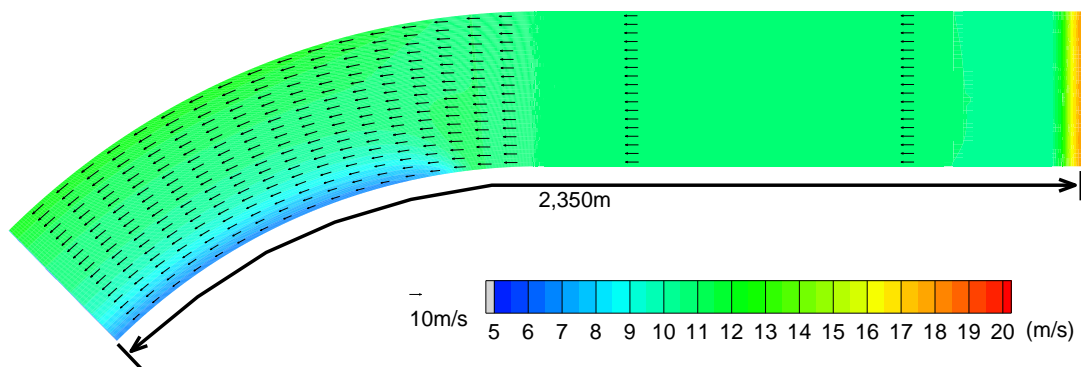
(1) 流況

図 5-10 および図 5-11 に流量 $50\text{m}^3/\text{s}$ における土砂バイパストンネル内の表層と底層の平面流速分布を示す。結果より、平常時の流量である $50\text{m}^3/\text{s}$ の場合、トンネル内の流速は表層で 7m/s から 12m/s となっている。トンネル入口から流れは若干右岸が強くなるものの、ほぼ一様に水路を流下する。

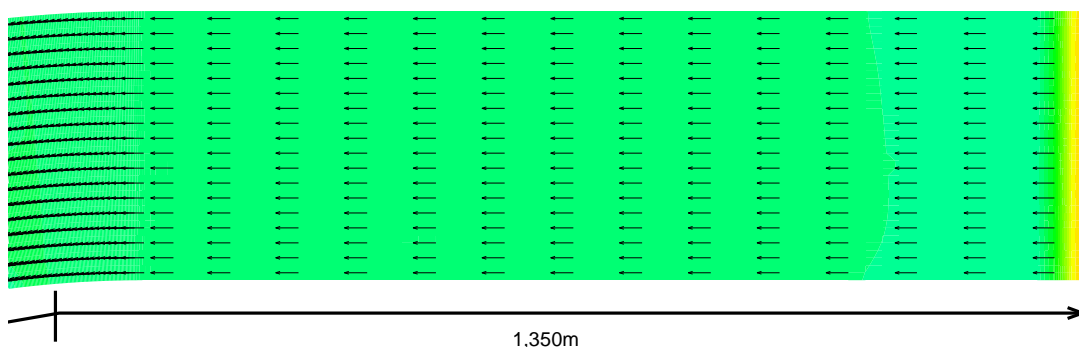
図 5-12 および図 5-13 に $140\text{m}^3/\text{s}$ における土砂バイパストンネル内の表層と底層の平面流速分布を示す。最大流量である $140\text{m}^3/\text{s}$ の結果では、トンネル内の流速は表層で 10m/s から 18m/s と非常に速い速度であることが確認できる。また、トンネルの呑口から湾曲部までの直線区間でも流れは横断方向に分布を持っており、表層・底層ともに左岸側から湾曲部の外岸に向かって右岸側に徐々に主流部が変化していく流況となっている。また、また、湾曲部では右岸側で流速が強くなり、内岸側と外岸側で大きな流速差が生まれていることがわかる。

図 5-14 に流量 $50\text{m}^3/\text{s}$ における土砂バイパストンネル内の代表的な断面（直線区間、直線区間-湾曲部、湾曲部）での横断流速分布を示す。各断面共に、水深は約 1.5m となっており、直線区間よりも湾曲部の方が流速の低下により、若干水位が上昇している。流速分布より、直線区間での流速分布は、横断方向にほぼ一様となっているのに対し、直線区間から湾曲部に差し掛かるに従い、湾曲の外岸側である右岸での流速が増加し、湾曲の内岸側である左岸での流速が減少していることがわかる。湾曲部では左岸と右岸で約 5m/s の流速差がついている。

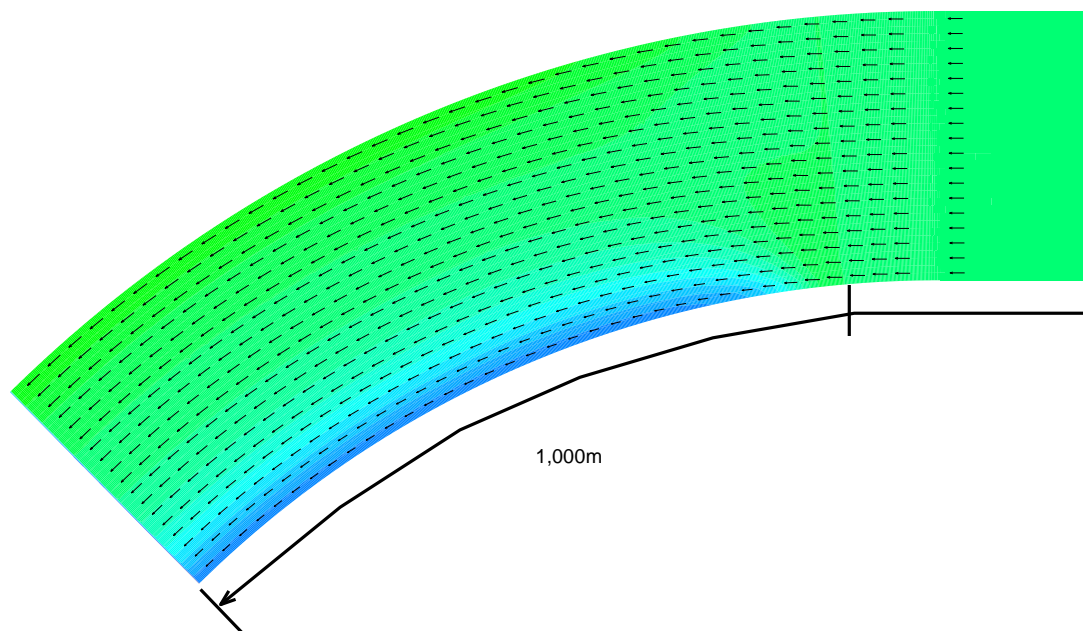
図 5-15 に流量 $140\text{m}^3/\text{s}$ における土砂バイパストンネル内の代表的な断面（直線区間、直線区間-湾曲部、湾曲部）での横断流速分布を示す。水深は直線区間で約 2.6m 、湾曲部で約 3m となっており、流量 $50\text{m}^3/\text{s}$ の場合に比べて直線区間と湾曲部の水位差が大きくなっている。流速分布より、直線区間では主に表層で湾曲の内岸側である右岸で流速が強くなっていることがわかる。この理由は、下流の湾曲部で内岸側から外岸側へと向かう流れによって生じる内岸部での流量を補償する形で、直線区間では左岸側に向かう流れが発生している為であると推察される。湾曲部では、右岸での流速が増加し、左岸での流速が減少している傾向は流量 $50\text{m}^3/\text{s}$ の場合と同様であるものの、左岸と右岸での流速差は約 9m/s となっており、流速の偏りがより大きくなっていることがわかる。



【全体】

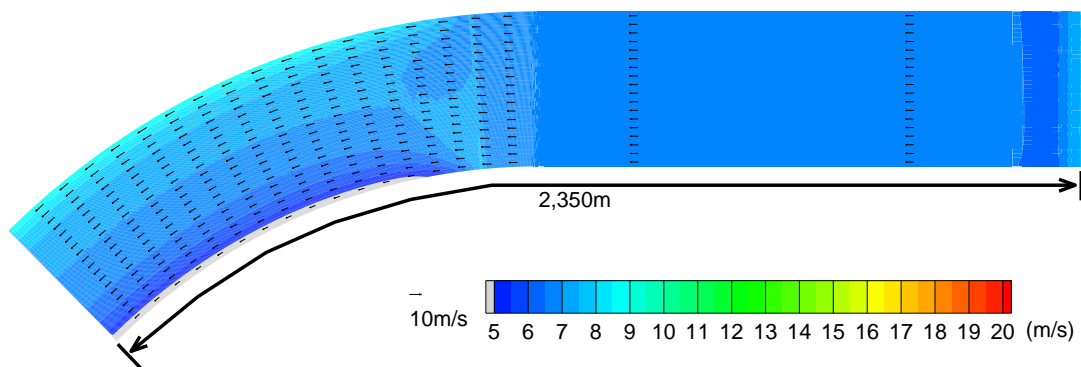


【直線区間拡大図】

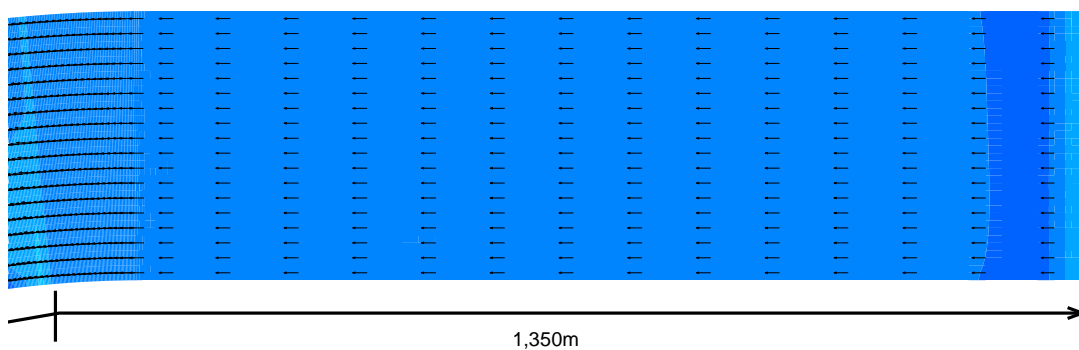


【湾曲部拡大図】

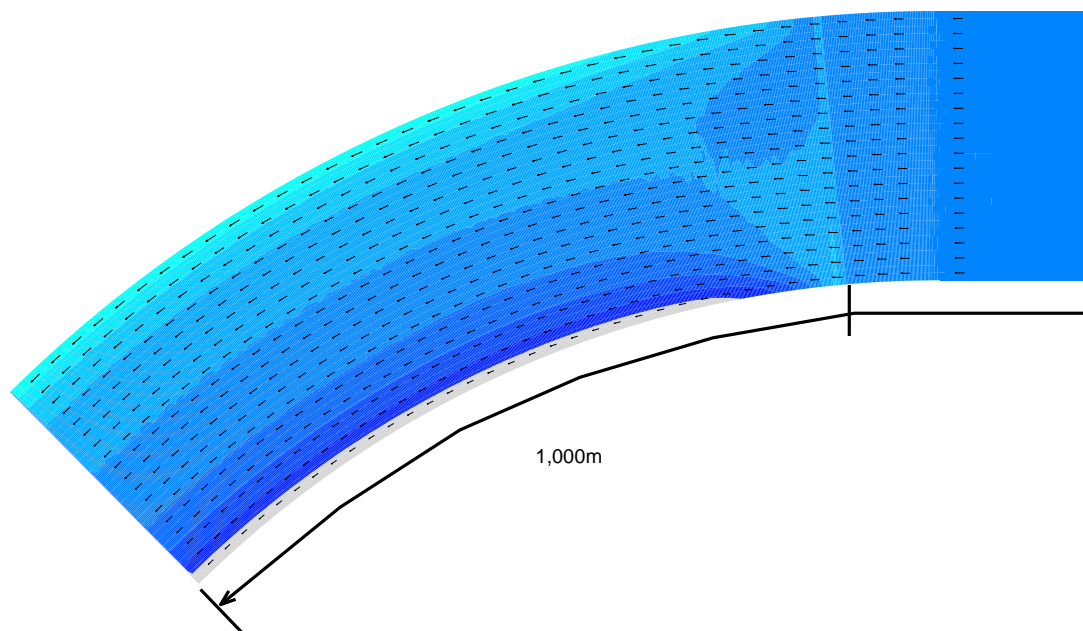
図 5-10 表層流速分布平面図 平常時 : $50\text{m}^3/\text{s}$
(平面図はトンネル横断方向に 100 倍に拡大して表示)



