

本川の超過洪水に伴う支川背水の影響に関する調査～高梁川支川新本川を対象として～

A STUDY OF THE IMPACT OF BACKWATER FROM THE TAKAHASHI RIVER TO A TRIBUTARY SHINPON RIVER

石川忠晴¹・河内敦²・赤穂良輔³

Tadaharu ISHIKAWA, Atsushi KAWACHI and Ryosuke AKOH

¹正会員 工博 東京工業大学 名誉教授 (〒251-0035 神奈川県藤沢市片瀬海岸2-4-15)

²正会員 工博 (株)東京建設コンサルタント 環境防災研究所 (〒170-0004 東京都豊島区北大塚 1-15-6)

³正会員 工博 岡山大学学術研究院准教授 環境生命科学学域 (〒700-8530 岡山市北区津島中3-1-1)

本川の超過洪水に伴う背水により支川での水害が多発している。現状では背水区間の支川堤防高を本川のそれと同等にするという規定を満たしていない場合が多く、支川合流部の安全性の全国的調査が必要と思われる。そこで本研究では高梁川右支川の新本川を対象として、氾濫数値計算により事例検討を実施した。超過洪水波形は、合流点での計画高水波形から作成した。その結果、下流側氾濫原の市街は最大4 mまで水没し、上流側でも自然堤防上の集落の一部が最大3 mまで浸水した。以上の結果をもとに、2022年に創設された流域治水型災害復旧制度の考え方を参考に、事前防災措置の可能性について考察した。

Key Words: *backwater, tributary flood, disaster recovery, advance consideration, numerical study*

1. はじめに

近年、本川で計画洪水位を超える出水が発生した際に、背水に伴う支川での越水・破堤災害が顕著になっている^{1,2)}。一例として、図-1に2019年の19号台風出水による阿武隈川直轄管理区間上流部の支川氾濫地点と、本川の主要水位観測地点における超過水位（本川ピーク水位－計画高水位）を示す³⁾。被災は合流点付近の支川に集中していた。一方、本川堤防の余裕高と余盛は合計1.5 mあるため、多少の溢水はあっても破堤しなかった。

河川管理施設等構造令（構造令）は合流部の堤防高について図-2に示す規定を定めている⁴⁾。支川逆流防止施設が設けられている場合を除き、支川計画流量が500 m³/s以下の場合は本川堤防天端を支川に水平に延長し、支川計画流量見合いの堤防天端に接続する。支川計画流量が500 m³/s以上では背水計算を行い、水位上昇分を加えるとしている（紫色の点線）。この規定通りに築堤されていれば支川のみでの越水は生じないはずである。

しかし本川が国管理、支川が県管理となっている場合には、後者の整備が予算制約などにより遅れ、構造令どおりになっていないことが多い。そのため、気候変動に伴う豪雨の増大によりこの種の水害の増加が懸念される



図-1 2019年阿武隈川上流の破堤地点³⁾

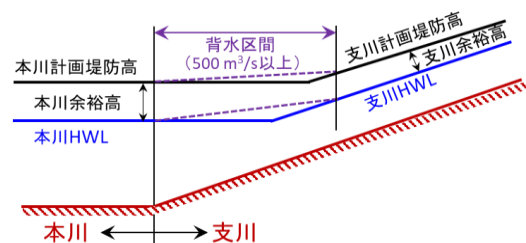


図-2 合流点近傍の支川堤防高に関する規定⁴⁾

が、その都度復旧しても再度被災する恐れがある。そこで国交省は図-3に示す「流域治水型災害復旧制度」を2022年に創設し⁵⁾、輪中堤等による集落の保護と合流点近傍の支川氾濫原の遊水機能保全を含めた事業も災害復旧事業として認めることとした。なお同制度は必ずしも

支川合流部が対象ではないが⁹⁾、図-3 からわかるように、本川背水による支川災害を意識していると思われる。

一方、河川合流部はもともと氾濫しやすい土地であり、本川の洪水ピークを緩和する効果を有している。実際、比較的大規模な遊水地の多くは合流部付近に設置されている⁷⁾。そこで支川合流部で多少の氾濫を許容して遊水機能を保全することも考えられる。しかしそれであれば、被災を待たずに、地域防災計画の一環として流域治水型防災の検討を事前に進めることが望ましいであろう。近年、大地震や津波の災害に備えて事前の防災計画策定による“事前防災”の必要性が唱えられている⁸⁾。

