

堤防自主決壊による利根川の 洪水氾濫水の排水効果

INNUNATED WATER DRAINAGE BY ARTIFICIAL LEVEE BREAK AS EXAMPLES OF THE TONE RIVER

佐藤 裕和¹・磯部 雅彦²・
Hirokazu SATO and Masahiko ISOBE

¹正会員 博(環) 東京大学大学院 新領域創成科学研究科 (〒277-8563 柏市柏の葉5-1-5)

²フェロー会員 工博 東京大学大学院 新領域創成科学研究科 (〒277-8563 柏市柏の葉5-1-5)

When an inundation from the river occurred, appropriate evacuation, rescue, reconstruction assistance, volunteer on site and drainage of the inundated water are required to reduce the flood damage. In this paper, artificial levee break is focused as an example of such drainage measure. 5 inundation scenarios from the Tone River by Cabinet Office (2007) are referred and the drainage effect according to artificial levee break, thus it is to return the inundated water to the river channel, is examined using numerical simulation model. In lots of cases, the results show that over 70% of total inundated water volume is returned to the river and average discharge is over 100m³/s by artificial levee break. It indicates artificial levee break may be one of very effective drainage ways of the inundated water and important for risk management in the actual flood control design.

Key Words : *artificial levee break, inundated water drainage, flood damage reduction, risk management, Tone River*

1. はじめに

洪水氾濫時の減災は、適切な避難行動、救助・支援態勢、水防意識、被災地でのボランティア活動、氾濫水の排除などのあり方に左右される。このうち、氾濫水の排除はポンプによる機械排水、樋門や樋管、各種パイプラインを通じた自然排水によるのが普通であるが、これらが必ずしも湛水地域に適所に設置されているとは限らず、また設置されている場合でも電気系統のトラブルや能力不足、排水先水位条件などによって所期の排水が可能になるとは限らない。このような排水技術は樋門・樋管を除けば明治以降に導入された比較的新しい技術的手段で、かつては湛水地域の住民が自主的に堤防を切って河道へ氾濫水を排水させる方法がとられていた¹⁾。これは堤防の自主決壊とか人為的破堤、堤防開削などと呼称され統一されていないが、既往の学術論文²⁾や土木、河川関係の辞書³⁾では自主決壊という表記であるため、本論文においてはこれを敷衍して、以下自主決壊と記述することとする。呼称については別途議論の余地があろう。なお、自主決壊の目的は氾濫水の排水以外にもいくつかあげら

れる^{1)・4)}が、本論文ではこの目的に限定して論じる。

氾濫水の排水を目的とした自主決壊は明治以降の著名な事例に限っても、明治18年の淀川水害時に俗称「わざと切れ」と呼ばれる自主決壊が淀川左岸で行われている⁵⁾のをはじめ、昭和22年のカスリン台風時に江戸川右岸⁶⁾、同41年阿賀野川右岸および新井郷川両岸^{2)・7)}、同51年吉田川左岸および鶴田川右岸^{2)・7)}、同53年淡海川右岸^{2)・7)・8)}、平成7年鳥居川左岸^{2)・7)・9)}、同7年旧矢代川右岸^{2)・7)}で、それぞれ水害時に自主決壊が実施されている。卑近の水害事例のうち、平成16年の新潟・福島豪雨時に破堤氾濫をみた刈谷田川の氾濫水を排水するため、左支中之島川右岸などでも自主決壊が実行されている。

自主決壊に関する事例分析は上述の研究でなされているが、定量的評価を伴った検討は、数ケースのモデル地形・河道と一ケースの実河川を対象とした研究¹⁰⁾があるのみで、治水計画への応用には、実河川におけるさらなる検討を要する。そこで本研究では、実河川の事例として、内閣府が検討している利根川の洪水氾濫¹¹⁾のうち5ケースを参考に、数値シミュレーションを用い、自主決壊による氾濫水の排水効果を検証し、洪水氾濫時の危機管理に対する有効性について考察することを目的とする。

表-1 検討ケースの諸元

case	1	2	3	4	5
氾濫の型	本庄・ 深谷沿 川	野田貯 留型	伊勢崎 ・太田 沿川	渡良瀬 貯留型	古河・ 坂東沿 川
氾濫位置	右岸	右岸	左岸	左岸	左岸
河口距離 [km]	182.5	118.5	170.5	161.5	132.0
基底流量 [m ³ /s]	200	150	200	200	250
ピーク流量 [m ³ /s]	16,500	10,500※1	16,500	17,000※2	17,500
総氾濫流量 [×10 ⁶ m ³]	5	200	20	400	400
氾濫ピーク 流量[m ³ /s]	500	3,000	1,200	6,000	6,000
氾濫継続 時間[hr]	約5.6	約37.0	約9.3	約37.0	約37.0