【全体】

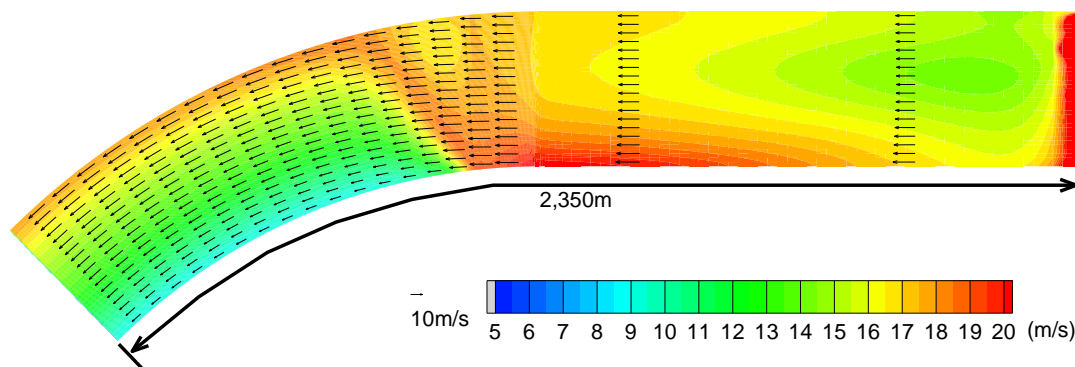


【直線区間拡大図】

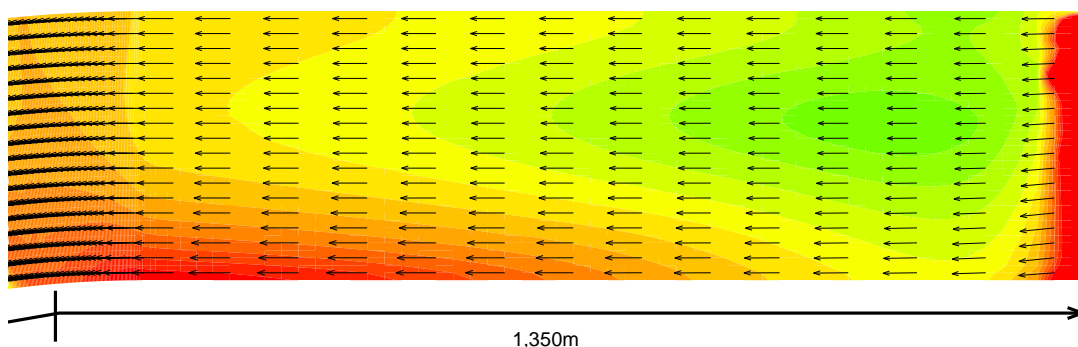


【湾曲部拡大図】

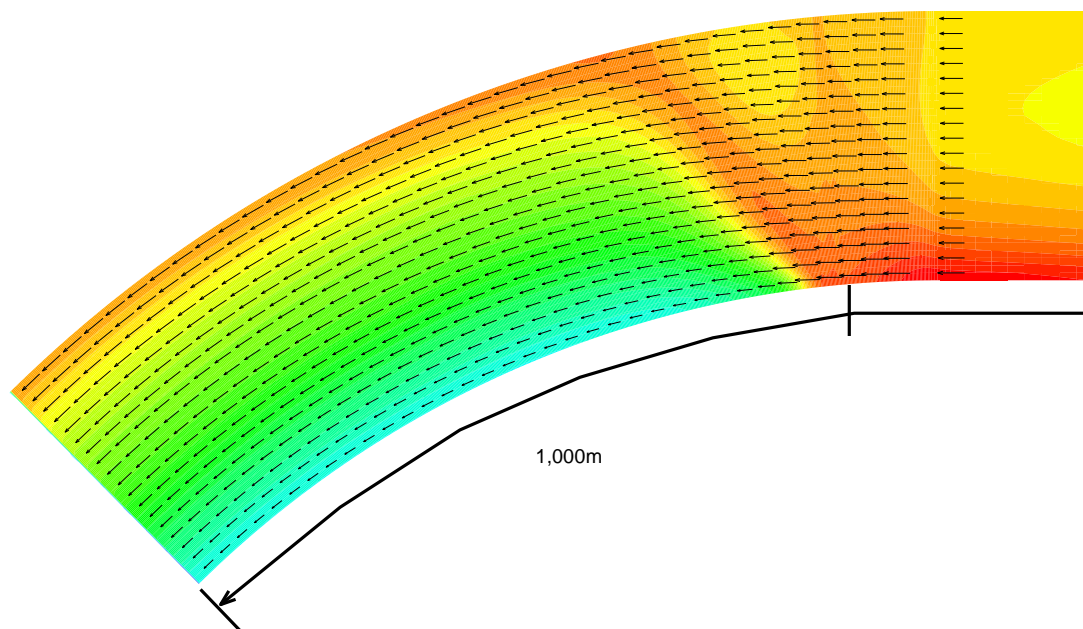
図 5-11 底層流速分布平面図 平常時 : $50\text{m}^3/\text{s}$
(平面図はトンネル横断方向に 100 倍に拡大して表示)



【全体】

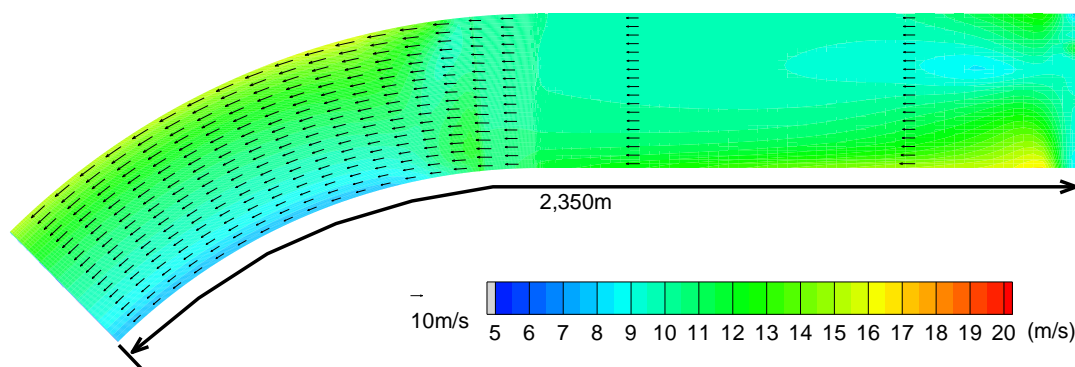


【直線区間拡大図】

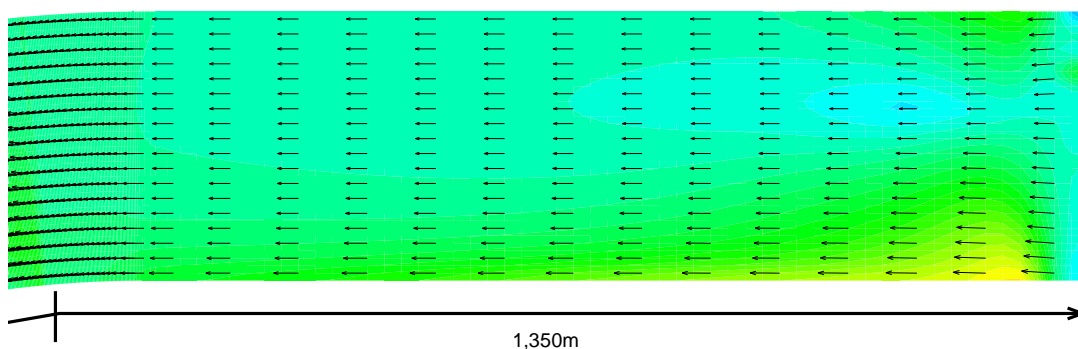


【湾曲部拡大図】

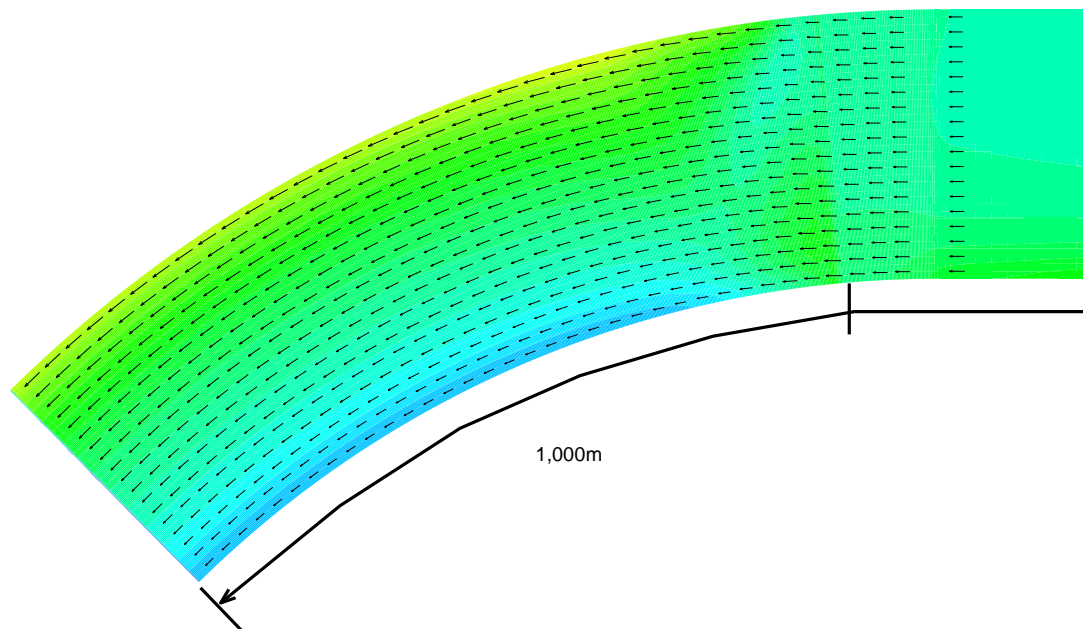
図 5-12 表層流速分布平面図 最大流量時：140m³/s
(平面図はトンネル横断方向に 100 倍に拡大して表示)



【全体】

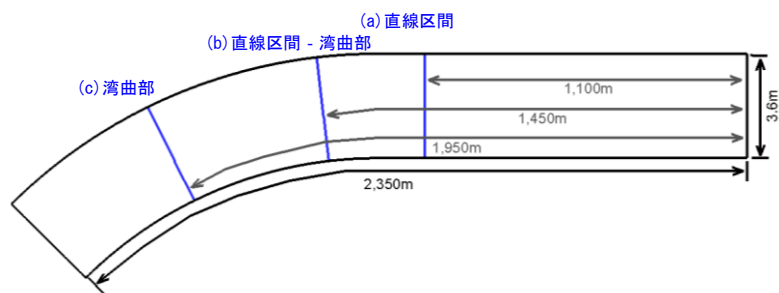


【直線区間拡大図】

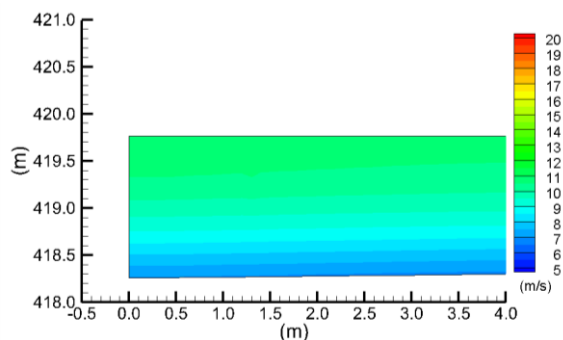


【湾曲部拡大図】

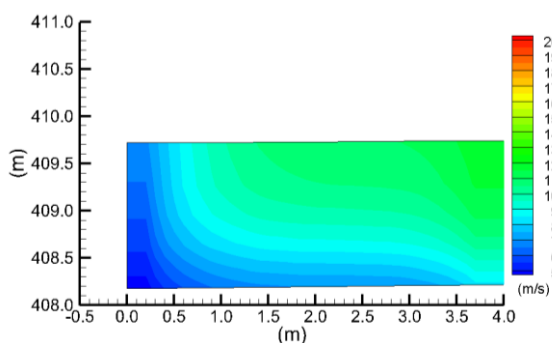
図 5-13 底層流速分布平面図 最大流量時：140m³/s
 (平面図はトンネル横断方向に 100 倍に拡大して表示)



