

博士學位論文

遊水地・感潮池周辺の流れ解析と
氾濫災害の軽減策に関する研究

2014年3月

小川 芳也

摂南大学大学院

要 旨

治水技術の進展に伴って治水安全度が向上したとは言え、水害は依然として無くならず、全国各地で未曾有の豪雨災害や津波被害が頻発している。

洪水災害の軽減策にはハード対策とソフト対策があり、ハード対策としては、古くから河川堤防が築かれ、近年はさらに多くのダムが建設されてきた。もう一つのハード対策として遊水地が有効であることは古くから指摘されているが、土地利用との兼ね合いで広く普及するには至っていない。一方、計画規模を上回るような事象に対しては、ソフト対策としての避難が有効であるが、避難施設の確保とともに、いつ、どこへ逃げればよいかの情報の発信と伝達が不可欠である。

いずれにせよ、洪水被害の軽減を図るには、現象の的確な予測がきわめて重要であり、それには水理学的手法による流れ解析が有力なツールとなる。

洪水流の解析には河道流れに対しては 1 次元不定流モデル、氾濫流れに対しては 2 次元浅水流モデルがよく用いられるが、具体的な計算には、Leap-Frog 法をベースとした数値解析が用いられることが多い。

本研究は、著者が学部・大学院を通して摂南大学に在籍した 8 年間に学んだ種々の問題のうち、淀川水系木津川上流部に建設中の上野遊水地、大阪府泉佐野市に建設されたりんくう公園修景池、大阪市毛馬桜ノ宮公園に建設された大阪ふれあいの水辺、黄河河口部における治水安全度の向上をめざした潮汐貯水池構想、および 2009 年に発生した兵庫県佐用町における洪水避難時の事故再発防止など、差し迫ったいくつかの社会問題の解決に向けて、既存の流れ解析法の適用あるいは新しい解析法を考案した成果をとりまとめたものである。

第2章では、非定常開水路流れの新しい解析法（淀川水系木津川上野遊水地の治水機能）と題して検討を行った。一般的に用いられる非定常開水路流れの解析では、差分化の過程で近似されたり、差分スキームによっては安定性が損なわれたり、計算容量や計算時間が多くなるなどの難点がある。そこで、それらを解決することを目的として、下記の点について検討した。

「1次元不等流解析法にヒントを得た新しい手法を提案する。」

上野遊水地付近を対象に既存の解析手法の解と比較したところ、概ね一致したことから、この手法は有効であることを確かめた。

第3章では、石積透過堤を有する感潮池の流れ特性（泉佐野市りんくう公園修景池）と題して検討を行った。感潮池（りんくう公園修景池）における水質浄化のメカニズムを簡単な数理モデルで表現し、望ましい設計条件について考察を行うことを目的としている。検討した点は次の通りである。

- ①感潮池内の空間分布を考慮した汚濁濃度の時間的・空間的变化を求める。
- ②透過堤や感潮池の大きさによる浄化効果の差異について検討する。

①について、従前のモデルでは、感潮池内で瞬時に混合が起こるものとして、1周期内における透過堤内の滞留時間の長短による濃度変化を求めていたが、このモデルでは、感潮池内の空間的・時間的濃度分布を明らかにした。

②について、透過堤の幅、感潮池の面積、透過堤の空隙率を大きくすればするほど濃度減少率は大きくなるが、ある限度を超えると、その効果は小さくなることを明らかにした。

第4章では、分合流部を有する並列感潮河川の流況改善（大川桜ノ宮貯木場跡大阪ふれあいの水辺）と題して検討を行った。親水整備により、今後ますます市民、府民等の利用が期待される桜ノ宮貯木場跡地内の水質の維持・回復を行うことを目的としてい

る。検討した点は、次の通りである。

①貯木場跡地内の現況について、模型実験、数値解析により流況の特徴を明らかにする。

②大川本川との接続部にゲートのようなものを設置し、操作方法を工夫することにより、貯木場跡地内の流況を改善する。

①について、模型実験の結果によると、現況では潮位変化の影響で順流と逆流が交互に発生することから、貯木場跡地内で滞留の発生しているか所が存在することを明らかにした。数値解析は1次元で行っていることから、横断方向については平均値としている。そこで、貯木場跡地内の水が大川本川と入れ替わる時間について検討したところ、ゲート操作を行わない現況の方が短いことを明らかにした。

②について、模型実験の結果によると、現況で見られた滞留か所は再現できなかつた。また、上流側の接続部より流入した水は下流側より本川へ流出する1方向流れであることを明らかにした。

第5章では、感潮池に接続された水路の流れ特性（那珂川と涸沼、黄浦江と淀山湖、黄河河口）と題して検討を行った。河川河口部の水深が適切に維持されている例について特徴を把握し、そこで得られた結果をもとに河口閉塞等により断流が頻発している黄河河口部へ応用することを目的としている。検討した点は、次の通りである。

①河口部の水深が適切に維持されている事例として、那珂川（茨城県）とそれに並行して流れる久慈川（茨城県）について考察する。

②中国の上海市を流れる長江河口部について考察する。

③河床上昇が著しく河口閉塞や断流が頻発している黄河河口部への応用を試みる。

①について、那珂川河口付近には、感潮域に涸沼という感潮池を有しており、線形応答解析では、共振現象を満足する条件にあり、河床を洗掘させる流速が潮位変動に伴い発生することを明ら

かにした。一方、久慈川は感潮池を有していないため、河口閉塞等の問題が生じている可能性があることを明らかにした。

②について、長江河口付近には、黄浦江が接続し、その上流には淀山湖が接続して潮位変化の影響を受ける感潮域を形成している。黄浦江－淀山湖の関係について線形応答解析により、共振現象を満足する条件内にあることを明らかにした。

③について、感潮池の接続位置を河口に近い場合に想定したところ、感潮池が外海に近く、その面積も小さい場合には、池の水位変化は外海のそれとほぼ等しく、池への流出入流量は池の面積に比例することを明らかにした。また、感潮池が外海から離れている場合に、接続水路内の流れの波動性に着目したところ、未整備の故道を利用して感潮池を設置すると共振条件を満足することを明らかにした。また、感潮水路内の最大流速およびその発生点の位置は、主として水路長と池の面積で定まり、その形にはさほど影響されないことも明らかにした。以上のことより、黄河河口部に大規模な感潮池を設けることにより、河口堆積を制御できる可能性を示唆した。

第6章では、感潮池を利用した河口堆積制御の提案（黄河河口）と題して検討を行った。世界的に土砂量の多い河川として有名な黄河の河口部で問題となっている河床上昇に伴う洪水時の治水安全度低下を改善することを目的としている。そこで、感潮池と潮汐を利用して黄河下流部の流速を増大させることにより、河床堆積を抑制・低下する方法について数値解析で検討した。検討した点は、次の通りである。

- ①感潮池がない現状の河道を想定し、設定した流量等の条件による河床変動を明らかにする。
- ②感潮池の接続位置を下流側から、干潮位付近、平均潮位付近、平均潮位と満潮位の中央付近の3か所に設定し、感潮池より下流側、上流側の河床変動を明らかにする。
- ③感潮池の規模を下げ潮最盛時における接続部付近の本川流量

が $2,000\text{m}^3/\text{s}\sim 15,000\text{m}^3/\text{s}$ となるよう定めて河床変動を検討する。

①については、感潮池を有しない場合、解析区間の河床は上昇を続け、洪水時に堤防高を越える結果を得た。このことより、現状のままでは将来的に治水安全度低下が進行することを明らかにした。

②については、感潮池を接続すると接続位置より下流側の河床は低下することを明らかにした。接続位置より上流側については、感潮池の接続位置を上流側にすると、河床堆積の抑制・低下は、上流側にも及ぶ。しかし、接続部より下流側では、接続位置を下流側とした場合と比べて、河床低下に与える影響は小さくなることも明らかにした。

③については、感潮池の規模を大きくすると、接続位置を下流側とした場合では、接続部で堰上げが生じるため、上流側では河床上昇する可能性があることを明らかにした。

第7章では、氾濫解析とリンクした避難判断支援情報の提供（兵庫県佐用町）と題して検討を行った。洪水災害時に住民がより適切な避難判断を行い行動することを支援することを目的としている。検討した点は、次の通りである。

①国土交通省のガイドライン等で用いられている避難路での被災危険度は経験則によるところが大きいことから、水理学的に導くことを試みた。

②洪水ハザードマップでは、いつ避難すればよいかの判断が難しく、避難の必要があるのに避難しなかったり、危険な避難行動をとって避難途上で被災する事例も発生している。そこで、氾濫シミュレーションソフトによって予測して知らせることの可能性について検討した。

①については、徒歩による避難を想定した場合、水深と流速の組み合わせによって歩行が困難となる限界状態を水理学的に明らかにした。また、その水深に応じた流体力と歩行が困難となる

限界の状態における流体力との比によって歩行危険度を定量的に表すことを提案した。

②については、氾濫解析ソフトDioVISTAを用いて、降雨データと地形データから洪水時の氾濫状況の時間変化を精度よく解析し、浸水深ならびに歩行危険度の時間空間分布をビジュアルに表示した。その解析結果から、どのような時にどのようなルートで避難するのが適切かを判断できることを明らかにした。

目次

第1章	序論	1
第2章	非定常開水路流れの新しい解析法 (淀川水系木津川上野遊水地の治水機能)	3
	2.1 目的	3
	2.2 新しい方法の考え方	3
	2.3 解析例	6
	2.3.1 解析条件	6
	2.3.2 解析手順	10
	2.4 解析結果	14
	2.5 結語	17
	参考文献	18
第3章	石積透過堤を有する感潮池の流れ特性 (泉佐野市りんくう公園修景池)	19
	3.1 目的	19
	3.2 透過堤による水質浄化機能	21
	3.3 透過堤内における流動・透過時間	22
	3.4 感潮池における水質の時間変化	26
	3.5 計算結果と考察	26
	3.6 結語	31
	参考文献	32
第4章	分合流部を有する並列感潮河川の流況改善 (大川桜ノ宮貯木場跡大阪ふれあいの水辺)	33
	4.1 目的	33
	4.2 水質管理の問題点と改善策	35
	4.3 模型実験	37
	4.3.1 模型概要	37
	4.3.2 実験方法	38
	4.3.2.1 フルードの相似則	38
	4.3.2.2 河床形状	39

4.3.2.3	潮位変動	39
4.3.2.4	測定方法	39
4.3.3	実験条件	40
4.3.4	実験結果	40
4.4	数値解析	43
4.4.1	解析方法	43
4.4.2	解析条件	46
4.4.3	解析結果	46
4.5	結語	49
	参考文献	50
第5章	感潮池に接続された水路の流れ特性 (那珂川と涸沼, 黄浦江と淀山湖, 黄河河口)	51
5.1	目的	51
5.2	感潮池と連結された水路の典型例とその構造の模式化	52
5.2.1	茨城県那珂川河口付近に流入する涸沼川と涸沼	52
5.2.2	中国上海市における黄浦江と淀山湖の組み合わせ	54
5.3	感潮池と連結された水路の流れに関する線形応答解析	55
5.3.1	感潮池と外海の水位変化及び流出入流量の応答特性	55
5.3.2	連結水路内における流れの共振現象	58
5.3.2.1	解析例 1 涸沼と涸沼川の組み合わせ	61
5.3.2.2	解析例 2 黄浦江と淀山湖の組み合わせ	62
5.3.2.3	解析例 3 黄河の治水への応用	63
5.4	結語	65
	参考文献	66
第6章	感潮池を利用した河口堆積制御の提案 (黄河河口)	67
6.1	目的	67
6.2	潮汐と感潮池の関係	67
6.3	感潮池を有する河口付近の流況特性	68
6.4	数値解析	71
6.4.1	解析方法	71
6.4.2	解析条件	72
6.5	解析結果	75
6.6	結語	83
	参考文献	84

第7章	氾濫解析とリンクした避難判断支援情報の提供(兵庫県佐用町)	85
	7.1 目的	85
	7.2 建物内での被災危険度	87
	7.3 避難路での被災危険度	88
	7.4 降雨予測情報を用いたリアルタイムでの氾濫予測解析	90
	7.5 氾濫解析とリンクした避難判断支援情報の提供	90
	7.6 事例研究としての佐用川への適用	91
	7.6.1 解析方法	92
	7.6.2 解析結果	93
	7.6.3 考察	97
	7.7 結語	97
	参考文献	99
第8章	結論	100
	謝辞	102

第1章 序論

治水技術の進展に伴って治水安全度が向上したとは言え、水害は依然として無くならず、全国各地で未曾有の豪雨災害や津波災害が頻発している。むしろ、地球温暖化の進展や、地殻変動に伴う歪みエネルギーの蓄積等により、極端気象・地象現象の生起確率増大が懸念されているのが現状である。

洪水災害の軽減策にはハード対策とソフト対策があり、ハード対策としては、古くから河川堤防が築かれ、近年はさらに多くのダムが建設されてきた。もう一つのハード対策として、遊水地が有効であることは古くから指摘されているが、土地利用との兼ね合いで広く普及するには至っていない。一方、計画規模を上回るような事象に対しては、ソフト対策としての避難が有効であるが、避難施設の確保とともに、いつ、どこへ逃げればよいかの情報の発信と伝達が不可欠である。

いずれにせよ、洪水災害の軽減を図るには、現象の的確な予測が極めて重要であり、それには水理学的手法による流れ解析が有力なツールとなる。

洪水流の解析には河道流れに対しては1次元不定流モデル、氾濫流れに対しては2次元浅水流モデルがよく用いられるが、具体的な計算には、Leap-Frog法をベースとした数値解析の用いられることが多い。

本研究においても、基本的にはそれを踏襲するが、分合流を含む解析や浸透流を含む解析、きわめて長期間に及ぶ河床変動解析などにおいては、それらの解析法をそのまま適用することは困難であり、何らかの簡略化あるいは工夫が必要である。

本研究では、著者が学部・大学院を通して摂南大学に在籍した8年間に学んだ種々の問題の内、淀川水系木津川の上流部に建設中の上野遊水地、大阪府泉佐野市に建設されたりんくう公園修景池、大阪市毛馬桜ノ宮公園に建設された大阪ふれあいの水辺、黄河河口部における治水安全度の向上をめざした潮汐貯水池構想、および2009年に発生した兵庫県佐用町における洪水避難時の事故再発防止など、差し迫ったいくつかの治水問題や環境問題といった社会問題の解決に向けて、既存の流れ解析法を適用したり、あるいは新しい解析法を考案した成果をとりまとめたものである。

第2章に示す上野遊水地の解析では、従来の1次元不定流解析の基本式を、Leap-Frog法とは全く異なる新しい解析手法を考案し、木津川上流の治水問題への適応を試みると共に、より有効な遊水地越流堤の幅と高さについて検討した。

第3章のりんくう公園修景池の解析では、石積堤を透過する浸透流の特性を解析し、修景池内の水の交換にとって有効な石積堤の構造を検討した。

第4章の大川桜ノ宮貯木場跡のふれあいの水辺については、潮汐による水の交換をゲート操作によって制御する手法について考察した。

第5章の感潮池と連結された水路の流れ解析では、河口堆積の進行による洪水疎通能力減少の防止策として、感潮池と連結された水路流の潮汐による共振現象に着目し、流れの線形安定解析を用いて、それが有効に発揮される条件を考察した。

第6章の黄河の河口堆積制御では、黄河の河口部に大きな感潮池を設け、そこからの流れによって河床を洗掘させ、治水安全度を高める壮大な構想について、1次元河床変動解析に基づく定量的な検討を加えた。

第7章では、近年頻発する洪水時の避難において、いつ、どのルートを通して避難するのがよいかの判断を支援する手法として、洪水氾濫解析に基づいて避難歩行危険度の時間的空間的变化を求めて

表示する手法について検討した。

このように、本研究では、その時その時の社会的ニーズに対応して、治水問題や環境問題のいくつかにまたがって研究を進めてきたが、その根幹をなしているのは、著者が習得した水理学的手法の氾濫災害軽減への応用である。第2章の上野遊水地における越流堤の長さや高さの検討は、淀川水系河川整備計画を策定するに当たって、氾濫災害防止軽減のために川上ダム建設が必要か否かをめぐって、流域委員会において大激論となったものである。第5章と第6章で検討した黄河河口部の問題は、世界中で土砂流出が最も多く、治水の困難な河川の象徴とされてきた黄河の氾濫を防止するための壮大な提案である。第7章は、近年、特に話題となっている、計画規模を上回る災害に備えるためのソフト対策を、氾濫解析とリンクして論じたものである。

第3章と第4章は直接水害との関係を論じたものではないが、解析手法の検討において重要な関連を有しているものである。

このようなことから、本論文のタイトルは「遊水地・感潮池周辺の流れ解析と氾濫災害の軽減策に関する研究」と題することにした。

第2章 非定常開水路流れの新しい解析法

(淀川水系木津川上野遊水地の治水機能)

2.1 目的

非定常開水路流れの解析における最も単純なモデルとして、各断面における水位 H と流量 Q を未知変数とした、1次元解析法がある。その基礎方程式は、連続式と運動方程式からなり、次のように表わされる。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.1)$$

$$\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{Q}{A} \right) + \frac{1}{2 \cdot g} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q}{A} \right)^2 + \frac{\partial H}{\partial x} + I_e = 0 \quad (2.2)$$

ここに、 H ：水位、 A ：流水断面積、 Q ：流量で、流水断面積 A は断面ごとに水位 H の関数として与えられる。 I_e はエネルギー勾配（摩擦損失勾配）でマンニングの式が用いられることが多い。

$$I_e = \frac{n^2}{R^{4/3} \cdot g} \cdot \left| \frac{Q}{A} \right| \cdot \frac{Q}{A} \quad (2.3)$$

ここに、 g ：重力加速度、 n ：マンニングの粗度係数、 R ：径深で、断面ごとに水位 H の関数として与えられる。

上の式系において、式(2.2)の第2項、第4項が非線形項、また、式(2.3)における摩擦勾配の正負が流れの向きに依存することも解析を困難にする。そこで、それらを条件に応じて線形近似して理論解を求める試みがなされる一方で、これらを差分化して、数値的に解くことが多くなされている。しかし、差分化の仮定で近似がなされたり、差分スキームによっては安定性が損なわれたり、計算容量や計算時間が多くなるなどの難点がある。

本研究では、それらを解決する試みとして、一次元不等流解析法にヒントを得た新しい手法を提案する。

2.2 新しい方法の考え方

図2.1に示すように流下方向に Δx 隔たった2つの断面の時刻 t における水位と流量が、 Δt 後に変化するものとすれば、 Δx 、 Δt 内における式(2.1)、式(2.2)の各項は、式(2.4)~(2.8)のように差分近似することができる。また、式(2.3)の摩擦勾配は、2つの位置、2つの時刻における平均量として、式(2.9)で近似することができる。

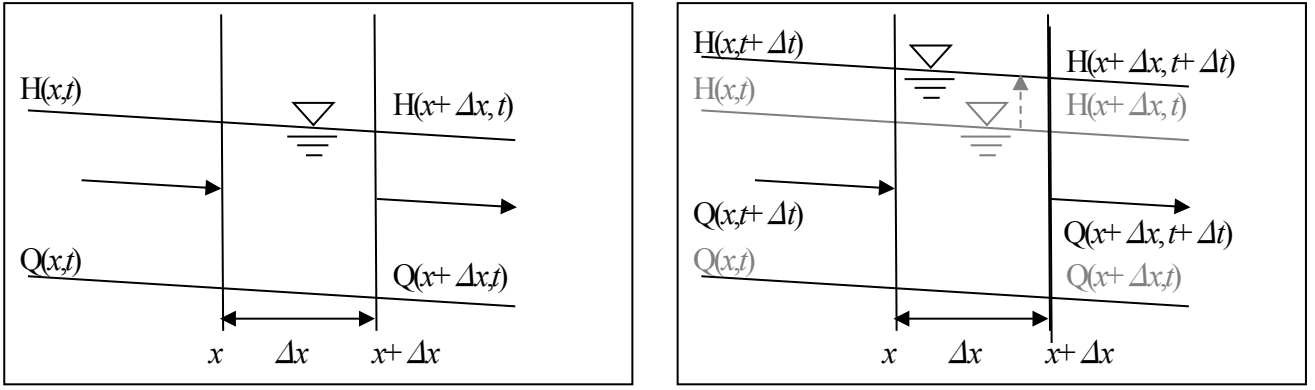


図 2.1 Δx 内における Δt 内の H , Q の変化

$$\frac{\partial A}{\partial t} = \left\{ \frac{A(x,t+\Delta t) - A(x,t)}{\Delta t} + \frac{A(x+\Delta x,t+\Delta t) - A(x+\Delta x,t)}{\Delta t} \right\} / 2 \quad (2.4)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = \left\{ \frac{Q(x,t+\Delta t) - Q(x,t)}{\Delta x} + \frac{Q(x+\Delta x,t+\Delta t) - Q(x+\Delta x,t)}{\Delta x} \right\} / 2 \quad (2.5)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{Q}{A} \right) = \left\{ \frac{\frac{Q(x,t+\Delta t)}{A(x,t+\Delta t)} - \frac{Q(x,t)}{A(x,t)}}{\Delta t} + \frac{\frac{Q(x+\Delta x,t+\Delta t)}{A(x+\Delta x,t+\Delta t)} - \frac{Q(x+\Delta x,t)}{A(x+\Delta x,t)}}{\Delta t} \right\} / 2 \quad (2.6)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q}{A} \right)^2 = \left\{ \frac{\left(\frac{Q(x+\Delta x,t)}{A(x+\Delta x,t)} \right)^2 - \left(\frac{Q(x,t)}{A(x,t)} \right)^2}{\Delta x} + \frac{\left(\frac{Q(x+\Delta x,t+\Delta t)}{A(x+\Delta x,t+\Delta t)} \right)^2 - \left(\frac{Q(x,t+\Delta t)}{A(x,t+\Delta t)} \right)^2}{\Delta x} \right\} / 2 \quad (2.7)$$

$$\frac{\partial H}{\partial x} = \left\{ \frac{H(x+\Delta x,t) - H(x,t)}{\Delta x} + \frac{H(x+\Delta x,t+\Delta t) - H(x,t+\Delta t)}{\Delta x} \right\} / 2 \quad (2.8)$$

$$I_e = \left\{ \frac{I_e(x,t) + I_e(x+\Delta x,t)}{2} + \frac{I_e(x,t+\Delta t) + I_e(x+\Delta x,t+\Delta t)}{2} \right\} / 2 \quad (2.9)$$

ここで、時刻 t における諸量と時刻 $t + \Delta t$ の断面 $x + \Delta x$ における H , Q が既知として、時刻 $t + \Delta t$ の断面 x における H , Q を求める手順を考えることにする。

このとき、 $H(x, t + \Delta t)$ の値を仮定すれば、式(2.1)から $Q(x, t + \Delta t)$ の値を求めることは容易である。しかし、 $H(x, t + \Delta t)$ の値の仮定が適切でなければそこで求めた $Q(x, t + \Delta t)$ を用いると、式(2.2)を満足できない。

そこで、式(2.2)がある精度内で満足されるように $H(x, t + \Delta t)$ の値を修正し、次に、 Δx だけ上流の区間において、同じ操作を繰り返す、最終的に解析範囲の上流端における $H(0, t + \Delta t)$, $Q(0, t + \Delta t)$ を求める。このようにして求めた H や Q は上流端での境界条件を満足する必要がある。もしもこのように求めた H や Q が上流端での境界条件を満足できないとすれば、それは計算の出発点とした下流端での H や Q の与え方に問題があったことになる。

そのような場合には、下流端の流量を修正して上流端の流量境界条件を満足させるように、計算をやり直す必要がある。図 2.2 は、上記について手順を示したものである。

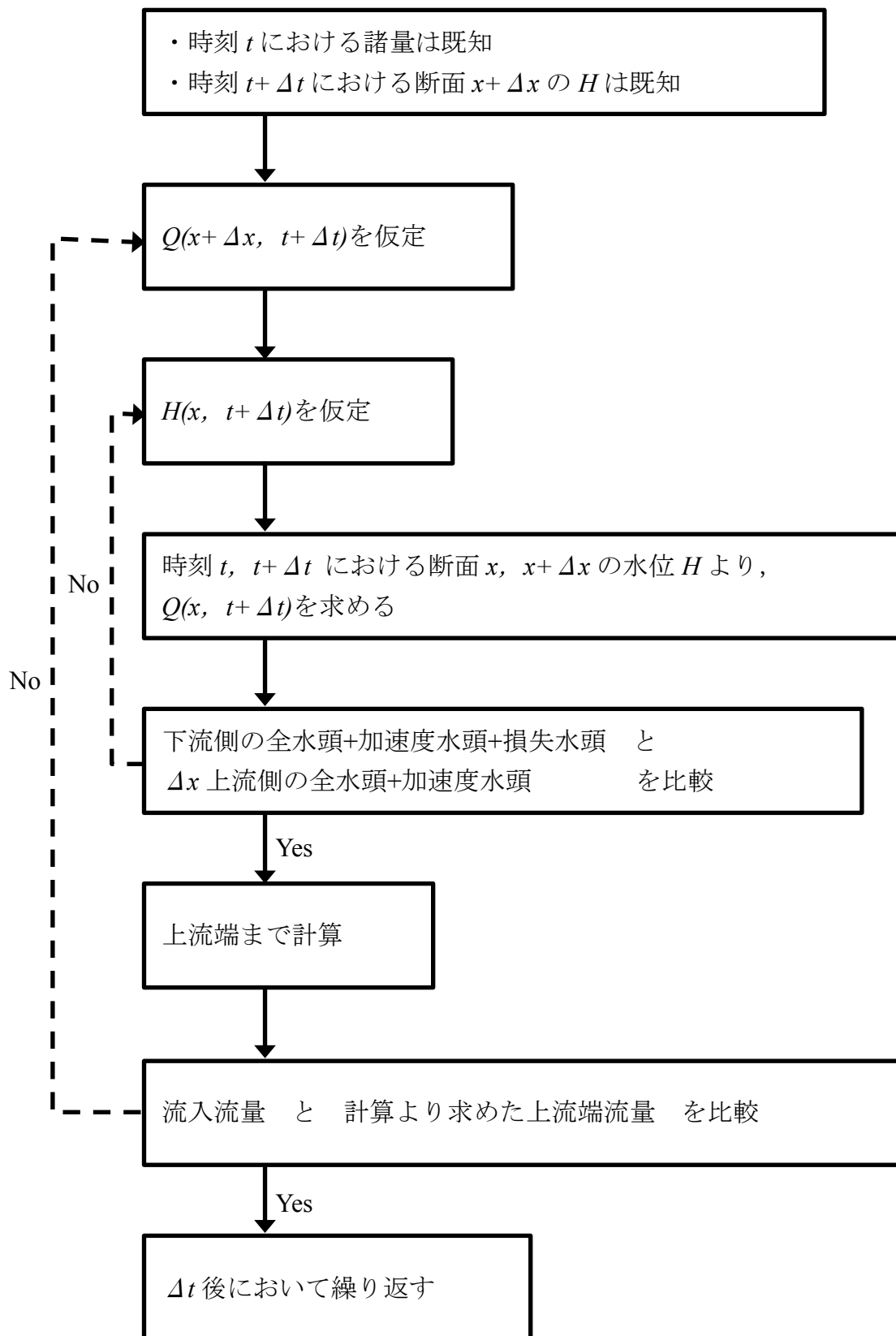


図 2.2 新しい方法による求める手順

2.3 解析例

2.3.1 解析条件

先に示した解析手法の妥当性を検討するために、図2.3に示す木津川上流部における直轄区間を対象として解析を実施した。解析範囲は、木津川（57.4km～62.2km）、服部川（0.0km～3.4km）である。

直轄区間上流と各支川の流入点には、図2.4に示す戦後最大洪水である昭和28年13号台風のハイドログラフを与えている。下流端条件には、木津川岩倉地点（57.4km）での $H-Q$ カーブ（図2.5）を与えている。また計算に用いた河道は、河道掘削および築堤を行ったものとして、整備計画河道を使用した。遊水地の条件は表2.1に示す値を用いた。計算間隔 Δx は200 mとするが、木津川、服部川の合流地点では、河床形状データおよび伊賀残流域の流入点が不明確なため、計算間隔を $2\Delta x$ （400m）としている。

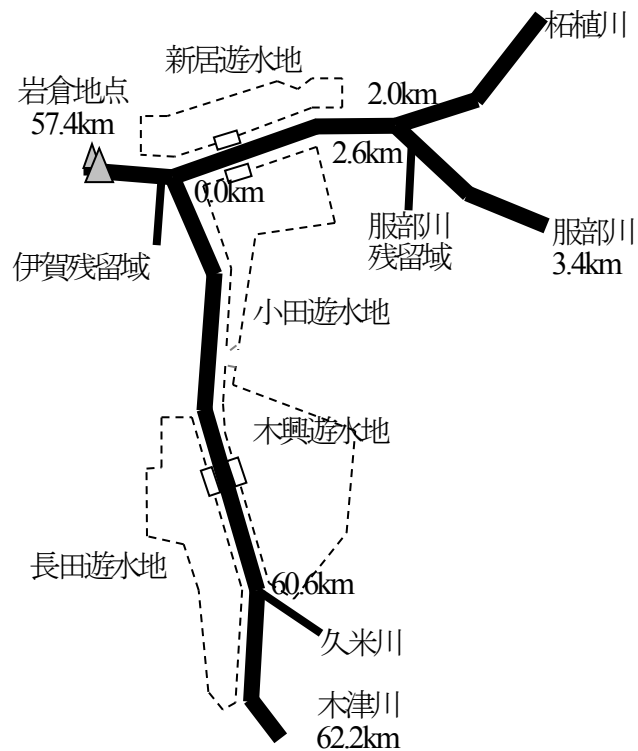
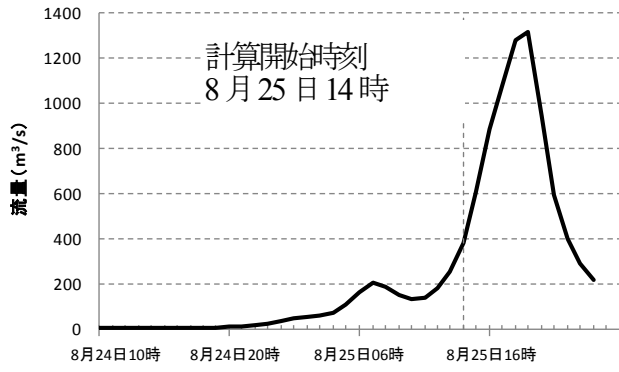
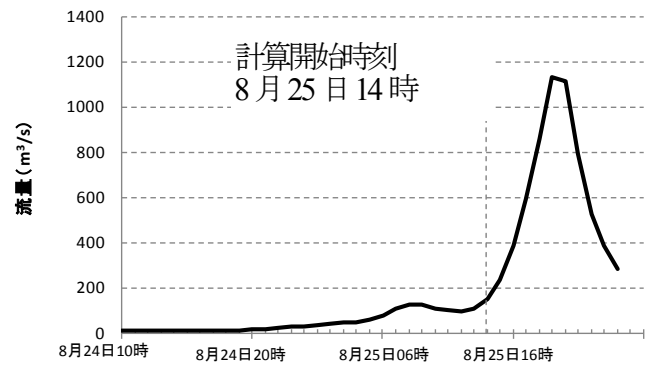


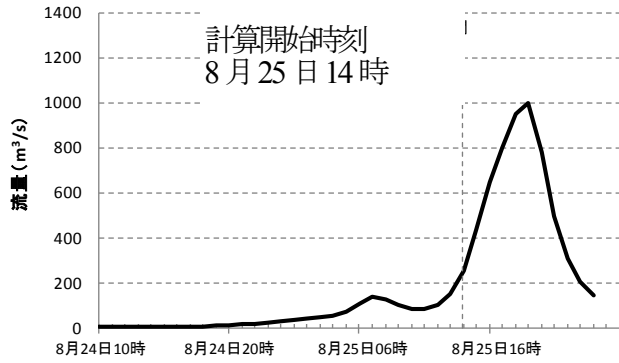
図 2.3 木津川上流平面図



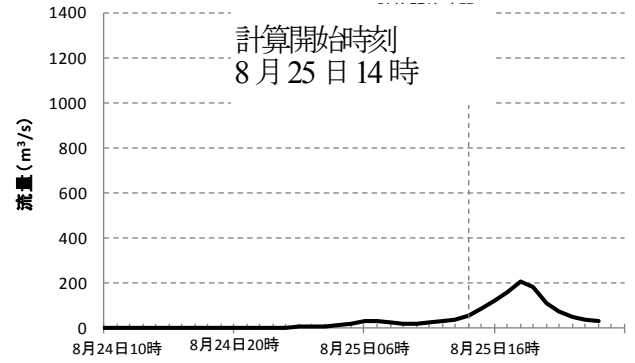
木津川



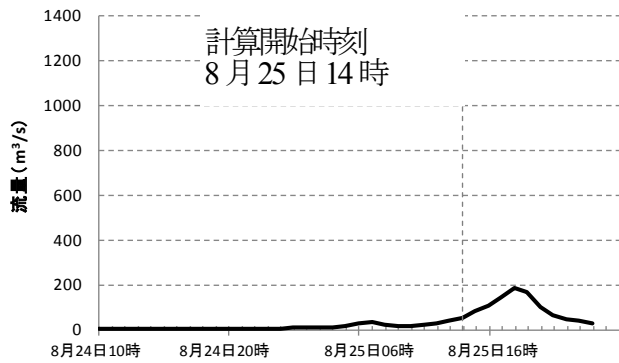
柘植川



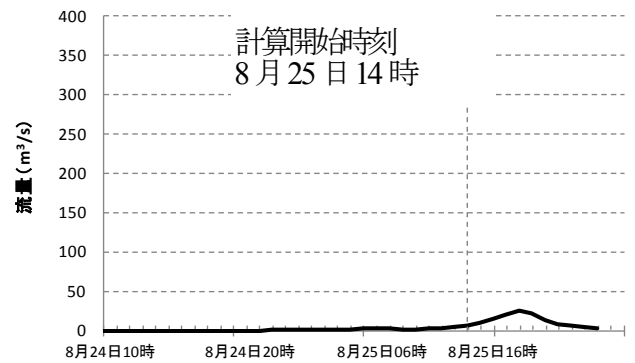
服部川



久米川



伊賀残留域



服部川残留域

図 2.4 昭和 28 年 13 号台風における各地点のハイドログラフ

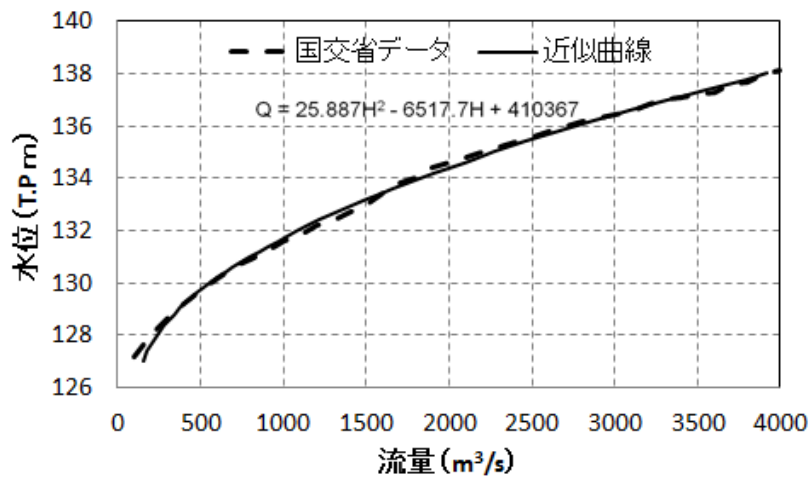


図 2.5 岩倉地点の水位流量曲線

表 2.1 遊水地の条件

河川	遊水地	地盤標高	周囲堤高さ	面積	湛水容量
		m	m	ha	万m ³
木津川	木興	133.3	138.8	70.0	242
	長田	133.4	138.8	55.1	172
服部川	新居	133.5	138.6	61.2	206
	小田	131.5	138.6	62.2	280
合計		-	-	248.5	900.0
平均		132.9	138.7	-	-

初期条件は、計算開始時刻の流量を上流から定常で流下させた場合の流量と水位を与えている。次に水位の計算には、河道内貯留を考慮した式(2.1)と式(2.2)（第1項の加速度項を除く）を連立させて計算する。また越流流量の計算は、国土交通省の行った解析に合わせて、本間の越流公式(式(2.10)～式(2.16))を用いた。しかし本間の公式は、ある条件下では使用公式を

$$Q_0 = C \cdot h_1 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_1} \cdot B \quad (2.10)$$

ここに、

Q_0 : 越流量, B : 堰の幅, h_1 : 越流水深, g : 重力加速度, C : 流量係数

とした。この場合の流量係数 C の値は、完全越流時では0.6であるのに対して、もぐり越流時には0.35と不連続であることが分かる。よってこれらに連続性を持たすため、図2.6のように完全越流ともぐり越流をつなぐ式として式(2.10)を加えた。また、 h_1 は図2.7に示すように河道内の x と $x + \Delta x$ 地点の中間の水位から越流堤の高さを引いたものである。

$$Q_0 = 0.60 \cdot h_1 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_1} \cdot B \quad \left(\frac{h_2}{h_1} < \frac{1}{2} \right) \quad (2.11)$$

$$Q_0 = \left(-1.5 \cdot \frac{h_2}{h_1} + 1.35 \right) \cdot h_1 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_1} \cdot B \quad \left(\frac{1}{2} \leq \frac{h_2}{h_1} < \frac{2}{3} \right) \quad (2.12)$$

$$Q_0 = 0.91 \cdot h_2 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_1 - h_2)} \cdot B \quad \left(\frac{h_2}{h_1} \geq \frac{2}{3} \right) \quad (2.13)$$

逆越流

$$Q_0 = -0.60 \cdot h_2 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_2} \cdot B \quad \left(\frac{h_1}{h_2} < \frac{1}{2} \right) \quad (2.14)$$

$$Q_0 = - \left(-1.5 \cdot \frac{h_1}{h_2} + 1.35 \right) \cdot h_2 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_2} \cdot B \quad \left(\frac{1}{2} \leq \frac{h_1}{h_2} < \frac{2}{3} \right) \quad (2.15)$$

$$Q_0 = -0.91 \cdot h_1 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_2 - h_1)} \cdot B \quad \left(\frac{h_1}{h_2} \geq \frac{2}{3} \right) \quad (2.16)$$

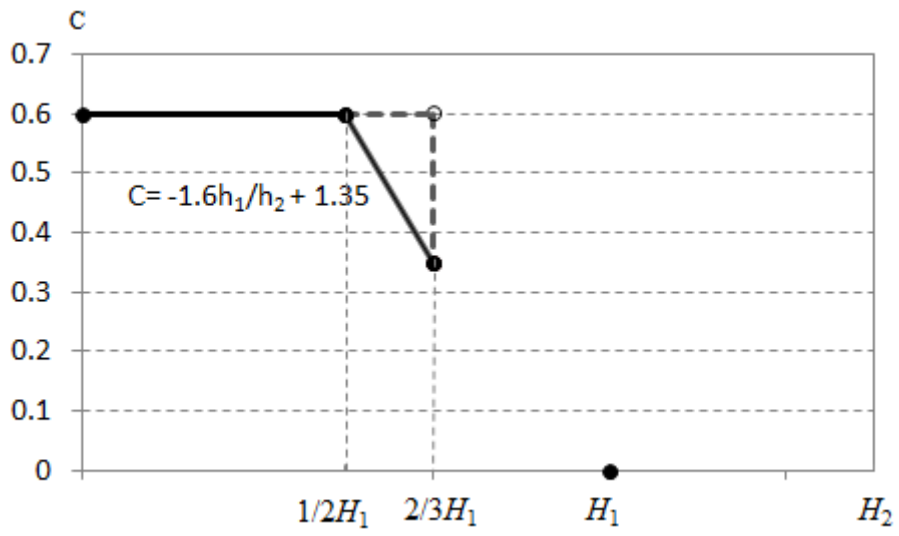


図 2.6 越流公式の適応範囲

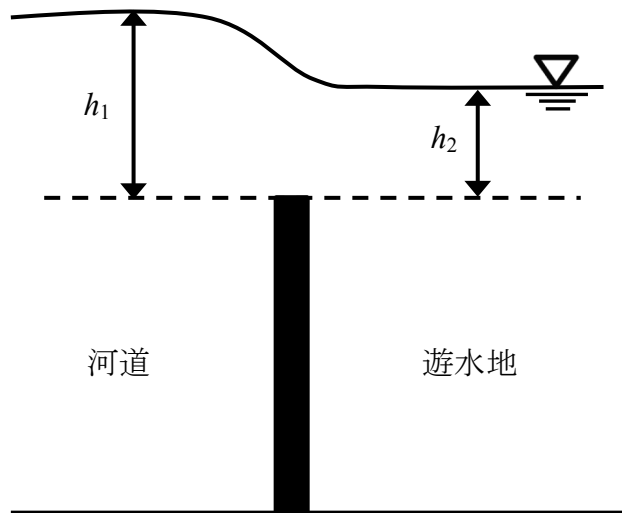


図 2.7 越流水深の関係

2.3.2 解析手順

解析を行うにあたり，初期条件は計算開始時刻における流量が定常的に流れているとして水面形を求める。

- ① Δt 時間経過後の岩倉地点の流量 Q を仮定し，図 2.5 の H - Q カーブより，下流端（岩倉地点）の水位 H を推定する。
- ② Δx 上流側の水位を仮定すると， Δt の間に下流端と Δx 上流側の河道内に貯留された水の体積が計算できる。 Δx 間の河道内の貯留量は， Δt 間における上下流の流量差からなることから，上流の流量は，下流側の流量と時間内貯留量の和で表すことができる。求めた上流側流量をベルヌーイの式に代入し，誤差 1mm 以下になるように二分法を用いて上流側の水位を仮定し直す。
この手順を用いて木津川－服部川合流点（57.8km）まで計算を行う。
- ③ 服部川合流点（57.8km）では，図 2.8 のように $2\Delta x$ の区間（木津川 57.8km - 58.2km，服部川 0.2km）は，水位が 57.8km 地点と等しいとして，木津川 58.2km，服部川 0.2km 地点の流量を仮定する。
- ④ 木津川 58.2km，服部川 0.2km 地点の流量を仮定した後，②の計算手順で，各河川の上流端（木津川 62.2km，服部川 3.4km）まで計算を行う。ただし，越流堤前では越流流量を考慮する。
- ⑤ 各河川の上流端まで計算後，計算で求めた上流端流量と，図 2.4 に示す流入流量の差が $1\text{m}^3/\text{s}$ 以下の誤差になるか確認し，誤差が $1\text{m}^3/\text{s}$ より大きい場合は，③で仮定した各河川の流量を仮定し直す。
- ⑥ ③で仮定した両河川の流量の和から，合流点の $2\Delta x$ 区間における貯留量を引いた値が，②で計算した木津川－服部川合流点の流量と誤差 $1\text{m}^3/\text{s}$ 以下で一致するかを判定する。誤差 $1\text{m}^3/\text{s}$ 以下を満たさない場合には，①で仮定した下流端流量を修正し，①からの手順を誤差 $1\text{m}^3/\text{s}$ 以下になるまで繰り返す。
- ⑦ 計算時刻の河道流量を記憶させ，時刻を Δt 進め，①の手順に戻り計算を繰り返す。