※1江戸川との計画分派率0.6に対する流量

※2八斗島地点および栗橋地点の計画高水流量の平均値

2. 検討条件

本検討では、内閣府¹¹⁾が検討している利根川の破堤氾濫の総氾濫流量や氾濫ピーク流量、氾濫地点を参考に、既往研究¹⁰⁾で検討されている首都圏広域氾濫を除く5ケースの洪水氾濫を対象に、自主決壊による氾濫水の排水効果を検証する。表-1に洪水および氾濫条件を、図-1に各ケースの氾濫地先および自主決壊地点の位置を示す。

(1) 河道

河道の洪水追跡は1次元のダイナミックウェーブモデルを用いて行う。粗度係数などの河道条件は国土交通省による平成16年の実測データから取得し、横断面形は矩形複断面に近似して用いている。上流端境界には、単峰三角形波形の流量ハイドログラフを与えた。このときのピーク流量は、各ケースの氾濫地先における計画洪水規模の値とし、基底流量は当該地点の複数年間の年平均流量から与えている（表-1）。氾濫地点より下流では河道流量から氾濫流量が差し引かれている。洪水継続時間は利根川の洪水形態より72時間とした。下流端境界は自然境界条件としている。なお、各ケースの計算区間は次章に後述する。空間差分間隔は500mである。

(2) 氾濫域

氾濫解析には2次元のダイナミックウェーブモデルを用い、氾濫域の粗度係数は土地利用条件に応じた値を与えている。氾濫流量ハイドログラフは、外力条件や堤防決壊条件などによって様々に変わりえるもので、内外水の水位関係から与えるのが望ましいが、本検討では氾濫

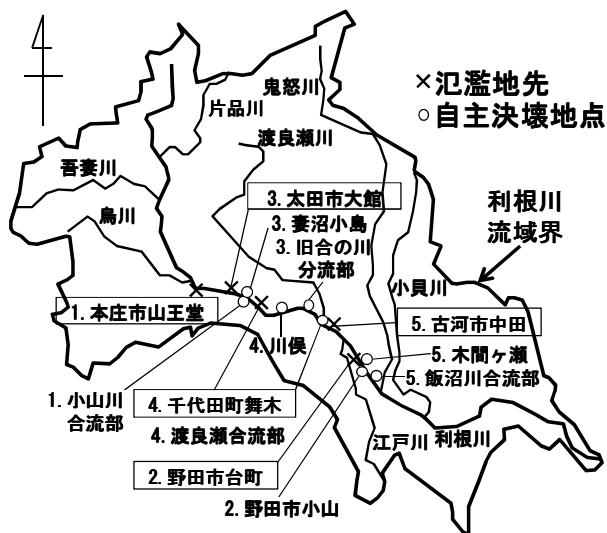


図-1 氾濫地先および自主決壊地先
(図中地先・地点名の数字はケース番号を示す)

流量に対する自主決壊による排水効果の基礎的な算定に着眼しており、また氾濫地点を固定しているため、洪水ハイドログラフと同様に単峰三角形で与え、そのピークはそれぞれ重なるように設定した。氾濫継続時間は総氾濫流量および氾濫ピーク流量、三角形波形の幾何学的条件より与えられる(表-1)。なお、外部境界条件はケースごとに次節で後述する。空間差分間隔は500mである。

(3) 自主決壊

自主決壊はケースによって1~2箇所行っており、決壊幅100mで瞬間的に決壊する条件とした。ただし、2箇所同時の自主決壊は検討していない。このときの破堤流量は本間の越流公式から算出している¹²⁾。河道と氾濫域の接続は、破堤流量を介して自主決壊地点においてなされる。自主決壊のタイミングは、自主決壊によって河道から逆流が起こらないよう、自主決壊地点における洪水ピークが過ぎ、かつ河道水位が氾濫水位を下回った時刻に行うこととした。また、自主決壊地点の選定は氾濫解析の結果や地形的条件などから決定している(図-1)。

