

博 士 論 文

計画的氾濫を含めた山間河川の
新たな治水方式に関する研究

令和3年3月

伊 藤 康

岡山大学大学院

環境生命科学研究科

計画的氾濫を含めた山間河川の新たな治水方式に関する研究

目 次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 近年の治水計画の動向	4
1.2.1 従来の治水計画	4
1.2.2 近年の水害に対応するための方策	6
1.2.3 気候変動を踏まえた治水計画のあり方	7
1.2.4 流域治水プロジェクト	9
1.3 減災対策に関する既往研究	10
1.4 本研究の目的と構成	12
1.4.1 本研究の目的	12
1.4.2 本論文の構成	13
第2章 山間部を流れる中小河川の特徴	27
2.1 はじめに	27
2.2 一級河川直轄管理区間の調査	30
2.2.1 調査方法	30
2.2.2 調査結果	33
2.3 その他の河川区間の調査	48
2.3.1 調査方法	48
2.3.2 調査結果	50
2.4 まとめ	63
第3章 数値シミュレーションによる堤防開口部の水理機能の考察	65
3.1 はじめに	65

3.2 検討対象地区の概要	66
3.2.1 佐用町の概要	66
3.2.2 佐用川の概要	67
3.2.3 佐用川の河道計画	74
3.2.4 土地利用の変遷	80
3.3 平面二次元解析モデルの概要	83
3.3.1 基礎方程式	83
3.3.2 離散化手法	84
3.4 解析モデルの構築	85
3.4.1 解析対象範囲と概要	85
3.4.2 地形データ	86
3.4.3 粗度係数データ	88
3.5 堤防開口部の治水機能の把握	90
3.5.1 外力条件の設定	90
3.5.2 確率規模別の推定流量の妥当性検討	94
3.5.3 結果と考察	98
3.6 まとめ	102
第4章 モデル河川による流水型遊水地の効果検証	105
4.1 はじめに	105
4.2 流水型遊水地の設計思想	106
4.3 モデル河川の作成及び流量条件の設定	108
4.3.1 モデル河川の作成	108
4.3.2 流量条件の設定	113
4.3.3 流水型遊水地の設計	115
4.4 氾濫シミュレーション結果と考察	117
4.4.1 解析ケースの設定	117
4.4.2 流水型遊水地の氾濫状況	118
4.4.3 開口部のウォータークッション効果	124
4.4.4 家屋倒壊リスクの評価	128

4.4.5 下流の到達流量の低減効果	129
4.5 まとめ	130
第5章 結論	132

第 1 章 序論

1.1 研究の背景

我が国では近年豪雨災害が毎年のように生じており、治水事業の完遂が強く望まれている。また一方で、全球的気候変動による豪雨災害の頻度増加が懸念されることから、国土交通省は治水計画手法の見直しと転換を図りつつある^{1),2)}。ただし、その対象は国管理の大河川が中心であり、県管理の中小河川の取り扱いは明確でない。また、都市の集中する下流区間と比較して山間部の上流区間については未だ十分考えられていない。言うまでもなく洪水は上流から下流に伝搬するから、上流部の治水のあり方が下流部に影響を与えるので、下流都市部の防災・減災のみに偏った治水計画は将来に禍根を残す恐れもある。

水害統計調査³⁾に基づき、最近の水害被災家屋数（床下・床上浸水，全壊，半壊，流出家屋の総数）を国管理区間（一級河川直轄区間）と県管理区間（一級河川指定区間と二級河川）に分けて整理した結果を図 1.1-1 に示す。平成 27 年関東・東北豪雨によって利根川水系鬼怒川が破堤した 2015 年を除き、県管理区間での被災が多数^{4),5)}を占めていることがわかる。同豪雨と同じく大規模で広範囲の被害が発生した平成 30 年西日本豪雨により 2018 年の県管理区間の被災家屋数は近年で最大となっている。なお、平成 30 年以降も令和元年台風 19 号災害等の大規模水害は発生しているが、2020 年時点において公表されていない。

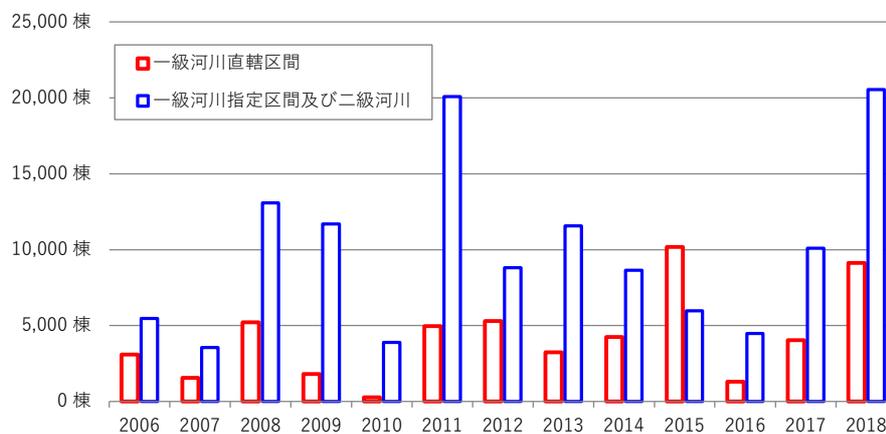


図 1.1-1 河川種類別の家屋被害数

(床下・床上浸水，全壊，半壊，流出家屋の総数)

一方、一級河川指定区間や二級河川といった中小河川の河川整備は国管理区間に比べて進んでいない。このことを示すために LP プロジェクト^{脚注1}による治水安全度評価結果⁶⁾から、中小河川（直轄管理以外の河川）の生起確率 1/10 以下の降雨に未対応な河川延長の割合を図 1.1-2 に整理した。同プロジェクトの評価対象は全国一級水系だが、直轄区間（国管理）と指定区間（県管理）に分けて整理することにより大河川と中小河川の違いの傾向を把握した。同図から、治水安全度 1/10 未満の河川延長は、直轄区間が約 10%（水系平均）であるの対し、指定区間は約 50% であり、中小河川の治水安全度の低さが伺える。（なお、図 1.1-2 の作成方法は本章末の「付録：中小河川の治水安全度調査」で解説する。）

中小河川の中でも特に上流域の山間河川の治水事業の進捗度は低いと思われる。そこで本研究では、山間部の中小河川の治水安全度向上について、現実的な治水方式のあり方について考究した。ここに言う「現実的」とは、①地方自治体の治水予算の制約のもとで可能であること、②平地が狭いために連続堤防の築造が困難な場合が多いこと、③家屋は比較的高い場所にあり、平地は農地に使用されていること、④下流の治水安全度に影響を与えないよう上流域での遊水効果を保存する必要のあることなどである。

^{脚注1} 国土技術政策総合研究所による“全国の 1 級水系内の中小河川を対象に、LP データを用いた簡便な手法（流量計算：合理式、水位計算：一次元単断面不等流計算）で治水安全度を評価するプロジェクト。2020 年 12 月時点で 71 水系の評価結果が平面図形式で公表されており、評価は「30 年に一度程度発生すると想定されている降雨に対応している区間」「10 年~30 年に一度程度発生すると想定されている降雨に対応している区間」「10 年に一度程度発生すると想定されている降雨に未対応の区間」の 3 段階となっている。

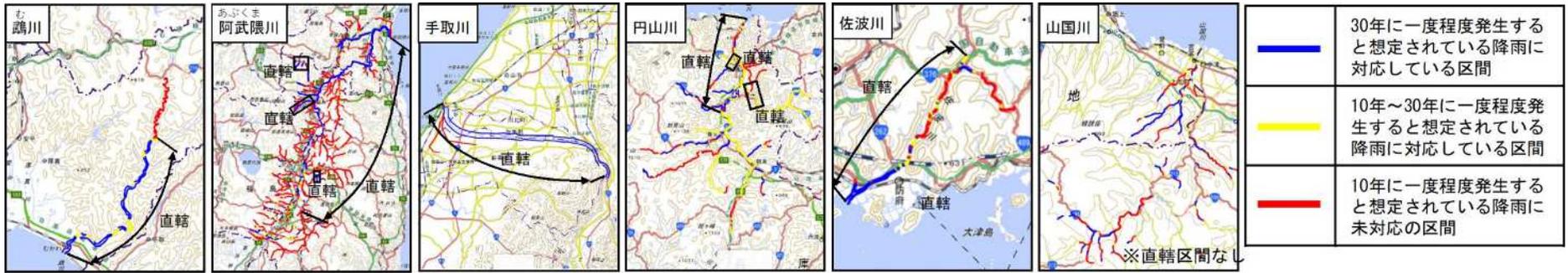
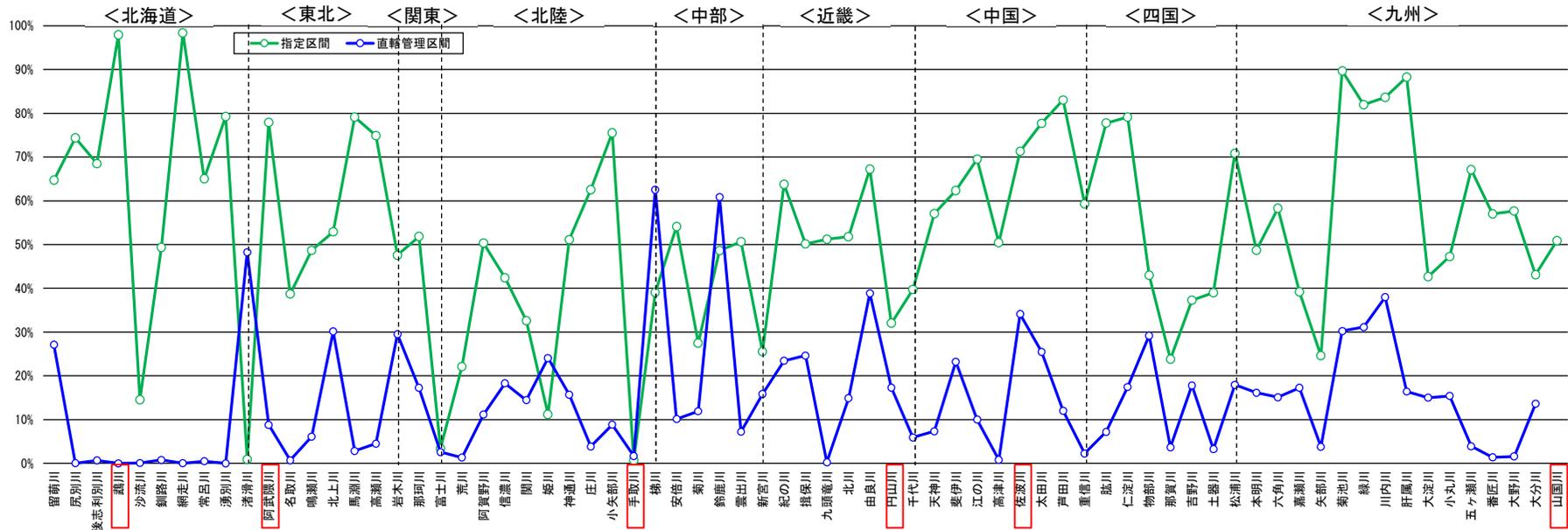


図 1.1-2 一級水系の中小河川（直轄管理以外の河川）の生起確率 1/10 以下の降雨に未対応な河川延長の割合

1.2 近年の治水計画の動向

1.2.1 従来の治水計画

現在のわが国の一級河川の治水計画は、人口・資産の集中度や既往洪水による被害実態、経済効果等を総合的に勘案して目標治水安全度を定めた上で、それを満足するよう河道改修（築堤、河床掘削など）や洪水調節施設（ダム、遊水地など）を計画するというものであり、具体的には表 1.2-1(a)に示すように 5 段階に区分されている⁷⁾。

一方、中小河川の治水安全度は、一級河川に対する考え方に加え、表 1.2-1(b)に示すように、河道形態の別（掘込河道、築堤河道、内水河川）、土地利用・密度別（都市域、一般居住区域、田園地帯）に区分して基本水準を定めるといった考えがある⁸⁾。

上記のようにして設定された目標治水安全度に対して、水文データに基づき河川整備基本方針^{脚注2}により基本高水や計画高水流量配分を定め、河川整備計画^{脚注3}により 20～30 年の具体的な河川整備内容が定められる。

全国 109 水系の上記計画は、社会資本整備審議会河川分科会の河川整備基本方針検討小委員会において平成 13 年から検討され、随時、基本方針、河川整備計画が策定された。二級河川については、例えば、岡山県の場合、22 水系のうち 5 水系の河川整備基本方針及び河川整備計画が策定されている。

現在、これら河川整備計画に記載された整備が各河川管理者によって進められているが、それら多くの整備内容は、連続堤防の設置と嵩上げや河道浚渫などによる河道疎通能力の増加が主であり、後述する”氾濫を想定した対策”といった考え方は一般的にはない。ただし近年、連続堤防に拠る早期の治水対策が困難あるいは不都合な地域を対象として、多少の氾濫を許容する「水防災対策特定事業^{脚注4}」や「土地利用一体型水防災事業^{脚注5}」が小規模ではあるが認められるようになってきている。

^{脚注2} 河川管理者（一級水系は国土交通大臣、二級水系は都道府県知事）が定めるものであり、長期的な視点に立った河川整備の基本となるべき方針に関する事項が記述されたもので、個別事業など具体の河川整備の内容は定めていない。

^{脚注3} 河川整備基本方針に基づき河川管理者が定めるものであり、20～30 年後の河川整備の目標を明確にし、個別事業を含む具体的な河川の整備の内容を記述したもの

^{脚注4} 改修が遅れているため、住家浸水が頻発している地域の特定区間で、河川沿いに連続堤防を建設するよりも経済的で、かつ、地域の意向を踏まえた恒久的治水対策として計画されている場合、集落を輪中堤や宅地嵩上げ等で洪水から防護する治水対策を講じる事業

^{脚注5} 上下流バランス等の関係から長期間河川改修の実施が困難な地域において、住宅・宅地等を洪水被害から守るために住宅地の嵩上げや輪中堤等の築堤事業を実施することで、短期間かつ経済的に家屋浸水の対策を講じる事業

表 1.2-1 治水安全度の設定 ^{7),8)}

(a)一級河川

河川の重要度	計画の規模（対象降雨の降雨量の超過確率年）※
A 級	200 以上
B 級	100～200
C 級	50～100
D 級	10～50
E 級	10 以下

※年超過確率の逆数

(b)中小河川

単位：確率年

地域分類		掘込河道		築堤河道		内水河川	
		基本	当面	基本	当面	基本	当面
都市域	密集	100	50	150	50	100	30
	一般	50	30	100	30	50	30
一般住居区域		30	10	50	30	30	10
田園地帯		10	3	10	5	10	3

1.2.2 近年の水害に対応するための方策

近年、多発する豪雨災害に対して、平成 27 年 9 月関東・東北豪雨を契機に、「施設では防ぎきれない洪水は必ず発生する」との考えのもと、図 1.2-1 に示す社会全体で洪水に備える「水防災意識社会」を再構築する取組⁹⁾が平成 27 年 12 月に始まった。

平成 27 年以降も、平成 28 年 8 月の北海道、東北地方を襲った一連の台風や、平成 29 年 7 月の九州北部豪雨により、水防災意識社会の再構築の取り組み範囲を中小河川まで拡大、水防法等の一部の改正、緊急行動計画のとりまとめなど、水防災意識社会を再構築する取組が充実・加速されていった¹⁰⁾。

しかし、それ以降も、平成 30 年 7 月豪雨や令和元年台風 19 号による大規模水害が発生し、その対応として緊急治水対策プロジェクト^{脚注6)}が立ち上がっているが、激化する洪水に対して、“後手”の対応が続いている状況にあった。



図 1.2-1 水防災意識社会 再構築ビジョン⁹⁾

脚注6 平成 30 年 7 月豪雨や、令和元年東日本台風をはじめとした近年の洪水により激甚な被害を受けた河川について、再度災害を防止するため国、県、関係市町村が連携し、ハード・ソフト一体となった流域全体での対策のこと（策定河川：宮城県鳴瀬川、宮城県・福島県阿武隈川、茨城県久慈川、茨城県・栃木県那珂川、新潟県・長野県信濃川、埼玉県荒川、東京都・神奈川県多摩川、佐賀県六角川、岡山県高梁川、愛媛県肱川、福岡県・大分県筑後川・遠賀川・山国川、秋田県雄物川、北海道十勝川・常呂川など、茨城県利根川（鬼怒川）

1.2.3 気候変動を踏まえた治水計画のあり方

IPCC^{脚注7}のレポートでは「気候システムの温暖化には疑う余地はない」とされ、国土交通省は、図 1.2-2 に示すように、実際の気象現象でも気候変動の影響が顕在化し、平成 27 年度以降、水災害リスクが増大していることを背景に、令和元年 10 月に「気候変動を踏まえた治水計画のあり方 提言」を公表した¹¹⁾。

本提言では、気候変動予測モデルによる 2° C 上昇相当 (RCP2.6) や 4° C 上昇相当 (RCP8.5) における気候変動予測結果^{脚注8}を基に、将来の降雨量の変化倍率は図 1.2-3 に示す全国平均約 1.1 倍 (暫定値) としている。

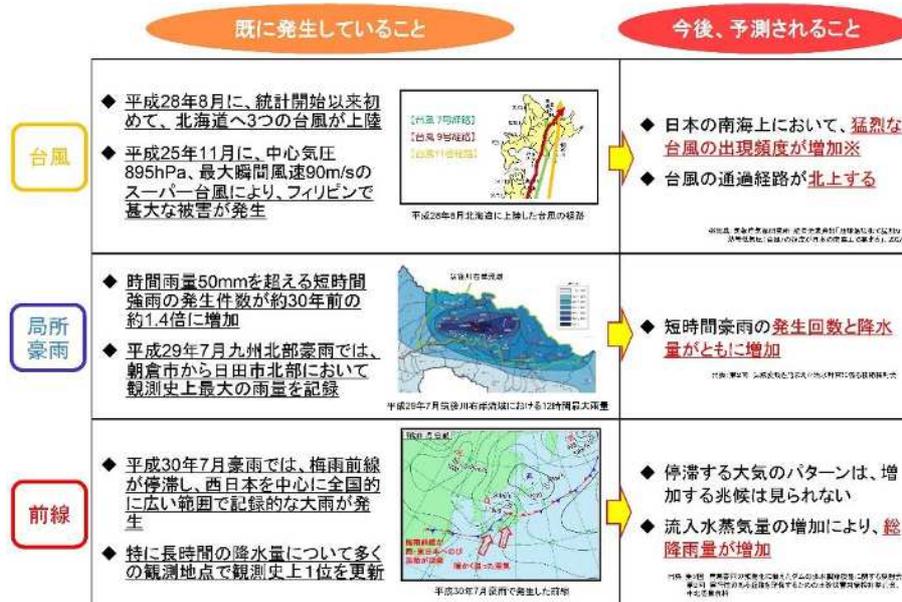


図 1.2-2 顕在化している気候変動の影響と今後の予測 (現象の変化)¹¹⁾

<地域区分毎の降雨量変化倍率>

地域区分	2° C 上昇 (暫定値)	4° C 上昇	
		短時間	長時間
北海道北部、北海道南部、九州西北部	1.15	1.4	1.5
その他12地域	1.1	1.2	1.3
全国平均	1.1	1.3	1.4

※ 4° C 上昇の降雨量変化倍率のうち、短時間とは、降雨継続時間が3時間以上12時間未満のこと



図 1.2-3 降雨量変化倍率¹¹⁾

脚注7 国連気候変動に関する政府間パネル (Intergovernmental Panel on Climate Change) の略。人為起源による気候変化、影響、適応及び緩和の方策に関し、科学的、技術的、社会経済学的な見地から包括的な評価を行うことを目的として、1988年に国連環境計画 (UNEP) と世界気象機関 (WMO) により設立された組織

脚注8 地球温暖化対策に資するアンサンブル気候予測データベース (d4PDF) のこと。d4PDFとは、database for policy decision making for future climate change の略。d4PDFは、文科省・気候変動リスク情報創生プログラムおよびJAMSTEC・地球シミュレータ特別推進課題において作成。d4PDF (5km) は、東北から九州のエリアはJAMSTECにより、北海道及び九州のエリアは北海道大学により整備された。将来気候の計算では、4° C 上昇した世界をシミュレーションしており、60年間を計算対象期間とし、6種類の将来予測海面水温パターンと、それぞれに15種類の摂動を考慮。

また、本提言では、今後の治水計画の考え方として以下について言及されている。

- ・治水計画の見直し（パリ協定の目標と整合する RCP2.6（2° C 上昇に相当）を前提に、治水計画の目標流量に気候変動を反映し、整備メニューを充実する。
 - ・将来、更なる温度上昇により降雨量が増加する可能性があることも考慮し、気候変動による水災害リスクが顕在化する中でも、目標とする治水安全度を確保するため、河川整備の速度を加速化させる。
 - ・河川整備メニューの見直しにおいては、気候変動による更なる外力の変化も想定した手戻りの少ない河川整備メニュー等の検討や施設の設計や将来の改造を考慮し設計する。等
- ただし、これらに具体的な治水方策の記述はなく、あくまでも、従来の治水計画の考えのもと“目標規模を大きくし整備メニューを検討する”に、とどまっている。

1.2.4 流域治水プロジェクト

前節に述べた「気候変動を踏まえた治水計画のあり方 提言」の公表（令和元年10月）とほぼ同時に令和元年台風19号による甚大な水害が発生し、緊急的に、「気候変動を踏まえた水災害対策のあり方について～あらゆる関係者が流域全体で行う持続可能な「流域治水^{脚注9}」への転換～ 答申」が令和2年7月に公表された¹²⁾。

この答申では、前年の「施設能力を超過する洪水が発生することを前提にした水防災意識社会の再構築」という文言が、「気候変動を踏まえ計画を見直し、河川の流域全体のあらゆる関係者が協働して流域全体で行う持続可能な治水対策「流域治水」への転換」という文言にかわり、「流域治水プロジェクト」という総称で図1.2-4に示すイメージが示されている。

しかし、「流域」という単語が付いているにも関わらず、図1.2-4の防災・減災対象地は低平地部分のみがイメージされ、上流山間部の治水には触れられていない。また、日本の河川流域は勾配が大きいので氾濫水は必ず流域氾濫原（堤内地）を”流下”するものだが、その氾濫水制御についての項目も含まれていない。加えて、前年の答申では将来の降雨増加を見越して治水の計画降雨を1.1倍（全国平均）にするとしていたが、流域治水プロジェクトの河川区域の“持続可能な河道の流下能力の維持・向上”対策では”戦後最大洪水”を対象としている。これらのことから、国土交通省の治水構想は未だ確定されていないと考えられ、今後の修正や追加の行われる余地が多分にあると考えられる。



図 1.2-4 流域治水プロジェクトのイメージ

脚注9 河川、下水道、砂防、海岸等の管理者が主体となって行う治水対策に加え、集水域と河川区域のみならず、氾濫域も含めて一つの流域として捉え、その流域の関係者全員が協働して、①氾濫をできるだけ防ぐ対策、②被害対象を減少させるための対策、③被害の軽減、早期復旧・復興のための対策、を総合的かつ多層的に取り組む対策

1.3 減災対策に関する既往研究

従来の治水計画の考え方に捉われず、氾濫を想定した減災対策について研究された事例を紹介する。

武内ら¹³⁾は、洪水到達時間が短く河川水位の上昇速度が大きい中山間地域を対象に、逃げ遅れによる人的被害の防止を目的とし、避難行動の実態を踏まえ減災効果を発揮するハード対策（減災システム）について検討している。具体的には、中山間地域に数多く存在する霞堤及び谷底平野部を例に取り上げ、平面二次元流況解析より、霞堤背後に二線堤を設置する方法を検討している。その結果、①目の前の浸水といった危機的状況においても避難が可能となる時間を延ばすこと、②それを実現するために既存施設の利点を残すこと、③幅広い洪水外力規模において所定の効果が発揮されること、等の重要性を見出している。

堀ら¹⁴⁾は、由良川流域を検討対象に、地先の安全度を基準とした減災対策による治水計画の策定手法を複数のシナリオ下で検討し、手法の適用性と問題点について考察している。具体的には、氾濫原を38個のブロックに分割し、ダムの高上げ、連続堤、輪中堤の建設、家屋・宅地高上げを中心とする整備メニューから、対象地域全体の被害レベルを最小化する施策の組み合わせや実施順序を、遺伝的アルゴリズムを用いて検討している。その結果、洪水被害を人的被害、家屋等の被害、重要施設の被害の3つの観点からレベル化し、それらを統合して治水対策を評価する方法を用いることで、各施策の持つ効果を反映した解が求められることが確認されている。

大熊ら¹⁵⁾や寺村ら¹⁶⁾は、現存している霞堤をはじめとする数多くの不連続堤の機能について、各種不連続堤の地形条件、形状変遷、機能、歴史的背景などを比較することによって、不連続堤の分類を行っている。検討例には、北陸扇状地河川群と豊川（愛知県）・雲出川（三重県）・渋海川（新潟県）を挙げ、それら河川の分析により、急流河川と緩勾配河川の不連続堤の役割が、前者は上流で生じた氾濫水の速やかな排水であり、後者は開口部から上流に逆流させ湛水し流域の保水・遊水であったと推測している。

石川¹⁷⁾は、近年の多発する水害や全体的気候変動を背景に提言された「気候変動を踏まえた治水計画のあり方 提言」に基づく治水計画の見直しによって長期化する治水計画の未完成状態を懸念し、「計画的氾濫」を考慮した治水施設について提案している。ただ、「計画的氾濫“には沿川住民や河川管理者の理解ときめ細かな運用の徹底等、高いハードルが存在するため、石川は通常の治水施設と堤内地対策の役割や上流と下流の治水アロケーションを示し、「水系非一貫の目標治水安全度“や”計画的氾濫“の優位性を述べている。また、その具体的な堤内地対策として、山間河川や上流沖積地での”流水型遊水地“を提案している。ただし、これら対策の定量的な治水効果については検討されていない。

また、近代のような建設重機や施工技術が充実していなかった時代は、「住民は危険な場所は回避して住居を構え、如何に洪水流を制御するか」が、当時の治水の考え方であったと考えられる。例えば、江戸時代までは堤防に開口部等を設けて氾濫を誘導する河川工法が一般的であった。

石川らは、江戸時代の氾濫制御方法の例として、日本堤¹⁸⁾、黒部川霞堤¹⁹⁾、御勅使川霞堤²⁰⁾、百間川分流部²¹⁾の機能評価を数値シミュレーションにより評価している。

日本堤は、江戸時代初期に荒川下流部（現在の隅田川）の右岸に建設された治水施設で、その治水機能は“上流側での貯留”と考えられていた。石川ら¹⁸⁾は、数値シミュレーションにより、その機能が日本堤での塞ぎ上げに伴う下流水面勾配増大による隅田川下流への流量増と、上流支川合流部を經由した低地水田地帯への氾濫水の誘導が主たる機能であり、“水の逃げ道を考慮した遊水機能”により、日本堤の越水破堤の危険性は小さかったと推察している。

霞堤は氾濫を前提とした水害軽減を目的とした治水施設である。妹尾ら^{19), 20)}は、急勾配扇状地の黒部川を例にその水害軽減効果を定量的に示し、霞堤群により氾濫流を河道沿いの狭い地帯に制限し、農村が広く分布する扇状地への氾濫流拡散を抑えるように霞堤群が設計されていたことを推察している。

百間川は、岡山城下の水害を軽減するために築造された大規模な放水路である。石川ら²¹⁾は百間川に設置された2つの越流堤（二の荒手、三の荒手）による意図的な氾濫により岡山城下を流れる旭川の水位が下がることを示し、総合的治水の考え方が当時の思想であった可能性を示唆している。

これら江戸時代の“氾濫を前提とした治水方策”の考え方は、現代でも治水安全度確保が容易でない中小河川に対して応用の可能性があると考えられる。

1.4 本研究の目的と構成

1.4.1 本研究の目的

上流部の河道疎通能力を増大させると下流への洪水の到達量が増加するので、一般的に河川改修は上下流の治水安全度バランスの観点から、下流を先行させることになっている。図 1.4-1 は福島県・宮城県を流れる一級水系阿武隈川の直轄管理区間における河道疎通能力の現況を示しており²²⁾、河川整備計画記載の目標治水安全度に対応する河道疎通能力を 100%としている。これからわかるように、上流ほど治水事業の進捗度は低い。したがって本研究で対象とする山間河道の治水整備はさらに後のこととなる。

また築堤には堤防敷が必要とされるが、山間河道の谷底平野の幅は狭いので、築堤には物理的限界がある。加えて、人口密度が低いので経済的観点からも費用対効果が低いという課題がある。

一方、近年は“連続堤防に抛る早期の治水対策が困難ないし不都合な地域”を対象として、多少の氾濫を許容する「水防災対策特定事業」や「土地利用一体型水防災事業」が施行されている。山間河川の防災事業として、これらの事業は適していると考える。

そこで本研究では、氾濫を許容しつつ破局的被害を防ぐための治水整備について考察する。1.3 で述べたように、江戸時代からいわゆる“霞堤”と呼ばれる開口部を有する不連続堤防により流勢を弱め、且つ氾濫水の早期排水を図る治水施設があったが、本研究では、それを現代的に拡張した治水施設を検討する。このような施設は洪水ピーク流量を減少させるので、下流の治水安全度の向上にも役立つものと考えられる。

研究手法は、非構造三角形格子に基づく浅水流方程式モデルとした。これにより河道と氾濫原を一体的に解析し、設定した治水施設の効果を定量的に計測できると期待できる。なお、山間河道および谷底平野は一般的に屈曲するため、通常矩形格子を適用した場合、計算精度の低下が懸念されることから、本研究では非構造三角形格子を採用した。

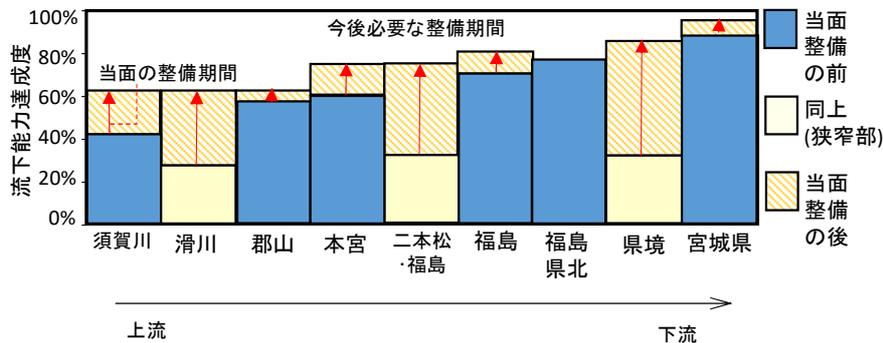


図 1.4-1 阿武隈川の河道流下能力達成度

1.4.2 本論文の構成

本論文は、全 5 章で構成し、各章の概要は以下のとおりである。

第 1 章では、本研究の背景および目的について述べ、本論文の構成を示す。

第 2 章は、山間河道の特性の調査である。治水地形分類図、地形標高図、過去の空中写真から、谷底平野と河道の関係および堤防開口部と集落の分布を調べ、山間河道に共通する特徴を整理し、3 章以降の水力検討の基礎とする。

第 3 章では、第 2 章で推察した堤防開口部の治水効果について、兵庫県の二級河川である千種川水系佐用川^{ちくまがわ さようがわ}を例として、数値シミュレーションを実施する。ここでは河道形状と氾濫流^{ちんげんりゅう}の関係を定量的に示し、第 4 章での検討のベースをつくる。

第 4 章では、第 2 章で整理した山間河道の治水施設（霞堤や山付部の堤防開口部）と、第 3 章の事例解析から氾濫流の特性を踏まえ、文献¹⁷⁾にある“流水型遊水地”のフィージビリティを定量的に検討する。

第 5 章では、本研究で得られた知見をまとめるとともに、今後の課題について述べる。

付録：中小河川の治水安全度調査

中小河川の治水安全度調査として、LP プロジェクトによる治水安全度調査結果⁶⁾を収集整理した。治水安全度調査結果は、地理院地図にて図 1.5-1 に示す平面図が公開されている。

本検討では、これら平面図に示された 3 つの区間（青線：30 年に一度程度発生すると想定されている降雨に対応している区間，黄線：10 年から 30 年に一度程度発生すると想定されている降雨に対応している区間，赤線：10 年に一度程度発生すると想定されている降雨に未対応の区間）の延長を直轄管理区間とそれ以外の区間に分割し、3 色の画素数を整理することで、中小河川の治水安全度の数値化を試みた。

なお、直轄管理区間とそれ以外の区間は、各水系で公表されている浸水想定区域図に記載のある管理区間を参考に分割した。

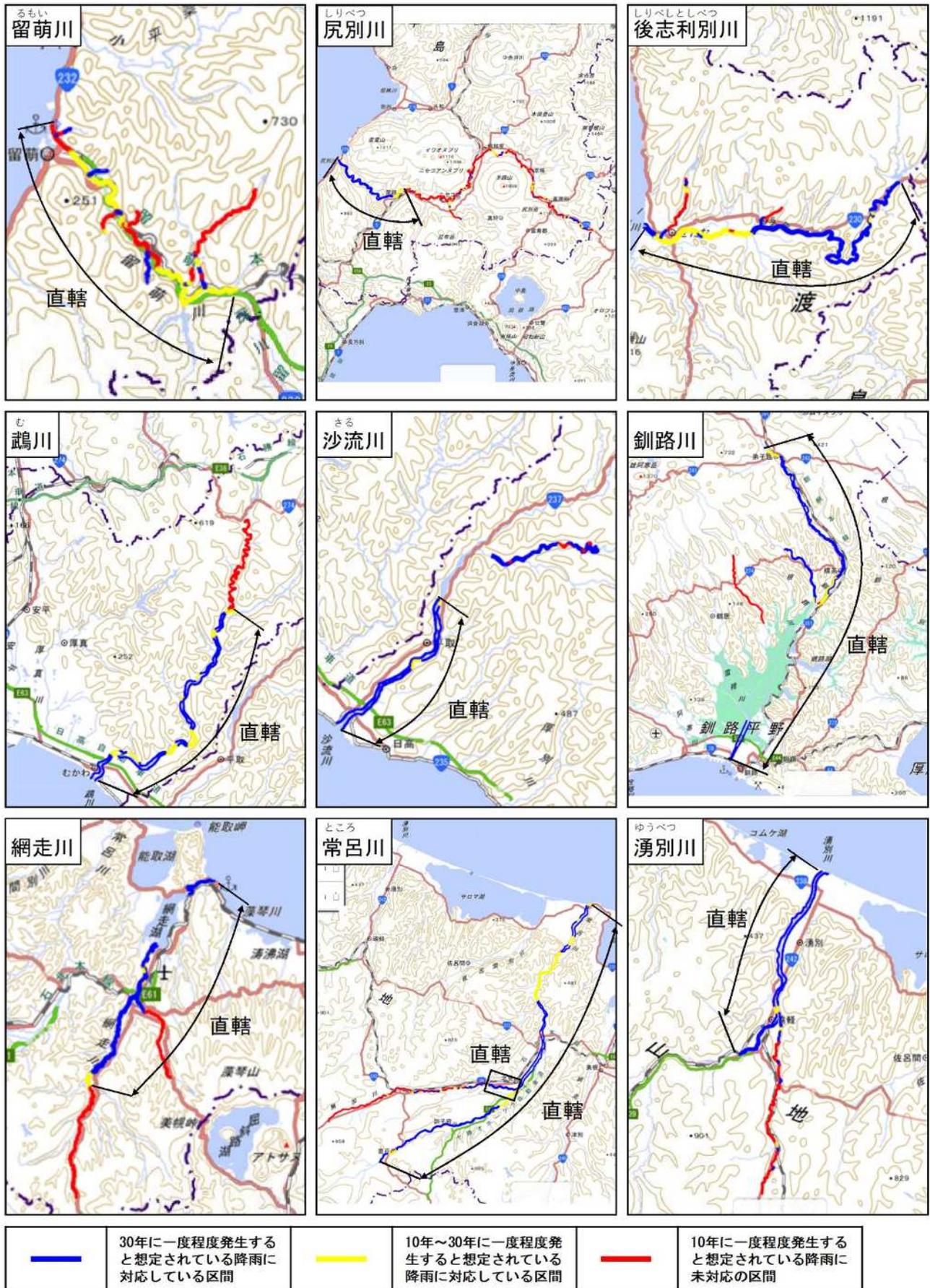
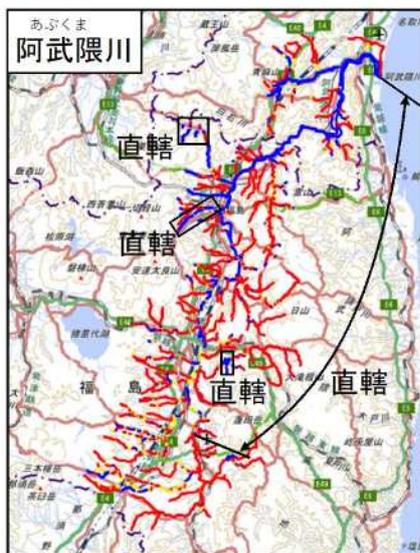


図 1.5-1(1) 治水安全度評価結果⁶⁾



	30年に一度程度発生すると想定されている降雨に対応している区間		10年～30年に一度程度発生すると想定されている降雨に対応している区間		10年に一度程度発生すると想定されている降雨に未対応の区間
--	---------------------------------	--	-------------------------------------	--	-------------------------------

図 1.5-1(2) 治水安全度評価結果⁶⁾



	30年に一度程度発生すると想定されている降雨に対応している区間		10年～30年に一度程度発生すると想定されている降雨に対応している区間		10年に一度程度発生すると想定されている降雨に未対応の区間
--	---------------------------------	--	-------------------------------------	--	-------------------------------

