

中央大学博士論文

Response Characteristics of River Structures and the
Inside of Levees against Large Floods and Reflection
toward the Disaster Risk Reduction

河川構造物と堤内地の洪水応答特性と減災への反映

Yoshio Suwa

諏訪 義雄

博士（工学）

令和 2 年度

2021年3月

河川構造物と堤内地の洪水応答特性と減災への反映

諏訪義雄

近年施設能力を上回る洪水災害が頻発している。河川堤防は設計水位上に余裕高・余盛高を持つため設計水位を上まわる洪水流下空間が存在し、設計超過状態における応答とそれを減災に反映する知見が求められる。

本論文は、洪水に対する河川構造物と堤内地の応答特性を整理・考察し、減災への工夫を提案する。河川構造物の応答は洪水流・周辺の地形変化・構造物間の相互作用を、堤内地の応答は一般被害の発生・拡大から再建・復興の成功・失敗までの物的・人的・社会的な反応をいう。検討・考察は構造物災害の調査、既往の災害教訓知見、水理実験・簡便な計算による力学的検討、災害分析調査の文献をもとに行う。

堤防の応答特性として、一般被害に直結する破堤は越流が圧倒的に多く、侵食破堤はセグメント1の計画高水位を上回る洪水・セグメント1以外でも高水敷幅が狭い箇所の護岸・根固め工の安全性検討が重要であり、護岸の主たる破壊3つと特に警戒が必要な破壊について示した。浸透応答について既往研究をレビューするとともにパイピングについて、三木ら(1996)の実物大実験結果から、砂粒子の応答状態を3つに分類し、砂層内は干渉沈降速度で、噴砂口は単粒子沈降速度及び粒径の5倍の管径長を代表長さとするフルード数1に相当する流速を用いて評価可能なことを示した。噴砂口で進行性でない制御不可能な状態が生じること、堤防下の砂層内で噴砂状態・パイピングとなって液状化し小高・李(2018)指摘の広義のパイピング崩壊が生じることの2つが要警戒であることを示した。越流の応答は、堤防3次元形状の影響で危険となる箇所、吸出し防止材による裏法補強のメカニズム・前提条件、堤体の越流外力と耐力の評価方法を示した。ウォータークッション減勢を行う遮水構造被覆工の越流堤は、高速流の突入による池水面押し下げを見込んで設計・照査する必要があること、被覆工の破壊は単位要素の揚力・重量比ではなく曲げ応力で決まることを明らかにした。

堤内地の応答は、氾濫被害とその助長要因8つを示し、水害訴訟の主な最高裁判例から管理瑕疵成立要件を整理した。水害被害者救済は、設計外力以下破堤氾濫では国家賠償が、設計超過外力破堤では被災者再建支援制度等があり、資産集中河川で国家賠償額が莫大となり再建支援金額が制度能力を超過する課題を指摘した。江戸時代の治水対策から氾濫制御の課題を整理し、再建・復興の成功例と教訓例から成否を分けるポイントを整理した。これら応答特性から、意図的な越流・ヒューズ区間を設定して危険箇所を絞り込み、越流強化と二線堤・宅地自衛による氾濫流制御、それを反映した土地利用・避難支援対策を連動させる氾濫流制御減災を提案した。

氾濫流制御減災では上下流・左右岸のバランス調整方法が大きな論点であると指摘し、堤防天端高評価で流下能力が下流のそれを上回らない制約下で氾濫固定の合意形成に成功したブロックが優先される「健全な競争」、氾濫ブロックの再建・復興を被害回避ブロックが支援する共助・事前復興の共同検討等を通じた両者の利害対立克服および運命共同体化を提案した。河川構造物、自衛減災の洪水応答特性が整理・蓄積・関係者で共有され、減災対策が絶えず改善されるよう、事後の損害賠償・刑事責任追求の分離あるいは適切なバランス整理が望まれる。氾濫流制御減災は、社整審の流域治水及び清治(2011)の包括的治水対策と氾濫原対策が必要という点で共通する一方、後者2者が河川管理者の危機管理行為(トップダウンのリスクガバナンス)とするのに対し、本論文は自衛水防(ボトムアップ・ミドルアップダウン)とする点に違いがあり、両者は相互補完する関係にある。

気候変動により設計超過洪水の頻発が懸念される中、施設管理者だけでなく幅広い関係者が関わる減災を追求せざるを得ない中、「応答特性」に関する研究及び「減災」への反映研究の益々の発展が必要とされている。本論文はその先駆けとなるものである。

河川構造物と堤内地の洪水応答特性と減災への反映

諏訪義雄

近年施設能力を上回る洪水災害が頻発している。河川堤防は自身の構造上の余裕をもたせる必要、橋梁等横断構造物設置箇所における流下能力確保の必要から設計水位上に余裕高をとり、その上に施工上必要な余盛を行う。このため、洪水を流す器である河道には設計水位上に洪水流流下空間が存在し、設計超過状態が生じやすい河川特有の状況があり、設計超過状態における河川構造物の応答とそれを減災に反映する知見が求められる。

本論文は、洪水に対する河川構造物と堤内地の「応答特性」を整理・考察し、減災への工夫を提案する。河川構造物の応答とは、洪水流と構造物、構造物と周辺の地形変化、洪水流と構造物周辺地形変化間の相互作用を言う。堤内地の応答は、一般被害の発生・拡大から再建・復興の成功・失敗までの、物的・人的・社会的な反応をいう。検討・考察は構造物災害の年間調査、現地調査、既往の災害教訓知見、水理実験、簡便な計算による力学的検討、災害分析調査の文献をもとに考察する。

堤防の応答特性として、堤防の被災実態を整理し、一般被害に直結する破堤は越流が圧倒的に多いこと、侵食破堤はセグメント1の計画高水位を上回る洪水で警戒が必要であり、セグメント1以外でも高水敷幅が狭い箇所の護岸・根固め工の安全性検討が重要なこと、浸透被災はどの河道特性でも起こることを示した。侵食の応答は、護岸の主たる破壊3つ（基礎からの吸出し破壊、天端・のり肩からの破壊、施工端からの破壊）のうち、前者2つと流体力によるめくれ・基礎吸い出しと複合した上下流侵食破壊に特に警戒が必要であることを指摘した。

浸透の応答について、堤体内浸潤面上昇による浸透破壊、パイピング破壊は強化優先順位検討や現地での空洞発見、空洞の進行応答・堤防破壊の類型に関する研究が進展しており、砂層内砂粒子の応答について干渉沈降速度の概念を用いた補正沈降速度で評価可能なことが理論的及び限られた材料の実験で示されている。本論文は、三木ら(1996)が現地の多様な砂地盤材料を用いて系統的に行った実物大実験結果を、漏水量及び浸透量の変化に着目して応答状態を「パイピング」、「噴砂状態」、「浮遊状態」に分けて整理・考察した。応答状態を規定する流速・実流速の値は漏水口と砂層内で異なり、場所に応じた流速・実流速目安を用いて評価する必要があり、目安値は、砂層内は空隙比に応じた体積密度の干渉沈降速度で、噴砂口は単粒子沈降速度及び粒径の5倍の管径長を代表長さとするフルード数1に相当する流速を用いることができる。噴砂口でフルード数1以上の（進行性でない）制御不可能な状態が生じること、堤防下の砂層内で噴砂状態・パイピングとなって液状化し小高・李(2018)指摘の広義のパイピング崩壊が生じることの2つが要警戒である。

越流の応答は、堤防3次元形状の凹部で越流水が集中しその法尻が危険である、越流水集中がなくても堤内地の浸水深が小さく減勢しない場合に大きな裏法尻洗掘が生じて危険となる、吸出し防止材による裏法補強はシートと堤体土羽の隙間が抵抗の大きな平板間流れとなって流速を抑え裏のり侵食を抑制する、吸出し防止材補強の前提としてドレーン・土留め・水叩き機能を有する裏法尻保護工が重要なことを明らかにした。堤体土羽及び植生の状態がよく（耐力が大きく）、堤内地側が浸水してウォータークッションが期待できる（外力の低減が期待できる）場合には越流しても破堤を免れるチャンスがある、堤体の越流耐力把握は植生根毛量鉛分布と引張り破壊応力の測定が有効である、越流外力は裏のり面の等流流速とエネルギー保存流速で評価可能であることを示した。ウォータークッション減勢を行う遮水構造被覆工の越流堤は、高速流の突入による池水面押し下げを見込んで設計・照査する必要があること、被覆工の破壊は単位要素の揚力・重量比ではなく曲げ応力で決まることを明らかにした。

堤内地の応答は、氾濫被害・それを助長する要因に、「生産の場として成立しないことによる貧困スパイラル」、「山地河川洪水・土石流・流木、中下流の破堤口付近で発生する高流速による流体力等」、「氾濫域を動き回らる中で溺死」、「要介護者が溺死」、「氾濫・浸水の長期化」、「事前準備情報の不足による不意打ち」、「交通・電気通信等インフラ被害から波及」、「生活再建がうまく支援できない等による復旧・復興の失敗」があることを示した。水害訴訟と主な最高裁判例から河川管理瑕疵は、改修途上の河川では改修計画に著しい不合理がある場合・改修計画の手順を変える特段の理由が生じている場合に、改修済河川では計画の洪水流量・計画高水位以下の洪水を安全に流せない状態にある場合に成立すると整理された。水害被害者の救済は、設計外力以下で破堤氾濫の場合国家賠償が、設計超過外力破堤の場合被災者再建支援制度等がある。資産集中河川は水害被害額が大きく、国家賠償額は莫大となり再建支援金額が制度能力を超える可能性が高い課題がある。氾濫区域制御は江戸時代の主たる治水手段だったが氾濫の痛みを強いる地域に対するケアがないため、受益地と当該地域、地先間・輪中間の利害対立が深まる副作用が大きかった。氾濫区域限定に伴う利害対立や水資源開発に伴う受益地と水源地の利害対立克服事例から、痛みを強いられた側に対するリスペクトを持ち利害対立する双方にプラスとなる解決策を提示できる良質な調停者の存在が重要である。復旧・復興支援は統治（人材・財政）が安定しないと機能しない、復興成功例には視野の広いリーダーがいる場合が多い、復興には「希望が持てること」が重要である、撤退や高齢化社会の生活再建に「希望が持てる成功事例」を作ることができていないことがわかった。

これら応答特性から、施設能力超過洪水に対する減災として、意図的な越流区間やヒューズ区間を設定して破堤危険箇所を絞り込み、暫定含めた越流強化と二線堤・宅地自衛策による氾濫流制御、それを反映した土地利用・避難支援対策を行う氾濫流制御減災を提案した。次に、氾濫流制御減災を実現する上での障害とそれを克服する手がかりを整理し、新たなリスクガバナンス、治水のパラダイムシフトを提案した。

氾濫流制御減災では、超過洪水における上下流・左右岸のバランス調整方法が大きな論点であり、治水計画・河川管理で培ってきたバランスを踏襲する方向、治水計画・河川管理と別に上下流・左右岸の調整ルールを新たにつくる方向が考えられる。本論文は新たなバランスとして、余盛含む堤防天端高で流下能力を評価した場合に下流に流量増をしない制約の下、氾濫の痛み固定について合意形成をとりまとめたブロックが優先される「健全な競争」を提案した。減災は被害発生が避けられず、被害ブロックと被害回避ブロックの利害が対立する。被害ブロックの再建・復興に結果受益地となった対岸・下流のブロックが支援する共助、事前復興やブロック相互の役割分担に関する共同検討、その体制構築を通じた運命共同体化が重要である。「法と経済学」の観点で合理性が見いだせない水害被害の国家賠償制度が原告側と被告側の間に意図しない対立を産んでいる可能性があり、資産集中河川での国家賠償の制度限界、自立再建支援の支払能力超過の課題等とともに改善の検討が必要である。河川構造物の破壊は、設計時に未知の現象・想定外の状態への変化により生じる場合があり改善が欠かせない。自衛減災は成功を保証できず、絶えず改善することが重要である。これら改善の本質的検討が整理・蓄積、関係者で共有され減災対策が絶えず改善されることが重要であるため、本質的改善検討と事後の損害賠償や刑事責任追求との分離あるいは適切なバランス整理が望まれる。本論文提案の氾濫流制御減災は、社整審の流域治水及び清治（2011）の包括的治水対策と超過洪水対策には氾濫原対策に乗り出す必要性を指摘する点が共通する一方、超過洪水対策の実施者に違いがある。後者2者は、河川管理者目線からの河川管理者による危機管理行為、いわゆるトップダウンのリスクガバナンスとして扱うのに対し、本論文は自衛及び水防というボトムアップ・ミドルアップダウンも加える点に違いがあるが、両者は相互補完する関係にある。

本論文には、減災の提案、応答特性に着目する検討の有効性提示、の2つの側面がある。気候変動により設計超過洪水の頻発が懸念される中、施設管理者だけでなく幅広い関係者が関わる減災を追求せざるを得ない中、「応答特性」に関する研究及び「減災」への反映研究の益々の発展が必要とされている。本論文はその先駆けとなるものである。

1. 本論文の位置づけ

1. では本論文の背景、基本的な考え方、研究の新規性について述べた。本論文は、河川構造物の洪水に対する「応答特性」を、洪水による構造物災害の年間調査、現地調査、既往の災害教訓知見、水理実験、簡便な計算による考察から抽出整理する。本論文における構造物の洪水に対する「応答特性」とは、洪水流と構造物、構造物と周辺の地形変化、洪水流と構造物周辺地形変化間の相互作用を言う。さらに減災に役立てる視点から、堤内地の物的・人的・社会的な応答特性を整理・考察し、そこから得られる減災への工夫を提案する。

応答特性の抽出・整理に際して実施する考察は、力学的な考察を基本とする。次に「応答特性」から得られる知見を構造物や周辺河道の点検、減災上の工夫に反映する。なお、応答特性から得られる知見の反映先は、構造物の設計法とする研究が一般的であるが、本論文は、応答特性から得られる知見の反映先を設計に限定するのではなく、点検や被害軽減・減災上の工夫を中心とする点に独創性がある。

老朽化の懸念が高まっている近年、構造物点検の目的は、材料の経年劣化を未然に発見して予防保全を行うことにより構造物の長寿命化を目指すものが指向されている。本論文が提案する点検は、構造物の老朽化抑止による長寿命化を目指すことを主とするのではなく、被害軽減や減災上の工夫を目指すことに重点をおく。

この理由の1つは、構造物被災の実態つまり構造物の寿命が、老朽化による材料劣化で決まるのではなく、設計超過状態にさらされるあるいは設計時に想定した状態が変化し設計で考慮していない外力が作用することによって決まっていることによる。

2つめの理由は、河川特有の設計超過状態が生じる堤防設計・河川管理の考え方にある。具体的には、河川堤防には堤防自体の構造上の余裕をもたせる必要、河川を横断する橋梁等構造物と河道の流下能力確保の必要から、設計水位の上に余裕高を持たせる。さらに線状長大構造物である堤防はダムのように基礎地盤を選ぶことができないので、軟弱な地盤上に設置せざるを得ない場合も多い。そのような中では堤防完成後の基礎地盤の圧密沈下や堤体自身の圧縮変形は避けられないので余裕高の上に施工上の必要性から余盛を行う。河川堤防に囲まれた洪水を流す器である河道には、設計水位の上に洪水流が流れる空間が存在せざるを得ない。設計水位より高い設計超過状態が生じる構造を内在する河川特有の状況である。設計水位は計画や構造物の管理瑕疵と密接にかかわるので、変えるのは容易でない。また、仮に設計水位の基準を変えたところで、これに適合させるよう構造物を作り替えるには長い時間と多額の投資が必要となる。以上のような構造物の設計超過状態との共存を考慮する必要性は減ることはないという現実を踏まえ、「応答特性」から得られる知見の反映対象を減災の工夫とする。

2. 堤防の洪水に対する応答特性

2. は堤防を中心とした河川構造物の洪水に対する応答特性を検討した。2.1 既往研究との関係、2.2 堤防の被災実態、2.3 護岸根固め工の応答特性、2.4 浸透に関する堤防の応答特性、2.5 越流に関する堤防の応答特性、2.6 落差工・堰等の応答特性を踏まえた減災、2.7 河川構造物の応答特性からなる。

2.1 では、代表的な既往堤防研究をレビューし、本論文との違いを整理した。本論文の最大の特徴は、堤防の洪水に対する応答特性の知見を、河川管理者の視点ではなく、河川管理者が責任を負うことができない施設能力超過洪水に対して、自衛すなわち水防の立場から活用する点にある。

2.2 では堤防の被災実態を整理し、以下の知見を得た。①一般被害に直結する破堤は越流によるものが圧倒的に多い。②侵食破堤はセグメント1の計画高水位を上回る洪水において警戒を要する。高水敷幅が狭い堤防はセグメント1以外でも警戒が必要であり、それは護岸・根固め工の安全性検討となる。③浸透被災はどの河道特性でも起こる。かつて降雨だけで法崩れが生じていたが土工品質管理の普及により降雨法崩れが減少した。④セグメント3・湖沼では風浪越波被災が生じる。

2.3 では侵食破堤に直結する護岸・根固め工の洪水に対する応答特性を検討し、以下の知見を得た。①護岸の主たる破壊は、洗掘・河床低下による基礎からの吸出し破壊、大洪水時の護岸天端・のり肩からの侵食破壊、施工範囲不足による施工端からの破壊の3つである。②警戒を要するのは、基礎からの吸出し破壊、天端・法肩からの破壊、流体力によるめくれ・基礎吸い出しと複合した上下流侵食破壊である。③必要重量が確保された根固め工は、個別ブロックは安息角で沈下変形し、変形後の斜面を被覆するブロック間隔と水理条件が平衡する安定斜面を形成して落ち着く。④減災上警戒を要する根固め工の不具合は、敷設幅不足、敷設厚不足、重量不足である。①～③は様々な現地河川の被災実態と水理模型実験により実証的に整理されたものであり、新規性が高い。

2.4 では、浸透に対する応答特性を検討し、以下の知見を得た。①堤体内浸潤面上昇によるすべり破壊は研究が進展しており、現地の浸潤面観測・変状点検でチューニングすることにより福岡ら(2018)の堤防脆弱性指標 t_* や岡村ら(2017)の ϕ' とのり面勾配を用いたすべり領域の感度分析で河川毎・地先毎の危険性を評価できる可能性がある。②パイピング破壊は強化優先順位検討や現地でのパイピング発見に関する研究、パイピング空洞の進行応答・パイピング堤防破壊の類型に関する研究が進んでいる。③杉井ら(2018)が、粒子間距離が近接している砂層内のパイピング限界流速が干渉沈降速度の概念を用いた補正沈降速度で評価できることを理論的に説明し、限られた砂材材料の実験ではあるが評価可能であることを実証した。④小高・李(2018)が注意喚起している「広義のパイピング」すなわち砂層液状化による堤体崩壊が減災上警戒である。⑤パイピング破壊の本質は高透水性地盤の水圧上昇なので、現場で基礎地盤礫層の出水時水圧を観測し危険性を実証的に確認すべきである。⑥抜けあがりが発見された樋門は函体内部の変形・損傷の目視調査、函体からの漏水を確認する注水試験を行うことが重要である。⑦樋門函体と堤防の境界部だけでなく、被覆土がある場所では接続水路が警戒箇所である。⑧パイピングにおける砂粒子の応答状態は「パイピング」、「噴砂状態」、「浮遊状態」に分けられる。⑨応答状態を規定する流速・実流速の範囲は漏水口と砂層内で異なる。場所に応じた流速・実流速目安を用いて評価すべきである。⑩応答状態の目安となる実流速は、砂層内は空隙比に応じた体積密度の干渉沈降速度で、噴砂口は単粒子沈降速度及び粒径の5倍の管径長を代表長さとするフルード数1を用いることができる。⑪特に警戒を要するのは次の2つである。噴砂口でフルード数1以上の(進行性でない)制御不可能なパイピング状態が生じること。堤防下の砂層内で噴砂状態・パイピングとなって液状化し小高・李(2018)指摘の広義のパイピング崩壊が生じること。特に後者は現行基準類のパイピング照査で明瞭に示されていないので注意を要する。⑫は観測通信技術の進歩を踏まえて各現場で実証的に確認することを目的としており独創性がある。⑧～⑪は従来のパイピング発生限界の把握のみを追求する研究とは異なり場所毎の応答状態を把握可能とするものであり新規性が高い。

2.5 では、越流に対する堤防の応答特性を検討し、以下の知見を得た。①堤防3次元形状に凹部があると越流水が集中しその法尻が危険である。②越流水の集中がなくても堤内地の浸水深が小さく減勢しない場合には大きな裏法尻洗掘が生じて危険となる。③吸出し防止材による裏法補強は、吸出し防止材と堤体土羽の隙間が抵抗の大きな平板間流れとなって土羽に作用する流速を抑え裏のり侵食を抑制する。④吸出し防止材補強の前提として、ドレーン・土留め・水叩き機能を有する裏法尻保護工の設置が重要である。⑤礫や土塊があると吸出し防止材下でアーミング効果を発揮する場合がある。一方、礫や土塊がない砂質土堤体は侵食に弱いので減災上警戒である。⑥堤体土羽及び堤体植生の状態がよく(耐力が大きく)、堤内地側が浸水してウォータークッションが期待できる(外力の低減が期待できる)場合には越流しても破堤を免れるチャンスがある。⑦堤体の越流耐力把握は、

植生根毛量鉛分布と引張り破壊応力の測定が有効である。越流外力は裏のり面の等流流速とエネルギー保存流速で評価可能である。⑧ウォータークッション減勢を行う遮水構造フェーシングの越流堤は、高速流の突入による池水面押し下げを見込んで設計・照査する必要がある。⑨フェーシングの破壊は従来の設計で用いられる単位要素の揚力・重量比ではなく曲げ応力で決まる。⑩フェーシングの強化は、逆止弁付き排水工と遮水構造の徹底による揚圧力の低減、鉄筋網によるフェーシングの曲げ破壊耐力強化が考えられる。①～⑩はいずれも新規性を有するが、特に⑧～⑩は既往研究で把握できていなかった知見を付加したものであり有用性が大きい。

2.6 では堤防以外の落差工、堰等河川構造物の被災事例から各構造物の応答特性を考察し、減災への反映事項を提案し、2.7 では河川構造物の洪水に対する応答特性をとりまとめた。

3. 応答特性を踏まえた減災（氾濫許容）と実現上の障害

3.1 は、3.1 堤内地の応答特性、3.2 本論文が考える減災とその障害からなる。3.1 では、堤内地の応急段階、再建復興段階・準備段階における応答特性について、既往文献から検討考察した。①氾濫被害・それを助長する要因には、「生産の場として成立しないことによる貧困スパイラル」、「山地河川洪水・土石流・流木、中下流の破堤口付近で発生する高流速による流体力等」、「氾濫域を動き回らる中で溺死」、「要介護者が溺死」、「氾濫・浸水の長期化」、「事前準備情報の不足による不意打ち」、「交通・電気通信等インフラ被害から波及」、「生活再建がうまく支援できない等による復旧・復興の失敗」がある。②水害訴訟と主な最高裁判例から河川管理瑕疵は、改修途上の河川においては改修計画に著しい不合理がある場合・改修計画の手順を変える特段の理由が生じている場合、改修済河川では計画の洪水流量・計画高水位以下の洪水を安全に流せない状態にある場合に成立すると整理された。③水害被害者の救済には設計外力以下で破堤氾濫した場合の国家賠償、自立再建を支援する被災者再建支援制度等がある。資産集中河川で水害が起きた場合、支援金額が制度の能力を超える可能性が高いこと、国家賠償金額も莫大となる課題がある。④氾濫区域の制御は江戸時代の主たる治水手段であったが氾濫の痛みを強いる地域に対するケアがないため、受益地と当該地域、地先間・輪中間の利害対立が深まる副作用が大きかった。⑤氾濫区域限定に伴う利害対立や水資源開発に伴う受益地と水源地の利害対立の克服事例から、痛みを強いられた側に対するリスクを持ち利害対立する双方にプラスとなる解決策を提示できる良質な調停者の存在が重要である。⑥復旧・復興支援は統治（人材・財政）が安定していないと機能しない、復興の成功例には視野の広いリーダーがいる場合が多い、復興には「希望が持てること」が重要である、撤退や高齢化社会の生活再建に「希望が持てる成功事例」を作ることができていないことがわかった。

3.2 では、氾濫を前提に氾濫流を制御する減災を提案するとともに、実現する上での障害とそれを克服する手がかりを整理し、新たなリスクガバナンス、治水のパラダイムシフトを提案した。①氾濫に伴う痛みを受ける地域と結果受益者となる地域の利害対立克服が重要である。そのためには、両者が運命共同体となることが重要であり、氾濫・浸水を被った側に便益をうける側が自力再建支援を行うことが考えられる。ダム事業における水没地・下流受益地の対立への対処経験、第3者を立てての調停、強大な実力と信頼を持つ良質な調停者の存在が手がかりとなる。②現行の氾濫対策にはリスクテイクの自衛目線が欠けており、減災手段の選択肢を狭めている。平等に安全を保証し・瑕疵を避けねばならない河川管理と多少のリスクや未知なことがあっても減災のチャンスをつかもうとする自衛は戦略が異なる。意図的に越流区間やヒューズ区間を設けて、二線堤や宅地盛土で氾濫流を制御する減災は、河川管理者よりも地域の自衛水防の目線からの法が実施しやすい。ただし、水防責任者の自覚・リーダーシップが必要となる。③河川構造物の破壊は設計時にわからない現象により発生するものもあること、自衛の減災活動は失敗のリスクをとりつつチャレンジするものなので成功要因と教訓要因を積み重ねて共有する必要がある。原因究明と改善策を検討する本質的議論の場は、訴訟とは別に用意される必要がある。本質的な議論・検討とその結果を共有するシステムを実装するためには、人災への責任転嫁が障害となる。それらを克

服する手がかりとして、米国のアフター・アクション・レビュー（事後責任追及の免責を法律に位置づけ）がある。④本論文提案の氾濫流制御減災と社整審の流域治水、清治（2011）提案の包括的治水対策は、超過洪水対策が重要でそのためには氾濫原対策に乗り出す必要があることを指摘している点が共通している。一方で、超過洪水対策の実施者に違いがある。社整審流域治水と清治提案包括的治水対策は、河川管理者目線から河川管理者による危機管理行為、いわゆるトップダウンのリスクガバナンスとして扱うのに対し、本論文は自衛及び水防というボトムアップ・ミドルアップダウンも加える点に違いがあるが、両者は相互補完する関係にある。

4. 結論

4.では、1～3.までに得られた本論文の成果を総括した。本論文には、減災の提案、応答特性に着目する検討の有効性提示、の2つの側面がある。

減災の提案については次の4点の結論を得た。①破堤氾濫に対する減災は、越流や計画高水位を上回る設計超過洪水に対する工夫が必須である。減災の工夫は、意図的な越流区間やヒューズ区間設定による破堤危険箇所絞り込み・暫定含めた越流強化と二線堤・宅地自衛策による氾濫流制御、それを反映した土地利用対策が有効と考えられる。②超過洪水における上下流・左右岸のバランス・調整の方法が大きな論点である。治水計画・河川管理で培ってきたバランスを踏襲する方向、治水計画・河川管理とは別に上下流・左右岸のバランスを新たに作る方向が考えられる。本論文は新たなバランスとして、余盛含む堤防天端高で流下能力を評価した場合に下流に流量増をしない制約の下、氾濫の痛み固定について合意形成をとりまとめたブロックが優先される「健全な競争」を提案する。③減災は被害発生が避けられず、被害を受けた氾濫ブロックと被害を回避できた氾濫ブロックの利害が対立する。被害を受けた氾濫ブロックの再建・復興過程において、結果受益地となった対岸・下流の氾濫ブロックが自立復興を支援する共助、その体制構築を通じた運命共同体化が重要である。④「法と経済学」の観点で合理性が見いだせない水害被害の国家賠償が、被害者救済の手段とされることが原告側と被告側の間に意図しない対立を産んでいる可能性がある。資産集中河川における自立再建支援制度・国家賠償制度の支払能力超過の課題とともに、制度限界・改善の検討が必要である。⑤河川構造物の破壊は、設計時に未知の現象、想定外の状態への変化により生じる場合があり、改善が欠かせない。自衛減災は成功を保証することはできず、絶えず改善することが重要である。これらの改善のための本質的検討が整理・蓄積され、関係者で共有されることにより減災対策が改善されることが重要である。事後の損害賠償や刑事責任追求との分離あるいは適切なバランス整理が望まれる。

応答特性に着目する検討の有効性の要点は次のようにまとめることができる。1)堤防等河川構造物の設計超過状態も含め洪水に対する応答の把握と考察を行うことで、破壊・被害拡大に至る構造物の本質的な応答が見えてくる。2)構造物の応答考察は力学的に幅広い外力範囲について見ることが、本質に迫る鍵である。3)堤内地の応答特性は、応急段階と再建・復興段階・準備段階に分けて、構造物の破壊から一般被害が発生・拡大する過程における建物や地物・人・社会の応答の把握と考察を通じて、本質的な応答・最も改善すべき部分・テコ入れすべき部分が見えてくる。4)それらの改善を行う上で障害となる事項は、教訓とすべき事例、手本とすべき事例を整理・考察することで見えてくる。5)堤内地応答と改善の障害を考察する際には、洪水以外の災害も加えて広く見る・復興まで視野に入れて見ることが重要である。6)被害発生を前提とする「減災」は、現行制度から外れることも視野に入れないと選択肢が広がらない。7)自衛のための減災の工夫検討においては、仮説段階から取り入れる姿勢が重要である。

気候変動により設計超過洪水の頻発が懸念される中、施設管理者だけでなく幅広い関係者が関わる減災を追求せざるを得ない中、「応答特性」に関する研究及び「減災」への反映研究の益々の発展が必要とされている。本論文はその先駆けとなるものである。

河川構造物と堤内地の洪水応答特性と減災への反映

1.	本論文の位置づけ	1
2.	河川構造物の洪水に対する応答特性	7
2. 1	既往研究との関係	7
2. 2	堤防の被災実態	7
2. 2. 1	河道特性と被災実態	7
2. 2. 2	既往文献の被災実態に関する考察	14
2. 3	護岸・根固め工の応答特性	20
2. 3. 1	既往研究との関係	20
2. 3. 2	護岸の応答特性	22
2. 3. 3	根固め工の応答特性	45
2. 4	浸透に関する堤防の応答特性	58
2. 4. 1	既往研究との関係	58
2. 4. 2	パイピング実物大水理実験による知見の点検への反映	67
2. 4. 3	樋門周辺堤防	74
2. 4. 4	パイピングに関する砂粒子の応答特性再整理	86
2. 5	越流に関する堤防の応答特性	99
2. 5. 1	既往研究との関係	99
2. 5. 2	堤防の3次元形状が越流による裏法尻洗掘に与える影響	100
2. 5. 3	吸出し防止材による裏のり面補強越流実験結果	104
2. 5. 4	常呂川と支川堤防で生じた越流が破堤の有無を分けた要因の考察	113
2. 5. 5	ウォータークッション減勢のアスファルトフェーシング被災	121
2. 6	落差工・堰等の応答特性を踏まえた減災	141
2. 6. 1	落差工被災実態	141
2. 6. 2	木工沈床及びブロック護床工落差工の応答特性を踏まえた減災	143
2. 6. 3	可動堰固定部の応答特性を踏まえた減災	154
2. 6. 4	ゴム引布製起伏堰の袋体劣化に関する応答特性を踏まえた減災	162
2. 6. 5	橋脚・桁の沈下	170
2. 7	河川構造物の応答特性	174
3.	堤内地の応答特性を踏まえた減災（氾濫流制御）と実現上の障害	181
3. 1	堤内地の応答特性と減災	181
3. 1. 1	堤内地の応答特性（応急段階）と減災	181
3.1.1.1	浸水の頻発に伴う生産の場・生業の喪失による貧困スパイラル	181
3.1.1.2	氾濫流の流体力による溺死・建物流失 土石流・山地河川洪水	186
3.1.1.3	土砂・流木流下による氾濫助長と橋梁閉塞	190
3.1.1.4	中下流域での破堤氾濫による人的被害	201
3.1.1.5	死者・行方不明者を増大させる要因	209
3.1.1.6	低平地の浸水長期化 生活の場を失い避難生活を余儀なくされる	222
3.1.1.7	浸水災害ゴミの発生	229

3.1.1.8	インフラ機能喪失（ライフライン切断）被害	229
3.1.1.9	波及被害（体温低下、原発放射能）	241
3. 1. 2	堤内地の応答特性（再建復興段階・準備段階）と減災	246
3.1.2.1	水害訴訟と瑕疵	246
3.1.2.2	氾濫被害の補償・補填は成立するのか	279
3.1.2.3	氾濫制御に伴う利害対立の副作用とその克服	291
3.1.2.4	復旧・復興の成功・失敗を分けるもの	318
3.1.2.5	賢いシュリンク、撤退	325
3.1.2.6	まとめ	333
3. 2	本論文が提案する減災とその障害	336
3. 2. 1	本項の位置づけ及び既往研究との関係	336
3.2.1.1	本項の位置づけ	336
3.2.1.2	本論文が考える減災	337
3.2.1.3	既往研究との関係	350
3. 2. 2	河川氾濫における減災	356
3.2.2.1	本論文が提案する自衛減災と河川管理の関係	356
3.2.2.2	氾濫流制御減災を実現する上でのハードル	368
3.2.2.3	氾濫流制御減災実現の手がかり	371
4.	結論	384

1. 本論文の位置づけ

(1) 背景

河川は、地盤の隆起・沈降、流域からの洪水と土砂の流出によって形成された沖積平野を流れる。平水時には流域内の山地に蓄えた地下水を集めて流下させる。日本では、流域にすむ人間が城下町と水田を開くため、1600年代に大河川の下流で築堤や流路の付け替え・用排水路の整備・舟運路の整備を大々的に行った¹⁾²⁾。明治以降は、殖産興業による近代化と人口増に対応するため、大規模港湾の整備、放水路や分水路の建設、干拓による農地の開発、鉄道網の整備を行うとともに、大きな洪水被害を受けると堤防の嵩上げ・拡幅や流路の修正・河道の掘削による洪水氾濫対策を行ってきた。戦後は工業化・都市化の進展に対応するため、水力発電用の堰やダム建設、骨材採取のための砂利採取、道路網の整備、洪水調節と工業用水や水道用水等を確保するための多目的ダム建設及び取水堰と水路の整備を行ってきた。洪水に対しては、確率の概念を導入して治水上の整備目標を定め、洪水調節施設や治水施設の整備、河道の掘削、堤防の嵩上げ・拡幅等を行い、整備目標とする洪水が起きても有害な氾濫が生じないように整備を行いつつある。

しかしながら、河川整備方針に対応できる治水施設の整備が終了している河川はほとんどなく、日本の河川は整備途上にある。

河川は、平水時には水資源を供給し、治水施設の整備水準を上回る洪水時には洪水氾濫をもたらす。日本の主な河川は沖積平野を流れており、洪水時に運搬される水と土砂によって地形が変化し洪水氾濫等の危険を内包する自然公物である³⁾⁴⁾。自然公物である河道の共通性・特徴、洪水に対する応答特性は、山本(2010)⁵⁾がまとめている。河道の水理設計法については福岡(2005)⁶⁾がまとめている。

自然公物である河川内には、洪水氾濫を防ぐための堤防、水門・樋門、分流堰をはじめ、河道を制御するための護岸・水制や床止め、河川内の水資源を利用するための取水堰、道路や鉄道等の線的なインフラが横断するための橋梁等様々な人工構造物が、それぞれの河川が持つ地域発展の歴史の中で存在している。これら構造物は、河川管理のために設置されているものは河川管理施設であり、それ以外のは洪水氾濫を助長する等河川管理上の支障が生じないことを条件に設置・占用を許された許可工作物である。管理はそれぞれの管理者が行う。

河川管理施設及び許可工作物の管理やそれらとの共生において重要な点は、計画・設計の対象とする規模以下の洪水時に洪水氾濫による被害(復旧や機能回復まで含めた被害を念頭)を助長しないこと、それぞれの設置目的とする機能を果たす(そのためには設計対象とする規模以下の洪水等で破壊しない)こと、平常時に自由使用する河川利用者等に危険を及ぼさないことである。河川管理者および水防従事者は、毎年出水期前に点検を行う。各構造物の管理者は、洪水や地震等イベント発生後に点検を行い、変状や被災を発見し復旧や強化を行う。

本論文は、河川内の構造物(堤防、樋管と堤防の接続部、護岸・根固め工、橋台と河床・河岸の接続部、落差工、可動堰固定部・ゴム堰)についての、主として洪水に対する破壊を中心とした応答について現地調査や水理実験、簡易な計算等で明らかにする。これらの事例と既往の災害教訓・研究成果等、洪水に対する応答の知見も踏まえた点検上・管理上のポイント、減災のための工夫を提示するものである。

(2) 応答特性把握の重要性

本論文の最も重要なキーワードの1つは洪水に対する応答である。本論文の応答とは、水理公式集[2018年版]⁷⁾に示される図1.1でいえば、「構造物」と「流れ、水理条件(主に

洪水)、「構造物」と「土砂流送⇔河床変動」、「構造物」と「地下水流動、浸透流」の間の相互作用とその結果をいう。相互作用の結果には、構造物の変状、周辺の流れ・地形の変化、構造物部材の材料劣化、構造物の部分破壊・全壊、それらの結果生じる構造物の機能喪失や一般被害への拡大プロセス、構造物の変状・破壊メカニズム、一般被害の拡大メカニズムも含まれている。図 1.2 は、藤田・諏訪 (2000) ⁸⁾ に加筆して構造物の変状・破壊から一般被害の拡大まで含めた応答を示したものである。

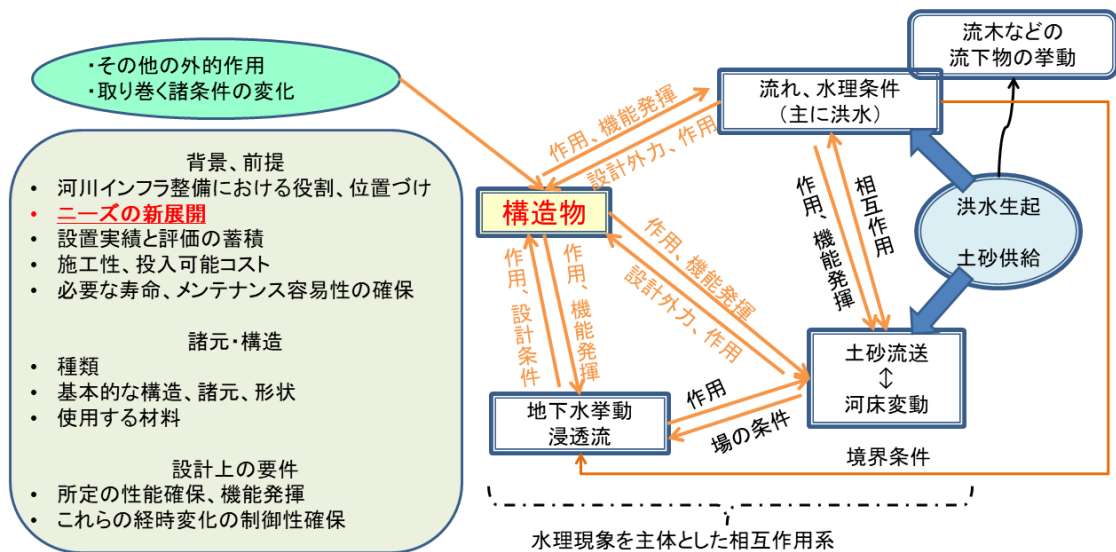


図 1.1 水理公式集 河川構造物に関わる諸現象の俯瞰説明 ⁷⁾

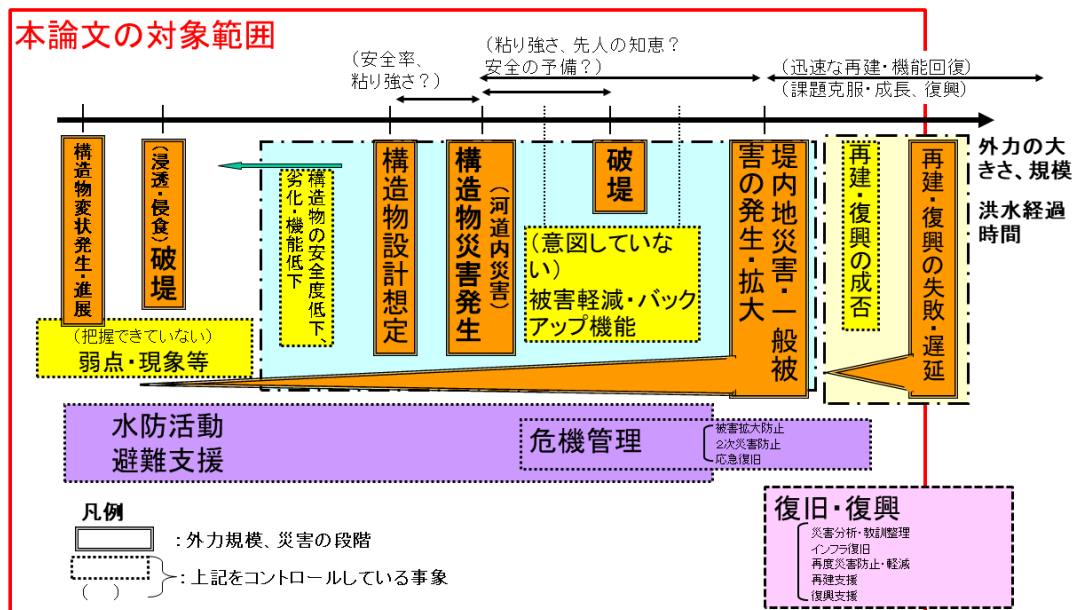


図 1.2 一般被害の発生・拡大過程も含めた応答特性

構造物の設計には必ず、設計外力が設定され、それを超える外力に対して設計することは基本的でない。阪神淡路大震災以降、減災が意識されるようになり、性能設計、粘り強い構造という考え方も出てきている。本論文でいう「応答」の特性把握は、「設計」という枠ははめずに、外力と構造物の応答の関係を把握しようとするものである。応答の特性を整理・理解することで、設計超過状態も含めて起きうる現象を具体的に定量的に推定することができるようになるので、「応答特性」という視点は重要である。

材料力学や構造力学では荷重（＝応力関係）－変位関係で応答特性を表現し、応答特性を使用状態、終局状態に分け、それぞれの限界状態を照査許容値とする許容応力度法、限界状態設計法の考え方があり、より高度な性能設計を目指すという方向性がある⁹⁾。しかし、経験をベースにした設計に立脚してきた河川構造物では、「応答特性」を表現しようというアプローチはとられることが少なかった。わずかに耐越水堤防の実験研究において、応答特性を見るというアプローチが見られる¹⁰⁾。一般被害の発生・拡大まで含めた河川構造物の洪水に対する応答を、構造設計と同様に使用状態と終局状態に分けてそれぞれの限界状態を設定するという方法が減災に有効なのかはまだ、わからない。しかし、実態がどうなのかを知らない限り改善を施す方向性は見えないのである。本論文の、一般被害の発生・拡大まで含めて構造物の洪水に対する応答の特性を把握するというアプローチは、少なくとも河川工学においては前例がない。

（3）応答特性把握結果の反映先

本論文では、明らかにした河川構造物の「応答」を、1つは水理公式集⁷⁾でいうところの「メンテナンス容易性確保」に資する観点から、点検への反映事項について考察した。本論文においては、「メンテナンスの容易性」の目的を、「劣化による寿命短縮を点検と予防保全によって長寿命化する」「維持・修繕を効率化することでメンテナンス費用・更新費用を縮減する」ことに限定せず、構造物の変形と被災、それを受けての改善（復旧、強化）のための工夫、被害軽減への工夫まで広げて捉える点に独創性がある。“被害軽減への工夫”は、「メンテナンスの容易性」だけでなく、図1.1で背景・前提の中に位置づけられる「ニーズの新展開」の1つとしても捉えることができる。構造物の「応答特性」から得た知見を「減災・被害の軽減」につなげる反映事項について考察している点に2つめの独創性がある。

「応答」から得た知見の反映先を設計としない理由は、2.以降で明らかになるが、応答特性の急変（破壊や一般被害への拡大）が設計超過状態で見られる場合が圧倒的に多いからである。設計は計画や管理責任と密接に結びついて組み立てられる。把握した応答特性の反映先を設計や計画に固執するがために、応答特性に関する知見や様々な工夫、改善事項が世の中の改善に反映されない事態を避けることを優先するという考え方に立つ。したがって本論文は構造物管理責任の範囲には固執せず、設計超過状態も積極的に扱う。

本論文で得る知見の反映先である点検について、既往の研究・とり組みとの関係を整理する。河川法が改正され、維持管理の重要性が指摘⁴⁾されて久しい。河川構造物の維持管理については、老朽化しない土構造の堤防については変状の発見と評価等の状態把握とそれに基づく必要な維持修繕を効率的・経済的に実施することに力点が置かれる⁴⁾。コンクリート・鋼・機械・電気設備等の材料劣化が懸念される構造物の維持管理では、主として材料の経年劣化を代表とする老朽化に焦点があてられ、老朽化や材料劣化を点検によって早期発見・評価し、軽微なうちに予防保全として修繕を行い効率性・経済性を追求する長寿命化が目指される¹¹⁾。老朽化や材料の経年劣化を発見する点検とその評価方法も重要であり、試行が重ねられている¹²⁾。河川構造物においては、小さなものから大きなものまでパトロールや点検によって変状を発見し、劣化度合の評価と予防保全のタイミング判定を適切に行

うことが目指されている¹¹⁾。劣化度合の評価は、点検で認識した構造物を構成する部材の変状の数と進行具合を総合的に判定する枠組みとなっている¹²⁾。

これに対して本論文が指向する点検は、構造物が破壊や機能喪失、一般被害拡大に至るまでの応答特性に基づき、破壊や機能喪失に至る本質的な応答に関係する前兆・変状を発見する点検、本質的な応答の特性に基づき、改善策を講じることによって減災を目指す・被害を小さくできる工夫を探すという点に独創性がある。これには2つの理由がある。

1つは、河川構造物の寿命が経年的な材料強度の低下によって引き起こされることが稀であるためである。設計超過外力の作用によって破壊する、設計の前提としていた境界条件が変化した・確保されないために破壊する、設計時にわからなかった現象によって破壊することが少なくない。このため、点検の反映先である「管理」（維持だけではない点に注意が必要）において、材料劣化だけを相手にしているわけにはいかないのである。

2点目は 2.を中心に再三言及することになるが、設計対象である計画高水位以下の洪水と堤防満杯あるいは堤防越流状態という設計超過状態が河川の洪水においては容易に生じうるとい特徴・現実から来ている（図 1.3）。堤防の設計は、堤防の天端高から余裕高を差し引いた計画高水位を設計外力とする¹²⁾。一方で、現実の洪水は、堤防満杯を超過する状態まで洪水流が流れる場合が少なくない。さらに整備水準が低いため計画や整備水準を上回る洪水が発生する頻度が高い。耐震設計では設計対象の地震動設定で設計超過状態の発生が決まるが、河川の洪水流では設計外力設定に加えて、もともと器として設計超過状態を内包せざるを得ないため、設計超過状態に遭遇する頻度が高くなるのである。

洪水対応における施設管理者の役割

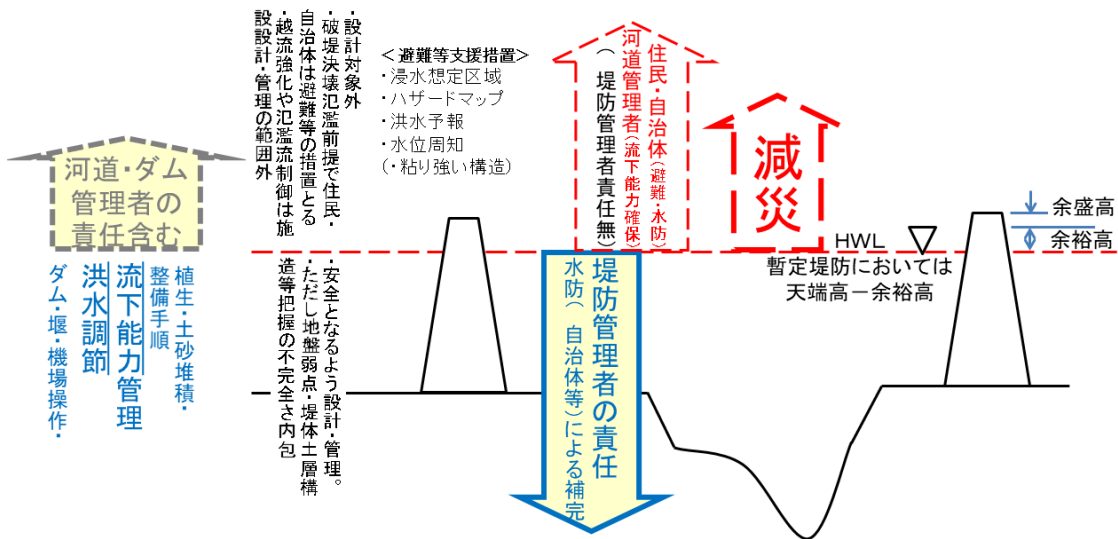


図 1.3 減災から見た河川の特徴

材料劣化予測、変状連鎖の整理に基づく予防保全を意図した点検に関するマニュアル¹²⁾、設計外力を定めた上での個別構造物の設計法についての手引き¹⁴⁾は存在するが、構造物の破壊実態や応答特性から点検のポイントを整理したものは存在しない。河川構造物の洪水に対する応答や破壊の実態、水理実験に裏付けされた破壊メカニズムに立脚したものも少ない。個別の災害被害の調査報告は数多存在するが、分野別の分業が進んだ現在においては

設計外力以上の施設能力超過外力も含めた河川構造物の応答を一般被害の発生拡大まで含めて整理した研究も少ない¹⁵⁾。

指向する点検及び被害軽減のための工夫に話を戻すと、机上の理屈に縛られて、現実の課題である設計超過状態における応答を見逃す事態に陥らないことを優先している。現在現場の構造物点検とその評価は、部材材料が経年劣化することが問題という机上の理屈に立脚した点検にエネルギーが注がれがちである。本研究は、実際の被災事例とその考察から、材料の経年劣化いわゆる老朽化よりも設計超過状態及び設計の前提と異なる状態にさらされる（周辺状況が変化する）ことが、被災の本質であるという点に立脚する。なお、該当する節のレビューでも触れるが、構造令の解説において、例えば落差工や堰が上下流の河床変化で被災することは経験的に知られており強く注意喚起されている¹⁶⁾。社会資本整備審議会河川分科会答申³⁾でも、変化することが特徴である自然公物の河川ということは強く意識されているものの、具体的な点検への反映方法は確立途上と言ってよい。

（４）研究方法

繰り返しも含むが、本論文の研究方法の特徴を以下に整理する。

- ① 応答特性の把握方法として、なるべく力学的に考察することを基本としている点は本論文の特徴である。河川工学、特に実務分野において主流のアプローチである経験をベースにした考察では、被災したかしないかを見て許容外力を設定することが行われ、必ずしも力学的な考察を伴わない。
- ② 被災実態調査、実物大実験、縮小水理実験による実現象の観察とそれに基づき、前兆現象から破壊、一般被害の拡大までの応答特性を把握している点に独創性がある。被災実態調査に際しては水理実験により得られる構造物の応答を現地の構造物応答の考察に反映している。構造物の設計外力を評価するための研究は多数あるが、実際の破壊や構造物応答と関連付けた研究は少ない。
- ③ 既往の河川構造物研究は設計法確立を目的としているのに対し、本研究は応答と破壊の実態を明らかにすることを目的にしている点に違いがある。「設計」は必ずしも応答特性や破壊の実態に基づかなくても組み立てることができるし、設計超過状態を基本的に扱わない。
- ④ 実際の構造物の狭義の応答（変状、破壊現象を含む流水や地形変化との相互作用）と一般被害の発生・拡大を考察した結果に基づき、点検ポイント、減災の工夫を整理した。既往の点検研究のアプローチは、材料劣化の点検・評価、変状連鎖の整理に基づく早期発見である。変状連鎖に基づく早期発見とアプローチが類似するが、一般被害の発生・拡大を具体的に考えて重点化する点に違いがある。
- ⑤ 老朽化でよく見られる机上の理屈先行ではなく、応答という実態から点検対象を重点化している点に独創性がある。河川及び堤防の設計概念上、設計超過に遭遇することは避けられず、設計超過状態の応答を知る重要性が高いことに起因する。

（５）本論文の構成

本論文は、1.で論文の位置付けを整理する。2.では河川構造物のうち堤内地と河川を分ける最前線であり最も重要な防災構造物である堤防を中心に、河川構造物の洪水に対する応答特性を述べる。堤防の破壊実態、侵食に関する応答について管理上最も重要な護岸・根固めの応答を中心に述べ、浸透に関する応答、越流に対する応答、落差工・堰の応答について述べる。3章では3.1で堤内地の応答特性について考察し、3.2では2.および3.1の

知見を反映した氾濫流制御減災について提案し、実現上の障害と手がかりを整理する。最後の4章で総括する。

<参考文献>

- 1) 河川法改正20年多自然川づくり推進委員会(2016):川と人の関わりの歴史,河川法改正20年多自然川づくり推進委員会第1回資料5-1,平成28年12月8日(木)
https://www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/tashizen/index.html
- 2) たとえば,(一社)農業農村整備情報総合センター:水土の礎 人口の成長 一大地への刻印 - 我が国の風土と文化 人口の成長, <https://suido-ishizue.jp/daichi/part1/01/06.html>
- 3) 社会資本整備審議会・安全を持続的に確保するための今後の河川管理のあり方検討小委員会(2013):安全を持続的に確保するための 今後の河川管理のあり方について [答申],
https://www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/shaseishin/kasenbunkakai/shouinikai/ankenkakuhou/index.html
- 4) 国土交通省水管理国土保全局(2011):河川砂防技術基準維持管理編(河川編),
https://www.mlit.go.jp/river/shishin_guideline/gijutsu/gijutsukijunn/ijikanri/index.html
- 5) 山本晃一(2010):沖積河川ー構造と動態ー,2010年1月,技報堂出版
- 6) 福岡捷二(2005):洪水の水理と河道の設計法 治水と環境の調和した川づくり,2005年2月,森北出版
- 7) 土木学会水工学委員会水理公式集編集小委員会(2019):水理公式集[2018年版]第2編 河川砂防第7章河川構造物の水理, pp, 公益社団法人土木学会,丸善出版
- 8) 藤田光一・諏訪義雄(2000):減災システム整備における河川堤防技術,河川技術に関する論文集,第6巻, p1-p6, 2000年6月
- 9) たとえば,春日昭夫(2010):設計入門①基礎編ー設計って何?ー,コンクリート工学, Vol.48, No.10, p.10_54-10_59, 2010.10
- 10) たとえば,加藤善明・橋本宏・藤田光一(1985):堤防の耐越水化に関する実験的研究,第29回水理講演会論文集, pp627-pp632, 1985年2月
- 11) 国土交通省大臣官房技術調査課電気通信室 総合政策局公共事業企画調整課施工安全企画室 水管理・国土保全局河川環境課河川保全企画室・流水管理室(2018):河道及び河川管理施設の長寿命化計画策定の手引き,平成30年3月
- 12) たとえば,国土交通省水管理・国土保全局河川環境課(2019):堤防等河川管理施設及び河道の点検・評価要領,平成31年4月
- 13) 財団法人国土技術研究センター編:改訂 解説・河川管理施設等構造令,第3章堤防, p105-p164, 社団法人日本河川協会・技報堂出版,平成12年
- 14) たとえば,財団法人国土技術センター(2012):河川堤防の構造検討の手引き(改訂版), JICE資料第111002号,平成24年2月
- 15) 例え、藤田裕一郎・木下晴由(1989):超過洪水による中小河川の河道災害,京都大学防災研究所年報,第32号・B-2, p571-p593, 1989
- 16) 財団法人国土技術研究センター編:改訂 解説・河川管理施設等構造令第4章床止め第5章堰, p169-p.235, 社団法人日本河川協会・技報堂出版,平成12年

2. 河川構造物の洪水に対する応答特性

2. は河川構造物として最も重要な構造物である堤防を中心に、河川構造物の洪水に対する応答特性を検討した。2.1 既往研究との関係、2.2 堤防の被災実態、2.3 護岸根固め工の応答特性、2.4 浸透に関する堤防の応答特性、2.5 越流に関する堤防の応答特性、2.6 落差工・堰の応答特性と減災への反映、2.7 河川構造物の応答特性からなる。

2.1 既往研究との関係

2.1 既往研究との関係では、既往の堤防研究の変遷と代表的な既往研究についてレビューした。代表的な研究は、山村（1969）¹⁾、中島（2003）²⁾、瀬川（2004）³⁾、山本（2017）⁴⁾、福岡（2006）⁵⁾、吉川（2011）⁶⁾を取り上げる。このうち、山村（1969）¹⁾、中島（2003）²⁾、瀬川（2004）³⁾、山本（2017）⁴⁾は、現行の堤防設計に関わる技術基準類の解説書と位置付けられる。福岡（2006）⁵⁾は、流量観測の精度よりも多点での水位観測から求まる水面形の精度の方が十分高いこと、水面形が洪水流れの解であることを利用して、2次非定常流解析により種々の河道及び洪水条件下の流量ハイドログラフを求めた。さらにその技術を用いれば、縦断方向の任意地点の水位・流量を得ることができ、排水機場の運転調整ルールの実施・適用にあたっての合意形成、避難情報の発令根拠となる雨量・水位等河川情報の共有において、現場河川管理者と市町村、関係住民、NPO等関係者の連携と相互理解を促す役割が果たせることを指摘している。吉川（2011）⁶⁾も、同様に堤防の計画・設計を横断面に加えて縦断方向に拡張して扱い、設計超過状態を含めて計画・設計を考えようとしている点で現行の堤防に関する技術基準類の範囲を超えるものである。減災を扱おうとしている本論文とこれらと比較すると、吉川（2011）⁶⁾は河川管理者の立場から河川事業の最適投資として設計超過状態の被害軽減を扱おうとしている。福岡（2006）⁵⁾は、避難情報の発令も含めて河川の維持管理と捉えている。これに対し本論文は、設計超過状態への対応は河川事業ではなく水防として行う事項と考え、水防管理者・河川管理者・構造物管理者等が工夫を総動員して対応する事項と考えている点に最大の違いがある。

<参考文献>

- 1) 山村和也（1969）：河川堤防の土質工学的研究，土木研究所資料第 688 号，1969 年
- 2) 中島秀雄（2003）：図説 河川堤防，技法堂出版，2003 年 9 月
- 3) 瀬川明久(2004)：河川堤防の漏水対策技術（第3版），（財）北海道河川防災研究センター，2004 年 8 月
- 4) 山本晃一（2017）：河川堤防の技術史，公益財団法人河川財団企画，技報堂出版，2017 年 10 月
- 5) 福岡捷二（2006）：洪水流の水面形観測の意義と水面形に基づく河川の維持管理技術，河川技術論文集，第 12 巻，p.1-p.6，2006 年 6 月
- 6) 吉川勝秀(2011)：新河川堤防学 河川堤防システムの整備と管理の実際，2011 年 11 月，技法堂出版

2.2 堤防の被災実態

2.2.1 河道特性と堤防被災実態

2.2.1 堤防の被災実態では、中小洪水中心ではあるが 1 年間に直轄管理区間で発生した洪水による堤防災害について、被災の内訳と河道特性（セグメント区分）¹⁾との関係を整理する。図 2.2.1.1 は 1 年間に発生した直轄河川の災害復旧申請における被災内容の内訳を堤防、

護岸、根固め工等構造物別に分け、そのうち堤防関連の被災 63 例について洪水規模を示したものである²⁾。図から、この年の災害復旧申請には、越波はあるものの越流被災の事例はなく、確率 1/23 以下の中規模洪水における被災内容を分析していることがわかる。

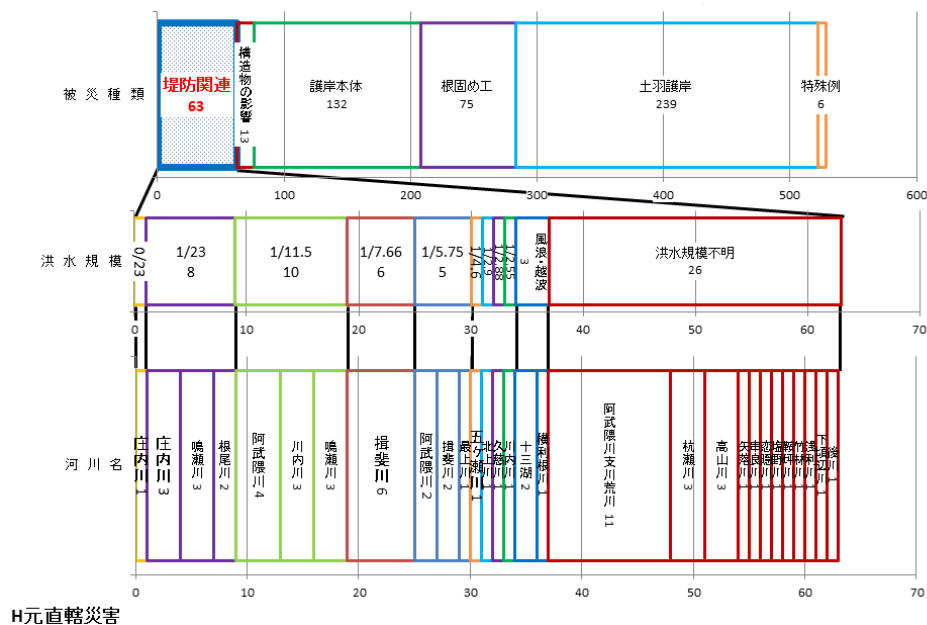


図 2.2.1.1 分析対象の洪水規模²⁾
 平成元年度直轄管理区間堤防関係被災 63 箇所洪水規模内訳

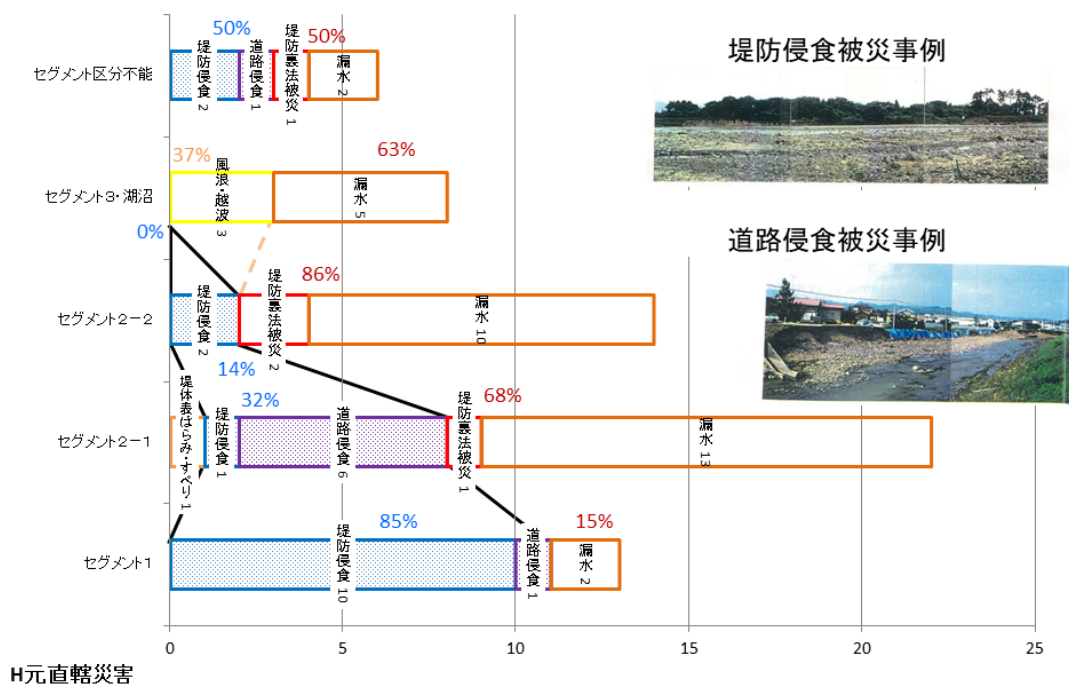
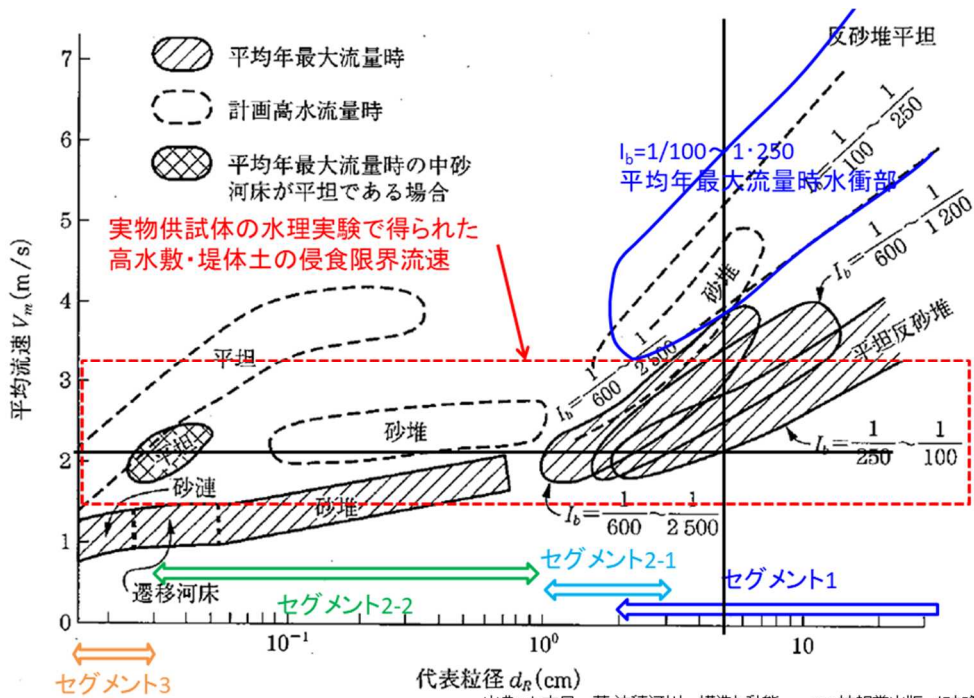


図 2.2.1.2 H 元直轄堤防災害 63 箇所 セグメントー堤防被災細分²⁾



出典:山本晃一著,沖積河川—構造と動態—,p122,技報堂出版 (に加筆)

図 2.2.1.3 セグメント別の発生流速¹⁾に加筆と河岸・高水敷の侵食限界流速範囲²⁾

図 2.2.1.2 は、セグメント別の被災内容を示したものである²⁾。図から、越波被災はセグメント 3 及び湖沼にしか発生していないこと、侵食被災はセグメント 1、2-1、2-2 で発生しており、セグメント 1 及び 2-1 で発生数及び被災に占める割合が多いことがわかる。浸透被災（漏水）については、どのセグメントでも発生していることがわかる。侵食破堤に対する点検が重要なのはセグメント 1、2-1 であるということが結論の 1 つである。

それがなぜかについて既往の知見から考察する。図 2.2.1.3 は、山本 (2010)¹⁾ が作成した河床材料の代表粒径 d_R と低水路で発生する平均流速（平均年最大流量時と計画高水時）の関係図に、土木研究所河川研究室 (1997)³⁾ が実物の高水敷材料・堤体等の現地供試体に対して高流速発生水路で実施した実験結果から得られた侵食限界流速範囲を示したものである。図には、わかりやすいようセグメント範囲も示している。図から、セグメント 1 及び 2-1 では平均年最大流量時でも低水路の平均流速が高水敷や堤体の侵食限界流速と同程度であることがわかる。セグメント 1、2-1 では砂州が発生している場合が多いので、水衝部では水深が大きくなり（水衝部の水深は平均水深の 2.3~2.9 倍程度）、粗度係数が変化しないと仮定してマンニングの流速公式をあてはめれば流速は 1.75~2.04 倍になるので、さらに侵食限界流速を上回りやすくなる（図 2.2.1.3 の青線範囲参照）。

図 2.2.1.4 は、護岸の力学設計法 (2007)⁴⁾ に示されている、1 洪水の侵食幅の現地データを収集して河岸の高さで割り、河床勾配（セグメント）との関係について、整理した結果の図である。図からセグメント 1 については河岸侵食幅と河岸高の関係が多様であること、セグメント 2 及び 3 については河岸高の 5 倍以下となっていることがわかる。

セグメント 1 で 1 洪水における侵食幅が河岸の高さと関係がない理由は以下のように考察される。セグメント 1 は河床勾配が急なためもともと流速が大きい上に水深 (H) が川幅 (B) に比較して小さく、つまり B/H が大きく砂州が発達・移動しやすい水路スケールである。セグメント 1 ではシルト・粘土等の粘性土が堆積した高水敷が形成されていることは少なく、河床材料と同じ砂礫で構成されている場合が多い。粘性土があっても図 2.2.1.3 に

示すように河岸に作用する流速・掃流力がシルト・粘土等の粘着性材料の侵食限界流速を大きく上回り、砂州の発達や移動による侵食に抵抗できない。このため、侵食幅が砂州の移動・発達によって支配されていることによると考えられる。

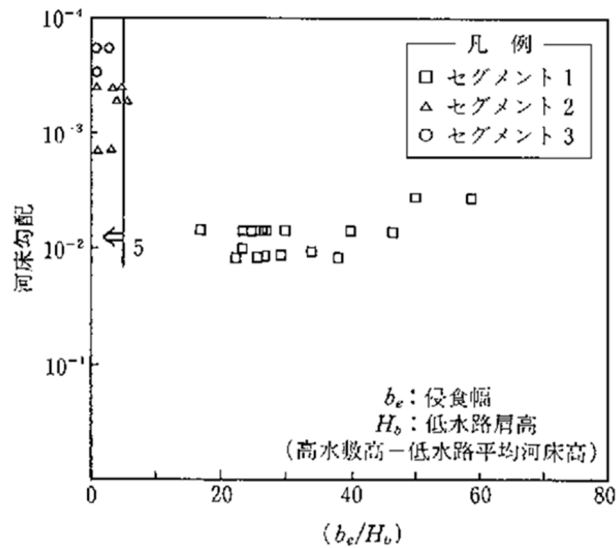


図 2.2.1.4 1 洪水の河岸侵食幅とセグメント 4)に加筆

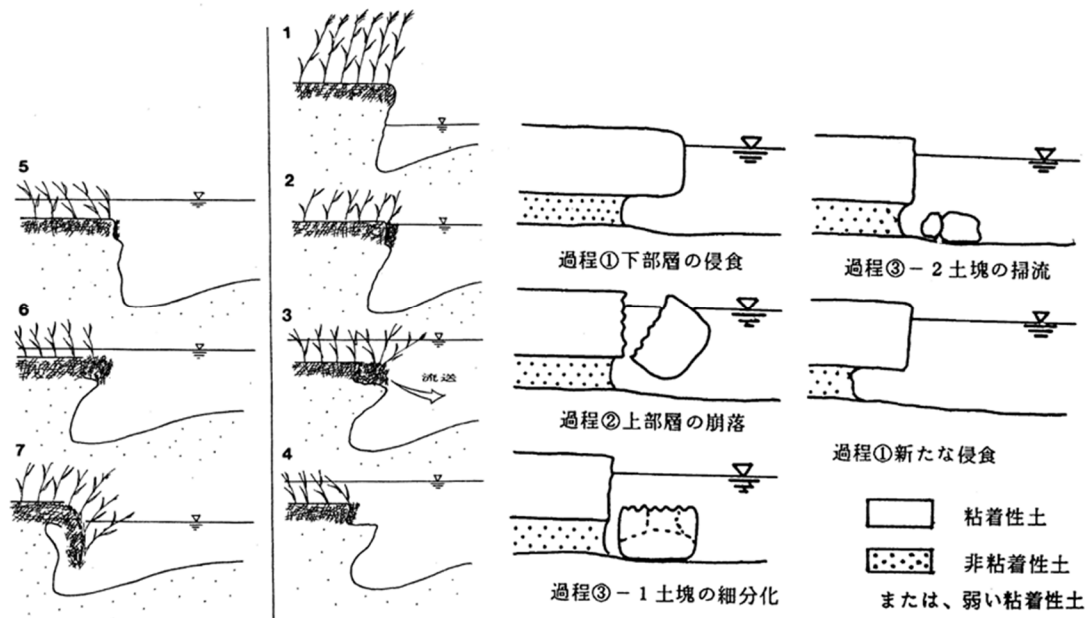


図 2.2.1.5 セグメント 2、3 で侵食幅が小さくなる理由
出典 (左: 福岡ら (1992) ⁵⁾、右: 福岡ら (1993) ⁶⁾

セグメント 2 及び 3 の河道で侵食幅が河岸高の 5 倍以下と小さくなる理由については、山本 (2010) ¹⁾ の沖積河川における土砂の分級堆積機構に関する洞察と現地調査や実験等に基づく既往研究から以下のように解釈できる。

セグメント 2 及び 3 では侵食の直接的外力である流速・せん断力と河岸の耐力が同程度（動的平衡状態）であり、河岸の移動量は河床形態だけに支配されず、河岸形成材料の耐力の影響も受けるため侵食幅が河岸高の 5 倍以下の範囲内に収まると考えられる。セグメント 2、3 の河岸は河岸上部の植生根茎・根毛や粘着性を有する土等流れによって侵食されにくい土層と、河岸下部の河床材料と同じ粘着性の小さい侵食されやすい土層で構成されており、侵食されやすい土層が削られてひさし状になった後に河岸面を覆って侵食されにくくする効果（福岡ら（1992）⁵⁾）、粘性土層の土塊が河岸前面にとどまって侵食を抑制する効果（福岡ら（1993）⁶⁾）があることが示されている（図 2.2.1.5）。

近年の洪水においてもセグメント 1 で侵食点検が重要であることの傍証がある²⁾。図 2.2.1.6 は、2019 年台風 19 号における栃木県の河床勾配 1/75 のセグメント 1 河川における侵食破堤箇所の写真である。中小河川なので砂州形成はないが河床勾配が 1/75 と急なので流速が大きい河川である。破堤箇所上流で護岸より標高の高いのり面が洪水流により侵食されていることがわかる。

図 2.2.1.7 は 2016 年台風 9 号における札内川（河床勾配 1/110）の侵食破堤である⁷⁾。図 2.2.1.8 は 2016 年台風 9 号における小本川（河床勾配 1/190）の道路崩壊箇所が応急復旧時に難航している場所である⁸⁾。図 2.2.1.7 から破堤箇所が砂州水衝部となっていること、図 2.2.1.8 から砂州水衝部では減衰期でも流速が大きく復旧に難航している様子がわかる。図 2.2.1.7、図 2.2.1.8 に関して、点検・管理への反映という観点から重要な留意点を追加しておく。



図 2.2.1.6 超過洪水による侵食破堤例（2019 年台風 19 号 栃木県内河川 ($I_b=1/75$)）²⁾

図 2.2.1.7 の札内川では、破堤したにも関わらず、堤内地の地盤標高が河道内水位よりも高かったことから氾濫しておらず、一般被害の拡大には至っていない。これは、河道掘削の蓄積によって掘り込み河道に近づいてきたことのストック効果が表れていると見ることができる。点検の優先順位あるいは一般被害との関係からの重要度という観点から見ると、同じセグメント 1 の中においても、洪水時の河川水位が堤内地地盤高を上回りやすい区間で、侵食に対する点検の優先順位を高くするべきである。

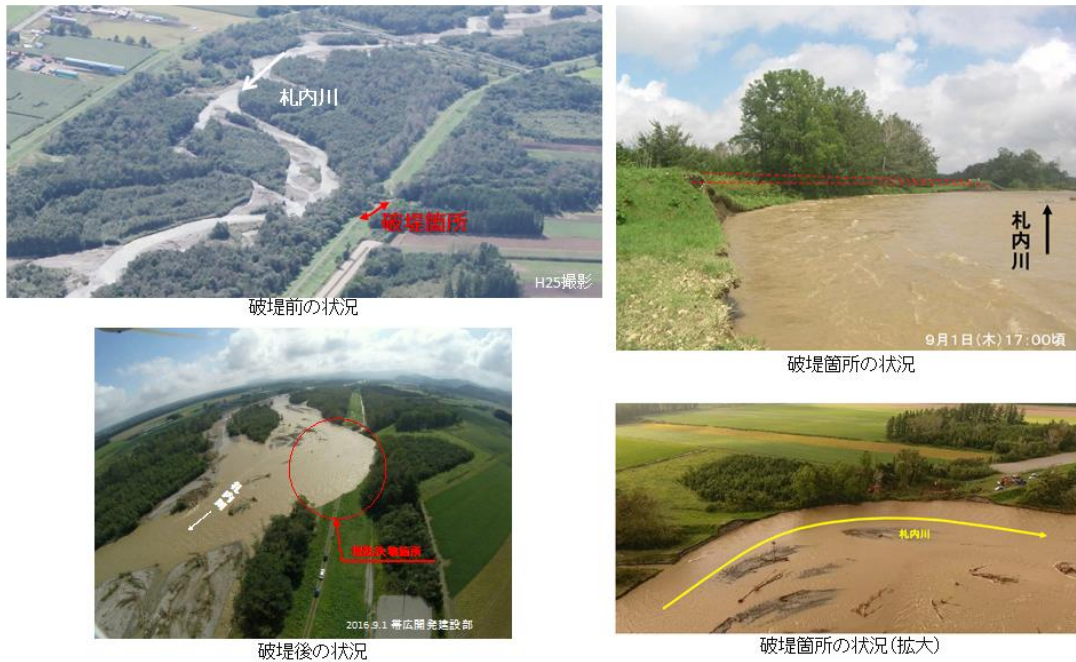


図 2.2.1.7 札内川侵食破堤 ($I_b=1/110$ セグメント1 約 130m にわたり破堤) 7)



図 2.2.1.8 小本川 ($I_b=1/190$ セグメント1) 砂州水衝部における道路復旧難航箇所 (提供：国土交通省東北地方整備局) 8)

図 2.2.1.8 の箇所の小本川は、築堤河川ではなく掘り込み河道である。河川に沿って走る道路が溢水も伴いながら、設計・施設能力（構造令上、護岸の設計は計画高水位に対して行われ、溢水状態に対する設計は行わない）を上回る洪水により、護岸もろとも流失した。この道路は、上流の岩泉市街地と下流部の地域・沿岸幹線道路を結ぶ東西幹線道路である。

違う河川の流域から回り込む回道路はあったものの、幅員も狭く・時間もかかるため洪水直後の応急対応等において不便な状態となった。早急に機能回復を図るべく、洪水減衰期に栗石・捨石・ブロックを投入しつつ応急復旧を図った。しかし、大規模な洪水の高水位時に発達した砂州の水衝部に減衰期の洪水流が集中したため、投入した栗石・捨石を押し流して難航した。レジリエンシーを高める、特に迅速な応急復旧を可能にするという観点からは、重要な道路が被災した場合に応急復旧が迅速に行えるよう配慮・工夫を施しておくことは有用である。具体的には、砂州の水衝部・湾曲部外岸で減衰期の応急復旧の難航が予想される場所では、護岸に加えて水制工を併用して道路を守る手段が考えられる。

セグメント2及び3における侵食点検の留意点について追記する。図2.2.1.4に示すとおり、セグメント2、3であっても、セグメント1ほど侵食幅は大きくないが、侵食は発生する。したがって、高水敷幅が狭い場所について侵食点検の優先順位を高くすべきである。十分な高水敷幅が確保されている場合は優先順位を落としてよい。河道計画検討の手引き(2002)⁹⁾における平面計画で堤防防護ラインを設定するのも同様の考え方に基づく。なお、高水敷幅が狭い場所は、低水護岸や低水護岸と高水護岸が一体となった堤防護岸が整備されている場合が多いので、実質的には護岸の安全性を点検することが重要となる。護岸の洪水に対する応答特性及び点検ポイントについては2.3 護岸・根固め工で述べる。

セグメント区分との関係で明瞭な被災メカニズムが、セグメント3及び湖沼における風浪越波である。洪水流の現象のみに着目していると、風浪が見落とされがちなので、セグメント3や湖沼等常時広い水域があり、台風等の強風時に風浪が発生・発達する場所においては風浪越波についての点検優先順位が高い。図2.2.1.9は、風浪災の被災内容を示したものである。図から、越波3例以外には、根固め工の被災9例、土羽護岸の侵食9例が目立つ。連節ブロック張護岸も1例あった。根固め工は、セグメント3・湖沼という水中施工が避けられない現場条件を反映して、乱積み・捨石工の被災が多い。

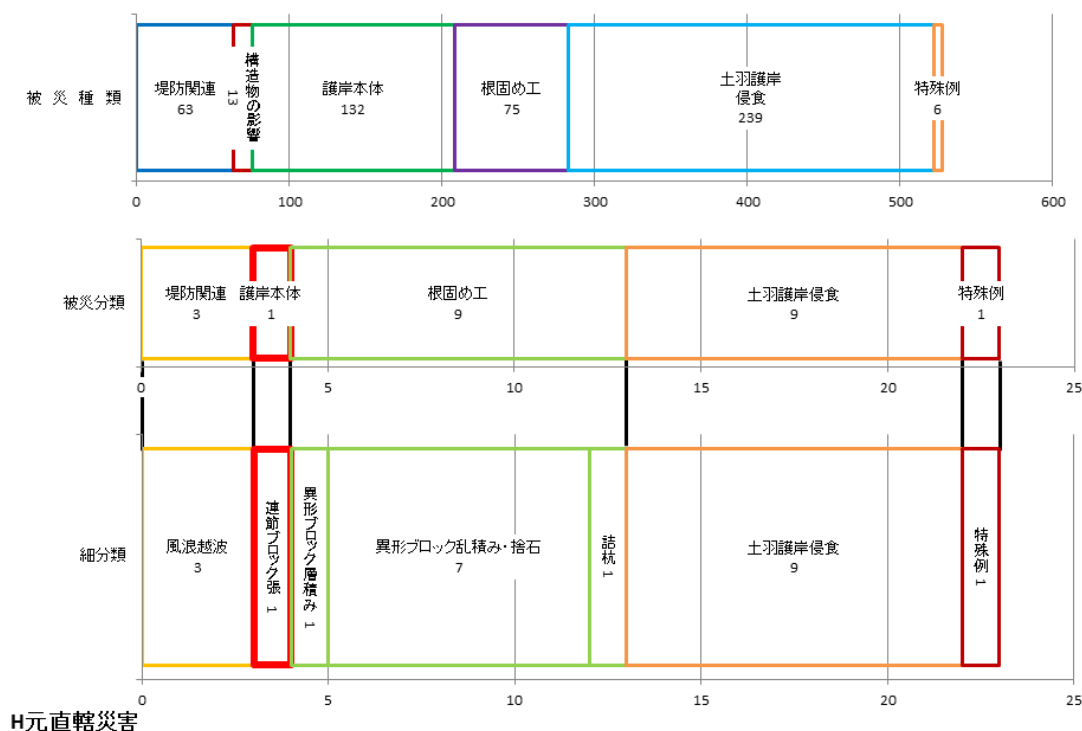


図 2.2.1.9 H 元年直轄風浪災（堤防以外含む）23 箇所被災分類・細分内訳

点検のポイントとしては、背後地の重要性を鑑みて、越波が生じた場合に一般被害が出やすい場所、堤防と水際の距離が小さい区間・風向きや吹送距離から見て風浪が発達しやすい区間等越波が生じやすい場所を優先順位高く設定すべきである。根固め工については、水中に施工されて目視点検が困難な場合が多いので、水中の確認が可能な点検方法（水中測量）を用いることが重要である。

図 2.2.1.2 より、漏水等の浸透被災についてはどのセグメントでも生じうることに留意が必要である。

<参考文献>

- 1) 山本晃一（2010）：沖積河川－構造と動態－，第Ⅱ部中規模河川地形スケールの河道特性とその内部構造 第4章河道特性把握の単位スケールとその規定因子，p88-p97，2010年1月，技報堂出版
- 2) 諏訪義雄・笹岡信吾（2019）：河道特性と堤防被災，第7回河川堤防技術シンポジウム論文集，p65-p68，2019年12月12日，公益社団法人土木学会地盤工学委員会堤防研究小委員会
- 3) 土木研究所河川研究室（1997）：洪水流を受けた時の多自然型河岸防御工・粘性土・植生の挙動第2編粘性土が有する耐侵食性の評価方法に関する研究，土木研究所資料第3489号，pp6-pp96，1997年1月
- 4) 財団法人国土開発技術センター（2007）：改訂護岸の力学設計法 第2章護岸設計に必要な知識，p14，平成19年9月
- 5) 福岡捷二・新井田浩・佐藤健二（1992）：オギの河岸侵食抑制機構と耐力の評価，水工学論文集，第36巻，p.81-86，1992年
- 6) 福岡捷二・木暮陽一・佐藤健二・大東道郎（1993）：自然堆積河岸の侵食過程，水工学論文集，第37巻，p.643-648，1993年
- 7) 十勝川堤防調査委員会（2017）：十勝川堤防調査委員会報告書 2-3-4 被災概要，北海道開発局帯広開発建設部，p.2-22，平成29年4月
- 8) 東北地方整備局：台風10号に係る東北地方整備局の災害対応状況，
<http://www.thr.mlit.go.jp/Bumon/B00097/k00360/saigai-info/h28taifu10/top.html>
- 9) （財）国土技術センター編（2002）：河道計画検討の手引き 第8章河道の平面計画，p.163-p.180，平成14年2月
- 10)

2.2.2 既往文献の被災実態調査に関する考察

2.2.2 では既往文献の被災実態分析について考察する。堤防被災の実態について整理している、山村（1969）¹⁾、河川堤防の構造検討の手引き²⁾、中島（2003）³⁾、瀬川（2004）⁴⁾を題材に、2019年台風19号で公表されている実態調査⁵⁾も含めて考察する。

図 2.2.2.1(1)左側は山村（1969）¹⁾が1947～1969の間に発生した直轄河川堤防の破堤について、原因別内訳を整理したものを現在の一般的な区分である越水、洗掘（侵食）、浸透、その他に括ったものを破堤原因別内訳の円グラフにしたものである。中島（2003）³⁾は1965以降の主要水害における破堤等堤防被災について紹介しており、破堤原因別円グラフに整理したものが図 2.2.2.1(1)右側である。石狩川はじめ泥炭による軟弱基礎地盤上に堤防や樋門を構築している北海道の河川堤防の強化対策についてとりまとめた瀬川（2004）⁴⁾は1981

(昭和 56) 年の石狩川の堤防災害について詳しく分析している。破堤箇所の要因別内訳を図 2.2.2.1(2)左側に示す。図 2.2.2.1(2)右側には、多数の破堤が発生して注目された 2019 年台風 19 号における破堤原因別分析結果⁵⁾を示している。

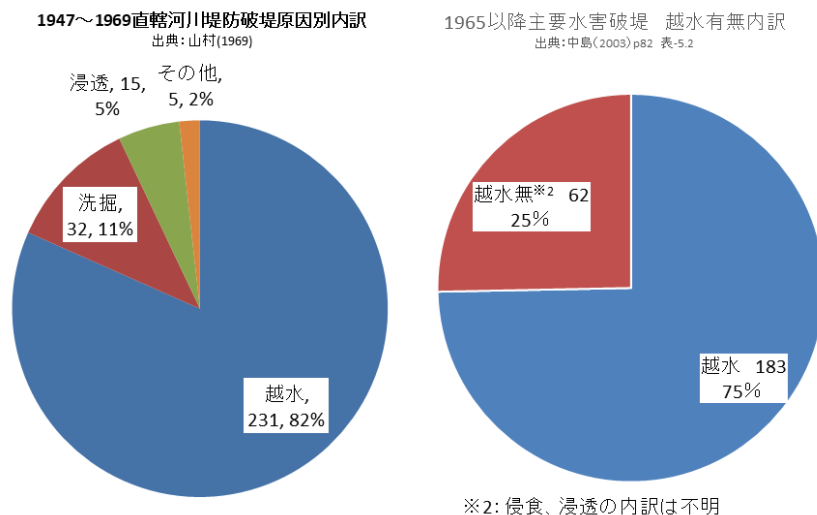


図 2.2.2.1(1) 破堤原因内訳 山村 (1969) ³⁾、1965 以降主要水害 ⁴⁾

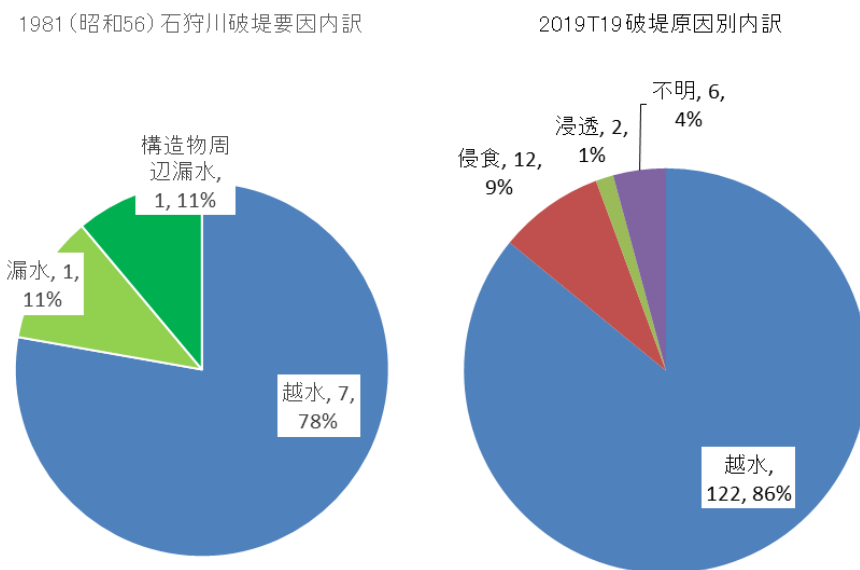


図 2.2.2.1(2) 破堤原因別内訳 1981 石狩川 ⁵⁾、2019 台風 19 号 ¹⁵⁾

図 2.2.2.1(1)左の円グラフを見ると、1947～1969 直轄河川堤防の破堤原因の 82%は越水によるものであること、侵食によるものが 11%、浸透によるものが 5%と越水が圧倒的に多い。1965 以降の主要水害について整理した結果である図 2.2.2.1(1)右の円グラフでも越水が 75%を占める。この集計では越水以外の要因、侵食と浸透の内訳はわからない。図 2.2.2.1(2)左側の 1981 石狩川河川堤防では、破堤 9 箇所中越水によるものは 7 箇所 (78%)、漏水によるもの、構造物周辺漏水によるものがそれぞれ 1 箇所 (11%) である。図 2.2.2.1(2)右側の直轄・補助合わせた堤防被災を分析している 2019 年台風 19 号の

破堤原因別内訳^㉓も同じ傾向、すなわち越水が86%と圧倒的に多い。侵食は9%と1947~1969直轄堤防^㉒と同程度あるが、浸透はわずか1%と1947~1969直轄河川堤防^㉒の5%、1981石狩川^㉔の22%より小さい。堤防の設計超過状態である越流が生じる条件下では越流破堤が圧倒的に多くを占める実態が確認できる。

図2.2.2.1(2)左側で侵食による破堤が見られないのは、石狩川中下流という緩流河川であるためと考えられ、図2.2.1.2のセグメントによる特徴に関する分析結果と整合する。漏水及び構造物周辺漏水による破堤が、山村(1969)^㉒の5%、2019年台風19号の1%に比較して大きい22%を占める結果は、泥炭地という軟弱地盤に火山灰土等良質とは言えない材料を用いて築堤せざるを得ない石狩川の特徴が反映されていると解釈される。

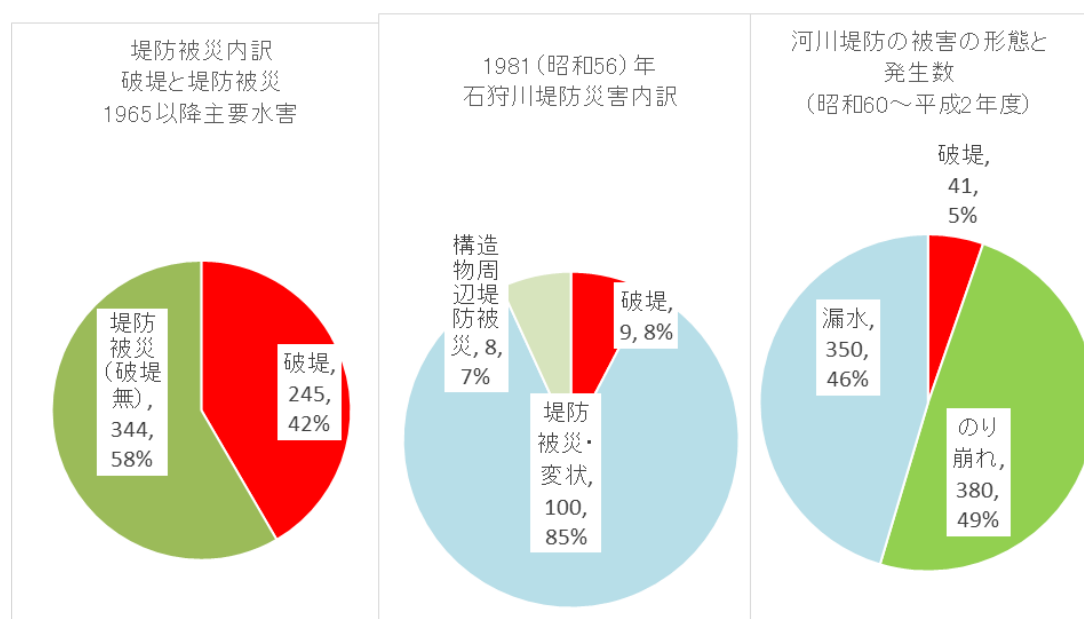


図 2.2.2.2 洪水による堤防被災に占める破堤の割合

河川堤防の構造検討の手引き第2章^㉒には、1985(昭和60)年から1990(平成2)年までの、破堤だけでなく洪水による堤防被災全般の内訳が紹介されている。それを円グラフにしたものが図2.2.2.2右側である。これによると、破堤件数の20倍の漏水やのり崩れが発生している。中島(2003)^㉓が紹介している1965以降の主要水害における堤防災害について破堤とそれ以外の割合を図2.2.2.2左の円グラフに示す。瀬川(2004)^㉔が1981年洪水における石狩川堤防災害の内訳を整理している結果を破堤有無に着目して円グラフにしたものが図2.2.2.2中央である。図2.2.2.2から、大規模洪水を対象にしている1965以降主要水害では堤防災害に占める破堤の割合が42%と高いが、1981(昭和56)石狩川洪水では全堤防災害に占める破堤の割合は8%、1985(昭和60)年から1990(平成2)年までの堤防災害では破堤が占める割合は5%と小さい。

越水が生じた箇所に着目して破堤の割合を見たものが図2.2.2.3である。図2.2.2.3左側は1965以降の主要水害^㉓における越流有堤防の被災形態内訳である。図2.2.2.3中央は1981(昭和56)年石狩川堤防災害^㉔の越水を伴うものについて、破堤と破堤に至らない被災の割合を示したものである。図2.2.2.3右側は、2019年台風19号における直轄河川堤防の越水発生区間の破堤有無^㉓を示した。越水して破堤した割合が1965以降主要水害で60%、1981(昭和56)年石狩川堤防災害では28%、2019年台風19号の直轄管理堤防で

は19%と新しくなるに従い破堤の割合が小さくなっている。これは堤防裏のりの緩勾配化、築堤時の締固め等施工技術の向上、植生管理の向上による耐力向上等により、越流に対する堤防の強さが増していることを示唆している可能性がある。

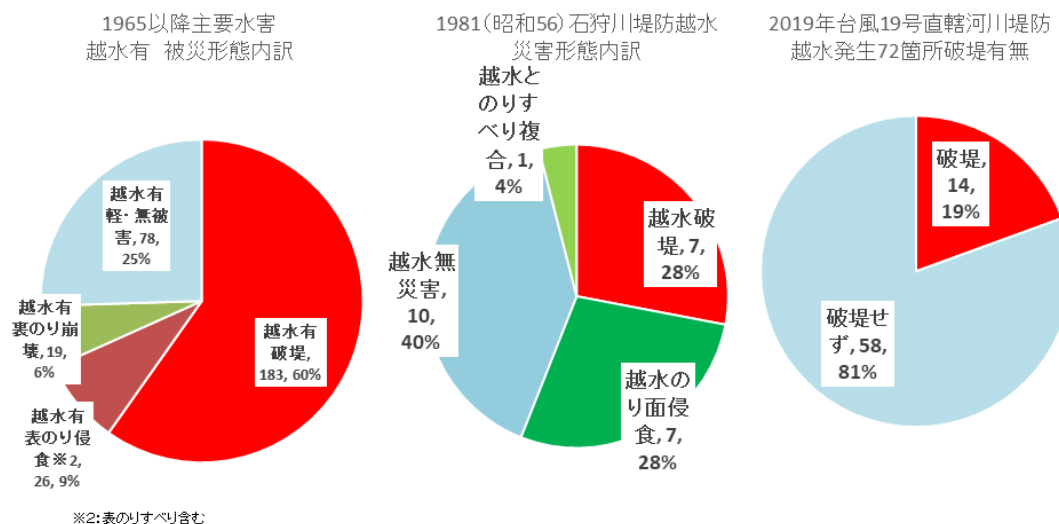


図 2.2.2.3 越水有破堤割合 1965 以降主要水害³⁾・1981 石狩川⁴⁾・2019 台風 19 号直轄堤防⁵⁾

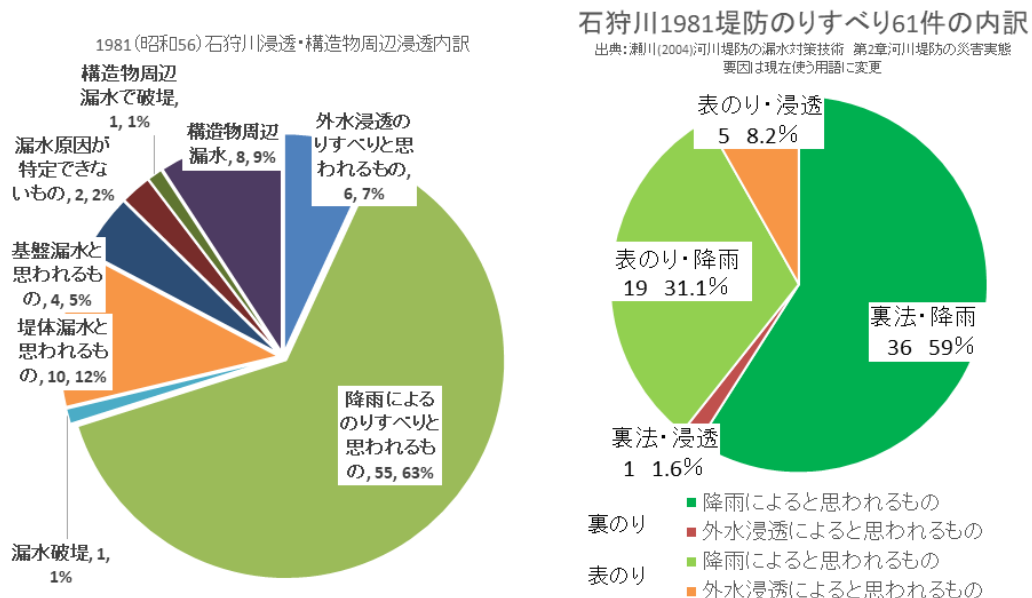


図 2.2.2.4 1981 (昭和 56) 石狩川堤防浸透災害内訳と特徴

図 2.2.2.4 左側は、1981 石狩川堤防災害⁴⁾のうち、浸透及び構造物周辺浸透についての災害形態の内訳を示したものである。この円グラフから注目されるのは、浸透関連 85 件中 55 件 (63%) を占める降雨によると思われるのりすべりの多さである。のりすべりだけ取り出して内訳を示したものが図 2.2.2.4 右側である。この洪水では石狩川の堤防に 61

件ものりすべりが発生した。石狩川では1975（昭和50）年の洪水被害を受けた激特事業により、急速に河川改修が進捗するとともに、計画高水位+0.5mの暫定断面堤防を5カ年で整備した。この堤防整備後にはじめて迎えた本格的な洪水が1981洪水であった。1981洪水は計画高水位を上回る大きな洪水であったが、流域平均雨量が282mmであり、1975洪水の流域平均雨量173mmの1.6倍以上と降雨量が多かったこと、大きな降雨があった後に計画高水位を上回る洪水が来襲したことが特徴であった。降雨によると思われるのりすべり55箇所は、外水位が上昇する前の出水前パトロールでのりすべりの発生が確認されたものである。

のりすべりと堤防形状の関係についても考察されており、のりすべりはのり勾配2割5分以下の堤防に集中し、のり勾配2割以下・盛土高5m以上の断面の災害が全体の60%強を占めていること、のり勾配2割5分以上であっても盛土高8m以上の盛土にのりすべりが発生していること、すべりを生じた深さは表層1m程度であり凍結深と概ね一致していること、すべり面が基礎地盤に達しているものはなくすべて堤体内であったと報告されている。瀬川（2004）⁴⁾はこれらを踏まえ、堤防ののり勾配は2割5分より緩くすること、高さ8m以上の場合にはより緩くする必要があること、表層1mを補強しておくこと等が重要と提案している。

降雨によるのりすべりの発生は、山村（1969）¹⁾も指摘している。山村（1969）¹⁾によれば、1956（昭和31）年、1958（昭和33）年の阿武隈川（総雨量256.5mm）、1958（昭和33）年の荒川（東京・総雨量400.3mm）、1961（昭和36）年の木曾・長良・揖斐三川（総雨量590mm）の災害が代表的なものであって、記録的な豪雨によって河川全川にわたり多数ののりすべりが発生した。全ての場合、堤体ののりすべりは出水以前に発生しており、降雨によって生じたのりすべりが、その後の出水時の浸透流によって助長されるという経過をたどったものが多いと述べている¹⁾。これらののりすべりが見られた堤体材料の粒度分布を調査した結果、決して特別な土ではないとしている。

事前降雨が外水浸透を助長することは、中島（2003）⁶⁾が実物大堤防の浸透破壊実験の結果を解説しつつわかりやすく示している。それによれば、事前降雨があることで外水位により堤体内浸潤面が裏のりに到達するまでの時間が筑後川では1/10（276時間→28時間）に、江戸川では1/5（300時間→60時間）になった。その要因の1つは、降雨浸透によって表と裏ののり面下に浸潤面の高まりができるためであることを紹介している。なお、この外水浸透前の表・裏のり面下の浸潤面の高まりは、現行基準の浸透流解析では水位上昇前にも降雨波形を与えることで表現することとしている。

降雨浸透によるのり崩れが近年、山村（1969）⁴⁾、瀬川（2004）⁶⁾が紹介した事例ほど生じなくなっている要因について、瀬川（2004）⁶⁾や山本（2017）⁷⁾がまとめた堤防技術の変遷と比較して考察した（図2.2.2.5参照）。1976年に河川土工指針（案）がまとめられているが、これは同年改定された河川砂防技術基準と並行して検討されたものと思われ、それまでに福岡（1954）⁸⁾・山村（1969）⁴⁾はじめ土木研究所の土質工学研究で積み上げてきた知見を集大成したもの⁷⁾である。その前後から顕在化した越水なき破堤によって堤防の質的安全性への関心が高まっていき、現地実験を実施する等を通じて河川土工指針（案）の知見が現場に浸透し、堤体拡幅における締固め等の施工管理技術の水準が向上して堤体の品質が高まったことによる結果と推察される。

法律等	浸透関係	樋門等との接続部	耐震	侵食
	直轄河川:大規模機械を用いた河道改修・築堤 補助河川:人力施工による河道改良・築堤⇒重機施工へ			水制による河岸制御から 護岸・根固めによる直接防護へ
河川法改正(1964)			新潟地震(1964)	異型ブロックの普及
加治川水害(1967)	河川堤防の土質工学的研究(1969)		十勝沖地震(1968)	
大東水害(1972)	河川土工指針(案)(1976)			多摩川水害(1974)
河川管理施設等構造令(1976)	安八水害(1976)		宮城県沖地震(1978)	根固めブロックの移動限界流速評価(案)(1980)
	常呂川・筑後川浸透実験・降雨実験(強化確認)			
	石狩川堤防のり崩れ被災多数(1981)	小貝川高須樋管破堤(1981)	河川堤防耐震対策検討委員会(1981~1984)	
大東水害最高裁判決(1984)	河川堤防強化マニュアル(案)(1985)		日本海中部地震(1983)	
	江戸川堤防降雨・浸透実験	小貝川豊田樋管破堤(1986)		堤防の耐侵食性評価(案)(1987)
多摩川水害差戻し控訴審判決(1992)	河川構造物等の脆弱地盤対策工法委員会(1986~1988)			護岸ブロックの流体力評価法(1988)
	河川土工マニュアル(1993)	地震対策堤防強化計画策定マニュアル(案)(1991)	釧路沖地震・北海道南西沖(1993)	床止め工設計試案(1989)
		柔構造樋管試験施工	河川堤防耐震点検マニュアル(1995)	高水数の侵食量(1990)
	河川堤防の浸透に対する安全性の概略点検(1996)		堤体土・高水数土実物大供試体侵食実験(1995)	粘性土・植生根毛の耐侵食性評価(案)(1997)
河川法改正(1997)	河川砂防技術基準設計編(1997)			
改定 解説河川管理施設等構造令(1999)	ドレーン工設計マニュアル(1998)			護岸力学設計法(1999)
	河川堤防の構造検討の手引き(2000)			
	樋門等構造物周辺堤防点検要領(2001)			河道計画検討の手引き(2002)
	堤防設計指針(2002)			
	河川堤防質的整備技術ガイドライン(案)・河川堤防モニタリング技術ガイドライン(案)(2003)			
	柔構造樋門設計の手引き(2008)			床止め工構造設計の手引き(2008)
河川法一部改正(2013)	河川管理施設点検結果評価要領(案)堤防護岸点検結果評価要領(案)(2015)			
	河川砂防技術基準設計編(2019)			

図 2.2.2.5(1) 堤防技術の変遷

1956	阿武隈川下流(ΣR不明)多数
1958	阿武隈川下流(ΣR=256.5mm)多数・荒川下流(東京ΣR=400.3)多数
1961	木曾・長良・揖斐川(ΣR=590mm)多数
1969	河川堤防の土質工学的研究
1974	多摩川水害(越水なき破堤)
1976	河川土工指針(案)
1976	安八水害(越水なき破堤)
1981-1982	常呂川・筑後川浸透実験
1983	降雨浸透実験
1985	河川堤防強化マニュアル(案)
1986	阿武隈川下流(ΣR=422mm)16件・石狩川(ΣR=410mm)55/61件 小貝川高須樋管破堤
1986-1988	江戸川堤防降雨・浸透実験
1993	河川土工マニュアル
1998	阿武隈川下流(ΣR=284mm)0件

図 2.2.2.5(2) 堤防浸透災害降雨のり崩れの減少要因

<参考文献>

- 1) 山村和也(1969):河川堤防の土質工学的研究 第2章堤防の破壊形態に関する研究, 土木研究所資料第688号, p6-p35, 1969年

- 2) 財団法人国土技術センター（2012）：河川堤防の構造検討の手引き(改訂版) 第2章, JICE資料第111002号, pp8-pp13, 平成24年2月
- 3) 中島秀雄（2003）：図説 河川堤防 5.2.4 日本における越水破堤の事例研究, 技法堂出版, p83-p85, 2003年9月
- 4) 瀬川明久編集（2004）：河川堤防の漏水対策技術（第3版）, (財)北海道河川防災研究センター, 平成16年8月
- 5) 令和元年度台風19号の被災を踏まえた河川堤防に関する技術検討会（2020）, 第3回資料2, p1,
https://www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/gijutsu_kentoukai/index.html
- 6) 中島秀雄（2003）：図説 河川堤防 5.3.3 実物堤防による浸透破壊実験 5.3.4 実物大堤防実験からの結論, 技法堂出版, p92-p97, 2003年9月
- 7) 山本晃一（2017）：河川堤防の技術史, 公益財団法人河川財団企画, 技報堂出版, 2017年10月
- 8) 福岡正巳・小崎謙吉・高橋一男（1954）：本邦の直轄河川堤防の現況調査報告, 土木研究所報告第87号, p.103-p.114, 1954

2.3 護岸・根固め工の応答特性

2.3 護岸・根固め工の応答特性では、護岸・根固め工の洪水流と河床変動・洗掘に対する応答特性について検討した。2.3 は 2.3.1 既往研究との関係、2.3.2 護岸の応答特性、2.3.3 根固め工の応答特性からなる。

2.3.1 既往研究との関係

河川堤防の構造検討の手引き（2012）¹⁾では、侵食に対する照査は護岸工がある場合とない場合に分け、護岸工がある場合には護岸の安全性を照査する。護岸工がない場合には、直接侵食に対する安全性照査と側方侵食に対する安全性照査を行う。直接侵食については、堤防表のり面及び法尻の表面が張芝等植生に覆われていることを前提に、外力である摩擦速度とその継続時間によって発生する侵食深が許容侵食深を超えないことを確認する。簡易に判定する方法として、許容侵食深を2cmとした場合の平均根毛量別の限界摩擦速度と継続時間を読み取ることができるグラフが示されている。植生の根毛層、粘性土に関する侵食深の時間変化や耐力の発揮メカニズム等の応答特性については、土木研究所河川研究室（1997）²⁾に実物供試体を用いた水理実験結果とともに説明されている。側方侵食については、河川堤防の構造検討の手引き（2012）¹⁾に、照査許容値として、セグメント別に1洪水で侵食される高水敷幅の目安が示されている。高水敷の側岸侵食を許容する場合の護岸配置の考え方や河川毎の1洪水の侵食幅の検討方法については、河道計画の検討手引き³⁾を参考にすることができる。

護岸・根固め工に関する基準類、技術資料としては、河川砂防技術基準（案）設計編⁴⁾、護岸の力学設計法⁵⁾等がある。法覆い工に作用する流体力評価については、土木研究所河川研究室（1988）⁶⁾が、風洞実験によりブロックに作用する流体力を測定し護岸ブロックの性能（抗力係数、揚力係数等）を評価する方法を示している。それを受けて水理実験により護岸ブロックの流体力性能を評価する水理試験法が土木研究センター（2003）⁷⁾により整理されている。藤田ら（1989）⁸⁾は、島根県の中小河川における河道災害の調査から、掘り込み河道の超過洪水では護岸被災と溢水した洪水流が護岸上を流れることによる洗掘が特徴であること、練り積み間知ブロック護岸は、旧来の自然石・間知石の空積み・

練り積み護岸と異なり一体性が強いいため超過洪水に対する応答特性が異なることを指摘している。

2.3.2.1 及び 2.3.2.2 では中小洪水及び大洪水における護岸の被災実態を述べる。2.3.2.3 及び 2.3.2.4 では、超過洪水以外の被災機構、主たるものは基礎からの被災、上下流からの被災における応答特性と減災上の工夫について述べる。

内田・福岡ら（2002）⁹⁾は、洗掘による根固め工の変形で形成される斜面角度は安息角であると仮定して数値計算を行い、水路実験の結果を再現できることを示した。2.3.3.1 では根固め工の中小洪水における被災実態と水中の応答特性は水理実験でないと検討できないことを述べる。2.3.3.2 では、洗掘による根固めブロックの変形プロセスを多様な土砂水理条件下で計測し、ブロック単体の沈下変形が安息角で生じること、最終的な斜面の安定角度は安息角よりも緩くなること、最終的な斜面角度は河床材料が移動しやすい水理条件であるほど緩くなる（多くの根固めブロックが沈下変形する）ことを示した点、根固めブロックを連結層積みにしてブロック底面の河床材料をシートで覆った場合には、最終的な斜面角度が安息角より急になる場合があることを示した点に新規性がある。

<参考文献>

- 1) 財団法人国土技術センター（2012）：河川堤防の構造検討の手引き(改訂版) 第5章侵食に対する堤防の構造検討, JICE 資料第 111002 号, p86-p100, 平成 24 年 2 月
- 2) 土木研究所河川研究室（1997）：洪水流を受けた時の多自然型河岸防御工・粘性土・植生の挙動—流水に対する安定性・耐侵食性を判断するために— 第2編粘性土が有する耐侵食性の評価方法 第3編堤防のり面に繁茂する植生の耐侵食性の評価方法に関する研究, 土木研究資料第 3489 号, p.7~p.214, 1997 年 1 月
- 3) 財団法人国土技術センター（2002）：河道計画検討の手引き 第8章河道の平面計画, 山海堂, p163-p180, 平成 24 年 2 月
- 4) 建設省河川局監修・社団法人日本河川協会編（1997）：改定新版建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編 [I] 第1章河川構造物の設計 第4節護岸, p30-p43, 平成 9 年 9 月, 山海堂
- 5) (財)国土技術センター編（2007）：改訂 護岸の力学設計法, 2007.11, 山海堂
<http://www.jice.or.jp/tech/material/books>
- 6) 土木研究所河川研究室（1988）：護岸法覆工の水理設計法に関する研究, 土木研究所資料第 2635 号, 1988
- 7) (財)土木研究センター（2003）：護岸ブロックの水理試験法マニュアル・第2版, 平成 15 年 7 月
- 8) 藤田裕一郎・木下晴由（1989）：超過洪水による中小河川の河道災害, 京都大学防災研究所年報, 第 32 号・B-2, p571-p593, 1989
- 9) 内田龍彦・福岡捷二・福島琢二（2002）, 河床の洗掘による根固め工の変形特性に関する研究, 河川技術論文集第 8 巻, pp238-pp242, 2002 年 6 月

2.3.2 護岸の応答特性

2.3.2.1 護岸被災実態（中規模洪水）

図 2.3.2.1 は、2.2.1 で示した堤防の被災分析と同じ直轄河川の災害申請資料から護岸の被災について整理したものである。なお、2.2.1 の図 2.2.1.1 の説明で述べたとおり、この分析の対象とした 1 年間の災害は中規模洪水によるものである点に留意が必要である。図 2.3.2.1 から、護岸本体の被災の 3/4 にあたる 76%は、①基礎からの被災（37%）、施工範囲の不足による被災である②上流侵食を伴う被災③下流侵食を伴う被災（②と③合わせて 39%）であることがわかる。

①基礎からの破壊の代表事例を図 2.3.2.2 に示す。基礎の洗掘によって護岸本体が崩壊するものである。護岸本体（のり覆工）の一体性が強い場合には、図の下写真に示すように護岸裏が空洞化する場合もある。図 2.3.2.1 の下のグラフに示すように、基礎からの破壊が生じている場所の半数近くにあたる 47%は河床低下傾向にある河川であった。

②上流侵食を伴う破壊、③下流侵食を伴う破壊の事例を図 2.3.2.3 に示す。写真に示すように、護岸上流側あるいは下流側に侵食が発生し、その影響で破壊するものである。施工範囲を十分に確保できていれば破壊されずに済むものである。②の中には、図 2.3.2.4 の右側写真に示すような流体力によるすりつけ護岸のめくれ破壊を伴うものも含まれている。図 2.3.2.4 の左側写真は、上流侵食を伴わない④流体力による破壊の事例である。洪水流に対して重量が十分でないために起こる破壊である。この事例分析では、永久護岸の流体力破壊事例は見られず、全て蛇籠や連節ブロック等のすりつけ護岸がめくれる事例であった。

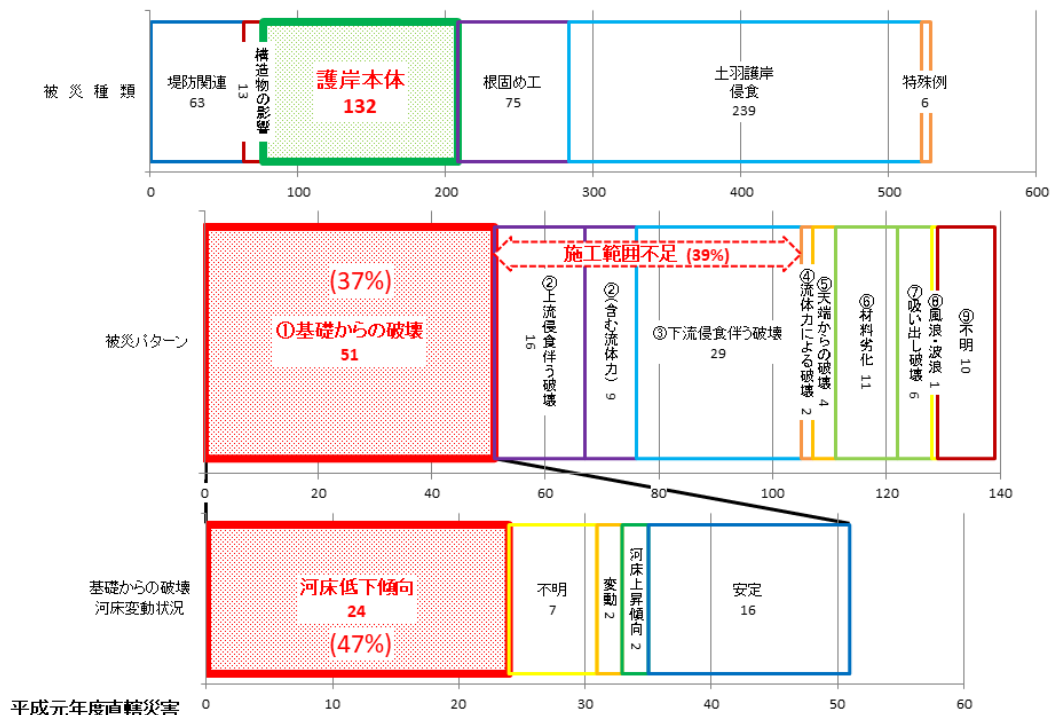
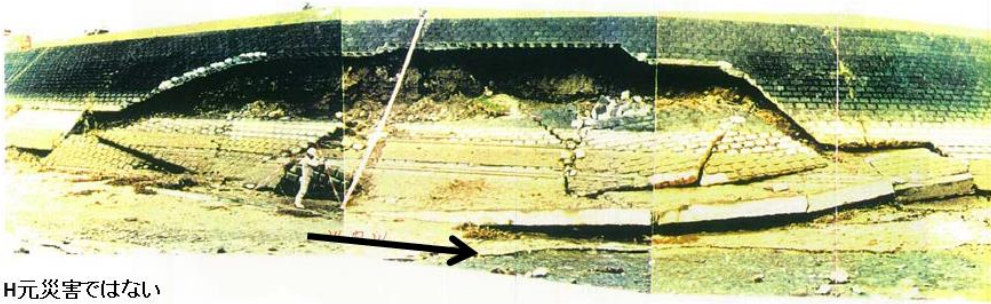
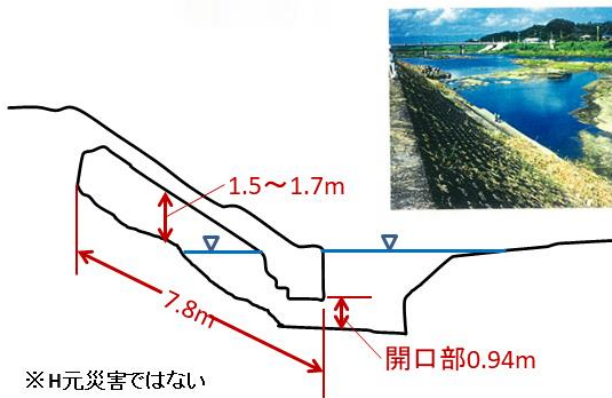


図 2.3.2.1 護岸の被災内容内訳（平成元年度直轄河川災害申請）



※H元災害ではない



※H元災害ではない



護岸表面の状況



護岸背後の空洞

図 2.3.2.2 護岸被災事例 ①基礎からの破壊

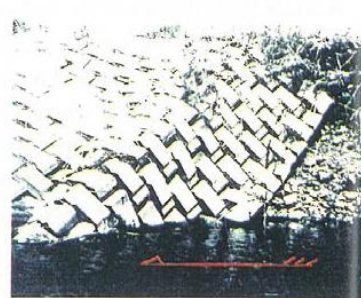
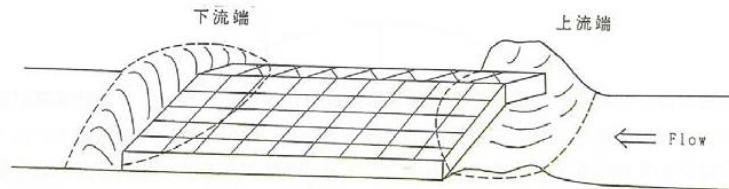


図 2.3.2.3 護岸被災事例 ②上流侵食を伴う破壊③下流侵食を伴う破壊

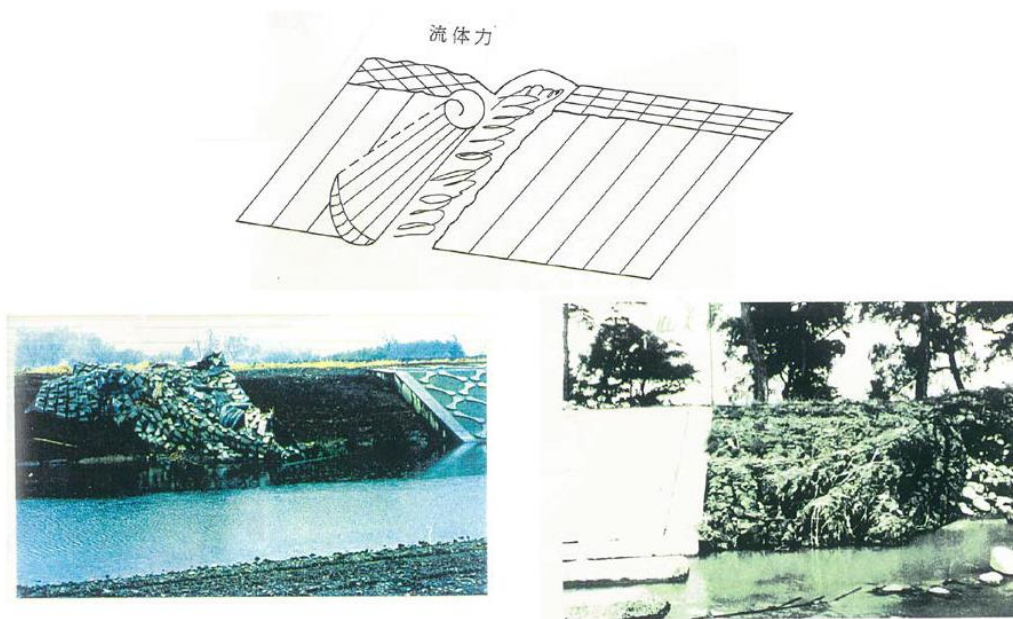


図 2.3.2.4 護岸被災事例 ②上流侵食を伴う破壊（流体力含む）④流体力による破壊

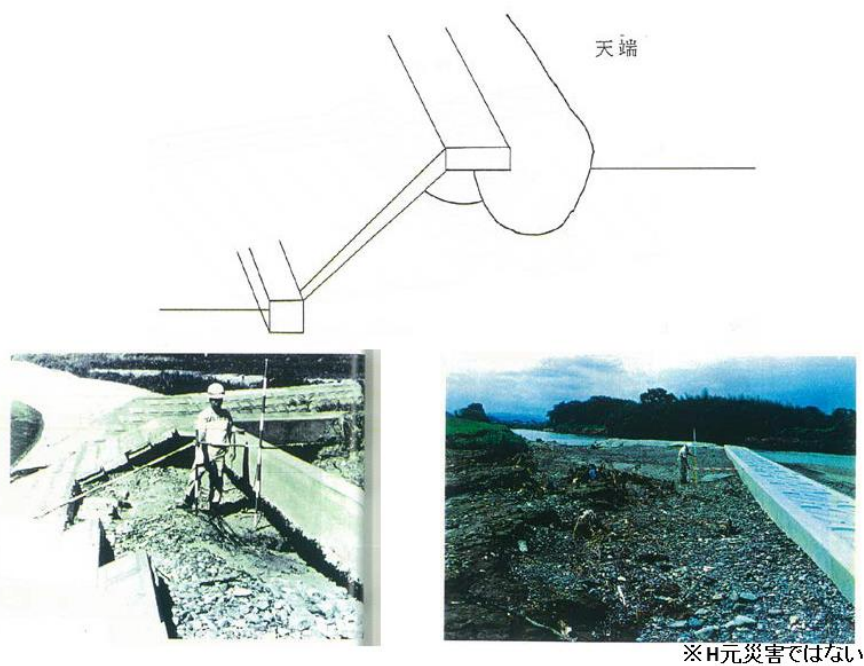


図 2.3.2.5 護岸被災事例 天端・のり肩からの破壊

図 2.3.2.5 は、⑤天端からの破壊の事例である。低水護岸の天端背後の高水敷侵食から破壊されるもの、単断面河道の護岸のり肩の土羽侵食から破壊されるものがある。



※H元災害ではない



※H元災害ではない

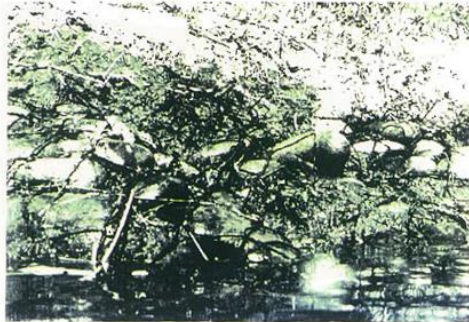


図 2.3.2.6 護岸被災事例 ⑥材料劣化

⑥材料劣化は、図 2.3.2.6 に示すような、ブロック張護岸の目地モルタルがなくなるもの、蛇籠の鉄線網に穴があくもの、鉄線そのものが腐食してなくなるもの等であった。

⑦吸出しは、図 2.3.2.7 に示すような事例である。高水敷からの表面流が低水護岸ののり覆工背後に水ミチ・空洞を形成して排水されている状況である。



※H元災害ではない



※H元災害ではない

図 2.3.2.7 護岸被災事例 吸出し

点検及び減災への反映事項であるが、1点目は基礎からの破壊については、目視点検だけに頼ってはいは発見できない場合があること注意が必要である。図 2.3.2.2 の写真下側に示す護岸背後の空洞は、目視点検では発見できない。むしろ、護岸前面の河床高と護岸基礎底面高を比較する方が重要である。護岸前面の河床高がわからなければ、最深河床高と比較して絞り込み・スクリーニングをしてもよい。

流体力破壊と上流侵食破壊はセットで起きる場合が多い。2点目は、侵食破壊と流体力破壊が複合して起きていたら、措置段階と評価すべきという点である。また、流体力破壊については、当該河川で十分な洪水規模を経験して被災しない実績を有している永久護岸工法であれば、まず心配しなくてよい。

3点目は、下流端からの破壊が起こっている場合には、施工範囲の設定が適切でないので、平面配置計画に立ち戻って、検討すべきである。湾曲河道では洪水規模によって水衝部が変化し①基礎からの破壊と複合した破壊となる場合もあるので、より注意が必要である。

⑤天端・のり肩からの破壊は、流れの速い河川（セグメント M、1、2-1）で規模の大きい洪水時に乗り上げ部・落ち込み部で発生しやすい。2.2.1 でも述べたが、超過洪水で発生しやすいので、減災上注意が必要である。

⑥材料劣化（かご工の鉄線破断、目地コンクリート劣化等）は、当該河川の流速、背後の高水敷幅等考慮して総合的に評価することが重要である。セグメント 3、2-2 等流速が遅い、高水敷幅が十分ある場合は予防保全・要監視段階とすることも可能である。

⑦吸出し被災に関しては、原因調査が大切である。背後地の重要度が高くなければ、雨水等排水に伴う護岸の吸い出し被災は、予防保全・要監視段階とすることも可能である。

ここまでは、中規模洪水による護岸の被災実態について述べた。2.2 堤防被災実態でも述べたが、中規模洪水による被災実態と大規模洪水による被災実態は異なる。護岸における大規模洪水による被災実態についていくつか紹介する。

2.3.2.2 護岸被災実態（大規模洪水）

図 2.3.2.8 は松浦川における平成 2 年 7 月洪水の流量規模と主な水位観測所における水位波形である。左上の流量規模から平成 2 年洪水は観測値がある中では最大規模の流量であった。右側の水位波形からも、25.3km の川西橋観測所では計画高水位を約 0.7m 上回り、11.8km の牟田部観測所でも計画高水位にあと 0.7m という規模の洪水であった。

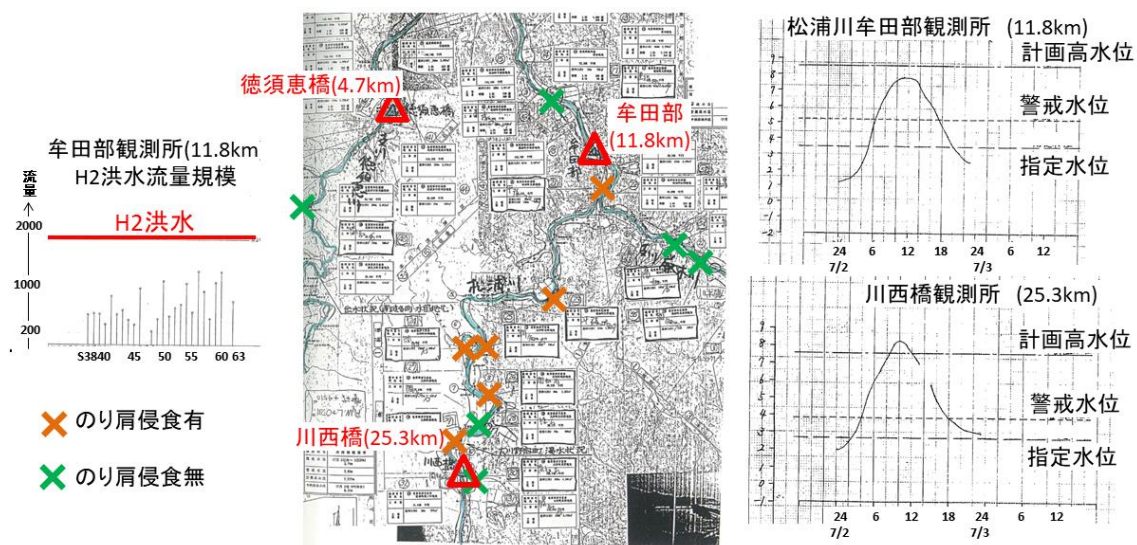


図 2.3.2.8 松浦川 H2 洪水規模

図 2.3.2.9 は松浦川と支川の護岸被災の状況を調べたものである。松浦川の護岸は、単断面の掘込み河道の積護岸の被災が多く見られ、計画高水位を上回る水位の洪水による被災を反映して、図の右側写真に示すように護岸の法肩侵食から破壊しているものが多かった。河床勾配は 1/600 とセグメント 2-1 に相当するが、山付きや岩が露出している箇所もあり、セグメント M の河道であった。

位置	被災箇所	河床勾配	工種	のり勾配	平面位置	被災状況	のり肩侵食
1	30)松浦川	1/550	間知石空積み	1.1	直線河道	下から崩壊	なし
2	29)松浦川	1/550	環境護岸	1.1.5	蛇行河道直線部	土羽の流失	あり
3	27)松浦川	1/600	間知石空積み	1.0.5	湾曲河道内岸出口	間知石のほらみ	なし
4	26)松浦川	1/600	間知石空積み	1.1	湾曲河道外岸入口	のり覆工上からの破壊	あり
4	26)松浦川	1/600	間知石空積み	1.1	湾曲河道外岸入口	上流端における不陸	あり
5	25)松浦川	1/600	間知石空積み	1.1	湾曲河道外岸出口	護岸流失	あり
6	25)松浦川	1/600	間知ブロック積み	1.1	支川合流部下流湾曲河道外岸出口	のり肩侵食のり肩侵食+護岸自立	あり
7	24)松浦川	1/600	間知石縛積み	1.0.5	直線河道	のり肩侵食	あり
8	23)松浦川	1/2,700	土羽付平張	1.1	湾曲河道外岸	土羽の流失	(あり)
9	48)松浦川支川徳須恵川	1/700	間知ブロック間知石空積み	1.0.5 1.1	湾曲河道内岸湾曲河道内岸	被災なし間知石のほらみ	なし
10	47)松浦川支川徳須恵川	1/3,000	間知石空積み連節ブロック	1.0.5 1.1.5	湾曲河道外岸出口湾曲河道外岸出口	間知石崩壊	なし
11	17)松浦川	1/2,700	連節ブロック	1.1.5	直線河道	裏の土砂吸出し	なし
12	21)松浦川	1/2,700	平張ブロック	1.2	支川合流部下流	のり覆工の破壊、流失	あり
13	53)松浦川支川殿木川	1/280	間知石積み	1.1	直線河道	のり覆工上からの破壊	
14	53)松浦川支川殿木川	1/280	植石コンクリート	1.1.5	直線河道	のり覆工破損、崩壊	
15	55)松浦川支川殿木川	1/280	間知石積み	1.1	湾曲河道内岸	基礎部からの護岸崩壊	なし
16	56)松浦川支川殿木川	1/280	間知石積み	1.1	直線河道対岸砂州あり	のり肩からの護岸破壊	あり
17	8)松浦川支川殿木川	1/3,000	コンクリート平張	1.2	町切地下流直線部	上流端からののり覆工流失	なし



のり肩侵食状況



のり肩侵食状況

図 2.3.2.9 松浦川 H2 洪水における護岸被災

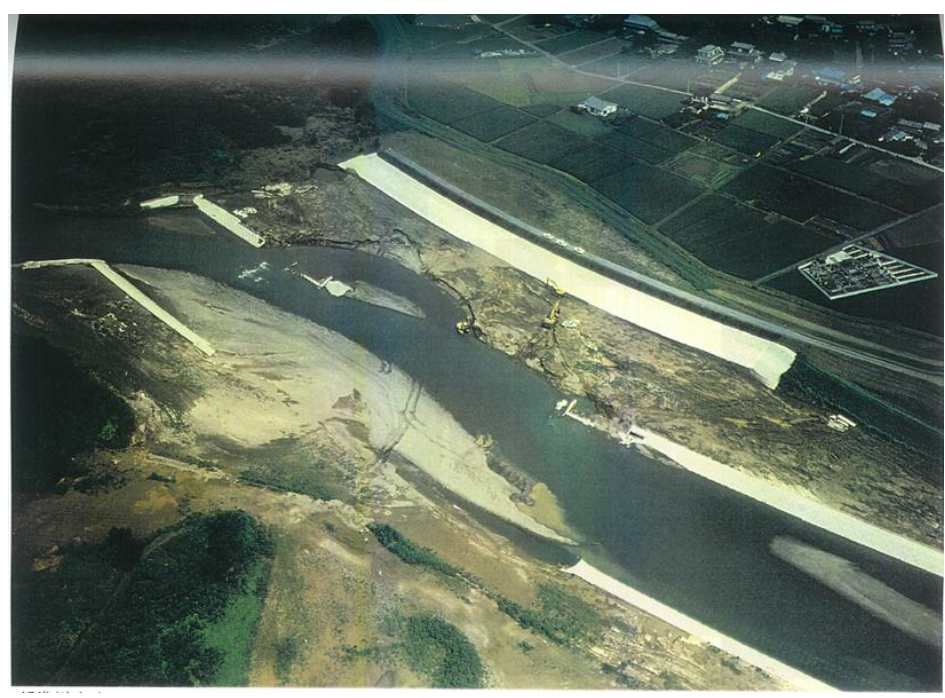


図 2.3.2.10 都幾川 H3.8 洪水における護岸被災 (4km~4.2km)

図 2.3.2.10 は、平成 3 年 8 月洪水における荒川水系都幾川の 4km～4.2km 区間で見られた護岸の顕著な被災事例を空中斜め写真で捉えたものである。越辺川との合流点から 1.59km 地点の野本観測所における洪水水位波形を示したものが図 2.3.2.11 である。洪水流量の規模を既往の洪水と比較して示したものが図 2.3.2.12 である。図 2.3.2.11 から計画高水位を 1.5m 程度下まわっており、図 2.3.2.12 を見ると既往第 2 位の流量規模の洪水であったことがわかる。

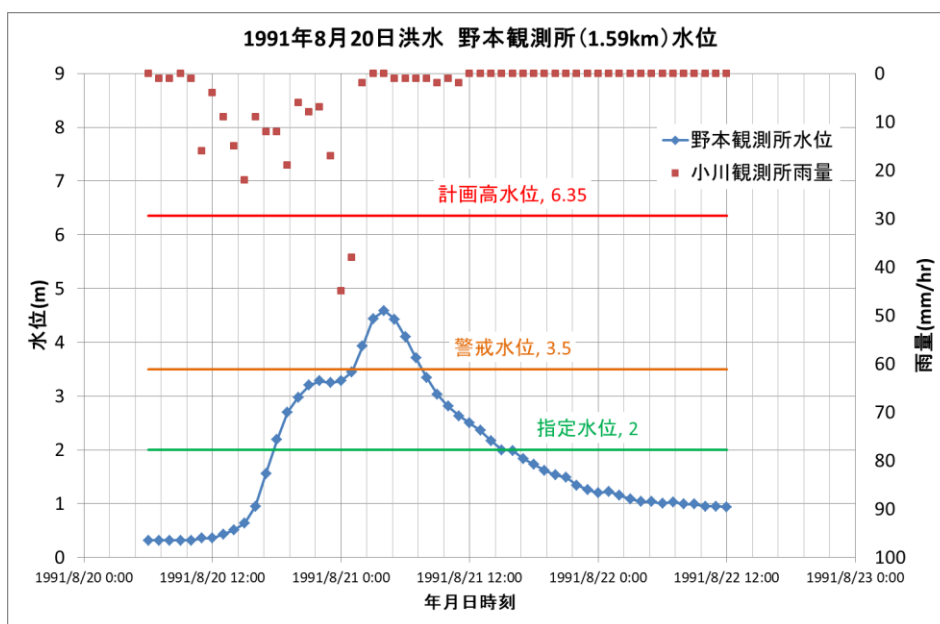


図 2.3.2.11 野本観測所 (1.59km) 水位波形

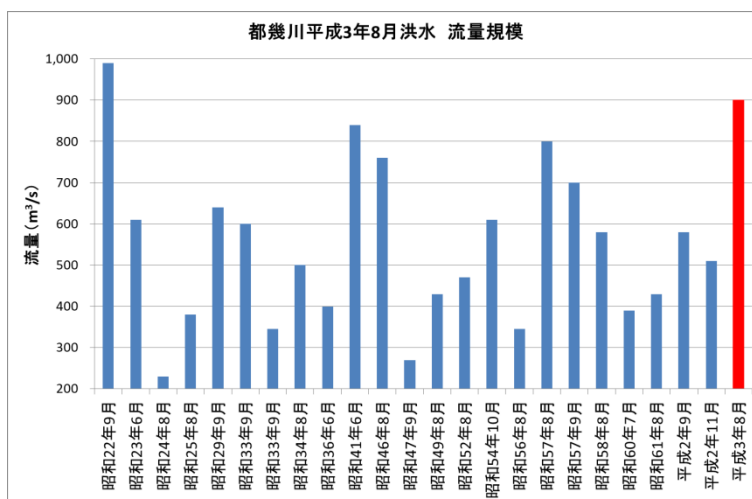


図 2.3.2.12 H3.8 洪水の流量規模

図 2.3.2.10 の顕著な被災区間を平面図 (図 2.3.2.13) に示した。都幾川では低水路を拡幅して蛇行していた法線を修正し、堤防を完成堤で整備する改修を下流から進めてきた。

被災が顕著な区間は、下流の改修区間と上流の未改修区間の境界部にあたる。未改修区間から流入する低水路が改修済み区間で屈曲するため、洪水が曲がりきれずに高水敷上への

りあげて天端から削られる護岸被災と高水敷侵食が起きていることがわかる。また、被災が顕著な区間は、堤間幅が広く低水路幅が狭い未改修区間から堤間幅が相対的に狭く低水路幅が広い改修済み区間に接続する流下断面の急変部にあたることも読み取れる。

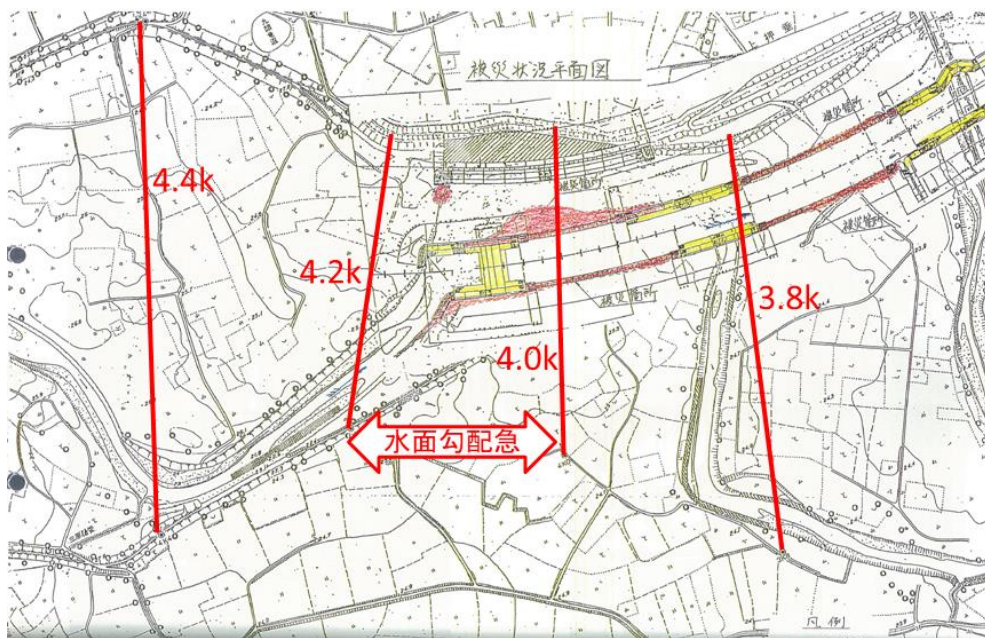


図 2.3.2.13 都幾川 H3.8 洪水 護岸被災顕著な区間平面図

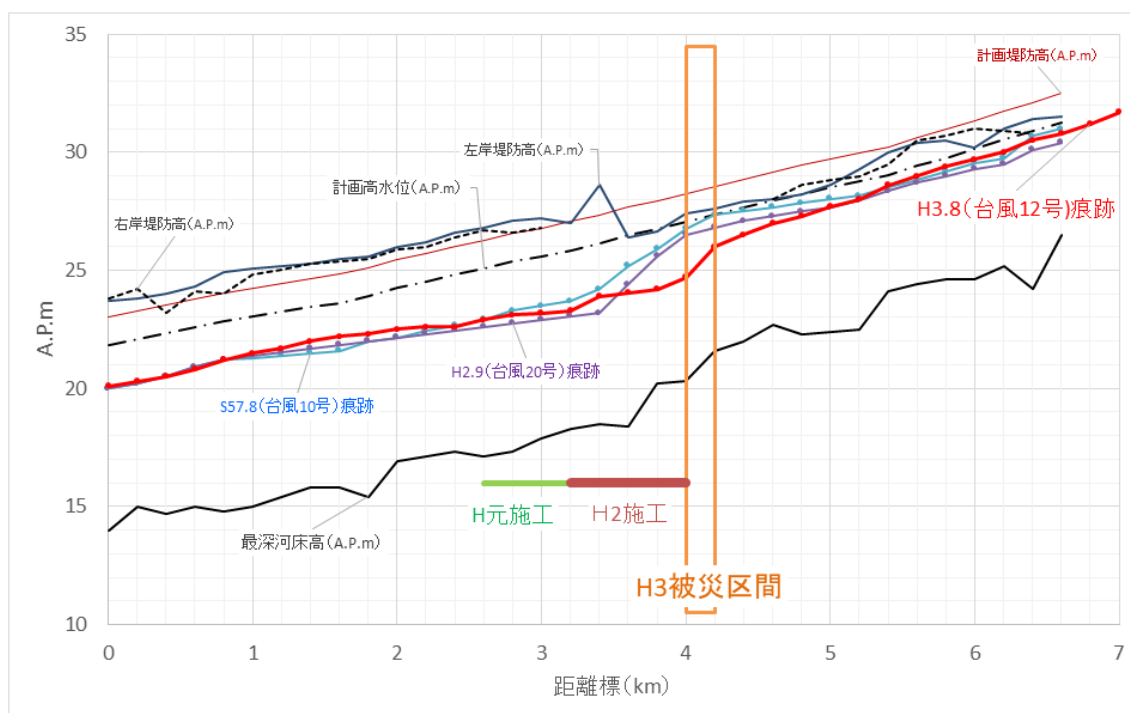


図 2.3.2.14 都幾川護岸被災顕著区間前後の痕跡水位縦断面図

4K2 断面

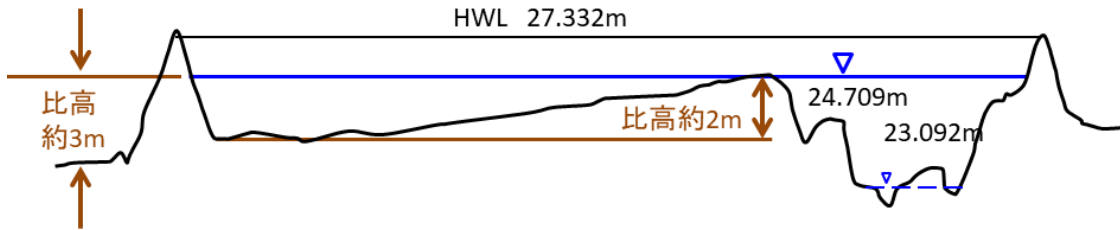


図 2.3.2.15 都幾川上流未改修区間断面図 河道内に自然堤防発達

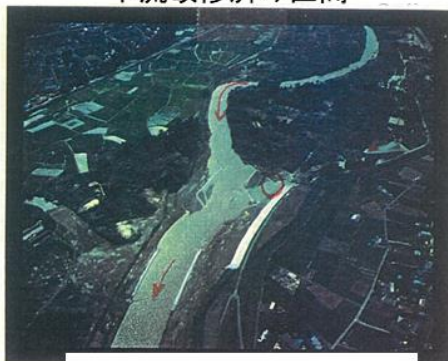
図 2.3.2.14 は、洪水痕跡の縦断面を示したものである。図には、昭和 57 年 8 月洪水と平成 2 年 9 月洪水の痕跡も合わせて示してある。平成 3 年 8 月洪水の痕跡水位が、改修区間と未改修区間の境界にあたる 4.0~4.2km で水面形が急に低下していることがわかる。昭和 57 年 8 月洪水、平成 2 年 9 月洪水では水面形の急低下区間が下流側の 3.4~4.0km 区間にあり、水面勾配は平成 3 年 8 月洪水に比較して緩いこともわかる。



下流改修済み区間



被災顕著区間(上流左岸側から)



被災顕著区間(下流から)



被災顕著区間(上流右岸側から)

図 2.3.2.16 都幾川 H3 洪水減水期の空中斜め写真



図 2.3.2.17 都幾川 H3 洪水 高水護岸施工端部表のり尻の高水敷洗掘穴

図 2.3.2.15 は、上流未改修区間である 4.2km の河道断面図を示したものである。図から、河道内に比高約 2m（堤内地地盤との比高約 3m）の自然堤防が発達していること、このため左岸高水敷上の堤防前面が低くなっていること、洪水痕跡水位から推定すると堤防前面には水深 2m の洪水流が流れていたことがわかる。

図 2.3.2.16 は洪水減水期の空中斜め写真である。左下の写真から未改修の上流区間の自然堤防で分流した洪水流の左岸高水敷上の流れが改修堤防の上流端部に流れ込んでいる状況がわかる。図 2.3.2.10、図 2.3.2.13 で示されているように、完成堤防の上流端では高水護岸が高水敷上に突出する隅角部の形状をなしているため、隅角部先端部で流れが集中し、図 2.3.2.17 に示す洗掘穴が形成されたものと考えられる。

点検、減災の工夫への反映であるが、1 点目は、大規模洪水時には特に急流河川では護岸のり肩からの破壊が多くなるという点である。護岸は、計画高水位を対象に設計するので、掘り込み河道護岸でも高水護岸・堤防護岸でも、天端は計画高水位までの整備としている。このため、施設能力超過洪水が来襲すると設計超過状態に置かれ、法肩から被災を受けることになる。護岸背後が重要でなければ被災しても河道内災害で済むが、2.2 の図 2.2.1.6 で示した事例のように破堤すると、堤内地に氾濫し一般被害につながる。急流河川で、段階的整備であって護岸の天端を上回る水位の発生が予想される場所で、護岸が被災した場合に背後に重要な影響が出ることが見込まれる場合には、減災のために堤防天端や掘り込み河道天端まで護岸を整備しておくべきである。

2 点目は、改修間もない状態は重点的に監視すべきということである。都幾川は、改修工事終了後間もない状態で大洪水が来襲した。低水路の線形、堤防上流端部の処理等の影響もあるが、工事完成後で土羽の耐力が弱かったことも顕著な災害になった要因と考えられる。工事終了後間もない状態の土羽の耐力が弱いメカニズムは証明されているわけではないが、植生の繁茂が十分でないことは要因の 1 つとして考えてよい。点検の観点からは、工事終了後植生繁茂が十分になされるまでの間は、重点監視区間とするべきと考える。

3 点目は、断面や平面形の急変部は要注意ということである。流下断面の急変部、樹林等の粗度の急変部では水面形が急になって高流速が発生する。また、低水路平面形が直角で処理されていると、洪水流がスムーズに流れることができず、高水敷への乗り上げ・死水域への土砂堆積等が生じて護岸が被災しやすい。本来河道設計において留意すべき事項

であるが、工事の区切り等で現場合わせをして理想的な線形にできない場合もあるかもしれない。そのような場合には、点検で重点監視区間とすべきである。

既往研究との関係を改めて整理する。藤田ら（1989）²⁾は1988年7月豪雨における島根県の超過洪水による掘り込み河道の災害について現地調査を行いその特徴について考察している。藤田ら（1989）²⁾は掘り込み河道における超過洪水では、護岸災害と溢水によって洪水流が護岸上部を流れることによって生じる洗掘が特徴であることを指摘している。本節は、藤田ら（1989）²⁾が指摘する超過洪水による災害の特徴、洪水流が護岸上部を流れることによって生じる洗掘が、直轄河川の掘り込み河道、河幅・低水路の幅・線形の急変により水面勾配が急になる場所で高水敷に乗り上げる流れが発生する低水護岸でも生じていることを示した点に違いがある。また、中小洪水では、河床低下が進行している河川で基礎洗掘による破壊が生じやすいことを示した。洗掘による破壊が護岸被災の原因であることは現場では経験的に知られていたことではあるが、それを1年間の直轄河川で発生した災害の中で実態の定量的割合を示した点に独創性がある。

<参考文献>

- 1) 建設省河川局監修・社団法人日本河川協会編（1997）：改定新版建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編〔I〕第1章河川構造物の設計 第4節護岸 4.1瀬計の基本，p30-p33，平成9年9月，山海堂
- 2) 藤田裕一郎・木下晴由（1989）：超過洪水による中小河川の河道災害，京都大学防災研究所年報，第32号・B-2，p571-p593，1989

2.3.2.3 洗掘・上下流侵食に対する応答特性

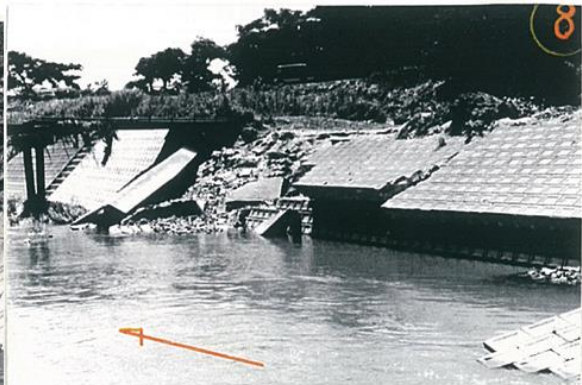
2.3.2.2で引用した藤田ら（1989）²⁾は護岸被災について、「大きなコンクリートの練り積みによる工法で施工された護岸は、旧来の天然石や間知石の空積み・練り積みによる護岸とは違い、洪水時に個々のブロックが洪水流に抵抗するのではなく、あるまとまった板として挙動するものと思われる」と、護岸工法によって洪水流に対する応答特性が異なることを指摘している。藤田ら（1989）²⁾は、一体性の高い護岸模型を用いて縮小水理模型実験を行い、法勾配が急な一体性の強い護岸は、洪水が溢水して流下する際に低流速でも護岸上部が前方に起き上がり、護岸勾配が急なケース、高流速であると傾く割合が大きくなること、さらにそこに高流速が作用すると直立状態やオーバハングの状態になり、倒壊・流失に至ることを報告している。本節は、護岸工法によって応答特性が異なることについて、藤田ら（1989）²⁾が行った超過洪水だけでなく、中小洪水における典型的な被災メカニズムである洗掘破壊について縮小水理実験を行い検討したものである。

図2.3.2.18は、現地の積み護岸の基礎洗掘からの破壊状況を示したものである。左側写真は、胴込めブロックが十分入っていない護岸であり、右側は胴込めコンクリートでしっかりと一体化された護岸である。倒壊の状況に差があることから、護岸工の一体性の強さによって洗掘や侵食に対してどのような応答の差が生じるのか縮小水理実験で確かめた。

図2.3.2.19は、洗掘深よりも根入れを浅くして設置した張護岸の破壊状況である。護岸は基礎部から順次崩落する。一体性の弱い護岸は、個々のブロックがバラバラになる一方、一体性の強い護岸は、大きな単位で崩落する。



間知ブロック積み護岸(胴込めが不足している場合)の被災



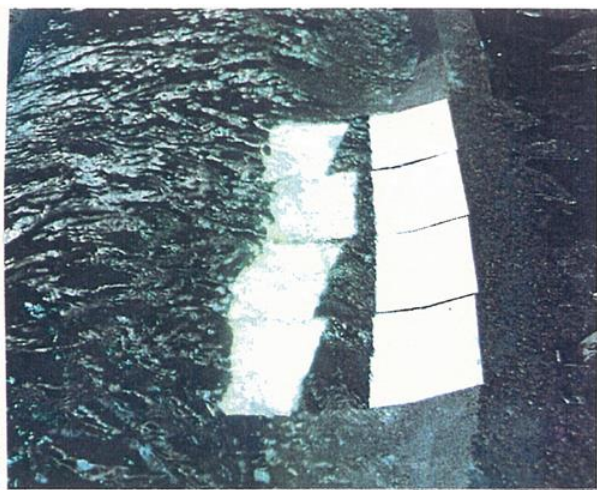
間知ブロック積み護岸(胴込めが充分な場合)の被災

図 2.3.2.18 基礎からの破壊の護岸工種による応答の違い 現地



根入れ不足護岸の破壊状況

ケース1(護岸模型1) のり覆工一体性弱い



根入れ不足護岸の破壊状況

ケース2(護岸模型2) のり覆工一体性強い

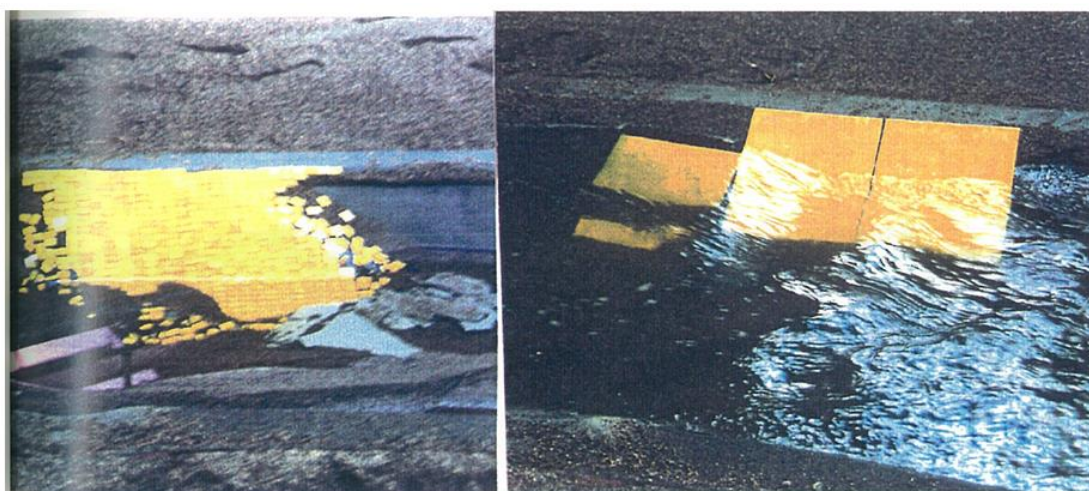
図 2.3.2.19 基礎からの破壊 一体性強弱による応答の違い

図 2.3.2.20 は、根入れは十分に確保するが、施工範囲を不十分とし、上流端・下流端を移動床河岸上に置いた場合の破壊状況である。図から、上流・下流の端部から破壊が進行することが確かめられた。根入れを十分に確保して設置しているので、左側の一体性の弱い護岸は、中央部に破壊しない部分が残存した。右側の一体性が強い護岸は、護岸の裏に回る流水により、変状・破壊が上下流全域に波及した。

図 2.3.2.21 は、一体性の弱い積み護岸の破壊状況である。右側写真は初期河床より下の河岸を移動床として根入れを浅く積み護岸を設置したものであり、基礎からの破壊が生じることを意図したケースである。左側は、初期河床の高さ以下には移動床も護岸も設けず、初期河床高の基礎の上にベントナイト河岸を作成し小さなタイルの積み護岸を設置したものであり、根入れが十分な積み護岸をイメージして破壊しないと予想していたが、再下段のタイルがはげ落ちると、次々に上段のタイルが落下し、水につかっている段のタイ

ル一部を残して崩落した。破壊状況は、図 2.3.2.22 に示す現地の一体性の弱い間知石積み護岸の破壊状況と一致する。

のり留工と小口止め工で囲ったタイルの積み護岸、洗掘対策として根固め工で基礎を保護した積み護岸はどちらも破壊が進行しなかった。現地の破壊状況と模型実験の破壊状況はよく対応しており、一体性の強さによって破壊後の護岸の応答が異なること、破壊のきっかけが基礎からか上下流端からかで部分破壊状態の応答が異なること、基礎根入れが不十分な護岸は破壊が全域に及びやすいことが確認できた。この知見に基づいて破壊後の写真（部分破壊の状況）から推定・分類した 2.3.2.1 の被災実態の検討が妥当なものであることも確認できた。



根入れ充分な護岩の上下流侵食による破壊 ケース1(護岸模型1) のり覆工一体性弱い ケース2(護岸模型2) のり覆工一体性強い

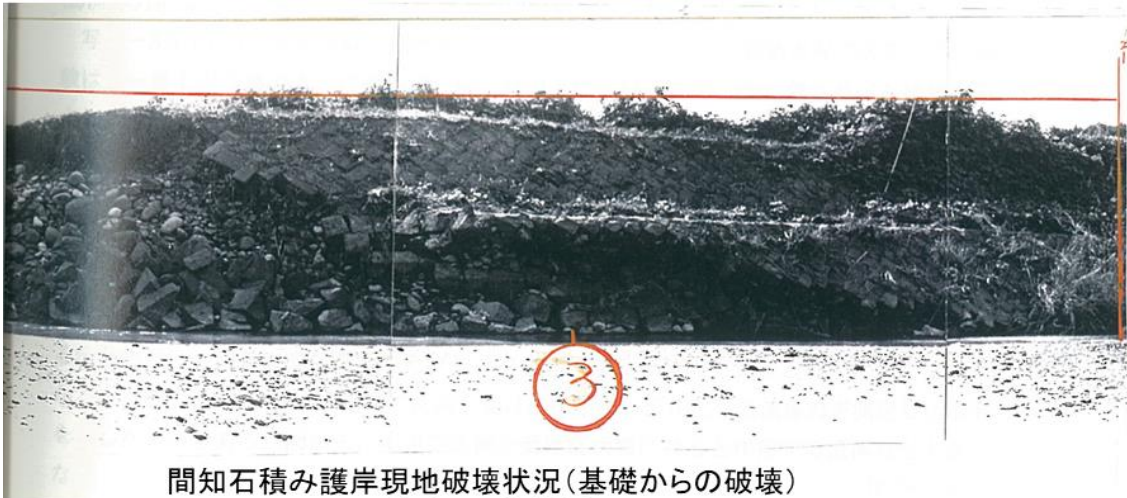
図 2.3.2.20 張護岸の上下流端からの破壊 一体性強弱による応答の違い



のり勾配1割のり留工のみ護岸破壊状況
ケース4(護岸模型3)
のり覆工一体性弱い

のり勾配1割 のり留工のみ護岸破壊状況
ケース5(護岸模型3)
のり覆工一体性弱い

図 2.3.2.21 のり覆工一体性の弱い積み護岸の被災



間知石積み護岸現地破壊状況(基礎からの破壊)
のり覆工一体性弱い

図 2.3.2.22 一体性の弱い積み護岸の被災状況 現地

点検、減災の工夫への反映事項であるが、1点目は、一体性の弱い護岸は応答が敏感で変状が見えやすいので、目視点検が有効である。施工端部のすりつけ護岸に連節ブロックや蛇籠等の屈とう性のある工法を用いることは理に適っている。

2点目は、基礎の根入れ・保護は重要である。重量と根入れを十分に確保した護岸の端部からの破壊であれば、進行は比較的遅いので、要監視段階と評価することも可能である。しかし、基礎からの破壊と複合している端部からの破壊・変状、流体力破壊と複合した端部からの破壊・変状は、要監視段階とすることは危険であり、措置段階と評価すべきである。

3点目は、根固め工、根留め工、小口止め工等の対策工は効果が高い。変状を発見した場合の措置の1つとして、これら対策工を施すことは有効な手段である。

護岸工法の違いによる応答特性の違いを、藤田ら(1989)が行った超過洪水(溢水による洪水流の影響)から、中小洪水による護岸被災の典型である洗掘災害に拡張した点、点検留意事項に反映した点に本項研究の独創性がある。

<参考文献>

- 1) 藤田裕一郎・木下晴由(1989): 超過洪水による中小河川の河道災害, 京都大学防災研究所年報, 第32号・B-2, p571-p593, 1989

2.3.2.4 基礎洗掘に伴う吸い出し(実物大水理実験、洪水規模水衝部変化)

図2.3.2.23は、大型水路内に基礎洗掘に伴う吸出しが起こるように基礎の底面高を水路床から20cm、10cm、5cm、3cm開けて実物大の練積み護岸を作成し、170分通水し終えた状況を示したものである。図から、河床から基礎底面を20cm開けた護岸、10cm開けた護岸、5cm開けた護岸は護岸天端背後に陥没が起きていることがわかる。

通水は最初10分、10分、30分、120分間通水し、通水後に護岸背後の陥没状況を観察した。護岸の間を流れる流水の流速は、表面流速で6~6.6m/sであった。

図 2.3.2.24 は、1 回目の通水状況を示したものである。1 回目の通水終了後には基礎底面－河床高=20cm、10cm、5cm の 3 箇所とも護岸天端背後に陥没が生じていることがわかる。図 2.3.2.25 は、基礎底面－河床高=3cm の護岸について、通水停止時、通水終了後、実験終了 10 日後の降雨後の状況を示したものである。通水終了時には陥没は生じなかったが、10 日後の降雨後に陥没が発生した。これは、170 分通水後に護岸背後に空洞は発生していたものの、土羽のアーチ作用で陥没が生じなかったが、降雨によって土羽の自重が増加した・土羽のアーチ作用を生むサクシオン等の耐力が低下した・その両方の作用によって陥没が発生したものと判断される。裏込め砕石の粒径は 3cm であり、基礎底面－河床高=3cm は、吸出しが生じないと予想して設定した。通水終了後に陥没も発生せず予想通りと思ったが、降雨後に陥没した。護岸の前に雨の排水による土砂流出した形跡はなかった。

(実物大水理実験) 170分通水後写真

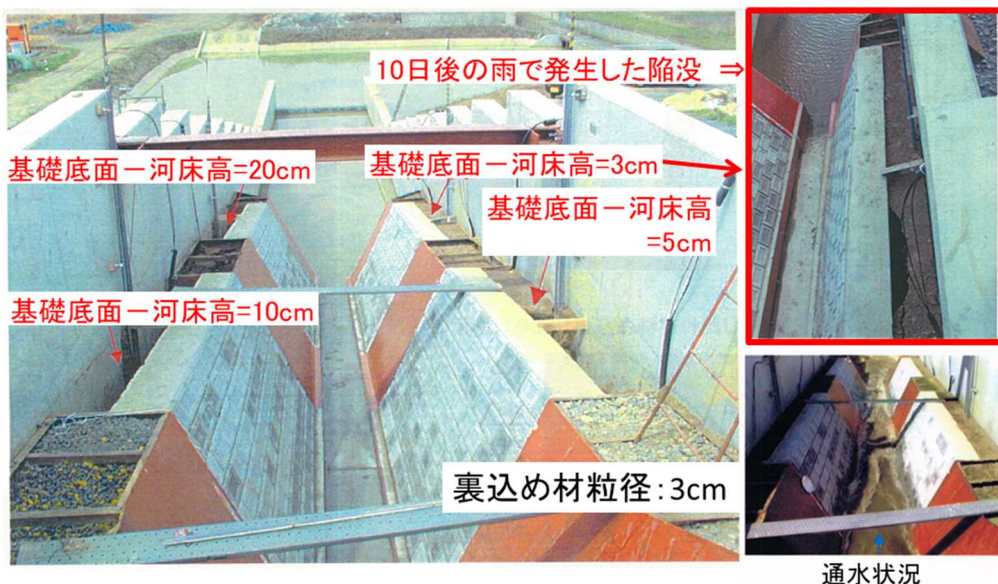


図 2.3.2.23 基礎洗掘吸い出し実物大実験 通水後

通水1回目(0-10分)

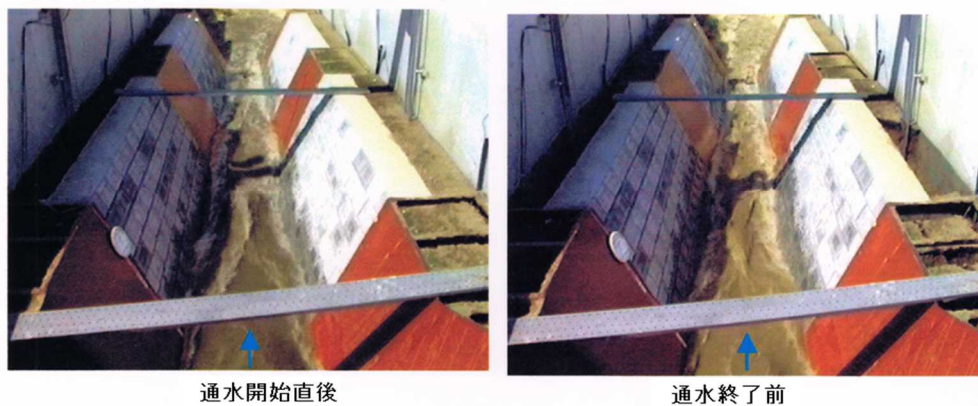


図 2.3.2.24 1 回目通水状況 (開始～10 分通水)

降雨後に陥没が顕在化する現象は、現地の砂浜陥没について、中島ら（2011）¹⁾が降雨後に発見されることを報告していることと共通している。

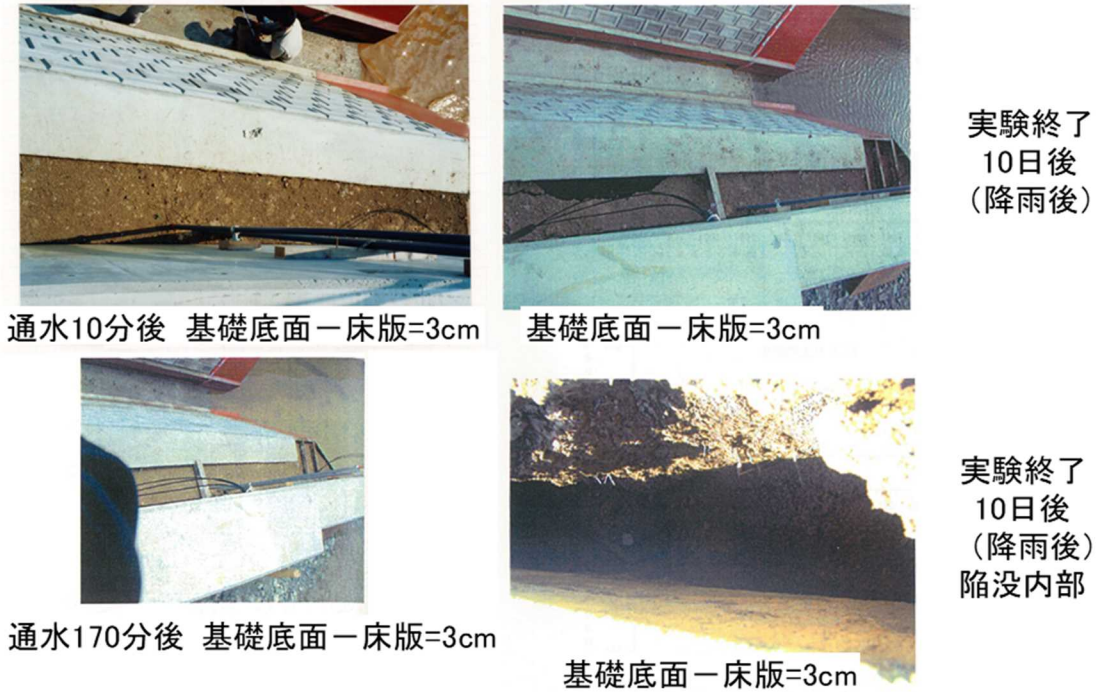


図 2.3.2.25 基礎底面-河床高=3cm 降雨後の陥没発生

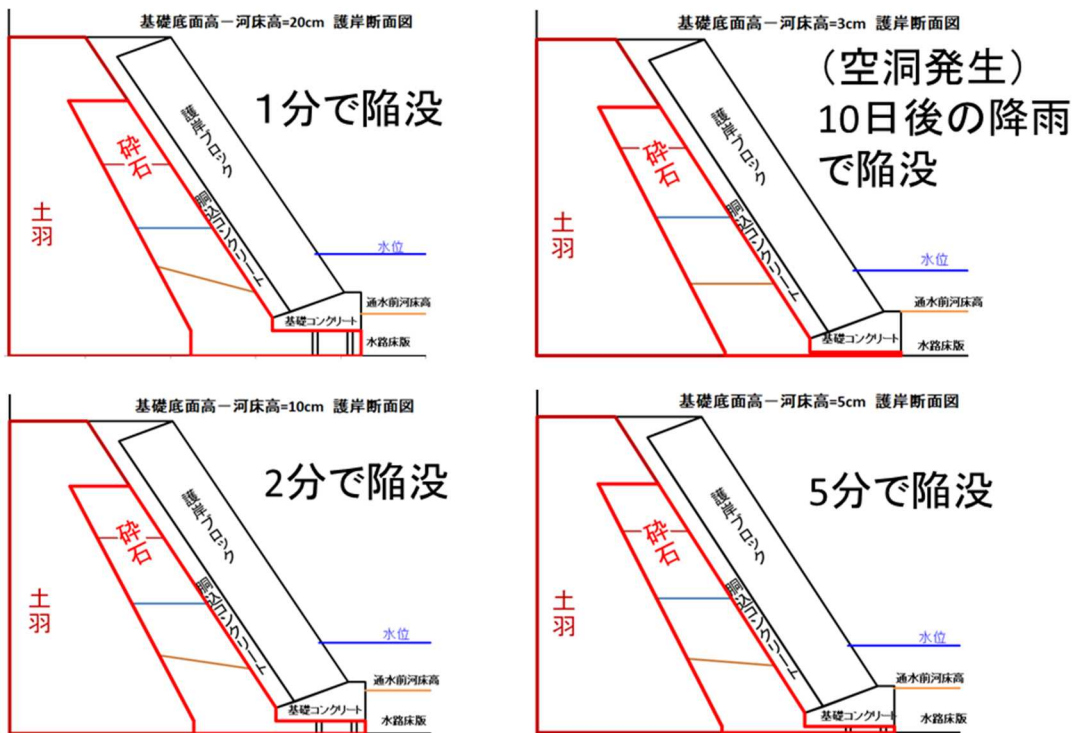


図 2.3.2.26 陥没発生までの時間

すべての護岸の陥没発生までの時間をまとめたものが図 2.3.2.26 である。基礎底面高－河床高=3cm の護岸のように、陥没が生じず空洞が形成される状況は、利用者の安全という観点からは、陥没が起きるより危険という見方もできる。