3. 結果と考察

(1) ケース1：本庄・深谷沿川氾濫

ここでは烏川合流部から小山川合流部下流を対象区間とし、利根川右岸堤防および小山川左岸堤防が氾濫解析の外部境界をなす。氾濫地先は河口から182.5km右岸で、総氾濫流量は500万 m^3 である。自主決壊地点は小山川合流部（右岸）で、当該地点は地盤標高が高く、河道水位が氾濫水位を上回ることではないため、前述のタイミング（計算時間の41時、以下単に41時などと略記）のほか、洪水氾濫前（0時）に自主決壊を行った。図-2に湛水量

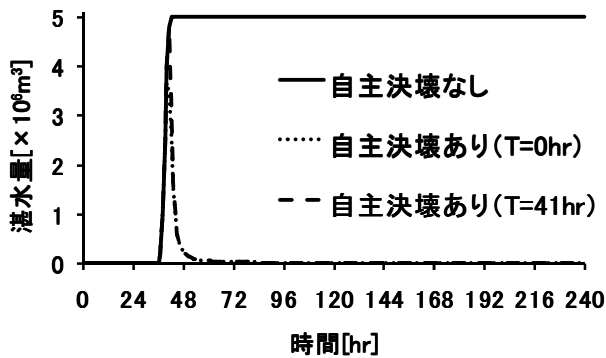


図-2 湛水量の時間変化 (ケース1)

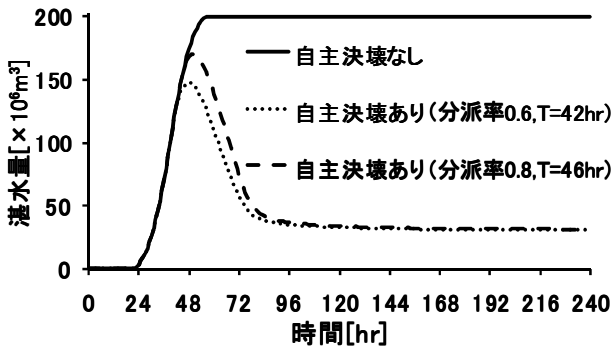


図-3 湛水量の時間変化 (ケース2)

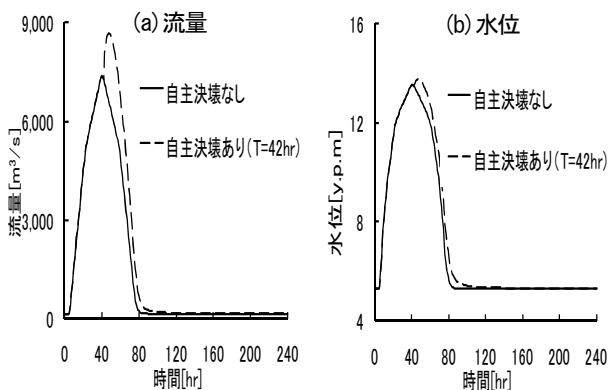


図-4 小山地先直下流の河道流量と水位 (ケース2)

の時間変化を示す。

この結果、自主決壊によって全ての氾濫流量が河道へ速やかに排水されていることがわかる。氾濫水の減水の仕方は自主決壊のタイミングによって大差はないが、41時ではピーク湛水量を約20万 m^3 、0時の場合には約130万 m^3 抑制していることが特徴的である。この排水による河道流量や水位の変化はほとんど見られなかった。

ところで、当該地域は地形勾配が1/600～1/700という緩い扇状地をなしており、付近の坂東大橋上流右岸に堤防の不連続部が存置されているが、これは、利根川右岸はもとより烏川や神流川筋からの洪水氾濫水を利根川へ河道還元させる霞堤の効果を持つものであると考えられる。したがって、このような比較的急勾配で地盤標高が河床よりも相対的に高い場合には、洪水氾濫前から自主決壊しておくことが有効であろう。これにより、洪水氾