図 1.5-1(3) 治水安全度評価結果⁶⁾

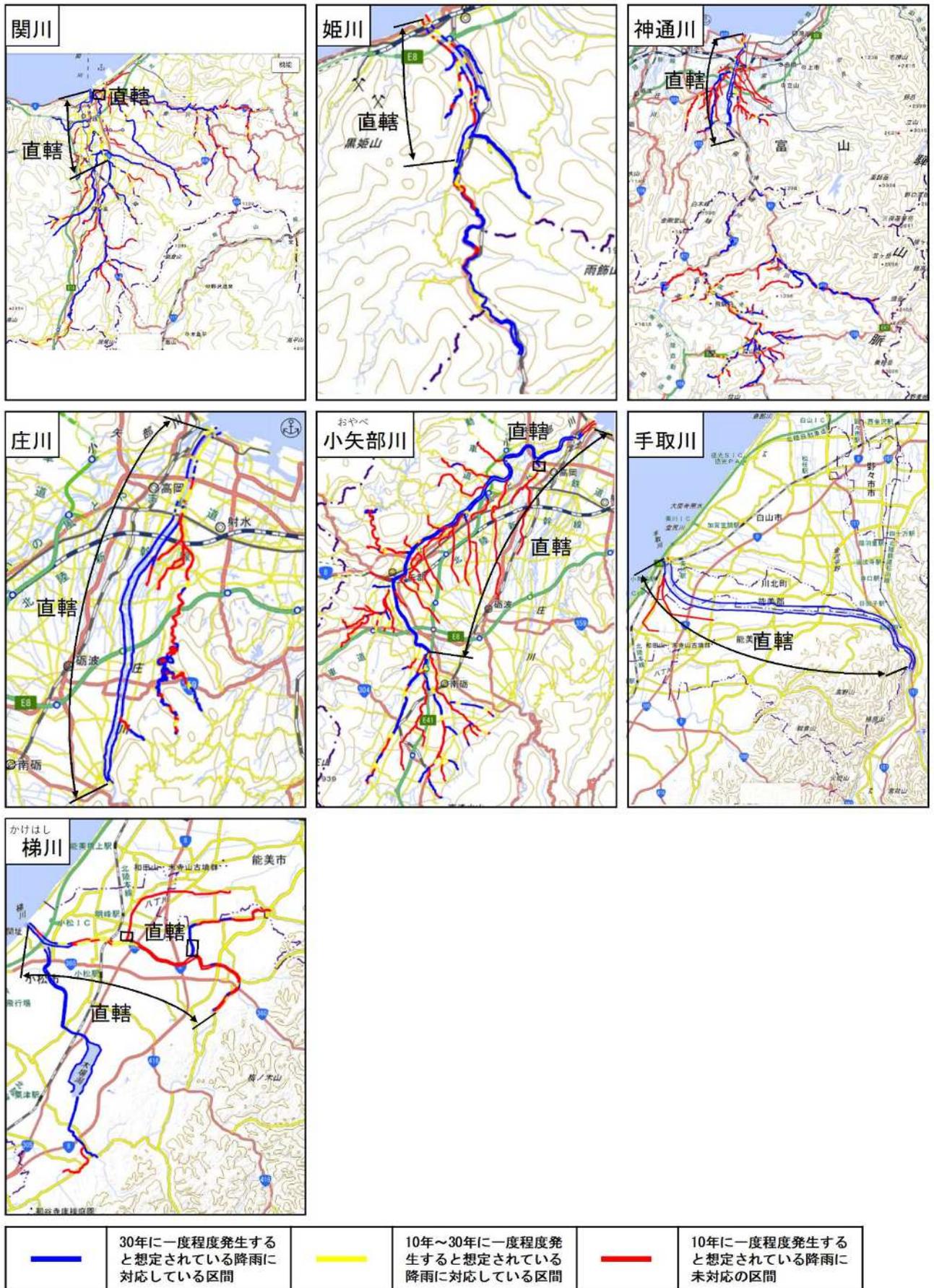


図 1.5-1(4) 治水安全度評価結果⁶⁾

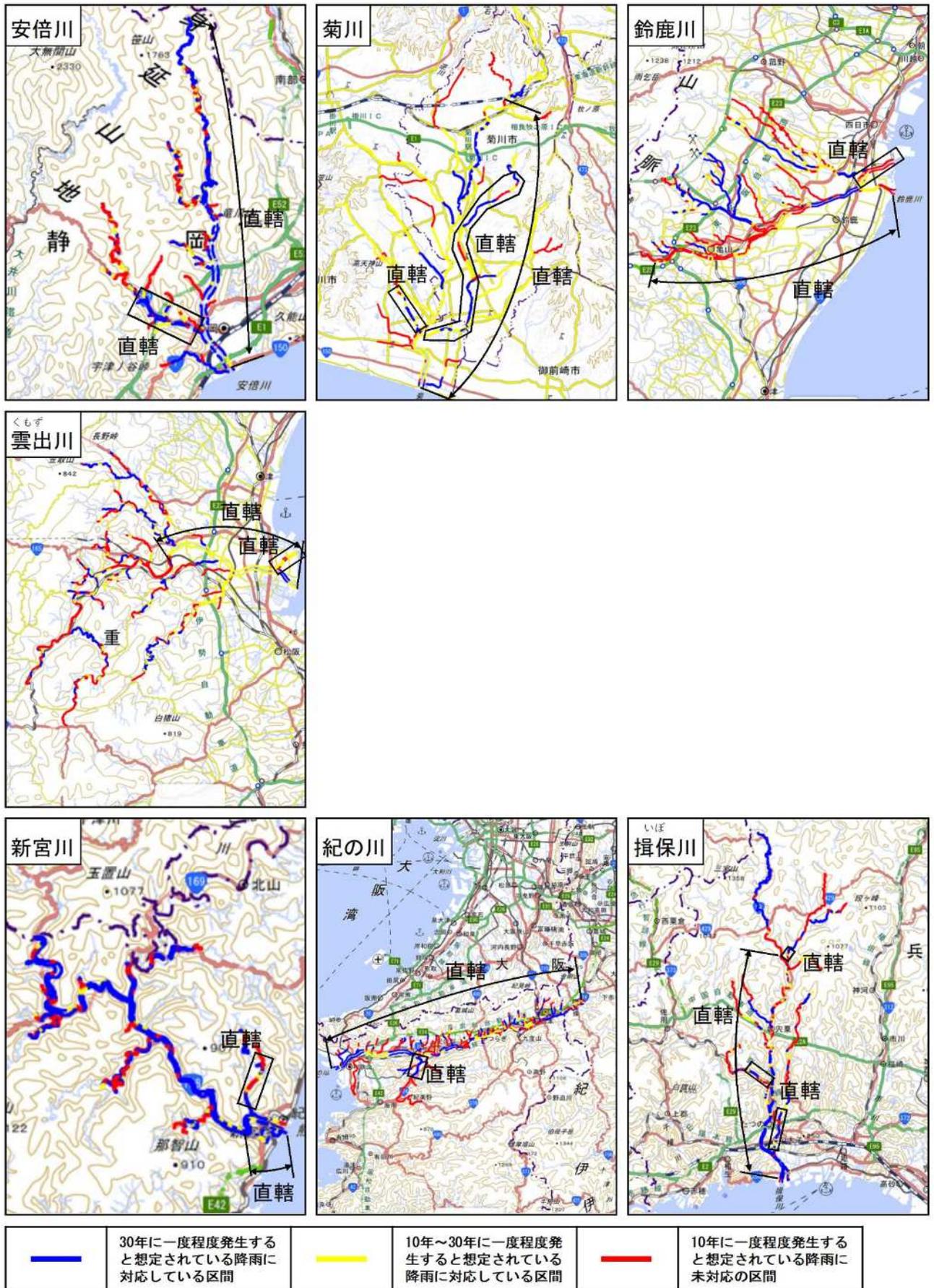


図 1.5-1(5) 治水安全度評価結果⁶⁾

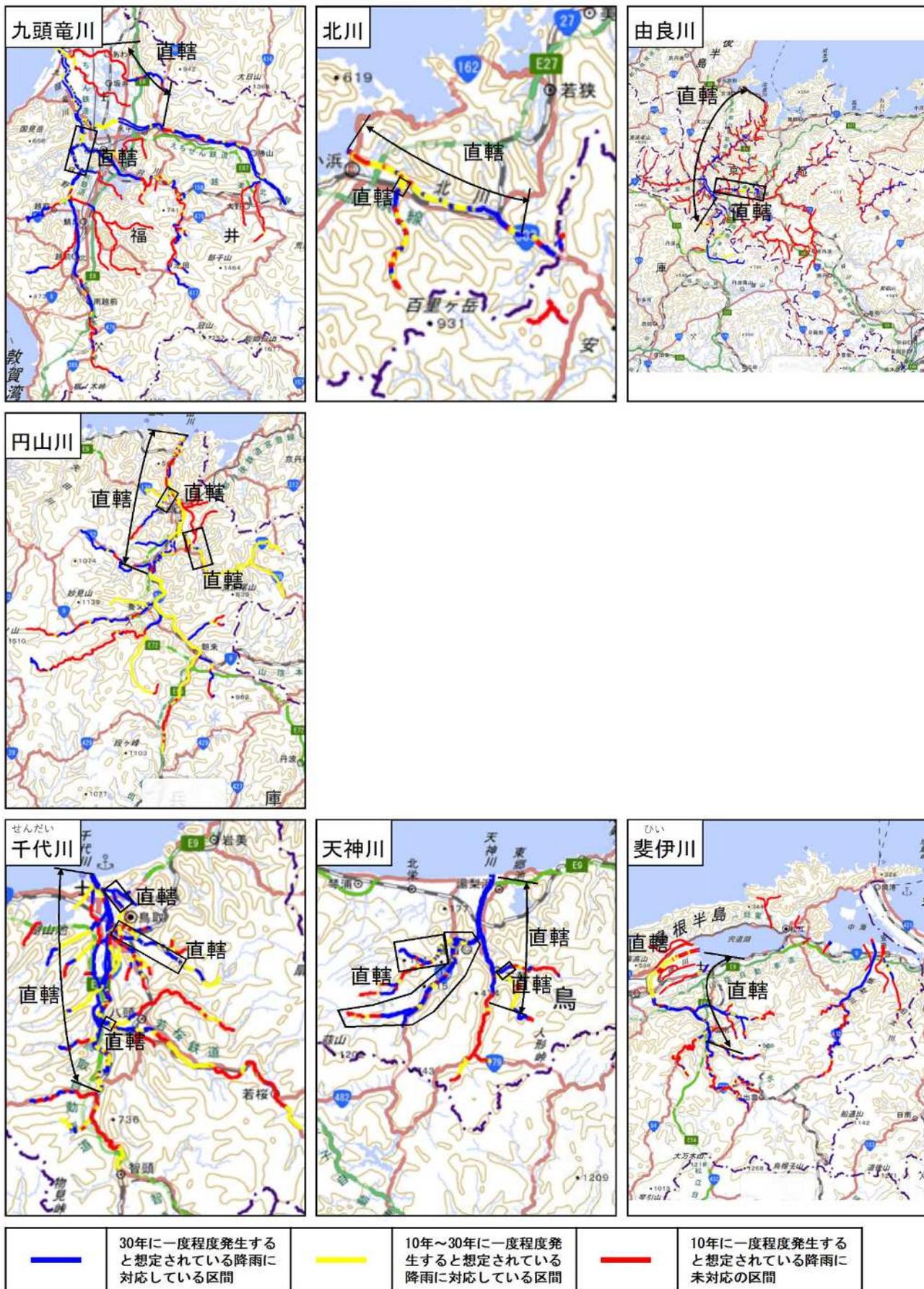


図 1.5-1(6) 治水安全度評価結果⁶⁾

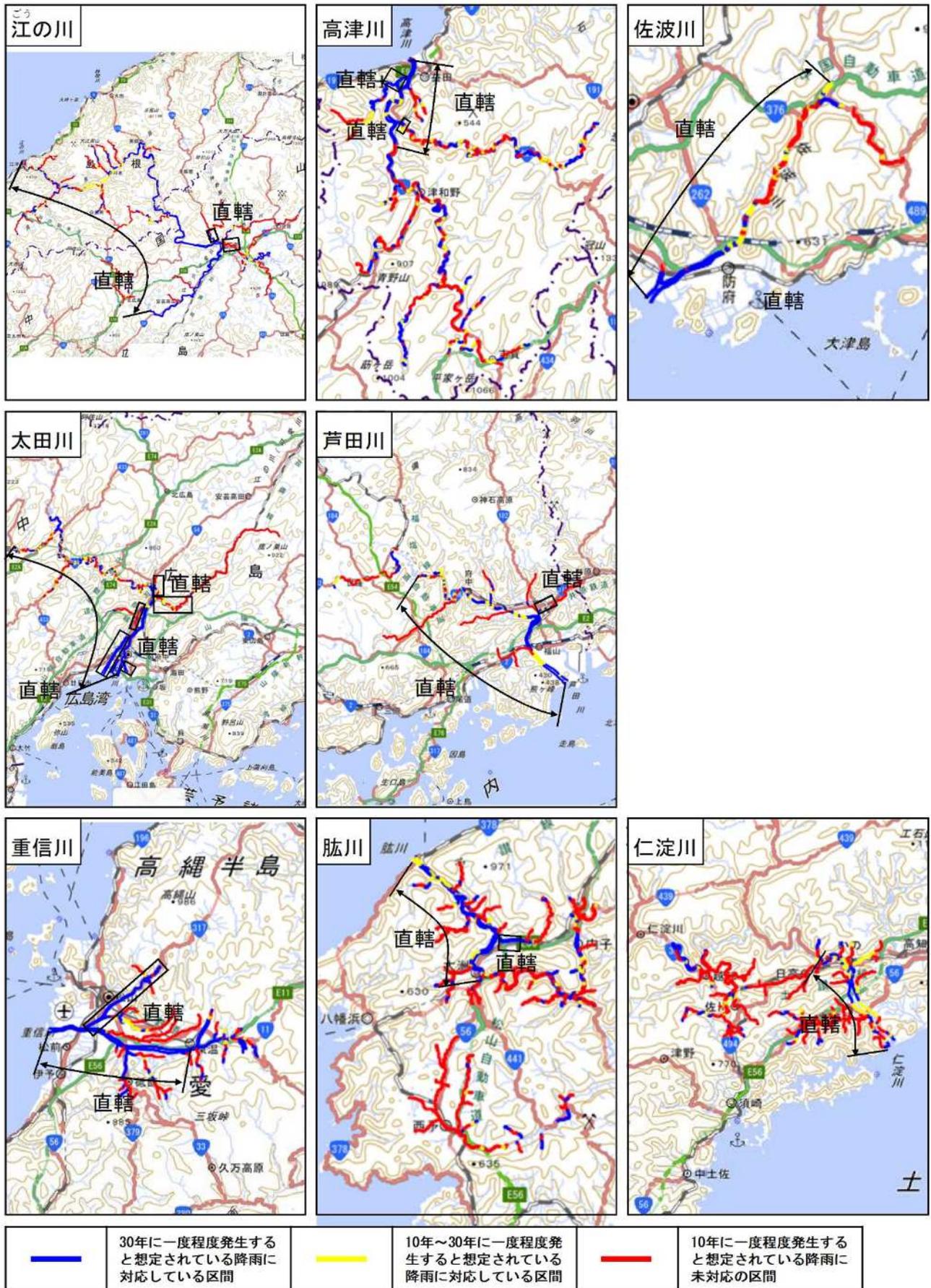


図 1.5-1(7) 治水安全度評価結果⁶⁾



図 1.5-1(8) 治水安全度評価結果⁶⁾

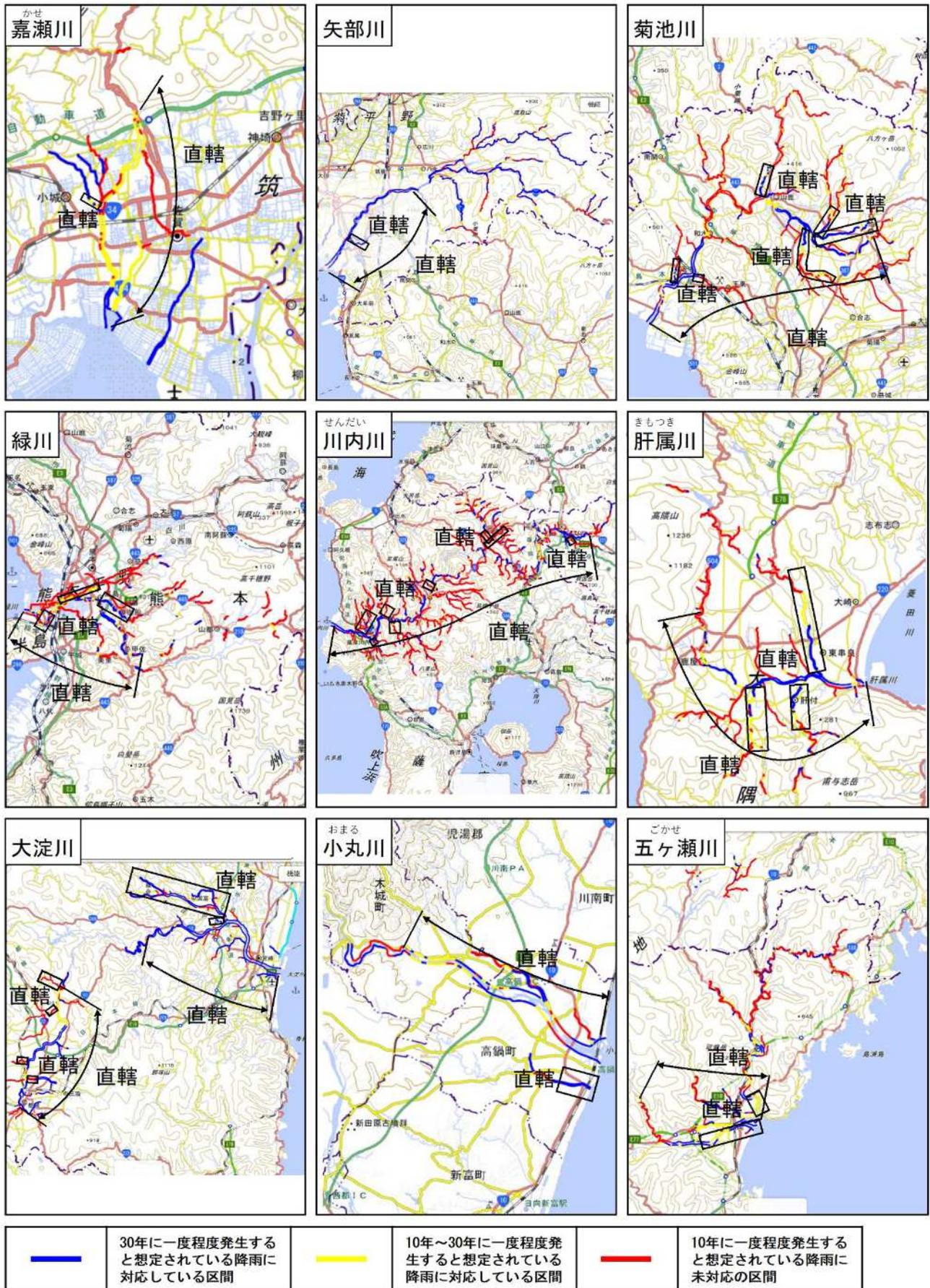


図 1.5-1(9) 治水安全度評価結果⁶⁾

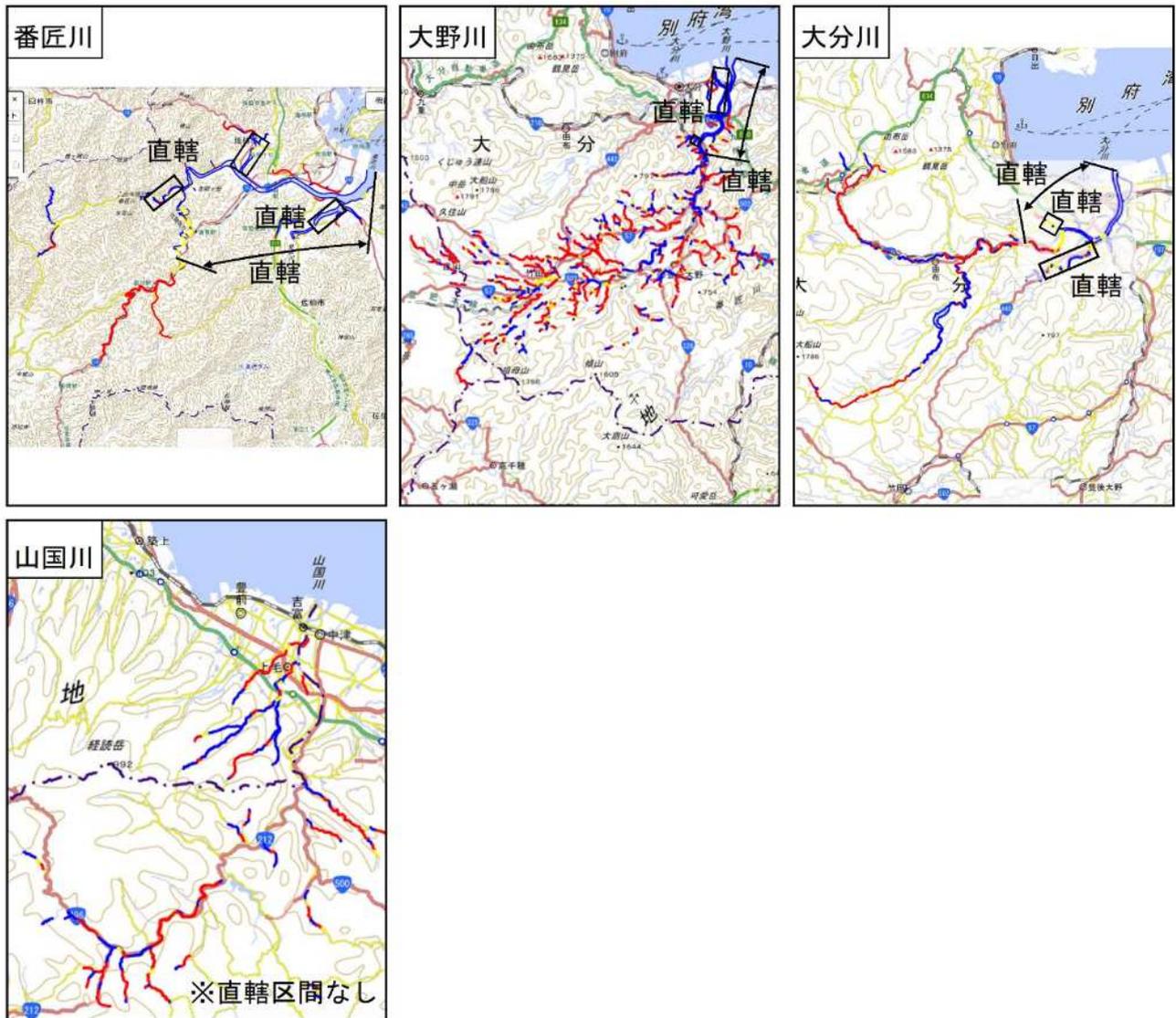


図 1.5-1(10) 治水安全度評価結果⁶⁾

【参考文献】

- 1) 命を守る水害読本編集委員会：命を守る水害読本，毎日新聞出版，2017.
- 2) 社会資本整備審議会河川分科会 気候変動に適応した治水対策検討小委員会：水災害分野における気候変動適応策のあり方について～災害リスク情報と危機感を共有し，減災に取り組む社会へ～答申，2015.
- 3) 国土交通省水管理・国土保全局：水害統計調査，
http://www.mlit.go.jp/river/toukei_chousa/kasen/suigaitoukei/index.html
- 4) 山口県：あぶ川だより創刊号，2014.
- 5) 福岡県：平成 29 年 7 月九州北部豪雨における災害対応に関する検証結果報告書 平成 30 年 3 月，2018.
- 6) 国土技術政策総合研究所河川研究部水害研究室：航空レーザ測量を活用した治水安全度評価，<http://www.nilim.go.jp/lab/rcg/newhp/seika.files/lp/index.html>
- 7) 建設省河川局，(社)日本河川協会：改定新版建設省河川砂防技術基準(案)同解説計画編，山海堂，1997.
- 8) (財)国土技術研究センター：中小河川計画の手引き(案)，1999.
- 9) 社会資本整備審議会河川分科会 大規模氾濫に対する減災のための治水対策検討小委員会：大規模氾濫に対する減災のための治水対策のあり方について～社会意識の変革による「水防災意識社会」の再構築に向けて～答申，2015.
- 10) 社会資本整備審議会河川分科会 大規模広域豪雨を踏まえた水災害対策のあり方について答申，2018.
- 11) 気候変動を踏まえた治水計画に係る技術検討会：気候変動を踏まえた治水計画のあり方提言，2019.
- 12) 社会資本整備審議会河川分科会 気候変動を踏まえた水災害対策検討小委員会：気候変動を踏まえた水災害対策のあり方について～あらゆる関係者が流域全体で行う持続可能な「流域治水」への転換～ 答申，2020.
- 13) 武内慶了，福島雅紀，諏訪義雄，天野邦彦：中山間地域谷底平野における避難時間確保を目指す減災システムに関する考察，土木学会論文集 B1(水工学)，Vol.74, No.4, I_1303-1308, 2018.
- 14) 堀智晴，古川整治，藤田暁，稲津謙治，池淵周一：氾濫原における安全度評価と減災対策を組み込んだ総合的治水対策システムの最適設計，土木学会論文集 B, Vol.64, No.1, 13-23, 2008.
- 15) 大熊孝：霞堤の機能と語源に関する考察，第 7 回日本土木史研究発表会論文集，pp.259-266, 1987.
- 16) 寺村淳，大熊孝：不連続堤の機能と分類に関する研究，土木史研究講演集，Vol.26, pp.347-356, 2006.
- 17) 石川忠晴：上流域での計画的氾濫による治水安全度向上の可能性について～「流水型遊水地」の提案～，水循環，雨水貯留浸透技術協会，Vol.117, pp4-9, 2020.

- 18) 石川忠晴, 赤穂良輔, 小林裕貴: 数値シミュレーションによる日本堤システムの洪水調節機能の評価, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol. 73, No.4, I_1387-1392, 2017.
- 19) 妹尾泰史, 石川忠晴: 数値シミュレーションによる江戸時代後期の黒部川扇状地霞堤システムの洪水調節機能の評価, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol. 74, No.4, I_1411-1416, 2018.
- 20) 妹尾泰史, 石川忠晴, 小島崇: 数値実験による急流河川霞堤の機能に関する一考察, 河川技術論文集, 第 24 卷, 2018.
- 21) 石川忠晴, 赤穂良輔: 数値シミュレーションによる江戸期百間川放水路の洪水調節機能の評価, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol. 72, No.4, I_343-348, 2016.
- 22) 国土交通省東北地方整備局: 阿武隈川河川整備計画[大臣管理区間], 2012.

第2章 山間部を流れる中小河川の特徴

2.1 はじめに

本章では、本研究で対象とする「山間部の中小河川」の地形特性と氾濫を許容する治水施設および土地利用形態について整理する。山間河川というとは一般には横断面がV字形の溪流をイメージされるであろうが、治水をテーマとする本論文では、谷底の氾濫原に人家や農地が存在する上流部の河川を指している。

図 2.1-1(a)は2011年に撮影された兵庫県の二級河川千種川の支川である佐用川の航空写真である。図 2.1-1(b)には千種川水系の概略平面図と図 2.1-1(a)の撮影範囲を示している。谷底平野（すなわち元々の氾濫原）は幅約350m～400mで湾曲しており、縦断勾配は約1/200となっている。河道は所々で山裾に接触しながら谷底平野を蛇行しており、蛇行半波長を単位として谷底平野を分割されている。また、山間部ではあるが、人家は多く農耕が盛んであり、鉄道や道路も整備されていることがわかる。

図 2.1-2(a)は標高分布図¹⁾であり、図中の2つの測線の横断面図および航空写真から判読できる土地利用を図 2.1-2(b)に示している。これらを航空写真（図 2.1-1(a)）と比較すると、河道両岸のほとんどは水田として利用され、人家は氾濫原上の微高地や山裾の緩斜面上にあることがわかる。また、山付部を除いて河道両岸には堤防が築造されているが、図 2.1-2(a)に○で示す位置には堤防が存在しないことが後述の2.3の調査によりわかっている。このような堤防開口部からは、河川水の逆流により氾濫が生じるが、地形勾配が急であるため氾濫域は比較的狭いと考えられる。一方、氾濫原には上流での堤防越水や両側山地からの雨水により湛水するが、降雨終了後は堤防開口部から速やかに排水される可能性がある。つまり山付部の堤防開口部は“霞堤”と類似の機能を有していると考えられる。以上が本論文で対象とする山間地の中小河川の例であり、山間部の多い我が国では全国的に多数存在する。

本章では、一級河川直轄管理区間とその他の河川区間（一級河川指定区間、二級河川）に分けて、山間河川の特徴を詳細に調査した。

一級河川直轄管理区間では治水地形分類図が整備されている。この地図は名称のとおり治水対策の検討を目的に、流域に対して氾濫平野、自然堤防、旧河道跡、後背湿地など地形を区分したもので、各種の堤防（完成堤、暫定堤、旧堤等）も記入されている。また地理院地図の標準地図²⁾とオーバーレイすることで、家屋分布と地形分布との関係を把握できる。そこでまず治水地形分類図から代表的な山間河川を抽出し、航空写真、各種の国土地理院の地図および明治後半の地形図を用いて、その特徴を詳細に分析した。

一方、その他の河川区間では航空写真と標準地図を比較しながら河道の特性を分析した。ただし、それら写真と地図だけでは堤防線および堤防開口部を確認しにくいので、実体鏡を用いてステレオ撮影されている航空写真を実体視して確認した。

(a) 2011 年撮影



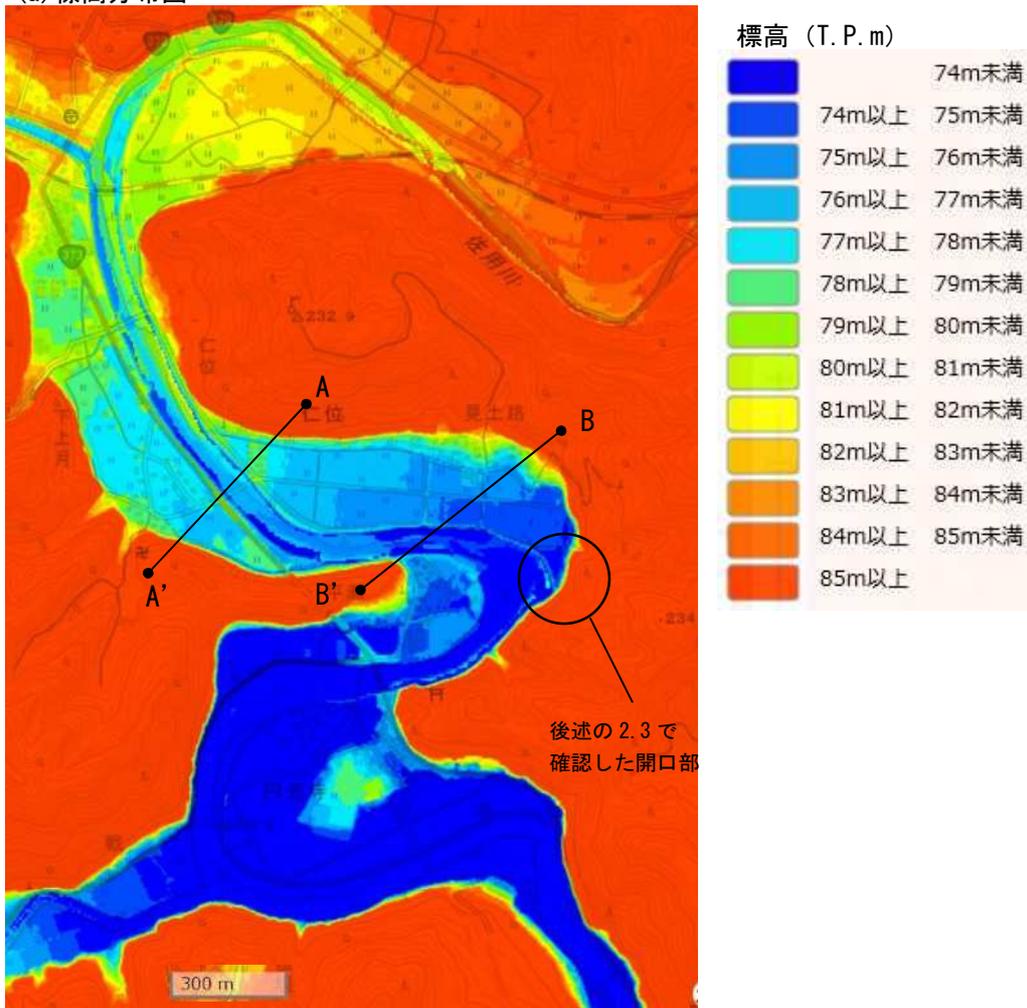
(b) 千種川水系平面図



図 2.1-1 本章で対象とする山間部を流れる中小河川の例

(兵庫県：佐用川，写真が上流，河床勾配 1/200)

(a) 標高分布図



(b) 地形横断面図

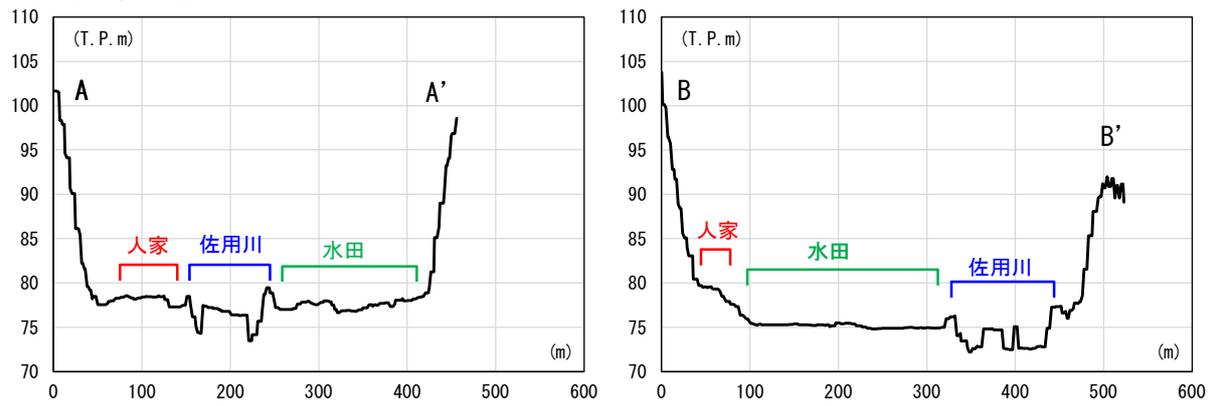


図 2.1-2 兵庫県佐用川の標高分布図 (図 2.1-1 と同じ描画範囲)

2.2 一級河川直轄管理区間の調査

2.2.1 調査方法

本調査は、前述の図 2.1-1 に示すような山間部を流れる中小河川を、国土地理院空中写真サービス¹⁾が提供している地理院地図を用いて検索したものである。

検索した河川の中から、山間部を流れる中小河川の氾濫形態と土地利用から昔の治水方策を考察するため、家屋分布と地形区分の関係、現河道と旧河道の位置関係、明治と昭和の地図にある河道や家屋の類似点・相違点などに着目して表 2.2-1 に示す 5 つの平面図を分析する。

調査対象河川は、前述のとおり、図 2.2-1 に示す治水地形分類図が整理されている一級水系直轄管理河川の上流区間とし、本研究での調査対象は、西日本の河川とした。また、図 2.2-1 には 2.2.2 での調査対象河川の位置を付記している。

表 2.2-1 整理する平面図

平面図名称	内 容	備 考
治水地形分類図 ¹⁾	扇状地、自然堤防、旧河道、後背湿地などの詳細な地形分類及び堤防などの河川工作物等を表示したもの	更新版 作成されている範囲：図 2.2-1 凡例：図 2.2-2
色彩標高図 ¹⁾	標高の変化を陰影と段彩の効果を用いて視覚的に表現したもの	標高は基盤地図情報の数値標高モデル 10m メッシュが基本とされたもの
標準地図 ¹⁾	地理院地図 ¹⁾ でベースマップとして整理されている平面図	
過去の空中写真 ¹⁾	地理院地図 ¹⁾ で整理されている空中写真のうち、検討対象範囲で最も撮影年代の古い空中写真	
過去の地図 ²⁾	明治期に作成された 1/50,000 地図	日本全国を網羅した地図ではないため、検討対象箇所が存在しない場合もある。

治水地形分類図整備範囲（2020(令和2)年3月現在）

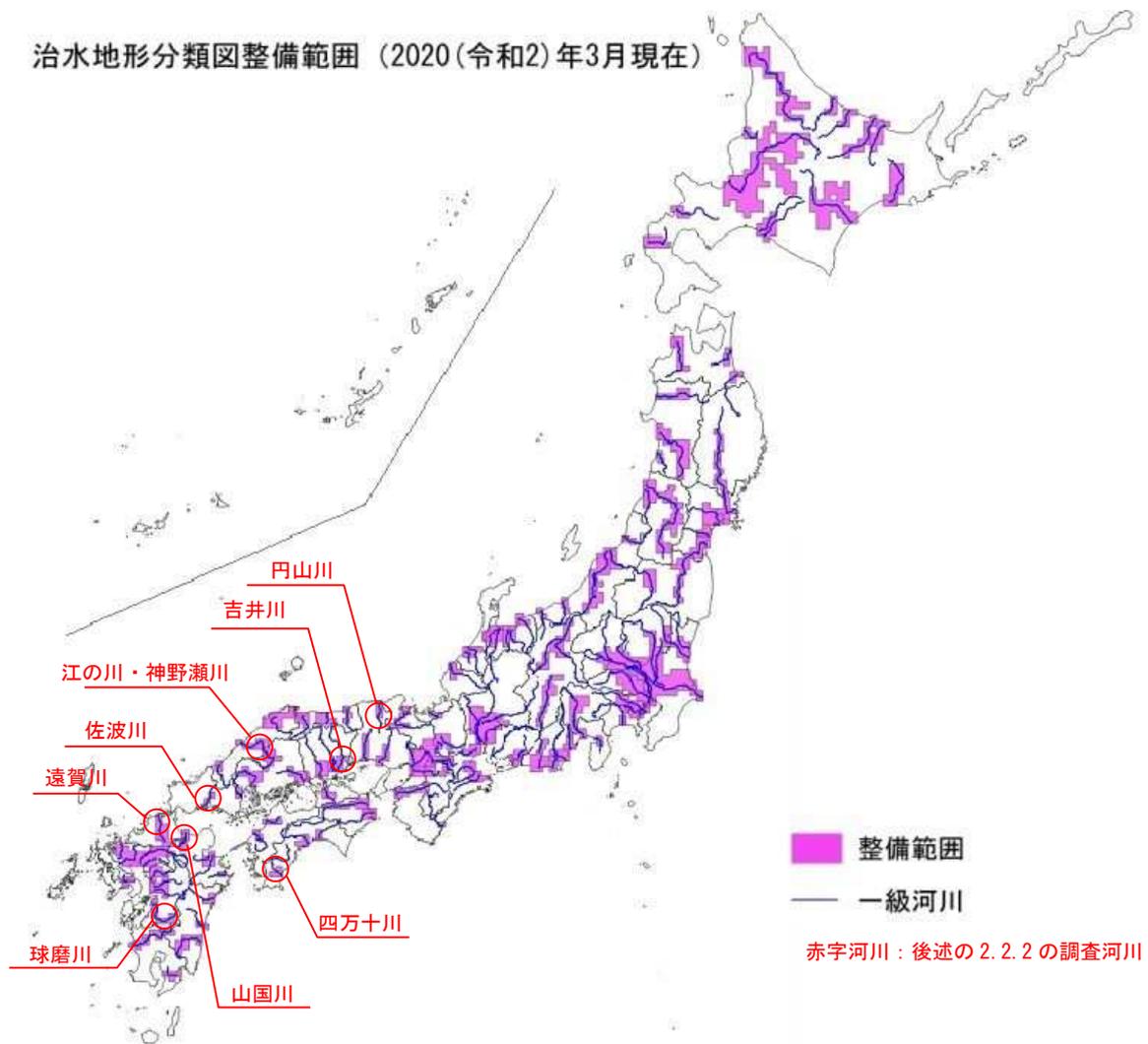


図 2.2-1 治水地形分類図整備範囲図¹⁾

大分類	中分類	小分類	細分類	記号	
山地					
台地・段丘		段丘面			
		崖(段丘崖)			
		浅い谷			
低地	山麓堆積地形				
	扇状地				
	氾濫平野				
	氾濫平野	後背湿地			
	扇状地, 氾濫平野	微高地(自然堤防)			
		旧河道	旧河道(明瞭)		
			旧河道(不明瞭)		
	落堀				
砂州・砂丘					
人工改変地形		干拓地			
		盛土地・埋立地			
		切土地			
		連続盛土			
その他の地形等		天井川の区間			
		現河道・水面			
	旧流路		S.30年代後半～ S.40年代前半		
			S.20年代		
			T.末期～S.初期		
			M.末期～T.初期		
	地盤高線	主曲線			
補助曲線					
河川管理施設等	旧堤防	旧堤防	S.30年代後半～ S.40年代前半		
			S.20年代		
			T.末期～S.初期		
			M.末期～T.初期		
	河川管理施設 (許可工作物 も含む)	堤防	完成堤防		
			暫定堤防		
			暫々定堤防		
		護岸			
	河川工作物	水位観測所			
		流量観測所			
		水質観測所			
		雨量観測所			
		樋門・樋管			
		水門・閘門			
		揚排水機場			
事務所・出張所	事務所				
	出張所				
	距離標				
	測線				

図 2.2-2 治水地形分類図の凡例¹⁾

2.2.2 調査結果

前述の図 2.1-1 に示すような区間において、堤内地の治水地形分類図が類似していた河川を表 2.2-2 に示す。また、これら河川の平面図集を図 2.2-3～図 2.2-10 に整理する。各図に併記している流域図は文献³⁾を参照した。また、治水地形分類図の凡例は前述の図 2.2-2 を参照されたい。

表 2.2-2 本調査で抽出した堤内地の治水地形分類図が類似している河川

都道府県	河川名	箇所数
広島県・島根県	江の川	5 箇所
岡山県	吉井川	1 箇所
山口県	佐波川	〃
兵庫県	円山川	〃
高知県	四万十川	〃
福岡県	遠賀川	〃
福岡県・大分県	山国川	2 箇所
熊本県	球磨川	1 箇所

広島県、島根県を流れる江の川（図 2.2-3）では、上記のような箇所が 5 箇所確認でき、抽出箇所の地形勾配は 1/130～1/820 であった。なお、地形勾配 1/820 は、山間部では地形勾配が小さいが、これは図 2.2-3(3/5)に示すように対象箇所が支川合流部となっているためである。図 2.2-3(1/5)の明治 32 年地図をみると、微高地上に街道が通っており、街道沿いには郵便局や集落が立地していることが確認でき、その街道沿いの建物分布は昭和 39 年にもみてとれる。それ以外の 4 箇所についても、旧河道上には家屋は分布していない。また、図 2.2-3(3/5) (4/5) では、旧河道が現在の河道と合流する位置は谷斜面に接する付近で、樋門・樋管が設置されており、“河道との接続”がなされている。

岡山県を流れる吉井川（図 2.2-4）で抽出した箇所の地形勾配は 1/500 であった。吉井川の旧河道は江の川のように旧河道が現河道と合流はしていないが、明治 26 年地図では現河道と旧河道に挟まれた微高地に家屋が確認できる。

山口県を流れる佐波川（図 2.2-5）で抽出した箇所の地形勾配は 1/330 であり、“現河道と旧河道が谷底を錯綜している様子”が顕著に表れており、山裾と旧河道で挟まれた微高地には家屋ができる。また、旧河道が現在の河道と合流する位置は、江の川同様に、谷斜面に接する付近で、その箇所は開口部となっている。

兵庫県を流れる円山川（図 2.2-6）で抽出した箇所の地形勾配は 1/770 で、明治 31 年地図では微高地には建物がなく鉄道以外全て水田利用されているが、昭和 51 年空中写真では、その旧河道を避けたように微高地に建物が立地している。

高知県を流れる四万十川（図 2.2-7）で抽出した箇所地形勾配は 1/300 で、旧河道が現河道に合流する地点に堤防はなかった（治水地形分類図より）。

福岡県を流れる遠賀川（図 2.2-8）で抽出した箇所地形勾配は 1/460 で、旧河道を避けるように微高地に建物が分布している。

福岡県、大分県を流れる山国川（図 2.2-9）では、上記のような箇所が 2 箇所確認でき、抽出箇所地形勾配は 1/110, 1/170 であった。山国川（図 2.2-9(1/2)の明治 36 年地図）も江の川のように、微高地上に街道が通っており、駅や学校、郵便局が立地している。また、旧河道が現河道に合流する地点には樋門・樋管が設置されていることが確認できる。

熊本県を流れる球磨川（図 2.2-10）で抽出した箇所地形勾配は 1/270 で、微高地には家屋ではなくグラウンドが整備されており、旧河道が現河道に合流する地点に堤防はない。

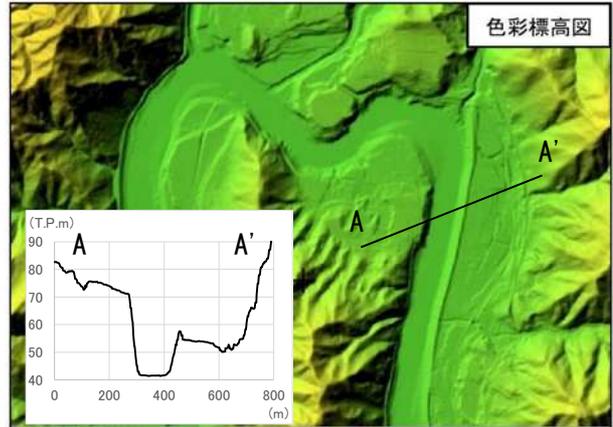
いずれの河川でも両側を山地・丘陵で画された谷底に氾濫平野と微高地および旧河道跡が錯綜しており、現在の河道は山裾に接触しながら蛇行している。また、現河道と旧河道に挟まれた微高地（自然堤防および山際）には家屋が分布し、氾濫平野のほとんどは水田として利用されている。さらに、山間部の河川堤防の多くは暫定堤防^{脚注1}ないし暫暫定堤防^{脚注2}であり、完成堤防^{脚注3}は少ない。

以上より、我が国の山間部においては、堤防による完全な越水防止を期待するのではなく、“洪水氾濫を前提とした住まい方”となっていたことが伺える。このような土地利用形態は我が国の谷底平野では一般的であると考えられる。

脚注1 計画高水位に対して必要な高さを有しているが、完成の計画に至っていない（堤防の厚さが計画に満たない）堤防を指す。

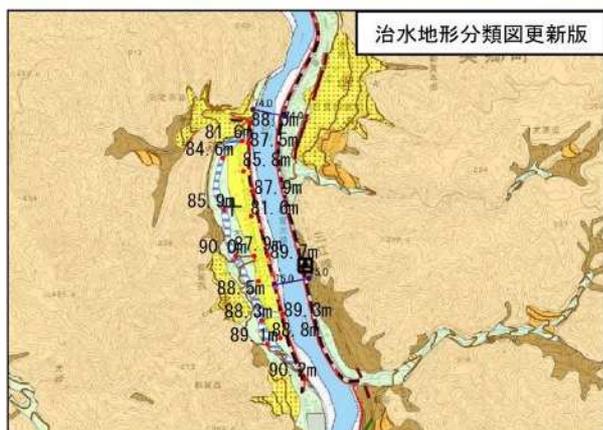
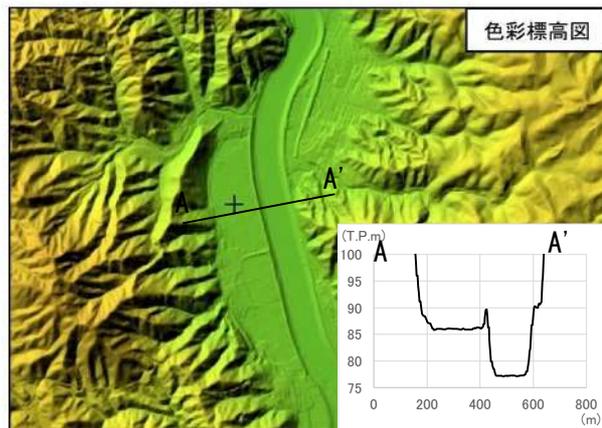
脚注2 計画高水位以下の高さの堤防を指す。

脚注3 計画高水位に対して必要な高さ断面を有している堤防を指す。



300m

図 2.2-3 広島県・島根県 江の川 (1/5), 地形勾配 1/350



300m



図 2.2-3 広島県・島根県 江の川 (2/5), 地形勾配 1/240

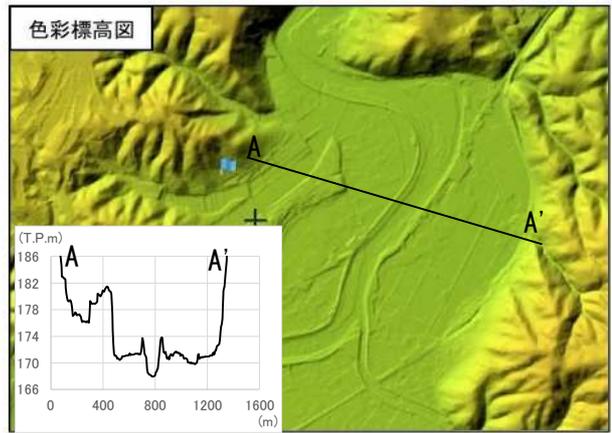


図 2.2-3 広島県・島根県 江の川 (3/5), 地形勾配 1/820

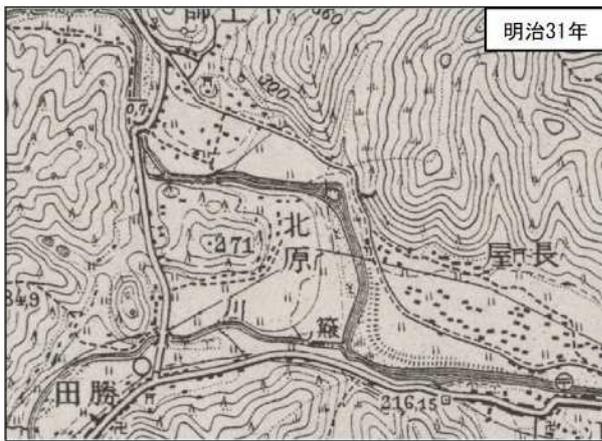
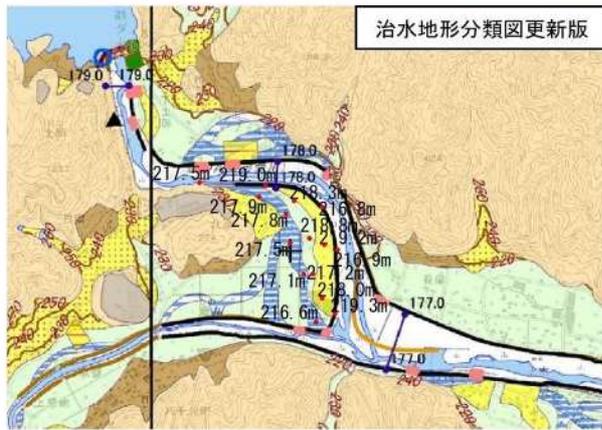
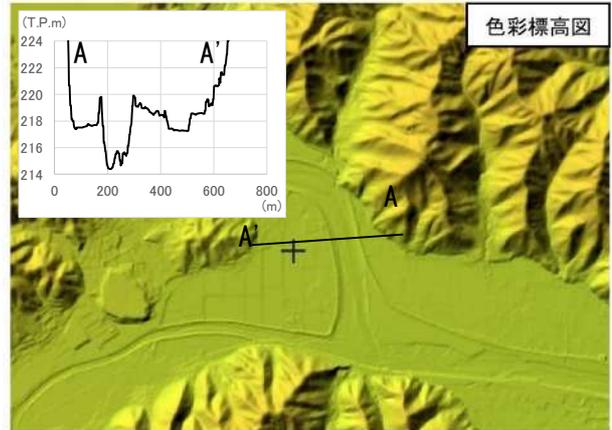
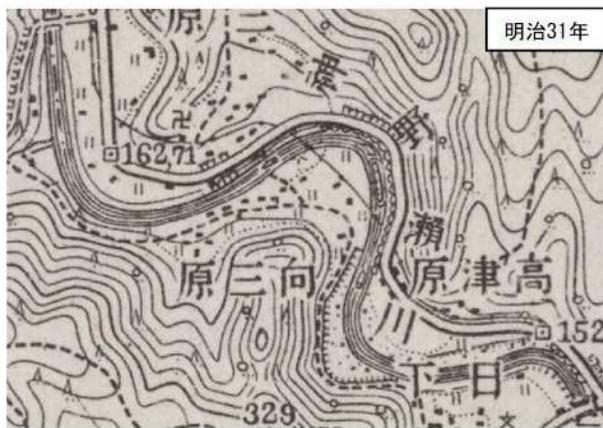
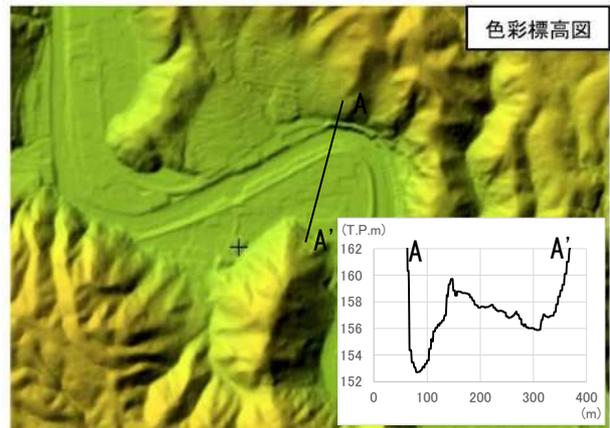


