高梁川水系小田川堤防調査委員会 報告書

令和2年2月

高梁川水系小田川堤防調査委員会

はじめに

平成 30 年 6 月 29 日 09 時に日本の南海上で発生した台風第 7 号は、7 月 3 日夜に対馬海峡を 通過し、4 日には日本海に進み同日 15 時に日本海中部で温帯低気圧に変わり、その後、この低気 圧からのびた梅雨前線が西日本上空に停滞し、南からの暖かく湿った空気が流れ込み続けたこと で前線の活動が非常に活発となった。

このため、岡山県では8日にかけて記録的な大雨となり、6日夜には県内24市町村に大雨特別 警報が発令され、流域内の各地で降り始めからの総雨量が400mmを越える記録的な大雨を観測 した。

この大雨の影響で、岡山県内では死者 70 名を超える人的被害に加え、床上浸水約 4,020 棟、床 下浸水約 5,330 棟などの住家被害、さらには高梁川や小田川など県内の複数の河川で堤防決壊な どの甚大な被害が発生した。

高梁川流域では、高梁川上流の千屋雨量観測所(岡山県新見市)において、降り始めからの総雨量 431.5mm を記録したほか、成羽川上流の東城雨量観測所(広島県庄原市)で 415.0mm を記録するなど、流域全域にわたり年間降水量の約1/4から約1/2の降水量を記録した。

これにより、高梁川の自羽水位観測所や小田川の矢掛水位観測所では、計画高水位を超過し、 堤防を越水するなど観測記録史上第一位の水位を記録した。

この出水により、小田川の国管理区間においては、左岸 3.4k 付近(岡山県倉敷市真備町箭笛地 先)及び、左岸 6.4k 付近(岡山県倉敷市真備町尾崎地先)、小田川支川の県管理区間の茉鼓川、高馬 川、真谷川において計 8 箇所の堤防が決壊し、氾濫により多くの家屋浸水被害等が発生するとと もに、避難の遅れにより死者 51 名、2,000 名を超える孤立者が発生するなど、甚大な被害となっ た。

この「平成 30 年 7 月豪雨」により、高梁川水系小田川の国管理区間で発生した 2 箇所の堤防 決壊に対し、被災原因を特定し、被災状況に対応した堤防復旧工法を検討するため、国土交通省 中国地方整備局により、地盤工学および河川工学を専門とする 7 名の委員からなる「高梁川水系 小田川堤防調査委員会」が設置され、第 2 回より岡山県管理区間の末政川、高馬川、真谷川の計 6 箇所の堤防決壊も検討の対象に加えた議論を行った。

小田川等の堤防決壊が確認されたのは7月7日未明から明け方にかけてで、7月8日13時より 国土交通省による排水ポンプ車による排水活動が開始され、排水活動に目処が立った7月10日に 堤防調査委員会委員による現地調査を実施した。

その後、平成 30 年 10 月 30 日までに、延べ 5 回の委員会を開催し、被災原因の特定、及び被 災状況に対応した堤防復旧工法の検討を行った。

本報告書は、委員会において議論した事項をとりまとめたものである。

今次洪水では、同一地域で複数箇所の堤防が決壊するという甚大な被害が発生しており、本報 告書が、今後の河川行政並びに技術の発展に役立つ資料となれば幸いである。

令和2年2月

高梁川水系小田川堤防調査委員会委員長

前野 詩朗

高梁川水系小田川堤防調査委員会報告書

目 次

はじめに

1. 高梁川水系小田川堤防調査委員会の概要1-1
1.1 目的1-1
1.2 委員の構成1-2
1.3 検討の経過1-3
1.4 委員会の規約1-5
2. 洪水と被害の概要
2.1 高梁川流域の概要2-1
2.1.1 流域の概要2-1
2.1.2 降雨特性と地形特性2-2
2.1.3 小田川の地形および河道特性2-4
2.2 平成 30 年 7 月豪雨の概要2-7
2.2.1 降雨の状況2-7
2.2.2 河川水位の状況2-10
2.3 倉敷市真備町における被害状況2-13
2.3.1 浸水範囲2-13
2.3.2 浸水状況2-14
2.4 小田川等の施設被害の概況2-16
2.4.1 小田川等の施設被害の概況2-16
2.4.2 被災状況および応急復旧状況(直轄管理施設)2-19
2.4.3 被災状況および応急復旧状況(県管理施設)2-29

3.	小田川左岸 3k400 付近の決壊原因の特定および対策工(案)	3-1
3	8.1 一般的な堤防決壊のメカニズム	.3-1
	3.1.1 河川水の越水による堤防決壊	.3-1

	3.1.2 河川水の浸透による堤防決壊	3-1
	3.1.3 河川水の侵食・洗掘による堤防決壊	3-2
:	3.2 越水による決壊の可能性の検討	3-3
	3.2.1 堤防高と痕跡水位の関係	3-3
	3.2.2 落堀の形成	3-5
	3.2.3 まとめ	3-7
;	3.3 浸透による決壊の可能性の検討	3-8
	3.3.1 決壊区間の地質構成の推定	
	3.3.2 決壊した堤防の地質構成の推定	3-13
	3.3.3 浸透流解析	3-14
	3.3.4 まとめ	3-18
;	3.4 侵食による決壊の可能性の検討	3-19
	3.4.1 決壊区間およびその近傍の侵食状況	3-19
	3.4.2 決壊区間およびその近傍の流速の推定	3-20
	3.4.3 まとめ	3-21
;	3.5 構造物の影響による決壊の可能性の検討	3-22
	3.5.1 決壊区間およびその近傍の構造物の状況	3-22
	3.5.2 構造物の影響による決壊の可能性の検討	3-23
	3.5.3 まとめ	3-24
:	3.6 決壊原因の特定	3-25
:	3.7 本復旧工法(案)	3-27
	3.7.1 決壊区間における対策の基本方針	3-27
	3.7.2 対策方法案	3-27
4.	小田川左岸 6k400 付近の決壊原因の特定および対策エ(案)	
	4.1 越水による決壊の可能性の検討	4-1
	4.1.1 堤防高と痕跡水位の関係	4-1
	4.1.2 落堀の形成	4-3
	4.1.3 まとめ	4-5
	4.2 浸透による決壊の可能性の検討	4-6
	4.2.1 決壊区間の地質構成の推定	4-6
	4.2.2 決壊した堤防の地質構成の推定	
	4.2.3 浸透流解析	4-12
	4.2.4 まとめ	4-16

4.3 侵食による決壊の可能性の検討	
4.3.1 決壊区間およびその近傍の侵食状況	4-17
4.3.2 決壊区間およびその近傍の流速の推定	
4.3.3 まとめ	
4.4 構造物の影響による決壊の可能性の検討	
4.4.1 決壊区間およびその近傍の構造物の状況	
4.4.2 構造物の影響による決壊の可能性の検討	
4.4.3 まとめ	
4.5 決壊原因の特定	4-23
4.6 本復旧工法(案)	
4.6.1 決壊区間における対策の基本方針	
4.6.2 対策方法案	4-25
5. 末政川左岸 0k400 付近の決壊原因の特定および対策工(案)	
5.1 越水による決壊の可能性の検討	
5.1.1 堤防高と痕跡水位の関係	5-1
5.1.2 落堀の形成	5-3
5.1.3 まとめ	5-5
5.2 浸透による決壊の可能性の検討	5-6
5.2.1 決壊区間の地質構成の推定	5-6
5.2.2 決壊した堤防の地質構成の推定	5-8
5.2.3 浸透流解析	5-9
5.2.4 まとめ	
5.3 侵食による決壊の可能性の検討	
5.3.1 決壊区間およびその近傍の侵食状況	
5.3.2 まとめ	
5.4 構造物の影響による決壊の可能性の検討	
5.4.1 構造物による決壊の可能性の検討	
5.4.2 まとめ	5-17
5.5 決壊原因の特定	5-18
5.6 本復旧工法(案)	
5.6.1 決壊区間における対策の基本方針	5-21

6. 末政川左右岸 0k700 付近の決壊原因の特定および対策工 (案) 6-1
6.1 越水による決壊の可能性の検討	6-1
6.1.1 堤防高と痕跡水位の関係	6-1
6.1.2 落堀の形成	6-3
6.1.3 まとめ	6-5
6.2 浸透による決壊の可能性の検討	6-6
6.2.1 決壊区間の地質構成の推定	6-6
6.2.2 決壊した堤防の地質構成の推定	6-8
6.2.3 浸透流解析	6-9
6.2.4 まとめ	6-13
6.3 侵食による決壊の可能性の検討	6-14
6.3.1 決壊区間およびその近傍の検討	6-14
6.3.2 まとめ	6-15
6.4 構造物の影響による決壊の可能性の検討	6-16
6.4.1 構造物による決壊の可能性の検討	6-16
6.4.2 まとめ	6-17
6.5 決壊原因の特定	6-18
6.6 本復旧工法(案)	6-21
6.6.1 決壊区間における対策の基本方針	6-21
7. 高馬川右岸 0k100, 左岸 0k00 付近の決壊原因の特定および	対策エ(案) 7-1
7.1 越水による決壊の可能性の検討	7-1
7.1.1 堤防高と痕跡水位の関係	7-1
7.1.2 落堀の形成	7-3
7.1.3 まとめ	
7.2 浸透による決壊の可能性の検討	7-6
7.2.1 決壊区間の地質構成の推定	
7.2.2 決壊した堤防の地質構成の推定	7-8
7.2.3 浸透流解析	7-9
7.2.4 まとめ	
7.3 侵食による決壊の可能性の検討	7-14
7.3.1 決壊区間およびその近傍の検討	7-14
7.3.2 まとめ	7-15
7.4 構造物の影響による決壊の可能性の検討	

7.5 決壊原因の特定	7-17
7.6 本復旧工法(案)	7-20
7.6.1 決壊区間における対策の基本方針	7-20
8. 真谷川左岸 0k500 付近の決壊原因の特定および対策工(案)	8-1
8.1 越水による決壊の可能性の検討	8-1
8.1.1 堤防高と痕跡水位の関係	8-1
8.1.2 落堀の形成	8-3
8.1.3 まとめ	8-5
8.2 浸透による決壊の可能性の検討	8-6
8.2.1 決壊区間の地質構成の推定	8-6
8.2.2 決壊した堤防の地質構成の推定	8-8
8.2.3 浸透流解析	8-9
8.2.4 まとめ	8-13
8.3 侵食による決壊の可能性の検討	8-14
8.3.1 決壊区間およびその近傍の侵食状況	8-14
8.3.2 まとめ	8-15
8.4 構造物の影響による決壊の可能性の検討	8-16
8.5 決壊原因の特定	8-17
8.6 本復旧工法(案)	8-20
8.6.1 決壊区間における対策の基本方針	8-20
9. 末政川両岸決壊のメカニズム	
9.1 末政川の被災状況	9-2
9.2 河道水位・痕跡水位	9-7
9.3 氾濫時刻の推定	9-12
9.4 被災メカニズム	9-16
9.5 末政川両岸決壊の要因分析	9-19

10.	参考資料	10-1
10	D.1 堤防開削調査結果	10-1

10.1.1 左岸 3k400	
10.1.2 左岸 6k400	
10.1.3 末政川左岸 0k400	
10.1.4 高馬川右岸 0k100	
10.1.5 真谷川左岸 0k300	
10.2 追加調査における基礎地盤の状況確認	
10.2.1 左岸 3k400	
10.2.2 左岸 6k400	
10.2.3 末政川左岸 0k400	
10.2.4 高馬川右岸 0k100	
10.2.5 真谷川左岸 0k300	

おわりに

1. 高梁川水系小田川堤防調査委員会の概要

1.1 目的

「小田川堤防調査委員会」(以下、本委員会という。)は、国が管理する高梁川水系小田川の倉 敷市真備町箭田地区及び尾崎地区、岡山県が管理する末政川の倉敷市真備町有井地区、高馬川の 倉敷市真備町箭田地区、及び真谷川の倉敷市真備町服部地区において発生した堤防決壊に対し、 その原因を究明するとともに、復旧工法等に関して国土交通省中国地方整備局及び岡山県に対し 専門的な指導・助言を行うことを目的とする。

1.2 委員の構成

平成 30 年度 7 月豪雨を受け、小田川並びにその支川末政川、高馬川及び真谷川における堤防 決壊後、本委員会を速やかに設置した。本委員会は、地元岡山大学の教授 4 名に加え、山口大学、 国土技術政策総合研究所および国立研究開発法人土木研究所の専門家で構成されている。委員長 は委員の互選により選任した。

委	員	老女木 哲也	国立研究開発法人土木研究所 地質・地盤研究グループ 土質・振動チーム 上席研究員
委	員	竹下 祐二	岡山大学大学院 環境生命科学研究科 教授
委	員	^{ELJNet #SE 西垣 誠}	岡山大学大学院 環境生命科学研究科 特任教授
委	員	<u>ふくしま まさき</u> 福島 雅紀	国土交通省国土技術政策総合研究所 河川研究部 河川研究室 室長
委 (委員長	員 長)	まえの L ろう 前野 詩朗	岡山大学大学院 環境生命科学研究科 教授
委	員	森 啓年	山口大学 工学部 社会建設工学科 准教授
委	員	ましだ けいすけ 吉田 圭介	岡山大学大学院 環境生命科学研究科 准教授

(敬称略 五十音順)

1.3 検討の経過

本委員会は、平成 30 年 7 月 28 日の第 1 回から平成 30 年 8 月 21 日の第 4 回委員会までで堤 防決壊要因の特定並びに本復旧工法を検討した。

また、全国的にも事例が少ない末政川の両岸決壊の被災メカニズムについて検討するため平成 30年10月30日に第5回委員会を開催した。

検討フローを図 1.1 に、本委員会の開催状況を表 1.1 に示す。



図 1.1 検討フロー図

回数	開催日	議事内容
1	平成 30 年 7 月 10 日	出水及び被災状況の現地踏査
(現地)		被災メカニズム解明に資する助言
2	平成 30 年 7 月 27 日	今次出水による被災の状況
		応急復旧対策の状況
3	平成 30 年 8 月 10 日	堤防決壊と被災メカニズム
4	平成 30 年 8 月 21 日	本復旧工法(案)について
5	平成 30 年 10 月 30 日	末政川両岸決壊について
参考	平成 30 年 12 月 16 日	決壊場所の堤防の土質構成の確認
(現地)		施工基面の状況確認

表 1.1 委員会の開催状況



写真 委員会の状況

1.4 委員会の規約

高梁川水系小田川堤防調査委員会 規約

第1条 (名称)

本会は、「高梁川水系小田川堤防調査委員会」(以下「委員会」という。)と称する。

第2条 (目的)

委員会は、国が管理する高梁川水系小田川の倉敷市真備町箭田地区及び尾崎地区、岡山県 が管理する末政川の倉敷市真備町有井地区、高馬川の倉敷市真備町箭田地区、及び真谷川の 倉敷市真備町服部地区において発生した堤防決壊に対し、その原因を究明するとともに、復 旧工法等に関して国土交通省中国地方整備局及び岡山県に対し専門的な指導・助言を行うこ とを目的とする。

第3条 (構成)

- 1 委員会を構成する委員は別表のとおりとし、国土交通省中国地方整備局長及び岡山県知事 が委嘱する。
- 2 委員会には委員長を置くものとし、委員の互選によって定める。
- 3 委員長に事故等があるときは、委員長が予め指名する委員がその職務を代行する。

第4条 (運営)

- 1 委員会は、委員長が会務を総括するとともに委員会の開催にあたっては委員を招集する。
- 2 委員会は、委員長が必要とした場合又は事務局より要請があった場合に開催する。
- 3 委員会は、委員の過半数の出席をもって成立する。
- 4 委員会は、目的を達成するために必要と認める場合には、委員会に委員以外の者の出席を 求めることができる。
- 5 委員の代理出席は認めない。

第5条 (任期)

委員の任期は、各委員への委嘱状に記載される期間とする。

第6条 (委員会の公開方法)

- 1 委員会の議事は、非公開とする。
- 2 委員会資料は、原則公開とする。なお、委員から非公開を条件に提供された情報、関係者 と調整中の事項等未成熟な情報、及び公開することにより特定の者に不当な利益若しくは 不利益を及ぼすおそれがある資料については、当該資料の公開の可否について委員会で決 定する。
- 3 委員会の議事概要は、事務局が取りまとめ、前項で公開することとした資料と合わせて、

速やかに国土交通省中国地方整備局及び岡山河川事務所のWEBサイト、並びに岡山県のWEBサイトにおいて公開する。

なお、議事概要は、発言者の氏名及び前項で非公開と決定した資料に関する内容は除く。

第7条 (事務局)