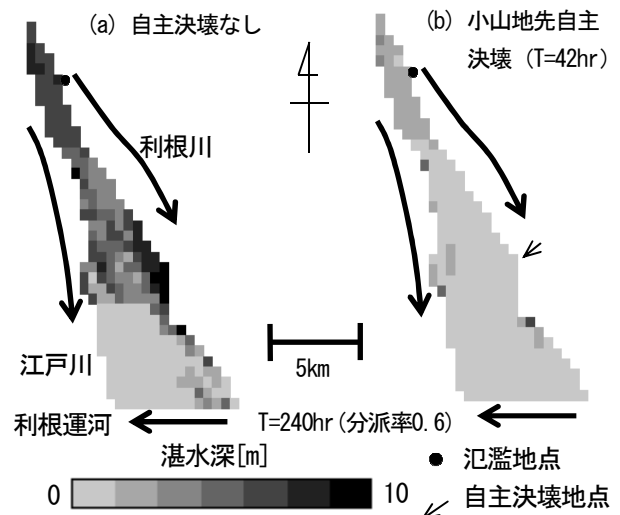


図-5 自主決壊の有無による湛水深分布 (ケース2)

濫中に自主決壊を行うのに比べ、作業に伴う人的な危険度を下げられるといった副次的効果も期待できる。

(2) ケース2：野田貯留型氾濫

ここでは関宿での江戸川分派点から鬼怒川合流部下流を対象区間とし、利根川右岸堤防、江戸川左岸堤防および利根運河右岸堤防が氾濫解析の外部境界をなす。氾濫地先は河口から118.5km右岸で、総氾濫流量は2億 m^3 である。自主決壊地点は小山地先である。当該区間は江戸川分派後にあり、洪水流量は江戸川との分派率に影響を受ける。計画分派率は本川が0.6であるが、実際には0.8程度の比率で本川へ洪水が流入している¹³⁾。そこで、本ケースではこの分派率が0.6および0.8の場合についてそれぞれ検討する。自主決壊のタイミングは分派率0.6の場合には42時、0.8の場合には46時である。図-3に湛水量の時間変化を示す。また、分派率0.6の場合の自主決壊地点直下流における河道流量および水位を図-4に、湛水深分布 (240時) を図-5に例示する。

図-3より、分派率0.6の場合にはピーク湛水量を約5,300万 m^3 、0.8の場合には約3,000万 m^3 カットしながら、速やかに氾濫流量を減少させていることがわかる。この様子は図-5の湛水の様子からも確認できる。計算終了時 (240時) には、いずれも1.7億 m^3 程度排水しており、自主決壊により平均的に240 m^3/s 程度排水していることになり、大型のポンプ排水をはるかにしのぐ排水効果が見られた。一方図-4のように、この排水により分派率0.6の場合には、河道のピーク流量が自主決壊をしない場合に比べ1,300 m^3/s 近く、水位が70cm近くそれぞれ急激に上昇している。ただし、これは分派率0.6の場合のピーク流量や水位を上回っておらず、仮に分派率0.8に対する河道整備がなされればこの自主決壊による下流への危険性はない。このような急激な河道の流況変化を回避するには、自主決壊のタイミングを遅らせることで対応できる。なお、分派率0.8の場合にはこのような変化は見