図 2.2-3 広島県・島根県 江の川 (4/5), 地形勾配 1/440



100m

図 2.2-3 広島県・島根県 江の川の支川 (神野瀬川) (5/5), 地形勾配 1/130

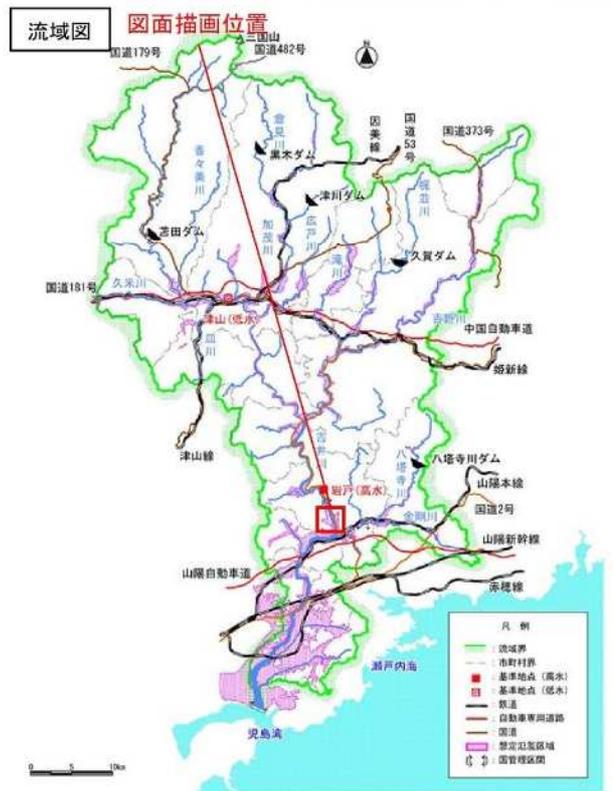
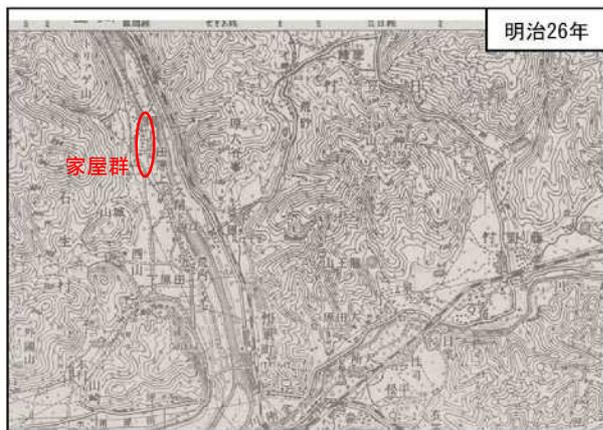
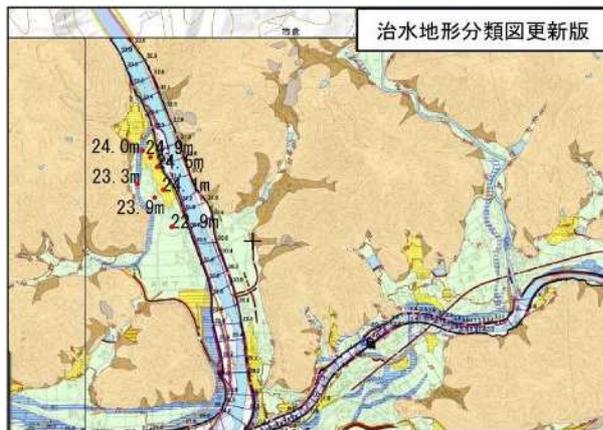
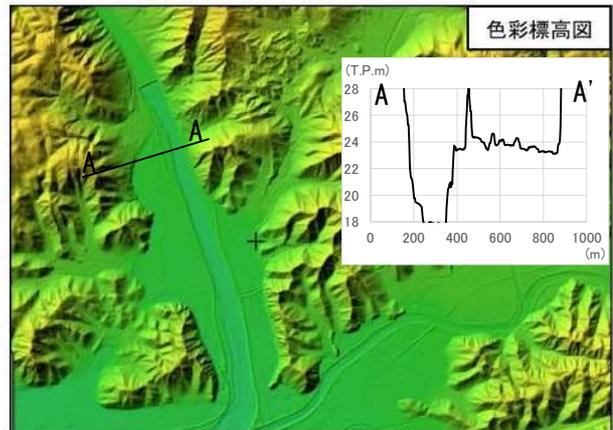
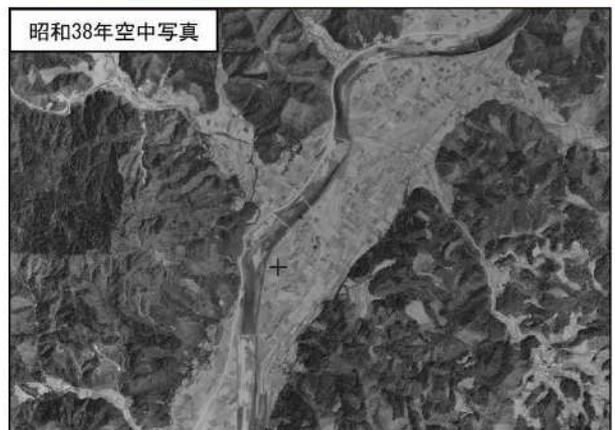
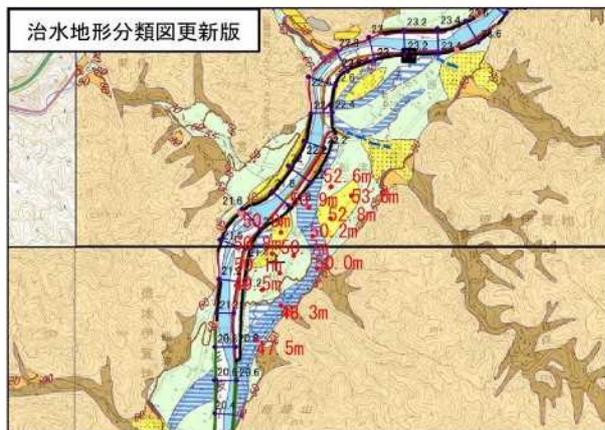
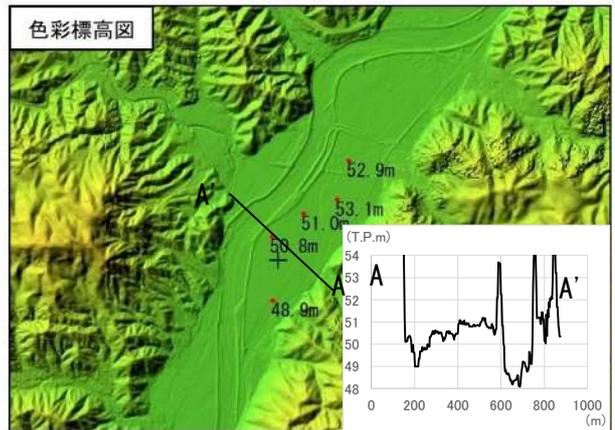


図 2.2-4 岡山県 吉井川，地形勾配 1/550



300m

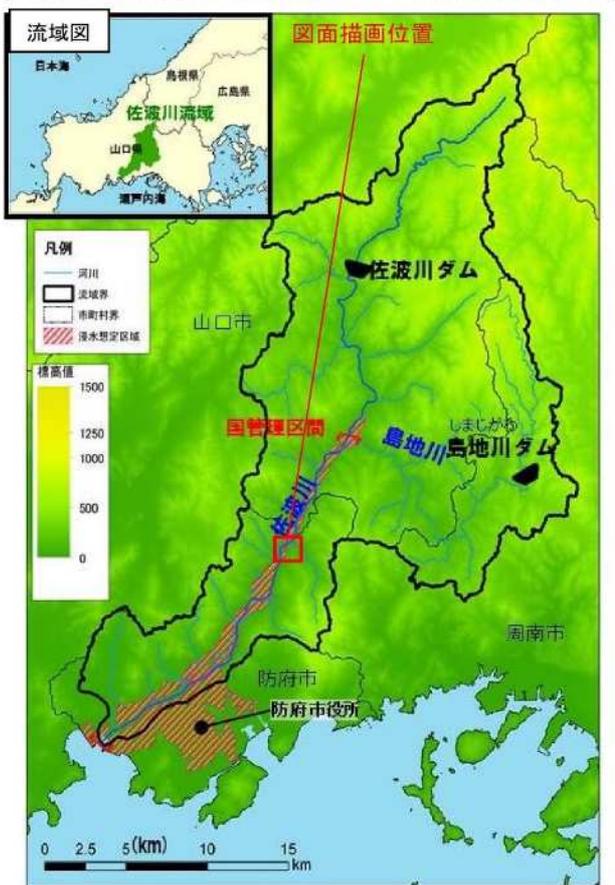


図 2.2-5 山口県 佐波川, 地形勾配 1/330

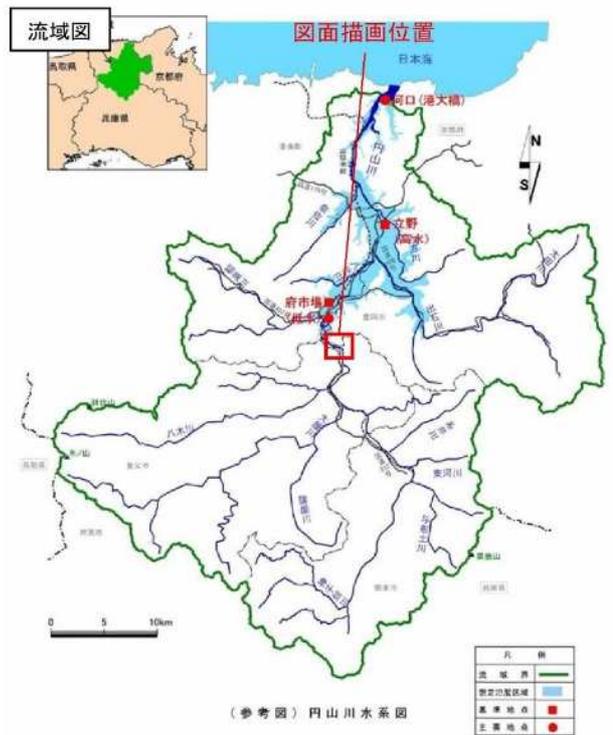
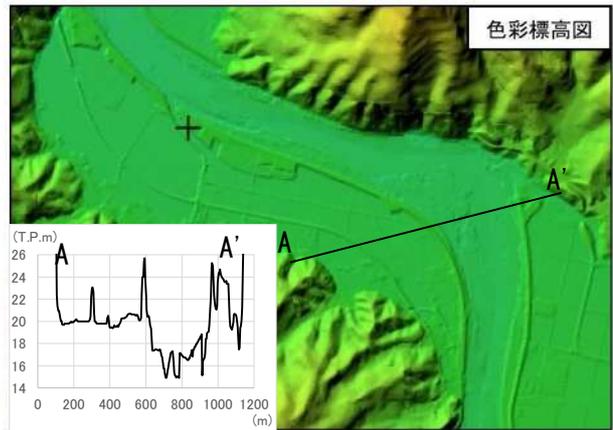
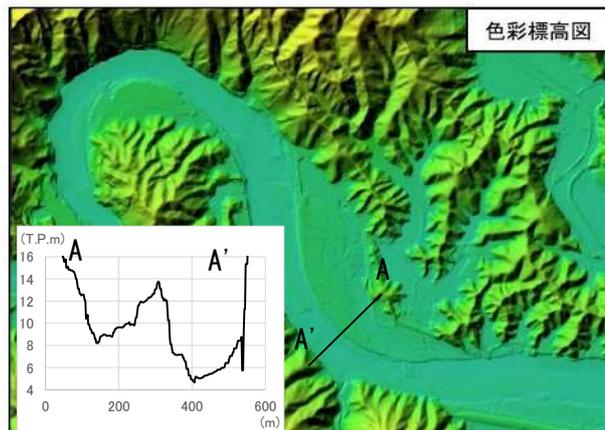


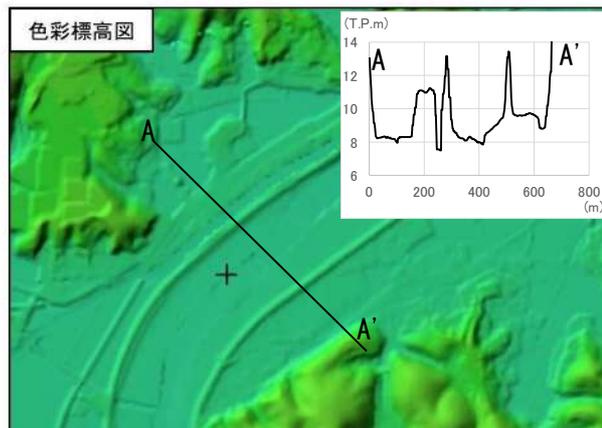
図 2.2-6 兵庫県 円山川，地形勾配 1/770



300m



図 2.2-7 高知県 四万十川, 地形勾配 1/300



100m

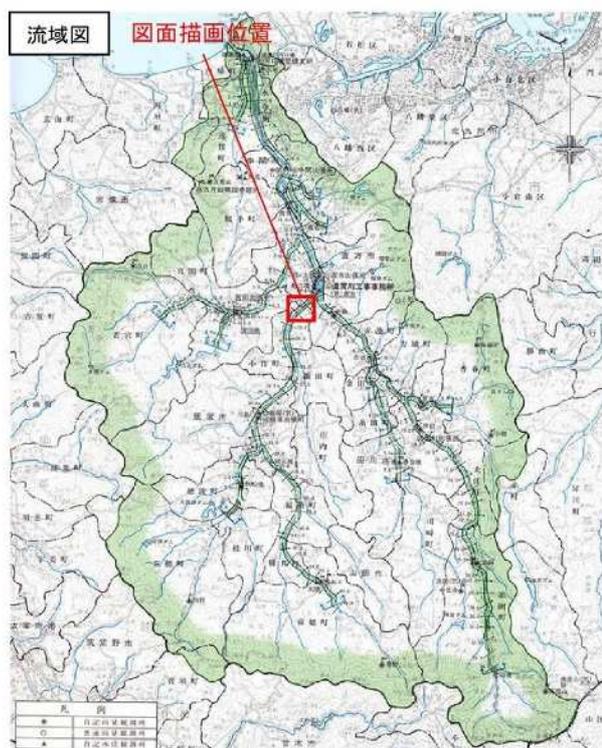
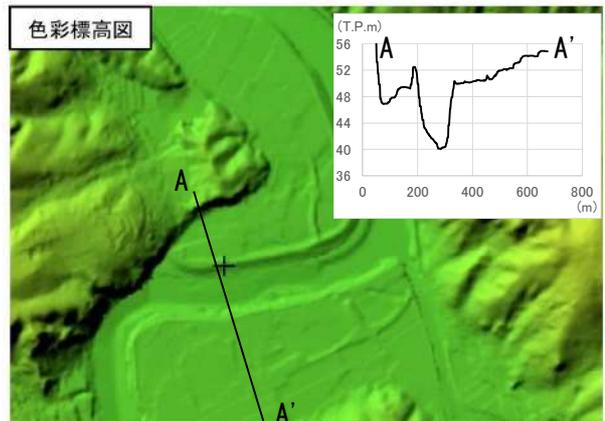


図 2.2-8 福岡県 遠賀川, 地形勾配 1/460



100m



図 2.2-9 福岡県・大分県 山国川 (1/2), 地形勾配 1/170

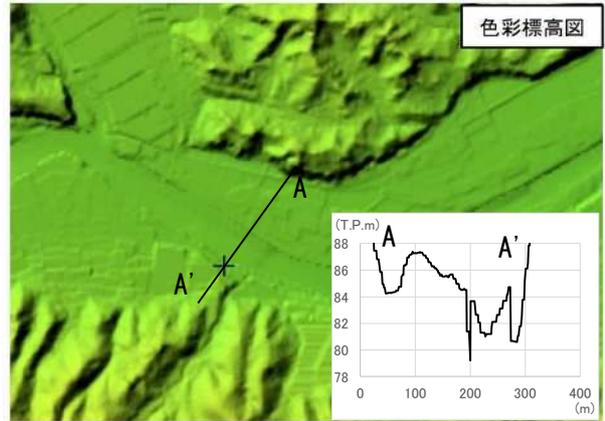


図 2.2-9 福岡県・大分県 山国川 (2/2), 地形勾配 1/110

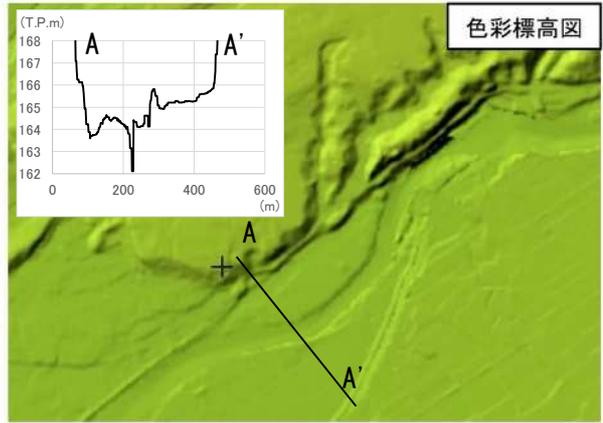
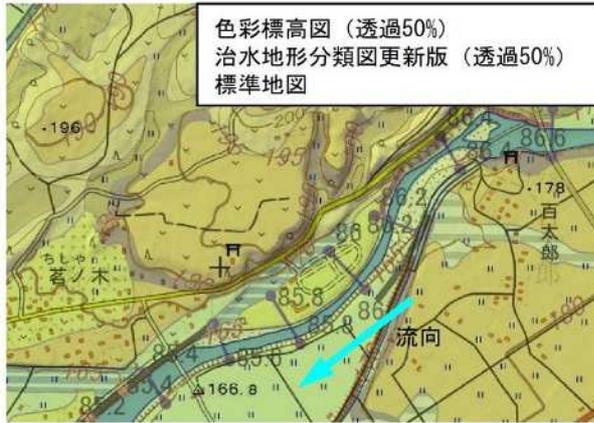


図 2.2-10 熊本県 球磨川，地形勾配 1/270

2.3 その他の河川区間の調査

2.3.1 調査方法

前述の 2.2 では“山間部では洪水氾濫を前提とした住まい方”となっていると考えた。

そこで本調査では、一級水系直轄管理区間を除く中小河川を対象に、洪水氾濫を誘導させる堤防開口部について、国土地理院空中写真サービス¹⁾が提供している昭和 50 年頃撮影のカラー写真を用いて検索した。昭和 50 年頃撮影のカラー写真としたのは、それ以前の空中写真はモノクロで堤防開口部を確認しにくく、また昭和 50 年代以降では中小河川の水害が増加²⁾し、堤防が連続化された可能性があるからである。

まず、国土地理院空中写真サービスで昭和 50 年頃に撮影されたカラー写真から堤防開口部らしき箇所を抽出し、その後、カラー写真ファイルをダウンロードし、実体視にて、堤防が開口しているか否かを精査した。次に、図 2.3-1 に示すように抽出されたステレオ写真を水平に設置した 1 枚のモニター上に並べて表示し、反射実体鏡 (Nikon 社製) を用いて、堤防が明確に開口されていることを確認した。

図 2.3-2 に、肉眼で実体視できるようにステレオ写真を配置している。参考に実体視を試みて頂きたい。



図 2.3-1 実体鏡による実体視



図 2.3-2 実体視の例（佐用川 S50 撮影，写真上が上流）

2.3.2 調査結果

堤防の開口部を確認した河川の空中写真を図 2.3-4～図 2.3-13 に示す。その一覧表を表 2.3-1、図 2.3-3 に示す。なお、後述する各河川の流域面積は河川整備計画基本方針等により公表されている河川のみ記載する。

表 2.3-1 調査結果：堤防の開口部を確認した河川

都道府県	河川名	河川種別	空中写真の撮影年	開口部幅	河川敷幅 (堤防間幅)
北海道	静内川	二級河川	S53(1978)	540m	340m
岩手県	小本川	二級河川	S52(1977)	290m	130m
山梨県	荒川	一級水系指定河川	S50(1975)	60m	110m
石川県	町野川	二級河川	S50(1975)	50m	130m
三重県	尾呂志川	二級河川	S50(1976)	20m	60m
兵庫県	佐用川	二級河川	S50(1975)	50m	60m
岡山県	梶並川	一級水系指定河川	S51(1976)	20m	50m
高知県	夜須川	二級河川	S50(1975)	20m	20m
愛媛県	矢落川	一級水系指定河川	S53(1975)	30m	30m



図 2.3-3 堤防の開口部を確認した河川

北海道を流れる静内川（図 2.3-4、流域面積 683km²）⁵⁾は、広大な高水敷が放牧地として利用されており、その一部の区間で開口部を確認した。開口部は河口から約 12km 地点であり山間部ではないが、本州から離れた地域においても、堤防開口部が存在した。

岩手県を流れる小本川（図 2.3-5、流域面積 731km²）⁶⁾は、本研究で対象とする谷底平野を流れる中小河川の典型的な例である。河道が湾曲している谷斜面付近で堤防が開口しており、堤内地内の多くは水田として利用されている。

山梨県を流れる富士川水系荒川（図 2.3-6）では、甲府市街地の貫流区間において堤防開口部を確認した。近隣の山梨県甲斐市は信玄堤が有名であるが、確認した箇所もその一部として考えられる⁷⁾。

石川県を流れる町野川（図 2.3-7、流域面積 169km²）⁸⁾は、能登半島を流れ、河岸段丘状の山間部を蛇行しながら日本海に注ぐ。確認した開口部は湾曲外岸部であり、その堤内地のほとんどが水田として利用されている。

三重県を流れる尾呂志川（図 2.3-8）は、前述の小本川と同様に、本研究で対象とする谷底平野を流れる中小河川の典型的な例である。河道が湾曲している谷斜面付近で堤防が開口しており、堤内地内の多くは水田として利用されている。

兵庫県を流れる千種川水系佐用川（流域面積 102km²）は、河道が湾曲している谷斜面付近で堤防が開口している箇所（図 2.3-9）と、その約 7km 上流地点において谷斜面ではなく控堤を設置した開口部（図 2.3-10）の 2 箇所を確認した。控堤は谷斜面の代替施設として位置しているように見える。

岡山県を流れる梶並川（図 2.3-11）、高知県を流れる夜須川（図 2.3-12、流域面積 19km²）⁹⁾、愛媛県を流れる肱川水系矢落川（図 2.3-13）の三川は、前述の小本川と同様に、本研究で対象とする谷底平野を流れる中小河川の典型的な例である。河道が湾曲している谷斜面付近で堤防が開口しており、堤内地内の多くは水田として利用されている。また、人家は山裾といった比高の高い位置にある。

以上より、多くは河道が湾曲して谷斜面に接近する付近の上流側が開口されており、その上流側堤内地の大部分は水田であったことがわかる。この形態は、特に小本川（図 2.3-5）や尾呂志川（図 2.3-8）、佐用川（図 2.3-9）、梶並川（図 2.3-11）、夜須川（図 2.3-12）、矢落川（図 2.3-13）の 6 河川で顕著に表れている。また、昭和 22 年撮影の米軍航空写真を確認したところ、水田内に家屋は存在しなかった。

堤防開口部の機能に関して、従来 2 つの考え方がある。ひとつは開口部から上流に逆流させて湛水し流域の保水・遊水効果を高めるというもの、もう一つは上流で生じた氾濫水を減水時に速やかに排水するというものである。大熊¹⁰⁾や寺村・大熊¹¹⁾は、比較的大きな河川の霞堤開口部について、地形および堤防形状の特徴から、緩流河川の場合は前者の機能が、急流河川の場合は後者の機能が主体であったと推測している。また妹尾ら^{12), 13)}は、急流河川の堤防開口部が増水時に流路幅を広げる機能を有していたことを数値計算により示している。

このことから、表 2.3-1 で調査した堤防開口部は、河川氾濫水や山地からの流出を排除するための施設であったと考えられる。このような、“山裾を利用した氾濫水排水手法”が、霞堤の起源にあったと考えられる。それが伺えるのが、佐用川（図 2.3-9）である。図 2.3-10（下図）は図 2.3-9（上図）に示した箇所の約 7km 上流にあり、霞堤のように控堤が上流に向かって斜めに開

口している箇所が2つある。この水理機能については、第3章にて数値シミュレーションにより検討する。

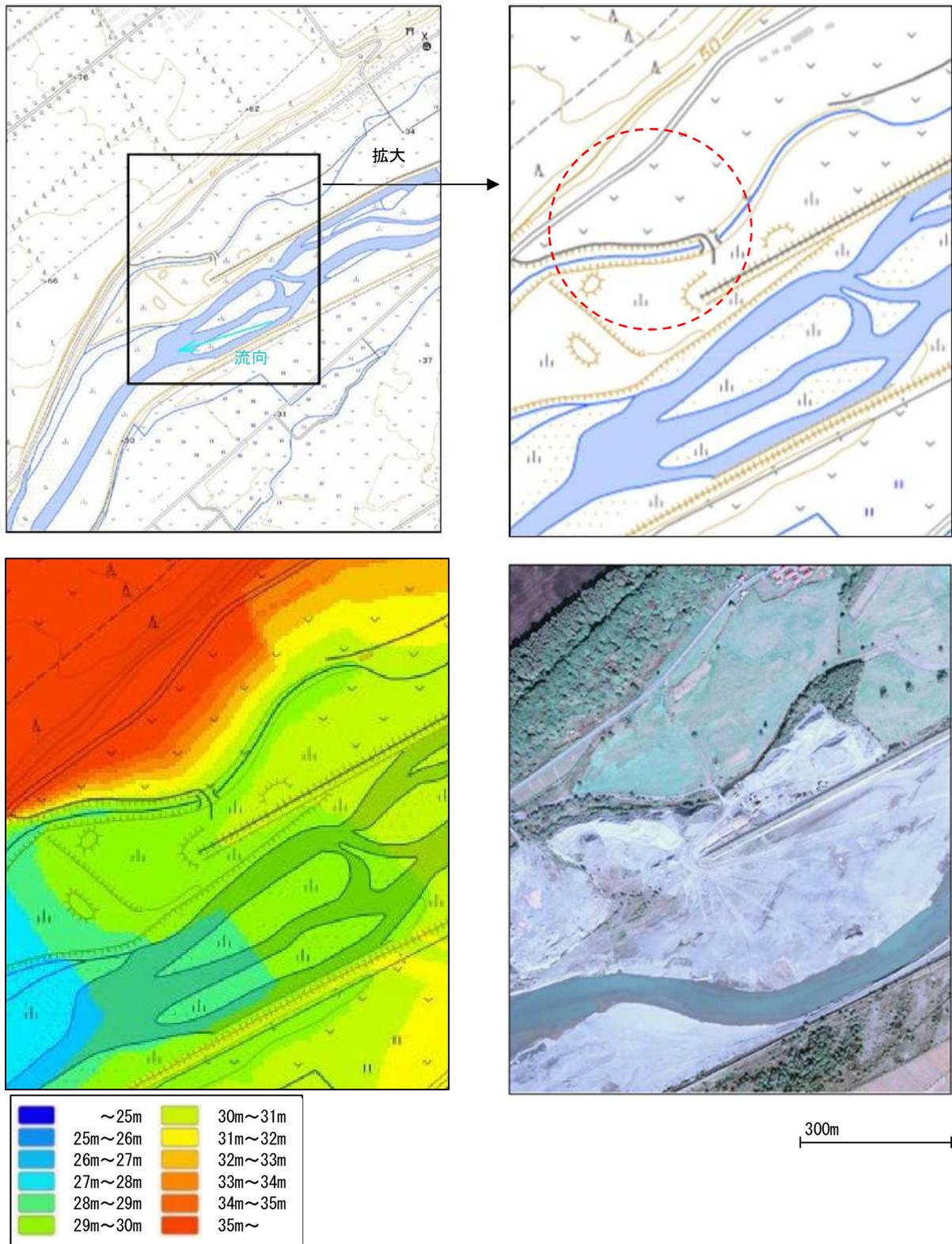


図 2.3-4 北海道 静内川 S53 撮影 (赤丸 : 開口部)

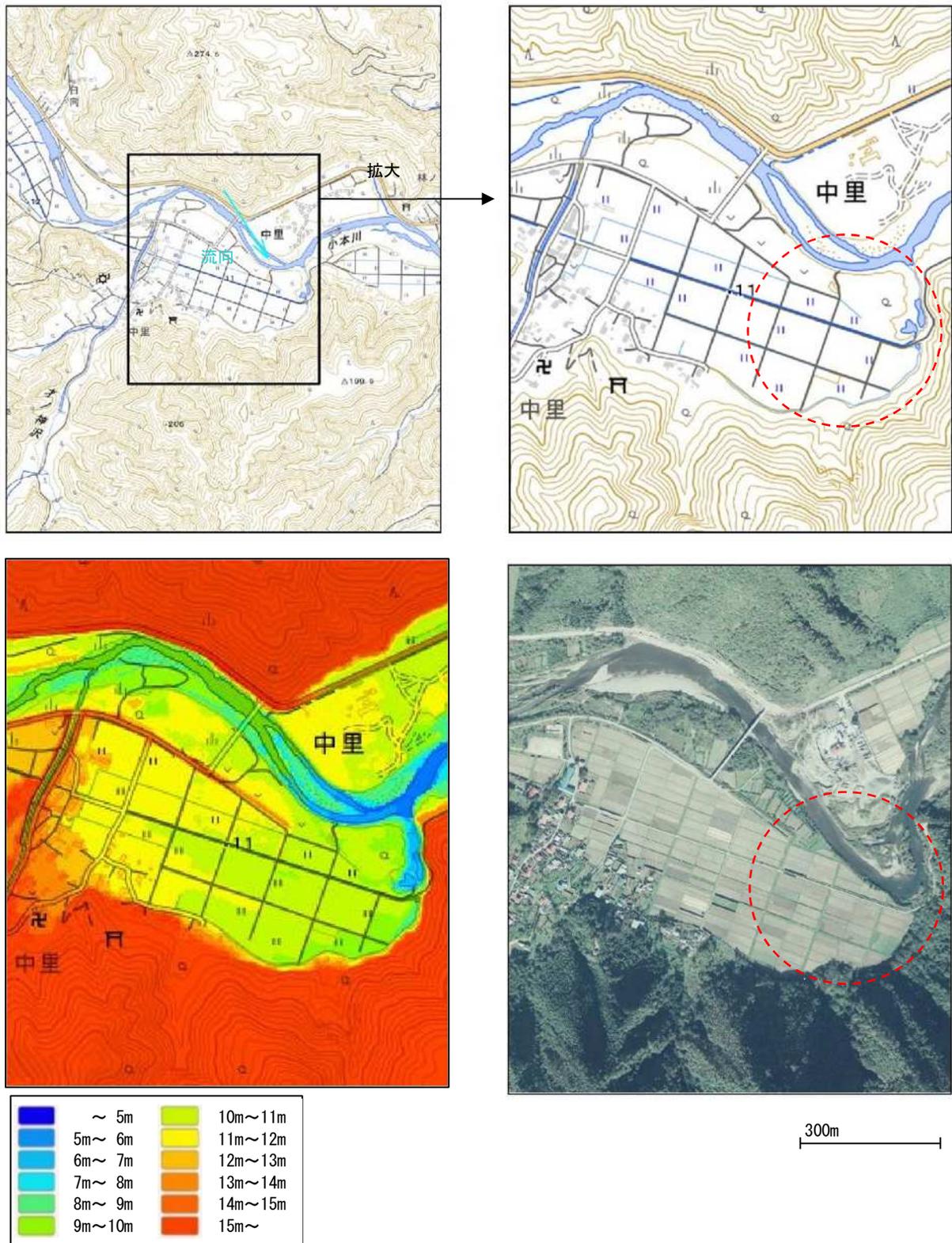


図 2.3-5 岩手県 小本川 S52 撮影 (赤丸 : 開口部)

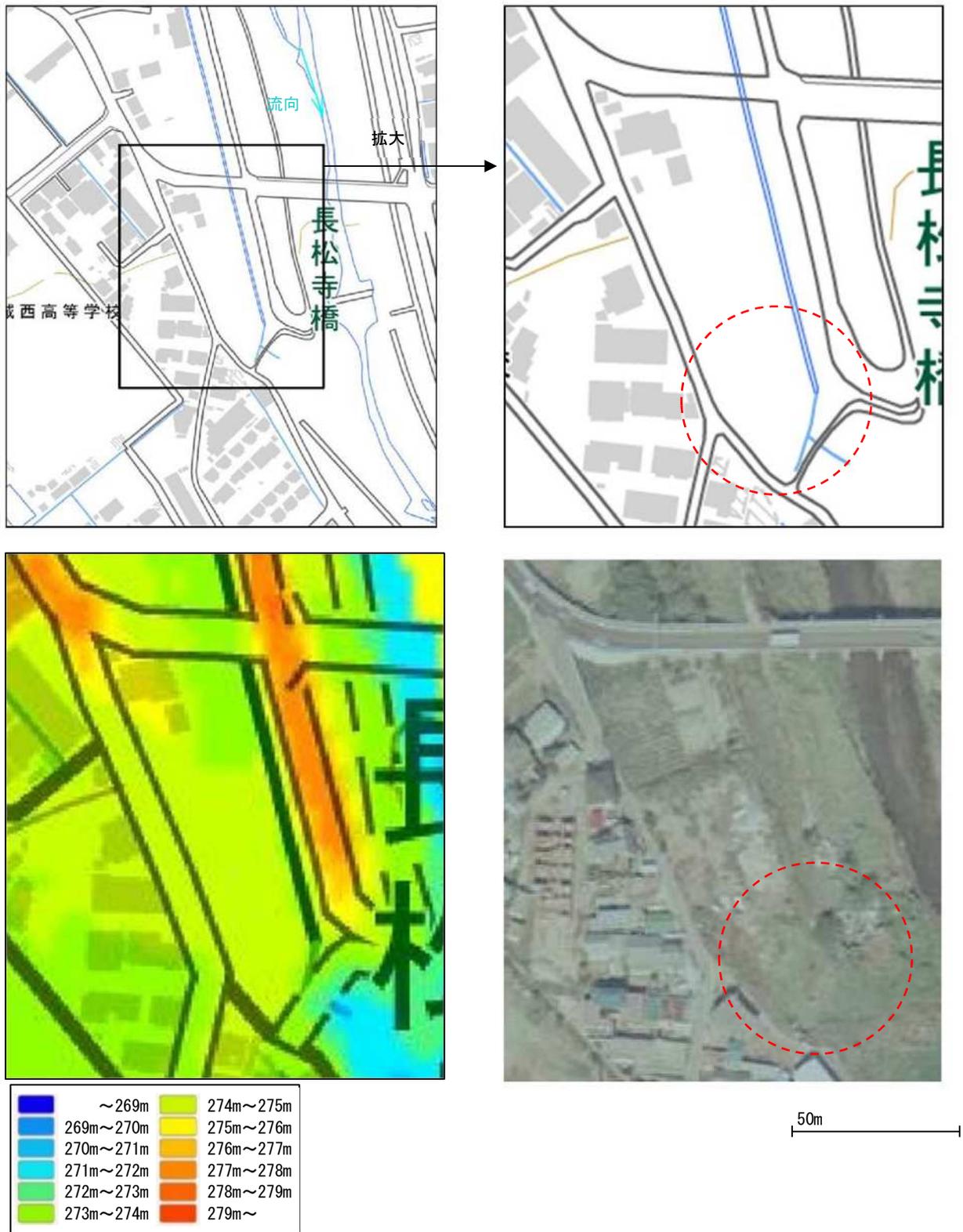


図 2.3-6 山梨県 荒川 S50 撮影 (赤丸：開口部)

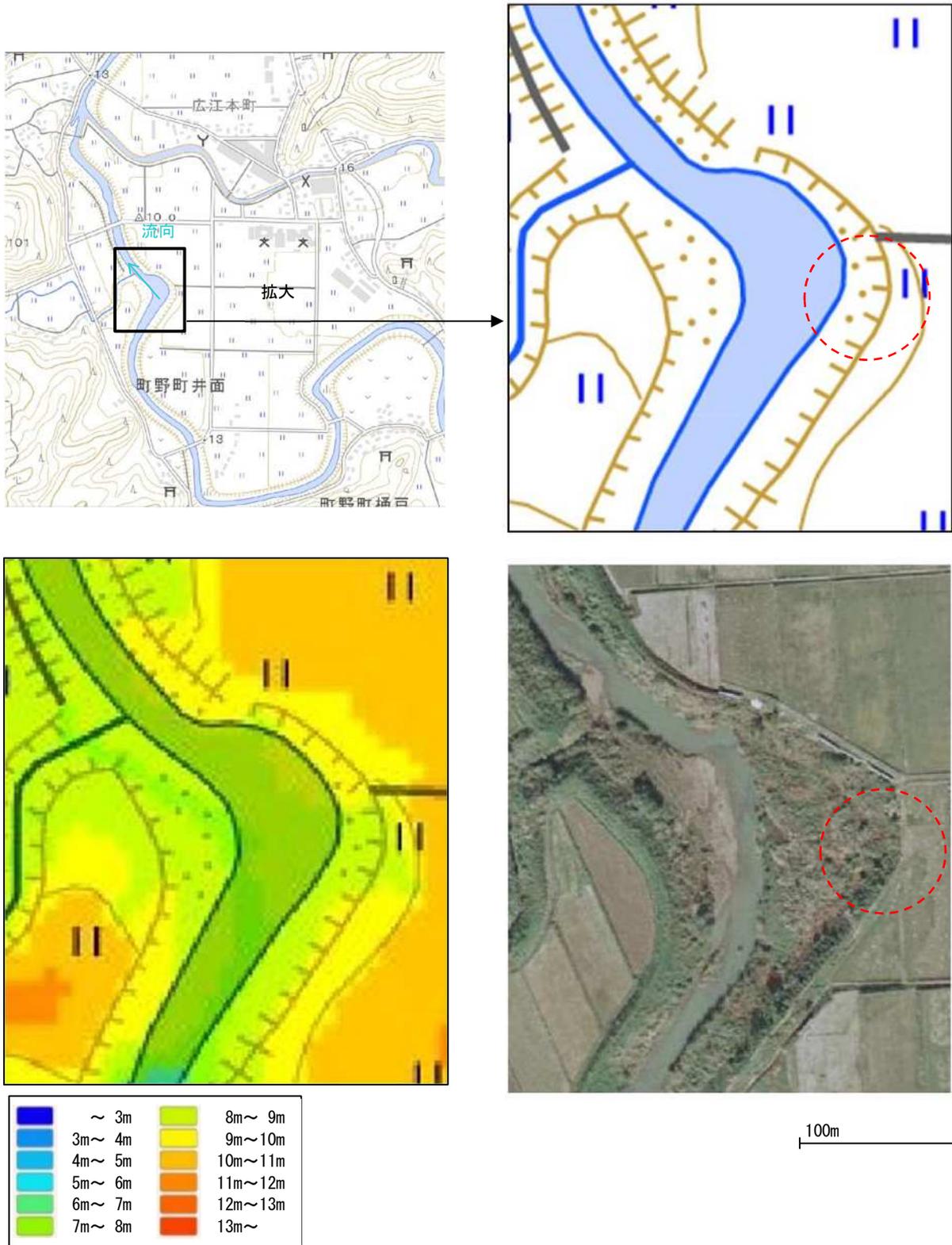


図 2.3-7 石川県 町野川 S50 撮影 (赤丸 : 開口部)

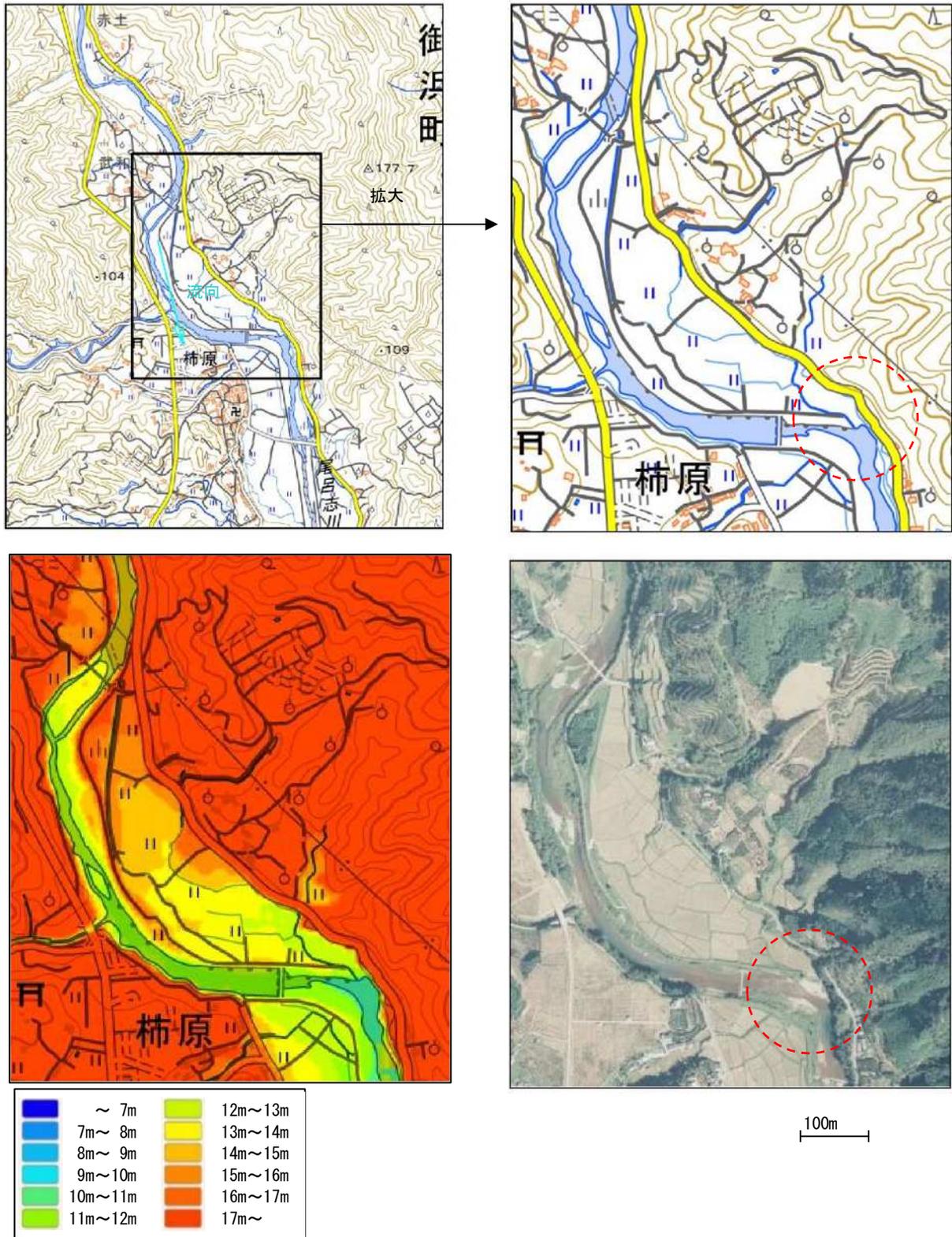


図 2.3-8 三重県 尾呂志川 S50 撮影 (赤丸：開口部)

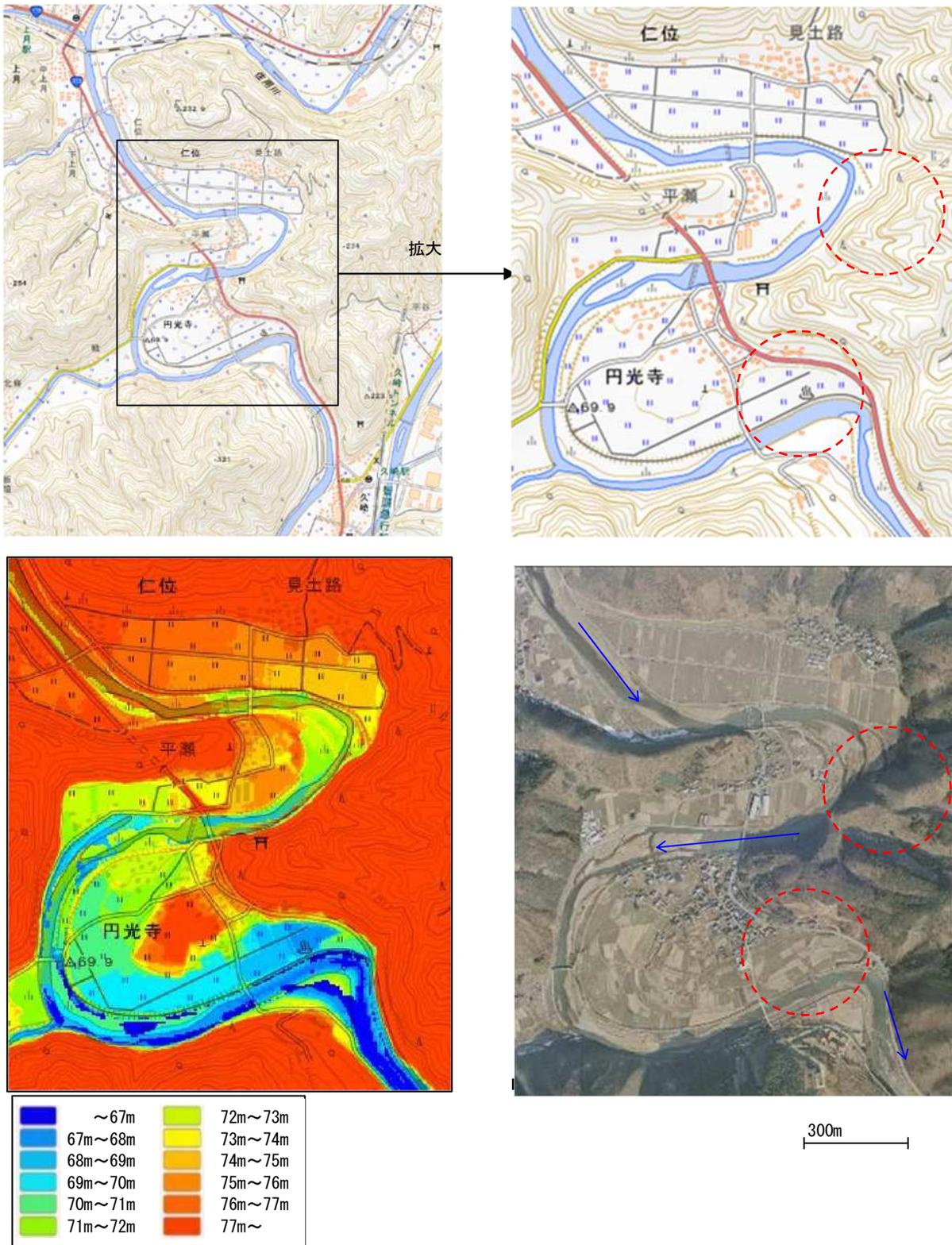


図 2.3-9 兵庫県 佐用川 S50 撮影 (赤丸 : 開口部)