図 2.9 は，これらの手順を示す。ただし， $t + \Delta t$ の河道および遊水地の水位，流量の計算は，図 2.10 の手順で行った。

越流堤前では，遊水地内水位を仮定した状態で，河道内の水位を決定していく。河道水位の決定にはベルヌーイの定理を用いた。これを越流堤上流端まで計算を繰り返し，仮定した水位と越流流量から求めた遊水地内の水位との差が 1mm 以下になるように計算を行う。この間 Δt 内の遊水地の貯留量の増加は， $Q_0 \cdot \Delta t$ として求める。

ここに Q_0 は，時刻 t と $t + \Delta t$ による越流流量の平均値である。

$$Q_0 = \frac{Q_0(t+\Delta t) + Q_0(t)}{2} \quad (2.17)$$

ただし、この解析では、遊水地内の水位は水平として、水位の時間変化を次式で算出している。

$$\frac{\Delta H}{\Delta t} = \frac{Qo}{A} \quad (2.18)$$

ここに、 H ：遊水地水位、 A ：遊水地面積

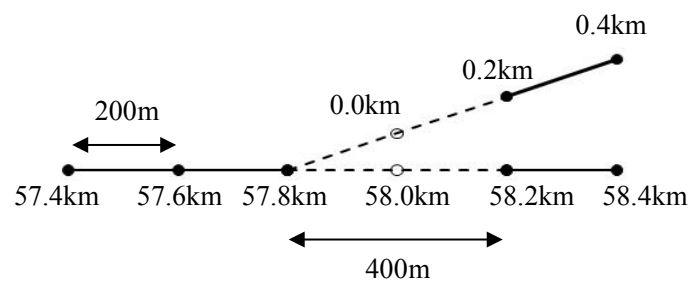


図 2.8 木津川－服部川合流点での計算

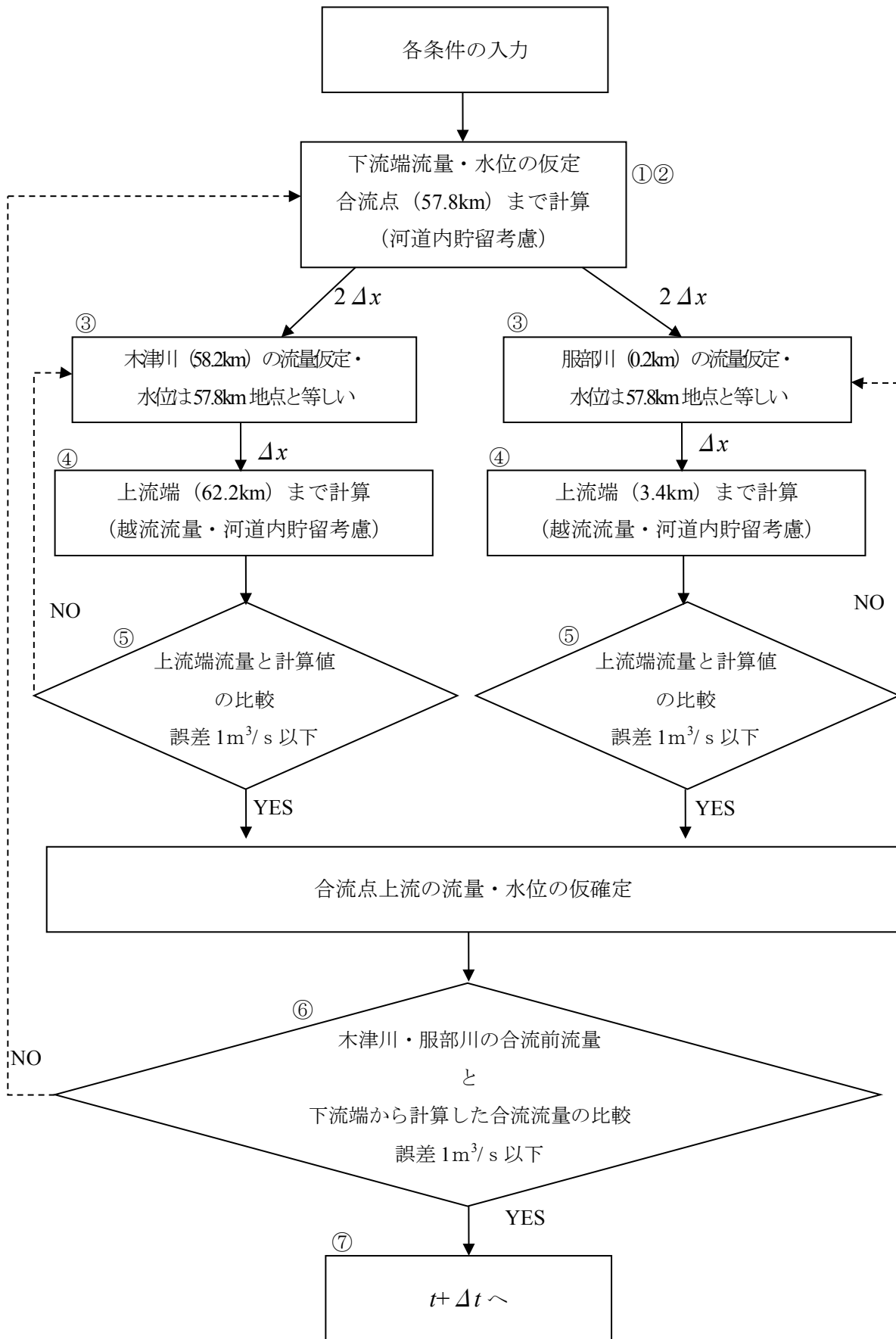


図 2.9 解析の流れ

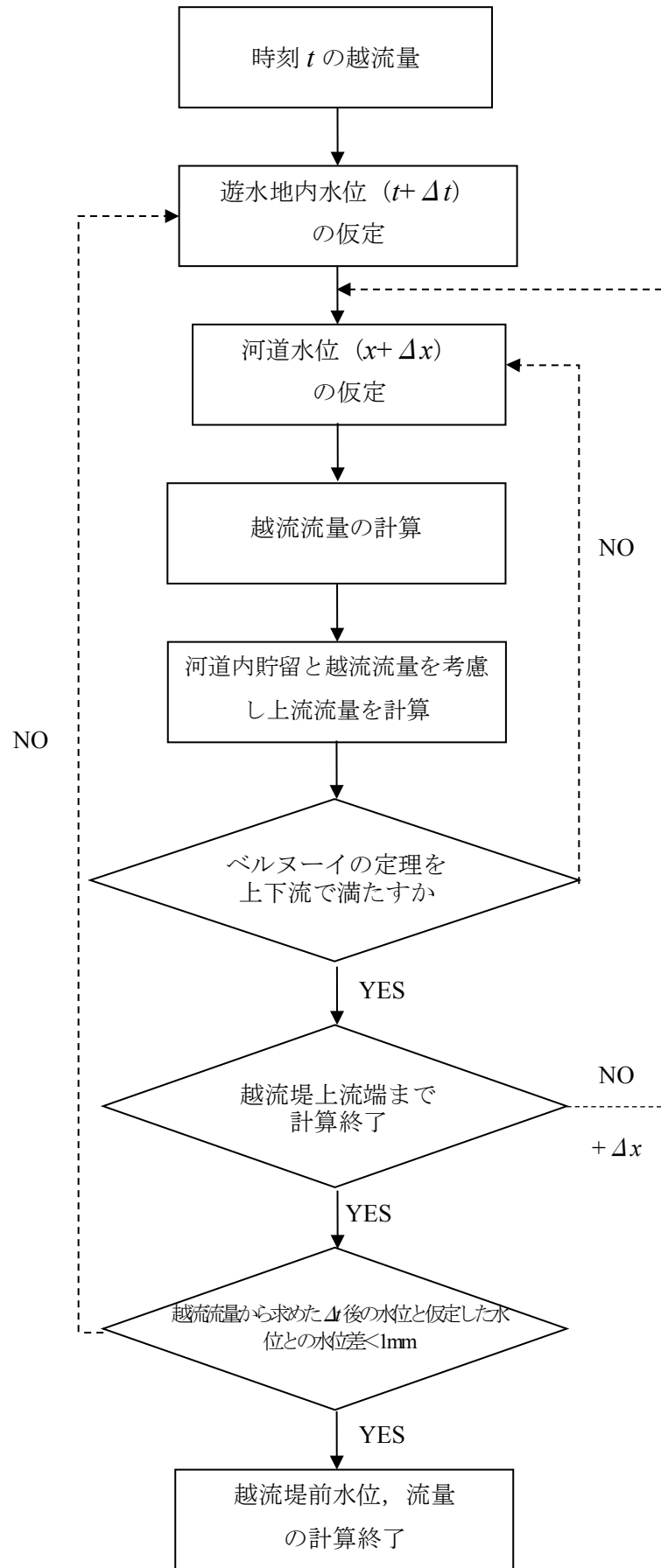


図 2.10 越流堤前における解析の流れ

2.4 解析結果

図 2.11 は国土交通省による解析結果と新しい解析法による解析結果である。国土交通省の「築堤および河道掘削で対策した場合」と新しい解析法の「河道掘削+築堤（非定常）」を比較したところ、ピーク流量は、国土交通省の公表値に比べ若干大きめの値となっているが、これは条件によるものと考えられる。波形は、概ね一致していることから新たな手法の妥当性を確認した。

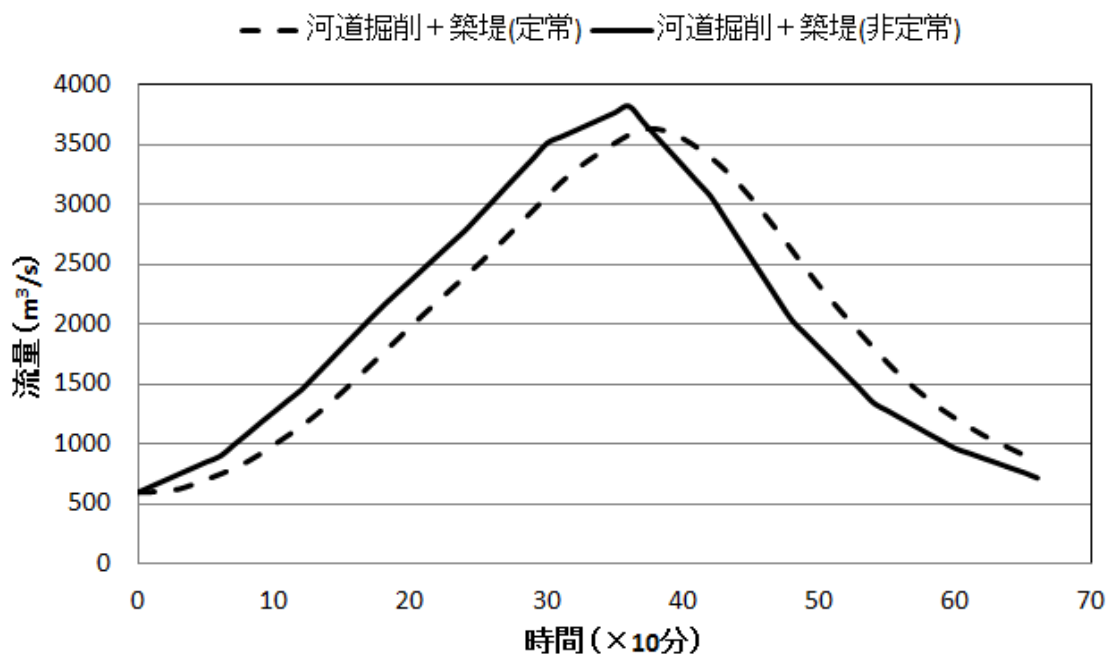
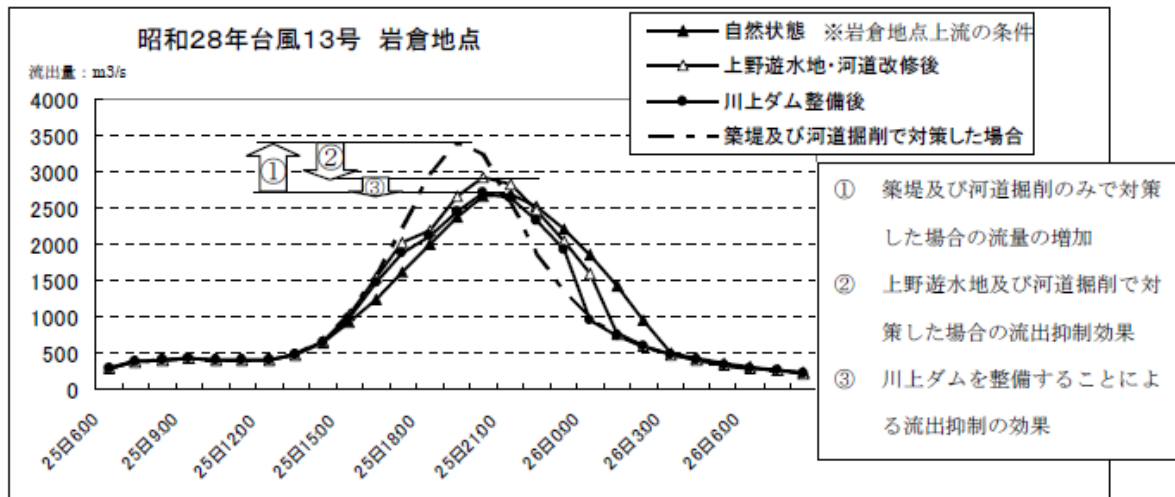


図 2.11 国土交通省による解析値（上）と新しい解析法による解析値（下）

図 2.12 は、越流堤を固定式にした場合に、岩倉地点でのピーク流量が、越流堤の高さと長さに応じてどのように変化するかを検討した結果である。越流堤の条件は、越流堤長を 3 パターン、越流堤高を 4 パターンの 12 ケースについて行った。その結果、岩倉地点のピーク流量を最も低減する条件は、越流堤長が 800m、越流堤高が 135.8m 付近であることが分かる。また、岩倉地点のピーク流量は越流堤高が 135.8m 以上では、越流堤長が長いほど低減効果があり、低い場合には越流堤長は短いほど低減効果がある。これは越流堤高が低い場合には越流開始時間が早くなり、遊水地の機能が十分に発揮できないことや、逆流による流量増加が考えられる。

次に可動式の越流堤による流量低減について図 2.13 に示す。

固定式の越流堤による検討の結果、岩倉地点で流量が最大となる時刻には、遊水地からの逆越流が生じていることが確認できた。そこで、逆越流が生じた場合に越流堤高を高くして、越流堤からの流出を止めることで、ピーク流量の低減と、洪水の長期化を防止できるかを検討した。ここでは、固定堰で岩倉地点流量を最も低減した、越流堤長 800m、越流堤高 135.8m について結果を示す。検討の結果、可動堰を設置した場合のピーク流量の低減効果は、固定堰とほとんど変化しないことを確認した。しかし、洪水の長期化は防止することができるため、これは堤防への負担軽減につながると考える。

また、岩倉地点の流量が定めた流量に達するまで越流させずに、下流端流量がその値に達した時点で越流させる方法も考えられる。本研究では下流端流量を、国土交通省が示す $2,700\text{m}^3/\text{s}$ として検討したが、結果としては下流端流量の低減にはほとんど影響を与えないことを確認した。しかし、越流開始直後の越流流量は過度であることから、人為操作を加え越流流量を調節することで、下流端流量の低減につながる可能性も考えられる。

最後に越流堤設置による、河道内水位の変化について図 2.14 に示す。

越流堤を設置しない条件で河道掘削と築堤で対策を行った場合は、上流端流量が最大となる時刻には、計算区間において計画高水位を超過することが確認できる。しかし、越流堤を設置した場合は、計画高水位以下で流下させることができる。ただし、直轄区間上流において、河道内水位が計画高水位に近づいていることから、上流の指定区間においても今後検討していく必要がある。

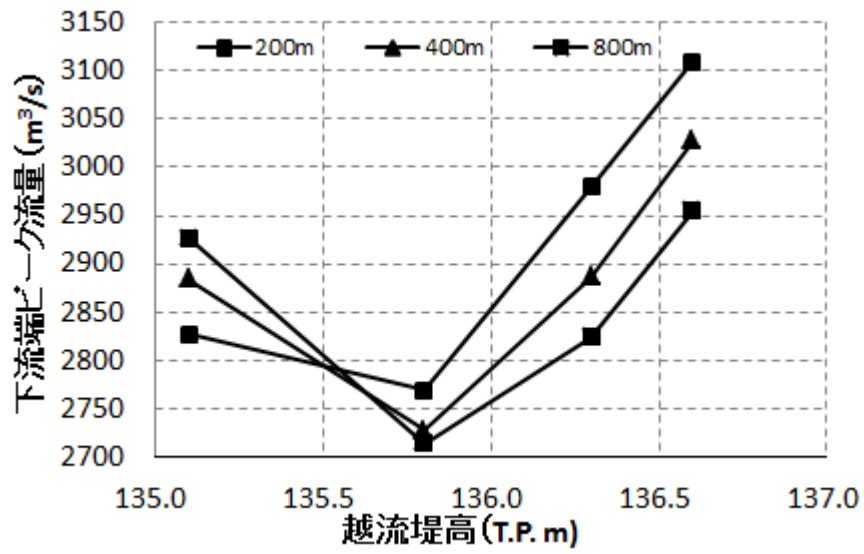


図 2.12 越流堤条件と下流端流量

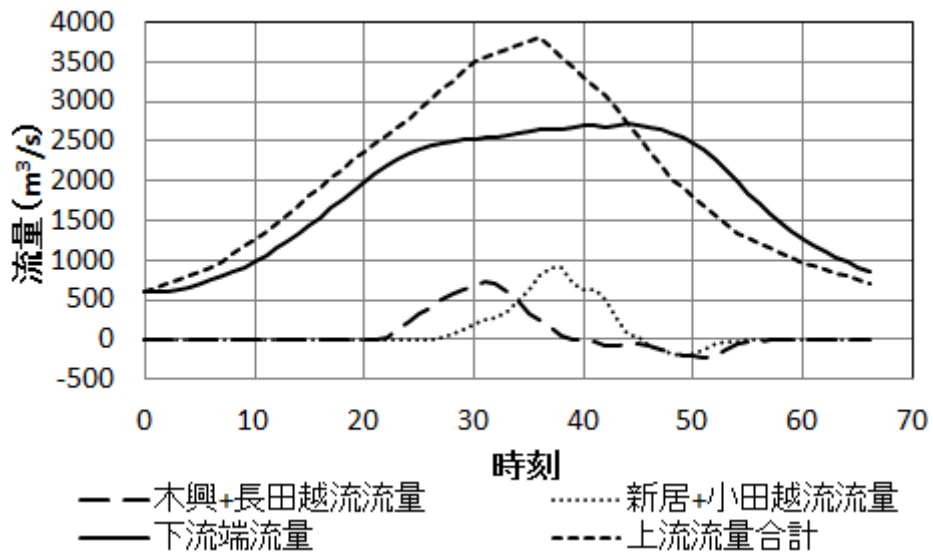


図 2.13 下流端流量と越流流量の時間変化 (越流堤長 800m 越流堤高 135.8m)

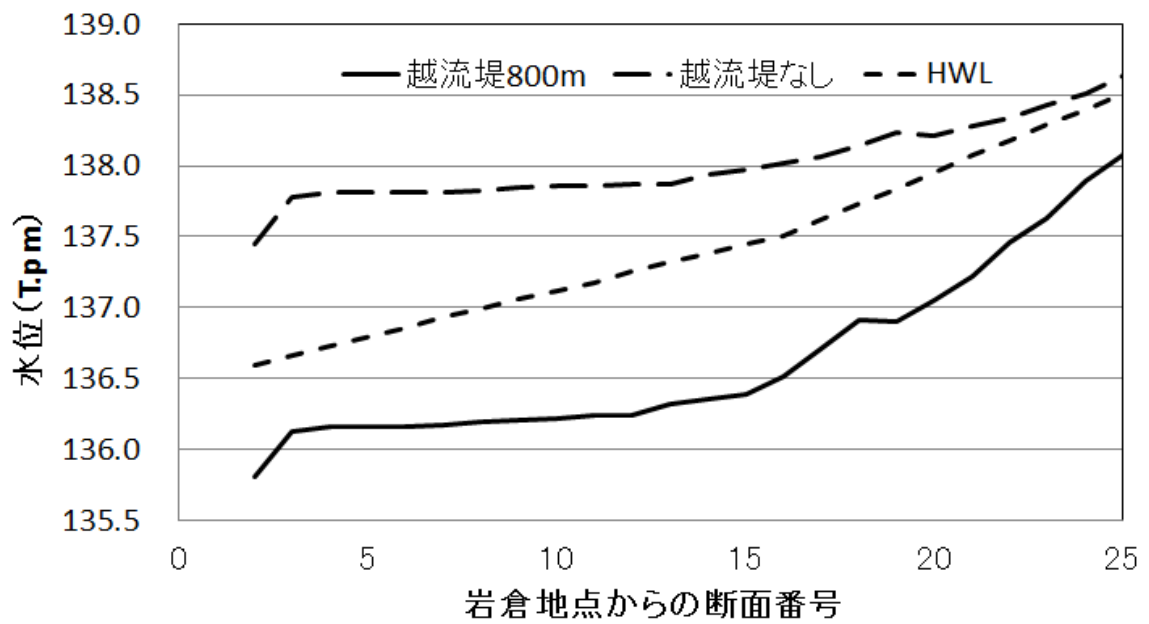


図 2.14 越流堤の有無による水位変化

2.5 結語

この章では、非定常開水路流れの新しい解析法を、淀川水系木津川上野遊水地で検討されている結果と比較検討を行った。ピーク流量に若干の差異はみられるものの波形は概ね一致していることから、この手法は有効であることを証明した。差異については、解析モデルの違いからくるものであると考える。

参考文献

- 1) 村田遼介, 北邑祐樹, 澤井健二: 数値解析による上野遊水地の洪水調節効果に関する研究, 土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集, 第 51 回, p. II-34, 2009.
- 2) 小川芳也, 澤井健二: 非定常開水路流れの 1 次元数値解析における新たな手法の開発, 日本自然災害学会学術講演会講演概要集, 第 29 回, pp. 77-78, 2010.

第3章 石積透過堤を有する感潮池の流れ特性

(泉佐野市りんくう公園修景池)

3.1 目的

河川や海岸における水質浄化の一手法として、礫間浄化が有効であることは早くから指摘され、既に多くの実施例がある。しかし、従来それらは比較的小規模の水質浄化に限られており、大規模なものはあまり用いられてこなかった。これは、礫間浄化を行うための適切な用地の確保や、流れを維持するためのエネルギーの確保、礫の目詰まりを回避するためのメンテナンス等の困難さに起因するものと思われる。

赤井¹⁾は、この礫間浄化法を感潮域のラグーンに適用することを試み、大阪府泉南市樽井地先において顕著な効果のあった例を報告している。赤井はこれを「海洋のウツロ」と呼んでいる。

透過堤で海と接する感潮池では、潮の干満によって水が出入りし、自然のエネルギーによって礫間浄化が反復されるのが大きな特徴である。河川などに見られる通常の一方向流による礫間浄化では、目詰まりが発生しやすく、付着あるいは堆積した汚泥の除去が大きな課題となっている。これに対して、感潮池では往復流が発生するため、目詰まりが発生しにくく、また、エビ、カニ等の大型生物による捕食により、石積みに汚泥の蓄積しにくいことが特徴となっている。

著者ら^{2,3)}は、大阪府泉佐野市りんくう公園修景池(図 3.1, 図 3.2, 図 3.3)を対象として、このような感潮池における水質浄化のメカニズムを簡単な数理モデルで表現し、望ましい設計条件について考察してきたが、以前のモデルでは、透過堤内における水の動きについては、比較的詳細な検討を行っているものの、感潮池内では、瞬時に混合が起こるものとしてモデル化を行っていた。しかし、実際には、感潮池内では透過堤からの距離に応じて物質負荷濃度は異なっている。そこで、本研究では、感潮池内の空間分布を考慮した負荷濃度の時間的・空間的变化を求め、解析の精度向上を図ることにした。また、透過堤や感潮池の大きさによる浄化効果の差異についても検討した。



図 3.1 りんくう公園の位置図



図3.2 修景池の全景



図3.3 修景池と外海の間にある透過堤（左：全景，右：拡大）

3.2 透過堤による水質浄化機能

石積みの間隙を通過する間に水質浄化が進行するメカニズムとしては、①石積みの間隙に固形物が沈殿することによって捕捉される沈殿作用、②石積みの間隙に固形物がひっかかることによって捕捉されるろ過作用、および、③石積みの礫表面に付着した微生物の働きによって汚濁物が分解される接触酸化作用等が考えられる。

これらの作用による汚濁濃度の減少率（その濃度 C と滞留時間 τ_s との勾配 $\partial C/\partial \tau_s$ ）は、充填物の単位体積あたりの表面積 a_s と、その位置での汚濁濃度に比例すると仮定すると、

$$\frac{\partial C}{\partial \tau_s} \propto a_s \cdot C \quad (3.1)$$

ここで、比例常数(浄化反応係数)を k_{pa} とすると、

$$\frac{\partial C}{\partial \tau_s} = -k_{pa} \cdot a_s \cdot C \quad (3.2)$$

$\tau_s = 0$ のとき $C = C_0$ の初期条件から微分方程式を解くと、

$$C = C_0 \cdot (-k_{pa} \cdot a_s \cdot \tau_s) \quad (3.3)$$

となる。

CODについて考えると、CODには易分解性のものと難分解性のものがあり、易分解性のものは数分から数時間で分解できるが、難分解性のものは数週間かかる。透過堤の透過時間は数時間程度であるから、難分解性CODは分解できないと考えるべきである。

そこで、難分解性CODを考慮すると、式(3.2)は、

$$\frac{\partial(C-c_n)}{\partial \tau_s} = -k_{pa} \cdot a_s \cdot (C - c_n)$$

となり、これを解くと、

$$C = (c_0 - c_n) \exp[-k_{pa} \cdot a_s \cdot \tau_s] + c_n \quad (3.4)$$

ここに、 c_n ：難分解性COD濃度となる。

3.3 透過堤内における流動・透過時間

以下においては、図 3.4 に示すような透過堤と感潮池の組み合わせについて考える。

既往の研究⁴⁾より透過堤内の水は、波や風などの影響により、ミクロ的には細かな往復運動を繰り返しながら進んでいることが分かっているが、ここでは潮汐作用のみに着目し、透過堤内の水の動きを図 3.5 に示すような 4 つのフェーズに分類する。

- ・フェーズ 1 : 外海から流入した水がそのまま感潮池に流出する。
- ・フェーズ 2 : 外海から流入した水が満潮時付近に透過堤内で停止して、その後向きを変えて外海に流出する。
- ・フェーズ 3 : 感潮池から流入した水がそのまま外海に流出する。
- ・フェーズ 4 : 感潮池から流入した水が干潮時付近に透過堤内で停止して、その後向きを変えて感潮池に流出する。

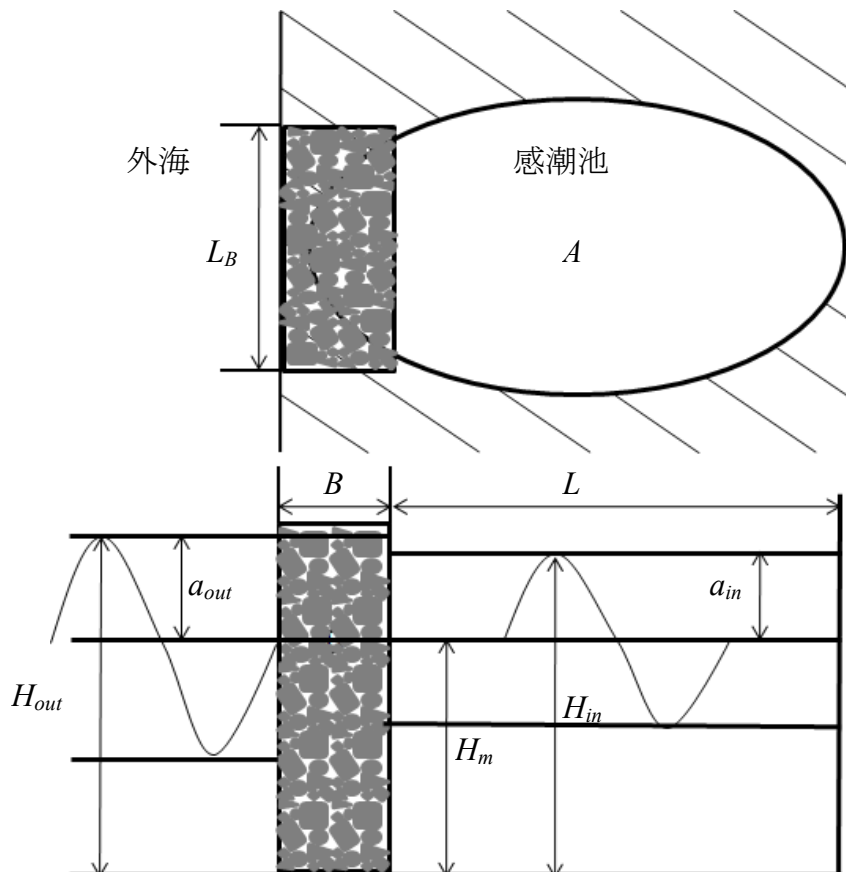


図 3.4 透過堤・感潮池の平面図と縦断図

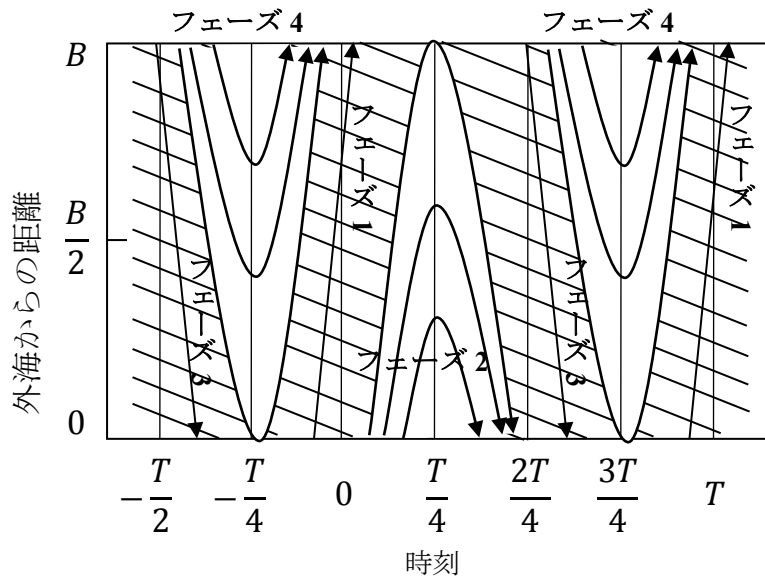


図 3.5 透過堤内の透過軌跡の概念図
(B : 透過堤の幅, T : 周期)

次に、透過時間をフェーズ毎に求める。図 3.6 は、りんくう公園修景池での潮位変化の測定結果である。測定は、透過堤の両端(感潮池側と外海側)にスタッフを設置し、目視によりおこなった。この結果より満潮時刻付近では外海の方が感潮池より 0.7cm 高く、干潮時刻付近では外海の方が感潮池より 1cm 低い。このことから、若干の位相差は生じているものの感潮池と外海の水位はほぼ等しいとみなすことができる。そこで、水位変化を式(3.5)で表される正弦波で近似する。

また、感潮池の単位時間における水位変化と感潮池の水面積の積は透過堤より単位時間に流出した水の体積に等しいことから、深さ方向に平均した透過堤内の流速は式(3.6)で表わすことができる。

$$H_{in} = H_{out} = H_m + a \cdot \sin\left(\frac{2\pi t}{T}\right) \quad (3.5)$$

$$v = \frac{(dH/dt) \cdot A}{(B \cdot h \cdot \lambda)} \quad (3.6)$$

ここに、 H_{in} : 感潮池の水深, H_{out} : 外海の水深, H_m : 潮汐の平均水深, a : 振幅, T : 周期, A : 感潮池の水面積, B : 透過堤の幅, h : 平均水深, λ : 空隙率

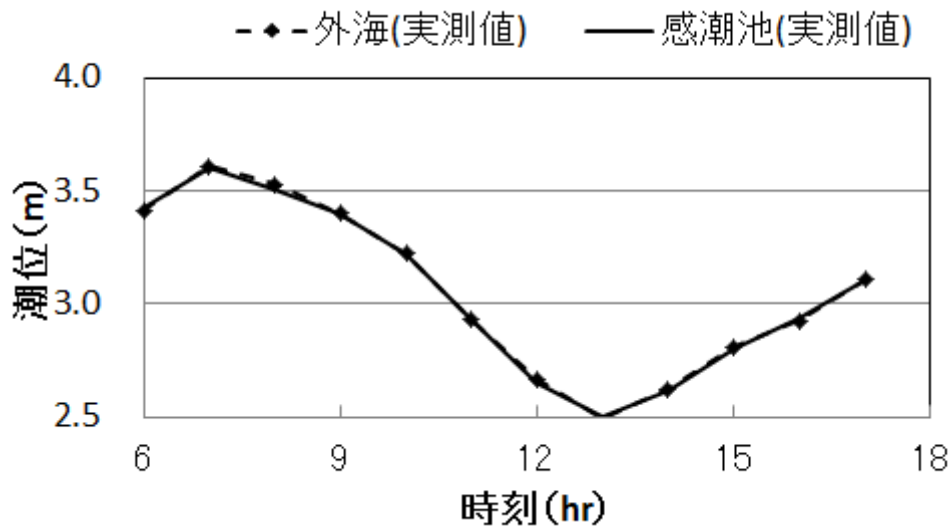


図 3.6 感潮池と外海の水位変化(1998/11/5)

これに基づいて、透過堤内の流れの軌跡を追跡し、フェーズ毎の透過時間を求めれば式(3.7)～式(3.10)のようになり、透過時間の変化を図示すると図 3.7 のようになる。

$$\tau_1 = t_{12} - t_{11} = t_{12} - \sin^{-1} \left\{ \frac{a \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot t_{12} / T) - \Delta H}{a} \right\} \cdot \frac{T}{2 \cdot \pi} \quad (3.7)$$

$$\tau_2 = t_{22} - t_{21} = 2 \cdot \left(t_{22} - \frac{T}{4} \right) \quad (3.8)$$

$$\tau_3 = t_{32} - t_{31} = t_{32} - \sin^{-1} \left\{ \frac{a \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot t_{32} / T) + \Delta H}{a} \right\} \cdot \frac{T}{2 \cdot \pi} \quad (3.9)$$

$$\tau_4 = t_{42} - t_{41} = 2 \cdot \left(t_{42} - \frac{3 \cdot T}{4} \right) \quad (3.10)$$

ここに

$\tau_1, \tau_2, \tau_3, \tau_4$: フェーズ 1～4 のそれぞれの透過時間

$t_{12}, t_{22}, t_{32}, t_{42}$: フェーズ 1～4 のそれぞれの透過堤からの流出時の時刻

$t_{11}, t_{21}, t_{31}, t_{41}$: フェーズ 1～4 のそれぞれの透過堤への流入時の時刻

現地での透過時間については、下げ潮最盛時刻を潮位表より調べ、食紅・パールクレイ・水を 1:5:15 の割合で混合した食紅混合水を計 2 回投入し平均を求めた。表 3.1 は現地調査の結果とシミュレーションの結果である。この 2 つの結果を比較したところ、実測値の方が解析値よりも透過時間が若干短くなっているが、これは、実測値は表層水を計測しており、解析値は深さ方向の平均値であることによるものと考えられる。

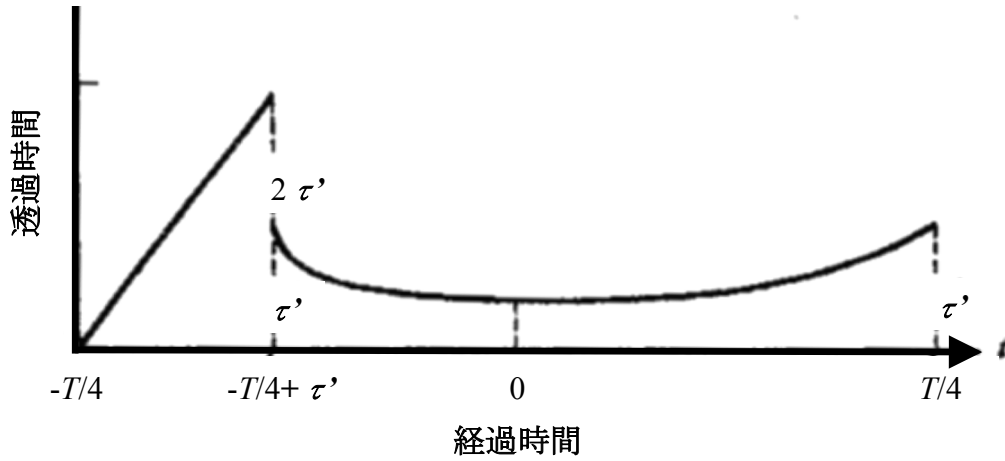


図 3.7 フェーズ 1・4 における透過時間の変化

表 3.1 下げ潮最盛時付近における透過時間(1998/11/5)

	投入場所	投入時刻	確認 出来た時刻
実測値	感潮池	10:20	11:20
	感潮池	10:34	11:30
	平均時間(分)		58
解析値	-	10:20	11:22
	-	10:34	11:42
	平均時間(分)		65

解析条件：

$$A=10,000\text{m}^2, a=0.55\text{m}, B=20\text{m}, L=100\text{m},$$

$$L_B=100\text{m}, T=12\text{hr}, \lambda=0.3, h=3\text{m}$$

3.4 感潮池における水質の時間変化

感潮池は、潮汐の影響により時々刻々と流速は変化している。それに伴い、物質は干潮時から満潮時付近までは透過堤から奥の方向へ流動し、満潮時から干潮時付近にかけてはそれとは逆の流動が生じている。感潮池における水質の時間変化については、透過堤から感潮池に流出するフェーズ1・4においては、透過堤内で浄化された水が感潮池に流入することから、透過堤の近傍では濃度の減少が進むものと考えられる。

一方、感潮池内においては、隣接する各地点において移流とともに拡散や分散が生じることが考えられる。また、感潮池に滞留している物質は生物等による捕食や底泥の巻き上げ等により消滅や発生も生じる。

そこで、既往の研究報告⁵⁾を参考に深さ方向に平均した濃度の1次元分散方程式を用いて感潮池内での流動について検討を行った。

$$\frac{\partial(A \cdot C)}{\partial t} + \frac{\partial(A \cdot \bar{U} \cdot C)}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left(A \cdot \bar{D}_x \cdot \frac{\partial C}{\partial x} \right) - k \cdot (C - C_n) \quad (3.11)$$

ここで、

A : 断面積, \bar{U} : 断面平均流速, C : 断面平均濃度, \bar{D}_x : 流速や濃度の断面非一様の影響による拡散係数, $k \cdot (C - C_n)$: 単位断面積当たりの物質の発生や消滅, 拡散係数については、下記により求めている。

$$\bar{D}_x = (\nu + 0.5 \cdot H \cdot u_*) \quad (3.12)$$

ここで、

ν : 水の動粘性係数($1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$), H : 水深, u_* : 摩擦速度

3.5 計算結果と考察

感潮池での時間変化に伴う濃度変化について、りんくう公園修景池をイメージした下記の条件について数値解析を行った。

・条件

$$k_{pa} = 1.7 \times 10^{-3} \text{ m/s}, C_n = 1.7 \text{ mg/l}, k = 1 \times 10^{-7} \text{ /s}, \Delta x = 1 \text{ m}, \Delta t = 60 \text{ s}$$

・初期条件

感潮池・透過堤・外海の水質濃度 : 2.5 mg/l

図 3.8, 図 3.9 に示す解析結果より, 感潮池では, 透過堤からの流出水の移流による影響が支配的なエリアと分散が支配的なエリアのあることを確認した. また, 感潮池内で滞留して透過堤や外海と行き来しない水が存在していることも確認した. また, 20m 地点における濃度下限値は計算開始直後が最も低く, 時間が経過するに従い上昇して境界値付近で概ね一定となっている.

