

2014 年度（第 50 回）水工学に関する夏期研修会講義集

水工学シリーズ 14-A-6

減災型治水に求められる河川技術の 展望と課題

九州工業大学 教授

秋山壽一郎

土木学会

水工学委員会・海岸工学委員会

2014 年 8 月

減災型治水に求められる河川技術の展望と課題

Prospects and Issues for River Engineering to Reduce Flood Disaster Risk

秋山 壽一郎

Juichiro Akiyama

1. はじめに

雨水が集まる河川を中心とした治水対策は、確実な効果が見込める効率的な洪水処理方式である。ところが近年、計画の規模を上回る豪雨や想定と異なる豪雨の発生確率が増加し、河川を中心とした対策だけでは洪水処理が難しくなっている。また将来的にも温暖化による治水安全度の目減りや洪水処理能力に関する不確実性の増大が懸念されている。そのような危機感から、“連続堤防などの治水施設によって浸水被害を防ぐ防災型の治水方式”から、“浸水被害の発生を想定して被害軽減を図る減災型の治水方式”へ、治水の基本パラダイムの転換を求める声が高まっている。

本稿は、“これからの治水”として減災型の治水方式が観念的に論じられることが多いことに鑑み、近年の水災事例から見てくる現行及び減災型の治水方式の課題を整理したうえで、減災型の治水方式を実効性のある治水方式とするために求められる河川技術(シミュレーション技術)とその技術的課題について述べたものである。また、そのような治水方式は技術だけでは成立しないことから、必要に応じて仕組(法, 制度)についても触れている。

本題に入る前に、本稿における「減災型治水」「流域を取り込んだ減災型治水」「治水バランス」「水災リスク」の意味(定義)を明確にしておきたい。

- ・「減災型治水」とは、“内外水の浸水シミュレーションから想定される水災リスクを評価軸として、実効性・経済性を考慮したうえで、治水バランスが取れたハード対策とソフト対策により浸水被害の軽減を図る治水方式”のことをいう。また、「流域を取り込んだ減災型治水」とは、“オンサイト・オフサイト貯留、氾濫原規制などの流域の対策群を含む「減災型治水」”のことをいう。なお、減災策の一つである氾濫許容については、「させる/させない」といったパラダイムが先にあるわけではなく、把握されるリスク次第で一定レベルの氾濫許容も選択肢としてあり得るという考え方に立っている。
- ・「治水バランス」とは、“流域の治水システム(治水施設群)のみならず、治水機能を有する各種の人工・自然的要素が有する内外水の処理能力のバランス”のことをいう。したがって、河川、洪水調節施設、排水機場、下水道などの治水施設やオンサイト・オフサイト貯留などの流域の治水施設に加え、盛土構造物、森林、水防林などの治水機能を有する各種の要素、また把握されるリスク次第では一定レベルの氾濫許容も治水バランスの対象となる。なお一般に、治水施設の治水安全度のバランスのことを「治水バランス」というが、ここではそれを狭義の治水バランスとみている。
- ・「水災リスク」とは、“降雨外力の不確定性を前提とした多様な想定シナリオのもと、治水バランスが対象とする各種の治水施設や自然的要素などを考慮した内外水の浸水シミュレーションに基づき、浸水被害の程度を評価軸として把握されるリスク”のことをいう。なお一般に、水災リスクは内外水の浸水による水災の発生確率とその被害規模の組合せで表現されるが¹⁾、そのような評価は任意の降雨外力から浸水被害を再現・予測できれば可能なので、ここでは単に浸水被害が発生する可能性を水災リスクと呼んでいる。

では、現行の治水方式(完全治水)において水災リスクはどのように捉えられているのであろうか。一般に水災は被害をもたらす外力としての降雨特性(強度, 継続時間, 空間分布), 洪水処理の対応能力としての治水能力(ダムなどの洪水調

節容量、河川の流下能力、下水道などの排水能力など）、及び被害を受ける対象物のダメージポテンシャル（一般資産費被害額など）の3者の関係でほぼ決まってくる。この関係を現行の治水方式に当てはめれば、流域の総雨量（＝強度×継続時間）から洪水処理能力の規模を決め、治水経済調査マニュアル（案）²⁾で定められた便益B/コストCにより、治水施設の整備によってもたらされる経済的な便益や費用対効果を計測する方法となっている。このような2段階構成となっているのは治水経済が後から導入されたからに他ならないが、それはともかくとして、治水経済では実際の便益Bの一部しか計測されないものの、考え方としては便益Bを介してダメージポテンシャルを考慮した形になっている。治水事業の妥当性の目安である $B/C=1.0$ はダメージポテンシャル＝治水能力の設定規模であるので、降雨外力、ダメージポテンシャル、治水能力の関係はいちおう整合が取れた形になっている。

以上からわかるように、現行の治水方式の計画法とダメージポテンシャルの計測法では水災リスクは表に出てこない。これは、外力が計画の規模を上回った場合や想定と異なった場合のリスクを想定外と見ているからである。しかし実際は、計画規模の範囲内でも内水と外水の治水バランスが悪い場合、短時間集中豪雨が発生した場合などでリスクは発生しえるし、また計画規模を上回った場合のリスク把握についても危機管理の視点から見れば必ずしも必要十分とはいえない。なお、2000年9月東海豪雨災害を受けて、辻本が中心となって取りまとめた報告書³⁾は、多様なシナリオを想定した浸水シミュレーションに基づき浸水情報のあり方を示したという点で真に注目すべき成果である。

さて、筆者は、後述するように、「流域を取り込んだ減災型治水」では「治水バランスの評価」「水災リスクの把握」「説明責任と合意形成」の3つが重要と考え、「減災型治水シミュレータ」（以下、「本シミュレータ」という）の開発に取り組んでいる。本シミュレータが目指すゴールは、多様な想定シナリオのもと、「治水バランス」の対象となる種々の要素を考慮して、実態に近い姿で雨水動態を再現・予測できる“パイロット訓練用のフライト・シミュレータ”のような河川技術である。しかしその実現のためには、通常の洪水氾濫解析ではあまり注意が払われていない雨水動態にも目を向ける必要がある。例をあげれば、治水バランス評価とリスク把握では洪水の流量・水位の評価が最も重要であるので、破堤/越水、洪水調節、分合流などの洪水流量に関係する要因、河道内樹木群や洪水時の粗度係数・河床変動など、洪水水位に関係する要因を視野に入れた開発が必要になってくる。これはたいへん厄介なことであるが、そのような検討も可能な範囲で進め、その成果を順次取り込む形で段階的にシミュレータを発展させている。したがって、本シミュレータは発展途上にある。

以下、第2章では主要な豪雨災害から近年の水災の特徴と課題を抽出し、第3章では抽出された課題を踏まえて、「減災型治水」「流域を取り込んだ減災型治水」としての課題を指摘する。第4章では現時点における本シミュレータの概要を説明し、第5章ではその検証・適用例をいくつか紹介する。第6章では「減災型治水」において最重要な技術的課題を示し、本稿のまとめとする。

2. 近年の豪雨災害の特徴と課題

自然の働きに大きく左右される自然災害は、過去の災害から倒叙的に学び教訓とすることが重要である。ここでも近年の水災の特徴と課題が何かを知ることから始めたい。

表2-1は、「2000年9月東海豪雨災害」以降に発生した主要な豪雨災害で指摘された重要課題を示したものである。降雨状況や流域特性などの理由から各水災に固有の課題も見られるものの、共通した課題が多いことが理解される。この共通した課題を抽出し、近年の水災の特徴と課題として整理したものが表2-2である。このうち、「想定をはるかに上回る豪雨への対応」「短時間集中豪雨への対応」は、現行の治水計画の対象降雨の考え方や財政的な制約などからハード対策による対応は困難と考えられるので、ソフト対策の課題として整理した。

表2-2のような上下流/本支川や内水/外水処理の治水バランス、中小河川の越水・破堤、下水道・排水機場の処理能力といったハード対策の課題は、近年の外力規模や財政的な制約を考えれば、現行の治水ではすぐには解決が難しい問題である。では、「減災型治水」や「流域を取り込んだ減災型治水」であれば解決可能かといえ、それを実効性のある治水方式としていくにはいくつか解決すべき技術的課題がある。

表 2-1 近年の豪雨災害の特徴と課題

2000 年 9 月 東海豪雨災害 ・施設規模をはるかに上回る豪雨への対応 ・中小河川の整備の遅れ（破堤・越水による外水氾濫） ・排水ポンプの運転調整（内水氾濫） ・治水施設（大河川、中小河川、下水道、排水機場）の治水バランス ・超過洪水時の分派 ・各治水施設を考慮した浸水予測 ・危機管理のルールづくり ・ダム放流・地下施設の浸水対策	2003 年 7 月 九州豪雨災害 ・短時間集中豪雨への対応 ・中小河川の整備の遅れ（越水による外水氾濫） ・排水機場の処理能力（内水氾濫） ・治水施設、本支川の治水バランスを踏まえた流域全体としての内水対策 ・地下施設の浸水対策
2004 年 7 月 新潟・福島豪雨災害 ・施設規模をはるかに上回る豪雨への対応 ・中小河川の整備の遅れ ・予想外の箇所での破堤 ・洪水予報指定河川以外の河川への洪水予報 ・危機管理上の不備（ハザードマップ、水害時対応、住民の防災意識、情報基盤、堤防等維持管理状況、高齢者の避難、避難勧告の遅れ、避難所の位置）	2005 年 9 月 台風 14 号（大淀川水系） ・施設規模をはるかに上回る豪雨への対応 ・中小河川の整備の遅れ（越水による外水氾濫） ・排水ポンプの運転調整（内水氾濫） ・治水施設の治水バランスを踏まえた内水対策 ・氾濫の実態を反映した洪水ハザードマップ
2006 年 7 月 豪雨災害（川内川水系） ・想定をはるかに上回る豪雨への対応 ・上流（狭窄部と盆地が連続する地形）と下流の治水バランス ・本支川の治水のバランス（本川無堤・暫定堤防からの溢水、支川への逆流・堰上による内水氾濫） ・ダム操作ルール ・分水路による水位低減効果 ・危機管理上の不備、道路冠水による巡視不能 ・洪水予測時間の短縮化と精度向上 ・都市計画のあり方	
2011 年 7 月 新潟・福島豪雨災害 ・想定をはるかに上回る豪雨への対応 ・破堤 ・治水施設、本支川、上下流の治水バランス ・排水ポンプの運転調整（内水氾濫） ・ハード・ソフト対策の連携による多重防御 ・河床低下の構造物の影響など出水後の河床変動への配慮 ・高水位の継続時間と堤防への浸透 ・危機管理上の不備	2012 年 7 月 九州北部豪雨災害 ・広域的豪雨・短時間に複数回発生する豪雨への対応 ・破堤（本川の基礎地盤のバイピング破壊、派川の越水） ・流木による流下阻害 ・護岸等老朽化した構造物の被害 ・低平地での内水被害への対応 ・水力発電施設の被災 ・同時多発的な災害に対する応急復旧への備え ・自治体の非難発令の遅れ

3. 現行・減災型治水の課題と水災リスク把握に関する課題

（1）「現行の治水」と「減災型治水」の課題

ハード対策の課題は、「治水システムの課題」と「個々の治水対策の課題」に大別できる(表 2-2)。「個々の治水対策の課題」として整理した2つの課題は、各施設単位でも起こりえるが、中小河川が本川の上流/支流である場合や内水/外水処理が関係する場合は「治水システムの課題」と深く関係してくる。この理由から、個々の課題についても水災リスクと治水バランスの観点から捉えることとする。

・上下流/本支流の治水バランス

「上下流/本支流の治水バランス」とは、本川の中上流・支川では治水安全度が低い状態が長期間継続する一方で、下流では大きな流量の集中が起こるという問題である。この問題の表面化が、「中小河川の整備の遅れによる越水・破堤」である。その一方で、本川下流は流量の集中によって潜在的な越水/破堤のリスクを抱えた状態に置かれているといえる。

この問題が発生するのは、近年の降雨外力の増大化や財政的な制約による治水事業の進捗の鈍化のみならず、①「完全治水」では上流改修による下流の流量増加によるリスクを避けるため、下流側から順次整備を進めるのが原則となっており、このため中上流・支川の治水安全度は総じて低い状態に置かれていること(治水安全度が著しく低い場合など、段階的整備の考え方にに基づき、上流区間が優先的に整備される場合も少なくないので、あくまでも原則である)、②現行の治水は本川下流域で流量が集中する治水方式であること、③河道計画における基本事項である上下流/本支流における治水バランスの確保が必ずしも計画に取り込めていない可能性があること、などの理由からである。