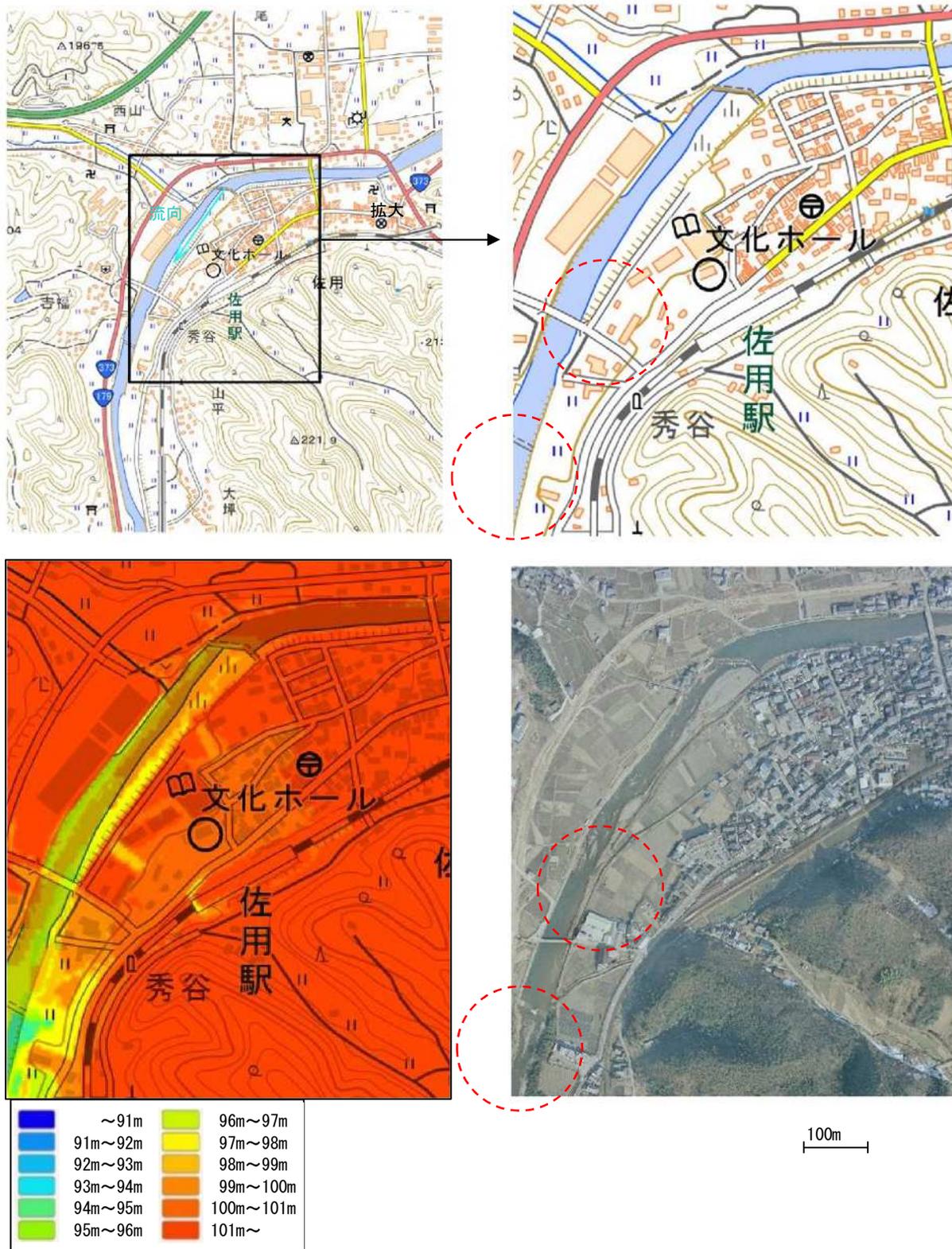


図 2.3-10 兵庫県 佐用川 S50 撮影 (赤丸 : 開口部)

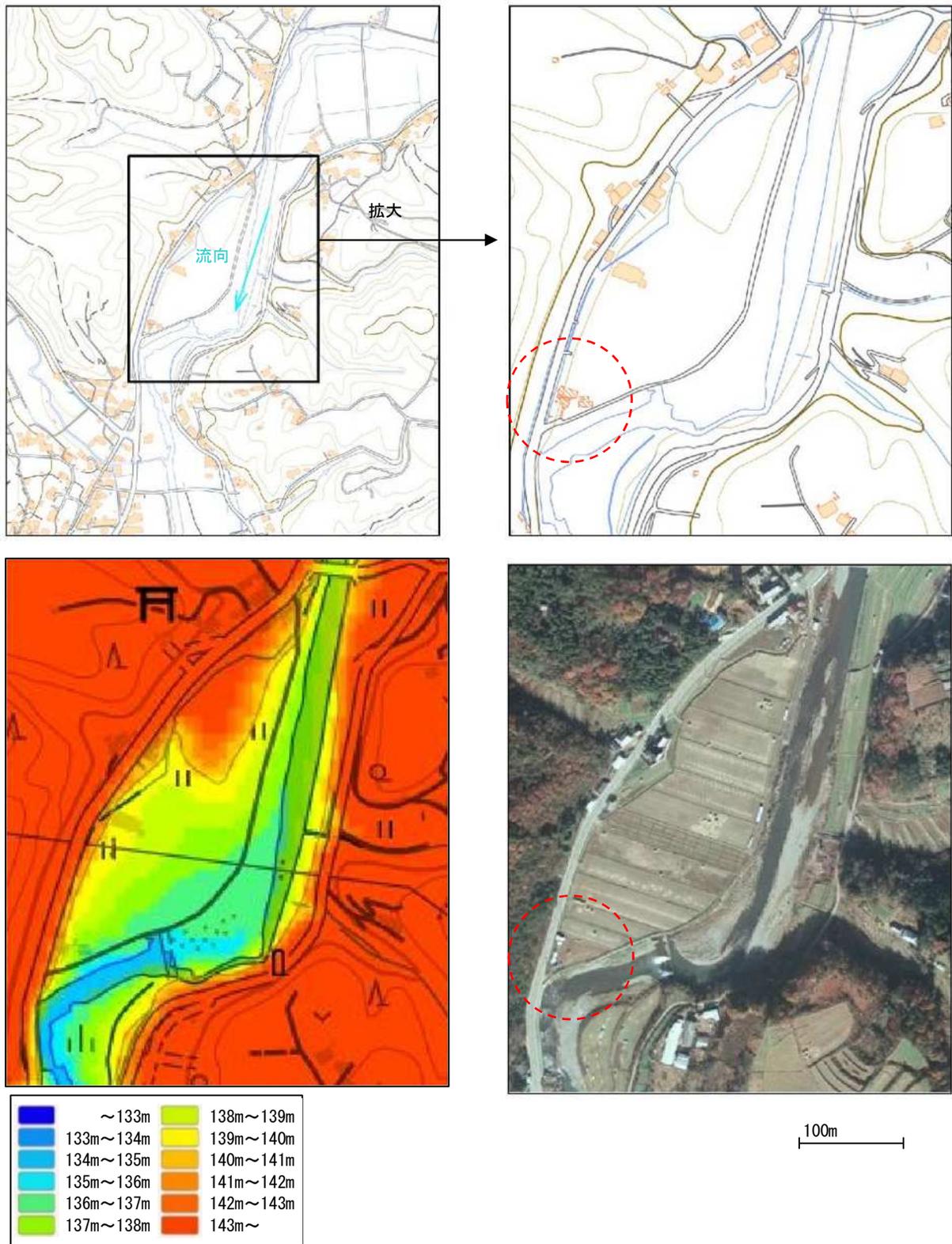


图 2.3-11 岡山県 梶並川 S51 撮影 (赤丸：開口部)

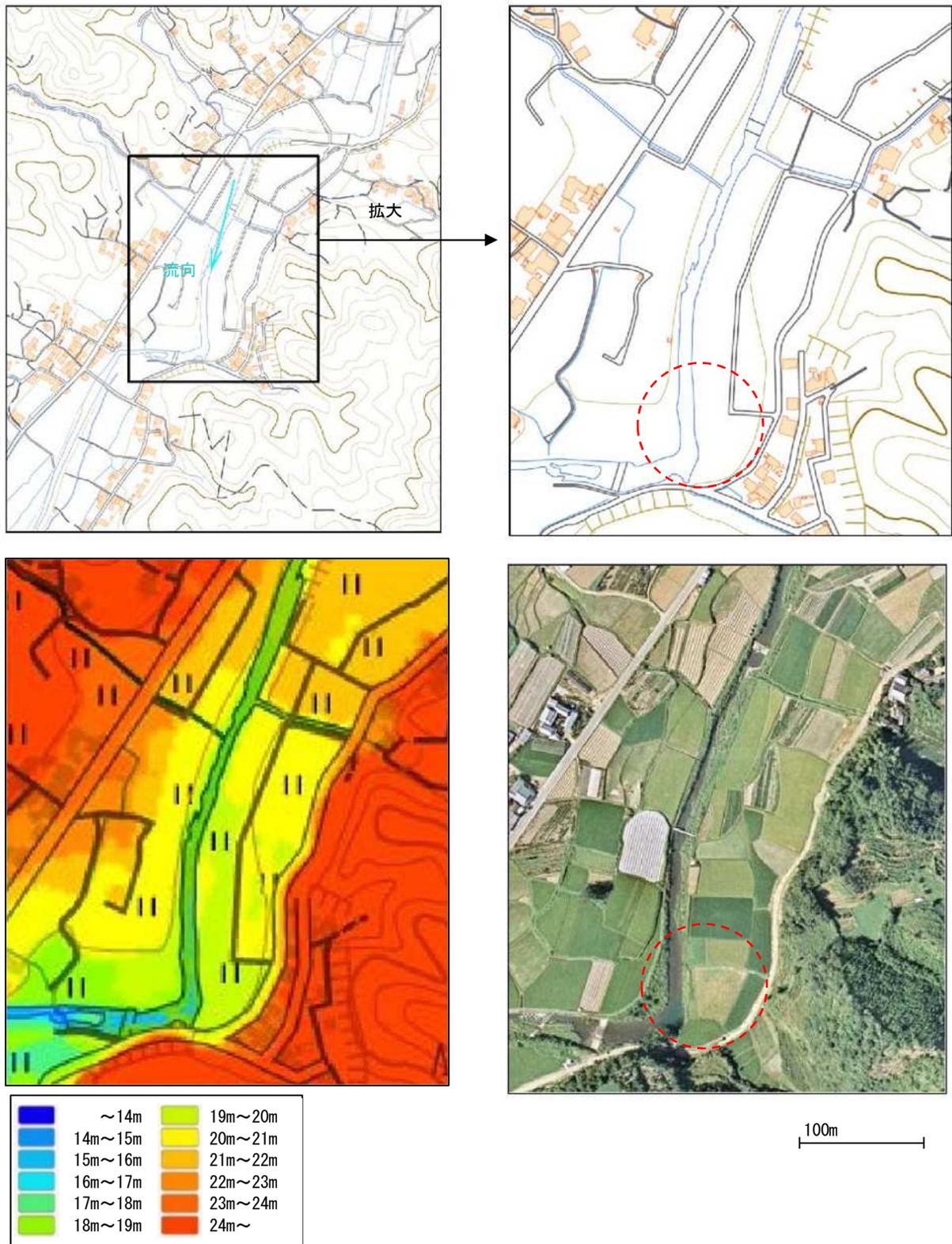


图 2.3-12 高知県 夜須川 S50 撮影 (赤丸 : 開口部)

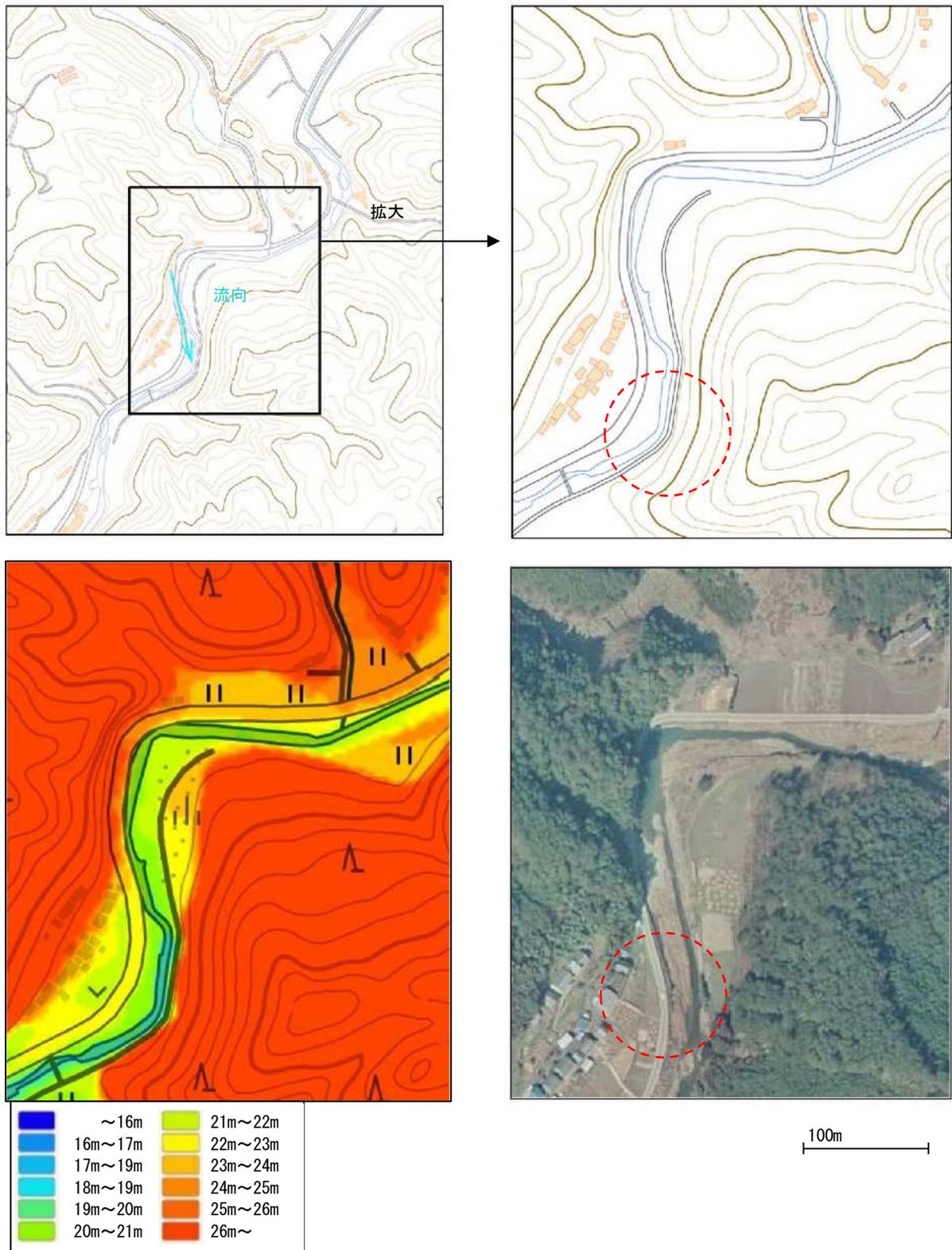


图 2.3-13 愛媛県 矢落川 S53 撮影 (赤丸：開口部)

2.4 まとめ

本章では、一級河川直轄管理区間とその他の河川区間（一級河川指定区間、二級河川）に分けて、山間河川の特徴を詳細に調査した。

一級河川直轄管理区間では治水地形分類図、標準地図、航空写真、および明治後半の地図から、家屋分布と地形分布との関係を分析した。いずれの河川も両側を山地・丘陵で画された谷底に氾濫平野と微高地および旧河道跡が錯綜しており、現河道は山裾に接触しながら蛇行し流下していた。また、現河道と旧河道に挟まれた微高地には家屋が分布し、氾濫平野のほとんどは水田として利用されていた。さらに、山間部の河川堤防の多くは暫定堤防ないし暫暫定堤防であり、完成堤防は少なかった。

以上より、我が国の山間部においては、堤防による完全な越水防止を期待するのではなく、“洪水氾濫を前提とした住まい方”となっており、このような土地利用形態は我が国の谷底平野では一般的であると考えられる。

また、その他の河川区間では航空写真と標準地図を比較しながら実体鏡を用いて河道の特性を分析した。多くは河道が湾曲して谷斜面に接近する付近の上流側が開口し、その上流側堤内地の大部分は水田であったことから、山間河川の堤防開口部は河川氾濫水や山地からの流出を排除するための施設であったと考えられる。このような、“山裾を利用した氾濫水排水手法”は、霞堤の起源にあったと考えられる。兵庫県を流れる千種川水系佐用川は、霞堤のように控堤が上流に向かって斜めに開口している箇所が2つあり、“山裾を利用した氾濫水排水手法”を意図した平面配置となっているように伺えた。

次章では、その控堤を含めた堤防開口部の水理機能について、数値シミュレーションにより詳細に検討する。

【参考文献】

- 1) 国土地理院：地図・空中写真閲覧サービス
- 2) Stanford Digital Repository：1:50,000 地形図, <https://purl.stanford.edu/wn566zw2311>
- 3) 国土交通省水管理・国土保全局，日本の河川, https://www.mlit.go.jp/river/toukei_chousa/kasen/jiten/nihon_kawa/index.html
- 4) 岸井徳雄：昭和 50 年代の風水害と課題，日本オペレーションズ・リサーチ学会，1998.
- 5) 北海道：静内川水系河川整備基本方針 平成 13 年 7 月, 2001.
- 6) 岩手県：小本川水系河川整備基本方針 平成 30 年 1 月, 2018.
- 7) 甲府市：甲府にもあった「信玄堤」, <https://www.city.kofu.yamanashi.jp/senior/kamejii/061.html>
- 8) 石川県：町野川水系河川整備基本方針 平成 14 年 2 月, 2002.
- 9) 高知県：夜須川水系河川整備基本方針 平成 29 年 1 月, 2017.
- 10) 大熊孝：霞堤の機能と語源に関する考察，第 7 回日本土木史研究発表会論文集，pp.259-266, 1987.
- 11) 寺村淳，大熊孝：不連続堤の機能と分類に関する研究，土木史研究講演集，Vol.26, pp.347-356, 2006.
- 12) 妹尾泰史，石川忠晴：数値シミュレーションによる江戸時代後期の黒部川扇状地震堤システムの洪水調 No.4, I_1411-1416, 2018.
- 13) 妹尾泰史，石川忠晴，小島崇：数値実験による急流河川霞堤の機能に関する一考察，河川技術論文集，Vol.24, 2018.

第3章 数値シミュレーションによる堤防開口部の水理機能の考察

3.1 はじめに

前章で述べたように、山間河道は谷底平野を蛇行して流れ、河道沿いの氾濫原は主に水田として利用され、集落は比較的分散して微高地（自然堤防や山裾の緩斜面）に形成されていることが多い。また特筆すべきことは、蛇行する河道の山付部手前に堤防開口部があり、氾濫水の早期排水が計画的に行われていたと見受けられることである。

このような堤防開口部は半ば自然的に形成されたと考えられる。すなわち開口部が“造られた”というより、その部分だけ“堤防を造らなかった”ということである。ただし、堤防開口部の治水効果が浸透するにつれて、同様の効果をもたらす施設が山付部以外にも人工的に造られるようになり、それが“霞堤”に発展したものと考えられる。

1.3で述べたように、急流河川の霞堤は氾濫水の早期排水を目的としたと考えられるが^{1),2)}、そのためには地形特性に基づき氾濫水の挙動を予測する必要がある。その結果によっては図3.1-1に示す霞堤の現在のステレオタイプのイメージ³⁾とは異なる形状も適宜採用されたと考えられる。本章では、そのような事例として兵庫県を流れる佐用川の不連続堤防の効果を解析する。

2.1の図2.1-1に例示したように佐用川河道の山付部には堤防開口部が存在するが、本章で解析対象とする区間の河道は氾濫原中央を流れており、左岸にはしばらく山付部がない。そこで山付部開口部と同様の効果を持たせるために霞堤と類似した形状の堤防開口部を片側のみに設けたと考えられる。

本章では、まず佐用川の地形特性、治水計画、既往出水を調査、整理した後に、地形特性に基づき対象区間の地形モデルを作成し、治水計画および既往出水履歴に基づき計算対象とする洪水の流量ハイドロを設定した。最後に非構造三角形格子の浅水流方程式モデルにより氾濫流の数値シミュレーションを実施し、堤防開口部の水理的機能を考察した。

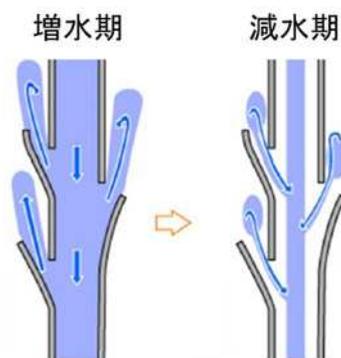


図 3.1-1 霞堤のステレオタイプ³⁾

3.2 検討対象地区の概要

3.2.1 佐用町の概要

検討対象である佐用町は兵庫県南西部に位置する人口約 17,510 人（平成 27 年度国勢調査）の町で、町の中心部には千種川水系佐用川が貫流している。図 3.2-1 に佐用町を示す。河川沿いはなだらかな丘陵地があり、集落や農地などが分布しており、古くから出雲街道、因幡街道^{脚注1}の宿場町として栄えた。佐用町の評価総地積^{脚注2}173km²のうち、79%が山林、12%が田畑、3%が宅地と、自然的土地利用が多くを占めている（兵庫県市区町別主要統計指標令和 2 年版）。

近年において、平成 21 年 8 月台風 9 号により、死者 18 人、行方不明者 2 人に、全壊 139 戸棟、大規模半壊 269 棟、半壊 483 棟、床上浸水 157 戸、床下浸水 742 戸の甚大な被害を受けた⁵⁾。

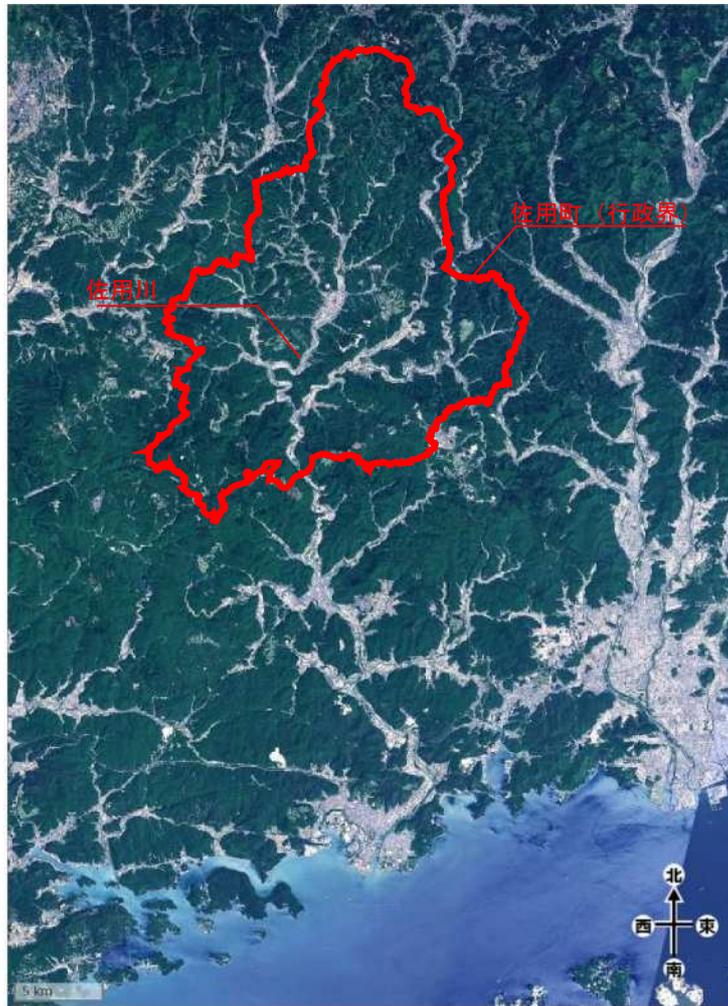


図 3.2-1 佐用町位置図（地理院地図：全国最新写真シームレス⁴⁾）

^{脚注1} 出雲街道は兵庫県姫路市から島根県出雲市に至る街道のことで、因幡街道とは兵庫県姫路市から鳥取県鳥取市に至る街道のこと

^{脚注2} 固定資産税の課税客体とされた土地の面積のこと

3.2.2 佐用川の概要

佐用川は兵庫県管理の二級河川千種川(流域面積は 754km², 本川の法定河川延長 72.155km)の約 32k 右岸(久谷地点)に合流する支川で, 管理延長 18.4km(河川整備計画において計画的に整備を進める区間), 流域面積 102.4km²(佐用地点上流域)の山間部を流れる中小河川である. 図 3.2-2 に佐用川の位置図を示す. 図 3.2-2 (右図) には, 図 3.2-3 に示す現地写真の撮影位置と, 図 3.2-4 に示す河道横断位置を付記する.

検討対象区間の川幅は約 50m の単断面河道で, 河床材料は砂礫で構成され, 一部, 岩河床が露出している.

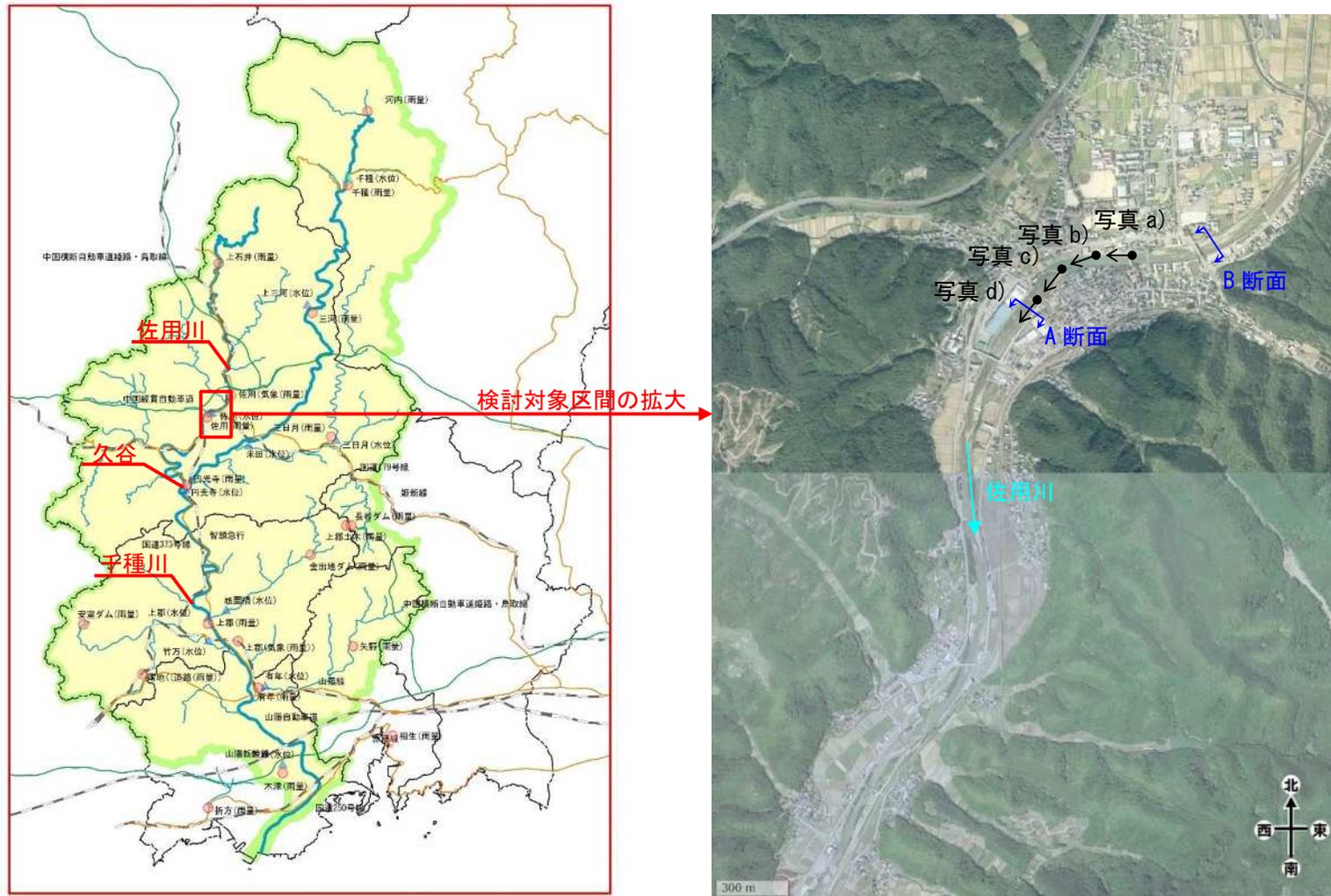


図 3.2-2 本章での検討対象河川：佐用川



図 3.2-3 佐用川の現地写真（2017.10.19 撮影）

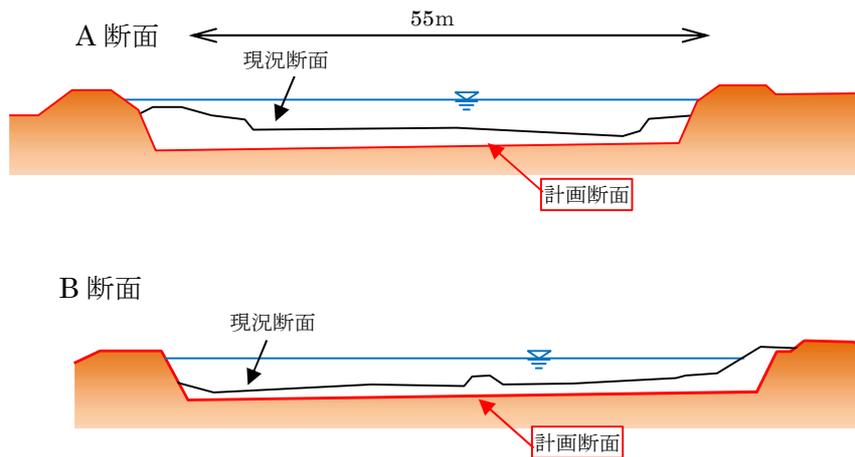


図 3.2-4 河床横断面図⁶⁾

佐用川の河川計画は、平成 21 年 3 月に千種川水系河川整備基本方針⁷⁾、平成 24 年 6 月に千種川水系河川整備計画⁸⁾が策定されており、計画高水流量、河川整備計画目標流量は、それぞれ表 3.2-1 に示すとおりである。

図 3.2-6 に示す千種川の河川整備基本方針では、洪水調節施設による調節流量は 0m³/s であるが、本水系においては安室川には安室ダム（平成 3 年完成）が位置しており、鞍居川には金出地ダム（平成 30 年完成）が位置している。これらダムは下流支川に対して治水効果を発揮するダムであるため、木津地点において計画高水流量＝基本高水のピーク流量となっている。つまり、基本的には河積確保による河道計画となっており、河川整備計画における流下能力向上策は、築堤、河道拡幅、河床掘削、井堰改築、橋梁架替とされている。

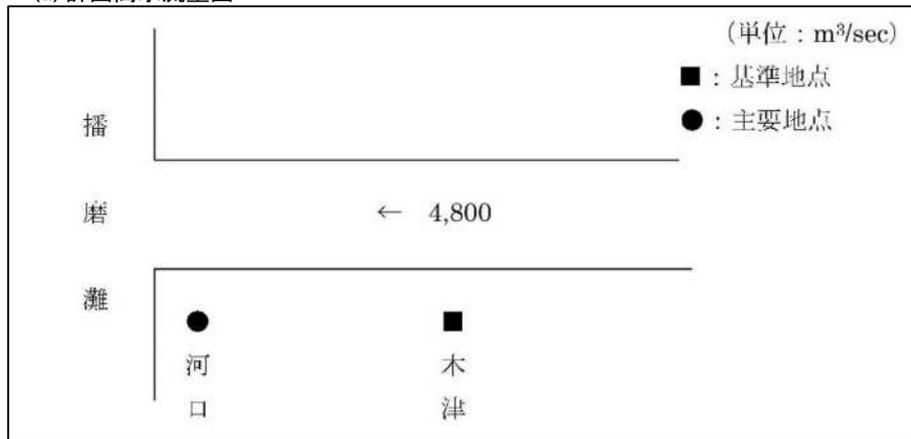
河川整備基本方針には目標とする治水安全度についての記載はないが、河川整備計画では、「千種川本川は現行改修計画相当流量である概ね 17 年に 1 回程度の降雨で発生する規模の洪水（木津地点：2,800m³/s）を安全に流下させることを目標」とある。佐用川について直接的な記載はないが、千種川本川と同様に佐用川の目標とする治水安全度は概ね 17 年であると考えられる。佐用川が目標とする治水安全度に関しては、「3.2.3 佐用川の河道計画」で詳述する。

また、近年最大洪水である平成 21 年台風 9 号洪水時の推定流量は、佐用地点で 1,200m³/s で、河川整備計画目標流量 560m³/s を大幅に上回っていることから、当時の洪水規模がとて大きくかったことが伺える。

表 3.2-1 佐用川の計画高水流量及び河川整備計画目標流量^{7), 8), 9)}

	千種川	佐用川		備 考
	木津地点 (基準地点)	千種川合流前	佐用地点	
計画高水流量	4,800 m ³ /s	(記載なし)	(記載なし)	平成 21 年 3 月 策定
河川整備計画目標流量	2,800 m ³ /s	890 m ³ /s	560 m ³ /s	平成 24 年 6 月 策定
平成 21 年台風 9 号洪水 時の推定流量	2,800 m ³ /s	1,400 m ³ /s	1,200 m ³ /s	

(a) 計画高水流量図



(b) 河川整備計画における目標流量配分図

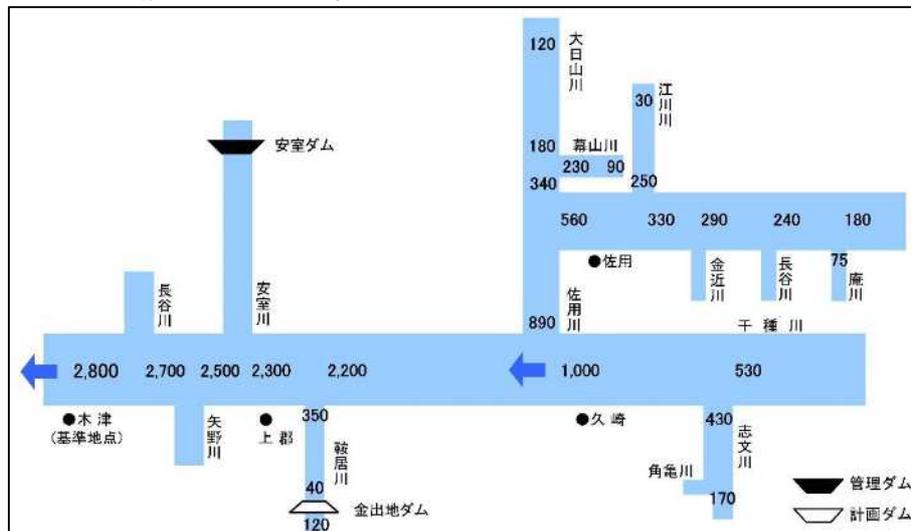


図 3.2-5 千種川水系の流量配分図 7), 8)

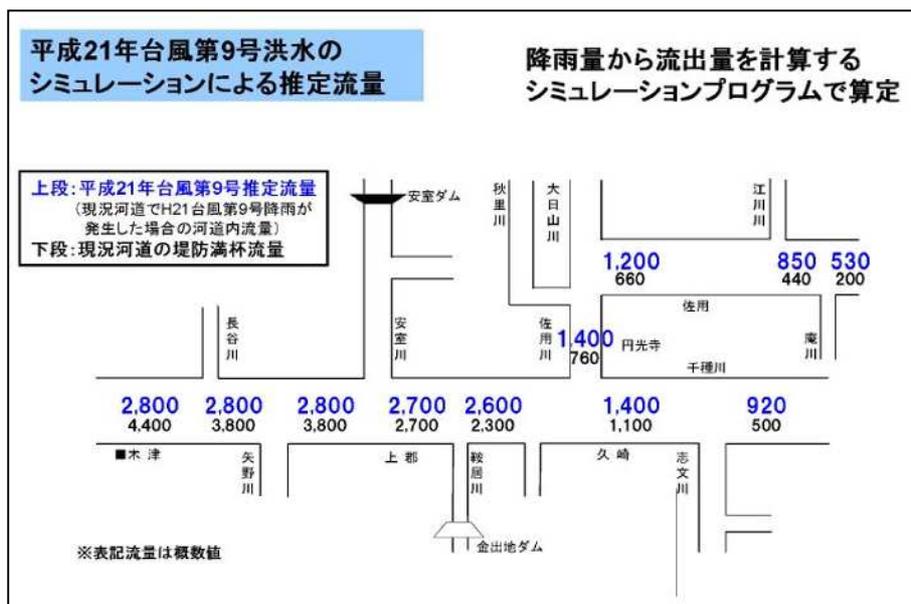


図 3.2-6 平成 21 年台風 9 号洪水時の推定流量配分図 9)

佐用川を含む千種川水系の既往洪水による主な水害を表 3.2-2 に示す。近年最も被害が大きかった洪水は平成 21 年 8 月台風 9 号洪水であり、^{かみごおり}上郡地点流量で比較すると、次に大きかった洪水は平成 16 年 9 月台風 21 号である。図 3.2-7 に佐用町中心部である佐用町役場周辺の浸水実績図を示す。平成 21 年台風 9 号洪水では、河川に沿った範囲が全て浸水しており、図 3.2-8 の乗用車の浸水状況から浸水深は概ね 1m であったと考えられる。

表 3.2-2 千種川水系の既往洪水による水害記録⁸⁾

発生年月 降雨要因	観測記録	被害記録	備考
明治 25 年 7 月	(記載なし)	<ul style="list-style-type: none"> 赤穂郡内死者 89 名 負傷者 10 名 民家流出 3,549 戸 堤防決壊 339 箇所 	
昭和 49 年 7 月 台風 8 号	^{かみごおり} <ul style="list-style-type: none"> 上郡町で時間最大雨量 48mm, 連続降雨量 285.5mm 	<ul style="list-style-type: none"> 浸水家屋 26,362 戸 	
昭和 51 年 9 月 台風 17 号	<ul style="list-style-type: none"> 上郡で総雨量847mm 赤穂市坂越地点^{きこし}で約3,000m³/s 上郡地点で約2,000m³/s いずれも既往最大流量を記録 	<ul style="list-style-type: none"> 多数の箇所で堤防が決壊 浸水家屋 14,339 戸 	
平成 16 年 9 月 台風 21 号	<ul style="list-style-type: none"> 相生市矢野町で1時間最大雨量 86mm, 総雨量278mm 上郡で総雨量219mm 木津地点で3,400m³/s 上郡地点で2,200m³/s 	<ul style="list-style-type: none"> 越水, 破堤が発生 浸水家屋1,861戸 	浸水深 図 : 図 3.2-7(a) 参照
平成 21 年 8 月 台風 9 号	<ul style="list-style-type: none"> 佐用町で 1 時間最大雨量 81.5mm 佐用地点で最大 24 時間雨 326.5mm 千種地点で最大 24 時間雨 251mm 上郡地点で 2,700m³/s 円光寺地点 1,400m³/s 	<ul style="list-style-type: none"> 越水, 破堤が発生 死者18名, 行方不明者2名 全壊139戸, 大規模半壊 269戸, 半壊500戸 床上浸水198戸, 床下浸水818戸 	浸水深 図 : 図 3.2-7(b) 参照

(a) 平成 16 年台風 23 号洪水の浸水実績



(b) 平成 21 年台風 9 号洪水の浸水実績



図 3.2-7 佐用川の浸水実績図（兵庫県 CG ハザードマップ¹⁰⁾



図 3.2-8 平成 21 年台風 9 号による佐用町役場周辺・役場内の浸水状況⁸⁾

3.2.3 佐用川の河道計画

河川計画で目標とする治水安全度は、計画策定時に設定され、それを基に雨量確率計算や流量確率計算によって、目標とする具体的な降雨量もしくは流量が定められる。一般的に計画降雨量は本川の基準地点での値が公表され、計画流量（基本高水のピーク流量、計画高水流量、河川整備計画目標流量など）は本支川の基準地点や主要地点での値が公表されるが、佐用川は千種川水系千種川の支川であるため、佐用地点での計画降雨量の公表はなされていない。

そこで、本検討では、雨量の確率統計解析を行い、河川整備計画の目標治水安全度 1/17 にあたる降雨量と、近年最大洪水である平成 21 年台風 9 号洪水の実績降雨量(佐用地点 326.5mm/24h)の確率規模を算定し、双方を比較することで、佐用川の河川整備計画の考え方を推察する。

佐用川流域には、図 3.2-9 に示すように兵庫県管轄の佐用雨量観測所と上石井雨量観測所^{かみいし}、気象庁管轄の佐用雨量観測所があるが、兵庫県管轄の雨量データは公開されていないため、本検討では、図 3.2-10 に示す気象庁管轄の佐用雨量観測所の雨量データを用いる。表 3.2-3 に用いた標本（佐用地点の 24 時間雨量の年最大値）を示す。統計期間は昭和 60 年～平成 29 年（標本数：33）とし、検討対象雨量は 24 時間雨量（0 時日界）とする。統計解析には水文統計ユーティリティー¹⁴を用いる。

表 3.2-4 に統計解析結果を示す。本検討では SLSC^{脚注3}が最も小さい Gev 分布（一般化極値分布）を用いる。図 3.2-11 に Gev による確率分布曲線を示す。

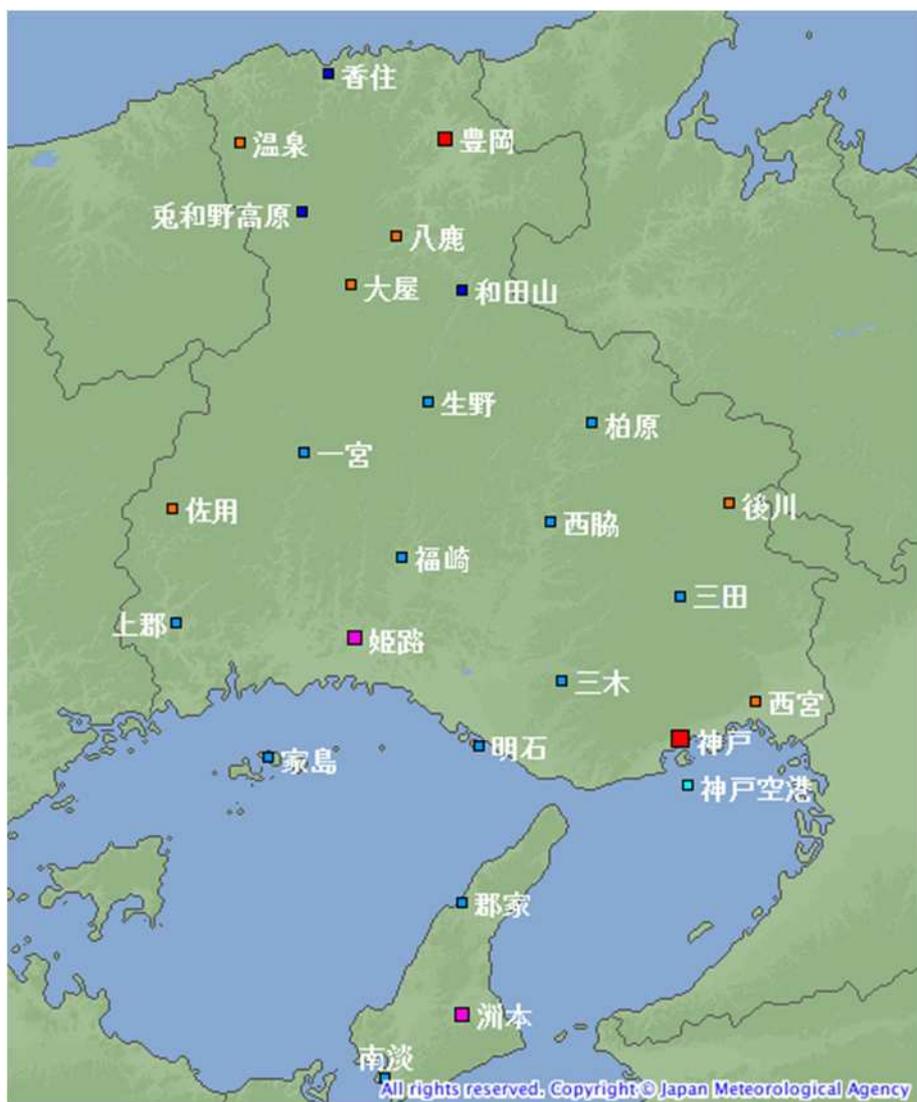
Gev 分布では、1/17 確率の 24 時間雨量は 185mm/24h であり、平成 21 年台風 9 号洪水の実績降雨量 327mm/24h は、それを大きく上回る。1/17 確率の日雨量相当であった洪水は、平成 16 年台風 21 号洪水（187mm/24h）である。また、1/100 確率の 24 時間雨量は 320mm であることから、平成 21 年台風 9 号洪水の生起確率は 1/100 程度であったことがわかる。

これらより、兵庫県では平成 24 年に河川整備計画⁸を策定したが、1/100 対応の河道改修は直ちには困難なことから、当面の整備目標を 1/17 対応とし、560m³/s（佐用地点）とした河道改修のみよる従来の治水計画にしたと考えられる。この洪水規模は佐用町の一部が冠水した平成 16 年洪水と同規模である（図 3.2-7 (a)）。

^{脚注3} 「観測値をプロットングポジション公式で並べた場合」と、「確率分布から推定した場合」との確率降水量の差を指標化したもので、小さいほど適合度が良く、河道計画では一般的に 0.04 以下で適合していると判断している。



図 3.2-9 千種川水系流域界¹¹⁾と千種川流域の水文，水理観測所位置¹²⁾との重ね合わせ図



シンボル	観測所の種類	観測要素
■	気象台	気温・降水量・風向風速・日照時間・積雪深・湿度・気圧
■	測候所・特別地域気象観測所	気温・降水量・風向風速・日照時間・湿度・気圧
■	測候所・特別地域気象観測所	気温・降水量・風向風速・日照時間・積雪深・湿度・気圧
■	地域気象観測所(アメダス)	降水量
■	地域気象観測所(アメダス)	気温・降水量・風向風速
■	地域気象観測所(アメダス)	気温・降水量・風向風速・日照時間
■	地域気象観測所(アメダス)	気温・降水量・風向風速・日照時間・積雪深

