

平成 27 年 9 月 関東・東北豪雨による 関東地方災害調査報告書



2016 年 3 月

2015 年 関東・東北豪雨災害 土木学会・地盤工学会

合同調査団 関東グループ

<表紙写真>

提供：国土交通省関東地方整備局

目 次

第1章 今次豪雨災害の概要	
1.1 被害の概要 [清水義彦・二瓶泰雄]	1
1.2 調査団の構成 [二瓶泰雄]	7
第2章 気象・降雨特性	
2.1 降水の時空間分布とメカニズム [山田朋人]	9
2.2 今回鬼怒川洪水をもたらした豪雨の統計解析 [芳村圭]	18
2.3 降雨の時空間分布と確率年について [山田正]	21
第3章 鬼怒川における洪水被害	
3.1 降雨流出特性	30
3.1.1 降雨流出解析 [山田正]	30
3.1.2 上流域の流出特性と分布型降雨流出解析 [佐山敬洋]	39
3.2 河道流況特性	45
3.2.1 鬼怒川の河道貯留効果に関する検討 [池田裕一・飯村耕介]	45
3.2.2 1次元不定流計算による水位の再現について [清水義彦]	47
3.2.3 破堤と溢水が河道内の水位に与えた影響の推定 [安田浩保]	49
3.3 洪水氾濫特性	53
3.3.1 浸水深観測結果 [大槻順朗・二瓶泰雄・永野博之 ・田中昌宏・富田邦裕・佐山敬洋]	53
3.3.2 浸水深の空間分布 [佐山敬洋・大槻順朗・永野博之・二瓶泰雄]	59
3.3.3 家屋被害 [永野博之・大槻順朗・二瓶泰雄]	63
3.3.4 洪水氾濫挙動への八間堀川の影響 [大槻順朗・二瓶泰雄]	65
3.3.5 洪水氾濫解析 [永野博之・大槻順朗・石田義明・二瓶泰雄]	70
第4章 鬼怒川の堤防被災状況	
4.1 被災状況の全体像 [二瓶泰雄]	75
4.2 堤防被災と地形・地質・地盤沈下との関係 [村上哲]	81
4.3 決壊・溢水状況 [二瓶泰雄・大槻順朗]	85
4.4 漏水地点 [岡村未対・坂本淳一・新清晃]	92
4.5 決壊地点の落堀形成状況 [田中規夫・八木澤順治]	97
第5章 鬼怒川以外の河川における豪雨災害	
5.1 茨城県の河川被害 [田中規夫・八木澤順治・村上哲]	100
5.2 栃木県の河川被害	105
(1) 概況 [池田裕一・飯村耕介]	105

(2) 小山市における浸水被害の発生状況 [池田裕一・飯村耕介]	…………… 108
(3) 黒川（鹿沼市奈佐原地区）被災の概要 [松本健作]	…………… 110
第6章 避難行動	
6.1 行政の災害対応と情報伝達	…………… 113
6.1.1 避難に関する情報伝達 [山田正]	…………… 113
6.1.2 行政からの情報伝達と避難行動 [白川直樹]	…………… 127
6.2 住民の避難状況 [山田正]	…………… 131
第7章 土砂災害	
7.1 概要 [清木隆文・海野寿康・近藤伸也]	…………… 147
7.2 大規模な土砂災害箇所の例	…………… 158
7.2.1 芹沢地区 [若井明彦・櫻井正明]	…………… 158
7.2.2 白石川地区 [櫻井正明・若井明彦]	…………… 162
第8章 豪雨災害と環境	
8.1 鬼怒川上～下流域の河川景観・植生への洪水流のインパクト [宮本仁志]	…………… 165
8.2 河畔砂丘と植生 [大槻順朗]	…………… 168
第9章 今後の災害に対する被害軽減への提言	…………… 170
謝辞	

第1章 今次豪雨災害の概要

1.1 被害の概要

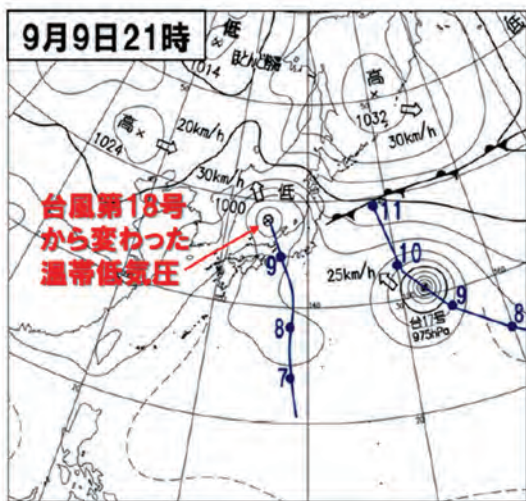
2015年9月に接近・来襲した台風17, 18号に伴って、西日本から北日本の広い範囲で大雨となり、全国で死者8名、家屋被害約2万棟という甚大な被害が発生した¹⁾。中でも栃木県・茨城県を流れる鬼怒川では堤防決壊・溢水が発生し、広範囲の洪水氾濫が発生した。本節では、鬼怒川を中心とした被害状況¹⁾や各機関の対応状況を記述する。

(1) 気象概況

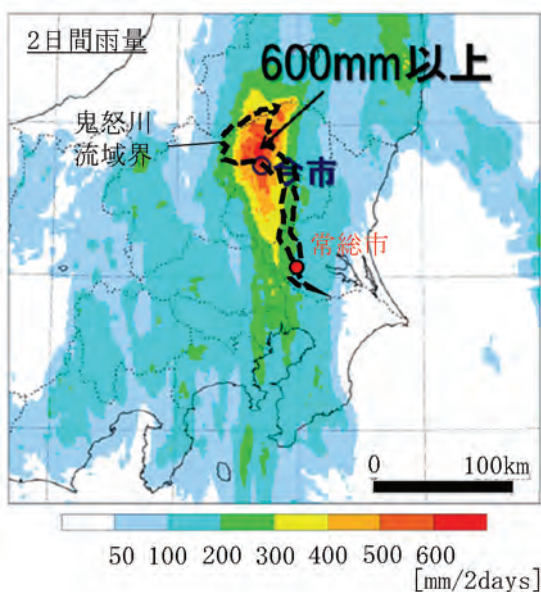
台風18号は2015年9月7日に沖ノ鳥島の東海上で発

生し、その後北上し、9日10時には愛知県渥美半島に上陸し、同日15時には日本海に抜け温帯低気圧となった。この台風18号と温帯低気圧、同時発生していた台風17号により、南からの温かい湿った空気が流れ込んだ影響で、幅100~200kmの南北に伸びた線上降水帯が、関東地方と東北地方に形成された(図1.1-1)。

栃木県日光市では総降水量(9月7~11日)が600mmを越え、これは月降水量平年値の2倍強となった。また、栃木県と茨城県において観測史上1位を更新した地点数は、1時間、3時間、24時間降水量についてそれぞれ0, 4, 9となった。流域平均3日間雨量では、鬼怒川の石井地点上流域では501mm、思川では428mm、巴波川では379mmとなり、これまでの最多を記録した(各河川流域の位置は図1.1-2を参照)。



(a)地上天気図(9/9 21時)



(b)二日間雨量(9/8 21時~9/10 21時)

図1.1-1 気象概況²⁾

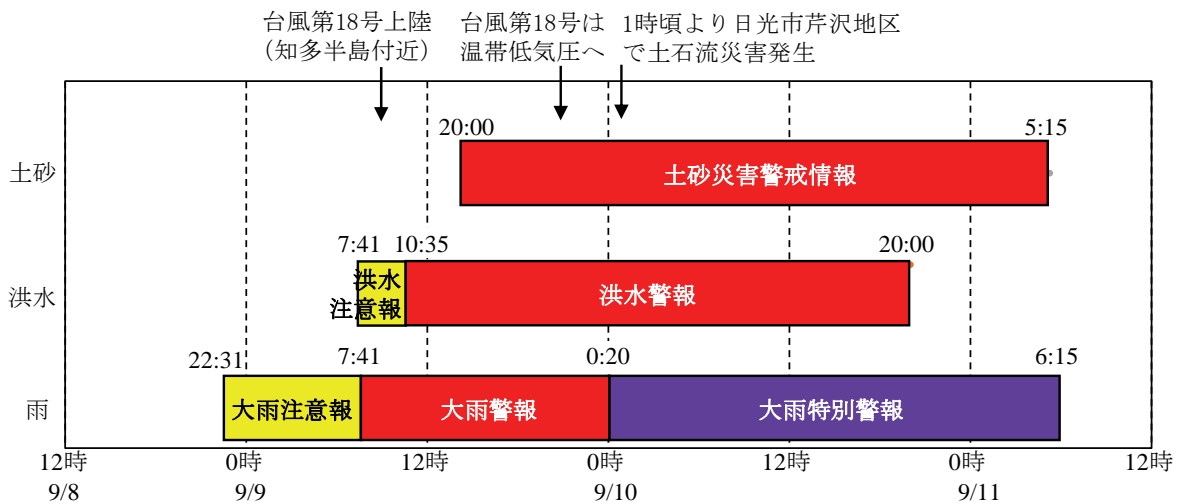
(2) 気象情報等発表状況

このような状況下において行われた気象情報などの発表状況を取りまとめたものを図1.1-3に示す。これは、気象庁の災害時気象報告⁴⁾に基づいて、災害の発生した主な市町村である栃木県日光市と茨城県常総市について表示している。ここでは、大雨と洪水、土砂災害に関する警報に関して示している。また、常総市に関しては指定河川である鬼怒川のはん濫情報も記載している。

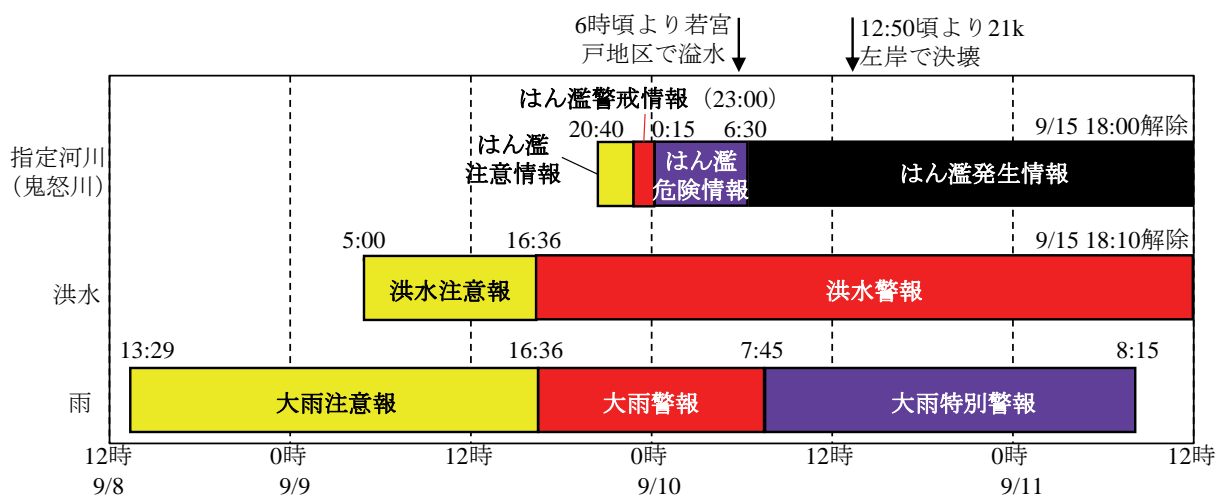
これより、栃木県日光市では、9/8 22:31に大雨注意報、9/9 7:41大雨警報が発令された。その後、台風が上陸、日本海に抜けた後、土砂災害警戒情報が9/9 20:00に出された。さらに9/10 0:20には栃木県全域に大雨特別警報(土砂災害、浸水害)が出され、同日1時



図1.1-2 流域図³⁾



(a) 栃木県日光市



(b) 茨城県常総市

図 1.1-3 気象情報等発表状況³⁾

ごろから日光市芹沢地区において土石流災害が発生した。この土砂災害に関しては7. で詳述する。

一方、茨城県常総市では、日光市よりも早い9/8 13:29に大雨注意報が発令されたが、大雨警報は翌9日 16:36に発表された。また、洪水注意報は同じ9日 5:00、洪水警報は16:36にそれぞれ出された。指定河川・鬼怒川では、9/9 20:40にはん濫注意情報、同日23:00にはん濫警戒情報、翌10日 0:15にはん濫危険情報が出された。その後、同日6時ごろに鬼怒川左岸25.35k付近の常総市若宮戸地区にて溢水^{注)}が発生し、6:30にはん濫発生情報が出された。その後、茨城県全域に大雨特別警報（土砂災害、浸水害）が7:45に出されると共に、8:00にはん濫発生情報（上記若宮戸地区に加え、筑西市船玉（左岸44.1k付近）、筑西市伊佐山（川島橋）（左岸45.9k付近））が出された。12:50頃には鬼怒川左岸21k付近（三坂町地区）にて堤防決壊が発生し、再びはん濫発生情報（左岸21k付近よりはん濫）が出された。このように鬼怒川における溢水や決壊により大量の氾濫水が鬼怒川左

岸に流入し、茨城県常総市にて広域の浸水被害が発生した。なお、行政からの避難勧告・指示などに関しては、6. において説明する。

(3) 人的・物的被害の全体像

表 1.1-1 は、全国における人的・物的被害をまとめたものである（内閣府¹⁾、H28年2月19日現在）。このように、全国では、死者8名、重傷者8名、軽傷者72名の人的被害を受け、また物的被害としては、全壊80棟、半壊7,022棟、一部損壊343棟、床上浸水1,925棟、床下浸水10,353棟であり、住家・非住家の被害合計が19,881棟となった。このうち、茨城県・栃木県合計の人的被害は死者6名、重傷者4名、軽傷者56名、物的被害は、全壊76棟、半壊6,450棟、一部損壊29棟、床上浸水1,287棟、床下浸水7,701棟となっており、被害が顕著になっていることが分かる。牛山⁵⁾は、2015年関東・東北豪雨の被害状況を我が国で生じた1999～2014年における災害データと比べ、死者・行方不明者8名は

表 1.1-1 人的・物的被害の概要（内閣府資料¹⁾，平成 28 年 2 月 19 日現在）

都道府県	人的被害[人]				住家被害[棟]					非住家被害[棟]	計[棟]
	死者	行方不明者	重症	軽傷	全壊	半壊	一部破損	床上浸水	床下浸水		
宮城県	2		1	2	2	572	298	138	727	2	1,739
山形県			1					13	17		30
福島県					2		6	43	163		214
茨城県	3		3	51	54	5,486		185	3,767		9,492
栃木県	3		1	5	22	964	29	1,102	3,934	153	6,204
埼玉県				3			2	374	1,482		1,858
千葉県							1	33	109		143
他			2	11			7	37	154	3	201
全国	8		8	72	80	7,022	343	1,925	10,353	158	19,881

鬼怒川下流域における一般被害の状況	
項目	状況等
人的被害	常総市 (死亡2名、重症3名、中等症21名、軽症20名) (10月30日16時現在)
住家被害	常総市 (全壊53、大規模半壊1,575、半壊3,475、床上浸水148、床下浸水3,072) 結城市 (大規模半壊6、半壊44、床上浸水1、床下浸水155) 筑西市 (大規模半壊68、半壊3、床下浸水18) 下妻市 (全壊1、半壊39、床上浸水16、床下浸水110) つくばみらい市 (半壊13、床上浸水1、床下浸水21)
救助者	ヘリによる救助者数 1,339人 地上部隊による救助者数 2,919人
避難指示等	①避難指示 11,230世帯、31,398人 ②避難勧告 990世帯、2,775人 (※9月24日16時現在・常総市)
避難所開設等	避難者数 7,032人 (※9月11日7時現在・常総市及び下妻市)

(茨城県災害対策本部 平成28年1月22日16時以前の発表資料より
常総市等、関連を抜粋)



図 1.1-4 鬼怒川下流域の一般被害状況⁶⁾

ほぼ毎年発生する頻度であるが、家屋被害は数年に一度程度の頻度であると述べている⁵⁾。

(4) 鬼怒川での被害状況⁶⁾

鬼怒川では観測史上最大の洪水流量となり、決壊1箇所(三坂町地先、21k地点左岸)と7箇所の溢水、また、下流域を中心に堤体・基盤の漏水が多発した。特に、若宮戸地区(25.35k、24.75k左岸)において大規模に溢水し、三坂町地区(21k地点左岸)では越水^{注)}し、その後12時50分頃に決壊した。この氾濫によって茨城県常総市が浸水し、その氾濫面積は常総市の約1/3の面積に相当する約40km²にわたり、市災害対策本部が設置され

た常総市役所も孤立した。

この鬼怒川下流域における一般被害状況を図1.1-4に示す⁶⁾。このように、全国で死者8名中、鬼怒川下流域常総市では死者2名であった。住家被害は常総市に集中的に発生しているものの、沿川の結城市、筑西市、下つくばみらい市でも大きな被害が生じた。避難指示・勧告等は最終的には約3万4千人に出されたが、避難の遅れ等により多くの住民が取り残された。結果的に、ヘリによる救助者数1339人、地上部隊による救助者数2919人に上った。破堤氾濫の流勢の強さと共に、氾濫による湛水が、道路冠水による交通の遮断、関東鉄道常総線の停止、停電、断水、情報通信の途絶を引き起こしたこと

表 1.1-2 河川構造物の被害状況（鬼怒川は国交省⁶⁾ の情報を記載，その他の河川は国交省⁷⁾ より集計）

	国管理						県管理河川			
	利根川水系				那珂川水系	荒川水系	茨城県	栃木県	埼玉県	千葉県
	鬼怒川	利根川	小貝川	他	那珂川他	都幾川				
決壊	1			0			8	4		
溢水	7	2		0			4	10	8	
越水	0			0		1	17	1		
漏水	23	1		0			4	0		
法崩れ・すべり	7	2	7	2			126	8	2	
堤防・河岸洗掘	31	6	3	5	54		0	0	1	2
その他	28	1	7	9	3		0	1	2	

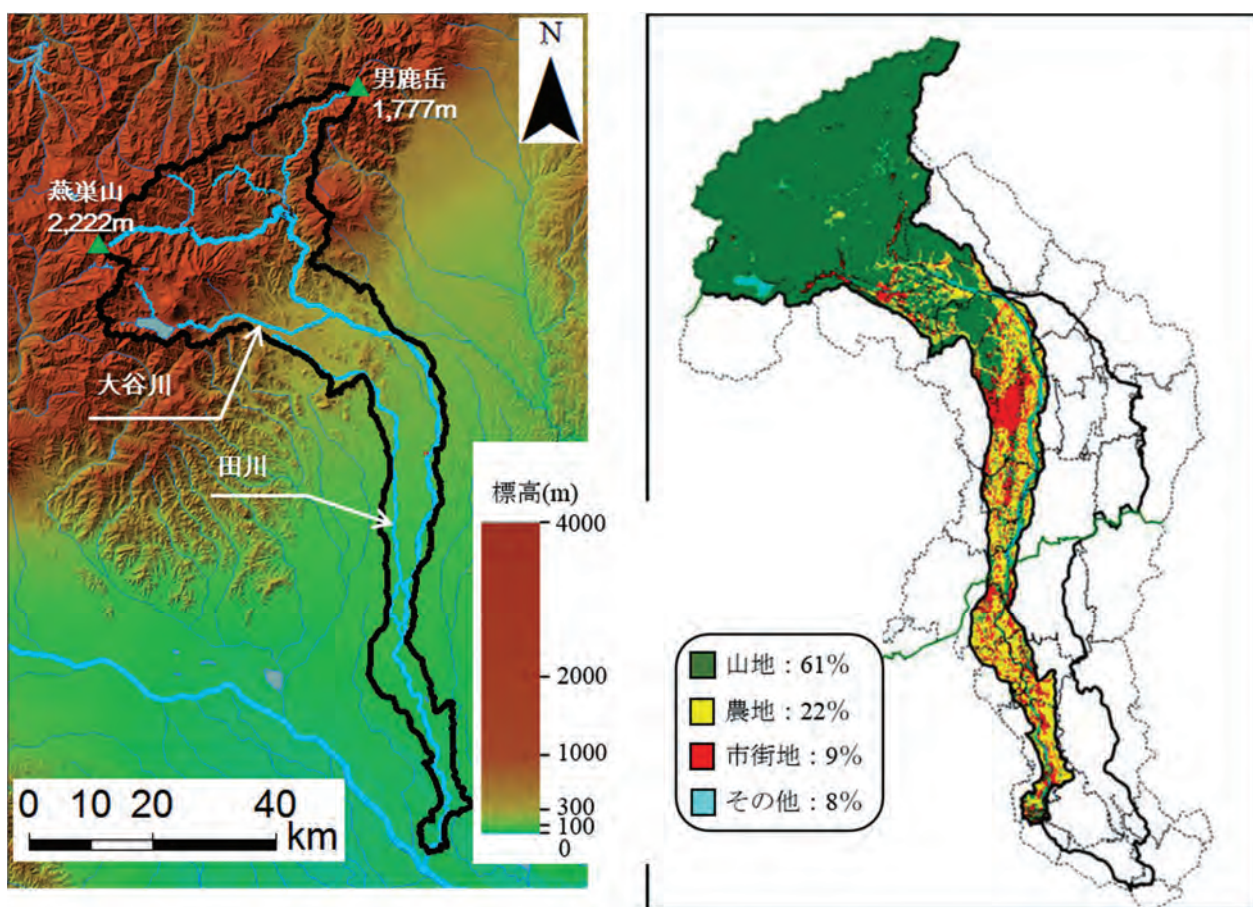


図 1.1-5 鬼怒川流域の標高（左）と土地利用状況（右）¹⁰⁾

も、多くの救助者を生んだ要因の1つと考えられる。また、40km²にわたる広域の浸水が発生したため、国土交通省の全国の地方整備局の応援により、決壊当日（9/10）からポンプ排水が行われた。その結果、約780万m³の排水が実施されたが、宅地や公共施設の浸水の解消には9/19までの約10日間も要した。

鬼怒川を含む関東地方における河川構造物の被災状況を表 1.1-2 に示す。このように、鬼怒川の被害が突出すると共に、鬼怒川以外の国管理河川においても溢水や越水、漏水が発生した。また、茨城県や栃木県の県管理河川でも決壊・越水箇所が多数発生したことが分かる。な

お、鬼怒川に設置されている CCTV カメラにより、破堤直後の様子が撮影された⁸⁾。また、国土地理院が無人航空機（ドローン）により破堤状況の様子を上空から撮影した⁹⁾。

(5) 鬼怒川と常総市の概要

最も大きな洪水氾濫をもたらした鬼怒川の概要を、鬼怒川・小貝川有識者会議資料¹⁰⁾に基づいて述べる。鬼怒川は、栃木県日光市鬼怒沼（標高 2040m）を水源として、栃木県と茨城県を流れ、利根川に合流する一級河川である。幹川流路延長が 177km、流域面積が 1760km²であ



図 1.1-6 利根川水系における過去 80 年間の破堤状況 (吉川¹¹⁾ に一部加筆)

り、そのうち山地部が 64.5%，平野部が 35.5%である。流域人口は約 55 万人である。図 1.1-5 に示すように、支川には大谷川 (流域面積 256km²) や田川 (同 260km²) がある。また、土地利用状況としては、山地 61%，農地 22%，市街地 9%，その他 8%となっている。鬼怒川の上流部は深い渓谷が見られるが、中流部では川幅も広がり (約 700m)，礫河原が形成されている。沖積平野に位置する下流部では自然堤防が発達し、狭い川幅 (300m 程度) の河道となっている。また、上流には 4 つのダム (五十里ダム、川俣ダム、川治ダム、湯西川ダム) が存在する。

鬼怒川は、江戸時代初期までは小貝川と合流し常陸川 (今の利根川) に注いでいた。利根川付け替え工事が始まり、1629 年には大木台地 (守谷市) を掘削して利根川につなぎ、鬼怒川と小貝川は分離した。この鬼怒川と小貝川は過去から幾度と無く洪水氾濫に見舞われている。図 1.1-6¹¹⁾ に示すように、鬼怒川や小貝川では、過去 80 年間に何箇所も破堤している。近年では 1986 年 (昭和 61 年) 8 月に 24 時間で 300mm を越える記録的大雨により上流側の無堤部からの溢水と 2 箇所の堤防決壊が生じ、浸水面積 43km²、浸水家屋 4500 戸に及んだ。

今次災害において浸水被害が集中した常総市は、面積 123.6km²、標高 5~24m である。市の中央部に鬼怒川が流れる。人口は平成 28 年 3 月 1 日現在で 64,361 人 (23,170 世帯) であり、内、外国人は 3,989 人 (全体の 6.2%) である。

注) 溢水と越水の使い分けとして、国交省 HP¹²⁾ より、「川などの水があふれ出ること。堤防がないところでは「溢水」、堤防のあるところでは「越水」を使う」とする。

参考文献

- 1) 内閣府：平成 27 年 9 月関東・東北豪雨による被害状況等について (平成 28 年 2 月 19 日版)，2016。
- 2) 気象研究所：平成 27 年 9 月関東・東北豪雨の発生要因 (平成 27 年 9 月 18 日報道発表資料)，<http://www.mri-jma.go.jp/Topics/H27/270918/press20150918.pdf>。
- 3) 栃木県：思川圏域河川整備計画 (変更)，平成 27 年 3 月。
- 4) 気象庁：災害時気象報告 平成 27 年 9 月関東・東北豪雨及び平成 27 年台風第 18 号による大雨等 (平成 27 年 12 月 4 日)，2015。

- 5) 牛山素行：平成 27 年 9 月関東・東北豪雨による犠牲者の特徴，土木学会論文集 B1（水工学），Vol.72，No.4，pp.I_1297-I_1302，2016.
- 6) 国土交通省 水管理・国土保全局：平成 27 年 9 月関東・東北豪雨に係る被害及び復旧状況等について（平成 28 年 1 月 29 日），2016.
- 7) 国土交通省：台風第 18 号及び第 17 号による大雨（平成 27 年 9 月関東・東北豪雨）等に係る被害状況等について（第 28 報，平成 27 年 10 月 1 日 15 時時点），2015.
- 8) 国土交通省関東地方整備局：
<http://www.ktr.mlit.go.jp/bousai/bousai00000091.html>.
- 9) 国土地理院：UAV で鬼怒川破堤箇所を撮影，
<https://www.youtube.com/watch?v=WFipyGXyDFg&feature=youtu.be>.
- 10) 国土交通省関東地方整備局：第二回鬼怒川・小貝川有識者会議資料，2006.
- 11) 吉川勝秀：新河川堤防学，技報堂出版，pp.1-446，2011.
- 12) <http://www.cbr.mlit.go.jp/kisojyo/explanation/>.

(清水 義彦・二瓶 泰雄)

1.2 調査団の構成

このような災害を受け、まず、(公社)土木学会では、初動調査として2015年9月13日に現地調査を実施した(団長 中央大学 山田正)。調査地は、鬼怒川の堤防決壊地点(21k左岸)とその周辺であった。また、今回の豪雨では、渋井川の堤防決壊を始めとして東北地方にも甚大な水害のほか、地すべり等の災害が広域にわたり発生した。

その調査結果を受けて、土木学会水工学委員会、地盤工学委員会、関東支部、東北支部、(公社)地盤工学会による「2015年関東・東北豪雨災害 土木学会・地盤工学会合同調査団」(団長 中央大学 山田正)が結成された。この合同調査団は関東グループと東北グループに分かれているが、本報告書では、関東グループによるも

のである。表1.2-1は、関東グループの調査団員リストである。総勢48名のメンバーからなり、今次災害を鑑みて、水工、地盤、避難行動などの様々な専門性を有する構成となっている。この調査団全体による調査としては、2015年10月16日に行われ、鬼怒川決壊地点や溢水・漏水地点、氾濫域にある常総市役所や八間堀川などを限なく踏査すると共に、国土交通省関東地方整備局から情報収集が行われた。

なお、本報告書は、約半年間の現地調査、情報収集、データ解析、数値シミュレーション等に基づくものである。また、本報告書に記載されたものの一部は、現時点では十分に検討できていないものも含まれるため、今後結果の一部が修正される可能性があることに注意された。

(二瓶 泰雄)

表 1.2-1 土木学会・地盤工学会合同調査団関東グループの構成(その1)

区分	氏名	勤務先	選出母体
団長	山田 正	中央大学	水工学委員会
副団長	岡村 未対	愛媛大学	地盤工学委員会/地盤工学会
副団長	清水 義彦	群馬大学	水工学委員会
幹事長	二瓶 泰雄	東京理科大学	水工学委員会
団員	池田 裕一	宇都宮大学	水工学委員会
団員	飯村 耕介	宇都宮大学	水工学委員会
団員	田中 規夫	埼玉大学	水工学委員会
団員	八木澤 順治	埼玉大学	水工学委員会
団員	大槻 順朗	東京理科大学	水工学委員会
団員	永野 博之	東京理科大学	水工学委員会
団員	松本 健作	群馬大学	水工学委員会
団員	金井 昌信	群馬大学	水工学委員会
団員	宮本 仁志	芝浦工業大学	水工学委員会
団員	富田 邦裕	(株)建設環境研究所	水工学委員会
団員	松田 寛志	日本工営(株)	水工学委員会
団員	大瀧 諭	日本工営(株)	水工学委員会
団員	山田 朋人	北海道大学	水工学委員会
団員	芳村 圭	東京大学	水工学委員会
団員	安田 浩保	新潟大学	水工学委員会
団員	田中 昌宏	鹿島建設(株)技術研究所	水工学委員会
団員	佐山 敬洋	京大防災研	水工学委員会
団員	赤穂 良輔	岡山大学	水工学委員会
団員	田中 真也	パンフィックコンサルタンツ(株)	水工学委員会
団員	河上 展久	パンフィックコンサルタンツ(株)	水工学委員会
団員	中川 勝広	(国研)情報通信研究機構	水工学委員会
団員	石田 義明	(株)水工技研	水工学委員会
団員	白川 直樹	筑波大学	水工学委員会
団員	藤田 一郎	神戸大学	水工学委員会

表 1.2-1 土木学会・地盤工学会合同調査団関東グループの構成（その2）

区分	氏名	勤務先	選出母体
団員	海野 寿康	宇都宮大学	関東支部
団員	車谷 麻緒	茨城大学	関東支部
団員	近藤 伸也	宇都宮大学	関東支部
団員	末武 義崇	足利工業大学	関東支部
団員	信岡 尚道	茨城大学	関東支部
団員	小高 猛司	名城大学	地盤工学委員会
団員	近藤 勉	川崎地質(株)	地盤工学委員会
団員	坂本 淳一	中央開発(株)	地盤工学委員会
団員	佐々木 哲也	(国研) 土木研究所	地盤工学委員会
団員	高橋 章浩	東京工業大学	地盤工学委員会/地盤工学会
団員	藤本 弘之	(株)ダイヤコンサルタント	地盤工学委員会
団員	前田 健一	名古屋工業大学	地盤工学委員会
団員	新清 晃	応用地質(株)	地盤工学委員会
団員	清木 隆文	宇都宮大学	地盤工学会
団員	田中 真弓	鹿島建設(株)	地盤工学会
団員	松島 亘志	筑波大学	地盤工学会
団員	村上 哲	茨城大学	地盤工学会
団員	安原 一哉	茨城大学	地盤工学会
団員	櫻井 正明	(株)山地防災研究所	地盤工学委員会/日本地すべり学会
団員	若井 明彦	群馬大学	地盤工学会/日本地すべり学会

第2章 気象・降雨特性

2.1 降水の時空間分布とメカニズム

(1) 総観規模場の気象概況

図2.1-1(a), (d), (g), (j), (m), (p), (s), (v)に、一般財団法人日本気象協会が公表している、2015年9月7日18時から12時間ごとの実況天気図を示す。同図の(b), (e), (h), (k), (o), (q), (t), (w)は実況天気図に対応し

た時刻の1時間平均降水強度[mm/h], (c), (f), (i), (l), (o), (r), (u), (x)は7日0時から各時刻までの積算降水量[mm]である。同図の降水は気象庁Cバンドレーダを用いた。7日の時点では日本列島南岸に沿って停滞前線が位置し、この前線に沿って降水域が存在していたことが分かる。鬼怒川流域に豪雨をもたらす前の事前降水として、利根川流域では7日0時-9日6時の54時間で最大300mm程度の積算降水量があった事が(l)より見て取れる。鬼怒川を中心とした利根川水系流域に未曾有の降水をもた

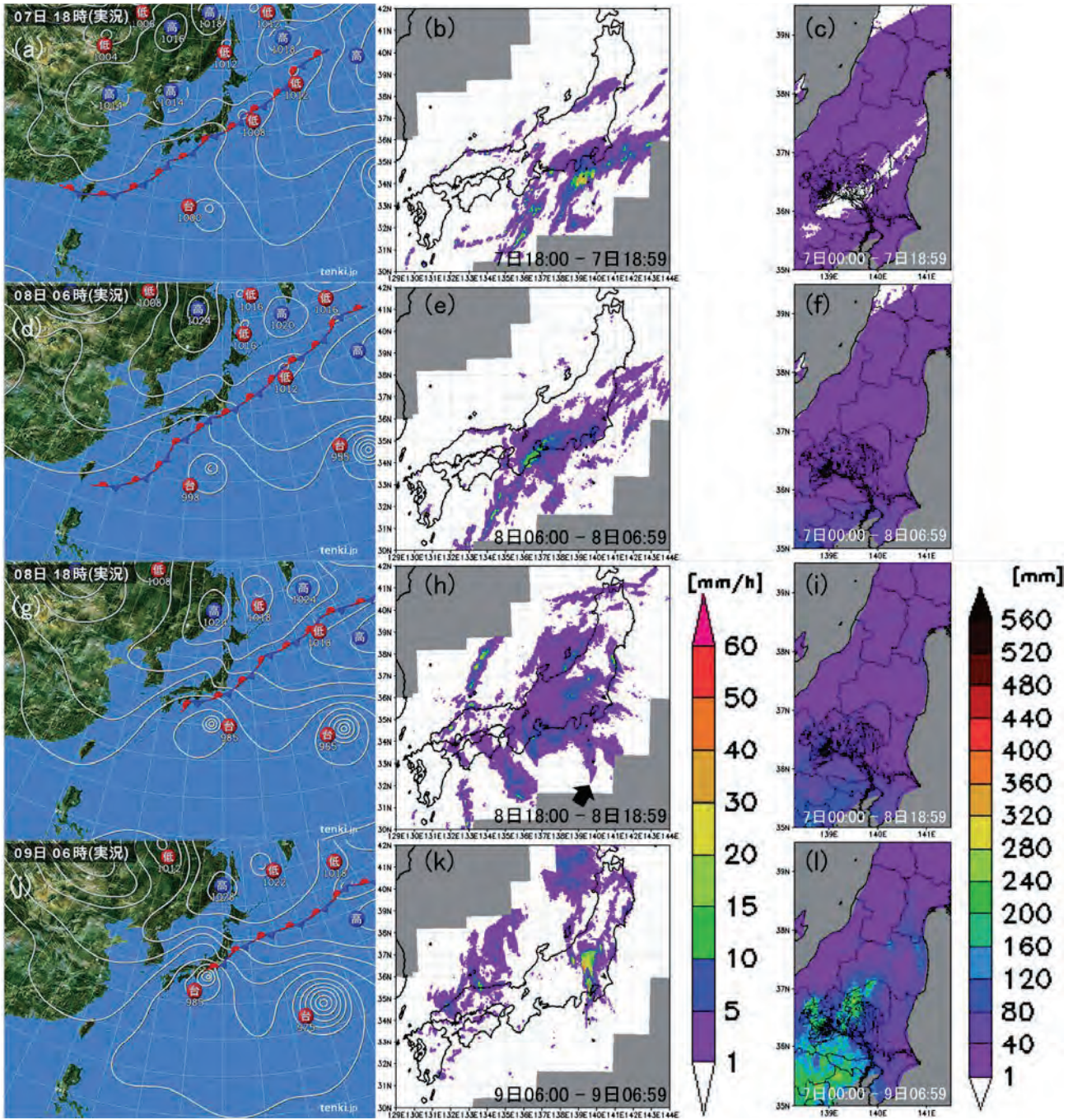


図2.1-1 (次ページに続く) (a), (d), (g), (j), (m), (p), (s), (v) 2015年9月7日18時から12時間ごとの実況天気図。日本気象協会HPより転載。(b), (e), (h), (k), (o), (q), (t), (w)実況天気図と同時刻から1時間平均した降水強度。(c), (f), (i), (l), (o), (r), (u), (x)7日0時から積算降水。降水は気象庁Cバンドレーダより算出。線状降水帯は8日午後形成され始めたが、(h)の黒矢印は、発生初期の線状降水帯の位置を示す。

らした線状降水帯は8日午後形成され始め (h) の黒矢印位置参照) , 9日の午前中には関東を南北に縦断する形状が鮮明となった。同時刻では, 台風18号が近畿地方に上陸し, また太平洋沿岸に台風17号が接近していた (同図(d)参照) 。線状降水帯が消失した11日6時の時点で利根川流域では最大で積算600mm, 東北地方においても積算400mm程度の降水があったことが分かる (同図(x)参照) 。

図2.1-2(a)に, 台風17号, 18号の中心気圧の位置を, 温帯低気圧化後も含めて1時間おきに示す。(b), (c)は台風18, 17号の中心気圧(丸点)と中心気圧の位置の1時間ごとの移動距離(白抜四角点)の時系列である。同図は,

気象庁によるメソ数値予報モデルGPV (MSM, 以下MSM) ¹⁾ の海面更正気圧データ(北緯22.4 - 47.6度, 東経120 - 150度)から算出した。中心気圧の位置は, 同データの気圧が台風(及び温帯低気圧)近傍で最低となる低圧部で定義した。9日午後5時および11日午後10時頃に台風18号(及び温帯低気圧)の中心気圧位置が大きく移動する時刻があるが, これは台風の系全体が大きく移動したわけではなく, あくまで周囲に対する低圧部の移動である。台風18号は9日11時頃日本列島に上陸し縦断後, 同日21時頃日本海沿岸で温帯低気圧化した(気象庁発表の実況天気図を参考)。9日に利根川流域にて線状降水帯が持続しており, その間台風18号は中部地方を北上し

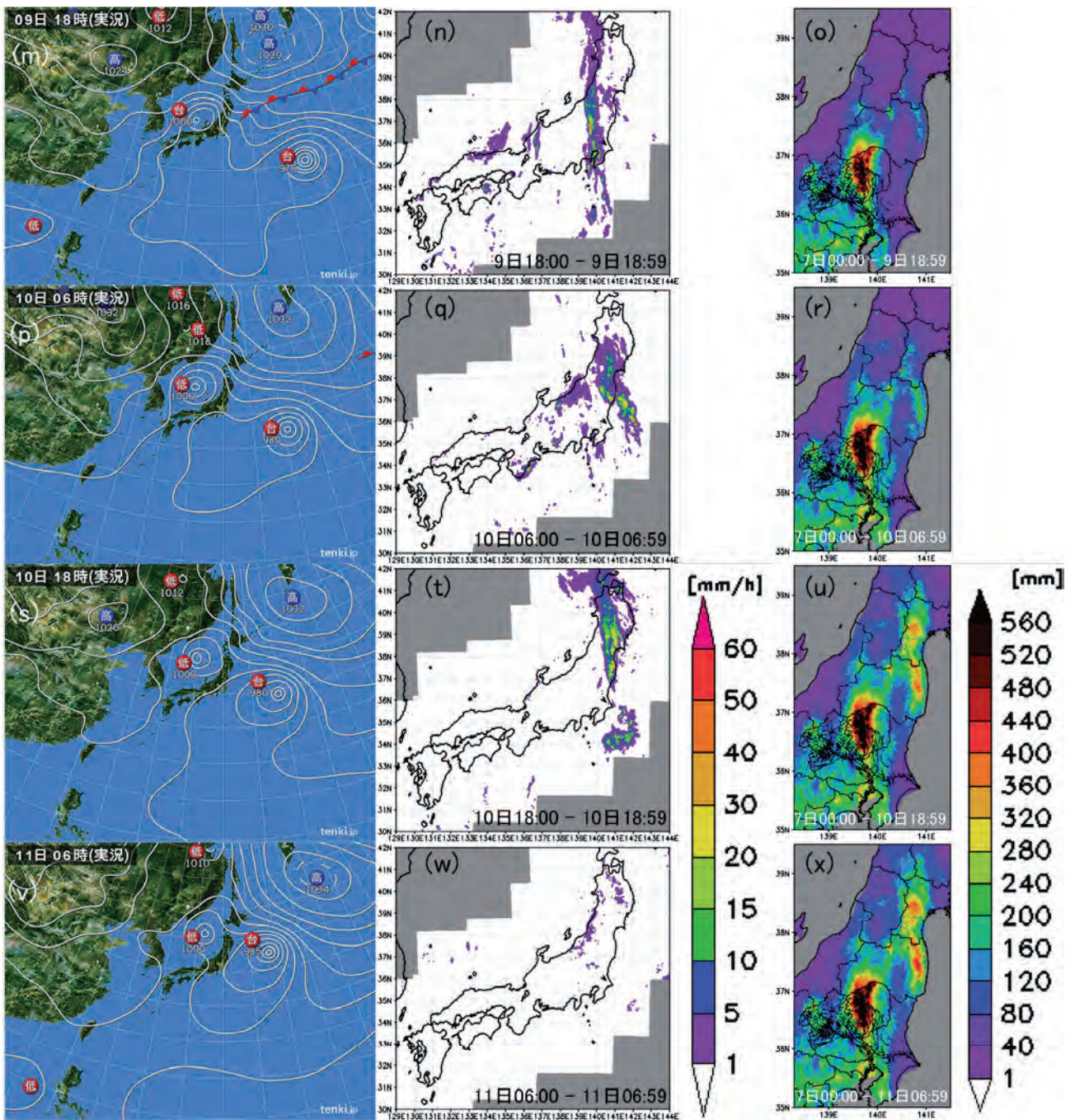


図2.1-1 (前ページの続き)

ていた。線状降水帯の位置が関東沿岸へずれ始める10日早朝から11日にかけては、温帯低気圧化した台風18号は日本海沿岸に停滞した。温帯低気圧化前では、台風18号の中心気圧の移動速度は7日12時-9日9時で36.8km/hであ

ったのに対し、日本海に停滞した9日18時-11日21時では18.7km/hであった。一方、台風17号は11日0時頃には関東地方の真東に到達し、以後、東経148度付近を北上した。図2.1-3は(a)9月9日21時、(b)10日15時、(c)11日8時の

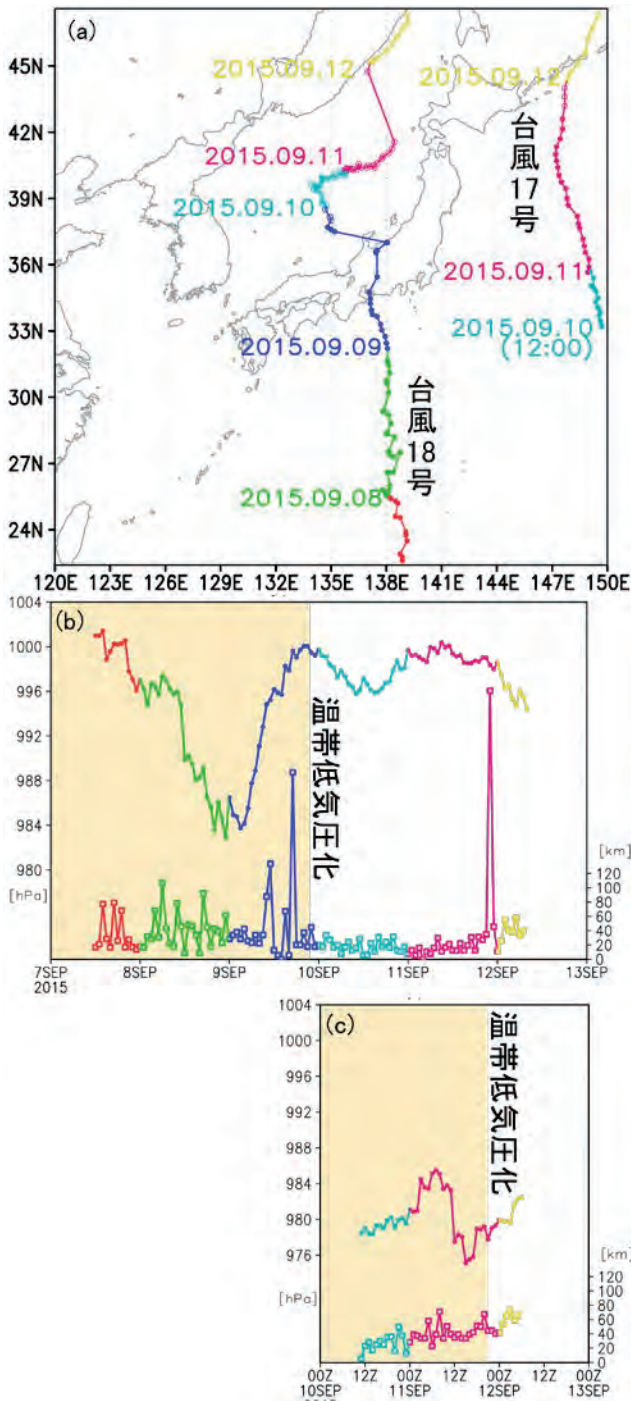


図 2.1-2 (a) 台風 17 号, 18 号の中心気圧の位置の変化 (赤: 2015 年 9 月 7 日, 緑: 8 日, 青: 9 日, 水色: 10 日, ピンク: 11 日, 黄: 12 日, JST) . 1 時間おきにプロットした. (b) 台風 18 号, (c) 台風 17 号の中心気圧 (丸点) と中心気圧の位置の 1 時間おきの移動速度 (白抜四角点) の時系列. 気象庁によるメソ数値予報モデル GPV (MSM) の海面更正気圧データ (北緯 22.4 - 47.6 度, 東経 120 - 150 度) より気圧が最低となる地点を中心気圧として算出した. (b), (c) における温帯低気圧化の時刻は, 気象庁発表の実況天気図を参考とした.

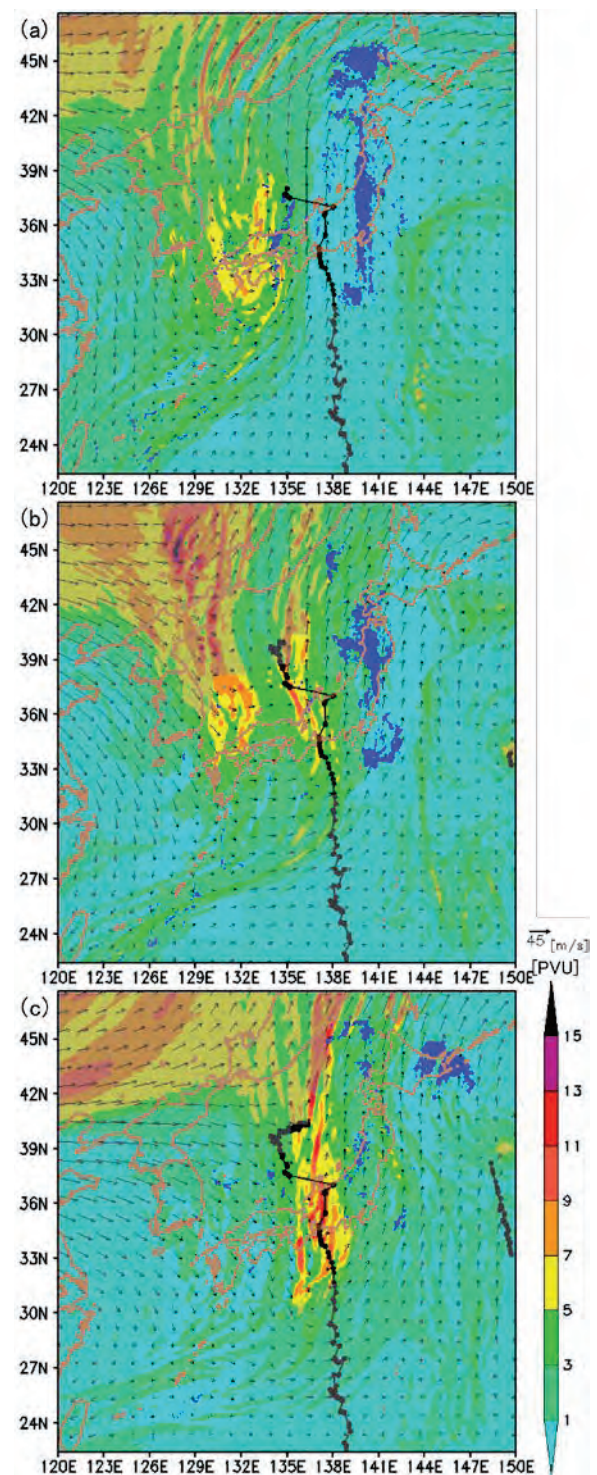


図 2.1-3 (a)9 月 9 日 21 時, (b)10 日 15 時, (c)11 日 8 時の 355K 面渦位 [PVU] 分布 (色) および風速場 [m/s] (ベクトル) と, 降水強度が 1mm/h 以上の降水域 (青) および台風 17, 18 号の中心気圧の位置 (温帯低気圧化後の場合も含む). 渦位, 風速, 中心気圧の位置は気象庁によるメソ数値予報モデル GPV (MSM) の海面更正気圧データを, 降水域は気象庁 C バンドレーダを用いて図化. 灰色のシェードは C バンドレーダの欠損域を示す.

355K面渦位分布[PVU]および風速分布[m/s], 降水強度が1mm/h以上の降水域, 台風17, 18号の移動経路を示す。渦位, 風速分布はMSMを, 降水域は気象庁Cバンドレーダを用いた。ここで355K等温位面は海拔高度11km程度である。渦位は断熱・無摩擦のもとで等温位面上で保存するため一種のトレーサと見なすことができる。対流圏界面は1から2PVU面で定義される²⁾が, これ以上の高渦位をもつ大気場は成層圏と考えられ, 気圧の谷が生じていることを意味する。台風18号が温帯低気圧化した9日21時には, 同低気圧は高渦位場である気圧の谷の東端に位置した。この際, 線状降水帯は気圧の谷の東側に位置し, 上空には偏西風ジェットの内風が存在していたことが分かる。10日15時頃(同図(b))では温帯低気圧(旧台風18号)は気圧の谷に沿って北進し, その後気圧の谷の東進と共に温帯低気圧も東進した(同図(c))。この間, 降水域も上空の気圧の谷とともに東にずれた。

この気圧の谷は, 偏西風の蛇行の振幅が増大したことに起因した。図2.1-4に, 3日から1日おきの500hPa面高度場を示す。これらは, NCEP-NCAR再解析データ³⁾を解析したものである。3日の時点で, シベリアにおいて気圧の尾根が極側に張り出し, これに伴い偏西風の上流側に気圧の谷が形成された。この気圧の谷は下流方向に剥離し(切離低気圧), 5日には下流側の谷と合流し, 豪雨時に日本列島に大きく張り出した気圧の谷を形成した。4日から8日にかけて, 高気圧がロシア極東域に張り出し,

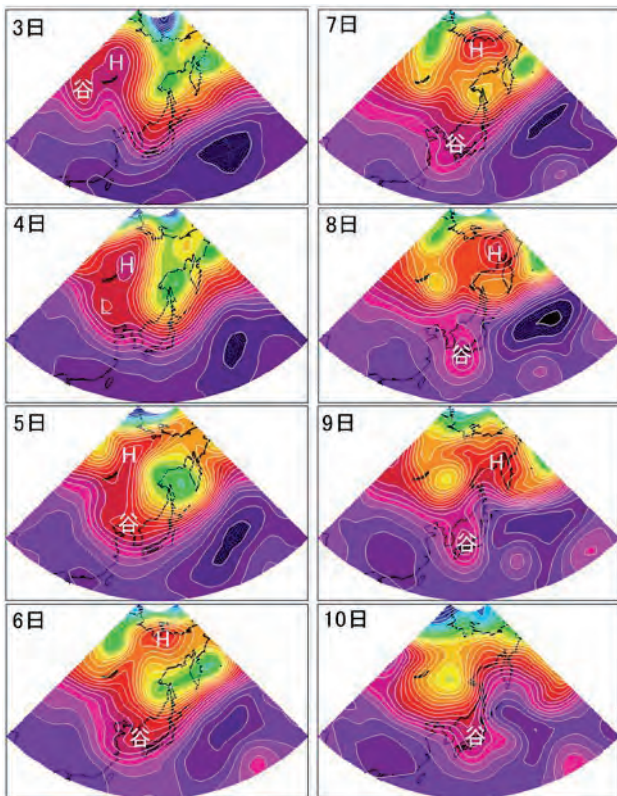


図 2.1-4 2015年9月3日から10日までの500hPa面のジオポテンシャル高度場。NCEP/NCAR再解析データ²⁾を用いた。

ブロッキング高気圧発生の気圧配置となった。Masato et al.^{4,5)}のブロッキングインデックスにより同高度場を解析したところ, 4日から8日にかけてのロシア極東域の高気圧はブロッキング高気圧として同定された。このブロッキング高気圧は豪雨が発生した9日には消失したが, 気圧の谷は維持され8日から10日にかけて日本列島を横断した。

図2.1-5は, (a)9日12時, (b)9日21時, (c)10日6時, (d)10日18時の850hPa面の比湿[g/kg]及び風速[m/s], 降水

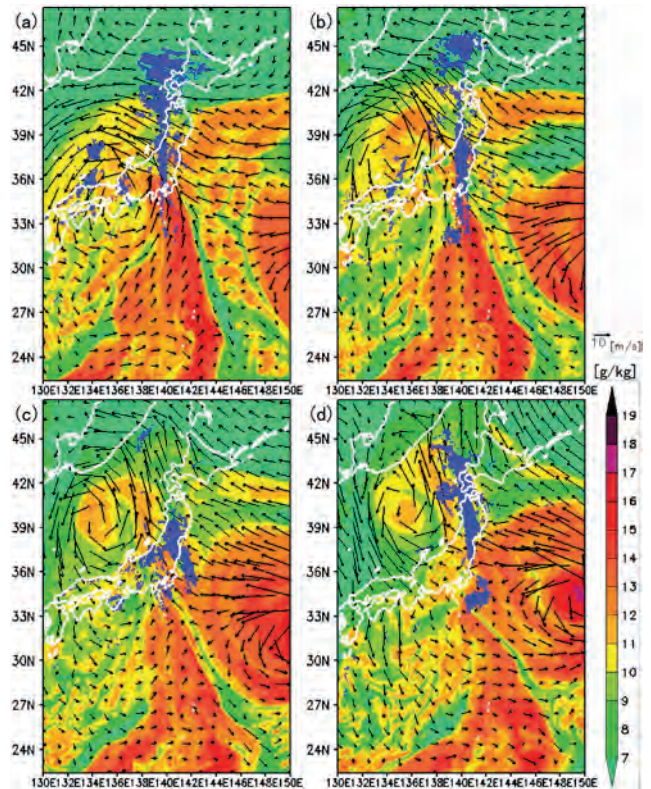


図 2.1-5 850hPa面の比湿[g/kg](色)と風速[m/s](ベクトル), 降水強度が1mm/h以上の降水域(青)。比湿および風速は気象庁によるメソ数値予報モデルGPV(MSM)の海面更正気圧データから, 降水域は気象庁Cバンドレーダを用いた。(a)9日12時, (b)9日21時, (c)10日6時, (d)10日18時のもの。

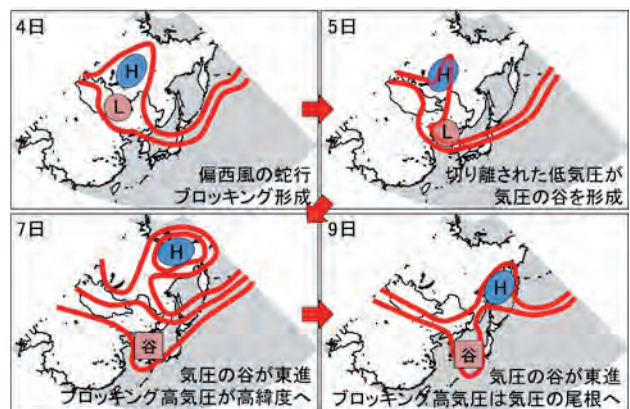


図 2.1-6 大気上層の気圧の谷, ブロッキング高気圧および偏西風の模式図。

強度が1mm/h以上の降水域を示す。豪雨時の9日12時の時点では、台風18号に巻き込まれるように関東へ東南東および、特に南方から水蒸気が流入していた。9日21時も依然として大量の水蒸気は関東南方の太平洋沿岸に南北に存在しているが、風速は減少しフラックスとしては水蒸気流入は小さく、水蒸気供給源としての役割は低下した。この状況が10日の午前中も継続するが、10日18時の時点では関東南方の水蒸気塊は東へ進行し、その後台

風17号に合流した。関東南方からの水蒸気流入が残っていた9日の時点では線状降水帯も南北に停滞していたが、10日の時点では東南東からの関東への水蒸気の流入が多くなり、降水域も関東東部沿岸へとシフトした。10日午後から11日にかけては、水蒸気の供給源である台風17号が北進し、これに伴い降水域も東北、北海道東部へと移動した（図省略）。

以上のまとめとして、総観規模の大気場と線状降水帯

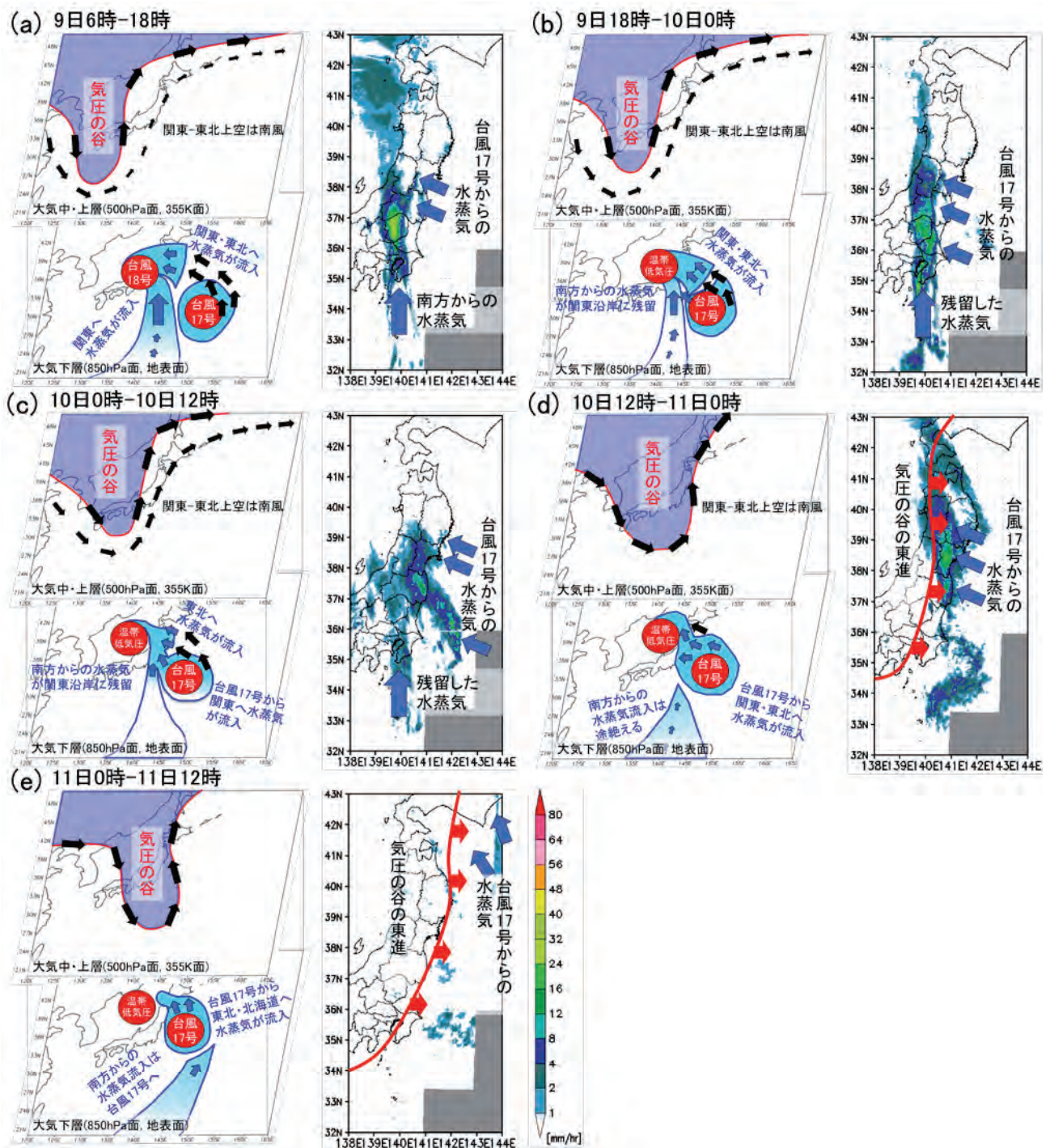


図 2.1-7 上空の気圧の谷及び大気下層の水蒸気流入の模式図（左）及び平均降水強度[mm/h]と水蒸気流入の位置（右）。(a)9日6時から18時、(b)9日18時から10日0時、(c)10日0時から12時、(d)10日12時から11日0時、(e)11日0時から11日12時。降水強度は気象庁Cバンドレーダを使用。

に関する解析結果を、模式図として図2.1-6、図2.1-7、に記す。線状降水帯の上空を吹いていた南風を形成し、10日以降温帯低気圧や降水域を東方へ移動させた上空の気圧の谷は、図2.1-6に示すように偏西風の蛇行の増大と関係があった。9月4日の時点でブロッキング高気圧が形成されたが、この際に生じた気圧の谷が9日時点で日本列島上空に気圧の谷を形成した。上空の南風に沿うように線状降水帯は形成されたが、図2.1-7に示す通り、9日には関東南方からの水蒸気流入が顕著であり、これにより線状降水帯が維持されたと考えられる。一方、10日の時点では台風17号からの水蒸気流入が卓越し、これに伴い降水域も関東東部沿岸へとずれ始めた。10日午後になると気圧の谷の東進により降水域が東北、北海道へと移動した。

(2) XバンドMPレーダによる降水特性

図2.1-8は気象庁Cバンドレーダによる2015年9月9日15時からの24時間積算降水量を示す。これらの図から、強降水域は南北に伸びた線状の形状を有しており、24時間積算降水量が50 mm以上を観測した地域に着目すると南北に約400 km、東西に約45 kmの範囲に存在していたことが分かる。表2.1-1は上記の24時間における総降水量を気象庁アメダス観測地点における地上雨量計と比較して示す。五十里地点ではアメダスが513.0 mmの降水量であるのに対して、XバンドMPレーダおよびCバンドレーダはそれぞれ376.6 mm、395.1 mmであった。同様に今市地点においてもアメダスが両レーダよりも多くの降水量を観測していたことが分かる。図2.1-9の赤い破線に示すとおり、関東地方は6基のXバンドMPレーダ（同図中の×印）による観測範囲に含まれている。また同図の青

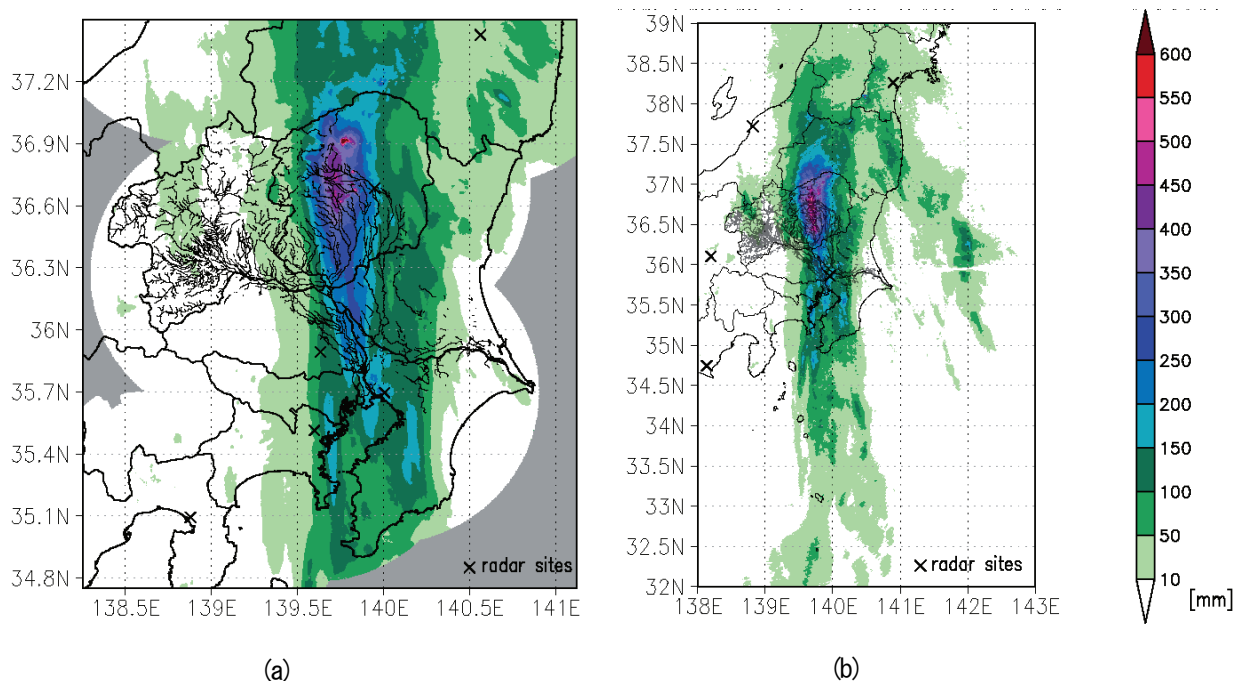


図2.1-8 それぞれ(a)国土交通省XバンドMPレーダ、(b)気象庁Cバンドレーダによる2015年9月9日15時からの24時間積算降水量[mm]。図中の×印はレーダサイトの位置を示す。

表2.1-1 気象庁アメダス観測地点における2015年9月9日15時からの24時間積算降水量[mm]。

地点	24時間積算水量[mm]		
	アメダス	XRAIN	Cバンド
五十里(栃木県)	513.0	376.6	395.1
今市(栃木県)	508.5	434.0	421.6
土呂部(栃木県)	346.0	144.6	388.0
下妻(茨城県)	164.5	149.8	140.3

くハッチングされた地域は2015年9月9日15時からの24時間積算降水量が200 mm以上の地域を、色は同24時間における1分値降水量の欠損率を表す。ここで欠損率は

$$\text{欠損率}[\%] = \frac{\text{欠損数}}{\text{データ数 (60分} \times \text{24時間)}} \times 100 \quad (1)$$

と定義する。200 mm以上の24時間積算降水量を観測し

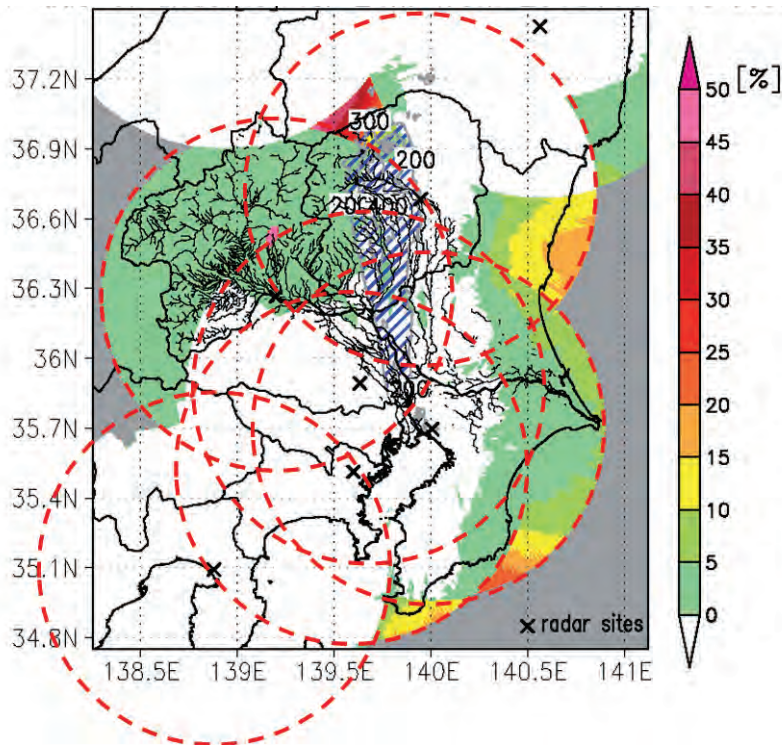


図2.1-9 2015年9月9日15時からの24時間における国土交通省XバンドMPレーダによる1分値降水量の欠損率(色)と同時間帯の積算降水量が200mm以上の強降水域(青色ハッチ)。但し、赤色の点線は関東地方における6基のXバンドMPレーダによる観測範囲を示す。図中の×印はレーダサイトの位置を示す。

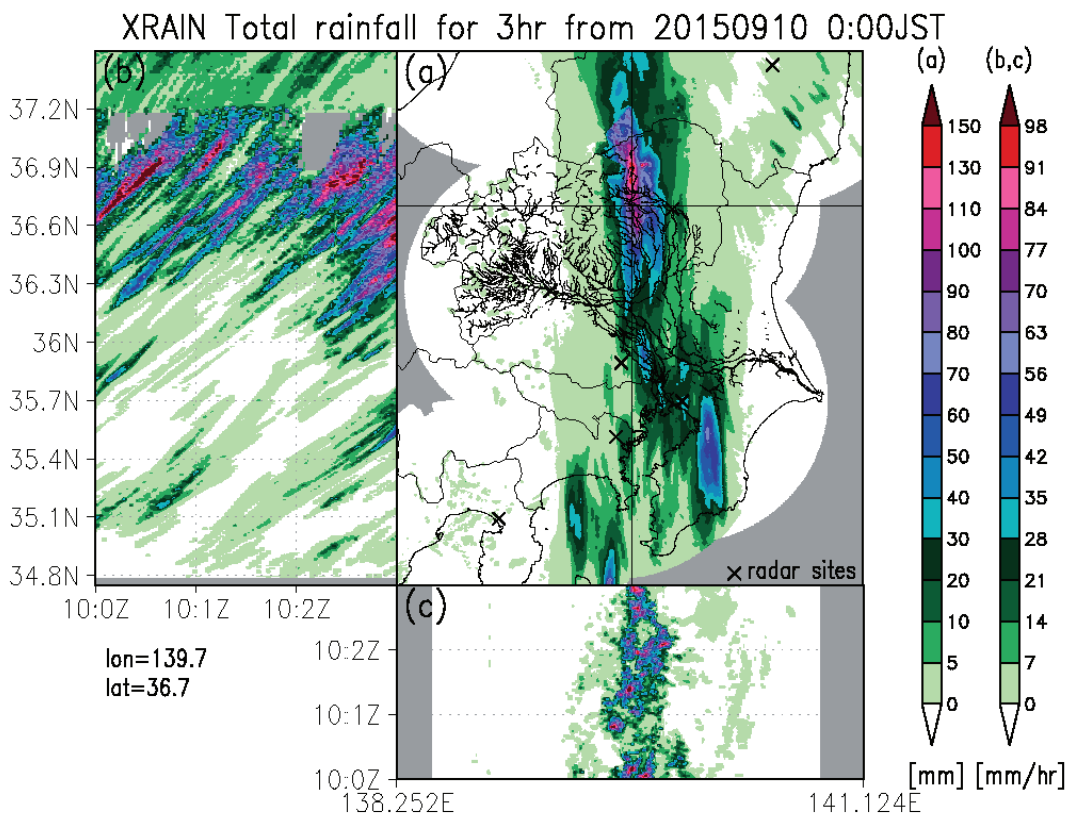


図2.1-10 (a)2015年9月10日0時から同日3時までの3時間積算降水量, (b)東経139.7度における緯度方向のホフメラー図, (c)北緯36.7度における経度方向のホフメラー図。

た多くの地域では欠損率は多くとも5%以下であり、3 cmの波長帯かつレーダサイトから近距離の降水観測を得意とするXバンドMPレーダ⁹⁾でも、複数レーダの情報を合成することによって欠損率を抑えることに成功していることが分かる。一方、この強降水域の最北端では黄色で示す10~15%の欠損率、その西方および隣接する福島県の最南端では35%以上の欠損率がみられる。これらの地域はいずれのレーダサイトからも遠方であり、山岳による遮蔽の影響や強降水域による減衰効果を強く受けたものと考えられる。

今回の豪雨事例では強降水域は線状の形状を保持しつつ鬼怒川流域に長時間停滞した。また、対流セルは南から北へと移動していた。図2.1-10(a)はXバンドMPレーダによる2015年9月10日0時から同日3時までの3時間積算降水量を示す。この時間帯においても強降水域は南北に伸びた線状の形状を有している。この時間帯におけるアメダス3時間積算降水量は五十里地点において152mm、今市地点において119mmを記録しており、XバンドMPレーダにおいても降水量はそれぞれ148mm、99mmであった。特に降水強度が大きい東経139.7度および北緯36.7度におけるホフメラー図を図2.1-10(b), (c)に示す。図

2.1-10(b)から強降水域はほぼ同じ角度で図中の左下から右上に向かっており、対流セルは約58~65 km/hの速度で北進していた。後述する変分法によって推定した同地域における風速は高度1.4 kmで約54 km/h (15 m/s)、高度3.5 kmで約72 km/h (20 m/s)、高度4.9 kmで約97 km/h (27 m/s)であったことから、対流セルの移動速度は概ね高度1.4 ~ 3.5 kmにおける風速と一致していた。この他の時間帯においても同高度における風速と降水域の移動速度はおおよそ一致しており、その範囲は48-76 km/hであった。

2台のドップラーレーダで別々の位置から同一の3次元空間を観測し、風速3成分(u, v, w)を得る方式をデュアルドップラー法という(深尾ら⁷⁾)。今回は変分法を用いた3次元風速場を推定する手法であるMUSCAT(A Multi-Doppler Synthesis and Continuity Adjustment Technique)法を使用する(Bousquet and Chong⁸⁾; Yamada⁹⁾)。変分法とは汎関数(関数を含む関数)が最小となるような最適な関数の形を求める方法である。変分法の最も簡単な例として2点間の最短経路を考える問題がある。何も制約条件を与えなければ、単純に直線が解を与えるが、制約条件を与えれば解は単純ではない上に複数存在し得る。こういった制約条件下における関数形の最適化問題を変分法という。

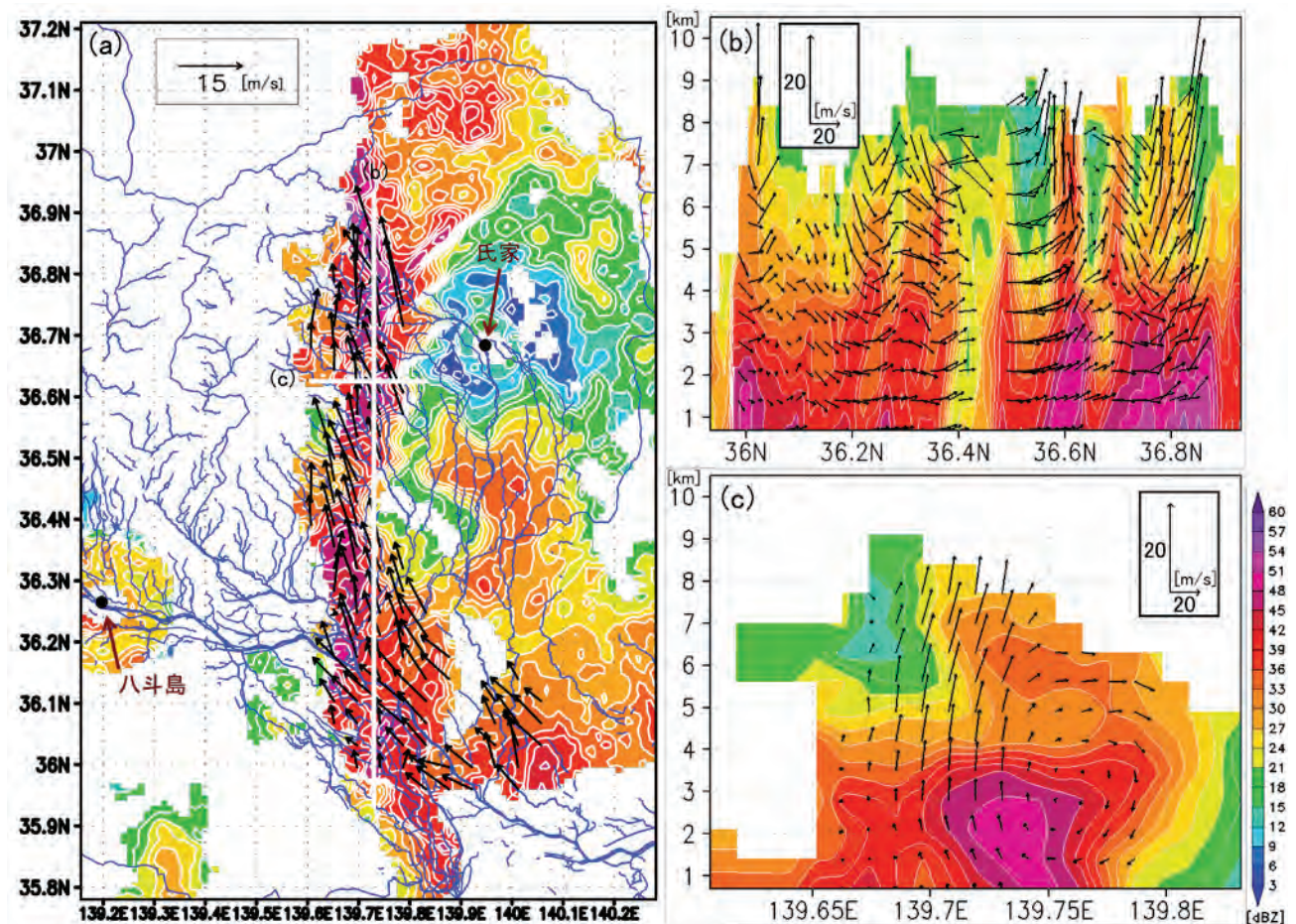


図 2.1-11 (a)2015年9月10日2時40分における高度1.4kmでの反射強度[dBZ] (色)と水平風速[m/s] (ベクトル)。 (b), (c)同図(a)の南北、東西方向の白い実線の位置における鉛直断面。反射強度[dBZ] (色)と鉛直風速[m/s] (ベクトル)を示す。

MUSCAT法は式(2) (下記) の汎関数 F が最小となるような風速3成分(u, v, w)を各高度平面において求める方法である。 u, v, w は最終的に疎行列方程式となり共役勾配法によって解くことで定められる。 最小化にあたっては、式(3)を満たす必要がある。 式(4), 式(5), 式(6) はそれぞれ汎関数 F における関数 A, B, C である。 A はデータフィット項といい、解析された風速3成分(u, v, w)から計算されるドップラー速度と観測されたドップラー速度の差を表す。 B は連続式による束縛条件を意味する。 C はフィルター項といい、解析される風速3成分(u, v, w)の2次微分とその微分の二乗和を表しており、微小な風の変動を抑える平滑化項である(Bousquet and Chong⁸⁾; Yamada⁹⁾。

$$F(u, v, w) = \int [A(u, v, w) + B(u, v, w) + C(u, v, w)] dx dy \quad (2)$$

$$\frac{\partial F}{\partial u} = 0, \quad \frac{\partial F}{\partial v} = 0, \quad \frac{\partial F}{\partial w} = 0 \quad (3)$$

$$A(u, v, w) = \frac{1}{N} \sum_{p=1}^{n_p} \sum_{q=1}^{n_q(p)} \omega_q [\alpha_q u + \beta_q v + \gamma_q (w + v_T) - V_q]^2 \quad (4)$$

$$B(u, v, w) = \mu_1 \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \rho w}{\partial z} \right)^2 \quad (5)$$

$$C(u, v, w) = \mu_2 [J_2(u) + J_2'(u) + J_2(v) + J_2'(v) + J_2(w) + J_2'(w)] \quad (6)$$

ここで、 u, v, w はそれぞれ x, y, z 方向の風速成分[m/s], p はレーダ番号, q は p 番のレーダにおける観測番号, N は全領域における q の総和, ω_q は $cressman$ の重み係数, $\alpha_q, \beta_q, \gamma_q$ は方向余弦, v_T は雨粒の終端落下速度[m/s], V_q は観測された動径方向成分[m/s], μ, μ_2 は正規化重み付きパラメータ, ρ は大気密度[kg/m³], J_2 は微分演算子である。

MUSCAT法では、ある高度面で求まる風速3成分は1つ上の高度の下面境界条件として使用される。 まず、最下面の境界条件として $w=0$ [m/s]を与え、風速分布を最下面から順々に各高度で求める。 MUSCAT法では各高度で水平風速 u, v の誤差を可能な限り小さくすることで高高度における鉛直風 w の誤差が大きくなることを防いでいる(清水ら¹⁰⁾。 この手法では互いのレーダのビームが重なる範囲でのみ風場が算出される。

図2. 1-11 (a) は国土交通省XバンドMPレーダである氏家(栃木県)と八斗島(群馬県)レーダ(位置は図中に記載)による観測情報を用いた2015年9月10日2時40分における反射強度[dBZ]と水平風速ベクトル[m/s]を高度1.4 kmについて示す。 反射強度の大きい地域が南北に分布し、約15m/sの南東風が見られる。 図2. 1-11 (b) は同図(a)の南北方向の白い実線で示す位置における鉛直断面での反射強度[dBZ]と南北-鉛直風速[m/s]である。 反射強度の大きな地域で約20m/sの強い上昇気流と約10m/sの下降気流が繰り返し存在しており、これらは時間の経過とともに約10~20kmの波長を持って北へ向かって伝播している(時間変化の図は省略)。 これらが前述の図2. 1-10で議

論を行った対流セルの移動を表すものである。 一方、図2. 1-11 (c) は同図(a)の東西方向の白い実線で示す位置における線状降水帯に直交する鉛直断面である。 高度3.0 km付近以下の下層において南東方向から流入した空気塊は反射強度の大きい位置で上昇する。 また、その空気塊は大気中層において東方向に流出し時計回りの循環を示す時間帯が存在する。 この特徴は線状降水帯そのものや強降雨強度の継続性に影響を有する可能性が考えられるが、その役割の特徴は今後解析を進めることで明らかにする予定である。

謝辞： 気象庁気象研究所第一研究室室長の山田芳則氏にはMUSCAT法による解析ならびにデータ処理に関してご助言をいただいた。 XバンドMPレーダデータを出力可能なデータ形式に変更する際に、気象庁よりご提供いただいたdraftを使用した。 XバンドMPレーダデータはDIASから取得した。

参考文献

- 1) メソ数値予報モデル GPV(MSM): (<http://www.jmbsc.or.jp/hp/online/f-online0c.html>) (2016年3月8日現在)。
- 2) Hoskins, B. J., M. E. McIntyre, and Andrew W. Robertson. "On the use and significance of isentropic potential vorticity maps." *Quart. J. Roy. Meteor. Soc.* 111.470, pp. 877-946, 1985.
- 3) Kalnay E. et al.: The NCEP/NCAR 40-year reanalysis project, *Bull. Amer. Meteor. Soc.*, Vol. 77, pp. 437-470, 1996.
- 4) Masato, Giacomo, Brian J. Hoskins, and Tim Woollings. "Winter and summer Northern Hemisphere blocking in CMIP5 models." *J. Climate* 26.18, pp.7044-7059, 2013.
- 5) 北野慈和, 山田朋人: 気候変動に伴う冬季における太平洋ブロッキングの北東シフトと日本周辺の低温日との関係, 土木学会論文集 G (環境), 71(5), I_177-I_182, 2015.
- 6) 高掘章, 前坂剛, 三隅良平: Xバンドマルチパラメータレーダによる降雨量推定, 防災科学研究所研究報告, 第73号, 2009.
- 7) 深尾昌一郎, 浜津享助: 気象と大気のレーダリモートセンシング, 改訂第2版, 京都大学学術出版会, pp.81, 2004.
- 8) Bousquet, O., M. Chong: A multiple-Doppler synthesis and continuity adjustment technique (MUSCAT) to recover wind components from Doppler radar measurements, *J. Atmos. Oceanic Technol.*, 15.2, pp. 343-359, 1998.
- 9) Yoshinori, Yamada: Characteristics of Wind Fields Derived from the Multiple-Doppler Synthesis and Continuity Adjustment Technique (MUSCAT), *気象集誌*, 第2輯, 91.5, pp.559-583, 2013.
- 10) 清水慎吾, 前坂剛: 三次元風速場の推定のための変分法を用いた複数台ドップラーレーダデータの解析手法, 防災科学技術研究所研究報告, 70, pp.1-8, 2007.

(山田 朋人)

2.2 今回鬼怒川洪水をもたらした豪雨の統計解析

(1) 背景・目的

芳村ら⁹⁾によると、今回の豪雨によって、9月9日の日降水量については鬼怒川流域内あるいは近接するアメダス観測点8地点中6地点で、アメダス観測が始まった1976年以来歴代10位以内を、うち3地点は歴代1位を記録した。また、アメダス及び国交省管理の雨量計によって観測された9月8日から10日までの3日間積算降水データを集計すると、石井地点上流（1,230km²）での平均3日間積算降水量は483mmであった（芳村ら⁹⁾では441mmと記載されているが、データ処理の見直しにより修正された）。この降水量は、利根川水系河川整備基本方針に記載された1924（大正13）年から1966（昭和41）年までの極値統計に基づく極めて稀な値（数千年に一度）となるが、「観測データが短いことによる問題」があり、「鬼怒川の流域面積に合わせた1日雨量、2日雨量での検討も含め、河川計画時の確率降水量を再度吟味する価値はある」と指摘されている¹⁾。このことを踏まえ、本節では、今回鬼怒川での氾濫をもたらした豪雨について、できる限り多数の資料を用いて、鬼怒川流域全体を対象として再現期間（リターンペリオド）をより正確に求めることを試みる。

(2) 使用データ・統計処理手法

使用したデータは、藤部ら²⁾によりデジタル化された日降水量（以降区内観測所データと呼ぶ、期間：1926-1977年）とAMeDAS（気象庁）時間降水量（以降アメダスデータと呼ぶ、期間：1976-2015年）である。観測点の空間分布及び観測点数の変遷をそれぞれ図2.2-1と図2.2-2に示す。今回の解析では、区内観測所データにおいて「降水0mm」とは別に存在する「降水なし」という値を欠損として扱った。このことが、図2.2-2の顕著な季節変動を生じさせている可能性があるが、今回の解析では年最大値を扱っているため、結果への影響は小さい。

アメダスデータは時間降水量であり、前処理として区内観測所データの日界（日本時間9時）と合わせ、9時から翌日9時までの時間降水量データを合算し（4時間までの欠損は無視）、日降水量へ換算を行った。いずれのデータも点情報であるため、各日において、近接3点による逆距離加重法により1kmメッシュに内挿した日降水量分布を算出し、その流域平均値を求めた。次に、各年において3日間・2日間・1日間の年最大降水量を抽出し、それらがグンベル分布（式(1)）に従うと仮定し、L積率法により母数 c 及び a を推定した。

$$F(x) = \exp\left(-\exp\left(\frac{x-c}{a}\right)\right) \quad (1)$$

ただし、 $a = \frac{\sqrt{6}\sigma}{\pi}$ 、 $c = \mu - 0.5772a$ 、 μ は標本の平均値、 σ は標本の標準誤差である。図2.2-3にそれぞれの期間の降水量の年最大値のヒストグラムと、求められた確率密度関数を示す。いずれもSLSCで0.03未満であり、よく適合していると判断できる。

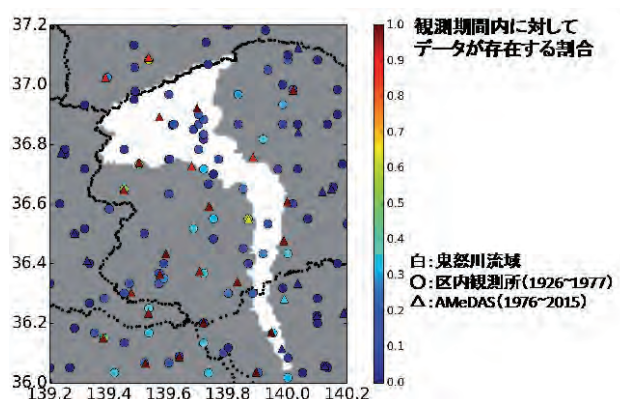


図 2.2-1 区内観測所データ（○印）とアメダスデータ（△印）の観測所の分布。印の中の色は観測期間に対する観測データの数を示す（1.0の場合、全く欠損なし）。黒い点線は県境、白抜きの領域は鬼怒川流域を示す。

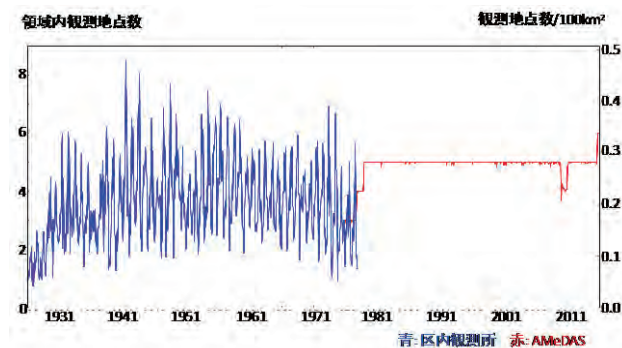


図 2.2-2 用いたデータのうち、鬼怒川流域に位置する観測地点の数。右軸に観測地点密度（100km²あたりの観測地点数）を示している。区内観測所データ及びアメダスデータをそれぞれ青線と赤線で示す。

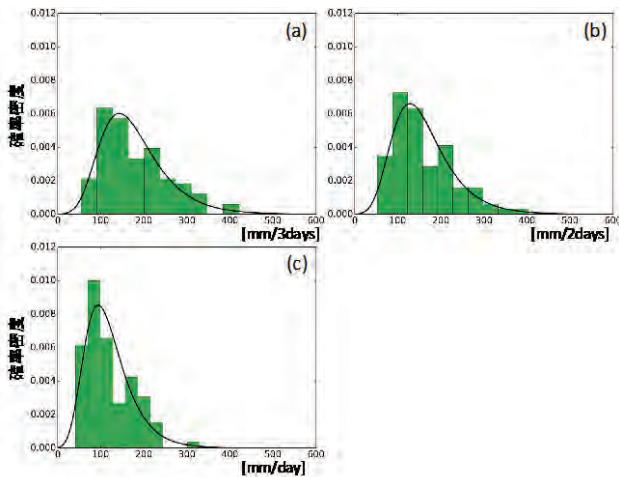


図 2.2-3 年最大流域平均降水量のヒストグラム及び推定した確率密度関数(黒線)。(a),(b),(c)はそれぞれ3日間,2日間,1日間積算降水量を示す。

(3) 結果

図2.2-4に、1926年から2015年までの鬼怒川流域平均の年最大3日間降水量を示す。この図より、2015年の雨量(約421mm)は、1926年以降最大であることが分かるほか、期間平均値においては、区内観測所データとアメダスデータによる大きな差はないことが分かる。また、データが重なっている1976年と1977年について値がほぼ一致しており、データの品質の連続性がある程度担保されていることも留意しておきたい。

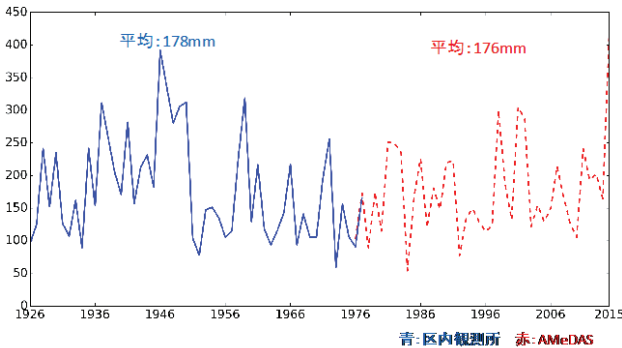


図2.2-4 年最大流域平均3日間積算降水量の経年変動(青実線が区内観測所データ,赤破線がアメダスデータ)

このデータをグンベル分布に近似し、50年・100年・200年の再現期間を持つ降水量を推計したのが図2.2-5である。1940年代に頻発した豪雨の影響もあり、区内観測所データ期間から求めた各再現期間の降水量の方が、より新しいアメダスデータ期間よりも大きい。すなわち芳村ら(2016)で推測されていた、近年になって豪雨が頻発している印象から、観測データを更新することで今回の豪雨の再現期間がより小さくなるのではという指摘は、このケースでは外れていることが示された。区内観測所データ期間及びアメダスデータ期間の両方を基にして、今回の3日間積算降水量421mmの再現期間を求める

と95年となった。

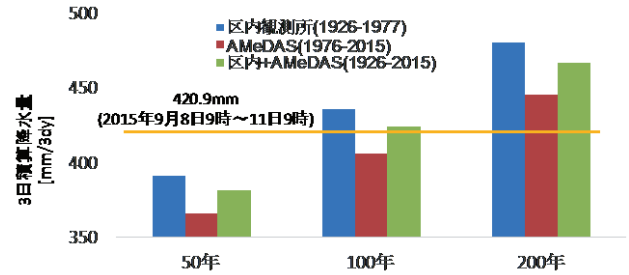


図2.2-5 再現期間50年・100年・200年に相当する年最大流域平均3日間積算降水量。使用したデータ毎に色分けされており、青が区内観測所データ,赤がアメダスデータ,緑が両方のデータを使用した際の値を示す。オレンジの横線は、今回の3日間雨量の流域平均値。

同様に、2日間降水量・日降水量についても検討する。鬼怒川は利根川流域の河川整備計画に含まれるため、3日間という比較的長い期間の降水量を対象に基本高水などが決定されており、より短期間での豪雨の様子を定量的に見積もっておくことは重要であると考えられる。図2.2-6と図2.2-7に、それぞれ流域平均2日間年最大降水量の変遷と各再現期間に対応した降水量を示す。基本的な様子は3日間の時とあまり変わらず、1940年代に頻発した豪雨の影響により、区内観測所データ期間で求めた各再現期間に対応した降水量の方が、近年のアメダスデータ期間よりも大きい値を示している。結果として、今回の2日間積算雨量約403mmは、全期間で最大であり、その再現期間は138年であった。

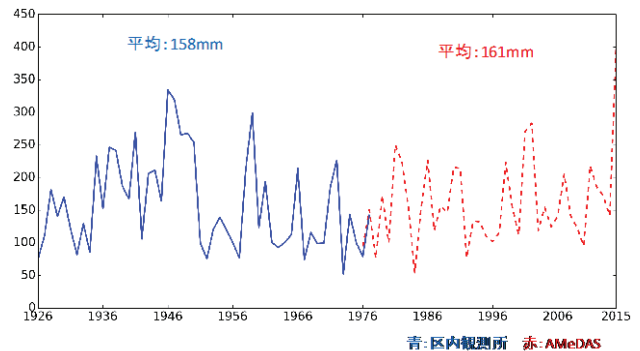


図2.2-6 図2.2-4と同様。ただし年最大流域平均2日間積算降水量について

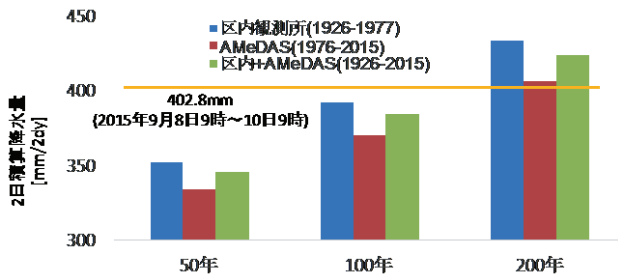


図2. 2-7 図2. 2-5と同様。ただし年最大流域平均2日間積算降水量について

図2. 2-8及び図2. 2-9に示す日降水量については、これまでの結果と異なる傾向が得られた。すなわち、アメダスデータ期間で求めた年最大日降水量の方が、平均値でも各再現期間に対応した降水量についても高くなることが判明した。今回の年最大日降水量330mmの再現期間は、区内観測所データに基づく441年だったものが、アメダスデータに基づく131年に減少する。両方のデータを合わせてみると237年という値になる。このことは、Fujibe et al.³⁾などによって示された短時間雨量の増加傾向と合致している。

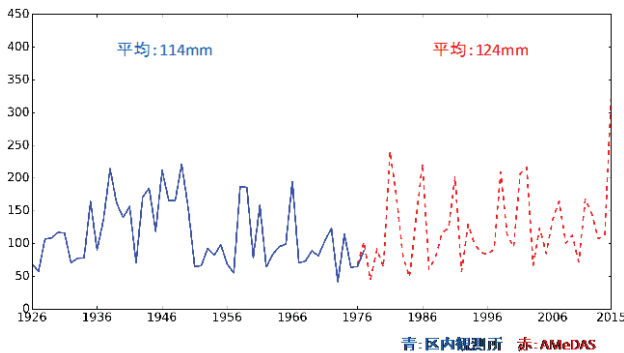


図2. 2-8 図2. 2-4と同様。ただし年最大流域平均日降水量の経年変動

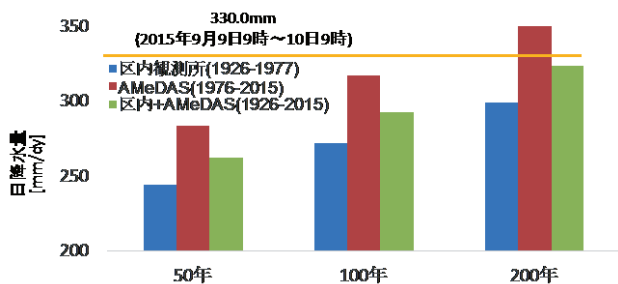


図2. 2-9 図2. 2-5と同様。ただし年最大流域平均日降水量について

(4) 結論

まとめると、鬼怒川流域全体の平均において、今回の豪雨は1926年からの90年間の観測データの中で、3日間積算(421mm)・2日間積算(403mm)・1日間積算(330mm)のいずれにおいても最大であり、その再現期間はそれぞれ95年・138年・237年と推定された。特に、短期間降水を対象とするほど再現期間が長い(より珍しい)豪雨が現実として生じたという事実が示す意味合いは大きい。このことから、流域特性に適した時間スケールも考慮した計画規模の設計が今後重要となってくるかもしれない。ただし、本解析ではあくまでも自然外力としての降水量についてその再現期間を調べたものであり、降水の時空間変動パターンも加味して推定される洪水の再現期間とは必ずしも一致しないことには注意を要する。

また、3日間と2日間積算降水量においては、90年間の観測データを大体半分に分けた際に、どちらかという前半の方で顕著な豪雨イベントが頻発しており、後半のデータを新たに加えて用いることで、今回の豪雨の再現期間が少し上がる(より珍しくなっている)という傾向が見られた。しかしながら、1日降水量に関しては逆の傾向で、より最近のデータの方に大きなイベントが多くなっており、後半のデータを加えると再現期間が下がる(より珍しくなくなっている)結果となった。このことは、我が国においてより短期間での降水強度が近年増加傾向にあるという観測事実^{3),4)}や多くの気候モデル予測による地球温暖化に伴う豪雨頻度の増加傾向⁵⁾と整合的ではあるが、今後より詳細な検討が必要である。

参考文献

- 1) 芳村圭ら：平成27年9月関東・東北豪雨による茨城県常総市における鬼怒川洪水に関する調査及び考察。土木学会論文集B1(水工学), Vol.72, pp.1273-1278, 2016.
- 2) 藤部文昭・松本淳・小林健二：区内観測による日降水量データのデジタル化と気候研究への利用における問題点。天気, Vol.55, No.4, pp.283-287, 2008.
- 3) Fujibe, F., N. Yamazaki and K. Kobayashi: Long-term changes of heavy precipitation and dry weather in Japan (1901-2004), J. Meteorol. Soc. Jpn., Vol.84, No.6, pp.1033-1046, 2006.
- 4) Fujibe, F.: Long-term changes in precipitation in Japan. J. Disaster Res., Vol.3, pp.51-60, 2008.
- 5) IPCC: Climate Change 2013: The Physical Science Basis, Contribution of Working Group I to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change, Cambridge University Press, 1535 pp, 2014.