- 1 委員会の事務局は、国土交通省中国地方整備局河川部河川工事課及び岡山河川事務所計画
 課、並びに岡山県土木部河川課及び備中県民局建設部工務第二課に置く。
- 2 事務局は、委員会運営に係る庶務を処理する。なお、被災要因や本格的な復旧工法については、各河川において密接に関係することから、一体的に検討等を進める必要があるため、国土交通省中国地方整備局が主体となって庶務を担うものとする。

第8条 (その他)

本規約に定めるもののほか、委員会の運営に関し必要な事項は、委員会で定める。

- 附則 この規約は、平成30年7月10日から施行する。
- 改正 この規約は、平成30年7月27日から施行する。

2. 洪水と被害の概要

2.1 高梁川流域の概要

2.1.1 流域の概要

はなみやま 高梁川は、岡山県の西部に位置し、その源を岡山・鳥取県境の花見山(標高1,188m)に発し、新見 くまたにがわ にしがわ おきかべがわ 市において熊谷川,西川,小坂部川等の支川を合わせて南流し、高梁市において成羽川を倉敷 たましま 市において小田川をそれぞれ合わせたのち、倉敷,玉島両平野を南下して、瀬戸内海の水島灘 に注ぐ、幹川流路延長111km、流域面積2,670 km²の一級河川です。

その流域は、岡山、広島両県にまたがり、倉敷市をはじめとする9市3町からなり、流域内人口は約26万人(河川現況調査:平成22年)で、流域の土地利用は、山地等が約92%、水田や畑地等が約7%、市街地が約1%となっています。

高梁川下流部には岡山県第2の都市である倉敷市があり、この地域における社会・経済・文化の基盤を成しています。



2.1.2 降雨特性と地形特性

(1) 降雨特性

高梁川流域の下流域は瀬戸内海式気候、中上流域は内陸型の気候となります。 下流域は年降水量約1,000mm、中流域では1,300mm、上流域は日本海型気候の影響を受けて冬 季は積雪も多く、年降水量約1,400~1,900mm と多雨となっています。流域全体の年間降水量は 1,400mm 程度と、全国平均の8割にとどまっています。

年間の降雨は、梅雨期(6~7月)、台風期(9月)に集中しています。



(2) 地形特性

高梁川本川の中上流域は河床勾配が 1/800~1/90 と比較的急勾配で、小田川をはじめとする支川は 1/1,300~1/190 と緩勾配である。



図 2.5 河床勾配



出典:土地分類図 (国土庁土地局 昭和46年)

図 2.6 地形分類図

2.1.3 小田川の地形および河道特性

(1) 河道特性

小田川は、高粱川に比べて河床勾配が緩いため、洪水をスムーズに流しにくい特性を有してい る。また、洪水により高粱川の水位が高くなれば、その河川水が小田川に回り込み、小田川の水 位が広い範囲で上昇する背水現象(バックウォーター現象)が発生する可能性がある。

このため、小田川は、居住地側からの排水不良に伴う内水氾濫や、越水による裏法尻の洗掘や 堤防への雨水や河川水の浸透による堤防の決壊リスクが非常に高い状況にある河道特性を有し ている。



図 2.7 高梁川水位の小田川への影響

(2) 治水地形分類図

小田川の治水地形分類図(国土地理院:平成23年更新版)を次ページに示す。治水地形 分類図より、小田左岸側は、氾濫平野が広がっており、旧河道も確認できる。右岸側は山地 が河道沿いまで分布しており、氾濫平野が狭い。

したがって、過去氾濫が発生した場合は、左岸側を中心に広範囲に及んでいたことがわかる。



2-6

2.2 平成 30 年 7 月豪雨の概要

2.2.1 降雨の状況

(1) 中国地方の降雨量

7月5日(木)から本州付近に停滞する梅雨前線の活動が活発になり、中国地方では降り始めからの総降水量が450mmを超え、昭和47年7月豪雨以来の記録的な豪雨を観測した。

気象庁は7月6日(金)に広島県、岡山県、鳥取県に大雨特別警報を発表した。

岡山県では、高梁川水系の新見市新見地点、倉敷市倉敷地点で、観測史上1位の降水量(48時間累加雨量)を記録した。

水系名	雨量観測所名	所在地	降雨量	更新区分
高梁川水系	新見	岡山県新見市	392.5 mm	48 時間雨量
//	倉敷	岡山県倉敷市	260.0 mm	48 時間雨量
芦田川水系	世羅	広島県世羅町	361.5 mm	48 時間雨量
江の川水系	庄原	広島県庄原市	381.5 mm	48 時間雨量
太田川水系	三入	広島県広島市	374.5 mm	48 時間雨量

表 2.2 観測史上1位を記録した主な雨量観測所



図 2.9 等雨量線図

(2) 高梁川流域の降雨量

高梁川流域では、7月5日(木)からの3日間の累加雨量は船穂地点上流域で約350mmと、7 月の月間平均総雨量(192mm)の約2倍を記録した。

今回の出水では、高梁川上流域と成羽川上流域で、時間雨量 20mm 程度の比較的強い降雨が 15時間程度継続し、7月6日(金)22時頃及び7月7日(土)6時頃に降雨のピークが発生し、各水 位観測所では二度の水位ピークが観測される『二山洪水』となった。







2.2.2 河川水位の状況

(1) 中国地方の河川水位

倉敷市を流れる高梁川をはじめ、福山市(広島)を流れる芦田川、三次市(広島)を流れる江の 川など6水系13河川で「はん濫危険水位」を超過した。

水系名	水位観測所名	水位(m)
江の川水系	川本	14.21
//	尾関山	13.40
11	粟屋	9.49
吉井川水系	津瀬	10.56
旭川水系	下牧	9.62
11	原尾島橋	6.94
高梁川水系	矢掛	5.67
11	酒津	12.36
芦田川水系	山手	5.97
太田川水系	中深川	5.02

表 2.3 観測史上最高水位を記録した主な水位観測所



図 2.12 酒津水位観測所のこれまでの年最高水位

(2) 高梁川流域の河川水位

1) 概要

高梁川流域では7月5日の昼前から6日夜遅くまで雨が降り続き、高梁川本川(日羽、 酒津)、支川小田川(矢掛)の各観測所ではん濫危険水位を超過するとともに、観測史上 最高水位を更新する水位となった。



※ 各水位は、観測所の読み値で記載





※ 雨量:各観測所上流域の流域平均雨量

図 2.14 主要観測所の水位変動

2.3 倉敷市真備町における被害状況

2.3.1 浸水範囲

小田川沿川の倉敷市真備町では、高梁川および小田川の急激な水位上昇等に伴い、小田川(2 箇所)および二次支川(6箇所)で堤防が決壊し、昭和47年7月洪水(小田川右岸が決壊及び 内水氾濫)、昭和51年9月洪水(内水氾濫)を上回る浸水被害が発生した。



図 2.15 倉敷市真備町周辺の浸水範囲図

2.3.2 浸水状況



※ 7/7 12:00頃撮影

7月7日(土)撮影 左岸1k600付近



7月7日(土)撮影 左岸0k100付近提内地



7月7日(土)撮影 右岸2k400付近



7月7日(土)撮影 左岸0k300付近提内地



2.4 小田川等の施設被害の概況

2.4.1 小田川等の施設被害の概況

国管理河川の小田川(2箇所)、県管理河川の末政川(3箇所)、高馬川(2箇所)、真谷川(1 箇所)において、合計8箇所の堤防の決壊が発生した。小田川右岸では、越水や法崩れ等の施設 被害が多数発生している。また、小田川左岸では堤内地側に噴砂が確認されている。

小田川右岸では、2k300~2K600 付近、3K000~4k200 付近、7k800 付近で越水が発生したが、堤防の決壊には至っていない。

小田川左岸では、3k400 および 6k400 において越水が発生し、この 2 箇所は、堤防の決壊に 至った。









- 2.4.2 被災状況および応急復旧状況(直轄管理施設)
- (1) 小田川左岸 3k400
 - 1) 被災の状況

被災前



7月8日(日) 午前撮影

日平(決壊) (決壊)



被災直後

箭田



7月7日(土) 0:00日日日日





7月9日(月) 10:00年渡部



7月9日(月) 10:00頃漫影



7月9日(月) 10:00週期詳



7月9日(月) 10:0000000

2) 現地調査

決壊箇所の現地調査の結果、堤防の決壊幅が小田川左岸 3k400 付近で約 100m に達し、 堤内側堤防法尻付近に「落堀」が形成され、最大で 1.2m 程度の洗掘深を確認した。

また、決壊箇所の上流側の落堀は下流側の落堀と比較し規模が大きい。高馬川左岸側沿 いにも落堀が確認されており、高馬川からの越水により落堀が形成された可能性がある。 なお、現地に露出した旧堤防の堤体材料は粘性土が主体であった。



図 2.18 洗掘深(落堀) コンター図



図 2.19 決壊箇所の横断図



①決壊箇所全景 7月9日撮影



7月8日撮影 2次 壞箇 所 上 流 侧



③決壊箇所堤内側の落堀 7月12日撮影



7月9日撮影 ④露出した旧堤材料(粘性土)



⑤決壊箇所の基礎地盤露出 7月9日撮影 ⑥橋梁背面の洗掘状況 7月9日撮影



3) 応急復旧対策

小田川左岸 3k400 で発生した堤防決壊の応急復旧対策は、被害発生日の7月7日(土) に着手した。次期出水に向け工事を実施し、7月15日(日)には、荒締切工(盛土工)を完 了した。

そして、7月21日(土)には、応急復旧堤(二重締切矢板)を完了し、応急復旧対策を完 了した。





図 2.20 応急復旧対策図


図 2.21 応急復旧対策の様子(二重締切工)



大型土のう篁工中 7月16日(日)15:00頃幾勝

7月21日(土)10:00 応急費回対策 完了 7月21日(土)11:00標提詳

図 2.22 応急復旧対策工事の時系列

(2) 小田川左岸 6k400

1) 被災の状況



被災直後



7月7日(土)7:10病論部

被发育局部状况(126年度条件)

内山谷川合流点付近(拡大)



7月9日(月) 12:00頃撮影



7月8日(月) 15:00頃漫夢





7月8日(月) 15:00頃撮影



7月8日(月) 15:00頃御殿

2) 現地調査

決壊箇所の現地調査の結果、堤防の決壊幅が左岸 6k400 付近で約 50m に達し、堤内側 堤防法尻付近に「落堀」が形成され、最大で 1.5m 程度の洗掘深を確認した。

決壊箇所の上流側の落堀は川表側に落堀が形成され、下流側は川表及び川裏の両方に広 範囲な落堀を形成していた。

決壊箇所下流側の樋門上流には、川表に坂路が設置されており、支川を挟んだ上流側の 堤防法線より前に法線が出ている形状であった。

決壊箇所には、過去に拡築された堤防跡が確認され、基礎地盤は密度の高い粘性土となっていた。



図 2.24 決壊箇所の横断図





①決連箇所全景 7月9日撮影

②下流微決壞新酒 7月9日港影



③決連箇所編内側の落ま状況 7月9日撮影



④決壊箇所の援助法施計 7月10日提影



③基礎地盤の状況 7月10日撮影

3) 応急復旧対策

小田川左岸 6k400 で発生した堤防決壊の応急復旧対策は、被害発生翌日の7月8日(土) から着手した。

次期出水に向け、工事を実施し、7月15日(日)には、荒締切工(盛土工)を完了した。 そして、7月19日(木)には、応急復旧堤(二重締切矢板)を完了し、応急復旧対策を完 了した。







図 2.27 応急復旧対策の様子(二重締切工)



(二重編矢石) 油工中 7月16日(月) 13:00編集部

7月19日(木) 14:30 志急在旧分策完了 7月19日(木) 12:00編集部

図 2.28 応急復旧対策工事の時系列

2.4.3 被災状況および応急復旧状況(県管理施設)

(1) 末政川左岸 0k400

1) 被災の状況

有井橋の下流側左岸にて堤防が決壊しており、堤体部で落堀が形成されている。 有井橋と上流側堤防の接続部は左右岸ともに洗掘されている。

堤防決壊区間の対岸では川表法面すべり、および川裏法面すべりが発生している。



決壊区間写真(H30/7/9 航空写真)





①決連状況全量(H30/7/9撮影)



②左岸側の決壊状況(H30/7/9撮影)



③左岸側の茶編状況(H30/7/12撮影)



末政川

2) 応急復旧の状況



決建後状況 7月9日(月) 振影



土のう神切施工中 7月16日(月) 撮影

(2) 末政川左右岸 0k700

1) 被災の状況

左右岸ともに決壊区間の上流側に落堀が形成されている。 右岸側の護岸が河川側に倒壊している箇所が確認できる。 川側に護岸が倒れている箇所も確認された。



決壊区間写真(航空写真) ※土木研究所資料より抜粋



被災後平面図(H30/7 測量成果) ※決壊延長は、被災後の測量より計測





①決壊状況全量(H30/7/9撮影)

②左右岸側の決壊状況(H30/7/11撮影)



③雪出した堤体材料(H30/7/15撮影)



2) 応急復旧の状況



決壊後状況 7月9日(月) 撮影



土のう新切施工中 7月28日(木) 漫影

(3) 高馬川 右岸 0k100 左岸 0k000

1) 被災の状況

決壊区間の上流側に向けて深さ1m程度の落堀が形成されている。 決壊区間の対岸は川表法面すべりが発生している。



決策区間写真(H30/7/9 航空写真)



被災後平面図(被災後の3D計測データより作成) ※決壊延長は、被災後の測量より計測



①決壇状況全量(H30/7/9撮影)



②右岸側の決壊状況(H30/7/11撮影)



③左岸側の状況(H30/7/9撮影)



④右岸側堤内状況(H30/7/9撮影)



※決壊前の地盤高決壊区間直近の健全箇所機断 ※決壊後の地盤高(被災後の3D計測データより作成) 2) 応急復旧の状況



決壞条状況 7月9日(月) 温影





土のう結切施工中 7月16日(月)温影

(4) 真谷川 左岸 0k300

1) 被災の状況

決壊区間の縦断方向については、下流端が最も掘れていることが確認できる。 背後地は概ね平坦であり、落堀は形成されていない。

川表法尻付近が洗掘されていることが確認できる。



決壞区爾写真(H30/7/9航空写真)



被災後平面図(H30/7 測量成果) ※決壊延長は、 補災後の測量より計測



①決壞状況全景(H30/7/10撮影)



②決壊状況全景(H30/7撮影)



③堤内側全景(H30/7/15撮影)



④決壊上流端(H30/7/15撮影)



2) 応急復旧の状況



決這条状況 7月10日(火) 過影





土のう締切施工中 7月26日(木) 決影

3. 小田川左岸 3k400 付近の決壊原因の特定および対策工(案)

3.1 一般的な堤防決壊のメカニズム

堤防決壊のメカニズムは、以下に示すとおり、大きく分けて「河川水の越水による堤防決壊」、 「河川水の浸透による堤防決壊」、「河川水の侵食・洗掘による堤防決壊」の3形態がある。また、 これらのメカニズムが複合的な要因となって堤防決壊することもある。

3.1.1 河川水の越水による堤防決壊

- ・河川水が堤防を越流する。
- ・越流水により土でできた川裏(河道と反対側)の法尻が洗掘される。

・堤防の裏法尻や裏法が洗掘され、最終的に堤防決壊に至る。



図 3.1 越水による堤防決壊のイメージ図

3.1.2 河川水の浸透による堤防決壊

- (1) パイピング破壊
 - ・高い河川水位により地盤内に水が浸み込み、川裏側まで水の圧力がかかることにより、 川裏側の地盤から土砂が流失し、水みちができる。
 - ・土砂の流失が続き、水みちが拡大して、堤防が落ち込み、最終的に堤防決壊に至る。



図 3.2 パイピング破壊によるイメージ図

(2) 浸透破壊

- ・降雨や高い河川水位により水が浸透し、堤防内の水位が上昇する。
- ・堤防内の高い水位により、土の強さ(せん断強度)が低下し、川裏側の法面がすべり、 最終的に堤防決壊に至る。



3.1.3 河川水の侵食・洗掘による堤防決壊

- ・河川水により堤防の河川側が侵食・洗掘される。
- ・河川水による侵食・洗掘が続き、最終的に堤防決壊に至る。



3.2 越水による決壊の可能性の検討

3.2.1 堤防高と痕跡水位の関係

現況堤防高及び痕跡水位から、堤防高の低い高馬川下流部から越水が発生したと推定した。 その後、小田川の水位上昇により、小田川堤防の上下流区間に比べ堤防高が低い、高馬川橋付 近から越水が発生したと推定した。