ただし河川氾濫による水害は氾濫原地形や土地利用によるので、事前防災を堤防増強による流域治水型対策によるかは、流域の特性に合わせて判断すべきであろう。そこで本研究では、岡山県を流れる高梁川の右支川の新本川（しんぼんがわ）について、合流点からの背水による水害の形態を数値シミュレーションにより予測し、流域治水型事前防災の可能性について検討した。因みに、新本川は2018年西日本豪雨で被災した岡山県真備町の直上流で高梁川に合流するので、氾濫の具合によっては再度の大水害となる恐れがある。

2. 研究対象区域の地形特性

研究対象区域を図-4 に示す。新本川の流域面積は35.6 km²、計画高水流量は240 m³/s であり⁹⁾、構造令の規定は図-2 の黒実線となる。なお、国管理と県管理の境界は新本川合流点である。本川背水区間の新本川河道に接する氾濫原は伊與部山により上流と下流に分けられ、面積はそれぞれ3.3 km²と4.4 km²である。上流氾濫原は主に水田として利用され、集落は自然堤防およびその周辺にある。一方、下流氾濫原は図の下部にある小田川に向かって勾配1/800で傾斜し、南北に走る数本の旧河道跡は曾ての高梁川流路と考えられる。なお下流氾濫原には2018年西日本豪雨時の小田川支川堤防決壊により大水害を被った真備町があるが、小田川付替えを含む緊急治水対策事業が2023年度末に完了予定である。

新本川右岸堤は、合流点下流で高梁川を渡る川辺橋から伊與部山を経て新総社大橋と総社大橋に接続する県道として利用されている。なお伊與部山から下流の新本川左岸と高梁川右岸堤に囲まれた三角地帯は無堤で、高梁川出水時は水没する。

図-5 に合流点（高梁川16 KP）の河道横断面を示す。HWLは17.57 T.P.mで、余裕高2 mを加えた19.57 T.P.mが計画堤防高とされている。左岸側は概ね計画通りだが、右岸堤はやや低く約19.3 T.P.mとなっている。この高さが高梁川からの背水の最高水位となる。