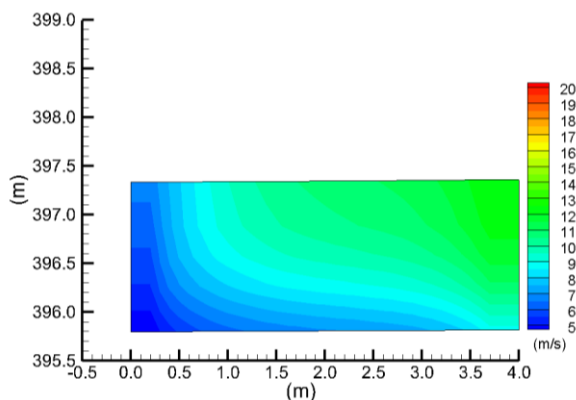
【横断抽出地点】



【直線区間】

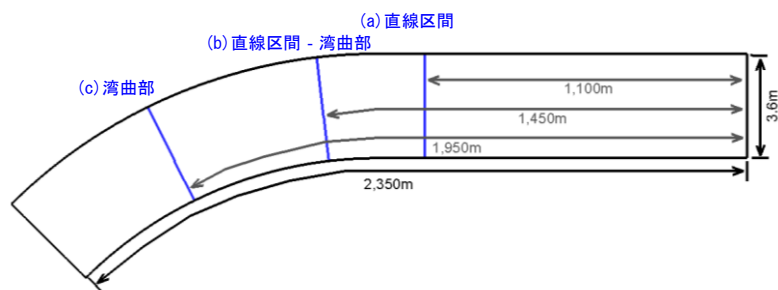


【直線区間-湾曲部】

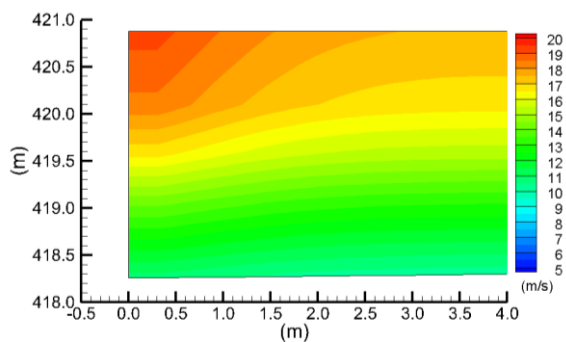


【湾曲部】

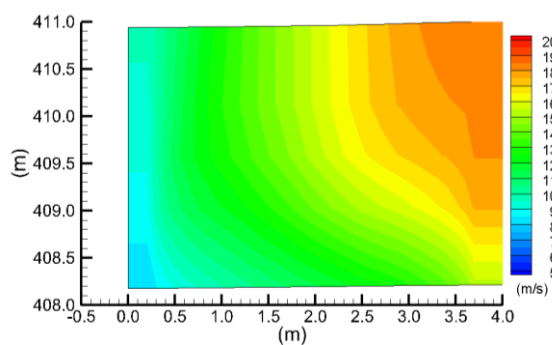
図 5-14 流速分布横断面図 平常時 : 50m³/s



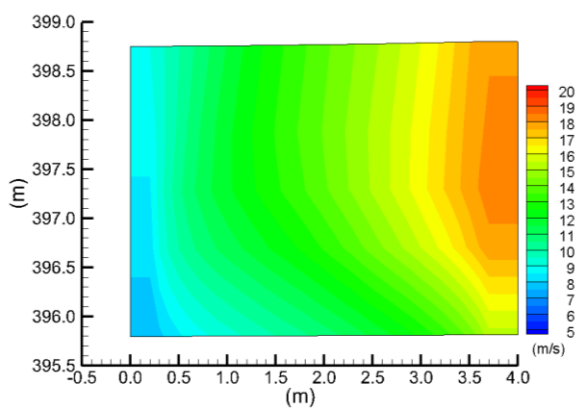
【横断抽出地点】



【直線区間】



【直線区間-湾曲部】



【湾曲部】

図 5-15 流速分布横断面図 最大流量時：140m³/s

(2) 砂礫粒子の移動 (直線区間)

図 5-16 に流量 $50\text{m}^3/\text{s}$ および $140\text{m}^3/\text{s}$ における全ての粒径の砂礫粒子の軌跡をまとめて示す。図では、粒径による違いを明確にする為、 1cm の粒子を青色、 7cm の粒子を緑色、 20cm の粒子を赤色に色分けしている (粒径の大きさは粒子に反映させていない)。結果より、流量 $50\text{m}^3/\text{s}$ 、 $140\text{m}^3/\text{s}$ のいずれについても粒径 20cm の粒子が最も早く、粒径 1cm の粒子が最も遅い結果となっている。粒子に働く外力の内、最も大きな駆動力となるものは抗力であるが、抗力は砂礫粒子と流体の相対速度によって発生する為、砂礫粒子の速度が流体と同等になった時点で作用しなくなる。このことから直線区間における砂礫粒子の到達速度の違いは重力によるものであると考えられる。トンネルの水路勾配は $1/35$ であることから、砂礫粒子が終端速度に達するまでは、重力の斜面流下方向成分も有意な値となっている。

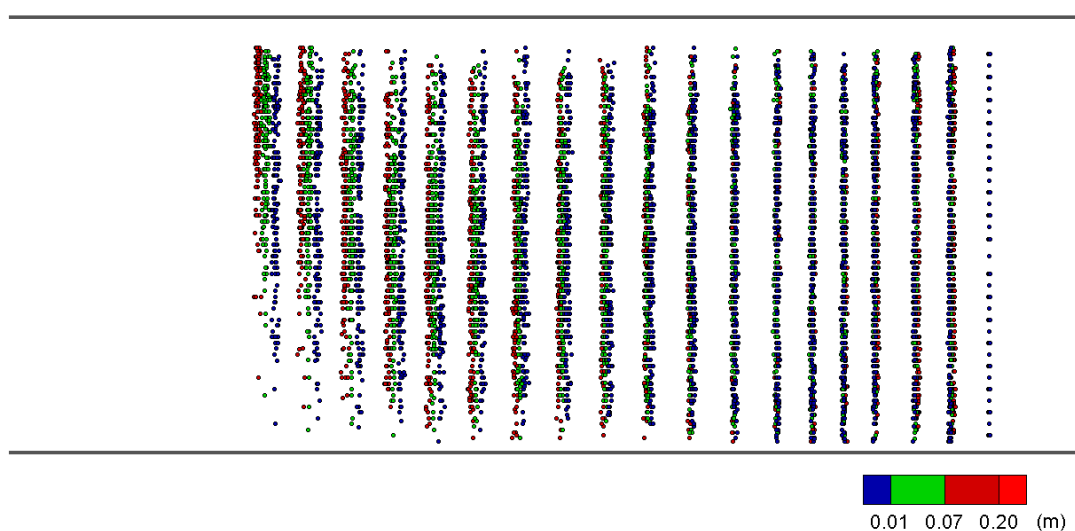
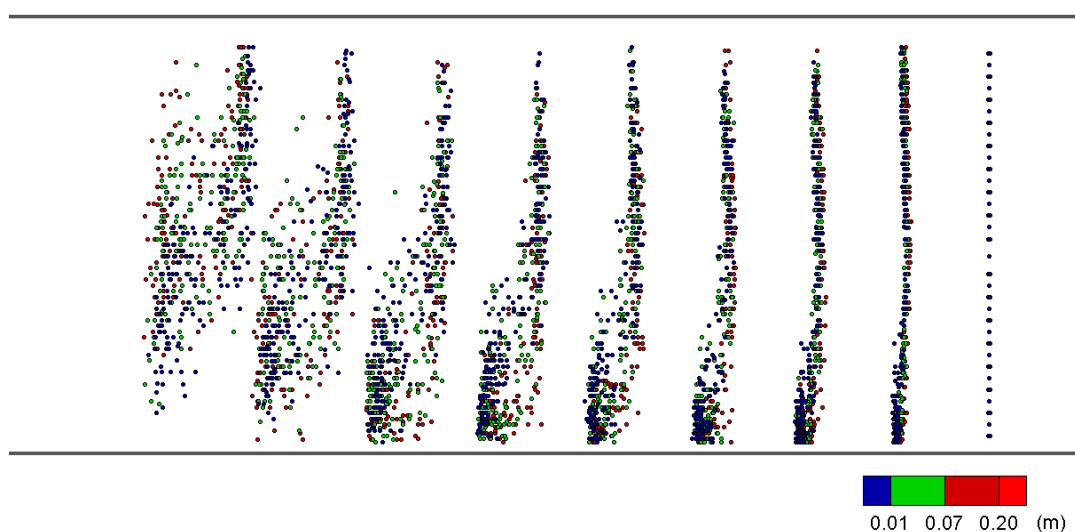
(a) 流量 $50\text{m}^3/\text{s}$ (b) 流量 $140\text{m}^3/\text{s}$

図 5-16 直線区間における砂礫粒子の軌跡 (約 5 秒間隔)

(3) 砂礫粒子の移動（湾曲部）

図 5-19 から図 5-22 に流量 $50\text{m}^3/\text{s}$ および $140\text{m}^3/\text{s}$ における各砂礫粒子の移動結果を示す。結果について、代表的な区間（(a) 直線区間，(b) 直線区間-湾曲部，(c) 湾曲部）での砂礫粒子のスナップショットを示すとともに約 5 秒間隔の粒子の軌跡を (d) に示す。また、図 5-23 図 5-23 に全ての粒径の砂礫粒子の軌跡をまとめて示す。

結果より、粒径 1cm の粒子経路はトンネル内の流速の強い部分に沿って流れていることが確認できる。分布と概ね粒径 20cm の粒子経路は粒径 1cm の粒子経路に比べて湾曲部内岸側にも分布が広がるとともに、粒子の分布範囲が拡大していることが確認できる。

図 5-24 に土砂バイパストンネル内のコンクリートの摩耗深さの実績（累積値）を示す。図より、トンネル呑口から湾曲部の手前の区間では、右岸側で摩耗深さが大きくなっている。トンネル出口までの湾曲部では逆に、左岸側の摩耗深さが大きくなっており、摩耗の程度は直線区間よりも大きくなっている。各ケースの結果と比較すると、流量 $50\text{m}^3/\text{s}$ 、粒径 20cm の砂礫の移動経路が実績で摩耗が顕著である湾曲部内岸側の領域と一致していることがわかる。摩耗に影響を与えるのは主に衝突力が大きくなる大粒径の砂礫であることから、この摩耗の分布範囲は比較的大きな粒径の移動経路に近い範囲を表していると考えられる。