治水バランスが問題となるのは、④河川、内水処理施設、下水道などの施設管理者が異なっているだけでなく、治水安全度やその根拠となっている降雨特性(降雨継続時間、降雨波形)に相違があり、計画手法や用いられる解析手段にも

表 2-2 近年の水災の課題

ハード対策の課題
治水システムの課題 ・上下流/本支川の治水バランス ・内水/外水処理の治水バランス
個々の治水対策の課題 ・中小河川の整備の遅れによる越水・破堤 ・下水道・排水機場の処理能力
ソフト対策の課題
・想定をはるかに上回る豪雨への対応 ・短時間集中豪雨への対応 ・危機管理上の不備

違いがあること(個々の治水対策の課題)、⑤治水システムの治水バランスが図られていない可能性があること(治水システムの課題)、などの理由からである。このことは、本来は治水施設ではないが、結果的に雨水処理に役立っている農業用排水路などにも当てはまる。

したがって、例えば河川のように、治水機能と管理者が同じで計画手法も同様な施設では、原理的には治水バランスの問題は生じないはずである。これに該当するのが、「上下流/本支流の治水バランス」の問題である。すなわち、事業費の制約などの理由から実施可能な対策に止まらざるをえない場合には治水バランスの問題とそれにとまなうリスクは残ろうが、各管理区間の合流部における流量や水位の整合が取れるように計画・整備すれば、原理的にそれがかたづく性質の問題である。「上下流/本支流の治水バランス」の確保が河道計画において留意すべき基本事項となっているのもそのような理由からである。ただし、治水バランスを図ることでリスクは低減できても、解消されるわけではない。河川堤防は洪水水位が破堤水位以下であっても絶対に安全な構造物とはいえないし、洪水水位の予測が難しいなどの理由から治水バランスに一定の不正確さがともなうことは避けられず、また計画の想定と異なる外力は生じしえるからである。

・内水/外水処理の治水バランス

「内水/外水処理の治水バランス」とは、内水の許容湛水位と外水の水位のバランスのことで、許容湛水位を下げれば内水氾濫のリスクを抑えられる一方で、河川で処理しなければならない流量がその分増加し、破堤による外水氾濫のリスクが大きくなり、逆に上げれば外水氾濫のリスクを抑えられる一方で内水氾濫のリスクが大きくなるという問題である。上流域の内水排除のために外水位が上昇し、それが原因となって下流域で排水不良が生じたり、ポンプ排水量が制限されるといった問題は、この治水バランスと「上下流/本支流の治水バランス」の両方に関係する。

この問題が発生するのは、内水については、③排水機場の運転調整が個々に設定され、連携されていないこと、外水については、⑥流域からの雨水流出量が必ずしも正確に把握されているとはいえないこと、⑦上下流/本支流の治水バランスが適切になっているとは限らないこと、⑧運転調整が連携された場合でも事前に設定された運転調整の基準水位が必ずしも適切であるとは限らないこと、内水と外水については、⑨以上の理由から、排出元の下水道/内水処理施設と排出先の河川との治水バランスが必ずしも適切になっているとは限らないこと、などの理由からである。

「内水/外水処理の治水バランス」は、本川流量と比較してポンプ排水量が少ないときはあまり問題にはならない。しかし、低平地河川流域のようにポンプ排水に大きく依存した流域で、洪水水位が堤防の安全性を脅かすような事態になった場合はたいへん複雑な問題となる。内水と外水の両方が関係するだけでなく、①施設管理者と計画手法^{1), 4)}のいずれも異なっていること、②ポンプの運転や水門などの操作の仕方が関係すること、などが問題になってくるからである。

①については、対象降雨の特性に応じて施設計画を行うことは合理的・効率的といえるが(紙面の都合から各施設の計画規模などに関する詳細は省略する)、治水バランスと水災リスクの観点からみれば、③計画において必ずしも内水と外水の境界条件(水位波形)の整合が図られていないこと⁵⁾、⑥下水道から河川への排水量がよくわからない場合があること(自然排水の場合、ポンプ運転記録が不明な場合など)、⑦内水処理施設の計画規模は本川の治水安全度などの総合的な判断に基づいており、浸水被害の程度とは必ずしも直結していないこと、⑧内水、外水の施設計画はそれぞれ異なった想定に基づいており、また想定シナリオも限定的であること⁴⁾、などの課題がある。

②については、水門などは外水位が内水河川の水位より高くなると水門を閉鎖するといった開/閉の問題なので、操作員による操作が間に合わないなどの事態が発生しない限り、あまり問題とはならない。また、そのような事態を回避し、機能を確保するために遠隔操作化という手段もある。この場合も機械・電気システムのトラブルはあり得るが、そのようなトラブルはあってはならぬ想定外の事態である。問題となるのは排水ポンプの運転調整の方である。この問題は一般に危機管理対策として取り扱われ、また表2-2のソフト対策として整理した「危機管理上の不備」とも関係するが、「内水/外水処理の治水バランス」との関係から引き続き以下で述べる。

・運転調整ルール策定の難しさと課題

樋門などを締め切ったときの内水排除や下水道の排水ポンプによる強制排水は、排水先の水位、流量と関係するので、

運転の仕方次第で大きなリスクを発生させる原因となる。運転調整が求められるのが非常事態下であることもリスクを増大させる要因となる。実際この問題は、水害訴訟(例えば、1982 年平野川水害訴訟)に発展する可能性がある。

運転調整が問題となった近年の事例としては、2000 年東海豪雨災害の庄内川流域・新川流域、2011 年 7 月新潟・福島豪雨災害の信濃川下流域がある(表 2-1)。これらの事例以外にも一部の排水機場でポンプ排水が継続されたケースは少なくない。このような事態が起こるのは、前述したように排水機場の運転調整ルールが個々に設定され、個々に排水継続/排水制限の判断を迫られるためである。このため、施設管理者が複数の地方公共団体にまたがっている場合は、利害の調整が難しく、問題が複雑化しやすい。

そのようなポンプ排水に関する課題を受け、2001 年には国土交通省より運転調整ルールの策定の通知がなされ、さらに 2004 年には「特定都市河川浸水被害対策法」(以下、「同法」という)が施行され、同法の指定河川・流域では下水道排水ポンプの操作に関する事項を含む「流域水害対策計画」の策定が義務付けられている。このため、法指定河川・流域では流域各所の排水機場が相互に連携してポンプ排水を行う運転調整ルールを策定する必要がある。実際そのようにして、ルールが策定・運用されている流域に庄内川流域・新川流域(2001 年策定)がある。また法指定流域ではないが、内水・外水氾濫のリスクを抱えた六角川流域(2006 年策定)でもルールが策定・運用されている。

運転調整ルールは、例えば堤防の安全確保の観点から外水位が所定の水位に達した時点、破堤または越水が発生した場合はその箇所の上流で運転調整のように定められており、運転調整の基準水位(ポンプ運転調整開始水位)は堤防の種類によって異なるものの、通常の土堤では堤防の安全性を脅かす上限水位である計画高水位(以下、「HWL」という)が基本となっている。

運転調整ルールの策定が難しいのは、策定者は堤防が決壊していない段階で運転調整を行わなければならない必要性を関係機関と住民に対して説明し、合意形成を図らなければならないからである。ところが一般に、河川堤防は洪水水位が HWL～余裕高でも決壊しないことが多く、それ以下でも極めて稀に決壊することもあり、堤防の安全性と運転調整の基準水位との関係は関係機関・住民にとって絶対的なものではない。このため、関係機関・住民からすれば、排水継続による破堤は“不確実な事象”，内水排除による被害軽減は“確実な事象”といえ、また破堤の発生確率からすれば、以上のような基準水位の設定は、外水被害は安全サイド、内水被害は危険サイドになっていると見なされる可能性もある。

そのような理由から、ポンプ排水の依存度が大きい庄内川流域・新川流域や六角川流域のように、破堤時に氾濫水が拡散しやすい低平地では内水/外水による浸水被害に大きな違いはなく、しかも実際に破堤の経験がある流域においては、説明責任が果たしやすく、合意形成も比較的スムーズに進みやすいとえる。一方、内水被害はあっても破堤の経験がない流域や、ポンプ排水の恩恵を受けるのが上流で外水被害のリスクがあるのが下流といったように、利害が一致しない流域では合意形成が極めて難しくなる。現に平成 21 年度の同法の 4 指定河川(鶴見川、新川、寝屋川、巴川)を対象とした政策評価^⑥によれば、下水道排水ポンプの運転調整ルールの策定は 1 河川に止まっており、市町村の下水道管理者へのヒアリングでは、「運転調整について上下流の住民間で理解を得ることが難しい」「現在のシミュレーションでは、住民に対する説明責任が果たせない」といった意見が出ている。

以上から理解されるように、運転調整ルールの策定においては外水被害の発生の有無が“不確実な事象”であることを踏まえたうえで、運転調整について関係機関と住民の理解が得られるような説得力があるシミュレーションが必要になる。また、先述したように「内水/外水処理の治水バランス」に「上下流/本支流の治水バランス」が加わった場合、これにさらに洪水流量に大きな影響を及ぼす洪水調節、ダムの但し書き放流などが加わった場合などでは、より広域的で複雑な事態に発展することが懸念されることから、そのような状況・事態を取り扱えるシミュレーション技術も必要となると考えられる。

・「流域を取り込んだ減災型治水」における流域対策の課題

流域対策は周知のとおり「総合治水」に始まる。「総合治水」は、高度経済成長期に始まった急速な都市化によって流域の保水機能・遊水機能が著しく低下し、河川改修だけでは治水安全度の向上が見込めないことを受け、1980 年の「総合治水対策特定河川事業」として推進されてきた施策である。鶴見川など三大都市圏を中心とした 17 河川が総合治水の指定河川とされた。ところが、河川や下水道などの事業への重点投資によって浸水被害の軽減効果は発現されたものの、保

全調整池の埋立てが起こるなど流域対策や被害軽減対策は必ずしもうまく機能しなかった。これは、限られた予算の中で流域に分散した対策にコストを投じるよりも、雨水が集まる河川や下水道を中心とした対策を進める方がはるかに効率的で事業の発現効果も早いからである。

その後、「2000年9月東海豪雨災害」をはじめとする激甚な水災が相次いで発生したことを受け、2004年には著しい浸水被害が発生するおそれがある都市河川及びその流域を対象として、「総合治水」をより実効性のある施策として強力に推進することを目的とした前述の同法が施行された。同法は、「総合治水対策特定河川事業」の課題を踏まえ、流域水害対策計画の策定、河川管理者による雨水貯留浸透施設の整備、雨水流出抑制の規制、都市洪水想定区域等の指定・公表などの措置を定めており、河川と下水道の管理者及び地方公共団体が一体となって「流域水害対策計画」を策定し、浸水被害対策(総合治水)を実施する仕組みとなっている。その主眼は「総合治水」でうまくいかなかった流域対策にある。

前述した同法の政策評価⁶⁾によれば、この新しい試みによって「総合治水」で課題とされた保全調整池の埋立て防止規制などについて一定の効果が確認されている。ところが、「河川管理者による雨水貯留浸透施設の整備率(2河川中1河川で22%)」「治水安全度の低い支流の河川整備が優先される傾向」といった結果となっている。また、都市化が進んだ地域では流出抑制対策の適地が少なく、財政的制約などの理由から法指定によるメリットが必ずしも大きくないといった理由もあり、必ずしも十分に実効性のある施策とはなり得ていない。

以下、「流域を取り込んだ減災型治水」における流域対策の技術的課題について考えてみたい。流域を取り込んだ治水では、洪水防御の対象流量である「基本高水」のことを「流域基本高水」と呼び、そのうちの洪水調節を含む河川を中心とした治水対策が受け持つ洪水流量を「河川分担流量」、流域内の貯留や浸透能力などが受け持つ洪水流量を「流域分担流量」のように分けて呼んでいる。わかりやすい表現なので、ここでもこれを用いることとする。

流域対策の目的は、いうまでもなく「流域基本高水」の一部を「流域分担流量」に受け持たせ、「河川分担流量」の負荷を低減させるところにある(洪水水位を下げるのが治水の基本)。したがって、「流域分担流量」がさほど小さくなく、余裕分として計画の外数と見ている限りはその定量性はあまり問題にならない。しかし、「流域分担流量」が大きくなってくると、その分を治水計画の内数として評価し、さらに「流域分担流量」の内訳を決める必要がある。これに加えて、「流域分担流量」と「河川分担流量」との治水バランスも問題になってくる。各分担流量に基づき施設整備を進める必要があるからである。