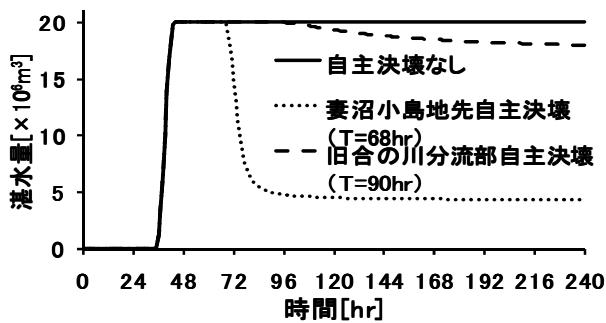


図-6 湛水量の時間変化（ケース3）

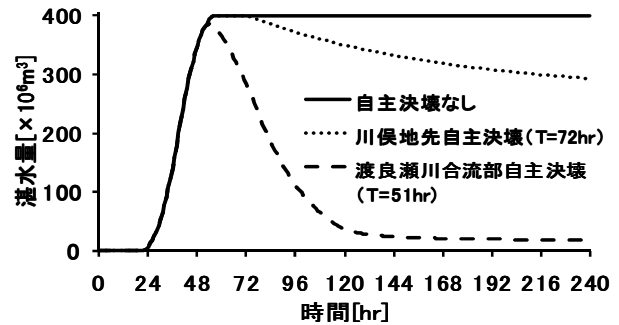


図-8 湛水量の時間変化（ケース4）

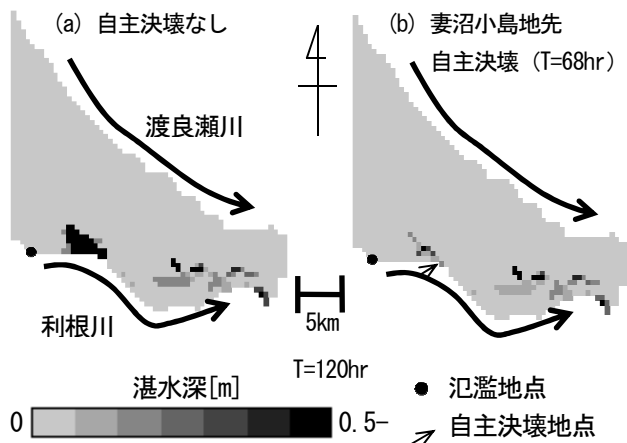


図-7 自主決壊の有無による湛水深分布（ケース3）

られなかった。この差異は、分派率の違いによって生じる河道と氾濫域の水位差の大小が、氾濫水の排水動態に影響をおよぼしたためである。

(3) ケース3：伊勢崎・太田沿川氾濫

ここでは小山川合流部から渡良瀬川合流部下流を対象区間とし、利根川左岸堤防、渡良瀬川右岸堤防、渡良瀬遊水地周囲堤、旧合の川左岸堤防が氾濫解析の外部境界をなす。氾濫地先は河口から170.5km左岸で、総氾濫流量は2,000万 m^3 である。自主決壊地点は妻沼小島地先と旧合の川分流部の2箇所を選定し、決壊タイミングはそれぞれ68時と90時である。図-6に湛水量の時間変化を示す。また、図-7に妻沼小島で自主決壊した場合の湛水深分布（120時）を例示する。

図-6より、両地点ともに自主決壊によってピーク湛水量は低減させていないが、湛水量は低減させており、両地点でその効果に差が生じている。氾濫箇所に近い妻沼小島地先では1,600万 m^3 近く排水しているのに対し、氾濫域の末端にあたる旧合の川合流部では200万 m^3 程度の排水にとどまっており、計算終了においては自主決壊によって平均25 m^3/s 、4 m^3/s 程度それぞれ排水している。この差異は、当該地域での氾濫形態が地形的条件、すなわち氾濫水の多くが妻沼小島の低地に残留することに起因し、またそれ以下は氾濫水が谷田川沿いを進行して利根川堤防から剥離するため、旧合の川合流部での自主決壊

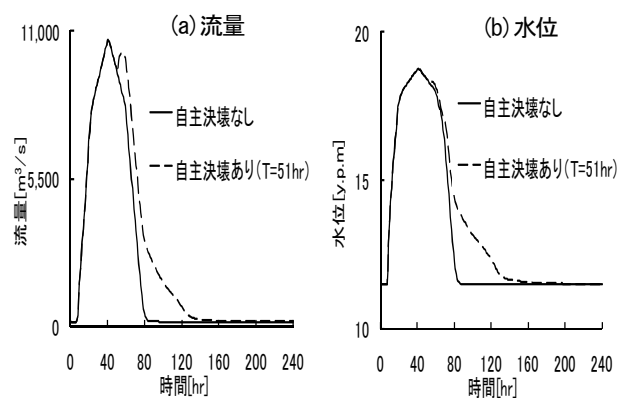


図-9 渡良瀬川合流部直下流の河道流量と水位（ケース4）

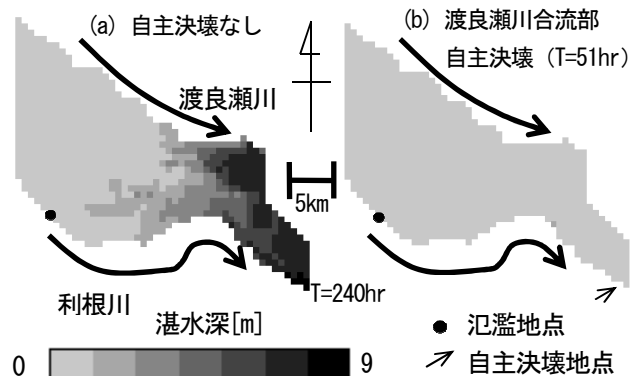


図-10 自主決壊の有無による湛水深分布（ケース4）

の効果が小さかったものである。このような地域ではポンプ排水施設を増強する必要があるだろう。図-7から、自主決壊による妻沼小島周辺での湛水域の減少が確認される。これらの排水による河道流量や水位の増加は、妻沼小島の場合には流量で400～600 m^3/s 程度、水位で最大60cm程度生じているが、いずれもピークを大きく下回っており、また旧合の川合流部の場合にはほとんど見られなかったため、下流側へ危険を与える可能性は低い。