これらの濃度を初期濃度と比較すると, 透過堤から 20m 地点では約 30%, それより奥側でも約 20% 程度の水質改善が見られることになる.

図 3.10 は, 感潮池内の透過堤付近(距離 $x = 0\text{m}$)における 1 周期内の濃度変化を示したものである. この図より, 以前のモデルでは, 上げ潮時に濃度が減少し下げ潮時には濃度が上昇していたが, 今回のモデルでは, 干潮時直後と満潮時直前に濃度減少が進行し, 上げ潮最盛時付近では濃度が上昇している. すなわち, 透過堤内での透過時間が長い時に感潮池内の濃度減少が進行していることが確認できる. また, 下げ潮最盛時においても濃度減少が確認できるが, これは, 上げ潮時に移動した水が戻ってくることによるものと考えられる.

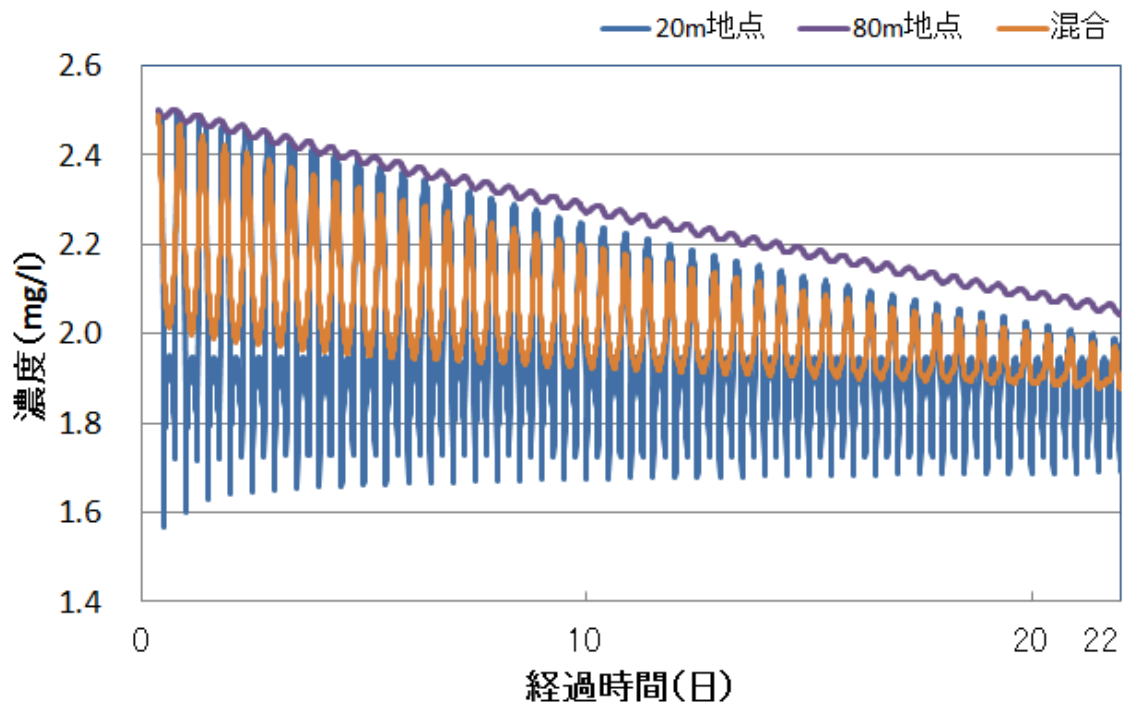


図 3.8 透過堤からの各距離における COD の時間変化

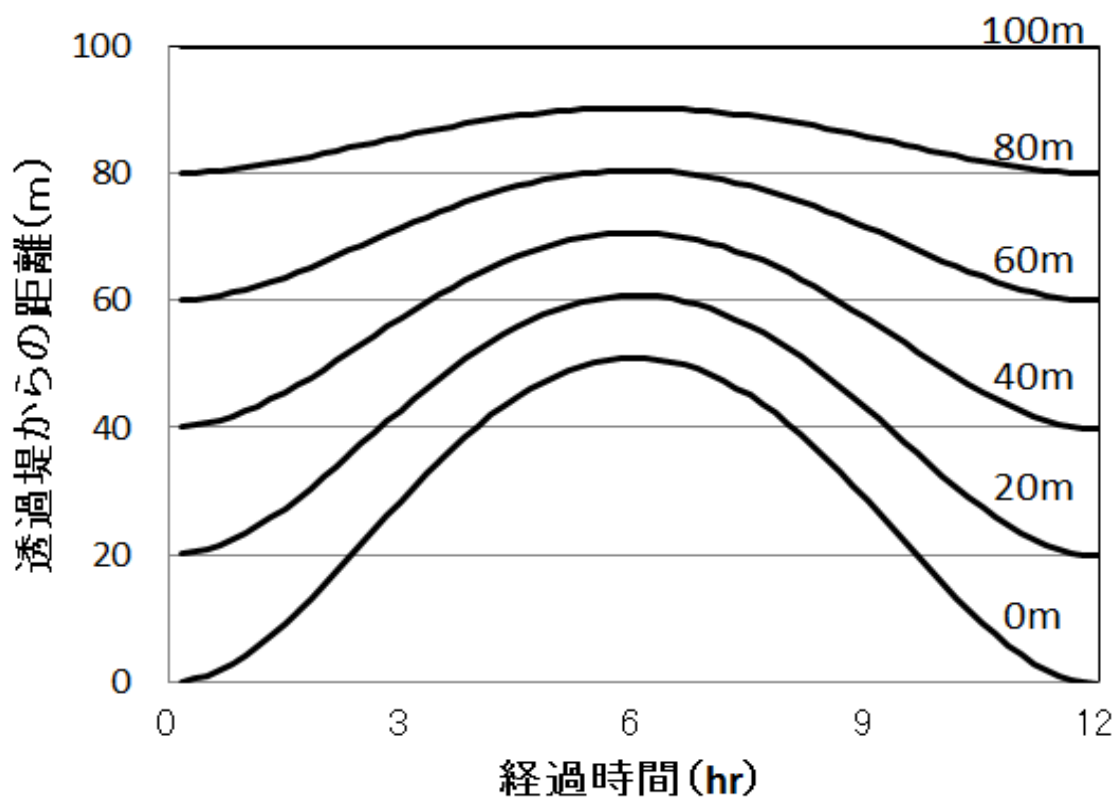


図 3.9 潮汐に伴う感潮池での水塊の移動状況
 (図中の各線の数字は、干潮時における水塊の位置を表す。
 ここで、水塊の移動とは、感潮池内の流速を時間で積分したもの)

図 3.11 は、上記の条件の内、透過堤の幅 $B=20\text{m}$ を基準とし、 $10\text{m}\sim 50\text{m}$ の範囲で変化させた場合における COD の変化を示したものである。透過堤の幅を大きくするほど COD 濃度の減少率が大きくなるがその伸び率は小さくなっている。これは、透過堤をある程度以上大きくしても潮位変化により透過堤に流入した水の大部分が透過堤内で滞留してしまうことによるものと考えられる。

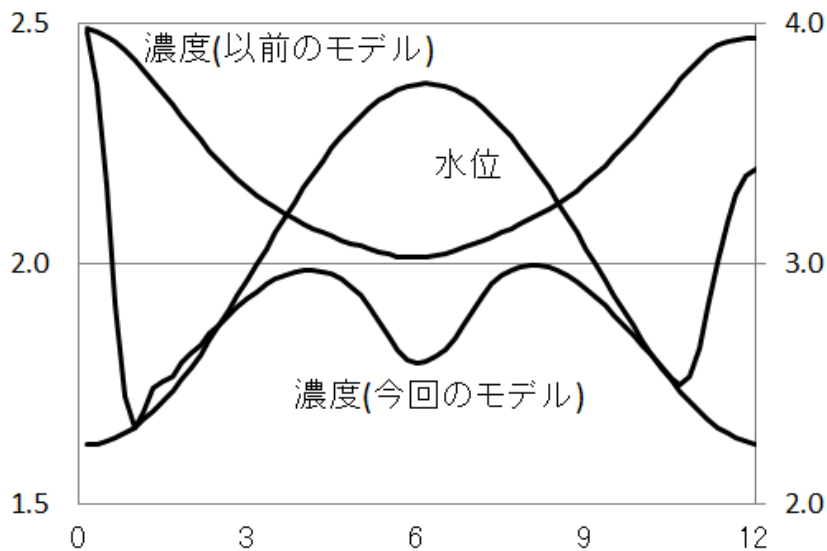


図 3.10 上げ潮時における透過堤付近の濃度変化

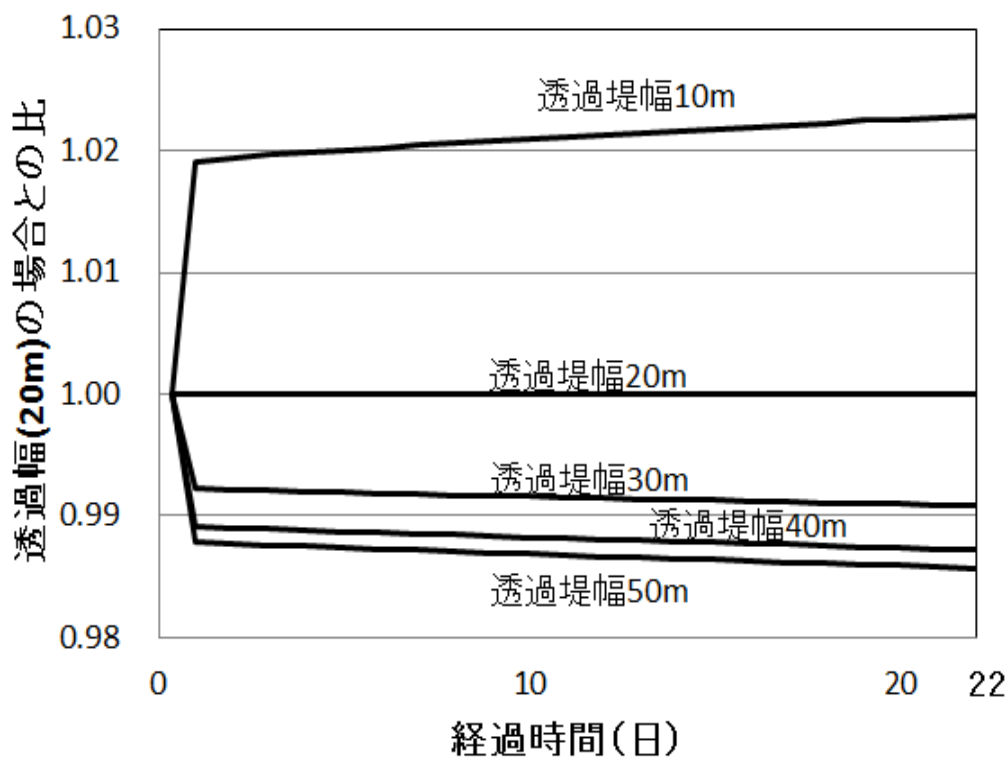


図 3.11 透過堤の幅を変化させた場合における感潮池内の COD 濃度平均値の時間変化

図 3.12 は、同様に感潮池の面積 $A=10,000 \text{ m}^2$ を基準とし $5,000\text{m}^2\sim 15,000\text{m}^2$ の範囲で変化させた場合における COD の変化を示したものである。感潮池の面積を大きくするほど COD 濃度の減少率が大きくなるが、時間が経過するにつれその差が小さくなっている。一方、面積が小さい場合は計算開始初期の濃度は高いものの、時間が経過するにつれ濃度が減少していることが読み取れる。

図 3.13 は、同様に透過堤の空隙率 $\lambda=0.3$ を基準として $0.1\sim 0.5$ の範囲で変化させた場合における COD の変化を示したものである。結果は、図 3.11 と同様の傾向を示している。空隙率を大きくすると透過時間が長くなることによるものと考えられる。

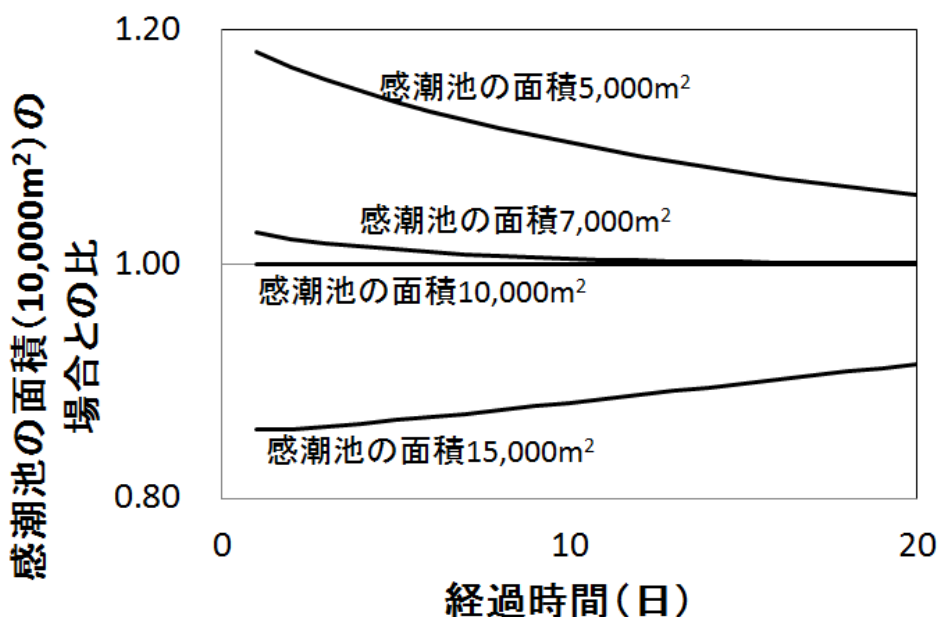


図 3.12 感潮池の面積を変化させた場合における感潮池内の COD 濃度平均値の時間変化

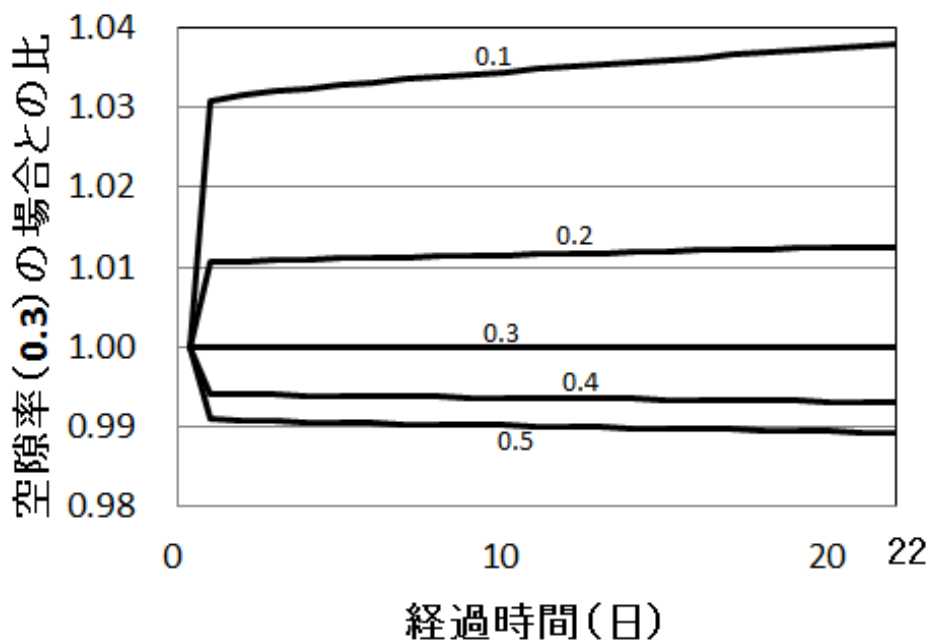


図 3.13 透過堤の空隙率を変化させた場合における感潮池内の COD 濃度平均値の時間変化

3.6 結語

以上により、得られた結果を要約すると次の通りである。

- ・従前のモデルでは、感潮池内は瞬時に混合するものとしていたが、このモデルでは、1 周期内における透過堤内の滞留時間の長短による濃度の変化を求めることができることを確認した。
- ・感潮池内の空間的・時間的濃度分布を求めることができることを確認した。
- ・透過堤の幅、感潮池の面積、透過堤の空隙率を大きくすればするほど濃度減少率は大きくなるが、ある限度を超えると、その効果は小さくなる。

ところで、本モデルでは、次の仮定に基づいてシミュレーションを行っている。

- ・既往の研究⁶⁾より透過堤付近の流動については深さ方向で流速および流れの向きが異なることが分かっているが、本解析では、流速や濃度の深さ方向分布は考慮していない。
- ・外海の潮位と感潮池内の潮位は常に等しいものと仮定している。
- ・透過堤内で接触酸化が進行すると酸素が消費され、貧酸素化が生じて浄化機能が低下するが、本解析ではそれを考慮していない。
- ・潮汐の振幅は大潮や小潮で変化するが、本解析ではそれを考慮していない。

参考文献

- 1) 赤井一昭：水域の浄化システム，大阪府建設技術発表会論文集，第 11 回， pp.76-79， 1984.
- 2) 澤井健二，赤松大輔，白川哲司，末瀬良平，野田幸義：透過堤を有する感潮池における水質浄化機構に関する研究，土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集，第 41 回，pp.VII-10-1-VII-10-2， 1999.
- 3) 澤井健二，林 辰郎：透過堤を有する感潮池における水質浄化機構に関する研究(2)，土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集，第 44 回， pp.VII-11-1-VII-11-2， 2002.
- 4) 増井直樹，喜田大三，辻 博和，石垣 衛，宮岡 修二：石積み浄化堤による海水浄化工法の開発－その 4:浄化堤実証試験施設における流況特性，土木学会年次学術講演会講演概要集，第 49 回， pp.1280-1281， 1994.
- 5) 小田一紀，貫上佳則，重松孝昌，倉田克彦，綱 潔之， 斎藤 満，西田恭子：礫間接触浄化構造物の海水浄化特性とそれによる沿岸局所水域の浄化過程の研究，海岸工学論文集，第 40 回， pp.966-970， 1993.
- 6) 水谷法美，許東 秀，平野善弘，清水秀行，GOLSHANI Aliasghar：透過性構造物周辺の流れ場の特性に関する研究，海洋開発論文集，第 16 卷 (25 回)， pp.41-46， 2000.
- 7) 小川芳也，澤井健二：透過堤を有する感潮池における水質浄化に関する研究，日本水環境学会年会講演集，第 45 回， p.12， 2011.

第4章 分合流部を有する並列感潮河川の流況改善

(大川桜ノ宮貯木場跡大阪ふれあいの水辺)

4.1 目的

大阪市都島区の大川（旧淀川）桜ノ宮貯木場跡は、図 4.1 に示すように、大川本川に隣接する 2 つの池のような構造を有する、幅約 80m、長さ約 300m の水域であり、ほぼ中央部に左右両岸から突き出た半島状の出島によって上流池と下流池に分かれている。上流池と下流池はそれぞれ大川本川とつながっており（図 4.2）、両池の間にある出島の中央部には幅約 10m の水路（図 4.3）がある。

大川は感潮河川であり、この付近において、大潮時で約 1.5m、小潮時で約 0.5m の潮差があり、貯木場跡には、潮位に応じて往復流が発生し、水流が停滞しがちで、大川本川に比べて水質の低下することが問題となっている。しかし、ここは大川全体の中で見た場合、唯一といってよいほどの、流れが穏やかで、比較的多様な生物の生息している場所であり、生態環境保全上、重要な場所として注目されている。特に、上流池と大川本川との接続部付近は、幅 20m ほどの浅瀬になっており、大潮の干潮時には干潟が出現する。下流池と大川本川との接続部は幅約 10m、水深約 3m の狭窄部になっており、潮の干満にしたがって流向が逆転するとともにかなり速い流れが出現する。出島の中央部の水路近くにおいても、上げ潮最盛時や下げ潮最盛時にはやはりかなり速い流れが生じている。

一方、この場所は、交通の便が良く、周囲の景観も良いことから、市民の憩いの場ともなっており、連日多くの散策者が訪れている。このように、利用と環境保全の両面で重要な場所である一方、この付近には不法占拠などの問題や治安上の不安も抱えていた。

大阪府では、この場所に 2009 年 10 月、「大阪ふれあいの水辺づくり」事業計画が立てられ、2011 年 1 月に 1 期工事として始められた砂浜の造成、水質浄化施設の設置が完了し、2011 年 8 月 18 日にオープニングイベントが開かれた。整備工事の全体はまだ完了したわけではなく、今後さらに継続されることになっているが、著者らはこの水域を一層魅力あるものにするため、新たな提案を行うことを目的として研究を行った。

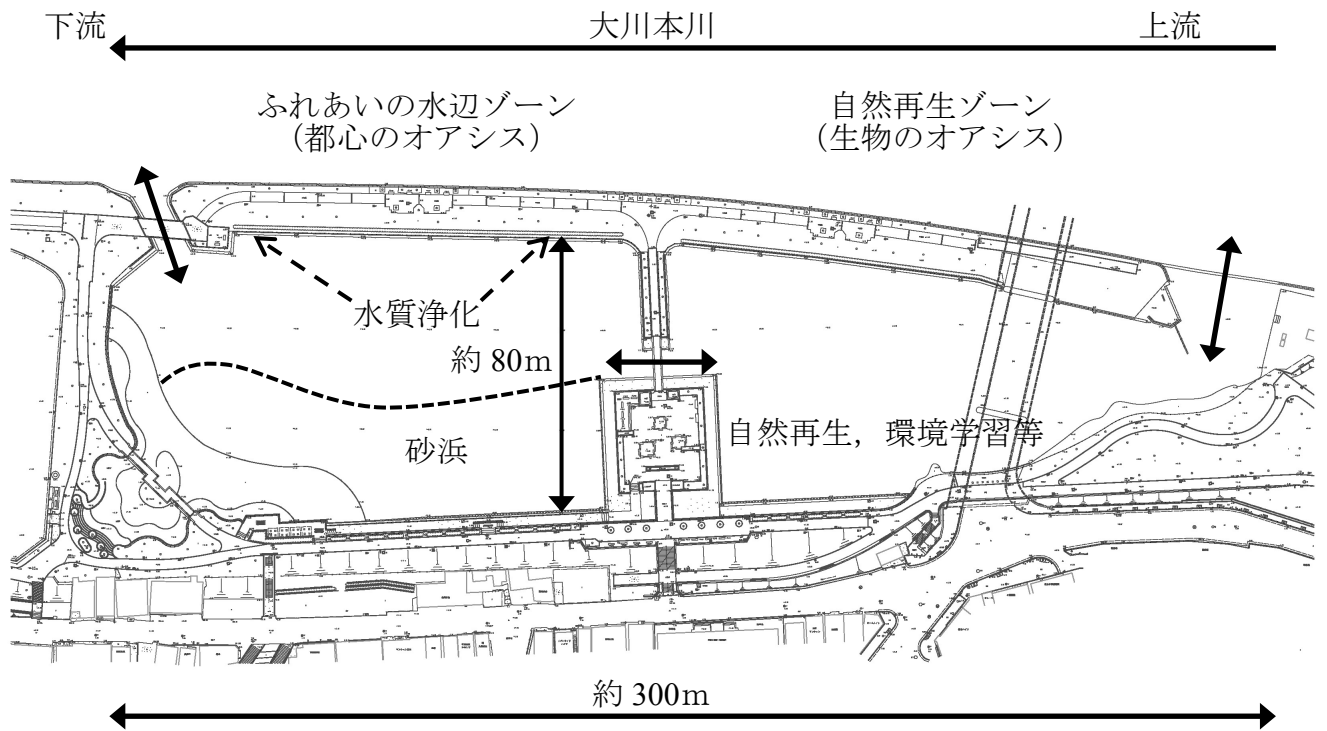


図 4.1 桜ノ宮貯木場跡の整備概要



図 4.2 大川本川との接続部 (上左：上流側接続部, 上右：干潮時刻付近 (上流側)
下：下流側接続部)



図 4.3 上流池と下流池の接続部

4.2 水質管理の問題点と改善策

大阪府で進められている事業計画では、図 4.1 に示すように貯木場跡を大きく 2 つのゾーンに分け、上流側を「自然再生ゾーン」、下流側を「ふれあいの水辺ゾーン」としている。今回行われた整備は、下流側の「ふれあいの水辺ゾーン」において、図 4.4 のようにヘドロを浚渫し砂浜と階段護岸を造成するとともに、下流池の滞留部 2 か所に水質浄化施設を設置したことである。

しかし、水質浄化施設の規模はさほど大きなものではなく、この場所で適切な効果が発揮されるかどうかは疑問である。この水域における水質の劣化は、潮汐作用に伴う流水の往復による停滞が主な原因であると考えられ、これを改善することがより効果的ではないかと考えられる。すなわち、貯木場跡地内の水流を往復流でなく、一方向流に改善することによって、滞留時間を短くすることが有効ではないかと考えられる。そのためには、大川本川と貯木場跡地との 2 か所の接続部にゲートを設け、図 4.5 に示すように潮位変化に応じて、2 つのゲートを交互に開閉するのが有効と考える。すなわち、上げ潮時には下流側のゲートを閉じて上流側のゲートを開けることにより、大川本川の水と貯木場跡地に上流側から流入させ、下げ潮時には上流側のゲートを閉じて下流側のゲートを開けることにより、貯木場跡地の水を大川本川へ流出させるのである。

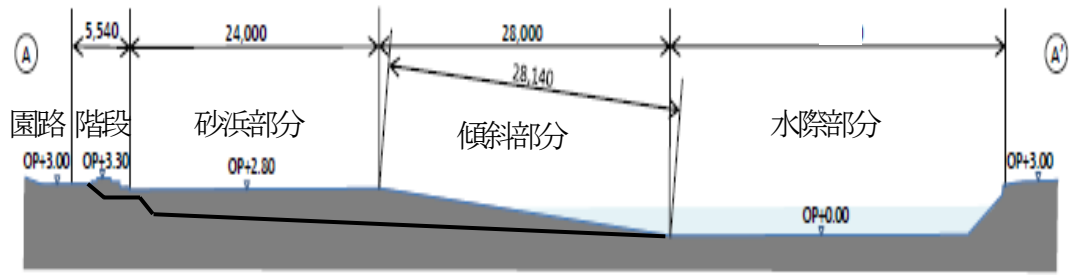
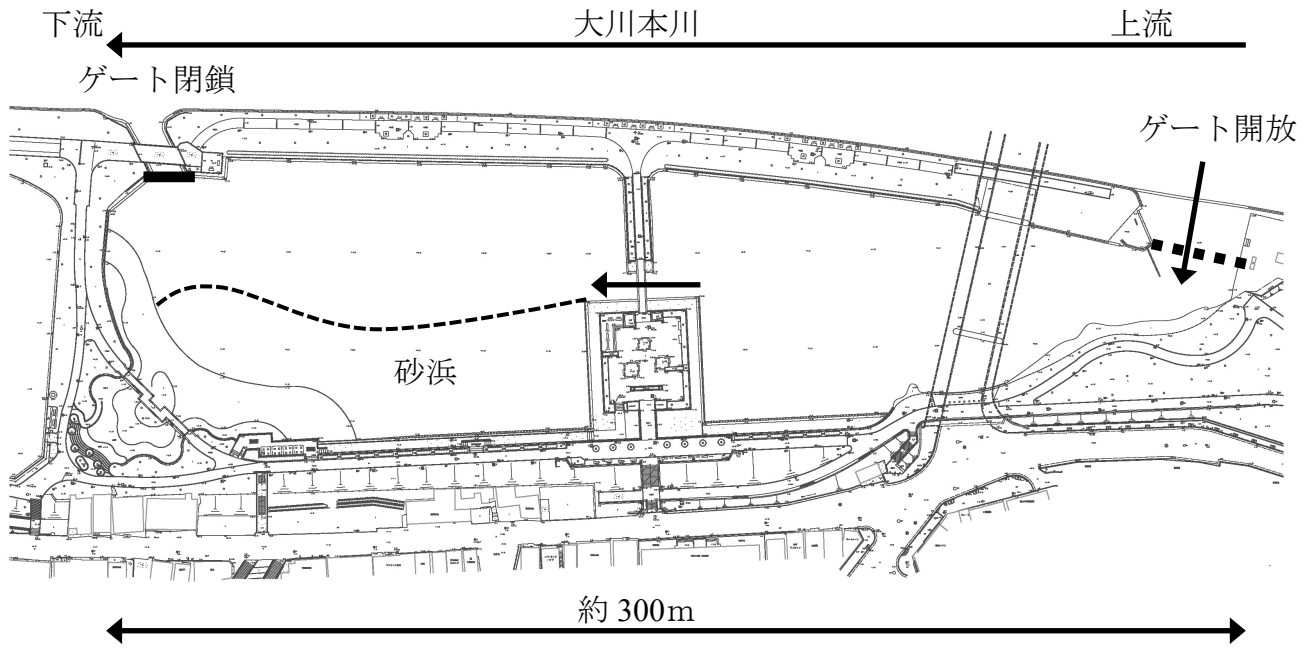


図 4.4 貯木場跡横断形状

○上げ潮時



○下げ潮時

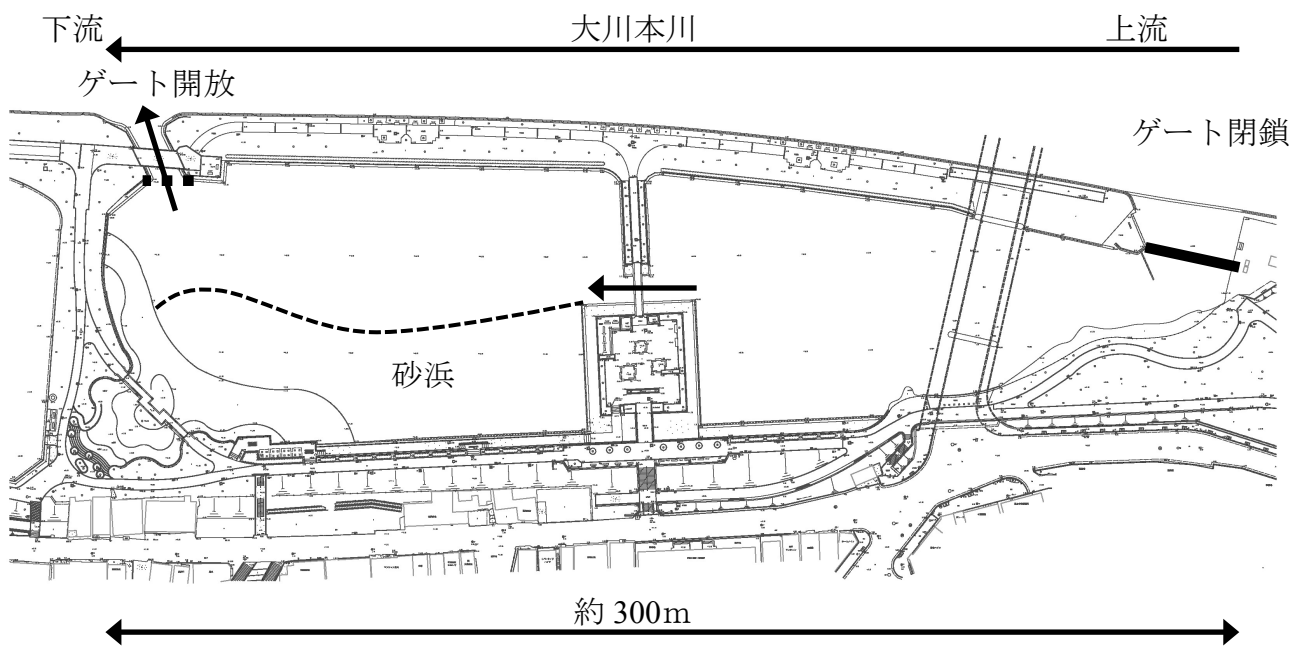


図 4.5 潮汐によるゲート操作

4.3 模型実験

4.3.1 模型概要

実験は、摂南大学 1 号館 1 階にある構造・水工実験室内の長さ 3m、幅 1m の実験水路（材質：木材）を用いて、貯木場跡を含む前後 600m の区間を縮尺 1/200 として行った。

図 4.6 に示すように実験装置は、模型水路、貯水槽、モーター、堰、ポンプ、低水槽によって構成されている。水の循環経路は、低水槽に溜めた水をポンプで上流端にある貯水槽に一定流量を流し、模型水路内を流れ、モーターによって制御した堰の影響を受けながら低水槽に流入する。

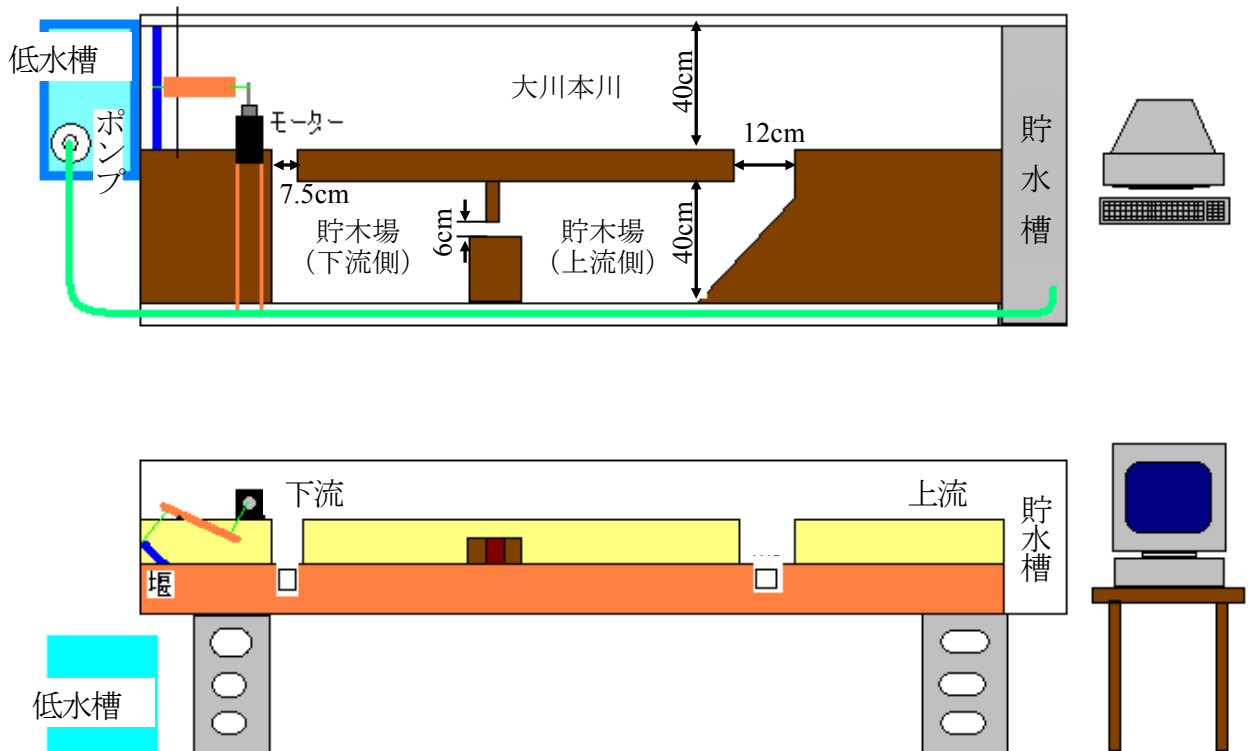


図 4.6 平面図（上）と縦断図（下）

4.3.2 実験方法

4.3.2.1 フルードの相似則

各種条件は、フルードの相似則により求めた。(表 4.1)

$$\left(\frac{v^2}{g \cdot h}\right)_m = \left(\frac{v^2}{g \cdot h}\right)_p \quad (4.1)$$

より,

$$\frac{v_m}{v_p} = \sqrt{\left(\frac{g \cdot h_m}{g \cdot h_p}\right)} = \sqrt{\left(\frac{h_m}{h_p}\right)} \quad (4.2)$$

$$\frac{Q_m}{Q_p} = \left(\frac{h_m}{h_p}\right)^{5/2} \quad (4.3)$$

また、 $t = L/v$ の関係を用いて

$$\frac{t_m}{t_p} = \frac{\frac{h_m}{h_p}}{\sqrt{\frac{h_m}{h_p}}} = \sqrt{\frac{h_m}{h_p}} \quad (4.4)$$

表 4.1 現地・模型寸法

	現地	模型
本川流速	0.625m/s	4.42cm/s
流量	200 m ³ /s	350cm ³ /s
周期	12hr	3100s
潮差	1m	0.5cm
川幅	80m	40cm
満潮時水深	4m	2cm

この条件を元に実験を行ったところ、現地では、上げ潮時に下流側接続部で発生していた貯木場内への逆流が発生しなかった。現地の特徴を考慮した模型とはなっているが、細部まで表現できていないことが原因だと考える。

そこで、現地では上げ潮時に貯木場内で逆流が生じていることから、この逆流が生じる流量 250cm³/s として実験を行った。

4.3.2.2 河床形状

模型では、大阪府西大阪治水事務所の河床データをもとに再現している。整備後の河床データは平成 22 年度の計画平面図をもとに再現した。河床に用いた材料は、桜ノ宮貯木場跡に粒径の細かい約珪砂7号（約0.18mm）を使用し、本川は2mm 程度の礫を使用した。

4.3.2.3 潮位変動

桜ノ宮貯木場跡は潮汐の影響を受ける感潮水域であるため、1日に約 1m の平均潮位差が発生し、実験を行う上でこの現象を無視することはできない。そこで、実験模型の下流部にモーター制御によって動く可動堰を設置した。この可動堰はパーソナルコンピュータを用いてプログラムを組み、可動堰を上下させて現地における満潮と干潮、上げ潮と下げ潮の環境を再現している。

潮位変化については、現地と同じように正弦波にするプログラムを作成した。

4.3.2.4 測定方法

測定は、2 周期目から開始することとした。これは、1 周期目は実験を行うにあたり設定した初期条件の影響を強く受けることが考えられるからである。測定にあたり、クリアファイルを染色し細かく切ったものを浮子とし、大川本川と貯木場内全体に浮かべ、水の流れる様子と流速をビデオカメラに記録した。記録した映像データはパーソナルコンピュータに取り込み、図 4.7 に示すように満潮時、満潮時から下げ潮最盛期の中間、下げ潮最盛期、下げ潮最盛期から干潮時の中間、干潮時、干潮時から上げ潮最盛期の中間、上げ潮最盛期、上げ潮最盛期から満潮時の中間、満潮時の計 9 時点の流れの変化と流速分布に着目し、計測を行った。