一般に計画は安全サイドで考えればよく、必ずしも厳密である必要はないので、「流域分担流量」の内訳を定めることは既存技術でも十分可能である。現に同法の指定河川・流域の「流域水害対策計画」では「保水地域流量」「遊水地域流量」として「流域分担流量」の内訳が定められている。しかし、計画の「流域分担流量」が実態に即しているかといえ、その保証は必ずしもない。すなわち、オンサイト貯留(公園、ため池、水田、各戸貯留施設など)については、貯留の状態、管理の状況、運用の仕方などが関係してくる。住民を含む関係者が一体となった取り組みによって一定以上の貯留量を担保することは可能かもしれないが、努力目標である限り確実ではない(総合治水の教訓)。オフサイト貯留(多目的遊水地、地下調節池など)については、計画上の容量はわかっているが限られた想定のもとで施設計画がなされるので、雨の降り方次第では予定どおりの機能が発揮されるとは限らない。この点は河川を中心とした対策でも同様であるが、降雨パターンの不確実さが施設の機能に及ぼす影響の程度は雨水の集まってくる河川を中心とした対策とはかなり異なることは容易に推察できる。このように、実態としてみれば「保水地域流量」には曖昧さがある。また、森林保全や浸透型施設についても、それらが受け持つ流量を抽出し、その大きさを把握することはいまの技術では難しい。

以上のように、計画において洪水防御の対象流量である「流域基本高水」に不確実さが残り、ひいては「河川分担流量」の治水バランスの評価や水災リスクの把握が不正確になる可能性がある。また「流域分担流量」が大きな場合は実態と計画に大きな違いが生じる可能性があることから、予想がつかないリスクが潜在する懸念もある。

流域対策には以上のような課題はあるものの、下水道整備やその排出先の河川整備には年月を要するので、今後は各種貯留施設の整備が促進され、「流域分担流量」が増す方向に向くと予想される。後述するようにオフサイト貯留は本シミュレータで評価可能であるが、オンサイト貯留や森林保全・浸透型施設に関しては「流域分担流量」と「治水分担流量」の治水バランスについて十分な技術的な検討が求められる。「流域を取り込んだ減災型治水」を実効性のある治水方式としていくためには、施設管理者は、「保水地域流量」「遊水地域流量」の技術的な評価が可能となるように、例えばオンサイト

貯留施設については施設の貯留や運用の状況のモニタリング、オフサイト貯留については施設の貯留状況だけではなく、施設上下流の洪水水位のモニタリングなどを実施する必要がある。森林保全については、モニタリングだけではなく技術的な取り組みも求められる。なお、技術では対応が難しい「流域分担流量」については、仕組が必要になってくるが、この問題は「合意形成」「自助・共助」とも関係してくるので、この後の「土地利用規制の難しさ」で触れる。

・「流域を取り込んだ減災型治水」における土地利用規制の難しさ

土地利用規制は、氾濫原規制の代表的な手段で、地方自治体が有する規制権限である建築基準法第39条を適用し、指定した災害危険区域に建築制限を加える方法である。この方法は、内水の許容湛水深が増えた分だけ「河川分担流量」を低減できるので、氾濫を許容した地域の下流では内水・外水による被害軽減を見込めるというメリットがある。しかしその一方では、私権の制限や将来的な地域発展の阻害の可能性などのデメリットを有しており、この意味において「内水/外水処理の治水バランス」の問題よりも合意形成が難しいといえる。また、上流域の宅地開発などが原因となって流出量が増大したために下流域で土地利用規制が求められるといったケースのように、被害の原因と土地利用規制の対象とが異なる場合は流域スケールの合意形成が必要となってくる。

以上の建築制限と同列に論じることとはできないが、合意形成が必要になるという点では氾濫原管理の一つである「拠点防御」や、河川整備の仕方に幅を持たせる考え方についても同様である。すなわち、土地利用形態を考慮して限定的に氾濫を許容させる「拠点防御」は現行の枠内の方式であるが、氾濫を許容した土地に新たな住家が立地しないよう条例等で規制がかかり、土地利用に一定の制約を伴うので、やはり河川管理者と住民との合意形成が必要となってくる。また、土地利用形態を考慮し、氾濫を許容させる区間/させない区間のように河川整備に幅を持たせる考え方についても、今は農地であっても将来は宅地にしたいといった意向が出てくる可能性もあり、合意が恒久的/暫定的かといった問題がある。

一般にわが国では、土地利用に何らかの規制・制約をともなう場合の合意形成は簡単ではない。例えばそれは次の事例に端的に示される。④本年4月に滋賀県で成立した「浸水警戒区域に建築規制を課した流域治水推進条例」では、成立に至るまでに流域の一部の市民や市議会の反対により罰則規定をともなう原案の撤回と修正を余儀なくされ、「罰則を当分の間、適用しない」との付則を盛り込むことで成立した。⑤洪水による水災ではないが、東日本大震災の被災地の一つである陸前高田市では現地再建を望む住民の意向を優先し、災害危険区域の一律指定は行われていない。

以上から理解されるように、私権の制限・制約を伴う規制については、住民の理解を得るために必要十分な説明責任が果たされることや、財政的な支援措置などを含むきめ細やかな対応が求められる。また、ポンプ排水の運転調整と同様に、「現在のシミュレーションでは住民に対する説明責任が果たせない」といった声が出てくることも当然予想される。さらに最近では、一定レベルの氾濫許容を自助・共助の一環とするような意見をよく耳にするが、治水バランス・水災リスクの観点から技術的に十分に詰められていない自助・共助は、治水コストの一部転嫁との見方や懸念から住民の理解が得られない可能性もある。いずれにしても、仕組と技術は決して無関係ではないという認識が重要である。

(2) リスク把握に関する課題

浸水被害の発生を想定して被害軽減を図る治水方式である「減災型治水」では、事前のリスク把握が鍵となる。表3-1は、本シミュレータの現時点での機能・能力に基づき判断された把握困難なリスクと把握が不正確なリスク(筆者の判断)をまとめて示したものである。なお、同表には土砂ダムによる河道閉塞、排水ポンプや水門の機械的な故障など、真に想定外と呼べる事態・事象に起因するリスクも含まれている。

ここで重要なことは、事前把握が困難なリスクの多くが大きな被害に直結する可能性のあるリスクとなっており、しかもその多くは破壊と関係しているということである。この理由は、リスク把握に必要な決壊の原因、プロセス、箇所を事前に知ることが不可能だからである。すなわち、河川堤防の決壊原因には、越水、侵食、浸透(すべり破壊、パイピング破壊)及びそれらの複合的なものがあるが、河川堤防の決壊には、少なくとも堤体材料、築堤履歴に起因した堤体の土質構成、樋管等の埋設構造物の有無とその劣化の状態、沖積層に起因した基礎地盤特性などの堤体・地盤に関する内的要因、降雨や洪水水位などの外力に関する外的要因、さらには先行降雨や出水による堤体・基礎地盤の脆弱化、被災履歴など、

様々な不確実・不確定な要因が関与し、さらに全国 109 の一級水系の直轄河川堤防ですら堤体材料の土質構成や基礎地盤の構造が十分にわかっているわけではない。

したがって、破堤によるリスクを想定(把握ではない)できる一つの方法は、破堤水位(あるいは流量)を設定する方法⁷⁾である。ただし、この方法は、考え方として河川堤防の安全性がHWLまで担保されていること(河川管理施設等構造令第18条)がセットである。HWL以下で決壊する場合についても想定は可能であるが、想定シナリオに限りがなく、実質的にリスクの想定は不可能である(表3-1)。ただし、そのような決壊の発生確率は極めて小さい。なお、HWL以上でも決壊しない場合は安全サイドの想定外となる。

以上のように、シミュレーションでは事前把握が難しいリスクが存在する。したがって、例えば

福岡が取り組んでいる氾濫流量の評価⁹⁾や下水道排水量の把握⁹⁾のような雨水動態の実態に関する評価・把握は、治水バランスの評価や実効性のある危機管理に役立つだけでなく、シミュレーションによるリスク把握の精度向上にもつながることからたいへん重要である。また、例えば立川が取り組んでいるリアルタイム水位予測¹⁰⁾についても、洪水予報の観点からだけでなく、事前に把握されたリスクと異なるリスクが発生した場合に柔軟に対応できるような危機管理体制の構築に役立てていくような用い方もこれからは重要になってこよう。

(3) 減災型治水に求められる技術的手段

以上で述べてきたように、現状では事前に把握できるリスクには限界があり、破堤の取り扱いなど、解決できたとしても年月を要する技術的課題が残されている。この点を踏まえたうえで、「減災型治水」を実効性のある治水方式としていくためには、少なくとも次のような機能・性能を具備した技術的手段(シミュレーション技術)が必要であると筆者は考える。

・治水バランスの評価手段

個々の治水施設の計画・整備には想定外力が必要であるので、降雨や洪水流量の確率より推定された想定外力と土地利用等に基づき施設整備を行う現行の計画論は妥当で効率的といえる。また、そのための施設計画法・解析手段は、河川技術として一定の水準に達している。しかしその一方では、個々の施設の集合体としての治水システムの治水バランスについては、そのための評価手段がないこともあって、必要十分な配慮がなされているとはいえない。

したがって、個々の施設については、それらの計画・解析で用いられている技術水準と少なくとも同レベルで、流域に点(ダム、遊水地、雨水処理施設、流出抑制対策など)、線(河川、下水道など)として存在する個々の治水施設による処理能力を評価できるだけではなく、さらにそれらの複合体である面としての流域の治水システム及び流出抑制・貯留機能を有する種々の人工・自然的要素(地形、盛土構造物、水田、ため池、森林など)の総力(河川分担流量、流域分担流量)を把握し、それらの治水バランスを評価できる手段が求められる。

・水災リスクの把握手段

一般に危機管理には事前のリスク分析を主とするリスク・マネジメントと事後の対処法を主とするクライシス・マネジメントがある。リスクとはリスク分析の時点において考えられる最良の手段・方法によって把握可能なすべてのリスクのことである。またこのリスク把握がしっかりしていないとクライシス・マネジメントも機能しない。

表 3-1 事前の把握が難しいリスク

把握が不可能なリスク

(1) 破堤水位以下での破堤

- ・堤防・基礎地盤に通常の照査法や維持管理では把握不能な質的問題がある場合
- ・樋管などの埋設構造物の劣化、護岸の損壊や横断工作物による流下阻害
- ・水防活動の不備や資材不足などの理由から漏水・越水防止が機能しない場合
- ・長時間継続/繰り返し発生する短時間集中降雨などによる堤体強度の劣化など

(2) 治水施設が予定どおりに機能しない場合の外水(越水/破堤)・内水リスク

- ・深層崩壊などによって生じた土砂ダムによる河道閉塞
- ・大量の流木による著しい流下阻害や遊水地への越流水の阻害
- ・排水ポンプの運転調整ルールが適正でない場合
- ・排水ポンプや水門の機械的な故障などの可動施設の機能不全
- ・排水ポンプの運転ミス、ダム放流や樋門・陸開の閉閉に関する操作ミスなど

(3) 事前の想定シナリオとかけ離れた特異な降雨が発生した場合

把握が不正確なリスク

- ・技術、データ不足などの理由から予測された洪水水位が不正確な場合
- ・洪水によって河道が大きく変化した場合(線形、砂州、河岸浸食など)
- ・河道内樹木群、植生の変形・揺動などにより抵抗特性が大きく増加した場合
- ・下水道からの排水量が実態と大きく異なっている場合
- ・流出解析モデルのモデル定数の範囲と大きく異なる降雨が発生した場合
- ・河道特性などが不明な中小河川の氾濫が支配的な場合
- ・流域分担流量(オン/オフサイト貯留、森林保全など)の把握が不正確な場合など

※その他、様々な状況が考えられる。

したがって、「減災型治水」では、任意の降雨及び本川下流端水位を所与の条件とし、以上の「治水バランス」で述べた流域の全ての要素を対象として、多様な想定シナリオのもと洪水の増水から減水に至るまでの雨水動態を実態に近い姿で再現・予測し水災リスクを把握できる手段が求められる。

・説明責任と合意形成に資する情報

「減災型治水」「内水/外水処理」などの問題は、ステークホルダー(広域的な視点から治水計画を策定する河川管理者、土地利用計画を策定する地方自治体、土地・建物に私権を有する地域住民)の合意形成、そのための策定者の説明責任、さらには住民との協働(自助・共助)がなされてはじめて成立/解決する治水方式/問題である。