図-6 に新本川の堤防天端縦断形状を示す。伊與部山より下流の左岸は無堤であり、右岸堤もx>500 mでは合



図-3 流域治水型災害復旧制度の解説図⁵⁾

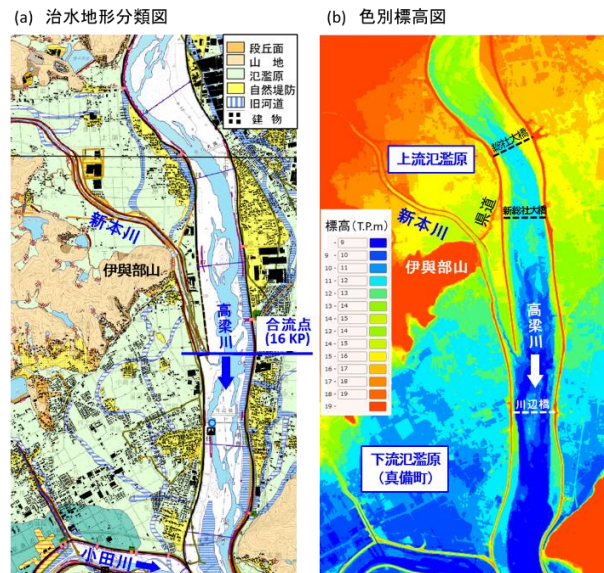


図-4 検討対象区域の地形特性

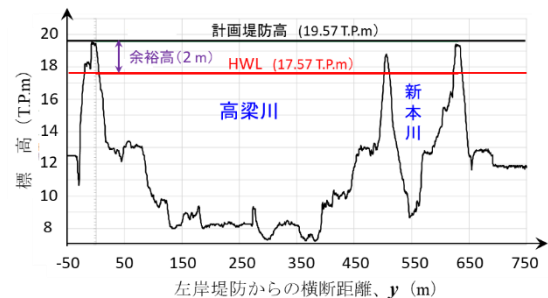


図-5 合流部の河道断面図

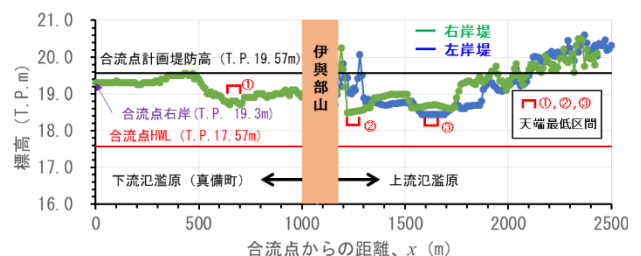


図-6 新本川堤防の縦断面図

流右岸堤より低い。また伊與部山より上流では両岸とも2000 mより下流で低いので、超過洪水時に本川からの背水で越水の恐れがある。なお図中の①、②、③については後述する。

3. 数値シミュレーションの概要

(1) 合流点における超過洪水波形の設定

前述のように小田川合流点の付替えを含む緊急治水対策事業が進行中であり、高梁川下流河道の形状等は変化しつつある。またHWLを超える洪水における新本川への背水波形を1つには定められない。そこで本研究では、次に述べるように、新本川合流点における水位波形を5種類設定した(図-7参照)。

従来の高梁川河道形状に対して計画流量波形¹⁰⁾で不定流計算を行い、新本川合流点における最高水位がHWLに一致するよう河道粗度係数を調節し、それに相当する計画水位波形(青点線)を求めた。続いて最高水位を図中記載の値となるよう水位波形を引き延ばし、超過洪水の水位波形とした。なお赤の横点線は図-6の最低天端高(18.5 T.P.m)で、それ以上の水位で溢水する。なお、堤防溢水を生じないピーク水位18.4 T.P.mの波形まで検討するのは図-4(b)で県道と記した盛土が部分的に低くなっているからである。また黒点線(19.0 T.P.m)は後述する数値シミュレーションで堤防決壊が生じると仮定した水位であり、破堤区間は図-6に①、②、③と記した場所で、破堤長は各70 mとした。図-8は、各超過洪水における越水継続時間で、上段の数値は最大越水深を示している。

(2) 数値シミュレーションモデル

非構造三角形格子に基づく浅水流方程式¹¹⁾を用いた。計算モデルの詳細は同文献を参照されたい。計算区域は、図-9(a)に示すように、高梁川右岸側の冠水可能性のある区域とし、外縁は不透境界とした。前述した方法で求めた超過洪水の水位波形を新本川合流点で与えて背水計算および氾濫流計算を実施した。地盤の凹凸を充分表現できるように、計算格子は1格子の標高差が0.5 m以下となるようにし、堤防部は天端幅が2格子を含むように細かく設定した。格子が特に細密となった伊與部山先端付近の新本川河道を含む区域について図-9(b)に示す。なお堤防部は段差が大きく浅水流近似は適当でないので、越水流量算定には本間の越流公式を用いた¹²⁾。また図中に氾濫区間と記した部分の堤防は、水位が19.0 T.P.mとなった時点で除去できるようにしている。

(3) 検討ケース

表-1に示す7条件について検討した。Case-1では新本川堤防は現況で、図-6に①、②、③で示した区間において合流点水位が19.0 T.P.mに達した時点で破堤し、天端が堤内地盤に等しくなったとした。この計算結果を踏まえ、Caes-2のシリーズでは、伊與部山下流の堤防が構造令を満たすように嵩上げし、上流堤防は耐越水化するものとした。Case-3のシリーズでは流域対策を施した状況での氾濫分布と遊水効果を調べた。なおCase-2とCase-3につ