図 3.2-10 気象観測所¹³⁾

表 3.2-3 佐用観測所（気象庁）の24時間雨量

佐用(気)		第1位		第2位		第3位	
西暦	和暦	日雨量(mm)	月日	日雨量(mm)	月日	日雨量(mm)	月日
1985	S60	117	06月26日	76	05月21日	48	02月20日
1986	S61	69	07月11日	67	04月23日	47	05月15日
1987	S62	85	09月11日	73	10月17日	70	06月10日
1988	S63	114	07月24日	92	07月21日	66	06月3日
1989	H1	72	09月7日	61	09月20日	59	11月14日
1990	H2	176	09月19日	74	08月18日	62	07月16日
1991	H3	61	06月14日	52	04月25日	43	05月9日
1992	H4	92	08月20日	91	08月9日	67	09月30日
1993	H5	84	09月5日	77	07月3日	70	07月28日
1994	H6	74	05月27日	50	09月30日	46	06月29日
1995	H7	118	07月4日	76	05月22日	66	05月12日
1996	H8	56	12月18日	55	08月15日	49	06月21日
1997	H9	104	07月27日	78	08月6日	63	07月29日
1998	H10	123	10月18日	79	09月23日	77	09月25日
1999	H11	126	09月16日	124	06月30日	76	05月5日
2000	H12	71	07月26日	63	11月2日	43	05月28日
2001	H13	85	06月20日	51	09月7日	48	09月16日
2002	H14	48	03月28日	43	09月7日	37	05月11日
2003	H15	60	08月9日	53	07月9日	42	07月14日
2004	H16	187	09月30日	94	10月21日	89	08月31日
2005	H17	57	07月5日	52	10月16日	48	07月2日
2006	H18	84	07月20日	79	09月7日	65	07月18日
2007	H19	68	07月15日	60	07月13日	50	08月23日
2008	H20	51	04月18日	44	09月22日	39	05月25日
2009	H21	327	08月10日	54	06月23日	50	07月20日
2010	H22	67	05月24日	63	06月16日	55	06月27日
2011	H23	160	09月4日	86	07月8日	72	05月12日
2012	H24	96	07月7日	71	06月20日	44	10月1日
2013	H25	102	09月16日	100	09月5日	76	10月26日
2014	H26	86	10月14日	76	08月25日	76	08月10日
2015	H27	113	07月18日	60	08月26日	58	12月12日
2016	H28	76	09月21日	58	08月30日	50	09月19日
2017	H29	109	09月18日	85	10月23日	50	10月3日

表 3.2-4 佐用地点 24 時間雨量確率計算結果（統計期間：昭和 60 年～平成 29 年，33 標本）

	Exp	Gumbel	SqrtEt	Gev	LogP3	LN3Q
	指数分布	グンベル分布	平方根指数分布	一般極値分布	対数ピアソンⅢ対数確率	3母数クオンタイル法
X-COR(99%)	0.963	0.93	0.958	0.984	0.985	0.979
P-COR(99%)	0.991	0.988	0.996	0.996	0.995	0.995
SLSC(99%)	0.065	0.09	0.07	0.027	0.028	0.028
対数尤度	-161.9	-167.6	-164.5	-163.8	-164	-163.6
pAIC	327.8	339.2	333	333.5	333.9	333.2
X-COR(50%)	0.949	0.938	0.956	0.978	0.985	0.97
P-COR(50%)	0.981	0.983	0.985	0.984	0.995	0.983
SLSC(50%)	0.105	0.177	0.14	0.051	0.047	0.052

確率水文量	確率年	Exp	Gumbel	SqrtEt	Gev	LogP3	LN3Q
	2	85.2	92.9	88.7	85.6	84.7	85.1
	3	105.4	112.1	104.5	101.8	101.3	102.8
	5	130.8	133.6	123.5	123.2	123.6	126.2
	10	165.2	160.5	149.3	155.9	158.3	161.3
	20	199.7	186.3	176.1	194.8	199.7	200.9
	30	219.9	201.1	192.4	221.3	227.7	226.5
	50	245.3	219.7	213.7	259.1	267.8	261.4
	80	268.6	236.7	234.2	299.1	310.1	296.4
	100	279.7	244.8	244.1	320.1	332.3	314
	150	299.9	259.4	262.7	361.9	376.3	347.7
	200	314.2	269.7	276.3	394.7	410.8	373.1
	400	348.7	294.6	310.2	485.9	506.6	439.1
	17	191.6	180.3	169.7	185.1	189.3	191.2

JackKnife 推定値	確率年	Exp	Gumbel	SqrtEt	Gev	LogP3	LN3Q
	2	85.2	92.9	88.4	85.1	84.3	82.3
	3	105.4	112.1	104.4	101.8	101.7	101.2
	5	130.8	133.6	123.5	124.1	125	127.5
	10	165.2	160.5	149.6	158.2	160.2	168.4
	20	199.7	186.3	176.7	198.3	200.4	216.1
	30	219.9	201.1	193.1	224.8	226.4	247.3
	50	245.3	219.7	214.7	261.9	261.8	290.3
	80	268.6	236.7	235.3	299.9	296.9	333.7
	100	279.7	244.8	245.4	319.2	314.4	355.7
	150	299.9	259.4	264.1	356.6	347.3	397.9
	200	314.2	269.7	277.8	384.9	371.5	429.7
	400	348.7	294.6	312	459	431.8	513
	17	191.6	180.3	170.2	188.3	190.5	204.3

JackKnife 推定誤差	確率年	Exp	Gumbel	SqrtEt	Gev	LogP3	LN3Q
	2	6	7.5	6.3	6	6.5	5.2
	3	10.4	12	8.7	7.9	8.5	7.5
	5	16.6	17.3	12	11.6	12.5	13.6
	10	25.4	24.2	16.9	20.9	23	26.6
	20	34.3	30.9	22.2	36.4	40.5	44.5
	30	39.6	34.7	25.5	49	54.5	57.2
	50	46.2	39.5	29.9	69.3	76.7	75.8
	80	52.3	44	34.2	93.1	102.4	95.4
	100	55.2	46.1	36.3	106.3	116.6	105.6
	150	60.4	49.9	40.3	134	146.1	125.8
	200	64.2	52.6	43.2	156.9	170.3	141.3
	400	73.2	59.1	50.6	224.8	241.6	183.3
	17	32.2	29.3	20.9	32.1	35.7	39.8

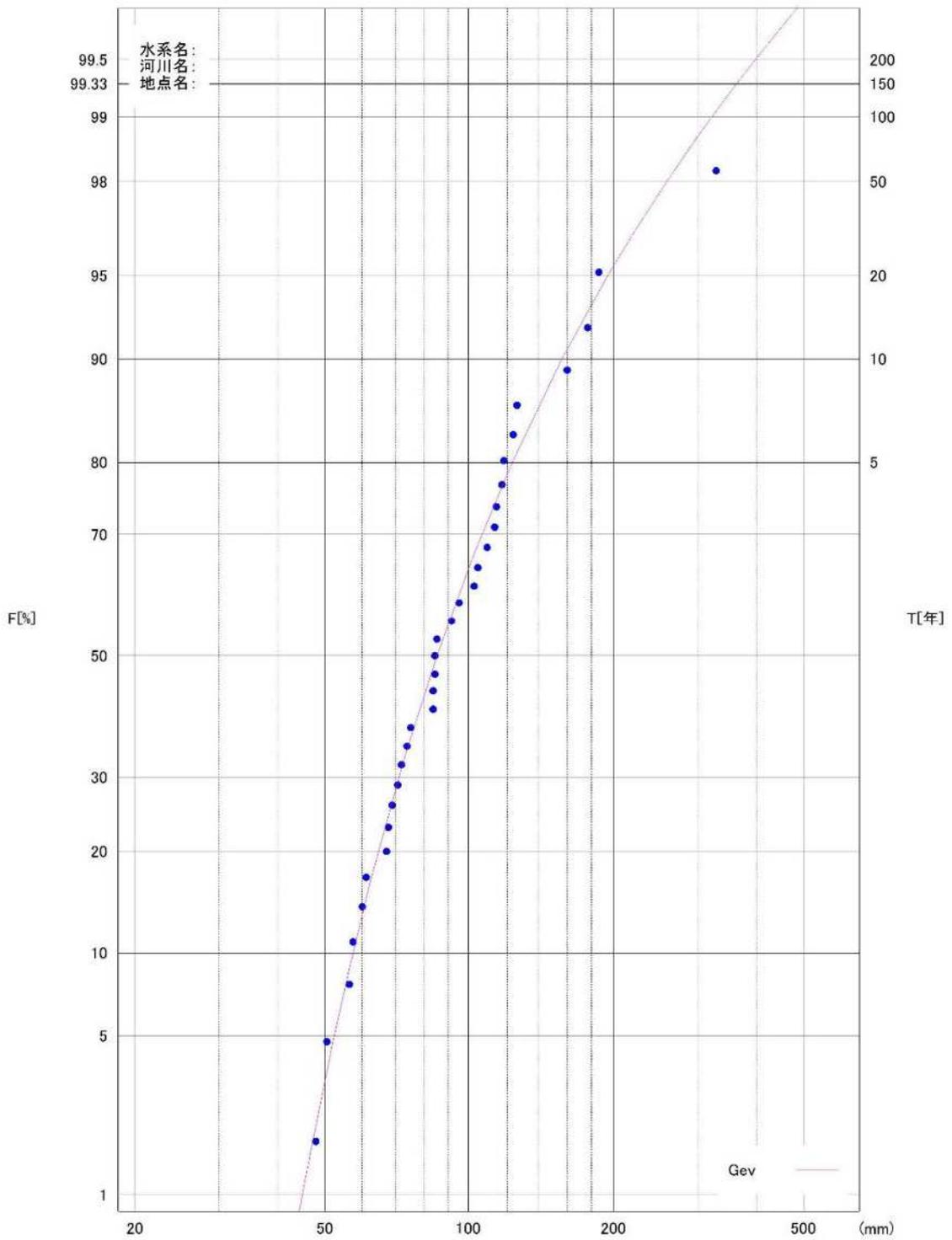


図 3.2-11 佐用地点 24 時間雨量確率分布曲線 (Gev 分布, 統計期間: S60~H29)

3.2.4 土地利用の変遷

図 3.2-12 に検討対象区間の堤内地土地利用の変遷を示す。赤矢印で示す位置に 2 つの開口部が確認できる。

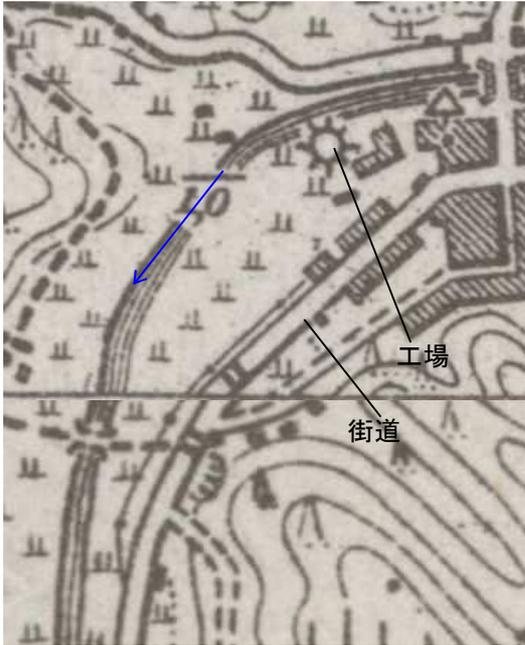
明治 30 年には河川と道路の間はほとんど水田であったが、昭和 22 年には道路沿いに家屋が見られ、昭和 50 年には宅地の幅が広がっているものの、開口部と水田地帯は概ね保存されていた。また、昭和 50 年の写真では、霞堤のように上流に向かって斜めに設置されている控堤が確認できる。しかし、平成 23 年には開口部は締め切られ、佐用町役場を含む多数の家屋が建てられている。

第 2 章で示した単純な堤防開口部の事例（図 3.2-13）における谷斜面部分が、図 3.2-12 に示す事例では控堤に置き換わっていると見ることができる。なお、図 3.2-13 は、図 3.2-12 の約 7km 下流地点である。

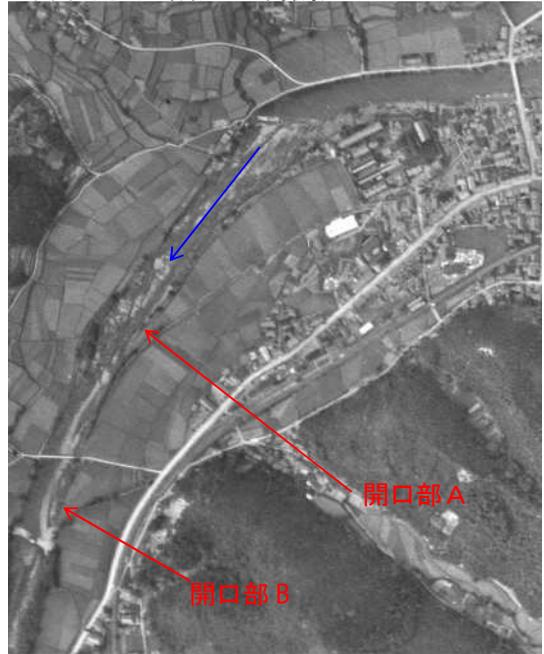
同一河川の比較的接近した区間に設置されていることは、両者の機能の共通性を示唆している。すなわち、河道が谷斜面から離れている場合には控堤を築造して同一の機能を持たせた可能性がある。

そこで次項以降では、図 3.2-12 に示す佐用川の 2 段の堤防開口部を含む区間の流れを数値シミュレーションし、堤防開口部が存在していた当時の河道水理設計の考え方について考察する。

(a) 佐用川 明治 30 年地図¹⁵⁾



(b) 佐用川 昭和 22 年撮影



(c) 佐用川 昭和 50 年撮影



(d) 佐用川 平成 23 年撮影



図 3.2-12 佐用川の堤内地土地利用と堤防の変遷 (写真上が北)



図 3.2-13 佐用川の開口部（図 3.2-12 の約 7km 下流地点の開口部）

3.3 平面二次元解析モデルの概要

本検討では、赤穂らによる非構造三角形格子に基づく浅水流汎濫モデル¹⁶⁾を用いた。詳細は同文献を参照されたい。このモデルでは、堤防形状をそのまま解像すると計算格子寸法が非常に小さくなり計算負荷が膨大になることを回避するため、堤防を厚みのない有限高さの直立壁で置き換え、越流計算には本間公式¹⁷⁾を使用している。

3.3.1 基礎方程式

本数値計算モデルでは、二次元浅水流方程式に基づく解析を行う。具体的には、保存変数 $q=[h,M,N]^T$ 、流束 $F(q),G(q)$ 、Source 項 S とおくと、

$$\left. \begin{aligned} \partial_t q + \partial_x F(q) + \partial_y G(q) &= S \\ F &= \begin{bmatrix} M \\ \frac{M^2}{h} + \frac{gh^2}{2} \\ \frac{MN}{h} \end{bmatrix}, G = \begin{bmatrix} N \\ \frac{MN}{h} \\ \frac{N^2}{h} + \frac{gh^2}{2} \end{bmatrix}, S = \begin{bmatrix} 0 \\ S_{bx} + S_{fx} \\ S_{by} + S_{fy} \end{bmatrix} \end{aligned} \right\} \quad (3.1)$$

となる。ここで、 h は水深、 M, N は x, y 方向の平均線流量、 g は重力加速度である。また、 S_{bx}, S_{by} は河床勾配項、 S_{fx}, S_{fy} は外力項であり、それぞれ次式より与えられる。

$$\left. \begin{aligned} S_{bx} &= -gh\partial_x z, S_{by} = -gh\partial_y z, \\ S_{fx} &= -\frac{\tau_{bx}}{\rho} + \partial_x(h\tau_{uu}) + \partial_y(h\tau_{uv}) + f_{cx}, \\ S_{fy} &= -\frac{\tau_{by}}{\rho} + \partial_x(h\tau_{uv}) + \partial_y(h\tau_{vv}) + f_{cy} \end{aligned} \right\} \quad (3.2)$$

ただし、 z は河床高、 ρ は水の密度である。また、 τ_{bx}, τ_{by} は底面せん断応力、 uu, uv, vv は平均流に対し水深平均した Reynolds 応力を表しており、本論文では、それぞれ Manning 式、0 方程式モデルより与える。更に f_{cx}, f_{cy} は地球自転に起因するコリオリ力を表す。

3.3.2 離散化手法

本解析には三角形格子における有限体積法，特に双曲型方程式である浅水流方程式に有効な Godunov 系統の計算手法を採用する．本手法は，特性線に沿って波動方程式を分解し，波の風上方向を考慮した定式化を行うことができる．なお，ここでは具体的な時間発展式のみを記載するに留める．

数式 3.1 を積分することで得られる次式を用いて，各セルにおける保存変数の積分平均値 q_i を時間発展させる．

$$q_i^{n+1} = q_i^n - \frac{\Delta t}{\Delta S_i} \left(\sum_{j=1}^3 (E_j^* \cdot n dl_j - \Delta S_i S_{bj}^*) \right)_i^n + \Delta t S_{fi}^n \quad (3.3)$$

ここで， $E_j^* = (F, G)_j^*$ は数値流束テンソル， $\mathbf{n}_j = (\mathbf{n}_x, \mathbf{n}_y)_j$ は各境界の外向き単位法線ベクトル， $S_b^* = \sum_{j=1}^3 S_{bj}^*$ ， S_f^* はそれぞれ Source 項のセル積分値を示している．本論文では，数値流束は Roe の近似 Riemann 解法を用いて次式より評価する．

$$E^* \cdot \mathbf{n} = \frac{1}{2} [E_R \cdot \mathbf{n} + E_L \cdot \mathbf{n} - R |A| R^{-1} (q_R - q_L)], \quad (3.4)$$

R はヤコビアン $A = \partial E(q) / \partial q$ の右固有行列， Λ は固有値 λ を対角成分に，他は 0 となる行列である．

また，河床勾配項についても数値流束と同様に風上を考慮して以下のように離散化を行うことで，静止状態 ($h + z = \text{const}, M = N = 0$) において数値流束とバランスすることができ，非物理的な数値振動が生じない定式化となる．

$$S_{bj}^* = R (I - |\Lambda| \Lambda^{-1}) R^{-1} \cdot S_{bj} \quad (3.5)$$

I は単位行列を表し，また S_b は次式より与える．

$$S_b = \left[0, -g \frac{h_L - h_R}{2} \Delta z \cdot \mathbf{n}_x, -g \frac{h_L + h_R}{2} \Delta z \cdot \mathbf{n}_y \right]^T \quad (3.6)$$

ただし， $\Delta z = (z_R - z_L)$ とする．

3.4 解析モデルの構築

3.4.1 解析対象範囲と概要

解析対象範囲は図 3.4-1 に示す二つの堤防開口部を含む約 3km 区間とする。河川上流端は、概ね佐用上流の流域の末端となる位置とした。なお、測線 NO. は千種川本川の河口部から設定しており、測線 NO. ひとつにつき、25m 間隔で設定している。

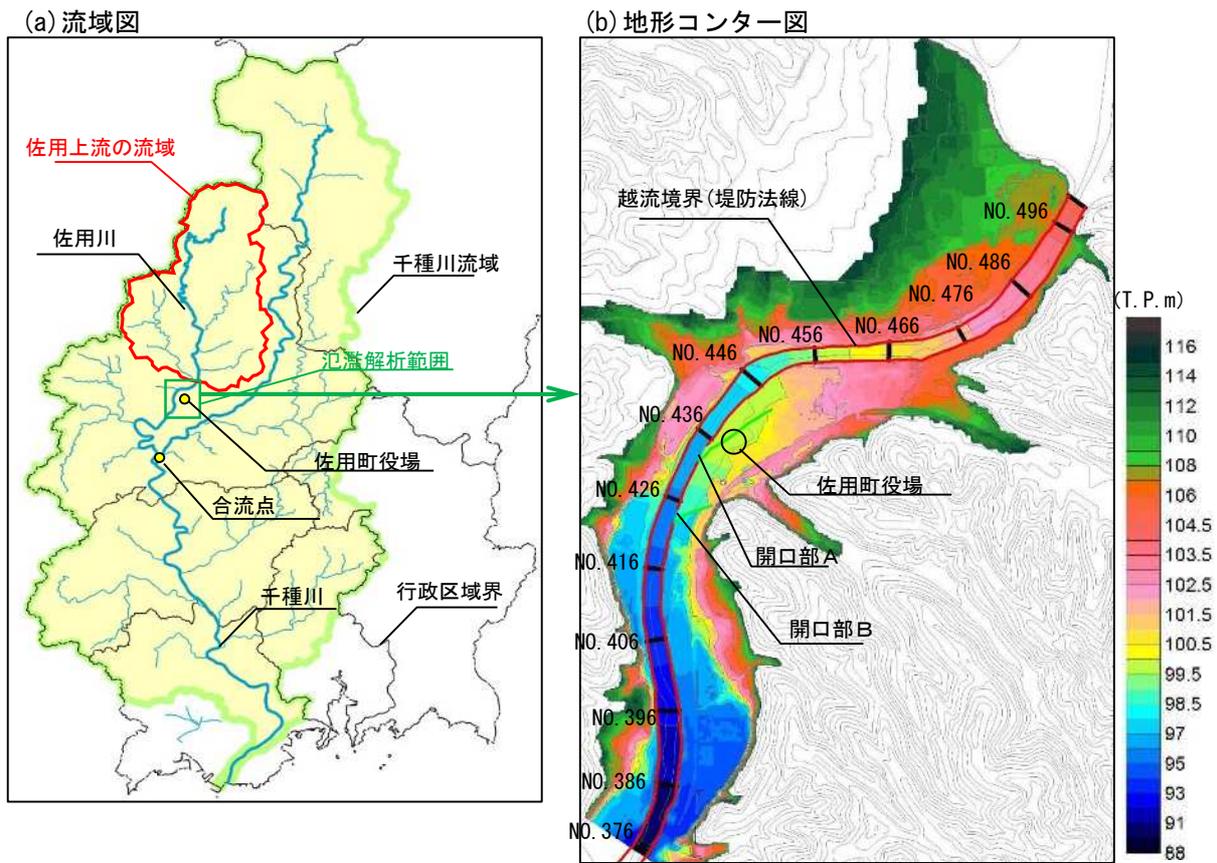


図 3.4-1 解析対象範囲

3.4.2 地形データ

メッシュの作成に当たっては、堤防法線、河道測線、控堤の上に予め格子点を配置し、それらから Surface-water Modeling System (SMS) Software (Aquaveo.社) を用いて三角形格子を自動的に設計している。その際、三角形格子の1辺の長さは10m となるように設定した。

計算地形データは、5m メッシュの GIS データ¹⁸⁾をもとに、三角形の格子点に最も近接する3点の GIS データの距離加重平均処理により作成した。

ただし、図 3.4-2 に示すように、二つの堤防開口部周辺は昭和 50 年当時の農地の一部が宅地に転用されているので、農地のまま残されている周囲の地盤高で内挿し補正した。

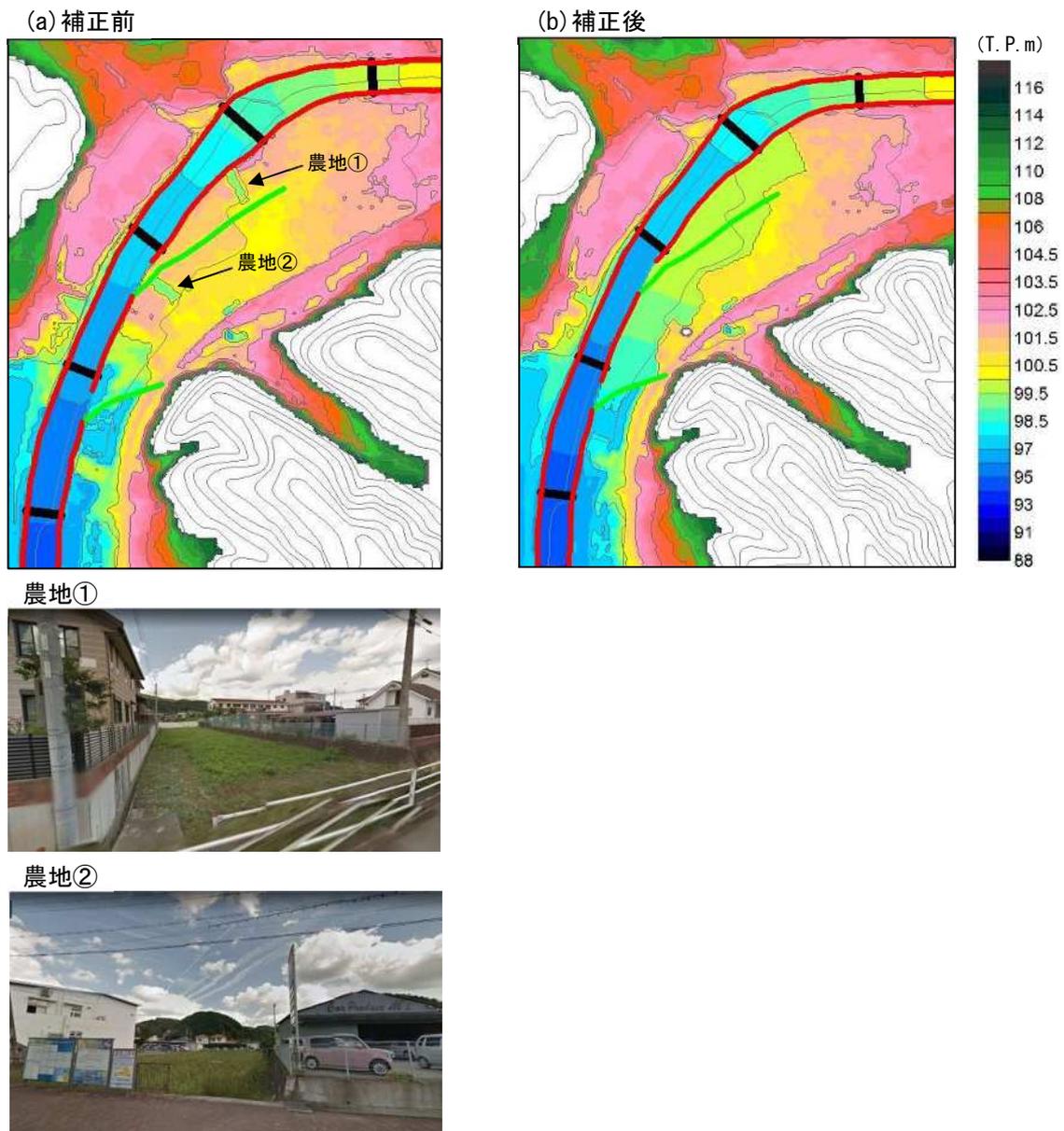


図 3.4-2 昭和 50 年代当時の地形再現 (写真 : Google)

また、本検討で得られた改修前の佐用川河床地形データは、前述の図 3.2-4 に示す A 断面と B 断面であった。これら断面位置は、図 3.4-1 に示す NO.426 と NO.466 に該当する。

そこで、検討対象区間の河床には粗礫や岩河床（図 3.2-3）が確認できたことから、表 3.4-1¹⁹⁾を参考に Manning 係数を 0.035 と仮定し、それらについて、図 3.4-3 に示すように河道満杯流量が等価となるように等流計算により矩形断面を設定した。その際の河床勾配は、堤防から 50m の距離の堤内地盤高を縦断的に直線で近似して 1/208 と設定した（図 3.4-4）。次に同勾配で河道満杯流量が一致するように全ての横断測線について矩形断面を設定した。

表 3.4-1 河道内の Manning の粗度係数¹⁹⁾

d _R : 代表粒径	n : 粗度係数		A と B の区分法
	A	B	
岩盤	0.035~0.050		A : 河床が平坦で砂州が目立たない。また、表層に突出する粒径の大きな石が目立たない。 B : 河床の凹凸が大きく粒径の大きな石が突出する。
玉石 (40cm~60cm)	0.037 ^{※1}	0.042 ^{※2}	
〃 (20cm~40cm)	0.034 ^{※1}		
〃 (10cm~20cm)	0.030 ^{※1}		
粗礫[大] (5cm~10cm)	0.035 ^{※2}		
〃 [小] (2cm~5cm)	0.029 ^{※2}	0.034	

注：※1 は Manning・ストリクラーの式により求めた値。

※2 は $\tau-\psi$ グラフより求めた値。

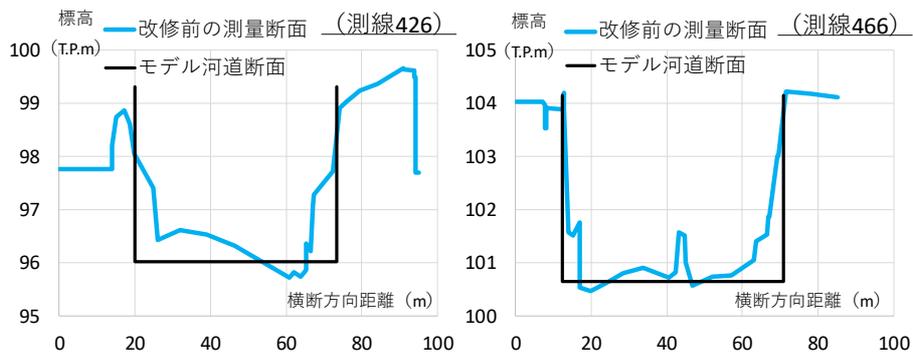


図 3.4-3 河道横断面図（図 3.2-4 と同一の断面）

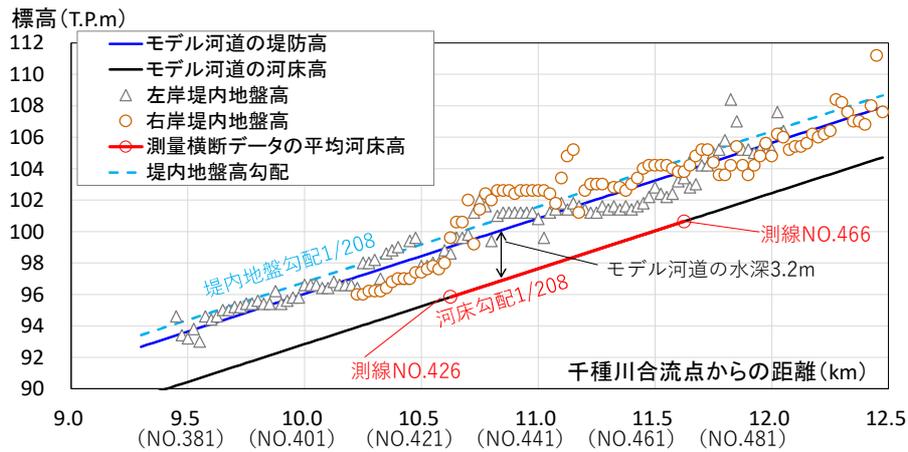


図 3.4-4 河道縦断面図

3.4.3 粗度係数データ

堤内地のマニングの粗度係数は表 3.4-2²⁰⁾を参考に、水田・畑に対して 0.025、宅地に対して 0.040 とした。粗度係数の平面分布は、昭和 22 年撮影写真を参考に、佐用町役場周辺を主要な住宅街（宅地）とし、それ以外を農地（水田・畑）として設定した。図 3.4-5 に設定した粗度係数分布を示す。

表 3.4-2 堤内地のマニングの粗度係数²⁰⁾

土地利用	n : 粗度係数	備考
水田・畑	0.025	
宅地	0.040	
山林	0.060	

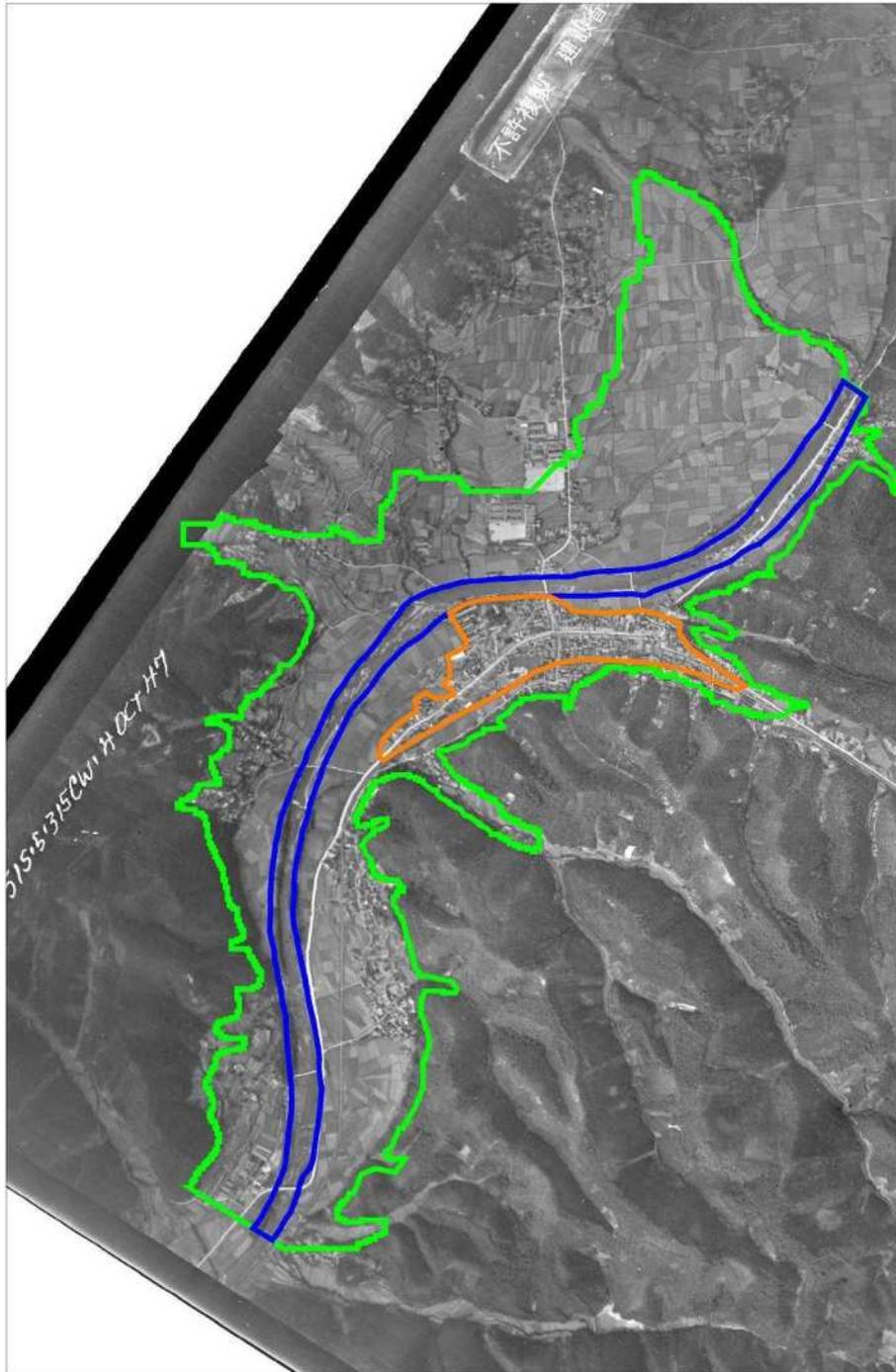


図 3.4-5 マニングの粗度係数の設定分布図（基図：昭和 22 年撮影写真）

3.5 堤防開口部の治水機能の把握

3.5.1 外力条件の設定

佐用川の既往出水の流量波形は得られていないため、計算上流端の流量波形を以下のように推測した。

図 3.5-1 に佐用観測所（気象庁管轄）の 24 時間雨量データをプロテッティングした対数確率紙を示す。青線は水文統計ユーティリティ¹⁴⁾で得られる近似曲線（一般化極値分布）である。これから生起確率（以下では P_o と書く） $P_o=1/3, 1/5, 1/10, 1/20$ に該当する洪水を求め、佐用川近傍で雨量観測が長期間行われている姫路測候所の時間～雨量強度の関係（図 3.5-2、表 3.5-1）²¹⁾から佐用地点のピーク流量を合理式で求めたところ、表 3.5-2 に示す結果を得た。なお、合理式^{脚注4)}の各変数は、参考文献²²⁾に基づき流域面積を 102.4km^2 、洪水到達時間（クラーク式）を 137 分、ピーク流出係数を 0.7（山地）とした。

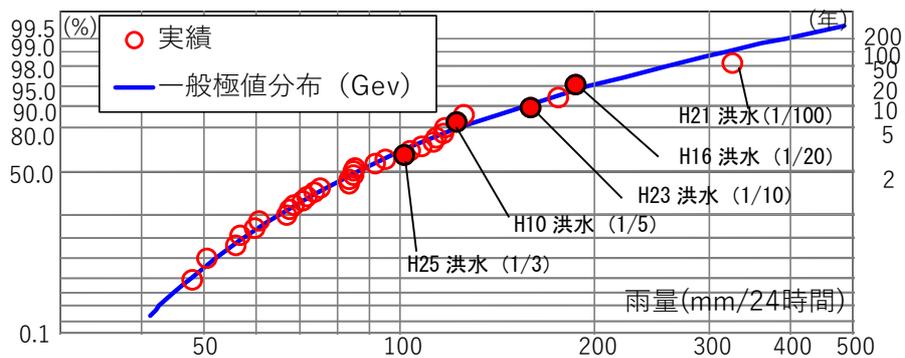


図 3.5-1 佐用地点の 24 時間雨量降雨確率図（図 3.2-11 と同一の図）

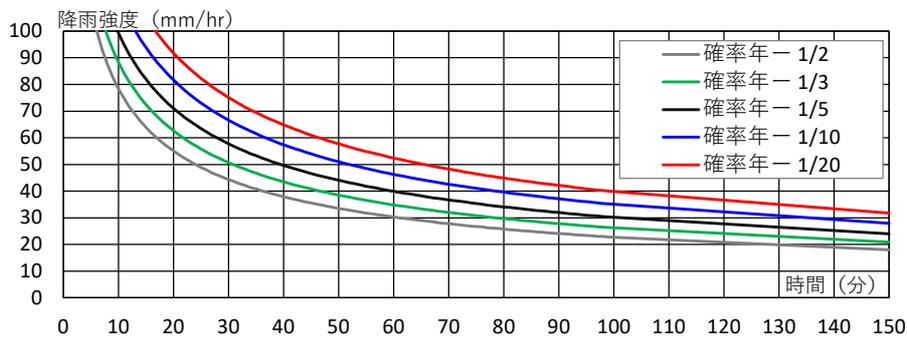


図 3.5-2 姫路測候所の降雨強度式（表 3.5-1 の「播磨地域南部」）

脚注4 洪水ピーク流量を算定する式： $Q=1/3.6 \times f \times r \times A$ 、 Q =流量 (m^3/s)、 f =流出係数、 r =降雨強度 (mm/h)、 A =流域面積 (km^2) で、適用範囲は流域の表層条件・降雨条件がほぼ一様と見なされる限り、 200km^2 程度である。

表 3.5-1 姫路測候所の降雨強度式²¹⁾

土木技術管理規定集 河川編 H15.4 兵庫県県土整備部

適用地域	神戸エリア		姫路エリア				豊岡エリア				洲本エリア	
	阪神・丹波地域+社土 木管内+明石川流域 神戸×1.0		播磨地域南部 姫路×1.0		播磨地域北部 姫路×1.2		豊岡盆地（出石川流域 を含む） 豊岡×1.0		豊岡盆地以外 豊岡×1.2		淡路地域すべて 洲本×1.0	
適用時間	10分≦t≦180分		同 左		同 左		同 左		同 左		同 左	
確率年	式	r ₆₀ 分	式	r ₆₀ 分	式	r ₆₀ 分	式	r ₆₀ 分	式	r ₆₀ 分	式	r ₆₀ 分
300	$\frac{1474.0}{t^{0.6+3.742}}$	95.7	$\frac{1014.4}{t^{0.6+1.763}}$	75.5	$\frac{1217.3}{t^{0.6+1.763}}$	90.7	$\frac{1202.6}{t^{2.2+1.959}}$	69.6	$\frac{1443.1}{t^{2.2+1.959}}$	83.5	$\frac{1662.6}{t^{0.6+3.472}}$	109.8
200	$\frac{1369.4}{t^{0.6+3.494}}$	90.3	$\frac{965.8}{t^{0.6+1.730}}$	72.1	$\frac{1159.0}{t^{0.6+1.730}}$	86.5	$\frac{1149.2}{t^{2.2+1.952}}$	66.5	$\frac{1379.0}{t^{2.2+1.952}}$	79.8	$\frac{1568.9}{t^{0.6+3.387}}$	104.2
150	$\frac{1297.9}{t^{0.6+3.321}}$	86.6	$\frac{931.2}{t^{0.6+1.703}}$	69.7	$\frac{1117.4}{t^{0.6+1.703}}$	83.6	$\frac{1111.8}{t^{2.2+1.949}}$	64.4	$\frac{1334.2}{t^{2.2+1.949}}$	77.2	$\frac{1503.2}{t^{0.6+3.324}}$	100.3
100	$\frac{1200.9}{t^{0.6+3.085}}$	81.4	$\frac{882.3}{t^{0.6+1.663}}$	66.2	$\frac{1058.8}{t^{0.6+1.663}}$	79.4	$\frac{1058.5}{t^{2.2+1.942}}$	61.3	$\frac{1270.2}{t^{2.2+1.942}}$	73.6	$\frac{1412.3}{t^{0.6+3.237}}$	94.8
90	$\frac{1176.6}{t^{0.6+3.028}}$	80.1	$\frac{869.7}{t^{0.6+1.652}}$	65.3	$\frac{1043.6}{t^{0.6+1.652}}$	78.4	$\frac{1044.7}{t^{2.2+1.942}}$	60.5	$\frac{1253.6}{t^{2.2+1.942}}$	72.6	$\frac{1388.7}{t^{0.6+3.212}}$	93.3
80	$\frac{1149.4}{t^{0.6+2.959}}$	78.8	$\frac{855.7}{t^{0.6+1.642}}$	64.3	$\frac{1026.8}{t^{0.6+1.642}}$	77.2	$\frac{1029.2}{t^{2.2+1.938}}$	59.6	$\frac{1235.0}{t^{2.2+1.938}}$	71.5	$\frac{1362.8}{t^{0.6+3.188}}$	91.8
70	$\frac{1119.0}{t^{0.6+2.885}}$	78.9	$\frac{839.6}{t^{0.6+1.628}}$	63.2	$\frac{1007.5}{t^{0.6+1.628}}$	75.8	$\frac{1011.5}{t^{2.2+1.936}}$	58.6	$\frac{1213.8}{t^{2.2+1.936}}$	70.3	$\frac{1333.5}{t^{0.6+3.158}}$	90.0
60	$\frac{1084.7}{t^{0.6+2.801}}$	75.0	$\frac{820.9}{t^{0.6+1.609}}$	61.8	$\frac{985.1}{t^{0.6+1.609}}$	74.2	$\frac{991.5}{t^{2.2+1.936}}$	57.4	$\frac{1189.8}{t^{2.2+1.936}}$	68.9	$\frac{1299.7}{t^{0.6+3.124}}$	87.9
50	$\frac{1044.4}{t^{0.6+2.698}}$	72.7	$\frac{798.7}{t^{0.6+1.587}}$	60.3	$\frac{958.4}{t^{0.6+1.587}}$	72.3	$\frac{967.4}{t^{2.2+1.933}}$	56.1	$\frac{1160.9}{t^{2.2+1.933}}$	67.3	$\frac{1259.8}{t^{0.6+3.081}}$	85.4
40	$\frac{996.5}{t^{0.6+2.579}}$	70.0	$\frac{771.8}{t^{0.6+1.560}}$	58.4	$\frac{926.2}{t^{0.6+1.560}}$	70.0	$\frac{937.8}{t^{2.2+1.927}}$	54.4	$\frac{1125.4}{t^{2.2+1.927}}$	65.2	$\frac{1211.2}{t^{0.6+3.027}}$	82.4
30	$\frac{936.1}{t^{0.6+2.426}}$	66.4	$\frac{736.9}{t^{0.6+1.521}}$	55.9	$\frac{884.3}{t^{0.6+1.521}}$	67.1	$\frac{899.7}{t^{2.2+1.921}}$	52.2	$\frac{1079.6}{t^{2.2+1.921}}$	62.6	$\frac{1149.3}{t^{0.6+2.959}}$	78.6
20	$\frac{853.7}{t^{0.6+2.215}}$	61.5	$\frac{687.4}{t^{0.6+1.461}}$	52.4	$\frac{824.9}{t^{0.6+1.461}}$	62.8	$\frac{845.5}{t^{2.2+1.913}}$	49.1	$\frac{1014.7}{t^{2.2+1.913}}$	58.9	$\frac{1062.5}{t^{0.6+2.857}}$	73.2
10	$\frac{719.9}{t^{0.6+1.874}}$	53.2	$\frac{601.7}{t^{0.6+1.341}}$	46.3	$\frac{722.0}{t^{0.6+1.341}}$	55.5	$\frac{751.7}{t^{2.2+1.894}}$	43.7	$\frac{902.0}{t^{2.2+1.894}}$	52.4	$\frac{913.4}{t^{0.6+2.658}}$	63.8
7	$\frac{653.9}{t^{0.6+1.712}}$	48.9	$\frac{556.4}{t^{0.6+1.266}}$	43.0	$\frac{667.7}{t^{0.6+1.266}}$	51.6	$\frac{701.9}{t^{2.2+1.882}}$	40.8	$\frac{842.3}{t^{2.2+1.882}}$	48.9	$\frac{835.8}{t^{0.6+2.541}}$	58.8
5	$\frac{592.5}{t^{0.6+1.562}}$	44.8	$\frac{512.5}{t^{0.6+1.184}}$	39.9	$\frac{615.0}{t^{0.6+1.184}}$	47.9	$\frac{653.5}{t^{2.2+1.866}}$	38.0	$\frac{784.2}{t^{2.2+1.866}}$	45.6	$\frac{760.9}{t^{0.6+2.414}}$	54.0
3	$\frac{499.5}{t^{0.6+1.352}}$	38.4	$\frac{441.7}{t^{0.6+1.024}}$	34.8	$\frac{530.0}{t^{0.6+1.024}}$	41.8	$\frac{575.8}{t^{2.2+1.846}}$	33.5	$\frac{691.0}{t^{2.2+1.846}}$	40.2	$\frac{641.6}{t^{0.6+2.180}}$	46.3
2	$\frac{422.9}{t^{0.6+1.212}}$	32.8	$\frac{378.6}{t^{0.6+0.850}}$	30.3	$\frac{454.3}{t^{0.6+0.850}}$	36.3	$\frac{505.5}{t^{2.2+1.811}}$	29.5	$\frac{606.6}{t^{2.2+1.811}}$	35.4	$\frac{536.4}{t^{0.6+1.923}}$	39.5
観測所名	神戸海岸気象台		姫路測候所				豊岡測候所				洲本測候所	
統計期間	1937～1998		1949～1998				1926～1998				1919～1998	
確率計算方法	対数ピアソンⅢ型		グンベル法				グンベル法				対数ピアソンⅢ型	