したがって、説明責任と合意形成に資する客観的な説明・判断材料として、可能な限り正確で、わかりやすい形(例えば、ビジュアル情報など)の水災情報を提供できる手段が求められる。

4. 本シミュレータと解析法の概要

(1) 本シミュレータの概要

「減災型治水に求められる技術的手段」で前述したように、都市域を対象とした浸水解析では、河川、道路・市街地などの都市構造、地形起伏などの自然的要素を高い解像度で捉え、河川、下水道、洪水調節施設などの治水施設が有する機能・能力を適正に反映して雨水動態を高い精度で再現・予測できることが求められる。その一方では、流域全体を対象として任意の降雨を外力として降雨・流出と洪水追跡を行う必要がある。しかし

実際は、市街地のように解析対象領域が狭ければ高い解像度・精度を確保可能であるが、流域のように対象領域が広がれば低い解像度・精度しか得られないといった現在のPCの能力的な制約がある。

本シミュレータの基本ストラクチャーは、「流出解析モデル」「地表流モデル」「下水道流モデル」の3つのコアモデルより構成される「統合型モデル」である。同様なストラクチャーのモデルは他にも存在するが、第3章で述べたように「治水バランスの把握」などの3要件を備えた河川技術として、PCの性能向上に伴ってダイナミック解析の適用範囲が広がるとの前提のもと、高い解像度・精度を保持しつつ、雨水動態の素過程に関する新たなサブモデルを順次取り込めるように発展性・拡張性を考慮して開発を進めているところに本シミュレータの大きな特徴がある。そのような開発方針から、本シミュレータは「三角形非構造計算格子に基づく高い解像度・精度のダイナミック解析」「各種サブモデルのCFD技術のプラットフォームの共通化」「ダイナミック解析領域の要素分割・並列計算」などに基づいている。また一般に洪水氾濫解析モデルはその構成要素やサブモデルについて十分な検証がなされていない場合が少なくないが、模型実験、実河川・実氾濫資料などに基づいて検証された個々の構成要素やサブモデルより構築されている点も本シミュレータの特徴である。

本シミュレータの現時点の機能としては、流域を対象として任意の降雨パターンと本川下流端水位のみを所与の条件として、表4-1に示した雨水動態を取り扱うことができる(破堤氾濫については破堤水位を想定した場合に取り扱える)。また用途目的に応じた検討が可能のように、本シミュレータの一部の機能を備えた次のモデルがある。

・都市域内外水複合氾濫解析モデル

「高精度平面2次元自由表面流モデル」(PSA-FUF-2DF model)、「ダイナミック下水道網モデル」(FP-FPF-SN model)、「排水ポンプの運転、水門操作」及び「LPデータを用いた解析データ作成・GISによる流域情報一元管理」などより構成され、都市域の詳細な構造を考慮して、内水・外水複合氾濫を高い解像度・精度で解析することが可能である。

表4-1 現時点で取り扱える雨水動態など

外水解析: 本川の洪水流と超過洪水時の氾濫流(越水、破堤)、洪水調節(ダム、計画遊水地)、河道内樹木群、分合流、限定的な氾濫許容(堤点防衛、霞堤)などの雨水動態の素過程
内水解析: 直接降雨による湛水、内水河川の洪水流と氾濫流(越水、破堤)、水門等の操作、下水道網の管開水路流、ポンプ排水(下水道、内水排除)の運転などの雨水動態の素過程
氾濫流解析: 二線堤などの盛土構造物や地形起伏、市街地構造、家屋・構造物群、流出抑制(自然遊水地)、氾濫流制御(水防林、樹林帯)、家屋等の構造物に作用する流体力などを考慮した雨水動態
氾濫流・下水道流・直接降雨一体解析: 内水と外水が互いに影響し合うことを踏まえた内外水複合氾濫、内外水処理などの治水バランスと水災リスクの評価と把握及び貨幣換算価値化された減災効果の検討など

・都市域浸水シミュレータ

「都市域内外水複合氾濫解析モデル」「分布型流出・平面 2 次元洪水追跡モデル」(*RRW-FPR model*)などより構成され、流域スケールを対象として任意の降雨外力と本川下流端水位より、都市域などの詳細な内水・外水複合氾濫を取り扱え、ダムや遊水地などによる洪水調節機能を考慮して、高い解像度・精度で都市域及び流域の治水バランスと水災リスクの把握・評価が可能である。

・都市域浸水・減災対策検討シミュレータ

「都市域浸水シミュレータ」と「被害評価」より構成され、浸水解析とその結果に基づいた被害評価が取り扱え、貨幣換算価値化された減災効果の検討などが可能である。

地表流解析に用いる *PSA-FUF-2DF model* は、2 次元浅水流方程式を有限体積法、流束差分法(FDS)、エントロピー補正及び数値流束と同様に風上化した発生/消滅項に基づく保存性と波の伝播方向を考慮したメッシュ空間平均平面 2 次元自由表面流モデル(平面 2 次元不定流モデル)である。また、水の無いドライベッド上を広がる破堤氾濫流や地形起伏を取り扱うために、水没/非水没状態を考慮したドライベッド条件を数値実験より定めて用いている。下水道流解析に用いる *FP-FPF-SN model* は、管・開水路流を一体的に解くための Preissmann のスロットモデルと FDS を用いた 1 次元・2 次元のハイブリッドモデルである。流出解析と洪水流解析に用いる *RRW-FPR model* は、分布型流出解析モデルと *PSA-FUF-2DF model* より構成され、観測点が多い水位を用いて分布型流出解析モデルのモデル定数の同定を行うとともに、流出解析と平面 2 次元洪水流解析を一体的に取り扱う流出・洪水追跡モデルである¹¹⁾。

地表流と下水道流の解析に FDS を用いている理由は、地表流解析については、氾濫の主因である越水/破堤などをできる限り正確に取り扱うためである。下水道流解析については、開水路流状態での跳水及び管路流状態となったときの圧力波の伝播速度などを適切に取り扱うためである。三角形非構造格子を用いている理由は、通常の洪水氾濫解析のように、線形を有する河道の洪水流と氾濫原の氾濫流を区別して取り扱うのではなく、*PSA-FUF-2DF model* で洪水流と氾濫流を包括的に平面 2 次元解析する方法(以下、「ダイナミック包括解析」^{12), 13)}という)を導入しているためで、併せて道路などの線形を適切に取り扱い、土地利用形態や解析の目的などに応じて計算メッシュを合理的かつ効率よく配置するためである。メッシュ空間平均モデルとしている理由は、必要に応じてメッシュサイズより小さい構造物に働く流体力を評価するためである。なお、「ダイナミック包括解析」については後ほど触れる。

(2) 解析の進め方の概要

本シミュレータの機能は多岐に及ぶので、ここでは「分布型流出解析モデル」「地表流モデル」「下水道流モデル」のコアモデルより構成され、基本ストラクチャーが同様な「都市域浸水シミュレータ」を取り上げ解析の進め方を説明する。

「都市域浸水シミュレータ」は、現在の PC の性能でも使えるツールとするために、図 4-1 に示すように流域全体に対しては *RRW-FPR model* を用い、図 4-2 に示すように詳細な雨水動態の把握が求められる都市域などに対しては *PSA-FUF-2DF model* と *FP-FPF-SN model* を用いたダイナミック解析を行う方法としている。また、ダイナミック解析では要素分割された解析領域について並列計算を行い、計算負荷の軽減化を図るとともに、河川改修や宅地開発などによって



図 4-1 都市域浸水シミュレータの概要

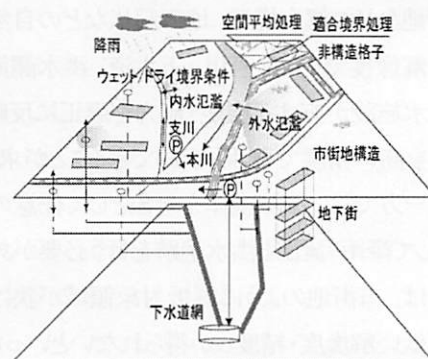


図 4-2 都市域浸水解析の概要

解析領域の状況・状態が変化した場合に解析データの作成を簡略化できるようにしている。

解析は次のように進められる。④まず所与の降雨パターン及び本川の下流端水位のもとで、*RRW-FPR model*を用いて小流域単位の流出解析と平面 2 次元洪水解析を行い、破堤/越水が生じる区間を抽出する。⑤破堤を考慮する場合は、第 5 章で述べる方法で決壊箇所と拡幅プロセスの設定を行う。⑥破堤/越水が生じる箇所の後背地が都市域などで詳細な浸水プロセスの把握が求められる場合は、⑥-1 本川と内水河川と合流点における水門等が開いた状態(自己流)では、流出解析から得られる流出流量を外水氾濫の対象領域に境界条件として与え、*PSA-FUF-2DF model*で外水氾濫解析を行うと同時に、本川外水位を内水河川水位の境界条件として与えて内外水を接続し、*PSA-FUF-2DF model* で内水河川の氾濫と直接降雨による氾濫流を解析する。そのようにして得られた地表流と *FP-FPF-SN model* で解析された下水道流を接続し、氾濫流と下水道流を一体的に解析する。その際、遊水地などによる洪水調節効果なども考慮して解析を行う。⑥-2 水門等が閉まっている場合は、排水ポンプの運転ルールを適用して内水を本川に強制排水し、その他は水門等が開いている場合と同様に取り扱う。⑦破堤/越水が生じる箇所で詳細な浸水プロセスの把握が必要でない場合は、計算負荷の大きいダイナミック解析は行わず、流出解析から得られる流出量を対象領域の境界条件として与え、堤内地の地盤高に基づき作成された水位-容量の関係(H-V 関係)を本川境界条件に設定し、堤内地-堤外地の雨水の受け渡しを評価する(以下、「H-V 解析」¹⁴⁾という)。

5. 本シミュレータによる解析事例

浸水解析で注意を要するのが、内外水被害の原因となる越水/破堤の取り扱いであることは第 3 章で述べたとおりである。越水/破堤は「治水バランス」「水災リスク」「合意形成」のいずれにとっても本質的なもので、以下少し詳しく触れたい。

(1) 統合型モデルにおける破堤/越水の取り扱い

RRW-FPR model のように各小流域からの流出流量を流出解析で求め、これを上流から対象河川に順次与えて洪水流量を求める方法では、雨水動態の非可逆のプロセスが前提となっているので、氾濫水の河川への戻りを取り扱うことができない。しかし実際は、氾濫水の動きは可逆的で洪水の増水/減水に伴って堤外地→堤内地→堤外地のように変わりえる。この戻り水は流域スケールの治水バランスと水災リスクを評価・把握する際に無視できない場合があるので注意を要する。

拡散型氾濫については、氾濫水の大部分は対象河川に戻ってこないこともあるので、この場合は河川からの流出水の減少分を考慮して流量ハイドログラフを破堤箇所の上流に与えればよく、これについては現行の浸水想定でも留意されている¹⁾。しかし、閉鎖型氾濫では氾濫水の一部が対象河川に戻ってくるし、直下型氾濫では洪水と氾濫水の区別がつかない状況になる。また、限定的に氾濫を許容する拠点防御、氾濫原規制などについても、遊水量が多い場合はこの戻り水の影響は無視できない。この問題が発生しないのは、①流域からの流出水が洪水として河川に収まっている場合、②雨水動態が堤外地→堤内地のように一方向である場合、③対象河川に戻ってくる雨水の量が無視できる場合のいずれかである。なお、現行の浸水想定²⁾で用いられている壁縦方式は、最大浸水域の把握を目的にしているだけではなく、③の状況を設定することで、戻り水の影響を回避する目的もあると解釈される。

以上のような理由から、前述したように「都市域浸水シミュレータ」では破堤/越水が生じる区間を抽出し、流出解析を適用する範囲とダイナミック解析/H-V 解析を適用する範囲を設定した上で、流出解析から得られる流出量を解析対象領域の境界条件として与え、ダイナミック解析/H-V 解析を行うようにしている。ただし、直下型氾濫では対象河川に戻ってくる雨水の流速が大きいために、洪水流が堤内地の影響を強く受ける場合や河道に沿って堤内外の雨水の入れ替わりが起こるので、正確さを追求すればダイナミック解析でしか取り扱えない。

(2) 浸水解析における破堤/越水の取り扱い

現行の氾濫流量の評価法は、河川と堤内地の境界に内部境界条件を設定し、図 5-1 の流量式を用いて算定するもの

である¹⁾。しかし実際は、氾濫流量は水位だけに規定されているわけではなく、氾濫水は射流状態で完全越流しているときでも洪水流の流速を持って横越流するので、洪水流の流速(Froude 数)の影響を考慮するとともに、流出水に流向補正を施す必要がある。この点は越水/破堤で違いはないが、破堤の場合は完全/もぐり越流状態にかかわらず、決壊口での流れのはく離の影響を考慮した有効流積を定める必要がある。