図 3.5 決壊箇所周辺の平面図



図 3.6 決壊箇所付近の堤防高と小田川水位(再現)との関係

3.2.2 落堀の形成

現地調査の結果、高馬川橋東詰の小田川堤防裏法尻付近(図中I)に最大深さ1.2m 程度の「落 堀」を確認した。

小田川の堤防裏法尻の落堀は東側に比較し西側の洗掘深が大きいことを確認した。 高馬川左岸側沿いにも落堀(図中Ⅱ及びⅢ)を確認した。



図 3.7 落堀洗掘深コンター図





①決壊箇所全景 7月9日撮影

②決壊箇所提内側の落据 7月12日撮影



③決達箇所の基礎地参加出 7月9日撮影 ④ 香茶背面の洗濯状況 7月9日撮影

図 3.9 現地調査写真

3.2.3 まとめ

- (1) 調査から把握した事項
 - ●既存の測量データ等から、高馬川合流部の堤防高が上下流区間に比べ、相対的に低いことを確認した。
 - 現地調査により、痕跡水位は堤防高を超過していることを確認した。
 - 周辺住民の聞き取り調査やニュース映像により、越水や越水による川裏の法面侵食を確認した。
 - 決壊直後の測量調査により、川裏法尻部に落堀を確認した。
- (2) 越水による堤防決壊の可能性の考察
 - 堤防高と痕跡水位を分析した結果、まず、高馬川の堤防が低い箇所から越水したと推定 した。
 - その後、上下流区間と比較し相対的に低い高馬川合流点から越水が発生したと推定した。
 - 堤防高と痕跡水位の関係から推定した越水箇所と、落堀の発生箇所は一致しており、越 水箇所から堤防決壊に至ったと推定した。

3.3 浸透による決壊の可能性の検討

3.3.1 決壊区間の地質構成の推定

決壊区間は、越水した洪水流により堤体及び基礎地盤の一部は流失し、落掘も形成された。このため、決壊した堤防及び表層付近の基礎地盤の地質構成は不明である。

決壊した堤防及び基礎地盤の地質構成を推定し、浸透に対する堤防の安全性を評価するため、 小田川左岸 3k300 付近において追加のボーリング調査を実施し、地質縦断図を補完するものと した。



図 3.10 調査位置図

(1) 追加ボーリング調査結果

堤防決壊箇所近傍である小田川左岸 3k300 の堤防の盛土材料は、堤体下部が粘性土主体で上部が礫質土主体で構成されていることを確認した。

また、既存の調査結果より、近傍の小田川左岸 3k000 付近の堤防の盛土材料は、堤体上部が 砂質土主体であり決壊した 3k400 と同様な構成であるが、上流の 4k400 においては全体が砂質 土主体であり、決壊箇所と大きく異なる堤体材料で構成されていることを確認した。





3-10



図 3.12 小田川 3k400 地質横断図

(2) 治水地形分類図

治水地形分類図より、当該箇所は「扇状地」「旧河道」「氾濫平野」地形が混在する、複雑 な基礎地盤を形成していると推定した。



図 3.13 治水地形分類図



小田川左岸 3k300 付近において弾性波探査を実施した。

S 波弾性波速度、ボーリング調査、サウンディング試験の結果より T.P.+10m 以深には「Ac 層」が連続していると推定した。





3-12

3.3.2 決壊した堤防の地質構成の推定

小田川左岸 3k400 の決壊箇所の下流端断面における堤防の盛土材料は「粘性土」が主体の旧 堤防を「礫質土」主体の中間土が覆っており、表土は礫分の少ない「砂質土」が主体となってい ることを確認した。

基礎地盤については、既存の3k400地点のボーリング調査結果より、堤体直下に約3mの「Ac 層」その下に「As層」の分布を確認した。





7月9日撮影

図 3.15 堤防の地質調査

3.3.3 浸透流解析

(1) 検討断面

検討断面については、決壊区間とするが、断面形状については、下流の 3k200 の定期横断測 量成果を使用した。地層断面の基礎地盤は弾性波探査、ボーリングおよびサウンディングの結果 を使用し、堤体は決壊面のスケッチに基づき設定した。





図 3.16 検討断面

(2) 土質定数

土質定数については、基礎地盤は既往の詳細点検で実施した試験結果を用い、堤体部は、決壊 後に実施した追加調査結果を用いた。

土層名	γt (kN/m³)	γsat (kN/m³)	c (kN/m²)	φ (deg)	k (m/s)
Bs	16.7	19.3	1.0	11.8	3.0E-05
Bsg	18.6	19.6	1.0	38	9.8.E-05
Bcs	19.1	19.1	40.0	0	1.0E-08
Ac	_	19.1	40.0	0	1.0E-08
As	_	19.0	0.0	34	5.0E-05

表 3.1 土質定数一覧

(3) 外力条件



外力条件は、降雨は実績、水位は計算値を使用した。

図 3.17 外力条件

(4) 解析結果

解析結果の一覧を以下に示す。

浸透流解析の結果、堤防決壊箇所では、すべり破壊、盤ぶくれとも所要の安全率が確保さ れている結果となった。なお、パイピングについては、浸潤面が法尻まで達しないため、照 査を省略した。

	照査項目		解析結果 照査基準値		判定	
		iv		0.5		
	日前却少分和		_	「手引き」によ る照査基準値		
パイピング	向所到小马配	ih		0.5		
			_	「手引き」によ る照査基準値		
	盤ぶくれ	G/W	2.00	1.0	ОК	
田町オズ山	川重	Fsmin	1.67	1.4	OK	
Υ Υ	川表			「手引き」によ る照査基準値	UK	

表 3.2 照查結果一覧

※「手引き」:河川堤防の構造検討の手引き,H24.2



図 3.18 解析結果図

3.3.4 まとめ

- (1) 調査から把握した事項
 - 高馬川左岸の越水による内水を考慮し、氾濫解析における水位上昇から決壊までの間で、 川裏法面の円弧すべりの安全率が最小となる条件で照査を実施したが、円弧すべりおよび 盤ぶくれとも所要の安全率を満足する結果となった。
 - パイピングにおいては、法尻に浸潤面が達しないことから、パイピングは生じない結果となった。
- (2) 浸透による堤防決壊の可能性の考察
 - 今次洪水の実績降雨及び計算水位ハイドロによる解析の結果、浸透に対する安全性は確保 されていたと推定され、堤防決壊の主たる原因ではなかったと推定した。
 - しかし、計画高水位を長時間超過したことや降雨の継続により、河川水や雨水、及び内水による浸水の影響により、堤体内に多くの水が浸透していたと推定され、堤防が弱体化した可能性があり、越水による川裏法面の侵食過程において、何らかの影響を及ぼした可能性は排除できない。
3.4 侵食による決壊の可能性の検討

3.4.1 決壊区間およびその近傍の侵食状況

侵食破壊が生じた場合、河道内・決壊箇所下流側に破壊された構造物が飛散する場合が多いが、 当該箇所では確認されていない。

また、高水敷上の植生の倒伏が確認できるが、流出や侵食は確認されていない。



図 3.19 植生の倒伏状況

3.4.2 決壊区間およびその近傍の流速の推定

小田川左岸 3k400 については、再現計算結果によれば、流向は堤防と並行であり、当該区間 の河岸近傍の流速は 1.0m/s であった。



護岸の設計流速

図 3.20 再現計算による流速分布図

3.4.3 まとめ

- (1) 調査から把握した事項
 - 現地確認の結果、高水敷の洗掘や侵食の痕跡が確認できない。植生も流出していない。
 - 護岸は設置されていた箇所に確認できた。
 - 再現計算結果から、河岸近傍の流速は 1.0m/s 程度と小さく、流向も堤防に向かっていない。
- (2) 侵食による堤防決壊の可能性の考察
 - 護岸は設置されていた箇所に確認できたことから、護岸破損の前に、背後の堤体侵食が発 生したと推定される。
 - 洪水時の流速を再現した結果、河岸近傍流速は 1.0m/s 程度(張芝が侵食される流速は 2.0m/s 程度)であることから、川表側からの侵食が堤防決壊の原因となった可能性は低いと推定した。

3.5 構造物の影響による決壊の可能性の検討

3.5.1 決壊区間およびその近傍の構造物の状況

左岸 3k400 の決壊区間には、多くの構造物が複雑な位置関係で存在しており、洪水時の構造 物の影響として下記事項が挙げられる。

高馬川から連続する堤外水路の小堤により、流向が乱れ、局所的な侵食が発生。
 ②高馬川樋管の頂版からの土砂吸出しが発生。

③高馬川と小田川の合流点にある高馬川橋(市道:BOXラーメン構造)の側壁に沿った 土砂吸出しが発生。





図 3.21 左岸 3k400 決壊箇所の構造物

3.5.2 構造物の影響による決壊の可能性の検討

左岸 3k400の決壊区間において、構造物の影響による決壊の可能性の検討を行った。

①高馬川から連続する堤外水路の小堤を踏まえ再現計算した結果、局所的な流れの乱れ が見られるが、流速は0.6m/s以下である。

②高馬川樋管の函渠周りに粘性土で埋め戻されていた痕跡を確認した。③高馬川橋のボックス周辺に粘性土で埋め戻されていた痕跡を確認した。





図 3.23 高馬川樋管周辺の土砂状況



図 3.24 高馬川橋周辺の土砂状況

3.5.3 まとめ

- (1) 調査から把握した事項
- 高馬川橋や高馬川樋管周りは粘性土で埋め戻されていたと推定される。
- 高馬川から連続する堤外水路の小堤により、局所的な流れの乱れは見られるが、流速は 0.6m/s 以下である。

(2) 構造物の影響による堤防決壊の可能性の考察

- 構造物周辺の現地状況調査から、構造物周りは、粘性土で埋め戻されていたと推定される。
- 洪水時の高馬川合流点付近の再現計算の結果、河岸近傍流速は 0.6m/s 程度(張芝が侵食 される流速は 2.0m/s 程度)であることから、構造物の影響が堤防決壊の原因となった可 能性は低いと推定した

3.6 決壊原因の特定

小田川の堤防天端の低い箇所から河川水の越水が始まり、決壊に至ったと考えられる。

また、浸透に対する安全性については、照査基準を満足していたが、河川水等の浸透により堤防が弱体化し、川裏法面の侵食過程で何らかの影響を与えた可能性がある。

次のページに決壊原因を表としてとりまとめる。

影響程度	0	\triangleleft	1	Ι
各被災要因別の考察	 ・堤防高と痕跡水位を検証した結果、まず、高馬川の堤防が低い箇所から越水したと推定した。 ・その後、小田川の堤防高が前後区間と比較し相対的に低い高馬川合流点から越水が発生したと推定した。 ・堤防高と痕跡水位の関係から推定される越水箇所と、落堀の発生箇所は一致しており、越水箇所から堤防決壊に至ったと推定した。 	 ・今次洪水の実績水位ハイドロ及び降雨による検証の結果、浸透に対する安全性は確保できていたと推定され、堤防決壊の主たる要因ではなかったと推定した。 ・しかし、計画高水位を長時間超過したことや降雨の継続により、河川水や雨水、及び内水による浸水も発生していたことにより、堤体内に多くの水が浸透していたと推定した。その結果、堤防が弱体化した可能性があり、越水による川裏法面の侵食過程において、何らかの影響を及ぼした可能性は排除できない。 	・洪水時の河岸近傍流速は1. 0m/s程度であり、川表側からの侵食が堤防決壊の原因となった可能性は低い(張芝部が侵食される流速は2. 0m/s程度)と推定した。	・洪水時の高馬川合流点付近における流況検証、決壊箇所周辺に存在する構造物 周辺の現地状況検証の結果、構造物の影響が堤防決壊の原因となった可能性は 低いと推定した。
	越水による堤防決壊	浸透による堤防決壊	侵食による堤防決壊	構造物の影響による 堤防決壊

表 3.3 左岸 3k400 における堤防決壊要因のまとめ

表 3.4 左岸 3k400 における堤防決壊のプロセス	模式図	BS → → ■ → ■ → ■ → ■ → ■ → ■ → ■ → ■ → ■	H = Ac	AC AG AG AG AC	
	プロセス	 ・長時間にわたって計画高水位を超過し、 河川水位が高い状態が続き、降雨も長時 間続いた。 ・このため、堤防に河川水及び雨水が浸透し、堤体内部の水位が徐々に上昇したと 推定した。 	 ・さらに河川水位が上昇し、まず、小田川より 堤防高の低い高馬川が越水し、その後小田川 の前後区間と比較し堤防の低い高馬川合流点 付近の隅角部に越流水が集中したと推定した。 ・宅地側では内水による浸水も発生したと推定した。 	 ・越水箇所には、天端舗装が施工されており、 決壊に至るまでの時間をある程度引き延ばしたと推察される。 ・越水により、時間の経過とともに、川裏法面の表土が侵食され、その内部に存在する緩い。 砂質土が、侵食を受け堤防断面が減少するとともに、堤防法尻部では落堀が形成され法尻部では落堀が形成され法尻部の洗面が減少するとともに、堤防法尻部では落垣が形成され法尻部の洗掘が進行したと推定した。 	 ・更に川裏法面の侵食及び法尻部の洗掘が進み、 堤体が決壊、もしくは途中で川側からの水圧 に耐えきれず堤防が決壊したと推定した。 ・また、小田川の堤防は、高馬川合流点付近か ら決壊し、下流側へ決壊が拡大したと推定した。
	段階	STEP 1 堤体内部の水位 上昇	STEP 2 越水の開始と 内水の発生	STEP 3 川裏法面の洗掘	STEP 4 決壊 (堤体流出)

左岸 3k400 における堤防決壊のプロセス

3.7 本復旧工法(案)

3.7.1 決壊区間における対策の基本方針

決壊区間(小田川左岸3k400)における対策の基本方針は以下のとおりとする。

- 災害復旧事業による堤防復旧に加え、今後の河川整備や背後地の復興計画等との整合を図り、手戻りを発生させない。
- 越水時に流れの集中する隅角部や、被災後の堤内側の地形変状等に対して、効果的 かつ効率的な対策を選定する。
- 堤防決壊時に、被害ポテンシャルが上昇する堤防の嵩上げによる越水対策は行わな い。
- 今次洪水による越水対策については、小田川付け替え、並びに河道掘削等による流 下能力向上による水位低下を基本とする。

3.7.2 対策方法案

決壊区間(小田川左岸 3k400)における対策方法は以下のとおりとする。

- 「浸透」に対する対策(断面拡大等)は、堤防の弱体化の要因として排除できない ため、今後の手戻りを防止する観点から、今回合わせて実施することが望ましい。
- 「侵食」に対する対策(川表護岸等)は、今次洪水では主たる被災原因として特定 されなかったが、前後区間の堤防構造との整合性を考慮し検討を行う必要がある。
- 対策工法の詳細な構造等については、詳細設計を実施し、仮堤防撤去後に現地調査
 等を実施したうえで精査する必要がある。

4. 小田川左岸 6k400 付近の決壊原因の特定および対策工(案)

4.1 越水による決壊の可能性の検討

4.1.1 堤防高と痕跡水位の関係

現況堤防高及び痕跡水位から、堤防高の低い内山谷川に架かる国道486号線橋梁付近から溢水 が発生したと推定した。その後、小田川の水位上昇により、前後に比較し堤防高の低い小田川・ 内山谷川合流点付近から越水が発生したと推定した。



図 4.1 決壊箇所周辺の平面図



図 4.2 決壊箇所付近の堤防高と小田川水位(再現)との関係

4.1.2 落堀の形成

現地調査の結果、小田川堤防一ノロ樋管上流付近に最大深さ 1.5m 程度の「落堀」を確認した。 小田川堤防一ノロ樋管上流付近の落堀は、樋管直上流部(図中Ⅰ)に比較し、西側(図中Ⅱ) の落堀の範囲が狭いことを確認した。

図中 I の落堀の痕跡から図中 II の落堀と比較すると流水がより集中し、大きな洗掘を受けたと 推定される。



図 4.3 落堀洗掘深コンター図







①決壞箇所全景 7月9日撮影

②下流例決壞新面 7月9日撮影

旧堤防が流出



③決壊箇所提内側の落垣状況 7月9日撮影



④決壊箇所の堤防拡築跡 7月10日撮影



⑤基礎地差の状況

7月10日撮影

図 4.5 現地調査写真

- 4.1.3 まとめ
- (1) 調査から把握した事項
 - ●既存の測量データ等から、決壊箇所の堤防高が上下流区間に比べ、相対的に低いことを 確認した。
 - 現地調査により、痕跡水位は堤防高を超過していることを確認した。
 - 決壊直後の測量調査により、川裏法尻部に落堀を確認した。
- (2) 越水による堤防決壊の可能性の考察
 - 堤防高と痕跡水位を分析した結果、まず、内山谷川に架かる橋梁付近から溢水が発生したと推定した。
 - ●その後、上下流区間と比較し相対的に低い箇所から越水が発生したと推定した。
 - 堤防高と痕跡水位の関係から推定した越水箇所と、落堀が発生箇所は一致しており、越 水箇所から堤防決壊に至ったと推定した。