通水停止時に測定した背後の土砂の陥没状況から、陥没量の時間変化をグラフにしたものが図 2.3.2.27 である。図から、吸出しによる土砂陥没は急激に進行すること、陥没量は、基礎底面－河床高が大きいほど大きくなることわかる。

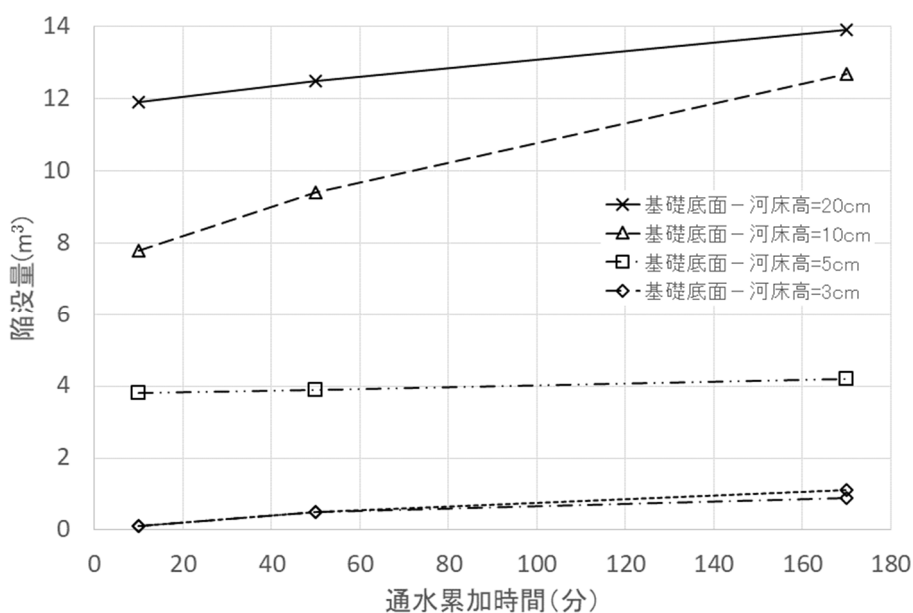


図 2.3.2.27 陥没量経時変化

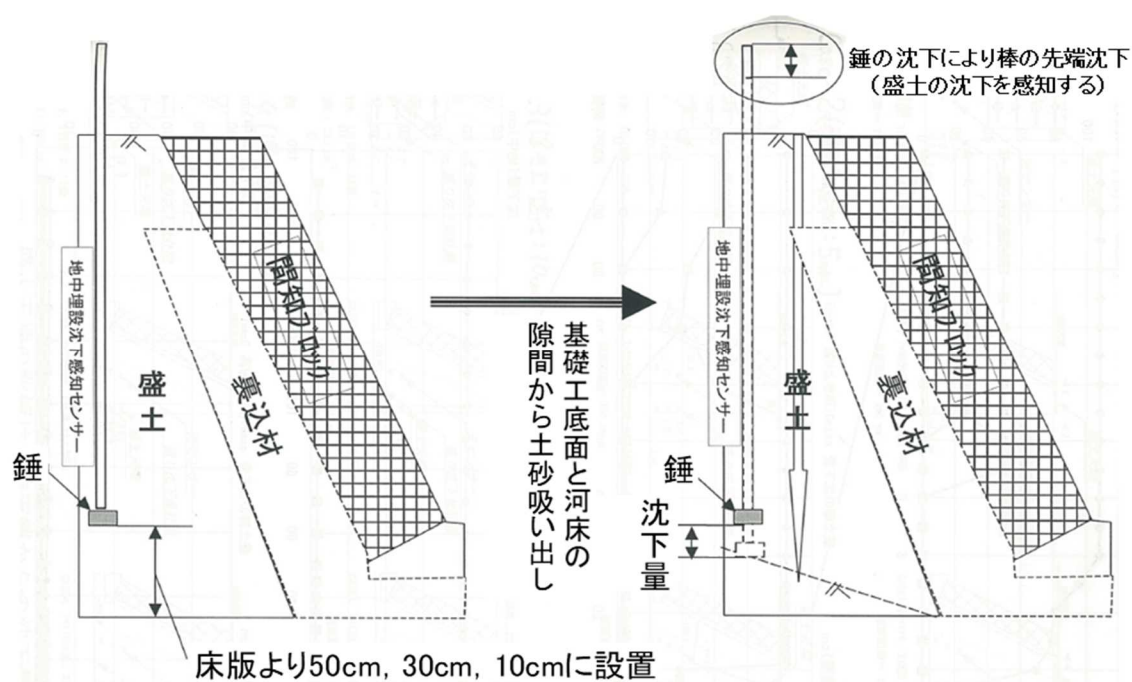


図 2.3.2.28 錘センサー測定原理

図 2.3.2.28 は、吸出し・陥没の途中経過を計測するために設置した錘センサーの設置方法と測定原理である。錘センサーは各護岸に、水路側壁に沿った地中に水路床から 10cm、30cm、50cm、地表面と標高を変えて 4 つ設置した。基礎底面と水路床の隙間から吸出しが起こり錘センサー設置地点の土羽が変形すると錘センサーが沈下する。

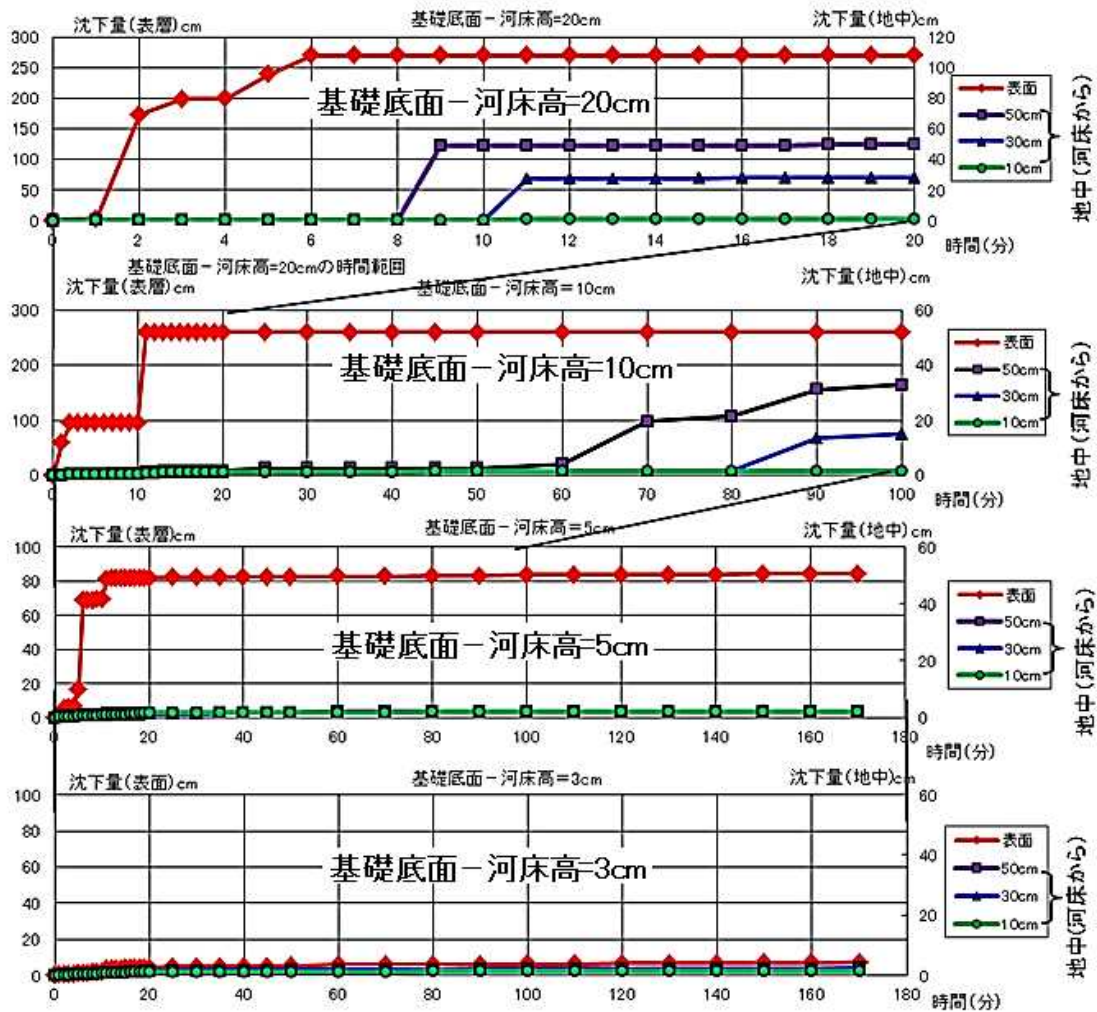


図 2.3.2.29 錘センサー測定結果 沈下量経時変化

測定結果を示したものが図 2.3.2.29 である。錘センサーは、基礎底面-水路床の大きさによって反応が異なっていた。基礎底面-水路床=20cm の護岸は、通水後わずか 11 分で最終的な沈下状態に落ち着いた。基礎底面-水路床=10cm、5cm も通水後 11 分で地表面の錘センサー陥没が生じている。基礎底面-水路床=10cm の護岸は、その後、通水 60 分経過で水路床から 50cm 上の錘センサーが、80 分経過後に水路床から 30cm 上の錘センサーが、それぞれ沈下を開始し、通水 100 分経過時まで沈下が進行して落ち着く。基礎底面-水路床=5cm の護岸の地表以外の錘センサー、基礎底面-水路床=3cm の護岸の全ての錘センサーは有意な沈下は計測されなかった。

図 2.3.2.30 は、通水を停止して陥没状況を測定した通水 10 分、20 分、50 分経過時の陥没断面形状に錘センサーの設置位置を重ねて示したものである。図は基礎底面-水路床

=10cm と 5cm の護岸について示す。図から吸出しによる陥没は護岸直背後から発生し、土羽の陥没斜面が背後に後退していく形で進行することがわかる。このため、地表面のセンサーが最初に反応し、吸出し・陥没の進行に伴い、標高の高いセンサーから反応していく。

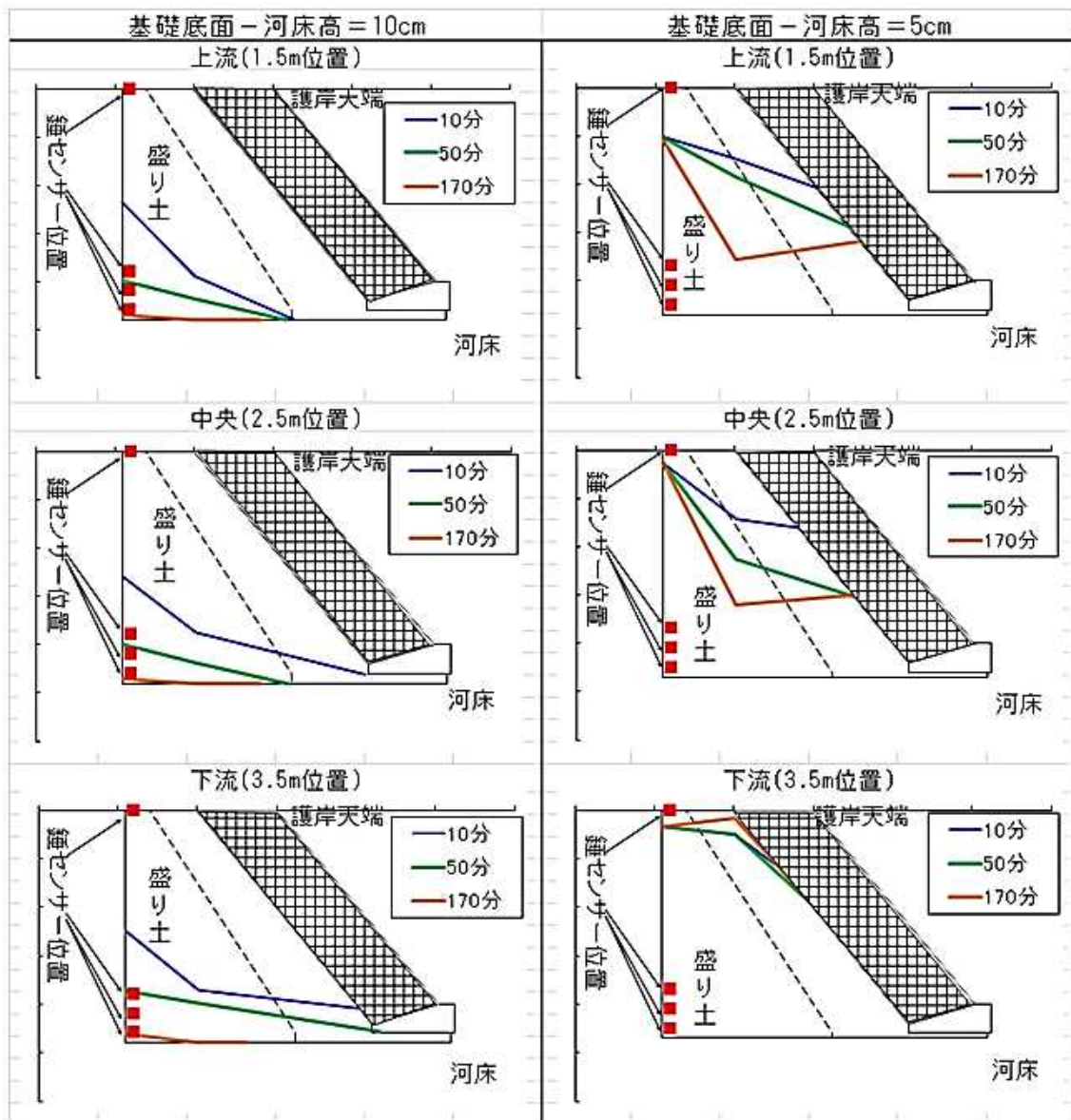


図 2.3.2.30 錘センサー測定結果 断面経時変化

点検と減災の工夫への反映であるが、1点目は、基礎底面高（根入れ高）が河床高より高い護岸の点検の優先順位は高いという点である。2.3.2.2の点検への反映で述べたとおり、目視ですべて確認することはできないこと、洪水時の最深河床高を定期測量が抑えることができるとは限らないこと、測量データを有効活用すること等の観点から、基礎底面高・根入れ高と最深河床高の縦断図を作成して目視等による点検対象区間を絞り込むことが有効であろう。また、3次元測量技術が進歩しているので、護岸前面の河床高を縦断図に整理できれば、より絞り込みが的確になるだろう。

2点目は、基礎の露出高（基礎底面（根入れ）－河床高）が小さくても危険だという点である。裏込材粒径と同じ露出高であっても空洞が発生・拡大する。基礎底面（根入れ）－河床高=0で監視段階と判断することは危険である。

3点目は、吸出しは基礎露出高（基礎底面（根入れ）－河床高）が大きければ大きいほど進行速度も吸出し土砂量（陥没量）も大きいので、危険度、対策優先順位も高いという点である。対策を施すことがしばらくできない場合には、2.2.1で紹介した1洪水の侵食量を目安に、立入禁止区域を設定することも1つの方法である。

4点目は、降雨後、洪水直後は、普段発見できない空洞による陥没を点検するチャンスであるという点である。護岸背後の空洞は目視では発見することができない。一方、降雨や水没によって水を含むことで空洞上部の土羽が陥没しやすくなる。降雨後や護岸が冠水する出水後は陥没点検の機会である。

図 2.3.2.31 は、平成 10 年、平成 11 年と 2 年連続で道路兼用護岸の基礎からの吸出し破壊が発生した事例の被災発生箇所平面図と被災状況を示したものである。護岸が崩壊し、道路が 1 車線陥没している状況がわかる。また、被災箇所は蛇行部の水衝部にあっており、H11 被災箇所は H10 被災箇所の下流にあたる。

図 2.3.2.32 は、被災が発生した H10 洪水、H11 洪水の同じ水位観測所における水位波形を示したものである。図から、H10 洪水における水位上昇量が 2.3m であるのに対し、H11 洪水は 3.4m であり、H11 洪水の規模の方が大きかったことがわかる。

図 2.3.2.33 は、H11 被災箇所において、水替えを行い崩壊した護岸の確認を行っている状況である。同様の調査は H10 洪水についても行っている。これらの調査により、崩壊した護岸の基礎部が埋まっている標高がわかり、洪水時の洗掘による最深河床高がわかる。これを洪水時の水位とともに横断面図に落としたものが図 2.3.2.34 である。

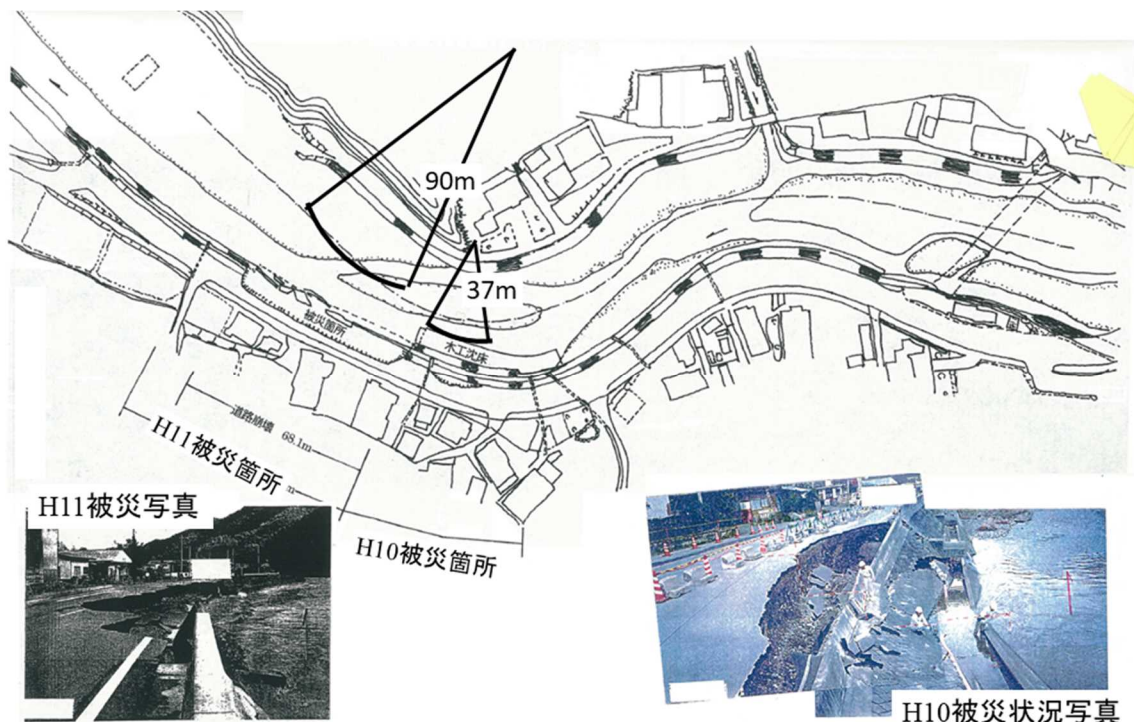


図 2.3.2.31 道路兼用護岸の基礎吸出し破壊事例平面図 洪水規模による水衝部変化

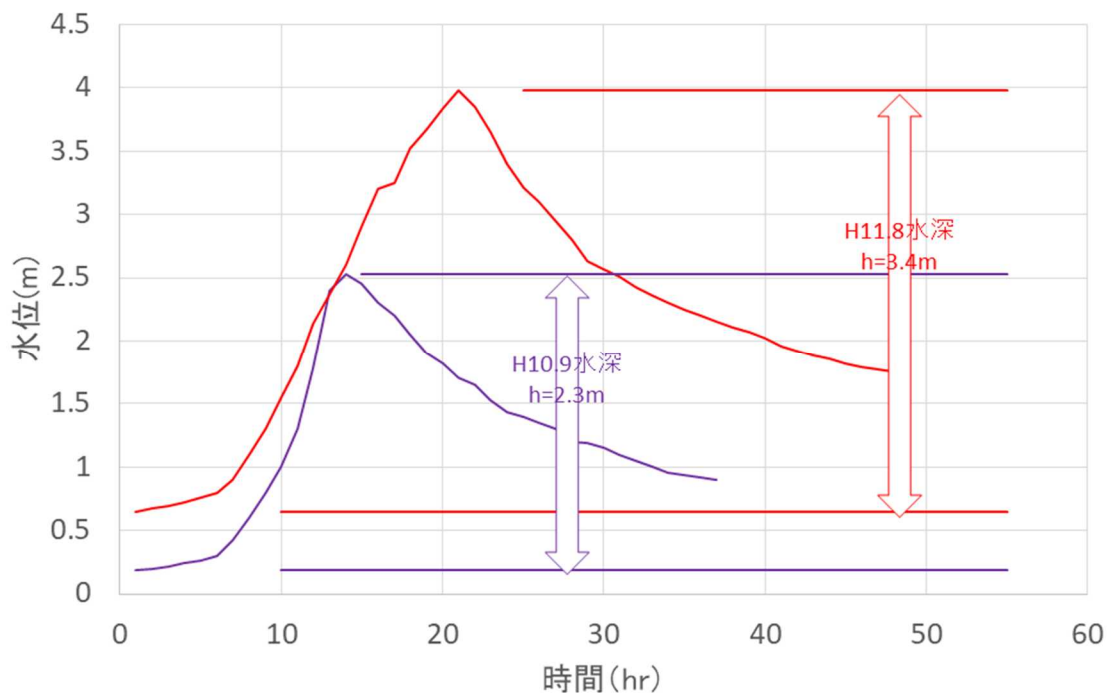
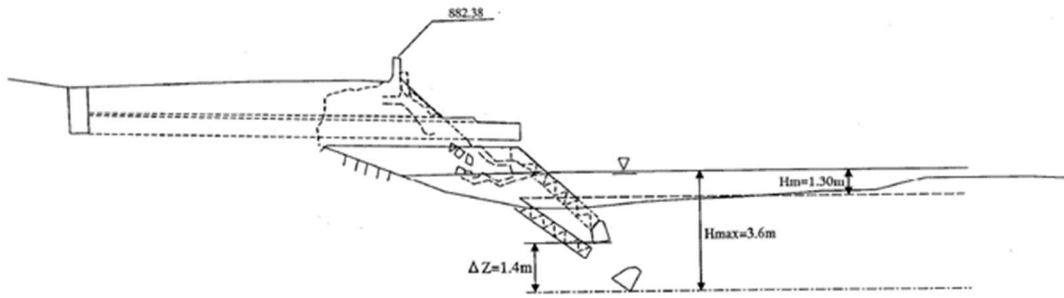


図 2.3.2.32 道路兼用護岸基礎からの吸出し破壊 水位波形

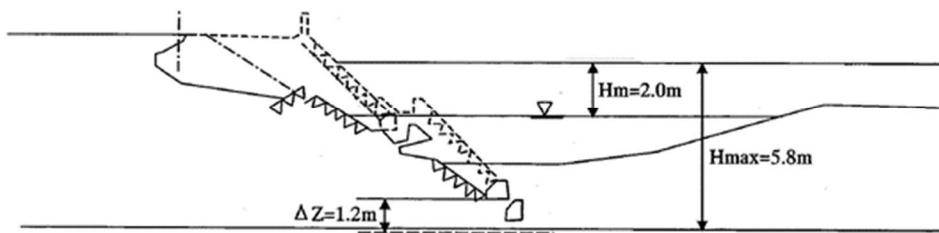


図 2.3.2.33 水替え掘削調査による洗掘深確認

湾曲部の洗掘深は、2次流によって大きくなる。2次流と洗掘深は曲率半径水路幅比が小さくなるほど大きくなる。H10洪水及びH11洪水における各被災箇所の曲率半径水路幅比、最大水深平均水深比を図 2.3.2.31 及び図 2.3.2.34 から算出した。また、当該河道は、砂州が形成されており、H10洪水は砂州みお筋を流れる洪水であったのに対し、H11洪水は砂州が冠水する規模洪水であったので、H11洪水については最大水深・直線部最大水深比も算出した。なお、砂州高は横断面から 2m と読み取り、直線部最大水深は平均水深 2m に砂州高の半分である 1m を加えた 3m とした。



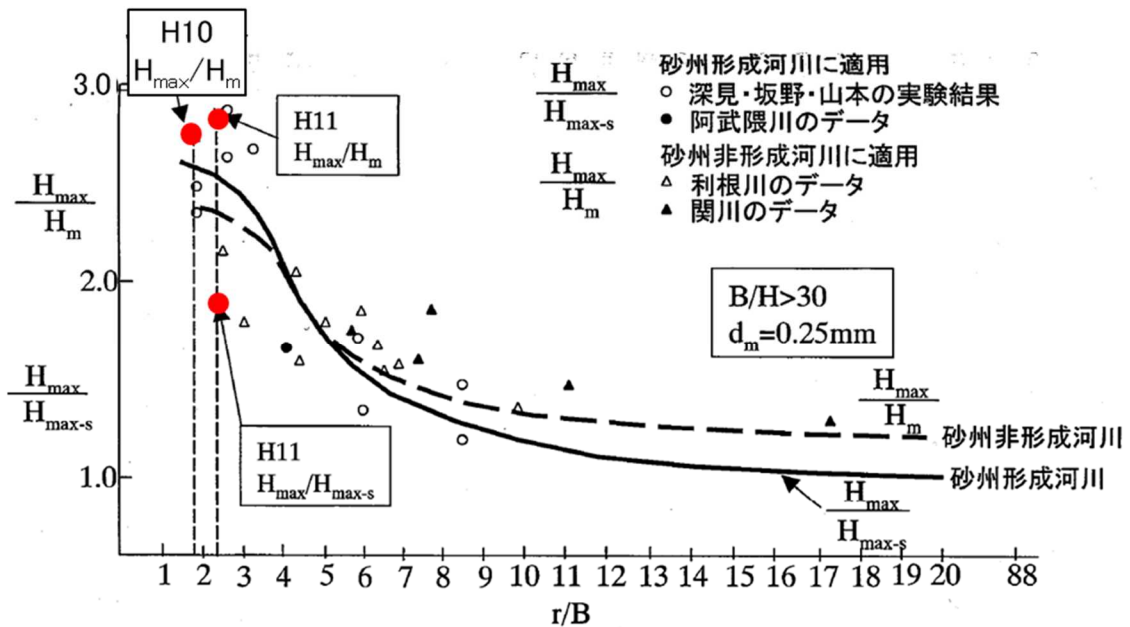
H10被災箇所 洪水時最大水深 H_{max} /平均水深 $H_m=3.6/1.3=2.77$



H11被災箇所 最大水深 H_{max} /平均水深 $H_m=5.8/2=2.9$

H11被災箇所 最大水深 H_{max} /直線部最大水深 $H_{max's}=5.8/3=1.93$

図 2.3.2.34 H10 洪水 H11 洪水最大水深平均水深比、H11 洪水最大水深直線部最大水深比



湾曲部における $H_{max}/H_{max-s}(H_m)$ と r/B との関係

図 2.3.2.35 曲率半径水路幅比—最大水深平均水深比・最大水深直線部最大水深比

これらを山本 (2010) ²⁾が実験結果や現地河川のデータから作成した曲率半径 (r) 水路幅 (B) 比と最大水深・平均水深比 (最大水深・直線部最大水深比) 関係図にプロットしたものが図 2.3.2.35 である。図から、H10 洪水被災箇所、H11 洪水被災箇所ともに山本が整理したデータの幅の範囲内にあることがわかる。H10 洪水被災箇所、H11 洪水被災箇所は洪水規模に応じた水衝部で発生したことがわかる。

点検及び減災の工夫への反映事項の 1 点目は、洪水規模によって水衝部が変化することを踏まえる必要があるという点である。特に砂州が発達している河川では、小流量の洪水と大流量の洪水で流路の幅と線形が変わることを踏まえて、水衝部範囲を予測することが重要である。曲率半径と流路幅がわかれば、大まかな洗掘深も予測できるので、既存の護岸の点検も可能である。

2 点目は、道路兼用護岸の場合には、吸出し破壊による道路崩壊は利用者の命に関わるという点である。道路が崩壊していることを知らずに車が突っ込むと洪水中の河川に落ちて溺死につながる。既存の道路兼用護岸で基礎吸出しのおそれがあることが分かり、抜本対策を講じるまでに時間を要することが明らかになった場合には、道路管理者と連携して、通行止めの措置も準備しておく必要がある。近年はセンサーや IT 等の技術も進歩しているので、基礎底面よりも河床が低下したことを検知できるセンサー、吸出し発生を圧力計等で検出して警告のパトロールランプが点灯するようにする、交通止めゲートが自動的に閉まるようにする等の技術開発も有効であろう。

3 点目は、災害後の水替えによる基礎や護岸の沈下を調べ、洪水中の最深河床高・洗掘深を調査することの重要性である。土砂の流下が多い河川では河床変動が激しく、埋め戻し等によって常時の測量では洪水時の最深河床高や最大洗掘深を正しく把握できない可能性がある。被災後の丁寧な調査は、この不確実性を補ってくれる。

護岸の破壊については、2.3.2.2 及び 2.3.2.3 で引用した藤田ら (1989) ³⁾の研究のように、現地調査の考察か縮小水理実験によって行われる。河岸の変形等に影響を与える土質条件等の相似則がないので縮小水理実験ではリアリティに乏しい。本節は実物大実験によって基礎洗掘による吸い出し実態を計測したことに高い新規性・独創性がある。

<参考文献>

- 1) 中島ら (2011) : 人口海浜の空洞化調査と不陸の発生メカニズム, 土木学会論文集 B2 (海岸工学) vol.67, No.2, 2011, I_1326- I_1330
- 2) 山本晃一 (2010) : 沖積河川—構造と動態—, 第Ⅱ部中規模河川地形スケールの河道特性とその内部構造 第 10 章河岸沿いの深掘れ要因と深掘れ深, p261-p283, 2010 年 1 月, 技報堂出版
- 3) 藤田裕一郎・木下晴由 (1989) : 超過洪水による中小河川の河道災害, 京都大学防災研究所年報, 第 32 号・B-2, p571-p593, 1989

2.3.3 根固め工の応答特性

2.3.3.1 根固め工の被災実態

本節では、2.2.1 堤防被災実態及び 2.3.2.1 護岸被災実態で紹介した直轄河川の1年間の災害復旧申請資料（平成元年）の被災内容を整理した結果から、根固め工の被災 75 事例の内訳について考察する。図 2.3.3.1 は、根固め工被災 75 事例のうち、異形ブロック層積み根固め工の被災について、発生箇所のセグメント区分の内訳と代表的な被災状況写真を示したものである。図から、異形ブロック層積み根固め工の被災は、セグメント1で多いことがわかる。写真に示すように、河道掘削等によって河床低下した河川で、根固めブロックが河川流心側に沈下変形する被災である。これは、ブロック層積みの施工法の性格上、水替えが容易で陸上のドライ施工が可能な場所で実施されることが多いためである。

図 2.3.3.2 は、ブロック乱積み及び捨石根固め工被災の発生場所のセグメント区分の内訳を示したものである。ブロック乱積み・捨石工の被災は図 2.3.3.1 のブロック層積みとは対照的に、セグメント1はほとんど見られず、セグメント2-1及びセグメント3がほとんどを占める。これは、乱積み・捨石工法が、水替えによる陸上施工が不可能な平水時水深の大きい場所の水中施工で用いられる工法であるためである。水中施工のため、被災写真も状況がわかるものがない。セグメント3は常時水位がある場所であり、セグメント2-1は水衝部の洗掘部で水替えが困難な場所である。常時水中にある根固め工の応答特性を被災写真から把握することが困難なことが確認された。

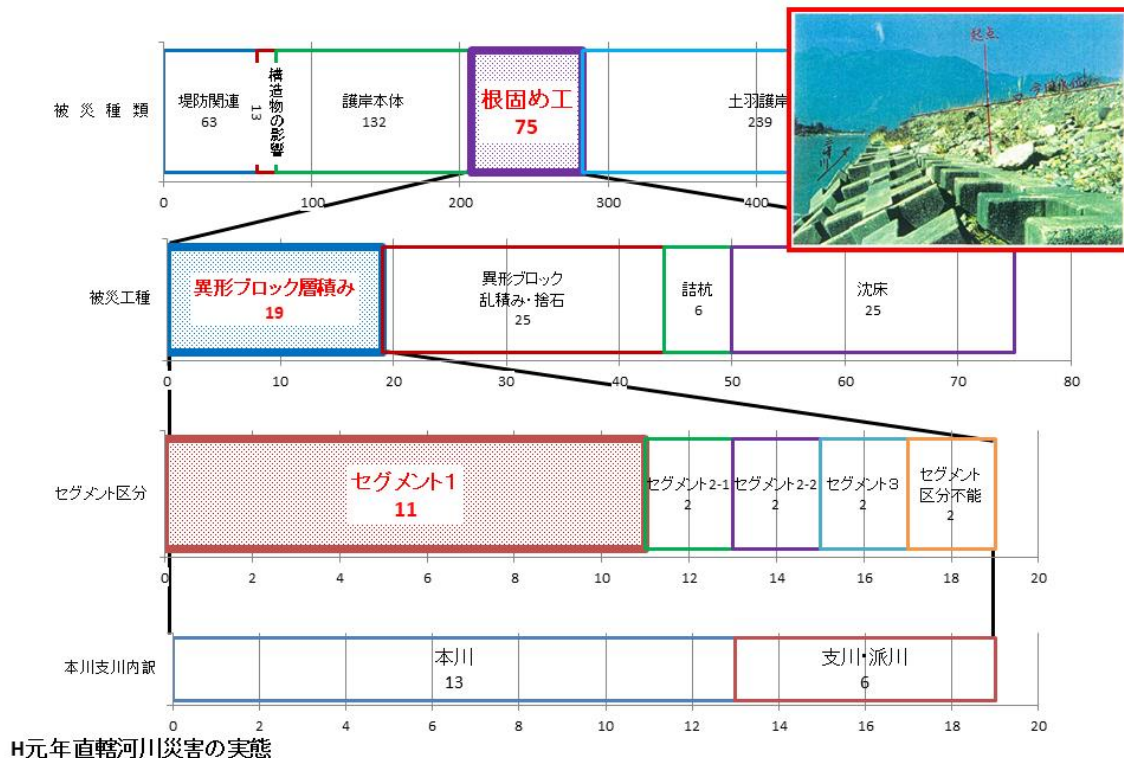
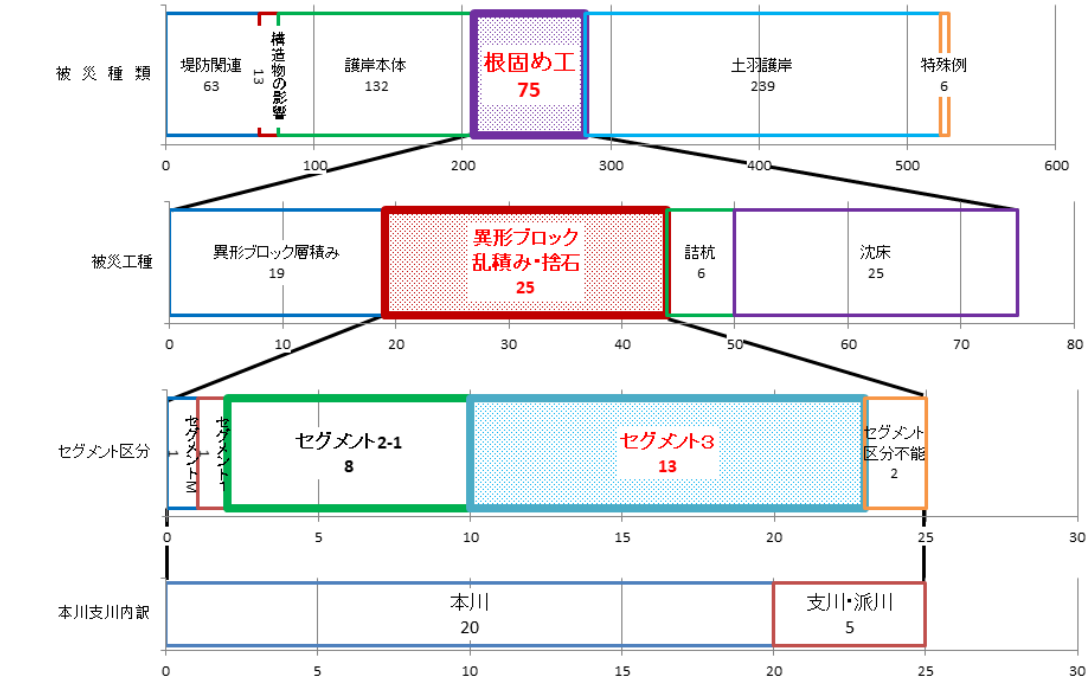


図 2.3.3.1 ブロック層積み根固め工被災箇所のセグメント区分

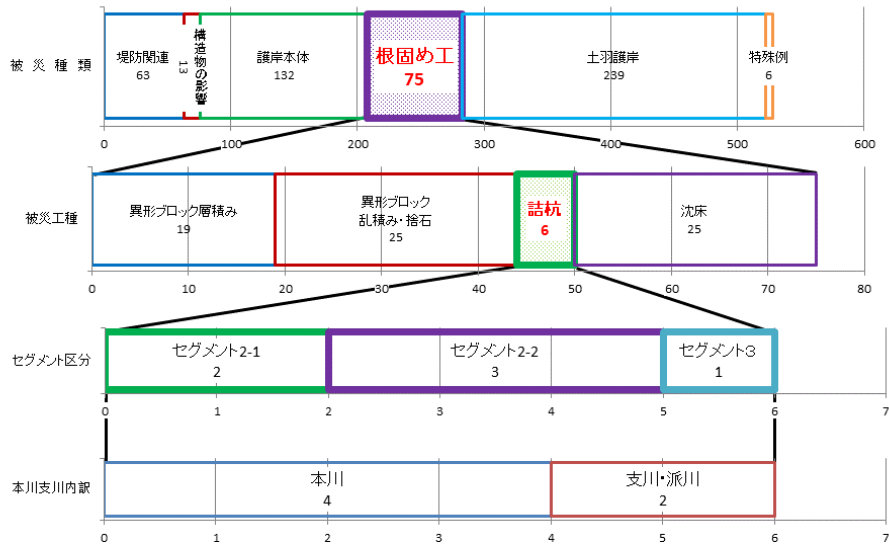
図 2.3.3.3 は、詰杭工の被災箇所のセグメント区分の内訳を示したものである。詰杭は、セグメント2-1、2-2、3で占められている。杭を打ち込むという施工法上、セグメント1のような玉石がある場所では用いることができず、小砂利以下の河床材料の場所で水

深が浅い場所でないことが反映されている。被災状況は、杭が露出して裏の砂利がこぼれ落ちているものが典型的なものである。



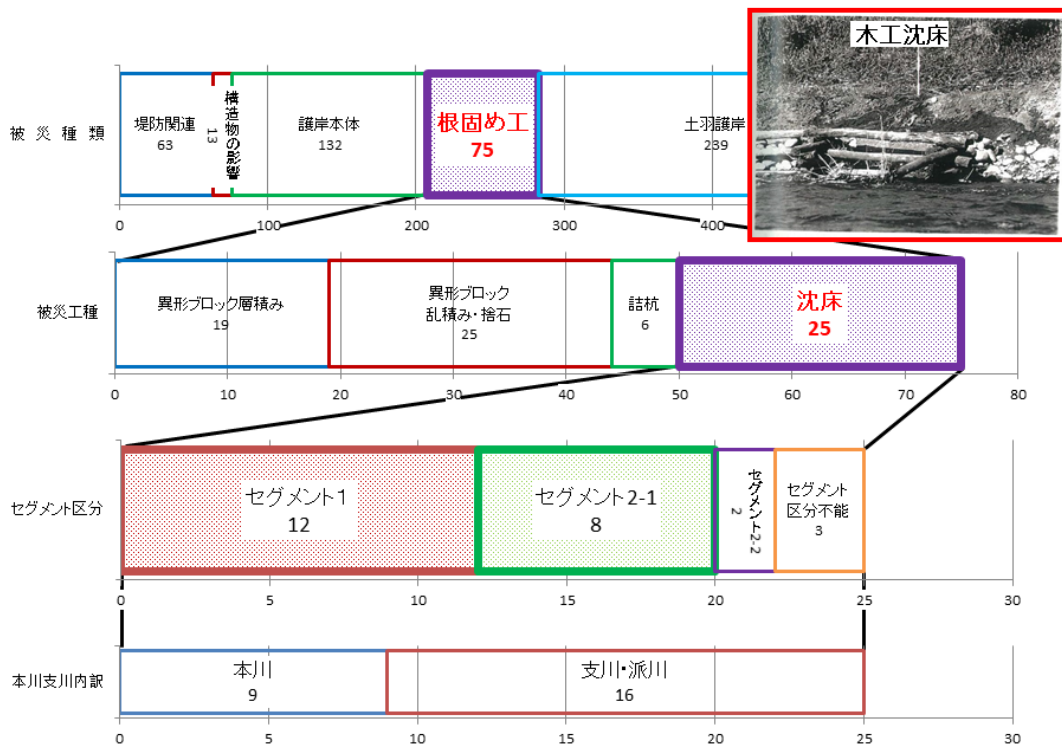
H元年直轄河川災害の実態

図 2.3.3.2 ブロック乱積み・捨石根固め工被災箇所のセグメント区分



H元年直轄河川災害の実態

図 2.3.3.3 詰杭工根固め工被災箇所のセグメント区分



H元年直轄河川災害の実態

図 2.3.3.4 沈床根固め工被災箇所のセグメント区分

図 2.3.3.4 は、沈床工の被災発生場所のセグメント区分と代表的な被災写真を示したものである。沈床被災は木工沈床がほとんどであった。被災も写真に示すように、河床低下や洗掘、侵食で露出した木工沈床が傾く、一部破損して中詰め石が流失するものである。木工沈床も水替えして平坦にならした河床に杭で組み立てて中詰め石を詰める工法であるため、ドライ施工可能な場所で施工されることが反映され、砂利河川であるセグメント1及び2-1が多くなっているものである。なお、沈床には、緩流河川の水上で沈床枠を組み立てて中詰め材料を投入して沈める粗朶沈床もあるが、この事例整理には粗朶沈床の被災事例はなかった。水中にあるもので、被災・変状の発見が難しい事情を反映していると考えられる。

点検への反映事項であるが、1点目はセグメント1のようなドライ施工される場所については、目視点検が有効という点である。常時水がある深掘れ箇所を除けば、水が少ない時に低水路内を踏査して異常がないか確かめることが手取り早い。踏査すら大変だといふのであれば、ドローン等による画像の連続撮影も有効であろう。

2点目は、水中にある根固め工については、陸上からの目視点検では点検できないので、水中の点検、測量を軸に組み立てる必要がある。常時の流れが緩やかな場所では、水中ドローン等が有効であろう。砂利河川の水衝部深掘れ箇所で、常時にも流れがある場所では、グリーンレーザー等の水中測量が有効であろう。流れに対抗できる水中撮影機械の開発も望まれる。

2.3.3.2 根固め工の洗掘に対する応答特性（縮小水理実験）からの点検反映事項

2.3.3.1 の根固め工の被災実態で、セグメント 1 や 2-1 の深掘れ部、セグメント 2-2、3 等常時水中の場所では、被災状況を目視で確認することが困難である旨を述べた。一方 2.3.2.2～2.3.2.4 では護岸の基礎からの被災は要注意である点も述べた。基礎からの破壊に対する対策は、根入れを深くするか根固め工により保護する方法が有効であり、根固め工の洗掘に対する応答特性を把握することは重要である。そこで、縮小水理模型実験により、根固め工の洗掘に対する応答特性を把握した知見について述べる。

図 2.3.3.5 は、縮小水理実験の概要を示したものである。実験は、洗掘に対する応答特性に絞り込むため、根固めブロック模型には流れに対して十分な重量を有するものを用いた。洗掘は 2 種類の方法で起こすようにした。1 つめの方法は、図左側の水路のように直線水路に急縮区間を設けて河床低下が生じる区間を設けて、そこに根固め工模型を設置した。2 つめの方法は、図の右側に示すように直線水路内にあらかじめ斜面を有する移動床区間を設け、根固め工模型を移動床平坦部に設置した。水を流すと移動床斜面部が後退し根固め工が沈下変形する。根固め工の模型は、平面型異形ブロック 2 種類、碎石 2 種類を用い、敷設方法は、連結層積み、非連結 1 層積み、非連結多段積み・乱積みの 3 つである。ブロック及び碎石は流れに対して十分な重量のものを用いており、洗掘に対する応答特性に特化した実験である。移動床には粒径 $d_{60}=0.8\text{mm}$ あるいは 0.5mm の砂と $d_{60}=0.35\text{mm}$ あるいは 0.31mm の石炭粉を用いた。

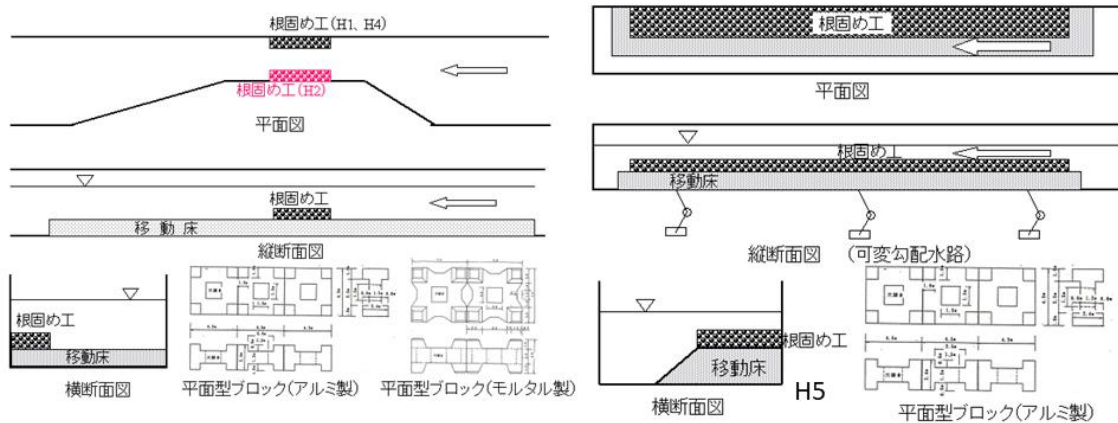


図 2.3.3.5 根固め工応答特性 実験水路と実験方法

図 2.3.3.6 下図は各ケースの実験水路の洗掘が生じる区間の水面勾配と水深、河床材料粒径と比重をもとに、無次元掃流力及び摩擦速度沈降速度比 τ_* , u_* / w_0 を算出し、横軸 u_* / w_0 、縦軸 τ_* のグラフにプロットしたものである。図 2.3.3.6 上図は、山本 (2010) ¹⁾ が作成した日本の沖積河川の $u_*^2 - d$ 線図 ($\tau_* = 0.06, 0.1, 1, 2$ $u_* / w_0 = 1, 2.5, 15$ の補助線入) に計画規模洪水、計画規模洪水の水衝部における $u_*^2 - d$ 推定線を加えたものである。山本の $u_*^2 - d$ 線は、平均年最大流量時の低水路の水理量を示しているもので、計画規模洪水時にはエネルギー勾配は変化しないが水深が 2 倍になる、計画規模時の水衝部ではさらに水深が 2 倍になると仮定して計画規模時、計画規模水衝部の $u_*^2 - d$ 推定線を引いている。この

平均年最大流量時～計画規模水衝部の $u_*^2 - d$ 線に囲まれた範囲が現地の河川で生じる水理量と考えた。

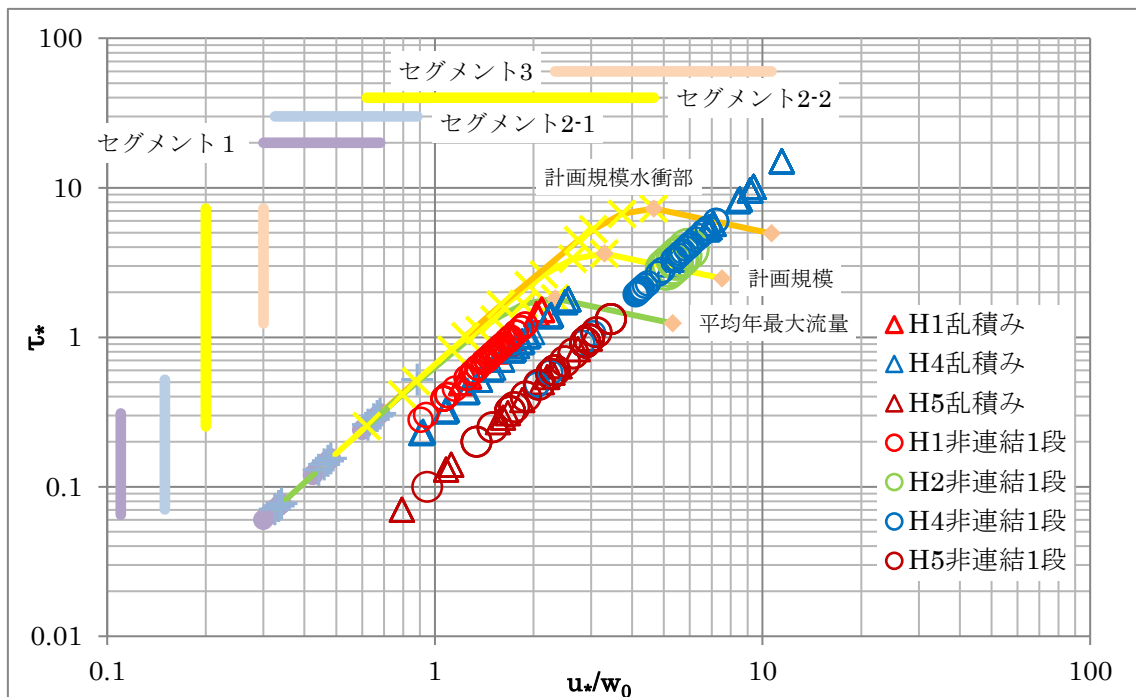
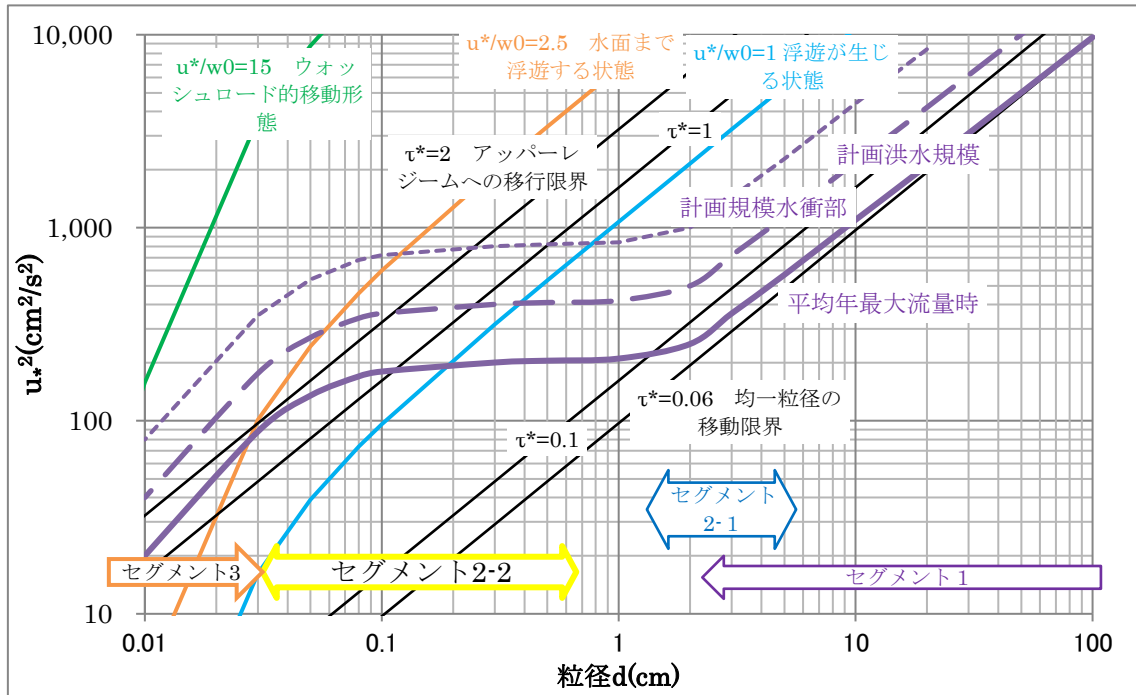


図 2.3.3.6 実験の水理量範囲($\tau_*, u_*/w_0$) 現地河川との比較

図 2.3.3.6 下図には、上図で示した各セグメントの平均年最大流量時～計画規模水衝部までに生じると推定した u_*^2 から計算した $\tau_* - u_*/w_0$ 関係線、各セグメントで生じる

τ_* , u_*/w_0 の範囲も示している。実験条件は、現地河川の各セグメントで生じる $\tau_* - u_*/w_0$ 関係とぴったり一致させることはできていないが、セグメント1、セグメント2-1、セグメント2-2ではより厳しい（浮遊砂が生じやすい）水理条件に設定できていることがわかる。セグメント3についても、細粒部分を除いては現地よりも厳しい（浮遊砂が生じやすい）条件に設定できており、細粒部分についても、 τ_* , u_*/w_0 各々の実験範囲は現地のセグメント3で生じうる範囲をカバーしていることがわかる。

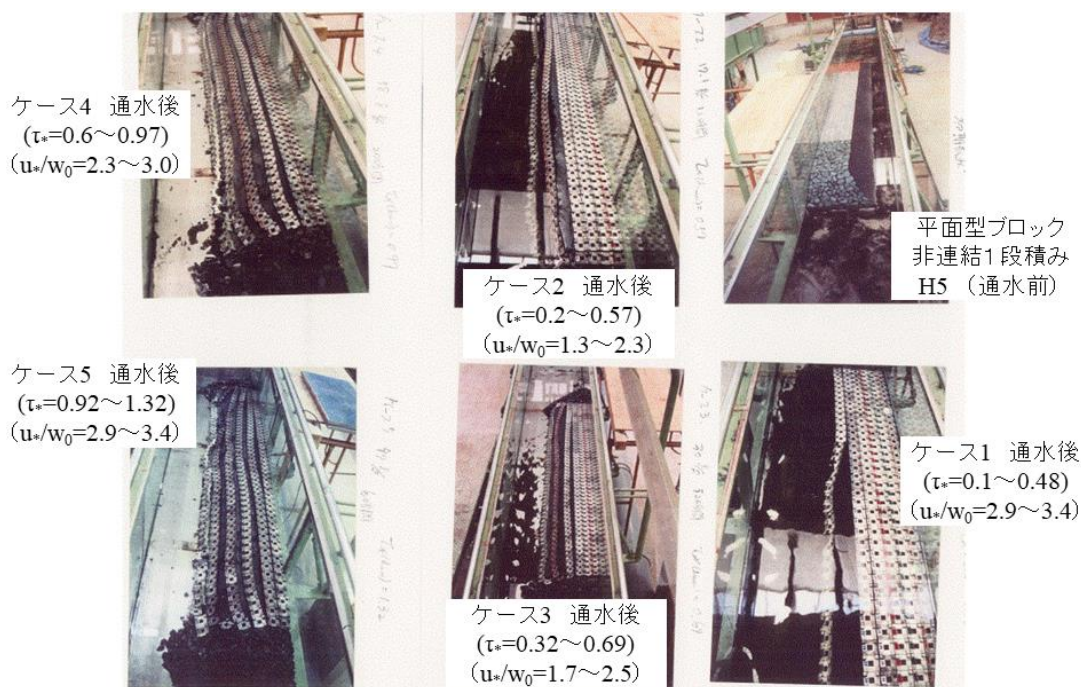


図 2.3.3.7 非連結層積み根固め工の τ_* 増大と沈下・変形

図 2.3.3.7 は、 $\tau_* = 0.1\sim1.32$, $u_*/w_0 = 1.3\sim3.4$ のセグメント 2-1~2-2 の平均年最大流量規模の水理量における非連結層積み根固め工の沈下変形を示したものである。図から、 τ_* が大きくなるにつれて沈下変形するブロックの列数が増えるとともに、最終的に沈下変形が安定した状態のブロック間隔が狭くなることわかる。

図 2.3.3.8 は図 2.3.3.7 に示した実験、非連結層積み根固め工の個別ブロックの沈下・変形の経過を計測した結果 ($\tau_* = 0.1\sim1.32$, $u_*/w_0 = 1.3\sim3.4$) の 1 例である。図から、個別ブロックが概ね安息角で沈下・変形していることがわかる。

図 2.3.3.9 は、さらに水理条件が厳しい $\tau_* = 3.871$, $u_*/w_0 = 5.9$ における非連結層積み根固め工の初期と最終のブロック位置を河床材料の安息角とともに示したものである。図からこのケースでも個別ブロックは河床材料の安息角で沈下・変形していることがわかる。

これらの沈下・変形特性から、非連結層積み根固め工の洗掘深（河床低下量）とブロックの沈下変形による斜面形成の機構、洗掘に対する応答特性を示したものが図 2.3.3.10 である。個々のブロックは河床材料の安息角で沈下し、斜面を形成する。

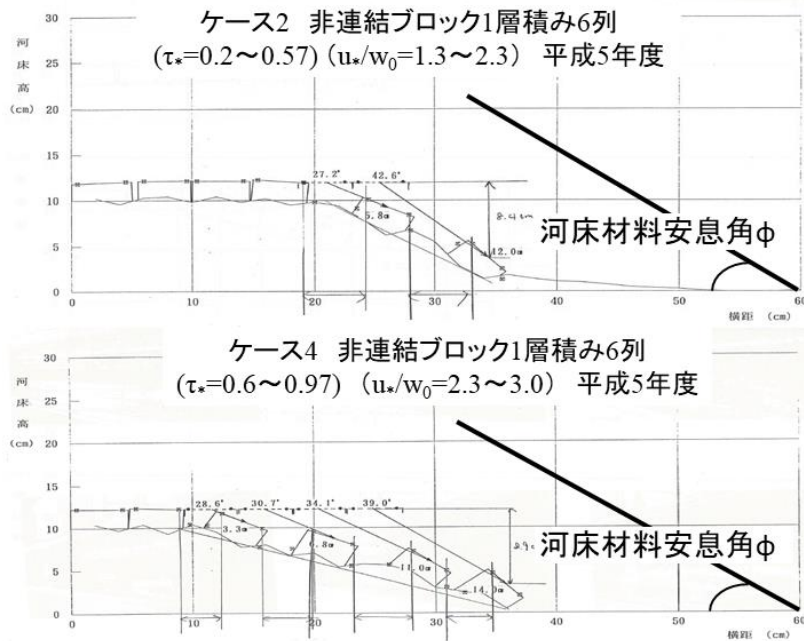


図 2.3.3.8 非連結層積み根固め工 個別ブロック沈下変形軌跡
 $(\tau_* = 0.2 \sim 0.97, u_*/w_0 = 1.3 \sim 3)$

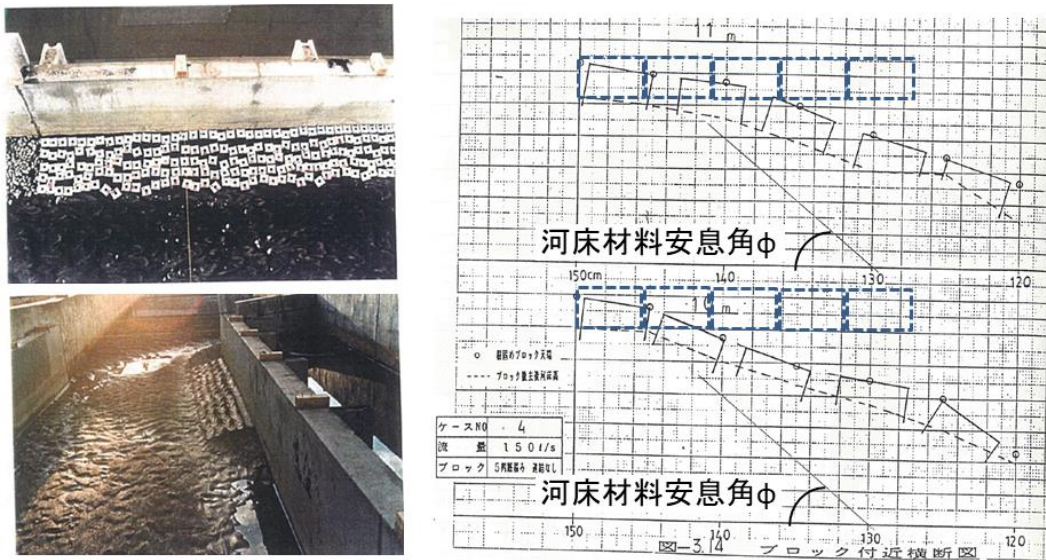


図 2.3.3.9 非連結層積み 1 段 5 列根固め工 ブロック沈下角度
 セグメント 2-2 計画流量規模($\tau_* = 3.871, u_*/w_0 = 5.9$)

最も河心側にあるブロックが安息角で洗掘深分沈下した位置が斜面の河心側になる。斜面長及び沈下変形するブロックの列数は、掃流力が大きくなるほど長く・多くなる。斜面の安定が静的な平衡状態なのか（上側の図）、河道横断方向の浮遊砂量と斜面上を下に移動する砂の量がバランスする動的な平衡状態なのかは確定できない。しかし、点検・管理

上は、掃流力が大きくなるほど斜面長が長く・斜面角度が緩く・沈下変形する列数が多くなることを知っておくことが重要である。

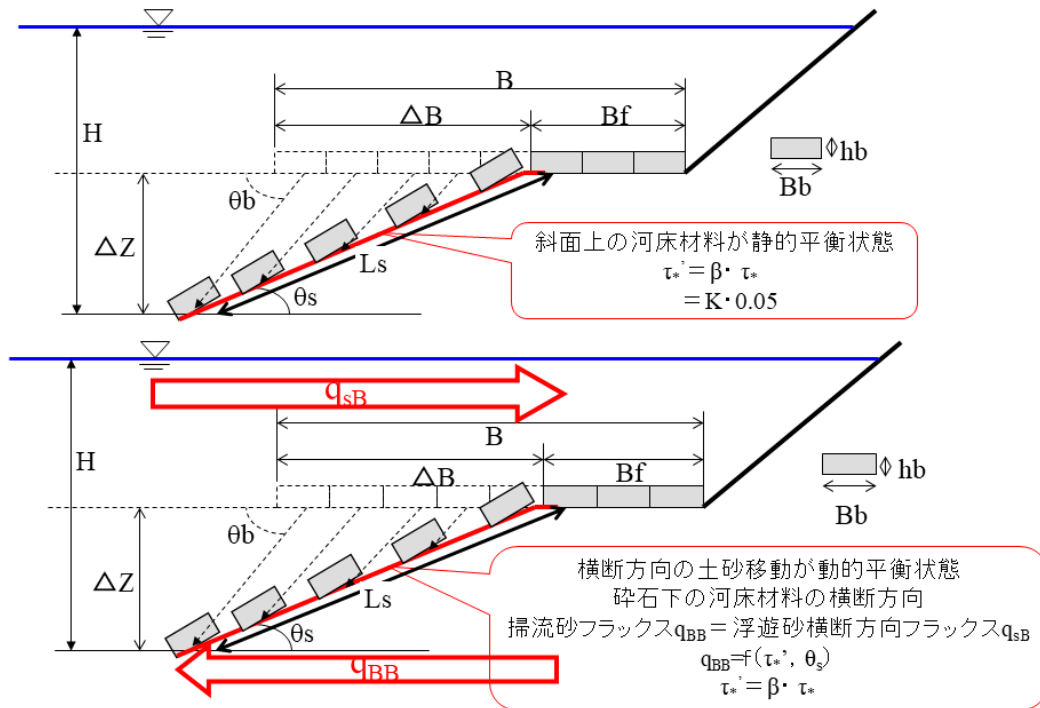


図 2.3.3.10 非連結層積み根固め工の洗掘・河床低下に対する応答メカニズム

図 2.3.3.11 は、碎石を 5 層に積んだ乱積み根固め工の沈下・変形を示したものである。水理条件は τ_{*max} (最深河床高での無次元掃流力) = 15, $u_* / w_0 = 11.46$ であり、セグメント 2-2、3 で計画流量規模洪水を上回る厳しい条件にあたる。個々の碎石は安息角で沈下・変形しており、変形して斜面上に散乱した碎石は、5 段の各層に設置したものが混ざり合っていることがわかる。

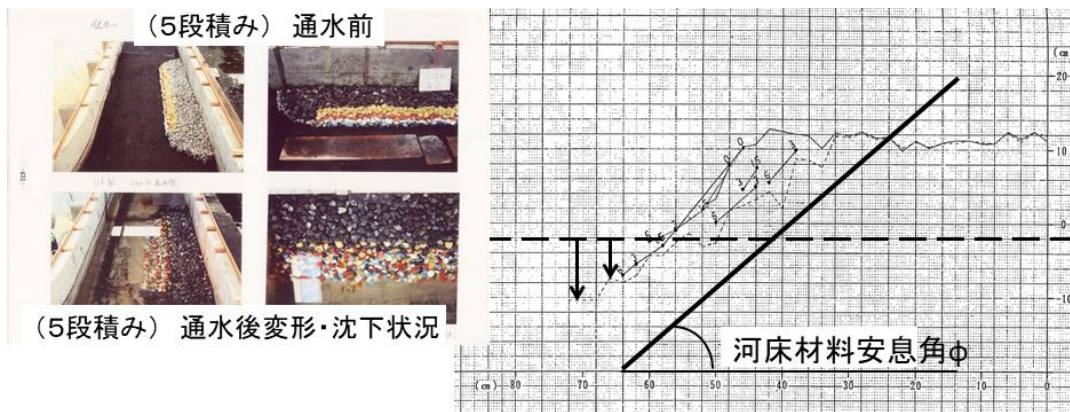


図 2.3.3.11 5 段乱積み根固め工の沈下・変形 $\tau_{*max} = 15, u_* / w_0 = 11.46$

図 2.3.3.12 は、2 段に碎石を積んだ乱積み根固め工の実験結果である。水理条件は τ_{*max} (最深河床高での無次元掃流力) = 9.6, $u_*/w_0 = 9.165$ であり、図 2.3.3.11 と同様セグメント 2-2、3 で計画流量規模洪水を上回る厳しい条件にあたる。2 段積みでも同じく、個別碎石は安息角で沈下変形し、斜面上には各層の碎石が混じりあって散乱している。

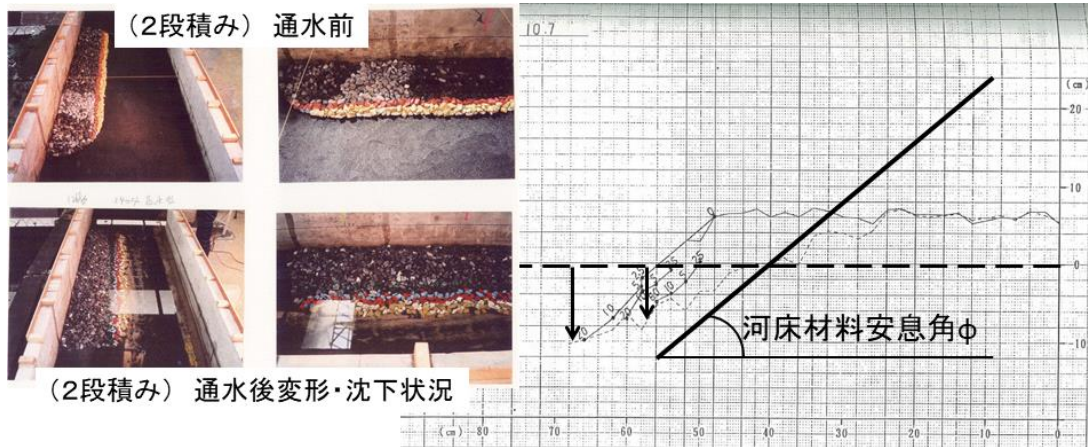


図 2.3.3.12 2 段乱積み根固め工の沈下・変形 $\tau_{*max} = 9.6, u_*/w_0 = 9.165$

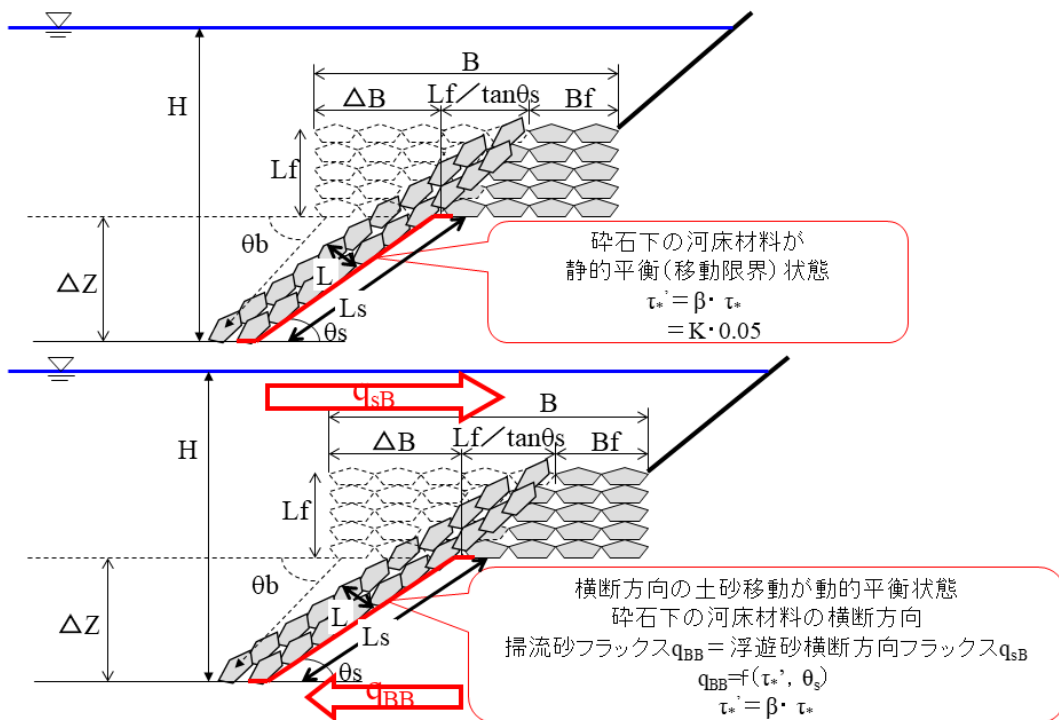


図 2.3.3.13 乱積み根固め工の洗掘に対する応答特性

図 2.3.3.13 は、乱積み根固め工の洗掘・河床低下に対する応答特性のメカニズムを示したものである。非連結層積みと同様、最も河心側にあるブロック・碎石が安息角で洗掘量・河床低下量 ΔZ の標高まで沈下・変形して斜面の洗掘側位置が決まる。斜面が平衡状

態となるために必要な量の砕石分だけ沈下・変形して斜面上に散乱することで、根固め工の変形幅・斜面の長さ及び角度が決まる。斜面が静的な平衡状態になることで維持されるのか、横断方向の浮遊砂量と斜面上を下方方向に移動する流砂量がバランスする動的平衡状態になることで維持されるのかは、非連結層積みと同様確定できない。しかし、水理条件が厳しい場所ほど、斜面を覆うブロック・砕石の量を必要とするという点を知っておくことが、点検上・管理上重要なことである。

このほか、根固め工の洗掘に対する応答特性実験で見られた変状から、注意を要する事例、機能喪失事例を以下に紹介する。図 2.3.3.14 は、 $\tau_* = 4.99, u_* / w_0 = 6.74$ (セグメント 2-2 の計画流量規模) で連結層積みブロックの下に吸出し防止材を敷いた場合の沈下変形を示したものである。沈下・変形後のブロック斜面角度が安息角以上の急勾配を形成している。これは斜面を形成するブロックの滑り落ちる力で河岸寄りの平坦部を形成する根固め工ブロックを引きずり下ろす可能性があるため注意が必要である。根固めブロック下の河床材料の吸出しが心配され、対策を施したい場合には、シートよりも小礫等に置換する対策の方がよい。

図 2.3.3.15 は非連結層積み根固め工の敷設幅不足による被災例である。水理条件は、

τ_{*max} (最深河床高での無次元掃流力) = **1.069**, $u_* / w_0 = 1.5$ と、セグメント 1 で掃流力が大きい場所にあたる。洗掘量・河床低下量に対してブロックの敷設幅が不足しているため、敷設したブロック全てが沈下・変形した。根固め工の設置目的である、護岸前面(最も河岸寄り)の河床高を維持することができていない。

図 2.3.3.16 は乱積み根固め工が、洗掘量・河床低下量に対して敷設幅が不足していることによる被災例である。水理条件は、 $\tau_* = 1.528, u_* / w_0 = 2.12$ であり、セグメント 2-1 あるいは 2-2 の計画流量規模洪水に相当する。根固め工全てが沈下・変形してしまっており、設置目的である護岸前面(最も河岸寄り)の河床高を維持できていない。

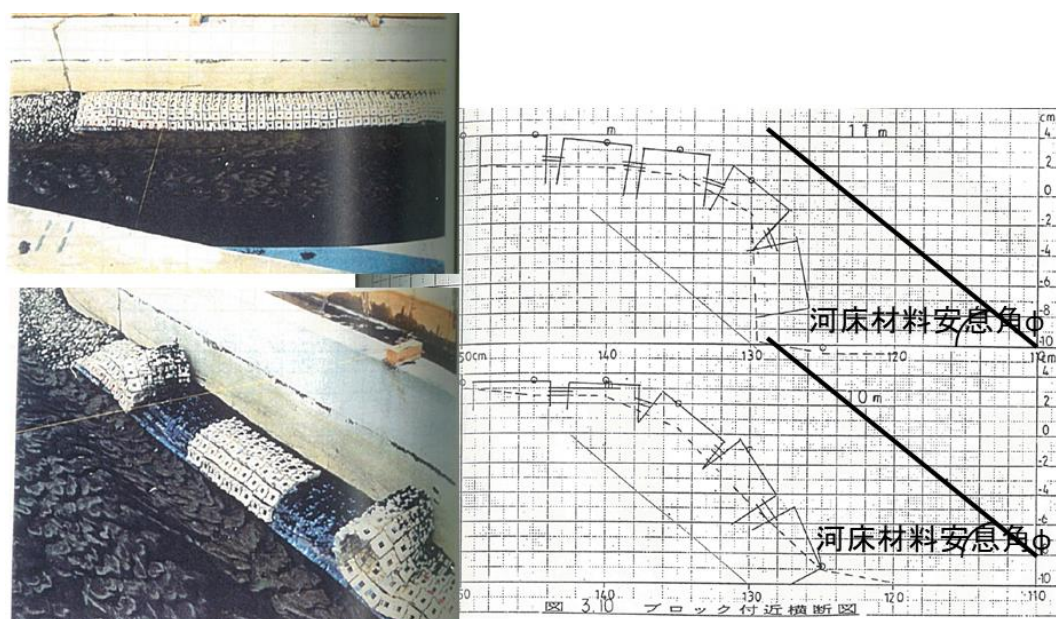


図 2.3.3.14 連結層積みブロックの下に吸出し防止材を置いた場合の沈下変形
 $\tau_{*max} = 4.99, u_* / w_0 = 6.74$

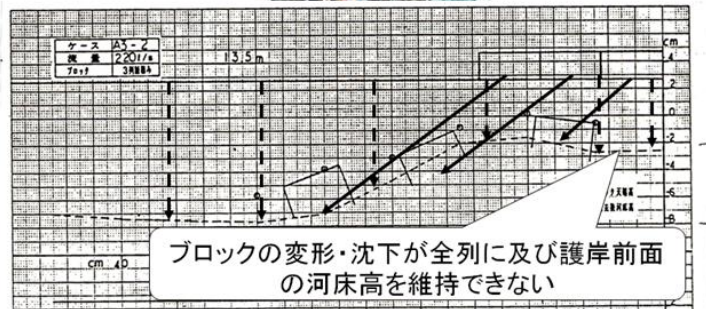
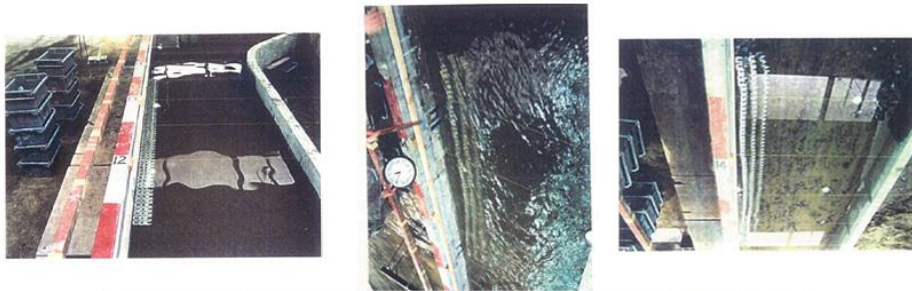


図 2.3.3.15 非連結層積み根固め工の被災例（敷設幅不足） $\tau_{*max} = 1.069, u_*/w_0 = 1.5$

図 2.3.3.17 は、敷設厚が不足していることによる乱積み根固め工の被災例である。水理条件は、 $\tau_{*max} = 0.706 \rightarrow 0.816 \rightarrow 1.406, u_*/w_0 = 1.604 \rightarrow 1.724 \rightarrow 2.263$ であり、セグメント 2-1 あるいは 2-2 の平均年最大流量から計画流量規模に相当する。すべての根固め工が沈下・変形し、設置目的である護岸前面（最も河岸寄り）の河床高を維持できていない。いわゆる吸出し破壊にも見え、 $\tau_{*max} = 1.406, u_*/w_0 = 2.263$ とたいして大きくない水理条件でも被災が発生する点に注意が必要である。

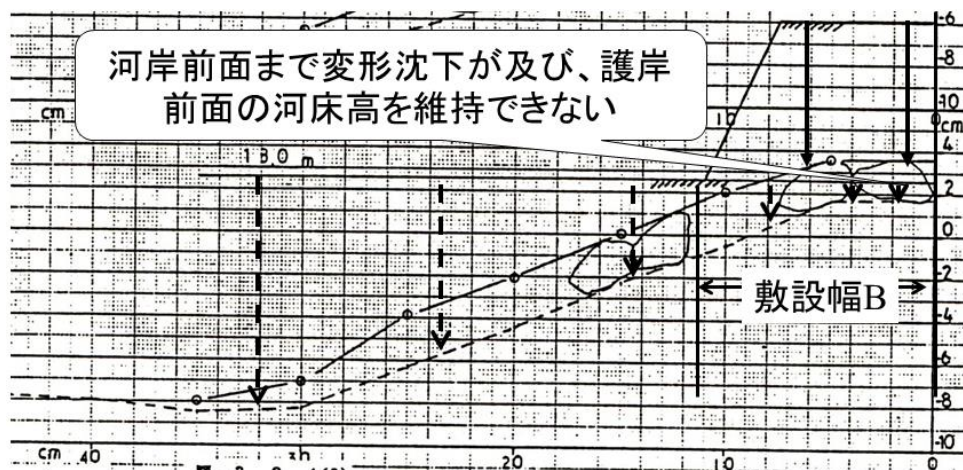


図 2.3.3.16 敷設幅不足による乱積み（3～4段）根固め工の被災例
 $\tau_* = 1.528, u_*/w_0 = 2.12$

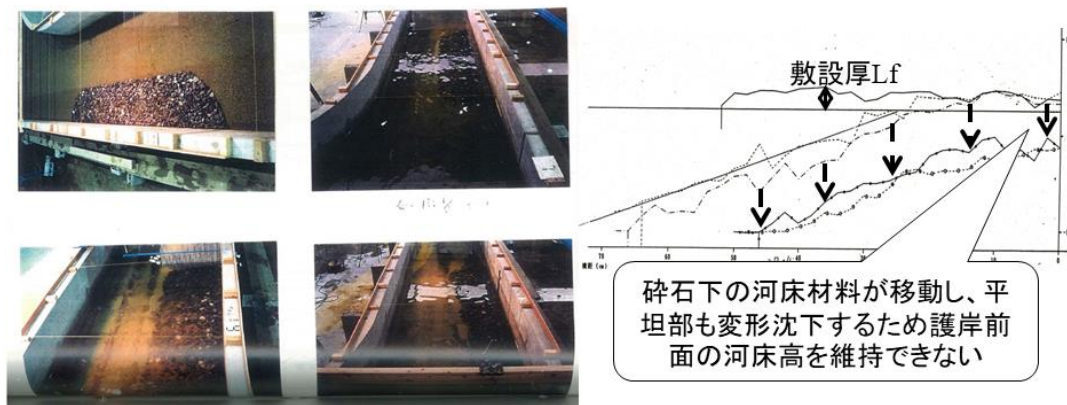


図 2.3.3.17 敷設厚不足による乱積み（1層・幅十分）根固め工の被災例

$$\tau_{*max} = 0.706 \rightarrow 0.816 \rightarrow 1.406, u_*/w_0 = 1.604 \rightarrow 1.724 \rightarrow 2.263$$

点検、減災の工夫への反映事項である。1点目は、根固め工の機能は護岸前面の河床高を維持することなので、護岸の前面に平坦部があるかどうかを監視するポイントである。経年変化を見るのであれば、護岸前面の平坦部の幅が少なくなっていないかどうかを見ることが大事である。平坦部が維持できている間は要監視段階という評価でよいが、平坦部がなくなれば、措置段階と評価すべきである。

2点目は、非連結の根固め工や乱積み根固め工などであれば、河床材料が動きやすい河川ほど変形後の斜面を覆うブロックが密集することを踏まえ、設置幅が不足していないかを見るのが大事である。もし、幅不足に陥っていたら、それは何が原因だったかということが復旧や補強等次に措置するときには大事である。原因としては、洗堀深あるいは河床低下量を過小に評価しているケース、洗堀深・河床低下量の見積もりは合っているがブロック間隔が設計で想定しているよりも小さいケースが考えられる。どちらなのかをチェックして、復旧工法に反映するのが大切である。

3点目は、河床材料が動きやすい河川（セグメント2-2、3、セグメント1でも河床材料が比較的小さい・河床変動が活発）では、根固め工の厚さ不足による被災があり得るので、注意がいるということである。点検では、護岸前面の平坦部の根固め工標高が維持されているかを確認することが重要である。平坦部の標高を維持できていなければ、措置段階と評価すべきである。背後の高水敷幅等護岸が被災しても大きな影響がない・利用者の被害を及ぼさない等であれば「要監視」という整理もあるかもしれない。

4点目は、セグメント1等流速が大きい河川では、ブロックの重量不足に注意が必要である。また、セグメント2-1以下であってもブロック重量が小さい河川では、ブロックが重量不足でないかに注意する必要がある。今回紹介した水理実験は、全て、ブロック重量が十分確保されている条件であった。現場では、ブロックの重量不足による流失被災も生じている。既往の被災でブロック流失がある場合には、発生流速に対する必要重量を算定してブロック重量のチェックをする、流失したブロックよりも1ランクアップする等の措置をとることが重要である。

5点目は、連結層積み根固め工については、連結部の破損の注意が必要である。連結鉄筋をつなぐためのU字鉄筋がブロックのモルタルに埋め込まれている場合には、ブロックの沈下・変形で鉄筋埋め込み部のモルタルに引張り応力が作用する埋め込み方をしているか確認する必要がある。既設根固め工であれば、沈下・変形したブロックと平坦部のブロック連結部、特にU字鉄筋埋め込み部が破損していないか点検することが重要である。

発生流速に対して必要重量よりも大きいブロック重量を採用している場合には、直ちに流失しないので、要監視段階とすることも可能である。復旧時には、鉄筋埋め込み部に引張り応力が作用しない埋め込み方をすることが重要である。

本節の既往研究との関係を再度整理する。内田ら(2002)²⁾は、洗掘による根固め工の変形で形成される斜面角度は安息角であると仮定して数値計算を行い、水路実験の結果を再現できることを示している。本節で紹介した実験結果をもとに西尾・山本(1990)³⁾は連結層積み根固め工について最終斜面角度が水中安息角であることを述べ、敷設幅設計法を提案している。伊藤ら(1993)⁴⁾は本節で紹介した実験結果をもとに、非連結層積み、乱積み根固めブロックの各ブロックの沈下角度は水中安息角前後であること、最終斜面角度をは水中安息角よりも緩くなることを報告している。護岸の力学設計法⁵⁾では、ブロック下の河床材料が吸い出されない措置が講じられることを前提に、「傾斜勾配 θ は河床材料の水中安息角となるが安全を考えると一般に 30° とすればよい」としている。本節は、西尾・山本(1990)³⁾、伊藤ら(1993)⁴⁾の水理実験各ケースの現地の河道特性との対応を τ^* 及び u^*/w_0 から整理し、非連結層積み・乱積みの敷設幅設定方法を示した点、吸出し防止材をブロック下に設置した場合に最終斜面角度が安息角より急になる可能性があることを示した点、点検ポイントを明確にするために敷設幅や敷設量不足で起きる根固め工の応答を示した点に新規性・独創性がある。

なお、根固め工の重要な被災メカニズムとして流速に対する重量不足があるが、必要重量については護岸の力学設計法⁶⁾にまとめられているので本節では主たる検討対象とはしていない。

<参考文献>

- 1) 山本晃一(2010): 沖積河川—構造と動態—, 第Ⅱ部中規模河川地形スケールの河道特性とその内部構造 第8章土砂の分級現象とセグメント, p157-p201, 2010年1月, 技報堂出版
- 2) 内田龍彦・福岡捷二・福島琢二(2002), 河床の洗掘による根固め工の変形特性に関する研究, 河川技術論文集第8巻, pp238-pp242, 2002年6月
- 3) 西尾正博・山本晃一(1990): 根固め工に関する研究, 土木学会第45回年次学術講演会講演概要集・Ⅱ-254, p560-p561, 1990年9月
- 4) 伊藤克雄・山本晃一・諏訪義雄(1993): 根固工の沈下特性に関する研究, 土木学会第48回年次学術講演会講演概要集・Ⅱ-156, p410-p411, 1993年9月
- 5) (財)国土技術センター編(2007): 改訂 護岸の力学設計法 5-5 根固め工の力学的安定性照査 5-5-3 敷設幅の照査法, p103-p106, 2007.11, 山海堂
- 6) (財)国土技術センター編(2007): 改訂 護岸の力学設計法 5-5 根固め工の力学的安定性照査 5-5-4 各構造モデルごとの力学的安定の照査法, p106-p116, 2007.11, 山海堂

2.4 浸透に関する堤防の応答特性

2.4 浸透に関する堤防の応答特性では、2.4.1 既往研究との関係、2.4.2 パイピング実物大実験による知見の点検への反映、2.4.3 樋門周辺堤防、2.4.4 パイピングにおける砂粒子の応答特性再整理の4つに分けて検討を行った。

2.4.1 既往研究との関係

現行の基準類¹²⁾では、浸透に関する堤防の照査は、一連区間内で過去の被災や背後地を勘案して照査対象断面を適切に設定して浸透流解析及び土質強度等をモデル化し、降雨と計画高水位をピーク水位とする外水位の波形を与えて浸透流解析を行う。浸透流解析結果を反映し、堤体の安定性については円弧滑り計算を行い表のり・裏のりそれぞれについて許容値として設定した安全率を満足するか確認する。パイピングについては、裏のり尻地盤において、堤内地地盤の表層に粘性土の被覆層がある場合には被覆土層の重量 G と浸透層から作用する揚圧力 W の比 G/W が 1 を上回っていることを確認する。被覆土層がない場合には、裏のり尻における局所動水勾配 i が 0.5 を下回っていることを確認する。

樋門周辺については、構造物と堤体の不同沈下に起因するゆるみや空洞が生じ、洪水時にこれが原因となって大規模な漏水やパイピングが生じて堤防の安全性を脅かす事例が少なくない。不同沈下によるゆるみや空洞の発生は進行性の変状である場合が多く、空洞へのグラウト充填等の対策を施しても空洞が再発する事例が確認されている。これらを踏まえ、樋門と周辺堤防については、樋門等の構造物の外観と函体内の目視等による変状調査によって1次診断を行い、詳細な調査が必要と判断された場合には連通管試験等による2次診断を行い対策の実施について検討することとしている。

これらを踏まえ、浸透に関するレビューについては、(1)堤体内の浸潤面上昇によるのり面変状、(2)パイピング、(3)樋門周辺堤防の浸透破壊の3つに分けて行う。

(1) 堤体内浸潤面上昇することによるすべり破壊

のりすべり破壊は、2.2.2において山村(1969)³⁾、中島(2003)⁴⁾、瀬川(2004)⁵⁾の既往研究でレビューしたとおり降雨が浸透したことによるのりすべり³⁾⁵⁾と外水浸透(事前降雨の影響含む)によるのりすべりに分けることができる。

降雨浸透によるのりすべり、事前降雨の浸透によるのり面下の浸潤面上昇が外水浸透の裏法到達を助長することについては、2.2.2で既に述べた。

堤体浸透現象については福岡ら(2016)⁶⁾(2018)⁷⁾が、堤体浸透現象に関する次元解析から得られる唯一の無次元数である堤防脆弱性指標 t_* が、現地の堤防変状・被災及び浸透実験の堤防変状・破壊の発生を判定する指標となりうることを提示している。 t_* は、任意地点の超過洪水も含む様々な規模の洪水水位波形をインプットすることで堤体浸透破壊の危険性を簡便に知ることができ、減災に資する可能性を秘めている。現地での活用にあたっては、現地の堤体内浸潤面観測結果や変状発生実績に基づくチューニングが重要なこと、降雨については考慮できていないことに留意する必要がある。

裏のりすべりについては石原ら(2018)⁸⁾が半断面砂質土堤体の実物大浸透実験における堤体内浸潤面上昇と裏のり崩れに関する応答特性を丁寧に考察し、斜面の変形現象そのものは①飽和したのり尻部分からの泥濘化、②不飽和部分の亀裂を含む土塊のゆっくりとした下方移動、③その後亀裂土塊の急激な崩壊というプロセスで、②と③の変状が場所を変え繰り返しながらのり面上方へ進行し、不飽和領域に形成される崖の高さが増していくことを報告している。また、単一の円弧土塊がすべるのではなく前述の通り複雑なメカニズムで進行する現象ではあるが、浸潤面上昇した条件下で安全率が1以下となる範囲をゆるみ

領域として円弧すべり計算で探索することで、実験で見られた崩壊範囲を評価可能であることを報告している。現行基準の照査方法が、円弧すべりという実現象と異なる仮定で実施される不整合について、合理的な説明を与えるものである。

岡村・小坂 (2017) 9)は、遠心加速度実験を用いて、表のり面からの堤体浸透に加えて行き止まり透水性土層を持つ基礎地盤から浸透水が堤体に供給される地盤条件を設定し、砂質土堤防を対象に浸潤面上昇及び堤体裏のり面変形を計測・観察する実験を行っている。浸潤面上昇と漏水の発生・り面の崩壊の進行等の応答特性を整理し、浸潤面の位置とみかけの粘着力及び崩壊後の斜面安定角度の関係から、裏のり面のすべり領域を評価する方法を提示した。その方法を、日本の代表的な洪水継続時間が長い河川と短い河川の砂質土堤防に適用して、外水位と土質強度・裏のり面勾配毎のすべり領域が及ぶ高さを感度分析し、すべり領域高さへの影響要因を示した。超過洪水も含め、堤体の裏のり面勾配、堤体土の強度(残留摩擦角≒施工の良し悪し)、外水位波形(洪水継続時間)による危険度の差異を把握できる点が有用である。

以上のように、堤体浸透と堤体内浸潤面上昇によるり面変状に関する研究は大きな進展をみせている。

(2)パイピング破壊

近年のパイピングに関する研究についてレビューする。西村・前田ら (2019) 10)が堤防の基礎地盤透水性層に由来するパイピング破壊を対象に、抽出実験と感度分析計算、理論に基づく強化優先度評価フロー案(図 2.4.1.1)を提案し、噴砂が発生した現地に適用してその有用性を述べている。

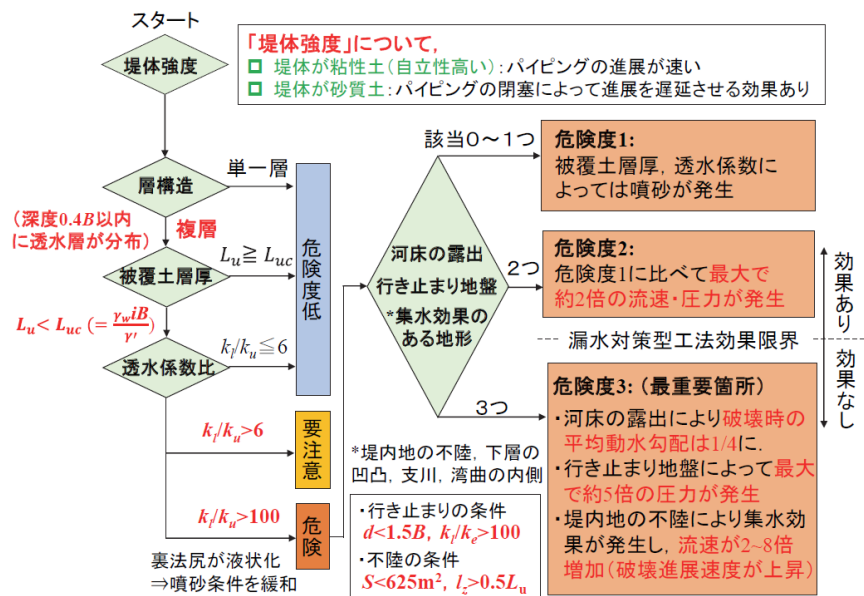


図 2.4.1.1 西村・前田ら (2019) 10)提案のパイピング危険度判定フロー

フローで考慮する事項は、堤体強度(粘性土:パイピング進展しやすい、砂質土:パイピング閉塞で進展を遅延させる効果有)、基礎地盤層構造(単一層:危険度低、複層構造:次の事項へ)、被覆土層厚(低透水層層厚 $L_u \geq$ 限界層厚 L_{uc} なら危険度低、それ以外は次の事項へ)、透水係数比(透水層透水係数 k_l /低透水層透水係数 $k_u \leq 6$ なら危険度低、 $6 < k_l/k_u$

≦100 なら要注意、 $k_l/k_u > 100$ なら危険と判定し次の事項へ)、最終評価事項 (①透水層は河床に露出しているか・②行き止まり地盤か (行き止まり距離 $d < 1.5B$ (堤体幅))・③集水効果のある地形であるか (不陸面積 $S < 625\text{m}^2$ かつ不陸高低差 $l_z > 0.5L_u$) ①②③のうち、3つあてはまれば危険度 3、2つあてはまれば危険度 2、あてはまるもの 0 もしくは 1 つは危険度 1) としている。

笹岡ら (2017) ¹¹⁾は実物大堤防を用いた浸透水理実験を行い、パイピングの水ミチの堤防断面方向の発達速度には大きな幅があるとともに複数のフェーズに分けることができ、そこにはパイピングの主たる起動力と考えられる局所的な動水勾配に加えて堤防変形との相互作用が関係することを報告している。

小高・李 (2018) ¹²⁾は高透水性基礎地盤を有する堤体について小規模の浸透実験を多数行い、堤体の崩壊パターンは、崩壊パターン 1 (狭義のパイピングによる崩壊)、崩壊パターン 2 (広義のパイピングによる崩壊)、崩壊パターン 3 (漏水は確認されるが堤体崩壊なし) の 3 つに分類できることを示した。崩壊パターン 1 (狭義のパイピングによる崩壊) は、透水係数比が高い地盤境界面で水みちの発生が初期に確認されても、堤体の崩壊に伴って水みちが塞がる場合が多いと指摘しており笹岡ら (2017) ¹¹⁾の指摘する堤体変形との相互作用と共通する知見が得られている。パターン 2 (広義のパイピングによる崩壊) とは、水ミチパイプが形成されるのではなく高透水層の上部砂層の有効応力が低下してすべり破壊による崩壊を起こすものであり、こちらの方が堤体の崩壊度が大きく、堤体を含む地盤の透水性やせん断強度が堤防の浸透破壊に大きく関与している ¹²⁾ことを指摘している。

堀越ら (2018) ¹³⁾は遠心加速度実験でパイピングの進行過程を可視化し、パイピングの進行過程において水ミチパイプの断面拡大と堤防変形による水ミチパイプの断面縮小を繰り返しながら、水ミチが蛇行を伴いつつ発達することを報告しており、笹岡ら (2017) ¹¹⁾の堤体変形との相互作用の指摘と共通する。

現地でのパイピングの把握手法という観点では、岡村ら (2018) ¹⁴⁾が現地で噴砂が発生した堤防及び基礎地盤で、高密度の貫入試験を行う際にミニラムサウンディングで一打撃ずつの先端抵抗 N_{d1} 値を求める方法を考案し現地に適用して緩み領域を計測する手法、LP または SfM で取得した 3 次元 DEM データから堤体表面の小さな凹凸の分布を解析し、そこから堤体内部のパイピング部の位置と規模の推定を試みている。

最近の研究は、強化対策の優先順位整理や強化設計への反映を目指しているもの ¹⁰⁾¹²⁾と現地でパイピングによる緩みの進行を調査する方法を確立しようとするもの ¹⁴⁾に分けられる。強化優先順位を決める上で重要とされる透水性基礎地盤の行き止り構造の現地調査手法が課題である。

本論文 2.4.2 は、強化優先順位や設計の方法を提示するのではなく、噴砂発生後の事後計測でパイピングの発生を把握する方法でもなく、笹岡ら (2017) ¹¹⁾の実物大実験により得られた、基礎地盤の礫層における水圧上昇が噴砂・パイプ形成の起動力となるという応答特性、小高・李 (2018) ¹²⁾が指摘する崩壊パターン 2 (広義のパイピングによる崩壊をもたらす) で砂層や砂質堤体の過剰間隙水圧の上昇による有効応力低下をもたらす原動力である高透水性基盤の水圧上昇という応答特性の知見に基づき、近年の計測技術の発達を念頭に、洪水時の基盤礫層水圧の計測、地盤構造から弱点となりやすい箇所抽出の留意事項を提案している点に新規性がある。

小高・李 (2018) ¹²⁾が指摘する高透水性地盤上の砂層が液状化する、崩壊パターン 2 について、その重要性を再確認する。中島 (2003) ⁴⁾は、パイピング破堤の発生事例として O 川の事例を紹介している。図 2.4.1.2 は O 川の破堤前後の堤防断面比較図である。破堤の経過は次のとおりであった。①破堤直前に裏法尻から水を相当高く噴き上げていた。②その後堤

防の長さ方向に弓形に沈下した。次の瞬間、堤防の横断方向に堤体が落ち込んで水が激しい勢いで流れ出し、破堤箇所が次第に拡大した。③堤内地のボーリング結果、G.L.-4.5～-6mの間に透水層が分布し、この層は破堤後の調査では透水係数が $k=80\text{cm/s}$ と大きい値であり、土粒子が流失した跡と考えられる。この層でパイピングが発生し、そのため堤体が陥没したのであろう。④破堤時に堤防付近で洗掘された土量は約 26 万 m^3 でそのうち付近に堆積したものが 3～4 万 m^3 、他は下流に流失した。これは、崩壊の経過及び状況（水が高く噴き上げるほどの水圧が作用・堤体が横に移動して崩壊）から、小高・李が指摘する崩壊パターン 2（広義のパイピング）が生じたものと推察される。現行の基準類²⁾では、パイピングは裏法尻のみを見ることになっているが、浸透流解析結果から診断する際には、堤体の下で砂層が液状化していないか確認し、有効応力低下を反映した堤体安定性の確認を行う必要がある。

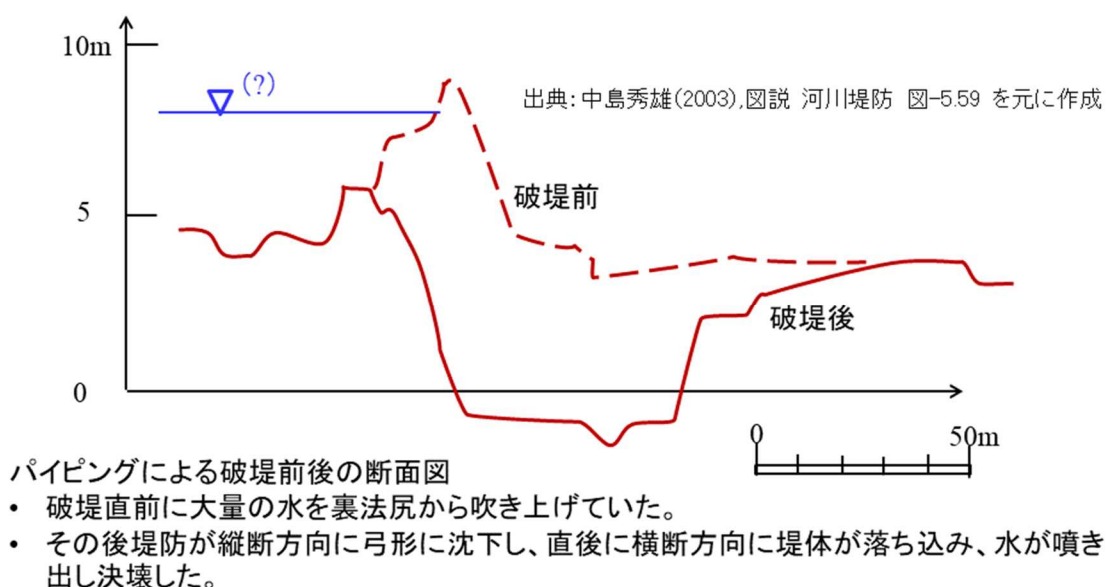


図 2.4.1.2 O 川パイピング破堤発生事例⁴⁾をもとに作成

細部になるが、西村・前田（2019）¹⁰⁾らは基礎地盤が複層構造でなければパイピング対策の優先順位が低いとしている（図 2.4.1.1）のに対し、本論文 2.4.2 では、基礎地盤礫層の水圧が高まっていることがパイピングを起こしやすい本質的事項であると考え、一見単一の透水層に見える場合でもパイピング変状が起こりうること、行き止まり層があるとは思えない扇状地河川の堤防で噴砂変状が観察される実態を踏まえて、行き止まり地盤構造だけでなく、礫層地盤が水圧を高めやすい地形構造であるかどうかも重要であることを注意喚起している点に独創性がある。

パイピングに関する応答として、水みち・空洞形成のプロセスやメカニズムは研究が進んでいる。パイピングに関するもう一つの本質的な応答である砂粒子の応答に関しては、既往のパイピング発生限界計測実験の結果を中島ら（1987）¹⁵⁾が粒径一流速・実流速関係図にまとめたものから進展が見られなかった。しかし、杉井ら（2018）¹⁶⁾が、多粒子限界流速によって、久楽ら・吉岡らのパイピング限界流速測定実験結果を説明できることを示した。多粒子限界流速とは、粒子相互間の距離が短い粒子群が沈降する場合の沈降速度は、沈降する粒子によって置換される流体の上向きの速度が大きくなる影響を受けて単粒子の沈降速度よ

りも減少する Richards の干渉沈降速度の概念を導入して、 Re 数によらず広く適用可能な Rubey の単一粒子沈降速度式を補正する式である。久楽ら・吉岡らのパイピング破壊実験結果との比較は、実験をモデル化した浸透流解析結果から算出した噴砂が生じる箇所・砂層の最大浸透流速発生箇所の局所実流速を用い、実験に用いた砂材料の小さい粒径の多粒子限界流速とほぼ一致する結果を得ている。さらに、多粒子限界流速が生じている状態が、浸透流と近接する粒子が沈降する際に置き換わる流体の上向き流速によって生じる浮力が、粒子の重力をキャンセルする現象であることに着目して、粒子重力-浮力=「粒子有効力」として、砂地盤の 2 次元個別要素法 (DEM) に反映するシミュレーション手法を開発した。開発した 2 次元 DEM を用いて粒子粒径等を変えた試算を行い、浸透流速が増加していくと砂地盤内の小さい粒子から抜け出していく現象、砂地盤内に置いた重い金属棒が沈む、液状化現象が起きている状況を可視化した。この論文は、中島らが整理した実験結果図でしか評価できなかったパイピング限界流速について、粒子間距離が近接している砂層内のパイピング限界流速が、干渉沈降速度の概念を用いた補正沈降速度で評価できることを、理論的に説明し、限られた砂材料の実験ではあるが評価可能であることを実証した点で画期的である。

本論文 2.4.4 は、現地複数箇所の粒径範囲が異なる砂地盤材料を用いて、実物に近いスケールで系統的に実施された三木ら (1996) ¹⁷⁾ の大型パイピング実験の結果を漏水口と砂層内それぞれで「パイピング」、「噴砂状態」、「浮遊状態」という応答状態に区分する再解釈を行った。再解釈結果をもとに横軸に応答状態別の漏水口流速、応答状態別の砂層内の実流速範囲を、縦軸に 10%粒径～60%粒径の範囲を示す流速・実流速-粒径領域図を作成した。砂層内実流速の評価にあたっては、中島ら (1987) ¹⁵⁾ がパイピングの水みち発生・発達を x 線撮影で観察した実験から得られた、貫通直前の水みち部分の動水勾配は平均浸透流場の 5 倍の動水勾配となっているという知見を反映して、平均浸透実流速の 5 倍で評価する。

パイピング、噴砂状態の砂層内実流速が、パイピング、噴砂状態の漏水口流速に比較して 1 オーダーから 2 オーダー小さいことが明らかになったので、砂層内限界流速の評価は、粒子間の干渉による影響を考慮する必要があると判断し、再解釈による応答状態別の実流速整理結果を、実験に用いた砂層地盤材料の干渉沈降速度と比較した。単粒子の沈降速度は、半経験式である Rubey 式ではなく、流体力学に忠実に R_g 別に、stokes 式 ($Re < 1$)、Allen 式 ($1 < Re < 1000$)、Newton 式 ($1000 < Re$) を用い、干渉効果の補正係数には水理公式集 2018¹⁸⁾ に掲載されている Richardson-Zaki 式を用いた。その結果、干渉沈降速度は、三木ら (1996) ¹⁷⁾ の大型パイピング実験における砂層内の噴砂状態、パイピング発生限界をよく説明できることを明らかにした。そのほか、本論文 2.4.4 では、漏水口におけるパイピングにおいては、発生限界状態とは別に、貫通後も破壊が継続する危険な状態の漏水口流速はパイプ径 (粒径の 5 倍が目安) を代表長とするフルード数 $Fr=1$ の流れとなっていることを示した。この状態は進行性破壊とはいえず、水防による応急対策で対処できるものではないことを注意喚起した。

パイピングにおける砂粒子の応答特性に関する本論文 2.4.4 の意義は、杉井らの砂層内の限界流速は粒子間の干渉効果を考慮する必要があると言う指摘を、広い砂層材料の大型実験結果から実証し補強し適用範囲を示したこと、漏水口におけるパイピングの照査目安には発生限界である単粒子沈降速度 (あるいは安全を考慮して割引いた値) に加えて、フルード数を加える必要があることを指摘した点に新規性がある。

(3) 樋門と堤防の接続部

「樋門と堤防の接続部」については、まず中島（2003）¹⁹⁾をレビューして、樋門構造の時代に応じた変遷、現地の被災事例、被災が生じるメカニズム、中島（2003）¹⁹⁾が執筆している時点の樋門の現状と懸念事項、考えられる対策の方向性について抜粋・整理した。

中島（2003）¹⁹⁾は、樋門・樋管の江戸時代から樋門・樋管設計指針（案）が示された昭和48年以降までの時代別の構造図を示しつつ、止水構造に着目して特徴を述べている。要約したものが表2.4.1.1である。表から、函体の構造は大正時代以降鉄筋コンクリート製になり、基礎は木杭による短い杭基礎構造もしくは直接基礎が主流であった。昭和40年代に入り函体まわりにスカート矢板を設ける基礎も登場し、1973（昭和48）年の樋管・樋門設計指針（案）で基礎杭を堅固な支持層に設けることが求められるようになり、不同沈下が生じやすい構造となった。これ以降平成10年の柔構造樋門の手引き²⁰⁾作成、平成11年に新設樋門は原則柔構造とする通達²¹⁾が出されるまでに建設された樋門が特に不同沈下に警戒する必要がある。止水構造については、明治以降、表裏の水叩き前面あるいは胸壁部分、もしくはその両方に止水矢板が設置されていた。函体途中の止水版やうなぎ止めが見られる例は稀である。1973（昭和48）年の樋管・樋門設計指針で、レーンのクリープ比の考え方が取り入れられ、函体途中の止水矢板・遮水板が必要に応じて設置されるようになった。

表 2.4.1.1 樋門構造（函体・基礎形式・止水構造）の推移

	函体構造・基礎形式	止水構造	備考
明治時代	木製樋管 4m 近い木杭基礎	門扉両脇胸壁部分に木製止水矢板 止水壁・うなぎ止めなし	
大正年間	鉄筋コンクリート造 が半数 直接基礎か木杭基礎	表裏の水叩き前面に止水矢板 函体途中の止水壁・うなぎ止めなし	上平間排水樋管 （渡良瀬川） 南河原排水樋管 （〱）
昭和初年	鉄筋コンクリート造 短い基礎杭	木矢板（止水矢板）が水叩き前面 だけに設置 止水壁・うなぎ止めなし	福川水門 （利根川）
終戦後	鉄筋コンクリート造 木杭基礎	木矢板を表裏胸壁部分・水叩き前 面に設置 中央部に厚さ 0.3m の止水壁らし きものあり	豊田自然排水樋管 （小貝川） 函体コンクリート壁にジャンカ があり内外の水・土砂の漏出入
S30 年代	鉄筋コンクリート造 短杭基礎	水叩き前面のみ止水矢板 止水壁なし	概念図のような標準 図
S40 年代	鉄筋コンクリート造 短杭と函体周りのス カート矢板	水叩き前面と胸壁部分に止水矢板 止水壁なし	標準図
1973 （S48） 以降	鉄筋コンクリート造 基礎杭は堅固な支持 層につける	水叩き前面及び胸壁部分に加え、 函体途中にレーンのクリープ比満 足するよう止水矢板設置 函体途中に遮水壁あり	樋門・樋管設計指針 （案）

中島（2003）¹⁹⁾は、樋門を原因とする堤防の損傷の発生する順序を述べており、次の順序で進行する。①樋門建設後に周辺の地盤沈下が発生（広域的な地盤沈下と周辺の堤防やポンプ場等の盛土が原因）→②支持杭構造の基礎を持つ樋門の抜け上がり→③浮き上がった

た樋門と堤防下部の地盤との間に隙間発生（ルーフィング）→④沈下量が大きくなるとネガティブフリクションが発生し樋門前面・中間にある矢板が樋門から脱落→⑤矢板脱落部分から樋門の空洞部分に河川水が浸透・樋門周辺に水みちが形成→⑥水みちが時間の経過・洪水の繰り返しにより拡大・堤体土砂が裏のり側に排出され堤体内の空洞が拡大（土のアーチアクションで空洞が陥没せず目視発見は困難）→⑦水みちが堤防の表のり側から裏のり側まで貫通・洪水時に大漏水を生じ堤防が崩壊。このプロセスで見られる変状概念図が点検時の目安として基準類に掲載されている。

中島（2003）¹⁹⁾は、このような樋門に起因する堤防の損傷は、支持杭基礎の樋門に多く、損傷の規模も大きいと指摘し、執筆当時現在、我が国には樋門が 13,000 箇所あるが、その中で支持杭基礎の樋門は 5,583 箇所、直接基礎が 4,815 箇所、基礎形式が不明なものが 2,836 箇所、杭基礎と基礎形式不明のものを合わせると 8,400 箇所となり全樋門の 65%にのぼると注意喚起している。

瀬川ら（2006）²²⁾は北海道の低湿地で抜けあがった杭基礎構造樋管の現地開削調査結果をもとに有限要素法による変形解析を実施し、せん断ひずみ大きい領域が緩み領域に対応していると述べている。さらに瀬川ら（2006）²³⁾が恒久的安全対策検討フローを提案し、構造改良対策として重量を軽くして圧密沈下を生じにくくできる水門化、柔構造樋門化、フェールセーフ対策として、まわり土手化、二線堤化、オーバーサイフォン化を提案している。

石原ら（2014）²⁴⁾は平成 25 年度に実施された直轄河川堤防の樋門・樋管周辺堤防の詳細点検結果の考察を報告している。

西村・前田ら（2018）²⁵⁾が三次元飽和・不飽和浸透流解析ソフトを用いて、パイピングの起こりやすさについて感度分析を実施し、堤内地に凹部があるとパイピングが発生しやすくなることを指摘している。表層が粘性土層で被覆されている堤内地盤では、樋門にはつきものの水路が凹部になりやすいことを示すものである。

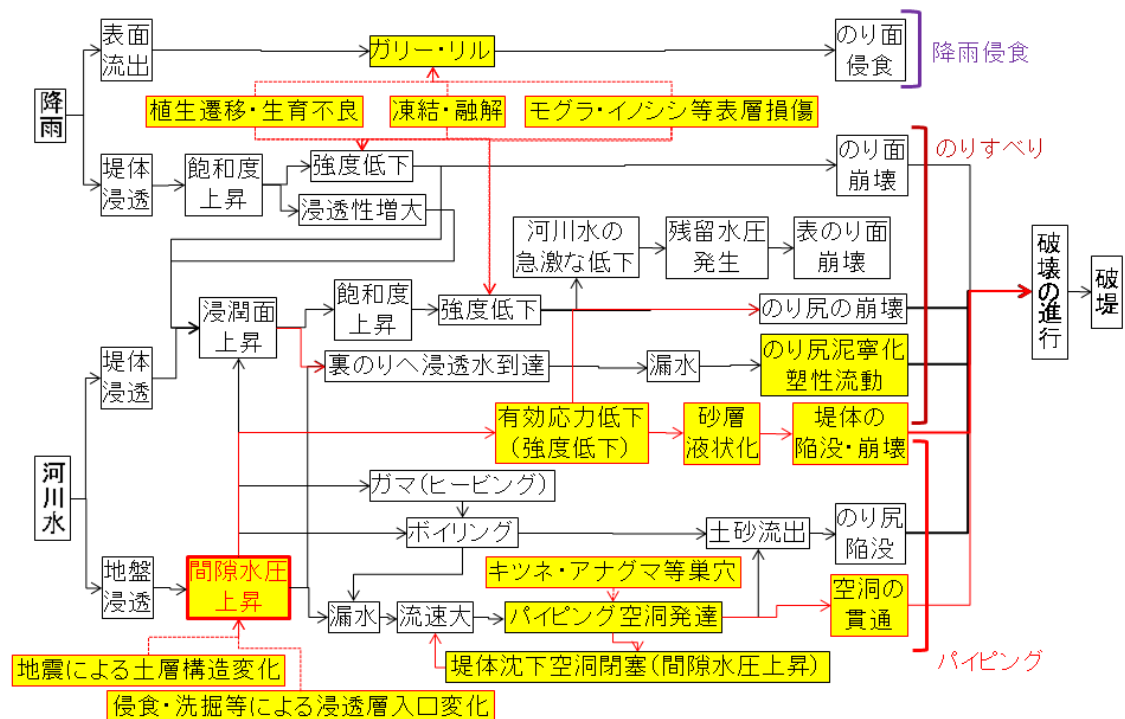


図 2.4.1.3 堤防一般部の浸透破壊応答特性 中島（2003）⁵⁾図-5.18 を加筆修正

(4)まとめ

以上、レビューした堤防の浸透破壊及び樋門周辺の浸透破壊について、堤防と樋門の応答とその結果生じる現象、浸透破壊を促進する可能性のある事象との関係についてフローで示したものが図 2.4.1.3 及び図 2.4.1.4 である。

図 2.4.1.3 は中島（2003）⁴⁾が示した降雨・河川水の浸透による河川堤防の被害発生過程のフロー図をその後の研究成果レビューを反映して加筆修正したものである。赤枠黄色網掛けや赤線矢印が加筆修正した部分である。それに倣って樋門周辺堤防の浸透破壊についても応答特性図（図 2.4.1.4）を作成した。

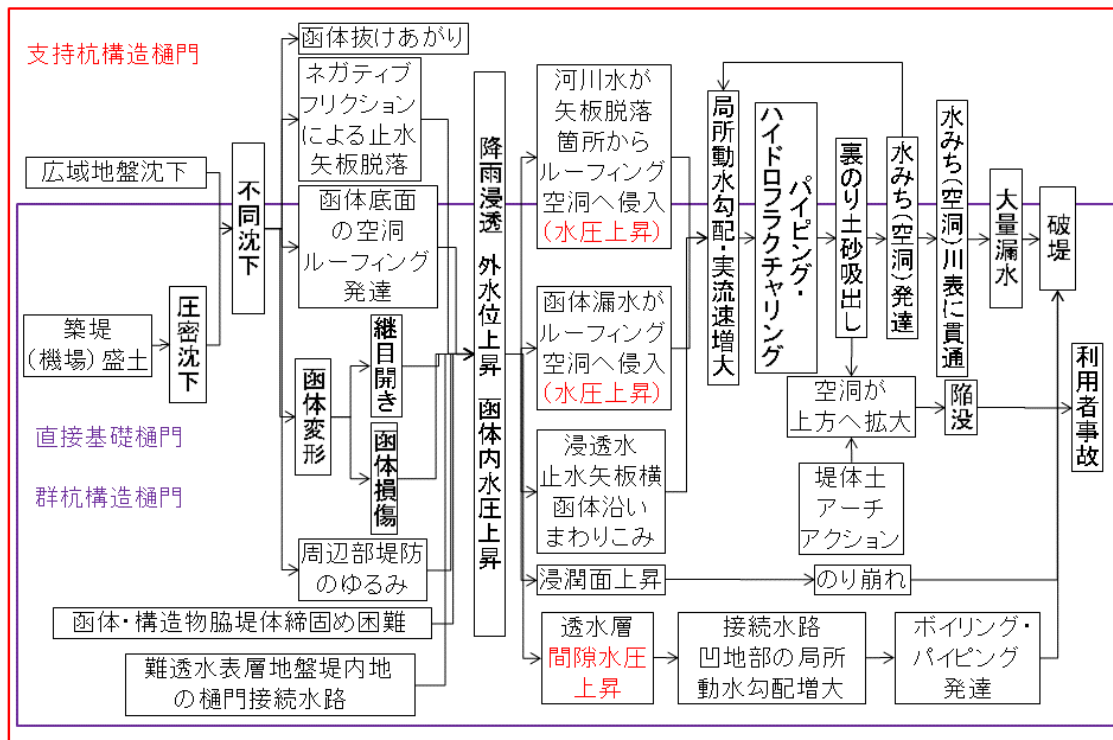


図 2.4.1.4 樋門周辺堤防の浸透破壊応答特性

<参考文献>

- 1) 国土交通省水管理国土保全局：河川砂防技術基準設計編技術資料，第1章河川構造物の設計第2節 堤防，令和元年7月，
https://www.mlit.go.jp/river/shishin_guideline/gijutsu/gijutsukijunn/sekkei/pdf/1-2_g.pdf
- 2) 財団法人国土技術センター（2012）：河川堤防の構造検討の手引き(改訂版) 第2章第4章，JICE資料第111002号，平成24年2月
- 3) 山村和也（1969）：河川堤防の土質工学的研究 第2章堤防の破壊形態に関する研究，土木研究所資料第688号，p6-p35，1969年
- 4) 中島秀雄（2003）：図説 河川堤防 5.3.3 実物堤防による浸透破壊実験 5.3.4 実物大堤防実験からの結論，技法堂出版，p92-p97，2003年9月
- 5) 瀬川明久編集（2004）：河川堤防の漏水対策技術（第3版），（財）北海道河川防災研究センター，平成16年8月

- 6) 福岡捷二・田端幸輔 (2016) : 堤防破壊危険確率と堤防脆弱性指標に基づく堤防破壊危険タイムラインを用いた被災プロセスの見える化, 第4回河川堤防技術シンポジウム, pp.61-64, 2016.
- 7) 福岡捷二・田端幸輔 (2018) : 浸透流を支配する力学指標と堤防浸透破壊の力学的相似条件, 土木学会論文集 B1(水工学) Vol.74, No.5, I_1435-I_1440, 2018.
- 8) 石原雅規・東拓生・佐々木哲也 (2018) : 浸透による堤防のり尻からの崩壊の円弧すべり計算を用いた評価法の提案, 河川技術論文集, 第24巻, p.595-p.600, 2018年6月
- 9) 岡村未対・小阪佳平 (2017) : 高水時の堤防裏法面の滑り領域と破堤危険度評価, 河川技術論文集, 第23巻, p.393-p.398, 2017年6月
- 10) 西村柁哉・前田健一・高辻理人・牧洋平・泉典洋 (2019) : 実堤防の調査結果に基づいた河川堤防のパイピング危険度の力学的点検フローの提案, 河川技術論文集, 第25巻, pp499-pp504, 2019年6月
- 11) 笹岡信吾ら (2017) : 大型模型実験に基づく河川堤防におけるパイピング発達過程の考察, 河川技術論文集, 第22巻, pp 417-pp422, 2017年6月
- 12) 小高猛司・李圭太ら (2018) : 高透水性基礎地盤を有する河川堤防の崩壊メカニズムと評価手法に関する研究, 河川技術論文集, 第24巻, pp559-pp564, 2018年6月
- 13) 堀越一輝・野田章太・瀧澤歩実・高橋章浩 (2018) : 遠心模型実験によるパイピングの観察と3次元的進展の検討, 第6回河川堤防技術シンポジウム論文集, pp67-pp70, 2018年12月3日, 公益社団法人土木学会地盤工学委員会堤防研究小委員会
- 14) 岡村未対・今村衛・陣内尚子・小野耕平・山本卓男・鎌田卓 (2018) : 堤体表面沈下分布と貫入試験によるパイピング緩み領域の把握, 河川技術論文集, 第24巻, pp529-pp534, 2018年6月
- 15) 中島秀雄・長瀬迪夫・飯島豊(1987) : X線を用いた土の浸透破壊実験とその考察, 用地質年報, No.9, p21-p41, 1987
- 16) 杉井俊夫・余川弘・寺西剣悟・朱発瑜 (2018) : 多粒子限界流速を用いた堤防の耐侵食性能の評価, 河川技術論文集, 第23巻, pp619-pp624, 2018
- 17) 三木博史・山田哲也ら (1996) : 堤防基礎地盤のパイピング破壊に関する模型実験 3. 大型パイピング実験・4.実験結果とその考察・参考資料, 土木研究所資料第3399号, p47-p115, 1996年1月
- 18) 土木学会水工学委員会水理公式集編集小委員会 (2018) : 水理公式集[2018年度版] 第4編水資源と上下水道 4.2 沈殿 4.2.1 沈殿形態と沈降速度, p522~p523, 公益財団法人土木学会発行・丸善出版発売, 平成31年3月
- 19) 中島秀雄 (2003) : 図説 河川堤防 第10章河川横断構造物 (樋門・樋管), 技法堂出版, p201-p216, 2003年9月
- 20) 国土開発技術センター (1998) : 柔構造樋門設計の手引き, p25, 1998.11, <http://www.jice.or.jp/tech/material/detail/3>
- 21) 財団法人国土技術研究センター編 : 改訂 解説・河川管理施設等構造令, 第6章水門及び樋門, p233-p260, 社団法人日本河川協会・技報堂出版, 平成12年
- 22) 石原雅規ら (2014) : 樋門等河川構造物周辺堤防の空洞・緩み等に係る詳細点検結果の整理, 土木学会第69回年次学術講演会講演概要集, III-145, p289-p290, 平成26年9月
- 23) 瀬川明久ら (2006) : 低湿地堤防における樋門周辺の沈下挙動解析, 土木学会第61回年次学術講演会概要集, 2-012, p21-p22, 平成18年9月

- 24) 瀬川明久ら (2006) : 低湿地堤防の樋門に関わる災害と恒久的安全対策に関する一考察, 土木学会第 61 回年次学術講演会概要集, 2-014, p25-p26, 平成 18 年 9 月
- 25) 西村柁哉, 前田健一, 櫛山総平, 高辻理人, 泉典洋 (2018) : 河川堤防のパイピング危険度の力学的簡易点検フローと漏水対策型水防工法の効果発揮条件, 河川技術論文集 24 巻, pp.381-386, 2018.

2.4.2 パイピング実物大実験による知見の減災への反映

図 2.4.2.1 は、図 2.4.2.2 のような土層構造及び水位波形で基礎地盤と堤体の間に発達するパイピングによる浸透破壊の実験で見られたパイピングの水みちが貫通した状況である。これは笹岡ら (2017) ¹⁾ が行った実験の 1 つである。

パイピングが起りやすい条件とされている堤内地側に行き止り構造の浸透土層を幅 0.3m で、下に礫層・上に砂層の複層構造で堤体の下の基礎地盤表層に設けた。実験開始から遅くとも 100 分経過時には噴砂が確認され、その後噴砂発生場所から断続的に砂が流れ出ていく状況が観察された。18 時間経過した後に、急激に図 2.4.2.1 に示すパイピングの水みち穴が貫通して、外水が噴き出した。現地の河川に幅わずか 30cm の行き止り複層透水地盤が存在するかどうかは、議論があるところだが、少なくとも、実物大実験から以下の点検の留意点を抽出することができる。

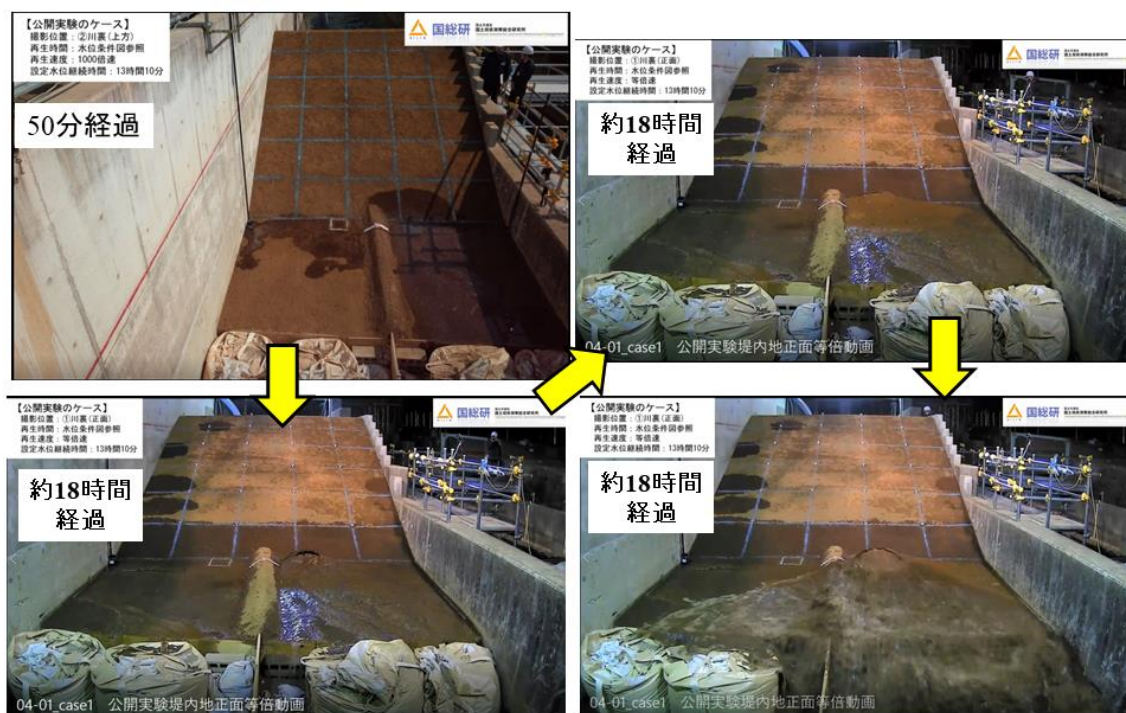


図 2.4.2.1 実物大実験で見られたパイピングの貫通

堤体の点検・管理でキツネ (たとえば岩沼出張所 (2010) ²⁾ やアナグマ (鮫島ら (2015) ³⁾) 等により巣穴が堤防の堤体内奥に向かって開けられる場合があるが、堤体の奥行方向に穴があくとこの実験で見られたパイピングの貫通が生じやすくなる可能性があることが指摘できる。田島ら (2018) ⁴⁾ が利根川上流河川事務所管内の動物による穴掘り・掘り起こし

等の穴・掘り起こしの分布特徴（表面的に広がるものか奥行きが深くなるものか等）の調査結果とそれら動物の生活史等をもとに、主として点検の効率化の観点から河川堤防における動物による巣穴・掘り起こしに関する点検・評価方法、対策工を提案している。田島ら（2018）4)は、巣穴の特徴を原因動物の絞り込み・特定に用い、点検時期の設定に使っている。パイピング破壊の危険性という観点からは、動物による穴・掘り起こしのうちでも、キツネ、アナグマ、ウサギによる堤体の奥に向かって掘られる巣穴（モグラ穴やイノシシ穴のような堤体の表面に広がるものよりも）に対して注意しなければならない。なお、表面に広がる穴・掘り起こしは、堤体の表面侵食において注意が必要となる。

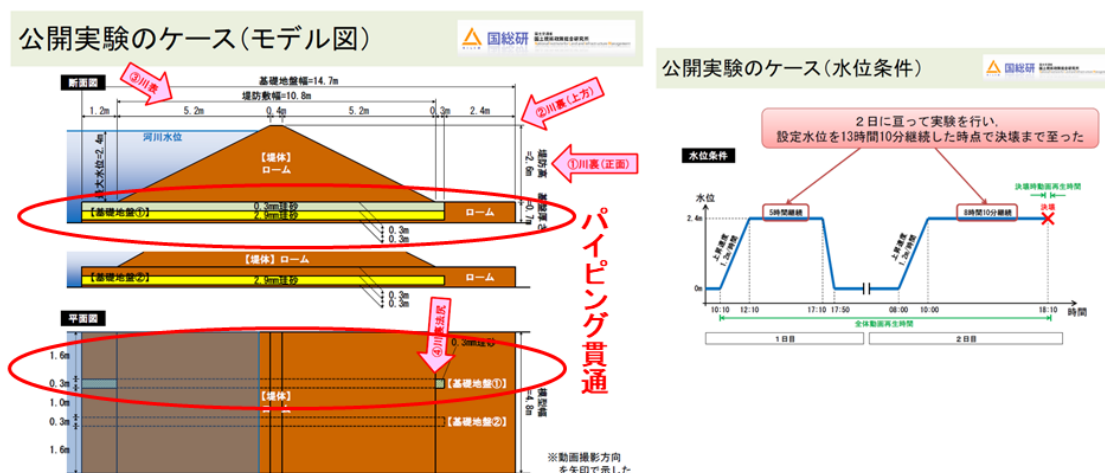


図 2.4.2.2 パイピング貫通の実験条件（地盤土層構造・水位波形）

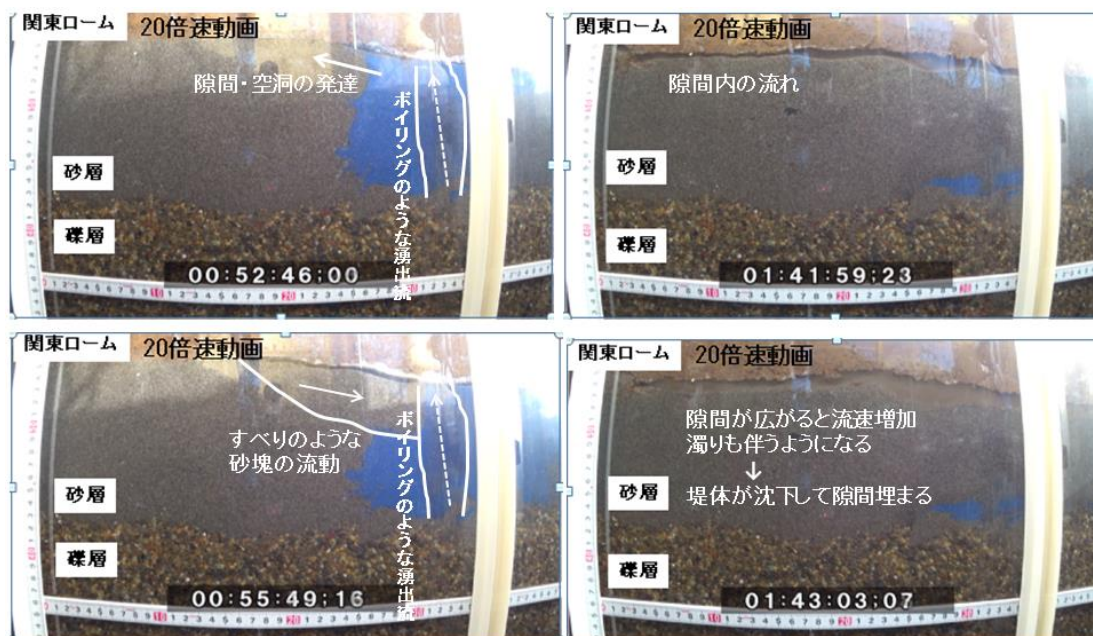


図 2.4.2.3 実験で確認された水ミチ発達過程

図 2.4.2.3 は、行き止まりで複層の透水性土層が基礎地盤にあるパイピング実験で観察されたパイピングの発達過程である。この写真から明瞭にわかるのは、パイピングの名前の由来であるパイプすなわち水みちとなる隙間・空洞は、従来概念図で示されているような砂層の中に発達するのではなく、噴砂の砂供給源となる砂層と堤体の境界面に発達することである。境界面における水ミチ発達は小高・李ら (2018) ⁵⁾ も指摘している。

堤体との境界面に隙間・空洞が発達する理由を簡単な浸透流解析で考察したものが図 2.4.2.4 である。堤内地側から発達する隙間・空洞を透水係数の大きい薄い層の領域で表現し、その長さを変えて浸透流解析を行った。図には、水みちの長さ、0.6m、1.2m、6m の浸透流解析結果(ピエゾ水頭分布)を示した。浸透流解析結果から、堤体と砂層の境界面、水ミチに近い場所ほど局所動水勾配が大きくなることわかる。水みちが発達するほど、最大局所動水勾配が大きくなる、すなわちパイピングにとって厳しい条件になっていくこともわかり、水みちが堤体と砂層の境界面に発達する理由が理解できる。

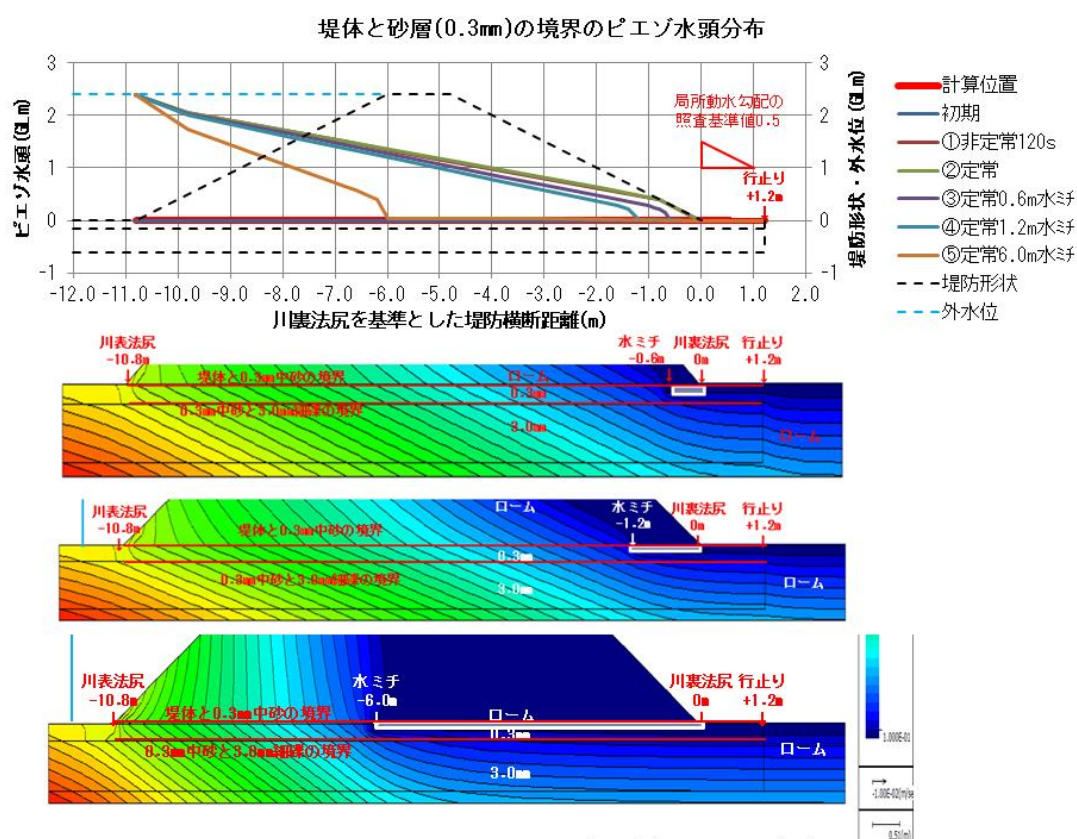


図 2.4.2.4 堤体と砂層の境界に水みちが発達する理由

この知見から点検に生かすべき点の1つは、河川側から浸透水を伝搬させる透水層(この実験・浸透流解析でいえば下層の礫層)内の水圧、特に堤体法尻における礫層水圧が高まりやすいのかどうかを知ることが重要である。小高・李ら (2018) ⁵⁾ が指摘するパターン2(広義のパイピングによる崩壊)とは、水ミチパイプが形成されるのではなく高透水層の上部砂層の有効応力が低下する・液状化する等してすべり破壊・崩壊を起こすものである。応答をもたらす本質的な現象は高透水性地盤内の水圧増大である。笹岡ら (2017) ¹⁾ の実験では人為的に行止り構造として水圧が高まるように設定しているが、現地で行き止り構造かそう

でないかは判定する方法が整理されていない。漏水・噴砂が実際に起こっている河川では、必ず行き止まり構造になっていることが確認されているわけでもない（例えば、重信川堤防調査委員会（2019）⁶⁾）。

浸透流計算上は、計算領域の堤内地側端部で下流側の水圧の境界条件を設定することになる。実務では1本ないし3本のボーリングデータから最も法尻側の土層が水平に連続すると仮定した領域を設定している場合がほとんどである。セグメント1に分類される重信川等でも漏水や噴砂が起きている⁶⁾ことを考えると、近くに行き止まりがなくとも沖積平野空間内の礫層に速やかに水圧が伝搬し、行き止まりと同様の状態になっている可能性も考えられる。現場の管理は学術的な証明がない限り導入してはいけないなどと言っていたら、被害を受ける人に迷惑をかける「待ったなし」の仕事である。現地の点検を現在よりも有意義なものとするためには、キーとなる礫層の洪水時の水圧を測定することが有効である。

その他、パイピング現象に関して、減災検討・点検・評価する立場から知っておいた方がよいと思う知見を述べる。図2.4.2.5は、複数の実物大実験で確認されたパイピングの進行速度を示したものである¹⁾。図から、パイピングの進行速度には大きな幅があり、同じ実験ケース内でもフェーズが変わることがわかる。点検にあたっては、パイピングの進行速度に幅があること、フェーズが変わって急に現象が進行する可能性があることを念頭に置いて携わる必要がある。

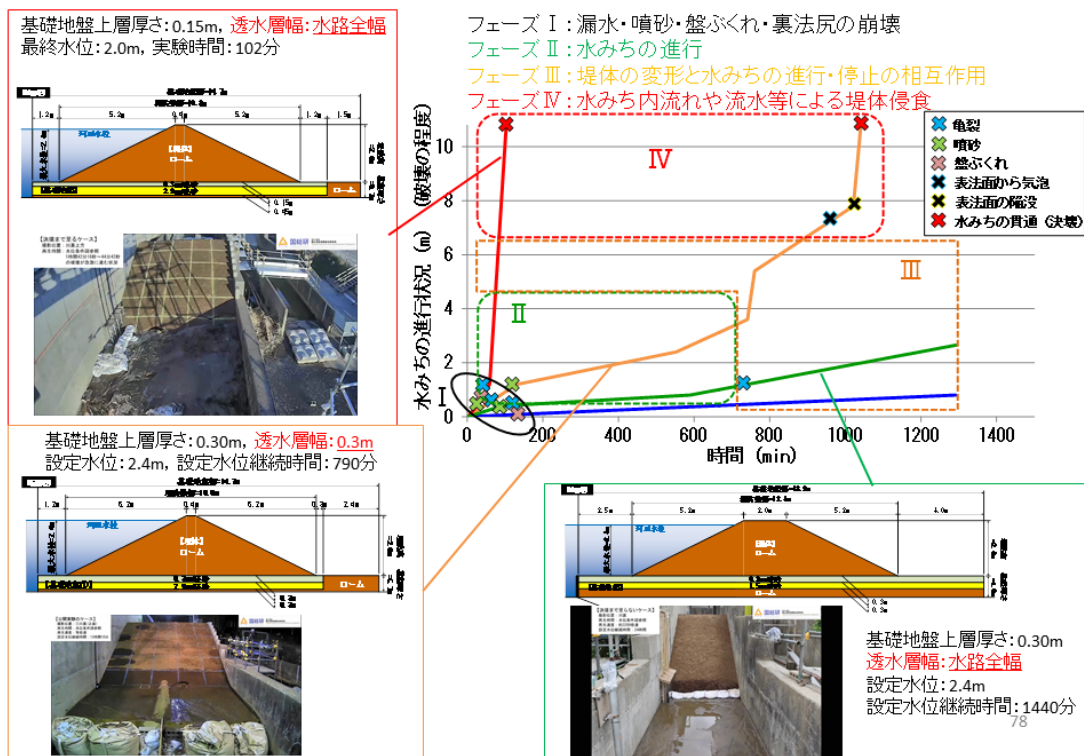


図 2.4.2.5 パイピング進行速度とフェーズ¹⁾

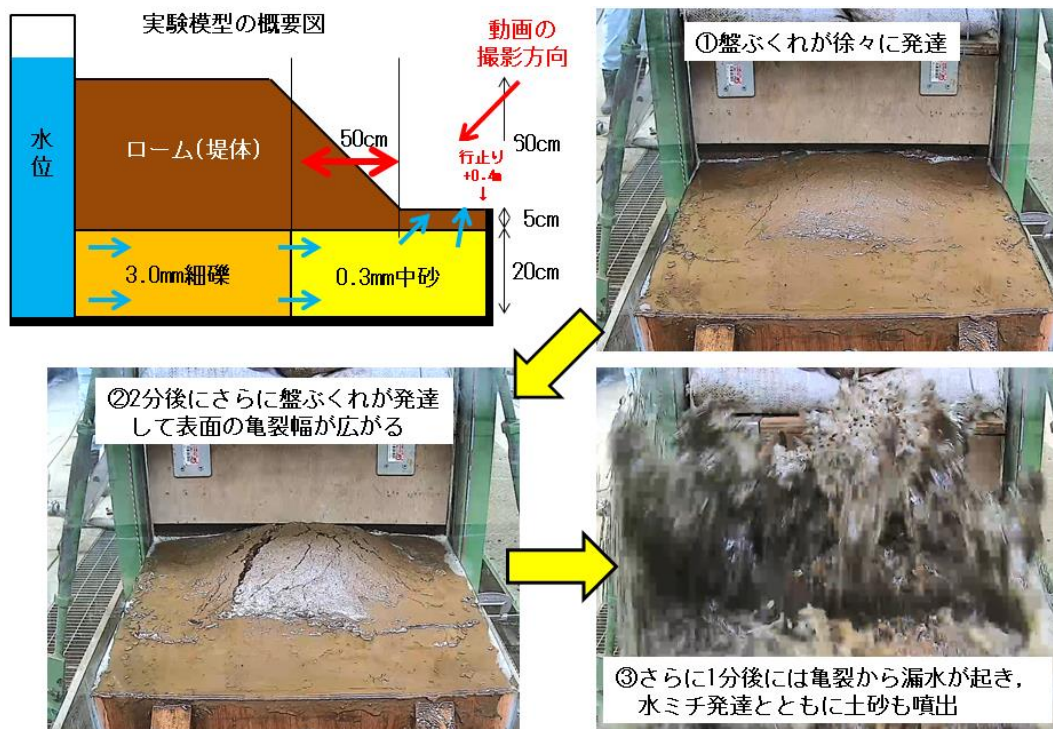


図 2.4.2.6 一見単層の高透水層構造（横断方向複層構造）でもパイピング破壊

複層構造の場合にパイピングが起きやすいことを述べた。この知見で注意すべきは、単層構造に見えればパイピング破堤の心配がないと誤解する恐れがある点である。図 2.4.2.6 は、一見単層構造に見える法尻の土層構造であるが、堤防横断方向に複層構造（堤内地側に高い河川側外水圧を引き込む礫層が食い込んでいいる構造）となっている場合にも、破堤に繋がる噴砂現象が起きることを示したものである。実験は法尻部分の抽出実験である。法尻近くまで河川水圧と直結する透水性の高い礫層が入り込んでおり、その堤内地側に一見単層に見える砂層を設け、堤内地地盤表層には粘性土層が載っている状態を設定した。

外水圧を上昇させていったところ、盤ぶくれが起き、激しく土砂と水が噴き出す現象が起こった。堤防横断方向の複層構造、河川外水圧をダイレクトに伝搬する礫層が堤内地法尻付近まで入り込んでいいる土層構造は、要注意である。土層構造を正確に把握するアプローチも重要だが、洪水時の礫層内の水圧を把握することが重要であることを重ねて強調しておく。

図 2.4.2.7 は、パイピング破堤と結論付けられている矢部川破堤における住民証言⁷⁾であるが、濁水が吹き上がる状況が目撃されており、堤防法尻・堤内地まで高い水圧が伝わっていることを示している。パイピング進行速度への影響要因の把握、水圧が高まりやすい礫層の存在確認のためにも、河川から堤内地側までの基礎地盤の土層構造を把握することは重要である。

本項では、透水性基礎地盤（礫層）内の水圧が高くなるのがパイピング破壊の本質の1つであることに着目し、点検方法として洪水時の透水性基礎地盤（礫層）内の水圧計測を提案した。計測機や通信技術の発達を念頭に、目に見えない肝となる水圧を計測機によって監視し危機管理対応に役立てるといふ発想に本項の独創性がある。

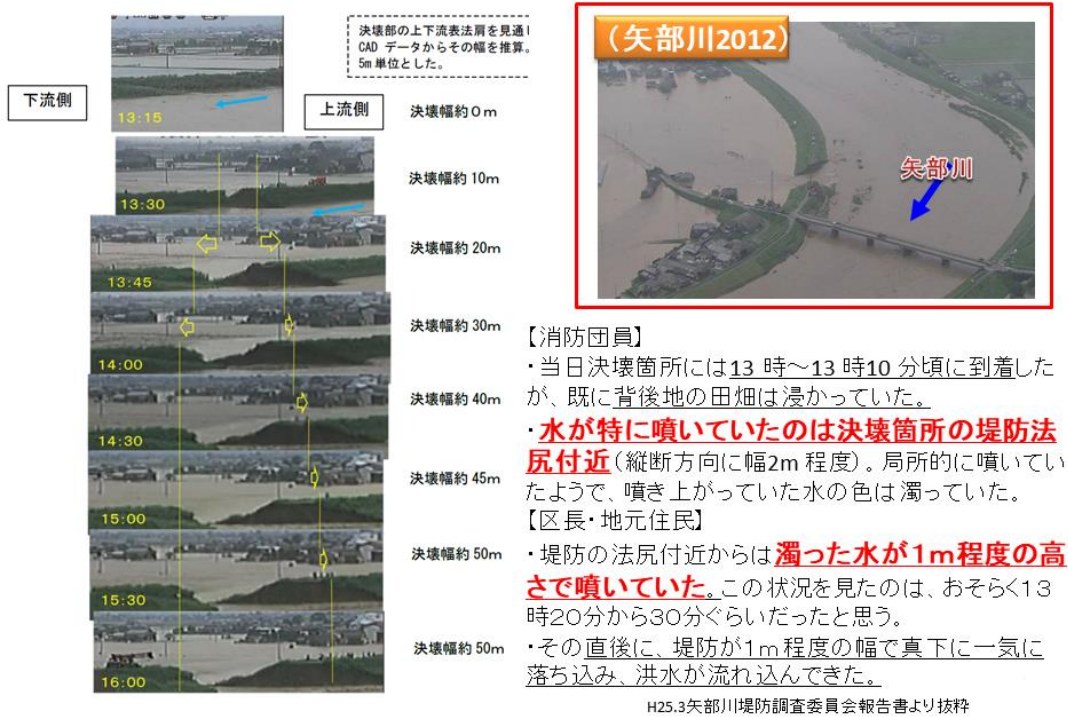


図 2.4.2.7 H24 矢部川浸透破堤 (右岸 7.3k) の状況と目撃証言⁷⁾

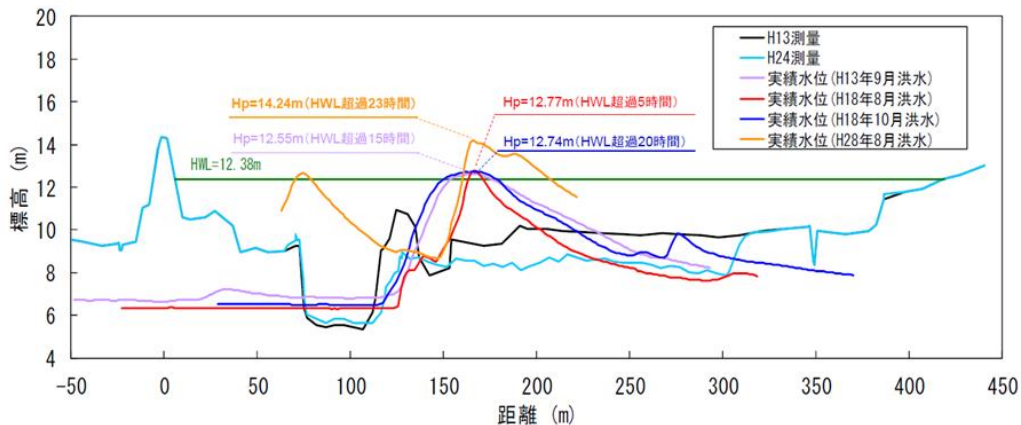


図 2.4.34 常呂川噴砂多数発生(H28.8)洪水水位波形 既往洪水との比較(太茶苗観測所)⁹⁾

図 2.4.2.5 の水みち発達過程の実験¹⁾で堤体が変形・沈下すると水みちが塞がる現象が観察された(図中のフェーズⅢ)。図 2.4.2.1 のパイプ貫通実験では水みちが形成される幅を 0.3m と狭くしたことで堤体にアーチアクションが働きやすくなり、パイプが形成されても堤体の沈下・変形によるパイプの閉塞が抑制されていた可能性がある。なお、堤体変形によるパイプ閉塞については、小高・李ら(2018)⁵⁾の小規模浸透実験、堀越ら(2018)⁸⁾の遠心加速度実験でも観察されている。この知見を点検の観点から見ると、パイピングが起こる細砂・中砂上に載る堤体土が変形しにくい場合には、パイピングが発達しやすい(閉塞され

にくい) 可能性があるなので注意を要する。なお、これは、不同沈下が起こりやすい(空隙が発生しやすい) 剛構造物周辺が浸透破壊の要注意箇所という経験則とも一致する。

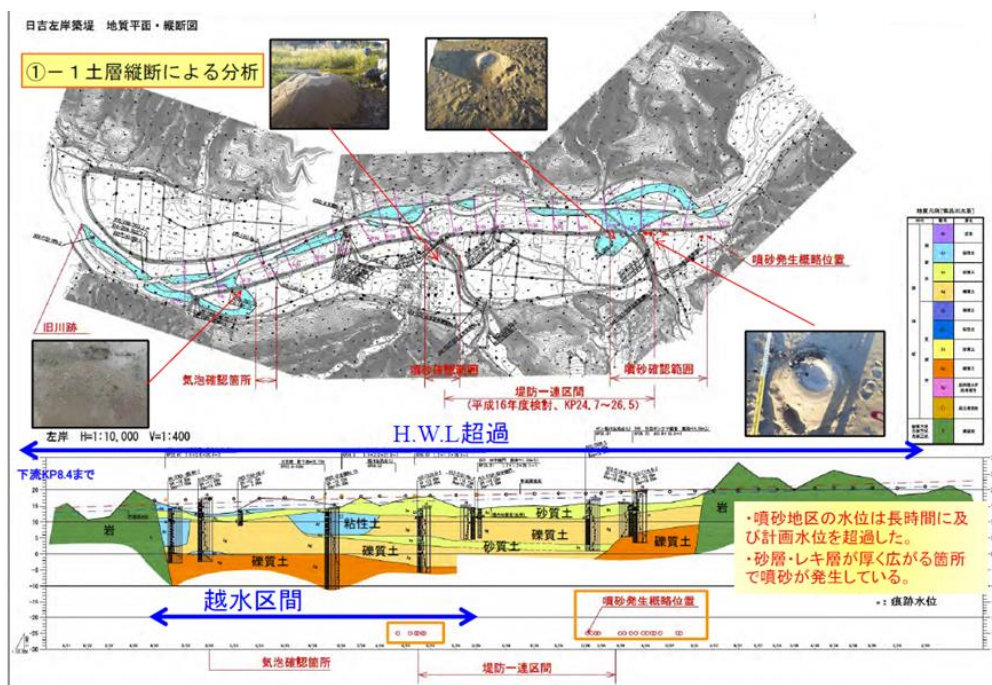


図 2.4.2.9 常呂川 H28 洪水噴砂多数発生区間の基礎地盤土層構造 9)

実物大実験の知見を補完する傍証を追記しておく。図 2.4.2.8 は、2016 年台風 9 号で噴砂が多数発生した常呂川 9) の水位波形である。図から、計画高水位を大きく上回る既往最高水位であったこと、堤防天端から 50cm 下がり高い水位であったことがわかる。図 2.4.2.9 は、基礎地盤土層縦断図である。図から、噴砂が発生した常呂川は、礫質土層の上に砂層が載る複層土層構造がベースになっている。行き止まり構造であったかどうかまでは確認できないが、パイピングが起きやすい条件に該当していることが確認できる。当該洪水の常呂川の現地情報から、堤防天端に近づく既往最高水位を記録した場合には、噴砂の発生している可能性があるため、洪水中に十分調査できなかった場合でも事後に詳細な点検・調査を実施することが重要であることがわかる。

<参考文献>

- 1) 笹岡信吾ら (2017) : 大型模型実験に基づく河川堤防におけるパイピング発達過程の考察, 河川技術論文集, 第 23 巻, pp 417-pp422, 2017 年 6 月
- 2) 国土交通省仙台河川国道事務所岩沼出張所 (2010) : 岩沼出張所 独自のとり組み キツネ穴対応, 平成 22 年,
http://www.thr.mlit.go.jp/sendai/iwanuma/con3/con3_profile1.html
- 3) 鮫島正道・宅間友則・角成生・今吉努・下沖洋人・東郷純一・中村麻理子 (2015) : アナグマの被害に対する河川堤防の保全策, Nature of Kagoshima, Vol. 41, p7-15, Mar. 2015
- 4) 田島 憲一・鈴木克尚・平田真二・倉島慶太 (2018) : 河川堤防における動物の巣穴・掘り起こしに関する点検及び評価方法の提案～種ごとの特徴と影響度合いを考慮した

維持管理法の構築に向けて～，河川総合研究所報告，Vol.24，pp1-pp14，平成 31 年 2 月

- 5) 小高猛司・李圭太ら（2018）：高透水性基礎地盤を有する河川堤防の崩壊メカニズムと評価手法に関する研究，河川技術論文集，第 24 巻，pp559-pp564，2018 年 6 月
- 6) 重信川堤防調査委員会（2019）：重信川堤防調査委員会報告書，平成 31 年 3 月
- 7) 矢部川堤防調査委員会（2013）：矢部川堤防調査委員会報告書，p4-2～p4-5 平成 25 年 3 月
- 8) 堀越一輝・野田章太・瀧澤歩実・高橋章浩（2018）：遠心模型実験によるパイピングの観察と 3 次元的進展の検討，第 6 回河川堤防技術シンポジウム論文集，pp67-pp70，2018 年 12 月 3 日，公益社団法人土木学会地盤工学委員会堤防研究小委員会
- 9) 常呂川堤防調査委員会（2017）：常呂川堤防調査委員会報告書 5.3. 噴砂箇所の調査結果，p5-15～p5-24，平成 29 年 3 月

2.4.3 樋門周辺堤防

2.4.3 は「2.4.3.1 樋管函体・擁壁と堤防拡幅盛土接続部の変状、漏水、土砂吸出し」と「2.4.3.2 樋管周辺の浸透破堤」からなる。

2.4.3.1 樋管函体・擁壁と堤防拡幅盛土接続部の変状、漏水、土砂吸出し

2.4.3.1 では函体損傷からの漏水が、輻輳している剛構造物の盛土との境界面下に発生する不同沈下空洞を通じて漏水・土砂吸出しを発生させた事例について考察している。図 2.4.3.1 は、洪水時に排水機場樋管の周辺で発生した漏水と土砂吸出しの発生状況である。漏水と土砂吸出しは、排水機場吐出水槽周辺の L 型擁壁の取り付け部で発生した。本川外水位が地盤高を超えた期間に発生していた。土砂とともに魚も出てきたが、水防活動による月の輪工でしのいだ。

- ・ 平成30年7月6日23時に堤脚からの漏水を発見
- ・ 漏水は7月7日19時20分に終息

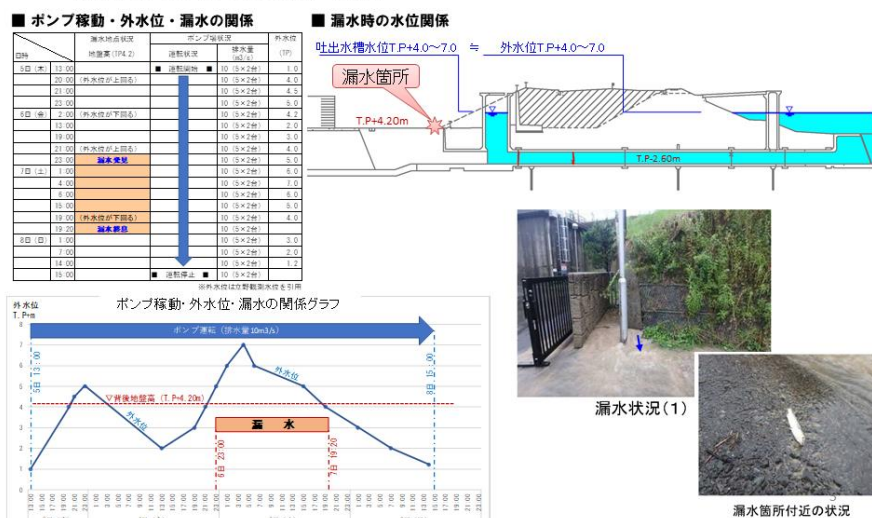


図 2.4.3.1 排水機場樋管周辺堤防における漏水・土砂吸出し発生状況

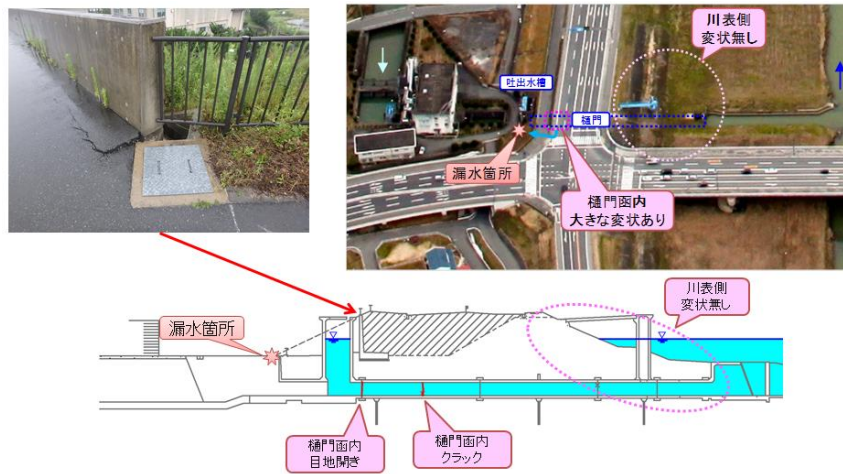


図 2.4.3.2 概観調査等結果

図 2.4.3.2 は、樋管周辺の状況を示したものである。排水機場前面の堤防は道路兼用として拡幅盛土を行っており、排水機場吐出水槽に拡幅盛土ののり面がかかるため、L型擁壁で水槽を囲っているものである。概観調査からは、L型擁壁と盛土の境界で抜けあがりによる小さなクラックが見られた。当該地域の基礎地盤には厚い軟弱地盤層があり、圧密沈下が発生する。兼用道路では橋梁取り付け部で何度もオーバーレイ舗装をしていた。なお、樋管の河川側（もともと堤防がある区間）においては特に変状は見られない。

- ・ 平成30年8月29日に排水機場を稼働させて樋門函内に内圧を作用させ、漏水調査を実施した。漏水調査の結果、
- ・ ①吐出槽の水位が堤内地盤より高くなった時点で川裏側の漏水箇所でも漏水が生じた。
- ・ ②漏水は吐出槽水位 > 堤内地盤高の時間継続した。
- ・ ③吐出水槽水位 < 堤内地盤高となった時点で、漏水は逆流に転じた。
- ・ ④川表からの漏水は確認されなかった。

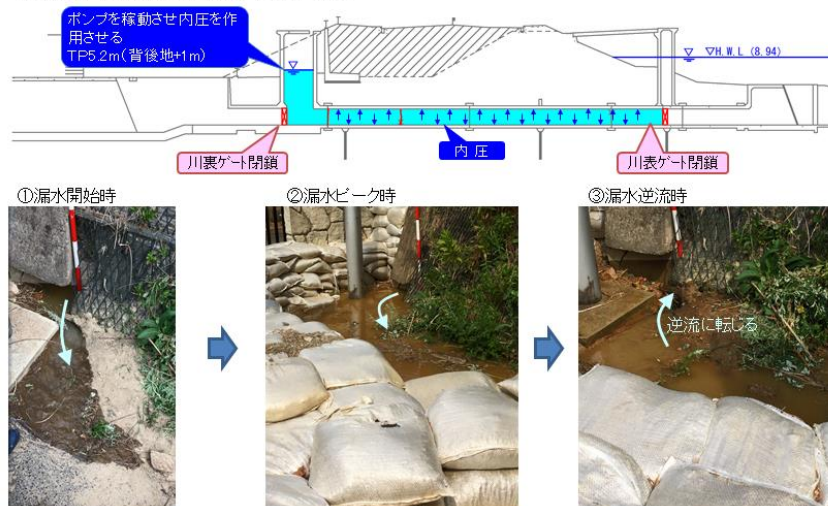


図 2.4.3.3 函体充水試験

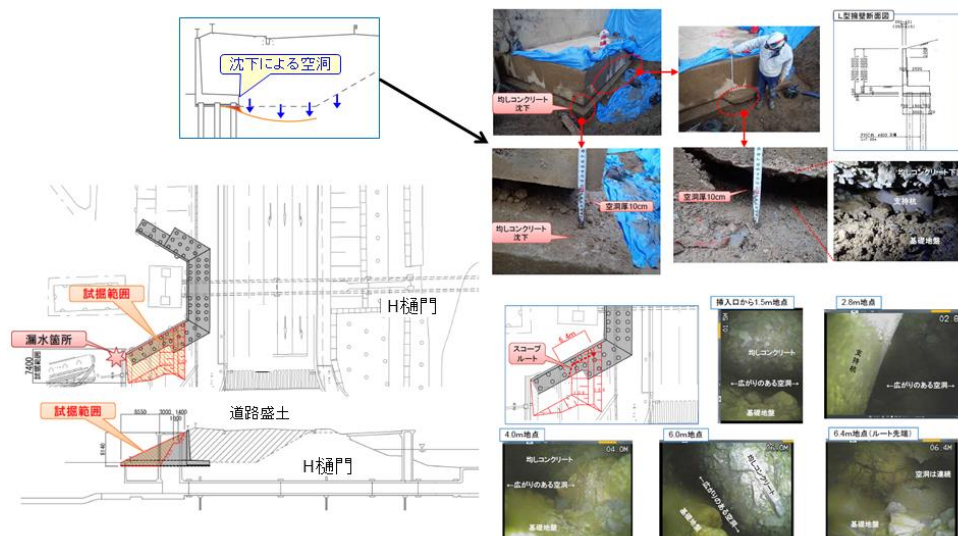


図 2.4.3.4 L型擁壁周辺の掘削調査による不同沈下・空洞の確認

図 2.4.3.3 は、漏水が河川の外水由来なのか函体からなのかを調べるために、函体の河川出口側と機場側のゲートを閉じて、充水試験を行った状況である。充水試験の結果、函体内水位を地盤高よりも上げると、洪水時に漏水と土砂吸出しが観察された場所から漏水が生じること、函体内水位を下げると漏水していた水が戻る状況が確認でき、函体内から漏水が生じていることがわかった。

図 2.4.3.4 は、漏水と土砂吸出しの出口部分を掘削調査した結果である。L型擁壁は杭基礎構造であったが、L型擁壁フーチング下面の盛土との境界部分において、盛土の引き込み沈下に伴う空洞が形成されている状況が確認できた。

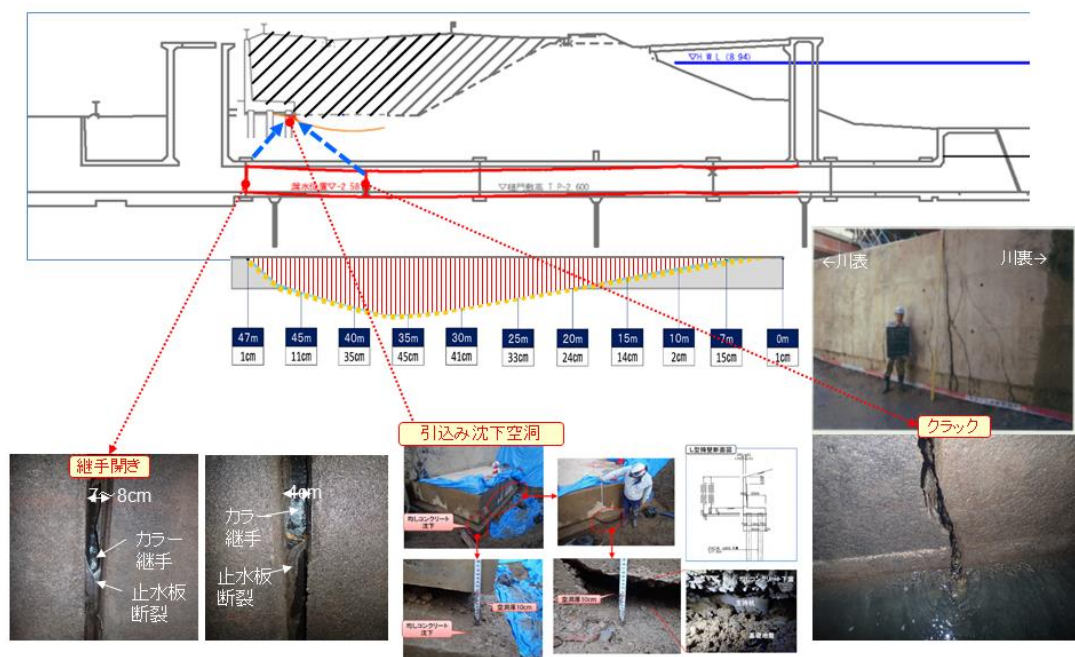


図 2.4.3.5 函体内部調査による不同沈下・目地開き・クラックの確認

- 平成30年8月9日に樋門函内・漏水箇所の詳細調査を実施した。
- 詳細調査はファイバースコープ調査・漏水のイオン分析を行った
- 函渠クラックの外側は、漏水により砂粒分が吸い出され、奥行き10cm程度の空洞が生じている。なお、空洞は小規模であるが、周辺は礫(粗粒分)となっており、透水性は高くなっている。

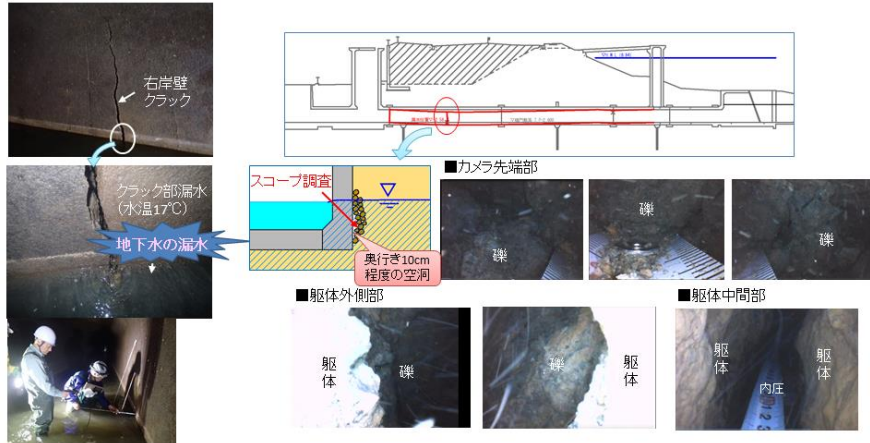


図 2.4.3.6 函体クラック周辺のファイバースコープ調査等

図 2.4.3.5 は、水を抜いて函体内部に入り調査を行った結果である。函体は拡幅盛土部を中心に不同沈下しており、最大 45cm の相対沈下が見られた。また、函体の継手開きとクラックが確認された。継手開きは吐出水槽側で、クラックは拡幅盛土区間の函体スパンの中央で発生していた。この樋管函体は杭基礎の剛構造であったが、結果的には拡幅盛土の上載荷重に耐えきれず沈下・変形・損傷したものである。