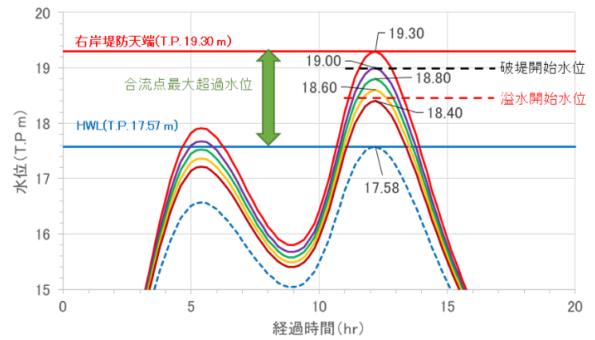


図-7 合流点での超過洪水水位

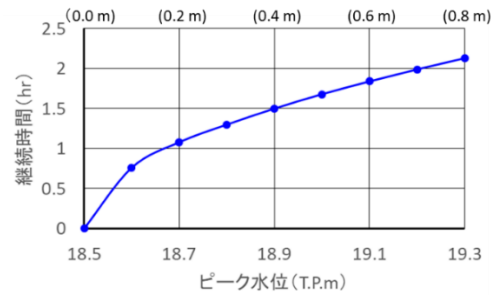


図-8 越水継続時間

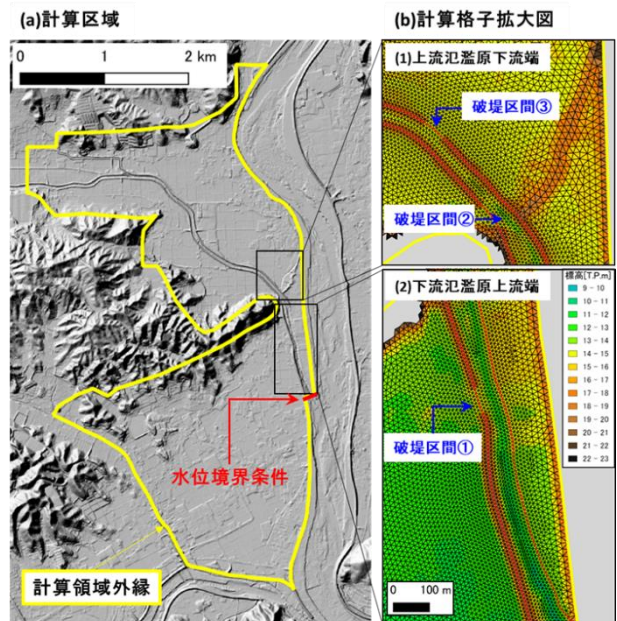


図-9 計算区域および計算格子拡大図

表-1 検討ケース

Case	最高水位	堤防条件	越水	破堤	流域対策
1	19.3 T.P.m	現況	あり	あり	なし
2-1	19.0 T.P.m	下流嵩上	あり	なし	なし
2-2	18.8 T.P.m				
2-3	18.6 T.P.m				
2-4	18.4 T.P.m				
3-1	19.0 T.P.m	下流嵩上	あり	なし	あり
3-2	18.8 T.P.m				

いては、流域対策の限界の予備検討結果に基づき、合流点最高水位を19.0 T.P.mまでとした。

4. Case-1 (現況) の数値シミュレーション結果

現況条件における氾濫水深空間分布の時間変化を図-10に示す。図中の t は計算開始からの時間、 τ は破堤後の経過時間である。堤防決壊時間は計算開始から約 11.5 時間後である。

伊與部山下流の氾濫原では、小田川に向かって地盤が下っているため、氾濫水は氾濫原を流下して広い範囲に拡大する。そして小田川堤防によって行く手を遮られるため下流端に湛水する。最下流の最終浸水深は 5 m に達し、市街地の大半で 3 m 程度冠水する。ここで重要なことは、氾濫水の自然排水が地形的に困難なことである。したがって新本川の $x=500 \sim 1000$ m 右岸堤の構造令に準拠する改築は、再度の災害を待たずに早急に行うべきであると考えられる。

一方、伊與部山狭窄部の上流では 5 m 程度の氾濫水深が発生し、自然堤防上の集落 (図-4(a)参照) でも 2 m を超える浸水深が発生している。しかし上流に向かって地盤が高くなるため、氾濫域は比較的狭く、氾濫ピーク以降は氾濫水が決壊口から速やかに排水されている。また氾濫域のかなりの部分が水田地帯であることから、輪中堤・二線堤による流域治水型の対応で集落の浸水を軽減する可能性があると思われる。