図 5-26、図 5-27 に (a) 直線区間，(b) 直線区間-湾曲部，(c) 湾曲部における横断方向の砂礫粒子の通過量の分布を示す（抽出位置については図 5-25 参照）。なお、粒径毎に初期に配置している粒子数が異なる為、ケース毎に横断面を通過した総粒子数で除して比較している。(a) の結果より、直線区間では湾曲部に差し掛かる手前で左岸に偏向する流れの影響により、横断方向の分布は左岸側がやや高くなる。(b) では粒径 1cm の粒子は湾曲外岸側を多く通過しているのに対し、粒径 20cm の粒子は湾曲の内岸側を通過していることがわかる。これは湾曲部では慣性力および揚力の影響により、体積（面積）の大きな粒子ほど流速差の大きい湾曲内岸側に移動するという現象が示されている。(c) では粒径の小さい粒子の湾曲外岸側への偏りと粒径の大きな粒子の湾曲内岸側への偏りがより顕著になっていることが確認できる。この粒径の違いによる移動経路の偏りは最大流量である $140\text{m}^3/\text{s}$ よりも平常時の流量である $50\text{m}^3/\text{s}$ のケースでより顕著に表れている。

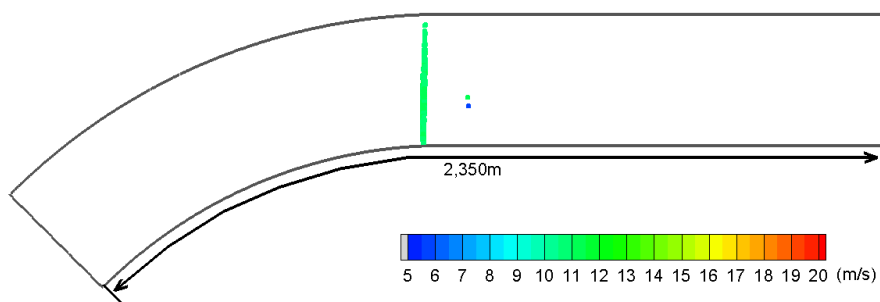
図 5-28 に土砂バイパストンネル出口における砂礫粒子の流出数の時間変化を示す。なお、粒径毎に初期に配置している粒子数が異なる為、ケース毎に流出した総粒子数で除して比較している。結果より、 $50\text{m}^3/\text{s}$ の場合は、粒径 1cm の粒子の流出が最も早くなっており、 20cm の粒子の流出時刻に大きな差ができています。この理由は、 1cm の粒子がトンネルの湾曲外岸側の流速の早い領域を通過するのに対し、 20cm の粒子は湾曲内岸側の流速の遅い領域を通過する為である。また、いずれのケースも粒子の流出が周期的な振動を持って増減しながら続くことがわかる。これは、トンネル内の流れに転波列が発生していることによるものである。実際に旭ダムのバイパストンネル運用時には転波列を伴うトンネルからの水・砂礫の流出が確認されていることから、

本検討である程度現実に近い流出現象が再現できていると考えられる。140m³/sの場合は、逆に粒径が大きい程流出時刻が早くなっている。また、粒径1cmのケースは粒径7cmおよび粒径20cmのケースに比べて流出時間が短くなっている。この理由は、粒径の小さな粒子ほどトンネル内の流れの分布に追随した移動となる為、あまり拡散することなく流速の早い湾曲外岸側を通過し、トンネル下端より流出する為である。粒子の流出波形は、50m³/sの結果と同様に振動を伴うものの、まとめて短時間に流出していることがわかる。

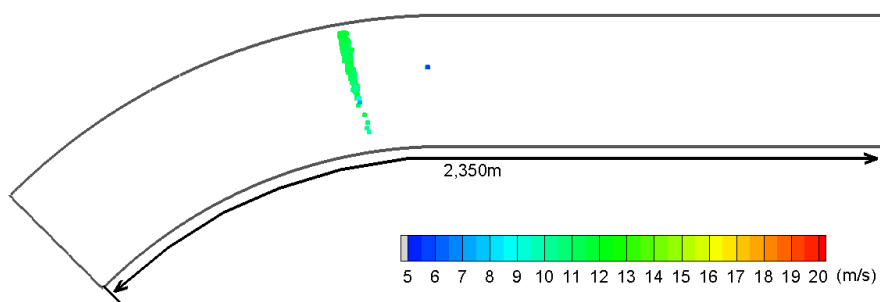
(4) 摩耗量の予測モデルの確立に向けた今後の課題

本検討では三次元の流況解析結果に基づく砂礫粒子の移動経路を予測可能なモデルを構築し、その経路については摩耗実績と整合する結果が得られている。今後、具体的な摩耗予測を行う為には以下の課題を解決していく必要があると考えられる。

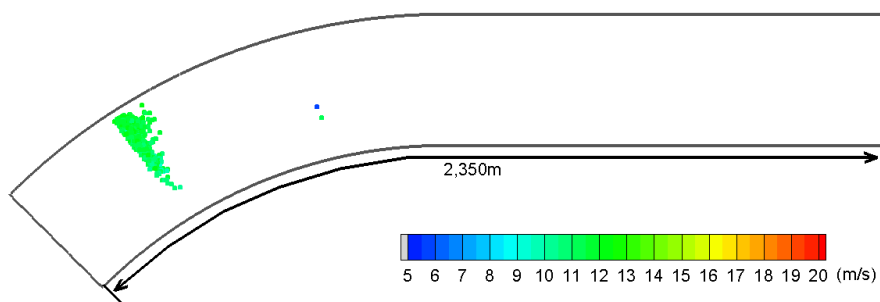
1. トンネル内の砂礫の壁面および砂礫同士の衝突過程の考慮
2. 砂礫とトンネル底面の衝突角および衝突速度の算出
3. 衝突角および衝突速度を用いた摩耗量の推定



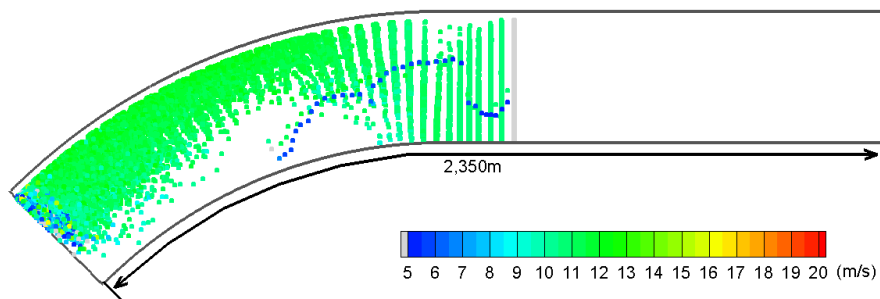
(a) 直線区間



(b) 直線区間-湾曲部



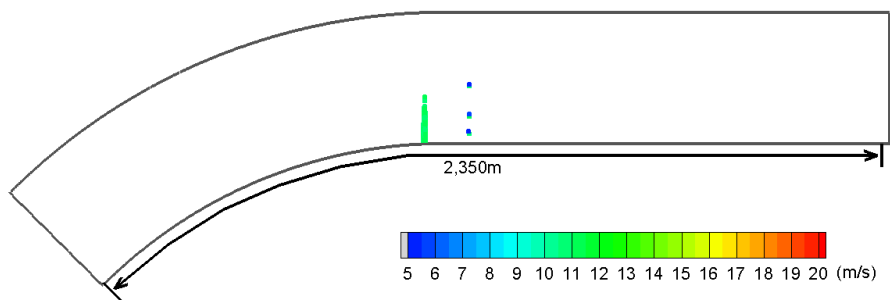
(c) 湾曲部



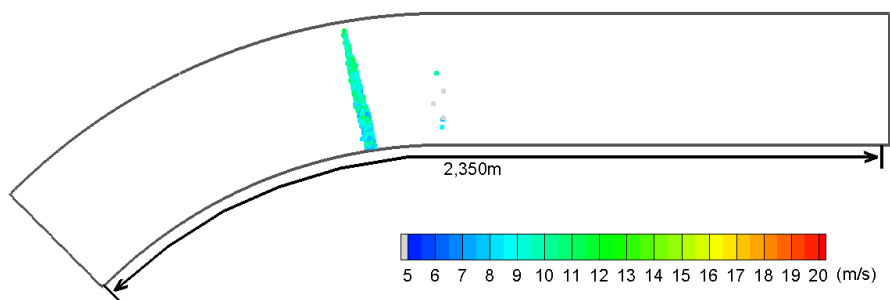
(d) 粒子の軌跡 (約 5 秒間隔)

流量 $50\text{m}^3/\text{s}$, 粒径 1cm

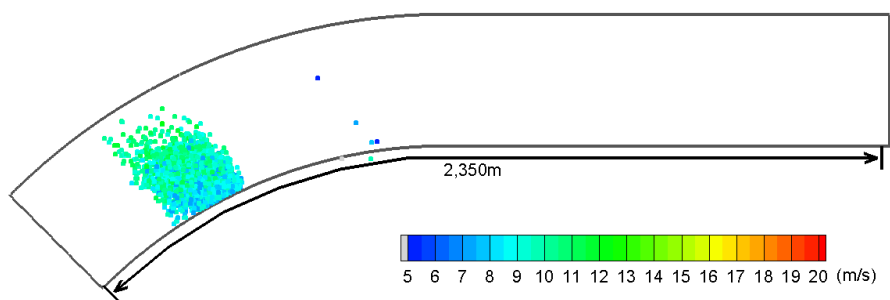
図 5-17 砂礫粒子分布



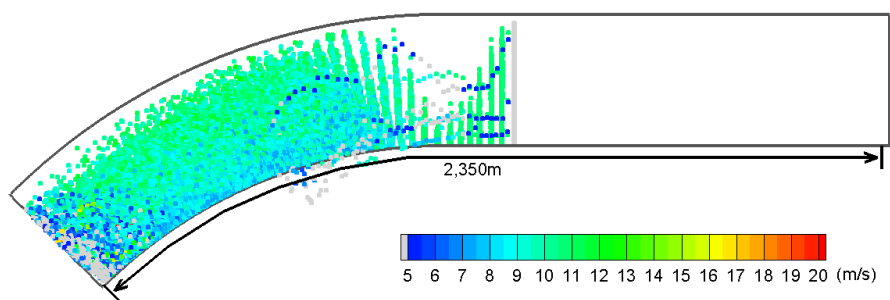
(a) 直線区間



(b) 直線区間-湾曲部



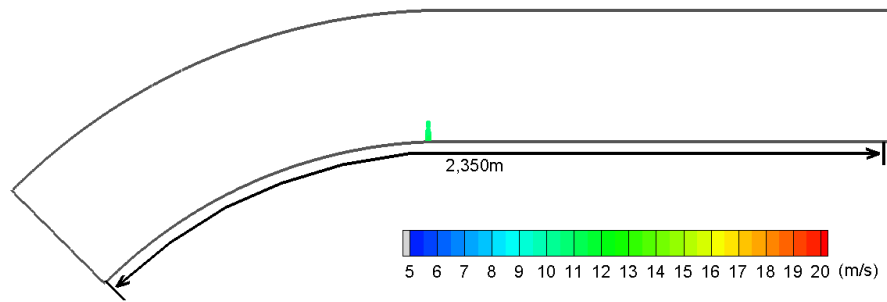
(c) 湾曲部



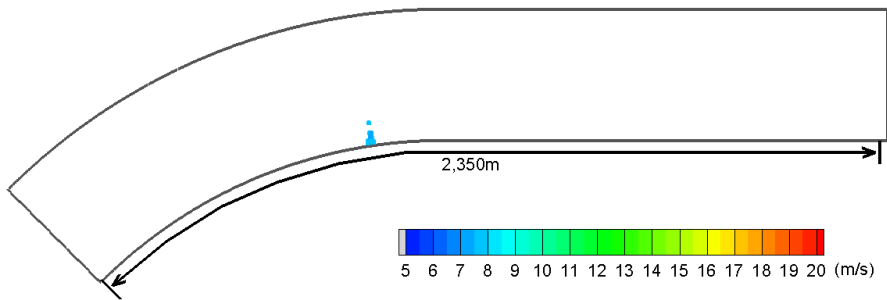
(d) 粒子の軌跡 (約5秒間隔)