図 2.4.3.6 に示す通り、クラックの隙間からファイバースコープを入れて函体周辺の堤体土を調べたところ、粗粒化するとともに空洞が生じていた。地下水位が函体底板高よりも高いため、函体内調査時にはクラックや開いた継手から周辺の地下水が流入していた。

- 函体のクラック、継手開き部に応急遮水対策を施した後、排水機場を稼働させて樋門函内に内圧を作用させ、漏水調査を実施した。
- その結果、
 - TP4. 7m(背後地+0.5m)を10分継続。→漏水箇所において異常なし。
 - TP6. 7m(背後地+2.5m)を10分継続。→漏水箇所において異常なし。

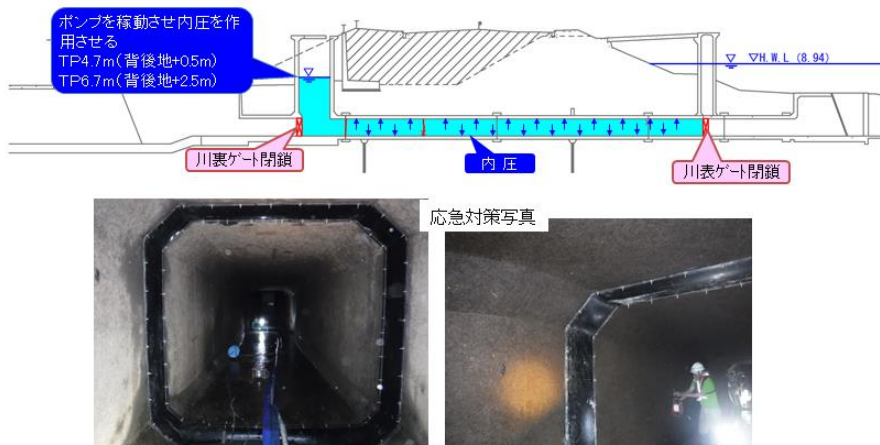


図 2.4.3.7 応急対策による漏水防止工

図 2.4.3.7 のようにクラックや継手開き箇所等の漏水の供給口を遮水性の材料で塞ぐ応急対策を施して再び函体内部の充水試験を行い、漏水が止まったことを確認した。最終的には、本格復旧で開削し、柔構造の函体に交換する対策を行った。開削時に典型的な曲げ破壊クラックが発生していることが確認できた（図 2.4.3.5 右中写真参照）。

減災及び点検への反映事項であるが、1 点目は不同沈下の傍証を見逃さないことである。この箇所では、L 型擁壁と盛土の境界で抜けあがり確認できるとともに、兼用道路が何度もオーバーレイしていることがわかった時点で、点検対象としての優先度を高める必要があった。

2 点目は、損傷や変状の数等による間接的な評価よりも、函体内部に入ってあるいは開削による目視確認、充水試験による直接的な調査が圧倒的に有効な点だ。函体内部点検も水を抜くことが大変なため、頻度を抑える方向にいきがちである。抜けあがり確認された場所では、何年かに 1 度の函体内部の目視による点検・確認を行うべきである。

もともと堤体拡幅盛土の設計では、杭で安定させている L 型擁壁と同様に函体も杭基礎で安定させることとしており、引き込み沈下による函体下の空洞対策として適宜グラウトを行うことにしていた。開削調査でグラウトを行った痕跡を確認できたが、監視や確認の継続が十分ではなかった。3 点目の点検への反映事項は、函体周辺の空洞化は重要な管理上のポイントであるのだから、グラウトと設計時との差異の確認を継続できるとよかったという点である。

4 点目は、出水頻度が少ないと変状の発生に気づく機会が少ないという点である。この樋管がある河川では、堤内地盤高を上回る出水の頻度が少なく、函体の破損・杭基礎 L 型擁壁フーチングの不同沈下に伴う空洞形成による水みちの形成に気付かなかった。出水頻度が少ない河川は、漏水や土砂の吸出し等の変状が顕在化する現象を確認する機会が少ない。漏水や土砂吸出しを確認していないことは、変状がない・異常がないという可能性と出水がなく変状が顕在化する現象が発生していないだけだという可能性の両方があることを理解しておくことが重要である。漏水がない・土砂吸出しがないことが変状が発生していないことだと短絡的に判断してはならない。

5 点目は、関係管理者との協力・連携が重要であるという点である。この現場は、L 型擁壁を道路管理者が管理しており、兼用道路も道路管理者である。複数の構造物管理者が輻湊している場所になっており、管理上なかなか難しい場所である。道路兼用といえども拡幅することは堤防の強化につながっている。堤防を他の目的を有する有用な施設と兼用して強化していくというのはエンドユーザーである当該地域にとって有益なことである。管理がややこしいからどんどん兼用を排除するという方向に向かうべきではない。

6 点目は、地下水が高い現場の函体の機能確認試験の技術開発必要性である。この現場は地下水位が高く、函体内をドライにするのが大変な被圧の条件下であった。止水機能確認の試験として連通管試験があるが、地下水が高い場所だと実施できないという課題が明らかになった。被圧条件下で止水機能・遮水機能を確認できる技術開発が必要である。機能確認は非出水時の常時に行わねばならないというものではない。例えば、埋め殺しの水圧センサーを設置すれば、出水時に河川の高い水圧がどこまで伝わったかというのが測定でき、機能確認に寄与できる。出水時の水圧を現地で直接測ることが 1 つの方向である。

国土交通省水管理国土保全局治水課（2012）¹⁾は、樋門等周辺堤防の詳細点検要領を示している。本節の考察・分析は、函体内調査等は詳細点検要領に基づく調査の結果をもとにしている。本節の現地調査において、詳細点検要領が推奨する連通管試験は地下水位が

高い被圧条件下にある函体では難しいことがわかった。連通管試験はその場で応答結果を得ることができるので良い方法であるが、被圧条件下でも診断・評価ができる方法が必要である。本節ではその1つとして洪水時に函体下の水圧観測を提案した。また、函体の充水試験が水ミチを明らかにする上で有効であったことを示した。

<参考文献>

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局治水課（2012）：樋門等構造物周辺堤防詳細点検要領，平成24年5月

2.4.3.2 樋管周辺の浸透破堤

2.4.3.2 は使わなくなった樋管残存個所で発生した浸透破堤について考察した。図 2.4.3.8 は、越水は発生していないが、浸透破堤した事例である。破堤箇所は、使われなくなった樋管部分を中心とした場所であった。図 2.4.3.9 に主な出水の最高水位を示す。破堤した洪水は観測史上4位の水位であり、2年前にも破堤時洪水の最高水位を2cm上回るほぼ同等の水位を経験していた。また前年にも破堤時洪水の最高水位より18cm低い洪水を経験していた。なお、平成2年からY川に8.5m³/s排水する能力を持つ機場が稼働しており、破堤箇所の樋管は平成9年以降使われていなかった。



図 2.4.3.8 樋管部分での浸透破堤の発生状況

図 2.4.3.10 は樋管の状況を調べ、撤去するための開削調査を行った際に得られた堤体及び基礎地盤の土層構造を示したものである。基礎地盤は厚さ数 m の砂層と粘性土層が交互に重なっており、樋管の函体は透水係数 $k=1 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ の比較的透水性の高い上部砂層上に設置されていた。堤内地地盤の表層は厚さ 80cm の耕土・粘性土が被覆している。

S水位観測所の昭和45年以降の水位実績

順位	年月日	水位 (TP. m)	雨量 (mm)	備考
①	昭和50年3月21日	5.413	98	(S 沼遊水池越流堤完成 H 9年3月 クレスト高 TP3.51 m→4.71 m)
②	昭和49年9月25日	4.713	95	
③	平成9年6月29日	4.65	158	
④	平成11年7月14日	4.63	279	(雨量は一連の連続雨量)
⑤	平成10年8月30日	4.25	278	

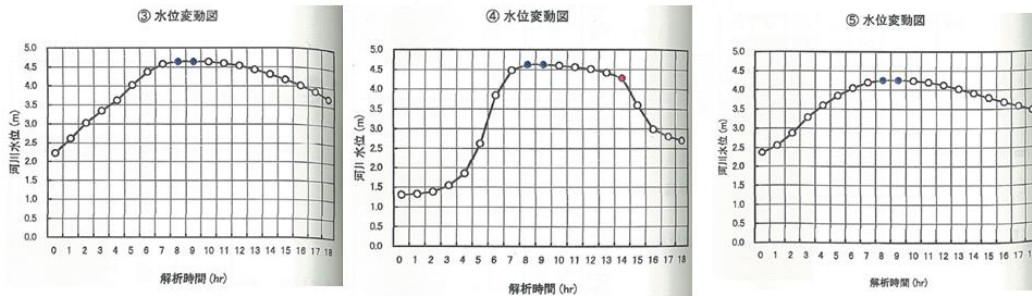


図 2.4.3.9 S45~H11.7 までの主な洪水時最高水位と近年3洪水の水位波形

ボーリング調査結果及び上流開削面・基礎地盤の土層構造

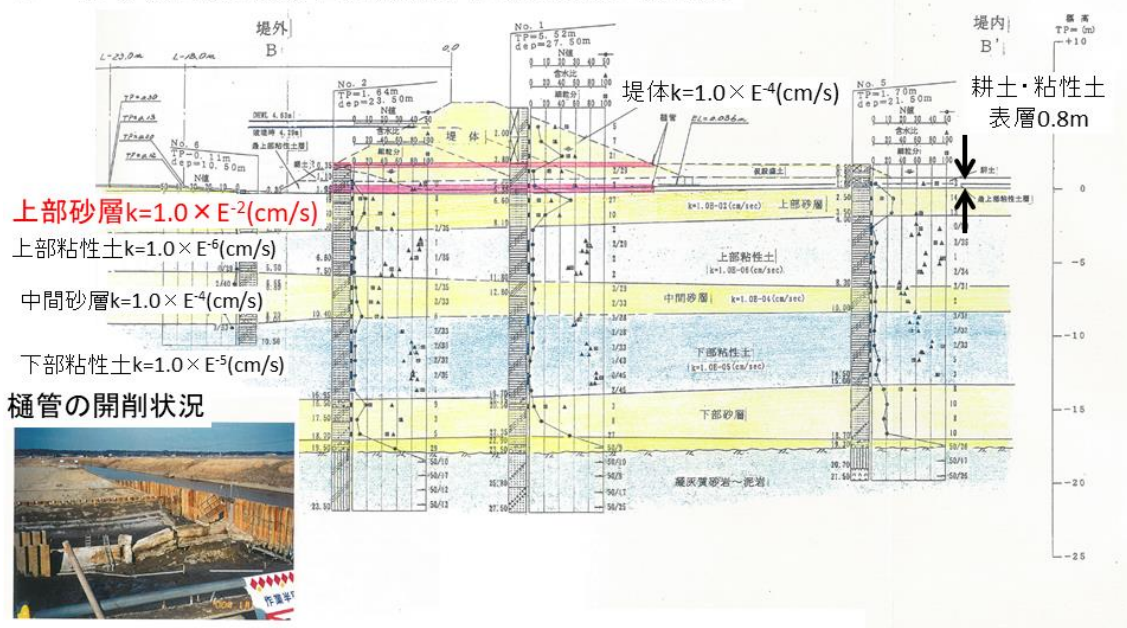


図 2.4.3.10 ボーリング及び開削調査により推定された土層構造

図 2.4.3.11 は開削上流側堤体断面の状況である。堤体と基礎地盤の境界部に圧密沈下による土層境界のたわみが見られるが、堤体は良好な粘性土で、2 回以上の拡幅・嵩上げを経て築造されていることがわかる。

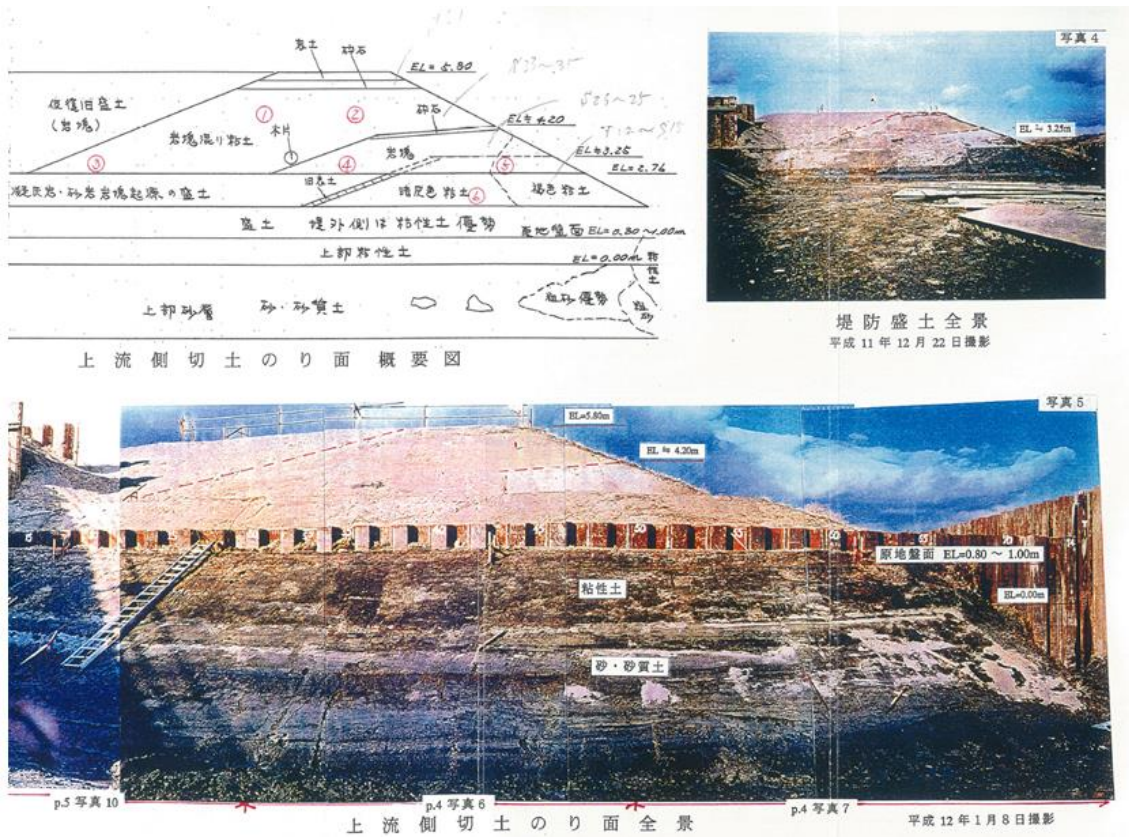


図 2.4.3.11 開削調査上流側堤体土層構造

図 2.4.3.12 は開削して露出させた樋管と函体である。函体が折れて一部沈下・倒壊しているが、これは応急の破堤口締切時に土砂と重機が載ったためである。函体は3列の長さ3mの短い松杭基礎に支えられて剛構造とはいえないものであり、川表側にルーフィング等の開きはなかった。川表側ゲートも閉鎖されていたことが確認できた。

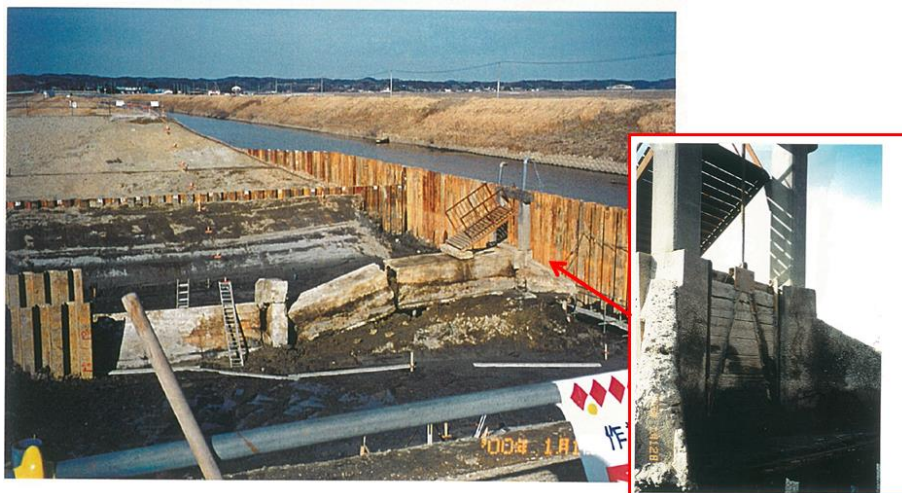


図 2.4.3.12 樋管・函体の状況

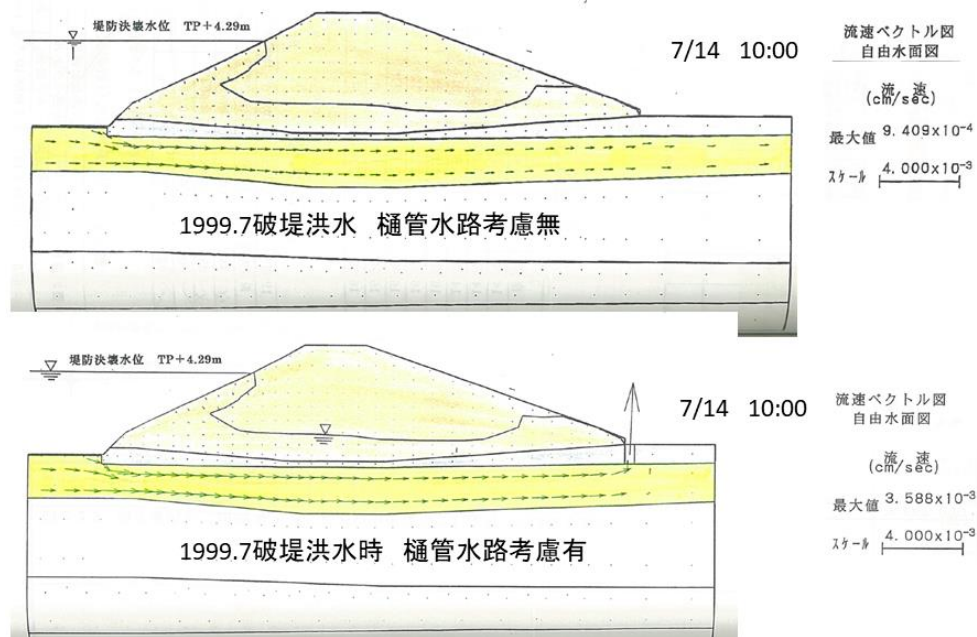
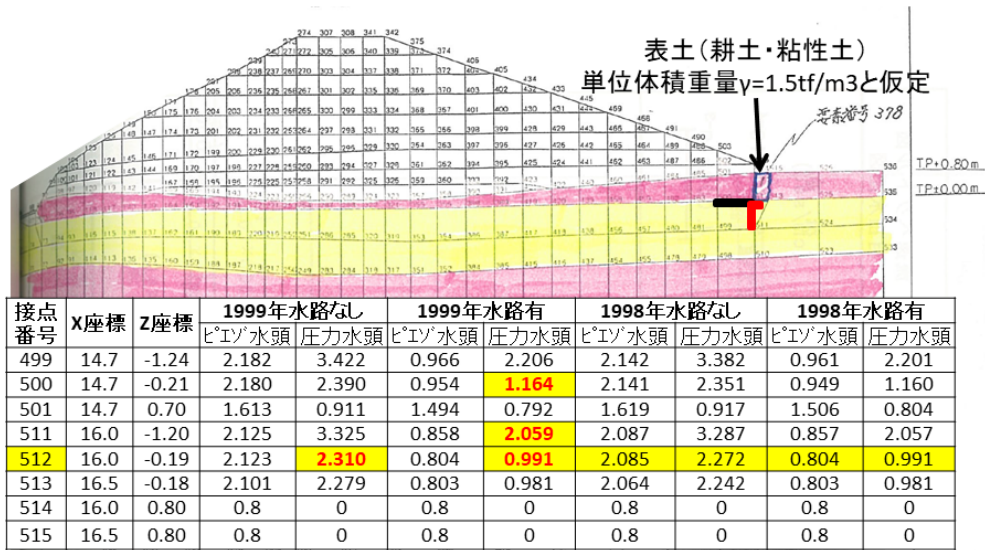


図 2.4.3.13 浸透流解析結果 堤体内浸潤面と流速ベクトル図

図 2.4.3.13 は、図 2.4.3.10 の土層構造をモデル化した浸透流解析の結果である。浸透流解析にあたっては、堤内地側地盤表層の耕土・粘性土に水路の切り欠きを設けて上部砂層を露出させたケースと水路切り欠きを設けないケースの 2 種類について実施した。図から、堤体内の浸潤面は上昇しておらず、堤体自身のすべり破壊は考えられないことが確認できた。水路切り欠きを設けたケースでは切り欠き部分で比較的高い流速が発生していることが確認できた。

図 2.4.3.14 は、浸透流解析の裏法尻土層内の水圧計算結果を示したものである。堤防の構造検討手引き (2012) ②に従い、水圧計算結果から、水路切り欠き無のケースでは堤内地地盤表層の耕土・粘性土の盤ぶくれに対する安全率を、水路切り欠きありのケースでは堤防裏法尻側水路底面における局所導水勾配を計算した。その結果、水路切り欠きなしのケースでも盤ぶくれに対する安全率は 0.52 と大きく 1 を下回っており、水路切り欠きがなくとも盤ぶくれとその後のパイピング破壊が発生する可能性があることがわかった。また、水路切り欠き有のケースでは、水平方向の局所導水勾配 i_h は 0.133 と照査基準値 0.5 以下を満足しているものの、鉛直方向の局所動水勾配 i_v は 1.057 となっており、照査基準値 0.5 を大きく上回っていることが確認できた。

図 2.4.3.15 は、浸透流解析の実流速の計算結果である。水路有のケースでは、水路部分での最大実流速が 0.0036cm/s となっていた。上部砂層の 50% 粒径は 0.12~0.6mm であり、三木ら (1995) ③が整理した、大型浸透模型実験でパイピングの発生が確認された 50% 粒径と実流速の範囲内に入ることが確認できた。また、水路有ケースの上部砂層内の鉛直方向局所動水勾配 $i_v=1.057$ を用いて上部砂層内の実流速を求めると 0.0354cm/s となり、三木ら (1995) ③の限界流実流速を大きく上回り、その他の既往実験結果の範囲内に入ることがわかる。



水路無: 盤ぶくれ安全率(接点512): $F_s = W/U = 1.5(tf/m^3) \times 0.8(m) / 1(tf/m^3) \times 2.31(m) = 0.52$ OUT
 水路有: 局所動水勾配(水平) $i_h = \Delta U / \Delta x = (1.164 - 0.991) / (16.0 - 14.7) = 0.173 / 1.3 = 0.133$ OK
 : 局所動水勾配(鉛直) $i_v = \Delta U / \Delta z = (2.059 - 0.991) / (1.2 - 0.19) = 1.068 / 1.01 = 1.057$ OUT

図 2.4.3.14 浸透流解析結果 裏法戻土層内水圧

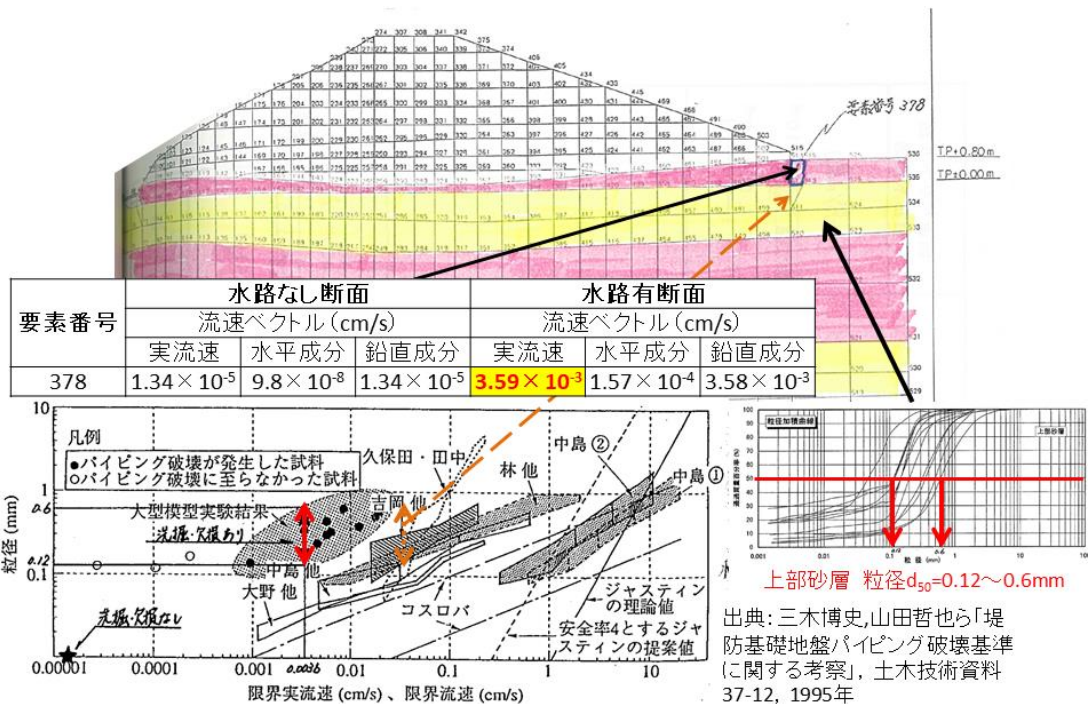


図 2.4.3.15 浸透流解析結果 裏法戻土実流速

以上を総合すると、上部砂層内の水圧が高まり、表層の耕土・粘性土に盤ぶくれを起こしてパイピング破壊した可能性と水路切り欠き部で発生する高流速により、パイピング破壊した可能性が高いことがわかった。

時期	S沼干拓	Y川改修	T川改修
1693～1698 (元禄6～元禄11年)	S沼 (L=1,745m) ～元禄潜穴 (L=2,690m×2条) ～M湾 (L=3,054m) の開削		
明治34年	S沼水害予防組合が設置され沼の干拓、水害排除等の事業に着手した。		
1905～1910 (明治38～43年)	S沼 (L=2,183m) ～明治潜穴 (L=1,309m×3条) ～Ta川下流部改修 (L=2,300m)		
大正12年	囲堯堤築堤工事が着手され、Sも囲堯堤で囲まれT川はSの北側で沼に流れ込むことになる。		
大正14年		Y川第1期改修工事が着手される (下流部の築堤から着手)。	
昭和7年		サイフォンが工事着手され昭和9年3月に完成する (函長L=103.8m)。	
昭和15年	開拓助成事業が終了し、昭和17年にはY川サイフォン付近にT川に排水する第一揚水機場 (用排水) が設置され昭和21年にはS沼南半分の約110町歩の開田が竣工する。	Y川改修完了 (S沼がY川と分離される)	
昭和21年	緊急開拓委託事業が終了し、昭和22年にはT川下S地点に第2揚水機場 (用排水) が新設され、昭和23年には開田が一応完了する。それまでに沼の囲堯堤は標高4.46m内外で整備され排水樋門は34箇所設置された。破堤箇所樋管もその中の1つと推定される。(地元の聞き取りからも戦前の存在を確認。)		

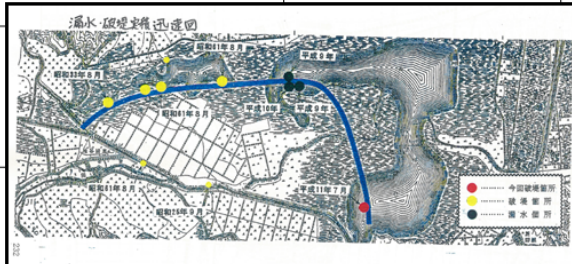


図 2.4.3.16 被災箇所周辺の干拓、河川改修経緯 (1)

時期	S沼干拓	Y川改修	T川改修
昭和23年 昭和24年	昭和23年S沼地区代行干拓事業が終了する。昭和19、22、23年の度重なる水害が契機になりY川の2期改修と併せてT川の遊水地越流堤設置。T川・支川田川合流点の堤防を標高4.46mとし、1/4,000勾配で下流堤防の高上げ補強を行うなどして昭和25年にS沼干拓事業が完成をみた。	昭和23年Y川第2期改修工事が着手される。右岸引堤のためサイフォンが昭和26、27年度に継足される (函長L=200m)。	昭和24年Y川の2期改修、S沼地区代行干拓事業と相まって中小河川改修事業が着手される。それによりT川・支川田川合流点からT橋間の右岸堤の増補工事が昭和33年までに完了した。
昭和26年	S郡外二郡S沼土地改良区設立 (現T川沿岸土地改良区)		
昭和27年 昭和33年	S沼水害予防組合が解散される。		T川・支川田川合流点下流右岸 (今回破堤箇所含) の堤防が現在の形状で改良され、当該樋管は継足される (昭和35年に完成)。
昭和34年			昭和33年の水害を契機として「S沼水害対策協議会」が設立され、Ta川・T川を1本化した河川計画の検討が開始され、昭和36年に計画が決定される (認可は昭和45年)。主要変更点は遊水地計画の付加、堤防高は地盤の軟弱度を考慮し変更はなし。
昭和40年 昭和48年 昭和55年	S地区県営湛水排水事業が着手され、現在のS排水機場の前身 (約5m3/s) が設置されるが破堤箇所樋管は自然排水用として継続して使用される (事業は昭和55年竣工)。		昭和48年堤防が圧密沈下したため、50cm程度の高上げ、腹付けが行われる。破堤箇所は昭和51年に実施され、当該樋管は継足される。
昭和61年	8月5日洪水でY川が決壊し、広範囲にわたり壊滅的被害を受ける。	Y川が2箇所破堤し、激甚災害上流部3箇所が破堤する。特別緊急事業で復旧を開始する。	
昭和63年	県営湛水防除事業が着手され、 現S排水機場 (8.5m3/s) が整備され平成2年度から稼働する。 破堤箇所樋管は平成9年度以降は日常の利用はされていないが、県・水防団の巡視、近隣の耕作者により被災を受けるまで構造の欠陥は確認されていない。		
平成9年3月			越流堤の高上げ工事が完了し、中小改修が終了する。

図 2.4.3.17 被災箇所周辺の干拓、河川改修経緯 (2)

点検、減災の工夫への反映事項の1点目は、内水浸水が起りやすい場所での浸透破壊に対しては、単純に過去の成功体験を当てはめることは危険であるという点である。図 2.4.3.16、図 2.4.3.17 は当該箇所周辺の農地整備及び河川改修の経緯をまとめたものである。

当該地域は元々沼地だったところを、排水路整備等の干拓や河川の改修・堤防の整備によって農地として開発してきた地域である。過去の破堤箇所や漏水箇所は上流部に集中しているが、検討対象としている破堤はこの河川でははじめて下流部で発生したものであった。昔の地形でみると、破堤箇所は沼地にあたる場所である。上流部・中流部の破堤箇所や漏水箇所の多くも沼の跡地が多い。特に、昭和63年に完了し、平成2年から本格稼働した8.5m³/sの能力を有する排水機場が整備され、内水浸水は大きく減少したと思われる。内水浸水が起こらなくなることは、浸透破壊においては、外力である内外水位差が大きくなることであるので、むしろ条件は厳しくなったということである。実績主義・経験主義に基づき、過去に被災履歴がないことだけを根拠に安全と考えるのは早計である。

この破堤時と同じ条件になった平成2年以降に、H9.6（既往3位）、H10.8（既往5位）の2度同規模の洪水を経験している中で、3回目（既往4位）に破堤した。盤ぶくれ破壊であっても水路切り欠き部からのパイピング破壊であっても、本質的には上部砂層の水圧が上昇していたことが原因である。パイピング破壊については、2.4.2で述べた実物大実験を見る限り、必ず、噴砂や漏水等の前兆現象が起きることを踏まえると、現場でも前兆現象が生じていた可能性が高い。過去2回の洪水時あるいは洪水後にも丁寧に見れば、水路内に噴砂等の前兆現象が確認できた可能性が高いと思われる。2点目の反映事項は、浸透流解析結果等をもとに、洪水時あるいは出水後のパトロール時の重点点検箇所を定めて確認することが有用である。今回の事例でいえば、上部砂層の高水圧作用に着目した点検、具体的には、水路等表層の耕土・粘性土が薄くなる場所、函体等の剛構造物周辺を重点的に見ることが有用である。上部砂層の水圧をリアルタイム計測できればより直接的な確認ができたであろう。

3点目は、不要となった樋管函体の撤去を行っておくことが、築堤履歴や堤体土、基礎地盤の物性に関する様々なデータを得る貴重な機会であったらという点である。仮に占用者の資金面で撤去の見通しが立たない場合でも、堤防開削は土層構造把握に有用な機会なので、河川管理者が実施してもよい事項であった。開削で得たデータで点検対象を絞り込むことで水防や点検労力の軽減と大事なものへの重点化の機会にすることができる。

水防団のパトロールが行われていたおかげで、破堤の瞬間の写真が撮影されていた。4点目は、洪水時のパトロールと破堤等変状発生時の写真・動画撮影は、その後の検討に有益な情報を提供するので重要だという点である。

粘性土層で被覆されている浸透砂層を有する場所に位置する樋門周辺では、樋門の函体周辺だけでなく、樋門に接続する水路部分のパイピング破壊評価、出水時・出水後の噴砂跡等の点検が重要である。

<参考文献>

- 1) 西村柁哉・前田健一他（2018）：河川堤防のパイピング危険度の力学的簡易点検フローと漏水対策型水防工法の効果発揮条件，土木学会河川技術論文集，Vol.24，pp.613-618，2018
- 2) 財団法人国土技術センター（2012）：河川堤防の構造検討の手引き(改訂版) 第2章，JICE資料第111002号，pp8-pp13，平成24年2月
- 3) 三木博史・山田哲也ら（1995）：「堤防基礎地盤パイピング破壊基準に関する考察」，土木技術資料37-12，1995年

2.4.4 パイピングにおける砂粒子の応答特性再整理

2.4.3.2 のパイピング判定で引用した図 2.4.3.15 左下のパイピング限界実流速図において、三木ら (1995) ¹⁾ の実物大実験の限界実流速が他の既往実験結果に比較して小さい。2.4.1 のレビューにおいて、パイピングに関する砂粒粒子の応答特性に関する知見に進展がないことが課題と述べた。図 2.4.3.15 左下図のもととなった、三木ら (1996) ²⁾ の大型パイピング実験結果について、砂粒子の応答特性の再解釈を行い、ボイリング・パイピング発生限界実流速図に応答段階毎の流速をプロットして考察した。

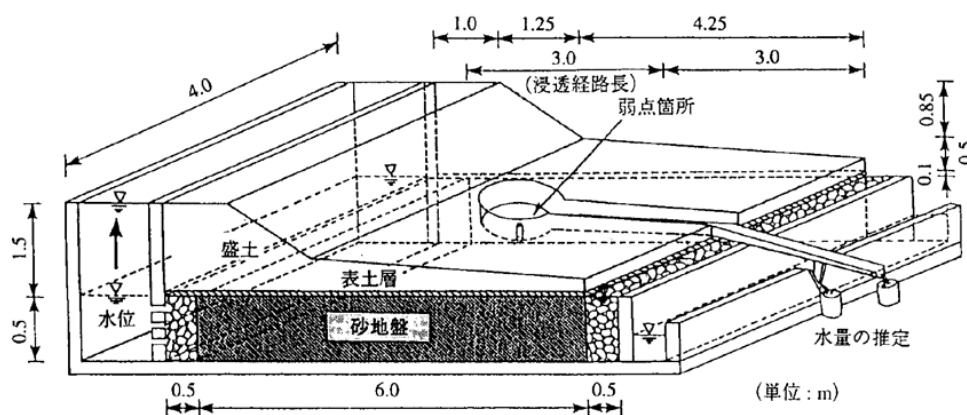


図 2.4.4.1 三木ら (1996) ²⁾ の大型パイピング実験 実験装置

三木ら (1996) ²⁾ の実験装置は図 2.4.4.1 に示すもので、上流水槽から被圧できる幅 3.8m × 厚さ 0.5m × 長さ 6m の砂地盤上に高さ 1.5m × 長さ 3m の盛土と厚さ 0.15m 以下 × 長さ 3m の表土層と盛土と表土の境界部 (盛土法尻) に $\phi 50$ mm の円筒形の弱部 (穴: 図 2.4.4.2 参照) を設けた。弱部は、観察しやすいよう鉄板で囲い、厚さ 15mm の耐久合板により補強されているため盤ぶくれは生じない。弱部 (穴) からの漏水を計測するためロードセルに繋いだ容器まで漏水を集めて流す樋を設けるとともに、砂地盤からの浸透水流量を計測するため下流端に三角堰が設置されている。

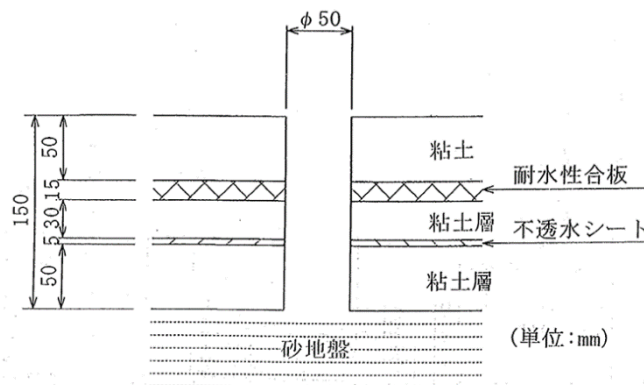


図 2.4.4.2 三木ら (1996) ²⁾ 大型パイピング実験 弱部 (漏水口) 構造

実験は、上流水槽の水位を水頭差 0~80cm までは 1 段階 10cm を 10 分間隔で、水頭差 85~130cm までは 1 段階 5cm を 15 分間隔で、水頭差 135~170cm までは 1 段階 5cm を

20 分間隔で上昇させることを標準に実施した。上下流に水みちがつながったと判断された時に実験終了とした。実験中に噴砂が始まり、水みちが通じる可能性があると思われる噴砂の場合には観測時間を延長した。

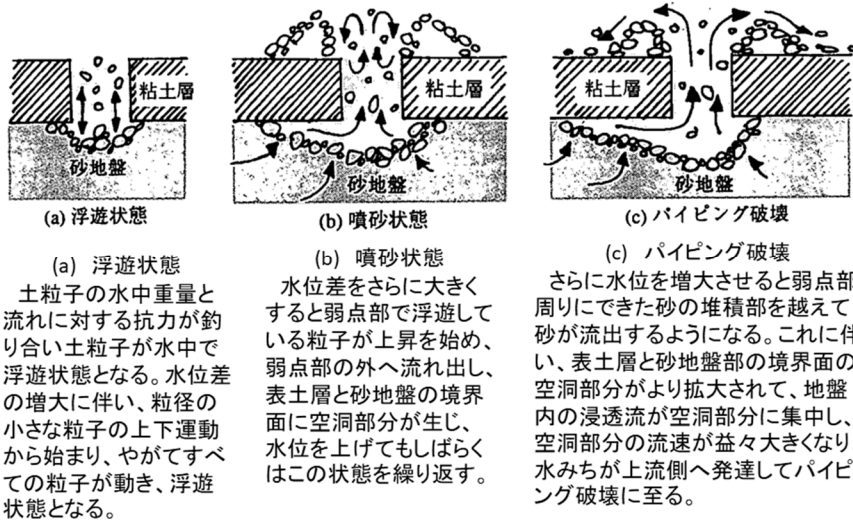


図 2.4.4.3 三木ら (1996) 2)パイピング大型実験 パイピング状態の目安

計測内容は、砂地盤浸透流量、弱部からの漏水量、パイピングの進行状況観察である。三木ら (1996) 2)のパイピング観察は、漏水口において行われており、図 2.4.4.3 に示すパイピング状態区分の目安を参考に、目視により「水面現れる」、「濁り水発生」、「気泡発生」、「砂の上下動開始」、「噴砂開始」、「パイピング」を記録している。実験終了後には、砂地盤内の水みち形成状況についても記録している (図 2.4.4.4 右図参照)。

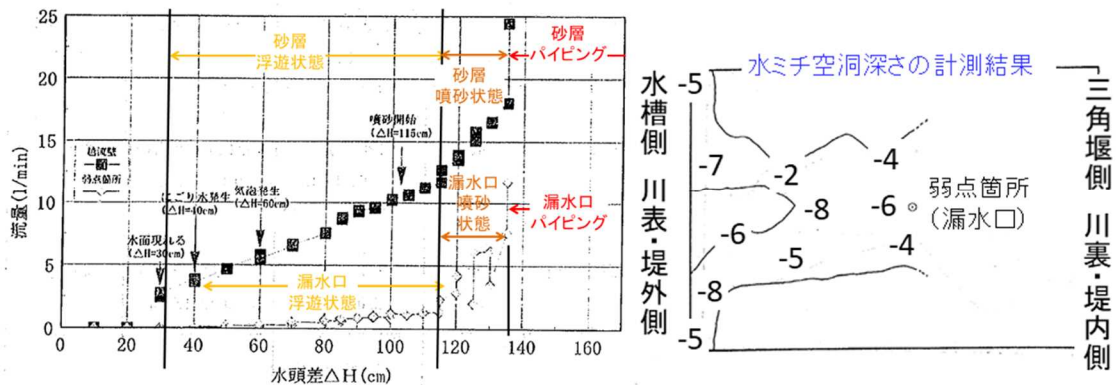


図 2.4.4.4 三木ら(1996)2)に加筆大型実験再解釈
左：漏水口・砂層地盤内状態区分例 右：実験後空洞分布 (弱点からの貫通と砂層内貫通が混在するケース)

実験結果の再解釈にあたっては、漏水口における応答状態と砂層内における応答状態をそれぞれ判定することとした。その理由は、弱点 (漏水口) からのパイピング貫通が生じているケース、砂層地盤内のパイピング貫通が生じているケース、弱点 (漏水口からの) パイピング貫通と砂層内のパイピング貫通の両方が発生していると判断されるケースがあった

ためである。判定は、三木ら（1996）²⁾の漏水口における目視観察結果の他に漏水口においては漏水量－水頭差関係、砂層内においては浸透量－水頭差関係も見て行うこととした。砂層地盤内については、水頭差－浸透流量の傾きが急な傾きに変化した状態を砂層地盤の「噴砂状態」、同じ水頭差で浸透流量が急増する時点も砂層地盤の「パイピング」と判定した。漏水口については、同じ水頭差で漏水量が急増する時点も漏水口の「パイピング」と判定することにした。浸透量や漏水量－水頭差関係図からの応答状態判定結果の1例を図2.4.4.4に示す。

「パイピング」は浸透量や漏水量が急増するので流量が2つあり、「パイピング」の砂層内実流速や漏水口流速は幅を持つのが基本である。「噴砂状態」も水頭差及び浸透量・漏水量に幅を持つので、砂層内実流速や漏水口流速は幅を持つのが基本である。漏水口流速は、漏水量を弱部（漏水口）の断面積で除して求めた。砂層内の流速は、浸透流量を流下方向の砂層断面積で除して砂層内平均浸透流速を求め、局所的な集中量の中島ら（1987）⁴⁾が示した水みち先端部では貫通直前の局所動水勾配が周辺の平均的な動水勾配の5倍という推定を用いて、浸透流平均実流速を5倍して求めた。空隙率 n と平均浸透流速 v からの実流速 v_p の算定は、三木ら（1995）¹⁾（1996）²⁾に倣い（2.4.4.1）式で求めた。

$$v_p = v / (1 - (1 - n)^{2/3}) \quad (2.4.4.1)$$

空隙率 n と空隙比 e の関係は、（2.4.4.2）式である。

$$e = n / (1 - n) \quad (2.4.4.2)$$

応答状態の判定結果は、中島ら（1987）³⁾の応答特性とも関連付けることができるよう、弱部（漏水口）においては、観察結果の「濁り発生」及び「砂の上下動開始」を”浮遊状態”、「噴砂開始」～「パイピング発生」までを”噴砂状態”、「パイピング発生」以降を”パイピング破壊状態”とした。

(1) 漏水口の応答状態

図2.4.4.5は三木ら（1996）²⁾の大型実験で、漏水口における応答状態が「パイピング」と判定された時の漏水量から算出した漏水口流速を横軸粒径－縦軸流速のグラフに示したものである。パイピング時の流速が横軸に幅を持つのは、砂層地盤の粒度試験結果（10%粒径 d_{10} ～ 60%粒径 d_{60} ）の幅を示しているからである。

中島（1987）³⁾はパイピング限界の実験の考察・評価において、粒子浮上限界流速が単粒子沈降速度式に概ね一致し、ジャスティンの限界流速とも対応すると指摘している（図2.4.4.6参照）ので、図には、単粒子沈降速度 w_0 とジャスティンの限界流速も合わせて示した。なお、中島（1987）³⁾の実験は粒径範囲別の均一材料であり、図2.4.4.6の横軸の幅は粒径範囲を示している。

単粒子沈降速度 w_0 は、Rubey 式、 Re 数範囲別の球の抗力係数 C_D を反映した Stokes 式（ $C_D = 24/Re$ $Re < 1$ ）、Allen 式（ $C_D = 12.65/\sqrt{Re}$ $1 < Re < 1,000$ ）、Newton 式（ $C_D = 0.4$ $1,000 < Re$ ）の4つを示した。なお、図には無次元数との対応を示すため、 $Re = 2,400, 2000$ の線も合わせて示した。

図2.4.4.6から、中島（1987）³⁾の実験結果は、単一粒径の沈降速度 w_0 に概ね一致するが、単一沈降速度 w_0 を限界流速と位置付けると、粒径範囲の大きい部分で限界流速を過大に評価している。体積密度の増加により小さくなる沈降速度（干渉沈降速度 u ）を評価できる

Richardson-Zaki⁴⁾の(2.4.3)～(2.4.5)式を用いて中島(1987)³⁾の実験結果をカバーできる空隙比 e を試算した。その結果、 $e=2$ に相当する干渉沈降速度 u で中島(1987)³⁾の実験結果をカバーできることがわかった。

$$u/w_0 = (1 - \varphi)^n \quad (2.4.3)$$

ここで、 u ：干渉沈降速度、 w_0 ：単粒子沈降速度、 φ ：懸濁粒子の体積濃度（無次元）であり、空隙比 e との関係は(2.4.4)式となる。 n は Re_e の関数であり、(2.4.5)式で表される。

$$\varphi = 1/(1 + e) \quad (2.4.4)$$

$$n = 4.65 \quad Re_e < 0.2 \quad (2.4.5)$$

$$n = 4.4Re_e^{-0.03} \quad 0.2 < Re_e < 1 \quad (2.4.5)$$

$$n = 4.4Re_e^{-0.1} \quad 1 < Re_e < 500 \quad (2.4.5)$$

$$n = 2.4 \quad 500 < Re_e \quad (2.4.5)$$

図2.4.4.5の赤線範囲を見ると、下端側が中島(1987)³⁾の粒子浮上限界流速と一致し、単粒子沈降速度 w_0 と $e=2$ の干渉沈降速度の間に位置していることがわかる。一方、パイプ貫通した状態を示す赤線範囲上端は単粒子沈降速度 w_0 よりも大きく、むしろ粒径の5倍の管径を代表長にとったフルード数 $Fr = v/\sqrt{g \cdot (5d)} = 1$ と概ね一致する。

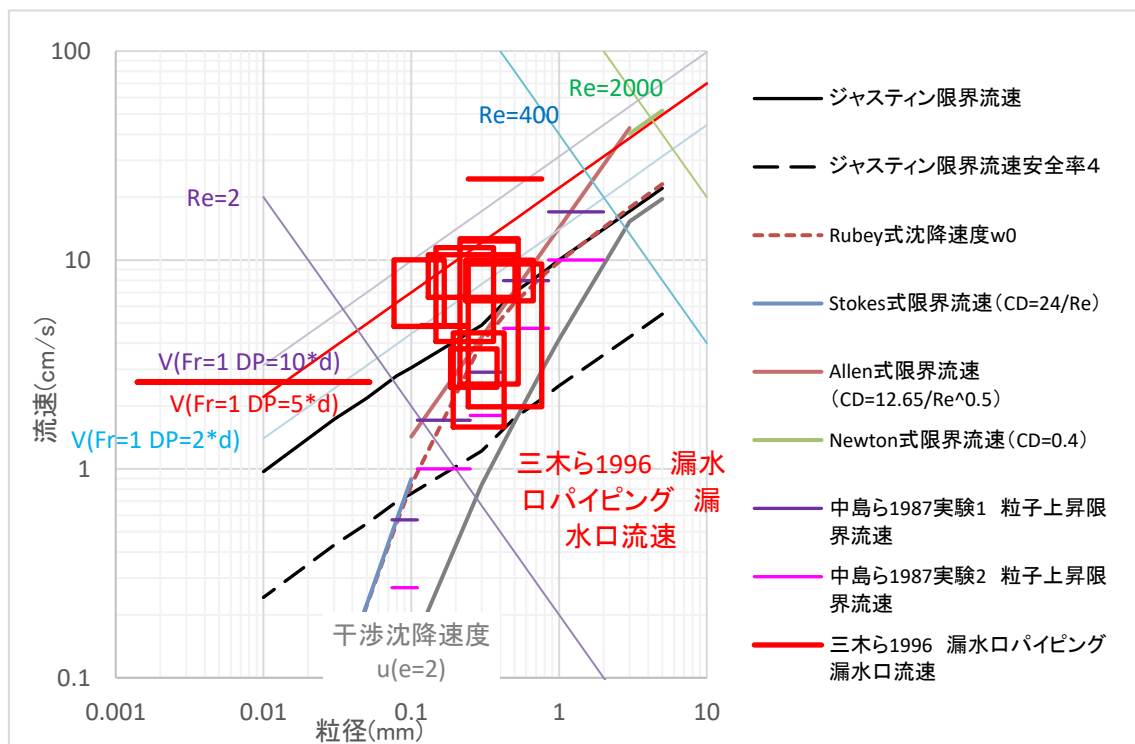


図 2.4.4.5 三木ら(1996)²⁾大型実験再解釈結果(漏水口パイピング)
(漏水口流速—粒径2倍・5倍・10倍管径 $Fr=1$ 、単粒子沈降速度 w_0)

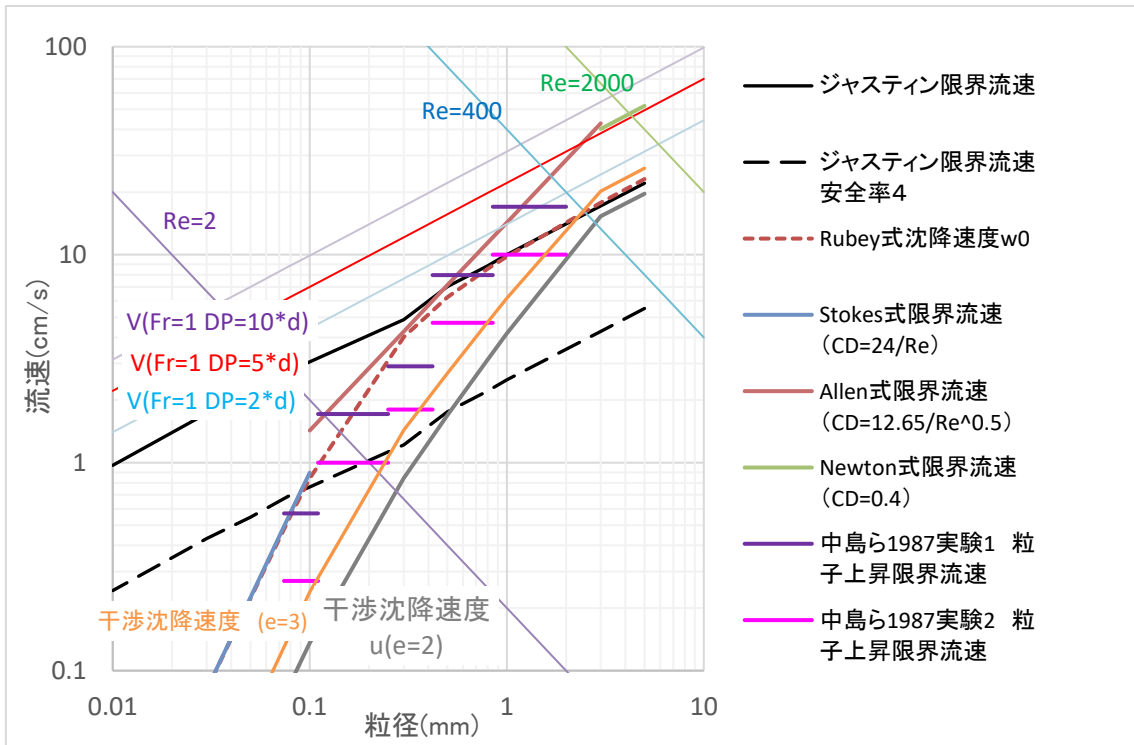


図 2.4.4.6 中島ら(1987)²⁾の粒子上昇限界流速実験結果
粒子上昇限界流速—単粒子沈降速度 w_0 、干渉沈降速度 $u(e=2, 3)$

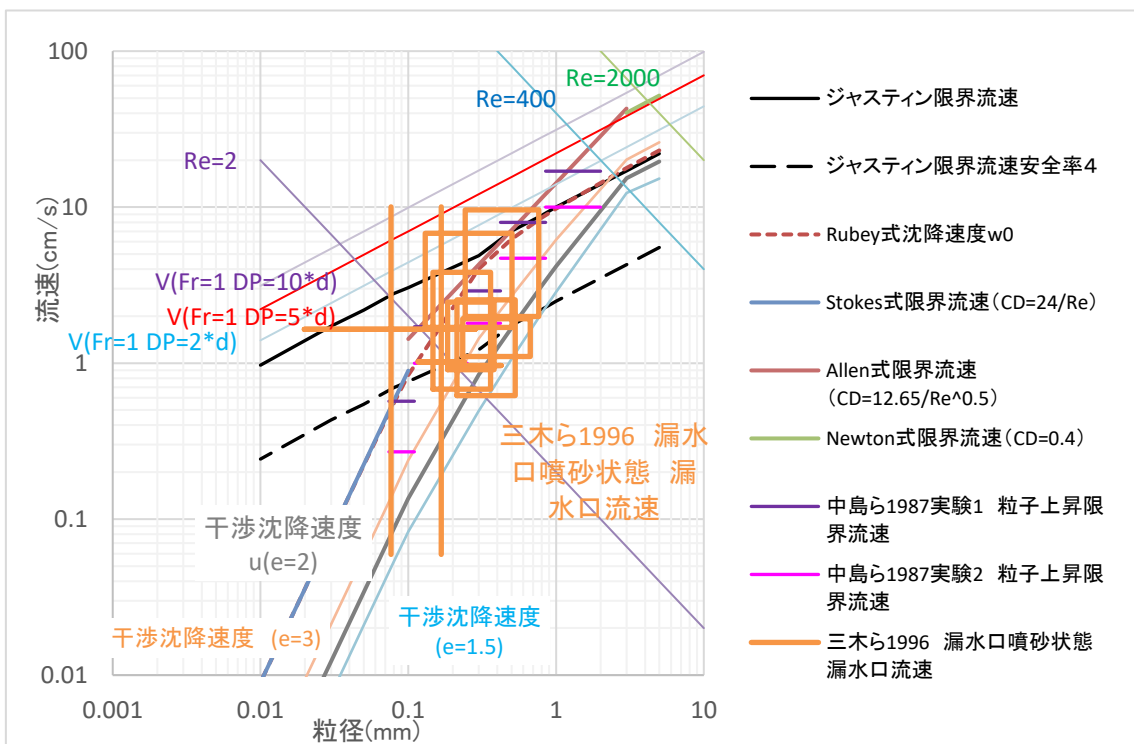


図 2.4.4.7 三木ら(1996)²⁾大型実験再解釈結果(漏水口噴砂状態)
(漏水口流速—単粒子沈降速度 w_0 、干渉沈降速度 $u(e=1.5, 2, 3)$)

これはパイプ流が貫通した完全な破壊状態が維持されるためには、管路内の流速が単粒子の沈降速度 w_0 を上回ることに加えて、重力に打ち克つ慣性力を有する流速となること

($Fr = v/\sqrt{g \cdot (5d)} \geq 1$) が条件であることを示すものである。パイピングは、進行性破壊であり水防工法で制御可能と考えられがちであるが、パイプ貫通を維持する水理条件 ($Fr = v/\sqrt{g \cdot (5d)} \geq 1$) が整う条件下では、進行性ではなく制御不能かつ急激な破壊となることを忘れてはならない。

図 2.4.4.7 は、漏水口が噴砂状態にある場合の噴砂口流速を、図 2.4.4.5 と同様に図示したものである。図から、漏水口が噴砂状態にある場合とは、粒子浮上限界流速 w_0 (単粒子沈降速度 w_0 と $e=2$ に相当する干渉沈降速度 u)、図 2.4.4.6 と概ね一致していることがわかる。

漏水口における応答は、噴砂状態とパイピング発生段階、パイピング貫通・急激な破壊の 2 種類に分けて考えた方がよいこと、後者のパイピング貫通・急激な破壊段階は制御困難な応答状態であり水防活動による制御は困難なことが結論として得られた。

(2) 砂層内応答状態

図 2.4.4.8 は、砂層内の応答がパイピングと判定された状態における、浸透流実流速を横軸粒径、縦軸流速・実流速のグラフに示したものである。図には漏水口の応答がパイピングにおける漏水口流速も比較のために示した。なおデータ整理方法で説明したように、浸透流実流速は流れが集中した局所実流速を想定して平均実流速の 5 倍で評価している。

図 2.4.4.8 から、パイピングの応答状態にある砂層内の局所実流速は、パイピングの応答状態にある漏水口流速よりも 1~2 オーダー小さいこと、漏水口の噴砂状態の範囲を示す単粒子沈降速度 w_0 と空隙比 $e=2$ の干渉沈降速度 u よりも 1 オーダー程度小さいものが多く存在することがわかる。中島ら (1987) ³⁾は堤体に危険となるパイピングは、砂粒子が継続的に排出され続けることが必要という考え方から、パイピング発生限界は砂層内も含めて単粒子沈降速度 w_0 あるいはジャスティンの限界流速で評価することが妥当と結論づけている。しかし、図 2.4.4.8 からは、少なくとも砂層内と漏水口では別の閾値 (発生限界実流速) で評価しないと、砂層内のパイピングを見落とす危険があることがわかる。

杉井ら (2018) ⁵⁾は、粒子相互間の距離が短い粒子群が沈降する場合の沈降速度は、沈降する粒子によって置換される流体の上向き速度が大きくなる影響を受けて単粒子の沈降速度よりも減少する干渉沈降速度の概念を導入した多粒子限界流速によって、久楽ら・吉岡らのパイピング限界流速測定実験結果を説明できることを示している。これにならい、本論文においても砂粒子が密集する砂層内では単粒子沈降速度 w_0 を補正した干渉沈降速度 u と比較することとした。三木ら (1996) ²⁾の大型実験の各ケースで用いた砂層材料の空隙比を反映した干渉沈降速度 u を Richardson-Zaki⁴⁾の (2.4.3) ~ (2.4.5) 式で計算した結果が図 2.4.4.8 のピンク色の線である。実験結果の実流速を縦軸に、干渉沈降速度 u を横軸にとつて、両者の対応を直接的に比較したものが図 2.4.4.9 である。図 2.4.4.8 及び図 2.4.4.9 から、砂層材料の空隙比 e を反映した干渉沈降速度 u はパイピング応答状態にある局所実流速の下限と概ね一致すること、安全側をとって干渉沈降速度 u の 1/5 を発生限界実流速として用いれば、三木ら (1996) ²⁾の大型実験結果はカバーできることがわかる。

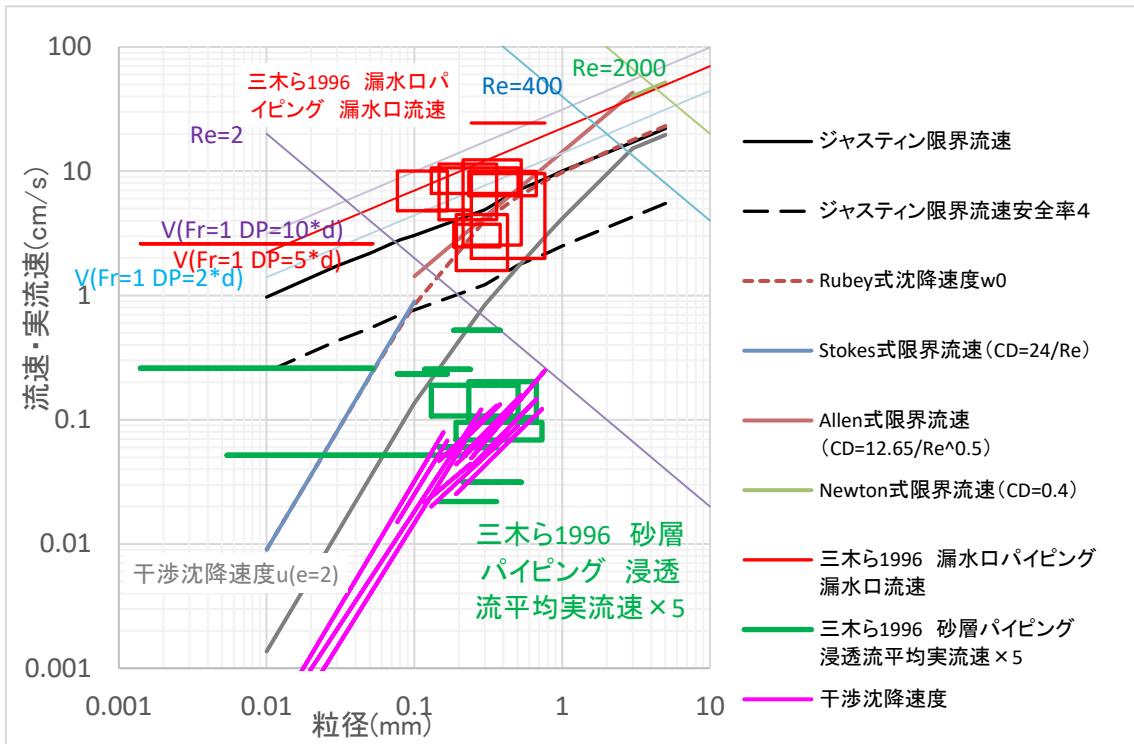


図 2.4.4.8 三木ら (1996) 大型実験結果再解釈 (砂層パイピング)
(砂層内局所実流速—干渉沈降速度 u)

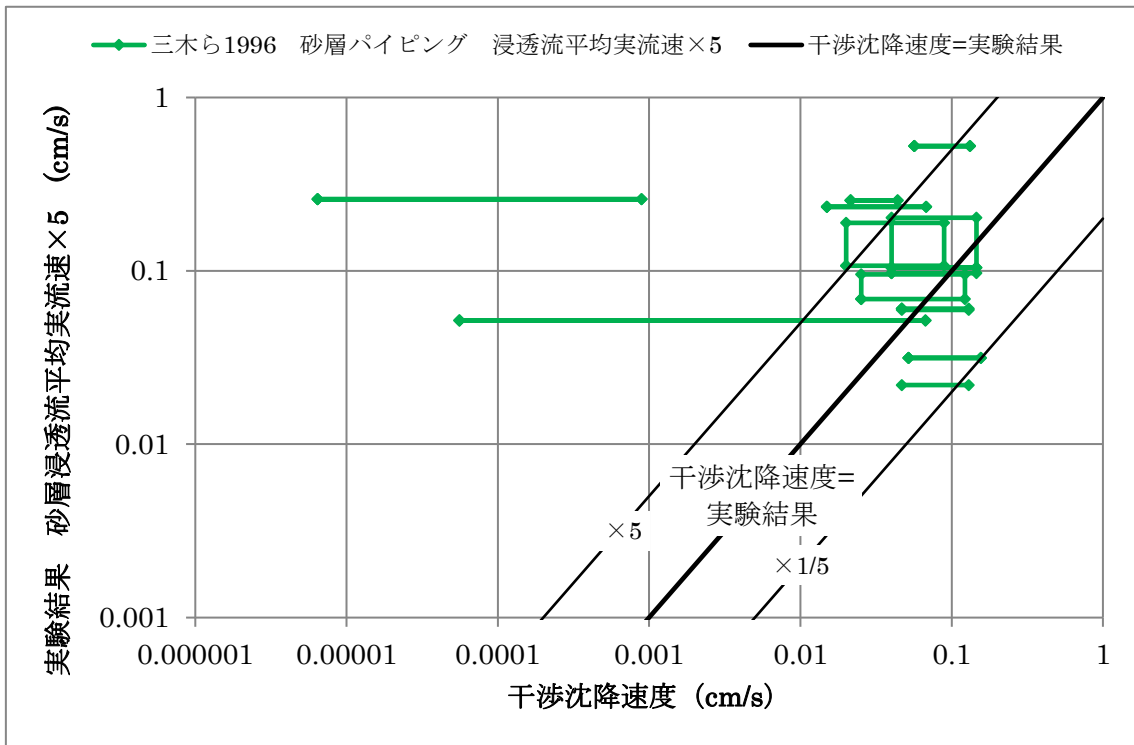


図 2.4.4.9 三木ら (1996) 大型実験再解釈結果 (砂層パイピング)
(砂層内局所実流速—干渉沈降速度 u 、 $\times 5$ 、 $\times 1/5$)

図 2.4.4.8 からは、干渉沈降速度 u とパイピング応答状態の局所実流速の差が大きくなるのは粒径が 0.1mm より小さいシルト以下の材料であることもわかる。これは、粒子間の粘着力等の影響が大きくなるためと推察される。一方で、シルト以下の粒径の材料領域のパイピング応答状態の局所実流速は、単粒子沈降速度 w_0 と粒径の 5 倍の管径を代表長にとったフルード数 $Fr = v/\sqrt{g \cdot (5d)} = 1$ の間に位置している。これは、パイピング限界流速として中島ら (1987) ³⁾ が推奨する単粒子沈降速度 w_0 (粒子浮上限界流速) あるいはジャスティンの限界流速を用いることがシルト以下の粒径領域の材料では有効であることを示すものといえる。

図 2.4.4.10 は、三木ら (1996) ²⁾ の大型実験で、砂層内の応答が噴砂状態にある局所実流速を、図 2.4.4.8 と同様に横軸粒径、縦軸実流速のグラフに示したものである。図 2.4.4.11 は、応答が噴砂状態にある砂層内局所実流速を縦軸に、実験に用いた砂層地盤材料の空隙比 e の干渉沈降速度 u を横軸にプロットして両者の対応を比較したものである。

図 2.4.4.10 から、ピンク色線で示した干渉沈降速度 u が、粒径 0.07mm 以上の砂材料領域では、噴砂状態の局所実流速範囲のほぼ中央を通っていることがわかる。図 2.4.4.11 からは、安全側をとって干渉沈降速度 u の $1/5$ を噴砂状態限界流速として用いれば、概ね三木ら (1996) ²⁾ の大型実験結果をカバーできることがわかる。

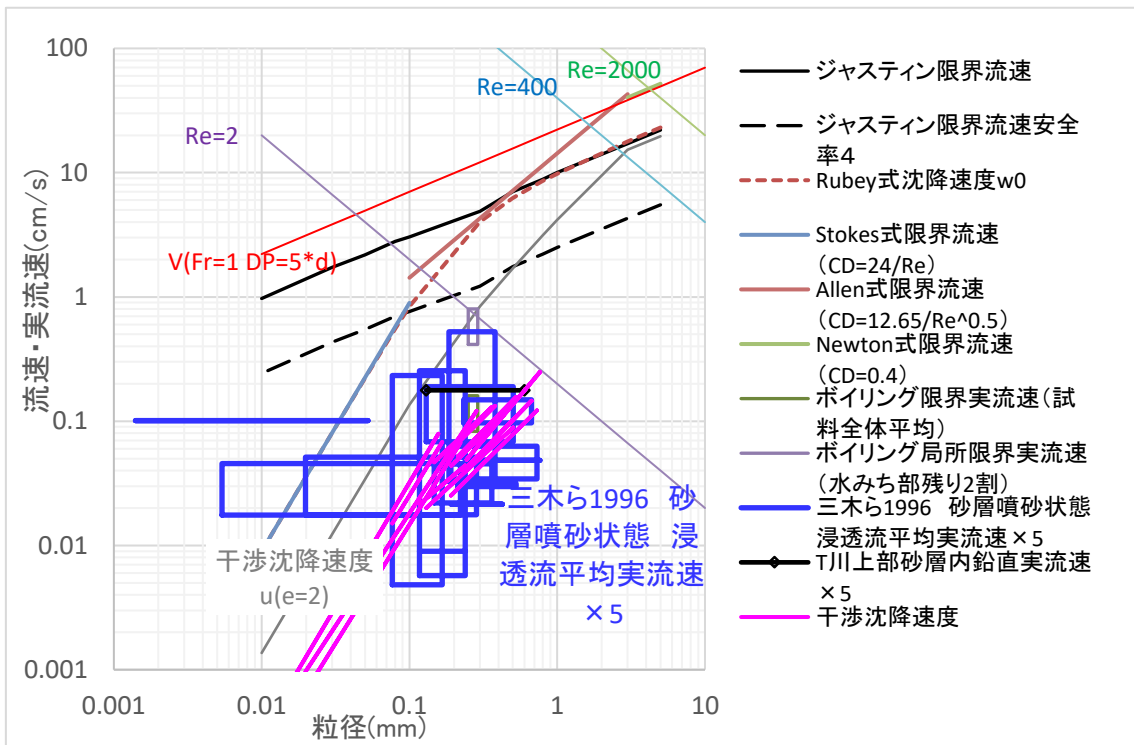


図 2.4.4.10 三木ら (1996) ²⁾ 大型実験結果再解釈 (砂層噴砂状態)
(砂層内局所実流速—干渉沈降速度 u)

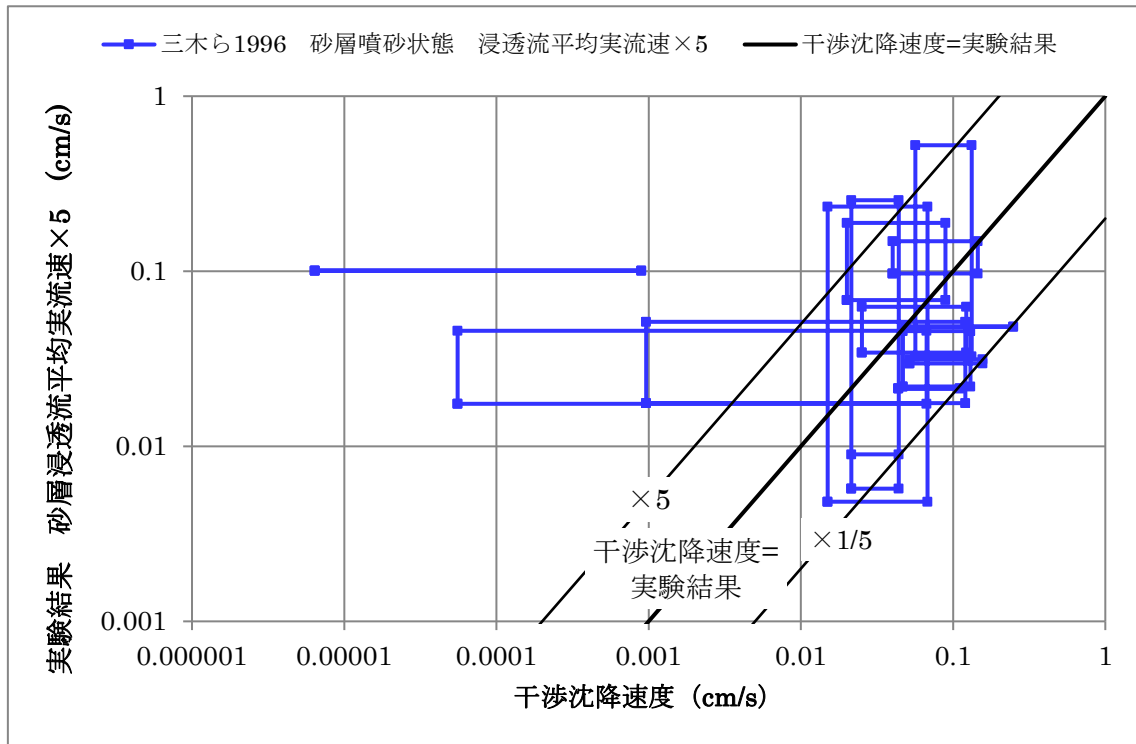


図 2.4.4.11 三木ら(1996)²⁾大型実験再解釈結果 (砂層噴砂状態)
(砂層内局所実流速—干渉沈降速度 u 、 $\times 5$ 、 $\times 1/5$)

(3) 中島ら (1987)³⁾整理の応答状態との関係についての考察

ボーリング時及びパイピング時の砂粒子の応答特性については、中島ら (1987)³⁾がよく整理しているので、本節で実施した三木ら (1996)²⁾再解釈の砂粒子応答特性と比較考察する。図 2.4.4.12 は、両者の対応を示したものである。

本項で砂層パイピング及び漏水口パイピングと判定した応答状態は、中島ら (1987)³⁾の粒子上昇排出段階 (⑥パイピング・空洞化の継続・発達) にあたる。本項(1)の考察で、漏水口におけるパイピング・粒子上昇排出段階は、パイピングが衰えることなく急激に進行する状態 (パイプ径 (粒径 d の 5 倍) を代表長としたフルード数 1 以上) とゆるやかに進行する状態 (漏水口流速=粒子浮上限界流速 (単粒子沈降速度 w_0 ~ 空隙比 $e=2$ の干渉沈降速度 u) に大きく区分できることがわかった。本項(2)の砂層内における応答考察からは、砂粒径の砂層内噴砂状態及びパイピング貫通は、砂層内局所実流速が砂層材料の空隙比 e における干渉沈降速度 u に達することで生じること、それは粒子上昇限界流速よりも 1 オーダー小さい値であること、シルト以下の粒径材料のパイピング貫通は単粒子上昇限界流速に達することで生じることがわかった。

三木ら (1996)²⁾の大型実験結果において、最終的な破壊であるパイプ貫通が、弱部漏水口で発生するケース、砂地盤内で発生するケース、両者同時に発生しているケースがあること、パイピングと噴砂状態の流速値が砂層地盤内と漏水口で 1~2 オーダーの明確な差があることを考えると、パイピング危険度の判定は、漏水口となることを想定した裏法尻だけ実施しても不十分である。

堤体下全域の砂地盤内と漏水口の候補となる弱部 (裏法尻・堤内地地盤の被覆土層厚の薄い場所等) の両方で実施する必要がある。浸透流解析結果をもとに、堤体下の砂地盤内においては局所的集中を考慮した平均実流速を 5 倍した局所実流速を算出し、当該地盤砂層の

空隙比 e を反映した干渉沈降速度 u あるいは $u \times 1/5$ と比較して判定しなければならない。

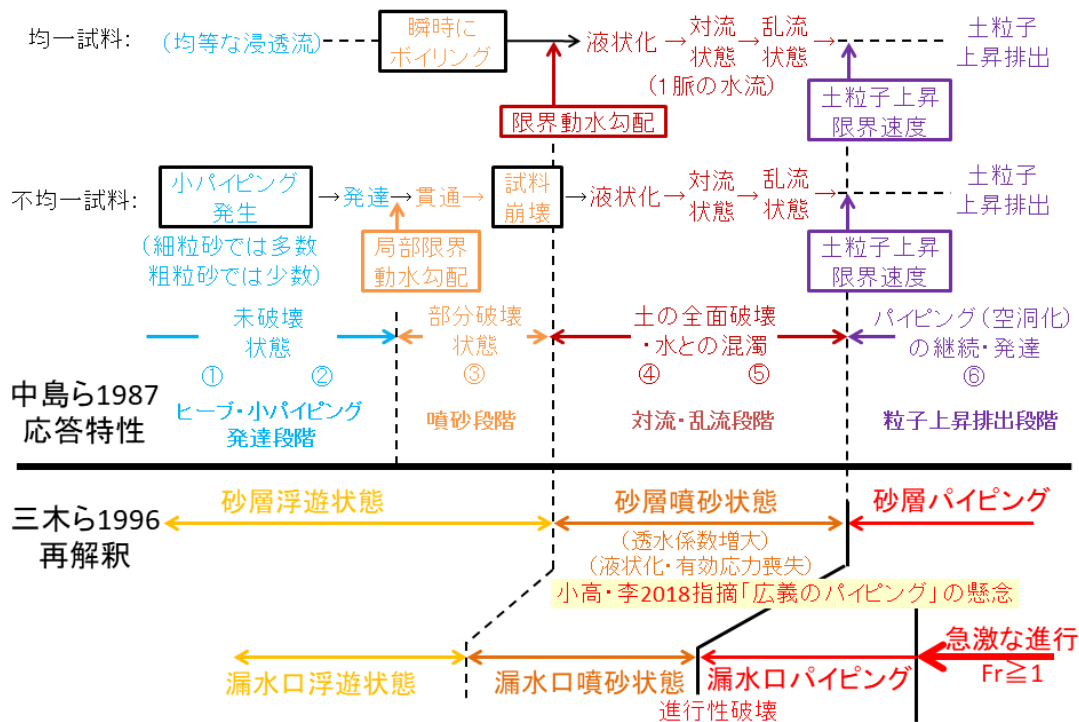


図 2.4.4.12 中島ら(1987)³⁾によるボイリング・パイピングの砂粒子応答と本項整理の応答比較

漏水口となりそうな弱部については、浸透流解析結果からその箇所の実流速（局所的な集中を考慮して浸透流解析結果から算出される実流速×5とする）を算出し、粒子浮上境界流速（単粒子沈降速度 w_0 、空隙比 $e=2$ の干渉沈降速度 u ）及び砂粒径の 5 倍をパイプ径と仮定したフルード数 $F_r = v/\sqrt{g \cdot (5d)} = 1$ に相当する流速と比較して評価する必要がある。

もしも、単粒沈降速度よりも $F_r = 1$ に近ければ、パイピングを制御することが不可能な流れとなる可能性があるため、事前に強化対策を施しておく必要がある。 $F_r < 1$ で粒子上昇境界流速（単粒子沈降速度 w_0 ～空隙比 $e=2$ の干渉沈降速度 u ）と同程度なら、進行性のパイピングとみなし、水防による出水時対応と整理することも考えられる。

本項で砂層の噴砂状態と判定した応答は、中島ら（1987）³⁾の④対流・⑤乱流段階（土の全面破壊・水との混濁）に対応していると考えられる。杉井ら（2018）⁵⁾も、2次元DEMのシミュレーションで粒子が近接している干渉効果によって重量を上回る浮力を得た砂層では液状化状態になっていることを可視化している。これらから、噴砂状態は砂層内で全面液状化が生じていると考えられる。この状態は、小高・李（2017）⁶⁾が指摘するタイプ2（広義のパイピング：液状化・有効応力低下による堤体の崩壊・すべり）が懸念される。

浸透流解析結果から、堤体下のある程度広い範囲で砂層が噴砂状態（砂層内局所実流速 \geq 干渉沈降速度 u （当該砂層の空隙比 e ） $\times 1/5$ ）と予測される場合には、有効応力の低下・液状化による地盤強度の低下を考慮できる堤体の安定検討を行い、強化対策を検討する必要がある。

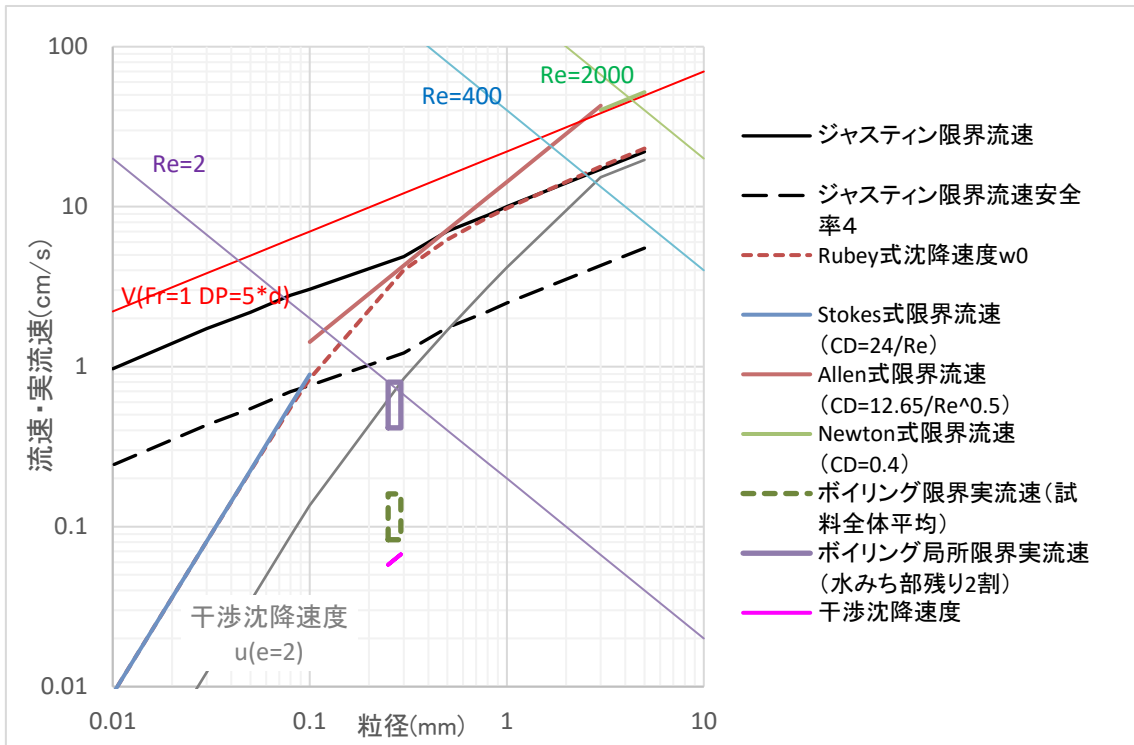


図 2.4.4.13 中島ら (1987) ³⁾ の実験 ボイリング限界実流速—干渉沈降速度 u

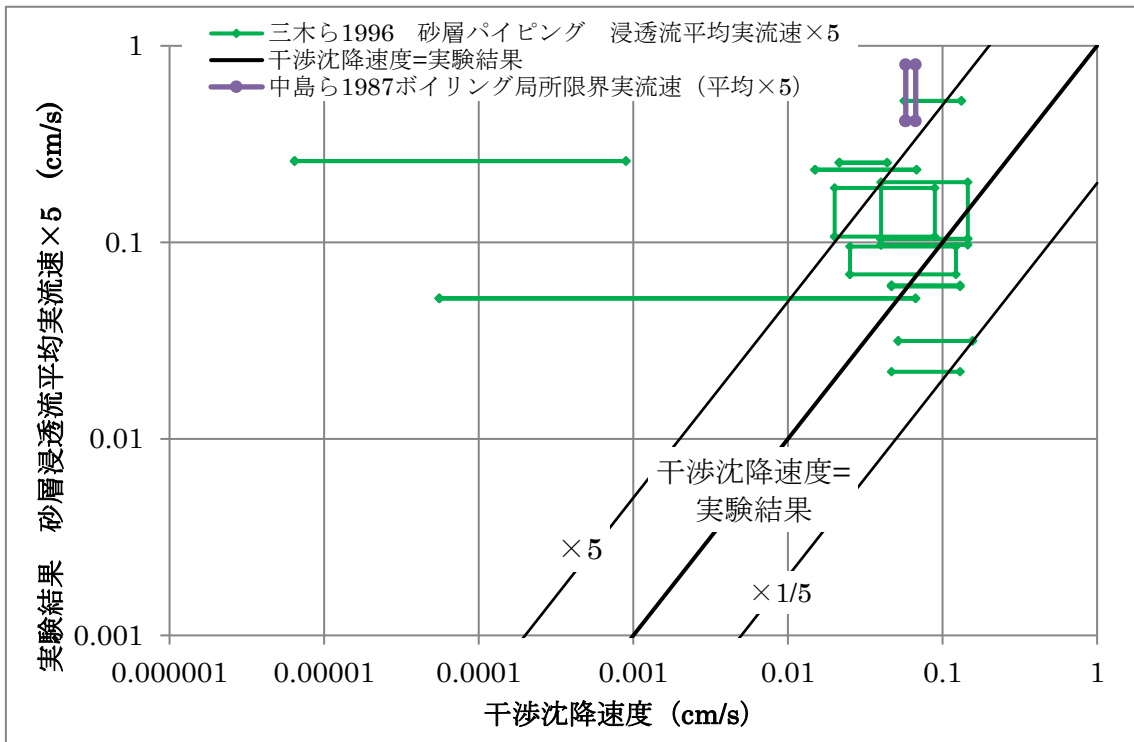


図 2.4.4.14 中島ら (1987) ³⁾ ボイリング限界実流速と三木ら (1996) ²⁾ 大型実験再解釈 (砂層パイピング) の比較

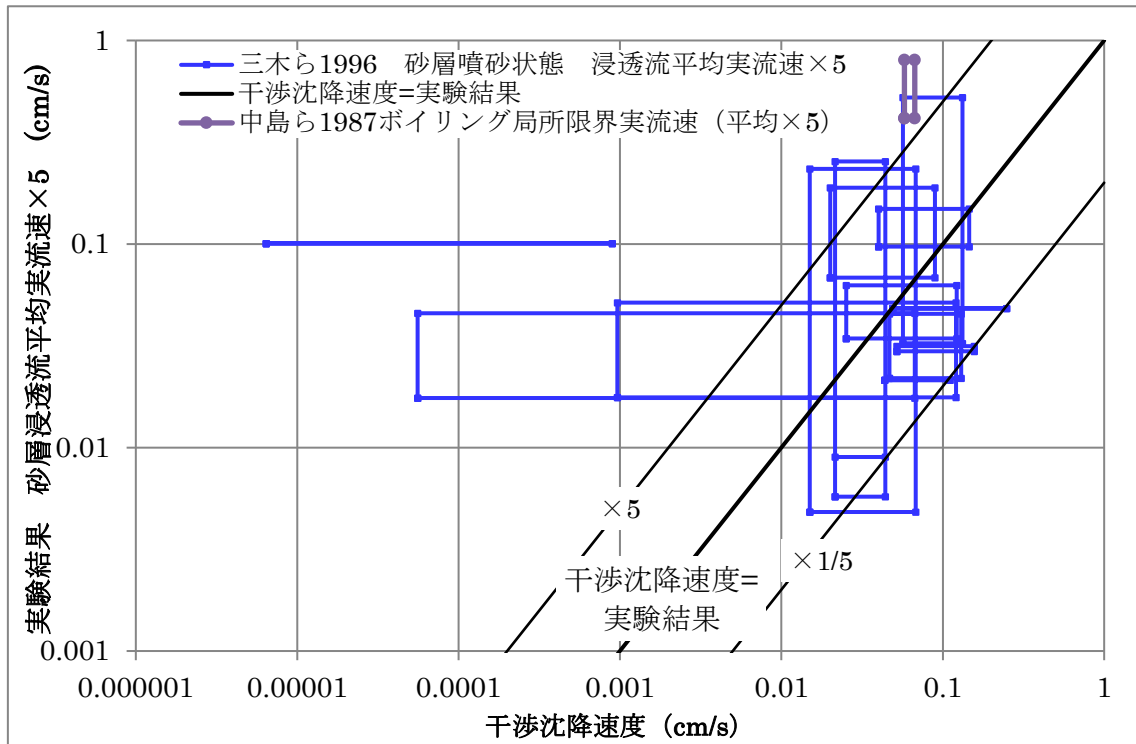


図 2.4.4.15 中島ら (1987) ³⁾ボイリング限界実流速と三木ら (1996) ²⁾大型実験再解釈 (砂層噴砂状態) の比較

漏水口になりうる弱部だけで局部的に噴砂状態となる可能性がある場合には、進行性破壊の可能性があり、致命的な破壊の進行までに猶予がある状態と評価できる場合もあると考えられる。大型実験や現地の事例によって確認した上で、進行性破壊と評価できるケースを絞り込んで行くことが今後の課題である。

本項で判定した浮遊状態は、中島ら (1997) ³⁾の応答における③噴砂段階 (部分破壊状態) 及び①ヒープ②小パイピング発達段階 (未破壊状態) に相当すると考えられる。中小洪水でこれにあたる変状が見られた場合には、これら変状を再現可能となるようチューニングした浸透流解析で、堤防満杯をはじめより規模の大きい洪水について浸透流解析を実施し、噴砂状態やパイピングに至ることがないのか確認することが重要である。

なお、通常の浸透流解析では、三木ら (1996) ²⁾の大型実験で見られた応答状態の変化に伴う透水係数の増加を反映できないことに留意して浸透流解析結果を解釈する必要がある。

図 2.4.4.13 は、中島ら (1987) ⁴⁾の実験で計測されたボイリング発生限界実流速を、図 2.4.4.8 及び図 2.4.4.10 と同様に、砂層材料の空隙比 e を反映した干渉沈降速度 u 等と比較したものである。図から、中島ら (1987) ³⁾のボイリング限界流速は、干渉沈降速度を 1 オーダー程度上回っており、空隙比 $e=2$ の干渉沈降速度 u と同程度であり、厳しい状態をボイリング限界と判定していることがわかる。図 2.4.4.14 及び図 2.4.4.15 は、三木ら (1996) ²⁾の大型実験再解釈における、パイピング状態の砂層内局所実流速—干渉沈降速度 u 対応関係、噴砂状態の砂層内局所実流速—干渉沈降速度 u 対応関係に、中島ら (1987) ³⁾のボイリング限界流速を重ねて示したものである。中島ら (1987) ³⁾のボイリング限界は、三木ら (1996) ²⁾再解釈結果の上限と対応していることがわかる。

<参考文献>

- 1) 三木博史・山田哲也ら (1995) : 「堤防基礎地盤パイピング破壊基準に関する考察」, 土木技術資料 37-12, 1995 年
- 2) 三木博史・山田哲也ら (1996) : 堤防基礎地盤のパイピング破壊に関する模型実験 3.大型パイピング実験・4.実験結果とその考察・参考資料, 土木研究所資料第 3399 号, p47-p115, 1996 年 1 月
- 3) 中島秀雄・長瀬迪夫・飯島豊(1987) : X 線を用いた土の浸透破壊実験とその考察, 用地質年報, No.9, p21-p41, 1987
- 4) 土木学会水工学委員会水理公式集編集小委員会 (2018) : 水理公式集[2018 年度版] 第 4 編水資源と上下水道 4.2 沈殿 4.2.1 沈殿形態と沈降速度, p522~p523, 公益財団法人土木学会発行・丸善出版発売, 平成 31 年 3 月
- 5) 杉井俊夫・余川弘・寺西剣悟・朱発瑜 (2018) : 多粒子限界流速を用いた堤防の耐侵食性能の評価, 河川技術論文集, 第 23 巻, pp619-pp624, 2018
- 6) 小高猛司・李圭太ら (2018) : 高透水性基礎地盤を有する河川堤防の崩壊メカニズムと評価手法に関する研究, 河川技術論文集, 第 24 巻, pp559-pp564, 2018 年 6 月

2.5 越流に関する堤防の応答特性

堤防は、計画堤防天端高から余裕高を差し引いた「計画高水位」を対象に設計する。したがって越流が生じる状態は、堤防にとっては明らかな設計超過状態である。このような設計超過状態に対しては、河川管理者のみならず様々な関係者が知恵を凝らして減災のための工夫を総動員してあたる必要がある。2.5 では、堤防の設計を超えた越流状態を対象に、既往の水理実験や現地調査の知見をもとに、堤防の点検・評価に限定せず、減災の工夫として活用できる事項について考察する。2.5.1 既往研究との関係、2.5.2 堤防の3次元形状が越流による裏法尻洗掘に与える影響、2.5.3 吸出し防止材による裏のり面補強越流、2.5.4 常呂川と支川堤防で生じた越流が破堤の有無を分けた要因の考察、2.5.5 ウォータークッション減勢のアスファルトフェーシング被災からなる。

2.5.1 既往研究との関係

2.5.1 では、2.5.2～2.5.5 に関連する既往研究についてレビューする。

既往の越流研究¹⁾²⁾³⁾は断面実験で検討されている。本論文 2.5.2 は堤防の3次元形状による裏のり尻への流水集中と減勢の差異を考慮した点に独創性があり、裏法尻の減勢の違いにより裏法尻洗掘の範囲・深さに大きな差があることを示した点に新規性がある。

2.5.3 に関連しては、既往の耐越水強化実験、特に吸出し防止材を用いている既往の耐越水堤防研究¹⁾を中心にレビューした。2.5.3 で考察している実験との違いの1つが裏法尻ドレーンによる排水を行っているかどうかである。すなわち、裏法尻がカゴエドレーンによる土留めと浸透水排水促進により補強され、破壊が裏のり面上で生じる堤防を対象としている。2.5.3 は、透水性のある吸出し防止材による裏のり補強が、裏のり土羽にのり面上を流れる高流速から遮断すること、吸出し防止材を浸透した水が土羽面と吸出し防止材の間を流れる平板間流れとなることで土羽に作用する流速を低減していることで発揮されることを明らかにした点に新規性がある。

2.5.4 関連は同じ破堤箇所を対象にした谷瀬ら(2017)⁴⁾による先行研究があるが、土羽の耐力も比較対象とした点、流速評価に裏法侵食状態を想定したエネルギー保存流速も加えた点、堤内地冠水も含めて総合評価した点に本論文の独創性がある。

2.5.5 関連は山村(1971)⁵⁾による越流堤構造の既往研究をレビューし、以下の点を整理した。遮水構造越流堤では川表側の透水性土層等からの浸透による堤体裏のりの浸潤面上昇が揚圧力を高めることを考慮している。実験と調節地計画水位変動における浸透流解析の試算から設計上見込む揚圧力は90cm程度と見込んだ。フェーシングの必要厚さの検討においてはフェーシング要素に作用する荷重の状態から揚圧力が作用しない厚さを確保するとしている。実験による揚圧力軽減対策の検討から排気工が必須・堤体排水工も効果は期待できるが排水機能の持続的確保に課題が残るのでフェーシング厚設計上は見込まないとしている。2.5.5 は、池水位として高流速が池に突入する際に生じる水面の押し下げを跳水によって発生する共役水深と跳水長から計算し定量的に考慮した点、池水位がフェーシング背面に作用している場合には揚圧力は減勢における跳水の水位差によって生じることを明らかにした点、フェーシングの破壊は背面から作用する揚圧力によって生じる曲げ応力で生じることを明らかにした点に新規性・独創性がある。

<参考文献>

- 1) 加藤善明・橋本宏・藤田光一(1985)：堤防の耐越水化に関する実験的研究，第29回水理講演会論文集，pp627-pp632，1985年2月

- 2) 福岡捷二・藤田光一・加賀谷均（1987）：アーマ・レビーのり尻工の水理設計，第 31 回水理講演会論文集，pp365-pp370，1987 年 2 月
- 3) 土木研究所河川研究室・土質研究室（1988）：加古川堤防質的強化対策調査報告書，土研資料第 2621 号，1988 年 3 月
- 4) 谷瀬敦・矢部浩規・新目竜一（2017）：平成 28 年 8 月洪水により決壊した常呂川堤防の耐侵食評価，第 5 回河川堤防技術シンポジウム論文集，pp31-pp34，2017 年 11 月
- 5) 山村和也（1971）：越流堤防の構造設計に関する研究，土木研究所報告第 142 号，pp21-pp43，1971 年 4 月

2.5.2 堤防の 3 次元形状が越流による裏法尻洗掘に与える影響

2.5.2 では堤防と堤内地地盤の 3 次元形状が、越流水の集中による裏法尻の増大、堤内地水深の違いに伴う減勢の違いより洗掘の増大が生じることを述べる。これらの洗掘の増大を緩和する方法として、越流水集中が起こる場所で余盛を大きくすること、堤内地側に樹林帯を配置して越流水の減勢を促進することを提案する。

本項では縮尺 1/7 の平面越流実験によって堤防の 3 次元形状が堤内地の洗掘に与える影響について検討した実験結果の知見について考察する。以降現地換算した数値で説明する。堤防模型は表面をモルタルで被覆しており、裏法尻には長さ 1.2m のドレーンを兼ねたふとんかごが裏法尻保護工として設置されている。堤内地地盤は移動床となっており、フルード相似則換算で粒径 1.4mm の粗砂（模型では粘性が影響しない最小粒径 0.2mm の砂）で作成されている。現地においては、堤防の天端や裏法で侵食が起こらず、裏法尻に保護工がある状態での裏法尻の地盤洗掘に特化した現象を見ようとしているものである。

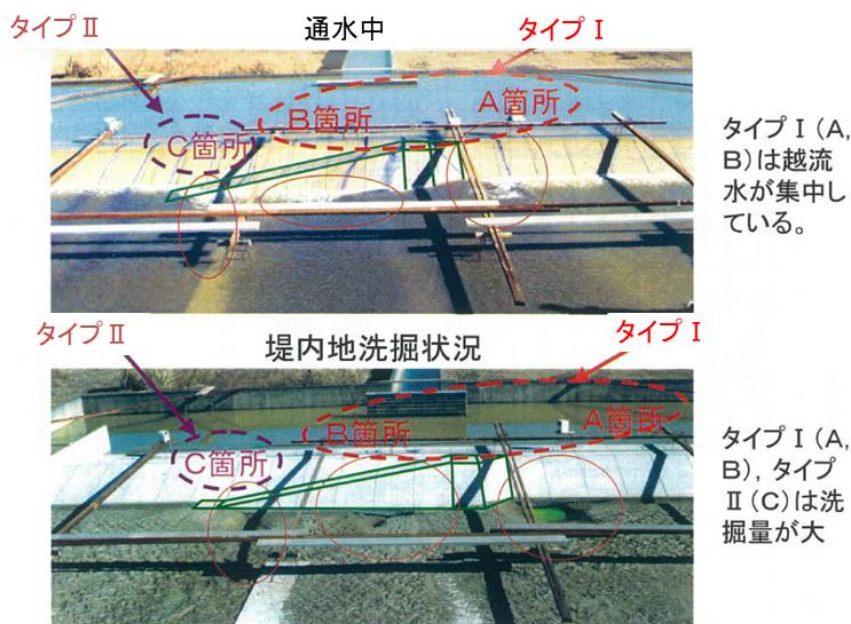


図 2.5.2.1 坂路区間の堤内地裏法尻洗掘顕著箇所典型例
堤防比高 4.2m・坂路勾配 6%・越流水深 0.5m・通水時間 3hr

図 2.5.2.1 は、堤防に幅員 4.8m・勾配 6%の坂路の張り出しを設けた区間で越流水深 50cm の越流が生じた場合の流況と堤防裏法尻の洗掘平面形状を示したものである。図から、坂路の天端取付け部において凹状の隅角部を形成する A 箇所、坂路中間の B 箇所、坂路の下端より少し標高が高い C 箇所の 3 箇所で顕著な洗掘が生じていることがわかる。図 2.5.2.2 は、越流時の流況から堤防裏法尻における単位幅流量を算出して示したものである。

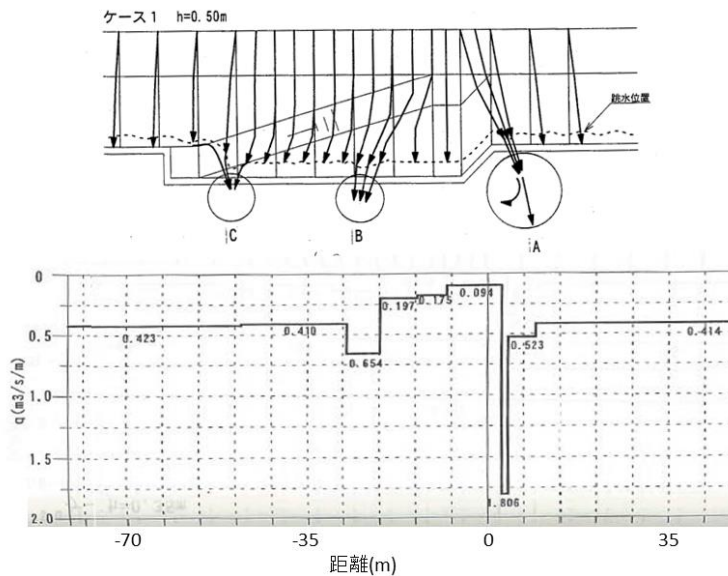


図 2.5.2.2 坂路区間裏法尻における単位幅流量

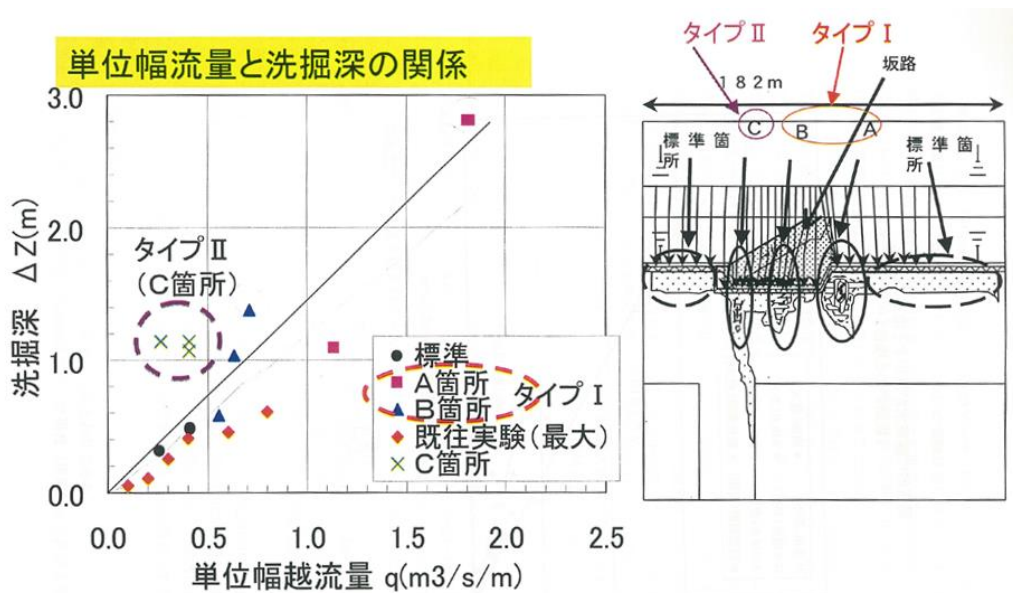


図 2.5.2.3 単位幅流量－裏法尻洗掘深の関係

図から洗掘が顕著な A 箇所と B 箇所は、裏法尻の単位幅流量が集中して大きくなる場所であることがわかる。図 2.5.2.3 は、裏法尻の単位幅流量と裏法尻洗掘深の関係を、既往の福岡・藤田ら (1987) によるアーマ・レビーの断面実験結果 (縮尺実物大) も含めて図示したものである。図から、裏法面を流下する流れが集中する A 箇所、B 箇所の洗掘深は、

福岡・藤田ら（1987）¹⁾の断面実験で得られている単位幅流量－洗掘深の関係の延長線上にあることがわかる。堤防を越流する洪水を想定した場合には、堤防の3次元形状に起因して裏法尻で流れが集中する場所は特に重点的に点検を行うべき箇所であることがわかる。減災のための工夫としては、裏法尻への越流水の集中を緩和することが大事である。具体的には、凹型平面形状を緩和することが考えられるが、越流水が集まる範囲についてアスカーブを設ける、余盛高を大きめにとる等して越流量を減らすことが考えられる。

次に洗掘顕著箇所 C の洗掘深が大きくなる理由を考察する。図 2.5.2.4 は、坂路はないが、堤内地地盤に段差がある場合に越流水深 50cm の越流が生じた場合の裏法尻における流況と裏法尻洗掘状況を示したものである。右下概念図のように、通常の場合では減勢が裏法尻保護工上でなされるが、洗掘量が大きくなる場所では、裏法尻の減勢位置が裏法尻保護工からはみ出して堤内地側で生じている。洗掘量が大きくなる場所は堤内地地盤が高いすなわち堤内地の水深が小さい区間および堤内地の段差がある場所の上段側裏法尻保護工末端で段落ちとなって流れが加速する場所にあたる。図 2.5.2.1 の箇所 C も坂路の標高が堤内地側水位よりやや低い場所にあたり、坂路上で減速されずに水平に流向を変えた流れが堤内地に突っ込む場所となっている。いずれも射流が減速されにくく減勢が不完全な場所であることが共通する。

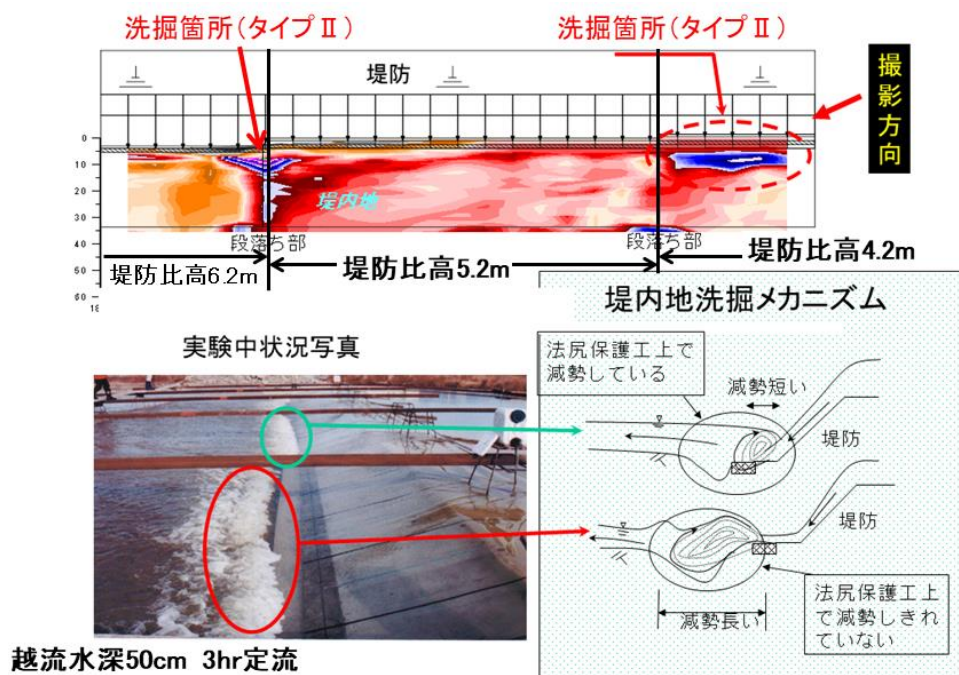


図 2.5.2.4 減勢不完全による洗掘（洗掘箇所タイプⅡ）

図 2.5.2.5 は、減勢が不完全なため洗掘が大きくなる箇所 C の洗掘断面形状と通常区間の単位幅流量別の洗掘形状（断面越流実験の結果含む）を比較したものである。単位幅流量がほぼ同じ、箇所 C の単位幅流量 $q = 0.423 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ 及び $q = 0.434 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ と通常区間 $q = 0.4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ の洗掘形状を比較すると、箇所 C の洗掘長が通常区間の倍になっている。福岡・藤田ら（1987）¹⁾はふとんかごの埋設深を変えて洗掘形状を比較しており、ふとんかごを埋設しない Type A では下流水深が小さいため通常区間に相当する Type B よりも洗掘深・洗掘長が大きくなることを指摘している。本節の箇所 C における洗掘はこれと同様の結果で

あり、箇所 C の裏法尻洗掘量が大きくなる理由が、堤内地の浸水深が小さいことにより減勢が不完全なためであることを示す。

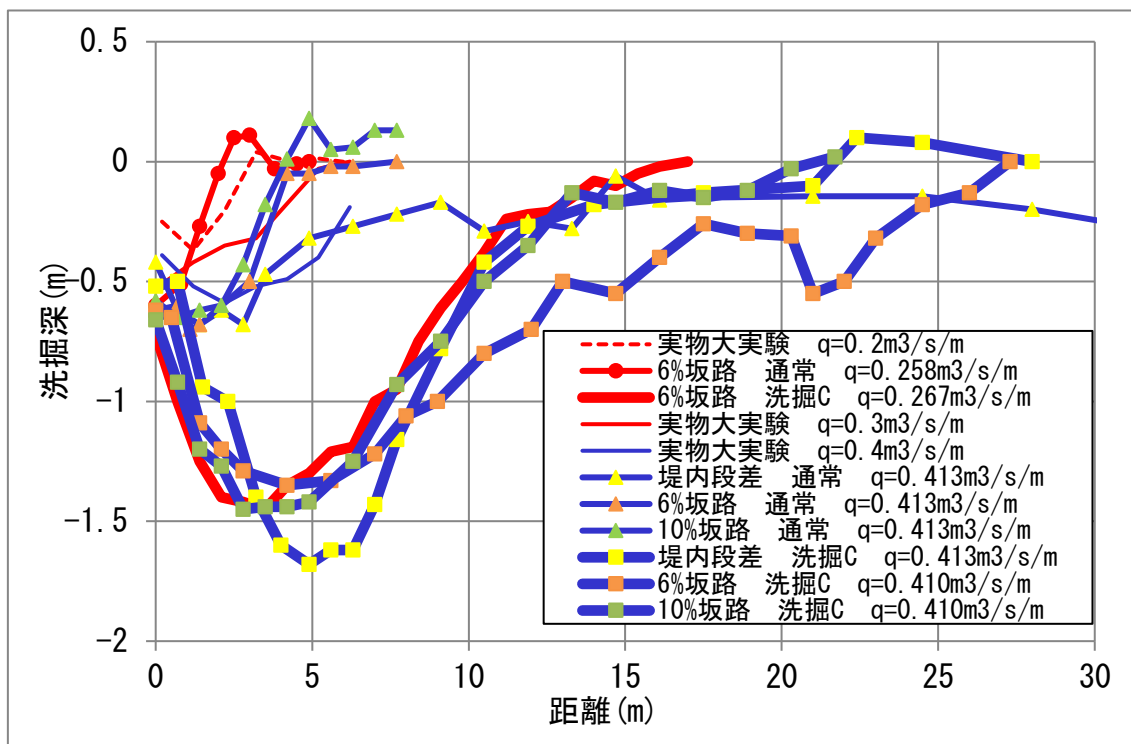


図 2.5.2.5 減勢不完全洗掘箇所 C と通常区間洗掘箇所の洗掘形状比較

参考までに、箇所 A と B の洗掘形状を、通常区間の洗掘形状 (断面越流実験の結果含む) を比較した結果を図 2.5.2.6 に示す。単位幅流量が増大するにつれて洗掘深と洗掘長が延びていく傾向が通常区間と箇所 A 及び B に共通に読み取れ、両者の洗掘メカニズムに大きな差異がないことを示唆する。なお、箇所 A では凹型の平面形状により平面渦が生じるが、洗掘の断面形状に影響は見られない。

減災及び点検に生かす観点から、堤内地側に地盤の段差等水深が薄くなりやすい場所は要注意である。減災対策としては、減勢を促進する工夫が考えられる。具体的には、越流が生じた際に裏法尻水深が大きくなるよう樹林帯を配置する、越流水による裏法尻洗掘が堤防から離れた場所に生じるようきちんと舗装される道路を誘致する、越流水の流向を水平に変える水叩き機能を持たせた小段・側帯を設けた上で末端に腰留擁壁を設置して越流水が落下する洗掘場所を遠くに追いやる、流水が落下する堤内地側に内水が滞水する池を設ける、内水が滞水しやすい場所で越流が生じるよう余盛高を小さくする等が考えられる。

なお、越流を受け止める工夫を総動員する区間は、越流時のみを考えてデザインするのではなく、通常時にも排水機場整備とセットで考える、川へのアクセス改善・水防啓発・景観改善・公園・釣り等のレジャーの場提供等の副次機能を合わせてデザインする工夫が重要である。越流は数十年に 1 度しか機能を発揮しないので、防災単目的で行ってはならない。

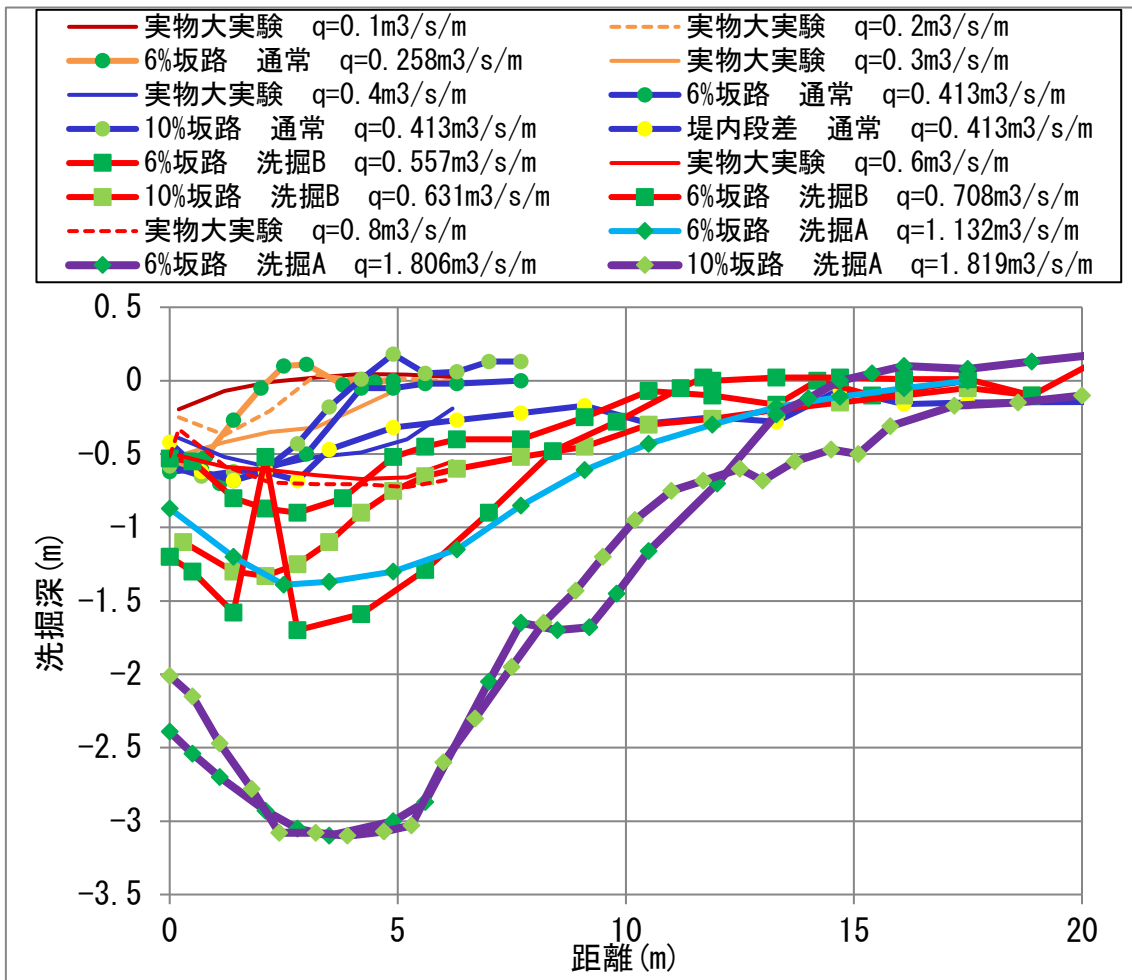


図 2.5.6 洗掘顕著箇所 A、B と通常箇所の洗掘断面形状比較

<参考文献>

- 1) 福岡捷二・藤田光一・加賀谷均 (1987) : アーマ・レビーのり尻工の水理設計, 第 31 回水理講演会論文集, pp365-pp370, 1987 年 2 月

2.5.3 吸出し防止材による裏のり面補強越流

2.5.3 ではフロンティア堤防の強化の 1 方法として透気性・透水性のある吸出し防止材を裏のり面強化に用いた堤体の越流実験結果から、吸出し防止材による裏法の強化メカニズムについて考察する。

図 2.5.3.1 は、フロンティア堤防の 1 つとして、吸出し防止材を用いた裏法強化工法の検討を行った実物大越流実験¹⁾における、総越流量-裏法面最大侵食深関係を示したものである。標準的な裏のり保護工には遮水シートが用いられるが、これに変えて吸出し防止材を用いることは、空気抜き工が不要になる施工上・コスト縮減上のメリットを有する。図は、裏法強化をしない土羽むき出しのケース (ケース 5)、裏法強化をしているが実験水路側壁沿いに遮水シート保護を施さないケース (ケース 1、ケース 2)、裏法強化を行い側壁沿いに遮水シート保護の処理を施し吸出し防止材の上下流方向の継目の重ね幅を 15cm としたケース (ケース 3)、継目重ね幅を 30cm としたケース (ケース 4) の 5 つのケースを比較して

いる。越流水深はどのケースも 30cm・単位幅越流量 $q = 0.26 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ であり、堤体土はケース 2 のみ粘性土、他は礫混じり砂質土である。

図 2.5.3.1 における各ケースの線の傾きは裏のり面の侵食速度を示すが、侵食の状態を表す侵食速度は、少なくとも 3 つ以上に分けることができる。1 つは急激な侵食速度を示す状態であり、ケース 5 の全般、ケース 3 の総越流量 $\Sigma q = 2,839 \sim 3,312 \text{ m}^3/\text{m}$ がそれにあたる。

この 2 つに共通するのは、のり勾配 3 割斜面を流下する越流水深 30cm・単位幅流量 $q = 0.26 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ の流れに土羽が直接さらされていることである。ケース 5 は裏のり面の保護がない状態であり、ケース 3 の $\Sigma q = 2,839 \sim 3,312 \text{ m}^3/\text{m}$ は裏法面で少しずつ進行した侵食により吸出し防止材の継目重ね部分が開いて越流水が土羽面を直接に流下している状態である。

2 つめの状態は、裏のり面侵食が進行しなくなる状態である。ケース 1、ケース 4 の $\Sigma q = 2,839 \text{ m}^3/\text{m}$ 以上がそれにあたる。ケース 1 は側壁沿いが侵食により細粒成分が流送されて粗粒土塊や礫で侵食面が覆われた状態である。ケース 4 でも裏のり面の一部(ゆっくりとした裏法侵食が生じた部分)の細粒成分が流送され粗粒化した状態となっている。

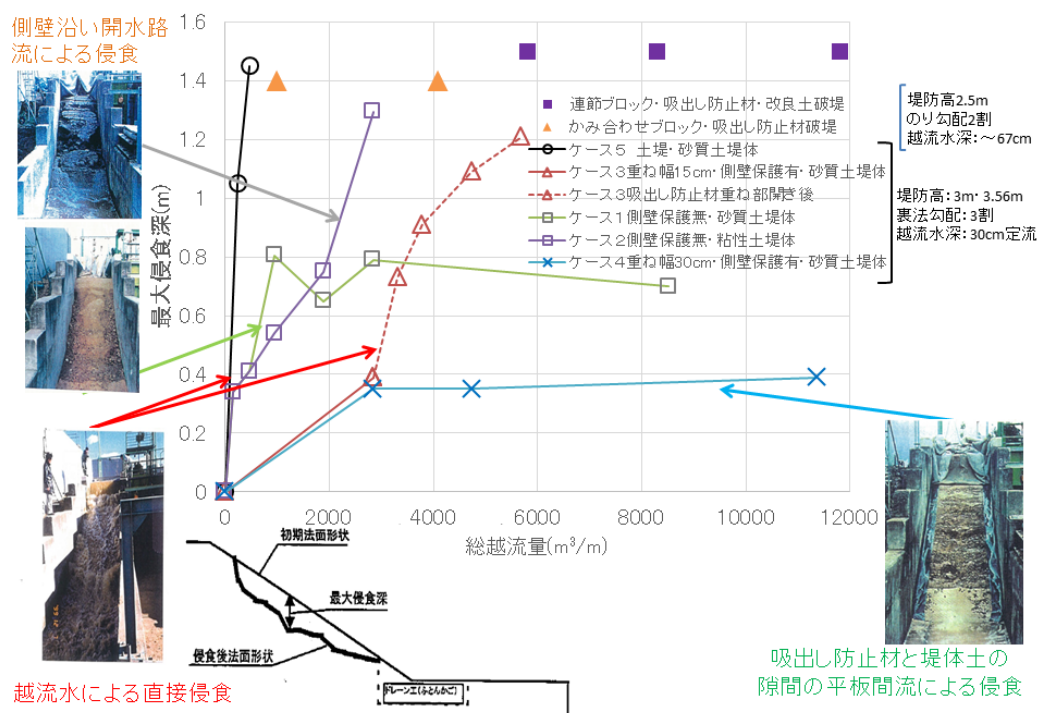


図 2.5.3.1 裏のり面侵食深—総越流量 Σq (m^3/m)

3 つめの状態は、吸出し防止材の下でゆるやかな裏法面侵食が進行する状態である。ケース 3 及びケース 4 の $\Sigma q = 0 \sim 2,839 \text{ m}^3/\text{m}$ がそれにあたる。これは裏のり面上土羽の細粒成分が洗い流されていく途中の過程にあたる。大局的にはケース 1 の $\Sigma q =$

158~2,839 m³/m、ケース 2 の $\Sigma q = 158 \sim 1,892 \text{ m}^3/\text{m}$ も同様の状態（細粒分が洗い流されて侵食が進行していく過程）にあたる。

図 2.5.3.2 は、実験に用いた礫混じり砂質土堤体土羽の引張り破壊応力 σ_{tb} を土木研究所河川研究室（1997）²⁾ が提示する方法で測定し、土木研究所河川研究室（1997）²⁾ が現地土羽供試体の実験を行い整理した粘性土の σ_{tb} と侵食限界流速 v_c の関係図にプロットし v_c を評価したものである。礫混じり砂質土堤体土羽は $v_c = 3.2 \text{ m/s}$ であり、この値は土木研究所河川研究室（1997）²⁾ が実験した現地の土羽供試体の堤体土・高水敷材料のグループにおける良好なグループの値に相当する。ケース 2 の粘性土堤体土羽は $v_c = 2.9 \text{ m/s}$ であった。

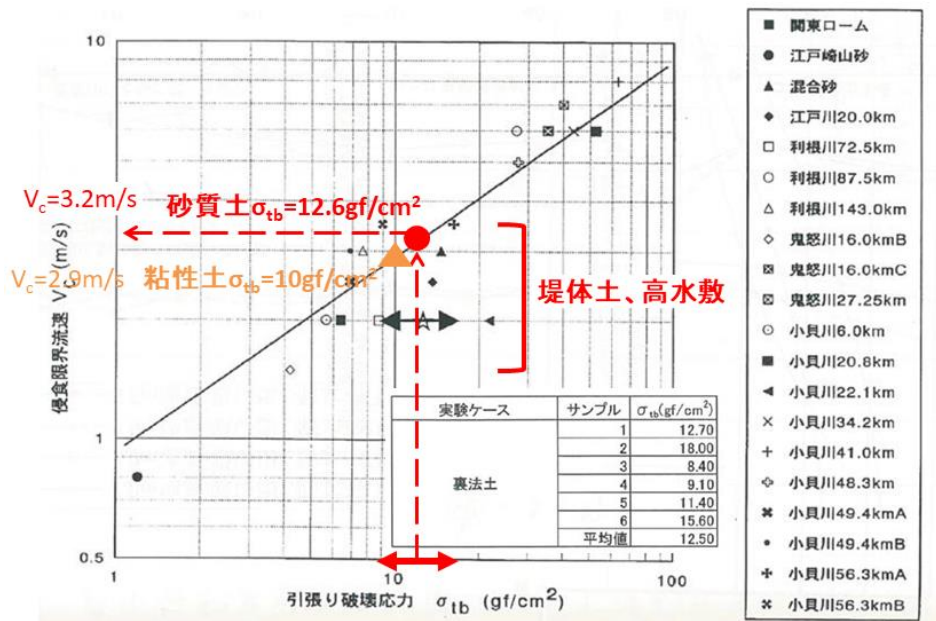


図 2.5.3.2 堤体土羽の引張り破壊応力 σ_{tb} と侵食限界流速 v_c

図 2.5.3.3 は、吸出し防止材の上面と下面の越流水深別の流速を測定した結果を示したものである。図から、吸出し防止材の上面と下面では流速が大きく異なること、吸出し防止材の上面では越流水深の増加に伴い流速が増加すること、越流水深 20cm 以上になると実験で用いた堤体土羽の $v_c = 3.2 \text{ m/s}$ を平均流速が超えること、一方で吸出し防止材下面の流速 (0.45~1.9 m/s、平均流速 1.03 m/s) は越流水深が増加しても増加の割合が小さいこと、吸出し防止材下の流速は図 2.5.3.2 から推定した実験で用いた堤体土羽の $v_c = 3.2 \text{ m/s}$ を大きく下回っていることが確認できる。

図 2.5.3.4 は吸出し防止材下の堤体土羽の侵食深が大きくなるのり面下部において、吸出し防止材の上下面流速の時間変化を測定するとともに、堤体土羽の侵食状況を観察した結果である。図から、吸出し防止材下の流速が時間とともに増大していくこと、その要因は、初期は堤体内への浸透により、その後は土羽のり面のゆっくりした侵食に応じてであることがわかる。また、吸出し防止材下の流速が 2 m/s を超えたところで土塊の流失が急激に進行したことから、堤体土羽は $v_c = 2 \text{ m/s}$ と判定した。この $v_c = 2 \text{ m/s}$ は σ_{tb} から推定した $v_c = 3.2 \text{ m/s}$ より小さいが、図 2.5.3.2 のバラツキの範囲内にあること、図 2.5.3.3 の吸出し

防止材下の流速測定結果（越流水深 30cm : 0.45~1.9 m/s、平均流速1.03 m/s）で侵食しない事実と矛盾しないことから、妥当なもの判断する。

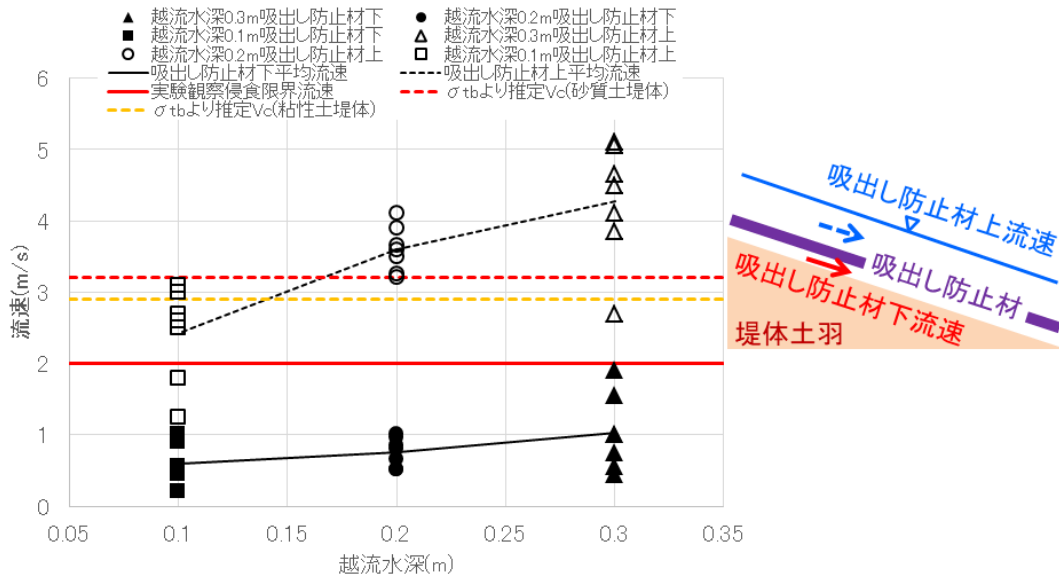


図 2.5.3.3 吸出し防止材上下における流速測定結果

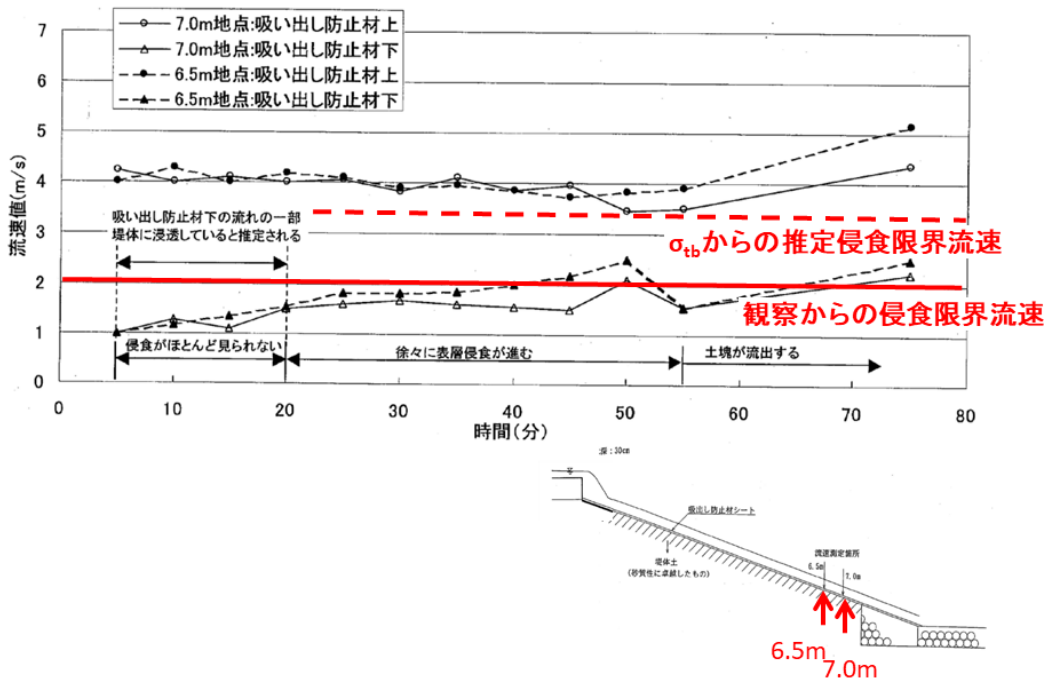


図 2.5.3.4 吸出し防止材上下面流速の時間変化と土羽侵食の観察結果

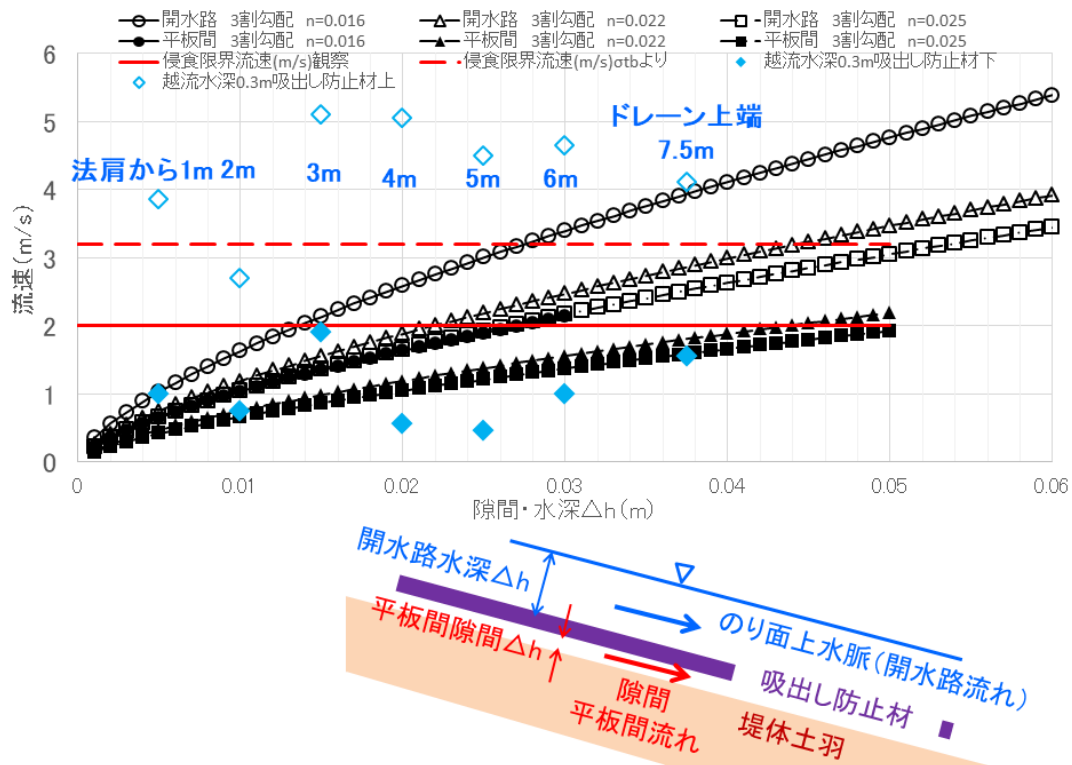


図 2.5.3.5 吸出し防止材と堤体土の隙間間隔一流速の試算

越流水深が増大しても吸出し防止材下面の流速増加が小さいことは、図 2.5.3.3 右に示す平板間流れになっているためと考えられる。そこで、吸出し防止材と堤体土羽の隙間と流速の関係を試算した結果が図 2.5.3.5 である¹⁾。試算にあたっては、のり勾配 3 割の等流になっている状態で、粗度係数は 0.016、0.022、0.025 の 3 つを仮定した。また、ケース 1 及びケース 2 の側壁沿いでは吸出し防止材の下で開水路流になっていると想定されたため、隙間間隔と同じ等流水深の開水路流れの流速も試算した。図から、開水路等流では 1.3~2.7cm の水深で、平板間流れでは 2.7~5cm 以上の隙間間隔になれば堤体土羽の $v_c = 2 \text{ m/s}$ を超えることがわかる。これらは、土羽と吸出し防止材の隙間が大きくなりやすい側壁沿いを遮水シートで保護しないケース 1 及びケース 2 の側壁沿いで侵食が進行した理由も説明可能である。

これらの知見を現場の点検や減災の工夫に反映する事項であるが、土羽の引張り破壊応力の測定は堤体の越流に対するのり面の強度を把握する際に有益な情報をもたらすということである。2 点目は、越流水の流速は大きいので、越流水深 20cm を超えれば通常の堤体土羽では侵食に抵抗できないと考えた方がよいということである。3 点目は、透水性のシート吸出し防止材で裏のり面を強化する際には、土羽と吸出し防止材の隙間のコントロールが重要であるという点である。点検も隙間が空いていないかをチェックする必要がある。吸出し防止材のような透水性シートを用いた場合には、吸出し防止材下への浸透量も大きいので、吸出し防止材と土羽との隙間への水供給によるのり面下部分での水圧上昇の懸念、堤体内部への浸透の影響も忘れてはいけない。

加藤・橋本ら (1985)³⁾は、天端アスファルト、連節ブロック、かみ合わせブロック、防水シート、改良土で強化した堤防について越流実験を行い、その応答特性 (破壊や変状までの総越流量、変状・破壊のプロセス等) を整理し、改善のポイントを提示している。福岡・

藤田ら(1987)⁴⁾は裏のり面強化に防水シートを用い、裏のり尻保護工の堤内地側に発生する洗掘形状を水理実験で計測して、その流況から最大洗掘深の評価方法を提示している。土木研究所河川研究室・土質研究室(1988)⁵⁾が、越流実験による裏のり尻保護工の設計、浸透実験による防水シートの敷設方法と裏のり尻ドレーンの設置効果を取りまとめ、アーマ・レビーの標準的な構造を示した。

加藤・橋本ら(1985)³⁾の連節ブロックによるのり面強化及びかみ合わせブロックによるのり面強化において、ブロックの下に吸出し防止材を設置しているケースがある。連節ブロックと吸出し防止材による強化工法の応答特性について加藤・橋本ら(1985)³⁾から引用したものが図 2.5.3.6 である。ブロックの隙間から土砂が吸出され、ブロックに不陸が生じて作用する流体力が大きくなり、ブロックが移動し、鉄線からブロックが切れて流失する。ブロックの抜け落ちを防止してさらに通水を続けるとブロックの隙間からの侵入水によってブロック下の土羽が侵食され水ミチができて破堤した。

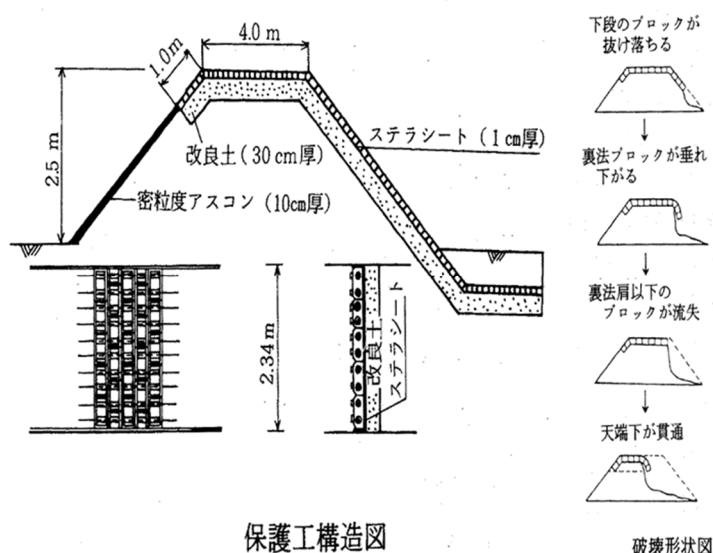


図 2.5.3.6 加藤・橋本ら(1985)³⁾ 連節ブロック+吸出し防止材+改良土 応答特性

同様に加藤・橋本ら(1985)³⁾より、かみ合わせブロックと吸出し防止材によるのり面強化の応答特性を引用したものが図 2.5.3.7 である。のり中央部から法尻にかけてブロックの空洞やそれぞれのブロックの隙間からの侵入水によって次第に堤体土が洗い出され、吸出し防止材の下が空洞化していく。ブロックはかみ合わせが強いために堤体変形に追従した変形・沈下が生じず、空洞がますます大きくなっていき、最後に空洞化した上部のブロックが数個沈下し、まともに流体力を受けて次々に連鎖反動的に流失し破堤した。

加藤・橋本ら(1985)³⁾は、総越流量 $\sum q$ (m^3/m)との関係で強化工法の破堤遅延効果を比較している。図には加藤・橋本(1985)ら³⁾の土堤実験結果と本節の土堤(ケース5)の破堤時間も加筆した。図から、強化しない土堤の破堤時間は加藤・橋本ら(1985)³⁾の最大 $\sum q = 800 m^3/m$ と本節実験ケース5の30分通水相当の $\sum q = 473 m^3/m$ に大きな差はない。本項実験の吸出し防止材の重ね幅が少なく急激な土羽侵食が生じたケース3は、加藤・橋本ら(1985)³⁾の連節ブロック・吸出し防止材・改良土の早く破堤したケースと同等である。本項実験のケース1及びケース4は明確な破堤と認定できないので通水実績総越流量

$\Sigma q = 2,839 \text{ m}^3/\text{m}, 8,518 \text{ m}^3/\text{m}$ を白抜きでプロットした。吸出し防止材重ね部分の開きが生じなければ（本項ケース4）、加藤・橋本ら（1985）³⁾の連節ブロック・吸出し防止材・改良土と少なくとも同等以上の強化と解釈できる。本項実験の吸出し防止材強化（重ね幅30cmのケース4）が加藤・橋本ら（1985）³⁾の連節ブロック・吸出し防止材・改良土強化やかみ合わせブロック・吸出し防止材強化より破堤遅延効果が大きい理由を考察する。

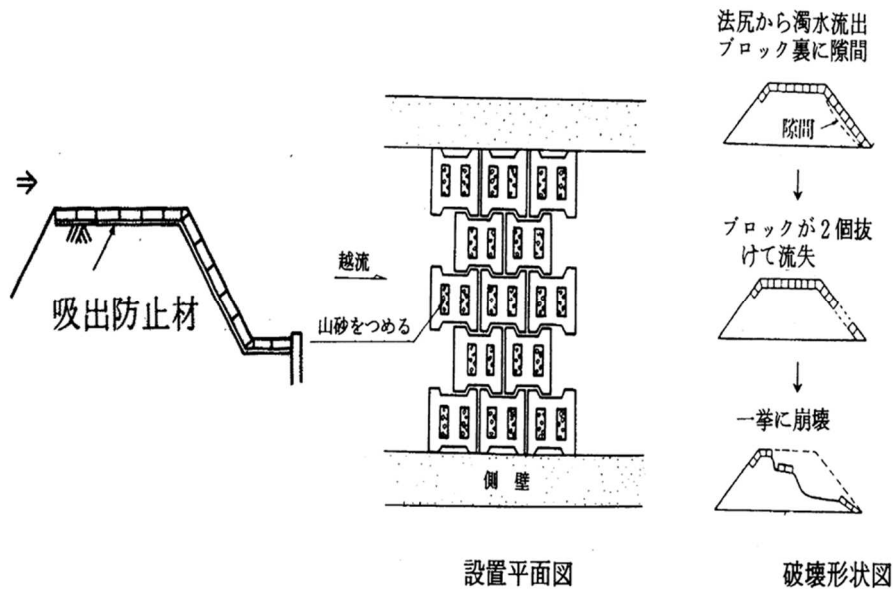


図 2.5.3.7 加藤・橋本ら(1985)³⁾ かみ合わせブロック+吸出し防止材 応答特性

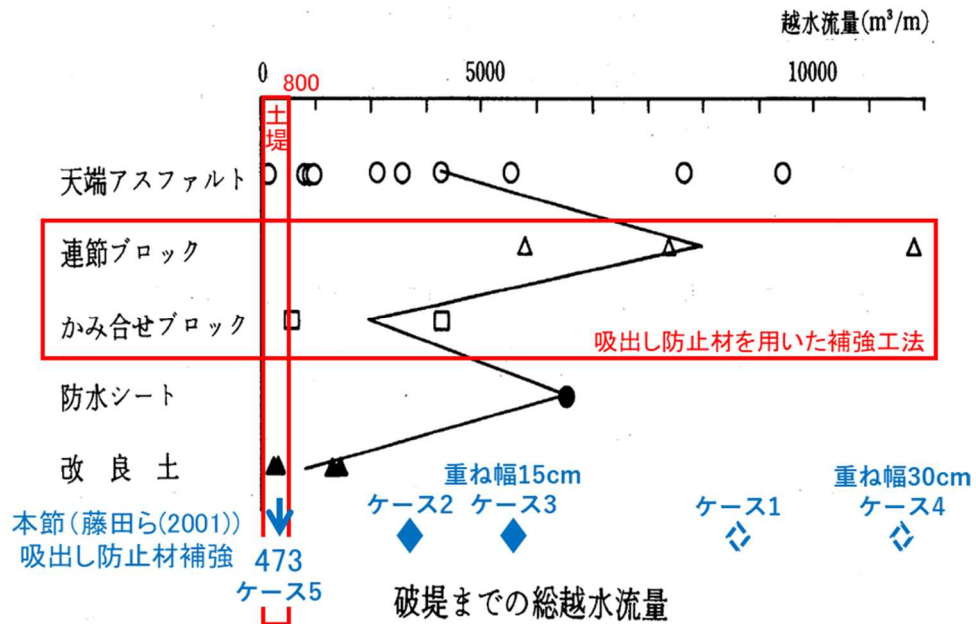


図 2.5.3.8 本節実験と加藤・橋本ら(1985)³⁾ の強化による破堤遅延効果の比較

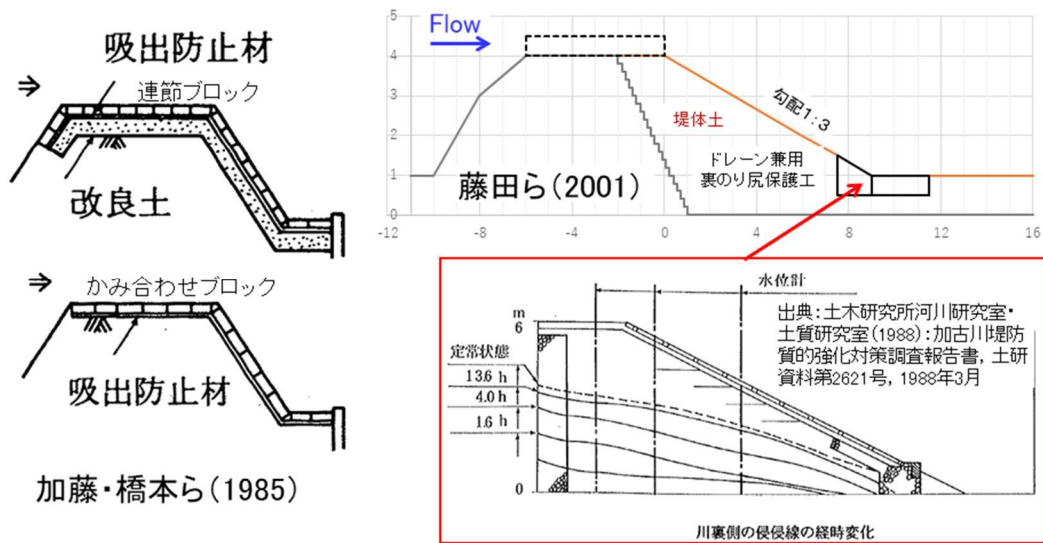


図 2.5.3.9 裏のり尻ドレーンの効果 (藤田ら(2001)¹⁾ と橋本ら(1985)³⁾ の比較)

図 2.5.3.9 は加藤・橋本ら (1985) ³⁾ の連節ブロック、かみ合わせブロックの強化工法断面と本節実験の強化工法断面を比較したものである。のり勾配、改良土の有無、土羽堤体範囲等違いはいくつかあるが、最も大きな違いの1つは、裏のり尻及び裏のり面下部にドレーン工を兼ねたふとんかごの裏のり尻保護工の有無である。

ドレーン工は、土木研究所土質研究室・河川研究室 (1988) ⁵⁾ のアーマ・レビー開発において、表のり等からの堤体浸透水により裏のり遮水シートに揚圧力が作用することを防ぐために設けられたものである。図 2.5.3.9 右下の浸潤面図からわかるように堤体内の浸透水を排水することで裏のり面における浸潤面上昇を防ぐ役割を持っている。吸出し防止材により裏のり面強化を行う場合には、表のりや基礎地盤だけでなく越流水からも堤体への浸透水が供給されるので、裏のり尻のドレーン工の存在は浸潤面上昇を抑制する効果を発揮するとともに、のり面土羽の土留め効果も発揮して裏のり尻からの破壊を抑制していたものと推察される。また、ふとんかごによる裏のり尻保護工が裏のり尻洗掘を堤内地側に遠ざけたことで裏のり尻洗掘からの破壊を抑制している効果も大きい。

以上総合すると、本項の実験及び考察は、ドレーンと土留めを兼ねた裏のり尻保護工によって裏のり尻を強化した状態、すなわち裏のり面の変状がクリティカルになる状態の越流に対する応答特性を対象としている点に独創性がある。

吸い出し防止材上下の流速を計測し土木研究所河川研究室 (1997) ¹⁹⁾ が提示する粘性土の σ_{tb} と v_c の知見も取り入れて応答特性 (越流侵食抵抗メカニズム、その限界) を考察している点にも新規性・独創性がある。また、排気工を設けずに済む利点を持つ透水・透気性材料である吸出し防止材を被覆材に用いたのり面被覆工の越流抵抗メカニズムを明らかにした。さらにシートの重ね幅でカバーできる能力を超える裏のり土羽の侵食が生じると変状が急激に進展するという限界を具体的に示した。

本項実験ケース 1 とケース 2 は、側壁沿いを保護せずに吸出し防止材で裏のりを被覆したケースであり、側壁沿いに開水路流れが発生して裏のり侵食が進行する。両ケースの違いは堤体土質であり、ケース 1 の堤体は礫混じり砂質土、ケース 2 は粘性土である。図 2.5.3.2 に示したとおり σ_{tb} から推定される両者の v_c に大きな差はない。にもかかわらず、図 2.5.3.1、

図 2.5.3.8 に示すように最大侵食深の発達と破堤までの総越流量 Σq (m^3/m)に差が生じる
 ことについて考察する。

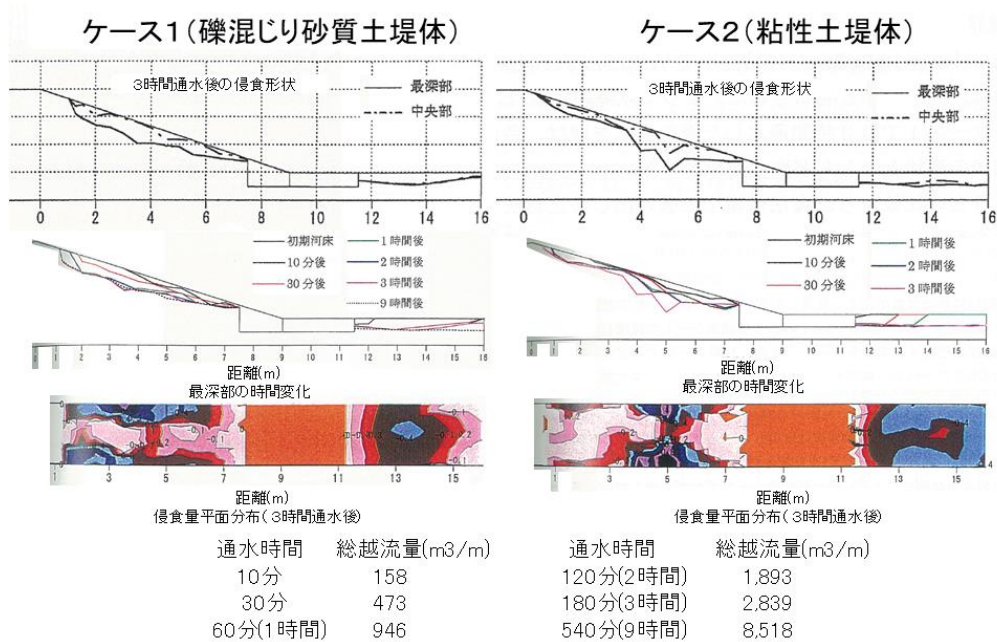


図 2.5.3.10 裏面侵食形状の比較 (ケース 1 とケース 2)



図 2.5.3.11 通水後のり面侵食状況比較 (ケース 1 とケース 2)

裏のり侵食の形状を図 2.5.3.10 に、総越流量 $\Sigma q = 2,839 m^3/m$ における裏のり面の状況を図 2.5.3.11 に示す。これらの図から、側壁沿いに発生する裏のり侵食が、礫混じり砂質土堤体 (ケース 1) の場合には侵食面に礫・土塊が残留して侵食の進行を遅らせる効果を発揮しているのに対し、粘性土堤体 (ケース 2) の場合には礫・土塊が残らず侵食深抑制効果が発揮されていないことがわかる。図 2.5.3.12 はケース 1 とケース 2 の堤体材料の粒径分布

を示したものである。図からケース 1 には粒径 1~5cm の礫が 40%弱含まれており、これらの礫がアーミング効果を発揮したものと推察される。この考察から、堤体土に適度に礫を混ぜておくと侵食された後粗粒化した材料がのり面を覆うアーミングの効果で侵食速度を抑える（粘り強さを加える）可能性がある。ただし、その効果を過信してはならない。

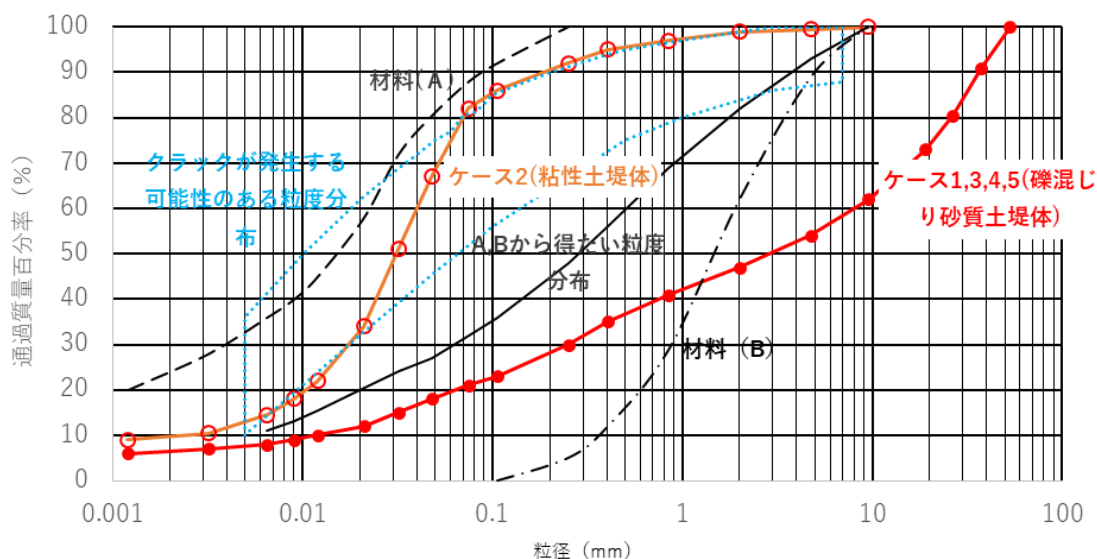


図 2.5.3.12 実験に用いた堤体材料の粒径加積曲線

<参考文献>

- 1) 藤田ら (2001) : 透気性 (排気性) 材料を用いた堤防裏のり越水強化工法の水理的評価と技術的位置づけについて, 河川技術論文集, 第 7 巻, pp109-pp114, 2001 年 6 月
- 2) 土木研究所河川研究室 (1997) : 洪水流を受けた時の多自然型河岸防御工・粘性土・植生の挙動第 2 編粘性土が有する耐侵食性の評価方法に関する研究, 土木研究所資料第 3489 号, pp6-pp96, 1997 年 1 月
- 3) 加藤善明・橋本宏・藤田光一 (1985) : 堤防の耐越水化に関する実験的研究, 第 29 回水理講演会論文集, pp627-pp632, 1985 年 2 月
- 4) 福岡捷二・藤田光一・加賀谷均 (1987) : アーマ・レビーのり尻工の水理設計, 第 31 回水理講演会論文集, pp365-pp370, 1987 年 2 月
- 5) 土木研究所河川研究室・土質研究室 (1988) : 加古川堤防質的強化対策調査報告書, 土研資料第 2621 号, 1988 年 3 月

2.5.4 常呂川と支川堤防で生じた越流が破堤の有無を分けた要因の考察

2.5.4 は、常呂川とその支川で生じた越流において、破堤が生じた場所と破堤しなかった場所があったことに着目し、越流水の流速を外力として評価し、堤防の耐力を植生根毛量 σ_0 と土羽の σ_{tb} で評価し、両者を比較するとともに、越流時の堤内地浸水の有無を合わせて総合的に考察する。

さらに、点検への反映として、堤防天端高の縦断的なたわみに着目して目視点検することの重要性、越流時の堤防耐力を評価するために σ_0 の鉛直分布を植生の管理状態と合わせて

データ整理することの重要性、堤体土羽の耐力として裏法や裏法尻地盤・天端土羽の σ_{tb} データを整理しておくことの重要性を指摘する。

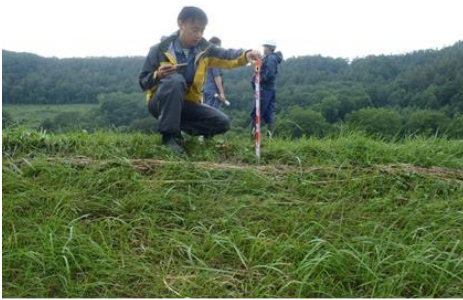
2016年（H28年）8月の台風9号の洪水で常呂川及び支川柴山沢川、東亜川で越流が発生した（図2.5.4.1参照）。常呂川22.6km左岸の堤防は、越流した後も破堤せずに堪えた一方、支川柴山沢川左岸堤防及び支川東亜川右岸堤防は破堤した。その違いが何によって生じたのか考察する。谷瀬ら（2017）¹⁾は、越流水の裏法尻の等流流速を計算して堤防表面の植生根毛層の効果に着目した考察を報告しているが、本節では、流速として等流流速に加えて裏法一部侵食後のエネルギー保存流速も計算するとともに、植生根毛層に加えて堤体土羽の耐侵食性、内水浸水の効果も合わせて総合的に考察する。



図 2.5.4.1 常呂川 22.6km 左岸、支川柴山沢川左岸、支川東亜川右岸越流 3 箇所

図 2.5.4.2 は、越流したが破堤しなかった常呂川 22.6km 左岸堤の上流から見た堤防天端縦断形と天端土羽の状況を撮影したものである。図から、越流発生箇所は樋管の上流側に当たる場所であり、天端高が越流箇所を中心に低くなっている状況がわかる。当該箇所は、樋管改築に伴って新規築堤した場所である。また、天端は舗装されていないが侵食抵抗力の高いよく締め固められた粘性土で築堤されている。堤防天端の縦断形が開発局によって測量されており²⁾、越流水深が 0.3m であったと確定された。図 2.5.4.3 は、同じ箇所の裏法の堤体表面植生の根毛層の状況と越流水による裏法洗掘箇所の土砂堆積状況を撮影したものである。図から、越流水に対して侵食されずに耐えている状況、洗掘箇所周辺の根毛層が良好であることがわかる。また、洗掘土砂が洗掘穴の堤内地側に堆積しており、越流水による裏法尻洗掘時に内水浸水していわゆるウォータークッションが形成されていた状況がわかる。

常呂川KP22.6左岸越水・法崩れ箇所



上流側痕跡は天端高-15cm程度



堤防天端高が下がっている区間で越水発生



天端は密に締め固まった粘性土



落堀は発達していない

図 2.5.4.2 常呂川 22.6km 左岸越流非破堤箇所の天端高と堤体土羽

常呂川KP22.6左岸越水・法崩れ箇所



樋門操作員が堤内側水位記録→後日収集



根毛層により越流水の侵食に耐えた



落堀洗掘土砂の堆積状況→湛水を示唆



根毛層により越流水の侵食に耐えた

図 2.5.4.3 常呂川 22.6km 左岸越流非破堤箇所
左：内水による洗掘土砂堆積状況 右：植生根毛層の状況

図 2.5.4.4 は支川柴山沢川の破堤箇所である。当該箇所の堤防は砂質土であり、落堀とその土砂の散乱状況から破堤時には堤内地で内水湛水はなかったと考えられる。越流水深は谷瀬ら¹⁾が最大 0.3m 程度と推定している。図 2.5.4.5 は支川東亜川の破堤箇所である。当該箇所では、河道内の樹木への濁水痕跡、破堤箇所下流河道の樹木の倒伏が破堤口に向かって上流側に倒れている状況、破堤箇所下流の堤防に明瞭な越流による洗掘状況が観察されることから本川背水により越水破堤したものと判断できる。落堀形成と洗掘土砂の散乱状況から越流破堤時に堤内地は内水氾濫していないと推定される。破堤箇所の越流水深は谷瀬ら（2017）¹⁾が 0.3m を超えていたと推定している。



図 2.5.4.4 支川柴山沢川左岸堤破堤箇所



図 2.5.4.5 支川東亜川破堤箇所

図 2.5.4.6 は、これら越流が発生した 3 箇所の堤防断面形、越流水深、裏法尻流速推定値、 σ_0 、 v_c を比較したものである。裏法尻流速は、加藤ら (2014) ③にならい、等流流速 v_f 等流を計算した。裏法侵食が進行した状態の流速として、加藤ら (2014) ③が示したエネルギー保存則を仮定した流速 v_e も算定している。越流破壊に対する堤体土羽の耐力は v_c とし、土木研究所河川研究室 (1997) ④が整理・作成した $\sigma_{tb} - v_c$ 図 (図 2.5.4.7(左)) から推定した。植生の耐力は土木研究所河川研究室 (1997) ⑤が実物大の植生堤体土の高流速食実験から示した侵食深-摩擦速度関係式において植生根毛層の侵食しやすさを示す α の決定因子である植生根毛量 σ_0 で示した (図 2.5.4.7(右))。

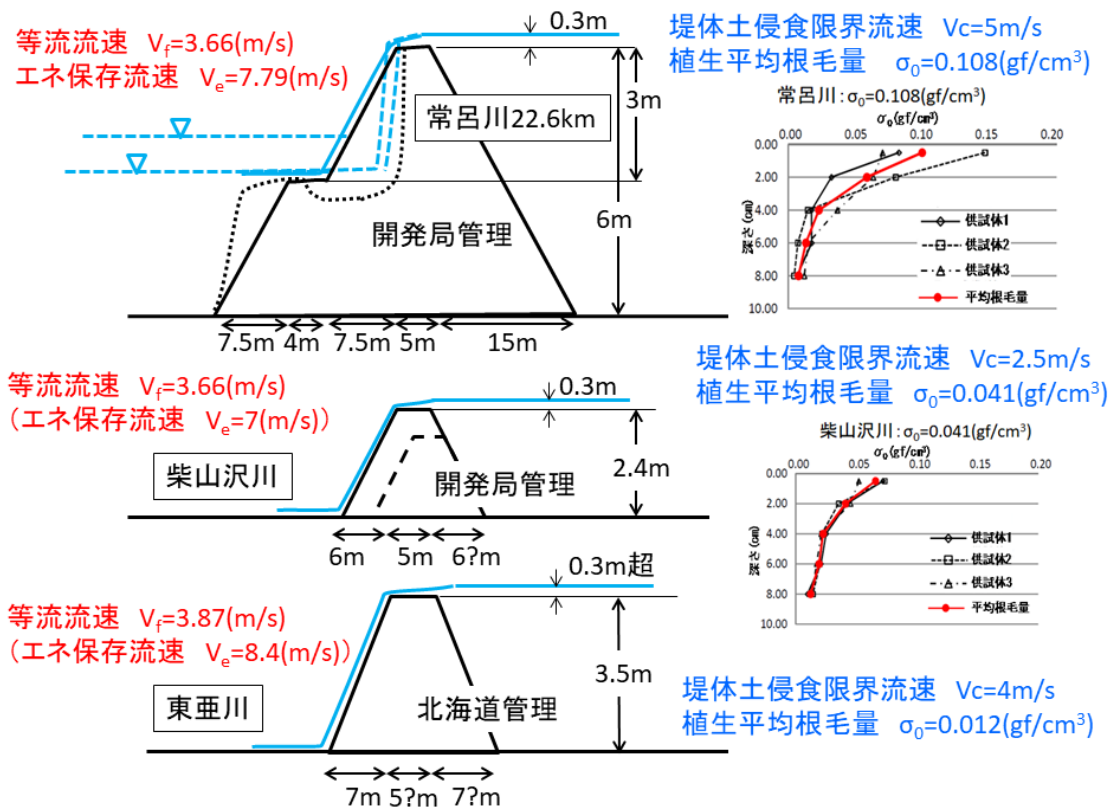


図 2.5.4.6 越流 3 箇所の堤体断面、裏法尻流速(v_f 等流, v_e)、植生耐力 σ_0 、土羽耐力 v_c

図 2.5.4.6 には、常呂川 22.6km 及び柴山沢川の堤体植生の σ_0 の鉛直分布も示す ⑥。図 2.5.4.7 から、3 箇所の堤防の越流耐力は、堤体土羽については、越水しながら破壊しなかった常呂川 22.6km 左岸は $v_c = 5 \text{ m/s}$ と最も大きく、次いで支川東亜川右岸の $v_c = 4 \text{ m/s}$ 、支川柴山沢川左岸 $v_c = 2.5 \text{ m/s}$ の順となっている。植生 (σ_0 及び α (数値が小さいほど侵食されにくい)) については、常呂川 22.6km 左岸の $\sigma_0 = 0.108 \text{ gf/cm}^3$ ($\alpha = 4$)、支川柴山沢川左岸の $\sigma_0 = 0.041 \text{ gf/cm}^3$ ($\alpha = 7$)、支川東亜川右岸 $\sigma_0 = 0.012 \text{ gf/cm}^3$ ($\alpha > 8$)の順となっている。これに対して、裏のり面が侵食されていない状態における裏のり面越流水の侵食外力は、支川東亜川 v_f 等流 $= 3.87 \text{ m/s}$ が最も大きく、常呂川 22.6km 左岸と支川柴山沢川左岸

$v_{f\text{等流}} = 3.66\text{ m/s}$ となっている (図 2.5.4.6)。土羽の耐力 v_c と比較すると、破堤した支川柴山沢川左岸が $v_{f\text{等流}} > v_c$ 、支川東亜川右岸が $v_{f\text{等流}} \approx v_c$ 、破堤しなかった常呂川 22.6km 左岸は $v_{f\text{等流}} < v_c$ となっており破堤発生の有無と矛盾しない。

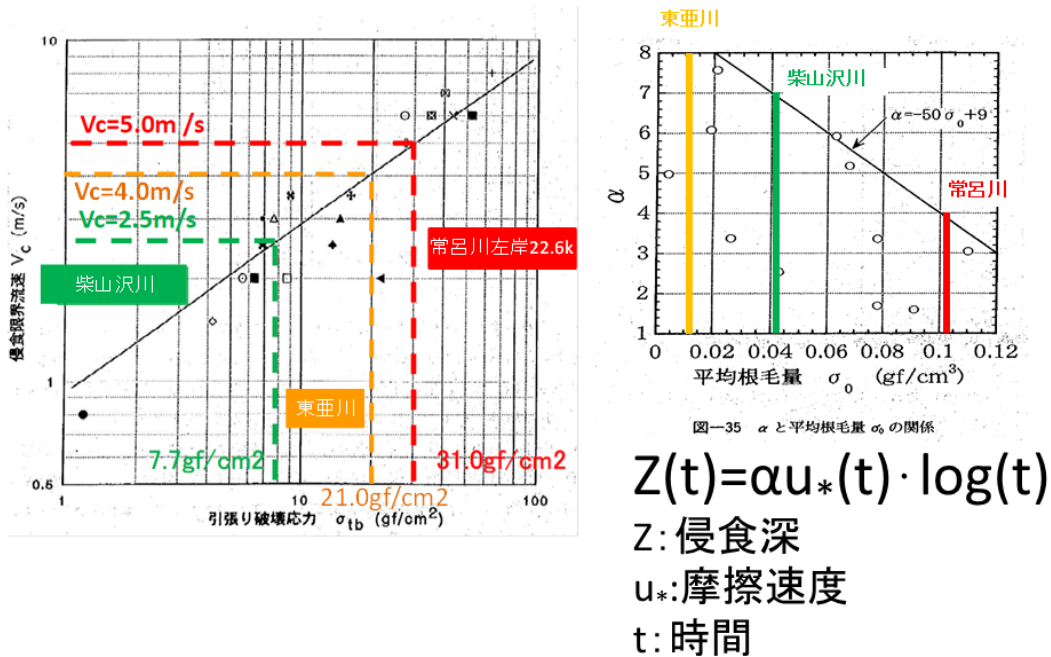


図 2.5.4.7 土羽耐力 v_c 、植生耐力(σ_0, α)の算定根拠⁶⁾

植生耐力(σ_0, α)についても、破堤した支川東亜川右岸と支川柴山沢川左岸が、破堤しなかった常呂川 22.6km 左岸に比較して小さいので破堤の有無と矛盾しない。なお、常呂川 22.6km 左岸は、土羽の耐力 v_c が外力 $v_{f\text{等流}}$ よりも大きいのでのり面侵食しないはずであるが、実際には裏のり侵食された状態であったことから、 v_c の小さな場所もあったと考えられる。加えて、裏のり面が侵食された状態での外力は $v_e = 7.79\text{ m/s}$ であり $v_c = 5\text{ m/s}$ を大きく上回るが破堤しなかった。破堤を免れた要因は、内水浸水によりウォータークッションが形成されていた効果も大きかったと考えられる。図 2.5.4.8 は、2016 年台風 9 号における小本川のかすみ堤区間の天端舗装のある堤防で越流し裏法侵食が生じたが破堤を免れた事例である。この場所でもかすみ堤開口部からの浸水で堤内地裏法尻にウォータークッションが形成されていた効果が発揮されていたと考えられる。

2019 年台風 19 号において、久慈川及びその支川浅川では複数の箇所ですり面での越流が堤防を逆越流した場所で破堤している事例が見られた⁷⁾。逆越流では、河川水によるウォータークッションが形成されている状態にあり、越流破堤しにくいはずである。にもかかわらず破堤した要因として堤体土・植生の侵食耐力(σ_{tb}, v_c), (σ_0, α)が小さく天端やのり面から侵食されて破堤したのと考えられる。常呂川 22.6km 左岸で堤体土羽の σ_{tb} 及び植生根毛

量 σ_0 が大きかったことを踏まえると裏法尻のウォータークッションが効果を発揮する前提として、堤体の侵食耐力が必要であることを示唆している。



図 2.5.4.8 2016 年台風 9 号小本川かすみ堤によるウォータークッション効果例

点検及び減災の工夫に反映すべき事項であるが、1 点目は、堤防天端高の縦断分布、特に天端高が低い越流が発生しやすい区間の把握である。現在はレーザ測量等新技術による 3 次元測量データがもてはやされているが、新技術に頼らなくても目線を堤防天端高に落として上下流を眺めるだけで局所的な堤防天端高が低い場所は把握できる。2019 年の台風 19 号において、関東管内では堤防満杯規模の洪水となった河川が複数あった⁹⁾が、破堤箇所は天端高が低い越流が早く発生したと思われる場所が多かった。橋梁区間は、桁高分堤防天端高が高くなるので、その上下流は相対的に越流が発生しやすい場所となる。また、段階的整備で暫定堤防となっている区間も堤防高が低い。国土地理院地図の自分で作る色別標高図で堤防天端高から地盤高で 1m 間隔の標高図を作成すれば、ある程度広域的な低地・地盤沈下区域が見える。その区域では堤防天端高も沈下している可能性がある。そのような場所で本川の背水が効く支川で本川の堤防満杯規模の洪水が発生すると、越流が発生しやすい。

2 点目は、越流水深別に、越流による裏のり面の外力 $v_{f等流}$ v_e を計算しておくことは、堤防裏のり面・裏法尻に作用する侵食外力を把握することにつながるという点である。越流水深だけでなく $v_{f等流}$ は堤防ののり勾配で、 v_e は堤高及び内水水位で変化するので、堤防区間ごとに計算しておくことが重要である。難しい計算でないので、点検の前提として実施しておくべきだろう。

3点目は、堤防裏のり面及び裏法尻の越流侵食の耐力を規定する、堤体土の σ_{tb} 、裏法面及び裏法尻植生の σ_0 鉛直分布を計測しておくことが、有益なデータになるという点である。2点目に指摘した侵食外力 v_f 等流 v_e と合わせてみることで限界越流水深の目安が把握できる。また、危機管理ハードで採用されている天端の舗装の必要性・優先順位の設定にも生かせるであろう。

もっと積極的な越流対策を検討する場合には、1点目の天端縦断図と合わせて、余裕高・余盛高の範囲内で天端切り下げ区間を設定し、アーマ・レビーやフロンティア堤防、ブロック被覆の越流構造等暫定的な越流強化対策を施すことは、経済的な水防対策になりうるだろう。

σ_{tb} を測定した結果、堤体土に侵食耐力が期待できないことがわかれば、堤体材料を選び直した築堤やり直しも選択肢に入れるべきである。植生耐力(σ_0, α)に関しては、管理状態(植生種類や除草頻度等)によって大きく異なる可能性があるため、管理状態とセットでデータの整理・蓄積を行うことが重要である。トルク計測で σ_0 を簡易に推定する手法もあるが、この手法は芝やチガヤであることが前提である。植生の種類が異なればトルクと σ_0 の関係が異なる可能性があり、 σ_0 の鉛直分布が異なれば侵食耐力を規定する限界侵食深も異なるので、根毛太さ別の σ_0 鉛直分布データを計測し蓄積することが重要である。