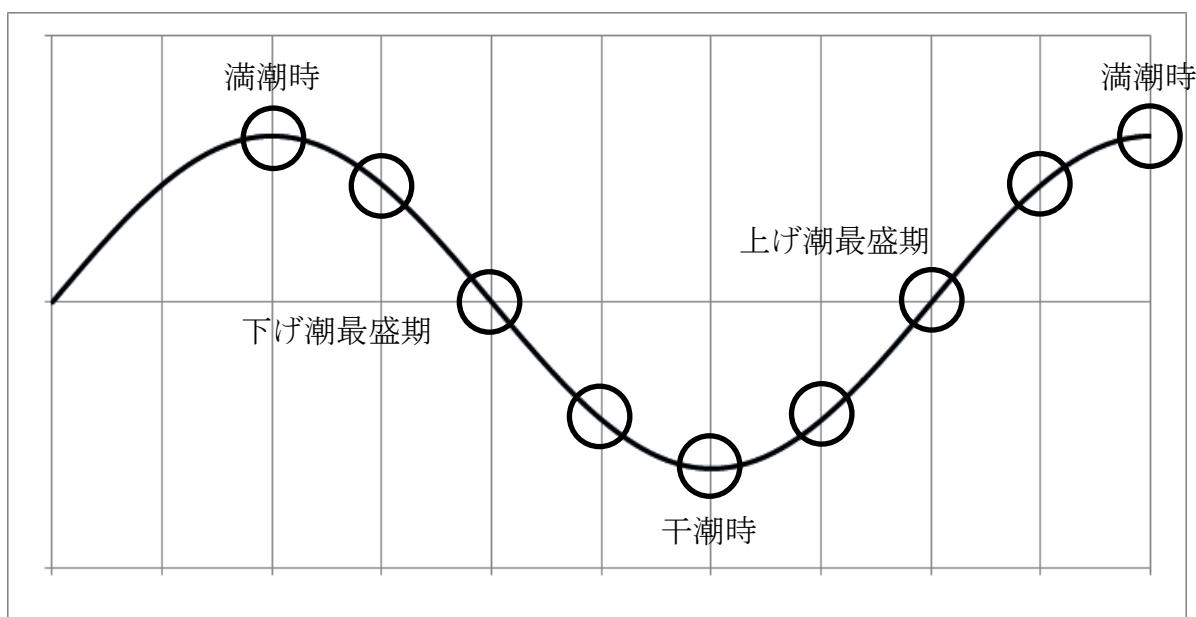


図 4.7 潮位変化による計測のタイミング

4.3.3 実験条件

貯木場跡の流況を確認することを目的として、親水整備前後について実験を行った。また、現状（整備後）よりも貯木場跡の流下能力を高めることを目的として、図 4.5 に示すようにゲート操作を用いて流れを一方向にさせる実験を行った。潮汐による水位の変化がある状態で、満潮時からの下げ潮時に上流側の流入部で堰を閉じ、干潮時からの上げ潮時に下流側の流出部の堰を閉じて逆流を堰止め、上流側と下流側から出入りしていた水の流れを流下方向だけにし、貯木場内に水が滞留しにくくなることを期待して行った。

また、満潮時から下げ潮時には上流側のゲートがない場合のほうが、流速が速く、水の滞留を改善できるのではないかと考え、ゲート操作を用いた実験では 2 通りの条件を行った。

4.3.4 実験結果

桜ノ宮貯木場跡は、大阪ふれあいの水辺づくり事業による親水整備により、2011 年 8 月に下流池の砂浜が整備された。そこで、この整備による流れの影響を把握することを目的として、整備前後における実験により比較検討を行った。図 4.8 は満潮時における流速分布の結果である。整備前では、上下流部ともに流れは不安定で、下流部では渦を巻いていることが確認できる。整備後では上流部の流れは整備前に比べ小さくなっているものの、下流部では全体の流れが流下方向に向いていることが明らかとなった。満潮時から干潮時までの下げ潮時において、上流部では整備前後においてほぼ同じ傾向を示しており、渦が発生している流れとなっている。下流部では、整備前においては渦が発生している流れとなっているが、整備後においては概ね流下方向に安定して流れている。干潮時から満潮時の上げ潮時には、現地と同様に逆流が起り、渦を巻き、滞留している。また、整備前に比べて整備後の流れは小さくなっている。1 周期を通して整備されていない上流側の流れは整備前と変わらない。しかし、下流部では砂浜があることによって貯木場跡の幅が狭くなり、流れが安定し、整備前と比べ、流況は改善されていることを確認した。

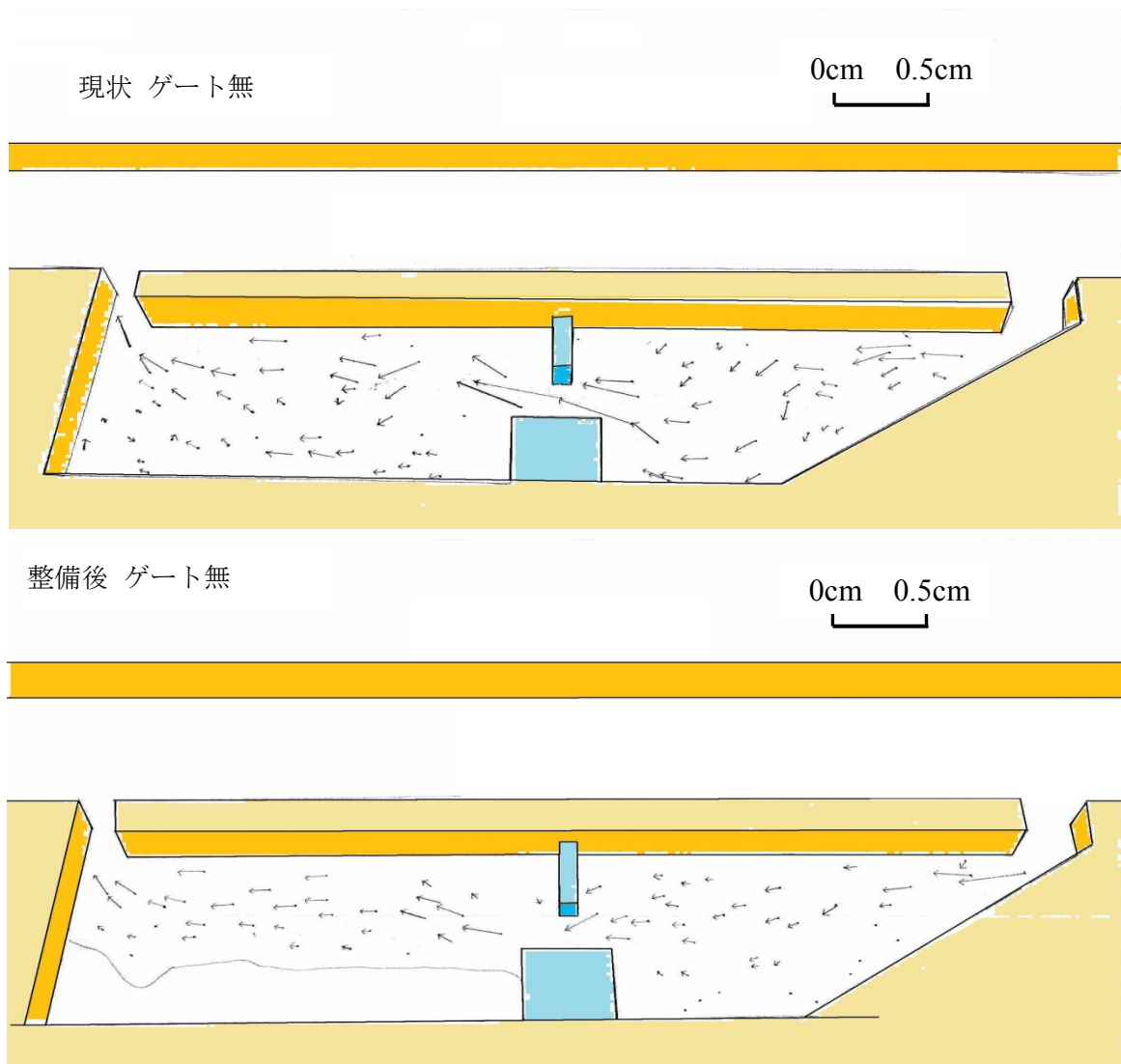


図 4.8 満潮時における整備前（上），整備後（下）の流況変化

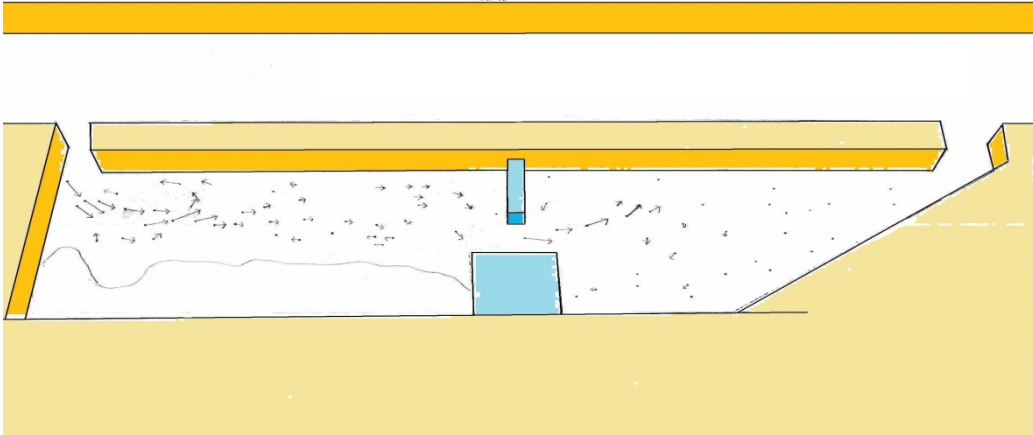
図 4.9 はゲート操作有無における上げ潮最盛時における流況の変化である。下流側にゲートが設置されていない場合は、下流側接続部より下流部に流入した水が上流部にも流入していることが確認できる（最大流速で 0.8cm/s ）。また、上流側接続部からの流入はほとんど確認できなかった。一方、下流側にゲートを設置した場合は、上流側接続部より勢いよく上流部へ流入し、下流部では上流部に比べ非常に小さな流速となっていることを確認した。ゲートが上下流側に設置されている場合と下流側のみに設置されている場合を比較すると、上下流側に設置されている方が上流部において大きな流速となっている。これは、干潮時に上下流側にゲートが設置されている場合は、上流側が閉められているため、下流側の水位に依存しているが、下流側のみにゲートが設置されている場合は、上流側から流入した水の影響も受けているためと考えることができる。

満潮時から干潮時において上下流部にゲートがある場合は、上流部にゲートがあるため、比較的流速が遅い流れではあるが、渦を巻く様子もなく、流下方向へと安定した流れである。それに対して、ゲート無しの場合と下流側にゲートのみの場合は、流れはほとんど同じで、上下流部にゲートを設置した場合と比べると流速が速い状態にある。

以上のことから、ゲート操作を用いると狙い通り、水の流れは一方向となり、現地での流況改善が期待できる結果を得ることを確認した。

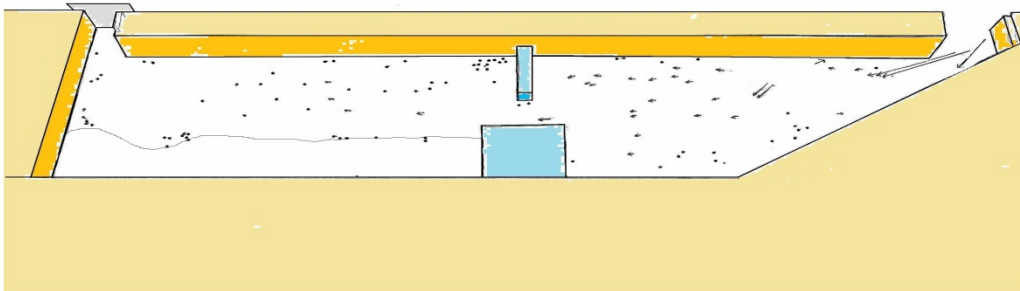
整備後 ゲート無

0 0.5cm



整備後 ゲート有 (下流側接続部)

0 0.5cm



整備後 ゲート有 (上・下流側接続部)

0 0.5cm

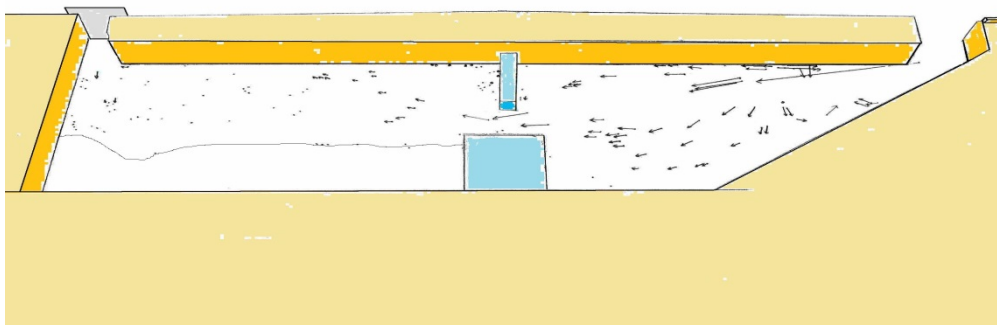


図 4.9 上げ潮最盛時におけるゲート有無による流況の変化
(上：ゲート無，中：下流側ゲート有，下：上・下流側ゲート有)

4.4 数値解析

4.4.1 解析方法

次に、貯木場跡の流況を明らかにすることを目的として、数値解析により検討を行った。この区間は感潮域であることから、順流と逆流が交互に発生する。そこで、解析方法は、1次元非定常流解析のLeap-Frog法を用いた。Leap-Frog法は、図4.10からも分かるように流量と水位はそれぞれ $2\Delta x$ ごとの断面で計算され、しかも一断面では水位か流量のどちらか一方だけが求められる。また時間的には、水位 H と流量 Q はそれぞれ $2\Delta t$ 間隔で計算され、ある時点には水位か流量のどちらか一方だけが求められる。

流量計算式

$$Q_I^{n+1} = \frac{H_{I-1}^n - H_{I+1}^n + \left[\left(\frac{1}{g \cdot A} \right)^n_{(I+1)(I-1)} \frac{\Delta x}{\Delta t} + T \right] \cdot Q_I^{n-1}}{\left(\frac{1}{g \cdot A} \right)^n_{(I+1)(I-1)} \frac{\Delta x}{\Delta t} - T + \left(\frac{2}{K^2} \right)^n_{(I+1)(I-1)} \cdot \Delta x \cdot |Q_I^{n-1}|} \quad (4.5)$$

ただし、

$$T = \frac{\Delta x}{4 \cdot \Delta t} \left(\frac{2 \cdot B}{g \cdot A^2} \right)^n_{(I+1)(I-1)} [(H_{I-1}^n - H_{I-1}^{n-2}) + (H_{I+1}^n - H_{I+1}^{n-2})] \quad (4.6)$$

水位計算式

$$H_{I-1}^{n+2} = \frac{\Delta t}{B_{(I-1)}^n \cdot \Delta x} [Q_{I-2}^{n+1} - Q_I^{n+1}] + H_{I-1}^n \quad (4.7)$$

ここで、 H ：水位、 B ：河川幅、 A ：断面積、 g ：重力加速度、 Q ：流量、 Δx ：断面の間隔、 Δt ：計算の時間間隔、 K ：断面の通水能

また、 K はマンニングの公式より、下記と表すことができる。

$$K^2 = \frac{A^2 \cdot R^{4/3}}{n^2} \quad (4.8)$$

ここで、 n ：粗度係数、 R ：径深とする。

次に、下流端条件は、図 4.11 に示す sin カーブとして水深 h は下記より求める。

$$h = h_0 + a \cdot \sin\left(\frac{2\pi \cdot t}{T}\right) \tag{4.9}$$

ここで、 h_0 : 平均水深, a : 振幅, t : 経過時間, T : 周期

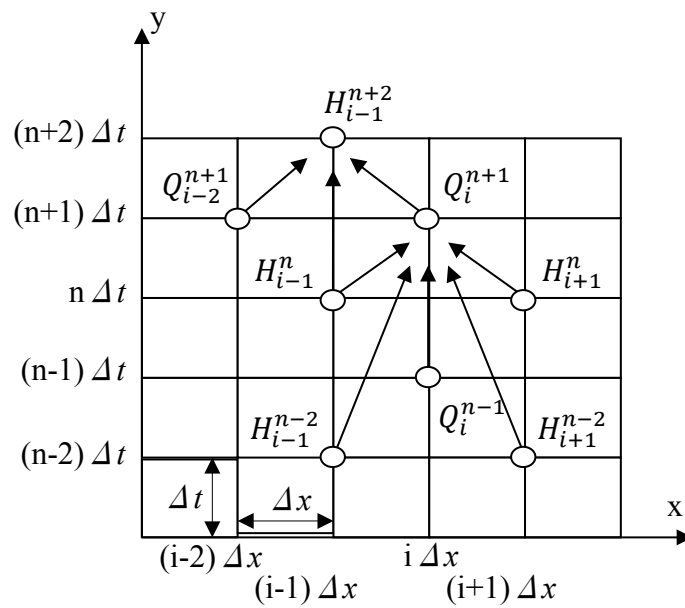


図 4.10 Leap-Frog 法を用いた場合の計算メッシュ

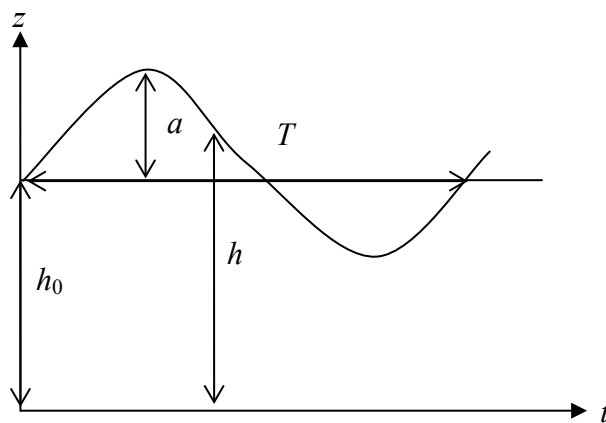


図 4.11 潮汐の概念図

また、図 4.12 に示す合流部と分岐部は、以下のように計算を行っている。合流後の大川本川の流量 Q_i は、合流前の大川本川の流量 Q_{iU} と貯木場跡の流量 Q_{iB} を求めて、合計する必要がある。ここで、合流部における水位は等しいとして合流前の大川本川の流量 Q_{iU} は、合流直後の大川本川の水位 H_{i+1} と合流直前の大川本川の水位 H_{i-1U} を用いて Leap-frog 法より求める。貯木場跡の流量 Q_{iB} は、同様に H_{i+1} と合流直前の貯木場跡の水位 H_{i-1B} を用いて求める。以上より、合流後の大川本川の流量 Q_i は、

$$Q_i = Q_{iU} + Q_{iB} \quad (4.10)$$

となる。

分岐部は、合流部と同様に分岐直前の大川本川の水位と分岐直後の大川本川の水位より、Leap-frog 法を用いて分岐後の大川本川の流量を求め、分岐直前の大川本川の水位と分岐直後の貯木場跡の水位を使って貯木場跡の流量を求める。

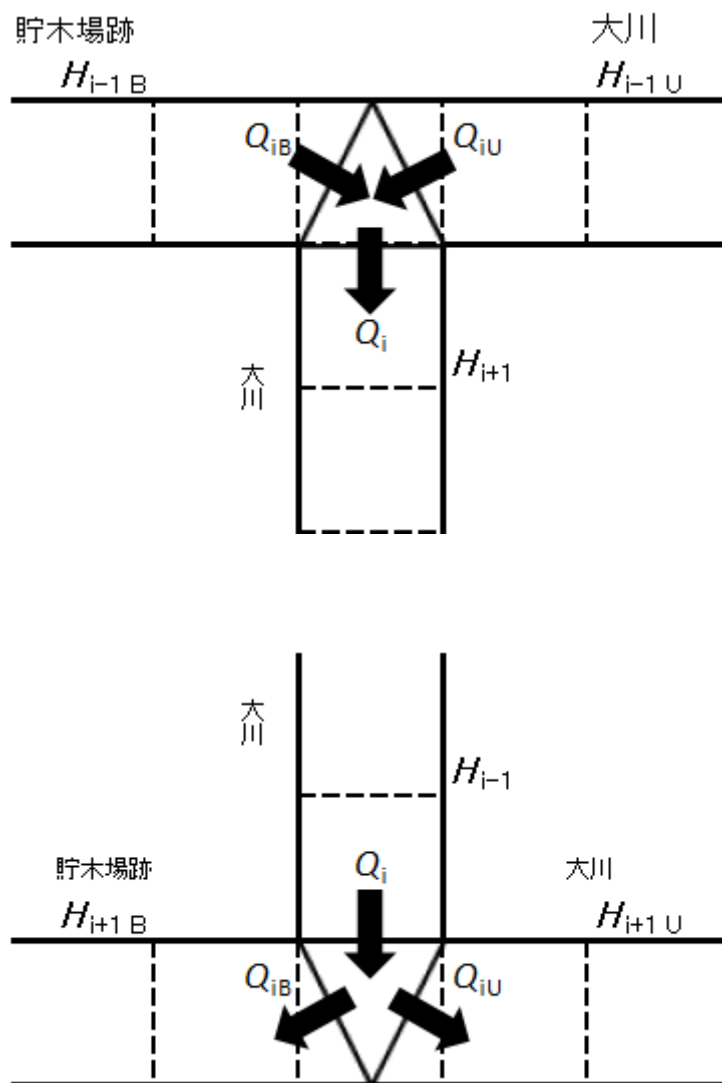


図 4.12 分合流点の模式図

4.4.2 解析条件

解析条件を下記に示す.

- ・全長…525m (下流部 : 75m, 中流部・貯木場跡地 : 300m, 上流部 : 150m)
- ・貯木場跡地との接続地点…下流側 : 75m , 上流側 : 375m
- ・幅…本川 : 80m, 貯木場跡地は断面ごとに変化
- ・勾配…本川 : 1/10,000 , 貯木場跡地は大川本川より 2m~3m 高い
- ・下流端潮位…3.3m±0.4m
- ・上流端流量…100m³/s
- ・ $\Delta x=25m$, $\Delta t=0.1s$

4.4.3 解析結果

図 4.13 は, 貯木場跡周辺の水位変化である. この結果より, 解析区間において水位は概ね等しいことを確認した. また, 大川本川との接続部のうち上流側は干潮時付近では干上がっていることも確認した.

次に, 図 4.14 は, ゲート操作有無における大川本川ならびに貯木場跡の流量変化である. この結果より, 上流側と下流側の接続部にゲートを設置し, 下げ潮時は上流側ゲート, 上げ潮時は下流側ゲートを閉める場合は, 貯木場跡の流量は他のケースに比べて非常に小さくなることを確認した.

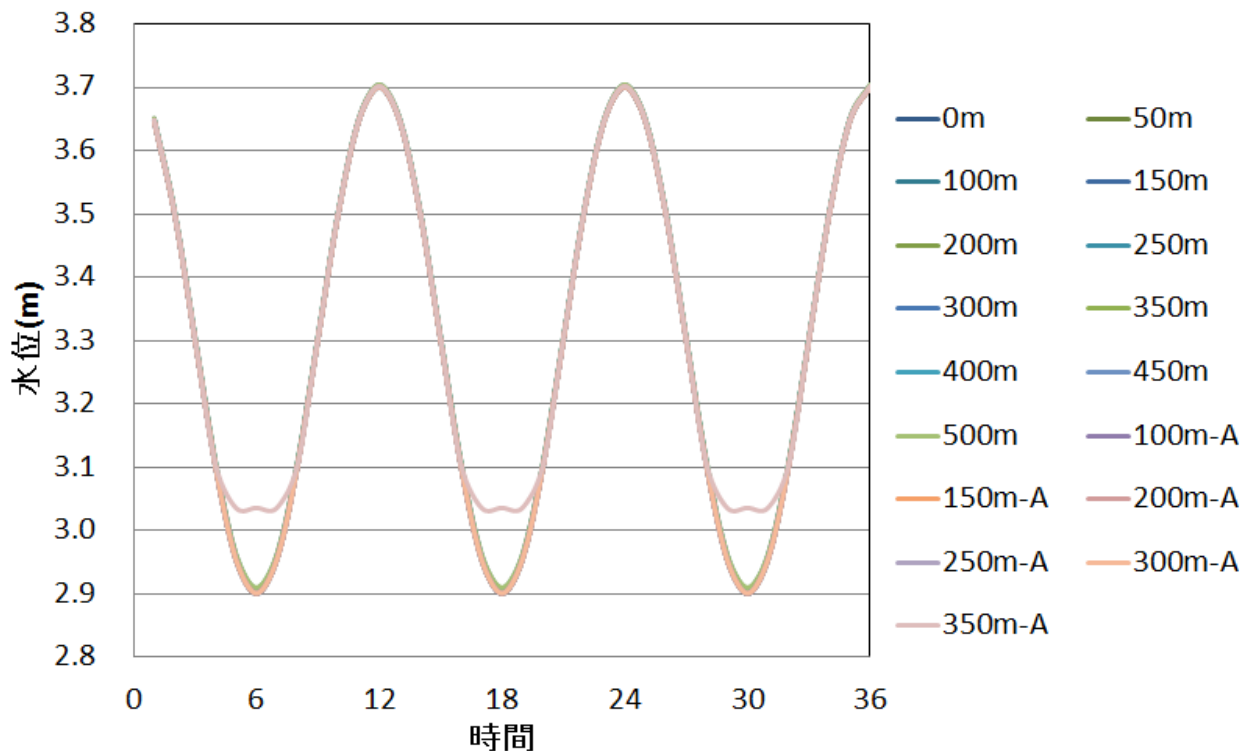
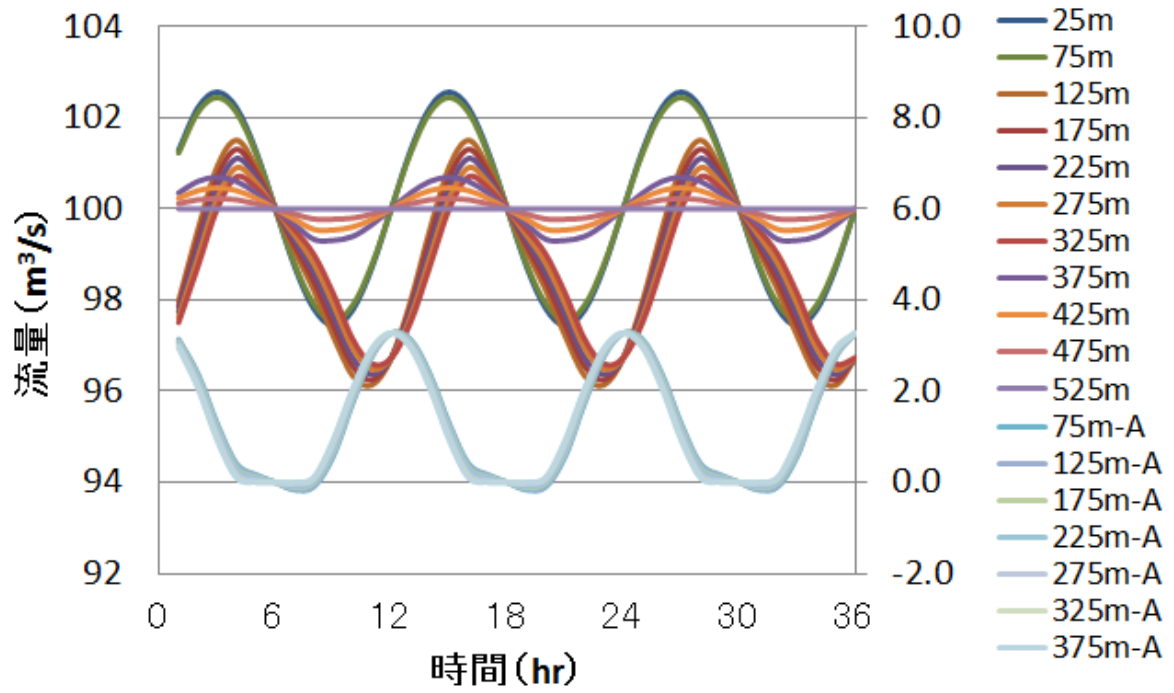
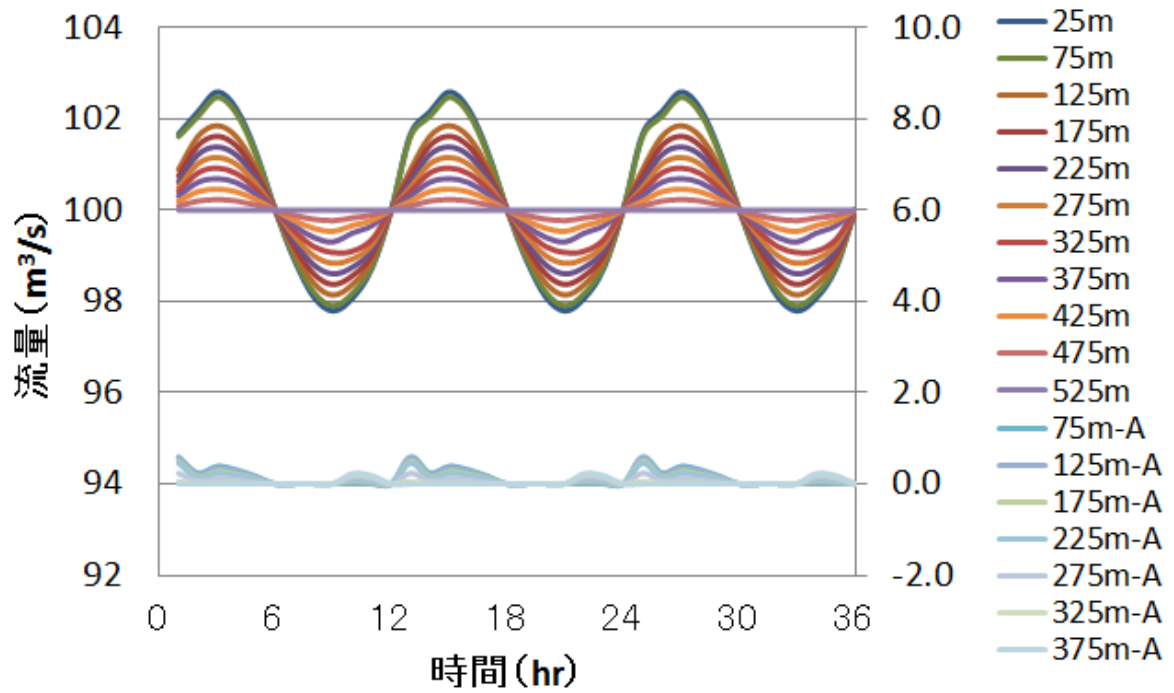


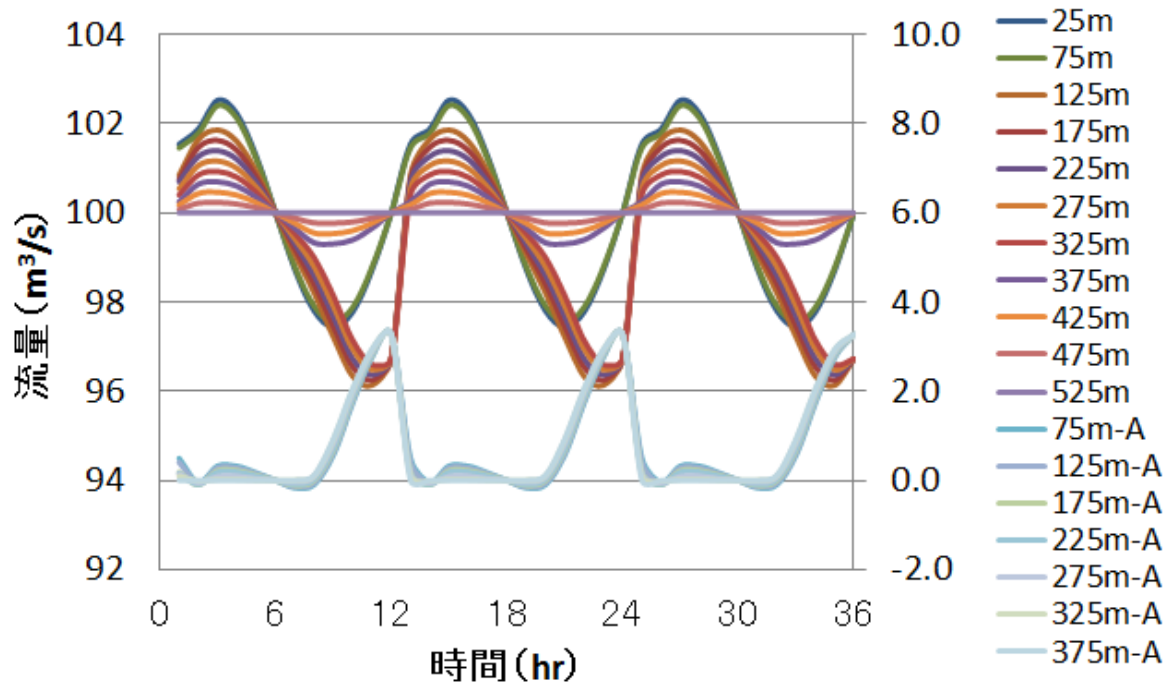
図 4.13 貯木場周辺の水深変化 (凡例の数字は, 下流端からの距離, A は貯木場跡)



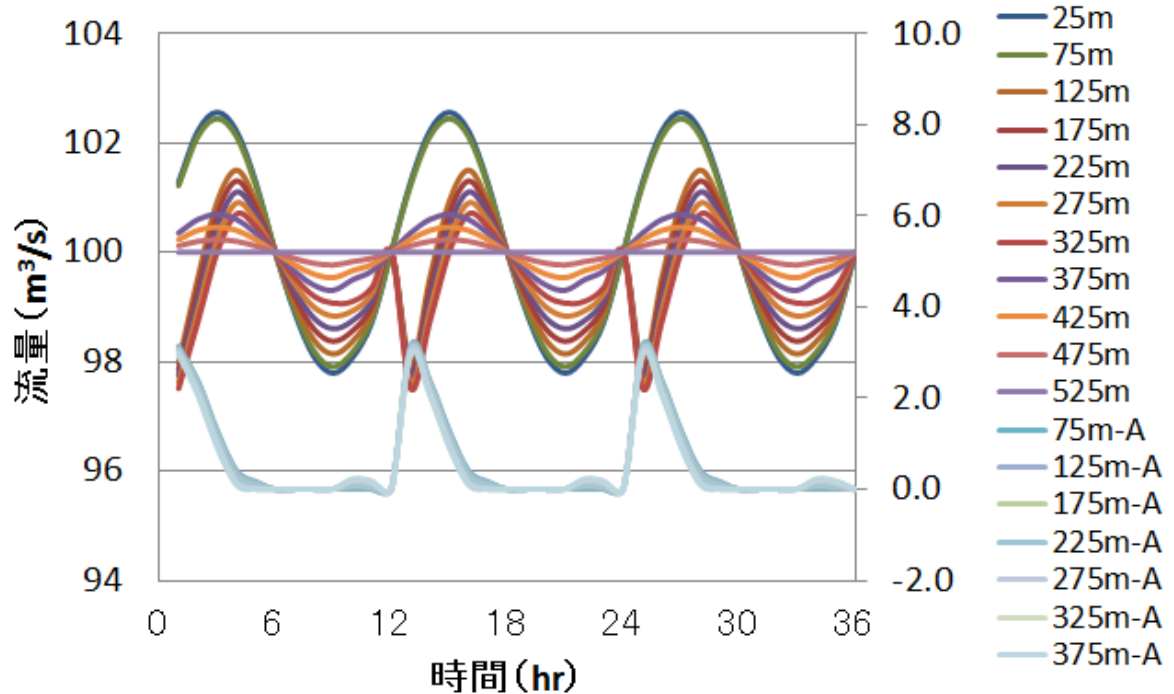
ゲート無



上流側・下流側接続部ゲート有



上流側のみゲート有



下流側のみゲート有

図 4.14 ゲート操作有無における大川本川ならびに貯木場跡の流量変化
 (凡例の数字は, 下流端からの距離, A は貯木場跡,
 左側縦軸は大川本川流量, 右側縦軸は貯木場跡流量)

4.5 結語

この実験結果から潮汐が作用すると大川本川には影響が無く、貯木場跡内に大きく変化があることを確認した。潮汐作用の影響を受けることで、貯木場内の流れの方向は安定せず、また、逆流により貯木場跡内で水が滞留し、流況悪化に深く関係していることを明らかにした。

整備後は、上流側の流れは整備前と変わらないが、下流部では砂浜があることによって貯木場跡の幅が狭くなり、流れが安定し、全体的に流下方向に流れていた。この結果より、整備後の砂浜が貯木場跡の流れに大きく関係していて、整備前と比べ、流況改善につながっていることが確認できる。そこで、流れが渦を巻き、滞留しやすい貯木場跡の角に砂浜や誘導壁を作ると、これ以上の流況改善が期待できると考える。

流況改善の一つの解決策として、ゲート操作を用いて流れの誘導を行った。ゲート操作を行うと全体的な流速は遅くなるが、潮汐の影響を防ぐことができ流れが安定し、流下方向に誘導することが確認できた。そのため、流れを一方向に流すことができ流況改善が期待できることを明らかにした。

数値解析による結果では、大川本川、貯木場跡と水位は概ね等しく変化していることを明らかにした。また、ゲート操作を上流側と下流側の接続部と連動させると貯木場の流れは他のケースに比べ非常に小さくなることも明らかにした。

参考文献

- 1) 須賀堯三：河川工学 朝倉書店 1985.
- 2) 小笠原裕介 中野彰：「近畿圏における流域連携活動と大川桜ノ宮貯木場跡の親水整備計画」都市環境システム工学科 2011 年度卒業論文.
- 3) 末永将也：「大川毛馬桜ノ宮公園貯木場跡の流況改善に関する数値解析」社会開発工学専攻 2012 年度修士論文.
- 4) 大阪府西大阪治水事務所：計画平面図 2010.
- 5) 大阪府西大阪治水事務所：計画平面図 2010.
- 6) 小川芳也，澤井健二，末永将也，小笠原裕介：大川桜ノ宮貯木場跡の水環境保全に関する一提案，環境技術学会研究発表大会予稿集，第 11 回，pp.22-23，2011.
- 7) 末永将也，小川芳也，澤井健二：大川をモデルとした分岐部を有する感潮河川での数値解析，日本自然災害学会年次学術講演会講演概要集，第 30 回，pp.61-62，2011.