4.2 浸透による決壊の可能性の検討

4.2.1 決壊区間の地質構成の推定

決壊区間は、越水した洪水流により堤体及び基礎地盤の一部は流失し、落掘も形成された。こ のため、決壊した堤防及び表層付近の基礎地盤の地質構成は不明であるが、決壊部には、近傍で 確認されていない粘性土が確認できた。

決壊した堤防及び基礎地盤の地質構成を推定し、浸透に対する堤防の安全性を評価するため、 小田川左岸 6k400 付近において追加のボーリング調査を実施し、地質縦断図を補完するものと した。



図 4.6 調査位置図

(1) 追加ボーリング調査結果

堤防決壊箇所近傍である小田川左岸 6k400 付近の堤防の盛土材料は、堤体内部が砂質土主体 で、上部が粘性土主体で構成されていることを確認した。

また、既存の調査結果より、近傍の左岸 6k300 は、築堤材料が砂質土主体で構成されている と推察され、決壊箇所と大きく異なる堤体材料で構成されていることを確認した。







図 4.8 小田川 6k400 地質横断図

(2) 治水地形分類図

治水地形分類図では、当該箇所は「氾濫平野」地形が基礎地盤を形成していると推定した。



図 4.9 治水地形分類図



小田川左岸 6k400 付近において弾性波探査を実施した。

S 波弾性波速度、ボーリング調査、サウンディング試験の結果より T.P.+10m 付近には「Ac 層」が連続していると推定した。 (IT WATCHING IN THE ALL I' 破堤延長54.4m √||田/||→ (LO'OGH) SS (H30.07) L6k400-SS7 20.00



4-10

4.2.2 決壊した堤防の地質構成の推定

小田川左岸 6k400 の決壊区間の下流端断面における堤防の盛土材料は、「粘性土」が主体の旧 堤防を「礫質土」主体の中間土が覆っており、表土は「粘性土」で覆われていることを確認した。 基礎地盤については、既存の 6K300 地点のボーリング調査結果より、堤体直下に約 3m の「Ac

層」、その下に「As 層」の分布を確認した。





7月9日撮影

図 4.11 堤防の地質調査

4.2.3 浸透流解析

(1) 検討断面

検討断面については、決壊区間とするが、断面形状については、下流の 6k200 の定期横断測 量成果を使用した。地層断面のうち、基礎地盤は弾性波探査、ボーリングおよびサウンディング の結果を使用し、堤体は決壊面のスケッチに基づき設定した。





図 4.12 検討断面

(2) 土質定数

土質定数については、基礎地盤は既往の詳細点検で実施した試験結果を用い、堤体部および基礎地盤の上部にある Ac 層は、決壊後に実施した追加調査結果を用いた。

土層名	γ t (kN/m ³)	γsat (kN/m³)	c (kN/m²)	φ (deg)	k (m/s)
Bsc1	15.3	18.4	3.0	27.3	1.9E-05
Bsg	16.5	19.3	1.0	35.7	2.0E-04
Bsc2	20.0	20.3	17.0	26.0	1.9E-05
Ac	_	19.3	63.0	_	1.00E-08
As	_	20.4	0.0	35.0	2.80E-04

表 4.1 土質定数一覧

(3) 外力条件



外力条件は、降雨は実績、水位は計算値を使用した。

図 4.13 外力条件

(4) 解析結果

解析結果の一覧を以下に示す。

浸透流解析の結果、堤防決壊箇所では、パイピング並びに盤ぶくれにおいて所要の安全率 が確保されている結果となったが、円弧すべりについては、所要の安全率が確保されていない 結果となった。なお、水平方向のパイピングについては、内水が堤体内に浸水するため、照査 を省略した。

照査項目			解析結果	照査基準値	判定	
	局所動水勾配	iv	0. 20	0.5	ОК	
				「手引き」によ る照査基準値		
パイピング		ih		0.5		
			—	「手引き」によ る照査基準値	_	
	盤ぶくれ	G/W	1. 31	1.0	OK	
ロごナベル	川裏	Fsmin	1.05	1.4	NG	
				「手引き」によ る照査基準値	Nu	

表 4.2 照査結果一覧

※「手引き」:河川堤防の構造検討の手引き, H24.2



図 4.14 解析結果図

4.2.4 まとめ

- (1) 調査から把握した事項
 - 国道 486 号線付近からの溢水による内水を考慮し、氾濫解析における水位上昇から決壊までの間で、川裏法面の円弧すべりの安全率が最小となる条件で照査を実施したが、円弧滑りにおいては「河川堤防の構造検討の手引き」で求められた必要安全率1.4 は満足していないが、最低限必要である 1.0 を満足する結果となった。盤ぶくれも必要安全率である1.0 を満足する結果となった
 - パイピングにおいては、内水の方が先行するため、水が堤体内に向かう流れとなるため、
 パイピングは生じない結果となった。
- (2) 浸透による堤防決壊の可能性の考察
 - 今次洪水の実績降雨及び計算水位ハイドロによる解析の結果、浸透に対して最低限必要な 値は満足されていたと推定したため、堤防決壊の原因であると特定できなかったが、その 可能性は排除できない。
 - しかし、計画高水位を長時間超過したことや降雨の継続により、河川水や雨水、及び内水による浸水の影響により、堤体内に多くの水が浸透していたと推定した。その結果、堤防が弱体化した可能性があり、越水による川裏法面の侵食過程において、何らかの影響を及ぼした可能性は排除できない。

4.3 侵食による決壊の可能性の検討

4.3.1 決壊区間およびその近傍の侵食状況

侵食破壊が生じた場合、河道内・決壊箇所下流側に破壊された構造物が飛散する場合が多いが、 当該箇所では確認されていない。

また、高水敷上の植生の倒伏が確認できるが、流出や侵食は確認されていない。



図 4.15 植生の倒伏状況

4.3.2 決壊区間およびその近傍の流速の推定

小田川左岸 6k400 については、再現計算結果によれば、流向は堤防と並行であり、当該区間 の河岸近傍の流速は 1.0m/s 程度であったと推定した。



図 4.16 再現計算による流速分布図

護岸の設計流速

4.3.3 まとめ

- (1) 調査から把握した事項
 - 現地確認の結果、高水敷の洗掘や侵食の痕跡が確認できない。植生も流出していない。
 - 護岸は設置されていた箇所に確認できた。
 - 再現計算結果から、河岸近傍の流速は 1.0m/s 程度と小さく、流向も堤防に向かっていない。
- (2) 侵食による堤防決壊の可能性の考察
 - 護岸は、設置されていた箇所に確認できたことから、護岸破損の前に背後の堤体侵食が発 生したと推定される。
 - 洪水時の流速を再現した結果、河岸近傍流速は 1.0m/s 程度(張芝部が侵食される流速は 2.0m/s 程度)であることから、川表側からの侵食が堤防決壊の原因となった可能性は低いと推定した。

4.4 構造物の影響による決壊の可能性の検討

4.4.1 決壊区間およびその近傍の構造物の状況

左岸 6k400 の決壊区間には護岸等構造物はないが、直下流に樋門が存在しており、洪水時の 構造物の影響として下記事項が挙げられる。

①堤防前側の坂路や内山谷川合流部により、流向が乱れ、局所的な侵食が発生。



図 4.17 左岸 6k400 決壊地点の構造物

4.4.2 構造物の影響による決壊の可能性の検討

左岸 6k400 の決壊区間において、構造物の影響による決壊の可能性の検討を行った。

① 堤防前側の坂路や内山谷川合流部を踏まえ再現計算した結果、局所的な流れの乱れ が見られるが、流速は 0.6m3/s 以下である。





4.4.3 まとめ

- (1) 調査から把握した事項
- 堤防前側の坂路や内山谷川合流部により、局所的な流れの乱れは見られるが、流速は 0.6m/s 以下である。
- (2) 構造物の影響による堤防決壊の可能性の考察
- 洪水時の内山谷川合流点付近における再現計算の結果、河岸近傍流速は 0.6m/s 程度(張 芝が侵食される流速は 2.0m/s 程度)であることから、構造物の影響が堤防決壊の原因と なった可能性は低いと推定した。

4.5 決壊原因の特定

小田川の堤防天端の低い箇所から河川水の越水が始まり、決壊に至ったと考えられる。 また、浸透に対する安全性については、浸透に対して最低限必要な値を満足していたが、河川 水等の浸透により堤防が弱体化し、川裏法面の侵食過程で何らかの影響を与えた可能性がある。

次のページに決壊原因を表としてとりまとめる。

	影響程度	0	\triangleleft	I	l
表 4.3 左岸 6k400 における堤防決壊要因のまとめ	各被災要因別の考察	 ・堤防高と痕跡水位を検証した結果、まず、内山谷川に架かる橋梁付近から溢水が発生したと推定した。 ・その後、小田川の堤防高が前後区間と比較し相対的に低い箇所から越水が発生したと比定した。 ・堤防高と痕跡水位の関係から推定される越水箇所と、落堀が発生箇所は一致しており、越水箇所から堤防決壊に至ったと推定した。 	 ・今次洪水の実績水位ハイドロ及び降雨による検証の結果、浸透に対する照査基準値を満足しないが、決壊箇所周辺で確証が得られるだけの痕跡等が得られなかったことから、堤防決壊の原因であると特定できなかったものの、その可能性は排除できない。 ・また、計画高水位を長時間超過したことや降雨の継続により、河川水や雨水、及び内水による浸水も発生していたことにより、堤体内に多くの水が浸透していたと推定した。その結果、堤防が弱体化した可能性があり、越水による川裏法面の侵食過程において、何らかの影響を及ぼした可能性は排除できない。 	・洪水時の河岸近傍流速は1. 0m/s程度であり、川表側からの侵食が堤防決壊の原因となった可能性は低い(張芝部が侵食される流速は2. 0m/s程度)と推定した。	・洪水時の内山谷川合流点付近における流況検証、決壊箇所周辺に存在する構造 物周辺の現地状況検証の結果、構造物の影響が堤防決壊の原因となった可能性 は低いと推定した。
		<u></u> 変水による堤防決壊	浸透による堤防決壊	浸食による堤防決壊	構造物の影響による 言防決壊

表 4.4 左岸 6k400 における堤防決壊のプロセス

模式図	Bsc Thail	Ac Ac Ac	AC A	
プロセス	・長時間にわたって計画高水位を超過し、河川 水位が高い状態が続き、降雨も長時間降り続 いた。 ・このため、堤防に河川水及び雨水が浸透し、 堤体内部の水位が徐々に上昇したと推定した。	・更に河川水位が上昇し、内山谷川の橋梁部より溢水が発生し、その後小田川の前後区間と比較し相対的に堤防高の低い箇所から越水が発生し、越流水が集中したと推定した。 ・宅地側では溢水した水が氾濫し、湛水してい たと推定した。	 ・越水箇所には、天端舗装が施工されており、 決壊に至るまでの時間をある程度引き延ばしたと推定した。 ・越水により、時間の経過とともに川裏法面の表土が侵食され、その内部に存在する緩い砂質土がさらに侵食を受け堤防断面が減少するとともに、堤防法尻部では、落堀が形成され法尻部の洗掘が進行したと推定した。 	・更に川裏法面の侵食及び法尻部の洗掘が進み、 堤体が決壊、もしくは途中で川側からの水圧 に耐えきれず堤防が決壊したと推定した。
段階	STEP 1 堤体内部の水位 上昇	STEP 2 越水の開始と 湛水の発生	STEP 3 川裏法面の洗掘	STEP 4 決壊 (堤体流出)

4.6 本復旧工法(案)

4.6.1 決壊区間における対策の基本方針

決壊区間(小田川左岸 6k400)における対策の基本方針は以下のとおりとする。

- 災害復旧事業による堤防復旧に加え、今後の河川整備や背後地の復興計画等との整合を図り、手戻りを発生させない。
- 越水時に流れの集中する隅角部や、被災後の堤内側の地形変状等に対して、効果的 かつ効率的な対策を選定する。
- 堤防決壊時に、被害ポテンシャルが上昇する堤防の嵩上げによる越水対策は行わない。
- 今次洪水による越水対策については、小田川付け替え、並びに河道掘削等による流 下能力向上による水位低下を基本とする。

4.6.2 対策方法案

決壊区間(小田川左岸 6k400)における対策方法は以下のとおりとする。

- 「浸透」に対する対策(断面拡大等)は、堤防の弱体化の要因として排除できないため、今後の手戻りを防止する観点から、今回合わせて実施することが望ましい。
- 「侵食」に対する対策(川表護岸等)は、今次洪水では主たる被災原因として特定されなかったが、前後区間の堤防構造との整合性を考慮し検討を行う必要がある。
- 対策工法の詳細な構造等については、詳細設計を実施し、仮堤防撤去後に現地調 査等を実施したうえで精査する必要がある。
5. 末政川左岸 0k400 付近の決壊原因の特定および対策工(案)

5.1 越水による決壊の可能性の検討

5.1.1 堤防高と痕跡水位の関係

末政川 0k400 付近の橋梁部が、上下流に比して相対的に低位にある。

末政川の決壊箇所付近において、今次洪水の推定流量は疎通可能であり、溢水は小田川の背 水に起因するものであると推定した。



図 5.1 決壊箇所周辺の平面図



図 5.2 堤防天端高と河道水位との関係



※今次出水の流量は推定値である。

図 5.3 末政川決壊箇所の流下能力

5.1.2 落堀の形成

現地踏査の結果、決壊箇所区間の上流端の橋梁の転落防止柵に溢水の痕跡が確認された。 本区間は橋梁部の堤防高が低く、橋梁部からの溢水が主であり、越水による影響は小さいと推 定した。

現地踏査の結果、堤内側に「落堀」を確認した。橋梁測量図の重ね合せより堤防下部に最大深 さ1.5m 程度、洗掘されたと推定した。



被災後平面図(H30/7 測量成果:任意座標) ※決壊延長は、被災後の測量より計測

図 5.4 決壊状況平面図



[※]決壊後の地盤高:H30/7 測量成果で、堤防部分は一部仮復旧形状を含む

図 5.5 決壊箇所横断図



①決壊箇所全景 7月9日撮影



②落堀状況 7月12日撮影



③溢水の痕跡 7月9日撮影

図 5.6 現地調査写真

5.1.3 まとめ

(1) 調査から把握した事項

- ●本区間は橋梁部の堤防高が低く、橋梁部からの溢水が主であった。
- ●決壊箇所付近において、今次洪水の推定流量は疎通可能であり、溢水は小田川の背水
 に起因するものであると推定した。
- 現地調査の結果、決壊箇所の堤内地盤に最大深さ 1.5m 程度の落堀を確認した。

(2) 越水による堤防決壊の可能性の考察

●橋梁部からの溢水が主であり、周辺堤防からの越水による決壊はなかったと推定した。

5.2 浸透による決壊の可能性の検討

5.2.1 決壊区間の地質構成の推定

基礎地盤の表層には固い粘性土層(Ac)が 5m 程度堆積しており、この粘性土の下は締まった砂 礫層(Dg)であると推定した。





図 5.7 調査位置図





5.2.2 決壊した堤防の地質構成の推定

堤体については、砂質土(Bs)であることが現地踏査および粒度試験より確認した。 基礎地盤には、小田川 3k400、6k400 と同様のシルト層(Ac)をボーリングデータで確認した。



撮影日:平成30年7月10日

図 5.10 堤防の地質調査

5.2.3 浸透流解析

(1) 検討断面

検討断面については、決壊区間とするが、断面形状については、下流の 0k400 の横断測量成 果を使用した。土層モデルについては、決壊面のスケッチおよび既往ボーリング調査結果をもと に設定した。





図 5.11 検討断面

(2) 土質定数

周辺のボーリングおよびサンプリング試料を用いて室内試験を行い土質定数を設定した。

土層名	γt (kN∕m³)	γsat (kN∕m³)	c (kN/m²)	φ (deg)	k (m∕s)
Bs	15.8	18.0	6.0	19	1.0E-05
Asc	-	17.0	36.0	0	1.0E-07
Ac	_	19.3	40.0	0	1.0E-08