また、射流状態で完全越流している間は、越水では洪水流特性(堤外地の条件)、破堤ではそれに加えて決壊口の拡幅幅(破堤の条件)で流出水の特徴が概ね決まってくるが、堤内地の湛水深が増して常流状態でもぐり越流するようになると、堤内地の諸々の要素が氾濫流に影響するようになる。

以上のような理由から、河道が直線で堤内地に何も無い単純な定流であれば、流向補正と有効流積のいずれについても、図 5-1 の流量式に対する補正量を模型実験に基づき推定することは可能である^{15), 16)}。また河川に沿って樹林帯が設けてある場合でも評価可能である¹⁷⁾。

しかし実際は、洪水波形は降雨-流出プロセス、河道特性(線形、断面形、河道内樹林帯など)の影響を受けた不定流で、決壊口からの流出水もそれらの影響を受け、決壊箇所付近では洪水水位の低下も起こる。一方、氾濫流の挙動は堤内地特性(地形起伏、盛土構造物、市街地特性など)の影響を受ける。このため、以上で述べた補正量の一般化は難しく、また制約された実験条件のもとで得られた補正流量式は無視し得ない誤差を生じ、予測結果が不正確になる可能性も大きい。破堤/越水の取り扱い、前述の *PSA-FUF-2DF model* を用いた「ダイナミック包括解析」と深く関係しているので、以下に模型実験に基づく検証例をいくつか示す。

1) 越水

様々な状況について検証がなされているが^{18)~20)}、ここでは紙面の都合から河道に沿って樹林帯が設けられた場合の事例を図 5-2 に示す。図 5-1 の流量式を用いて氾濫流量 Q を算定すると、直線河道、蛇行河道のいずれも最大で 100% 程度の予測誤差を生じる可能性がある(本実験結果の場合)。また、全体的に過大評価する傾向が強い。樹林帯が設けられていない状況でも流量式による予測傾向は樹林帯が設けられた場合と同様で、誤差が若干小さくなる程度である。堤内地に構造物群がある場合のもぐり越流状態では、建物占有率 λ が大きくなると最大で 200% 程度の予測誤差が生じることも確認されている²⁰⁾。一方、「ダイナミック包括解析」は、図 5-2 から確認できるように河道線形にかかわらず越水氾濫流量を適正に評価できる。樹林帯が設けられていない場合、堤内地に構造物群がある場合でも結果はほぼ同様である。

図 5-3 は、築堤蛇行河道における越水氾濫流量の空間分布の一例を示したものである。これからわかるように、「ダイナミック包括解析」は越水/戻り水の流量の縦断分布を良好に再現できる(堀込河道や樹林帯が設けられた場合でも同様)。なお、この事例は直下型氾濫や津波遡上にともなう越水に対して同解析が極めて有効であることも示している。

以上のように、*PSA-FUF-2DF model* を用いた「ダイナミック包括解析」により、越水の取り扱いに関する問題は氷解する。ただし、降雨-流出プロセス、洪水時の河道のレスポンスに関する知識と理解の不足から、予測される洪水水位は一定の

単位幅当たりの氾濫流量 $q_0(\text{m}^2/\text{s})$ は次の本間公式で与えられる。

完全越流: $h_2/h_1 < 2/3$ では、 $q_0 = C_1 h_1 \sqrt{2gh_1}$

もぐり越流: $h_2/h_1 \geq 2/3$ では、 $q_0 = C_2 h_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)}$

ここに、 h_1 と h_2 はそれぞれ堤防天端を基準として高い方と低い方の水位(m)であり、流量係数は堤防断面形を長方形としたときを規準としており、その値は $C_1=0.35$ と $C_2=0.91$ である。

図 5-1 流量式(本間公式)

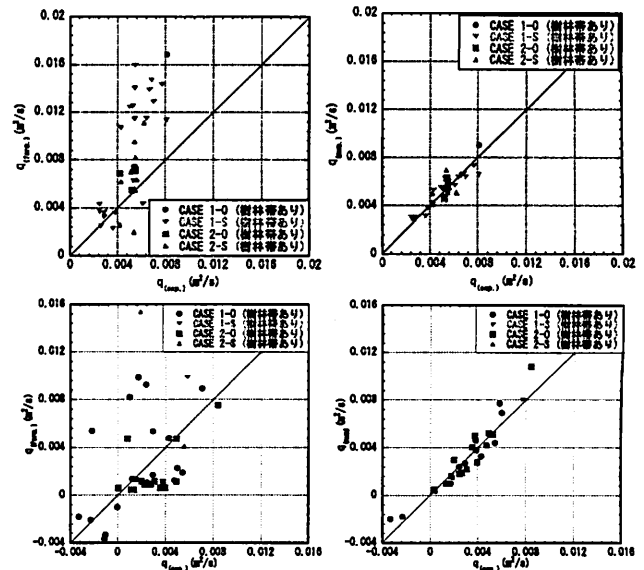


図 5-2 直線河道の越水氾濫流量
(上:直線河道, 下:蛇行河道)(左:流量式, 右:包括解析)

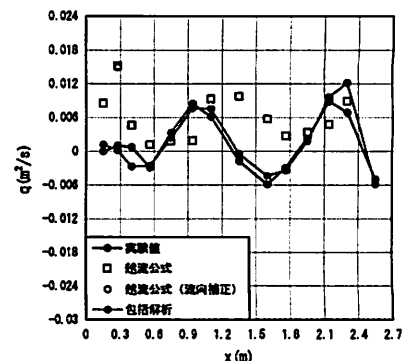


図 5-3 越水氾濫流量の空間分布

誤差をとまなうので、その影響がリスク把握と治水バランス評価に及ぶ可能性は残っている。

2) 破堤

破堤が関係するリスク把握において必要となるのは、浸水シミュレーションにおける「決壊箇所」と「拡幅プロセス」の設定である。ここで、拡幅プロセスとは前述したいずれかの決壊原因により破堤した決壊口の拡大プロセスのことである。

「決壊箇所」については、第3章で述べたように堤防の安全性が不確実で、外力などの外的要因も不確定なため、その予知は不可能である。このため、本シミュレータでは決壊箇所を破堤水位より高くなる地点と想定し、その水位をHWLとしている。ただしこの場合でも、中小河川を含む堤防決壊の約8割が越水を原因としていることからわかるように、HWLに達したからといって必ず決壊するわけではなく、逆にそれ以下でも極めて稀に決壊しえるので、実際は予測がつかないというのが正直なところである。

一方、「拡幅プロセス」は、氾濫流量の経時変化、つまり時間的・空間的な浸水被害の規模を規定しているだけでなく、前述した如く破堤箇所の下流の流量と水位に影響を及ぼすので、その関係は内外水被害のいずれにとっても重要である。現行の拡幅プロセスの取扱いは、決壊口形状は矩形とし、堤防天端において最終決壊幅 L_F (m)に至るまでの決壊幅 $L(t)$ (m)の経時変化を図5-4のように与えるというものである¹⁾。つまり、 L_F の半分の瞬時に決壊させ、その後1時間かけて一定の拡幅速度で L_F まで拡幅させる。

図5-5、図5-6は、それぞれ筆者が収集した $L(t)/L_F \sim t$ の関係、 $L_F \sim B$ の関係を示したものである。同図には実破堤ではないが、Case 番号(堤体の質、幅に対応している)で示した千代田実験水路の越水破堤の結果²¹⁾も併せて示してある。なお、同図からわかるように、千代田実験水路の川幅と堤体幅は実河川の決壊事例よりかなり小さい。

$L(t)/L_F \sim t$ の関係については、図5-4で示した関係は長良川の決壊事例をもとに決められていると推察されるが、その他の決壊事例の拡幅速度は長良川よりも緩やかである。長良川の決壊事例をもとに $L(t)/L_F \sim t$ の関係が決められているのは、おそらく瞬間破堤に近い状況となっているので、そのような決壊を危険サイドと見なしているためであろう。千代田実験水路の結果も $L(t)/L_F$ の立ち上がりは早いですが、これは先述したように堤体幅が狭いためであると考えられる。なお、同実験水路の結果は堤体の質や堤体幅によって拡幅プロセスが異なることを示しており、これは重要な知見である。

一方、 $L_F \sim B$ の関係については、堤防天端幅は計画高水流量に応じて定めるのが原則であるので、堤体幅によって拡幅プロセスが異なってくるとの考え方にに基づき、図5-4のように L_F を B の関係として捉えていると考えられる。資料は回帰曲線¹⁾に沿って散らばっていると見ることもできるし、 L_F と B との相関はあまり強くないと見ることもできる。

図5-5、図5-6からわかることは、「拡幅プロセス」が少なくとも河川勾配、堤体材料、堤体幅、そして堤内地水位の影響を受けているということである。それらの要因以外にも第3章で述べた各種の内的・外的要因が「拡幅プロセス」に関与していると考えられるが、少なくとも両図から見て取れる河川勾配などの要因を考慮した $L(t)/L_F \sim t$ 及び L_F の関係と、決壊口形状の経時変化の把握が強く求められる。また、決壊メカニズムは堤防の安全性や照査の観点から、拡幅プロセスは浸水解析の観点から取り扱われており、両者は切り離されて考えられているのが現状である。図5-5に示した長良川の事例(HWL以下で決壊した事例)で見られる急激な拡幅は決壊メカニズムが関係している可能性もあながち否定できないので、決壊メカニズムと拡幅プロセスとの関係を明らかにしていくことも今後の課題であろう。

・決壊幅の経時変化 $L(t)$
 $t=0$ 分 $L(t)=0.5L_F$
 $0 < t \leq 60$ 分 $L(t)=0.5(1+t/60)L_F$
 $t > 60$ 分 $L(t)=L_F$
 ・最終決壊幅 L_F
 合流点付近の場合： $L_F=2.0 \times (\log_{10} B)^{3.8} + 77$
 合流点付近以外の場合： $L_F=1.6 \times (\log_{10} B)^{3.8} + 62$
 ここで、 B :川幅(m).

図5-4 現行の拡幅の取り扱い

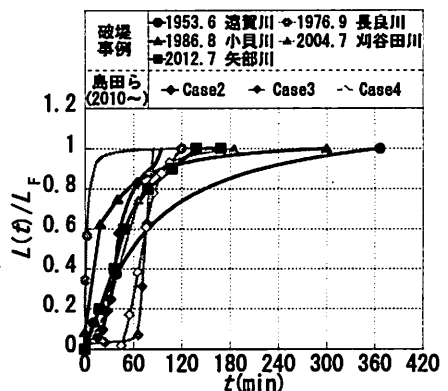


図5-5 決壊口の拡幅プロセス

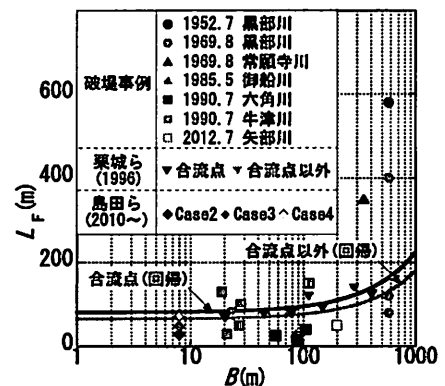


図5-6 最終決壊幅

・決壊口が非侵食タイプの氾濫流

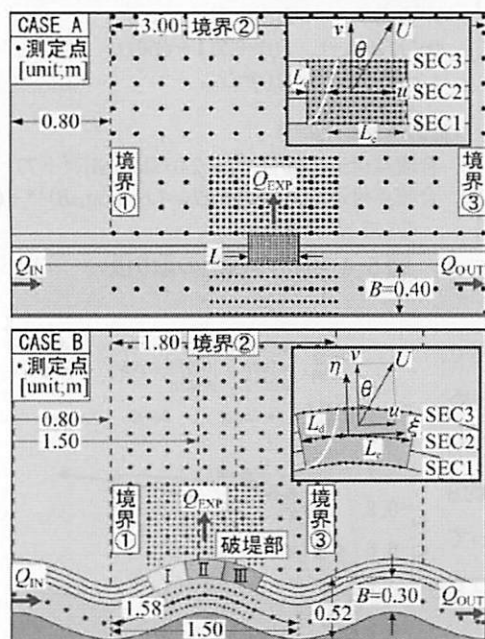


図 5-7 実験装置の概要(上:河道, 下:蛇行)