(4) ケース4：渡良瀬貯留型氾濫

ここでは福川合流部から渡良瀬川合流部下流を対象区間とし、利根川左岸堤防、渡良瀬川右岸堤防、渡良瀬遊水地周囲堤が氾濫解析の外部境界をなす。氾濫地先は河口から161.5km左岸で、総氾濫流量は4億 m^3 である。自主決壊地点は川俣地先と渡良瀬川合流部の2箇所を、決壊

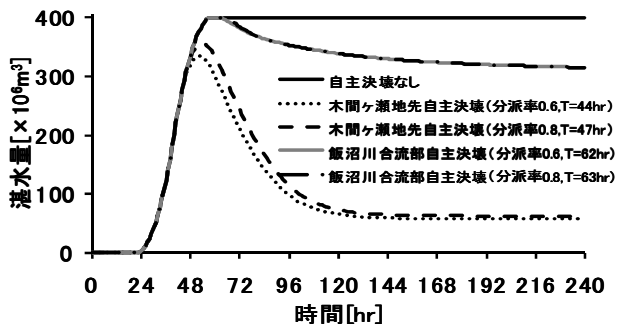


図-11 湛水量の時間変化 (ケース5)

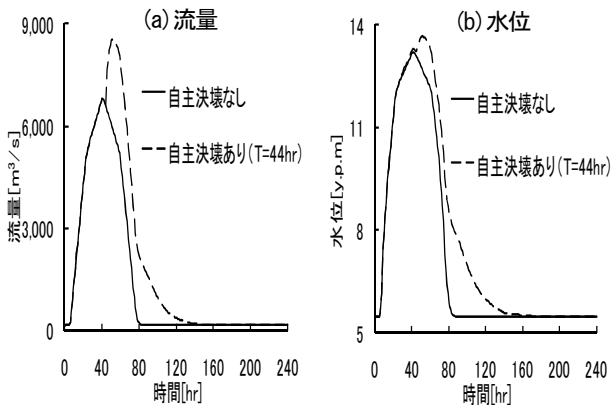


図-12 木間ヶ瀬地先直下流の河道流量と水位 (ケース5)

タイミングはそれぞれ72時と51時である。図-8に湛水量の時間変化を示す。また、渡良瀬川合流部で自主決壊した場合の自主決壊地点直下流における河道流量および水位を図-9に、湛水深分布 (240時) を図-10に例示する。

図-8より、自主決壊によって川俣地先ではピーク湛水量を低減させていないが、240時には1億 m^3 以上の排水を行っており、渡良瀬川合流部では約1,500万 m^3 のピーク湛水量をカットしながら、240時には約3.8億 m^3 の排水を行っている。それぞれ自主決壊から平均約178 m^3/s 、560 m^3/s 程度排水していることとなり、これは、大型のポンプ排水をはるかにしのぐ排水効果である。渡良瀬川合流部でより大量の氾濫水を排水しているのは、ここでの洪水氾濫は渡良瀬川合流部に集約し、氾濫水の流動過程にある川俣地先よりも渡良瀬川合流部で自主決壊をした方が、大きい効果をもたらした。また、図-9に示すように、渡良瀬川合流部ではこの排水により、自主決壊直後に最大2,700 m^3/s 以上の流量増加、最大2.4m以上の水位上昇が生じているが、洪水ピークを上回るものではなく、これによる下流への危険性はない。これより小規模であるが川俣地先でもこのような流量増加や水位上昇を生じるが、同様に下流へ危険性を与えるものではなかった。図-10から、渡良瀬川合流部での自主決壊によって、深い湛水深を伴う洪水氾濫が解消されているのがわかる。