第5章 感潮池に接続された水路の流れ特性

(那珂川と涸沼，黄浦江と淀山湖，黄河河口)

5.1 目的

河川の下流部は，上流部に比べ川幅は広く緩勾配で，流速は小さくなることから，上流から運ばれてきた土砂等の堆積が進行しやすいという特徴を持っている．感潮域では，潮汐作用の影響により水位が昇降するとともに，順流と逆流が交互に発生するため，流速や流量が時々刻々と変化している．それに伴って流砂の量や移送方向も時間とともに変化し，河床形状も刻々変化する．また，海からの波，沿岸流の影響や，海水の塩分による密度分布の影響も加わって，現象を一層複雑にしている．

一方，河口に堆積した土砂等は，洪水の疎通障害を生じたり船舶の航行の障害を生じたりしていることが少なくないため，その対策として，堤防の嵩上げや浚渫が実施されている．しかし，堤防の嵩上げによる対策は，河床堆積をある程度許容した対策であり，相対的に後背地が低くなることから破堤や越水時の危険度を増大させることになる．また，浚渫による対策は，生態系を破壊させることから好ましい対策とは言い難い．

赤井¹⁾はそのような河口堆積制御を別の手法として，感潮域に貯水池を設けて河道とつなぎ，そこに入出する流れの掃流力によって河床を洗掘させる方法を考案して，それを「海洋の空(ウツロ)」の「動」と名付けている．赤井は当初，池の面積に比例して出入流量が増加するものとして，池の規模が大きくなるほど効率が高いと考えていたが，その後，澤井らとの共同研究により，池の面積や水路長がある程度大きくなると，出入流量は池の面積に比例しなくなり，水路幅に比例したある限界値に漸近することが見出された．また，一色らとの共同研究により，流れの動特性を考慮すると，池の面積と水路長の組み合わせによっては共振現象が生じ，流量や水位振幅が著しく増大する条件のあることが見出された．

この章では，それらの成果を取りまとめて包括的に論じるとともに，黄河河口部の堆積制御に応用するための条件について考察し，提案を行おうとするものである．

解析に先立ち，5.2 では，感潮部で湖沼と連結されていることによって水深が維持されている水路の典型例として，茨城県那珂川河口付近に流入する涸沼川と涸沼，中国上海市における黄浦江と淀山湖の組み合わせについて述べる．

5.3 では，感潮池と連結された水路の流れに関する線形応答解析を行うが，まず，5.3.1 では，接続水路が短く，池への流入流量が接続点と池の水位差に比例するものとして，池の面積に応じて，水位差や流量がどのように応答するかを概観する．続いて，5.3.2 では，条件を単純化して接続水路が長い場合に，水路内の流れの波動性に着目して，共振条件を導出する．続いて，前述の涸沼と涸沼川の組み合わせ，並びに黄浦江と淀山湖の組み合わせについて，そのような共振条件がほぼ満たされていることを確認した上で，黄河の河口部でそのような共振現象の生じる条件について検討する．

5.4 では，この章で得られた成果をまとめて結語とする．

本研究の最終的なねらいは感潮池を用いた河口堆積制御にあるが，この章では，潮汐による流れ特性のみに焦点を当て，河床変動については，別の場²⁾で論じている．

5.2 感潮池と連結された水路の典型例とその構造の模式化

5.2.1 茨城県那珂川河口付近に流入する涸沼川と涸沼（図 5.1）

感潮池と連結された河道の典型例として、茨城県的那珂川河口部が挙げられる。那珂川は、栃木県那須郡的那須岳を源流とする流域面積 3,270km²、幹線流路延長 150km、下流部の河床勾配・河幅は約 1/4000、約 150m、河口部の河幅は約 300m の一級河川である。図 5.1 に示すように、那珂川の河口付近には、涸沼（周長約 24km、面積約 9.35km²、平均水深 2.5m、潮差約 0.5m）という小さな汽水湖があり、涸沼川（流域面積 177km²、流路延長 56km、河幅約 50m）を介して那珂川河口と連結されている。その結果、涸沼と涸沼川がひとつの振動系を形成し、那珂川河口に強い流れを誘起し、涸沼川と那珂川の合流点において、水深は 18m にも及び³⁾、河口の水深は約 5m あって、河口閉塞が生じない。

これに対して、那珂川とほぼ並行して流れる久慈川（流域面積 1,490km²、幹線流路延長 124km）では、河口付近に涸沼のような感潮池がなく、河口の水深が 2m 以下になっており、河口閉塞を生じることがある。

以上のことから、涸沼は一定規模まで河床を洗掘させるだけの流量を発生させていることが考えられる。図 5.2 は、那珂川河口部における涸沼と涸沼川のつながりを模式的に表したものである。



図 5.1 那珂川河口部と酒沼

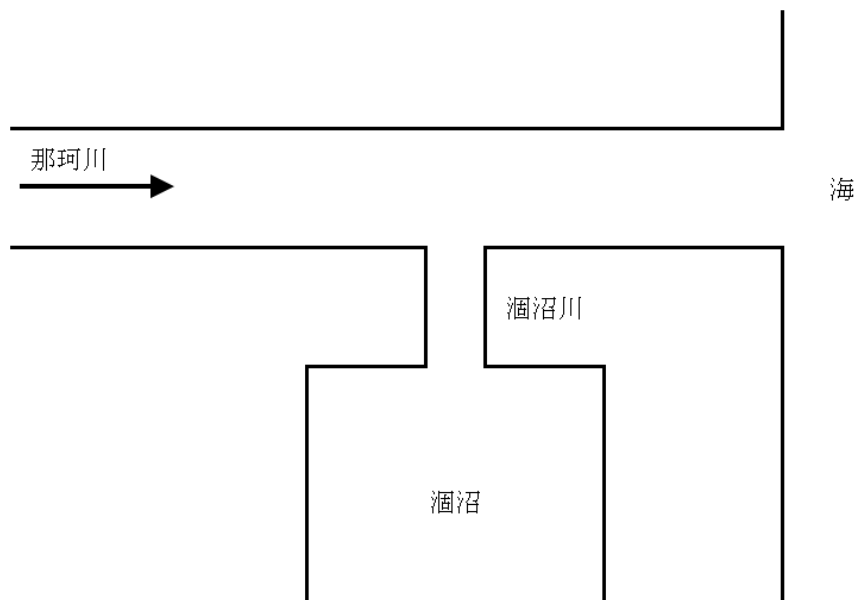


図 5.2 那珂川河口部の模式化

5.2.2 中国上海市における黄浦江と淀山湖の組み合わせ (図 5.3)

世界的に河川延長が長いことで有名な長江（中国）の河口部は、多量の土砂が堆積していて、船舶の航路は浅くなっているが、河口付近で長江に合流する黄浦江(幹線流路延長約 100km, 河幅約 500m)を 30km 遡った上流に上海港がある。黄浦江のさらに上流 100km には淀山湖（面積約 62km², 潮差約 0.7m）があり、2,000m³/s 以上の潮汐流を発生させており、黄浦江の水深維持にきわめて有効に寄与している。この淀山湖－黄浦江－長江のつながりは、図 5.2 と同様に模式化することができる。



図 5.3 黄浦江と淀山湖

5.3 感潮池と連結された水路の流れに関する線形応答解析

5.3.1 感潮池と外海の水位変化及び流出入流量の応答特性

感潮池に出入する流れの原因は、池の内外の水位差にあるが、池の面積があまり大きくなく、かつ接続点が河口に近い場合には、水位は外海の水位にすばやく応答し、両者の水位差はきわめて小さくなる。その場合、池と接続水路を合わせた面積を A 、外海での潮差を ΔH 、周期を T とすれば、干潮から満潮までの時間 $T/2$ に接続水路を通過する水の体積 ΔV は

$$\Delta V = A \cdot \Delta H \quad (5.1)$$

であるから、その間の平均流量 \bar{Q} は

$$\bar{Q} = \frac{\Delta V}{T/2} = 2 \cdot A \cdot \frac{\Delta H}{T} \quad (5.2)$$

となる。すなわち、感潮池の面積がさほど大きくなければ、その面積に比例した流量の往復流が発生することになる。また、その場合の流量の時間変化は、水位の時間変化に対して位相が $\pi/2$ 遅れることになる。

しかし、感潮池から河口部までの距離 L_1 が長かったり、池の面積 A_{in} が大きくなると、外海の水位変化と池の水位変化との応答遅れが大きくなり、池での潮差 ΔH_{in} が外海での潮差 ΔH_{out} に比べて小さくなる。

感潮池の面積が極端に大きい場合には、 ΔH_{in} は非常に小さくなり、池へ出入する流れの流量は接続点での水位 H_{joint} に対応して定まることになり、流量と水位の位相が一致するようになる。

その中間的な状況においては、池内外の振幅比は $0 \sim 1$ の間を取り、位相遅れは $\pi/2 \sim 0$ の間になることが予想される。

図5.4において接続水路の接続点 J の直上流の流量を Q_0 、直下流の流量を Q_1 、接続水路の流量を Q_2 と表せば、

$$Q_0 = Q_1 + Q_2 \quad (5.3)$$

が成り立つが、以下の解析では平常時を考えて、 Q_1 や Q_2 に比べて上流からの流量 Q_0 が十分小さいものとして、その影響を省略する。また、水路勾配が大きく、射流が発生するような場では潮汐の影響は上流に遡上しないが、ここでは水路勾配が十分小さく、流れは常流状態にあるものとする。

接続水路が短く、感潮池への流入流量が Q_2 にほぼ等しく、かつそれが接続点と池の水位差に比例するものとするれば、

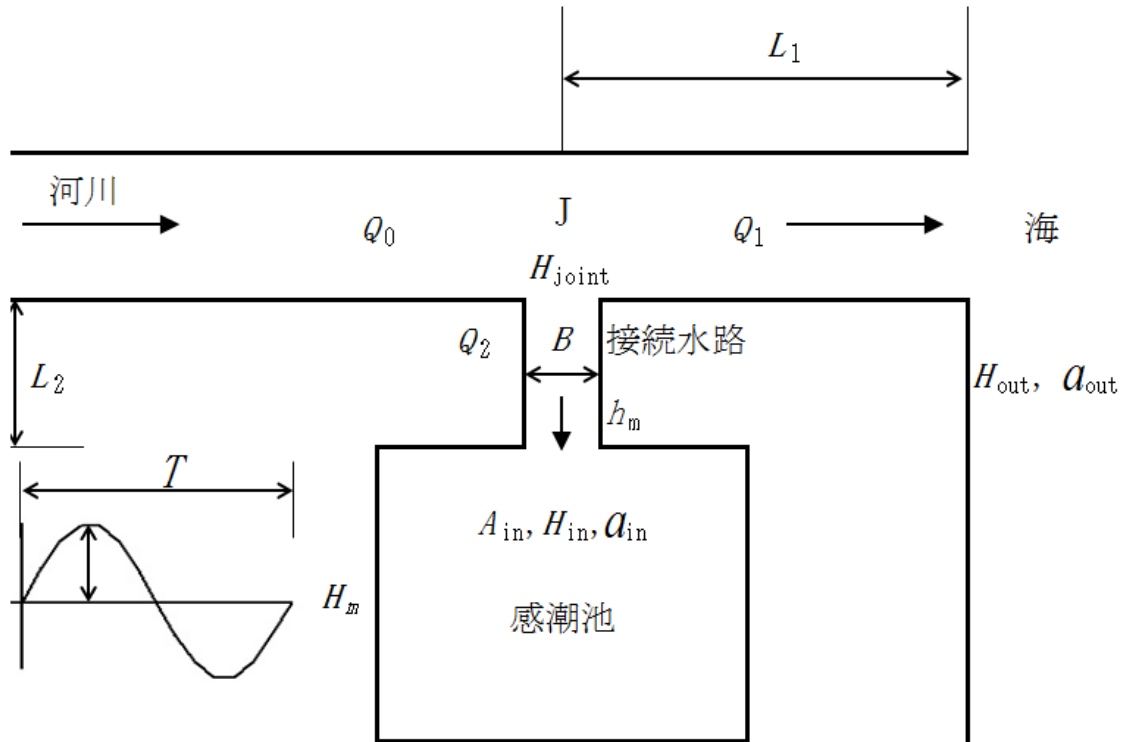


図 5.4 感潮池と連結された水路の模式図

$$Q_2 = K_2 \cdot (H_{\text{joint}} - H_{\text{in}}) \quad (5.4)$$

と表すことができる．ここに、 K_2 は Q_2 と $(H_{\text{joint}} - H_{\text{in}})$ の間の比例係数で、水路の抵抗特性を表している．

一方、流量 Q_2 と感潮池の水位 H_{in} の間には

$$\frac{dH_{\text{in}}}{dt} \cdot A_{\text{in}} = Q_2 \quad (5.5)$$

の関係があるから、式(5.4)を式(5.5)に代入することにより、

$$\frac{dH_{\text{in}}}{dt} \cdot A_{\text{in}} = K_2 \cdot (H_{\text{joint}} - H_{\text{in}}) \quad (5.6)$$

となる．

下流水路の長さ L_1 が短くて、 H_{joint} と H_{out} の差が小さく、かつ外海の水位が正弦波で近似できる場合には、外海での平均水位を $H_{m_{\text{out}}}$ 、潮位振幅を a_{out} とすると、

$$H_{\text{joint}} \doteq H_{\text{out}} = H_{m_{\text{out}}} + a_{\text{out}} \cdot \sin\left(\frac{2\pi \cdot t}{T}\right) \quad (5.7)$$

と表すことができ、感潮池での平均水位を $H_{m_{\text{in}}}$ 、潮位振幅を a_{in} として、池の水位を

$$H_{in} = H_{m_{in}} + a_{in} \cdot \sin\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot t}{T} + \phi\right) \quad (5.8)$$

と表せば、式(5.7)および式(5.8)を式(5.6)に代入することにより、

$$\frac{H_{m_{in}}}{H_{m_{out}}} = 1 \quad (5.9)$$

$$a_{in*} = \frac{a_{in}}{a_{out}} = \frac{1}{\sqrt{1+A_{in*}^2}} \quad (5.10)$$

$$\phi = -\tan^{-1}(A_{in*}) \quad (5.11)$$

が得られる。ここに、

$$A_{in*} = 2\pi \cdot \frac{A_{in}}{K_2 \cdot T} \quad (5.12)$$

で、感潮池の大きさと水路の抵抗特性によって定まる指標であり、感潮池指数と呼ぶことにする。

また、式(5.4)より、流量 Q_2 は、

$$Q_2 = 2\pi \cdot \frac{a_{out} \cdot A_{in}}{T \cdot \sqrt{1+A_{in*}^2}} \cdot \cos\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot t}{T} + \phi\right) \quad (5.13)$$

となり、その最大値を Q_{2max} とすると、

$$Q_{2max*} = \frac{Q_{2max}}{K_2 \cdot a_{out}} = \frac{A_{in*}}{\sqrt{1+A_{in*}^2}} \quad (5.14)$$

が得られる。

図 5.5 は、式(5.10)、(5.11)、(5.14)に基づいて、 a_{in*} 、 ϕ 、 Q_{2max*} を A_{in*} の関数として図示したものである。この結果より、感潮池の面積、接続点が河口に近い場合は、池と外海の水位はほとんど等しく、応答遅れも小さいことがわかる。また、池の面積が極端に大きくなる場合には、池の水位変化は小さくなり、流量は一定値に漸近するようになっている。

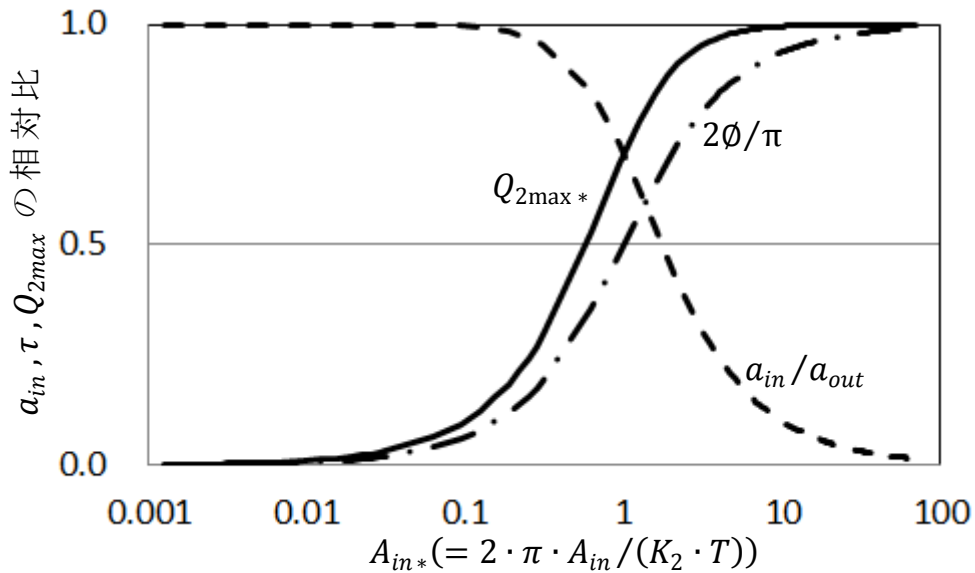


図 5.5 感潮池指数と水位振幅，位相遅れ，最大流量の関係

5.3.2 連結水路内における流れの共振現象

感潮池の接続点から河口部までの距離が長い場合には，接続点の水位と外海の水位の間の応答遅れが大きくなり，接続点よりも下流部の流れを解析するには，不定流モデルを用いる必要がある。

そこで，水路と感潮池を図 5.6 のように模式化して，流れの基礎式を示すと以下のようになる．ここで，原点は河口部とし，上流に向かって x 軸をとっている．

水路長を l ，感潮池の長さを L ，河床位を z ，水の密度を ρ ，水路の水深を $\delta = d(0 < x < l)$ ，池の水深を $\delta = D(l < x < l + L)$ として静水圧 p を仮定すると，

$$p = \rho \cdot g \cdot (\zeta - z) \quad (5.15)$$

となる．水面変位を ζ ，河床摩擦係数を μ とすると，水路及び池において，運動方程式と連続式は，

$$\frac{\partial u}{\partial t} = -g \cdot \frac{\partial \zeta}{\partial x} - \frac{\mu}{\rho \cdot \delta} \cdot u \quad (5.16a)$$

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = -\delta \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \quad (5.16b)$$

となる．ここで，式(5.16a)の右辺第 2 項は摩擦抵抗の項であり，基本的には u^2 に比例する項であるが，ここでは線形解析を行う関係上，平均値の回りに展開して， u に比例するものとして表現した． $\mu \cdot u$ は単位面積当たりの河床から水に作用する摩擦力であり，

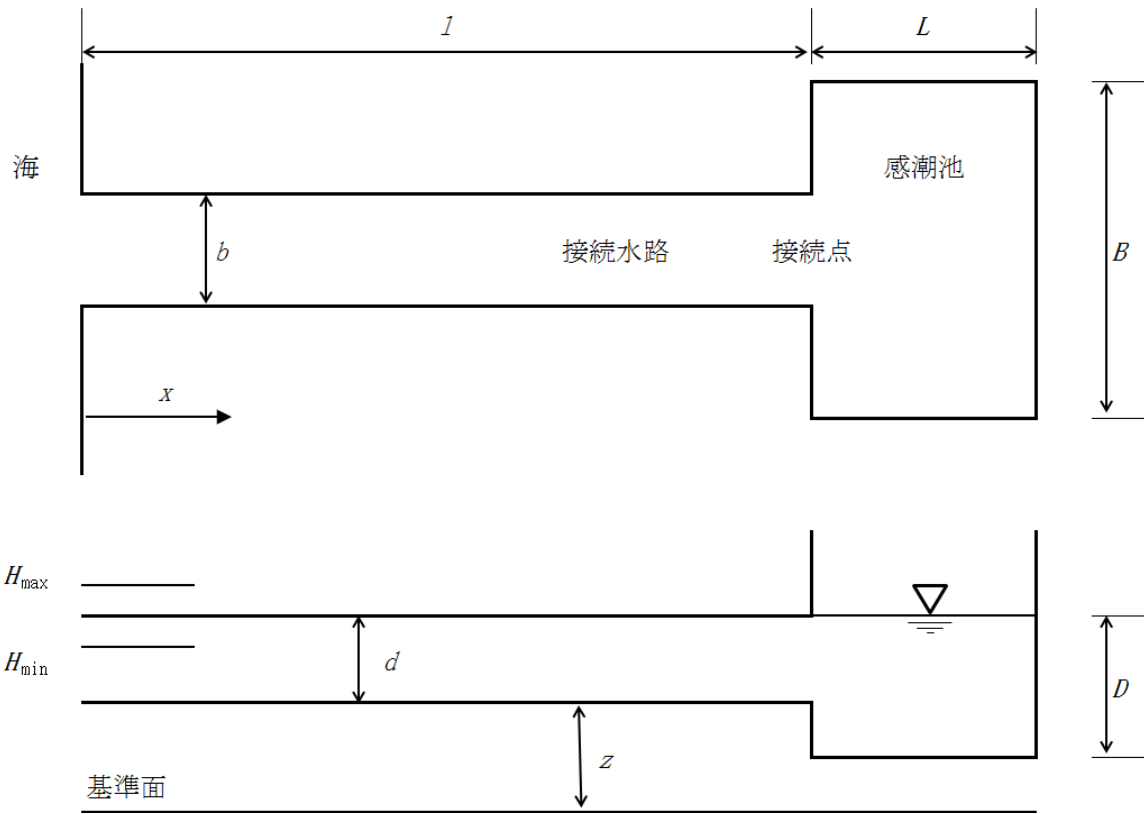


図 5.6 水路と感潮池の模式化

流速 u を消去すると,

$$\frac{\partial^2 \zeta}{\partial t^2} = g \cdot \delta \cdot \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} - \frac{\mu}{\rho \cdot \delta} \cdot \frac{\partial \zeta}{\partial t} \quad (5.17)$$

となる. ここで, 振幅を A_0 として,

$$\zeta = A_0 \cdot \cos(\omega \cdot t), \quad x = 0 \quad (5.18a)$$

$$\frac{\partial \zeta}{\partial x} = 0, \quad x = l + L \quad (5.18b)$$

$x = l$ における圧力と流量の連続条件は, 水路幅を b , 感潮池幅を B とすると,

$$[\zeta]_{x=l-0} = [\zeta]_{x=l+0}, \quad x = l \quad (5.19a)$$

$$b \cdot d \left[\frac{\partial \zeta}{\partial x} \right]_{x=l-0} = B \cdot D \left[\frac{\partial \zeta}{\partial x} \right]_{x=l+0}, \quad x = l \quad (5.19b)$$

とする. 次に, 円周波数を ω とする定常正弦波運動を考えて,

$$\zeta(x, t) = \text{Re}[Z(x) \cdot e^{i\omega \cdot t}] \quad (5.20a)$$

$$u(x, t) = \text{Re}[U(x) \cdot e^{i\omega \cdot t}] \quad (5.20b)$$

とする。ここで、 Re は実数部である。波長 λ ，波数 k ，周期 T とすると，

$$k = \frac{2\pi}{\lambda} = \frac{2\pi}{T\sqrt{g\cdot\delta}} = \frac{\omega}{\sqrt{g\cdot\delta}} \quad (5.21)$$

$Z(x)$ ， $U(x)$ に関して，次の境界値問題を得る．

$$\frac{d^2Z}{dx^2} + \left(\frac{\omega^2}{g\cdot\delta} - i \frac{\mu\cdot\omega}{\rho\cdot g\cdot\delta^2} \right) Z = 0, \quad 0 < x < l, l < x < l + L \quad (5.22a)$$

$$Z = A_0, \quad x = 0 \quad (5.22b)$$

$$\frac{dZ}{dx} = 0, \quad x = l + L \quad (5.22c)$$

$$[Z]_{x=l-0} = [Z]_{x=l+0}, \quad x = l \quad (5.22d)$$

$$b \cdot d \cdot \left[\frac{dZ}{dx} \right]_{x=l-0} = B \cdot D \cdot \left[\frac{dZ}{dx} \right]_{x=l+0}, \quad x = l \quad (5.22e)$$

流速 U は式(5.16a)より，

$$U = \frac{i\cdot g}{\omega - (i\cdot\mu)/(\rho\cdot\delta)} \cdot \frac{dZ}{dx}, \quad 0 < x < l, l < x < l + L \quad (5.23)$$

常微分方程式(5.22a)の解を

$$Z = e^{(\sigma + i\cdot k)\cdot x} \quad (5.24)$$

とすると，特性方程式は

$$\sigma^2 + 2 \cdot i \cdot \sigma \cdot k - k^2 + \frac{\omega^2}{g\cdot\delta} - i \frac{\mu\cdot\omega}{\rho\cdot g\cdot\delta^2} = 0 \quad (5.25)$$

となる。これより，式(5.22a)の解は，

$$\sigma = \sqrt{-\frac{\omega^2}{2\cdot g\cdot\delta} + \frac{\omega^2}{2\cdot g\cdot\delta} \sqrt{\omega^2 + \frac{\mu^2}{\rho^2\cdot\delta^2}}} \quad (5.26a)$$

$$k = \sqrt{\frac{\omega^2}{2\cdot g\cdot\delta} + \frac{\omega^2}{2\cdot g\cdot\delta} \sqrt{\omega^2 + \frac{\mu^2}{\rho^2\cdot\delta^2}}} \quad (5.26b)$$

として、水路($\delta = d$)及び、感潮池($\delta = D$)における(σ, k)を(σ_1, k_1)および (σ_2, k_2)とすると、

$$Z = \left(\frac{A_0}{2} - i \cdot \frac{\alpha}{2}\right) \cdot e^{-(\sigma_1 - i \cdot k_1) \cdot x} + \left(\frac{A_0}{2} + i \cdot \frac{\alpha}{2}\right) \cdot e^{(\sigma_1 - i \cdot k_1) \cdot x}, \quad 0 < x < l \quad (5.27a)$$

$$Z = \frac{\beta}{2} \cdot \left(e^{-(\sigma_2 - i \cdot k_2)(x-l-L)} + e^{(\sigma_2 - i \cdot k_2)(x-l-L)}\right), \quad l < x < l + L \quad (5.27b)$$

となる。この解は、式(5.22a~c)を満足している。また、 U は式(5.23)より、未知定数 α, β は、式(5.22d~e)より求まる。

5.3.2.1 解析例 1 澗沼と澗沼川の組み合わせ

先に記したように、久慈川では平均水深が 2m 以下と浅く河口閉塞を生じることがあるが、並行して流れる那珂川河口では、平均水深 5m、最大水深 18m と深く河口閉塞は生じていない。那珂川河口は、澗沼川を介して澗沼 (9.35km²) と連結していて、澗沼川と澗沼が振動系を構成しており、共振により速い水流が発生しているためと考える。

そこで、澗沼川と澗沼の条件を $l=10$ km, $b=50$ m, $d=2$ m, $B=2.3$ km, $D=2$ m, $L=4$ km として解析を行った。ここで、澗沼の水深は計算を単純にするために澗沼川と同じ値とした。波長 λ は 191km, 澗沼がないときの共振波長は、 $\lambda/4=47.8$ km の奇数倍となる。

澗沼川と澗沼のシステムにおける水路長の影響について図 5.7 に示す。この結果より、水路長が 5.7km のときに共振していることが確認できる。実延長は約 10km であることから、共振点とそれほど離れていないため、共振条件を満たしていることが確認できた。図 5.8 は、水位振幅と流速振幅に対する河床摩擦の影響である。現地計測より、那珂川河口の潮位差が 1.5m の時、澗沼の潮位差は 0.5m となることから、0.45m を得た $\mu=0.5$ Ns/m³ が今回の検討では最も近い結果となった。これは、水深が浅いために河床に存在する摩擦の影響を受けているためと考える。また、この解析結果における澗沼川の最大流速の予測は 3m/s と非常に速い流速が発生していることが判明した。

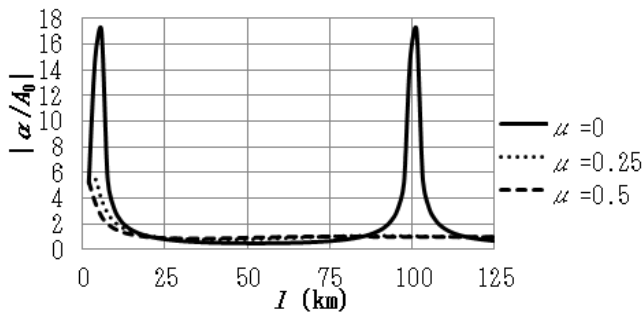


図 5.7 涸沼川と涸沼のシステムにおける水路長の影響

($b=50\text{m}$, $d=2\text{m}$, $B=2.3\text{km}$, $D=2\text{m}$,
 $L=4\text{km}$, $\mu=0, 0.25, 0.5\text{Ns/m}^3$)

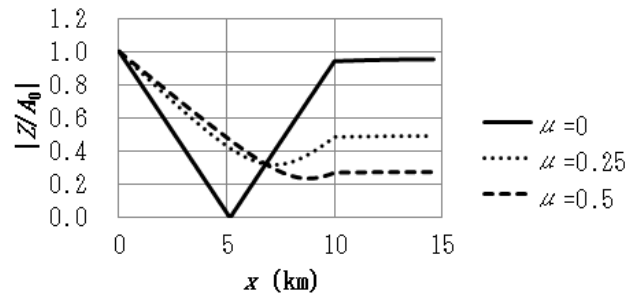


図 5.8 水位振幅 Z と流速振幅 U に対する河床摩擦の影響

($b=50\text{m}$, $d=2\text{m}$, $B=2.3\text{km}$, $D=2\text{m}$,
 $L=4\text{km}$, $\mu=0, 0.25, 0.5\text{Ns/m}^3$)

5.3.2.2 解析例 2 黄浦江と淀山湖の組み合わせ

次に、中国長江河口部の黄浦江と淀山湖（面積 62km^2 ，潮位差 0.7m ）の関係について解析的検討を行った。

解析条件は、黄浦江と淀山湖の概略値として $l=100\text{km}$ ， $b=500\text{m}$ ， $d=10\text{m}$ ， $B=10\text{km}$ ， $D=2\text{m}$ ， $L=6\text{km}$ として解析を行った。波長 λ は 428km ，淀山湖がないときの共振波長は、 $\lambda/4=107\text{km}$ の奇数倍となる。

黄浦江と淀山湖のシステムにおける水路長の影響について図 5.9 に示す。河床摩擦係数は、涸沼川－涸沼で実測値に近い結果を得られた $\mu=0.5\text{Ns/m}^3$ を採用した。この結果より、水路長が 32km のときに共振していることが確認できる。上海港は黄浦江の上流約 30km 地点に位置しており、共振の影響を強く受けていて共振条件を満たしていることが確認できた。

図 5.10 は、水位振幅と流速振幅の分布である。黄浦江河口の潮位差が 3m のとき、淀山湖の潮位差は 0.825m となるが、これは実測値 0.7m とほぼ等しいことが確認できた。また、解析値と実測値がほぼ等しいことから河床摩擦係数については、涸沼川－涸沼で得られた値を用いても問題はないと判断した。流速振幅は河口より 65km で最大となり、黄浦江における最大流速の予測は 1.09m/s とかなり速い流速が発生していることが判明した。

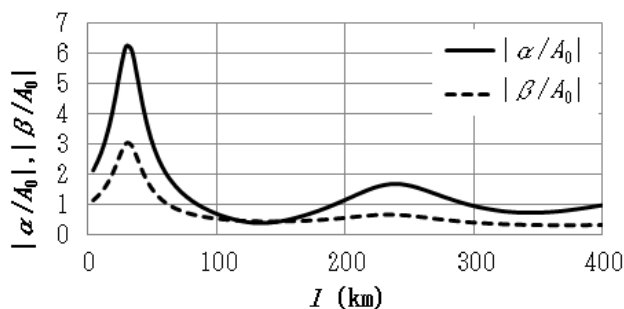


図 5.9 黄浦江と淀山湖のシステム
における水路長の影響

($b=500\text{m}$, $d=10\text{m}$, $B=10\text{km}$, $D=2\text{m}$,
 $L=6\text{km}$, $\mu=0.5\text{Ns/m}^3$)

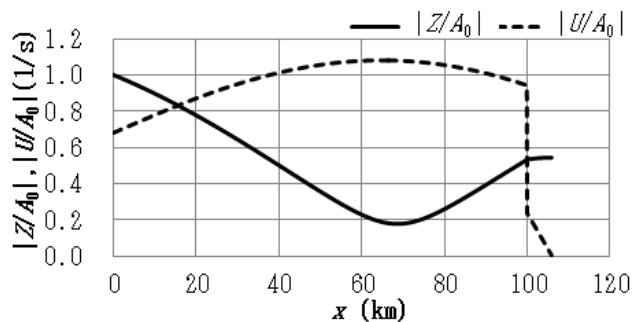


図 5.10 黄浦江と淀山湖の水位振幅 Z と
流速振幅 U

($b=500\text{m}$, $d=10\text{m}$, $B=10\text{km}$, $D=2\text{m}$,
 $L=6\text{km}$, $\mu=0.5\text{Ns/m}^3$)

5.3.2.3 解析例 3 黄河の治水への応用

黄河は、年平均流出水量 580 億 m^3 、年平均土砂流出量 16 億 ton、平均土砂濃度 35kg/m^3 と世界的に土砂量の多い河川として有名である。ある調査では、「下流断面の $3,000\text{m}^3/\text{s}$ 流量に相当する水位は、1996 年の増水期前で 1985 年の同時期より $1.3\text{m} \sim 1.7\text{m}$ も上昇している」と報告⁴⁾されており、下流部では河床上昇に伴う洪水時の治水安全度低下が重大な問題となっている。

そこで、那珂川河口部と長江河口付近に流出する黄浦江河口部について示したような効果を期待して、黄河河口部に感潮池を接続させることを考えた⁵⁾。感潮池としては、黄河故道の河口部の海域を堤防で閉め切り、黄河故道を経て現河道に接続させるものとする。黄河故道と現河道の河口部はそれらの分岐点からそれぞれ約 65km 離れている。解析条件は、概略値をもとに水路部分は $b=2\text{km}$, $d=15\text{m}$, $l=130\text{km}$ として、感潮池部分は、 $B=10\text{km}$, $D=15\text{m}$, $L=12\text{km}$ と仮定した。水深 $d=15\text{m}$ の時、潮汐波の波長 $\lambda=524\text{km}$ となり、水路長 $l=\lambda/4=131\text{km}$ の奇数倍のときに共振の起きることが期待されるが、図 5.11 に示すように感潮池があるとこれよりも短い水路長で共振が起きる。図 5.12, 5.13 に感潮池の規模と共振との関係を示す。池の効果は、その面積で決まり、その形には依存しないことが確認できる。また、共振点は池の面積が増加すると河口側へ移動することも確認できた。

感潮池の規模、形状が水位振幅と流速振幅に及ぼす影響を図 5.14, 5.15 に示す。この結果より、池の面積が大きくなるほど水位振幅が小さくなる結果となった。また、池の面積は、流速及び最大流速の位置にも影響することが確認できる。最大流速点は、池の面積が大きいかほど上流側へ移動するが、流速そのものは、面積が小さいほど速い結果となっている。これは、共振点に近づくためであると考えられる。

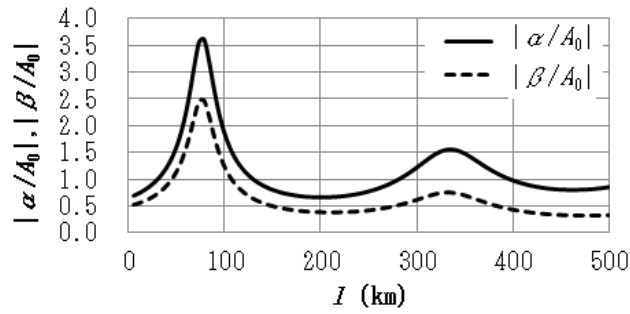


図 5.11 水路長が共振に及ぼす影響
 ($b=2\text{km}$, $d=15\text{m}$, $B=10\text{km}$, $D=15\text{m}$, $L=12\text{km}$, $\mu=0.5\text{Ns/m}^3$)

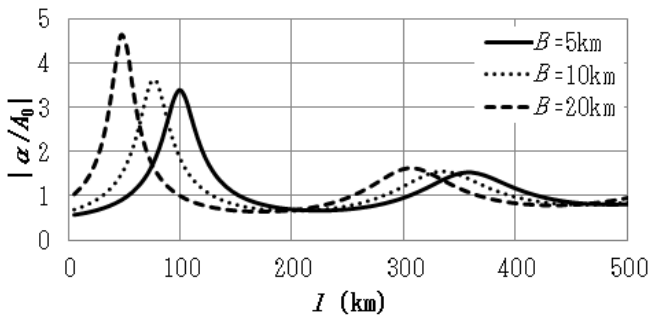


図 5.12 感潮池幅が共振に及ぼす影響
 ($b=2\text{km}$, $d=15\text{m}$, $B=5, 10, 20\text{km}$,
 $D=15\text{m}$, $L=12\text{km}$, $\mu=0.5\text{Ns/m}^3$)

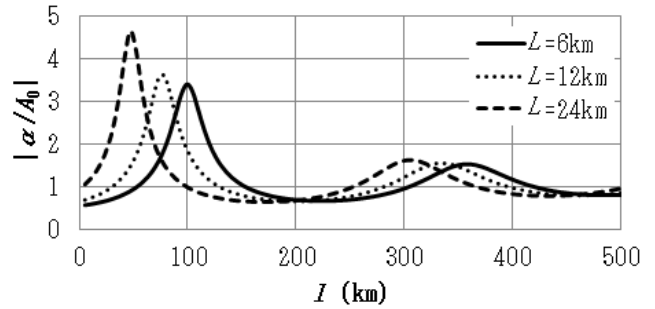


図 5.13 感潮池長が共振に及ぼす影響
 ($b=2\text{km}$, $d=15\text{m}$, $B=10\text{km}$, $D=15\text{m}$,
 $L=6, 12, 24\text{km}$, $\mu=0.5\text{Ns/m}^3$)

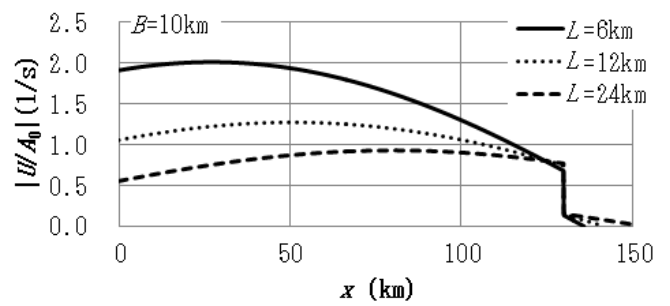
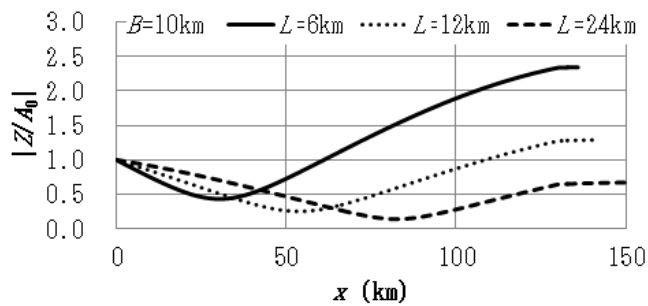
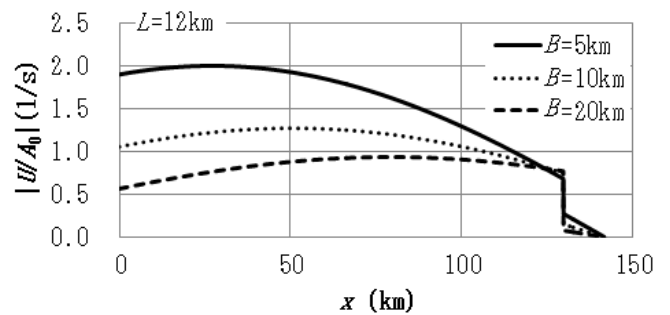
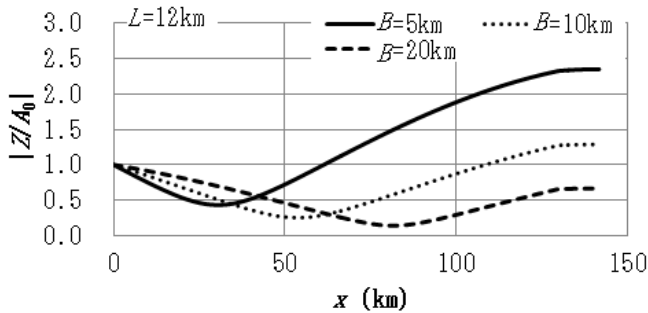


図 5.14 感潮池の面積, 形状が水位振幅に
 及ぼす影響
 ($b=2\text{km}$, $d=15\text{m}$, $l=130\text{km}$, $D=15\text{m}$,
 $\mu=0.5\text{Ns/m}^3$)

図 5.15 感潮池の面積, 形状が流速振幅に
 及ぼす影響
 ($b=2\text{km}$, $d=15\text{m}$, $l=130\text{km}$, $D=15\text{m}$,
 $\mu=0.5\text{Ns/m}^3$)

5.4 結語

この章では、感潮池の存在により河口部の流況がどのように変化するのかについて、茨城県那珂川河口部、上海市長江河口付近に流出する黄浦江河口部の実例をもとに解析を行った。また、その応用として土砂量が多いことで世界的に有名な中国黄河河口部に感潮池を接続させた場合の流況についても解析した。得られた結果を下記に要約する。

- ・感潮池が外海に近く、その面積も小さい場合には、池の水位変化は外海のそれとほぼ等しく、池への流出入流量は池の面積に比例する。
- ・感潮水路長が潮汐波長の $1/4$ の奇数倍に近い場合、水路内に共振現象が生じる。
- ・感潮水路内の最大流速およびその発生点の位置は、主として水路長と感潮池の面積で定まり、その形にはさほど影響されない。
- ・接続水路における共振現象の例として、茨城県那珂川河口部、上海市黄浦江河口部について検討したところ、涸沼川－涸沼、黄浦江－淀山湖の関係が共振に近い関係となっていることから、非常に速い流速が発生していて、これが水深維持に大きな役割を担っていることが確認できた。
- ・世界的に土砂量の多いことで有名な黄河河口部について、感潮池の効果を検討したところ、面積 120km^2 程度の大きな池を設けた場合、水路長約 100km で共振現象の生じることが示唆された。
- ・また、最大流速点は、池の面積が大きくなるほど上流側へ移動する。
- ・流速そのものは、共振点に近づくため面積が小さい方が大きい結果となっている。
- ・感潮池の効果はその面積で決まり、その形には依存しない。

以上のように、感潮池を有する河川河口部の流況は、感潮池を有していない場合に比べて、変化に富んだものになることが明らかになった。感潮池は河口部の水深維持に極めて有効に作用することが期待される。

参考文献

- 1) 赤井一昭, 上田伸三, 和田安彦, 上嶋英機 ; 「海洋の空」の「動」－遡上水路の構想－, 日本造船学会海洋工学シンポジウム, 第9回, 1989.
- 2) Ogawa.Y, and K.SAWAI; Estuary Sedimentation Control Using a Tidal Reservoir, Proc. 35th World Congress of International Association for Hydro-Environmental Engineering and Research, pp.1-10, 2013.
- 3) M.WAKI, M.Fujishiro, T.Kawamura and S.Takada; A study on tidal phenomenon of the Naka River, 1993 PACON China Symposium, pp.67-76, 1993.
- 4) 李国英, 芦田和男, 澤井健二, 角哲也編著 ; 生命体「黄河」の再生, 京都大学学術出版会, 2011.
- 5) 赤井一昭, 沈建華 ; 「海洋の空(UTSURO)」の潮流発生装置を利用した治水と河口の維持浚渫, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 第59回, pp.297-298, 2004.
- 6) H. Isshiki, K. Sawai, Y. Ogawa, K. Akai, S. Takada, S. Bao and S. Nagata ; Flow analysis in tidal channel connected with “UTSURO” (Tidal Reservoir), The 5th International Yellow River Forum, 2012.
- 7) 小川芳也, 澤井健二, 一色浩, 赤井一昭 ; 感潮部で湖沼と連結された水路の流れ特性に関する研究, 環境技術, VOL.43, pp.38-46, 2014.