4点目は、堤防に侵食耐力が期待できる場合には、堤内地の内水浸水あるいはかすみ堤開口部から浸水を誘導することで、堤防裏法尻のウォータークッション効果を期待できる場合があることである。これは、堤内地の地形と関連深いので、個々に地盤高図を見て、暫定的な越流強化の工夫を検討することが考えられる。2019年台風19号で、久慈川や那珂川にはかすみ堤が残存していたが、残念ながら破堤した場所もあった。ウォータークッション効果を期待できる前提としての堤体土の強度を保持していなかった可能性、ウォータークッションになるだけの水深が確保できなかった可能性等、かすみ堤によるウォータークッション効果が期待できなかった要因を推定することで減災の工夫に改善を積み重ねていくことが大切だ。しかし、要因が確定しない限り改善を施さないという姿勢をとると思考停止に陥り現状から改善されないため、必ずしも確定までは必要とせず仮説段階でもできる改善は施すという姿勢が減災の工夫においては重要である。

<参考文献>

- 1) 谷瀬敦・矢部浩規・新目竜一(2017)：平成28年8月洪水により決壊した常呂川堤防の耐侵食評価，第5回 河川堤防技術シンポジウム論文集，p31-p34，2017年11月21日
- 2) 常呂川堤防調査委員会(2017)：常呂川堤防調査委員会報告書，平成29年3月
- 3) 加藤ら(2014)：津波の越流に対して粘り強く減災効果を発揮する海岸堤防の構造検討，土木学会論文集 B2(海岸工学)，Vol.70, No.1, pp31-49, 2014
- 4) 土木研究所河川研究室(1997)：洪水流を受けた時の多自然型河岸防御工・粘性土・植生の挙動第2編粘性土が有する耐侵食性の評価方法，土木研究所資料第3489号, p7-p96，1997年1月
- 5) 土木研究所河川研究室(1997)：洪水流を受けた時の多自然型河岸防御工・粘性土・植生の挙動第3編堤防のり面に繁茂する植生の耐侵食性の評価方法に関する研究，土木研究所資料第3489号, p97-p214，1997年1月

- 6) 笹岡信吾・鈴木淳史・上野俊幸・諏訪義雄（2018）：河川堤防の築堤材料や管理状況等が越流時の侵食耐力に与える影響についての考察,河川技術論文集,第 24 巻,p601-p606, 2018 年 6 月
- 7) 那珂川・久慈川堤防調査委員会（2019）：第 2 回那珂川久慈川堤防調査委員会説明資料,p80-p89 及び p103-p131,令和元年 11 月 17 日
- 8) 荒川水系越辺川・都幾川堤防調査委員会（2019）・那珂川久慈川堤防調査委員会（2019）：第 2 回荒川水系越辺川・都幾川堤防調査委員会説明資料及び第 2 回那珂川・久慈川堤防調査委員会説明資料, 令和元年 11 月 17 日

2.5.5 ウォータークッション減勢のアスファルトフェーシング被災

2.5.5 は、ウォータークッション減勢をするアスファルトフェーシングの破壊について考察する。斜面上のウォータークッション減勢では高速流の突入による池水面の押下げが生じるので、揚圧力の算定に際しての調節地側水位には押下げられた池水位を用いる必要があること、フェーシングの破壊は揚力がフェーシング自重を上回ることによって生じるのではなくウォータークッション減勢で発生する跳水の水面形によって作用する過剰揚圧力分布によってフェーシング底面に発生する曲げ引張り応力が破壊限界を上回ることによって生じることを述べる。

さらに、昭和 33 年洪水で破壊せず昭和 34 年洪水で破壊した田中・菅生調節地越流堤の破壊についても、減勢時の調節地水位押下げと跳水発生による過剰揚圧力によって破壊した可能性があることを述べる。遮水構造フェーシングの越流堤で過剰揚圧力に耐えるためには、遮水構造の徹底とフェーシング裏の排水構造の確保、フェーシング曲げ引張り応力に対する抵抗力強化が必要であることを指摘する。本項は山村（1971）¹⁾の検討に跳水発生という水理現象の影響とフェーシングの限界状態として底面の曲げ引張り応力を導入した点に新規性・独創性がある。

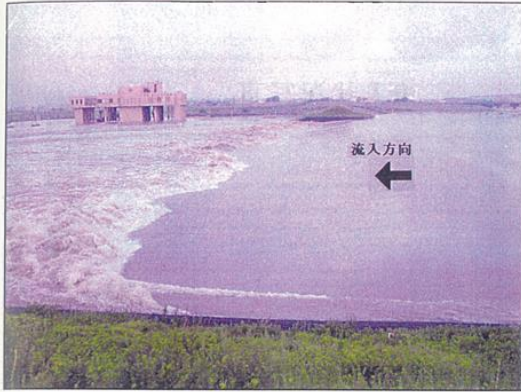
(1) 荒川第一調節地越流堤アスファルトフェーシングの被災検討

図 2.5.5.1 は、平成 11 年 8 月洪水における荒川第一調節池流入堤の流入状況と洪水後に発見されたアスファルトフェーシングの被災状況である。流入堤は、第一調節池に流入した洪水が下流にある水資源開発施設でもある貯水池に流入する地点に設けられたのり勾配 8 割・アスファルトフェーシング構造の越流堤である。流入堤を越えアスファルトフェーシング上を流下した高流速の流れは貯水池内でウォータークッションにより減勢される。左側の写真は、流入と減勢の状況である。右側の写真は、洪水終了後に発見されたアスファルトフェーシングの被災状況である。流入堤の流入状況は監視カメラで撮影されており、後日ビデオを確認したところ、流入水が跳ね上がっている状況が撮影されていることがわかり、その時刻で被災したものと推定された（図 2.5.5.2 右側写真）。アスファルトフェーシングは図 2.5.5.2 左側写真に示すように大人の背丈以上に持ち上がっている状況が確認でき、底面からの圧力を受けたことがわかる。

図 2.5.5.3 は、アスファルトフェーシング下の断面構造である。アスファルトフェーシングの下には空気を抜くための均一粒径の碎石層と排気管、排水管が設けられている。排水管は貯水池底の排水口につながっており、貯水池水位の水圧がアスファルトフェーシング下面に伝達される。排気管は流入堤横の堤防天端上に設けられた排気弁（図 2.5.5.4）に導かれており、貯水池水位の上昇に応じて排気される。排気弁には降雨が溜っており、U字に折り曲げられた排気管出口は、40cm ほど浸水していた。洪水時にパトロールしていた職員が、

排気弁で間欠的に空気がボコボコと抜ける音を聞いており、排気管は機能していたことが確認されている。

流入状況写真(8・14出水)



流入堤流入状況(被災前)



流入堤アスファルトフェーシング被災状況

図 2.5.5.1 流況と被災状況



流入堤流入状況

アスファルトフェーシング被災状況



流入堤流入状況
(8/15AM3:00 アスファルトフェーシング被災時)



図 2.5.5.2 被災時流況と被災状況拡大

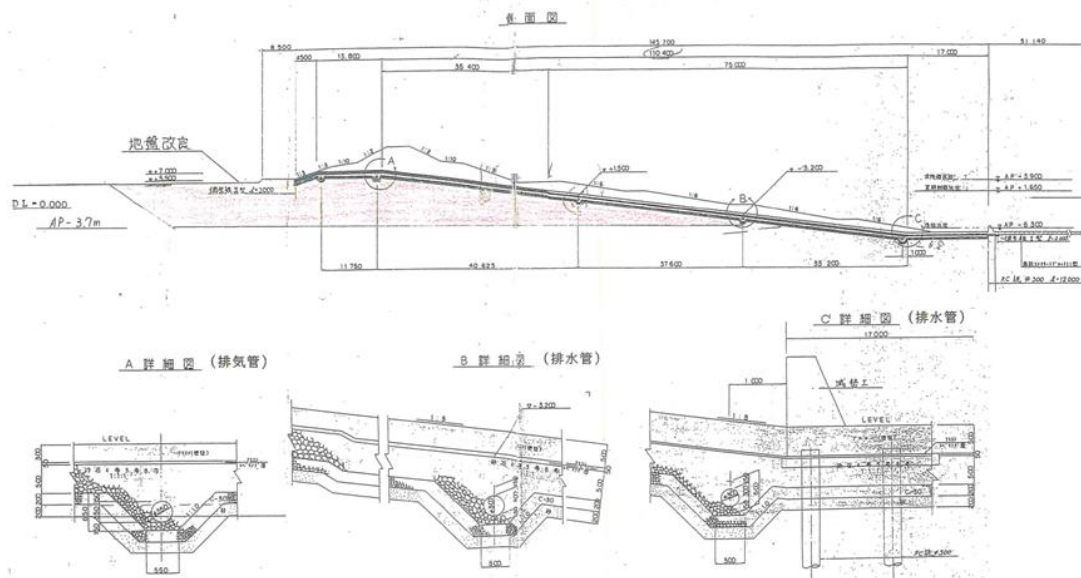


図 2.5.5.3 アスファルトフェーシング下の配管構造

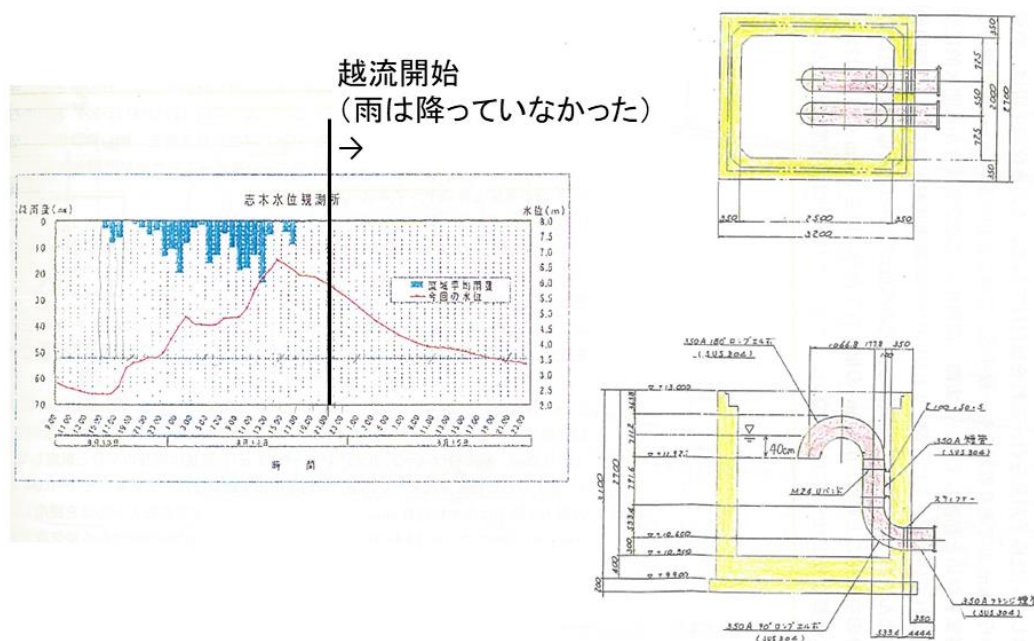


図 2.5.5.4 空気抜き管の構造と升

図 2.5.31 は、アスファルトフェーシングを流下する水脈の厚さの計算方法を示したものである。図 2.5.32 は流入したアスファルトフェーシング上の高速流が貯水池内のウォータークッションで形成する跳水の上下流水深(h_1 , d_2)と跳水長 L_j の計算方法を示したものである²⁾。

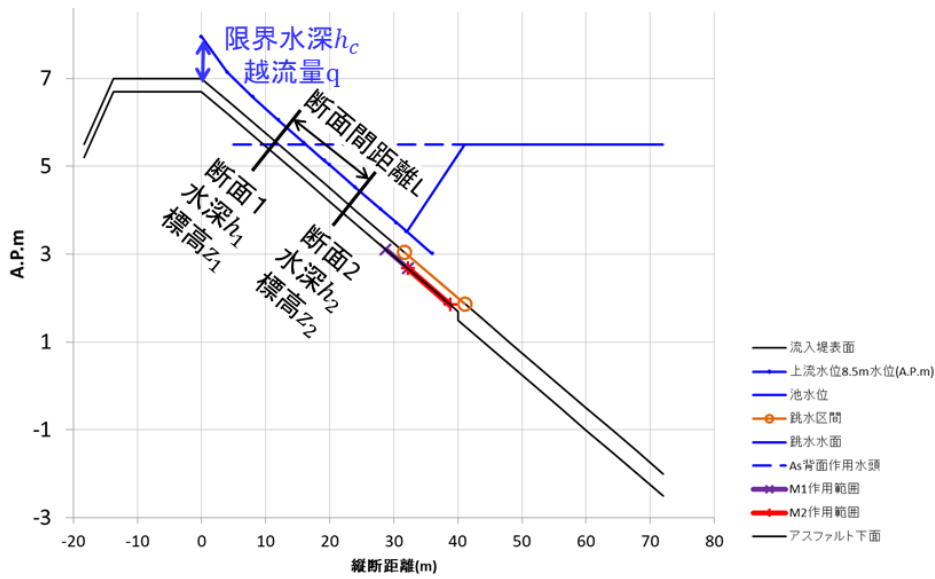


図 2.5.5.5 アスファルトフェーシング上水脈厚計算

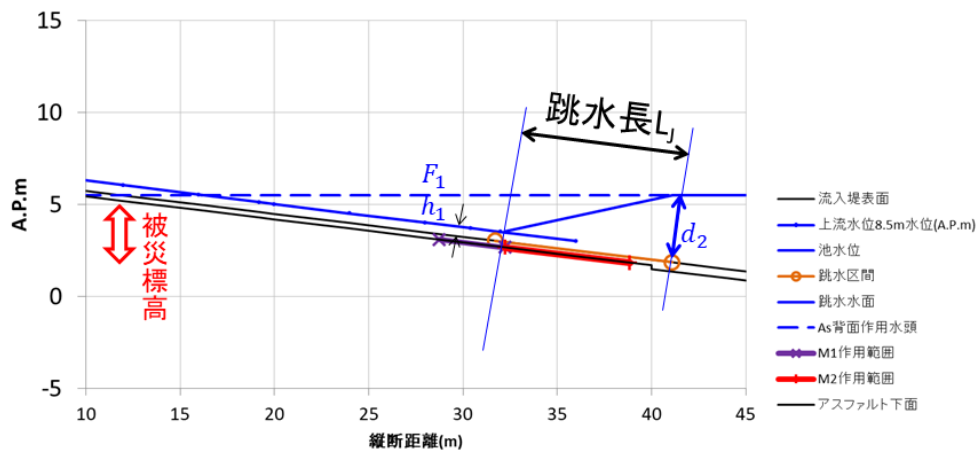


図 2.5.5.6 跳水長 L_j 、共役水深 d_2 計算方法

$$h_1 + z_1 + (q/h_1)^2/2g = h_2 + z_2 + (q/h_2)^2/2g + h_l \quad (2.5.1)$$

$$h_l = \frac{2gn^2L}{h^{4/3}} \frac{v^2}{2g} \quad (2.5.2)$$

$$h_c = (q^2/g)^{1/3} \quad (2.5.3)$$

$$q = 1.575h_t^{3/2} \quad (2.5.4)$$

ここで、 h_t ：越流水深、 q ：越流量、 h_c ：限界水深、 h_l ：断面 1 と断面 2 の間の摩擦損失水頭、 L ：断面間距離、 n ：フェーシング表面の粗度係数 0.014、 v ：水脈の流速

$$L_J = K_L \left(d_2 - h_1 / \left(8 / \sqrt{1^2 + 8^2} \right) \right) \quad (2.5.5)$$

$$d_2 / h_1 = 2C_1 \cos \varphi_1 \quad (2.5.6)$$

$$C_1 = \sqrt{1^2 + 8^2} / 8 \sqrt{1/3 \left(2G^2 8 / \sqrt{1^2 + 8^2} + 1 \right)} \quad (2.5.7)$$

$$\varphi_1 = 1/3 \{ \pi/2 + \sin^{-1}(G^2 / C_1^3) \} \quad (2.5.8)$$

$$G^2 = F_1^2 / (1 - K/8) \quad (2.5.9)$$

$$K = K_L = 1 / (0.131 + 0.0020F_1 + 0.65/8) \quad (2.5.10)$$

L_J : 跳水長、 h_1 : 跳水上流端水深、 d_2 : 跳水水深 (跳水下流端水深)、 F_1 : 跳水上流端フルード数である。

池に突入する高速流は突入地点の池水位を押し下げる。一方、アスファルトフェーシングの底面には、貯水池内に出口を有する排水管を通じて池水位に相当する水圧が作用する。この両者の差が水脈厚の重量とアスファルト自重を上回ると過剰揚圧力 ΔL が作用する。

図 2.5.5.7 は、図 2.5.5.5 と図 2.5.5.6 により計算した水脈厚 h_1 、跳水長 L_J 、共役水深 d_2 をもとに過剰揚圧力 ΔL の分布を図示したものである。図で赤くハッチした区間と圧力が、アスファルト自重+上面水脈による重量よりもアスファルト下面に作用する水圧が上回る区間と過剰揚圧力 ΔL である。

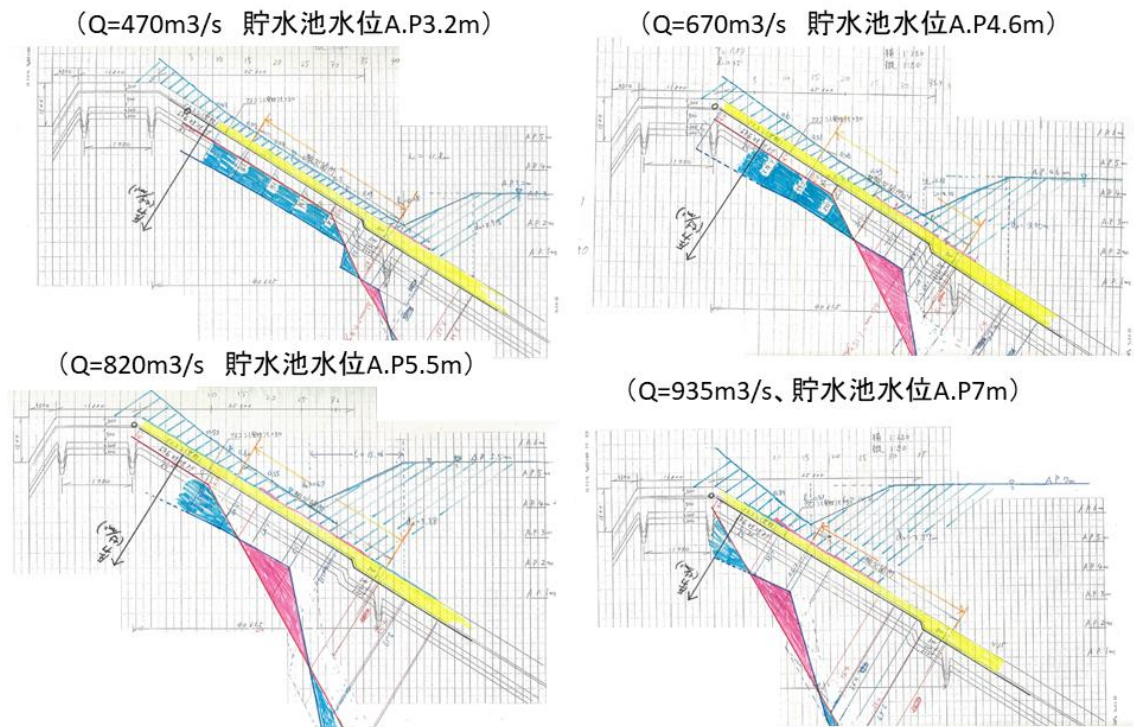


図 2.5.5.7 揚圧力発生メカニズム

図 2.5.5.7 には被災標高も示してあるが、揚圧力が作用した区間すべてが被災しているわけではなく、ある大きさ以上の揚圧力が作用する区間で被災していることがわかる。図 2.5.5.8 は、現場の水位計から流入時の流入堤上流水位と貯水池水位を整理し、図 2.5.5.9 に示した水理実験結果から得られた越流係数 $C=1.575$ をもとに流入量を推定した結果である。図 2.5.5.9 は、水理実験で確認された水面形を示したものである。図から、高速流が貯水池に突入する場所で池水位が押し下げられている状況を確認できる。

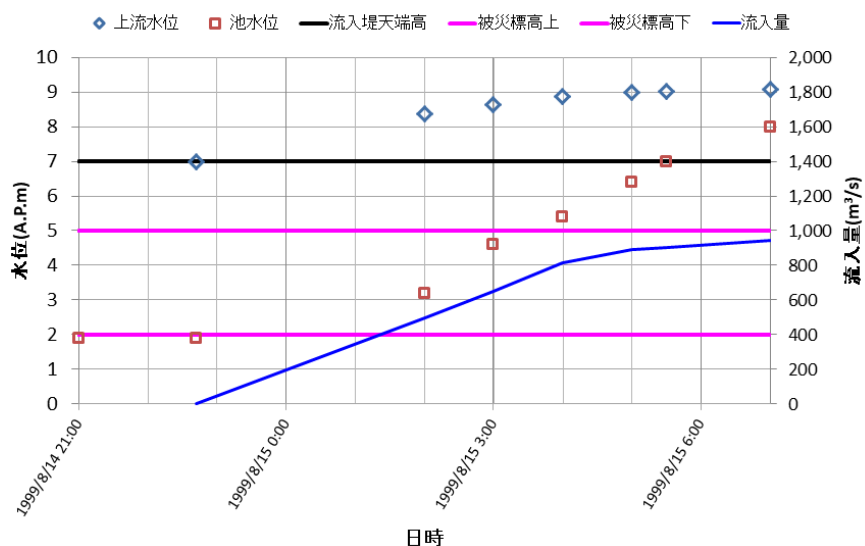


図 2.5.5.8 越流堤上流及び貯水池水位と流入量

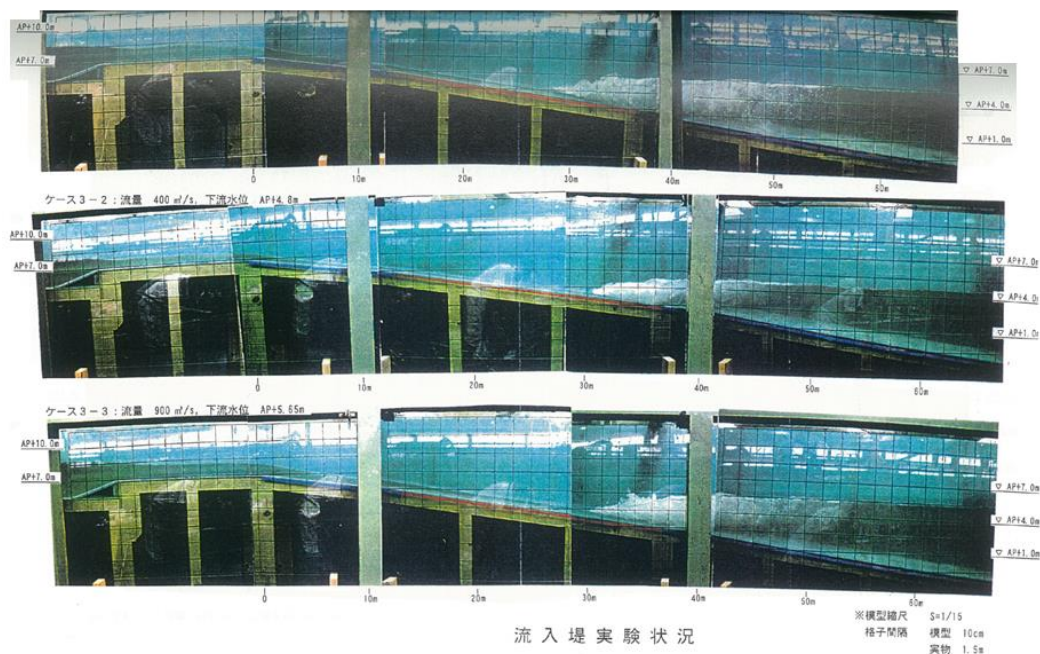


図 2.5.5.9 水理実験ウォータークッション上水面形

上段： $Q=820\text{m}^3/\text{s}$ ・池水位 A.P.5.5 m
 中段： $Q=400\text{m}^3/\text{s}$ ・池水位 A.P.4.8 m
 下段： $Q=900\text{m}^3/\text{s}$ ・池水位 A.P.5.65m

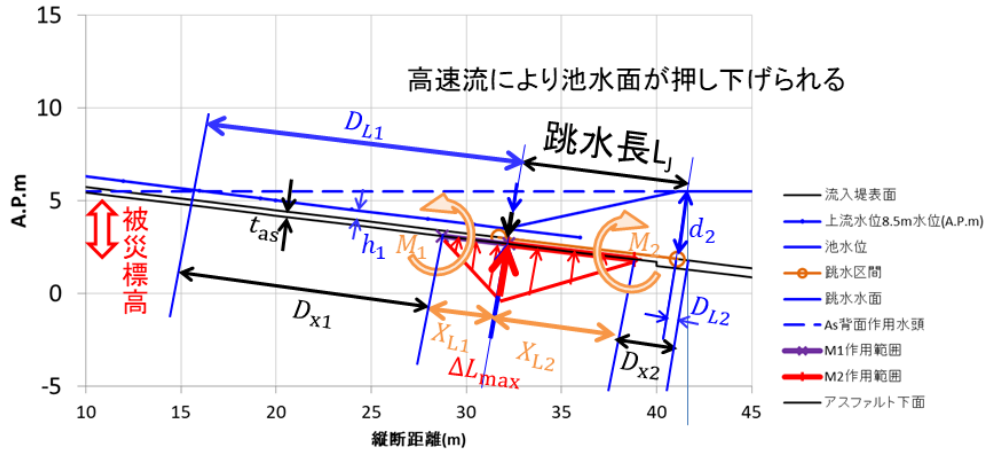


図 2.5.5.10 過剰揚圧力 ΔL によりフェーシングに発生する曲げモーメント M_1 , M_2

アスファルトフェーシングには過剰揚圧力 ΔL によって図 2.5.5.10 に示す曲げモーメント M_1 , M_2 及び底面曲げ応力 σ_1 , σ_2 が作用する。

$$\Delta L_{max} = d_2 \sqrt{1^2 + 8^2} / 8 - L_J 1 / \sqrt{1^2 + 8^2} - h_1 - 1.3t_{as} \quad (2.5.11)$$

$$M_2 = 1/2 \Delta L_{max} X_{L2} \quad 2/3 X_{L2} \quad (2.5.12)$$

$$M_1 = 1/2 \Delta L_{max} X_{L1} \quad 2/3 X_{L1} \quad (2.5.13)$$

$$\sigma_2 = M_2 / (t_{as}^3 / 12) \quad t_{as} / 2 \quad (2.5.14)$$

$$\sigma_1 = M_1 / (t_{as}^3 / 12) \quad t_{as} / 2 \quad (2.5.15)$$

ここで、 ΔL_{max} ：過剰揚圧力最大値、 t_{as} ：アスファルトフェーシング厚、 M_2 ：池側曲げモーメント、 M_1 ：上流側曲げモーメント、 σ_2 ：池側フェーシング底面曲げ応力、 σ_1 ：上流側フェーシング底面曲げ応力である。 X_{L2} 及び X_{L1} はそれぞれ池側及び上流側の過剰揚圧力作用長であり、

$$X_{L2} = L_J + D_{L2} - D_{X2}$$

$$X_{L1} = D_{L1} - D_{X1}$$

$$D_{L2} = d_2 / 8$$

$$D_{X2} = 8 \cdot 1.3t_{as}$$

$$D_{L1} = 8 \cdot d_2 - L_J$$

$$D_{X1} = 8 \cdot (1.3t_{as} + h_1)$$

から算出できる。

H11洪水時

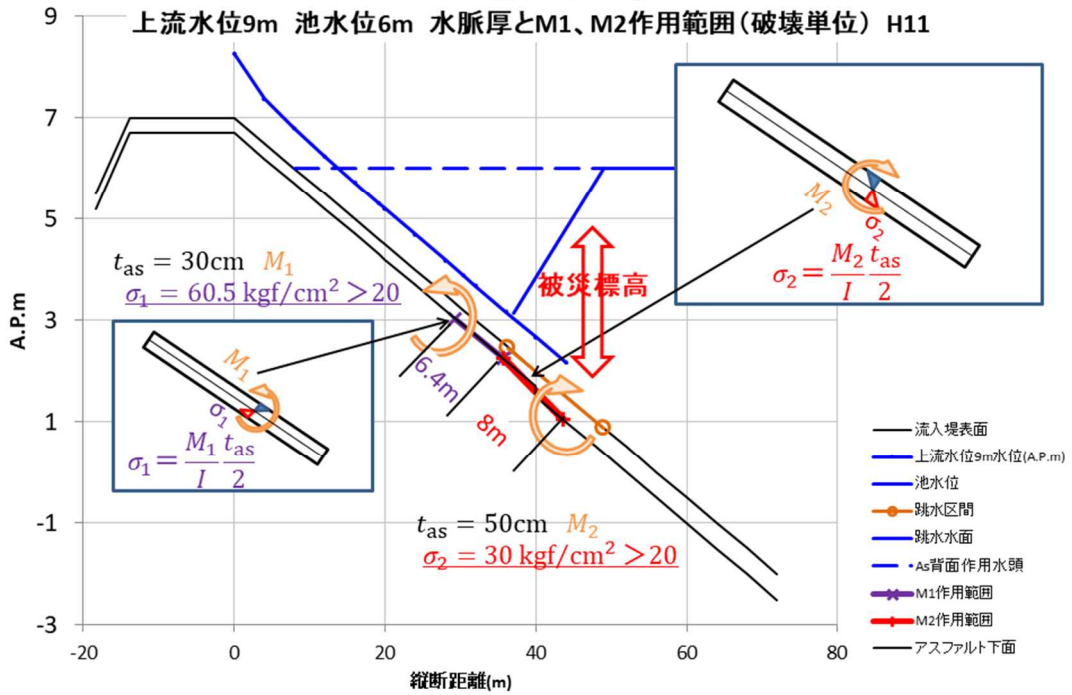


図 2.5.5.11 アスファルトフェーシング底面曲げ応力 σ_1 , σ_2 計算結果例
(上流水位 9m・池水位 6m)

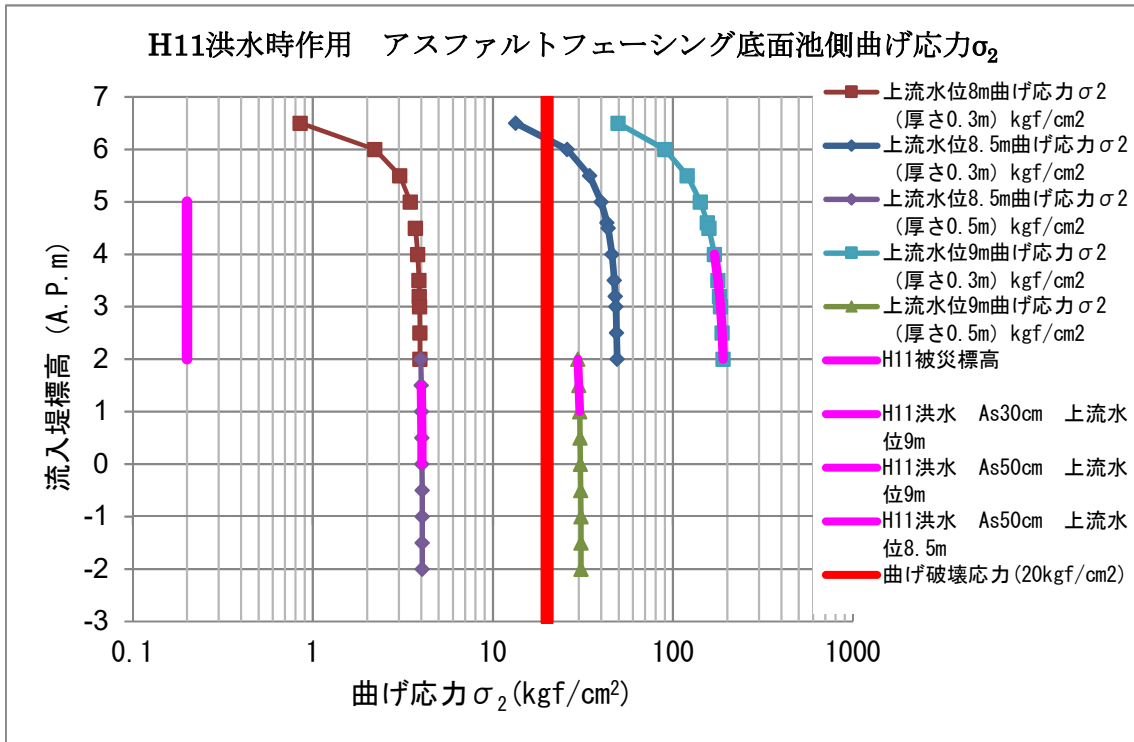


図 2.5.5.12 アスファルトフェーシング池側底面曲げ応力 σ_2

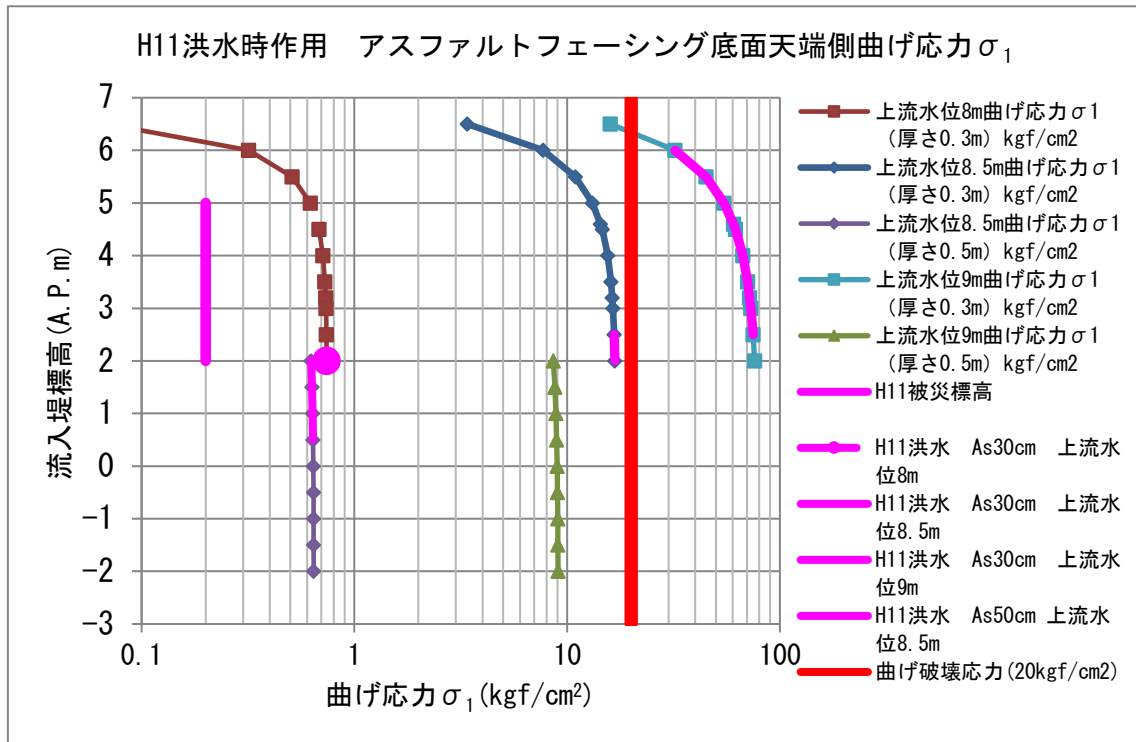


図 2.5.5.13 アスファルトフェーシング天端側底面曲げ応力 σ_1

図 2.5.5.11 には越流堤上流水位 A.P.9m、池水位 A.P.6m 時における水脈厚 h_1 、跳水長 L_J 、共役水深 d_2 の計算結果と突入地点の水面形、アスファルトフェーシングに曲げモーメント M_1 、 M_2 が作用する範囲 X_{L1} 、 X_{L2} 、アスファルトフェーシング底面の曲げ応力 σ_1 、 σ_2 の計算結果を示した。図から天端側 $\sigma_1 = 60.5 \text{ kgf/cm}^2$ は曲げ破壊応力 20 kgf/cm^2 を大きく上回り、池側 $\sigma_2 = 30 \text{ kgf/cm}^2$ も曲げ破壊応力 20 kgf/cm^2 を上回っていることがわかる。

図 2.5.5.12 は、流入堤上流水位毎の各標高における過剰揚圧力作用範囲下端側のフェーシング底面に作用する曲げ応力 σ_2 の値を図示したものである。図には、曲げ破壊応力 20 kgf/cm^2 を赤色で、図 2.5.5.8 に示す H11 洪水時の流入堤上流水位と池水位の関係と合致する範囲をピンク色で示している。標高は曲げ応力作用地点で表示している。

図 2.5.5.13 は、過剰揚圧力作用範囲上端側のフェーシング底面に作用する曲げ応力 σ_1 の値を示したものである。図 2.5.5.12 と同様、曲げ破壊応力 20 kgf/cm^2 、H11 洪水における応力作用範囲を示している。

図 2.5.5.12、図 2.5.5.13 から、流入堤上流水位 A.P.8.5m では共役水深が 2.5m 程度あるが、池水位が A.P.3~4.5m (図 2.5.5.8) と低かったため、跳水・過剰揚圧力作用範囲がアスファルト厚 50cm の範囲が主となり、 σ_1 、 σ_2 ともに曲げ破壊応力を上回らなかった。上流水位が A.P.9m に上昇した時には、池水位も A.P.5m を超え、過剰揚圧力範囲上端の σ_1 作用位置がアスファルト厚 30cm の標高に達し、 σ_1 も曲げ破壊応力を上回る値になることがわかる。上流水位 A.P.9m ではアスファルト厚 50cm でも σ_2 が曲げ破壊応力を超える(図 2.5.5.12)が、アスファルト厚 30cm 厚で作用する σ_1 が大きいいため先に 30cm 厚部分が破壊されて 50cm 厚フェーシング底面圧力が下がり破壊を免れたものと推察される。図 2.5.5.13 からは A.P.6m 以上まで破壊されることがわかるが、下の標高の破壊箇所から圧力が抜けて破壊

を免れた可能性、もぐり越流になって過剰揚圧力が小さくなって破壊を免れた可能性が考えられる。現地の破壊状況を概ね説明できていると評価できる。なお、図 2.5.5.12 から、流入堤上流水位 A.P.9m がもっと低い池水位で起きていれば、標高 A.P.2m 以下のフェーシングも被災していた可能性があったことがわかる。

点検及び減災の工夫への反映事項については以下の 3 点を指摘できる。

射流区間で破壊が発生する際には、流況に表れるので、1 点目は監視カメラによる動画の撮影・蓄積が被災原因の考察に有益な情報を提供することである。

揚圧力が被災の原因であることは被災状況からわかったが、空気抜きが設計通り機能していない可能性も考えられた。しかし、現場をパトロールした職員が、排気弁で空気が抜ける音を聞いていたので、空気抜き不良はなかったことが証明された。2 点目は、パトロールでは重要な機能の確認をすることが重要である。

図 2.5.5.14 に示す写真は、アスファルトフェーシングと碎石層の下の地盤改良された堤体土羽により破壊が進行していない状況である。3 点目は、地盤改良が、意図せずアスファルトフェーシング破壊のバックアップ、フェイル・セーフ機能を発揮している。これを参考に副次的な強化を施すことが減災につながる場合がある。

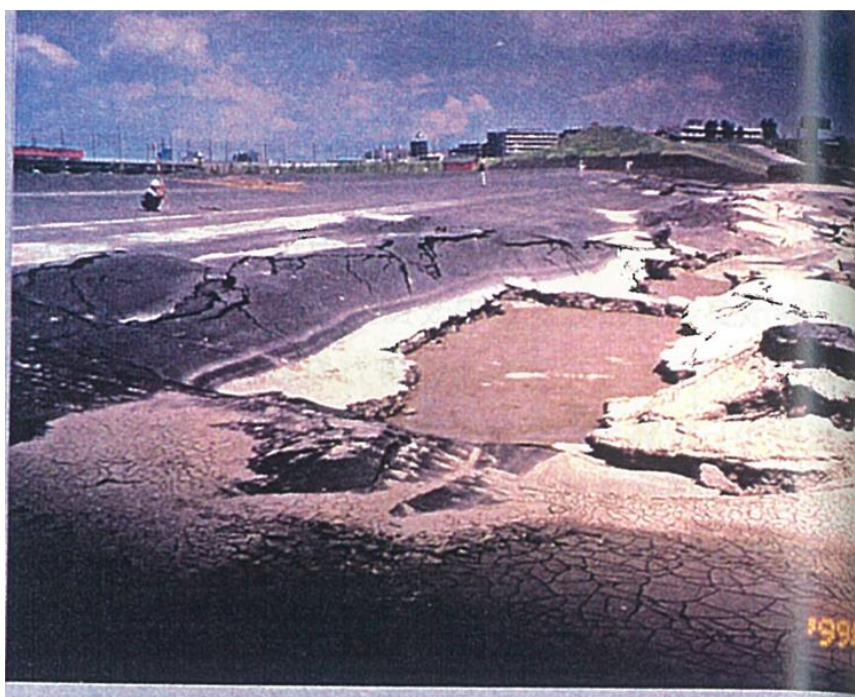


図 2.5.5.14 アスファルトフェーシング下の堤体土地盤改良

(2) 山村 (1971) との比較

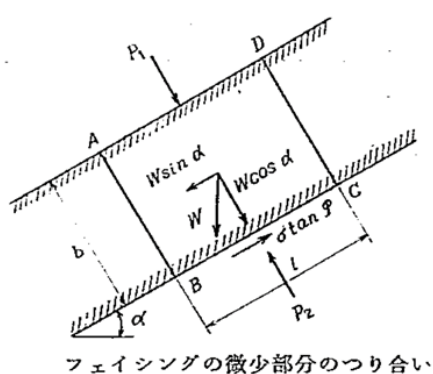
ここで、本項とアスファルト等遮水構造のフェーシングによる越流堤の構造に関する既往研究との関係を整理する。越流堤は、囲ぎよう堤、背割堤、導流堤等とともに河川管理施設構造令の適用対象とはされておらず、それぞれの設置目的に応じて個別に構造を定めるものとされている³⁾。

遮水構造フェーシングの越流堤の構造設計について山村 (1971)¹⁾がまとめている。山村 (1971)¹⁾は、粘性土層の上に砂質土層がある基礎地盤上に築堤された砂質土堤防に遮水性

のフェーシングとりのり尻の遮水矢板、天端に排気工、のり尻に排水工を配置した構造を念頭に、フェーシングに作用する揚圧力を求めるため浸透流計算や模型実験を実施した。検討にあたっては、堤体への浸透流の供給が基礎地盤砂層からなされると仮定している。実際の施工では、表と裏の法尻に遮水矢板を設けるが、フェーシングのジョイント・クラック等堤体内へ水を供給すると考えられる通路のすべてをこの透水砂層厚 D で置き換えている。のり先には止水矢板を打設してあるので実際の通水断面はこれよりかなり小さいと考えてよく、堤体への浸透水の供給が多くなされる条件設定としている。

天端及びのり面はフェーシングされて浸潤面上昇に伴う空気の逃げ場がないので、天端に空気抜き工を設けることを前提に浸潤面上は大気圧と仮定して浸透流計算を行う。初期の地下水位は地表面と設定し、河川水位及び遊水地水位は調節計画上の水位波形を用いている。基礎地盤砂層及び堤体砂質土の透水係数の違い、砂層厚 D に関する感度分析を行い、フェーシングに作用する最大揚圧力は、川表側及び遊水地側ののり先で大きく、そのオーダーは大きくても 1m であるという結論を導いている。フェーシングに作用する最大揚圧力は、河川水位が上昇するときの越流開始時に発生する。

空気抜きと排水工の効果については、縮尺 $1/9.5$ の堤体土に砂 ($k=0.03\text{cm/s}$) を用いた模型実験で検討した。バルブ付き空気抜き工と排水管を設けて、それぞれが機能する場合・機能しない場合の実験を行い次の3つの結果を得た。①排気工が機能しない場合に天端フェーシングに 3m 以上の揚圧力が作用する一方排気工が機能すれば揚圧力は作用しない。②法尻のフェーシングには排気工・排水工の機能有無にかかわらず水位低下時に 50cm 程度の揚圧力が作用する。排気工がない場合には越流開始後も 50cm 程度の揚圧力が作用する。③排水工が機能しなくても排気工が機能すればフェーシングに作用する揚圧力は 80cm まで下がる。排水工も機能すれば作用する揚圧力は 60cm 程度まで小さくなる。この結果を踏まえ、山村 (1971) ¹⁾ は、排水工の効果は局部的であり、また流出口の逆流防止弁の構造あるいは長年月にわたる効果の持続性に問題があるので、排気工のみが正常に働く条件でフェーシングの厚さの設計を行うことに決定した。砂層厚さの増減が揚圧力の大きさに及ぼす影響が比較的小さいことから、やや安全側と判断されるが砂層厚 1m を設計条件として採用し、最大揚圧力は総合的に判断した結果として 90cm 程度が妥当な値と結論づけた。



・斜面上をすべりだす条件

$$W \sin \alpha > \sigma \tan \varphi$$

$$h > b \frac{\gamma_a}{\gamma_w} \cos \alpha \left(1 - \frac{\tan \alpha}{\tan \varphi} \right)$$

・揚圧力によって浮き上がる条件

$$P_1 - P_2 > W \cos \alpha$$

$$h > \frac{\gamma_a}{\gamma_w} \cos \alpha$$

h : フェーシングの表面と裏面の水頭差
(=設計揚圧力)

γ_a : フェーシングの単位体積重量

γ_w : 水の単位体積重量

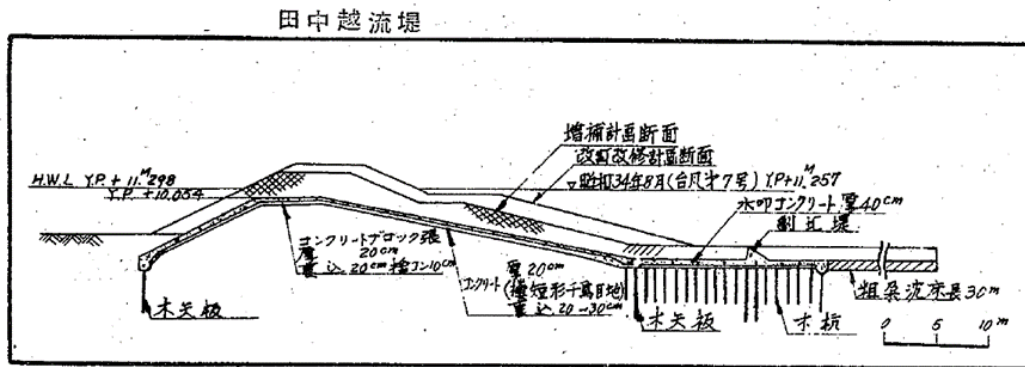
出典: 山村和也 (1971), 越流堤防の構造設計に関する研究, 土木研究所報告第142号, p21~p43

図 2.5.5.15 山村 (1971) ¹⁾ のフェーシング厚の設計法

山村 (1971) ¹⁾は、設計揚圧力に対するフェーシング厚の設計について図 2.5.5.15 に示すように微小要素の安定条件から求めることを提案している。本論文は、フェーシングに作用する揚圧力の算定において、フェーシング表面に作用する圧力は調節地水位ではなく、斜面を流下する高流速によって押し下げられた池水位と流下水脈から求める必要があることを示した点、押し下げられた池水位と水脈水面形は斜面上の摩擦損失を考慮した水脈計算と跳水計算によって算出可能であることを示した点、必要フェーシング厚の評価にはフェーシング下面に作用する曲げ応力を破壊曲げ応力以下とすることが必要なことを示した点に新規性がある。

(3) 田中・菅生調節地越流堤被災の検討

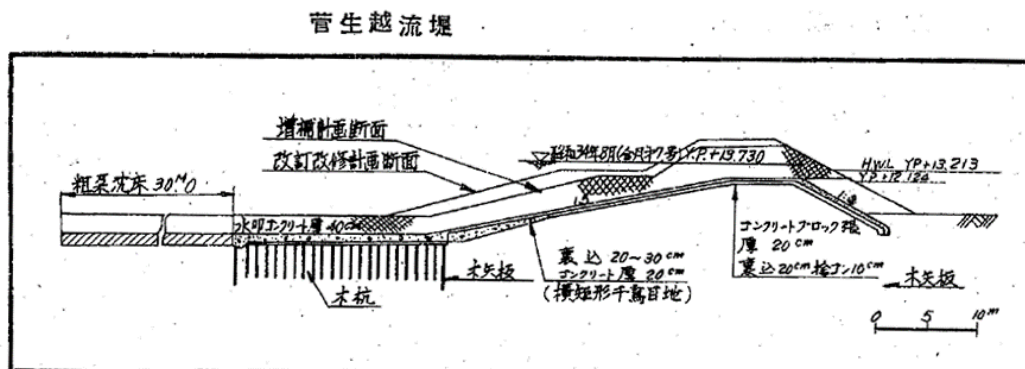
山村 (1971) ¹⁾は、渡良瀬遊水地越流堤に先行する越流堤の事例として田中遊水地・菅生遊水地の越流堤について言及している。田中遊水地の越流堤は昭和 34 年台風 7 号による出水で破壊され、その原因が浸透流による揚圧力と判断されたこと、復旧にあたって斜面のフェーシングの下に排水用の穴あきパイプを埋設したこと等を紹介している。



注：この越流堤は今回の洪水により、一部崩壊し新しい構造で復旧している。

出典：高水報告書 昭和34年8月高水(台風第7号) 昭和35年3月 建設省関東地方建設局

図 2.5.5.16 田中調節地越流堤被災前断面構造 ⁵⁾



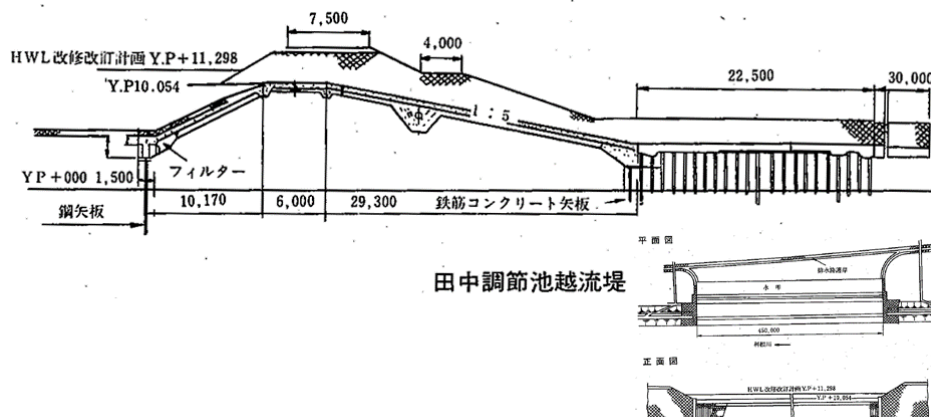
注：この越流堤は今回の洪水により一部崩壊し、新しい構造で復旧している。

出典：高水報告書 昭和34年8月高水(台風第7号) 昭和35年3月 建設省関東地方建設局

図 2.5.5.17 菅生調節地越流堤被災前断面構造 ⁵⁾

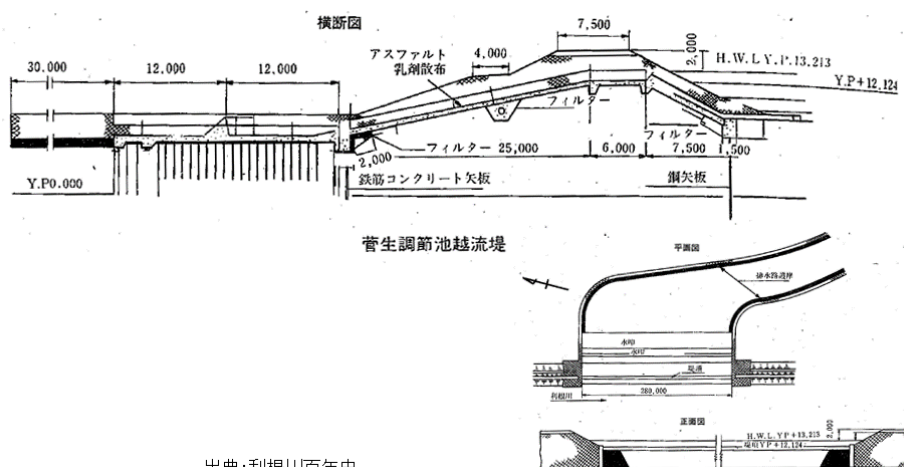
利根川百年史⁴⁾によると、田中調節地越流堤は昭和25年3月の青山排水門の竣工、昭和25年度の囲ぎょう堤下流開放部の締切りに合わせて昭和25・26年度に延長200mを施工した。その後昭和32・33年度に延長380mまで施工した。菅生調節地越流堤は、昭和29年度の囲ぎょう堤完成、昭和29年4月の大木水門竣工の後、昭和30から33年度にかけて延長280mを施工した。両越流堤は、昭和34年8月洪水で破壊されたため、災害復旧工事として田中調節地越流堤は延長450mに伸ばし、菅生調節地越流堤は延長280mで復旧した。

復旧にあたっては、被災前の厚さ20cmのコンクリートブロック張(横矩形千鳥目地)土堤(図2.5.5.16、図2.5.5.17)⁵⁾から、金網入り厚さ40cmコンクリート被覆に増強し、表のりと裏のり尻には洪水時堤体内に浸透した水を抜くためのフィルターを設け、裏のり面中央付近に排水管を設けた(図2.5.5.18、図2.5.5.19)⁴⁾。排水管は調節地側地盤高に設置されており、出口には逆止弁を設けている(図2.5.5.20、図2.5.5.21)。金網は20cm格子でφ4mmの鉄筋を用いている(図2.5.5.20)。越流堤の断面形状は被災前後でほぼ変わりはなく、川表のり面が囲ぎょう堤と同じ勾配、天端幅6m、調節地側のり面は5割勾配である。調節地側には水叩きが設けられ、その調節地側は粗朶沈床による護床工が設けられている。



出典:利根川百年史

図 2.5.5.18 田中調節地越流堤復旧断面構造⁴⁾



出典:利根川百年史

図 2.5.5.19 菅生調節地越流堤復旧断面構造⁴⁾



図 2.5.5.20 田中調節地越流堤排水管出口逆止弁

菅生調節地では越流堤完成後、昭和 33 年 9 月洪水ではじめて越流し、昭和 34 年 8 月洪水で越流堤が破壊された。守谷中央図書館の HP では昭和 33 年 9 月洪水で菅生調節地越流堤の法尻できれいに跳水が発生している写真、昭和 34 年 8 月洪水で被災前に法尻で減勢している状況写真、被災後の越流堤写真を閲覧することができる⁶⁾。

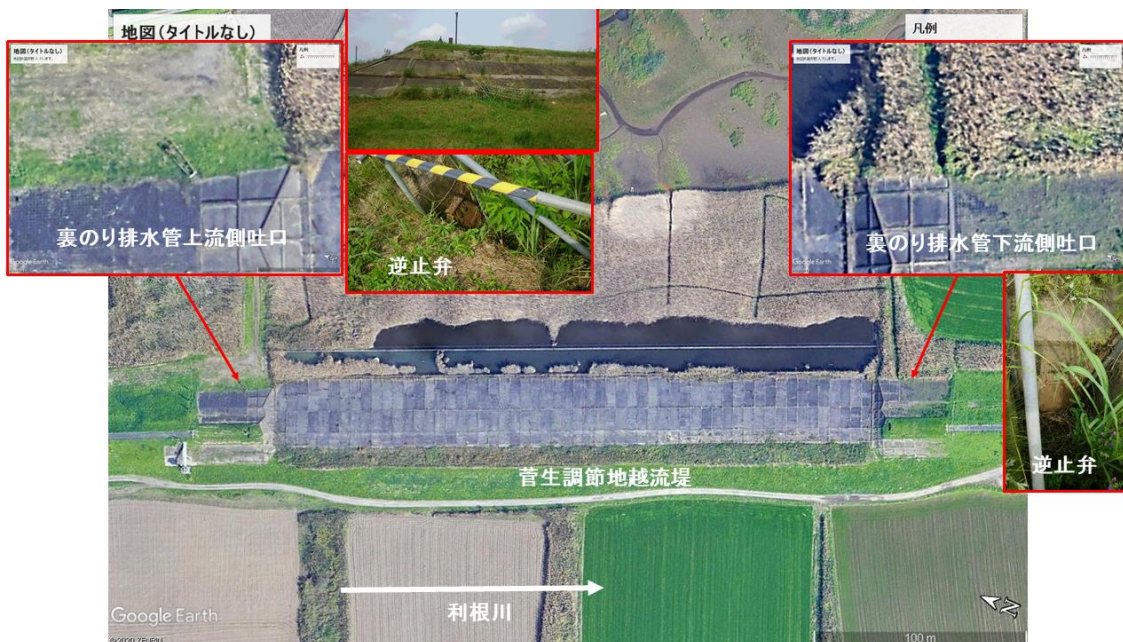


図 2.5.5.21 菅生調節地越流堤排水管出口逆止弁

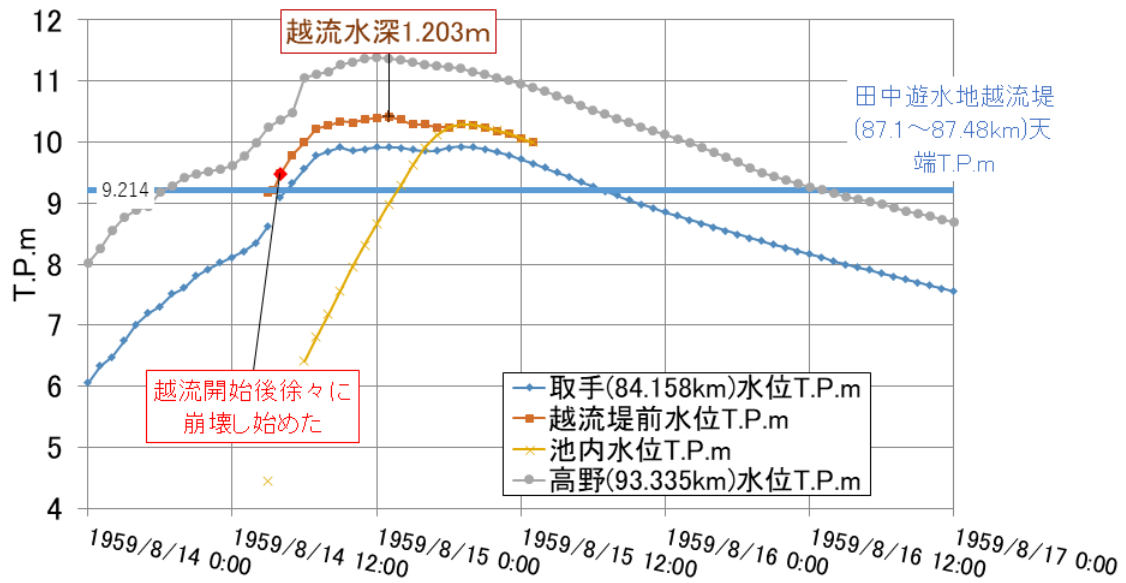


図 2.5.5.22 田中調節地越流堤 1959 年 8 月洪水越流堤関係水位波形⁵⁾

図 2.5.5.22 及び図 2.5.5.23 は田中調節地について、被災した 1959（昭和 34）年 8 月洪水と被災しなかった 1958（昭和 33）年 9 月洪水の水位波形を、関東地方建設局（1959）⁵⁾、（1958）⁷⁾の高水報告書から作成したものである。田中調節地越流堤は復旧後、1982 年（昭和 57 年）9 月、昨年の 2019 年 10 月の台風 19 号で大きな洪水を経験しているので、図 2.5.5.24 及び図 2.5.5.25 にそれぞれ 1982 年 9 月洪水と 2019 年 10 月洪水の取手観測所の水位波形も水文水質データベース⁸⁾から作成した。

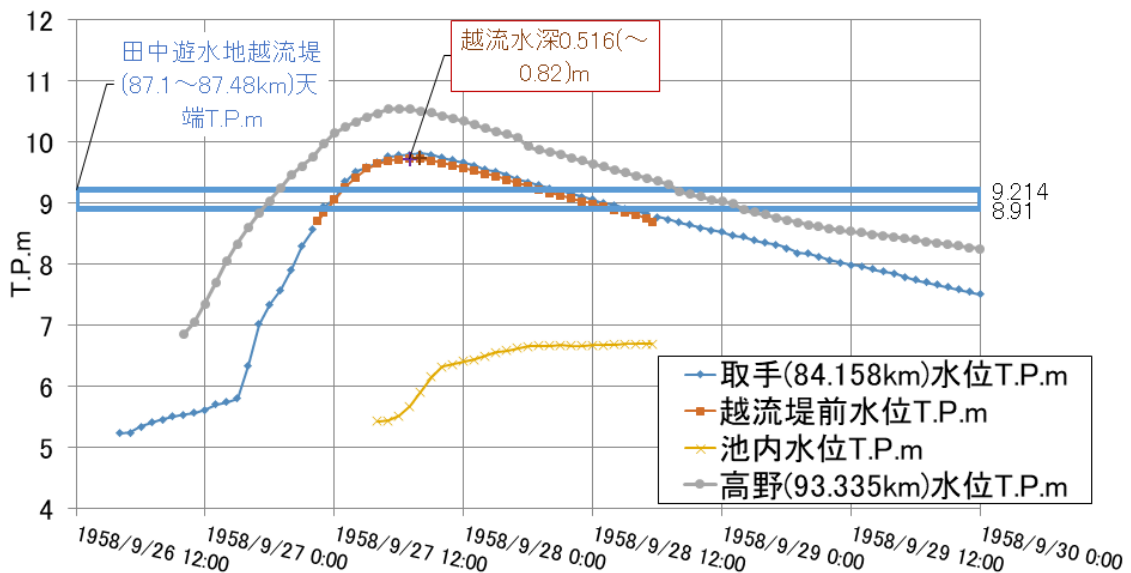


図 2.5.5.23 田中調節地越流堤 1958 年 9 月越流堤関係水位波形⁷⁾

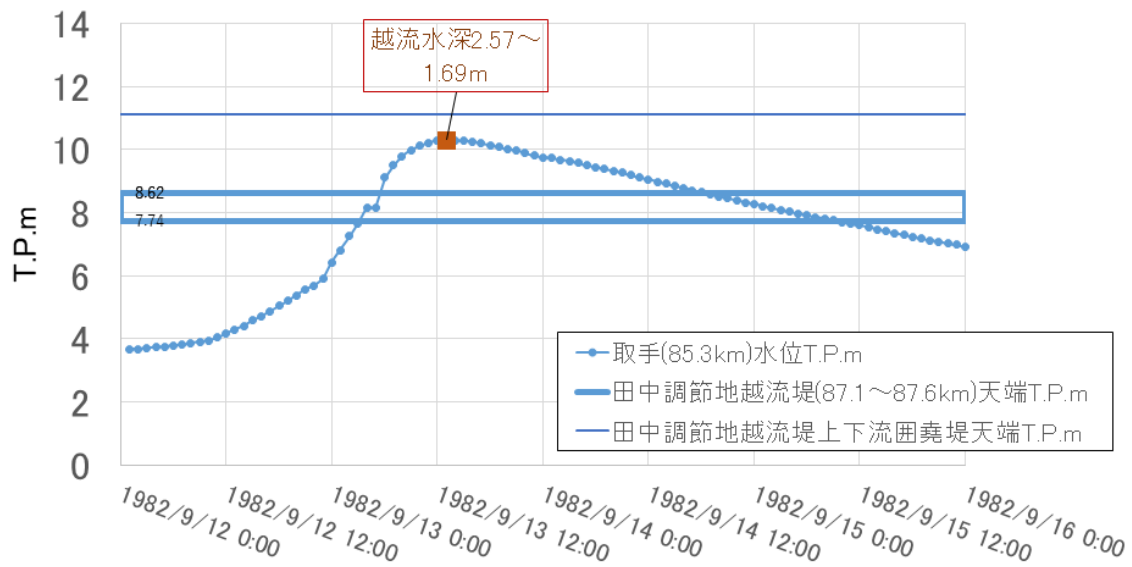


図 2.5.5.24 田中調節地越流堤 1982 年 9 月水位波形 ㉞)

なお田中調節地越流堤は、松本・福岡ら（2013）㉞が昭和 35 年の完成後時間の経過とともに不等沈下・空洞等が発生したため平成 15 年から平成 16 年にかけて嵩上げ補修工事を実施していることを報告し、補修前の天端標高縦断図を掲載している。図 2.5.5.24 には、1982 年 9 月洪水時点で補修工事前の沈下が生じていたと考え、越流堤天端高を記載している。図 2.5.5.25 には補修後の天端高を記載した。図 2.5.5.25 には参考に稲戸井調節地の越流堤前水位観測所である高野観測所の水位波形と稲戸井調節地越流堤の天端高も掲載している。

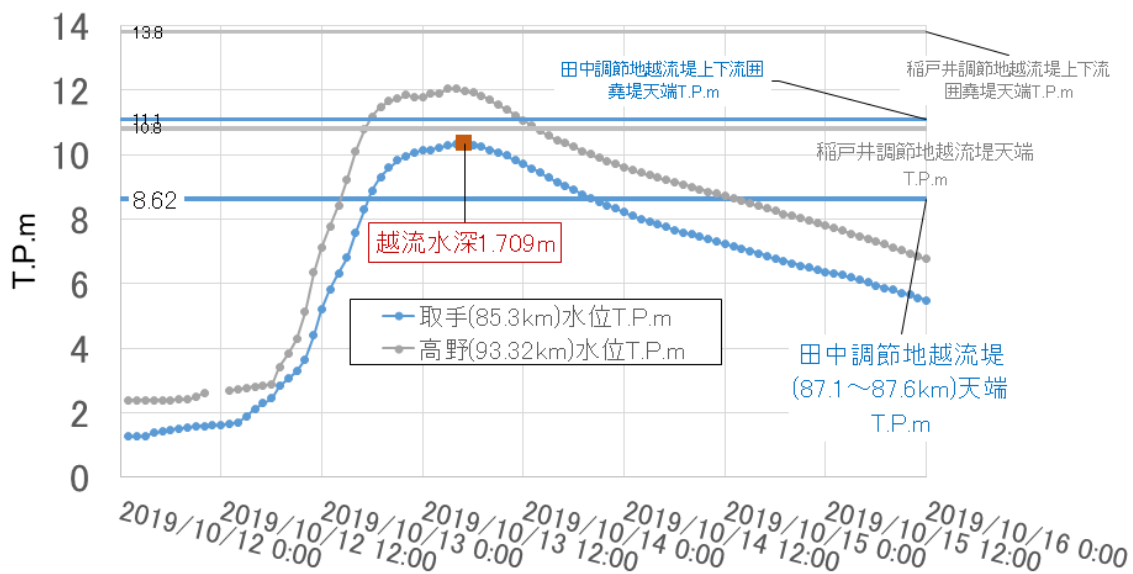


図 2.5.5.25 田中調節地越流堤 2019 年 10 月台風 19 号水位波形 ㉞)

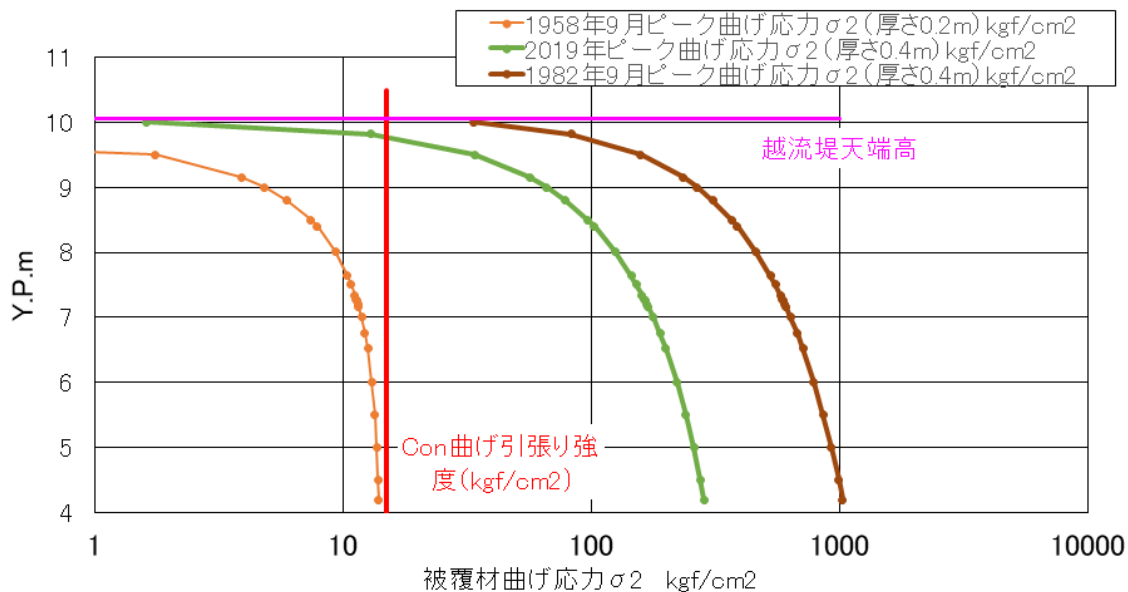


図 2.5.5.26 田中調節地越流堤被覆材曲げ引張り応力 σ_2 試算結果

図 2.5.5.22 から昭和 34 年 (1959) 8 月洪水では越流開始後、徐々に崩壊し始めたことが観察されていることがわかる。図 2.5.5.23 からは昭和 33 年 (1958 年) 9 月洪水では最大越流水深 0.516m まで経験し、越流堤は壊滅的な破壊はされなかったことがわかる。

復旧後は 1982 年 9 月洪水で越流水深 1.69~2.57m を経験し (図 2.5.5.24)、2019 年 10 月洪水では越流水深 1.709m (図 2.5.5.25) を経験したが、被災はしていない。なお、越流堤前の水位は取手観測所水位よりも数十 cm 高かったものと考えられるが、ここでは取手観測所の水位を用いて越流水深を推定する。

これらの事実関係を踏まえ、本項で行った跳水長及び共役水深を計算し被覆工裏面に調節地水位に相当する水圧が作用していると仮定して被覆工底面に作用する曲げ引張り応力 σ_2 を試算した結果が図 2.5.5.26 である。図には、コンクリートの圧縮強度を 150 kgf/cm^2 、その $1/10$ が引張り破壊強度と仮定した場合の値 $\sigma_2 = 15 \text{ kgf/cm}^2$ も記載している。図から、1958 年 9 月洪水はギリギリ耐えていた可能性があることがわかる。

1982 年 9 月洪水、2019 年 10 月洪水では曲げ引張り強度を大きく上回る曲げ引張り応力が作用すると試算されたが、特に被災を受けていないのは、被覆工の遮水構造がしっかりしているので被覆工裏面に作用する圧力が調節地水位よりも小さかった可能性、被覆材に入れた $\phi 4\text{mm}20\text{cm}$ 格子の鉄網により耐力が向上している効果、その両方が考えられる。

菅生調節地の越流堤について同様に、図 2.5.5.27 に昭和 34 年 (1959 年) 8 月洪水時の越流堤関係の水位波形を、図 2.5.5.28 には昭和 33 年 (1958 年) 9 月洪水時の水位波形を、関東地方建設局 (1960) ⁴⁾、(1959) ⁶⁾ 作成の高水報告書から作成した。図 2.5.5.27 から菅生調節地越流堤は 1959 年 8 月洪水では越流水深 0.756m で裏法被覆工の浮き上がりが観察されたことがわかる。図 2.5.5.28 からは昭和 33 年 9 月洪水では越流水深 0.586m を経験したが被災しなかったことがわかる。田中調節地越流堤と同様に両洪水における被覆材底面に作用する曲げ引張り応力 σ_2 を試算した結果を図 2.5.5.29 に示す。図から、昭和 33 年 (1958 年) 9 月洪水ピーク時に $\sigma_2 = 24 \text{ kgf/cm}^2$ とコンクリートの曲げ破壊応力 15 kgf/cm^2 を上回っていたこと、昭和 34 年 (1959 年) 8 月洪水の変状が見られない 14:30 時点では $\sigma_2 =$

約 10 kgf/cm^2 とコンクリートの曲げ破壊応力 15 kgf/cm^2 を下回っていたが、変状発生時には $\sigma_2 = 106\text{ kgf/cm}^2$ とコンクリートの曲げ破壊応力 15 kgf/cm^2 を大きく上回ったことがわかる。

なお、1958年9月洪水の $\sigma_2 = 24\text{ kgf/cm}^2$ は、圧縮強度 240 kgf/cm^2 ($\equiv 24\text{ N/mm}^2$)に相当し、被災した被覆工のコンクリートがこのくらいの強度をもっていた可能性はあると考えられ、本節で指摘している跳水に伴う過剰揚圧力で被災した可能性はある。

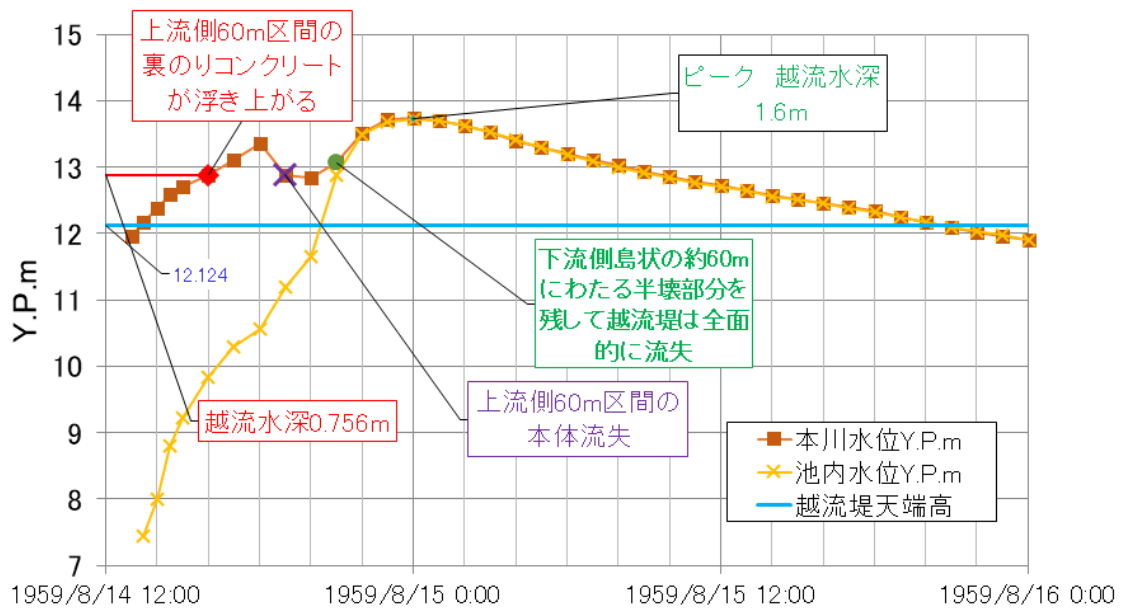


図 2.5.5.27 菅生調節地越流堤 1959年8月水位波形⁵⁾

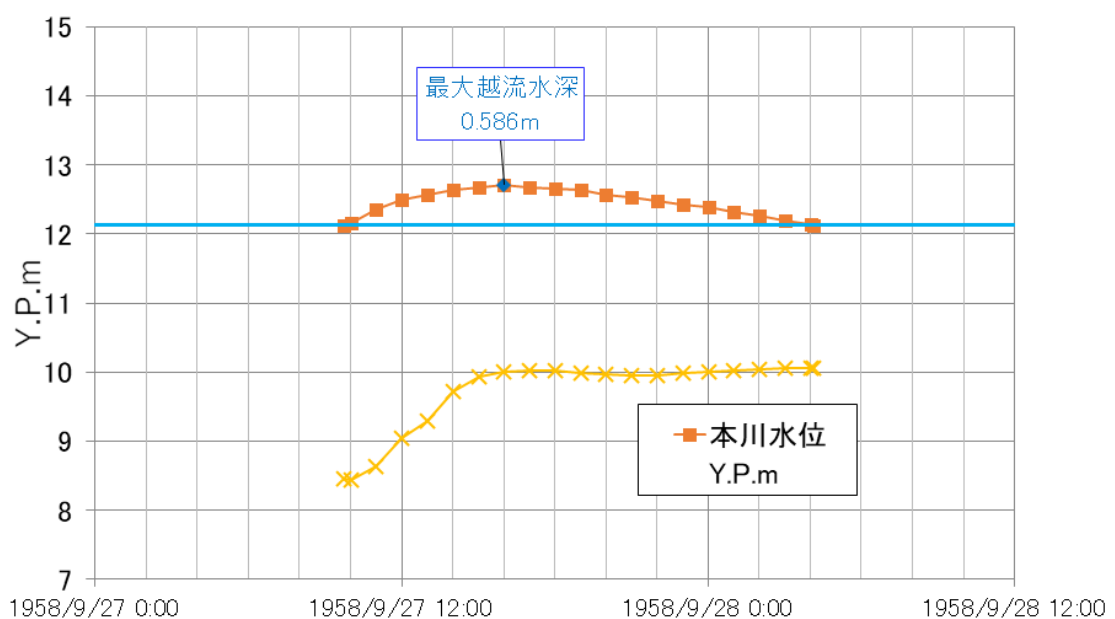


図 2.5.5.28 菅生調節地越流堤 1958年9月水位波形⁷⁾

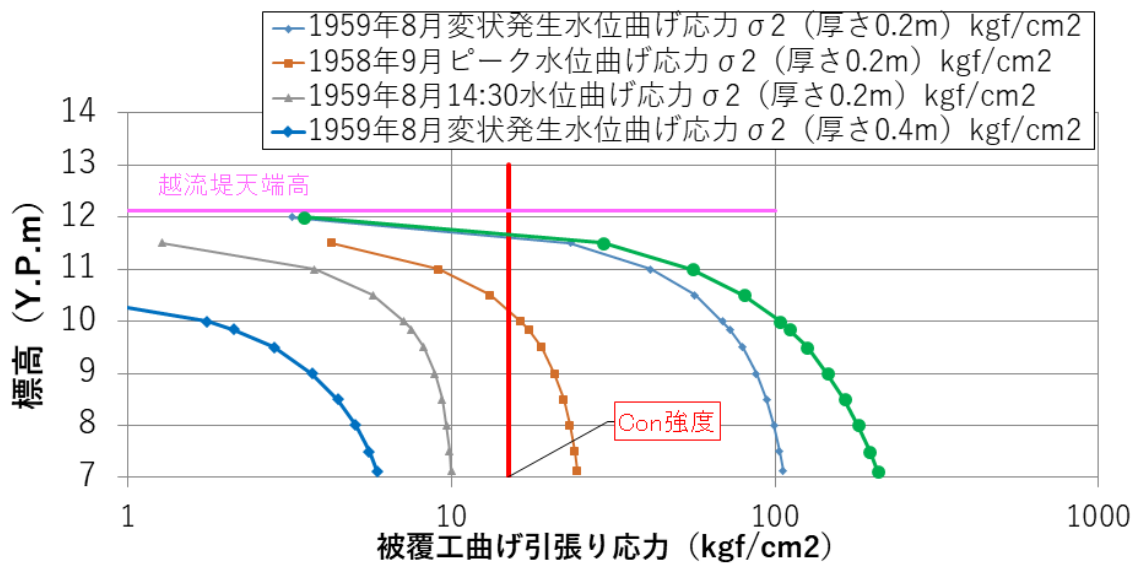


図 2.5.5.29 菅生調節地越流堤被覆材曲げ引張り応力 σ_2 試算結果

また、被覆材を 40cm に増厚しただけでは昭和 34 年 8 月洪水ピーク水位に対応する越流水深でコンクリートの曲げ破壊応力を大きく上回ることもわかる。既往洪水の取手観測所水位波形を比較すると、1982 年 9 月洪水と 2019 年 10 月洪水は 1959 年 8 月洪水を 30cm 以上上回っており、1959 年 8 月洪水のピーク越流水深と同程度以上の越流水深であったと考えられる。これら洪水で菅生調節地越流堤が被災しないのは、田中調節地と同様に、被覆工に入れた鉄網により耐力が向上していること、被覆工等の遮水機能が高く保たれて被覆材裏面の圧力が高まっていないこと、その両方の効果によるものと推察される。

いずれにしても、田中調節地越流堤、菅生調節地越流堤が 1959 年 8 月洪水で被覆工が持ち上がり被災した要因は、堤体への浸透水に加えて、跳水による過剰揚圧力の作用も加わっていた可能性があること、跳水による調節地水位の押し下げを見込んで揚圧力を見込むべきであるという本項の考察が妥当であることを示唆するものである。

<参考文献>

- 1) 山村和也 (1971) : 越流堤防の構造設計に関する研究, 土木研究所報告第 142 号, pp21-pp43, 1971 年 4 月
- 2) 土木学会水工学委員会水理公式集編集賞委員会(2019) : 水理公式集[2018 年版]第 3 編 ダム 第 4 章導流部と減勢工 4.3 減勢工 4.3.1 跳水式減勢工, p.442-p.445, 公益社団法人土木学会, 丸善出版
- 3) 財団法人国土技術研究センター編(2000) : 改定 解説・河川管理施設等構造令第 3 章 堤防, p103-p164, 平成 12 年 1 月
- 4) 利根川百年史編集委員会 (1987) : 利根川百年史・第 8 章改修改訂工事・8.4.1 遊水地の調節地化工事・1)田中・菅生・稲戸井遊水地の調節地化工事, p1067-p1973, 関東地方建設局, 1987
- 5) 関東地方建設局 (1960) : 高水報告書 昭和 34 年 8 月高水 (台風第 7 号), 建設省関東地方建設局, 昭和 35 年 3 月

- 6) 守谷中央図書館：わたしたちの守谷市 『守谷わがふるさと』 守谷の歩み 水害,
<https://trc-adeac.trc.co.jp/WJ11E0/WJJS06U/0822405100/0822405100100020/ht000270>
- 7) 関東地方建設局（1959）：高水報告書 昭和 33 年 9 月高水（台風第 21 号，第 22 号），建設省関東地方建設局，昭和 34 年 3 月
- 8) 国土交通省水文水質データベース：<http://www1.river.go.jp/>
- 9) 松本敬司・福岡捷二・須見徹太郎（2013）：利根川河道沿い三調節地群の洪水調節量の算定，土木学会論文集 B1（水工学），Vol.69, No.4, I_793-I_798, 2013

2.6 落差工・堰等の応答特性を踏まえた減災

2.6 は、堤防以外の河川構造物、落差工と堰の数事例について、洪水に対する応答特性と減災の工夫を検討したものである。2.6.1 落差工被災実態、2.6.2 木工沈床及びブロック護床工落差工の応答特性を踏まえた減災、2.6.3 可動堰固定部の応答特性を踏まえた減災、2.6.4 ゴム引布製起伏堰の袋体劣化に関する応答特性を踏まえた減災、2.6.5 橋脚・桁の沈下からなる。

2.6.1 落差工の被災実態

2.6.1 は中小洪水中心ではあるが、1年間に直轄管理区間で発生した落差工の被災実態を整理する。被災を受けた箇所は、取付け護岸と護床工であり、取付け護岸の被災については構造令解説や床止め構造設計手引きで示されている落差工特有の水理現象に応じた被災が発生している。

解説・河川管理施設構造令第4章床止め¹⁾の冒頭解説に、床止めの定義は「河床の洗掘を防いで河道の勾配等を安定させ、河川の縦断又は横断形状を維持するために、河川を横断して設ける施設」としている。また、砂防分野では床止めを床固めと称していること、河川分野でも床止めを床固めと称している図書が少なくないことが述べられている。

床止めは、構造的には落差がある「落差工」と落差がないかあっても極めて小さい「帯工」に分けられることが述べられている。目的からは、砂防（縦侵食を防止して溪床を安定させることによって、溪床堆積の再移動、溪岸の決壊を防止する）を目的とするものと河床の安定を目的とするものに分けられることが述べられている。河床の安定を目的とするものは、①河床勾配を緩和するための床止め（落差工）、②乱流を防止し流向を定めるための床止め（落差工となる場合が多い）、③河床の洗掘又は低下を防止するための床止め（帯工）に分けることができるとしている。

さらに、床止め計画の留意事項として、以下が述べられている。落差工は（中略）洪水流のエネルギーを1箇所に集中させ、その場所でエネルギーを減らすために設置するものである。このため落差工の付近では高速流や2次流が発達する。落差工付近の被災をきっかけとして連鎖的な堤防の破壊現象に至ったこともある。昭和49年のいわゆる多摩川水害では、堰下流の取付け護岸が破壊されたのを発端に、堰を迂回する流れが発生し、これによって高水敷の侵食が進行し、更に堤防をも欠け込むものになった。最終的には堤防が延長260mにわたって流失し、堤防に隣接する堤内地が侵食され、堤内の家屋19棟と約3,000m²の土地が流失する被害が生じた。落差工を設置する場合はこのような治水上の問題を十分意識しつつ、一方で、堤防が危険となることのないよう措置する必要がある。具体的措置として、イ：落差工が被災しても堤防に支障を生じないよう落差工と堤防を絶縁する。落差工と堤防が近接している場合には必要に応じて堤防基礎部を矢板で補強しつつ絶縁する等の対策を講じる。ロ：落差工本体の端部を擁壁構造とするとともに高水敷や本体下流部の河岸の侵食を防止するため、適切な範囲に高水敷保護工を設置する。ハ：落差工下流部において河床低下や洗掘が発生すると、洪水時の上下流の水位差が設計時に想定したものより大きくなり、流速や衝撃が大きくなり、危険性が増加する。このため設置後も適切な頻度で下流部の河床低下や洗掘について状況を把握し、安全性について検討しておく必要がある。本節は床止めのうち、「落差工」を対象に被災の全般的特徴について述べる。中小洪水中心とはいえ、1年間に直轄管理区間で発生した床止め工の被災実態の内訳を示したところにオリジナリティがある。

図2.6.1.1は、直轄河川で1年間に発生した被災の災害申請資料から、構造物関係の被災の内訳を示したものである。2.2.1、2.3.2.1で述べたとおり、この1年間の被災洪水規模は

中小規模が主である。構造物関連としては橋台・橋脚関連が2箇所あった以外は、落差工（床止め工）の取付護岸が被災したものの5か所と護床工が被災したものの6か所であった。

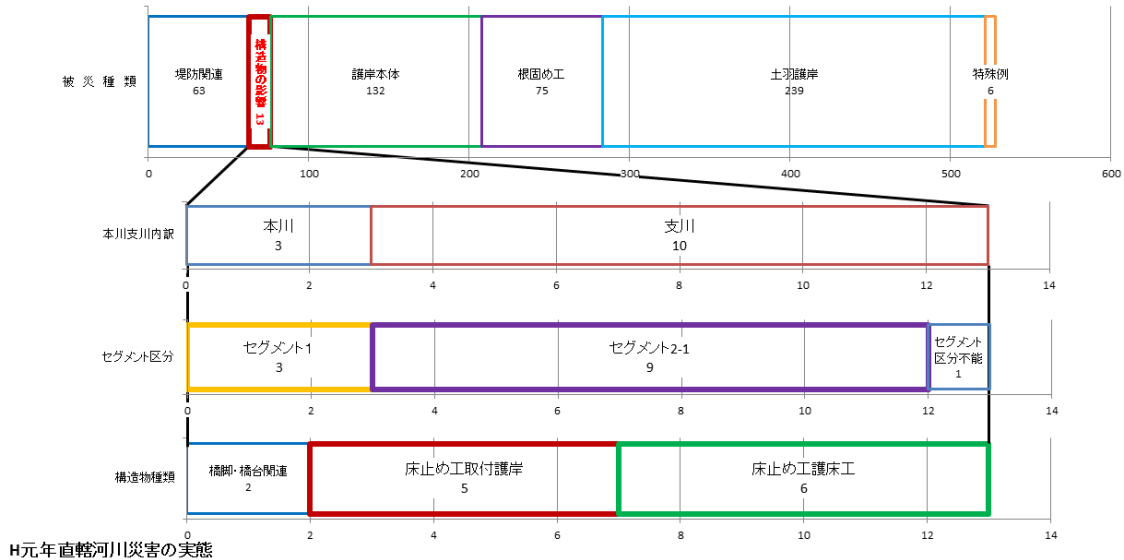
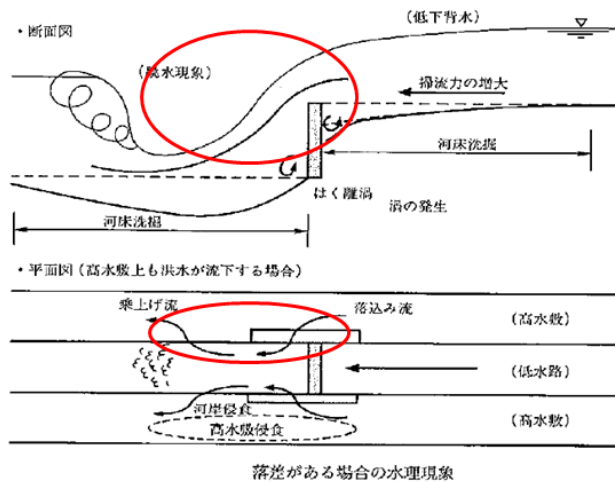


図 2.6.1.1 落差工被災実態 被災箇所内訳



出典: 国土センター
床止め構造設計の手引き p31に加筆

落差工袖部法肩の被災例
※写真はH1災害ではない

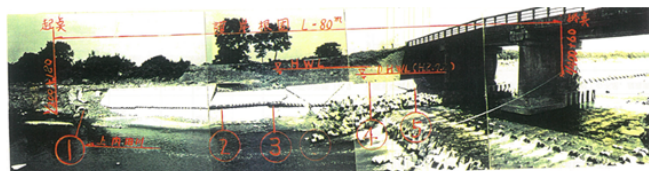
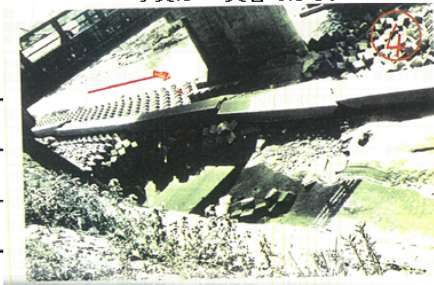


図 2.6.1.2 落差工取付護岸の被災メカニズム

図 2.6.1.2 は、落差工の取付護岸が被災するメカニズム²⁾を示したものである。落差工、特に低水路のみ落差工が設けられている場合には、落差工下流の低水路では、射流となって流れる区間の水位が低くなる。そのため、周囲の流水が射流区間に流れ込む状態となる。また、射流区間は下流で跳水が起こること減勢するが、減勢した区間で逆に高水敷に乗り上げる流れが発生する。このような高水敷からの落ち込み流れ・高水敷への乗り上げ流

れが生じる場所で被災が発生しやすい。図の写真に示した被災は、落差工下流の高水敷上が洗掘されて護岸が倒壊している被災である。

点検・減災への反映事項 1 点目は、被災が起きやすい高水敷からの落ち込み流れ、高水敷への乗り上げ流れが発生する場所が重要点検区間であるという点である。

2 点目は、護床工のブロック重量不足、吸出しが典型的な被災になるので、護床工ブロックの重量不足、吸出しによる不陸発生の有無が点検ポイントである。また、急流河川であると、礫が流下する際に摩耗が起こるので、ブロックや落差工水叩きの摩耗も点検ポイントとなる。

3 点目は、吸出しや重量不足が起こる背景には、下流河道の河床低下によって落差工上下流の落差が増し、護床工自身が第2 落差工になってしまい、高流速が作用する点である。平均河床高や最深河床高の縦断形の経年変化をチェックすることが早期の発見につながる。

4 点目は2 点目と3 点目と同じことであるが、護床工ブロック流失が増えてきた場合には、流速が増大している可能性があるため、平均河床高及び最深河床高の縦断形変化をチェックする契機にするとよい。

<参考文献>

- 1) (財)国土技術センター編(2000):改定 解説・河川管理施設等構造令 第4章床止め, p167-p180, 平成12年1月, 山海堂
- 2) (財)国土技術研究センター編(1998):床止めの構造設計の手引き, 平成10年12月, 山海堂

2.6.2 木工沈床及びブロック護床工落差工の応答特性を踏まえた減災

床止めの構造設計手引き¹⁾によれば、落差工はその縦断形状から、直壁型と緩傾斜型に分けられる。直壁型と緩傾斜型は、落差が数十 m 以上と大きく基礎地盤や下流河道が岩盤である場合が多いダムと同じに扱うことはできないが、ダムの減勢における導流方法を参考にすれば²⁾、直壁型は自由落下する水脈を水叩きに突入させる方法をとっていることに相当し、緩傾斜型は水脈を斜面あるいは水平面の水路に沿った高速流(射流)で床版や護床工等に突入させる方法をとっていることに相当する。床止めの構造設計手引き¹⁾では、緩傾斜型であろうと直壁型であろうと落差に伴う射流水脈を水叩きで受け止めるとともに跳水による減勢を水叩き及び護床工の範囲内に収めるよう設計するものとしている。

解説・構造令の計画上の留意事項でも述べられている通り、落差工下流において河床低下や洗掘が発生すると、洪水時の上下流の水位差が設計時に想定したものより大きくなり、流速や衝撃が大きくなり危険性が増加する³⁾ため、落差工下流の流れと洗掘に関する応答特性を知ることは重要である。

床止め下流の洗掘については、鈴木・道上ら(1982)⁴⁾が洗掘の進行過程を初期洗掘過程と後期洗掘過程に分けられ、後期洗掘過程ではもぐり噴流による洗掘と波状跳水による埋め戻しが交互に繰り返されることを示した。鈴木・道上ら(1985)⁵⁾は、段落ち部下流の跳水の形態が下流の水深によって波状跳水ともぐり噴流に分けられることを明らかにし、両者の移行限界と流れの特性を調べている。加藤ら(2014)⁶⁾は、海岸堤防の津波越流実験において堤防及び陸側地盤の表面に作用する水圧を測定し、越流による急変流場では、越流水深が大きい流れになるほどのり肩を中心とする圧力低下範囲と法尻部を中心とする圧力上昇範囲が大きくなる非静水圧分布の流れになっていることを示した。

このような落差を伴う非静水圧分布下の複雑な土砂水理現象を数値解析によって再現するために、内田・福岡・渡邊（2004）⁷⁾は、鉛直2次元 σ 座標系モデルを用い、水面で剥離する潜り噴流現象を解析するために、水面下メッシュにおいて流体の通過可能な断面積比率を考慮することで、洗掘孔のある床止め下流の流れについて、同一の水理条件で発生する潜り噴流と波状跳水の流れを再現した。さらに、平衡・非平衡流砂量式を用いて河床変動解析を行い、洗掘形状については実験結果を説明したが、流砂量が小さく洗掘の発達速度が非常に遅いことを指摘している⁷⁾。梶川・道上ら（2003）⁸⁾は非静水圧鉛直二次元解析法において、複雑境界形状でも滑らかに境界条件を課すことができる FAVOR 法を用いて水面を評価することで段落ち部の流れの移行過程を説明した。梶川・道上ら（2005）⁹⁾、梶川・樋谷（2012）¹⁰⁾は、上記 FAVOR 法を応用したデカルト座標系の非静水圧鉛直二次元解析法⁸⁾において、浮遊砂を考慮した平衡流砂モデル、非平衡流砂モデル、及び粒子のラグランジュ解析法である DEM を用いた河床変動解析モデルによる解析を行い、潜り噴流と波状跳水が繰り返される洗掘過程を説明した。ただし、潜り噴流時の巻き上がり現象や砂堆の形成については課題を残している。以上のように、既往の研究においては、落差工の設計に必要な流れの評価、洗掘深の評価に関する研究が進んでいる一方、落差工の破壊やその過程について研究している事例はない。

本節は、洪水時に被災が発生したA川のM床固め工について、現地のデータと水理模型実験等によって被災の要因について考察した結果を事例として紹介する。本節は、実際に起きた傾斜型落差工の破壊のプロセスについて水理実験、現地の被災前の河道変化経緯と被災前後の測量結果をもとに絞り込み、落差工の形状と流量規模別の応答特性から破壊限界を推測した。

表 2.6.2.1 は、検討対象である M 床固め工の設置以降被災までの主な経緯を示したものである。昭和 30 年に設置されてから、上流の T 橋観測所における水位記録で、上位 10 位までのうち、既往最大を含む 8 洪水を経験し、9 洪水目（既往 2 位）で被災が発生した。平成 7 年 3 月に魚道を設置する改造を行っており、改造後既往 4 位、8 位の 2 回の洪水を経て 3 回目の洪水で被災した。

図 2.6.2.1 は、改造前後、被災前後の M 床固め工の空中写真を示したものである。改造前はトウフブロックを上詰めた改良木工沈床 3~4 列が落差工本体にあたり、下流に六脚ブロック（重量約 2tf）の 2 段層積み護床工が設置されていた。平成 9 年 3 月の改造では、中央に魚道ブロック（重量 6.3tf）をホロスケヤ（重量 2tf）2 段積みで挟んだ斜路式の魚道が設置され、上流端にホロスケヤ（重量 2tf）護床工、改良木工沈床下流に魚道設置で撤去した改良木工沈床に入っていたトウフブロック（重量 2.7tf）を有効利用して護床工として設置し、その下流に六脚ブロック（2tf）護床工、その下流にホロスケヤ（重量 2tf）護床工を設置した。

洪水後の被災状況は、上流右岸から下流左岸にかけて魚道を横切り斜めに削り取られるように落差工・護床工が流失していた。図 2.6.2.2 は現地の被災状況である。魚道ブロックはめくれ上がった状態になっており、流失したブロックは下流側に散乱していた。図 2.6.2.3 は、M 床固工区間の最深河床高計測結果である。上に示す右岸側測線では上流部が洗掘されており、下に示す左岸側測線では中央部が最も洗掘されており、最下流の六脚ブロック護床工の下段ブロックが残存していることがわかる。

表 2.6.2.1 M床固工設置・改造・被災までの経緯

昭和30年	M床固め工設置
昭和49年8月	台風16号による出水 (T橋水位4.01m 既往最大)
昭和57年8月	台風10号による出水 (T橋水位3.37m 既往6番目)
昭和57年9月	台風18号による出水 (T橋水位3.75m 既往3番目)
昭和60年7月	台風6号による出水 (T橋水位2.84m 既往10番目)
平成29年9月	台風20号による出水 (T橋水位3.30m 既往7番目)
平成29年11月	出水 (T橋水位3.40m 既往5番目)
平成7年3月	M床固め工改造 (魚道設置)
平成10年8月	台風4号による出水 (T橋水位3.62m 既往4番目)
平成10年9月	出水 (T橋水位3.30m 既往8番目)
平成11年8月	M床固め工被災 集中豪雨による出水 (T橋水位3.98m 既往2番目)

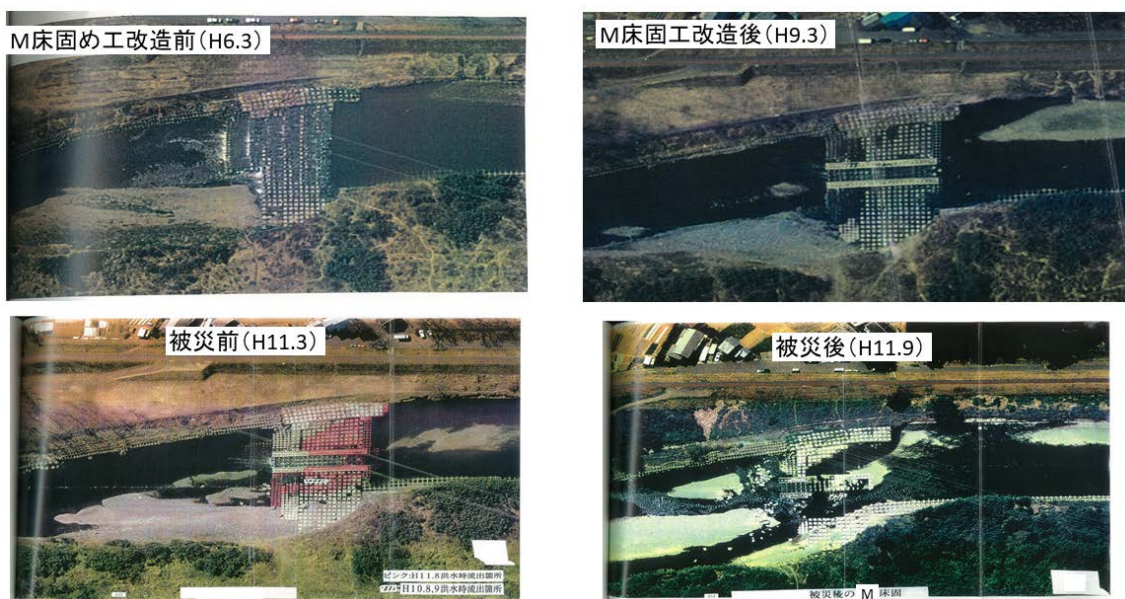


図 2.6.2.1 M床固め工改造経過

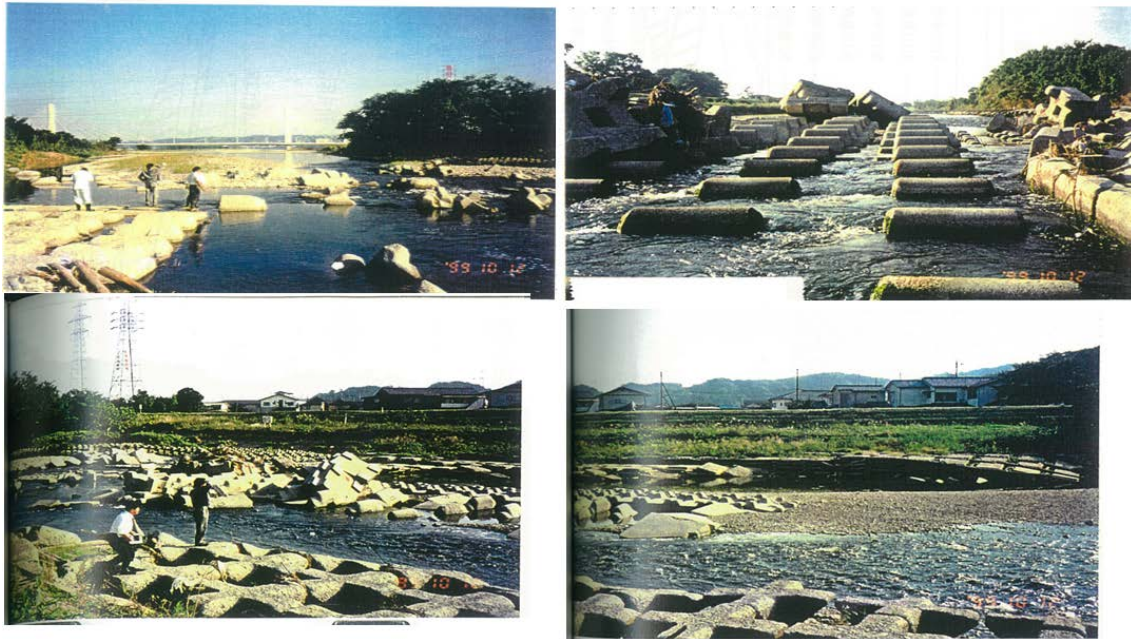


図 2.6.2.2 M 床固め工被災後現地状況

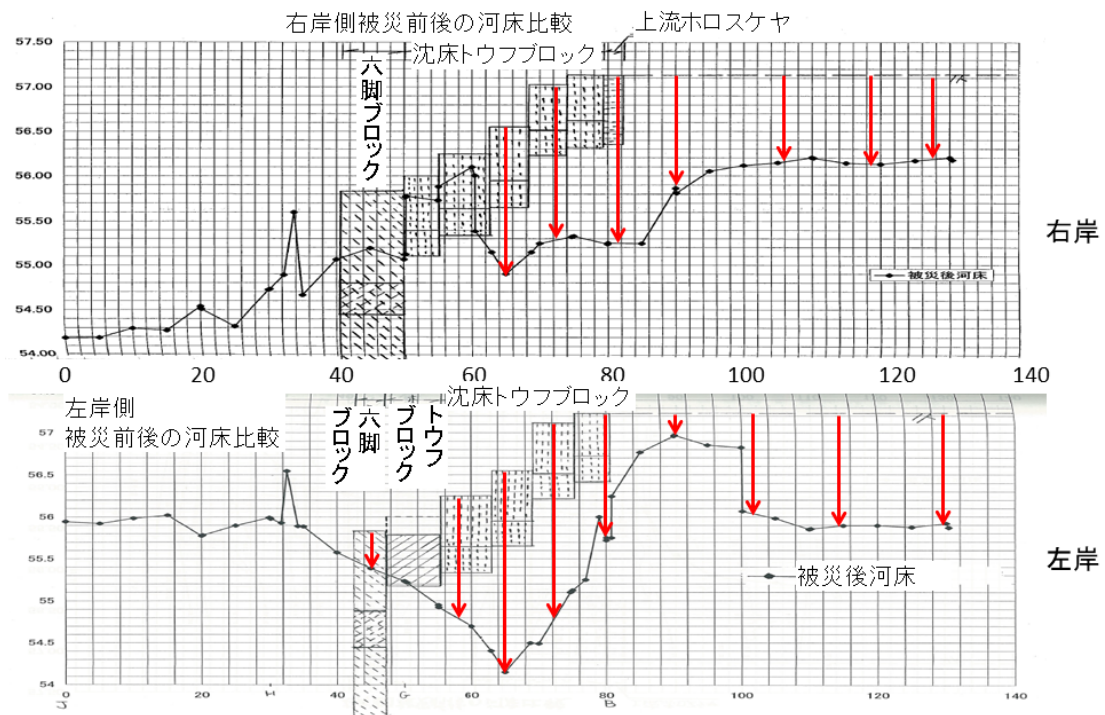


図 2.6.2.3 M 床固め工被災後最深河床高縦断面図 (床固め工前後)

図 2.6.2.4 は区間を広げた測量結果を河床縦断面図にしたものである。A川はM床固工だけでなく複数の床固工（落差工）が設けられており、M 床固工は最下流の床固工である。測量はM床固工を含め、A床固工、I 床固工の下流側3つの床固工の区間について実施した。図から、M床固工とA床固工の間で河床低下が生じており、平均河床高で約 1m、最深河床

高はA床固工直下流で3.5m程度低下し、M床固工の敷高よりも低下していた。A床固工の下流護床工は被災前には平常時水没していたが、被災後には水位が低下したため露出していた。みお筋部の根固め工は洗掘によって大きく変形し、護岸基礎工が完全に露出し、危険な状態であったことがわかる。A床固工の上流は、床固工上流及びI床固工直下流で最深河床高の低下が進行したものの、平均河床高及びその縦断形は維持しており、落差工の目的を果たしていた。

図2.6.2.5は、M床固工下流のいくつかの断面について、平均河床高及び最深河床高の経年変化を整理したものである。A川はM床固工の下流で本川T川に合流している。そこで、合流部の断面については、本川主流路とA川流路それぞれの平均河床高、最深河床高を算出して整理した。図から、平均河床高及び最深河床高ともに、顕著な河床低下は見られず、概ね安定しているとみなせる。上下流の落差が増大したことによる被災ではないと考えられる。

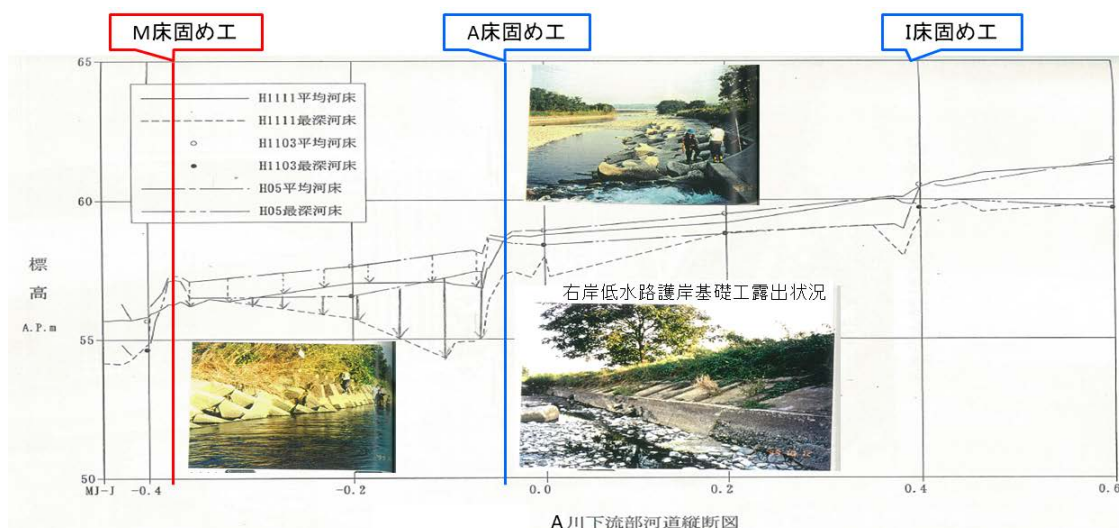


図 2.6.2.4 M床固め工上流河道被災前後河床高縦断図

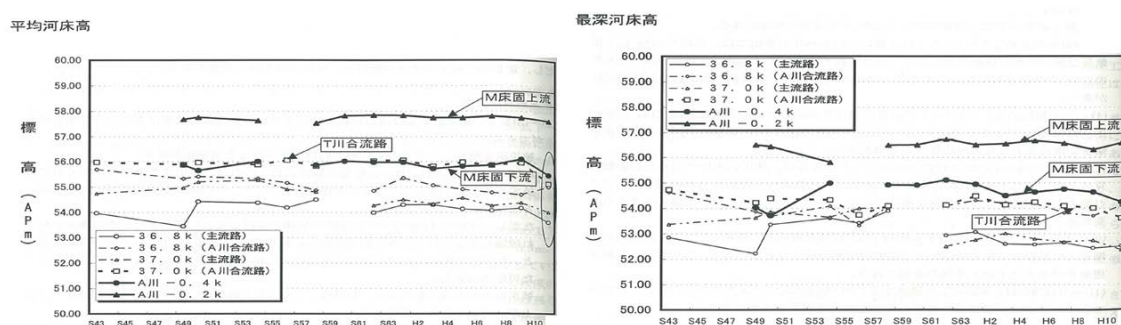


図 2.6.2.5 M床固め工下流河道河床高経年変化

水理模型実験により被災の発生限界を考察することとした。図2.6.2.6は、断面水理模型実験を実施した測線を示したものである。M床固工は横断方向に構造が異なるため、魚道の左右岸側それぞれに2測線とり、それぞれの測線について実験を行った。実験は縮尺1/8

の移動床で実施した。現地で河床材料調査を実施し、細粒分を除いてフルードの相似則で縮小した粒径分布の材料を用いた。

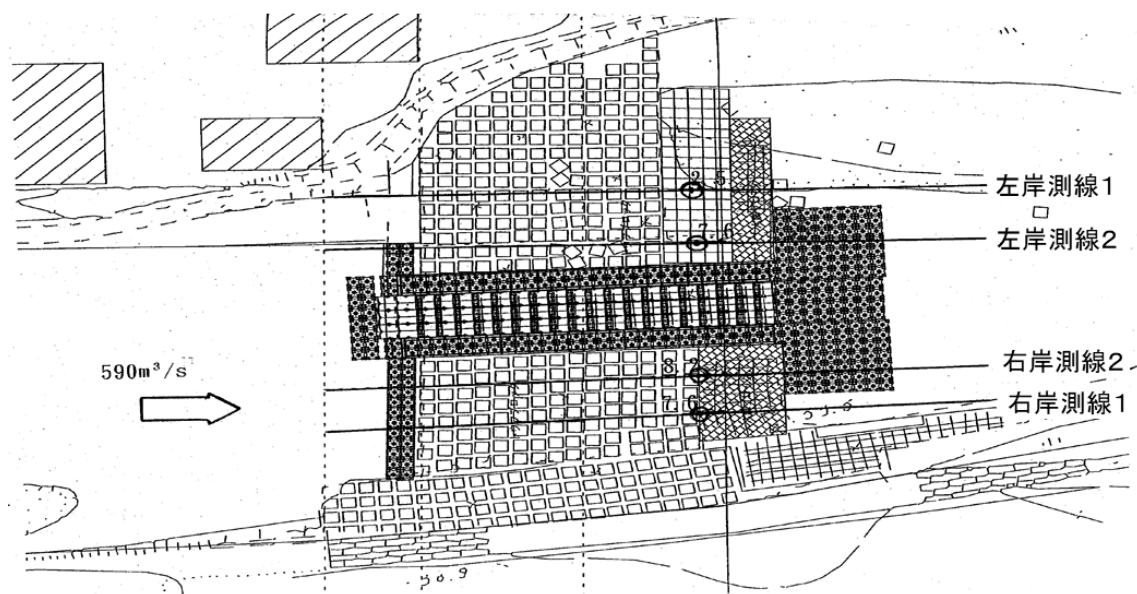


図 2.6.2.6 M 床固め工断面水理実験測線

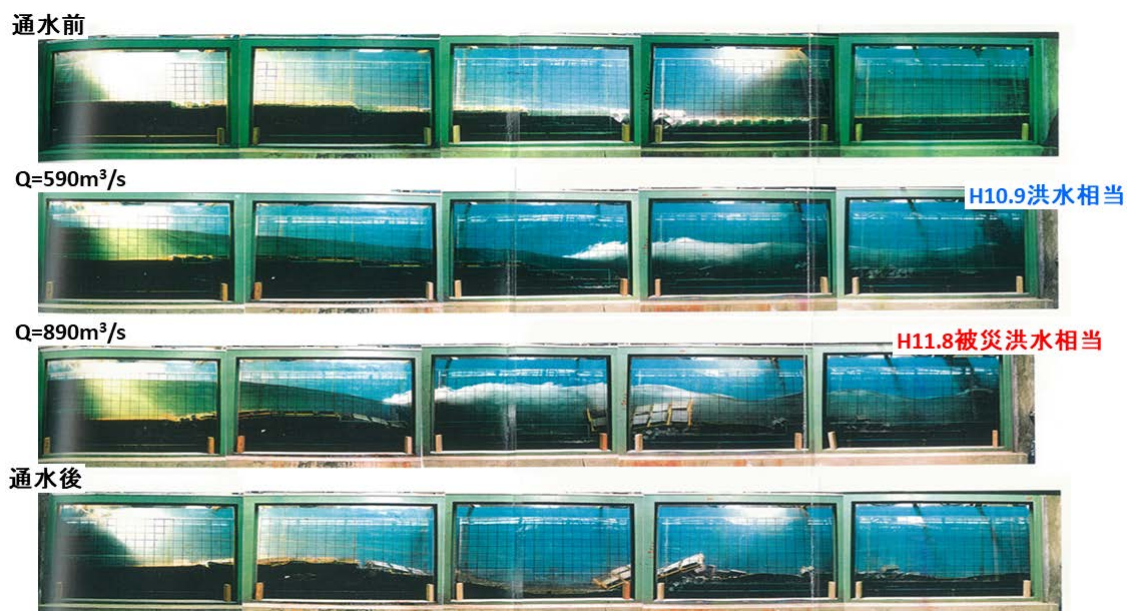


図 2.6.2.7 M 床固め工断面水理実験結果 致命的破壊に至る測線

図 2.6.2.7 は、左岸側測線 2 の実験結果を示したものである。平成 10 年 9 月洪水に相当する流量までは床固工は被災しなかったが、被災洪水である平成 11 年 8 月洪水に相当する流量で床固工が破壊した。図 2.6.2.8 は床固工が破壊する経過を図示したものである。流量が増大すると、六脚ブロック護床工とホロスケヤ護床工の境界部で上下流水位差が増大し、

上段の六脚ブロックが流失する。そのあと、六脚ブロック護床工上流のトウフブロックが連続的に流失し、次いで改良木工沈床の下にある河床材料が激しく流失して沈床も流失した。トウフブロックの流失が始まると、破壊は連続的に進行し、途中で止まる・平衡状態になることはなかった。現地調査で、六脚ブロック護床工の下段が残存していた点とも整合しており、現地の被災の本質的な部分を再現できたと考えられる。なお、左岸の河岸側には六脚ブロック護床工のない部分もあるので、その部分から破壊が始まった可能性も考えられる。

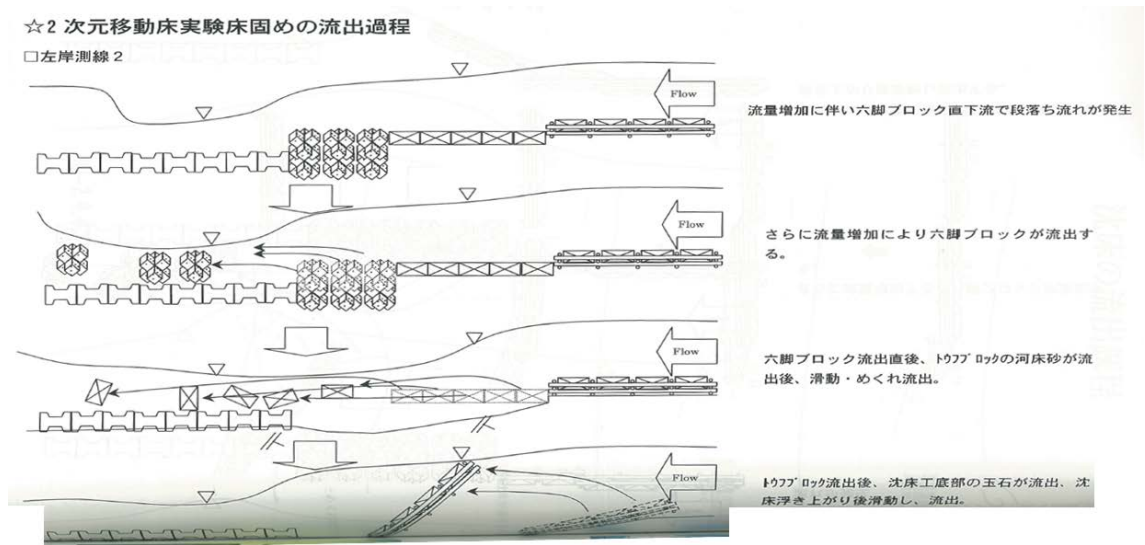


図 2.6.2.8 M 床固め工致命的破壊ブロック流失経過

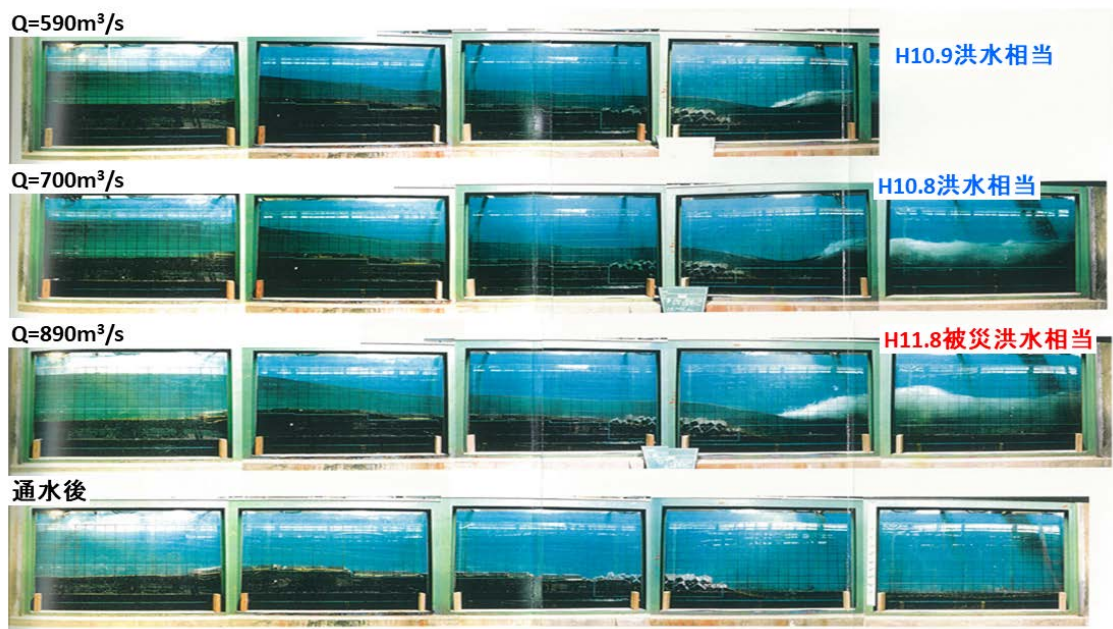


図 2.6.2.9 M 床固め工断面水理実験結果 致命的破壊なし測線

図 2.6.2.9 は、右岸側測線 1 の実験結果である。右岸測線 1 では、平成 10 年 9 月洪水に

相当する流量、平成 11 年 8 月洪水に相当する流量、いずれの流量でも致命的な破壊には至らなかった。致命的な破壊に至らなかった理由は 2 つ考察できた。1 つめは、護床工下流が洗掘されることで下流水深が大きくなり、共役水深が確保されやすくなることで跳水発生位置が安定する、減勢が安定することである (図 2.6.2.9)。このことで流量が増大しても六脚ブロック護床工に作用する流体力の増加がやわらげられていると推察される。2 つめは、護床工下流の洗掘に伴い六脚ブロックが変形する際にブロック群として密集して流失に対する耐力を高めていることである (図 2.6.2.10)。

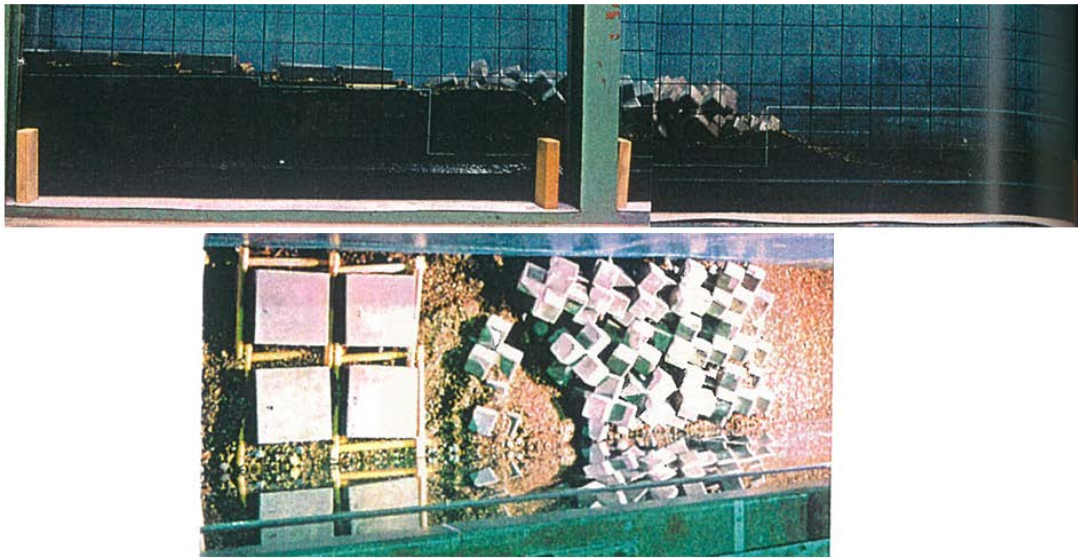


図 2.6.2.10 M 床固工断面水理実験 通水後六脚ブロック護床工の状況

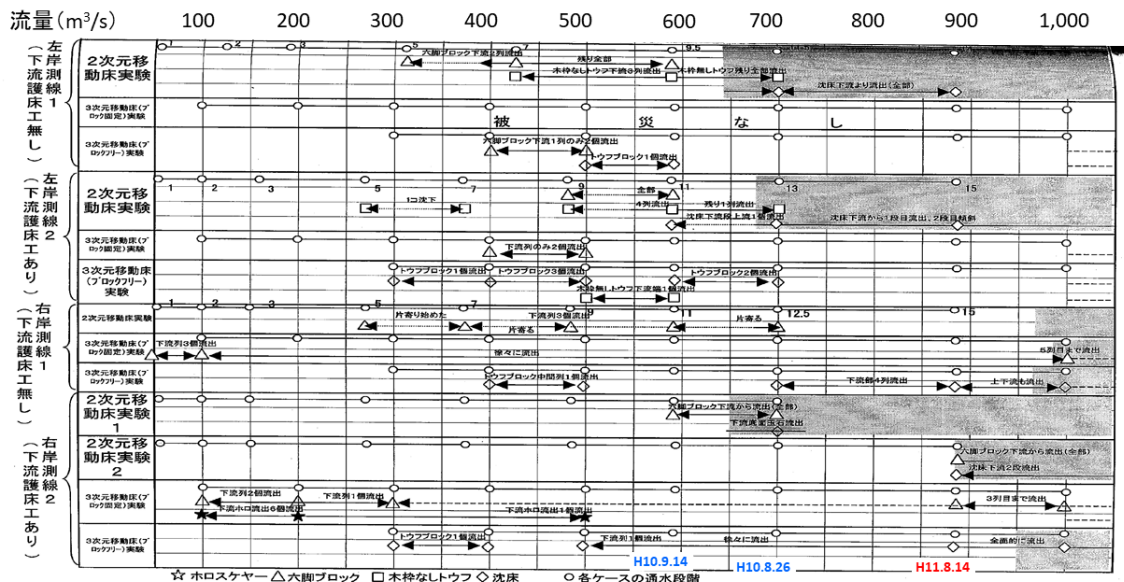


図 2.6.2.11 水理実験結果 流量—変状・破壊発生

図 2.6.2.11 は、2次元実験のその他 2 測線、2次元固定床実験(ブロックのみ固定しない)、縮尺 1/40 の 3次元実験(移動床、床固工部分の河床のみ固定床、ブロックは固定しない)

の実験結果も合わせて表にまとめたものである。表は横軸（列）に流量をとり、縦（行）に測線と実験ケースをとっている。表には、変状が発生する流量とその内容を記載している。2次元実験、3次元実験、固定床実験、移動床実験それぞれに制約や再現上の限界があることから、現地で起きた被災を総合的に推定する上で役立てることができる。また、変状が起こる流量規模と変状の内容（変状が発生する箇所、致命的な破壊かそうでないか等）がわかるので、洪水経験後の点検のポイントを絞り込む上で役立てることができる。

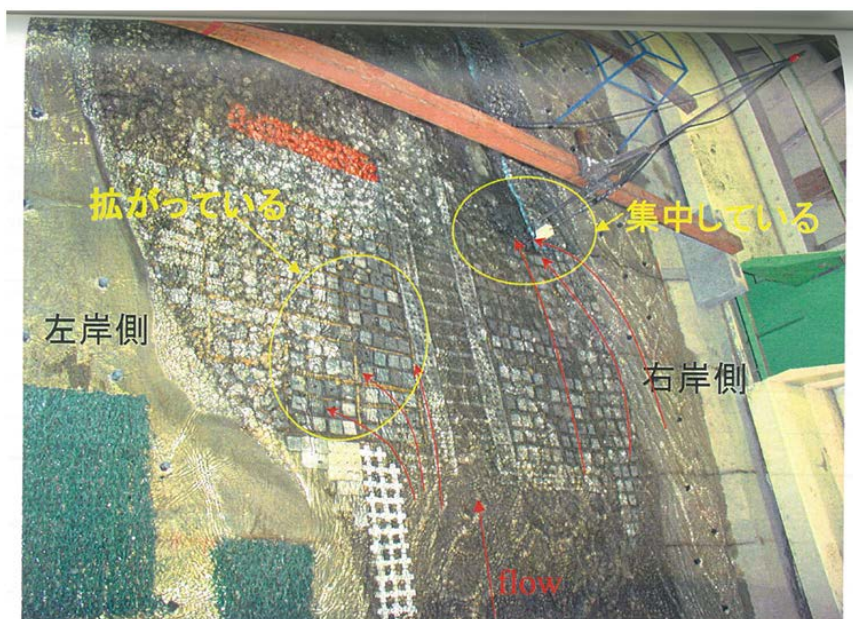


図 2.6.2.12 M床固工 3次元流況 ($Q=590\text{m}^3/\text{s}$ 時)

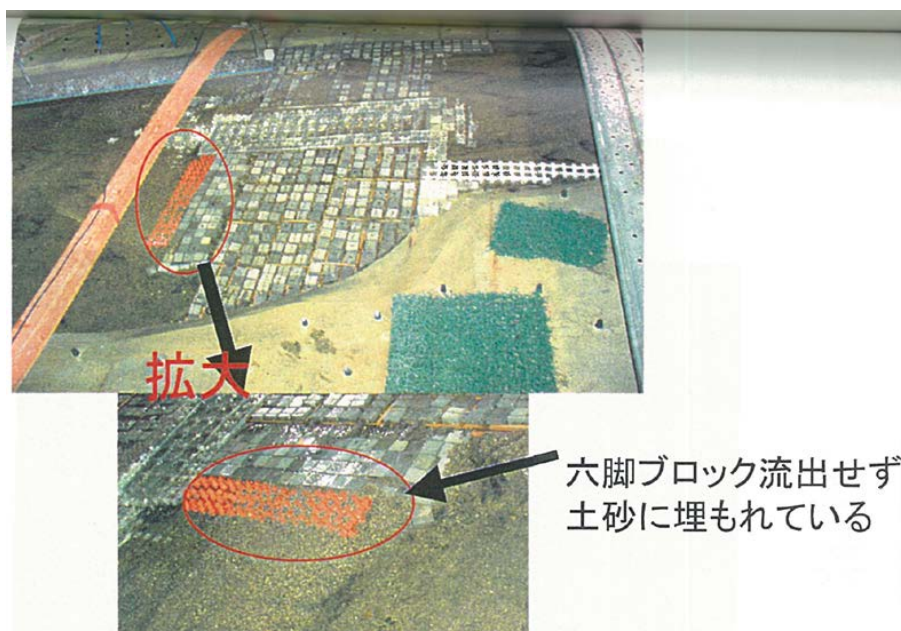


図 2.6.2.13 M床固工 左岸側六脚ブロック護床工通水後土砂堆積

図 2.6.2.11 から、右岸測線 1 以外の測線では平成 10 年 8 月洪水に相当する流量 $700\text{m}^3/\text{s}$

規模で致命的な被災に至る可能性があったことがわかる。左岸測線 1 及び左岸測線 2 が平成 10 年 8 月洪水で致命的な破壊に至らなかった理由は、左岸側では床固工上で流れが拡幅することで、破壊が開始する床固工下流部での単位幅流量が 2 次元実験よりも小さく、流速も小さかったからではないかと推定している（図 2.6.2.12）。

図 2.6.2.13 は 3 次元移動床実験における通水後の左岸側護床工の写真である。一部六脚ブロックが上段の半分程度まで土砂に埋まっており、土砂が堆積する（上流に比べて流速が小さくなる）条件にあったことがわかる。

図 2.6.2.14 は平成 10 年 8 月、9 月洪水の後である平成 11 年 3 月の M 床固工の空中写真である。写真から、図 2.6.2.13 ほど六脚ブロックの上に土砂が堆積している状況は見られないが、直下流で州が見えること、一部流失したトウフブロックが六脚ブロック直下流で堆積していることから、流速が落ちる場所であったことは 3 次元実験と整合している。右岸側測線 2 で平成 10 年 8 月洪水において致命的な破壊に至らなかった理由は、現地では図 2.6.2.10 に述べたような六脚ブロック護床工の変形による耐力の増加があった可能性があることが考えられる。

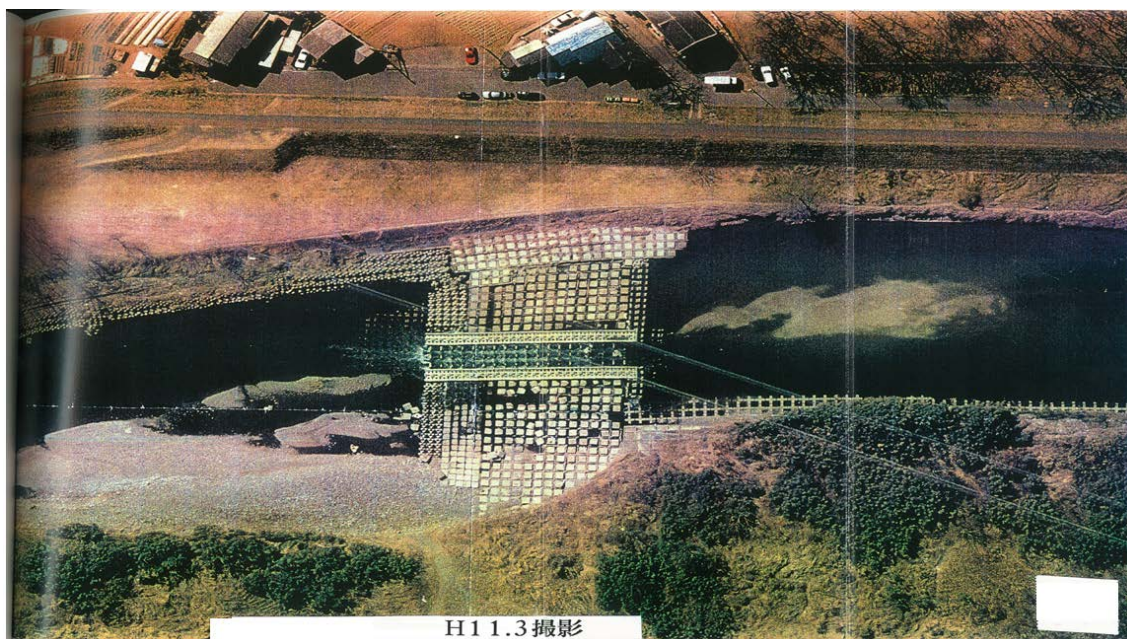


図 2.6.2.14 M床固工 H11 年 3 月現地空中写真

なお、右岸測線 1 は、上流端にホロスケヤブロック 2 個の護床工を追加した以外は、改造前の主流部と同じ構造である。右岸測線 1 が流失しにくい要因は、図 2.6.2.12 及び図 2.6.2.13 で述べたとおり、護床工下流の洗掘で共役水深が確保されて減勢が安定し、流速が増大しにくいこと、六脚ブロック護床工が変形時に密集して流失しにくくなることで発揮される。沈床だけの測線で実験した場合には、流量 $700\text{m}^3/\text{s}$ 弱で、跳水位置が下流に移動して沈床下流端の流速が増大し、礫と下の河床材料が流失し、引き続いて沈床の流失に至った（図 2.6.2.15）。

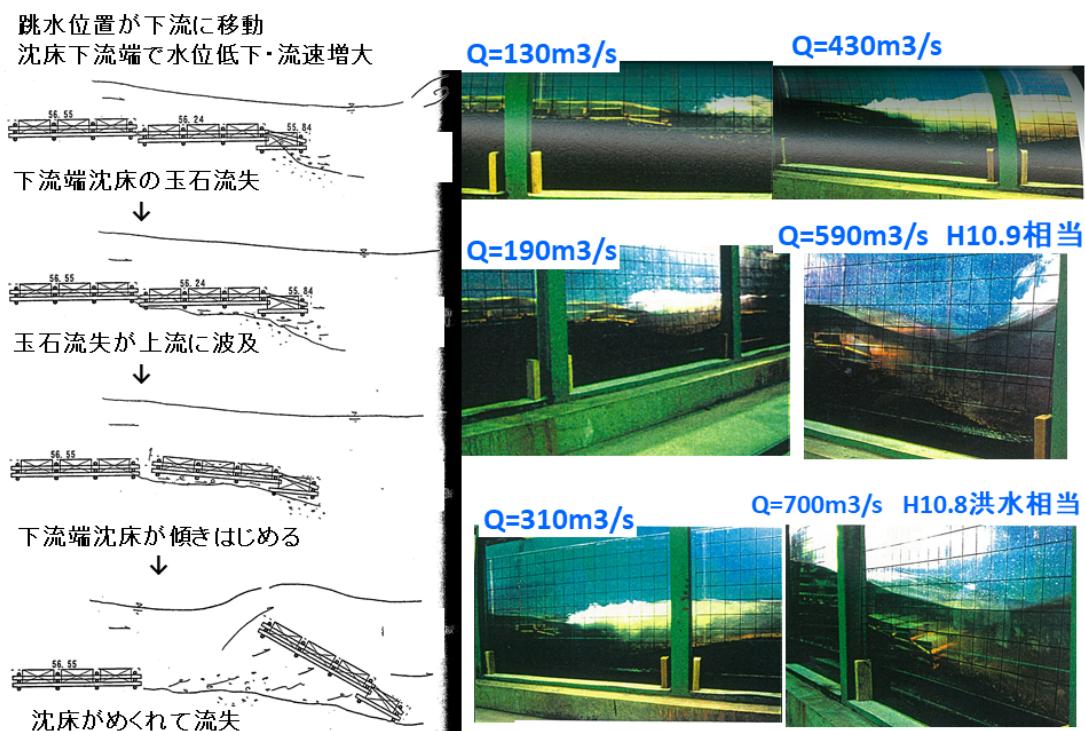


図 2.6.2.15 沈床のみ測線 実験結果

以上を考えあわせると、下流端で安定した減勢が確保できる護床工であることが落差工を安定に保つ鍵であることがわかる。また、跳水による減勢は護床工上で確保することが必須ではないことも理解できるであろう。

点検と減災への反映 1 点目は、落差工の破壊は落差工上流河道の急激な河床低下を招き、場合によっては堤防が破壊され氾濫、橋梁が落橋して通行止め等の一般被害につながる懸念があること、したがって落差工が破壊した場合の波及を考えて対象とする落差工の重要度を整理しておく必要があるという点である。

2 点目は、落差工を改造する場合には、破壊限界が低下する可能性があるという点である。環境への配慮、下流の河床低下進行等によって落差工の改造が必要となる場合がある。その際には、改造によって破壊限界が低下しないか、破壊する場合にはどのくらいの流量で、どのくらいの下流河床の低下で破壊が起こるのか、変状・破壊はどの部分から起こるのかを事前に模型実験等を行って整理しておくことがその後の点検に役立つ。

3 点目は、高流速が発生する場所（下流端）で破壊ははじめると滝が後退するように破壊が進行し、制御は不可能であるという点である。また、予兆も発見しにくい。したがって落差工の下流端処理は重要である。護床工を延長することだけが有効とは限らず、下流の河床が安定しているのであれば、護床工下流の洗掘を前提として安定した減勢を追求することが有効と考えられる。

4 点目は、洪水時の流況が重要な情報を与えてくれるという点である。減勢位置（跳水発生位置）がどこにあるのかは洪水時の流況をみれば一目瞭然である。洪水時の減勢状況を固定式のカメラで録画するだけで意図した場所で減勢しているか（跳水が発生しているか）を確認することができ、被災した後に録画動画を見れば被災時にどのような位置で高流速が発生していたか確認でき、被災メカニズムの解明と復旧工法への反映が迅速に行える。

<参考文献>

- 1) (財)国土技術研究センター編(1998):床止めの構造設計の手引き,平成10年12月,山海堂
- 2) 土木学会水工学委員会水理公式集編集小委員会編(2019):水理公式集[2018年版]第3編ダム 第4章導流部と減勢工, p433-p449, 2019, 土木学会
- 3) (財)国土技術センター編(2000):改定 解説・河川管理施設等構造令 第4章床止め, p167-p180, 平成12年1月, 山海堂
- 4) 鈴木幸一・道上正規・川津幸治(1982):床固め直下流部の流れと局所洗掘について, 水理講演会論文集, 第26巻, p.75-p.80, 1982年
- 5) 鈴木幸一・道上正規ら(1985):段落ち部の流況特性, 水理講演会論文集, 第29巻, p.615-p.620, 1985年
- 6) 加藤ら(2014):津波の越流に対して粘り強く減災効果を発揮する海岸堤防の構造検討, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.70, No.1, pp31-49, 2014
- 7) 内田龍彦・福岡捷二・渡邊明英(2004):床止め工下流部の局所洗掘の数値解析モデルの開発, 土木学会論文集, No.768, pp.45-pp.54, 2004
- 8) 梶川勇樹・道上正規ら(2003):段落ち部における常射流混在流れの数値解析, 水工学論文集, 第47巻, pp.823-pp.828, 2003
- 9) 梶川勇樹・道上正規ら(2005):常射流混在場における段落ち下流部の局所洗掘現象に関する数値計算, 水工学論文集, 第49巻, pp.775-pp.780, 2005
- 10) 梶川勇樹・樋谷治(2012):平衡・非平衡流砂モデルおよびDEMを用いた堰下流部における局所洗掘解析の比較, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.68, No.4, pp. I_943-pp. I_948, 2012

2.6.3 可動堰固定部の応答特性を踏まえた減災

2.6.3では、岩着の可動堰固定部の転動被災について考察する。改定解説・河川管理施設等構造令¹⁾によれば、堰とは河川の流水を制御するために河川を横断して設けられるダム以外の施設であって、堤防の機能を有しないものである。堰の目的から細分すれば、分流堰、潮止堰、取水堰、河川の水位及び流量を調節するため堰・多目的の堰に分けられる。

構造令の適用においては、堰とダムの区分は、①基礎地盤から固定部の天端までの高さが15m以上のものはダム、②流水の貯留による流量調節を目的としないものは堰、③堤防に接続するものは堰である。堰と水門の区別は、堤防の機能(洪水又は高潮による流水の氾濫を防止又は軽減する機能)を有しているかどうかで定まる。

構造上の分類として、可動堰と固定堰に分けられ、ゲートによって水位の調節ができるものを可動堰といい、調節できないものを固定堰又は洗い堰という。可動堰は、ゲートを有する部分と有しない部分からなるものも多くあり、ゲートを有する部分を可動部、その他を固定部と呼ぶことがある。可動堰は用途別に部分が分かれている場合が多く、可動部(洪水吐きともいう)・土砂吐き・舟通し・流量調節部(上流水位や下流放流量の微調節を行うためのゲート部)・魚道に分けられる。

構造令第36条に堰の構造上の原則が定められており、①計画高水位(高潮区間にあつては計画高潮位)以下の水位の流水の作用に対して安全な構造とすること、②計画高水位以下の水位の洪水の流下を妨げず、付近の河岸及び河川管理施設の構造に著しい影響を及ぼさず、並びに堰に接続する河床及び高水敷の洗掘の防止について適切に配慮された構造とすることが求められる。第37条に流下断面積との関係が定められており、可動堰の可動部

以外の部分（堰柱を除く）及び固定堰は、流下断面内に設けてはならないとされている。第37条解説に「河川法の許可工作物の許可に対する基本的な考え方は、設置の必然性があり、かつ治水上、河川環境上等著しい支障がないと認められる場合に限り許可できるというものである」と基本思想・哲学が述べられている。その理由について「堰の固定部又は固定堰は利水機能上からは現状または計画の流下断面内に設けなければならない必然性がないものであり、また洪水の流下に与える影響も極めて大きく、洪水氾濫の原因となった事例も全国に数多く見受けられる」と多摩川水害の写真を例示しながら明快に述べられている。

本節は、岩着の可動堰の固定堰部を対象としている。固定堰及び可動堰固定部の水理現象は落差工と共通しているため、既往研究については2.6.2と重複する。本節で対象とする可動堰固定部は落差工のうちでも直壁型落差工と共通する。

床止めの構造設計の手引き²⁾によれば、計画として位置・天端高・落差を設定し、河道縦断形制御機能の確認を行う。計画に基づき、機能確保のための設計（上下流の洗掘範囲、高水敷保護の必要範囲の把握）、安定性確保のための設計を行う²⁾。

安定性確保のための設計は、上流・下流・端部で発生する水理現象（洗掘・高流速発生による侵食等）に対して安定であること、上下流水位差による浸透流に対して安定であること、直壁式落差工であれば落差工本体・水叩き等に作用する荷重に対して必要な安定が確保されることが求められる²⁾。

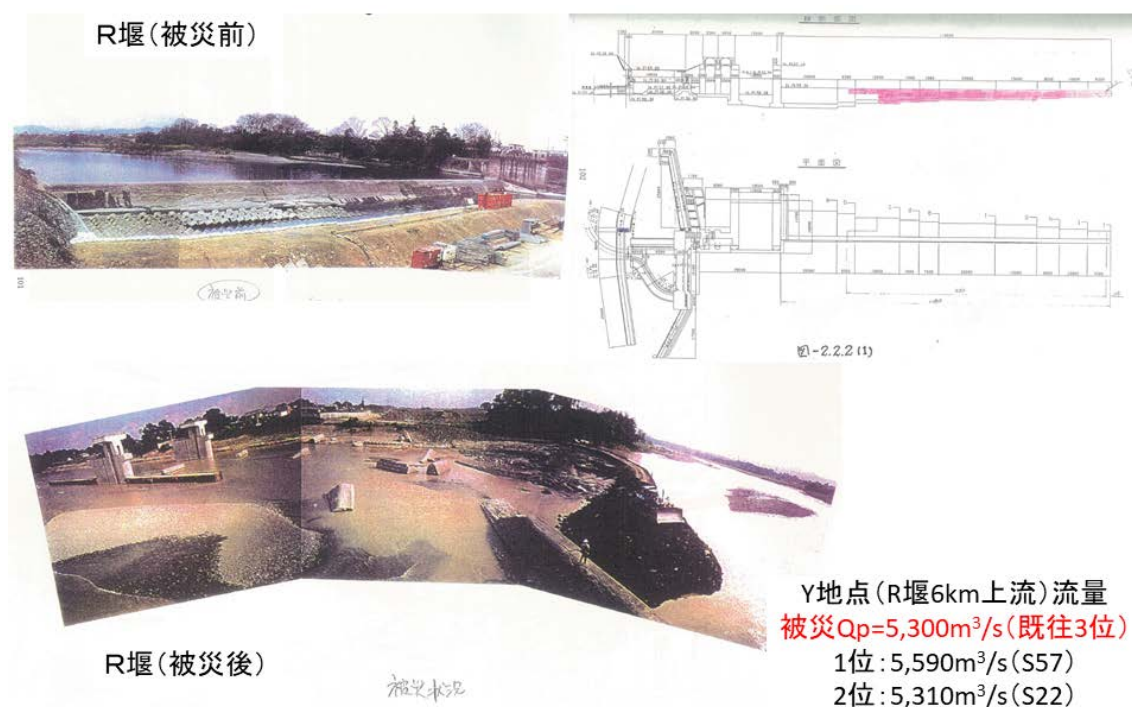


図 2.6.3.1 R堰被災状況

作用する荷重を考慮する際には、発生する跳水及び越流の形態（完全跳水・不完全跳水・もぐり越流）等の水理現象を踏まえて設計対象とする水位を設定することが重要である²⁾。落差工を含む床止め工（堰も含めて）は計画高水位以下の水位の流水の作用に対して安全な構造としなければならない¹⁾ので、流量規模毎の水位によって生じる跳水及び越流の形態を把握し、跳水及び越流の形態が複数発生する場合には必要に応じて複数の設計水位を設

定する必要がある²⁾。落差工本体及び水叩き等に作用する荷重としては自重・土圧・静水圧・揚圧力・地震時慣性力等がある²⁾。

安定性確認にあたっては安全率や材料の許容応力度を適切に設定する²⁾。荷重に対する安定性確認は、地盤支持力、転動、滑動に対して安全率等所定の許容値を確保していること、部材に作用する応力が許容値以下であることを確認する。浸透に対する安定性確認は浸透路長が適切に確保されているかをレーンのクリープ比によって確認する²⁾。その際、上下流の洗掘・河床低下が適切に考慮されていることが前提となる²⁾。

本節が対象とする可動堰固定部は岩着構造なので、洗掘等の土砂水理現象は関係しない。岩河道とはいえ、河道の変化によって固定堰の流況が変化し、それによって堰本体に作用するモーメントバランスが変化したことを、計算と水理実験で示した点、点検や減災の工夫を提案している点に本節の新規性がある。

図 2.6.3.1 は、可動堰である R 堰の固定部堤体が洪水により転動流失した状況である。固定部延長 118m のうち、右岸側 93m 分が被災した。図 2.6.3.2 は流失した固定部の底面を見たものである。底面には摩擦の跡がないので転動流失したこと、水叩きと堰本体が分離していること、転動が下流側のり先を支点とするモーメントにより起こっていること、堰本体と水叩きの間には鉄筋等はなく一体化されていないことが判断できる。

図 2.6.3.3 は R 堰上下流の痕跡水位縦断図である。堰の直下流では左右岸の水位差が大きいことがわかる。図 2.6.3.4 は被災洪水時の堰下流の写真である。図 2.6.3.5 は R 堰より 4.7km 上流の Y 水位観測所の水位波形であり、被災洪水のピークは夜であった。

図 2.6.3.4 から、午後の時点ではもぐり状態であった堰下流の流況がピークに近づく夕方には堰上下流の水位差が大きくなり、射流及び跳水が発生する状態に変わりつつあることがわかる。もぐり状態と射流跳水発生状態では堰本体に作用する水圧が異なり、転動に抵抗するモーメントに差があること推測できる。



図 2.6.3.2 R 堰 転倒流失した可動堰固定部底面の状態

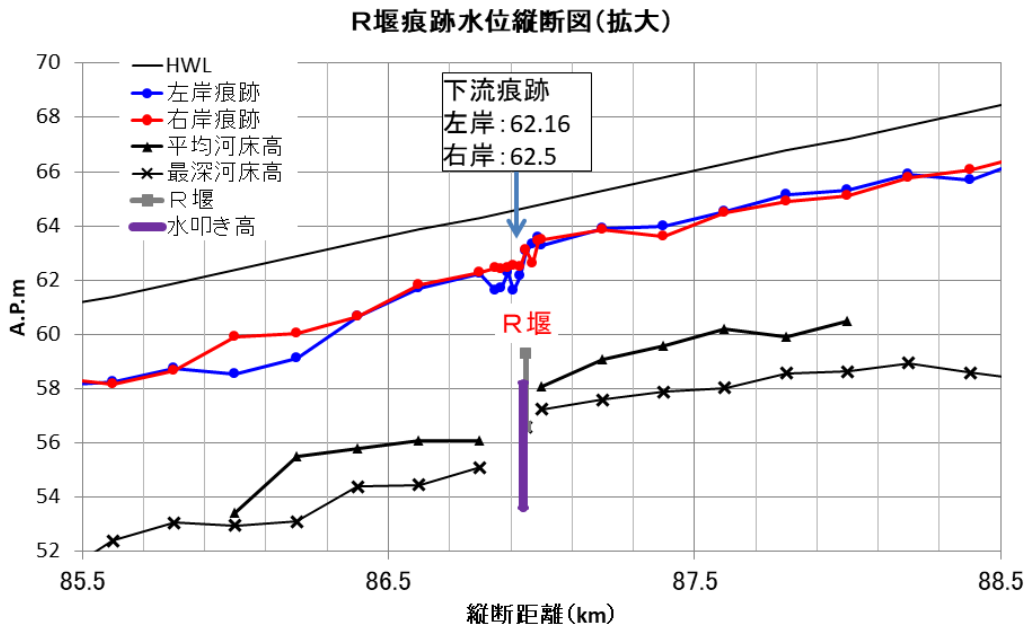


図 2.6.3.3 R堰上下流 痕跡水位縦断面図

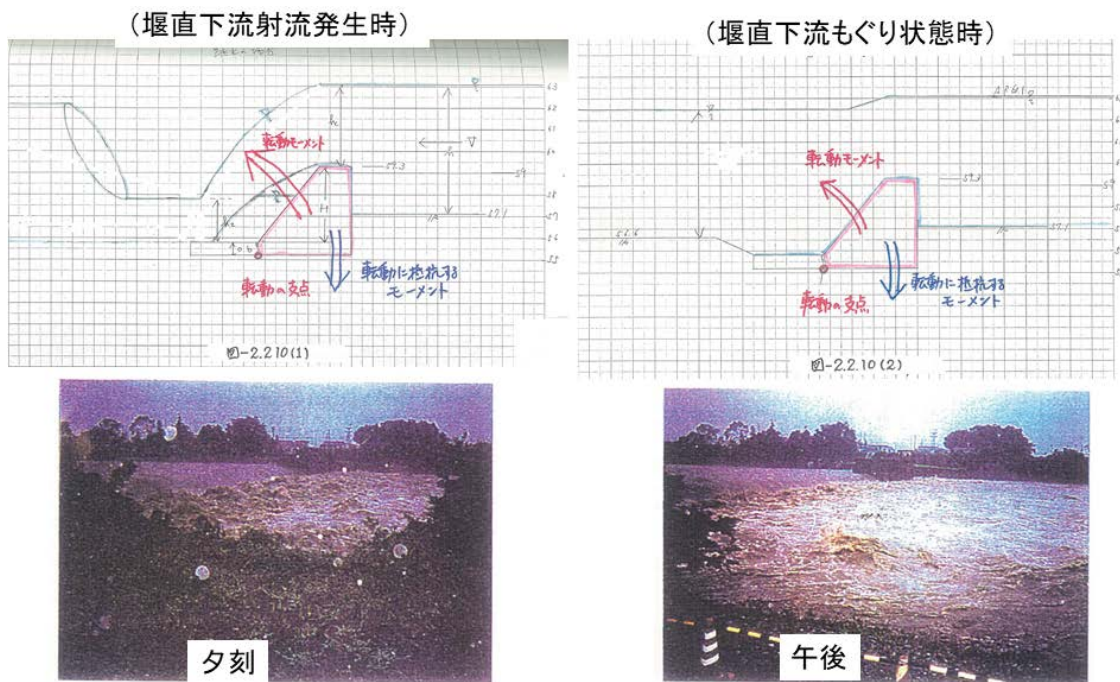


図 2.6.3.4 R堰直下流の流況と転動・抵抗モーメント

図 2.6.3.6 は射流跳水発生状態ともぐり状態それぞれにおける堰直下流水位を机上計算で推測し、堰天端では水脈が剥離して水圧が作用しない・そのほか堰表面及びのり面では水圧は静水圧分布で作用するものと仮定して抵抗モーメントと転動モーメントを計算したものである。抵抗モーメント/転動モーメント比を計算したところ、射流・跳水発生状態では抵抗モーメント/転動モーメント=0.81、もぐり状態では抵抗モーメント/転動モーメント=1.06であった。机上計算からはもぐり状態から射流・跳水発生状態に変わること

する可能性があることが確認できた。もぐり状態と射流・跳水発生状態における安定を低下させる主たる要因が堰本体下流のり面に作用する水圧であることもわかる。

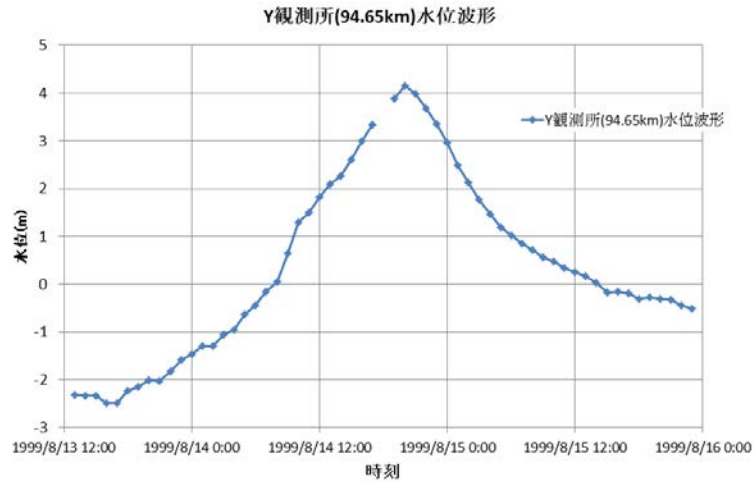


図 2.6.3.5 Y観測所 (94.65km) 水位波形 (R堰 : 86.95km)

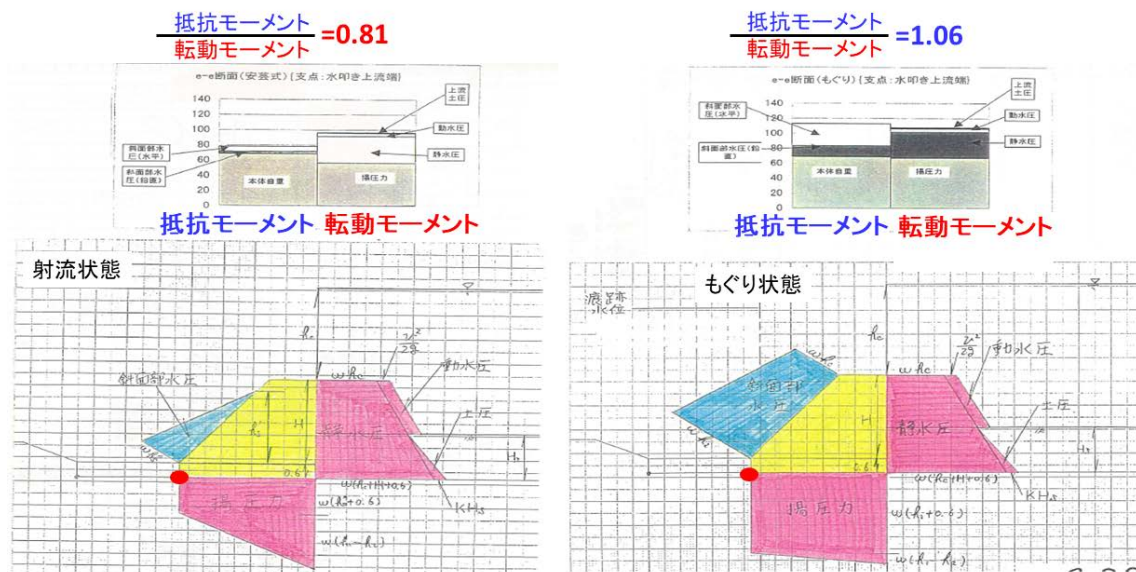


図 2.6.3.6 転動・抵抗モーメント机上検討試算結果

図 2.6.3.7 は、下流水位による堰直下の流況の違いを把握すること、堰本体表面に作用する水圧を測定することを目的に実施した水理実験の流況写真である。図から、下流水位が堰直下流左右岸の痕跡水位 62.1m、62.5m となる状態は、射流跳水発生状態ともぐり状態の遷移状態であることがわかる。

被災洪水ピーク流量相当における下流水位 62.1m 時と下流水位 62.5m 時について、図 2.6.3.8 の堰本体上流面、天端、のり面の計 16 ポイントで測定した水圧を、机上計算と比較して示したものが図 2.6.3.9 である。図 2.6.3.6 の机上検討で堰本体の転動に対する主たる抵抗要因である堰本体下流のり面 (測定点 9~16) に作用する水圧が、机上検討時に想定したもぐり状態と射流・跳水発生状態の間に位置することがわかる。

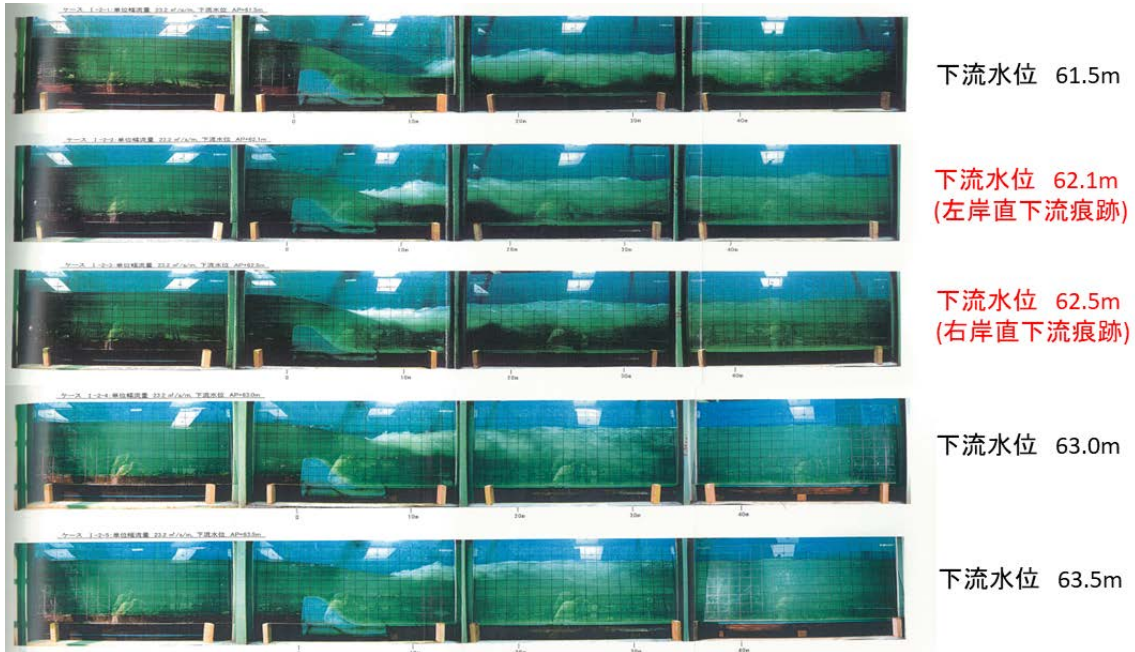


図 2.6.3.7 R堰 被災時流量における下流水位と直下流水面形

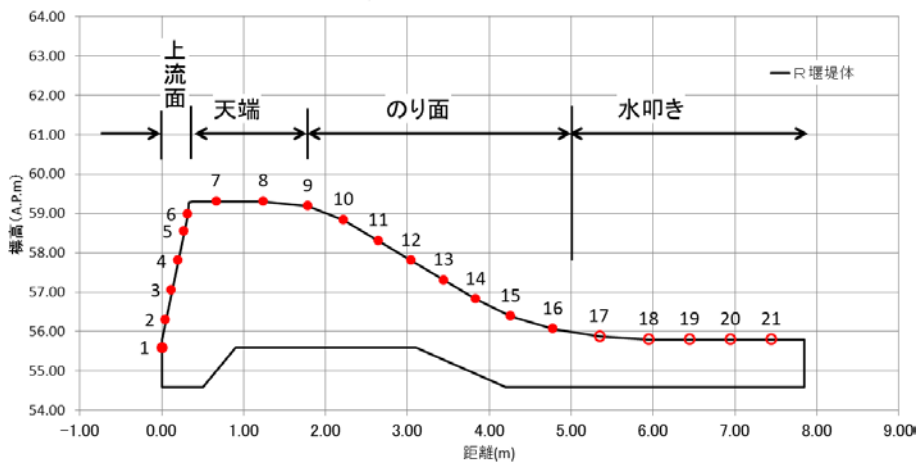


図 2.6.3.8 R堰堤体表面圧力計測位置

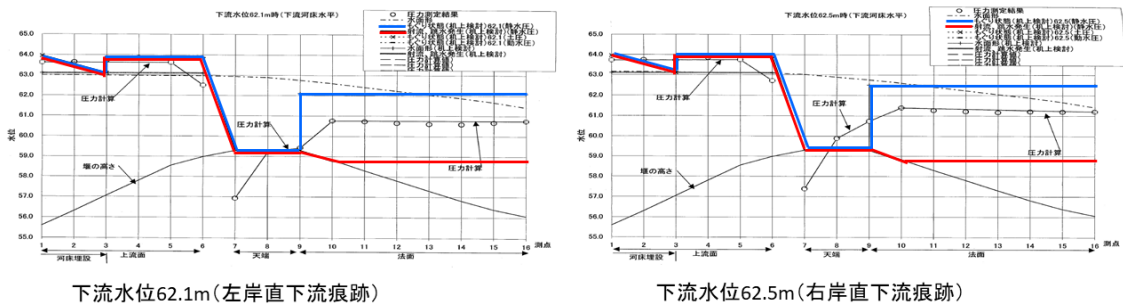


図 2.6.3.9 R堰堤体表面圧力計測結果

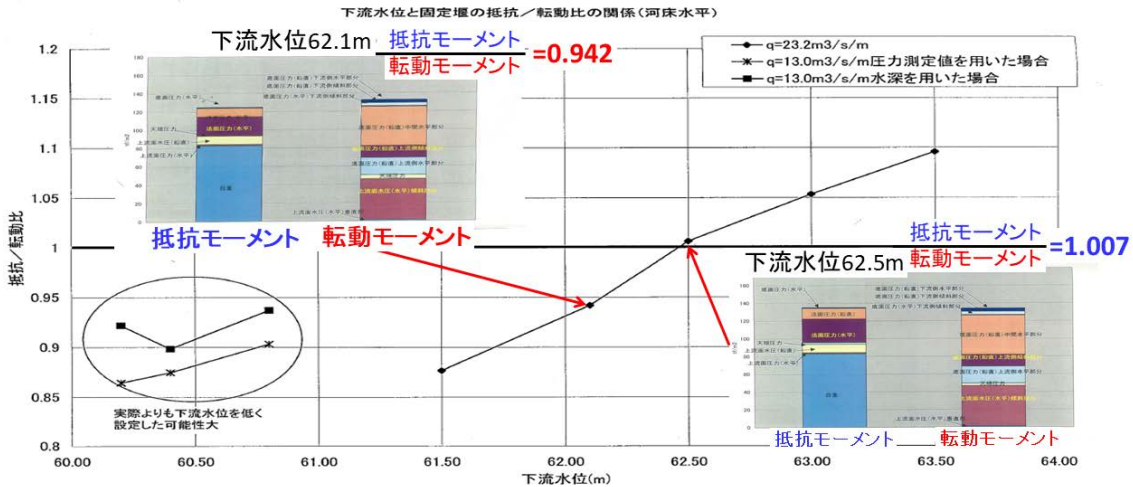


図 2.6.3.10 下流水位－抵抗／転動モーメント比 水理実験計測結果

図 2.6.3.10 は、被災洪水ピークに相当する流量における堰本体下流の水位 61.5m、62.1m、62.5m、63.0m、63.5m 時の水理実験における堰本体の表面圧力測定結果を用いて抵抗モーメント／転動モーメント比を算出し、グラフに示したものである。図から、被災洪水時の堰直下流の痕跡水位である下流水位 62.5m 弱が抵抗モーメント／転動モーメント比が 1、すなわち転動に対する抵抗限界であったことを確認することができる。なお、堰本体に作用する水圧分布が非静水圧分布である点について、福岡・福岡 (1983)³⁾、福岡・福岡 (1983)⁴⁾ が開水路急変流において流線の曲がりによる非静水圧分布を考慮する重要性を指摘している。

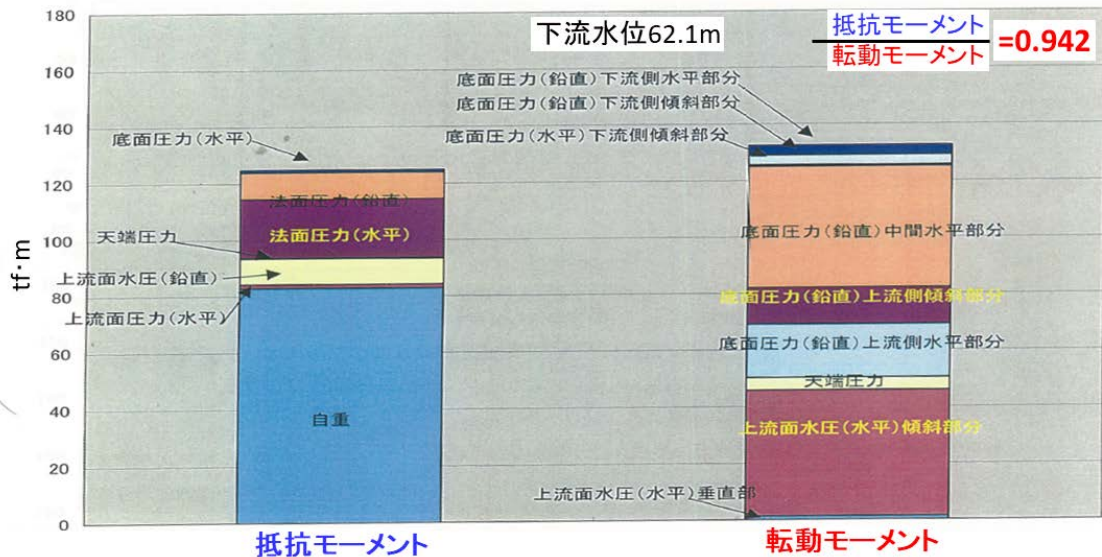


図 2.6.3.11 下流水位 A.P.62.1m 時抵抗・転動モーメント積上げ比較

図 2.6.3.11、図 2.6.3.12 はそれぞれ下流水位 62.1m、62.5m 時の抵抗モーメント及び転動モーメントを要素別に積み上げて表示したものである。転動モーメントに下流水位による違いはほとんどなく、抵抗モーメントに下流のり面に作用する水圧分の差が生じ、この

差が安定から転動への変化を支配している。R堰の転動を防ぎ安定な状態で維持するためには、堰本体直下流の流況をもぐり状態に保つことが重要であったことがわかる。

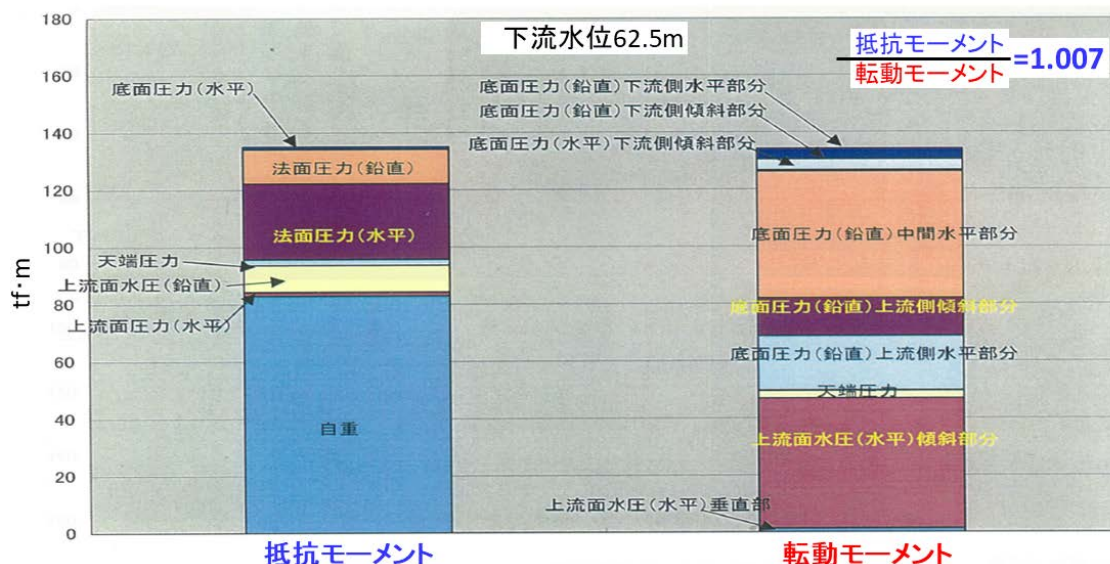


図 2.6.3.12 下流水位 A.P.62.5m 時抵抗・転動モーメント積み上げ比較

点検・減災への反映事項 1 点目は、台形の固定堰では下流流況によって転動に対する抵抗モーメントが大きく変化するという点である。具体的には、もぐり状態を前提に設計されている固定堰が下流の河床低下等により射流・跳水発生状態に変化していないかを確認することが重要である。流況の確認は、動画があれば一目瞭然なので、ドライブレコーダーのような流況の連続撮影・保存が有効である。