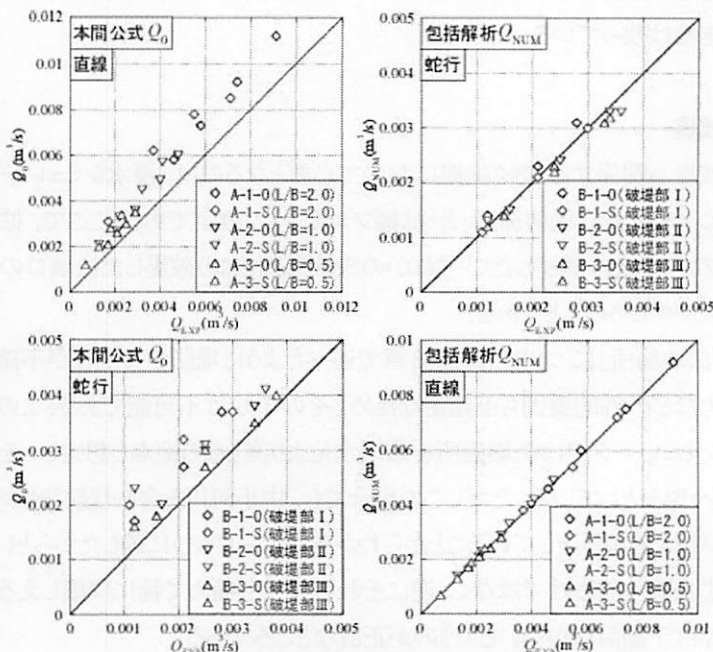


図 5-8 破堤氾濫流量(左:流量式, 右:包括解析)

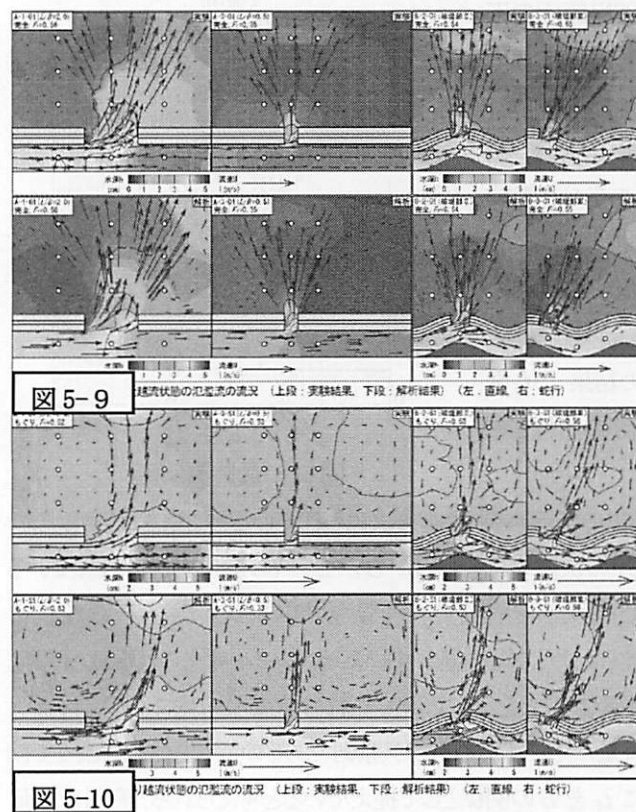


図 5-9

図 5-10

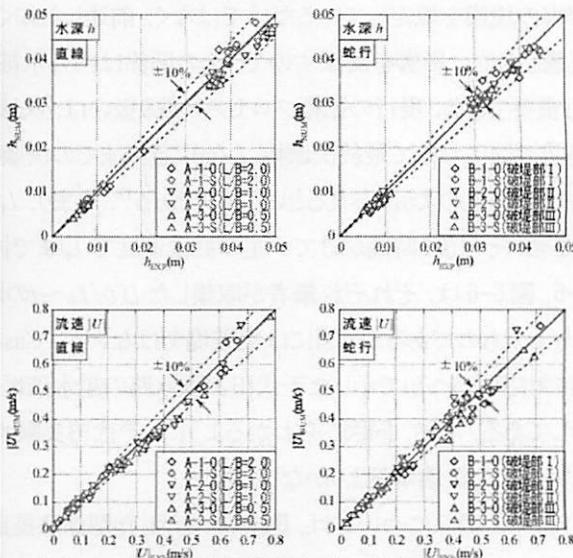


図 5-11 水深(上)流速(下)の予測精度
(左:直線, 右:蛇行)

図 5-9 完全越流状態の氾濫流の流況
(上段:実験結果, 下段:解析結果)
(左:直線, 右:蛇行)

図 5-10 もぐり越流状態の氾濫流の流況
(上段:実験結果, 下段:解析結果)
(左:直線, 右:蛇行)

図 5-7, 図 5-8 は, それぞれ決壊口が非侵食タイプで矩形形状の実験装置の概要, 氾濫流量 Q を示したものである。図 5-1 の流量式を用いた場合は, もぐり越流状態で誤差が大きくなることや, 蛇行河川では決壊部の位置によって誤差が異なってくることが確認できる。一方, 「ダイナミック包括解析」は, いずれの河道についても良好に評価している²²⁾。

図 5-9, 図 5-10, 図 5-11 は, それぞれ全体的な流況, 水深, 流速を比較した一例(直線河道 $L/B=2.0$ と 0.5 , 蛇行河道: 破堤部 II と III の場合)を示したものである。解析結果は, $L/B=2.0$ と破堤部 II における完全越流の氾濫流の広がりや, もぐり越流の流出角度などにやや相違が見られるものの, 以上のような破堤氾濫流特有の流況を良好に再現している。

・決壊口が侵食タイプの氾濫流

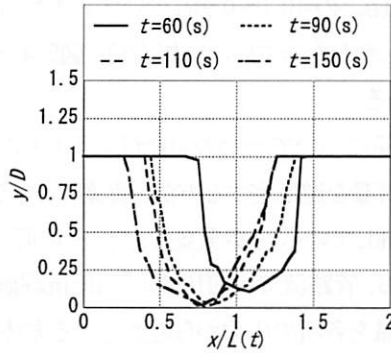


図 5-12 決壊口の拡幅プロセス(実験)

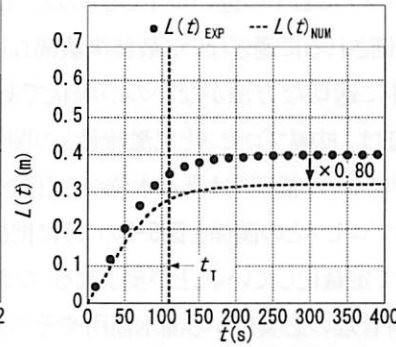


図 5-13 天端幅の拡幅プロセス(等価断面)

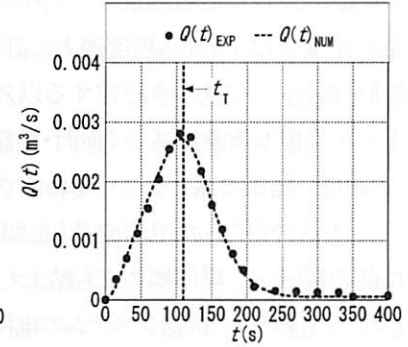


図 5-14 氾濫流量(等価断面)

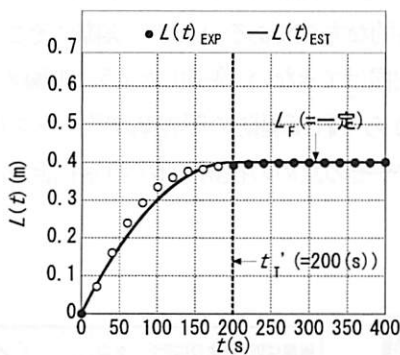


図 5-15 天端幅の拡幅プロセス(推定)

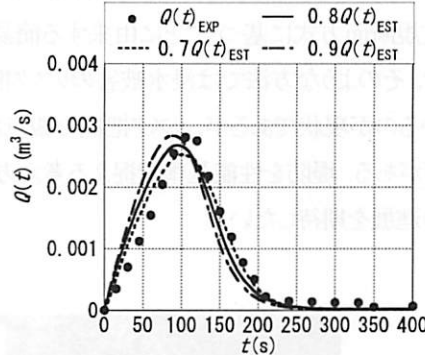


図 5-16 氾濫流量(推定)

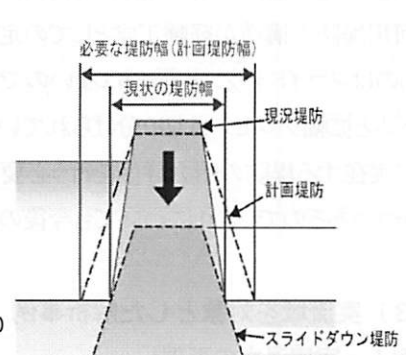


図 5-17 スライドダウン堤防

図5-12は、砂質堤を用いた越水破堤に関する小型模型実験の決壊口の拡大プロセスの一例を示したものである²³⁾。ここで、 $L(t)$ は決壊開始後の時刻 t における天端拡幅幅、 D は堤防高である。この場合の天端拡幅幅 $L(t)$ 、それに対する氾濫流量 $Q(t)$ が、それぞれ図5-13、図5-14中で●で示した $L(t)_{EXP}$ 、 $Q(t)_{EXP}$ である。

これからわかるように、拡幅は、完全越流状態($t \leq t_T$)のときに急激に進行し、もぐり越流状態($t > t_T$)になると緩やかになり、堤内外の水位差がなくなった時点でほぼ停止する。なお、この $L(t) \sim t$ の関係は図5-5の刈谷田川や矢部川に近い曲線となっている。一方、氾濫流量は完全越流状態で急増し、もぐり越流へ遷移するあたりでピーク値を取り、もぐり越流で急減する。ここで重要なのは、もぐり越流と完全状態における氾濫流量の総量がほとんど変わらないということである。

図5-13中の破線で示した $L(t)_{NUM}$ を与えて「ダイナミック包括解析」で計算された氾濫流量が図5-14中の $Q(t)_{NUM}$ である。 $Q(t)_{NUM}$ は、決壊口形状を矩形としたときの流積 $L(t)_{NUM} \cdot D$ が実際の決壊口の流積 $A(t)_{EXP}$ とほぼ等しくなるように、 $L(t)_{NUM}$ を $0.8L(t)_{EXP}$ のようにスライドさせて計算している。この計算法は前述した非侵食タイプの実験結果を踏まえた等価断面の考え方に基づいている。すなわち、非侵食タイプの実験において、実際の決壊口断面積 $A_{EXP}(=L_F \cdot D)$ から死水域を除いた決壊口の有効断面積(流積) A_{EFF} の比が $A_{EFF}/A_{EXP} \approx 0.84 \pm 0.03$ のように表せるとの知見¹⁶⁾と、図5-12で示した侵食タイプの決壊口が経過時間にかかわらずほぼ相似形で、それを矩形断面に置き換えたときの天端拡幅幅が $0.8L(t)$ 程度となるとの知見を踏まえたものである。このようになるのは、侵食タイプでは、非侵食タイプで見られるような顕著な死水域がほとんど生じないために、侵食と崩落の繰り返しによって決壊口が形成され、決壊口断面積 $\approx$ 流積となるためである。

$L(t) \sim t$ の関係が図5-13のようにわかっている場合は、図5-14から確認できるように、等価断面を考えることでほぼ正確に破堤氾濫流量を再現できる。「河川砂防基準調査編」¹⁾によれば、「決壊幅の実績がある場合は、決壊幅は過去の実績などから設定することを基本とし、実績などが無い場合は前述した図5-4の方法で設定する」とされている。したがって対象河川について図5-5のような実績がある場合は予測可能である。また、堤防に沿って樹林帯が設けられたような場合でも、樹林帯特性を考慮した「ダイナミック包括解析」で予測可能であることも検証されている²⁴⁾。

しかし一般に、決壊の実績としてわかっているのは、図5-6の最終決壊幅 L_F である。この場合は決壊開始から概ね L_F となるまでの経過時間 t_T' がわかっているれば、図5-15のように $L(t_T')$ 及び $L(0)$ の2点を用いて、 $L(t) \sim t$ の関係を $L(t)_{EST}$ のように補

完(推定)することができ、その計算結果が図5-16の $Q(t)_{EST}$ である。同図から確認できるように、推定される $L(t)$ の関係が実験値とやや異なるので、氾濫流量のハイドログラフに若干の違いが生じるものの、 $L(t)_{EST}=(0.7\sim0.9)L_F$ のいずれの場合も氾濫流量の総量 $\int Q(t)dt$ は3%程度過大に評価されるに過ぎない。最終決壊幅 L_F しかわかっていない場合は、図5-4あるいは図5-5を参考にしてに基づき設定する以外に適切な方法がないのが現状である。