第6章 感潮池を利用した河口堆積制御の提案（黄河河口）

6.1 目的

河川は、一般的に上流の勾配は急で川幅が狭いのに対し、下流の勾配は緩やかで川幅は広い。また、下流は上流に比べて流速は小さく、輸送力も小さい。

河床は、流速の低下に伴い輸送力も低下するため、下流は上流に比べて堆積する傾向にある。

また、河口部では潮汐の影響を受けるため、堆積を促進する傾向がある。赤井はこの問題を解決する試みとして、感潮池を利用した河口堆積制御を提案している。赤井はこれを「海洋の空（ウツロ）」の「動」と呼んでいる。この方法は、感潮域で感潮池を接続させておき、上げ潮時に感潮池で水を蓄え、下げ潮時にこの蓄えた水を放流することによって、接続部より下流側の流速を増大させ、河床を洗掘させるものである。また、河床低下が進めば、その影響が上流側にも及ぶことが期待できる。

この章では、感潮池と潮汐を利用して黄河下流部の流速を増大させることにより、河床堆積の抑制・低下する方法について数値解析により検討を行った。

6.2 潮汐と感潮池の関係

図 6.1 に示すようなモデルについて考える。

ここで、感潮池は感潮域で河川と接続されているため、接続部にゲート等の構造物が設置されていなければ、河川には下記の影響が及ぶことが考えられる。

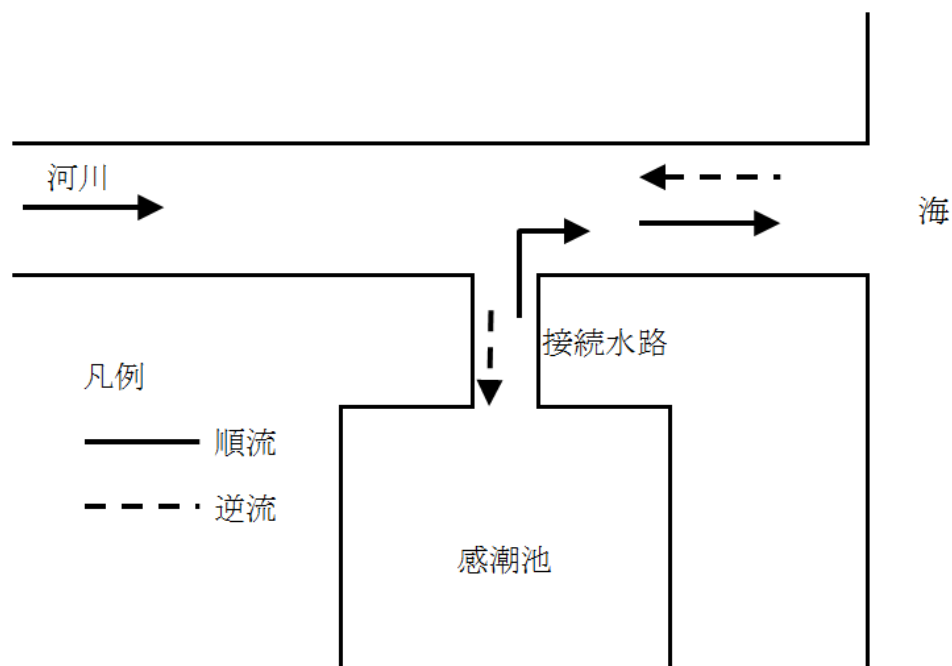


図 6.1 感潮池と河口の間における潮汐流れ

- ・下げ潮時は、接続部より下流は、河川の上流と感潮池からの流れが足された流れとなる。
- ・感潮池の規模が大きければ、感潮池より流出する流量が増大するため、洪水規模の流れになる。
- ・潮汐は日々発生するため、洪水規模の流れも同様に発生する。
- ・洪水時は流速の増大に伴い掃流力が大きくなるため、河床変動が発生し、河床堆積を抑制・低下する。
- ・河床低下が進めば、その影響が上流側にも及ぶ。

また、感潮池を流出入する流れは、主として潮汐による流れであり、上流の流れには依存しない。

6.3 感潮池を有する河口付近の流況特性

図 6.1 に示すような空間を考えるとすると、感潮池の面積 A と河口からの水路長 L がそれほど大きくなければ、感潮池の水位 H_i と河口部の水位 H_0 は概ね等しく、感潮池を流出入する流量は感潮池の面積 A に比例する。しかし、感潮池の面積 A と河口からの水路長 L が大きければ、感潮池の水位は河口部の水位変化に応答しなくなるとともに、河口部の水位変化に比べて感潮池の水位変化は小さくなる。また、感潮池を流出入する流量は面積 A に比例しなくなる。ここで、解析を単純化するためにシェジューの式を用いると、

$$\bar{v} = \begin{cases} u_* \cdot \varphi & (H_i > H_0) \\ -u_* \cdot \varphi & (H_i < H_0) \end{cases} \quad (6.1)$$

$$u_* = \sqrt{g \cdot \bar{h} \cdot I_e} \quad (6.2)$$

$$\bar{h} = \frac{h_i + h_0}{2} \quad (6.3)$$

$$I_e = \frac{|H_i - H_0|}{L} \quad (6.4)$$

ここで、 \bar{v} : 平均流速, u_* : 摩擦速度, φ : 流速係数, g : 重力加速度, \bar{h} : 平均水深, I_e : 水面勾配, h : 水深, H : 水位

感潮池から水路へ流出する流量と海へ流出する水量は異なるため、式(6.5)が成立する。

$$Q_i - Q_0 = \frac{d\bar{h}}{dt} \cdot B \cdot L \quad (6.5)$$

ここで、 Q_i : 感潮池を流出入する流量, Q_0 : 河口部から海へ流出入する流量, B : 川幅
また、感潮池に流出入する流量 Q_i は感潮池の面積 A と時間変化に伴う水深変化から、

$$Q_i = -\frac{dh_i}{dt} \quad (6.6)$$

が得られる。

この現象のイメージを把握するために、 $B=1,000\text{m}$ 、 $\bar{h}=2\text{m}$ 、 $a_0=1.25\text{m}$ 、 $T=12\text{hr}$ 、 a_0 は河口部の潮位差、 T は周期として検討を行う。

図 6.2 は、感潮池の水位と感潮池の面積との関係を表した結果である。図 6.3 は、感潮池の水位 H_i と河口部の水位 H_0 の応答遅れ τ を示している。水路長 L を固定すると、応答遅れは小さくなり、感潮池と海の水位による潮位差はほぼ等しくなる。しかし、感潮池の面積 A が大きくなると、応答遅れ τ は大きくなり、感潮池の水位による潮位差は小さくなる。例えば、 $L=50\text{km}$ として、 $A=10\text{km}^2$ の時に a_i/a_0 は約 0.6 であるのに対して、 $A=100\text{km}^2$ では a_i/a_0 は 0.15 となり応答遅れは約 1 時間となる。

図 6.4 は、水路長 L における河口部の最大流量 Q_{0max} と感潮池の面積 A の関係を示したものである。 Q_{0max} は、 A が小さければ A に比例して大きくなるが、 A が大きければ、 Q_0 はある限界値 Q_{0max} に漸近する。

図 6.5 は、 Q_{imax}/Q_{0max} と A の関係を示した結果である。水路長 L が小さければ、 Q_i は概ね Q_0 に等しくなる。しかし、水路長 L が大きいと感潮池に流出入する流量 Q_i は河口部から海へ流出入する流量 Q_0 に比べて小さくなることが確認できた。

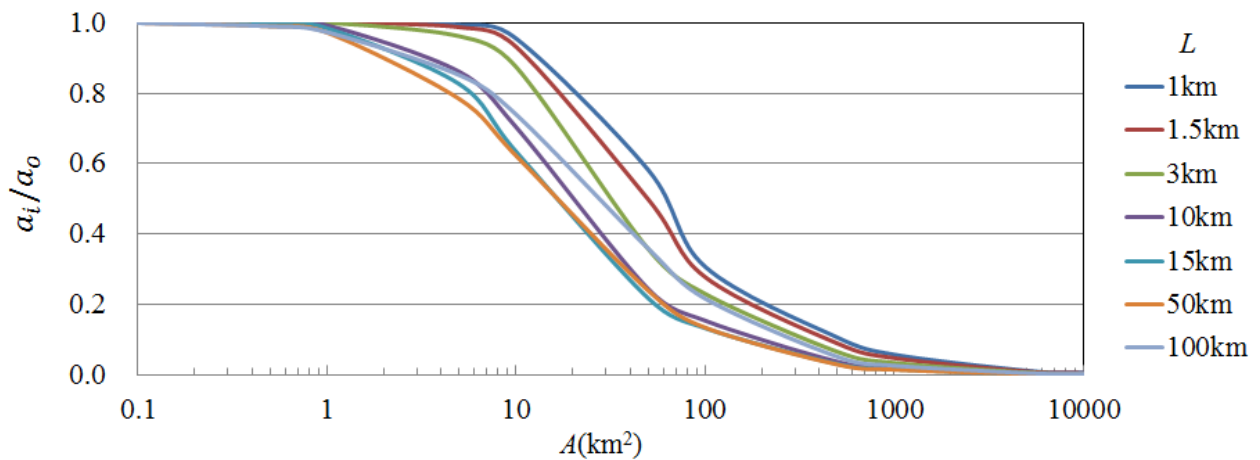


図 6.2 感潮池の面積 A における a_i/a_0 の変化

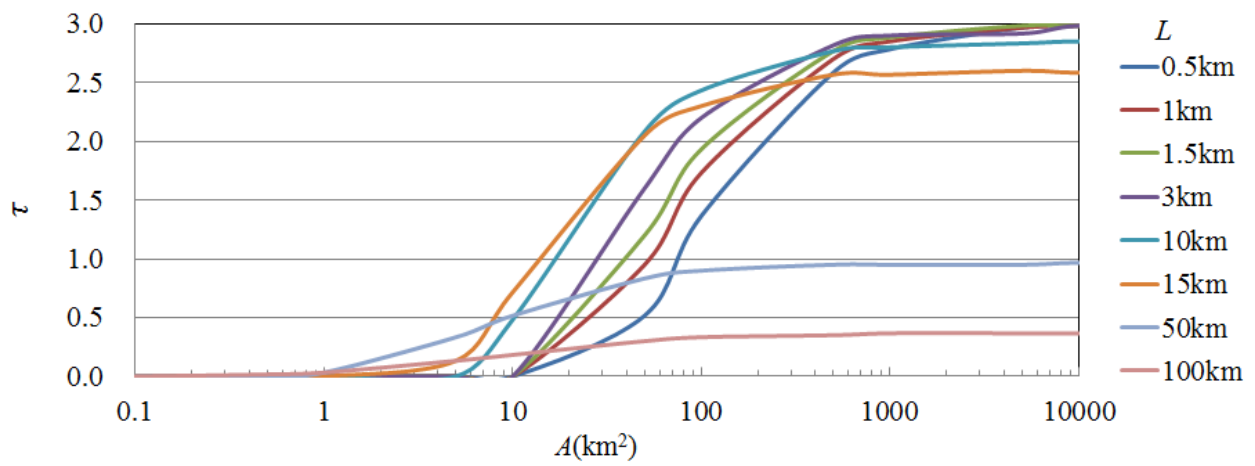


図 6.3 感潮池の面積 A における H_i と H_0 の応答遅れ τ

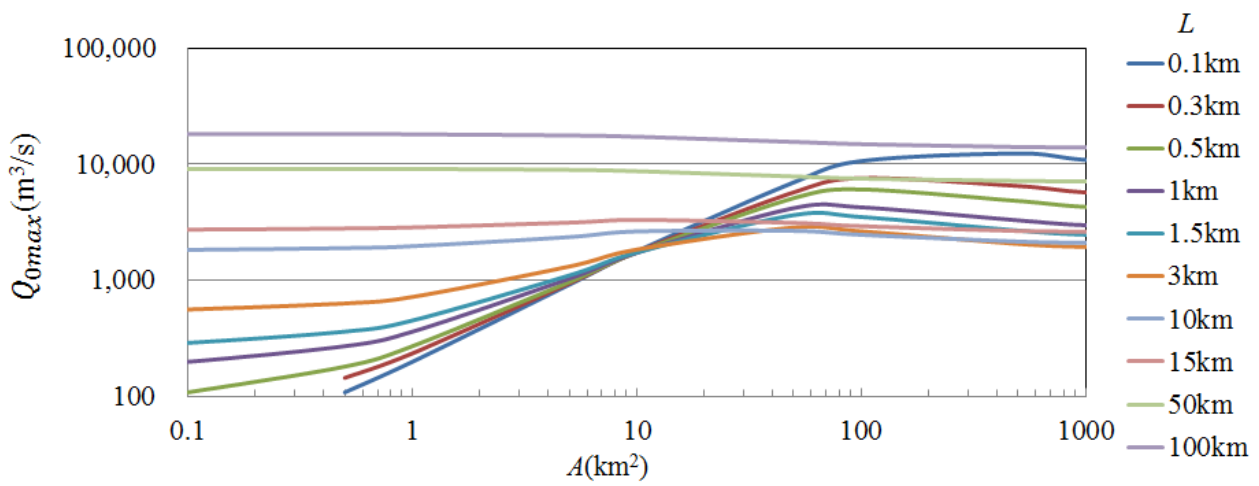


図 6.4 感潮池の面積 A における Q_{0max} の変化

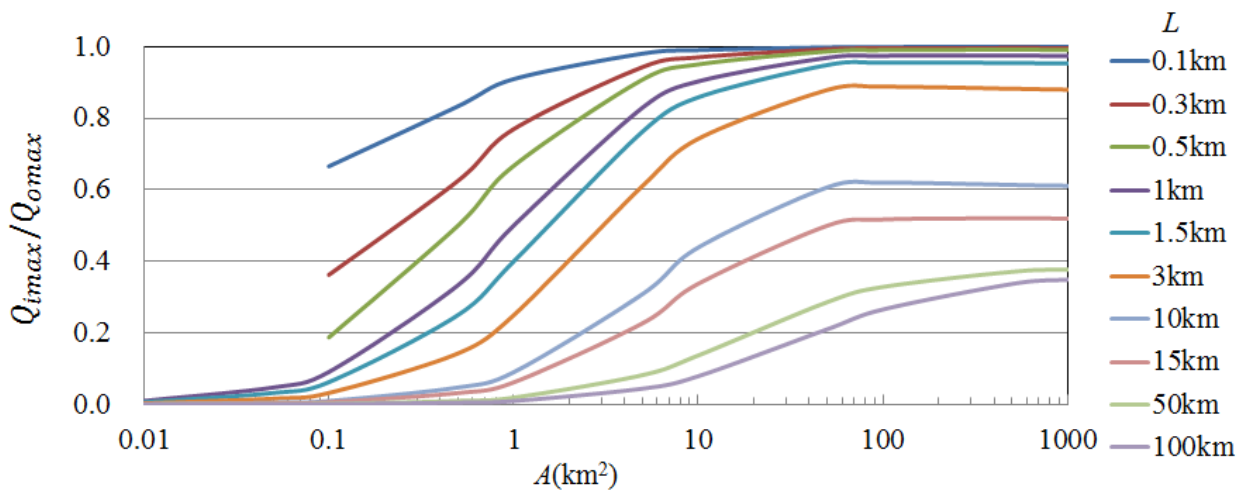


図 6.5 感潮池の面積 A における Q_{imax}/Q_{0max}

6.4 数値解析

6.4.1 解析方法

本研究では、黄河下流部（利津地点以下）の河床を現状より低下させることを目的に感潮池の最適な接続位置・規模について検討を行うものである。また、期間としては100年間程度を想定している。

そこで、解析方法としては1次元河床変動解析法を採用している。この解析方法は、河川の横断方向については平均した値となっているが、2次元河床変動解析に比べて計算回数が少なく長期間の計算には優れた手法である。

流れについては、式(6.7)、式(6.8)より求めている。

$$Q = \text{const} \quad (6.7)$$

$$z_b + h + \frac{v^2}{2 \cdot g} + h_f = \text{const} \quad (6.8)$$

ここで、 Q ：流量， z_b ：河床位， h ：水深， v ：流速， g ：重力加速度， h_f ：損失水頭次に、河床変動については、式(6.9)～式(6.14)より求めている。

$$q_{b*} = 17 \cdot \tau_*^{3/2} \cdot \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \left(1 - \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}}\right) \quad (6.9)$$

$$q_{b*} = \frac{q_b}{\sqrt{(\sigma/\rho-1) \cdot g \cdot d^2}} \quad (6.10)$$

$$q_{su} = 0.008 \cdot \left\{ 0.14 \cdot \frac{\rho}{\sigma} \cdot \left(14 \cdot \sqrt{\tau_*} - \frac{0.9}{\sqrt{\tau_*}} \right) - \frac{w_f}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)g \cdot d}} \right\} \cdot \sqrt{(\sigma/\rho-1) \cdot g \cdot d} \quad (6.11)$$

$$\frac{w_f}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)g \cdot d}} = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36 \cdot v^2}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)g \cdot d^3}}} - \sqrt{\frac{36 \cdot v^2}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)g \cdot d^3}}} \quad (6.12)$$

$$\frac{Q}{B} \frac{dc}{dx} = q_{su} - w_f \cdot C \quad (6.13)$$

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda) \cdot B} \cdot \frac{\partial B q_b}{\partial x} + \frac{1}{(1-\lambda)} \cdot (q_{su} - w_f \cdot C) = 0 \quad (6.14)$$

ここで、 $\tau_* = u_*^2 / \{(\sigma/\rho-1) \cdot g \cdot d\}$ ：無次元掃流力， τ_{*c} ：無次元限界掃流力， q_b ：掃流砂量， σ ：砂の密度， ρ ：水の密度， d ：粒径， λ ：空隙率， B ：幅， $u_* = \sqrt{g \cdot R \cdot I_e}$ ：摩擦速度， $R = B \cdot h / (B + 2 \cdot h)$ ：径深， $I_e = (n^2 \cdot Q^2) / \{R^{4/3} \cdot (B \cdot h)^2\}$ ：エネルギー勾配， n ：粗度係数， q_{su} ：浮遊砂浮上量， w_f ：沈降速度， v ：動粘性係数， C ：浮遊砂濃度

6.4.2 解析条件

既往の資料を基に種々の条件について検討を行い、本研究の解析条件とした。

本研究で対象としている利津地点から渤海湾との接続部までは、距離約 104km、幅約 1km、河床勾配約 0.7/10,000 であり、他の河川からの合流等はない。河床を構成している粒径としては 0.05mm が大部分を占めている。

下流端は、渤海湾の沖合 10km 地点とし、平均潮位は約 2m、平均潮差は約 ±1.25m の潮汐を与えている。なお、海域の幅は黄河に比べて無限大に広いことから、解析の不安定化を避けるために沖合に向けて 4.5 度広げている。

上流端（利津地点）は、流量を与えている。年平均流出量は約 120 億 m^3 で、7～10 月に約 60% が集中している。洪水時の流量については、花園口地点での記録を基に利津地点の流量を表 6.1 に示すように算出した。算出に当たっては、両区間の間にある孫口地点が狭窄部であることも考慮している。近年は、小浪底ダム等で調水調砂が実施されているため、この流量も考慮している。なお、洪水開始日時は該当月の 1 日 0:00 とし、1 日かけて洪水流量に近づけていく。継続時間については、1950 年以降の花園口地点での記録では平均 10 日間となっていることから、10 日間を採用している。洪水終了日時は該当月の 11 日 24:00 とし、その後、24 時間かけて平常時の流量に近づけていく。

次に感潮池について、接続位置は、干潮位付近、平均潮位付近、平均潮位と満潮位の間付近の 3 か所に設定した。規模は、接続位置によって異なるが、下げ潮最盛時における接続部付近の本川流量が $2,000m^3/s \sim 15,000m^3/s$ となるように定めている。また、感潮池と河川との間には十分な距離があり、砂等は感潮池に出入りはしないものとする。

計算結果が堤防高を超えることが考えられるが、堤防は十分に高いものとし、越水や破堤については考慮していない。解析の流れを図 6.6 に示す。

表6.1 上流端（利津地点）の洪水流量条件

年	8月	9月	年	8月	9月	年	8月	9月
1	7850	2000	41		2000	81		2000
2	6550	2000	42		2000	82		2000
3	6185	2000	43	6185	2000	83	6185	2000
4	3500	2000	44	3500	2000	84	3500	2000
5		2000	45		2000	85		2000
6		2000	46		2000	86		2000
7		2000	47		2000	87		2000
8		2000	48		2000	88		2000
9	3500	2000	49	3500	2000	89	3500	2000
10		2000	50		2000	90		2000
11		2000	51		2000	91		2000
12		2000	52		2000	92		2000
13		2000	53		2000	93		2000
14	3500	2000	54	3500	2000	94	3500	2000
15		2000	55		2000	95		2000
16		2000	56		2000	96		2000
17		2000	57		2000	97		2000
18		2000	58		2000	98		2000
19	3500	2000	59	3500	2000	99	3500	2000
20		2000	60		2000	100		2000
21		2000	61		2000			
22		2000	62		2000			
23	6185	2000	63	6185	2000			
24	3500	2000	64	3500	2000			
25		2000	65		2000			
26		2000	66		2000			
27		2000	67		2000			
28		2000	68	6550	2000			
29	3500	2000	69	3500	2000			
30		2000	70		2000			
31		2000	71		2000			
32		2000	72		2000			
33		2000	73		2000			
34	3500	2000	74	3500	2000			
35	6550	2000	75		2000			
36		2000	76		2000			
37		2000	77		2000			
38		2000	78		2000			
39	3500	2000	79	3500	2000			
40		2000	80		2000			

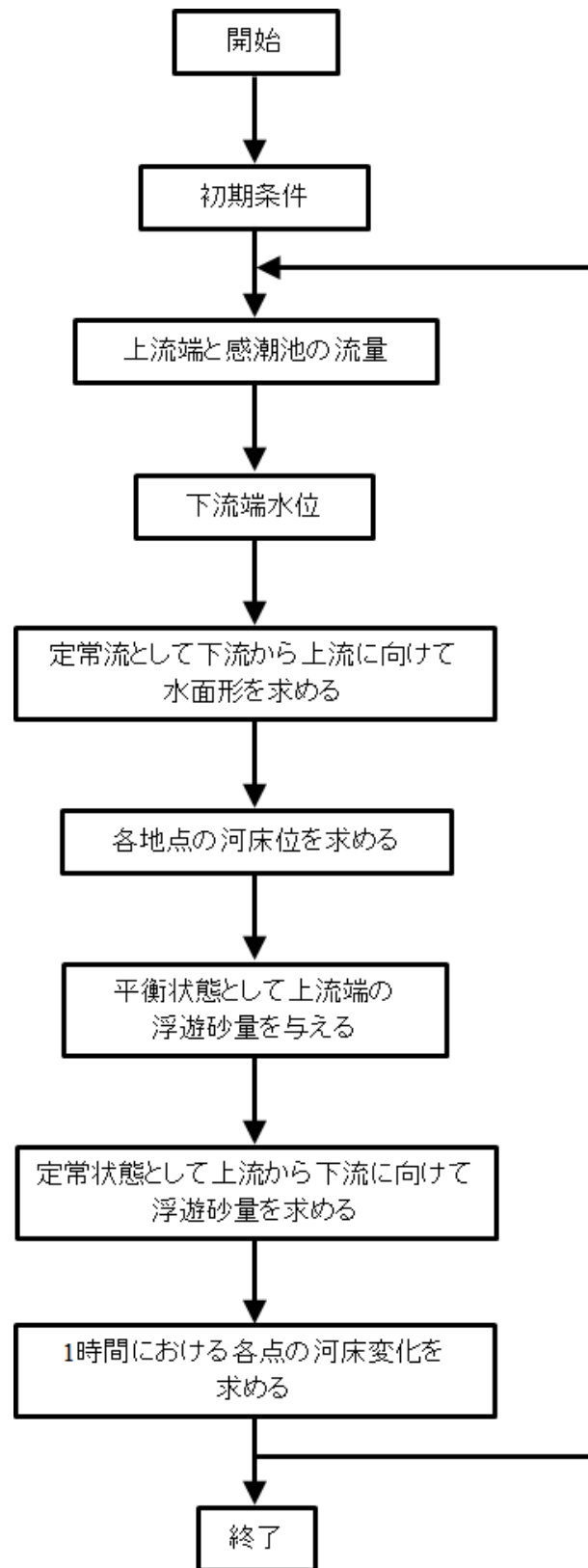


図 6.6 計算の流れ

6.5 解析結果

図 6.7 は感潮池の有無における計算開始 1 年間の計算結果である。感潮池未設置では、計算開始から水位は上昇を続け、8 月の洪水時に堤防高を超えて、その後、水位は一旦低下するものの微増していくことを確認した。なお、河床位については、7 月まで上昇を続けるが 8 月・9 月の洪水時には洗掘によって低下するもののその後は上昇している。感潮池設置では、8 月の洪水時に未設置に比べて約 3m の水位低下が確認され、堤防高は超えていない。河床位は、接続部より下流では 7 月まで洗掘によって低下するものの、8 月・9 月の洪水時には堆積し、その後、洗掘によって低下することを確認した。接続部より上流では、下流側と逆の傾向となっている。また、感潮池未設置では、河床勾配は初期勾配に対して緩勾配で掃流力が低下の傾向にあるが、感潮池設置では、急勾配で掃流力は増加の傾向にあることを確認した。

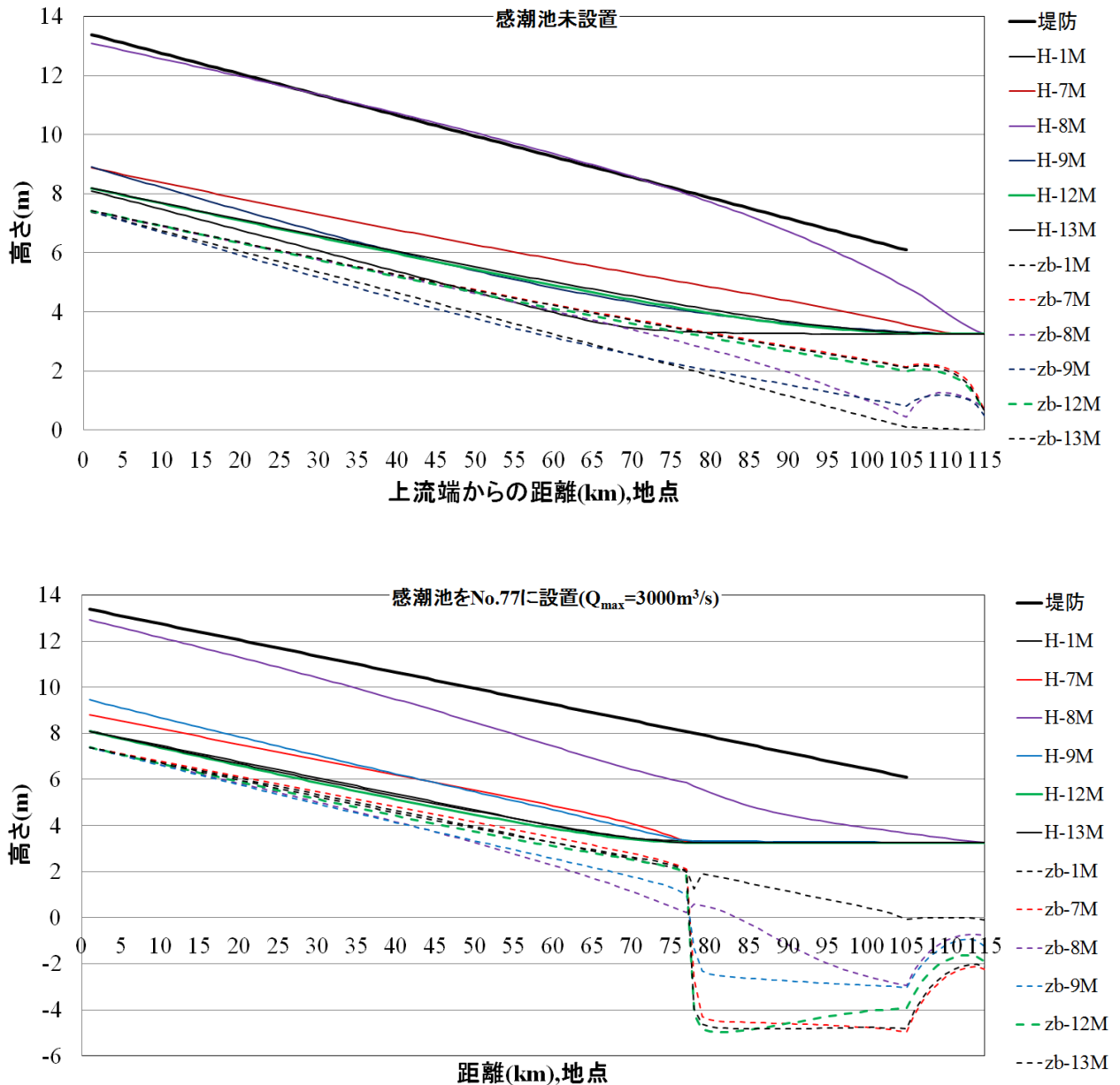


図 6.7 計算開始 1 年目における水位 H と河床位 z_b の変化(添え字 'M' : 月)

図 6.8 は、堤防高と各条件における最高水位を記録した結果である。水位が堤防高を超えたのは、感潮池未設置の No.28~No.70 区間、感潮池を No.95 に設置して $Q_{max}=15,000\text{m}^3/\text{s}$ とした場合の No.0~No.33 区間の 2 条件であった。その他の条件では、堤防高近くまで水位が上昇する場合もあるが、堤防高は超えていない。No.95 では、感潮池の規模を大きくすると河床勾配は上流側では緩勾配になるため、水位は高くなるが、下流側では日々の影響で河床が大きく低下しているため、水位は低くなることを確認した。また、 $Q_{max}=15,000\text{m}^3/\text{s}$ とした場合の上流側の水位は、感潮池未設置よりも高くなるか所があることを確認した。No.77 では、感潮池の規模は大きい方が河床位・水位ともに低下することを確認した。No.67 では、No.77 と同様に感潮池の規模は大きい方が水位は低下しているが、河床位は、逆に上昇することを確認した。

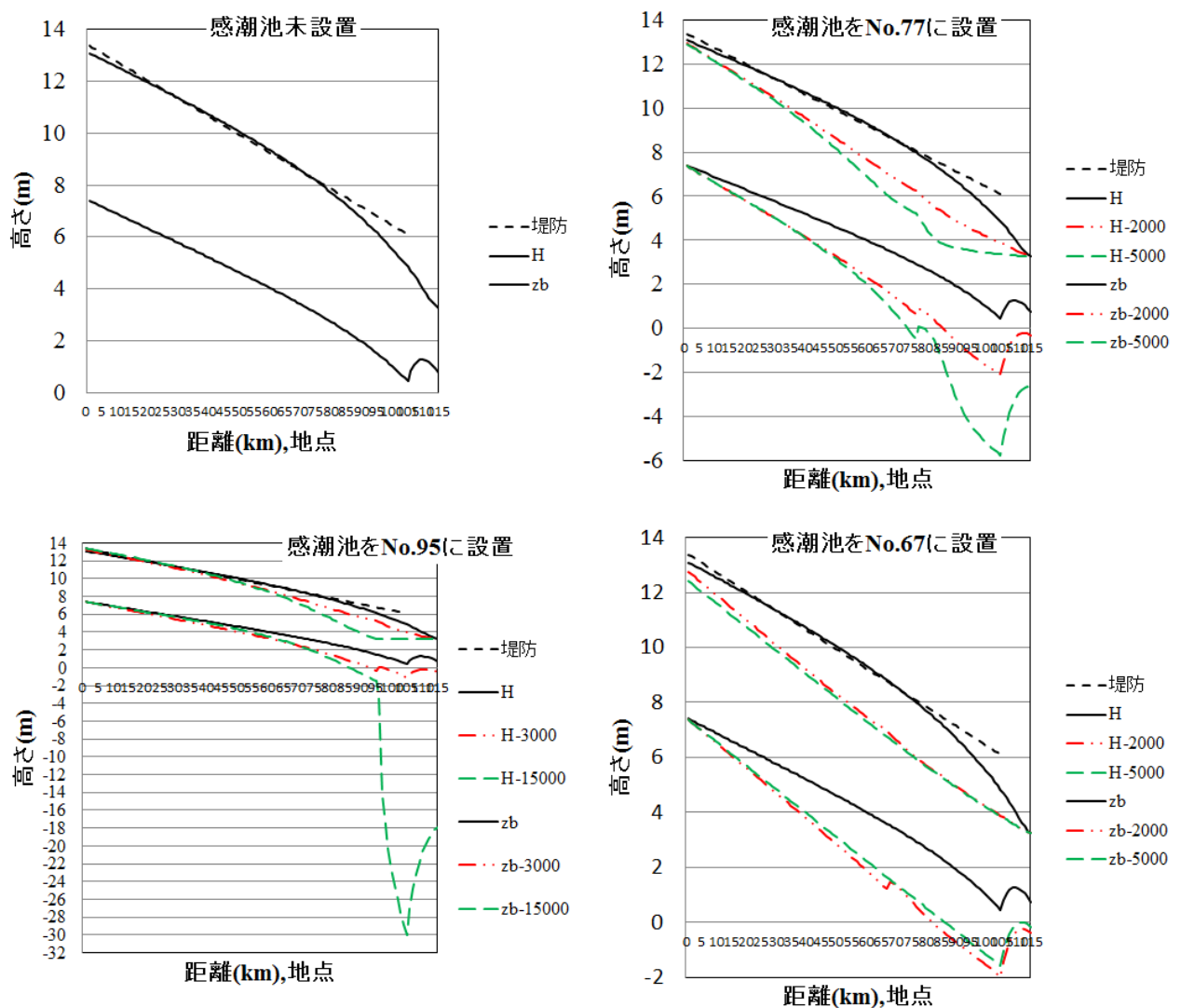


図 6.8 計算開始 1 年目 8 月洪水時における水位 H と河床位 z_b
(添え字 '2000', '3000', '5000', '15000': 下げ潮最盛時における
感潮池接続地点付近の本川流量(m^3/s),

No.67・77・95 に示す水位 H と河床位 z_b は、感潮池未設置における値)

図 6.9 は，上流端における水位・河床位の経年変化である．河口部に近い No.95 では計算開始から水位・河床位ともに上昇傾向を示し，感潮池の規模は大きい方が水位・河床位ともに高くなることを確認した．また，感潮池未設置に比べて水位・河床位ともに高くなることを確認した．No.77 では，計算開始から水位・河床位ともに一旦は上昇するもののその後は，規模が大きいと上昇を続け，規模が小さいと低下傾向にあることを確認した．No.67 では感潮池の規模は大きい方が初期水位・初期河床位に比べて低下量が大きくなることを確認した．

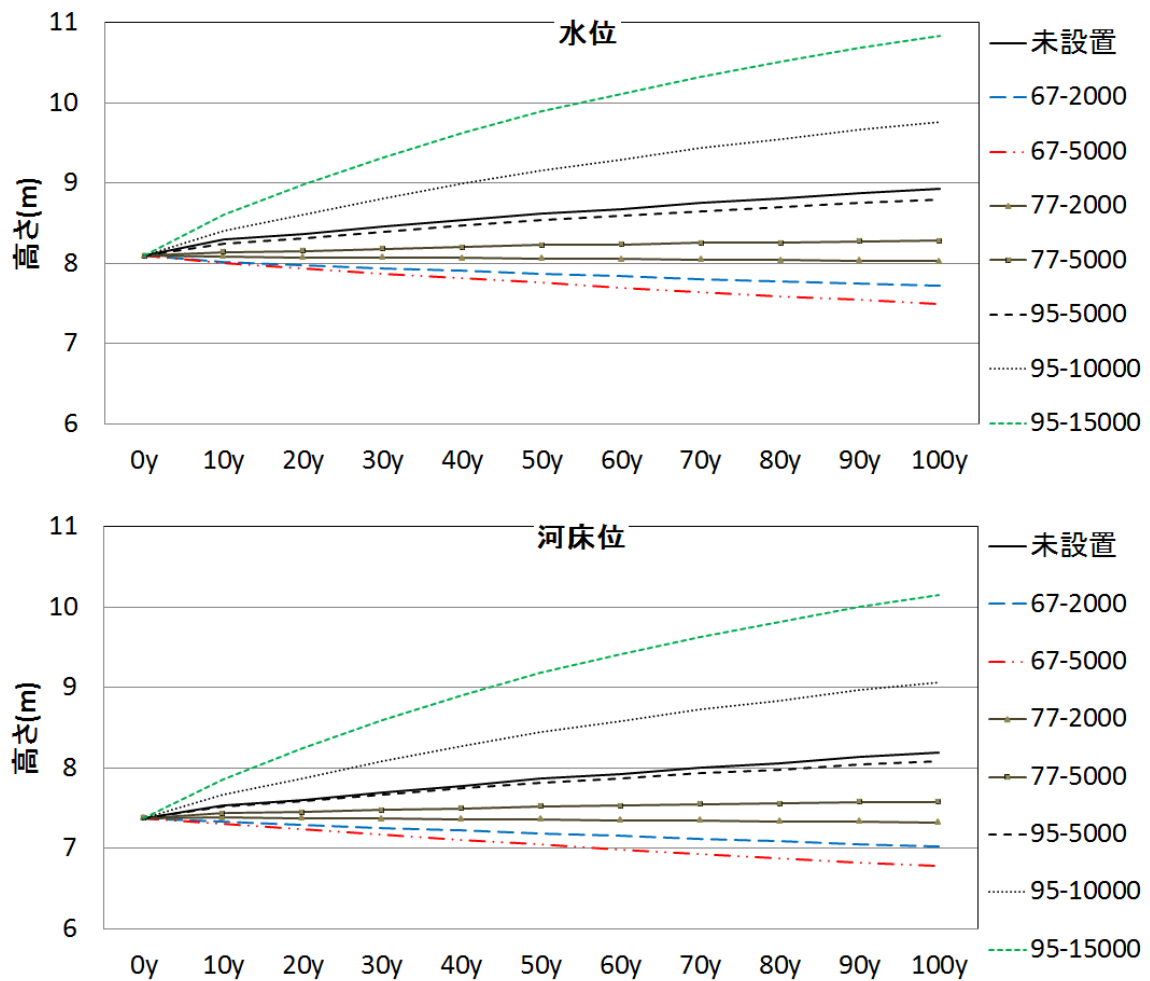


図 6.9 上流端における水位 H と河床位 z_b の経年変化；
 (添え字‘67’,‘77’と‘95’：接続点，
 ‘2000’, ‘5000’, ‘10000’ と ‘15000’：下げ潮最盛時における
 感潮池接続地点付近の本川流量(m^3/s))

次に，感潮池を干潮位付近（No.95）に設置した結果を図 6.10 に示す．下げ潮最盛時における感潮池接続部の本川流量は， $3,000\text{m}^3/\text{s}$ ， $5,000\text{m}^3/\text{s}$ ， $10,000\text{m}^3/\text{s}$ ， $13,000\text{m}^3/\text{s}$ ， $15,000\text{m}^3/\text{s}$ の 5 ケースとした．図には $3,000\text{m}^3/\text{s}$ ， $15,000\text{m}^3/\text{s}$ の結果を図示している．接続部より下流側では規模が大きいくほど河床低下が大きく進み，河床位は低くなるが，上流側では河床位・水位は上昇する傾向となった．なお，水面形は堰上げ背水の傾向にあり，今後も河床上昇は進むものと思われる．