表 5.1 土質定数一覧

(3) 外力条件



図 5.12 外力条件

(4) 解析結果

解析結果の一覧を以下に示す。

浸透流解析の結果、末政川左岸 0k400 地点では、すべり破壊、パイピング破壊とも所要の 安全性(照査基準値)を下回る結果となった。なお、粘性土層が 5m と厚いため、盤ぶくれ の発生の恐れがほぼ無いと考え、盤ぶくれの照査を省略した。

照査項目			解析結果	照査基準値	判定	
パイピング	局所動水勾配	iv	0. 40	0. 5	04	
				「手引き」によ る照査基準値	UK	
		ih	0. 62	0. 5	NC	
				「手引き」によ る照査基準値	NG	
	盤ぶくれ	G/W		1.0	I	
円弧すべり	山車	Fsmin	1. 19	1.4	NC	
	川表			「手引き」によ る照査基準値	MU	

表 5.2 照査結果一覧

※「手引き」:河川堤防の構造検討の手引き, H24.2



図 5.13 解析結果図

5.2.4 まとめ

- (1) 調査から把握した事項
 - 堤体浸潤面の上昇は緩やかであるが川裏の法面勾配が 1:1.7 と急なため、すべり、パイピングが必要安全率を下回る結果となった。
 - パイピングに対しては、水平方向の動水勾配が必要安全率を満足しない結果となった。
- (2) 浸透による堤防決壊の可能性の考察
 - 川裏の法面勾配が1:1.7と急なため、すべり破壊、パイピングの安全 度が照査基準を満足しないが、決壊箇所周辺で確証が得られるだけの痕跡等が得られなかったことから、堤防決壊の原因であると特定できなかったものの、その可能性は排除できない。
 - また、計画高水位を長時間超過したことや降雨の継続により、河川水や雨水、及び内水が 発生していたことにより堤体内に多くの水が浸透していたと推定した。その結果、堤防が 弱体化した可能性があり、越水による川裏法面の侵食過程において、何らかの影響を及ぼ した可能性は排除できない。

5.3 侵食による決壊の可能性の検討

5.3.1 決壊区間およびその近傍の侵食状況

決壊箇所(末政川左岸 0k400)の最大流速は 2.0~2.4m/s(張芝が侵食される程度)であると推定した。

護岸は積ブロック(設計流速 4m/s~8m/s)であり,決壊箇所の最大流速よりも大きな流速に対して安全な構造となっている。

また、護岸上部は部分的に土羽となっているが、決壊箇所の直上流では堤防の侵食は確認され



図 5.14 決壊の状況



図 5.15 流速縦断図

5.3.2 まとめ

- (1) 調査から把握した事項
 - 護岸は積ブロック(設計流速 4m/s~8m/s)であり,決壊箇所の最大流速 2.4m/s よりも大きな流速に対して安全な構造となっている。
 - また、護岸上部は部分的に土羽となっているが、決壊箇所の直上流では堤防の侵食は確認 されていない。
- (2) 侵食による堤防決壊の可能性の考察
 - 洪水時の最大流速は 2.4m/s であり、設置されていた護岸の設計流速(4m/s~8m/s 程度) 以下であると推定した。よって川表側からの侵食が堤防決壊の原因となった可能性は低い と推定した。

5.4 構造物の影響による決壊の可能性の検討

5.4.1 構造物の影響による決壊の可能性の検討

末政川左岸 0k400 の決壊区間には有井橋が存在し,H30.7 洪水による自己流水位は,桁下に 到達していないと推定した。







図 5.16 末政川 0k400 の橋梁の状況(有井橋)



図 5.17 再現水位と自己流時の水位と桁下高との関係

- 5.4.2 まとめ
 - (1) 調査から把握した事項
 - 再現水位は、桁下より高い位置にあるが、自己流水位は低いことを確認した。
 - 流下能力不足で溢水してはいない。背水が要因である。

5.5 決壊原因の特定

決壊箇所上流の橋梁が周辺堤防より低いために、小田川の背水が橋梁を超えて溢水し、堤内地 盤の低い決壊箇所へ流下することによって川裏法面の洗掘が始まったと推定した。また、浸透に 対する安全性は、すべり破壊の安全度が照査基準を満足せず、浸透が堤防崩壊を助長した可能性 がある。

次ページに決壊原因を表としてとりまとめる。

影響程度	I	4	l	0
被災要因の可能性	・橋梁部からの溢水が主であり、周辺堤防からの越水による決壊はなかったと推定した。	 ・川裏の法面勾配が1:1.7と急なため、すべり破壊、パイピングの安全度が照査 基準を満足しないが、決壊箇所周辺では確証が得られるだけの痕跡等が得られ なかったことから、堤防決壊の原因であると特定できなかったものの、その可能性は排除できない。 ・また、計画高水位を長時間超過していたことや降雨の継続により、河川水や雨水、及び内水が発生していたことにより堤体内に多くの水が浸透していたと推 定した。その結果、堤防が弱体化した可能性があり、越水による川裏法面の侵 食過程において、何らかの影響を及ぼした可能性は排除できない。 	・洪水時の最大流速は2. 4m/sであり、設置されていた護岸の設計流速(4m/s~8m/s)以下であると推定した。川表側からの侵食が堤防決壊の原因となった可能性は低いと推定した。	・小田川の水位上昇に伴い、橋梁部から溢水し、その水流が周辺堤防の川裏法面 を洗掘し、決壊に至ったと推定される。
	越水による堤防決壊	浸透による堤防決壊	侵食による堤防決壊	溢水の影響による堤 防決壊

表 5.3 末政川左岸 0k400 における堤防決壊要因のまとめ

における堤防決壊のプロセス	模式図	AC AC	Ac Acs BS	Ac Acs	Ac
表 5.4 末政川左岸 0k400 l	プロセス	長時間にわたる降雨と小田川の水位上昇(背水)に伴い、末政川の位上昇(背水)に伴い、末政川の河川水位が上昇し、堤体内の水位が徐々に上昇したと推定した。	河川水位がさらに上昇し,橋梁部(有井橋)から溢水が発生したと推定される。	橋梁部からの溢水が,川裏側に流入し,川裏法面が侵食されたと 推定される。	さらに洗掘が進み堤体が決壊、もしくは途中で川側からの水圧に耐えきれず堤防が決壊したと推定される。
	段階	STEP 1 堤体内部の水位 上昇	STEP 2 縦水の開始	STEP 3 川裏法面の洗掘	STEP 4 決壊 (堤体流失)

5.6 本復旧工法(案)

5.6.1 決壊区間における対策の基本方針

- 災害復旧事業による堤防復旧に加え、今後の河川整備や背後地の復興計画等との整合を図り、手戻りを発生させない。
- 堤防決壊の原因(越水・浸透)に対して、前後区間の構造との整合を図りつつ、効果的かつ効率的な対策工法を選定する。
- 堤防決壊時に、水害リスクが上昇する堤防の嵩上げによる越水対策は行わない。(原形堤防 高と同程度まで復旧)
- 今次出水による越水対策については、小田川付け替え、並びに河道掘削等による流下能力 向上による水位低下を基本とする。
- 上下流と比較して著しく堤防高が不足しており、越水リスクが相対的に高い箇所について は、堤防の嵩上げを行う。
- 対策工法の詳細な構造等については、詳細設計を実施したうえで精査する。

6. 末政川左右岸 0k700 付近の決壊原因の特定および対策工(案)

6.1 越水による決壊の可能性の検討

6.1.1 堤防高と痕跡水位の関係

末政川 0k700 付近を境に、上流区間に向けて堤防高が低位になる。同区間の堤防高に対して、 小田川のピーク水位は高位にある。

末政川の決壊箇所付近において、今次洪水の推定流量は疎通可能であり、越水は小田川の背水 に起因するものであると推定した。



図 6.1 決壊箇所周辺の平面図



図 6.2 堤防天端高と河道水位との関係



※今次出水の流量は推定値である。

図 6.3 末政川決壊箇所の流下能力

6.1.2 落堀の形成

現地調査の結果、決壊箇所の上流端付近から「落堀」が堤内側に伸びていることを確認した。 落堀の深さは、被災後測量断面と落堀最深部の単点標高を比較して、左岸が 0.8m 、右岸が 3.0m 程度であると推定した。



図 6.4 決壊状況平面図



※決壊前の地盤高:決壊箇所直近の現況断面 ※決壊後の地盤高:H30/7 測量成果で、堤防部分は一部仮復旧形状を含む





①決壊箇所全景 7月15日撮影



②決壊箇所全景 7月撮影※土木研究所資料より抜粋



③決壊箇所全景 8月4日撮影図 6.6 現地調査写真

6.1.3 まとめ

- (1) 調査から把握した事項
 - 堤防高より洪水位のほうが高いことがわかった。
 - ●決壊箇所付近において、今次洪水の推定流量は疎通可能であり、越水は小田川の背水
 に起因するものであると推定した。
 - ●現地調査の結果、決壊箇所の上流端付近の堤内側に落堀を確認した。

(2) 越水による堤防決壊の可能性の考察

- 堤防高と洪水位を精査した結果、末政川の堤防の低い箇所から越水したと推定した。
- ●堤防高と洪水位から推定される越水箇所と落堀の発生箇所は一致しており、越水箇所 から堤防決壊に至ったと推定した。

6.2 浸透による決壊の可能性の検討

6.2.1 決壊区間の地質構成の推定

(康土)

基礎地盤の表層には固い粘性土層(Ac)が 2m 程度堆積しており、この粘性土の下は締まった砂 礫層(Dg)が卓越しているが、下流側に向いて砂層(As)を挟んでいると推定した。



図 6.7 調査位置図

工事中

my l

TEC

0

車線











6.2.2 決壊した堤防の地質構成の推定

堤体は砂質土主体,基礎地盤構に粘性土が堆積していることが、近傍の2本のボーリングより 確認された。

堤体については、表層が砂質土(Bs)、内部に一部礫を含んだ砂質土(Bsg)があることが現地踏 査および粒度試験より確認した。





— 決壊箇所 スケッチ断面 へ か 0.7k 末 政 川 ↓
小田川→
既往地質調査

図 6.10 堤防の地質調査

6.2.3 浸透流解析

(1) 検討断面

検討断面については、決壊区間とするが、断面形状については、下流の0k700の横断測量成 果を使用した。土層モデルについては、決壊面のスケッチおよび既往ボーリング調査結果をもと に設定した。



土質調査および検討断面位置図



図 6.11 検討断面

(2) 土質定数

周辺のボーリングおよびサンプリング試料を用いて室内試験を行い土質定数を設定した。

土層名	γt (kN/m³)	γsat (kN/m³)	c (kN/m²)	φ (deg)	k (m/s)
Bs	15.8	18.7	1.0	30.0	1.0E-05
Bsg	15.8	18.7	1.0	30.0	1.0E-05
Asc	15.8	18.7	1.0	30.0	1.0E-05
Ac		19.3	40.0	0	1.0E-08
Ag		_	_	_	1.0E-04

表 6.1 土質定数一覧

※今後精査により変更の可能性がある

(3) 外力条件



外力条件は、降雨は実績、水位は観測値を使用した。

図 6.12 外力条件

(4) 解析結果

解析結果の一覧を以下に示す。

浸透流解析等の結果、末政川 0k700 地点では、すべり破壊において所要の安全性(照査基準値)を下回る結果となった。なお、パイピング破壊については、外水位が上昇を始める時 点で既に内水が堤内地盤より高く、パイピング破壊は発生しないと考えられるため、パイピ ング破壊の照査を省略した。

照査項目			解析結果	照査基準値	判定
		iv	_	0. 5	ОК
	局所動水勾配		「手引き」に る照査基準値		
パイピング		ih	-	0.5	ок
				「手引き」によ る照査基準値	
	盤ぶくれ	G/W	1. 21	1.0	OK
円弧すべり	川裏	Fsmin	1.03	1.4 「手引き」によ る照査基準値	NG
※「手引き」:河川堤防の構造検討の手引き、ト					

表 6.2 照查結果一覧



6

6.2.4 まとめ

(1) 調査から把握した事項

● パイピング発生は低いことを確認した。しかし、川裏側の法面勾配が 1:1.5 と急である ため、すべり破壊で必要安全率を下回る。

(2) 浸透による堤防決壊の可能性の考察

●川裏の法面勾配が1:1.5と急なため、浸透によるすべり破壊の安全度が照査基準を満足しないが、決壊箇所周辺で確証が得られるだけの痕跡等が得られなかったことから、
 堤防決壊の原因であると特定できなかったものの、その可能性は排除できない。

6.3 侵食による決壊の可能性の検討

6.3.1 決壊区間およびその近傍の検討

決壊箇所(末政川0k700)の最大流速は1.2m/s~2.2m/s(張芝が侵食される程度)であると推定した。

堤防は積みブロック(設計流速 4m/s~8m/s)であり,決壊箇所の最大流速よりも大きな流速に 対して安全な構造となっている。

また、護岸上部は部分的に土羽となっているが,決壊箇所の直上流では堤防の侵食は確認されていない。



図 6.14 決壊の状況



図 6.15 流速縦断図

6.3.2 まとめ

- (1) 調査から把握した事項
 - 護岸は積みブロック(設計流速 4m/s~8m/s)であり,決壊箇所の最大流速 2.2m/s よりも 大きな流速に対して安全な構造となっている。
 - また、護岸上部は部分的に土羽となっているが、決壊箇所の直上流では堤防の侵食は確認 されていない。

(2) 侵食による堤防決壊の可能性の考察

● 洪水時の最大流速は 2.2m/s であり、設置されていた護岸の設計流速(4m/s~8m/s 程度) 以下であると推定した。よって、川表側からの侵食が堤防決壊の原因となった可能性は低いと推定した。
6.4 構造物の影響による決壊の可能性の検討

6.4.1 構造物の影響による決壊の可能性の検討

伏越し箇所において,水みちが形成され,浸透破壊を助長した可能性が考えられる。 伏越しの取り付け水路に越流水が集中し,川裏の堤体侵食を助長した可能性が考えられる。









ヒューム管周辺に水みちが形成された可能性がある

図 6.17 横断図

6.4.2 まとめ

- (1) 調査から把握した事項
- 末政川に伏せ越しがあることを確認した。
- 伏越しの取り付け水路に越流水が集中する可能性がある。
- 伏せ越しはすでに流出しており、詳細な構造は確認できなかったが、河床からの根入れが浅かったこと、制水ゲートといった流量調節施設はなかったものと推測される。

(2) 構造物による堤防決壊の可能性の考察

 伏越し、取り付け水路への越流水の集中が侵食を助長させ、また伏せ越し周りに形成された 水みちにより侵食破壊,浸透破壊を助長した可能性がある。

6.5 決壊原因の特定

堤防天端高の低い右岸堤防から、小田川の背水による越水が始まり、決壊に至ったと考えられ る。

また、浸透に対する安全性は、すべり破壊の安全度が照査基準を満足せず、浸透が堤防崩壊を 助長した可能性がある。

更に、伏越し、取り付け水路への越流水の集中による侵食、伏せ越し周りの浸透(水みち)に より決壊を助長させた可能性がある。

次ページに決壊原因を表としてとりまとめる。

影響程度	0	4	I	4
被災要因の可能性	 ・堤防高と洪水位を精査した結果、末政川の堤防の低い箇所から越水したと推定した。 ・堤防高と洪水位から推定される越水箇所の近傍に落堀の発生箇所は一致しており,越水箇所から堤防決壊に至ったと推定した。 	・川裏の法面勾配が1:1.5と急なため、浸透によるすべり破壊の安全度が照査基準を満足しない。洗掘による堤防断面が減少する過程で決壊を助長させた可能性がある。	・洪水時の最大流速は2m/sであり、設置されていた護岸の設計流速 (4m/s~8m/s程度)以下であると推定した。川表側からの侵食が堤防 決壊の原因となった可能性は低いと推定した。	 ・伏越し、取り付け水路への水の集中が、侵食破壊、浸透破壊を助長した可能性がある。
	越水による堤防決壊	浸透による堤防決壊	侵食による堤防決壊	構造物の影響による 堤防決壊

表 6.3 末政川左右岸 0ĸ700 における堤防決壊要因のまとめ

k700 における決壊プロセス 樟式 図	BS AC AC	Ac Ac	Bsg Ac	
表 6.4 末政川左右岸 0 プロセス	長時間にわたる降雨と、小田川の水位上昇(背水)に伴い、末政川の水位が上昇し、堤体内の水位が徐々に上昇したと推定した。	さらに河川水位が上昇し,堤防天端に達し,越流により,川裏法面が侵食されたと推定した。	時間の経過とともに,川裏法面の侵食が進行し,先に右岸堤防が決壊したと推定した。	小田川左岸3.4kの決壊に伴い、右岸側の堤内水位が上昇し、左岸堤防に越流が発生したと推定した。酸流による侵食が進行し、左岸堤防も決壊したと推定した。
和台	STEP 1 堤体内部の水位 上昇	STEP 2 越水の開始	STEP 3 右岸堤防の決壊	STEP 4 左岸堤防の決壊