流量 $50\text{m}^3/\text{s}$, 粒径 7cm

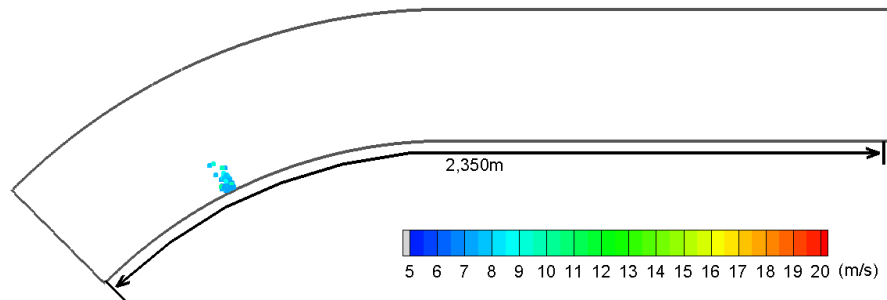
図 5-18 砂礫粒子分布



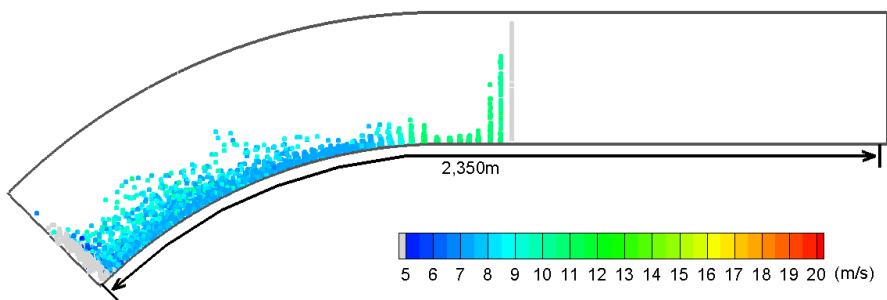
(a) 直線区間



(b) 直線区間-湾曲部



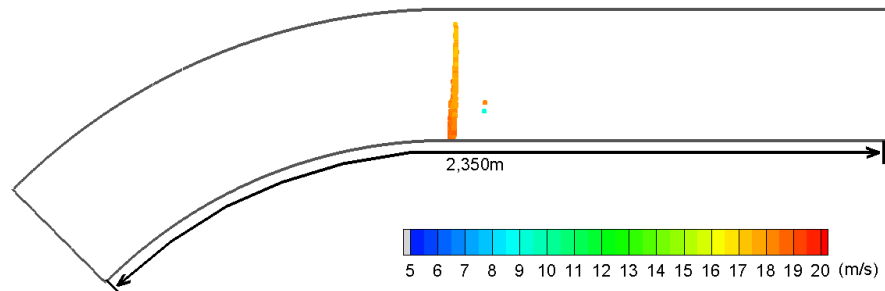
(c) 湾曲部



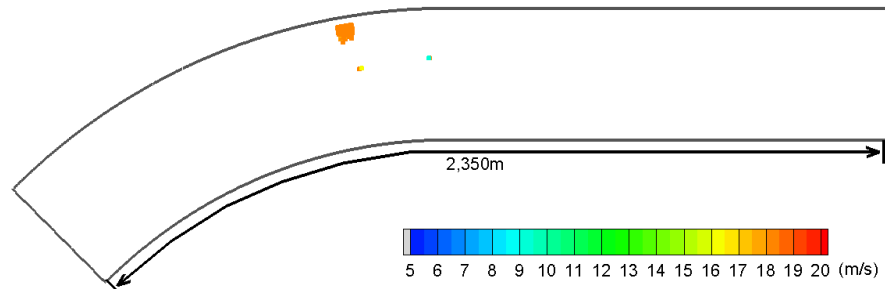
(d) 粒子の軌跡 (約5秒間隔)

流量 $50\text{m}^3/\text{s}$, 粒径 20cm

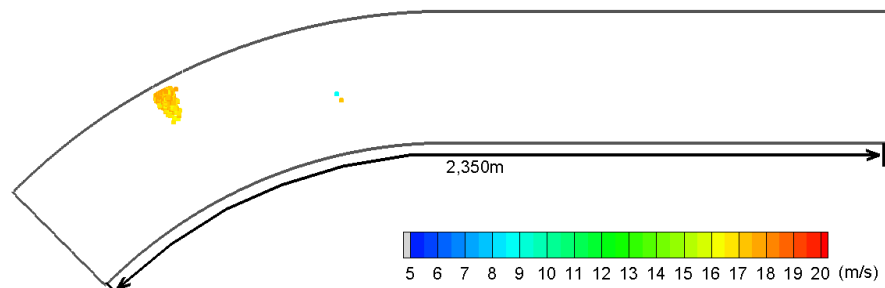
図 5-19 砂礫粒子分布



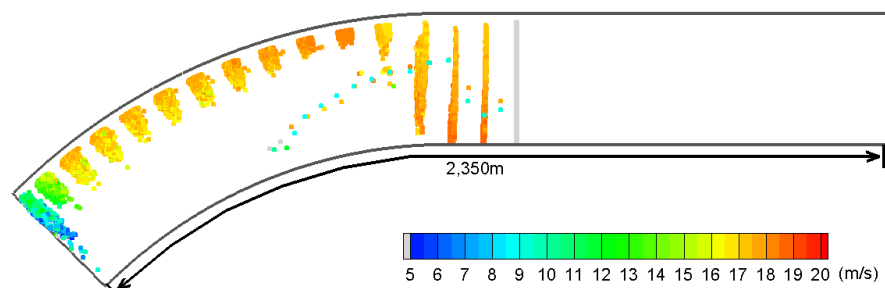
(a) 直線区間



(b) 直線区間-湾曲部



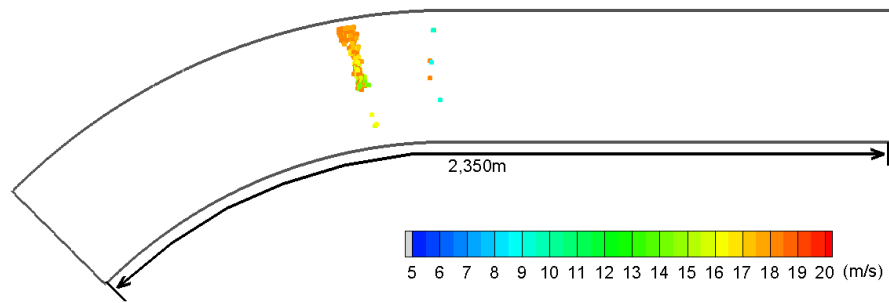
(c) 湾曲部



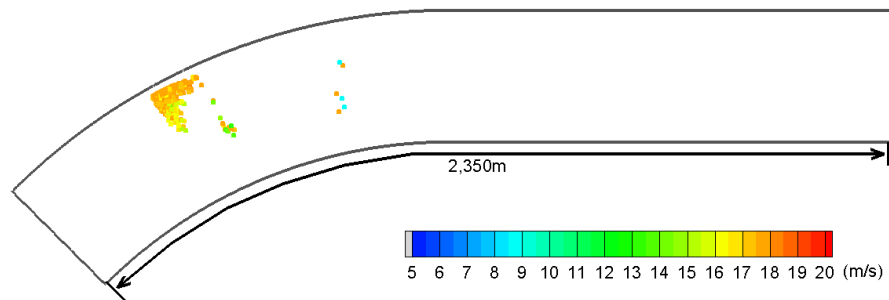
(d) 粒子の軌跡 (約5秒間隔)

流量 $140\text{m}^3/\text{s}$, 粒径 1cm

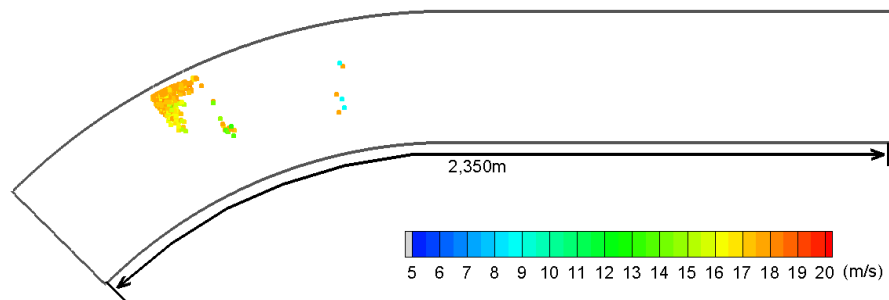
図 5-20 砂礫粒子分布



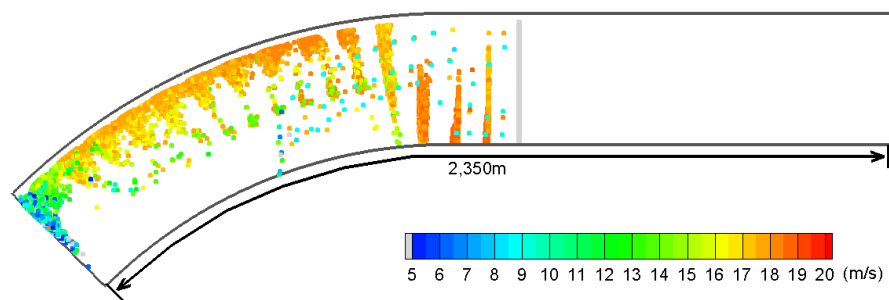
(a) 直線区間



(b) 直線区間-湾曲部



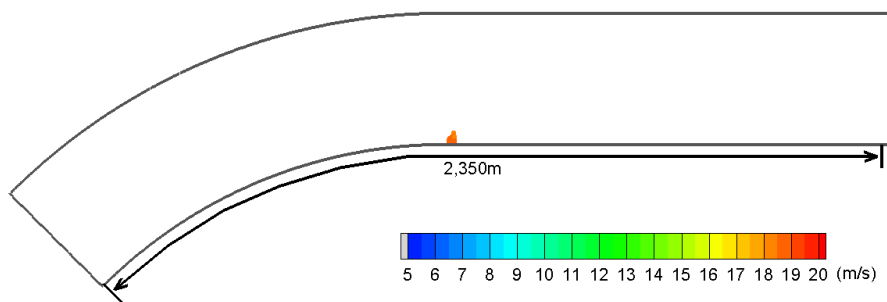
(c) 湾曲部



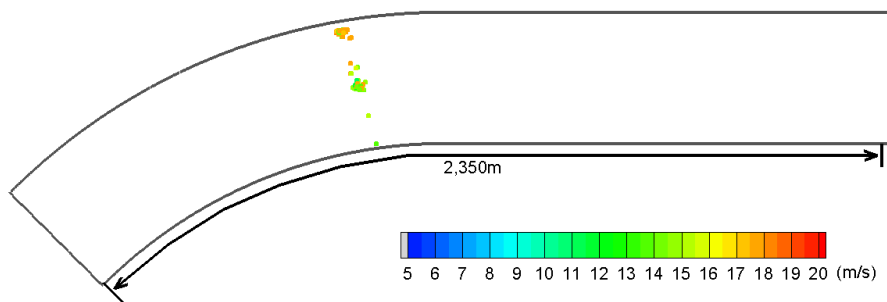
(d) 粒子の軌跡 (約 5 秒間隔)