(芳村 圭)

2.3 降雨の時空間分布と確率年について

(1) 平成 27 年度関東・東北豪雨概要

9月9日から11日にかけて、台風第18号から変わった低気圧に向けて南から流れ込む湿った風と、日本の東海上を北上していた台風第17号から流れ込む湿った風の影響により、多数の線状降水帯が次々と発生したことにより、関東地方と東北地方では記録的な大雨となった^{1) 2)}。

図 2.3-1 に示す鬼怒川流域周辺の気象庁アメダスで観測された雨量を図 2.3-2 に示す。9月7日から11日までに観測された総降雨量は、鬼怒川上流域で降雨量が大きく(a)から(f)のほとんどの雨量観測所で500mmを越えるものであった。中でも五十里観測所、今市観測所では特に強い雨量が観測されておりそれぞれ627mm、647.5mmであった。一方で鬼怒川の下流域にある雨量観測所(g)から(i)では、観測された降雨量は300mm前後にあり、中でも小さい雨量が観測された真岡観測所、高根沢観測所ではそれぞれ212.5mm、217.5mmであった。鬼怒川の上流域と下流域とで比較すると累積雨量の差は300mmを越えており鬼怒川上流域で強い雨が集中していたことが分かる。また、10分間降雨強度では下流域に比べて上流域で変動が激しく、特にハイトグラフのピーク付近で変動は大きくなる。五十里観測所では10分間降雨強度で100mm/hを越える強い雨が観測された。国土交通省のC-Bandレーダで観測された合成雨量データを用いてこの鬼怒川流域の石井水位観測所よりも上流域において流域平均雨量を算出した。そのハイトグラ



図2.3-1 鬼怒川流域周辺の気象庁アメダスの位置
(a) から (l) は図2.3-2 で用いた雨量観測所 (12箇所)
(流域面積: 1761km²)

フを図 2.3-3 に示す。図に示す流域平均降雨強度は9日から10日にかけて20mm/hを越える強い雨が継続的に観測されている。また、9日から10日にかけての流域平均2日間雨量は、468mmで流域平均3日間雨量は499mmで、総降雨量は512mmであった。

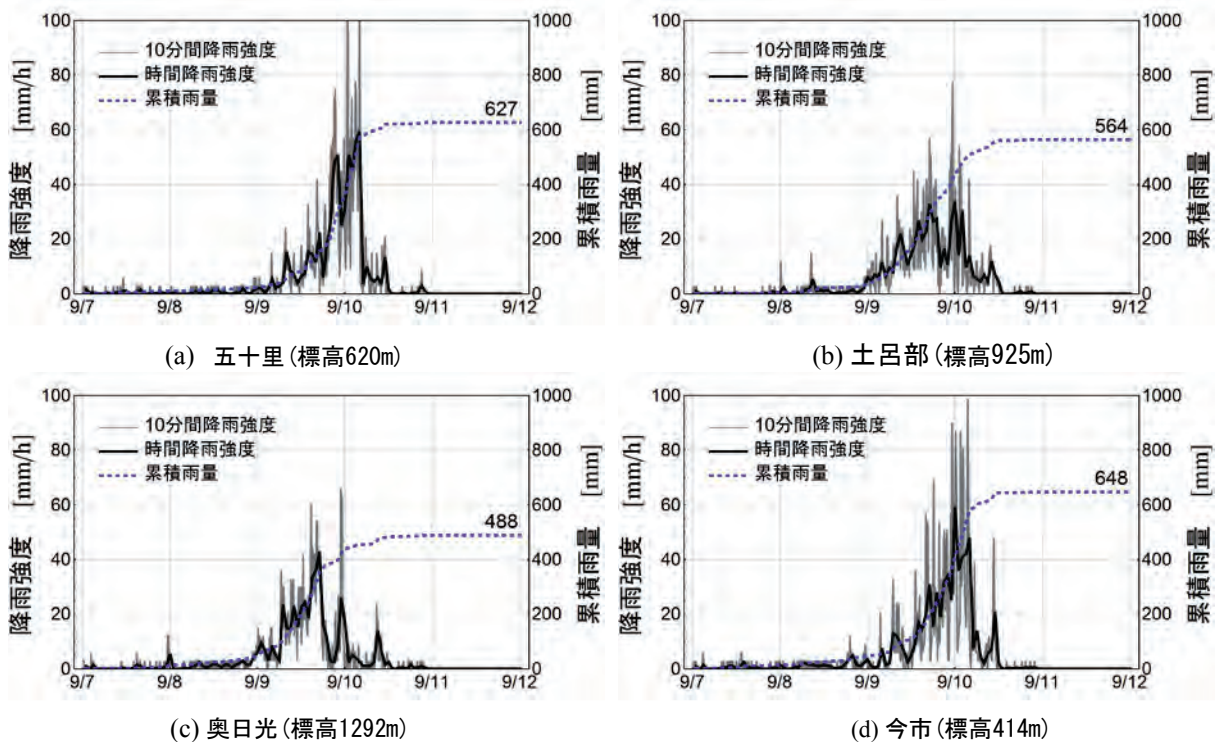


図2.3-2 気象庁アメダスによって観測された10分及び1時間降雨強度と累積雨量の経時変化

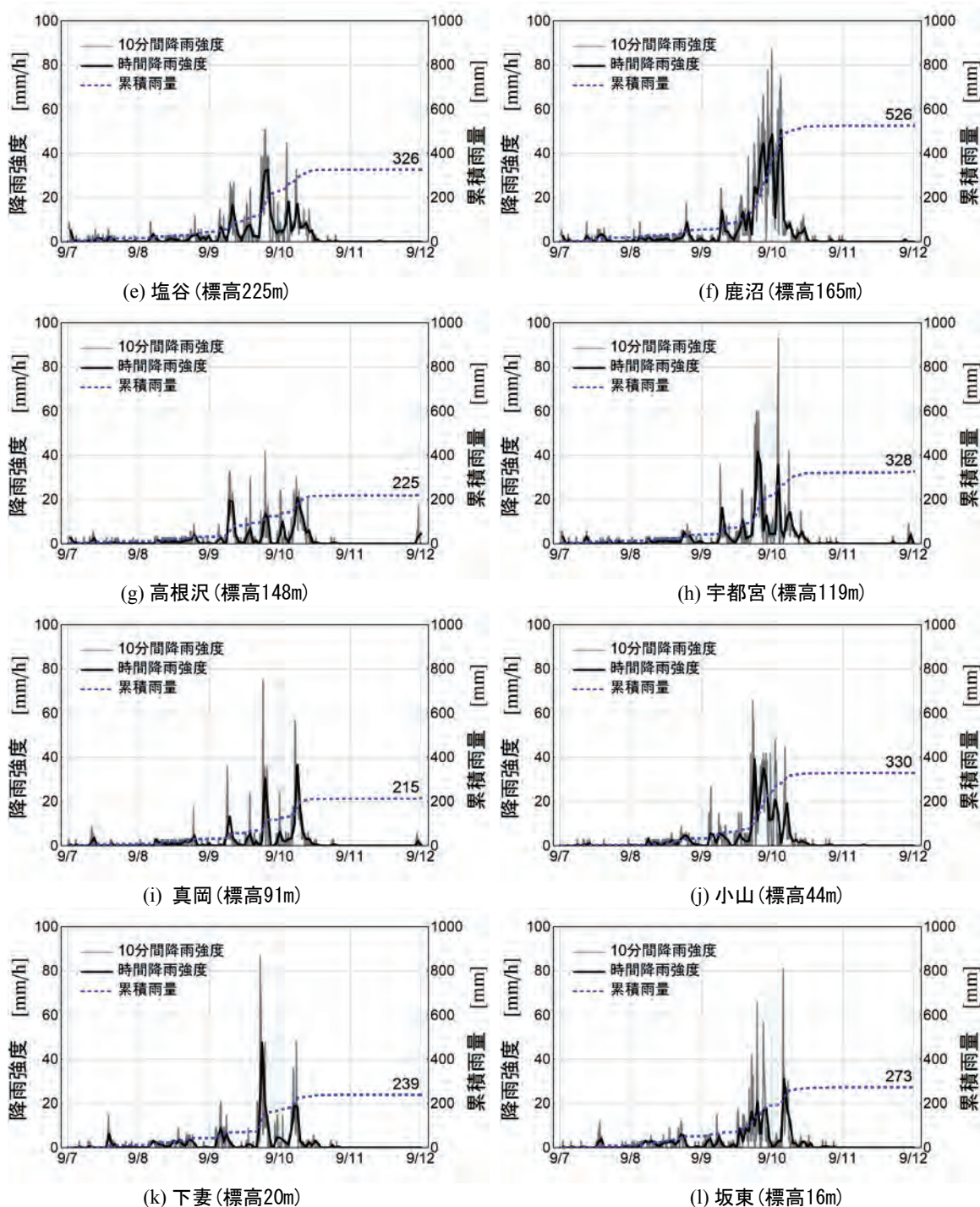


図2.3-2 気象庁アメダスによって観測された10分及び1時間降雨強度と累積雨量の経時変化

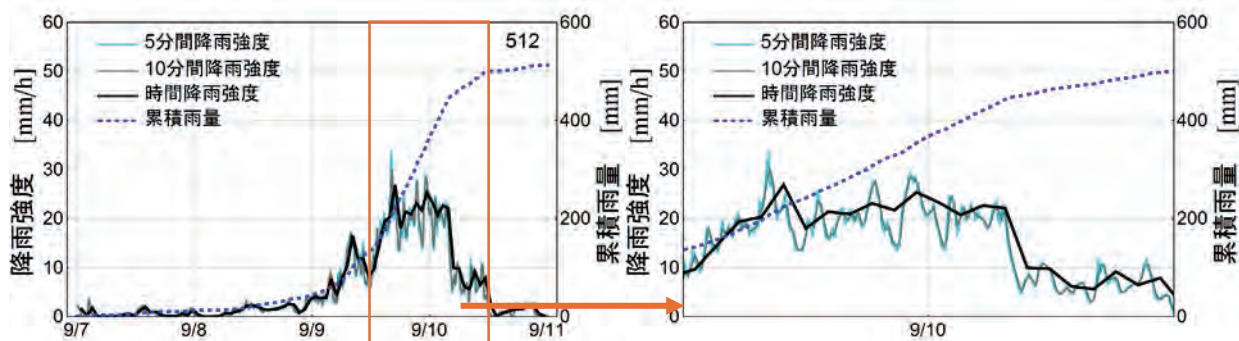


図2.3-3 石井観測所上流域における5分、10分及び1時間降雨強度と累積雨量の経時変化 (国土交通省C-Bandレーダの合成雨量データを使用)

(2) 線状降水帯の時空間分布について

本豪雨の雨域の時空間分布が洪水流量に与えている影響を明らかにするため、次の3項目に着目して調査を行った。1)線状降水帯の降雨強度と累積雨量の移動、2)累積雨量の空間分布、3)レーダ雨量と地上雨量の比較である。1)の調査では、国土交通省が所有するXRAINの合成雨量データを用いて降雨強度と累積雨量を算出し、図2.3-4に示すように色分けしてマップ上に表示している。これより、降雨強度と累積雨量の移動方向が正反対であることが分かる。降雨強度は南方向のあるポイントから積乱雲が連続して発生し、線状の形状を成して鬼怒川流域を縦断し、北の方向へ伝播している。一方、累積雨量は鬼怒川の上流域から大きくなり、その分布が南の方向へ伝播している。この伝播の方向は鬼怒川の流下方向と一致しており、下流側で流量が大きくなる可能性があるかと推察する。次に2)の調査では累積雨量の空間分布について、線状降水帯が同様に観測された平成26年広島豪雨と平成16年新潟・福島豪雨を比較対象として本豪雨の空間分布について明らかにする。それぞれの累積雨量の空間分布を図2.3-5に示す。本豪雨と広島豪雨はXRAINの合成雨量データを用いて累積雨量を算出した。新潟・福島豪雨は気象庁合成レーダにアメダス、国土交通省水管理・国土保全局、新潟県の雨量データを用いて補正した雨量を用い、累積雨量を算出している。3事例の累積雨量はどれも積乱雲が移流する方向に涙型のように広がっていく空間分布を示している。これらの線状降水帯はすべて積乱雲を1つの地点から連続的に発生させることによって線状の形状を成すバックビルディング現象によるものであり、この現象による累積雨量分布は涙型の分布を示すことが分かった。また、どの事例でも雨域の流下方向で大きい累積雨量を示している。これによって鬼怒川上流域では流域平均3日雨量が約500 mmの強い雨量が観測されている。最後に3)の調査ではレーダ雨量計と地上雨量計のデータを用いて累積雨量の空間分布の比較を行う。ここでは累積雨量の大きい鬼怒川上流域でも欠測がなく観測できるC-Bandレーダ雨量を用いた。また、地上雨量観測所は国土交通省、気象庁、栃木県、茨城県、NTTドコモの5機関が所有する雨量計全228箇所のデータを用いた。それぞれの観測所が属する3次地域メッシュのレーダ雨量と地上雨量とを式(1)を用いて相対偏差を算出し比較する。

$$NE = \left| \frac{R_{\text{radar}} - R_{\text{ground}}}{R_{\text{ground}}} \right| \quad (1)$$

ここで、 R_{radar} はC-Bandレーダによって観測された累積雨量[mm]、 R_{ground} は地上雨量計によって観測された累積雨量[mm]である。

9月9日から11日までのC-Bandレーダ雨量と地上雨量の2日累積雨量とその相対偏差を図2.3-6に示す。C-Bandレーダの空間分布に地上の2日累積雨量をポイントで示している。C-Bandレーダの空間分布と同様に地上雨量計でも鬼怒川上流域で500 mmを超

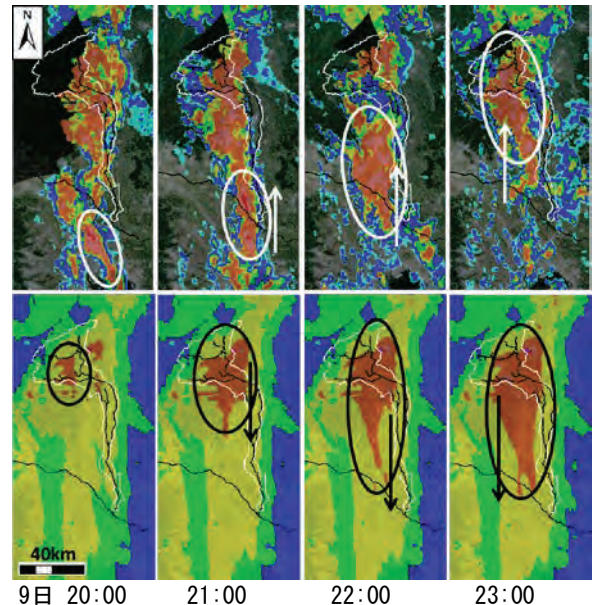
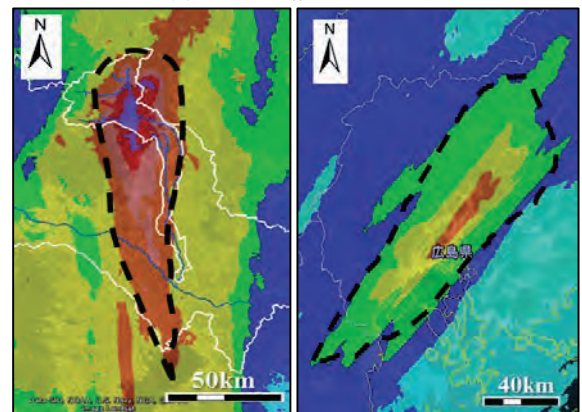
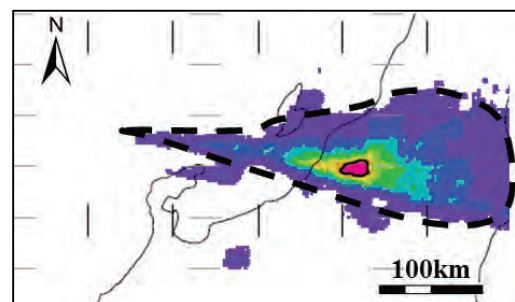


図2.3-4 国土交通省解析雨量データから作成した平成27年9月関東・東北豪雨の降雨強度と累積雨量の時空間分布

(累積雨量は9月9日00:00より観測された雨量の積算値を示している。線状降水帯の降雨強度は南方向から北方向へと伝播しているのに対して累積雨量は北方向から南方向へ伝播している。)



(a)平成27年関東・東北豪雨 (b)平成26年広島豪雨

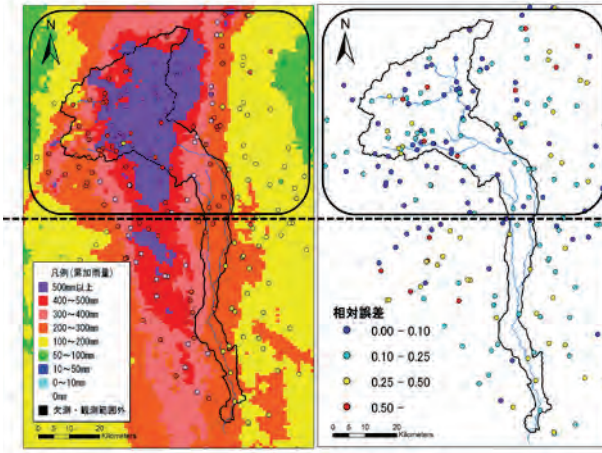


(c)平成16年新潟・福島豪雨

図2.3-5 線状降水帯3事例による累積雨量分布(3事例とも累積雨量の空間分布は雨域の移動方向に幅の広い涙型の分布を形成する。)

える強い雨量を観測している。一方、下流側ではレーダ雨量計で400~500 mmの雨が観測された分布に地上雨量計では300~400 mmの雨が観測されるなど

地上雨量計に比べてC-Bandレーダの方が大きな雨量が観測されていた。相対偏差は鬼怒川上流域では10%未満の観測所が多く、C-Bandレーダと地上雨量計はほぼ同じ値を示していることが分かる。また、石井観測所を境界に図2.3-6の黒い破線で示すように上流域と下流域とで平均の相対偏差を算出すると、それぞれ18%、22%であった。



(a) 累積雨量の空間分布 (b) 相対偏差の空間分布

図2.3-6 C-Bandレーダと地上雨量の空間分布

(C-Bandレーダと地上雨量の累積雨量は特に上流側で一致度が高く、相対偏差は黒い破線より上流、下流それぞれ18%、22%である)

(3) 地上雨量観測所数と流域平均雨量の関係

このような豪雨に対して計画論では計画規模の設定に確率雨量の考え方をを用いている。確率雨量は地上雨量観測値を基に算出される。そのため、(2)で示したような時空間分布を持つ降雨に対して地上雨量計による観測の精度について検証する。地上雨量観測数による流域平均雨量の精度について明らかにするために間引き法を用いて雨量観測所数を変化させ、流域平均雨量の算出を行う。ここでは、観測雨量が大きかった鬼怒川流域の石井観測所より上流域(流域面積は1230 km²)を対象に比較を行う。また、雨量観測所は石井上流域にある気象庁、国土交通省、栃木県、NTTドコモの4機関の計76地点によって観測された雨量を用いる。地上雨量観測所の数は現在の観測所数からn個(n=3,5,10, 20, 30・・・70)の観測所を選定し、石井上流域の流域平均雨量を求める。それぞれの選定個数に対して100ケースずつ行い、算出雨量の分散、平均値と観測所数の関係を明らかにする。雨量観測所の選定方法は雨量計76地点から無作為に抽出している。また、面積雨量はティーセン法と算術平均法の2種類の方法によって求めた。ティーセン法は各雨量観測所で垂直2等分線を引き、各雨量観測所の支配領域を幾何学的に求める手法である(ポロノイ分割)。そして、その支配領域の面積で各観測雨量を重み付き平均することによって流域平均雨量を求めている。

$$R_{g\text{ave}} = \sum_{i=1}^n \left(A_i R_{gi} / \sum_{i=1}^n A_i \right) \quad (2)$$

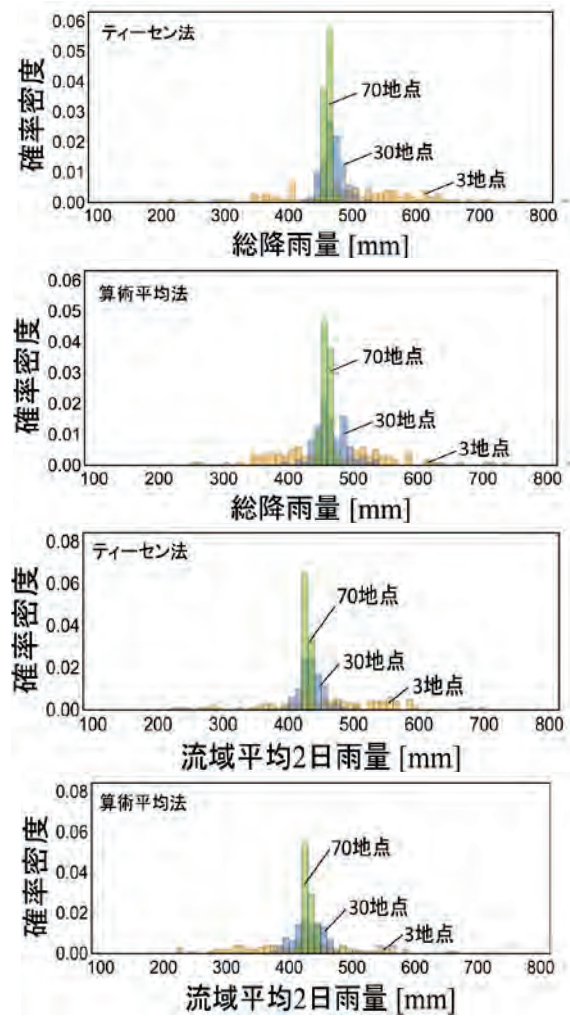


図2.3-7 総降雨量、流域平均2日雨量と観測所数の関係

(観測所数は3, 30, 70地点を代表としてプロットしている。地点数が増えるごとに総降雨量、流域平均2日雨量ともに分布は集中していく。)

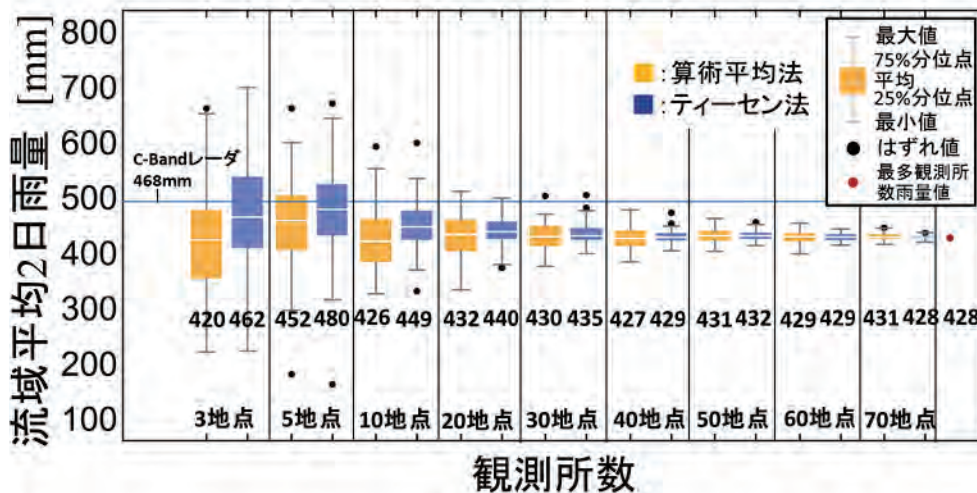
ここで、 $R_{g\text{ave}}$ は流域平均雨量[mm/h]、 A_i は各雨量観測所の支配面積[km²]、 R_{gi} は各地上雨量観測所の降雨量[mm/h]である。算術平均法は複数の雨量観測所の観測雨量を単純に平均する方法で観測雨量を足し合わせて観測所数で割る方法である。

$$R_{g\text{ave}} = \sum_{i=1}^n R_{gi} / n \quad (3)$$

これらの推定雨量との比較対象として鬼怒川上流域でも精度よく観測することのできるC-Bandレーダを用いる。C-Bandレーダによって観測されたメッシュ雨量を用いて累積雨量を推定し、流域内の全メッシュ雨量を平均することで流域平均雨量を求めている。

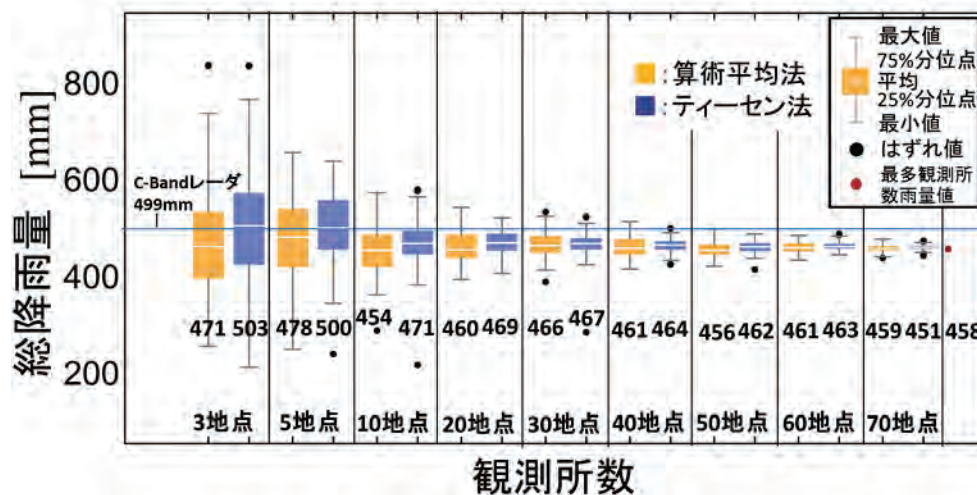
$$R_{r\text{ave}} = \sum_{i=1}^n A R_{ri} / \sum_{i=1}^n A \quad (4)$$

ここで、 $R_{r\text{ave}}$ はレーダ雨量より算出された流域平均降雨量[mm/h]、 R_{ri} は流域内の各メッシュ雨量[mm/h]、 A は3次地域メッシュ1000×1000 m²であ



(a) 石井上流域での流域平均2日雨量と観測所数との関係

(図中の数値は各観測所数により算出された流域平均2日雨量の平均値を表している)



(b) 石井上流域での総降雨量と観測所数との関係

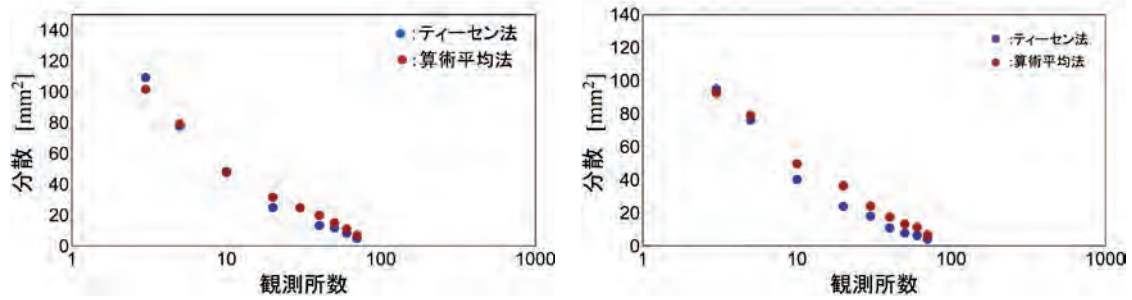
図2.3-8 石井上流域において流域平均雨量各推定方法で算出した総降雨量，流域平均2日雨量と観測所数の関係
(図中の数値は各観測所数により算出された流域平均2日雨量の平均値を表している)

(推定方法に関わらず雨量観測所数が増えるごとに総降雨量，流域平均2日雨量の分布の幅は狭くなる。また，観測所数によらずティーセン法，算術平均法ともに分布の幅はほとんど変わらない。)

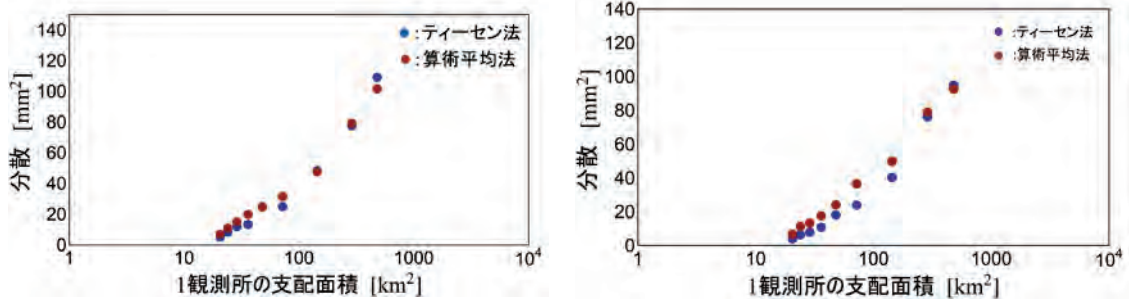
る。各手法により推定された総降雨量と観測所数の関係を図 2.3-7 に示す。観測所数が少ない場合，どちらの推定手法においても総降雨量は散らばりがある。観測所数が増えるごとに分布は集中し，左右対称の形状を成している。この分布を観測所数の分解能を細かくし，箱ひげ図に書き換えたものを図 2.3-8 に示す。観測所の数が増えるごとに石井上流域での流域平均雨量の分布の幅は狭くなっている。C-Band レーダによる観測雨量は地上雨量に比べて大きくなり，地上雨量観測所すべてを用いて算出した雨量と比較すると流域平均 2 日雨量でも総降雨量でも約 40 mm 大きかった。図 2.3-9 に(a)観測所数と分散，(b)1 観測所あたりの支配面積と分散，(c)観測所数と平均の関係を示す。総降雨量と 2 日雨量のどちらにおいても観測所数が増えるごとに分散は片対数グラフ上でほぼ直線的に減少している。このこと

から観測所数と分散との関係には指数関数の関係にあることが分かる。また，流域面積を観測所数で割って算出した 1 地点あたりの支配面積と分散の関係についても同様に指数関数の関係にあることが分かる。ティーセン法と算術平均法とでは分散はほとんど変わらない結果となった。各観測所数による流域平均雨量 100 ケースの平均値はティーセン法では 10 地点を境界に観測所数が少ないときに，観測所をすべて用いた場合に比べて約 30 mm 大きな値に算出されることが分かる。以上のことをまとめると，少ない観測所数から算出していた過去の流域平均雨量は分散幅が大きいものと推察される。

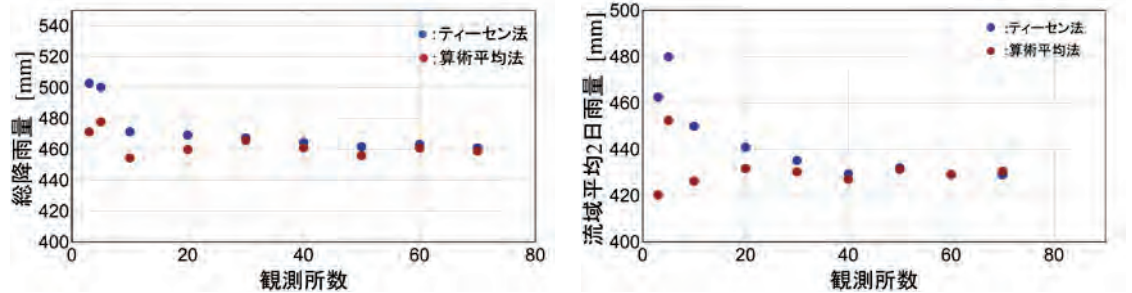
雨量計 1 台あたりの支配面積と相対推定偏差(誤差)の関係について図 2.3-10 に示す。この図は橋本ら⁹⁾によりまとめられた図に本研究で扱った流域で



(a) 観測所数と分散 (左: 総降雨量, 右: 流域平均2日雨量)



(b) 1観測所あたりの支配面積と分散 (左: 総降雨量, 右: 流域平均2日雨量)



(c) 観測所数と平均の関係

図2.3-9 雨量観測所数と分散, 平均の関係

(分散はティーセン法, 算術平均法ともにほとんど同じ値を示した。また, 分散は観測所数が増えるごとに片対数グラフ上でほぼ直線的に減少する。平均は観測所数が少ない時にティーセン法のほうが算術平均法よりも大きな値が算出される傾向にある。)

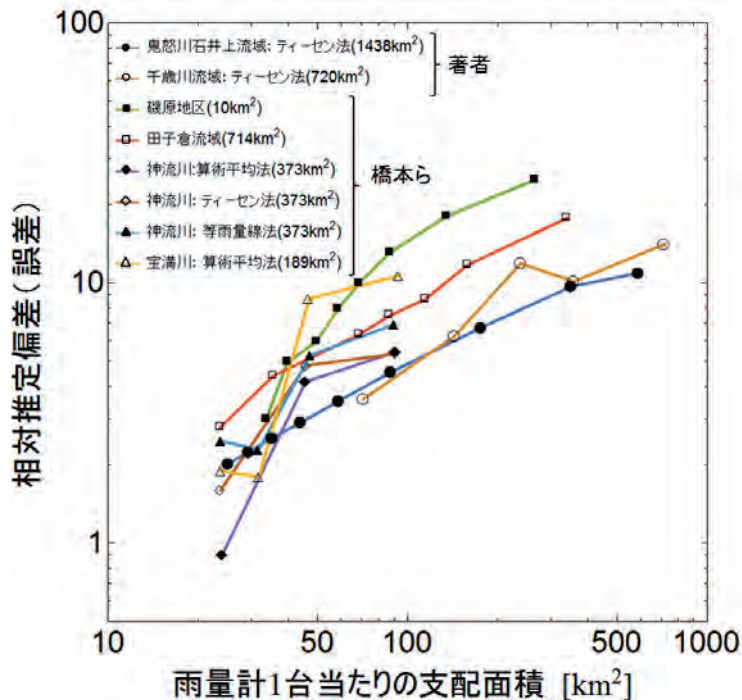


図2.3-10 雨量計1台あたりの支配面積と相対推定偏差の関係 (橋本ら⁵⁾によりまとめられた図に著者らの2事例のデータを追加したものである。)

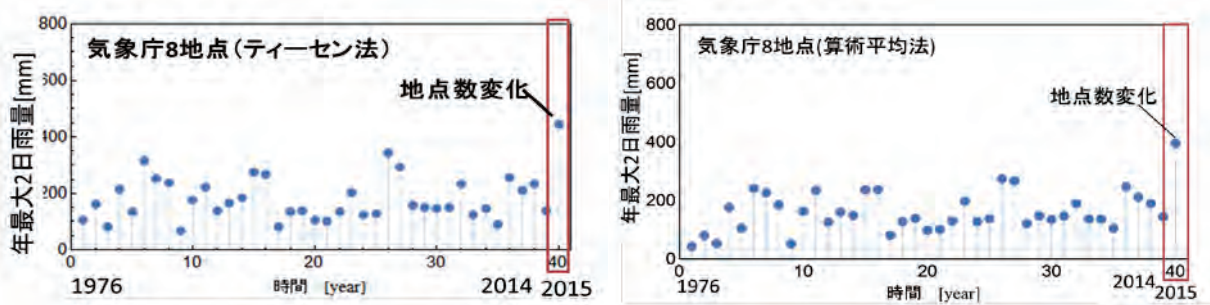


図2.3-11 気象庁8地点における年最大2日雨量の経時変化
(2014年までは気象庁8地点によって算出した流域平均2日雨量を用い、2015年の降雨は(2)で算出した各地点数の流域平均2日雨量を用いる)

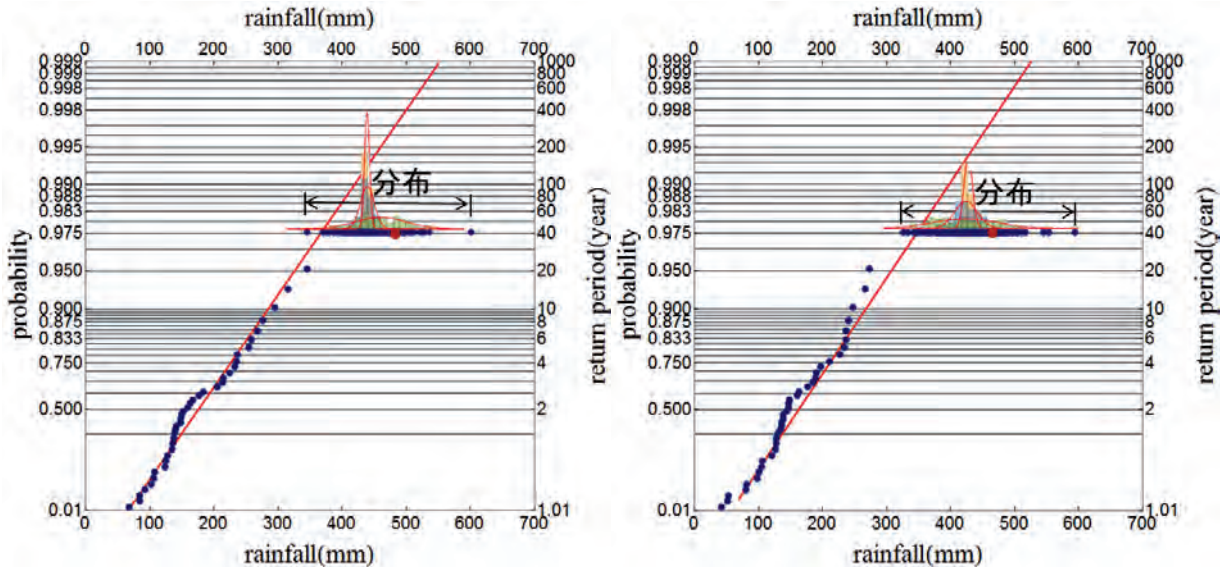


図2.3-12 気象庁8地点における年最大2日雨量より作成された確率紙
(左：ティーセン法，右：算術平均法)
(赤い点は2015年の雨で気象庁8地点を用いた場合の雨量)

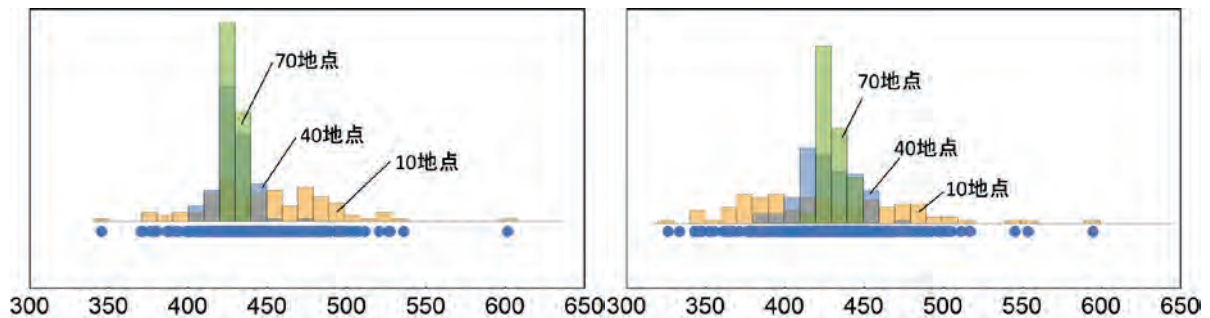


図2.3-13 気象庁8地点における年最大2日雨量より作成された確率紙の40年確率での分布
(ヒストグラムは代表地点として10, 40, 70地点を選定して表示させている。この図は図2.3-12で示している40年確率の部分拡大したものである)

の結果と千歳川流域での結果⁵⁾をプロットしたものである。相対推定偏差を求める式が小林⁶⁾により提案されており、次式で表される。

$$\sigma^2 = \int_A (p - P)^2 dA / A \quad (5)$$

$$\Delta P / P = 0.819 \sigma / P n^{-0.636} \quad (6)$$

ここで、 σ は降雨の面的な標準偏差[mm]、 A は流域面積[km²]、 P は流域平均雨量、 p は地点雨量、 Δ

P は高密度観測網からの偏差、 n は雨量計台数である。他の流域と同様に雨量計1台あたりの支配面積が小さくなる程相対推定偏差が小さくなっているという傾向にある。

(4) 流域平均雨量と確率年の関係

(3)で地上雨量によって推定される流域平均降雨量の精度は観測所の数と関係があることが分かった。確率雨量の算出には地上雨量観測所による流域平均雨量が用いられているため、この流域平均雨量と確率年の関係を明らかにする。この関係について 1)

1976年から2014年まで気象庁のアメダス8地点によって観測された雨量を用いて流域平均雨量を算出し、2015年の雨に(3)で求めたすべてのケースの流域平均雨量を用いた場合の算出される確率年について、2) 利根川水系河川整備基本方針⁷⁾にある1936年から2002年までの流域平均雨量を用いてこの雨量に(3)で求めた本豪雨によって観測された流域平均雨量を付け加えた場合の算出される確率年について、この2つの調査によって確率年と流域平均雨量との関係を明らかにする。1)で用いた年最大2日雨量を図2.3-11に示す。この流域平均雨量の算出には従来よりよく用いられるティーセン法と算術平均法を用いる。また、2015年の雨は観測所数10地点から70地点を用いた。この雨量をGumbel分布に当てはめ、累積分布関数を求めることで図2.3-12に示す確率紙を作成する。この図の40年確率の部分を拡大したものを図2.3-13に示しており、40年確率のところで観測値が分布していることが分かる。40年確率以外の確率年で分布がないことから、本豪雨の流域平均雨量の最小値が過去の流域平均2日雨量よりも大きかったことが分かる。その結果、40年での確率雨量の分布は(3)で求めた流域平均雨量の分布に等しくなり、350mmから600mmの間で分布していた。また赤点で示す雨量は2014年までと同様の気象庁8地点によって算出した本豪雨の流域平均2日雨量でこの確率雨量の中でも大きい値を表し、全観測所より算出した雨量よりも約20mm大きい値が観測された。次に、河川整備方針⁷⁾に書かれている年最大3日雨量を図2.3-14に示す。この雨量に本豪雨の分布を付け加えたときの確率雨量の分布について明らかにする。1)同様にGumbel分布

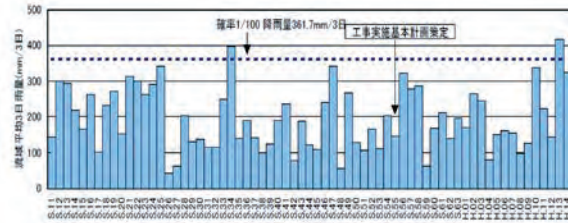


図2.3-14 河川整備基本方針⁷⁾に用いられている年最大流域平均3日雨量

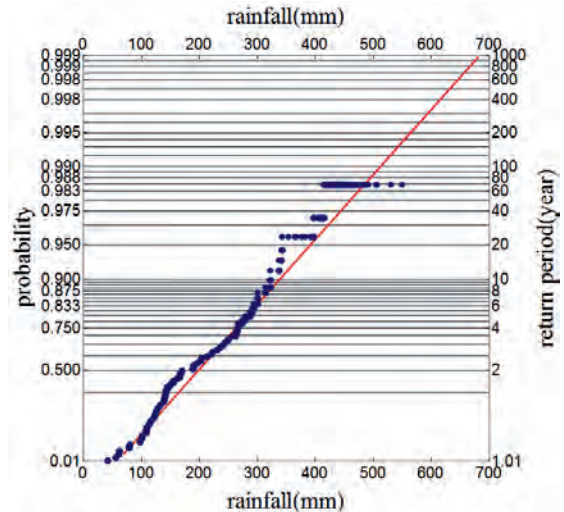


図2.3-15 河川整備基本方針⁷⁾に用いられている年最大流域平均3日雨量と本豪雨により作成された確率紙

に当てはめて作成した確率紙を図2.3-15に示す。この図から確率紙にプロットした雨量は20年から70年確率で分布している。70年確率でのそれぞれの観測所数での分布を図2.3-16に示す。ここに示

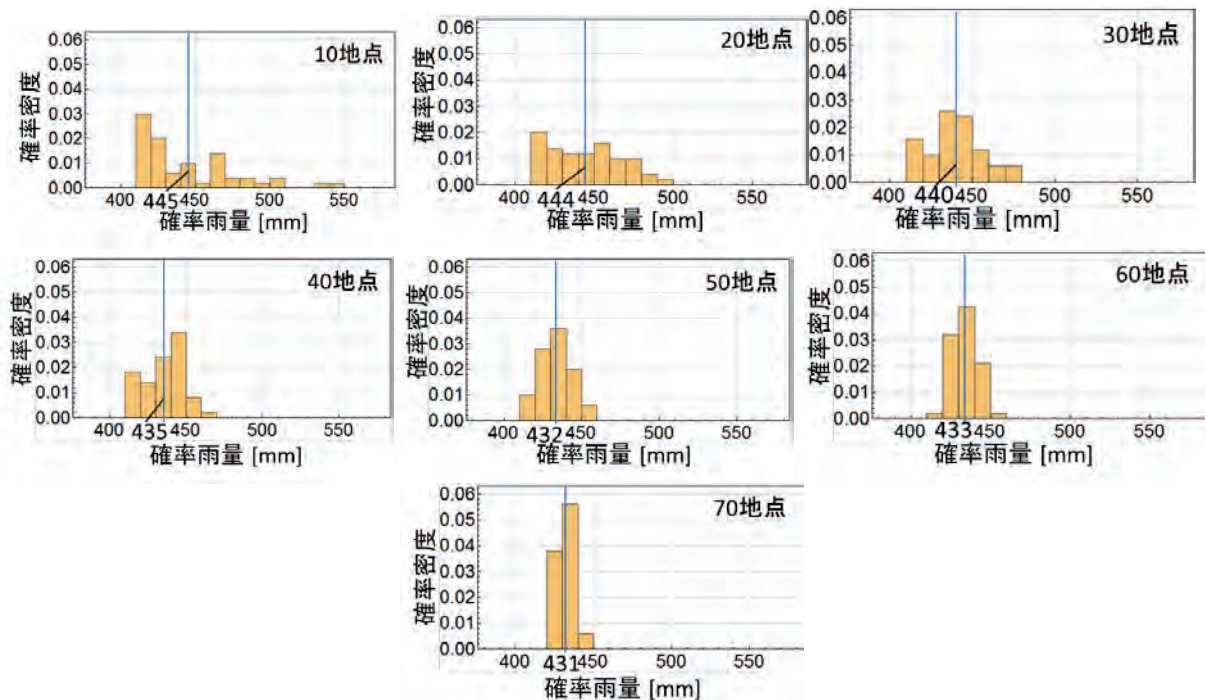


図2.3-16 70年確率での各観測所数における確率雨量の分布 (河川整備基本方針⁷⁾に用いられている年最大流域平均3日雨量と本豪雨により作成された確率紙の70年確率)

すように観測所数が少ない場合には 410 mm で最も確率雨量の頻度が大きくなり、グラフの形状は雨量が大きくなるにつれて頻度が減少するような非対称なグラフとなっている。一方、観測所数が多いと対称形のグラフを形成し、雨量の分布が集中している。平均値は観測所数が少ないほうが大きい値を示し、70 地点と 10 地点とでは約 15 mm 異なる。また、河川整備基本方針で算出された確率雨量と比較すると、1/100 確率の雨では 360 mm から約 500mm へ変化している。このことから、河川整備基本方針が作成された確率雨量よりも強い雨量が観測される確率が上がっていることが分かる。

(5) まとめ

平成27年関東・東北豪雨の降雨の空間分布を解析することで降雨強度と累積雨量の移動は逆方向でその累積雨量の伝播が河川の流下方向と一致していることが分かった。このことから下流側で流量が大きくなる可能性を示した。また、バックビルディング現象による累積雨量の空間分布はどれも涙型の分布を示し積乱雲が移流する方向で分布の幅が広く、強い降雨が観測される傾向にあることが分かった。これは地上雨量でもそのような結果となり、鬼怒川の上流域で500mmを超える強い雨量が観測された。このような空間分布を持つ降雨から間引き法により地上雨量観測所の数を変化させて、流域平均雨量を算出すると算出雨量は分布をもった。この分布は流域平均雨量の推定手法に関わらず観測所数が増えるに

つれて指数関数的に分散が小さくなった。この流域平均雨量を用いて確率年を算出するとある確率年での確率雨量も同様に分布することが分かった。河川整備基本方針の策定時に用いられた1936年から2002年までの流域平均雨量に2015年の本豪雨を加えた場合、確率紙は観測所数が増えるごとに左右非対称の分布から対称の分布へと変化した。また、確率雨量は1/100確率では360 mmから約500 mmへ変化していることが分かった。

参考文献

- 1) 気象研究所：平成 27 年 9 月関東・東北豪雨の発生要因
- 2) 国土交通省：『平成 27 年 9 月関東・東北豪雨』に係る洪水被害及び復旧状況等について,2015
- 3) 国土交通省：第 1 回 鬼怒川堤防調査委員会資料,2015.
- 4) 山田正, 日比野忠史, 中津川誠, 藤沢充哲, 森永博史：レーダ雨量計情報の動画像解析による降雨予測手法の提案と流域平均雨量の推定法に関する研究, 土木学会論文集, Vol.558/II-38, pp.13-30, 1997.
- 5) 橋本健, 佐藤一郎: 面積雨量の精度と雨量観測所数, 土木技術資料, Vol. 16, No. 12, pp. 35-41, 1974.
- 6) 小林勉: 平均雨量の誤差と雨量計の数および計算方法との関係, 電力気象連絡会彙報, Vol. 11, No. 1, 昭和 53 年.
- 7) 国土交通省：利根川水系河川整備基本方針 基本高水等に関する資料,2005

(山田 正)

第3章 鬼怒川における洪水被害

3.1 降雨流出特性

3.1.1 降雨流出解析

(1) 鬼怒川流域の概要

鬼怒川は栃木県の北部から茨城県にかけて流れる一級河川であり、流域面積は約1760km²、幹川流路長は約177kmである。また、流域内の人口は約55万人である。図3.1.1-1において黒い線で囲まれた領域が利根川流域の流域界、赤い線で囲まれた領域が鬼怒川流域の流域界でイチョウの葉のような形をしている。青い線が河道網を示している。

図3.1.1-2に川幅の縦断分布(利根川との合流部から上流105kmまで)を示す。図3.1.1-2に示すように利根川との合流部から上流へ35kmから45km付近で川幅が急激に変化している¹⁾。国土交通省は利根川との合流部から45km地点の川幅が急激に変化している地点を鬼怒川の下流部と中流部の境界であると定義している。

次に図3.1.1-3に鬼怒川の標高と昭和22年に関東で大きな被害をもたらしたカスリーン台風時の水位の縦断分布を示す。図3.1.1-3の左上の図の縦軸は河床勾配であり、下流から45kmの地点で河床勾配が不連続に変化している。このことから、鬼怒川の河床縦断形は2本の指数曲線になっていることが分かる。Yatsuら²⁾は、世界で初めて2本の指数曲線をもつ河川があることを指摘し(ほとんどの河川の河床縦断形は1本の指数曲線になっている)、河床縦断形が折れ曲がる場所で河床堆積物の粒径が変化していることを突き止めた。

以上のことから、鬼怒川の下流から45kmの地点では川幅、河床勾配、河床堆積物の粒径が変化しており、それにより洪水の流速や水位が変化し、特に45kmより下流では河床勾配が上流より緩やかになっていることから、相対的に上流域より水位が上昇する水理的特性を有していることが分かった。

(2) 流出計算の概要

今回の洪水の降雨流出特性を明らかにするために、鬼怒川水海道地点(利根川との合流部から11km)、石井地点(利根川との合流部から75km)を対象に流出計算を行った。図3.1.1-4に石井地点、水海道地点を示した鬼怒川流域図を示す。石井地点は鬼怒川上流域の基準点となっている地点である。また、今回の洪水では主に石井地点と水海道地点の間で溢水が発生しているため、石井地点と水海道地点を対象とした。以下に流出計算の概要を示す。

1) 入力データに用いる降雨データ

流出解析を行うにあたって入力データに用いる降雨データは国土交通省が公開しているC-Band Radarにより観測された降雨をサブ流域ごとに入力データとして与え、



図3.1.1-1 鬼怒川流域の流域図(黒い線で示すのが利根川上流域の流域界、赤い線で示すのが鬼怒川流域の流域界である。青線は河道網を示している)

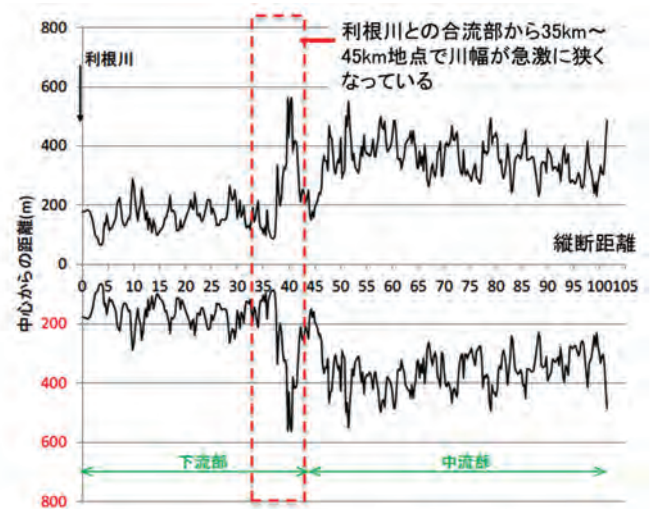


図3.1.1-2 川幅の縦断分布(利根川との合流部から上流105kmの区間)

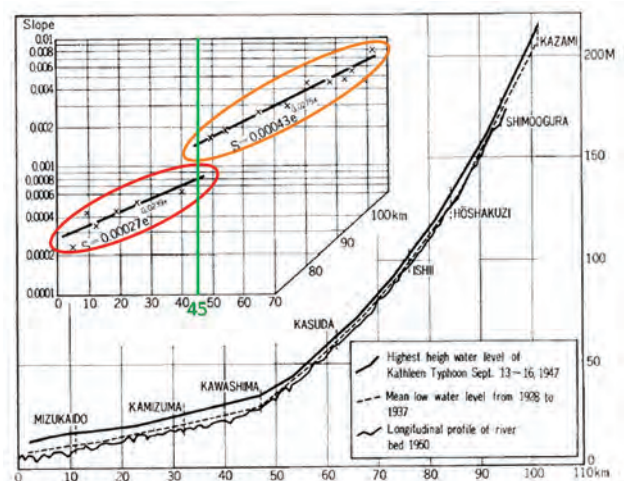


図3.1.1-3 鬼怒川流域の河床高と水位の縦断分布

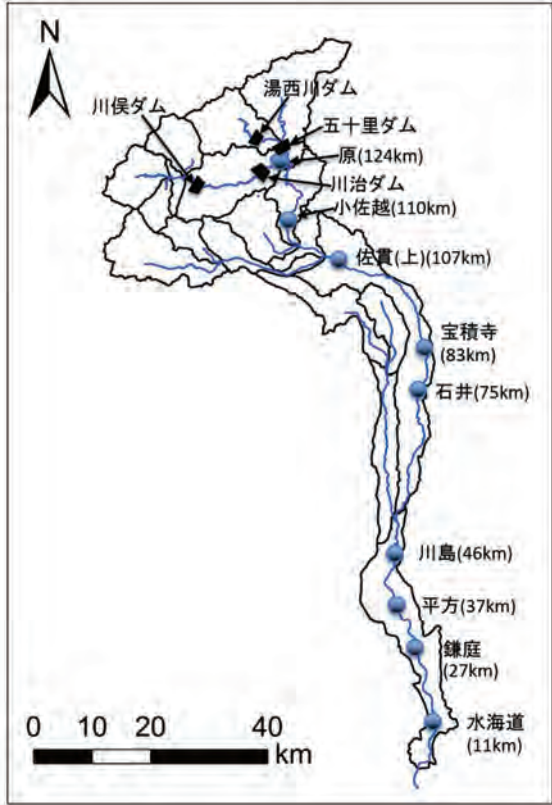


図3. 1. 1-4 鬼怒川流域の流域界と河道網(本解析では鬼怒川流域を図のように19サブ流域に分割し斜面計算を行う)

斜面計算を行う。

2) 斜面計算に用いる流出モデル

流出計算では斜面計算には吉見・山田ら³⁾の鉛直浸透機構と斜面計算を分離した降雨流出の基礎式を用い、河道計算には MIKE11 を用いて次元不定流計算を行う。以下にその概要を簡単に説明する。

山田ら⁴⁾は従来から流域の最小スケールを単一斜面とし、斜面流下方向流れを kinematic wave とし単一斜面における一般化した降雨流出の式を提案している。以下にその概要を示す。連続式は式(1)で表現される。単一斜面に対して幅広矩形断面を想定するとともに、様々な流出形態に対応するために運動則を式(2)に示すよう、断面平均流速は水深のべき乗に比例するという形式で表現する。式(1)と式(2)より単位幅流量 q についての式(3)を得る。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r \quad (1)$$

$$v = \alpha h^m, \quad q = vh = \alpha h^{m+1} \quad (2)$$

$$\frac{\partial q}{\partial t} + \alpha q^\beta \frac{\partial q}{\partial x} = \alpha q^\beta r \quad (3)$$

ただし,

$$a = (m+1)\alpha^\beta \quad (4)$$

$$\beta = \frac{m}{m+1} \quad (5)$$

ここに、 v : 断面平均流速[mm/h], h : 水深[mm], $q(t)$: 単位幅流量[mm²/h], $r(t)$: 有効降雨強度[mm/h], m : 流出パラメータ, α, β : 流出特性を表すパラメータである。直接流出は流出寄与域(河道及び河道近傍の湿潤領域)のみからの流出と考えると、斜面長は実地形上の斜面長より十分短いと考えられ、式(6)示す変数分離型の近似式が仮定できる。

$$q(x, t) \cong xq_*(t) \quad (6)$$

ここに、 q_* : 流出高[mm/h]である。また、流出寄与域の斜面長 L の末端で考え $x=L$ として式(6)を用いると、偏微分方程式である式(3)は式(7)に示すように流出高に関する常微分方程式に変形できる。

$$\frac{dq_*}{dt} = a_0 q_*^\beta (r - q_*) \quad (7)$$

$$a_0 = aL^{\beta-1} = (m+1) \left(\frac{\alpha}{L} \right)^{\frac{1}{1+m}} \quad (8)$$

式(7)が一般化された単一斜面からの降雨流出の基礎式となる。土壌・地形特性を示す流出パラメータ a と m の値に関しては志村ら⁵⁾は、鈴木^{6,7)}、窪田ら⁸⁾の不飽和浸透理論と kinematic wave 法の式展開を比較することにより式(9), (10)で示されるよう、土壌・地形特性から決定できることを示している。

$$\alpha = \frac{k_s i}{D^{\gamma-1} w^\gamma} \quad (9)$$

$$\gamma = m+1 \quad (10)$$

ここに i : 斜面勾配, D : 表層土層厚[mm], k_s : 飽和透水係数[mm/h], w : 有効空隙率, γ : 土壌の透水性を表す無次元パラメータである。これにより、斜面流下方向の流れに関して中間流を対象とする場合、土壌・地形特性から流出パラメータを決定し降雨流出計算を行うことが可能である。

一方で、山地流域における流出現象では、表面流より中間流が卓越することが知られている。このため、大規模出水もしくは斜面深層の流れを考慮した流出計算を行うためには、斜面多層流れを多層構造として扱う必要がある。そこで吉見・山田ら³⁾は、以下に示す新しい流出計算手法を用いて再現性の向上を試みた。まず、山腹斜面が複数の層で構成されていると考え、 n 層目における鉛直浸透について考える。 $n-1$ 層目から n 層目への浸透量

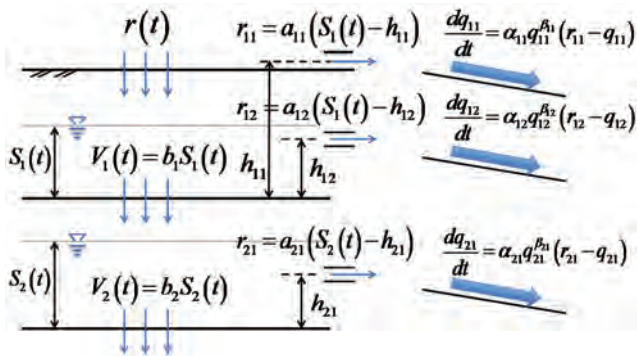


図 3. 1. 1-5 鉛直浸透機構と斜面流出を分離した降雨流出モデルの概念図

$V_{n-1}(=b_{n-1}S_{n-1})$, n 層目から $n+1$ 層目への浸透量 $V_n(=b_nS_n)$ と各層における流出に寄与する雨量の連続関係から式(11)を得る。

$$\frac{dS_n}{dt} = V_{n-1} - r_{nm} - V_n \quad (11)$$

各層の流出に寄与する降雨量は式(12)に示すように土層内水位 S_n が各層の保水力を表す土層内の側方成分までの高さ h_{nm} を超えた時点で発生する。

$$\begin{cases} r_{nm} = 0 & (S_n < h_{nm}) \\ r_{nm} = a_{nm}(S_n - h_{nm}) & (S_n \geq h_{nm}) \end{cases} \quad (12)$$

さらに、式(11)中の r_{nm} を式(13)中の基礎式に斜面流出に寄与する降雨として与えることで各層における斜面計算が行われる。

$$\frac{dq_{nm}}{dt} = \alpha_{nm} q_{nm}^{\beta_{nm}} (r_{nm} - q_{nm}) \quad (13)$$

ここに、 n :層数、 m :各層における側方成分の数である。また、 S_n :各層の土壌内水位[mm]、 a_{nm} 、 b_n :各側方成分浸透成分の比例定数[1/h]、 h_{nm} :流出成分発生の閾値[mm]、 r_{nm} :斜面流出に寄与する雨量[mm/h]、 V_n :鉛直浸透量[mm/h]である。 α_{nm} 、 β_{nm} :単一斜面における降雨流出の基礎式の α 、 β にそれぞれ対応する、 a_{nm} 、 b_{nm} :各側方成分、鉛直浸透成分の比例定数。この鉛直浸透機構は、降雨が流出に寄与するまでの遅れ時間や損失雨量を表現することが出来る。鉛直浸透機構における各層の側方成分は、流出に寄与する降雨量として式(13)の入力降雨として与えられる。このような構造をとることにより、鉛直浸透に起因する非線形性、側方流出に起因する非線形性を表現可能となった。以上の計算過程の概念図を図3. 1. 1-5に示す。図3. 1. 1-5に示すように表面流出、中間流出、鉛直浸透流を表現することができる。また、中間流出は層構造によって早い中間流出成分、遅い中間流出成分が表現可能である。

3) 河道計算の概要

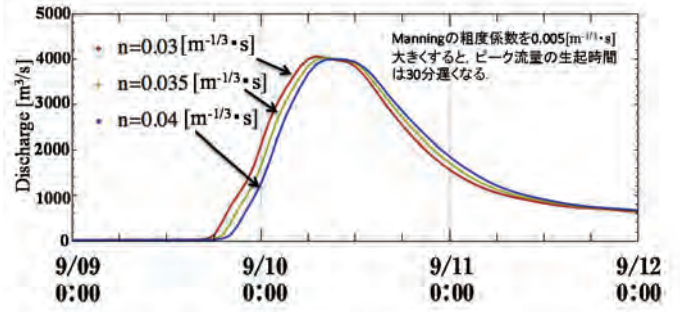


図3. 1. 1-6 鬼怒川水海道地点における流量ハイドログラフ (Manningの粗度係数を $n=0.03, 0.035, 0.04$ [$m^{-1/3} \cdot s$] として鬼怒川全域に与えて河道計算を行った)

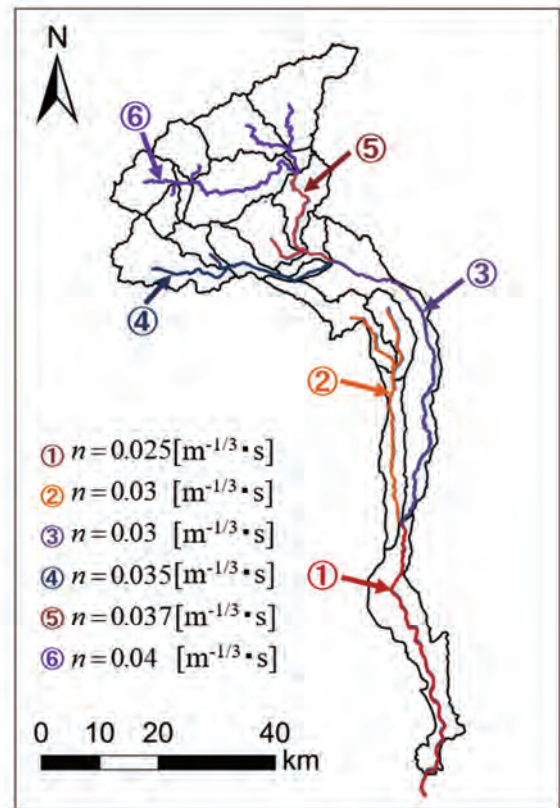


図3. 1. 1-7 河道計算で用いたManningの粗度係数を表記した鬼怒川の流域図(それぞれの番号に対応する左図に示したManningの粗度係数を用いる)

河道計算には、式(14)に示す連続式と、式(15)に示す慣性力と重力、圧力、河床の底面摩擦力のみを考慮した運動量方程式を用いた。以下にその式を示す。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (14)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha \frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{gn^2 Q |Q|}{AR^{4/3}} = 0 \quad (15)$$

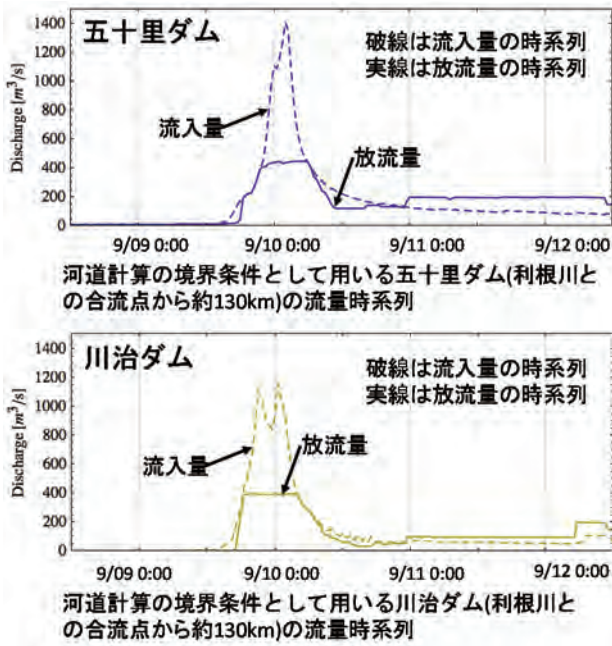


図3. 1. 1-8 河道計算の境界条件として用いるダムの放流量時系列(放流量時系列を境界条件として与える)

α : 運動量補正係数, H : 水位[m], g : 重力加速度[m/s²], R : 径深[m], n : 粗度係数である. 河床の底面摩擦力はManningの式より粗度係数 n を用いて表している. 数値計算について, 差分法は6点abbott法を用いている.

4) Manningの粗度係数

鬼怒川流域内でManningの粗度係数を様々に変化させて, その値を変化させた時の水海道地点における流量ハイドログラフを図3. 1. 1-6に示す. 図3. 1. 1-6に示すようにManningの粗度係数を0.03から0.035のように値を0.005大きくすると, ピーク流量の生起時間は約30分遅くなることが分かった. しかし, 実際には流域内の粗度係数は一様ではなく, 上流の山地流域では大きくなり, 下流域では上流域に比べ小さくなる. 本計算ではManningの粗度係数は利根川合流部から101km地点までは“河川環境管理財団「鬼怒川の河道特性と河道管理の課題」より取得した⁹⁾. 101km地点より上流部は土地利用, 地形からManningの粗度係数を決定した. 図3. 1. 1-7に用いたManningの粗度係数を示す.

5) 河道断面

横断面は利根川との合流部から上流105kmの地点までは“国土交通省「川の防災情報」より取得し, 106kmより上流部と支川の河道はGoogle Earthを用いて川幅を確認し, 断面形状は仮想的な断面を与える. 流域内の溢水した箇所や堤防が決壊した箇所は水が溢れないと仮定し, 上流端から下流端まで越水や堤防の決壊は発生しないと仮定する.

6) ダムの放流操作

鬼怒川流域に位置する4ダムの位置図を図3. 1. 1-4に示

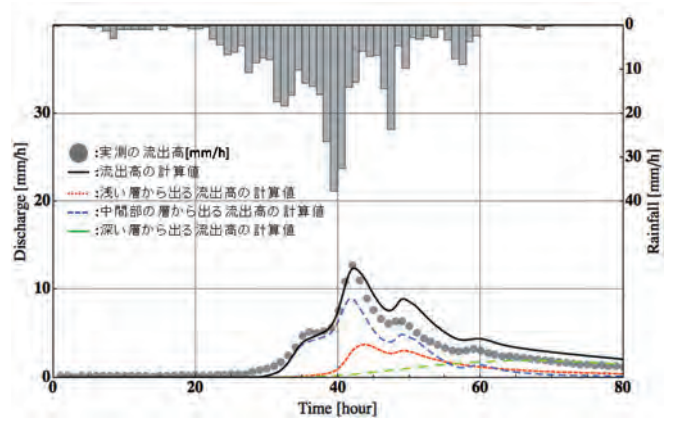


図3. 1. 1-9 斜面計算に用いる最適なパラメータを用いて川俣ダム流域を対象に斜面計算した結果の一例(川俣ダム: 流域面積: 179km²)

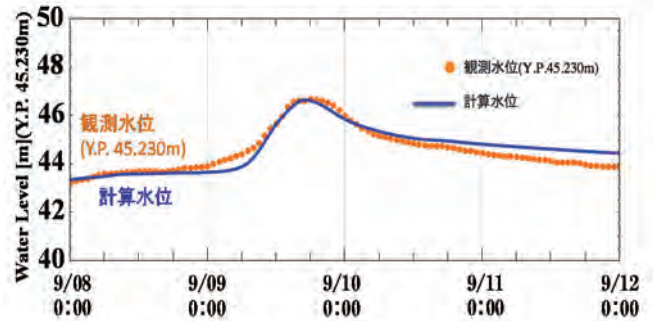
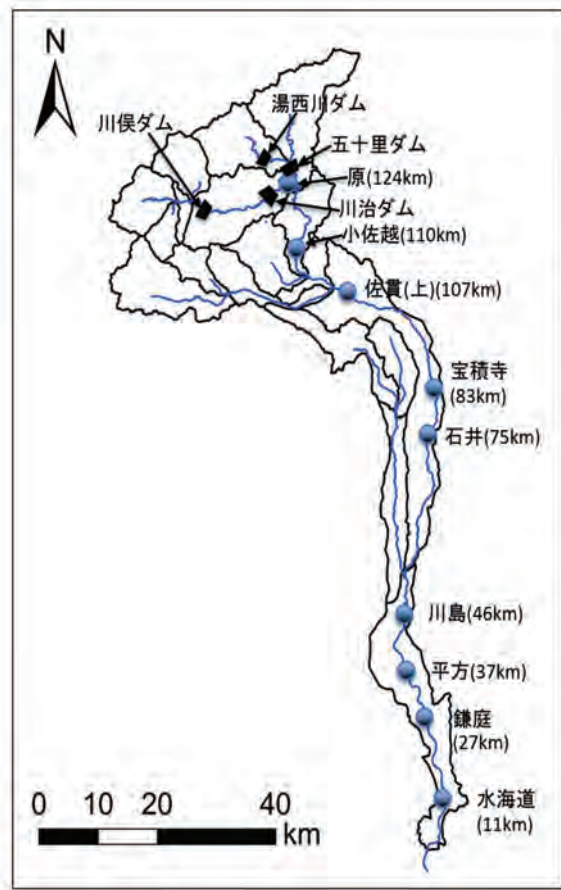


図3. 1. 1-10 利根川上流域八斗島地点(Y. P. 45. 230m) (河口から約181km) における観測水位と計算水位の比較

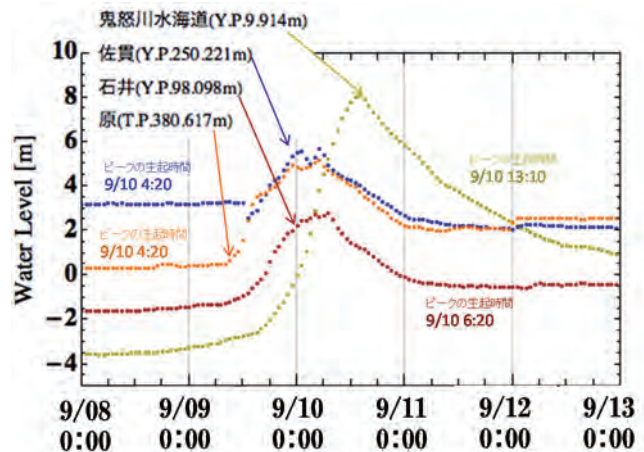
す. ダムに関しては鬼怒川流域内にある4つのダムのうち, それぞれのダムの下流部に他のダムがない五十里ダム, 川治ダムの国土交通省より公開されている実測の放流量データを与え, 河道計算の境界条件として計算を行った. また五十里ダム, 川治ダムより上流部は計算をせずに五十里ダム, 川治ダムの下流部を河道計算した. 図3. 1. 1-8に河道計算の境界条件として用いる五十里ダムと川治ダムの放流量の時系列を示す. 破線で示すのはダムへの流入量時系列, 実線で示すのはダムの放流量時系列である. 本解析の境界条件にはダムの実線で示すダムの放流量時系列である.

7) 斜面計算に用いる流出パラメータの決定

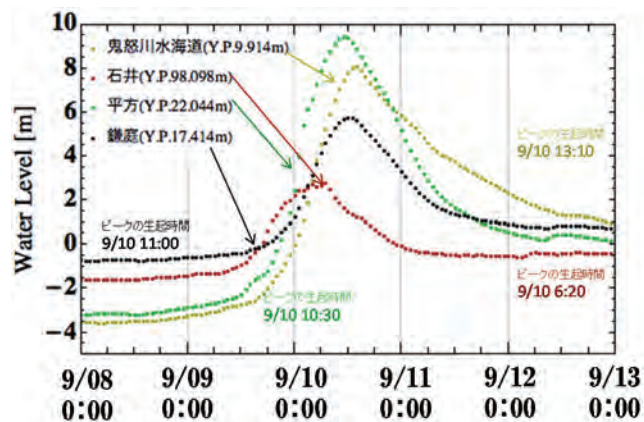
降雨流出モデルのパラメータの推定は鬼怒川流域上流域に位置する川俣ダム流域(流域面積: 179.4km²), 湯西川ダム流域(流域面積: 102km²)の流域平均雨量, それぞれのダムへの流入量データを入力値としてGauss-Newton法を用いてパラメータを推定した. パラメータ推定に用いた降雨イベントは, 川俣ダム流域では国土交通省が川俣ダム流域における水文データの一般公開を始めた2002年以降に川俣ダム流域で発生した降雨イベントのうち総降雨量100mm以上の5イベントを用いてパラメータの推定



鬼怒川流域の流域界と河道網，雨量観測所，ダムを示した流域図



各水位観測所地点の実測水位の時系列(原地点(利根川との合流部から124km)から石井地点(利根川との合流部から75km))



各水位観測所地点の実測水位の時系列(石井地点(利根川との合流部から75km)から水海道地点(利根川との合流部から11km))

図3. 1. 1-11 鬼怒川流域の流域図(左)と各水位観測所地点の実測水位の時系列(右上が鬼怒川上流域の実測水位時系列(原地点(利根川との合流部から107km)から石井地点(利根川との合流部から75km), 右下が鬼怒川下流域の実測水位の時系列(石井地点(利根川との合流部から75km)から水海道地点(利根川との合流部から11km)))

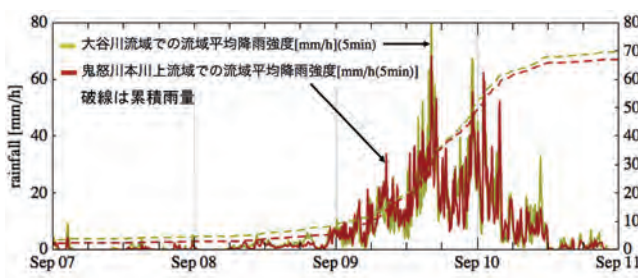


図3. 1. 1-12 大谷川流域(利根川との合流部から約110km)と鬼怒川上流域(利根川との合流部から約130km)の流域平均雨量の時系列(5分間雨量)と累積雨量の比較

を行った。湯西川ダム流域では，国土交通省が湯西川ダム流域における水文データの一般公開を始めた2014年以降に湯西川ダム流域で発生した降雨イベントのうち総降雨量100mm以上の2イベントを用いてパラメータの推定

を行った。推定したパラメータのうち，他の降雨イベントを精度よく再現できるパラメータセットを最適なパラメータセットとして決め，そのパラメータを今回の解析のパラメータセットとした。図3. 1. 1-9に上述した手法により決定したパラメータを用いて鬼怒川流域内の川俣ダム流域を対象に斜面計算した結果の一例を示す。斜面計算では上記の手法により決定したパラメータを鬼怒川流域に存在する全てのサブ流域に一様に与えた。

8) 流出計算の再現精度

流出計算では，利根川上流域と下流域において，図3. 1. 1-1に示すように鬼怒川より上流に位置する渡良瀬川，下流域に位置する銚子までの河道，また江戸川を含めて河道計算を行った。利根川上流域は139サブ流域に分割し，鬼怒川流域は図3. 1. 1-4に示すように19サブ流域に分割して斜面計算及び河道計算を行った。図3. 1. 1-10に利根川上流域の基準点である八斗島地点(河口から約181km)の水位ハイドログラフを示す。図3. 1. 1-10に示す

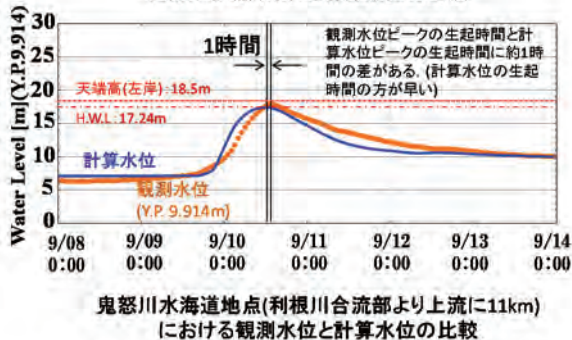
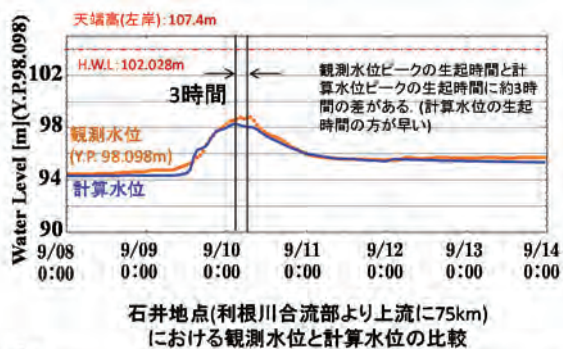


図3.1.1-13 石井地点(利根川との合流部から75km)、水海道地点(利根川との合流部から11km)での水位の計算値の hidro グラフと観測水位との比較

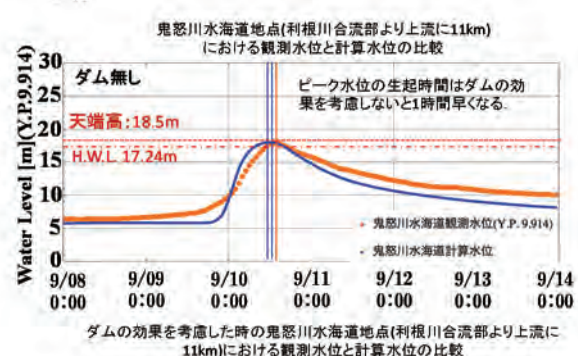
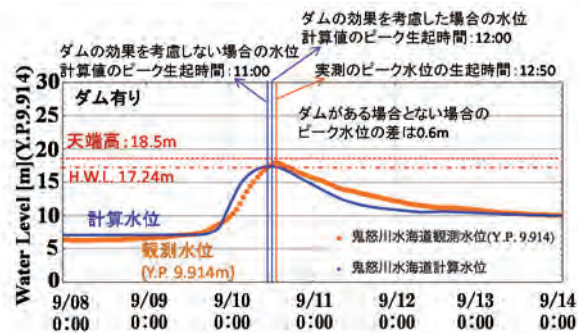


図3.1.1-14 ダムの放流操作の有無の違いによる鬼怒川水海道地点(利根川との合流部から11km)における水位 hidro グラフの比較

ように、水位 hidro グラフの立ち上がり、ピーク値が概ね再現できている。つまり、本解析の斜面計算、河道計算による水位時系列、流量時系列の再現精度が良好であることが分かる。

(3) 流量・水位観測値

今回の洪水において国土交通省により観測された実測の水位時系列を図3.1.1-11に示す。図3.1.1-11に示すように鬼怒川上流域では原水位観測所地点から約110km下流部の水海道地点までピーク水位の生起時間の差は約10時間ある。一方、原水位観測所地点と佐貫地点は約20km離れているがピーク水位の生起時間はほぼ同時刻である。これは佐貫地点のピーク水位に大きく影響をもたらした鬼怒川の支川である大谷川のピーク水位が佐貫地点で生起する時間と、鬼怒川上流域(利根川との合流部から約130km)から流れてくる洪水のピーク水位の原水位観測所地点でのピーク水位の生起時間がほぼ同時刻であったことを示す結果である。図3.1.1-12に大谷川流域(利根川との合流部から約110km)と鬼怒川上流域(利根川との合流部から約130km)の流域平均雨量の時系列と累積雨量を比較した図を示す。図3.1.1-12に示すように、最大降雨強度の生起時間、累積雨量が近い値をとることが分かる。つまり大谷川と鬼怒川本川上流域での最大降雨強度はほぼ同時刻に発生していたことが分かる。鬼怒川本川上流域から流れてくる洪水の佐貫地点におけるピーク水位の生起時間が大谷川から流れてくる洪水のピーク水位の生

起時間と一致した場合、下流部でのピーク水位はさらに大きくなっていた可能性があると考えられる。

(4) 水位・流量の計算結果

1) 水位・流量の解析結果

本解析による石井地点(利根川との合流部から75km)と水海道地点(利根川との合流部から11km)の観測水位と計算水位の hidro グラフを図3.1.1-13に示す。まず、水位 hidro グラフの形状を見てみると、立ち上がりが上に凸な hidro グラフになっている。石井地点では水位のピークの生起時間は計算値と観測値で約3時間の差があり、計算値によるピーク水位の方が早く生起している。水位のピーク値は計算値と観測値で80cmの差があり本解析では過小評価している。しかし、水位 hidro グラフの立ち上がり、逶減部、水位 hidro グラフの波形は概ね表現することができている。また、水海道地点では水位のピークの生起時間は計算値と観測値で約1時間の差があり、計算値によるピーク水位の方が早く生起している。水位のピーク値は計算値と観測値で40cmの差がある。図3.1.1-13中にH.W.L.(計画高水位)と左岸側の天端高を示す。石井地点(利根川との合流部から75km)では、実測値、計算値ともにピーク水位はH.W.L.を超えず、天端高を超過していない。しかし、水海道地点では計算水位はH.W.L.を約6時間超過しており、観測水位も国土交通省関東地方整備局によると、水海道地点では観測水位はH.W.L.を5時間超過していたことが分かる。また、天端高は超過せず溢水はしなかったことがわかる。

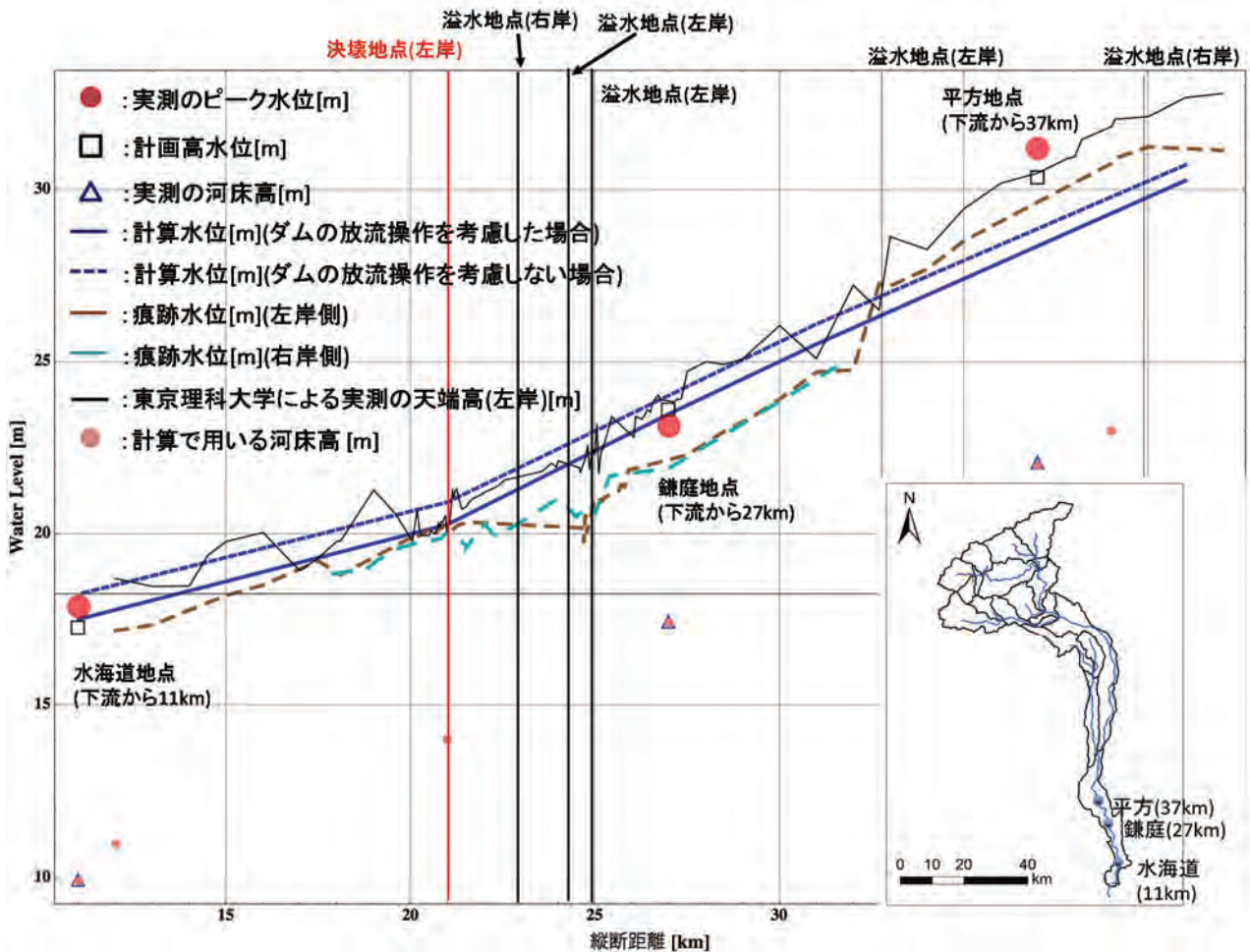


図3. 1. 1-15 ピーク水位の計算値と実測値の縦断分布(左上図が鬼怒川流域の流域図で、右図がピーク水位の計算値の縦断分布(図中のプロットは水位観測所で観測された実測水位で□で示しているのはH.W.L.をそれぞれ示している。また実線がダムの放流効果を考慮した場合、破線はダムのない場合を示している))

2) ダムの放流操作が下流域に与える影響

次に、ダムの放流効果が下流域に与える影響を見るために鬼怒川流域に存在する湯西川ダム、五十里ダム、川俣ダム、川治ダムの4ダムがある場合とない場合で流出計算を下流にダムが存在しない五十里ダムと川治ダムの放流量を境界条件に与え計算を行い、ダムがない場合は上流のサブ流域で斜面計算を行い、その値を境界条件として河道計算を行った。図3. 1. 1-14に示すようにダムの放流効果を考慮した場合、先述したように水海道地点におけるピーク水位の生起時間は9/10 12:00になる。一方でダムがない時、水海道地点におけるピークの生起時間がダムの放流効果を考慮した場合に比べ1時間早くなり、さらにピーク水位の値は60cm大きくなった。ここでは、溢れない仮定で計算を行っているため、計算値のほうが実測値よりも大きい。国土交通省関東地方整備局が発表しているダムの有無による試算計算では、上流域の4ダムにより下流域(平方～水海道)での水位は25cm～56cmの水位低下効果があることが発表されている¹⁰⁾。本解析の結果では60cmの水位低下効果があることがわかり、国土交

通省関東地方整備局の試算結果と概ね一致していることがわかる。また、ダムがない場合の水海道地点での計算水位はH.W.L.を約11時間超過しており、ダムの放流効果を考慮した計算値と比較すると約5時間 H.W.L.を超過している時間が長かった。以上の計算結果より、ダムピークの生起時間を遅らすと同時に洪水流量を貯留し、ピーク水位を下げ、溢水時間を短縮する効果があることがわかる。

3) 水位の縦断分布

次に計算水位と観測水位の縦断分布から降雨流出特性について考察する。図3. 1. 1-15にピーク水位の計算値と実測値の縦断分布(左上図が鬼怒川流域の流域図で、他図はピーク水位の縦断分布)を示す。図中のプロットは水位観測所で観測された実測水位、□で示しているのはH.W.L.である。また実線はダムの放流効果を考慮した場合、破線はダムのない場合を示している。河床の標高は水位観測所地点の実測の標高データを用いる。堤防の天端高は東京理科大学が現地で計測した左岸側の天端高を用いる。洪水痕跡水位は東京理科大学が計測した実測の痕跡水位

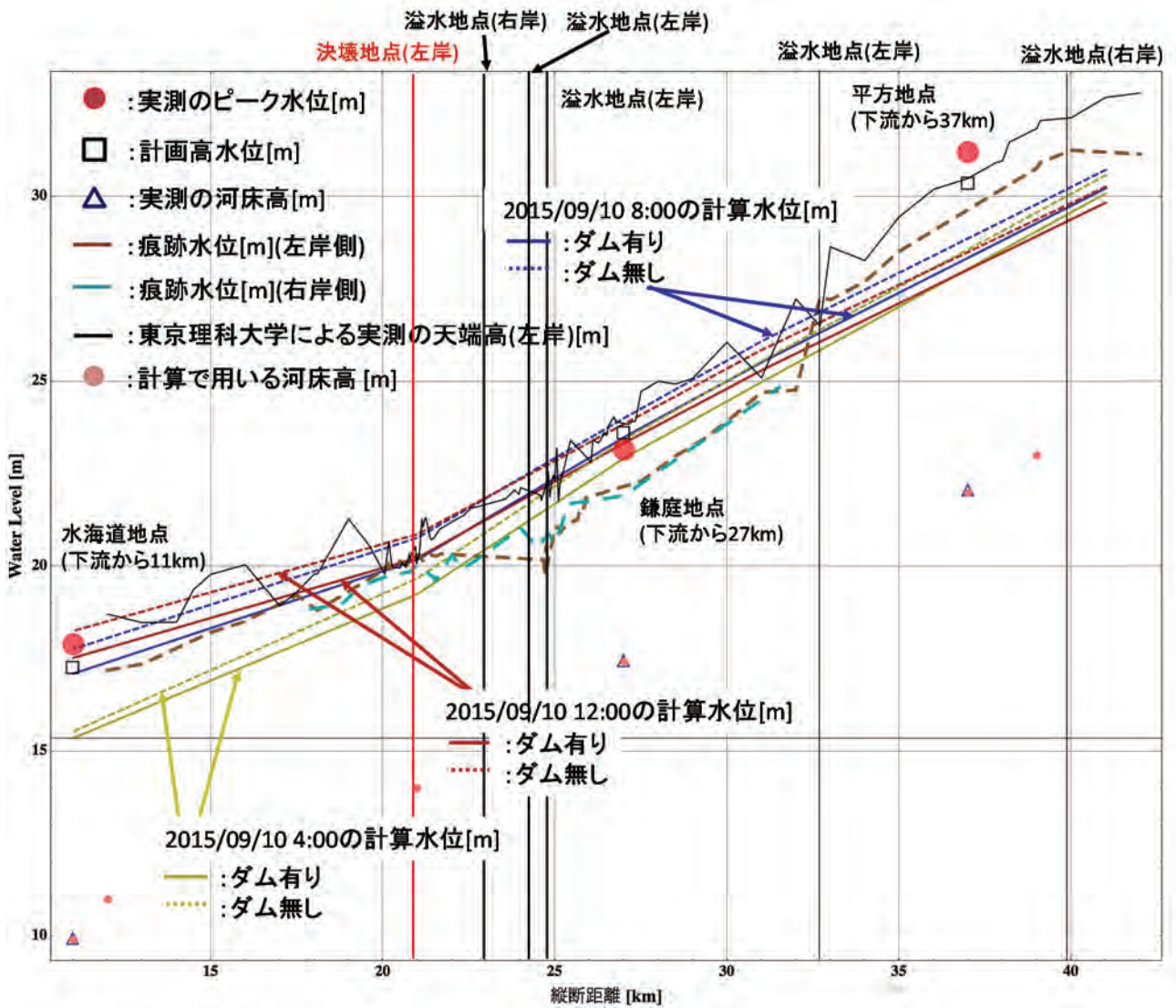


図3.1.1-16 水位の実測値と計算値の縦断分布(下流部で水位ハイドログラフが立ち上がり始める9/10 4:00から逡減し始める9/10 12:00まで。また実線がダムの放流効果を考慮した場合、破線はダムのない場合を示している)

を用いる。国土交通省は鬼怒川下流域では溢水が7箇所、決壊が1箇所が発生したと公表している。図3.1.1-15に示すように鬼怒川下流部の天端高は不連続に変化しており、天端高がピーク水位の計算値を下回っている箇所がある。その地点は国土交通省が公表している溢水地点と決壊地点が概ね一致していることが分かる。一方で、溢水したとされている地点で計算値のピーク水位が天端高を下回っている地点(平方地点周辺)は図3.1.1-2で示す川幅が急激に狭くなる地点に近い地点であり、この地点における溢水の原因のひとつとして川幅の急激な変化が考えられる。決壊箇所の下流部にある水海道地点では観測水位がH.W.L.を上回っていることがわかる。また、鎌庭地点では観測水位がH.W.L.を下回っているが、国土交通省関東地方整備局によると鎌庭地点より10km上流にある平方地点では観測水位がH.W.L.を超過している。これは図3.1.1-2に示した川幅の変化や勾配の急激な変化により超過した可能性が考えられる。本解析より、水海道地点

から水海道地点より上流30km地点の区間で、計算水位と東京理科大学による実測の天端高を比較すると、ダムがある場合で10地点溢水が発生することが分かる。以上より、国土交通省関東地方整備局が溢水したと公表している地点以外にも溢水していた可能性があると考えられる。また、ダムがないとして計算した結果でも10地点で左岸の天端高を超過し溢水することがわかる。しかし、ダムがない場合では溢水する区間が長くなり、溢水流量が大きくなると考えられる。

図3.1.1-16に下流部(利根川との合流部から11km地点から41km地点)で水位ハイドログラフが立ち上がり始める9/10 4:00から逡減し始める9/10 20:00までの水位の実測値と計算値の縦断分布を示す。図3.1.1-16が示すように水位は9/10 8:00から12:00までの間が最も水位が高くなり、決壊箇所(下流から21km地点)では9/10 12:00頃が最も水位が大きく、国土交通省が公表している堤防の破堤時間9/10 12:50と概ね一致している。また、図3.1.1-16に示す

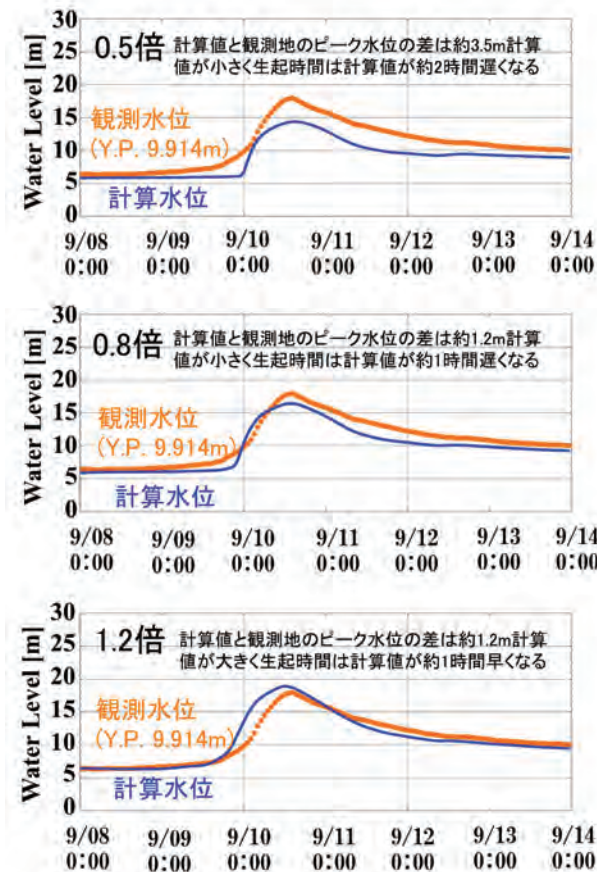


図3. 1.1-17 鬼怒川流域内の流域平均雨量を0.5倍, 0.8倍, 1.2倍に引き伸ばし流出計算した結果

ように、鬼怒川の downstream から11km地点から鎌庭地点までは水位が最も高いのは9/10 12:00であるが、鎌庭地点からその上流14kmの地点までは9/10 8:00が最も水位が高いことが分かった。

4) 流域全体の雨の規模を変化させた時の下流域での水位

次に今回の降雨の規模が水位に及ぼす影響を検証するために、鬼怒川流域内の流域平均雨量を0.5倍, 0.8倍, 1.2倍に引き伸ばし流出計算を行った。水海道地点における水位ハイドログラフを図3. 1.1-17に示す。図3. 1.1-17に示すように流域平均雨量が大きくなるほどハイドログラフの形状が前後に広がっていくことがわかる。流域平均雨量を小さくするとピーク水位の値が小さくなるが、同時にピーク水位の生起時間が遅くなることが分かる。一方で流域平均雨量を大きくするとピーク水位の値が大きくなると同時に、ピーク水位の生起時間が早くなることが分かった。

(5)本節のまとめ

本解析で得られた結果を以下に示す。

・鬼怒川の downstream から45kmの地点では川幅、河床勾配、河床堆積物の粒径が変化しており、それにより洪水の流速や水位が変化し、特に45kmより下流では河床勾配が上流

より緩やかになっていることから、相対的に上流域より水位が上昇する水理的特性を有していることが分かった。

・実測の降雨データから大谷川と鬼怒川本川上流域での最大降雨強度はほぼ同時刻に発生していたことが分かる。鬼怒川本川上流域から流れてくる洪水の佐貫地点におけるピーク水位の生起時間が、大谷川から流れてくる洪水の佐貫地点におけるピーク水位の生起時間と一致した場合、佐貫地点より下流部でのピーク水位はさらに大きくなっていった可能性がある。

・本解析より、鬼怒川上流域の4ダムの貯留効果により水海道地点におけるピーク水位は最大で約60cm小さくなり、ピーク水位の生起時間が約1時間遅くなることが分かった。国土交通省関東地方整備局が発表しているダムの有無による試算計算結果では、下流域(平方～水海道)におけるピーク水位はダムがない場合は25cm～56cm高くなるという結果であり、本解析の結果と国土交通省関東地方整備局による試算計算結果は概ね一致している。

・本解析より、流域平均雨量が大きくなるとピーク水位の値が大きくなると同時に、ピーク水位の生起時間が早くなることが分かった。

参考文献

- 1) 国土交通省 関東地方整備局：第一回鬼怒川堤防調査委員会資料, pp.2-4,2015.
- 2) Eiju Yatsu : Rock Control in Geomorphology,1966
- 3) 吉見和紘, 山田正：鉛直浸透機構を考慮した流出計算手法の長短期流出解析への適用, 土木学会水工学論文集 Vol.70, pp.367-372,2014.
- 4) 山田正：山地流域の非線形性に関する研究, 土木学会水工学論文集, Vol.44,pp.259-264,2003.
- 5) 志村光一, 大原憲明, 松本浩志, 山田正：水理計算に基づく大規模河道網の洪水流出特性に関する研究, 水文・水資源学会誌, Vol.14,No.03,pp.217-228,2001.
- 6) 鈴木雅一：山地流域に基底流出通減特性(I), 日林誌, Vol.66,pp174-182,1984.
- 7) 鈴木雅一：山地流域に基底流出通減特性(II), 日林誌, Vol.66,pp211-218,1984.
- 8) 窪田順平, 福嶋 義宏, 鈴木雅一：山腹斜面における土壌水分変動の観測とモデル化(II)-水収支及び地下水発生域の検討, 日林誌, Vol.70,No.09pp381-389,1988.
- 9) 河川管理財団：鬼怒川の河道特性と河道管理の課題, pp16-25,2009.
- 10) 国土交通省 関東地方整備局：『平成27年9月関東・東北豪雨』に係る洪水被害及び復旧状況等について,2016.