(5) ケース5：古河・坂東沿川氾濫

ここでは渡良瀬川合流部から鬼怒川合流部下流を対象区間とし、利根川左岸堤防、鬼怒川右岸堤防、菅生調節

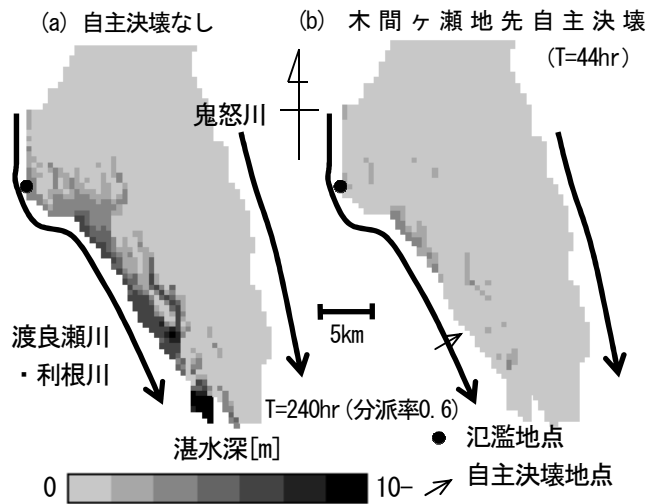


図-13 自主決壊の有無による湛水深分布 (ケース5)

池周囲堤が氾濫解析の外部境界をなす。氾濫地先は河口から132.0km左岸で、総氾濫流量は4億 m^3 である。自主決壊地点は木間ヶ瀬地先と飯沼川合流部の2箇所である。当該区間も江戸川との洪水分派の影響を受けるため、(2)と同様に分派率0.6と0.8についてそれぞれ検討を行う。関宿の下流本川では、栗橋流量にあらためてこれらの分派率を乗じて本川流量としている。決壊タイミングは、木間ヶ瀬地先においては分派率0.6の場合には44時、0.8の場合には47時で、飯沼合流部ではそれぞれ62時と63時である。図-11に湛水量の時間変化を示す。また、分派率0.6のときに木間ヶ瀬地先で自主決壊した場合の自主決壊地点直下流における河道流量および水位を図-12に、湛水深分布 (240時) を図-13に例示する。

図-11より、自主決壊から木間ヶ瀬地先では分派率0.6の場合には約6,600万 m^3 の湛水量のピークカット、240時には約3.4億 m^3 の排水を行っており、この間の平均排水量は約485 m^3/s と大量の排水を行っている。また、飯沼川合流部では分派率によらずピーク湛水量は低減させていないが、240時には約8,500万 m^3 の排水を行っており、この間の平均排水量は約133 m^3/s であり、これは大規模なポンプ排水に匹敵する排水量である。両地点とも自主決壊による大きな排水効果を見せているが、(4)のケースとは逆に、氾濫水の流動過程にある木間ヶ瀬地崎の方が、氾濫水の末端部である飯沼川合流部より排水効果が高いことが特徴的である。当該地域を貫流する利根川は三角州河川で、地形勾配も緩いため氾濫水が広範に広がり、木間ヶ瀬周辺の方が相対的な湛水深は小さいが自主決壊地点の背後にある氾濫流量が多く、また両地間の地盤標高の不連続による地形的な分断もあって、木間ヶ瀬地先で優位な排水効果を見せたものと思われる。

図-12に示すように、木間ヶ瀬地先における分派率0.6のときの自主決壊による排水で、ピークよりも流量が1,700 m^3/s 以上、水位が50cm以上増加している。これによるピーク流量は、当該地点の計画高水10,500 m^3/s 以下

であるため、下流で計画通りの河道整備が進めば問題はないといえるが、このような急激な流況変化の回避には自主決壊タイミングを遅らせることが必要となろう。なお、木間ヶ瀬における分派率0.8の場合の流況変化も計画高水以下であり、飯沼川合流部での流況変化はいずれの分派率でも木間ヶ瀬よりも小さいものであった。図-13から、木間ヶ瀬地先での自主決壊によって、広範に渡って洪水氾濫による湛水が解消されているのがわかる。

4. 堤防自主決壊の実現性について

氾濫水の早期排水を目的とした堤防の自主決壊は、冒頭でも記したように、近年においても破堤氾濫を伴う水害時にはしばしば見受けられるし、実行されないまでも、この要請がなされる事例もある。こうした背景には、実際の洪水氾濫時に必ずしも速やかな排水が実行できるとは限らない実態があるということがいえる。換言すれば、現実の水害の被災者にしてみれば、堤防を切る行為は現実的な減災手段である一方、河川管理者にとっては下流や対岸との利害関係を生ずる可能性があるため、重要な危機管理手段であるといえよう。したがって、事前に洪水氾濫のパターンごとに決壊場所やタイミング、リスクなどを緻密にシミュレートしておき、水害の激甚災害化が予期される場合には自主決壊をスムーズに許可できる態勢を整えておくことで、この実現性が高まるものと思われる。また、河川構造物である堤防に損傷を与える行為も河川法や刑法上通常は許されないため、自主決壊に関する法的規制の明文化と同時に弾力化がなされれば、より合理的に自主決壊を行えると考える。