2 点目は、転動に対する安定性検討においては、抵抗／転動モーメント比（≒安全率）だけでなく、抵抗モーメント、転動モーメントそれぞれの要素別の積み上げグラフで考えることが要因分析上・対策案検討上有用だという点である。

3 点目は、設計の前提条件がもぐり状態なのか、射流・跳水発生状態まで考慮しているかを明確に保管し、設計⇒工事⇒管理に引き継いでいくことが重要である。

<参考文献>

- 1) (財)国土技術センター編(2000):改定 解説・河川管理施設等構造令 第5章堰, p183-p230, 平成12年1月, 山海堂
- 2) (財)国土技術研究センター編(1998):床止めの構造設計の手引き 第2章落差工 2-2 落差工の設計方針・2-3 型式の選定・2-4 直壁型落差工の設計細目, p30-p88, 平成10年12月, 山海堂
- 3) 福岡捷二・福嶋祐介(1983):円頂せき上の開水路急変流の力学, 土木学会論文報告集, 第329号, p81-p91, 1983年1月
- 4) 福嶋祐介・福岡捷二(1983):流線の曲率が卓越する流れの解析法, 水理講演会論文集, 第27巻, p.781-p.788, 1983年

2.6.4 ゴム引布製起伏堰の袋体劣化に関する応答特性を踏まえた減災

2.6.4 は、ゴム堰の袋体損傷事例について考察する。ゴム引布製起伏堰については、昭和53年にゴム引布製起伏堰技術基準（一次案）が、昭和58年に技術基準（二次案）が、2000年にゴム引布製起伏堰技術基準（案）が作成されている。技術基準（案）は、（二次案）からの主な改訂事項を7点あげており、6点目に「ゴム引布製起伏堰の事故事例を分析し、事故防止のための考慮事項についての記述を付加した」、7点目に「設計照査、検査及び維持管理上の点検項目に関する記述を充実して既述した」ものである。6点目に関連する記載は、第1.1節ゴム堰の特性 1.1.1 ゴム堰採用の検討の解説に見ることができる。ゴム堰が持つ基本的な特性のうち採用にあたって検討すべき事項として9項目挙げられている。各項目とその要約を以下に記載する。

- ① 水位変化と袋体変形：袋体は水位によって堰高が変化するため、流量調整のための水位維持には向かない旨が述べられている。
- ② 最大越流水深と袋体の振動：越流水深がある限界を越えて大きくなると越流水脈の影響により袋体に振動（バウンディングとも言われる）が生じる。この振動は、袋体材料の疲労劣化、低周波の発生による人体や周辺構造物への悪影響が懸念される。起立状態での常時越流水深は振動発生限界以下に設定する必要がある。
- ③ Vノッチ現象：空気による起立倒伏を行うゴム堰は、倒伏の過程でVノッチと称する袋体の局部変形が生じるため、水位・流量の制御が困難になる。また、Vノッチ部への流量集中が生じるため、水叩き・護床工・下流河道への影響について配慮が必要。
- ④ 波浪の影響：波浪の影響を受ける場合は、波浪による袋体の張力変動について検討が必要。
- ⑤ 不完全倒伏の影響：空気により膨張させるゴム堰で、堰上下流の水位差が小さく、かつ、流速が小さい場所では、倒伏後の収縮袋体が水中を浮遊する等、堰の倒伏が不完全な状態（不完全倒伏）となり、袋体の摩耗及び航行船舶のスクリューによる損傷の原因となることがある。
- ⑥ 袋体等の損傷防止：転石や流下物の多い河川では、袋体や固定金具が摩耗・損傷を受けやすくなる。
- ⑦ 堆砂の影響：倒伏時に袋体上に多量の堆砂が生じると袋体の正常な起立操作や堰高維持・制御が不可能となる場合がある。堆砂が生じやすい場所では排砂除去による維持管理費の増大・堆砂除去時の袋体損傷に留意しなければならない。
- ⑧ 給配管の配置：操作室と袋体の間に魚道を設ける等給排施設、内圧検知管等の配置に制約を受ける場合は、土砂等の目詰まりを起こさないように配管ルートを適切に選定しなければならない。特に内圧検知管を伏せ越しにすると結露等による目詰まりにより安全機能を損なう危険性が大きいので注意を要する。
- ⑨ 維持修繕：常時越流状態にある堰では、袋体に損傷を受けた場合に、締切等の仮設なしには水中補修が困難であることに留意しなければならない。

技術基準（案）以降に得られた知見及びデータをもとに、ゴム袋体に携わる全てのユーザーを対象にゴム袋体の適切な計画、設計、維持管理が行えるよう、国土技術センター（2016）が自主研究として、「ゴム引布製起伏堰及び鋼製起伏堰（ゴム袋体支持式）のゴム袋体に関する技術資料」をとりまとめている。技術資料 1.3 ゴム袋体の劣化及び損傷で、劣化損傷の事例として、材料劣化に関する袋体メーカーの観点から、次の6つが紹介されている。

1. 空気漏れによる堰の倒伏：ゴム袋体からの空気漏れの原因（推定）として、転石の衝突等によるゴム袋体の損傷、接合部（継手）のはく離が考えられる。

2. ゴム袋体破裂：ゴム袋体破裂の原因（推定）として、ゴム袋体の外傷、加圧による過大な張力の作用や、接合部（継手）の劣化が考えられる。
3. 固定金具部からの漏気：ゴム袋体固定部からの漏気の原因（推定）として、シール材やパッキン、固定ボルトの施工不良、シール材の劣化、ゴム袋体の振動や過大な張力の作用などによるゴム袋体のズレ・損傷が考えられる。
4. ゴム袋体亀裂（補強繊維まで到達）：ゴム袋体外層の亀裂の原因（推定）として、経年劣化が考えられ、表層の接合部（継手）や折しわ部で多く見られる。
5. 外層ゴム接着部の亀裂・はく離（補強繊維へは未達）：外層ゴム接着部の亀裂・はく離の原因（推定）として、ゴム袋体膨張の際に、接着の弱い部分が引張力に耐えきれずにはく離する場合、或いは外層ゴムの接合部（継手）の劣化が考えられる。
6. 外層ゴム、中間層ゴムの膨れ：ゴム袋体外層ゴム、中間層ゴムの膨れには2種類あり、一つは、内層ゴムの亀裂からの空気漏れに伴うゴムと織布間のはく離によるもので、ゴム袋体の破裂に至る場合がある。（デフレクター付近にこの劣化事例が多く、対応策として改良が加えられているが、維持管理上は特に注意が必要である。）もう一つは、外層ゴムと中間層ゴムの積層界面に溜る水による膨潤で、破裂には至らない。

本節は、実際の堰で発生した袋体損傷事例とその原因の考察を行う。後述するように、損傷原因は不完全倒伏による揺動の可能性が高い。本節は、不完全倒伏による揺動の流れに対する応答と捉える点、既往の修繕箇所が集中している状況について流体力学的観点を加えて考察している点に独創性がある。

H30/9/3～4: 年点検(異常なし)

9/10: 出水に伴う水位上昇で自動倒伏

H31/4/9～12: 機器故障表示を受けて臨時点検。左岸側ゲートの起立不可を確認。

4/13: メーカーによる臨時点検。損傷穴確認。



図 2.6.4.1 ゴム堰袋体損傷穴の発生

A堰クランプ固定部の外れ

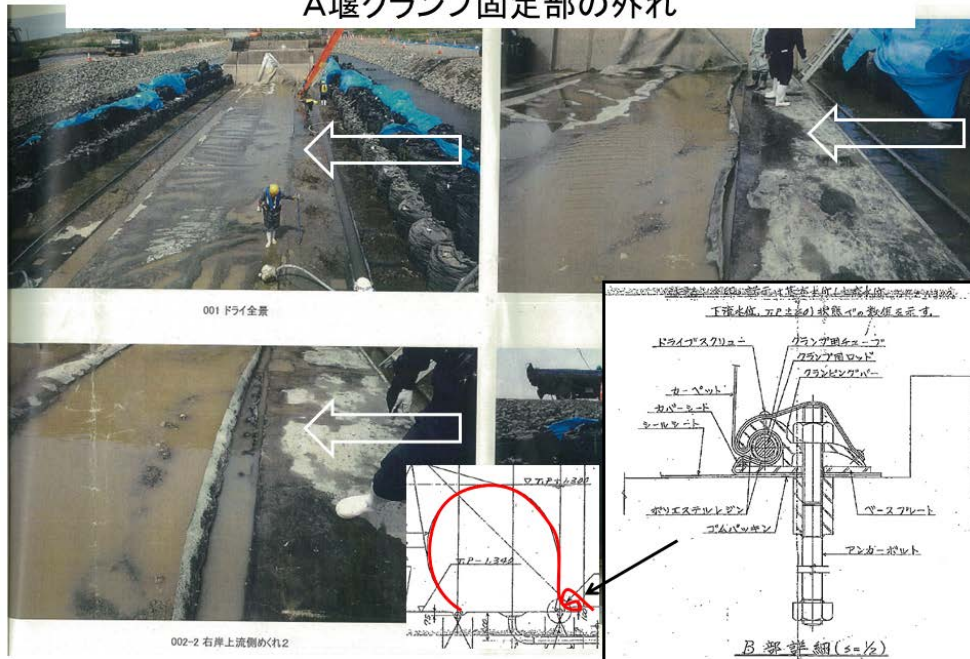


図 2.6.4.2 ゴム堰上流側固定クランプの外れ

点検に関しては、「ゴム引布製起伏堰及び鋼製起伏堰（ゴム袋体支持式）のゴム袋体に関する技術資料」が充実している。3.点検・維持管理では、目視点研による状態把握を前提に、点検の項目・内容と状態判定の目安、劣化損傷しやすい箇所と補修方法、更新の判定方法等が述べられている。寿命判定につなげるものとして、3.4 傾向管理が設けられており、袋体の各種性能の劣化に関するデータ蓄積の重要性が述べられている。性能は袋体材料の試験によって得、完成後の経過年数から経年劣化曲線を得ることが前提となっている。本節は、今後袋体の残寿命を評価するために材料劣化試験に加えて振動計測を行うことで経過年数とは別に劣化外力を評価し、残寿命の評価につなげることを提案している。

図 2.6.4.1 は、ゴム引布製起伏堰である I 川 A 堰の袋体に損傷穴が空いた事例である。前年 9 月の点検では異常はなかったのだが、1 週間後の出水時に自動倒伏し、翌年春に起伏しようとした際に損傷穴が確認された。その後、損傷穴は堰柱壁面にできたピーコンのさび汁こぶと袋体が摩耗することで発生した可能性が高いことがわかった。また、水替えをした際に水中不可視部分を確認すると図 2.6.4.2 に示すように、袋体を床版に固定する上流側固定箇所のクランプがゆるみ、袋体の一部が床版から外れていた。

図 2.6.4.3 は、A 堰袋体の過去の修繕箇所を図示したものである。A 堰は 2 門のゴム堰からなるが、既往の修繕箇所は、今回損傷穴が発生した袋体である。修繕位置も今回損傷穴が発生した箇所に近く、固定クランプが外れていた区間と整合している。事務所職員によれば、当該箇所は洪水時に主流が通る場所とのことであった。

図 2.6.4.4 は水替え時にクランプが外れていた区間の下流側床版に見られた、図 2.6.4.5 に示す貝殻栓による摩耗痕である。貝殻栓とは袋体を修繕した際に袋を閉じる方法の 1 つで、貝殻の形をした栓を袋の表と裏にとりつけて固定するものであり、金属部分が袋表面に突出して残る。摩耗痕は、この貝殻栓が床版とこすれて摩耗した痕である。摩耗痕のついた範囲は貝殻栓が動いた範囲である。ゴム堰袋体は不完全倒伏であった場合、倒伏した

後に流れで揺動する。揺動の大きさは半円断面よりも真円断面の方が大きく、倒伏が不完全な場合に大きくなる。

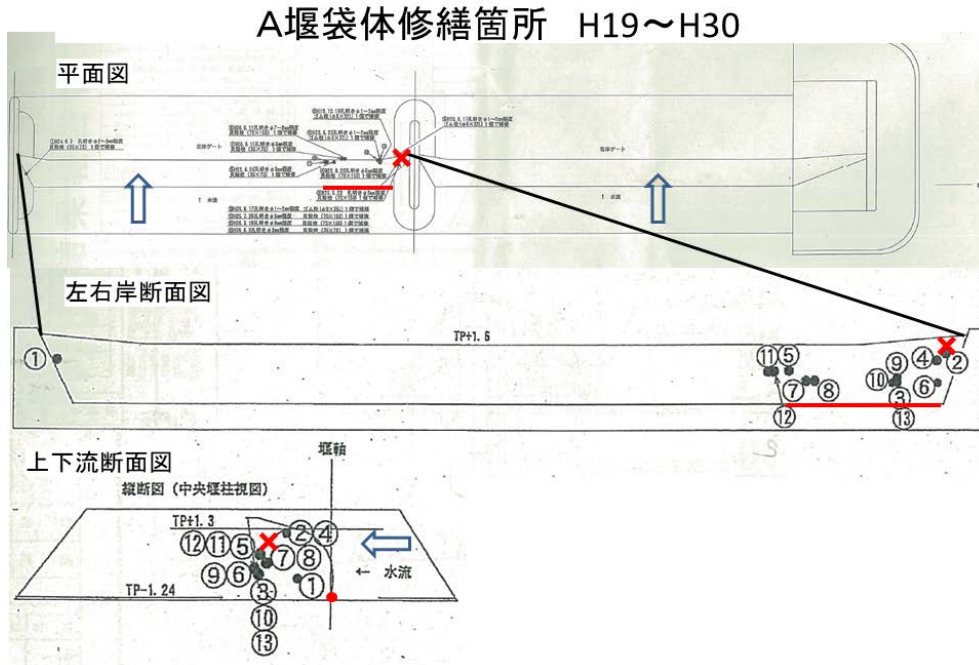


図 2.6.4.3 ゴム堰袋体既往修繕箇所

下流床板との摩耗、上流側クランプ固定部めくれを促進する要因

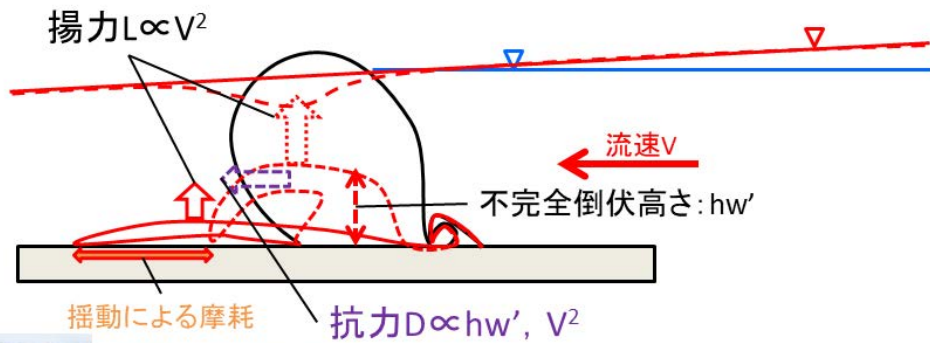


図 2.6.4.4 ゴム堰袋体の揺動



図 2.6.4.5 貝殻栓

A堰の貝殻栓の摩耗痕は1m以上の長さがあり、上下流方向の揺動幅が大きい。この理由について考察する。A堰の倒伏方法は、水位が倒伏水位に達すると換気口が自動的に開いて空気が抜けることで倒伏する自然倒伏と呼ばれる方法（図 2.6.4.6）である。ゴム堰にはこの他コンプレッサーで空気を抜く倒伏方法もある。A堰の袋体は、空気が抜けきらず不完全な倒伏状態であったため揺動幅が大きくなった可能性がある。不完全な倒伏状態における流体力（抗力 D 、揚力 L ）は流速 V の2乗と力が作用する方向の投影面積に比例する。流れの中に置かれた突起物に作用する揚力は突起物によって流線が曲がり突起物上の流速が増大し圧力が減少することで発生するので、不完全倒伏高さが高いほど揚力も大きくなると考えられる。また、不完全倒伏状態の袋体の下流部で流れが剥離すれば、揺動を促進すると考えられる。

既往の修繕が集中し、今回の被災で損傷穴が空いた箇所は、事務所職員によると洪水時に主流が流れる場所である。この指摘と併せて考えると、被災箇所・修繕が集中している箇所は、横断方向の他の場所に比較して相対的に流速が大きいので、大きな揚力が作用する。揚力は倒伏に抵抗する力として作用するので、A堰の中でも倒伏しにくい場所といえる。また不完全な倒伏状態では抗力も大きいので、摩耗作用が大きくなると推察される。ゴム引布製起伏堰技術基準（案）では2.1.1設計条件において、「4. 起立及び倒伏が確実であること。収縮時には完全倒伏するような構造であること」と不完全倒伏が生じないことが設計の前提となっている。2.1.10袋体倒伏方式の選択の解説では、感潮区間など下流水位が高く流速が小さい場所でも不完全倒伏現象を回避したい場合には、袋体構造・操作方式が複雑となるデメリットがあるが直伏方式を適用することとしている。2.2.7膨張媒体の完全排除では「袋体が収縮時完全に倒伏するよう適切な処置を施さなければならない」とし、解説において給排口閉塞が完全倒伏を妨げること、倒伏時の流速が小さい場合に膨張媒体が完全に排除されても収縮袋体が着床せず水中を漂う状態になることがあること、その場合床版との摩擦あるいは流下物等によって袋体が損傷する可能性が大きいので、このような場合には対策を講じなければならないとしている。参考としてスペーサーあるいは補助排気管の設置が対策として紹介されている。不完全倒伏や袋体の揺動が生じる原因

として、給排口の閉塞と上下流水位が小さく倒伏時の流速が小さい場合を挙げている。特に袋体の揺動は、上下流水位が小さく（＝押しえつける水圧が小さい）倒伏時の流速が小さい場合に生じるとしており、洪水初期の排気倒伏時に揚力が作用して倒伏が遅れる可能性があること・不完全な倒伏状態で揺動が生じることは考えられていない。

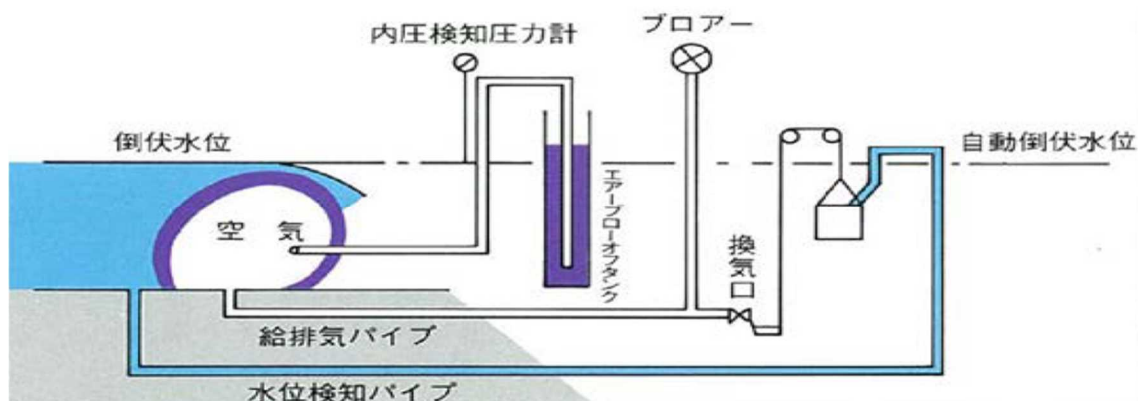
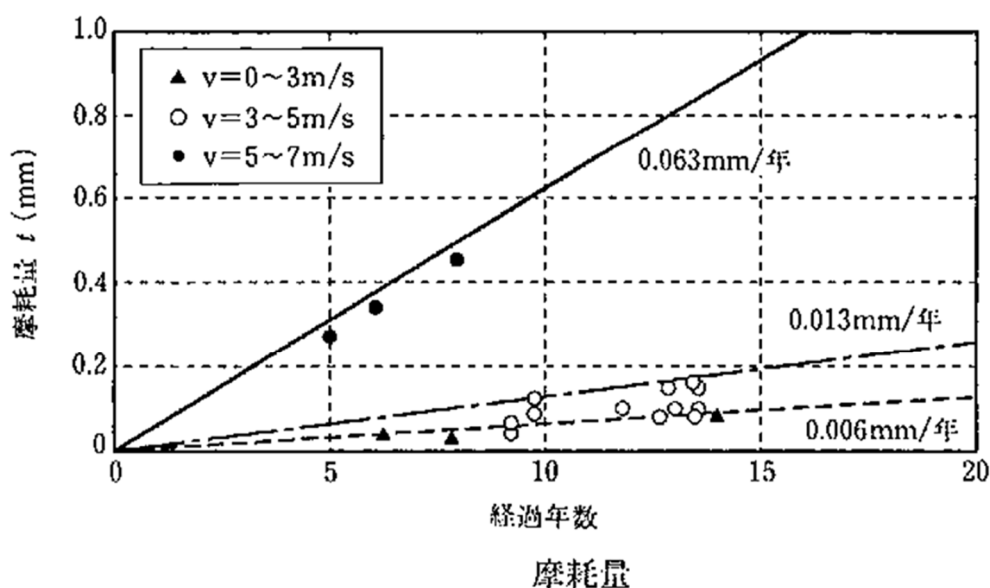


図 2.6.4.6 自然倒伏方式



- 河床材料、掃流砂量、流速、出水頻度が大きい河川で摩耗量が 0.013mm/年 (=ほとんどの堰の摩耗量の最大値) を超過

図 2.6.4.7 袋体摩耗量実績と流速¹⁾

ゴム堰基準（案）2.2.3 外層ゴム厚の設定には、堰設置後 5～14 年のゴム堰の摩耗量が調査されている（図 2.6.4.7）。ほとんどの堰の摩耗速度は 0.013mm/年以内であったが、河床材料、掃流砂量、流速、出水頻度が大きい河川ではれを超える事例が確認されととしている。計画高水時の流速が大きい河川ほど摩耗量は大きく、特に流速 5～7m/s の河川では大きい。基準（案）では、これらの摩耗が大きくなる要因を流砂によるものと考えているが、倒伏時の不完全倒伏と揺動による可能性もあると推察される。

クランプの外れが袋体への損傷穴があいたあとに穴から水が入り込むことで不完全状態となって揚力と抗力が大きく作用したことで起きたのか、損傷穴が空く前から主流であるために不完全倒伏状態となりやすくクランプが既往の修繕を施す前から起きていた2つの可能性が考えられる。

図 2.6.4.8 に示すとおり、A堰の復旧については、損傷穴及び既往の貝殻栓補修跡も含めてパッチ補修（袋材と同じ布をあてて修理する方法）を行い、クランプから袋材が外れていた箇所は再びクランプで固定した。ピーコンのサビ汁こぶは取り除き、揺動による袋体の劣化を抑制するため、下流床版に摩擦係数の小さくなる塗装を施した。

点検及び減災の工夫への反映事項であるが、1点目はゴム堰については、揺動がありうる前提で考えることが有用である。揺動の大きさは断面形状で異なるので、揺動幅が小さい断面形状を選定することが有利である。具体的には半円断面の方が真円断面よりも望ましい（ゴム堰基準（案）2.1.10 袋体倒伏方式の選択）。また、揺動を大きくする不完全倒伏が起こりにくい倒伏方法が望ましい。具体的には空気を強制的に抜く倒伏方法の方が望ましい。

◎ A堰ゲート本体（袋体）の補修状況

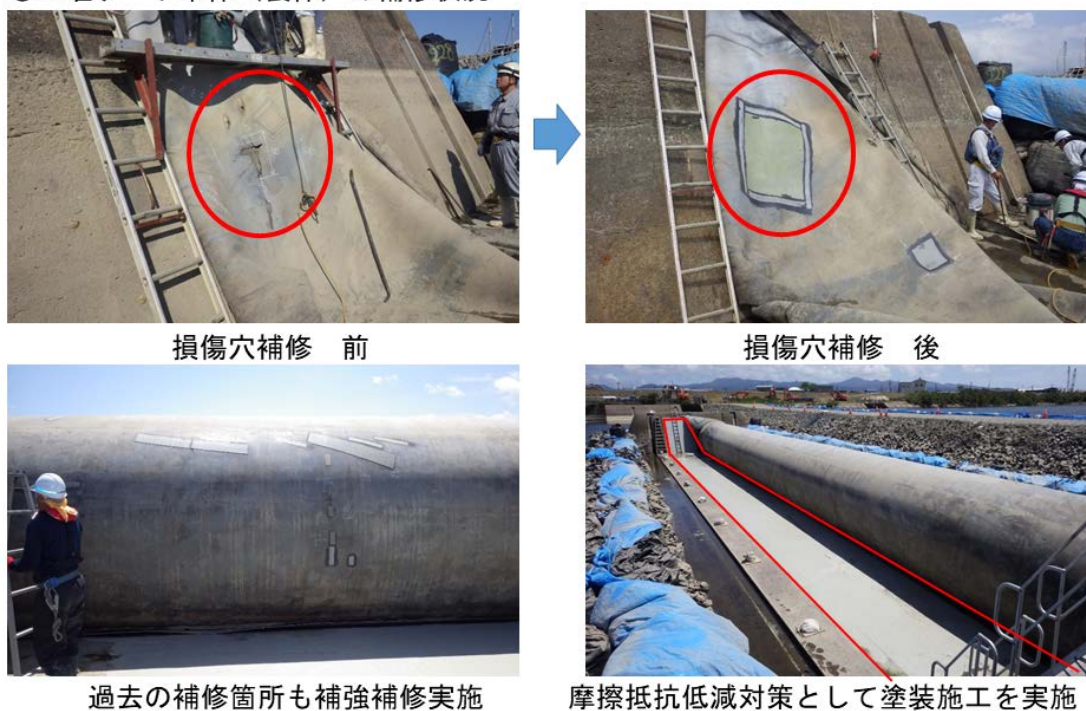


図 2.6.4.8 ゴム堰袋体の補修と改善措置

2点目は、倒伏状態の確認が重要であるという点である。もしも洪水時に大きな揺動、あるいは不完全倒伏状態にあれば、流れの表面に症状として現れる可能性が高い。例えば、不完全な倒伏ならば水面が下がる可能性があるし、揺動であればそれに対応した水面変動があらわれる可能性がある。これらを目視で確認できるよう管理橋を設けることも有用であろう。連続動画を撮影することも有用と考えられる。

3点目は、劣化の予測にチャレンジしていくことが重要である。A堰は2門のゴム引布製起伏堰であり、操作上起伏の回数や時間に差はないが、2門の間で修繕回数に大きな差が生じた。また、図 3.3.4.9 は5門のゴム引布製起伏堰であるS堰である。S堰も5門の間に操

作や倒伏時間に差は設けていないので、劣化は均等に進むと考えられるが、修繕の回数や劣化の症状に差が見られる。A堰では洪水時の主流部であるかどうかで流速に差が生じ、不完全倒伏の起こりやすさが劣化・修繕回数の差につながったとの仮説を立てた。S堰でもA堰と同じように主流であるかどうかで劣化に差が生じている可能性がある。しかし、主流であるという定性的な分析では劣化速度や残寿命を推定することができない。長寿命化計画を作成する時代に入っており、残寿命や複数あるゲートの交換時期の見積もりが重要である。その際、劣化要因に直結する客観的な証拠に基づく劣化予測が有用と考えられる。揺動であれば、揺動の回数や揺れの大きさを計測することが劣化外力に直結すると考えられる。また、振動計測を行うことでゴム堰特有の現象である越流振動（バウンディング）やVノッチ、倒伏後の転石通過に関するデータも得られる可能性がある。複数あるゲート間で揺動や振動を測定し、劣化速度との関係データを得ることができれば、定量的な劣化予測に1歩近づくことができる。洪水時等の袋材の動きを計測することは有用と考えられる。



図 2.6.4.9 複数スパンのゴム堰 劣化の差

4点目は、摩耗損傷穴の原因となるピーコンのサビ汁こぶを定期的に撤去することが重要である。運用後サビ汁こぶが袋体に悪さをしないようにピーコンの位置を配置するよう考えることも有用であろう。

5点目は、ゴム堰の予備袋体を持つことが、早期の機能回復に有用と考えられるということである。A堰については幸い、水替えの間に修理が可能な範囲の損傷であったため、もともと堰が果たすべき取水機能に悪影響を及ぼさずに済んだ。しかし、年数を経て、劣化が生じ始めたゴム堰については、予備の袋体を持っていることが、トラブル時の早期の機能回復につながるのではないだろうか。

<参考文献>

- 1) 建設省河川局治水課監修・財団法人国土開発技術センター（2000）：ゴム引布製起伏堰技術基準（案）,2000.10,山海堂
- 2) 一般財団法人国土技術研究センター（2016）：ゴム引布製起伏堰及び鋼製起伏堰（ゴム袋体支持式）のゴム袋体に関する技術資料 1. ゴム袋体の概要 1.3 ゴム袋体の劣化及び損傷, p8, 平成 28 年 1 月

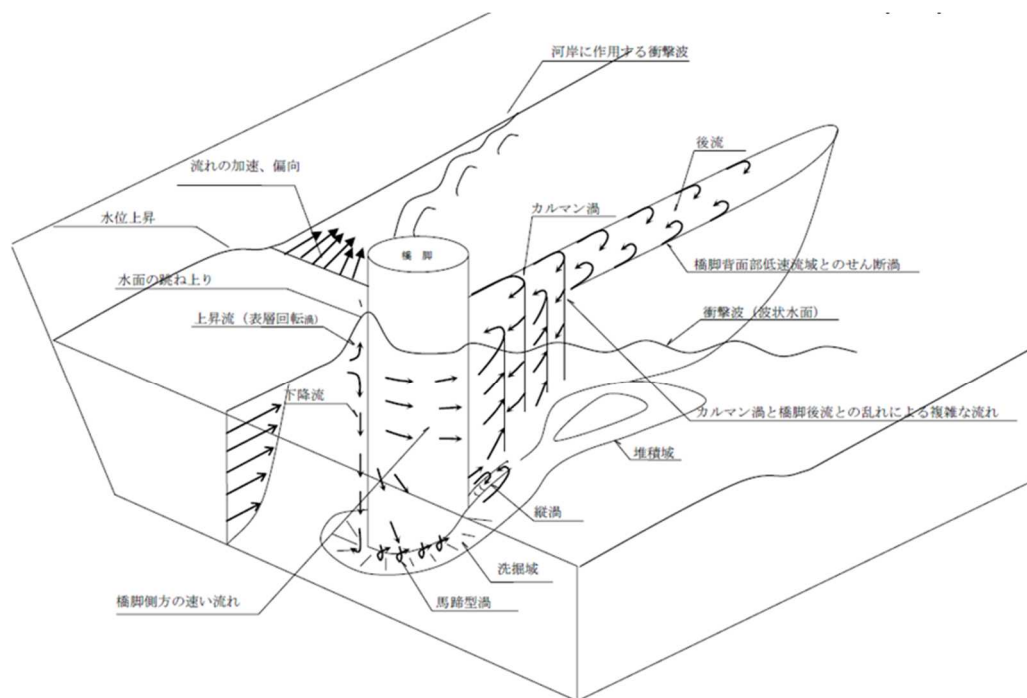
2.6.5 橋脚・桁の沈下

実務者のための新設橋梁計画の手順書である「河川を横過する橋梁に関する計画の手引き(案)」¹⁾は、架橋により生じる水理的課題について、次の4つを挙げている。

1. 橋脚堰上げによる架橋地点上流での水位上昇
2. 橋脚設置による流速増加、偏流による堤防への影響
3. 橋脚設置での掃流力変化に伴う周辺河床変動への影響
4. 橋脚設置での流速増・乱れに伴う橋脚・河岸の局所洗掘

また、橋脚を設置することで生じる水理現象を図 3.3.5.1 のように示し、その水理現象によって生じる問題点を整理している。橋脚周りの洗掘については、水深と橋脚幅等との関係について、水理実験結果、実務に用いられている評価式がまとめられている。

本節は、H28 北海道・東北豪雨で見られた橋脚と桁の沈下被災²⁾について、既往の知見から考察し、点検のポイントと減災の工夫について整理する。



橋脚により生じる水理現象

図 2.6.5.1 橋脚により生じる水理現象¹⁾

橋梁の被災には、流木閉塞、桁・橋脚の倒壊、橋台の沈下・倒壊に加えて、河床の低下や橋脚周りの洗掘による橋脚・桁の沈下もある。

図 2.6.5.2 は、H28 北海道東北豪雨における石狩川にかかる高原大橋の橋脚沈下の被災例³⁾である。高原大橋は、P1～P3 まで 3 本の橋脚があるが、中央の P2 橋脚が桁とともに約 1.25m 沈下したものである。このような被災を受けると橋梁は通行機能を失うので、交通止めとそれによる経済への波及被害は大きい。

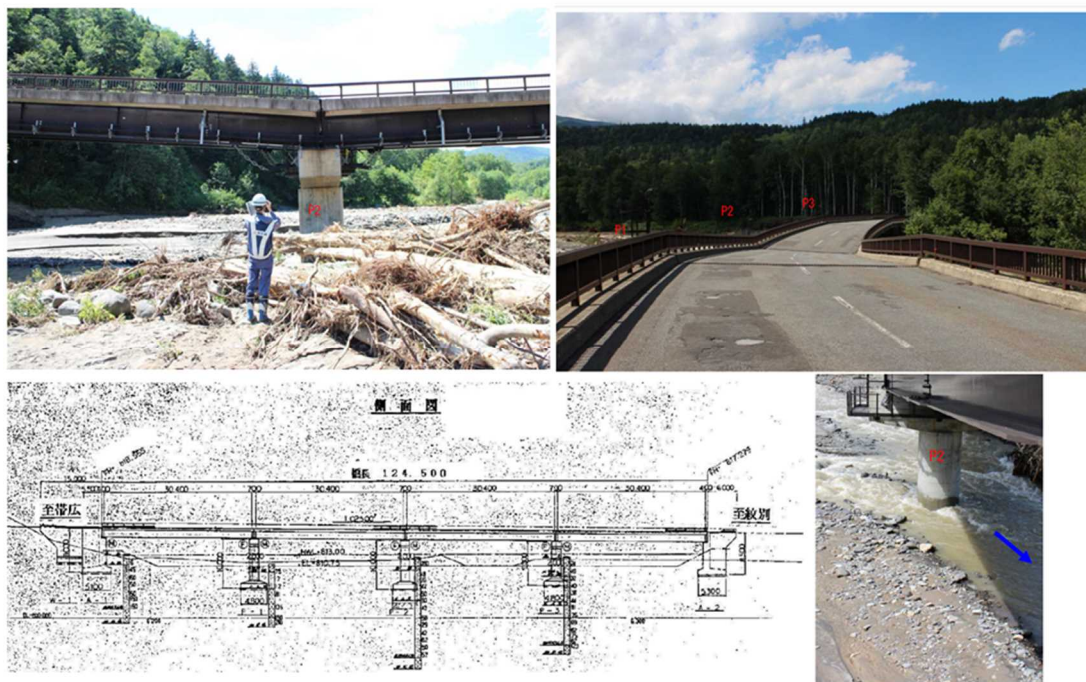


図 2.6.5.2 北海道東北豪雨における高原大橋の橋脚・桁の沈下被災³⁾



図 2.6.5.3 高原大橋被災後斜め写真³⁾

図 2.6.5.3 は被災後の空中斜め写真であるが、橋上流側で川幅が広がっており、橋梁部分で急縮する平面形になっている。また、側面図では高さ 10m の橋脚はフーチングを含めて 4～5m 程度埋まった状態になっているが、被災後の写真では 7～8m 程度は露出して

いる。P2 橋脚部分にはみお筋があたる状況になっている。ピーク流量時に平面的な急縮で水面勾配が急で高流速が発生する状態となって河床低下が生じ、減衰期にみお筋部分あたるようになった P2 橋脚でフーチングが露出し、フーチング周りの洗掘が生じて沈下したものと推定される。

洗掘深と洗掘形状

出典：土木研究所河川研究室(1982) 橋脚による局所洗掘深の予測と対策に関する水理的検討,土木研究所資料第1797号

Z: 洗掘深 D: 橋脚幅(流向方向) Fr: フルード数 h_0 : 平均水深

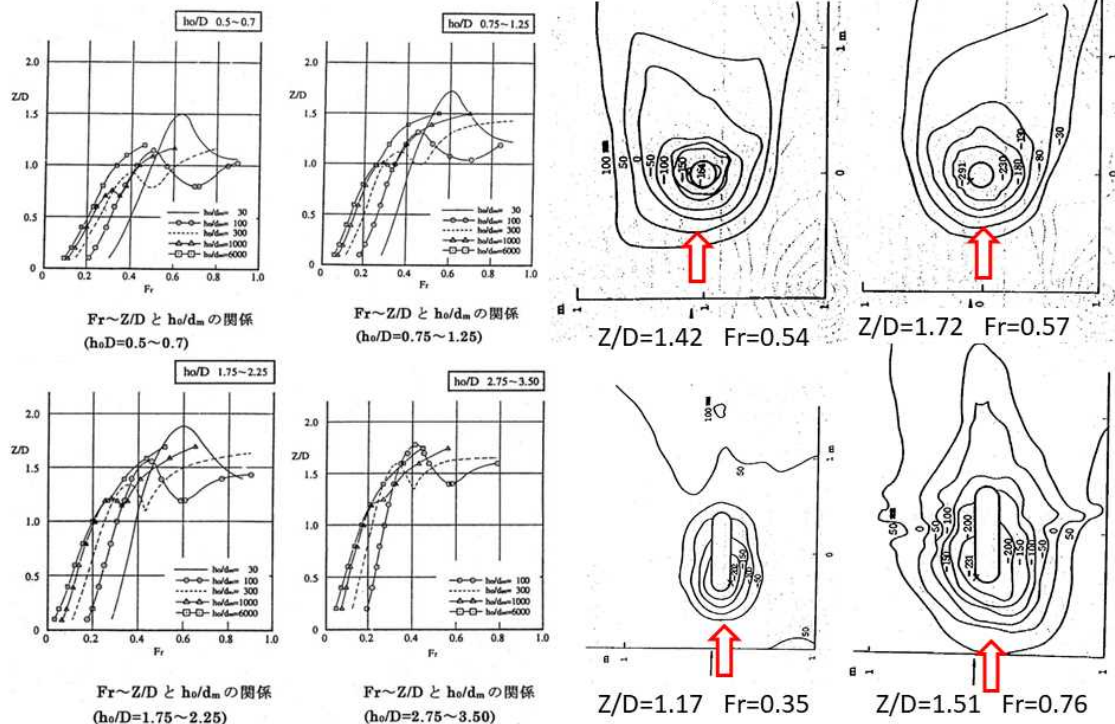


図 2.6.5.4 洗掘深予測図と洗掘形状 4)

図 2.6.5.4 には、土木研究所河川研究室 (1982) 4) の洗掘深推定図、橋脚周りの洗掘実験で測定された洗掘の平面形状と洗掘深 Z ・橋脚幅 D 比等を示した。図から、橋脚周りには橋脚幅 D の 1.1~1.7 倍の洗掘深 Z が生じることがわかる。図 2.6.5.5 は、水理公式集 2) に示される、洗掘深 Z_s /橋脚幅 D と水深 h_0 /橋脚幅 D の関係図である。図から、橋脚幅が大きいほど洗掘深も大きくなること、橋脚の形状が円形よりも方形の方が大きくなることがわかる。フーチングは橋脚よりも幅が広く形状も方形になるので、洗掘深が大きくなりやすいことがわかる。

点検、減災への反映事項 1 点目は、橋脚周辺には橋脚幅と同じ~1.7 倍の洗掘が発生することを踏まえて点検する必要があるという点である。設計図から、橋脚幅の 2 倍程度の洗掘が生じることを念頭に、河床測量データ (平均河床高及び最深河床高) を見る、現地を点検・確認することが重要である。現地確認に際しては、洗掘を考慮した場合に出ることが望ましくないフーチングが露出していないか等を目安にすることがよい。

2 点目は平均河床高が低下した河川において、注意を要するという点である。設計当初は橋脚周りの洗掘を考慮して橋脚の根入れを確保しているはずなので、橋梁設計時よりも

平均河床高の低下、最深河床高の低下が進行している河川で被災が発生しやすい。河床高の測量データを、橋脚周りの洗掘量を踏まえて机上で確認することが有効である。

3点目は、超過洪水時の平面形を踏まえて、橋梁部分で急縮となる場合には、平均河床高の低下も生じる可能性が高いので、注意すべきである。

4点目は、対策である。橋脚周りの洗掘対策としては、根入れを確保するために根継ぎをする方法、洗掘の影響が橋脚根入れに及ばないように根固め工で保護する、帯工・護床工で保護する等の方法が考えられる。被災のおそれがあることがわかっていながら対策をとる見通しが立たない場合には、被災時の通行止めについて、管理者に措置できるようにさせることが重要と考えられる。

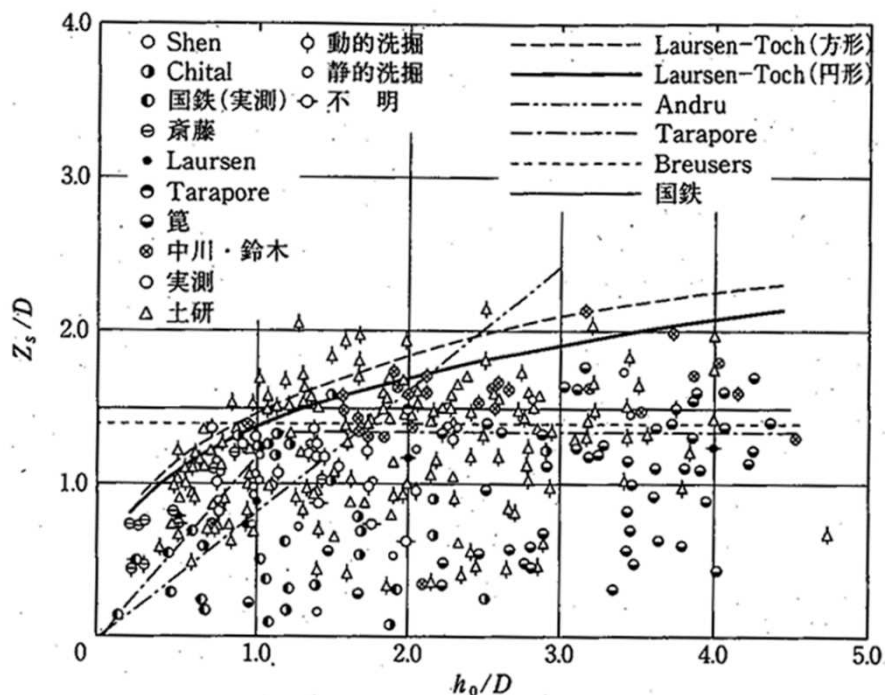


図 2.6.5.5 洗掘深 Z_s/D / 橋脚幅 D と水深 h_0/D / 橋脚幅 D の関係図²⁾

<参考文献>

- 1) 財団法人・国土技術研究センター (2009) : 河川を横過する橋梁に関する計画の手引き (案), JICE 資料第 109001 号, 平成 21 年 7 月
- 2) 土木学会水工学委員会水理公式集編集委員会 (2019) : 水理公式集[2018 年版], pp366-pp367, 2019 年 3 月
- 3) 国土技術政策総合研究所道路構造物研究部・河川研究部・国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所 (2019) : 平成 28 年 (2016 年) 台風 10 号等に伴う豪雨による北海道地方被災橋梁等調査報告 3.橋梁の被害, 国総研資料 1069 号, p6-p45, 2019 年 3 月
- 4) 土木研究所河川研究室 (1982) : 橋脚による局所洗掘深の予測と対策に関する水理的検討 第 3 章橋脚の基部洗掘深の推定に関する検討, 土木研究所資料第 1797 号, p41-p58, 昭和 57 年 3 月

2.7 河川構造物の応答特性

2.7 では、1.及び2.から河川構造物、特に堤防の洪水に対する応答特性をフロー図として整理する。外力作用の幅広い段階の応答特性を整理することで、設計だけでなく、減災や点検等に役立てる点を幅広く抽出することが可能となる。減災への工夫は2.で提案済みである。

本論文の応答とは、図 1.1¹⁾でいえば、「構造物」と「流れ、水理条件（主に洪水）」、「構造物」と「土砂流送⇔河床変動」、「構造物」と「地下水流動、浸透流」の間の相互作用とその結果をいう。相互作用の結果には、構造物の変状、周辺の流れ・地形の変化、構造物部材の材料劣化、構造物の部分破壊・全壊、それらの結果生じる構造物の機能喪失や一般被害への拡大プロセス、構造物の変状・破壊メカニズム、一般被害の拡大メカニズムも含んでいる。応答特性を調べるとは、降雨・洪水という作用、降雨波形や洪水流による水位や流速の時間波形という外力に対して、構造物がどのように応答（英語でいう **reaction**、**response** の両方を含む）するのか、被害を受ける主体の堤内地やそこに住む住民・資産がどう応答（英語でいう **reaction**、**response** 両方含む）するのかを既往の被災・災害や水理実験等から知り、整理することである。

構造物の応答には、変形・破壊・流木等のトラップや周辺・上下流への影響等目に見えるものから、堤体内の浸潤面や基礎地盤・堤体内土層の間隙水圧等目には見えないが測定が可能なもの、応力や歪みの分布・局所的に集中した土中の流れ等実質的に測定が不可能なものまでである。

堤内地や住民・資産の応答は、氾濫流・堤内地盤の侵食と土砂堆積、溺死・行方不明等の人命損失やケガ、建物の浸水・破壊損傷・流失、自動車・家財の浸水故障、道路・鉄道等交通インフラの通行止め・路盤流失や車両天気設備故障による機能喪失、電気・水道等のライフラインインフラの切断・機能停止、それらが波及しての経済被害、復旧・復興の成功・失敗等幅広い。そこには心理・社会経済構造等も深く関係する。

2.1～2.5 で実施した検討・考察と既往研究や文献の知見から堤防の洪水に対する応答特性と河道特性の関係を表 2.7.1 にまとめる。図 2.7.1～2.7.4 は堤防破壊メカニズム別の洪水応答特性をフローに示したものである。図 2.7.1 は侵食（護岸も含む）破壊、図 2.7.2 は堤防一般部の浸透破壊、図 2.7.3 は樋門と周辺堤防の浸透破壊、図 2.7.4 は越流破壊についての応答特性である。図 2.7.2 と図 2.7.3 の下図は、施工等の背景を除いた洪水時の応答特性を詳細に示したものである。図では、文字の色分けとして、洪水流の作用等主要な外力・起因にあたるものを青字で示した。構造物を中心とする洪水に対する狭義の応答を赤字で示した。紫字は一般被害の発生・拡大について示している。

応答にあたる部分が、流れや地形変化との相互作用を含むため材料力学に立脚する構造設計のようにすっきりと整理することは困難で、外力と荷重と反応である作用が混在したものになっている。また、図 2.7.1～図 2.7.4 ですべての応答を書き切っているとは限らない、未知の応答があるかもしれないことにも注意が必要である。

一般被害の発生・拡大も含むので、減災のためには本来は、構造物の応答だけでなく、堤内地の応答²⁾、人間³⁾・社会の応答⁴⁾も整理されることが望ましい。それについては、減災の工夫という観点から 3.1 で述べる。被害の軽減を目的に、堤防に限らない洪水に対する河川構造物の応答特性について概念図として示したものが、図 1.2 である。この図は、藤田ら（2000）⁵⁾が堤防を念頭に、外力の発生から構造物の破壊、被害の発生拡大までを表した図に加筆したものである。

表 2.7.1 河道特性と注意すべき堤防の洪水応答特性

セグメント	侵食	浸透（一般部）	浸透（樋門周辺）	越流
M	<ul style="list-style-type: none"> ・表面侵食：全川 ・側岸侵食：砂州水衝部 	<ul style="list-style-type: none"> ・基礎地盤礫層被圧部（パイピング） ・堤体浸潤面上昇 	—	<ul style="list-style-type: none"> ・越流水深大区間 ・3次元形状凹部 ・堤内地水深小 ・堤体土耐侵食力小（砂堤体（引張り破壊応力小）、植生根毛量小、モグラ・イノシシ採餌、人車損傷箇所）
1			—	
2-1	<ul style="list-style-type: none"> ・表面侵食：高水敷狭い箇所、堤体土耐侵食力小（砂質土、植生根毛量小、モグラ・イノシシ採餌、人車損傷箇所） ・側岸侵食：高水敷狭い箇所 	<ul style="list-style-type: none"> ・基礎地盤礫層被圧部（旧川跡、パイピング） ・堤体浸潤面上昇 ・堤体パイピング（キツネ・アナグマ・ウサギ巣穴） 	<ul style="list-style-type: none"> ・透水層上部被圧土層開削水路（噴砂） ・圧密沈下支持杭構造函体抜け上がり箇所（ルーフィング・浸透路長減、境界部堤体緩みで浸透破壊） 	<ul style="list-style-type: none"> 同上 風浪越波区間
2-2	<ul style="list-style-type: none"> ・護岸安全性：高水敷狭い箇所・水衝部 	<ul style="list-style-type: none"> ・基礎地盤砂層被圧部（旧川跡、パイピング） 		
3	<ul style="list-style-type: none"> ・護岸安全性：高水敷狭い箇所・水衝部 ・風浪侵食安定性 	<ul style="list-style-type: none"> ・堤体浸潤面上昇 ・堤体パイピング（キツネ・アナグマ・ウサギ巣穴） 		
湖沼	<ul style="list-style-type: none"> ・風浪侵食安定性 	同上		風浪越波区間

※網掛けの色の濃さは、要注意の度合いの強さを示す

主な加筆は 2 点ある。1 点目は左側に、土層構造把握の限界等から残存するリスクである浸透破壊に代表される設計外力以下で発生する変状・破壊を表現した。右側には、復興局面を加え再建・復興遅れ等を広義の被害と捉えて表現した。なお、本論文の検討対象は、赤枠で囲った復興の途中までである。

2.1 で述べたとおり、洪水流、河床変動、洗掘、堤体及び基礎地盤の浸透破壊照査法等構造物の設計条件を決める研究は多数行われてきた。根固め工や護床工などのブロック必要重量を評価する研究も進んでいる。堤防の浸透についても、研究が進捗しており堤体浸透と評価方法について方法が提示されている。強化方法についてもドレーンによって堤体内の浸潤面を下げる、川表からの浸透を抑制するために止水矢板を打つ、護岸裏に遮水シートを入れる等の理屈に適った方法が提示されている⁶⁾。パイピングについては研究途上ではあるが、応答に関する知見は増えており、堤体浸透と同様に強化工法はある⁶⁾。

行政のニーズは限られた投資の中で、いかに効率的に計画・設計以内の堤防の信頼性を高めるかが追求されている。その際、長寿命化計画を作成し、維持管理費用を縮減することが追求されている。一方で、顕著な構造物被害、大きな水害被害が出るのは設計を超過する洪水によってである。経験的とはいえ、これまで積み上げてきた設計法が妥当であるがために、設計を超える洪水で構造物の顕著な破壊が起こり水害被害も出ているともいえる。被害を受忍せざるを得ない住民のニーズは行政ニーズと一致しているとは限らない。河川管理の実務では直面する機会が多い設計を超えた状態における応答特性を把握し、それを反映した被害軽減の工夫を施して効果を出すことで、地域全体のレジリエンシーを上げることである。そのためには、高度で精緻な設計を組み立てることに加えて、大胆でも効果が上がるチャンス・確率を高める工夫を幅広く多重に施していくと組みが必要である。本論文が対象とする破壊と一般被害の拡大のプロセスの中で構造物を中心とする洪水に対する応答特性の知見を積み上げるとり組みはそこに貢献できるものである。

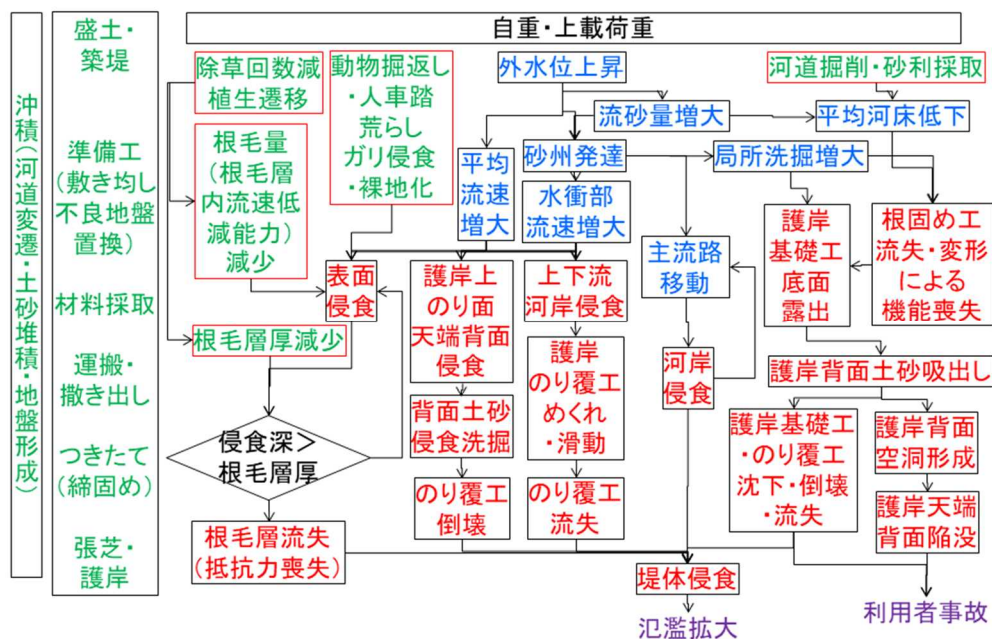
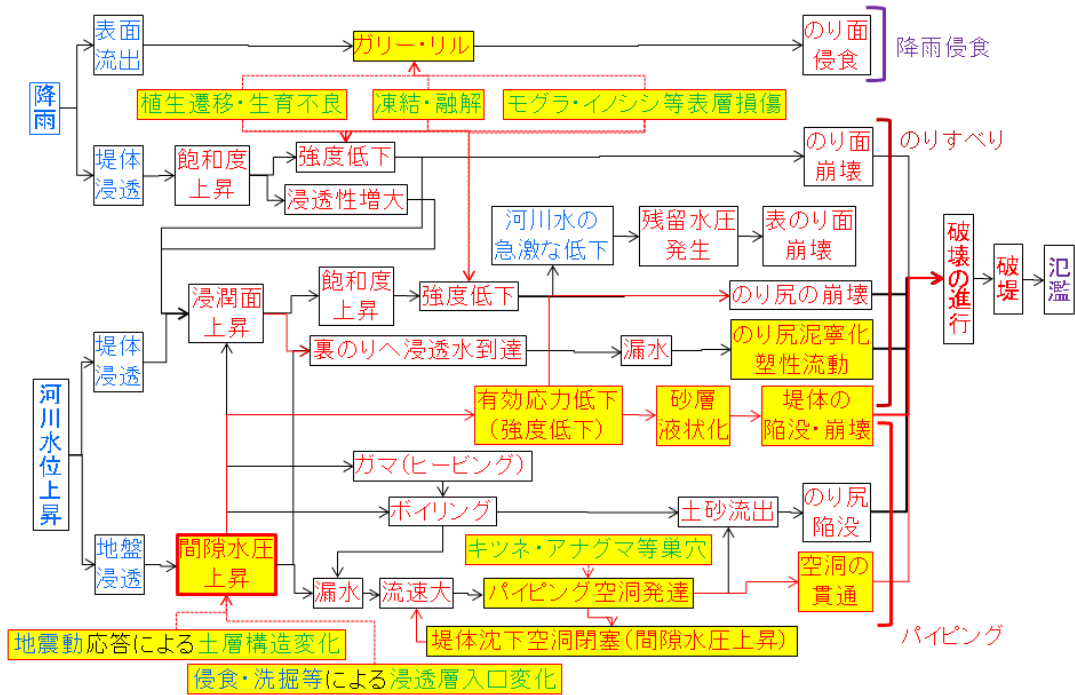
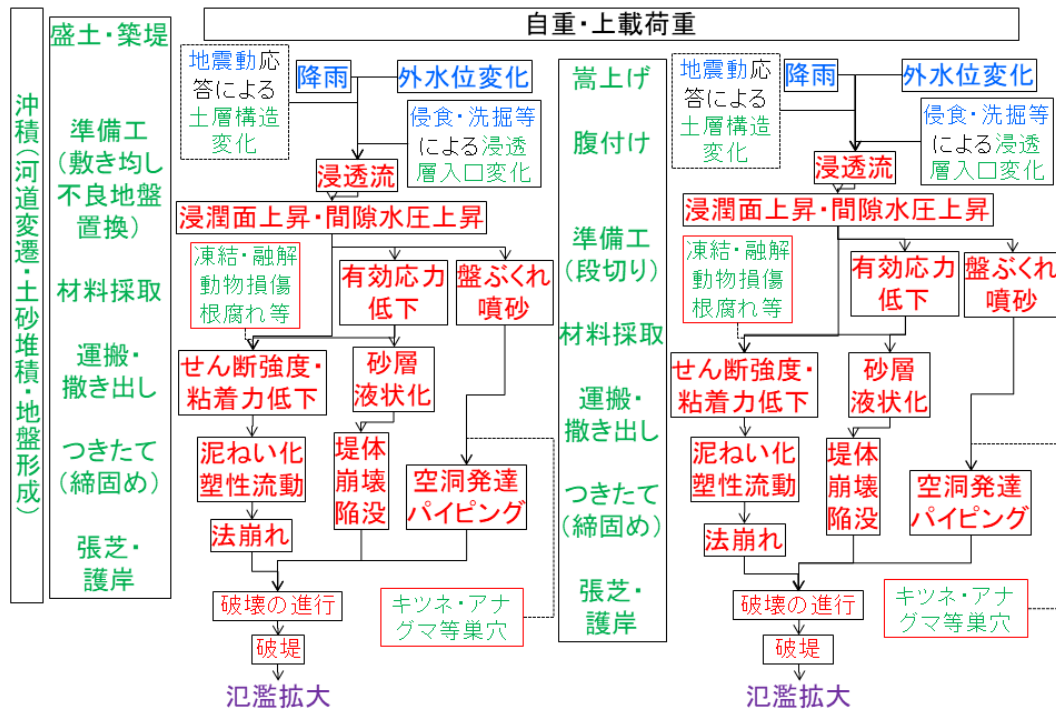


図 2.7.1 洪水に対する応答 堤防・護岸の侵食破壊



出典: 中島秀雄(2003),図説 河川堤防,技法堂出版,p89,2003.9 (に加筆修正)

図 2.7.2 降雨・洪水に対する応答 堤防の浸透破壊

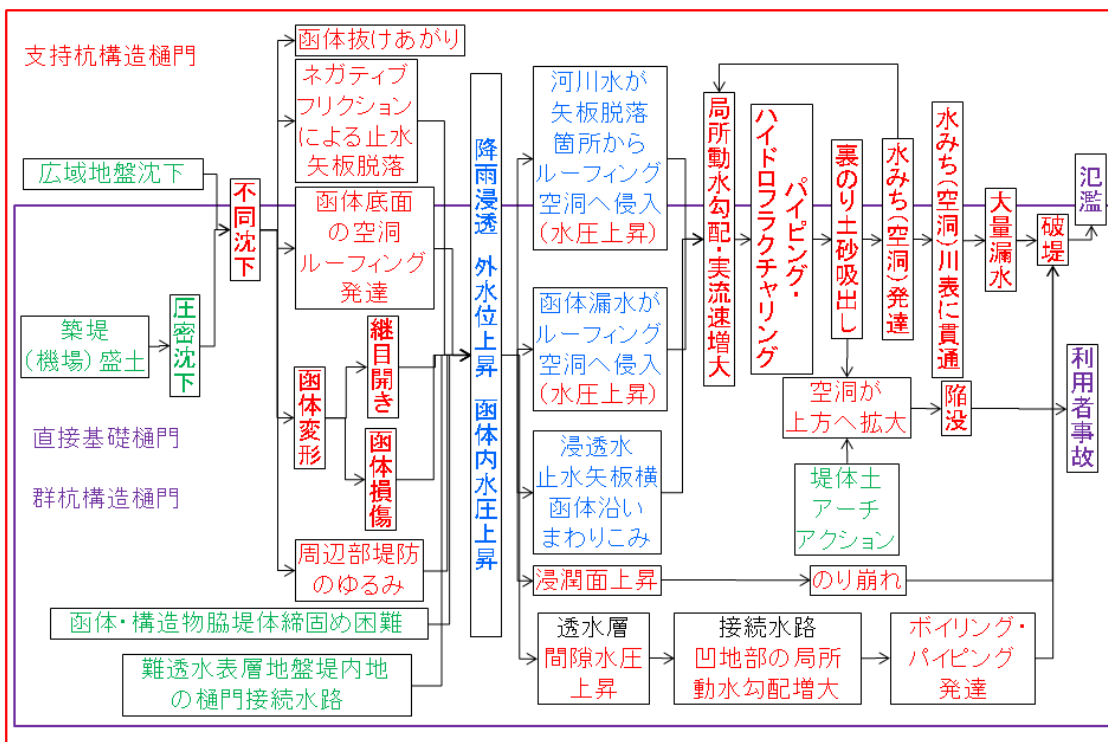
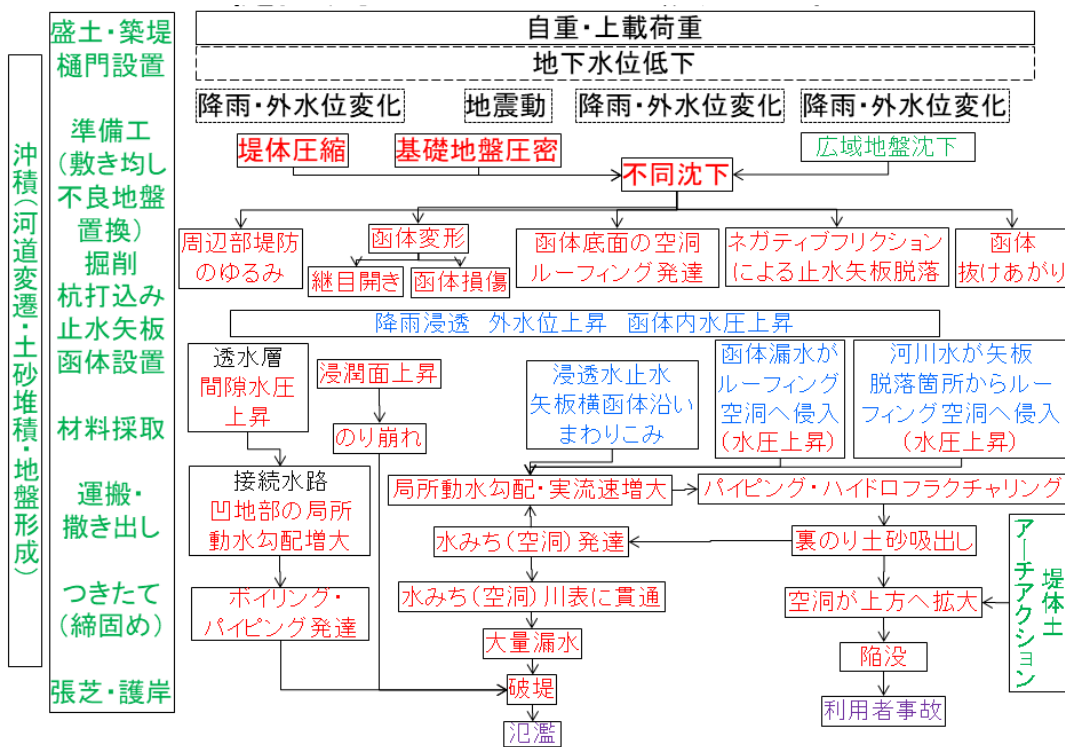


図 2.7.3 洪水に対する応答 堤防と函体接続部の浸透破壊

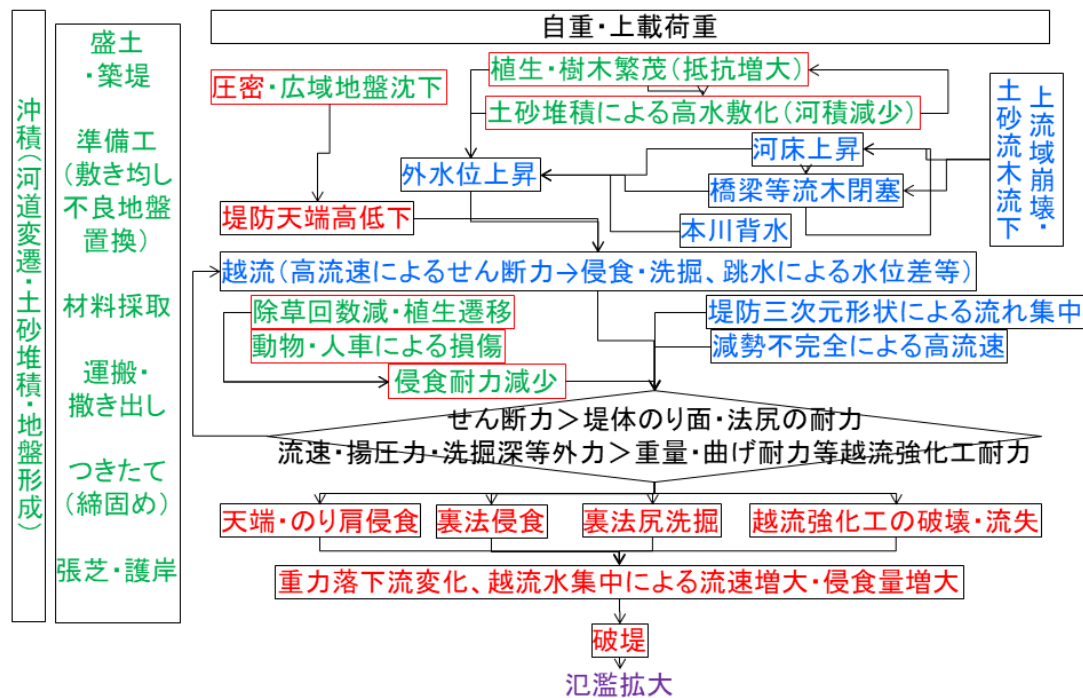


図 2.7.4 洪水に対する応答 堤防の越流破壊

本論文の主題ではないが、破壊現象に着目することと設計の関係について整理しておく。現在整理されている河川構造物の設計思想、特に許容外力（図 1.2 における「構造物設計想定」外力）の決定方法は、破壊現象との関係で整理すると 3つの考え方に分けられる。1つは、過去、現地に作られた構造物が壊れなかった実績外力を収集整理して、許容外力を決定する経験工学・実績主義的方法である。2つめは、許容外力を決めるのではなく、破壊が生じるおそれのある外力作用状態を設計段階で避ける方法である。3つめは、破壊（限界状態）までの構造物の外力に対する応答特性と耐力評価を行った上で、何らかの安全率を見込んで許容外力を決定する力学設計法である。

第一の経験工学・実績主義的設計法では、構造物の破壊メカニズムや耐力発揮メカニズムは明確でないが何らかの外力指標（堤防でいえば「水位」あるいは「余裕高」）を設定し、現地の施工実績と経験外力、被災を受けた実績と受けなかった実績に関する外力資料を収集して、実績外力の大きさ、外力の大きさと被災の有無・頻度・程度の関係から構造物の許容外力を決める場合が多い。破壊メカニズムの洞察と外力指標の取り方、耐力要因の分類が適切に行われていれば、図 1.2 の「構造物設計想定」と「構造物災害発生」の差、「構造物災害発生」と「破堤」の差について信頼性の高い評価が可能である。反対に、間違った破壊メカニズムの推定や外力指標の取り方、耐力要因の分類が行われた場合には、それらの差の評価は難しい。

第二の破壊が生じるおそれのある外力作用状態を避ける設計思想・設計法とは、現行の堤防設計そのものである。2.5.5 で触れたとおり、越流は堤防の天端・裏のり・堤内地地盤に高流速の流れによる大きなせん断力を作用させる。堤防の設計では、危険な状況を生みやすい越流が生じないように、計画堤防高から余裕高を引いた計画高水位を設計外力とする。河川改修は、計画高水流量を想定している雨が流域に降っても計画高水位を超えない河道となるよう計画・設計される。計画通り改修された河川に想定した降雨が降っても流下す

る洪水は計画高水位を超えない。この状態は堤防にとって図 1.2 における「構造物設計想定」→「構造物災害発生」状態とは無関係な左側に位置していることを意味する。しかし、改修が途上である場合には計画で想定した雨が降っても流下する洪水流量が計画高水流量を上回る、あるいは計画高水流量を上回らなくても河道の改修が間に合っていないので流下能力が不足して水位が計画高水位を上回り越流する状態が生じ得る。後者の場合には、図 1.2 の外力を洪水流量と見れば、流量は設計で想定しているものと同じにも関わらず、堤防にとっての設計外力である水位が設計で想定していない越流状態となり、安全を保証していた前提が失われて「構造物の安全度低下、機能低下」が生じ、「構造物の災害発生」が左にシフトしている状態であることを意味する。

第三の力学設計法は、図 1.2 における「構造物設計想定」～「構造物災害発生」（～「破堤」）のプロセス把握と外力-耐力関係の定量評価に関する情報を、実験、試験、現地災害情報等により収集した上で、工学的判断により安全率をとり、許容外力を決定するものである。この設計法については「構造物設計想定」と「構造物災害発生」の差（や「構造物災害発生」と「破堤」の差）の評価が可能である。近年では、安全率を設定する設計法よりも、構造物材料の耐力のバラツキや外力評価のバラツキが正規確率に分布するとの仮定の下、設計目標として与えた信頼性指標、破壊確率（限界状態超過確率）を満足するよう設計する信頼性設計法、信頼性設計法の考え方を取り入れた限界状態設計法が指向されている。いずれにしても、構造物災害発生の外力（設計外力）を精緻化して・確率表現して求めようとする設計思想であり、一般被害の発生・拡大過程を直接に制御するという思想ではない。

氾濫による被害発生を前提とし、一般被害の発生・拡大過程を制御し、再建・復興を失敗せず成功させることにより希望を持つ「減災」を行うためには、破壊現象は力学設計の思想で理解し、一般被害の発生・拡大のプロセスを把握し、復旧・復興の失敗と成功を分ける要因に深い洞察をもって、有効な施策を総動員することが重要である。

<参考文献>

- 1) 土木学会水工学委員会水理公式集編集賞委員会(2019):水理公式集[2018年版]第2編河川砂防第7章河川構造物の水理, p340, 公益社団法人土木学会, 丸善出版
- 2) 例えば、原野ら (2016): 現地の樹木等を含む地盤供試体を用いた水理実験, 土木学会論文集 B2(海岸工学), 第72巻2号, p. I_1687-I_1692, 2016年
- 3) 例えば、辻本哲郎監修・林春男他著, 豪雨・洪水災害の減災に向けて ソフト対策とハード対策の一体化 第3編生活空間と水災危機管理 第9章 7.13 新潟水害の犠牲者に学ぶ, p-p, 技法堂出版, 2006.5
- 4) 例えば、甲村謙友 (2011): 震災復興・戦災復興の成果・失敗とその反省を踏まえて～東京の失敗を東北に持ってくるな!～, 国土政策研究所講演会, 平成23年5月30日(月), JICE REPORT vol.20, p21-p31, 2011.12,
http://www.jice.or.jp/cms/kokudo/pdf/tech/reports/20/jice_rpt20_03.pdf
- 5) 藤田光一・諏訪義雄 (2000): 減災システム整備における河川堤防技術, 河川技術に関する論文集, 第6巻, p1-p6, 2000年6月
- 6) 独立行政法人土木研究所 地質・地盤研究グループ土質・振動チーム (2014): 河川堤防の浸透に対する照査・設計のポイント (平成26年7月版),
<https://www.pwri.go.jp/team/smd/topics-seepagepoints.html>

3. 応答特性を踏まえた減災（氾濫流制御）と実現上の障害

3.1 堤内地の応答特性と減災

3.1 では、堤内地においても力学的、社会的な応答特性があることを、既往の災害関係の分析調査報告書や文献等から引用抜粋・考察し、減災上の工夫に役立つ点を整理した。3.1 は、3.1.1 堤内地の応答特性（応急段階）と減災と 3.1.2 堤内地の応答特性（再建復興段階・準備段階）と減災からなる。

3.1.1 堤内地の応答特性（応急段階）と減災

3.1.1 では、堤内地における応急段階（被害の発生・拡大過程）を中心とした応答特性について、既往の災害調査報告書等から考察した。3.1.1.1 浸水の頻発に伴う生産の場・生業の喪失による貧困スパイラル、3.1.1.2 氾濫流の流体力による溺死・建物流失 土石流・山地河川洪水、3.1.1.3 土砂・流木流下による氾濫助長と橋梁閉塞、3.1.1.4 中下流域での破堤氾濫による被害、3.1.1.5 死者・行方不明者を増大させる要因、3.1.1.6 低平地の浸水長期化（生活の場を失い避難生活を余儀なくされる）、3.1.1.7 浸水災害ゴミの発生、3.1.1.8 インフラ機能喪失（ライフライン切断）被害、3.1.1.9 波及被害（体温低下・原発放射能等）からなる。

3.1.1.1 浸水の頻発に伴う生産の場・生業の喪失による貧困スパイラル

3.1.1.1 では、浸水被害のうち、収入を得るための土地が生産基盤として機能しない状態について、木曾三川右岸側、坂川堀継ぎ前の下谷、五十嵐川左岸堤整備前を例として考察した。また、バングラデシュ等途上国において災害を繰り返すことで生じる貧困スパイラルについて紹介し、前述した日本の氾濫原について推察した。このような状態では災害頻度を減らすインフラ整備が重要であるが、貧困スパイラルに落ち込む可能性がある被害者層に対して、金融インフラの整備や災害対策事業に従事する機会を設ける等再建までの間収入を得る手段を用意することも重要である。以下に詳述する。

浸水被害の1つは、土地が利用できなくなることだ。「洪水との共存」を提唱している人もいるが、減災は「洪水との共存」ではない。ナイル川やバングラデシュのハオール等雨季と乾季が明確に分かれた洪水であれば、日本の雪国のように農業の前提として共存することは可能だろうが、日本のような数年に1回の洪水との共存は難しい。明治改修前までの木曾三川の御囲堤右岸側¹⁾にしても、坂川堀継ぎ前の下谷²⁾にしても、五十嵐川左岸堤築堤前³⁾にしても、苦しんだのは「3年に1度収穫があればいい方」、「水腐れ」により農地として使えないことであった。このような土地を堤防によって外水氾濫の頻度を減らし、排水施設を整備することで乾田化し農地として利用可能にすることが明治前半までの治水行為である。これらの開発された低地の少なくない範囲はその後、産業構造が変化し都市化が進展する中で、さらに安全性を高める努力とインフラ整備を重ねて農地から可住地に変えて現在に至っている。

水害・災害によって収入の道が絶たれることで貧困スパイラルに陥る応答特性が、インドやバングラデシュの高潮災害事例から分析されており⁴⁾洪水氾濫も含めた形で要約して紹介すると以下のとおりである。図 3.1.1.1.1 は、バングラデシュのサイクロン災害による間接被害・波及被害も含めた被害拡大の概念図である。

貧困者や生活に余裕のない人は、たとえ直接被害で死を免れたとしても水害・災害によって低所得者層の一家で稼ぎ手が亡くなる・病気になると、その時点で収入の手段がなくなる。家畜によって小作としての生活の糧を得ていた人は家畜が死亡すれば生活の糧を失う。被害を受けた家屋の復旧や家族のヘルスケアのためには、蓄えを使う必要がある。低

所得者層には蓄えがない場合も多いので、家畜が死ななかつたとしても失った家財・財産を回復するため売却する収入・職業を得るための重要な労働力であり資産でもある家畜やなけなしの土地を売らざるを得ず、仕事・収入を得るための手段・競争力を失う。失った生産手段（漁業なら漁船）を回復するために借金をすることになるが、バングラデシュの田舎では（担保を持たない）低所得者向けの融資インフラはなく、年利 100%の高利貸から借りるしかなくなる。借金を返す前に再び災害に見舞われれば、借金を返すことができなくなり資産を持たない肉体労働者や物乞いになる貧困スパイラルに落ち込んでいくしかなくなる。

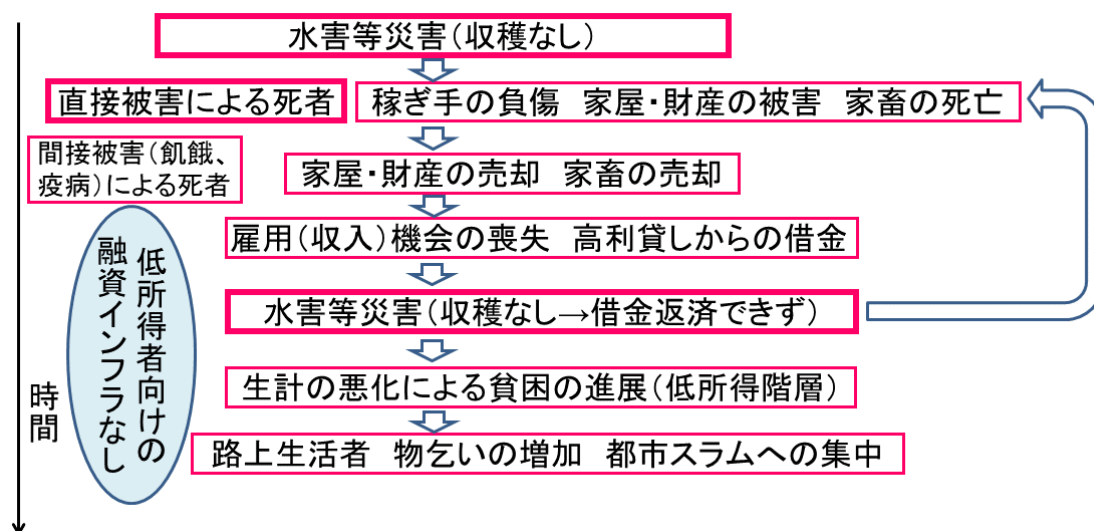


図 3.1.1.1.1 水害（バングラデシュサイクロン高潮等）による被害拡大過程

一方、資産所有者は仮に被害を受けても、生活の糧である家畜や道具等を買って回復することができるので、生活再建も早い。場合によっては、低所得者層ははじめ被災者の生活再建に必要な家畜・道具を売ることによって資産を増やす場合もある。このようにして貧富の差が拡大する。

減災としてレジリエンシーを考える場合には、このようなメカニズムも理解しておく必要がある。明治以前の日本がこれと同じだったということは断言できないが、大地主に農地が収斂されて小作化していく経過は似たような構造だったと考えられる。

浸水常習地帯における減災は、堤防や排水路・排水機場を整備することにより浸水頻度を下げる防災インフラ整備、すなわち土地開発が特効薬である。防災インフラの整備は公助である公共事業を待っていればよいのではない。坂川堀継ぎ²⁾の例でも、五十嵐川左岸堤整備³⁾でも、地元の意志によって防災インフラ整備は着手されていることに注目しなければいけない。その時点の人口・資産の集積度から被害ポテンシャルを計算し、機械的に防災インフラを整備しているのではない。地域の自助・共助の創意工夫等努力がその後の公共事業による防災インフラ整備につながっているのである。

津波の教訓を伝える道徳読本「稲村の火」のモデルとして有名な濱口御陵による広村堤防（1854 安政東南海地震津波をきっかけに建設）の建設は、単なる自助としての防災インフラの整備ではなく、地元被災者が堤防建設に携わることで被災後の収入の確保も意図した1石2鳥の取り組みであった⁵⁾。ヤマサ醤油の経営者であり、学校整備等で人材育成にも

取り組んでいた視野の広い人ならではの発想と取り組みである。延長 652m とそれほどの延長がある堤防ではないが、約 4 年かけて整備しているのは、収入の道を確保することによる被災者の復興支援を考えてであったと推定される (図 3.1.1.1.2)。

宝永津波 (1707) 直後に整備された佐伯の防潮堤⁶⁾は、新堤 1.3km を含む総延長約 4km (図 3.1.1.1.2) を 2 ヶ月で完成させている。1707 年 (宝永) と 1854 年 (安政) の時代の違い、藩が実施した公共事業と民間が実施した事業の違いもあろうが、事業実施意図 (佐伯防潮堤：一刻も早い津波の不安解消、広村堤防：津波防災+被災者生活再建支援) の違いが最も大きな要素であったと考えられる。3.1.2.2 で触れるお手伝い普請や国役普請による災害後の公儀の河川普請も、被災地住民の雇用による生活支援を強く意識している。

大分県佐伯市の津波防潮堤は広村堤防 (1854) 以前の宝永津波 (1707) をきっかけに建設された。磯田 (2014) ⁶⁾により紹介されているので引用する。

(中略) 全国的にあまり知られていないが、これ (注：広村堤防) よりもさらに 150 年前、九州で長大な津波防潮堤が築かれていた。大分県の佐伯に 2 万石の小さな大名がいた。

(中略) 宝永 4 年 (1707 年) 10 月 4 日、6 代藩主毛利高慶のとき、宝永津波が佐伯を襲った。佐伯毛利家は水軍で有名。海に近い浦方を拠点にしていた。そのため、佐伯城下は 3.5 ~ 4m といわれる津波の被害をまともに受けた (羽鳥徳太郎「九州東部沿岸における歴史津波の現地調査」)。

6 代藩主が驚くべきリーダーシップを発揮したのは、この時であった。津波の直後、城下町全体を防潮堤で守ることを決意した。なんと被災 17 日後から着工。二ヶ月の突貫工事で、新堤防 1.3km を含む総延長約 4km の防潮堤を完成させた。藩主高慶自らが現場に出て工事を督励。動員された労働者はのべ 3 万 4793 人に達したという。

(中略) おおむね 1700 年頃までの近世武士は行動的で決断が速かった。しかし、平和が続き、世襲が重なると、近世武士は行動が格式張ってきて「機能的」でなくなる傾向が見られた。(以下略)

この 2 事例とは対照的な被災直後の防災インフラ整備における失敗教訓事例を、磯田 (2014) ⁷⁾から引用する。被災者の生活再建を無視して防災インフラ整備を強行したことによる失敗教訓事例である。

台風は藩をも吹き飛ばした。そしてこの台風が引き金となり、大名が領地を召し上げられることになった。静岡県袋井市浅羽庄一帯を襲った 1680 (延宝 8) 年閏 8 月の台風と高潮はなんと、藩まで吹き飛ばして沈めてしまった。浅羽庄は戦国時代以前から高潮に襲われてきた。(中略) 江戸初期に幕府の役人伊奈備前守が「浅羽輪中へ水、入らざるように」、川の流れを付け替え、天然の砂丘堤防を利用した防潮堤も築いていた (『長溝村開発由緒書』)。

しかし、1680 年 8 月の台風による高潮はこの防潮堤を乗り越えてしまい、浅羽庄のそばにある横須賀城の城内にまで高潮が入り込んだ。城主は本多越前守利長。この大名が高潮被害の対処を誤り、破滅していくさまは『横須賀根元歴代明鑑』という記録に詳しい。(中略) 城でも 3m 近い浸水とはすごい。領主本多家は、高潮で大砂原と化した領地を見て茫然とした。このままではいけないと、領土である浅羽庄全体を囲う大防潮堤＝大囲堤の建設に着手した。この堤は高さが約 5.5m、総延長 14km (図 3.1.1.1.2)。被害を受けて 4 ヶ月後の翌年「正月より普請 (土木工事) をはじめ」ている。

ここで悲劇が起きた。領主本多家はこの工事を行うために農民から過酷な徴発を始めたのである。大防潮堤の建設には延べ人数で「5 万人あまりかかり、この人数は (本多家) の領地の村々・城下の町人にまで割り当てられ、(被災農民への) 扶持米も与えず強行された」。

つまり、本多家は本来領民を守るはずの大防潮堤を、飢える農民をただで働かせ、無理

矢理造らせた。そのため、農民は高潮で家も食料も失い、田畑は塩害で収穫が見込めないなか「百姓困窮第一也」と悲惨な状態になった。通常このような激甚災害の場合、領主は年貢を引き下げる。領民が逃亡するからだ。

ところが本多家は信じられない命令を出した。年貢米を総石高の6%引き上げたのである。現場の地方役人は反対したが、増税を強行。「百姓どもアキレ果て、のきぞるばかり也」とある。本多家は大庄屋の裁量で領民を監視する足輕を巡回させ、年貢を督促。払えない百姓は弾圧した。「(百姓の)女房を水田の中の竹矢来(牢屋)に、昼夜十二月末まで水の中に置いた。男は縛り、裸で寒中、水を浴びせ、凍えさせ殺した村もあった」。

幕府が動いた。高潮から2年後、本多家はさすがに幕府から非道をとがめられ、横須賀5万石を改易となった。のち出羽村山(山形)に一万石を与えられている。

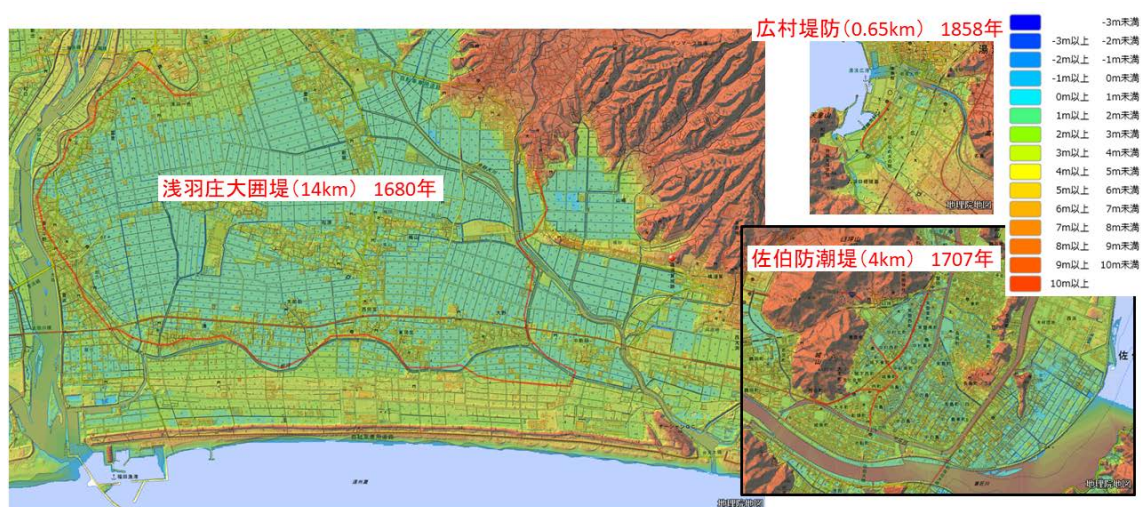


図 3.1.1.1.2 浅羽庄大囲堤 (1680)、佐伯防潮堤 (1707)、広村堤防 (1858) 同縮尺比較

ハードの防災インフラ整備だけでは、貧困スパイラルは解消されない。ハード防災インフラ整備の効果を高めるためのとり組みを合わせて実施することが重要である。ハードインフラ以外の参考となる取り組みとして、マイクロクレジットについて紹介する。農村人口の多いバングラデシュで貧困率削減に寄与したといわれているのが、2006年のノーベル平和賞受賞者となったムハマド・ユヌス氏がグラミン銀行を創設して始めたマイクロクレジットである。

グラミンバンクの名前の由来である「グラム」とは伝統的村落単位を表す言葉で、日本でいえば集落に当たるパラ・ショマージュが1~数個集まって形成される。1976年に、ユヌス氏の手弁当で数人の農村女性を相手に始まったグラミン銀行のマイクロクレジットは、国際的ドナーの強力な支持を得て、1980年代後半から会員数を急激に増やしていった⁸⁾。

グラミン銀行のマイクロクレジットは、主に貧困女性を対象とした小グループ制の無担保・小融資システムである⁹⁾。メンバーとなる資格は、土地なしまたは0.5エーカー以下の土地所有者でなければならない⁹⁾。メンバーになるには自分も含めて5人のグループ(同性で親戚以外)をつくらなければならない⁹⁾。1週間の特別訓練期間を含む1か月の観察期間を経て最初の2人までが借りられる⁹⁾。融資を受けた者の返済が滞った場合、同じグループの他のメンバーは融資を受けられなくなる⁹⁾。たいていの場合、1年間(50週)で利息を付けて返済するが、返済には毎週センターの集会に出なければならない⁹⁾。

全国にある支店(支店長+行員 8~10名)の銀行員は、1人あたり10センター担当して

おり、毎日午前中に2つのセンターの集会に出かけていき、集会の取り仕切り、集金、相談事や新規の融資話、ときには仲裁も行う⁹⁾。集金したお金はそのまま支店に持ち帰り次の融資に使われる⁹⁾。集会の最後にはグラミン銀行の16か条の決意を皆で唱和する⁹⁾。

- どこにいてもいつでもグラミン銀行の4つの原則：規律・団結・勇気・勤勉を守ります
- 家族に繁栄をもたらします
- あばら家には住みません。できる限り早く、修理し新しい家屋を建てるために働きます。
- 年中野菜を育て、たくさん食べ、あまりは売ります
- 植え付けの季節にはできるだけ多くの苗を植えます。
- 家族の規模は小さくするよう計画し、支出を抑え、健康には注意します
- 子供達には教育を与え、彼らが自身で教育費を出せるよう十分稼ぐよう見守ります。
- 常に子供たちと我々の環境を清潔に保ちます
- 簡易トイレをつくり使います
- 水を飲む前に沸騰するか浄化するためミョウバンを使います。ヒ素を除くためフィルターを使います
- 息子の結婚で持参金を受け取らず、娘の結婚で持参金を出しません。グラミンのセンターを持参金から解放します。幼児婚はさせません。
- 誰に対しても不正義は行わず、誰の不正義も許しません。
- 所得を高めるため、共同して大きな投資を行います。
- いつも互いに助け合います。誰かが困っていたら皆で助けます。
- どのセンターでも、もし規律違反がわかったら皆で行って規律回復のため助けます
- すべての社会活動に、全体で参加します。

16か条の決意の内容からも、集会が単なる集金と融資の場なのではなく、衛生・生活環境の向上や教育等の啓発、共助の涵養を図り人材を育成する場であることがわかる。

グラミン銀行以外にも、NGO 組織が支援と合わせたマイクロクレジットを行っている⁸⁾。マイクロクレジットは、海外のドナーなどから低い金利で借り入れた資金を、農村の組合のメンバーに対して、年利10~20%で貸しつけるというものである⁸⁾。そもそも貧困層は融資の対象とならないので、村落には金融インフラがない。そのような中、村の高利貸しの年利100%に比べれば、村人たちにとってそれは十分低利であり、グラミン銀行が示した98%の返済率は、十分に採算の取れる融資事業となった⁸⁾。

貧困スパイラルのメカニズムから、低資産者向けの融資インフラが存在しないという根源的な課題を見つけて、その解決の道筋をつけたところがマイクロクレジットに見習うべきポイントである。

<参考文献>

- 1) 東海農政局新濃尾農地防災事業所：濃尾用水の歴史（濃尾用水拾余話），
<https://www.maff.go.jp/tokai/noson/shinnobi/pr/juyowa/juyowa.html>
- 2) 清流ルネッサンスⅡ 江戸川・坂川地域協議会（2007）：坂川の昔と今，p.3~p.15, (事務局)江戸川河川事務所, 2007.3
- 3) 三条市 HP：
<https://www.city.sanjo.niigata.jp/section/dai4/bousai/bousai2koukai/matuo.pdf>

- 4) Ben Wisner et al (2004): At Risk second edition Natural Hazards, People's Vulnerability and disasters PART II Vulnerability and Hazards types 7 Coastal storms, Routledge, p243-p273, 2004
- 5) 稲むらの火の館 HP：資料室【稲むらの火】～安政地震津波の顛末～、
https://www.town.hirogawa.wakayama.jp/inamuranohi/siryo_inamura.html
- 6) 磯田道史 (2014)：天災から日本史を読み直す 第2章宝永地震が招いた津波と富士山噴火 4 全国を襲った宝永津波, 中公新書 2295, p.74-p.76, 2014年11月
- 7) 磯田道史 (2014)：天災から日本史を読み直す 第3章土砂崩れ・高潮と日本人 2 高潮から逃れる江戸の知恵, 中公新書 2295, p.101-p.102, 2014年11月
- 8) バングラデシュのマイクロクレジット, <https://honkawa2.sakura.ne.jp/1055.html>
- 9) 松井範惇 マイクロクレジットとバングラデシュの貧困削減 東亞経済研究 63 巻 1号 pp21-41, 2004.3

3.1.1.2 氾濫流の流体力による溺死・建物流失 土石流・山地河川洪水

3.1.1.2 では氾濫流の流体力による死者・建物被害の発生に関する応答特性について、既往論文や報告書等から考察した。水谷 (2011) ¹⁾ から抜粋・引用して、カスリーン台風の人的被害では利根川の破堤氾濫よりも、赤城山の土砂災害や河床勾配が急で山間に挟まれた平野内を氾濫した渡良瀬川・盤井川の被害が大きいことを紹介した。これは氾濫流速が大きく、人が安全でいられない・建物を流失させる流体力が作用するためと考えられる。

このような形態の氾濫被害に対しての減災の工夫として、清水 (2010) ²⁾ の教訓を抜粋・引用して紹介する。活発な河床変動を伴う流れの計算手法向上の重要性、危険性について認識を共有するための動画の配信・共有、ハザードマップを複数破堤地点からの氾濫流による浸水域の重ね合わせではなく流体力が示される表示方法への改善、氾濫シミュレーションを活用した氾濫流制御の検討が提案されている。

浸水による被害の2つめは、土砂を伴う氾濫流や氾濫流による流体力が建物ごと破壊して人を溺死させることである。水谷 (2011) ¹⁾ は 1947 年のカスリーン台風による死者・行方不明者及び住家の流失・全壊・浸水被害 (表 3.1.1.2.1) について、地形の特徴との関係で分析・考察している。それによれば、カスリーン台風による全国の死者・行方不明者 1,540 人に占める利根川の新川通破堤氾濫によるものは 58 人に対し、土石流災害が発生した赤城山地域 363 人、渡良瀬川の氾濫で山地河川洪水が発生した桐生で 146 人、足利で 319 人、盤井川と山地に挟まれた一関でも山地河川洪水により 101 人と多かった。

赤城山では、山崩れ土砂が解析谷に流れ込み、谷底堆積土砂を取り込んで大きく成長した土石流が大きな被害をもたらした。西面の沼尾川谷底面に立地する敷島村、南西面白川沿い富士見村で土石流被害が大きかった。南面の荒砥川では地表勾配 2% 以下の土石流到達域外にある大胡町で大きな被害が生じた。土石流そのものではなく、土石流堆積物の堰上げによって勢力を増した後続洪水流が多量の土砂・流木を混じえて襲ったためである。

山地河川洪水とは、地表面勾配が大きく、洪水流の横への広がり制約される山地内谷底低地や山麓扇状地の開析谷底で、大雨時に生ずる洪水である。流速・水深の大きい激しい流れが生じ、山崩れ・土石流により生産された土砂・流木も運搬され、流れの破壊力はさらに増す。水谷 (1991) ³⁾ によれば、これまでに多数の住家流失・全壊をもたらしている洪水は山地河川洪水であり、低地面勾配がほぼ 1/400 よりも急な谷底低地で生じている。大きな被害が出た桐生および足利の市街は渡良瀬川と足尾山地の間に位置する。谷底低地面の勾配は、桐生は 1/150 と急傾斜である。足利は 1/400 とかなり緩やかであるが、低地

面はやや下刻をうけていて幅狭い河道周辺低地をつくっている。上流の日光周辺山地で雨が強かったため、渡良瀬川は激しく出水して山麓部で全面的に氾濫し、破壊力の大きい山地河川洪水を引き起こした。桐生における被害は死者 146、住家流失・全半壊 813、足利ではさらに大きく死者 319、住家流失・全半壊 957 という著しいものであった。

表 3.1.1.2.1 カスリーン台風による被害¹⁾

	死者・ 行方不明	住家 流失	住家全壊 ・半壊	住家浸水	備考
全国計	1,540	3,987	8,764	343,206	出典：内務省警保局
群馬県	708	1,940	1,714	98,823	〃
栃木県	439	817	1,432	44,610	〃
埼玉県	134	373	1,435	77,912	〃
東京都	9	20	36	74,498	〃
岩手県	88*	406	3,739	29,265	〃
利根川破堤 ¹⁾					
埼玉県	51	243	1,756	40,037	出典：埼玉県資料
東京都	7	27	176	105,482	出典：東京都資料
赤城山地域 ²⁾	363	604**	633***	4,578	西面沼尾川・南西面白川：土石流 南面荒砥川：後続洪水堰上げ氾濫
桐生（群馬） ²⁾	146	352**	461***	11,543	I _b =1/150 山地河川洪水
足利（栃木） ³⁾	319	372	585	17,749	I _b =1/400・低地幅狭 〃
一関（岩手） ⁴⁾	101	131	919	3,265	I _b =1/150 〃

1) 新川通における利根川破堤により浸水した区町村の被害

2) 出典：群馬県私領 3) 出典：足利市資料 4) 出典：一関市資料

* 9月22日現在** 全壊を含む*** 半壊のみの数

山地洪水災害は、北上川支流の磐井川の氾濫により岩手県・一関においても生じた。一関市街は大きく開けた谷の出口にあるが、側面山地と磐井川河道に挟まれたやや凹地状の地形のところに位置し、勾配は1/150と急なので、激しい洪水流が市街を襲い、死者101、住家流失・全半壊1,050という大きな被害が生じた。一関は翌年のアイオン台風の豪雨によって、死者473、住家流失・全半壊1,703というさらに大きな被害を被った。このような地形条件のところではある強度以上の雨が降ると、堤防の有無などに無関係にほぼ地形なりの全面氾濫が生じる。

流れの流体力と人間の歩行との関係を力学的に分析した事例として須賀らの研究⁴⁵⁾がある。須賀らは、流水中を歩行する人体に作用する流体力を図3.1.1.2.1のように評価するとともに、大型水路を用いた水中歩行実験から安全に避難できる水理量の領域を図3.1.1.2.2に示した。片田ら⁴⁶⁾は、これをさらにわかりやすく図-3.1.1.2.3のように編集した。図-3.1.1.2.3から、流速が1.5m/sであれば膝が浸かる程度の水深で、流速が3m/sであればふくらはぎが浸かる程度の水深で安全に避難できなくなることが読みとれる。同じような考え方で、人間が耐えられる限界水理量を力学的に評価できると考えられる。

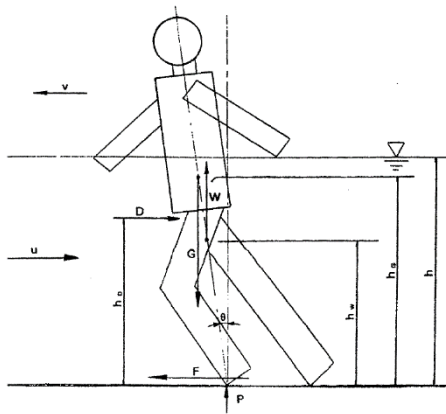


図 3.1.1.2.1 人体に作用する流体力⁴⁾

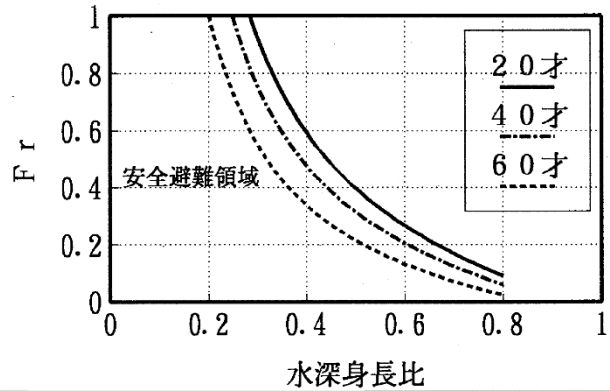


図 3.1.1.2.2 安全避難可能な水理量の領域⁴⁾

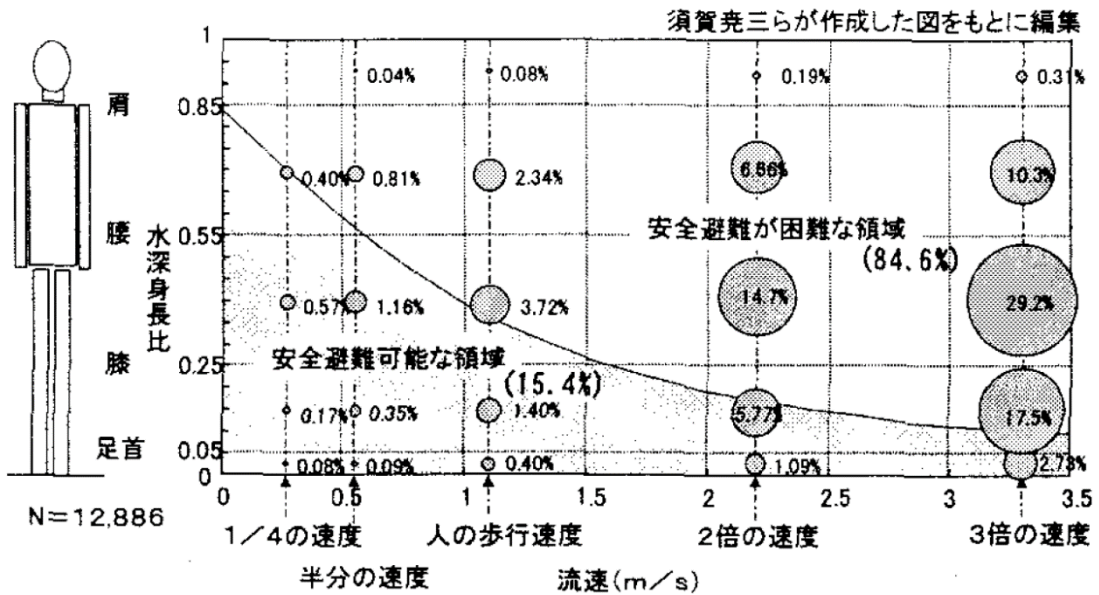


図 3.1.1.2.3 避難可能な水理量の領域⁵⁾

減災の提案は、清水 (2010) ²⁾を引用することで代える。

◎ 扇状地急流河川の氾濫被災から学ぶ教訓【清水】

カスリーン台風災害で大きな被害をもたらした渡良瀬川流域の河川災害を振り返ると、扇状地における洪水土砂災害から免れるための教訓として次のものが挙げられる。

大規模な出水時では、山腹での斜面崩壊や土石流が支川・溪流あるいは谷筋を通じて、また、河道幅の狭い山間河道では河岸侵食によって斜面の滑落を起こし、大量の土石が本川に供給される。カスリーン台風では群馬県・沼尾川に供給された大量の土砂が利根川との合流点で堆積し、利根川の濁流を一時的に堰き止めたとの証言もあり、過剰な土砂供給は河道閉塞、天然ダム形成とその崩壊によって、思わぬ大規模な洪水土砂災害を下流で引き起こすことがある。

こうした状況を想定しながら出水中の山間河道の状況を河川水位とともに直接監視することが極めて重要である。また、下流の住民に対し上流の状況を周知させることで洪水に対する危機感を共有することも大切である。最近では河川沿いに施設管理用光ファイバが

配備されている場合が多く、遠隔操作によってライブカメラの映像を広く配信することも有効な手段の一つと言える。(中略)

山間部で生産された土石は扇状地で堆積する。すると、扇状地の扇頂部付近の河道では大規模な出水時に著しい河床上昇を起し易く、流水断面積を減らすことで越水破堤を引き起こしやすくなる。また、急勾配な地形特性に応じた流勢によって流路変動が生まれ(例えば、流路の網状化)、河岸に集中的に流水が攻撃する箇所(水衝部)を生む。また、1か所の河岸侵食は、その反射(蛇行)によって下流対岸へ繰り返しの侵食をもたらすこともある。急流な扇状地という地勢の特性がこうした河川の動きをもたらすことを知ることが、水害に備えるために重要である。

カスリーン台風災害では、渡良瀬川流域と利根川本川等で破堤氾濫が生じ、その結果、激甚な被害となった。出水に対する河川堤防の脆弱性を強く認識するとともに、氾濫が生じた場合に、その特性を踏まえた住まい方や住民の避難行動の重要性が指摘される。例えば、扇状地での氾濫流の挙動は地形勾配に支配されるため、流れの拡散を起こさない。桐生市の氾濫過程を見ればわかるように、堤内地においてもほぼ河道に沿って氾濫流は流れている。

したがって、氾濫流の集中箇所やその危険性は、氾濫流シミュレーション等のツールにより事前にかなり正確に把握できる。現行の洪水ハザードマップは想定破堤箇所をいくつも設けて氾濫させた浸水深を重ね合わせたものであり、氾濫流の動的な挙動を捉えた情報ではなく、その改善が必要である。また、こうした地勢での氾濫は浸水深だけではなく、氾濫流の流速とそれらに基づく流体力の見積もりが必要で、流下物による被災過程にも留意しながらリスクを認識することが重要である。1983(昭和58)年7月の山陰豪雨災害では、山地内の狭い谷底低地に位置する島根県三隅町において、河川氾濫により自動車や樹木が押し流され、家屋の破壊が多数生じた。こうした事例からも氾濫流と地形との関係がどのような被災を生むかの教訓となっている。

さらに、地形特性、構造物の配置の関係で、氾濫流が局所的に集中することがあり、氾濫流の逃げ場のない箇所であれば浸水深が極端に大きくなる。こうした閉鎖域では迅速な避難が不可欠であり、同時に避難所の構造上の安全性確認も極めて重要である。一方、氾濫流の挙動がわかれば、その制御も可能となり、二線堤、連続的な盛土構造物などによる氾濫流誘導や一時貯留により、避難のためのリードタイムを稼ぐことも対策として有効といえる。

<参考文献>

- 1) 水谷武司(2011): シリーズ「我が国を襲った大災害」—1947年9月カスリーン台風の豪雨による洪水・土砂災害—, 水利科学 No.319, 2011
- 2) 清水義彦(2010): 1947 カスリーン台風 報告書 第7章 カスリーン台風災害から学ぶ教訓 第7章カスリーン台風災害から学ぶ教訓 2扇状地急流河川の氾濫被災から学ぶ教訓, 中央防災会議・災害教訓の継承に関する専門調査会報告書, p.193~p.194, 平成22年1月
http://www.bousai.go.jp/kyoiku/kyokun/kyoukunnokeishou/rep/1947_kathleen_typhoon/index.html
- 3) 水谷武司(1991): 山地内都市の洪水災害危険度評価, 総合都市研究, 42, p.103-p.116, 1991
- 4) 須賀堯三他: 避難時の水中歩行に関する実験, 水工学論文集第38巻, pp829~pp832, 1994.2

- 5) 須賀堯三他：水害時の安全避難行動（水中歩行）に関する検討、水工学論文集第 39 巻、pp879～882、1995.2
- 6) 片田敏孝他：河川洪水に対するリスク・イメージの構造とその避難行動への影響、河川技術に関する論文集第 6 巻、pp261～pp266、2000.6

3.1.1.3 土砂・流木流下による氾濫助長と橋梁閉塞

3.1.1.3 では、上流域の山地崩壊による土砂・流木の大量供給とそれが氾濫を助長する応答特性として、狩野川台風時の狩野川（修善寺から下流）の氾濫状況¹⁾²⁾³⁾について紹介し、河床の上昇と橋梁への流木閉塞が影響したことを述べる。また、坂野（2003）⁴⁾⁵⁾の研究報告書から、橋梁の流木閉塞に関するレビューの整理、水理実験により検討された橋脚間隔あるいはクリアランスと流木集積率の関係を紹介する。坂野（2003）⁴⁾⁵⁾の水理実験結果が、H28 北海道東北豪雨⁶⁾や H29 九州北部豪雨⁷⁾における橋梁での流木閉塞をよく説明できることを指摘する。さらに、既存不適格の橋梁については、ある程度の洪水規模になったら倒壊するように弱くすることも減災上の工夫として考えられることから、鉄橋の橋脚と桁が洪水流で倒壊した事例のモーメント計算による考察結果について紹介する。

(1) 上流山地崩壊等に伴う土砂・流木流出氾濫 狩野川台風狩野川氾濫

2017 年の九州北部豪雨において、赤谷川等で上流山地流域の崩壊等に伴い大量の土砂・流木が流出したことで河道の埋塞・氾濫が生じた。上流山地の崩壊等による土砂・流木が混じる氾濫に関する応答については、狩野川台風（1958）における狩野川の水害の状況が参考になる。三島市 HP¹⁾より引用する。

もともと一週間前の台風 21 号の影響で緩んでいた地盤が、狩野川台風の大雨により狩野川上流の天城山系に山崩れを発生させました。このため多量の土砂と流木が狩野川に流れ込み、流出した流木が土石と交じりあって堰を作り、やがて堰が崩れる時に山津波（土石流）となって被害をもたらしました。さらに橋に堰き止められた流木が上流部の水位を急上昇させ、その水圧によって多くの橋や堤防が決壊し、津波のような大洪水を起こし、周辺の家々を押し流すなど、被害を大きくする原因となりました。修善寺の横瀬橋付近は特に被害が大きく、修善寺中学校の校舎は押し流され、熊坂や御門・白山堂の集落ではほとんどの人家が流されました。また千歳橋（旧伊豆長岡町）は上流から流れてきた流材を堰き止めて山となし、このため水勢は堤防を切って一挙に田方平野を襲い、泥海と化しました。（以下略）

次に井上（2020）²⁾より引用する。

林業試験場の川口武雄・難波宣士・瀧口喜代志・河野良治・岸岡孝は、激甚な山地崩壊・溪流の荒廃が発生した伊豆半島中央部について、山地崩壊・土砂流出状況を明らかにし、今後の治山特に予防治山の基礎資料として、その防止対策を考究するために現地調査を行いました（川口ほか、1959、伊豆治山災害調査会 1959）。

調査は北伊豆治山調査団として、昭和 33 年（1958 年）11 月に 5 日間と 12 月に 4 日間行われ、さらに昭和 34 年（1959 年）2 月に治山第一研究室として調査が行われました。

（中略）狩野川上流部で非常に多くの崩壊が発生するとともに、多くの溪流に土砂が流入し、狩野川本川に激甚な洪水・氾濫を生じる原因ともなりました。狩野川の修善寺橋から上流の流域面積は 290km²で、崩壊箇所数は 3500 箇所、山地崩壊面積 3.5km²（崩壊面積率は 1.2%）、山地崩壊からの流出土砂量は 50 万 m³と推定されました。（中略）。

静岡県広報協会（1962）によれば、9 月 26 日昼過ぎから徐々に増水した狩野川は、26

日夜に至って、修善寺橋でダムアップされ、橋の上流部は異常な高水位を示すようになりました。修善寺橋から300mほど上流左岸の小立野では、浸水は段丘面上の1.5mにおよび、西の山に向かって逆流しました。修善寺橋付近で最高水位は河床上9mに達しました。

26日21時40分（大仁署の警察官が確認）、堅固なコンクリート製の修善寺橋を押し倒し、両側の民家を押し流し、左岸の堤防を破って、修善寺町（現伊豆市修善寺）横瀬の集落および修善寺中学を押し流しました。その直後、沖の原は津波状の激流に襲われ、77戸が跡形もなく流れ去り、続く大仁町（現伊豆の国市）大仁の民家21戸も流出しました。

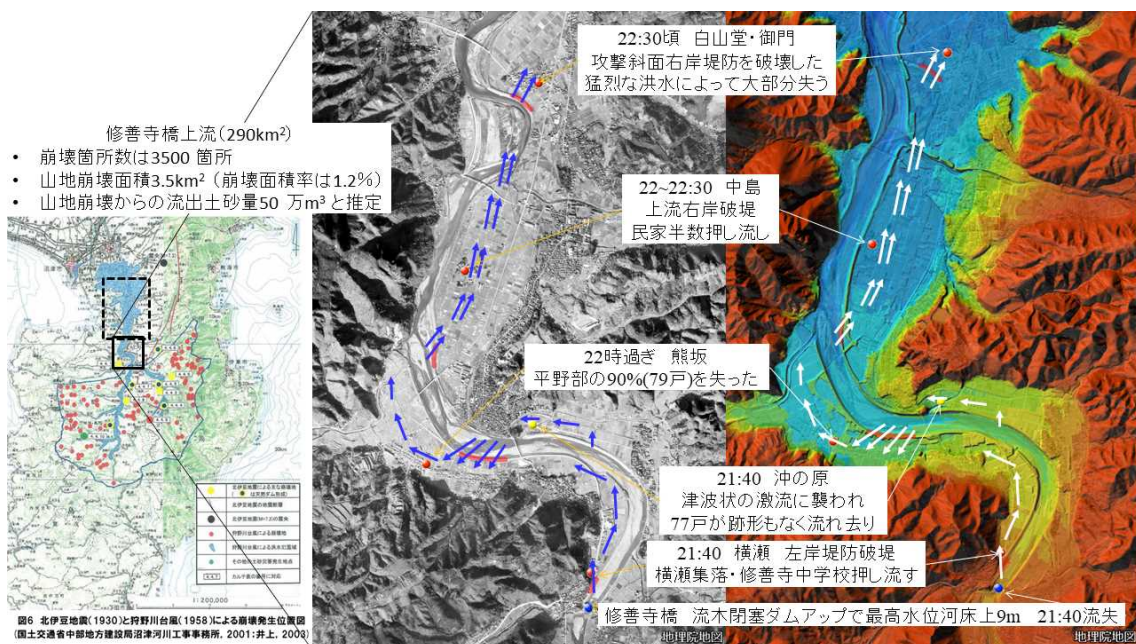
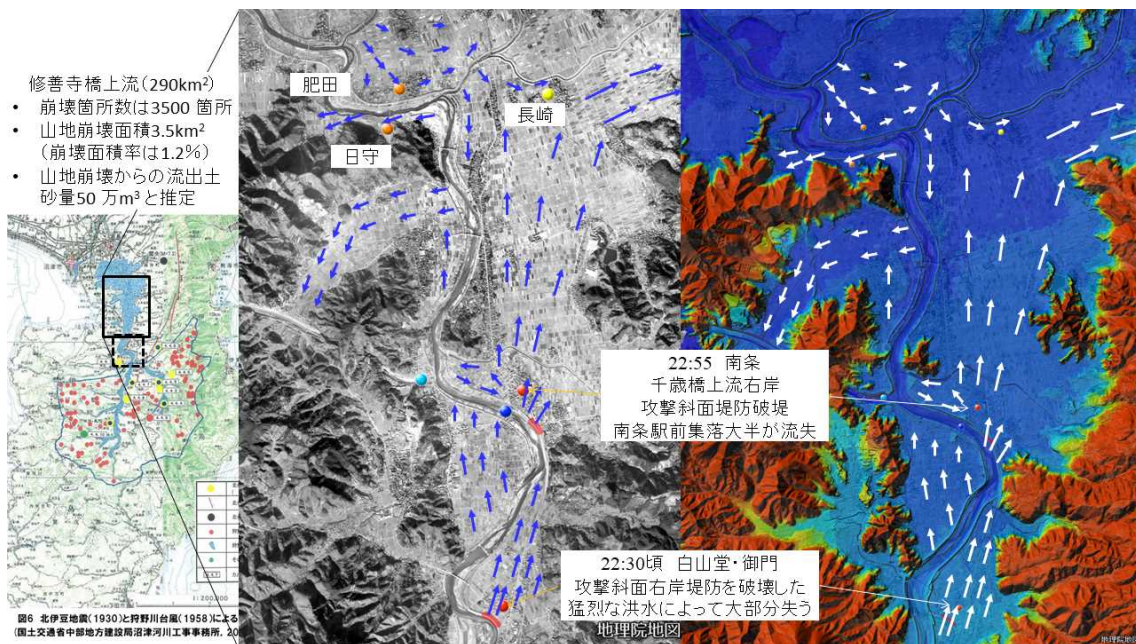


図 3.1.1.3.1 狩野川台風(1958)狩野川氾濫状況 2)より作成 上：狩野川下流,下：狩野川上流

22 時をわずかに過ぎた頃（熊坂駐在所の警察官が確認）、狩野川左岸の修善寺町（現伊豆市修善寺）熊坂も平野部の 90%（79 戸）を失いました。

さらに 22 時～22 時 30 分頃、熊坂の北側で狩野川右岸の堤防を破った洪水は、大仁町（現伊豆の国市）中島の民家約半数を押し流しました。（中略）中島の下流部に当たる大仁町（現伊豆の国市）白山堂・御門は、集落の 100m 程上流で、攻撃斜面（右岸）の堤防を破壊した猛烈な洪水によって、22 時半頃（大仁町役場および 現地被災者の談）その大部分を失いました。（中略）白山堂 27 世帯（193 人）の全世帯が被災し、死者 65 人・行方不明者 9 人、重傷 27 名、全壊 4 戸、流出 23 戸にも達しました。

（中略）白山堂下流左岸の神島でもその一部が破堤によって流出しました。

次いで 22 時 55 分（南条駐在所巡査が駐在所の柱時計で確認）には、千歳橋上流の蛇行部で攻撃斜面（右岸）の堤防が決壊し、決壊部に接する葦山村南条の駅前集落の大半が流失しました。

こうして、横瀬より南条に至る狩野川河岸の沖積低地の諸集落はほとんど例外なく洪水災害を受けました。修善寺橋流失（21 時 40 分）に引き続いて、横瀬から暫次下流部に及んでいます。しかも、夜間だったため警戒員たちが住民に知らせる間もないほど速やかに決壊し、避難のいと間がなく、多くの犠牲者を出しました。

葦山村（現伊豆の国市）長崎、函南村（現函南町）新田・肥田を中心とする盆地状低地は、水害常襲地帯で、堤防未完成時代は長期間にわたって民家が水没した地区でした。ここに立地する集落は、いずれも嚴重な水害対策を立てていました。宅地の土盛りに努め、上流部の諸地方より堅固な屋敷林を仕立て、ほとんど全戸が 2 階造りとし、一段と高い土盛りの上に 2 階造りの土蔵や石蔵を建て、多くの民家が小船を常備していました。狩野川台風による洪水はこの地方一帯で氾濫し、2 階の上まで浸水したが、家屋の流失はごく少数で、人的損害はほとんどありませんでした。しかし、狩野川左岸の函南村（現函南町）日守では、無堤防であったため、多数の破壊家屋を出したのが目立ちます。（以下略）。

矢野(1971)³⁾によると、当時の狩野川の計画流量 $1,700\text{m}^3/\text{s}$ に対して 2～3 倍の推定 $4,000\sim 5,000\text{m}^3/\text{s}$ 規模の洪水が発生した。河床勾配 1/160（修善寺橋付近）よりも急勾配で流下してきた土砂と流木等流下物を伴う洪水が、修善寺橋の流木閉塞でダムアップされた後、わずか 2 時間足らずの間に破堤・氾濫を繰り返しながら河床勾配 1/240～1/2,000 の谷底平野内に氾濫して流れるという氾濫形態であった。

(2) 橋梁の流木閉塞

橋梁への流木の閉塞に関する応答特性について、既往の文献から抜粋・引用する。解説・河川管理施設等構造令第 8 章橋⁸⁾の第 60 条（河川区域内に設ける橋台及び橋脚の構造の原則）解説に、橋の被災の主要素と河川管理上重要な事項が径間長と桁下高（クリアランス）である経緯・理由が記載されているので引用する。

古来、河川の存在は陸上交通にとって大きな障害物であり、いかにして洪水に流されない強固な橋を造るかということに人類は多くの労力と資力を費やしてきたわけであるが、その反面、洪水によって容易に流されることのない橋は。洪水の流下に対し大きな障害物となり、そのために、かえって河川の氾濫を引き起こし手痛い被害を与えることもしばしばであった。特に土木技術の進歩に伴って鋼橋、RC 橋、PC 橋等が増加してきたが、例えば昭和 28 年の西日本集中豪雨による熊本市内白川の氾濫、昭和 33 年狩野川台風による狩野川の氾濫、昭和 58 年三隅川の氾濫に見られるように、その存在は河川管理上重大な支障となることが認識されるに至った。橋の場合、災害発生の原因となる最も大きな要素は、径間長と桁下高である。径間長不足又は桁下高不足による橋桁の流失事故は非常に多い。

坂野(2003)⁴⁾は、河川だけでなく砂防分野まで含め流木の橋梁集積についての既往研究のレビューを行い、その要点を端的に整理している。

・足立・大同(1957)京大防災研究所年報第1号：昭和28年の北九州及び南近畿の水害、昭和32年の北九州諫早水害の例から分析すると、流木は流下の途中各種の河川構造物を破損し災害を激化する。橋梁に対しては、単に衝撃力によって橋体を破損するだけでなく、橋脚にせき止められた流木がうず高く堆積して、著しく流水の疎通を阻害し、橋梁上流側の水位を堰き上げる。これによって堤防の溢流破堤、洗掘による橋梁の破壊及び流失につながる。

・米元(1961)早稲田大学工学部研究所報告第17輯：昭和33年の狩野川台風での被災橋梁80について、その原因を分類した(桁下高低い・径間狭い43、流木・転石多い61、根入れ不足11、取付護岸弱い9、橋台出張り過ぎ5、橋脚径細い・向き悪い3)。また、橋梁に集積した流木の最大長は25m～4m、最大径は1.2m～0.2m。

・縄田照美(1969)河川工学短期入門講座(10)建設省河川局治水課：河川技術から見た橋梁の計画に関して以下のような見解を示した。①昭和32年諫早水害と昭和33年狩野川台風出水による被災によって、橋梁スパンは20m以上とする必要があることが確認された。実際にはスパン20m以上でも、橋脚に流木が引っかかり、「流木ダルマ」の形成で橋脚の幅そのものが10m以上となり、実質的なスパンが20m以下となる場合があり、注意を要する。②流木の集積機構としては、先着の流木の下へ下へと潜り込む形で引っかかり、流木自体の浮力と流れのアップリフトによってうず高く盛り上がっていくと考えられる。

・水山ほか(1991)流木の運動・堆積機構と対策工に関する研究 土木研究所所報：流木による被災実態から、発生する流木の大きさ、形態、本数等を調査し、発生流木の本数及び量を推定する手法を検討した。次にその要点を示す。①流木による被災形態は6種類で、最も支配的なのは流木が橋梁やカルバート、流路等に詰まることにより土石流や洪水が河道から溢れて周辺や下流の人家・施設に被害を与える場合である。②溪流において土石流とともに発生する流木は、山腹崩壊、溪岸崩壊、溪岸侵食に伴って発生するものが多い(河床勾配≧8°以上で多い)。③昭和62年山形県豪雨により発生した4溪流の調査によると(直径10cm以上、長さ2m以上の流木を対象)、流木の最大長(5%)は長さ16～19m、平均長は7～9m、最大径は35～60cm、平均径は20～25cmであった。④昭和63年広島災害の流木発生の特徴的な8溪流を調査した結果、流木長/立木長=0.3～0.5であった。⑤昭和57年長崎災害の3溪流、昭和62年山形災害の4溪流、昭和63年広島災害の20溪流に基づき、最大流木発生本数≧5,000×流域面積(km²)であることを確認した。

坂野(2003)⁵⁾は、これらの既往知見をもとに橋梁への流木集積に関する水理実験を行い、流木集積率と桁下余裕高(クリランス)、流木集積率と径間長の関係について有益なデータを整理している。

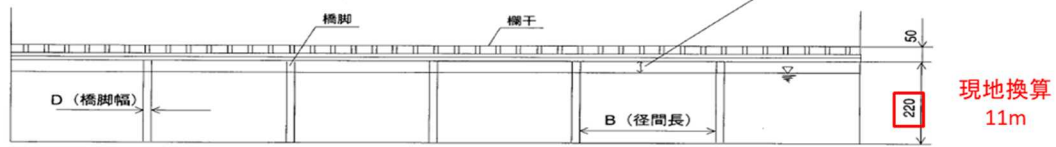
図3.1.1.3.2は、坂野(2003)⁵⁾が行った縮小模型による流木集積に関する水理模型実験の実験方法を示したものである。縮尺1/50を想定し、桁下余裕高、径間幅を変えて比重0.7で長さ2種類(現地換算20mと10m)×直径2種類(現地換算25cmと50cm)の流木を流して、橋脚に接触した流木のうち、集積した(現地換算35秒間以上滞留)流木本数と集積しかけた(一時的に集積して流下)流木本数の割合を集積率として集計・整理した。

図3.1.1.3.3は、実験結果のうち、桁下余裕高と集積率の関係を示したものである。図から、桁下余裕高が小さくなるにつれて集積率が增大すること、長い流木長の方が集積率が大きくなることがわかる。

縮尺1/50
流木模型比重0.7

現地換算2.5m

上部工を設置したケースでは、橋桁と欄干（両者合わせた高さは5cm）を取り付けた。h = (桁下余裕高)



現地換算

		2 径間 (橋脚 1 本)	3 径間 (橋脚 2 本)	4 径間 (橋脚 3 本)	5 径間 (橋脚 4 本)	6 径間 (橋脚 5 本)
橋脚幅		10.0cm	5.0cm	3.3cm	2.5cm	2.0cm
径間長		95.0cm	64.2cm	48.3cm	38.8cm	32.3cm
流木長	流木	40cm	0.42	0.62	0.83	1.03
径間長	長	20cm	0.21	0.31	0.41	0.62

（単位：mm）

- ①集積しない……橋脚に接触はしたが橋脚の側壁沿いをすり抜け流下する形態。
 - ②集積しかけた…橋脚に衝突し一時集積する。その後すぐに流況の変動等により流下する形態。
 - ③集積した……橋脚に5秒間以上集積する形態 現地換算約35秒
- したがって、集積率 = (集積した本数 + 集積しかけた本数) / 橋脚に接触した本数

図 3.1.1.3.2 流木閉塞実験方法 5)に加筆

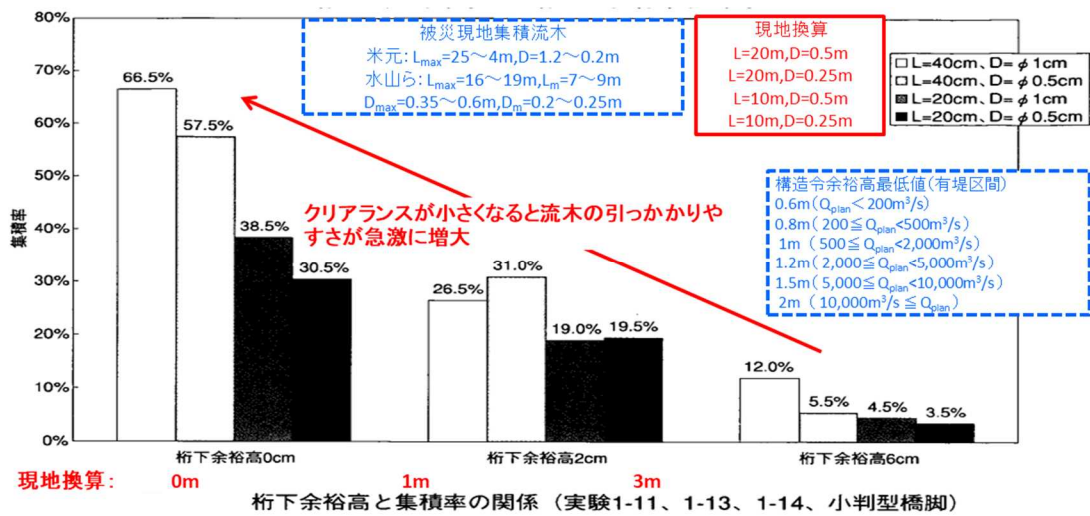


図 3.1.1.3.3 桁下余裕高と流木集積率 5)に加筆

図 3.1.1.3.4 は、流木長径間長比と集積率の関係を示したものである。図から、径間長が流木長の 2 倍を切ると、集積しやすくなるのがわかる。

橋梁への流木閉塞は近年でも豪雨時に発生している場合がある。図 3.1.1.3.5 は、平成 28 年の北海道東北豪雨における十勝川支川ペケレバツ川にかかる清見橋の流木閉塞と橋台裏の侵食状況である⁶⁾。河川の洪水は橋桁を越流してはいないが、桁の下の河道 2 径間が流木で閉塞されている。流木は桁にせまる高さに集積している。

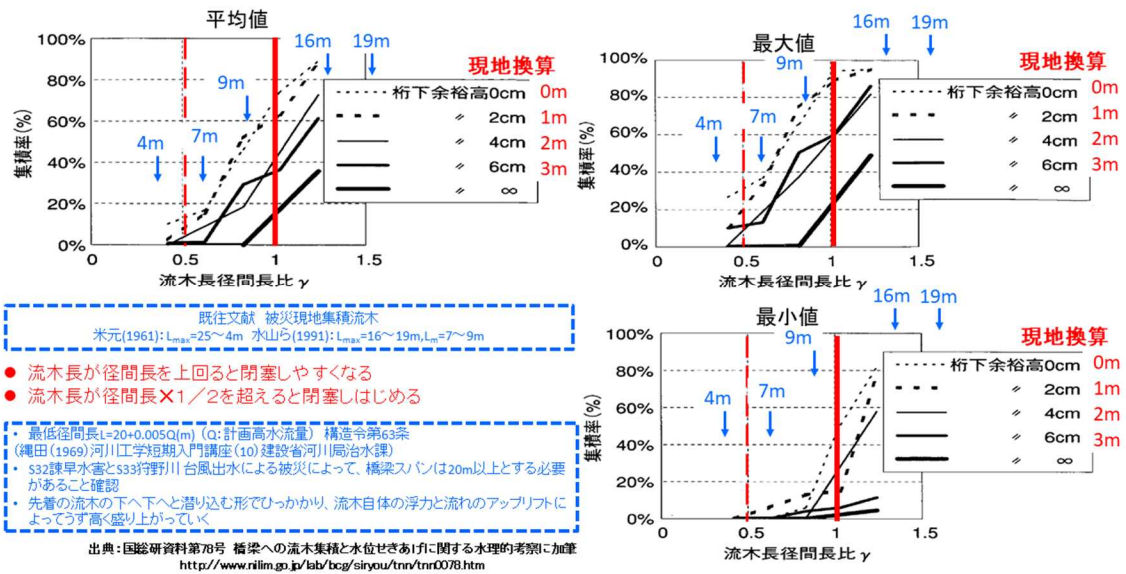


図 3.1.1.3.4 流木長径間長比と流木集積率⁵⁾に加筆

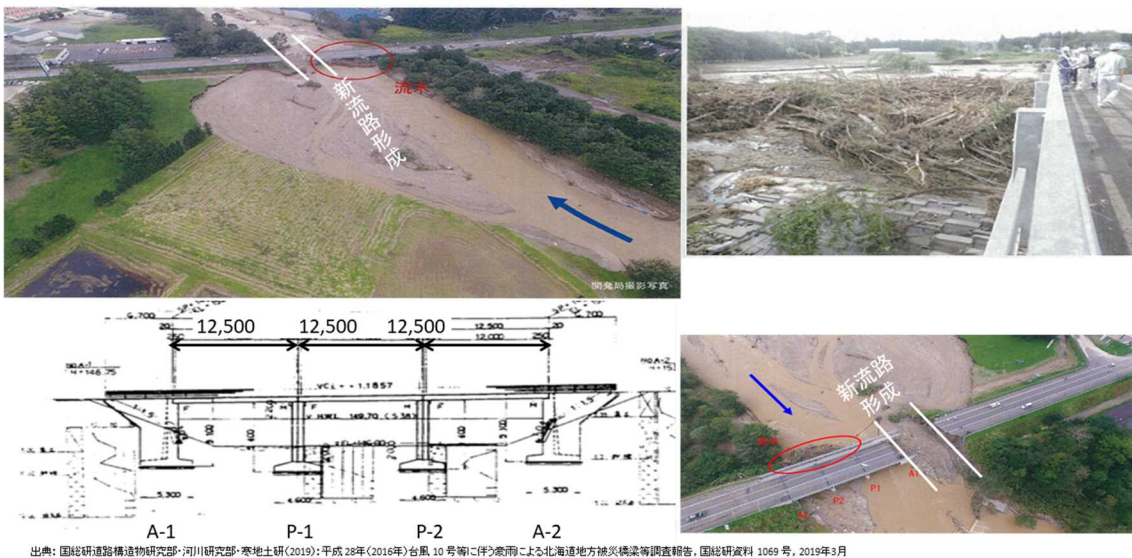


図 3.1.1.3.5 清見橋流木閉塞⁶⁾

図 3.1.1.3.6 は、平成 29 年の九州北部豪雨における筑後川支川赤谷川の小河内橋の流木閉塞状況である。洪水が河道を溢水しており、流木は橋桁よりも高く集積している。土砂堆積も著しく、河道が土砂によっても埋まっている。

図 3.1.1.3.5 の清見橋の場合、径間長は構造令を満足しているものの、流木長が径間長の半分より長いものも見られ、桁下と河床高の差が小さい。また、侵食で川幅が広がり、土砂も活発に移動している様子が見られる。図 3.1.1.3.6 の小河内橋の場合、橋脚はない 1 スパンの橋であるが、河道幅が狭い。大量の土砂が洪水とともに供給され、赤谷川全体で河床上昇を起こしている。

両者ともに、土砂で河床が上昇し、桁下余裕高が小さくなったところに大量の流木が供給され閉塞したと推定される。



図 3.1.1.3.6 九州北部豪雨 小河内橋流木閉塞⁷⁾

点検、減災の工夫への反映事項であるが、1点目は、桁下高不足・径間幅不足の既存不適格橋梁は、流木閉塞に対して要注意であるという点である。占用工作物については、管理者の財政状況により、架け替えが左右されるため、既存不適格であっても更新されない場合もある。一方、気候変動により、降雨規模・洪水規模が増大していくことを考えると、流木閉塞のリスクは増えていく。既存不適格橋梁については、流木で閉塞した場合に悪化を招かないよう、流失しやすくしておく等が必要と思われる。また、被災後、機能を迅速に復旧できるよう、事前に架け替え橋梁の設計を終えておくことも重要である。

2点目は、土砂災害と複合すると、流木閉塞が起きやすくなる点である。流域で土砂崩壊が起きると、土砂供給量が急増し河床上昇する。このため同じ流量でも水位が上昇し桁下余裕高（クリアランス）が小さくなりやすくなる。さらに土砂崩壊で土砂とともに流木も大量に発生するので、閉塞が起りやすくなる。土砂崩壊が多発する豪雨は、計画対象外である場合も多いと考えられるので、減災の工夫を考えることに力点を置くべきである。

1点目と被るが、流木が閉塞しやすい既存不適格橋梁であれば、流木閉塞した際に速やかに流失するよう細工することも工夫の1つとなる。当然、速やかに橋梁を復旧できるよう事前設計を終えておくことも重要である。流木閉塞しても悪影響を及ぼさない橋梁であれば、逆に、超過洪水時に流木捕捉施設として機能するよう期待し、流失しないようにしておくことも1案である。

3点目は、上流に流木止めを有する洪水調節ダムが存在すると流木と土砂の流量が大幅に減少する。当該橋梁が洪水調節ダムの下流に位置するのかどうかで扱いが変わることに留意が必要である。具体的には、対策の優先度を下げることが可能となる。

(3) 橋脚と桁の倒壊

改定解説・河川管理施設等構造令⁸⁾の第60条（河川区域内に設ける橋台及び橋脚の構造原則）の解説では「径間長不足又は桁下高不足による橋桁の流失事故は非常に多い」と述べられている。同じく、第60条の解説に、「本条において、橋台及び橋脚の構造原則が定められ橋桁の構造原則が定められていないのは、河川管理上重要な要素となるのは、橋桁

図 3.1.1.3.7 は、H29 九州北部豪雨で花月川にかかる久大線鉄橋が倒壊した状況である。P1 から P5 まで 5 本のピアがあるが、左岸高水敷上にある P1 を除いて、P2 から P4 までの 3 本は橋脚の途中の継目から折損倒壊し、最も右岸側にある P5 は根元から倒壊していた。橋脚は無筋コンクリート製で、打ち継目には巨石が埋められていた。倒壊面の状況から、下流に転倒したことがわかる。

図 3.1.1.3.8 は、久大線鉄橋の側面図であり、P2 から P4 はすべて同じ諸元で高さ 8m である。P5 は高さ 7m であった。花月川は H24 豪雨でも水位が橋桁に達する洪水を経験しているが、久大線鉄橋はその時は倒壊しなかった。

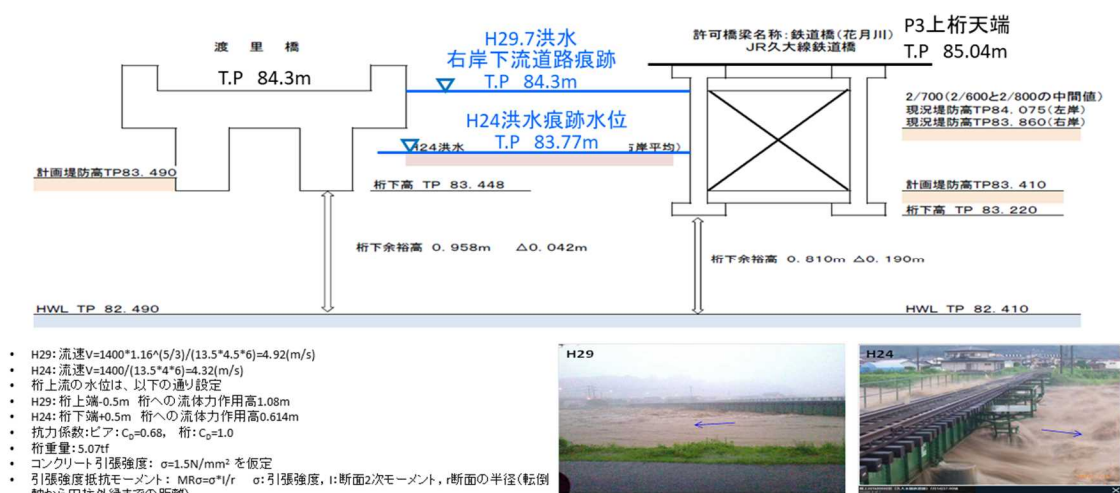


図 3.1.1.3.9 久大線鉄橋 H24 洪水と H29 洪水における水位と桁高

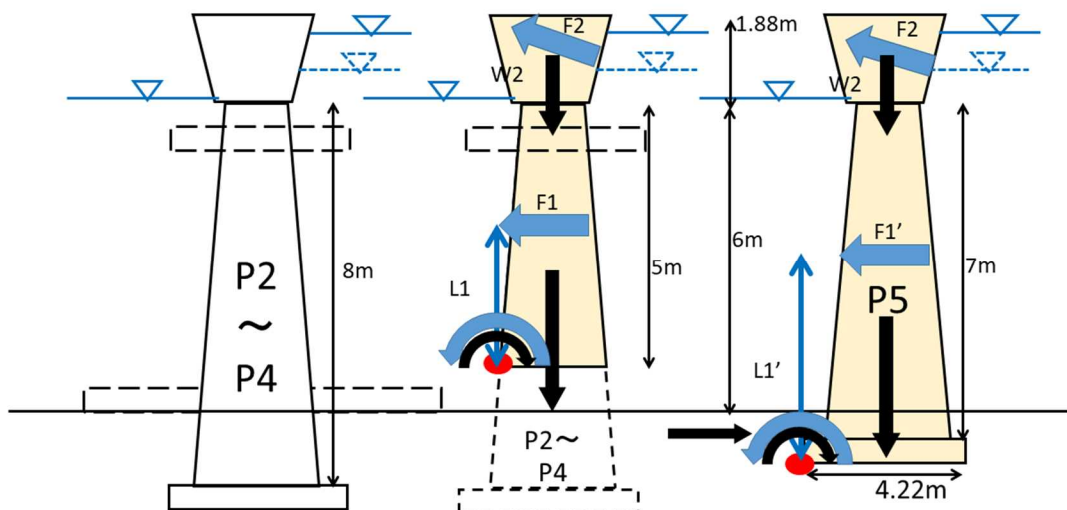


図 3.1.1.3.10 P2~P4 折損橋脚と桁、P5 倒壊橋脚と桁の転倒と抵抗モーメント

図 3.1.1.3.9 は、H24 洪水と H29 洪水それぞれの最高水位と桁高との関係、後述する転倒モーメントを計算するために必要な流速、抗力係数等を示したものである。流速は、H24、H29 洪水それぞれのピーク流量を当時の鉄橋断面の流下断面積で割って求めた。H29 洪水のピーク流量は、上流の水位観測所断面で最高水位が H24 洪水とほぼ同じであり、H24 洪

水後に激特事業で河床掘削を行って水深が 1.16 倍になっていたことから、H24 洪水のピーク流量 1,400m³/s に水深 h の増大分を考慮して 1.16 の 5/3 乗倍して求めた。鉄橋部分の流下断面積は、横断図から桁下面以下の平均水深が H24 当時は 4m、H29 洪水時は 4.5m と読み取り、6 径間×径間幅 13.5m×水深で算出した。その結果、H24 洪水では流速 4.32m/s、H29 洪水では 4.92m/s であった。

図 3.1.1.3.10 は、折損倒壊した P2～P4 と根元から倒壊した P5 の洪水流による転倒モーメントと自重による抵抗モーメントとその作用点を図示したものである。モーメントの計算にあたっては、折損した P2～P4 は継目より上、根元から倒壊した P5 は橋脚及びび桁全体の流体力作用面積を反映した。

図 3.1.1.3.11 は、H24 洪水及び H29 洪水それぞれにおける P2～P4 の転倒モーメントと抵抗モーメントの計算結果を積み上げの棒グラフで比較し示したものである。図から、H24 洪水では抵抗モーメントと転倒モーメントがほぼ同じ値であり、H29 洪水では、転倒モーメントが抵抗モーメントを大きく上回っていることがわかる。なお、図には、一般的なコンクリートの圧縮強度の 1 割と見積ってコンクリートの引張り強度 $\sigma = 1.5\text{N/mm}^2$ を見込んだ場合の抵抗モーメントを点線で参考を示した。現地の倒壊面から明らかのように、うち継目の引張り強度は期待できない状況であったことから、引張り強度による抵抗モーメントを考慮しない計算結果は妥当なものと考えられる。H24 洪水ではギリギリの状態であっていたことがわかった。

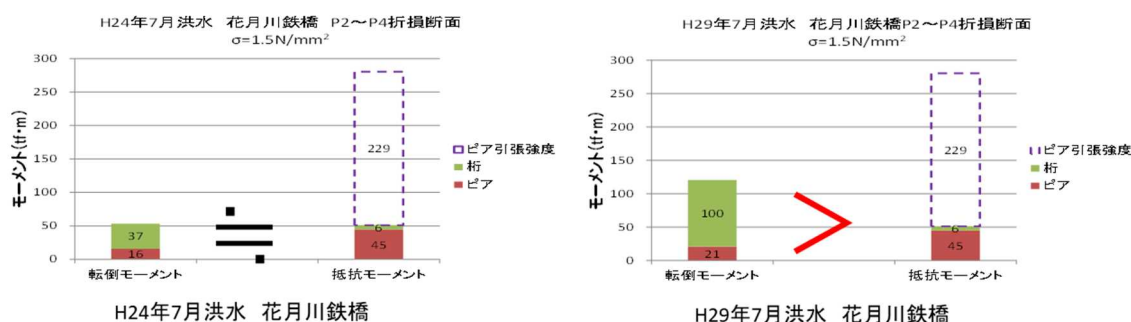


図 3.1.1.3.11 P2～P4 倒壊モーメントと抵抗モーメント計算結果

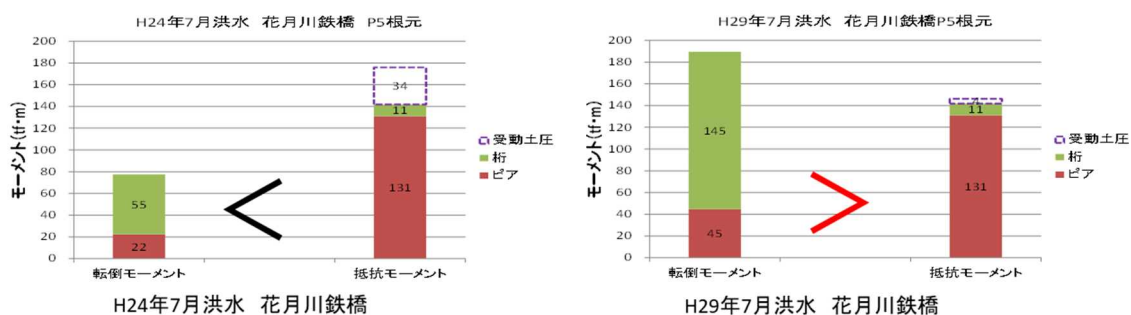


図 3.1.1.3.12 倒壊橋脚 P5 と桁の転倒モーメントと抵抗モーメント

図 3.1.1.3.12 は、根元から倒壊した P5 について、H24 洪水と H29 洪水それぞれにおける転倒モーメントと抵抗モーメントの計算結果を示したものである。図から、H24 洪水では抵抗モーメントが転倒モーメントを上回っているが、H29 洪水では転倒モーメントが抵

抗モーメントを上回っていることがわかる。参考に、埋設部分の受動土圧による抵抗モーメントも図に示したが、転動モーメントや自重による抵抗モーメントに対して小さく、大きな影響は及ぼさないことがわかる。

以上から、H24 洪水でギリギリ耐えていた橋梁が、H29 洪水では桁が冠水した面積が大きくなり、かつ河道掘削と桁の上下流の水位差が増したことによって流速が大きくなったことで転動モーメントが大きくなり、倒壊したと結論づけることができる。

点検及び減災への反映事項 1 点目は、転倒と抵抗のモーメント計算で説明がつくので、超過洪水時に橋梁が倒壊する可能性は、既往出水も含めて計算しておく目安になるという点である。設計図が残されていない橋梁は継目に鉄筋がないものと考えて計算しておくことも 1 つの判断である。堤防満杯規模の洪水で倒壊する可能性が高いことがわかれば、事前復興として復旧する橋梁の設計を終えておくことがレジリエンス確保につながる。

2 点目は、転倒モーメントと抵抗モーメントの比較は、有用な情報を与えるという点である。単なる抵抗モーメント転動モーメント比の算出結果ではなく、積み上げ棒グラフで整理しておくことが、影響の大きい要因を考察するのに役立つ。

3 点目は、既存不適格橋梁ほど、超過洪水発生時の倒壊の危険性が高いので、占用許可の手続き等において影響が検討できるとよいという点である。財政力のない管理者の橋梁ほど更新の目は立たないので、超過洪水時の倒壊等のリスクを保持しつつ管理する状態が続く。倒壊しない場合にも、流下の阻害になる、流木等による閉塞のリスクもある。占用許可上は、設計の範囲内しか審査しないが、超過洪水時に悪影響を及ぼさないか検討することも、気候変動が懸念される状況では重要になる。九大線の鉄橋も倒壊しなければ上流の堤防越流を助長して破堤につながったおそれもあった。超過洪水時の影響を検討し、必要があれば危機管理のための事前水防行為として、補強ではなく桁が冠水しはじめたら倒壊するような弱点をつくるという措置が有効な可能性がある。この場合には、既存不適格橋梁の更新にもなるので、事前設計しておくことは当然のことである。

4 点目は、既に述べたことと重複するが、事前復興として、更新橋梁の設計を終えておくことがレジリエンス確保につながる。また、鉄道では、限界勾配等の建築限界が厳しいので、ルートの変更や都市計画と連動した復旧・復興検討を、地域復興と合わせて行うことが重要である。

<参考文献>

- 1) 三島市 HP : <https://www.city.mishima.shizuoka.jp/ipn017289.html>
- 2) 井上公夫 (2020) : 狩野川台風 (1958) による洪水氾濫と土砂災害、いさぼうネット・歴史的大規模土砂災害地点を歩く (そのⅢ) , コラム 63, p.178-p.195, 丸源書店, 2020.8
- 3) 矢野勝正編著 (1971) : 水災害の科学, p.486-p.491, 株式会社技報堂, 昭和 46 年 3 月
- 4) 坂野章 (2003) : 橋梁への流木集積と水位せきあげに関する水理的考察 第 1 章流木の橋梁への集積に関する過去の研究のレビュー, 国総研資料第 78 号, p1-p4, 2003.3
- 5) 坂野章 (2003) : 橋梁への流木集積と水位せきあげに関する水理的考察 第 3 章実験による検討, 国総研資料第 78 号, p15-p64, 2003 年 3 月
- 6) 国土技術政策総合研究所道路構造物研究部・河川研究部・国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所 (2019) : 平成 28 年 (2016 年) 台風 10 号等に伴う豪雨による北海道地方被災橋梁等調査報告 3.橋梁の被害, 国総研資料 1069 号, p6-p45, 2019.3
- 7) 筑後川右岸流域河川・砂防復旧技術検討委員会 (2017) : 第 3 回委員会資料 2-2, p111, 平成 29 年 10 月 18 日(水)

- 8) 財団法人国土技術センター編 (2000) : 改定 解説・河川管理施設等構造令 第 8 章橋 第 60 条, p286-p289, 社団法人日本河川協会・技報堂出版, 平成 12 年 1 月
- 9) 財団法人・国土技術研究センター (2009) : 河川を横過する橋梁に関する計画の手引き (案), JICE 資料第 109001 号, 平成 21 年 7 月
- 10) 玉井信行・石野和男 (2010) : 2004 年以降に日本で発生した豪雨による橋梁の倒壊状況と倒壊要因, 土木学会第 65 回年次学術講演会講演集 CS4-002, pp3-pp4, 平成 22 年 9 月

3.1.1.4 中下流域での破堤氾濫による被害

2004 年 (H16) 新潟福島豪雨では、破堤氾濫による浸水で死者が発生した。死者の発生要因の分析を林 (2006) ¹⁾が行っている。林 (2006) ¹⁾によれば、ハザードの強さと犠牲者の体力等の脆弱性から死者は 3 つのグループに分けることができる。各グループの死因に関連する記述を表 3.1.1.4.1 に整理する。

表 3.1.1.4.1 犠牲者のグループ分けと要因 ¹⁾

グループ	犠牲者	犠牲になった状況、発見場所。
グループ 1 破堤点に近い 流体力が強い 場所で建物が 倒壊。健常者が 犠牲。	男性 76 健常 (聴 力低下傾向)	自宅に在宅中、堤防の決壊により自宅が倒壊し溺水。自宅家屋内で発見。
	女性 75 健常	娘と在宅時に堤防が決壊し家屋が倒壊し溺水。自宅から約 350m 離れた歩道上で発見。
	男性 78 健常	自宅 2 階に避難していたが、堤防の決壊により自宅が倒壊、水没のため溺水。自宅屋内で発見。
グループ 2 建物が倒壊す るほどの流体力 はない浸水域 で溺死。建物 外を動き回っ た (主として) 健常者が犠牲。	女性 42 健常	徒歩で自宅から避難所に行く途中、堤防の決壊による濁流に流され溺水。自宅から約 90m 離れた用水路内で発見。
	女性 78 杖歩行	孫と自宅にいて床上浸水。避難所に向かおうとして急な浸水のため溺水。自宅から約 120m 離れた地点で発見。
	男性 37 健常	浸水域内で仕事中に冠水。トラックの荷台に避難したが水に流され溺水。水田で発見。
	男性 63 健常	浸水域内にある会社に車で向かう途中冠水。車を手前に置き歩行中に溺水。水田で発見。
グループ 3 建物が倒壊す るほどの流体力 はない浸水域 で溺死。避難 介護者がいな い要介護者等 弱者が犠牲	女性 84 要介護独 居	屋内の床上 110cm まで浸水痕跡あり。避難できずに屋内にいたところ急激な浸水のため溺水。自宅居間で発見。
	男性 77 寝たきり	自宅で寝たきり療養中、床上 120cm の浸水。妻が助けようとしたが溺水。浸水した自宅 1F の水中で発見。
	女性 84 杖歩行独 居	屋内の床上 130cm まで浸水痕跡あり。避難できずに屋内にいたところ急激な浸水のため溺水。浸水した自宅の台所と居間の間で発見
	女性 76 要介護独 居	急激な床上浸水から慌てて 2F に避難しようとして転倒する等し溺水。浸水した自宅 1F の水中。

1つめは、家屋を破壊するほどの流体力が発生する箇所で元気な後期高齢者が屋内で亡くなったグループである。刈谷田川左岸の当時中之島町破堤箇所近くの3mを超える浸水深で高流速が発生する範囲であった。

2つめは、破堤箇所近傍の高流速発生エリアではないが1.5~1.8mの浸水深の中を、健常者が屋外で避難所に向かおうとする、移動中に自動車が浸水し逃げようとする等して溺死したグループである。五十嵐川左岸の破堤氾濫域で、信越線の東側にある新興住宅街であった。

3つめは、破堤点から離れており高流速は発生しないが浸水深1~1.5mの浸水エリアで歩行障害を持つ後期高齢者が近くに介助者が身近にいない状態で溺死したグループである。五十嵐川左岸の破堤氾濫域であるが、信越線西側の早くに開けた住宅街であった。

1つめのグループと2つめのグループを分けたものは、破堤点が自然堤防上の住宅地の中であったか、住宅のない水田であったかの違いである。五十嵐川の破堤点が自然堤防上の住宅地の前で起これば、建物を破壊する流体力が作用し、グループ1の被害が出ていた可能性が高い。

林 (2006) ¹⁾のグループ分けを念頭にカスリーン台風による利根川右岸の新川通り破堤による氾濫について見てみる。カスリーン台風では、利根川右岸の氾濫流が自然堤防や輪中堤等の二線堤により貯留・破堤を繰り返しながら流下した (須見 (2010) ²⁾)。利根川氾濫による犠牲者の半数以上は破堤箇所周辺の市町村で占めており家屋の流失・全壊も埼玉県で多い。破堤口付近の建物被害と人的被害、東京都の住家流失について水谷 (2011) ³⁾から抜粋する。

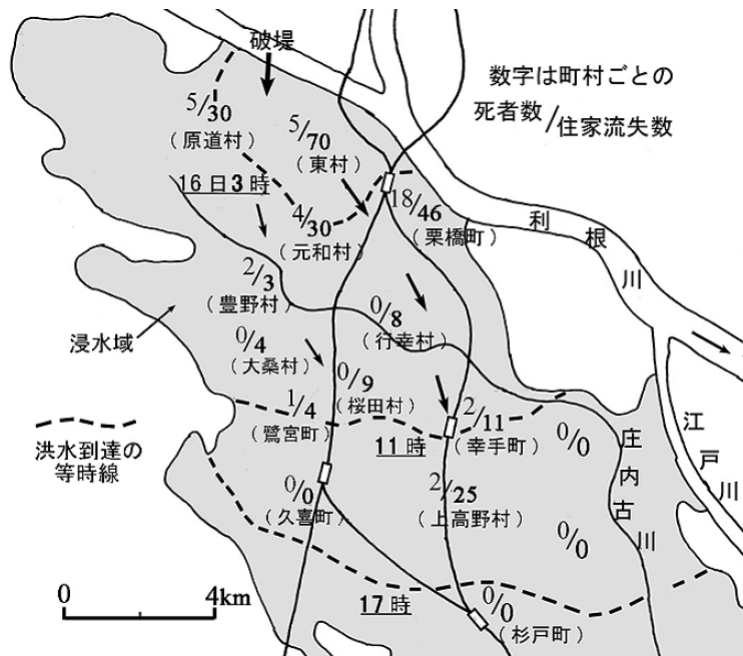


図 3.1.1.4.1 利根川破堤氾濫による被害の分布 ³⁾

(略) 新川通の東村地先における幅 350m の破堤口からは、非常に大きな水位差で大量の河川水が直面する皿状後背低地に流れ込んで、激しい洪水流が出現した。また、氾濫域内小河川の堤防の決壊や自然堤防の配列に起因する流れの集中・堰上げによって、局所的

に激しい洪水流が生じた。破堤地点から幸手南方までのほぼ 10km 区間ではこのような激しい流れを生じて大きな被害を引き起こされた。利根川の破堤による（埼玉県）住家流失 243 戸の全てはこの区間で生じたものである（図 3.1.1.4.1）。洪水流の勢いはとりわけ破堤口に面する後背低地内にて大きくおよそ 120 戸の住家がここで流失した。また、利根川破堤による住家全壊 422 戸の 3/4 は破堤地点から幸手南部までの区間で生じた。

（中略）利根川中流域には比高 2~4m の自然堤防がよく発達している。（中略）幸手付近には庄内古川・古利根川・権現堂川が集まっているので、自然堤防もしたがって集中している（図 3.1.1.4.2(左)）。そのため先狭まりの自然堤防間低地に流入してきた洪水流は堰き上げられて局所的に激しい流れが出現した。庄内古川の破堤及び幸手の北方にて地表面勾配が急になっていることもまた流れを強くした。破堤地点から 10km も離れた幸手やその南の上高野村において多くの住家流失が生じたのはこのような地形的条件によるところが大きい。（中略）

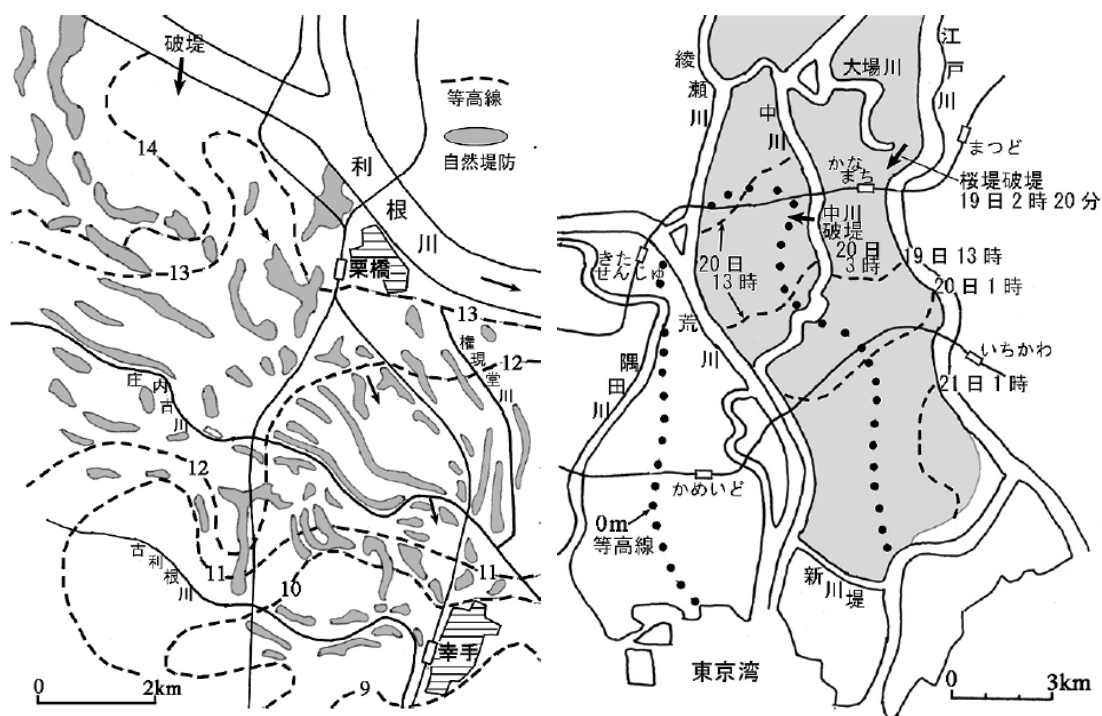


図 3.1.1.4.2 (左)利根川破堤地点付近地盤高と自然堤防列³⁾ (右)東京東部低地の浸水域³⁾

栗橋では破堤口に面する後背低地を囲む自然堤防の低所を突破した氾濫流が集中したため、多くの住家流失や全壊が生じた。氾濫流が到達したのは未明の時間帯であったことも関係して死者数が多かった。破堤決壊地点からは大きく離れ浸水だけで住んだ地域においてもかなりの死者が生じた。増水した川や用水路に転落する、浸水した道路を歩いて深みにはまるなどがその原因となっているので、比較的穏やかな浸水地区においてもこのようなことに注意しなければならない。（中略）東京都における住家流失 27 はすべて桜堤の破堤口付近で生じた。（以下略）

なお、水谷（2011）³⁾は住家被害と人的被害が大きくなる流体力増加の要因をすべて氾濫流と自然堤防の配置等の地形で説明しているが、東京都の建物流失が桜堤破堤口周辺であることと考え合わせると、自然堤防・輪中堤・派川堤防等の二線堤による貯留・流下を繰

り返した氾濫域下流側では、二線堤の破堤による流体力増加も考慮すべきだろう。須見(2010)²⁾は、幸手市(死者4名、行方不明者1名)、杉戸町(死者3名、行方不明者1名)、春日部市(死者5名)などでは、中川(島川)堤防の決壊流が流下した地域でも多くの人的被害が出ていると記載している。これは、氾濫流の排水が派川中川に集まり下流で破堤するためと考えられる。

林(2006)¹⁾が五十嵐川・刈谷田川の人的被害の分析で分類したグループ分けの考え方(グループ1:流体力による建物被害に伴い生じる犠牲者、グループ2:建物破壊するほどではない浸水域で動き回るために生じる犠牲者。)はカスリーン台風の利根川破堤氾濫でも有効であることがわかる。

なお、林(2006)¹⁾のグループ分け以外の犠牲者について紹介しておく。綾瀬川堤防等により利根川破堤の氾濫流到達を免れた下流に位置する東京都足立区における死者は、以下のものである。水災による死亡者は、直接洪水によるものではなかったが、道路上に垂れ下がった高圧線感電死2名、工場に浸水したモーターの処理中の漏電感電死1名、避難所にて脳溢血による死亡1名が出ている⁴⁾。

近年の洪水では地下街や地下室が水害に対して危険とされる。これは、低い場所に流れ込む流水により急激に水位が上昇し、水圧差によってドアが開かなくなる等により逃げ場がなくなるためである。自動車が浸水したアンダーパスに乗り入れた後、水圧でドアを開かなくなり運転者が避難できずに死亡する事象も同じ理由である。

減災への工夫については、白井(2010)⁵⁾及び須見(2010)⁶⁾が述べている教訓の抜粋で変える。

◎カスリーン台風災害から学ぶ継承すべき教訓【白井】⁵⁾

○避難場所の確保を

1947(昭和22)年の洪水では、多くの人は水塚、学校、高台の親戚などに避難し、お互いに助け合っていた。しかし、それでも堤防などに仮小屋を造り避難する人も多く、国、県からの仮設住宅の建設も行われた。

1947(昭和22)年の浸水区域内の人口は約60万人であったが、現在は同様な決壊による氾濫予想区域の人口は約230万人となり(表3.1.1.4.2)、居住人口も大幅に増大し、家が流されたり、浸水し住めなくなる人も多くなることが予想される。

これらのことを考えると、大量の被災者に対して周辺自治体をはじめ広域的な協力を得て、十分な避難場所のスペースを確保しておくことや、空き家の斡旋や応急仮設住宅の速やかな建設などが行われるよう、資機材の調達等の検討や、備蓄も必要である。特に下流部では、多くの被災者が円滑に移動できるよう広域的な避難計画が必要になる。カスリーン台風時には東京から千葉への避難が確認されている。この場合でも避難先での食糧、生活必需品等の需給など計画的に行うためには、被災者の避難、収容状況の把握及び連絡体制の確保なども必要である。

高層住宅などは、一時避難は有効であるが、2～3日となるとことにより電気、ガス、水等がないと生活が困難になることも十分検討すべきである。(中略)

○ライフラインの確保を

(中略)利根川では、1947(昭和22)年カスリーン台風の甚大な被災を契機に、改修計画が見直され、河道の拡幅や堤防の強化、調節池及びダム建設など大規模に工事を進めてきて、大幅な洪水処理ができるようになったが、計画が完成するまでには、まだ長い年月が必要である。一方、1947(昭和22)年当時に比べて氾濫区域内の土地利用も高度化され、人口・資産ともに増加しており、治水事業の重要性は益々高まってきている。

浸水状況を見ると、1947(昭和22)年カスリーン台風規模の降雨で当時と同地点で決壊

した場合には、当時とほぼ同じ氾濫状況となるが、その後の地盤沈下（図 3.1.1.4.3）や地形の変化及び洪水の流出の増大等により、範囲は拡大し浸水による深さも大きくなる。氾濫流量が増大し、氾濫流の平均流下速度は、昭和 22 年当時と比較して増加する。また、市街地では住宅地内の道路に氾濫流が集中し、水の流れも速くなる（表 3.1.1.4.3）。昭和 22 年洪水での川俣の流量は約 14,000 m³/s であったが、当時と同じ降雨で現在の地形や既設ダム等の施設・上流河川改修の整備状況をもとに再現計算によると、流出量は約 18,000 m³/s と推定される。

表 3.1.1.4.2 昭和 22（1947）年 9 月洪水と利根川氾濫計算（現況）による比較

	22 年実績洪水	計算値
地形	S22 年実績洪水	現況
氾濫面積	約 440 km ²	約 530 km ²
浸水域内人口	約 60 万人（S22 年当時）	約 230 万人（H16 年）推定
被害額	約 70 億円 （一般資産+農産物等）	約 34 兆円（H16 年）（一般資産+農産物等） その他、首都圏域の機能麻痺、営業停止等が 考えられ、その被害は図り知れない巨額な ものと推定される。

出典：パンフレット「利根川カスリーン台風大氾濫」による

表 3.1.1.4.3 氾濫流流下速度

	到達時間	平均流下速度
昭和 22 年	約 2.5 日	0.58 km/h
現 在	約 2.0 日	0.72 km/h

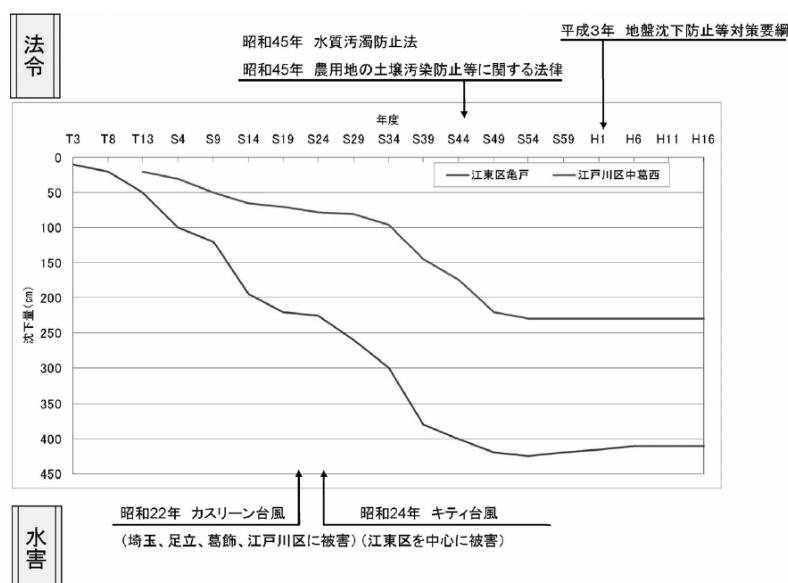
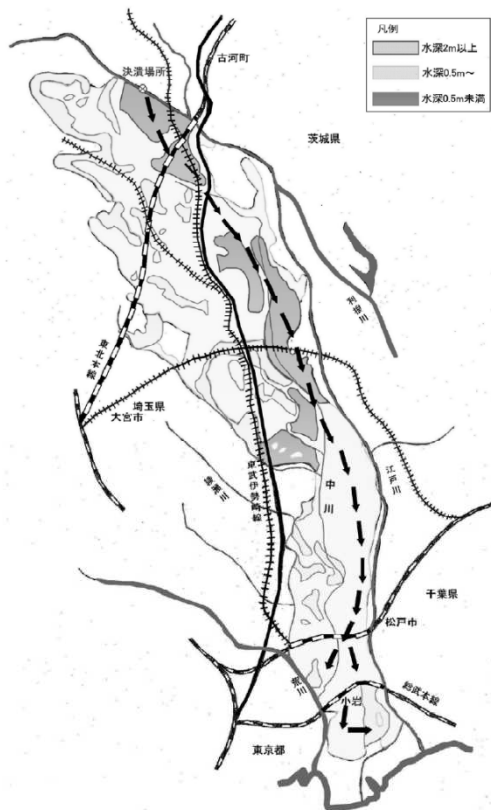
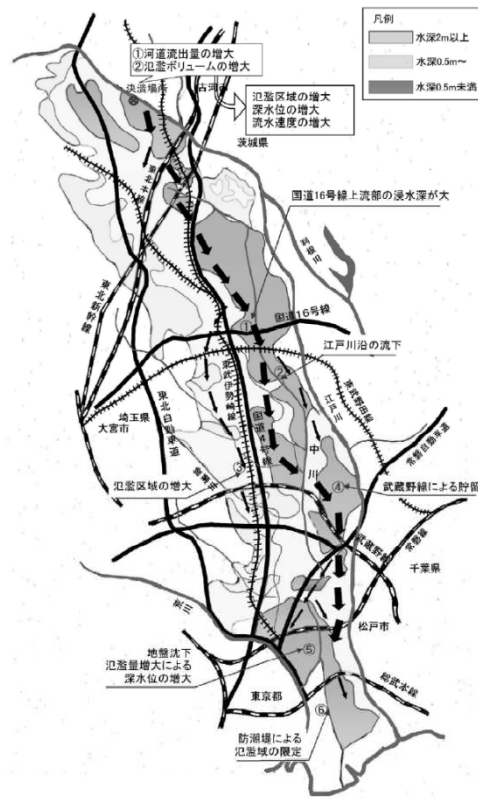


図 3.1.1.4.3 地盤沈下の変遷



昭和22年カスリーン台風による氾濫区域

(パンフレット「利根川カスリーン台風による大氾濫」より作成)



カスリーン台風同地点破堤による氾濫区域

(パンフレット「利根川カスリーン台風による大氾濫」より作成)

図 3.1.1.4.4 (左)昭和 22 年の氾濫区域 (右)執筆当時 (2010) の推定氾濫区域

この場合の氾濫状況を 1947 (昭和 22) 年と比較してみる (図 3.1.1.4.4) と、利根川の流出の増大に伴い大利根町の同地先で決壊した場合には、その氾濫流も増大する。増大した氾濫流は、新たに整備された国道 16 号の盛土や中川の河川堤防の整備により影響を受け、①国道 16 号線上流部の浸水深は大きくなり、②中川の堤防により中川右岸側に氾濫流の主流が流れるため、その部分の浸水深が大きくなる。③また、1947 (昭和 22) 年は元荒川の堤防や自然堤防により越谷付近で氾濫は止まっていたが、中川右岸が氾濫流の主流となったことや、地盤沈下による自然堤防の比高の低下により、元荒川を越えて越谷が氾濫域となる。④JR 武蔵野線の連続盛土により、氾濫流の流下とともに貯留効果によって、中川左岸に氾濫流が集中する。⑤中川、綾瀬川に囲まれた亀有、小岩周辺は地盤沈下により浸水深は増大する。⑥新中川の改修に伴い新中川と綾瀬川に囲まれた地域は氾濫域が減少している。