(山田 正)

3.1.2 上流域の流出特性と分布型降雨流出解析

(1) 解析の目的

鬼怒川上流域の降雨流出特性を明らかにするため、計画対象地点の石井地点上流域(1,230 km²)を対象に、分布型流出モデルを用いた降雨流出解析を行う。今回の豪雨の特徴は、連続して発生した多数の線状降水帯による降雨分布である。石井上流域で約20 mm/hの降水強度が14時間にわたって継続した結果、鬼怒川上流域のダム流入量や石井地点の河川流量がどのように増加したかを分析する。本解析では、まず上流ダムの影響を受けない湯西川ダムと川俣ダムにおいて、降雨流出現象の定常状態に着目して流出特性を明らかにしたうえで、石井地点上流域の降雨流出解析を行う。

(2) 降雨特性について

図3.1.2-1に気象庁レーダ・アメダス解析雨量による9月8日0時から12日0時までの積算雨量分布を示す。鬼怒川上流で降雨量が多く、多いところでは700 mmを越える雨量が観測されている。ダム流域では、北東部に位置する湯西川ダム・五十里ダムの流域が、川俣ダム・川治ダムの流域に比べて相対的に雨量が多いことが分かる。また今回の洪水で決壊氾濫によって被害の大きい常総市周辺の降雨量は約200 mmである。

図3.1.2-2は国土交通省による65地点の地上観測雨量データを最近隣法で空間内挿した総雨量分布を示す。川俣ダムの南側に位置するモッコ平観測所の雨量が最多で816 mmを記録している。図中の点で示すように石井上流域では地上観測雨量データの密度が高いため、以下ではこのデータを解析に用いる。

図3.1.2-3に石井地点上流の流域平均雨量と累積雨量を示す。今回の豪雨では石井地点の流域平均雨量が490 mmに達する。特に9月9日14時から10日4時にかけて流域平均で20 mm/h程度の雨が14時間にわたって継続する。また国土交通省関東地方整備局によれば、流域平均最大24時間雨量、2日雨量、3日雨量はいずれも昭和13年からの観測史上最多であり、治水計画の対象とする3日雨量(国交省調べ: 501 mm)は1/110の年超過確率に相当する²⁾。

降雨の時系列をより詳細に確認するため、図3.1.2-4に湯西川ダム上流域の平均雨量と累積雨量を示す。降雨の時系列は、図中に示すように三段階に分けて捉えることができる。①9月9日13:00までに約140 mmの前期降雨があり、②その後20 mm/hの降雨強度が10時間継続したのち、③9日23時以降に降雨強度がさらに増加して4時間で120 mmの雨が降った。140 mmの前期降雨の後に高強度の雨が継続的に降ることによって、ダムへの流入量が

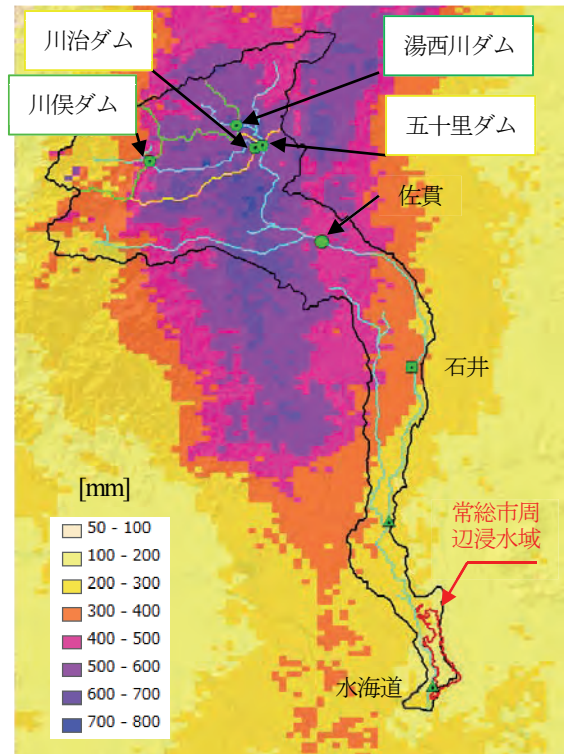


図3.1.2-1 鬼怒川流域における9月8日から11日までの積算雨量分布(レーダ・アメダス解析雨量より算定)

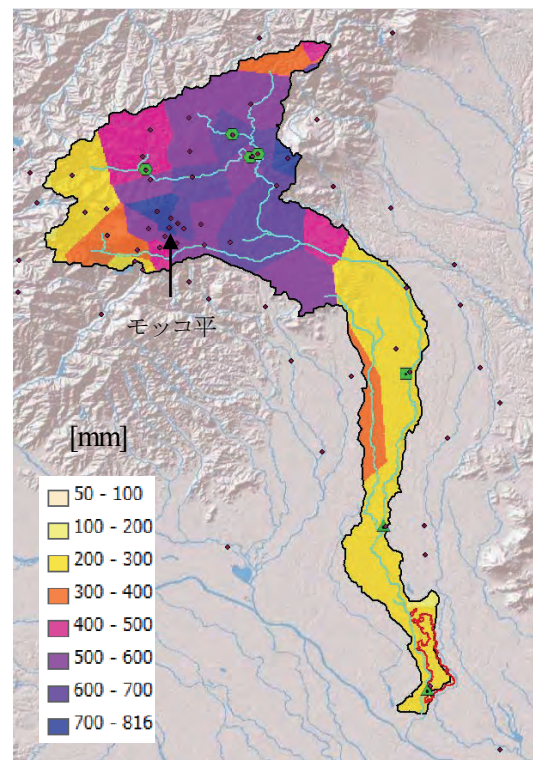


図3.1.2-2 鬼怒川流域における9月8日から11日までの積算雨量分布(国交省地上観測雨量より算定)

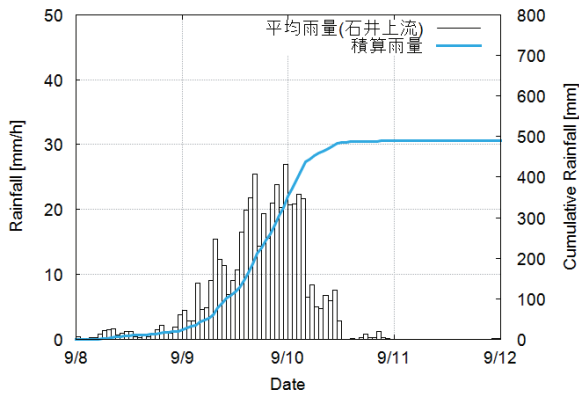


図 3.1.2-3 石井地点上流の平均雨量と累積雨量

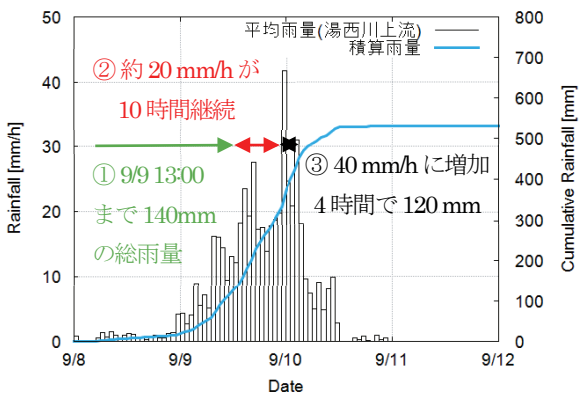


図 3.1.2-4 湯西川ダム上流の平均雨量と累積雨量

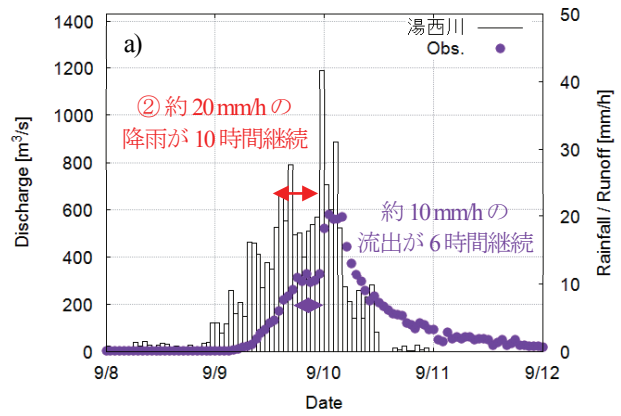
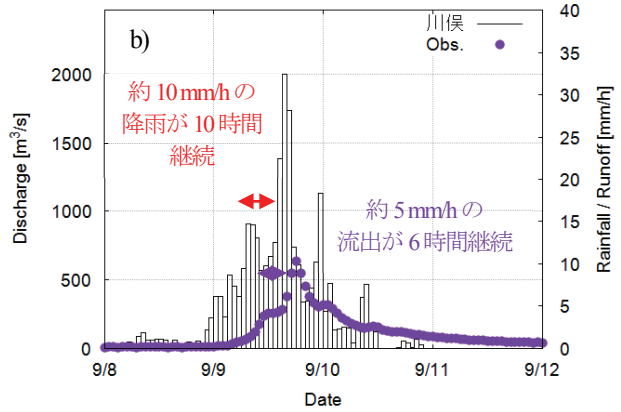


図 3.1.2-5 流域平均雨量とダムの実績流入量
a) 湯西川ダム, b) 川俣ダム



どう変化したか、以下では特に流出現象の定常状態に着目して議論する。なお湯西川ダム流域 (面積 $A = 102 \text{ km}^2$) の洪水到達時間 t_p を以下の角屋・福島の式³⁾ (式 (1)) から算定すると、

$$t_p = CA^{0.22} r_e^{-0.35} \quad (1)$$

$C=290$ (丘陵山地流域), $r_e=12.8 \text{ mm/h}$ とした場合, $t_p=329$ 分 (5.5 時間) となる。

図 3.1.2-5 に湯西川ダム・川俣ダムにおける上流域平均雨量と実績流入量を示す。図の右軸は降雨強度と流出高を示しており、この結果から、湯西川ダムでは 9 月 9 日の 18 時頃から約 6 時間にわたって流入量がほぼ一定になり、その後上記の③の期間に流出高が増加している。川俣ダムでは降雨強度が湯西川ダムに比べて小さいが、湯西川ダムと同様に流出高がほぼ一定となる期間が 4 時間継続する。ただし、両流域とも②の期間の流出高は降雨強度に比べて約 50% 小さくなっており、森林斜面からの損失を伴って定常に近い状態となっていることが想定される。

(3) 代表斜面を想定した降雨流出解析

上記の結果を理解するために、湯西川ダム上流域の降雨流出現象を代表斜面によってモデル化することを考え

る。具体的には流域面積 (102 km^2) と全河道長 (105 km) から斜面長 500 m の代表斜面を考え、地形解析から勾配を 0.4 に設定する。図 3.1.2-6 に示すように、この斜面に 5 mm/h の降水強度を 10 時間、 20 mm/h の降水強度を 10 時間、 40 mm/h の降水強度を 3 時間降らせて斜面下端の流出高を計算する。それぞれ上述の①、②、③の期間の降水強度を想定して設定している。なお従来の観測知見によれば、山地森林斜面からの流出は、出水時においても飽和地中流が主要な流出起源となる。そこで、以下の解析では式 (2) の連続式とダルシー則 (式 (3)) を連立させて飽和地中流の流出過程をモデル化する。このモデルのパラメータは有効空隙率で除した飽和透水係数 k_a のみとなり、この検討では k_a を $0.01, 0.05, 0.1, 0.5 \text{ m/s}$ に変えて斜面下端からの流出量を計算する。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r - k_{gv} \quad (2)$$

$$q = vh = k_a ih \quad (3)$$

ここに、 h : 土層中の流積, q : 流量, r : 斜面単位面積当たりの降雨強度, k_{gv} : 基岩への浸透強度, i : 斜面勾配である。図 3.1.2-6 に示した解析結果は、 k_a を 0.01 m/s に設定した場合は、②の期間で 10 時間の降雨が降った場合でも流出

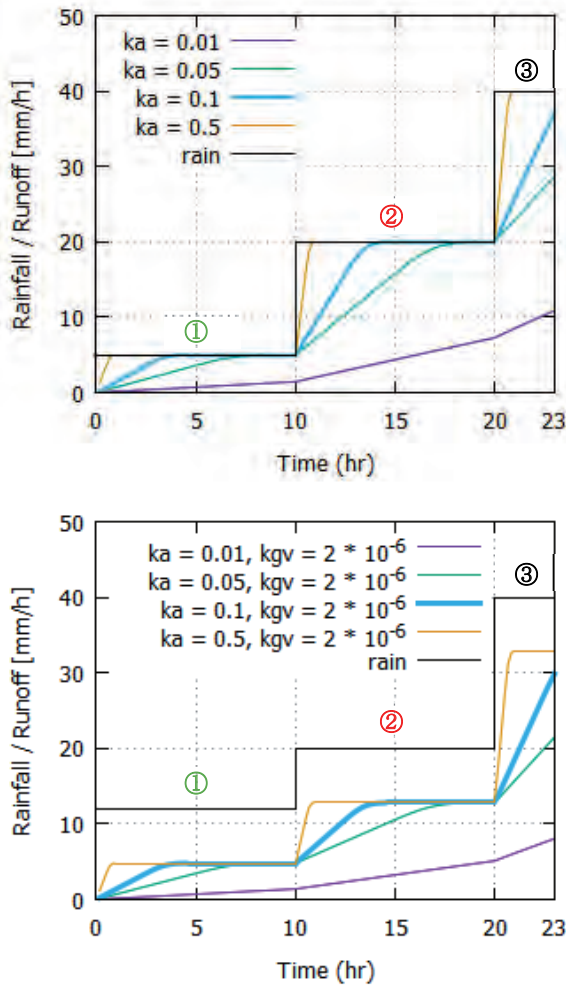


図3.1.2-6 代表斜面における雨水流出解析結果
 a) $k_{gv} = 0$, b) $k_{gv} = 2 \times 10^{-6}$ m/s の場合
 (黒線は与えた降雨強度、他の色線はパラメータの違いによる流出量の違いを示す)

高が定常状態(20 mm/h)に達しないことを意味する。一方、 $k_a = 0.5$ m/sに設定した場合には、解析開始から0.7時間(= $500 / (0.5 \times 0.4) / 3600$)で降雨強度と流出高が一致してしまう。 $k_a = 0.1 \sim 0.05$ m/sの場合は、洪水到達時間が3.5~7時間になり、上述の角谷・福島式³⁾による推定結果とも概ね符合する。

次に土層から基岩への浸透を考慮した場合の解析結果を図3.1.2-6 b)に示す。土層に水がある場合に、一定流速で損失するように計算しており $k_{gv} = 2 \times 10^{-6}$ m/sに設定している。この場合、②の20 mm/hの降水強度に対して流出高は12.8 mm/hで定常となる。また①の定常状態における流出高がa)と同じになるよう①の降水強度は12.8 mmに設定している。先述の飽和透水係数を $k_a = 0.1$ m/sとすれば上述の通り3.5時間で定常状態に達することが確認できる。

透水係数0.1 m/sという値は土壌カラム実験に比べると数オーダー大きな値であり、この値の物理的な意味はさら

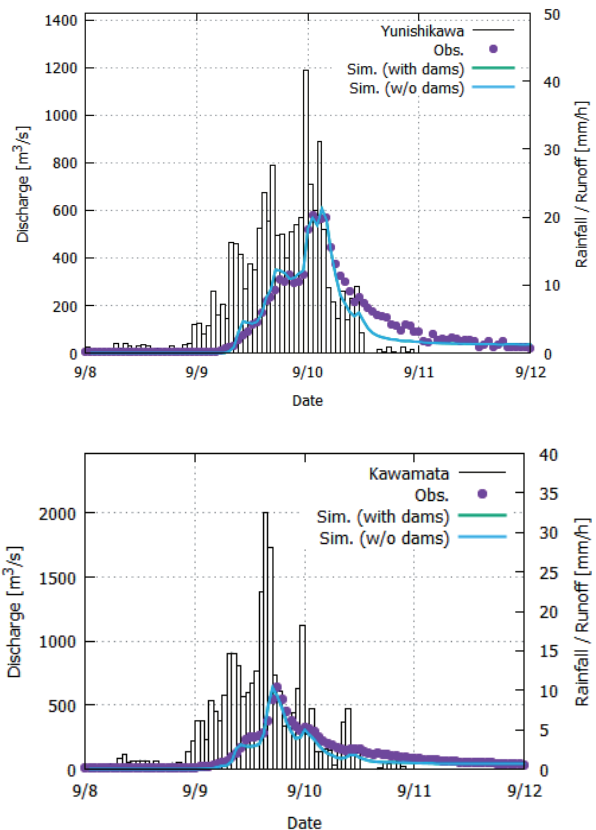


図3.1.2-7 流入量解析結果 a) 湯西川ダム, b) 川俣ダム

なる議論が必要であるが、これまでもパイプ流などの影響として説明されてきた。以下では同様の現象を流域全体で再現するため、 $k_a = 0.1$ m/s と $k_{gv} = 2 \times 10^{-6}$ m/sをモデルパラメータとする分布型流出モデルを用いて流域全体の流出解析を行う。

(4) 分布型流出モデルによる降雨流出解析

本解析では100 m空間分解能の分布型流出モデルによって石井上流域の降雨流出現象を解析する。ここでは筆者らが土木研究所ICHARMで開発を進めてきたRRIモデル⁴⁾を用いる。RRIモデルは降雨流出と洪水氾濫とを流域スケールで一体的に解析する分布型モデルであるが、この解析では鬼怒川上流を対象にしているため氾濫の影響は考慮していない。流域全体を山地森林・都市・農地・水域に分けたうえで、RRIモデルのパラメータを設定する。なお流出に支配的なパラメータである山地森林域の透水係数 k_a と基岩への浸透を規定する k_{gv} は上記の値を使用した(キャリブレーションの結果、石井上流の大谷川流域については k_{gv} を 1.0×10^{-6} m/sとした。その他のパラメータは過去の適用例⁴⁾を参考に設定している。

図3.1.2-7に湯西川ダム・川俣ダムへの流入量の解析結果を示す。ハイドログラフの低減部でモデルは観測に比べると過小評価となるが、ピーク流量を含めて良好な流出量の再現結果が得られる。特に上記で着目したダム

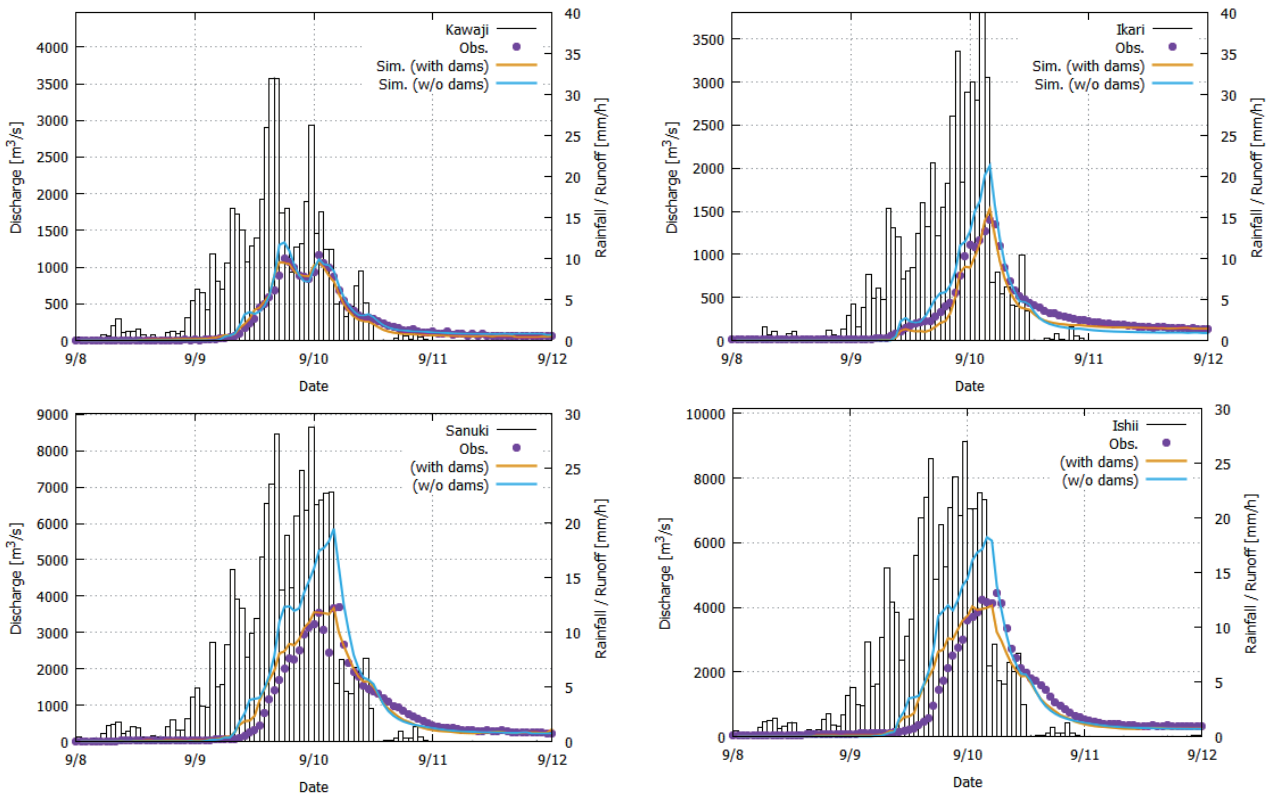


図 3.1.2-8 ダム流入量・河川流量の再現解析結果(緑)とダム無しを仮定した場合の推定流量(青)

流入量が一定となる期間の流出傾向を妥当に再現している。紙面の都合上図は省略しているが、基岩への浸透をゼロと仮定した場合の湯西川ダム流入量の解析結果は、ハイドログラフ立ち上がり部を過大評価し、流出高が降雨強度と概ね等しくなる20 mm/h前後で降雨流出が定常状態になる。これらの結果は、図3.1.2-6 b)の解析で基岩への浸透を考慮したように、流出に支配的な領域(この場合は土壌中の飽和帯)から継続的な損失を考慮することが、鬼怒川上流域の降雨流出現象を再現するうえで重要なことを示唆している。

図3.1.2-8は同じパラメータを用いて他のダムへの流入量や河川流量を推定した結果である。この計算ではダム操作をモデル化するのではなく、各ダムからの実績放流量を境界条件として設定している。湯西川・川俣ダムと同様、他の地点でも概ね妥当に流出量が再現できていることが確認される。

(5) 上流ダムの影響について

鬼怒川上流域には4基の多目的ダムがあり、図3.1.2-9に示すように湯西川ダムと五十里ダム、川俣ダムと川治ダムがそれぞれ上下流の位置関係にある。これらのダムの諸元は表3.1.2-1に示す通りである。図3.1.2-10には今回の洪水期間中のダムへの流入量・放流量および水位の時系列を示す。湯西川ダムはゲート操作をしない自然調節方式のダムであり、他の3つのダムとは放流のパターンが異なっている。ただし、いずれのダムも洪水期間



図 3.1.2-9 鬼怒川上流域の4ダムの位置関係 (国土交通省鬼怒川ダム統管資料¹⁾より)

表 3.1.2-1 鬼怒川上流4ダムの基本諸元

	湯西川 ダム	五十里 ダム	川俣 ダム	川治 ダム
完成年	2011	1956	1965	1983
有効貯水容量 [$\times 10^6 \text{ m}^3$]	72.0	46.0	73.1	76.0
洪水調節容量 [$\times 10^6 \text{ m}^3$]	30.0	34.8	24.5	36.0
集水面積 [km^2]	102.0	271.2	179.4	323.6
サーチャージ 水位 [m]	684.0	591.0	976.0	616.0
制限水位 [m]	666.5	575.0	965.5	594.0

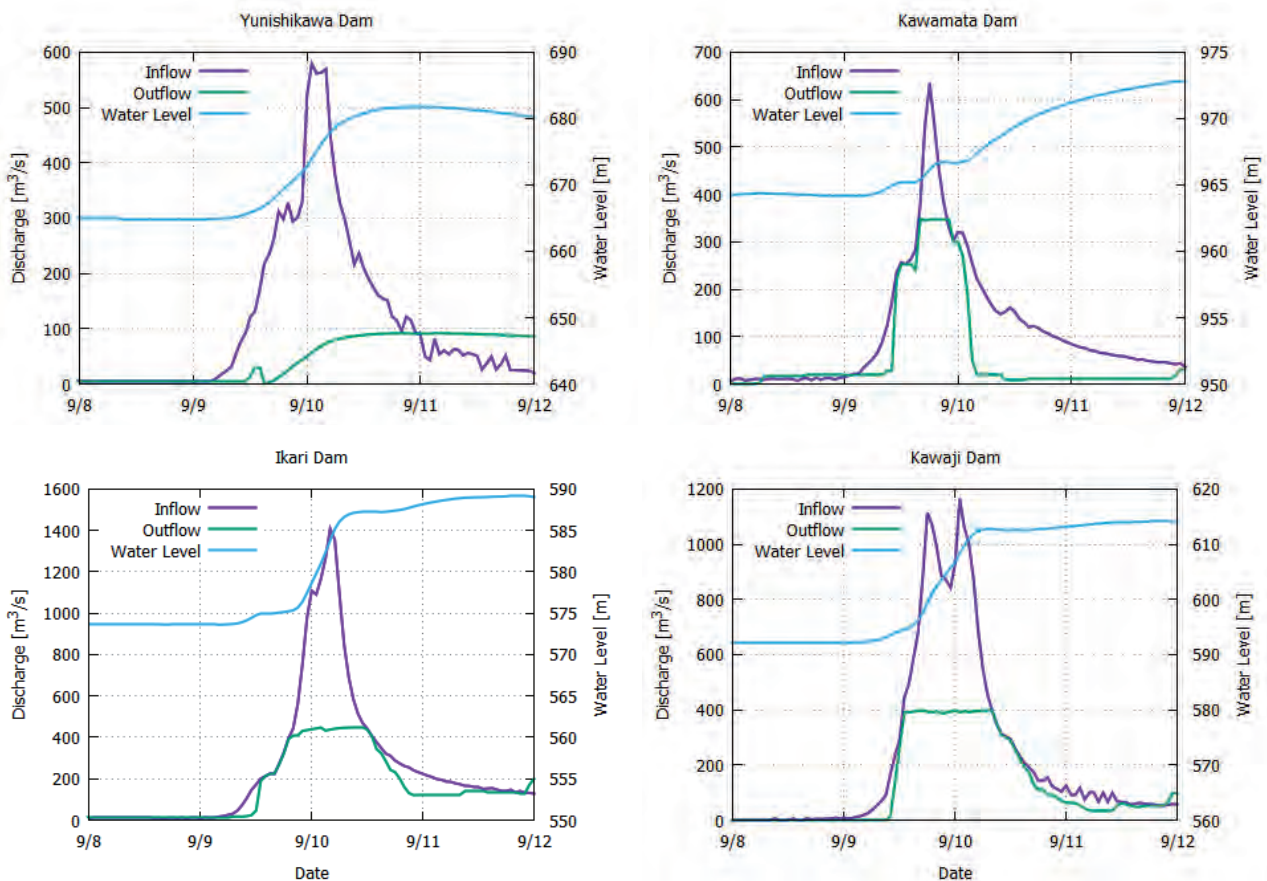


図 3.1.2-10 鬼怒川上流域の4ダムの位置関係 (国土交通省鬼怒川ダム統管資料⁵⁾より)

中にピーク流入量を有効にカットしていることが分かる。各ダムにおける低減流量は、それぞれ湯西川ダムで522 m³/s、五十里ダムで971 m³/s、川俣ダムで289 m³/s、川治ダムで773 m³/sである。また9月8日から11日までの4日間に貯留した水量は、湯西川ダムで2,350万m³、五十里ダムで3,340万m³、川俣ダムで1,920万m³、川治ダムで3,340万m³であった¹⁾。4基のダムを合計すると1億1,050万m³の洪水がこの期間で貯留されたことになる。

ダム群による流況制御の効果を検証するため、上述の分布型モデルを用いてダムが無い場合を想定した解析を実施した。図3.1.2-8に五十里ダム・川治ダムへの流入量、佐貫地点・石井地点の河川流量を示す。観測流量と併せてダムが無い場合(青)とダムがある場合(放流量を境界条件として計算した結果: 橙)を比較している。図3.1.2-10に示したように今回の洪水では湯西川ダムによる洪水調節の影響が大きく、その結果、五十里ダムへの流入量も約500 m³/s低減している。さらに佐貫地点・石井地点の河川流量に着目すると、ダムが無い場合のピーク流量は約6,000 m³/sと推定され、ダムがある場合に比べて約1.4倍大きくなるという推定結果となる。

(6) 本節のまとめ

本節では鬼怒川上流域(石井地点上流)を対象に降雨流

出現象の解析を行った。今回の豪雨では高い強度の降雨が長時間連続した点に着目し、降雨量とダム流入量との関係を整理した。また流域全体を代表斜面で模式化して流出特性を分析したうえで、分布型流出モデルを用いて流域全体の流出解析を実行した。以下に得られた結果をまとめる。

- 1) 石井地点上流では20 mm/hの降雨が14時間継続し、前期降雨と併せて約500 mmの雨が降った。24時間雨量、2日雨量、3日雨量はいずれも昭和13年以降の観測史上最多雨量であり、計画対象の3日間雨量は1/110に相当するものであった²⁾。
- 2) 長時間にわたる高強度の降雨に伴い、上流ダム(湯西川・川俣)の流入量は、概ね定常とみなせるような一定の流入量が数時間続いた。またその際の流出高(=流入量/流域面積)は、降雨強度の約50%であることが分かった。
- 3) 山地森林流域からの洪水流出の主要成分を土壌中の飽和側方流であると仮定し、代表斜面からの流出現象をダルシー則に従って解析した結果、上記の現象を再現するためには、大きな側方飽和透水係数(～10¹ m/s)と基岩への浸透(～10⁶ m/s)を考慮することが重要であることが分かった。
- 4) 推定したパラメータを用いて分布型流出モデルで

石井地点までの洪水流出の再現計算を行った結果、4基へのダム流入量や佐貫地点・石井地点の流量を良好に再現できることが確認された。また紙面の都合上図は省略したが、同じモデルパラメータで1998年、2001年、2002年、2011年の出水を妥当に再現できることを確認した。

- 5) ダムによる流況制御の影響を除いた流出解析の結果、ダムが無い場合の石井地点のピーク流量は約6,000 m³/sと推定され、ダムがある場合に比べて約1.4倍大きくなるという推定結果となった。

参考文献

- 1) 気象研究所:平成 27 年 9 月関東・東北豪雨の発生要因,

<http://www.mri-jma.go.jp/Topics/H27/270918/press20150918.html>, 2015.

- 2) 国土交通省関東地方整備局:平成 27 年 9 月関東・東北豪雨に係る洪水被害及び復旧状況等について,2015.
- 3) 角屋睦・福島晟, 中小河川の洪水到達時間, 京都大学防災研究所年報, 第 19 号, B-2, pp.143 - 152, 1976.
- 4) 佐山敬洋・小杉賢一郎・岩見洋一, 山体地下水の流動を表現する分布型降雨流出モデルの開発,土木学会論文集B1(水工学), Vol.71, No.4, pp.1_331-I_336, 2015.
- 5) 国土交通省関東地方整備局:鬼怒川上流ダム群の台風 18 号(平成 27 年 9 月)における稼働状況について,2015.

(佐山 敬洋)

3.2 河道流況特性

3.2.1 鬼怒川の河道貯留効果に関する検討

(1) はじめに

鬼怒川は栃木県日光市の鬼怒沼から発し、利根川合流点まで幹川流路延長177kmになる。このうち平野部（流路延長101.5km）は、**図3.2.1-1**に示すように、地形的に中流域と下流部に分けることができる。中流域は勾配がやや急で（1/500～1/200）川幅が広く（約700m）、砂礫堆の砂州の間を網状のみお筋が流れる様子が茨城県筑西市川島付近（45km地点）まで続いている。そこから利根川に合流するまでの下流区間は沖積平野を流れ、川の両側に自然堤防の発達がみられ、勾配は緩やかで（1/2000～1/1000）川幅は狭く（約300m）になっている。

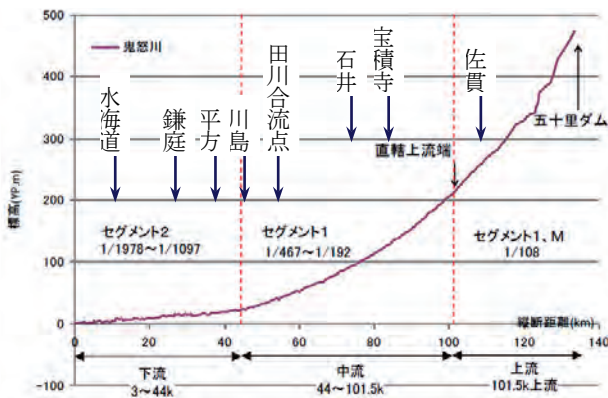
このように中流部は下流部に比べて川幅が広いため、出水時には低水路から高水敷に水が乗り上げる際に、おおきな河道貯留効果が得られるものと考えられている。この鬼怒川の河道貯留システムが、今回の出水でどのように機能していたか、現時点で入手できたデータをもとに推定を試みた。

(2) 水位の伝播特性

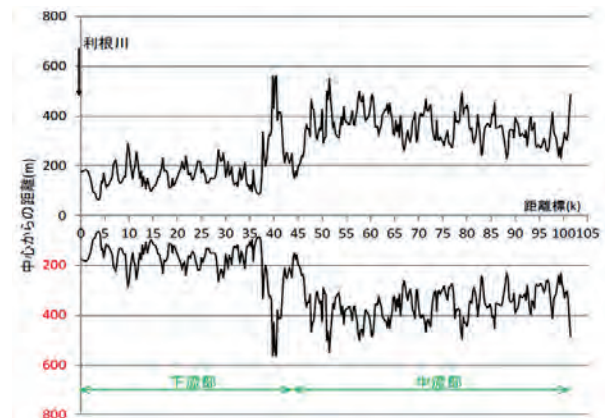
得られたデータは各水位観測所の水位データと断面測量データ、石井観測所の流量データである。水位データは「水文水質データベース」²⁾で公開されているものである。断面測量データは、国交省関東地方整備局より直近の2011年に実施されたものを提供していただいた。石井の流量データは、今回の出水後に開催された第6回鬼怒川・小貝川有識者会議（2015年12月4日）の参考資料³⁾で示されていたグラフを読み取った。

まず水位データについて時間変化をみると、**図3.2.1-2**のようになる。中流部上流の佐貫、宝積寺、石井、川島、平方、鎌庭、水海道と流下するに伴って、水位のピーク時刻が進んでいることが分かる。上流の佐貫では水位ピークが4m程度の上昇であったのに対して、川島や水海道では10mに達している。

水位ピークの到達時間を示したものが、**図3.2.1-3**である。中流部の3地点と下流部の4地点での到達時間を比較すると、中流部に比べて下流部のピーク伝達速度が遅いことが分かる。最下流の水海道は堤防決壊の影響が

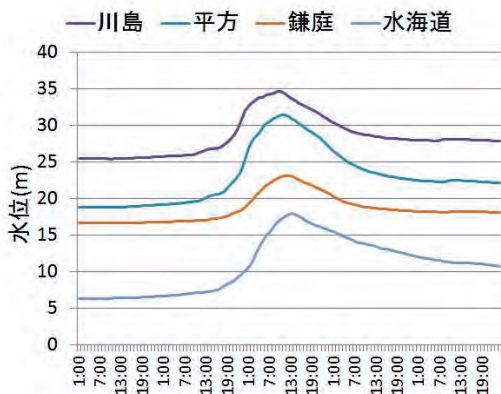


(a) 縦断地形

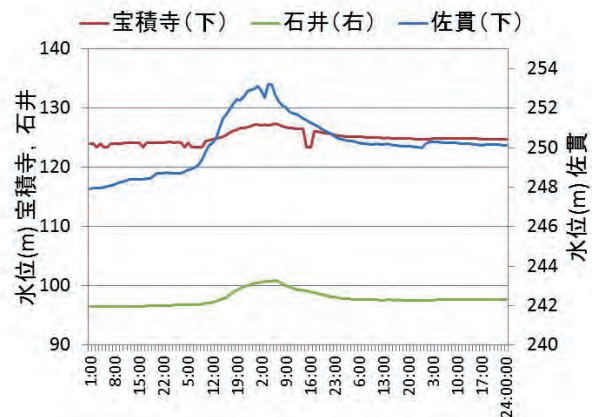


(b) 川幅

図3.2.1-1 鬼怒川の縦断地形と川幅¹⁾



(a) 下流部



(b) 上流部

図3.2.1-2 水位観測所での水位の時間変化

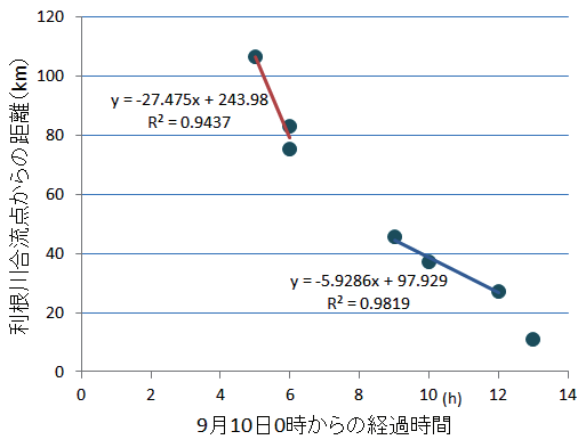


図 3.2.1-3 水位ピークの到達時刻

あるので、これを外して、直線近似すると、中流部ではおよそ 8.1m/s であるのに対して、下流部では 1.7m/s となった。河道幅が広く勾配の急な中流部での伝播速度が、河道幅が狭く勾配の緩やかな下流部に入って、4～5分の1に緩和されたといえる。

(3) 河道貯留効果

次に、1kmごとの水位の時間変化を各水位観測所でのデータの線形補間により与え、それと断面測量データを用いて、1kmごとの断面積の時間変化を計算した。これと石井観測所での流量観測値に連続式を適用して、各地点の流量を推定した。ただし、石井観測所の流量データは、当時は数値データとして公表されておらず、グラフで公表されていたもの³⁾を読み取って使用した。また、石井・川島間で田川が合流しているが、その流量データは入手できなかったため、その影響は考慮しなかった。

図 3.2.1-4 はその結果の一例で、佐貫、石井、川島、水海道での流量推定値の時間変化を示している。

これを見ると、中流部上流端の佐貫のピーク流量は中流部の流量基準点の石井のそれとほぼ同じであることが分かる。また下流部では、上流端の川島のピーク流量に比べて下流部流量基準点の水海道のピーク流量はやや小さいものの、やはり同程度といえる。

そこで、中流部から下流部に至るまでの河道貯留効果を評価するに当たり、上流域のピーク流量として石井地点、下流域では水海道地点をとれば、それぞれおよそ $4600\text{m}^3/\text{s}$ 、 $3900\text{m}^3/\text{s}$ であった。ただし、石井・川島間では田川が合流しており、これを考慮する必要がある。そこで、田川からの合流量を Q_s とすると、田川合流点の直下流ではピーク流量がおよそ $4600\text{m}^3/\text{s} + Q_s$ となる。また川島での実際の流量は、合流を考慮していない値 $3900\text{m}^3/\text{s}$ に Q_s を加算して求められる。この両者の差をとる

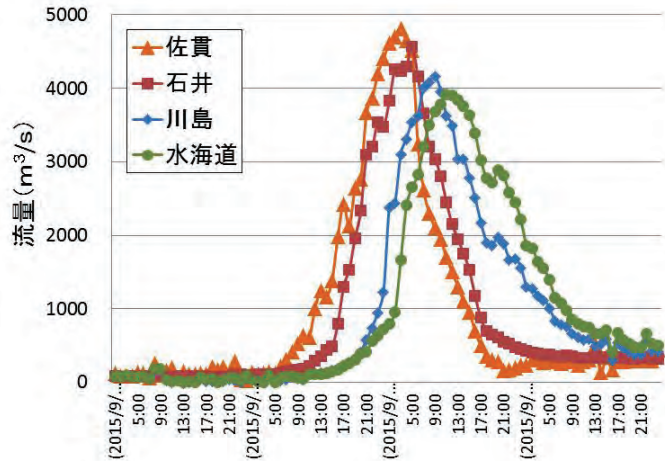


図 3.2.1-4 各地点での流量の推定値
(田川からの合流は考慮していない)

と、結局、田川からの合流量は相殺されて、河道貯留効果はおよそ $700\text{m}^3/\text{s}$ となる。

ところで、今次災害を想定して改訂された鬼怒川の河川整備計画⁴⁾において、流出モデル等による解析も踏まえて、計画高水流量が中流部の石井地点で $4,600\text{m}^3/\text{s}$ 、下流部の水海道で $4,300\text{m}^3/\text{s}$ と策定された。ここで、田川からの合流量を、平成 18 年 (2006 年) に策定された河川整備基本方針と同じ $600\text{m}^3/\text{s}$ とすれば、単純計算で $4600 + 600 - 4300 = 900\text{m}^3/\text{s}$ の河道貯留を見込んでいることになる。これは本検討で推定された河道貯留効果と同程度である。

本検討で推定された値は、水位データから流れの連続性のみを用いて算出されたもので、これと改訂整備計画における目標値が同程度であることは、これらの値の妥当性を示しているものといえる。また改訂整備計画によれば、上流ダム群によるピークカット量は $2,000\text{m}^3/\text{s}$ と設定されている。これと比べると、今回の出水における中流部の貯留効果は、上流ダム群の 3分の1程度になっていることが分かる。

参考文献

- 1) 国土交通省 関東地方整備局：第 1 回 鬼怒川堤防調査委員会資料 (平成 27 年 9 月 28 日)、
http://www.ktr.mlit.go.jp/ktr_content/content/000632889.pdf
- 2) 国土交通省：川の防災情報、<http://www.river.go.jp/>
- 3) 国土交通省 関東地方整備局：鬼怒川における新たな流出計算モデルについて、平成 27 年 12 月 4 日、
http://www.ktr.mlit.go.jp/ktr_content/content/000637194.pdf
- 4) 国土交通省 関東地方整備局：鬼怒川河川整備計画の目標(案)について、平成 27 年 12 月 4 日、
http://www.ktr.mlit.go.jp/ktr_content/content/000637192.pdf

(池田 裕一・飯村 耕介)

3.2.2 1次元不定流計算による水位の再現について

ここでは、破堤点 21k を含む上流側・平方水位観測所 (37.27k) 近傍の 37.25k から、下流側・水海道水位観測所 (10.95k) 近傍の 10.75k までを計算区間として 1 次元不定流計算を行い、河道水位や水位ハイドログラフを推定する。なお、簡単のため以下では 37.25k 地点を平方、10.75k 地点を水海道と呼ぶことにする。計算では、H23 定期横断測量を用い、上流端・平方では過去の痕跡水位を参考にした水位-流量曲線から、平方での観測水位ハイドログラフを与えて流量ハイドログラフを推測し^{注1)}、下流端・水海道では観測水位ハイドログラフを与えた。計算区間において 1 つの粗度係数で、東京理科大学のグループが調査した痕跡水位の傾向を捉えるようにして決めると、マンニング粗度係数 $n=0.03[m^{-1/3}s]$ となった。図 3.2.2-1 に痕跡水位、計算水位、HWL の比較を示す。11k から 22k 程度の水位の再現性、33k から上流の水位増加傾向の再現性を捉えているが、27k から 32k までの HWL を下回る傾向は再現されていない。しかしながら、粗度係数一定のもとでの計算水位の流下方向変化は横断面特性によるものを反映していると言える（例えば、19k 付近は川幅が狭く、その影響が上下流に現れている）。

次に、計算区間内で唯一の観測水位のある鎌庭での観測水位ハイドログラフと 27.25k での計算水位ハイドログラフを比較した (図 3.2.2-2)。これより両者の対応は良好である。

計算から各地点の水位ハイドログラフが求まるため、次に、氾濫流量を大まかに見積もる。簡単のため、15 時までの破堤幅を 80m、15 時以降を 200m とし^{注2)}、9 月 10 日 13 時に破堤開始、水位が左岸堤内地盤高 Y.P.17.5m となった時点で氾濫が終了とした (計算からは 9 月 11 日午前 2 時頃)。図 3.2.2-3 に示す計算水位ハイドログラフから越流水深を求め本間の式 (完全越流) に適用して氾濫流量を算出すると、21k 左岸破堤地点の氾濫流量は約 2945 万 m^3 と推定された。同様に、25.35k 左岸の越水流量を計算ハイドログラフから見積もと^{注3)}、越水開始高さを Y.P.21.3m、越流幅 200m とし³⁾、約 640 万 m^3 となり、氾濫流量は合計約 3600 万 m^3 程度と推測した。これらの推測値についての妥当性、精査については今後の検討課題である。

注1 国土交通省関東地方整備局「平成 27 年 9 月関東・東北豪雨」の鬼怒川における洪水被害等について(H27.10.29), p.7 によれば、平方のピーク流量の観測値 4200 m^3/s であるが、ここでの見積もりは約 5000 m^3/s となった。本来なら観測値に合わせた計算を行うべきであるが、水位の再現とい

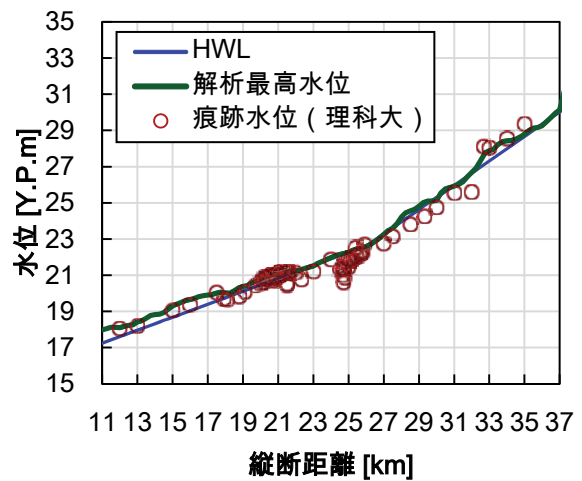


図 3.2.2-1 水位の流下方向変化 (HWL, 計算水位, 痕跡水位) の比較

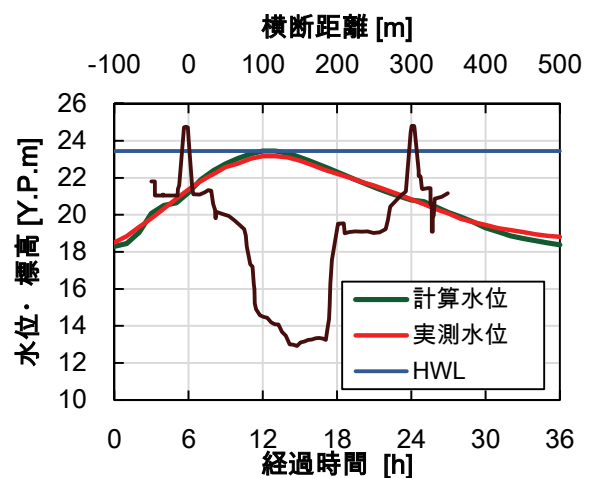


図 3.2.2-2 27.25k (鎌庭水位観測所近傍) での実測と計算ハイドログラフの対応

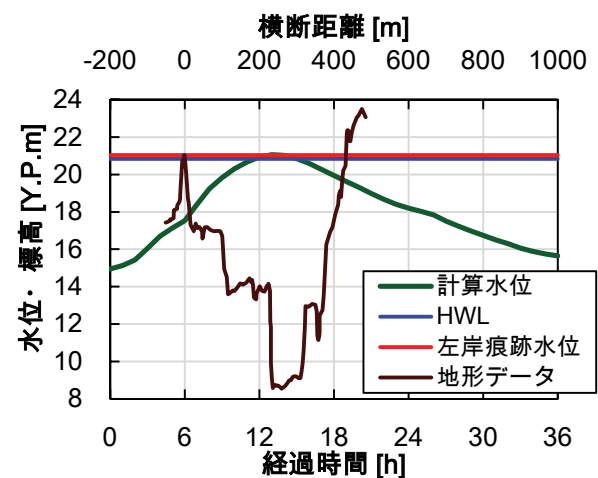


図 3.2.2-3 21k 破堤点での計算水位ハイドログラフ (実測は鎌庭水位観測所の値を用いた)

う目的から粗度係数に含めることにした。

注2 国土交通省関東地方整備局・第1回鬼怒川堤防調査委員会(9/28)資料 p.16 に掲載された写真から²⁾, 9/10, 14時46分までの破堤幅は80mと推測した。

注3 25.35k 溢水を見積もる断面は25.25k とした。

図 3.2.2-4 は各地点の1時間あたりの水位上昇速度について、21k 破堤時刻の約6時間前から求めた(計算における鎌庭は27.25k 地点である)。これによると、21k 破堤の水位上昇速度はやや大きく、逆に鎌庭では周辺の地点に比べやや小さくなっている。これについては、水位ハイドログラフの縦断変化を今後、検討したいと考えている。

以上、本節では、破堤点21kを含む上流側・平方水位観測所(37.27k)近傍の37.25kから、下流側・水海道水位観測所(10.95k)近傍の10.75kまでを計算区間として、今次出水の水位特性を1次元不定流計算で算出した。水位の再現を目的とした、かなり粗い計算ではあるが、氾濫流量を大まかに見積もり、おおよその氾濫外力の評価にもつながると考えている。

参考文献

- 1) 国土交通省関東地方整備局, 「平成27年9月関東・東北豪雨」の鬼怒川における洪水被害等について(H27.10.29), p.7, 2015.
- 2) 国土交通省関東地方整備局, 第1回鬼怒川堤防調査委員会(9/28)資料, p.16, 2015.
- 3) 国土交通省関東地方整備局, 「平成27年9月関東・東北豪雨」に係る鬼怒川の洪水被害及び復旧状況等について, p.17, 2015.

(清水 義彦)

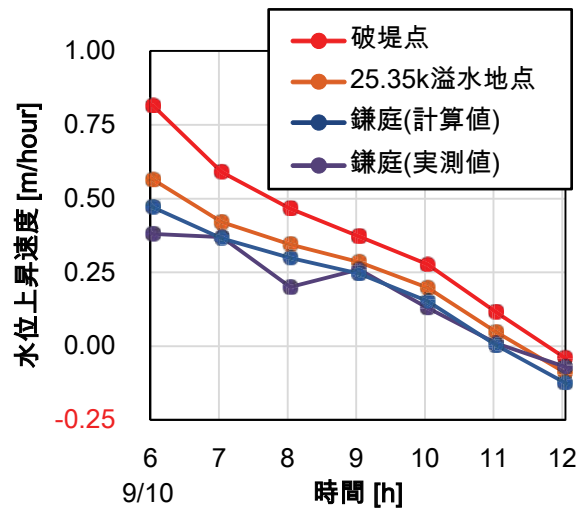


図 3.2.2-4 各地点の1時間あたりの水位上昇速度

3.2.3 破堤と溢水が河道内の水位に与えた影響の推定

本項では、河道外への氾濫によって河道内の水位がどのように変化したかについて水理解析に基づいて調べた。ここで実施した水理解析は、一般断面を考慮した1次元不定流の数値解析で、以下の4つの条件での計算を行った。Case 1は各断面での堤防高さを計算水位が超えても越水・溢水を無視して河道内の水位が上昇を続ける条件、Case 2は、21k左岸と25.35k、24.75k左岸をはじめとして、計算水位が堤防高を超える断面において越水・溢水を許容するとともにそれに伴う河川水位の低下を考慮した条件、Case 3はCase 2の条件を拡張して21k地点では越水ののちに破堤するとした条件、さらにCase 4は21k地点において解析期間の全ての時刻で常に破堤開口部が存在することを仮定とした条件である。なお、Case 2から4の条件における越水と溢水の水量の算定は、本間の越流公式（完全越流）から求めた。

計算を実施した区間は3kから27.5kまでで、この計算には平成23年に250m間隔で実施された定期横断測量の成果を線形内挿により50mごとに補完して用いた。横断面の内挿を行ったのは、報告されている21kや24.75kと25.35kにおける破堤幅や越流幅が150mから200m程度と

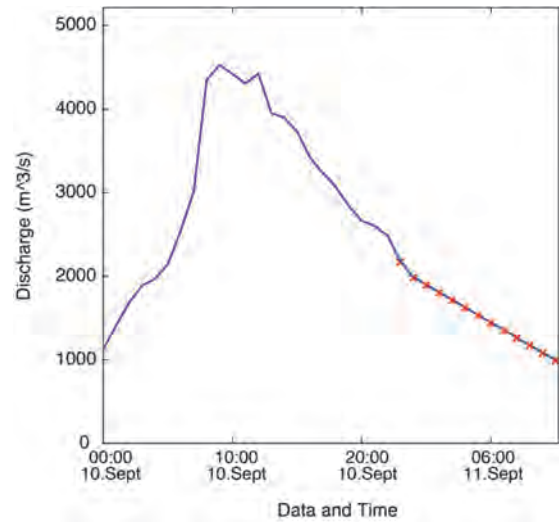


図 3.2.3-1 解析区間の上流端の27.5kに与えた流量ハイドログラフ（青色の実線が国交省の流量観測による実測値、赤色シンボルが外挿補間値）

され、定期横断測量の成果だけから越流量の適切な推算が困難と判断したためである。4つの条件における断面形状は、Case 1と2では24.75kと25.35k左岸の堤防高を定期横断測量の成果より2m低下させ、Case 3では24.75kと25.35kの堤防高の切り下げに加えて21k左岸において通水開始から13時間後に破堤幅がただちに150mとなりその敷高は定期横断測量の成果に基づいて定めた堤内地

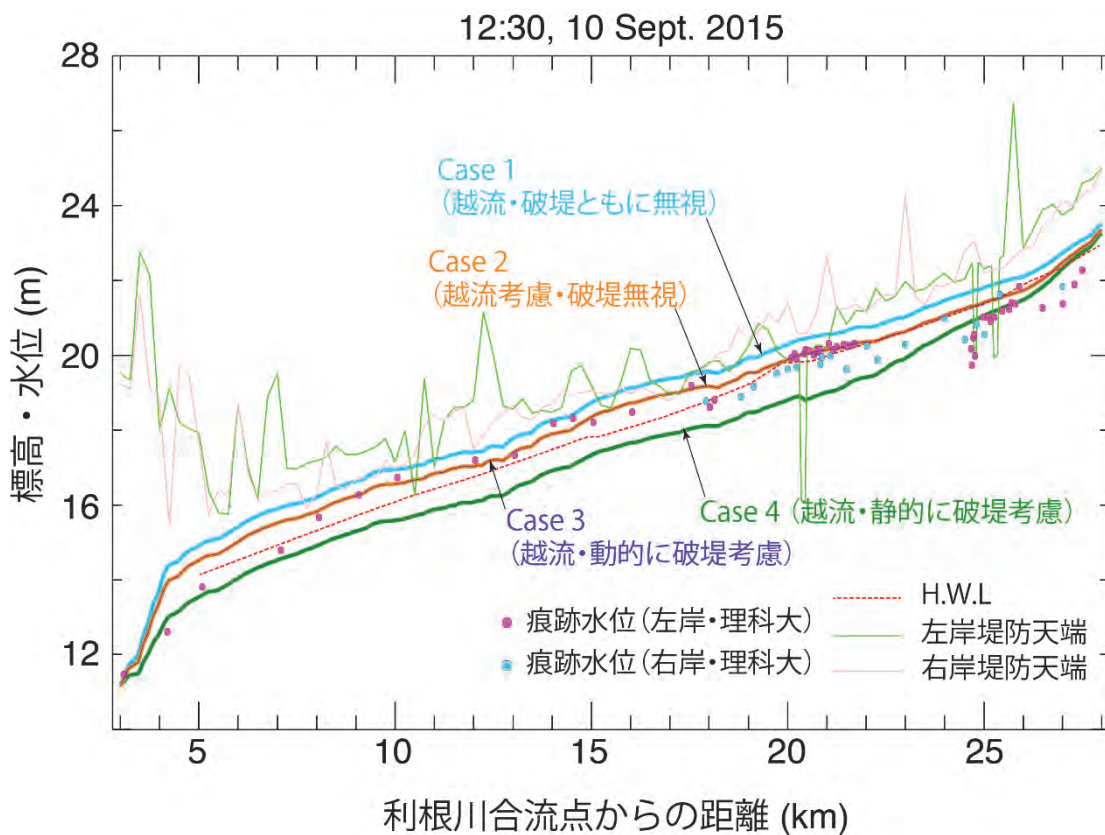


図 3.2.3-2 河道外への越流の有無による河道内の計算水位の比較（図中の計算結果は、計算開始から12.5時間後（実時間の9月10日12時30分に該当）の水位である。実施した4つのいずれの条件においてもこの時刻に概ね最大水位に到達した。また、この時刻においてはCase 2, 3の水位は一致する。）

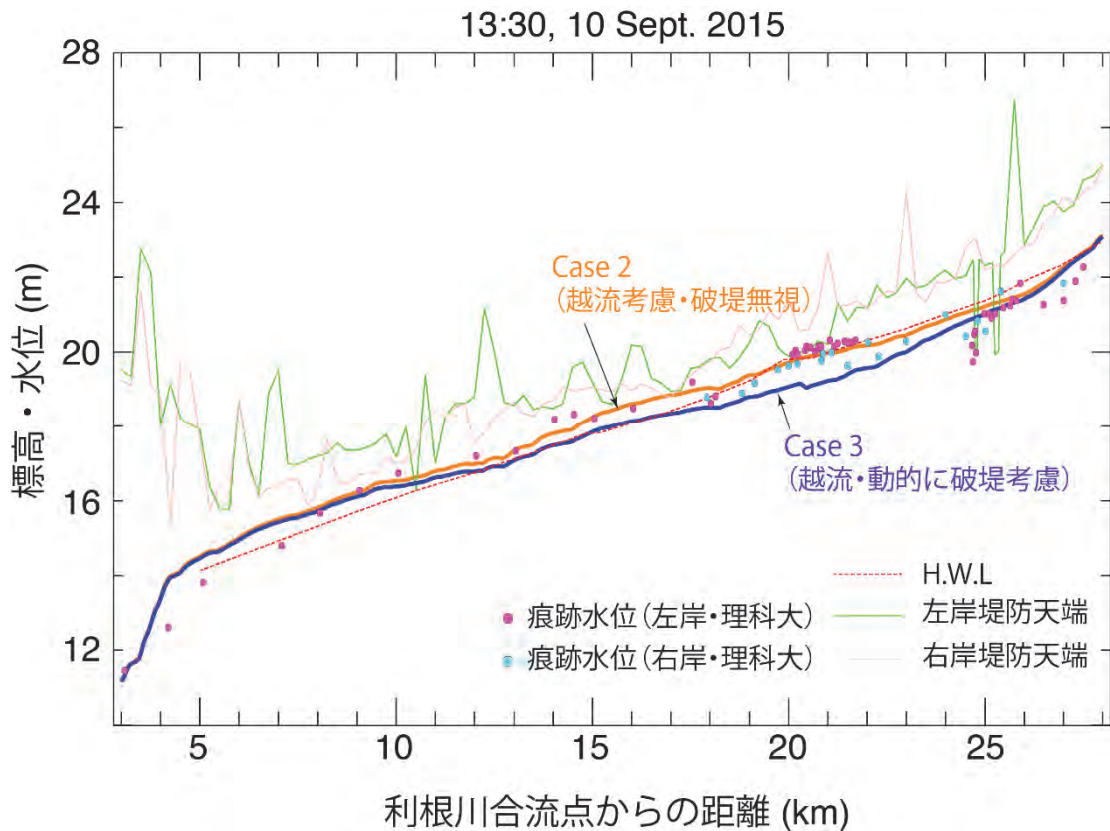


図 3.2.3-3 河道外への越流の有無による河道内の計算水位の比較 (図中の計算結果は、計算開始から 13.5 時間後 (実時間の 9 月 10 日 13 時 30 分に該当) の水位である。この時刻は破堤の発生後に河川水位の急激な減少が緩和された時刻で、Case 2 と 3 の比較から破堤による河川水位の減少の度合いが推測できる。)

盤高である 17.5m まで低下させることにした (なお、実際の破堤時刻は 9/10 12 時 50 分頃である)。Case4 では、Case3 における破堤形状を、計算開始時から設定することにした。

計算条件は、下流端の水位条件として 3k 地点に東京理科大学が実施した洪水痕跡調査結果を一定値で与えた。上流端 (27.5k 地点) の流量条件としては、図 3.2.3-1 に示した国交省により鎌庭地点で実施された流量観測から得られた 24 時間分の実測の流量ハイドログラフと線形外挿により推定した流量ハイドログラフを接続した合計 36 時間分の流量ハイドログラフを与えた。この 36 時間は実時間の 9 月 10 日 0 時から 11 日 12 時までに対応する。実測されている時刻以降に 12 時間分の線形外挿されたハイドログラフを接続したのは、実測のハイドログラフの最終時刻では河道内の水位が依然として破堤部の地盤高よりも高く河道外への流出が継続しており、参考値としてでも河道外への氾濫量の全量の推算が有益な情報になると判断したためである。河道内の粗度係数は、東京理科大学が実施した洪水痕跡調査の値が Case 3 の断面形状を設定した計算において流量ハイドログラフの最大値付近の時刻で全区間において概ね一致することが確認された $n = 0.038 \text{ [m}^{-1/3}\text{s]}$ を全区間に均一に与えた。これらの条件の下での水理解析によって以下のことが示唆され

た。

越水・溢水や破堤の考慮の有無による河道内の水位の差異を把握することを目的とし、いずれの条件の計算においても概ね最大水位の時刻となる 9 月 10 日 12 時 30 分および 21k における破堤発生から 30 分が経過した同日 13 時 30 分の水位縦断分布を図 3.2.3-2 と図 3.2.3-3 にそれぞれ示した。図中の太実線が実施した 4 つの Case の計算水位である。また、図 3.2.3-4 には越水・溢水の発生位置と時刻を示した。

まず、設定した 4 つの越流や破堤の条件の違いによる最大水位について比較する。解析を実施した Case 毎の最大水位は、図 3.2.3-2 に示した通り、河道外への流出を許容していない Case 1 の水位が四者の中で最も高くなり、次いで Case 2, 3 が同一となり、Case 4 が最も低くなる。Case 1 と Case 2, 3 の最大水位時の差異は、解析区間の全体でほぼ均一かつ小さく、0.5m 程度であることが示された。一方で、Case 1 と Case 4 の最大水位時の差異も区間の全体でほぼ均一になるもののその差異は大きく、およそ 2m に及ぶことが推算されるとともに、洪水痕跡との相違も Case 4 の最大水位が最も大きくなることが示された。また、同図に示された Case 1 の水位と堤防高を比較すると、前後の断面に比べて堤防高が相対的に低い 21k 左岸と 24.75k および 25.35k 左岸の他に 10k の八間堀

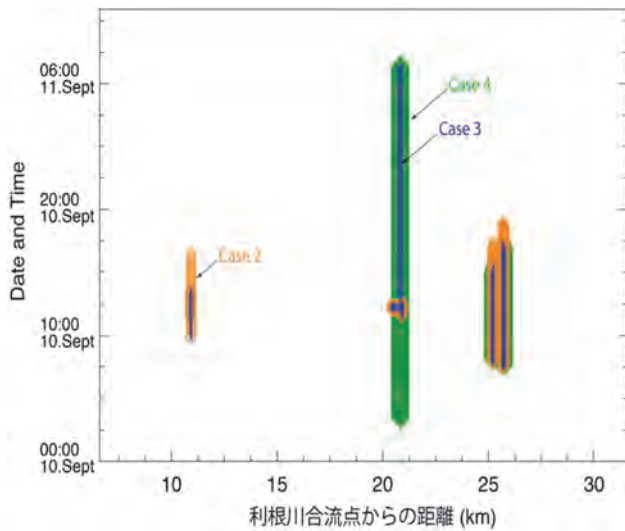


図 3.2.3-4 越水と溢水の発生位置とその発生時刻（堤防高と水位の差分からの判断のため、八間堀川との合流地点は越水有りと判断されている）

川との合流点および 17k の両岸において堤防高を上回ることが示された。このことは、21k 左岸における破堤と 24.75k および 25.35k 左岸における溢水が生じていなければ、17k の両岸において少なくとも越水の可能性があったことを示唆する。

つぎに、断面形状の違いを由来とする水位差のうち、破堤の考慮方法に対する河川水位の応答について図 3.2.3-3 と図 3.2.3-4 から考察をする。まず、破堤開口部が常に存在すると仮定する Case 4 は、図 3.2.3-4 によれば、9 月 10 日の 2 時過ぎからこの開口部から越流が発生して解析区間の全体で水位上昇が抑制されたことを要因とし、最大水位が四者の中で最小となったものと推察される。また、破堤から 30 分が経過した時点における Case 2 と Case 3 の水位を対比した図 3.2.3-3 からは、破堤を要因とする縦断的な水位差を見積もれる。同図から分かる通り、破堤開始からわずか 30 分ほどでその影響範囲は 12k から 26k の区間に及び、このうち 21k 地点の前後 2k ほどの区間では急速に水位が低下し、その規模はおおよそ 1m ほどであったことが示された。

このような越水と溢水を由来とする河道内の水位低下は、氾濫原への氾濫水の主たる供給源と言い換えられる。そこで、Case 3 の計算結果から 21k の破堤部と 24.75k および 25.35k の溢水部からの氾濫水量（10 分あたり）の時間変化を見積もることとした。Case 3 の条件におけるこれら 2 点からの氾濫水量の時間変化は図 3.2.3-5 に示したとおりで、9 月 10 日の 13 時頃の破堤発生と同時に氾濫原へ急激に氾濫水が供給されるようになったことが分かる。21k の破堤部と 24.75k および 25.35k の溢水部からの氾濫水量の合計は 3600 万 m^3 程度であったことが推算された。また、21k の破堤部と 24.75k および 25.35k の溢水部の氾濫水量はそれぞれ 2900 万 m^3 程度と 710 万 m^3 程

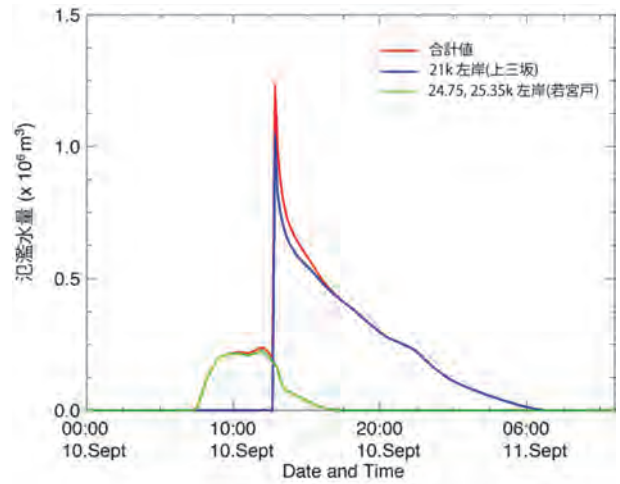


図 3.2.3-5 21k と 24.75k および 25.35k からの 10 分あたりの氾濫水量の経時変化 (Case 3)

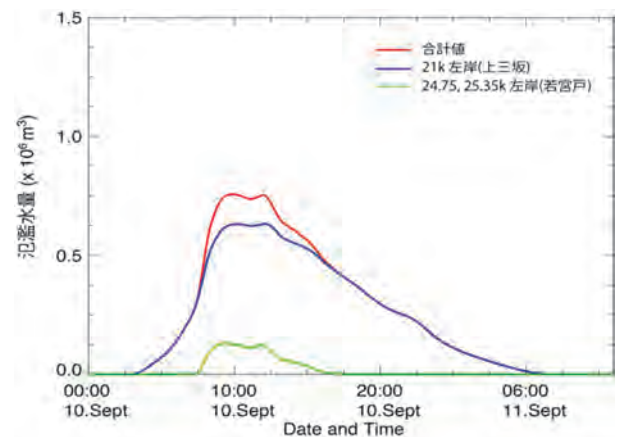


図 3.2.3-6 21k と 24.75k および 25.35k からの 10 分あたりの氾濫水量の経時変化 (Case 4)

度となり、分担比率はおおよそ 4:1 であったことが推測された。同様に、図 3.2.3-6 に示したとおり、Case 4 の条件についてもこれら 2 点からの氾濫水量の合計を推算したところ、実現象を模擬した Case 3 の条件よりも 1.5 倍ほど多い 5400 万 m^3 程度にも及ぶことが示された。

破堤開口部の縦断方向の長さは 200m 程度と 30km 弱の解析区間のうちの僅かな長さである。しかし、上記までに得られた成果を踏まえると、破堤開口部が河道と氾濫原のそれぞれの水理に対して支配的な影響を及ぼしていることが浮き彫りとなる。このため、たとえ氾濫原における氾濫水の挙動の把握だけを目的とした水理解析であっても河道と氾濫原の一体的な水理解析が望ましいことが示唆される。そして、このような水理解析において現象を適切にするためには、河川の上流端に与えられる流量ハイドログラフの波形と破堤の開始時刻の対応関係の慎重な設定が要求されよう。また、17k より下流の区間および今回の解析では対象外とした 31k から 35k の区間の平面形状は明瞭な蛇行形状となっている。河道の平面形状に由来する影響について、今後、平面 2 次元の水理

解析などを実施して慎重に見極める必要がある。

(安田 浩保)

3.3 洪水氾濫特性

3.3.1 浸水深観測結果

(1) 調査方法

本災害では、鬼怒川の下流25.35k左岸および24.75k左岸付近の若宮戸地区における溢水，および21.0k左岸の三坂町付近における破堤により，大量の洪水が堤内地を襲い，鬼怒川と小貝川に挟まれた約40km²の範囲で大規模な浸水が生じた¹⁾ (図3.3.1-1)．洪水の概況把握と浸水被害調査のため，2015/9/10に初動調査，9/15，9/16，10/14に浸水深・浸水位調査を実施した．初動調査では，氾濫範囲の踏査を行った．浸水深・浸水位調査では，家屋や樹木等に泥や枯れ葉などとして残存する洪水痕跡（痕跡水深）を探索し，スタッフを用いて地面からの高さを計測した．一部の箇所ではVRS方式RTK-GNSS（Trimble社R4およびR6，TOPCON社HiPerV GGDGM型）を用いて現場標高を求め，痕跡水位を求めた．これらの測器により，受信機単独で水平・垂直方向ともに約数cmの精度で計測が可能となる．計測点は307点（うち，標高計測133点）となった．

(2) 調査結果

1) 初動調査

被災当日における氾濫概況を示すため，図3.3.1-2に初動調査時の写真と時刻，位置を示す．図面には，調査ルートおよび国土地理院が示した氾濫範囲の推移についても合わせて表示している²⁾．調査では，14:00より南の水海道地区から北に向かって行った．水海道地区では，14:30ごろに既に浸水が起こっていることが確認された．その後北上し，15:17では八間堀川にてほぼ堤防いっばいに水位が達しており，堤防脇の水路についても満水となっている．その付近，八間堀川の左岸側で15:23に氾濫水のフロントが到達したことを確認した．16:20に長峰橋に到達すると，付近は完全に水没しており，道路上を歩くのが困難なほどの流速で北から南へ洪水が流下していた．

2) 浸水深調査

図3.3.1-3および図3.3.1-4は，本研究での調査範囲における痕跡浸水深の状況をランク別に分類して表示したものである．痕跡浸水深の分布は，破堤地点の東である関東鉄道南下駅付近を境として南北に傾向が異なる．南下駅から北側では，北側の溢水地点からの氾濫流により浸水し，痕跡浸水深は溢水地点の若宮戸地区で1.0-2.0m程度 (図3.3.1-3写真①，図3.3.1-4①)，破堤地点の三坂町では，破堤部直下では地盤侵食を伴って2.0-3.0m程度，その脇では0.5-1.0mとなり， (図3.3.1-3写真②，図3.3.1-4③)，石下市街が位置する自然堤防上では更に小さくなっている (図3.3.1-4②)．

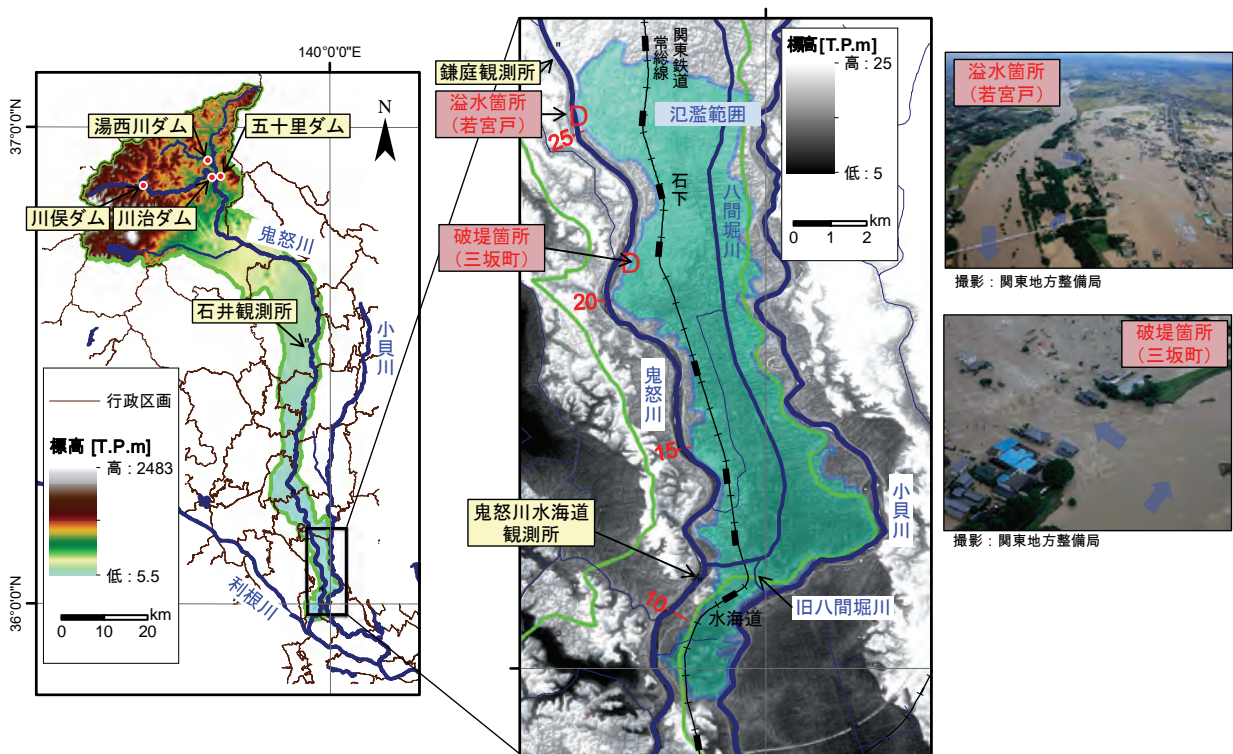


図3.3.1-1 鬼怒川流域図と氾濫範囲



図 3.3.1-2 9/10 の浸水状況と初動調査ルート

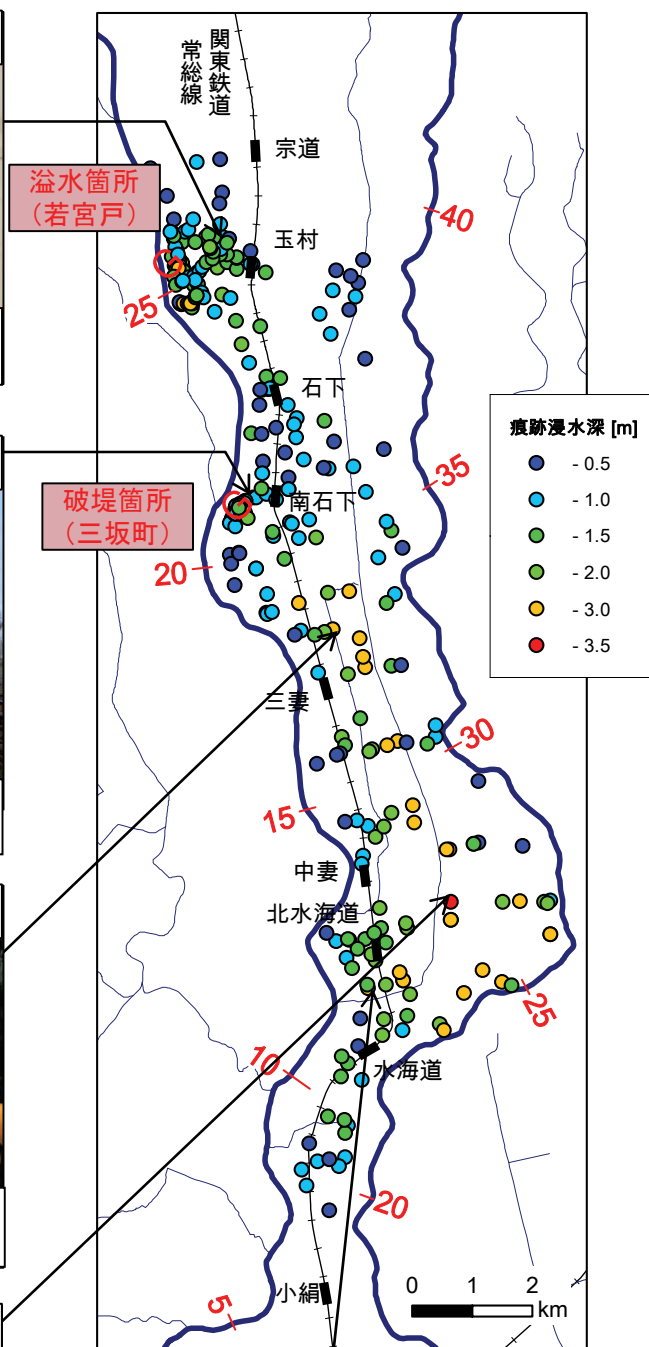


図 3.3.1-3 氾濫域における痕跡浸水深および浸水状況

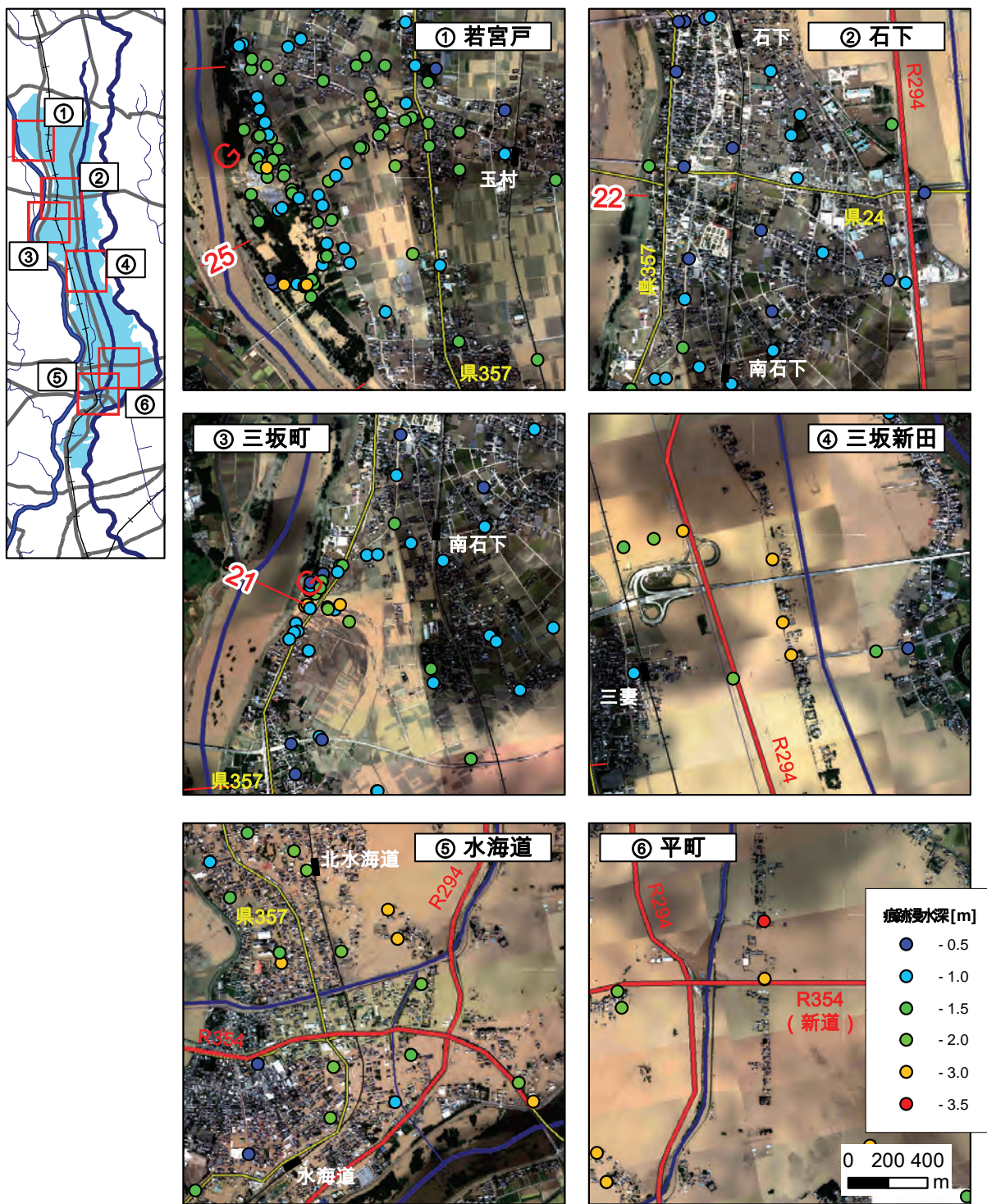


図 3.3.1-4 氾濫域における痕跡浸水深および浸水状況拡大図 ※背景画像は国土地理院 2015/9/11 AM 撮影の航空写真画像²⁾

一方、それより南側では、破堤地点からの氾濫流の影響で浸水深が増大する。氾濫原の中央付近、国道294号線と大規模排水路である八間堀川に挟まれた地区では、浸水深が2.0mを超えており（図3.3.1-3写真③，図3.3.1-4④），国道294号と354号（新道）の結節点付近（常総市平町）には氾濫流が滞留し、浸水深が3.0mを超える箇所も存在した（図3.3.1-3写真④，図3.3.1-4⑥）。この地

点付近は、殆どが氾濫原を新田開発により水田改良した地域でその中に集落がいくつか見られるような土地利用形態になっている。浸水深が大きく、氾濫水が集中しやすい地形であったため、ポンプ車による排水作業はこの地区に集中し、9/10からの10日間でおよそ780万 m^3 を排水した¹⁾。氾濫流は常総市水海道地区に達し、2.0m以上の浸水深が確認されている（図3.3.1-3，写真⑤，図

3.3.1-4, ⑤) . このように氾濫原部においては、極めて甚大な浸水被害が生じている一方、鬼怒川、小貝川の自然堤防上に位置する集落や家屋では、浸水深1.0m以下の浸水被害にとどまっている。

3) 浸水位分布

図3.3.1-5に痕跡浸水位の調査結果を示す。ここでは、浸水位をランク別に塗り分けて分布を示すとともに、GISを用いて空間補間した結果も合わせて示している。空間補間の具体的手法については3.3.2で述べられている。なお、痕跡水位は最大浸水位を示すものであり、氾濫直後などのある一時点の水位分布を示すものではないこと、また、痕跡が残らない農地などではデータが欠測していることに注意されたい。

これを見ると、溢水地点の若宮戸から破堤地点近傍の石下市街付近においては、浸水位は概ね地形と対応した分布となっている。一方、それより下流では、水面勾配が緩くなり、特に八間堀川右岸側では、市街地付近まで約14[T.P.m]ほぼ一様である。八間堀川左岸側（平町、十花町など）では、右岸側よりも大きな浸水深が確認されたにも関わらず、浸水位で見ると右岸側よりも低く、八間堀川の堤防高より低い14 [T.P.m]以下の地点が見られる。これらのことから、八間堀川が氾濫挙動に大きな影響を与え、堤防により左岸側への洪水の侵入を抑制したことが伺える。また、小貝川の自然堤防上（東町）では地形効果により氾濫水が阻まれさらに浸水位が低くなっている。

(3) 事前予測情報との差異

図 3.3.1-6 は本調査によって計測した痕跡深（点データ）と、20.25k 左岸、および 25.25k 左岸における破堤を想定して行われた氾濫シミュレーション結果³⁾を示す。後者は、記者発表⁴⁾や HP を通じて公表されている。図中にはそれぞれ破堤点、溢水点、および想定破堤点を示している。これを見ると、実績浸水深とシミュレーション結果は概況が類似しており、いずれのシミュレーションでも破堤点から氾濫水が南下し水海道市街に達することが表現されている。一方で、計算上は1地点からの氾濫であったものが実際には複数地点から氾濫が生じた点や、八間堀川右岸側で浸水深が過小に評価されている点と実際とは異なる。図 3.3.1-6 下部には、水海道地区（図中丸囲み部）を拡大し、国土地理院撮影の航空写真と重ねたものを示す。これを見ると、シミュレーション結果は浸水範囲や浸水深が過小に評価されていることが分かる。これらの差異は、想定破堤点の位置や数の違いと流入ボリュームが想定より大きかったことが直接的な要因であると考えられる。また、八間堀川などの線状構造物の計算上の考慮の仕方も強く関係しているものと思われる。鬼怒川では、管理者側の事前対策として多数の

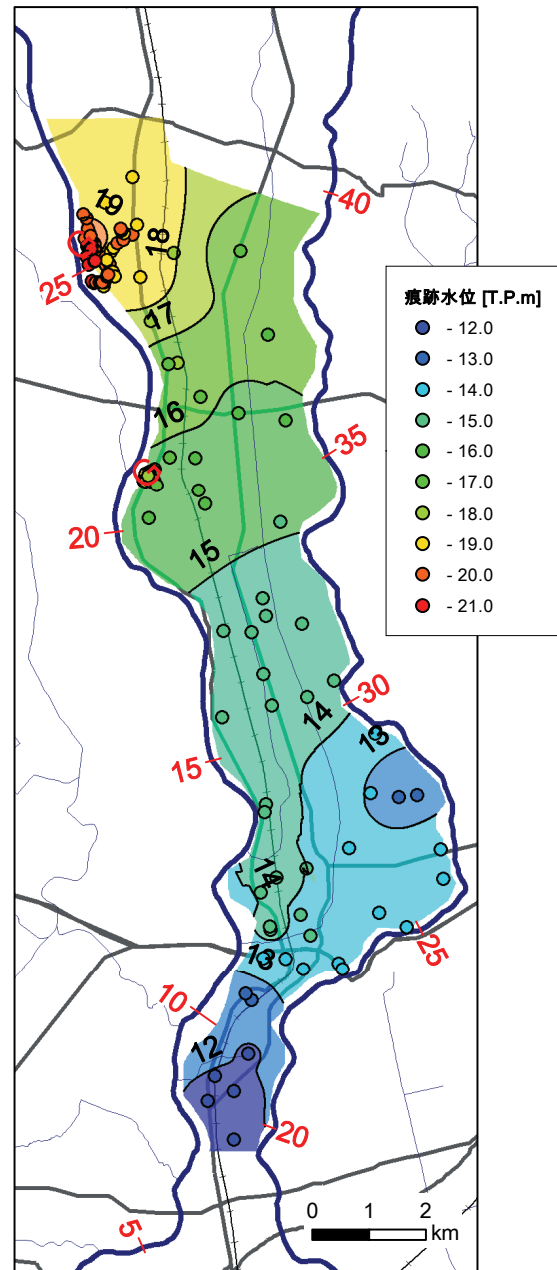


図 3.3.1-5 氾濫域における痕跡浸水位分布

地点における想定破堤氾濫シミュレーションを実施し、データを蓄積していたため、発災当時において迅速に貴重な洪水予測情報を提供・公開することができた。このことは、防災対策向上を図る上で非常に重要である。一方、詳細に見ると、実際との計算条件の違いにより、実現象とは異なる点もある。このような実測との差を含んだ情報提供が住民の避難行動にどのように影響するか、あるいは、住民の効果的避難のためこのような想定氾濫シミュレーション結果をより有効に用いる方法について、

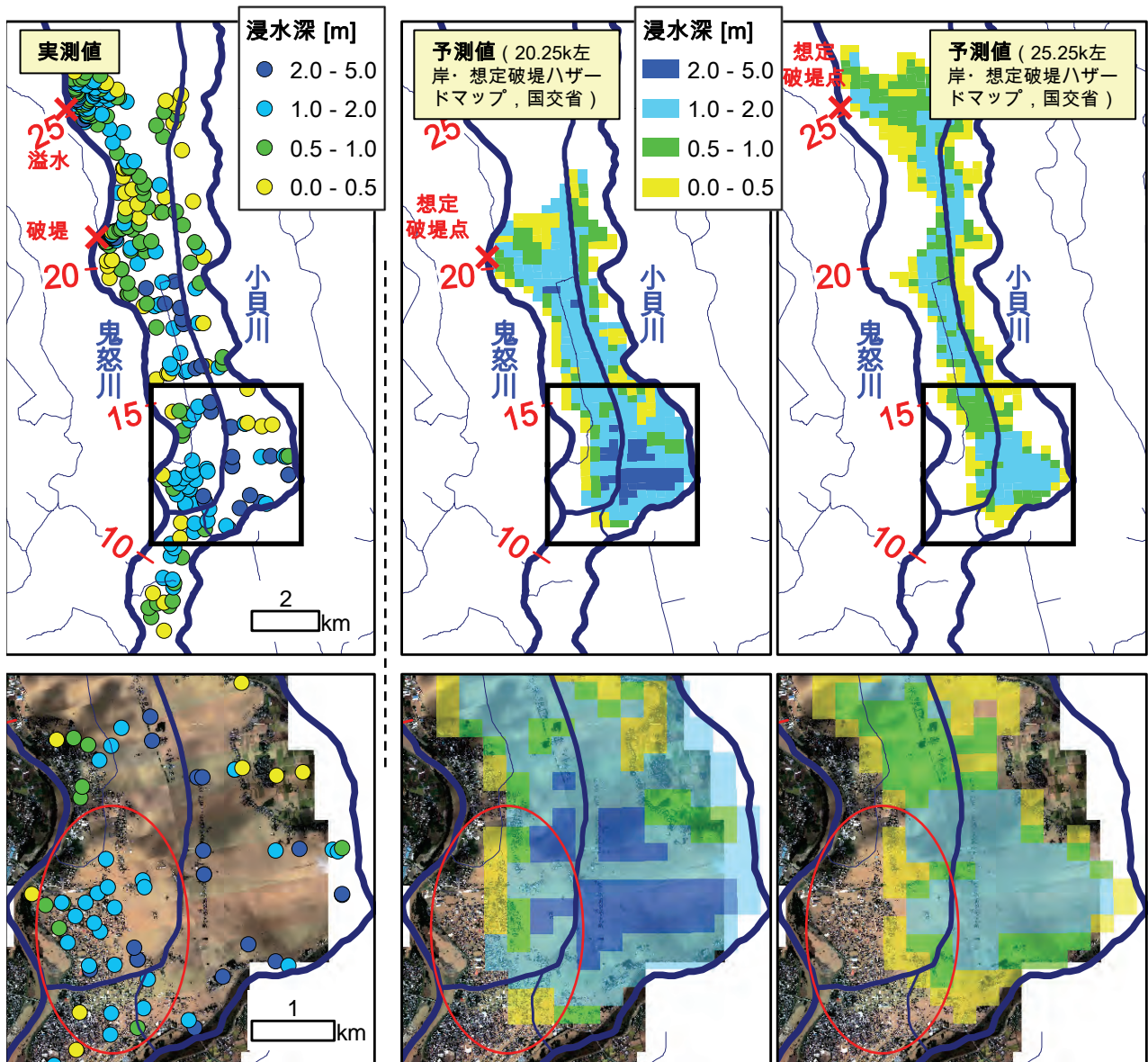


図 3.3.1-6 浸水深の観測値と事前解析値の比較

今後十分に検討を重ねていく必要があるものと考えられる。

参考文献

1) 国土交通省関東地方整備局：『平成 27 年 9 月関東・東北豪雨』に係る鬼怒川の洪水被害及び復旧状況等について（平成 28 年 1 月 29 日 18：00 時点），
http://www.ktr.mlit.go.jp/ktr_content/content/000639863.pdf,
 (2016/3/4 閲覧) .

2) 国土交通省国土地理院：平成 27 年 9 月関東・東北豪雨の情報，
<http://www.gsi.go.jp/BOUSAI/H27.taihuu18gou.html>,
 (2016/3/4 閲覧) .

3) 国土交通省関東地方整備局：鬼怒川・小貝川氾濫シミュレーション平成 27 年 9 月 10 日記者発表資料，
http://www.ktr.mlit.go.jp/shimodate/simulation_pdf/index.html,
 (2016/3/4 閲覧) .

4) 国土交通省関東地方整備局：平成 27 年 9 月 10 日記者発表資料，
http://www.ktr.mlit.go.jp/ktr_content/content/000631365.pdf,
 (2016/3/4 閲覧) .