6.6 本復旧工法(案)

6.6.1 決壊区間における対策の基本方針

- 災害復旧事業による堤防復旧に加え、今後の河川整備や背後地の復興計画等との整合を図り、手戻りを発生させない。
- 堤防決壊の原因(越水・浸透)に対して、前後区間の構造との整合を図りつつ、効果的か つ効率的な対策工法を選定する。
- 堤防決壊時に、水害リスクが上昇する堤防の嵩上げによる越水対策は行わない。(原形堤防 高と同程度まで復旧)
- 今次出水による越水対策については、小田川付け替え、並びに河道掘削等による流下能力 向上による水位低下を基本とする。
- 上下流と比較して著しく堤防高が不足しており、越水リスクが相対的に高い箇所について は、堤防の嵩上げを行う。
- 対策工法の詳細な構造等については、詳細設計を実施したうえで精査する。
- 伏せ越し工の復旧に関しては、施設の統廃合も視野に入れつつ、侵食や浸透対策を検討する。

7. 高馬川右岸 0k100,左岸 0k00 付近の決壊原因の特定および対策工(案)

7.1 越水による決壊の可能性の検討

7.1.1 堤防高と痕跡水位の関係

高馬川 0k00 から上流区間に向けて堤防高が低位である。同区間の堤防高に対して、小田川の ピーク水位は高位にある。

高馬川の決壊箇所付近において、今次洪水の推定流量は疎通可能であり、越水は小田川の背水 に起因するものであると推定した。



図 7.1 決壊箇所周辺の平面図



図 7.2 堤防天端高と河道水位との関係



※今次出水の流量は推定値である。



7.1.2 落堀の形成

現地踏査の結果、決壊箇所の下流端に「落堀①」(コンター図[落堀①])を確認した。測量図の重ね合せより深さは 1.2m 程度である。

高馬川右岸の基礎地盤の落堀[落堀②]は、小田川本川による落堀[落堀①]より浅く、深さは 1.0m 程度であることが確認できた。



図 7.4 決壊状況平面図



図 7.5 決壊箇所横断図



①決壊箇所全景 7月12日撮影



②決壊箇所堤内側の落堀 7月9日撮影



③左岸堤内側の洗掘状況 7月9日撮影

図 7.6 現地調査写真

7.1.3 まとめ

- (1) 調査から把握した事項
- 高馬川 0k00 から上流区間に向けて堤防高が低位である。同区間の堤防高に対して、小田 川のピーク水位は高位にある。
- 高馬川の決壊箇所付近において、今次洪水の推定流量は疎通可能であり、越水は小田川の 背水に起因するものであると推定した。
- 現地調査の結果、落堀(深さ 1.0m程度)を確認した。

(2) 越水による堤防決壊の可能性の考察

- 堤防高と洪水位を精査した結果、決壊箇所において越水が発生したと推定した。
- 堤防高と洪水位から推定される越水箇所の近傍に落堀が確認されており、越水箇所から堤
 防決壊に至ったと推定した。

7.2 浸透による決壊の可能性の検討

7.2.1 決壊区間の地質構成の推定

小田川左岸 3k400 におけるボーリング調査、サウンディング調査などにより、基礎地盤の表層には固い粘性土層(Ac)が厚さ約 3m 程度堆積しており、この粘性土の下位には広く砂層(As)が 分布していると推定した。



図 7.7 調査位置図





図 7.9 高馬川右岸 0k100 地質横断図

7.2.2 決壊した堤防の地質構成の推定

堤体については、全体が粘性土質砂(Bsc)であることが現地踏査および粒度試験より確認された。

基礎地盤には、表層に粘性土 3m、その下部に砂層が堆積していることを近傍ボーリングデー タおよび当該箇所での土質調査で確認した。



図 7.10 堤防の地質調査

7.2.3 浸透流解析

(1) 検討断面

検討断面については、決壊区間とするが、断面形状については、竣工図を基に設定した。また、 土層モデルについては、決壊面のスケッチおよび既往ボーリング調査結果をもとに設定した。



図 7.11 検討断面

(2) 土質定数

周辺のボーリングおよびサンプリング試料を用いて室内試験を行い土質定数を設定した。

土層名	γt (kN/m³)	γsat (kN/m³)	c (kN/m²)	ф (deg)	k (m/s)
Bsc	16.6	18.9	2.0	22	2.0E-C6
.Ac	19.1	19.3	40.0	0	1.0E-08
As	-	_	-	-	5.0E-C5
Dsg	-	-	-	-	-

表 7.1 土質定数一覧

※今後精査により変更の可能性がある

(3) 外力条件



外力条件は、降雨は実績、水位は計算値を使用した。

図 7.12 外力条件

(4) 解析結果

解析結果の一覧を以下に示す。

浸透流解析等の結果、高馬川右岸 0k100 地点では、パイピング破壊および盤ぶくれに対しては所要の安全性(照査基準値)を満足する結果となった。ただし、すべり破壊については、所要の安全性(照査基準値)を下回る結果となった。

	照査項目		解析結果	照査基準値	判定	
	局所動水勾配	iv	0. 04	0.5	OK OK	
				「手引き」によ る照査基準値		
パイピング		ih	0. 13	0. 5		
				「手引き」によ る照査基準値		
	盤ぶくれ	G/W	1.16	1.0	OK	
田弧すべり	川裏 Fs	Fsmin	0. 86	1.4	NG	
				「手引き」によ る照査基準値		

表 7.2 照査結果一覧

※「手引き」:河川堤防の構造検討の手引き, H24.2



図 7.13 解析結果図

7.2.4 まとめ

- (1) 調査から把握した事項
- 堤体の透水性が低いため、浸潤面が上昇しにくい傾向にある。
- パイピングおよび盤ぶくれ対しては,照査基準値を満足する。
- 堤体の法面勾配が 1:1.5 と急なため、内水位のウェイトを見込んでも、すべり破壊におい て必要安全率を下回る。

(2) 浸透による堤防決壊の可能性の考察

- 川裏の法面勾配が1:1.5 と急なため、浸透によるすべり破壊の安全度が照査基準を満足しないが、決壊箇所周辺で確証が得られるだけの痕跡等が得られなかったことから、堤防決壊の原因であると特定できなかったものの、その可能性は排除できない。
- また、計画高水位を長時間超過したことや降雨の継続により、河川水や雨水、及び内水が 発生していたことにより堤体内に多くの水が浸透していたと推定した。その結果、堤防が 弱体化した可能性があり、越水による川裏法面の侵食過程において、何らかの影響を及ぼ した可能性は排除できない。

7.3 侵食による決壊の可能性の検討

7.3.1 決壊区間およびその近傍の検討

決壊箇所(高馬川右岸 0k100)の最大流速は 0.5m/s~0.8m/s であると推定した。

堤防はコンクリート三面張(設計流速 4m/s~8m/s)であり,決壊箇所の最大流速よりも大きな 流速に対して安全な構造となっている。また、上部はブロック張り護岸であり,決壊箇所の直下 流では堤防の侵食は確認されていない。



図 7.14 決壊の状況



図 7.15 流速縦断図

7.3.2 まとめ

- (1) 調査から把握した事項
- 堤防はコンクリート三面張(設計流速 4m/s~8m/s)であり、決壊箇所の最大流速 0.8m/s よりも大きな流速に対して安全な構造となっている。
- また、上部はブロック張り護岸であり、決壊箇所の直下流では堤防の侵食は確認されてい ない。

(2) 侵食による堤防決壊の可能性の考察

● 洪水時の最大流速は 0.8m/s であり、設置されていた護岸の設計流速(4m/s~8m/s 程度) 以下であると推定した。よって、川表側からの侵食が堤防決壊の原因となった可能性は低いと推定した。

7.4 構造物の影響による決壊の可能性の検討

当該箇所において、影響を及ぼしたと想定される構造物はなかった。 したがって、被災要因ではない。

7.5 決壊原因の特定

堤防天端高が低い区間から小田川の背水による越水が始まり、決壊に至ったと考えられる。 また,浸透に対する安全性は、すべり破壊の安全度が照査基準を満足せず、浸透が堤防崩壊を 助長した可能性がある。

次ページに決壊原因を表としてとりまとめる。

影響程度	0	\triangleleft	I	I
被災要因の可能性	 ・堤防高と洪水位を精査した結果、決壊箇所において越水が発生したと推定した。 ・堤防高と洪水位から推定される越水箇所の近傍に落堀が確認されており、越水 箇所から堤防決壊に至ったと推定した。 	 ・川裏の法面勾配が1:1.7と急なため、浸透によるすべり破壊の安全度が照査基準を満足しないが、決壊箇所周辺で確証が得られるだけの痕跡等が得られなかったことか。 かったことから、堤防決壊の原因であると特定できなかったものの、その可能性は排除できない。 ・また、計画高水位を長時間超過していたことや降雨の継続により、河川水や雨水、及び内水が発生していたことにより堤体内に多くの水が浸透していたと描定した。その結果、堤防が弱体化した可能性があり、越水による川裏法面の侵食過程において、何らかの影響を及ぼした可能性は排除できない。 	・洪水時の最大流速は0.8m/sであり、設置されていた護岸の設計流速(4m/s~8m/s)以下であると推定した。川表側からの侵食が堤防決壊の原因となった可能性は低いと推定した。	・影響を及ぼしたと想定される構造物はなかった。
	越水による堤防決壊	浸透による堤防決壊	侵食による堤防決壊	構造物の影響による 堤防決壊

表 7.3 高馬川右岸 0k100,左岸 0k00 における堤防決壊要因のまとめ

模式図	T Bsc Ac Ac Asc Dsg	Bsc Ac Asc Bsc	Asc Asc Dsg	Ac Asc Dsg
プロセス	長時間にわたる降雨と小田川の水位上昇(背水)に伴い,高馬川の水位が上昇し,堤防に河川水及び雨水が浸透し,堤体内の水位が徐々に上昇したと推定した。	河川水位がさらに上昇し,堤防天端に達し, 越水が発生したと推定した。	時間の経過とともに、川裏法面の侵食が進行し、徐々に堤防断面が減少したと推定した。	さらに洗掘が進み堤体が決壊,もしくは途中で川側からの水圧に耐えきれず,堤防が決壊したと推定した。
段階	STEP 1 堤体内部の水位 上昇	STEP 2 越水の開始	STEP 3 川裏法面の洗掘	STEP 4 決壊 (堤体流失)

表 7.4 高馬川右岸 0k100,左岸 0k00 における堤防決壊のプロセス

7.6 本復旧工法(案)

7.6.1 決壊区間における対策の基本方針

- 災害復旧事業による堤防復旧に加え、今後の河川整備や背後地の復興計画等との整合を図り、手戻りを発生させない。
- 堤防決壊の原因(越水・浸透)に対して、前後区間の構造との整合を図りつつ、効果的か つ効率的な対策工法を選定する。
- 堤防決壊時に、水害リスクが上昇する堤防の嵩上げによる越水対策は行わない。(原形堤防 高と同程度まで復旧)
- 今次出水による越水対策については、小田川付け替え、並びに河道掘削等による流下能力 向上による水位低下を基本とする。
- 上下流と比較して著しく堤防高が不足しており、越水リスクが相対的に高い箇所について は、堤防の嵩上げを行う。
- 対策工法の詳細な構造等については、詳細設計を実施したうえで精査する。

8. 真谷川左岸 0k500 付近の決壊原因の特定および対策工(案)

8.1 越水による決壊の可能性の検討

8.1.1 堤防高と痕跡水位の関係

0k500 付近の堤防が、上下流に比して相対的に若干低位にある。これに対して、小田川のピーク水位は高位にある。

真谷川の決壊箇所付近において、今次洪水の推定流量は疎通可能であり、越水は小田川の背水 に起因するものであると推定した。





図 8.2 堤防天端高と河道水位との関係



図 8.3 真谷川決壊箇所の流下能力

8.1.2 落堀の形成

現地踏査の結果、決壊箇所区間の上流で天端より高い位置に痕跡水位を確認した(堤防天端+0.18m程度)。

現地踏査の結果、決壊箇所の堤内地盤に最大深さ 0.65m程度の洗掘を確認した。下流側の方 が洗掘深が深い事を測量図より確認した。



図 8.5 決壊箇所横断図



①決壊箇所全景 7月10日撮影

65m

③左岸堤内側の洗掘状況 7月15日撮影



②痕跡水位 7月15日撮影

図 8.6 現地調査写真

8.1.3 まとめ

- (1) 調査から把握した事項
 - 0k500 付近の堤防が、上下流に比して相対的に若干低位にある。これに対して、小田川 のピーク水位は高位にある。
 - 真谷川の決壊箇所付近において、今次洪水の推定流量は疎通可能であり、越水は小田川 の背水に起因するものであると推定した。
 - 現地踏査の結果、決壊箇所区間の上流で天端より高い位置に痕跡水位を確認した(堤防 天端+0.18m 程度)。
 - ●現地踏査の結果、決壊箇所の堤内地盤に最大深さ0.65m程度の洗掘を確認した。

(2) 越水による堤防決壊の可能性の考察

- 堤防高と洪水位を精査した結果、決壊箇所において越水が発生したと推定した
- ●決壊箇所の近傍で越水の痕跡が確認されており、越水箇所から堤防決壊に至ったと推定した。

8.2 浸透による決壊の可能性の検討

8.2.1 決壊区間の地質構成の推定

基礎地盤の表層には固い粘性土層(Ac)が2m程度堆積し、この粘性土の下は砂層(As)~砂礫層 (Ag)が堆積していると推定した。



図 8.7 調査位置図



8.2.2 決壊した堤防の地質構成の推定

堤体については、上部が礫質砂(Bsg)、下部が粘性土砂(Bsc)であることが現地踏査および粒度 試験より確認した。

基礎地盤については、粘性土層(Ac)、砂質土層(As)、礫質土層(Ag)の存在を小田川との合流部 付近の既往地質調査で確認した。





撮影日:平成30年7月15日 図 8.10 堤防の地質調査

8.2.3 浸透流解析

(1) 検討断面

検討断面については、決壊区間とするが、断面形状については、横断測量成果を使用した。土 層モデルについては、決壊面のスケッチおよび既往ボーリング調査結果をもとに設定した。





図 8.11 検討断面

(2) 土質定数

周辺のボーリングおよびサンプリング試料を用いて室内試験を行い土質定数を設定した。

土層名	γt (kN∕m ³)	γsat (kN∕m ³)	c (kN/m²)	ϕ (deg)	k (m∕s)
Bsg	17.1	19.0	4.0	22	5.0E-05
Bsc	-	17.0	1.0	28	1.0E-08
Ac	_	19.3	40.0	0	1.0E-08
As	-	19.0	0.0	32	1.00E-05
Ag		-	-		1.00E-04

表 8.1 土質定数一覧
(3) 外力条件



外力条件は、降雨は実績、水位は計算値を使用した。

図 8.12 外力条件

(4) 解析結果

解析結果の一覧を以下に示す。

浸透流解析等の結果、真谷川左岸 0k500 地点では、パイピング破壊および盤ぶくれに対して は所要の安全性(照査基準値)を満足する結果となった。なお、堤防直下が粘性土地盤である ため、鉛直方向のパイピング破壊照査を省略した。

また、すべり破壊については、所要の安全性(照査基準値)を下回る結果となった。

照査項目			解析結果	照査基準値	判定	
パイピング		iv	_	0. 5	_	
	局所動水勾配			「手引き」によ る照査基準値		
		ih	0. 30	0.5		
				「手引き」によ る照査基準値	UN	
	盤ぶくれ	G/W	1.01	1.0	ОК	
円弧すべり	川裏	Fsmin	1.05	1.4	NG	
				「手引き」によ る照査基準値	NU	
※「手引き」:河川堤防の構造検討の手引き,						

表 8.2 照查結果一覧



図 8.13 解析結果図

8.2.4 まとめ

- (1) 調査から把握した事項
 - 堤体の透水性が高いため、浸潤面が上昇しやすい傾向にある。
 - 堤体の川裏法面勾配が1:1.5 と急なため、すべりに対して必要安全率を下回る結果となる。
 - パイピングおよび盤ぶくれに対しては、必要安全率を満足する。
- (2) 浸透による堤防決壊の可能性の考察
 - 川裏の法面勾配が1:1.5 と急なため、浸透によるすべり破壊の安全度が照査基準を満足しないが、決壊箇所周辺で確証が得られるだけの痕跡等が得られなかったことから、堤防決壊の原因であると特定できなかったものの、その可能性は排除できない。
 - また、計画高水位を長時間超過したことや降雨の継続により、河川水や雨水、及び内水が 発生していたことにより堤体内に多くの水が浸透していたと推定した。その結果、堤防が 弱体化した可能性があり、越水による川裏法面の侵食過程において、何らかの影響を及ぼ した可能性は排除できない。