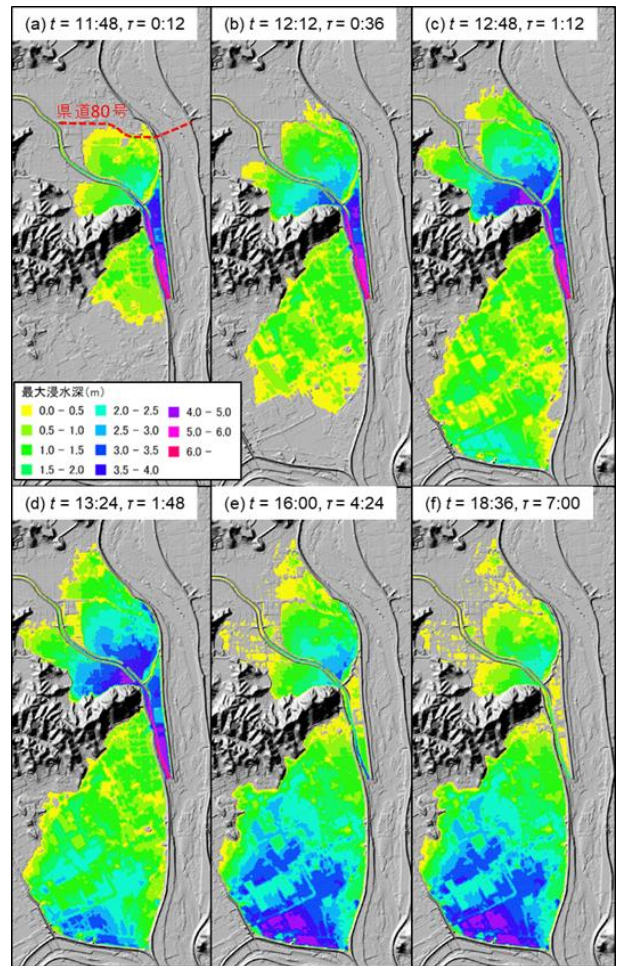


図-10 現況堤防における氾濫解析の結果 (Case-1)

5. 流域治水型対応の可能性

(1) 堤防の耐越水化について

上流域についての流域治水型対応を検討するにあたり、予めその限界を考えておく必要がある。Case-1 では上流の左右岸で1か所ずつ各 70m の決壊が生じるとしたが、破堤がそこで収まる保証はない。決壊条件が未定では事前防災しようがないであろう。そこで“越水が生じても決壊はしない条件”について検討しておく。

図-11 は、越水事例に関する報告を集約して須賀ら¹³⁾が提示した図に大型模型実験の結果¹⁴⁾を加えたものである。緑と茶の描点はいずれも破堤に至らなかった越水事例で、密度の高い部分の包絡線が黒点線で示されている。ただし越流水深は推定の最大値である。一方+は本研究の図-8の点である。ところで堤防の耐越水化に関しては、須賀ら¹³⁾も含めて多数の実験的研究があるが、その多くは法面や法尻をコンクリートブロックなどで被覆する armor levee である。しかしコストのかかる armor levee にするのであれば図-6の堤高不足区間を嵩上げする方が現実的であろう。

そこで須賀ら¹⁴⁾は堤防天端を舗装するだけの安価な方法についても実験を行っている。図中の×(天端幅4.00 m)と×(天端幅7.75 m)はその結果である。実験は一定流量条件で行われており現地データと直ちに比較はでき

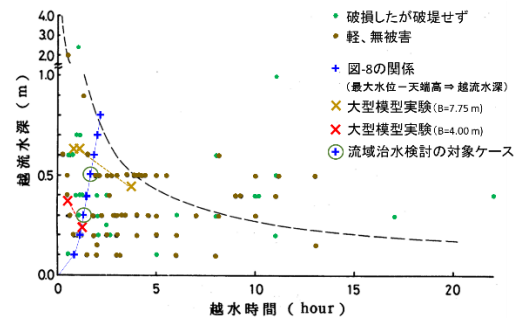


図-11 最大越流水深と越水時間^{13), 14)}

ないが、概ね、図-11の+に○を付した条件までは天端舗装のみでも破堤しない可能性が高い。対象区間の新本川堤防は部分的に道路舗装、簡易舗装、無舗装となっているが、全てを兼用道路として舗装できれば、耐越水性の向上が期待できる。