(大槻 順朗・二瓶 泰雄・永野 博之・
 田中 昌宏・富田 邦裕・佐山 敬洋)

3.3.2 浸水深の空間分布

(1) 方法

前項3.3.1において述べた浸水深、および浸水位の点データを用いて浸水深の空間分布を明らかにした。具体的手順を下記および図3.3.2-1に示す。分析にはArcGIS Ver.10.2.2を用いた。なお、本分析成果は京都大学防災研究所HPにおいて公開されている¹⁾。

- ① 国土地理院が提供する航空レーザ測量による数値標高モデル(5 m 空間分解能)をダウンロードし、図3.3.2-1(a)に示す地域を切り出す。この数値標高モデルは、航空機に搭載したレーザスキャナから計測して得られた高精度のメッシュ標高情報であり、高さの精度は、標準偏差で0.3 m程度である。
- ② 133地点で計測したピーク浸水痕跡の標高値(浸水位)を空間内挿する(図3.3.2-1(b))。本報ではクリギングによる空間内挿を採用した。
- ③ 図3.3.2-1(b)の浸水位の空間分布から図3.3.2-1(a)の標高を差し引いて浸水深の空間分布を求める(図3.3.2-1(c))。この段階では、浸水していない地域は負の値となり、また鬼怒川右岸のように今回の計測対象外で、かつ実際には浸水していない地域でも正の値となっているので注意が必要である。
- ④ 鬼怒川と小貝川に囲まれた本解析の対象領域を示すマスク(図3.3.2-1(d))を作成し、図3.3.2-1(c)で対象領域外及び対象領域内で値が負の場所を除去し、最大浸水深の空間分布を得る。

(2) 浸水深推定結果

図3.3.2-2に最大浸水深分布の推定結果を示す。全体的な傾向として、常総市の南東部の浸水深が大きく、深いところでは約3.8 mに達する。また鬼怒川・小貝川沿いは、自然堤防上に立地する集落が多く、その背後にある水田地帯に比べて相対的に浸水深が小さいことが分かる。ただし、水海道の市街地などでも1~2 m程度の浸水域が広がっている。浸水深分布の計測誤差について、浸水深のみを計測している174地点を対象に実測値と推定値の関係を見たものが図3.3.2-3である。平均誤差は-0.09m、誤差RMS値は0.50mとなった。誤算の要因としては、①RTK-GNSSによる標高測定値と数値標高モデルの標高値の差異があること(誤差RMS:0.34m)、②浸水位の空間内挿に伴う誤差(クリギングの交差検証による推定誤差:0.34 m)が考えられる。以下、南部から順に浸水深分布の拡大図を図3.3.2-4から図3.3.2-6に示す。

1) 南部：水海道地区周辺

図3.3.2-4に示す水海道地区の周辺では、水海道本町の商店街(図3.3.2-4(b))などで浸水深が約1.8~2 mに達するなど市街地の浸水も大きい。水海道地区には東西方向に新八間堀川(図3.3.2-4(a))が流れており、9月12日の調査時点では、国交省によるポンプ排水も含めて、この河川が氾濫水を鬼怒川に排水する役割を果たしていた。また図中東側で見られるように、今回の浸水では、小貝川の堤防付近まで浸水が発生しており、図3.3.2-4(d)に示す大和橋付近の集落でも浸水深は1.6 m程度と推定された。なお、浸水域の南限は、つくばみらい市の北部であり、測点24の周辺と想定される。

2) 中南部：三坂新田・東町地区周辺

図3.3.2-4より北側に位置する図3.3.2-5の範囲では、

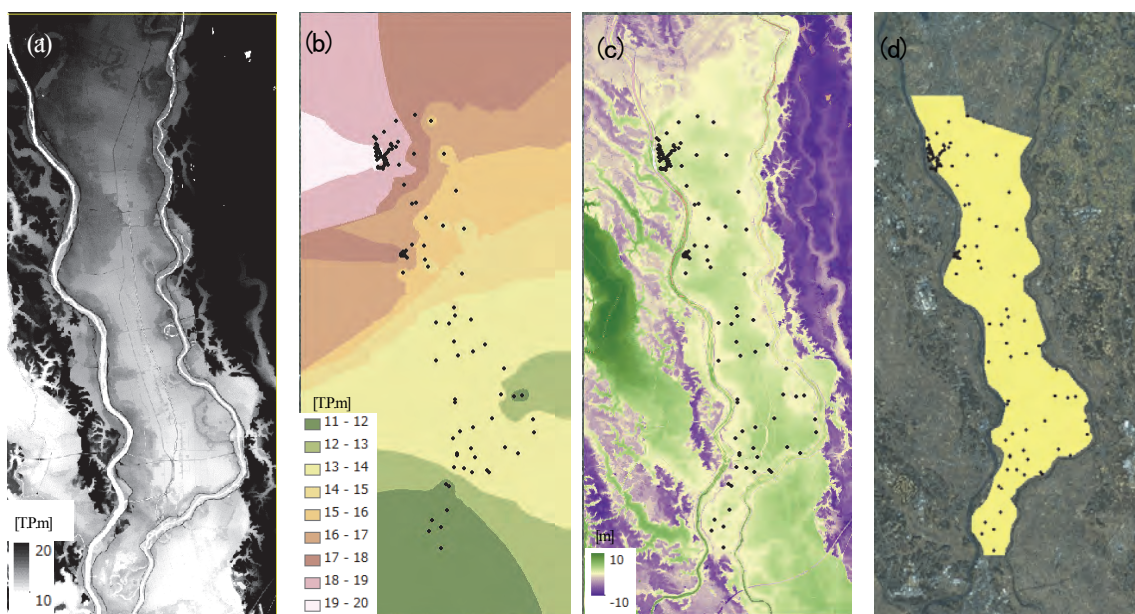


図3.3.2-1 浸水深分布の推定手順：(a)5 m空間分解能の数値標高情報、(b)133地点の計測浸水位とその空間内挿、(c)浸水位－標高、(d)本解析の対象領域マスクと測定点の位置

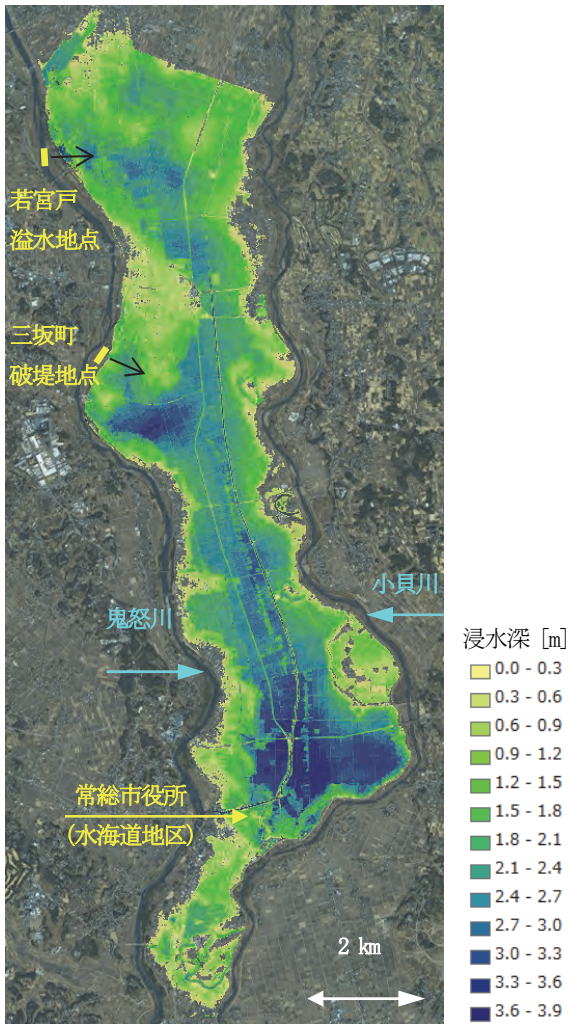


図 3.3.2-2 最大浸水深分布の推定結果
(浸水位データと DEM からの推定値)

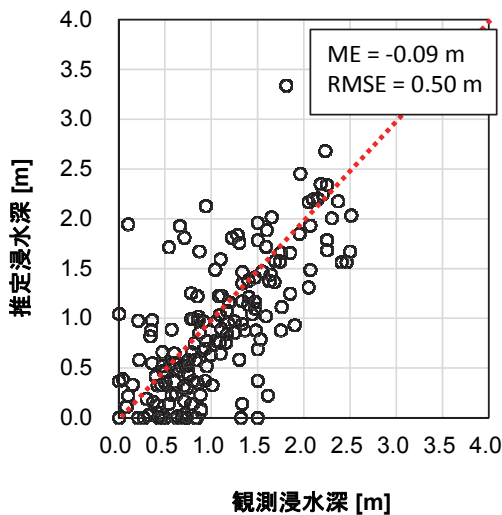


図 3.3.2-3 最大浸水深の観測・推定値の比較

小貝川沿いの東町の浸水深分布が特徴的である。この地区の西側には、小貝川旧河道の自然堤防である微高地があり、この地形が鬼怒川からの氾濫水の大量流入を防い

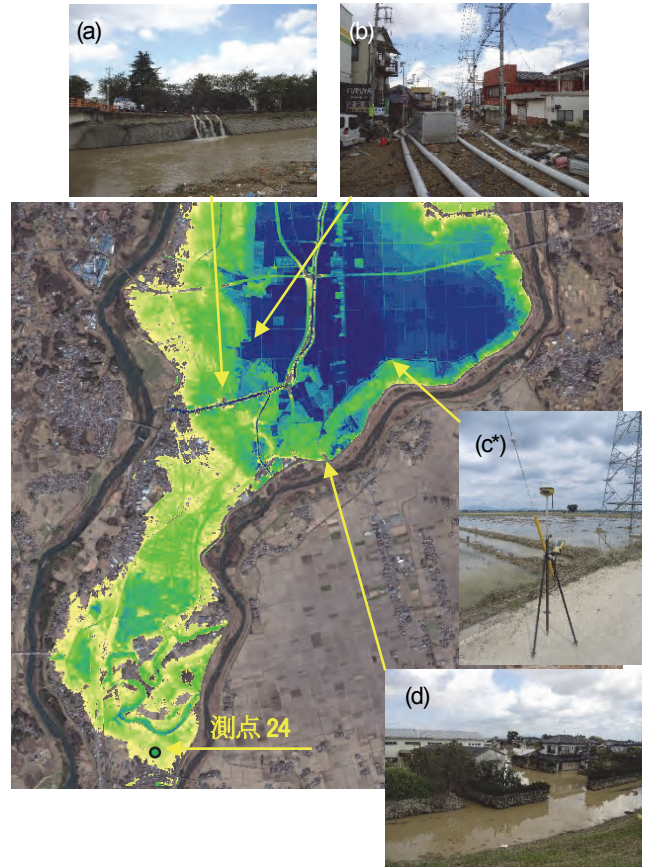


図 3.3.2-4 最大浸水深分布の推定結果
(南部：水海道周辺) (凡例は図 3.3.2-2 と同じ)
(a) 新八間堀川, (b) 水海道本町, (c*) 平町,
(d) 小貝川堤防大和橋付近より撮影
(写真は 9 月 12 日の調査時に撮影, *を付けた
写真は 9 月 15 もしくは 16 日の計測時に撮影)

だものと考えられる。図 3.3.2-5 に示した浸水位の空間分布を見ても、この地域の浸水位は周囲より低くなっていることが分かる。その他、図 3.3.2-5 の範囲の国道 294 号上では、北部の浸水深が 1.0~1.2 m 程度、南部が 1.6~1.8 m 程度と推定された。

3) 中北部：三坂町周辺

図 3.3.2-6 は三坂町の破堤地点を含む領域の推定浸水深分布である。破堤地点近傍の浸水深については、東京理科大学グループによる重点的な最大浸水位計測の結果、局所的な浸水深の分布も概ね妥当に推定できていると考えられる。ただし、破堤に伴う地形変化の影響は考慮できていないので注意が必要である。なお三坂町の破堤地点周囲は図 3.3.2-2 から明らかなように周囲に比べてやや標高が高い。その結果、破堤近傍の局所的な現象を除き、浸水深は相対的に小さく、一方で早い流速がこの地域に甚大な被害をもたらしたものと考えられる。

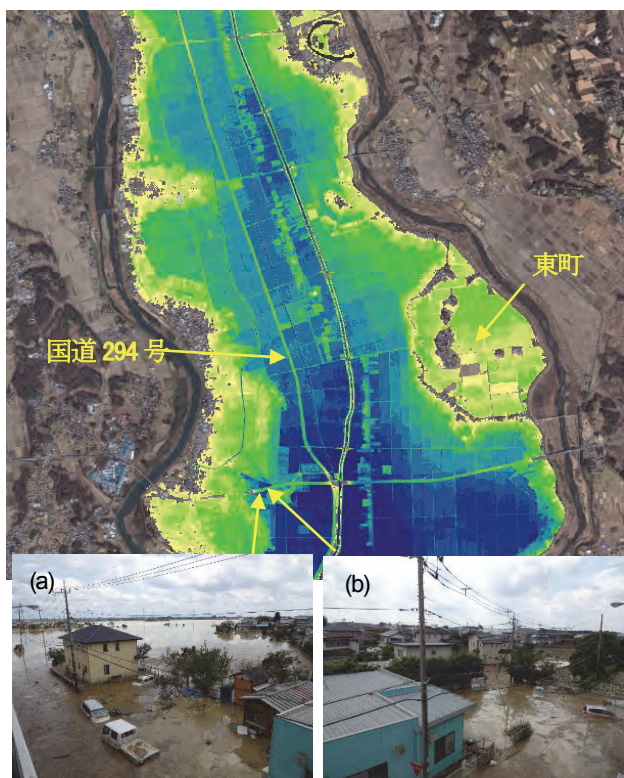


図 3.3.2-5 最大浸水深の推定結果（中南部）
 (凡例は図 3.3.2-2 と同じ)
 (a), (b)：水海道有料道路の関東鉄道常総線
 高架橋から南方を撮影（9月12日）

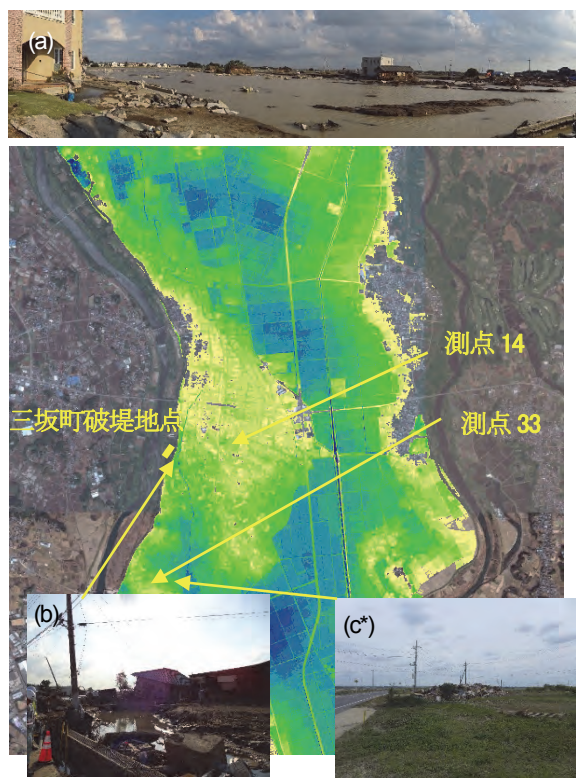


図 3.3.2-6 最大浸水深分布の推定結果（中北部：三坂町
 周辺）（凡例は図 3.3.2-2 と同じ） (a), (b)破堤地点周
 辺, (c*)測点 33 周辺

4) 北部：若宮戸，原宿周辺

対象地域の最北部に位置する図 3.3.2-7 の範囲では、若宮戸や原宿地区などで浸水深が大きく、例えば図 3.3.2-7 (a*) に示す測点 12 の店舗でも 1 m の浸水が確認された。対象地域の北東部に位置する水田域は、当初の推定結果によれば 0.3～0.5 m 程度の浅い浸水域が広がっている状態であったが、この地域では明確な浸水痕跡は確認されていなかった。また国土地理院によるヘリコプター空撮による推定結果⁹でも、この地域は浸水なしと判読されていた。そのため、10月15日に再調査を行い、浸水域の北限を明確にして、推定の対象領域を示すマスクを変更することによって、北部の浸水域の過大評価を解消した。

(3) 浸水範囲に基づく浸水深の空間分布推定と浸水量の推定

上述の結果は、各地点の最大浸水深の空間分布を推定したものであるが、今回の洪水では上流側から浸水が始まって下流に伝播するまでに時間差がある。従って、浸水量をより正確に推定するためには、当該時刻の浸水深分布を推定することが大切となる。浸水深分布を氾濫域の情報から推定する手法として、以下では国土地理院から発表されたヘリコプターによる空撮画像に基づく浸水



図 3.3.2-7 最大浸水深分布の推定結果（北部：若宮戸、
 原宿周辺）（凡例は図 3.3.2-2 と同じ）
 (a*) 測点の店舗浸水 (*の写真は 9 月 15 もしくは
 16 日の計測時に撮影)

範囲の情報⁹⁾を用いて浸水深の空間分布を推定する。

具体的な手法は以下の通りである。

- ① 浸水範囲のポリゴン情報を GIS 上でポイント情報に変換し、各ポイントに標高情報と(2)で推定した最大浸水位の情報を付与する。
- ② 各ポイントで、(2)で推定した最大浸水位から標高情報を差し引いた値を求める。各ポイントは浸水範囲の境界を示しており、その標高値を当該時刻の浸水位とみなす。つまり最大浸水位から各ポイントの標高値を差し引いた値が、当該時刻における最大浸水位からの低減水深を示す。
- ③ 各ポイントの低減水深を通常クリギングによって空間内挿し、最大浸水位からの低減水深の空間分布を推定する。
- ④ 最大浸水位の空間分布から③の推定結果を差し引いて、当該時刻の浸水位を求める。また(2)と同様に標高情報を差し引いて浸水深の空間分布を推定する。

この方法で推定した浸水深分布の時系列を図 3.3.2-8 に示す。提案手法は上述の浸水痕跡調査の結果も活用する方法である。各ポイントの標高を当該時刻の水位とみなして直接空間内挿する方法に比べて、最大からの低減量を内挿する本手法は、全ての地点で計測に基づいて推定した最大浸水深を上回らないという特性を有する。

本手法で推定した浸水深の空間分布から浸水量を求めた結果を図 3.3.2-9 に示す。この結果 9 月 11 日 10 時、13 時の時点で約 3,800 万 m³ の浸水量となり、この値は国土交通省の試算(3,400 万 m³)よりやや大きな結果となった。

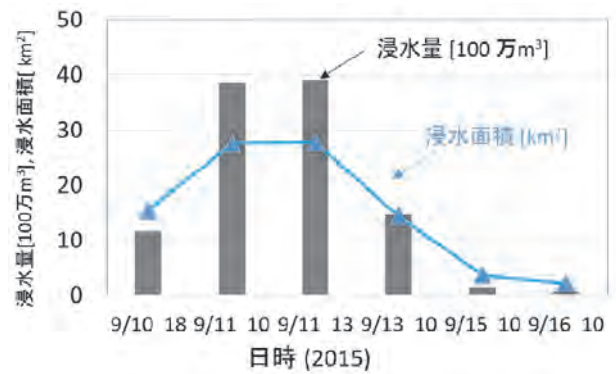


図 3.3.2-9 浸水面積と浸水量推定結果

参考文献

- 1) 京都大学防災研究所: 平成 27 年関東・東北水害 鬼怒川氾濫による常総市周辺の浸水深分布調査 (第二報), <http://www.dpri.kyoto-u.ac.jp/news/6105/>, 2015.
- 2) 佐山敬洋, 寶 馨: 平成 27 年 9 月関東・東北豪雨に伴う鬼怒川氾濫の浸水深分布推定, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol. 72, No. 4, I_1171-I_1176, 2016.
- 3) TOPCON 社: デジタル無線搭載 2 周波 GNSS 受信機 HiPer V, http://www.topcon.co.jp/positioning/products/product/gnss/HiPerV-digital_J.html, 2015.
- 4) 国土地理院: 平成 27 年 9 月関東・東北豪雨の情報, <http://www.gsi.go.jp/BOUSAI/H27.taihuu18gou.html>

(佐山 敬洋・大槻 順朗・永野 博之・二瓶 泰雄)

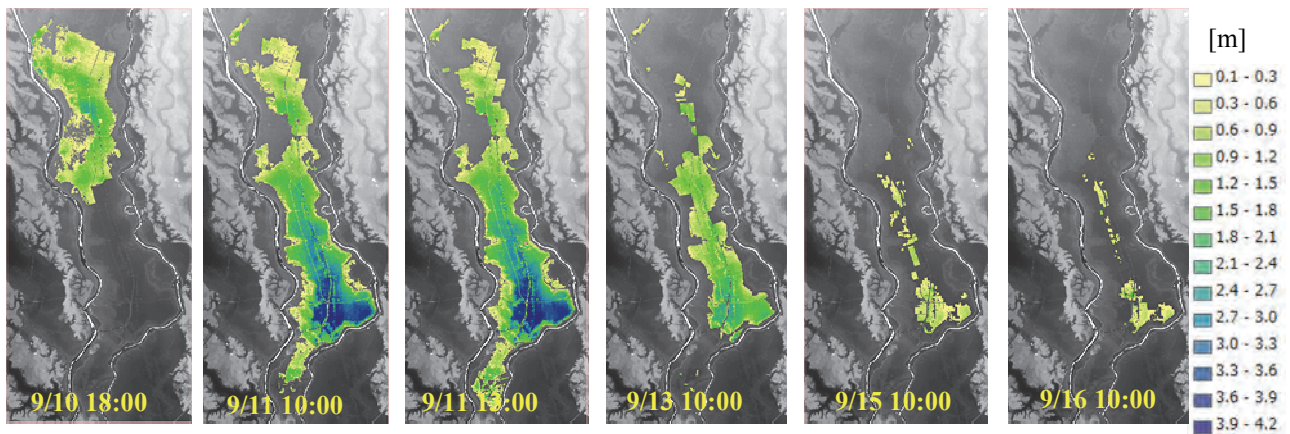


図 3.3.2-8 最大浸水位と浸水範囲から推定した浸水深分布の時系列

3.3.3 家屋被害

(1) 調査方法

家屋被害調査においては、特に家屋被災程度の著しかった溢水地点の若宮戸地区周辺および破堤地点の三坂町地区周辺を対象とした。このエリアで、調査範囲の住宅地図を参照し家屋位置を確認しながら被災レベルを判定した。本調査では、家屋被災状況の区分として、家屋の損傷程度に応じて「全壊」「半壊大」「半壊小」の3つに分類し、浸水のみで損傷がない場合は評価していない。被災状況の定義としては、津波被災調査⁹⁾を参考に図3.3.3-1に示すように、「全壊」は家屋が押し流され元の位置にないもの、「半壊大」は、家屋の流出は認められないが、家屋全体に損傷が生じ直ちに居住できない状態のもの、「半壊小」は家屋の構造の一部に損傷が見られるが、暫定的には居住可能であるものとした。調査家屋件数は溢水地点近傍で339棟、決壊地点近傍で41棟であった。

(2) 調査結果

図3.3.3-2は、本調査における破堤地点、溢水地点の家屋被害の分布状況を示したものである。図中の背景画像は、国土地理院により9/11午後において撮影された正射画像である²⁾。図3.3.3-2 (a)の三坂町地区については、破堤した地点を中心に、基礎の流失した全壊が集中的に存在し、破堤地点の中心から離れるにつれて家屋被害の度合いが低下する。これらの全壊家屋は、背景画像から推察できる氾濫流の流れに沿って分布している。また、全壊家屋が集中する範囲を県道357線沿いに図上計測したところ約190mであり、破堤地点の最終的な破堤幅と

概ね一致した。災害当日のTVニュース動画³⁾を元に、水面の泡等から、図中の破堤地点直近傍のA地点およびその下流のB地点における流向・流速を推定した。その結果、A地点では南東向きに2.5-3.5m/sec (14:11)であり、B地点では、南東向きに3.0-4.5m/sec (14:01)であった。動画を見る限り、これらの結果は家屋被害の度合いが小さかった箇所よりも顕著に流速が大きいことが確認できた。また、9月10日の14:30時点において図中に示した全壊家屋のほとんどが確認できないことから、破堤から1時間半程度の間で、多くの家屋が流失したことが推測される。

なお、図3.3.3-2 (a)中で「半壊大」と示された家屋では、敷地を囲むブロック塀が倒壊している家屋も確認された。流失しているため全壊に相当した家屋での状況が不明であるが、ブロック塀や垣根により家屋被害が軽減されるか否かについて今後検討する必要がある。

図3.3.3-2 (b)の若宮戸地区では、溢水地点近傍の河道側に「半壊小」の家屋が多く分布し、その背後では浸水のみで留まった家屋が多かった。これは、川側の家屋が流れを遮断して、背後の家屋を氾濫流から防御したためであると考えられる。また、被災家屋の多くが「半壊小」レベルであった一方、局所的に「全壊」や宅盤の侵食により家屋が傾き「半壊大」となった家屋もある。前述の三坂町地区と同様に、TVニュース動画を元に簡易に流向流速を推定したところ、図3.3.3-2 (b)中のC地点では、主に東向きに2.0-2.5m/sec (9/10 13:41)の流れが道路に沿って発生しており、D地点では、東向きに川側から0.5-1.5m/sec (9/10 12時前後と思われるが不明)の流れが林間を縫うように発生していた。このようなことから、若宮戸地区における全壊家屋被害は、家屋や地形の配置条件によってスポット的に発生した速い流れにより生じ

レベル	建物の損傷・変位	可住	浸水
全壊	元の場所がない	不可	床上
半壊大	損傷大 元位置にある	不可	床上
半壊小	損傷小 元位置にある	可能 暫定的	床上



全壊



半壊大



半壊小

図3.3.3-1 家屋被害分類

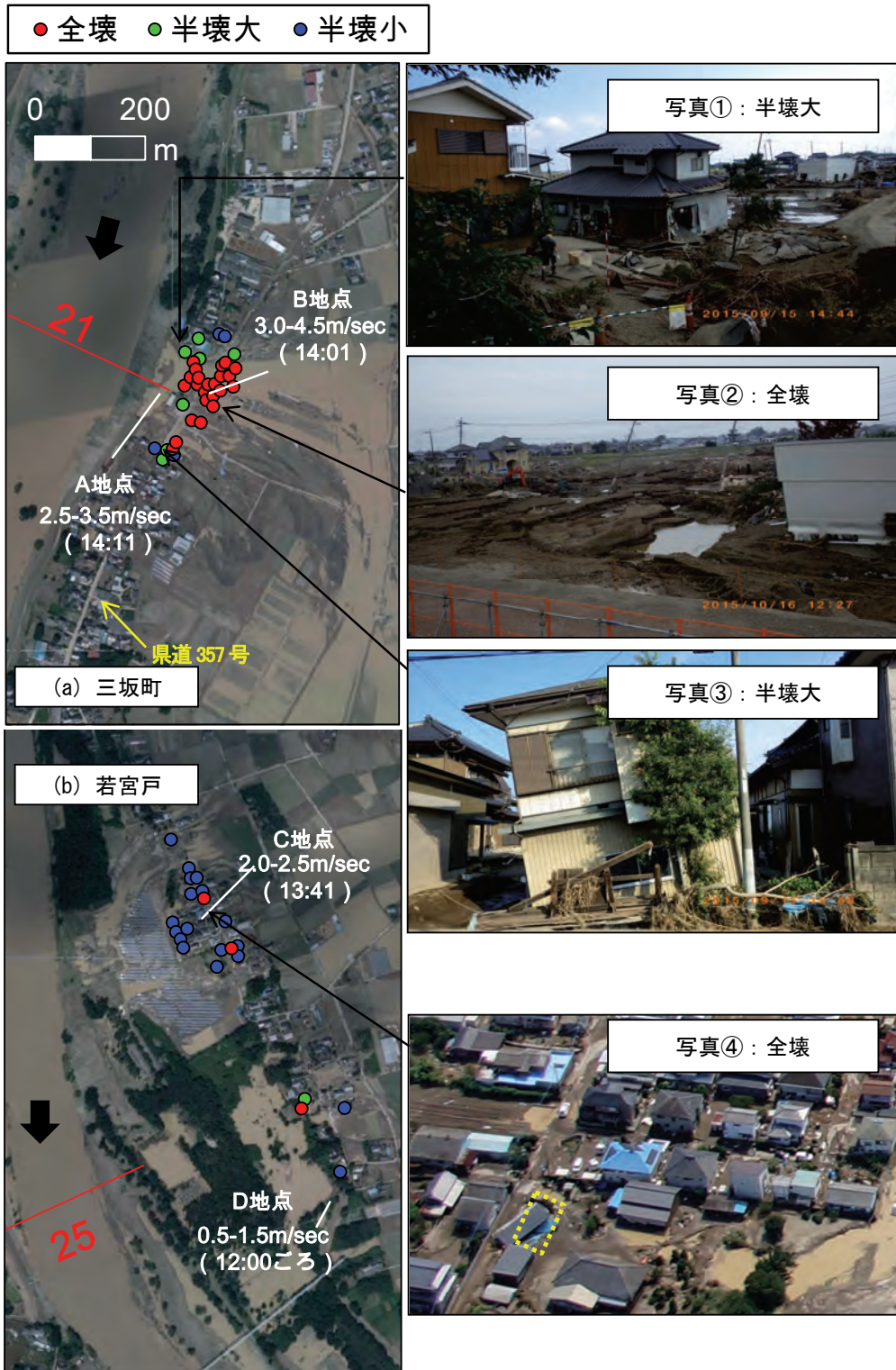


図 3.3.3-2 三坂町地区および若宮戸地区における家屋被害マップ

たものと考えられる。

参考文献

- 1) 前川俊明, 二瓶泰雄, 中田遥香: 海岸砂丘・盛土による津波減災効果の検討, 土木学会論文集B1 (水工学), Vol.69, No.4, ppI_1453-I_1458, 2013.

- 2) 電子国土Web 災害対応 風水害 平成27年9月関東・東北豪雨 茨城県常総・坂東地区 正射画像 <http://maps.gsi.go.jp>. (閲覧日: 2016年3月3日).

- 3) NHKニュース: 栃木 茨城 大雨特別警報 鬼怒川 堤防決壊 (2015年9月10日放送・配信).

(永野 博之・大槻 順朗・二瓶 泰雄)

3.3.4 洪水氾濫挙動への八間堀川の影響

(1) 解析方針

本水害では、流域上流部への猛烈な降雨により、鬼怒川にて著しく増水し、若宮戸地区では広範囲の溢水、三坂地区では堤防決壊が生じたことが要因となり、鬼怒川と小貝川に挟まれた平地部の約40km²に渡って大規模浸水被害が生じた。今回の被災状況に関して特徴的なことの一つは、溢水・破堤地点近傍のみならず、10km近く離れた常総市水海道地区においても顕著な氾濫被害がもたらされたことである。これにより水海道地区を含む多数の住民が逃げ遅れ、茨城県全体では1,339名がヘリコプターにより救助される状況となった¹⁾。

溢水・破堤地点から離れた場所で多数の救助要請者が出たことの一つの要因として、水海道地区においては、大規模氾濫に至る数時間前に小規模な浸水が生じ（図3.3.1-2）、そのため住民が浸水程度の目測を誤り、避難所に避難することなく自宅に留まる選択をしたためではないか、とする見方がある。氾濫域の中央には、幹線排水路である「八間堀川」が南北に走っている。八間堀川は寛永年間（1624-1645）の新田開発に伴い開削、築堤され、旧来は現在旧八間堀川と呼ばれている流路より小貝川に流入していたが、元禄年間（1688-1704）に鬼怒川に付け替えられ（新八間堀川と呼ばれる）、ほぼ現在の姿となっている²⁾。また、氾濫当時においては、住民証言より新八間堀川に接続する排水路からの浸水が確認された。八間堀川には溢水・破堤による氾濫水が大量に越流流入したと見られ、洪水が八間堀川という水路を經由して高速で下流に伝搬し早期の浸水を引き起こした可能性が強く示唆される。水路を通じた氾濫の高速伝播については水路網の発達する都市部でも近年、懸念されているところである³⁾。

本項では、常総市水海道地区の浸水状況に対する八間堀川の影響を明らかにすることを主眼とした、氾濫シミュレーション、および付随する現地調査を実施した結果を述べる。

(2) 解析条件

本解析では、氾濫挙動に対する八間堀川の影響を考慮するため、八間堀川河道部を対象とする1次元計算と氾濫部の2次元計算をカップリングした計算を行った。計算対象期間は、9/10 5:00～9/11 8:00である。この計算では、1次元用計算メッシュと2次元用計算メッシュを空間位置に基づき予めリンクさせ、それぞれの時々刻々の計算水位と堤防高により、越流公

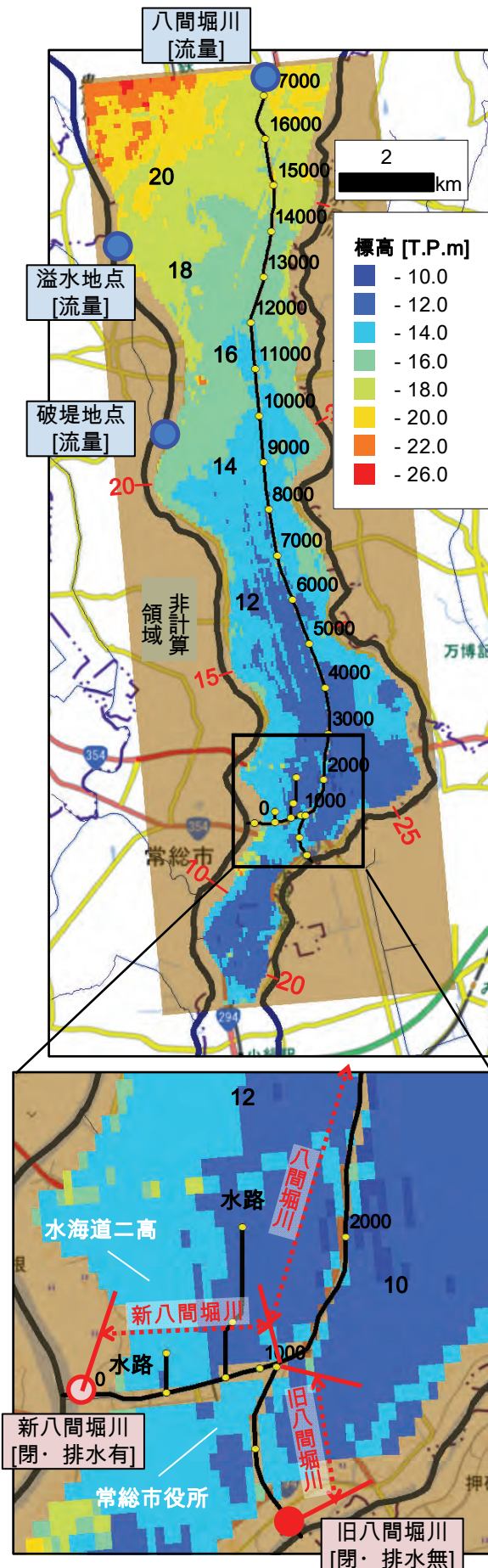


図3.3.4-1 計算対象位置と境界条件

式に基づいて1次元・2次元モデル相互に流量をやり取りする。本計算では、汎用水理モデルMIKE by DHI ver.2014に含まれる、1次元計算のMIKE 11と2次元氾濫計算のMIKE 21および結合モジュールMIKE FLOODを用いて、計算を実施した。

計算対象範囲は図3.3.4-1に示すように、実績氾濫域を包含するように南北方向に設定した。2次元計算では、南北方向に100m、東西方向に50mの計算格子を設定した。この計算格子の溢水地点および破堤地点において、境界条件として、図3.3.4-2に示す想定氾濫流量を与えた。なお、本計算で用いる想定氾濫流量は、鬼怒川鎌庭地点の水位ハイドロを溢水、破堤地点の痕跡水位に適合するよう引き伸ばした水位ハイドロに基づいており、その総量は約4400万 m^3 であり、3.3.2において示した佐山らの検討結果とよりもやや大きい。この想定氾濫流量は、氾濫域の浸水深の計算値が観測値に適合するように調整されたが、この流量の妥当性については、別途議論が必要であることに注意されたい。溢水は実際には25.35kと24.75k地点で発生したが、ここでは25kにまとめて設定した。地盤高には、国土地理院の5mDEMを元に、その計算メッシュ内平均値を与え、幹線道路部および鉄道部については盛土を考慮し、メッシュ内の最大値から40cm減じた値を入力した。粗度係数については、市街地部とその他に分けてそれぞれ0.12, 0.08 [$m^{-1/3}$]を与えた。

1次元計算では、考慮する河道・水路網の位置は図3.3.4-1に示す通りであり、八間堀川、旧八間堀川、および新八間堀川に接続する水路2本を考慮した。境界条件としては、上流端に簡易流出解析値を参考に20 [m^3/sec]の流量を与え、新・旧八間堀川それぞれの下流端を閉条件とし、新八間堀川下流端には、国交省資料⁴⁾を参考に、図3.3.4-3に示すように、八間堀川排水機場の排水量を与えた。当資料によれば、排水機場の稼働時間としては、9/10 2時から稼働開始し、鬼怒川の水位上昇により13時～22時30分の間は停止を余儀なくされている。なお、計算期間外となるが、9/11 8時より新八間堀川下流端は開放されている。計算入力断面における河床高・左右岸の高さについては、VRS方式RTK-GNSS (Trimble社, R4もしくはR6) を用いて現地標高測量したデータに基づいて得られた図3.3.4-4に示す結果を設定値として入力した。八間堀川の堤防高は、新八間堀川部分を含む鬼怒川合流点から7kmまでは概ね14[T.P.m]であり、そこから緩やかに高くなるが、石下市街地付近では一部低い箇所もある。旧八間堀川の堤防高は新八間堀川より低く概ね13 [T.P. m]となっている(図面略)。粗度係数には、一律に0.035 [$m^{-1/3}$]を与えた。新八間堀川と他水路の接続について、聞き取り調査の結果を踏まえ、旧八間堀川、水路とも水門・樋管を開条件

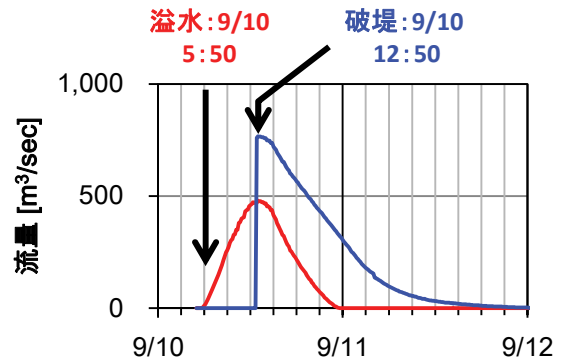


図3.3.4-2 溢水地点・破堤地点における想定氾濫流量

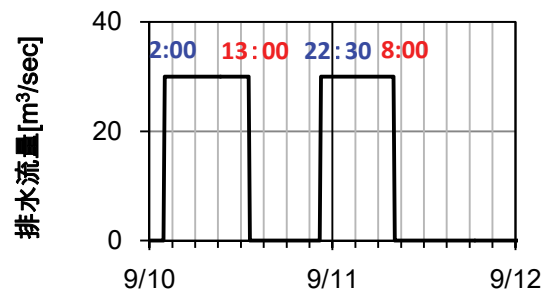


図3.3.4-3 八間堀川排水機場における排水量の設定値

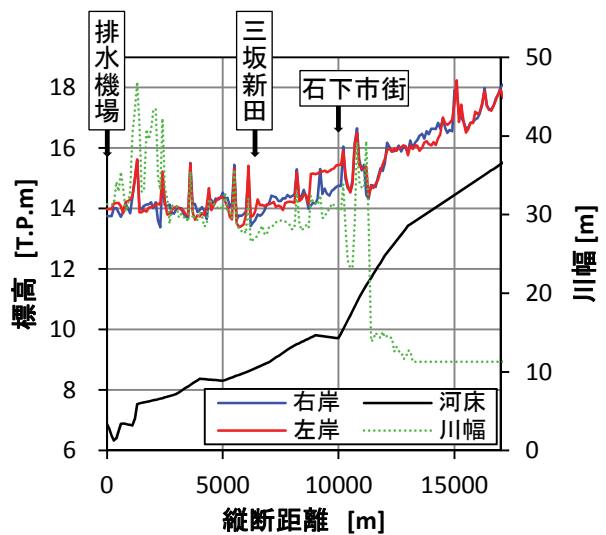


図3.3.4-4 八間堀川の堤防高と河床高, 川幅

とし、2本の水路については、現地調査の結果を元に、設置高さ9 [T.P.m]、寸法1.5m*1.5mのオリフィスを介して接続した。水路の左右岸高は、接続先の地盤高と同じになるようにし、概ね12.5[T.P.m]の値を入力した。

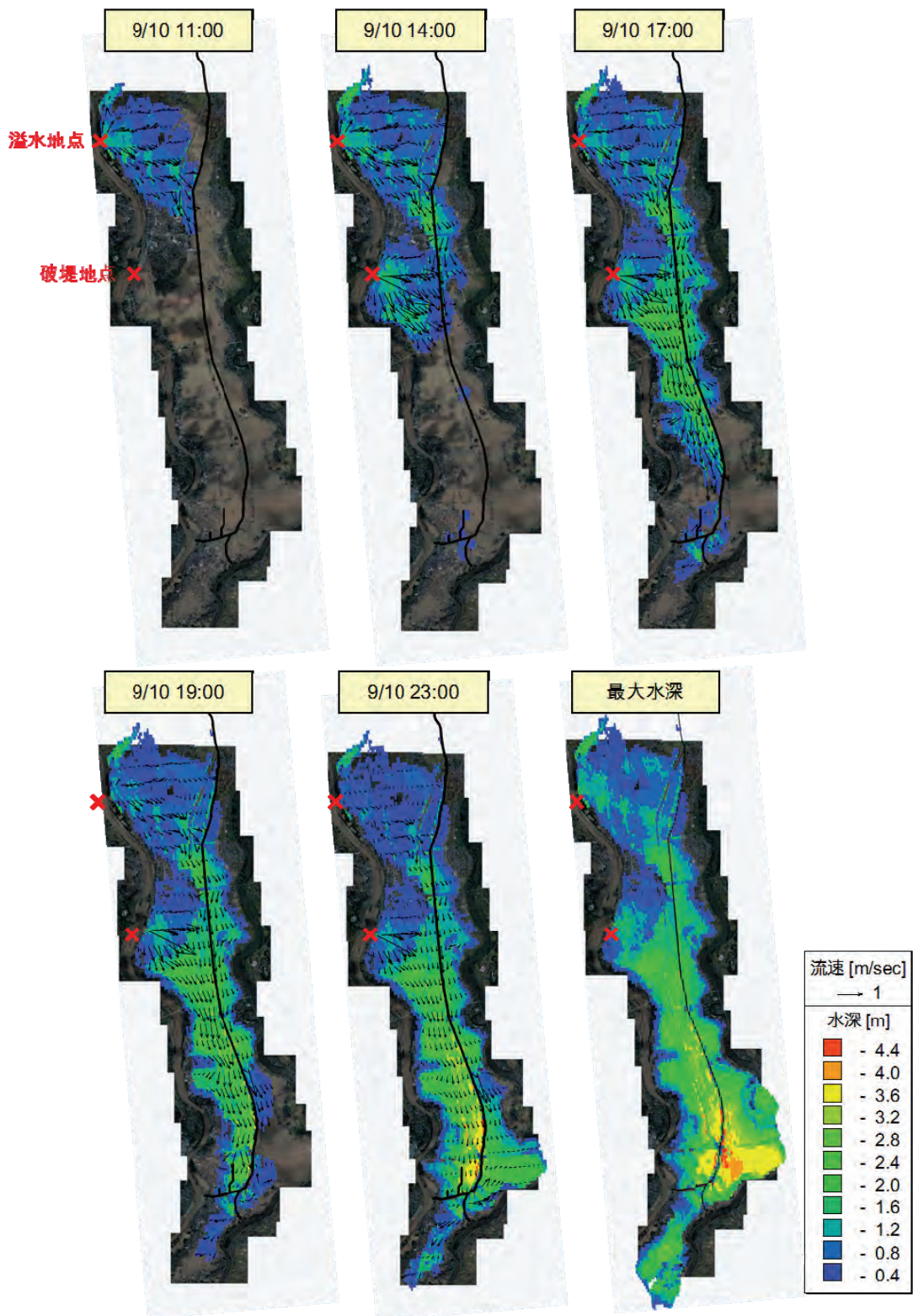


図 3.3.4-5 浸水深分布の解析結果

(3) 解析結果

図3.3.4-5に解析結果による水深，流速の空間分布を示す。まず，図3.3.4-5 左上の9/10 11:00の段階を見ると，若宮戸からの溢水が，石下市街の自然堤防の縁辺を沿う

ように流下，八間堀川右岸に到達し，八間堀川への流入が開始されようとしていることが分かる。次に，同日 14:00の段階では，破堤部からの氾濫流も八間堀川右岸に到達し，若宮戸からの氾濫流と合流した様子が見える。

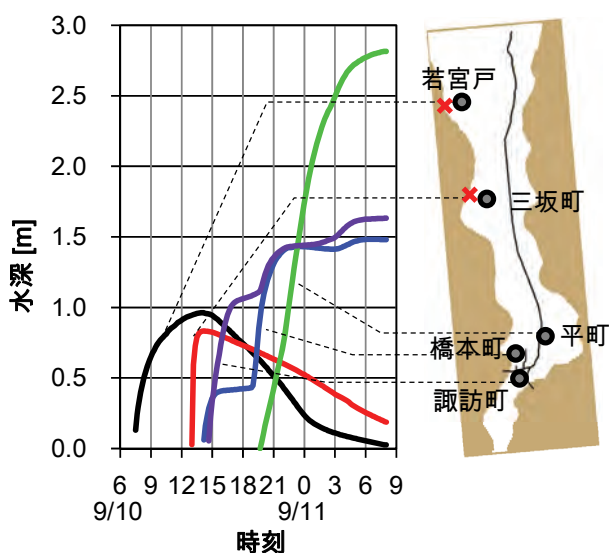


図 3.3.4-6 2次元計算領域における解析水深の時系列変化

また、若宮戸からの氾濫流は八間堀川に流入、さらに左岸側に越水している。一方、南の水海道地区を見ると、新八間堀川に接続した水路や旧八間堀川から僅かに浸水が生じている。この段階で洪水本体は到達しておらず、八間堀川を介した早期の浸水現象が発生したことが示唆される。続いて、17:00の段階では、洪水本体が八間堀川右岸側の堤防に沿うように流下している。八間堀川の左岸側・右岸側で浸水深が大きく異なっていることから、八間堀川の堤防により氾濫域における氾濫形態も大きく影響を受けていることが分かる。水海道市街地においては、浸水域が緩やかに拡大している。19:00においては、洪水本体が水海道市街地にはほぼ到達している様子が見える。この段階では依然として八間堀川右岸側のほうが水位が高く、最大浸水深を記録した平町付近（図3.3.1-3）では、北側からと、旧八間堀川経由の南側からも氾濫が迫っている様子が伺える。23:00の段階では、平町付近一帯が浸水している。一方、自然堤防上の東町では、この段階でも浸水していない。

図3.3.4-5右下の最終的な最大浸水深分布を見ると、観測された痕跡浸水深分布（図3.3.1-3）と対応し、八間堀川右岸側で浸水深が大きく、左岸で小さい傾向が示される。

図3.3.4-6には、2次元氾濫計算領域における水深の時系列変化を地点別に示す。図3.3.4-5でも確認された、水海道地区における初期浸水が現れており（橋本町、諏訪町、それぞれ青、紫線）、14時頃から浸水が開始し、一旦急激に上昇した後水深の増加が緩やかになっている。その後、洪水本体の到達とともに、さらに水深が増加している。平町（緑線）においては、浸水時刻が水海道地区に比べて遅れ、9/11未明から明け方にかけて水深が増

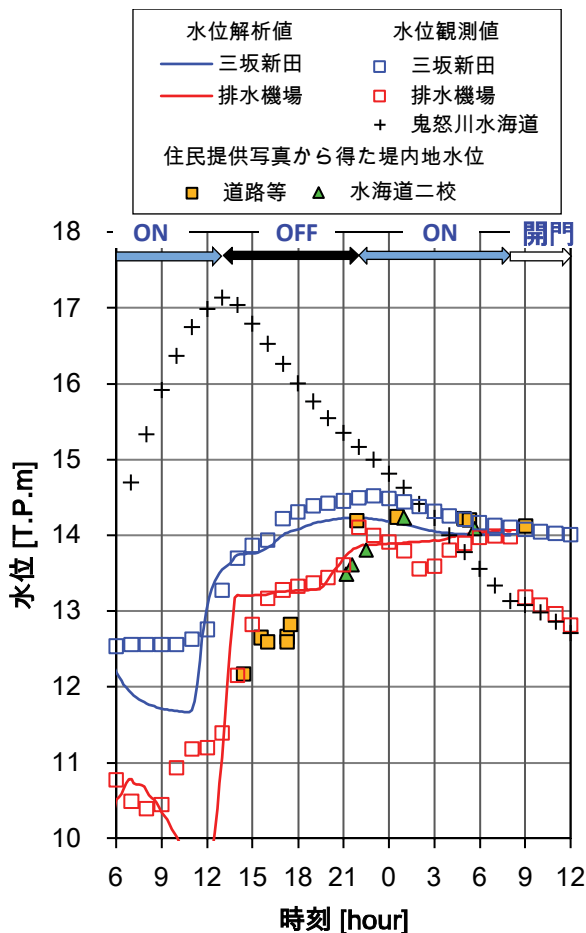


図 3.3.4-7 八間堀川（三坂新田、排水機場）と鬼怒川、水海道市街地（水海道二校）における観測水位および計算水位

大しており、現地での住民の証言と一致した。

図3.3.4-7には、八間堀川（三坂新田、排水機場）、鬼怒川（水海道）および水海道市街地（水海道二校周辺）における実測・痕跡水位と八間堀川における計算水位を示す。それぞれマークが実測・痕跡水位を、実線が計算水位を示している。黄色および緑のマークで示しているものは、地域住民が撮影した写真を収集し、後日、写真位置での水位をRTK-GNSSを用いて計測した値である。また、八間堀川排水機場のポンプ稼働のON-OFFおよび開門のタイミングを上部に付記している。

まず、八間堀川における観測水位より、八間堀川における洪水動態を確認する。鬼怒川合流点から約6.9kmにある三坂新田では9/10 10時50分、下流端の排水機場では12時00分ごろから水位が急激に上昇した。この時間帯は排水機場で排水停止した時間（13時）の直前であるが、氾濫計算結果に示されるように、氾濫水が八間堀川へ到達し、八間堀川への流入が開始された時間と一致しており、上流で生じた急激な水位上昇が高速で伝搬したことを示している。その後、15時ごろでは、排水機場での水位上昇が緩やかになる。旧八間堀川の天端高が概ね

13[TP.m]であることから、旧八間堀川や排水樋管からの溢水によるものと考えられる。その後、19時ごろより、排水機場の水位が大きく上昇する。これは、洪水本体が水海道市街に到達し、八間堀川右岸側から八間堀川へ流入したためであると考えられる。その後、ポンプの操作再開や氾濫水の流入量減少に伴い、水位が低下した。

次に、堤内地側の水位（黄、緑マーカー）の河川水位との相対関係を確認する。13時～15時ごろの増水期では、河川水位と共に堤内地水位も上昇するが、河川水位より堤内地水位が低い。このことから、旧八間堀川や排水樋管では、河川から堤内地の浸水が起こっていたものと考えられる。一方で、洪水ピーク付近の22時以降では、堤内地の水位が八間堀川の水位より高い。この段階では、堤内地から右岸堤防を越えて新八間堀川へ流入していたと考えられる。さらに、新八間堀川下流端の水門が開門された8時以降も堤内地水位が高い状態が継続している。このようなことから、新八間堀川の堤防の存在が洪水をせき止め、浸水被害状況に大きな影響をもたらしたものと考えられる。

図3.3.4-8には、八間堀川（新八間堀川も含む）、旧八間堀川、2本の接続水路での水収支の時間変化を流量の単位で示している。ここでは、氾濫域から各河道への流入を正、各河道から氾濫域への流出を負として示している。時間を追って挙動を確認すると、11時ごろから15時まで、八間堀川へ約70 [m³/sec]でほぼ一定量の流入がある。この量は、八間堀川排水機場の排水能力30 [m³/sec]と比較大きい。その後、15時ごろになると、旧八間堀川や水路より堤内地への流入が生じるため、八間堀川への正味の流入流量は減少する。その後、氾濫域の拡大に伴い、八間堀川への流入量が緩やかに増加するが、19時ごろから急激に増加している。これは、洪水本体の襲来により堤防の広範囲で越流が生じ、八間堀川に流入したためである。

(4) まとめ

本検討により明らかとなった事柄を列挙する。

- ・本水害における氾濫に対する八間堀川の地形効果を明らかにするため、1次元+2次元カップリング氾濫シミュレーション実施した。
- ・氾濫流は八間堀川の堤防を越流し、八間堀川の水深を急激に増加させ、洪水が高速で下流に伝搬した。その結果、洪水本体が到達する前に、旧八間堀川や水路を通じ

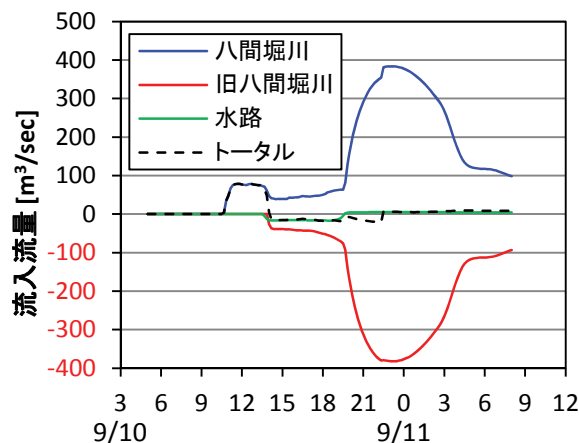


図 3.3.4-8 八間堀川・旧八間堀川・水路への洪水流入流量の時系列変化

て水海道地区に早期の氾濫を引き起こした。

- ・八間堀川の堤防のブロック効果により、八間堀川右岸側と左岸側で洪水の到達時刻が大きく異なった。また、八間堀川の存在により洪水をせき止めことで、浸水深を増大させた可能性がある。
- ・八間堀川に流入した単位時間あたりの洪水ボリューム（流量）はおおよそ70 [m³/sec]と見積もられ、八間堀川排水機場の排水能力30 [m³/sec]より非常に大きかった。

なお、本シミュレーション結果は現状で入手できる情報に基づいて行っているため、今後、数値が変わることがあることに留意されたい。

参考文献

- 1) 茨城県：平成 27 年 9 月関東・東北豪雨による本県の被害及び対応について（10 月 21 日 16 時現在）、<https://www.pref.ibaraki.jp/Isaigai/201509/documents/20151021.pdf>.
- 2) 茨城県：いばらきの川紹介_八間堀川（第 25 回）、<http://www.pref.ibaraki.jp/doboku/kasen/keikaku/kasenska/column025-hachikennbori.html>.
- 3) 関根正人，池田遼：東京東部低平地を対象とした浸水・氾濫の数値予測，土木学会論文集 B1（水工学），Vol.70，No.4，I_1429-1434，2014.
- 4) 国土交通省 水管理・国土保全局：平成 27 年 9 月関東・東北豪雨に係る被害及び復旧状況等について（平成 28 年 1 月 29 日），2016.

（大槻 順朗・二瓶 泰雄）

3.3.5 洪水氾濫解析

～iRICの適用～

(1) 解析モデルおよび計算条件

氾濫流の挙動の概略を把握するため、本解析では、iRIC・Nays2DFlood¹⁾を用いた二次元氾濫シミュレーションを実施し氾濫流の挙動を検討した。計算に用いた地形データは、国土地理院公表の数値標高モデル 5m メッシュ²⁾を用いた。メッシュサイズは概ね 25m×25m とし、河道内の粗度係数は 0.030[m^{1/3}s] (単位は以下省略) とした。氾濫原の粗度係数は、国交省³⁾に倣い、農地における粗度係数の目安の最大値である 0.060 とし、市街地は空地・緑地の粗度係数の目安の最大値である 0.050 とした。道路の粗度係数については、土木学会水理公式集⁴⁾のアスファルトの標準値の中の最大値 0.020 とした。境界条件としての外水位は氾濫域と同一のモデルである 2次元不定流計算より推定した。具体的には、水文水質データベース⁵⁾から得た既往の洪水 H-Q 関係より推定した鎌庭観測所の流量ハイドロを計算範囲内の河道上流端である鎌庭観測所地点に与え、溢水地点 (25k) における河道流量を当該地点の流量ハイドロとして与えた。破堤地点については、溢水地点においてすでに氾濫していることを考慮し、河道上流端でのピーク流量をトライアルで低下させ、破堤地点における計算水位が、破堤時の推定最高水位 21.1m (TP表記 以下同様) となるとき破堤地点流量を当該地点の流量ハイドロとして与えた。この最高水位は実測値とは異なっているが (4.3 参照)、ここでは鎌庭水位観測所および水海道水位観測所間の計画高水位 (HWL) が概ね同一勾配区間であることから⁶⁾、両観測所の観測水位を距離按分して推定した。

破堤地点において氾濫流量を与える際には、破堤の進行状況を表現することが望ましいが、側方および堤防天端の侵食を追跡することが困難であるため、本解析では、堤防高 20.5m に外水位が達した時点で、設定した破堤幅の範囲で堤防箇所の標高を破堤敷高 17.5m と仮定して計算した。堤防高および破堤敷高は、現地調査における RTK-GNSS 測量による観測値である。破堤幅は最終的に約 200m に進行したとされているが⁷⁾、侵食が著しくない端部も含まれているため、本解析では災害後の空中写真から侵食の著しい範囲を図上計測し、破堤幅を約 140m とした。計算期間は、9月10日 4:00～9月15日 24:00 とした。河道への排水は、排水機場および排水車によるポンプ排水については公開資料を元に排水量と位置を与え、公開資料がない水門・樋門等による排水量については配置を考慮せず、最大浸水深が痕跡浸水深と一致するよう調整して与えた。

また、氾濫域においては家屋等の建造物が分布する。Nays2DFlood では、氾濫原における家屋等の影響を考慮

できるものの、本解析では家屋等の影響は考慮せず、建物阻害率の設定は行っていない。

(2) 計算結果および考察

図 3.3.5-1 は、氾濫シミュレーションによる浸水深を示したものであり、図中には図 3.3.1-3 にて述べた痕跡浸水深の調査結果を重ねて示した。また同図中には、9月11日に国土地理院により撮影された空中写真⁸⁾を比較のために合わせて示している。シミュレーションにより得られた最大浸水深と実測痕跡浸水深の分布は概ね合致していることが分かる。また、空中写真との比較から、シミュレーションにより得られた浸水範囲も実際の氾濫範囲と概ね一致している。破堤地点直上流の常総市石下市街地、下流の常総市水海道市街地では氾濫シミュレーションの浸水深と痕跡浸水深との間に乖離があるが、石下市街地については、自然堤防上にあり地盤高が周囲より全体的には高いが、5m 解像度の DEM では微地形変化の記述には限界があるため、上記の乖離が生まれたものと推察される。痕跡浸水深の調査地点は概ね道路付近の家屋等であり最高で 3m であるが、解析結果では上記計測では対象外の地点 (水田域) で 4m を超える結果が得られた。水田域では、痕跡の付着先となる物体が少なく、痕跡に基づく浸水深の調査結果が得にくいことから、シミュレーションにより現地調査の限界を補うことが期待され、一層の精度向上が必要と考えられる。

図 3.3.5-2 は、シミュレーションにより得られた浸水深の時系列変化である。図中には、図 3.3.5-1 と同じく実測の痕跡浸水深調査結果と、国土地理院公表の時系列推定浸水範囲⁹⁾および9月10日における破堤地点付近の浸水状況の写真も合わせて示した。本解析では、河道の上流端には想定した流量ハイドロを与えたものの、溢水・破堤地点における溢水・破堤のタイミングは実時刻と概ね一致し、氾濫流の伝播も国土地理院公表の時系列推定浸水範囲と類似した。また、水海道市街地において生じた氾濫流の貯留現象は、本解析においては樋門等の排水施設をモデル化していないためと考えられる。

図 3.3.5-3～図 3.3.5-5 は、シミュレーションにより得られた最大氾濫流速、氾濫流速の時系列変化、破堤地点付近の最大流速をそれぞれ示している。シミュレーションにより得られた流速は、溢水地点と破堤地点ともに最大で 2.0m/s 程度となり、図 3.3.3-2 に示した災害当日の TV ニュース動画より推定した流速よりもやや小さい結果となった。しかしながら、流速の相対的な大小傾向は類似していることから、本解析で仮定した条件を精査・更新することにより、精度向上を図ることが可能であると考えられる。

以上の結果から、精度上の課題はある程度残されたものの、本解析でのシミュレーションにより得られた結果

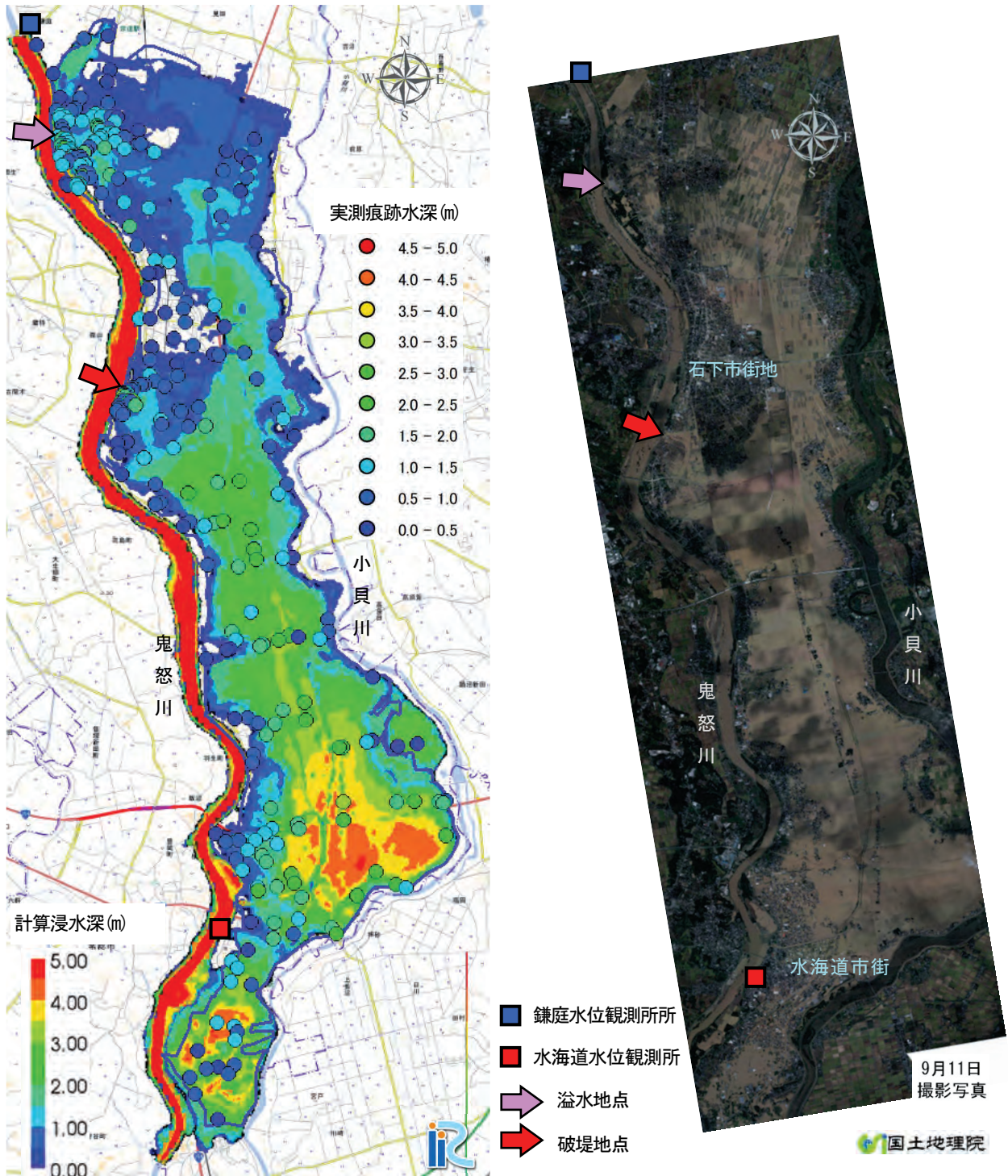


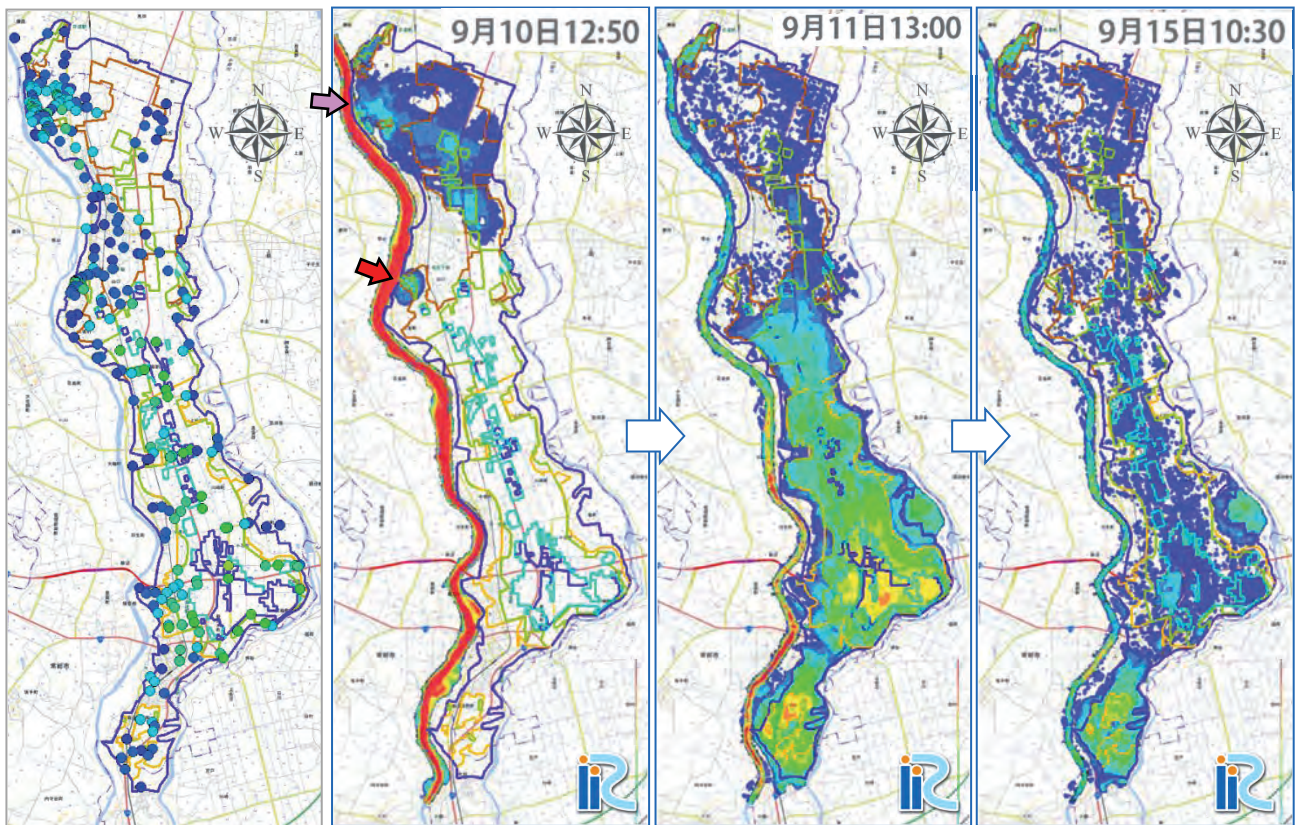
図 3.3.5-1 氾濫シミュレーションによる最大浸水深

は、今回の災害における氾濫流の挙動を概ね表現できていると考えられる。

今回の水害では、溢水と決壊による氾濫が生じたが、仮に溢水氾濫が発生しなかった場合、破堤地点の流量が増大して、破堤地点からの氾濫流による家屋被害が拡大していた可能性もある。このため、本解析で作成した解析モデルを用いて、上流の溢水氾濫が無かった場合の氾濫計算を行い、本解析結果と比較することで、上流の溢水がリスク分散に寄与していた可能性を検討することが

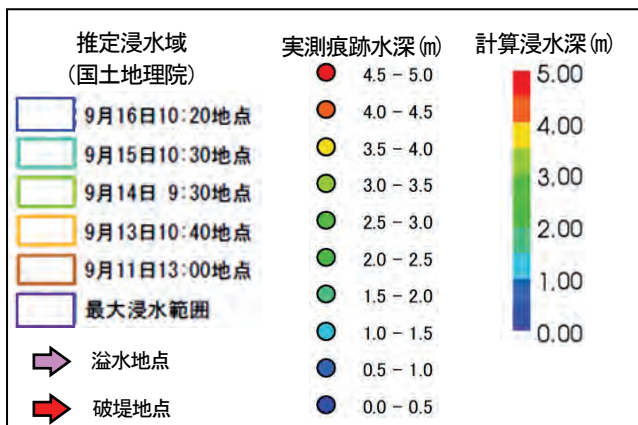
可能と考えられ、今後の課題である。

また、本水害では、破堤箇所付近における洪水流・氾濫流の状況について、国土地理院による無人航空機（UAV）を用いて撮影した動画の公開⁹⁾が行われている。近年の無人航空機に関する技術の進歩は目覚ましく、災害時における無人航空機を用いた動画撮影は一層活発になると考えられる。災害の実態を明らかにするには、時系列的な状況の変化を把握する必要があるため、災害時の動画とシミュレーション結果との比較が容易に行われ



推定浸水域と実測痕跡水深

氾濫シミュレーションの浸水深と推定浸水区域



破堤地点付近の浸水状況 (9月10日15:03撮影) 7)

図 3.3.5-2 氾濫シミュレーションによる浸水状況

ることが有効である。このため、図3.3.5-6に示すように、本解析で作成したiRICによる氾濫シミュレーションをGoogle earth上でアニメーション化した。

謝辞：本解析における解析モデルの作成と計算条件の設定にあたって、北海道大学 清水康行教授、(株)River-Link 旭一岳氏より貴重なご意見を頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) iRIC ソフトウェア <http://i-ric.org/ja/>
- 2) 国土地理院：基盤地図情報ダウンロードサービス、<http://fgd.gsi.go.jp/download/>
- 3) 国土交通省 水管理・国土保全局 河川環境課 水防企画室・国土技術政策総合研究所 河川研究部 水害研究室：洪水浸

水想定区域図作成マニュアル (第4版) 平成27年7月, 14p, 2015.

- 4) 土木学会：水理公式集[H11版], 89p., 1999.
- 5) 国土交通省水文水質データベース <http://www1.river.go.jp/>
- 6) 河川環境管理財団 河川環境総合研究所：鬼怒川の河道特性と河道管理の課題—沖積層の底が見える河川—, 19 p., 2009.
- 7) 国土交通省関東地方整備局：第1回 鬼怒川堤防調査委員会資料, 19p., 2015.
http://www.ktr.mlit.go.jp/ktr_content/content/000632889.pdf (閲覧日：2016年3月3日)
- 8) 国土地理院 HP 平成27年9月関東・東北豪雨の情報：<http://www.gsi.go.jp/BOUSAI/H27.taihuu18gou.html>. (閲覧日：2016年3月3日)

(永野 博之・大槻 順朗・石田 義明・二瓶 泰雄)

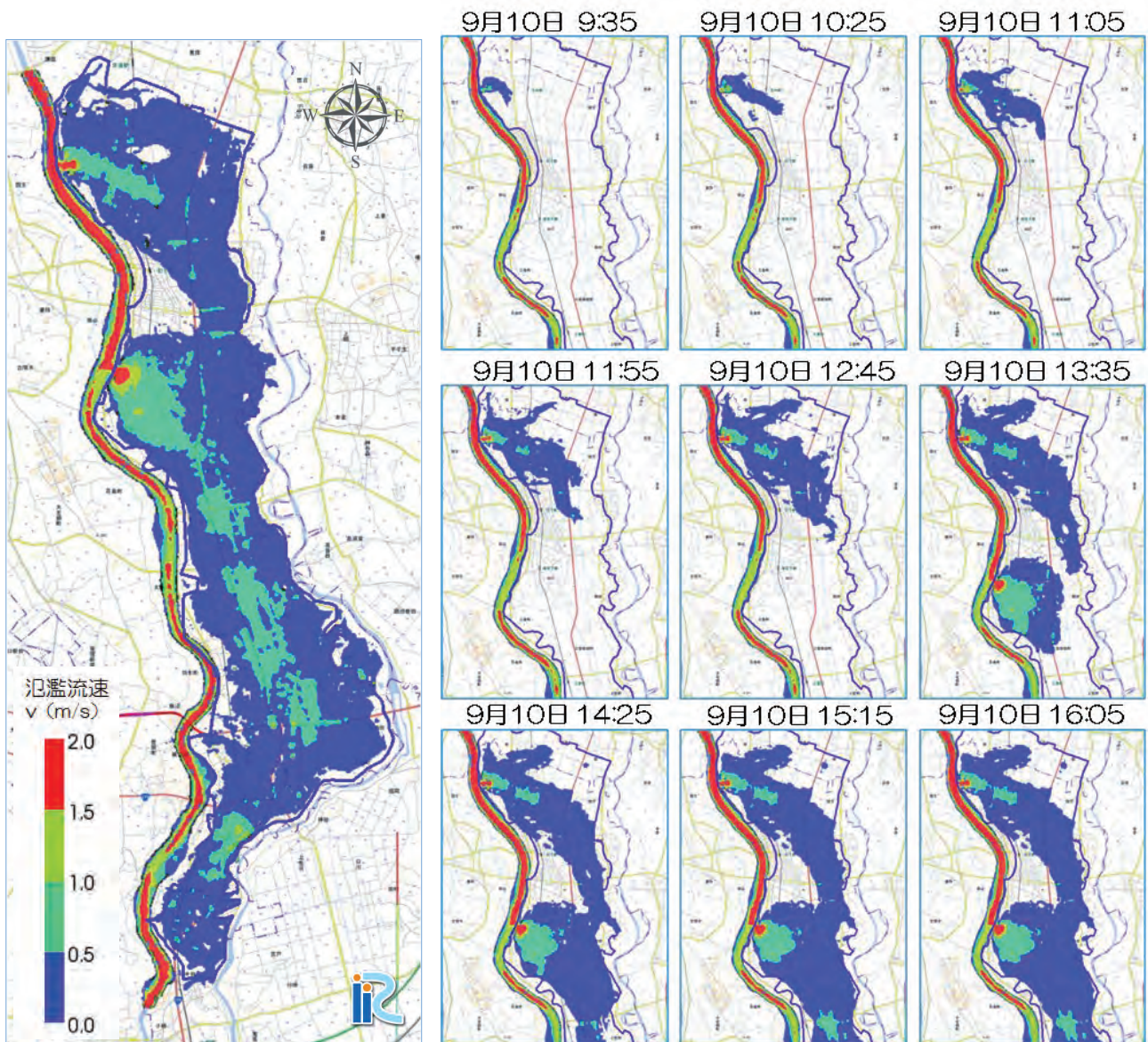


図 3.3.5-3 最大流速（計算）

図 3.3.5-4 流速の変化（計算）

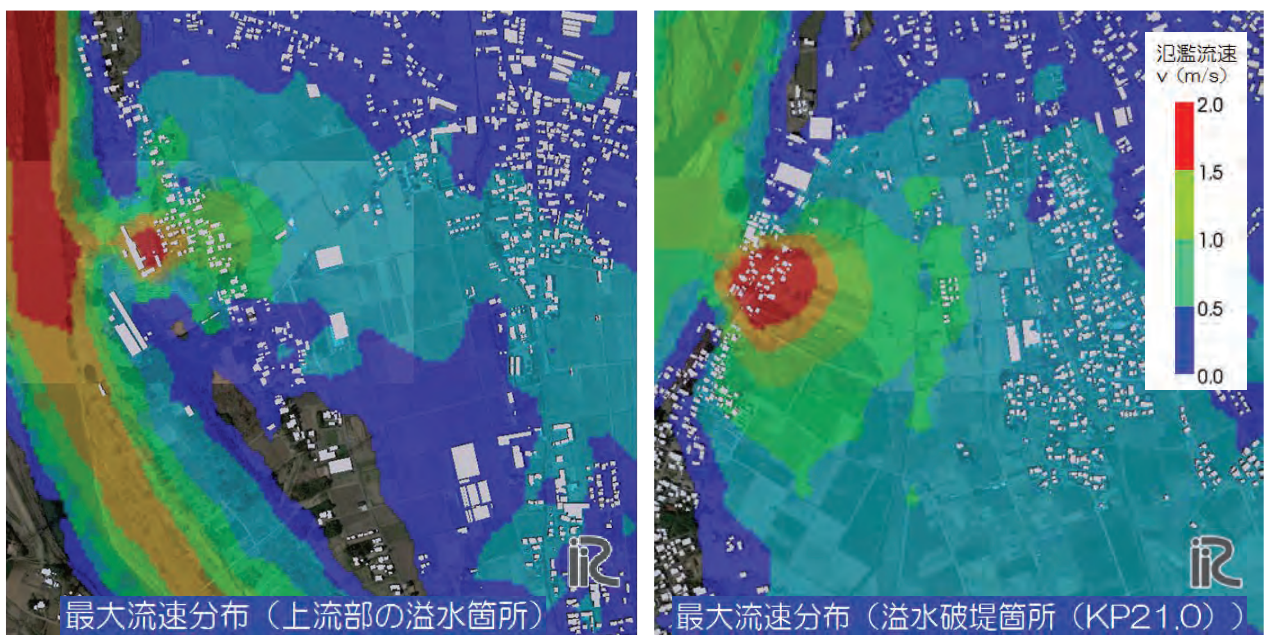
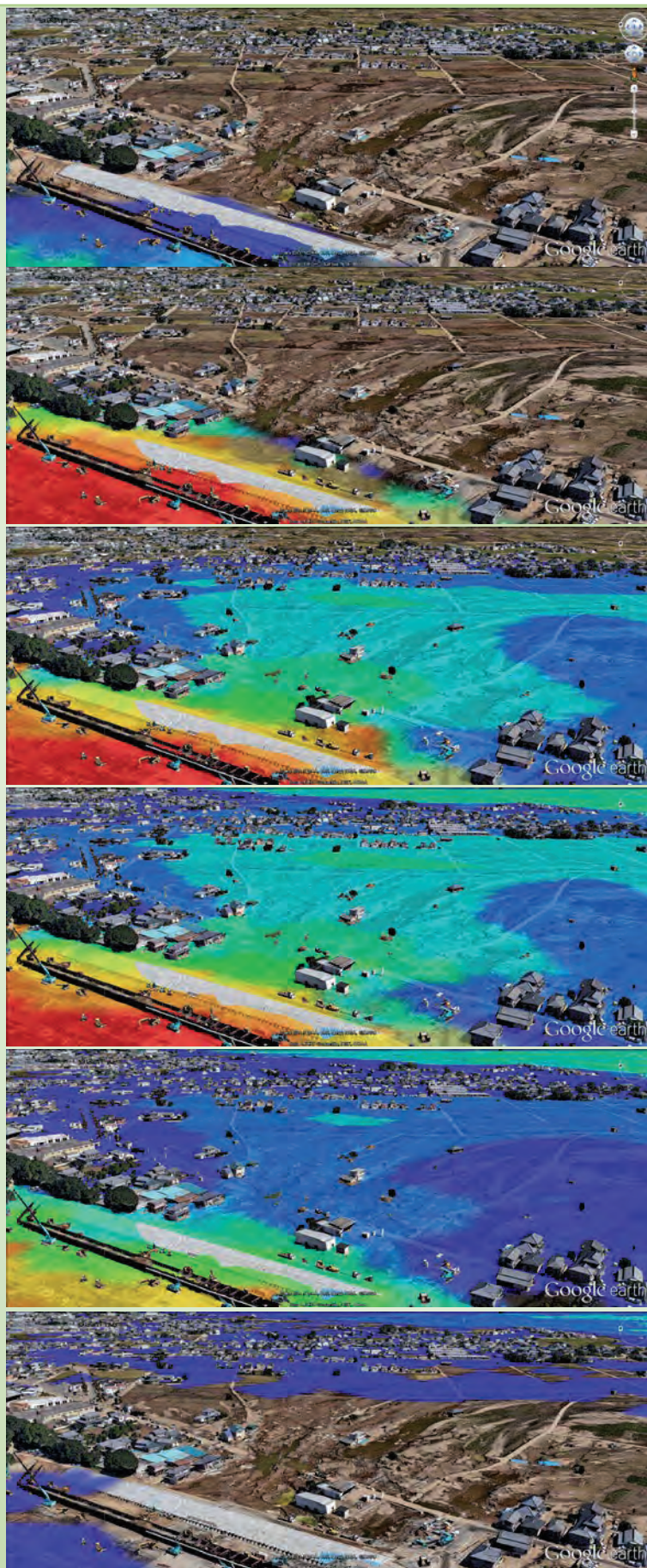


図 3.3.5-5 溢水地点および破堤地点の最大流速（計算） ※背景図は Google earth を使用



iRIC Software

図 3.3.5-6 氾濫シミュレーション (iRIC) 結果を Google earth 上でアニメーション化した事例

第4章 鬼怒川の堤防被災状況

4.1 被災状況の全体像

(1) 関東地方における河川構造物の被害状況

2015年関東・東北豪雨災害における大きな特徴である河川構造物の被害状況の全体像を取りまとめたものを表4.1-1に示す。ここでは、関東地方を対象に、国管理河川では利根川水系（鬼怒川、利根川、小貝川、その他）や那珂川水系、荒川水系、県管理河川では主な被害が見られた茨城県、栃木県、埼玉県、千葉県についてまとめて表示している。被害内容としては、堤防決壊、溢水、越水、漏水、のり面崩れ、堤防洗掘、河岸洗掘、その他に分類されている。これらの結果は、国交省や県が発表している資料に基づいてまとめたものである^{1)・2)}。

これより、河川被害としては、国管理河川では鬼怒川が、県管理河川では茨城県が、最も被害が大きいことが分かる。被害項目としては、決壊は鬼怒川1か所、県管理河川のうち茨城県で8か所、栃木県で4か所において発生した。この鬼怒川の決壊は関東地方の一級河川では1986年に生じた小貝川での決壊以来29年ぶりである¹⁾。また、溢水や越水も各河川で生じていた。数の上では、のり面崩れや堤防・河岸洗掘が多いが、漏水が鬼怒川に集中的に発生した。また、利根川本川でも溢水が2か所で生じていた。鬼怒川流域と隣接して流れる小貝川では、今次災害ではほとんど被害が発生しておらず、のり面崩れなどが生じるに留まった。

(2) 鬼怒川の被災状況

最も大きな被害を受けた鬼怒川における河川堤防の被害状況マップを図4.1-1に示す。ここでは、国交省の調査結果¹⁾に基づいて、決壊・溢水・漏水・エアブローの

発生地点を鬼怒川・小貝川管内図にプロットしている。これらの被害は鬼怒川の46kより下流域のみに起こったため、該当部分の地図のみ図示している。また、漏水地点との比較のために、樋管・樋門などの位置も表示している。これより、鬼怒川における堤防決壊は1箇所（21k左岸、常総市三坂町地先）であり、ここでの被災状況や決壊プロセス、そのメカニズム検討用の実験等の詳細は4.3において記述する。溢水は7箇所（45.9k左岸筑西市伊佐山地先、44.1k左岸筑西市船玉地先、40.6k右岸結城市上山川地先、32.8k左岸下妻市前河原地先、25.35k左岸及び24.75k左岸若宮戸地先、23.1k右岸常総市向石下地先）で発生した。エアブローは1箇所（7.75k左岸）であり、堤防天端のアスファルト舗装に生じた割れ目からエアブローが確認された（図4.1-2）。漏水は、全部で23箇所発生しており、発生地点は7k～41kと広範囲にわたっている。

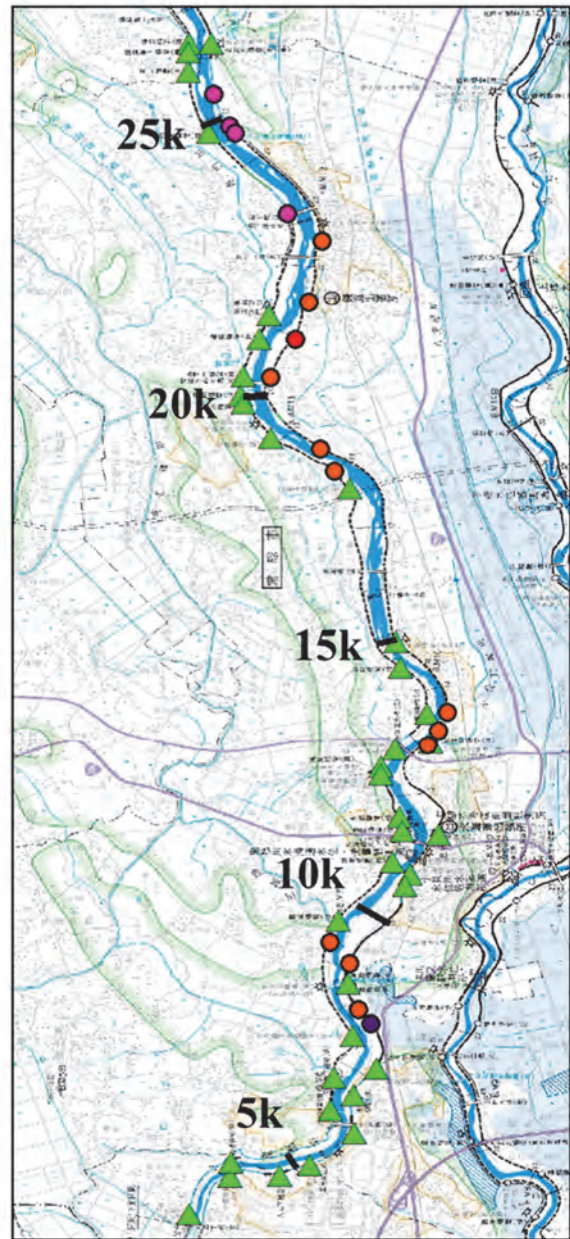
堤防被災箇所と、鬼怒川の河道縦断形及び川幅の縦断変化を図4.1-3に示す。この図は、第二回鬼怒川・小貝川有識者会議資料³⁾を修正・加筆したものである。川幅に関しては、中心軸から右岸・左岸側の低水路・堤防位置が分かる形で表示している。これを見ると、河口より45k付近を境して河床勾配が大きく変化している。具体的には、河床勾配は45kより上流側では1/800～1/200となっている一方、45kより下流側では1/2000～1/1000となっており、この45k付近が河床勾配の変化点となっている。次に、川幅に関しては、45k付近より上流では堤間幅で700m前後となっており、45k付近で300m程度に減少し、その下流の40kまで再び堤間幅は700m程度に広がるが、40kより下流では300m程度となっている。前述した堤防被災箇所は、河床勾配変化点（45k）よりも下流側の緩勾配区間に集中している。特に漏水地点は、川幅が狭くなる40kよりも下流側に集中的に分布していることが分かる。

表 4.1-1 河川構造物の被害状況（鬼怒川は国交省¹⁾の情報を記載、その他の河川は国交省²⁾より集計）

	国管理						県管理河川			
	利根川水系				那珂川水系	荒川水系	茨城県	栃木県	埼玉県	千葉県
	鬼怒川	利根川	小貝川	他	那珂川他	都幾川				
決壊	1			0			8	4		
溢水	7	2		0			4	10	8	
越水	0			0		1	17	1		
漏水	23	1		0			4	0		
法崩れ・すべり	7	2	7	2			126	8	2	
堤防・河岸洗掘	31	6	3	5	54		0	0	1	2
その他	28	1	7	9	3		0	1	2	



(a) 25k～46k



(b) 3k～25k

図 4.1-1 鬼怒川における河川堤防の被災状況マップ



図 4.1-2 エアブロー発生地点（鬼怒川 7.75k 左岸）

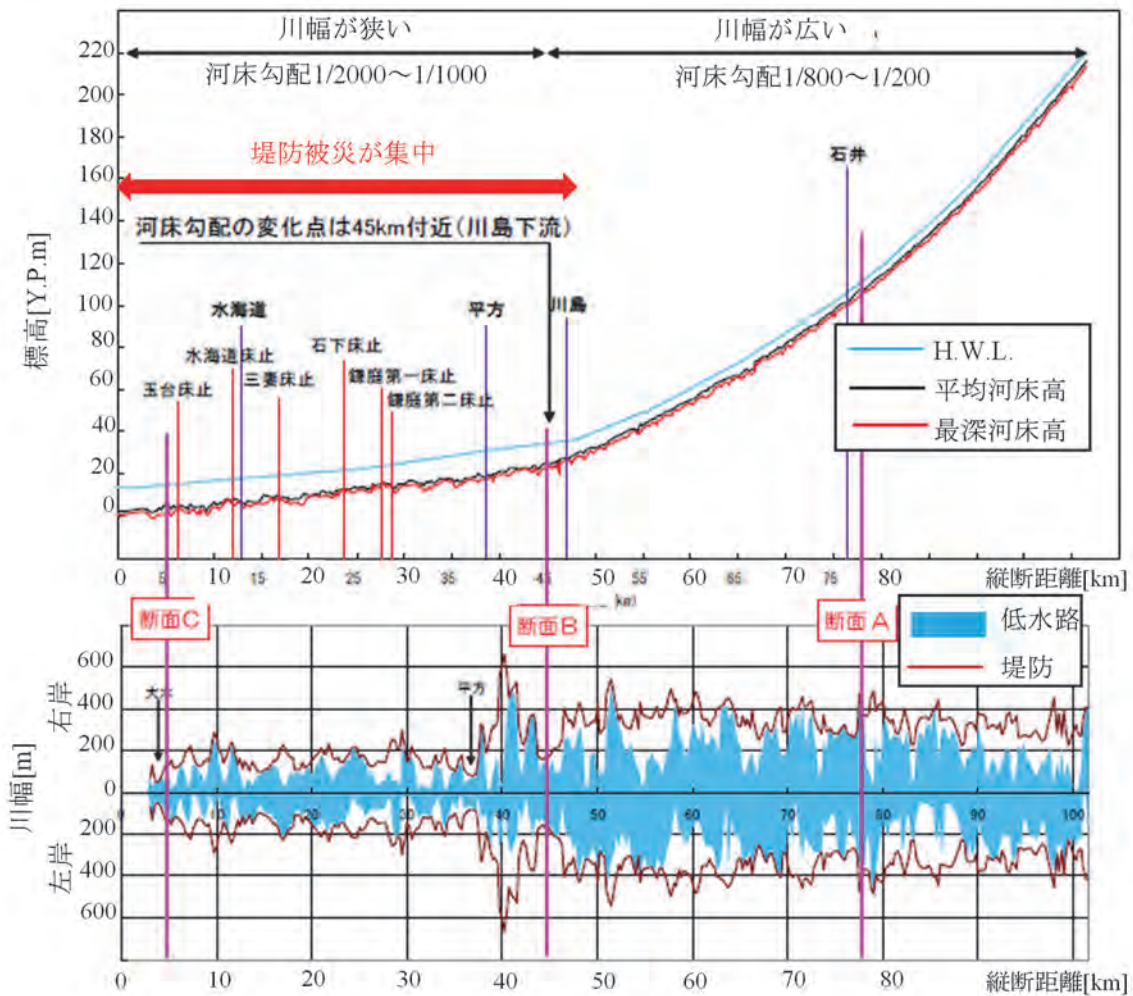


図 4.1-3 鬼怒川における河道縦断形状（上）と川幅の縦断変化（下），堤防被災位置（文献³⁾を加筆・修正）

(3) 漏水状況について

堤防被害の中で決壊・溢水に関しては4.2と4.3, 4.5で記述される。また、漏水の中でも特徴的であった13.2k地点の結果に関しては4.4で詳述される。ここでは、被災件数が多かった漏水に関するデータの全体像を取りまとめる。まず、漏水が堤体土質やその浸透能と直接的に関係することに着目して、堤体土質の縦断分布と漏水発生位置を図4.1-4に示す。この堤体土質データは、国総研が公開している「堤体土質の土質試験結果情報⁴⁾」に基づいて作成している。このデータは、堤防の表のり面・天端・裏のり面におけるボーリング調査結果を記載しており、ここでは、天端データにおける粘土・シルト・砂・礫分の割合から土質を粘性土・砂質土・礫質土に分けて表示している。なお、天端ボーリングデータの縦断方向の空間解像度は十分でない地点があるため、ここではあくまでも傾向を見るために用いることに留意されたい。また、漏水発生地点は、噴砂が見られたところ（噴砂有）、そうでないところ（噴砂無）を色分けして表示している。これより、漏水が集中的に発生した45kより下流域では、粘性土と砂質土で構成されている。

それに対して45kよりも上流域では、礫質土と砂質土から構成され、特に、礫質土の割合が高いことが分かる。堤体高さが4~5m程度であることを考慮すると、堤体部分とその下の基礎地盤の部分（5~15m）では土質に大きな差異は無い。これらの結果と前項を合わせると、堤防被災エリアの特徴は川幅が狭く緩勾配の河道で、かつ、粘性土・砂質土で構成される堤防からなっているといえる。また、45kより上流域と下流域では、堤防の冠水時間も大きく異なっている（石井地点（75k）：約11時間、平方地点（37k）：20時間）。このような洪水の冠水時間と堤体の浸透能の違いが漏水発生の有無と関係していると考えられる。より詳細な検討には堤体内の浸透流解析を行う必要があるが、既にそのような取り組みが行われている⁵⁾。

漏水時には対策として、図4.1-5に示すように、漏水地点周囲に月の輪や釜段が作られる。一般に漏水量や漏水地点数を正確に把握することは困難であるが、月の輪や釜段の数から、最低限の情報（地点数や水量の大小）は把握できる。そこで、月の輪などが設置された漏水地点に出向き、現地観測を行った。観測日は発災から2~3

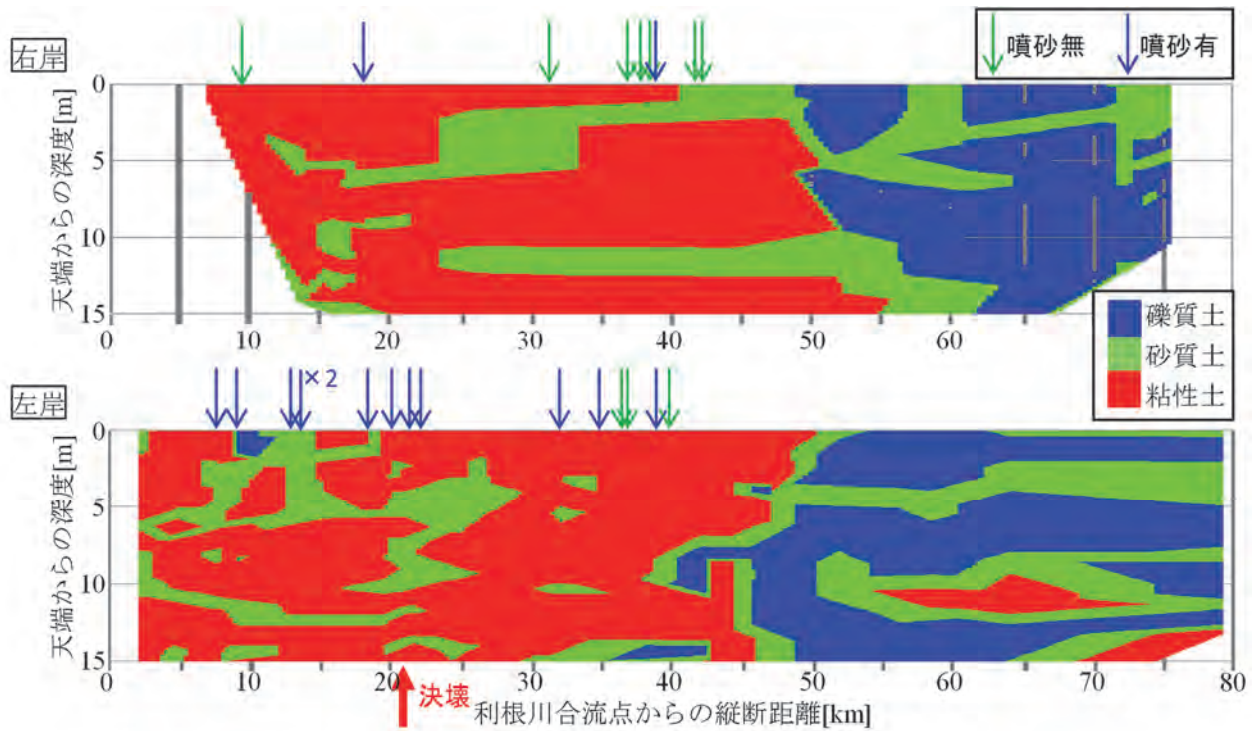


図 4.1-4 鬼怒川における堤体土質と漏水発生位置の比較



(a) 月の輪

(b) 釜段

図 4.1-5 漏水対策 (20.15k 左岸)

ヶ月経過した2015年11, 12月とし, 月の輪や釜段の数やサイズ, 位置を測ると共に, 堤防断面形状や堤防表のり面・裏のり面の痕跡水位を計測した. ここでの測量には, VRS方式RTK-GNSS (Trimble社 R4 および R6, TOPCON社 HiPerV GGDM型) を用いた. また, 痕跡水位計測では, 発災から時間が経過しているため必ずしも痕跡が明確でない地点が多かったので, 表のり面における未計測地点では, 別途行った河道痕跡調査結果 (4.3にて結果を紹介) を内挿した結果を用いる. 得られた結果を図 4.1-6のように, 堤防断面形上に, 表のり面の痕跡水位や月の輪 (もしくは釜段) の位置をプロットする. 地点によっては, 裏のり面の痕跡水位も図示する.

これらの結果を取りまとめ, 各漏水地点の概況を表 4.1-2に示す. ここでは, 噴砂の有無, のり崩れの有無

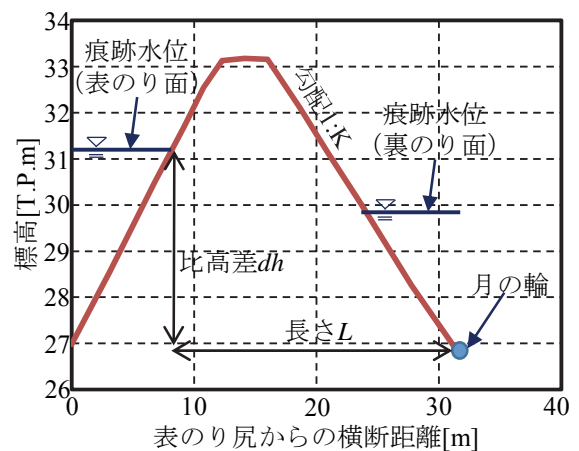


図 4.1-6 堤体断面形と痕跡水位, 月の輪の位置 (41.9k 右岸)

表 4.1-2 各漏水地点の概況

No.	左右岸	距離 [km]	噴砂有無	のり崩れ	月の輪と釜段の数	樋管等	比高差 [m]	動水勾配	勾配 [割]
1	左岸	7.9	○	—	1	—	2.12	0.13	3.0
2	左岸	9.1	○	—	6	—	2.64	0.18	2.5
3	右岸	9.3	×	—	7	—	1.39	0.17	1.8
4	左岸	13.2	○	—	8	—	3.19	0.26	2.4
5	左岸	13.35	○	大	2	—	1.78	0.17	2.3
6	左岸	13.6	○	大	2	—	1.89	0.19	2.0
7	右岸	18.0	○	大	2	—	3.24	0.24	2.5
8	左岸	18.5	○	大	3	—	2.59	0.20	3.3
9	左岸	20.15	○	小	11	—	3.83	0.32	2.8
10	左岸	21.5	○	—	1	—	4.22	0.17	3.5
11	左岸	22.3	○	—	1	—	4.75	0.20	3.1
12	右岸	31.0	×	—	1	今宮排水樋管	0.73	0.06	2.7
13	左岸	32.1	○	—	1	—	4.60	0.23	2.2
14	左岸	35.1	○	—	2	—	2.66	0.11	2.6
15	左岸	36.5	×	—	1	—	0.63	0.05	3.1
16	右岸	36.8	×	—	1	—	2.83	0.16	3.0
17	左岸	36.8	×	—	1	平方排水樋管	1.94	0.14	2.2
18	右岸	37.5	×	—	1	高崎揚水機場	1.57	0.16	4.7
19a	右岸	38.15	×	—	1	大渡戸排水樋管	3.35	0.13	3.8
19b	右岸	38.17	○	—	12	大渡戸排水樋管	5.32	0.17	3.8
20	左岸	39.1	○	小	1	—	3.84	0.18	2.0
21	左岸	40.0	×	—	8	—	3.78	0.23	1.8
22	右岸	41.5	×	大	0	上山川排水樋管	3.22	0.15	2.4
23	右岸	41.9	×	—	8	結城排水樋管	4.36	0.19	2.5



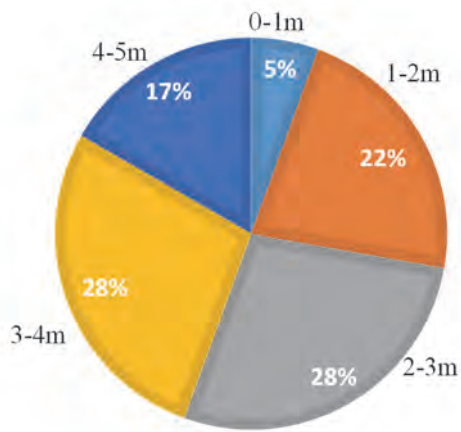
図 4.1-7 揚水機場近傍の月の輪 (37.5k 右岸)



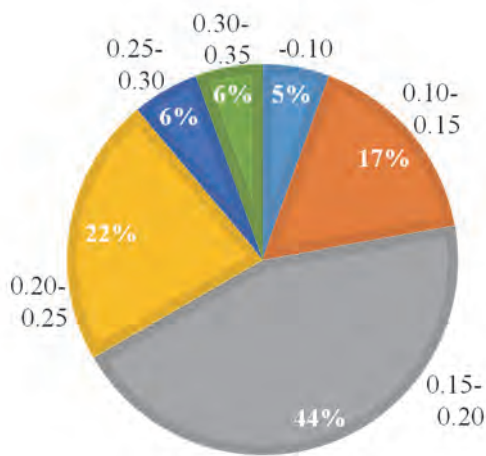
図 4.1-8 裏のり面の冠水状況 (38.17k 右岸)

(規模としては、1m以下の範囲では「小」、それ以上では「大」)、月の輪と釜段の数の和、樋管等の情報を表示する。また、表のり面の痕跡水位と月の輪との比高差 dh 、平均動水勾配 $i (=dh/L)$ 、裏のり面の勾配 K も示す。漏水箇所は23地点であるが、表中では38.15kと38.17kを分

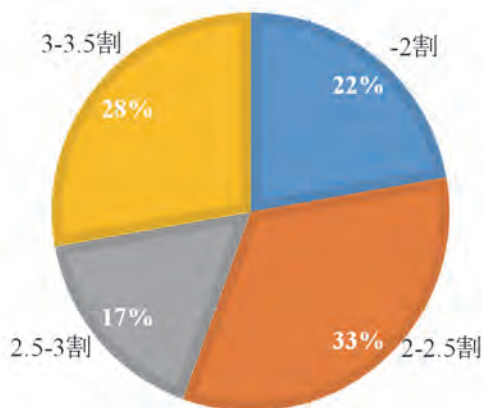
けており、計24箇所の結果を示す。まず、全地点中樋管・揚水機場の影響を受けているケースは6地点で見られ、そのうち、3地点(表中の黄色のハッチの箇所)はこれら施設直上での漏水が発生していた。残りの3地点(表中のピンク色のハッチの箇所)では、施設から離れ



(a) 比高差 dh



(b) 動水勾配 i



(c) 裏のり面勾配 K

図 4.1-9 漏水地点の水量・堤体条件

た地点に月の輪や釜段が位置しており、その周囲の裏のり面では明確な洪水痕跡がいずれも確認されている(図 4.1-8)。この痕跡は、洪水中に樋管が閉められたため内水氾濫が生じたときのものと考えられる。鬼怒川本川の水位低下後に樋管が開けられると、冠水していた裏のり面側では水位が急激に低下するため、堤体中の残留間隙水圧の影響で漏水が発生したものと推測される。詳細なメカニズムの把握には、室内実験等による検討が必要である。

残りの18地点の特徴を抽出するために、比高差 dh 、平均動水勾配 i 、裏のり面勾配 K の頻度分布をまとめたものを図4.1-9に示す。これより、比高差は比較的2~4mに集中しており、最大値は4.8m、平均値は2.9mであった。動水勾配は0.15~0.20に44%と集中しており、平均値は0.18であった。ただし、最小値は0.046であること、0.25を越えるケースも12% (2地点) 存在しており、幅広く分布しているといえる。裏のり面勾配は1.5割~3.5割まで幅広く存在しており、緩勾配よりも急勾配のほうが多いという傾向は見られなかった。

参考文献

- 1) 国土交通省 水管理・国土保全局：平成 27 年 9 月関東・東北豪雨に係る被害及び復旧状況等について (平成 28 年 1 月 29 日), 2016.
- 2) 国土交通省：台風第 18 号及び第 17 号による大雨 (平成 27 年 9 月関東・東北豪雨) 等に係る被害状況等について (第 28 報, 平成 27 年 10 月 1 日 15 時時点), 2015.
- 3) 国土交通省関東地方整備局：第二回鬼怒川・小貝川有識者会議資料, 2006.
- 4) 国土交通省国土技術政策総合研究所：観測データ等の公開, <http://www.nilim.go.jp/lab/bcg/database.html>.
- 5) 田端幸輔, 福岡捷二：堤防破壊確率と堤防脆弱性指標に基づいた堤防危険箇所の推定法, 第 3 回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム講演概要集, pp.61-64, 2015.