表 3.5-2 合理式による佐用地点の確率規模別の洪水ピーク流量

生起確率	降雨強度 (mm/h)	洪水ピーク流量 (m ³ /s)	備 考
1/2	17	337	
1/3	20	390	
1/5	23	449	
1/10	26	524	
1/20	30	595	

表 3.5-2 に確率規模別の洪水ピーク流量を求めたが、ピーク流量は降雨波形の影響も受ける。

そこで図 3.5-1 において P_o が 1/3, 1/5, 1/10, 1/20 にランクされた 4 降雨イベントである H25 洪水, H10 洪水, H23 洪水, H16 洪水の 10 分間雨量データを合成合理式^{脚注5}に適用してピーク流量を表 3.5-3 に求めた。それら 4 つの降雨波形を図 3.5-3 に示す。

図 3.5-4 に表 3.5-2 及び表 3.5-3 で整理したピーク流量を示す。平成 25 年降雨 ($P_o=1/3$) と平成 23 年降雨 ($P_o=1/10$) はピーク雨量強度が小さいため、ピーク流量の推算値は低くなっている。一方、平成 10 年降雨 ($P_o=1/5$) と平成 16 年降雨 ($P_o=1/20$) は、表 3.5-2 の算定値とも概ね一致している。

図 3.5-4 の●は平成 16 年洪水相当規模である千種川水系流量配分図⁸⁾における佐用地点の河川整備計画目標流量 ($560\text{m}^3/\text{s}$, $P_o=1/17$) を示している。●は $P_o=1/20$ における▲および■と近い値となった。

以上のように異なる計算過程から得られた値が概ね一致したことから、本検討では P_o とピーク流量の関係を図 3.5-4 の■で表される曲線で仮定した。洪水波形は平成 16 年降雨イベント(図 3.5-3 (b)) に対して時間増分 10 分で合成合理式で得られたものとした。その結果を図 3.5-5 に示す。なお、下流端には等流水位を設定した。

表 3.5-3 合成合理式による佐用地点の各洪水のピーク流量

生起確率 P_o	洪水	洪水ピーク流量 (m^3/s)	備考
1/3	H25 洪水	183	
1/5	H10 洪水	459	
1/10	H23 洪水	199	
1/20	H16 洪水	635	

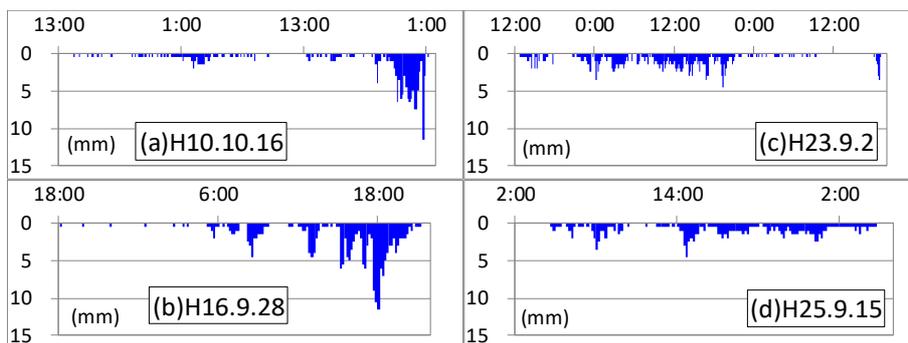


図 3.5-3 各洪水の降雨波形

脚注5 合理式の応用で、洪水到達時間内の平均降雨強度に基づいて算定される三角形波形のハイドログラフを重ね合わせてハイドログラフを作成する手法

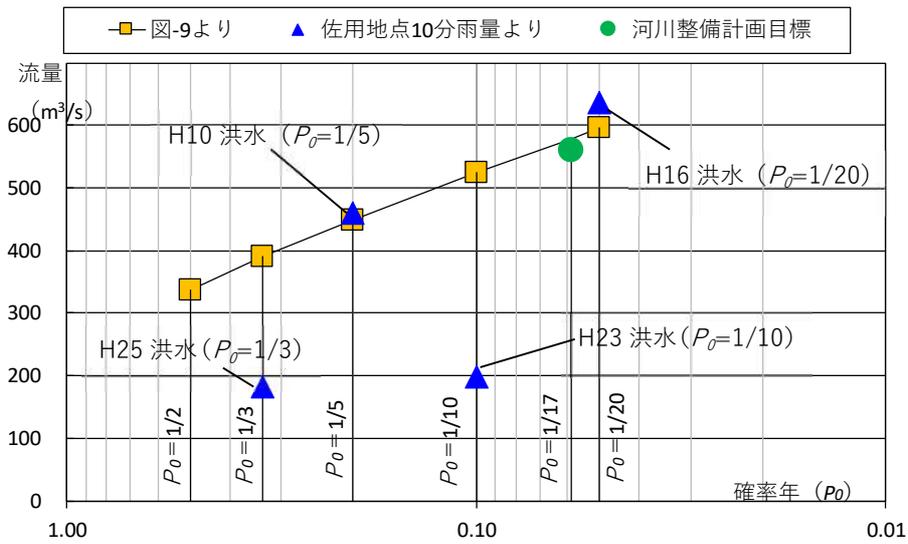


図 3.5-4 佐用川の確率規模別ピーク流量

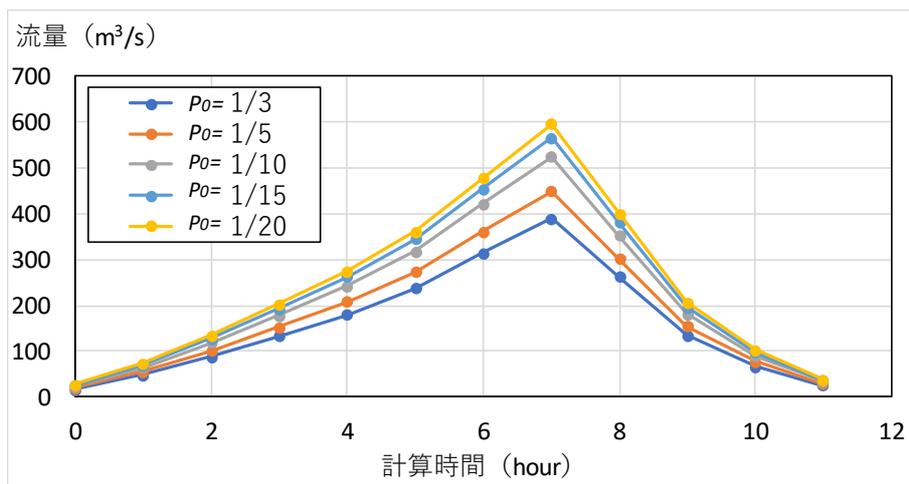


図 3.5-5 生起確率別の外力条件（上流端流量）

3.5.2 確率規模別の推定流量の妥当性検討

前述の表 3.5-2 では、年最大 24 時間雨量と合理式から確率規模別の流量を推定している。本検討では、佐用川流域（千種川流域）の西側に隣接する一級水系揖保川の年最大流量を用いて、流量の統計解析を行い、表 3.5-3 での推定流量の妥当性を確認する。統計解析手法は、「3.2.3 佐用川の河道計画」と同様の手法を用いる。

標本となる流量観測値は、図 3.5-6 に示す山崎第二観測所で流域面積が 485.70km² であることから、佐用川の流域面積（102.4km²）の 4.7 倍である。統計期間は、水文水質データベース²⁴ で公表されている平成元年（1989）～平成 28 年（2016）（2 年分欠測，5 年分公開無し）の 21 標本とする。用いた標本を表 3.5-4 に示す。

表 3.5-5 に統計解析結果を示す。SLSC が比較的小さい値をとっている Iwai 法では、生起確率 1/10 の流量は 1,730m³/s，生起確率 1/20 の流量は 2,212m³/s であり、佐用川との流域面積比 0.21 倍（=1/4.7 倍）を乗じると、それぞれ、363m³/s，465m³/s となる。これは、佐用川の各生起確率流量 524m³/s，595m³/s と倍半分異なる数値ではないことから、表 3.5-3 の算定値は妥当であると考えられる。

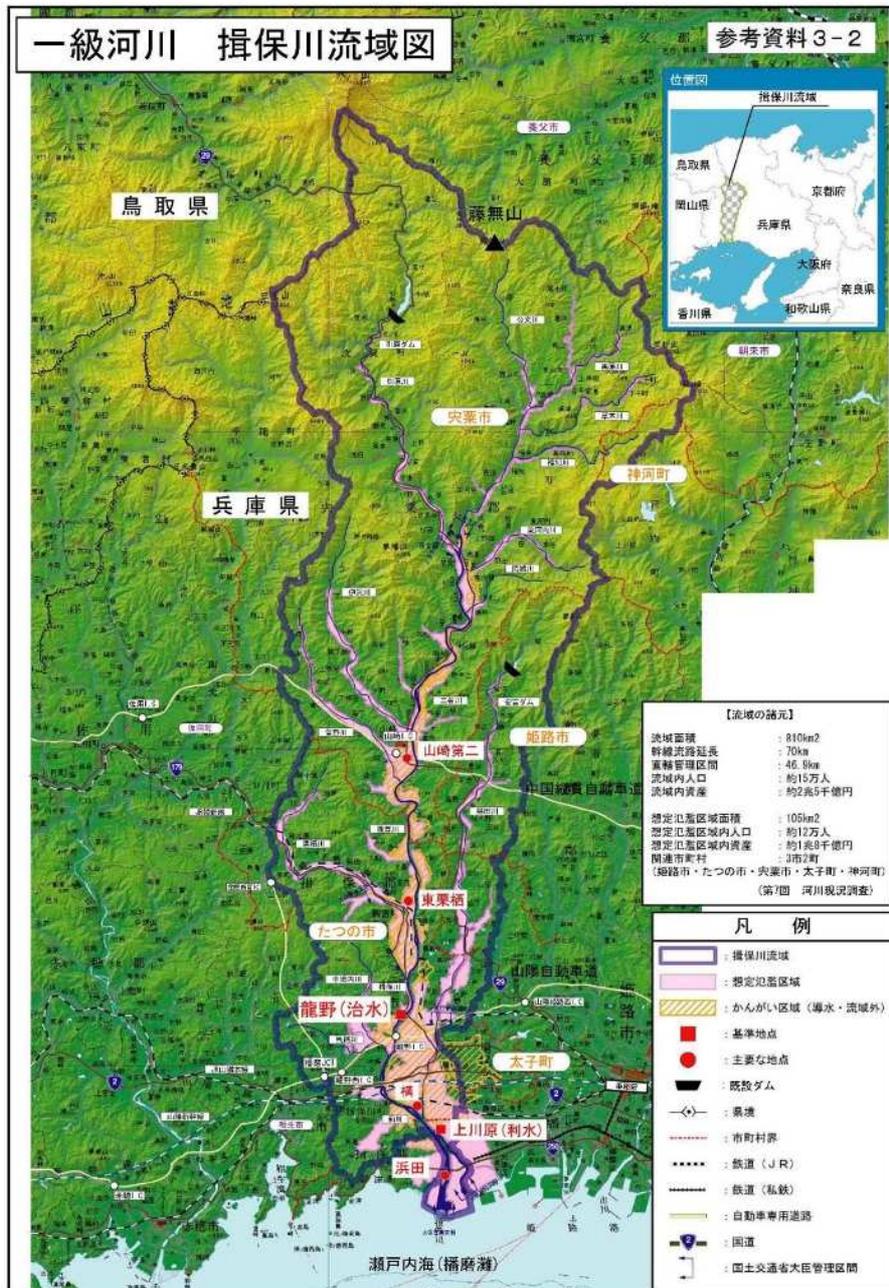


図 3.5-6 揖保川流域図²³⁾

表 3.5-4 揖保川山崎第二観測所の流況表²⁴⁾

単位：m³/s

年	最大流量		豊水流量	平水流量	低水流量	渇水流量	最小流量		平均流量	年総量 (10 ⁶ m ³)
	流量	生起日時					流量	生起日時		
1989	380.18	09月19日 23:00	31.41	18.64	12.95	8.1	3.36	12月12日 22:00	29.28	923.46
1990	3045.19	09月18日 15:00	31.1	21.9	16.28	9.17	3.9	09月09日 10:00	35.71	1126.3
1991	292.45	07月20日 23:00	33.7	16.34	9.09	5.38	4.78	12月12日 23:00	26.08	822.52
1992	823.36	08月19日 18:00	26.46	16.18	10.66	5.94	1.55	11月27日 20:00	23.81	752.86
1993	885.39	09月04日 06:00	34.11	21.13	15.09	9.65	6.69	06月10日 19:00	37.93	1196.22
1994	323.21	09月29日 24:00	23.74	12.96	7.56	4.19	3.34	12月09日 02:00	17.88	563.89
1995	852.68	07月03日 10:00	25.81	13.08	7.82	4.94	4.06	12月13日 18:00	24.61	776.03
1996	660.64	08月14日 23:00	25.29	17.25	12.39	7.64	4.08	11月28日 19:00	25.34	801.23
1997	939.44	07月27日 03:00	25.55	14.13	10.26	4.01	2.76	11月21日 20:00	28.85	909.9
1998	1520.55	10月18日 03:00	31.35	18.93	11.4	6.56	3.76	12月08日 22:00	28.55	900.38
1999	1081.02	06月29日 24:00	22.22	13.83	10.39	5.4	4.33	01月11日 18:00	25.17	793.68
2000	324.77	11月02日 15:00	18.05	12.05	9.51	6.68	4.82	01月09日 02:00	18.12	572.98
2001	515.24	09月15日 15:00	21.81	15.35	10.48	7.13	4.3	05月20日 09:00	21.74	685.44
2002	164.64	03月06日 06:00	17.26	10.49	6.63	3.59	1.66	11月27日 22:00	14.75	465.11
2003	295.72	07月13日 23:00	27.96	18.36	11.24	5.8	3.62	11月02日 10:00	25.07	790.68
2004	1515.33	08月31日 01:00	27.64	16.89	12.47	7.65	4.03	04月17日 17:00	31.09	983.24
2009	欠測		26.94	19.02	13.65	8.17	6.99	10月31日 09:00	26.67	841.07
2010	723.24	05月24日 10:00	27.22	22.98	13.56	7.72	6.61	12月01日 09:00	30.03	947.03
2011	1573.55	09月03日 21:00	28.05	20.03	15.61	9.88	7.39	02月02日 11:00	33.59	1059.25
2013	1197.48	09月04日 15:00	27.96	22.6	17.86	10.86	8.72	05月26日 16:00	29.79	939.52
2014	欠測		欠測	欠測	欠測	欠測	11.92	05月20日 16:00	欠測	
2015	969.22	07月17日 11:00	35.07	26.26	19.1	12.94	11.45	11月06日 10:00	34.83	1098.54
2016	601.76	09月20日 15:00	29.45	23.96	18.12	13.73	11.9	11月12日 11:00	30.32	958.87

表 3.5-5 山崎第二地点 年最大流量確率計算結果（統計期間：平成元年～平成28年，21標本）

	Exp	Gumbel	SqrtEt	Gev	LP3Rs	LogP3	Iwai	IshiTaka	LN3Q	LN3PM	LN2LM	LN2PM	LN4PM	Lexp	Gp	GpExp	
X-COR(99%)	0.975	0.96	0.979	0.98	0.97	0.98	0.98	0.98	0.977	0.981	0.981	0.981	0.981	0.975	0.966	0.975	
P-COR(99%)	0.984	0.992	0.99	0.991	0.992	0.99	0.99	0.99	0.991	0.989	0.989	0.989	0.989	0.984	0.99	0.986	
SLSC(99%)	0.046	0.062	0.038	0.035	0.034	0.033	0.033	0.033	0.033	0.034	0.034	0.034	0.034	0.046	0.074	0.044	
対数尤度	-157.7	-161.4	-160	-160.3	-160	-159.9	-159.9	-160	-159.9	-159.9	-159.9	-159.9	-159.9	-157.7	-159.2	-159.3	
pAIC	319.5	326.8	324	326.7	326	326.8	326.8	326	326.8	326.8	326.8	326.8	326.8	319.5	324.3	322.6	
X-COR(50%)	0.952	0.943	0.961	0.963	0.946	0.961	0.961	0.957	0.957	0.965	0.964	0.964	0.964	0.952	0.935	0.952	
P-COR(50%)	0.974	0.977	0.982	0.982	0.976	0.979	0.979	0.981	0.981	0.978	0.979	0.979	0.979	0.974	0.97	0.97	
SLSC(50%)	0.072	0.117	0.067	0.063	0.075	0.061	0.061	0.068	0.068	0.061	0.061	0.061	0.061	0.072	0.104	0.068	
確率水流量	確率年	Exp	Gumbel	SqrtEt	Gev	LP3Rs	LogP3	Iwai	IshiTaka	LN3Q	LN3PM	LN2LM	LN2PM	LN4PM	Lexp	Gp	GpExp
2	683	788	720	725	743	717	717	717	717	731	707	707	707	707	270	230	222
3	956	1048	957	965	1008	968	968	968	968	979	966	966	966	966	631	656	611
5	1300	1337	1255	1260	1321	1283	1283	1283	1283	1267	1301	1284	1284	1284	1033	1091	1044
10	1766	1702	1675	1680	1725	1730	1730	1730	1730	1670	1790	1755	1755	1755	1537	1582	1588
20	2232	2051	2128	2140	2115	2212	2212	2212	2212	2092	2329	2272	2272	2272	2021	2002	2110
30	2505	2252	2409	2433	2337	2512	2512	2512	2512	2349	2671	2599	2599	2599	2300	2223	2410
50	2849	2503	2782	2831	2614	2912	2912	2912	2912	2685	3133	3038	3038	3038	2648	2480	2785
80	3165	2733	3145	3230	2864	3302	3302	3302	3302	3009	3589	3471	3471	3471	2967	2698	3129
100	3315	2842	3323	3431	2981	3495	3495	3495	3495	3168	3817	3686	3686	3686	3118	2796	3292
150	3587	3039	3659	3817	3192	3860	3860	3860	3860	3465	4251	4096	4096	4096	3392	2965	3587
200	3781	3179	3905	4108	3339	4130	4130	4130	4130	3682	4574	4401	4401	4401	3586	3078	3796
400	4247	3516	4529	4875	3689	4819	4819	4819	4819	4230	5409	5186	5186	5186	4053	3330	4300
17	2123	1970	2018	2028	2024	2096	2096	2096	2096	1991	2197	2146	2146	2146	1909	1909	1989
JackKnife推定値	確率年	Exp	Gumbel	SqrtEt	Gev	LP3Rs	LogP3	Iwai	IshiTaka	LN3Q	LN3PM	LN2LM	LN2PM	LN4PM	Lexp	Gp	GpExp
2	683	788	713	717	743	717	717	717	717	777	777	698	698	698	270	135	110
3	956	1048	957	967	881	937	937	937	937	1024	1024	954	951	951	631	712	564
5	1300	1337	1263	1280	1260	1281	1281	1281	1281	1288	1288	1282	1275	1275	1033	1241	1070
10	1766	1702	1695	1721	1853	1786	1786	1786	1786	1585	1756	1741	1741	1741	1537	1724	1705
20	2232	2051	2161	2188	2506	2339	2339	2339	2339	1820	2272	2248	2248	2248	2021	1993	2315
30	2505	2252	2451	2474	2909	2687	2687	2687	2687	1930	2597	2566	2566	2566	2300	2062	2665
50	2849	2503	2836	2843	3433	3152	3152	3152	3152	2038	3031	2992	2992	2992	2648	2062	3104
80	3165	2733	3210	3191	3927	3607	3607	3607	3607	2106	3457	3409	3409	3409	2967	1980	3505
100	3315	2842	3394	3357	4165	3832	3832	3832	3832	2127	3668	3617	3617	3617	3118	1914	3695
150	3587	3039	3741	3659	4602	4256	4256	4256	4256	2145	4068	4009	4009	4009	3392	1753	4040
200	3781	3179	3995	3872	4915	4569	4569	4569	4569	2142	4365	4299	4299	4299	3586	1606	4284
400	4247	3516	4639	4369	5676	5366	5366	5366	5366	2078	5124	5043	5043	5043	4053	1147	4872
17	2123	1970	2049	2076	2349	2205	2205	2205	2205	1771	2147	2125	2125	2125	1909	1948	2173
JackKnife推定誤差	確率年	Exp	Gumbel	SqrtEt	Gev	LP3Rs	LogP3	Iwai	IshiTaka	LN3Q	LN3PM	LN2LM	LN2PM	LN4PM	Lexp	Gp	GpExp
2	105	122	112	119	113	137	137	137	137	112	110	110	110	110	101	105	115
3	156	177	150	147	124	166	166	166	166	133	148	149	149	149	98	116	109
5	237	246	205	199	217	214	214	214	214	201	214	214	214	214	173	189	168
10	354	338	287	329	452	332	332	332	332	374	336	331	331	331	296	293	274
20	474	427	381	539	743	514	514	514	514	619	495	481	481	481	420	465	384
30	545	479	441	701	925	651	651	651	651	791	606	585	585	585	492	603	449
50	635	544	521	950	1163	854	854	854	854	1039	766	734	734	734	582	813	531
80	717	604	600	1228	1387	1072	1072	1072	1072	1296	934	889	889	889	665	1038	606
100	756	633	640	1377	1495	1186	1186	1186	1186	1429	1020	969	969	969	705	1154	642
150	828	684	714	1679	1692	1411	1411	1411	1411	1686	1190	1125	1125	1125	777	1380	707
200	879	721	769	1919	1833	1585	1585	1585	1585	1883	1321	1244	1244	1244	827	1552	753
400	1001	809	909	2595	2173	2055	2055	2055	2055	2404	1672	1563	1563	1563	950	2003	865
17	446	406	358	482	672	466	466	466	466	556	454	443	443	443	391	417	358

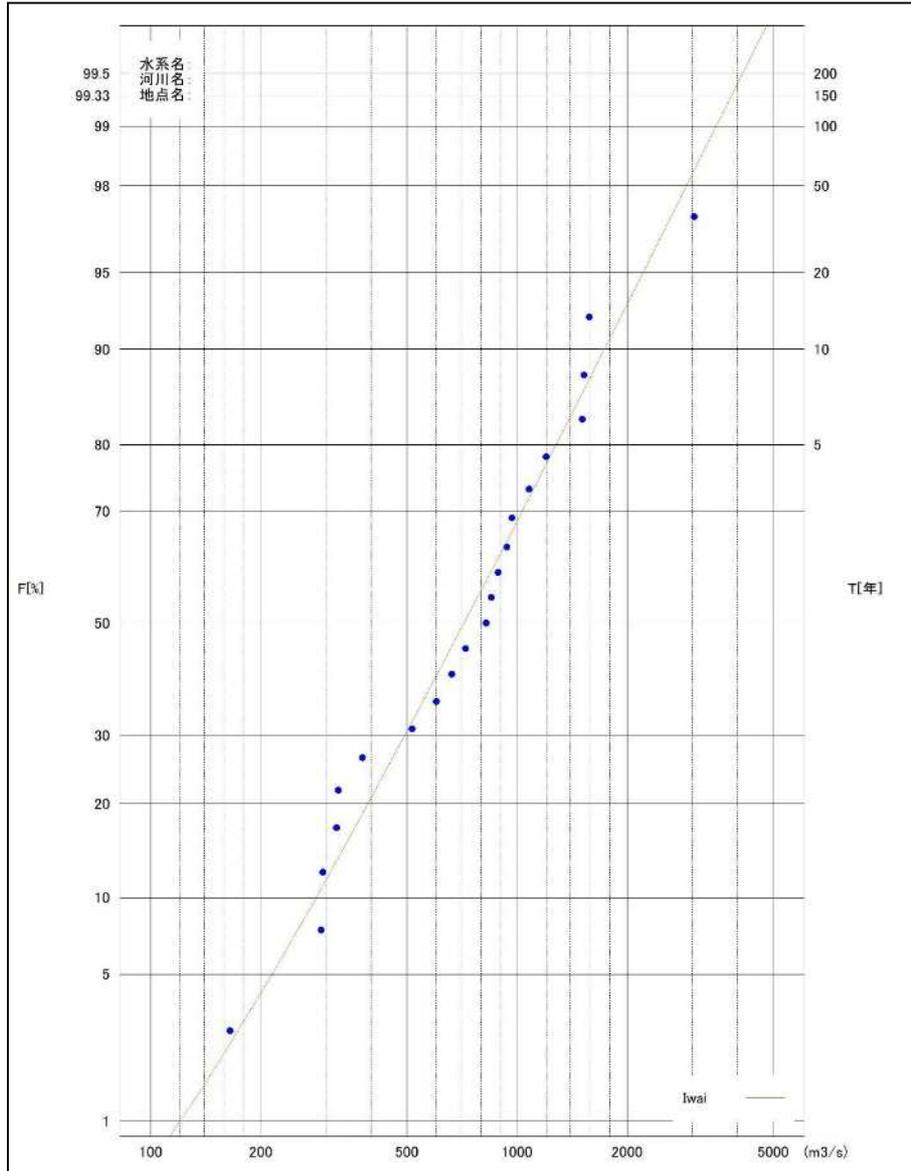


图 3.5-7 山田第二地点 年最大流量確率分布曲線 (Iwai 分布, 統計期間: H1~H28)

3.5.3 結果と考察

図 3.5-5 に示した 5 つの流量波形から得られたピーク流量時の浸水深分布を図 3.5-8(a)~(e) に示す。 $P_o=1/10$ までは控堤内側での氾濫にとどまっているが、 $P_o=1/20$ では NO.460-NO.470 断面の左岸からの溢水が堤内地を流下し、開口部 A と開口部 B から遡上した河川水と接続している。浸水域は概ね水田だが、氾濫水は昭和 22 年航空写真（図 3.2-12 (b)）にある工場や南東側斜面沿いを走る街道にも達している。

図 3.5-9 に堤防天端（黒線）を基準とした最高水位と河道幅（オレンジ線）の縦断分布を示す。10.8km と 11.6km 付近（前述の溢水区間 NO.460-NO.470）における水位上昇は河道幅縮小区間に対応している。本研究では等流公式を用いて河道満杯流量が縦断的に連続するよう河道断面を設定したが、河道幅縮小による不等流効果により局所的な溢水が生じると考えられる。なお右岸側は堤内地盤が高いために氾濫は生じていない。

図 3.5-8 (f)は平成 16 年洪水による浸水範囲の調査結果¹⁰⁾で、図 3.5-8 (e)の $P_o=1/20$ の計算結果と同じ傾向を示している。ただし平成 16 年には河川沿いの土地が建物敷地になっていたために、非浸水域（白抜き部分）が存在した。なお右岸側でも若干の浸水が生じている。この原因は明確でないが内水による可能性がある。

図 3.5-10 に $P_o=1/20$ における氾濫水深の時間変化を示す。流量ピークの 40 分前に上流の NO.466 付近から溢水が始まり、ピーク時には氾濫範囲は下流の浸水域と接続している。ピーク後 40 分には浸水範囲は旧水田地帯に概ね限られている。

図 3.5-11 は堤防開口部付近における増水期と減水期の氾濫流速分布を示している。増水期には上流側→下流側の順で堤防開口部から堤内地に逆流が生じている。減水期には上流からの氾濫水が開口部から流出するが、上流側開口部で収容しきれなかった分が下流側開口部から排水されている。

以上の結果から、佐用川堤防開口部に期待された機能は遊水機能よりも、上流の NO.466 断面付近で氾濫した河川水の速やかな排水であったと考えられる。なお $P_o=1/20$ においても、上流部の越流水深は 10cm 以下であるので、破堤に至る可能性は少なかったと思われる。

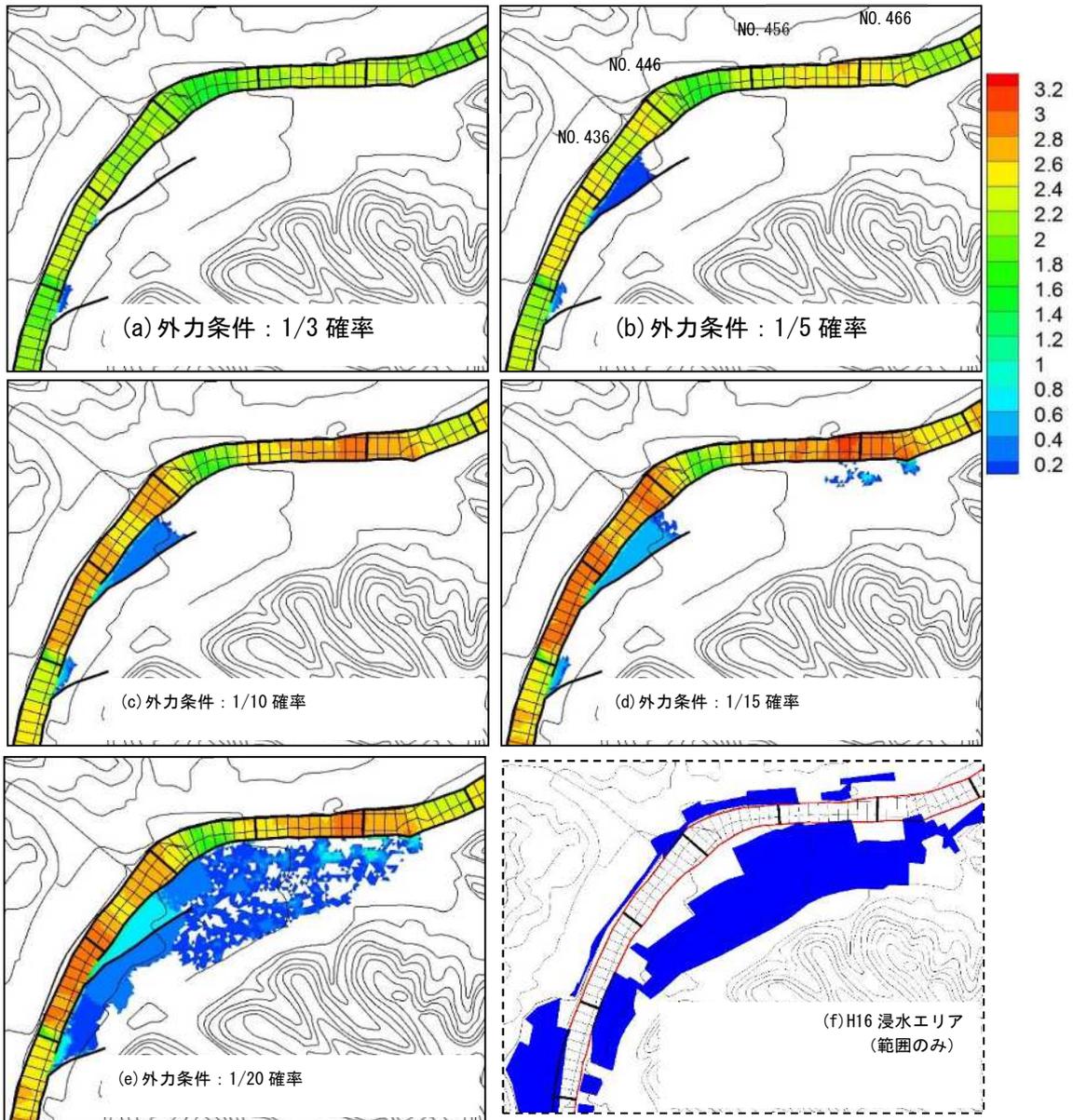


図 3.5-8 確率規模別のピーク流量時浸水深図（単位：m）及び平成 16 年洪水浸水実績範囲¹⁰⁾

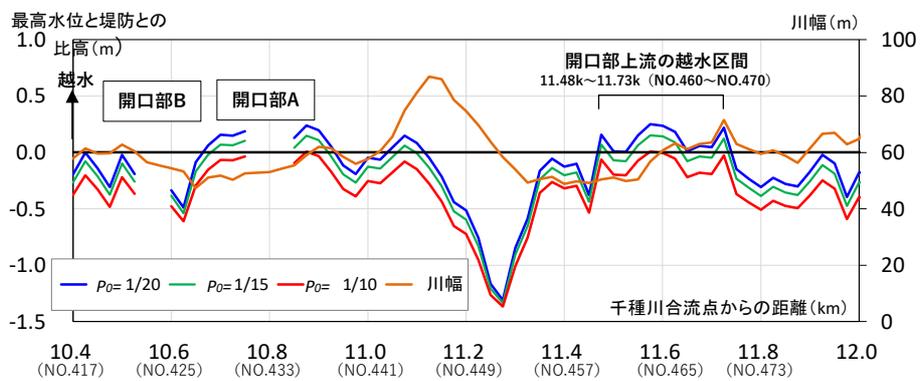


図 3.5-9 確率規模別水位の堤防からの比高および川幅縦断面図

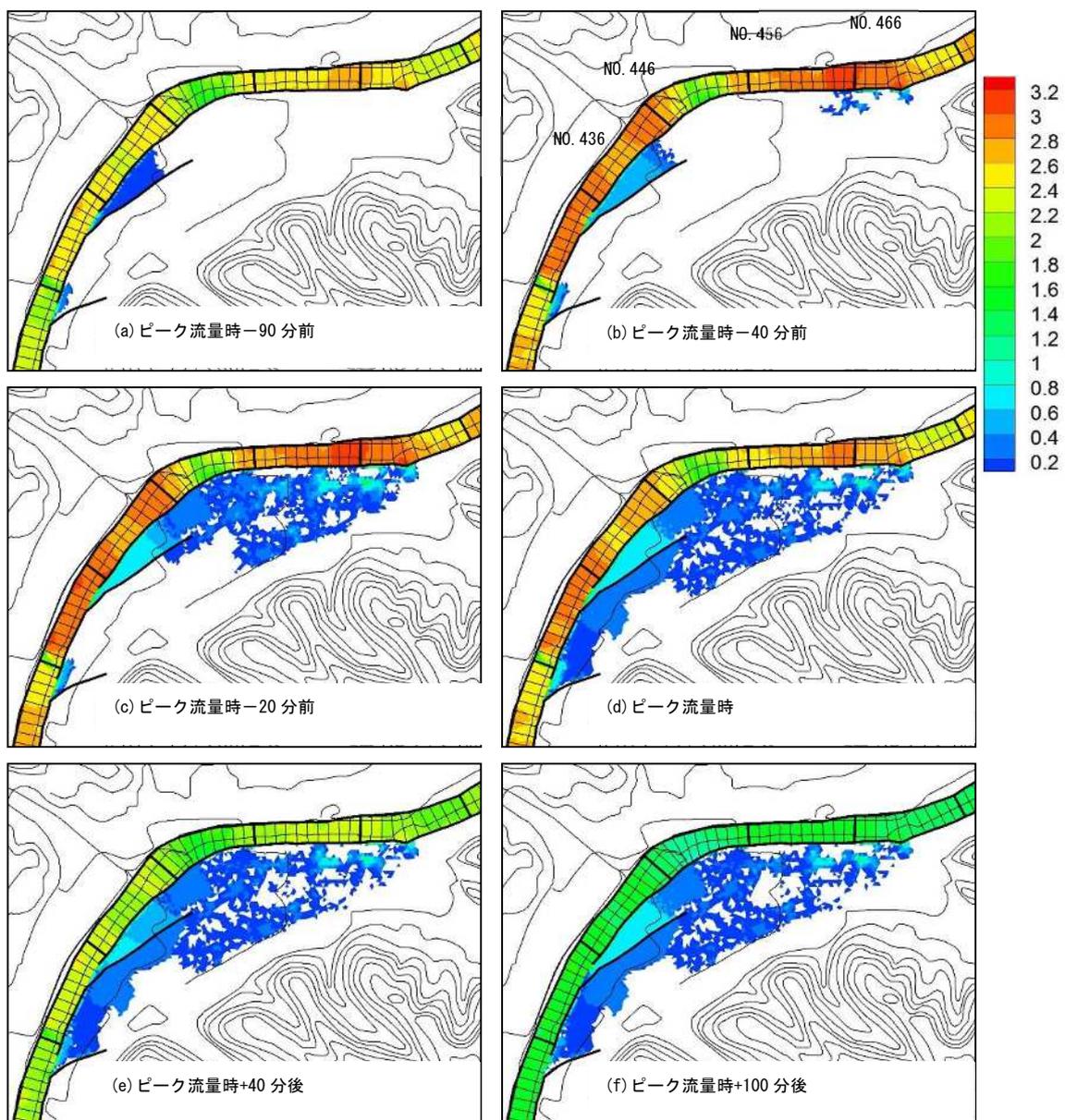


図 3.5-10 1/20 確率規模流量時の時系列浸水深図 (単位 : m)

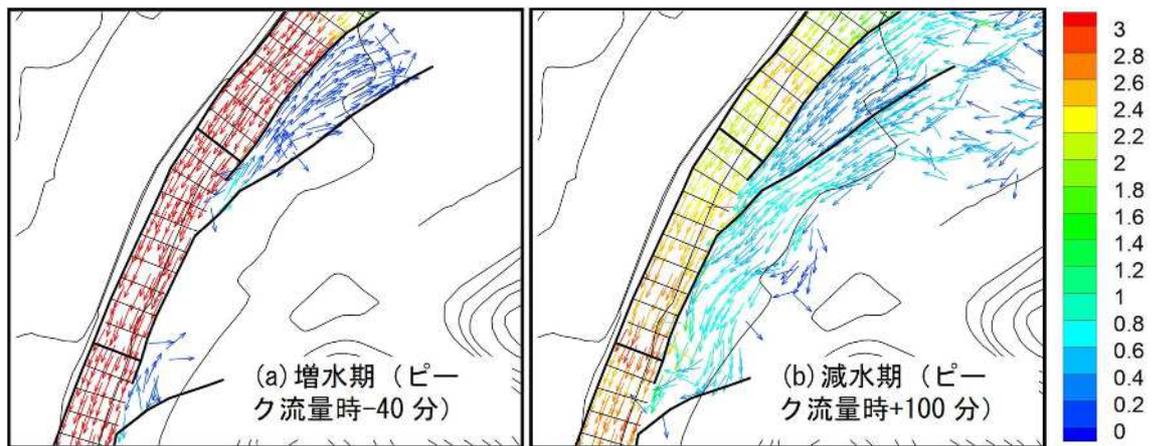


図 3.5-11 1/20 確率規模流量時の流速ベクトル図 (単位 : m/s)

3.6 まとめ

本章では佐用川の佐用町役場が置かれている氾濫原の下流側に昭和 50 年初頭まで設置されていた堤防開口部の水理機能について氾濫シミュレーションにより検討した。その結果、上流部左岸で 20 年に 1 度程度発生する堤防越水により生じる氾濫流が、河道沿いの水田を流下した後、2 つの堤防開口部の控堤により河道に戻されるひとつのシステムであったものと推定した。

佐用川のような二級河川の山間部の治水安全度を築堤のみで高めることは現在でも困難である。そこで以前の治水計画では、上流部での堤防越水箇所を“想定”した上で、「越水箇所→水田→下流の堤防開口部」をワンセットの治水施設として、役場を含む集落や鉄道駅舎への氾濫を軽減していたと考えられる。なお現在の航空写真によれば、かつての河道沿い水田には集落が広がり、工場やマーケット・モールなども建設されており、氾濫流の滑らかな流下が阻害されている。その結果、2009 年の出水時には、旧水田にある施設が大きな水害を被った。

このような当該地区にかつて存在した「想定越水箇所→河道沿い水田→下流の堤防開口部」という水害軽減施設のセットは、今後の上流域の超過洪水対策として低減されている流水型遊水地²⁵⁾と類似している。そこで次章では、佐用川の事例を参考にして、流水型遊水地のモデルを構成し、その水理機能を一般的・定量的に考察する。

【参考文献】

- 1) 大熊孝：霞堤の機能と語源に関する考察，第7回日本土木史研究発表会論文集，pp.259-266, 1987.
- 2) 寺村淳，大熊孝：不連続堤の機能と分類に関する研究，土木史研究講演集，Vol.26, pp.347-356, 2006.
- 3) 国土交通省国土技術政策総合研究所：河川用語集～川のことば～，
<http://www.nilim.go.jp/lab/rcg/newhp/yougo/index.html>
- 4) 国土地理院：地図・空中写真閲覧サービス
- 5) 兵庫県台風第9号災害検証委員会：平成21年台風第9号災害検証報告書 平成22年8月5日，2010.
- 6) 兵庫県災害復興室：平成21年台風第9号災害の復旧・復興計画 平成21年12月，2009.
- 7) 兵庫県：千種川水系河川整備基本方針 平成21年3月，2011.
- 8) 兵庫県：千種川水系河川整備計画 平成24年6月，2012.
- 9) 藤田一郎：河川整備基金助成事業「2009年8月佐用町豪雨災害に関する調査研究」報告書，2010.
- 10) 兵庫県：兵庫県CGハザードマップ
- 11) 国土地理院：基盤地図情報，<https://fgd.gsi.go.jp/download/menu.php>
- 12) 兵庫県：千種川流域 河川情報システム，<http://www.mizumori.jp/koto/>
- 13) 気象庁：兵庫県佐用地点の雨量データ，
<http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php>
- 14) 一般財団法人国土技術研究センター，水文統計ユーティリティVer.1.5, 2006.
- 15) Stanford Digital Repository：1:50,000 地形図，<https://purl.stanford.edu/wn566zw2311>
- 16) R. Akoh, T. Ishikawa, T. Kojima, M. Tamaru, and S. Maeno: High-resolution modeling of tsunami run-upflooding: a case study of flooding in Kamaishi city, Japan, induced by the 2011 Tohoku tsunami, Nat. hazards Earth Syst. Sci., 17, pp.1871-1883, 2017.
- 17) 本間仁：低溢流堰堤の越流係数，土木学会誌，第26巻，9号，pp.849-862, 1940.
- 18) 国土地理院：基盤地図情報数値標高モデル（5mメッシュ），
<https://fgd.gsi.go.jp/download/menu.php>
- 19) 国土交通省水管理・国土保全局：美しい山河を守る災害復旧基本方針 平成26年3月，2014
- 20) 建設省土木研究所河川部都市河川研究室：氾濫シミュレーションマニュアル（案）平成8年2月，1996.
- 21) 国土交通省近畿地方整備局：設計便覧（案）第2編河川編 第11章水路，pp.水路-9
- 22) 国土交通省河川砂防技術基準同解説 計画編，pp.35
- 23) 社会資本整備審議会 河川整備基本方針検討小委員会：第58回河川整備基本方針検討小委員会参考資料2-2，

https://www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/shaseishin/kasenbunkakai/shouiinkai/kihonhoushin/070119/070119-siryu.html

- 24) 国土交通省：水文水質データベース, <http://www1.river.go.jp/>
- 25) 石川忠晴：上流域での計画的氾濫による治水安全度向上の可能性について～「流水型遊水地」の提案～, 水循環, 雨水貯留浸透技術協会, Vol.117, pp4-9, 2020.