8.3 侵食による決壊の可能性の検討

8.3.1 決壊区間およびその近傍の侵食状況

決壊箇所(0k500)の最大流速は0.8m/s~1.5m/sで,張芝の設計流速(2.0m/s)以下であると 推定した。

堤防構造はコンクリートブロック張り(設計流速 4m/s~8m/s)である。

また、護岸上部は部分的に土羽となっているが、決壊箇所の対岸では侵食は確認できない。



図 8.14 決壊の状況



図 8.15 流速縦断図

8.3.2 まとめ

- (1) 調査から把握した事項
 - 護岸はコンクリートブロック張り(設計流速 4m/s~8m/a)であり、決壊箇所の最大流速 は 1.5m/s よりも大きな流速に対して安全な構造となっている。
 - また,護岸上部は部分的に土羽となっているが,決壊箇所の対岸では堤防の侵食は確認さ れていない。

(2) 侵食による堤防決壊の可能性の考察

● 洪水時の最大流速は 1.5m/s であり、設置されていた護岸の設計流速(4m/s~8m/s 程度) 以下であると推定した。よって、川表側からの侵食が堤防決壊の原因となった可能性は低いと推定した。

8.4 構造物の影響による決壊の可能性の検討

当該箇所において、影響を及ぼしたと想定される構造物はなかった。 したがって、被災要因ではない。

8.5 決壊原因の特定

堤防天端高の低い区間から小田川の背水による越水が始まり、決壊に至ったと考えられる。また,浸透に対する安全性は、すべり破壊の安全度が照査基準を満足せず、浸透が堤防崩壊を助長した可能性がある。

また、次ページに決壊原因を表としてとりまとめる。

影響程度	0	4	l	I
被災要因の可能性	・堤防高と洪水位を精査した結果、決壊箇所において越水が発生したと推定した。 ・決壊箇所の近傍で越水の痕跡が確認されており、越水箇所から堤防決壊に至っ たと推定した。	 ・川裏の法面勾配が1:1.5と急なため、浸透によるすべり破壊の安全度が照査基準を満足しないが、決壊箇所周辺で確証が得られるだけの痕跡等が得られなかったことから、堤防決壊の原因であると特定できなかったものの、その可能性は排除できない。 ・また、計画高水位を長時間超過していたことや降雨の総続により、河川水や雨水、及び内水が発生していたことにより堤体内に多くの水が浸透していたと推定した。その結果、堤防が弱体化した可能性があり、越水による川裏法面の侵食過程において、何らかの影響を及ぼした可能性は排除できない。 	・洪水時の最大流速は1.5m/sであり、設置されていた護岸の設計流速(4m/s~8m/s)以下であると推定した。川表側からの侵食が堤防決壊の原因となった可能性は低いと推定した。	・影響を及ぼしたと想定される構造物はなかった。
	越水による堤防決壊	浸透による堤防決壊	侵食による堤防決壊	構造物の影響による 堤防決壊

表 8.3 真谷川左岸 0k500 における堤防決壊要因のまとめ

おける堤防決壊のプロセス	模式図	AC A	AC AC AC AC AC AC AC AC AC AC AC AC AC A	AC AC BSG AC	Provide the second sec
表 8.4 真谷川左岸 0k500	プロセス	長時間にわたる降雨と小田川の水位上昇(背水)に伴い、真谷川の水位が上昇し,堤防に河川水及び雨水が浸透し,堤体内の水位が、永々に上昇したと推定した。	河川水位がさらに上昇し,堤防天端に達し,越水が発生したと推定した。	時間の経過とともに、川裏法面の侵食が進行し、徐々に堤防断面が減少したと推定した。	さらに洗掘が進み堤体が決壊、もしくは途中で川側からの水圧に耐てくは途中で川側からの水圧に耐えきれず堤防が決壊したと推定した。
	段階	STEP 1 堤体内部の水位 上昇	STEP 2 越水の開始	STEP 3 川裏法面の洗掘	STEP 4 決壊 (堤体流失)

8.6 本復旧工法(案)

8.6.1 決壊区間における対策の基本方針

- 災害復旧事業による堤防復旧に加え、今後の河川整備や背後地の復興計画等との整合を図り、手戻りを発生させない。
- 堤防決壊の原因(越水・浸透)に対して、前後区間の構造との整合を図りつつ、効果的か つ効率的な対策工法を選定する。
- 堤防決壊時に、水害リスクが上昇する堤防の嵩上げによる越水対策は行わない。(原形堤防 高と同程度まで復旧)
- 今次出水による越水対策については、小田川付け替え、並びに河道掘削等による流下能力 向上による水位低下を基本とする。
- 上下流と比較して著しく堤防高が不足しており、越水リスクが相対的に高い箇所について は、堤防の嵩上げを行う。
- 対策工法の詳細な構造等については、詳細設計を実施したうえで精査する。

9. 末政川両岸決壊のメカニズム

末政川は岡山県管理の1級河川であるが、末政川 0k700 の両岸決壊メカニズムについて整理 を行った。



図 9.1 末政川位置図

9.1 末政川の被災状況

7月7日 11:20頃に撮影された空撮では、小田川左岸3k400の堤防決壊による氾濫の影響を 受け、家屋等の水没状況から、末政川西側(右岸側)の浸水深は東側(左岸側)に比較し高い。 氾濫流は0k700の左右岸の堤防決壊箇所及び0k400の有井橋の開口部を経由し、西側から東 側への流れが確認される。



図 9.2 末政川 0k700 の氾濫流の状況



図 9.3 洪水前後の状況



図 9.4 被災状況



下流橋梁被災箇所 (7月11日国茲省撮影)



図 9.5 被災状況

(1) 末政川 0k700 付近の堤体材料・構造物等の飛散状況

末政川 0k700 付近の堤体材料・構造物等の飛散状況は以下に示す通りである。

- 上流決壊箇所の堤体材料は左岸は東側へ、右岸は西側へ流出し、下流右岸決壊箇所の堤体 材料は西側へ流出している。
- 上下流決壊箇所の間の区間については、堤体材料は左右岸とも東側へ流出している。特に、 右岸側の堤体材料は末政川内に堆積している。
- 右岸の護岸等の構造物は末政川内に散乱している。
- 上流側の橋梁は左岸下流へ落橋、下流側の橋梁は右岸下流側へ落橋している。



9.2 河道水位·痕跡水位

(1) 本川の水位の状況

高梁川本川は水面にうねりが確認され、比較的早い流速で流下していると推定されるが、小田 川の水面にほとんど乱れは無く、緩やかな流速で流下していると推定され、高梁川が小田川のス ムーズな合流(本・支川で流速差が発生)を妨げている状況である。

高梁川の酒津水位観測所と小田川の矢形橋水位観測所の水位ハイドロは、ほぼ同様の波形を示しており、小田川の水位変化は高梁川の水位に大きく影響を受けていると推定され、小田川は高 梁川の背水影響を顕著に受けていたことが確認された。



図 9.7 高梁川と小田川の合流点の状況

(2) 高梁川の背水影響(バックウォーター現象)

高梁川(酒津水位観測所)の水位の上昇に伴い、小田川では背水の影響を受け、矢形橋と上流 側の水位差が縮小し、水面勾配が緩やかとなり、流れにくい状況となった。

この影響を受け、小田川の支川の末政川、高馬川、真谷川でも水位の高い状態となったと推定される。





(3) 真備町の地盤高と氾濫想定最高水位の関係

氾濫した真備町の地盤高を国土地理院地理院地図より確認される内容を以下に示す。

- ・末政川右岸側(高馬川と末政川に挟まれた地域)は周囲に比較し相対的に地盤高が低い。
- ・末政川左岸側(末政川と高梁川に挟まれた地域)は、末政川右岸に比較し、1m程度地盤高 が高い。
- ・樋門の内水位計の記録や痕跡調査結果より氾濫想定最高水位は、末政川右岸側が末政川左岸 側に比較し約 60cm 程度高かったと推定される。

また、被災後に実施した堤内地側の痕跡水位調査結果によると、0k400の有井橋周辺の最大痕跡水位は、末政川右岸側(西側)が14.5~15.0m程度、末政川左岸側(東側)では14.0~14.5m 程度であったと推定される。



図 9.9 真備町の地盤高と氾濫想定最高水位の関係



9.3 氾濫時刻の推定

(1) 樋門内外水位計の水位変化による氾濫時刻の推定

小田川左岸 1k300(末政川右岸側)の金蔵樋門の外水位が末政川 0k400 の有井橋橋面高を超 過したのは7月6日 23:00 頃からで、0k400 の橋梁部での溢水開始はその後の時刻に発生して いたと推定される。

小田川左岸 1k300(末政川右岸側)の金蔵樋門の内水位が上昇し始めたのは7月7日 1:00頃 からで、末政川右岸の堤防決壊はその前の時刻に発生したと推定される。

小田川左岸 1k300(末政川右岸側)の金蔵樋門の内水位が急上昇し始めたのは7月7日 3:30 頃からで、小田川左岸 3k400 決壊による氾濫流の影響と推定される。

菰池樋門の二度目の水位上昇は、7月7日 7:00 頃からで、その前の時刻に左岸 0k700 の堤防 決壊が発生したと推定される。





(2) 高梁川及び小田川の時系列水位変化

次ページに示す高梁川及び小田川の時系列水位変化縦断図により、以下のことが言える。

- 高梁川の背水影響により小田川の水位が上昇し、二次支川の末政川も同様に背水影響により水位が上昇している。
- 7月6日の20:00頃から高梁川及び小田川の水位は、1時間に1mと急上昇し、7月7日 の2:00頃にピーク水位を記録している。
- 末政川 0k400 の橋梁部からの溢水、及び末政川右岸 0k700 の堤防決壊による水位低下が 生じている可能性はあるものの、末政川は、7月7日 0時頃から4時頃までの約4時間 にわたり堤防高と同等の水位が継続していたと推定される。
- 末政川の護岸天端高は 13.20m で施工されており、その高さを超える水位が継続したと推定される時間は約 20 時間に及んだと推定される。
- 7月7日14:30頃には、小田川の水位と氾濫域の内水位が逆転している。



9.12 高梁川及び小田川の時系列水位変化

X

9.4 被災メカニズム

前項までの河道水位や被災状況を踏まえ、被災メカニズムを以下のように推定した。

⑩小田川の水位上昇による背水影響により、末政川の水位が上昇

①末政川 0k400 の橋梁部の溢水が発生 ⇒ 末政川左右岸の堤内地側へ浸水が拡大

②末政川右岸側の堤防が低い箇所から越水が発生 ⇒ 西側へ浸水が拡大 ⇒ その後堤防が

決壊 ⇒ 西側へさらに浸水が拡大

③末政川右岸より堤防高の高い左岸側で越水が発生 ⇒ 東側へ浸水が拡大

④小田川左岸 3k400 の堤防が決壊 ⇒ 東側へ浸水が拡大

 ⑤小田川決壊による氾濫流が末政川右岸堤防を宅地側から越水 ⇒ 末政川に氾濫流が合流
 ⑥小田川決壊による氾濫流の水位上昇により末政川左岸から再度越水 ⇒ 東側へ浸水が拡大
 ⑦氾濫流による越水、末政川右岸堤防決壊箇所からの水流に耐えきれず、末政川左岸の堤防が 決壊 ⇒ 東側へ浸水範囲がさらに拡大

- ⑧末政川左岸の決壊 ⇒ 左右岸で水位差が発生 ⇒ 末政川右岸の氾濫流の流速が増大 ⇒ 末政 川右岸の護岸が川側に向かって倒壊
- ⑨末政川左岸下流の堤防が、堤体への河川水の浸透及び内水氾濫の影響により弱体化 ⇒ 裏法 すべりが発生



図 9.13 被災メカニズム

7月6日 19:30頃 	^{た。} 23:00頃 未政川0k400溢水開始	23:30頃 未政川0k700右岸側越水開站	7月7日 0:00頃 末政川0k700右岸堤防決壊	^{港木} 1:30頃 3:20頃 小田川左岸3k400堤防決壊	した。 した。	4:00 	7:00 より前 末改川0k700左岸堤防決 痍
■高梁川酒津木位観測所の水位が約1.0m/hrと急上昇開始 ■連動するように小田川矢形橋木位観測所や小田川沿川の樋門外木位計の木位が急上昇	■金蔵樋門の外木位(小田川左岸1k300)が有井橋(末政川0k400)の橋面高を超過 【有井橋周辺の住民証言】 末政川の道路(有井橋)から水が溢れだし、警察が来て、道路を通行止めにし	■金蔵樋門の外水位が未政川0k700右岸側の堤防高を超過	 ■高馬川右岸の堤防決壊(前野教授から提供されたドライブレコーダーで確認) ●金歳樋門の外木位が未改川0k700左岸側の堤防高を超過。 その後、末政川右岸0k700付近の堤防決壊(推定) 【末政川堤防決壊箇所周辺の住民証言】 末政川右岸から住宅街に向け勢いよく木が噴き出し隣家に直撃土台から流出。 	 ■未政川右岸0k700付近からの氾濫水や小田川左岸3k400の越流水等により徐々に堤内地が3 ■金蔵樋門の内水位が約0.5m/hrで上昇 ■介田川左岸3k400の堤防決壊(推定)(国交省監視カメラで急激に氾濫が拡大する状況を 	 ●小田川左岸3k400決壊後の氾濫流が末政川右岸側に到達し急速に湛水 ■金蔵福門の内水位が約1.5m/hrで急上昇 【有井の住民証言】 水かさが一気に増して腰高まで来た。5時頃には浸水した2階から屋根へ避難1 	●小田川左岸3k400決壊後の氾濫流が末政川右岸堤防を越水し、その後左岸堤防を越水 【末政川周辺の住民証言】 前田(末政川右岸側)から水がどんどん入ってきて末政川が溢れそう。	■未政川左岸堤防が決壊(推定) ■菰池樋門(小田川左岸0k500)の内水位が約1. 0m/hrで急上昇。 【有井橋周辺の住民証言】

図 9.14 被災の時系列整理

				유수의 전에 가 관람 전 사람이 지하는 것 같은 것 같
①越水等の原因によって,片岸の堤防が決壊。	②決壊した側の堤内地に勢いよく洪水流が流れ込み、 決壊によりむき出しになった床版下から多量の河床 材料が吸い出さる。地盤の支えを失った床板が破損し、河道中央側へと床版の破壊が進行。対岸の護岸 まで破壊が及ぶこともある(高馬川の事例)。	 ③片岸の決壊に伴い、通常は河川水位が低下するが、 下流からの背水、堤内地からの氾濫流の逆流により、 河川水位が低下せず、水位が上昇。 ③'対岸からも越水が発生。 	④両岸とも堤防が決壊。	╸╕┾╕┓┄╴╶╴╸╸╻╏╪┽╴╅╝┲┾┾╸╸╖╝╍┍╺┉╺┾┾┊

図 9.15 末政川 0k700 付近における両岸決壊のプロセス

※未政川ロk/บบ地点の左右岸堤防決曝フロセスは,小田川本川の氾濫による也内地水位の影響や河床下を預断していた伏越しの影響など,様々な要因,プロセスが考えられるので,上図に示すような河床低下による堤防への影響がどれだけ寄与したかは不明。

9.5 末政川両岸決壊の要因分析

末政川の両岸決壊が生じた要因は、以下の①~④が複雑に絡み合って発生したものと推定した。

- ●高粱川・小田川からの背水影響(バックウォーター現象)
- ①長時間にわたって高い水位が継続し、堤防の弱体化が進行しやすい。また、片岸の 堤防決壊後も河川水位が下がりにくい。
- ●末政川における両岸決壊につながった特性
 - ②本川の堤防決壊により、堤内地側の浸水深が支川の堤防高を超えるため、自己流に よる越水が発生していなくても決壊につながるおそれがある。
 - ③天井川で、河床材料が砂質土で構成されているため、片岸堤防決壊後、決壊地点周 辺の堤内側の地盤や河床が洗掘されやすい。
 - ④川幅が狭いため、片岸堤防決壊後、河床の洗掘の影響が対岸側の堤防まで及びやす い。