(二瓶 泰雄)

4.2 堤防被災と地形・地質・地盤沈下との関係

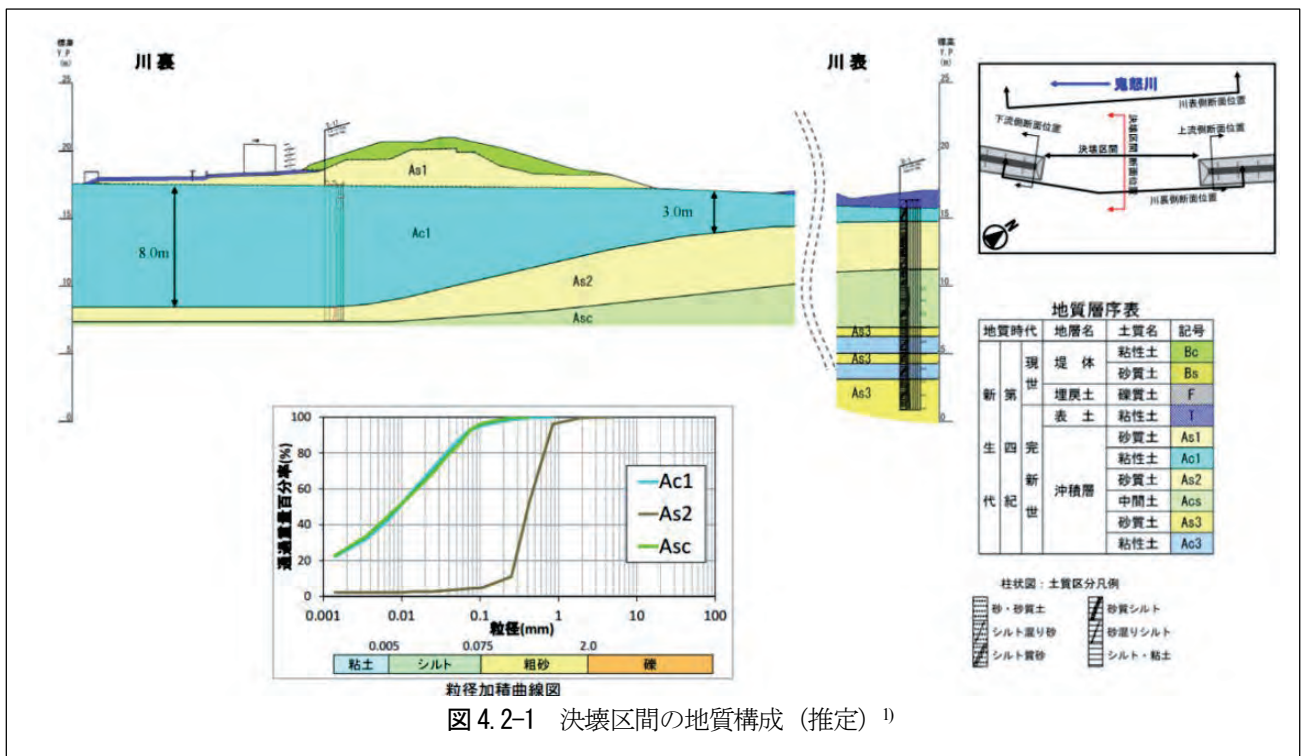
常総市三坂町地先で生じた鬼怒川堤防の決壊は、今回の水害において当該地域のみならず、下流に位置する地域までも甚大な被害をもたらした。鬼怒川における破堤の要因については、国土交通省鬼怒川堤防調査委員会¹⁾において詳細に検討されている。委員会資料によれば、鬼怒川堤防の決壊原因は、「鬼怒川流域における記録的な大雨により、鬼怒川の水位が大きく上昇し、決壊区間において水位が計画高水位を超過し堤防高をも上回り、越水が発生した。越水により川裏の法尻部の粘性土が洗掘され、堤体の一部を構成する緩い砂質土 (As1) が流水によって流失し、決壊に至ったと考えられる。浸透 (パイピング) については、堤体の一部を構成し堤内地側に連続する緩い砂質土 (As1) を被覆する粘性土 (Bc 及びT) の層厚によっては発生するおそれがあるため、越水による堤防決壊を助長した可能性は否定できない。浸透 (法すべり) や川表の侵食が決壊原因となった可能性も完全に排除することはできないものの、越水に比べるとその可能性は小さいと考えられる。」¹⁾としている (図4.2-1参照)。

堤防が砂質土とそれを覆う粘性土で構成されていることはこの堤防の特徴として考えられる。特に、堤防の基部となっている砂質土の存在が堤防の破堤を助長させた可能性について指摘している。「鬼怒川小貝川 自然・文化・歴史」²⁾に記された内容を踏まえると、この2層構造の堤防が、なぜ存在するのかについての一つの仮説が立てられる。その前に、先の文献から築堤の歴史を要

約すると以下のとおりである。

- ・ この地域における治水の始まりは、慶長6年(1601年)頃に遡る。
- ・ 当該地域は、まず、伊奈備前守忠次、忠政によって、関東流(伊奈流)と呼ばれる方法で築堤される。この堤防は、溢流堤と呼ばれ、堤防はあまり高くなく洪水は耕地一帯に溢れ、肥沃な土を堆積し良い米を作る栄養源とした。
- ・ 次に、八代将軍吉宗の時代、井沢弥惣兵衛為永によって、紀州流(井沢流)と呼ばれる方法で整備される。この堤防は強く高くし、洪水をすべて抑え込むように築造された。

この治水の歴史から、この堤防の砂質土部分は、江戸時代初期に溢流堤として築堤された堤防部であり、粘性土部分はその後の紀州流によって溢流堤を現在の堤防に近いものに増築したものであるという仮説が立てられる。築堤には通常その地点の河床材料を堤体材料として利用されることが多い。ところが、鬼怒川は、鬼怒川系のレキで構成されている土浦礫層の時空間分布や地形的な解釈により、流路の変更が編まれてきている。それによると、約24万年前に桜川低地から西に付け替えられ、協和台地を分水界として北から南の流れになったとされている(池田ら³⁾、鈴木ら⁴⁾)。また、江戸期には小貝川との合流が分断された上で、東へと流路が変更された利根川に注ぎ込むように人為的に付け替えられている(小川⁵⁾)。したがって、江戸時代における2回の築堤で用いられた堤体材料も場所により変化していることも考えられ、一層複雑かもしれない。明治以降の河川整備



によって堤防はさらに強化させていると思われるが、現在の整備状況によりこの種の堤防で防御している部分も残っている可能性は否定できないだろう。

もう一つの特徴として、無堤防区間からの溢水が挙げられる。まず、常総市若宮戸における溢水地点は、地形的には河畔砂丘となっており、周辺より標高が高いため無堤防区間となっている。砂丘の中でも標高の高い箇所は、森林の植生も繁茂しており、浸水はしていない。写真 4.2-1 を見る限りは、砂丘の北部のソーラーパネル設

置に伴い掘削した箇所 (A 地点) と南側の砂丘を横断する道路の箇所 (B 地点) で溢水を起こして、若宮戸の集落での浸水を発生させている。なお、この砂丘の最大標高を新旧地形図で比較したところ、12.8m 低下していた。これは過去建設材料として砂利採取が行われた結果だと言われており、最近の掘削のみならず、過去の地形改変を受けた砂丘である。水防機能という点では水害リスクを高める要因として無視できないであろう。

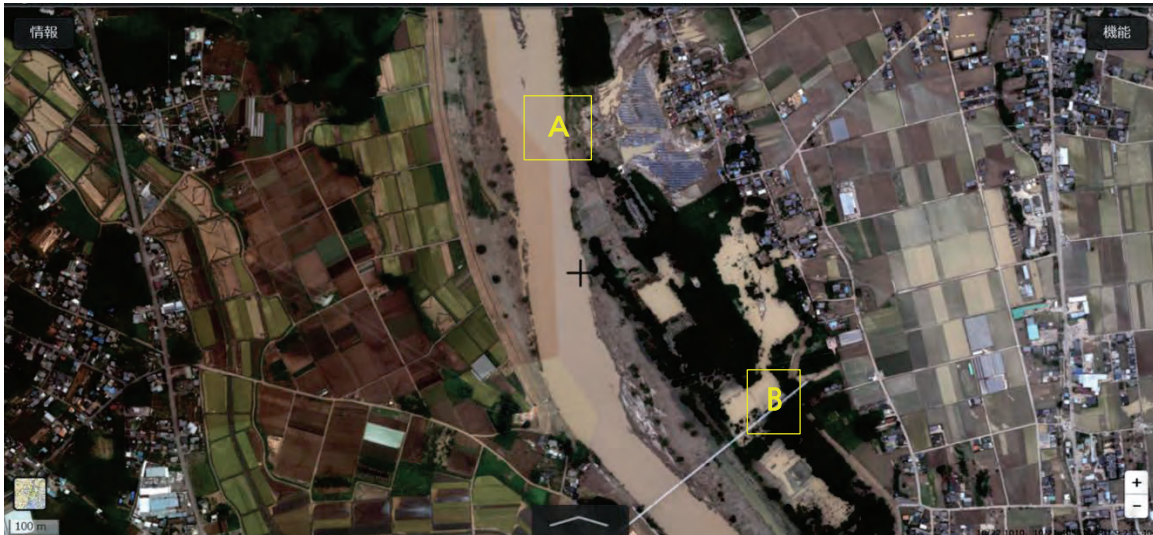


写真 4.2-1 常総市若宮戸の災害後の空中写真 (平成 27 年 9 月 11 日 国土地理院撮影)



図 4.2-2 地盤沈下に伴う建物周りの沈下の様子

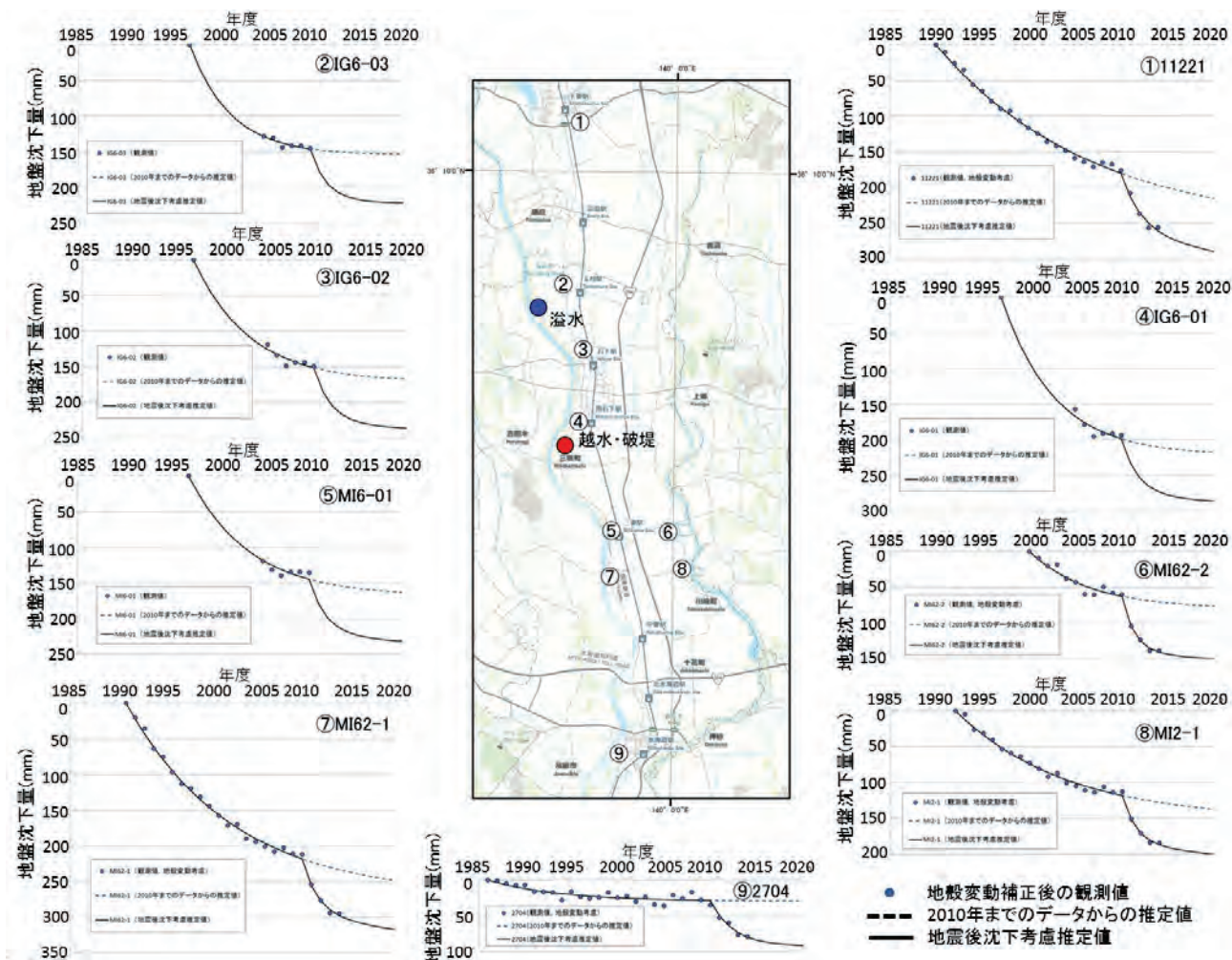


図 4.2-3 常総市周辺における地盤沈下の状況⁶⁾

三坂地区における決壊地点や若宮戸の溢水地点から鬼怒川・小貝川で挟まれた低地へと河川水が流出した。この低地は軟弱地盤であり、地盤沈下が生じている地域でもある。図 4.2-2 は現地踏査により確認された建物周りの沈下により構造物の抜け上がりの一例を示したものである。図に示したよう、鬼怒川・小貝川で挟まれた人間堀川沿岸では、常総市川崎町で約 14cm、保喜田機場で約 27cm、五箇水処理センター付近の建物で約 22cm の建物の抜け上がりが確認されたことから、当該地域で地盤沈下が生じていることを裏付けるものである。

地盤沈下の主たる要因は地下水の利用であるが、これに付加して平成 23 年東北地方太平洋沖地震により東日本で生じた広域な地殻変動による地表面の沈降とその後の隆起と、粘性土層が地震のような繰返し荷重が作用することより発生した過剰間隙水圧の消散による沈下が生じている。図 4.2-3 は当該地域で観測されている水準点の地盤沈下⁶⁾の経年変化である。なお、地震後の地盤沈下量において地殻変動による地表面の沈降とその後の隆起を取り除いた補正值を用いている。図中の破線は地震

前の沈下量データを用いて、村上らが提案している観測的地盤沈下予測式⁷⁾を用いて推定した曲線であり、地震が無かった場合の予測曲線である。地震後の地盤沈下量がそれよりも 5~10cm 程度大きくなっていること、地震直後だけでなく数年後もその影響が見られることから、当該地域においては、粘性土層において地震により生じた過剰間隙水圧の消散に伴う沈下が生じていると考えられる。図中の実線は、地震前までは先の予測式を適用した曲線を、地震以降は地震による粘性土層の付加的な沈下量を同予測式に当てはめ、両沈下量を合わせた複合的な沈下量の推定曲線を示している。なお、地震後に観測が行われていない 4 地点については、他地点の予測結果の平均値を用いて表示した。地盤沈下は堤防天端高さの低下や堤内地における排水不良をもたらすと考えられる。すなわち、当該地域の浸水域拡大や排水に時間を要することに、地盤沈下が影響したと考えることができる。

謝辞：本報告の一部は茨城大学平成27年関東・東北豪雨調査団の調査結果を引用させていただいた。また、調査

結果の一部は、本研究の一部は、科学研究補助金「平成27年9月関東・東北豪雨による災害の総合研究」（研究代表者：田中茂信教授，京都大学）の支援を受けて行いました。本研究を進めるにあたり，茨城県土木部，茨城県生活環境部，企画部，常総市役所のご協力をいただきました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 国土交通省：第2回 鬼怒川堤防調査委員会資料，2015.10.5.（参照 URL: http://www.ktr.mlit.go.jp/ktr_content/content/000633270.pdf，2015年10月6日閲覧）。
- 2) 齋藤源：鬼怒川小貝川 自然・文化・歴史，鬼怒川・小貝川サミット会議（下館工事事務所），p.271，1993.
- 3) 池田 宏，小野有五，佐倉保夫，増田富士雄，松本栄次：

- 筑波台地周辺低地の地形発達：鬼怒川の流路変更と霞ヶ浦の成因，筑波の環境研究2，pp.104-112，1977.
- 4) 鈴木正章，吉川昌伸，遠藤邦彦，高野司：茨城県桜川低地における過去32,000年間の環境変遷，第四紀研究，Vol.32，pp.195-208，1993.
- 5) 小川勇二郎：学びなおすと地学はおもしろい，ベレ出版，187pp，2010.
- 6) 茨城県生活環境部環境対策課：茨城県地盤沈下調査報告書，1990年～2014年.
- 7) 村上哲，安原一哉，鈴木久美子，小峯秀雄：関東平野北部における広域地盤沈下に対する都市インフラ施設の維持管理，土と基礎，Vol.53，No.5，pp.20-22，2005.

(村上 哲)

4.3 決壊・溢水状況

(1) 洪水時の水位の特徴

鬼怒川では、4.1に記載したように、決壊が1地点、溢水が7地点で発生した。その詳細を検討する前に、鬼怒川における越水・溢水状況の全体像を把握するために、河道痕跡水位調査を行った。現地観測は、発災直後の平成27年10月6日、10月15日、11月4日に行われた。痕跡調査では、左右岸において一定の距離間隔（1km間隔等）で行うのは一般的であるが、期間と人数の制約のため、ここでは、決壊と大きな溢水が生じた25k付近の左岸側をいずれもカバーするよう、左岸では0k～46k、右岸では17k～27kおよび40.5k～41.9kの区間で概ね1km間隔で実施した。また、21k左岸の決壊地点や25kの溢水地点では、上記よりも細かい間隔で痕跡水位観測を行った。痕跡水位計測には、VRS方式RTK-GNSS（Trimble社 R4 および R6）を用いた。河道内の洪水痕跡としては、痕跡が不明確となる堤防表のり面よりも、河道内の樹木、堤防に設けられた道路などに泥が付着して出来た洪水痕跡を可能な限り計測対象とし、やむを得ない場合には樹木に引っかかる草やゴミも計測対象とした（図4.3-1）。また、計測後に全体の痕跡水位の縦断形状を再度検討し、不自然な痕跡水位（周囲と比べて異常に高いもしくは低い）は再度計測するか、データ解析の対象から除外した。

図4.3-2は、両岸における痕跡水位と堤防天端高（左岸のみ）の縦断変化を示す。図中には、鬼怒川における

計画高水位（H.W.L.）と過去の洪水痕跡（H11年台風5号、H14年台風6号）も表示している¹⁾。また、決壊地点付近において国交省が計測した痕跡水位観測結果²⁾を図示している。決壊地点と溢水地点（5か所、左岸のみ）も合わせて表示する。これより、今次災害における痕跡水位は、8k～18k、20～21k、32k～40kにて計画高水位を上回



(a) 泥（鬼怒川左岸 16.0k 付近）



(b) 草（鬼怒川右岸 27.0k 付近）

図 4.3-1 河道内の洪水痕跡の様子

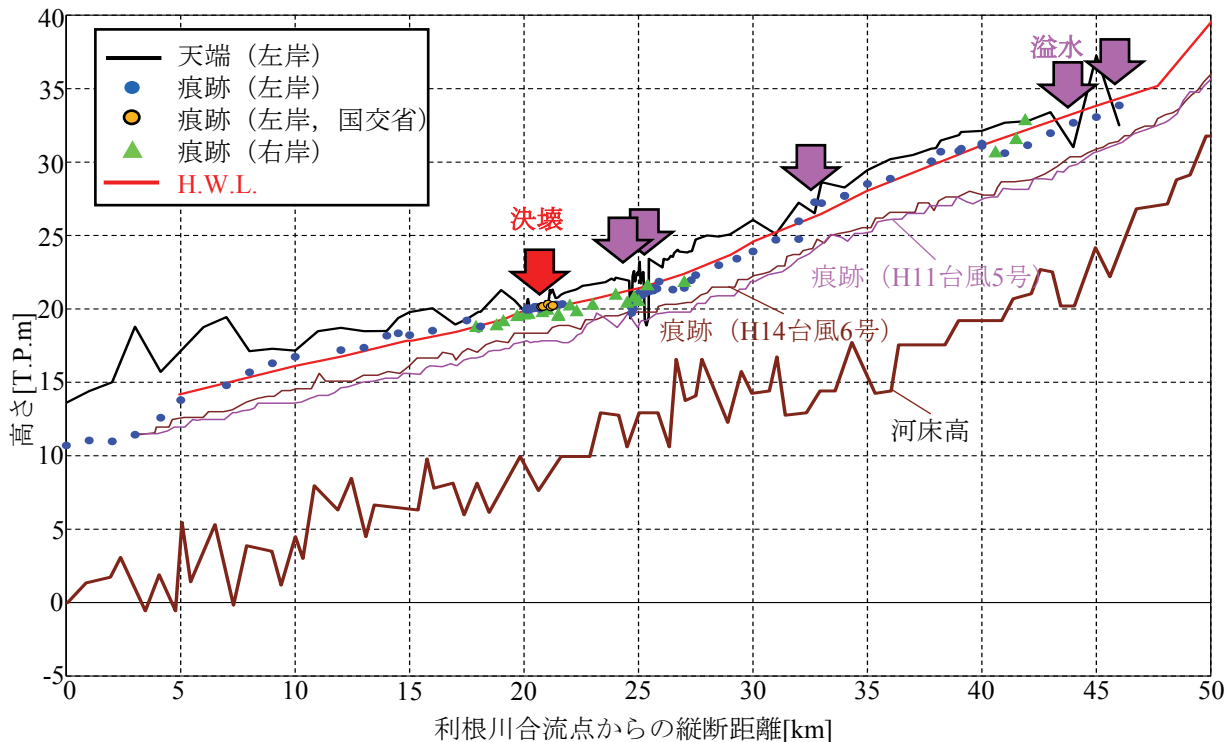


図 4.3-2 鬼怒川における痕跡水位の縦断分布（一部、国交省のデータ¹⁾、²⁾も使用）

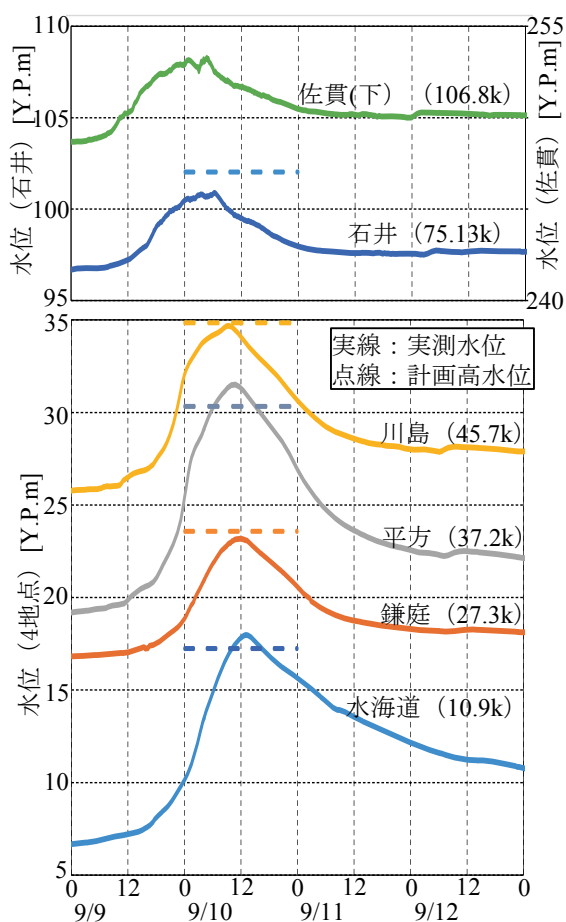


図 4.3-3 洪水時の水位時間変化 (実線：水位，点線：計画高水位 (佐貫以外を表示))

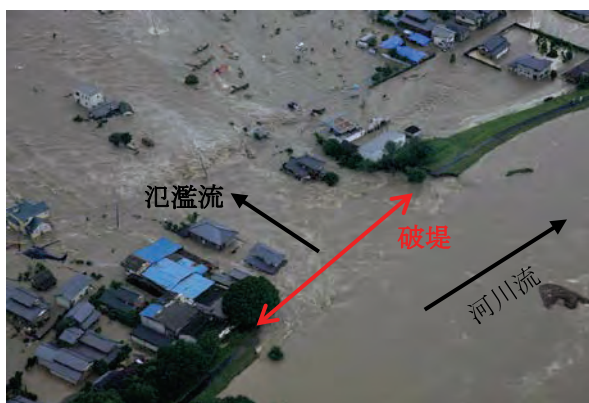


図 4.3-4 決壊時の斜め航空写真 (9月10日 15:07撮影，国交省関東地方整備局提供³⁾)

り，広範囲にわたり超過洪水が発生していた。また，今次災害の痕跡水位は過去の洪水 (H11年，14年) の水位よりも3，4mも高い。

次に，鬼怒川水位観測所において得られた水位の時系列データを図4.3-3に示す。ここでは，堤防被災が生じた区間の下流域4地点 (下流から水海道 (10.9k)，鎌庭 (27.3k)，平方 (37.2k)，川島 (45.7k)) と中上流域2地点 (石井 (75.1k) と佐貫 (106.8k)) の結果を示す。

また，各地点の計画高水位も合わせて図示する。これより，水位ピーク時刻は，佐貫では9月10日4:40，石井では同日6:20，川島では9:20，平方では10:30，鎌庭では11:40，水海道では13:10にそれぞれ現れた。洪水開始前 (基準として9月6日0時) からの水位上昇量は，佐貫では5.8m，石井では4.5m，川島では9.3m，平方では12.8m，鎌庭では6.6m，水海道では11.9mとなり，中流域よりも下流域の方が水位上昇量が顕著である。ピーク水位と計画高水位を比べると，中流域の石井地点ではピーク水位は計画高水位よりも1m以上低かったが，下流域ではピーク水位が計画高水位と同程度が2地点 (川島，鎌庭) と上回ったのが2地点 (平方，水海道) であった。10分毎に記録されている水位データを用いると，平方では，ピーク水位は計画高水位よりも1.19m高く，計画高水位より高い水位の継続時間は約9時間となった。同様に，水海道では，ピーク水位は計画高水位よりも0.75m高く，計画高水位より高い水位の継続時間は約6時間10分となった。痕跡水位や水位時系列データより，約20kmに及ぶ長い区間のピーク水位が計画高水位を上回ったこと，かつ，水位観測所では長くて9時間の超過洪水が発生していたことが明らかとなった。

(2) 決壊状況

鬼怒川21k左岸地点 (常総市三坂町地先) における決壊状況を記述する。決壊当日におけるデータは非常に限定的であるため，ここでは，国交省関東地方整備局・鬼怒川堤防調査委員会資料²⁾ に基づいて説明する。図4.3-4は決壊時における斜め航空写真を示す。これは9月10日15時07分に撮影されたものであり，当日，決壊が12時50分ごろに発生したとのことから²⁾，この写真は決壊後2時間強経過後の写真である。このように，決壊地点から堤内地側に氾濫流が流れ込んでいる様子が分かる。また，氾濫流は概ね堤防を垂直に横切る流向となっている。次に，堤防上より撮影された堤防決壊前後の写真を図4.3-5に示す。このように，当日11:11には既に越水が生じており，天端から裏のり面を流れ下る様子が伺える。それから約50分後の12:00の時点では，越水の範囲が縦断方向に広がると共に，表のり面側の植生の水没範囲も広がっており，水位が上昇していることが分かる。また，図中の黒矢印のように，二股に分かれた形で越水が生じていた。ほぼ同時刻の12:04では，越水が生じていたところの一部で，裏のり尻部で窪んでいる部分が見られ，そこに越流水が周囲から集まっている様子が伺える。これは，裏のり尻部付近において侵食が発生・進行中であるものと考えられる。そこから約45分後の12:50ごろに決壊した。その後の13:27では，堤防の決壊幅が広がり，かつ，水位が低下したことが分かる。また，写真手前側を見ると，



図 4.3-5 決壊前後の様子（国交省関東地方整備局²⁾）



図 4.3-6 破堤幅の時間変化（国交省関東地方整備局⁴⁾）

表のり面側の堤体土や天端を舗装しているアスファルト部分は残っているものの、裏のり面側の堤体土が大きく侵食されている様子が伺える。

堤防決壊の拡幅状況としては、図 4.3-6 に示すように、破堤開始当初（12:50）は約 20m であったが、その後の 13:36 時点では約 80m に広がった。その際には、破堤幅は下流側よりも上流側への広がり幅が大きい。これは、決壊開始箇所は、図 4.3-5 の 12:00 時点の奥側の矢印であり、

その上流側（図では手前側）も既に越水により裏のり面侵食が生じていたことが関係している。また、同図で示したように、横越流よりも正面越流が卓越したことも影響している。堤防はその後も破堤幅は拡大し、最終的な破堤幅は 200m に達した。

決壊地点における越水状況を把握するために、図 4.3-2 に示す痕跡水位データより、決壊地点近傍のデータをクローズアップしたものを図 4.3-7 に示す。このように、

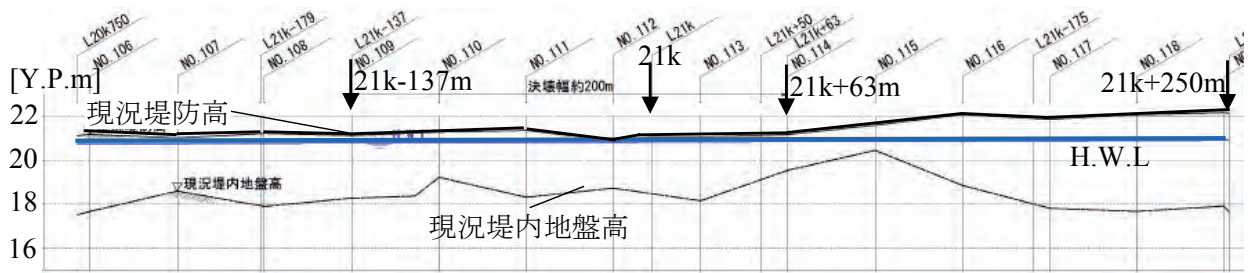


図 4.3-7 決壊地点近傍における痕跡水位分布（国交省のデータ²⁾）

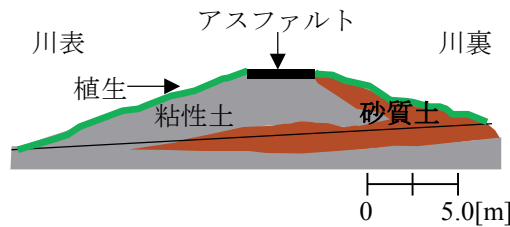


図 4.3-8 鬼怒川決壊地点の断面形と堤体材料（下流側断面）⁴⁾

決壊地点やその近傍の堤防天端高は計画高水位に近いところがあり、そこでは痕跡水位が堤防高を上回っている。そのため、決壊地点やその周辺では越水しており、この時の越流水深は約20cm程度であった。また、決壊が始まったのが12:50ごろであり、当日の11:11には越水が確認されていることから、決壊までの越水時間は約2時間程度であったものと推測される。鬼怒川決壊地点における堤体材料としては、図4.3-8に示すように、裏のり側が砂質土で覆われており、前述したように、この裏のり側から侵食が始まった⁴⁾。

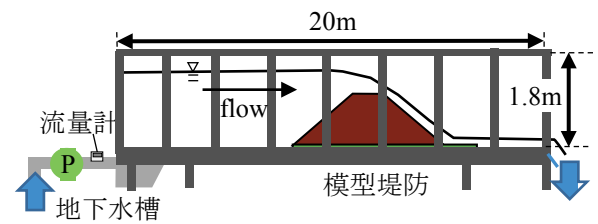


図 4.3-9 本実験で用いる大型開水路

(3) 越水侵食実験

前述のように、21kの決壊地点では越流水深約20cm、越流時間約2時間の越水が生じて、決壊に至った。鬼怒川堤防調査委員会では、詳細な検討を行った結果、決壊の主要因として越水を挙げている⁵⁾。越水によりどの程度堤防が侵食され、決壊に至るかを確認するために、大型開水路を用いた堤防模型の越水実験を行った。上述した鬼怒川での決壊条件を念頭にして堤体・水理条件を設定し、これら堤体・水理条件と越水決壊状況の関係を検討した。越流水深や堤体材料の影響なども検討を行っているが、ここでは天端のアスファルト舗装の有無が堤防決壊に及ぼす影響に関する検討結果のみを示す。

1) 実験方法

本実験では、東京理科大学所有の大型水平開水路を用いた。大型開水路は、図4.3-9に示すように、長さ20m、高さ1.8m、幅1.0mであり、この水路内に基礎地盤0.30mの上に堤体高さ1.0m、天端幅1.0m、表・裏のり面を2割勾配とした模型堤防を設置した（鬼怒川堤防の1/4スケ

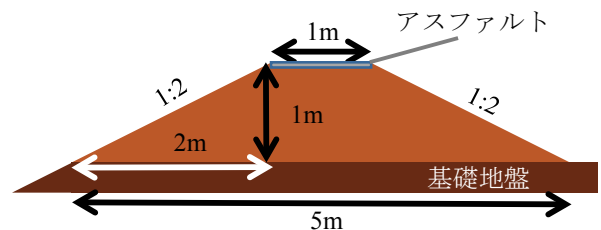


図 4.3-10 堤防模型の寸法

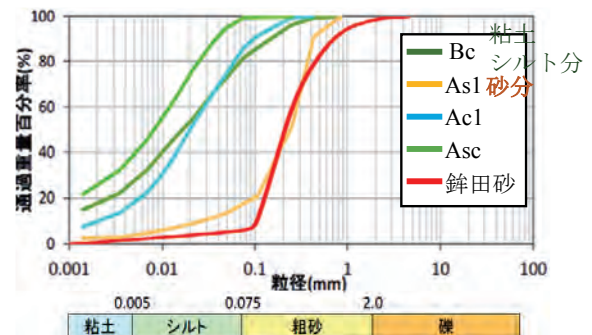


図 4.3-11 現地決壊地点と室内模型実験の堤体材料の粒度分布（国交省資料⁴⁾に加筆）

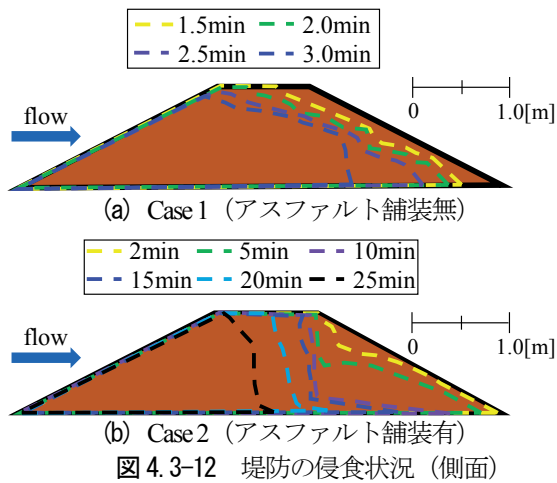


図 4.3-12 堤防の侵食状況（側面）

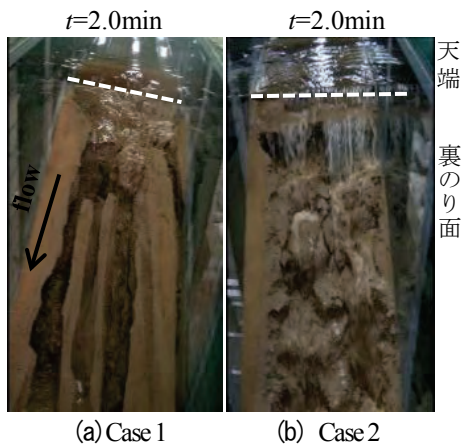


図 4.3-13 裏のり面の侵食状況

ール，図 4.3-10)．堤防の侵食状況や越水状況を把握するために，複数台のデジタルビデオカメラを側面・上面等に設置した．

土堤の基礎的な越水侵食状況を把握することや天端舗装の効果を見るために，堤体を砂質土で作り，天端にアスファルト舗装無 (Case1) と有 (Case2, 厚さ 4cm) の 2 ケースを設定した．現地の水理状況とフルードの相似則に基づいて，Case1 では越流水深 $h=2\text{cm}$ ，Case2 では $t=10, 20, 30$ 分 (t : 越流開始からの時間) まで $h=2, 3, 4\text{cm}$ としと段階的に増やした．堤体材料の砂質土としては，現地堤防の砂質土における粒度分布に近い銚田砂 ($D_{50}=0.22\text{mm}$, $F_c=6.1\%$) を採用した (図 4.3-11)．締固め度は砂質土では $D_c=90\%$ とした．

2) 実験結果

堤防天端のアスファルト舗装が越水決壊状況に及ぼす影響を把握するために，天端舗装無 (Case1) と有 (Case2) における越流侵食形状の時間変化を図 4.3-12 に示す．まず，舗装無 (Case1) では越流開始直後から侵食が始まり， $t=1.5\text{min}$ で裏のり面及び天端の一部が侵食された．この際，裏のり面ではガリ侵食が発生し (図 4.3-13(a))，ガリの深さが増えつつその周囲が崩れて

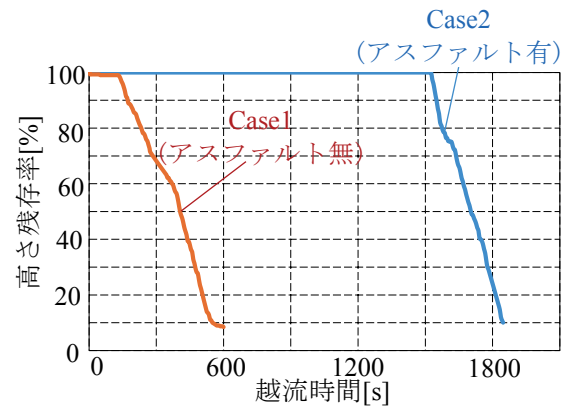


図 4.3-14 堤防高さ残存率の時間変化

ガリ幅が拡大する，というプロセスを経て裏のり面の侵食が進んだ． $t=2.5\text{min}$ で侵食が表のり面に到達し，決壊 (天端が崩落し，堤体高さが減少した時点を決壊と定義) した．

一方，舗装有 (Case2) では， $t=10\text{min}$ まで天端は侵食されずに裏のり面のみが侵食された．この時，裏のり面ではガリ侵食は顕著でない (図 4.3-13(b))．その後，裏のり面が垂直に切り立った形でひさし状に侵食され， $t=15\text{min}$ 以降天端が裏のり面側から徐々に侵食され， $t=25\text{min}$ に決壊した．なお，Case1 で見られた裏のり面のガリ侵食発生条件を調べるために，別途小型模型実験を行ったところ，越流水深が小さいとガリは形成されるが，大きな越流水深ではガリは発生しないことが確認された (図面省略)．

この堤体侵食状況を定量的に調べるために，堤防の高さ残存率 (=ある時間における堤体高さを初期高さ (断面積) で除したものを) を図 4.3-14 に示す．Case1 では堤体高さが素早く減少したが，Case2 で天端侵食が表のり面に到達する $t=25\text{min}$ まで堤体高さを維持できた．このように，天端のアスファルト舗装は耐越水対策に有効であることが示された．ただし，決壊開始後における高さ残存率が減少する様子は，Case1, 2 で大きな差はなく，越水に対してより粘り強い堤防構造にするには，更なる工夫が必要となる．

以上のように，天端舗装の有無に関わらず越水のみで堤防決壊が発生した．また，天端舗装の効果により，決壊にかかる時間が本実験ケースでは 10 倍に延びた．この Case2 の決壊時間をフルードの相似則により鬼怒川スケールに換算すると，決壊時間は 50 分となり，実際の約半分であった．本実験と実際の決壊現場における決壊時間の差異には，いくつかの要因が挙げられる．まず，Case1, 2 では堤体表面に何も無い裸堤であるが，実際には，堤体表面には植生が生い茂っていた．この植生により，越流水の裏のり面上での流速が大きく低下し，かつ，表面土の侵食も抑制される．次に，本実験では，堤体材

料として砂質土である銚田砂のみを用いたが、実際には、**図 4.3-11** に示すように砂質土と粘性土で構成されており、この粘性土の影響が挙げられる。粘性土は締固め度や含水比の条件により、耐越水侵食性が向上することが予想されるため、粘性土の影響抽出には注意を要する。また、決壊地点は越水開始前に長時間洪水流と接していたため、堤体が湿潤（飽和）状態となっていたと考えられるが、本実験ではこのような状況は考慮せずに非湿潤（不飽和）状態のまま越水実験を開始した。飽和状態の場合には、不飽和よりも侵食されやすいものと考えられる⁶⁾。さらに、今回は堤体高さ 1m で、鬼怒川スケールに対して 1/4 スケールの模型実験を行ったが、それでも相似則の問題が含まれ、実験における現地状況の再現性については検討の余地が残る。これらの植生や粘性土の存在は決壊時間を長くする方向に影響するため、本実験と実現場の差異に大きく関与している可能性が高い。

(4) 溢水状況

鬼怒川では計 7 地点で溢水が発生したが、その中で最も氾濫被害の大きく、2 地点の溢水が生じた若宮戸地区（25.35k, 24.75k）について記述する。**図 4.3-15** は洪水時における若宮戸地区の斜め航空写真である。このように、写真上流側の 25.35k 付近と下流側の 24.75k 付近において溢水が発生し、鬼怒川左岸側において洪水氾濫が広域にわたり発生している。国交省⁷⁾によると、**図 4.3-16** に示すように、元々、この区間は自然堤防が存在したが、上流側 25.35k 地点では、河川区域外においてソーラーパネル設置のために自然堤防部分の掘削が長さ 200m にわたり行われた（H26 年 3 月頃）。緊急措置として、H26 年 7 月には大型土嚢が設置され、その土嚢高さは掘削前の自然堤防の低い箇所とほぼ同じであった。また、下流

側の 24.75k はこのソーラーパネル設置とは関係がないが、部分的に標高の低い箇所が存在している。

図 4.3-17 は溢水地点付近における痕跡水位と堤防天端高（自然堤防区間も含む）の縦断変化を示す。図中には、掘削前の自然堤防の一番低い箇所の高さ（≒土嚢設置高さ）も合わせて表示している。これより、ソーラーパネル設置箇所の 25.35k では痕跡水位は土嚢高さを 50-70cm 上回っている。これより、元々の自然堤防が掘削される前の状態でも溢水が生じていたものと考えられる。ただし、溢水後にどのように自然堤防部分が侵食されるかについては不明である。また、下流側の 24.75k においても痕跡水位が最も低い箇所より高く、こちらでも溢水が生じていることが確認された。

(5) まとめ

1) 鬼怒川21k左岸地点では、越流水深は約20cmの越水が発生しており、越流開始から約2時間後に決壊した。

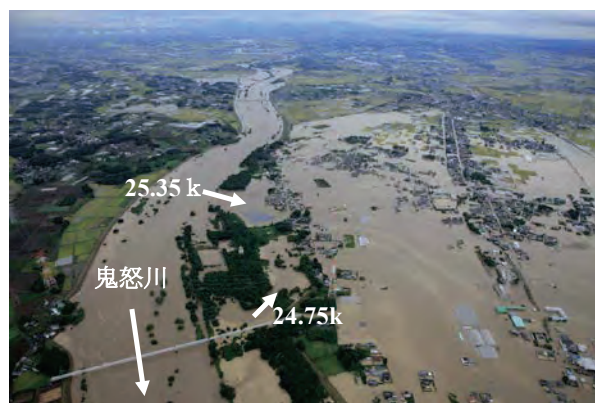


図 4.3-15 若宮戸地区の溢水状況の斜め航空写真（9月10日 15:07 撮影、国交省関東地方整備局提供³⁾）

日付	主な経緯
H26.3.12	地区住民から、「通称十一面山でソーラーパネルの基礎工事で掘削している。この行為は堤防を切っていることと同じ。国土交通省で止めよう動いて欲しい。」との要望。 河川管理者は河川区域内の行為しか制限できない旨回答。
H26.3.19	地区住民から「堤防の代わりになっていた砂をとってしまうと、堤防が無くなるのと同じ。規制できないなら国土交通省で、堤防を造って欲しい。」との電話。
H26.3.28	地区住民からの要望を受けた常総市の職員が鎌庭出張所に来所。「出水時に心配なのでなんとかしてほしい」と要望。 河川区域外のため法的指導はできないが、出水時の対応については検討する旨回答。 (この間、常総市と本件の対応を協議) -河川法以外の関係法令等で市が対応できることは無いが -洪水対応のためできることはないが -対応は、下館河川事務所と常総市が連携を回りながら行う
H26.4.10	下館河川事務所と常総市で事業者Bに面会し「地盤高を下げてと洪水時に浸水する恐れがあるので、現地盤の高さで残すことが出来ないか」と強く申し入れるも合意にいたらず。
H26.5.1	事業者Bの敷地内への大型土のう設置の可否を打診、ソーラーパネルの前面への設置について了承を得る。
H26.7.3	大型土のう設置完了

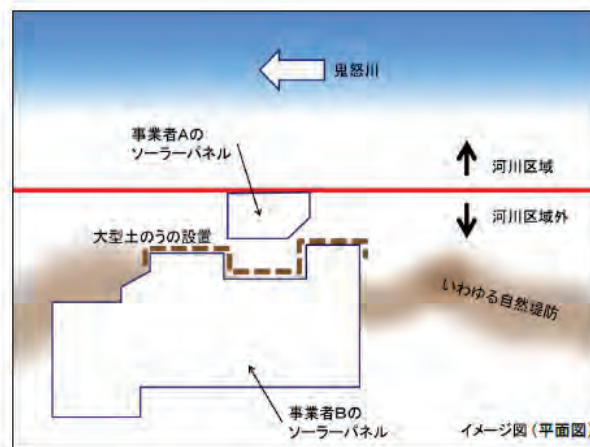


図 4.3-16 若宮戸地区のソーラーパネル設置の経緯（国交省資料⁷⁾より転載）

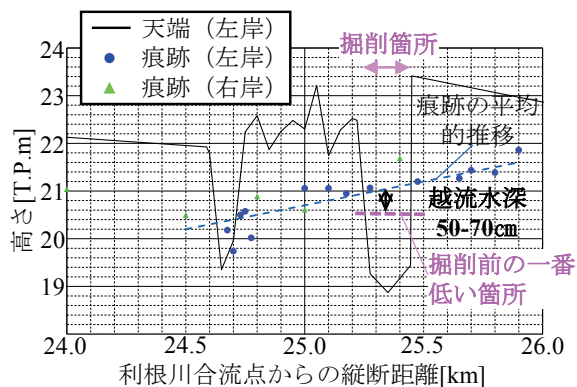


図 4.3-17 溢水地点周辺における痕跡水位と天端高の縦断分布（掘削箇所で、掘削前の一番低い箇所（≒土嚢設置高さ）も表示している）

模型実験結果より、土堤は越水に対して短時間で侵食されることから、今回の鬼怒川の堤防も越水のみでも決壊に至る可能性が高いことが明らかとなった。

2) 天端のアスファルト舗装は一定の耐越水性効果を有しており、本実験では、決壊に至る時間が舗装無と比べて舗装有では10倍に延びることが確認された。ただし、より粘り強い構造とするには、今後、越水から決壊までの時間をより長く確保できる堤防構造の開発が必要であ

ると考えられる。

3) 若宮戸地区では元々の自然堤防高さを上回る痕跡水位が観測されており、ソーラーパネル設置ための掘削の前でも溢水が生じたものと考えられる。

参考文献

- 1) 国土交通省関東地方整備局：第二回鬼怒川・小貝川有識者会議資料，2006.
- 2) 国土交通省関東地方整備局：第1回鬼怒川堤防調査委員会資料，2015.
- 3) 国土交通省関東地方整備局：鬼怒川の堤防決壊のとりまとめ，<http://www.ktr.mlit.go.jp/bousai/bousai00000091.html>.
- 4) 国土交通省関東地方整備局：第2回鬼怒川堤防調査委員会資料，2015.
- 5) 国土交通省関東地方整備局：第3回鬼怒川堤防調査委員会資料，2015.
- 6) 與田敏昭，中川一，水谷英朗，川池健司，張浩：堤体飽和度に着目した堤防の越流侵食のメカニズムに関する研究，自然災害科学，Vol.33，No.1，pp.29-41，2014.
- 7) 国土交通省 水管理・国土保全局：平成27年9月関東・東北豪雨に係る被害及び復旧状況等について（平成28年1月29日時点），2016.

（二瓶 泰雄・大槻 順朗）

4.4 漏水地点

(1) 調査の概要

今回の台風17・18号に伴う豪雨災害により、鬼怒川全川で23箇所の漏水が発生し、そのうち複数の箇所で噴砂も確認されている。これらの漏水・噴砂は、当該箇所、あるいはごく近傍において、繰り返し発生していることが考えられ、その周辺では空洞やゆるみが生じている可能性がある。ここでは、堤体の空洞やゆるみ領域の存在を確認するための物理探査による調査、堤体への影響を把握するための堤体表面の詳細計測の結果を報告する。

調査・計測は、鬼怒川左岸13.2k付近を対象として実施した。同箇所は、短い区間の中で噴砂を伴う漏水と噴砂を伴わない漏水が混在して発生している（図4.4-1～図4.4-3参照）。



図4.4-1 調査位置（地理院地図に加筆）



図4.4-2 漏水区間の月の輪（手前の2つは噴砂有り）

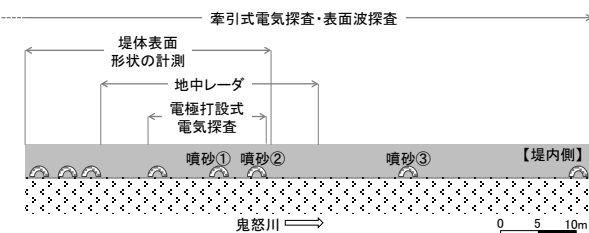


図4.4-3 調査位置の模式図と調査内容

(2) 物理探査による空洞・ゆるみ領域の調査

1) 調査内容

平成27年11月27日に実施した調査は、①牽引式電気探査、②表面波探査、③電極打設式電気探査、④地中レーダとした。①と②の探査測線は堤防法尻部（図4.4-8のCH-03）の縦断方向の約100m区間で実施し、③は噴砂地点の近傍の約12m、④は噴砂孔を挟んだ約23mの測線を0.7m間隔で3測線実施した（詳細な計測位置は図4.4-3を参照）。①、②、④は1回の計測であるが、③は噴砂孔から注水し、注水前後及び注水中の比抵抗を計3回計測した。調査状況を図4.4-4に示すとともに、牽引式電気探査と表面波探査の測定緒元を表4.4-1に示す。

2) 調査結果

牽引式電気探査結果ならびに表面波探査結果により、漏水区間の法尻部の表層1～2m部には極めて高い比抵抗（1,500～2,000Ω・m以上）を示す地層が分布し、低いS波速度（100m/s以下）を示す地層が分布することが分か



牽引式電気探査

表面波探査



電極打設式電気探査

噴砂孔への注水状況



地中レーダ

図4.4-4 調査状況

表4.4-1 牽引式電気探査・表面波探査の測定緒元

牽引式 電気探査	受信器 4台
	ダイポール長2.5m ロープ長 1.25m・6.25m
	ダイポール長5.0m ロープ長 2.5m・12.5m
表面波探査	ダイポール長10.0m ロープ長 5.0m
	受振器 24ch 1mピッチ、起振 2mピッチ

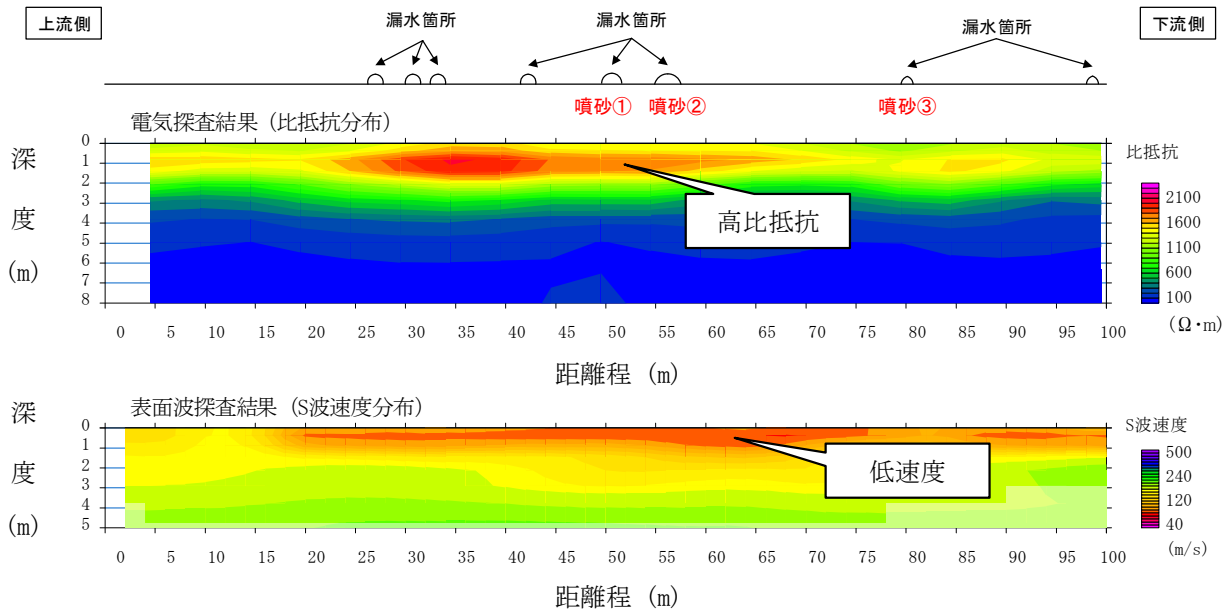


図4.4-5 漏水区間の比抵抗及び表面波探査結果

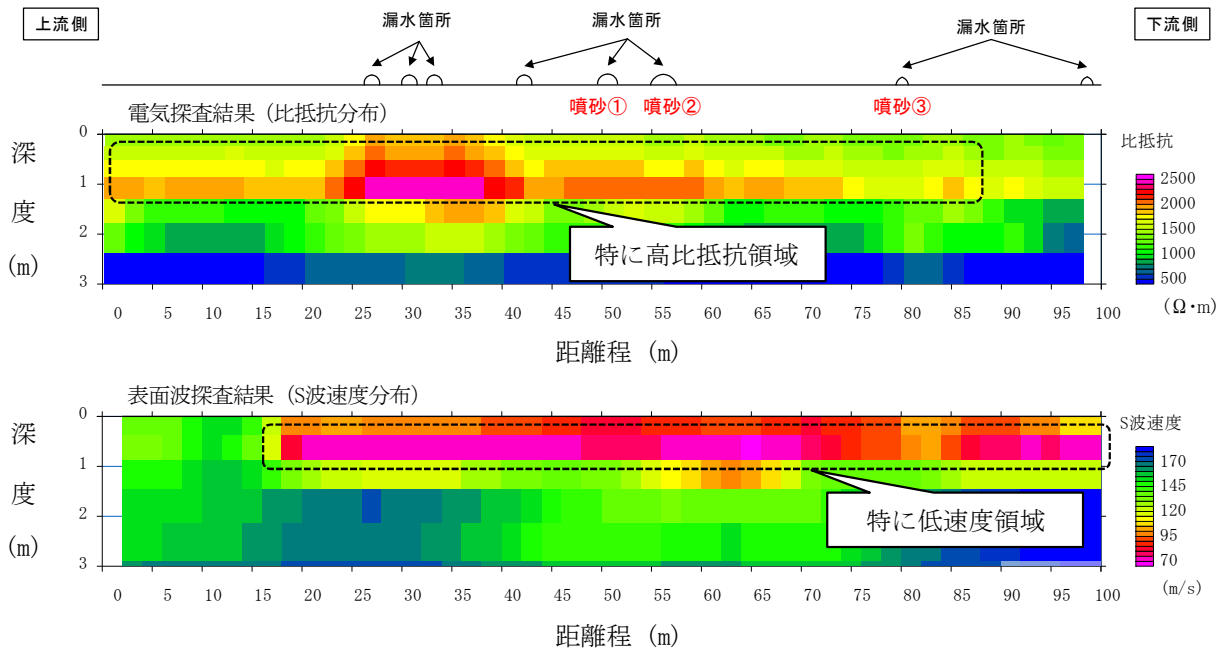


図4.4-6 漏水区間の比抵抗及び表面波探査結果（浅部対象）

った（図4.4-5参照）。これは緩い砂層の分布を示唆するものであり、この砂層の分布が漏水や噴砂を招く素因になった可能性がある。

次に、表層部を詳細に把握するため、浅部の信号に絞った解析を実施した結果を図4.4-6に示す。漏水区間の表層の特に1m付近までに、極めて高い比抵抗かつ低いS波速度の地層が分布することが確認できた。ただし、個々の噴砂地点に対応する局所的な緩み領域の存在までは確認できなかった。これは、把握する緩み領域の規模が今回の探査条件で把握可能なスケールを下回ったため

であると考えられる。また、事後の調査結果のみでは、出水前から緩かったのか、今回の漏水や噴砂現象に伴い緩んだのかまでは判別できない。

図4.4-7には、噴砂孔（噴砂①）に注水した前後の比抵抗を示す。図4.4-7の左側は比抵抗値そのものであり、浸透した水の範囲は見えない。しかし、図4.4-7の右側のように差分図とすることで、深度1m付近に比抵抗変化が認められ、これは緩い砂層の分布深度と一致する。なお、注水後の測定値は、注水から約30分後のものである。

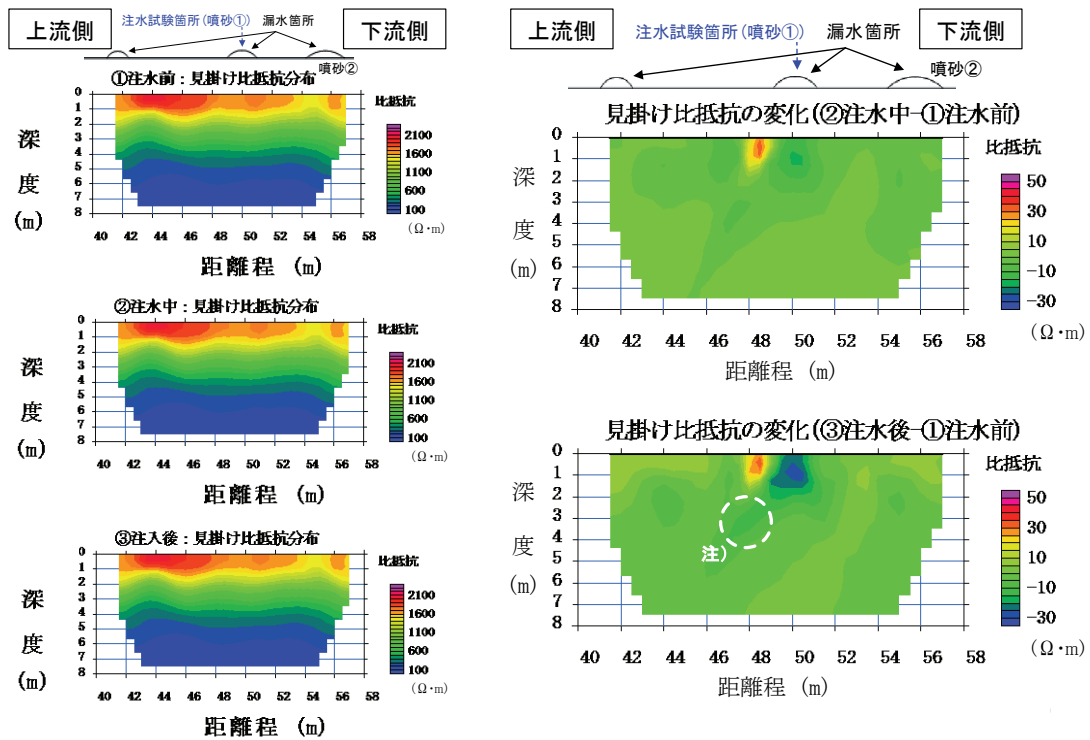


図4.4-7 噴砂地点への注水による比抵抗変化

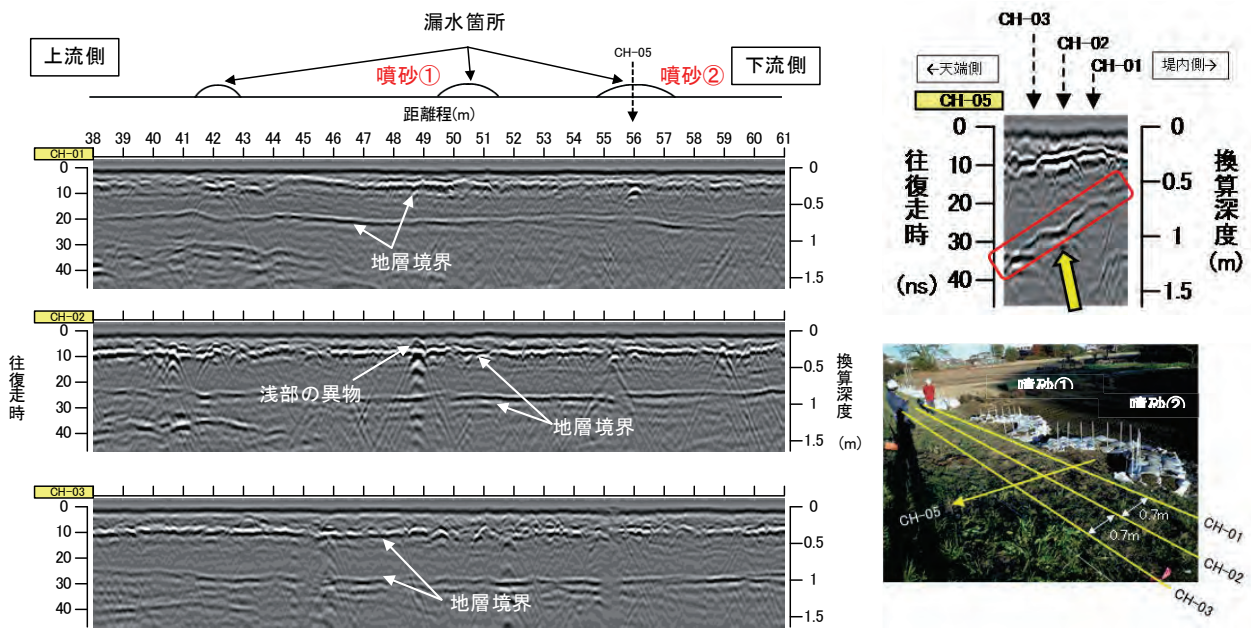


図4.4-8 噴砂地点近傍の地中レーダ結果

図4.4-8に、地中レーダによる探査結果を示す。地中レーダの結果からは、局所的な空洞や局所的な緩みと考えられるアノマリー（異常箇所）は認められなかった。堤防横断方向（測線：CH-05）の結果からは、堤内側に向かって浅くなる（深度1.3m→0.5m）連続した反射面（地層境界）が認められた。

以上、物理探査による噴砂地点近傍の空洞やゆるみ領域について調査結果を示した。調査の結果、いわゆる局

所的な空洞の存在を示す結果は確認できなかったが、噴砂地点周辺の表層、特に1m付近には、1,500~2,000 $\Omega \cdot m$ 以上の極めて高い比抵抗かつ、S波速度で70~90m/s程度の極めて低い（＝緩い）地層が存在することが確認された。事後調査であるため、この極めて緩い砂層が噴砂により形成されたと断定はできないものの、その可能性はあるものと推察される。

(3) 堤体表面形状の計測

パイピングで堤体内の堤体土が失われると、堤体表面にその影響が変位として現れることが考えられる。そこで、噴砂が生じた箇所において堤体表面形状を計測した。また、比較のために噴砂は無く漏水だけ生じた箇所においても計測を行った。計測箇所は左岸13.2k, 20.27k, 20.36k, 21.5kの4地点で行ったが、ここでは13.2kの測定結果のみ報告する。

1) 計測位置及び方法

前述したように、左岸13.2k付近では漏水・噴砂が発生し、月の輪が設置された状態である。図4.4-2の手前側2つの月の輪は噴砂で埋まっており、これら以外の月の輪には噴砂は無い。この地点での堤内側横断面図と平面図を図4.4-9に示す。平成28年2月2日に、4つの月の輪の直上にAからDの測線を設け、それぞれ①から⑥の位置にて堤防縦断方向にテープを張り、法面の鉛直方向の凹凸を10cm毎に計測した。なお、AとBの月の輪に溜まっていた噴砂の体積は、おおよそ200~300リットルであった。

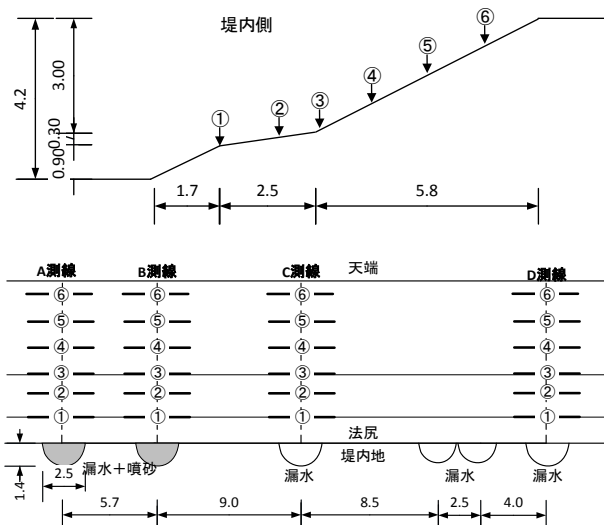


図4.4-9 月の輪の位置と堤体表面の計測位置

2) 計測結果

噴砂が生じた断面の代表として、測線Bでの計測結果を図4.4-10に示す。縦軸の法面高さは、測線から離れた位置(+2m及び-2m)付近の高さを基準とし、堤体表面の凹部を正值、凸部を負値とした。法先に近い①位置では深さ約7cm、幅約1mの窪みが2つ見られる。シールドトンネルなどで二次元的な空洞形成による地表面沈下分布は正規分布に近い形状になることが知られている²⁾。①位置の図に示した赤線は計測値を正規分布曲線で近似したものであるが、この沈下分布も正規分布に近い形状であり、この位置の直下で2本のパイピング孔が発生し、

土砂流出が起きた可能性があると考えられる。③位置(小段の上)でも、同じく赤線で示すように正規分布に近い形状の窪みが見られるが、窪みの深さは4cm以下と小さく、土被り厚が増加したためであると考えられる。②位置では、このような特徴的な形状の窪みは見られない。これは、この位置で本計測時までに多くの調査が行われ踏み固められた影響による可能性がある。④位置から⑥位置の法面上部になると、特徴的な形状の窪みは見られないが、これはこの直下ではパイピングによる土砂流出が生じなかったのか、あるいは土被り厚が大きくなり判別できる地表面沈下が生じなかったのかは不明であ

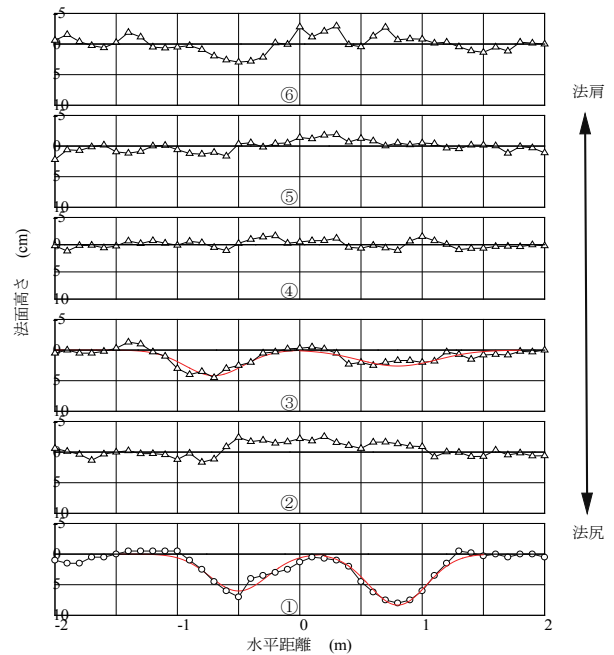


図4.4-10 B測線での計測結果

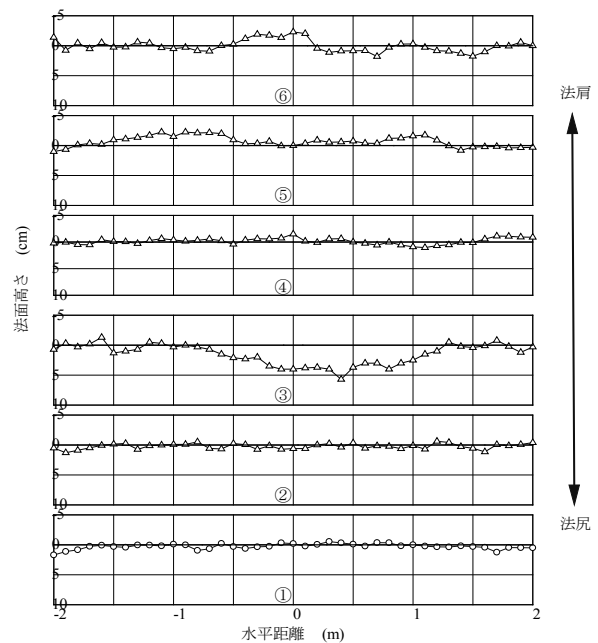


図4.4-11 D測線での計測結果

る。

噴砂の無い漏水のみの断面の代表として、D測線の結果を図4.4-11に示す。この断面では、③位置だけに窪みが見られ、この辺りの直下のみで局所的に土砂流出があった可能性がある。他の位置では±2cm程度の小さな凸凹が見られるものの、幅1m程度の正規分布形状の窪みは見られない。

噴砂が無かった他の測線や他の計測箇所ではいずれもこのような特徴的な窪みは見られなかった。法面の高さの測定は、草やモグラ孔、出水に関係なく元からある凸凹により測定値はある程度ばらつくが、今回の測定によってパイピングによる特徴的な形状を把握することができた。

(4) まとめ

以上、鬼怒川左岸13.2kにおいて実施した物理探査及び堤体表面形状の計測について述べた。

物理探査では、電気探査及び表面波探査によって、法尻付近の概ね深度1mの範囲において、緩い砂層の存在が確認された。また、堤体表面形状の詳細な計測からは、噴砂によるものと考えられる堤体表面の変状を捉えることができた。

今後、同じように漏水・噴砂が発生した場所で、同様の調査を行い、知見を集積していくことができればより有益である。本節で述べたような物理探査結果及び堤体

表面形状の計測結果が、漏水・噴砂発生箇所の特徴として位置付けられるのであれば、出水後の点検や漏水・噴砂の履歴調査などに活用できる可能性がある。

左岸13.2k付近の漏水・噴砂のあった箇所は、その上流側と比較して天端が約1m低い。つまり、相対的な外水位の条件が厳しいものであったことが、漏水・噴砂の要因の一つとして考えられる。また、左岸13.2k付近は、噴砂を伴う漏水と噴砂を伴わない漏水が混在しているという特徴から調査地点として選定したが、噴砂の有無を決定した要因については今後の課題である。現地の状況として、噴砂があった位置の堤内地盤高は、噴砂が無かった位置のそれよりも30～40cm程度低いことがわかっているが、これがどう影響したのか、あるいは法尻付近の土質構成など他の要因があったのか、いずれにせよ漏水・噴砂現象を検討する上で、当該地点は貴重なフィールドと思われる。

参考文献

- 1) 国土交通省関東地方整備局：『平成 27 年 9 月関東・東北豪雨』に係る洪水被害及び復旧状況等について、2016。
<http://www.ktr.mlit.go.jp/bousai/bousai0000091.html> (2016年3月4日閲覧)
- 2) Mair, R. J., Taylor, R. N. and Bracegirdle, A.: Surface settlement profiles above tunnels in clays, *Geotechnique*, Vol. 43, No. 2, pp. 315-320, 1993.

(岡村 未対・坂本 淳一・新清 晃)

4.5 決壊地点の落堀形成状況

(1) 調査方法の概要

鬼怒川の決壊地点（21k付近）において形成された複雑な落堀（本節では破堤後に生じた流れによる洗掘領域も含む）の形成状況に関連し、その形成メカニズムを既往災害や他河川の現象と比較し深く把握するために、茨城県内の4河川において現地調査を実施した（各地点の詳細な破堤状況は5.1に示すこととし、この節では比較に必要なもののみを示す）。調査では、表4.5-1に示すような、堤防高(裏法尻から天端までの高さ)、破堤幅、洗掘長(堤防に対して直角方向に形成される落堀の長さ)を調査した。

1) 鬼怒川と八間堀川

八間堀川では、2015年9月19、20日に現地調査を実施し、図4.5-1に示す3箇所まで破堤を確認した。なお、上大橋上流地点では、破堤地点の堤内側に大型構造物があり、洗掘長に影響を及ぼした可能性があるため洗掘長を取得しなかった。

鬼怒川では、2015年9月19日に現地調査を実施した。映像や現地ヒアリングより、鬼怒川の越流氾濫では越流水深と堤防高の比が小さく、決壊前に堤防断面が半分程度削られて自由水脈が形成されるような環境下で川裏側法尻付近の洗掘現象が生じる等、破堤状況は複雑であった²⁾。鬼怒川の破堤点では、大規模な復旧工事が実施されており十分な調査が実施できなかったものの、破堤幅、洗掘長などのデータは災害直後に撮影された航空写真¹⁾から推定した。

2) 宮戸川と西仁連川

宮戸川と西仁連川においては、2015年9月12日に調査を実施した。破堤後数日経過した状態でも、両河川では破堤地点近傍において下流側からの逆流が確認された。破堤直後も背水の影響を強く受けた状態であったことがうかがえる。こうした地点では、よどんだ流れが破堤後に破堤点付近に集中するため、図4.5-2に示すように破堤箇所が2箇所形成され、その間の堤体の一部が島状に残存するという特徴的な破堤形態が確認された。なお、島状地形は越流初期で堤防決壊前の鬼怒川でも同様に生じていた。

(2) 現地調査データの解析手法

現地調査より得られた破堤被害データを既往知見と比較するため、以下の3つの項目について整理した。

1) 越流幅と堤防長手方向の落堀個数との関係

Sazia³⁾は2011年の東北太平洋沖地震時に、河川堤防上を越流した津波によって形成された落堀形状に着目して水理実験を実施している。その中で、越流によって形成

表 4.5-1 調査項目概要

河川名	破堤地点名 (図4.5-1中の記号)	堤間幅(破堤地点) (m)	堤防高 (m)	破堤長 (m)	洗掘長 (m)
鬼怒川	a	400	3	200	190
八間堀川	b	15	3	12	※2
	c	15	3	20	45
	d	15	3	18	55
	e	18	2.7	18	50
宮戸川	f	10.5	※1	12	※1

※1: 復旧工事のためデータ取得できず ※2: 越流背後の大型構造物の影響を受けていたためデータ取得せず



図4.5-1 八間堀川における越水・破堤現象



図4.5-2 西仁連川における破堤点状況（島状地形）

される堤防長手方向の落堀個数が、越流幅と堤防高との

比、堤防裏法尻でのフルード数によってある程度把握できることを指摘している。災害後に比較的容易に定量的な情報が得られる落堀の深さや個数等のデータは、堤防の越流規模を推定できる可能性があるため、重要である。今回、鬼怒川の破堤点においても堤防長手方向に複数の落堀が形成されていたことから、同様の整理を実施し、比較を行なった。

2) 堤間幅と破堤幅との関係

氾濫シミュレーションマニュアル案⁹では、過去の破堤データから、堤間幅と破堤幅との関係が整理されている。その図面に4河川での堤間幅と破堤幅のデータを追加し、比較を行なった。また、鬼怒川堤防委員会資料²⁾より、破堤幅の時間的進行状況とも比較を行った。

3) 堤防天端でのエネルギー水頭と洗堀長との関係

Tanaka and Sato⁵⁾は、2011年の東北太平洋沖地震時に阿武隈川をはじめとする複数河川において、河川遡上津波の越流によって形成された落堀を対象に、堤防天端でのエネルギー水頭と洗堀長との関係を整理している。同論文では、堤防が破堤していない状態で形成された洗堀長を対象としており、今回の出水で完全に破堤した場合に形成される洗堀長と比較してどのような違いが生じるかを確認した。

(3) データ解析結果

1) 破堤現象の類似性と相違性

決壊地点の落堀長と堤防天端のエネルギー水頭の関係、破堤しなかった場合の既往研究⁵⁾と比較して示す(図4.5-3)。まず、破堤により落堀長は10倍程度まで広がることを見て取れる。エネルギー水頭の増加に伴い、落堀長はある程度は頭打ちになる傾向はあるが、上昇傾向を示している。なお、破堤の場合のデータが不足しており、一般化するためには堤内地盤の強度やアスファルト被覆状況なども含めて整理することが望ましい。

図4.5-4に、4河川の最終破堤幅と鬼怒川21km地点の破堤幅の時間的進行を、氾濫シミュレーションマニュアル案⁹の図面に加筆して示す。背水影響を強く受けた宮戸川・西仁連川や、鬼怒川の氾濫水が流入し破堤した八間堀川の最終破堤幅は傾向としては小さかった。一方、鬼怒川最終破堤幅は大きい値となったが、初期破堤幅は宮戸川・西仁連川・八間堀川と類似しており、堤防高が同程度の場合類似した値をとることが示唆された。12:52の初期決壊幅は支川と類似した20mであったが、最終破堤幅には大きな違いが生じた。また、多くの堤防越水に伴う破堤地点に共通して形成された島状地形が維持されるかどうか最終破堤幅に大きな影響を与えることが分かった。最終破堤幅は氾濫の継続時間(指標として川幅)が大きく関係していることが示唆された。

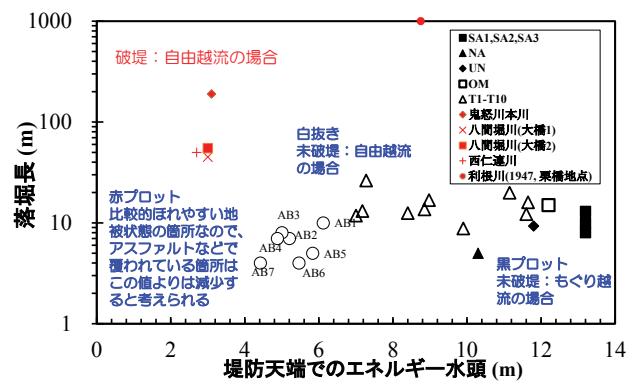


図4.5-3 決壊地点の落堀長と堤防天端のエネルギー水頭の関係(白抜きプロットは未破堤箇所(自由越流), 黒プロットは未破堤箇所(もぐり越流), 赤プロット: 今次災害)

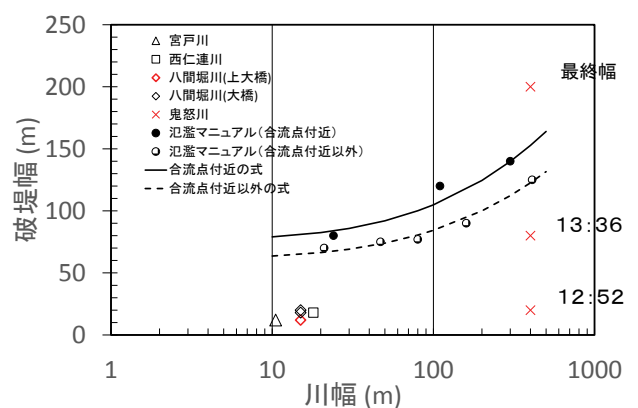


図4.5-4 4河川最終破堤幅と鬼怒川21km地点の破堤幅の時間的進行(氾濫シミュレーションマニュアル案⁹の図面に加筆)

2) 水理実験と現地災害の類似性(落堀個数)

図4.5-5に破堤点近傍で注目した落堀の写真を示す。越流初期(初期堤防形状)を想定した既往実験³⁾における落堀形状と流れの関係を図4.5-6に示す。この実験結果を鬼怒川の現地スケールにすると、落堀個数は5個程度、深さは2m、長さは10m程度と換算される(図4.5-7)。一方、越流により堤防が半分削られた状態を想定した水理実験⁶⁾では、自由越流の長手方向の不安定性によって生じる落堀が同様に5-6個形成された。自由越流による洗堀深は堤防形状が維持されたときの洗堀深の約1.5-1.8倍であった。これらは、鬼怒川破堤点付近の現象と類似していた。堤防長手方向の落堀個数は、越水した流れが有限幅で側壁が固定されていない三次元的な跳水を起こすときに、跳水部分の上下動に伴う不安定性の結果と推定された。なお、既往災害時のエネルギー水頭と最大洗堀深の関係より、鬼怒川決壊前の洗堀深さは1.6-2.2m程度と予想されたが、最終深さ5mとは大きな差があり、最終深さには破堤後の流れが大きく影響していることが示唆された。しかし、長手方向の落堀個数は現地においても、実験と同程度確認されていることから、



図4.5-5 注目した堤防長手方向の落掘

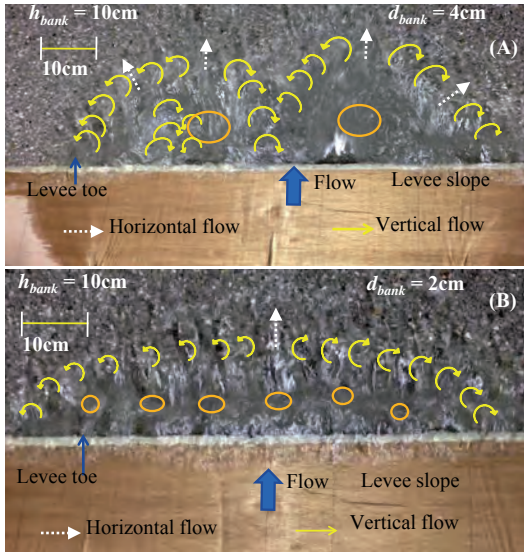


図4.5-6 越流部に形成される落掘。(A)越流水深が大、(b)越流水深が小 (Sazia³)より引用)

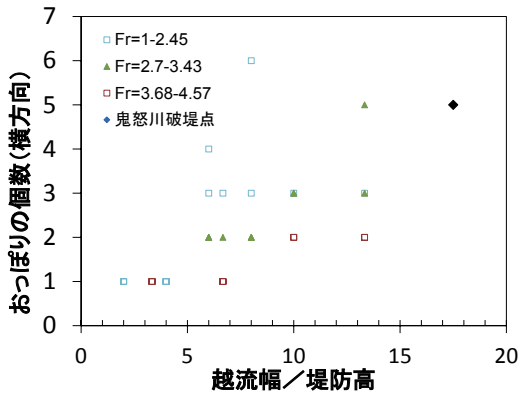


図4.5-7 堤防長手方向の落掘個数 (Sazia³)に鬼怒川21km付近の航空写真²から推定されるデータを追加)

破堤前の落掘に、破堤後も流れが集中し個数が維持されたものと推定される。なお、カスリン台風時の利根川・栗橋地点の決壊やS61年の小貝川決壊では大きな洗掘領域は長手方向に1つしか形成されなかった。しかし、今回の鬼怒川では破堤が生じたのにもかかわらず、5-6個の落掘が長手方向に形成されたのは、堤防天端がアスファルト舗装されており、天端の高さが維持されたまま、高い位置水頭で薄い越流水深が長く続いたことも影響し

ていると考えられた。堤防天端が越流時に下がり、越流水深が大きくなる場合には、既往研究³から推定すると規模の大きいひょうたん型の落掘になると考えられる。

(4) まとめ

本調査で得られた主な結果は以下の通りである。

- ・鬼怒川の破堤点付近の破堤前の現象は、ひょうたん池が出来るような規模の越流水深ではなかった。そのため、越流部の堤防の長手方向に複数の小規模な洗掘領域 (既往研究³) との比較では、2m前後の深さ、長さは10m弱) が生じた。落掘個数は、既往研究³との比較で5個程度であり、航空写真²から推定される個数とも類似している。
- ・決壊後に形成された地形もそれと類似した数の流路が形成されている。洗掘領域が川側に掘れながら移動したこと、堤内側に流れが集中し流路が形成されたと解釈される。
- ・宮戸川、西仁連川、八間堀川、鬼怒川ともに越流が二股に分かれる現象が確認された。流速が遅くよどんだ状態での決壊の共通した現象として注目される。鬼怒川の初期決壊幅も類似した値であった。
- ・破堤幅は鬼怒川を除いて、小さめの値となった。鬼怒川は越流・決壊の過程で間の島状地形は消滅したこと、河川からの氾濫水の供給が続いたため、破堤幅は他地点と比べて大きめの傾向であった。
- ・決壊で生じた洗掘領域の長さは、非決壊の落掘より1オーダー長い。

参考文献

- 1) 国土交通省 鬼怒川堤防調査委員会：第1回鬼怒川堤防委員会資料, 2015.
- 2) 国土交通省 鬼怒川堤防調査委員会：第3回鬼怒川堤防委員会資料, 2015.
- 3) Sazia, A., Investigation of equilibrium scour pattern after levee overtopping. 埼玉大学大学院博士学位論文, 2016.
- 4) 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) —シミュレーションの手引き及び新モデルの検証—, 土研資料, 3400号, 1996.
- 5) Tanaka, N. and Sato, M.: Scoured depth and length of pools and ditches generated by overtopping flow from embankments during the 2011 Great East Japan Tsunami, Ocean Engineering, 109, pp.72-82, 2015.
- 6) 田中規夫, 八木澤順治, 五十嵐善哉, 山岸玄弥, 平成27年9月関東・東北豪雨において鬼怒川と茨城県内の河川で生じた落堀と破堤現象の解釈について, 日本地球惑星連合2016年大会, 2016 (発表予定) .

(田中規夫・八木澤順治)

第5章 鬼怒川以外の河川における豪雨災害

5.1 茨城県の河川被害

(1) 茨城県内の河川の被害概要

本災害における茨城県内の河川の被害状況については、茨城県災害対策本部の報告¹⁾によれば、利根川水系の16河川で、決壊5箇所、越水22箇所、漏水3箇所、鬼怒川水系の6河川で、決壊2箇所、越水15箇所、漏水3箇所(国土交通省の報告²⁾における鬼怒川堤防の漏水地点を考慮すると21箇所)、法崩れおよび法すべり4箇所、那珂川水系4河川で、越水4箇所、漏水1箇所であった。本調査では、上記で挙げられる堤防被害のうち、主に1) 決壊、2) 越水、の状況を確認するため現地調査を実施した。図5.1-1に本調査で確認した、決壊、越水および漏水地点の位置図を示す。1) の調査では、堤防特性として、堤防高(裏法尻から天端までの高さ)を調査した。堤防高については、現地において堤防の決壊断面を撮影した画像より把握した。また、決壊の規模・決壊後に形成される洗掘特性については、堤体の決壊幅、裏法尻周辺に形成された洗掘長(堤防に対して直角方向に形成される落堀の長さ)を調査した。これらのデータの取得に関しては、現地での直接計測およびUAVを用いた空撮を復旧工事の状況に応じて使い分けて実施した。

次に、2) の調査では、越流の有無を確認するため、堤防天端、裏法面および堤内側の植生の倒伏方向や裏法面の洗掘状況を確認した。

いため、今後、他機関の調査結果も踏まえて精査する必要があることに留意されたい。

(2) 調査対象エリアの降雨状況

台風第18号や前線の影響で、西日本から北日本にかけての広い範囲で大雨となり、特に9月9日から11日にかけては、台風第18号から変わった低気圧に向けて南から流れ込む湿った風と、日本の東海上を北上していた台風第17号から流れ込む湿った風の影響により、多数の線状降水帯が次々と発生したことにより、関東地方と東北地方では記録的な大雨となった。9月7日から9月11日までに観測された総降水量は、9月の月降水量平年値の2倍を超える大雨となったところがあった。特に、9月9日から11日にかけて、鬼怒川流域にある栃木県日光市今市や、今回調査を行なった、向堀川、女沼川、宮戸川の流域に近い茨城県古河市古河など、統計期間が10年以上の観測地点のうち16地点で、最大24時間降水量が観測史上1位の値を更新するなど、栃木県や茨城県、宮城県では記録的な大雨となった。

今回調査を実施した河川の流域傍のアメダスデータ³⁾より、降雨状況を調べたところ、越水が確認された向堀川・女沼川、決壊が確認された宮戸川に近い茨城県古河市の古河観測所では9月8日から10日の間の72時間雨量が296.5mmと非常に多くの降水量があったことが確認された。特に、9月9日には、24時間雨量が214.5mmであり、越水や決壊が生じた時間は不明であるものの、河道に相当の負荷がかかっていたことが考えられる。また、

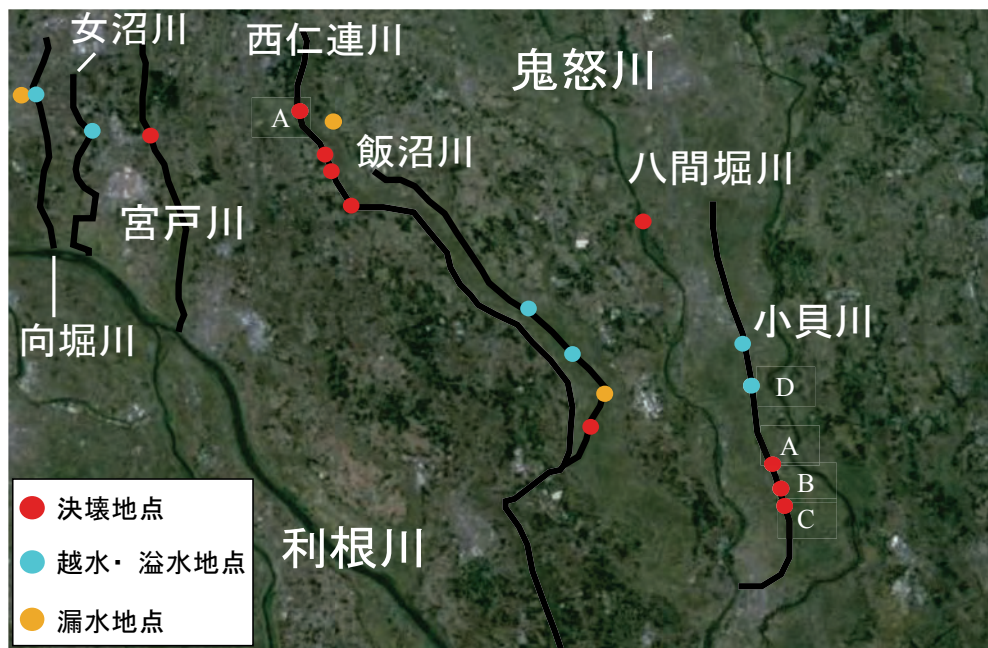


図5.1-1 決壊、越水および漏水地点の位置図(参考文献⁴⁾に加筆・修正)

これらの調査は2015年9月12、19、20日に実施しており、発災から1週間以上たち復旧も進んでいる箇所も多

決壊・越水が確認された西仁連川や飯沼川に近い茨城県坂東市の坂東観測所では、9月8日から10日の間の72時

間雨量が264.0mmと、古河観測所よりも少ないものの、同様に多くの降水量があったことが確認された。一方、八間堀川に最も近い茨城県常総市の常総観測所では、当該期間の降水量データが得られておらず、詳細は不明であるものの、気象庁が公開している資料⁹⁾によれば、2015年9月7日から11日の間の5日間の総降水量が200-300mmであったことが示されている。

(3) 決壊地点

八間堀川は2015年9月19日に現地調査を実施した。八間堀川では、図5.1-1に示すように3箇所で破堤が確認され、各地点において堤体材料の粒度特性、堤防高、決壊幅、洗掘長を調査した。上大橋上流(八間堀川A地点)での決壊の状況を図5.1-2に示す。この地点の堤防高が約3m、決壊幅は12m程度であった(この地点では、決壊地点の堤内側に大型構造物があり、洗掘長に影響を及ぼした可能性があるため、洗掘長を取得しなかった)。この地点がいつ決壊に至ったかについては情報が不足しており詳細は不明であるが、右岸側も含めた流れの痕跡を確認したところ、左岸側から堤内地へ越流したものと考えられる。決壊地点の周辺も含めて調査したところ、約200m上流においても左岸側から堤内地に越流した痕跡(堤防上および堤内地の植生の倒伏状況)が確認されている。

一方、八間堀川A地点の1.5km下流の大橋下流(八間堀川B,C地点、図5.1-3)では、2箇所の決壊がみられた。これらの地点では堤防高が約3mであった。また、B,C地点の決壊幅はそれぞれ20m程度、18m程度であり、洗掘長はそれぞれ45m、55m程度であった。この地点では、周辺の痕跡の状況から、左岸側から堤内地への流れだけではなく、右岸側から八間堀川へ流入した形跡が確認され、氾濫流の状況が八間堀川A地点とは異なっていた。このことは、鬼怒川の決壊地点からの氾濫流が八間堀川の右岸側から流入したことで、左岸側の堤防の決壊につながった可能性があることを示唆している。

西仁連川(図5.1-4)と宮戸川(図5.1-5)については、2015年9月12日に調査を実施した。西仁連川では、堤防高が約2.7m、決壊幅は8mおよび18m、洗掘長は50m程度であった。宮戸川では復旧工事が実施されていたため、データを取得することはできなかった。これらの河川では、決壊が極近傍の2箇所で生じ、間に島状に堤体が残存するという共通点がみられた。そのような決壊形態が生じた原因としては、両河川が出水時に背水影響を強く受けた河川であることが考えられる。宮戸川では、決壊後数日経過した状態であったにもかかわらず、図に示すように背水によって決壊地点の下流から逆流が生じてい

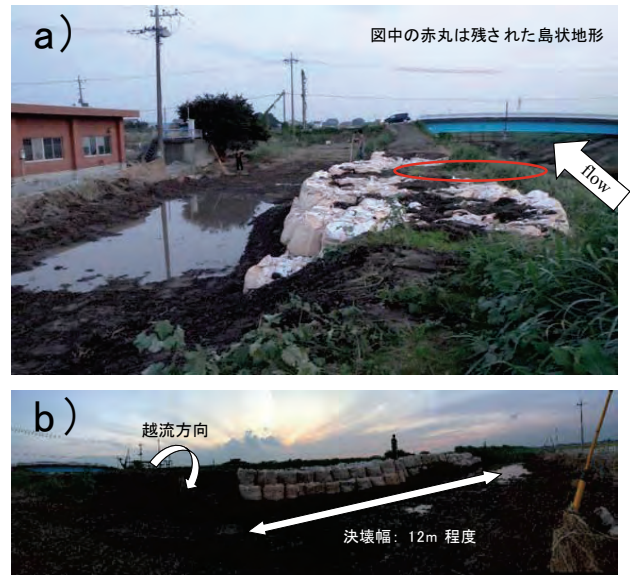


図5.1-2 八間堀川(A地点)における決壊地点の状況
(a) 決壊地点を含む周辺の状況
(b) 決壊地点の状況(図中には決壊幅を記載)

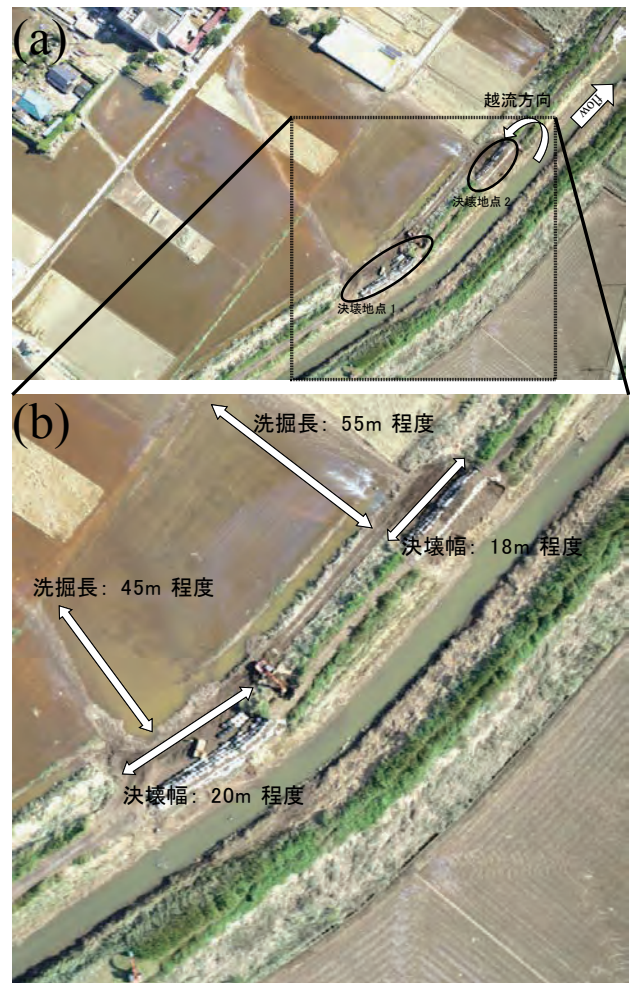


図5.1-3 八間堀川(B,C地点)における決壊地点の状況
(a) 決壊地点を含む周辺の状況
(b) 決壊地点の拡大図と決壊幅、洗掘長

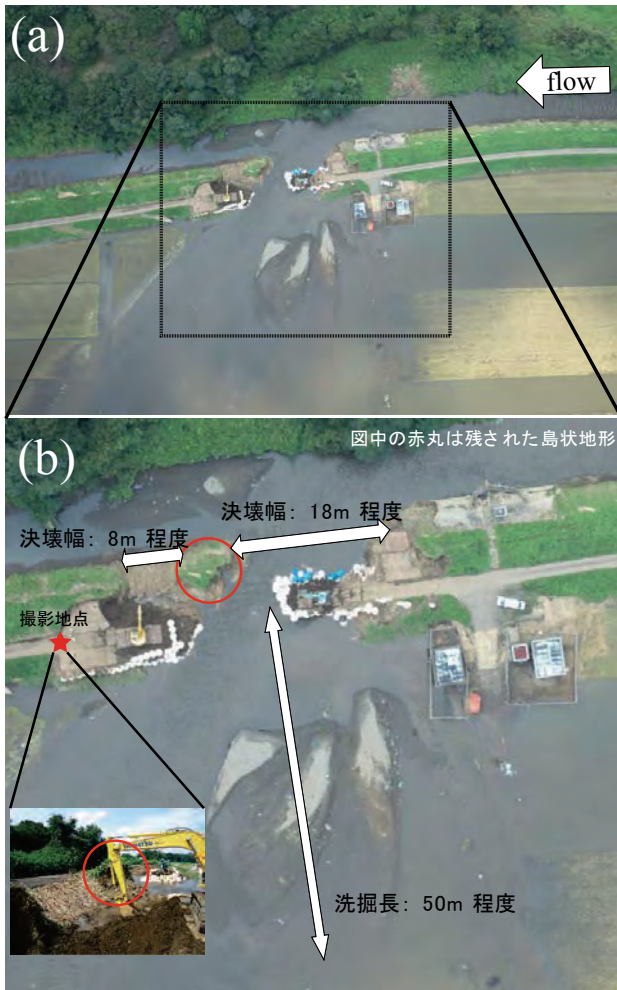


図5.1-4 西仁連川(A地点)における決壊地点の状況
 (a) 決壊地点を含む周辺の状況
 (b) 決壊地点の拡大図と決壊幅、洗掘長

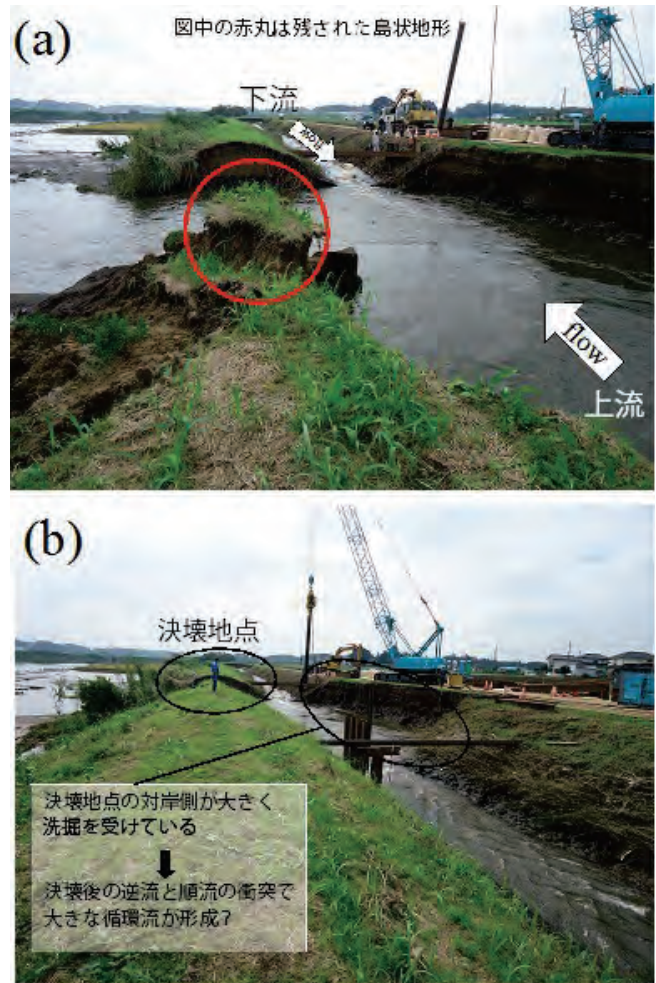


図5.1-5 宮戸川における決壊地点の状況
 (a) 決壊地点の状況
 (b) 決壊地点を含む周辺の状況



図5.1-6 飯沼川における決壊地点の状況

る状況が確認された。一方、西仁連川ではすでに河道内の水位が低下しており、実際に逆流が生じている状況は確認できなかったものの、河道内の植生の倒伏方向、決壊地点近傍の右岸側に堆積していた土砂の堆積形態から逆流が生じていたと推察される。このことから、これら

2地点では、破堤前後に背水の影響を強く受けた状態であったことがうかがえる。こうした地点では、破堤後に上流および下流側の双方から流れが集中するため、図5.1-4(b)や図5.1-5(a)に示すように決壊箇所が2箇所形成され、その間の堤体の一部が島状に残存するという特徴的な破堤形態が確認された。また、宮戸川では、図5.1-5(a)に示すように、決壊地点の対岸側(右岸側)の堤体が大きく侵食されていた。出水時に背水影響を強く受ける場合、決壊地点では、決壊後に上流だけでなく下流からの逆流も生じる。この時、順流と逆流が合流する箇所では、上下流から流れが集中し、大きな渦が形成されることで対岸側の堤体を大きく侵食した可能性がある。

上記地点の決壊は流れや堤体の侵食の痕跡より、越流によって生じたと推定されるのに対して、飯沼川(図5.1-6)では、周辺の状況より明確な越流の痕跡は確認できなかった。この地点では、図5.1-6に示すように、排水樋管の近傍で決壊が生じていた。樋門・樋管などの堤体を横断する構造物と堤体との境界部においては、不連

続面が形成されるため、出水時に水位が上がると漏水や堤体の損壊などの問題が生じやすい。今次出水では大きな被害はなかったが、小貝川においても、1981年の出水時に樋管と堤体の境界部において決壊し、甚大な被害が生じている。こうした不連続面は多くの河川に存在する状況であり、出水時に決壊に対して弱部とならないよう考慮する必要がある。

(4) 越水地点

本調査の結果では、図5.1-1に示すように、八間堀川、飯沼川、女沼川、向堀川の4河川において、計8箇所で越水の痕跡が確認された。実際には、より多くの地点で越水が生じていたと考えられるが、ここでは堤防上の植生の倒伏や堤防法面の侵食痕など、明確な痕跡が得られている箇所のみを挙げている。

図5.1-7に向堀川における越流地点の状況を示す。調査は2015年9月12日に実施したが、その時点でも出水時に設置したと思われる、堤防天端上に積み上げられた土嚢や月の輪工が確認できた。このことから、この地点で

は、越水・漏水が両方生じたことがうかがえる。また、この地点の直下流(図5.1-7(b))では天端上で植生が堤内地方方向に倒伏する様子や裏法面に形成された洗掘痕も複数確認されている。

図5.1-8に八間堀川(D地点)における越流地点の状況を示す。図5.1-8(a)にはUAVにより空撮した越流地点の写真を示しているが、堤防左岸側の裏法面の植生が筋状に倒伏していることがわかる。図5.1-8(a)は、この地点を拡大した写真を示している。植生が筋状に倒伏しているだけでなく、堤防自体も同様に筋状に侵食され、ガリが形成されていた。このようなガリの形成は複数地点で確認されたが、ガリの侵食深さ、幅、長さや個々のガリ間隔は異なる。これらのガリの特性は、当然ながら地盤特性によっても変化するが、越流の規模にも大きく関係していると考えられる。堤防上で痕跡を得ることが困難な場合が多い越流水深と比較的に取得することが可能な侵食特性との関係を把握することができれば、災害後の侵食量の調査から越流規模を推定できる可能性がある。

今回調査を実施した地点では、越水によって(主に裏

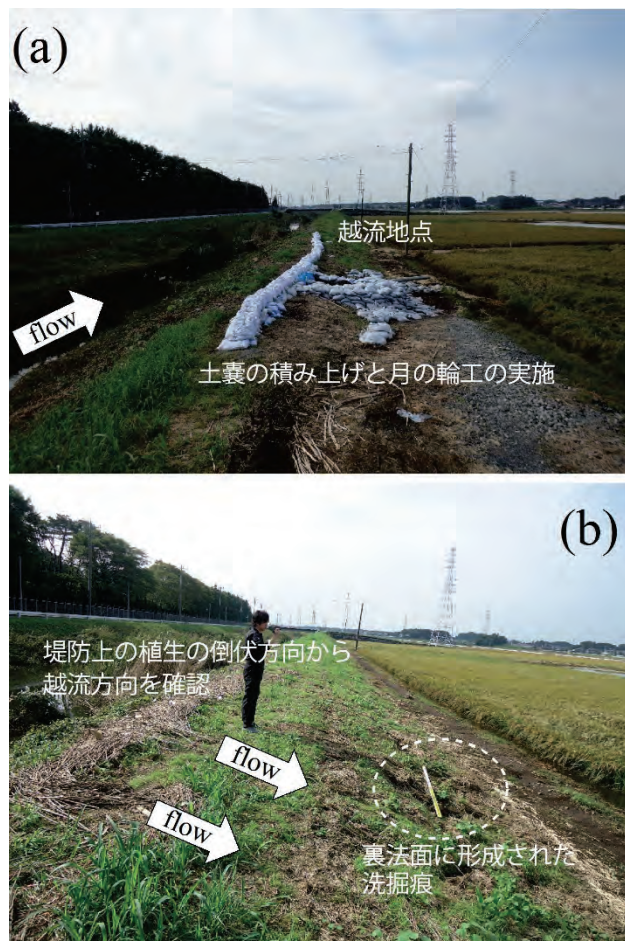


図5.1-7 向堀川における越水地点の状況
(a) 越水地点の状況
(b) 越水地点での洗掘痕と越流方向の確認

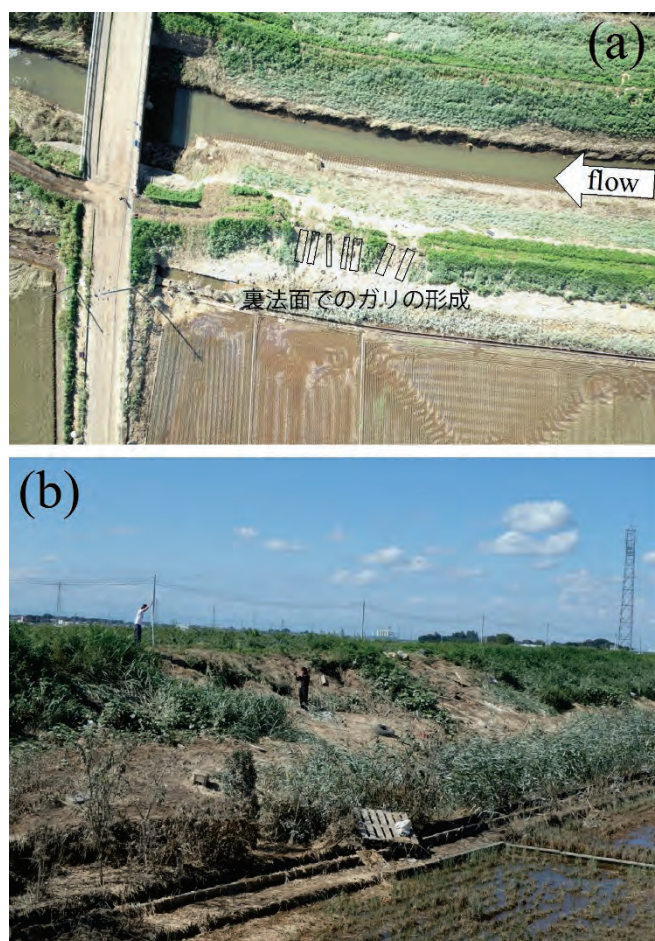


図5.1-8 八間堀川(D地点)における越水地点の状況
(a) 越水地点を含む周辺の状況
(b) 裏法面でのガリの形成状況

法面に)一部侵食がみられたものの決壊には至らなかった。決壊した堤防のみならず、越水が生じてもちこたえた堤防のデータを合わせて取得することが、出水・越流に対して粘り強い堤防の条件を考える上で重要である。

(5) 漏水対策地点

決壊の要因には、先に述べてきたような越水によるものの他に、漏水が進展して生じるパイピングやボイリングによるものもある。この漏水について現地視察を行なった結果について述べる。なお、図5.1-1に示した漏水地点は漏水対策が施された場所であり、これら以外に漏水が生じた可能性があることを付記しておく。

本災害において、漏水対策が実施された地点の多くは鬼怒川本川沿いに分布しており、その詳細については、茨城大学平成27年関東・東北豪雨調査団報告書⁴⁾を参考にされたい。鬼怒川以外では東仁連川や先に示した向堀川において漏水対策(月の輪工)が、実施されており、その様子を図5.1-9に示す。漏水地点の特徴として、連続して生じているわけではなく、スポット的あるいはあるエリアに集中して生じていることが指摘されている⁴⁾。この要因としては、河川水位、堤防高、堤内地盤高の



図5.1-9 漏水対策地点の状況⁴⁾

(a) 東仁連川での月の輪工

(b) 鬼怒川での釜段工

(田中 規夫・八木澤 順治・村上 哲)

幾何学的な関係と、堤防や地盤を構成する土質に加え、河道変更による旧河道との接合部など地形的要素の影響により、地域性が生じたと考えられる。

防災科学技術研究所が調査した結果⁶⁾によれば、堤防の決壊の要因の8割が越流に関係しており、パイピングやボイリングによる浸透破壊の割合は少ないと分析されている。しかしながら、越流が生じる際はすでに長時間浸透が進んでいる状態であり、越流に伴う侵食だけでなく、漏水に伴うボイリングやパイピング、地盤の強度低下など複合的な破壊現象であると捉える必要がある。このことから、今後、水工学の知見(越水による堤体の侵食現象)と地盤力学の知見(浸透による堤体の強度変化)とを合わせて考慮することが重要である。

(6) まとめ

本調査で得られた主な結果は以下の通りである。

- ・宮戸川、西仁連川、八間堀川の決壊箇所において、越流が二股に分かれる現象が確認された。背水の影響を強く受け、流速が遅くよどんだ状態での決壊の共通した現象として注目される。
- ・越流が生じた(決壊はしていない)八間堀川において、越流領域で筋状に発達したガリが確認された。こうした災害後に得られる侵食痕跡から越流規模を推定する手法の確立が望まれる。
- ・飯沼川において、排水樋管と堤体の境界部で決壊が生じた。こうした不連続面が弱部とならないよう対策を講じる必要がある。

参考文献

- 1) 茨城県水害対策本部：台風18号等による本県への影響について、2015.9.14。(参照 URL: <http://www.pref.ibaraki.jp/lsai-gai/201509/bousai09141100.html>)
- 2) 国土交通省：統合災害情報システム DiMAPS、急速に発達する低気圧に伴う暴風雨等、台風21号による大雨等、平成27年9月関東・東北豪雨等に係るこれまでの被害状況、2015.9.30(参照 URL: <http://www.mlit.go.jp/river/bousai/dimaps/index.html>).
- 3) 気象庁：アメダス(茨城県)，(参照 URL: <http://www.jma.go.jp/jp/amedas/>).
- 4) 茨城大学：平成27年関東・東北豪雨調査団報告書 中間報告版、2015.11.13(参照 URL: <http://bit.ly/1mhPjb1>).
- 5) 気象庁：平成27年関東・東北豪雨について、2015.9.18(参照 URL: http://www.jma.go.jp/jma/press/1509/18f/20150918_goumeimei_sanko.pdf).
- 6) 独立行政法人 防災科学研究所：防災基礎講座(参照 URL: http://dil.bosai.go.jp/workshop/03kouza_yosoku/s03kouzui/t1haatei.htm)

5.2 栃木県の河川被害

(1) 概況

降雨については、総雨量上位5箇所のうち4箇所が栃木県内で、平成27年9月14日気象庁資料によると、日光市では土呂部で564.0mm、五十里で627.0mm、今市で647.5mm、鹿沼市鹿沼で526.0mmであり、9月の平年値の約2倍であった。

出水状況については、栃木県管理の291河川のうち、はん濫危険水位を超過したものが5河川（田川、姿川、黒川、巴波川、永野川）、避難判断水位を超過したものが3河川（思川、秋山川、荒川）、はん濫注意水位超過：13河川（蛇尾川、箒川、内川、宮川、小貝川、五行

川、野本川、砥川、武子川、大芦川、三杉川、姥川、矢場川）であった（図5.2.(1)-1参照）。

避難状況については、県の危機管理課（平成27年10月15日時点まとめ）によれば、避難勧告が15市町、62,044世帯、166,858人に出され、避難指示は9市町、37,487世帯、98,150人に出された。

人的および住宅等被害の状況については、県の災害対策本部事務局（平成28年2月16日時点まとめ）によれば、人的被害として死亡3人（栃木市1人、鹿沼市1人、日光市1人）、負傷者6人（栃木市1人、鹿沼市1人、日光市4人）、住宅等被害として住家の全壊が22戸、半壊が964戸、一部損壊が29戸、床上浸水が1102戸、床下浸水が3934戸、非住家の被害が153戸であり、詳細は表5.2.(1)-

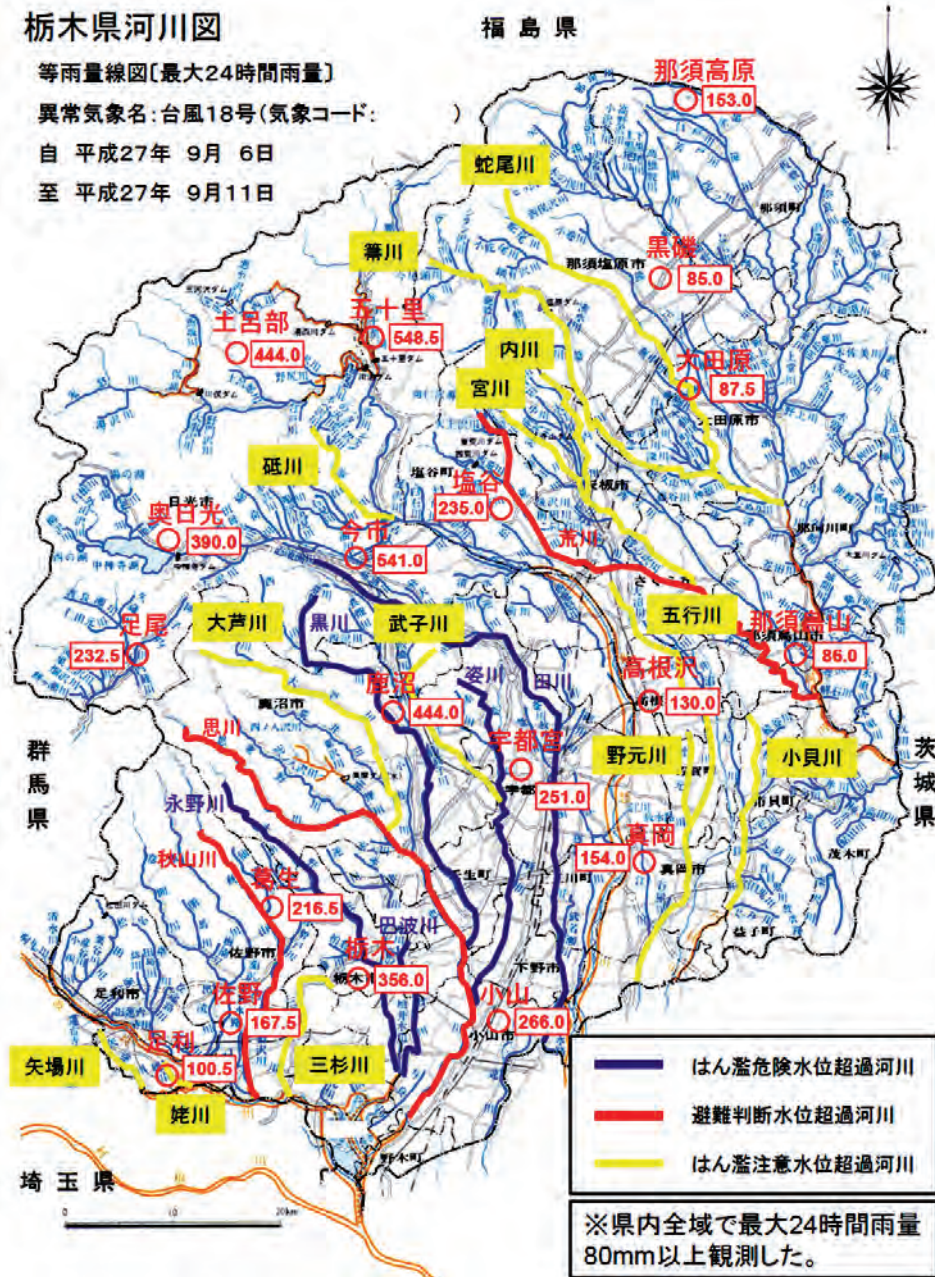


図 5.2.(1)-1 栃木県の降雨・出水状況¹⁾

表 5.2. (1)-1 栃木県の住家等被害²⁾

市町名	住家					非住家
	全壊	半壊	一部損壊	床上浸水	床下浸水	
宇都宮市	1			38	67	64
栃木市	3	80	3	637	1,989	7
鹿沼市	8	12	20	279	761	
日光市	9	110	5	1	221	65
小山市	1	761		118	549	
壬生町				8	53	
野木町				9	247	
その他	0	1	1	12	47	17
合計	22	964	29	1,102	3,934	153

表 5.2. (1)-2 栃木県の公共土木施設被災¹⁾

工種	県工事		市町工事		全体	
	箇所	金額(千円)	箇所	金額(千円)	箇所	金額(千円)
河川	390	20,175,000	29	679,500	419	20,854,500
砂防	55	1,220,000			55	1,220,000
急傾斜						
道路	20	957,000	51	1,721,900	71	2,678,900
橋梁	3	280,000	23	814,500	26	1,094,500
下水道	1	8,000	2	19,100	3	27,100
公園	6	230,000	16	735,000	22	965,000
合計	475	22,870,000	121	3,970,000	596	26,840,000

表 5.2. (1)-3 栃木県管理河川の被害³⁾

河川	市町村	浸水家屋数(戸)			家屋損壊数(戸)			田畑等浸水	
		原因	床上	床下	原因	全壊	半壊	原因	面積
小藪川	鹿沼市	溢水	376	370	溢水	12	7	溢水	不明
黒川	鹿沼市	溢水			溢水			不明	
西武子川	鹿沼市	溢水			溢水			不明	
田川	宇都宮市	溢水	40	61	溢水	1		溢水	不明
姿川	宇都宮市	溢水			溢水		不明		
武子川	宇都宮市	溢水			溢水		不明		
杣井木川	小山市	溢水	932	593			溢水	不明	
思川	小山市	溢水					溢水	不明	
三杉川	佐野市	越水	1	1			越水	不明	
黒川	壬生町	溢水	27	55			溢水	不明	
姿川	壬生町	決壊					決壊	不明	
蓮花川	栃木市	溢水	395	1,322			溢水	不明	
箒川	那須塩原市	決壊	2	17		1	2	決壊	不明
荒川	さくら市	決壊		1				決壊	不明
箒川	大田原市	決壊		1				決壊	不明

1に示す通りで、特に、栃木市、鹿沼市、日光市、小山市での被害が大きい。ただしこの数字は河川災害以外の原因によるものも含まれている。

栃木県内の公共土木施設の被災状況は、平成27年10月14日時点の申請額として、総額268億4000万円に上り、その8割強に当たる220億7450万円が河川・砂防関連施設の被害となっている(表5.2.(1)-2)。農業被害につ

いては、現時点で資料が得られていない。

栃木県管理の河川の被害を表5.2.(1)-3に示す。思川(小山市)および黒川(鹿沼市)については、この後の項で述べられるが、その他の代表的な被害状況を写真5.2.(1)-1~7に示す⁴⁾。



写真 5.2. (1)-1 鬼怒川 (ホテル施設崩落) 4)



写真 5.2. (1)-2 姿川 (壬生町) 4)



写真 5.2. (1)-3 姿川 (堤防決壊) 4)



写真 5.2. (1)-4 姿川 (鉄道橋流出) 4)



写真 5.2. (1)-5 三杉川 (田畑への土砂流入) 4)



写真 5.2. (1)-6 箒川 (田畑への土砂流入) 4)



写真 5.2. (1)-7 荒川 (さくら市, 家屋隣接) 4)

参考文献

- 1) 栃木県河川課：平成 27 年 9 月関東・東北豪雨による被災状況 (平成 27 年 9 月 9 日～11 日)，関東地方整備局提出資料，2015.
- 2) 栃木県災害対策本部事務局：平成 27 年 9 月 関東・東北豪雨による被害について (2016 年 2 月 16 日現在)，<http://www.pref.tochigi.lg.jp/kinkyu/documents/20160216.pdf>
- 3) 内閣府：「平成 27 年 9 月関東・東北豪雨による被害状況等について (台風 18 号等による大雨に係る被害等を含む)」 (平成 28 年 2 月 19 日 12:00 現在)，http://www.bousai.go.jp/updates/h27typhoon18/pdf/h27typhoon18_28.pdf
- 4) 栃木県河川課による.