5. おわりに

本研究では、氾濫水の速やかな排水を目的とした堤防自主決壊に焦点をあて、利根川における5ケースの洪水氾濫を対象に、数値シミュレーションを用いて効果の検証を行った。得られた主な知見を以下に記す。

- ・河道水位が氾濫水位を下回った洪水減水期に幅100mで自主決壊を行った結果、適切な場所選定がなされれば、多くのケースで大型のポンプ排水をしのぐ排水効果が見られた。特に、妻沼や川俣、渡良瀬川合流部の北川辺、木間ヶ瀬などの低地で大きな効果を発揮した。
- ・氾濫水が河川堤防沿いから剥離するような氾濫形態の場合には自主決壊の可能地点が限定され、またこの効果が低く、このような場合にはポンプ施設などを増強したり、自主決壊の効果が高まるような氾濫水の誘導や、別の自主決壊箇所を検討することも必要となろう。
- ・自主決壊による氾濫水の排水によって、河道の流量や水位が急増する場合が見られた。これは特に自主決壊

による排水効果が高い場合に顕著であった。本検討では極端に下流側の安全度を脅かすケースはなかったが、下流の河道整備の進捗が遅れている場合には慎重を要する。これを回避するには、本検討で示したタイミングよりも自主決壊を遅らせることが有効である。

実際の洪水氾濫時に現場で自主決壊を判断し、実施することは過酷であり、このような事前シミュレーションを行い、危機管理体制を立案しておくことは、減災計画上の意義は高いものであろう。しかし同時に、堤防損傷に関する法的規制、排水によって生じる対岸堤防の破堤危険性、複数のピークを持つ洪水への対応などの検討も要求されよう。なお、自主決壊後に再び洪水が発生した場合、一般的にはまず上流側破堤口から堤内地へ緩やかな氾濫が始まり、自主決壊口からはその氾濫水を排水できることとなる。一方、自主決壊口から洪水が逆流してくる場合でも堤内地の残留水位によりこれも緩やかな氾濫となろう。また、上流側破堤口と自主決壊地点での氾濫形態は破堤氾濫とはならないとともに、他区間での破堤危険性を緩和する効果も有しているため、新たな破堤氾濫箇所が生じる場合よりも被害は抑制されよう。

今後は自主決壊の有害性や、自主決壊により生じる複雑な流体運動を考慮できる、より精緻な数値計算モデルや破堤モデルを用いて検討を加えていく予定である。

参考文献

- 1) 高橋裕：新版 河川工学，東京大学出版会，2008。
- 2) 大熊孝：堤防の自主決壊による氾濫水の河道還元に関する研究，土木史研究 第18号，pp.190-199，1998。
- 3) 高橋裕，岩屋隆夫，沖大幹，島谷幸宏，寶馨，玉井信行，野々村邦夫，藤芳素生編集：川の百科事典，丸善，2009。
- 4) 宮村忠：水害 治水と水防の知恵，1985。
- 5) 建設省近畿地方建設局：淀川百年史，1974。
- 6) 建設省関東地方建設局：利根川百年史，1987。
- 7) 高橋裕：人為的破堤の事例と課題，災害の研究 第30巻，災害科学研究会編，損害保険料率算出機構，pp.71-79，1999。
- 8) 末次忠司，小林裕明，舘健一郎：氾濫許容型治水について，土木研究所資料，第3521号，1997。
- 9) 建設省河川局治水課・水政課：鳥居川の堤防破壊，河川，日本河川協会，pp.125-127，1995。
- 10) 佐藤裕和，磯部雅彦：氾濫水の河道還元効果を中心とした堤防自主決壊の特性，水文・水資源学会誌（投稿中）。
- 11) 内閣府中央防災会議：利根川浸水と想定の種類区分（案），第5回大規模水害対策に関する専門調査会資料7，2004。
- 12) 栗城稔，末次忠司，海野仁，田中義人，小林裕明：氾濫シミュレーション・マニュアル（案），土木研究所資料，第3400号，1996。
- 13) 国土交通省関東地方整備局：利根川・江戸川の現状と課題（案），第2回利根川・江戸川有識者会議資料-3，2007。

(2010. 4. 8受付)