以上の小型模型実験に基づく検討・検証は、拡張プロセスと氾濫流量との関係について一つの可能性を示すものであるが、実破堤の結果に基づいているわけではない。福岡⁸⁾は洪水水位から氾濫流量を逆推定する方法を提案しているが、そのような方法で得られた氾濫流量と拡張プロセスとの関係を図5-5のように把握していくことが重要である。その際、できれば堤防の質(土質、堤体幅)なども踏まえて定量化していくことが望まれる。なお、管路流では河川流よりも抵抗評価などが簡単なこともあって、供給システムの維持管理の必要性から漏水箇所やその量を各所の圧力から逆推定する方法がずいぶん前から研究²⁵⁾されており、そのような手法が氾濫流量の推定にも役立つ可能性があることを付け加えておきたい。

最後に完成堤防でない堤防に関するスライドダウン堤防²⁾の取り扱い(図 5-17)について補足しておきたい。この考え方は河川堤防の構造が経験工学としての定規断面方式に基づくことに由来する簡易的な方法である。しかし、実際にそこにあるのはスライドダウン堤防ではないので、そのような方法では浸水被害のリスク把握はできない。先述したように決壊メカニズムと拡張プロセスは切り分けられているのが現状であるが、リスク把握の観点からすれば堤防の照査基準²⁶⁾などを用いて実在する堤防の耐力評価を行う必要がある。堤防を性能基準で捉える考え方やそのための技術的取り組みも活発になりつつあるので、これについても今後の進展を期待したい。

(3) 実流域を対象とした解析事例

事例Ⅰ：実績浸水の再現²⁷⁾

本事例は、第4章で述べた「都市域浸水シミュレータ」の再現精度を検証する目的で、図4-1に示した遠賀川流域を対象として、2003年九州豪雨災害の降雨及び本川下流端水位を所与の条件として、本川・支川の洪水流、都市域の氾濫流、下水道流、内水・下水道排水ポンプの運転などを一体的に解析し、都市域の実績浸水状況を再現し、実績と比較したものである。

図5-17と図5-18は、それぞれ実績最大浸水域と解析結果(実線)、また白丸で示した箇所の実績最大浸水深と解析結果を示したものである。このように降雨及び本川下流端水位から、最大浸水深のみならず、浸水深をLPデータの精度で再現可能である。



図 5-17 最大浸水域の比較

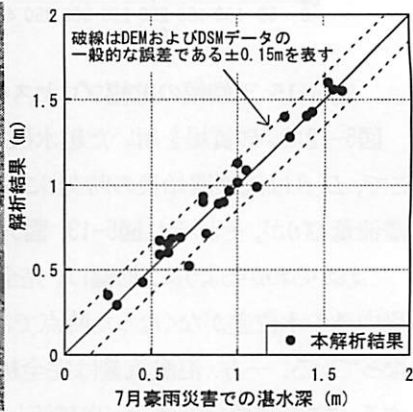


図 5-18 最大浸水深の比較

事例Ⅱ：治水システムの治水バランスと浸水被害評価²⁷⁾

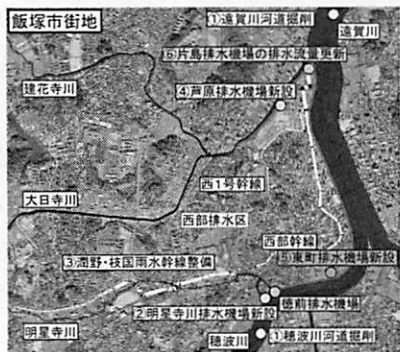


図5-19 床上浸水対策事業の実施箇所と対策の内容

Case	浸水対策
0	—
1	①、②、③
2	④
3	⑤
4	⑥
5	①、②、③、④、⑤、⑥

内容
①遠賀川の河道掘削
②明星寺川排水機場の新設
③酒野・枝国雨水幹線の整備
④芦原排水機場の新設
⑤東町排水機場の新設
⑥片島排水機場の設備更新

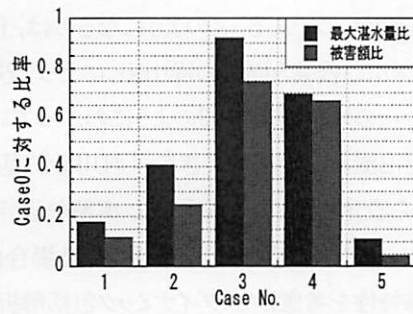


図5-20 最大湛水量比と直接被害額

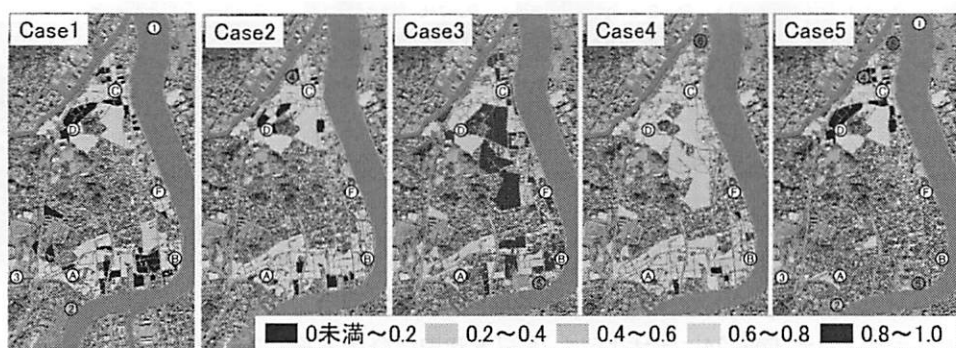


図 5-21 各 Case の最大浸水

本事例は、治水システムの治水バランスと治水対策の被害軽減効果を評価・検討する目的で、「都市域浸水・減災対策検討シミュレータ」を用いて、事例Ⅰで示した2003年九州豪雨災害を受けて実施された床上浸水対策事業について調べたものである。なお、同事業は、図5-19に示したように、河道掘削(図中の①)、分流と下流における排水機場の新設(②)、雨水幹線の整備(③)、排水機場の新設(④、⑤)、排水機場の排水能力の向上(⑥)よりなっている。

図5-20は、2003年豪雨災害時の浸水状況(図5-17)をCase0とし、Case0に対する各Caseの対策の効果を最大浸水量比と直接被害額比として評価したものである。また、図5-21は、各街区での一般資産額についてCase0に対する被害額比を示したものである。

結果を要約すれば、最大浸水量の低減効果が大きいCase1は主に対策②の発現効果のためで、Case2は対策④により図5-19の西1号幹線が受け持つ雨水が低減され、西一号幹線と西部幹線との合流点の水位/ピエゾ水頭が小さくなり、下水道への雨水排水が長期間にわたって可能となったためである。対策①～③は明星寺川の溢水流量の低減、⑥は西1号幹線と西部幹線の排水能力の向上、④は芦原地区の排水と西1号幹線と西部幹線の排水能力の向上、⑤は商店街周辺地域の浸水被害の軽減に貢献している。このように治水システムの治水バランスの観点から事業の妥当性が確認できる。

事例Ⅲ：仮想的な短時間集中豪雨による水災リスク把握²⁸⁾

本事例は、計画の想定とは異なる短時間集中豪雨に対する水災リスクを把握する目的で、「都市域浸水シミュレータ」を用いて、複数の降雨波形・空間分布の異なる短時間集中豪雨及び本川下流端水位を所与の条件として、事例Ⅰ、Ⅱと同様な治水施設を考慮した解析により、都市域の水災リスクを検討したものである。また、第4章で述べた破堤/越水箇所の抽出法を示す事例でもある。

降雨外力は、遠賀川流域に隣接する山国川流域の6時間流域平均雨量194mm(2012年九州北部豪雨災害時)を基準とし、遠賀川流域における2003年、2009年、2012年の実績降雨に基づき、6時間雨量194mmとなるように各観測所の降雨を図5-22のように引き伸ばしたものである。なお、同雨量は計画降雨継続時間(2日雨量)でみれば、確率規模

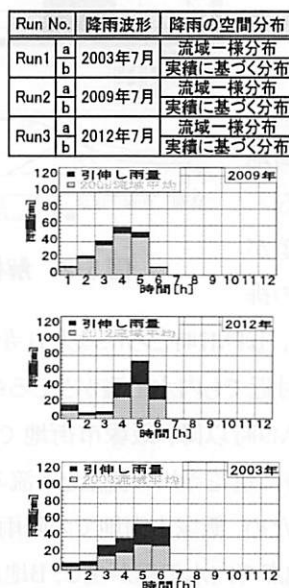


図 5-22 引き伸ばした流域平均降雨と検討内容

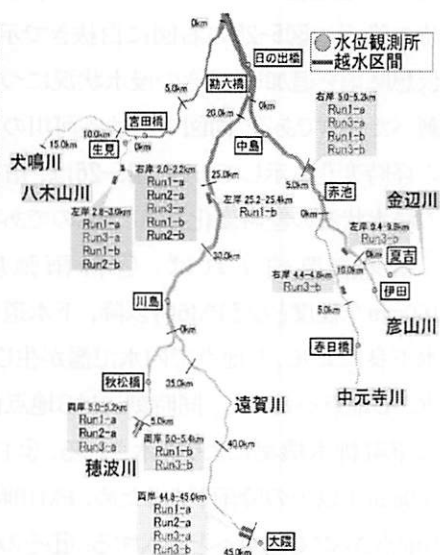


図 5-23 推定越水発生箇所

1/3程度の降雨量にしか過ぎない。また、本事例の検討目的から越水箇所では完全越流状態で流出させている。

結果を要約すれば、短時間集中豪雨に対する日の出橋(基準地点)のレスポンスとしては、③水位は降雨波形・空間分布と関係なくHWLを超過する。④流量は降雨の空間分布によっては整備計画目標流量を超える。⑤降雨の空間分布の影響は、上流域に降雨が集中する場合に水位・流量が大きくなる。越水区間をまとめたものを図5-23に示す。

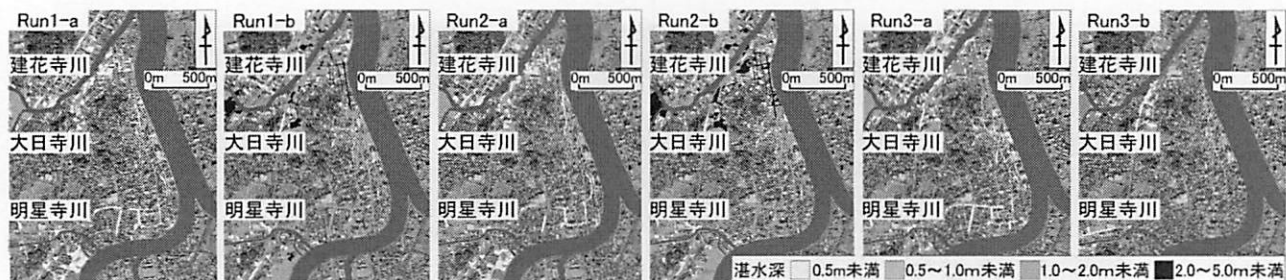


図 5-24 各 Run の最大浸水深さ

一方、市街地のレスポンスは、図5-24に示すように、④浸水状況は降雨波形・空間分布の影響を強く受ける。⑤降雨が空間的一様分布な場合は時間降雨量が大い浸水深が大きくなるのは当然であるが、分布がある場合は降雨が中流域に集中したときに浸水の危険性が高くなる。⑥飯塚支部局、小河原、力丸ダム雨量観測所の雨量は飯塚市街地の浸水状況に大きく影響し、危機管理上の一つの指標になり得る。このように短時間集中豪雨によるリスク把握などが可能である。