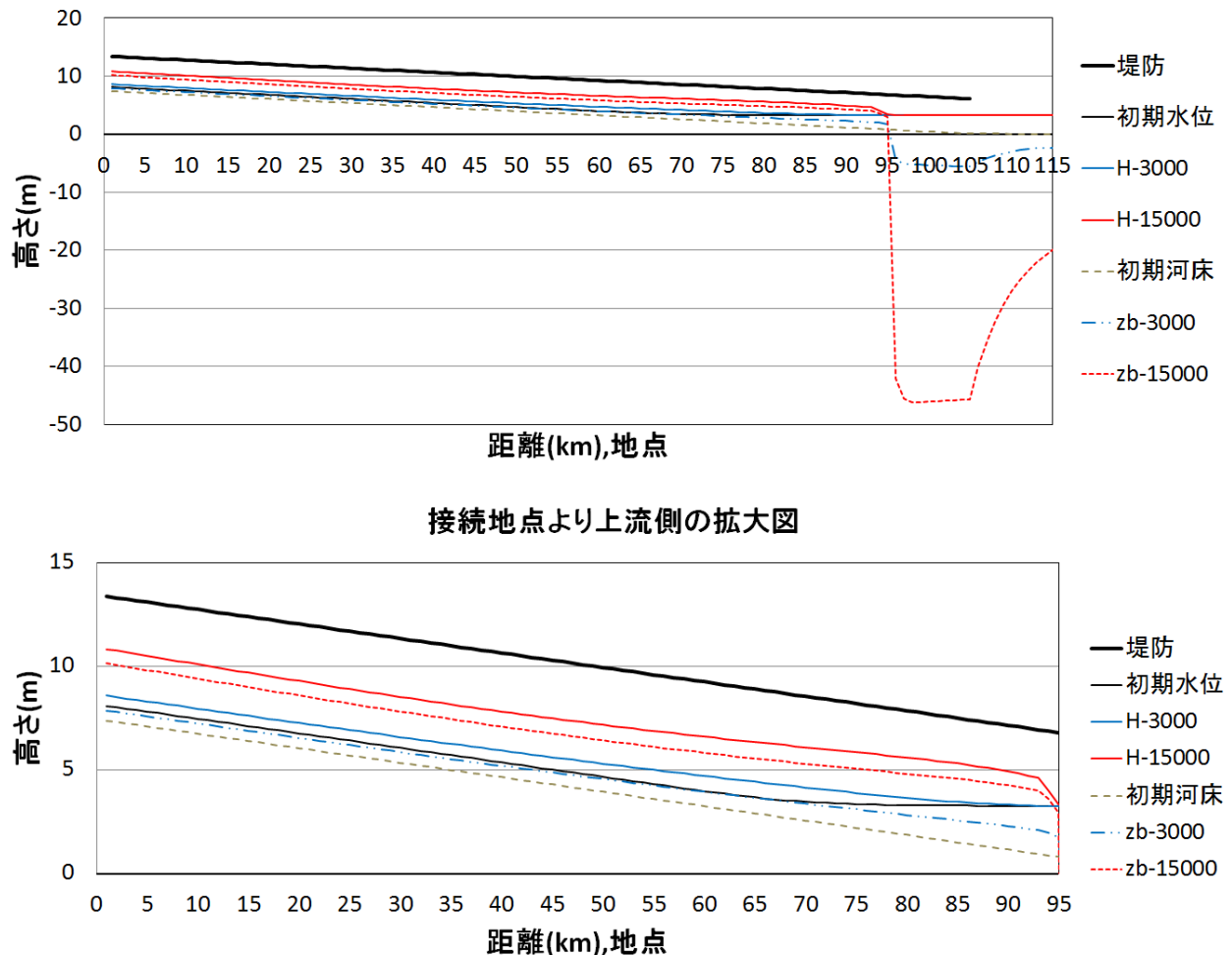


図 6.10 感潮池を No.95 に設置した時の 100 年後における水位 H と河床位 z_b
 (接続点は干潮位付近)；
 (添え字 ‘3000’, ‘15000’：下げ潮最盛時における感潮池接続地点付近の
 本川流量(m^3/s))

平均潮位付近（No.77）に設置した結果を図 6.11 に示す。接続部の本川流量は、 $2,000\text{m}^3/\text{s}$ 、 $3,000\text{m}^3/\text{s}$ 、 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ 、 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ と 4 ケースとした。図には $2,000\text{m}^3/\text{s}$ 、 $5,000\text{m}^3/\text{s}$ の結果を図示している。結果は、上流側の No.0～No.50 付近にかけては初期河床・初期水位に比べて低下しているが、No.50～No.70 付近では、規模が大きいと増加していることを確認した。また、上流端から河口部まで初期河床に比べ 100 年後の河床は低下していることを確認した。水面形は接続部付近では低下背水の傾向にあるが、それよりも上流側では堰上げ背水の傾向にある。

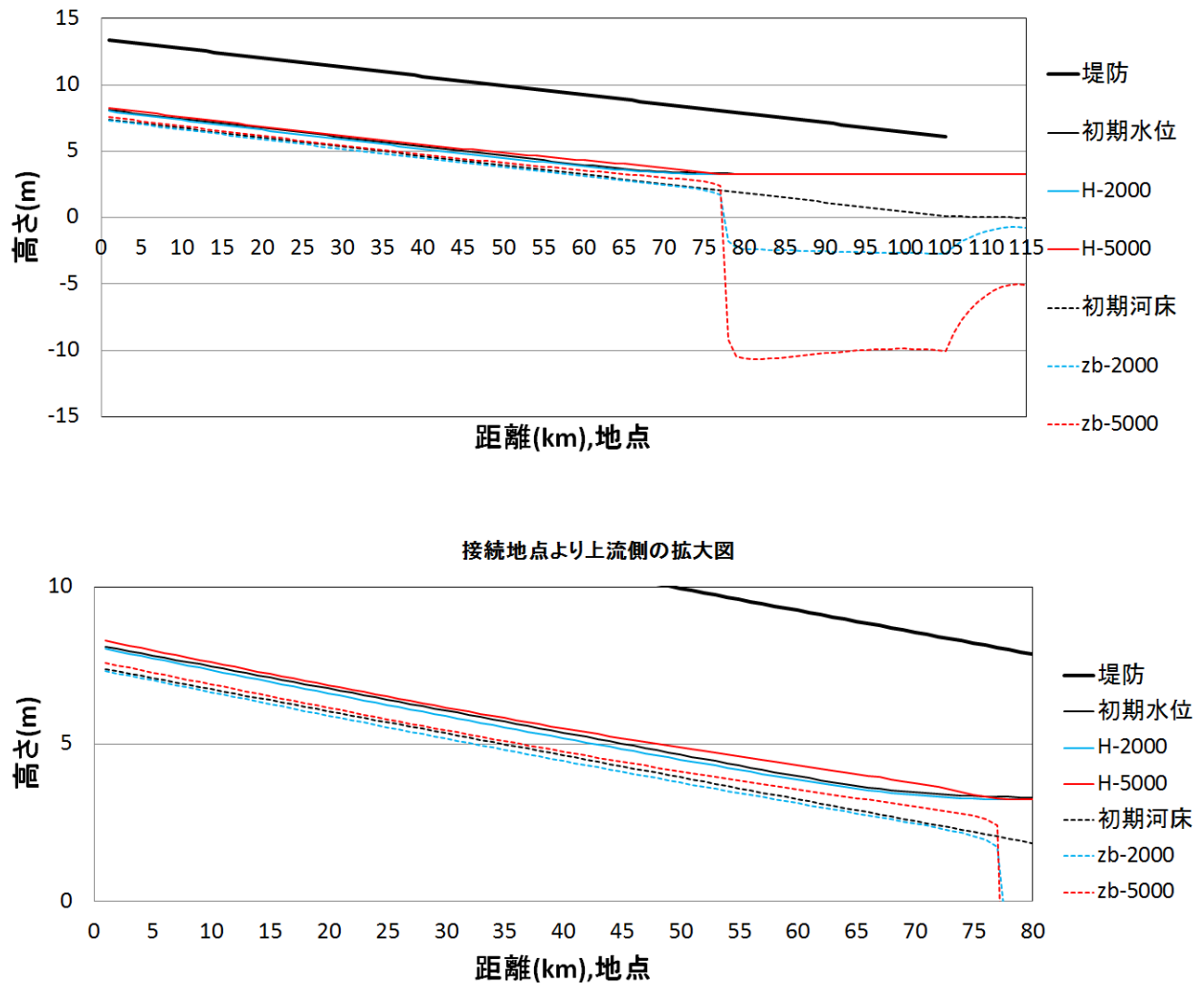


図 6.11 感潮池を No.77 に設置した時の 100 年後における水位 H と河床位 z_b (接続点は平均潮位付近)；

(添え字 '2000', '5000' : 下げ潮最盛時における感潮池接続地点付近の本川流量 (m^3/s))

平均潮位と満潮位の間付近（No.68）に設置した結果を図 6.12 に示す．接続部の本川流量は， $2,000\text{m}^3/\text{s}$ ， $3,000\text{ m}^3/\text{s}$ ， $4,000\text{ m}^3/\text{s}$ ， $5,000\text{ m}^3/\text{s}$ と 4 ケースとした．図には $2,000\text{m}^3/\text{s}$ ， $5,000\text{ m}^3/\text{s}$ の結果を図示している．結果は，上流端から河口部まで初期河床・初期水位に比べ低下していることを確認した．また，接続部より上流側は，上流端付近では，感潮池の規模は大きい方が水位・河床位ともに低下傾向にあるが，接続部付近では，感潮池の規模が小さい方が低下していることを確認した．なお，接続部付近では規模が小さければ堰上げ背水，大きければ低下背水の傾向にあることを確認した．

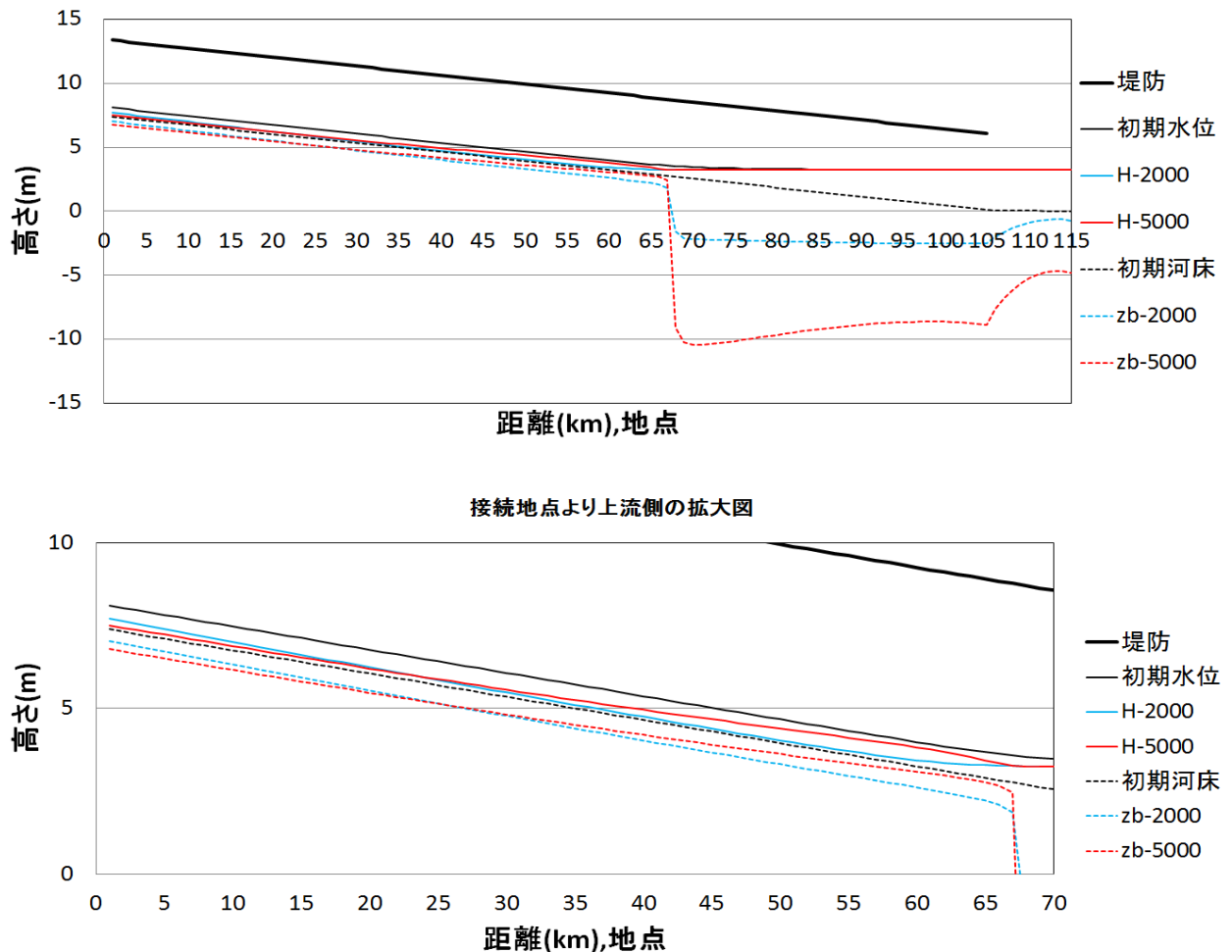
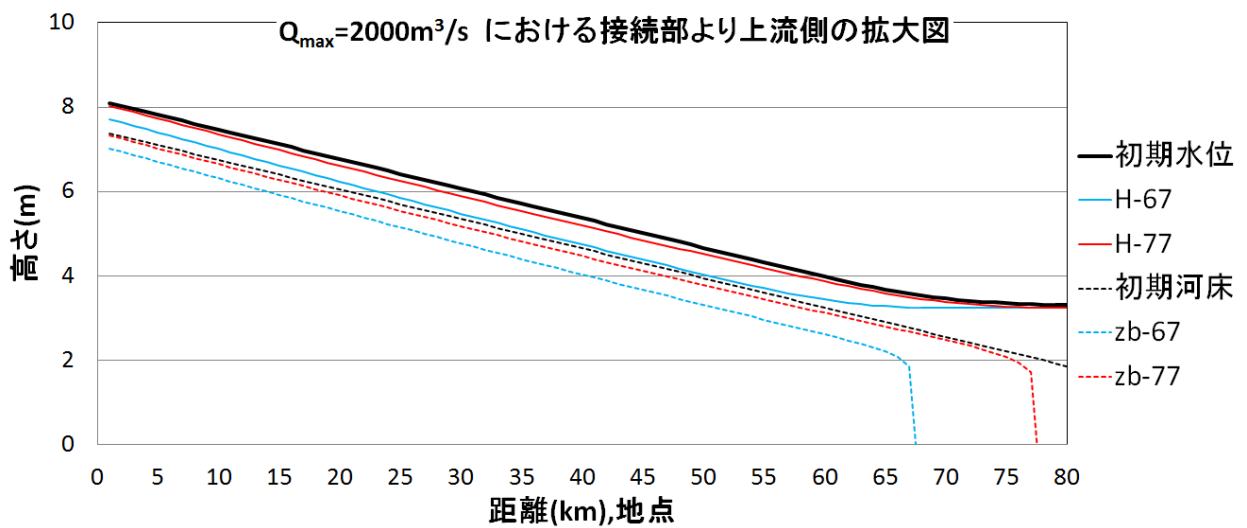
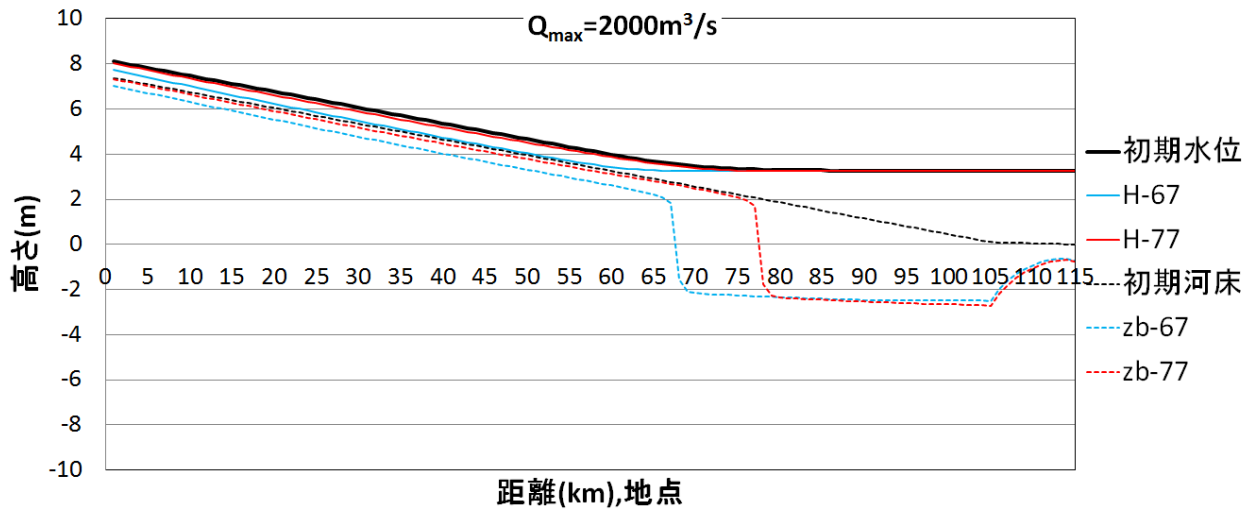
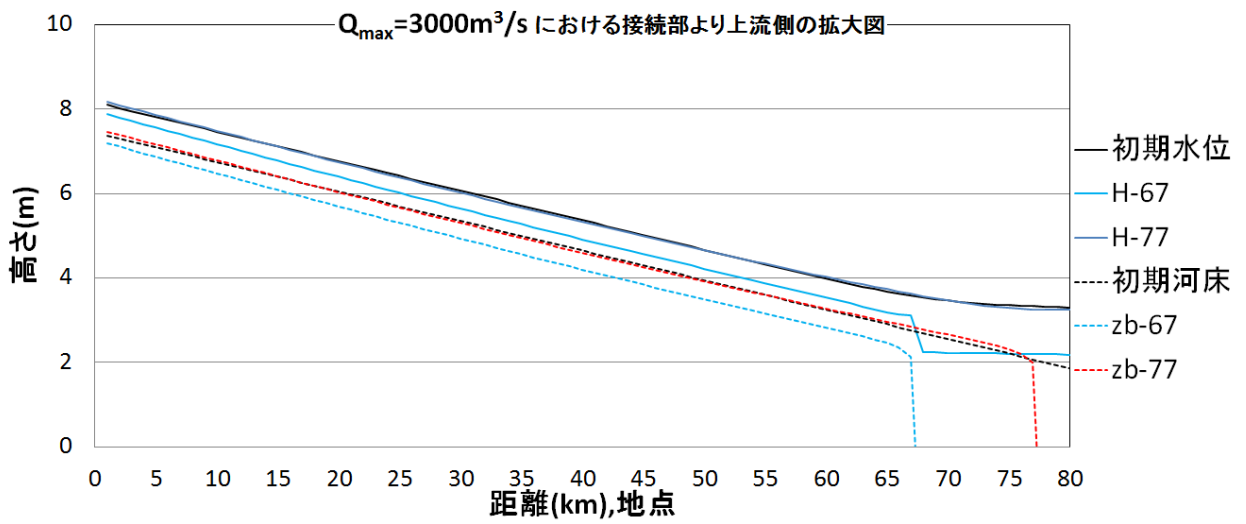
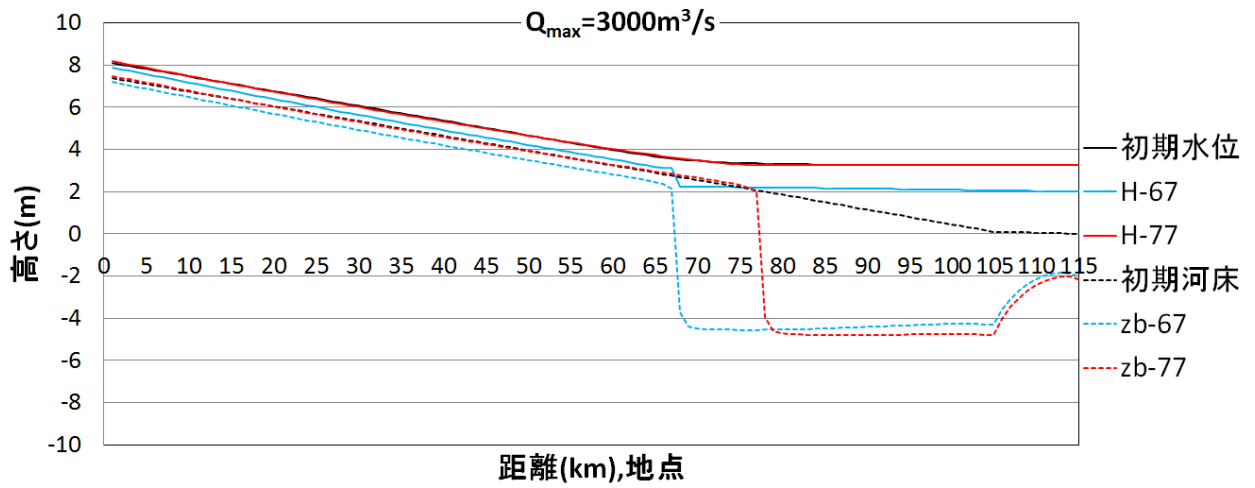


図 6.12 感潮池を No.68 に設置した時の 100 年後における水位 H と河床位 z_b
 (接続点は満潮位と平均潮位の間付近)；
 (添え字 ‘2000’, ‘5000’: 下げ潮最盛時における感潮池接続地点付近の
 本川流量(m^3/s))

次に、感潮池の接続位置による変化について、図 6.13 に示す。感潮池の規模を大きくすると、接続部より下流側では初期河床に比べて河床低下は大きくなる傾向にある。また、接続位置を下流側とした方が河床低下は大きくなる傾向を確認した。接続部より上流側は、接続位置を上流側とした方が水位・河床位ともに低下する傾向にあることを確認した。





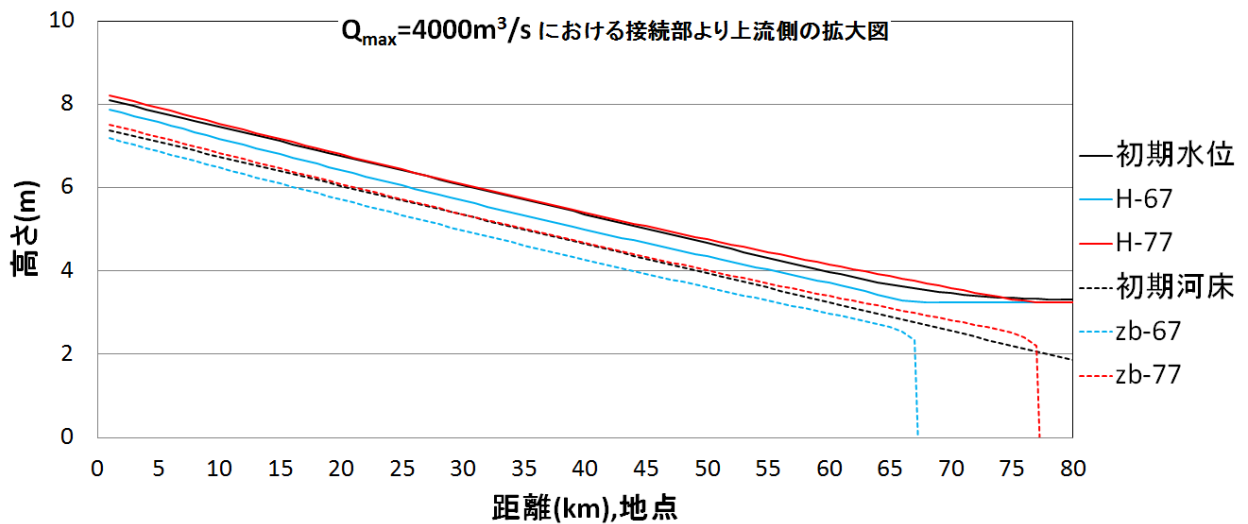
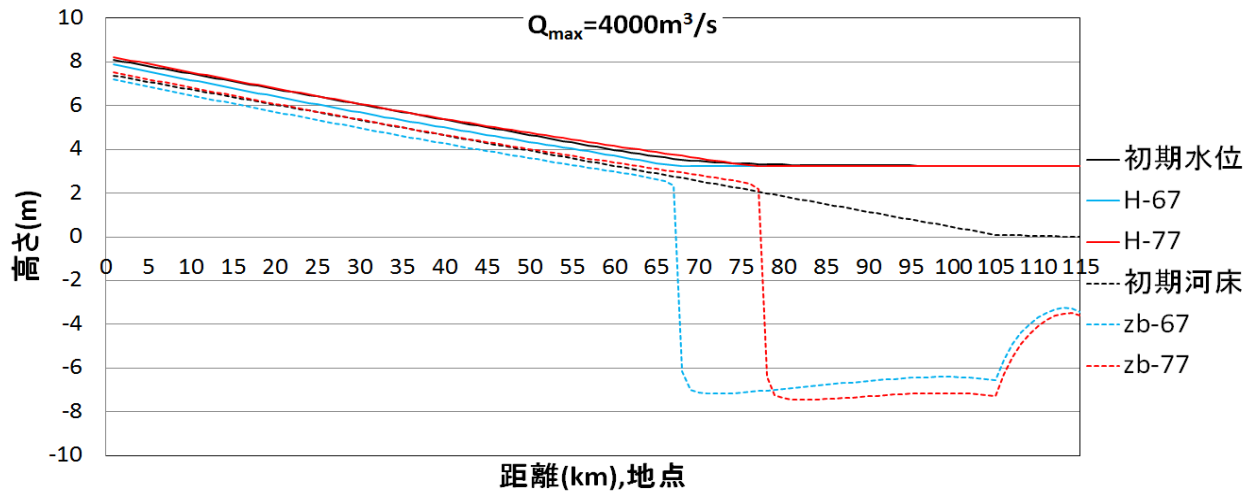


図 6.13 100 年後における水位 H と河床位 z_b ; (添え字 ‘67’, ‘77’: 接続地点)

6.6 結語

本研究では，黄河下流部に生じている河床堆積を抑制・低下させることを目的として，感潮池の接続位置・規模について数値解析により検討を行った．得られた結果を下記に示す．

- ・感潮池を設置しない場合，計算開始1年目の8月に発生した洪水で堤防高を超える．
- ・感潮池は，河床堆積の抑制・低下に効果的である．
- ・感潮池の接続位置を上流側にすると，河床堆積の抑制・低下は，上流側にも及ぶ．
- ・接続部より下流側では，接続位置を下流側とした場合と比べて，河床低下に与える影響は小さくなる．
- ・感潮池の規模を大きくすると，接続位置を下流側とした場合では，接続部で堰上げが生じるため，上流側では河床上昇する可能性がある．

参考文献

- 1) 李国英, 芦田和男, 澤井健二, 角哲也編著 ; 生命体「黄河」の再生, 京都大学学術出版会, 2011.
- 2) Yoshiya Ogawa, Kenji Sawai ; Estuary Sedimentation Control Using a Tidal Reservoir, Proc. International Symposium on River Sedimentation, 2013.
- 3) Ogawa.Y, and K.SAWAI; Estuary Sedimentation Control Using a Tidal Reservoir, Proc. 35th World Congress of International Association for Hydro-Environmental Engineering and Reseach, pp.1-10, 2013.

第7章 氾濫解析とリンクした避難判断支援情報の提供 (兵庫県佐用町)

7.1 目的

わが国ではかねてより自然災害によって多くの生命と資産が失われており，防災対策の一層の充実が望まれている．(表 7.1¹⁾，図 7.1^{2, 3)})

表 7.1 自然災害による死者・行方不明者内訳

年	風水害		地震・津波		火山		雪害		その他	
	人数	(割合)	人数	(割合)	人数	(割合)	人数	(割合)	人数	(割合)
平成5年	183	(41.9)	233	(53.3)	1	(0.2)	9	(2.1)	11	(2.5)
6	8	(20.5)	3	(7.7)	0	(0.0)	21	(53.8)	7	(17.9)
7	19	(0.3)	6437	(99.3)	4	(0.1)	14	(0.2)	8	(0.1)
8	21	(25.0)	0	(0.0)	0	(0.0)	28	(33.3)	35	(41.7)
9	51	(71.8)	0	(0.0)	0	(0.0)	16	(22.5)	4	(5.6)
10	80	(73.4)	0	(0.0)	0	(0.0)	28	(25.7)	1	(0.9)
11	109	(77.3)	0	(0.0)	0	(0.0)	29	(20.6)	3	(2.1)
12	19	(24.4)	1	(1.3)	0	(0.0)	52	(66.7)	6	(7.7)
13	27	(30.0)	2	(2.2)	0	(0.0)	59	(65.6)	2	(2.2)
14	20	(41.7)	0	(0.0)	0	(0.0)	26	(54.2)	2	(4.2)
15	48	(77.4)	2	(3.2)	0	(0.0)	12	(19.4)	0	(0.0)
16	240	(73.4)	68	(20.8)	0	(0.0)	16	(4.9)	3	(0.9)
17	48	(31.4)	1	(0.7)	0	(0.0)	98	(64.1)	6	(3.9)
18	87	(49.7)	0	(0.0)	0	(0.0)	86	(49.1)	2	(1.1)
19	14	(35.9)	16	(41.0)	0	(0.0)	5	(12.8)	4	(10.3)
20	21	(21.0)	24	(24.0)	0	(0.0)	48	(48.0)	7	(7.0)
21	76	(66.1)	1	(0.9)	0	(0.0)	35	(30.4)	3	(2.6)
22	31	(34.8)	0	(0.0)	0	(0.0)	57	(64.0)	1	(1.1)
23	136	(0.7)	18559	(98.6)	0	(0.0)	125	(0.7)	2	(0.0)
24	43	(29.9)	0	(0.0)	0	(0.0)	101	(70.1)	0	(0.0)
合計	1281	(4.6)	25347	(91.8)	5	(0.0)	865	(3.1)	107	(0.4)

(注) 対象年 1 月 1 日から 12 月 31 日の死者・行方不明者を表す．() 内の数字は割合を表す．

平成 24 年については内閣府とりまとめによる速報値
(平成 23 年に起きた災害のうち「地震・津波」欄については，警察庁資料
(「平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震の被害状況と警察措置」(平成 25 年 5 月 10 日)による.)

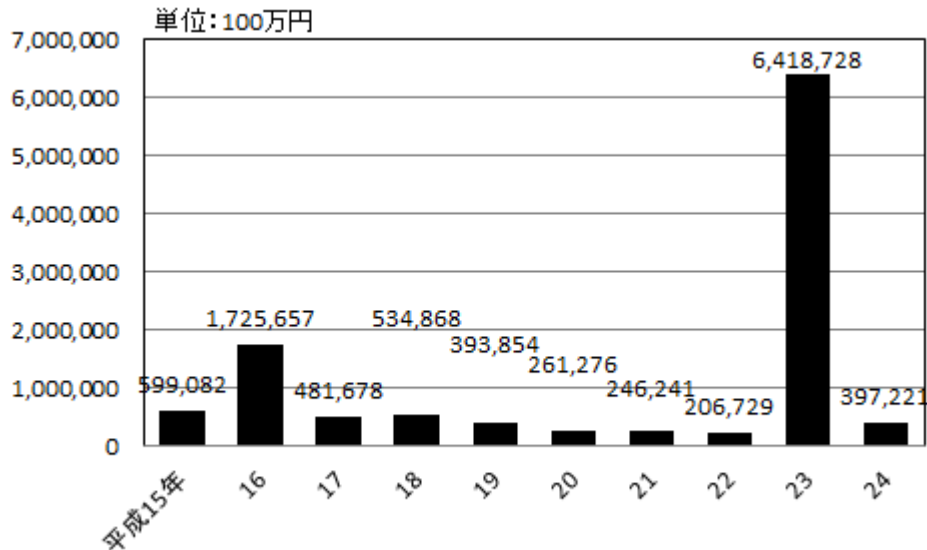


図 7.1 自然災害による被害状況

(注) 平成 23 年について、東日本大震災に係る被害等のうち、現在確認中又は不明な数値については計上されていない。

平成 24 年データについては、平成 25 年版消防白書より。

防災対策には、施設対応によるハード対策と、避難や土地利用によるソフト対策があるが、ハード対策にはおのずと限界があり、計画規模以上の外力に対してはソフト対策が不可欠となる。

災害時の避難には、当面の差し迫った危険を回避するために一時的に行う避難と、やや落ち着いた状況のもとで、より長時間にわたって行う避難があり、避難計画としてはその両方を考えておく必要がある。

洪水時の避難場所としては、その場所が安全でなければならないことはもちろんであるが、そこへ到達するまでのルートが安全であることも重要である。

平成 17 年に改正された水防法第 15 条に基づいて、多くの市町村では洪水ハザードマップが作成され、住民に公開されている(1,274 市町村:平成 25 年 3 月 31 日時点)⁴⁾。そこでは、図 7.2⁵⁾に示すように想定した降雨や破堤によって各地点での最大浸水深がいくらになるかの予測とともに、小学校区程度の地域の中で比較的長時間退避できる避難場所が示されている。

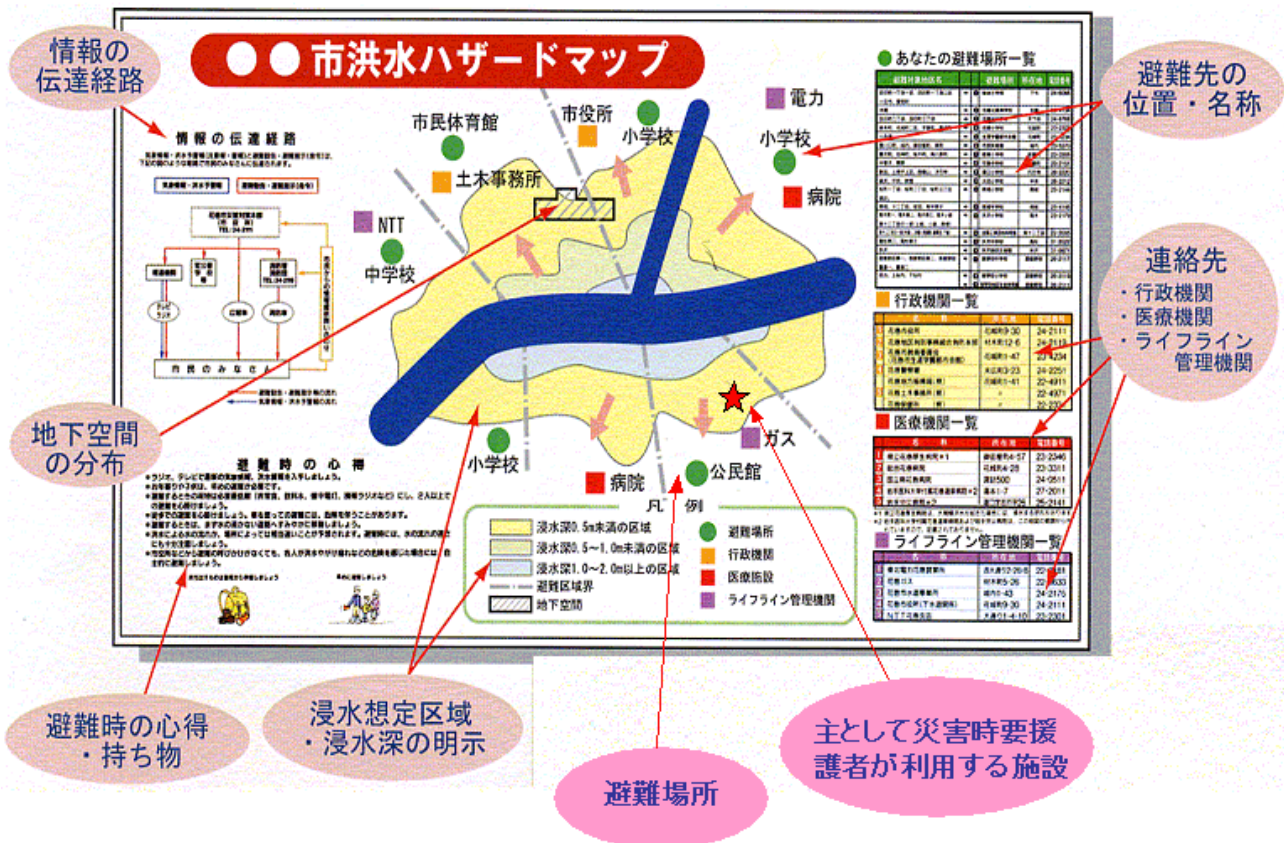


図 7.2 洪水ハザードマップのイメージ

しかし、住民にとっては、いつ避難すればよいかの判断が難しく⁶⁾、避難の必要があるのに避難しなかったり、危険な避難行動をとって避難途上で被災する事例も見られる。

そこで、いつどこにいればどの程度の危険にさらされるかを、氾濫シミュレーションによって予測して知らせることができれば、より適切な避難判断を促せる可能性がある。

この章では、そのような観点から、氾濫解析とリンクした洪水時の避難判断情報の提供法について考察するものである。

7.2 建物内での被災危険度

洪水時に現在の居場所にとどまるか、別の場所へ避難するかの判断材料としてまず必要なのは、その建物内に留まった場合の被災危険度であろう。その建物が堅牢で倒壊や流失をしないものとするれば、浸水面が床の高さに達しなければ、一応は安全が保たれることになる。その意味で、浸水位の時間変化情報はきわめて有用である。

次に、建物が倒壊したり流されたりする危険に対しては、建物に作用する流体力と抵抗力の評価が重要である。そのいずれもが、流れに直角方向の建物幅に比例するものとするれば、肝心なのはその単位幅当たりの流体力と抵抗力である。抵抗力は建物構造によって異なるが、建物の分類ごとにある程度評価することができる。単位幅当たりの流体力は、水深と流速の2乗の積に比例するので、その時間変化がわかれば、建物の倒壊あるいは流失危険度を評価できる可能性がある。

7.3 避難路での被災危険度

避難路での危険を考える場合は、上記の水深と流速のほかに、避難者自身が移動するための速度を考慮する必要がある。歩いて避難することを考えれば、1m/s程度の速度が考えられ、流速がなくてもその程度の相対速度が生じて流体力が発生することになる。流れに向かって歩行する場合には、相対速度は流速 v と歩行速度 v_0 の和になるから、いっそう大きな流体力を受けることになる。

この場合の流体力 D は次式のように表すことができるであろう。

$$D = \frac{1}{2} C_D \cdot \rho_0 (v + v_0)^2 \cdot h \cdot b \quad (7.1)$$

ここに、 C_D ：抗力係数、 ρ_0 ：水の密度、 v ：流速、 v_0 ：歩行速度、 h ：水深、 b ：流れに面する人体の幅である。

一方、摩擦力 F は次のように表すことができる。

$$F = \mu(\rho_m \cdot g \cdot V - \rho_0 \cdot g \cdot V_0) \quad (7.2)$$

ここに、 μ ：摩擦係数、 ρ_m ：人体の密度、 V ：人体の体積、 V_0 ：その内で水に浸かっている部分の体積である。

V は人の身長 L と幅 b と厚さ t の積に比例し、 V_0 は水深 h と幅 b と厚さ t の積に比例するから、幅と厚さがともに身長に比例するものとすれば、 V は L の3乗に比例し、 V_0 は L の2乗と h の積に比例することになる。

さらに、モーメントのバランスや心理的な作用なども考慮すれば、体力や経験なども関係するが、ここでは、式(7.1)と式(7.2)で表される流体力 D と摩擦力 F の比をもって歩行危険度指標 I_c と定義することにする。

$$I_c = \frac{D}{F} \quad (7.3)$$

ここで、与えられた流速において $I_c=1$ となる時の水深を h_{cw} とすれば、歩行可能限界を次のように表すことができる。

$$\frac{(h_{cw}/L)}{(\alpha - h_{cw}/L)} = \frac{(1/\beta)g \cdot L}{(v+v_0)^2} \quad (7.4)$$

ここに、 α および β は係数である。

従来、国土交通省のガイドラインとして、洪水避難時に水中歩行できる領域を水深／身長比と流速の関係で示した図7.3が提示されている⁷⁾。平均的な成人男子を対象として $L=1.7\text{m}$ を仮定し、式(7.4)が図7.3に最もよく適合するように v_0 、 α 、 β を求め

ると、 $v_0=0.7\text{m/s}$ 、 $\alpha \doteq 1.1$ 、 $\beta \doteq 10.4$ が得られる。

図 7.4 はここで得られた α 、 β を用いて、式 (7.1) ~ (7.4) から危険度 I_c をパラメータとして、 h/L と $(v + v_0)/\sqrt{g \cdot L}$ の関係を示したものである。