流量 $140\text{m}^3/\text{s}$, 粒径 7cm

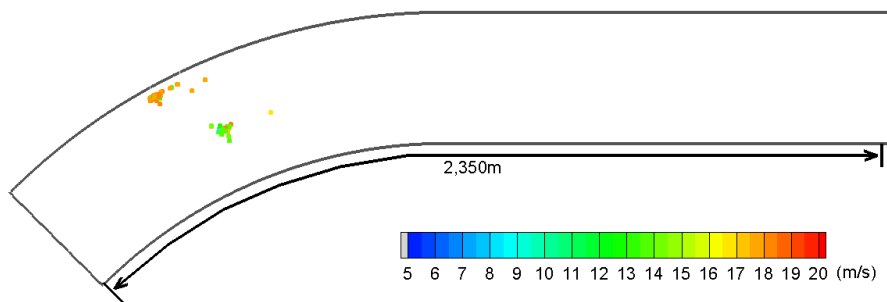
図 5-21 砂礫粒子分布



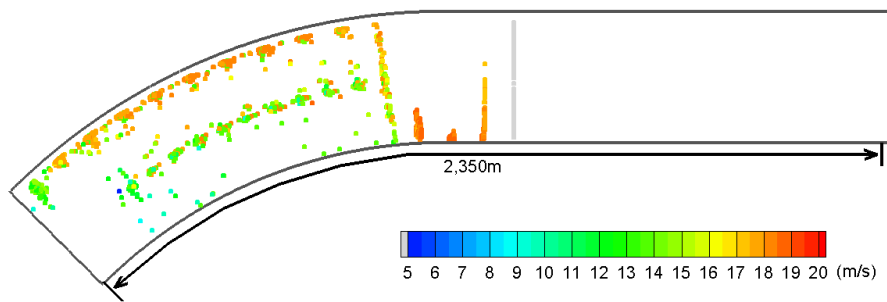
(a) 直線区間



(b) 直線区間-湾曲部



(c) 湾曲部



(d) 粒子の軌跡 (約5秒間隔)