事例Ⅳ：仮想外力による治水バランス評価と水災リスク把握²⁹⁾

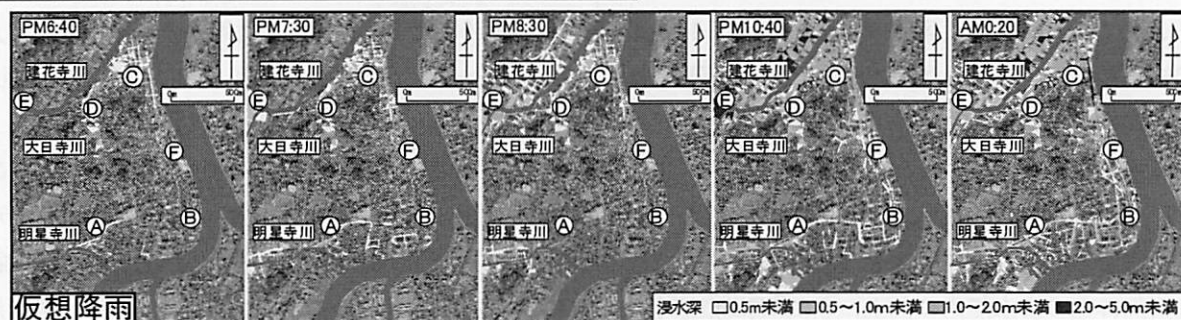


図 5-26 仮想降雨時の浸水プロセス

本事例は、事例Ⅱで見た床対事業後の水災リスクを把握する目的で、2009年豪雨災害時の降雨に図5-25の右図に白抜きで示した仮想降雨を追加したときの浸水状況について調べたものである。同図中には各河川の水位の経時変化も示してある。図5-26は、市街地の浸水状況の経時変化を示したものである。

結果を要約すれば、①降雨強度が100mm/h程度となるPM6時以降、下水道の排水不良によりC、D地点で内水氾濫が生じ、②PM7時ごろには大日寺と建花寺川の合流部から溢水が生じ、E地点の氾濫水がD地点へ流下し、同時刻にはB地点付近でも内水氾濫が生じるものの、降雨強度が60mm/hを下回るとB地点の氾濫水は東町排水機場により排水される。③PM9時以降、飯塚市街地での降雨は減少するが、建花寺川上流の流域では100mm/h以上の降雨があるため、PM10時に建花寺川の流量と下流の水位がピークとなり、E地点での氾濫流量が増加し、D地点さらにC地点へと流入する。④そのため、飯塚市街地での降雨強度はわずか11mm/hにもかかわらず、下水道の排水不良によってPM10時40分には再度B地点で内水氾濫が生じ、B地点は最終的に床上浸水に至る。本事例は、降雨パターンのわずかな違いによって、実績対応の対策の治水バランスが崩れ、降雨量が少ない地点で床上浸水のリスクが生じることを示している。このように、仮想外力による治水バランスの変化とそれに起因する水災リスクの把握が可能である。

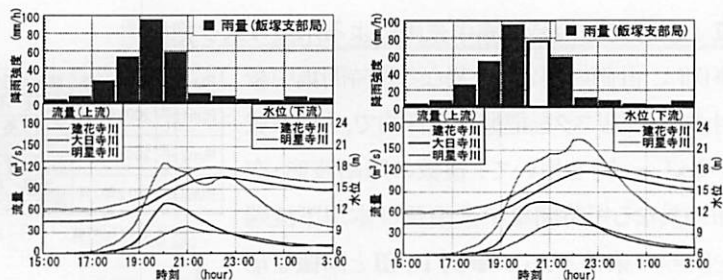


図 5-25 解析条件 (左:2009 年豪雨, 右:仮想降雨)

事例Ⅴ：オフサイト貯留を考慮した治水バランス評価と水災リスク把握³⁰⁾

本事例は、オフサイト貯留施設を含む治水システムの内水/外水処理などの治水バランス評価と水災リスク把握を目的とした検討の一環として、大型模型実験結果に基づき実施される遊水地の施設計画の数値シミュレーションによる検討、及

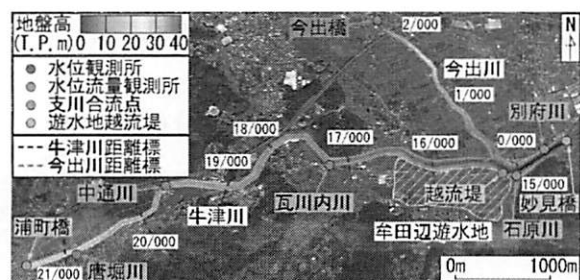


図 5-27 遊水地と合流河川

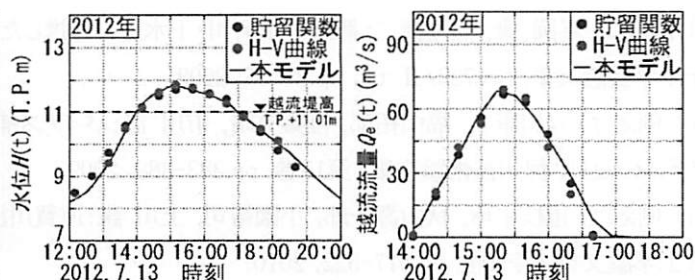


図 5-28 水位(左), 越流流量(右)ハイドログラフ

び遊水地が設けられた実流域における水位と洪水調節の再現・予測の検討を行ったものである。

結果を要約すれば、遊水地の洪水調節機能を検討する場合は、遊水地への流入流量より H-V 関係を用いて遊水地内の水位 $H(t)$ を計算し、越流堤裏法尻にフィードバックする方法「H-V 解析」¹⁴⁾、洪水調節機能だけではなく、遊水地内の侵食対策等に必要な水量を把握したい場合は、前述した「ダイナミック包括解析」を用いる方法¹¹⁾により、任意の降雨から、図 5-27 に示した牛津川(15/200)の水位及び 3 川合流地点に位置する遊水地への越流流量を図 5-28 に実線で示した本モデル(H-V 解析)のように評価できる。このようにオフサイト貯留施設を含む治水システムの治水バランスを評価できる。

6. まとめ

拙稿では、「流域を取り込んだ減災型治水」では、「治水バランスの評価」「水災リスクの把握」「説明責任と合意形成」の 3 つが重要であるとの自説から、現行及び減災型の治水の課題について技術的立場から論じ、併せて技術と仕組(法, 制度), 説明責任・合意形成との関係について述べた。また、以上の 3 つを取り扱うための手段として発展的に開発を進めている「減災型治水シミュレータ」の概要を述べ、その検証・適用例をいくつか紹介した。その中で水災リスクの把握において最も重要となる越水と破堤の取り扱いについてやや詳しく説明し、併せて解決が求められる課題をいくつか指摘した。

洪水氾濫解析を洪水氾濫解析のための解析としないためには、任意の降雨外力から流域スケールの治水システムなどの人工的要素及び治水機能を有する自然的要素を考慮し、できる限り実態に近い姿で雨水動態を再現・予測し、治水バランスと水災リスクを的確に評価・把握する必要がある。ところが、表 3-1 に示したように、本シミュレータでも事前把握が困難なリスクが存在する。しかもその多くは洪水防御の基幹施設である河川堤防の不確実性に起因する。堤防が不確実であっても、破堤水位を設定すれば内外水によるリスクを想定することは可能である。しかし、豪雨時の降雨-流出プロセス、洪水時の河道のレスポンスに関する知識と理解の不足から、予測された洪水水位は一定の誤差を有し、よって破堤水位を設定しても把握される内外水のリスクには曖昧さが残る。またそれ故に、「内水/外水処理」や「氾濫原規制」のように説明責任、合意形成が求められる状況では説得力を持ち得ない可能性がある。「堤防の破堤メカニズムとプロセス」と「洪水水位の予測」、この奥深い技術的課題について抜本的な取り組みを期待して拙稿を閉じる。

参考文献

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局: 河川砂防技術基準 調査編, 2014.
- 2) 国土交通省河川局: 治水経済調査マニュアル(平成17年度版), 2005.
- 3) 愛知県建設部・愛知県氾濫シミュレーション技術検討会: 水災シナリオに即した浸水情報のあり方, 総合報告書, 2003.
- 4) 建設省河川局治水課監修: 内水処理計画策定の手引き, 1995.
- 5) 国土交通省都市・地域整備局下水道部: 内水ハザードマップ作成の手引き(案), 2009.
- 6) 国土交通省: 総合的な水害対策 -特定都市河川浸水被害対策法の施行状況の検証-, 2010.
- 7) 国土交通省河川局治水課: 浸水想定区域図作成マニュアル, 2005.
- 8) 例えば, 福岡捷二, 山崎憲人, 黒田勇一, 井内拓馬, 渡邊明英: 急流河川の河床変動機構と破堤による氾濫流量算定法の調査研究, 河川技術論文集, 第12巻, pp.55-60, 2006.

- 9) 例えば, 谷岡 康, 福岡捷二:都市中小河川・下水道の連携した治水計画 -台地部既成市街地を対象として-, 土木学会論文集, No.733/II-63, pp.21-35, 2003.
- 10) 例えば, 立川康人, 福山拓郎, 椎葉充晴, 市川 温:バイアス補正カルマンフィルタを用いた実時間分布型流出予測システムの改良, 河川技術論文集, 第15巻, pp.383-388, 2009.
- 11) 例えば, 重枝未玲, 秋山壽一郎, 小園裕司, 上川 謙:遠賀川流域の分布型流出解析と平面2次元洪水追跡, 水工学論文集, 第54巻, pp.517-522, 2010.
- 12) 例えば, 秋山壽一郎, 重枝未玲:河道・氾濫域包括氾濫解析による氾濫流量の評価と市街地破堤氾濫解析, 土木学会論文集 B, Vol.63, No.3, pp.224-237, 2007.
- 13) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 梅木雄大, 伊藤雄亮:破堤氾濫流の横越流特性と河道・氾濫域包括解析の適用性の検討, 水工学論文集, 第54巻, pp.853-858, 2010.
- 14) 例えば, 秋山壽一郎, 重枝未玲, 門田竜祐, 田島瑞規:数値解析を用いた既設・未設遊水地の機能評価と施設計画の可能性, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.69, No.4, L1645-L1650, 2013.
- 15) 栗城 稔, 末次忠司ほか:横越流特性を考慮した破堤氾濫流量公式の検討, 土木技術資料, Vol.38, No.11, 1996.
- 16) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 大庭康平:直線河道における破堤氾濫流の横越流特性と流量式の改善, 水工学論文集, 第55巻, pp.901-906, 2011.
- 17) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 木付拓磨, 利岡正士:樹林帯の減災機能に関する研究 -堤外樹林帯による越水氾濫流量の低減効果-, 水工学論文集, 第54巻, pp.859-864, 2010.
- 18) 重枝未玲, 秋山壽一郎:ダイナミック氾濫解析モデルによる河川からの溢水・越水流量の予測, 河川技術論文集, No.11, pp. 169-174, 2005.
- 19) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 津崎周平:蛇行河川での溢水・越水氾濫流量とその予測に関する研究, 水工学論文集, 第52巻, pp.823-828, 2008.
- 20) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 津崎周平:氾濫流量の評価と堤内物体群の影響, 水工学論文集, 第51巻, pp.523-528, 2007.
- 21) 例えば, 島田友典, 横山 洋, 平井康幸, 三宅 洋:千代田実験水路における氾濫域を含む越水破堤実験, 水工学論文集, 第55巻, S.841-S.846, 2011.
- 22) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 大庭康平, 山尾匡人, 門田竜祐:直線・蛇行河道における破堤氾濫流の特性とその予測, 土木学会論文集B1(水工学), Vol.68, No.4, L1021-L1026, 2012.
- 23) 秋山壽一郎・重枝未玲・岩本浩明:破堤氾濫解析における氾濫流量の取り扱いに関する検討, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.69, No.4, L1543-L1548, 2013.
- 24) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 岡村賢治, 和田浩輔:拡張プロセスを考慮した破堤氾濫流に対する水防林の減災効果, 土木学会論文集B1(水工学)Vol.70, No.4, L1531-L1536, 2014.
- 25) 例えば, Pudar, R.S. and Liggett, J.A.: Leaks in pipe networks, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.118, No.7, pp.1031-1046, 1992.
- 26) (財)国土技術研究センター:河川堤防の構造検討の手引き(改訂版), 2012.
- 27) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 草野浩之:都市域浸水・減災対策検討シミュレータによる飯塚市街地の浸水被害評価, 土木学会論文集B1(水工学), Vol.68, No.4, L1036-L1068, 2012.
- 28) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 野村心平:数値シミュレーションに基づく短時間豪雨に対する遠賀川流域の洪水と飯塚市街地の浸水特性の検討, 土木学会論文集B1(水工学), Vol.69, No.4, L1579-L1584, 2013.
- 29) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 小園裕司, 草野浩之:治水システムを考慮した飯塚市街地の都市域氾濫解析と被害軽減効果の検討, 水工学論文集, 第55巻, pp.943-948, 2011.
- 30) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 田島瑞規:数値解析を用いた遊水地の洪水調節効果の評価-牟田辺遊水地を対象として-, 土木学会論文集B1(水工学)Vol.70, No.4, L847-L852, 2014.