(池田 裕一・飯村 耕介)

(2) 小山市における浸水被害の発生状況

小山市の思川右岸の太行寺・立木地区では、道路の冠水や建物の浸水など、甚大な浸水被害がもたらされた(5.2.(1)参照)。本報告では、この地区の地形条件、排水施設の状況、聞き取り調査の結果をもとに、浸水被害の現れ方とその要因を整理する。

1) 地形条件および排水施設の状況

図5.2(2)-1、図5.2(2)-2はそれぞれ、太行寺・立木地区の立地・浸水状況と治水地形分類図を示したものである。太行寺・立木地区は一級河川思川の西側にあり、地形は全体的に北から南へ、西から東へ向けて傾斜している。なかでも県道栃木小山線と豊徳川に囲まれた地域は、明治中期頃は思川の旧堤防の堤外地で、旧河道や、沼地、氾濫原の樹林帯となっていた時期もあり、周囲に比べ地盤が低くなっている。

地区の南側には農業用排水路である豊徳川が思川に注いでいる。これ隣接する栃木市から発しており、その集水域は広く、1,607.38haである。また北側および中央には小山・栃木排水路と立木排水路があり、思川への合流点には樋門が設置されている。

この地区の雨水排水は、豊徳川に頼るところが大きい。特に、宅地から豊徳川への排水管の出口には、フラップゲートが設置されており、豊徳川の増水時に宅地に逆流しないようになっている。

2) 浸水被害の進行状況

図5.2(2)-3は、小山市による住民の方からの聞き取り調査をもとに、浸水被害の進行状況を時系列的に整理したものである。また、代表的な地点の浸水状況を写真5.2(2)-1、2に示す。

まず、9月9日20時40分には、思川の水位上昇が急であったため、小山・栃木排水路の樋門を閉鎖した。これにより思川から堤内地への流入は防げたが、小山・栃木排水路を流下してきた水が思川に流入できず、堤内地に溢水するようになった。(記号A)。

それとは別に9日21時頃から、太行寺地区の道路が冠水し始めた(記号B, C)。その原因は、豊徳川からの溢水ではなく、堤内地の降水である。豊徳川の水位が上昇し、堤内地から豊徳川への排水施設の吐口が冠水したことで、そこに設置されたフラップゲートが自動的に閉じ、堤内地に降った未曾有の大雨の排除が困難になったためと考えられる。21時以降も雨は降り続き23時から10日0時にかけては時間雨量のピーク

を迎え、冠水エリアに溜まった雨は地形上高い箇所から低い箇所へ雨水が集中していった(記号D, F)。これはある種の内水氾濫といえる。

これと並行して22時15分には、豊徳川太行寺橋付近の左岸から溢水が始まった(記号E)。これは思川の水位上昇によるバックウォーターが原因と考えられる。これ以降は豊徳川からの溢水が各地で始まり(記号H, I)、初期の内水氾濫に外水氾濫が加わった形となった。さら

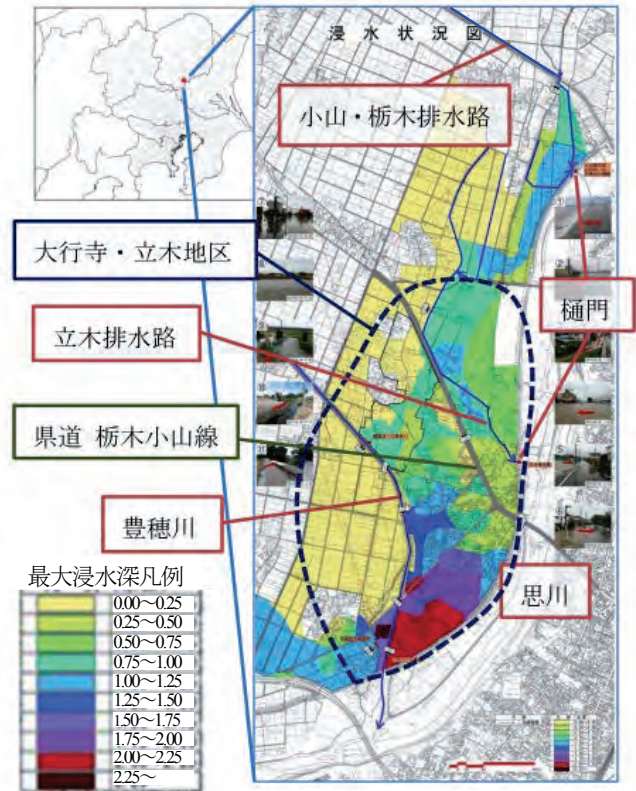


図 5.2(2)-1 小山市 太行寺・立木地区の浸水状況¹⁾

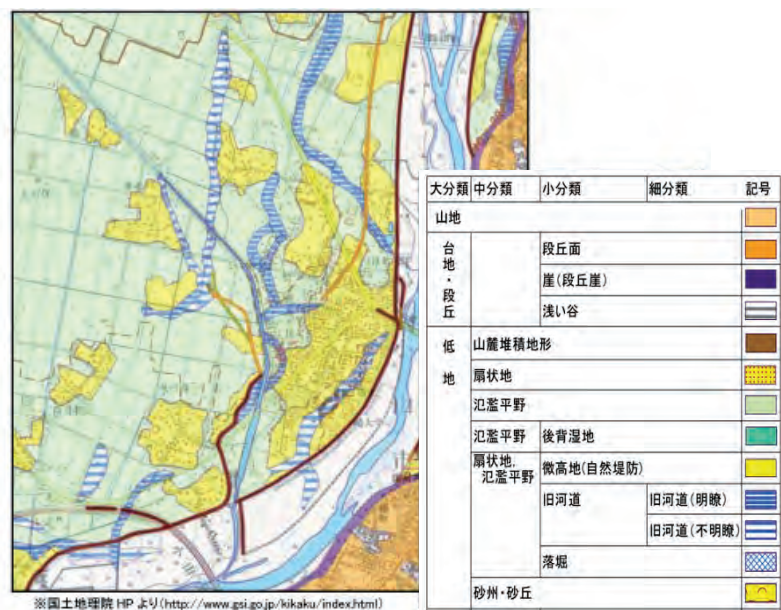


図 5.2(2)-2 太行寺・立木地区近辺の治水地形分類図¹⁾

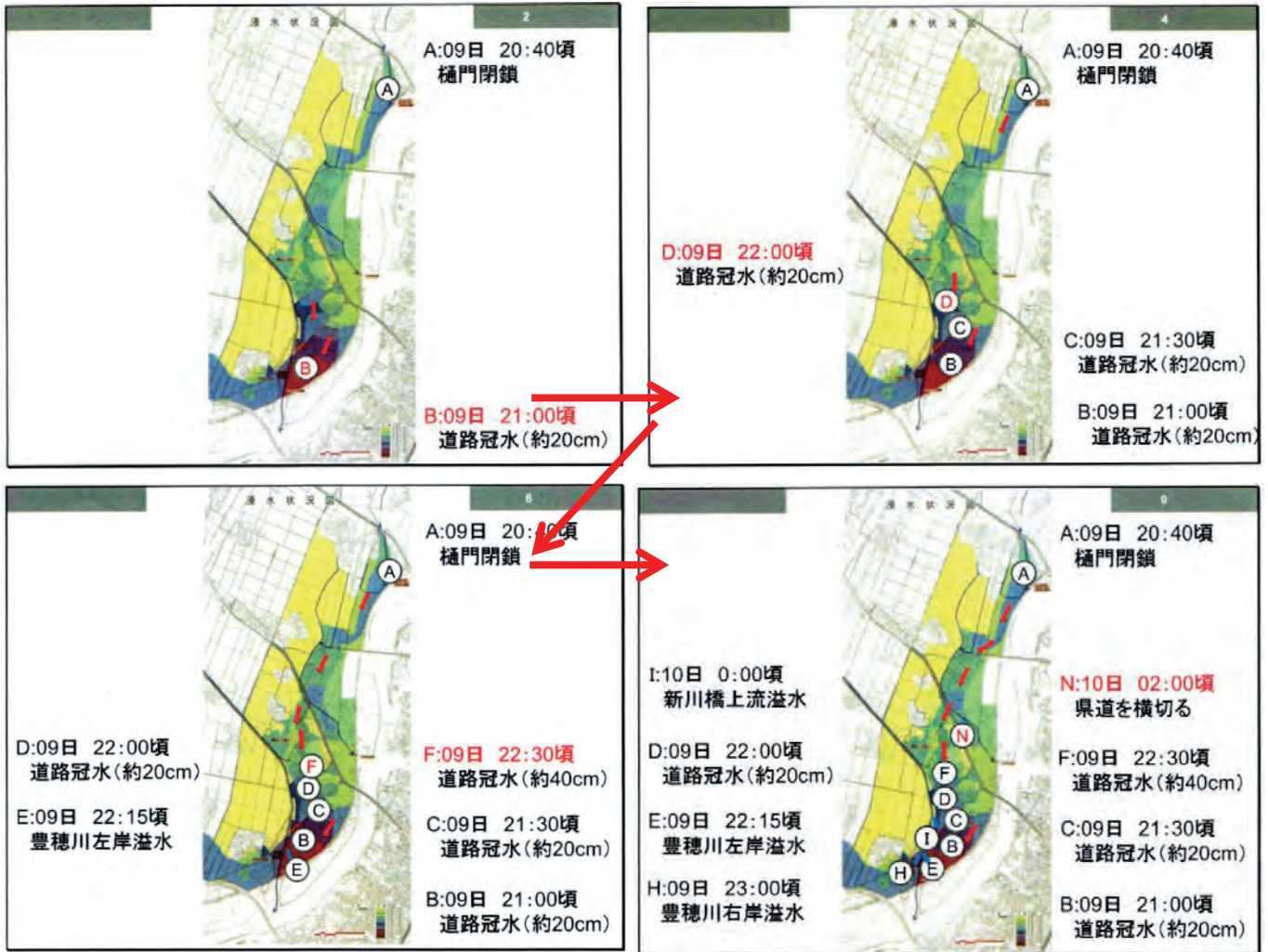


図 5.2(2)-3 浸水被害の進行状況



写真 5.2(2)-1 地点 C の浸水状況(9 月 10 日撮影)



写真 5.2(2)-2 地点 N の浸水状況(9 月 10 日撮影)

に10日2時頃には、小山・栃木排水路から溢れた水（記号A）が県道 栃木小山線を越えて大行寺・立木地区に流入し（記号N）、この地区の浸水被害は、いよいよ甚大なものとなった。

3) まとめ

このように、大行寺・立木地区では、観測史上最大の降雨により、これまで想定してなかった態様で浸水被害が発生した。すなわち、思川の水位の急増により支川の豊穂川の水位が上昇すると、豊穂川への雨水排水口のフ

ラップゲートが作動し、地区内の雨水が排水できず、内水氾濫が始まった。その後、豊穂川からの溢水があり、さらに、周囲の標高の高い地域への降水と小山・栃木排水路からの溢水が、旧河道の地形に沿って、この地区に流れ込み、被害は甚大化したものと考えられる。

参考文献

- 1) 台風 18 号による大行寺・立木地区実証委員会：実証報告書，小山市，2015。

(池田 裕一・飯村 耕介)

(3) 黒川（鹿沼市奈佐原地区）被災の概要

黒川は栃木県南部を流下する利根川水系思川の支川である。今次豪雨によって多くの被害を被ったが、その内の1つ、黒川右岸15km付近、楡木橋上流の奈佐原町から大和田町にかけてを主としたエリア（以下、奈佐原地区と呼ぶ）では、破堤・氾濫を伴う激甚な被災に見舞われた。図5.2.(3)-1に奈佐原地区最寄りの鹿沼雨量観測所における観測雨量データを、図5.2.(3)-2に奈佐原地区の位置図を示す。当該地区では24時間降水量で444mmを観測し、観測史上最大値を更新した。図5.2.(3)-1中には鬼怒川破堤の時刻に加え、ヒアリングによって確認された黒川右岸および左岸の推定破堤時刻を付記した。現地住民の話では、9月10日深夜0時頃には既に奈佐原地区では堤内に「多量の水が激しい勢いで流れていた」との証言があり、遅くとも0時の時点では右岸が破堤していた可能性が高い。その2時間後の深夜2時頃、地元消防団が左岸側住民に対して「河川水位が上昇し続けていて堤高まであと1mも無い」として住民に避難を呼びかけており、この後、当該民家は床下浸水被害を受けた。左岸

破堤発生はおよそこの時間帯であったと推定できる。その他にも「氾濫水の中で孤立し電柱につかまっただま動けなくなり119番に救助要請した」、「孤立した自宅からヘリで救助された」等の事態に至っており、人的被害が生じる可能性が高い状況となっていた。しかしその一方で、深夜帯における被災であること、浸水域の住民が少ないことで情報が少なく全容が把握し難いことなどから被災の全貌が不明となっていた。そこで以下では、当該地区における被災を対象とした現地調査および数値解析による検討結果から、被災の実態について考察する。

1) 現地調査結果

図5.2.(3)-3に、現地調査によって得られた奈佐原地区区水害の概況を示す。中央図の中ほど付近に黒川があり、図の上方(北)から下方(南)に流下している。図中の①から⑥は主な被災箇所であり、①において右岸上流側破堤が生じた。①より流入した氾濫水による浸水域は南北約1.2km、東西約0.5kmとなった。浸水エリアのほとんどが田畑であり、民家は8棟であったが、その全8棟が床上浸水被害を被った。

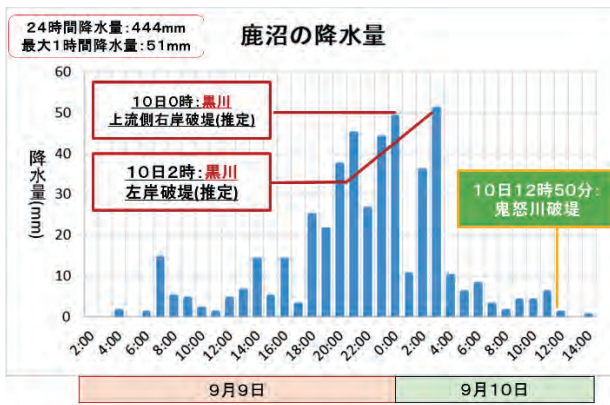


図5.2.(3)-1 観測雨量(鹿沼)および破堤イベント



国土交通省水管理・国土保全局HPより引用し加筆

図5.2.(3)-2 奈佐原地区の位置図



図5.2.(3)-3 現地調査による黒川奈佐原地区水害の概況(中央全体図の番号と左右状況写真の番号を対応表記)

②が左岸破堤箇所である。当該エリアでは掘り込み型を基本とした河道形態であることで、浸水域が限定的な領域に留まっている。側方侵食型の破堤である可能性が高いと考えられ、最大で9mほど堤内方向に侵食されていた。1棟の民家が床下浸水被害を被った。

③がいまひとつの右岸側破堤箇所であり、以下では右岸下流側破堤と称する。浸水域の下流端が直線状に途絶えているが、これは道路盛土による堰止めによるものである。③の破堤はこの湛水域下流端に位置しており、①の破堤区間から流入してきた氾濫水が道路盛土によって湛水し、堤内側から堤高を上回ることによって堤外へ還流する際に生じる越流によって破堤した可能性があると考えられる。④および⑤も堤体の被災が確認された箇所である。④は③同様の堤内地道路盛土の堰止めによる氾濫水の還流、⑤は②と同様の側方侵食型の被災と考えられる。⑥は湛水深の痕跡を確認した箇所である。楡木小学校体育館下部の擁壁に約2mの痕跡水深を確認した。また、図中には土砂堆積エリアおよび局所洗掘エリアについても付記した。堆積厚は最大で約50cm、局所洗掘深は最大で約2mであった。

2) 数値解析による検討および考察

現地調査結果を元に、特に①～③の破堤要因に注目して氾濫解析を実施した。破堤諸元を表5.2.(3)-1に示す。解析には川池¹⁾のモデルを用いた。また、氾濫水の河道への還流の可能性があるという本事例の特性を考慮して、河道と氾濫原の統合解析を行った。解析条件を表5.2.(3)-2に示す。

図5.2.(3)-4に、数値解析結果を示す。河道の上流端断面meshにおいて水位を与え、河道内を流下させた。実際には数日間の時間スケールで生じた現象であるが、ここでは次第に河道満杯となる流入条件で計4時間の計算を行った。河道内流下中の流水状態は、右岸上流側破堤箇所①の直上流位置に設けた検査断面(図中の河道内に緑線で示した)において確認した。左上図が検査断面中央meshにおける水位の経時変化、左下図が河道満杯状態が1時間経過した状態である170分後の検査断面における水面および河床横断面図である。当該時刻における氾濫状態を中央図に示した。実際に破堤を生じた①区間において氾濫が生じていることが見て取れる。図には示していないが、当該区間ではこの時間帯以前に、河道から堤内へ越流が発生しており、その越流発生区間が実際の破堤位置と一致している。よって①区間においては越流性破堤が主因であった可能性が高く、併せて河道内における高速流による侵食効果が加味されて破堤に至ったものと推定できる。なお、解析上の破堤の取り扱い、越流発生の直後に堤高を堤内地標高まで下げる処理を施している。

左岸②の直上流位置における流速(右上図)を確認する

と、最大で6m/sの流速が解析された。また、②区間では解析上越流は生じておらず、側方侵食性破堤であった可能性が高い。

表5.2.(3)-1 破堤諸元

箇所	堤内地比高	破堤長	破堤想定
①	1.5m	240m	越流・侵食
②	0.5m	203m	侵食
③	2.0m	100m	還流水の越流

表5.2.(3)-2 数値解析条件

標高LPデータ	国土地理院(X:5m×Y:7m)
格子分割	X:222×Y:500
総mesh数	111,000個
計算時間間隔	0.01(sec)
粗度係数	0.04(一律)
流量	上流端で水位ハイドロ(河道満杯)

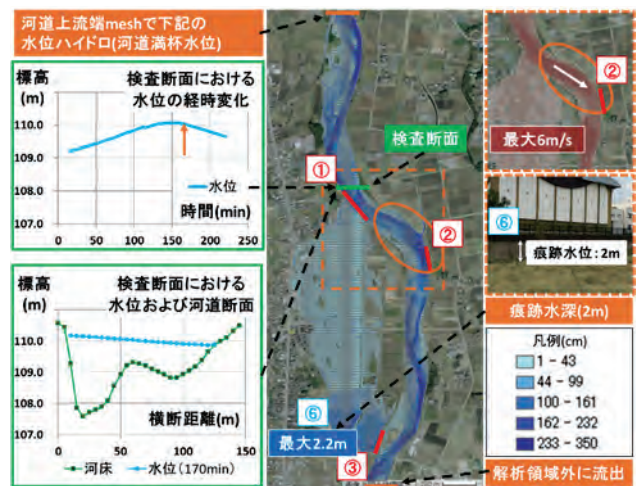


図5.2.(3)-4 数値解析結果

右岸③では、氾濫水が下流端道路盛土により堰上げられ、⑥において最大湛水深が2.2mとなった。痕跡水深の2mとも整合性が確認できる。また、③区間において湛水位が堤高を越え、河道へ還流する状況が解析上確認された。還流時の越流区間も、実際の破堤区間とほぼ一致しており、③区間では河道へ還流する際の越流による破堤であった可能性が高い。

3) まとめ

本調査で得られた主要な成果を以下に示す。

- 1) 鬼怒川破堤の約6時間前の時点において、黒川奈佐原地区では破堤・氾濫被害が生じており、人的被害が生じる可能性があった。
- 2) 右岸上流側が越流、左岸が側方侵食、そして右岸下流側が、氾濫水が道路盛土によって堰き上げられたことによる河道への還流時に生じる越流を、

それぞれ主因とした破堤であった可能性が高いことが判った

- 3) 深夜帯における減災施策の検討や、旧来氾濫原であったエリアにおけるリスク検討の貴重な検討事例となったと思われる。

参考文献

- 1) 川池健司：都市における氾濫解析とその耐水性評価への応用に関する研究,京都大学学位論文,2001.

(松本 健作)

第6章 避難行動

6.1 行政の災害対応と情報伝達

6.1.1 避難に関する情報伝達

本水害時における国土交通省関東地方整備局下館河川事務所から常総市への避難に関する情報提供の状況と利根川との合流部から上流側へ45.65km地点にある川島水位観測所での実測水位を図6.1.1-1に示す¹⁾。堤防決壊前の9月9日22時54分から、下館河川事務所長は常総市長に「河川水位」、「堤防決壊の危険性」、「堤防が決壊した場合の氾濫シミュレーション」等の情報について7回電話連絡（ホットライン）をした。

常総市は市長を本部長とする災害対策本部を9月10日0時10分に設立²⁾、「ホットライン」、「河川水位情報」、「市民からの通報」等から総合的に判断して、避難情報を発令する地区を決めていた。市防災行政無線や市ホームページ、公共情報 commons (Lアラート) によるテレビの字幕等の手段で実際に避難情報を発令していたのは常総市安全安心課である。

鬼怒川の堤防が越水・決壊した上三坂地区に避難指示が発令されたタイミングが堤防決壊後であったことについて、中央大学河川・水文研究室は常総市安全安心課へのヒアリングを行った（2015年11月18日実施）。ヒアリングにより得られた上三坂地区の避難指示発令までの流れを列挙する。

① 9月10日9時50分の時点で、上三坂地区は常総

市災害対策本部内の避難指示を発令する地区のリストに入っていたが、避難指示は発令されなかった。

② 9月10日10時30分に上三坂地区の隣の中三坂地区に避難指示を発令する際に、常総市災害対策本部内で上三坂地区も発令の対象に挙がったが、避難指示は発令されなかった。

③ 鬼怒川堤防決壊後の9月10日13時8分に鬼怒川東地区（鬼怒川左岸側大部分、上三坂地区含む）に発令された。

発令地区を決める災害対策本部と実際に避難情報を発令する安全安心課は別のフロアにあり電話で情報のやりとりを行っていたとのことである。

図6.1.1-2~図6.1.1-13に常総市の避難勧告・指示の発令状況（内閣府公表資料³⁾を基に作成）を示す。また、図6.1.1-14~図6.1.1-26に常総市内の水防団の主な活動状況（常総市役所提供資料を基に作成）を示す。

参考文献

- 1) 国土交通省関東地方整備局：『平成27年9月関東・東北豪雨』に係る洪水被害及び復旧状況について(平成28年1月29日版), 2016.
- 2) 茨城県災害対策本部：平成27年9月関東・東北豪雨による本県の被害及び対応について(2015年10月11日16時現在版), 2015
- 3) 内閣府：水害時の避難・応急対策検討ワーキンググループ第1回資料, 2015.

(山田 正)

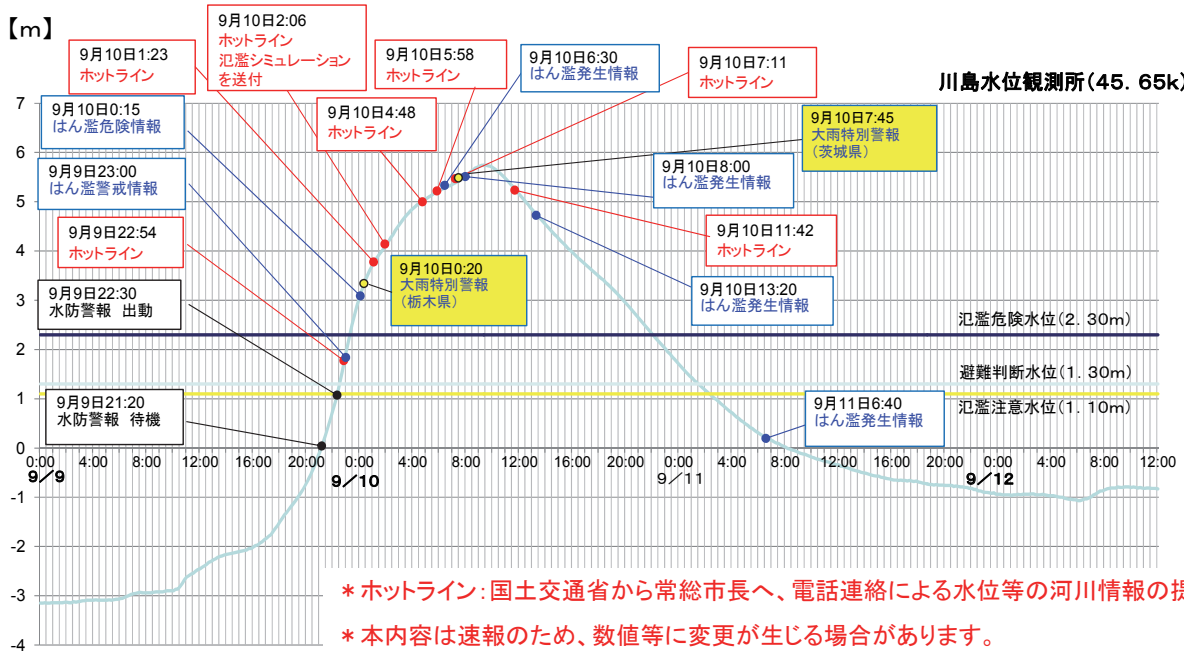


図 6.1.1-1 国土交通省から常総市への情報提供の状況
 国土交通省関東地方整備局『平成27年9月関東・東北豪雨』に係る洪水被害及び復旧状況について(平成28年1月29日版)による

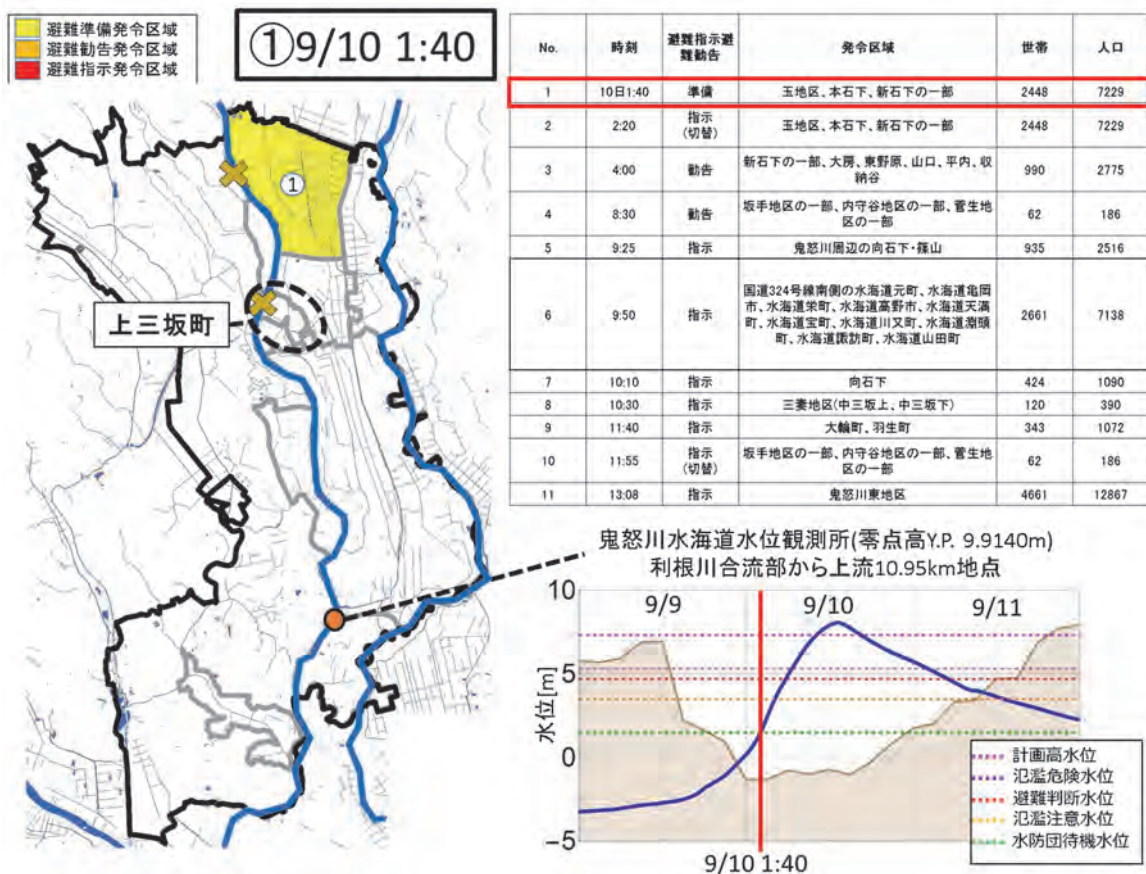


図 6.1.1-2 避難情報の発令状況①
(内閣府：水害時の避難・応急対策検討ワーキンググループ資料³⁾を基に作成，以下同様)