流量 $140\text{m}^3/\text{s}$, 粒径 20cm

図 5-22 砂礫粒子分布

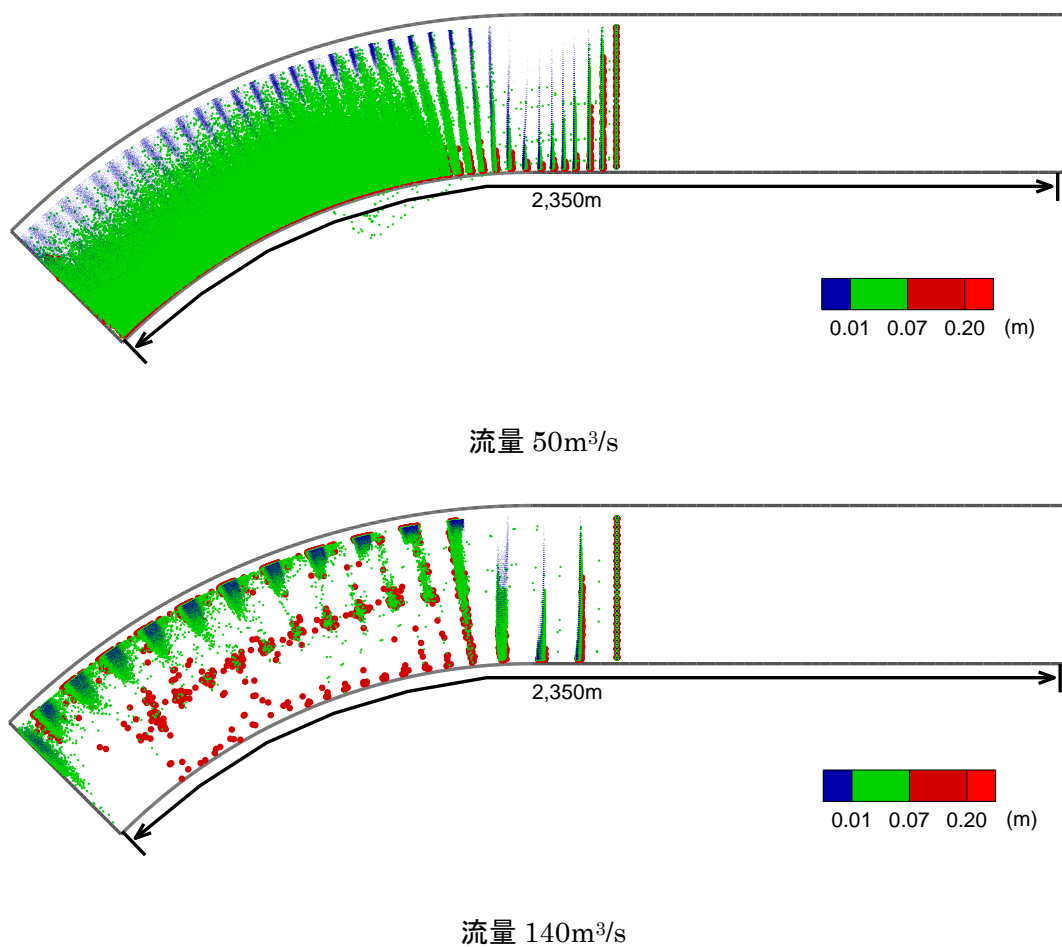


図 5-23 粒子の軌跡（約 5 秒間隔，全ての粒径を表示）

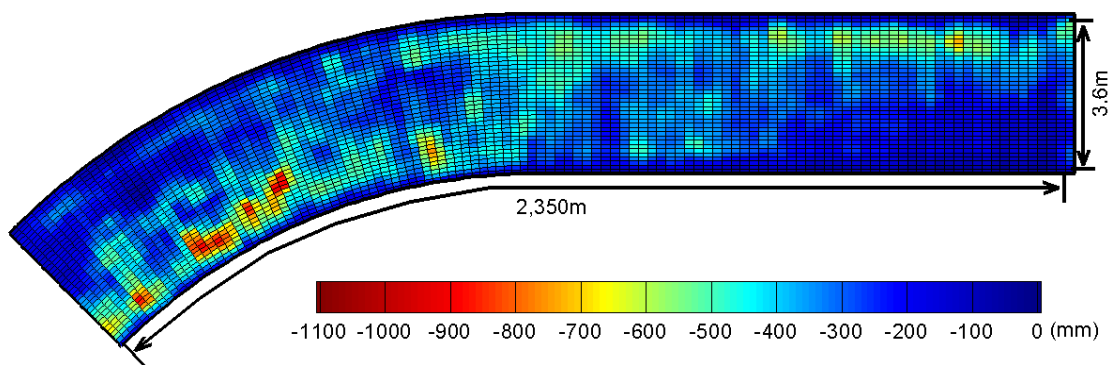


図 5-24 土砂バイパストンネル内のコンクリート摩耗深さの測量実績（累積値）

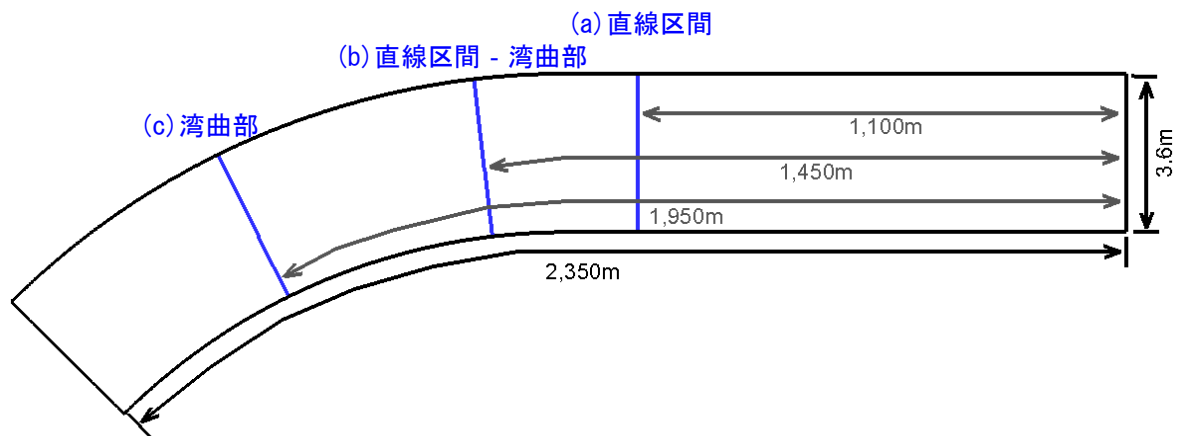


図 5-25 横断抽出地点

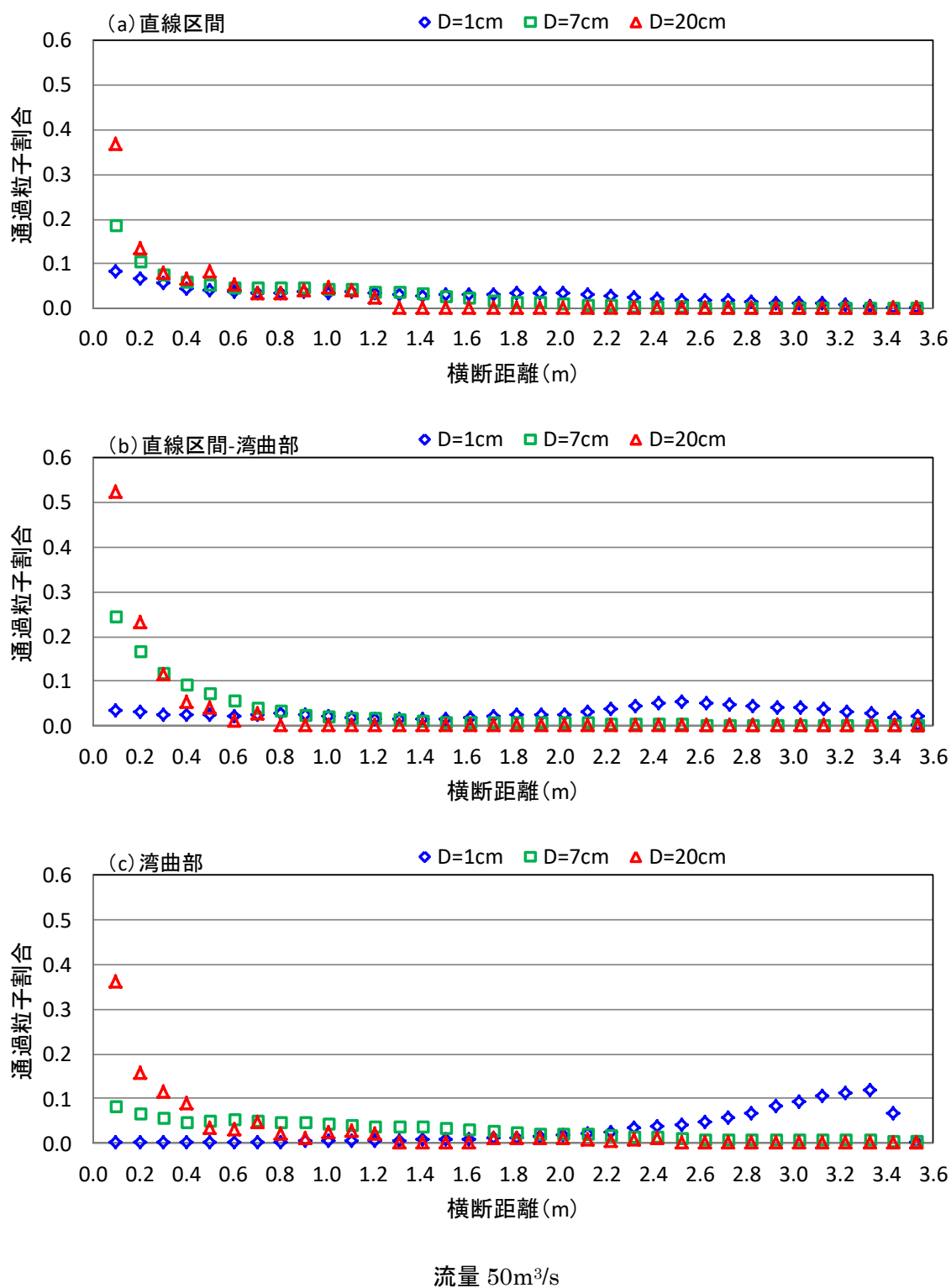
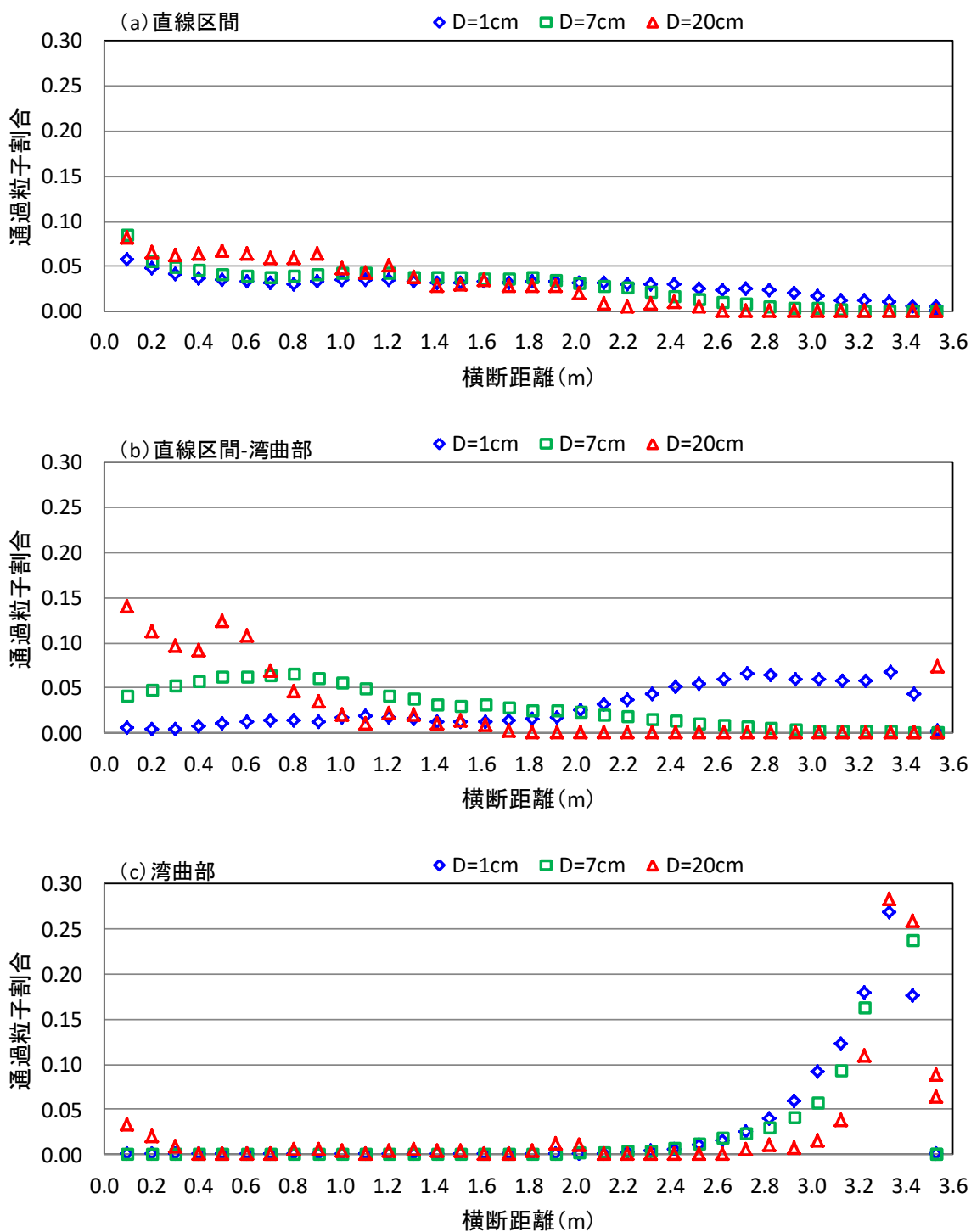
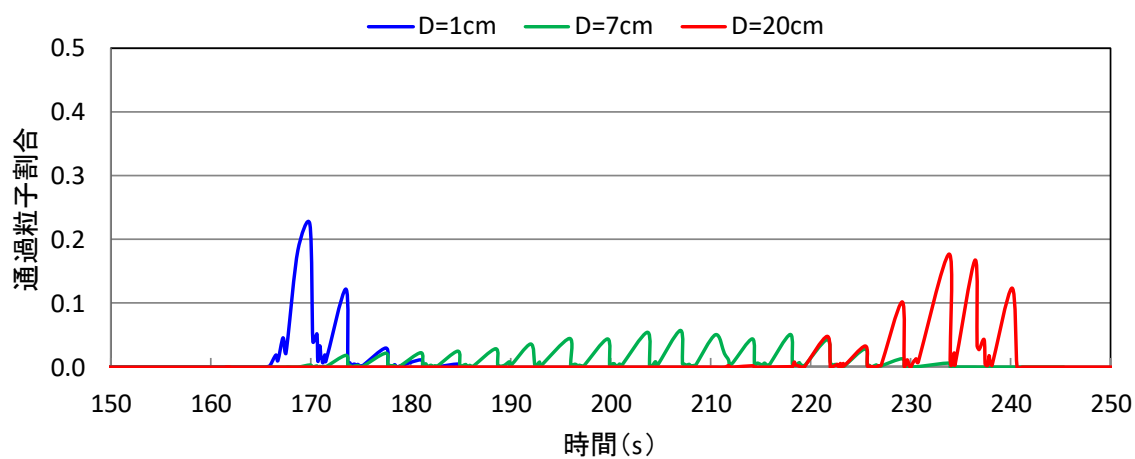


図 5-26 通過粒子数の横断分布

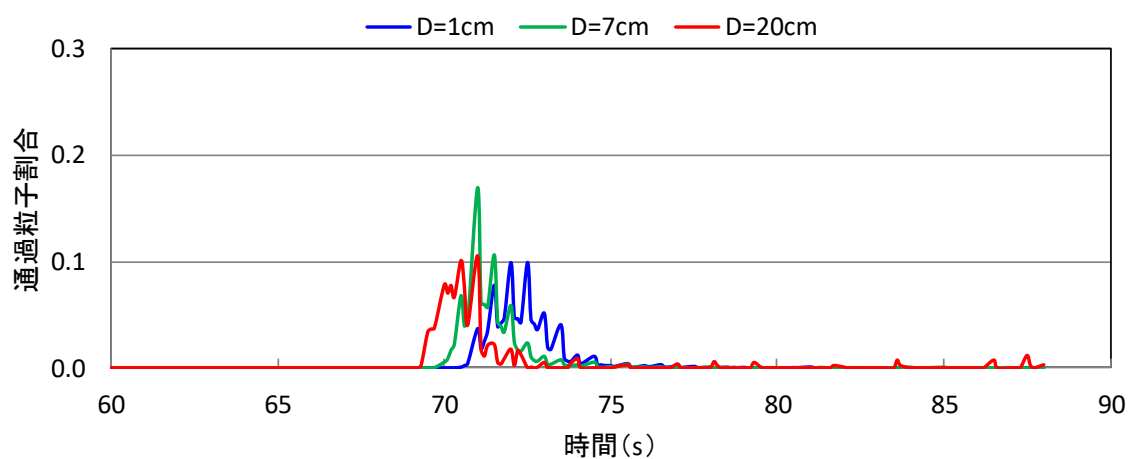


流量 140m³/s

図 5-27 通過粒子数の横断分布



流量 50m³/s



流量 140m³/s

図 5-28 土砂バイパストンネル出口における砂礫粒子の流出数の時間変化

(5) 補足：トンネルへの流入量の分布が均一でない場合の検討

トンネルの摩耗深さの実績では、トンネルの流入口から 1,350m の直線区間で右岸寄りの範囲で摩耗が大きくなっている。直線区間にもかかわらず水路中央部が侵食していない原因として、トンネルに流入する流量が横断方向に均一ではなく右岸寄りに偏っている可能性がある。この為、補足検討としてトンネルへの流入量を図 5-29 に示す通り、右岸からの流入割合を増加させた計算を行った。流量 $50\text{m}^3/\text{s}$ の場合の流速分布を図 5-30 に示す。結果より、トンネルの流入口周辺では右岸で強い流速が確認できる。流下に従い、徐々に流れが横断方向に拡散されていき、流入口から 1,000m 程度流下した時点では湾曲部では横断方向に均一に流入させた場合の結果と殆ど大差ない結果となっている。以上より、現地でのバイパス運用時の流れを確認する必要があるものの、トンネルへの流入量の偏りは実績の右岸での摩耗の増加の原因となっている可能性がある。

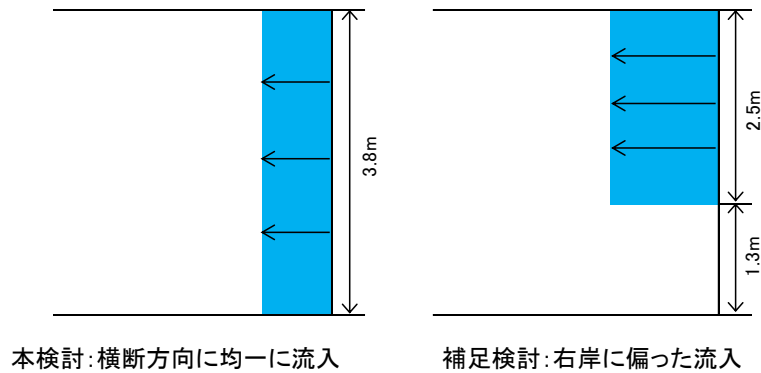


図 5-29 流量の流入割合

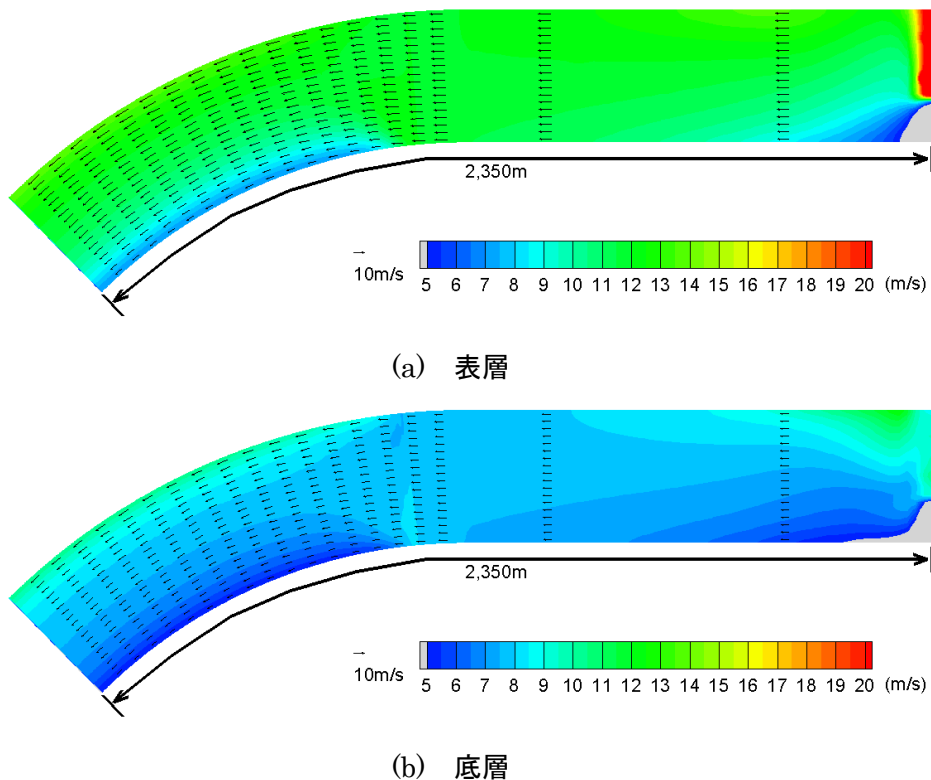


図 5-30 流速の平面分布：流量 $50\text{m}^3/\text{s}$ 、右岸からの流入割合を増加させた場合

5-3 結語

土砂バイパストンネル内の砂礫の挙動を模擬した粒子追跡解析を行い、粒径の違いによる粒子の移動経路の違いについて検討を行った。以下に主要な結論を示す。

- ① 直線区間では重力の影響を受け、終端速度に達するまでは大粒径の砂礫ほど早く流下することを示した。
- ② 土砂バイパス内のコンクリートの摩耗深さの測量実績と計算結果の比較により、摩耗に影響を与える大粒径の砂礫の移動経路は摩耗深さの大きくなっている範囲と概ね一致していることを示した。また、横断方向の砂礫粒子の通過について、平均的な流量時に粒径による移動経路の違いがより明確に表れることを示した。
- ③ トンネル放流口における砂礫の流出について、トンネル内の流れに転波列が発生していることによって、粒子の流出が周期的な振動を持って増減しながら続くことを示した。
- ④ トンネル内の摩耗予測の高精度化および実用化に向けた課題として、粒子の移動経路の予測と Auel et al. (2014)¹⁶⁾等によって提案されている直線水路に対するインバートの摩耗量推定式を利用し、衝突角度および衝突速度を仮定することで、トンネル内の空間的な摩耗量の予測がある程度可能になると考えられる。
- ⑤ 貯水池内の詳細な侵食・堆積状況や放流土砂の定量的な予測・評価を行う為には、今後、同ダムの土砂バイパストンネル運用時のモニタリング調査結果を用いて、各粒径の土砂の挙動を調査する必要がある。
- ⑥ 解析モデルについては、本検討では取り扱わなかったが、不均一な砂礫の形状や砂礫の滑動、転動過程を反映させることにより、土砂バイパストンネル内の土砂動態を高精度に再現できるよう、解析モデルの改良を進めていく必要がある。