なお、ここで示した危険度は流体力と摩擦力の比のみに着目したものであるが、水深が首の高さを越えるような場合には呼吸ができなくなるため、当然歩行は不可能となる。

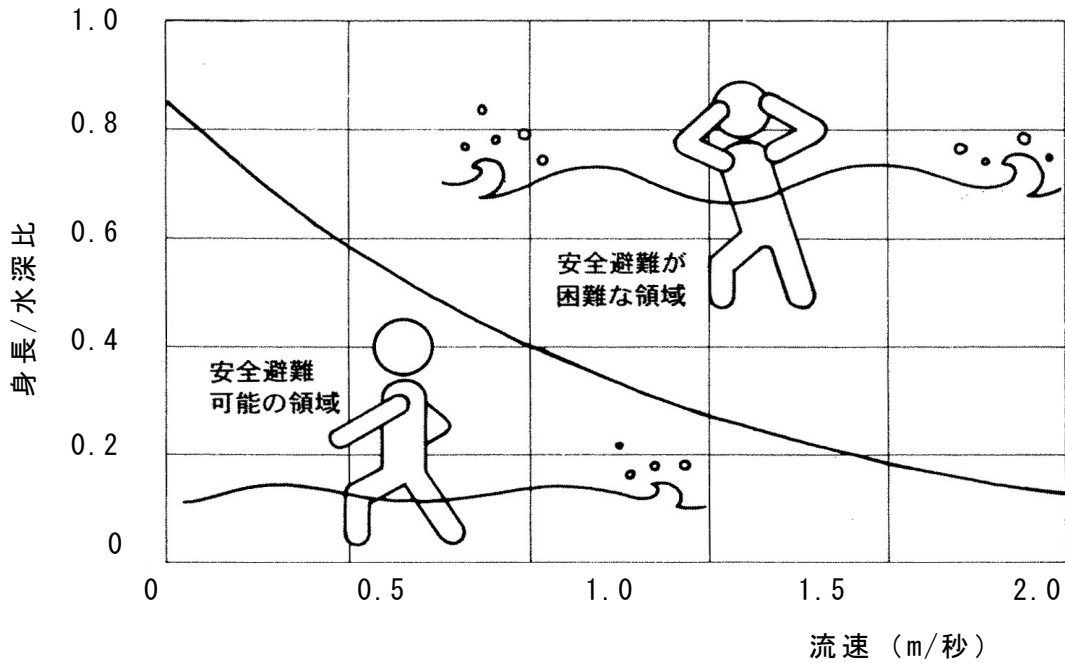


図 7.3 歩行可能限界

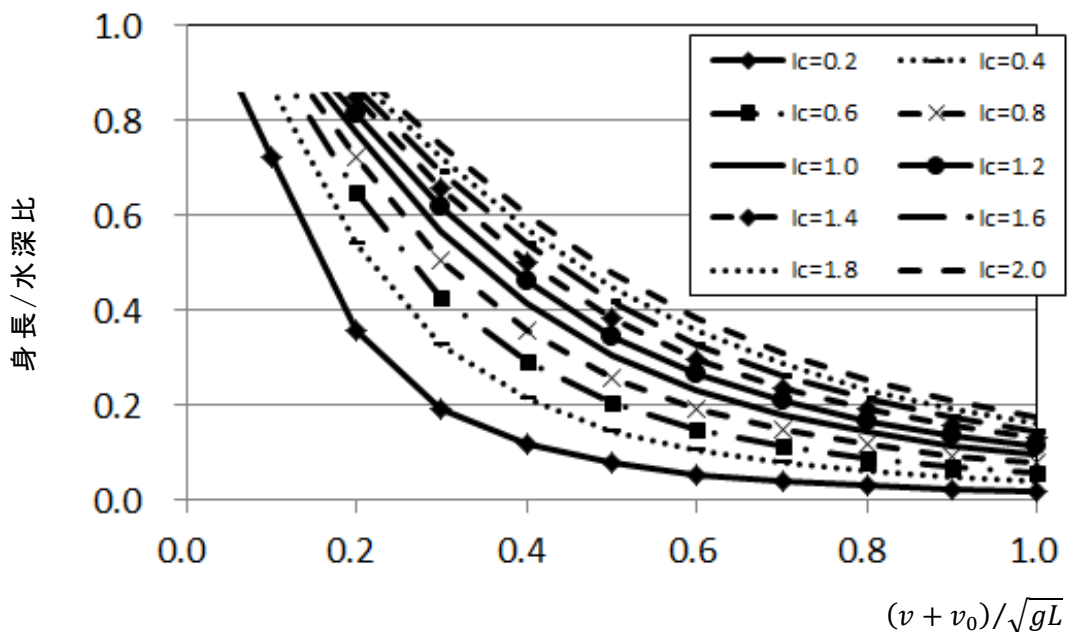


図 7.4 歩行避難危険度

また、体力や経験の少ない人、あるいは夜間や路面の凹凸などによって、条件が悪化する場合には歩行可能限界水深はさらに低下し、危険度が増すであろう。

7.4 降雨予測情報を用いたリアルタイムでの氾濫予測解析

降雨情報から流域の氾濫予測を行うためには、流出解析と氾濫解析を合わせて行う必要がある。その際、堤防の決壊や土砂堆積、流木による河道の閉塞など、複雑な現象が混在することが考えられるが、広域の危険度をいち早く推定するには、かなりの仮定をおいてでも迅速な予測を行うことが重要である。そこで、本研究では、そのような予測解析の行えるシミュレータとして、(株)日立パワーソリューションズの DioVISTA⁸⁾を用いることにした。このシミュレータは、50mメッシュの地形データから落水線を自動作成し、擬河道網に沿った雨水の流れを Kinematic Wave モデルを用いてシミュレーションするもので、土地利用が山地であるセルについては、3層モデルを使用している。河道については、1次元不定流計算によってメッシュごとの水位・流量の時間変化が計算され、堤内地については、2次元不定流方程式に基づいた氾濫解析が行えるようになっている。その際、河川堤防のある区間で破堤条件を与えることもできるようになっている。氾濫メッシュサイズは標準的には50mであるが、解析範囲が狭い場合には、10mメッシュにすることも可能である。解析結果の表示としては、各時刻における水深分布の色分け表示、および水深と流速を組み合わせた歩行危険度の色分け表示が可能となっている。

後述の兵庫県佐用町を対象としたシミュレーションでは、2009年台風9号における実績の降雨データを用いて計算を行っているが、これを時々刻々の降雨予測データを用いて行えば、リアルタイムでの氾濫予測につなげられる可能性がある。

また、実績の降雨データを引き伸ばした仮想の降雨データを与えることにより、計画規模を上回る降雨条件での氾濫状況をシミュレートし、避難計画の検討や、住民の意識改革に役立てられる可能性がある。

7.5 氾濫解析とリンクした避難判断支援情報の提供

氾濫解析によって各場所の水深および流速の時間変化が予測できた場合、それをどのように避難行動に活かすかが問題となる。危険の到来をある程度の余裕をもって事前に把握することができれば、避難行動に結びつけやすいが、危険が差し迫ってからそれを把握できても、避難しようとするればかえって危険にさらされることもあり得る。また、情報を早く出し過ぎると、余計な不安をかきたてたり、逆に慣れっこになってしまったり、かえって行動を喚起しにくくなることも考えられる。どのような情報の伝達手段が効果的であるかについてもよく考えておく必要がある。

たとえば、リアルタイムの氾濫予測解析となれば、誰でもができるわけではないので、行政なり、専門家なりが解析を行うことになるだろうが、そこで得られた解析結果の情報をどのような形で、誰に伝えるのが効果的であろうか。先に述べた DioVISTA では、水深と危険度の分布図がコンピュータの画面上にほぼリアルタイムで表示するこ

とは可能であるが、住民の一人ひとりがそれをモニタリングすることは可能であろうか。また、個々の住民は、市域全体のことよりは、自分の周辺の避難地や避難路のことが主な関心事であり、ローカルでよいから詳細な情報を必要としている。一方、行政は、個々の詳細な情報もさることながら、市域全体での情報を把握し、公平な立場で対応する必要がある。その意味で、どのような情報を取り出すかは、発信者側でなく、受信者側が選択できるのが有効であるかもしれない。しかし、災害時には、受信側が混乱状態に陥っていることが想定され、冷静な対応すら困難なことがあろう。そのような中での情報は、極力シンプルでわかりやすいものでなければならないであろう。

そこで考えられるのが、災害時の状況を模擬した、平常時における訓練である。すなわち、こういう場合にはこのような氾濫状況になるというシミュレーション結果を、平常時に住民に見てもらい、どのようなときにどのような行動を取るのがよいかを判断してもらって、洪水時に役立ててもらえるとよいであろう。

従来提供されているハザードマップもそういう趣旨で作られたものであろうが、最大浸水深のように情報が静的であることから、十分に活用されていないように考えられる。

これが、浸水深の時間変化という形で表示されれば、いつ、どこへ避難するのが適切であるかの判断材料として役立つであろう。

ただし、現在のところ、このようなシミュレータで模擬できるのは、比較的狭い領域でも 10mメッシュ程度の分解能であり、幅が 1m 程度の水路や側溝などを含めた解析は難しい。特に、夜間などは、現地においてもその存在の確認が難しく、普段から、きめ細かな状況を把握しておくことが必要である。そのようなことは行政で行うことは難しく、手法の提示はできても、その実践は地域住民が自ら進めることが必要である。

7.6 事例研究としての佐用川への適用

2009年8月に発生した台風9号によって、兵庫県最西端に位置する佐用町では、過去最高を記録する、最大時間雨量 89mm、最大 24 時間雨量 326.5mm の降雨が発生⁹⁾して、佐用川の氾濫によって多くの地区が浸水した。また、豪雨による急激な河川水位の上昇により、避難が遅れて、家屋に取り残される人や避難所に向かう途中で氾濫した流れに流される等の被害が発生し、死者・行方不明者 20 名¹⁰⁾に及ぶ甚大な被害が発生した。

著者らは、2011年度と2012年度に現地の復興状況を調査するとともに、前述の氾濫解析ソフト DioVISTA を用いたシミュレーションを行い、よりよい避難のありかたについて検討した。

7.6.1 解析方法

解析範囲は、図 7.5 に示す久崎地区の千種川合流点より上流の佐用川本川と各支流とした。河道データが入手できた石井地区までの佐用川本川には河川測量データを与え、石井地区より上流及び支川には地盤データから作成した簡易河道とした。降雨条件は、(一財) 気象業務支援センター発行「レーダーアメダス解析雨量 2009 年」の 1km メッシュごとの 30 分単位の降雨データを用いた。降雨エリアは北緯 34 度 42 分 47 秒、東経 134 度 10 分 30 秒から北緯 35 度 13 分 52 秒、東経 134 度 43 分 48 秒までの範囲として、シミュレーション時間は 2009 年 8 月 9 日 0 時から 8 月 10 日 12 時までの 36 時間とした。

解析のメッシュサイズは全域に対しては 50m としたが、円應寺付近については、10m メッシュでさらに詳細な検討を行った。詳細な解析対象として円應寺地区を選んだのは、聞き取りの結果、円應寺地区では住民の防災意識が特に高く、詳細な情報提供の効果を検証しやすいと期待されたからである。



図 7.5 佐用川水系図

7.6.2 解析結果

円應寺付近における解析結果と兵庫県が公開している浸水区域図を図 7.6¹¹⁾に示す。この結果を比較すると、災害報告書には浸水深は記載されていないが、浸水エリアについては概ね一致している。

そこで、今後佐用町にそれ以上の降雨が発生した場合を想定して、降雨条件を変更して氾濫解析を行った。用いた降雨条件は、佐用観測所の 28 年間の日最大雨量をグンベル確率分布(図 7.7)に当てはめ、表 7.2 に示す台風 9 号の日雨量の 0.9 倍(259mm/day) から 1.7 倍(485mm/day) とした。図 7.8 は、台風 9 号の 1.7 倍の降雨における最大浸水深とその際の歩行危険度の 2 時間ごとの時間変化を示したものである。

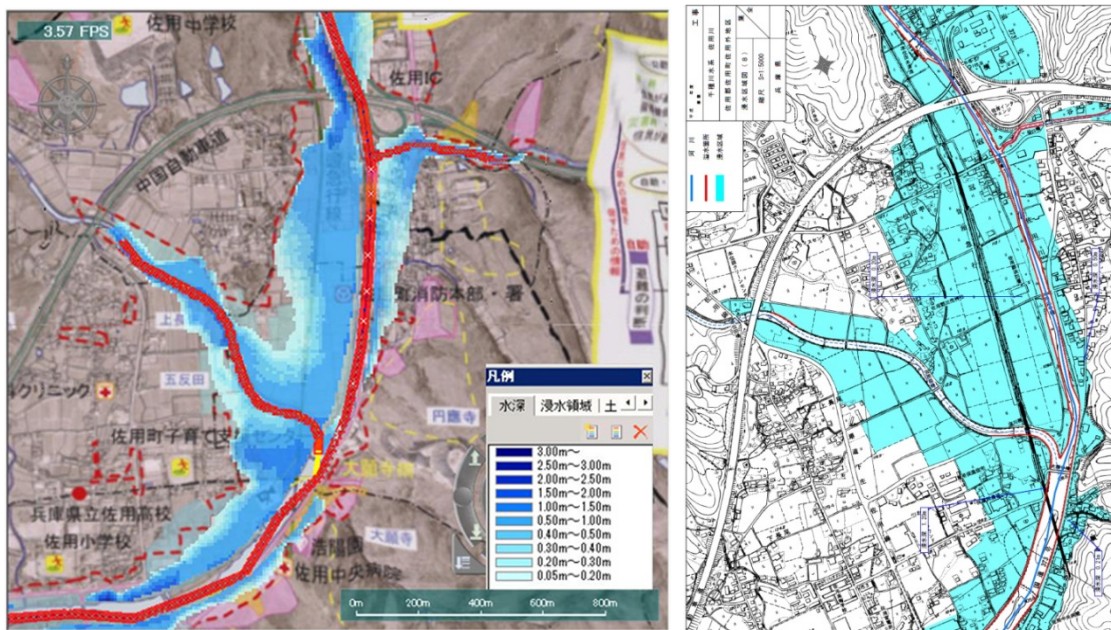


図 7.6 円應寺付近の氾濫解析結果（左）と浸水区域図（右）

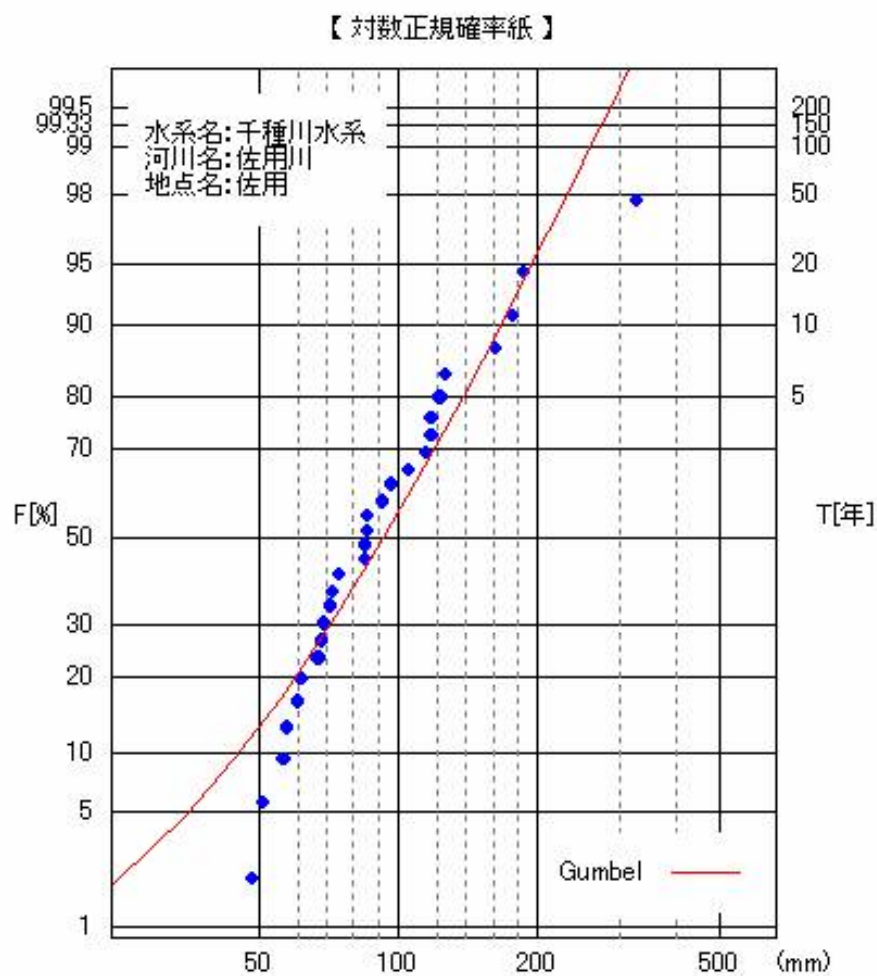
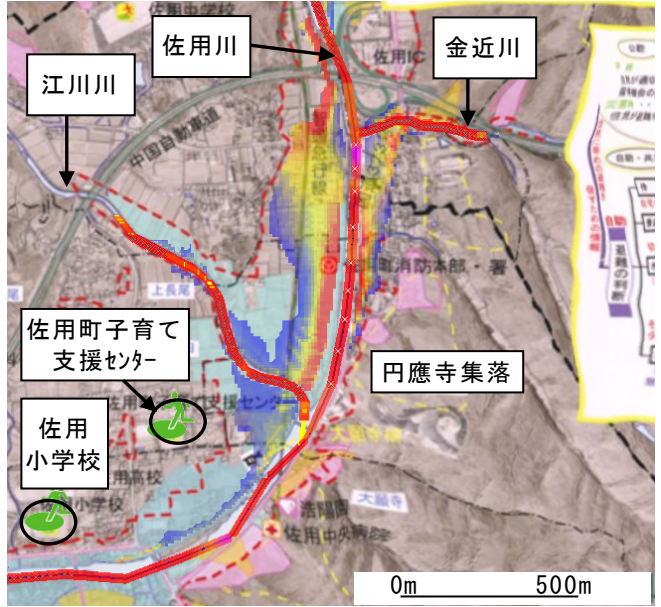
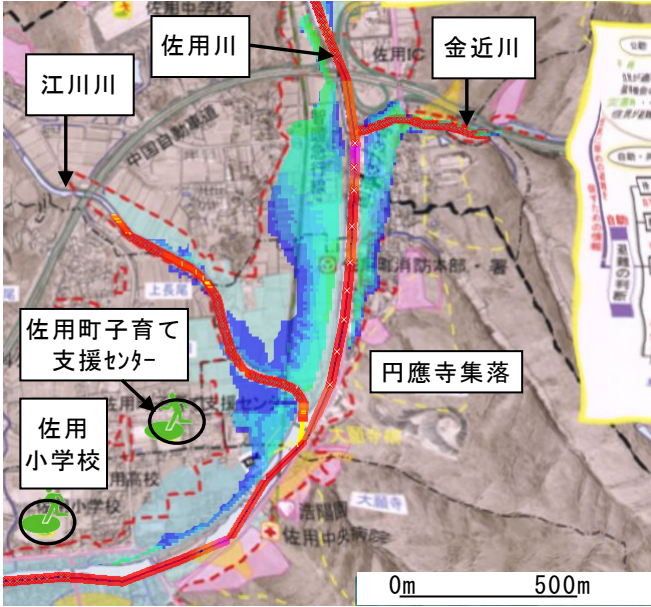


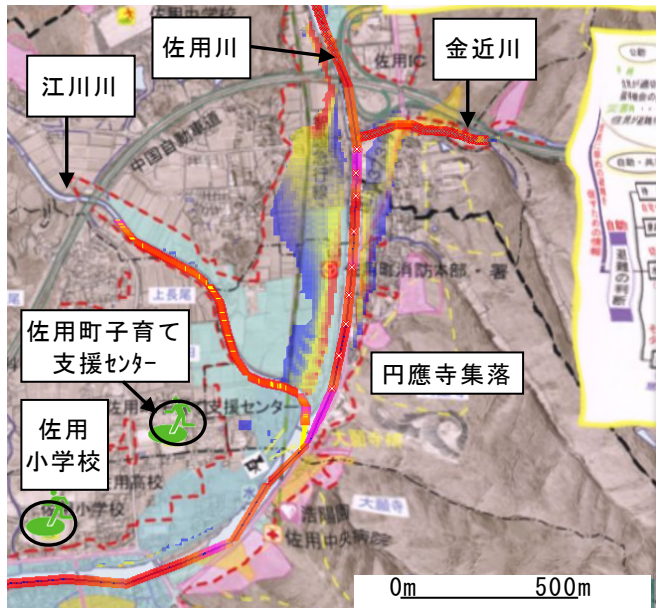
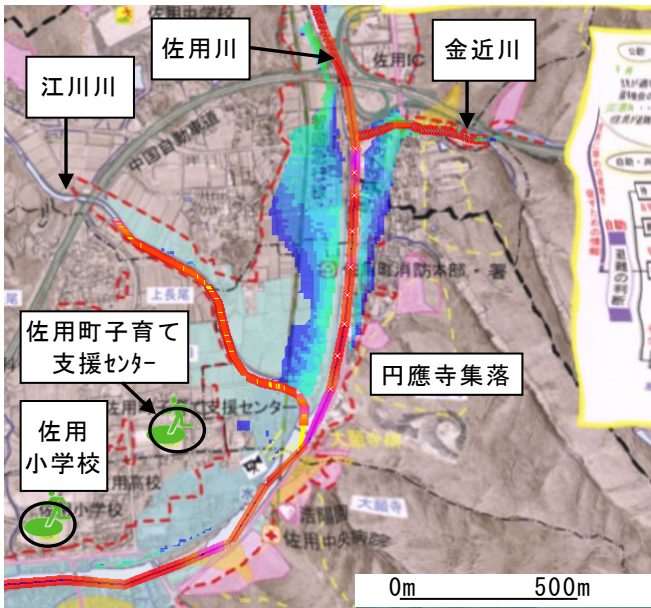
図 7.7 佐用観測所におけるグンベル確率分布（1985年～2012年）

表 7.2 再現期間毎の降雨量と DioVISTA に設定する降雨引き伸ばし倍率

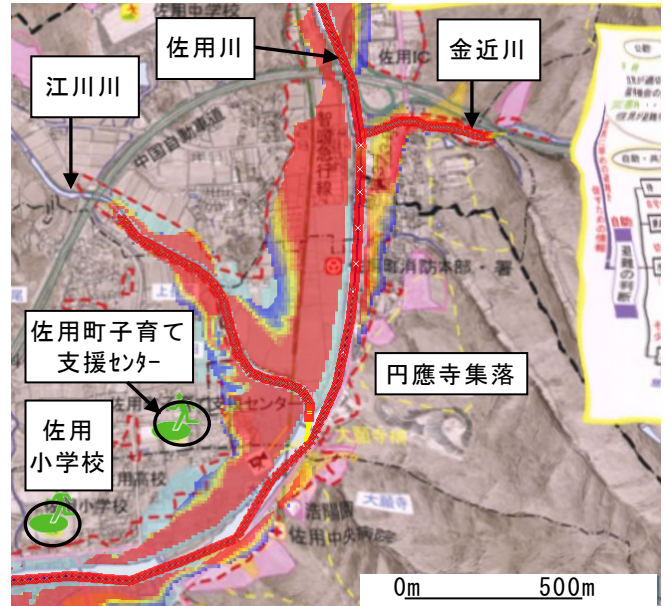
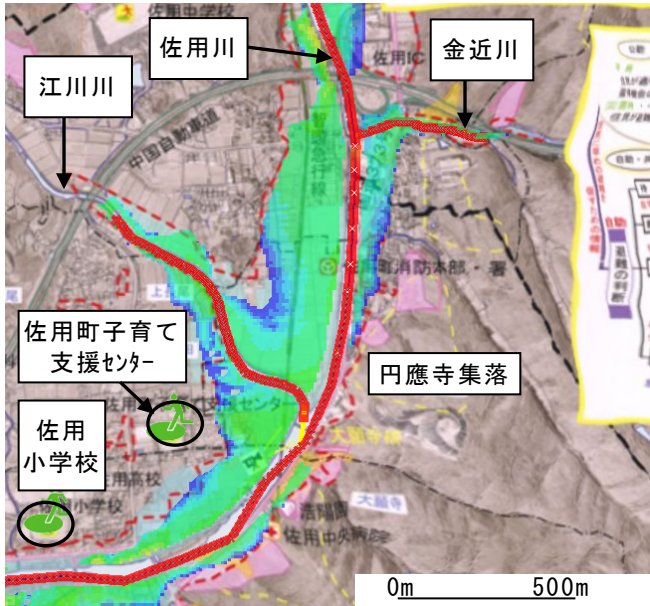
降雨補正倍率	0.93	1.02	1.12	1.2	1.25	1.32	1.44	1.54	1.63	1.70
降雨量(mm)	259.4	286.7	314	336.1	350.1	377.4	413.5	440.7	468	486.5



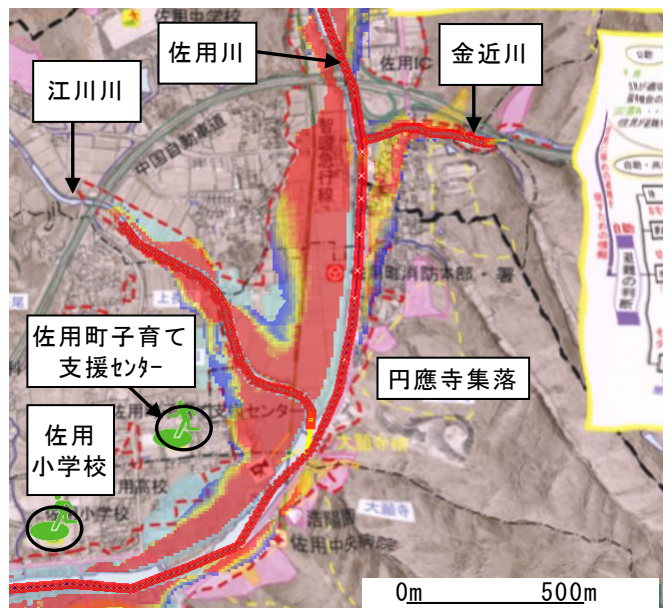
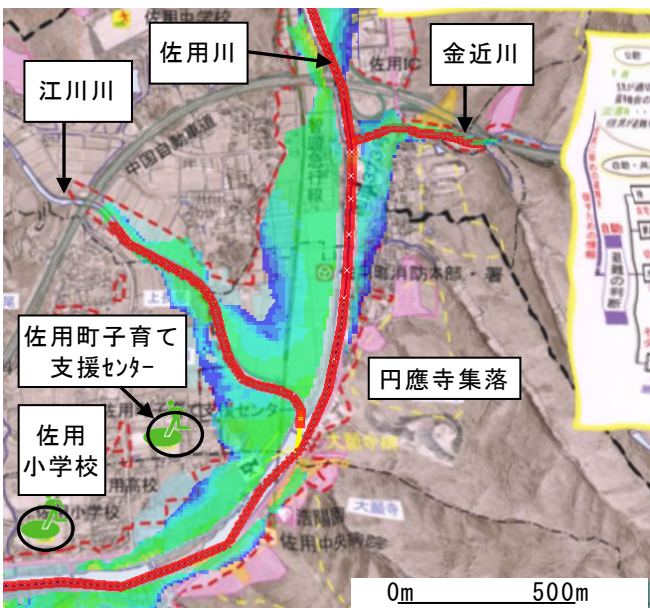
17時40分（左：浸水深 ， 右：歩行危険度）



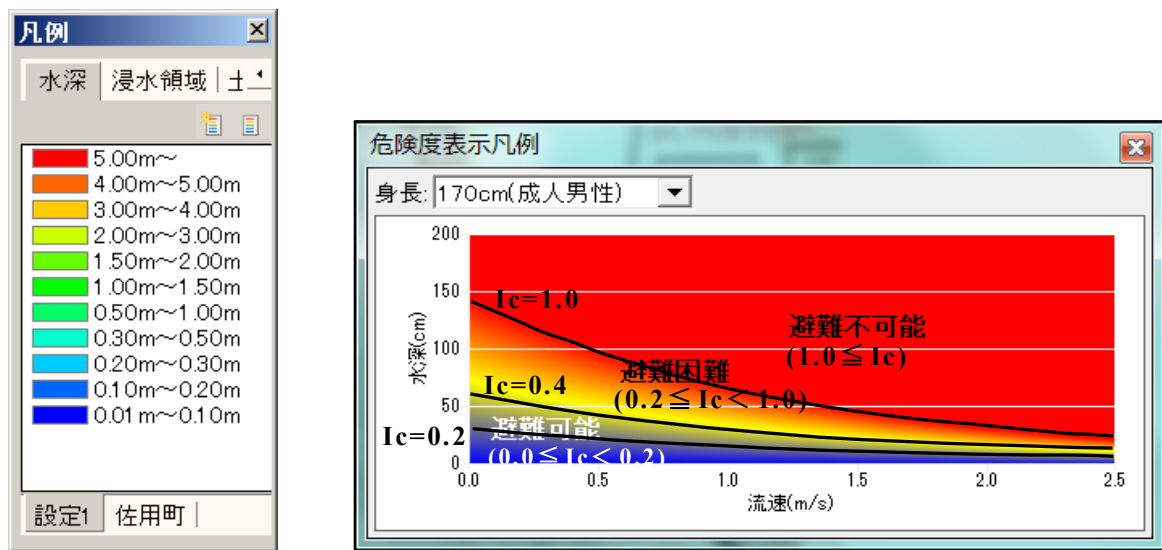
19時40分（左：浸水深 ， 右：歩行危険度）



2 1 時 4 0 分（左：浸水深 ， 右：歩行危険度）



2 3 時 4 0 分（左：浸水深 ， 右：歩行危険度）



凡例の拡大図（左：浸水深 ， 右：歩行危険度）

図 7.8 円應寺地区における浸水深（左）と歩行危険度（右）分布の時間変化に関するビジュアル表示

7.6.3 考察

この結果から、円應寺地区において避難を行う際、洪水だけを避けるのであれば高台にある円應寺などの施設に一時避難することが望ましい。当該集落の指定避難場所である「佐用町子育て支援センター」に向かう経路は洪水時には危険となり、地盤高の高い円應寺地区においては避難路の方が町内よりも危険である可能性が高い。したがって、もしも避難が遅れた場合には、円應寺地区では最大浸水深が 1m 程度なので、2 階に垂直避難するのがよいと考えられる。

しかし、そのような対応はまさに非常手段であり、そのように危険な状態になるまでに、指定避難場所へ避難するのが望ましいのは言うまでもない。

7.7 結語

以上、2009 年に災害のあった兵庫県佐用町を事例として、氾濫解析とリンクした洪水時の避難情報の提供のあり方について考察を行った。得られた結果を要約して結語とする。

災害時の避難には、当面の差し迫った危険を回避するために一時的に行う避難と、やや落ち着いた状況のもとで、より長時間にわたって行う避難があり、避難計画としてはその両方を考えておく必要がある。

洪水時の一時的な避難においては、安全な避難場所の確保とともに、安全な避難経

路の確保が不可欠である。徒歩による避難を想定した場合、水深と流速の組み合わせによって歩行が困難となる限界状態を水理学的に導き、流速に応じて歩行が困難となる限界の水深とその時の水深との比によって歩行危険度を定量的に表すことを提案した。

氾濫解析ソフト DioVISTA を用いて、降雨データと地形データから洪水時の氾濫状況の時間変化を精度よく解析し、浸水深ならびに歩行危険度の時間空間分布をビジュアルに表示することができることを確認した。

その解析結果から、どのような時にどのようなルートで避難するのが適切であるかを判断できることを確認した。

しかし、この解析は現地の大まかな地形に基づくものであり、さらに詳細な状況を反映したものにするためには、地域の方々自身による情報の導入や、シミュレーション結果を見ながらの模擬避難訓練などを通じて、意識改革を図ることが重要である。

参考文献

- 1) 内閣府：平成 25 年版防災白書 附属資料，附-8.
- 2) 総務省・統計局：第六三回 日本統計年鑑 平成 26 年，p.809,
<http://www.stat.go.jp/data/nenkan/pdf/yhyou26.pdf>
- 3) 総務省消防庁：平成 25 年度版消防白書，p.294.
- 4) 国土交通省水管理・国土保全局：様式-6 洪水ハザードマップ公表市町村一覧，
<http://www.mlit.go.jp/river/bousai/main/saigai/tisiki/syozaiti/pdf/hm-ichiran.pdf>
- 5) 国土交通省水管理・国土保全局：洪水ハザードマップ，
<http://www.mlit.go.jp/river/bousai/main/saigai/kisotishiki/zu-03.html>
- 6) 国土交通省水管理・保全局：資料-3 洪水ハザードマップと非難に関する課題 p.3-10,
2013.1,
http://www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/kouzuihazardmap/dai01kai/dai01kai_siryoku3.pdf
- 7) 国土交通省水管理・保全局：洪水ハザードマップ作成の手引き（改訂版） p.44. 2013.3,
http://www.mlit.go.jp/river/basic_info/jigyo_keikaku/saigai/tisiki/hazardmap/pdf/hm_kaitei.pdf
- 8) (株) 日立パワーソリューションズ：DioVISTA,
http://www.hitachi-power-solutions.com/products/product03/p03_08.html
- 9) 気象庁：災害時自然現象報告書 2009 年第 2 号. pp.13-15, 2009,
http://www.jma.go.jp/jma/kishou/books/saigaiji/saigaiji_200902.pdf
- 10) 佐用町台風第 9 号災害検証委員会：台風第 9 号災害検証報告書. P.21p, 2010,
http://www.town.sayo.lg.jp/cms-sypher/open_imgs/info/0000002342.pdf
- 11) 兵庫県：平成 21 年 8 月台風 9 号による千種川水系浸水区域図，
<http://web.pref.hyogo.lg.jp/wd15/documents/000141919.pdf>
- 12) 正岡聡，小川芳也，瀬良昌憲，澤井健二，足立孝之，小笠原裕介：氾濫解析とリンクした洪水時の避難判断支援情報の提供に関する研究，日本自然災害学会年次学術講演会講演概要集，第 32 回，pp.119-120，2013.
- 13) 小川芳也，瀬良昌憲，澤井健二，足立孝之，小笠原裕介，正岡聡：氾濫解析とリンクした洪水時の避難判断支援情報の提供に関する研究，自然災害科学，Vol.33，No.1，2014.

第 8 章 結論

豪雨災害や台風等による水災害について、天気予報等によりある程度は予測することが可能になってきたが、依然として災害は無くならず、死傷者等の人的被害も発生している。この災害による影響を減少させようとハード対策が実施されているが、計画規模を超える豪雨等に対しては、ソフト対策と併用して対応することが必須である。また、いつ来るかわからない災害等に対して、冷静柔軟かつ適切に対応することができるよう、様々な視点で研究が行われることも必要不可欠であると考える。

親水整備等がされた空間では、安全に水に接することができることへの配慮から、水流が停滞しがちで、流下等してきたゴミの溜り場になったり水交換がされないことによる水質悪化が懸念される。

そこで、本研究では、このような差し迫った社会問題の解決に向けて取り組んだものである。

本研究で得られた結果を下記に示す。

第 2 章では、非定常開水路流れの新しい解析法と題して、検討を行った。不定流の解析法として一般的に用いられる MacCormack 法や Leap-Frog 法に代表される、陽解法を用いることが多い。陽解法は、時間間隔 Δt や縦断距離、横断距離の間隔 Δx 、 Δy の計算量が少ないという利点はあるが、計算に不安定を起しやすく、CFL 条件を満たすように Δt を小さくする必要がある。そのため、広範囲の計算や長時間の計算には膨大な時間がかかる可能性が高い。この研究で提案した手法は、陰解法で Δt 間の計算量が多く計算は複雑になるが、 Δt を大きくとることが可能である。木津川上流にある上野遊水地における検討で既存の方法による解と比較したところ、概ね一致していたことから本手法は新しい解析法として有効であることを検証した。

第 3 章では、石積透過堤を有する感潮池の流れ特性と題して検討を行った。従前のモデルでは、外海から透過堤を通過した水は感潮池内で瞬時に混合するものとしていたが、このモデルでは、透過堤内の滞留時間の長短による濃度変化を明らかにした。また、透過堤の幅、感潮池の面積、透過堤の空隙率を大きくすればするほど濃度減少率は大きくなるが、ある限度を超えると、その効果は小さくなることも明らかにした。

第 4 章では、分合流部を有する並列感潮河川の流況改善と題して、検討を行った。大川桜ノ宮貯木場跡では第一期工事で下流池の親水整備が完成し、賑わいをみせている。しかし、現状では潮汐の影響等により滞留しやすいか所が存在することから、流況改善等による水質改善を行う必要があることを明らかにした。また、大川本川との接続部にゲートのようなものを設け、貯木場跡への流入流出を制御することにより滞留することなく大川本川と水の交換ができることも明らかにした。

第 5 章では、感潮池に接続された水路の流れ特性と題して検討を行った。河口部は一般的に上流部に比べ流速が小さく掃流力も小さくなることから堆積しやすい特徴を持っている。しかし、茨城県那珂川河口部、上海市長江河口部では適切な水深が維持されていて、涸沼、淀山湖といった感潮池が共振現象を満たしている条件にあり大きな役割を果たしていることを明らかにした。また、世界的に土砂量の多いことで有名

な黄河河口部で、故道を利用し感潮池を設けることで堆積を減少・抑制できる可能性を示唆した。

第6章では、感潮池を利用した河口堆積制御の提案と題して検討を行った。第5章では共振現象に注目して検討していたが、この章では感潮池の接続位置、規模を潮汐の影響が及ぶ範囲で変化させることにより河床変動の違いを検討した。河床堆積を抑制・減少させることを接続位置より上流側にも期待するのであれば、接続位置を平均潮位の位置よりも上流側にする方が可能性が高いことを明らかにした。

第7章では、氾濫解析とリンクした避難判断支援情報の提供と題して検討を行った。ハザードマップのガイドライン等で用いられている歩行危険度を水理学的に定量的に表すことを提案した。また、浸水深ならびに歩行危険度の時間空間分布をビジュアルに表示した。

以上のように本研究では、差し迫ったいくつかの社会問題解決に向けて、貢献を行った。

謝辞

本研究を行うにあたり、終始熱心な御指導を賜った摂南大学理工学部都市環境工学科・澤井健二教授には、心より厚く御礼申し上げます。澤井健二教授には、平成13年度に澤井研究室の門戸を叩いて以来、数値シミュレーションや実験、フィールド調査等の研究を進めていくための考え方、取り組み方、また研究に限らず、様々な事象に対する考え方、取り組み方をご教授いただきました。学外では淀川愛好会をはじめとする各種の団体活動において、研究者とは違う一面を勉強させていただきました。また、社会人として生活していくうえで、様々な考え方等について公私にわたり多々ご教授いただきました。

海老瀬潜一教授（摂南大学理工学部都市環境工学科）には、博士後期課程へ快く受け入れて頂いただけでなく、研究を進めていく上での助言や考え方等について多々ご教授いただきました。心より感謝を申し上げます。

川野常夫教授（摂南大学理工学部機械工学科）、頭井洋教授（摂南大学理工学部都市環境工学科）には、副査を快く引き受けて頂いただけでなく、研究を進めていく上において、論文作成等における助言や考え方等について多々ご教授いただきました。心より感謝を申し上げます。

一色浩先生（佐賀大学海洋エネルギー研究センター）、赤井一昭様（NGO 海洋のウツロ研究グループ）には、黄河下流域の河床問題を検討していくうえで、複雑な自然現象問題について線形近似等を用いて単純化していくことの必要性や海洋のウツロという方法の理念や概念等を多々ご教授いただきました。心より感謝を申し上げます。

瀬良昌憲准教授（摂南大学理工学部都市環境工学科）、足立考之様（(株)英晃コンサルタント）には、氾濫災害に関する研究を進めていくうえで、現地ヒアリング等実施時における留意点や災害現場での着目点、シミュレーション結果をビジュアルに表現する際の着目点等を多々ご教授いただきました。心より感謝を申し上げます。

中川一教授（京都大学防災研究所流域災害研究センター）、馬場康之准教授（同所属）、川池健司准教授（同所属）には、ISRS2013（開催地：京都）、IAHR2013（開催地：中国四川省成都）において、研究を進めていくうえでの着目点や姿勢、他の研究者との関わり等の必要性について、多々ご教授いただきました。心より感謝を申し上げます。

武藤裕則教授（徳島大学大学院ソシオテクノサイエンス研究部）には、学部生の時に受講していた水理学演習の時から、水理学、水工学を分かりやすく教えていただきました。また、研究を進めていくうえでの着目点等についても多々ご教授いただきました。心より感謝を申し上げます。

山上路生准教授（京都大学大学院工学研究科）には、学部生の時から公私にわたり様々な点でご教授、ご支援いただきました。また、研究者としての楽しさや苦勞等を教えていただくなかで研究の魅力についても多々教えていただきました。心より感謝を申し上げます。

張浩先生（京都大学防災研究所流域災害研究センター）には、研究に留まらず公私にわたり様々な点でご教授、ご支援をいただきました。心より感謝を申し上げます。

摂南大学大学院工学研究科の教職員の皆様、摂南大学理工学部都市環境工学科の皆様には、研究生活を進めていく上で様々な助言等をご教授いただきました。心より感謝を申し上げます。

澤井研究室の先輩卒業生、卒業研究生には、研究並びにゼミ活動を進めていく上で一緒に考え汗を流してくれました。心より感謝を申し上げます。

私の将来等を考え、快く背中を押してくださいました（一社）近畿建設協会理事長・霜上民生様をはじめ、高木多喜雄技師長様（当時）、伊藤利和経営企画部長様（当時）には心より感謝を申し上げます。また、多忙であるにも関わらず、私の研究生活を応援してくださいました上下芳夫設計積算部長様、山本幸雄京滋支所長様をはじめとした社員の皆様には心より感謝を申し上げます。

最後になりましたが、研究・仕事等を含めて陰から支えてくれた友人、両親、そして、妻・麻衣、子・結衣には心より感謝を申し上げます。