○日頃からの水防の認識と技術の継承を

水防は、古くから地先の防御のため地域ごとに水防団が組織され、それぞれ状況に応じた工法で活動がなされてきた。利根川の東村地先では、出水による水位上昇が著しく、水防活動が間に合わなかったが、過去の洪水では、水防により幾度も堤防決壊を防ぐことができていた。

現在、水防団組織の9割が消防団と兼任となっており、日常の活動が火災などの災害対策が中心となっている。水防は、河川改修による治水施設整備とともに氾濫を防ぐ直接の行為であることを再確認し、水防は、その現場、現場で対応が異なる特殊技術であり、これらの技術を失うことのないよう、水防組織、技術の継承が行われるようにしていくことが重要である。

カスリーン台風時でも、水防体制の不備や指揮系統の明確化、水防意識の不足等が言われたが幸い、利根川では、このカスリーン台風を契機に1都6県の水防連合による演習が毎年実施されている。しかし、地域ごとに見ると、洪水時に水防団により十分な水防活動できるか不安である。

もう一度、氾濫区域内では洪水に対し、運命共同体であり決壊をした場合には、その被害は下流まで影響し、決壊を免れた場合は、その利益は下流までであることを住民に理解してもらい、上流部の水防に対して応援のあり方などを考えていくべきである。

また、近年は水防対策を検討するにあたって、従来と違った被災形態や人々の動きがなされている。そのため、河川管理者をはじめ水防、救助等の関係者が相互に連携をとり、住民の生命、財産を守るとともに社会秩序を保持するなど広域的な連携が必要である。

○氾濫流対策の検討を

1947（昭和22）年9月のカスリーン台風では、氾濫流を東京に入れないよう、江戸川の堤防の切開が計画され、施工されたが、その途中で桜堤が切れて氾濫流は東京に入った。この切開にあたっては、関係機関の協議にも時間を要したことなどもあった。

また、東京に入った氾濫流は、中川、綾瀬川、荒川など開削し、各河川に排水したが、現在、当該地先は、広域地盤沈下で2～3mの沈下もしており、昭和22年に比較して浸水は著しく深くなる。この地域には、0m地帯もあり、平常時でも排水ポンプにより排水している状況であるが、これらの施設も浸水してしまい機能できなくなる。また、自然排水は、海水位が影響する区域であることから、思うように排水することは不可能と思われる。

このため、1947（昭和22）年と同じように上流部で江戸川に排水をしなければならないが、現在首都圏放水路、三郷放水路などもあるが、堤防の切開による自然排水も検討が必要であり、平常時より関係機関で協議し、計画検討しておくことが必要である。

◎カスリーン台風の教訓として【須見】⁶⁾

○二線堤の保全

カスリーン台風の利根川氾濫が流下した埼玉県東部低地には、河川沿いの自然堤防上に築造された権現堂堤、古隅田堤、桜堤など氾濫原を区分する形で二線堤として残された堤防群が数多く存在する。それぞれの堤防は、氾濫流の流下を受け止め、一時的に貯留し氾濫の流下を妨げた。カスリーン台風洪水では結果的に決壊し氾濫流が広がった二線堤も多いが、元荒川右岸堤や新川堤防のように水防活動とあいまって氾濫を止めたものもあった。また、権現堂堤や桜堤のように、二線堤が破堤・決壊に至るまでの間に、避難や水防活動などのための時間を稼ぐこともできた。一方、大正改修による中川のショートカットで八潮市の飛び地となった大瀬地区では、旧中川の堤防を撤去し農地としていたが、その結果、三郷市からの氾濫が進入し大きな被害を受けた。このため、水害後に旧堤防敷に再び盛土をしたという。氾濫域を分かちこれらの二線堤群は、論所堤として歴史的に上流と下流の対立の原因ともなってきたものもあるが、それらの歴史も含めて地域の遺産として残すとともに、氾濫流制御ができる施設として機能を保全するよう努めることの意義は大きい。

○現代の水塚・揚げ舟を

利根川堤防の決壊点に近い大利根町や栗橋町には、水塚を有する屋敷も多い。カスリー

ン台風洪水でも多くの人が水塚に避難し難を逃れた。また、民家の保有する田舟が食糧や水などの救援物資の輸送等に使われた。これらの水塚や揚げ舟は、洪水常習地帯に暮らす人々の知恵であり、水害に対する備えであった。現代では、そのような地域が団地として開発され、新興住宅が建ち並んでいるところもある。これらの地域にそのような水害に対する備えはないのが現状だ。例えば、近隣のビルなどと協定を結び、万一の水害の際のシェルターとして機能させるなど、現代の水塚と言うべき緊急避難場所を確保しておくことも重要であろう。また、江戸川区新小岩を中心に活動しているNPO「ア！安全快適街づくり」では、水害に備えてゴムボートによる避難体験を実践している。このような簡易でコンパクトなゴムボートの常備といったことも、現代的な水害への備えと言えるのではないか。

○ 河川情報の充実

災害後、新聞紙上の座談会等で、カスリーン台風災害に対する様々な課題が各関係者により提起されている。例えば、1947（昭和 22）年 9 月 24 日の読売新聞には、中央気象台長の和田清夫氏の発言として「こうゆう異常気象の前ぶれが判っている場合気象台と内務省、農林省、地方庁との連絡は必ずしもうまくは行っていない。われわれは天候に関して警報を出す、台風が去れば警報を解除する。ところが今度の場合災害は警報を解除した時間から始まっている。出水についても気象台は警報を出せるが堤防の状態とかその他の実際的な材料を持っていない。

このため内務省などに完全に連絡がとれていなければ災害を防ぐことはできない」と掲載されている。1949（昭和 24）年に水防法が成立し、1955（昭和 30）年には洪水予報に関する規定が付け加えられるが、これらの制度の背景には、上述のような問題意識もあったであろうことは想像に難くない。また、9 月 26 日の読売新聞紙上座談会では、東京都建設局長の大森建治氏が「今度の場合でも水防司令部のようなものがあって上流の情報を早く下流に伝えるような機関がほしかった。そうすれば上流の変に応じて下流でも防備の手が打てる。そうゆう有機的な機構にならなければ生きた水を防ぐことはできない」と河川情報や氾濫情報を伝える機関の必要性を訴えている。

最近では 2000（平成 13）年の東海豪雨や 2004（平成 17）年に頻発した各地の水害を受けて、水防法が改正され、洪水予報対象河川の拡大や、水位情報周知河川の設置、洪水ハザードマップの義務化など河川防災情報の仕組みの充実が図られている。また、リアルタイム氾濫予報についても洪水予報の一貫として行えるようになった。このように減災の観点からも河川情報の持つ意味はますます重要になってきており、住民が適切な避難行動をとれるような、わかりやすく適切な河川情報の提供が求められている。

<参考文献>

- 1) 林春男（2006）：辻本哲郎編 豪雨・洪水災害の減災に向けて ソフト対策とハード対策の一体化 第 3 編生活空間と水災危機管理 第 9 章 7.13 新潟水害の犠牲者に学ぶ、技法堂出版, p.193-p.219, 2006.5
- 2) 須見徹太郎(2010)：1947 カスリーン台風 報告書 第 5 章 利根川氾濫流の流下と中川流域, 中央防災会議・災害教訓の継承に関する専門調査会報告書, p.119～p.144, 平成 22 年 1 月
http://www.bousai.go.jp/kyoiku/kyokun/kyoukunnokeishou/rep/1947_kathleen_typhoon/index.html
- 3) 水谷武司（2011）：シリーズ「我が国を襲った大災害」—1947 年 9 月カスリーン台風

の豪雨による洪水・土砂災害一，水利科学 No.319, 2011

- 4) 北原糸子(2010)：1947 カスリーン台風 報告書 第7章 カスリーン台風から学ぶ教訓，中央防災会議・災害教訓の継承に関する専門調査会報告書，p.197～p.198，平成22年1月
- 5) 白井勝二(2010)：1947 カスリーン台風 報告書 第7章 カスリーン台風から学ぶ教訓，中央防災会議・災害教訓の継承に関する専門調査会報告書，p.181～p.193，平成22年1月
- 6) 須見徹太郎(2010)：1947 カスリーン台風 報告書 第7章 カスリーン台風から学ぶ教訓，中央防災会議・災害教訓の継承に関する専門調査会報告書，p.196～p.197，平成22年1月

3.1.1.5 死者・行方不明者を増大させる要因

3.1.1.5 では、浸水による死者・行方不明者が増大する要因について、考察・整理する。要因としては、水谷（2011）¹⁾があげる夜間発生の浸水、津波や高潮浸水で起きやすい浸水深の急上昇、柳田が戦争直後に来襲した枕崎台風（1945）における広島被害の要因に挙げている予報・警報等事前準備する情報の欠如²⁾が挙げられる。減災の工夫としては、バングラデシュにおける避難支援を中心とするサイクロン対策による被害者の減少について考察した報告書³⁾を紹介し、ゼロ・アワーとそれを基準にして準備を終えるタイムラインの有効性についてハリケーン・サンディの事例⁴⁾を紹介する。

水谷（2011）¹⁾は、「昭和20～40年代の豪雨災害では、昼間の災害に比べ深夜の災害では平均して約3倍の死者が生じていた」と指摘し、夜間に浸水が発生すると死者・行方不明者が増大すると注意喚起している。

浸水による死者・行方不明者が増大しやすい要因について河川氾濫に限定せず他の事例も参考に考察する。被害や状況は新聞記事から推定する。1999年9月の熊本県不知火町の高潮災害では12人の水死者が出た。うち9人は平屋建てに住んでいる人であり、その中の6人は70～80代の高齢者であった。助かった人の話によると、3分あるいは5分不足で数10世帯が1階の天井近くまで浸水したそうであり、「2階があったから助かった」、「目が覚めなかったら死んでいた」などの証言から⁵⁾、不意打ちかつ急激な水位上昇による浸水被害であったことがわかる。

1993年7月の北海道南西沖地震では、奥尻島を津波が直撃し死者176人、行方不明者68人（奥尻島以外も含む）の被害が出た。津波の規模は大きく、青苗地区では二重堤防を乗り越えて3～4mの高さの津波が押し寄せた。また、地震後の調査で、高さ10m以上の痕跡を残している場所も複数あった。震源が島に近かったため津波の到達も早く、被害が大きくなった一因と考えられる。地震後3,4分で津波が到達したという証言もある⁶⁾。ここでも、不意打ちかつ急激な水位上昇が死者数を多くしていることがうかがえる。

特殊な例ではあるが、1999年8月の玄倉川の中州でのキャンパーの水難事故では、13人の死者・行方不明者が出ている。事故は次のようなものであった。18人のキャンパーが川の中州でキャンプしていたところ、熱帯低気圧に伴う豪雨により川の水嵩が増し、中州に取り残された。その後さらに水嵩が増して中州は水没し、取り残されたキャンパーらは陣形を組んで増水した流れに耐え、救助を待っていた。しかし、さらに増水した川の流れに耐えきれなくなったキャンパーらは、次々と濁流に呑み込まれ、対岸に自力で泳ぎ着いた3人と救助された2人を除く13人が下流へ流されて亡くなるもしくは行方不明となった。この水難事故も、川の中州は増水して水没する危険があるという知識を持たないキャンパー

にとってみれば、一種の不意打ちと考えられなくもない。避難する時期を逸した要因として不意打ちを挙げることができると考えられる。

新川で破堤氾濫が起きた洪水災害である2000年9月の東海豪雨では全国で大雨による死者が10人、うち愛知県が6人（その他静岡県2人、岐阜県・三重県各1人）であった。このうち、新川の破堤氾濫域とは別の地域で崖崩れにより2人、用水路転落で1人、新川破堤とは関係のない天白区でお年寄りの溺死1人であったことが新聞記事⁷⁾で確認できることから、新川の破堤氾濫域での死者はいなかったか、いても2人であったと推定される。氾濫域内で約3,000人が孤立していたことを考えれば、被害人口に対して死者数が少ないという特徴がある。

以上まとめると次のことが言える。死者12人の不知火町高潮災害は、住人にとっては不意打ちであったと同時にわずか3～5分で水位が1階の天井近くまで上昇するという急激かつ大きな水位上昇を伴うものであった。死者176人行方不明者68人（奥尻島以外も含む）の奥尻島の津波災害も地震後短時間で高さ4m以上の津波が押し寄せるといふ、不意打ちかつ短時間に水位が急上昇するものであった。近年の水災害としては死者数の多いこれら2つの事例には、「急激かつ大きな水位上昇」、「不意打ち」という共通の特徴がある。林(2006)⁸⁾の分析におけるグループ2、3でも「急激な水位上昇」という言葉があり、これを裏付けるものと解釈される。一方、氾濫の規模のわりには死者が少なかった東海水害では、伊勢湾台風等で浸水被害を受けた経験があったこと、降雨状況が異常であったこと、天気予報・避難命令等のソフト対策が比較的行き届いていたこと等により住民に予感・心構えがあり、「不意打ち」とはならなかったことが死者を少なくできた要因と推定される。新聞記事⁴⁾から、避難し遅れた住民がいたようであり、それにもかかわらず死者数が少なく済んだのは、河川の破堤外水氾濫による水位上昇量と速度が高潮や津波の場合に比べて小さかったことによると推定される。

一般的に、河川の破堤氾濫は、降雨状況からの判断、水防活動や天気予報等のソフト対策により心の準備がしやすく、また、破堤氾濫時の水位上昇量や速度も高潮や津波に比べて小さいと考えられることから、死を免れるための咄嗟の対応がしやすいと考えられる。これに対して、災害経験者の談話を新聞記事から読みとると、津波や高潮のように不意打ちに短時間で身長を超えるような水位急上昇が起こる場合には、死を免れるための咄嗟の対応もしにくいのではないかと想像される。予報等ソフト対策の重要性が指摘される所以である。

予報情報がないために被害が拡大した事例として、枕崎台風について紹介する。被害が大きかった広島県の様子について、井上(2018)²⁾から以下に抜粋・引用する。

(略)柳田は、この災害の原因を戦争による治山治水事業の放置と、防災機関による台風情報の欠如と結論付けました。とくに、原爆直後の広島の天気図が空白（気象情報が皆無に近かった）であったことが、この疑問を解く鍵だと位置付けました。情報の早期伝達、という現代砂防の基本に通じる鋭い指摘です。

8月6日の原爆が投下された後、『黒い雨』（宇田ほか、1953、井伏、1966、北、1971、増田、1989）が北西方向に降りました。8月15日の終戦による混乱の中で、8月末からまるで梅雨のような雨が降り続けました。戦争により治山治水事業は放置され（7月に広島県砂防課も廃止）、気象情報も途絶えていました。

このような状況下で、9月17日に枕崎台風が広島を襲いました。原爆で壊滅状態だった広島市街は水没し、県下各地の山や谷は崩壊と土石流が多発し、多くの資産と人命を失いました。太田川の奔流は広島市郊外の農村地帯に襲いかかりました。濁流は、八木、緑井、古市、祇園にかけての水田地帯をみるみるうちに水没させ、辺り一面を広大な湖のように

してしまいました。後に広島市長となった配給課長の浜井は、この時の心情を後日次のように記しています。「市役所の屋上から市中を見渡すと、全市が湖になっていた。瓦礫や倒れた家、ガラタタがすべて水の底にかくれ、一見美しい眺めであった。“原爆砂漠”が一夜にして、“原爆湖水”に変わっている。－これで一切合切が、徹底的に葬り去られた。私はヤケッパチな気持ちで、いっそこの水が永久に引かなければよい、と思った。」(中略)

呉は枕崎台風による最大の被害地となりました。9月17日の枕崎台風による豪雨によって、急傾斜地の多い呉市では、山津波や河川の決壊が無数に発生しました。あつという間に1,162戸の家屋を流失させ、死者1,154名にもものぼる大惨事となりました。広島県下の犠牲の半数以上は呉市でした。一地方都市で1,000人を超える死者を出すということは稀有の大災害です。災害の後、呉市民の間には、「戦争で火攻めにあい、今度は水攻めにあった。正月頃には食攻めにあって餓死するだろう。何故、天はこうまで我々を苦しめ抜かねばならぬのだろうか」という悲痛な叫びが聞かれました。(以下略)

隣接する山口県東部でも被害が大きかった。山口県内の被害は、死者427人行方不明者274人の計701人となっている⁹⁾。

枕崎台風による人的被害は、戦後の観測・通報体制が整わない夜間の台風の来襲で「不意打ち」であったこと、土砂災害と洪水の複合と思われる山津波による死者も多かったことがうかがいしれる。

減災の工夫は、事前の準備とそれを支える予報・警報・リアルタイムのハザード情報の収集・共有につきる。予報・警報の重要性・効果は、日本の自然災害の死者・行方不明者数の推移に反映されている。また、バングラデシュのサイクロン災害に対する予報・警報システムの整備、情報伝達の仕組みや避難シェルターの整備等高潮対策の進展による犠牲者の減少は土木研究所資料³⁾に詳しい。

予報・警報の効果をあげるとともに、災害後の機能復旧の早さで参考となるのは、ゼロ・アワーに基づくタイムラインである。ハリケーン・サンディにおいて、事前のカテゴリー別の浸水区域図整備、強風域に入る時を(結果として高潮発生にとっても)ゼロ・アワーとするタイムラインに基づきハリケーンの規模に対応する予想浸水域ゾーン住民に対して避難を呼びかける対策の効果については、災害調査団報告書にまとめられている⁴⁾。日本でもタイムラインの導入が進められているが、ゼロ・アワーを台風の上陸時点としている。上陸時には強風・暴風が吹き荒れ海面水位が上昇してしまっているため避難や準備を行うには手遅れである。高潮対策に対する有効性を高めるためにゼロ・アワーは強風域到達時点とすべきである。

○ハリケーン・サンディにおけるゼロ・アワー及び被害発生までの対応経緯

ハリケーン・サンディは10月22日にカリブ海で発生し、26日頃にかけてカリブ地域を横断し、キューバ、ジャマイカ、パハマ、ハイチなどで多くの被害を出した。カリブ地域を通過後、一時的に勢力を弱めたが、10月27日以降再びハリケーンとなり大西洋上を北上、10月29日午後8時頃にニュージャージー州アトランティックシティ付近に上陸した。上陸直前でハリケーンから温帯低気圧となったが、上陸時はカテゴリー1のハリケーンに相当する1分間平均風速約36m/s、さらにハリケーンの勢力範囲がおおよそ1400kmという巨大なストームであり、ノースカロライナ州からメイン州までの沿岸地域を中心に10月31日頃までに多くの被害をもたらした。

2012/10/25 (木)

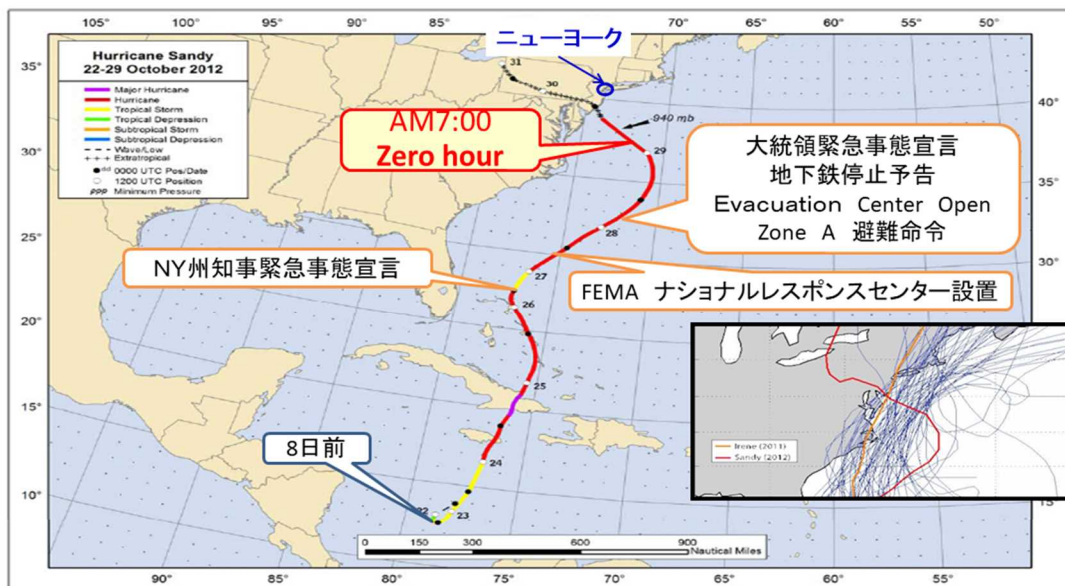
サンディの接近に対し、ハリケーン・サンディの影響可能性予測に応じて10月25日(木)にニューヨーク市は、Office of Emergency Management (OEM) の指令センターを始動した。

OEMは沿岸暴風雨計画 (coastal storm plan) を始動した。この始動によって関連部局が緊急時オペレーションに移行する。オペレーションは、必要機材の事前配置、スタッフの増員計画、暴風雨前警戒体制をとること等である。

平行してニューヨーク市は、豪雨浸水緊急計画 (flash flood emergency plan) も始動した。食料備蓄緊急倉庫の移動、65の避難センターとそれに付随するシェルターを開設する手続きを開始した。ブルンバーク市長が避難を命令する全ての地域に対してハリケーンの間要求されるもてなしを提供するには十分でないが、ハリケーンシェルターの機能を超える医療条件を持つ居住環境を提供する8つの特別避難施設の開設準備も合わせて始めた。

この第一ステップで、避難所スタッフとして指定された市職員たちが、市長がシステムをオープンにした時に避難所で活動できるよう警戒態勢をとる。

市は25日(木)にハリケーン・サンディの影響が考えられる地域の住民に対して注意喚起を始めた。OEMが始動したAdvanced Warning System (AWS) は、1,500を超える行政及び非行政のネットワークを通じて、623,000人以上の高齢者とサービスが停止されるコミュニティに行き届いた。



出典: Tropical Cyclone Report Hurricane Sandy (AL182012) 22 – 29 October 2012

図 3.1.1.5.1 ハリケーン・サンディにおけるゼロ・アワーとそこから逆算した減災の準備

2012/10/26 (金)

ニューヨーク州のクオモ知事は緊急事態を宣言し、オバマ大統領に対してハリケーンの上陸前の連邦の緊急事態宣言を要求した。知事は、州のEOC (Emergency Operation Center) に対して24時間体制を指示した。

OEMは、暴風雨に対する市の応急対応活動のマネジメントと全ての意思決定を行う中枢となる緊急オペレーションセンターを始動した。この時点で、ハリケーン・サンディは最大の平均風速時速80マイル (35.5m/s) のカテゴリー1でバハマの北に位置し北西に向かっ

ていた。National Weather Service は、10月31日（火）午前2時にニュージャージー州南部に上陸する予測を出していた。沿岸暴風計画からいくつかの要素を外して、サンディに対する総力を挙げた準備とオペレーションが立ち上がった。ここでロジスティクスセンターが開かれ、ヘルスケア避難センターもオープンし、食料備蓄緊急倉庫が展開された。

ブルンバークニューヨーク市長は、市民に対してハリケーン・サンディの影響の可能性を考えて警戒準備するよう呼びかけ始めた。この時点ではまだ市長は、学校の閉鎖・避難指示の判断はしていない。市長は、市民に対してこの後数日間は天気予報に警戒し続けるよう注意喚起した。

夕方遅くに、避難所の第一シフトスタッフが、翌日27日（土）のAM8:00に避難所に到着し、準備状況を報告するよう通知を受けた。

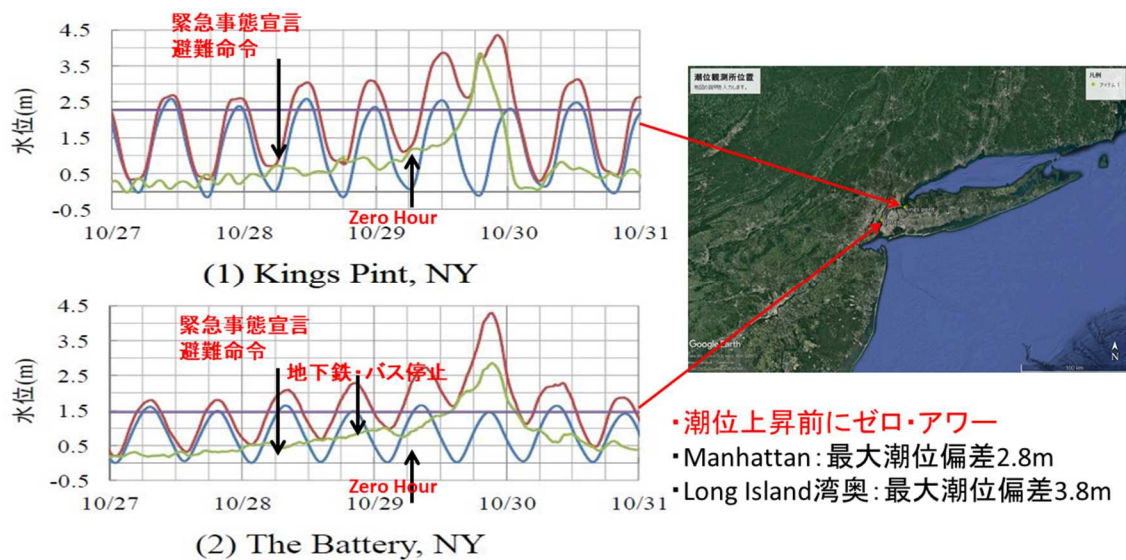


図 3.1.1.5.2 サンディで観測された高潮潮位 1)

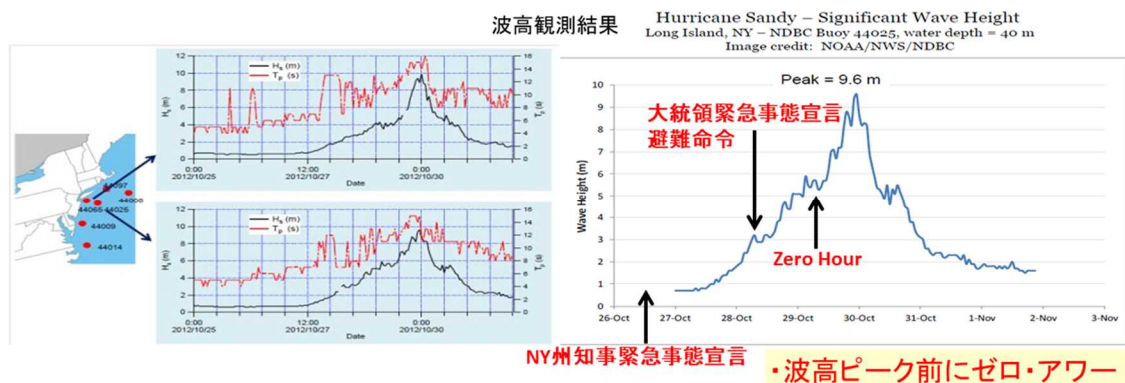


図 3.1.1.5.3 サンディで観測された波浪

2012/10/27 (土)

10月27日(土)の朝、スタッフは避難所に到着し始め、避難所運営センターを始動した。

市は同時に避難命令が出た後に家から出られない人の退去オペレーションの準備も始めた。これらのオペレーションは、沿岸暴風雨計画でゼロ・アワーと呼んでいる時刻から逆算して遂行が完了できるよう運用される。

ゼロ・アワーは、平均風速時速 39 マイル (17.3m/s) 以上の熱帯低気圧暴風に市が曝されると予期される時刻として設定される。平均風速 39 マイル (17.3m/s) 以上の暴風が来襲した時には、暴風雨来襲前に救助活動等を行うファーストレスポンスの安全が保証できなくなる。沿岸暴風計画におけるオペレーションの意思決定は、ゼロ・アワーから逆算してなされる。10月27日(土)時点で、ゼロ・アワーは10月29日(月)朝のAM7:00に設定された。

夕方、市長は再度市民に対して、ハリケーン・サンディに関する経路と準備を促す地域の住民について最新情報を伝えて注意を促した。ハリケーン予想は相変わらず最悪の暴風雨であり、直撃を受けるのは大西洋中部からニューイングランド南部まで広がった。市長は市の居住者に対して、もしあなたが低地に住んでおり、深刻な浸水や長引く停電に巻き込まれそうなら、これらの問題に直面する脆弱性がより小さい地域に住む家族もしくは友人とて過ごすことを考えるべきだと伝えた。また、市長は利用したい人は誰でも利用できるよう10月28日(日)の朝に避難所を開設すると伝えた。

10月27日(土)にクオモニューヨーク州知事はMTAに対し、公共交通機関の一時停止の計画策定を指示した。

天気予報は、27日(土)から28日(日)にかけてかなり悪化した。

2012/10/28 (日)

10月28日(日)朝、ナショナルハリケーンセンターは、ニューヨーク港を含むロングアイランド湾の高潮高について、4~8フィート(1.2~2.4m)から6~11フィート(1.8~3.3m)に増加する予測を出した。市内の暴風は平均風速※で時速40(17.7m/s)から60(26.7m/s)マイル、突風※※で時速70(31.1m/s)から80(35.6m/s)マイルと予測された。

10月28日(日)に、クオモ知事は彼がオバマ大統領に要求した連邦緊急事態宣言を大統領が承諾したことを周知した。また早朝に、知事は公共交通機関について、MTAの地下鉄が午後7時までバスは午後9時までの運行とすることを周知した。

朝、午前9時にはニューヨーク市を中心に、72のevacuation centerがオープンした。港の高潮計測データで悪化しつつある気象条件を確認し、市長は10月28日(日)AM11:00に沿岸暴風雨計画でゾーンAになっている地域住民に対して、強制避難命令を発令した。

住民はMTA地下鉄が営業を停止しNYCHAが発電をパワーダウンするPM7:00までに避難するよう命令された。

10月28日(日)PM9時までにMTAのバスと地下鉄は完全に停止した。

OEMは、Commercial Mobile Alert System (CMAS)を通じて強制避難の警告を送信した。CMASはこの種の緊急メッセージを受け取ることができる携帯電話全てに緊急メッセージを送るシステムである。地方自治体が緊急メッセージを周知するためにCMASを起動したのはこれが全米初であった。

強制避難命令は、ゾーンAの地域住民にはドアツードアで周知され、New York City Housing Authority (NYCHA)は、影響エリアから避難する住民の避難を支援するため200の支部の教育バスを提供した。居住者が避難するあらゆる機会を持てるよう、NYPD事務所職員はライトを点滅させた車からハンドマイクでゾーンAのエリアを勧誘してまわり、住民に強制避難命令について警告した。NYPD職員は、MTAのバスを運転してまだ避難していなかった人を輸送した。これらのオペレーションは、道に誰も居な

くなるかあるいはファーストレスポンスの安全がもはや確保できなくなる時間まで続けられた。

ブルンバーク市長は、10月29日（月）の学校を閉鎖すると周知した。沿岸警備隊は夜にニューヨーク港を閉鎖し、10月29日（月）と10月30日（火）に到着を予定している全ての船に連絡した。

2012/10/29（月）

10月29日（月）AM7:00にゼロ・アワーを迎えた。このときまでに、潮位は上昇し始めており、天候は悪化しつつあった。

市長は、オバマ大統領、クオモ知事、FEMAディレクター等関係部局と連絡をとった。

AM11:30に市長はニューヨーク市民に対し暴風雨の更新情報を伝えるとともに、学校は10月30日（火）まで閉鎖を継続することを周知した。

10月29日（月）PM2:00までにはHollandとBattery両トンネルを閉鎖した。

クオモ知事は9本の橋を閉鎖し、PM7:00に3つの橋を閉鎖した。

ハリケーン・サンディは10月29日（月）の夜PM8:00にニュージャージー州、アトランティックシティの南西約5マイルの地点に上陸した。ニューヨーク市周辺の平均風速は、最大48～59kt（24.7～30.4m/s）を観測し、ロングアイランド北岸の標高24mの観測所Eaton's Neckで最大瞬間風速83ノット（42.7m/s）を観測した。高潮は、マンハッタンの観測所Batteryで最高潮位約4.3m（10月29日21時頃）最大潮位偏差約2.8m（10月29日（月）21時頃）、ロングアイランド湾の観測所Kings Pintで最高潮位約4.4m（10月29日（月）23時頃）最大潮位偏差約3.8m（10月29日（月）19時頃）を記録した。ロングアイランド沖の大西洋（水深40m）で、波浪は最大波高9.6m（10月30日（火）0時頃）周期約16秒の高波を記録した。なお、降雨はサンディの経路南側が主で、ニューヨークの降雨は深刻なものとはならなかった。

※平均風速の基準が、日本では10分間の平均値であるのに対して、米国では1分間の平均値が用いられています

※※5秒間の平均風速。平均風速の30%増。

○サンディによる甚大な被害と早期の機能復旧

1985年以降の高潮対策検討で浸水予測や避難計画の策定等のソフト対策の整備が進められていた中で、ハリケーン・サンディによる高潮浸水被害を被った。

マンハッタン島は水際部を中心に浸水が発生し、浸水域は事前に予想していたハリケーンカテゴリー別予測浸水域のゾーンAとほぼ対応していたが（図3.1.1.5.4）、西側からの浸水はカナルストリートとハドソンストリートの交差点まで、東側からはイーストビレッジの一部に達し、水際部からの溢水によりマンハッタンでは数百のビルが浸水した¹⁰⁾（図3.1.1.5.5）

空港、鉄道、道路トンネル等のインフラ被害については3.1.1.8で述べる。

マンハッタン島の南部に位置する14th streetの変電所が爆発事故を起こし、電気施設が浸水する等してロウマンハッタン（マンハッタン島南部）一帯が停電した。スチーム配給装置も、地下のパイプとトンネルが高潮による大量の水の浸入を制御する装置を持っていなかったため、停電と浸水の被害を被った¹²⁾（図3.1.1.5.6）。39th streetより南側で5日間にわたって停電したことは南部電源地域が新しい区域であることをはっきり示した¹²⁾。停電の回復が素早くなされなかったことはすさまじいフラストレーションをもたら

した¹²⁾。この遅れは、気温の低下とあいまって危険を増やした¹²⁾。多くのビジネスは数週間仕事を再開できなかった¹²⁾。バックアップディーゼル発電機は、マンハッタンドアウンタンの多くの停電被害を受けたビルのいくつかでは電源の回復が数週間を要したことを示した¹²⁾。この地域での暖房と電気の喪失は、多くの商業と住宅の賃借人が、入居しているビルとの賃貸借契約を破棄し、永久に退去する原因となった¹²⁾。Con Ed 社発表によれば、マンハッタンでは停電が減少しはじめた 11/2 午前 5 時時点で約 226,000 の顧客が、停電の解消が進んだ 11/5 昼時点で 3,825 の顧客が停電していた (図 3.1.1.5.7)。

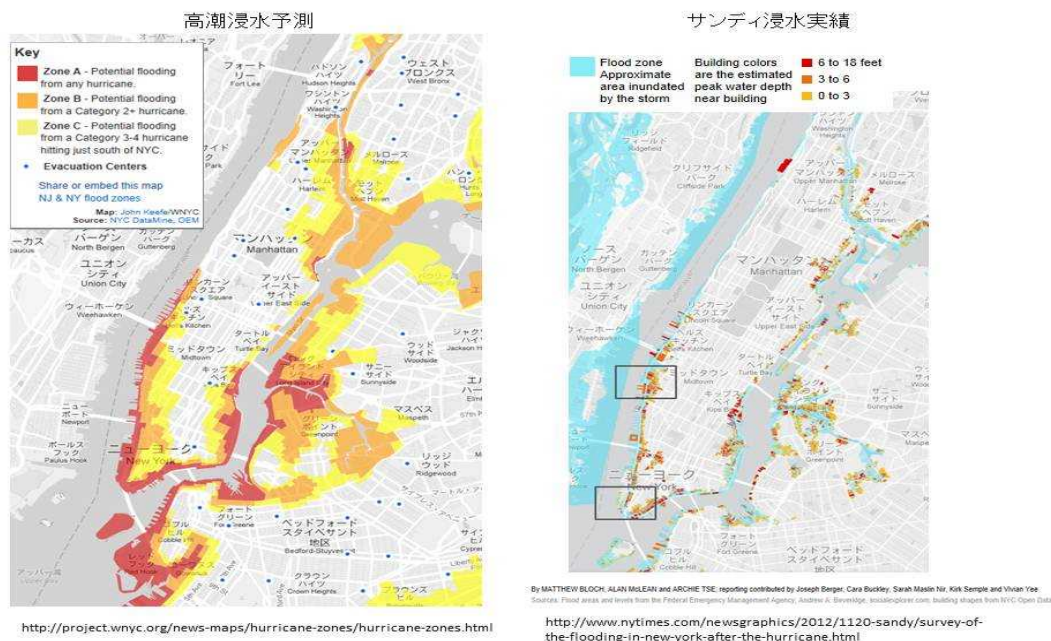


図 3.1.1.5.4 マンハッタンの高潮浸水予測 (左) とサンディ浸水実績 (右)



図 3.1.1.5.5 マンハッタン南部の浸水実績

サンディは交通機関、発電機、暖房の燃料も含め、燃料の配給ネットワークにも大きな影響を及ぼした¹²⁾。ガソリン不足は、緊急対応に従事する人々と復旧作業をする住民の両方に幅広い影響を及ぼした¹²⁾。ニューヨーク証券取引所は、1888年のブリザード以降最も長い2日間にわたる閉鎖を経験し¹⁰⁾、金融活動を含む世界の社会経済活動の中枢に大きな影響を及ぼした。ニューヨーク市行政予算管理局によれば、民間・公共と間接コストをすべてあわせてニューヨーク市全体で190億ドルの被害と見積もられている¹⁰⁾。

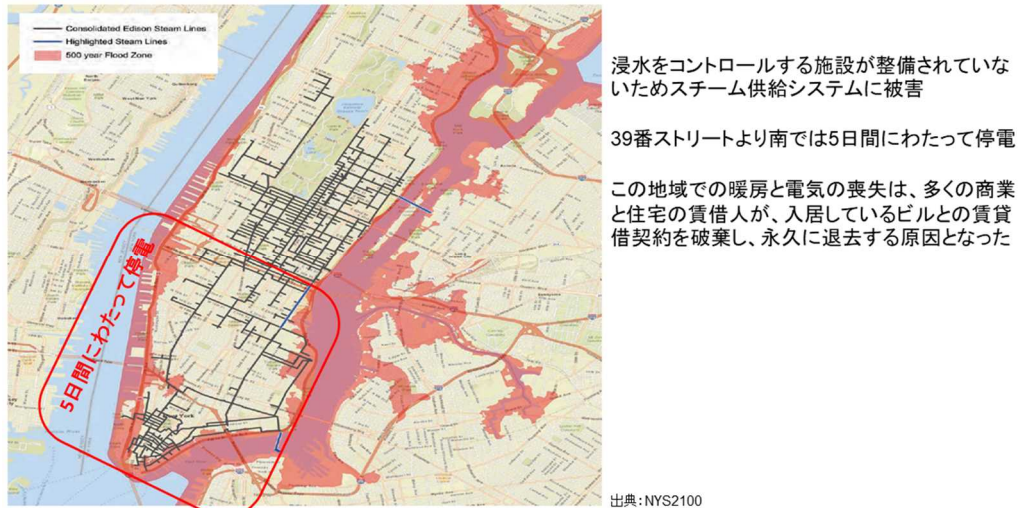


図 3.1.1.5.6 マンハッタン スチーム供給ラインと停電範囲

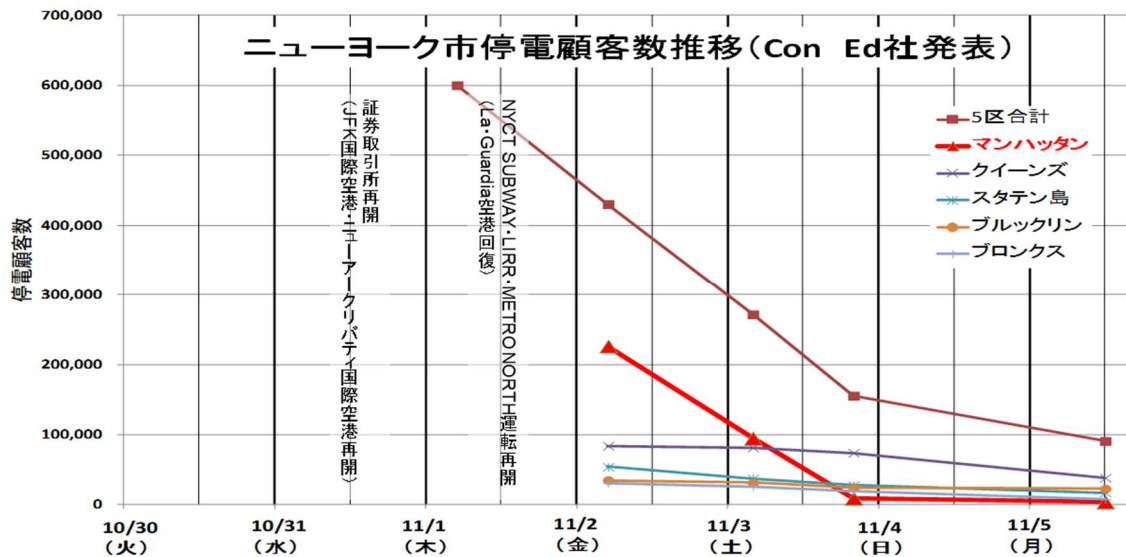


図 3.1.1.5.7 ニューヨーク市停電顧客数の推移 (Con Ed社発表)

人的被害は、全米でハリケーンによる直接死が72人おり、このうちニューヨーク州の死者は48人と過半数を占めた¹⁰⁾ (図 3.1.1.5.8)。全米のサンディによる直接死72人のうち41人が高潮浸水によるものであり、倒木による死者20人が次ぐ¹⁰⁾。また、米国内で間接死が少なくとも87人おり、直接死の犠牲者数を上回る¹⁰⁾。そのうち約50人は、寒い気候の中電源がなくなったことにより高齢者が暗闇の中低体温症で、あるいは自家発電機や調理器具を不適切な場所に置いたことによる一酸化炭素中毒で亡くなった¹⁰⁾。報道の情報¹³⁾に

よれば、ニューヨーク州の死者は高齢者が自宅地下室で亡くなるケースが多く見られた。なお、直接死 72 人を記録したサンディは、南部の州を除けば、1972 年のアグネス以降最も多くの直接死者数が出たサイクロンとして記録される¹⁰⁾。

Country	Direct Deaths	State	Direct Deaths
United States	72	New York	48
Haiti	54	New Jersey	12
Cuba	11	Connecticut	5
Dominican Republic	3	Pennsylvania	2
Bahamas	2	Virginia	2
Atlantic Ocean (~90 n mi offshore of North Carolina)	2	New Hampshire	1
Canada	1	West Virginia	1
Jamaica	1	Maryland	1
Puerto Rico	1	Total	72
Total	147		

全米で間接死が少なくとも87人おり、そのうち約50人が気温が低下した中、停電等で暖房が使えず、**低体温症(特に高齢者)や一酸化炭素中毒で死亡**

ニューヨークではシェルターの収容能力十分でないため、FEMAとNYSは避難対象者数を削減すべく、住民、特に高層ビルの居住者の通常生活を可能とさせる**水、電気および湯を含むセントラル・ヒーティングの早期復旧を優先的に実施**

出典: Tropical Cyclone Report Hurricane Sandy (AL182012) 22 – 29 October 2012

図 3.1.1.5.8 サンディによる直接死者数¹⁰⁾

表 3.1.1.5.1 ニューヨーク州とニュージャージー州の被害¹⁴⁾¹⁵⁾

復旧費	NY州(\$ in millions)		NJ州(\$ in millions)	
		%		%
州政府緊急対応	1,627.3	5.0	529.4	1.8
個人援助	913.3	2.8	702.7	2.4
住宅	9,672.0	29.5	4,921.2	16.7
ビジネス被害	6,000.0	18.3	8,319.1	28.2
健康	3,081.0	9.4	291.8	1.0
雇用			760.1	2.6
学校	342.7	1.0	2.6	0.0
輸送、道路・橋梁	7,348.1	22.4	1,351.0	4.6
公園・環境	793.9	2.4	5,526.5	18.7
水、汚水処理・下水道	1,060.3	3.2	3,012.7	10.2
公共施設	1,504.0	4.6	1,797.3	6.1
州政府対応財源	461.5	1.4	95.0	0.3
他の地方自治体の財源、道路			737.5	2.5
他の地方教育			125.0	0.4
アトランティックシティCRDA			312.7	1.1
港湾局			1,000.0	3.4
防災・減災費用	9,080.8		7,422.7	
復旧費+防災・減災費用	41,884.9		36,907.3	

出典 NYS: [http://www.governor.ny.gov/print/4593\[2013/04/16 20:23:29\]](http://www.governor.ny.gov/print/4593[2013/04/16 20:23:29])
 NJS: [http://www.state.nj.us/governor/news/news/552012/approved/20121128e.html\[2013/04/11 19:33:43\]](http://www.state.nj.us/governor/news/news/552012/approved/20121128e.html[2013/04/11 19:33:43])

ニューヨーク州、ニュージャージー州の被害額は合わせて 8 兆円規模 (ニューヨーク州¹⁴⁾: 約 4 兆 2 千億円、ニュージャージー州¹⁵⁾: 約 3 兆 7 千億円 (1\$ = 100 円換算)) と発表されており、平成 7 年兵庫県南部地震 (約 9 兆 6 千億円¹⁸⁾) と同レベル、東日本大震災 (16 兆 9 千億円¹⁶⁾) の約半分にも上り、大都市災害が持つ被害規模の巨大さを示している。

表 3.1.1.5.3 ニューヨークに襲撃したハリケーン・ストーム 17(18)

名称	来襲月	被災原因	被害	市の対応
1821Hurricane		1 時間に 13 フィートの潮位上昇	浸水地域は 今日よりも家屋数がはるかに少なく、死者少。	
1938 Hurricane		浸水・60 マイル/時の強風	ニューヨーク市: 嵐で10人死亡。被害数百万ドル。 59番街より北と Bronx 全域が浸水停電。New IND 地下鉄も電力喪失。	
1954 CAROL		100 マイル/時の強風と 115~125 マイル/時の突風		
1960 DONNA		ニューヨーク港で 11 フィートの高潮発生。広範囲に棧橋破壊		
1955 CONNIE & DIANE	8 月	市内で深刻な浸水。CONNIE: La Guardia 空港に総雨量12インチ以上の大雨。	DIANE: ペンシルバニア・ニューヨーク・ニュージャージー州死者 200 人以上	
1972 AGNES	6 月	熱帯低気圧 AGNES はアメリカ北東部の別の低気圧と結びつき、ノースカロライナからニューヨーク州まで浸水	死者 122 人 60 億ドル(現在価値に換算)以上の被害	
1985 GLORIA		工兵隊は、1985 年ハリケーン Gloria が満潮時に市街地により接近すれば壊滅的被害の可能性あったと注意喚起。		
1996 BERTHA	7 月	衰えつつあった熱帯低気圧 Bertha が市街地に大雨。		
1996 EDOUARD	9 月第一月曜日	ニューヨーク市に向かい接近した後海に向かって V 字に逸れた		
1999 FLOYD	9 月	60 マイル/時の強風と10~15インチの大雨を維持し接近	1996 年以降初めて市内の学校が閉鎖。	予防対策として緊急ストームシェルターを開くきっかけになった。
2011 IRENE	8 月	市全域に7インチの大雨と65マイル/時の強風	嵐のため1億ドルの被害が出たと見積もられた。8000人以上の住民に災害からの復旧のために連邦政府から1,360万ドルの援助が承認された	ゾーン A 住民 37 万 5 千人、Rockaway 半島全域、ゾーン B 立地 34 のヘルスケア施設に避難命令。 81 避難所に 10,000 人の避難者を収容。
2012 SANDY	10 月末	85 マイル/時の強風と市全域に約1インチの雨。 ピーク時に 13.88 フィートの高潮		ゾーンA(アップデート済)住民に避難命令。公共のため 76 の避難所を開設。
出典: http://www.nyc.gov/html/oem/html/hazards/storms_hurricanehistory.shtml http://en.wikipedia.org/wiki/1938_New_England_hurricane				

ニューヨーク州とニュージャージー州の被害額の内訳¹⁴⁾¹⁵⁾を表 3.1.1.5.1 に、サンディによるニューヨーク州の被害とハリケーン・カトリーナにおけるルイジアナ州の被害の比較¹⁵⁾を表 3.1.1.5.2 に示す。

表 3.1.1.5.2 サンディ(ニューヨーク州)とカトリーナ(ルイジアナ州)の被害比較¹⁵⁾

	サンディ(NY)	サンディ(NY)／ カトリーナ (Louisiana)	カトリーナ(Louisiana)
住宅(全壊・半壊)	305,000※	1.4	214,700
停電	2,190,000	2.7	800,000
ビジネスへのインパクト	265,300	14.2	18,700
※集計中			
出典： http://www.governor.ny.gov/print/4593 [2013/04/16 20:23:29]に加筆			

表 3.1.1.5.1 からはビジネスへの被害、住宅への被害は両州とも大きいこと、ニューヨーク州では運輸・道路・橋梁の被害額が大きい一方ニュージャージー州では公園・環境の被害額が大きい特徴が見られる。

表 3.1.1.5.2 からは、ニューヨーク市(中枢都市)が被害を受けたサンディ(ニューヨーク州)は、ニューオーリンズ(地方都市)の被害が大きかったカトリーナ(ルイジアナ州)と比較して、停電被害は2.7倍、ビジネスへのインパクトは1.4倍以上と中枢都市圏における高潮被害の甚大さの一端がよみとれる。

ニューヨークの中枢機能が立地するマンハッタン島は比較的高台の地形になっており周囲には堤防もない。マンハッタンを守る形で位置する Long Island や Staten Island 等の大西洋に面する海岸線の地形はニューヨーク湾の入り口で屈曲しており、吹き寄せの影響を受けやすい地形となっている。しかし、緯度は北緯 40° 42' ~40° 50' と日本でいえば青森県三沢市に相当する高さであり、これまではハリケーンの来襲による被害は多くなかった。

表 3.1.1.5.3 はニューヨーク市 OEM の HP から引用した被害をもたらしたハリケーン等の一覧である¹⁷⁾¹⁸⁾。ハリケーン・サンディでは 13.88 フィートの観測史上最大の潮位上昇を記録した。10 フィート以上の潮位上昇を記録したのは 1960 年の DONNA 以来であり、マンハッタンに大規模な浸水被害が出たのは 1938 年ハリケーン以来であった。

避難はゼロ・アワーとタイムラインの考え方により、強風が吹くすなわち高潮が来襲する前に実施完了するよう取り組まれている。また、3.1.1.8 で詳述するようにゼロ・アワーを考えた事前の計画的な機材の退避等タイムライン対応により、交通インフラの回復は迅速になされた。これらの取り組みがなければ人的被害や経済被害はもっと大きいものとなっていたと考えられる。

<参考文献>

- 1) 水谷武司 (2011) : シリーズ「我が国を襲った大災害」—1947 年 9 月カスリーン台風の豪雨による洪水・土砂災害—, 水利科学 No.319, 2011
- 2) 井上公夫 (2019) : 広島周辺の枕崎台風 (1945) による土砂災害地点を歩く, いさぼろネット・歴史的な大規模土砂災害地点を歩く(II), コラム 47, p.216-p.224, 丸源書店, 2019.8

- 3) 独立行政法人土木研究所 水災害・リスクマネジメント国際センター (2007) : パン
グラデシュにおける水災害に関する要因分析, 土木研究所資料第 4052 号, 平成 19 年
6 月
- 4) 国土交通省・防災関連学会合同調査団 (2013) : 米国ハリケーン・サンディに関する
現地調査 報告書 (第二版) — 先進国の大都市を初めて襲ったニューヨーク都市圏大
水害からの教訓 一, 平成 25 年 7 月
- 5) 朝日新聞 1999 (平成 11) 年 9 月 25 日版 39 面
- 6) 朝日新聞 1993 (平成 5) 年 7 月 14 日版 29 面
- 7) 朝日新聞 2000 (平成 12) 年 9 月 12 日版 1 面, 9 月 13 日版 1 面, 9 月 13 日夕刊
- 8) 林春男 (2006) : 辻本哲郎編 豪雨・洪水災害の減災に向けて ソフト対策とハード
対策の一体化 第 3 編生活空間と水災危機管理 第 9 章 7.13 新潟水害の犠牲者に学ぶ,
技法堂出版, p.193-p.219, 2006.5
- 9) <https://www.city.iwakuni.lg.jp/uploaded/attachment/15763.pdf>
- 10) Tropical Cyclone Report Hurricane Sandy (AL182012) 22 – 29 October 2012, Eric S. Blake ら(National
Hurricane Center), 12 February 2013
- 11) 松崎義孝・高橋重雄・伴野雅之・高山知司・合田和弘 (2013) : ハリケーン・サンデ
ィによる米国東岸高潮災害の特徴, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), 69 巻, 2 号, p.
I_976-I_981, 2013 年
- 12) NYS2100 Commission: Recommendations to Improve the Strength and Resilience of the Empire
State's Infrastructure, <http://www.governor.ny.gov/assets/documents/NYS2100.pdf>
- 13) 2012.11.8.CNN, “Superstorm Sandy’s victims”,
<http://edition.cnn.com/interactive/2012/10/us/sandy-casualties/index.html>
- 14) [http://www.governor.ny.gov/print/4593\[2013/04/16 20:23:29\]](http://www.governor.ny.gov/print/4593[2013/04/16 20:23:29])
- 15) [http://www.state.nj.us/governor/news/news/552012/approved/20121128e.html\[2013/04/1119:33:43\]](http://www.state.nj.us/governor/news/news/552012/approved/20121128e.html[2013/04/1119:33:43])
- 16) 2011 年東日本大震災に対する国土技術政策総合研究所の取り組み—緊急対応及び復旧・復興への技
術支援に関する活動記録一, 国土交通省国土技術政策総合研究所, 国土技術政策総合研究所研究報
告No.52, 平成25 年1 月
- 17) NYC, NYC Hurricane history, http://www.nyc.gov/html/oem/html/hazards/storms_hurricanehistory.shtml
- 18) http://en.wikipedia.org/wiki/1938_New_England_hurricane

破堤箇所付近の越水確認は9/15の21時もしくは23時といわれている。水防活動は14時頃出動命令がかかり18:30までかかって堤防表のりのむしろ張りを行った。破堤箇所のある新川通では20時頃、部落長より堤防が切れる恐れがあるので土俵を持って集まるよう指示がありかけつけた。21時頃には半鐘を乱打し、村民は堤防上に集まり水防活動を行った。その時には水の勢いも強く、土のう積みを行っても効果がなく、恐ろしくなって逃げだす状況であった。23時頃、新川通りで越水しているのも再度現場へ来るよう指示があり現場に向かった。しかし、既に濁流は膝まであり、土俵積は不可能で避難を急がせる状況であった。水位観測からは、22時頃には既に堤防を越えはじめ、24時(16日0時)頃には越流水深50cmに達したものと推定されている。越流延長1,400mにわたり50~60cmの越流で水防活動ができないほどだった。

23時頃には半鐘を乱打して住民避難を急がせている。2004年の利根川上流工事事務所が実施した座談会では次のように語られている。23時か23時半ころ、破堤の1時間程度前に、消防の人たちが「利根川が切れる」と怒鳴りながら帰ってきたので住民は避難を始めた。逃げるのが早かったため流されて亡くなった方はあまりいなかった。樹木に登って難を逃れて翌日疲れて水に落ちて亡くなった方がいる、1週間ずっと屋根の上にいる人、50日くらいの間利根川堤防に避難した人もいた。これらの話から、消防関係者の切迫した注意喚起が避難を促したことがわかる。また、破堤箇所周辺の埼玉県では浸水と避難は長期間にわたっている。堤防上に避難した人も約3ヶ月家に帰ることができず、浸水しているわが家の屋根を眺めながらテントを張って暮らす状況であった。周辺の田畑も一面水海となり、土砂を撤去し、用水路を確保し、収穫できるまでには3年かかった。水田は、砂地になってしまい稲苗を植えることができないので、金棒を地中に挿して苗を植える状況で、安定した収穫できるまでに5~6年を要した。その間は、災害復旧の労働による収入と自分の田畑の復旧にあたる毎日であったとのことである。

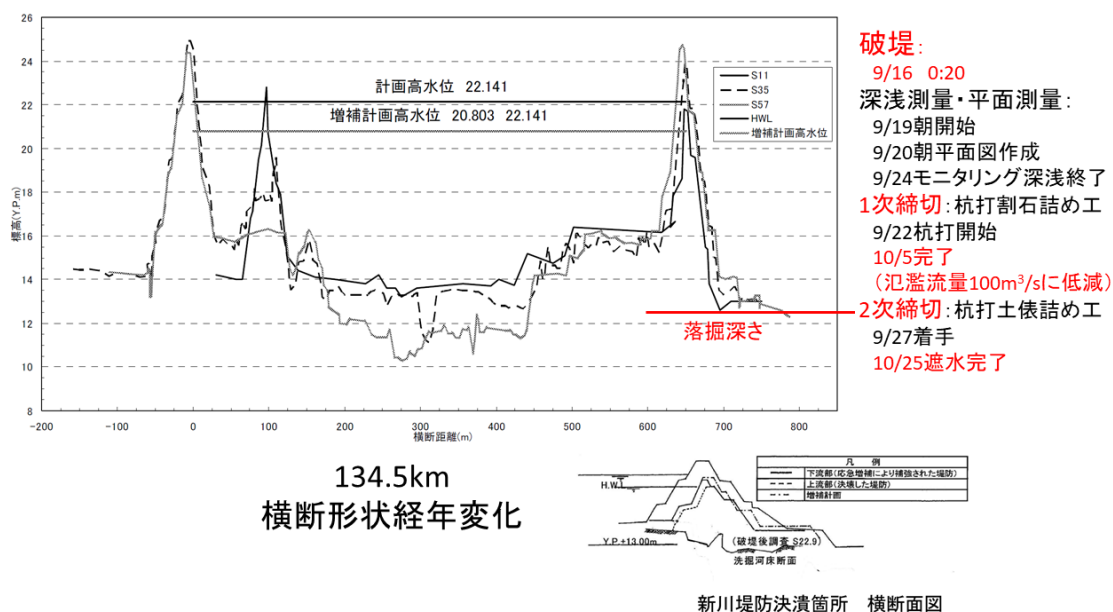


図 3.1.1.6.3 カスリーン台風利根川右岸破堤箇所の横断形状 天井川

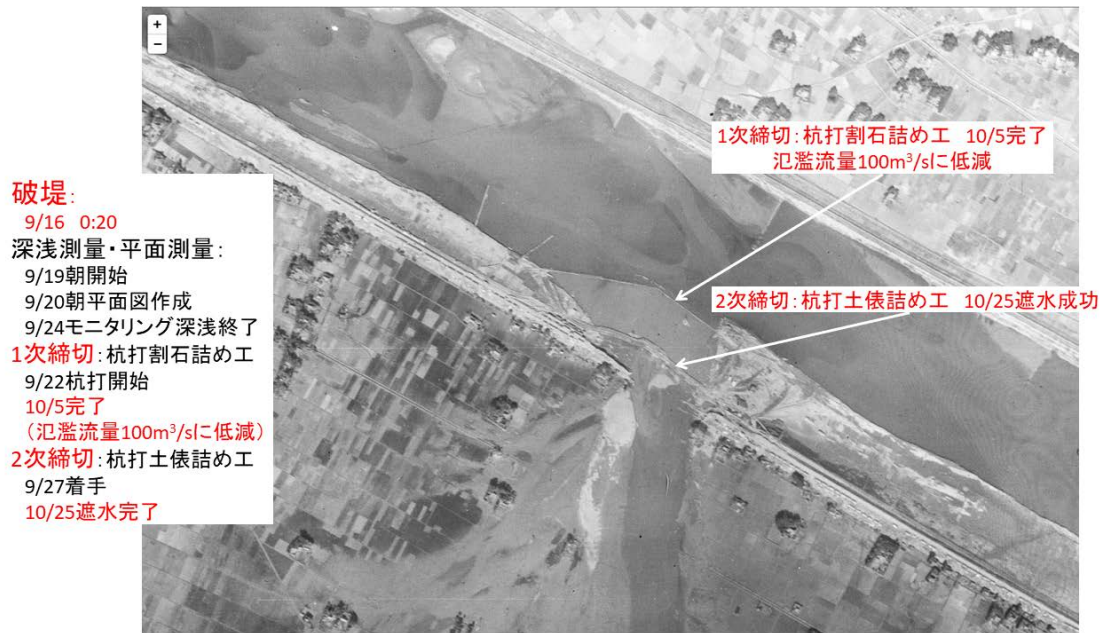


図 3.1.1.6.4 カスリーン台風利根川破堤口 締切工空中写真

この浸水長期化の要因の1つは堤内地が自然堤防に囲まれていた地形条件に加えて、図 3.1.1.6.3 の破堤箇所付近の利根川 134.5km 断面図に見るように、河床高が破堤した右岸の堤内地盤高より高く、いわゆる天井川であったことにある。このため、破堤口からの氾濫流が減少せず、締切工事も難航した。杭打と割石による1次締切で氾濫流量を100m³/sまで低減できたのは10/5であり¹⁾、破堤した9/16から約20日後である。杭打と土俵詰めにより完全に遮水できたのは10/25であり¹⁾、破堤後約40日かかっている(図 3.1.1.6.4)。河道の掘削によって平水時には掘込み河道となるよう維持することの重要性が理解できる。

埼玉県は、9/15に知事室に災害対策本部を開設した。9/17に岩槻と加須で罹災者救援出張所を開設し、順次下流に出張所開設を広げている。埼玉県の氾濫域の避難では、避難先は、台地・自然堤防・水塚等の高台、自宅屋根・堤防、対岸の大きく3つに分けることができる。

水塚への避難は平均22日、最大90日、概ね30~50日であり¹⁾(図 3.1.1.6.5)、堤防上のテント生活と同じである。堤防上への避難は、9/18時点で三郷~松伏間の江戸川堤防上に2万人避難²⁾していた。

対岸への避難は、茨城県の新郷村(現古河市)で村立小学校を罹災者収容所として提供しており475名収容した²⁾。千葉県野田町(現野田市)避難所では3,000名の避難者があったが、大部分が縁故者宅に身を寄せて、小学校への収容者は20名であった²⁾。流山町(現流山市)避難所では2,500名が避難してきて、うち給食者は700名、残り1,500名は堤防上を彷徨²⁾していた。舟が不足して浸水地の自宅屋根や堤防上等浸水地の避難者への配給に苦勞している。なお、野田町避難所で縁故者へ身を寄せる人が多い理由は、白井(2010)が報告している水害常習地の知恵の1つ、「②嫁は対岸からもらう」¹⁾の効果と思われる。洪水により堤防が決壊した場合は、右岸、左岸どちらかが決壊すると一方は水位が低下し、安全となるため被害は避けることができ、その年の収穫が可能であり親戚を対岸に作ることでお互い助け合いができていたとのことである¹⁾。

カスリーン台風の利根川破堤氾濫水は、自然堤防や派川・支川の堤防等の二線堤で湛水・破堤を繰り返しながら流下していった。その間、水防によって氾濫を防いだ例（出羽村（現越谷市）、八条（現郷市））もある。

- 樹木に登って難を逃れて翌日疲れて水に落ちて亡くなった方
- 1週間ずっと屋根の上にあった人
- 50日くらいの間利根川堤防に避難した人
- (破堤箇所周辺の埼玉県)堤防上に避難した人も約3ヶ月家に帰ることができず、浸水しているわが家の屋根を眺めながらテントを張って暮らす状況
- 周辺の田畑も一面水海となり、土砂を撤去し、用水路を確保し、収穫できるまでには3年かかった
- 水田は、砂地になってしまい稲苗を植えることができないので、金棒を地中に挿して苗を植える状況で、安定した収穫できるまでに5~6年を要した
- その間は、災害復旧の労働による収入と自分の田畑の復旧にあたる毎日
- 水塚への避難は平均22日、最大90日、概ね30~50日であり

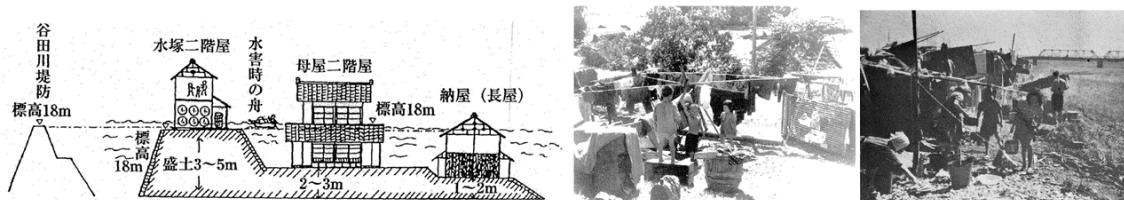


図 3.1.1.6.5 カスリーン台風 水塚・堤防への避難長期化¹⁾

下流の東京都では、3.2.2で教訓として紹介する桜堤での氾濫流流下阻止のための江戸川堤防開削等の対策が間に合わず、桜堤、利根川派川の中川堤防が破堤して氾濫・浸水した。東京都は9/16に民政局臨時水害対策本部を設置し、17日には臨時水害対策本部を設置した。18日17時に氾濫流の桜堤到達を確認した。都は臨時本部を水害対策本部に改組する。排水のための江戸川右岸堤開削については3.2.2で述べる。

東京都氾濫域住民の避難先も、氾濫域外（中川右岸・上野等台地）、氾濫域外（江戸川対岸松戸市・市川市）、小学校等罹災者収容所、堤防あるいは自宅の2階・屋根に分けられる。避難誘導については、氾濫流が桜堤に迫り、事前に消防、警察区と密接な連絡をとり、区民に事前に行動を周知させた¹⁾。内容は、堤防付近を除いて2階家屋居住者はそのまま、平屋居住者は地域ごとに避難地を選定し、堤防決壊時は警鐘乱打などで知らせることとした¹⁾。葛飾区民への避難命令は18日23時に出され、住民は上野方面に向かった²⁾。江戸川土手に小屋がけする住民²⁾もいた。

20日の中川破堤では、「現在のところ付近住民に犠牲者はないが、水勢急なため住民避難の暇なく二階や屋根に上がって位のもので避難ができなかった²⁾という状況であった。20日20時時点で、葛飾区の本田警察署管内では、管内12万人のうち、自宅・堤防にとどまる者5割、浸水域外に避難した者2割、学校等収容所に収容した者1.3割と見積っている。

22日時点の警視庁報告では、罹災者33万人弱のうち、収容所に収容できた者は12.7万人、自宅にとどまる者は2万人を下らないと見積もっている。自宅や堤防・線路への避難者に対する配給が、埼玉県と同様舟艇不足、人数が多すぎることで問題となっている。

このような状況下、都議会は19日に臨時水害対策委員会を設置し、20日には政府の無策を糾弾する決議を行い、内閣に提出している³⁾。政府は20日、内閣に災害対策委員会を設置した。給食・給水・防疫困難につき、堤防や自宅にとどまる罹災者に対して、強力に立

ち退きを推奨する閣議決定を行っている。閣議決定においては、立退き推奨と同時に、破堤箇所への締切り、滞水対策も決定している。

○内閣のカスリーン台風災害に対する対策案が閣議決定

緊急水害救助対策案

今次の利根川氾濫による埼玉県及び東京都の浸水家屋は約十七万戸、罹災者七二万人に上るものと推定されるが、之等の浸水地域が乾水するまでには相当の期間を要するものと思料される、従って之が対策として単に之等の罹災者に対する一時的給食給水等の弥縫的な施策に終始するときは遂に事態の收拾困難に陥り、誠に由々しき問題を惹起するの虞れが充分である、よって政府は緊急に次の如き強力なる根本的対策を講じなければならない。

- 一. 利根川の決壊箇所及び桜堤、中川堤防等の決壊箇所を可及的速やかに復旧することに全力を傾注すると共に滞水の処理に努力すること、
- 二. 右決壊箇所の復旧に要する期間及び現在の浸水地域の乾水に要する期間を専門的に調査判断して之に対応した救護対策を確立すること。
- 三. 今尚罹災者中の相当数は徒に浸水家屋に残留し或は堤防の道（カ）路等に無秩序無計画に蟄集して居る状況にあるが云ば給食給水等の他の救護活動に一大障碍となって居るのみならず防疫医療の見地より之をみるに誠に憂慮に堪へぬものがあり、且又右の如き給食給水防疫等の応急処置も之を一ヶ月以上の期間に亘って継続することは殆んど不可能の状況にあるので速やかに之等の者を必要と認められる積極的計画的に非罹災地に避難移動せしむることとし左の措置を講ずること。
 - (一) 専門（ママ）的に調査判断された決壊箇所の堰き止めに要する期間及び現在の浸水地域の乾水に要する期間並に此の俣の状態にては給食給水防疫等の措置を継続することの不可能なる旨を罹災者に周知徹底せしめて強力に立退を勧奨すること。
 - (二) 右勧奨は都県当局のみならず地方議会議員地元有力者等を動員して之に当たらしめること、
 - (三) 立退に際しては水陸の輸送力並に避難所の収容力等を勘案して或程度の身廻品炊事道具などの携行を認めること、
 - (四) 立退後の残置家財の盗難防止については警察において最善の方途を講ずること、
 - (五) 立退者の収容に際しては健康診断を行ひ防疫上遺憾なきを期すこと、
- 四. 右により避難移動せしめたる罹災者の収容罹災者収容については、集団収容施設に診療所の敷設、簡易の応急収容施設などを急設する。
 - (一) 学校寺院等の集団収容施設（診療所を付設）を急速に整備すること。
 - (二) 場合によっては一般民家に割当て分宿せしめること、
 - (三) 簡易なる応急収容施設を急設すること。
- 五. 政府は以上の対策を急速に実行するにひつようなる資材労力予算の確保に対して強力なる措置を講ずること。

貼紙

「(一) 右措置の対象とする者は現状において人命救助、物資の補給、防疫医療等の見地からみて捨て置き難い状況にある者とする事とし、学校、離れ島などに集団的に避難して居り、前期の種々の見地から現状を継続してゐても支障のない程度のもは除外することとする。」

なお、東京都においては利根川右岸堤の破堤から住民避難まで猶予があったにもかかわらず、避難しない理由として、22日20時の警視庁報告では、「罹災民は一般に水害に対する緩心の嫌と家財に対する執着より避難勧告に従わず、増水迄に相当の余裕ありたるに、避難用意不十分であり、一途に当局の防水策にのみ期待した様である。」としている。江戸川対岸の千葉県への避難者数として、22日の警視庁発表では、市川市に1万5,003人、松戸市に47人、船橋市に456人等という縁故先収容者の人数が掲げられている²⁾。

東京では、水防活動により破堤を防いだ例として、3kmの土のう積みを行った新川南岸堤、1.5kmの土のう積みを行った綾瀬川西岸堤が挙げられる。3.2.2で紹介する江戸川右岸堤開削や荒川放水路背割堤の開削は、桜堤の破堤防止、中川の水位低下という目的を達成できなかったが、氾濫水の排水には効果を発揮した。この2箇所以外にも氾濫水の早期排水を目的とする堤防開削が、住民自衛としてあるいは都の水防対策として複数行われた。その結果、氾濫水の排水が進み、10/2には罹災者への無料給食が打ち切られている。

- ・ レジリエンシー(活動再開)に大きな差 埋立地(標高1~2m) >> 干拓地(ゼロメートル地帯)

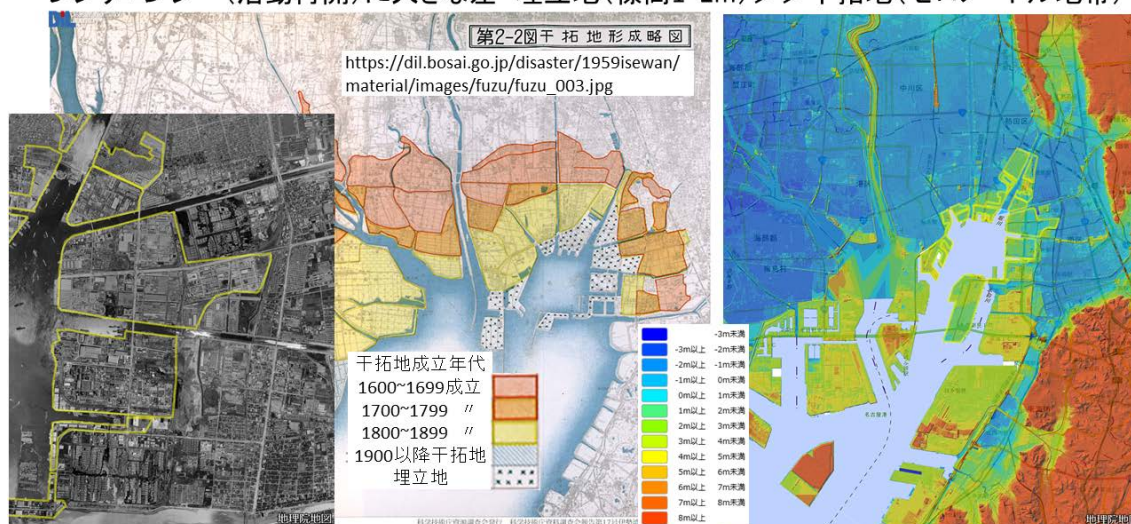


図 3.1.1.6.6 伊勢湾台風 (1959) 干拓地と埋立地の標高差によるレジリエンシーの差

長期にわたって湛水が続いた伊勢湾台風では屋根の上に避難している映像が残っていることから、人口密集地である程度の期間浸水する場合には、1次避難場所の確保が重要であり、盛土・高台が重要であることがわかる。安田(2008)⁴⁾から伊勢湾台風における湛水長期化について引用する。

(中略) 低平地では排水施設が機能不全に陥れば浸水は長期化(湛水化)する。伊勢湾台風によって、T.P.0m以下の低平地、いわゆるゼロメートル地帯と呼ばれる185.4km²(1960年地理調査所(現国土地理院)調べ)に及ぶ地域全域が湛水化した。

こうした低平地の復旧では堤防の締め切りと排水が最優先課題となり、まず全破堤個所の仮締め切りが海部海岸を最後に11月21日に完了した(高潮による浸水発生は9月26日)。

しかし、排水完了までにはさらにその後1か月近くを要し、浸水地域が完全になくなったのは被災から実に3か月後の12月下旬であった。その結果、湛水が長期化した地域では、復旧工事の遅れにとどまらず、避難生活や工場の操業停止の長期化、家屋の損傷の拡大による社会・経済的損失の拡大などによって被害が増大した。一方、ゼロメートル地帯内であっても盛土などによって地盤高が高くなっている場所(図3.1.1.6.6)では、高潮による

浸水はあっても湛水化はせず、被害は比較的軽微にとどまっていた。

利根川の7割堤防は堤防の機能から語られる場合が多いが、浸水した場合の1次避難場所として重要な役割を果たす点に注目すべきである。また、伊勢湾台風時に大工場が立地していた埋立地は標高が高く長期浸水の被害が軽微だった。東京湾の埋立地も標高が高い。東京湾沿岸の埋立地は、1次避難場所のみならず2次避難場所としても有効に機能する可能性が高いので、このような副次的効果はもっと評価されるべきである。

<参考文献>

- 1) 白井勝二(2010) : 1947 カスリーン台風 報告書 第1章 カスリーン台風と利根川流域 第4節利根川河道整備と堤防決壊 第5節水害と水塚, 中央防災会議・災害教訓の継承に関する専門調査会報告書, p.21~p.52, 平成22年1月
http://www.bousai.go.jp/kyoiku/kyokun/kyoukunnokeishou/rep/1947_kathleen_typhoon/index.html
- 2) 須見徹太郎(2010) : 1947 カスリーン台風 報告書 第5章 利根川氾濫流の流下と中川流域, 中央防災会議・災害教訓の継承に関する専門調査会報告書, p.119~p.144, 平成22年1月
http://www.bousai.go.jp/kyoiku/kyokun/kyoukunnokeishou/rep/1947_kathleen_typhoon/index.html
- 3) 北原糸子(2010) : 1947 カスリーン台風 報告書 第6章 カスリーン台風災害とGHQの対応, 中央防災会議・災害教訓の継承に関する専門調査会報告書, p.145~p.180, 平成22年1月
http://www.bousai.go.jp/kyoiku/kyokun/kyoukunnokeishou/rep/1947_kathleen_typhoon/index.html
- 4) 安田孝志(2008) : 中央防災会議・災害教訓の継承に関する専門調査会 1959 伊勢湾台風 報告書 第2章被害の状況, p.7-p.28, 平成20年3月,
http://www.bousai.go.jp/kyoiku/kyokun/kyoukunnokeishou/rep/1959_isewan_typhoon/index.html

3.1.1.7 浸水災害ゴミの発生

人的被害以外の浸水による家財への被害は、床下浸水と床上浸水で大きく異なり、床上浸水になると急激に被害が増大することは、畳や電化製品・家具等災害ゴミの発生量が急激に増大することからも容易に理解できるだろう。特に、雨水湛水を主とする内水氾濫と異なり、破堤による洪水の氾濫水は泥を多く含むので泥が堆積するほか壁等に匂いがつく等、建物への影響も大きい。破堤しないことが人的被害に加えて家財・建物への被害軽減にも寄与する可能性が高いことが理解できるだろう。

3.1.1.8 インフラ機能喪失（ライフライン切断）被害

3.1.1.8 では、インフラ機能喪失（ライフライン切断）被害の応答特性について、伊勢湾台風について安田（2008）¹⁾、カスリーン台風について白井（2010）²⁾から抜粋し、ハリケーン・サンディについて紹介する。ハリケーン・サンディでは地下鉄の機能回復が早かった。その秘訣について、安田（2013）³⁾のレポートを引用して紹介する。事前にタイムラインまで含めて準備体制があったこと、車両や予備品のない電気設備を浸水しない場所に避難させたこと、今後の対策としてトンネルへの水の浸水を防止する空気防潮栓の新技術開発も挙げられており、参考になる。

さらに、急流河川の河川沿い道路の崩壊が減衰期に水衝部となるために難航した事例や侵食による橋台及び桁の沈下・倒壊被災の事例を紹介する。侵食による橋台及び桁の沈下に関しては、国総研河川研・水害研（2018）⁴⁾がまとめた侵食に対する応答特性実験結果とモデル橋梁の現場条件から、被災橋梁には取付け護岸や上流河道の護岸が整備されていたが、急流河道で設計超過洪水が発生したことで護岸天端上ののり肩から侵食されて護岸が機能喪失して側岸侵食が進行し、橋台及び桁の沈下に及んだ可能性が高いことを指摘する。

(1) 伊勢湾台風

安田（2008）¹⁾より、インフラ被害の部分について以下に抜粋・引用する。

（中略）伊勢湾台風では、湛水の長期化のために名古屋周辺の鉄道や道路の被害が長期化し、それが復旧や復興の遅れを招来することになった。ちなみに、復旧が遅れた国鉄関西線、名鉄尾西線及び近鉄名古屋線は、被災からほぼ2か月後の11月25日、23日及び27日にそれぞれ全線開通となった（伊勢湾台風災害調査特別委員会、1961）。筆者注：高潮浸水の発生が9月26日、破堤の締切り完了は11月21日、排水完了は12月下旬。

また、日本の大動脈でもあった国道1号線が、流出ラワン材などによる道路封鎖や熱田・桑名間の浸水のために11月7日（伊勢湾台風災害調査特別委員会、1961）に開通するまでの長期間にわたって不通となり、復旧工事や工場の操業の支障となった。

さらに、伊勢湾奥部の名古屋港及び四日市港にも被害が出たが、金額的には名古屋港の被害総額は約10億円（伊勢湾台風災害調査特別委員会、1961）であり、愛知県の公共土木施設被害額316億円（建設省河川局、1962）の3%にとどまっている。

また、高潮の氾濫によって道路の流失や路盤のゆるみが生じ、水道管が流失するなどしたが、復旧は早く、工場の操業低下や湛水による需要低下のために断水による被害の拡大はなかった。一方、下水道は寸断された上、土砂やゴミによる管渠の埋没によって長期間機能が失われ、衛生上の問題が生じた。

(2) カスリーン台風

白井(2010)²⁾がインフラ被害について報告書執筆当時の予測も含めてまとめているので、以下に抜粋・引用する。

(中略) 利根川の氾濫によるライフラインの浸水被害は、1947(昭和22)年のカスリーン台風でも生じているが、その規模、影響は、現在では比べものにならないほど大きなものとなることが予想される。道路、鉄道等の不通、規制は、被災時の避難、救助復旧活動等に多大な影響を及ぼす。2000(平成12)年9月11日から12日にかけて、名古屋市及びその周辺地域には、記録的な集中豪雨に見舞われた。この時は名古屋地域の都市機能を麻痺させたのみならず、物流への影響など広範囲な地域で企業の操業停止となるなど影響をもたらした。また、電気、電話局においても停電による自家発電への切替、停電が長期化したために燃料輸送となったが、交通渋滞で輸送が困難を極めることなどもあった。

カスリーン台風時の東村の決壊でも、国道4号(幸手～松戸間)、6号(葛飾橋～四ツ木橋間)は冠水のため約10日間の交通不能となった。これらの主要道路の現在(2005(平成17)年調査)の1日当たりの交通量は表3.1.1.8.1のとおりである。同じ場所の利根川大利根町地先で決壊した場合には、氾濫区域内には国道4、6、16号はじめ、主要地方道が数多くあり、これらは浸水し交通が切断される。

また、鉄道においても、カスリーン台風時には東北本線(久喜～栗橋間)では、下りは10月10日、上りは20日の開通で、この間35日の運転ができなかった。総武本線においても、約15日路盤流出の復旧などのため運転ができなかった。同様な洪水で大利根地先が決壊した場合は、東武伊勢崎線、日光線、野田線、京成本線、金町線、J R東北線、武蔵野線は浸水し、列車の運転は不可能となる。なお、主要な駅の1日当たりの利用者は表3.1.1.8.2のとおりである。

電気は、発電所から超高压変電所、一次変電所、配電用変電所から各工場や家庭に送電されるが、各施設の配電盤や配電用変電所が浸水することにより、送電は不可能となり、最近の工場、家庭における電気機器の導入は著しく、復旧活動や避難生活も困難となる。

表 3.1.1.8.1 不通となる道路の利用台数(国土交通省ホームページより作成)

道路の名称及び区間	1日当たりの利用台数	摘要
東北自動車道(埼玉県境)	約 79,000	アクセス道路浸水
常磐自動車道(三郷JCT～埼玉県境界)	約 83,000	アクセス道路浸水
国道4号(越谷)	約 46,000	
国道6号(葛飾区)	約 38,000	
国道14号(江戸川区)	約 42,000	
国道16号(春日部)	約 40,000	
京葉道路・湾岸道路(浦安)	約 111,000	アクセス道路浸水

表 3.1.1.8.2 不通となる鉄道主要駅の利用者数(鉄道機関ホームページより作成)

路線名	駅名	利用者数(人)
東武伊勢崎線	越谷	46,000
	春日部	72,000
	草加	80,000
J R東北線・東武線	大宮	404,000
	久喜	82,000

表 3.1.1.8.3 主な浄水場の給水能力と給水人口（各浄水場ホームページより作成）

都県名	浄水場名	給水人口（人）	給水能力（m ³ /日）
東京	金町浄水場	2,500,000	1,500,000
埼玉	三郷浄水場	1,500,000	1,100,000
	新三郷浄水場	1,000,000	360,000

上水道は、利根川、江戸川から取水しているが、浸水予想区域内には大きな金町浄水場、三郷浄水場、新三郷浄水場をはじめ、各自治体の浄水場も43施設があり、土砂等を含んだ氾濫流の流入が生じた場合には、衛生上浄水機能を停止させるとともに、著しい浸水の場合は、機器の停止となり給水が不可能となる（表 3.1.1.8.3）。なお、1947（昭和 22）年カスリーン台風では、金町浄水場は、23日から28日まで給水機能停止となった。

現在、このような被害が生じた場合は、首都圏を中心とした経済活動などにも大きな影響が生じる。このような被害が発生しないよう、日頃より河川整備・管理に努めるとともに、水防訓練等を始めとした対策が必要である。また、万が一このような洪水が発生した場合、被害が最少となるよう事前に検討のもと準備することが求められる。

(3) ハリケーン・サンディ

ハリケーン・サンディでは、浸水の影響によるインフラ機能喪失として、3つの空港の閉鎖、鉄道トンネル3本及び地下鉄トンネル8本とマンハッタンの4つの駅の浸水道路トンネル3本（Holland Tunnel, Brooklyn-Battery Tunnel, Queens Midtown Tunnel）の浸水等が起きた⁵⁾。時系列は以下のとおりである。

○空港

3 空港閉鎖 19,000 便欠航

10/29 7:00 ゼロ・アワー

ラガーディア空港 滑走路浸水

10/31 JFK 国際空港、ニューアーク・リバティ国際空港 運航再開

11/1 ラガーディア空港 運航再開

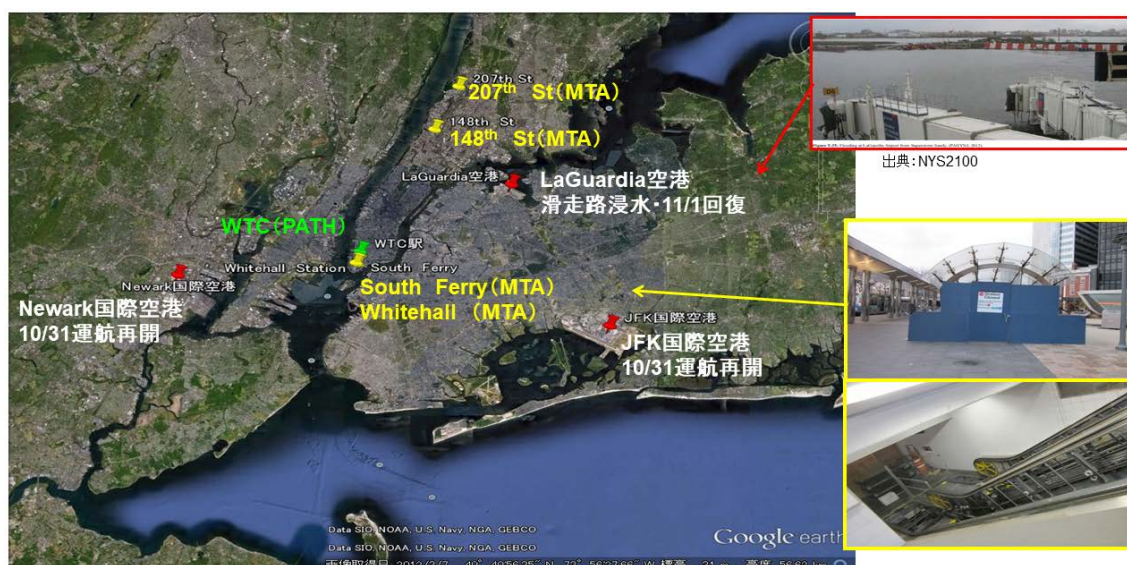


図 3.1.1.8.1 空港・駅の浸水被害

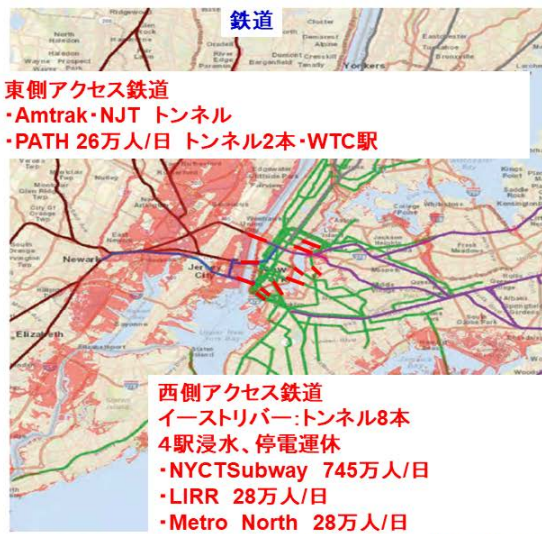
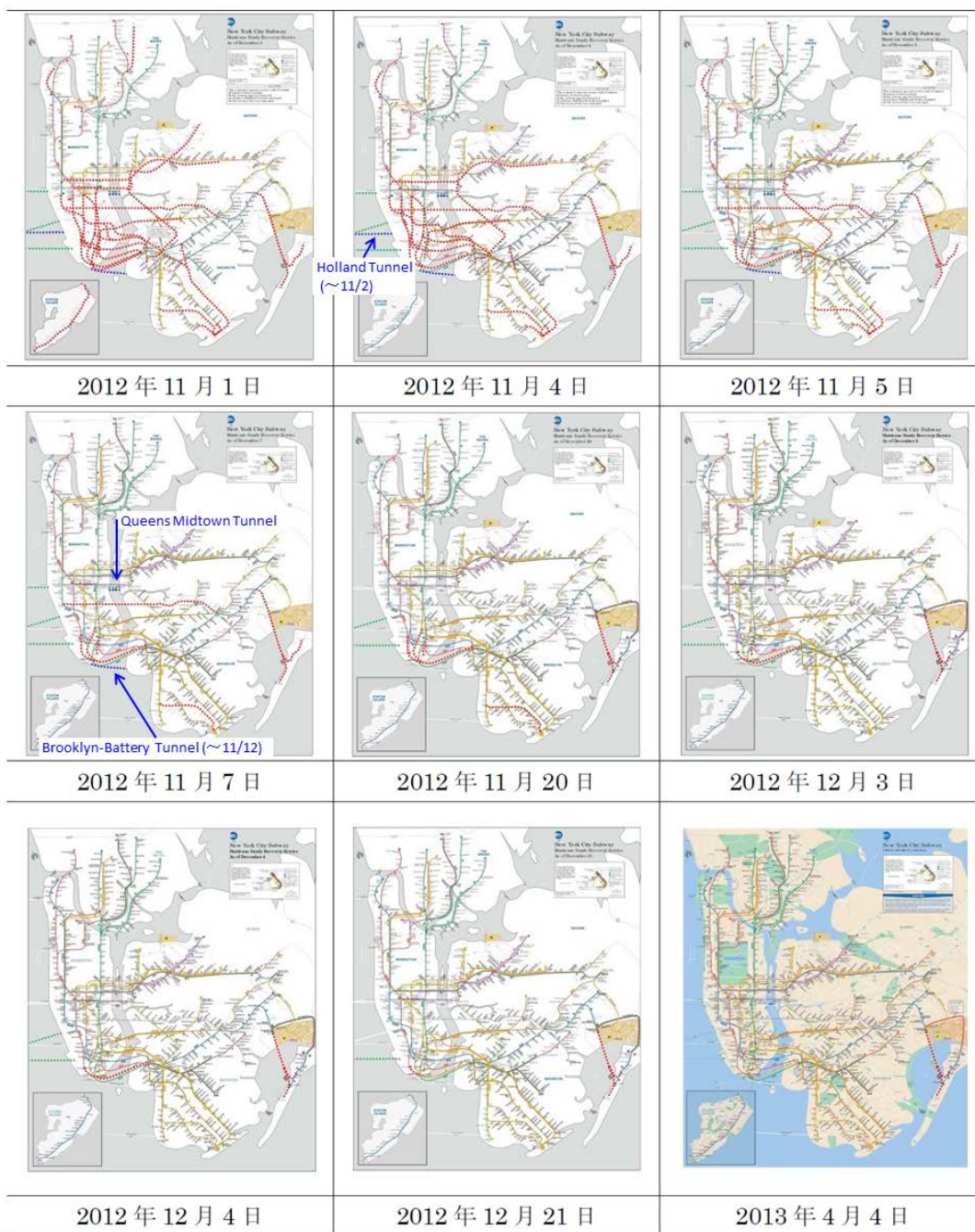


図 3.1.1.8.2 鉄道・道路のトンネル浸水被害

- ハドソン川西岸ニュージャージー州からマンハッタンへのアクセス鉄道 (PATH 等)
 - 10/28 16:00 までに NJT 運営のバス・鉄道など全てのサービスの一時停止指示
 - 10/28 深夜までに PATH トレイン停止 (ニューヨーク州 MTA の一時停止指示を追随)
 - 10/29 7:00 ゼロ・アワー
サンディ高潮によりトンネル 3 本、WTC 駅浸水
 - 11/1 ニュージャージー州内の交通: バス 80%回復。通勤支援のため臨時バス運行。
 - 11/6 PATH トレイン (26 万人/日) 運転再開
 - 11/12 NJT、Amtrak 運転再開
 - 11/26 PATH トレイン復旧 (WTC 駅排水作業に時間を要した)
- NY 市内地下鉄、イーストリバー東岸からマンハッタンへのアクセス鉄道 (MTA 等)。
 - 10/28 事態対処センター(Incident Command Center : MTA トップ参加)運用開始。
MTA 低地車両を標高高い場所に避難 (例: コニーアイランド車両基地の 100 両)。
21:00 MTA 市民避難用バスを提供しつつ、地下鉄の運航を完全に停止
 - 10/29 7:00 ゼロ・アワー
夜 サンディ高潮により (防備十分でない) 非常用出口から浸水。
トンネル 8 本と 4 駅浸水
被災 7 時間後 バス運行再開。
マンハッタン南部停電のため、370 台の臨時バス (北部駅ーブルックリン間)
 - 10/30 MTA 地下トンネルからの排水作業開始 (3 台のポンプ列車・工兵隊と海軍も協力)
 - 11/1 NYCT Subway (約 745 万人/日) 運転再開
Metro North (約 28 万人/日) 運転再開
 - 11/3 地下鉄 80%以上の路線で運転再開
 - 11/7 地下鉄 97%で運航再開
- 復旧長期化:
 - South Ferry 駅: 駅浸水
 - Rockaway 地区へ向かう A 線: 高潮でジャマイカ湾上盛土路盤流失



- 地下鉄運休区間
- 不通の道路トンネル
- 不通のAmtrak/PATHトンネル
- 11/1～運転再開
- Holland Tunnel (～11/2) Brooklyn-Battery Tunnel (～11/12)
- Queens Midtown Tunnel
- PATH (11/6運転再開) NJT・Amtrak (11/12運転再開)

図 3.1.1.8.3 地下鉄・道路トンネルの復旧状況⁵⁾

出典：国土交通省・防災関連学会合同調査団(防災関連学会;土木学会・日本災害情報学会・日本自然災害学会・地域安全学会),米国ハリケーン・サンディに関する現地調査報告書(第二版)―先進国の大都市を初めて襲ったニューヨーク都市圏大水害からの教訓―,平成25年7月,に加筆

○道路トンネル

- 10/29 7:00 ゼロ・アワー
14:00 までに Holland、バッテリートンネル閉鎖
橋 9 本閉鎖
19:00 橋 3 本閉鎖
20:00 サンディ アトランティックシティ南西に上陸
Holland トンネル (ハドソン川) 浸水
ブルックリン・バッテリートンネル (イーストリバー) 浸水
クイーンズ・ミッドタウントンネル (イーストリバー) 浸水
- 10/30 排水作業
- 11/2 Holland トンネル開通
- 11/12 ブルックリン・バッテリートンネル開通

○港湾

- 10/28 夜 沿岸警備隊ニューヨーク港閉鎖。10/29 と 10/30 到着予定の全船に連絡
- 10/29 7:00 ゼロ・アワー
- 11/2 ニューヨーク港、ニュージャージー港 最初のオイルタンカー入港
- 11/5 全ての港湾施設再開

○電気設備・スチーム (暖房熱源) 設備

マンハッタンでの変電所爆発と停電、スチーム設備の浸水とその波及影響については 3.1.1.5 で記載した。電力に関しては、サンディによる被害からの復旧の中、11 月 7 日頃から Nor'easter (北東から吹く強風の呼び名) が発生し、復旧作業の停滞、さらなる被害の拡大が生じたため、回復が鈍化した。受電の体制が整っている顧客に対する電力供給は、ニュージャージー州では 11 月 16 日には完全復旧、ニューヨーク州も 11 月 26 日には完全復旧した。

○下水道

下水道の処理施設も浸水。Bay Park 下水処理施設 (浄化区域人口 55 万人) は沿岸からの 9 フィートの波で浸水し、約 58 時間停止した。65,000,000 ガロン (約 24.6 万 m³) の浄化しない水が流出したと見積られる。

これらの被害が生じながらも、3.1.1.5 で述べたハリケーン来襲前からの準備と適切な対応、通過後の復旧を迅速に行い、影響の拡大を防いだ。上陸時刻ではなく強風域に入る時刻をゼロ・アワーとして、そこまでに交通機関の停止や避難を行うとともに、道路トンネルや橋梁の通行止めを事前に行った。さらに、トンネルの浸水を予測して排水の準備も整えていた。ニューヨーク市の地下鉄では、高潮の流入口に浸水防止の応急壁を設置する等の措置をとるとともに、車両や浸水に弱い機器を退避させる等して迅速な運転再開を期す準備を行っていた。

被害を軽減し、迅速な運転再開を可能にした背景とポイントについて安田 (2013) ³⁾が考察しているので、以下に引用する。

1) ニューヨーク地下鉄の浸水等の歴史

ニューヨークの地下鉄が高潮により浸水した最初の”Wake-up Call”と呼ばれる事例が、1992 年の 12 月に起きた。高潮は、ハドソン川右岸に位置する Hoboken Terminal の、標高 7.4ft(NGVD : 1929 年米国家水準原点をベースとした標高)の階段から侵入した。幸い、

高潮の高さがさほど高く無かったため、大規模な浸水には至らなかったが、信号機械に被害が生じ、一部のシステムは復旧に 10 日を要した。MTA が管理する地下鉄においても、停電の影響で地下水の排水ができなくなったこともあり一部区間で路面が浸水した。

また、2004 年には、1 時間で平均 45mm の集中豪雨により、MTA の地下鉄におけるポンプの排水能力を上回る水が流入して、一部の線路や駅が浸水し広範囲で地下鉄の運行が止まった。

2007 年 4 月には、2 時間で 49mm の雨が降り土砂流入等で一部路線の運行が停止したほか、同年 7 月 18 日には最大で時間雨量 76mm 程度の豪雨が降り、MTA の地下鉄においても線路冠水等の被害が生じた。そしてさらに同年 8 月 8 日には、2 時間で 36~89mm (非公式な計測では最大 107mm) の集中豪雨に襲われ、一部の駅でプラットフォームの高さまで浸水する等の被害が出た。そして、2011 年にはハリケーンアイリーン(Irene)が来襲し、MTA は事前に全地下鉄路線の運行を停止するオペレーションを初めて適用した。結果として、Port Jervis 線の一部が冠水するといった被害は出たが、地下鉄に大量の水が入るような事態は起きなかった。以上のほか、MTA では、水道管の破裂の影響による浸水被害を何度か受けてきている。

以上のほか、2010 年には、ブリザードによって乗客を乗せたままの地下鉄が 7 時間にわたって立ち往生したり、バスも運行できなくなったりする等の事態が生じた。これを教訓として、MTA は Emergency Coordinator の指定、危機管理室の設置、運行サービス削減手続きの制定といった対策を行っている。

我が国では、地下鉄出入口のマウンドアップや、防水板・防水ドア・防水壁・防水ゲートの設置等の対策により、水の侵入を事前に防ぐ対策に重点が置かれているのに対して、実際にハリケーンが近づき、地下鉄が浸水することが予測されるようになった段階からの時間を活かした直前対策に重点が置かれていることがニューヨークの特徴と言えるが、その背景には、以上のようにニューヨーク地下鉄が多くの浸水被害経験を持つ一方、大規模な浸水が生じるまでの事態は生じてこなかったことが影響しているものと考えられる。

2) 地下鉄の被害想定と対応計画検討

1992 年の高潮被害も踏まえ、陸軍工兵隊、FEMA、NWS の連邦機関と、ニューヨーク、ニュージャージー、コネチカットの各州の危機管理局が連携して、高潮に伴う地下鉄浸水の評価を、全国の沿岸州で実施しているハリケーン避難調査(Hurricane Evacuation Study)の一環として 1995 年に行っている。地下鉄の主要出入口におけるハリケーン規模別の水面高を評価し、それぞれの地点における標高と比較して、浸水の可能性を評価している。また、暴風や浸水の可能性を考慮して、橋梁やトンネルの施設別に、ハリケーンの上陸時点から何時間前に閉鎖する必要が生じるかを示したシナリオを提示している。しかし、それは、列車等の施設の退避、利用客の避難等に要する時間まで考慮したシナリオとはなっていない。

2009 年には、FEMA、陸軍工兵隊及びニューヨーク市危機管理局によって、ハリケーン避難調査の再実施結果(Restudy)をまとめたものが公表され、さらに 2011 年 9 月には、ニューヨークの交通部門としてのハリケーン避難調査の結果が公表された。その結果によれば、例えば、浸水の危険がある出入口等のクリティカルな施設の数が路線別、ハリケーンの規模(カテゴリー)別に示されている。この資料には含まれていないが、1995 年の調査で個別の高さ等の数値が載っていることを考えれば、個別の箇所の位置、高さ等も把握されていることは間違いない。

また、路線別に、乗客を避難させた上で車両を退避させる等の意志決定を行い動員をかけてそのオペレーションを実施するまでに要する時間、乗客を避難させるのに要する時間、

そして施設の閉鎖に要する時間を表に示されている。

これらの表から、どの程度のリードタイムやバス輸送等の補助手段があれば、乗客の安全を確保しながら列車の運行を止めるとともに、列車の待避や施設の封鎖に至るまでの対応を時間切れにならずに実施できるかが明らかになる。そして、列車の運行停止時刻の設定・周知の意志決定をいつまでに行えば良いかも明らかになる。

なお、ニューヨークにおいては地下鉄にも住民の避難の足を提供する機能が求められていることから、避難計画と地下鉄の運行計画とを連動させる必要がある。一方、地下鉄事業者には、地下鉄トンネル内の浸水によるダメージを最小限にし、早期に復旧して市民の足となることも求められている。以上のような観点を考慮し、どの時間まで運行を続け、その後はいかに車両や重要機器を保全し、早期の運行再開を果たすか、危機管理当局とも連携して計画的に対応することが必要になる。このような連携は、各機関での話しや議会証言その他各種記録類を総合すると、サンディの際には概ねうまくいったようである。

3) 浸水が生じるまでの猶予時間(Lead Time)を活かした活動

MTA がハリケーン接近期に実施しているおける対策の事例をいくつか示す。写真(掲載略)は、操車場に侵入してくる氾濫水を止めるための対策例である。我が国ではトンネル内に設置した防水ゲートによりトンネル内での浸水の拡散を防止している例があるが、そこまでの高度な浸水防止機能は持たないものの、大断面の箇所における浸水防止手法として参考になる。

写真(掲載略)は転てつ機のモーターを、浸水被害を受ける前に安全な場所に退避させる作業の状況である。防水性が確保されていない重要機材の保護策として参考になる。

写真(掲載略)は、自動券売機の被害を防止するための対策である。完全に浸水を防止するものではなく、地上駅で暴風雨による被害から守るための方策である。ハリケーンによって実際に被害が生じるまでの間のリードタイムが相当程度あるという前提が多くの場合に成り立つからこそ、このような対応が行われていると考えられる。

以上のほか、2-4④項の部分で例を示したように、MTA におけるハリケーン来襲の直前対応の中では、土のうや木製ボードを用いて出入口や換気口の止水対策を行う作業が多く行われている。また、被災を想定したバックアップ設備の保有も行われている。ハリケーン・サンディの際には予備の機器の 8 割を投入している。事前にできるだけ重要設備を安全な場所に移したり、保全措置を講じたりするとともに、何とか間に合うだけの予備の資機材を保有していたことが、早期の復旧につながったものと考えられる。なお、ニューヨークの PATH 地下鉄の方では、予備の資機材の確保のため、連邦運輸省の助けを受け、シカゴ地下鉄から便宜を図ってもらっている。各地の管理者が相互に共通の資機材を使っている場合には、相互に業務継続力を高めることにもなることに留意すべきである。

MTA のハリケーン来襲直前対策については、対策全体の体系性は高いが、一方で、ハリケーン・サンディの際に非常用出口からの浸水を許してしまったことに示されるように、事前にクリティカルな場所を全て把握していた筈ながら、個々の部分でのチェックの甘さが、結局大きな被害につながってしまったように思われる。しかし、我が国の大都市の地下鉄においても、地下鉄が、地下鉄管理者以外の様々な管理者が保有する出入口や、地下鉄空間に連続するその他の開口部のことまで含めて、クリティカルな場所をきちんと把握できているとは言い難いものと思われる。他山の石に学び、他管理者が保有する出入口や、人が通常使わない開口部等も含めてチェックを行い、高潮・洪水等の水の侵入に対する弱部を確認しておくことが重要である。

また、日本では、東京メトロが、浸水のおそれがある場所において、出入口の構造の強化や排気口の自動開閉装置の水圧対策を進めること等により、浸水を基本的にシャットアウトすることを目指して、今後さらに投資を行っていく方向であることを MTA 職員に話したところ、強い興味を示した。MTA においては、ポンプや電源設備の保有量の強化や、個々の出入口の嵩上げ等の対策を実施することを考えているとのことだったが、抜本的な止水対策については、これからの課題として残っている。

4) 将来へ向けた検討

将来へ向けた検討という点では、MTA や国土安全保障省(DHS)においては、興味深い取組を進めている。

2011 年には、MTA がコロンビア大学の学識者に委託して作成された、気候変動による潜在的影響をまとめた報告書が公開された。このレポートの中で、ハリケーンのカテゴリー別、海水位別の地下鉄浸水シミュレーションも実施されている。なお、今回の調査団の MTA 訪問時の先方の話によれば、インハウスで地下鉄浸水シミュレーションを実施できるようにもなっているとのことである。海面上昇の影響を考慮した対策の検討を進めている点は、我が国でも参考になる。

また、米国国土安全保障省(DHS)においては、Resilient Tunnel Project と称して、バージニア工科大学と共同で、トンネルの中に水を入れて膨脹させるカプセル状のものを入れ、それを膨らませて栓をすることによりトンネル内で氾濫水を止める技術を開発中である。

2012 年の実験で成功したものは、直径約 4.8m、長さ約 9.6m で、2 分間で膨脹させることが可能なもので、鉄の 5 倍の引っ張り強度を持つ Vectran 繊維を表層にした 3 層構造で、強度と柔軟性を両立させたものとのことである。

なお、DHS においては、FututeTECH と題して、この技術以外にも、携帯電話に仕掛けられる化学・生物兵器等検知機、1 億画素級の CCTV、埋設トンネル発見器、危険人物検知機、ハリケーン予測向上、決壊堤防緊急復旧工法、停電波及防止プロジェクト、コンテナ内部透視手法、無人飛行機映像共有、液体物質内容検知機等の開発を行なっている 43。防災や安全保障のためには今後の技術の進歩が貢献する余地も多いと考えられ、我が国にも参考になる。

5) まとめ

サンディは、予防対策が追いついていない時点で地下鉄で大規模な浸水が生じた場合に、非常に大きな経済影響が生じ得ることを示した。MTA においては、施設の復旧を中心とした緊急的に実施する補修費の費用はおよそ 50 億ドルと見積もっている。また、サンディがもたらした地下鉄関連の社会的費用は、復旧までの日数が長期化すれば、物理的被害額よりも地下鉄の運行停止に伴う被害額の方がはるかに大きくなることが想定されたが、排水対策や重要設備の保護等の対策をうまく進めて早期の運行再開にこぎ着けたことから、最小限の被害で済んだということもできる。それにしても、50 億ドルをもしも予防対策に回していたなら、被害は相当軽減できたのではないかとも思われる。

我が国においては、ネットワーク化された地下空間が大規模な浸水に襲われた場合に生じる事態の想定と対策の実施について、非常用出口という盲点から水が侵入した今回の教訓も踏まえ、関係管理者が力を合わせてきめ細かいチェックを加えていくことが重要である。また、万一被害が発生した場合を想定した対策についても、重要施設の保護・バックアップや、排水作業に備えた事前準備等ニューヨークの例から学べる部分を参考にすべきである。

このほか、DHS が開発を進めている **Resilient Tunnel Project** をはじめ、技術の進歩により実現できる防災対策も多くあると考えられる。気候変動の進展が見込まれる中、広く世界のマーケットを視野に入れて、技術・製品開発が進むことが期待される。

(4) 山地河道、セグメント1での交通インフラ被害

ここまでは、低平地のインフラ被害を述べてきたが、山地河川洪水や土砂災害との複合氾濫地域におけるインフラ被害について補足しておく。

1947 カスリーン台風教訓に関する清水 (2010) ⁶⁾ の指摘「急勾配な地形特性に応じた流勢によって流路変動が生まれ (例えば、流路の網状化)、河岸に集中的に流水が攻撃する箇所 (水衝部) を生む。また、1か所の河岸侵食は、その反射 (蛇行) によって下流対岸へ繰り返しの侵食をもたらすこともある。急流な扇状地という地勢の特性がこうした河川の動きをもたらすことを知ることが、水害に備えるために重要である。」に通じるが、砂州を有する急流河川では越水だけでなく、侵食の作用も大きい。

2.2 で示した図 2.2.1.8 は、山間部の河道に沿って走る道路が被災した後の応急復旧が、砂州の水衝部であるために難航している様子である。これは、大規模な出水で水衝部となった箇所に減水期に流水が集中し、強い侵食作用が生じるためである。山間地河道の道路が迂回路のない重要なアクセスルートである場合には、アクセスルートが遮断され孤立する被害が生じる。さらに付言すれば、道路の通行止めを適切に行っていないと、侵食で道路が崩落した場所に自動車が転落する事故を招きかねないことにも留意する必要がある。

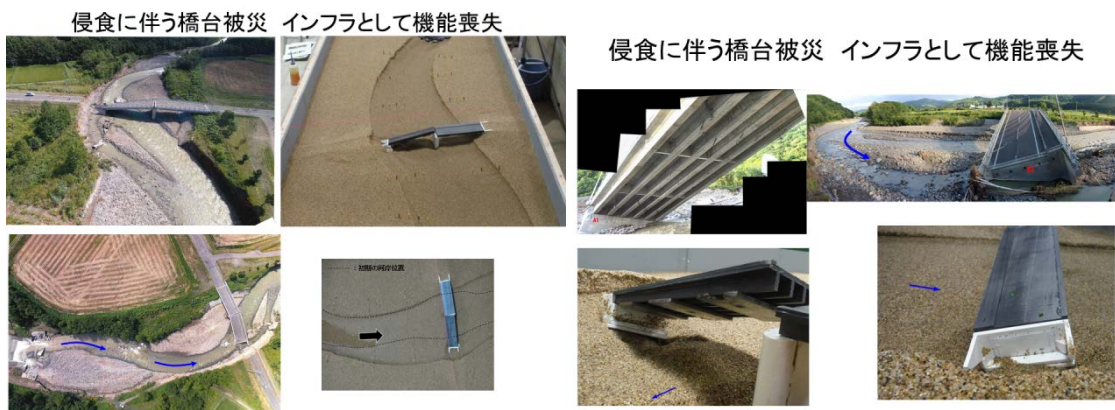


図 3.1.1.8.7 侵食により橋台・桁が沈下・倒壊 ⁴⁾



図 3.1.1.8.8 橋台背後と堤内地は被災を受けたが桁・橋台が無事で通行機能を維持

図 3.1.2.8.7 は、大洪水により橋梁の橋台が侵食・洗掘により流失し、桁が落ちた事例である ⁶⁾。一方、図 3.1.2.8.8 は、橋梁へのアクセス道路が堤内地の地盤もろとも流失したが、

橋台と橋桁が無事であったため、簡単な応急措置で人間だけでも往来が可能となった事例である。

橋梁は通行できることで機能を発揮するので、橋台が流失し橋桁が落ちると機能復旧に時間を要する。応急のアクセス道路となる橋梁の場合には、橋の機能を迅速に回復できる構造が望ましい。

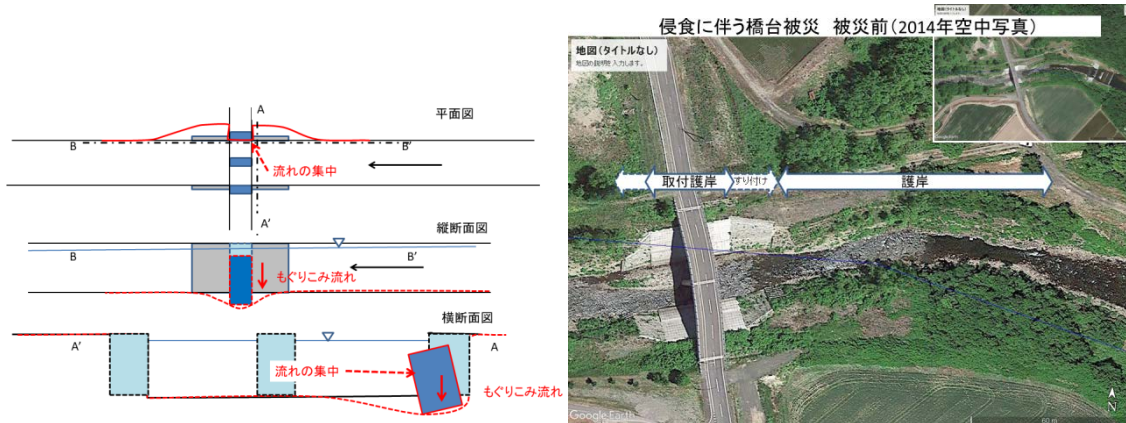


図 3.1.1.8.9 (左) 侵食による橋台被災メカニズム (右) の被災前の状況

図 3.1.1.8.7 の橋台の沈下・倒壊メカニズムは図 3.1.2.8.9(左)のとおりである。図 3.1.2.8.9 (右) に示すとおり橋台の上流側には取付護岸と河川の護岸が施工されていたが、護岸の天端高を上回る洪水の来襲により、上流側の護岸が流失して河岸侵食されたことにより、橋台が河道内の流れに水制工のように突出して露出する形になり、流れの集中と橋台上流面に衝突した流れが河床に潜り込む流れを発生させたことで橋台まわりの洗掘を助長し、橋台が沈下・流失したものと考えられる。

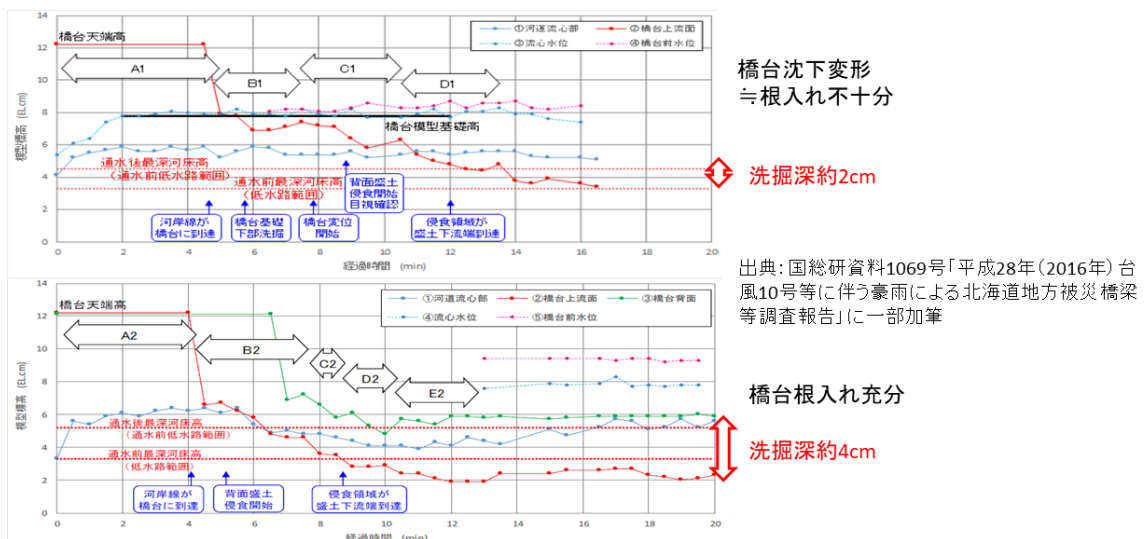


図 3.1.1.8.10 侵食による橋台・桁の沈下を防ぐために必要な根入れ深⁴⁾

図 3.1.1.8.10 は、この橋台上流の侵食と露出した橋台周りの洗掘が発達するメカニズムを検討した縮小水理実験の結果である⁴⁾。図は、橋台を水路床版に固定した(つまり根入れが

十分) ケースと橋台の根入れを浅くした(橋台前面洗掘が橋台底面に達すると沈下・変形する) ケースについて、橋台前面河床高の経時変化を測定した結果を示したものである⁴⁾。

図 3.1.1.8.10 から、橋台の根入れによって橋台被災を防ぐためには2倍の洗掘深となることを覚悟しなければならない。根入れ以外の対策方法としては、根固め工によって洗掘を軽減する、上流側に十分な高さの護岸を施工して橋台上流側が露出しないようにすることが考えられる。いずれにしても、計画高水位を上回る洪水に対する対応となるため、通常的设计概念ではオーバースペックとして排除されかねず、実施に向けては工夫が必要である。橋台の流失が起こる場合には、通行止めを適切に行っておかないと自動車落下する人身事故となる可能性があるため、通行規制もきちんと行う必要がある。

<参考文献>

- 1) 安田孝志(2008): 中央防災会議・災害教訓の継承に関する専門調査会 1959 伊勢湾台風報告書 第2章被害の状況, p.7-p.28, 平成20年3月,
http://www.bousai.go.jp/kyoiku/kyokun/kyoukunnokeishou/rep/1959_isewan_typhoon/index.html
- 2) 白井勝二(2010): 1947 カスリーン台風 報告書 第7章カスリーン台風災害から学ぶ教訓 1 カスリーン台風災害から学ぶ継承すべき教訓(白井勝二), 中央防災会議・災害教訓の継承に関する専門調査会報告書, p.181~p.193, 平成22年1月
http://www.bousai.go.jp/kyoiku/kyokun/kyoukunnokeishou/rep/1947_kathleen_typhoon/index.html
- 3) 安田吾郎(2013): 米国ハリケーン・サンディに関する現地調査 報告書(第二版) — 先進国の大都市を初めて襲ったニューヨーク都市圏大災害からの教訓 — 3-7 地下鉄への浸水を前提として直前対応計画が練られていること, 国土交通省・防災関連学会合同調査団, p.47-p.52, 平成25年7月
- 4) 国総研構造基礎研究室・河川研究室・水害研究室(2019): 平成28年(2016年)台風10号等に伴う豪雨による北海道地方被災橋梁等調査報告 4.河道の流下能力を上回る洪水時に生じた橋台周辺の被災機構, 国総研資料1069号, p.46-p.79, 2019年3月
- 5) 国土交通省・防災関連学会合同調査団(2013): 米国ハリケーン・サンディに関する現地調査 報告書(第二版) — 先進国の大都市を初めて襲ったニューヨーク都市圏大災害からの教訓 — 2-3 ハリケーン・サンディによる被害 2-4 災害対応と復旧 3-3「都市機能への甚大な被害」であったこと, p.12-p.23 p.31-p.38, 平成25年7月
- 6) 清水義彦(2010): 1947 カスリーン台風 報告書 第7章カスリーン台風災害から学ぶ教訓 第7章カスリーン台風災害から学ぶ教訓 2 扇状地急流河川の氾濫被災から学ぶ教訓, 中央防災会議・災害教訓の継承に関する専門調査会報告書, p.193~p.194, 平成22年1月
http://www.bousai.go.jp/kyoiku/kyokun/kyoukunnokeishou/rep/1947_kathleen_typhoon/index.html

3.1.1.9 波及被害（体温低下、原発放射能等）

3.1.1.9 では、波及被害として(1)経済被害、(2)間接死・関連死、(3)貧困スパイラル、(4)有害物質・毒物を挙げ、応答特性を考察する。

(1)経済被害については安田（2008）¹⁾から高潮災害が与えた経済被害の大きさについての分析結果を引用する。工場が立地する地盤高によって被害が異なり、復旧の早さに違いが生じたこと、地場高が高い場所に立地していた大工場が復旧しても低地に立地していた中小工場や従業員の住宅等は被害が大きく、従業員が工場に復帰できず本格操業までに時間を要した。ハリケーン・サンディでは世界的な経済都市であるニューヨークが被害を受けたことで、地方都市であるニューオーリンズが被害を受けたハリケーン・カトリーナに比較して、ビジネスインパクトが14倍にも達して波及被害が大きい²⁾。

(1) 経済被害

伊勢湾台風高潮被害については、安田（2008）¹⁾より引用する。

（略）伊勢湾台風高潮では、臨海部低平地の生命線である堤防が切れたことによって低平地の被害が激甚化し、拡大した。被害は、まず堤防が高波を伴う高潮の直撃によって破壊されることに始まり、次いで高潮の氾濫によって被害が住宅や工場、病院、公共施設に及び、さらに鉄道や道路、水道などの社会インフラに拡大し、被災地の活動が長期にわたって完全にマヒする事態となった。その結果、愛知・三重両県だけで当時の日本のGNPの4割近い推定被害総額5,050億円に達する大災害となった（建設省河川局、1962）。

伊勢湾台風による全国の堤防等の公共土木施設の被害額だけで、1959年の日本のGNP1兆3,190億円の6%近い約839億円（建設省河川局、1962）に達し、愛知・三重両県の被害はその50%を占める422億円（建設省河川局、1962）に及んでいた。この割合は、死者・行方不明者の83%がこれら両県に集中していたことに比べれば低い。伊勢湾台風による被害は全国規模であると同時に、愛知・三重両県において激甚化した局地性を併せ持つことを示すものと言える。

このように、高潮によって災害が通常の台風災害の域を超えて激甚化する場合、後述するように避難対策に不備があったこともあり、犠牲者数の全国比率は公共土木施設被害額の全国比率50%の1.66倍となり、人的被害が激増することを重く受け止める必要がある。それゆえ、高潮によって被害が激甚化する危険性のある地域に対しては、避難対策に万全を期すのは当然であるが、堤防が機能を失った場合の想定被害規模に応じた公共投資の上積みが必要となることも論をまたない。

表 3.1.1.9.1 全国、愛知県及び三重県における建物の被害状況（山内、1959）

	全壊戸数（全国比）	半壊戸数（全国比）	流失戸数（全国比）
愛知県	21,381 (0.61)	62,995 (0.60)	2,135 (0.48)
三重県	4,089 (0.12)	12,192 (0.12)	1,191 (0.26)
全国	35,125	105,347	4,486

以下では、伊勢湾台風災害を特色づける高潮の直撃と氾濫による低平地での被害対象の拡大過程を破堤後の被災資料（伊勢湾台風災害調査特別委員会、1961；建設省河川局、1962）に基づいて明らかにする。破堤によって、それまで安全であった建物は高潮の直撃と氾濫を受け、全壊などの被害が生じる。表 3.1.1.9.1 は、伊勢湾台風による愛知県、三重県及び全国の建物の全壊、半壊及び流失棟数とそれらの全国比を示したものである。いずれも両県で全国比73%を占める被害となっており、人的被害の全国比83%に比べれば低い。上

述の公共土木施設被害額の全国比率 50%より高く、台風の破壊力が高潮を介して愛知・三重両県の湾奥臨海部に集中したことがわかる。

(中略) 貯木場として利用されていた名古屋港 8 号地の護岸被災は、南区の住宅や工場に流木による甚大な被害をもたらした点で重大であった。

湾奥の名古屋港周辺及び桑名から四日市港にかけての臨海部は、大企業の工場が立地する埋立地であり、満潮位よりも 2 m 以上地上げが行われていた (伊勢湾台風災害調査特別委員会、1961)。このため、高潮の直撃を受けて、工場や機械類に浸水による被害は出たが、比較的軽微であり、復旧は早かった。しかし、埋立地背後の低平地に立地する下請企業や中川区、港区及び南区に密集した中小企業の工場では、倒壊などの被害が発生した。また、倒壊を免れた工場であっても、高潮による氾濫流が流木などの漂流物とともに流入した上に湛水化し、復旧が遅れ、被害が長期化した。

地上げした埋立地に立地した大工場と低平地の中小工場で被害に大きな差異が生じたが、社員の住宅は共に低平地に建てられていたため、全壊・流失や湛水による被害を低平地の中小工場と同じように受けていた。そのため、大工場自体は早期に復旧したが、社員が工場に復帰できず、本格操業にはやはり時間を要した。

このように、大工場の直接被害は軽微であっても、道路の不通による輸送停止、社員の住宅被災による労働力低下、下請工場の被災による操業低下などによる間接被害は大きくなっている。これは、「災害は最も弱いところで発生し、そこから被害が拡大して積み上がり、被害規模が決まる」という災害のセオリー通りの結果であり、それゆえに対策は最も弱い所から始める必要があると言える。

3.1.1.5 で述べたとおりハリケーン・サンディの強風・高潮浸水とそれに伴う交通インフラの停止、停電等により、ニューヨーク証券取引所は、1888 年のブリザード以降最も長い 2 日間にわたる閉鎖を経験し、金融活動を含む世界の社会経済活動の中核に大きな影響を及ぼした²⁾。

ニューヨーク市 (中枢都市) が被害を受けたサンディ (ニューヨーク州) は、同じ高潮被害であるニューオーリンズ (地方都市) の被害が大きかったカトリーナ (ルイジアナ州) と比較して、住宅の被害が 1.4 倍に対して、停電被害は 2.7 倍、ビジネスへのインパクトは 14 倍以上とその波及被害が大きかった²⁾。

(2) 間接死・関連死

日本では、長期にわたる避難所生活でエコノミー症候群等による災害関連死が話題に上るようになったが、S22 カスリーン台風においても、S39 伊勢湾台風においても、間接死の集計は行っていない。ただし、感染症等の予防として防疫は行っており、その結果、大きな波及被害は発生していない。なお、カスリーン台風時の GHQ 文書に「・・特に公衆衛生の分野ではアメリカと日本の役人の意見の相違が絶えず存在した。軍政府機関 (注: GHQ 側) では、この機会に広域の予防接種を行うべきであり、それが最も有効との信念が強かったが、日本の役人は疫病が実際に蔓延していないのだから、広域の予防接種を行う理由はないという考え方であった。・・」³⁾とあるように、当時の日米間で、事後対応でよいとする日本側と予防対策を重視する米国側で公衆衛生対策に関する意識にギャップがあることがわかる。

ハリケーン・サンディでは、全米で溺死 (41 人) や倒木 (20 人) 等の直接死 72 人を上回る少なくとも 87 人の間接死が報告されている。そのうち約 50 人は、寒い気候の中電源がなくなったことにより暗闇の中、高齢者が低体温症で、あるいは自家発電機や調理器具

を不適切な場所に置いたことによる一酸化炭素中毒であった²⁾。これらは、浸水・強風から停電に至り、そこから波及した犠牲ともいえる。ハリケーン・サンディは10月末に来襲しており、寒くなる季節と重なっていたことも大きい。2019年の台風19号も10月中旬の来襲であったことを考えると減災のためには考慮に入れるべき事項と考えられる。カスリーン台風で、足立区の犠牲者は洪水による直接ではなく、感電死や避難所での脳溢血だった⁴⁾という話もある。

(3) 貧困スパイラル

3.1.1.1(1)で既に述べた。

(4) 有害物質・毒物の拡散

東日本大震災では、冷温停止に失敗した福島第一原発から高濃度放射能が排出され、高濃度汚染エリアが生じ、居住制限区域や帰宅困難区域を設定せざるを得なくなった。特に福島県の復旧・復興検討は、高濃度汚染の実態がわかり見通しが立つまでの間、進まなかった。

福島第一原発が津波浸水(3/11 15:37頃津波来襲)によって制御に必要な非常用電源をすべて喪失し、原子炉を冷やすための冷却水の供給が行えなくなった。原子炉が空焚き状態となり建屋の水素爆発(1号機:3/12/15:36、3号機:3/14/11:01、4号機:3/15/6:14)及び炉心の損傷(1号機・2号機・3号機)に至った⁵⁾。

炉心損傷に至った2号機建屋が爆発しなかったのは、原子炉建屋上部側面のパネルが1号機の水素爆発の衝撃で開いたため、水素が外部へ排出され原子炉建屋の爆発が回避されたと推定されている⁵⁾。また、地震・津波発生時に定期検査中で圧力容器内に燃料がなかった4号機の建屋の水素爆発は、3号機のベントに伴いベントラインから4号機の原子炉建屋に水素が流入したことにより発生したものである⁵⁾。

3/11/19:03に福島第一原発に国から原子力緊急事態宣言が出され、20:50に県が半径2kmの区域に避難指示を出した⁶⁾。21:23には国が半径3kmに避難指示、半径10kmに屋内退避指示を出した⁶⁾。

3/12/5:44には国が半径10kmに避難指示を出した⁶⁾。3/12/7:45に福島第二原発にも国から、原子力緊急事態宣言と、半径3kmに避難指示、半径10kmに屋内退避指示が出された⁶⁾。17:39には国が福島第二の半径10kmに避難指示を出した⁶⁾。18:25には国が福島第一の半径20km圏内に避難指示を出した⁶⁾。

3/15/11:00には国が福島第一の半径20~30km圏内に屋内退避指示をだした⁶⁾。圧力容器・炉心の損傷によって高濃度の放射性物質が放出され、風向き・地形・降雨・降雪等の影響で高濃度汚染エリアが生じた。

4/22には、事故後1年間の被ばく線量の合計(積算線量)が20ミリシーベルトになりそうな区域について、例外を除いて立ち入りを禁止する警戒区域(半径20km圏内)、区域外に避難する計画的避難区域(半径20km圏外)、緊急時に屋内退避か避難してもらう緊急時避難準備区域(半径20~30km圏内)の3つに区分した⁶⁾。

9/30には原子炉の状況や放射線量の調査結果から安全を確認して、住民の生活環境の復旧目途(復旧計画)が決められたので、緊急時避難準備区域は解除された。

原子炉が冷却停止状態にあることを確認し、2012/4/1に住民の帰還に向けた環境整備と地域の復興再生を進めるため、警戒区域と計画的避難区域の一部を年間積算線量の状況に応じて、避難指示解除準備区域(年間積算線量が20ミリシーベルト以下になることが確実と確認された区域)、居住制限区域(年間積算線量が20ミリシーベルトを超えるおそれが

あって、引き続き避難の継続が求められる地域)、帰還困難区域 (年間積算量が 50 ミリシーベルトを超えて、5 年間たっても年間積算線量が 20 ミリシーベルトを下回らないおそれがある区域) の 3 つに見直していくことになった⁶⁾。

地震・津波による非常用も含めた電源の喪失が、炉心の冷却・除熱の手段を奪い、圧力容器・炉心の損傷事故に連鎖すること、放射能による汚染が復旧・復興を遅らせることが教訓として得られた。

福島第二原発も津波浸水による被害を受けたが冷温停止に成功した。福島第二原子力発電所は主要建屋設置エリアが海拔 12m と高かったこと、また、襲来した津波が、福島第一原子力発電所に比べ低かったことが幸いし、福島第一原子力発電所より津波の被害は軽微だったものの、並んで設置された原子炉 4 機のうち、1 号機は大きな被害を受けました⁵⁾。これは、1 号機の主要建屋エリア側を道路が通っており、この道路を津波が集中的に遡上したためでした⁵⁾。

事故を免れたポイントとして以下の点があげられている。地震と津波により大きな被害を受けたものの、外部電源等、交流電源設備が使用可能であり、一部の機器への電力供給は可能であった⁵⁾。海水ポンプ等の損傷により、冷却が必要な非常用の注水設備の殆どが使用不能となったが、除熱を必要としない常用の注水設備を臨機応変に活用し、原子炉の冷却を継続した⁵⁾。格納容器内に蒸気(熱)を溜めておける時間内に海水ポンプ等の復旧に成功した⁵⁾。このため、格納容器ベントで大気中に気体を放出する前に海水への除熱が可能となった⁵⁾。

福島第一原発より高い津波が来襲した女川原発では、最新の知見を反映して標高の高い場所 (標高 14.8m) に設置していたこと、考慮した冷却水を確保する海水ポンプを引き波も考慮して深い位置に設置していたこと、機器や配管をサポートで補強するなど 1・2・3 号機合わせて約 6,600 ヶ所の耐震工事を実施していたこと、緊急時対策室などがある事務棟の耐震工事 (外壁の筋交い) も完了していたこと等により、地震・津波による被害は限定的にとどまり、原子炉の冷却・除熱及び冷温停止に成功した⁷⁾。

それだけでなく、津波によって自宅を流された多くの近隣住民 (最大 364 名) が女川原子力発電所に避難し、震災後から約 3 ヶ月間発電所構内で生活し、避難場所として機能した⁷⁾。

福島第一原発の事故のインパクトは、女川原発が震災前に地震・津波対策をしておいたおかげで冷温停止に成功した上に、近隣被災者の避難生活の場所も提供したというポジティブな情報もかき消し、放射性廃棄物の永続的な処理方法が整備されていないこと等他の不安要素も顕在化させ、原子力発電への信頼が揺がせ、今なお解決途上である。

河川氾濫で原発事故が起きるとは想定しがたいが、2019 年に九州で氾濫が起きた際に金属加工工場から油が流出して広がったことは、復旧・復興の遅延には至っていないが、波及被害の 1 つである。

<参考文献>

- 1) 安田孝志(2008) : 中央防災会議・災害教訓の継承に関する専門調査会 1959 伊勢湾台風報告書 第 2 章被害の状況, p.7-p.28, 平成 20 年 3 月,
http://www.bousai.go.jp/kyoiku/kyokun/kyoukunnokeishou/rep/1959_isewan_typhoon/index.html
- 2) 国土交通省・防災関連学会合同調査団 (2013) : 米国ハリケーン・サンディに関する現地調査 報告書 (第二版) — 先進国の大都市を初めて襲ったニューヨーク都市圏大水

害からの教訓 — 3-3 「都市機能への甚大な被害」であったこと, p.31-p.38, 平成 25 年 7 月

- 3) 北原糸子(2010): 1947 カスリーン台風 報告書 第6章 カスリーン台風災害と GHQ の対応, 中央防災会議・災害教訓の継承に関する専門調査会報告書, p.145~p.180, 平成 22 年 1 月
http://www.bousai.go.jp/kyoiku/kyokun/kyoukunnokeishou/rep/1947_kathleen_typhoon/index.html
- 4) 北原糸子(2010): 1947 カスリーン台風 報告書 第7章 カスリーン台風から学ぶ教訓, 中央防災会議・災害教訓の継承に関する専門調査会報告書, p.197~p.198, 平成 22 年 1 月
- 5) 東京電力 HP: 福島第一原子力発電所事故の経過と教訓,
<https://www.tepco.co.jp/nu/fukushima-np/outline/>
- 6) 福島県 HP: 避難区域の変遷について—解説—,
<https://www.pref.fukushima.lg.jp/site/portal/cat01-more.html>
- 7) 東北電力 HP: 原子力発電所の安全対策 東日本大震災と女川原子力発電所,
https://www.tohoku-epco.co.jp/electr/genshi/safety/safety/eq_onagawa.html#tabs-item01

3.1.2 堤内地の応答特性（再建復興段階・準備段階）と減災

3.1.2 は、堤内地における再建復興段階、準備段階の応答特性について考察する。3.1.2.1 水害訴訟と瑕疵、3.1.2.2 氾濫被害の補償・補填は成立するのか、3.1.2.3 氾濫制御に伴う利害対立の副作用とその克服、3.1.2.4 復旧・復興の成功・失敗を分けるもの、3.1.2.5 賢いシミュレーション・撤退、3.1.2.6 まとめから構成される。

3.1.2.1 水害訴訟と瑕疵

3.1.2.1 では、水害訴訟と国家賠償法における河川管理瑕疵の有無の判断基準について、最高裁判例から考察する。減災では被害発生は避けて通ることができず、再建支援やその手段の1つかもしい補償・補填の整理が重要である。考察した最高裁判例は、3.1.2.1.1 大東水害訴訟、3.1.2.1.2 加治川水害訴訟、3.1.2.1.3 多摩川水害訴訟、3.1.2.1.4 長良川安八水害訴訟である。3.1.2.1.5 では、河川管理瑕疵の成立要件をまとめるとともに、氾濫流制御減災を考える上での水害訴訟及び国家賠償法の論点を整理する。

3.1.2.1.1 大東水害訴訟最高裁判決

大東水害は、河川の未改修区間において溢水を伴う氾濫が生じ、未改修で存置していたことが河川管理瑕疵にあたるのかどうか争点となった。

表 3.1.2.1.1.1 は大東水害訴訟の判決文から読み取ることができた河川管理瑕疵の有無についての判断基準に関する要件、理由等を整理したものである。大東水害訴訟最高裁判決は、水害訴訟における我が国初の最高裁判決であった。大東水害最高裁判例では、営造物に関する管理瑕疵存否の判断原則として、「瑕疵の存否については、当該営造物の構造、用法、場所的環境及び利用状況等諸般の事情を総合考慮して具体的個別的に判断すべきものである」と道路防護柵転落負傷事件に関する訴訟の最高裁判例（最高裁昭和五三年（オ）第七六号同年七月四日第三小法廷判決・民集三二巻五号八〇九頁）を再確認した。次に「河川の管理については、（中略）道路その他の営造物の管理とは異なる特質及びそれに基づく諸制約が存するのであつて、河川管理の瑕疵の存否の判断にあつては、右の点を考慮すべきものといわなければならない」とし、河川管理の特質及びそれに基づく諸制約を次の通り挙げている。

- 「河川は自然発生的な公共用物であり、当初から人工的に安全性を備えた物として設置され管理者の公用開始行為によつて公共の用に供される道路その他の営造物とは性質を異にし、もともと洪水等の自然的原因による災害をもたらす危険性を内包している」
- 「河川の通常備えるべき安全性の確保は、管理開始後において、予想される洪水等による災害に対処すべく、堤防の安全性を高め、河道を拡幅・掘削し、流路を整え、又は放水路、ダム、遊水池を設置するなどの治水事業を行うことによつて達成されていくことが当初から予定されている」
- 「治水事業は、もとより一朝一夕にして成るものではなく、しかも全国に多数存在する未改修河川及び改修の不十分な河川についてこれを実施するには莫大な費用を必要と」し、「議会在国民生活上の他の諸要求との調整を図りつつその配分を決定」する予算制約の下で河川毎に「過去に発生した水害の規模、頻度、発生原因、被害の性質等のほか、降雨状況、流域の自然的条件及び開発その他土地利用の状況、各河川の安全度の均衡等の諸事情を総合勘案し、それぞれの河川についての改修等の必要性・緊急性を比較しつつ、その程度の高いものから逐次これを実施していくほかはない」

表 3.1.2.1.1.1(1) 大東水害最高裁判決 瑕疵の存否、河川の管理の特質及びそれに基づく諸制約

判例	瑕疵の要件・判断
大東水害訴訟最高裁判決 (昭和五九年一月二六日第一小法廷判決)	<p><営造物に関する管理瑕疵存否判断の原則> 瑕疵の存否については、当該営造物の構造、用法、場所的環境及び利用状況等諸般の事情を総合考慮して具体的個別的に判断すべきものである（最高裁昭和五三年（オ）第七六号同年七月四日第三小法廷判決・民集三二巻五号八〇九頁）</p> <p><河川の管理の特質及びそれに基づく諸制約> 河川の管理については、(中略) 道路その他の営造物の管理とは異なる特質及びそれに基づく諸制約が存するのであつて、河川管理の瑕疵の存否の判断にあつては、右の点を考慮すべきものといわなければならない。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 河川は、本来自然発生的な公共用物であつて、管理者による公用開始のための特別の行為を要することなく自然の状態において公共の用に供される物であるから、通常は当初から人工的に安全性を備えた物として設置され管理者の公用開始行為によつて公共の用に供される道路その他の営造物とは性質を異にし、もともと洪水等の自然的原因による災害をもたらす危険性を内包している ・ 河川の管理は、道路の管理等とは異なり、本来的にかかる災害発生の危険性をはらむ河川を対象として開始されるのが通常であつて、河川の通常備えるべき安全性の確保は、管理開始後において、予想される洪水等による災害に対処すべく、堤防の安全性を高め、河道を拡幅・掘削し、流路を整え、又は放水路、ダム、遊水池を設置するなどの治水事業を行うことによつて達成されていくことが当初から予定されているものといふことができる ・ 治水事業は、もとより一朝一夕にして成るものではなく、しかも全国に多数存在する未改修河川及び改修の不十分な河川についてこれを実施するには莫大な費用を必要とするものであるから、 ・ 結局、原則として、議会が国民生活上の他の諸要求との調整を図りつつその配分を決定する予算のもとで、各河川につき過去に発生した水害の規模、頻度、発生原因、被害の性質等のほか、降雨状況、流域の自然的条件及び開発その他土地利用の状況、各河川の安全度の均衡等の諸事情を総合勘案し、それぞれの河川についての改修等の必要性・緊急性を比較しつつ、その程度の高いものから逐次これを実施していくほかはない。 ・ その実施にあつては、当該河川の河道及び流域全体について改修等のための調査・検討を経て計画を立て、緊急に改修を要する箇所から段階的に、また、原則として下流から上流に向けて行うことを要するなどの技術的な制約もあり、 ・ 更に、流域の開発等による雨水の流出機構の変化、地盤沈下、低湿地域の宅地化及び地価の高騰等による治水用地の取得難その他の社会的制約を伴うことも看過することはできない。 ・ 河川の管理においては、道路の管理における危険な区間の一時閉鎖等のような簡易、臨機的な危険回避の手段を採ることもできない <p>河川の管理には、以上のような諸制約が内在する</p>

表 3.1.2.1.1(2) 大東水害最高裁判決 未改修・改修不十分な河川の安全性、過渡的安全性瑕疵の判断基準

判例	瑕疵の要件・判断
<p>大東水害訴訟最高裁判決（昭和五九年一月二六日第一小法廷判決）</p>	<p><未改修河川又は改修不十分な河川の安全性は過渡的安全性をもって足りるとせざるをえない> すべての河川について通常予測し、かつ、回避しうるあらゆる水害を未然に防止するに足りる治水施設を完備するには、相応の期間を必要とし、未改修河川又は改修の不十分な河川の安全性としては、右諸制約のもとで一般に施行されてきた治水事業による河川の改修、整備の過程に対応するいわば過渡的な安全性をもって足りるものとせざるをえないのであつて、</p> <p><瑕疵の有無の判断基準が河川と道路は異なる→高知落石事故最高裁判例の予算制約排除は、河川の管理については妥当しない> 当初から通常予測される災害に対応する安全性を備えたものとして設置され公用開始される道路その他の営造物の管理の場合とは、その管理の瑕疵の有無についての判断の基準もおのずから異なつたものとならざるをえない。 この意味で、道路の管理者において災害等の防止施設の設置のための予算措置に困却するからといつてそのことにより直ちに道路の管理の瑕疵によつて生じた損害の賠償責任を免れうるものと解すべきでないとする当裁判所の判例（昭和四二年（オ）第九二一号同四五年八月二〇日第一小法廷判決・民集二四卷九号一二六八頁）も、河川管理の瑕疵については当然には妥当しないものというべき</p> <p>総合すると、我が国における治水事業の進展等により前示のような河川管理の特質に由来する財政的、技術的及び社会的諸制約が解消した段階においてはともかく、</p> <p><過渡的安全性に関する河川管理についての瑕疵の有無に関する判断基準> これらの諸制約によつていまだ通常予測される災害に対応する安全性を備えるに至っていない現段階においては、当該河川の管理についての瑕疵の有無は、</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 過去に発生した水害の規模、発生の頻度、発生原因、被害の性質、降雨状況、流域の地形その他の自然的条件、土地の利用状況その他の社会的条件、改修を要する緊急性の有無及びその程度等諸般の事情を総合的に考慮し、前記諸制約のもとでの同種・同規模の河川の管理の一般水準及び社会通念に照らして是認しうる安全性を備えていると認められるかどうか <p>を基準として判断すべきであると解するのが相当</p> <p><改修計画に基づき改修中河川の過渡的安全性と河川管理瑕疵> 既に改修計画が定められ、これに基づいて現に改修中である河川については、</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 右計画が全体として右の見地からみて格別不合理なものと認められないときは、 ・ その後の事情の変動により当該河川の未改修部分につき水害発生の危険性が特に顕著となり、当初の計画の時期を繰り上げ、又は工事の順序を変更するなどして早期の改修工事を施行しなければならないと認めるべき特段の事由が生じない限り、 <p>右部分につき改修がいまだ行われていないとの一事をもつて河川管理に瑕疵があるとするとはできないと解すべきである。</p>

表 3.1.2.1.1.1(3) 大東水害最高裁判決 未改修区間を他に先がけて改修しないことの管理瑕疵

判例	瑕疵の要件・判断
<p>(昭和五九年一月二六日第一小法廷判決)</p> <p>大東水害訴訟最高裁判決</p>	<p><他の未改修部分に先がけて改修しないことが管理瑕疵にあたる条件></p> <ul style="list-style-type: none"> ・ d川全体の改修計画の中本件未改修部分の改修工事を他の未改修部分のそれに先がけて実施しなければならず、それをしないことが河川管理者の管理の瑕疵にあたるというためには、それ相当の特段の理由が存しなければならないというべき <p><他の未改修部分に先がけて未改修部分を放置するについて河川管理上の責任を問いうる余地></p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 原審の挙げる上記の諸点は、いずれもそれをもつて当然に本件未改修部分についても当初の予定を繰り上げてシヨート・カット工事と同時に、又はこれに引き続いて改修工事を施行すべきことが要求され、これを行わないことが管理の瑕疵にあたるものとするには足りない ・ 先行投資事業として行われたシヨート・カット工事の結果、本件未改修部分における水害発生の危険性がそのために特に著しく増大し、これを放置することが河川管理の一般的水準及び社会通念に照らして是認することができないと認められるような特段の事情が生ずる場合には、河川管理者として当然にこれに対する対応措置を講ずべきであつて、シヨート・カット工事部分の改修工事を行いながら本件未改修部分を放置したときは、これにつき河川管理上の責任を問いうる余地があるというべき <p><溢水しやすい未改修部分を他の未改修部分に優先して改修すべき特段の事情を認定する際の留意点></p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 仮に、そもそもc点及び右狭窄部分がc点より上流の区間に比して川幅が狭いため川幅が両区間を通じて異なる場合よりもc点において溢水しやすいということがいえるとしても、 ・ 前記事実関係によれば、右両区間よりも更に上流のa点とb点の間の区間は当時未改修であつて川幅が狭く流量が制限されていたのであるから、右a点・b点間の区間の勾配、b点とc点との間の区間に流入する水路の状況等についての審理の結果いかんによつては、右の事情を考慮してもなおc点急縮部及び本件未改修部分における河川の形状による溢水の危険が、d川の前記改修計画で予定された時期よりも特に早い時期に他に優先して同箇所を改修すべき特段の事情があるとするに足りるほどの状況にあつたとは認められない可能性がなくはない

- 治水事業「の実施にあたっては、当該河川の河道及び流域全体について改修等のための調査・検討を経て計画を立て、緊急に改修を要する箇所から段階的に、また、原則として下流から上流に向けて行うことを要するなどの技術的な制約もあり」
- 「流域の開発等による雨水の流出機構の変化、地盤沈下、低湿地域の宅地化及び地価の高騰等による治水用地の取得難その他の社会的制約を伴うことも看過することはできない」
- 「河川の管理においては、道路の管理における危険な区間の一時閉鎖等のような簡易、臨機的な危険回避の手段を採ることもできない」

次に、大東水害訴訟で争点となった未改修・改修途上河川に要求される安全性について、「すべての河川について通常予測し、かつ、回避しうるあらゆる水害を未然に防止するに足りる治水施設を完備するには、相応の期間を必要とし、未改修河川又は改修の不十分な河川の安全性としては、右諸制約のもとで一般に施行されてきた治水事業による河川の改修、整備の過程に対応するいわば過渡的な安全性をもつて足りるものとせざるをえない」とした。

以上を総合して「当初から（中略）災害に対応する安全性を備えたものとして設置され公用開始される道路その他の建造物の管理の場合とは、その管理の瑕疵の有無についての判断の基準もおのずから異なつたものとならざるをえない」とした。そして、「予算措置に困却するからといつてそのことにより直ちに道路の管理の瑕疵によつて生じた損害の賠償責任を免れうるものと解すべきでない」とする高知落石事故最高裁判例（昭和四二年（オ）第九二一号同四五年八月二〇日第一小法廷判決・民集二四卷九号一二六八頁）は、「河川管理の瑕疵については当然には妥当しないものというべき」とした。

過渡的安全性に関する河川管理についての瑕疵の有無については、「過去に発生した水害の規模、発生頻度、発生原因、被害の性質、降雨状況、流域の地形その他の自然的条件、土地の利用状況その他の社会的条件、改修を要する緊急性の有無及びその程度等諸般の事情を総合的に考慮し、前記諸制約のもとでの同種・同規模の河川の管理の一般水準及び社会通念に照らして是認しうる安全性を備えていると認められるかどうかを基準として判断すべきであると解するのが相当」と、その判断基準を示した。

既に定められた改修計画に基づき改修中の河川における過渡的安全性については、

- ・ 改修計画が全体として、上記過渡的安全性判断の見地からみて格別不合理なものと認められないとき、
 - ・ その後の事情の変動により当該河川の未改修部分につき水害発生の危険性が特に顕著となり、当初の計画の時期を繰り上げ、又は工事の順序を変更するなどして早期の改修工事を施行しなければならないと認めるべき特段の事由が生じない限り、
- 「改修がまだ行われていないとの一事をもつて河川管理に瑕疵があるとはできないと解すべきである」と、河川管理瑕疵を認めることができない目安を示した。

さらに、管理瑕疵にあたる可能性がある条件として、「川全体の改修計画中本件未改修部分の改修工事を他の未改修部分のそれに先がけて実施しなければならず、それをしないことが河川管理者の管理の瑕疵にあたるというためには、それ相当の特段の理由が存しなければならないというべき」とした。

「それ相当の特段の理由」は、「先行投資事業として行われたショート・カット工事の結果、本件未改修部分における水害発生の危険性がそのために特に著しく増大し、これを放置することが河川管理の一般的水準及び社会通念に照らして是認することができないと認められるような特段の事情が生ずる場合には、河川管理者として当然にこれに対する対応措置を講ずべきであつて、ショート・カット工事部分の改修工事をいながら本件未改修

部分を放置したときは、これにつき河川管理上の責任を問いうる余地があるというべき」と管理瑕疵を問う余地がある具体的な論点を示した。

当該訴訟においては、問題となった未改修区間・直上流先行投資改修区間の更に上流にも未改修区間が存在しており、仮に問題となった未改修区間が溢水しやすい状況であったとしても、両未改修区間の間に流入する水路状況に関するの審理結果によっては、「改修計画で予定された時期よりも特に早い時期に他に優先して同箇所を改修すべき特段の事情があるとするに足りるほどの状況にあつたとは認められない可能性がなくはない」と指摘している。

3.1.2.1.2 加治川水害訴訟最高裁判決

加治川水害訴訟は、昭和41年7月17日（7・17洪水 9箇所破堤）、昭和42年8月28日（8・28洪水 再度破堤）と連年災害を被った加治川で被害住民が損害賠償を求めた訴訟である。上告では、水害被害者の原告側は、昭和27年改修計画が未達成であったことについての原審の国家賠償法2条1項による責任の判断が条項の解釈を誤っているとする違法、仮堤防の断面・構造の安全性に関する原審の判断の違法を主張した。

表3.1.2.10.2.1は加治川水害訴訟の判決文から読み取ることができた河川管理瑕疵の有無についての判断基準に関する要件、理由等を整理したものである。最高裁判決は、まず、「河川の管理についての瑕疵の有無は、道路その他の人工公物の管理の場合とは異なり、過去に発生した水害の規模、発生頻度、発生原因、被害の性質、降雨状況、流域の地形その他の自然的条件、土地の利用状況その他の社会的条件、改修を要する緊急性の有無及びその程度等諸般の事情を総合的に考慮し、河川管理における財政的、技術的及び社会的諸制約のもとでの同種・同規模の河川の管理の一般水準及び社会通念に照らして是認しうる安全性を備えていると認められるかどうかを基準として判断すべきであると解するのが相当である」とする大東水害訴訟最高裁判決（最高裁昭和五三年（オ）第四九二号、第四九三号、第四九四号同五九年一月二六日第一小法廷判決・民集三八卷二号五三頁参照）の判断基準を再確認する。

その上で、①大正時代の放水路建設、昭和初期の支川合流点～洗堰間の河積拡大・築堤によって安全な区域となっていたこと、②昭和27年改修計画が作成され、③昭和41年7・17洪水で破堤氾濫発生、④昭和27年改修計画の推進のためには7・17洪水当時の時点で河床掘削・洗堰切り下げが必要であったが、そのためには改修区間に存在する農業用樋管の機能補償のために用水施設を完成させる必要があり、それには多額の費用を必要とし、また農林省が利水ダム建設と頭首工統合・農業用水総合利用施設の計画を立てていたことから抜本的改修工事に着手できなかったこと、⑤加治川への改修工事費割当額は昭和36年頃から40年頃にかけては中位の上に増額されていたこと等の事実関係を整理した。

これら事実関係から、昭和27年改修計画を速やかに実現しなければならない状況にあつたとはいえ、昭和27年改修計画を実現するために事前に解決しておくべき利水対策を早期に講ずることが容易でなかつたうえ、改修に対する財政的措置が他と比較して不十分であつたとしてもできないから、昭和27年改修計画が7・17洪水時までには達成されていなかつたからといって、河川の有すべき前記安全性を備えていないということとはできないものというべきであるとした。

表 3.1.2.1.2.1(1) 加治川水害訴訟最高裁判決

判例	瑕疵の要件・判断
<p>(昭和六十年三月二十八日 第一小法廷判決)</p> <p>加治川水害訴訟最高裁判決</p>	<p>< a 川の昭和二七年改修計画の未達成に関する原審の判断の違法をいう点 ></p> <p>河川の管理についての瑕疵の有無は、道路その他の人工公物の管理の場合とは異なり、過去に発生した水害の規模、発生頻度、発生原因、被害の性質、降雨状況、流域の地形その他の自然的条件、土地の利用状況その他の社会的条件、改修を要する緊急性の有無及びその程度等諸般の事情を総合的に考慮し、河川管理における財政的、技術的及び社会的諸制約のもとでの同種・同規模の河川の管理の一般水準及び社会通念に照らして是認しうる安全性を備えていると認められるかどうかを基準として判断すべきであると解するのが相当である（最高裁昭和五三年（オ）第四九二号、第四九三号、第四九四号同五九年一月二六日第一小法廷判決・民集三八卷二号五三頁参照）。</p> <p>< 具体的判断 ></p> <p>右事実関係のもとにおいては、a 川本川の b 川合流点の下流は昭和二七年改修計画を速やかに実現しなければならない危険な状況にあつたものとはいえず、</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ また、右改修計画を実現するために事前に解決しておくべき利水対策を早期に講ずることが容易でなかつたうえ、 ・ a 川全般ないし a 川本川の b 川合流点の下流の改修に対する財政的措置が他と比較して不十分であつたとすることもできないから、 <p>e、f 地区の所在する b 川合流点の下流の計画高水流量を毎秒二〇〇〇立方メートルとして策定された昭和二七年改修計画が七・一七洪水時までには達成されていなかつたからといって、河川の有すべき前記安全性を備えていないということはできないものというべきである。</p>

表 3.1.2.1.2.1(2) 加治川水害訴訟最高裁判決

判例	瑕疵の要件・判断
<p>(昭和六十年三月二十八日 第一小法廷判決)</p> <p>加治川水害訴訟最高裁判決</p>	<p><仮堤防の断面・構造の安全性に関する原審の判断の違法をいう点></p> <p>右事実関係によれば、本件仮堤防は、e、f地区のショートカット工事に伴う本堤防が完成するまでの期間、すなわち、昭和四一年の出水期の後半から昭和四二年の全出水期間中の出水に対処する目的で、応急対策として短期間に築造され臨時に存置された仮施設であるところ、</p> <p>このような性格の仮堤防が有すべき断面・構造は、河川法一三条の趣旨に則つた一定の技術的水準に基づき後背地の安全を保持する効用を果たすべき本堤防の断面・構造と同一でなければならないものとするのは相当ではないというべきである。</p> <p>そして、右事実関係及びa川の改修計画に関して原審が認定した前示事実関係を併せ考えると、b川合流点の下流は、比較的安定した区域であり、七・一七洪水に引き続いてこれをはるかに上回る連年の災害を受ける危険を予測しなかつたことに無理からぬ事情があるものといえるところ、</p> <p>本件仮堤防を設置するに当たり、築堤材料に砂丘砂を単一使用したこと及び築堤材料の点を除く断面・構造を旧堤防又は在来堤防と同じくしたことは、b川合流点の下流における過去の水害の発生状況、本件仮堤防の存置期間等から予測しうべき水害の危険の発生を防止して後背地の安全を確保したものといえるのであつて、時間的、財政的及び技術的制約のもとでの同種・同規模の河川に同趣旨で設置する仮堤防の設計施工上の一般水準ないし社会通念に照らして是認することができるから、</p> <p>本件仮堤防の断面・構造は安全性に欠けるものではなく、河川管理の瑕疵があるとは認められないものというべきである。</p>

表 3.1.2.1.2.1(3) 加治川水害訴訟最高裁判決

判例	瑕疵の要件・判断
(昭和六十年三月二八日 加治川水害訴訟最高裁判決 第一小法廷判決)	<p>< f 地区仮堤防の切り下げ及び修復に関する原審の判断の違法をいう点 ></p> <p>所論の点に関する原審の事実認定は、原判決挙示の証拠関係に照らして是認することができる。</p> <p>右事実関係によれば、</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ f 地区の新堤防は、ショートカット工事の計画上、上流の在来堤防と接続する一部分を本件仮堤防の前面に設置しなければならなかつたこと、 ・ その築造工事及び護岸工事に必要な機材を仮堤防の前面に搬入するためには、ドラグライン、ブルドーザー等が本件仮堤防の裏法尻脇に沿つた名柄道路から新堤防と本件仮堤防との接合部分へ登つて本件仮堤防天端に至り、これを上流に伝わつて、本件仮堤防と在来堤防との接合部分付近から本件仮堤防の前面へ降りることができるように、本件仮堤防の天端を長さ約一二〇メートルにわたり約五〇センチメートル切り下げて幅員四・五メートルの通路を開設する必要が生じ、かつ、 ・ それ以外に右搬入の適切な手段がなかつたこと、しかも、 ・ 右切り下げは、これに伴い通常予測される水害の危険に対処するため、被害を伴う程度の台風が新潟県下に来襲する九月下旬を避け、昭和四二年八月一〇日に実施され、同年九月一〇日ころまでに復旧する予定であつたものであること、また、 ・ 右切り下げ部分の修復は、全体にわたりほぼ一様に切り下げ前の本件仮堤防の高さまで土のう積みが行われ、 ・ 漏水部分及び若干低くなつていた中央部分に対する土のう積みの補強作業が破堤時まで鋭意行われ、相当な水準の水防作業が実施されたこと、 <p>以上の点が認められるのであるから、本件仮堤防の切り下げ及びその修復に関し河川管理の瑕疵があつたものということとはできない。</p>

仮堤防の断面・構造の安全性についての事実関係は以下の通り。

- ① 7・17洪水は在来河道流下能力の限度をはるかに超える規模だったため、新潟県土木部は、加治川全般にわたって河積を拡大し、大湾曲部については、ショートカットする抜本的対策が必要との判断に達したが、ショートカット工事完成には、約2年間を必要とすることが見込まれた。このため、右工事期間中である昭和41年の出水期の後半と昭和42年の全出水期の出水に対処することを目的として、決壊した「旧堤防」の跡に築堤した仮締切の背後に「本件仮堤防」を設置することとした。
- ② 本件仮堤防は、公共土木施設災害復旧事業費国庫負担法に基づく災害復旧事業として施工される応急工事により設置され、(1)～(3)の設計に基づき、昭和41年8月20日に完成した。
 - (1) 計画対象水位は堤高を旧堤防又は在来堤防の天端と同じにすることに重点が置かれ、7・17洪水を除くk測水所過去8年間の記録中最高水位に至ったときのe、f地区の水位と定めた。
 - (2) 築堤材料はe・f地区合わせて大量の盛土を必要とし、本件仮堤防の施工開始時期が出水期間にかかると緊急を要するため、土砂の採取上の補償問題、運搬上の交通障害等の難点のない1及びmの砂丘砂が採用された。右砂丘砂は92%の砂分を含み、現場透水係数が毎秒0.003cm/s（在来堤防より計算上約100倍の透水性）であるが、粒径が良く揃い締固め度が乾燥密度で1.55tf/m³前後で特に透水性が大きい状態でなく築堤材料として利用できないものではなく、昭和30年代半ばから昭和51年までに発生した破堤災害で設置された全国の仮堤防施工事例と比較しても劣るものではなかった。
 - (3) 計画断面は、1)～6)で設定した。
 - 1) 敷幅は裏地盤高・土質・洪水の予想継続時間（1時間と想定）等に鑑み表のり肩から裏法尻までの敷幅を約15m。
 - 2) 裏法勾配は砂の安息角を参考に1割5分、法面安定のために裏小段を設けた。当時、裏法勾配の法的規制はなく、直轄河川でさえも2割未満のものが多く、本件仮堤防に接続する在来堤防においては1割5分のところが多く、河川工学上、1割5分の裏法勾配が異常であるとの認識は一般的に存在しなかった。e地区の場合、裏法勾配を2割以上に緩やかにするとD宅及びE宅の敷地まで後退させる必要があつた。
 - 3) 堤体の圧縮沈下・基礎地盤の圧密沈下・天端の風雨による損傷・越波の防止・水防活動の便宜等を考慮し、計画対象水位上に約1mの余盛を実施。
 - 4) 被覆土は、被覆土使用実績のあるm・oの山土を用い30cm厚で施工。
 - 5) 堤防脚部に洗堀防止のための鋼矢板を打ち込み、その上部の法覆には計画対象水位まで鉄線蛇籠を施して表法面を保護し、鋼矢板の前面には麻袋を充填して仮締切との間の根固めとした。
 - 6) 堤防法線は破堤した旧堤防地盤の落堀を避けて月の輪型にした。
- ③ 堤防法面は降雨強度20mm/hrを超えると法尻に雨裂が生じやすくなり、特に新しい堤防にその傾向がみられる。普通の土砂堤防は、堤体表面から浸透した雨水が内部に浸入して土の単位面積・重量を増加させ、同時に、土の剪断強度を低下させるため、河川の水位が上昇していなくても、短時間内の累加雨量200mmないし300mm以上の集中豪雨で法面がしばしば崩壊する。
- ④ 新潟県下越地方では、昭和42年8月26日から29日にかけて大雨が降つた。本件仮堤防には、同月26日・27日に合計約65mm、同月28日午前中に56mm、同日午後1

時頃から翌 29 日午前 1 時頃までの間に約 200mm の降雨があった。ことに同月 28 日午後 3 時に 37mm/hr、午後 4 時頃に 45.2mm/hr の豪雨が降り注いだ。そして、e 地区の本件仮堤防は、同月 29 日午前 1 時頃、雨水及び河水の浸透により裏法が崩落した後、沈下した堤防の一部に河水が流れこんで生じた浸透と溢水との競合により破堤したが、破堤時までの洪水継続時間は約 12 時間、破堤時の水位はほぼ満水の状態になった。f 地区の本件仮堤防は、同日午前 1 時半頃、溢水により破堤した。b 川合流点の下流がこのように連年災害を受けたのは、大正 6 年前記分水路工事が完成して以後初めてで、実に 50 年ぶりであった。新潟地方気象台作成の昭和 42 年 9 月付の異常気象調査報告書には、8・28 洪水の規模につき、降雨の中心域は 7・17 洪水とほぼ同じであったが、強雨の集中度・規模は 7・17 洪水のそれをはるかに上回るもので、降雨の中心域からやや離れている r 地方で 8・28 洪水時に 338mm/2 日を記録して 7・17 洪水時の雨量 294mm/2 日を超えた旨の記載（254mm/2 日を超える確率は 1/400 以下）がある。r に近い本件仮堤防付近の 8・28 洪水時の雨量は、極めて稀な異常豪雨によるものであった。

①～④の事実関係によれば、

- ・ 本件仮堤防は、e、f 地区のショートカット工事に伴う本堤防が完成するまでの、昭和 41 年の出水期の後半から昭和 42 年の全出水期間中の出水に対処する目的で、応急対策として短期間に築造され臨時に存置された仮施設であるところ、
- ・ このような性格の仮堤防が有すべき断面・構造は、河川法 13 条の趣旨に則った一定の技術的水準に基づき後背地の安全を保持する効用を果たすべき本堤防の断面・構造と同一でなければならないものとするのは相当ではないというべきである。

そして、右事実関係及び a 川の改修計画に関して原審が認定した前示事実関係を併せ考えると、

- ・ b 川合流点の下流は、比較的安定した区域であり、7・17 洪水に引き続いてこれをはるかに上回る連年の災害を受ける危険を予測しなかつたことに無理からぬ事情があるものといえることができるところ、
- ・ 本件仮堤防を設置するに当たり、築堤材料に砂丘砂を単一使用したこと及び築堤材料の点を除く断面・構造を旧堤防又は在来堤防と同じくしたことは、b 川合流点の下流における過去の水害の発生状況、本件仮堤防の存置期間等から予測しうべき水害の危険の発生を防止して後背地の安全を確保したものとといえるのであつて、
- ・ 時間的、財政的及び技術的制約のもとでの同種・同規模の河川に同趣旨で設置する仮堤防の設計施工上の一般水準ないし社会通念に照らして是認することができるから、本件仮堤防の断面・構造は安全性に欠けるものではなく、河川管理の瑕疵があるとは認められないものというべきであると結論づけた。

3.1.2.1.3 多摩川水害訴訟最高裁判決

多摩川水害は、昭和 49 年 9 月 1 日の洪水で、占用許可工作物である取水堰左岸の下流取付部護岸の一部が破壊され、そこから拡大した侵食が堰左岸側の嵌入部上流側を迂回する水路を形成し、水流の作用によって拡大した迂回水路が堤防本体表のり尻を侵食した。その後、流水位は本堤法尻以下になったが、迂回水路の深さが堰可動部敷高よりも低くなったため、迂回水路の水勢は弱まることなく堤防本体を侵食し続けこれを崩壊流失させるに至り、引き続き侵食が堤内地に及んだ結果、9 月 1 日深夜から同月 3 日午後 3 時までの間に堤内地の住宅地面積約 3,000m²、上告人らの所有又は居住に係る家屋 19 棟が流失する災害（以下「本件災害」という。）が発生した。なお、降雨の開始から終了までの総雨量は、大

正 2 年以來最大規模のもので、洪水の規模は明治 43 年及び昭和 22 年に発生した洪水等とほぼ同程度のものであった。

一審判決では、人工公物・自然公物の区別論を否定し、河川管理の瑕疵は河川管理者の許可を受けて設置・管理されている堰や護岸等の工作物等を包含した河川全体を対象として判断すべきとしたうえで、本件堰及びその周辺に存する護岸、小堤等の河川構築物の構造、形式等が危険な状態に放置されていて、最大流量が計画高水流量程度に達する規模の洪水の到来を見た場合、本件災害を含む堤内地災害につながる可能性のあることは十分に予測できたから、本件堰左岸付近は首都圏を流れる 1 級河川として通常備えるべき安全性を欠いていたとして、河川管理の瑕疵を肯定した。

控訴審判決では、「工事実施基本計画に基づく工事が完成している河川部分であったとしても、(中略) その備えるべき安全性としては、河川管理の特質に由来する諸制約のもとで一般に施行されてきた治水事業による河川の改修、整備の過程に対応する過渡的安全性をもって足りることに変わりはない」と判示した。

許可工作物がある場合の管理の瑕疵の判断基準についても、大東水害訴訟、加治川水害訴訟における最高裁判決の示した河川管理の瑕疵の一般的判断基準と基本的に異なるものではないと述べた上で、本件堰や取付護岸の改善やその他の改修工事を実施しない場合に、本件災害のような具体的な堤内地災害が発生することが明白に予測し得るような特別な事情があったとは認められないから、被災箇所付近の多摩川の管理は、同種同規模の河川の管理の一般的水準及び社会通念に照らして是認し得る安全性を備えていたとして河川管理の瑕疵を否定した。

表 3.1.2.1.3.1 は多摩川水害訴訟の最高裁判決文から読み取ることができた河川管理瑕疵の有無についての判断基準に関する要件、理由等を整理したものである。多摩川水害最高裁判決は、まず、大東水害訴訟及び加治川水害訴訟最高裁判決で示された河川管理の瑕疵の判断基準が本件にも適用されることを確認した上で、控訴審判断のうちこの部分を指摘した部分は「正当であるというべきである」としている。

その上で、「本件河川部分は、基本計画策定後本件災害時までの間において、基本計画に定める事項に照らして新規の改修、整備の必要がないものとされていたところから、工事実施基本計画に準拠して改修、整備がされた河川と同視されるものであり、本件は、このような河川部分について、管理の瑕疵が問題となる事案である」と本件河川部分が大東水害訴訟や加治川水害訴訟のような過渡的状态にある案件とは異なることを指摘する。

「工事実施基本計画が策定され、右計画に準拠して改修、整備がされ、あるいは右計画に準拠して新規の改修、整備の必要がないものとされた河川の改修、整備の段階に対応する安全性とは、同計画に定める規模の洪水における流水の通常的作用から予測される災害の発生を防止するに足りる安全性をいうものと解すべきである」と、整備済河川に求められる安全性の原則について判示した。

河川管理の特質に由来する諸制約との関係については、改修・整備された当時の防災技術水準に照らして、予測可能性と回避可能性・実現可能性を判断するとした。予測可能性と河川管理瑕疵の留意点として、「水害発生当時においてその発生の危険を通常予測することができたとしても、右危険が改修、整備がされた段階においては予測することができなかったものであって、当該改修、整備の後に生じた河川及び流域の環境の変化、河川工学の知見の拡大又は防災技術の向上等によってその予測が可能となったものである場合には、直ちに、河川管理の瑕疵があるとすることはできない」ことを指摘している。