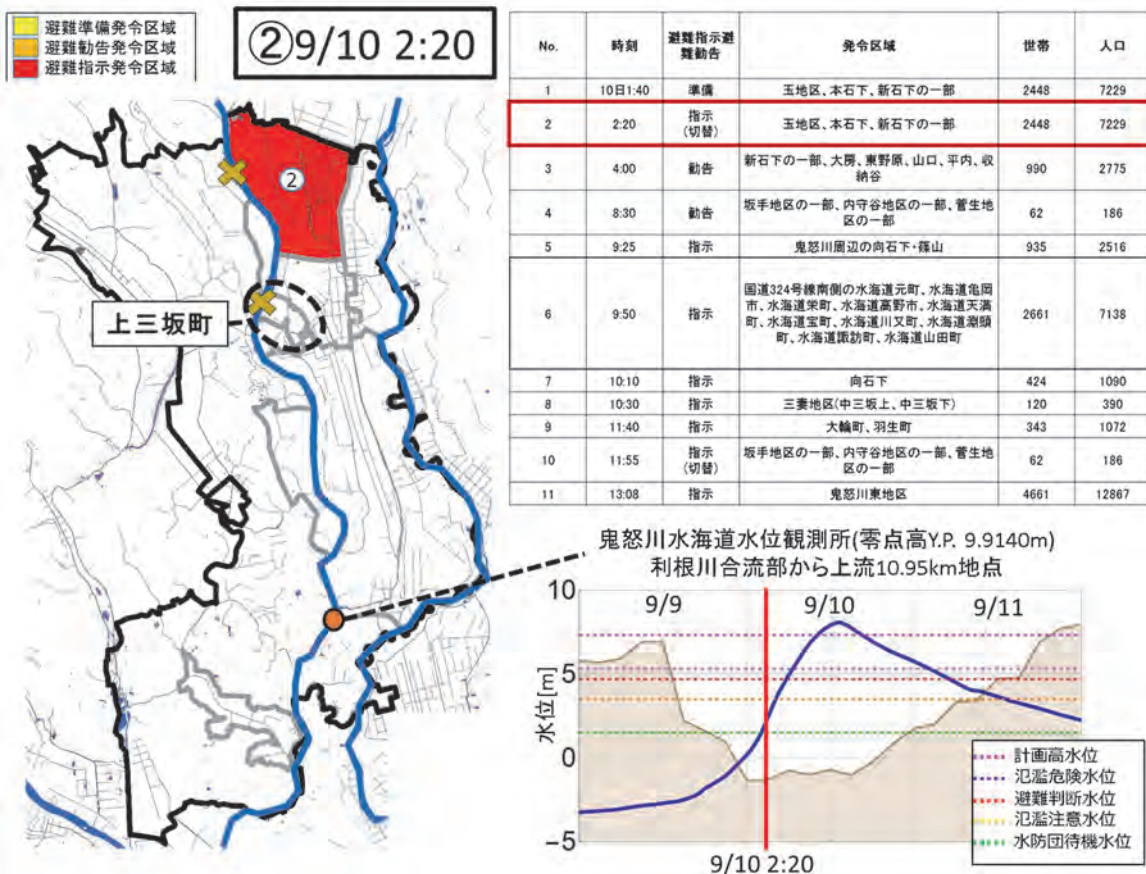


図 6.1.1-3 避難情報の発令状況②

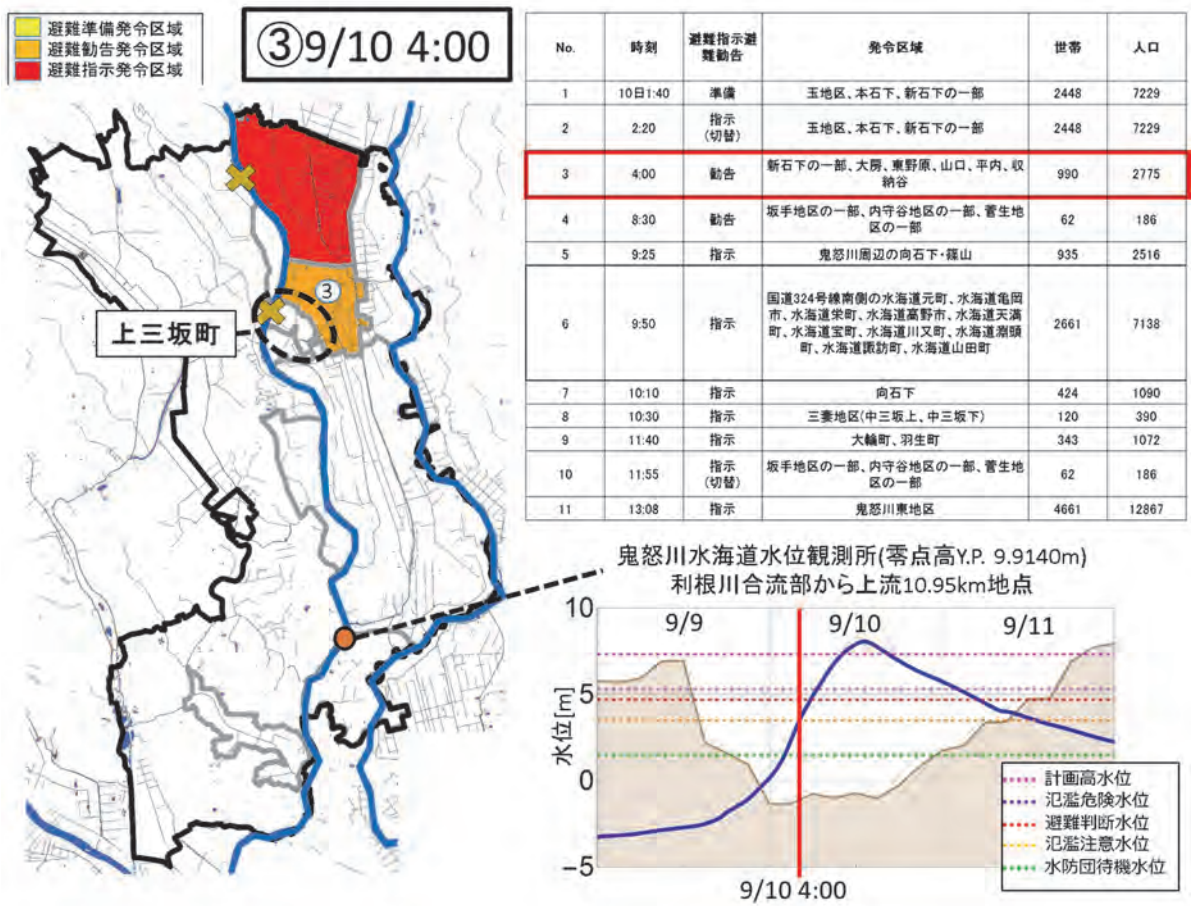


図 6.1.1-4 避難情報の発令状況③

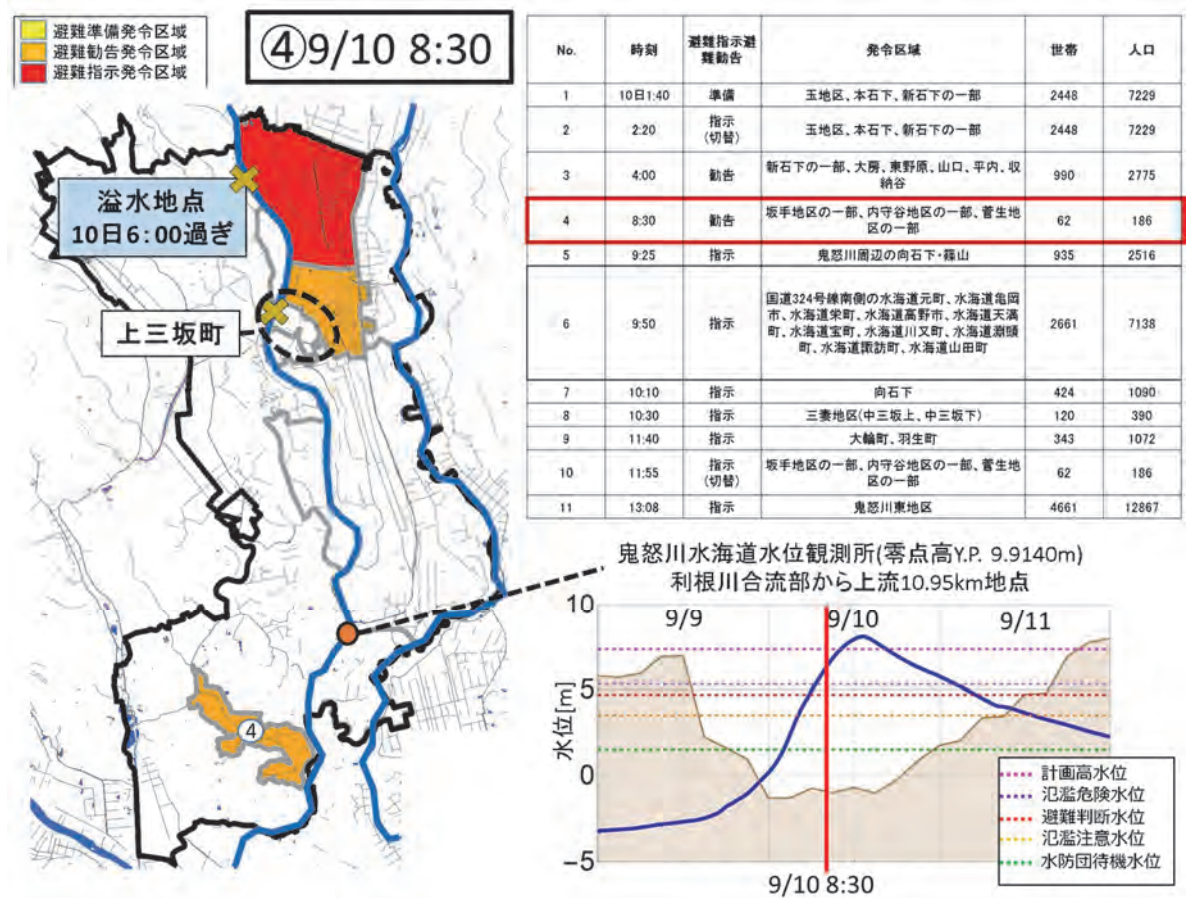


図 6.1.1-5 避難情報の発令状況④

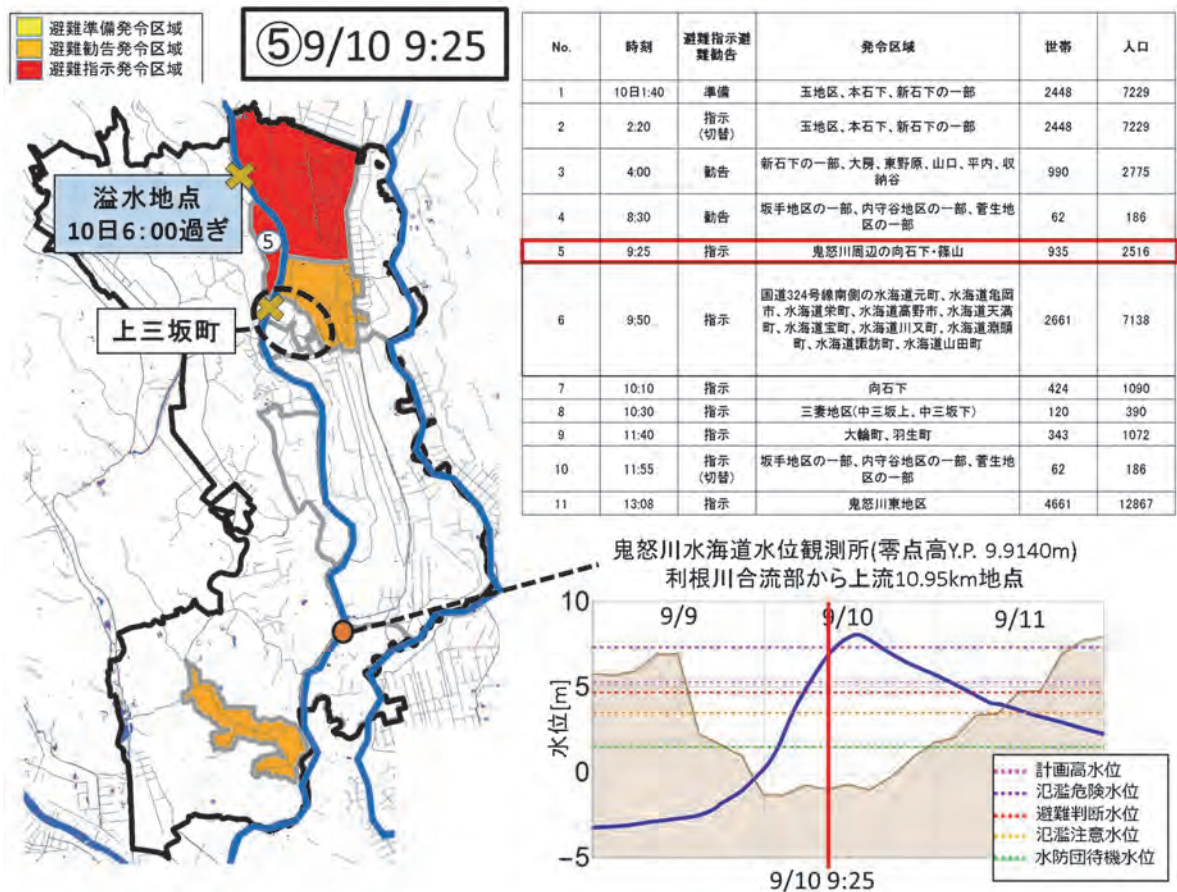


図 6.1.1-6 避難情報の発令状況⑤

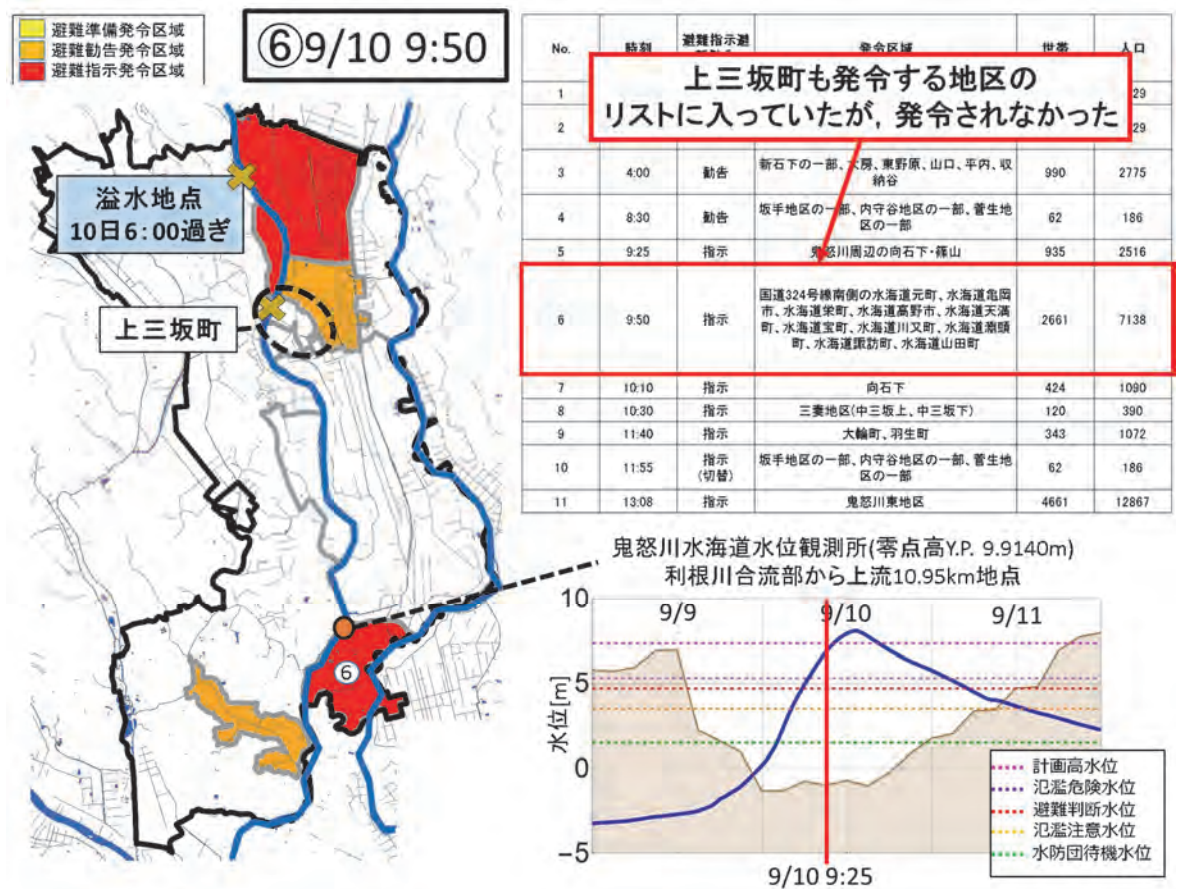


図 6.1.1-7 避難情報の発令状況⑥

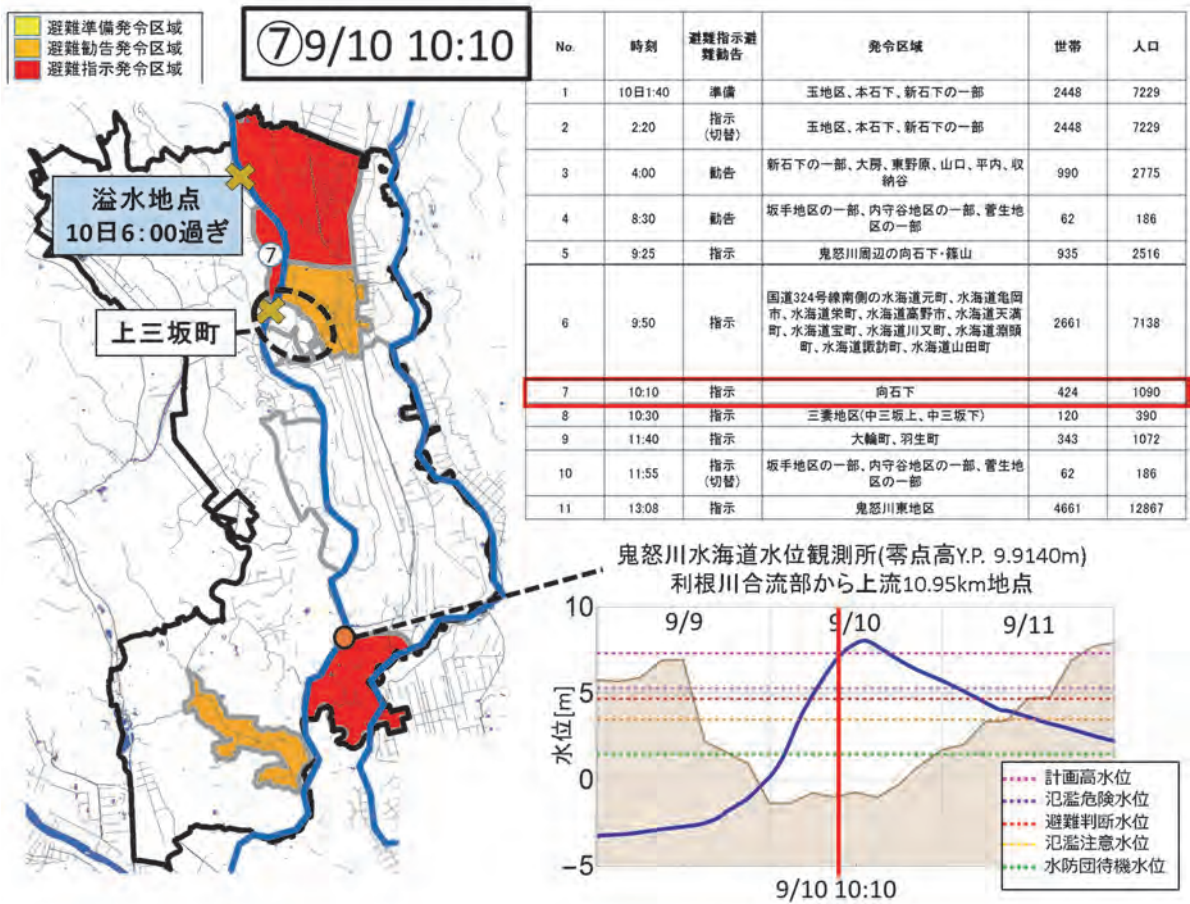


図 6.1.1-8 避難情報の発令状況⑦

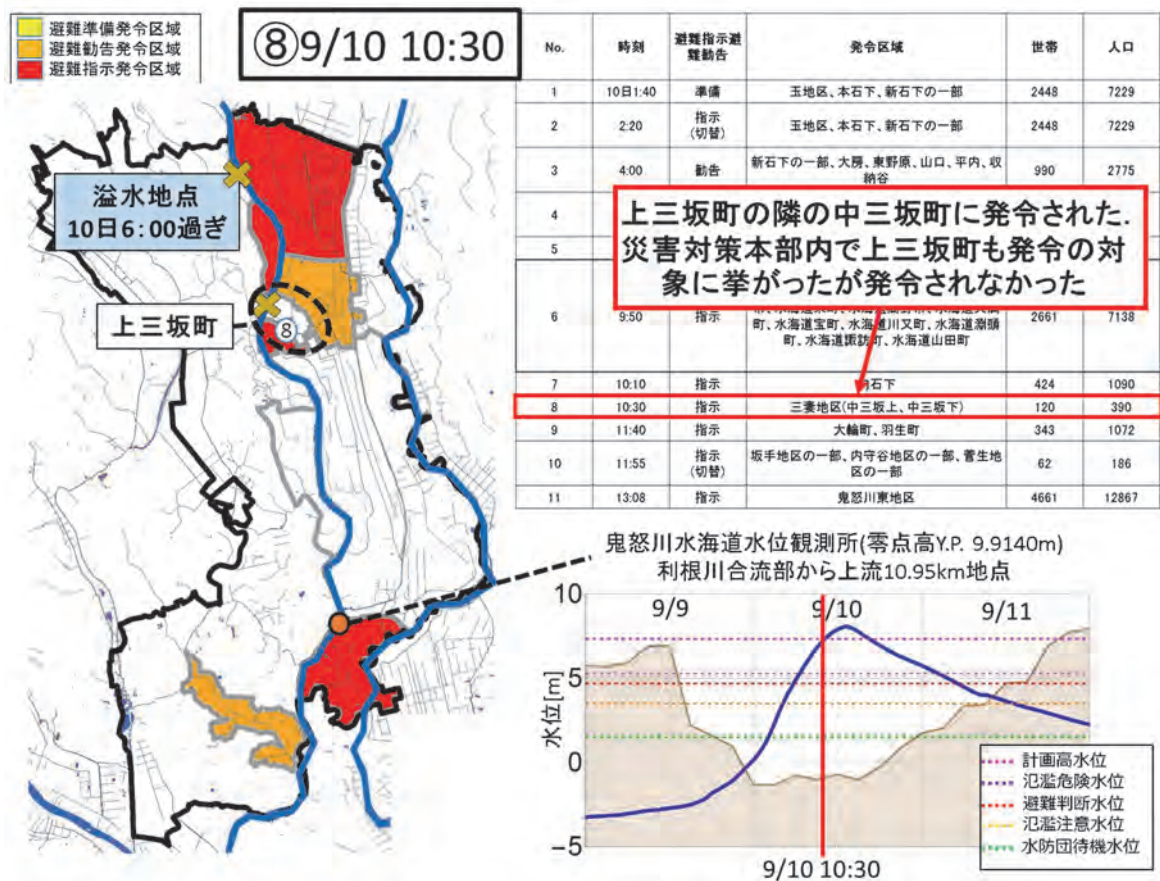


図 6.1.1-9 避難情報の発令状況⑧

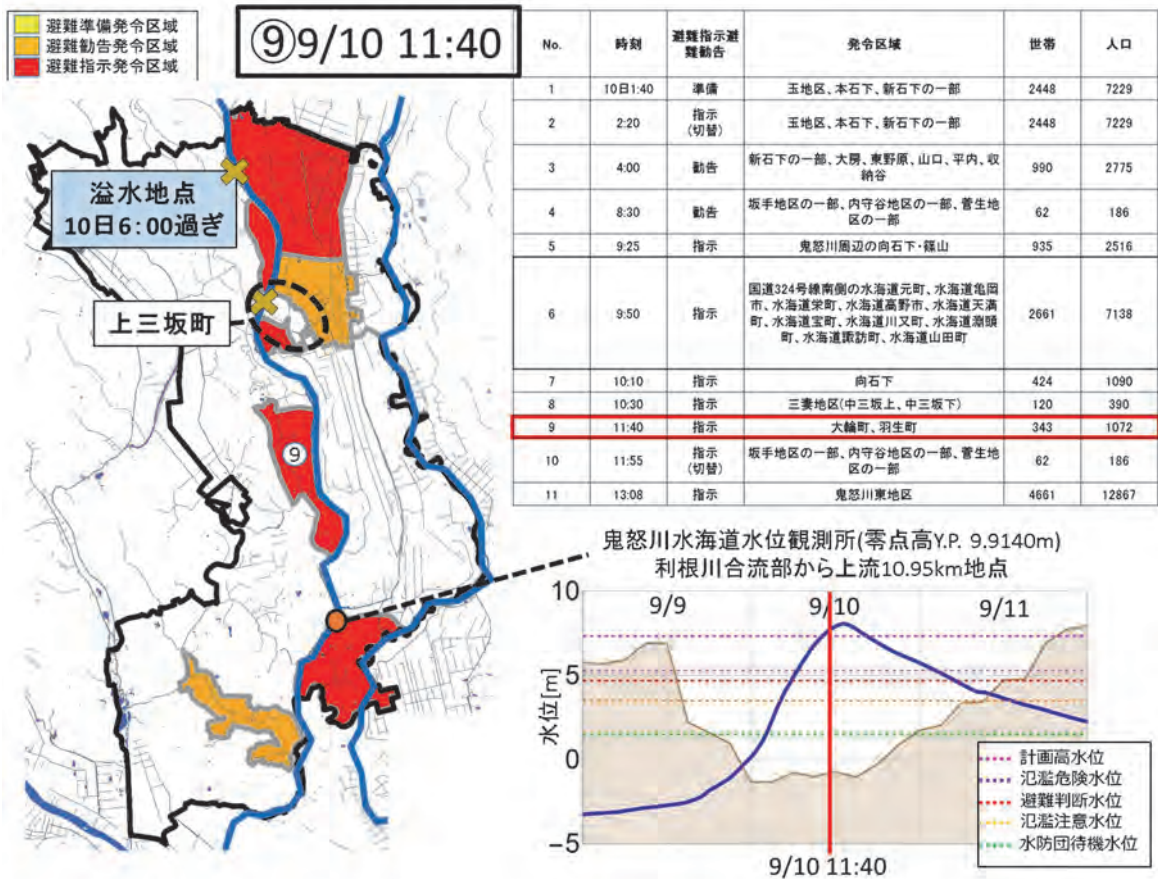


図 6.1.1-10 避難情報の発令状況⑨

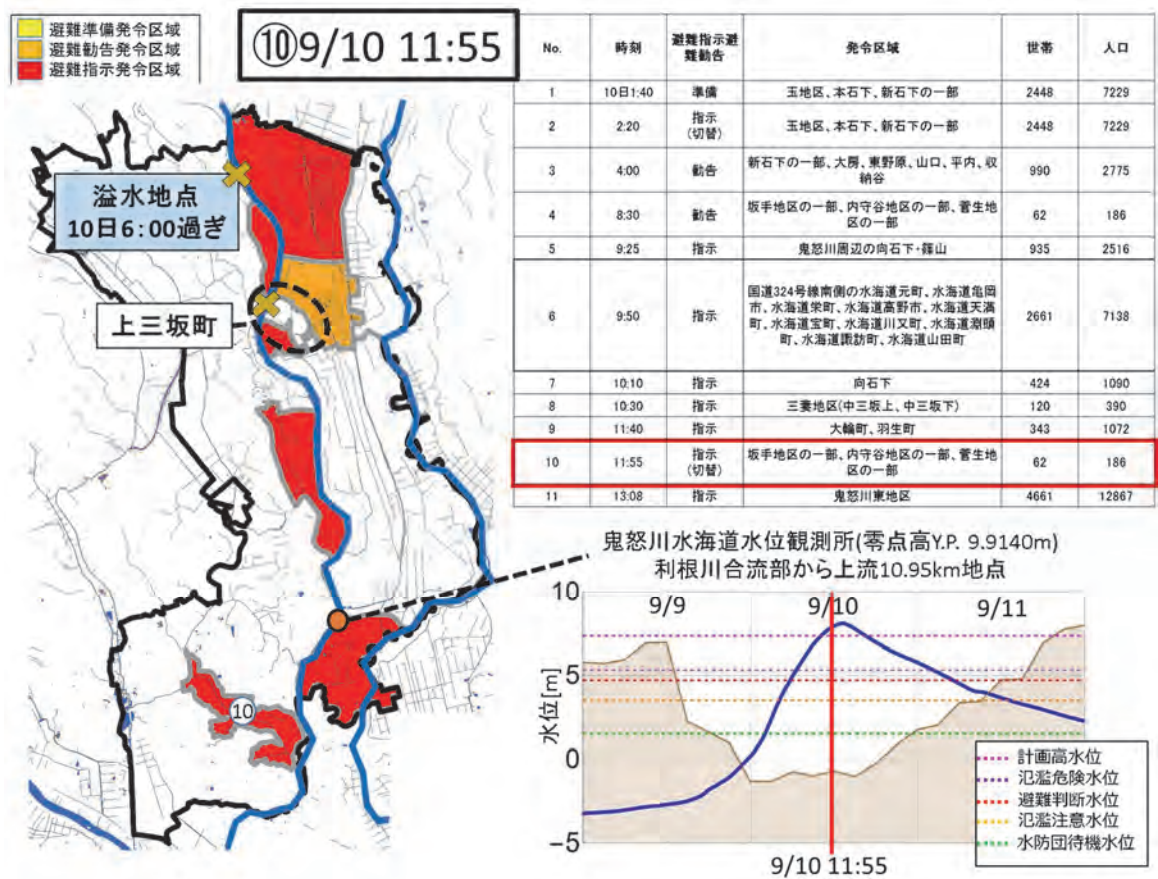


図 6.1.1-11 避難情報の発令状況⑩

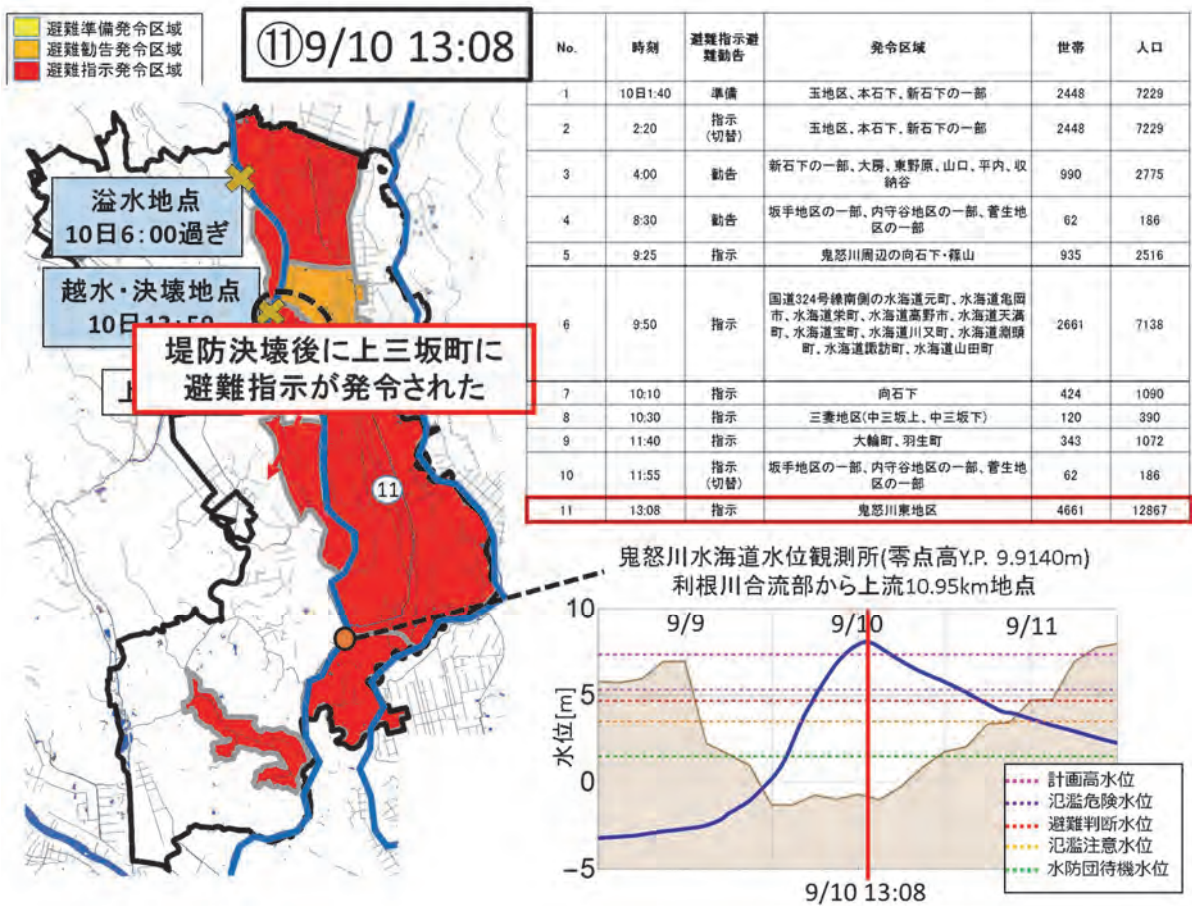


図 6.1.1-12 避難情報の発令状況①

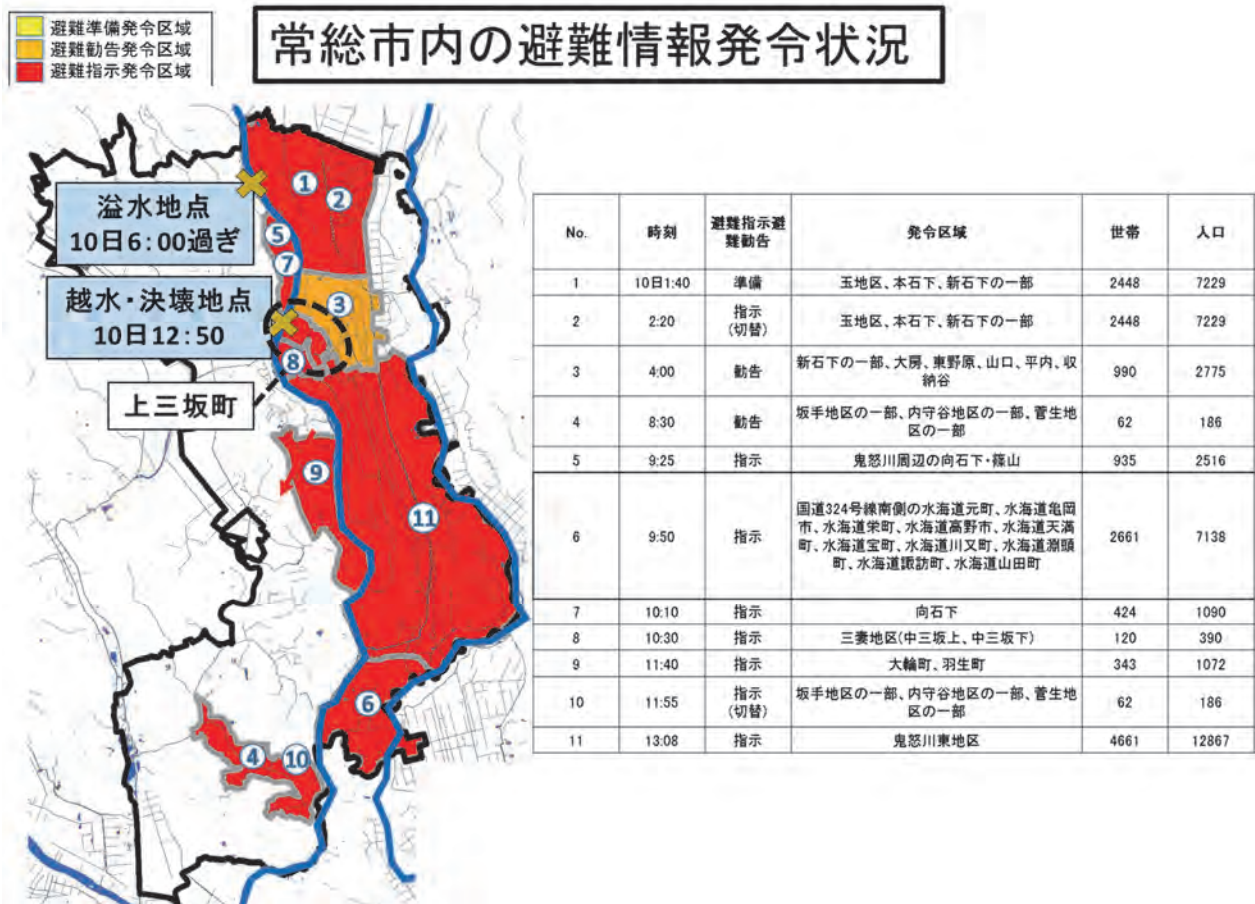


図 6.1.1-13 常総市内全体の避難情報の発令状況

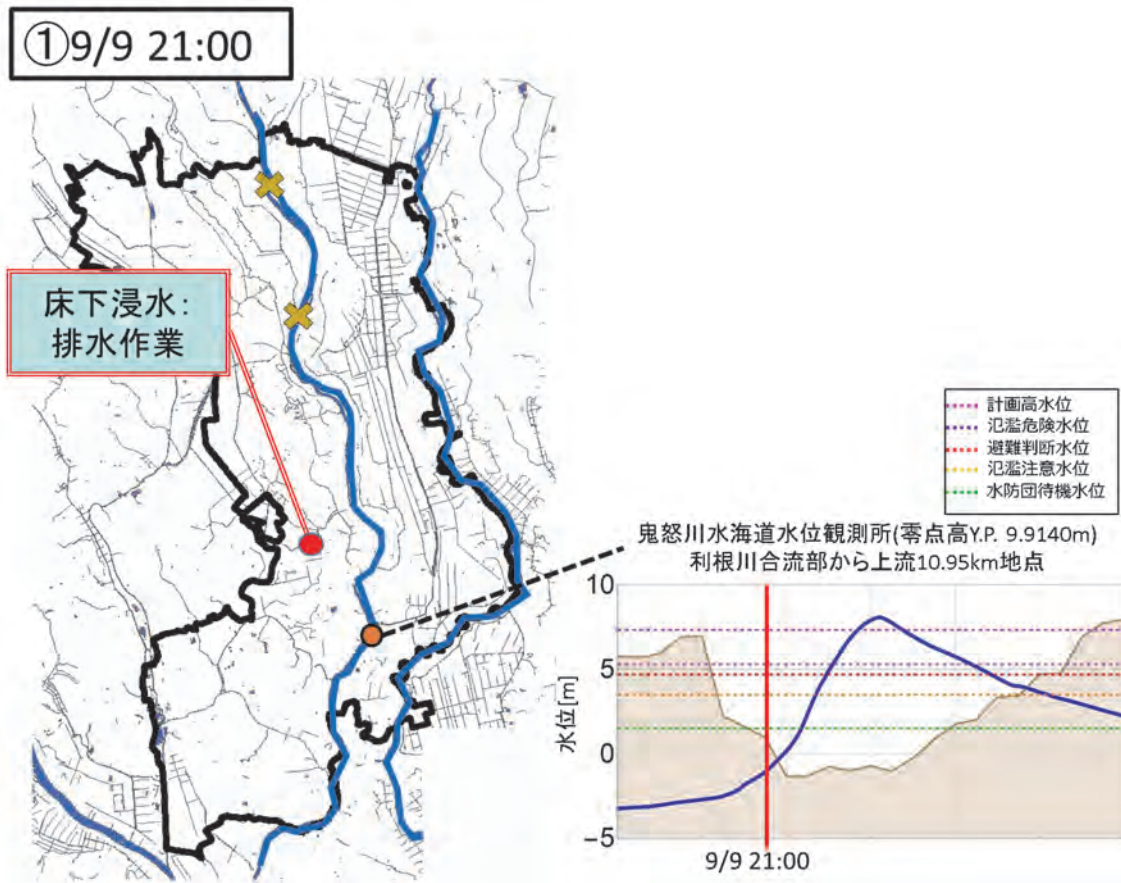


図 6. 1. 1-14 常総市内の水防団の主な活動①

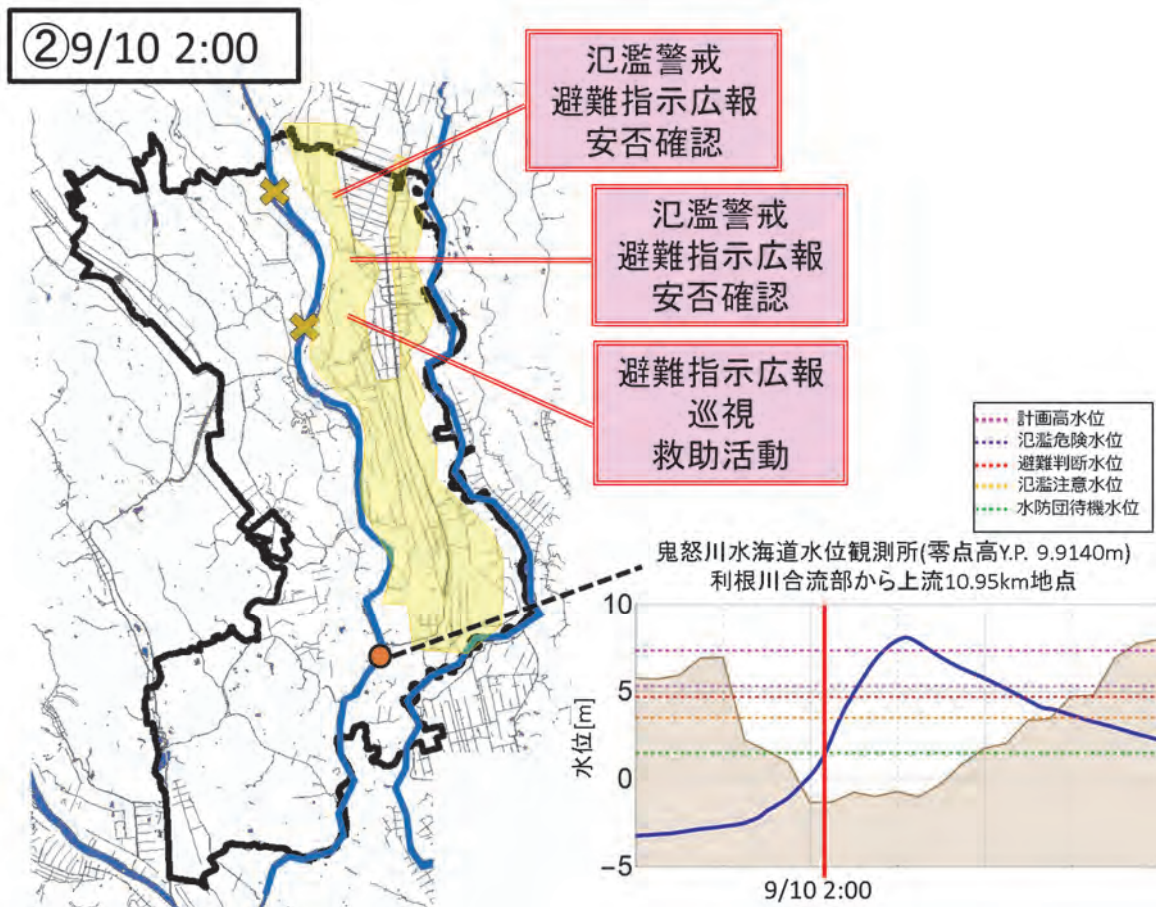


図 6. 1. 1-15 常総市内の水防団の主な活動②

③ 9/10 6:00

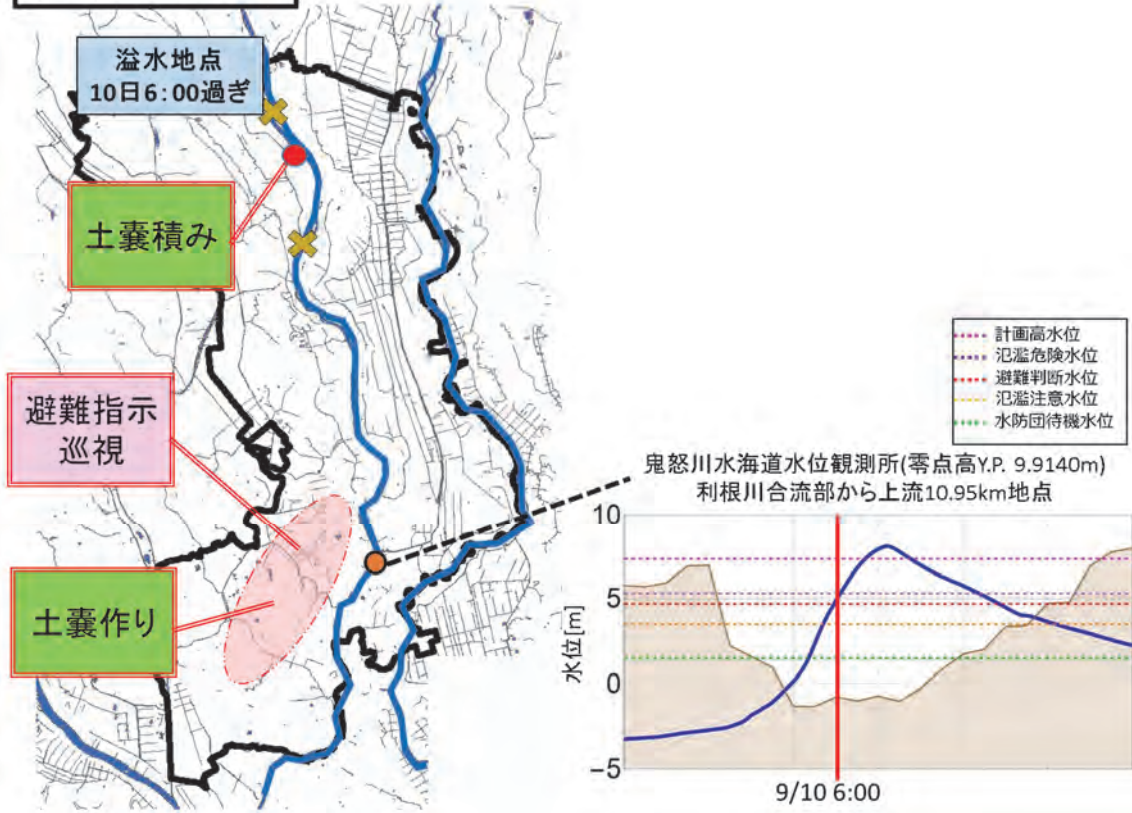


図 6. 1. 1-16 常総市内の水防団の主な活動③

④ 9/10 7:00

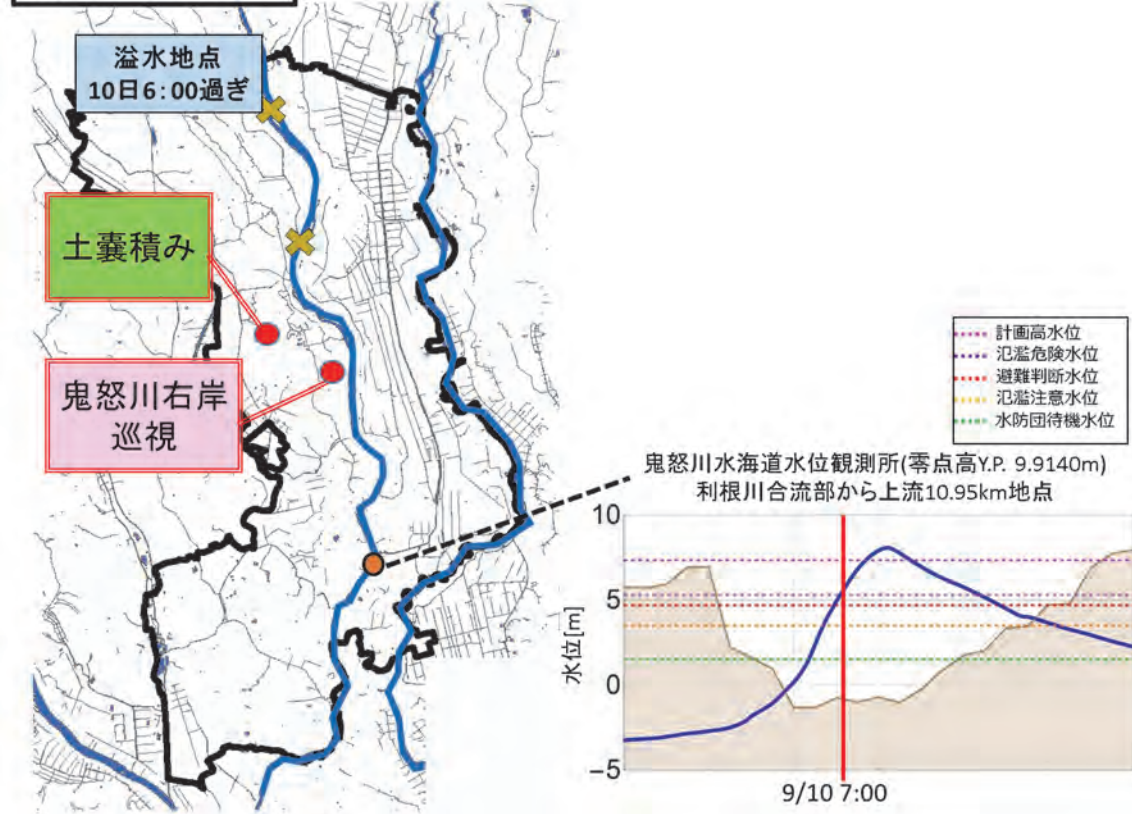


図 6. 1. 1-17 常総市内の水防団の主な活動④

⑤ 9/10 8:00

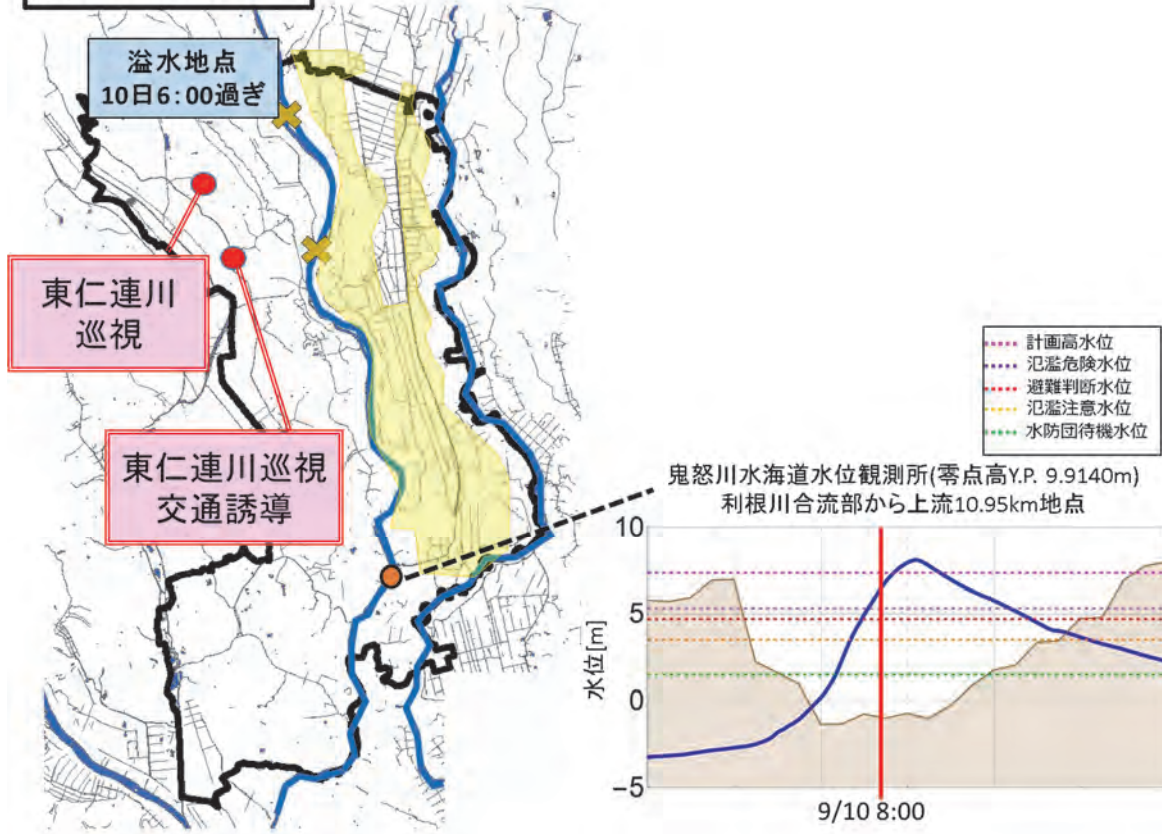


図 6. 1. 1-18 常総市内の水防団の主な活動⑤

⑥ 9/10 9:00

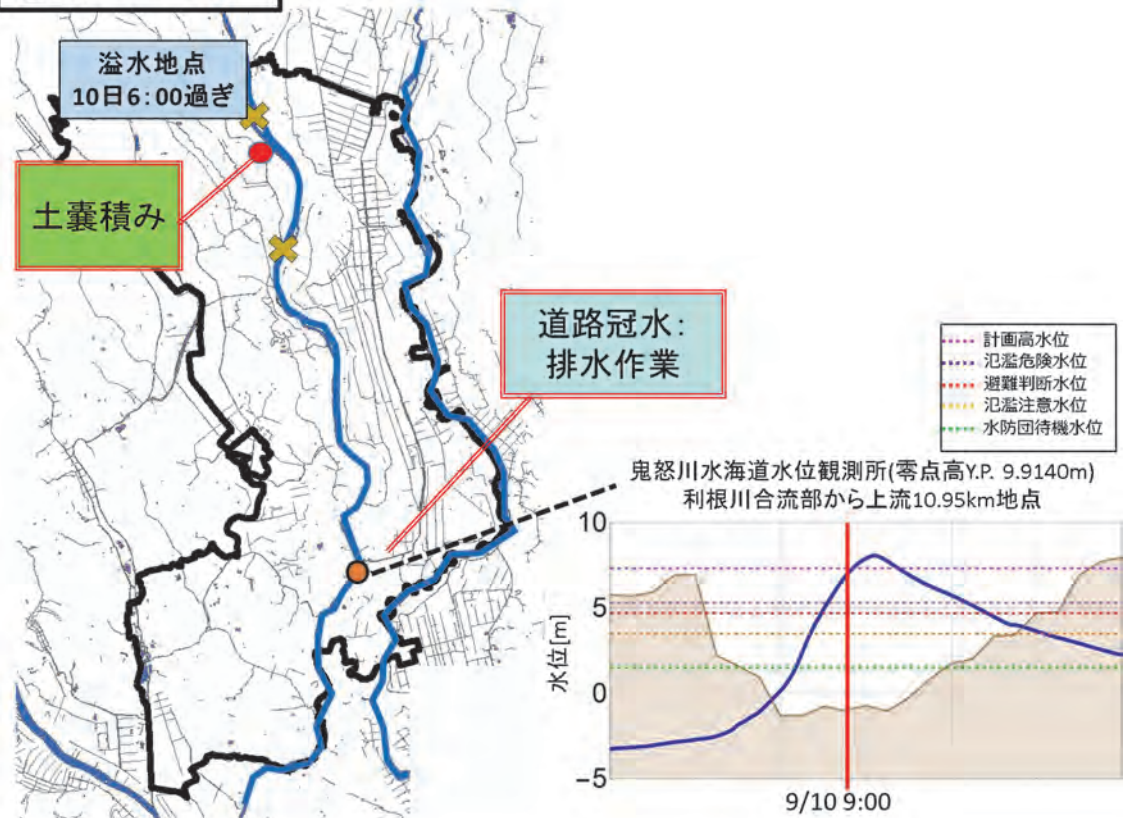


図 6. 1. 1-19 常総市内の水防団の主な活動⑥

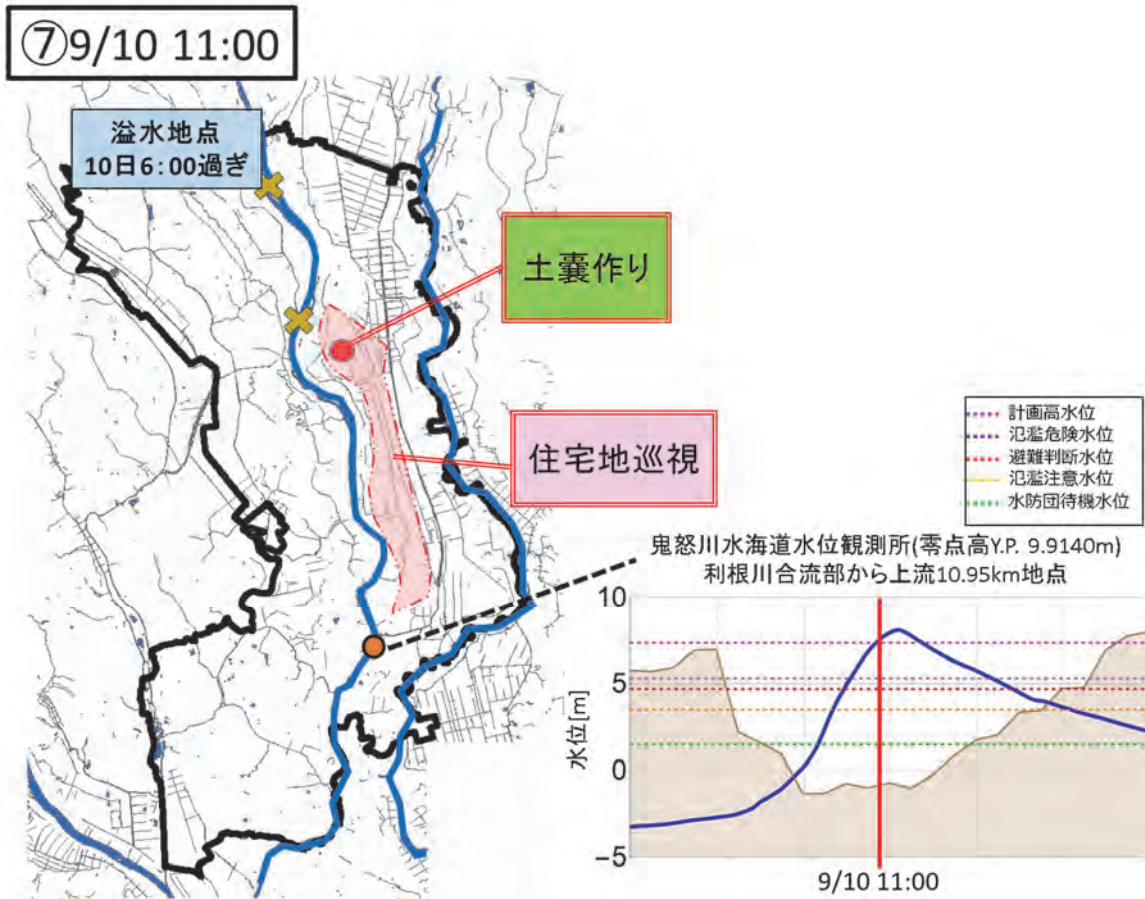


図 6. 1. 1-20 常総市内の水防団の主な活動⑦

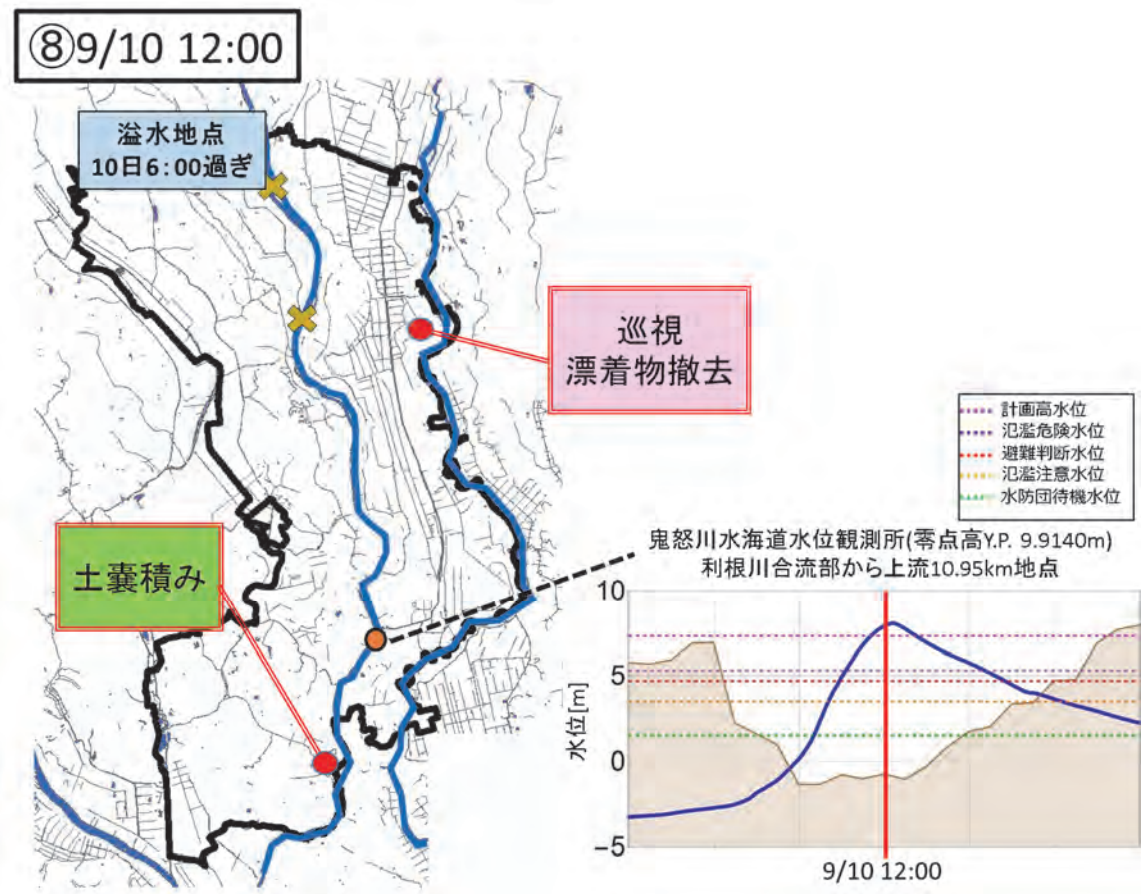


図 6. 1. 1-21 常総市内の水防団の主な活動⑧

⑨ 9/10 13:00

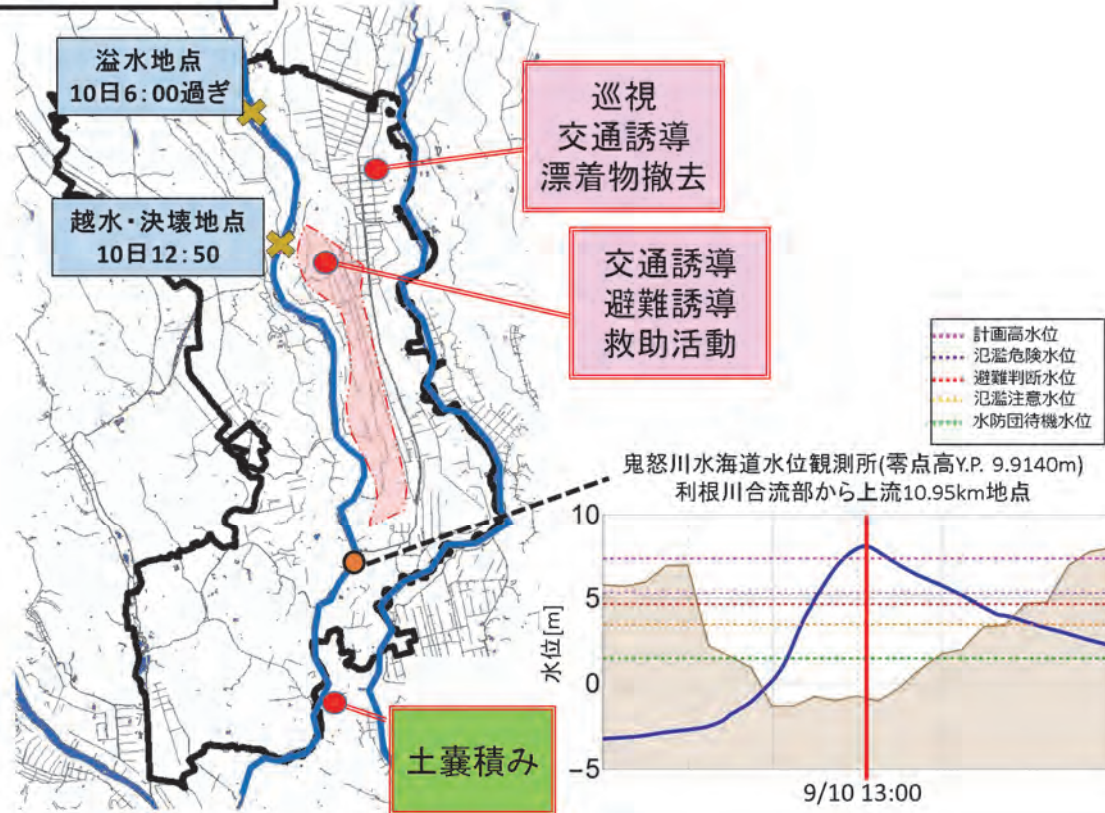


図 6. 1. 1-22 常総市内の水防団の主な活動⑨

⑩ 9/10 16:00

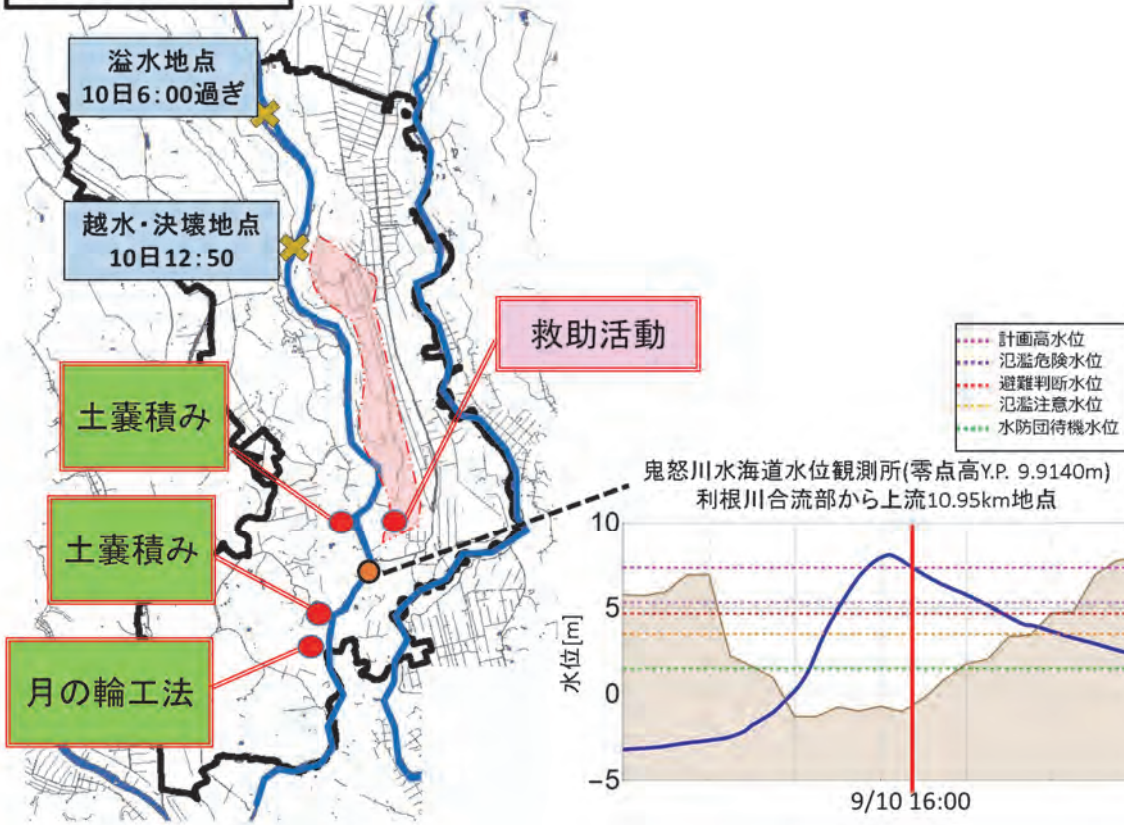


図 6. 1. 1-23 常総市内の水防団の主な活動⑩

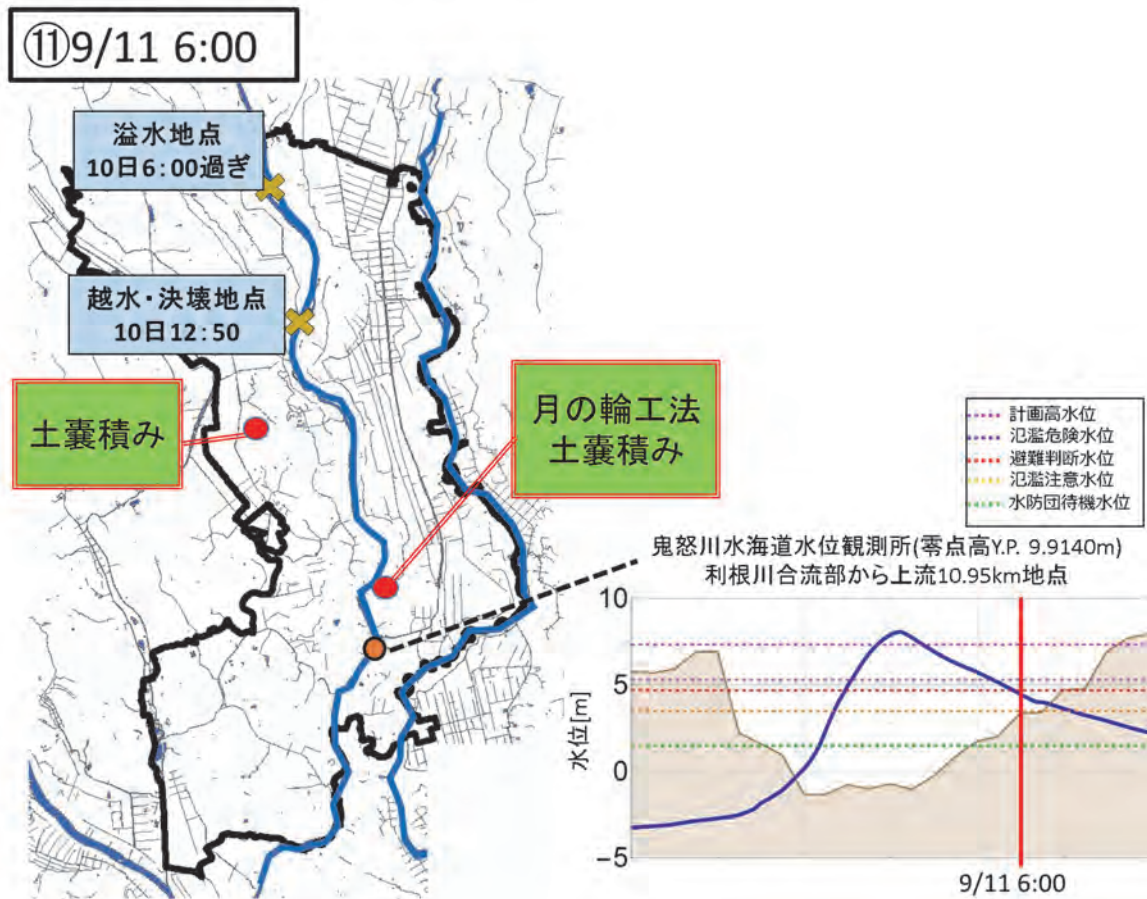


図 6. 1. 1-24 常総市内の水防団の主な活動⑪

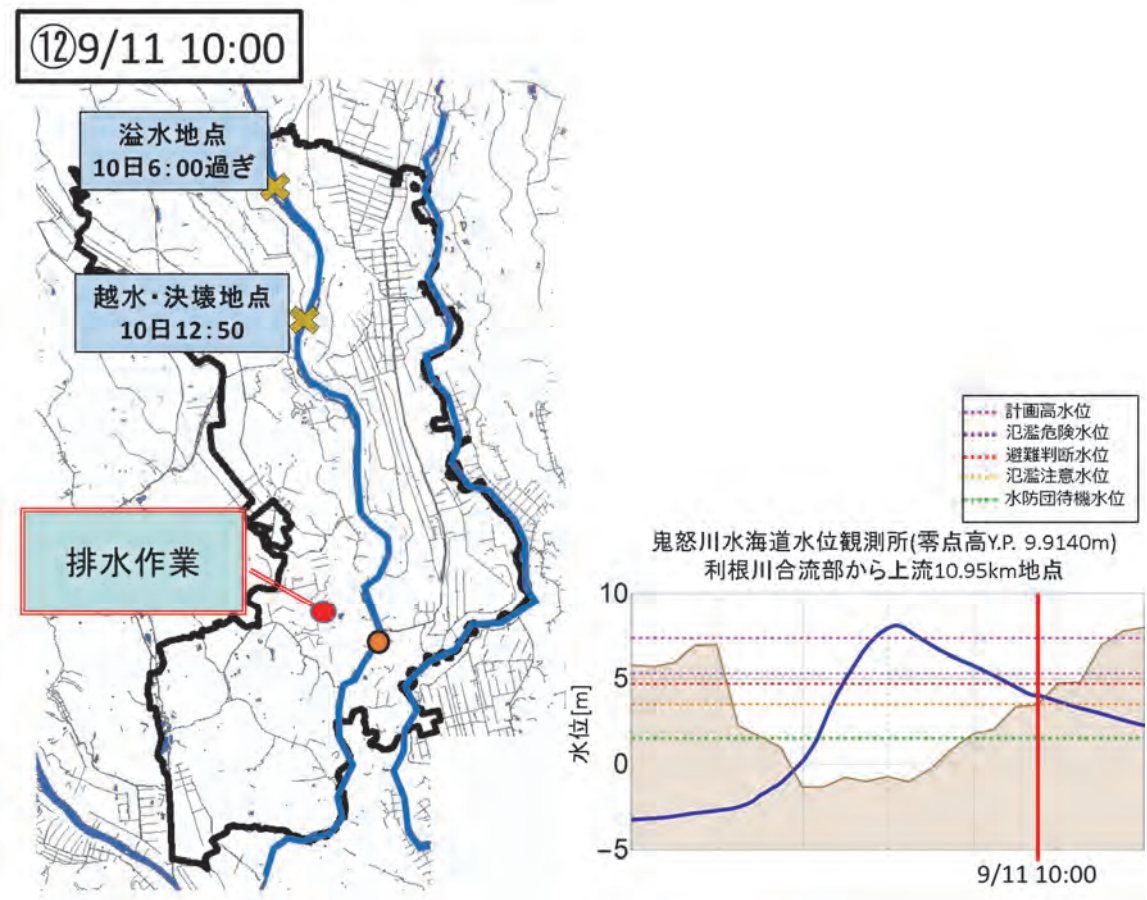


図 6. 1. 1-25 常総市内の水防団の主な活動⑫



図 6. 1. 1-26 常総市内全体の水防団の主な活動

6.1.2 行政からの情報伝達と避難行動

表6.1.2-1 常総市内の避難勧告・指示の状況

(1) 常総市からの避難勧告および避難指示

本災害により市域の3分の1が冠水する大きな被害を受けた常総市は、9月10日0時10分に災害対策本部を設置した。本部は水海道地区にある市役所本庁舎3階の庁議室に設けられた。常総市長が本部長となり、副市長、教育長以下各組織の部長が集まって構成された。常総市地域防災計画（風水害等対策計画編）¹⁾には災害対策本部の事務分掌が定められているが、市職員の話によると特に10日中は混乱して必ずしも計画通りに機能したとは言い難かったようである。以下、常総市の市災害対策本部が各地区の住民に発令した避難準備情報、避難勧告、避難指示を時系列で列挙する²⁾。

まず、10日1時40分に市域最北部の玉地区（若宮戸、原宿、小保川）と本石下、新石下地区の一部に避難準備情報を発令した。これに先立って豊田小学校、豊田幼稚園、豊田文化センターの3箇所に避難所を開設している。この情報は市の防災無線を通じてアナウンスされたとともに、水防団が地区内を車で広報してまわった（水防団員の証言による）。

10日2時20分には避難指示が発令された（避難勧告ではない）。対象地区は先ほどと同じ玉地区、本石下地区と新石下地区の県道土浦境線以北である。このとき周知された避難所には隣接市である下妻市の千代川中学校と宗道小学校が加わっている（下妻市住民にはこの後3時25分に避難準備情報が、3時50分に避難勧告が、7時3分に避難指示が出されている）。また鬼怒川以西の岡田小学校、岡田文化センター、石下西中も避難所として開かれた。

4時に新石下地区の一部（県道土浦境線以南）を含む石下地区南部（大房、東野原、山口、平内、収納谷）に避難勧告を発令した。避難所には新たに地域交流センター（いわゆる豊田城）が加わった。この後さらに石下総合体育館を避難所としている。

6時頃に若宮戸地先にて越水が激しくなった後、常総市は鬼怒川西側と下流側（水海道地区）における氾濫の危険への対処に追われることになった。

8時過ぎには鬼怒川右岸の坂手地区、内守谷地区、菅生地区に避難勧告が出され、9時25分には同じ右岸の向石下と篠山の一部に避難指示が出されている。ただしいずれも鬼怒川沿いの限定的な範囲にとどまっている。

次に危険と見られたのが水海道地区中心部に近接する豊水橋下手左岸である。この地点是水海道市街地の高所にあり釜屋堀川の始点とほぼ等しい。かつて栄えた水海道河岸のすぐ上流側に位置し、この地点で破堤が起きれば水海道市街地が洪水流の直撃を受ける危険があった。9時50分に国道354号線南側の水海道市街地（水海道元町、

鬼怒川西岸（右岸）		鬼怒川東岸（左岸）
<p>【向石下・篠山】 09:25 避難指示（一部） 10:10 避難指示</p>	旧石下町	<p>【玉地区】 01:40 避難準備情報 02:20 避難指示 (06:00 越水)</p> <p>【石下地区北部】 01:40 避難準備情報 02:20 避難指示</p> <p>【石下地区南部】 04:00 避難勧告</p>
<p>【大輪・羽生】 11:40 避難指示</p> <p>【坂手・内守谷・菅生】 08:00 避難勧告 11:55 避難指示</p>	旧水海道市	<p>【三妻】 10:30 避難指示(中三坂) (12:50 破堤) 13:08 避難指示</p> <p>【五箇・大生】 13:08 避難指示</p> <p>【水海道地区北部】 13:08 避難指示</p> <p>【水海道地区南部】 09:50 避難指示</p>

水海道亀岡町、水海道栄町、水海道高野町、水海道天満町、水海道宝町、水海道川又町、水海道湊頭町、水海道諏訪町、水海道山田町）に避難指示を発令した。これにより常総市南部はつくばみらい市との境界線まで避難指示が出されたことになる。このときの避難所は亀岡町の高台にある水海道第一高校と水海道小学校、鬼怒川西側の豊岡小学校、豊岡公民館、きぬふれあいセンター、菅原小学校、菅原公民館、菅生小学校、菅生公民館、坂手公民館であり、さらに先ほどの坂手地区等の避難場所として水海道総合体育館やあすなろの里にも避難所が開設されていた。水海道地区にはこの後ふれあい館にも避難所が設けられた。

向石下地区の危険箇所に対しては、10時10分に向石下全域に避難指示が出されている。結果的に鬼怒川右岸側は大きな被害を出さずに済んだ。

10時30分、中三坂上（なかみさかかみ）及び中三坂下（なかみさかしも）地区に避難指示を発令した。このとき指定された避難所は鬼怒川西側の岡田小学校、石下西中学校、それに石下総合体育館であった。

11時40分には鬼怒川右岸側の坂手町と羽生町に避難指示を出し、11時55分には先に避難勧告を出していた坂手

地区、内守谷地区、菅生地区に避難指示を発令した。

12時50分に三坂町（上三坂地区）にて鬼怒川の左岸堤が破堤した。これを受けて13時08分に三妻地区（先に避難指示が出ていた中三坂を除く）、五箇地区、大生地区、水海道橋本町、水海道森下町、水海道本町に避難指示が発令され、常総市は東部のほぼ全域が避難指示の対象となった。防災無線ではこの後しばらく「鬼怒川西側へ避難する」ように呼びかけが行われたが、15時前にはつくば市やつくばみらい市の避難所（JA谷田部、旧豊里町役場、谷和原小学校、谷和原中学校など）の案内も放送されている。

(2) 河川管理者（国）からの情報伝達

鬼怒川を管理する国土交通省関東地方整備局下館河川事務所は、水防法に基づく水防警報、はん濫危険情報、はん濫発生情報を発したほか、事務所長から関連市町の首長へ直接電話にて情報提供を行った（ホットライン）³⁾。

9月9日20時40分に石井（右）水位観測所（宇都宮市）にてはん濫注意水位（レベル2）に到達したことを伝える鬼怒川洪水予報第1号（はん濫注意情報）を発した⁴⁾。21:20には川島水位観測所の水防警報（待機）、22:30に同じく水防警報（出動）を発している。

常総市へは9月9日22時54分に最初のホットラインにて、川島地点で危険水位に達する見込みであること、若宮戸で越水の危険性が高いこと、避難勧告や避難所の準備をしてほしいことを伝えている。このときは常総市以外にも筑西市、結城市、下妻市、八千代町へホットラインを用いて危険水位に達する見込みであることを伝えた。

9日23時には鬼怒川洪水予報第2号（はん濫警戒情報）⁵⁾において川島水位観測所（筑西市）で10日0時頃にははん濫危険水位（レベル4）に達する見込みであることを伝えている。実際には早くも23時20分にははん濫危険水位を超えてしまい、10日0時15分の鬼怒川洪水予報第3号（はん濫危険情報）⁶⁾にてそれを伝えた。このとき示された予測では川島地点で10日1:00に3.28m、2:00に3.57m、水海道地点で1:00に2.49m、2:00に3.54mに達する見込みとされていた。実際には川島地点で1:00には3.73m、2:00には4.13mに達したが、水海道地点では1:00に0.76m、2:00に1.48mだった。

これらの洪水予報は国から市へ直接メールないしFAXにて連絡される経路と県を介して連絡される経路があり、市は多くの情報を二度受け取っている。理想的には受信時に市から発信元へ受信確認の連絡をすることになるが、関連市町村の数が多かったり市内部の状況がそれを許さなかったりすることもある。

下館河川事務所からは10日1時23分と2時6分に常総市へホットラインを通じて避難勧告と避難指示を行うよう

促している。4時前には若宮戸付近で越水があった場合の浸水想定区域図を常総市へ送っており、4時48分には浸水想定区域図を活用するように、また5時58分には若宮戸地点で越水が始まるということをホットラインにて伝えた。

この間、3時に水海道水位観測所の水防警報（待機）、3時45分と同じ水防警報（準備）、4時30分に水防警報（出動）の指示があった。

若宮戸の越水は6時30分の鬼怒川洪水予報第4号（鬼怒川はん濫発生情報）⁷⁾で伝えている。このとき示された水位予測は川島では7:00に5.39m、8:00に5.53m、9:00に5.61mであり実際にもほぼその通りに推移した（7:00に5.36m、8:00に5.53m、9:00に5.72m）。しかし水海道では7:00に5.41m、8:00に5.78m、9:00に6.10mと予測されていたのに対して7:00には5.62m、8:00に6.26m、9:00に6.84mとはるかに上回るペースで上昇し続けた。水海道の避難判断水位（レベル3）は4.70mであり5時40分の段階で超えている。またはん濫危険水位は5.30mで、6時40分に超えた。

7時11分には6回目のホットラインを使い、下流部の危険箇所からも越水が予想されることを伝えた（特定の場所を指定してはいない）。8時ちょうどに鬼怒川洪水予報第5号（鬼怒川はん濫発生情報）⁸⁾が筑西市船玉（左岸）と同市伊佐山（左岸）の越水を伝えた。この時点での川島の水位予測は8:00に5.50m、9:00に5.59m、10:00に5.51mとされており、実際は8:00に5.53m、9:00に5.72m、10:00に5.69mとやや高いながらもピークを越えた。しかし水海道は8:00に5.98m、9:00に6.28m、10:00に6.53mと予測されていたのに対し8:00に6.26m、9:00に6.84m、10:00に7.29mと相変わらず予想を超えるスピードで上昇した。

その後しばらくホットラインや洪水予報は途絶える。11時42分に最後のホットラインがあり、上三坂の越水を常総市長へ伝えた。13時20分の鬼怒川洪水予報第6号（はん濫発生情報）⁹⁾では新石下地先（翌日に三坂町に訂正）からの氾濫発生を報じている。川島地点では13:00の水位が4.83mであり、これが14:00には4.39m、15:00には3.97m、16:00には3.59mへ下がるだろうと予測した。実際にも14:00に4.53m、15:00に4.24m、16:00に3.97mとややゆっくりと下がっていった。水海道地点は13:00の水位が8.06mに達しており、14:00に7.82m、15:00に7.51m、16:00に7.17mと予測されていた。実際にも13時頃がピークであり、14:00には7.96m、15:00には7.72m、16:00には7.45mと緩やかに下降した。

鬼怒川が急激な水位上昇を見せる一方で、10日は小貝川の状況も心配された。8時30分には小貝川洪水予報第1号（小貝川はん濫警戒情報）¹⁰⁾にて黒子水位観測所（筑西市）がはん濫注意水位に到達してさらに上昇する見込みであること、上郷水位観測所が水防団待機水位（レベル1）を上回りつつあることが伝えられた。10時30分に

小貝川洪水予報第2号（小貝川はん濫危険情報）¹¹、10時50分に小貝川水海道水防警報（待機）が発せられている。

鬼怒川破堤後の14時に小貝川洪水予報第3号（小貝川はん濫危険情報）¹²にて黒子では当分の間避難判断水位を超え続け、上郷では間もなくはん濫注意水位に到達する見込みであること、小貝川水海道水位観測所では水防団待機水位を上回っていることが伝えられた。20時にも小貝川洪水予報第4号（小貝川はん濫警戒情報）¹³が上郷と水海道はん濫注意水位をしばらく越え続ける見込みであると報じている。

八間堀川水門は10日の2時に閉じられ、破堤発生後の13時には排水機場の運転を止めた。排水機場の運転については常総市役所に派遣されたリエゾンを通じてさまざまやりとりがあったようである。10日22時30分頃にポンプ運転を再開して11日8時頃には水門を開けた³。

(3) 避難に関する論点

常総市役所では、9月9日夕方の時点で安全安心課と建設課の職員が通常の大雨時と同様に居残る体制をとっていた。10日0時10分の市災害対策本部設置時には部長級以上が招集されていたが、その後には職員の2次招集、3次招集が行われた。

常総市は2006年1月に水海道市と結城郡石下町が合併して生まれた。合併して約10年経つが、いくつかの面ではまだ合併前の構造が残っている。その一つが消防である。旧水海道市地区は守谷市及びつくばみらい市と3市で構成する常総地方広域市町村圏事務組合消防本部に入っており、旧石下地区は古河市、下妻市、坂東市、八千代町、五霞町、境町と構成する茨城西南地方広域市町村圏事務組合消防本部に属している。一つの市内に二つの消防が存在することは、国や県とのやりとり、市対策本部とのやりとりがそれぞれ生じることにつながりかねない。今回の水害では、常総地方広域市町村圏事務組合消防本部の管轄では常総市が他2市に比べて圧倒的に大きな被害を受けることになったが、茨城西南地方広域市町村圏事務組合消防本部の方では常総市の被害が広がる前に古河市や坂東市の方面で氾濫対策に追われており、常総市に力を集中しにくい状況にあった。

水防団（消防団）もまた旧水海道市地区と旧石下町地区で分かれている。今回の水害はたまたま旧石下町の北端に位置する若宮戸から越水し、旧水海道市の北端に位置する上三坂にて破堤する形になった。そのため若宮戸越水へは旧石下町区域、上三坂破堤へは旧水海道市区域がそれぞれ対応することになった。

若宮戸の越水はまだうす暗い早朝に発生したため、水防団は警戒にこそ当たれたものの本格的な水防活動を実施することができなかった（水防団員の証言による）。

10日0時過ぎからの活動は主として避難を呼びかける広報活動であった。旧石下町地区の水防団は普段から地域とのつながりが強いとされているものの、団員の話では呼びかけてもなかなか避難しない人が多かったということである。鬼怒川は昭和13年以来大きな被害をもたらしてこなかったため警戒感が薄かったという認識は多くの住民が口にしていた。特に年配者ほど安全と思いつく傾向が強く、30-40歳代の若い世代の方が先に避難したという住民の証言があった。

若宮戸を含む玉地区は昔から北に隣接する下妻市（旧千代川村）とのつながりが強い。自主的に市境を越えて千代川中学校や宗道小学校へ避難した住民も多く、鬼怒川を渡って右岸側へ避難した住民もいた。東方の豊田地区に常総市が準備した避難所へも多くの住民が避難し、後から豊田地区の住民が避難しようとしても満員で入れないほどであった（そのため豊田地区の住民はつくば市内へ避難した者も多かったと証言した住民がいた）。下妻市に避難勧告が出たのは常総市より遅かったが、上流に位置することもあって早く避難所が開設されていたため円滑に市域を越えた避難（協力）が実現したのではないと思われる。

玉地区等の避難準備情報と避難指示の発令は、いずれも下館河川事務所からのホットラインを受けて行われている。予想される氾濫区域から避難所を選定して開設し、避難勧告や避難指示を出すという手順を踏んでいる。

地域交流センター（豊田城）は避難所に指定されて1,000人を超す住民が押し寄せながら、後に周囲が氾濫水に覆われて孤立した。昭和61年の小貝川洪水では八間堀川や国道294号線が氾濫水を遮る役目を果たしたため、今回も関東鉄道常総線や左岸幹線水路がその役目を果たして地域交流センターまで水は来ないと思ったという住民の証言を何人からも聞いた。特に昭和61年洪水の経験者ほどそのような考えを持ちやすかったようである。逆に地域交流センターの危険性を察知してそちらに避難しなかったという住民もいた。避難所まで車で移動した結果、車を動かせなくなってしまった住民は、復旧活動に支障をきたしたようである。

若宮戸で溢水した水は南よりも東へ流れたようであり、新石下地区以南の関東鉄道常総線と鬼怒川にはさまれた範囲は浸水深が浅く水の引きも早かったため、住民に聞く限り避難行動はあまり広まらなかった。東へ向かった水は八間堀川を越えたが小貝川右岸自然堤防の豊田地区の住宅地までは届かず、八間堀川沿いの低地を南下したという目撃証言を得た。

若宮戸の溢水発生地点がある程度は以前から予想されていたのに対し、上三坂の破堤地点は直前まで対応を絞れなかった。水海道の水防団は右岸を含めた多数の箇所の土嚢積みなどの対応に追われており、破堤時には下流

数百メートルにあるアグリロードの橋付近で土嚢積みなどが行われていた（水防団員の話）。ホットラインでも若宮戸は具体的な地名が示されていたのに対して7時11分は下流の広い範囲が対象であった。若宮戸地区では市職員らが戸別訪問を行って避難を促す時間があったが、上三坂ではなかった。下館河川事務所の洪水予報が予測していた水位上昇をことごとく現実が上回ったように、水位の上がり方は見ていた者の予想以上に速かったという。

常総市内の鬼怒川にかかる橋には、北から順に新石下橋、石下大橋、アグリロード、美妻橋、水海道有料道路、豊水橋、玉台橋がある。このうち最初の2つは旧石下地区にある。上三坂地区で氾濫を受けた住民には橋を渡って西へ逃げるよう防災無線を通して指示が出された。この理由には、常総市内の避難所は東側より西側が安全かつ数が多いこと、鬼怒川と小貝川の間（八間堀川沿い）は低地で氾濫水に覆われつつあり移動しにくかったことがあるようである（市職員の話）。しかし前述のように橋の数が少なく交通渋滞のおそれがあったこと、増水している鬼怒川を渡るのに不安を抱いたことなどから西へ逃げなかった住民も多かった（水海道有料道路は無料開放されていた）。

10日14時頃には新八間堀川北側の水海道橋本町で小規模な浸水が起こり、15時頃には旧八間堀川がきぬ医師会病院付近で氾濫し始めたという住民の証言がある。若宮戸や上三坂の水が八間堀川を通して早く到達したものである。その後19時頃から八間堀川が左岸にて破堤し、氾濫水は八間堀川の東から南を回り込んで水海道中心部へ達した（住民の証言による）。

10日午前中の段階では水海道市街地に対して豊水橋下手左岸の地点が最も危険視されており、9時30分に国道354号線南側がつくばみらい市との市境まで避難指示の対象となっている。結果的に豊水橋左岸の溢水は橋本町の浸水とともに大事には至らなかったが、このことが住民を安心させて更なる避難を遅らせることにつながった可能性もある。

常総市の中でも最東部に位置する小貝川右岸地区の住民は日頃から小貝川対岸のつくば市やつくばみらい市

（旧谷和原村）とつながりが強く、避難先も地区内以外にそれらの場所を選んだようである。水海道中心部から南の守谷市方面に多く避難しているのも買い物や遊びのためになじみのある方向だからではないかと思われる。

参考文献

- 1) 常総市防災会議：常総市地域防災計画，2013.
- 2) 常総市役所：広報常総，No.118，2015年11月号.
- 3) 国土交通省関東地方整備局：『平成27年9月関東・東北豪雨』に係る洪水被害及び復旧状況について(平成28年1月29日版)，2016.
- 4) 国土交通省関東地方整備局下館河川事務所，気象庁宇都宮地方気象台，同水戸地方気象台：鬼怒川はん濫注意情報，鬼怒川洪水予報第1号，2015年9月9日.
- 5) 国土交通省関東地方整備局下館河川事務所，気象庁宇都宮地方気象台，同水戸地方気象台：鬼怒川はん濫警戒情報，鬼怒川洪水予報第2号，2015年9月9日.
- 6) 国土交通省関東地方整備局下館河川事務所，気象庁宇都宮地方気象台，同水戸地方気象台：鬼怒川はん濫危険情報，鬼怒川洪水予報第3号，2015年9月10日.
- 7) 国土交通省関東地方整備局下館河川事務所，気象庁宇都宮地方気象台，同水戸地方気象台：鬼怒川はん濫発生情報，鬼怒川洪水予報第4号，2015年9月10日.
- 8) 国土交通省関東地方整備局下館河川事務所，気象庁宇都宮地方気象台，同水戸地方気象台：鬼怒川はん濫発生情報，鬼怒川洪水予報第5号，2015年9月10日.
- 9) 国土交通省関東地方整備局下館河川事務所，気象庁宇都宮地方気象台，同水戸地方気象台：鬼怒川はん濫発生情報，鬼怒川洪水予報第6号，2015年9月10日.
- 10) 国土交通省関東地方整備局下館河川事務所，気象庁宇都宮地方気象台，同水戸地方気象台：小貝川はん濫警戒情報，小貝川洪水予報第1号，2015年9月10日.
- 11) 国土交通省関東地方整備局下館河川事務所，気象庁宇都宮地方気象台，同水戸地方気象台：小貝川はん濫危険情報，小貝川洪水予報第2号，2015年9月10日.
- 12) 国土交通省関東地方整備局下館河川事務所，気象庁宇都宮地方気象台，同水戸地方気象台：小貝川はん濫危険情報，小貝川洪水予報第3号，2015年9月10日.
- 13) 国土交通省関東地方整備局下館河川事務所，気象庁宇都宮地方気象台，同水戸地方気象台：小貝川はん濫警戒情報，小貝川洪水予報第4号，2015年9月10日.

(白川 直樹)

6.2 住民の避難状況

(1) 避難状況と日頃の防災意識に関する住民ヒアリング調査の概要

中央大学河川・水文研究室では、常総市（人口64,854人：2015年10月1日現在¹⁾）の住民の避難状況と日頃の防災意識の実態を明らかにするため、常総市内の浸水地区及び避難勧告・指示が発令された地区の住民を対象として、空間的な人口分布がほぼ均等となるような間隔での自宅訪問によるヒアリング調査を、関東・東北豪雨による水害から2か月後の2015年11月21~23日に実施した²⁾。主な調査項目は、①浸水状況及び避難状況、②災害情報及び避難情報の取得状況、③日頃の防災意識、④回答者属性の4項目約30問であり、516件の住民から回答を得た。図6.2-1にヒアリング調査を実施した住宅の分布を示す。また、節末に実際に用いたヒアリングシートを示す。

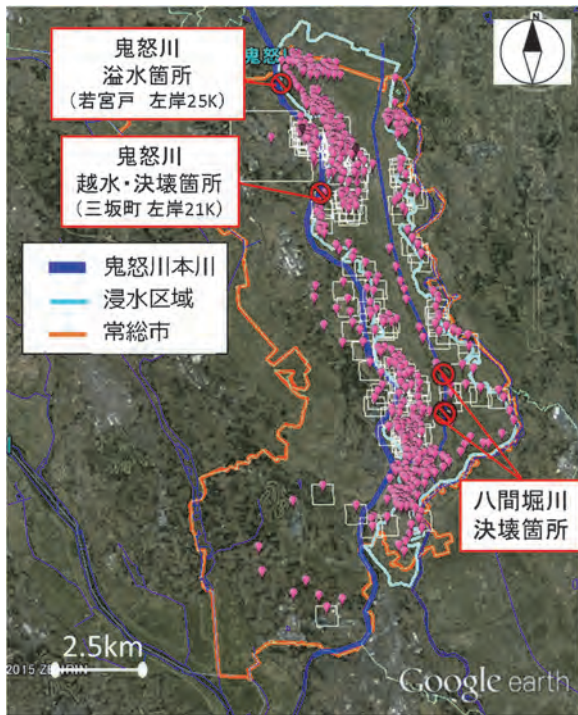


図6.2-1 ヒアリング調査を実施した住宅の分布

(2) 住民の避難状況

ヒアリング調査から得た本災害時における常総市の住民の避難状況を「災害時に自宅に居た」住民と「災害時に外出していた」住民に分けて整理した。なお図中のNは回答者数を表す。図6.2-2に「災害時に自宅に居た」住民と「災害時に外出していた」住民の割合、図6.2-3、図6.2-4にそれぞれ自宅に居た住民の避難状況と外出していた住民の避難状況を示す。災害発生時に自宅に居た住民は全体の約96%であり、そのうち「避難所へ避難した」住民が約29%、「避難所ではないが自宅以外の安全

な場所へ避難した」住民が約30%、「避難せずに自宅に居た」住民が約42%であった。つまり災害発生時に自宅に居た住民のうち約60%の住民は避難所等へ避難し、約40%の住民は避難せずに自宅で過ごしていた。

また災害発生時に外出していた住民は全体の7%であり、そのうち「外出先から避難所へ避難した」住民が約11%、「外出先から避難所ではないが自宅以外の安全な場所へ避難した」住民が約26%、「自宅に帰った」住民が約24%、「自宅に戻ってから避難した」住民が約29%であった。つまり災害発生時に外出していた住民のうち約56%の住民は外出先から避難所等へ避難し、約24%の住民は外出先から自宅に戻りそのまま自宅で過ごした。

次に避難した住民に避難のきっかけを尋ねた結果を図6.2-5に示す。避難したきっかけは「避難勧告・指示を聞いたから」と回答した住民が約34%で最も多く、次いで「家族、近所の人、市の職員等に避難を勧められたから」と回答した住民が約32%であった。つまり、自発的な判断よりも他者からの勧めや誘導によって避難した人が多い。

避難所等へ避難せずに自宅で過ごした住民にその理由を尋ねた結果を図6.2-6に示す。避難せずに自宅を過ごした理由は「自宅が浸水する心配はないと思った」と回答した住民が約47%で最も多く、次いで「浸水しても2階に避難すれば良いと思った」と回答した住民が約19%、「生命の危険性を感じなかった」と回答した住民が約15%という結果であった。つまり避難せずに自宅を過ごした人の半数は自宅が浸水する心配はないと思っていた。住民ヒアリング調査により得られた、関東・東北豪雨災害時の住民の避難状況を以下に示す。

- ① 災害発生時に自宅に居た住民のうち約60%の住民は避難所等へ避難し、約40%の住民は避難せずに自宅を過ごしていた。
- ② 災害発生時に外出していた住民のうち約56%の住民は外出先から避難所等へ避難し、約24%の住民は外出先から自宅に戻りそのまま自宅を過ごした。
- ③ 自発的な判断よりも他者からの勧めや誘導によって、避難所等へ避難した住民が多い。
- ④ 避難せずに自宅を過ごした住民の半数は自宅が浸水する心配はないと思っていた。

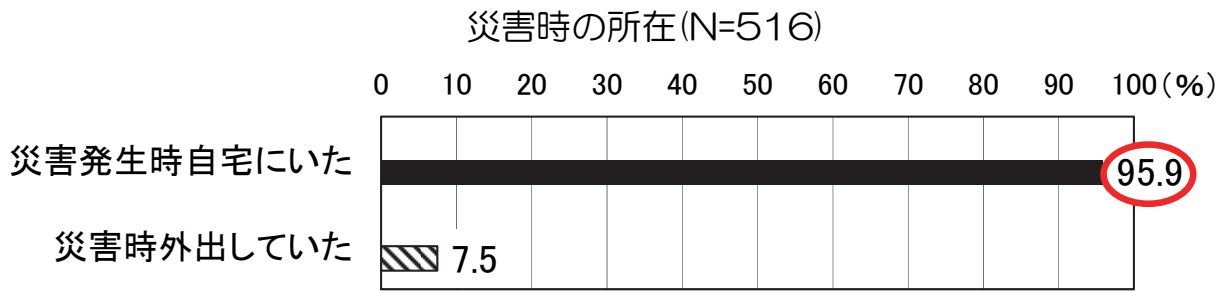


図 6.2-2 災害時の所在

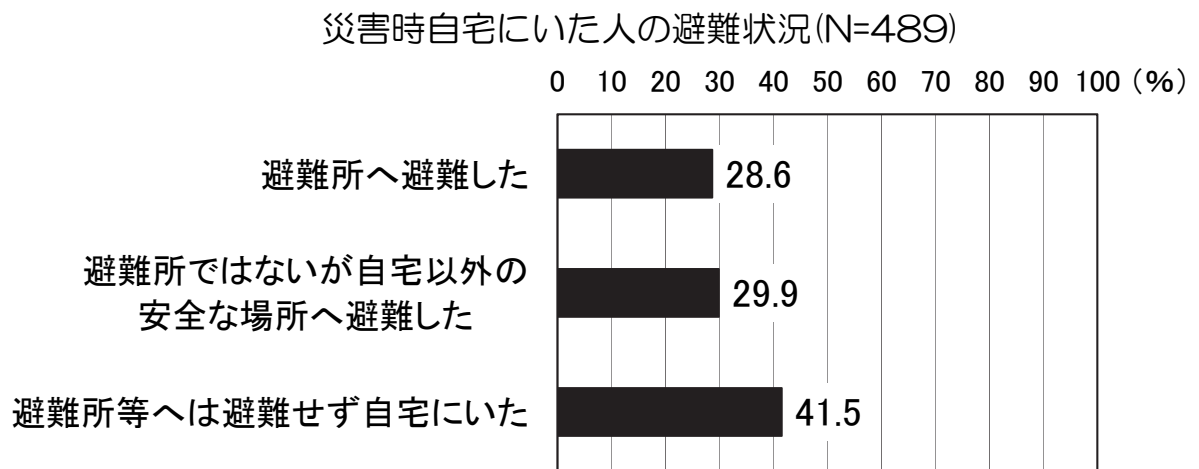


図 6.2-3 自宅に居た住民の避難状況

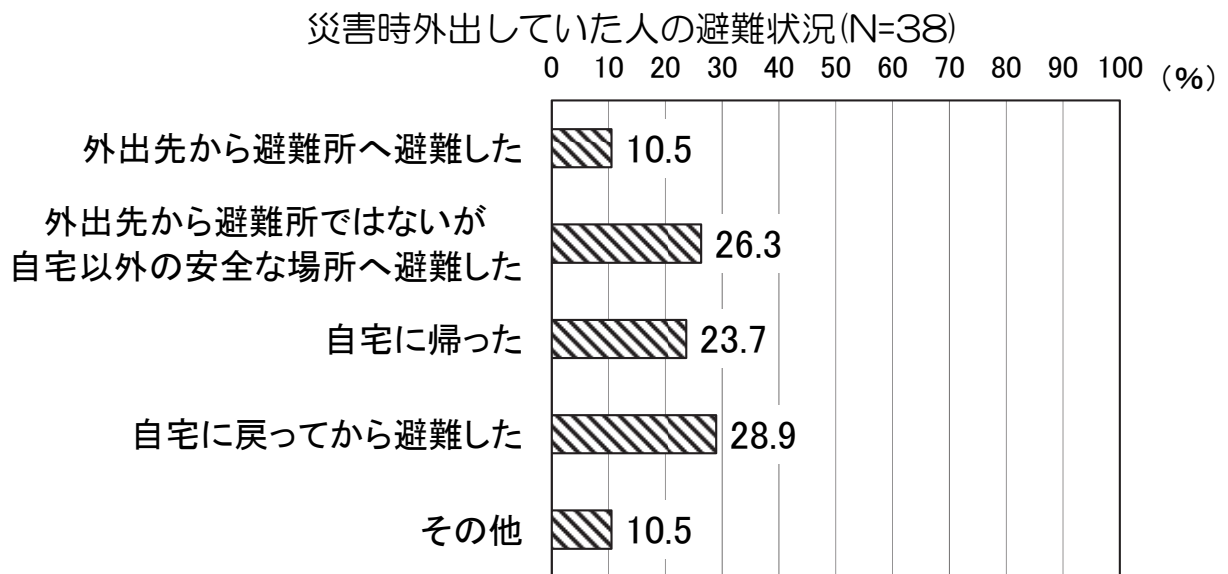


図 6.2-4 外出していた住民の避難状況

避難のきっかけ（複数回答可）（N=300）

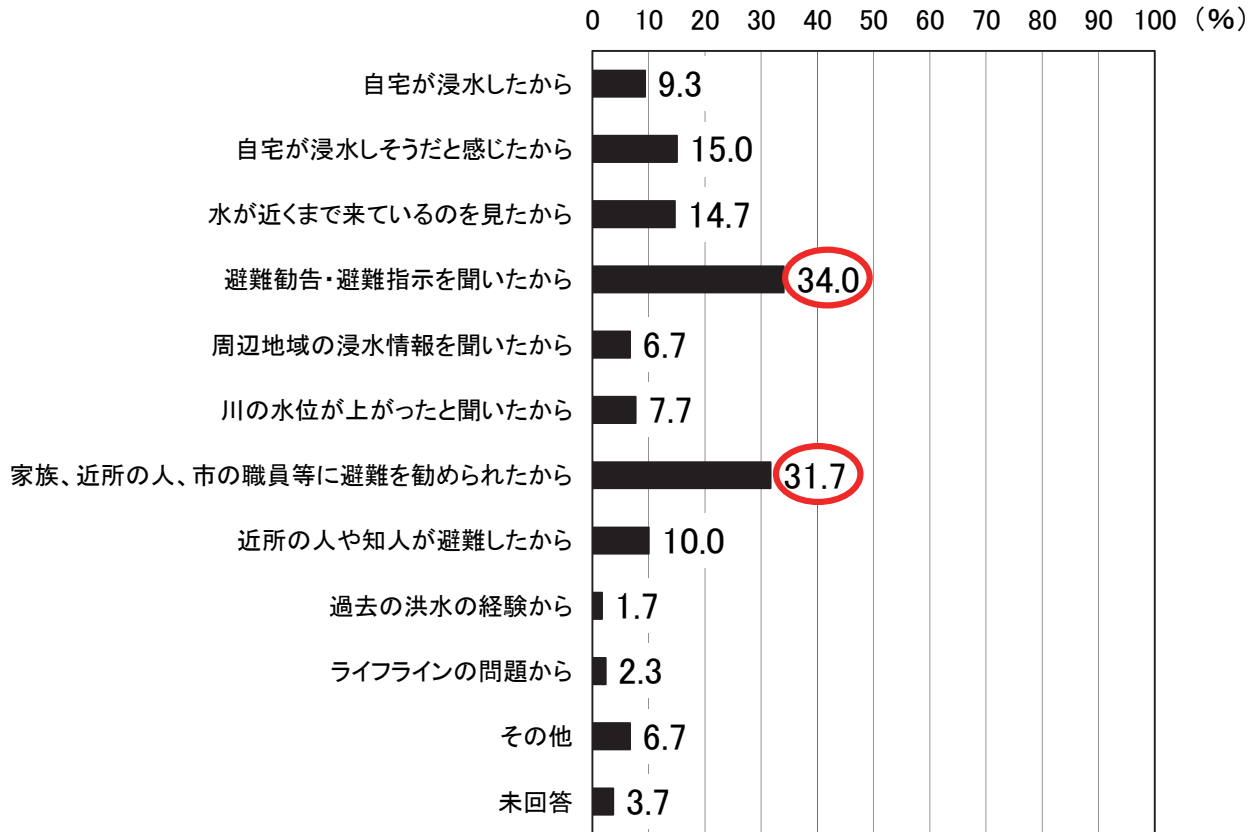


図 6.2-5 避難のきっかけ

避難せずに自宅にいた理由（複数回答可）（N=212）

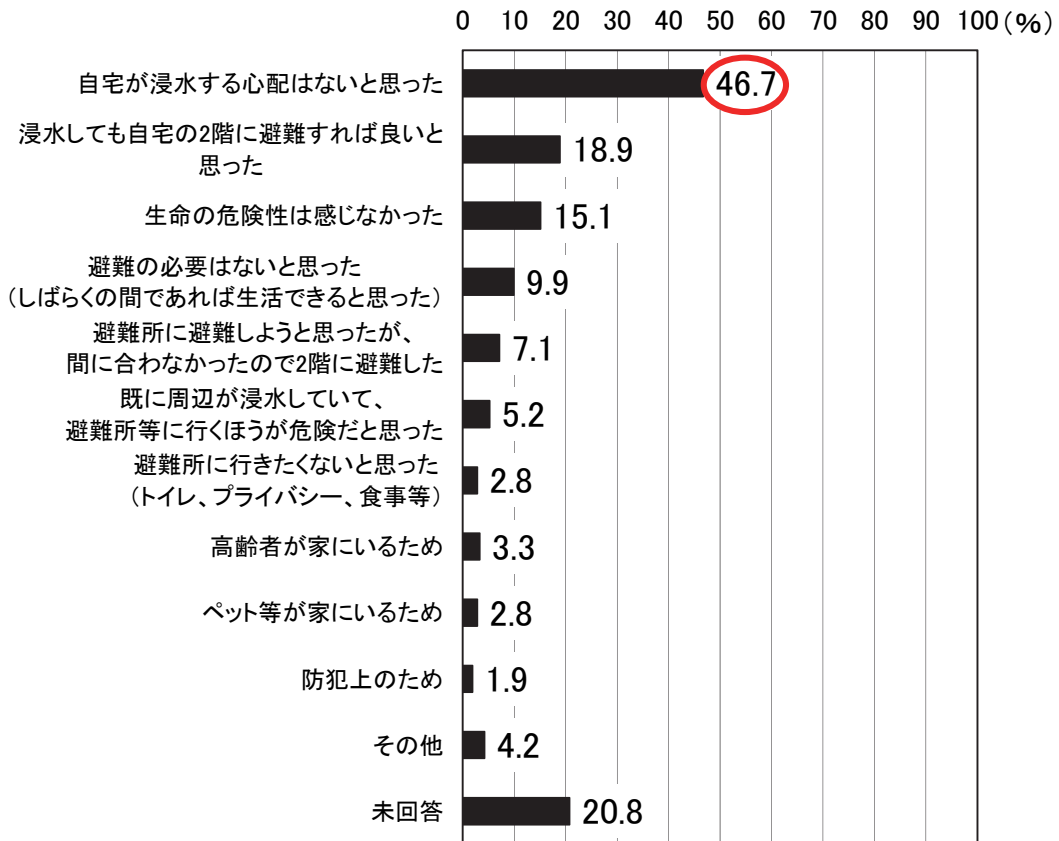


図 6.2-6 避難せずに自宅で過ごした理由

(3) 住民の災害時の情報取得状況

ヒアリング調査から得た本洪水時における常総市の住民の情報の取得状況を整理した。

図6.2-7に本災害時に住民が聞いていた情報を示す。住民が聞いていた情報は「大雨・洪水警報」が約58%と最も多く、次いで「避難指示」が約52%、「避難勧告」が約45%であった。

次に災害時に住民が情報を入手していた手段を図6.2-8に示す。災害時の住民の情報入手手段は「防災行政無線の屋外スピーカー」が約51%と最も多く、次いで「テレビ」が約15%、「近所の人や知人からの連絡」が約13%であった。インターネットやメールサービス等の類から情報を入手していた住民は5%以下であった。一方で、避難情報を「聞いていない」と答えた住民は約26%であった。

避難情報を聞いていた住民に、避難情報の分かりやすさを尋ねた結果を図6.2-9に示す。約37%の住民が、避難情報が「分かりにくかった」と回答した。分かりにくかった理由を尋ねた結果を図6.2-10に示す。避難情報が分かりにくかった理由は、防災行政無線の屋外スピーカーの音声「聞こえにくい」と回答した住民が約58%と最も多く、次いで「どのような行動をとれば良いのかわからなかった」と回答した住民が約14%、「どこに避難すれば良いかわからなかった」と回答した住民が約12%であった。つまり、多くの住民が「防災行政無線のスピー

ーカー」から情報を入手している一方で、その音声「聞こえにくい」と回答した住民が多い。

住民ヒアリング調査により得られた、関東・東北豪雨災害時の住民の情報取得状況を以下に示す。

- ① 住民が聞いていた情報は「大雨・洪水警報」が約58%と最も多く、次いで「避難指示」が約52%、「避難勧告」が約45%であった。
- ② 住民の避難情報の入手手段は、「防災行政無線の屋外スピーカー」が約51%と最も多く、次いで「テレビ」が約15%、「近所の人や知人からの連絡」が約13%であった。一方で、約26%の住民が避難情報を「聞いていない」と回答した。インターネットやメールサービス等の類から情報を入手していた住民は5%以下であった。
- ③ 多くの住民が「防災行政無線のスピーカー」から情報を入手している一方で、その音声「聞こえにくい」と回答した住民が多い。

災害時に聞いていた情報（複数回答可）(N=516)

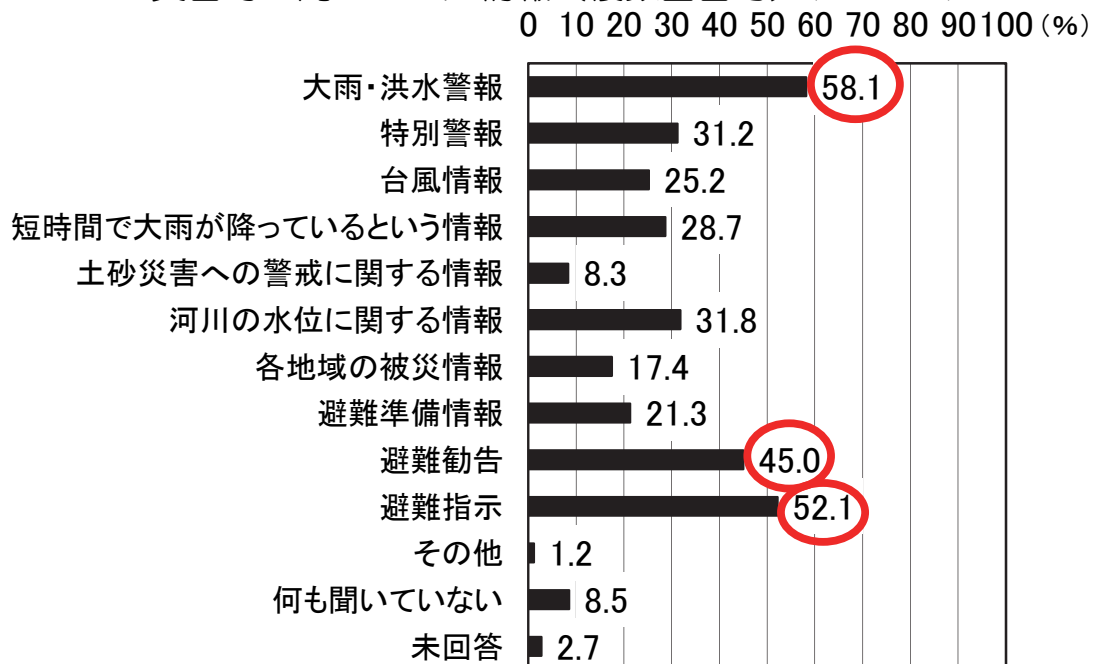


図6.2-7 災害時に住民が聞いていた情報

避難情報の入手手段（複数回答可）（N=516）

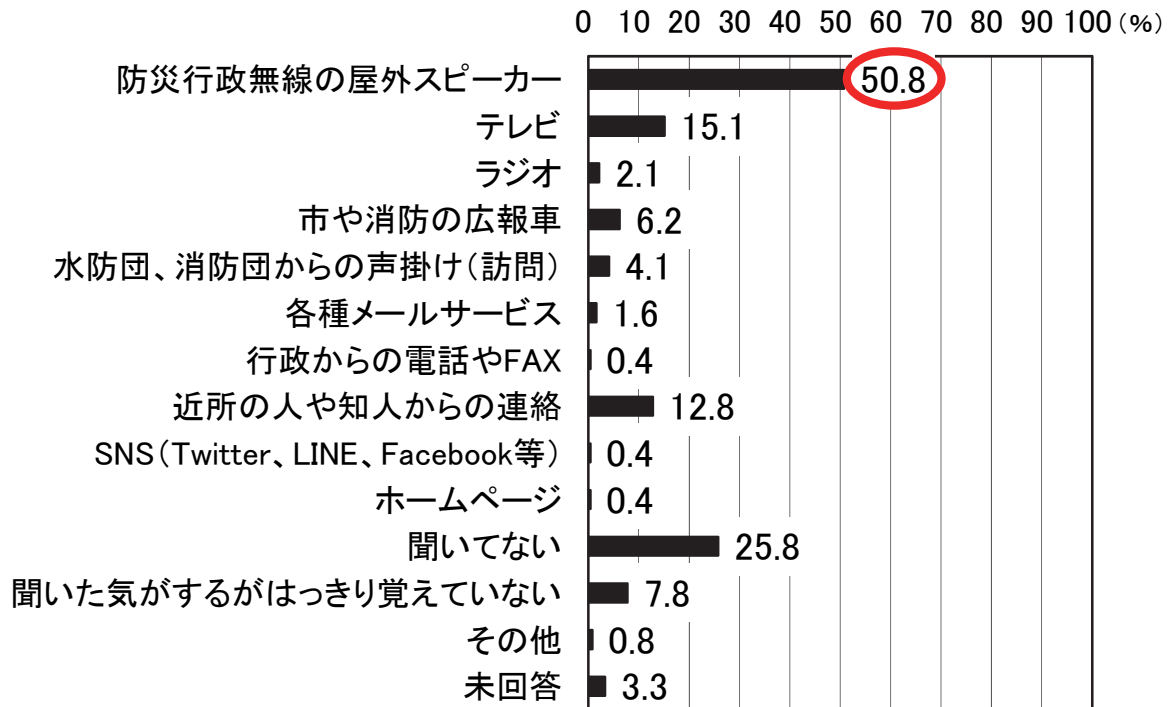


図 6.2-8 避難情報の入手手段

避難情報はわかりやすかったか(N=516)

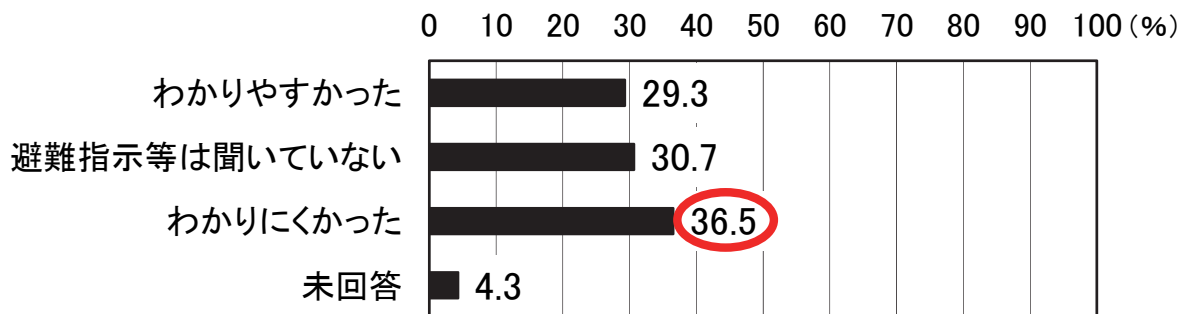


図 6.2-9 避難情報の分かりやすさ

わかりにくかった理由（複数回答可）（N=187）

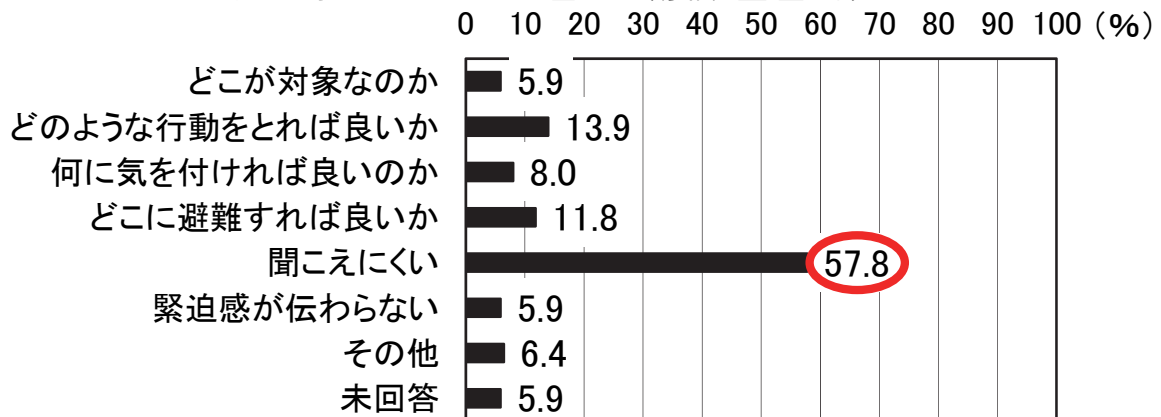


図 6.2-10 避難情報が分かりにくかった理由

(4) 住民の日頃の防災意識

ヒアリング調査から得た常総市住民の日頃の防災意識について整理した。

図6.2-11、図6.2-12に洪水に関する防災用語である「避難判断水位」と「氾濫危険水位」を知っているかどうか尋ねた結果を示す。「避難判断水位」について、「聞いたことがない」と回答した住民が約49%であり、「言葉は聞いたことがあるが、意味は知らない」と回答した住民が25%であった。つまり、約74%の住民が「避難判断水位」という言葉を理解していないと言える。同様に「氾濫危険水位」について、「聞いたことがない」と回答した住民が約47%であり、「言葉は聞いたことがあるが、意味は知らない」と回答した住民が26%であった。つまり、約73%の住民が「氾濫危険水位」という言葉を理解していなかった。

図6.2-13に日頃の洪水ハザードマップの確認状況を尋ねた結果を示す。洪水ハザードマップの確認状況について、「ハザードマップを知らない、見たことがない」と回答した住民が61%で最も多かった。また、「家族でハザードマップの内容を確認している」と回答した住民が7%、「ハザードマップを見て自分の家がどの程度浸水する可能性があるか分かっている」と回答した住民が約6%で、多くの住民が自宅の浸水する可能性を認識していなかった。

図6.2-14に日頃から緊急時の家族の避難場所を決めているかどうか尋ねた結果を示す。緊急時の家族の避難場所について、「特に避難場所を決めていない」と回答した住民が約74%であった。

また、日頃のハザードマップの確認状況と避難のきっかけについての関係を図6.2-15に示す。ハザードマップを見たことがある住民は「自宅が浸水しそうだと感じた

から」避難した人が多く、ハザードマップを見たことがない住民は「自宅が浸水したから」避難した人が多い。つまりハザードマップを見ている人は早いタイミングで避難していた。

地域による住民の防災意識の違いを確認するため、京都府福知山市（人口79,916人：2016年2月末現在³⁾）で中央大学河川・水文研究室が行った同様の住民ヒアリング調査結果（2015年8月29-30日実施）と比較した。福知山市は1945年から現在までの約70年間で13回⁴⁾、浸水被害を伴う由良川の洪水氾濫が発生している地域である。2013年、2014年には2年続けて浸水被害が発生している。

図6.2-16に緊急時の家族の避難場所の決定状況を比較した結果を示す。福知山市では約52%の住民が緊急時の家族の避難場所を「決めている」と回答したのに対して、常総市ではおよそ半分の約26%の住民が緊急時の家族の避難場所を「決めている」と回答した。図6.2-17に日頃の洪水ハザードマップの確認状況を比較した結果を示す。「ハザードマップを知らない・見たことがない」と回答した住民の割合は、福知山市と比べて常総市の方が約41%多い。つまり福知山市の住民の方が日頃からハザードマップを見ている住民の割合が多い。

住民ヒアリング調査により得られた、常総市の住民の防災意識について以下に示す。

- ① 常総市の61%の住民がハザードマップを知らないもしくは見たことがない。
- ② 常総市の約74%の住民が緊急時の家族の避難場所を決めていない。
- ③ ハザードマップを日頃から見ている住民は見えない住民と比べて、災害時に早いタイミングで避難していた。

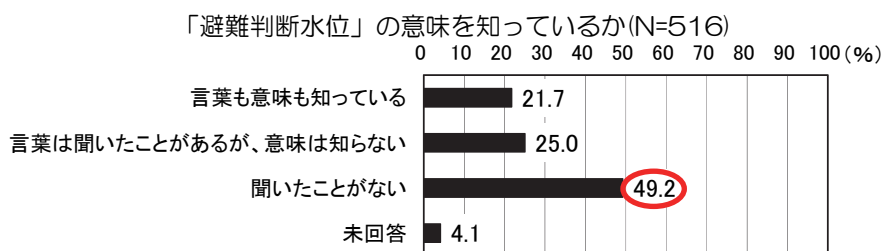


図6.2-11 「避難判断水位」の認知度

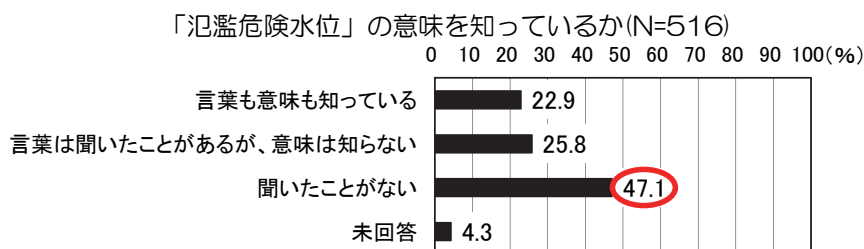


図6.2-12 「氾濫危険水位」の認知度

ハザードマップを見たことがありますか（複数回答可）（N=516）

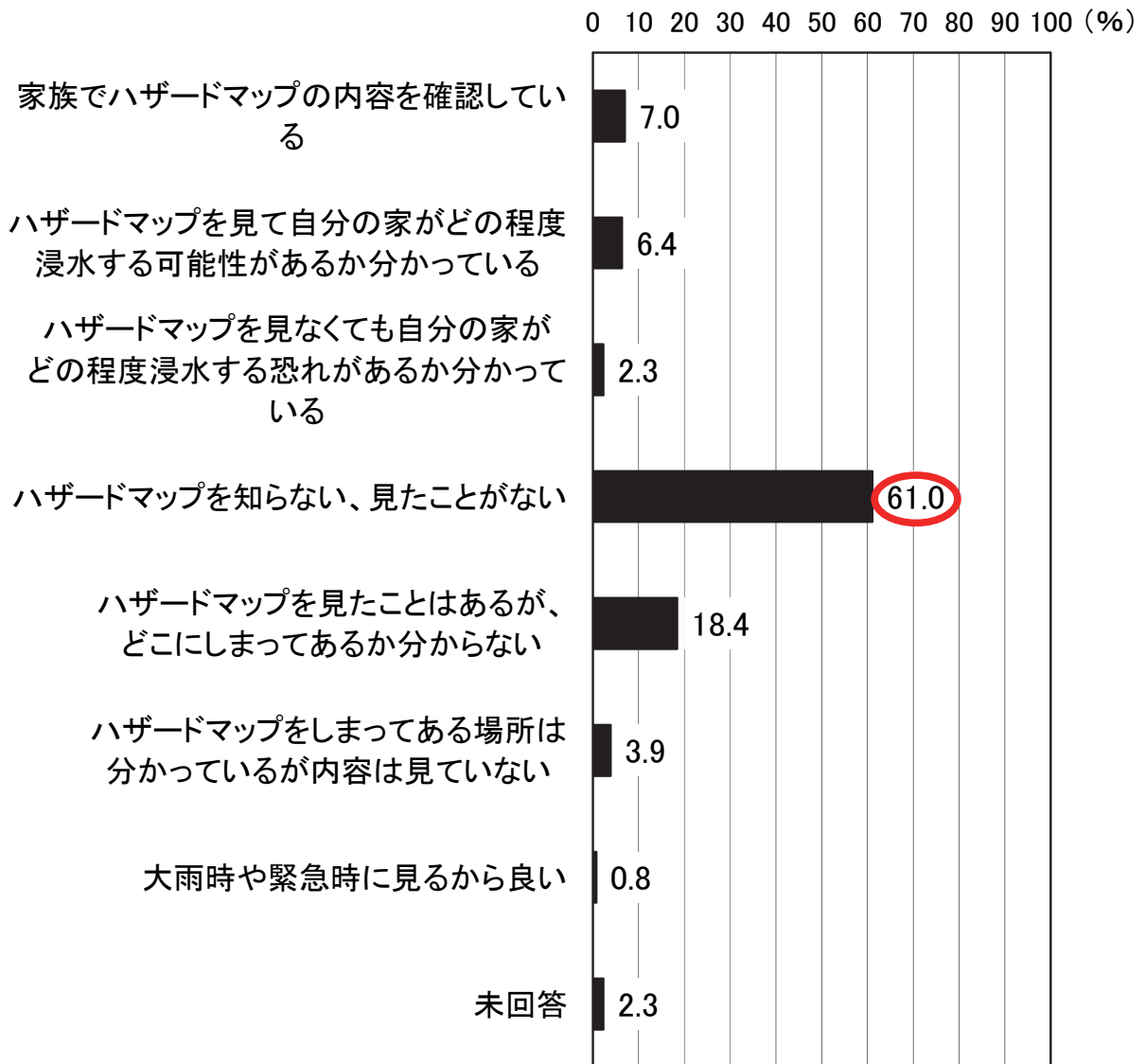


図 6.2-13 日頃のハザードマップの確認状況

家族と避難場所を決めているか(N=516)



図 6.2-14 緊急時の家族の避難場所を決めているかどうか



図 6.2-15 ハザードマップを見たことがある人とそうでない人の避難のきっかけ

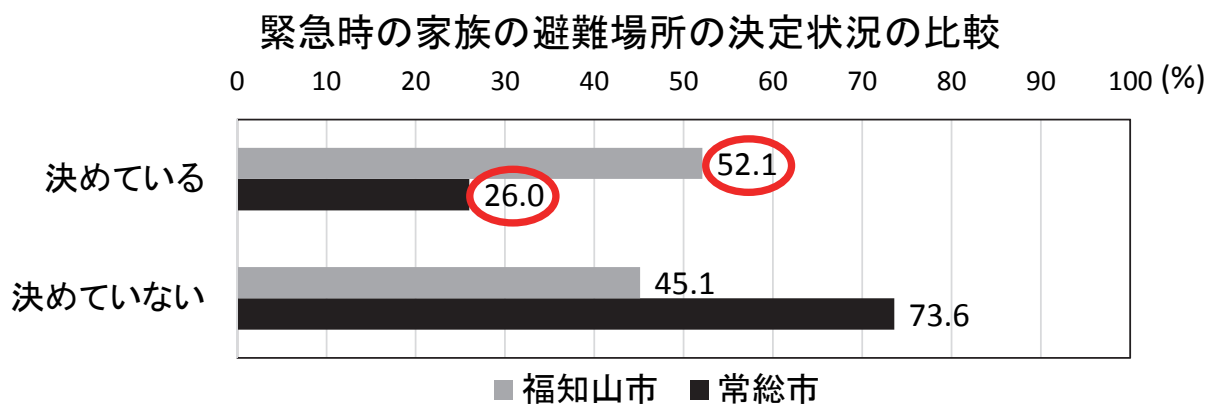


図 6.2-16 緊急時の家族の避難場所の決定状況の比較

日頃のハザードマップの確認状況の比較

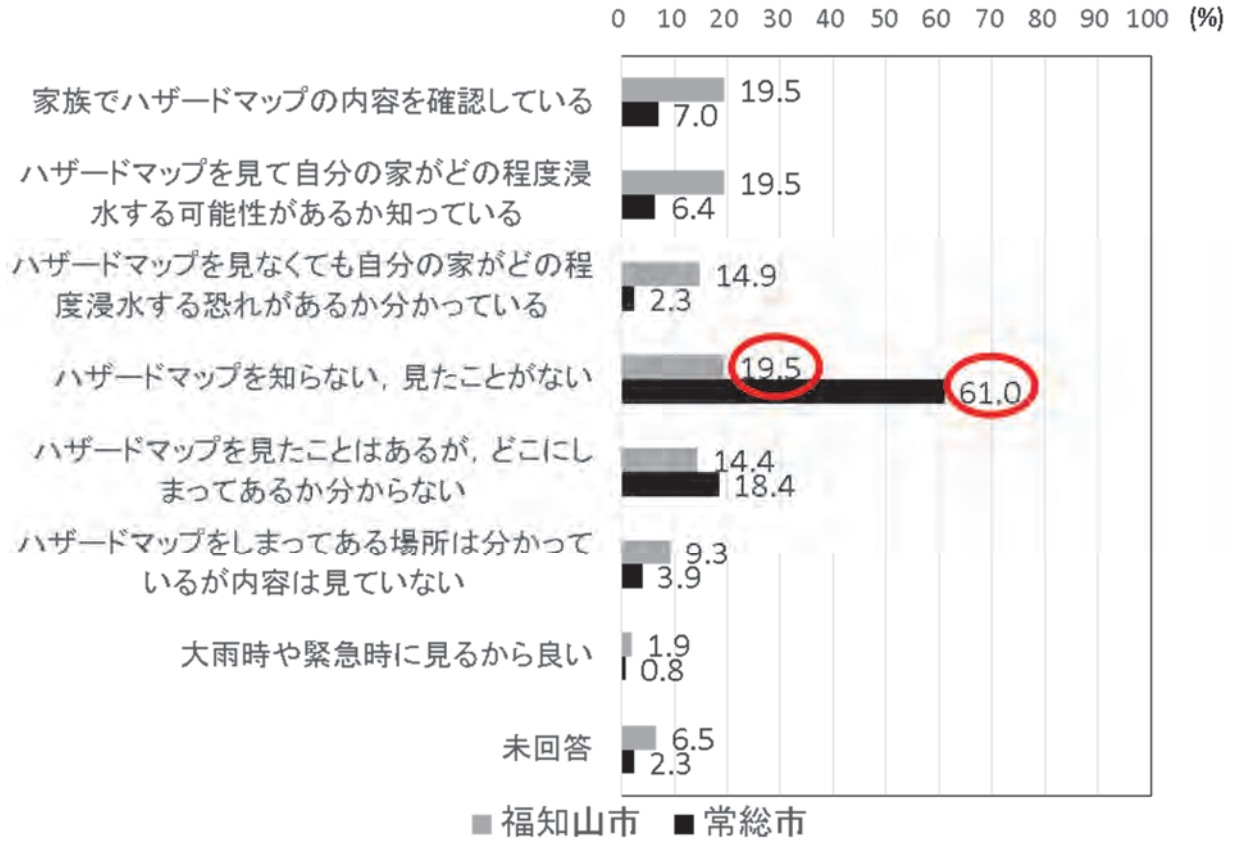


図 6.2-17 日頃のハザードマップの確認状況の比較

(5) ヒアリング調査による水海道市街地の浸水状況

水海道市街地は鬼怒川堤防の決壊地点から下流に約9km離れているが、多くの住民が孤立し救助された。支川の八間堀川でも堤防からの越水・決壊が発生しており、その氾濫流が水海道市街地の住民の避難行動へ影響を及ぼした可能性が考えられる。図6.2-18に水海道市街地の位置図を示す。ヒアリング調査により得られた水海道市街地の浸水状況を以下に示す。

9月10日14~15時には新八間堀川の北側で「マンホール・排水溝から水が溢れ出していた」、新八間堀川の南側で「くるぶしまで浸水していた」、「旧八間堀川の左岸から越水していた」と住民からの証言を得た。

9月10日昼から夕方にかけて新八間堀川及び旧八間堀川の樋管内の水門が一斉に閉じられており（常総市へのヒアリングによる）、同じ頃に新八間堀川の北側で「浸水深の上昇が止まった」という住民からの証言を得た。

9月10日20~21時に新八間堀川の北側で「一気に浸水した」、「北側から水が押し寄せてきた」という住民からの証言を得た。

住民ヒアリング調査によって得られた水海道市街地の浸水状況を以下に列挙する。また、ヒアリング調査による推定の浸水状況の時間変化を図6.2-19~図6.2-23に示す。

- 1) 9月10日の14~15時頃に新八間堀川両岸で新・旧八間堀川の水位上昇に伴う内水氾濫が発生した。旧八間堀川左岸から越水していた。
- 2) 9月10日の昼から夕方にかけて新八間堀川と旧八間堀川の樋管内の水門が閉じられたことにより、新八間堀川右岸側で浸水深の上昇が止まったと推測される。

- 3) 9月10日の20時以降に鬼怒川本川の氾濫流が水海道市街地へ到達した。

(6) ヒアリング調査による推定最大浸水深の分布

ヒアリング調査から得た住民の記憶や目視による最大浸水深を空間内挿した結果を図6.2-24に示す。鬼怒川堤防の越水・決壊地点から下流に約9km離れた水海道市街地で最大浸水深が2.4~2.7mと最も大きい。

注)本章は住民及び常総市職員へのヒアリング調査によるもので、調査対象者の直観的な意見や記憶に曖昧な部分もあるため、事実とは異なる可能性もあることに注意されたい。

謝辞：本調査の実施にあたり、調査対象地域の住民の皆様には、被災後まだ日の浅い時点での調査であったにも関わらず、多くのご協力をいただいた。ここに記して深謝する次第である。

参考文献

- 1) 茨城県常総市：常総市平成27年度地区別世帯数・人口集計表（平成27年10月1日現在）、2015
- 2) 諸岡良優，郷津勝之，寺井しおり，布村明彦，山田正：関東・東北豪雨災害時における住民の情報取得状況及び避難行動の実態調査報告，河川技術論文集，第22巻，2016。（投稿中）。
- 3) 京都府福知山市：福知山市行政区別人口世帯集計表（平成28年2月末現在）、2016
- 4) 国土交通省近畿地方整備局福知山河川国道事務所：由良川主要洪水記録，http://www.kkr.mlit.go.jp/fukuchiyama/river/shiryoukan/kouzui_kiroku.html。

(山田正)

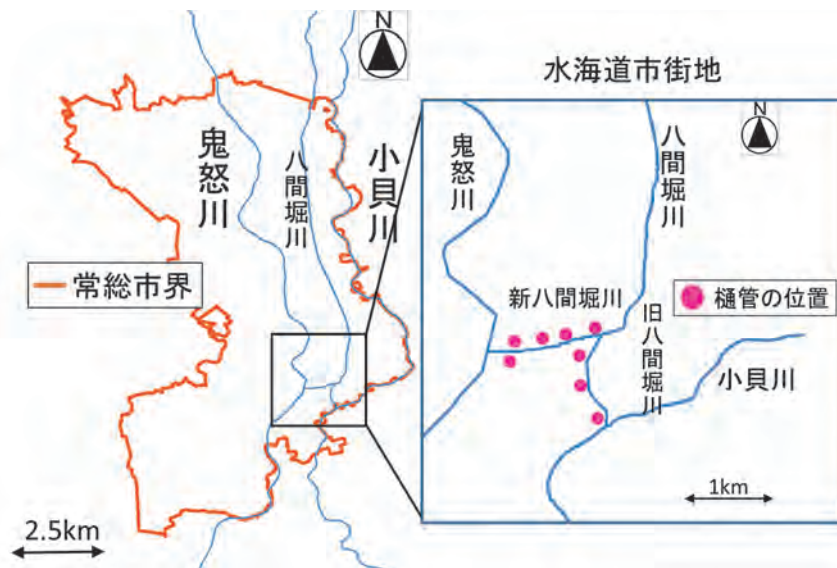


図6.2-18 水海道市街地の位置図

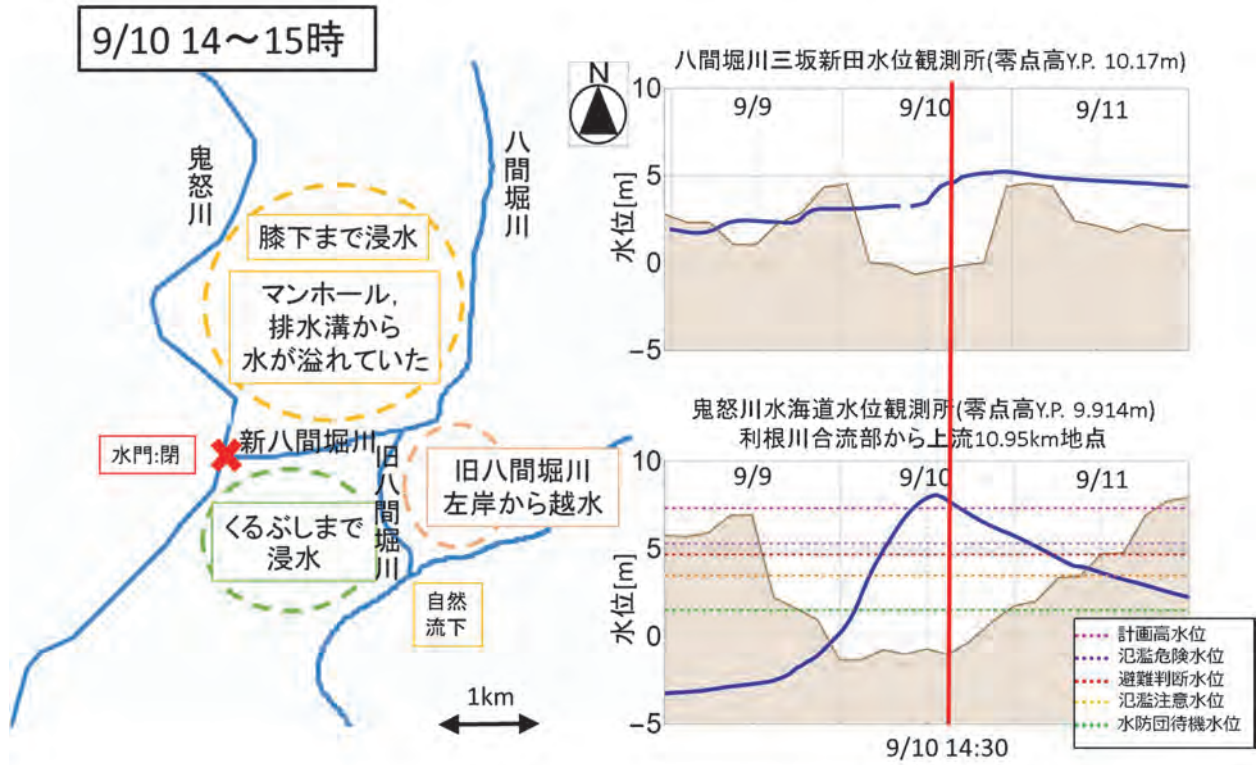


図 6.2-19 ヒアリング調査による水海道市街地の氾濫状況①

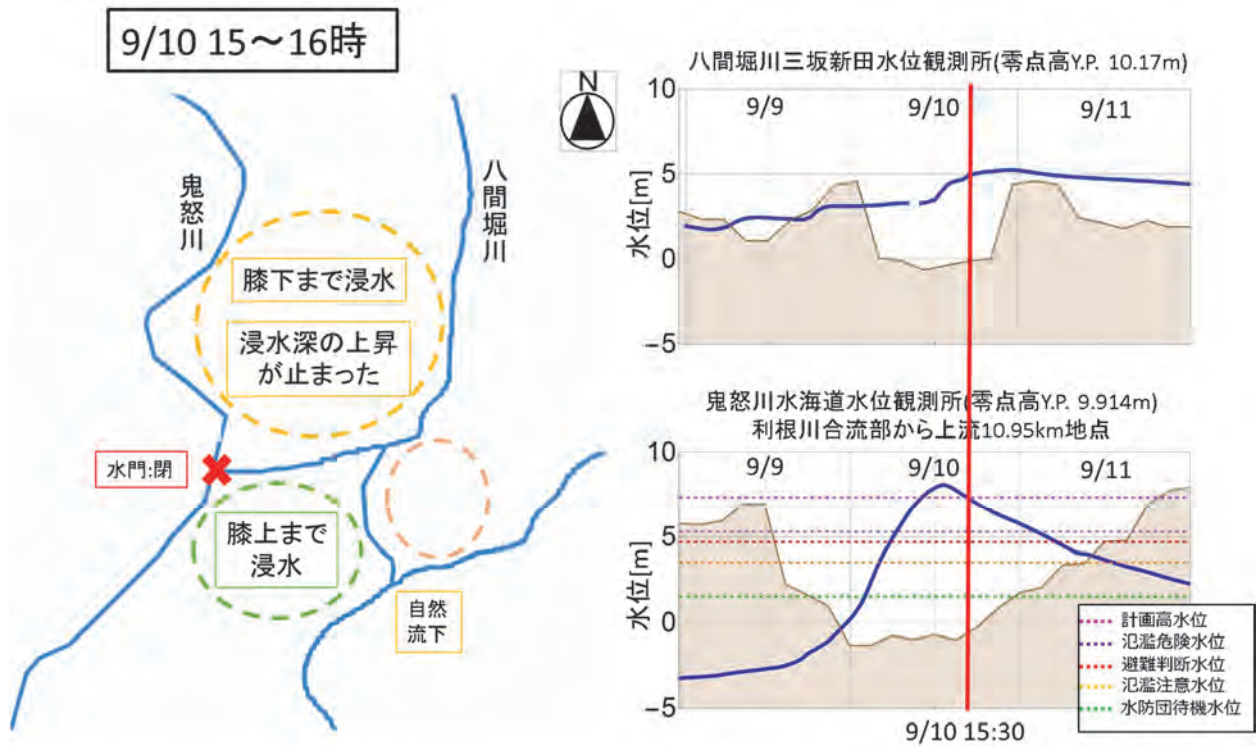


図 6.2-20 ヒアリング調査による水海道市街地の氾濫状況②

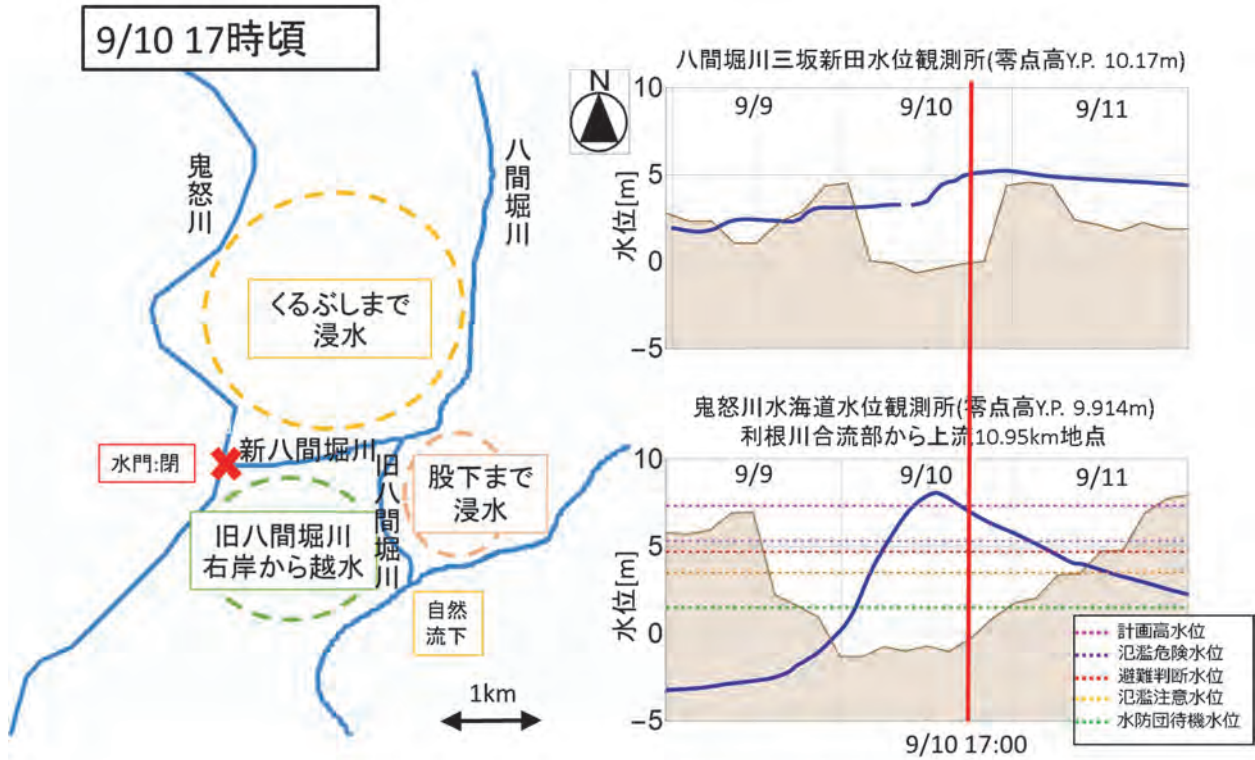


図 6.2-21 ヒアリング調査による水海道市街地の氾濫状況③

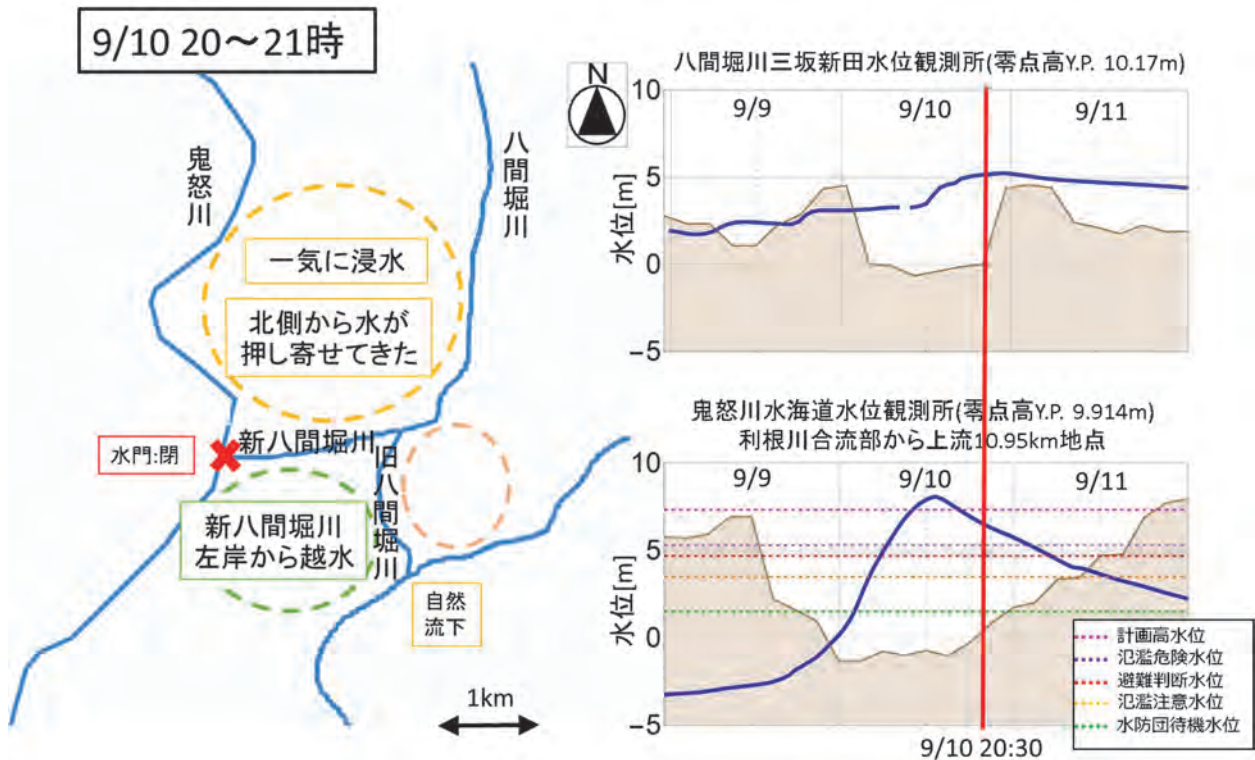


図 6.2-22 ヒアリング調査による水海道市街地の氾濫状況④

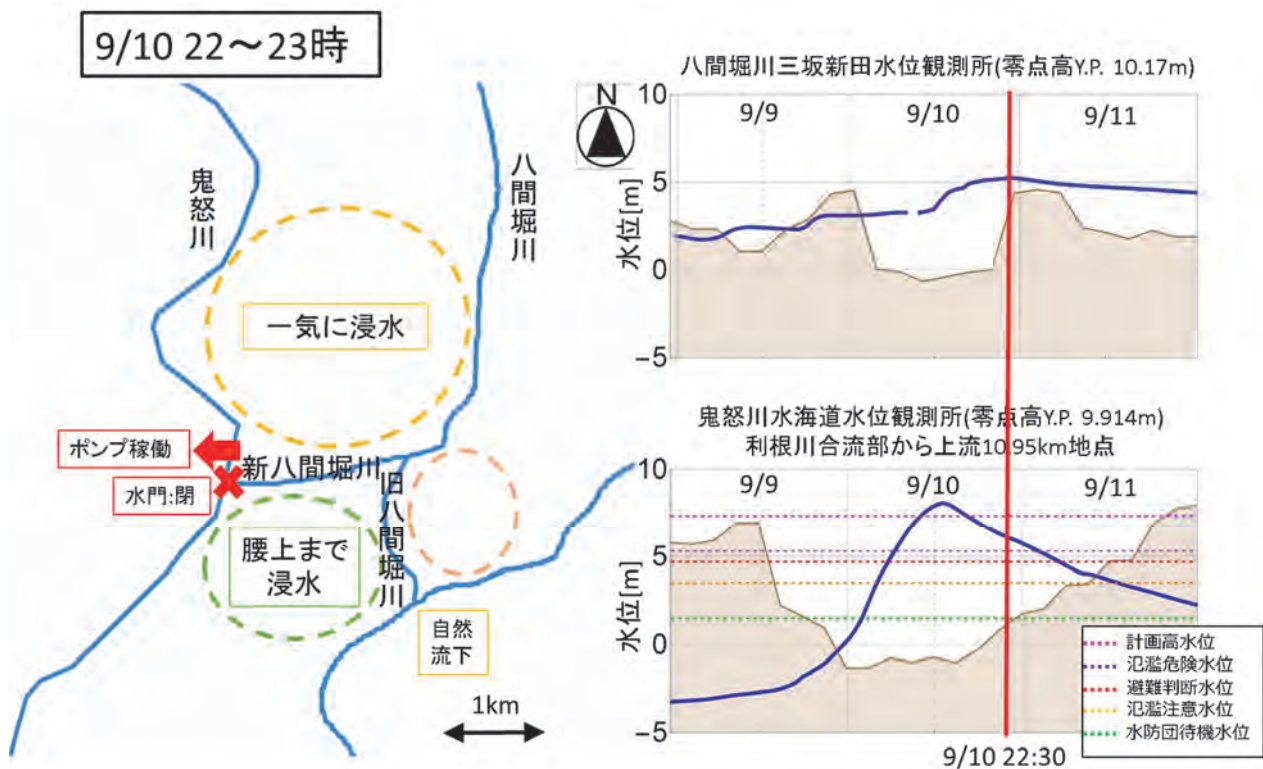


図 6.2-23 ヒアリング調査による水海道市街地の氾濫状況⑤

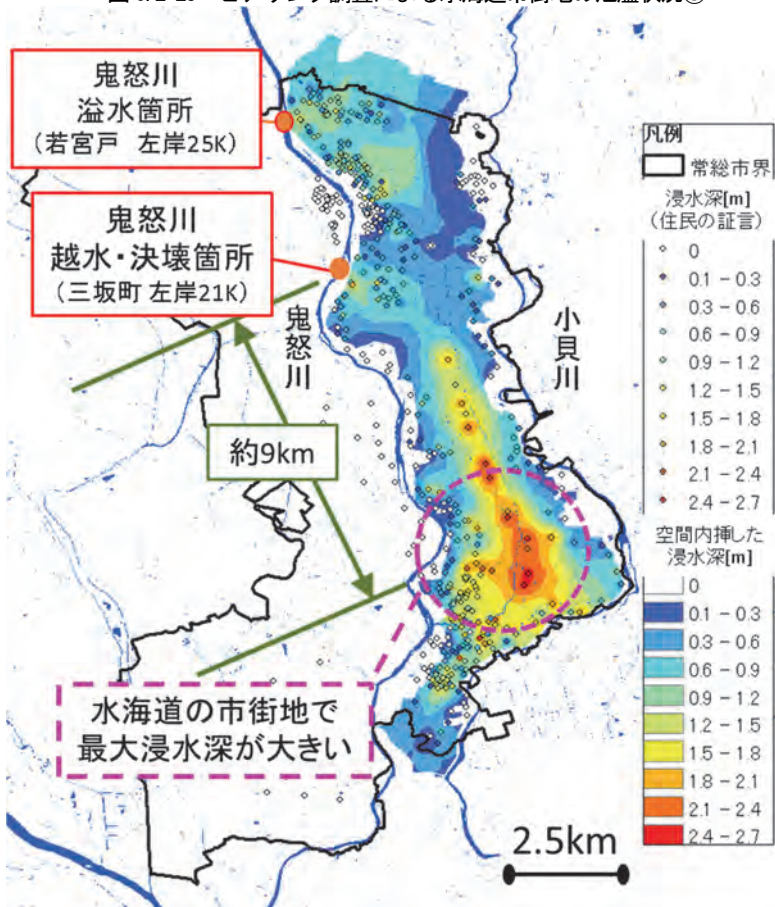


図 6.2-24 ヒアリング調査による推定の最大浸水深分布

以下の設問への御回答お願い致します。

①被災状況、避難状況について

1. ご自宅は浸水しましたか？

- 床上浸水した (浸水開始時間: 月 日 時、浸水終了時間: 月 日 時)
 床下浸水した (浸水開始時間: 月 日 時、浸水終了時間: 月 日 時)
 浸水しなかった

2. 救助を求めましたか？

- 求めた (どこへ(誰に): _____、いつ頃: 月 日 時頃) 求めなかった

3. 救助を求めた方にお聞きします。なぜ救助を求めましたか？(複数回答可)

- 身の危険を感じたから (具体的に: _____)
 自宅では生活できないと思ったから (具体的に: _____)
 その他 (_____)

4. 避難しましたか？

■災害発生時自宅にいた

- 避難所へ避難した (避難所名: _____、滞在時間: 月 日 時～ 月 日 時)

避難所ではないが自宅以外の安全な場所へ避難した

- (避難した場所: _____、滞在時間: 月 日 時～ 月 日 時)

- 避難所等へは避難せず自宅にいた その他 (_____)

■災害時外出していた

- 外出先から避難所へ避難した (避難所名: _____、滞在時間: 月 日 時～ 月 日 時)

外出先から避難所ではないが自宅以外の安全な場所へ避難した

- (避難した場所: _____、滞在時間: 月 日 時～ 月 日 時)

- 自宅に帰った 自宅に戻ってから避難した (上記「災害発生時自宅にいた」にも回答)

- その他 (_____)

5. 避難した方にお聞きします。なぜ避難を決めましたか？(複数回答可)

- 身の危険を感じたから (具体的に: _____)
 自宅では生活できないと思ったから (具体的に: _____)
 その他 (_____)

6. 避難のきっかけは何でしたか？(複数回答可)

- 自宅が浸水したから 自宅が浸水しそうだと感じたから (理由: _____)
 水が近くまで来ているのを見たから 避難勧告・避難指示を聞いたから
 周辺地域の浸水情報を聞いたから 川の水位が上がったと聞いたから
 家族、近所の人、市の職員等に避難を勧められたから 近所の人や知人が避難したから
 過去の洪水の経験から その他 (_____)

7. 避難所等へは避難せず自宅にいた方にお聞きします。そのまま自宅におられた理由は何ですか？(複数回答可)

- 自宅が浸水する心配はないと思った 浸水しても自宅の2階に避難すれば良いと思った
 生命の危険性は感じなかった
 避難の必要はないと思った(しばらくの間であれば生活できると思った)
 避難所に避難しようと思ったが、間に合わなかったので2階に避難した
 既に周辺が浸水していて、避難所等に行くほうが危険だと思った
 避難所に行きたくないと思った (トイレ、プライバシー、食事等)
 その他 (_____)

②災害情報の入手状況について

8. 今回の災害時に聞いていた情報をすべて教えてください？(複数回答可、用語自体がわからないものは×)

- 大雨・洪水警報 特別警報 台風情報 短時間で大雨が降っているという情報
 土砂災害への警戒に関する情報 河川の水位に関する情報 各地域の被災情報
 避難準備情報 避難勧告 避難指示 その他 (_____)

図 6.2-① ヒアリング調査項目の詳細 1

9. 今回の災害発生時の情報は何かから得ていましたか？(複数回答可、そのうち主なものに◎)

- 防災行政無線の屋外スピーカー テレビ ラジオ 市や消防の広報車
 水防団、消防団からの声掛け(訪問) 各種メールサービス(自治体配信、アプリ、エリアメール等)
 行政からの電話やFAX 近所の人や知人からの連絡 SNS(Twitter、LINE、Facebook等)
 ホームページ(サイト:) インターネット上の川の水位情報
 川の様子を直接見に行った その他() 情報取得なし

10. 避難準備情報、避難勧告、避難指示の情報をいつ何で知りましたか？(複数回答可)

何時ごろ(月 日 時~ 時頃)

- 防災行政無線の屋外スピーカー テレビ ラジオ 市や消防の広報車
 水防団、消防団からの声掛け(訪問) 各種メールサービス(自治体配信、アプリ、エリアメール等)
 行政からの電話やFAX 近所の人や知人からの連絡 SNS(Twitter、LINE、Facebook等)
 ホームページ(サイト:)
 聞いていない 聞いた気がするがはっきり覚えていない その他()

11. 避難準備情報、避難勧告、避難指示はわかりやすかったですか？

わかりやすかった 避難勧告等は聞いていない

■ わかりにくかった

- どこが対象なのか どのような行動をとれば良いか 何に気を付ければ良いのか
 どこに避難すれば良いか その他()

12. 災害発生時やその前に、川の水位が上がったこと等は何から情報を得ていましたか？(複数回答可)

- 防災行政無線の屋外スピーカー テレビ ラジオ 市や消防の広報車
 水防団、消防団からの声掛け(訪問) 各種メールサービス(自治体配信、アプリ、エリアメール等)
 行政からの電話やFAX 近所の人や知人からの連絡 SNS(Twitter、LINE、Facebook等)
 ホームページ(サイト:) インターネット上の川の水位情報
 川の様子を直接見に行った その他() 特に得ていない

13. 川の水位が「避難判断水位」や「氾濫危険水位」を超えると避難を考える必要があることになっていますが、これらの言葉や意味を知っていますか？

- ① 避難判断水位: 言葉も意味も知っている 言葉は聞いたことがあるが、意味は知らない 聞いたことはない
② 氾濫危険水位: 言葉も意味も知っている 言葉は聞いたことがあるが、意味は知らない 聞いたことはない

14. 災害発生時にハザードマップは見ましたか？

見て確認した 見ていない その他()

15. ハザードマップを見たことがありますか？(複数回答可)

- 家族でハザードマップの内容を確認している
 ハザードマップを見て自分の家がどの程度浸水する可能性があるか知っている
 ハザードマップを見なくても自分の家がどの程度浸水する恐れがあるか分かっている
 ハザードマップを知らない、見たことがない
 ハザードマップを見たことはあるが、どこにしまっただけか分からない
 ハザードマップをしまっただけか分かる場所が分かっているが内容は見ていない
 大雨時や緊急時に見るから良い

16. 日頃から家族の避難場所を決めていますか？

■ 決めている

- 近くの避難所(一時避難所) 遠くの避難所(広域避難所)(理由:)
 親戚や知人の家(市内・市外) その他()

特に避難場所は決めていない

③情報と危険性の認識について

17. 自宅が浸水した方にお聞きします。浸水する前、今回の豪雨で自宅は浸水すると思っていましたか？

浸水しないと思った(理由:)

■ 浸水すると思った(理由:)

- 床下浸水程度 1階が浸水 2階以上浸水
 どの程度の浸水になるかまではわからなかった

↓裏面へ続きます

図 6.2-② ヒアリング調査項目の詳細 2

18. 自宅が浸水した方にお聞きします。浸水する前、今回の豪雨で自宅はどのくらいの期間浸水すると思っていましたか？

浸水しないと思った（理由： _____ ）

■ 浸水すると思った（理由： _____ ）

半日以下 半日から1日 1日～2日 2日～3日 3日～4日 4日以上
 どのくらい浸水するかまでは予測できなかった

④避難要件について

19. 今回のような水害時で、備蓄品（食料・水、非常用トイレ等）も十分にあり、家族も一緒にいて、浸水が終わる（水が引く）見込みもわかるとしたら、最大何日間、自宅で耐えられますか？
（携帯以外のライフライン（水道、電気等）は全て使えない（備蓄品で対応）とする）

半日以下 半日以上1日未満 1日以上2日未満 2日以上3日未満 3日以上4日未満
 4日以上 その他（ _____ ）

※よろしければ教えてください

⑤ご自身について

1. 年代

10代 20代 30代 40代 50代 60代 70代 80代以上

2. 家族構成

単身 夫婦のみ 親子 3世代 その他（ _____ ）
乳幼児（ いる いない ）

3. 住居形態

平屋 2階建て以上の一軒家 アパートの1階 アパートの2階以上 マンション・ビルの1階
 マンション・ビルの2階以上 その他（ _____ ）

4. 居住年数

5年未満 5年以上10年未満 10年以上20年未満 20年以上 マンション・ビルの1階

5. 水害被災経験

ある（ _____ ） ない

6. 地面（道路面）から最大でどれくらい浸水しましたか？（目視確認）

（ 約 _____ m、 _____ ）

※ご協力ありがとうございました。

本調査でご回答いただきました内容については学術的な目的にのみ使用します。

集計結果につきましては別添の調査趣旨文書中に記載のホームページにおいて、年度内（H28.3月末まで）にお知らせ致します。

調査票No.