第4章 モデル河川による流水型遊水地の効果検証

4.1 はじめに

前章のまとめで述べたように、昭和50年代以前の佐用川では、山間河道で比較的一般的であった山裾上流の堤防開口部の水理機能を応用して、控堤を用いた霞堤に類似する堤防開口部を設置し、「想定越水箇所→河道沿い農地→控堤付き堤防開口部」という治水施設を設置していた。この構造は、近年提案された流水型遊水地^{1),2)}の構造に類似している。ただし既往の提案は概念のみで定量的には検討されていない。

そこで本章では、まず流水型遊水地と通常の遊水地の違いや、流水型遊水地を含む流域治水の考え方を整理する。続いて山口県を流れる一級河川佐波川の上流山間河道部の諸元をもとに周期的に蛇行する山間河道モデルを作成し、流水型遊水地を設置した場合の治水効果を数値シミュレーションにより検討する。主たる検討項目は、氾濫原および旧河道の水理特性、堤防開口部からの排水特性およびピーク流量低減効果（下流の治水安全度の向上）である。

4.2 流水型遊水地の設計思想

図 4.2-1 に示す一般的な遊水地は『洪水の最大流量を減少させるため、洪水を一時的に貯めて調節し、洪水が終わった後にゆっくり流す施設』とされている³⁾。

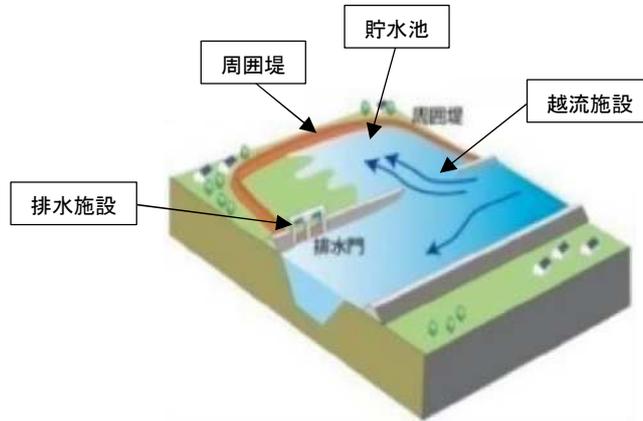


図 4.2-1 従来の遊水地の施設イメージ⁴⁾

遊水地は、越流施設、貯水池、周囲堤、排水施設から構成され、遊水地が多目的で利用される場合は、退避を促す施設（スピーカー等）も設置される。越流施設は基本的に越流堤と称され、必要とされる越流量を満足するように、天端高や越流幅が決定され、河川水の越流時の流れに耐えうる強固な構造で建設される。排水施設は、排水路や排水樋門、排水ポンプであり、洪水後期や、洪水後など河川水位が低くなった時点で貯水池にためた河川水を排水する。

また貯留にあたって水平な水面を想定するので、緩勾配である中下流域では有効であるが、勾配の大きな上流部ではいくつかの調節地に細分化する必要があるため、大容量の遊水地は現実的には建設困難となる。

そこで石川^{1),2)}は、従来の遊水地に対して、山間河川において図 4.2-2(b)に示すような流水型遊水地を提案している。上流域の山間河川の氾濫原を流れる氾濫流は河道流に比較して流速が小さいので、図 4.2-2(a)に示すような氾濫流の分散効果により、洪水ピークが低減する。そのことを考慮し、図 4.2-2(b)では、上流に設置した越流堤から河川水を流入させ、旧河道や農地に流しながら、下流の開口部で排水するといった流れをイメージしている。上流側に設置した越流堰の天端高を H.W.L.とすれば、治水安全度の左右岸バランスは確保できる。流水型遊水地は地形勾配に従って氾濫流を流下させ、地形勾配により洪水ピーク後の速やかな排水も可能であると考えられる。対象エリアはある程度の勾配を有する河川上流部となる。そのような地域には、第 2 章で示したように、大きな町が少なく河川沿いの低地には水田が広がっているので、遊水地として利用しやすい。

ただし、山間河道で最も危険なのは氾濫水が集落を直撃することなので、比高の小さな二線堤（半輪中堤）で集落を防御する。また出水後の排水のために遊水地下流端は河道に向かって開けているので、洪水は下流からも侵入する。しかし山間河川は一般に縦断勾配の大きな掘込河道な

ので、下流からの氾濫域は比較的狭く、また遡上する流速も上流からの氾濫流速に比較して小さいと考えられる。

流水型遊水地といった新たな考えによる施設の提案には、(1) 基礎的な水理実験や数値実験による一般的な特性の検討と、(2) 具体的場におけるケーススタディが必要となる。

本章では、前者の範疇について述べ、直轄河川上流部の山間河道の地形特性を考慮した狭隘氾濫原のモデルを作成し、その上流側に越流堤、下流側に堤防開口部を設けて堤内地に計画的に氾濫させるタイプの流水型遊水地の効果について、数値実験により検討する。



図 4.2-2 山間河川での流水型遊水地のイメージ

4.3 モデル河川の作成及び流量条件の設定

4.3.1 モデル河川の作成

流水型遊水地の効果を検証するにあたって、モデル河川を作成する。モデル河川の河道諸元は、図 4.3-1⁵⁾に示す谷底平野を流れる一級河川佐波川の 20k 付近を参考に設定する。

図 4.3-1(a)では、現河道と旧河道が逆位相で湾曲し、現河道の“腹”の部分が約 1000～1200m の距離で山裾にあたっていることが確認できる。また、現河道と旧河道が交差する 19.6k 右岸付近、20.4k 左岸付近は旧堤や暫暫堤堤防となっている。図 4.3-1(d)では、それら区間は現在も堤防がない、もしくは堤防高が低くなっていることが確認できる。また、図 4.3-1(c)では、暫暫堤堤防となっている 20.4k 左岸付近には樹木帯が確認でき、水害防備林^{脚注1}としての機能を有していると考えられる。

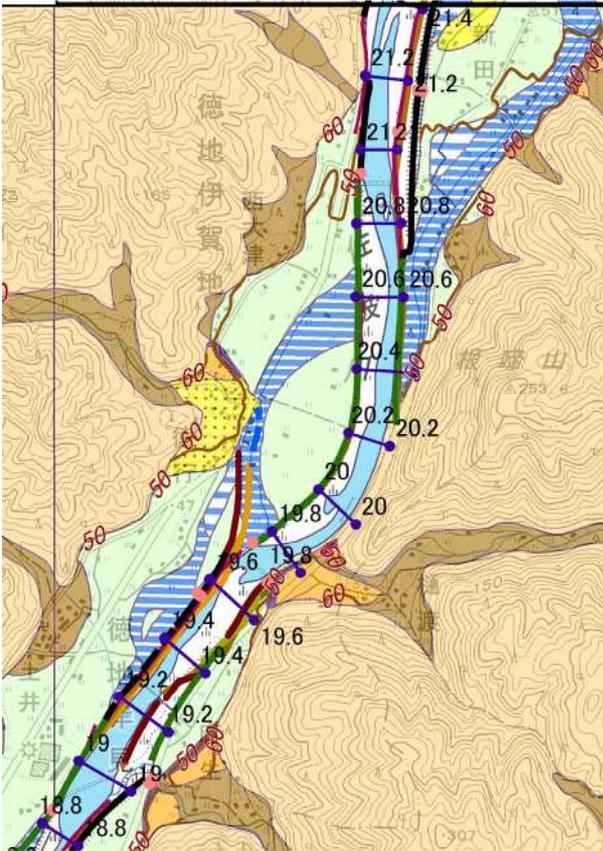
図 4.3-2 には、図 4.3-1(b)に示す A～H の 8 本の横断位置の地形横断面図を示す。描画する標高データは図 4.3-1(d)であり、各測線は概ねではあるが、図 4.3-1(a)に示される距離標 19.6k～21.2k と一致させた。当該区間の地形勾配は約 1/300⁶⁾ (図 4.3-3) であり、図 4.3-2 の堤内地盤高から計測した地形勾配は 1/330 であった。現河道の川幅は概ね 100～200m であり、谷幅は約 600m となっている。また、現河道の河床高は堤内地盤と比較すると概ね 2～2.5m 低い。旧河道部分の地盤高は、堤内地盤に比べ 1～1.5m 程度低くなっており、埋め戻されているような形跡はない。

以上の佐波川の河道諸元を表 4.3-1 に整理し、表 4.3-1 をもとに作成したモデル河川を図 4.3-4 に示す。モデル空間の x 方向距離(横軸)は 4,000m に設定し、河道法線の湾曲形状はサインカーブとした。旧河道跡は佐波川を参考に河道法線の逆位相とし、モデル河川の延長は約 4,500m となる。河道、旧河道ともに川幅は 100m とし、河道の粗度係数 η は自然河川(山地流路)の粗度係数 $n=0.030$ 、堤内地の粗度係数 η は農地の粗度係数 $n=0.020$ とした。

計算メッシュの作成にあたっては、河道法線、旧河道法線、河道測線の上に予め格子点を配置し、それらから Surface-water Modeling System (SMS) Software (Aquaveo.社) を用いて三角形格子を自動的に設計している。その際、三角形格子の 1 辺の長さは 10m となるように設定した。

脚注1 堤防の川表もしくは川裏に繁茂し、堤内地への河川水や土砂の流入の防止・軽減や、堤防の保護を目的とした樹木帯

(a) 治水地形分類図



(b) 地形横断測線 (図 4.3-2)



(c) 空中写真 (最新撮影シームレス)



(d) 標高分布図

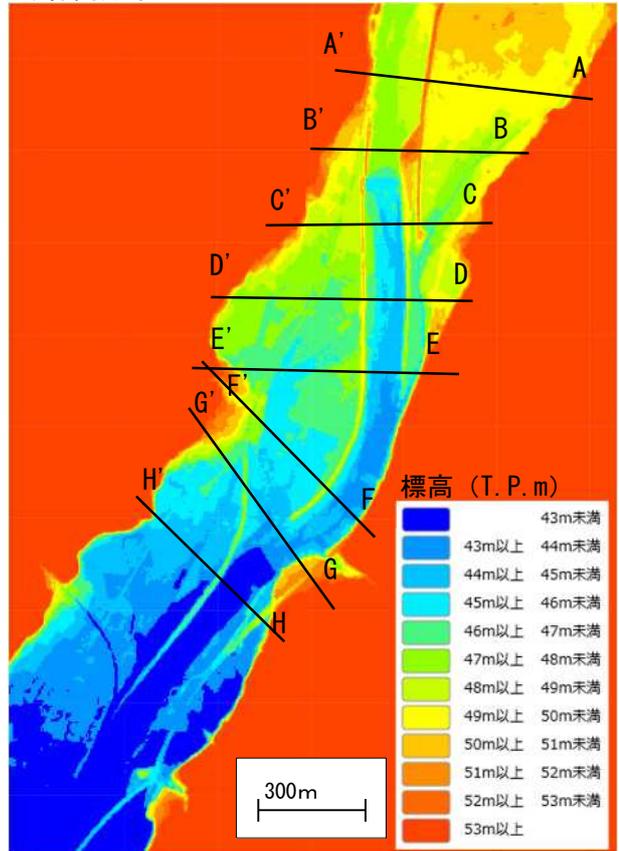


図 4.3-1 佐波川の平面図 (図面上が上流) ⁵⁾

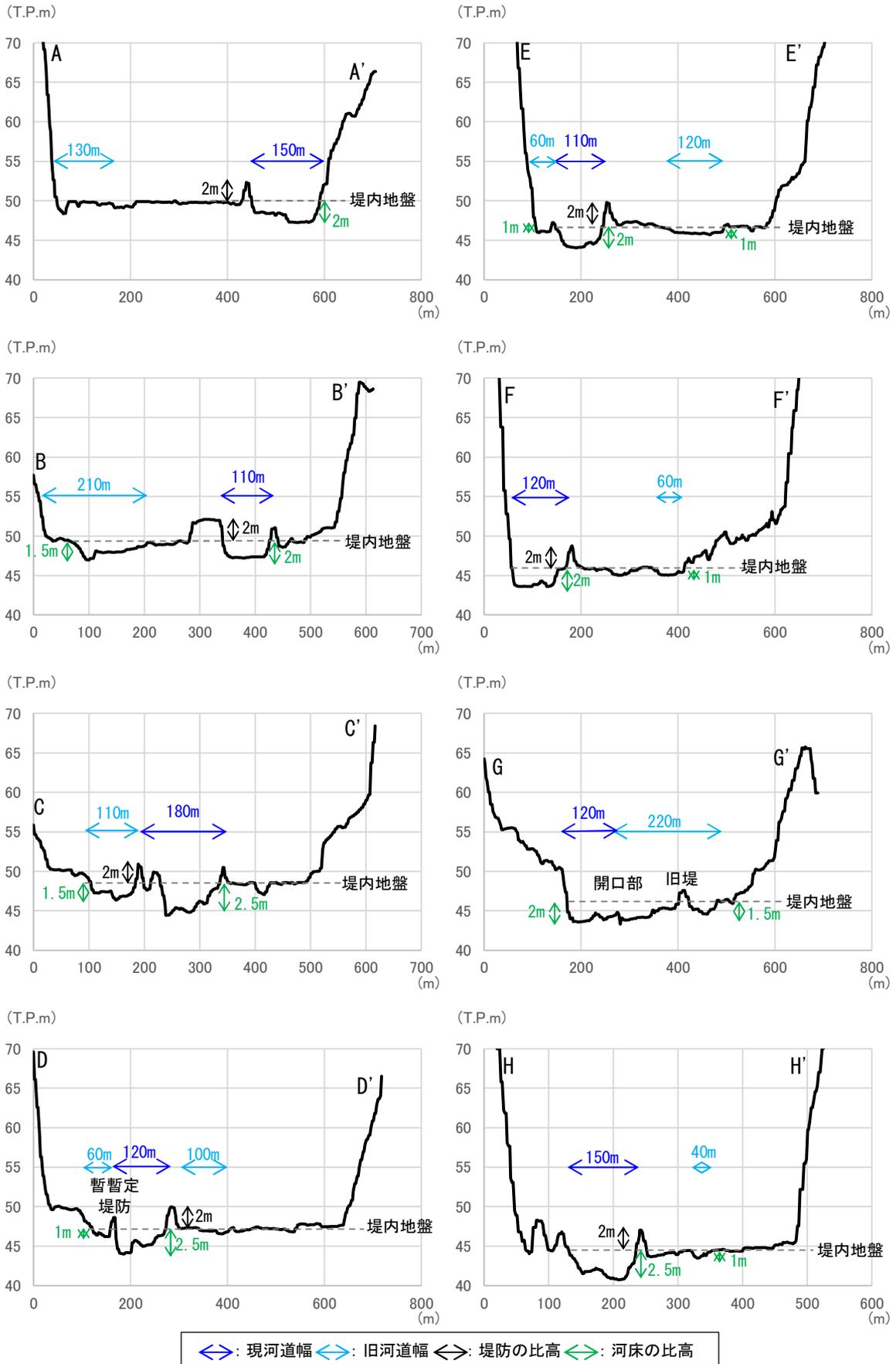


図 4.3-2 佐波川の地形横断面図 (測線位置 : 図 4.3-1(b))

図 4.3-1 の描画範囲

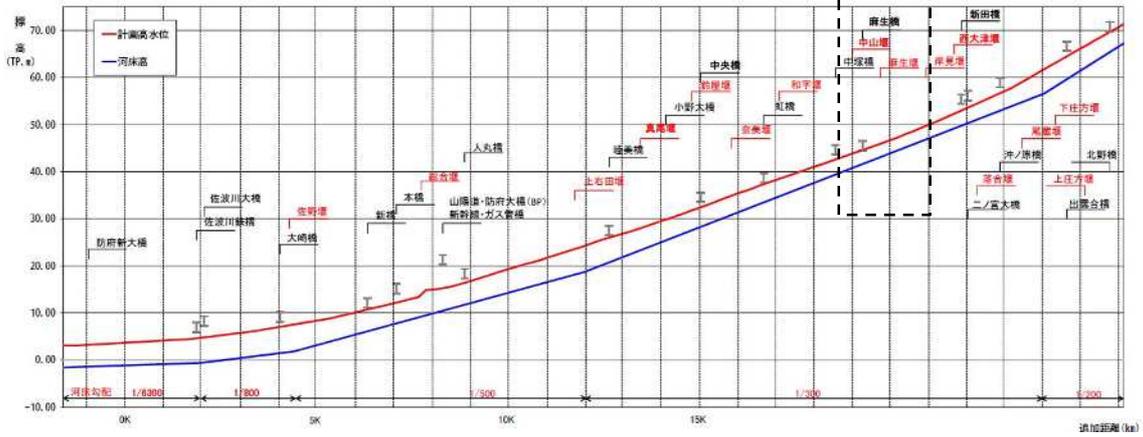
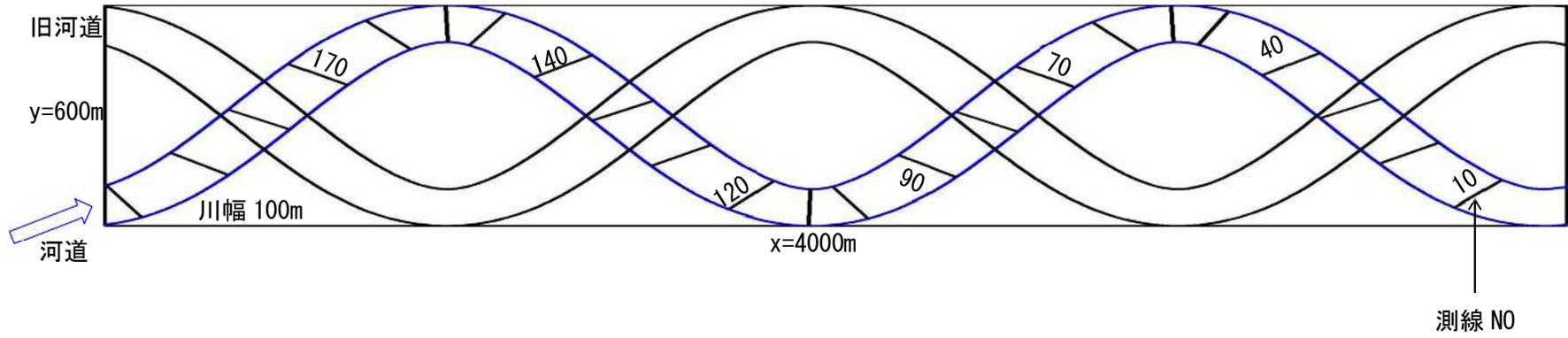


図 4.3-3 佐波川の河床勾配⁶⁾

表 4.3-1 佐波川の河道諸元とモデル河川の設定諸元

	佐波川	モデル河川	備考
谷幅	約 600m	600m	
川幅	約 100~200m	100m	現河道, 旧河道ともに同値
地形勾配	1/330	1/400	
横断平均河床高	約- 2 ~ - 2.5m	- 2.5m	堤内地盤高との比高
旧河道の地盤高	約- 1 ~ - 1.5m	- 1.0m	堤内地盤高との比高

(a) モデル概要



(b) 地形分布

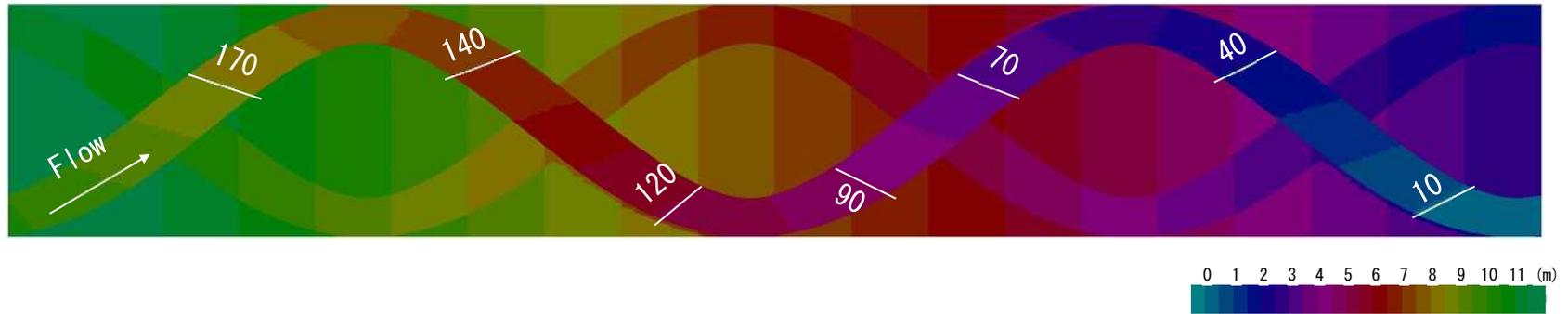


図 4.3-4 モデル河川の平面概要(a)と地形分布図(b)

4.3.2 流量条件の設定

図 4.3-5 に示す一級河川の基準点の川幅と計画高水流量の関係⁹⁾を示す。モデル河川の川幅を 100m としたことから、モデル河川の計画流量（計画高水流量相当）を 1,000m³/s とした。

図 4.3-6 に非越水条件による流量規模別の左右岸別の堤防前面の水位縦断面図を示す。設定した流量規模は、計画流量 1,000m³/s に対して、20%ずつ増減させた 6 ケースである。下流端水位は、下流端水位が上流に影響与えないように、流量規模によらず 2.5m 一定とした。

図 4.3-7 は、のちに設定する H.W.L.からの比高により示す水位縦断面図である。モデル河川が蛇行しているので、例えば NO.40~70 の区間では湾曲外岸となる左岸水位が右岸水位よりも高くなり、周期的に水位が上昇・下降する。また、各流量規模の Fr 数は湾曲部で 0.6~0.7 と高く水面は波打つ。なお、直線部の Fr 数は 0.4~0.5 であった。

H.W.L.は計画流量 1,000m³/s 流下時水位から設定し、結果として堤内地盤高+0.8m の高さとなった。堤防高は表 4.3-2 に示す余裕高¹⁰⁾及び余盛¹¹⁾の基準から H.W.L.+1.2m とした。図 4.3-7 からわかるようにモデル河川の堤防満杯相当流量は約 1,600m³/s となった。

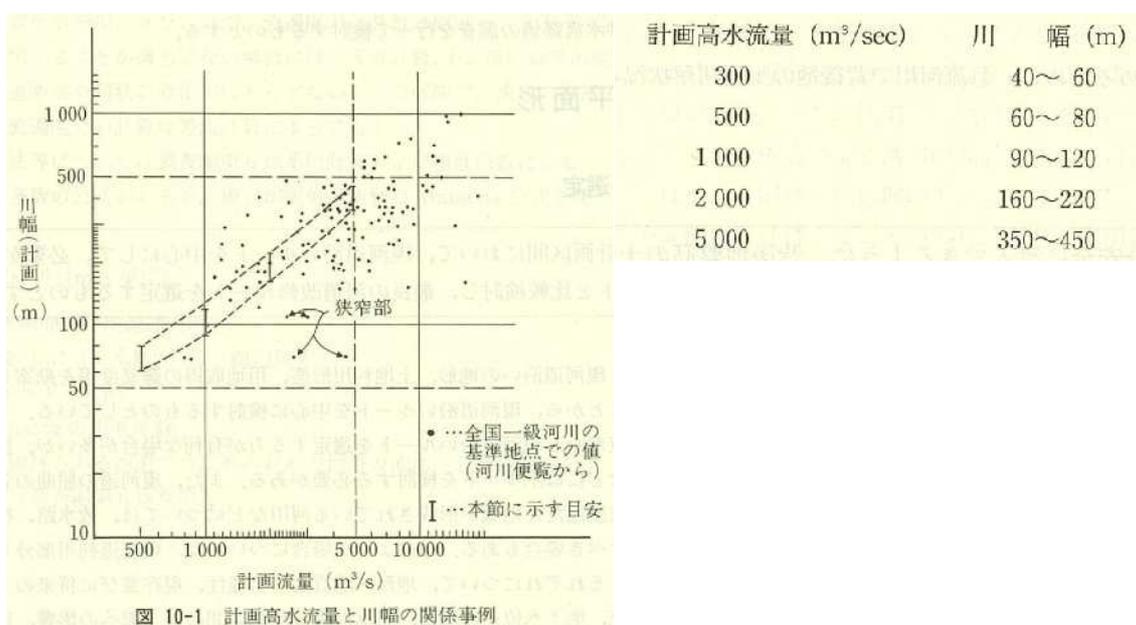


図 4.3-5 計画流量と川幅の関係事例とその目安⁹⁾

表 4.3-2 モデル河川の堤防諸元^{10), 11)}

計画高水流量 (m ³ /s)	余裕高 (m)	堤防高 (m)	余盛 (m)
200 未満	0.6	<u>3 以下</u>	<u>0.2</u>
200~500	0.8	3~5	0.3
<u>500~2000</u>	<u>1.0</u>	5~7	0.4
2000~5000	1.2	7 以上	0.5

※下線：本研究のモデル河川に適用した諸元

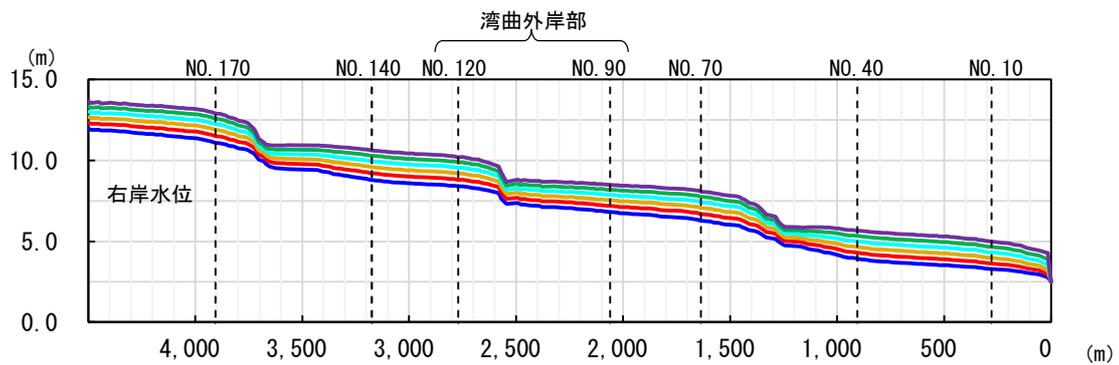
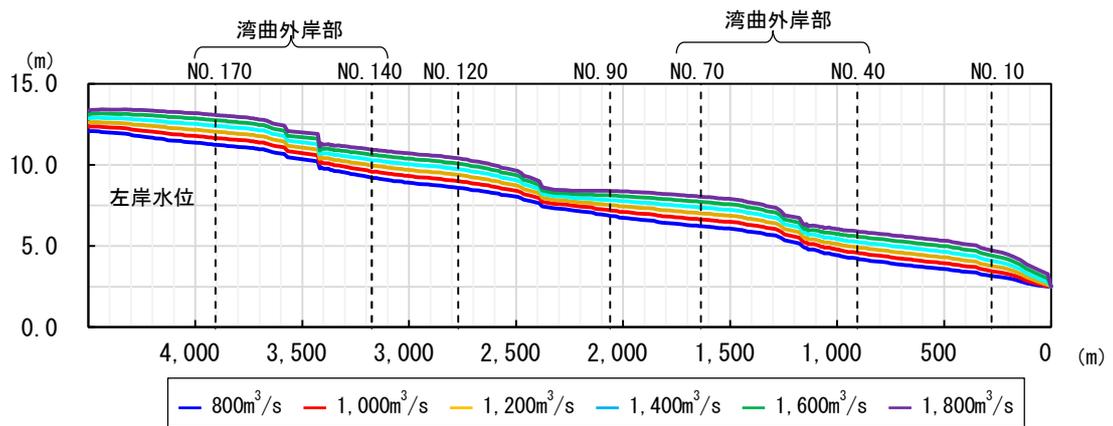


図 4.3-6 非越水条件による流量規模別の水位縦断面図

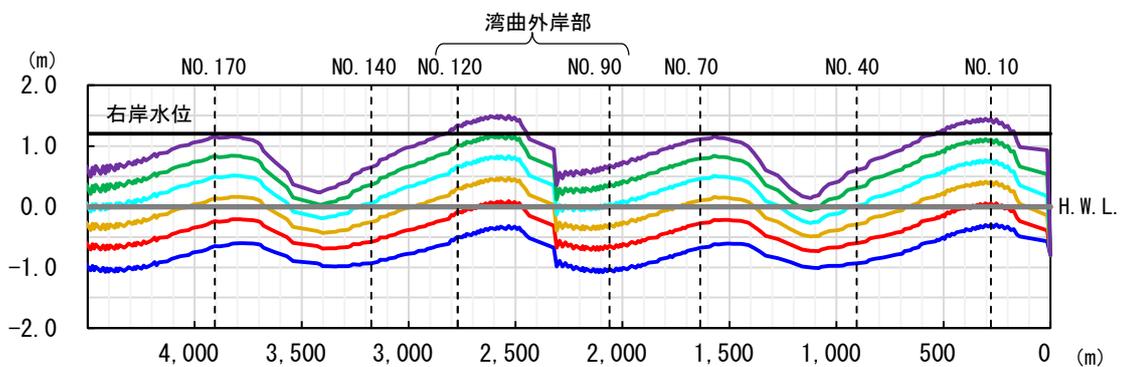
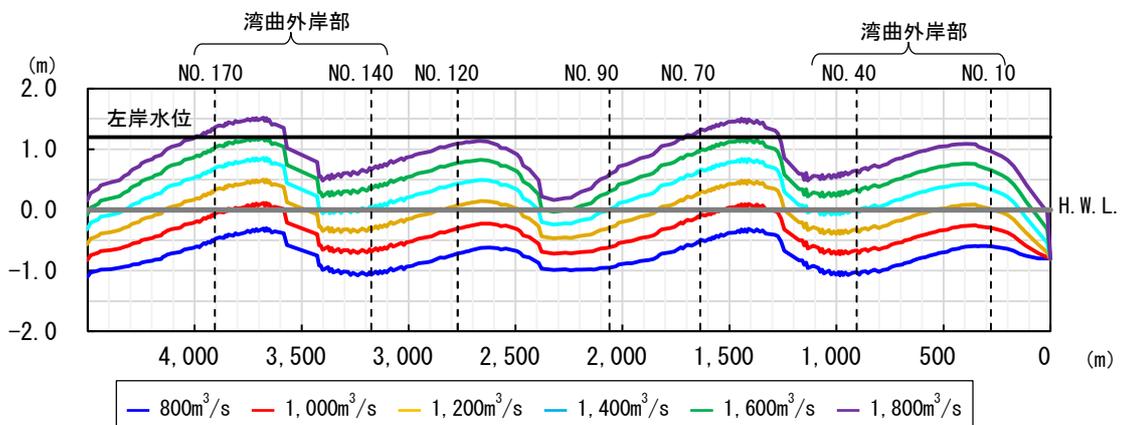


図 4.3-7 非越水条件による流量規模別の水位縦断面図 (H.W.L.からの比高)

4.3.3 流水型遊水地の設計

図 4.3-8, 図 4.3-9 に流水型遊水地の設備概要を示す。旧河道と河道との交差点に越流堤の天端高を H.W.L.とし、越流幅を 100m とした越流部を設定した。山付部には排水のための開口部を設け、幅は越流堤の幅と同等とした。また、堤防開口部と旧河道の間には堤防沿いに深さ-1m、幅 10m の排水路を設置した。それら越流堤、堤防開口部、排水路を 1 つのセットとし、上下流端を除く 3 つの堤内地にそれぞれ設定した。

旧河道

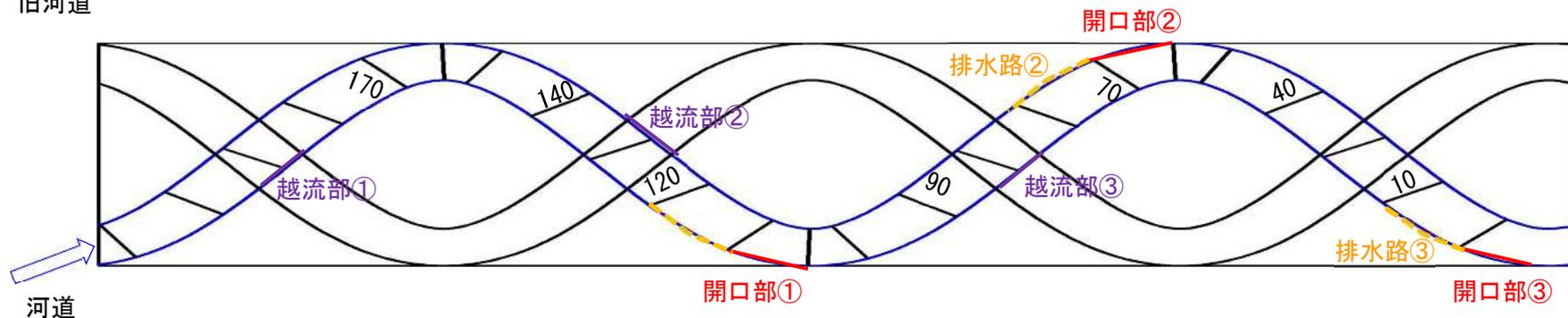


図 4.3-8 流水型遊水地の設備の平面概要

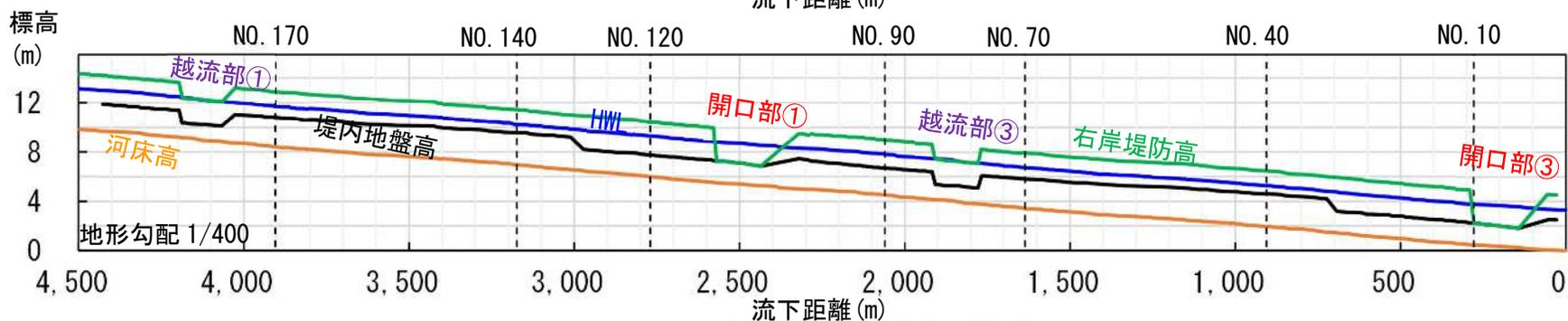
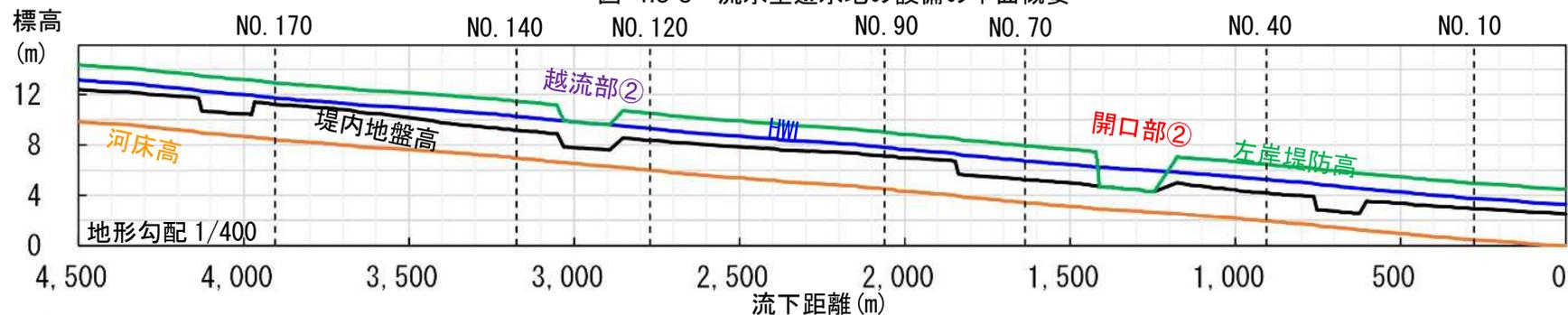


図 4.3-9 流水型遊水地の設備の縦断概要

4.4 氾濫シミュレーション結果と考察

4.4.1 解析ケースの設定

氾濫シミュレーションには、第3章で適用した非構造三角形格子に基づく浅水流方程式モデルを用いた。

解析ケースを表 4.4-1 に示す。

Case-(a)は超過洪水を想定し、堤防満杯相当流量である $1,600\text{m}^3/\text{s}$ を図 4.4-1 に示す 6 時間後にピーク流量となる洪水波形とした。

Case-(b)はさらに流量規模が大きくなった場合を想定した。ただし、Case-(b)では、図 4.3-7 に示すように山付部周辺で水位が堤防高を超過する。一般的に山付部の堤防高は上下流の堤防高よりも高く越水は生じないため、本検討においても山付部からの越水が生じないように設定した。

Case-(c)は地形勾配を 2 倍とした場合である。Case-(c)の各縦断諸元の比高は Case-(a),(b)から変更せず、地形勾配のみ変化させている。なお、急勾配にすると水深は小さくなるので、水位と堤防高との比高が Case-(a)の $1,600\text{m}^3/\text{s}$ 流下時と同程度になるよう流量規模を $2,200\text{m}^3/\text{s}$ に設定した。3 ケースとも下流端水位は、下流端水位が上流に影響与えない 2.5m で一定とした。

表 4.4-1 解析ケース

	流量(m^3/s)	地形勾配
Case-(a)	1,600	1/400
Case-(b)	1,800	1/400
Case-(c)	2,200	1/200

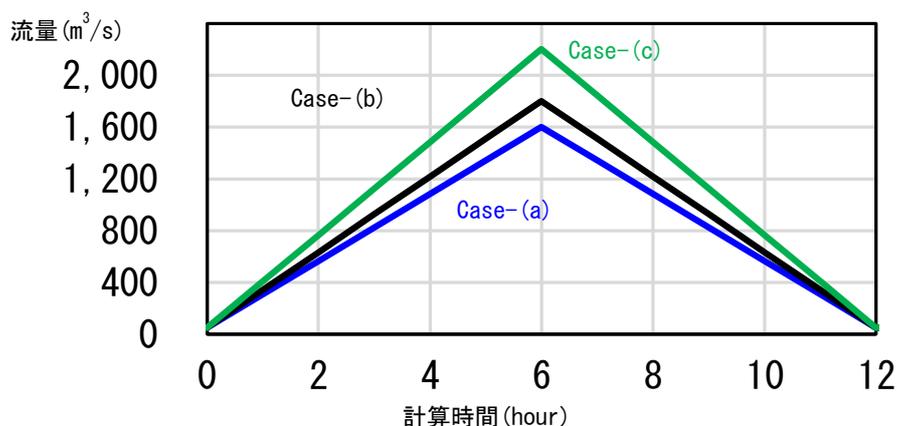


図 4.4-1 検討対象外力の洪水波形

4.4.2 流水型遊水地の氾濫状況

図 4.4-2, 図 4.4-3, 図 4.4-4 に各ケースの時系列浸水深分布図を示す.

Case-(a)では, $t=4.0h$ で開口部から氾濫流が侵入し, 排水路を経由して旧河道まで浸水している. $t=5.2h$ では越流部から旧河道に氾濫流が流れ込み, 下流の浸水域と合流する. $t=6.5h$ (ピーク流量の 30 分後) には浸水域が最大となり, 旧河道と堤防で挟まれたエリアも 1/3 程度浸水する. 洪水低減期である $t=9.0h$ では堤内地の氾濫水が排水され, 12 時間後には堤内地の浸水は完全に排水される.

Case-(b)は Case-(a)よりも流量規模が大きいので, ピーク時刻の浸水面積は, Case-(a)が 64ha であるのに対し, Case-(b)は 78ha と大きくなる. Case-(c)は Case-(a)よりも流量規模は大きいですが地形勾配も 2 倍と急なので, Case-(c)の浸水面積は 42ha となり, Case-(a)より小さくなる.

図 4.4-5 に堤防前面の最大水位縦断図を示す. 図 4.4-6 は図 4.4-5 の H.W.L.からの比高で示した最大水位縦断図である. 越流部と開口部のない連続堤防の条件での水位(灰色)と比較すると, Case-(a)は約 10cm, Case-(b)は約 20cm 水位が低下しており, 堤防決壊の危険性が小さくなっている. 一方, 地形勾配の大きい Case-(c)では顕著な水位低減は確認できない.

Case-(a)

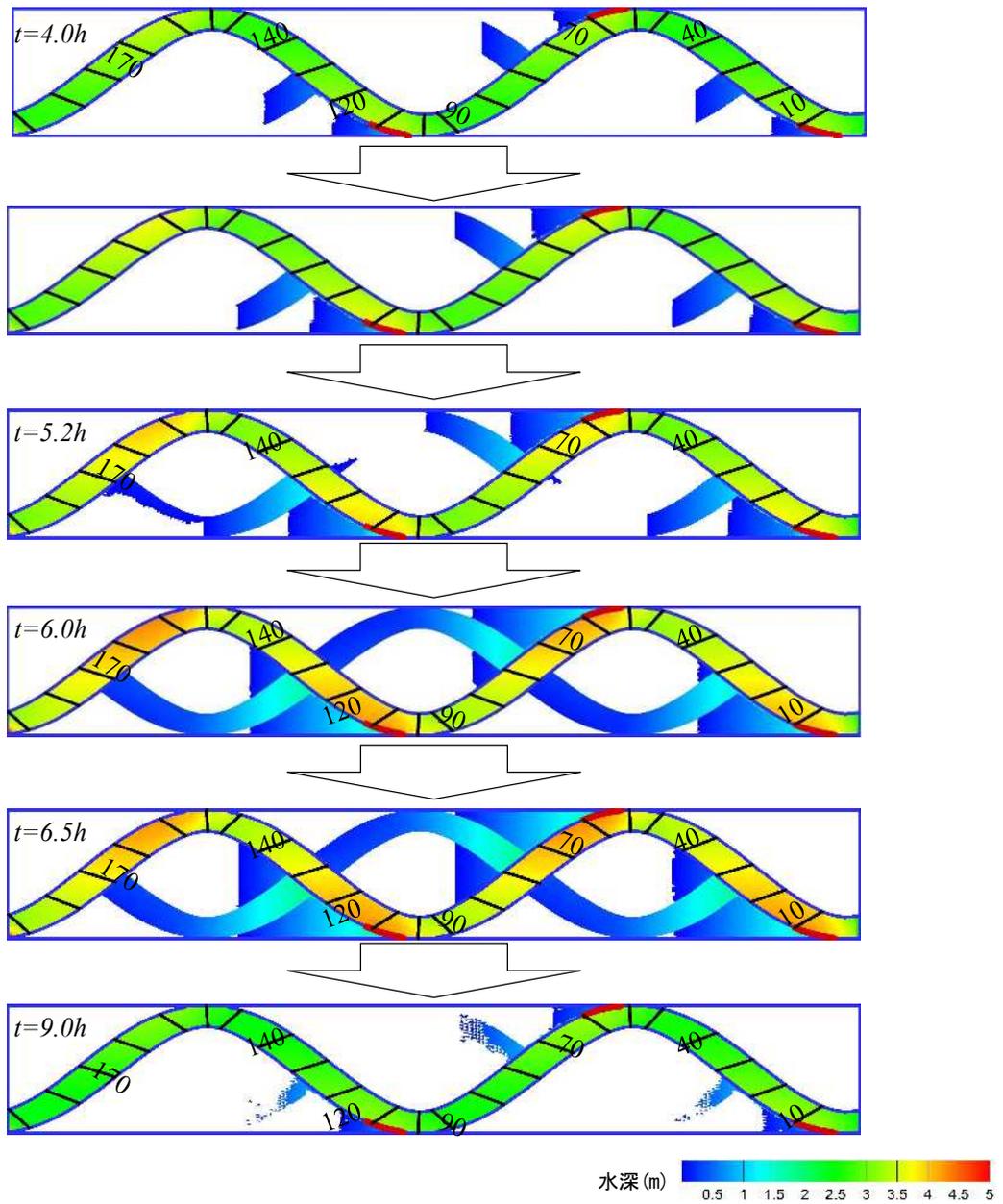


図 4.4-2 Case-(a)の時系列浸水深分布図（流量：1,600m³/s, 地形勾配：1/400）

Case-(b)

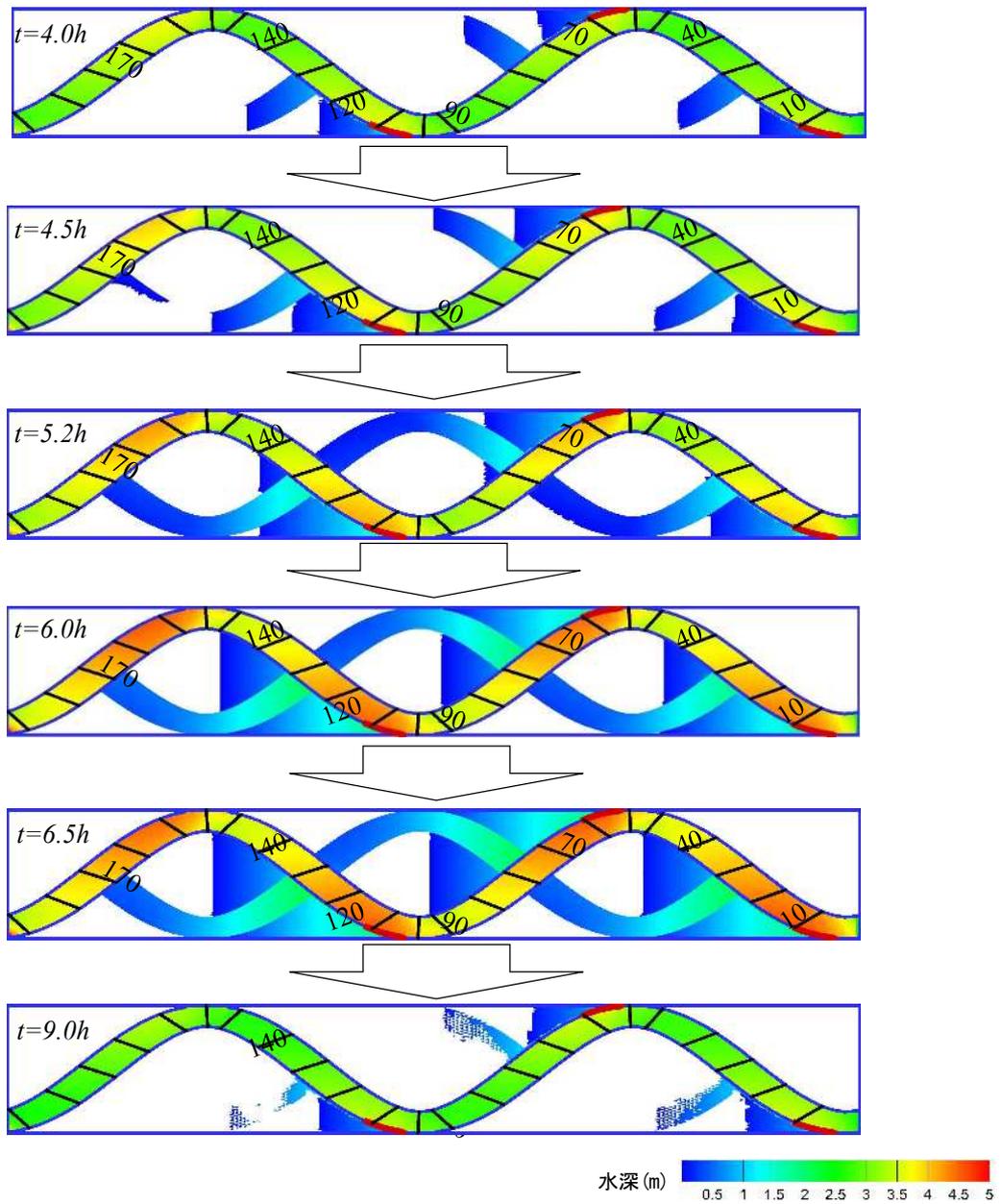


図 4.4-3 Case-(b)の時系列浸水深分布図 (流量 : 1,800m³/s, 地形勾配 : 1/400)

Case-(c)