表 3.1.2.1.3.1(1) 多摩川水害訴訟最高裁判決

判例	瑕疵の要件・判断
<p>(平成二年十二月十三日 多摩川水害訴訟最高裁判決 第一小法廷判決)</p>	<p><河川管理の瑕疵についての判断基準></p> <p>国家賠償法二条一項にいう営造物の設置又は管理の瑕疵とは、営造物が通常有すべき安全性を欠き、他人に危害を及ぼす危険性のある状態をいい、このような瑕疵の存在については、当該営造物の構造、用法、場所的環境及び利用状況等諸般の事情を総合考慮して具体的、個別的に判断すべきものである。</p> <p>ところで、河川は、当初から通常有すべき安全性を有するものとして管理が開始されるものではなく、治水事業を経て、逐次その安全性を高めてゆくことが予定されているものであるから、河川が通常予測し、かつ、回避し得る水害を未然に防止するに足りる安全性を備えるに至っていないとしても、直ちに河川管理に瑕疵があるとはできず、河川の備えるべき安全性としては、一般に施行されてきた治水事業の過程における河川の改修、整備の段階に対応する安全性をもって足りるものとせざるを得ない。</p> <p>そして、河川の管理についての瑕疵の有無は、過去に発生した水害の規模、発生頻度、発生原因、被害の性質、降雨状況、流域の地形その他の自然的条件、土地の利用状況その他の社会的条件、改修を要する緊急性の有無及びその程度等諸般の事情を総合的に考慮し、河川管理における財政的、技術的及び社会的諸制約のもとでの同種・同規模の河川の管理の一般的水準及び社会通念に照らして是認し得る安全性を備えていると認められるかどうかを基準として判断すべきであると解するのが相当である（最高裁昭和五三年（オ）第四九二号、第四九三号、第四九四号同五九年一月二六日第一小法廷判決・民集三八卷二号五三頁、同昭和五七年（オ）第五六〇号同六〇年三月二八日第一小法廷判決・民集三九卷二号三三三頁参照）。</p> <p>右当審判例が示した右の河川管理の瑕疵についての判断基準は、本件の場合にも適用されるものというべきであるから、原審の判断のうち、この点を指摘する部分は、正当であるというべきである。</p>

表 3.1.2.1.3.1(2) 多摩川水害訴訟最高裁判決

判例	瑕疵の要件・判断
<p>(平成二年十二月十三日 多摩川水害訴訟最高裁判決 第一小法廷判決)</p>	<p><計画に準拠して改修・整備済、あるいは計画に準拠して新規の改修・整備の必要がない河川の安全性の原則> ところで、本件河川部分は、基本計画策定後本件災害時までの間において、</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 基本計画に定める事項に照らして新規の改修、整備の必要がないものとされていたところから、 ・ 工事実施基本計画に準拠して改修、整備がされた河川と同視されるものであり、 ・ 本件は、このような河川部分について、管理の瑕疵が問題となる事案である。 <p>工事実施基本計画が策定され、右計画に準拠して改修、整備がされ、あるいは右計画に準拠して新規の改修、整備の必要がないものとされた河川の改修、整備の段階に対応する安全性とは、同計画に定める規模の洪水における流水の通常的作用から予測される災害の発生を防止するに足りる安全性をいうものと解すべきである。</p> <p>けだし、前記判断基準に示された河川管理の特質から考えれば、</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 改修、整備がされた河川は、その改修、整備がされた段階において想定された洪水から、当時の防災技術の水準に照らして通常予測し、かつ、回避し得る水害を未然に防止するに足りる安全性を備えるべきものであるというべきであり、 <p><予測可能性と河川管理瑕疵の留意点></p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 水害が発生した場合においても、当該河川の改修、整備がされた段階において想定された規模の洪水から当該水害の発生の危険を通常予測することができなかつた場合には、河川管理の瑕疵を問うことができないからである。 <p>また、水害発生当時においてその発生の危険を通常予測することができたとしても、</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 右危険が改修、整備がされた段階においては予測することができなかつたものであって、当該改修、整備の後に生じた河川及び流域の環境の変化、河川工学の知見の拡大又は防災技術の向上等によってその予測が可能となったものである場合には、直ちに、河川管理の瑕疵があるとはできない。 <p><河川管理に関する諸制約を踏まえた、予測しえた危険に対する対策を講じなかつたことについての河川管理瑕疵判断原則> けだし、右危険を除去し、又は減殺するための措置を講ずることについては、前記判断基準の示す河川管理に関する諸制約が存在し、右措置を講ずるためには相応の期間を必要とするのであるから、</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 右判断基準が示している諸事情及び諸制約を当該事案に即して考慮した上、右危険の予測が可能となった時点から当該水害発生時まで、予測し得た危険に対する対策を講じなかつたことが河川管理の瑕疵に該当するかどうかを判断すべきものであると考えられるからである。

表 3.1.2.1.3.1(3) 多摩川水害訴訟最高裁判決

判例	瑕疵の要件・判断
<p>(平成二年十二月十三日 多摩川水害訴訟最高裁判決 第一小法廷判決)</p>	<p>次に、本件は、基本計画策定前から許可工作物である本件堰が河道内に存在し、基本計画に定める計画高水流量規模の洪水に際して、本件堰及びその取付部護岸の欠陥が原因となって高水敷の欠込みが生じ、更に破堤に至ったという事案である。このように、</p> <p><許可工作物が存在する河川部分における河川管理瑕疵有無の判断原則></p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 許可工作物の存在する河川部分における河川管理の瑕疵の有無は、当該河川部分の全体について、前記判断基準の示す安全性を備えていると認められるかどうかによって判断すべきものであり、全体としての当該河川部分の管理から右工作物の管理を切り離して、右工作物についての改修の要否のみに基づいて、これを判断すべきものではない。 <p>けだし、河道内に河川管理施設以外の許可工作物が存在する場合においては、原審の説示するとおり、河川管理者としては、当該工作物そのものの管理権を有しないとしても、右工作物が存在することを所与の条件として、当該工作物に関する監督処分権の行使又は自己の管理する河川施設の改修、整備により、河川の安全性を確保する責務があるのであって、</p> <p><許可工作物が存在する河川部分における河川管理瑕疵有無の判断基準></p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 当該工作物に存在する欠陥により当該河川部分についてその備えるべき安全性が損なわれるに至り、 ・ 他の要件が具備するときは、 ・ 右工作物が存在する河川部分について河川管理の瑕疵があるというべきことになるからである。 <p><河川管理の特質に由来する諸制約を許可工作物が存在する河川部分において考慮する際の留意点></p> <p>また、許可工作物が存在することによって生ずる危険を除去し、減殺するために当該工作物又はこれと接続する河川管理施設のみを改修し、整備する場合においても、前記判断基準の示す財政的、技術的及び社会的諸制約があることは、いうまでもない。しかし、</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ そ（前記判断基準の示す財政的、技術的及び社会的諸制約）の程度は、広範囲にわたる河川流域に及ぶ河川管理施設を改修し、整備する場合におけるそれと比較して、通常は、相当に小さいというべきであるから、 ・ 右判断基準の示す安全性の有無を判断するに当たっては、右の事情をも考慮すべきである。

表 3.1.2.1.3.1(4) 多摩川水害訴訟最高裁判決

判例	瑕疵の要件・判断
<p>(平成二年十二月十三日 多摩川水害訴訟最高裁判決 第一小法廷判決)</p>	<p>以上説示したところを本件についてみると、次のようにいうことができる。すなわち、</p> <p><多摩川水害における河川管理瑕疵争点の構図></p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 本件河川部分については、基本計画が策定された後において、これに定める事項に照らして新規の改修、整備の必要がないものとされていたというのであるから、 ・ 本件災害発生当時において想定された洪水の規模は、基本計画に定められた計画高水流量規模の洪水であるというべきことになる。また、 ・ 本件における問題は、本件堰及びその取付部護岸の欠陥から本件河川部分において破堤が生じたことについて、本件堰を含む全体としての本件河川部分に河川管理の瑕疵があったかどうかにある。 <p>したがって、本件における河川管理の瑕疵の有無を検討するに当たっては、まず、</p> <p><河川管理瑕疵の成立の前提条件 危険の予測可能性></p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 本件災害時において、基本計画に定める計画高水流量規模の流水の通常的作用により本件堰及びその取付部護岸の欠陥から本件河川部分において破堤が生ずることの危険を予測することができたかどうか <p>を検討し、これが肯定された場合には、</p> <p><河川管理瑕疵の判断基準></p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 右予測をすることが可能となった時点を確認した上で、 ・ 右の時点から本件災害時まで前記判断基準に示された諸制約を考慮しても、なお、本件堰に関する監督処分権の行使又は本件堰に接続する河川管理施設の改修、整備等の各措置を適切に講じなかったことによって、 ・ 本件河川部分が同種・同規模の河川の管理の一般的水準及び社会通念に照らして是認し得る安全性を欠いていたことになるかどうかを、本件事案に即して具体的に判断すべきものである。

改修・整備後に予測可能となった場合の河川管理瑕疵については、「右危険を除去し、又は減殺するための措置を講ずることについては、前記判断基準の示す河川管理に関する諸制約が存在し、右措置を講ずるためには相応の期間を必要とするのであるから、右判断基準が示している諸事情及び諸制約を当該事案に即して考慮した上、右危険の予測が可能となった時点から当該水害発生時まで、予測し得た危険に対する対策を講じなかったことが河川管理の瑕疵に該当するかどうかを判断すべきものであると考えられるからである」と、回避可能性・実現可能性の判断基準を示した。

許可工作物が存在する河川部分における河川管理瑕疵有無の判断については、許可工作物の存在する「河川部分の全体について、前記判断基準の示す安全性を備えていると認められるかどうかによって判断すべきもの」とし、「全体としての当該河川部分の管理から右工作物の管理を切り離して、右工作物についての改修の要否のみに基づいて、これを判断すべきものではない」と控訴審の判断を否定した。その理由を、河川管理者には「右工作物が存在することを所与の条件として、当該工作物に関する監督処分権の行使又は自己の管理する河川施設の改修、整備により、河川の安全性を確保する責務がある」ため、「当該工作物に存在する欠陥により当該河川部分についてその備えるべき安全性が損なわれるに至り、他の要件が具備するときは、右工作物が存在する河川部分について河川管理の瑕疵があるというべきことになる」からと判示した。

さらに、許可工作物が存在する河川部分の、危険回避のための措置実現のためには、河川管理の特質に由来する「財政的、技術的及び社会的諸制約があることは、いうまでもない」としながらも、「その程度は、広範囲にわたる河川流域に及ぶ河川管理施設を改修し、整備する場合におけるそれと比較して、通常は、相当に小さいというべきであるから、右判断基準の示す安全性の有無を判断するに当たっては、右の事情をも考慮すべきである」と指摘した。

以上を総括して、「本件における河川管理の瑕疵の有無を検討するに当たっては、まず、本件災害時において、基本計画に定める計画高水流量規模の流水の通常的作用により本件堰及びその取付部護岸の欠陥から本件河川部分において破堤が生ずることの危険を予測することができたかどうかを検討し、これが肯定された場合には、右予測をすることが可能となった時点を確認した上で、右の時点から本件災害時まで前記判断基準に示された諸制約を考慮しても、なお、本件堰に関する監督処分権の行使又は本件堰に接続する河川管理施設の改修、整備等の各措置を適切に講じなかったことによって、本件河川部分が同種・同規模の河川の管理の一般的水準及び社会通念に照らして是認し得る安全性を欠いていたことになるかどうかを、本件事案に即して具体的に判断すべきものである」と差し戻した。

3.1.2.1.4 長良川安八水害訴訟最高裁判決

長良川安八水害訴訟は、昭和 51 年 9 月の洪水において、計画高水位以下の水位で完成堤防が浸透破堤し堤内地に氾濫被害をもたらした水害について、堤防の管理瑕疵の有無が争われた訴訟である。被害者である原告側は、上告で次の 3 点の違法を訴えた。

- 一. 堤体ないし基礎地盤に欠陥が存在し、かつ、この欠陥に起因する災害発生の予測可能性及び右災害発生の回避可能性の存在することを河川管理瑕疵の要件とし、この要件に基づき河川管理瑕疵を否定した判断は、国家賠償法二条一項の解釈を誤っている
- 二. 本件堤防が改修をほぼ完了しており、かつ、本件破堤が計画高水位を越えない洪水によって発生したにもかかわらず、特異な地質条件の存在をもって、河川管理瑕疵を推定できない特別の事情に当たるとした判断は、理由不備、理由齟齬等の違法がある

三. 本件災害発生当時に、本件堤防の基礎地盤に存在した可能性のある難透水性層の不連続により浸潤線が上昇して破堤に至る危険性について予測可能性が存在しなかったとした認定及び判断は、事実誤認、国家賠償法二条一項の解釈の誤り等の違法がある

表 3.1.2.1.4.1 は長良川安八水害訴訟の最高裁判決文から読み取ることができた河川管理瑕疵の有無についての判断基準に関する要件、理由等を整理したものである。最高裁判決は、まず、河川管理瑕疵の判断については、大東水害最高裁判決の判例に示された基準を用いることを再確認する。

- ・ 国家賠償法二条一項の営造物の設置又は管理の瑕疵とは、営造物が通常有すべき安全性を欠き、他人に危害を及ぼす危険性のある状態をいう
- ・ このような瑕疵の存在については、当該営造物の構造、用法、場所的環境及び利用状況等諸般の事情を総合考慮して具体的、個別的に判断すべきものである
- ・ 河川の管理については、道路その他の営造物の管理とは異なる特質及びそれに基づく財政的、技術的及び社会的諸制約が存するのであって、河川管理の瑕疵の存否の判断に当たっては、右の点を考慮すべきものといわなければならない
- ・ 河川の管理についての瑕疵の有無は、過去に発生した水害の規模、発生の頻度、発生原因、被害の性質、降雨状況、流域の地形その他の自然的条件、土地の利用状況その他の社会的条件、改修を要する緊急性の有無及びその程度等諸般の事情を総合的に考慮し、右諸制約のもとでの同種・同規模の河川の管理の一般水準及び社会通念に照らして是認し得る安全性を備えていると認められるかどうかを基準として判断すべきであると解するのが相当である

次に以下の事実を確認した上で、「少なくとも本件堤防の基礎地盤を除く堤体部分には、破堤原因となるような欠陥は存在せず、その築堤、改修及び整備、管理等の面において、格別不合理なものがあったとは認められない」とした。

- (1) 本件堤防は、大正 10 年に策定された e 川上流改修計画に基づき、同 15 年～昭和 5 年にかけて、旧堤の堤防法線を整正する大改修工事によって築造された。これら工事の計画及び施行等について格別不合理な点はない
- (2) c 川は、明治 19 年以降数次にわたる改修計画が立てられ、昭和 40 年には河川法に基づく e 川水系工事実施基本計画が策定された。この計画に格別不合理な点はなく、その後本件堤防は計画に準拠して改修、整備が実施されている
- (3) 本件災害発生当時における本件堤防の天端の高さ及び幅、法勾配、小段等の横断形状は、本件災害発生後の昭和 51 年 10 月に施行された河川管理施設等構造令の基準に十分適合している
- (4) 過去に本件堤防の堤体・裏法尻に法崩れなどの変状が発見されたことはない。昭和 34 年 9 月、同 35 年 8 月及び同 36 年 6 月に 3 年連続で発生した 3 大洪水はいずれも従来の計画高水流量と計画高水位を大幅に上回るもので、本件堤防はこれらを安全に流下させた。本件災害発生当時にも、同 51 年 9 月 8 日の夜半から 9 月 11 日午後 2 時ころまでの間の断続的な計画高水位に迫る 3 波にわたる洪水に耐え、その間は本件堤防に法崩れや漏水などの異常現象は何ら発生しなかったこと、などが明らか。

次に、控訴審判決における水位及び降雨条件の認定・判断について確認し、不合理な点はないとしている。確認した控訴審の認定・判断は、以下の 3 点。

- ・ 本件浸潤破堤の要因として多量の降雨及び長時間継続した高い水位を挙げている。
- ・ 本件破堤前後の降雨が年間降雨量の 1/2 ないし 1/3 に相当し、高水位継続時間も前記 3 大洪水をはるかにしのぐ規模であった。

表 3.1.2.1.4.1(1) 長良川安八水害訴訟最高裁判決

判例	瑕疵の要件・判断
<p>（平成六年十月二七日 第一小法廷判決） 長良川安八水害訴訟最高裁判決</p>	<p><営造物の設置又は管理の瑕疵について判断基準・原則> 国家賠償法二条一項の営造物の設置又は管理の瑕疵とは、営造物が通常有すべき安全性を欠き、他人に危害を及ぼす危険性のある状態をいい、このような瑕疵の存在については、当該営造物の構造、用法、場所的環境及び利用状況等諸般の事情を総合考慮して具体的、個別的に判断すべきものである。</p> <p><河川管理の瑕疵を判断する上で考慮すべき諸制約> そして、河川の管理については、道路その他の営造物の管理とは異なる特質及びそれに基づく財政的、技術的及び社会的諸制約が存在するのであって、河川管理の瑕疵の存否の判断に当たっては、右の点を考慮すべきものといわなければならない。そうすると、</p> <p><河川の管理についての瑕疵の有無判断基準> 河川の管理についての瑕疵の有無は、</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 過去に発生した水害の規模、発生の頻度、発生原因、被害の性質、降雨状況、流域の地形その他の自然的条件、土地の利用状況その他の社会的条件、改修を要する緊急性の有無及びその程度等諸般の事情を総合的に考慮し、 ・ 右諸制約のもとでの同種・同規模の河川の管理の一般水準及び社会通念に照らして是認し得る安全性を備えていると認められるかどうか <p>を基準として判断すべきであると解するのが相当である（最高裁昭和五三年（オ）第四九二号、第四九三号、第四九四号同五九年一月二六日第一小法廷判決・民集三八卷二号五三頁参照）。</p>

表 3.1.2.1.4.1(2) 長良川安八水害訴訟最高裁判決

判例	瑕疵の要件・判断
<p>(平成六年十月二七日 長良川安八水害訴訟最高裁判決 第一小法廷判決)</p>	<p><基礎地盤を除く堤体部分の安全性></p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 本件堤防は、大正一〇年に策定されたe川上流改修計画に基づき、同一五年から昭和五年にかけて、旧堤の堤防法線を整正する大改修工事によって築造されたものであるが、右工事の計画及び施行等については、格別不合理な点はないこと、 ・ c川については、明治一九年以降数次にわたる改修計画が立てられ、昭和四〇年には河川法に基づくe川水系工事実施基本計画が策定されたが、右計画に格別不合理な点はなく、その後本件堤防は右計画に準拠して改修、整備が実施されていること、 ・ 本件災害発生当時における本件堤防の天端の高さ及び幅、法勾配、小段等の横断形状は、本件災害発生後の同五一年一〇月に施行された河川管理施設等構造令の基準に十分適合していること、 ・ 過去において本件堤防の堤体若しくは裏法尻に法崩れなどの変状が発見されたことはなく、同三四年九月、同三五年八月及び同三六年六月に三年連続して発生した三大洪水はいずれも従来の計画高水流量と計画高水位を大幅に上回るものであったが、本件堤防は、これらを安全に流下させており、本件災害発生当時においても、同五一年九月八日の夜半から同月一日午後二時ころまでの間の断続的な計画高水位に迫る三波にわたる洪水にも耐え、その間には本件堤防に法崩れや漏水などの異常現象は何ら発生しなかったこと、 <p>などが明らかである。これによれば、少なくとも本件堤防の基礎地盤を除く堤体部分には、破堤原因となるような欠陥は存在せず、その築堤、改修及び整備、管理等の面において、格別不合理なものがあったとは認められない。</p> <p><多量の降雨と高水位の長時間継続を想定した措置を講じていないことと河川管理瑕疵></p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 原審は、堤体上に多量の降雨があったこと及び高い水位が長時間継続したことを、本件浸潤破堤の要因として挙げている。 <p>そして、原審の適法に確定したところによれば、</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 本件破堤前後の降雨は年間降雨量の二分の一ないし三分の一に相当する多量のものであり、高い水位の継続時間も前記の三大洪水をはるかにしのぐ規模のものであった、 <p>というのである。しかし、原審も、降雨量や高い水位の継続時間が右のような程度に達していたとしても、そのことだけからは浸潤線が上昇して破堤に至るものとは認められないと判断しており、右認定判断に不合理な点はない。そうとすれば、</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 被上告人において、事前に右のような程度の降雨及び高い水位の継続時間を想定して何らかの措置を講じていなかったとしても、これをもって河川管理の瑕疵があったということとはできない。

表 3.1.2.1.4.1(3) 長良川安八水害訴訟最高裁判決

判例	瑕疵の要件・判断
<p>（平成六年十月二七日 第一小法廷判決） 長良川安八水害訴訟最高裁判決</p>	<p><基礎地盤の弱部に起因するものであった場合の河川管理瑕疵判断について> 仮に、本件破堤の生じた本件堤防の基礎地盤に難透水性層の不連続があり、そのことが破堤の要因となったものであるとしても、本件破堤が河川管理の瑕疵に基づくものであるということとはできない。すなわち、</p> <p><基礎地盤の安全性調査></p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 堤防の改修、整備は、予想される洪水等による災害に対処するため、主として堤体についてこれを行い、その安全を確保するのが通常であって、 ・ その基礎地盤については、過去における災害時の異常現象等によって欠陥のあることが明らかとなっているなど特段の事情のある場合を除き、 ・ そのすべてについて、あらかじめ安全性の有無を調査し、所要の対策を採るなどの措置を講じなければならないものではない。 <p><基礎地盤の安全性調査に関する制約> けだし、</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 被上告人の管理する河川は多数に上り、その堤防の基礎地盤の面積は広大なものであるから、 ・ そのようなことは、財政面からも技術面からも実際上不可能を強いるものであることは、みやすいところであるからである。 <p>本件堤防の基礎地盤については右のような特段の事情が認められないのであるから、 相応の措置を講じていなかったとしても、これをもって河川管理の瑕疵に当たるものということとはできない。</p> <p><結論> 以上の諸事情を総合的に考慮して判断すれば、本件堤防は、</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 計画高水位程度の高い水位の洪水を防御し得る高さと幅を有し、 ・ 工事実施基本計画に定める規模の洪水における流水の通常的作用から予測される災害の発生を十分に防止する効用を発揮し得る状態にあったものであり、 ・ 河川管理の特質に由来する前記の諸制約のもとでの同種・同規模の河川の管理の一般水準及び社会通念に照らして是認し得る安全性を備えていたもの <p>ということが出来る。そうすると、本件災害については、被上告人に、河川管理の瑕疵があったとすることはできない。</p>

- ・ しかし、降雨量や高い水位の継続時間が上記程度に達していたとしても、そのことだけからは浸潤線が上昇して破堤に至るものとは認められないと判断。

「そうとすれば、被上告人において、事前に右のような程度の降雨及び高い水位の継続時間を想定して何らかの措置を講じていなかったとしても、これをもって河川管理の瑕疵があったということはできない」と判示した。

次に、本件堤防の基礎地盤に存在した可能性のある難透水性層の不連続という特異な地質条件について、控訴審判決の認定・判断を確認している。その内容は以下のとおり。

- ・ 原審は、浸潤作用との関係で堤体の安全性に影響を及ぼす難透水性層の不連続という特異な地質条件が本件堤防の基礎地盤に存在した可能性があることを本件浸潤破堤の要因として否定し得ない、としている。
- ・ 原判決挙示の証拠の中に、難透水性層の不連続という地質条件の下では、洪水の高い水位が継続した間、難透水性層の不連続部分から多量の河川水が堤体に浸透し、堤体内の浸潤線を異常な速度で上昇させ、ついには破堤に至る可能性がある旨の実験的鑑定結果を示した書証が存在する。その物理的機序自体に特に不合理な点があるとはいえない。
- ・ しかし、本件破堤箇所の基礎地盤に難透水性層の不連続があったという事実自体は、立証されているわけではない。

以上の確認内容から「原審も、本件浸潤破堤の要因を本件堤防の基礎地盤に存在した難透水性層の不連続にあると断定しているわけではないと解される」と判示した。

その上で、「仮に、本件破堤の生じた本件堤防の基礎地盤に難透水性層の不連続があり、そのことが破堤の要因となったものであるとしても、本件破堤が河川管理の瑕疵に基づくものであるということはできない」と判示した。その理由として、次の3点を挙げている。

- ・ 堤防の改修、整備は、予想される洪水等による災害に対処するため、主として堤体についてこれを行い、その安全を確保するのが通常である
- ・ その基礎地盤については、過去における災害時の異常現象等によって欠陥のあることが明らかとなっているなど特段の事情のある場合を除き、
- ・ そのすべてについて、あらかじめ安全性の有無を調査し、所要の対策を採るなどの措置を講じなければならないものではない

さらに、基礎地盤の特異な地質条件の調査及び所要の対策に関して、河川管理の特質に由来する諸制約を以下のとおり具体的に述べている。

- 被上告人の管理する河川は多数に上り、その堤防の基礎地盤の面積は広大である
- そのようなこと（すべてについて、あらかじめ安全性の有無を調査し、所要の対策を採るなどの措置を講じなければならないとする）は、財政面からも技術面からも実際上不可能を強いるものであることは、みやすいところである。

そして、「本件堤防の基礎地盤については右のような特段の事情が認められないのであるから、相応の措置を講じていなかったとしても、これをもって河川管理の瑕疵に当たるものということはできない」とした。

最終的に以下の2点から、本件堤防は、「河川管理の特質に由来する前記の諸制約のもとでの同種・同規模の河川の管理の一般水準及び社会通念に照らして是認し得る安全性を備えていたものということができる」とし、「本件災害については、被上告人に、河川管理の瑕疵があったとすることはできない」と判示した。

- ① 本件堤防は、計画高水位程度の高い水位の洪水を防御し得る高さと幅を有している

② 工事实施基本計画に定める規模の洪水における流水の通常的作用から予測される災害の発生を十分に防止する効用を発揮し得る状態にあった

①は格別不合理がない改修計画に基づき築造・整備されてきて、河川構造令のの基準（形状規定）に十分適合していること、②は計画高水流量と計画高水位を大幅に上回る3大洪水を安全に流下させた実績を有し、破堤した昭和51年9月洪水でも断続的な計画高水位に迫る3波にわたる洪水に耐え、その間は本件堤防に法崩れや漏水などの異常現象は何ら発生しなかった実績を有していたことと解釈される。

3.1.2.1.5 最高裁判例まとめ

(1) 判例の要約

3.1.2.1.1～3.1.2.1.4をまとめる。大きくは、3.1.2.1.1大東水害訴訟と3.1.2.1.2加治川水害訴訟の最高裁判決は、計画に基づく改修が未完成の場所で起きた水害に関する河川管理瑕疵の判例、3.1.2.1.3多摩川水害訴訟と3.1.2.1.4長良川安八水害訴訟の最高裁判決は、計画に基づく改修・整備を終えた場所・施設で起きた水害に関する河川管理瑕疵の判例と区分できる。

水害訴訟初の最高裁判決である大東水害訴訟判例で、営造物の「瑕疵の存否については、当該営造物の構造、用法、場所的環境及び利用状況等諸般の事情を総合考慮して具体的個別的に判断すべきものである」という道路防護柵転落障害事件の最高裁判例に基づき、河川の管理の特質とそれに由来する諸制約が整理された。

河川管理の具体的な特質・諸制約は、河川は所定の安全を確保した上で供用開始する道路等の人工公物の営造物と異なり、管理前から存在し洪水氾濫を起こす危険を内包している自然の公共用物であること、治水事業等により段階的に安全を高めていくことが管理当初から予定されていること、治水事業には莫大な予算を必要とし予算制約が存在すること、下流から順次安全性を高める等の技術的制約や用地取得難・低地の宅地開発等の社会的制約があること、道路のように危険区間を一時閉鎖する等の簡易・臨機的危機回避の手段がないことである。

このような特質・諸制約を踏まえて、河川管理瑕疵の有無を判断する必要があるという大原則が示され、それまで自然災害に対する営造物の安全性に関する管理瑕疵の最高裁判例である高知落石事故判例における予算制約の排除は、「河川管理の瑕疵については当然には妥当しないものというべき」とされた。

「河川管理の特質に由来する財政的、技術的及び社会的諸制約が解消した段階においてはともかく、これらの諸制約によつていまだ通常予測される災害に対応する安全性を備えるに至っていない現段階においては、」河川管理の瑕疵の有無を判断する基準として、「当該河川の管理についての瑕疵の有無は、過去に発生した水害の規模、発生頻度、発生原因、被害の性質、降雨状況、流域の地形その他の自然的条件、土地の利用状況その他の社会的条件、改修を要する緊急性の有無及びその程度等諸般の事情を総合的に考慮し、前記諸制約のもとでの同種・同規模の河川の管理の一般水準及び社会通念に照らして是認する安全性を備えていると認められるかどうかを基準として判断すべきであると解するのが相当である」が示された。

改修途上の河川・未改修河川に要求される安全性は、「右諸制約のもとで一般に施行されてきた治水事業による河川の改修、整備の過程に対応するいわば過渡的な安全性をもつて足りるものとせざるをえない」と判示された。具体的な判断基準として、「既に改修計画が定められ、これに基づいて現に改修中である河川については、右計画が全体として右の見地からみて格別不合理なもの認められないときは、その後の事情の変動により当該河川

の未改修部分につき水害発生の危険性が特に顕著となり、当初の計画の時期を繰り上げ、又は工事の順序を変更するなどして早期の改修工事を施行しなければならないと認めべき特段の事由が生じない限り、右部分につき改修がいまだ行われていないとの一事をもつて河川管理に瑕疵があるとすることはできないと解すべきである」が示された。

大東水害訴訟では、溢水氾濫箇所の上流で鉄道工事との関係で後の二重投資をさけるための先行投資として改修が行われていた一方溢水氾濫箇所が未改修のまま残されていた点が河川管理瑕疵にあたるかどうか争点となった。これについて最高裁判例は次の判断基準を示した。

- ・ d 川全体の改修計画の中本件未改修部分の改修工事を他の未改修部分のそれに先がけて実施しなければならない、それをしないことが河川管理者の管理の瑕疵にあたるというためには、それ相当の特段の理由が存しなければならないというべき
- ・ 「先行投資事業として行われた」上流改修「工事の結果、本件未改修部分における水害発生の危険性がそのために特に著しく増大し、これを放置することが河川管理の一般的水準及び社会通念に照らして是認することができないと認められるような特段の事情が生ずる場合には、河川管理者として当然にこれに対する対応措置を講ずべきであつて、」先行投資「工事部分の改修工事を行いながら本件未改修部分を放置したときは、これにつき河川管理上の責任を問うる余地があるというべき」

なお、下の「責任を問うる余地がある」の観点、現在の河川災害復旧等関連緊急事業（復緊急事業）実施の考え方を示したものと見える。

加治川水害訴訟最高裁判決は、昭和 41 年の 7・17 洪水までに昭和 27 年改修計画が実施されていなかったことについて、大東水害最高裁判例の判断基準を再確認した上で、判断に必要な事実関係を整理した結果、

- ・ 昭和 27 年改修計画を速やかに実現しなければならない状況にあったとはいえない
 - ・ 昭和 27 年改修計画を実現するために事前に解決しておくべき利水対策を早期に講ずることが容易でなかった
 - ・ 改修に対する財政的措置が他と比較して不十分であつたとしてもできない
- から、改修計画が 7・17 洪水時までに達成されていなかったからといつて、河川の有すべき前記安全性を備えていないということとはできないとした。

昭和 42 年 8・28 洪水時に破堤した仮堤防の断面・構造の安全性については、関連する事実関係を整理した結果、約 2 年間の予定で応急対策として短期間に築造され臨時に存置された仮施設であり、「河川法 13 条の趣旨に則つた一定の技術的水準に基づき後背地の安全を保持する効用を果たすべき」本堤防の断面・構造と同一でなければならないとするのは相当ではないというべきとした。そして、

- ・ b 川合流点の下流は比較的安定した区域で、7・17 洪水に続きこれをはるかに上回る連年の 8・28 洪水を予測しなかつたことに無理からぬ事情がある
 - ・ 仮堤防材料に砂丘砂を単一使用したこと及び断面・構造を旧堤防・在来堤防と同じにしたことは、過去の水害発生状況、本件仮堤防の存置期間等から予測しうべき水害の危険の発生を防止して後背地の安全を確保したものと見える
 - ・ 時間的、財政的及び技術的制約のもとでの同種・同規模の河川に同趣旨で設置する仮堤防の設計施工上の一般水準ないし社会通念に照らして是認することができる
- から、本件仮堤防の断面・構造は安全性に欠けるものではなく、河川管理の瑕疵があるとは認められないと結論づけた。

多摩川水害訴訟最高裁判決は、大東水害最高裁判決、加治川水害最高裁判決で示された河川管理の瑕疵の有無に関する判断基準を再確認した。その上で、「本件河川部分は、基本

計画策定後本件災害時までの間において、基本計画に定める事項に照らして新規の改修、整備の必要がないものとされていたところから、工事実施基本計画に準拠して改修、整備がされた河川と同視されるもの」と、計画に基づく整備予定がない河道は整備済とみなす判示した。そして整備済河川の安全性は、工事実施基本「計画に定める規模の洪水における流水の通常的作用から予測される災害の発生を防止するに足りる安全性をいうものと解すべきである」と判示した。

大東水害最高裁判例の判断基準に示された河川管理の特質から考えれば、整備済河川は、

- ・ 改修・整備がされた段階で想定された洪水から、当時の防災技術の水準に照らして通常予測し、かつ、回避し得る水害を未然に防止するに足りる安全性を備えるべきもの
- ・ 水害が発生した場合においても、当該河川の改修・整備がされた段階において想定された規模の洪水から当該水害の発生の危険を通常予測することができなかつた場合には、河川管理の瑕疵を問うことができない

と水害発生時点で予測可能性がない場合は瑕疵にあたらないという判断基準を示した。水害発生時点で予測可能性があっても、

- ・ 右危険が改修・整備段階で予測できなかったもので、当該改修・整備の後に生じた河川及び流域の環境の変化、河川工学の知見の拡大又は防災技術の向上等によってその予測が可能となった場合には、直ちに、河川管理の瑕疵があるとするとはできずと瑕疵を問えない場合があることを指摘した。予測された危険を除去・減殺する措置を講ずるにあたって、河川管理に関する諸制約が存在し、相応の期間を必要とするから、
- ・ 右判断基準が示している諸事情及び諸制約を当該事案に即して考慮した上、
- ・ 右危険の予測が可能となった時点から当該水害発生時まで、予測し得た危険に対する対策を講じなかつたことが河川管理の瑕疵に該当するかどうかを判断すべきものという判断基準を示した。

許可工作物に関する河川管理の瑕疵については、「許可工作物の存在する河川部分における河川管理の瑕疵の有無は、当該河川部分の全体について、前記判断基準の示す安全性を備えていると認められるかどうかによって判断すべき」と河川部分全体で判断することを明示し、「全体としての当該河川部分の管理から右工作物の管理を切り離して、右工作物についての改修の要否のみに基づいて、これを判断すべきものではない」と河川部分全体から工作物の管理を切り離す考え方を否定した。

河川管理者が許可工作物の管理権を持たないことについて、「工作物が存在することを所与の条件として、・・監督処分権の行使又は自己の管理する河川施設の改修、整備により、河川の安全性を確保する責務がある」ことを指摘し、「当該工作物に存在する欠陥により当該河川部分についてその備えるべき安全性が損なわれるに至り、他の要件が具備するときは、右工作物が存在する河川部分について河川管理の瑕疵があるというべき」と河川管理瑕疵成立の判断基準を示した。

許可工作物によって生ずる危険を除去・減殺するために当該工作物又はこれと接続する河川管理施設のみを改修・整備する場合にも「前記判断基準の示す財政的、技術的及び社会的諸制約があることは、いうまでもない」とするが、「その程度は、広範囲にわたる河川流域に及ぶ河川管理施設を改修し、整備する場合におけるそれと比較して、通常は、相当に小さいというべきであるから、右判断基準の示す安全性の有無を判断するに当たっては、右の事情をも考慮すべきである」と河川管理の特質に由来する諸制約の影響は限定的であると指摘した。

長良川安八水害訴訟最高裁判決は、大東水害最高裁判決で示された河川管理の瑕疵の有無に関する判断基準を再確認した。

最終的に以下の2点から、本件堤防は、「河川管理の特質に由来する前記の諸制約のもとでの同種・同規模の河川の管理の一般水準及び社会通念に照らして是認し得る安全性を備えていたものといえることができる」とし、「本件災害については、被上告人に、河川管理の瑕疵があったとすることはできない」と判示した。

- ① 本件堤防は、計画高水位程度の高い水位の洪水を防御し得る高さや幅を有している
- ② 工事実施基本計画に定める規模の洪水における流水の通常的作用から予測される災害の発生を十分に防止する効用を發揮し得る状態にあった

①は格別不合理がない改修計画に基づき築造・整備されてきて、河川管理施設等構造令の基準（形状規定）に十分適合していること、②は計画高水流量と計画高水位を大幅に上回る3大洪水を安全に流下させた実績を有し、破堤した昭和51年9月洪水でも断続的な計画高水位に迫る3波にわたる洪水に耐え、その間には本件堤防に法崩れや漏水などの異常現象は何ら発生しなかった実績を有していたことと解釈される。

本件水害では、多量の降雨と長時間にわたる高水位継続が特徴であった。破堤との因果関係について、控訴審判決における認定・判断を確認し、不合理な点はないとしている。確認した控訴審の認定・判断は、以下の3点である。

- ・ 本件浸潤破堤の要因として多量の降雨及び長時間継続した高い水位を挙げている。
- ・ 本件破堤前後の降雨が年間降雨量の1/2ないし1/3に相当し、高水位継続時間も前記3大洪水をはるかにしのぐ規模であった。
- ・ しかし、降雨量や高い水位の継続時間が上記程度に達していたとしても、そのことだけでは浸潤線が上昇して破堤に至るものとは認められないと判断。

「そうとすれば、被上告人において、事前に右のような程度の降雨及び高い水位の継続時間を想定して何らかの措置を講じていなかったとしても、これをもって河川管理の瑕疵があったといえることはできない」と多量の降雨と長時間にわたる高水位の継続を想定して措置を講じていないことだけでは瑕疵とはいえないという瑕疵判断を行った。

本件堤防の基礎地盤に存在した可能性のある難透水性層の不連続という特異な地質条件と破堤の因果関係については、控訴審判決の認定・判断を確認した上で「原審も、本件浸潤破堤の要因を本件堤防の基礎地盤に存在した難透水性層の不連続にあると断定しているわけではないと解される」と判示した。

その上で、「仮に、本件破堤の生じた本件堤防の基礎地盤に難透水性層の不連続があり、そのことが破堤の要因となったものであるとしても、本件破堤が河川管理の瑕疵に基づくものであるといえることはできない」と瑕疵判断を行った。その理由として、次の3点を挙げている。

- ・ 堤防の改修・整備は、主として堤体について行い、その安全を確保するのが通常
- ・ 基礎地盤は、過去に災害時の異常現象等によって欠陥が明らかとなっているなど特段の事情のある場合を除き、
- ・ そのすべてについて、あらかじめ安全性の有無を調査し、所要の対策を採るなどの措置を講じなければならないものではない

さらに、基礎地盤の特異な地質条件の調査及び所要の対策を講じることにに関して、河川管理の特質に由来する諸制約として、管理する堤防基礎地盤が広大であること、財政面・技術面から実際上不可能を強いるものであることがみやすいところ、と指摘している。

そして、「本件堤防の基礎地盤については右のような特段の事情が認められないのであるから、相応の措置を講じていなかったとしても、これをもって河川管理の瑕疵に当たるものといえることはできない」と瑕疵の判断を行った。

表 3.1.2.1.5.1(1) 水害訴訟最高裁判例総括

大東水害最高裁判決 S59.1.26	加治川水害最高裁判決 S60.3.28	多摩川水害最高裁判決 H2.12.13	長良川安八水害最高裁判決 H6.10.27
<ul style="list-style-type: none"> ・ 我が国初の水害訴訟最高裁判決 ・ 沿川が急激に都市化した改修途上の中小河川における溢水氾濫 ・ 河川管理者である国及び大阪府が上告。 ・ 上告理由：河川管理の瑕疵判断について、国家賠償法2条1項の営造物の管理の瑕疵に関する解釈適用の誤り ・ 上告理由：溢水氾濫原因を河道の急縮であるとする判断の誤り 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 我が国初の水害訴訟 ・ 改修計画未完成の農村築堤河川におけるの破堤氾濫 ・ 昭和41年7・17洪水、翌42年8・28洪水で連年破堤氾濫被害 ・ 水害被害者が上告 ・ 上告理由：国家賠償法2条1項の解釈適用の誤り ・ 上告理由：仮堤防の断面・構造の安全性に関する判断の誤り 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 完成済河川における水害訴訟初の最高裁判決 ・ 首都圏の国管理河川における、許可工作物である堰の取付護岸破壊から発達した迂回水路による侵食破堤・堤内地侵食により宅地・家屋が流失 ・ 水害被害者が上告 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 完成済堤防が計画高水位以下の洪水で浸潤破堤した水害訴訟の最高裁判決 ・ 洪水は多量の降雨と長時間にわたる高水位の継続のもとで発生 ・ 水害被害者が上告 ・ 上告理由：基礎地盤の欠陥に起因する災害発生の予測可能性と回避可能性を瑕疵の判断基準としたのは違法 ・ 上告理由：計画高水位以下の洪水での完成堤防破堤に特異な基礎地盤の予測可能性なしで瑕疵否定は違法
<p><営造物の設置又は管理の瑕疵について判断基準・原則> 国家賠償法二条一項の営造物の設置又は管理の瑕疵とは、営造物が通常有すべき安全性を欠き、他人に危害を及ぼす危険性のある状態をいい、このような瑕疵の存在については、当該営造物の構造、用法、場所的環境及び利用状況等諸般の事情を総合考慮して具体的、個別的に判断すべきものである。</p> <p><河川管理の瑕疵を判断する上で考慮すべき特質・諸制約> そして、河川の管理については、道路その他の営造物の管理とは異なる特質及びそれに基づく財政的、技術的及び社会的諸制約が存するのであって、河川管理の瑕疵の存否の判断に当たっては、右の点を考慮すべきものといわなければならない。そうすると、</p> <p><河川の管理についての瑕疵の有無判断基準> 河川の管理についての瑕疵の有無は、</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 過去に発生した水害の規模、発生の頻度、発生原因、被害の性質、降雨状況、流域の地形その他の自然的条件、土地の利用状況その他の社会的条件、改修を要する緊急性の有無及びその程度等諸般の事情を総合的に考慮し、 ・ 右諸制約のもとでの同種・同規模の河川の管理の一般水準及び社会通念に照らして是認し得る安全性を備えていると認められるかどうか <p>を基準として判断すべきであると解するのが相当である（最高裁昭和五三年（オ）第四九二号、第四九三号、第四九四号同五九年一月二六日第一小法廷判決・民集三八巻二号五三頁参照）。</p>			

表 3.1.2.1.5.1(2) 水害訴訟最高裁判例総括（整備済河川）

多摩川水害最高裁判決 H2.12.13	長良川安八水害最高裁判決 H6.10.27
<p><整備済河川に要求される安全性> 工事实施基本計画に定める規模の洪水における流水の通常的作用から予測される災害の発生を防止するに足りる安全性をいうものと解すべきである</p> <p><瑕疵の判断基準の原則></p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 改修・整備がされた段階で想定された洪水から、当時の防災技術の水準に照らして通常予測し、かつ、回避し得る水害を未然に防止するに足りる安全性を備えるべきもの <p><個別瑕疵判断></p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 水害が発生した場合においても、当該水害の発生の危険を通常予測することができなかつた場合には、河川管理の瑕疵を問うことができない ・ 右危険が改修・整備段階で予測できなかったもので、当該改修・整備の後に生じた河川及び流域の環境の変化、河川工学の知見の拡大又は防災技術の向上等によってその予測が可能となった場合には、直ちに、河川管理の瑕疵があるとするはできない ・ 予測された危険を除去・減殺する措置を講ずるにあたって、河川管理に関する諸制約が存在し、相応の期間を必要とするから、 ・ 河川管理の特質に由来する諸事情及び諸制約を当該事案に即して考慮した上、 ・ 右危険の予測が可能となった時点から当該水害発生時まで、予測し得た危険に対する対策を講じなかつたことが河川管理の瑕疵に該当するかどうかを判断すべきもの 	<p><完成堤防に要求される安全性> （河川管理の特質に由来する）諸制約のもとでの同種・同規模の河川の管理の一般水準及び社会通念に照らして是認し得る安全性</p> <p><安全性認定根拠></p> <ol style="list-style-type: none"> ① 計画高水位程度の高い水位の洪水を防御し得る高さと同幅を有している（築造根拠の改修計画・施工に不合理がない＋河川管理施設等構造令の基準に適合） ② 工事实施基本計画に定める規模の洪水における流水の通常的作用から予測される災害の発生を十分に防止する効用を発揮し得る状態にある（①＋計画高水位・計画高水流量規模の洪水を安全に流下させた実績） <p><個別瑕疵判断></p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 事前に右のような程度の降雨及び高い水位の継続時間を想定して何らかの措置を講じていなかったとしても、これをもって河川管理の瑕疵があったということとはできない ・ 仮に、本件破堤の生じた本件堤防の基礎地盤に難透水性層の不連続があり、そのことが破堤の要因となったものであるとしても、本件破堤が河川管理の瑕疵に基づくものであるということとはできない ・ 本件堤防の基礎地盤については右のような特段の事情が認められないのであるから、相応の措置を講じていなかったとしても、これをもって河川管理の瑕疵に当たるものということとはできない

表 3.1.2.1.5.1(3) 水害訴訟最高裁判例総括（改修途上河川）

大東水害最高裁判決 S59.1.26	加治川水害最高裁判決 S60.3.28
<p><改修途上河川・未改修河川に要求される安全性></p> <ul style="list-style-type: none"> 右諸制約のもとで一般に施行されてきた治水事業による河川の改修、整備の過程に対応するいわば過渡的な安全性をもつて足りるものとせざるをえない <p><具体的な瑕疵判断基準></p> <ul style="list-style-type: none"> 既に改修計画が定められ、これに基づいて現に改修中である河川については、右計画が全体として右の見地からみて格別不合理なものと認められないときは、その後の事情の変動により当該河川の未改修部分につき水害発生の危険性が特に顕著となり、当初の計画の時期を繰り上げ、又は工事の順序を変更するなどして早期の改修工事を施行しなければならないと認めるべき特段の事由が生じない限り、右部分につき改修がまだ行われていないとの一事をもつて河川管理に瑕疵があるとはできないと解すべきである 	
<p><改修手順に関する瑕疵判断基準></p> <ul style="list-style-type: none"> 先行投資事業として行われた上流改修工事の結果、本件未改修部分における水害発生の危険性がそのために特に著しく増大し、これを放置することが河川管理の一般的水準及び社会通念に照らして是認することができないと認められるような特段の事情が生ずる場合には、河川管理者として当然にこれに対する対応措置を講ずべきであつて、先行投資工事部分の改修工事を行いながら本件未改修部分を放置したときは、これにつき河川管理上の責任を問うる余地があるといふべき 	<p><個別判断></p> <ul style="list-style-type: none"> ①～③から、改修計画が7・17洪水時までには達成されていなかったからといつて、河川の有すべき前記安全性を備えていないということとはできない。 ① 昭和27年改修計画を速やかに実現しなければならない状況にあったとはいえない ② 昭和27年改修計画を実現するために事前に解決しておくべき利水対策を早期に講ずることが容易でなかつた ③ 改修に対する財政的措置が他と比較して不十分であつたとすることもできない

(2) 瑕疵判断の基準

以上をまとめると、表 3.1.2.1.5.1 になる。河川管理の瑕疵に関する判断基準は、大東水害最高裁判例によって、「河川の管理については、道路その他の営造物の管理とは異なる特質及びそれに基づく財政的、技術的及び社会的諸制約が存するのであって、河川管理の瑕疵の存否の判断に当たっては、右の点を考慮すべきものといわなければならない。そうすると、河川の管理についての瑕疵の有無は、

- ・ 過去に発生した水害の規模、発生頻度、発生原因、被害の性質、降雨状況、流域の地形その他の自然的条件、土地の利用状況その他の社会的条件、改修を要する緊急性の有無及びその程度等諸般の事情を総合的に考慮し、
- ・ 右諸制約のもとでの同種・同規模の河川の管理の一般水準及び社会通念に照らして是認し得る安全性を備えていると認められるかどうか

を基準として判断すべきであると解するのが相当である」と定まっている。

そして、備えるべき「是認しうる安全性」は、整備済河道では改修「計画に定める規模の洪水における流水の通常的作用から予測される災害の発生を防止するに足りる安全性」となる。

長良川安八水害訴訟最高裁判決から読み取れる完成堤防が備えるべき安全性は、(河川管理の特質に由来する) 諸制約のもとでの同種・同規模の河川の管理の一般水準及び社会通念に照らして是認し得る安全性である。判決ではその安全性を以下の①、②の 2 点で判断している。認定された事実関係から、()内に示した事項により判断されたと解釈される。

- ① 計画高水位程度の高い水位の洪水を防御し得る高さや幅を有している(築造根拠の改修計画・施工に不合理がない+河川管理施設等構造令の基準に適合)
- ② 工事実施基本計画に定める規模の洪水における流水の通常的作用から予測される災害の発生を十分に防止する効用を發揮し得る状態にある(①+計画高水位・計画高水流量規模の洪水を安全に流下させた実績)

改修途上の河川の場合に備えるべき「是認しうる安全性」は、「過渡的な安全性」となる。

過渡的な安全性に関する瑕疵の有無については、大東水害訴訟最高裁判決で、「既に改修計画が定められ、これに基づいて現に改修中である河川については、右計画が全体として右の見地からみて格別不合理なものと認められないときは、その後の事情の変動により当該河川の未改修部分につき水害発生の危険性が特に顕著となり、当初の計画の時期を繰り上げ、又は工事の順序を変更するなどして早期の改修工事を施行しなければならないと認めべき特段の事由が生じない限り、右部分につき改修がまだ行われていないとの一事をもつて河川管理に瑕疵があるとするはできないと解すべき」と判断基準に相当するものを示している。

さらに、大東水害訴訟で争点となった溢水氾濫した未改修部分とその上流の二重投資回避のための先行投資改修部分との関係について、先行投資事業として行われた上流改修工事の結果、本件未改修部分における水害発生の危険性がそのために特に著しく増大し、これを放置することが河川管理の一般的水準及び社会通念に照らして是認することができないと認められるような特段の事情が生ずる場合には、河川管理者として当然にこれに対する対応措置を講ずべきであつて、先行投資工事部分の改修工事を行いながら本件未改修部分を放置したときは、これにつき河川管理上の責任を問うる余地があるといふべき、と瑕疵判断の余地に言及している。

加治川水害訴訟最高裁判決では、訴訟のきっかけとなった水害前に氾濫等の被害が発生していないこと、改修計画実現のためには先行して治水対策工事を行う必要があるがこの早期実現が困難であった社会的制約の存在、加治川への治水投資額が水害前においても県

内で中の上であったこと等の事実関係に基づき、備えるべき安全性を有していないということではできないと判断している。

これらを踏まえると、過渡的な安全性とは、①既に定まって実施中の改修計画に格別な不合理が認められないこと、②その後の事情の変動により当該河川の未改修部分につき水害発生危険性が特に顕著となり、当初の計画の時期を繰り上げ、又は工事の順序を変更するなどして早期の改修工事を施行しなければならないと認めるべき特段の事由が生じていないこと、が河川管理の特質に由来する当該河川における諸制約（財政的制約・技術的制約・社会的制約）を考慮した上で満足されている状態と解釈される。

3.1.2.1.6 氾濫流制御減災を考える上での国家賠償法及び水害訴訟の論点

氾濫流制御減災を考える上での瑕疵に関連する論点を整理してみる。

(1) 氾濫流制御に活用する施設・地物の扱い

氾濫流制御は、破堤区間の絞り込み等による堤防強化のメリハリ、越流強化対策、氾濫流制御の機能を果たす施設（樹林帯、二線堤、旧堤、自然堤防、盛土、森林・並木・樹林）等の保全・整備、宅地自衛策（盛土・耐流速建築）を行う事が有効である。

仮に国家賠償法の対象とする場合、これら氾濫流制御に効果を有する施設・地物に設置・管理に伴う損害賠償等の責任を求めるのか否か。氾濫流制御に効果を有する施設等は営造物なのか、営造物である場合には人工公物なのか自然公物なのか。

(2) 氾濫流制御対策と治水事業の関係

既存治水事業は全国にバランスを考慮して、ナショナルミニマムの安全を確保するために計画され実施されていると解される。そしてその推進において、下のような特質とそれに由来する諸制約を有している。

- 治水事業は、もとより一朝一夕にして成るものではなく、しかも全国に多数存在する未改修河川及び改修の不十分な河川についてこれを実施するには莫大な費用を必要とし、議会が国民生活上の他の諸要求との調整を図りつつその配分を決定する予算制約の下で河川毎に過去に発生した水害の規模、頻度、発生原因、被害の性質等のほか、降雨状況、流域の自然的条件及び開発その他土地利用の状況、各河川の安全度の均衡等の諸事情を総合勘案し、それぞれの河川についての改修等の必要性・緊急性を比較しつつ、その程度の高いものから逐次これを実施していくほかはない
- 治水事業の実施にあたっては、当該河川の河道及び流域全体について改修等のための調査・検討を経て計画を立て、緊急に改修を要する箇所から段階的に、また、原則として下流から上流に向けて行うことを要するなどの技術的な制約もある

氾濫流制御による減災対策と既存治水対策の関係をどのように整理するのか。氾濫流制御による減災対策を河川管理者が担うことができるのか。河川管理者が担うとした場合に、上記諸制約を抱える既存治水事業に上乘せして減災対策を実施しうるのか。

仮に既存治水事業に氾濫流制御による減災対策を加えて一体化するとした場合に、長良川安八水害最高裁判決等で一定程度整理された堤防に関する瑕疵の判断基準は、適用できなくなると考えられる。減災対策と既存治水対策を一体化した瑕疵の整理ははたして可能なのか。可能だとした場合、その姿はどのようなものか。

治水事業には、技術的制約である上下流・左右岸のバランス考慮が不可欠である。そのバランス考慮は工事实施基本計画（現在の河川整備基本方針及び河川整備計画）に反映されている。減災対策は、治水事業の実施を待たされている場所でこそ必要とされると考え

られるが、減災対策の配置・推進においても、治水事業と同じバランス考慮の考え方を採用してよいのか。

既存の治水事業及びその計画は、ナショナルミニマムである一定規模の外力に対して受益地にプラスをもたらすことを前提に作成され、実施される。これは、一定のバランスで便益を提供することと言い換えることができる。一方、氾濫流制御による減災は、破堤区間の絞り込み等による堤防強化のメリハリに代表されるように、人為的な制御によって、ハザードを特定の場所に集めることによって達成される。ナショナルミニマムを超えた外力に対して、人為的に特定の場所にハザードを集める行為を、治水事業として実施することができるのか。

(3) 氾濫流制御減災と瑕疵・刑事責任

超過洪水における氾濫流制御による減災対策が国家賠償法の対象となるのか、対象とすべきなのか対象外とすべきなのか。これは国家賠償法第2条第1項の瑕疵に限定される問題ではなく、第1条第1項、刑事責任追及の対象とするのか、災害発生原因の解明・減災のとり組み改善・教訓の継承方法と合わせて検討されるべき問題と考えられる。

減災においては、被害が出るのが前提となる。構造物にとっては設計超過状態に置かれた状態である。このような状況は、様々な現象が起きており、それらの実態把握とそこから得られる知見・教訓を次に反映することが重要である。そこでは将来への改善に向けた「本質」を発見・抽出し整理することが重要である。その際、本質に迫る情報を得る対象である減災対応の当事者、施設管理の当事者が、実態把握調査結果を根拠に事後の刑事責任追求、瑕疵追求されるおそれがあると、実態把握調査への協力が得られなくなる問題とどう切り離すかという課題である。交通事故や医療事故でも直面する課題である。人災要素を処罰することで問題・課題を解決したかのように扱う情報だけが流通し、本質的な課題・根本的な改善が世の中に共有されない・生かされないという結果にならない仕組みが重要である。

(4) 訴訟と本質的改善

訴訟は、公的に事実関係が整理・確定・蓄積される利点がある一方、訴訟テクニックとして「法律の文言にひきつけ」³⁾た論理構築を行い、「本質論とは2面構造をなす」³⁾議論が争われる場となり、未来に向かって改善策を探す「本質を見極める」場とは異質の世界になる危険性がある。本質論とは二面性をなす法律解釈論・訴訟テクニック論に巻き込まれ、「瑕疵がなかった」と解釈するための訴訟テクニックに本質論を寄せていくという、より重要なはずの将来の住民にとっての改善になるようにするという面から見て本末転倒な検討にエネルギーを費やすようになることが危惧される。

チャレンジも含めた減災を総動員するために未来に向かって改善策を探す「本質の議論をする場」は訴訟とは別に用意されるべきと考察する。「過度の責任を負わせることは、結果的に国民へ負担を負わせることにつながる」⁴⁾ものとならないよう、今後減災にチャレンジしようとする者を萎縮させない枠組み、原因究明や次に生かすというとり組み・技術開発を促進する整理が望まれる。

<参考文献>

- 1) 判例検索 https://www.courts.go.jp/app/hanrei_jp/search1
- 2) 西埜章 (2020) : 国家賠償法コンメンタール (第3版), 勁草書房, 2020.6

- 3) 櫻井敬子 (2006) : 辻本哲郎編 豪雨・洪水災害の減災に向けて ソフト対策とハード対策の一体化 第 2 編ソフトとハードの一体化 第 6 章責任論からみた水害対策について, 技法堂出版, p.113-p.127, 2006.5
- 4) 佐藤由佳 (2015) : 国家賠償法 2 条における瑕疵の意義に関する検討, 九州法学会会報 2015, p. 61-64, 2015.6
- 5) 梶原健嗣 (2018) : 過大な基本高水と河川の管理瑕疵—大東基準が生み出す「無責任の穴」—, 経済地理学年報第 64 巻, 2018 年, pp113—120
- 6) 本城勇介・諸岡博史 (2010) : 国家賠償法 2 条の瑕疵判例より見た社会基盤施設の安全性と技術者の責任, 土木学会論文集 F, Vol.66, No.1, 1-13, 2010.1
- 7)

3.1.2.2 氾濫被害の補償・補填は成立するのか

3.1.2.2 では、氾濫被害の補償・補填は成立するのか考察した。考察にあたっては、ローマ帝政初期の災害復旧・復興の考え方¹⁾、江戸時代の災害普及・復興支援のしくみ変遷²⁾、日本の現行制度下の被災者再建支援を整理した。

長期にわたる安定した統治のしくみを現実化した前者2つの例でも、個人の災害被害を直接に補填することは行っておらず、自力再建が基本である。自力再建を支援するために、国家・行政はインフラ基盤の復旧と一定期間の免税・減税を行っている。江戸時代のインフラ基盤の復旧（川ざらえ等）は、被害住民への収入の手段確保という側面も強い。また、江戸時代の災害復旧制度と言っても良い災害後のお手伝い普請・国役普請は、1年（せいぜい2年）が基本であり短期集中のスピード型であった。明治政府も手を焼いた木曾三川の分離整正を1年のお手伝い普請で命令するという無謀が宝暦治水の悲劇を生み、お手伝い普請は一時中断する。その後再開されて国役普請に形を変えて整理されたが、飢饉の頻発と幕府財政の悪化で機能しなくなっていた。日本の現行制度下では、1998年に被災者生活再建支援法が制定された。被災住宅の再建を根拠に支援金が決められ、財源は政府及び都道府県が拠出した基金となっている。その後拡充を経て、現在は最大300万円の支援金支給が行われる。それに都道府県独自の上乗せ制度がある。課題としては、災害規模が大きくなると賄いきれないこと、被害額に対して支援額が小さいため氾濫という痛みを受け入れる対価にはならないことを指摘できる。

災害復旧・復興を支える政府・行政の財政基盤が整っている必要がある。減災のために行う意図的な氾濫の直接的な補償・補填は考えるべきではなく、河川氾濫の減災は利害対立を克服した運命共同体で担うことを踏まえると、復旧・復興支援の相互支援による嵩上げが適当と考察された。以下詳述する。

歴史を紐解けば、時の政府に自力・余力がなければ「公助」は機能しない。支援金や見舞金を「共助」の1つと捉えれば、「共助」も見舞い金・支援金を送る側に余裕がなければ実施することはできない。

ローマ帝国のティベリウス帝がはじめた地震等災害からの復旧³⁾は、国家はインフラの復旧、皇帝からの地域に対する見舞金、一定期間（3~5年）の免税を行い、その間に自力再建せよという施策だった。地震や大規模火災等の天災に対して、皇帝が率先して見舞金を送付し他が追随することを誘導し、インフラの再建と属州税の減税で自力再建を促すというもので、自力再建が柱であった⁴⁾。災害・事故の内容によっては委員会による再発防止策の検討・実施が加わる。このしくみで災害の復旧・復興は200年以上機能する。

日本の江戸時代における災害復旧・復興についても、倉知（2016）⁵⁾から振り返る（表3.1.2.2.1）。表3.1.2.2.1は、倉知（2016）⁵⁾からまとめた河川改修や災害復旧制度の江戸時代の変遷を示したものである。図3.1.2.2.1は、日本の人口⁶⁾と耕地面積⁷⁾の推移に、主な大河川・用水路整備と新田開発、河川改修・災害復旧・復興の支援制度を入れて示したものである。

日本の耕地面積と人口は1600年代に大きく増加している。これは利根川、木曾川、北上川、筑後川等大河川氾濫原における新田開発が進んだためである。そのほとんどは各藩の自普請によるものである。その結果、水害氾濫に見舞われることも多くなり、水害防止や災害復旧復興に対する公的支援（公儀の普請）への期待も高まった。

公儀の河川普請は、それまで城郭・寺社・御所の整備において使われていたお手伝い普請の対象に河川改修を適用することから始まった。1703・1704年の大和川修築が最初である。お手伝い普請とは幕府が行う普請を大名に手伝わせるもので、平時の軍役ともいわれるように、領地安堵など將軍の「御恩」に対する大名の「奉公」と位置付けられるものであ

る。

表 3.1.2.2.1 江戸時代の治水事業・災害復旧制度変遷

年代	背景・支援内容等
1600年代	新田開発(利根川荒川流域・北上川流域・木曾川左岸・筑後川流域等) ・耕地面積が約 1.5 倍・人口は約 1.8 倍→氾濫域への人口・資産展開→水害被害の増加 ・自普請
1703~	河川改修にお手伝い普請導入 大和川修築 (1703・1704) ・河川改修が「公儀」に (それまでお手伝い普請の対象は城郭・寺社・御所)
1708~	お手伝い普請+綱吉政権による国役金制度 ・宝永噴火被災地の復旧・復興に諸国高役金賦課(幕府が全国一律に課した臨時税) →「公儀」による支援制度
1720~	お手伝い普請+享保国役普請 「上米の制」(1722~1731)の間お手伝い普請停止 自普請による復旧・復興が困難な災害に対する「公儀」による 20 万石以下大名に対する復旧支援制度 1732 までに 7 例 幕府見立て普請:私領 0・1/10 幕府・9/10 国役金(支援対象地の地域ブロックから徴収) 私領申し出普請:私領高 100 石につき 10 両自己負担・残り(1/10 幕府・9/10 国役金)
1732	享保の飢饉発生 国役普請事実上停止 以降、お手伝い普請
1753・1754	宝暦治水 薩摩藩のお手伝い普請 ・内容:1753 大洪水の被害堤防修復と木曾三川河道の分離整正 ・当初予定 10 万両→40 万両 ・88(84)人<自殺 54(52)人・病気 34(32)人>の工事中犠牲者 ()薩摩藩士 ・惣奉行の平田鞠負は工事完了し帰国が許された翌日に責任をとって自刃 →「公儀」を「藩のお手伝い」として行う矛盾露呈
1758~	宝暦再開国役普請 お手伝い普請と国役普請の一体化 ・工事全体は幕府が一元管理・費用も幕府立替(公儀普請) ・総費用の 8 割強を助役大名が負担(お手伝い普請) ・残り 9/10 は国役負担(国役普請) ・残り費用を幕府が負担
1824	幕府立替費用の負担改修が滞る等により、万石以上の大名に国役普請願出禁止:事実上の制度停止

災害復旧・復興の資金を臨時税である諸国高役金という形で全国から徴収する制度を作ったのは綱吉政権である。これは富士山宝永噴火で火山灰に埋もれる災害を受けた酒匂川流域等の支援の 1 つとして実施されたものである。宝永 5 年(1708 年)1 月に命じられ、「武州・相州・駿州 3 か国のうち、砂積もり候村々御救かたがたの義」のため、全国の幕府領と私領の村々から高 100 石につき金 2 両を取り立てた。ただし、村々から取り立てるのには時間がかかるので、大名領では当座は領主が立て替えて 3 か月以内に納入するよう指示された。「公儀」の権限によって全国から一律に復興資金を徴収しようというのだ。この高役金は期限通りに 4 万 8,770 両と銀 1 貫 870 匁が集まった。噴火と被害のすさまじさが諸国にも知れ渡っていたのだろう。この諸国高役金は、幕府が全国の村々に一律に賦課する臨時税であった。こうした幕府による直接税が始まったのが綱吉政権期であり、その最初は東大寺大仏殿の復興事業であった。宝永噴火後の川浚え等の復旧・復興支援にはお手伝い普請も使われている。

公儀による河川事業・治水事業の支援制度を作ったのは吉宗政権の享保国役普請である。「自普請」が原則であるが、20 万石以下で「自普請」ができず、打ち捨てて置いたら亡所になるような大きな普請は、御料・私領の区別なく「国役割合」で普請を申し付けるといふものであり、「公儀」からも費用の一部を加金するというものである。

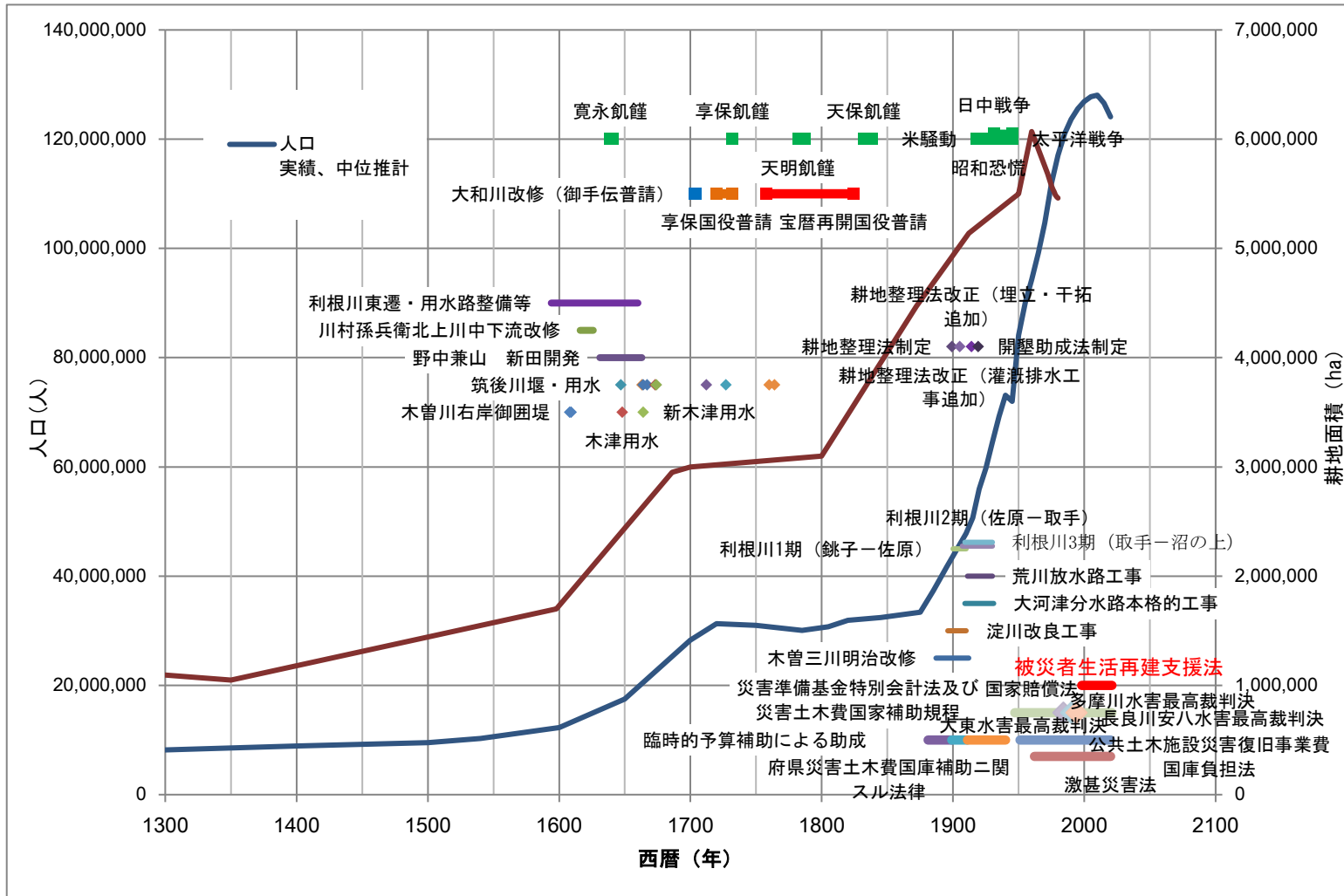


図 3.1.2.2.1 日本の人口と耕地面積推移

費用負担は、幕府見立て普請の場合は私領負担0、私領申し出普請の場合は高100石につき10両の私領自己負担を行う。残りの1/10は幕府負担、9/10は支援対象地を含む地域ブロックの高役金で賄うというものである。大名から1万石につき100石の割合で献上させる「上米の制」が実施されていた享保7年(1722年)から16年(1731年)までの間はすべての御手伝普請が停止されていたので、「国役普請」制度はその替わりでもあった。「公儀」の公共機能を、大名に代わって民間に負わせようとするものだということもできるだろう。「国役普請」制度による治水事業は、享保17年(1732年)までに7例が知られる。しかし、同年に起こった享保の飢饉のために、この制度は畿内を除いて事実上中止に追い込まれてしまう。

享保の飢饉で「国役普請」が中断されて以降も、洪水の被害が途切れることはなかった。これらの災害復旧・復興支援のため、幕府は各地の大名にお手伝い普請を命じている。そのような中、宝暦3年(1753年)8月には美濃地域で大洪水が起こる。幕府はこの機会に、かねてからの懸案であった木曾川・長良川・揖斐川のいわゆる美濃三川の分流工事を実施することにし、この工事の御手伝を鹿児島藩島津氏に命じた。木曾三川の分流整正工事は、明治政府も手を焼いた難工事である。この無謀なお手伝い普請は宝暦治水という悲劇を生んだ。工事費は当初見積もり約10両から40両と4倍になり、足掛け2年にわたる工事期間中の犠牲者は88人、うち薩摩藩関係者の犠牲者は84人に上る。52人は自刃によるものである。工事が全て終了し幕府から帰国が許された翌日、惣奉行の平田靱負は自刃した。多額の費用を要したこと、多数の犠牲者を出したことの責任をとったと言われている。「公儀」の事業を藩が御手伝として行うことの矛盾が最も深刻な形で現れた事件であった。

宝暦治水普請の異常な事態は、幕府の治水政策に影響を与えたに違いない。宝暦7年(1757年)・8年(1758年)も諸国で洪水が起こり、「公儀普請」の要請が相次いだ。宝暦8年(1758年)12月やむなく幕府は翌年より「国役普請」を再開すると触れた。しかし、幕府の財政難も深刻の度を増していた。そこで幕府は「国役普請」に御手伝普請を組み込むことで幕府の財政負担を軽減するとともに単独で御手伝普請を命じる場合の矛盾の緩和を意図した宝暦再開「国役普請」制度を構築する。制度は次のようなものである。治水工事全体は幕府の一元的な管理の下で遂行され、総費用も幕府によって立て替え払いされる(公儀普請)。総費用の8割強は助役を命じられた大名が負担する(お手伝普請)。残りの費用の9/10が国役割りされ村々から徴収される(国役普請)。残りの1/10(全体の約2%)は幕府の負担。「公儀」の普請のうちに御手伝普請と国役普請とが縊り込まれることとなったのだ。これによって享保の「国役普請」制度よりも幕府の負担は大幅に軽減される。災害が頻発する中で、幕府の財政負担を軽減しつつ「公儀」の機能を維持するための工夫であった。しかも運用に当たっては、享保の制度では除外されていた20万石以上の国持大名にも、普請の申請が許可された。建前上は、列島の全国土に「公儀」の治水機能が及ぶことになった。国役普請再開後、全国で治水工事が急増した。

しかし、この方式では当座の費用は幕府が立て替えねばならないから、御手伝いをする大名や国役を負担する村方の疲弊が進むと立替金の回収が滞るようになる。結局文政7年(1824年)に万石以上の大名に願い出が禁止されることで、この制度は事実上停止状態となる。江戸幕府が維持してきた「公儀の支援による大河川の災害復旧・復興制度は実質的に崩壊した。

再び国による河川改修の支援が行われるのは、木曾三川明治改修等の明治政府によるお雇い外国人による大規模河川事業、淀川改良工事等留学を経て帰国した日本人技術者による旧河川法制定(1896)に基づく河川改修が本格化するまで待たねばならなかった。災害復旧の支援については、明治13年の臨時的な予算措置から始まり、明治32年の災害準備

基金特別会計法及び災害土木費国庫補助規程、明治44年の府県災害土木費国庫補助ニ関スル法律によって支援制度が整えられた。戦後は昭和26年の公共土木施設災害復旧事業費国庫負担法で制度化され、大災害に対する支援として昭和36年の災害対策基本法及び昭和37年の激甚災害法で充実が図られた。

図3.1.2.2.1から、御手伝普請・国役普請による河川改修が耕地面積及び人口の安定期になされた措置であること、明治から大正期の放水路建設や大河川改修、災害復旧の支援制度整備が人口及び耕地面積の増大を支えていることがわかる。

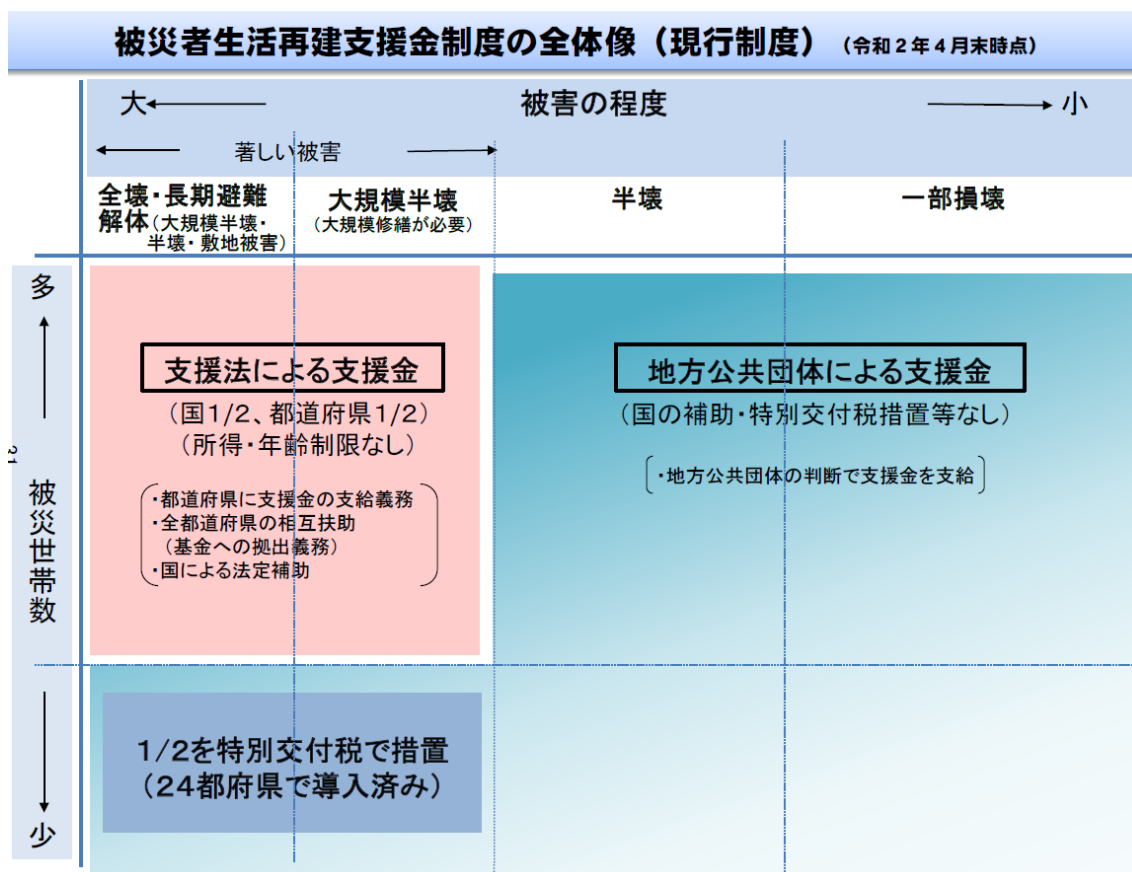


図 3.1.2.2.2 被災者生活再建支援制度の全体像⁸⁾

日本では阪神・淡路大震災の後、生活再建のための支援策として1998年5月に被災者生活再建支援法が議員立法により成立し⁷⁾、幾度かの改正を経て、現在は最大300万円の被災者生活再建支援金が受け取れる制度となっている⁸⁾（図3.1.2.2.2）。支援法が適用されない範囲を都道府県独自の支援制度でカバーしている場合もある。

「減災」は、被害発生が前提とならざるを得ない。そうである以上、被害発生に対する補償・補填あるいは再建支援の措置について整理しておく必要がある。浸水被害発生を前提とする「減災」においては、浸水被害を受けた地域に対する回復期の対応（特に再建）が成否を左右する重要なポイントである。回復期の対応策について整理してみる。回復期を対象とするので被災直後の食糧支援、避難所提供等応急対応は除く。

公共施設については、昭和26年制定の国庫補助負担法による災害復旧が制度化されている。これは、国の財政がしっかり機能しているので対応できるものである。江戸時代には公儀普請・大名お手伝い普請・国役普請が、明治期以降も災害復旧の支援・補助制度はあ

ったが、戦時中等財政緊急事態には機能することはなく、実質放置されることになった。

災害復旧制度にも、原形復旧と改良復旧がある。原形復旧は文字通り災害前の状態に戻すことであり、再度同じ洪水が来たら再び被災するので、考え方としては災害がおこるたびに復旧すればよいと言い換えることができる。改良復旧とは、再度災害防止つまり同じ洪水が再び来ても次は被災しない・被害が出ない状態にすることで、地域の安全性が高まる。治水事業については河川整備基本方針や整備計画が完了するまでに時間を要することから完了している場合が少ないので、改良復旧が有効である。民生の安定上も効果は大きく、中貝元豊岡市長が指摘する「希望」⁹⁾となっていた。

被災地域が復興の成功によってジャンプアップするケースでは、地域の安全性を高めることにとどまらず、地域の将来・発展を見据えた基盤整備が行われている（江戸大明暦火後の広小路整備・郊外移転等都市基盤整備、関東大震災後の復興事業、名古屋市・広島市の都市基盤と道路整備による戦災復興等）。これは、制度というよりも時に人物を得て地域の創意工夫を結集できた結果といえる。

個人の生活再建に目を移すと、3.1.2.1の水害訴訟と瑕疵の最高裁判例の考察から、計画高水位（設計水位）以下の破堤氾濫水害被害は、基本的に国家賠償となる。設計超過洪水においては、国家賠償は適用されず、被災者生活再建支援制度を適用した自立再建支援となる。

被災者生活再建支援制度に関して、田近・宮崎（2013）⁷⁾は、首都直下型地震や南海トラフ地震等の巨大災害になると、支援対象者が多数に登ることから現在の積立金だけではカバーできず、国が全面的に支援するとしても東日本大震災とは桁違いの規模となるため、現在規定された水準の給付を実施できるとは考えられない、被災者再建支援制度を維持することは不可能であると指摘している。支援制度は、被災のスケールによって限界があると考えられる。

試みに、水害時の国家賠償、被災者生活再建支援金の分担について整理したものが表3.1.2.2.2である。表には、内閣府が実施した大規模水害における被害想定⁹⁾、3.1.1.4に引用した白井¹⁰⁾が紹介しているのカスリーン台風被害推定に基づき、賠償額、支援金額を試算している。仮定のケースとして資産集中氾濫ブロックを守るために比較的資産が少ないブロックを人為的に破堤氾濫した時に想定される損失補償額も試算している。参考に、内閣府の地震被害想定¹¹⁾¹²⁾から田近・宮崎（2013）⁷⁾が言及している首都直下地震、南海トラフ巨大地震における被災者生活再建支援金も試算して示している。

資産集中河川の賠償額代表例として、3.1.1.4の白井¹⁰⁾が紹介する利根川のカスリーン台風による白井執筆当時の被害金額34兆円を入れている。整備済外力だともう少し小さい可能性はあるが、賠償額・損失補償額、被災者生活再建支援金額のオーダーをつかむ目的で推定している。34兆円は莫大な賠償額である。カスリーン台風破堤氾濫ブロック以外の氾濫ブロックの損害賠償額は、1,550億円～1兆5,500億円と小さくなるがそれでも莫大な額である。なお試算は、カスリーン台風破堤氾濫の被害推定額34兆円／資産集中ブロック床上浸水世帯数68万世帯の比率（0.5億円／世帯）が他のブロックにもあてはまると仮定して算出した。

超過外力における水害の場合には、国家賠償ではなく被災者生活再建支援金になるので、内閣府の大規模水害の被害想定⁹⁾の床上浸水世帯数から支援金額を推定した。支援金額は浸水の程度によって変わる。内閣府の災害に係る住家の被害認定基準運用指針¹³⁾第2編水害による被害の被害認定フロー（水害 木造・プレハブ）では、流失や浸水深1.8m以上は全壊、浸水深1～1.8mが大規模半壊、浸水深1m未満は半壊である。

表 3.1.2.2.2 被災者生活再建支援金・賠償金・損失補償金の試算

	資産集中河川氾濫	それ以外河川氾濫
整備済外力	国家賠償法による賠償 (特例で対象外あるいは賠償の減額・縮小) (34兆円:カスリーン台風被害想定 一般資産+農産物等) カスリーン破堤氾濫ブロック以外:1,550億円~1兆5,500億円 ^{※1} (算出方法は※1参照) ※1 仮定1:カスリーン被害想定額=首都圏広域氾濫被害額。仮定2:カスリーン破堤氾濫ブロックの被害額/床上世帯数の比率(0.5億円/世帯=34兆/60万世帯)が他の氾濫ブロックにもあてはまる。 各ブロック被害額=利根川大規模水害被害予測の床上浸水世帯数×0.5億円/世帯。	国家賠償法による賠償
超過外力	被災者生活再建支援法等制度 (資産集中河川では支払額が基金積立額超過の可能性) 6,800億円 ^{※2} ~ 31億円 ^{※3}	被災者生活再建支援法等制度
大規模水害被害想定に基づく支援金推定	※2:利根川首都圏広域氾濫 床上浸水 68万世帯×100万円/世帯 ^{※4} =6,800億円 ※3:本庄深谷沿川氾濫 床上浸水 3,100世帯×100万円/世帯 ^{※4} =31億円 ※4:床上浸水を大規模半壊(基礎支援金 50万円+賃借 50万円)と想定	
(参考) 大規模水害人為破堤氾濫損失補償試算	本庄・深谷沿川氾濫:1,550億円 ^{※1} 、伊勢崎・太田沿川氾濫:3,100億円 ^{※1} 、野田貯留型:8,000億円 ^{※1} 、 渡良瀬貯留型:1兆3,000億円 ^{※1} 、古河・坂東沿川氾濫:1兆5,500億円 ^{※1}	

	地震災害被災者支援金 (東日本大震災:実績 他:被害想定全壊棟数から推定)
東日本大震災支援金支払累計実績額	2,100億円(H23年度時点) 全壊 13万棟 3,690億円(R2.3末時点)
首都直下地震被害想定	1兆8,300億円=全壊 610,000棟×300万円 ^{※5} ~ 7,080億円=全壊 236,000棟×300万円 ^{※5} ※5:全壊(基礎支援金 100万円+建設・購入 200万円)で想定
南海トラフ巨大地震被害想定	6兆2,820億円=全壊 2,090,000棟×300万円 ^{※5} ~ 2兆3,490億円=全壊 783,000棟×300万円 ^{※5} ※5:全壊(基礎支援金 100万円+建設・購入 200万円)で想定

大規模水害の被害想定にける浸水深別世帯数がわからないので、ここでは、中間の大規模半壊を代表とし、修繕賃貸のケースである合計 100 万円／世帯¹⁴⁾と仮定して試算した。表 3.1.2.2.2 から、利根川破堤では被災者生活再建支援金が 31 億円～6,800 億円必要なことがわかる。6,800 億円は、東日本大震災の支払い実績額 3,690 億円の倍近い金額である。南海トラフ巨大地震の被害想定に基づく試算被害額 2 兆 3,490 億円～6 兆 2,820 億円には及ばないものの、首都直下地震被害想定に基づく試算支払額 7,080 億円～1 兆 8,300 億円に近い金額であり、田近・宮崎 (2013)⁷⁾が指摘する被害者生活再建支援制度の維持が不可能と指摘する金額とほぼ同じである。資産集中箇所が浸水する大規模水害においては、被災者生活再建支援制度の維持が困難となる可能性がある。

仮に資産集中ブロックを守るために、資産が比較的少ないブロックを人為的に破堤氾濫させた場合には、損失補償が必要となると考えられる。損失補償額が被害額と同じと仮定すれば、国家賠償額と同じ金額になる。被害想定されている氾濫ブロックのうち最も床上浸水世帯数が小さい氾濫ブロック（本庄・深谷沿川氾濫）でも 1,550 億円必要となる。カスリーン台風破堤の対岸である左岸側の渡良瀬貯留型ブロックでは 1 兆 3,000 億円、坂東・古河沿川氾濫ブロックでは 1 兆 5,500 億円となり、補償では対応が困難と推察された。

国家賠償にしても、被害者生活再建支援にしても、損失補償にしても、公的制度の救済・自立再建支援は、利根川のような資産集中河川で、資産集中ブロックが氾濫した場合には、財政・制度として支えきれない可能性が高いという課題を指摘できる。

桐山ら (2001)¹⁵⁾は国家賠償法 2 条を対象に、法律上の諸問題を、価格理論やゲームの理論等の経済学的手法を用いて分析しようとする考え方「法と経済学」の分析手法により法の効果を分析している。「法と経済」では不法行為法が持つ違法行為の抑止機能が重視され、不法行為法のルールは、不法行為による社会的費用を最小化するように定めるべきであるとする。「法と経済学」による不法行為法の分析事例は多く、不法行為の当事者が国であることの特異性を踏まえれば、「法と経済学」を用い、国家賠償責任の分析を行うことが可能としている。国は「各経済主体の間で著しい不公平が発生することがないよう注意しながら、国民経済全体の効率性を可能な限り向上させるよう」行動すべき主体であると仮定の下、分析を行っている。

桐山ら (2001)¹⁵⁾は総論として、公物の設置・管理に際し、国は、社会的効率性を導くよう、最適な事故防止措置を政策的に判断して実施すべきであると結論付けている。その上で、特定の被害者が著しい負担を強いられる場合など、公平性の観点から問題があると判断される場合には、受忍限度論に基づき、被害者の救済を別途個別に検討すべきケースもありうるとしている。個別営造物として道路については、事故防止の観点からは、道路管理者が適切な管理を行った上、利用者側にも一定の注意水準を要求することが望ましいと結論付けている。河川水害については、河川が自然の状態では危険を内包する存在であり、国は事故防止者の立場にあること、治水には莫大な費用がかかり、マクロ的な行財政上の考慮が必要になること等の特質があり、国家賠償法の運用によって水害問題の解決を図ろうとするのは、必ずしも適切な方法とは考えられないと結論付けている。

櫻井 (2006)¹⁶⁾は「根本的にあるのは本質論として、なぜ雨が降って洪水が起きると国が住民にお金を払わなければならないのか、非難されなければならないのかということが理論上は問題になる」、梶原 (2018)¹⁷⁾は「数ある自然災害の中で水害には珍しく国家賠償の規定があり他国に余り類のない日本独特の訴訟制度」と指摘している。

前半で詳述したように、江戸時代以降の日本は、低地氾濫原の開発・人口増加とそれに伴う氾濫被害顕在化、時折発生する火山・地震災害や戦争等の後遺症と複合した飢饉・食

糧不足等の試練にさらされつつ発展と停滞・衰退を繰り返しながら成長してきた。我々の先人は、洪水氾濫を天災と捉えて、それを克服するためのエネルギーは、損害賠償獲得ではなく、不完全な治水施設・対策に強化の工夫を重ねることに投じてきた。

また、減災対策を行っている最中は、設計超過状態かどうかはわからない中で行わざるをえない。それらの延長線上で考えると、設計超過洪水となる可能性がある洪水で実施する減災対策や活動と国家賠償法の対象について目的が最大限達成されるような整理がなされることが重要と考えられる。

国賠法第五条には、「国又は公共団体の損害賠償の責任について民法以外の他の法律に別段の定めがあるときは、その定めるところによる。」とある。西埜¹⁸⁾によると、本条項の立法者意思には、郵便法、電信法、鉄道営業法、刑事補償法等のように国・公共団体の賠償額を限定することも含まれているが、これに対し、郵便法や電信法等は国の私経済作用における損害賠償額を定めた規定で民法の特則であり、権力関係を規律した国賠法とは関係なく、5条にはあたらぬとする説もある。西埜¹⁸⁾は、国・公共団体の賠償責任を軽減あるいは免除する特別法は、憲法17条に適合するか否かが問題になる、賠償責任を無条件に免除する規定は憲法17条に違反すると解すべきと指摘している。西埜¹⁸⁾は、賠償責任の軽減規定は、合理的理由があれば憲法17条に違反しないとし、郵便物の賠償金額の制限等については、郵便の役務をなるべく安い料金で公平に提供するという目的を持つ郵便事業の特質から、制限に合理性があるとされた事例があることを紹介している。

昭和二十二年法律第二百五号 国家賠償法

第一条 国又は公共団体の公権力の行使に当る公務員が、その職務を行うについて、故意又は過失によつて違法に他人に損害を加えたときは、国又は公共団体が、これを賠償する責に任ずる。

○2 前項の場合において、公務員に故意又は重大な過失があつたときは、国又は公共団体は、その公務員に対して求償権を有する。

第二条 道路、河川その他の公の営造物の設置又は管理に瑕疵があつたために他人に損害を生じたときは、国又は公共団体は、これを賠償する責に任ずる。

○2 前項の場合において、他に損害の原因について責に任ずべき者があるときは、国又は公共団体は、これに対して求償権を有する。

第三条 前二条の規定によつて国又は公共団体が損害を賠償する責に任ずる場合において、公務員の選任若しくは監督又は公の営造物の設置若しくは管理に当る者と公務員の俸給、給与その他の費用又は公の営造物の設置若しくは管理の費用を負担する者とが異なるときは、費用を負担する者もまた、その損害を賠償する責に任ずる。

○2 前項の場合において、損害を賠償した者は、内部関係でその損害を賠償する責任ある者に対して求償権を有する。

第四条 国又は公共団体の損害賠償の責任については、前三条の規定によるの外、民法の規定による。

第五条 国又は公共団体の損害賠償の責任について民法以外の他の法律に別段の定めがあるときは、その定めるところによる。

第六条 この法律は、外国人が被害者である場合には、相互の保証があるときに限り、こ

れを適用する。

附 則 抄

日本国憲法

第十七条

何人も、公務員の不法行為により、損害を受けたときは、法律の定めるところにより、国又は公共団体に、その賠償を求めることができる。

法制度に基づく公的支援以外では、個人ベース・親善ベースで知人や国内他地域・友好国等からの見舞い金はあるだろうが、米百俵のように見舞い・支援を人材教育の元手にするか、被災者に一律配布するか、被災地自治体の住民支援費用の足しにするか等それを何に使うかは被災地の判断となる。

たとえ、科学技術が進歩して被害額が想定できるようになったとしてもナショナルミニマムあるいは想定を超えた被害は莫大な額になると考えられることから、補償する前提で事前に資金源を確保することは困難と考察される。国家統制による計画経済が成功しないことが明らかになり、自由競争による活力保持を前提に自由を保障する憲法下にあつては、いかに自然災害とはいえ、災害による被害だけを根拠に産業や生活の場を規制するのはなじまない。戦争、大火、地震等の被害を受けても被害補償ではなく自力復旧・復興を成し遂げてきた日本では、被害補償を基本とするのではなく、地力復旧・復興がしやすい条件を整備することが基本と考えられる。

自力再建手段の自衛として水害保険に入る等はあるべきだが、米国のように土地利用誘導の手段とすることがリスクのある土地（先人の努力で一定規模のリスクを克服しストックを蓄積してきた土地）に住むしかない日本で適切なものは議論が必要だ。ナショナルミニマム（河川整備計画）までは国家が河川法で安全を保証しようとしているのであるから、守られるはずの地域で浸水に対して水害保険の掛け金が高くなるよう設定する（米国の制度をそのまま導入した土地利用誘導込みのしくみ）ことは、治水施設を整備しようという意思表示と整合しない。なお、治水施設整備の予定が当面ないエリアの水害保険掛け金が高くなるのは整合する。

減災のための意図的浸水被害についても、直接的な被害の補償・補填という方法はとることが困難で、地力再建支援を手厚くするという方法に落ち着かざるを得ない。手厚くする手段としては「見舞金」の嵩上げとし、減災上の運命共同体である大規模汎濫減災協議会構成員の間で相互に支援することが考えられる。資産集中ブロックに対して比較的資産が少ないブロックができる金額の支援は小さいと考えられるので、資産集中ブロックは実質自力再建・復旧ということになる。共助・運命共同体という意味では、金額の多寡ではなく、支援者が可能な支援を行い共助していることが重要である。なお、「共助」を促進することが減災の手段を増やすことにつながり重要なので、相互支援の共助が「公助」や国の自立再建支援額を減らす口実として使われるようなことがあってはならない。「共助」の仕組みを持たない地域に比較して、嵩上げがあることが重要である。

自力再建にも条件がある。インドのアンドラプラデシュにおける高潮災害に対する貧困者と富裕者の災害に対する脆弱性の比較分析結果¹⁹⁾によれば、災害による被害を受けた場合に、富裕者は貯蓄・財産等で生活の糧・収入の元手があるので回復が早い。一方、貧困者はリスクの高い土地に住むしかなく、資産を持たないことから生活再建に必要な元手がなく、再建もできず、自らの肉体労働を提供するしかなくなる貧困スパイラルに陥る。貧

困をある程度克服し、国家や自治体が信頼できる現代の日本では、命さえ助かれればという前提で身1つで避難することも選択肢になりうる。しかし、治安が悪く家畜等財産を置いて避難したら他人に盗まれるリスクの高い自分しか頼りにできない途上国では、助かった後のレジリエンスを高める自衛努力としても、家畜所有者はサイクロン来襲時に生活の糧である家畜を連れてシェルターに避難しようとするのである。日本の国力が衰え、貧富の差が拡大し、治安とモラルが悪化して自衛しか手段がなくなれば、インドやバングラデシュのようにならないとは限らないのである。江戸時代の間引き絵、戦前の身売り、戦中の買い出しは遠い話ではない。

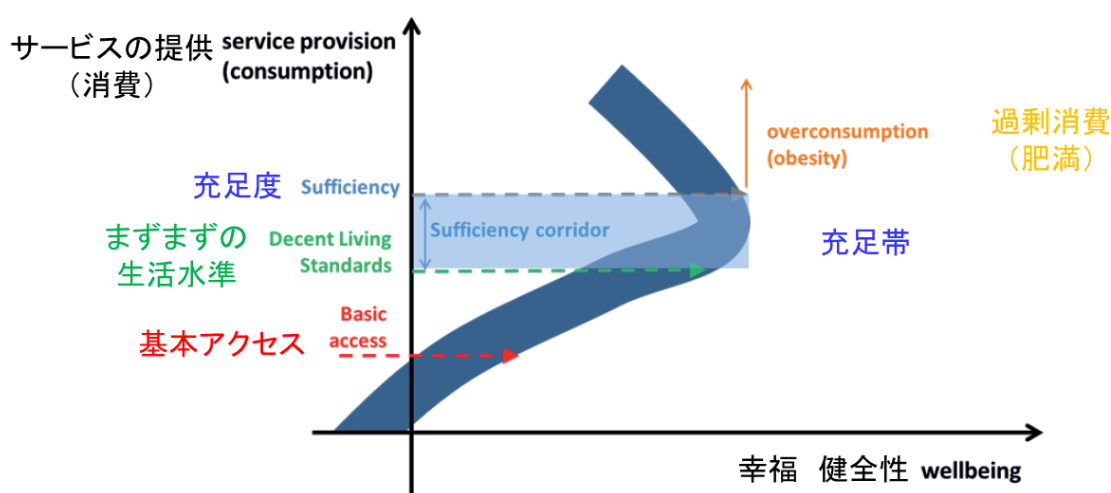


図 3.1.2.2.3 TWI レポートの適正なサービス提供水準²⁰⁾に加筆

桐山ら (2001)¹⁵⁾の「法と経済」の自助による対応、公助による対応を2軸に取った手法を用いることで、社会的費用最小とする公助対応の限界を算出できる可能性がある。しかし、公助限界を示すことで思考停止するのではなく、自力再建支援方策や事前復興の検討等を実施し、「希望が持てる」再建腹案を準備することが望ましい。公助対応の適正水準を評価する指標は、費用をみるだけでなく、TWI²⁰⁾が適正なサービス提供水準を評価するための指標として用いている幸福度や健全性(図 3.1.2.2.3)をとるのよいのかもしれない。

<参考文献>

- 1) 塩野七生 (2005) : ローマ人の物語 悪名高き皇帝たち (一), 新潮文庫, 平成 17 年 9 月
- 2) 倉地克直 (2016) : 江戸の災害史 徳川日本の経験に学ぶ, 中公新書 2376, 2016.5
- 3) たとえば, 財団法人・新松戸歴史資料館編集・発行 (2006) : 下谷の歴史 干潟のゆくえ, 平成 18 年 5 月
- 4) 国土交通省 (2012) : 国土交通白書,
<https://www.mlit.go.jp/hakusyo/mlit/h24/hakusho/h25/html/n1111000.html>
- 5) 北村純一 (1982) : 農業土木の国土開発効果 歴史的概観と現況の整理, 農業土木学会誌, 第 50 卷, 1 号, p.37-p.42, 1982
- 6) 中貝宗治 (2007) : 水害サミット実行委員会事務局編集 水害現場でできたこと、できなかったこと 被災地からおくる防災・減災・復旧ノウハウ Part2 被災地からのメッ

セージ 兵庫県豊岡市 トップがなすべきこと、ぎょうせい, p.112-p.113, 平成 19 年 6 月

- 7) 田近栄治・宮崎毅 (2013) : 震災における被災者生活再建支援のあり方 ―制度の変遷と課題―, 季刊・社会保障研究, Vol.49, No.3 (No.202), p.270-p.282, 2013.12
- 8) 内閣府 HP : 「被災者生活再建支援制度の在り方に関する実務者会議」検討結果報告, 令和 2 年 7 月, <http://www.bousai.go.jp/taisaku/seikatsusaiken/shiensya.html>
- 9) 中央防災会議「大規模水害対策に関する専門調査会」(2010) : 大規模水害対策に関する専門調査会報告 首都圏水没 ～被害軽減のために取るべき対策とは～ 2. 利根川・荒川における氾濫状況と想定される被害, <http://www.bousai.go.jp/kaigirep/chuobou/senmon/daikibosuigai/index.html>
- 10) 白井勝二(2010) : 1947 カスリーン台風 報告書 第 7 章カスリーン台風から学ぶ教訓, 中央防災会議・災害教訓の継承に関する専門調査会報告書, p.181～p.193, 平成 22 年 1 月
- 11) 内閣府政策統括官 (防災担当) (2019) : 南海トラフ巨大地震の被害想定について (建物 被害・人的被害), 令和元年 6 月, http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/taisaku_wg/pdf/1_sanko.pdf
- 12) 中央防災会議首都直下地震対策検討ワーキンググループ (2013) : 首都直下地震の被害想定と対策について (最終報告) ～人的・物的被害 (定量的な被害) ～, H25.12, http://www.bousai.go.jp/jishin/syuto/taisaku_wg/
- 13) 内閣府 (防災担当) (2020) : 災害に係る住家の被害認定基準運用指針 第 2 編水害による被害, 令和 2 年 3 月, <http://www.bousai.go.jp/taisaku/unyou.html>
- 14) 内閣府 HP : 被災者生活再建支援制度の概要, <http://www.bousai.go.jp/taisaku/seikatsusaiken/pdf/140612gaiyou.pdf>
- 15) 桐山孝晴・岡本嘉久 (2001) : 公物の設置・管理に係る賠償責任のあり方に関する研究 ～「法と経済学」による分析～, 国土交通政策研究, 第 1 号, 国土交通省国土交通政策研究所, 2001.6
- 16) 櫻井敬子 (2006) : 辻本哲郎編 豪雨・洪水災害の減災に向けて ソフト対策とハード対策の一体化 第 2 編ソフトとハードの一体化 第 6 章責任論からみた水害対策について, 技法堂出版, p.113-p.127, 2006.5
- 17) 梶原健嗣 (2018) : 過大な基本高水と河川の管理瑕疵―大東基準が生み出す「無責任の穴」―, 経済地理学年報第 64 巻, 2018 年, pp113-120
- 18) 西埜章 (2020) : 国家賠償法コンメンタール (第 3 版), 勁草書房, 2020.6
- 19) Ben Wisner et al (2004): At Risk second edition Natural Hazards, People's Vulnerability and disasters PART II Vulnerability and Hazards types 6Floods 7Coastal storms, Routledge, p201-p273, 2004
- 20) 3rd Report prepared by The World in 2050 initiative ,Innovations for Sustainability Pathways to an efficient and sufficient post-pandemic future 3.Efficiency and sufficiency for human wellbeing, p36

3.1.2.3 氾濫制御に伴う利害対立の副作用と利害対立の克服例

大型機械を用いた河川工事、ダム建設等の近代土木技術が手に入る前の江戸時代は、氾濫区域を制御することが主たる治水技術であった。人口増加・食糧不足が同時進行する局面でもあったことから、氾濫区域の新田開発も行われていた。

減災を考える上で、氾濫の制御は避けて通ることはできない。近代河川技術導入以前に実施されていた氾濫制御とその副作用について考察する。考察対象は、左右岸の間で氾濫制御を行った御囲堤、上下流の間で氾濫制御を行った論所堤（利根川中条堤）、輪中堤と破壊水防の3つをとりあげる。

3.1.2.3.1 左右岸での氾濫制御に伴う利害対立

(1) 御囲堤

技術が未熟であった時代でも、濃尾平野の御囲堤では右岸の堤防は「左岸の御囲堤より3尺低く作る」という不文律を課すことで、300年間に右岸側315回に対し左岸側25回と破堤氾濫の頻度に大きな差をつけることができていた¹⁾。ただし、低く作った地域にはそれ以上の規制をかけるでもなく、入植を止めるでもなく右岸に土地と住居を求めた住民に被害のしわ寄せを強いてきた。右岸側では輪中毎の自衛にまかされ、統一したビジョンの下行動することもできなかった。そのために、右岸側初の木曾川からの用水路である羽島用水整備の合意が大正14年(1925)になり、左岸側の宮田用水(1600年代初頭)・木津用水(1648)・新木津用水(1664)整備等に250~300年遅れをとることになった¹⁾。上流発電ダムも含めたこれら左右岸用水の水利再編の要である犬山頭首工整備合意(1954)には国による再三・再四の説得が必要であった¹⁾。これは、自衛つまり「自助」だけに任せていると「共助」は機能しないことを教えてくれる。

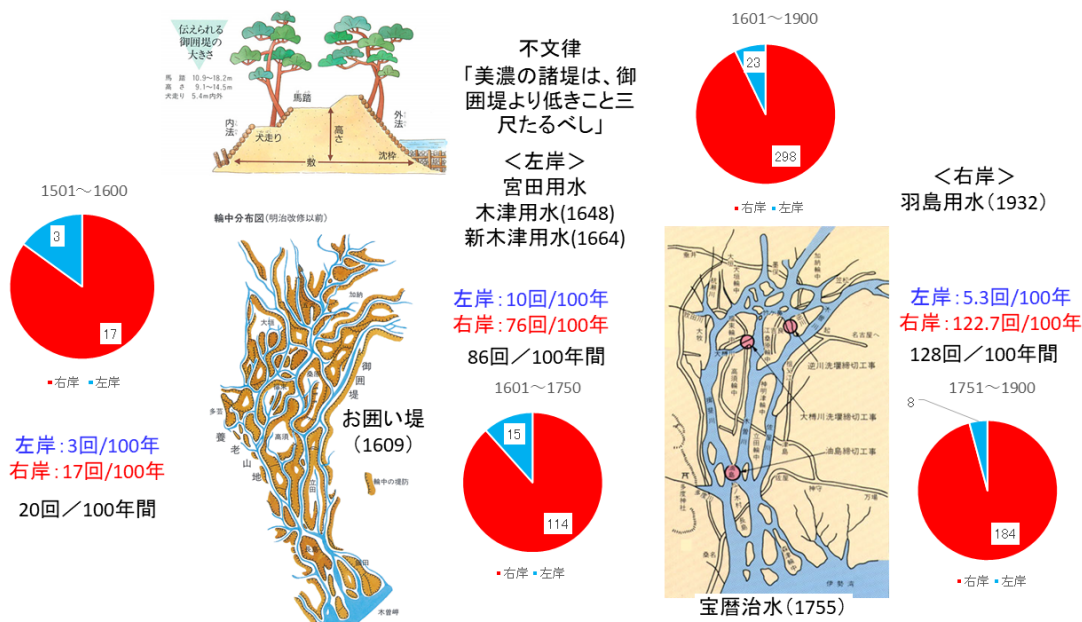


図 3.1.2.3.1.1 御囲堤 (1609)、宝暦治水 (1755) 前後の左右岸破堤頻度比較

防衛対象 (敵) である隣国同士が団結して強くならないように戦略として活用したのが

ローマの防衛戦略「分割し統治せよ」である。徳川家康の意図が、「分割し統治せよ」の実践、つまり美濃（岐阜県）側の合同・団結を阻止することにあつたのだとすればそれは大成功だったということになる。しかし、それが必要でなくなった後にリカバリーするのに大変な労力と調整を要している。自助と共助と公助の3つがバランスよく補い合うことが重要なのである。

図 3.1.2.3.1 から、左右岸における氾濫頻度の差を考察する。図左の円グラフから、御囲堤建設（1609）前から右岸は左岸よりも氾濫頻度が高かったことがわかる。これは、もともと濃尾平野は西側（右岸側）に傾動する地殻運動があり右岸側が氾濫しやすい地形条件にある影響が考えられる。さらに片岸連続堤の木曾川左岸に比較して、美濃側は木曾川右岸、長良川左右岸、揖斐川左右岸と単純に考えても堤防となりうる延長が 5 倍あり、流路が入り乱れて乱流していたため全ての河岸延長に堤防はないとしても輪中となり堤防延長が長くなることによる影響と推察される。

御囲堤建設（1609）前後では、堤防天端高を 3 尺（約 1m）高くしてその便益を享受していると思われた左岸においても破堤頻度が 3.3 倍に増加していることが注目される。右岸は左岸を上回る約 4.5 倍に増加している。

宝暦治水を挟み、左岸側は破堤頻度が半分近くに減った一方右岸側は破堤頻度が 1.6 倍に増加している。左右岸合計した破堤頻度も約 1.5 倍に増加している。この変化の要因は、宝暦治水の平面図からは、中下流部の河道の分離によって中流部で長良川から木曾川、中下流部で揖斐川から長良川への逆流が防止された結果と推察される。

御囲堤建設前と宝暦治水後を比較すると、左岸では破堤頻度が約 1.8 倍に、右岸では約 7.2 倍に増加した。右岸側に破堤氾濫が強化・固定化され、かつそれを緩和・克服する措置がなかったことが、左右岸の利害対立の副作用を強固なものとしたと考察できる。

この副作用を大きく緩和したのは、三川の河道を完全に分離するとともに河積を増大させる河道掘削等の河川改修、治水と利水両方の便益を作り出すことができるダム・河口堰等明治以降の近代技術を用いた事業であり、河川整備計画というナショナルミニマムのプラスサムゲームを提示したことと総括できる。

(2) 五十嵐川左岸堤

五十嵐川は、信濃川下流の右支川であり、三条市下田を水源とし、三条市内を東から西に流れて三条市街地で信濃川下流に合流する。五十嵐川はかつて東山丘陵から平野部に入る籠場から月岡地先を扇頂、現在の渡良瀬橋付近を扇端とする扇状地を形成し流路は放射状に分流していた。北の加茂方面に流れる流路が主流で、現在の河道、月岡から五明を経て貝喰川に至る流路があつた（図 3.1.2.3.1.2）といわれている²⁾。

元和 2 年（1616 年）新しく三条城主となつた市橋長勝は新しい城をつくるとともに河川普請を行い、現在の河道を掘削して本流とし、他の流路は縮小された²⁾。その理由は、三条城の防御を固めるとともに舟による運搬の便を図るためとされている²⁾。五十嵐川下流部では、信濃川合流点上流の右岸側に三条郷があり、三条郷を守る堤防があつた。左岸側には法華宗陣門流総本山・本成寺があり本成寺を守る輪中堤が村上藩によって寛文 11 年（1671 年）に作られた他、堤防はなく、洪水時には遊水地となつていた²⁾。その理由は三条城の外堀としての役割を果たしていたためとされている²⁾。左岸堤には堤防はあつたが連続していなかつたとする説もある³⁾。

五十嵐川右岸の三条郷を守る遊水地とされていた左岸に、明治 8 年（1875 年）から明治 12 年（1879 年）までのわずか 4 年で、4 段階に分けた工事で堤防を完成させた。堤防完成までには左右岸の利害対立を克服する必要があつた。その克服の経過について、佐藤⁴⁾、百

年忌記念出版（1985）⁵⁾、芳賀³⁾等から考察する。

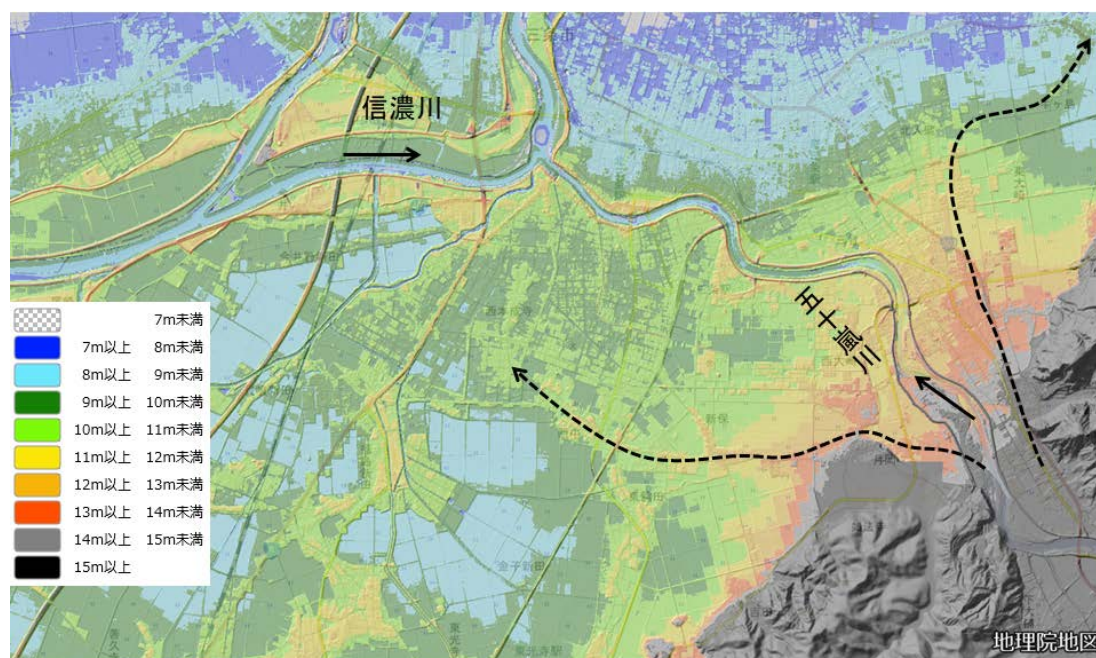


図 3.1.2.3.1.2 五十嵐川 標高図から推定されるかつての流路

表 3.1.2.3.1.1 は、左岸堤とそれに関わる利害対立克服、その後の経過をまとめたものである。左岸堤築堤の構想は、左岸の村の名主である松尾与十郎が企画し、彼の人脈を生かして実現に向けた様々な調整・折衝を行った。

1871年（明治4年）年に、元桑名藩の藩士であった清水金三郎が新潟県の土木官に就任した。桑名藩は柏崎に藩領があり、清水は柏崎の藩領で勤務していた時に松尾と知り合っていた。旧幕府軍側だった清水は、戊辰戦争時に松尾を頼りしばらく匿ってもらうとともに会津に落ち延びる手助けをしてもらう等命を救ってもらった恩があった。土木官就任のあいさつとともに、自分に何かできることはないかと松尾に手紙を出した。手紙を受け取った松尾は早速清水宅を訪ね、左岸築堤について相談した。

1872年（明治5年）8月の信濃川大洪水を受けて、清水の努力により県令（今の県知事に相当）平松時厚や南部信近らが三条を訪れ、洪水のあった四日町一帯の惨状を視察した。東本成寺名主中沢鶴居とともに案内役を務めた松尾はこの時五十嵐川左岸の築堤を請願した。県令もほぼ納得したが、転任となり、工事は中断してしまう。

1874年（明治7年）6月に防風雨による左岸側の浸水被害の惨状を受けて、松尾は、「機は今だ」と考え、7月に左岸四日町郷等13ヶ村連名の左岸築堤建言書を県令に提出した。これを受け、対岸（右岸）の三条郷が「左岸地域は、五十嵐川が氾濫したときに遊水地になるよう堤防がないのであって、築堤されれば右岸側が危険になる」と強力で反対した。県も築堤に消極的であったが松尾が県に働きかけ続けた結果、「新堤の築造は許可にならぬが、旧堤を修繕ならば許可しよう。」との返事があり、修理名義で再請願した。しかし、台湾出兵に伴う勅令で新規工事見合わせことになり修理許可は延期になる。延期は不利と考えた松尾は郷費での補修という意見にまとめ、願書を提出した。1873年（明治6年）に地租改正法が公布されており、納税が農作物の収穫（収穫がなければ納税の免除・減額がなされる）によって行われるのではなく地価によって決まるといふ改変に松尾が危機感を持

ったのではないかという考察もなされている。

表 3.1.2.3.1.1 五十嵐川左岸築堤他関連経緯

年	出来事
1871(明治 4)年	清水金三郎県土木官就任。松尾清水土木官に左岸築堤相談
1872(明治 5)年	信濃川大洪水により左岸浸水被害。
1873(明治 6)年	7月 28 日地租改正法を公布 旧来の田畑貢納法を全廃。かわりに土地の代価（地価）に従い、その 3/100 の地租を徴収。土地に係る郡村入費は地租の 1/3 以内とする。
1874(明治 7)年	暴風雨により左岸浸水被害。左岸四日町郷 13 ヶ村連名の左岸築堤建言書を知事に提出。右岸三条郷が強力に反対。
1875(明治 8)年	左岸堤第 1 期工事着手（左岸山付き～本成寺輪中堤間連続堤化）
1876(明治 9)年	左岸堤第 1 期工事（堤防高右岸堤より 6 尺低）・新通川開削。 県令に「堤腹付置願」を 10 カ村連名で提出。三条側で再び反対運動。右岸上流（三竹一箆場）築堤と同時決着。 和歌山県、茨城県、三重・愛知・岐阜・堺県下で、地租改正反対の大規模な農民騒擾
1877(明治 10)年	左岸堤第 2 期工事（堤体拡幅） 地租率を 100 分の 2.5 に引き下げる
1878(明治 11)年	左岸堤を巡幸道路として整備（堤体 3 尺嵩上げ・拡幅）。自費で妙法寺に休息所を整備。明治天皇北陸巡幸休息所で堤防強化の国庫補助願書提出。
1879(明治 12)年	内務省国費支出を得て左岸堤完成（堤体 3 尺嵩上げ・拡幅）。
1880(明治 13)年	自費で松栄橋架橋・四日町五明間道路敷設。
1886(明治 19)年	松尾没。亡くなる 3 日前に田川隧道を遺言。
1898(明治 31)年	三条駅開設 田川隧道完成。
1902(明治 35)年	新潟中学校三条分校（三条高校）設置。
1925(大正 14)年	四日町・新保（本成寺村の一部）を三条町に編入
1926(大正 15)年	7月豪雨（諏訪・曲淵切れ）。諏訪・曲淵（3 箇所）が破堤
1933(昭和 8)～ 1937(昭和 12)年	五十嵐川河身改修工事（湾曲流路のショートカット、堤防法線前出し）
1954(昭和 29)年	本成寺村（五十嵐川左岸）、大崎村（五十嵐川右岸）を三条市に編入
1963(昭和 38)年	三条工業高校（現県央工業高校）左岸に移転
1965(昭和 40)年	3 月上流笠堀川に笠堀ダム完成
1994(平成 6)年	3 月上流に大谷ダム完成
2004(平成 16)年	7 月新潟・福島豪雨 右岸三竹で越水、左岸諏訪で越水・破堤
2004(平成 16)～ 2009(平成 21)年	助成事業（信濃川合流点～渡良瀬橋 3.9km） 合流点～御蔵橋等河道狭窄部の引堤、河道掘削・堤防拡幅・橋梁架け替え
2011(平成 23)年	7 月豪雨で 2004 年 7 月豪雨の 2 倍の降雨。 渡良瀬橋下流で計画高水位超過。上流の旧下田村地先では、破堤・浸水。
2011(平成 23)～ 2015(平成 28)年	五十嵐川助成事業(信濃川合流点から 26.676km 区間右支川鹿熊川 3.55km 区間、笠堀川の笠堀ダムまでの 1.7km 区間) 笠堀ダムの嵩上げ、渡良瀬橋上流左岸の遊水地整備 河道整備（河道掘削・引堤・堤防拡幅・護岸整備等）

1875 年（明治 8 年）4 月に県令楠本正隆は諸課長ら 20 名を引率し、別仕立ての汽船で視察に来た。これを見て三条郷側の人々は再び反対運動を始めた。庁内にも三条郷側の意見

に賛同する者がおり、庁内の意見もうまくまとまらなかった。5月、松尾は県庁に出向き、反対派の県官を個別に訪問し、話し合いをしたが事態は好転せず、絶望し、白山浦辺りで信濃川へ投身自殺を図ったといわれる。ここで楠本県令は三条郷の反対者を県庁に招いて、「艱難を共に助け合うのは人倫の道ではないか。五十嵐川南部の各村がしばしばの水害で、疲労困憊の極地に達しているのに君たちは何と心得るのか。その困難を見て、官の給与を仰がず自費を投げ打って、多年にわたり請願を続けることは実に容易の業ではない。これを行った松尾君は、自己の利益のためにしたのではなく、ただただ村民達の困窮を救いたいという憐みの情からでたものである。しかるに、これを援けることをなさず、かえってこれを阻害する君達は、人でなく誠にもって禽獣に等しいといわねばならぬ。この際よく反省し、よくこの義を考え、正しい人道に随い給え」⁶⁾と松尾の願いとこれまでの努力を説明し、協力するよう諭された。

楠本県令から大久保内務卿への上申には「右岸側には左岸堤の高さを6尺低くつくると言って納得させた」との記述があり³⁾、2004年水害における破堤箇所⁷⁾の堤防築堤履歴調査結果⁷⁾の旧堤高ともほぼ一致する(注1)。県令直々の説得と右岸側より6尺低く作る条件に三条側の人々が納得し、10月2日、築堤にかかる費用は郷費で負担することを明示して工事の指令が下された。四日町郷では、さっそく組合組織を作り、各係や工事の進め方などを議決して、11月11日に起工式を行った(第1期工事)。

注1：堤防調査検討委員会⁷⁾では旧堤が明治築堤の完成形で、腹付け・嵩上げ分は1933(昭和8)年～1937(昭和12)年の五十嵐川河身改修工事によると解釈しているが、昭和改修は蛇行部のショートカット等による河道及び堤防法線の修正が目的²⁾であり、信越線鉄橋も河身改修工事より前の1898(明治31)年に架橋されている。これらから五十嵐川河身改修工事では堤防の嵩上げは行われていないと解釈するのが妥当である。

翌1876年(明治9年)、堤防工事と平行して月岡地先からの排水路(現新通川)を掘削する工事も行った。これは、洪水被害が比較的少なく築堤(連続堤化)によるメリットが小さいため築堤工事に積極的でない月岡に配慮したのもでもあったと推察される。9月に堤防は完成したが、堤防幅は7から8尺(1尺は約30cm)しかなく、高さは対岸よりも6尺も低くつくられたため、このままの状態、大水となればこれまでの苦労が水泡となることを心配し、すかさず県令永山盛輝に対して「堤腹付置願」を10カ村連名で提出する。しかしこれを知った三条側で再び反対運動が起きる。これに対して、右岸側上流の三竹から籠場までの堤防工事は、新規の築堤であり、(これに対しての左岸増築工事でもあるから)反対の理由とはならない、と反論した。話し合いの末、左岸も右岸もお互い様なので反対運動はしない、今後のことは松尾に任せて、県との交渉をうまく進めてもらう、という取り決めをすることができた。このころも松尾は、新潟に滞在し、県庁へ官費で工事してもらえよう請願をし、指令を待っていた。しかし、指令は下ったものの、またまた郷費負担での許可であった。

松尾は、地元の人々には「公費で行うよう働きかけるので」と約束して、願いに同意してもらった。これ以上の工事への負担は申し訳ないという気持ちから、涙を浮かべながら命がけで請願を繰り返した結果、1877年(明治10年)2月16日経費のほとんどが公費でまかなわれる、という破格の指令が下った。人々は喜び、一致協力して工事に参加し、10月には月岡の水戸(すいど)より、西本成寺旧堤に達する延長2里余、馬踏(上の幅)2間、敷(下の幅)4間半の堤防が完成した。(第2期工事)

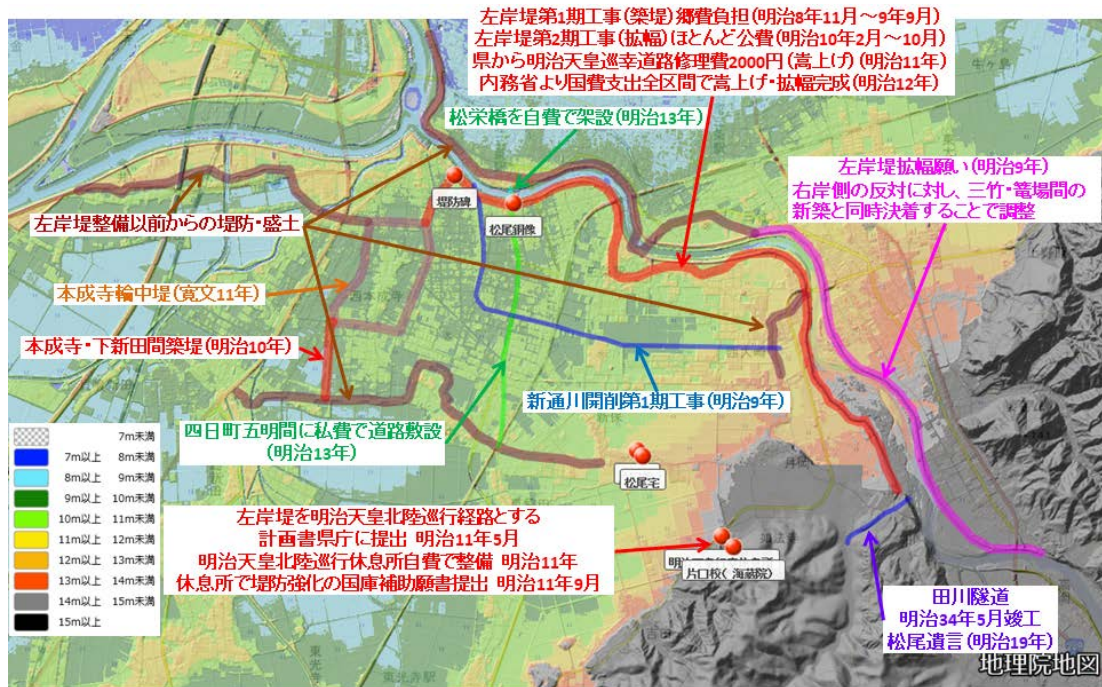


図 3.1.2.3.1.3 五十嵐川左岸築堤、それ以前からの堤防、関連インフラ整備

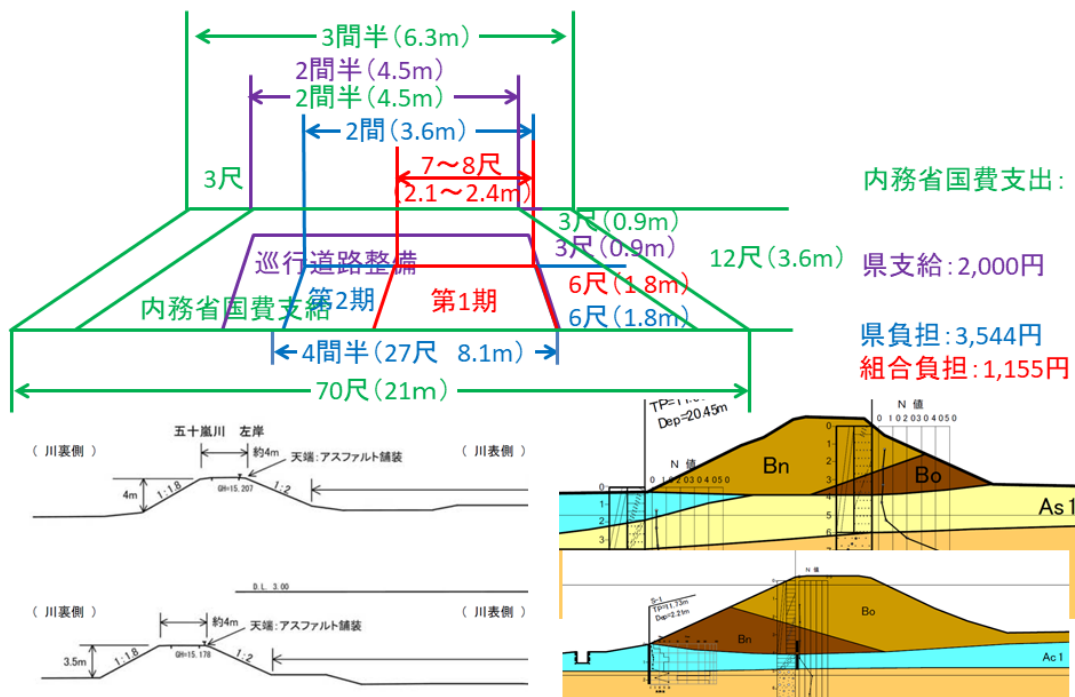


図 3.1.2.3.1.4 五十嵐川左岸堤 各整備段階の推定堤防断面

1878年(明治11年)、5月より明治天皇北陸御巡幸についての動きがあった。由利(信濃川との合流点直上流)の国道から今町(見附市)を過ぎ長岡へ向かう案が当初は有力であったが、松尾は苦心の末にようやくできた堤防の上を御通りいただくよう強く望み、田

卷定市（四日町）に頼んで左岸堤防上を通る計画書を県庁へ提出した。当初の案を指示する人々から反対も強かったが、松尾や清水金三郎らの尽力によって、堤防上が御道筋と決定した。このことにより、県より道路修理費として 2,000 円をいただき、これをもとにして、高さを 3 尺高くし、馬踏も 2 間半と広げた堤防ができた。これまでの運びに感激した松尾は、私費を投じて、御休息所用地を確保し、土圍壇や建物を新築した。9 月 22 日、松尾は御休息所で白衣一装で鳳駕を待ち受けた。それは、さらに丈夫な堤防を完成するために国庫補助の願書を差し出し、もし却下されれば腹を切る覚悟であったからである。幸い、側近の御手許に提出した願書はお取り上げとなった。

1879 年（明治 12 年）、宮内庁から呼び出しがあり、つぶさに堤防についての事情を申し上げた結果、内務省より国費が支出され、堤防は道路をも兼ねる事となり、左岸堤防すべて幅員は 2 間半に増され、壤土 3 尺の上装をして完成した。

1880 年（明治 13 年）、郷土の交通の発展と土地の繁栄を願い、松栄橋（現在の常盤橋）を自費で架設し、橋際から四日町大辻に至る道路 300 間を関係集落民を説いてつくり、さらに私費で四日町より南の五明に至る、約 1,000 間の土地を購入して道路（現県道三条見附線）にした。この大事業のために自家の地価 4,000 余円（約 10 町歩）を全部投入してなおかつ足りなかった。

1886 年（明治 19 年）、松尾は死期を悟ると親友の新保村大桃大五郎を枕元に招き、「五十嵐川の堤防は完成して、水害のおそれは無くなったが、吉野屋山中に源を発し、月岡へ出て四日町郷を流れる田川は、往々にして大きな水害をもたらす。これを防ぐには月岡の山腹に隧道を設け五十嵐川へ直接放流するほかにない。どうかこの自分の意志をついでくれ、頼む。」と言い残した。亡くなる 3 日前であった。

1898 年（明治 31 年）北越鉄道（今の信越線）が敷設され、四日町に三条駅が開設された。これに際し、関係集落有力者等が中心になって鉄道会社より 1,500 円、四日町郷より 1,000 円を拠出して、月岡山腹に 300 間の隧道を掘り、田川の水を五十嵐川へ放流し、四日町郷への氾濫を防ぎ松尾の遺志を実現させた（1901 年（明治 34 年）5 月竣工）。

左岸堤築堤・新通川（排水路）の整備・田川隧道（放水路）整備等の五十嵐川左岸の治水対策と松栄橋（常盤橋）架設・南北縦断する県道整備等の左右岸を結ぶ交通インフラ整備により、左岸側の四日町に三条駅が設けられ、1902 年（明治 35 年）に三条中学（現三条高校）が設置された。これは、駅や高校が位置する四日町・新保を三条町に編入する 1925 年（大正 14 年）よりも 20 年以上前のことである。なお、鉄道敷設及び駅設置が四日町となった背景には、三条郷が当時の中心部である信濃川合流点付近に敷設・設置されることを拒否したこともあるようだ。いずれにしても、その後五十嵐川を横断する橋が増え五十嵐川左右岸は三条市街地として一体化していった。その後、県立工業高校（現県央工業高校）も置かれ（1963 年）、東西に横断する道路が整備され、民間企業も多数立地するようになった。

松尾ら地域住民によるインフラ整備がなければ、左岸側は遊水地、左右岸で別自治体のままであった可能性もあった。彼を支援した県土木官清水金三郎の存在は大きかった。清水の出身である桑名藩は、有名な御圍堤の右岸側である。御圍堤の構図が五十嵐川の左右岸に存在していることをすぐに理解したに違いない。ほとんど間を置かない 5 年間での左岸堤の段階的築堤は、右岸上流側築堤により左右岸のバランス確保にも目配りがされているものであり、清水が様々な知恵を松尾に授けた結果と推察される。

- ・ 第 1 段階（第 1 期工事 1875~1876）：右岸側に抵抗の小さい修理名目で、郷費で、右岸堤より 6 尺低く幅も狭くてもよいので連続堤化する。
- ・ 第 2 段階（第 2 期工事 1877）：第 1 期堤防を（新築ではなく）拡幅する。右岸側にも

メリットがある右岸上流の新規築堤とセットで処理される。県費支給。

- ・ 第3段階（巡幸道路 1878）：左岸堤を明治天皇巡幸道路のルートとする。県支給の道路整備費をもとに3尺嵩上げと拡幅。巡幸時に堤防強化の願書提出。
- ・ 第4段階（堤防完成へ 1879）：内務省支給国費事業により、道路兼用堤防として一連区間の拡幅・壤土3尺上装（さらに3尺嵩上げ）を完了。

この事例における左右岸の利害対立克服のポイントは、以下の6点に総括できる。①調停役となる県庁に強い人脈を持っていたこと。調停役である県庁が左右岸のバランスをとりながら双方にプラスをもたらす解決策を有していたこと。②最大のハードルであった右岸側了解取付けにおいて、地元負担、堤防高・幅が低いスペックで妥協してでも連続堤化という突破口を開いたこと。③堤防スペックのアップに際して、右岸にもメリットがある右岸上流築堤とセットで処理するというプラスサムゲームに転換したこと。④堤防を明治天皇行幸道路として整備することで実質的な堤防スペックのアップを図ったこと。⑤天皇行幸時に最終的な堤防スペックのアップに向けた補助について願書提出する機会を逃さなかったこと。⑥利害対立していた左右岸に橋をかけるとともに基幹となる左岸側の市街地化の呼び水となる道路整備を行い、五十嵐川を挟んで左右岸一体の市街地（プラスサムゲームへの転換による運命共同体化）となる先鞭をつけたこと。

左岸の四日町郷では、松尾の努力に感謝して、堤防碑を築堤下流端にあたる御蔵橋の袂に、松尾の銅像を常盤橋の袂に設置した。いずれも下流を向いて設置されていた。地元では、松尾は信濃川合流点までの築堤を望んでいたが実現できなかったことを後世に伝えるためともいわれている。道路拡幅等のため、銅像も堤防碑も四日町日吉神社境内に移転した。2004年水害を受けた助成事業において、御蔵橋下流信濃川合流点までの築堤が河道拡幅とともに行なわれ松尾の望みは実現した。銅像と堤防碑は助成事業の完成とともに、2004年破堤箇所への復旧を記念する公園に移され、五十嵐川をみつめている。

- 1) 東海農政局新濃尾農地防災事業所：濃尾用水の歴史（濃尾用水拾余話），
<https://www.maff.go.jp/tokai/noson/shinnobi/pr/juyowa/juyowa.html>
- 2) 7.13 新潟豪雨地団研新潟支部水害調査グループ（2004）：7.13 新潟豪雨による三条市の水害，地学教育と科学運動 47号，2004年11月
- 3) 芳賀吉昭：嵐南築堤の経過と松尾与十郎の役割（その一），郷土記録誌「ふるさと三条」，第17号
- 4) 佐藤善米：四日町組合堤防史，三条市史
- 5) 百年忌供養祭記念出版（1985）：松尾与十郎先生略年譜，本成寺公民館，昭和60年9月
- 6) 三条市 HP：松尾与十郎，
<https://www.city.sanjo.niigata.jp/section/dai4/bousai/bousai2koukai/matuo.pdf>
- 7) 新潟県：7.13 新潟豪雨洪水災害調査委員会報告書，
<https://www.pref.niigata.lg.jp/sec/kasenganri/1206378110364.html>

3.1.2.3.2 上下流での氾濫制御に伴う利害対立

(1) 中条堤（利根川論所堤 人為的狭窄部による上流遊水地化）

中条堤をめぐる利害対立については、宮村(2010)より要約する。中条堤は、図 3.1.2.3.2.1 及び図 3.1.2.3.2.2 に示すとおり、利根川左岸の文禄堤と利根川右岸堤とがつくる瀬戸井・

酒巻狭窄部の上流右岸から、右支川福川に沿って利根川河道から堤内地に向かって漏斗状に配置された堤防である。利根川右岸の上流には、葛和田無堤区間を挟んで河道に沿った善ヶ島堤が築かれている。善ヶ島堤は、対岸の文禄堤よりも堤防高が低く上流江原にも無堤部があるため、水理的には中条堤上流・右岸側善ヶ島堤の堤内地は、左岸側文禄堤堤内地、中条堤下流堤内地を守る遊水地としての役割を持っている。

- 中条堤被災修復のたびに対立 上郷：慣行維持 ⇔ 中郷・下郷：強化(堤脚腹付け・嵩上げ)
- 明治43洪水(中条堤破堤):
- 下郷・北葛飾・南埼玉 中条堤強化
- ⇕ 対立(埼玉県知事不信任決議案上提)
- 上郷 上流無堤部築堤+中条堤慣行維持(狭窄部開削含む)

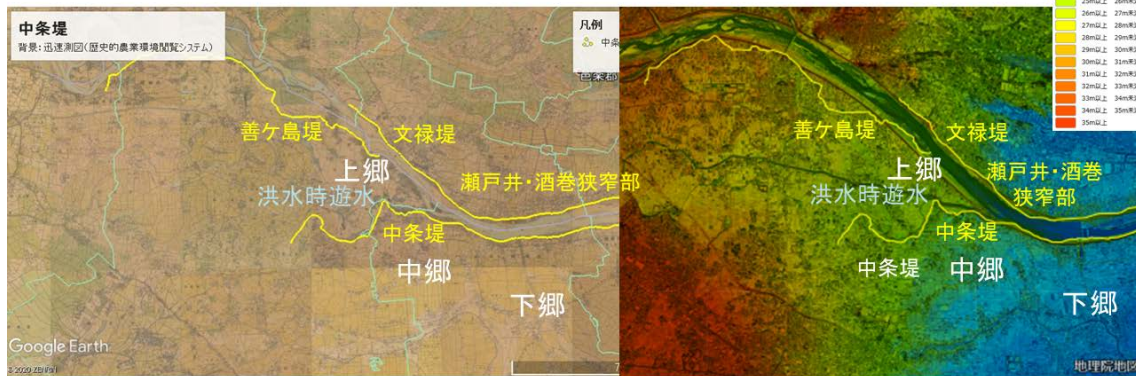


図 3.1.2.3.2.1 中条堤をめぐる上下流の利害対立



図 3.1.2.3.2.2 中条堤をめぐる地先間の利害対立

中条堤の成立については延徳 2 年 (1490 年) の成田親泰築堤説、天正 20 年 (1592 年) 松平家忠築堤説、慶長年間 (1596~1615 年) 伊奈忠次築堤説等諸説ある¹⁾。宮村 (2010) は、上流にとっては氾濫という痛み・被害をもたらす存在である中条堤の維持管理の賦役に、上郷の村々が出役する構図を理解する仮説として以下を提示している。中条堤が立地する荒川扇状地末端という地形条件に着目し、成立当初の中条堤は扇状地末端から湧水し

た水をためる溜井であり、上郷だけでなく下郷の水源ともなっていたため、用水を得る必要のある下郷は中条堤の維持管理に参加していたり。その後忍城の重要性が増すにつれて漸次修築が繰り返され、遊水地としての機能が高められていったり。治水機能が高まるにつれて下郷の賦役義務が増大し、これに対し上郷は賦役に参加することで堤の嵩上げや水門操作の監視、ならびに発言権を維持してきたり。

中条堤をめぐる経緯と騒乱を宮村(2010)からまとめると表 3.1.2.3.2.1 のとおりである。大きな流れとしては、被災を受けて水除堤の嵩上げ・延長増等の強化が進むにつれて、中条堤を挟み上流に位置する上郷の遊水区域としての固定化・強化が進む。その状況に反発を強めていく上郷が、被災を受けるたびに出される中条堤下流の中郷・下郷の村々からの中条堤の増強・強化の提案に対し、反対する・慣行を維持するという構図が定着していく。具体的には「一切の堤の普請に、堤外（上郷）14ヶ村の惣代が立ち会う」¹⁾という享和2年（1802年）の裁定となった。

また、堤の幅や高さはもとより、杭や心土の維持管理の方法に至るまで、上郷と中郷・下郷の間には厳重な規定があったり。洪水が氾濫してくると、中郷・下郷では水防活動を行うが、5尺以上の杭を使ってはいけなとか、水防活動をしてはいけな場所とか、水防工法にも資料や規模に詳細な規約が交わされていたり。

表 3.1.2.3.2.1(1) 中条堤年表 江戸期（宮村(2010)¹⁾より要約）

時期	出来事	特色
中世 (1232,1252)	中条堤（溜井として使われていた（仮説）） 1232 中条堤（柿沼堤）大破修築 1252 水越	
元龜年鑑 (1570～1573)	利根川左岸堤（後の文禄堤）築堤	
天正20年 (1592)	松平家忠築堤説 治水機能付加（嵩上げ・増強・拡大）	
文禄年間 (1592～1596)	利根川左岸堤文禄堤修築	
慶長年間 (1596～1615)	伊奈忠次築堤説 水除堤として強化（嵩上げ・増強・拡大）	・ ・ ・
貞享年間 (1684～1688) 貞享禁獄事件	中条堤水除堤として強化 堤外（遊水区域）5ヶ村が堤争議から労役の提供を拒否。忍領 38ヶ村に訴えられ、5ヶ村の庄屋が投獄	堤内外43ヶ村で「中条堤組合」 詳細かつ厳重な取り決めの下堤防の管理・ 運営を実施。 上下流対立は幕府の強権をもとに組合内部 に限定されて厳しく統制
享保年間 (1716～1736)	中条堤強化（四方寺堤構築）	
天明3年 (1783)	浅間山噴火	
享和2年 (1802)	破堤に乗じて堤内（下流中郷・下郷）の村々から出願された 堤防強化に対し、堤外（遊水区域）14ヶ村が強く抵抗。 一切の堤普請には堤外14ヶ村の惣代が立ち会うことが裁定された	
弘化2年 (1845) 中上中条堤増築 事件	上中条堤の増築に対し、堤外地（遊水区域）の抵抗が激化。 訴状には、堤外の村々に加えて、隣接する四方寺堤の堤内（中 郷）5ヶ村が参加（上中条堤強化により相対的に四方寺堤が弱 くなることを懸念）。	

表 3.1.2.3.2.1(2) 中条堤年表 明治期 (宮村(2010)¹⁾ より要約)

明治 4 年 (1871)	上郷下奈良村から「大囲堤建造案」提出 上郷：葛和田無堤部を除き、善ヶ島堤を嵩上げ・連続堤化し強化。 遊水は葛和田無堤部からの逆流のみに限定。中条堤の強化は不要。 中郷・下郷：大囲堤を建設するのであれば中条堤をさらに強化すべき 県知事：採択せず。	<p>・ ・ ・</p> <p>中条堤が利根川治水の要となつてきていることへの反発に</p> <p>統制が弱まり、上下流対立は一挙に表面化。厳しい実力闘争が繰り広げられるように</p>
明治 19 年 (1886)	埼玉県の間向が上郷の利根川堤防建造にほぼ固まる。中条堤の強化・修築を阻むようになる。	
明治 23 年 (1891)	中郷・下郷の中条堤増強に対し、「大囲堤を築くことなくして中条堤にさわることは本末転倒」と県が論破 埼玉県第 4 区選出代議士湯本義憲が「治水建議案」提出。 説明書・参考書の利根川治水改良方案：中条堤強化方針。中条堤上流の連続堤方式の要求に強く反対。	
明治 24 年 (1892)	栃野為が埼玉平民雑誌第 6 号において湯本代議士の治水建議案に反論。 「眼を治水の大勢に注ぎ、堤外人民をして安息せしめずんば、望洋絶海の地に措くものにして、内外人民の幸不幸の懸隔する益々甚だしく、独り代議士の徳義を損するのみならず、恐れ多くも朝廷一視同仁の御趣意に背反するをいか如何にせん。」	
明治 29 年 (1896)	明治 29 年大洪水による中条堤破損箇所をめぐって上郷と中郷下郷が実力で対立。 上郷を支持した県当局に対し、中郷・下郷が大挙押しかけ官憲と衝突。 内務省は上流側を遊水地として買収する計画をひそかに検討するも、上流の絶対反対の感触により中止。	
明治 43 年 (1910)	大洪水により中条堤破堤。破堤後の処理をめぐって埼玉県政大混乱。 中郷・下郷・北葛飾・南埼玉：中条堤の強化復旧を第一と主張 上郷：中条堤の慣行維持・上流利根川沿い築堤・瀬戸井酒巻狭窄部拡幅を主張 知事調停案が上郷側を正論としていることを不満とした中郷下郷側地元民が大挙県庁に押し寄せ、警官隊と激しく衝突。 県会でも、中条堤強化論派と知事をはじめとする中条堤強化反対派が妥協を許さない激しい対立に。県会の権限外であった知事不信任決議案が上程され、採択される異常事態に発展	
明治 44 年 (1911)	4 月 5 日：上郷、中郷・下郷側共に縁故者が多い農工銀行頭取長谷川啓助と浦和町の大島寛弥による調停工作の結果、覚書作成。 覚書骨子：①県が内務省に迫って利根川改修の速成（利根川堤防の築造）を期すること。②中条堤の高さは従来通りとし、ただし、堤防を堅牢化する。	

幕府の統制が効いている間は、「中条堤堤防組合」内部の問題として処理され、対外的に表面化しなかったが、明治になると幕府による統制がなくなり、論争も盛んに行われ、洪水による堤防被災後の復旧をめぐり実力行使に訴える場面が増える等一挙に中条堤上下流の対立が表面化し¹⁾、埼玉県政の問題に広がっていった。

善ヶ島堤の強化優先を主張する上郷側と中条堤の強化優先を主張する中郷・下郷側の論

争が行われる中で、中条堤と遊水域が対岸文祿堤の安全や、瀬戸井・酒巻狭窄部下流の治水の要であることが明らかになる¹⁾。狭窄部下流の埼玉県域も巻き込み、中郷・下郷・下流埼玉県域は、善ヶ島堤の強化に強く反対し遊水地機能の維持強化を強く主張するようになる¹⁾。埼玉県庁は上郷の善ヶ島堤強化優先の主張を支持する立場を明確にするようになり、埼玉県政は二分される¹⁾。

明治 29 年の洪水による中条堤破損の復旧をめぐり両者は対立し、上郷を支持する県庁に不満を持った中郷・下郷が県庁に押しかけ官憲と衝突する¹⁾。内務省はこのとき、ひそかに上郷の買収による遊水地化を検討するが、上郷の絶対反対の感触を受けて断念する¹⁾。明治 43 年の大洪水で中条堤が破堤すると、その復旧をめぐり両者の対立はより激しくなり、県知事の不信任決議という事態に至る¹⁾。

この異常事態を調停したのは、双方に縁故者を多く持つ農工銀行頭取長谷川啓助と浦和町の大島寛弥だった¹⁾。調停結果としてまとまった覚書の骨子は、両者の主張を入れた次の 2 点であった。①県が内務省に迫って利根川改修の速成（利根川堤防の築造）を期すること¹⁾。②中条堤の高さは従来通りとし、ただし、堤防を堅牢化する¹⁾。

宮村（2010）¹⁾は、瀬戸井・酒巻狭窄部を開くことにつながるこの決着が「近世から続いた利根川治水の大転換を余儀なくされ、苦難の道への出発となった¹⁾」と表現している。

この事例から、利害対立とその克服について総括する。利害対立の根本は、瀬戸井・酒巻狭窄部の下流利根川、左岸文祿堤堤内地、中条堤下流の中郷・下郷を守るために遊水区域とされた上郷（善ヶ島堤堤内地）だけに負担を集約していったにも関わらず、それに対するケアが「中条堤堤防組合」で中郷・下郷が希望する中条堤強化を牽制することしかなかった点にある。上郷には、結果的に一人負けが固定化される中条堤強化に抵抗するしか手段が残されていなかった。調停者である忍藩は、技術的限界等から両者にプラスになる打開策を用意できなかった。痛み分けともいえる慣行維持を固定する「中条堤堤防組合」とそこでの取り決めが上下流バランス維持の方法であった。明治以降調停役となった埼玉県庁は、中条堤上下流の両者がプラスを受益できる案として、善ヶ島堤の強化・連続堤化（遊水地の廃止）と瀬戸井・酒巻狭窄部の解消を内務省に強く求めることを譲らなかった。この遊水地の廃止を水系全体で受け止める治水計画としてプラスサムゲームへ転換する役割を引き受けたのは、内務省である。それは、宮村（2010）¹⁾が「苦難の道」と指摘する難しい課題であった。現在の河川整備計画がそれを引き継いでいる。

今後の教訓としては、プラスサムゲームへの転換という希望を見せることができないと、「バランス」、「競争」は、切磋琢磨して向上を競う形ではなく、言葉は悪いが足を引張りあう形になって現れるという点を挙げるができる。調停者の力量が重要である。

中条堤は、北河辺堤、上中条堤、四方寺堤に分けられる。弘化 2 年の上中条堤増築事件では、四方寺堤地先の村が上郷とともに強化反対側にまわっている。隣接する四方寺堤が相対的に弱くなることを地先の村々が懸念したためである。宮村（2010）¹⁾は、刈谷田川左岸水防組合で聞いた話として、水防活動の際に水防用具の他酒樽も持って急所の堤防に集まり、懸命な水防活動の末対岸の堤防が切れたときに、いっせいに万歳をして酒樽を空け、祝いの宴となる例を紹介している。また、別な例として、大洪水になる前に対岸に仲間を派遣しておき、どうしても危ないというときに稲束に火を付けて合図を送り、仲間に破堤を指示して対岸の堤を破る掟破りの破壊水防の例、破壊水防は上下流の間でも行なわれる場合もあること、極端な水防の例として、対岸に仲間を派遣してその水防活動に混乱を起こして邪魔していたのが見つかって殺された者の遺族に対して派遣した部落全員が三代にわたって手厚い保護をした話等も紹介している。小さな川になると土俵や捨石を川に投げ入れて洪水の勢いを対岸に向けて破堤させてしまう「土出し」、それを対岸が阻止しようとし

て河原で乱闘が起こった例も紹介している。これらは、自衛水防の本質が対岸や上下流の利害対立する相手との競争であることを示すものであり、適切なルールや調停者の存在がないと排他的になっていくことを教えてくれる。それが最も顕著になった例の1つが木曾三川右岸の輪中といえる。

(2) 坂川堀継ぎ

坂川は、流山市・松戸市を北から南に流れる江戸川の左支川である。下総台地に源を發し、横須賀、大谷口、伝兵衛新田、根本、松戸を経て矢切の低地を流下し江戸川が国府台にぶつかる栗山で江戸川に合流する。流域は松戸・根本を境に上流側の上郷と南側下郷に分けられる。上郷は下総台地と台地沿いの「台方村」と江戸川低地の新田を中心とする「塚樋組合村」に分けることができる。中流の入樋組合村は下総台地と江戸川に挟まれた江戸川氾濫原低地を築堤により新田開発した下谷と呼ばれる地域である。もともと排水しにくい低地で3年に1度収穫があればよいといわれるほど苦しんでいた²⁾。

台方村の1つである鱈ヶ崎村の名主渡邊庄左衛門は排水路として坂川を掘削することを計画し、受益を受ける上郷12ヶ村をまとめて1781年に幕府に願い出たが許可は出なかった。1783年の浅間山噴火後の河床上昇により下谷の排水不良が悪化する中、毎年のように願い出を繰り返した。1801年には上郷14村で松戸赤塚を経て国府台上流端の栗山村から江戸川に排水する計画（現坂川の流路）を願い出た。根本村から下流の下郷7ヶ村は、坂川の掘りつぎで、自分たちの田畑がつぶれたり、水害がおこることをおそれて、工事反対書（逆川悪水路堀継ぎ下郷反対口上書を提出した。この中には、上郷の14ヶ村の排水のために下郷の7ヶ村が犠牲になることへの強い不満が書かれていた。

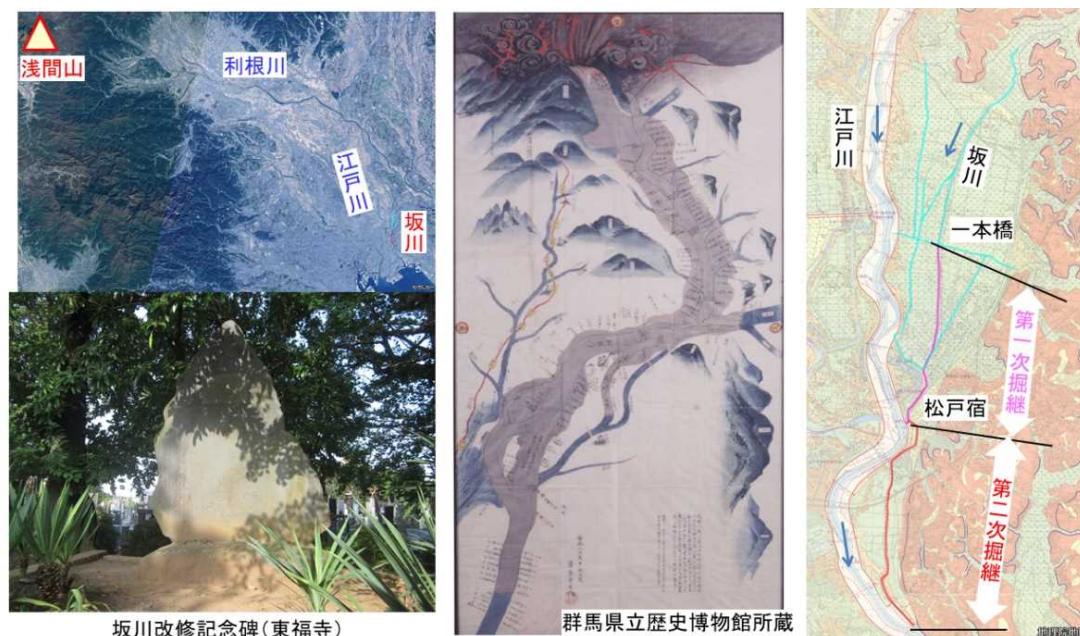


図 3.1.2.3.2.3 坂川堀継ぎ本格化 浅間山噴火→江戸川河床上昇→排水不良
中央絵：群馬県立歴史博物館所蔵

上郷と下郷の対立の中、松戸赤塚まで開削が認められ、最初の願い出から30年以上たった1813年ようやく第1次堀継ぎ工事が行われた³⁾。しかし、完成後も思ったように水が流れなかったため、村々と相談して上郷14村で松戸から国府台上流端の栗山まで坂川を堀

継ぐ第2次堀継ぎ工事の申請を1828年に出した³⁾。しかし、下郷の村々も幕府に反対書を提出して、工事を拒否した²⁾³⁾。この後も対立はおさまらず、1833年に勘定所の普請役が松戸から栗山までの実態調査を行った際、下郷の反対する村人達が小山浅間神社に立てこもり普請役の実地調査を妨害する騒動が発生した²⁾³⁾。測量に来た上郷横須賀村の百姓がなくなるとともに、下郷の村人数人が牢で取り調べを受ける中で死亡する等上郷・下郷ともに多大な犠牲者が出た²⁾³⁾。



図 3.1.2.3.2.4 坂川堀継ぎをめぐる上下流の利害対立^{右図出典³⁾}

かみこう 上郷のお願いと下郷の反対書 しもこう

上郷のお願い

松戸市史料集にまとめられた
「逆川通新規掘継ぎ願」の一部

●浅間山の噴火の影響で、逆川が今までのように流れなくなりました。
●雨のたびに田畑が水びたしになり、麦や稲も収穫できず、みんな貧乏になってしまった。
●その日を食いつなぐだけで精一杯で、つかれはてしました。
●だから、逆川をもっと下流まで掘りついで江戸川に流す工事をしてほしい。

下郷の反対書

松戸市史料集にまとめられた
「逆川悪水路掘継下郷反対口上書」の一部

●水害はそんなにひどく無いはずだ、噴火で灰が降って土地も高くなったはずだ。
●冬にはうなぎなどをとってそれを売って、商売をしている。いい家もたっている。
●こちらでも大きな火事がおきて困っている。
●逆川を掘りついたら、こちらでも洪水がおきるだろうし、掘る仕事をさせられるのは困る。



図 3.1.2.3.2.5 江戸川対岸3ヶ村名主(第3者)による上下流調停^{右図出典³⁾}

坂川掘りつぎの約束(一部)

一 坂川がでると、川岸場で商売している人が不便になるので、川岸場でおさめていたお金のうち十貫文を上郷(上流の村々)が毎年はらうこと。
一 川岸場で商売している人にも、四年間七十兩はらうこと。
一 松戸宿の中にかける橋のしゅうりやかけかえのお金は、上郷がはらうこと。
一 坂川を掘るためにつくれる土地の代金は、掘りつぎをするときにはらうこと。
一 つくれる土地の年貢(せい金)も毎年はらうこと。
一 坂川のために引つす家の引つし料は、工事の前にはらうこと。
一 水戸の殿様が通行する時には、坂川に十四間ほど戸をふせておき、堤防が切れたときには、下郷(下流の村々)がけいびをする。
一 農業用の橋を作り、しゅうりやかけかえのお金は上郷がはらうこと。
一 下郷に水害があったら、上郷がもらうていたお金の中から三百二十九兩を三年目に下郷にゆすりわたすこと。
一 坂川の堤防がこわれたら、上郷がお金を出して地元の村が直すこと。
一 ろう屋でしり調べ中になくなった人の家族のために、百兩を上郷が出すこと。
一 工事のために何かと世話をかけるので、上郷が五十兩はらうこと。
一 昨年の事けんだけかをした人のちりよう費などは、上郷ではらうこと。

江戸川の対岸にある、小向村、榎野口村(現在は埼玉県三郷市)と三輪野江村(現在の

吉川市)の名主3人が間に立って、上郷と下郷の話し合いが行われ、受益を受ける上郷が負担する内容を具体化した坂川の掘りつぎの約束ができた²³⁾。合意された内容は、用地費用以外にも、川岸場の商売人への迷惑料、掘り継ぎ完成後の橋の修理・架け替え費用、下流で洪水被害が起こった場合の迷惑料、流血騒ぎの下流側けが人の治療費、その後の牢屋での取り調べで亡くなった下流側死者への見舞金等の支払いを上流側に約束させる厳しいものだった²⁴⁾。

痛みを被る地域に受益地域が費用を払うことは、双方の「納得」醸成に有効である。自助、共助、公助が防災・減災の3本柱であるが、これは「共助」の一種といえる。

これを受け、1835~1836年に栗山までの第2次堀継ぎ工事が完成し、下谷地区の排水能力が高まり、これまで耕作不能であった土地にも稲作が可能となった²⁵⁾。

この事例では、最初の出願から第1次堀継ぎの実現までに32年、その後15年間の運用を経て第2次堀継ぎの出願を行い、5年後の下郷立てこもり騒動と翌年の上郷・下郷合意となり、翌年から2年間の第2次堀継ぎを終えるまでに合計55年を要している。出願の中心となった鱒ヶ崎村名主の渡辺庄左衛門は、最初の出願時の充房から子の寅を経て第2次堀継ぎを終えたときには孫の睦と3代にわたって牽引した。また、上郷と下郷の合意成立には、妥協案である第1次堀継ぎの15年間の運用による第2次堀継ぎの必要性実証、上郷・下郷双方に死者が出る小山浅間神社立てこもり騒動、第3者である江戸川右岸3ヶ村の名主による調停を必要とした。

- ・ 上郷が掘削願いを毎年のように出願 (1781~)
- ・ 浅間山噴火 (1783) の降灰に伴うで江戸川河床上昇⇒排水悪化
- ・ 一本橋から松戸宿赤塚を經由して栗山までの掘削出願 (1801)
- ・ 下郷7ヶ村が反対口上書提出 (1802)
- ・ 下郷7ヶ村の強い反対の中、第1次堀継ぎ (伝兵衛新田一本橋~松戸宿赤塚 1813)
- ・ 第2次堀継ぎ出願 (赤塚~栗山 1828~)
- ・ 小山浅間神社立てこもり・勘定所普請役の測量妨害 (1833)
- ・ 上郷下郷堀継ぎ合意書 (1834)
- ・ 第2次堀継ぎ (赤塚~栗山 1835~1836)



樋野口排水機場(1909年完成)

図 3.1.2.3.2.6 排水不良問題解決を大きく改善した樋野口排水機場

<その後>

明治になっても湛水による水害は続き、内水洪水によって田畑は甚大な被害を受けた²⁶⁾。1903年に水利組合条例に基づく坂川普通水利組合が結成され、水路に係る諸事業はすべて水利組合により行い、旧来の関係地主による共同負担という形を改めた²⁷⁾。1906年に古ヶ崎村地先に25馬力の排水機が設置されたが、能力が小さく効果は限定的であった²⁸⁾。上流の水害を除き下流に被害を及ぼさないようにするために、1909年には樋野口に当時江戸川

流域では最大の 690 馬力の坂川排水機場が設置され、早くもその年の洪水に 45 日間の全力排水を行い下谷地区の水害を防いだ²⁾。



図 3.1.2.3.2.7 坂川放水路・松戸排水機場による抜本的治水対策、北千葉導水による環境整備

左岸台地からの排水を集めて処理する新坂川が 1933～1937 年にかけて開削され、坂川と新坂川との分流点に坂川本流堰が設けられた²⁾。1938 年の出水時に本流堰を開けて浸水を防ごうとする上流住民とそれを阻止しようとする下流住民の間で争いが起こり、堰を開けることができずに上流が浸水し、その後二度と本流堰を使うことはできなかった²⁾。また、新坂川開削による水位低下で沿川に水不足が起きる等水路としての機能も十分とは言えなかった²⁾。不連続きの新坂川を見かねた関係者がせめて花見ができる川にしようと昭和 30 年に植えた桜が現在では見事な並木となっている。

江戸川の河床掘削、樋野口排水機場の整備(1909 年)、坂川放水路の開削(1982 年完成)・松戸排水機場の整備(1995 年完成)等近代土木技術による対策により、下谷と呼ばれた低地は、氾濫・排水不良の本格的な解消と新松戸駅を中心とする都市開発が可能となった。坂川放水路の開削と松戸排水機場の整備により、上下流双方の浸水被害を解消し、新坂川は浄化施設の整備による水質改善対策を行って親水空間として生まれ変わっている。

<参考文献>

- 1) 宮村忠(2010):改訂 水害 治水と水防の知恵, 関東学院大学出版会, 2010 年 3 月
- 2) 財団法人・新松戸歴史資料館編集・発行(2006):下谷の歴史 干潟のゆくえ, 平成 18 年 5 月
- 3) 清流ルネッサンスⅡ 江戸川・坂川地域協議会(2007): 坂川の昔と今, p.3~p.15,(事務局)江戸川河川事務所, 2007.3

3.1.2.3.3 ダム・水資源開発における利害対立克服

(1) 蜂巣城紛争

水資源開発事業においても下流受益地域及びそれを代表する事業者と（水没・移転等の）痛みを被る水源地域の利害が対立する。水資源開発をめぐる対立では、その後の事業の進め方に方向性を与えたという意味で、蜂の巣城紛争の経験が大きい。用地補償の実務家・専門家である長谷部¹⁾から抜粋・引用し考察する。

蜂の巣城紛争は、下笠ダム（筑後川水系津江川）の建設をめぐるもので、昭和33年（1958）からおよそ13年間、地元社会と事業者（国）との間で繰り広げられ、その影響は公共事業のあり方の問い直しを含めて幅広いものがあつた。紛争は、地元住民がダムサイト予定地を占拠（蜂の巣城の構築）するなど、激化した。

地元小国町の反対のリーダーであつた室原氏は、「我々が定住し、生活し、築いてきたこの阿蘇の村々を、なぜ赤紙一枚で、湖底に沈めなければならないか。我々は、赤紙の中味もしらべたいし、役人の思い上がりは納得できない。」という言葉を残している。その言葉から、①住んできた土地を湖底に沈めることへの悲しみや憤り（築いてきたこの阿蘇の村々を…）、②なぜ事業が必要か、そのことが明確でないのに強権的に事業を進めることへの反発（なぜ赤紙一枚で）、③事業の必要性などについて十分な説明がなされないことに対する怒り（赤紙の中味も調べたいし…）、④事業者の一方的な態度に対する不信（役人の思い上がり）という4つの気持ちの輻輳を読み取ることができる。この輻輳した気持ちは、紛争の過程で関係者が逮捕されるなどの事件を経て、事業者の姿勢に対する徹底的な抵抗感に変わっていった。

地元が事業反対を決議したのは昭和33年（1958）8月であつたが、事業者は翌年の9月に土地収用に向けた手続きである事業認定を申請した。これを受けて、その翌年1月、室原氏を中心とした地元から建設大臣に対して意見書が提出された。そこでは、総合的な観点からの事業必要性の説明が不足していること、ダムサイト選択の必然性が不明確であること、地元への説明・手続きが不適切であることが、15項目にわたり述べられている。

室原氏は、抵抗の気持ちをスローガンで表明するのではなく、あるいは地域整備や生活再建などの要望を突きつけるのでもなく、反対運動の早い段階から、事業の進め方に対する異議を明確に申し立てた。反対運動のなかで強く問われたのは、事業の進め方、特に事業計画と手続きの正当性であつた。「法には法」という立場を堅持し、反対運動の手法としてたくさんの訴訟を提起し、国と正面から争う姿勢がずっと維持された。事業の進め方を問うということが蜂の巣城紛争の大きな特徴である。

事業認定無効確認訴訟に対する判決（東京地方裁判所、昭和38年9月17日）において裁判所は、①起業者の事業準備は不十分で正常な手続を回避している、②事業計画が不十分のまま急いで収用手続に踏み切ったことは不当で、被収用者に不信を生じる点で穏当を欠いている、③ダムサイトの決定など技術的な事項の決定については、裁量権の逸脱・濫用はない、④①及び②は、事業認定を無効・違法として取消すほどの瑕疵ではない、とした。室原氏の敗訴であつたが、その主張の多くの部分は肯定的に採用された。ただ、事業計画の決定において技術的に不当なところがあつたという主張は採用されなかつたので、事業認定の取消に至らなかつたのである。室原氏はこの判決に対して控訴したが、以後の反対運動の展開は、「法には法」という闘争方針を持続する限り、この判決が示した枠組みを超えることはできなかつた。

室原氏の「法には法」という、紛争の舞台を法廷に求める闘争方針は、幅広い支持を得ることはできなかつた。地元では関係者の間で様々な交渉や局面打開の努力が継続し、それが紛争の行方を左右するようになっていった。事業全体で見れば、地元の自治体は、小

国町ほかに、大分県側に四ヶ村（大山村、栄村、上津江村、中津江村）あり、それらの村々ではそれぞれに交渉が進展していた。地元の町村すべてがダム建設反対でまとまっていたわけではないし、小国町においても様々な考え方があった。周辺の状況が変化し、他の自治体で補償交渉が進展するなかで、小国町の実力による反対運動は鎮静していった。昭和39年（1964）1月には小国町議会がダム条件付賛成を決議し、同年6月には、ダムサイトを占拠した蜂の巣城は、代執行によって撤去された。築城後、5年1ヶ月目のことであった。40年（1965）5月には下笠ダムの本体工事が着工され、44年（1969）8月に完工した。

室原氏は、最後には一人孤立した闘いを継続し、45年（1970）6月に死去された。ダムが円満に湛水できるためには室原氏が提訴していた訴訟の終結が望まれたのであったが、同年中には遺族と和解が成立し、国と遺族はそれぞれ提訴していた訴訟を取り下げた。湛水への障害も消え、下笠ダムは47年（1972）3月に湛水を完了した。事務所設置から数えて13年11ヶ月目のことであった。

その後ダム事業においては、地元補償関係者に説明を尽くしている。長谷部は、「教訓を活かすことも、対応が制度化され、一般化されると、いつの間にかその本質を忘れてしまう恐れも大きい。失敗した出来事から学ぶ謙虚さが知恵を豊かなものにするのであるから、歴史を継承する努力は、たゆむことなく続けていかなければならない」とした上で次の3つの教訓を挙げている。①誠実に説明すること。②公平に手続をすすめること。③相手の立場を深く理解すること。

痛みを強いられる者が抵抗する本質の1つは、痛みを強いる側が、その痛み・重みを理解し、リスペクトを持って行動に表しているかと言い換えることができる。室原氏が指摘した事業の必要性・必然性に納得がいかない、ダムサイト選定の必然性に納得できない、地元への説明・手続きが不適切であるを理解すれば（③相手の立場を深く理解するを押さえれば）、必然的に①と②を丁寧に実施することに帰結する。

(2) 水源地域対策

室原氏は、事業の必然性・必要性、ダムサイト選定の必然性、地元への説明方法・手続きの不適切さを主たる論点とし、地域振興や補償方法は主たる論点としなかった。しかし、蜂の巣城紛争以前から本格化していたダム建設や水資源開発は、受益地域がその恩恵によって高度成長を遂げる一方、水源地域ではコミュニティの消滅・地域社会の衰退等の課題が顕在化しはじめていた。まだ不足する水資源や電源の開発のためには、この課題と向き合う必要があった。表3.1.2.3.3.1は、水源地域対策特別措置法制定までの経緯²⁾である。

それ以前からの大規模なダム事業、その他公共事業に伴う補償措置として、蜂の巣城紛争も背景・きっかけの1つとなり、1962年に「公共用地の取得に伴う損失補償基準要綱」が、1967年には「公共事業の施工に伴う公共補償基準要綱」が整備された。前者は、財産補償に関するルールであり、後者は事業に伴い失われる施設について、同種施設によって機能回復させる「機能補償」に関するルールである。しかし、水源地域の水没は、これら2つの補償では、対応しきれない影響を及ぼす場合もある。その具体的なものが、水没者の生活再建、事業の影響による過疎化の発生・加速、地元自治体の財政事情悪化、利害調整である。

それらに対する特別な措置が必要という、大分県、全国知事会からの要望を受けて、1973年に水源地域対策特別措置法が制定された。

水源地域対策特別措置法は、国が指定する水源地域において、生活環境、産業基盤等の計画的な整備、あわせてダム貯水池の水質の汚濁の防止等を実施し、関係住民の生活の安定と福祉の向上を図り、もってダム等の建設を促進し、水資源の開発と国土の保全に寄与するこ

とを目的とする制度である³⁾。

表 3.1.2.3.3.1 水源地域対策特別措置法成立までの経緯²⁾より作成

時期	出来事・背景
戦前 戦後 1952年 1957年 昭和30年代	小河内ダム（東京都奥多摩町）の建設計画 ダムの大規模化、多目的化 水没規模も大きくなる傾向 電源開発(株)設立 特定多目的ダム法の制定 蜂の巣城（松原・下笠ダム建設反対運動）
1962年 1967年	以上のような出来事が契機ともなって、一般的な公共事業補償ルール 「公共用地の取得に伴う損失補償基準要綱」（財産価値の完全な補償） 「公共事業の施工に伴う公共補償基準要綱」（同種施設による機能回復）
1966年 1969年 1972年	ダム建設に伴う水没関係者（地域住民、地方公共団体）に対する対応としては、補償のみでは限界があり、実態的に不十分。 以下の特段の措置が必要との認識 <ul style="list-style-type: none"> ➤ 水没関係住民の生活再建の確保 ➤ 人工的な過疎化現象の発生の防止 ➤ 地元地方公共団体等の財政事情の悪化の防止 ➤ ダム建設によって生じる利害の調整 大分県の要望（松原・下笠ダムの状況を受けて） 全国知事会の要望（八ツ場ダム建設への対応） 田中内閣発足 琵琶湖総合開発特別措置法の制定 総合開発計画の作成・国の負担割合の嵩上げ、 下流負担・生活再建措置 全国知事会による再度の要望 水源地域開発問題関係政務次官協議会
1973年	水源地域対策特別措置法の制定