(2) Case-2 (破堤なし) での数値シミュレーション

そこで次に、破堤しない条件について検討した。合流点水位が19.3 T.P.m (可能最大超過洪水) では破堤すると考えられるので、表-1の2-1~2-4の条件で氾濫計算を行った。浸水区域が最大となる時点の浸水分布を次頁の図-12に示す。図-12(a)および(b)において緩いS字型で東

西に延びる線で水深が浅くなっているが、図-12(c)に記入しているように県道80号線が走っている。図-13に示すように県道の地盤は周囲より50 cmほど高くなっているが、道路改良事業と組み合わせてさらに50 cm~1 m盛土すれば二線堤として機能するのではないかと思われる。

一方、県道以南の集落は浸水するので輪中堤ないし二線堤で防御する必要があるが、対象範囲をどこまでにするかが問題となる。高梁川からの背水は、戦後の堤防の嵩上げにより増大し、その皺寄せとして当該地域の被害ポテンシャルが増加したと考えれば、少なくとも古くからある集落は守るべきと思われる。図-14に示す明治後期の地形図には、赤矢印より北の集落が既に存在し、また赤丸で示す位置にも小規模の集落と小学校があった。

以上を勘案して、図-15に赤実線で示す位置に輪中堤を設置し、赤点線で示す県道80号線を改良して二線堤とするものとした。なお輪中堤の必要高さは図-12(a)のカラーコンター図から判断する限りでは2 m程度と思われるが、以下のシミュレーションは壁立てで行い、計算結果から判断することとした。

ところで図-10において上流側の氾濫域が速やかに減少したのは堤防決壊口から排水されたからである。したがって堤防の耐越水化を行う場合は排水方法を用意しなければならない。ここでは★で示す2か所にフラップゲート付きオリフィスを設置し、堤内水位>堤外水位となると次式によって排水されるものとした。

$$Q_d = A \sqrt{2g(H_f - H_r)} \quad (1)$$

ここに Q_d は排水量、 H_f と H_r はそれぞれ氾濫原水位と河道水位、 A はオリフィスの開口部合計面積で、本解析では5 m²に設定した。

なお輪中堤により集落と農地の往来に支障が生じると思われるが、図-15(a)に見られるように対象地域の農地は1町(約110 m)の格子に区画され、輪中堤を横切って東西に走る道路(農道と町道)は5本しかない。したがって、いざという時に閉鎖するための施設を用意すればよいと思われる。図-15(a)の左下の写真は、そのような目的で江戸時代から使われている角落しであり¹⁵⁾、高さ2 mの堤防を横切る街道を洪水前に締め切っていた。

(3) 流域治水型対応での氾濫計算 (Case-3)

図-16に二線堤および輪中堤を配したCase3での最大浸水深分布を示す。いずれの場合も氾濫開始後概ね1時間半である。図-16(a)の $H_{max}=19.0$ T.P.mでは自然堤防上集落の南端の輪中堤で浸水深が3.5 m、図-16(b)の $H_{max}=18.8$ T.P.mでは2.5 mに達している。輪中堤を設ける以前の図-12と比較すると、いずれの場合も大きくなっていることがわかる。これは新本川からの氾濫量が変わらないのに氾濫面積が狭められたことによる。