□ □ □ — □ □

※要地図確認

図 6.2-③ ヒアリング調査項目の詳細 3

第7章 土砂災害

7.1 概要

(1) はじめに

平成27年9月関東・東北豪雨は河川災害が主であるが、栃木県内では、県内西部に集中的に雨が降った影響で、日光市、鹿沼市周辺で土砂災害に見舞われた。土木学会関東支部栃木会と地盤工学会関東支部栃木県グループでは、合同調査団の枠組みができる前に初動調査を可能な範囲で実施し、また、栃木県から可能な範囲で開示して頂ける調査資料を提供して頂いた。本節では、これらの資料をもとに、栃木県内に発生した土砂災害に関連した概要報告を行う。

(2) 栃木県の地質の概要¹⁾

栃木県の地質は、東部の八溝山地、南西部の足尾山地、

表7.1-1 栃木県内の主要土砂災害一覧

番号	箇所名	所在地	被災概要
1	鉢木沢	佐野市宮下町	斜面崩壊
2	日吉	鹿沼市日吉町	斜面崩壊
3	広久保 IB	日光市所野	斜面崩壊
4	ウドン沢	日光市芹沢	土石流
5	瀬尾	日光市瀬尾	斜面崩壊
6	宿ⅡC	日光市小百	斜面崩壊
7	金山北	鹿沼市日吉町	斜面崩壊
8	箒沢	日光市藤原	土石流
9	赤川(上塩原)	那須塩原市	斜面崩壊
10	片田	大田原市	斜面崩壊
11	中滝中沢	日光市	土石流
12	白石川	日光市岩崎	山腹崩壊・土石流

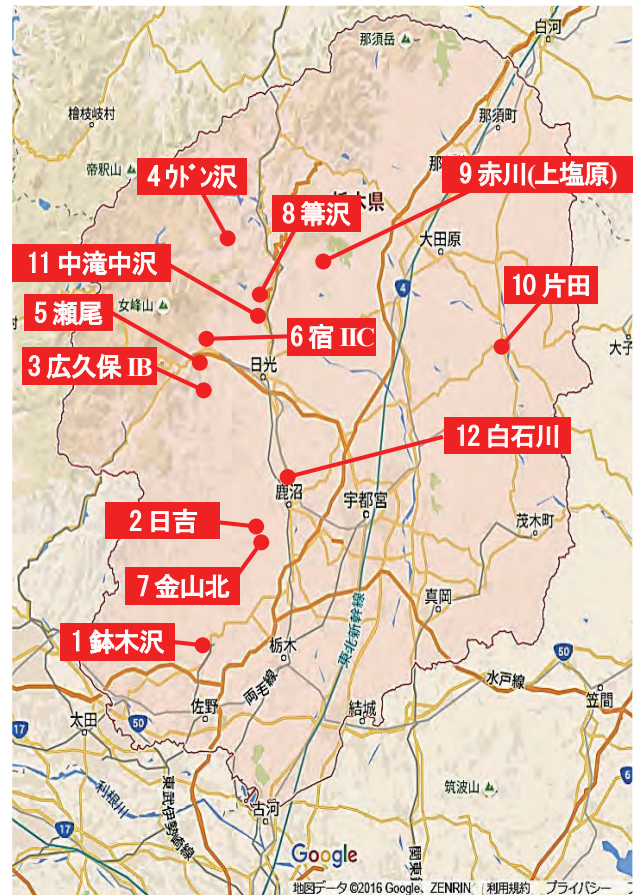


図7.1-2 栃木県内の主要土砂災害位置図

その北部の下野山地にかけて、左岩や頁岩、礫岩、層状チャート、石灰岩類、玄武岩質溶岩類が分布し、中央から南北方向には流紋岩類、火山砕屑岩や堆積岩類、はんれい岩、花崗岩類が分布する。鬼怒川低地には丘陵地や台地が位置しており、第四系沖積層の堆積物、火山砕屑

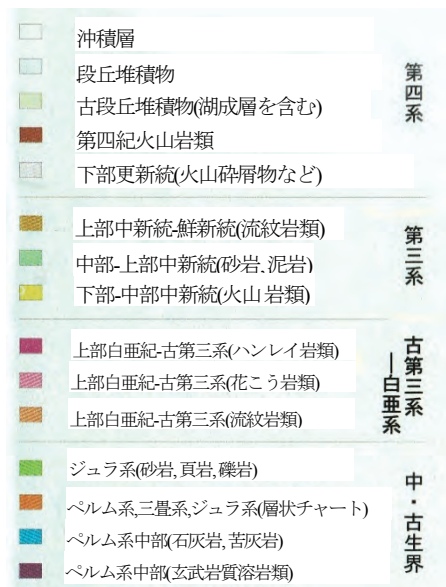


図7.1-1 栃木県の地質分布図²⁾

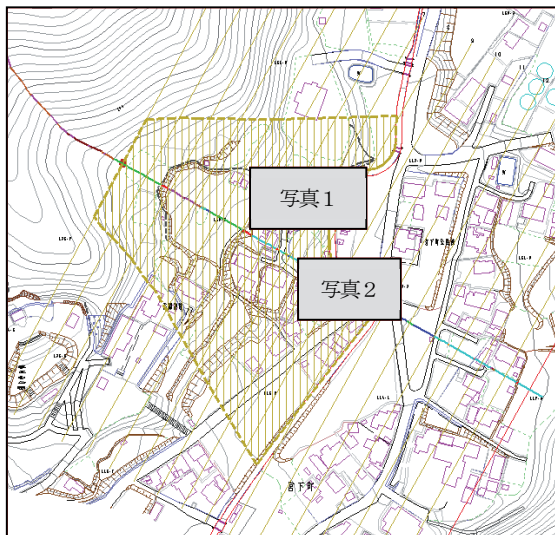


図7.1-3 鉢木沢 斜面崩壊位置図



写真7.1-1 鉢木沢 斜面崩壊状況(写真1)

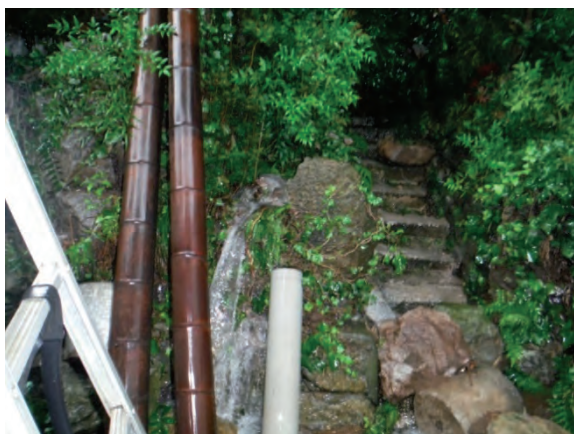


写真7.1-2 鉢木沢 斜面崩壊状況(写真2)

物類が分布している。栃木県はもとより火山灰地質が分布している(図7.1-1)。

(3) 主要な被害箇所

表7.1-1, 図7.1-2に栃木県内の主要な土砂災害を示す。栃木県が平成27年9月10日から9月18日で調査された資料の提供を受けて, 被害概要をまとめた。

1) 鉢木沢(佐野市宮下町)斜面崩壊

この度の豪雨に伴って, 栃木県佐野市宮下町で斜面崩壊に土砂流出が発生した(図7.1-3)。この地域は, 土砂災害警戒区域指定されており, 9月9日16:55に土砂災害警戒情報が発令され, 翌10日の23時55分に解除された。避難勧告は行われなかった。この度豪雨でその危険性が実際の災害につながったものである。建物被害は1軒あったが, 幸いにも人的被害はなかった。写真7.1-1, 写真7.1-2のその被害状況を示す。

2) 日吉(鹿沼市日吉) 斜面崩壊

日吉(鹿沼市日吉)地区では, 傾斜地の斜面崩壊が発生し, 人家3戸に土砂流入した(図7.1-4)。その結果, 土砂災害に対する保全対象家屋5軒のうち3軒が被害を受けて, 死者1名が出た(写真7.1-3~7.1-7)。被災箇所から14km離れた栃木県鹿沼土木事務所で測定された9月7日22:00から9月11日6:00までの連続480mm, 最大時間雨量50mm(9月9日22:00~23:00), 最大24時間雨量467mm(9月9日7:00~10日6:00)であった。この斜面崩壊の発生は, 9月10日3:50である。これに先立ち, 大雨警報が鹿沼市で9月9日13時38分に発令され, 土砂災害警戒情報が, 9月9日16時55分に発表されていた。

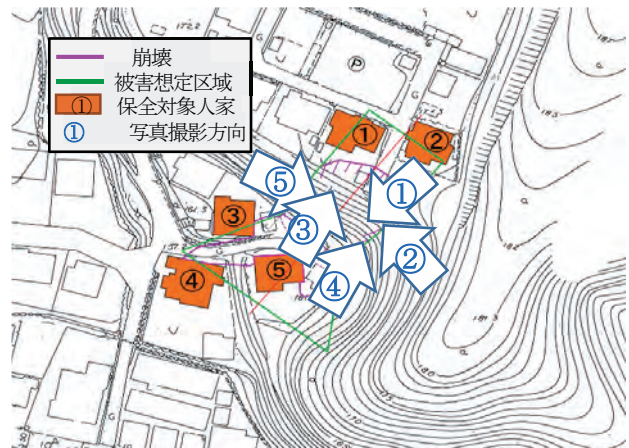


図7.1-4 日吉斜面崩壊平面図



写真7.1-3 ①崩壊部全景



写真7.1-4 ②崩壊斜面状況（正面）

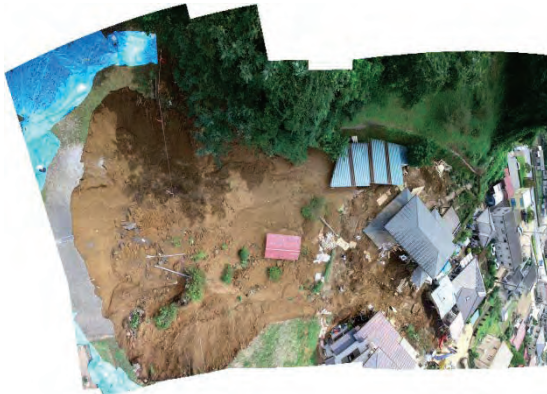


写真7.1-5 ③崩壊斜面状況（垂直）



写真7.1-6 ④頭部状況



写真7.1-7 ⑤保全対象被災状況

3) 広久保IB(日光市所野)斜面崩壊

この斜面崩壊は、平成27年9月10日1時30分に発生し、人屋1棟が被害を受けたが、幸いにも人的被害は無かった(図7.1-5、写真7.1-8～7.1-10)。頭部滑落崖延長は35mで、崩れた土砂は斜面から34 mに達した(図7.1-5 黄緑色に塗られた部分)。被災箇所から2 km離れた瀬尾の雨量観測所の観測データによると、2015年9月6日16時から9

月10日21時までの連続雨量が685mm、最大24時間雨量556mm(9月9日6時～9月10日6時)、最大時間雨量65mm(9月9日23時～9月10日0時)であった。



図7.1-5 広久保IB地区被災箇所平面(赤色部崩落箇所)



写真7.1-8 崩壊斜面の状況（起点側）



写真7.1-9 崩壊斜面の状況（終点側）



写真7.1-10 末端部の押し出し（終点側）

4) ウドン沢(日光市芹沢)土石流

栃木県の中でも降雨量の多かった日光市のこの地域で、平成27年9月10日1:00ごろより連続して被害が発生した。この地区内の8溪流9箇所において、同時多発的に土石流が発生した(図7.1-6)。土石流発生箇所は、下坪下沢、下

坪沢, 間の沢(仮称), 滝向沢, 中坪下沢, 中坪上沢, ウドン沢, 田茂沢(2箇所)である。詳細の調査結果は7.2に示す。芹沢地区近隣の中三依の雨量観測所では, 総雨量603mm(平成27年9月6日16時から9月10日22時)で, 最大時間雨量は57mm(9月10日2時~3時)であった。

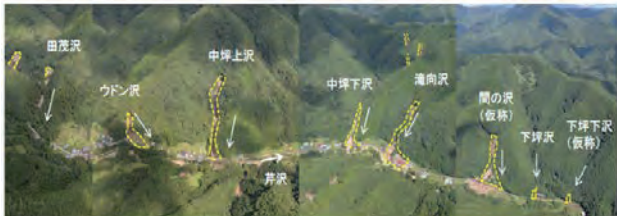


写真7.1-11 ウドン沢災害全景写真



写真7.1-12 被災箇所の様子

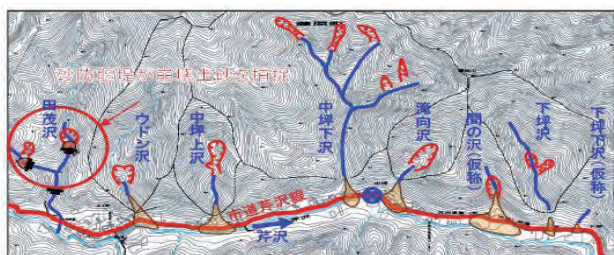


図7.1-6 ウドン沢災害全景平面図

6) 宿IC(日光市小百)斜面崩壊

日光市小百の宿地区で斜面崩壊が発生した。住宅の裏の斜面で発生し, 建物に土砂が流入したが, 人的被害は発生しなかった。図7.1-8に崩壊箇所の平面図を, 写真7.1-13に被災箇所の様子を示す。

5) 瀬尾(日光市瀬尾)斜面崩壊

日光市瀬尾で斜面崩壊が発生した。住宅の裏の斜面で発生したが, 人的被害, 建物被害は発生しなかった。図7.1-7に崩壊箇所の平面図を, 写真7.1-12に被災箇所の様子を示す。

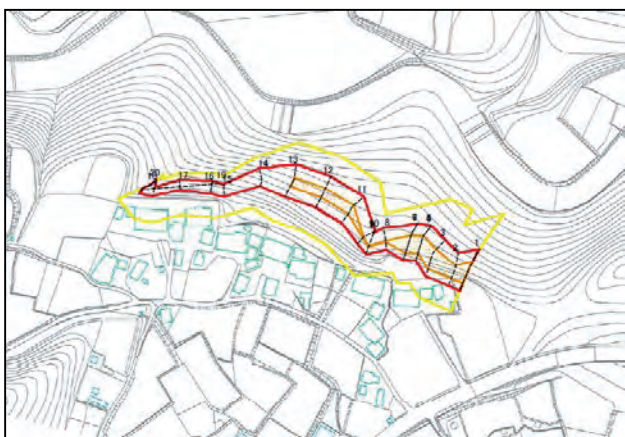


図7.1-7 被災箇所平面図

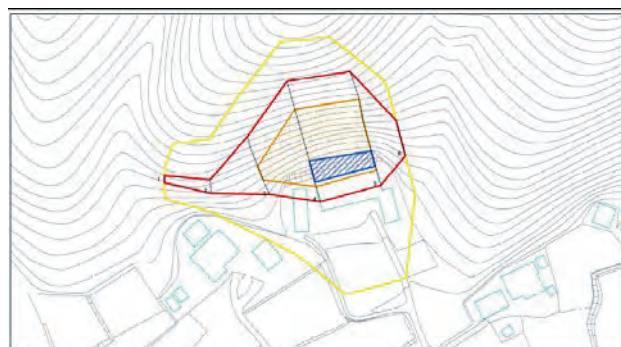


図7.1-8 被災箇所平面図



写真7.1-13 被災箇所の様子

7) 金山北(鹿沼市日吉町)斜面崩壊

鹿沼市日吉町の金山北地区で斜面崩壊が発生した。住宅地で発生したため建物に被害が生じたが人的被害は発

生しなかった。図7.1-9に崩壊箇所の平面図を、写真7.1-14に被災箇所の様子を示す。

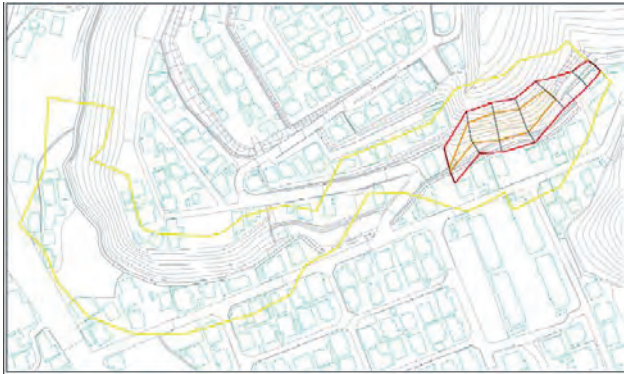


図7.1-9 被災箇所平面図



写真7.1-14 被災箇所の様子

8) 箒沢(日光市藤原)斜面崩壊

日光市藤原の箒沢で土石流が発生した。沢の上流から土石流が流下し、下流の住家および国道121号線に被害を生じさせた。一部損壊1戸と床上浸水2戸発生した。また国道121号線は通行止となり、並行する有料道路に無料迂回措置がとられた。図7.1-10に崩壊箇所の平面図を、写真7.1-15に土石流の流下状況、および写真7.1-16に国道121号線の様子を示す。

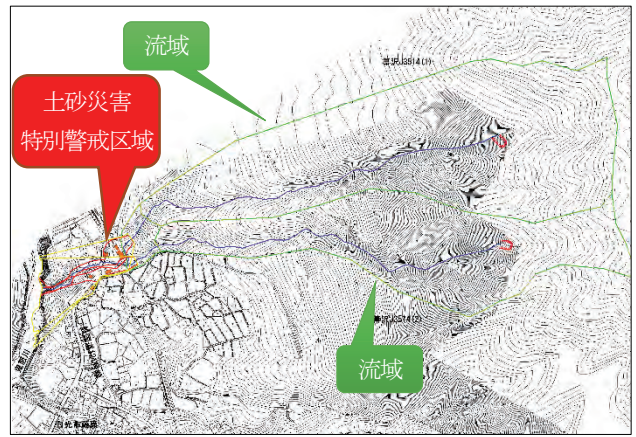


図7.1-10 被災箇所平面図



写真7.1-15 土石流の流下状況

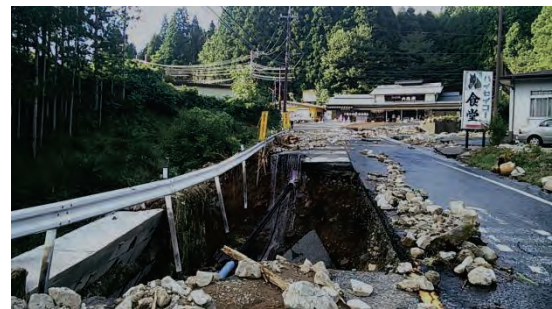


写真7.1-16 国道121号線の様子

9) 赤川(上塩原)那須塩原市上塩原) 斜面崩壊

那須塩原市上塩原地区の赤川右岸の斜面にて地すべりが発生し、崩壊土砂が赤川にかかり河道を閉塞した。発生した地すべりは2ブロックあり、把握できている規模は、Aブロック：幅80m、長さ100mであり、Bブロック：幅90m、長さ100mである。Bブロックについては、土塊の移動に伴い10m以上の滑落崖ができています。

崩壊地区は別荘が数戸立ち並ぶ地区であったため、地すべりブロックの冠頂部付近にあった別荘に被害が生じたが、人的被害は無かった。

写真7.1-17に被災箇所の概要を写真上にまとめたもの、および写真7.1-18、7.1-19に被災箇所の様子を示す。写真7.1-17の概要図中の各説明は、初動調査を行った栃木県によるものであり、図7.1-11に示す崩壊ブロックの断

面図と対応している。なお、写真中にある赤い屋根の家屋が被害のあった別荘である。



写真7.1-17 全体概要

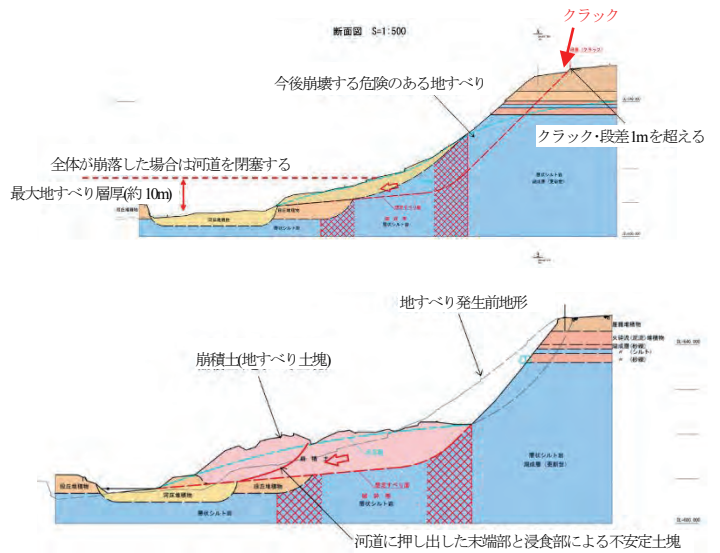


図7.1-11 断面図

10) 片田(大田原市片田) 斜面崩壊

大田原市片田地区の住宅地近傍の斜面が崩壊、隣接する住宅地へ崩壊土砂が流出している。当該地区は、土砂災害警戒地区指定済み箇所であった。人的被害は無かったものの、建物被害として家屋(1戸)が一部流出土砂に埋まる被害が出ている。

図7.1-12に崩壊箇所の平面図を、写真7.1-20、7.1-21に被災箇所の様子を示す。



写真7.1-18 地すべりブロック滑落崖



写真7.1-19 Bブロック末端部の河道閉塞箇所

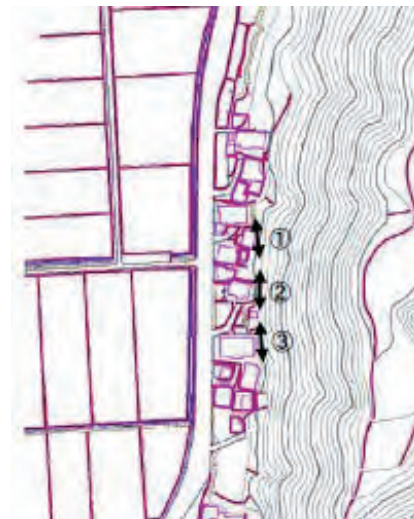


図7.1-12 被災箇所平面図



写真7.1-20 家屋被災の様子



図7.1-13 被災箇所平面図



写真7.1-21 崩壊土砂



写真7.1-22 被災箇所の様子

11) 中滝中沢(日光市鬼怒川温泉滝) 土石流

日光市中滝中沢地区における鬼怒川温泉滝において山腹斜面が崩壊、泥流化した崩壊土砂が土石流として斜面を流下している。当該地区は、土砂災害警戒地区指定済み箇所であった。人的被害は無かったが、建物被害としてロープウェイ駅舎と駐車場が一部流出土砂に埋まる被害が出ている。図7.1-13に崩壊箇所の平面図を、写真7.1-22、7.1-23に被災箇所の様子を示す。



写真7.1-23 ロープウェイ駅舎、駐車場の様子

12) 白石川(日光市岩崎) 山腹崩壊・土石流

日光市岩崎地区の白石川両岸が山腹崩壊、泥流化した崩壊土砂が土石流として白石川に沿って流下している。把握できている崩壊規模は、山腹崩壊箇所が幅80m、長さ350m、深さ10mであり、溪流荒廃箇所が幅60m-80m、延長1.5kmに及ぶ。発生日は平成27年9月9日と推測されるが、詳細な発生時間は把握できていない。崩壊地区は住宅等の無い地区であったため、人的被害ならびに人家等の被害は無かった。この土石流発生に伴い、県道に土

砂が堆積，土砂撤去作業に伴い平成27年10月6日まで通行止となった。

図7.1-14に崩壊箇所を平面図を，写真7.1-24～7.1-26に被災箇所の様子を示す。なお，平面図には写真撮影位置ならびに撮影方向を示す。

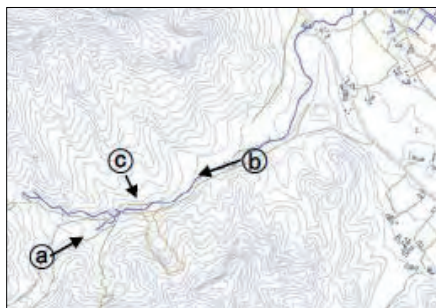


図7.1-14 被災箇所平面図



写真7.1-24 森林崩壊状況(図7.1-14中の㉑)



写真7.1-25 山腹崩壊地(図7.1-14中の㉒)



写真7.1-26 溪流内堆積土砂(図7.1-14中の㉓)

(4) 初動調査 調査箇所

執筆者らは，合同調査団が構成される前に，有志で通行止めになっていないところ，災害復旧作業中迷惑とならない箇所について，調査を行った。調査箇所と調査地点一覧を図7.1-15および表7.1-2に示す。また，各調査地点で撮影された代表的な写真を写真7.1-27～7.1-43に示す。

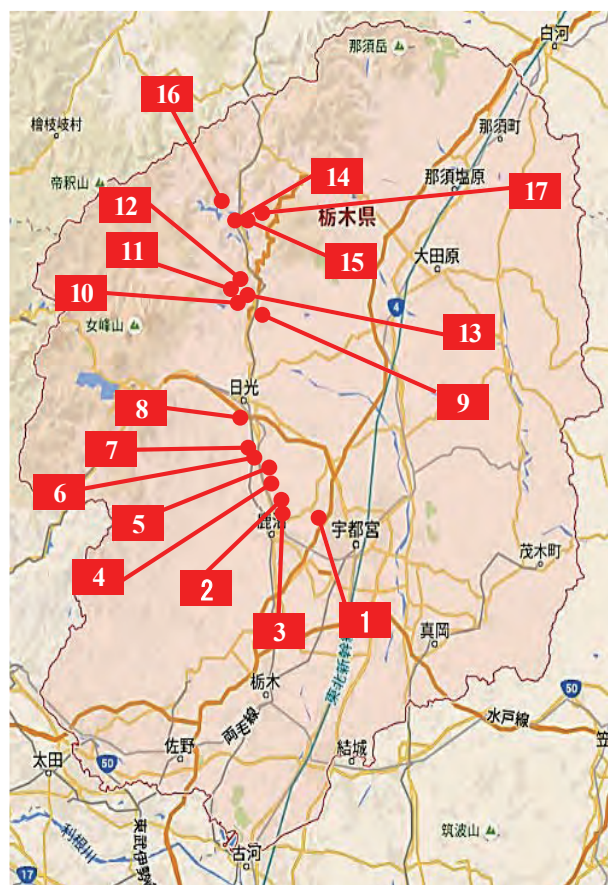


図7.1-15 調査箇所

表7.1-2 初動調査箇所一覧

番号	所在地
1	宇都宮大谷景観公園
2	日光市岩崎
3	宇都宮市古賀志町
4	日光市岩崎
5	鹿沼市板荷
6	鹿沼市板荷
7	鹿沼市板荷
8	日光市千本木
9	日光市鬼怒川温泉大原
10	日光市鬼怒川温泉滝
11	日光市鬼怒川温泉滝
12	日光市鬼怒川温泉滝
13	日光市鬼怒川温泉滝
14	川治ダム
15	川治ダム側道
16	道の駅湯西川付近
17	日光市藤原



写真7.1-29 No.3: 河川の溢水による田んぼの水没, 宇都宮市古賀志町(調査日 2015年9月11日)



写真7.1-30 No.4: 道路及び河道の洗掘, 日光市岩崎(調査日 2015年9月11日)



写真7.1-27 No.1: 岩盤の崩壊, 宇都宮大谷景観公園 (調査日 2015年9月12日)



写真7.1-31 No.5 河川堤防の洗掘, 鹿沼市板荷(調査日 2015年9月11日)



写真7.1-28 No.2: 土石流による道路の閉塞, 日光市岩崎(2015年9月11日)



写真7.1-32 No.6: 斜面崩壊, 鹿沼市板荷(調査日 2015年9月11日)



写真7.1-33 No.7: 河川堤防の洗掘, 鹿沼市板荷 (調査日 2015年9月11日)



写真7.1-37 No.11: 風化岩斜面の崩壊先端部, 日光市鬼怒川温泉滝 (調査日 2015年9月11日)



写真7.1-34 No.8: 道路のり面の被害, 日光市千本木 (調査日 2015年9月11日).



写真7.1-38 No.12: 風化岩斜面の崩壊先端部, 日光市鬼怒川温泉滝 (調査日 2015年9月19日).



写真7.1-35 No.9: 線路路盤の洗掘被害, 日光市鬼怒川温泉大原 (調査日 2015年9月11日).



写真7.1-39 No.13: 河岸侵食による建物被害, 日光市鬼怒川温泉滝 (調査日 2015年9月11日).



写真7.1-36 No.10: 斜面崩壊, 日光市鬼怒川温泉滝 (調査日 2015年9月19日)



写真7.1-40 No.14: 流木で埋め尽くされた川治ダムのダム湖
(調査日 2015年9月19日).



写真7.1-43 No.17: 斜面崩壊部の応急復旧状況, 日光市藤原
(調査日 2015年9月19日).



写真7.1-41 No.15: 斜面崩壊先端部, 川治ダム側道 (調査日
2015年9月19日).



写真7.1-42 No.16: 斜面崩壊後の復旧状況, 道の駅湯西川付近
(調査日 2015年9月19日).

(5) おわりに

栃木県は、自然災害に対するリスク指標GNS(Gross National Safety for natural disasters)³⁾によると、災害が起こる危険性が47都道府県中46番目で、非常に自然災害の少ない県である。一方で、この度の平成27年9月関東・東北豪雨のような災害に見舞われ、これまで経験したことがない異常気象の前には、あまりに無防備であることが明らかになった。この度の災害を教訓にして、県内の官産学が連携して、情報を上手く共有し、来るべき未曾有の災害に備える必要がある。

謝辞: 本節をまとめるにあたり、栃木県県土整備部には、県内の主要な災土砂災害発生地の調査結果などの貴重な資料を多数提供して頂いた。また、宇都宮大学工学部技術職員 吉直 卓也氏には、図表の加工から写真の整理、文章の編集など、多大なお力添えを頂いた。ここに記して謝意を示します。

参考文献

- 1) 栃木県: 土砂災害復旧事業の記録 2013.3.11 東日本大震災 p.31, 2014.
- 2) 栃木の自然編集委員会: 栃木の自然をたずねて, 表紙裏見開, 1997.
- 3) 地盤工学会関東支部「地盤リスクと法訴訟等の社会システムに関する研究委員会」編, 自然災害に対するリスク指標 GNS(Gross National Safety for natural disasters)パンフレット, 2015.

(清木 隆文・海野 寿康・近藤 伸也)

7.2 大規模な土砂災害箇所の例

本節では、二箇所（芹沢地区、白石川地区）の被災状況について、源頭部の現地踏査に基づいて詳述する。

これらはいずれも日光市内に位置し（図7.2-1）、降雨中の水圧上昇が上部斜面を崩壊させ、大規模な土石流が発生した。ともに斜面は降下火砕物に起因する流れ盤様の成層構造を有しており、層間の透水性の差異が豪雨時に斜面内の水圧上昇を促進させたものと考えられる。



図7.2-1 本節で紹介する土砂災害箇所の位置

7.2.1 芹沢地区

(1) 土石流の概要

芹沢は、鬼怒川支川の男鹿川の起点に位置する五十里湖の湖尻からさらに5km上流の地点で西から男鹿川に注ぐ沢であり、沢の左岸にある狭隘な平坦地に26世帯ほどの集落が点在する。男鹿川の合流点付近に置かれた中三

依雨量観測所（国土交通省）によれば、9月8日6時から9月10日22時までの累積雨量は589mm、時間最大雨量は57mm（9月10日2時～3時）であった（図7.2.1-1、土石流9/10に発生）。この地域の100年確率雨量は280mm程度であり、今回の雨量はそれを遥かに上回る。

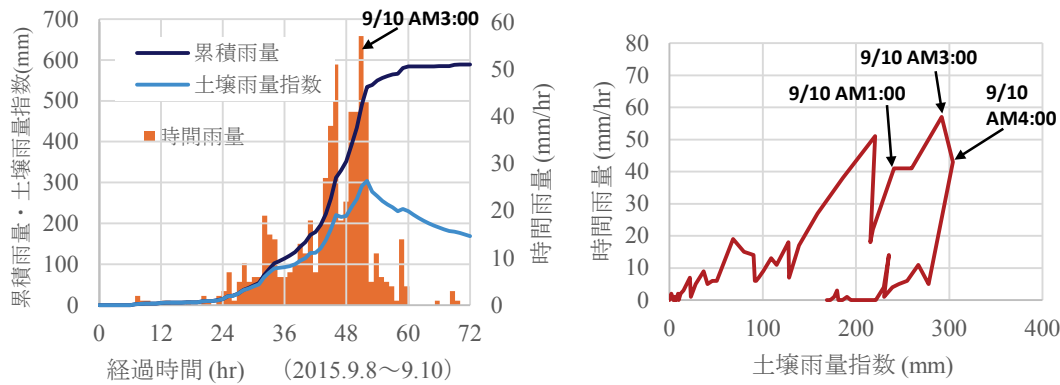


図7.2.1-1 中三依雨量観測所（国土交通省）の雨量記録（注）著者が土壌雨量指数の計算に使用した元データは1hr間隔。

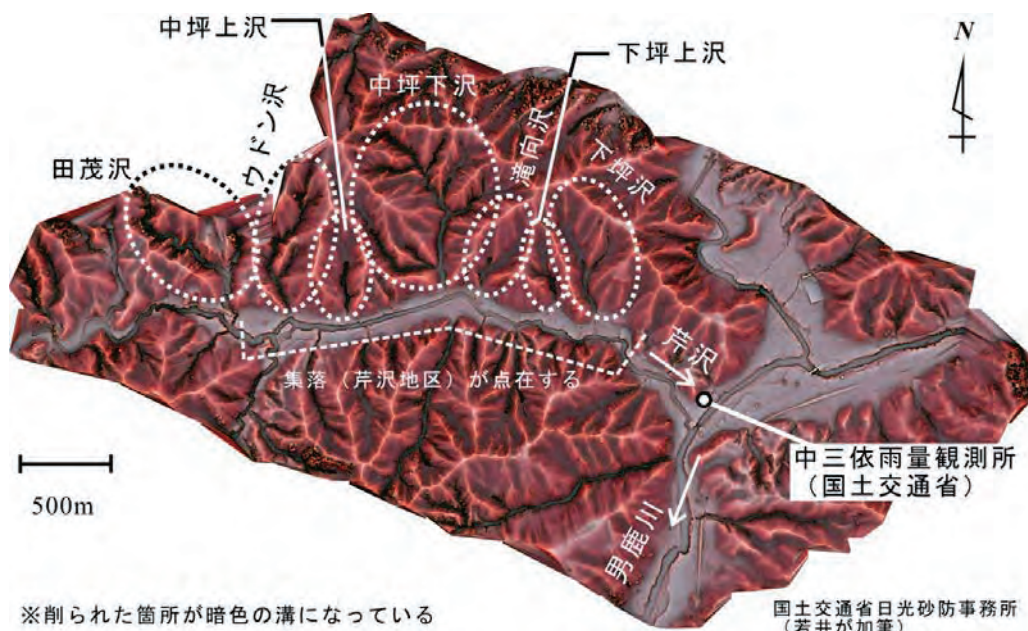


図7.2.1-2 芹沢地区周辺の地形と土石流を生じた溪流群（被災後9月12日のレーザー測量に基づく）



(a) 滝向沢直下の全壊家屋と土砂等の堆積



(b) 滝向沢から中坪下沢までの間の溪岸侵食

図 7.2.1-3 災害直後の芹沢集落の状況 (国土交通省日光砂防事務所)

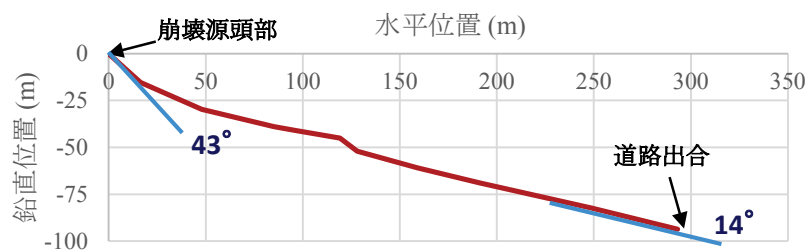


図 7.2.1-4 溪流の中央縦断面で実測した溪床勾配の例 (中坪上沢; 後で詳述)

図7.2.1-2は9月12日の航空レーザー測量に基づく地形図 (国土交通省日光砂防事務所) である。芹沢に左岸側から注ぐ8つの支沢 (各名称を記載) には、それぞれ土石流によって削られた痕跡が暗色の溝状に見える。集落付近に土石流が達したのは9月10日午前1時頃から4時頃の間とされ、住民等の証言によれば、このうち「ウドン沢」では一回目が午前1時少し前でそれから計三回ほど、「中坪下沢」では午前3時頃に流出、一方、谷地形があまり発達していない「滝向沢」ではやや遅れて午前4時から4時半頃にかけて、それぞれ土石流が発生したらしい。なお、土石流の直撃による全壊家屋があるにも関わらず、死者はなく負傷者2名のみであった。

道路啓開前に撮影された写真 (図7.2.1-3) から、「滝向沢」や「下坪上沢」など一部溪流の直下で土砂や流木が家屋を破壊して堆積した様子や、折からの増水と土石流の流入による堰上げで生じた氾濫流が溪岸を侵食した痕跡が見える。背後山地は花崗岩であるが、土石流の発生した各溪流の溪床は上部を除いて基岩を大きく削るほど深くは侵食されていなかった。堆積した物質には巨石が少なく、雨水と表土が混合した土砂流の様相であったことが推定される。例えば「中坪上沢」の溪床の縦断形状 (図7.2.1-4) を見ても分かるように、各溪流が集落道路に出合うあたりの勾配は 14° 程度あり、土石流



図 7.2.1-5 発生した土石流を捕捉した透過型堰堤の例 (芹沢地区の上流、田茂沢第2砂防堰堤)

は減速せずに一気に芹沢の河道まで達したと考えられる。

なお、前図で最上流部 (図の左方) に記した「田茂沢」には計3基 (上流左右俣それぞれに透過型、合流した下流に不透過型) の砂防堰堤が設置されていた。それらは土砂や流木を効果的に捕捉しており (図7.2.1-5)、こうした既存の砂防施設が芹沢集落内で最も人口の密集した地区を土石流の被害から守ったことは特筆したい。



図 7.2.1-6 中坪上沢の溪流出口付近から上流方向



図 7.2.1-7 6世紀榛名二ツ岳と見られる二種類の火山灰



図 7.2.1-8 中坪上沢の土石流源頭部の崩壊斜面（左：全体，右：横断中央部の火山灰層付近の拡大写真）

(2) 源頭部の斜面崩壊機構（中坪上沢を例に）

土石流の発生要因を検討するためには、大量の土砂流出の最初のきっかけとなった斜面崩壊の力学機構を解明することが重要である。ここでは、溪流の出口（集落）から土石流の源頭部までの距離が短く、上部斜面の踏査が比較的容易であった「中坪上沢」を例に検討する。

同沢は芹沢左岸に注ぐ一支沢であるが、道路から水平距離で約300m離れた上流で発生した土石流により、溪床および溪岸が侵食されている。道路に接する溪流の出口付近（図7.2.1-6）における谷幅は約10mである。源頭部に至るまでの溪床の途中には、今回災害の後に溪岸から徐々に崩落して堆積したと思われる暗灰色と白色の二種類の降下火山灰（いずれも6世紀の榛名二ツ岳¹⁾と見られる）の崖錐が堆積した箇所があり（図7.2.1-7）、現場で実測したこれらの安息角は31～32°程度であった。

図7.2.1-8は土石流源頭部の斜面であり、左図はその全体、右図は表層直下部分の拡大写真である。溪流の横断中央部には、角礫を多く含んだ過去の土石流等の堆積物と見られるV字状の崩積土層が谷を埋めている。現表土の下位には明るい色調の連続した層が見られるが、これは前述の火山灰層である。拡大写真を見ると分かるよ

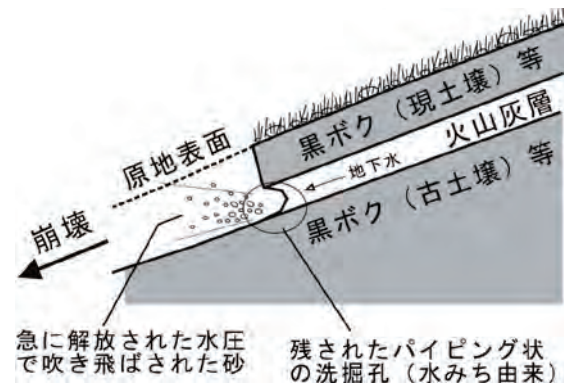


図 7.2.1-9 土石流の引き金となった表層崩壊の機構

うに、火山灰層の厚さは横断中央部に向かって徐々に薄くなる傾向があり、かつ中央には火山灰層の基底部に大量の地下水が供給されていたことを示すパイピング状の洗掘痕が見られる。これは常時の水みちに相当すると思われるが、豪雨時にはこうした経路を通じて供給された大量の地下水が透水性の高い火山灰層に沿って拡がるとともに、表層から鉛直浸透した雨水と合流して、火山灰層内に集中して帯水層を形成した可能性がある。

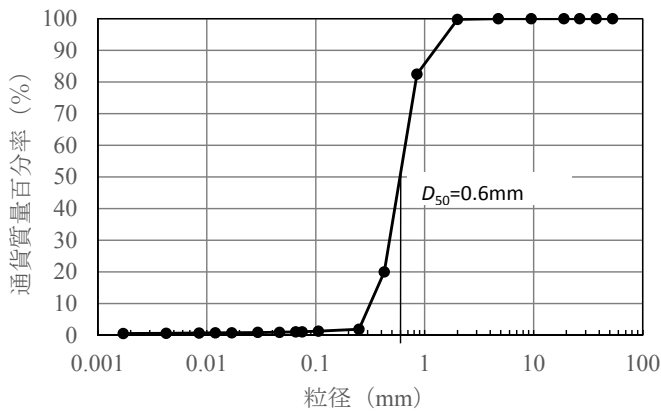


図 7.2.1-10 火山灰層の構成材料の粒径加積曲線

表 7.2.1-1 火山灰層の構成材料の物性

原位置状態		
湿潤密度 ρ_t	g/cm ³	1.14
乾燥密度 ρ_d	g/cm ³	0.93
自然含水比 w_n	%	23.2
相対密度 D_r	%	76.2
諸物性		
土粒子密度 ρ_s	g/cm ³	0.84
最小乾燥密度 ρ_{dmin}	g/cm ³	0.96
最大乾燥密度 ρ_{dmax}	g/cm ³	76.2
液性限界 w_L	%	NP
塑性限界 w_P	%	NP

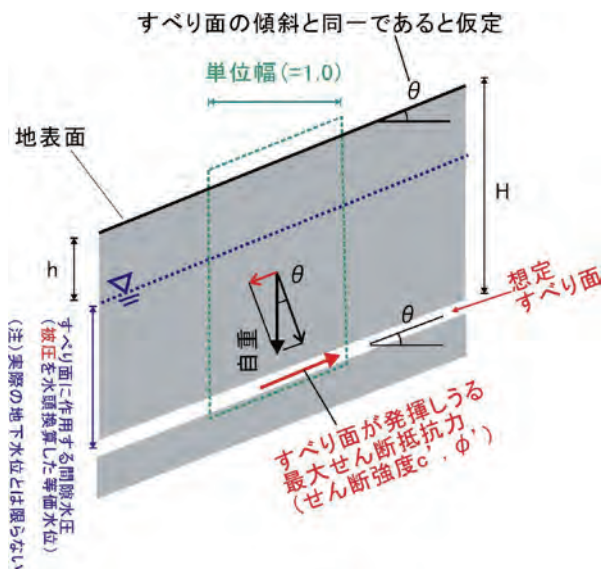


図 7.2.1-11 半無限斜面を仮定した簡易な斜面安定計算

斜面の崩壊機構を単純化した図が図7.2.1-9である。当初の崩壊は限定的な広さであった可能性があるが、表層を失った斜面に浸透する雨水の量は急増するため、地下水位は急上昇する。表流水の掃流力によって次第に周辺が侵食されるとともに、強度の粘着成分をほとんど有しない火山灰層は大量の地下水と混合して流動性状を示し、結果的に大規模な土石流に至ったものと考えられる。当初の斜面崩壊に強く影響したと思われる火山灰層の物性を調べるため、上述の源頭部に近い溪岸の露頭で火山灰の試料を採取した。原位置密度を含めた基本物性を図7.2.1-10および表7.2.1-1に示す。降下時ないしは二次堆積時の分級によって、かなり淘汰されている。試料採取地点では、地表面（勾配約38.1°）直下約50cmの黒ボク層が下位の約60cm厚の火山灰層を覆っていた。さらに下位には火山灰降下以前の古土壌と見られる層があり、触感で推定した透水性はそれを覆う火山灰層に比して低

いように感じられた。

そこで豪雨時にこの火山灰層の基底位置に帯水することを仮定して、どの程度の水位になると火山灰層がせん断破壊するのかを、半無限斜面仮定に基づいた一次元斜面安定計算（図7.2.1-11）によって簡易に推定した。試料採取地点での地層構造等をもとに計算条件を設定した。ここで強度定数（ $c'=0$, $\phi'=42.7^\circ$ ）は原位置密度に合わせて再構成した試料を用いた排水一面せん断試験の結果によるものである。以上の結果、平常時（地下水位なし）には安全率Fsは1.18である一方、地下水位が火山灰層下端から21cmの高さまで上昇するとこの斜面は崩壊する（Fs=1.0）という計算結果が得られた。

火山灰層のように透水性の比較的高い地層が斜面内に存在することは、普段からしばしば経験する程度の雨量の降雨の際には斜面内部の水圧上昇を抑制する排水効果をもたらす可能性があるが、雨量が極めて多くなると、溪流の上部から水みちを經由して流入する地下水と表層からの鉛直浸透水とが合流して、火山灰層に集中して帯水することが考えられる。降下火山灰に覆われた地域では、こうした透水性の異なる成層構造が広く見られ、過去に崩壊履歴を有していない斜面の多くは流れ盤に類した地層構造を呈する可能性があるため、土砂災害リスクの評価の際にこうした観点を考慮することが望まれる。

謝辞：被災箇所に関する貴重な資料をご提供いただいた、国土交通省関東地方整備局ならびに同日光砂防事務所、林野庁関東森林管理局、および栃木県の関係者の皆様方に、謹んで御礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 早田 勉：6世紀における榛名火山の2回の噴火とその災害，第四紀研究，Vol.27, No.4, pp.297-312, 1989.

（若井 明彦・櫻井 正明）

7.2.2 白石川地区

(1) 調査地の概要

白石川は、渡良瀬川水系武子川の左岸支流にあたり、日光市（旧今市）と宇都宮市の境界をなしている。流域は、古賀志山を中心とする標高400～500mの小起伏山地である。地質は、チャート・粘板岩からなる中生代の付加体堆積物の分布地であり、稜線部には露岩地が点在しているが、比較的緩傾斜な山麓部では、関東ロームが表面を覆っている。

白石川は、緩い溪床勾配（1～3%）の平底谷が奥まで発達している、災害が発生するまでは安定した様相を呈していた。また、谷の入口付近には、県道が横断しており、武子川本流までの間は、人家が点在している農地・平地林を縫って蛇行しながら流下していた。

(2) 災害の概要

白石川から4.5kmの距離にある鹿沼地方気象観測所（気象庁）によると、9月9～10日の累積雨量は、469.5mmであり、1時間最大雨量は55mm（9月10日3:15）であった（図7.2.2-1）。

白石川では、右岸斜面が崩壊して、崩土が土砂流となって、約1.8km下流の武子川本流まで流下し、平底谷内のスギ林が被災したほか、谷出口の県道、家屋、農地に土砂が流入した（図7.2.2-2、図7.2.2-3）。

地元への聞き取りによると、9日午後11時ごろから出水が始まり、10日午前2時頃から土砂が流出し始めたこととされる。

災害当時、武子川は、白石川合流点の上流で決壊して、洪水流が武子川左岸に氾濫していたことから、到達地点

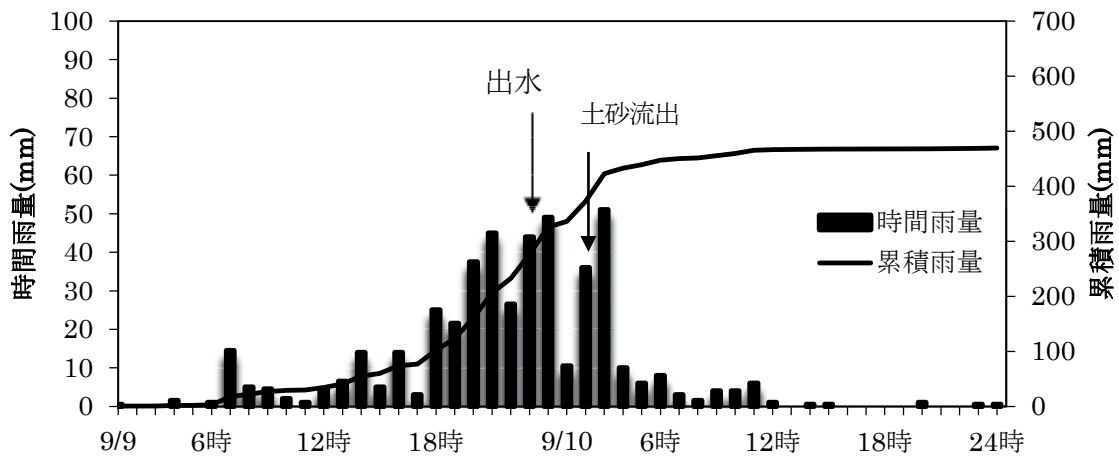


図7.2.2-1 鹿沼地域気象観測所（気象庁）の降雨状況（2015.9.9～9.10）



図7.2.2-2 白石川の災害状況(国土地理院地図マップGIS利用)

付近の詳細は不明瞭であるが、白石川合流点より下流の氾濫域には、土砂の堆積が著しい。

(3) 崩壊地の状況

崩壊地は、長さ350m、幅80m、深さ8mの深層崩壊であり、崩落土砂量は、約20万 m^3 である。

崩壊地は、崩壊地周縁の破断面には厚い関東ロームがみられること、崩壊地の底面には、基岩または角礫交りの粘性土を主体とする古期堆積物が広範囲に露出していることから、凹状地（傾斜30～15度）に堆積していた厚い関東ロームが崩落したと見られる。

崩落した関東ロームの主体は、基岩ないしは古期堆積物の上に堆積していた鹿沼軽石層（赤城鹿沼、Ag-KP）である。崩壊地下端側方には、降下堆積した状態に近いと見られる均質な鹿沼軽石層が露出しているが、厚さは1.3mである。これに対して、崩壊地内では、軽石層の厚さが5m以上あり、著しく風化している部分や層状構造を持つ部分があることから、崩壊地内の軽石層の多くの部分が、周辺から移動してきた二次堆積物である可能性が

高い(図7.2.2-4)。なお、崩壊地両側の稜線部は、露岩が点在しており、関東ロームの堆積は見られない。

また、周辺の破断面には、崩落土塊が除去されたことにより、滞水層の土粒子が流出したとみられるパイプ状の侵食痕跡が多数みられる。災害当時、浸透水を供給する水みちの存在や崩落した軽石層が滞水していたことが示唆される。

崩壊土砂は、白石川の対岸の高さ8m程度のところまでのりあげており、大量の土砂が一度に崩落し、水を多く含んだ崩落土砂はそのまま土石流化したとみられる。なお、崩壊地の周辺にクラックが発達していること、滑落崖が再崩壊したと見られる箇所があることから、その後も小崩壊が発生した可能性が高い。

今回の災害において、白石川流域で大規模な崩壊地が発生した箇所は、1箇所のみである。崩壊地の西側に、同規模の凹状地が存在するが、沢が発達しており、厚い軽石層はみられない。このことから、崩壊の遠因として、斜面に厚い軽石層が保持されていたことが挙げられる。

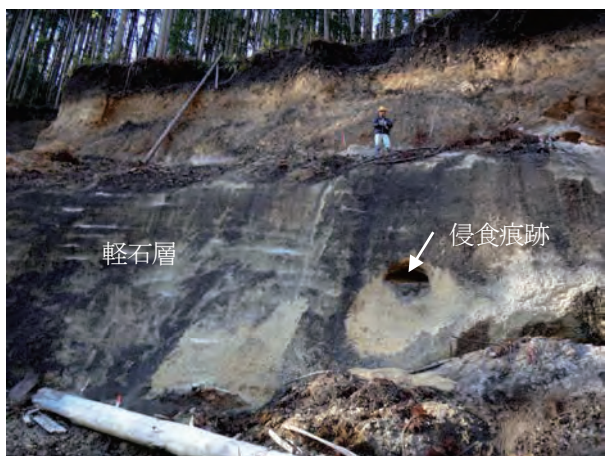


(a) 災害直後の県道付近の土砂流出状況

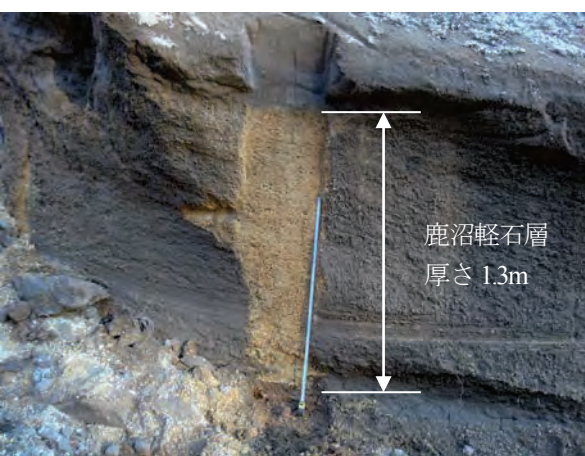


(b) 災害直後の崩壊地の状況

図7.2.2-3 白石川の災害状況(栃木県環境森林部森林整備課)



(a) 崩壊地の頭部（厚い軽石層と侵食痕跡）



(b) 鹿沼軽石層(崩壊地下端側方)

図7.2.2-4 崩壊地の状況

(4) 土石流の状況

崩壊地から崩落した土砂は、流動化して、土石流となって白石川を流下した。崩壊地から200m程度下流に狭窄部があるが、高さ10mのところには洪水痕跡がみられる。

スギ人工林が成立している平底谷を流下した土石流は、崩壊地から長さ850mにわたって幅80mのスギ林を破壊した(図7.2.2-5)。

また、谷出口の県道横断点からは、広がりながら流下して、武子川本流まで到達しているが、途中の耕地(崩壊地から1.6km)に、軽石・火山灰からなる径0.3~1mの土塊を堆積させている。軽石は、かさ密度が比較的小さいことから、遠方まで到達したと考えられる。

(5) おわりに

白石川の災害は、事前に予測することが困難な事例の

一つであり、類似した箇所も含めて、引き続き調査を実施して、知見を蓄積したい。

また、栃木県は、災害直後に応急的な排土を行うとともに、治山ダムの施工に着手する計画であり、早急に白石川の安全水準が確保されることを望みたい。

謝辞：被災箇所に関する貴重な資料をご提供いただいた栃木県の関係者の方々に、この場を借りて、厚く御礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 通産省工業技術院地質調査所：20万分の1地質図 宇都宮，1991.
- 2) 町田洋・新井房夫：火山灰アトラス，pp124-129,1992,

(櫻井 正明・若井 明彦)



(a) 狭窄部の洪水痕跡 (高さ 10m)



(b) 平底谷のスギ林の破壊



(c) 県道下流の流木の堆積



(d) 県道下流の土塊の堆積

図 7.2.2-5 土石流の状況

第8章 豪雨災害と環境

8.1 鬼怒川上～下流域の河川景観・植生への洪水流のインパクト

(1) はじめに

河川流域を豪雨の集水システムとして見たとき、大きな洪水流を流下させた河道特性を実証的に把握することは、河道の流下能力を含め中長期にわたる水系一貫の河道整備に重要な観点となる。本節では、UAV (Unmanned Aerial Vehicles)による航空写真解析とそのGIS (Geographic Information System) 分析により、豪雨災害を引き起こした洪水流が鬼怒川の河道と植生に及ぼした影響を調査したので報告する。

(2) 調査の概要

図8.1-1に調査対象の鬼怒川の流域図を示す。図中の赤色のプロットは現地調査を行った地点である。洪水直後の河道状況を把握するため、利根川合流地点から上流100kmの区間において破堤地点(21k)、溢水地点(25, 44, 46k)を含む13地点を選定し、2015年10月4, 10, 24, 25日の4日間でUAVによる現地調査を行った。選定した最上流4地点(83, 85, 92, 96k)は樹林化・藪化が進行し、国の礫河原再生事業の実施区間でもある。各地点における縦断距離の平均は約2.3km、総距離は30.4kmである。得られた航空写真を解析し、GISによる地被分布解析のためのオルソ画像を取得した。地被分布解析ではArcGISを用いて洪水直後の地被分布を算定した。さらに河川環境基図¹⁾(平成18年度調査；以下H18基図と略記)との差異を検出することで地被状態の変化を見積った。

UAVの写真画像は汎用の写真測量解析ソフト²⁾を用いて処理し、植生分布解析のためのDEMとオルソ画像を

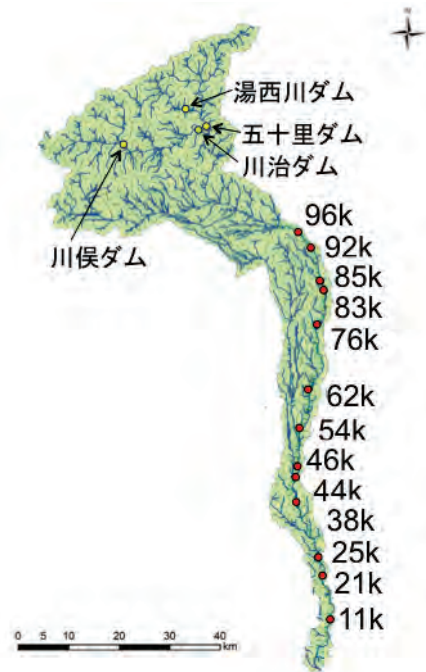


図 8.1-1 鬼怒川流域と調査地点

出力した。UAVの飛行高度は観測地点から対地高度100mとし、それより得られた出力データの空間解像度は約12cm/pixelである。図8.1-2に得られた破堤地点(21k)のオルソ画像を示す。

河道内の地被状態の空間分布は、得られたオルソ画像をArcGISに読み込み、以下の手順で分析することで得た。まず、水面や施設地、耕作地を手動でマスクし、これらを除いたオルソ画像を生成する。次に、1画素の大きさを約0.6~0.7mとして、RGB値により画像の最尤法分類を行い、さらに大多数フィルターを用いて粗視化処理をして画像を草本類・木本類・裸地に区分する。それに手動でマスクしたものを合わせ、最終的にオルソ画像全体を草本類・木本類・耕作地・施設地・裸地・水面の6種類

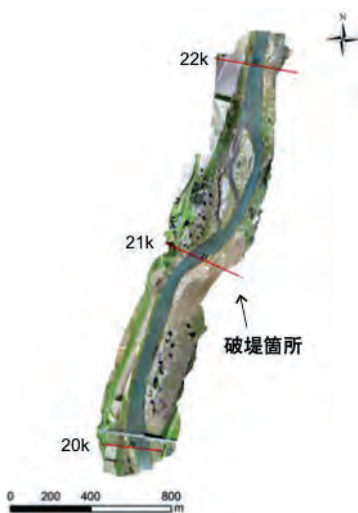


図 8.1-2 得られた破堤地点のオルソ画像(21k: 範囲 19.9-22.2k)

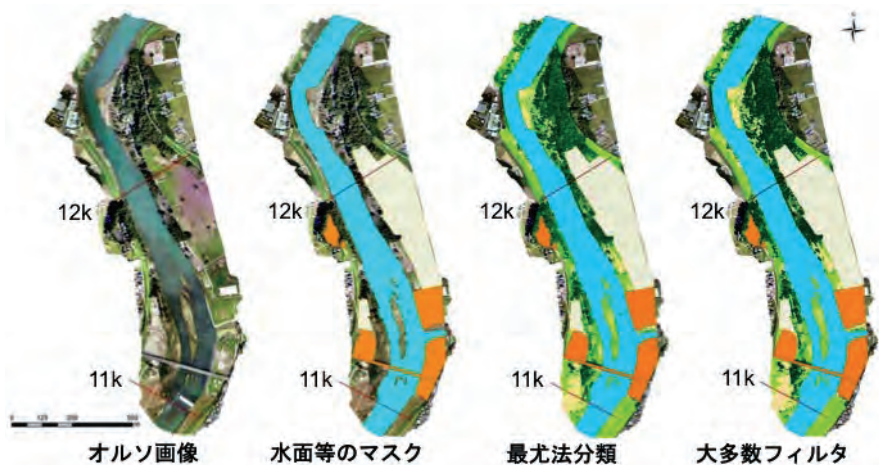


図 8.1-3 地被状態解析の各処理過程の画像(11k: 範囲 10.9-12.8k)

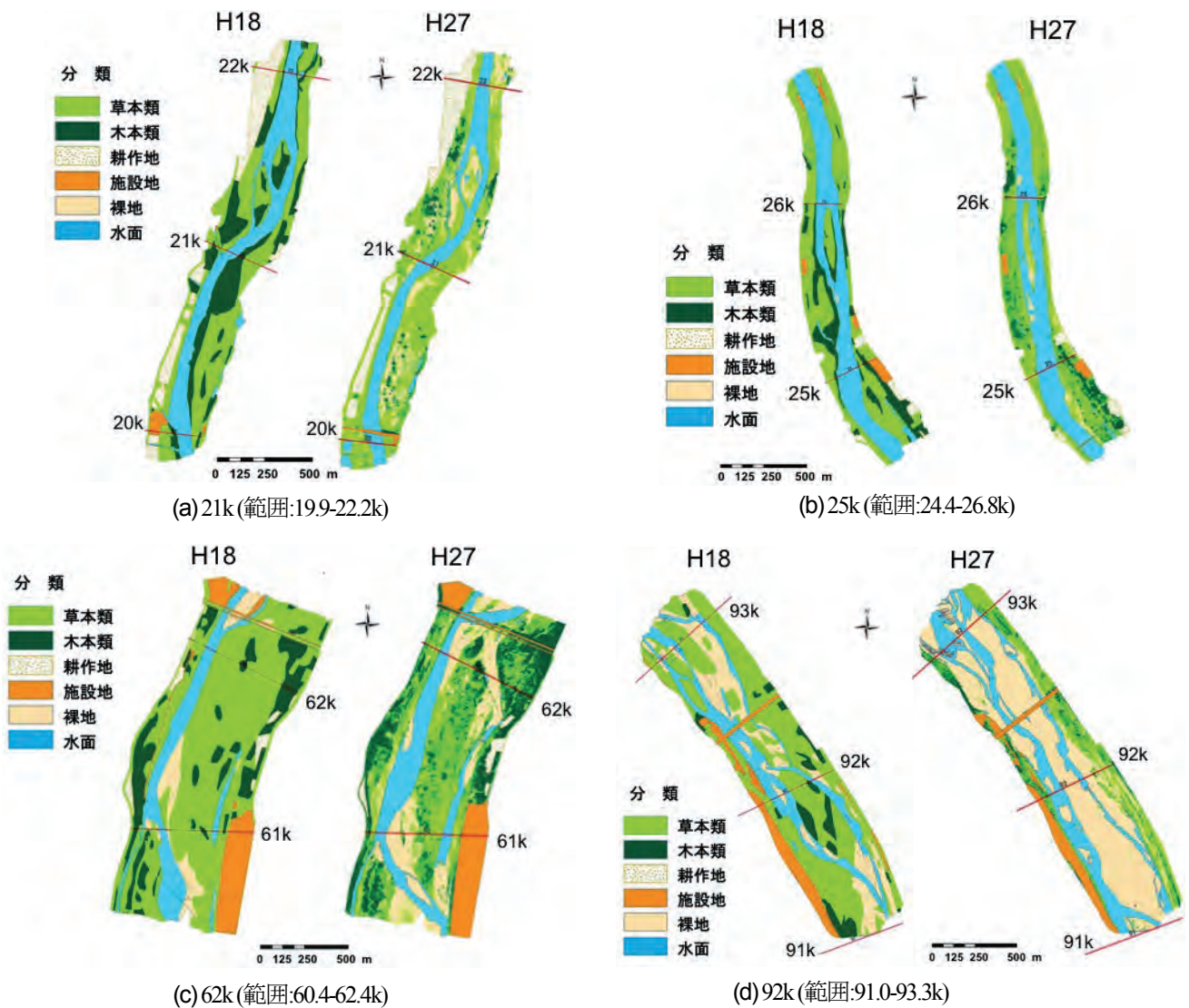


図 8.1-4 河道内の地被状態の空間分布 (各図の左:h18 基図, 右:洪水後調査 (2015.10))

に分類した。図8.1-3は鬼怒川水海道地点(11k)の各処理段階の画像である。

一方、地被状態の変化は、上述の各地点における洪水後の地被分布とH18基図との差異を検出することで評価した。その際、H18基図についても基本分類番号を基に地被状態を同じ6つに再分類した。以上より、平成18年から洪水直後の地被状態変化を36(6×6)パターンに整理し、その中からみお筋の変化や植生変化に該当するパターンを統計分析した。

(3) 調査の結果

図8.1-4に河道内の地被状態の空間分布を、図8.1-5に地被状態の面積割合をそれぞれ示す。各図の左はH18基図の再分類結果であり、右は洪水後調査(2015.10)の結果である。

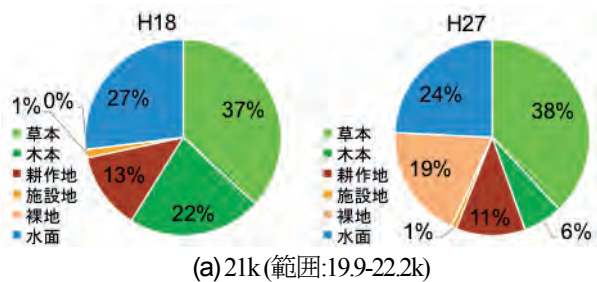
破堤した21k地点では、顕著なみお筋の変化は確認できない。植生は木本類の変化が認められるが、特に破堤地点周辺において変化が大きい。21.5k付近では砂州周

辺に形状変化がある。面積割合で見ると洪水後の地被状態は裸地が大きい割合を占め、木本類が少ないことが分かる。

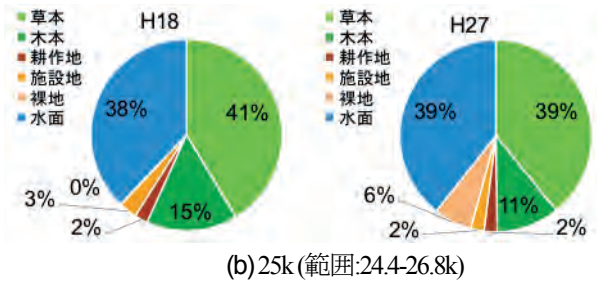
25k地点の溢水地点付近の中州では、木本類が裸地となり、若干の砂州形状の変化も確認される。顕著なみお筋の変化は認められない。面積割合で見ると、ここでも洪水後の地被状態は植生が減少し裸地が増加する傾向を示す。

62k地点では砂州上の草本類が減少し裸地が増加している。砂州形状の変化も下流に比べて相対的に大きい。ただし、62k地点前後のほかの調査地点と比較すると、砂州上の草本類の残存割合が大きい。H18基図によると、上流域の草本類の優占種はオギ群落やシナダレスズメガヤ群落であるが、62k地点の砂州にはチガヤ群落が広がる。チガヤ群落は根茎による繁殖力が著しく地中に根茎が広がるためあまり剥離しなかったと推察される。

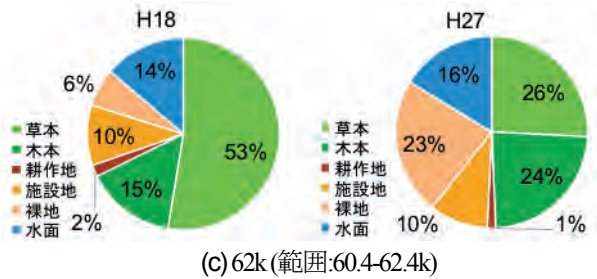
92k地点ではみお筋や砂州形状の変化が非常に顕著である。地被状態としては裸地が増加し、植生が減少して



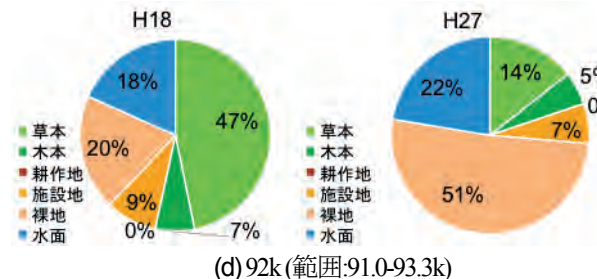
(a) 21k (範囲:19.9-22.2k)



(b) 25k (範囲:24.4-26.8k)



(c) 62k (範囲:60.4-62.4k)



(d) 92k (範囲:91.0-93.3k)

図 8.1-5 河道内の地被状態の割合 (各図の左 : H18 基図, 右 : 洪水後調査(2015.10))

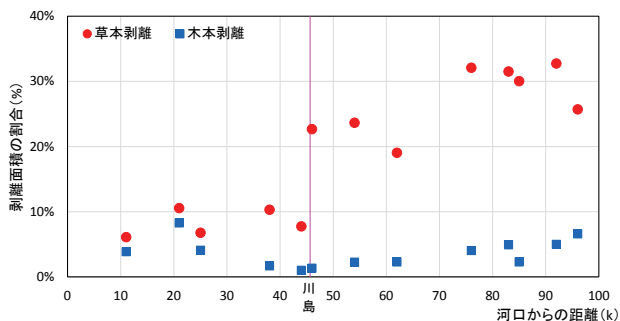


図 8.1-6 植生の変化割合の縦断分布 (草本と木本, 河口は利根川との合流地点)

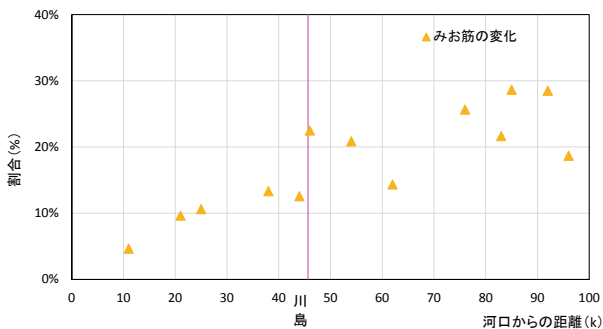


図 8.1-7 みお筋の変化割合の縦断分布 (河口は利根川との合流地点)

いるのが確認できる。面積割合で見ると、特に草本類の剥離が非常に大きい。これより洪水流の掃流力によって河道が大きく攪乱を受け礫河原が出現したことが分かる。

図8.1-6にH18基図と洪水後調査(2015.10)の植生の変化割合の縦断分布を、図8.1-7にはみお筋の変化割合の縦断分布をそれぞれ示す。図8.1-6の縦軸は全体面積に対する草本類・木本類の変化部分の面積の割合であり、図8.1-7の縦軸は全体面積に対するみお筋の変化部分の面

積割合である。これより鬼怒川が受けた今回の洪水インパクトは、縦断方向100km程度の空間スケールで見たととき、明確な特徴が浮かび上がることが分かる。草本類については、川島地点(利根川合流部より46k付近)を境に上流で面積割合が急に大きい値を示し、草本の剥離が顕著である。これは川島付近から勾配が急変して河相が変化するためである。また、木本類については、下流部(11,21,25k)において変化が相対的に大きくなる。これは下流側では水深が大きくなり、対応する倒伏モーメントが大きくなるためと推測される。さらに、破堤した21k地点では草本類・木本類ともに前後の調査地点に比べて変化の割合が大きい。図8.1-4の地被状態の空間分布からはそれらの変化は破堤地点周辺に多く確認されたため、堤防決壊直後からの流れの影響が示唆される。一方、みお筋の変化については下流から上流にかけて増加している。特に、川島地点を境に上流側ではみお筋の変化が大きいことが分かる。なお、62k地点ではその前後に比べてみお筋の変化は小さい。これは上述のように植物種の違いが関係する可能性があり、砂州上の草本類が残存するため、その影響でみお筋の変化が小さくなることが推測される。

謝辞：本調査を実施するにあたり、芝浦工業大学学生の井上敏也、千ヶ崎祐夏の両氏には現地調査および結果の整理でご協力いただいた。記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 河川環境データベース : <http://mizukoku.nilim.go.jp/ksnkanky/> (2016年3月10日閲覧)。
- 2) Agisoft PhotoScan : <http://www.agisoft.com/> (2016年3月10日閲覧)。

(宮本 仁志)

8.2 河畔砂丘と植生

(1) 河畔砂丘（若宮戸地区）

鬼怒川25k左岸の若宮戸地区では、河畔砂丘が発達し、アカマツ植林地およびクヌギ林が見られる（図8.2-1）。河畔砂丘は、河川からの多量の土砂供給、砂を巻き上げる強い季節風（北西風）、および砂を捕捉する北ないしは西向きの蛇行の条件により形成され、利根川南岸にも見られ、志多見砂丘（埼玉県加須市）が有名である。この河畔砂丘は、かつて西向きの蛇行の内岸側にあり、元々あった自然堤防に付加されてできたものと考えられる。砂丘上には植林されたアカマツやクヌギが見られる。この砂丘は「十一面山」もしくは「若宮戸山」とも呼ばれ、市民に広く親しまれ、クリやヤマザクラなども植栽されている²⁾。当地域では、森林は段丘面上やこの河畔砂丘、自然堤防上にパッチ状に分布しており、まとまった面積となっていない。また、河川と接続し連続的な環境であることから、この河畔砂丘及び森林は環境保全上、重要である。

(2) 河道内の植生

図8.2-2には、水辺の国勢調査（2008年）において鬼怒川で確認された植物の重要種を示す。網掛けとなっているのは、10月29日に行った石下付近（20.2-21.0k）での

現地調査において確認された種である。確認された重要種には、水田やあぜに見られる湿地性の種が多く認められた。これらの種が生育する高水敷の景観を図8.2-3に示す。高水敷は概ねヨシで覆われ、地表面は凹凸があり、低水路に向かって緩やかに高くなっている。低水路と境界付近にはヤナギ類の生育を伴う微高地となっている。また、堤防の表のり尻に近い部分には開放水面を伴うたまりが見られ、これらのたまりの近傍では、重要種以外にもマツカサススキやヤナギタデといった湿地性植物が確認されたことから、比較的かく乱のある状態でたまりが維持されてきたことが推察される。衛星写真を用いてたまりを河川縦断的に抽出すると、14k～28kに集中しており、ほとんど全て外岸側のり尻付近に形成されていることから、水衝部に形成されたものが残存しているものと考えられる。このような安定した湿地環境が湿地性植物の生育に寄与している可能性が考えられる。

調査地近傍の河道断面の経年変化を図8.2-4に示す。これより、高水敷のたまりや微高地は経年的に形状をある程度維持していることが分かる。ただし、河床低下が全体に起こっており、特にみお筋では溝状に侵食が進んでおり、一部は沖積粘土層まで到達している³⁾。

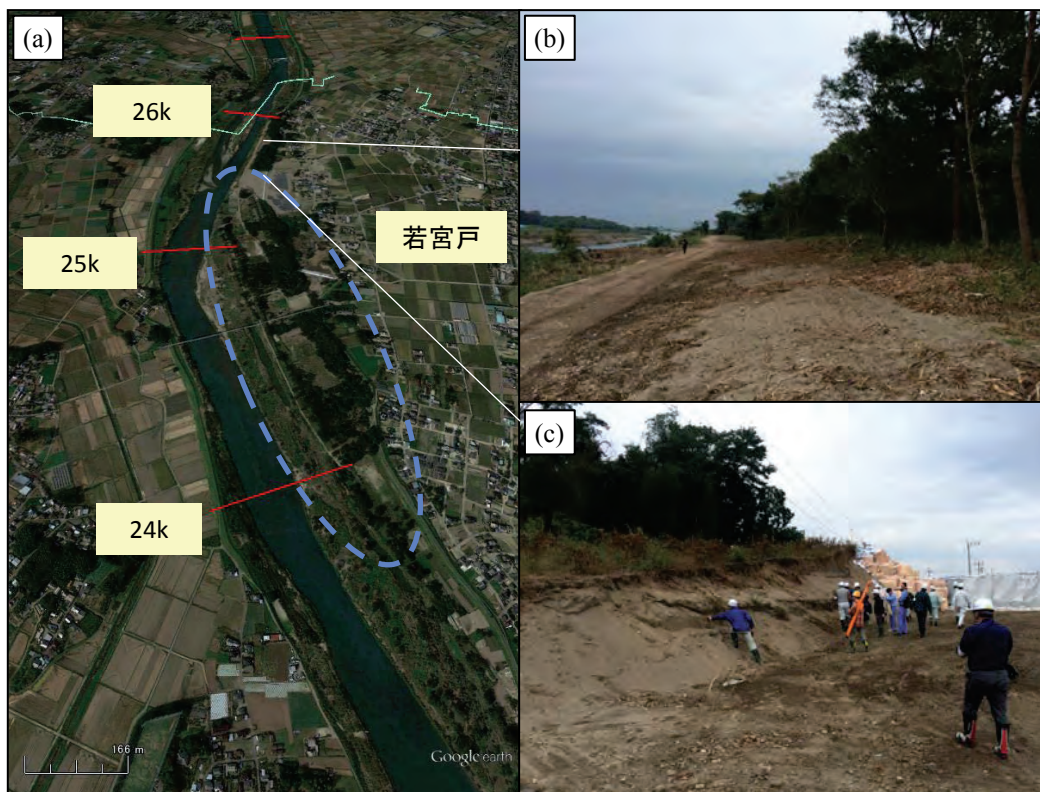


図8.2-1 (a) 若宮戸に存在する河畔砂丘（Google Earth），(b) 砂丘上面，(c) 砂丘断面

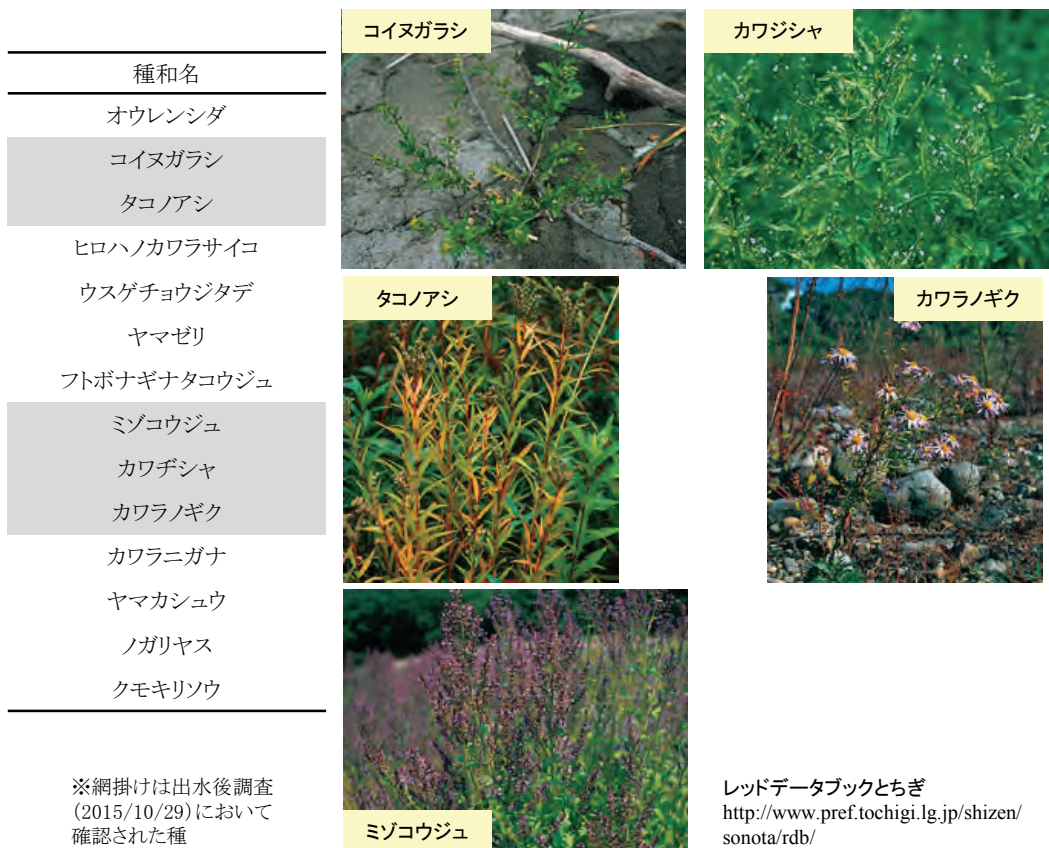


図 8.2-2 水辺の国勢調査および出水後の調査で確認された重要種



図 8.2-3 鬼怒川下流部 (石下付近) の高水敷の景観 (2015/10/29)

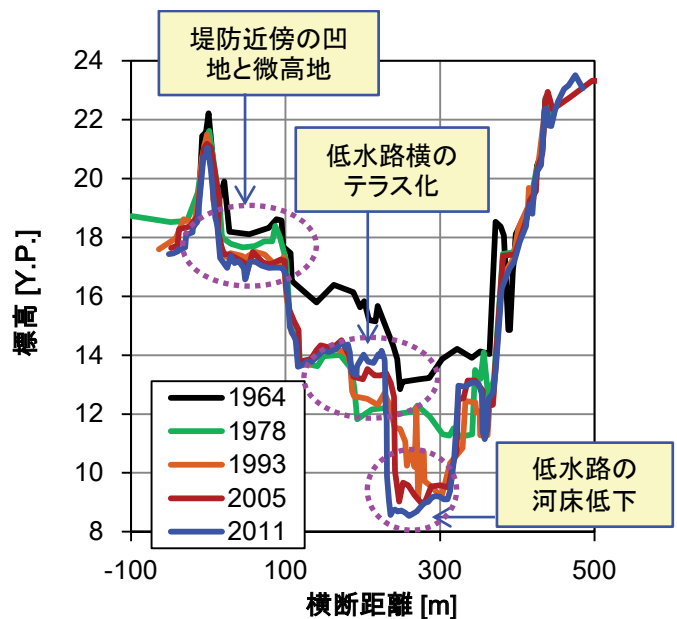


図 8.2-4 鬼怒川下流部 (21k, 石下付近) の河道横断面図

参考文献

- 1) 多田文男：利根川中流部の河畔砂丘，地理学評論，Vol.21 No.1, pp.1-5, 1947.
- 2) 十一面山公式ホームページ：
<http://www2.plala.or.jp/subhananohoso/index.html>(2016年2月9日閲覧)
- 3) 山本晃一，沖積河川—構造と動態—，技報堂出版，2010.

(大槻 順朗)

第9章 今後の災害に対する被害軽減への提言

今回の平成27年9月関東・東北豪雨災害は、一級河川である鬼怒川の上流部における記録的な大雨、下流部の堤防決壊や大規模な溢水の発生、それに伴う人的被害と多くの家屋被害や40km²に及ぶ広範囲かつ10日間にわたる長期間の浸水被害が発生した。また、避難の遅れ等に伴って多くの住民が孤立し、約4300人も多くの人数が自衛隊等により救助された。このような災害に係る調査研究を通して、今後の災害対策の立案や被害軽減に資する提言を取りまとめたものを以下に示す。

提言1

ハザードマップをより分かりやすいものにすると共に、ハザードマップを取り入れた水害避難訓練を学校単位、地域単位などで行う。これらのことを通じて、水害を「我がこと」として認識し、住民の水災害意識を向上させる。

水害ハザードマップは国土交通省等が作成した浸水想定区域図等をもとに市町村が作成し、配布・公表しているが、その認知度は必ずしも高くない。実際、平成27年9月関東・東北豪雨で最も浸水被害が大きかった常総市におけるアンケート調査結果からも、「ハザードマップを知らない」人が6割もいた。また、これまでの最大浸水深のマップのみでは、洪水氾濫現象のイメージがつきにくい部分も多い。そのため、例えば、

- ・「3D動的ハザードマップ」として、洪水氾濫シミュレーション結果の動画を立体的（3D）に表示できるようにする。また、Google Earthのストリートビューのように、これらの動画の視点を上からだけでなく、見る人が自由に変えられるようにする。このような技術開発が有用である。
- ・上記に加え、子供から老人あるいは言葉の不自由な外国人までを含め、その地域に起こりうる洪水災害に関する背景情報を持たない人々にとっても理解が容易で、洪水氾濫をあたかも目の前で生じているように表示する virtual reality（バーチャル リアリティ）を活用することが有効であろう。
- ・3Dプリンタ等を用いた立体的な地形図を地域ごと、河川流域ごとに作成し、自分たちの居住地域がどのような立地条件であり、河川とどのような位置関係かを実感できるようにする。このような模型地図とハザードマッ

プを重ねるなどの工夫を行う。

ハザードマップの創意工夫を進めると共に、日常生活の中で使われるべく、地震や津波と同様の避難訓練を水害（洪水氾濫）についても推進していく。その際には地域単位や市町村単位、学校単位で進めていくことが望まれる。

提言2

洪水氾濫の現況やその予兆も含めた危険度、さらには洪水予報に関わる観測・数値解析システムを高度化・深化すると共に、そこで得られる情報を集約・一元管理するシステムの確立が急務である。それらを住民や行政担当者の避難支援に役立つような“使える”ツールとする。

今次豪雨災害における鬼怒川の決壊箇所（21k 左岸の三坂町地区）では、決壊前に越水が発生したことが確認されているが、間隔を空けて離散的に設置されている現況の水位観測所だけで越水を捉えるのは容易ではない。

そのため、可能な範囲で水位観測地点数を増やすことに加えて、別手段での水位の一層の把握が必須である。例えば、既に検討されている事例も含めると、

- ・河川管理用の CCTV カメラを有効活用し、現況の水位観測で測れていない箇所における補完的な水位データを取得する。
 - ・既存の水位観測データと水理解析ツールを連動させて、水理解析を観測データの補完的役割として活用する。その際には、気象分野など他分野では既に多く実装されているが河川分野では使用例が少ない、観測データと理論・数値解析および数値予測技術を融合する“データ同化技術”の開発が必要となる。
 - ・洪水時には、河川巡視員が堤防上を車で移動し、河川状況の監視を行うが、その際に、河川水位や堤防の変状などを同時にモニタリングし、そのモニタリング結果をリアルタイムにデータ転送し、他のデータと合わせてサーバ上で一元管理する。
 - ・将来的には、堤防決壊・越水・溢水後における堤内地の洪水氾濫状況に関するリアルタイム予測技術を開発・実用化し、道路の冠水等を含めた浸水の現況や予報結果を行政担当者が使える避難支援ツールとして整備する。
- なお、今回の鬼怒川の洪水予報では、洪水の増水期における3時間後の予測水位としては、川島地点ではほぼ実測とあっていたが、水海道地点では実際とは差異が生じていた（6.1.2 参照）。これらの洪水予報精度の向上は避難情報発令の観点から極めて重要である。この精度

向上には、上述した水位観測網の充実や水理解析の活用が有用な手段と考えられる。

提言 3

計画高水位を超える洪水外力条件下での長時間の浸透や越水に対して、粘り強く壊れにくく、避難の時間をより長く稼ぐことが可能な堤防強化技術の検討・開発が急務である。特に、河川堤防という「線構造物」全体として耐越水性・耐浸透性を向上するための工夫が必要不可欠である。また、これらの前提として、計画上のいわゆる定規断面を確保した堤防の早期整備や河道掘削などの河川整備を着実かつ迅速に進めることは必須である。

鬼怒川の 21k 左岸地点では、決壊前に約 2 時間の越水が発生し、越流水深は約 20 cm であった。また、越水はしないものの計画高水位を上回る超過洪水は、鬼怒川下流区間の広範囲にわたって生じていた (4.3 参照)。このように、越水が生じないまでも計画高水位を越えたとき、および越水が生じたときに、粘り強さを発揮させるための堤防強化技術の検討が必要となる。このためには、計画高水位以下の洪水を安全に流下させるために、計画上のいわゆる定規断面 (必要な堤防天端高や天端幅、堤防幅) を確保した堤防の早期整備や河道掘削などの河川整備・管理を着実かつ迅速に進めることは前提である。今次の鬼怒川の 21k 左岸地点では、堤防天端はアスファルト舗装がなされていたものの、越水は堤防裏のり部を急速・急激に侵食した。しかしながら、越水が生じたときにも、堤防天端を舗装をすることにより、舗装が無い場合と比べて決壊までの時間を一定程度伸ばすことが実験により確認され、避難時間の確保の観点からも天端舗装の有効性が示されている (4.3 参照)。これに加えて、維持管理面、コスト面等を踏まえつつ、張芝や適切な堤体材料の選定、堤体表面上の被覆工の設置などによる堤防強化技術の検討・開発が必要である。また、堤防一か所の決壊により甚大な被害が発生するため、「線構造物」としての堤防強化が求められており、上記に加え様々な新技術に基づくレジリエントな堤防強化技術の検討・開発が必要である。

なお、今次災害の鬼怒川では漏水が少なくとも 23 か所で発生した。堤体は地質構成が複雑で、延長も長いことから、詳細に状況を把握し、漏水の危険性がある箇所を予め精度良く把握することは現状の技術でも難しい。また、どのような漏水が堤防決壊に繋がるかが必ずしも明確になっていない。今後、着実な浸透対策 (堤防の拡

幅・緩勾配化やドレーン工の設置) に加えて、浸透決壊危険個所の抽出方法の開発と実用化が極めて重要である。

前述したように、計画上のいわゆる定規断面を確保した堤防の早期整備や河川整備・管理を着実かつ迅速に進めることは必須である。しかし一般的には財政上の制約や土地取得の困難性および既往計画との整合性から河川整備の常識である“下流からの整備”が困難なことが多いことが知られている。このような特定の地先やある一定程度の区間においては、超過洪水時の洪水疎通能力の向上のために、堤防天端を上げることや余裕高の確保と同時にあるいはその前に仮に越水しても完全には破堤に至らないあるいは破堤までに時間を稼ぐ目的のための堤防天端の舗装や堤防裏のり面の質的強化、さらに堤防幅と裏のり面の勾配の緩傾斜化を必要とする。しかし地先強化の施策はその次の弱点箇所の堤防決壊につながることであり、結局全面同時整備という可能性の少ない非現実的な施策の提言という結論になりかねない。超過洪水に対応する現実的考え方は河川整備計画の着実な整備を前提としつつ、①ダムや遊水地、堰、水門等の既存治水施設のより有効な運用ルールの研究とその実行、②道路の二線堤化や速い流水にも耐えうる植生による流水抵抗の削減やピロティ式住居等家づくり、垂直避難や水平避難に最適な避難場所の確保・選定等の地域づくりやまちづくりと一体となった氾濫時の被害最少化を図ることが求められる。越水決壊に対抗した粘り強い堤防を造ったとしても浸透決壊に必ずしも効くわけではなく、これには一定程度の堤防幅と緩傾斜化を必要とする。これはすなわちいわゆる定規断面を確保した堤防の早期完成、すなわち河川整備計画に基づく整備の推進である。

提言 4

洪水外力の不確実性や堤防の耐力側の不確実性を考慮して、洪水氾濫被害のリスク評価の導入が必要不可欠である。

外力としての雨の強度や量には一定の不確実性が伴うものである。さらに堤防の内部構造や地盤定数・パラメータには大なり小なりの不確実性が伴っている。今後の河川整備や危機管理を考えるときは、このような外力の不確実性や堤防の耐力側の不確実性を考慮することが必要になってこよう。これはすなわちリスク評価であり、他の災害や事故の持つ発生確率やリスクおよびそれに伴う被害損額の年想定期待値の相互比較を通じて、治水予算の適正規模の評価が可能となろう。リスクには人がそれを受容できるレベルなのかあるいは受忍しなければなら

らないレベルなのか、あるいは全くあきらめて避難のみを考えるレベルなのか、ひるがえって革新的利益につながる絶対に譲れない災害被害かを問いたず時期に来ていよう。

提言 5

外水氾濫と内水氾濫の同時発生を想定した洪水避難計画の見直しを早急に行うべきである。

今回の鬼怒川からの洪水氾濫では、決壊した 21k 地点から約 10km 離れた水海道地区において早期の浸水が発生した。これは、鬼怒川からの氾濫流本体が到達する前に、氾濫原を南北に流れる八間堀川に鬼怒川からの氾濫水が流入し、その水が下流側に素早く運ばれて八間堀川から氾濫したためである (3.3.4 参照)。言い方を変えると、外水氾濫 (鬼怒川からの氾濫) と内水氾濫 (支川の八間堀川からの氾濫) が同時に行ったものであり、水海道地区の浸水時間を早めたのは内水氾濫が原因であった。さらに周辺住民はその内水氾濫を見て、鬼怒川本川からの氾濫の規模と浸水はこの程度かと勘違いしていたふしがあり、そのことが多くの住民の避難の遅れにつながった可能性がある (6 参照)。そのため、外水氾濫と内水氾濫が同時に発生するケースでは、洪水の到達時間や浸水初期プロセスが大きく異なることから、これらを考慮した形で避難計画を見直し・立案する必要がある。特に、首都圏での大規模洪水氾濫が発生する場合、広域避難が必要となるが、その計画作成には、どの程度洪水到達に猶予があるかが重要となり、本災害のように外水・内水氾濫の同時発生を考慮することは必要となる。

提言 6

水防活動内容や体制を再度検証し、より効果的で適切な水防活動を行うシステムを構築する。

水防体制の弱体化が懸念される一方で、計画規模以上の洪水の頻発により、これまで以上に水防活動の重要性が高まっている。そのため、より効率性が高く、かつ、効果的な水防活動を実施・支援するためのシステム作りが求められている。例えば、

・提言 2 で述べた氾濫危険情報に基づいて、水防活動の

必要性を判断し、的確な水防活動をするための仕組みづくりを行う。

・堤防における越水防止用として多くの労力を必要とする土嚢作りに代わり、より少ない労力で効率的に越水対策となり得る、オランダなどで用いられている越水防止用技術を用いることは有用である。

(山田 正・岡村 未対・清水 義彦・二瓶 泰雄)

謝辞

本調査団は、公益社団法人土木学会水工学委員会・地盤工学委員会・関東支部と公益社団法人地盤工学会の合同で組織され、平成27年9月関東・東北豪雨による関東地方における豪雨災害に対する調査を行うものである。国土交通省関東地方整備局、茨城県、栃木県、常総市、住民の方々には、情報提供や現地調査等において、ご協力いただきました。調査団一同、深く御礼申し上げます。

本調査研究を推進するにあたり、公益財団法人河川財団・河川整備基金から助成を頂きました。また、団員の中のいくつかのグループでは、以下の助成の援助を頂いています。ここに感謝の意を表します。

・公益社団法人土木学会・水工学委員会水害対策小委員会