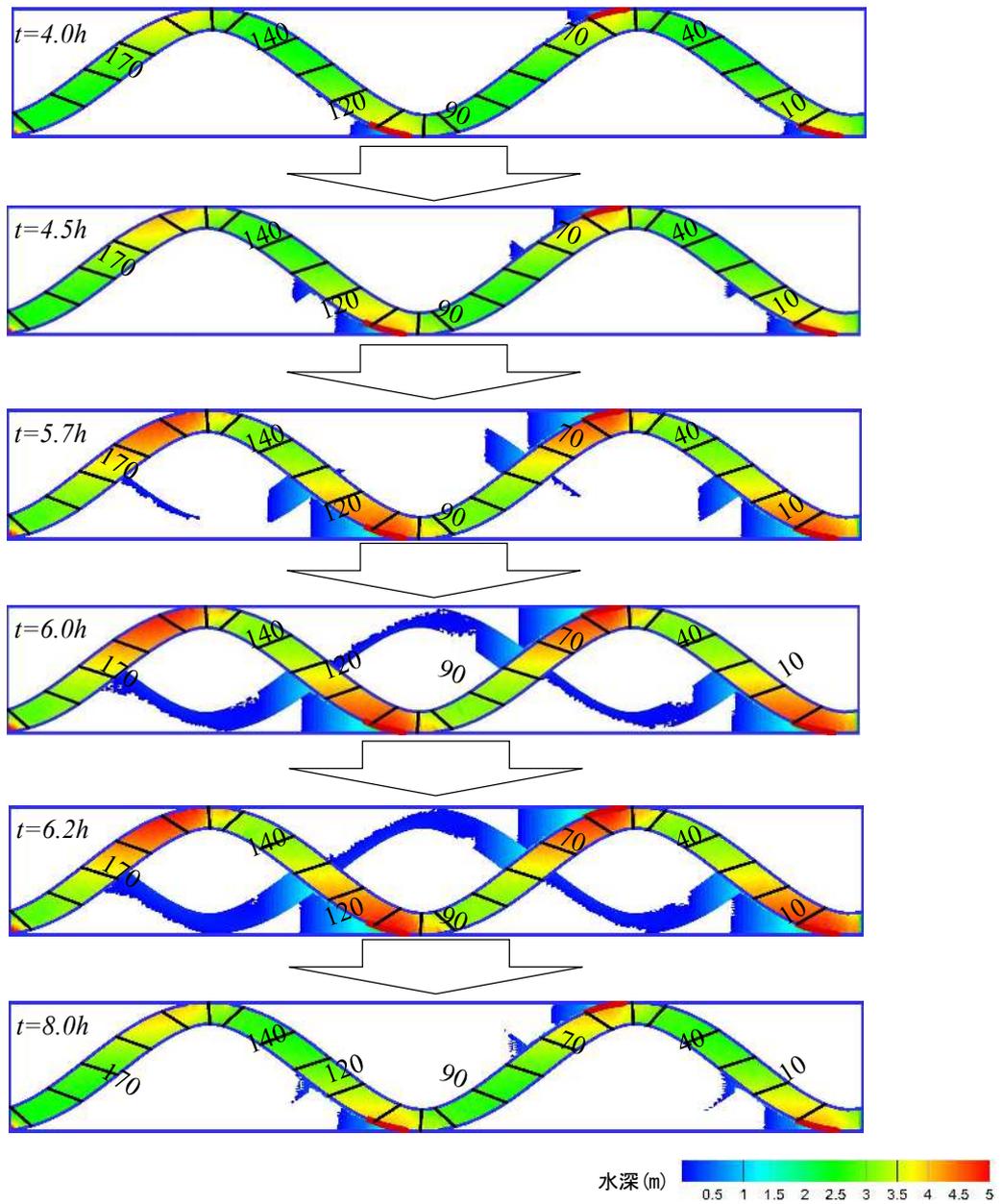


図 4.4-4 Case-(c)の時系列浸水深分布図 (流量 : 2,200m³/s, 地形勾配 : 1/200)

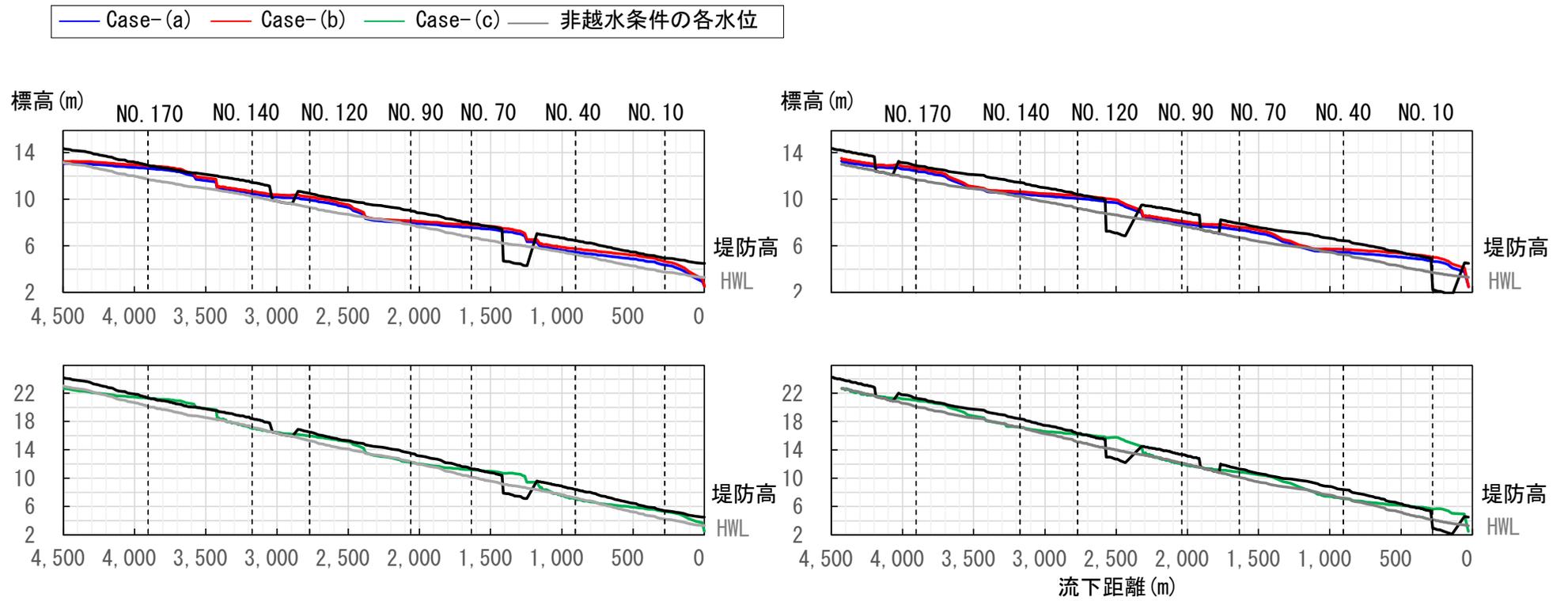


図 4.4-5 各ケースの最大水位縦断面図（左図：左岸水位，右図：右岸水位）

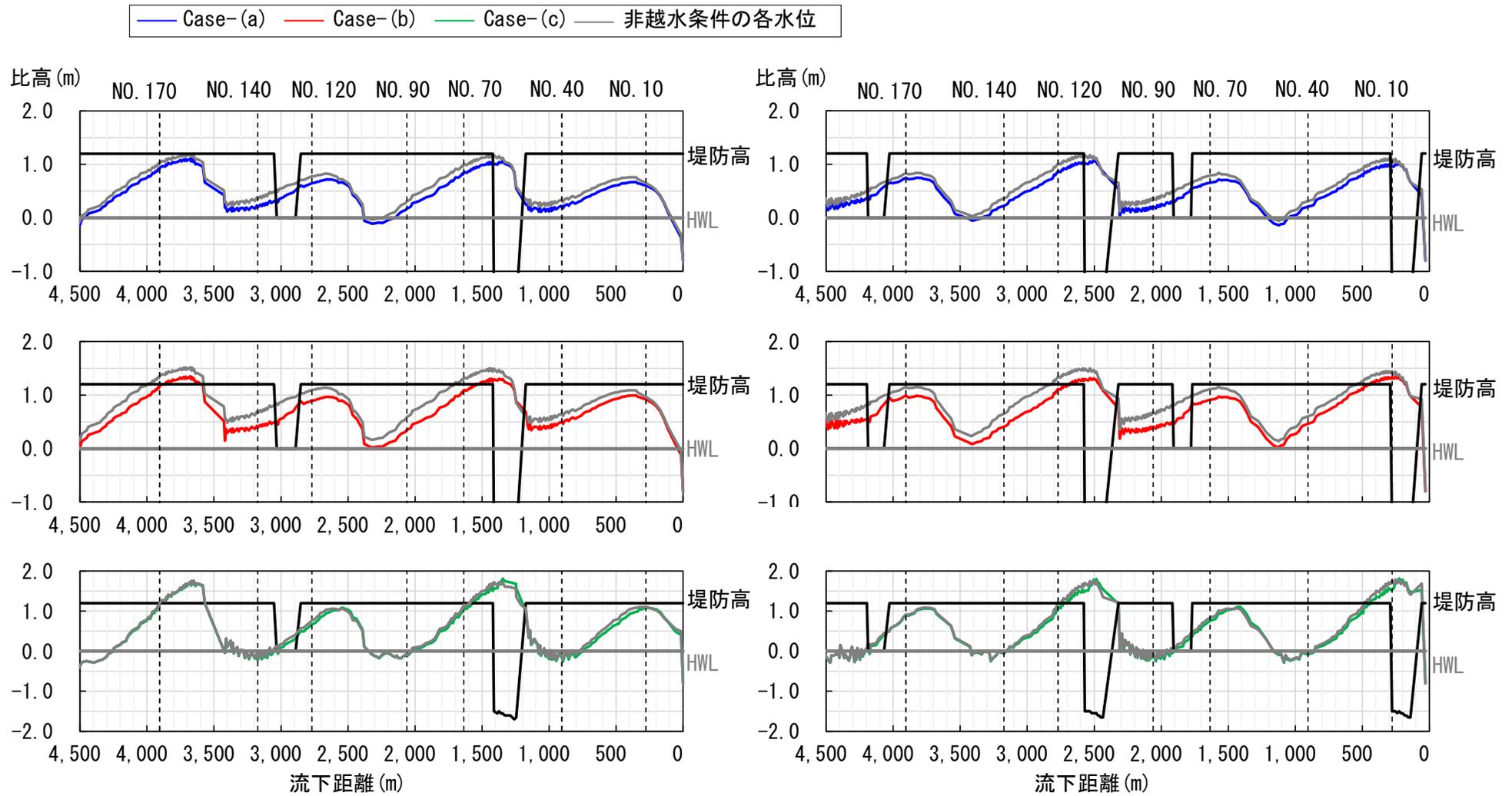


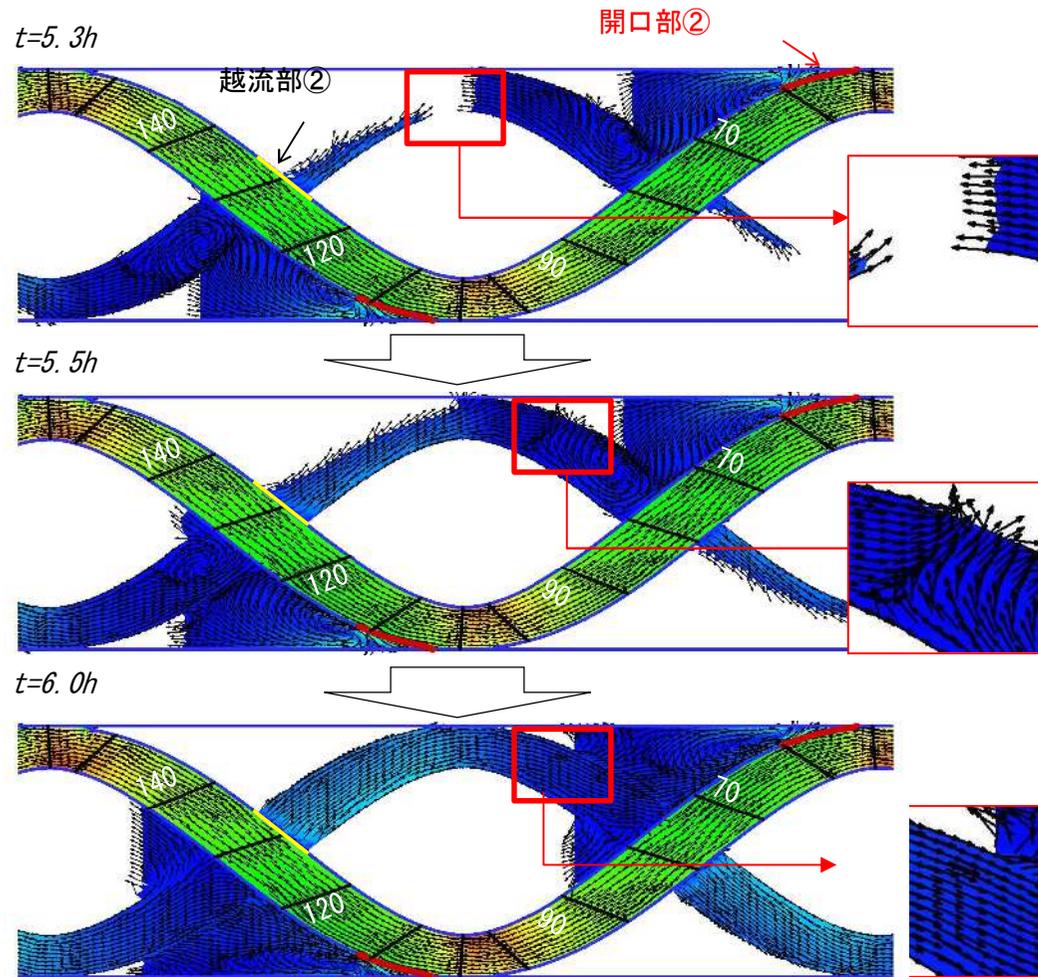
図 4.4-6 各ケースの最大水位縦断面図 (H.W.L.からの比高, 左図: 左岸水位, 右図: 右岸水位)

4.4.3 開口部のウォータークッション効果

図 4.4-7 に各ケースの氾濫時と排水時の流速ベクトル図を示す。これらの図は越流部②と開口部②に挟まれた堤内地を拡大している。

越流部から流れ込む氾濫流は、下流の開口部から侵入した浸水域がウォータークッションとなることにより高速流は発生していない。流入時は最大 1m/s 程度、排水時でも 0.5m/s 程度であり、河道内流速に比較してかなり小さいことがわかる。

Case-(a) 浸水時



Case-(a) 排水時

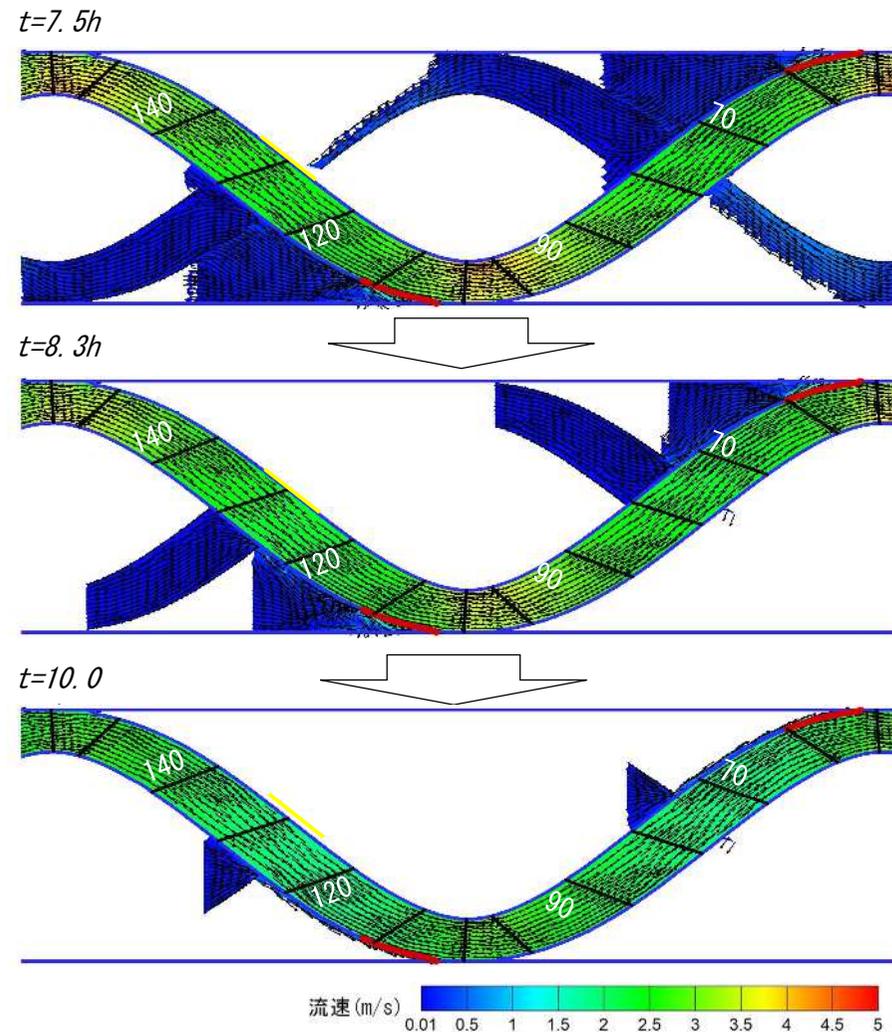
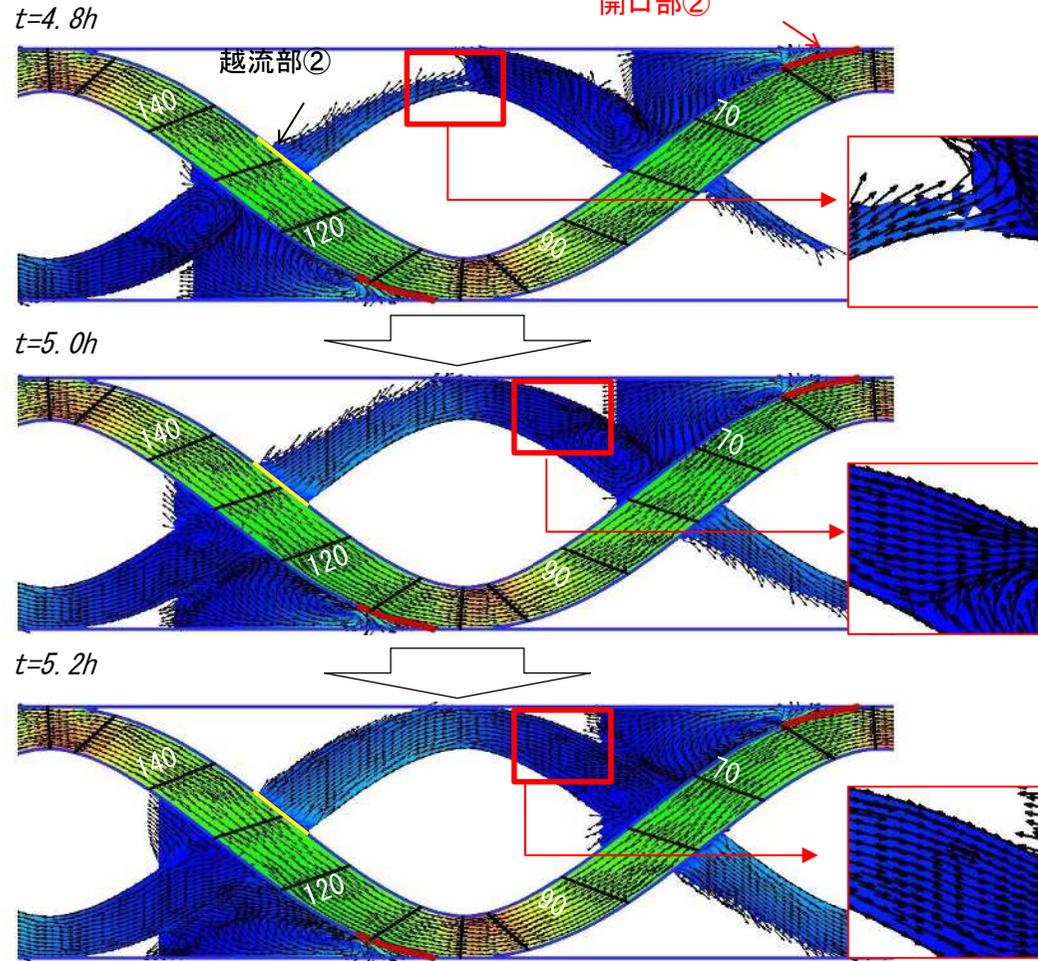


図 4.4-7 Case-(a)の浸水時及び排水時の流速分布図

Case-(b) 浸水時



Case-(b) 排水時

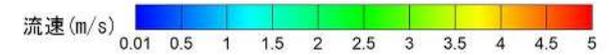
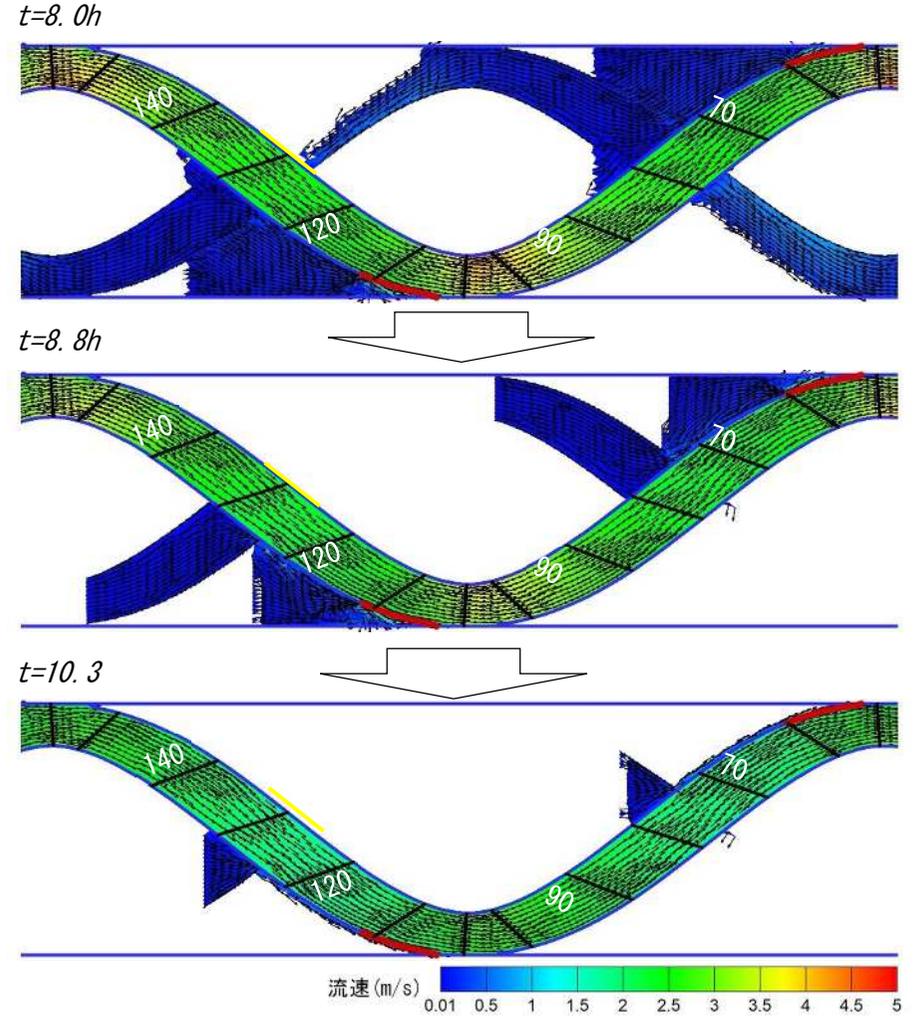
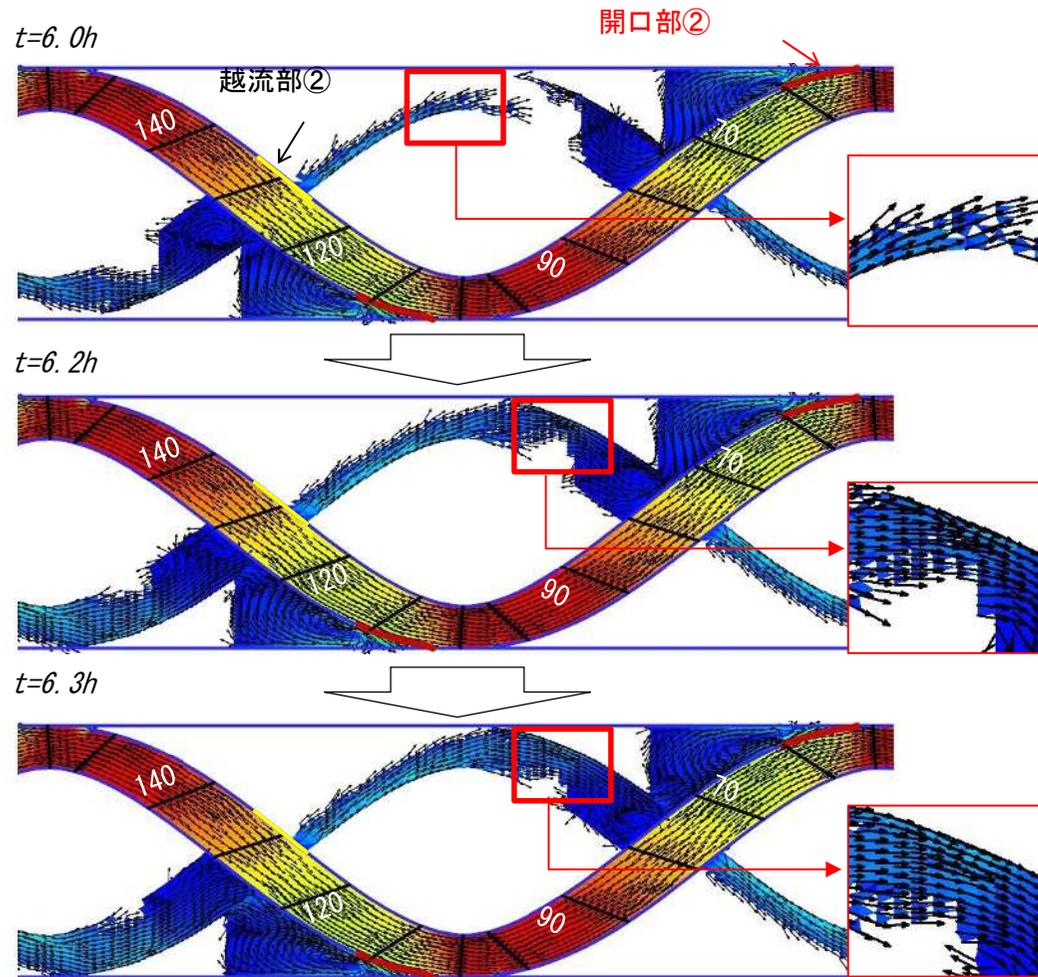


図 4.4-8 Case-(b)の浸水時及び排水時流速分布図

Case-(c) 浸水時



Case-(c) 排水時

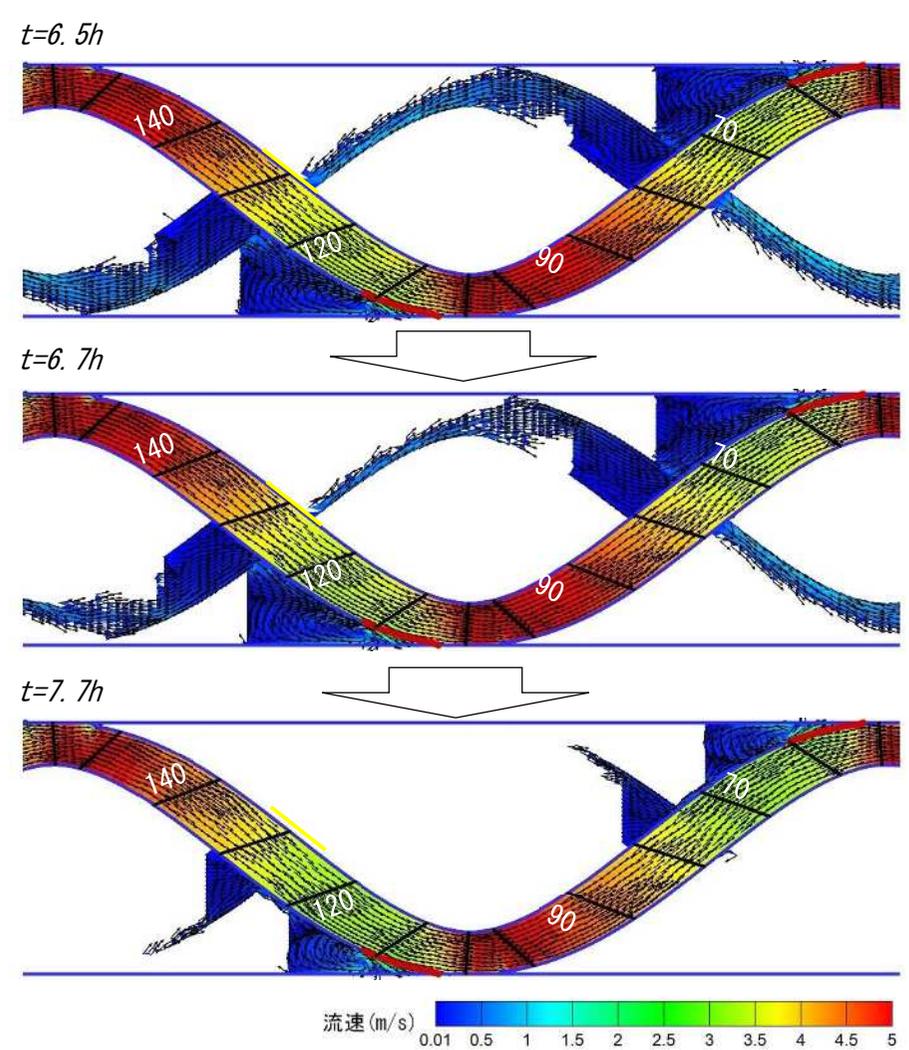


図 4.4-9 Case-(c)の浸水時及び排水時の流速分布図

4.4.4 家屋倒壊リスクの評価

計画的な氾濫に際して、堤内地の家屋への影響を確認する評価指標として、次式で示される *Hydrodynamic Force* (以下では *HF*) を用いた。

$$HF = h \cdot U^2$$

ここに h は水深、 U は流速で、佐藤ら¹²⁾が 1986 年の吉田川水害^{脚注2)}に関して検討した結果によれば *HF* 値と木造住宅の損傷の間に概ね表 4.4-2 の関係がある。

各ケースの計算時間の中での地点ごとの最大 *HF* を図 4.4-10 に示す。各ケースとも堤内地で *HF* が 2.5 以上となるのは開口部周辺の一部であり、旧河道の中でも *HF* は 1~1.5 程度と被害僅少の範囲である。旧河道と堤防に囲まれた範囲については、*HF* が 0.01 以下であることから仮に同範囲に住居等があった場合にも輪中堤等による各戸対応で浸水対策が可能と考えられる。

表 4.4-2 *HF* と木造住宅の被害の関係¹²⁾

$HF \leq 1.5$	被害僅少
$1.5 < HF \leq 2.5$	半壊
$2.5 < HF$	全壊

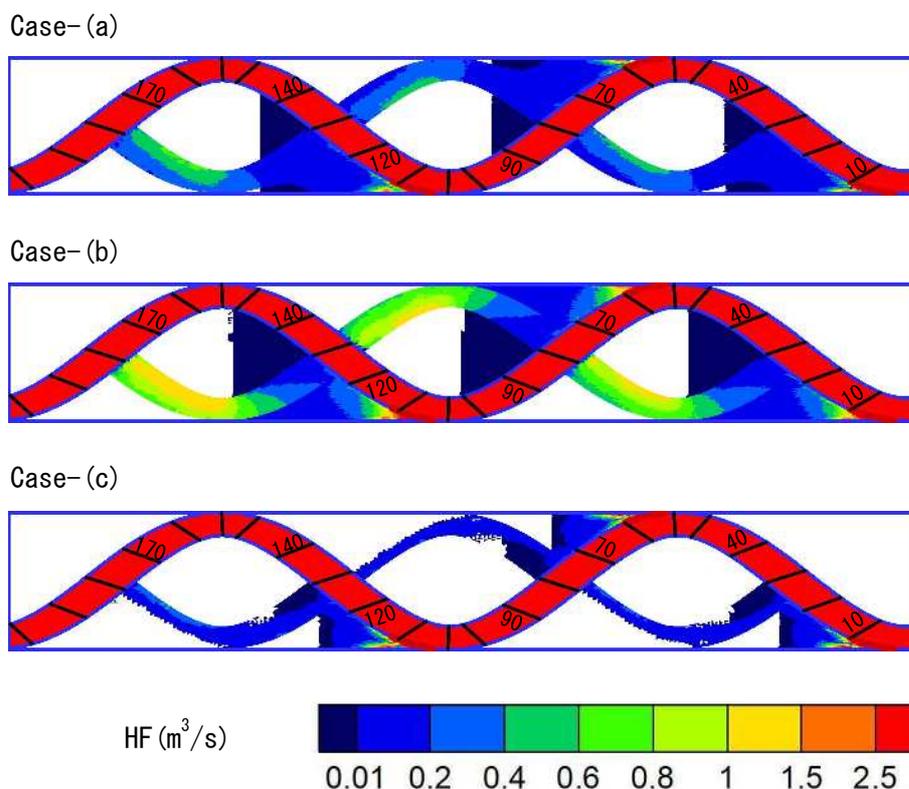


図 4.4-10 最大 *HF* 分布図

脚注₂ 1986 年（昭和 61 年）8 月に発生した台風 10 号によって、関東・東北地方の広範囲で被害が発生し、死者・行方不明者 20 人、浸水・損壊家屋は 100,000 棟を超える大きな被害が発生

4.4.5 下流の到達流量の低減効果

図 4.4-11 に NO.40 断面における到達流量ハイドロを示す。NO.40 は、最下流の開口部前の測線で上流端から 3.7 km 地点である。

上流端流量と非越水条件での NO.40 のピーク流量の比較から河道流下の場合の河道貯留による流量低減量は 1~2% であり、流水型遊水地による流量低減は Case-(a) は約 5%、Case-(b) は約 7%、Case-(c) は約 1% であった。

また、従来の遊水地のように越流部を設けず開口部のみとした場合の流量低減は、Case-(a) は約 2%、Case-(b) は約 2%、Case-(c) は約 1% であり、流水型遊水地は従来型の約 1~3.5 倍の流量低減効果を示した。

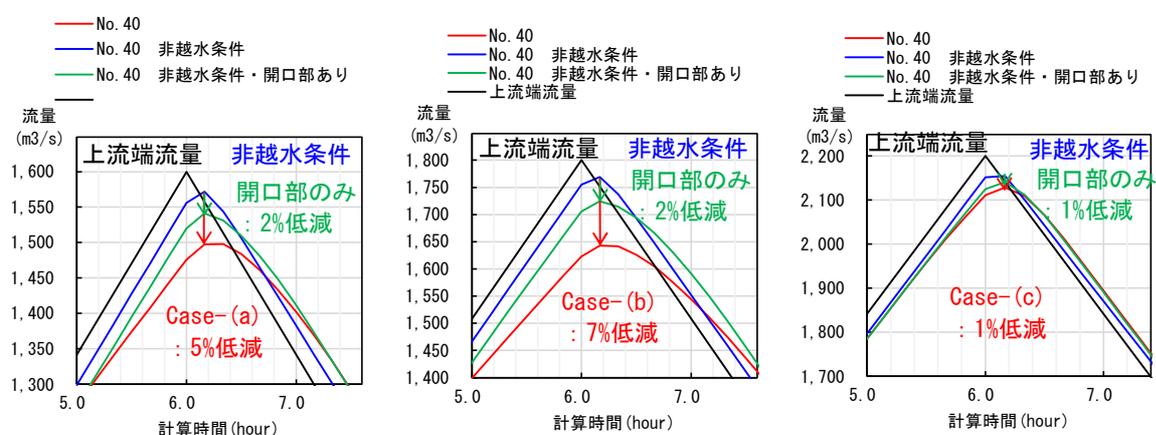


図 4.4-11 測線 NO.40 の到達流量ハイドロ

4.5 まとめ

谷底平野を蛇行して流れる山間河川の河道諸元に関する各種データからモデル河川を作成して流水型遊水地を設定し、超過洪水を対象とした氾濫シミュレーションを実施して、その水理機能を考察した。

本検討では、堤内地にのこる旧河道を利用する流水型遊水地を考えた。河道と旧河道が交差する場所の堤防を天端高が H.W.L.の越流堤とした。また、下流で河道が山付きとなる手前に堤防開口部を設け、小水路により旧河道と結び付けた。地形勾配 1/400 のケースでは、計画流量の 1.6 倍、1.8 倍の超過洪水に対して、3.7 km の河道距離において洪水ピーク流量を約 5%、約 7% 低減できた。また、上流の越流部から侵入した氾濫流は、旧河道以外の堤内地も 1/3 程度浸水させるが、開口部から上流に向かう浸水がウォータークッションとなり、氾濫流の流速は 1m/s 以下となり、また HF も 0.01 (HF1.5 以上が家屋が半壊や全壊) 程度と小さく、安全性は高いと考えられる。

以上より、流水型遊水地は、下流の流量負荷の低減にある程度の効果を持つとともに、山間河川の堤防決壊による水災害軽減する上でも一定の効果をもたらす可能性があると考えられる。

【参考文献】

- 1) 石川忠晴：上流域での計画的氾濫による治水安全度向上の可能性について～「流水型遊水地」の提案～，水循環，雨水貯留浸透技術協会，Vol.117, pp4-9, 2020.
- 2) 石川忠晴：今後の超過洪水対策における計画的氾濫について，水文水資源学会誌，Vol.33, No.6, 2020.
- 3) 国土交通省国土技術政策総合研究所：河川用語集～川のことば～，
<http://www.nilim.go.jp/lab/rcg/newhp/yougo/index.html>
- 4) 国土交通省水管理保全局：河川事業概要 2020，
https://www.mlit.go.jp/river/pamphlet_jirei/kasen/gaiyou/panf/pdf/index2020.html
- 5) 国土地理院：地図・空中写真閲覧サービス
- 6) 国土交通省中国地方整備局：佐波川水系河川整備計画[大臣管理区間]，2014.
- 7) 建設省河川局，(社)日本河川協会：改定新版建設省河川砂防技術基準(案)同解説調査編，pp.132，山海堂，1997.
- 8) 国土交通省水管理・国土保全局，国土技術政策総合研究所河川研究部：洪水浸水想定区域図作成マニュアル(第4版)，pp.14，2015.
- 9) 建設省河川局，(社)日本河川協会：改定新版建設省河川砂防技術基準(案)同解説計画編，pp.100-101，山海堂，1997.
- 10) (社)日本河川協会，(財)国土技術研究センター：改訂 解説・河川管理施設等構造令，pp.115，技報堂，2008.
- 11) 国土交通省：堤防余盛基準について(昭和44年1月17日 建設省河治発第3号による治水課長通達)，1969.
- 12) 佐藤智，今村文彦，首藤伸夫：洪水氾濫の数値計算および家屋被害について-8610号台風による吉田川の場合-，第33回水理講演会論文集，pp.331-336，1989.

第 5 章 結論

本研究では、治水安全度の上下流バランスの観点から整備順序が一般的に後半となる山間部を流れる中小河川を対象に、堤防開口部や新たな治水施設である”流水型遊水地”など氾濫を許容しつつ破局的被害を防ぐための治水方式について検討した。堤防開口部は蛇行する河川が谷斜面に接近する箇所が存在し、流水型遊水地は全国の山間部の谷底平野でみられた地形特性やその周辺の土地利用を参考にした施設で、それら治水方式の効果について非構造三角形格子による氾濫シミュレーションより定量的に評価した。以下に、各章で得られた成果を示す。

第 1 章「序論」では、研究の背景として、近年多発する水災害において、家屋被害数が直轄管理区間の合計よりも県管理区間の合計が多いこと、現状の治水安全度は直轄管理河川よりも中小河川が小さい状況を示した。

また、従来の河道計画の考え方や、近年の大規模洪水に対応する形で公表されている治水計画に関する各方策や提言の内容について整理し、今度も頻発するであろう水害に対して早急な対策が必要であることを説明した。

第 2 章「山間部を流れる中小河川の特徴」では、谷底平野を蛇行して流れる山間部の中小河川の地形特性と氾濫形態・土地利用を調査、分析し、地先住民が考えていたであろう治水方策について考察した。また、それら調査結果を第 3 章以降の基礎資料とした。

山間部においては、堤防による越水防止を期待するのではなく、“洪水氾濫を前提とした住まい方”となっており、このような土地利用形態は我が国の谷底平野では一般的であると考えた。

また、実体鏡を用いて、全国を対象とした堤防開口部調査を行い、山間部の堤防開口部は、河川氾濫水や山地からの流出を排除するための施設であったと考え、現在の霞堤の起源がそれにあたる考えた。

第 3 章「数値シミュレーションによる堤防開口部の水理機能の考察」では、第 2 章で抽出した兵庫県千種川水系佐用川を例に、意図的に氾濫を誘導するために設けられたと考えられる堤防開口部について氾濫シミュレーションを実施し、その水理機能について考察した。

佐用川には、谷斜面と同一の役割を持たせたであろう控堤が存在する 2 段開口部がかつて存在し、上流からの氾濫流を速やかに排水する機能が主目的であったと考えた。

また、佐用川では、氾濫流は河道沿いの比較的細長い形状の水田を経由して堤防開口部に至っていることから、「上流の越水箇所→水田→下流の堤防開口部」を 1 つのシステムとして捉えると、河川沿いの水田を出水時の臨時の放水路として流下能力を確保するという治水戦略の中に堤防開口部を位置づけていたと考えた。このようなシステムは黒部川の不連続堤の機能にも類似しており、全国に様々な治水システムがあると推測され、従来の河積確保策だけでは対応しきれない河川については、有用な洪水対応策であると考えた。

第 4 章「モデル河川による流水型遊水地の効果検証」では、石川が提案する新たな治水施設である流水型遊水地について、山間河道の地形特性を考慮した狭隘氾濫原のモデル地形を作成し、氾濫シミュレーションにより、その治水効果を検討した。

一般に、上流域の遊水地の効果は流量カットによる下流域の治水安全度確保と捉えられるが、本検討では、下流への流量低減だけではなく、流水型遊水地を設置した当該区間でのメリットについても着目し、その効果を定量的に示した。

流水型遊水地は、上流域において、堤内地を流れる氾濫流は河川流に比較して流速が小さく氾濫流が分散によるピーク流量の低減を考慮し、上流に設置した越流堤から河川水を流入させ、堤内地に河川流を流しながら、下流の開口部で排水するといった流れをイメージしている。ただし、山間河道で最も危険なのは氾濫水が集落を直撃することなので、比高の小さな二線堤（半輪中堤）で集落を防御する。

本検討では、堤内地にのこる旧河道を利用する流水型遊水地を考え、河道と旧河道が交差する場所の堤防を天端高が H.W.L.の越流堤とした。また、下流で河道が山付きとなる手前に堤防開口部を設け、小水路により旧河道と結び付け、越流堤、堤防開口部、小水路を1つのセットとした流水型遊水地を河道延長 4.5km 区間に3セット設置した。地形勾配 1/400 のケースでは、計画流量の 1.6 倍、1.8 倍の超過洪水に対して、下流 3.7km 地点において洪水ピーク流量を約 5%、約 7%低減できた。また、上流の越流部から侵入した氾濫流は、旧河道以外の堤内地も 1/3 程度浸水させるが、開口部から上流に向かう浸水がウォータークッションとなり、氾濫流の流速は 1m/s 以下となり、流速による甚大な被害発生は生じないと考えた。

これらより、流水型遊水地は、下流の流量負荷の低減にある程度の効果を持つとともに、当該区間への設置のメリットとして堤防決壊による水災害軽減する上でも一定の効果をもたらす可能性を示した。

令和 2 年 7 月に国土交通省により“流域治水”が掲げられ、河川でなく流域全体で防災、減災に取り組む方策が進められようとしており、本研究は結果としてその先駆けとなる内容となった。本研究の流水型遊水地はモデル河川を対象に、旧河道を利用した施設設計としたが、その施設構造が流水型遊水地のステレオタイプというわけではない。流水型遊水地を適用する際には、各地域の地形特性を十分踏まえ、それぞれの場所に適したシステムを構築する必要がある。

今後、実河川に対して流水型遊水地の適用を検討するとともに、実河川に流水型遊水地を適用する際の大きな課題となる地元住民の受け入れに対して、“洪水氾濫を前提とした治水施設”の適用に関する理解促進を促す治水効果の見せ方などについても検討する必要がある。

謝 辞

本研究を進めるにあたり、三年間、惜しみないご指導を賜りました岡山大学名誉教授前野詩朗先生、岡山大学赤穂良輔准教授、(株)建設技術研究所外部顧問石川忠晴先生(東京工業大学名誉教授)には深く感謝します。

前野先生には、前野研の一員として加えていただき、西日本豪雨などでご多忙の中、研究を進めるにあたって鋭いご指摘やご意見を頂きました。論文執筆や研究成果をまとめるにあたって、大変参考になりました。大変感謝しております。また、研究室には私以外の多くの社会人も在席しており、研究や仕事の内容など色々な会話ができました。ここに感謝の意を表します。

赤穂先生には、研究で用いる氾濫解析モデルの技術面のアドバイスや、滞りなく研究生活を進めるにあたって様々なサポートをして頂きました。特に、研究1年目である平成30年に発生した西日本豪雨の災害調査でご多忙の中、解析面の多大なるサポートをして頂き、大変感謝しております。また、本研究で使用した赤穂先生が構築された氾濫解析モデルの計算精度の高さにとっても刺激を受けました。赤穂先生とは比較的年齢も近いこともあって、研究だけでなく、プライベートの事も少しですがお話させて頂き、その際はリラックスでき、また研究を頑張ろうという気持ちになりました。ここに感謝の意を表します。

石川先生には、研究の方針、遂行、成果のとりまとめ方や発表方法など多岐にわたりご指導を頂き、研究の方向性を見失う事なく、研究生活を送る事が出来ました。また、研究と仕事とのマルチタスクをこなす際の心構えなど、これからの会社生活に大変参考になる色々なお話をして頂きました。先生のご指導のお陰で、このような研究成果をとりまとめることができました。深く感謝申し上げます。

社会人大学院へ進学するにあたり、会社からも多方面でご支援いただきました。株式会社建設技術研究所大阪本社河川部の荒木千博元部長には、社会人大学院という機会を頂き、また研究のための環境を整えていただきました。また、大阪本社河川部や大阪本社水システム部の皆様には、多大なるご支援を頂き感謝しております。特に、私が所属する河川部福井グループの皆様には業務において多くのバックアップをして頂き、大変感謝しております。水システム部の原田翔太さんは同時期に前野研に入学し、苦楽を共にし、励みあいました。高橋巧武さんには前野研卒業生で、赤穂先生の解析モデル使用者であるということで、技術面において色々相談させて頂きました。お二人には感謝しております。

また、私の社会人大学院生活中に、2人の子を出産し、研究や仕事を支えてくれた妻の倫代には心から感謝します。

ここまで、本当に多くの方々に支えられてきたお陰で、この研究をとまとめることができました。ここに深く感謝の意を表します。

これからも頻発する豪雨災害に対して、流域住民が安心して暮らせるように、これからも治水に関する課題に取り組んでいきたいと思えます。

2021/01/13 伊藤康