9.6 堤防補強検討の留意点

末政川では、堤防決壊の主な原因は越水であるとしつつも、浸透による堤防の弱体化が何らか の影響を及ぼした可能性は排除できないと推定される。

末政川の両岸決壊事例に見られるように、本・支川合流部付近など、背水の影響により河川水 位の高い状態が長時間継続する箇所は、堤防の強化対策を検討するにあたり、本川側の洪水継続 時間等にも着目し、必要な対策を検討する必要がある。

10. 参考資料

本章においては、堤防決壊原因の特定の妥当性を確認するために、「堤防開削調査」および 「基礎地盤の状況確認」を行った結果を示す。

10.1 堤防開削調査結果

3k400 および 6k400 の決壊地点において、堤防開削調査を行い、築堤構成および築堤材料を 確認した。以下にその結果を示す。

10.1.1 左岸 3k400

(1) 地層構成

平成 30 年 12 月に開削調査を行い、築堤構成状況を確認した。

開削調査の結果、川表は粘性土主体、川裏側は砂質土や砂礫・玉石交じりの土で堤体を構成し ており、地層構成は、当初の想定通りである。

(2) 築堤材料

平成 30 年 12 月の開削調査において、試料を採取し、粒度構成を確認した。また、現場透水試験も併せて実施した。川表側は粘土シルト分が多く、川裏側は砂・礫分が多い。

現場透水試験の結果、堤体の透水係数は川表側の透水係数が小さく、川裏の砂質土は透水係数が大きい。

(3) 考察

開削調査を実施し、堤体の土層構成は、川表側が粘性土質であり、川裏が透水性の高い砂質土 や礫質土が主体であることを確認できた。当初想定と同じ土層構成である。

当初想定した土層構成であったため、堤防調査委員会でこれまで検討してきた浸透流解析結果 への影響は小さいと考えられる。特に川表の透水性が低いことを確認したため、堤体内に水が入 りづらく、パイピング対しては被災メカニズムと同様、問題ないと判断できる。

開削調査により川裏側の砂質土は非常に緩いことを確認した。緩い堤体土であることから、越 水に対しての抵抗力は期待できないと考えられる。







10.1.2 左岸 6k400

(1) 地層構成

平成 30 年 11 月に開削調査を行い、築堤構成状況を確認した。

川表は粘性土主体、堤防中央は砂質土主体、川裏法面部は粘性土主体で堤体を構成していたこ とを確認し、地層構成は、想定通りである。

盛土下部において、粘性を多く含むと想定していた砂質土層 Bsc に、粘性土分をほとんど含まない砂層 Bs が混在していることが確認された。

(2) 築堤材料

平成 30 年 11 月に実施した開削調査において、試料を採取し、粒度構成を確認した。また、現 場透水試験も併せて実施した。

川表側が粘土シルト分が多く、川裏側は砂・礫分が多い。川表側の Bsc1 層は砂と粘土の互層と なっており、粒度構成のばらつきがみられる。

現場透水試験の結果、堤体の透水係数は川表側がやや透水係数が小さく、堤防中央から川裏側の砂質土は透水係数が大きい。

(3) 考察

開削調査を実施し、堤体の土層構成は、川表側が粘性土質であり、川裏が透水性の高い砂質土 や礫質土が主体であることを確認できた。当初想定と同じ土層構成である。

当初想定した土層構成であったため、堤防調査委員会でこれまで検討してきた浸透流解析結果 への影響は小さいと考えられる。

開削調査により表土は Bsc 層、その内部の川裏側に砂質土(Bs3 層)を確認した。また、川裏側の砂質土(Bs3 層)は非常に緩いことを確認した。越水が初めに生じた箇所は堤防高が低く、Bs3 層上部の Bsc 層が薄く、越水に対しての抵抗力は期待できないと考えられる。





図 10.4 開削面の粒度分布特性

10-6

10.1.3 末政川左岸 0k400

(1) 地層構成

当該箇所の堤防は、砂質土中心の構成であり、平成 31 年調査でも確認できた。しかし、開削調 査結果から、堤体内部に粘性分の多い Bcs 層や礫分が多い Bg 層が確認された。

当該箇所の被災要因は直上流の橋梁の溢水による侵食作用によるものであり、堤防表面の土層 の評価が重要となる。本業務での調査結果は、平成 30 年 7 月同様、表面が浸食作用に脆弱である 砂質土で構成されていることを確認した。

(2) 築堤材料

平成 31 年 3 月の開削調査において、試料を採取し、粒度構成を確認した。川表側に一部粘土シ ルト分が多い層が確認できたが、そのほかの層は砂・礫分が多く透水係数が大きい。

(3) 考察

開削調査を実施し、堤体の土層構成は、川表側が一部粘性土質が確認できたが、それ以外は透 水性の高い砂質土や礫質土が主体であることを確認できた。特に川裏は透水係数の高い砂質土で あるため、パイピングおよびすべりに対して厳しい土質であることが確認できた。

また、開削調査により川裏側の砂質土は非常に緩いことを確認した。緩い堤体土であることか ら、越水に対しての抵抗力は期待できないと考えられる。

以上のことから、平成30年に開催された堤防調査委員会での評価は妥当であったと言える。






10.1.4 高馬川右岸 0k100

(1) 地層構成

平成 30 年 7 月の調査では、堤防全体が Bsc 層(粘性土質砂)と判断したが、平成 31 年 3 月調査 では、Bsc 層下部に Bcs 層(砂質粘性土)が確認でき、堤防下部はややシルト・粘土分が多い土で 構成されていることを確認した。

(2) 築堤材料

平成 31 年 3 月の開削調査において、試料を採取し、粒度構成を確認した。堤体上部はやや透水 係数が大きく、堤体下部は透水係数が小さい材料で構成されていることを確認した。

(3) 考察

堤防調査委員会と開削調査の結果にやや相違があった。調査の相違は、決壊直後の調査では、 堤防上部の Bsc 層が下部層の上に堆積されていたためと推測できる。

ただし、全体的に砂とシルト粘土分が同比率の土で構成されているという点は共通である。したがって、平成 30 年に開催された堤防調査委員会での評価は妥当であったと言える。なお、堤高が高く川裏の法面勾配が急であるため、洪水時の川裏法面の安全性は厳しいものとなる。

また、堤体上部は緩い砂質土で構成され、越水に対しての抵抗力は期待できないと考えられる。









10.1.5 真谷川左岸 0k500

(1) 地層構成

平成 30 年 7 月の調査と、平成 31 年 3 月調査結果はほぼ同じ地層構成であることが確認できた。川表側は粘土分の多い築堤土であり、川裏側は砂分が多い築堤構成である。

(2) 築堤材料

平成 31 年 3 月の開削調査において、試料を採取し、粒度構成を確認した。川裏は透水係数が大きく、川表側は透水係数が小さい材料で構成されていることを確認した。

(3) 考察

決壊直後の平成 30 年度調査と本業務の調査結果はほぼ同じであることが確認できた。

開削調査により川裏側の砂質土は非常に緩いことを確認した。緩い堤体土であることから、越 水に対しての抵抗力は期待できないと考えられる。

以上のことから、平成30年に開催された堤防調査委員会での評価は妥当であったと言える。





10.2 追加調査における基礎地盤の状況確認

基礎地盤の状況確認については、基礎地盤に粘性土が分布し、かつ落堀が確認された小田川 3k400および6k400において、基礎地盤の粘性土の残りの厚さおよび連続性が懸念されたため、 追加調査を実施した。

10.2.1 左岸 3k400

決壊原因の特定では、計画盛土範囲全体で Ac 層が分布していることを想定し、洪水時の浸透に 対し、盤ぶくれは問題ない、という結果となった。この Ac 層の連続性および層厚を把握するため、 縦断方向には上流・中間・下流の3断面、横断方向には川表、堤防天端、法尻に側線を設定し、 格子状にサウンディングを実施した。

本復旧堤防両端部に既往ボーリングがあるため、追加で上流側で追加ボーリング調査を行った。 また、川裏側に堤防拡幅計画があるため、応急復旧堤防位置のほか、拡幅計画位置でもサウンデ ィング調査を行った。



図 10.11 調査位置図

(1) 1-1 断面

平成 30 年 11 月に、追加ボーリング調査およびサウンディング調査を実施し、「①粘性土が 3m 程度確認」、「②粘性土の強度が十分に確認できる。」 の結果を得た。

ボーリング調査直後の平成 30 年 12 月に基礎地盤の試掘調査を行い、ボーリング調査箇所以外でも粘性土が 3m 確認できた。 基礎地盤の粘性土は、地表面の含水比が高く、降雨の影響を受けているものと想定できるが、下部層の含水比は小さい。 当該箇所は、粘性土の層厚が一様に 3m 程度分布していることが想定でき、浸透による盤ぶくれの危険性は少ない。



(2) 2-2 断面

平成 30 年 11 月にサウンディング調査を実施し、「①粘性土が 3m 程度確認」、「②粘性土の強度が十分に確認できる。」の結果を得た。 サウンディングで採取した土砂は粘性土であることを目視確認した。

浸透による盤ぶくれの危険性は少ない。 当該箇所は、粘性土の層厚が一様に 3m 程度分布していることが想定でき、



(3) 3-3断面

決壊上流側で追加したボーリングのコア確認を行い、上部は 3m 以上粘性土であることを確認した。

Ac 層の粘着力が 66kN/m2 と大きな値を得た。また、As 層の透水係数も大きい。



(4) 考察

追加ボーリングやサウンディング調査により堤体直下および堤内側において当初想定通り粘 性土を確認した。

追加ボーリングやサウンディング調査により粘性土が連続して 3m 以上分布していることを 確認した。また、堤防開削調査箇所近傍でバックホウによる壺掘りにより粘性土層厚を確認し、 壺掘りでも 3m以上層厚があることを確認した。十分な粘性土の被覆厚があるため、洪水時の盤 ぶくれの危険性が少ないことが想定される。

(5) 詳細設計に向けて

基礎地盤において、十分な厚さで連続した粘性土層の分布を確認したため、基盤漏水対策の必 要性は低い。

10.2.2 左岸 6k400

決壊原因の特定では、計画盛土範囲全体で Ac 層が分布していることを想定し、洪水時の浸透に 対し、盤ぶくれは問題ない、という結果となった。この Ac 層の連続性および層厚を把握するため、 縦断方向には上流・中間・下流の3 断面、横断方向には川表、堤防天端、法尻に側線を設定し、 格子状にサウンディングを実施した。

本復旧堤防両端部に既往ボーリングがあるため、追加で中央部で追加ボーリング調査を行った。 また、川裏側に堤防拡幅計画があるため、応急復旧堤防位置のほか、拡幅計画位置でも追加調査 を行った。



図 10.12 調査位置図

(1) 1-1 断面

平成 30 年 11 月に、決壊箇所において横断方向にサウンディング調査を実施した。

基礎地盤の粘性土 Ac 層の上位に、地下水面が確認されるが、降雨の影響などを受けてた宙水と想定できる。

当該箇所は、地表面より粘性土の下面までの層厚が一様に 3m 程度分布していることが想定でき、決壊前堤防法尻部において浸透による盤ぶくれの 危険性は少ない。





(2) 2-2 断面

平成 30 年 11 月に川裏側で追加ボーリング調査およびサウンディング調査を実施し、「①粘性土の下面深度 3m 程度確認」の結果を得た。 浸透による盤ぶくれの危険性は少ない。 基礎地盤の粘性土 Ac 層の上位に、地下水面が確認されるが、降雨の影響などを受けてた宙水と想定できる。 当該箇所は、地表面より粘性土の下面までの層厚が概ね 3m 程度分布していることが想定でき、 追加ボーリングでは、砂質土が GL-3.0m 程度まで分布していることを確認した。落堀より深い位置までに分布しており、埋戻土ではない。



(3) 3-3断面

当該箇所は、地表面より粘性土の下面までの層厚が一様に 3m 程度分布していることが想定でき、浸透による盤ぶくれの危険性は少ない。 S8 については、サウンディングのほかオーガボーリングを併用し、砂質土が GL-1.0m まで分布していることを確認した。 基礎地盤の粘性土 Ac 層の上位に、地下水面が確認されるが、降雨の影響などを受けてた宙水と想定できる。



10-24

(4) 考察

追加ボーリングやサウンディング調査により堤体直下および堤内側において当初想定通り粘 性土を確認した。

川裏側は部分的に粘性土層厚が 1m 程度と薄い箇所が確認されたが、粘性土下端層が地表面より 3m 以深であるため、洪水時の盤ぶくれの危険性が少ないことが想定される。

(5) 詳細設計への留意事項

基礎地盤において、十分な厚さで連続した粘性土層の分布を確認したため、基盤漏水対策の必 要性は低い。砂質土について川裏側に部分的に存在し、連続性がないため、基盤漏水に関して問 題はない。

10.2.3 末政川左岸 0k400

堤防決壊後、本復旧設計を行うために近傍でボーリング調査を実施した。 その結果、当初想定通り、基礎地盤状況は当初想定していた基礎地盤状況と相違ないことを確認 した。なお、基礎地盤には粘性土が 4m 程度分布しており、十分な強度を有している。



10.2.4 高馬川右岸 0k100

堤防決壊後、本復旧設計を行うために近傍でボーリング調査を実施した。 その結果、当初想定通り基礎地盤状況は当初想定していた基礎地盤状況と相違ないことを確認した。基礎地盤には粘性土が 3m 程度連続的に分布しており、十分な強度を有している。



図 10.16 高馬川右岸 0k100 ボーリング調査結果

10.2.5 真谷川左岸 0k500

堤防決壊後、本復旧設計を行うために近傍でボーリング調査を実施した。

その結果、当初想定通り、基礎地盤状況は当初想定していた基礎地盤状況と相違ないことを確認 した。基礎地盤には粘性土が 2m 程度分布しており、十分な強度を有している。また、下部にも 層厚 4m 程度の粘性土が確認されたが、堤体の安全性において大きな影響はない。



おわりに

「平成 30 年 7 月豪雨」は、過去、中国地方に広域的かつ甚大な浸水被害をもたらした「昭和 47 年 7 月豪雨」を上回る人的・社会経済的な被害をもたらし、発災後 15 ヶ月を経た現在でも、 未だに多くの被災者の方々が日常生活を取り戻せずにおられます。

国土交通省中国地方整備局及び岡山県では、「平成 30 年 7 月豪雨」による高梁川水系小田川並 びに、小田川支川末政川、高馬川及び真谷川の堤防決壊について被災原因を特定し、被災状況に 対応した堤防復旧工法を検討することを目的として「高梁川水系小田川堤防調査委員会」を設置 しました。

この堤防調査委員会の委員の皆様は、昨年7月の堤防決壊直後から現地調査を実施して頂き、 計5回の委員会において、堤防決壊の被災メカニズムの検討、決壊原因の特定、そして本復旧工 法について熱心にご議論いただき、各専門家の立場から技術的な指導助言を頂戴し、報告書をと りまとめることができました。

また、委員会で頂いた助言を踏まえ、小田川では、平成30年11月から本復旧工事に着手し、 出水期前の本年6月14日に完成したところです。そして、末政川、高馬川及び真谷川では、本年 6月12日までに既設堤防高までの復旧工事が完成し、さらに9月6日に堤防嵩上げ・強化等が完 成したところです。

さらに、今次洪水の再度災害防止を図ることを目的に国と県で平成30年9月に公表した「真備 緊急対策」として、「小田川合流点付替え事業」及び「小田川及び末政川、高馬川及び真谷川の河 川改修」を緊急的かつ集中的に実施し概ね5年間の2023年度完成を目標に整備して参ります。

加えて、ハード対策と平行し「高梁川水系大規模氾濫時の拡大防災減災対策協議会」を中心に、 ハザードマップの改訂や「多機関連携型タイムライン」の整備、これらに基づく防災訓練の実施 などを通じ「逃げ遅れゼロ」と「社会経済被害の最小化」を目標に、引き続き関係機関と連携し てソフト対策にも積極的に取り組んで参ります。

このハード対策とソフト対策が車の両輪のごとく一体となり「水防災意識社会」の再構築に向け、沿川自治体等とともに高梁川流域全体の治水安全度や地域防災力の向上に努めて参ります。

最後に、「平成 30 年 7 月豪雨」により甚大な被害が発生した小田川の応急復旧工事や現地調査 などで多大な貢献をいただいた企業の方々や、全国の地方整備局等の緊急災害対策派遣隊(TEC-FORCE)の方々、そして、堤防決壊原因の特定や本復旧工法の検討をいただいた高梁川水系小田 川堤防調査委員会の委員の皆様方に改めて謝意を表します。

令和2年2月

国土交通省中国地方整備局

河川部長 岩崎 福久

岡山県

土木部長 樋之津 和宏