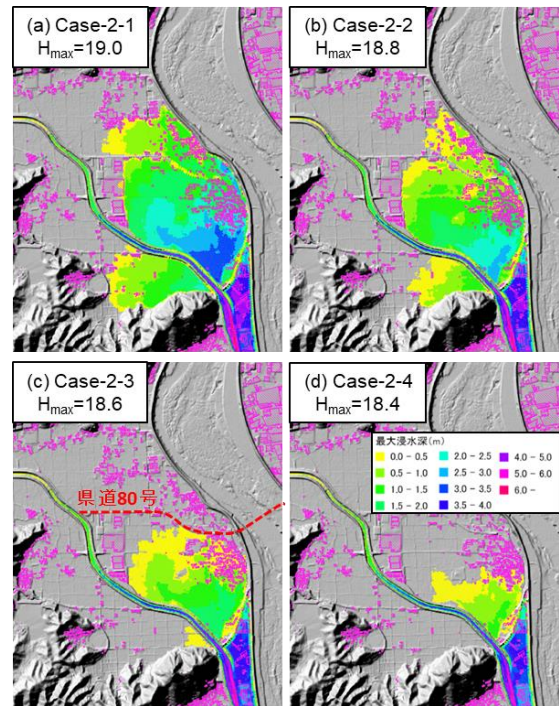


図-12 耐越水堤防とした場合の最大氾濫水深分布

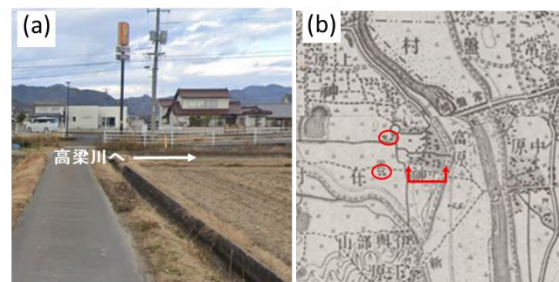


図-13 県道80号線

図-14 1908年地形図

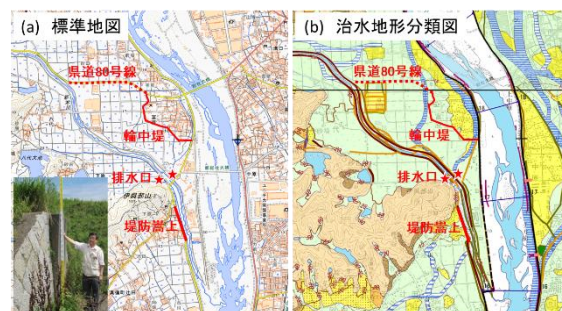


図-15 流域治水型超過洪水対策の施設配置

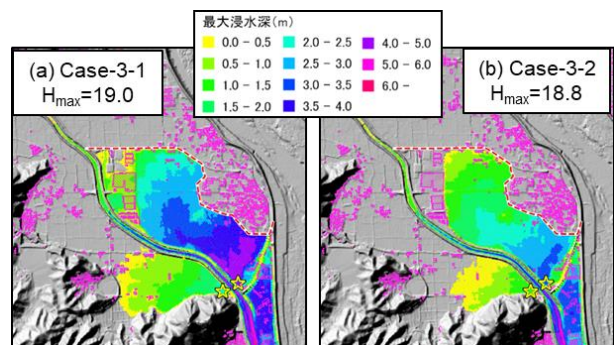


図-16 流域治水型対策での最大浸水深分布

図-17にCase-3-1での氾濫水量の時間差分から得られる遡上氾濫流量（氾濫増加が負）を青線で、合流断面における高梁川流量を赤線で示す。それぞれの座標軸は左右にスケールを変えて示している。後者から前者を差し引くと高梁川流量波形が赤点線のように平滑化される。厳密には新本川への遡上に伴う合流点の水位低下を考慮する必要があるが、本川流量と支川遡上量が1オーダー以上異なるので、近似的に支川氾濫に伴う概ねの遊水効果と考えてよいであろう。この図より、新本川上流氾濫原の遊水効果による洪水ピーク低減率は高々3.0%であることがわかる。