参考文献

- 1) Jacobs F, Winkler K, Hunkeler F, Volkart P. : Betonabrasion im Wasserbau (Concrete abrasion in hydraulic structures). VAW Mitteilungen 168 (Minor HE, ed.), ETH Zurich, Switzerland (in German), 2001.
- 2) Auel C., Boes R. : Sediment bypass tunnel design - review and outlook. Proc. ICOLD Symposium - Dams under changing challenges (Schleiss & Boes, Eds.), 79th Annual Meeting of ICOLD, Lucerne, Switzerland. Taylor & Francis, London, UK, 403-412, 2011.
- 3) Boes RM, Auel C, Hagmann M, & Albayrak I : Sediment bypass tunnels to mitigate reservoir sedimentation and restore sediment continuity. Reservoir Sedimentation (Schleiss et al., Eds.), Taylor & Francis Group, London, UK, pp 221-228, 2014.
- 4) Christian Auel, Tetsuya Sumi : Abrasion Damage in Sediment Bypass Tunnels, 12th International Conference on Hydrosience & Engineering Hydro-Science & Engineering for Environmental Resilience November 6-10, 2016, Tainan.
- 5) 一般社団法人日本建設業連合会 電力工事委員会 : 多電力土木構造物における健全性調査・診断および補修技術【増補改訂版】 , 2015.
- 6) Minoru HARADA , Masashi TERADA, Tetsuya KOKUBO : Planning and Hydraulic Design of Bypass Tunnel for Sluicing Sediments Past Asahi Reservoir ,ICOLD 19th ,1997.
- 7) 国土交通省 社会資本整備審議会河川分科会 : 河川整備基本方針検討小委員会 (第 91 回) 補足説明資料 (新宮川) ,2008.
- 8) Bitter, J. G. A. : A study of erosion phenomena, Part I, Wear, 6, pp. 5-21, 1963.
- 9) Bitter, J. G. A. : A study of erosion phenomena, Part II , Wear, 6, pp. 169-190, 1963.
- 10) 石橋毅 : ダム排砂設備の流下砂礫による摩耗・損傷に関する水理学的研究, 土木学会論文報告集第 334 号, pp.103-112 1983.
- 11) Auel, C., Albayrak, I., Sumi, T., Boes, R.M. : Bed load particle impacts in high-speed flows. Earth Surface Processes and Landforms, 2016.
- 12) Helbig, U., Horlacher, H.-B. : Ein Approximation sverfahren zur rechnerischen Bestimmung des Hydro abrasion sverschleißes an überströmten Betonoberflächen (A approximation method for the determination of hydro abrasive wear on overflowed concrete surfaces). Bautechnik 84(12), 854-861, 2007 (in German).
- 13) Sklar LS, Dietrich WE. : A mechanistic model for river incision into bedrock by saltating bed load, Wa-ter Resources Research 40(W06301), 2004.
- 14) Sklar LS, Dietrich WE. : River longitudinal profiles and bedrock incision models: Stream power and the influence of sediment supply. Rivers over rock: Fluvial processes in

-
- bedrock channels (eds. Winkler KJ, Wohl EE). Geophysical Monograph Series 107: 237-260, 1998.
- 15) Turowski JM. : Stochastic modeling of the cover effect and bedrock erosion. Water Resources Research 45(W03422), 2009.
 - 16) Christian AUDEL, Robert M. BOES and Tetsuya SUMI : Abrasion damage Estimation of sediment Bypass Tunnels : Validation and Comparison of two Prediction Models, 京都大学防災研究所年報 (58), 540-549, 2014.
 - 17) Morsi, S. A., Alexander, A J : An investigation of particle trajectories in two-phase flow systems, J. fluid Mech., 55, 2, pp.193-208, 1972.
 - 18) Maccoll, J. : Aerodynamics of a spinning sphere, J. Roy. Aero. Soc., 32, pp.777-798, 1928.
 - 19) Davis, J. W., The aerodynamics of golf balls, J. Appl. Phys., 20, pp.821-828, 1970.
 - 20) Rubinow, S. I., Keller, J. B. : The transverse force on spinning sphere moving in a viscous fluid, J. Fluid Mech., 11, pp.447-459, 1961.
 - 21) Oesterle, B., Dinh, T. B. : Experiments on the lift of a spinning sphere in a range of intermediate Reynolds numbers, Experiments in Fluids, 25, pp.16-22, 1998.

第6章 結論

ダム貯水池の堆砂問題は、流域全体の総合的な土砂管理を考える上で今後増々重要になり、この堆砂問題に対する予測検討手法の確立は極めて重要となる。本論文は貯水池の堆砂予測の高度化を目的に三次元の流動・河床変動解析モデルを構築し、種々の堆砂対策手法に関する一連の研究を行った。

本論文はこれらの主要な成果を取りまとめたもので、その内容は以下の通りである。

第一章では、研究背景を示した上で研究の目的および構成を示した。山地から海域に至る流域全体の総合的な土砂管理の概要について述べるとともに、その中でも本研究の対象とする河川内の貯水池について、貯水池の堆砂の性状および全国のダムの堆砂の現状を説明した上で、貯水池の持続性と流砂系の連続性の両立を目的とした堆砂対策の影響評価に関わる本研究の目的を示した。

第二章では、貯水池の数値計算に関する既往研究について示した。貯水池はダムの上下流の河川区間とダムによってできる貯水池の湛水区間からなり、貯水量が少ない場合は河川と同様の流況となり、河川が湾曲している場合には、湾曲内岸部における砂州の形成や湾曲外岸部における深掘れおよび側方侵食現象等が発生する。逆に貯水量が多い場合は、湛水区間における密度流の発生、堆砂肩の形成、細粒土砂の集積・捕捉等の貯水池特有の現象が発生する。流動、土砂輸送および河床変動に関する共通事項は多いものの、河川の流動と河床変動に関する研究とダム貯水池の流動・河床変動に関する研究は必ずしも統合的に行われていない。上記を勘案し、本論文では河川の流動・河床変動計算手法と貯水池の流動・河床変動計算手法の双方を示した上で本研究の位置付けを示した。

第三章では、既存の非静水圧三次元密度流解析モデルに対し、形態別の流砂量、流砂の連続式による河床変化、堆積・侵食を考慮した河床材料の粒度分布の変化、水中安息角に応じた側方侵食（土砂のずり落ち）など、種々の河床変動の計算過程を組み込むことにより、三次元の流況・河床変動モデルを構築した。構築したモデルを用いて水制工を設置した開水路の洗掘実験との比較検証を行った。水制周辺で発生する馬蹄形渦等の三次元性の強い特徴的な流れを再現した上で、流れによって発生する地形変化を比較し、構築した解析モデルの適用性および有効性を示した。

第四章では、構築したモデルを用いて貯水池の土砂バイパス施設に対する検討を行った。既往の水理模型実験結果を用いて、解析モデルの比較・検証を行った。検証により解析モデルの有効性を確認した上で、分派堰の切り欠き幅、流量、土砂の粒径を変化させた予測解析を行い、流量と土砂の分派特性（分派比）を明らかにするとともに、分派施設・土砂条件より分派特性を簡易的に算出可能な回帰式を提示した。次に、実際のダムの土砂バイパス施設を対象に土砂バイパス

運用時の河床変動解析を実施し、土砂バイパス呑口周辺の流動および河床変動現象について把握するとともに、堆砂位と土砂の排砂量や分派効率がどのように変化していくかを検討した。また、解析結果に基づき、小渋ダムの土砂バイパス運用時により効率的に排砂を行う為の方策を提示した。

第五章では、構築したモデルを新宮川水系旭ダムの土砂バイパストンネルに適用し、トンネル内の砂礫の移動について検討した。得られた三次元の流況計算結果を用いて、砂礫の粒径に対応した抗力、重力、浮力、揚力等の種々の外力を考慮した粒子追跡計算を行い、バイパストンネル内の砂礫の移動を予測した。トンネル内の砂礫は流体力の影響を大きく受け、流下経路が変化する。具体的には、大きな粒径の砂礫ほど、抗力の影響で分布範囲が広がるとともに、トンネルの湾曲部内岸側に移動する現象が確認された。解析によって得られた砂礫の移動経路はトンネル内の摩耗実績から確認できる侵食位置と概ね一致していることが確認でき、本解析手法がトンネル内の摩耗箇所の予測に有効であることを示した。また、効率的なトンネルの補修維持管理を行う上で、本解析手法の改善点と課題について示した。

第六章では、本研究で得た技術的知見を総括し、本研究の成果を適用する際の留意点や今後の研究の展望について述べた。

以上、本研究で得られた主要な成果を取りまとめた。

治水、利水、再生可能エネルギーとしての発電等、多くの価値を有するダムが環境との調和、自然との共生を進めながら、人々の生活を維持し、持続的発展を図っていけるように、ダムを取り巻く様々な現実の問題と向き合わなくてはならない。ダム上下流の生態系の保全、堆砂、濁水、冷温排水、富栄養化等の水質問題、ダム周辺の環境整備、ダム湖の活用等、多岐にわたる議論が必要であると考えられる。こうした状況において、「自然の営力である流水のエネルギーを利用して、ダムにより流下を阻害することなく下流に土砂を還元する」という土砂バイパスや、フラッシング排砂という堆砂対策手法は、ダムに起因する土砂問題を解決する画期的な対策として期待される。

また、数値計算を取り巻く計算機の発展は目覚ましく、ベクトル計算機や並列計算機等の「高速化」と「大規模化」は今後も拡大していくと考えられる。これらの計算資源を有効に活用し、ダム貯水池の堆砂問題をはじめとする諸問題に詳細に対処できる高度な予測検討を進めることが、ダムの維持管理を含むこれからの社会資本整備に増々必要となる。本研究で得られた成果が上述の堆砂対策手法の予測検討の確立、ひいては貯水池の土砂問題の解決や総合土砂管理の一助となれば幸いである。

謝辞

本論文を取りまとめるにあたり、終始温かいご指導を賜りました京都大学大学院工学研究院教授 角哲也 先生に心より謝意を表します。また、折にふれ大所高所からご指導頂きました京都大学大学院工学研究院教授 中川一 先生、本研究の基幹となる数値解析手法に対し、本論文の細部にわたり非常に細やかなご指導を頂きました京都大学大学院工学研究院准教授 米山望 先生に深謝致します。著者が社会人博士課程に在籍している間、研究に対し、格別のご配慮をいただいた劉炳義会長および韓銅珍社長に感謝を申し上げます。