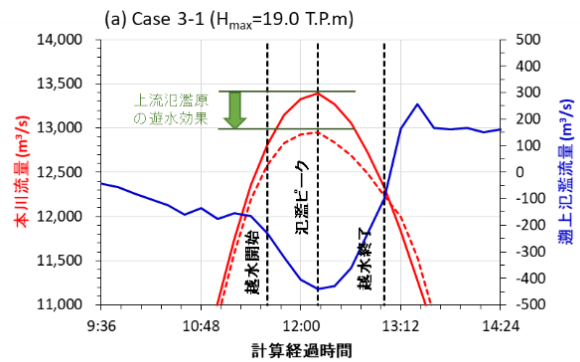


図-17 上流氾濫原での遊水による洪水ピーク低減効果

6. おわりに

本研究で実施した新本川合流部での氾濫数値シミュレーションの結果は以下のようにまとめられる。

- 1) 高梁川の超過洪水時における新本川への背水の影響は最大で約2 kmに及ぶが、その区間の堤防は構造令基準より1 m程度低いので、2019年阿武隈川出水で生じたような超過洪水（本川河道がほぼ満杯）では大きな災害を生じる恐れが高い。
- 2) 伊與部山下流の新本川右岸堤で堤防決壊が生じると、真備町において2018年西日本豪雨と同程度の浸水を受ける恐れが高い。特に堤高の低い500 m区間（図-6参照）は、事前の防災措置を早急に講じる必要があると考えられた。
- 3) 伊與部山より上流における集落等の分布は明治以降ほとんど変化しておらず（図-14参照）、新本川自体の氾濫に応じて暮らしてきたと考えられる。しかし高梁川の堤防の拡大に伴う背水区間の延長が地域の水害ポテンシャルを増加させている恐れが高いと言える。仮に将来の水害において流域治水型災害復旧を適用するとした場合、国道80号線の若干の嵩上げによる二線堤化は効果的であると考えられる。しかし古くからの集落全てを輪中堤で守るには（特に集落南側で）かなりの堤高が必要となる。
- 4) 流域治水型災害復旧を上流氾濫原に適用した場合の本川超過洪水のピーク流量低減は3%程度であった。したがって、新本川氾濫原単独での遊水効果はそれほど大きくないと言える。

合流部の支川堤防を構造令に基づいて全国的に改築するには相当の時間を要すると思われる。一方、超過洪水の発生頻度は計画洪水より当然低く、平均して数世代に1回程度以下である。そこで上記3)に述べた状況を地域自治体に伝え、住宅の移転やピロティ化等の事前防災を、時間的余裕をもって促進したらどうかと考えられる。

謝辞：本研究を実施するにあたり国土交通省岡山河川事務所から資料と助言をいただいた。記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 土木学会水工学委員会水害対策小委員会：2018年7月西日本豪雨災害調査団（中国地区）報告書，2019。
- 2) 土木学会水工学委員会：令和元年台風19号災害調査団報告書，2020。
- 3) 国土交通省：令和元年10月12日出水台風19号に伴う降雨による出水概要（第4報），https://www.thr.mlit.go.jp/fukushima/pdf/20191218_taiфу19_syusugaiyo_vol4.pdf，2023年1月参照。
- 4) 日本河川協会：改定解説・河川管理施設等構造令，山海堂，2001。
- 5) 国土交通省：災害復旧に関する最近の話題，2021。https://www.zenkokubousai.or.jp/download/20211111_kokudo.pdf，2013年1月参照。
- 6) 国土交通省：福井県九頭竜川水系鹿蒜川，全国で初めての流域治水型災害復旧を採択，Press Release，https://www.mlit.go.jp/report/press/mizukokudo06_hh_000245.html，2013年2月参照。
- 7) 金芝潤，諏訪夢人，西廣淳：日本の遊水地ポリゴンデータ ver. 1，2021。<https://wetlands.info/tools/wetlandsdb/retardingbasin>。2023年1月参照。
- 8) 中林一樹：事前復興の発想，復興準備から実践する事前復興へ，復興，Vol. 7, No.4, pp.3-14, 2016。
- 9) 岡山県：一級河川高梁川水系下流ブロック（岡山県管理区間）河川整備計画，2015。
- 10) 国土交通省：高梁川水系河川整備基本方針，2007。
- 11) 赤穂良輔，前野詩朗，高橋巧武，吉田圭介，石川忠晴：微地形を考慮した氾濫解析手法の検討と鬼怒川洪水氾濫域を対象とした数値実験，土木学会論文集 B1, Vol.74, No.4, I_1441-I_1446, 2018。
- 12) 本間仁：低溢流堰堤の流量係数，土木学会誌，26巻，6号，pp. 635-645, 1940。
- 13) 須賀堯三，石川忠晴，葛西俊彦：越流水による堤防の破壊特性その3，第25回水理講演会論文集，pp.355-360, 1981。
- 14) 須賀堯三，石川忠晴，葛西俊彦：越水堤防調査中間報告書—解析編—，土研資料1760号，1982。
- 15) 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-I_348, 2016。

(2023. 3. 24 受付)