具体的には、指定された水源地域において、都道府県知事が地元市町村長の意見を聞いた上で作成した案をもとに国が決定する水源地域整備計画に基づいて、土地改良事業、治山事業、治水事業、道路、簡易水道、下水道、公営住宅、公民館等 24 分野にわたる事業を実施する³⁾。水没住宅数や水没農地面積が特に多い指定ダム（水没住宅数が 150 戸以上または水没農地面積が 150ha 以上であるもの。また、水源地域の基礎条件が特に著しく変化し、かつ、当該水源地域をその区域に含まない都府県が著しく利益を受けるダムについては、それぞれ、その 1/2 以上であるもの。）及び湖沼水位調節施設に係る整備事業については、その一部の事業の国庫補助率を嵩上げする措置が講じられている⁴⁾。また、製造業及び旅館業の事業者が水源地域内で設備の新增設を行ったときは、固定資産税が減免される場合がある³⁾。

ダム等の建設に当たっては、水源地域の犠牲感を除去し、上下流間の協力関係を確立することが極めて重要である⁴⁾。このため、「受益者の水源地域訪問による協力依頼」、「上下流交流事業の実施」、「水源地域対策基金の設立による生活再建対策や地域振興事業の実施」等様々な対策がとられている⁴⁾。

水源地域整備計画の地元負担分について下流受益者が応分の負担を行うことは、上下流

間の協力関係が形成される有効な方策の一つである⁴⁾。水特法第12条に整備計画の負担調整に関する条項があり、地方公共団体間の負担転嫁が一般に禁止されていることに対する例外規定として、整備事業の実施に要する経費についての負担調整に関する規定を設けている⁴⁾。その負担調整の手法等については、ダム等の建設目的、関係地方公共団体の財政事情等により異なるが、これまでの事例についてみると、調整対象額としては地元地方公共団体の通常投資額、整備事業の内容等を勘案して決めている例が多い⁴⁾。また、負担者としては都市用水の利水者、発電に加え、治水、かんがいの受益者が負担している例も増えてきている⁴⁾。負担の割合については、ダム等の建設費の負担割合を基準としている例が大半である⁴⁾。

昭和四十八年法律第百十八号 水源地域対策特別措置法

(整備事業についての負担の調整等)

第十二条 整備事業がその区域内において実施される地方公共団体で当該事業に係る経費の全部又は一部を負担するものは、政令で定めるところにより、次に掲げる者と協議し、その協議によりその負担する経費の一部をこれに負担させることができる。

- 一. 指定ダム等を利用して河川の流水を水道、工業用水道又は発電の用に供することが予定されている者
- 二. 次に掲げる区域の全部又は一部をその区域に含む地方公共団体（イからハマまでに掲げる区域については、前号に該当する地方公共団体を除く。）
 - イ. 指定ダム等を利用して河川の流水をその用に供することが予定されている水道で水道法（昭和三十二年法律第百七十七号）第三条第二項に規定する水道事業の用に供するものの給水区域
 - ロ. 指定ダム等を利用して河川の流水をその用に供することが予定されている水道で水道法第三条第四項に規定する水道用水供給事業の用に供するものの給水対象事業者が設置する水道の給水区域
 - ハ. 指定ダム等を利用して河川の流水をその用に供することが予定されている工業用水道で工業用水道事業法（昭和三十三年法律第八十四号）第二条第四項に規定する工業用水道事業の用に供するものの給水区域
 - ニ. 指定ダム等を利用して河川の流水をかんがいの用に供する土地の区域
 - ホ. 指定ダム等の建設により洪水等による災害の発生が防止され、又は洪水等による災害が軽減される地域

2 関係行政機関の長は、前項の規定による負担に関し、関係当事者のうち一以上の申出に基づき、あつせんをすることができる。

昭和四十九年政令第二十七号 水源地域対策特別措置法施行令施行令

(関係地方公共団体が二以上ある場合における負担の調整に関する協議の方法)

第八条 整備事業がその区域内において実施される地方公共団体で当該事業に係る経費の全部若しくは一部を負担するもの又は法第十二条第一項第一号若しくは第二号に該当する地方公共団体が二以上あるときは、同項の規定による協議は、関係都道府県を通じて行うものとする。

(負担の調整の準則)

第九条 法第十二条第一項の規定による整備事業についての負担の調整は、指定ダム等の建設の目的、指定ダム等の建設により関係当事者が受ける利益その他の諸般の事情を勘案して、関係当事者の負担の衡平を図ることを旨として行うものとする。

地元自治体の負担能力を超え或いは水源地域と受益地域とが都府県境を異にする場合に、水特法を補完するきめ細かい対策のために、水源地域対策基金（以下「基金」と呼ぶ）が設けられている⁵⁾。基金は1976年12月に利根川・荒川水系を対象とした（財）利根川・荒川水源地域対策基金が国の認可を得た第1号として設けられてから、いくつか設立されている⁵⁾。基金は大別すると、①水資源開発促進法に基づく水資源開発水系に係るもの、②1県内を対象とするもの、がある。国土交通省資料⁴⁾では、①として利根川・荒川等水資源開発7水系、②として相模川ダム周辺地域振興協力基金等14基金が紹介されている。活動の内容は各基金により様々で、利根川・荒川の場合、8ダム等について生活再建対策・地域振興対策・調査費等の支出を行ってきている⁵⁾。

これらの水源地域対策を行うことで上下流の利害対立に伴うフリクションを緩和している。

(3) 琵琶湖総合開発

水源地域対策特別措置法に先立って、1972年に琵琶湖総合開発特別措置法が成立している。国家プロジェクトである琵琶湖開発事業の水源地（滋賀県）の地域開発「琵琶湖総合開発」を、特別措置法を作って国と下流受益地が支援するものである⁶⁾。

この総合開発が実現するまでの経緯について、水源となる滋賀県の立場から三谷（1997）⁷⁾は次のように述べている。少々長くなるが、水源地域当事者の文章として重要なので引用する。

琵琶湖は、古くから人々の生活と密接な関係を有し、滋賀県はもとより京阪神地域の発展、繁栄に大きく寄与してきた反面、湖周辺地域は、琵琶湖の水位変動による洪水、渇水被害に悩まされてきました。

さらに、琵琶湖およびその周辺地域における都市化、工業化等の進展は、自然環境の破壊、生活環境の阻害とくに琵琶湖水質の汚濁を深刻化させつつありました。一方、淀川下流阪神地域は、戦後の高度経済成長による急激な都市用水の需要の増大に伴い、琵琶湖を貴重な水源として期待していました。このような状況の中で琵琶湖総合開発は生まれましたが、その過程では、目的、方法をめぐってさまざまな計画案がたてられました。しかし、これらは多面的な価値を有する琵琶湖を下流阪神地域のための水源としてのみとらえたものであったり、琵琶湖を南北に分離して利用する考え方であったため、湖の周辺住民に不安な気持ちを抱かせました。このため、滋賀県は、琵琶湖の水の利用には限界があること、また、琵琶湖の開発は単に下流のために水を多く供給するだけのものではなく、周辺住民にも役立つ事業でなければならないことを示しました。

この県の主張が関係者に理解され、琵琶湖総合開発は、下流域の水需要に対応する「水資源開発」と琵琶湖およびその周辺地域の保全、開発および管理についての総合的な施策を推進する「地域開発」とを一体的に実施することとなりました。

琵琶湖総合開発の推進にあたっては、「広範多岐にわたる事業を総合的、一体的に実施するため、個別の法律の活用や組み合わせでは万全を期することができず、また、この事業が国家的、広域的な事業であることから、琵琶湖についてだけの特別の法律である」⁷⁾琵琶湖総合開発特別措置法が昭和47年に制定され、次のような特別措置⁷⁾が講じられた。

- ・ 地元の意向を尊重するため、滋賀県知事が計画の原案を作成する等の手続きを経て、内閣総理大臣が決定する⁷⁾

- ・ 事業の円滑な実施を図るため、国の負担割合の特例（補助率の嵩上げ）を設けるとともに、特定の地域開発事業等に要する経費について一部の負担（“下流負担金”）を下流の受益団体に求められること⁷⁾

総事業費約 1.9 兆円にのぼる琵琶湖総合開発計画の事業内容は、保全対策、治水対策、利水対策の 3 本柱で構成され、計画期間は 2 度の延長を経て、平成 8 年度までの 25 年間とされた⁷⁾。この間実施された地域開発事業により、県内のインフラ整備は大きく進捗した。琵琶湖の水質悪化は食い止められ、洪水被害は大きく減少、利水についても水源の安定化が図られるとともに農業・水産業のインフラ整備も進み生産性が向上した⁷⁾。

琵琶湖総合開発の成果について、三谷（1997）⁷⁾は次のように述べている。「琵琶湖総合開発事業は、滋賀県の行政投資額のうちかなりのウエイトを占めてきましたが、水資源開発事業と一体的に実施された地域開発事業により、県民の生活環境が改善されるとともに、近畿圏の大都市圏政策と社会経済情勢とが相まって県内総生産の著しい伸長により県民福祉の増進が図られました。（一人当たり県内総生産 昭和 47 年 210 万 5 千円→平成 4 年 381 万 2 千円・・・昭和 60 年 暦年価格）また、水資源開発事業による下流阪神地域での効果と地域開発事業による上流滋賀県内での効果の双方が現れたことや、琵琶湖総合開発を契機とする琵琶湖・淀川流域が一体となった水質保全や節水への取り組み等により、近畿圏の健全な発展に寄与することができました。」⁷⁾

琵琶湖総合開発は、初期の事業構想が「多面的な価値を有する琵琶湖を下流阪神地域のための水源としてのみとらえたものであったり、琵琶湖を南北に分離して利用する考え方であったため、湖の周辺住民に不安な気持ちを抱かせ⁷⁾る、水源地域の信頼を得られるものではなかったことがきっかけとなって生まれた。下流受益地域と水源地域の利害対立を拡大・悪化させる可能性があった水資源開発を、水源地域の地域開発・水質の保全と一体的な総合開発として、特別措置法という枠組みで国が調停者となり実施することで、利害対立を一定程度克服し、水源地域と受益地の運命共同体化に近づけることに成功した。そして、水源地域対策をリードするモデルケースとなった。

「単に下流のために水を多く供給するだけのものでなく、周辺住民にも役立つ事業でなければならない」という水源地域の立場・気持ちを受け止め、特別措置法という形にした関係者の尽力が克服の秘訣と総括できる。

<参考文献>

- 1) 長谷部俊治：「ダム用地補償（4）－ 蜂の巣城の教訓，ダム便覧 2019 テーマページ [分類：水没・移転・補償・生活再建]，<http://damnet.or.jp/cgi-bin/binranB/TPage.cgi?id=333>
- 2) 国土交通省水管理・国土保全局 水資源部 水資源政策課 水源地域振興室：水源地域対策の現状と課題 － 魅力ある水源地域づくりのために －，<http://www.internationalfloodnetwork.org/river-ml/file/111227/111227.pdf>
- 3) 国土交通省水管理国土保全局水資源部 HP：水源地域対策特別措置法，https://www.mlit.go.jp/mizukokudo/mizsei/tochimizushigen_mizsei_tk3_000012.html
- 4) 国土交通省 HP：水源地域対策特別措置法の概要，<https://www.mlit.go.jp/common/000120873.pdf>
- 5) 番場哲晴（2004）：水源地域対策特別措置法とこの 30 年，<http://damnet.or.jp/cgi-bin/binranB/TPage.cgi?id=77&p=4>

- 6) たとえば、独立行政法人水資源機構琵琶湖開発総合管理所 HP：琵琶湖総合開発事業と琵琶湖開発事業、
<https://www.water.go.jp/kansai/biwako/html/development/d01.html>
- 7) 三谷健太郎（1997）：琵琶湖総合開発事業の概要と成果，環境技術，Vol.26，No.8，p.519-p.523，1997

3.1.2.3.4 まとめ

(1) 3.1.2.3.1～3.1.2.3.3の事例総括

3.1.2.3.1～3.1.2.3.3の事例をまとめると、以下のように総括できる。

利害対立は痛みを受ける地域が固定・強化されていくことで発生し・大きくなる。痛みを減らす・解消しようとする動き、痛みを強化・固定化する動きが出たときに、利害対立が顕在化する。利害対立顕在化のきっかけや背景には、受益者あるいは受益者の代理人である事業者の痛みを受ける地域に対するリスペクトがない振る舞いが存在している場合が多い。この利害対立は、当事者同士では解決できなくなり、排他的な関係になる。利害対立の緩和・解決のためには、良質な調停者の存在が必要となる。調停者の力量が不足していると、利害対立は固定化し、相互に牽制しあう生産性の低い関係となる。氾濫流制御を行う場合には、利害対立の緩和・克服に留意しなければならない。

○御囲堤

右岸堤は左岸堤より3尺低くすることで、右岸側が遊水地に。右岸遊水地内では輪中が形成され、輪中間の排他的自衛競争に。右岸側は団結できなくなった。左岸は、用水網整備、干拓等を一体的に実施することで発展。格差が拡大。左岸の破堤頻度が減ったわけではなく、堤防建設で増加した破堤が右岸側に偏在・固定・強化された。

明治改修以降の三川を完全分離する河川整備、上流ダム建設、右岸側での用水路整備等が行われ、氾濫の偏重は改善されるとともに左右岸格差は縮小。

○五十嵐川左岸堤

左岸四日町郷は、右岸三条郷を守るための遊水地とされていた。明治初期に、新潟県土木部に理解者を得た左岸側は、連続堤建設を計画するも、右岸側が強固に反対。4段階に分けた整備で、連続堤建設に成功。左右岸対立の調停者となった県は、第一段階では6尺低く作る・維持工事である・地元の自主的工事であることを強調し、右岸を説得。連続堤への道を開いた。第2段階（堤防腹付け）で、またも右岸の反対が起きたが、右岸上流にも築堤を許す（兩岸にメリットがあるものに変えた）ことで調停に成功。第3段階では、左岸堤を明治天皇巡幸路とすることで、道路整備の補助を行い、道路兼用堤防として嵩上げ・腹付けを行った。第4段階は、明治天皇巡幸の際に休息所で堤防強化補助の陳情書を提出し、補助を得た。最終の第4段階整備で左右岸同じ高さの堤防となった。さらに、左岸側は自主工事で、左右岸の間に橋をかけ橋につながる道路を整備して、川を挟み一体化した市街地となる運命共同体化につなげた。

調停者として、新潟県土木部の存在が大きいと推察された。県土木部は、左岸の痛み解消だけでなく右岸の改善にも配慮していた。左岸側が橋とそこにつながる道路を建設し右岸との一体化・運命共同体化への布石を打ったことも特筆される。

○中条堤

中世に利根川右岸から支川福川沿いに漏斗状の平面形状で溜井として築かれた中条堤は、左岸の文祿堤建設強化、下流側に人為的に作られた瀬戸井酒巻狭窄部、嵩上げ・腹付け・延長追加等で上流左岸の遊水機能を強化され、下流利根川、左岸を洪水から守る役割を担った。中条堤上流の遊水地とされた上郷の村々は、被災の度に下流の中郷・下郷の村々からの要望される中条堤強化を阻止するようになり、上下流の対立が深まっていった。仲裁する立場の忍藩は、上郷と中郷・下郷からなる中条堤堤防組合を結成させ、維持管理にあたらせるとともに、慣行を維持する調整の場とした。

明治維新後、幕府が崩壊し統制が弱まると、それまで組合内の問題であった中条堤の強化をめぐる上下流対立が、表面化するようになり、洪水被災後の復旧（強化するか慣行維持するか）をめぐる実力行使が行われるようになる。忍藩に変わって調停者となった埼玉県は、中条堤上流の善ヶ島堤強化・狭窄部解消を主張する上郷を支持するようになり、中郷・下郷・埼玉南部と上郷・県庁に県政は2分される。明治43年の中条堤破堤後の復旧方針をめぐる、両者は対立を深め、県庁の動きを不満とする中郷下郷南埼玉側は、当時権限外である県知事不信任案決議を行う異常事態となった。

双方に縁故者が多い農工銀行頭取と他1名が調停者となり、両方の主張を取り入れた合意案が成立した。実質的には上郷・県庁の主張である遊水地廃止案が通ったということである。これ以降、内務省が中条堤上流の遊水効果をあてにしない治水を進めていくことになり、現在に至る。中条堤をめぐる上下流の利害対立は、内務省・建設省・国土交通省が水系内のバランスを考えた河川整備計画を実施することでなくなった。

○坂川掘り継ぎ

下谷は、江戸川と下総台地にはさまれた低地を開発した新田である。浅間山噴火後の河床上昇により、排水不良が悪化した。地元上郷は、排水するために、坂川を掘削して氾濫ブロック最下流を排水路出口とする工事を計画した。しかし、下流側の下郷は猛反対した。松戸赤塚までの第一次掘次継では効果が小さかったため、第二次掘継を計画したが、下郷との間で対立が深まり双方に死者が出る立てこもり事件に発展した。江戸川対岸の名主3名に第3者の立会人となってもらい、合意が成立した。合意内容は、上郷に厳しいものであった。

上郷に厳しい内容で裁定した対岸の名主3名の調停は、問題の先送り・固定化を防いだと評価できる。内水浸水は、坂川掘り継ぎ完成後も残った。明治になり、江戸川一の規模の排水機場を整備して本格的に排水問題は軽減する。その後、坂川放水路と松戸排水機場の建設を経て、下谷の洪水問題が解消し、都市化した。

○蜂の巣城紛争

下笠ダム建設において、事業者側が総合的な事業の必要性及びダムサイトの必然性についての説明不足、地元への説明・手続きが不適切な状態で事業認定・収容手続きを行おうとして、反対する地元と紛争になった。

この紛争の経験を経て、その後のダム事業において、事業の説明をつくす・地元への説明・手続きを丁寧に行う事が標準となった。

○水源地域対策

通常の公共事業で行われる損失補償（財産の補償）、公共補償（影響を受ける公共施設の機能補償）だけでは、大規模なダム事業で問題となる、①生活再建、②過疎化の発生・

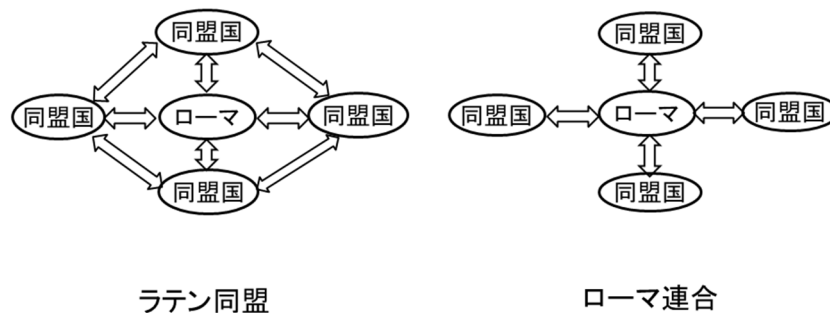
促進、③地元自治体の財政事情悪化、④利害対立の対応ができないことから、水源地域対策特別措置法（水特法）が作られた。水特法では、知事が関係市町村の意見を聞いて作成する原案をもとに国が水源地域整備計画を定め、計画に位置づけられた地域開発事業を集中的・効率的に実施できる措置を講じている。受益者である下流自治体の負担を調整できる条項も定められている。水特法を補完するために、受益者が基金を設立して水源地域対策の支援を行っている場合もある。これらの水源地域地策が、水源地と下流受益地の格差拡大とフリクションを緩和している。利害対立の原因の1つである受益者と痛みを被る者の格差拡大緩和のしくみと評価される。

○琵琶湖総合開発

近畿圏の水源開発を行う国家プロジェクトである琵琶湖開発事業を事業化するに際し、当初構想された開発が、下流受益地の視点からの内容に見え、湖周辺の住民を不安にさせるものであったことから、「単に下流のために水を多く供給するだけのものではなく、周辺住民にも役立つ事業でなければならない」と滋賀県が訴え、国が琵琶湖のための特別措置法を制定して、琵琶湖周辺の地域開発事業を一体的に行う琵琶湖総合開発事業を推進するしくみを作った。総合開発事業は、保全、治水、利水の3本柱からなり、2度の延長を経て25年間にわたり、約1.9兆円の事業費で実施された。この措置により、滋賀県民の生活環境は大幅に改善され、琵琶湖開発事業の受益地との格差拡大や利害対立を緩和した。また、流域圏の一体化に近づいた。水源地域対策特別措置法に先行する、水源地と受益地の格差拡大緩和のとり組みである。国が良質な調停者として、滋賀県や琵琶湖周辺の人々の不安解消を、初めての特別措置法という形にしてみせた。

(2) 運命共同体と信頼される調停者

利害対立克服は、良質な調停者による痛みの緩和・解消、運命共同体化に集約できる。その究極の姿の1つとして、地中海を囲む多人種が一体の文明圏を形成したローマ世界を挙げることができる。



出典：塩野七生，ローマ人の物語Iローマは1日にしてならず，新潮文庫p より引用

図 3.1.2.3.4.1 ローマ連合とラテン同盟 ①

その要因の1つは、覇権者であるローマが中心となって同盟関係を結ぶローマ連合①である。当初は、主として対外戦争を行う際に戦争に強いローマが指揮官のポストを取り同盟国から兵力を集集するために、ラテン同盟という加盟国間相互に対等な同盟を結ぶ関係であった。同盟国にとってのメリットは、戦争に勝つ確率が高いという点にあった。しかし、ローマ国内の階級闘争による混乱等で戦争に強いというメリットに影が差し、同盟国がロー

マに敵対する側にまわる等の試練を経て、再度関係国の同盟関係を再構築することとなった。その際とられたしくみが、ローマ連合である。

覇権国であるローマと各国は同盟を結ぶが連合内各国同士が同盟を結ぶことは許さないという関係をつくることで連合加盟国が敵対側にまわることを防いだ。連合加盟国間の利害調整は覇権国であるローマが果たすことで連合内の安全を保証した。

2つめは、ローマ街道網による運命共同体化である。ローマ市民が入植する植民地を加盟国の中・間に作り、ローマ街道によるインフラネットワークで連合加盟国・植民地をネットワーク化することで連合内が一体の経済圏を形成し、運命共同体化していった。加盟国には、対外戦争に強いという安全保障、連合内の治安が保たれること、街道ネットワークを通じた連合内の通商で経済活性化することが連合加盟のメリットとなった。

3つめは、法律という共通ルールである。宗教も言葉も習慣も異なる多人種が、法律という共通のルールを守ることで、一体化した。

プラスサムゲームの世界を作ったと捉えることができる。

減災は、試験問題のように正解が1つではなく、絶対の正解はない。そのため減災の工夫は、基準や標準だけで律することはできない。その地域（地形・降雨等の物理的条件と歴史的経緯の中で育まれた住民の気風といった社会条件）に合った個別の工夫・アイデアを総動員することが重要である。また、その実現は簡単ではない。施設能力超過洪水に対するブロック内の自衛を「最小限の労力」で果たすことを追い求めないのなら、一連区間全てにわたって越水対策を施すことになる。その場合には効果発現までに時間を要するというデメリットを飲み下さねばならない。また、自衛意識が減退した現代においては、河川管理者がやるべきだという論陣を張って自衛の責任を放棄・回避・転嫁する自治体も少なくないと予測される。

本論文で提案する自衛対策としての氾濫流制御による減災は公共事業ではなく、用地の取得もしないことを想定しているので、公共事業の用地取得手続きで得られた教訓が直接に適用できない。しかし、痛みを強いられる人が持つ抵抗感・納得しがたい気持ちについては共通するものがある。公共事業では、事業者が受益者の代理人的性格をもって影響・痛みを強いられる者と交渉する（受益者は直接に影響・痛みを強いられる者と交渉しない）。自衛対策である氾濫流制御減災では「事業者」は存在しないので、痛みを強いられる者との交渉者から考えていかねばならない。

公共事業では用地を取得して事業が完了すれば、一定の区切りになるが、氾濫流制御減災はそうとは限らない点も困難さが大きいと考えられる。結果として、浸水を引き受ける側と助かる側が運命共同体化していくということにつながるということが重要であり、（事業やプロジェクト進捗上）一時的に納得させたというだけでは解決しない。

かといって氾濫の許容・制御にチャレンジしなければ、ロシアンルーレットによる破堤・氾濫を傍観し、被害発生後に事後対応として復旧し、人材を得た場合には被災地が復興を果たすという神頼み状態から進化したとは言えない。昔の対岸や上下流の別氾濫ブロックの堤防を切りに行く足の引っ張り合い破壊水防よりはましかもしれないが、対岸が切れてくれと影で祈っている点では本質的に大差がない。

現在堤防管理者である河川管理者は、概略点検、詳細点検で要対策区間を設定しているが、洪水時に現地で起こる変状と整合しない。要対策区間となっていない場所で噴砂やのり崩れが起こる一方、要対策区間では変状が起こらないという事象が生じている。今後の強化対策投資を行う管理者目線からは大きな問題ではないかもしれないが、破堤氾濫した場合に

直接被害を受ける住民の目線からは、このような技術力は信頼できるものとはいえない。また、管理者自身も、直接に住民と向き合っている現場担当者のストレスは大きい。

机上の技術論からは、基礎地盤の構造がわからない・築堤履歴が複雑で昔施工した堤体土の物性や性能がわからない等の申し開きはあるが、生活と財産がかかっている地先住民の目線に立って必要な情報を得ることにエネルギーを使うことが信頼につながる。「不確実性」という小難しいあるいは小賢しいとも映りかねない用語による説明は、予算付けをする部局からの理解は得られても、出水のたびにひやひやし水防工法等の自衛活動を行う真剣勝負をしている地先住民の信頼にはつながらない。

真剣勝負をしている地域住民の信頼を獲得する手段は、不確実性を 0 にすることだけとは限らない。不確実性を減らすための努力を怠らず減らすための積み上げを実績として見せていけば、不確実性を 0 にできなくても信頼は獲得できる。近年、情報通信技術の発展により、観測技術・計測技術は進歩しており、堤防の浸透破壊の主たる外力である堤防地先毎の水位がリアルタイムに手に入る。もう一つの浸透破壊外力である降雨量もレーダー観測により堤防地先毎にわかる。また、地中の探査技術も進歩している。現地での出水は堤防にとっての実物大の現地試験でもある。貴重な現地試験のデータを収集し、安全性が確認できた区間と浸透破堤の可能性が残る区間の仕分けを出水の機会毎に積み上げていけば、水防活動の対象も絞り込まれてくるはずなのである。

事実の積み上げに立脚した堤防の実力評価技術の研さんを実感をもって見せることができない組織が真剣勝負をしている地先住民から信頼されるのは難しい。河川管理者が地域の安全を預けるに値する覇権者として信頼される立場を獲得するためには、目的意識から考える必要がある。

<参考文献>

- 1) 塩野七生：ローマ人の物語 ローマは1日にしてならず（下） 第2章共和制ローマ（承前） ローマ連合，新潮文庫，p.121-p.130，平成14年6月

3.1.2.4 復旧・復興の成功・失敗を分けるもの

3.1.2.4 では災害後の復興成功例とされている、明暦大火、関東大震災について成功とされる所以についてレビューする。その後の東京の発展の礎となる整備が行われていたこと、時代に即した判断を行い復興の道筋を示すリーダーがいたことが共通点であった。復興を成功させるための提案は、室崎（2009）¹⁾より引用して紹介する。次に成功しなかった例として、戦災復興における東京の失敗と広島を成功を対照して解説している甲村（2011）²⁾の講演集より抜粋・引用して紹介する。なお、水害に関連するインフラ整備を伴う成功と失敗例については3.1.1.1の中で事例を紹介済である。

日本は国土のわずか1/4の平地に人口の3/4が暮らしている。本論文は、減災をどう実現するかをテーマの1つにしている。減災とは、氾濫が起こることを前提とする。氾濫する以上、被害が生じる。減災とは氾濫・被害と折り合う・共存することが1つの姿である。日本でも世界でも自然災害は起きており、それを克服してきた歴史がある。災害の克服の1つの姿は、復旧・復興の成功である。水害に限定せず、復旧・復興の成功と失敗について考察する。

復旧・復興の成功と失敗の区分は、明確に分かれるものではないこと・特に失敗の定義に主観が入らざるを得ないこともあり簡単に分類することはできない。まずは成功例とされるものの考察から始める。東日本大震災後に、過去の復旧・復興の成功について語られた。成功例としてあがったのは、明暦大火、関東大震災、広村堤防であったと記憶している。広村堤防については既に3.1.1.1で述べたので、ここでは明暦大火と関東大震災について考察する。明暦の大火は、次のとおりである。

明暦3年（1657）正月18日、本郷本妙寺から出火して、翌日にかけて江戸城本丸を含む府内のほぼ6割を焼失、焼死者10万人余を出した江戸最大の火事の一つ。この後、江戸の都市計画が進められた。振袖火事。（出典：大辞林 第三版の解説）。

幕府は復興に際し御三家をはじめとする大名屋敷の城外への移転、寺社の外辺部への移転などを進め、町屋も道幅を広げ、広小路や火除地を設定、家屋の規模を定めるなどの措置をとった。翌1658年には定火消を置いている。（出典：百科事典マイペディアの解説）。さらに本所、深川にも市街の拡張が行われた。（ブリタニカ国際大百科事典 小項目事典の解説）

成功と言われる所以は、ここで行われた都市計画がその後の江戸発展の礎となったこと、江戸はその後何度も大火に見舞われたが広小路の設置や定火消を置く火災対策で、以降関東大震災まで10万人規模の死者は出なかったこと（三大大火といわれる目黒行人坂大火（明和9年（1772年））では死者1.47万人、丙寅の大火（文化3年（1806年））では死者0.12万人）、時代にそぐわなくなった天守閣の再建に固執せず復旧・復興にお金を回したことなどである。これらの復旧・復興を指導したのは名君保科正之と言われている³⁾。

関東大震災の復興については、室崎（2009）¹⁾が総括しているので、そこから引用する。

関東大震災後の復興が高く評価される主な点は以下の3点である。都市復興において安全な都市の実現を図るとともに理想都市実現の方途を示したこと、生活復興において被災者の救済や生活再建を大きな混乱を引き起こすことなく達成したこと、文化復興において新しい科学や文化の胎動を促したことである。これらの成果を生み出したものとして、第1に都市計画の理論や制度の用意、第2に地域社会での共助システムの存在、第3に比較的安定した経済基盤の存在、第4に施政者におけるリーダーシップの発揮があげられる。

他方、関東大震災の復興は課題も残している。復興格差が生まれたこと、後世に付けを残したことがそうである。復興格差では、帝都復興計画から除外された地方都市や復興事

業の予算がつかなかった郊外の非被災地での復興では都市基盤の整備が進まなかったこと、バラック住宅から抜け出せなかった低所得者や休業や閉店に追い込まれた小規模事業者が発生したことを、見逃してはならない。後世の宿題では、郊外スプロールにより無秩序な市街地を増殖したこと、公債という借金が被災自治体の財政を圧迫したことなどを指摘できる。こうした課題を残した原因として、第1に復興の財源に限りがあったこと、第2に計画に長期的視点が欠落していたこと、などを指摘できる。

1. 復興は、個人の再建から社会の再建まで、都市基盤の回復だけでなく生活基盤の回復や経済基盤の回復などを統合したものとして、総合的、包括的に取り組まなければならない。

関東大震災の復興では、都市計画面の復興に焦点があてられる傾向にあるが、都市計画だけでなく、それと融合し連動する形で社会事業や経済施策が積極的に講じられており、それが社会の安定や暮らしの復興に力を与え、復興都市計画の支えにもなっている。災害そのものが連関的で総合的な事象である以上、それに抗して復興を図る取り組みも連動的で総合的なものでなければならない、ということである。

2. 復興においては、脆弱な都市基盤の解消を図ることが欠かせず、そのために道路や公園の整備など都市インフラや公共的施設の充実強化が大切である。

関東大震災では、ハードとしての道路や公園、橋梁などの整備が図られ、基盤整備の手段として区画整理が実施された。このハードの整備が、現在の東京の防災や都市形成に果たしている役割は極めて大きい。ここでは、「基盤の整備なくして復興も防災もない」という教訓を確認しておきたい。このハードの整備や公共施設の整備では、最新の技術や理論を積極的に取り入れ、新しい都市像を具体的に示すことに成功している。単に元の戻すのではなく、創造的に挑戦することの大切さを教えてくれている。

3. 復興では、被災者の生活に目を向けた社会福祉の事業の積極的な展開が、都市計画的事業に加えて求められる。

関東大震災の復興では、比較的速やかな生活の回復あるいは社会の安定が得られている。仮設浴場、仮設食堂、職業安定所などの臨時的な社会福祉施設の設置が精力的に図られたからである。仮設住宅だけをつくるのではなく、コミュニティ施設はもとより食堂や浴場、商店などを併設して生活支援を図っていることは、現代の復興にも参考になる。

4. 復興においては、復興経済や復興金融の果たす役割が極めて大きい。財源の確保を含めた積極的な経済施策の展開によって、復興を財政金融面から支える必要がある。

関東大震災の復興では、比較的スムーズに産業の回復や生活の回復が図られている。効果的に財源が工場の再建や生活の保護にも投入されたからである。他方で、都市計画事業は財源の不足から、その事業の縮小を余儀なくされている。復興時における経済支援をいかに図るかがここでは問われている。なお、財源の確保では義援金が大きな役割を果たしている。

5. 復興のバネを正しく機能させるためには、復興のビジョンとプログラムが適切に提起されなければならない。

復興においては、単にもとに戻すだけではなく、より安全な都市をつくろう、より理想的な都市をつくろうというバネが働く。しばしば災害復興が都市社会の変革の契機となるのは、そのためである。関東大震災においても、その復興バネが働いている。復興において「総論は早く各論はゆっくりと」という原則があるが、総論としての復興の基本方針やビジョンが素早く提示され、復興目標の共有化が様々な困難を乗り越えて図られている。大風呂敷といわれても大胆かつ緻密に復興の方向性を提示したことが、大きな成果を生み出した要因である。

6. 復興には、復興のための理論、技術、制度、財源などに関する事前の取り組みや準備が欠かせない。

関東大震災の復興は、関東大震災を前に試みられていた様々な社会革新や都市改造の動きがベースになっている。震災の前からの、新しい社会や理想的な都市をつくろうとする運動の蓄積が、復興の成功の糧になっていることを確認しておきたい。つまり、事前の減災やコミュニティ形成あるいは都市計画実践がなければ、復興の成功はおぼつかないということである。事前においては都市の危険や矛盾の解決を放置しておいて、事後の災害が起きてから復興を頑張ればよいという震災待望論的な風潮がある中で、肝に銘じておく教訓である。

7. 復興では、リーダーシップと合意形成をはかるシステムがともに必要である。

関東大震災では後藤新平などその当時のリーダーの果たした役割が大きい。使命感と能力を持ったリーダーの存在なくして、関東大震災の復興は語れないといえる。しかし、そのリーダーシップは、官学民の叡知を集めた集団討議の体制の上に成り立っていることを見逃してはならない。建築や都市計画の専門家が計画づくりに積極的に関わっていることも評価したい。この合意形成に関わって、区画整理事業や建築耐火促進などに関する反対運動が起きる中で、粘り強く市民に対する啓発活動や説得活動に取り組んでいること、また、市民レベルにおいても、復興協議会などを通して合意形成が積極的に図られていることも、教訓として確認しておきたい。

8. 復興には、公助に加えて共助あるいは自律が欠かせない。共助の社会的システムが大きな役割を果たす。

復興では、人的な支援、技術的な支援、財政的な支援が欠かせないが、そうした支援が行き届かないところでは、それを補完するものとして、民間企業や町内会組織が参画した共助の取り組みが展開され、復興の力となっている。

9. 復興では、短期的課題と長期的課題との連続性、被災地域と非被災地域との連続性を考慮しなければならない。

バラック住宅の建設や公債を使っての支援が、生活の安定や産業の復興に果たした効果は大きい。しかし他方で、それが長期的視点を欠いたものであったために、危険地域や不良資産の再生産につながった。この反省から、長期的な計画構想を持って復興にあたること、広域的な整備構想を持って当面の復興にあたるのが欠かせない。

後藤新平（ごとうしんぺい）（1857—1929）日本大百科全書(ニッポニカ)の解説

明治～大正時代の政治家。安政(あんせい)4年6月4日水沢藩士の家に生まれる。福島の須賀川(すかがわ)医学校を卒業後、愛知県病院長を経て1883年(明治16)に内務省衛生局に入る。2年間のドイツ留学のち、1892年に衛生局長となり、公衆衛生行政の基礎を築いた。この間、相馬(そうま)家の財産騒動に巻き込まれ入獄も経験した。1898年より8年間、児玉源太郎総督のもとで台湾総督府民政局長を務め、島民の反乱を抑え、諸産業の振興や鉄道の育成を図るなど植民地経営に手腕を振るった。その実績を買われて1906年(明治39)には南満州鉄道株式会社初代総裁に就任した。また貴族院議員に勅選され、1908年第二次桂太郎(かつらたろう)内閣に入閣し逋信(ていしん)大臣兼鉄道院総裁、1912年(大正1)第三次桂内閣でさらに拓殖局総裁を兼ね、1916年寺内正毅(てらうちまさたけ)内閣では内務大臣、鉄道院総裁を務め、のちに外務大臣としてシベリア出兵を推し進めた。1920年に東京市長に就任、8億円の東京市改造計画を提案し、1922年には東京市政調査会を創立し、関東大震災(1923)後の復興にあたっては第二次山本権兵衛(やまもとごんべえ)内閣の内務大臣と帝都復興院総裁を兼任するなど都市改造に力を尽くした。また1923年にはソ連

代表ヨッフエを招き会談、ソ連との国交回復を図った。東京放送局総裁、東京連合少年団団長を務め、政治倫理化運動を行い、1928年伯爵。昭和4年4月13日に73歳で没した。

明治国家の発展とともにその最先端の領域を歩き、衛生行政、植民地経営、都市政策に多くの業績を残した。それは新たな方式による国家利益誘導の試みであった。しかしその試みはしばしば既存の体制と衝突し、東京市改造計画案は「大風呂敷(おおぶろしき)」と評され、40億円の震災復興計画は規模、費用、計画主体などすべての点で後退を迫られた。
[成田龍一]

失敗例は、東京の震災復興について甲村(2011)²⁾の講演で具体的かつ明確に分析・評価されているので、これを抜粋・引用する。

(中略) 1945年11月5日に内務省が発案し、「震災復興院」を設置しました。そして、12月30日に「震災地復興計画基本方針」を閣議決定。この前、9月か10月に県や市には内示が伝えられていたようです。

この閣議決定の内容は後述しますが、その実施について、内務省の震災復興院事務方は、「関東大震災のときに国と市で役割分担をしたのだから、今回も国が施行すべき」と主張していました。しかし、当時の震災復興院の総裁・小林一三(阪急電鉄創業者)は、憲法が変わったのだから自治体に任せようとする主張。5大都市も、ぜひ自治体でやらせてほしいとのことで、結局、補助事業として自治体が施行することになりました。

各自治体の首長が震災復興に熱心ならよかったです。しかし、東京都知事はちょうど官選から民選に変わった時期でした。その安井誠一郎知事は、現在、寝る家もなく、路頭をさまよう都民の住宅確保こそ最優先課題と、震災復興都市計画を握りつぶしたんです。この件で後世、非難されるのは覚悟のうえと安井都知事は言っているので、この際、私も批判します。震災復興をしないで、当面の住宅、食料確保を優先した東京と、復興に熱心だった名古屋や広島と比較すると、その成果に大きな差が出てきているのです。

また、終戦当時、GHQ(連合軍総司令部)の占領政策は、日本の民主化が第一でした。しかし、1948年頃に共産主義・社会主義陣営との対立が激しくなると、GHQは日本を西側陣営の防波堤にしようとする方針を転換。そして、都市整備に投資するな、もっと工業生産に投資せよということで、1949年3月7日に経済安定9原則を示した「ドッジライン」が実施されます。インフレ収束と黒字財政を目的とした、財政金融引き締め政策です。この緊縮財政により、公共事業はバッサバッサ切られ、失業や倒産が相次ぎました。国鉄総裁が失踪し、翌日に死体で発見された下山事件が起きたのもこの頃です。

そして、1949年6月24日に「震災復興都市計画の再検討に関する基本方針」を閣議決定します。従前の基本方針では区画整理・買収を罹災地域全体とし、防災とアメニティーに配慮しています。主要幹線道路の幅員は大都市50m以上、中小都市36m以上で、必要個所に50~100mの広幅員街路または広場を設ける。緑地の総面積は市街地面積の10%以上で、必要に応じて市街外周に緑地帯をつくる計画もありました。さらに、市街地整備に伴い共同溝を設置、都心部及び防火帯地区は堅牢建築物以外の建築物を禁止し、その他の地区もできるだけ耐火にする計画でした。

一方、ドッジラインを反映した1949年の震災復興都市計画の再検討に関する基本方針では、区画整理は罹災区域内としています。しかも交通や消防、防火上で特に憂慮される区域に限定されました。また、幅員がおおむね30m以上の街路は、その実現性ならびに緊要度を勘案し、変更になっています。

その結果、100m幅員街路は16路線から4路線へと大幅に減り、実際に整備されたのは名古屋の久屋大通と若宮大通、広島の平和大通りの3路線だけです。同様に緑地も面積で

なく、児童公園や運動場に重点を置き、東京都では総面積で約40%の縮小になっています。さらに、共同溝や耐火建築についても、大幅に方針が変更されました。

続いて、1946年の東京戦災復興都市計画を具体的に見ていきます。青い太い線が100m道路で、昭和通りや靖国通りがこれに該当します。この計画の道路構造は、中央部に40mの植樹帯を設け、防災とアメニティーに配慮していました。しかし、この計画が実現されたのは、残念ながら環状三号線の文京区小石川4丁目から5丁目にかけての延長400mぐらいです。そのほかの街路の幅員は、都市計画変更で大幅に縮小しています。

区画整理は当初、震災復興事業で区画整理した区域も含めて約2万haを計画していました。そのうち、震災復興区域以外の9917haを事業予定地として、1946年10月から翌年3月にかけて3296haの事業を開始したわけです。しかし、その後はドッジラインで大幅に縮小しています。

これからお見せするのは、東京都の都市計画課が1946年に製作した「二十年後の東京」というPRフィルムの一部です。この映像はYou Tubeにもアップロードされています。まず、その冒頭シーン、戦災の状況についてです。(中略)

このビデオにあるような道路ができなかった理由の一つは、人口の増加です。終戦直後、東京都区部の人口は278万人でした。区部への流入抑制措置をとりましたが、実際にはどんどん流入し、1947年は382万人に増えています。この増加した人たちの住まいの多くが、戦災の罹災地や都市計画の公園、疎開跡地などで、不法占拠的に仮設住宅が建ち並びました。この疎開跡地ですが、広島や京都は公有地化したのに、東京都は民間に払い下げてしまいました。

もう一つの理由は、防空のため1939年に東京緑地計画を策定し、1945年までに延焼防止の防空緑地として買収していた746haの土地の件です。この土地について耕作を許していたために農地解放の対象となり、小作人に払い下げてしまいました。これではいけないと、1948年8月、都市計画で1万8000haを緑地地域に指定しましたが、緑地に違法建築で家が建っても、それを追認する形で緑地指定を解除しました。結果、1969年の新都市計画法施行時、東京都には緑地がなくなっていました。

図-10(掲載略)は、東京戦災復興都市計画の変容です。左は1946年、右は1955年の都市計画道路網図です。赤い太線の幅員80~100m道路が1本も残っていません。最大でも幅員50mの街路で、大半が25m級の街路に計画変更されています。

当初の計画から幅員は縮小しても、早く完成していればまだよかったですですが、例えば、環七通りの全線開通は今から16年前の1985年1月です。環八通りは5年前の2006年5月です。そして、虎ノ門から東京港までを直線で結び、マッカーサー道路の異名を持つ環状二号線は、現在、工事中です。

このように道路計画は縮小されたり、遅れたりしましたが、一方で、河川の埋め立ては早々と進んでいます。安井都知事が1947年に不用河川埋立事業計画という都市計画決定をしたからです。今から見れば困った計画です。この計画の目的は、戦災のがれき処理で、当時、約3000万㎡あったがれきを河川に埋め、その土地を売却し、財源にあてたのです。この事業で東京駅八重洲口にあった外堀、東堀留川、竜閑川、新川、真田堀、浜町川、六間堀川など、実に多くの河川が姿を消してしまいました。

こうした東京の戦災復興と対照的なのが広島や名古屋です。私は中国地方整備局に勤務していましたが、広島を例に話します。

原爆が投下され、廃墟と化した広島は、100年間は草木も生えないと言われました。復興計画を検討するとき、広島市を放棄し、市全体をがれきのまま原爆遺産として残して、新しい都市をつくらうという市民の提案もあったそうです。

しかし、当時の広島市都市計画課長の竹重貞蔵氏は、市民から意見を聞き、後に建築家の丹下健三氏も加わって、1946年10月に復興計画が策定されました。市の中心部の半径約2km区域を対象に1520haの区画整理をし、東西に延びる幅員100mの平和大通りとともに、街路を500mから600m置きに、河川沿いには緑地帯を整備しました。

この復興計画は最初からすんなり進んだものではありません。例えば、今は景観工学の中村良夫教授の設計による、景観に配慮した護岸になっている地域では、1968年の再開発計画の策定までは罹災者、引揚者が不法占拠していました。それを再開発計画で10年かけて高層住宅をつくりました。

それと、疎開跡地を払い下げず、そこに100m道路をつくる計画でした。しかし、当時は市民に住宅がないのに、こんな広い道路をつくってどうするんだと評判が悪かったそうです。1955年の市長選で、この100m道路の計画を半分にし、残り半分に市営住宅を建てる公約を掲げた市長が当選しました。しかし、その当時の広島市助役がそんなことをしては末代の名折れだと、市長に待ったをかけたんです。そして、市民に100m道路への関心を深めてもらうため、「廃墟の町に緑を」と、市民から樹木への寄付を募る献木運動もしました。また、1949年8月には、国による補助率の引き上げや国有財産の譲与を認める広島平和記念都市建設法が制定され、これも広島の復興に役立てられていきました。

1945年の戦災地復興計画基本方針は、防災・アメニティーを重視した点では理想的な計画です。しかも、8月15日の終戦後4カ月半で基本方針を閣議決定したのは非常に評価できます。ただ施行主体において、当時の戦災復興院の総裁・小林一三と事務方で意見の相違がありました。結果、自治体施行になったため、自治体によって成果に大きな差が生じたわけです。東京都では計画のほとんどが実行されず、広島や名古屋では戦後高度成長の都市インフラの整備につながったとも言えます。

しかし、広島では不法占用あるいは罹災者、引揚者住宅の後処理に苦勞し、そのために東京では計画の実施を断念したわけです。つまり、戦災地復興計画基本方針は、計画としては理想的ではあっても、当面の住宅確保施策との関係が希薄でした。路頭に迷っている人が多くいる現実に対する対策が講じられていなかったのです。

東京では道路の幅員や区画整理が大幅に縮小されたために、現在も豊かさを実感できない都市空間が形成されています。戦災復興でできなければ、その後の高度成長期に引き続く都市改造をすればよかったのです。しかし、残念ながら日本は大災害時とオリンピックや国体などのイベント時にしか、政治家も市民も都市整備に関心を持ちません。

いま、東京に首都圏直下型地震が起こると、最悪、全壊焼失85万戸、死者1万1000人と想定されています。戦災復興、あるいは高度成長期にできなかったツケを抱えていると言えます。

では、関東大震災の震災復興と、第二次世界大戦の戦災復興、その反省を踏まえ、今回の東日本大震災で何をすべきか。

一つは、政府による明確な復興方針を早く出すことです。関東大震災では発生後11日後に「関東大震災直後ノ詔書」が発せられています。戦後は少し遅いとはいえ、それでも4カ月半後の12月30日に戦災地復興計画基本方針を閣議決定しています。

今回の東日本大震災では、復興方針がいつ出るのか気になります。1995年の阪神・淡路大震災のときは、発生後1カ月余りで、「阪神・淡路大震災復興の基本方針及び組織に関する法律」と、「被災市街地復興特別措置法」を公布・施行しています。また、2カ月目に復興計画の都市計画決定を行っています。これをマスコミは、住民の意見を聞かず、強権的に行政が決めるのはけしからんと批判しましたが、私は計画を決めないよりはいいと思います。何の見通しもない現在の状況は、非常に危惧されるべきです。まず、基本方針や計

画を決め、その後修正していけばいいのではないのでしょうか。

その復興計画を立てる際には、被災者の当面の生活や住宅との関係をどう考えるかです。いくら将来の立派な絵を描いても、当面をどう乗り切るか、時系列的な整合がないと、東京の戦災復興都市計画のように失敗するのは明らかです。繰り返しますが、震災復興計画は予算を含めて4カ月ほど、東京戦災復興都市計画の策定は1年ぐらいかかっています。その間、不法占拠あるいはバラック住宅等がどんどん建ち、できる計画も実施できなくなっています。

従来は二次元的な都市計画でしたが、今回の東日本大震災は津波の対応がありますので、三次元的な都市計画が必要です。海岸沿いの街の高さが地域で異なるのに合わせて、基本方針や計画をつくらなければならないと思います。そして、その具体的なビジュアルを一刻も早く出すべきです。いろいろな会議のホームページを見ていると、エコタウンやコンパクトシティなど、文字は多いのですが、だれでも目で見て分かる絵を具体的に描いた提案はほとんどありません。

もう一つは、関東大震災のときは、国と東京市が役割分担をし、約6年3カ月で約3000haの区画整理をしています。国が広報、大規模な区画整理や街路、橋梁を担い、それ以外を東京市が担当しています。戦後復興では、自治体がすべて担い、国は全く何もできませんでした。この二つの復興事業の成果の差は歴然です。いまは地方分権の時代ですから、国が施行主体になるのは難しいと思います。ただ、インターネットを見ると、例えば、宮城県では国の代行制度を求めています。例えば、人事交流などで都市計画等の専門家などを自治体に派遣する、そんな調整も必要ではないかと思えます。関東大震災の復興事業では、現場の所長や課長を内務省復興局職員に委嘱しました。

財源としての復興税について話します。関東大震災のときは、内外債で資金手当てをしたり、剰余金や一般会計でまかない、増税はしませんでした。戦災復興のときは、連合国側からの援助がありました。どちらの場合も、当時は日本政府の財政が厳しく、官民あわせて資金がなく、外債や外国の援助に頼らざるを得なかったわけです。

同様に現在の日本政府は赤字です。ただ官民あわせた国家としては、対外純資産を持つ債権国です。東日本大震災で大被害を受けたにもかかわらず、円安ではなく円高が進んでいる。それは、日本が今、海外に持っている対外純資産を売り、円に換金して東日本大震災の復興費に使うのではないかとの思惑があるからだと思います。

誤解を恐れずに言えば、計画が財政に縛られるのではなく、財政が計画に合わせてお金を用意していただきたい。それは、財政は黒字にするためにあるのではなく、現在および将来の国民の繁栄のためにあると思うからです。(中略)

過去の震災や戦災の成功と失敗を研究することは、都市計画だけでなく、今回の復興に最も必要となる問題の提議につながると思います。後藤新平は、82年前の基調講演で、「諸君が将来の都市計画というものについては、攻究と英断と勇気が必要である」と述べています。(以下略)

<参考文献>

- 1) 室崎益輝 (2009) : 災害教訓の継承に関する専門調査会報告書 1923 関東大震災【第3編】 おわりに—関東大震災の復興対応における教訓—(室崎益輝), p.199-p.201, 平成20年3月
- 2) 甲村謙友 (2011) : 震災復興・戦災復興の成果・失敗とその反省を踏まえて～東京の失敗を東北に持ってくるな!～, 国土政策研究所講演会, JICE REPORT vol.20/ 2011.12, p.21-p.31, 平成23年5月30日,

http://www.jice.or.jp/cms/kokudo/pdf/tech/reports/20/jice_rpt20_03.pdf

- 3) 竹村公太郎(2014): 日本史の謎は「地形」で解ける 環境・民族編 第6章なぜ江戸城の天守閣は再建されなかったか 「過去の幻」と「未来への洞察」, PHP 文庫, p.141-p.160, 2014年7月

3.1.2.5 賢いシュリンク、撤退

3.1.2.5 では人口減少時代に入った日本で重要な視点である、賢いシュリンクと撤退について考察する。題材は東日本大震災における津波復興時の地域づくり検討の隘路、大川小中学校訴訟、沖縄県の宮古・八重山地方において津波や高潮を契機に集落が撤退した事例である。「希望を示す」¹⁾ ことも含んだ復興のためのハザード情報を模索する必要がある。

(1) 東日本大震災津波復興地域づくり

東日本大震災の津波では、浸水域内の痕跡調査の整理から、三陸地域等背後の山や丘陵までの距離が近いエリアと平野が広いエリアでは津波の挙動が異なることがわかった。平野が広いエリアでは津波痕跡水位が遡上するに従い低くなる拡散型の氾濫形態となるが、背後の山や丘陵が近いエリアでは、津波痕跡水位は遡上に従って減衰する訳ではなく、地形によっては遡上するに従い高くなる場合もあり、丘に登った水塊が引き波時に戻り流れとなる遡上降下型・湛水型の氾濫形態をとる。

災害直後の死者のほとんどは津波による溺死²⁾であった。浸水域外への避難が成功したかどうかが生死を分ける要因となった。三陸地域は明治、昭和と津波被害を受けてきた地域で、宮城県・岩手県は津波防災先進地域であったことから、津波浸水ハザードマップが整備されている地域も多かった。しかし、来襲した津波がハザードマップで想定していた津波よりも大きかったことから避難所が浸水し、避難したにもかかわらず犠牲になるケースも生じた。この津波を受けて、津波防災地域づくり法が成立し、津波浸水想定区域の設定、津波ハザードマップの作成等の制度が整えられた。

復旧・復興においては、来襲した津波の頻度が低くかつ津波高が高いため、再度災害防止に耐えるだけの防潮堤整備は困難であることから、避難と土地利用を軸として組み立てることとなった。防潮堤については、数十年から百数十年に一度の津波高（いわゆる L1 津波）を対象として整備することとした。L1 津波を明確にすることは、構造物対応の限界を明示することであり、「構造物への過信」を防ぐ効果が期待された。L1 津波を超える津波に対しては、少しでも倒壊を遅らせる構造上の工夫を施す粘り強い構造を採用した。防潮堤等構造物の限界を超える津波に対しては L2 津波が設定され、避難及び土地利用で防災・減災を図ることとなった。街づくりは、高台への移転や高台造成を行うとともに、リスクの高い土地はなるべく住宅地としない等の方針で検討された。なお、震災前に防潮堤の高さが比較的低かった南三陸沿岸では、防潮堤の高さが高すぎて地域の魅力が失われるという地域もあった。

津波浸水想定区域の設定にあたっては、粘り強い構造の防潮堤であっても津波が越流した後は倒壊する条件で浸水シミュレーションを行い、その結果をもとに設定する。震災前の津波ハザードマップでも、防潮堤等の構造物がある（壊れない）ケースとない（全壊する）ケースの両方を示しているものもあったが、前記の条件としたのは、東日本大震災津波の大きな教訓である「構造物への過信を防ぐ」、「避難したのに犠牲になることを防ぐ」を最優先に考えて決めているものである。また、期待値を浸水想定区域に示した場合に粘り強い構造が期待通りに機能しない場合の「瑕疵」を背負いきれるのかという点も問題で

あった。過小評価をしないことを最優先にするので、浸水区域は大きいものとなり、三陸地域のような地形では安全な平地がない・現在の居住地域が危険ということになる。津波が来襲するおそれがあるときに避難が必要でそのために安全な場所を示す意図は理解するが、復旧・復興の検討にあたっては、粘り強い構造の防潮堤が壊れないという条件の浸水範囲を前提としないと土地利用が検討できない（住む土地がない）という声も強かった。この葛藤は、リスク・ハザードと共存する難しさを示す一例ともいえる。

2004年（平成16年）の台風23号で円山川が破堤氾濫したが、台風来襲時に危機管理の指揮をとり、その後の復旧・復興を牽引した中貝（当時）豊岡市長²⁾が被災地からのメッセージの6項目の最後にも書いている言葉を引用する。

6. いつの時代でも人々を困難から救うのは希望です。トップとして希望を人々に示すこと。

再度災害の防止・軽減（同じことが起こっても被害が出ない）は、被災者の困難を救う希望の主要な1つである。これに対して、粘り強い構造の防潮堤が壊れないという条件の浸水範囲を前提としないと土地利用が検討できない（住む土地がない）という声が大きいということは、“命さえ助かれば再建できる”ことを前提にした津波浸水想定区域図は被災地を困難から救う希望にはなりきれないことの表れと考えられる。減災を目的にした、まちづくりと浸水想定区域図等リスク情報のあり方には、リスク情報に堤防が最大限効果を発揮した状態の図と最小の効果しか発揮しない図の両方を示す等、検討・改良の余地がある。

希望という意味では、三陸鉄道が震災後わずか5日後に一部運行再開した迅速さ³⁾、津波防災教育を受けた中学生が周囲の人々に声かけしながら率先避難して津波の被害を免れた釜石の奇跡⁴⁾は、被災地の人々や津波防災に携わる人たちに希望を与えた。

三陸地域に限らない問題であるが、少子高齢化の進展により衰退・縮小しつつある地域の災害からの復興について、人々に希望を与えることができる成功事例を作ることが大きな命題である。

(2) 大川小学校訴訟 ―リスク情報と瑕疵―

リスク情報を示すにあたっては、行政の立場からは、示したリスク情報が意図しない被害を出した場合の瑕疵を気にせざるを得ない現状にある。東日本大震災では大川小学校の津波被害に関する教師及び行政の瑕疵についての司法判断が示された。

宮城県石巻市の大川小学校では、避難が間に合わなかったことで108人の児童中70人が死亡・4人が行方不明になり、遺族から学校の管理責任を問う提訴がなされ、予見可能性の有無、津波襲来の直前まで約50分間待機させた判断の適否が争われた⁵⁾。第1審では、市の広報車が高台への避難を呼びかけた時点で裏山に避難させるべきであったとして市・県に損害賠償を命じるとともに、地震発生後児童を適切に避難させなかった過失責任の所在を現場の教職員に求めた⁵⁾。第2審では大川小が津波の浸水予想区域に含まれなくても、川が近くにあり津波襲来の危険性は「予見可能だった」と指摘するとともに、学校は危機管理マニュアルに避難場所や経路を定めず、市教育委員会も是正させなかったとして事前の準備が不十分だった組織的過失を認定し、最高裁は被告の上告を棄却し判決が確定した⁵⁾。

大川小では児童 108 人のうち 70 人が死亡、4 人が行方不明となった。遺族は学校の管理責任を問い、平成 26 年 3 月に提訴。訴訟では、予見可能性の有無のほか、津波襲来の直前まで約 50 分間、児童を校庭に待機させた判断の適否などが主な争点だった。

28 年 10 月の 1 審仙台地裁判決は、市の広報車が高台への避難を呼び掛けた時点で裏山に児童を避難させるべきだったと指摘。市と県に約 14 億 2,600 万円の賠償を命じた。地震発生後、児童を適切に避難させなかったとして過失責任の所在を現場の教職員に求めた。

これに対し、昨年（平成 30 年）4 月の高裁判決は、大川小が津波の浸水予想区域に含まれなくても、川が近くにあり津波襲来の危険性は「予見可能だった」と指摘。学校は危機管理マニュアルに避難場所や経路を定めず、市教育委員会も是正させなかったとして事前の準備が不十分だった組織的過失を認定し、賠償額を 1,000 万増額した。

出典：産経新聞 HP⁵⁾

(3) 集落撤退事例

次に、災害を契機に集落が撤退した事例を 2 つ示す。

例 1：由布島由布部落移転

由布島は西表島・与那原川から流れ出た砂の堆積でできた島で、砂州を方言で「ユブ」といい、島名の由来となっている⁶⁾。西表島東岸の浅瀬を挟んだ沖合 500m に位置する周囲 2.15 km、12 ヘクタール、海拔 1.5 メートル⁷⁾の小島である。もともと無人の島であり、人が住み始めたのは竹富島・黒島の季節農家が西表島・与那良水田を耕作する際に、「マラリア」を防ぐため、蚊のいない由布島に仮住まいを建てて住んだのが始まりと言われる⁷⁾。

現在は観光施設があり、浅瀬を渡る牛車が名物の観光地となっている。1969 年台風エルシー（昭和 44 年）の高潮被害を受け、当時あった集落は、対岸の西表島美原へ移転した。台風来襲までの島の歴史と亜熱帯植物楽園開園経緯⁷⁾、美原移転創建経緯⁸⁾をまとめたものが表 3.1.2.5.1 である。

1969 台風 11 号（エルシー）のベストトラックと中心気圧推移⁹⁾を図 3.1.2.5.1 に、1969 年 9 月 26 日の天気図¹⁰⁾を図 3.1.2.5.2 に、色別標高図¹¹⁾を図 3.1.2.5.3 に示す。台風は発達した状態で島に接近したことがわかる。「島全体が大波に飲み込まれた。住民は行き場を失い、恐怖感に包まれた。島では二度とこのようなことが起きないことを願い、さらに住民の不安を取り除くため、部落総会で島ぐるみの移転を決議した。」⁸⁾とあるので、波浪の影響も大きかったものと推測される。

表 3.1.2.5.1 最下段に示したように、集落移転後も島に残り初代植物楽園長となった西表正治氏夫妻が、牛車で土や堆肥を運びヤシや花を植えて、植物楽園開園につながっていった。現在は、オンリーワンの魅力を持つ観光地となっている。10 年近く前に訪問した時には、校門跡や学校跡もあり、高潮被害を受けて廃校・集落移転した経緯を知ることができた。集落移転とその後の跡地成功例の 1 つといえる。

表 3.1.2.5.1 由布島集落移転

昭和 20 年	終戦後より昔から通っていた竹富島・黒島からの移住者が徐々に増え、由布島に定住して農業を営む人たちが増える ㉞
	定住者は増え続け、後に部落、公民館を形成するまでになる ㉞。「マラリア」終息で新たな産業（パイナップル・サトウキビ）も生まれ島は活気づく ㉞。経済的にも豊かになった島民は各世帯で水牛を持つようになる ㉞。（昭和 30 年頃） そんな中、由布島に学校も開校されるほど繁栄 ㉞。
昭和 23 年	分教場開校 児童生徒数 12 名 ㉞
昭和 32 年	島小中学校に改称 ㉞
昭和 37 年	由布小中学校に改称 ㉞
昭和 40 年	人口 111 名 25 世帯 ㉞
	当時は石垣島～由布島の定期船（春風丸）も就航していた ㉞。遠浅で港のない由布島は大潮の満潮時は着岸でき、それ以外の時は船を沖に停泊させ、潮が残っている時は「舢（はしけ）」で、潮がない時は水牛車で由布島へと人や物資を運んでいた ㉞。元々、竹富島からの移住者が多かったこともあり、由布島でも「由布種子取り祭」が行われていた ㉞。島には商店や、季節的に食堂や、衣類を販売する店も出来るほど賑わっていた ㉞。
昭和 44 年	9 月 26 日繁栄期を迎えた由布島を天災が襲う ㉞。 台風 11 号（エルシー）による高潮で大きな被害を受ける この惨事によりほとんどの住民は、台風の恐怖と将来への不安から島を出る決意 ㉞。
	関係機関に集落移転の要請活動を繰り返し、琉球政府も認めた ㉞。
昭和 46 年	古見小学校へ統合、23 年の歴史を閉じる ㉞。 ほとんどの島民が由布集落から対岸に移転 ㉞。美原集落創建（11 世帯 48 人） ㉞
	故・西表正治おじい夫妻は島に残り、「島をパラダイスガーデンへ」のロマンスを描きながら 1 頭の水牛で土や堆肥を運び、ヤシや花を植え続け手作りの楽園を造り上げた ㉞。それは老夫婦の人柄と情熱に感化された人々の多くの援助があったからでもある ㉞。

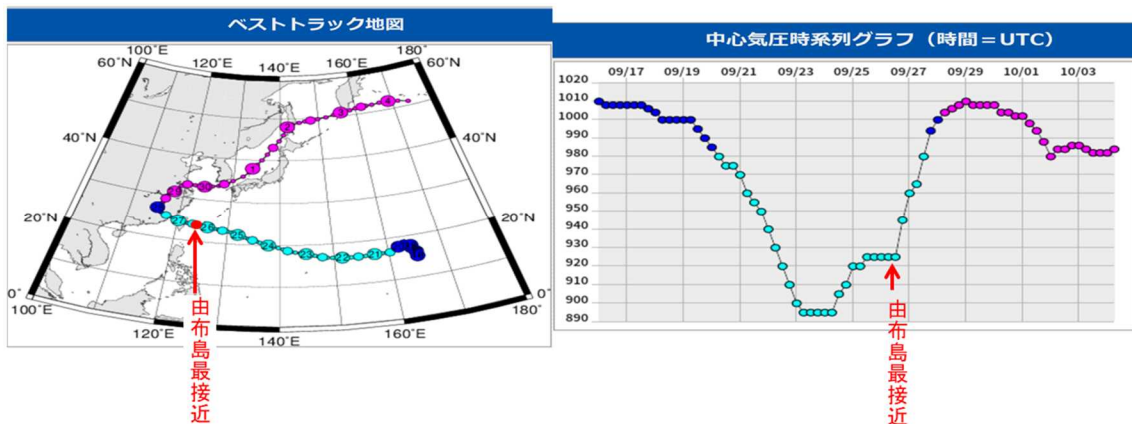
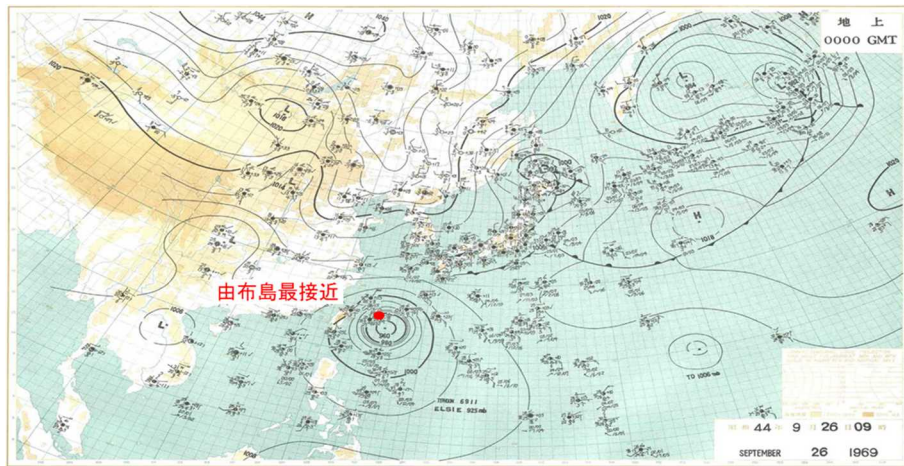


図 3.1.2.5.1 1969 年台風 11 号エルシー㉞に加筆



原典：気象庁「天気図」、加工：国立情報学研究所「デジタル台風」9)に加筆

図 3.1.2.5.2 台風エルシー由布島接近時天気図

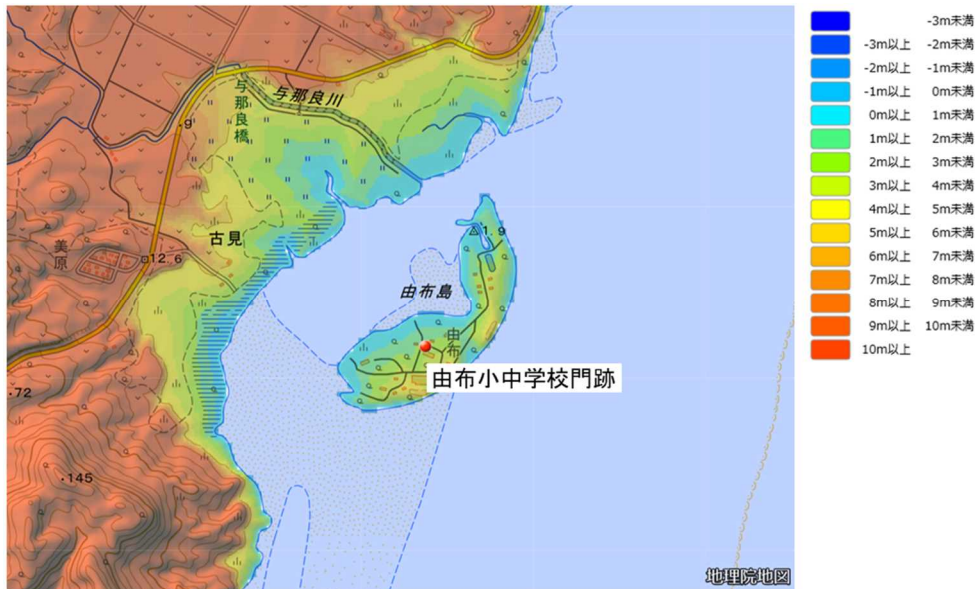


図 3.1.2.5.3 由布島標高図 10)に加筆

例 2：宮古島 4 集落の明和大津波 被害後の高台移転再建

1771 年（明和 8 年）旧暦 3 月 10 日に発生した明和大津波（「乾隆の大波」ともいう）は沖縄県の八重山群島、宮古群島に大きな被害をもたらした。明和大津波での死者は、八重山群島で 9,313 人、宮古群島で 2,548 人にのぼったと記録されている。

宮古地方では、宮古島南部の友利・砂川・新里・宮国の 4 集落が、伊良部島では伊良部・仲地・佐和田の 3 集落、池間島では池間・前里の 2 集落、多良間島の仲筋・塩川、水納島の水納の計 12 集落が被害を受けた 11)。

御問合書によると、4 集落で家屋 591 軒が流され、百姓の死者は 2015 人、役人 5 人、その他の村人 22 人が犠牲になったと記されている。また、その時の津波の高さは 3 丈 5 尺（1 尺を 0.303m とした場合 10.6m）と記されている 11)。集落は、明和の大津波の後に後方の丘陵上に移動したとされる 11)。

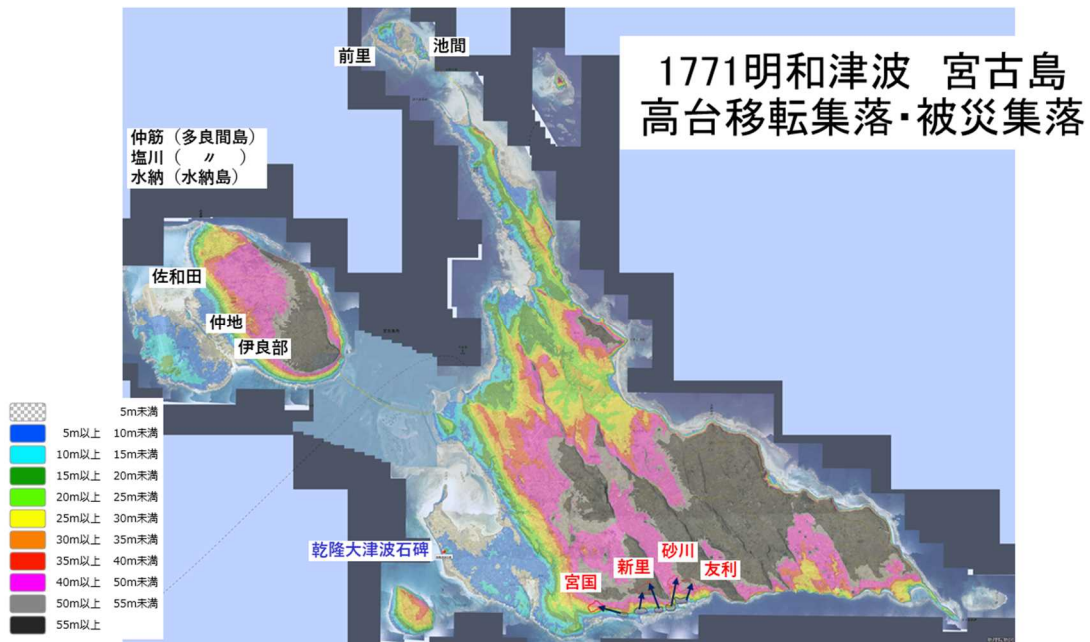


図 3.1.2.5.4 宮古島明和大津波集落高台移転 10)に加筆

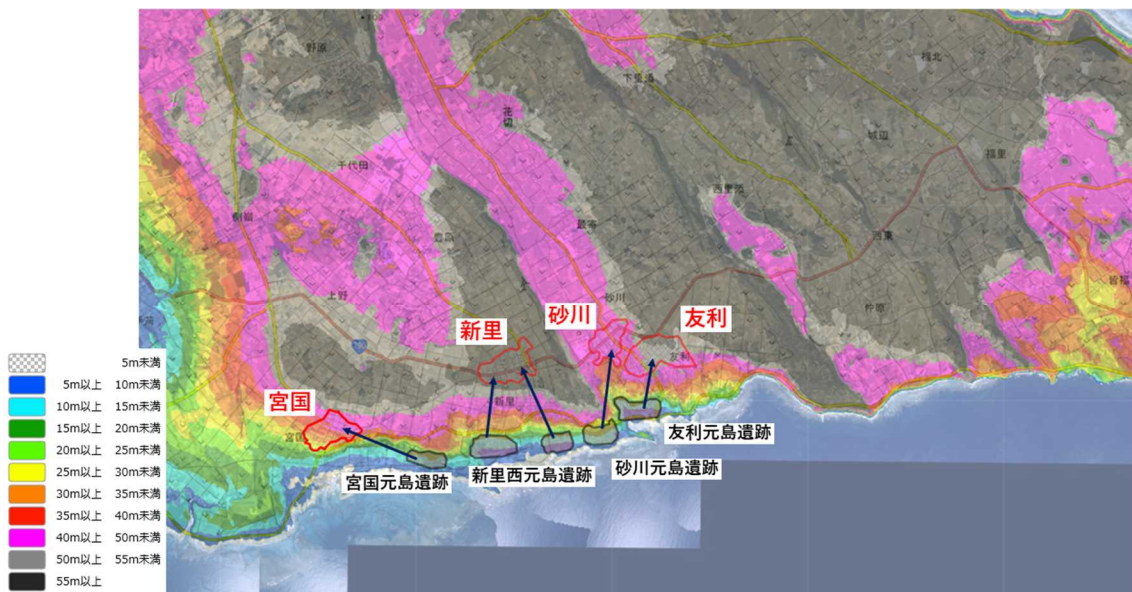


図 3.1.2.5.5 宮古島明和大津波 4 集落高台移転 10)に加筆 13)

宮古島南部の集落住民の多くの遺体が下地与那覇の前浜に流れ着き、それを埋葬した場所に石碑が残されている¹²⁾。

移転前の集落の場所が、元島遺跡として残されている¹³⁾。下地(2007)¹³⁾より考古学発掘調査による津波痕跡確認状況について抜粋・引用する。

宮国元島遺跡は、1978年から1979年にかけて県教育委員会文化課によって発掘調査される。14世紀から17・18世紀の集落遺跡で、乾隆の大波後は後方台地の現在地に村を移転する。堅穴住居1棟が検出されるが津波の痕跡を確認するに至っていない¹³⁾。

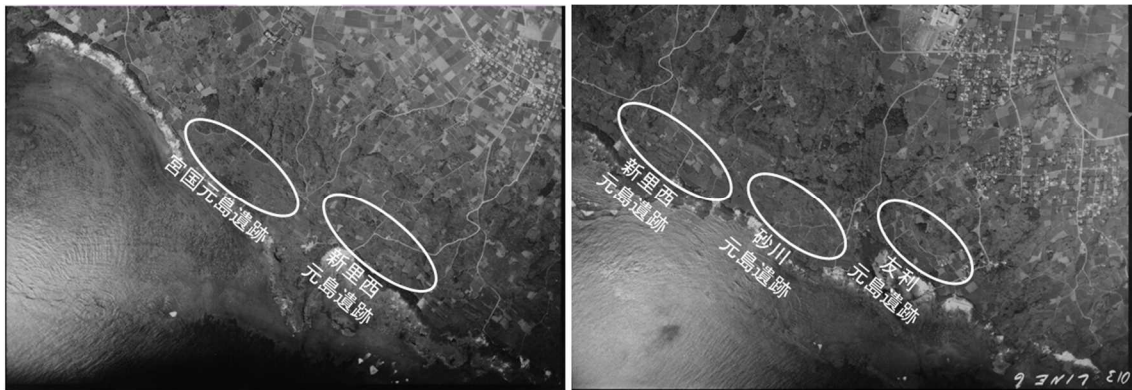


図 3.1.2.5.6 宮古島明和大津波移転後 4 集落跡地の利用状況 (1963 年) 10)に加筆 13)

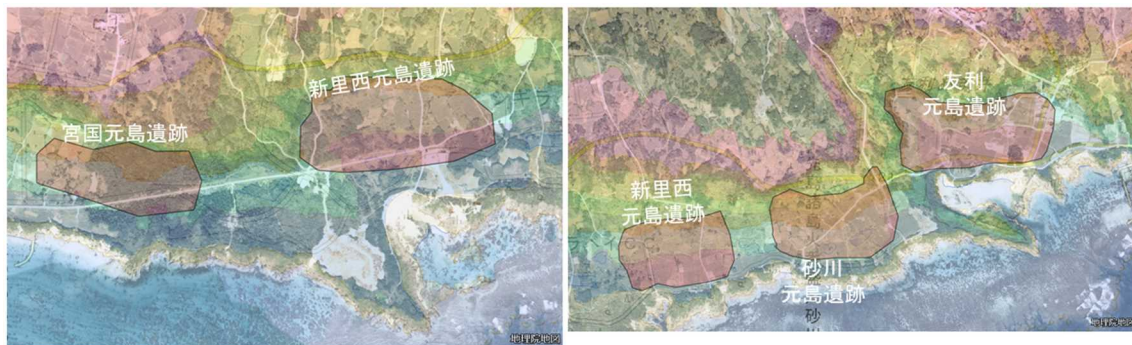


図 3.1.2.5.7 宮古島明和大津波移転後集落跡地の利用状況 (現在) 10)に加筆 13)

(略) 砂川元島遺跡は 1974 から 1975 年にかけて青山学院大学、1997 年には城辺町教育委員会によって発掘調査される。14 世紀から 17・18 世紀の集落遺跡で、乾隆の大波後は後方台地の現在地に移転する。住居跡と想定される敷石遺構が検出されるが津波痕跡は確認されていない¹³⁾。その後の発掘調査で柱穴や炉跡は確認されているが津波の確認には至っていない。発掘された場所が標高 15m 内外なので津波が上がったかどうかにもよる¹³⁾。

(略) 友利元島遺跡は 1987 年に県教育委員会文化課、1995 年に城辺町教育委員会によって発掘調査される。14 世紀から 17・18 世紀の集落遺跡で、乾隆の大波後は後方台地の現在地に村を移転する。住居跡は確認されていないが、道と想定される石敷遺構が県文化課と城辺町教育委員会の調査で確認されている。乾隆の大波の痕跡もはじめて確認されている¹³⁾。発掘された標高は 10m 内外である¹³⁾。Ⅲ層の遺物包含層を覆うように黄白色砂層が堆積し自然貝や大小の礫が混在している。この堆積層は奥(北側)の方には見られないので、遺跡全体を覆っている層ではない。この被覆した黄白色砂層はまぎれもない乾隆の大波の痕跡とみられる¹³⁾。(略)。

砂川元島はこれまでに 1975～1976 年の砂川元島遺跡発掘調査団(代表:三上次男)、1986 年に沖縄県教育委員会(担当者:島袋洋)によって発掘調査が実施されている。これらの調査は、今回の試掘調査よりも標高の高い位置で実施されており、津波に関する痕跡は確認されていない。2007 年の砂川元島の試掘で津波堆積物が確認されている¹⁴⁾(標高は記載されていない)。

元島遺跡の位置を地図に落とすと、おおむね標高 15m より低い場所となっている。移転後の集落の標高は 50m 以上の場所が多い。最も低い宮国集落でも大部分は標高 30m 以上

である。集落跡である元島遺跡は、その後農地として利用されていた。現在はリゾート施設ゴルフ場等に開発されている。

移転後災害を受けていないので成功例というべきかもしれないが、本論文が目指す、「希望がわく」成功例とするには躊躇する。

<参考文献>

- 1) 内閣府 HP : H23 年版防災白書,
<http://www.bousai.go.jp/kaigirep/hakusho/h23/bousai2011/html/zu/zu004.htm>
- 2) 中貝宗治 (2007) : 水害サミット実行委員会事務局編集 水害現場でできたこと、できなかったこと 被災地からおくる防災・減災・復旧ノウハウ Part2 被災地からのメッセージ 兵庫県豊岡市 トップがなすべきこと、ぎょうせい, p.112-p.113, 平成 19 年 6 月
- 3) たとえば、品川雅彦 (2014) : 三陸鉄道 情熱復活物語 笑顔をつなぐ、ずっと・・・, 三省堂, 2014 年 7 月
- 4) たとえば、総務省消防庁 HP : 防災・危機管理 e カレッジ 東日本大震災に学ぶ 3. 釜石の奇跡, <https://www.fdma.go.jp/relocation/e-college/ippan/cat/cat1/cat/post-12.html>
- 5) <https://www.sankei.com/affairs/news/191011/afr1910110035-n1.html>
- 6) 竹富町観光協会 : <http://painusima.com/634/>
- 7) 亜熱帯植物楽園 HP : <http://www.yubujima.com/history.html>
- 8) 通事孝作 (2011) : むかし八重山, 月間やいま (2011 年 1 月), 2011.1
- 9) 北本朝展 @ 国立情報学研究所(NII) : デジタル台風 <http://agora.ex.nii.ac.jp/digital-typhoon/>
- 10) 国土地理院 HP : <https://www.gsi.go.jp/>
- 11) 砂川玄正 (1994) : 近世時代後期における宮古の自然災害 (前半), 平良市総合博物館紀要第 1 号, p.1-p.17, 1994 年 3 月,
<https://www.city.miyakojima.lg.jp/soshiki/kyouiku/syougaigakusyu/hakubutsukan/kiyou.html>
- 12) <https://atalas.ti-da.net/e7394710.html>
- 13) 下地和宏 (2007) : あまれ村と伝説の津波について, 宮古島市総合博物館紀要第 11 号, p.1-p.12, 2007 年 3 月,
<https://www.city.miyakojima.lg.jp/soshiki/kyouiku/syougaigakusyu/hakubutsukan/kiyou.html>
- 14) 久貝弥嗣 (2011) : 友利元島・砂川元島で確認された有孔虫堆積層, 宮古島市総合博物館紀要第 15 号, p.65-p.75, 2011 年 3 月,
<https://www.city.miyakojima.lg.jp/soshiki/kyouiku/syougaigakusyu/hakubutsukan/kiyou.html>

3.1.2.6 まとめ

3.1.2 のまとめである 3.1.2.6 では減災を考えるからには災害は避けられないという前提においては軸となる復旧・復興の成功についてその概念を示す。レジリエンシーの極致の 1 つかもしれない江戸における「火事との共生」は、幕府というすぐに復旧・復興に取り組める財政力を持つ人が統治しているという条件の下成立しており、普遍化は難しい。

撤退や賢いシュリンクに関して生活再建を目指す人が“希望を持てる”成功事例は今のところ見つけられず、成功事例をつくることが課題の 1 つである。縮小社会におけるプラスサムゲームへの転換、高齢化社会を迎え要介護者が増えていく中での氾濫許容のあり方、高齢者被災者の生活再建の糧が何かわからないことが課題である。

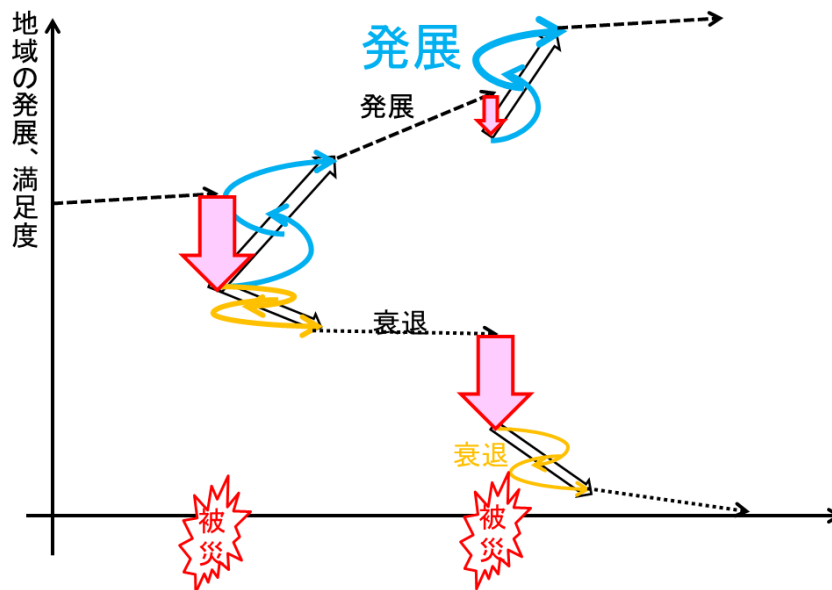


図 3.1.2.6.1 復旧・復興の成功・失敗概念図

復旧・復興とその後の発展・衰退の関係を概念図にすると図 3.1.2.6.1 のようになる。甲村 (2011) ¹⁾ の講演からも、東京と名古屋・広島の後復興がインフラ整備とそれを生かしたその後の発展に明暗が分かれたということが出来る。しかも、東京には現在からみても評価できる復旧・復興案があったにもかかわらず、縮小した案で復旧したことでその後のインフラ整備に大きな労力と苦勞が必要になった。その背景には、先進的な復旧案が当座の生活に精一杯の住民への対策が不十分な状態では理解を得られなかったという現実があった。これは東京だけで起きたことではなく広島でも幅 100m の平和大通りに対してそんな広い道路はいらないという批判があり、100m 道路を半分にしてそこに家を建てることを公約にした市長が当選したという。しかし、広島には、市長に待ったをかけて反対する市民への啓発の働きかけを行う助役がいる等して実現できた。

江戸は火事が絶えず当時は破壊消防しか方法がなかったこともあり、職人が多い江戸の庶民は火災があることを前提に、家屋 (長屋) も破壊・再建しやすくしてあり、生活や仕事に必需の道具を地中に埋めて避難し、火災後は迅速な生活再建が可能であった ²⁾。江戸の庶民は骨とう品の収集や贅沢な住居の建設に投資するのではなく、日々の消費に投資していたので経済活動も活発だった、それが江戸の文化になっていった ²⁾。これは幕府が資金力を持ち、職人の生活の糧が焼失した施設の再建がはじまることで得られたことが前提だっ

たのだろう。つまり、江戸という特殊条件で成立する共存だったと考えられる。

台風・高潮で集落が撤退した由布島は、その後島に残った住民の熱意と努力で、浅瀬を牛車で渡って訪れるこの島だけが持つオンリーワンの魅力を生かした観光施設として利用されている。撤退も含めたその経緯を、挫折と克服の1種のサクセスストーリーとして観光施設がHP³⁾や現地に残してくれているので我々も知ることができる。宮古島南岸4集落の明和津波後の高台移転は、元々の集落のあった平地は農地として使っており、最近になってリゾート施設としての開発が行われている。リゾート施設の開発も、きっかけの1つは地元住民からの声掛けであったようだ。津波に対しては安全になったのだから成功と評価する人もいるであろうし、産業としての魅力が時代によって変わるので成功と失敗を簡単に区別することはできない。災害リスクがある平地を農地利用で持続することも選択肢の1つではあるが、地域復興の成功例とするには躊躇してしまう部分が残る。

東日本大震災では、被災を受けた建築物等を震災遺構として残し後世に伝えようという提案がなされたが、地元住民からのトラウマ・抵抗感・違和感等から実現しなかった例が多い。甲村(2011)⁴⁾の講演で紹介されていた広島市でも市全体を遺構として残して移転する提案があったが実現しなかった話と共通する部分がある。2004年(H16年)の台風23号で浸水被害を受けその後の的確な対応で活躍した中貝(当時)市長の言葉「いつの時代でも人々を困難から救うのは希望です。」⁴⁾の“希望”が、震災遺構として残すだけでは足りないからだろう。

東日本大震災の津波後の復旧・復興では、高台移転とリスクがある低地の産業利用が提示された。リスクのある低地の利用やリスクとの共存方法に工夫・改善すべき点があり、“希望”が見えるようにすることが求められる。

カスリーン台風の利根川氾濫でも、伊勢湾台風高潮でも撤退の話は聞かない。河川の洪水処理計画をあげることで、海岸堤防の高さを高くし・構造をしっかりとすることで克服して再建・発展する道を選んでいる。伊勢湾台風では、名古屋市で建築物の構造制限が取り入れられた区域設定を行った場所もあり、その後の災害復旧・復興過程で例示されるが、汎用的に活用されるには至っていない。

カスリーン台風で山地河川洪水が発生し死者が多く出た桐生・足利でも、狩野川台風で土砂災害と河川氾濫の複合で大きな被害が出た狩野川放水路上流でも、宅地の立地を変えて対応したという話は掲載されていない。山地河川洪水が起こりやすい谷底平野でも、大きな屋敷や昔からの集落は山裾の高標高の土地や石垣で囲った人工台地(いわゆる水屋)の上に建っている。カスリーン台風で被災者の避難先として機能した水塚(水屋)も、総合的な水害対策を扱う検討会の報告書等では水害への対処例として引用されるが、その実施はあくまで個人まかせである。浸水予測図やハザードマップを作成・公表しているものの、盛土造成や宅地嵩上げは連続堤防をつくるより安くなる等の理由が立たない限り採用されない。災害後の復旧・復興事業メニューとなることは稀である。

減災目標としては死者数の減少以外に、資産への直接被害を減少させること、ライフラインの切断や原材料不足による生産減など波及的に広がる間接被害を減少させることなども考えられる。特に山地河川洪水ではない平地の破堤による河川の外水氾濫を扱う場合には、死者が多数発生することは少ないことから、資産への直接被害や経済への間接被害の減少を目標とする方が治水事業の成り立ちにも合っており、重要である。この意味で、氾濫を前提とする減災を考える場合、人的被害の軽減だけを目的にソフト対策を組み立てても、十分ではない。減災の前提とした氾濫により生じる被害について、人的被害に限定せず、被害別にその発生・拡大過程を物理的・力学的・社会的・経済学的に理解し消化する必要がある。

途上国における災害と貧困の悪循環で共通するのは、生産・収入の糧が失われ容易に生活再建できない場合だ。坂川堀継ぎで渡辺庄左衛門⁵⁾が、五十嵐川左岸堤整備で松尾与十郎⁶⁾が憂慮したことは、3年に1回の洪水氾濫浸水被害によるスパイラルダウンで生活の糧が失われた状態になることであった。江戸の大火がすぐに復興できるのは、職人も多い江戸では大火後の建築物復旧で生活の糧が得られたからである。「浸水との共存」の受忍の条件は、生活の糧が失われない・早期に回復できることと考えられる。さらに望ましいのは災い転じて福となしてこれまでの矛盾を解決する機会として活用し復興することである。それはとりもなおさずプラスサムゲームへの転換ということになる。

これから我々が直面する施設能力超過洪水では、数年に1回ということはないであろうから、「水腐れ」の心配は小さいと考えられる。また、都市化・高齢化が進んでいる中での浸水なので、被害形態も異なり、林（2006）⁷⁾が分類するグループ3の被害が問題となる。高齢化が進んだ日本の地方では、生活の糧の早期復旧とは何か、今後の地方はどのような姿が望ましいのかから考える必要がある。そこに有効なアイディアはまだ見つかっていない。現在の災害後対応の、避難所を提供します、仮設住宅を提供しますだけでは「生活の糧」の復旧には直接つながらない。

<参考文献>

- 1) 甲村謙友（2011）：震災復興・戦災復興の成果・失敗とその反省を 踏まえて～東京の失敗を東北に持ってくるな！～，国土政策研究所講演会，JICE REPORT vol.20/2011.12, p.21-p.31, 平成23年5月30日，
http://www.jice.or.jp/cms/kokudo/pdf/tech/reports/20/jice_rpt20_03.pdf
- 2) NHK（2018）：NHKスペシャル シリーズ大江戸 第3集 不屈の復興！！ 町人が闘った“大火の都”，2018年7月1日，
<https://www6.nhk.or.jp/special/detail/index.html?aid=20180701>
- 3) 亜熱帯植物楽園 HP：<http://www.yubujima.com/history.html>
- 4) 水害サミット実行委員会事務局編集（2007）：水害現場でできたこと、できなかったこと 被災地からおくる防災・減災・復旧ノウハウ，ぎょうせい，p.p.，平成19年6月
- 5) 清流ルネッサンスⅡ 江戸川・坂川地域協議会（2007）：坂川の昔と今，p.7，（事務局）江戸川河川事務所，2007.3
- 6) 三条市 HP：
<https://www.city.sanjo.niigata.jp/section/dai4/bousai/bousai2koukai/matuo.pdf>
- 7) 林春男（2006）：辻本哲郎編 豪雨・洪水災害の減災に向けて ソフト対策とハード対策の一体化 第3編生活空間と水災危機管理 第9章 7.13 新潟水害の犠牲者に学ぶ，技法堂出版，p.193-p.219，2006.5

3.2 本論文が提案する減災とその障害

3.2 本論文が提案する減災とその障害では、2.の河川構造物の応答、3.1 堤内地の応答に関する知見を減災に生かす検討を行う。各論は、3.2.1 本項の位置づけ及び既往研究との関係、3.2.2 河川氾濫における減災からなる。

3.2.1 本節の位置づけ及び既往研究との関係

3.2.1 は、3.2.1.1 本節の位置づけ、3.2.1.2 本論文が考える減災、3.2.1.3 既往研究との関係からなる。3.2.1.1 では本論文全体における本節の位置づけ及び役割を整理する。3.2.1.2 では本論文が考える氾濫流制御減災について述べる。3.2.1.3 では減災に関する主な既往研究等との関係を整理する。比較する既往研究の対象分野は「氾濫を前提とする減災」と「リスク・ガバナンス」である。

3.2.1.1 本節の位置づけ

図 3.2.1.1.1 は、本節 3.2 を中心に見た場合の論文中の他章・節との関係について位置づけを示したものである。なお、各章・節は、論文タイトルで示すのではなく、本節から見た各節の意義で示している。減災という視点から見ると、本節が論文の中心・核となる。2.では、各構造物の現状（技術進展経緯と成果、限界と課題、減災の工夫）が示され、3.1 では堤内地の応答特性（応急段階、再建復興段階・準備段階における被害の発生・拡大プロセスとメカニズム、被害軽減の工夫）が示されている。3.2 は、減災という面から重要な設計・整備水準超過洪水における減災、すなわち氾濫を前提とする減災について考察し、本論文における減災の定義、減災実現の障害（本質的課題）、減災実現に向けた技術活用の方方向性、減災実現に向けた克服課題を整理している。4.ではそれらが総括される。

2.1～2.5: 堤防技術の現状

- ・技術進展経緯と成果
- ・限界と課題
- ・減災の工夫

2.6: 落差工・堰技術の現状

- ・技術進展経緯
- ・限界と課題
- ・減災の工夫

3.1: 堤内地の応答特性

- ・応急段階 被害発生・拡大のプロセス
- ・応急段階 被害発生・拡大のメカニズム
- ・再建復興段階 国家賠償と再建支援
- ・再建復興段階 氾濫制御の副作用(利害対立)
- ・準備段階 利害対立の克服
- ・再建復興段階 復興の成功事例と教訓事例

3.2: 超過洪水(氾濫流制御)減災

- ・本論文が提案する減災
- ・減災実現の障害(本質的課題)
- ・減災実現に向けた技術活用の方方向性
- ・減災実現に向けた克服課題

4.: 結論

- ・減災上重要な構造物と堤内地の応答、氾濫流制御減災実現のための論点
 - ・「応答特性」という視点からの分析の有効性
 - ・本論文研究の意義と展望

図 3.2.1.1.1 論文における本節の位置づけ

3.2.1.2 本論文が考える減災

2.及び3.1を踏まえて本論文が提案する減災は表3.2.1.2.1及び表3.2.1.2.2に示すものである。表3.2.1.2.1は、洪水氾濫への対応の変遷や今後の治水のあり方の提案との比較から見たコンセプト、思想的な違いを整理したものである。

江戸時代以前は、堤防の配置や堤防高・断面に差をつけることで、人為的に氾濫区域を制御・限定し、下流や対岸を守る「氾濫域固定」の方法がとられてきた。この方法は、氾濫を強いた地域に痛みを固定化・強化することとなり、上下流や左右岸、地先間の利害対立という副作用を産んだ。

明治以降の近代河川技術を手に入れた後は、河道の流下能力の増加、ダムや遊水地による洪水調節、放水路・分水路による分流により洪水ピーク流量を減少させることで氾濫の頻度・治水安全度を向上させてきた。その際、水系一貫のバランスを考慮した流量配分計画と改修計画を作成することで、江戸時代の氾濫による「痛み」の固定化・強化を解消した。

しかし、河川改修の完成に時間がかかること、整備水準を超える洪水が発生すると破堤氾濫被害が出るため、超過洪水への対応の必要性がクローズアップされてきた。これを受けて、情報通信技術の進歩を受けて、洪水予報、雨量・水位情報の提供、ハザードマップによるリスク周知、洪水時の避難指示等避難対策が進展している。

表には、今後の治水・洪水対策の方向を示すものとして、国土交通省の社会資本整備審議会（2020）¹⁾、清治（2011）²⁾が提案する包括的治水対策（沖積地連続堤防河川）、本論文の減災提案の3つを掲載している。3つとも洪水流出対策の強化、氾濫対策が必要としている点は共通している。今後の方向に氾濫対策が必要なことは明らかである。3つの提案の比較は、3.2.1.3で行う。

表3.2.1.2.2は、減災対策の種類から見た本論文の減災の提案である。本論文が考える減災の特徴の1つは、氾濫原住民の自衛目線から組み立てる点である。堤防の天端高を変化させる・堤防裏法を背後地も含めて盛土活用して天端幅にメリハリをつける・強化対策に強弱をつけることで縦断方向の破堤可能性にメリハリをつける、ヒューズ区間を設ける。限定したヒューズ区間や越流区間を前提に氾濫流を制御・誘導する二線堤を積極的に設け、宅地や建物に氾濫流対策を施す土地利用の規制・誘導を連動させる。合わせて、氾濫流の影響度合いに応じて避難の必要性・緊急性レベルにメリハリをつけて避難指示のタイミング・発令対象地域を階層化し、避難支援の効率化・実効性向上を図ろうとするものである。

余裕高の範囲内で天端高を縦断方向に変えること越流区間を誘導・限定し、越流強化対策区間を限定して対策期間・費用を削減することで効果発現も早める。機械力が向上している現在なら、洪水の来襲が予測されてから緊急水防工法として天端高を暫定的に上げることも考えられる。

計画高水位を超える施設能力超過洪水に対しては、河川管理者ではなく自衛をつかさどる水防活動実施者・水防管理者が主体となって対策を実施し、河川管理者、上位水防者あるいは危機管理上位部局として国や県が支援することを提案している。

破堤可能性が高い区間を絞り込むためには、現状における堤防天端高や地盤土層構造等の客観情報を集めて技術的に破堤しやすい区間を予測する方法が考えられる。2.2.2から明らかかなように破堤はその3/4以上が越流を伴うものなので、越流の有無でメリハリをつける方が制御しやすい。自衛の立場からはむしろ堤防天端高を低くする区間を意図的に設けて越流対策を施すことで、越流氾濫が始まる場所を絞り込み、優先的に避難を始める地域を設定し、そこに避難支援の資源を集中することを提案する。

表 3.2.1.2.1(1) 氾濫対策の変遷と本論文が提案する今後の方向

時代	氾濫(痛み)への対処対応	副作用・課題と克服方法
江戸時代近代技術以前 氾濫域固定	堤防配置による氾濫(痛み)制御と自由競争新田開発 ・御囲堤:左右岸で堤防高に差 論所堤:上流に堤防で狭窄部をつくり氾濫遊水 ・自助基本・事後対応の公儀普請で支援	・上下流・左右岸の利害対立 ・自衛競争放置で氾濫域内団結阻害 ・公儀普請(自立再建支援・安全度向上)
明治近代技術以降 治水安全度向上	治水・利水安全度向上による利益分配 ・放水路、連続堤、河道掘削、排水機場整備、ダム・計画遊水地により安全度向上 ・治水バランスを考えた改修計画(将来の安全を提示)に沿って治水対策。 ・ハザードマップでリスク周知。雨量・水位情報・洪水予報で避難を支援。	・被害者自立再建支援策・施設能力超過洪水への対応の遅れ(結果的に水害訴訟による被害者救済と対決) ・改良復旧・激特事業等による再度災害防止・軽減
今後 (国交省社政審水災害小委員会流域治水 ¹⁾)	上記+協力による貯留・流出抑制・遊水区域、土地利用規制・誘導、粘り強い堤防 ・流出抑制対策(流域貯留浸透施設・遊水区域・事前放流による利水容量活用) ・土地利用(現行土地利用前提に二線堤等で遊水区域氾濫区域限定、都市計画と連動した土地・建物規制、保険・金融商品で土地利用誘導・自立再建支援) ・流域対策と事前放流で流量減・関係者協力(協議会)、越流対策(河川管理者)	・遊水区域・氾濫区域と受益地の利害対立内包 ・減災効果発現に時間要する可能性 ・流域治水協議会で調整 ・保険・金融商品で自立再建支援 トップダウンリスク・ガバナンス 関係者は「協力」
今後 (清治 ²⁾ 提案 包括的治水対策 沖積地連続堤防 河川)	超過洪水対応含めた治水対策(氾濫流量調整弁の設置、氾濫域の土地利用整序) ・流出抑制(森林保全、流域保水機能保全、ダム機能増強) ・堤防強化、遊水地機能増強、限定氾濫域設定と連動する超過洪水越流堤 ・限定氾濫域(輪中堤・盛土集団移転による資産保全、建物規制、浸水被害補償) 治水事業に超過洪水対策を取り込む。超過洪水越流堤+限定氾濫区域で遊水。	・大都市は絶対に破堤させないが底流。利害対立の種を内包 ・減災効果発現に時間要する可能性 ・限定氾濫域の成否は地域の合意形成。都市計画・地域計画の中に位置づけ地域活性化プロジェクトとすることに活路。 ・限定氾濫域の宅地は盛土移転や輪中堤設置で対応 トップダウンリスク・ガバナンス 地域活性化プロジェクトで協働
今後 (本論文提案自衛水防減災)	自衛氾濫流制御(堤防・土地利用のメリハリ)・地域自衛を河川管理者が支援 氾濫による利害対立克服と運命共同体化 ◇整備・計画超過では、どこでも氾濫発生しうる(特定地域に痛みを限定せず健全な地域間競争で対応。氾濫被害に備えて「希望」が持てる復興の事前検討。) ◇各氾濫ブロックで自衛水防(意図した越流・ヒューズ区間と連動した氾濫流制御・土地利用・避難支援効率化。全区間で越流強化。自ブロックが受益を得るために上流・対岸ブロックの氾濫制御越流強化に支援。) ◇利害対立克服と運命共同体化(結果受益地が氾濫地の再建を支援。一体化目指す地域計画) 治水安全度向上(治水事業)と超過洪水氾濫対策(自衛水防)のダブルエンジン	・足の引っ張り合い自衛競争の可能性 ・資産集中ブロックの被害大きすぎて再建支援策破綻の可能性 ・自衛対策減災失敗のリスク ・自衛策実施当事者によるリスクテイク氾濫流制御対策 ・良質な第3者が調停(氾濫痛みと結果受益の見える化・相互支援)、運命共同体化(事前復興でプラスサムゲームに転換) ・本質的課題と改善事項・教訓事項を検討して共有する仕組み(事後責任追及の範囲制限) トップダウンにボトムアップやミドル・アップダウンを重ねるリスク・ガバナンス

表 3.2.1.2.2 本論文で考える減災対策

対策種類	既にとられている防災・減災施策・追加が必要と考えられる減災施策		
① 氾濫頻度の軽減	河川改修事業(堤防嵩上げ・拡幅・質的強化、河道平面形修正、河道掘削、放水路)、堤防の弱点把握と強化(設計水位以下)、洪水調節(ダム・遊水地)施設、排水機場整備		
② 氾濫量の軽減	高規格堤防、樹林帯・側帯、低水路掘削(天井川解消)、高水敷整備、危機管理ハード、越流強化対策、破堤口締切、排水ポンプ車派遣、排水機場耐水化、堤防開削排水、ダム操作弾力運用(事前放流と利水容量への貯留)、ダム危機管理操作運用(緊急事態宣言下で洪水調節開始流量変更・設計水位までの活用)		
③ 氾濫流の制御	破堤箇所別氾濫シミュレーション活用、浸水被害軽減地区指定(旧堤・輪中堤等既存線状盛土、自然堤防の保全)、低水路掘削(天井川解消)、新規二線堤整備、堤防の弱点把握と強化(超過外力)、意図した氾濫流制御事前水防(意図したヒューズ区間・越流区間設定、意図したヒューズ区間を反映した二線堤等整備・保全)、堤防裏の盛土・高台化(掘込河道化・避難高台整備・ヒューズ区間限定)、既設不適格橋梁の流木止め活用	<p><超過洪水対応> ○緊急事態宣言による設計・計画内管理と減災危機管理の分離 ○アフター・アクション・レビュー(減災対策の本質的改善と情報共有) ○超過洪水対応の事後責任追及(刑事責任・国賠法)の範囲制限</p>	
⑤ 土地利用・建築の規制・誘導	電気設備の耐水対策義務化、宅地開発における盛土義務化、耐水建築義務化、意図した氾濫流制御事前水防(意図したヒューズ区間・二線堤等を反映した土地利用メリハリ(土地利用規制・宅地構造<水屋・水塚・舟形屋敷・屋敷林・輪中堤>・耐水建築構造<鉄筋コンクリート・ピロティ>・居住階の規制・誘導等))		
④ 避難支援	ハザードマップの作成・配布、雨量・水位・洪水予報情報提供、避難計画作成・訓練、避難指示、マイタイムライン、緊急事態宣言、ゼロアワー・タイムラインによる事前避難、避難施設・高台整備、礫層水圧センサー連動アラート、洗掘センサー連動の自動通行止め、意図したヒューズ区間・二線堤等・土地利用メリハリを反映した避難優先レベル(避難メリハリ)設定		
⑦ インフラ機能早期回復	計画運休、車両・重要設備の避難、事前通行止め、災害復旧、TEC-FORCE 派遣、既存不適格施設の指導強化(悪影響)		
⑧-1 復旧	及ぼさない意図的流失対策と事前復旧設計義務化による早期機能回復)		
⑥ 救助、消毒・疫病予防			
⑧-2 自力再建支援	漂流物・災害ゴミ処理、復旧ボランティア、被災者再建支援制度、再建融資、臨時救済事業、水害保険加入・貯蓄		
⑧-2 自力再建支援・水害瑕疵法制度の再構築	資産集中河川の国賠法・自立再建支援運用整理(支払額縮小・適用除外)、整備途上河川における保証水準明示		
⑧-3 運命共同体化促進	排水機場運転停止ルール、大規模水害減災協議会、再建地斡旋・提供、氾濫痛みと結果受益の見える化・情報・意識共有、氾濫痛みブロック被害者自力再建支援への受益ブロックの見舞金(自力再建支援の運命共同体内嵩上げ)、意図した氾濫流制御事前水防への下流・対岸受益ブロックの自主的資金提供、橋梁整備による左右岸まちづくり一体化		
⑧-4 復興	(希望が持てる)復興案の事前検討		

氾濫流を制御する減災を追求するためには、破堤箇所を絞り込む評価技術の進歩と天端高・断面形・構造等を制御することで越流区間・破堤箇所を絞り込む手法実装に向けた政策の両方が必要となり、堤防を中心とする河川構造物の技術と政策が重要である。被害発生を前提とする減災においては、図 1.2 の全体像を理解することが必要である。構造物の破壊現象（破壊のきっかけだけでなく破壊の開始から終了までの全体プロセス）は、構造物の損傷発生→氾濫被害の発生・拡大部分を規定する重要なパーツである。

表 3.2.1.2.2 に、現在でも取られている防災減災対策、本論文で考察した結果新たに必要と考えられる減災対策を①～⑧に分類して挙げる。

①は氾濫の発生頻度を軽減するものであり、河川法に基づいて実施している河川整備事業そのものである。河道の流下能力を向上させる河道の掘削・法線修正や堤防整備等の河川改修事業、堤防の弱点把握と強化（設計水位以下）、洪水調節機能を有するダムや遊水地・調節池の整備、排水機場の整備等がそれにあたる。

②は氾濫量を軽減する施策であり、既存の河川整備事業においては、高規格堤防の整備がそれにあたる。鬼怒川の破堤氾濫を受けて始められた天端の舗装と裏法尻の補強を行う危機管理ハード対策³⁾もここに位置づけることができる。氾濫流量の軽減という観点からは、破堤口に存在する樹林帯⁴⁾も流水抵抗によって氾濫流量を減らすことができるのでここに位置づけることができる。側帯は第 1 種から第 3 種まであり⁴⁾、第 1 種側帯は旧川跡のような基礎地盤条件が悪い場所での堤防強化として断面拡大するものであり、浸透破堤の可能性を減らしているので①、②に位置づけることができるだろう。水防活動のための土取り場としての機能を持つ第 2 種側帯や桜堤等の環境機能・親水機能の増強を目的とする第 3 種側帯は、天端高が堤防天端高と同じであれば、天端幅が広い分越流量が減る副次的効果がある。また、2.5.2 越流による堤防裏法尻の洗掘で示したように、既存堤防との取付け部となる隅角部に越流水が集中することで側帯区間の破堤の可能性が相対的に減り、適切に補強すれば一連区間としての破堤の可能性を減らすことができるので②に位置づける。また、側帯天端高が低い場合でも、断面の拡大という形で法尻補強になるので定性的にはない場合よりも破堤の可能性を減らすと考え、②に位置づけることにする。

3.1.1.6 で述べたカスリーン台風の破堤氾濫では、河床高が堤内地地盤高よりも高い天井川だったことで堤内地への河川水流入が止まらず、氾濫が長引いた。一方で、2.2.1 で紹介した札内川では、堤防が側岸侵食により破堤したもののこれまでの河道掘削のストック効果により破堤時の水位が堤内地地盤高より低かったため堤内地災害は限定的だった。この両者の比較からも低水路掘削により天井川を解消することが氾濫流量を減らすことに貢献するので、河道掘削（天井川解消）をここに位置づける。破堤口の締切りが早くできれば氾濫量を減らすことにつながるので②に位置づける。アーマ・レビーやフロンティア堤防等の越流強化工法は破堤を遅らせる・破堤の可能性を減らすので②に位置づけられる。排水ポンプ車派遣、排水機場耐水化も排水を早める効果があるので、ここに位置づける。カスリーン台風での桜堤上流での排水のための堤防開削⁵⁾も②に位置づけられる。

最近本格化してきた利水ダムや多目的ダムの利水容量について、事前放流することで、洪水調節に活用するダム弾力運用も②に位置づけることとする。今後、超過洪水対策として可能性があるものとして、ダムの危機管理運用（緊急的運用変更）を挙げておく。早明浦ダム⁷⁾や日吉ダム⁸⁾で行われた緊急的なダム放流運用変更である。ただし、緊急的な運用変更は管理瑕疵の整理なしには実現が困難であることを指摘しておく。考えられるのは、施設能力を上回る可能性がある大規模な降雨が予測された時に、緊急事態宣言を行った上で、通常の操作規則による運用ではなく危機管理としての緊急的な運用に移行するというものである。緊急的な運用は、ダム管理所長ではなく地方整備局長や水管理国土保全局長、

水機構理事長等のトップの判断と責任で行うことが想定される。これらの危機管理対応は管理瑕疵・刑事責任追求が及ぶ範囲を制限する法的整理が前提となり、危機管理対応の改善を促すアフター・アクション・レビュー⁹⁾の充実とセットでなされることが必要と考えられる。

③の氾濫流制御は、本論文の提案の1番の特徴として既に述べた。これを効果的に実施するには、破堤箇所別の動的な氾濫シミュレーションを活用する必要がある。破堤箇所別シミュレーションの活用をここに位置づける。カスリーン台風の氾濫流流下における旧堤・支川堤防・自然堤防が果たした二線堤の役割⁹⁾のように、既に存在する地物が氾濫流を制御する役割を持つ場合もある。水防法15条の6～15条の8に位置づけられた浸水被害軽減区域制度は、既存の二線堤効果を持つ地物を保全するための施策である。

天井川の解消は、氾濫流制御の1つでもあるので再掲する。堤防の弱点把握と強化（超過外力）は超過洪水対応のためには新たに組み込む必要がある。①で挙げた堤防の弱点把握と強化（計画高水位以下）は、改修計画の水位波形と外水位上昇前の堤体内浸潤面形成・外水位上昇時の降雨浸透に必要な代表的降雨波形を外力として与えて照査している¹⁰⁾。2.で述べたとおり、堤防の応答は設計超過外力で応答の急変・破壊の急進行が起こるので、超過外力に対して堤防の弱点を評価し、強化や自衛水防としての縦断的な堤防メリハリ設定に生かしていくことが重要である。

また、3.1.2.3.4の最後で触れたように、設計外力内で実施している照査でも、現地で洪水後に見られる変状を評価できていない場合も少なくない。各地先の堤防に浸透破壊の心配がないかどうかは、地元にとって、自衛する水防活動実施者にとって非常に重要な情報である。水防法9条には、水防管理者、水防団長は「河川を巡視し、水防上危険であると認められる箇所があるときは、直ちに当該河川管理者に連絡して必要な措置を求めなければならない」という条項がある。2.4.2で礫層等の基礎地盤透水層が洪水時に被圧しているかどうかは本質的に重要な監視項目であり、水圧センサー設置して洪水時に測定し確認することが重要である旨を指摘している。今後の新しい水防のあり方として、水防の巡視は、従来から実施している洪水時目視観察に加えて、礫層等基礎地盤透水層の水圧計の計測データを洪水中にモニターで確認する、洪水後にデータ回収する等して確認し、超過外力に対する照査を行う等して、地先堤防の安全を確認するとともに必要な地先堤防について河川管理者に強化措置を求めていくことが重要である。

現行法制度上は河川管理者には計画高水位を上回る外力に対する責任の全てを求めることはできないと解される。また、3.1.2.1.4で紹介しているとおり、河川管理者「の管理する河川は多数に上り、その堤防の基礎地盤の面積は広大である。そのようなこと（すべてについて、あらかじめ安全性の有無を調査し、所要の対策を採るなどの措置を講じなければならないとすること）は、財政面からも技術面からも実際上不可能を強いるものであることは、みやすいところである」という制約を抱えている河川管理者に基礎地盤の弱点把握の全てを委ねることは自衛上も自らリスクを抱えることとなる。最高裁判決からは、河川管理者には「その基礎地盤については、過去における災害時の異常現象等によって欠陥のあることが明らかとなっているなど特段の事情のある」場合には、対策をとる義務があると解されるので、水防従事者が礫層等の基礎地盤透水層の水圧観測を行い、中小洪水でも被圧するデータを示して基礎地盤に「欠陥がある」・「水防上危険であると認められる箇所がある」旨を河川管理者に指摘し、「必要な措置を求める」ことが重要である。

堤防の弱点把握や強化必要性の判断を河川管理者に全面的に依存するのではなく、自衛する水防従事者も堤防評価技術を身につけ、河川管理者とこのような補完関係を築くことが、河川管理者の技術力向上を促進する切磋琢磨につながると考える。

本論文内で再三提案している事前水防工法（事前の水防工法として、余裕高の範囲内で堤防天端高を切り下げて越流強化対策を施す区間を設ける）も③氾濫流制御と位置付ける。なお、先述したとおり、洪水来襲前に機械力を使って緊急的に盛土嵩上げを行う水防工法もここに位置づけることができる。

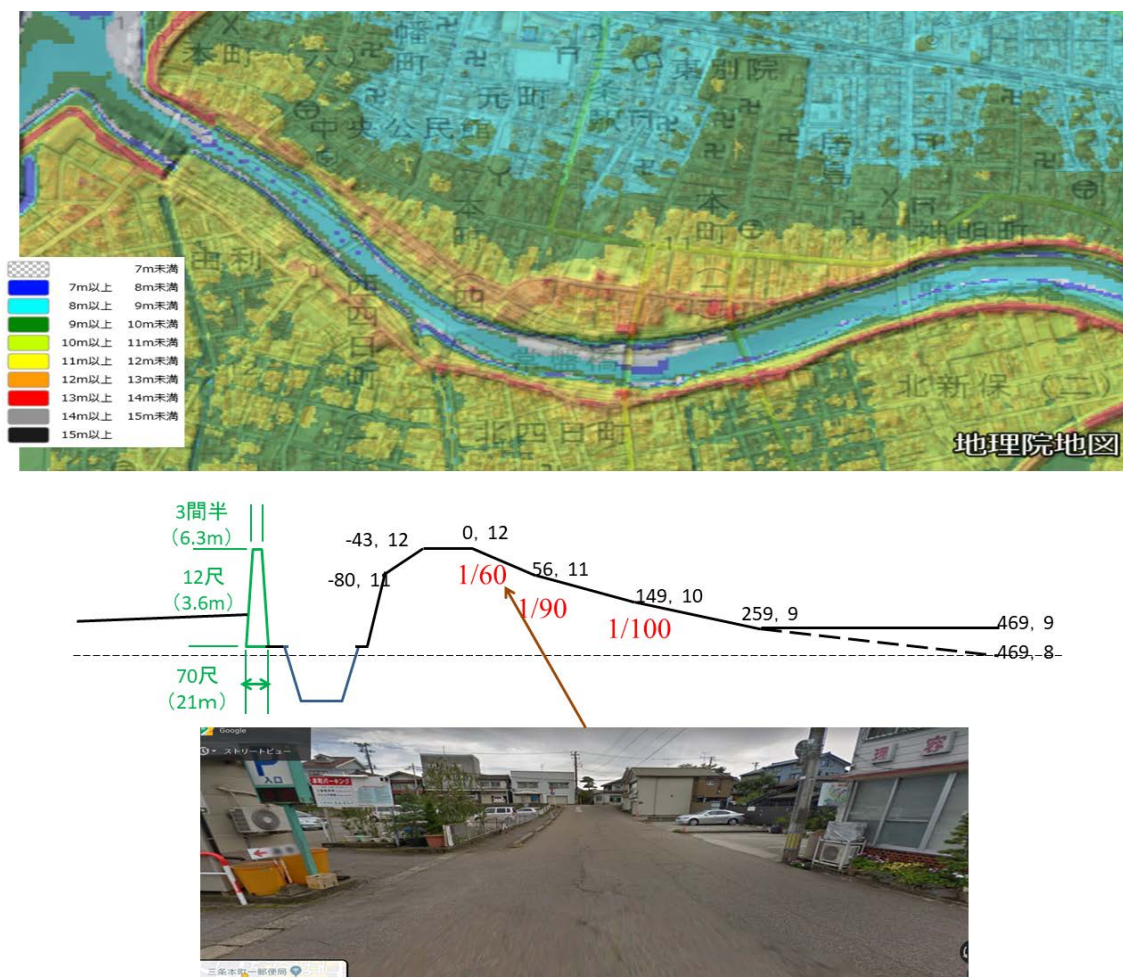


図 3.2.1.2.1 五十嵐川自然堤防と人為盛土堤防
上：色別標高図 1) 下：断面図

本論文の 1 番の特徴として説明した氾濫流制御でも触れているが、堤防裏法とその背後地盤の盛土活用、二線堤整備についてもう少し、説明を加える。高規格堤防整備区間以外でも、堤防の裏法と背後地に堤防高と同じ高さの盛土を誘導し、宅地等として利用することも破堤区間を絞り込むという意味で③氾濫流制御に位置づけられる。堤防の裏法及び背後地への盛土高台化は、築堤区間の掘り込み河道化ともいえ、裏法除草等の河川管理の維持労力軽減にもつながる。さらに高台は氾濫が起こった際の避難場所としても機能できる。信濃川支川五十嵐川下流の右岸は自然堤防上に町が形成されている。自然堤防の概形と人為的に作った左岸堤防の形状比較を図 3.2.1.2.1 に示す。図から自然堤防は人為堤防に比較して断面が広くて大きいこと、堤防の裏のり面が連続的に土地利用できて、除草管理が不要になることがわかる。今後、河道の管理で維持掘削土砂が発生することを考えると、堤防背後の帯状盛土として活用していくことは減災や利用地のストック蓄積につながる。

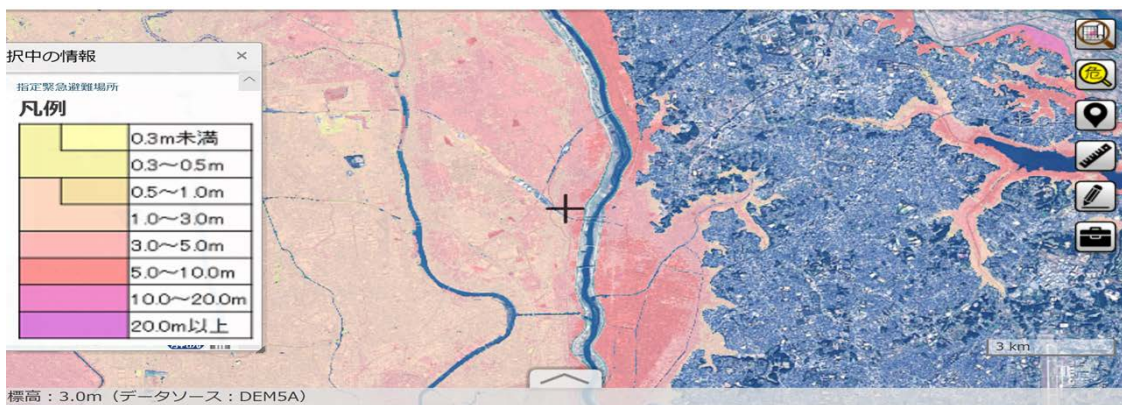
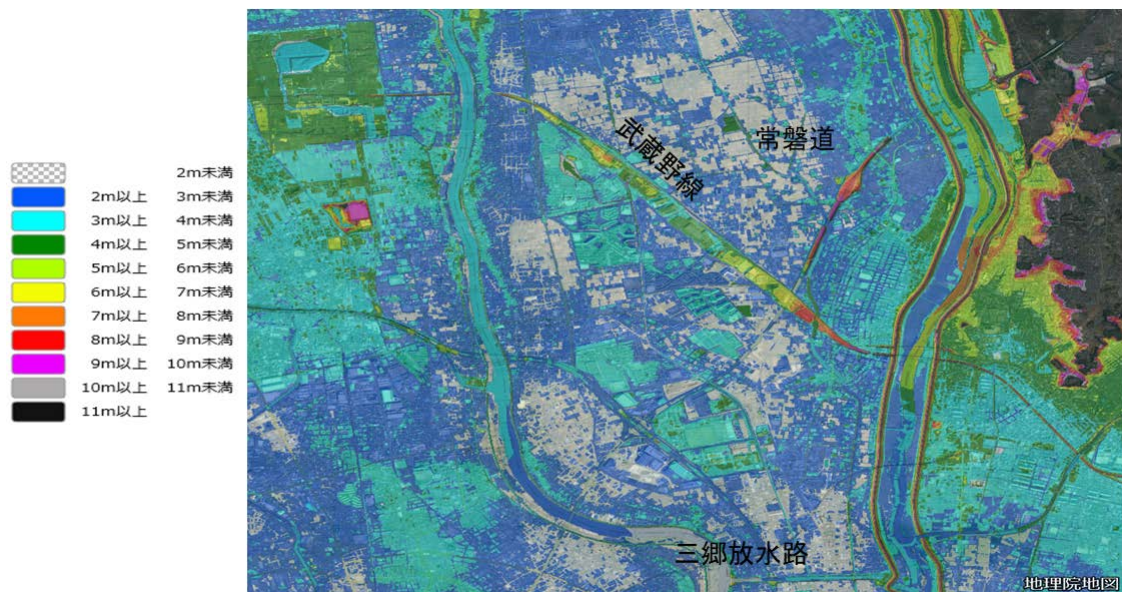


図 3.2.1.2.2 上：武蔵野線沿線带状盛土・常磐道線状盛土（三郷市）¹¹⁾
下：三郷の L2 洪水浸水想定区域図¹²⁾

新規二線堤整備にあたる例として三郷市の色別標高図と最大規模の洪水浸水想定図を図 3.2.1.2.2 に示す。図 3.2.1.2.2 からは、武蔵野線の三郷－吉川間の旧操車場跡において再開発事業で帯状・線状の盛土高台が整備されたことで、カスリーン台風のような氾濫流が流下しても、ここで制御できる可能性が高まっていることが理解できる。

3.1.1.3 では、橋梁の流木閉塞について、マイナス面を中心に述べたが、シミュレーション技術の進歩や、宅地の構造や配置との組み合わせ次第では、既設の既存不適格橋梁を流木止めとして、流木や氾濫流を制御する手段として活用できる可能性があると考え、ここに位置づける。

氾濫流制御とは異なるが、レジリエンシーという意味での低平地における盛土が重要なことは、3.1.1.6 の伊勢湾台風の事例紹介で述べた。その教訓がよく生きている事例として以下に、東京湾の埋立地、旧葛西海岸堤防沖の埋立てについて紹介する。旧葛西海岸堤防沖側の埋立地によって高台が形成されている江戸川区沿岸部の色別標高図等を図 3.2.1.2.3 に示す。図 3.2.1.2.3 からは、伊勢湾台風の高潮災害における教訓¹³⁾を反映して埋立地標高を高くしていることで、高潮浸水があったとしても工場等の早期復旧が期待できること、

背後の低地域の避難地にもなり得る可能性があることがわかる。旧海岸堤防も歩車分離帯としてうまく活用されていることがわかる。

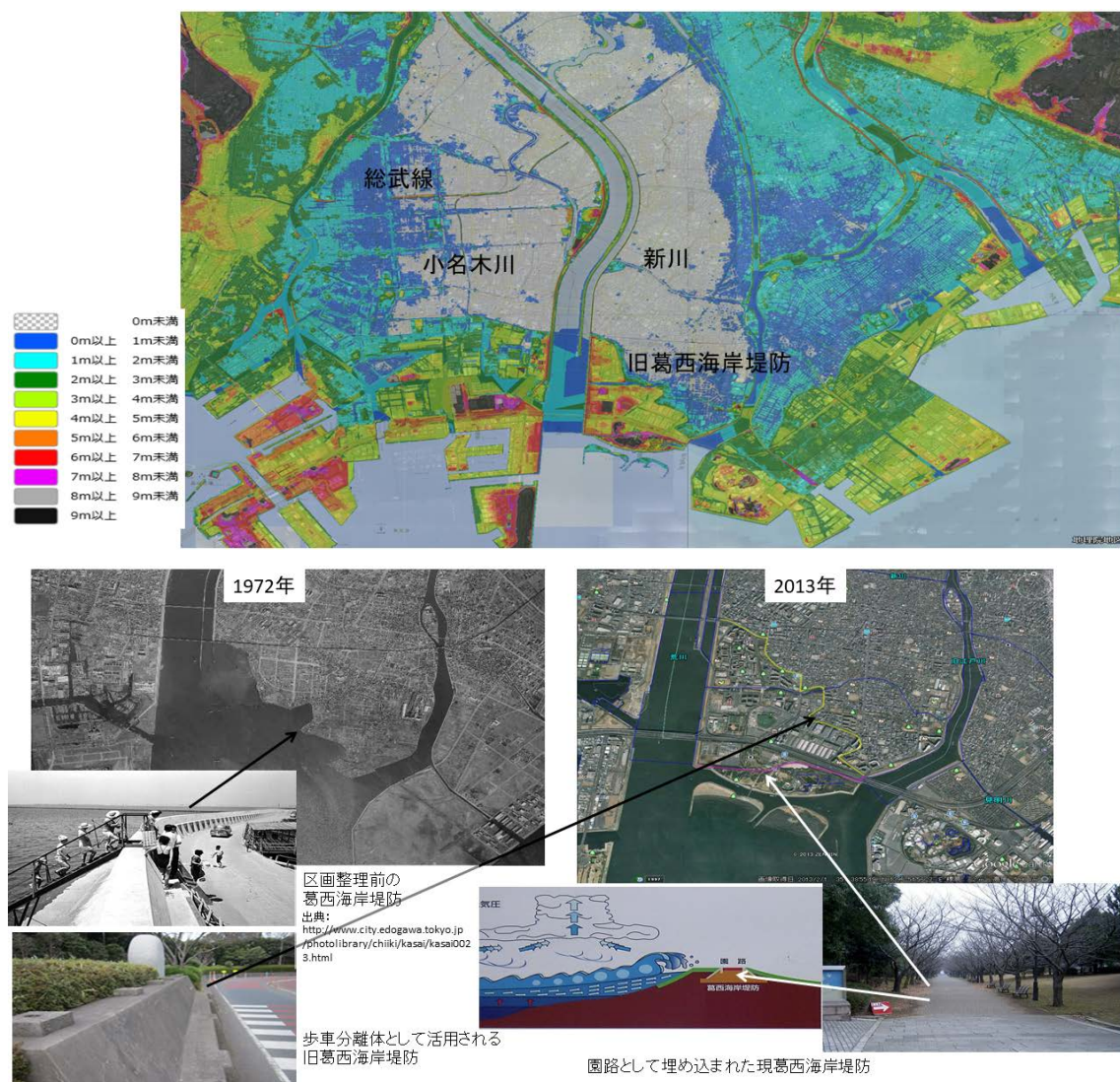


図 3.2.1.2.3 上：東京湾沿岸埋立地高台 下：江戸川区旧葛西海岸堤防沖埋立地¹⁴⁾

④の避難支援施策は、ハザードマップの作成・配布、雨量・水位・洪水予報情報提供、避難計画作成・訓練、避難指示、マイタイムライン等現状でもかなり充実している。今後は、図 3.2.1.2.3 の埋立地背後の埋立地のような、低地浸水域での避難場所や再建種地となる高台の整備、大型台風接近時の緊急事態宣言と強風域突入や堤防の安全を保證できる水位到達をゼロ・アワーとするタイムライン作成と事前避難への活用が期待される。また、3.1.1.5 で紹介したハリケーン・サンディでのゼロ・アワーと連動した緊急事態宣言の導入は住民の事前避難の促進には有効と考えられる。ゼロメートル地帯ではない土地に來襲する高潮に対し、サンディではハリケーンの規模・レベル別の浸水想定区域が避難指示において有効に働いた。氾濫流制御の避難対策への積極的な活用は、避難レベルを階層化することを念頭においているので、台地地形の外力レベル別ハザードマップの洪水氾濫への応用と位置づけることができる。意図したヒューズ区間・二線堤等・土地利用メリハリを反

映した避難優先レベル（避難メリハリ）設定と組み合わせた避難優先地域の絞り込み等の導入が期待される。これについても、必要以上の瑕疵や刑事責任追求が施策遂行の妨げとならないような、法的整理が必要と考えられる。2.4.2 のような礫層等基礎地盤高透水層の被圧が浸透破堤の原因となる可能性がある場所については、礫層水圧センサー連動アラートは避難支援のツールとなることが期待される。2.3.2.4 で紹介した道路兼用護岸の基礎からの吸い出し破壊については、洗掘センサー連動の自動通行止め装置が人身事故防止に寄与すると期待される。

⑤の土地利用・建築の規制・誘導は、2019年の台風19号後も話題になっている。武蔵小杉のタワーマンションで問題となった電気設備浸水対策、洪水浸水想定区域図を生かした宅地開発時の盛土義務化、建築物の耐水化構造規制（鉄筋コンクリート構造・ピロティ）、居住階制限等の普及が期待される。本論文が提案する氾濫流制御と連動した土地利用規制がより積極的な広義の水防と考えられる。意図したヒューズ区間・二線堤等を反映した土地利用メリハリとして、予想される氾濫流の特性に合わせた宅地構造<水屋・水塚・舟形屋敷・屋敷林・輪中堤>・耐水建築構造<鉄筋コンクリート・ピロティ>の規制・誘導、居住階の規制・誘導等である。舟形屋敷は、拡散型氾濫の扇状地では流れは強いが水深が小さいので効果的だが、水深も流速も大きくなる山地河川洪水氾濫では盛土で浸水しないようにしないと厳しいと推察される。

⑥の救助、消毒・疾病予防は日本では既に充実している。④の支援が効率的になれば救助への負担も減るであろう。

⑦のインフラ機能早期回復については、日本は充実すべき余地が多い。2019年台風19号の千曲川破堤氾濫では、北陸新幹線の車両が水没し大きな経済被害を受けるとともにダイヤへの影響も長引いた。ニューヨーク地下鉄¹⁵⁾のような重要施設や車両の水没地域からの避難は重要である。計画運休はうまく運用されつつあり、既に車両避難に取り組んでいる車両基地もあるそうなので、洪水浸水想定区域図の活用が交通インフラ企業で十分でなかったという点が教訓である。緊急事態宣言による後押しも重要である。

災害復旧制度やその支援機能も有する TEC-Force は既に実装されている。河川内の桁下高が低い・径間幅が狭い古い橋梁等いわゆる既存不適格工作物の事前復興検討も必要である。更新資金がないことで思考停止に陥るのではなく、施設能力超過洪水時に悪影響を及ぼす恐れがあるかどうか検討し、必要があれば整備水準超過時に悪影響を及ぼすことなく倒壊・流失するよう細工し、復旧予定橋梁の設計を事前に終えておくことが早期の機能回復と抜本的問題の処理につながる。このような取り組みを後押しする占用許可の指導強化と評価・対策検討・設計を支援する措置が必要と考えられる。

⑧は、⑧-1 復旧、⑧-2 自力再建支援・水害瑕疵法制度の再構築、⑧-3 運命共同体化促進、⑧-4 復興に分けられる。⑧-1 復旧は⑦インフラ機能早期回復で既に述べた。⑧-2 については、公助として漂流物・災害ゴミ処理、被災者再建支援制度、再建融資、臨時救済事業が既に実施されている、過去にされていた。共助としての復旧ボランティア、自助として水害保険加入・貯蓄がある。3.1.2.1 で述べた災害頻発による貧困スパイラルは、治水事業が一定程度進んできた日本では問題になっていない。農地を遊水区域に設定し、氾濫頻度が高すぎると貧困スパイラルにつながる可能性があり、補償の可否を検討する必要があるかもしれない。

⑧-2 としては、2つの問題提起を加えている。1つは、3.1.2.2 で述べたように、資産集中河川で氾濫が起きた場合には被害が莫大となるので、被災者再建支援制度における支援金にしても、国賠法における損害賠償にしても対応可能なのかという問題である。制度的に成り立たないのであれば、賠償総額の上限、支援金の縮小等特例を定める整理が、法的

な整理も含めて検討する必要があると考えられる。

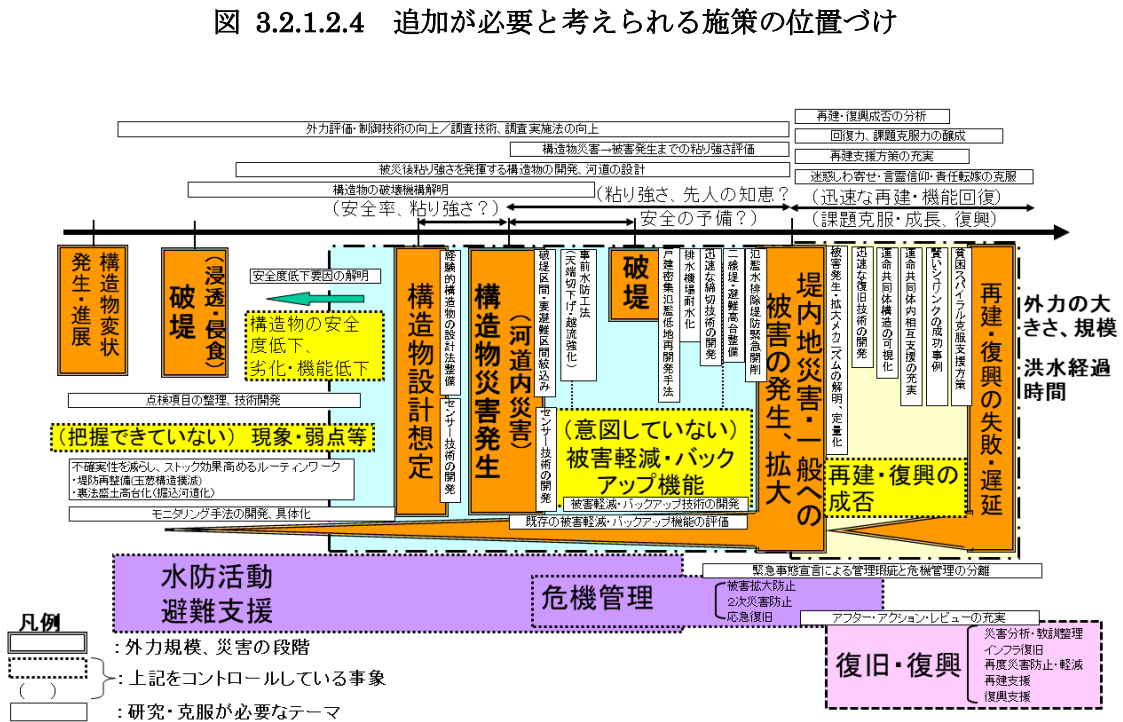
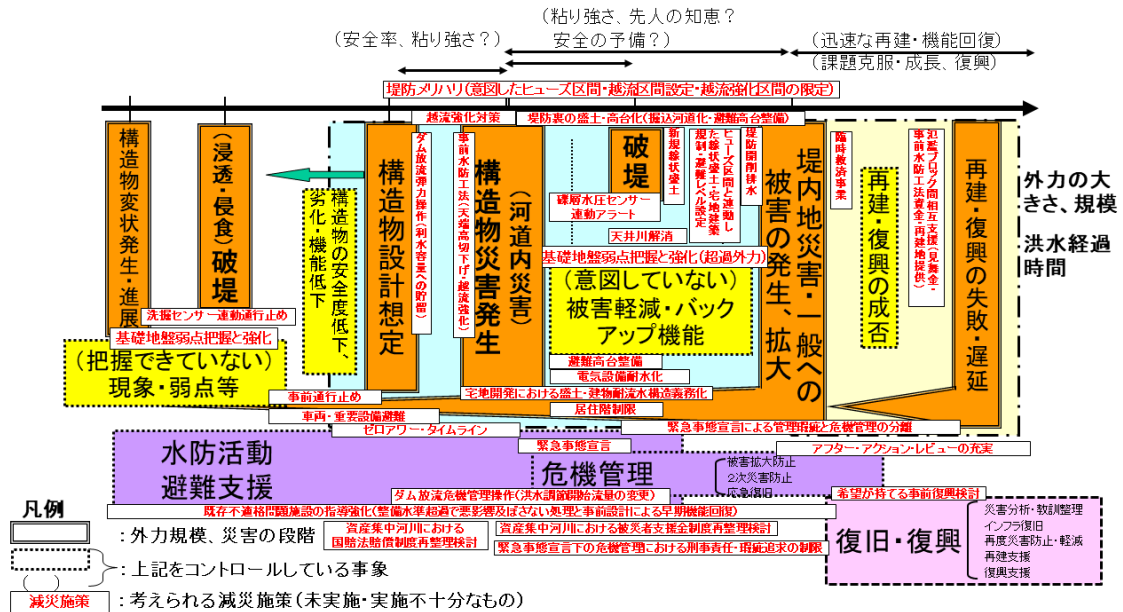
2つめは、整備途上段階の河川における安全保証の水準、危機管理段階移行の水準が示せないかという点である。訴訟だけを考えれば、最高裁判例から瑕疵が認定される範囲はある程度予想はつくので大きな問題ではない。しかし、事後に激甚災害に指定する現行の対応から、先手を取る事前準備や予防も重視する危機管理に進化させようと思う場合、リードタイムを持って減災準備をすることが大事で、氾濫する可能性がある住民にリスクを伝える意味でも、緊急事態宣言を台風来襲前・洪水来襲前に行うことが1つの手段と考えられる。その際には、保証水準を目安にすることが考えられる。堤防の設計水位である計画高水位到達予測を目安とする、暫定高堤防でスライドダウン計画高水位到達予測を目安とする、堤防天端高到達予測を目安にする、上流に洪水調節容量を持つダムがある場合に洪水調節容量満杯の予想を目安にする等が考えられる。予測技術の進展にも左右されるので、今すぐに必要というものではないが、念頭に置いておくべき事項と考える。

⑧-3 運命共同体化促進では、既になされている取り組みとして、排水機場運転停止ルール、大規模水害減災協議会がある。これに加えて、再建地斡旋・提供、氾濫痛みと結果受益の見える化・情報・意識共有、氾濫痛みブロック被害者自力再建支援への受益ブロックの見舞金（自力再建支援の運命共同体内嵩上げ）、意図した氾濫流制御事前水防への下流・対岸受益ブロックの自主的資金提供を提案している。本論文の減災提案では、破堤氾濫は、現状の治水事業計画で前提としている上下流・左右岸バランスに関係なく、設計水位を超える・越流する条件を満たせばどこでも破堤氾濫が起ころうと考える。破堤等氾濫被害が出た後の被害地域の再建に対して、激甚災害で受けられる被災者再建支援制度等公的支援に、結果受益を受けたその他ブロックが嵩上げとして支援するものである。ブロック間の財政力、被害にも大きな差があることが通常であるので、特に資産が小さなブロックから資産が大きいブロックへの支援においては、金額ではなく、できること（例えば、再建地の提供、食糧の支援・優先提供、応援職員の派遣等）を嵩上げして支援することが重要と考えられる。この相互支援に先立ち、氾濫による痛みと結果受益が見える化して、意識共有することが必要である。これは、3.1.2.3 で考察した、痛みの固定化・強化に対しケアやリスクがないことによる利害対立悪化を防ぎ、利害対立の緩和、運命共同体化につなげることに意味がある。橋梁整備による左右岸まちづくり一体化は、3.1.2.3.1 で紹介した五十嵐川の事例を念頭に置いて提案している。

⑧-4 復興では、希望が持てる復興案の事前検討をあげている。氾濫という痛みを被ることを、プラスに転化する機会にするという意図がある。復興検討に先立って、被害想定も必要で有る。事前に被害想定や復興案を検討する過程で、氾濫被害で顕在化した課題に加えて地域が抱えている課題の軽減・解決策を復興計画に加えることで、ジャンプアップした復興の可能性を高めるとが目的である。実際に起きる被害は想定通りとは限らないが、この検討プロセスを経験していることで、本番の復興検討の内容が高まる・期間が速まる等の効果が期待される。運命共同体化に向けて、結果受益ブロックと一体で事前復興検討を行い、広域の役割分担で復興の価値を高めることも期待される。

右の欄には、特に超過洪水対応として、共通に必要なと思われる事項を3点あげている。1点目は、緊急事態宣言による設計・計画内管理と減災危機管理の分離である。構造物の観点から見た場合、2.で見たとおり、設計外力内の現象・応答と設計超過時に起こる現象・応答は全く異なる。現象・対応が異なる事象に対しては、対応も異なるのであり、フェーズが違うことを明確にし、意識共有する手段として、緊急事態宣言を提案している。2点目は、アフター・アクション・レビュー（減災対策の本質的改善と情報共有）である。設計超過状態には、手探り・経験がない中で答えを新たに見出しながら対応することが必要になる。

その中には、成功したこと・成功しない・失敗したことも含まれる。未知の対応をするに際し、これらの知見を改善することを目的に蓄積・共有することが重要であり、その方法として、アフター・アクション・レビューを提案するものである。3点目は、2点目を改善に向けて集中するために、超過洪水対応の事後責任追及（国賠法・刑事責任）の範囲を制限することである。事後責任追及を懸念するあまり、改善に役立つ情報が収集・蓄積されなくなる弊害を最小化するための提案である。



本論文で提案する構造物の洪水に対する応答特性および堤内地の応答特性の見方、図 1.2 で整理した洪水外力の作用開始から堤内地災害、復旧・復興の失敗・遅延による被害拡大に至る過程を踏まえて、追加が必要と考えられる施策の位置づけを整理すると図 3.2.1.2.4 のようになる。研究や克服が必要なテーマを図 1.2 の災害プロセスの見方上に示せば、図 3.2.2.1.5 のようになる。

本論文の減災提案は、「江戸時代の利害対立という副作用をもたらす氾濫制御」→「近代治水技術を用いた氾濫を意識しないプラスサムゲーム」→「技術と積み重ねた知恵・経験を生かした利害対立を克服した氾濫流制御」という治水のパラダイムシフトを目指していると言い換えることができる。

<参考文献>

- 1) 社会資本整備審議会 (2020) : 気候変動を踏まえた水災害対策のあり方について ～あらゆる関係者が流域全体で行う持続可能な「流域治水」への転換～, 令和 2 年 7 月
- 2) 清治真人 (2011) : 氾濫域対策を含めた恒久的治水理念の考察, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.67, No.4, I_637- I_642, 2011
- 3) 国土技術政策総合研究所河川研究室 (2016) : 越水による決壊までの時間を少しでも引き延ばす河川堤防天端・のり尻の構造上の工夫に関する検討, 国総研資料, 第 911 号, 2016.5
- 4) 財団法人国土技術研究センター編 (2000) : 改訂 解説・河川管理施設等構造令, 第 3 章堤防, p103-p164, 社団法人日本河川協会・技報堂出版, 平成 12 年
- 5) 須見徹太郎(2010) : 1947 カスリーン台風 報告書 第 5 章 利根川氾濫流の流下と中川流域, 中央防災会議・災害教訓の継承に関する専門調査会報告書, p.119～p.144, 平成 22 年 1 月
http://www.bousai.go.jp/kyoiku/kyokun/kyoukunnokeishou/rep/1947_kathleen_typhoon/index.html
- 6) 白井勝二(2010) : 1947 カスリーン台風 報告書 第 1 章 カスリーン台風と利根川流域 第 4 節 利根川河道整備と堤防決壊 5 氾濫状況, 中央防災会議・災害教訓の継承に関する専門調査会報告書, p.38～p.49, 平成 22 年 1 月
http://www.bousai.go.jp/kyoiku/kyokun/kyoukunnokeishou/rep/1947_kathleen_typhoon/index.html
- 7) インタビュー「ダムは今」三本木健治さんに聞く ～国土が法令を作り、法令が国土を作る～ —法律職としてのダムとの関わり—, ダム日本 No.884, H30.6
- 8) インタビュー「ダムは今」甲村謙友さんに聞く ～技術者も法律をしっかりと知らないといけない、専門分野に閉じこもってはいけない～, ダム日本 No.889, H30.11
- 9) 運上茂樹 (2013) : 国土交通省・防災関連学会合同調査団 米国ハリケーン・サンディに関する現地調査 報告書 (第二版) — 先進国の大都市を初めて襲ったニューヨーク都市圏大水害からの教訓 — 3-6 「将来の災害対応のための検証」が随時行われていること, p.43-p.46, 平成 25 年 7 月
- 10) 財団法人国土技術センター (2012) : 河川堤防の構造検討の手引き(改訂版) 第 2 章 第 4 章, JICE 資料第 111002 号, 平成 24 年 2 月
- 11) 国土地理院 HP : <https://www.gsi.go.jp/>
- 12) 国土交通省 : ハザードマップポータルサイト, <https://disaportal.gsi.go.jp/>
- 13) 安田孝志(2008) : 中央防災会議・災害教訓の継承に関する専門調査会 1959 伊勢湾台風

報告書 第2章被害の状況, p.7-p.28, 平成20年3月,
http://www.bousai.go.jp/kyoiku/kyokun/kyoukunnokeishou/rep/1959_isewan_typhoon/index.html

- 14) 江戸川区 HP :
https://www.city.edogawa.tokyo.jp/e004/sports/kankomidokoro/photolibrary/chiiki/kasai/cityscape_kasaikaiganteibo.html
- 15) 安田吾郎 (2013) : 国土交通省・防災関連学会合同調査団 米国ハリケーン・サンディに関する現地調査 報告書 (第二版) — 先進国の大都市を初めて襲ったニューヨーク都市圏大水害からの教訓 — 3-7 地下鉄への浸水を前提として直前対応計画が練られていること, p.47-p.52, 平成25年7月

3.2.1.3 既往研究との関係

図 3.2.1.3.1 は、構造物を絡めた減災の議論においてよく用いられる、横軸：外力の大きさ・縦軸：被害の大きさの曲線概念図³⁾上に、本論文 (特に 3.2) と従来施策及び研究との関係を示したものである。「減災の捉え方」から整理する。構造物と減災の既往研究は、粘り強い構造²⁾に代表されるように、設計の延長として位置づけられているため、減災は、設計外力を超過した延長範囲において、外力-被害曲線を下げることができるかを研究対象とする。これに対し、本論文の応答特性に着目した検討は、対象とする外力の大きさを設計外力近傍に焦点を絞ることなく、シームレスにとらえる。粘り強い構造を整備した効果を測定する目的で、感度分析シミュレーションする研究はある³⁾が、本論文で提案する減災は、直接被害の軽減のみを評価対象とするのではなく、減災が失敗し被害が発生することも想定した上で復興の成功をゴールに据えることから、概念的にはより広い。

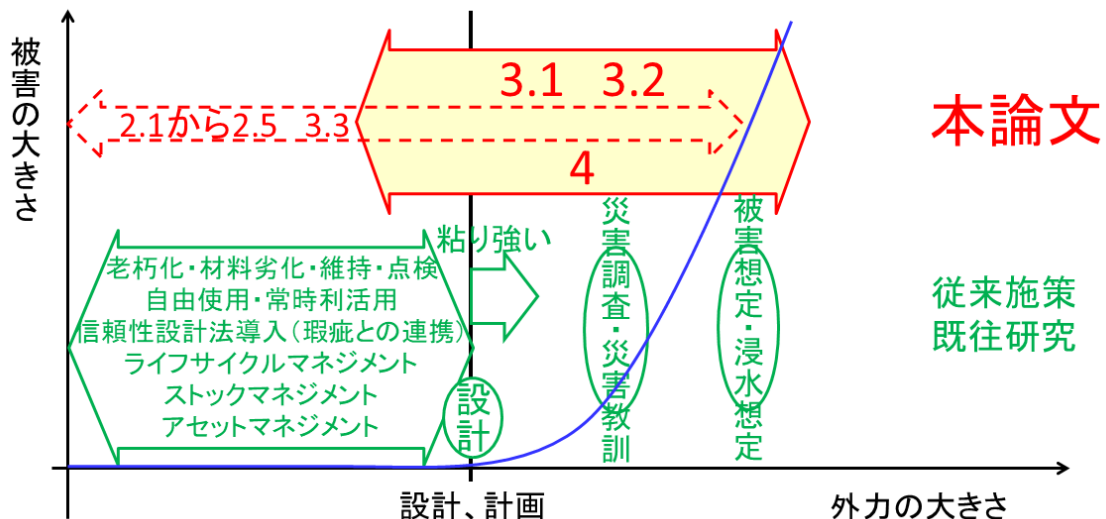


図 3.2.1.3.1 従来施策、研究等との関係

表 3.2.1.3.1 流域治水 社整審答申（2020）⁴⁾

集水域	河川	氾濫域(ハード)	氾濫域(ソフト)
①氾濫をできるだけ防ぐ・減らすための対策 雨水貯留機能の拡大 (県・市、企業、住民) 雨水貯留浸透施設の整備 ため池等の治水利用	①氾濫をできるだけ防ぐ・減らす溜の対策 持続可能な河道の流下能力の維持・向上 (国・県・市) 河床掘削、引堤、砂防堰堤、雨水排水施設等の整備	②被害対象を減少させるための対策 リスクの低いエリアへ誘導／住まい方の工夫 (県・市、企業、住民) 移転促進	②被害対象を減少させるための対策 リスクの低いエリアへ誘導／住まい方の工夫 (県・市、企業、住民) 土地利用規制、誘導、不動産取引時の水害リスク情報提供、金融による誘導の検討
①氾濫をできるだけ防ぐ・減らすための対策 流水の貯留 (国・県・市・利水者) 治水ダムの建設・再生、利水ダムにおいて貯留水を事前に放流し洪水調節に活用	①氾濫をできるだけ防ぐ・減らす溜の対策 氾濫水を減らす (国・県) 「粘り強い堤防」を目指した堤防強化等	②被害対象を減少させるための対策 浸水位範囲を減らす (国・県・市) 二線堤の整備、自然堤防の保全	③被害の軽減、早期復旧・復興のための対策 土地のリスク情報の充実 (国・県) 水害リスク情報の空白地帯解消、多段型水害リスク情報を発信
①氾濫をできるだけ防ぐ・減らすための対策 流水の貯留 (国・県・市) 土地利用と一体となった遊水機能の向上	③被害の軽減、早期復旧・復興のための対策 避難体制を強化する (国・県・市) リアルタイム浸水・決壊把握	③被害の軽減、早期復旧・復興のための対策 経済被害の最小化 (企業、住民) 工場や建築物の浸水対策	③被害の軽減、早期復旧・復興のための対策 避難体制を強化する (国・県・市) 長期予測の技術開発
			③被害の軽減、早期復旧・復興のための対策 経済被害の最小化 (企業、住民) BCPの策定

表 3.2.1.3.2 包括的治水対策 清治 (2011) 5)

河川分類	治水理念	集水域	河川	氾濫域(ハード)	氾濫域(ソフト)
沖積地連続堤防河川	氾濫流量調整 弁の設置 氾濫域の土地 利用整序	☆森林の保全	☆堤防の強化対策 ・「破堤しない堤防」 ・「破堤しづらい堤防」 ・堤防拡築、被覆、ドレーン	☆「限定氾濫域」の設定 ・輪中堤や盛土集団移転	☆「限定氾濫域」の設定 ・浸水被害補償措置
		☆流域保水機能の保全	☆遊水地の機能増強 ・越流堤諸元の再検討 ・越流堤ゲートの積極的付加	☆「限定氾濫域」の設定 ・ピロティ建築 ・フローティングハウス	☆「限定氾濫域」の設定 ・条例による建物規制
		☆ダム機能増強 ・ダムの再開発、再編 ・操作規則の見直し(予備放流)	☆「限定氾濫域」の設定 ・超過洪水越流堤設置		☆「限定氾濫域」の設定 ・租税減免を検討
中小都市河川	洪水調節施設 の活用 氾濫域の耐水 性強化	☆雨水貯留浸透施設の普及 ☆流域内調節池の設置	☆堤防の強化対策 ・短時間越水で破堤しない堤防	☆氾濫域の耐水性強化 ・宅地嵩上げ	☆氾濫域の耐水性強化 ・土地利用規制
			☆モバイルレビー備蓄	☆氾濫域の耐水性強化 ・ピロティ建築 ・フローティングハウス	
			☆遊水地調節地の機能強化 ・越流堤ゲートの積極的付加 ・取水施設の改造		

表 1 本論文提案 氾濫流制御減災

集水域	河川	氾濫域(ハード)	氾濫域(ソフト)
①氾濫頻度の軽減 洪水調節施設	①氾濫頻度の軽減 河川改修	①氾濫頻度の軽減 排水機場整備	④避難支援 ハザードマップ、雨量・水位情報、洪水予報
②氾濫量の軽減 事前放流と利水容量貯留	②氾濫量の軽減 天井川解消・高水敷整備・樹林帯配置・越流強化	②氾濫量の軽減 排水ポンプ車派遣、排水機場耐水化	④避難支援 避難計画・訓練、避難指示、 緊急事態宣言
②氾濫量の軽減 ダム危機管理運用(緊急事態宣言時洪水調節変更)	②氾濫量の軽減 破堤口締切、堤防開削排水	⑤土地利用・建築の規制・誘導 電気設備耐水対策の義務化、宅地盛土・耐水建築義務化	④避難支援 マイタイムライン、ゼロアワー・タイムライン事前避難
⑧-3 運命共同体化促進 大規模水害減災協議会、排水機場運転停止ルール、 再建地斡旋・提供、氾濫痛みと結果受益見える化・情報及び意識共有、氾濫痛みブロック被害者自力再建支援への受益ブロックの見舞金(自力再建支援の運命共同体内高上げ)			
	③-2 意図した氾濫流制御事前水防 ⑧-3 運命共同体化促進 意図したヒューズ区間・越流区間の設定 既設不適格橋梁の流木止め活用 上記へ下流・対岸資金自主的提供	③-2 意図した氾濫流制御事前水防 ヒューズ区間を反映した二線堤等整備・保全、宅地・建築物の構造及び居住階規制区域設定	④避難支援 ③-2 意図した氾濫流制御事前水防 ヒューズ区間と土地利用メリハリを反映した避難優先レベル(避難メリハリ)設定
	③-2 意図した氾濫流制御事前水防 破堤箇所別氾濫シミュレーション活用、堤防裏のり盛土・高台化(掘込河道化・避難高台整備)		
	⑧-1 復旧 ⑦インフラ機能早期回復 災害復旧、TEC-FORCE 派遣、 不適格施設の意図的流失対策と復旧事前設計義務化	③-1 氾濫区域限定 二線堤・輪中堤等帯状盛土整備、自然堤防・既存線状盛土保全	⑦インフラ機能早期回復 計画運休、 車両・重要設備の避難、事前通行止め
	④避難支援 ⑦インフラ安全確保 礫層水圧センサー連動アラート、 洗掘センサー連動自動通行止め装置	⑧-2 自力再建支援 漂流物・災害ゴミ処理、復旧ボランティア	⑧-2 自力再建支援 再建支援金、再建融資、臨時救済事業、水害保険加入・貯蓄
	⑧-3 運命共同体化促進 橋梁整備による左右岸一体化	④避難支援 避難施設・高台整備	⑧-2 補償・自立再建支援の再構築 資産集中河川の国賠法・自立再建支援運用整理(支払額縮小・適用除外)
	⑧-2 自力再建支援と水害瑕疵法制度の再構築 整備途上河川における保証水準明示	⑧-4 復興 (希望が持てる)復興案の事前検討	
○超過洪水対応の新法整備： 緊急事態宣言による設計・計画内管理と減災危機管理の分離、アフター・アクション・レビュー、事後責任追及(刑事責任・国賠法)免責			

氾濫の制御を対策として取り上げて減災方策としている代表的な既往研究等として、国土交通省の社会資本整備審議会（社整審）（2020）⁴⁾、清治（2011）⁵⁾が提案する包括的治水対策の2つを取り上げ、本論文が提案する減災と比較する。表3.2.1.3.1は社整審（2020）⁴⁾の流域治水を、表3.2.1.3.2は清治（2011）⁵⁾の包括的治水対策を、表3.2.1.3.3は本論文提案の氾濫流制御減災を、それぞれが提案する対策を集水域（ダム含）、河川（河道）、氾濫域（ハード）・（ソフト）に分けて表にしたものである。清治（2011）⁵⁾の包括的治水対策には、対象河川分類と治水理念も示している。

社整審（2020）⁴⁾の流域治水は、目標を「防災・減災が主流となる社会を目指す」とし、背景に気候変動の影響、人口減少・少子高齢化という社会の動向、情報通信技術の進展が著しい技術革新の3つを挙げている。検討にあたって3つの観点を挙げている。1つめの観点は強靱性を挙げ、甚大な被害回避、早期復旧・復興を見据えて事前に備えるとしている。2つめの観点は包摂性を挙げ、あらゆる主体が協力して対策に取り組むこととしている。3つめの観点は持続可能性であり、SDGsや地域の活力を維持する「コンパクト・プラス・ネットワーク」を基本とした持続可能なまちづくりの再形成等を踏まえて将来にわたり継続して対策に取り組むこと、社会や経済を発展させることとしている。これまでの治水対策の変遷を総覧し、気候変動を踏まえ、「河川管理者が主体となって行う対策に加え、集水域と河川区域のみならず、氾濫域も含めて一つの流域として捉え、その流域全員が協働して、①氾濫をできるだけ防ぐ・減らす対策、②被害対象を減少させるための対策、③被害の軽減、早期復旧・復興のための対策、まですを多層的に取り組む」と定義づけた流域治水を提案している。流域全員の参画のもと、流域の特性に応じ、河川に流入する洪水・氾濫流量を減らす「ハザードへの対応」、被害対象となる人命・資産等を氾濫危険地域から予防的に移動する「暴露への対応」、的確・適切な避難や被害を受けた後に早期に復旧・復興する「脆弱性への対応」の3要素を総合的かつ多層的に進めるとしている。具体的な対策は、表3.2.1.3.1になり、河道への流出を抑制するための対策、河道内での対策、氾濫原における対策が挙げられている。流出抑制対策には、事前放流による利水容量の活用、流域貯留施設の設置、遊水区域の設定等が挙げられている。河道内での対策には、持続可能な流下能力の維持、粘り強い堤防等堤防強化があげられている。氾濫原対策には、二線堤や輪中堤、自然堤防の保全による氾濫区域の限定、水害リスク情報の提供や金融商品等による移転誘導、避難強化や浸水被害軽減のための協力依頼や支援措置拡充を挙げている。対策の実施主体を明示している点が優れている。本論文の減災提案は、堤防と氾濫原でのハード対策、超過洪水対策に偏っているが、社整審の流域治水は流出抑制対策が充実し、氾濫原のソフト対策も金融や不動産取引、BCPまでカバーしており幅広い点も優れている。

清治（2011）⁵⁾は、律令制時代から現代までの治水対策の流れを振り返り、今後の治水対策には超過洪水への備え、制約要件を踏まえた治水政策の転換、技術進歩と既存治水施設の高度活用、土地利用整序が必要としている。具体的な治水政策としては、治水事業に超過洪水を取り込んでシームレス化すること、土地利用整序として大都市は絶対に破堤させないとする点、集水域の流出抑制と氾濫原での超過洪水の遊水等流域全体で取り組むこと、既存治水施設の高度利用のために新技術を積極活用すること等を挙げている。超過洪水対策のために氾濫制御は避けられないとする点は本論文の減災提案と同じである。本論文の減災は、治水事業と超過洪水対策は別のもと考え、治水事業において資産集中度のバランスを考えることはやむを得ないが、超過洪水対策では資産集中度と関係なく対等な立場で氾濫ブロックの間で健全な競争を行うとしている点が、大都市を優先して守る清治（2011）⁵⁾と大きく異なる。

清治 (2011) ⁵⁾は、政策転換のため、以下にあげる3つの基本視点 (point of view :P.v)、4つの意識転換 (パラダイムシフト paradigm shift :P.s) が必要としている。

<基本的視点 (point of view : P.v) >

- P.v1 : 国民経済的見地から超過洪水被害総額の水系内最小化を目指す
- P.v2 : 重要地区の堤防は超過洪水時においても絶対に破堤させない
- P.v3 : 超過洪水を河道に集中させない

<意識転換 (paradigm shift : P.s) >

- P.s 1 : 氾濫域特性の再認識と共有情報化
- P.s 2 : 左右岸・上下流均衡主義からの脱却
- P.s 3 : 計画高水位概念呪縛からの解放
- P.s 4 : 洪水調節施設の操作規則至上主義の柔軟化

氾濫制御という観点で、最大のパラダイムシフトとして清治が提案しているのが、「限定氾濫域」である。限定氾濫域は、超過洪水用の越流堤を設け、堤内地の建物を高台移転・耐水建築化して超過洪水時の遊水池とするものである。高台移転や耐水建築化は、補償工事として事業によって行うことも想定している。農地である場合には、浸水による補償も行うとしている。実現の鍵は、合意形成と指摘しており、地域計画や都市計画と連携することが重要としている。本論文の減災が提案する氾濫流制御とほぼ同じである。最大の違いは、本論文が自衛の水防として行うとしているのに対し、「限定氾濫域」は治水事業として河川管理者が行うことを前提にしていることである。超過洪水に対する最終的な姿 (計画と言い換えてもよい) を念頭に置いている清治 (2011) ⁵⁾と、今すぐにでもやれることはやる効果発現の速さを重視する本論文の違いと考察する。清治 (2011) ⁵⁾は、「治水事業 (公助) は、国や都道府県により実施され、氾濫域の市町村等は水防 (互助・自助) で水害対応に参画し、一般住民や企業はその効果を楽しむだけの立場になっていった。すなわち、これまでの地域の自主水防は徐々に公的水防に変化していくこととなった」と述べており、自主水防が超過洪水対応に参加するのは難しいと考えているのかもしれない。

以上の既往研究等との比較を踏まえると、3つとも目指しているものは同じで、実施主体や手段、視点の幅が異なる。本論文の減災は、答えは1つとは限らないと考えている。対象とする河川が置かれた状況や目標達成時期の置き方により何がベストかは異なると考えられ、3つの氾濫許容減災の提案は、相互補完する関係にあると総括する。

<参考文献>

- 1) たとえば、藤田光一・諏訪義雄 (2000) : 減災システム整備における河川堤防技術, 河川技術に関する論文集, 第6巻, p1-p6, 2000年6月
- 2) たとえば、加藤ら (2014) : 津波の越流に対して粘り強く減災効果を発揮する海岸堤防の構造検討, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.70, No.1, pp31-49, 2014
- 3) たとえば、渡辺国広ら (2015) : 海岸堤防の粘り強さ向上による減災効果の感度分析, 土木学会論文集 B2(海岸工学), 71巻, 2号, I_1597-I_1602, 2015年
- 4) 社会資本整備審議会 (2020) : 気候変動を踏まえた水災害対策のあり方について ~あらゆる関係者が流域全体で行う持続可能な「流域治水」への転換~ 答申, 令和2年7月
- 5) 清治真人 (2011) : 氾濫域対策を含めた恒久的治水理念の考察, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.67, No.4, I_637~I_642, 2011

3.2.2 河川氾濫における減災

3.2.2.1 本論文が提案する自衛減災と河川管理の関係

(1) 現状の整理

河川整備事業は、図 1.2 における「構造物設計想定」外力規模を高めることであり、その主たる内容である河川堤防の整備は重要な役割を担っている。

計画高水位は、堤防の設計水位である¹⁾。段階的整備の暫定堤防においては、天端高（計画天端幅を確保できる高さ）から余裕高を差し引いた高さを計画高水位とみなして準用できるとされている¹⁾。つまり、余裕高を差し引いた高さが暫定堤防の設計水位となる。さて、堤防設計水位以下で決壊破堤した場合の責任は、通常的作用とみなすことができない著しい長時間にわたる高水位継続時間でない限りは、堤防管理者にある。設計水位までの堤防の安全確保は 100%河川管理者の責任である。

構造令の考え方からすれば、設計（施設能力と言い換えてもよい）を超えた水位の洪水による氾濫は河川管理者の責任の範疇外である。そのため、避難を支援する浸水想定区域の設定が河川管理者に課せられ、水位の通報・洪水予報の通報・決壊の通報等の義務が、水防法により水位観測の管理者・洪水予報実施者・水防従事者に課せられている。避難の勧告・指示の責任は、災害対策基本法に基づき市町村長が負っている。避難の実施そのものは、住民ひとりひとりが水位や洪水予報、避難指示等の情報を収集し判断し実行する。堤防決壊前後・決壊時等の緊急時の巡視・水防工法実施等の水防活動が水防従事者によって実施されるとともに、河川管理者によっても応急措置が実施される。

これらを総合すると、施設能力超過時の減災については、特定の責任者がいるわけではなく、河川法・水防法・災対法関係者・住民等多岐にわたる関係者が共同して創意工夫のもと実施すべき事項といえる。

現在の洪水氾濫に対する防災・減災は、避難を支援することに重点を置いており、施設による対応は危機管理ハード対策によって避難の時間を少しでも稼ぐというものにとどまっている。氾濫量を減らすこと・氾濫域を減らすことが河川の氾濫浸水における重要な減災であるが、現状では、水防法第 15 条の 6～15 条の 8 に「浸水被害軽減地区」の指定等に関する条項があり、氾濫後の氾濫流に対する働きかけは、二線堤や堤防に変わる輪中堤整備のメニューはあるものの、主たる選択肢とはなっていない。

(2) 氾濫流制御に踏み出さない場合の副作用等

氾濫総量の軽減や氾濫域の制御を目的とした施設の工夫に踏み出せない理由については、3.1.2.10、3.1.2.12 である程度考察した。また、後ろの(4)～(6)でより深く考察する。

本論文では、氾濫流制御による減災には、試験問題のように正解が 1 つではなく、絶対の正解はないという考え方をとる。そのため減災の工夫は、基準や標準だけで律することはできないと考えている。その地域（地形・降雨等の物理的条件と歴史的経緯の中で育まれた住民の気風といった社会条件）に合った個別の工夫・アイデアを総動員することが重要である。また、その実現は簡単ではない。

施設能力超過洪水に対するブロック内の自衛を「最小限の労力」で果たすことを追い求めないのなら、一連区間全てにわたって越水対策を施すことになる。その場合には効果発現までに時間を要するというデメリットを飲み下さねばならない。

また、自衛意識が減退した現代においては、河川管理者がやるべきだという論陣を張って自衛の責任を放棄・回避・転嫁する自治体も少なくないと予測される。

(3) ダムの危機管理運用

ダムの放流操作による減災について言及しておく。2019 年台風 19 号では試験湛水を開始したばかりの八ッ場ダムが洪水のほぼ全量をため込んで下流の流量を低減したことが話題になった。水機構の早明浦ダムも、完成直後に計画洪水流入量を超える洪水流入があったが、理事長（当時総裁）の「下流を守ることを最優先に」という指示の下、洪水をギリギリまで貯めこむことで下流の被害を小さくした³⁾。異常洪水時防災操作（ただし書き）で流入量＝放流量の操作をしていたら、被害はあの程度ではすまなかった。また、日吉ダムでも平成 25 年の洪水時に特例的に操作することで下流の被害を小さくした。ここでも、理事長の「やれることは最大限やれ」という指示の下、設計・管理部隊が安全を確認しつつ、操作を行った⁴⁾。「ギリギリ」や「最大限」は、根拠がない無謀なバクチではない。ダム決壊によるより大きな被害は回避するという大方針の中で行われている点を見逃してはならない。設計や計画を超えた状態では組織トップの判断が重要なのである。工夫による減災はトップの判断に依存しているともいえる。

なお、ダムの放流は操作規則に則り操作される。操作規則は、下流の河川利用者の安全、下流沿川住民の安全を考えて万全を期して定められているものなので、管理所長や操作者が独自の判断で操作するものではない。危機管理運用を行う場合には、重い責任と判断の下行われるべきものである。

(4) 宅地自衛と氾濫流制御の組合せ検討、浸水想定区域の課題

本論文が提案する破堤氾濫から堤内地を守る減災は、一連堤防区間内に堤防天端高を切り下げた区間を設けて、事前水防工法として越流強化を行うこと、意図的なヒューズ区間を設けて破堤箇所を制御することを想定している。これは、現在よりも積極的な水防ととらえることができ、その考え方は防衛戦争にたとえることができる。黒沢明の映画「七人の侍」で、村人に雇われた侍のリーダーである島田勘兵衛が、村を守る 4 か所のうち 1 か所に弱点があることを知りながら強化しないことをいぶかしく思った同僚から、なぜお主は弱点を補強しないのかと問われた際に、「よい城には、きっと隙が 1 つある」という名言を言うが、敵を集めてせん滅するという戦術は戦争の基本であり、最小限の資源で目的を達する戦略でもある。その防衛戦争の観点からみると、現在の浸水想定区域設定方法には看過しがたい課題がある。

現在、河川の浸水想定区域は、越水場所・破堤箇所のコントロールは不可能（破堤箇所は計画高水位を上回ればロシアンルーレットのどこで発生してもおかしくない・考え得る最大の浸水範囲を設定することで過小設定を避けることができ、住民にわかりやすく示すことができる）との考えを前提に、破堤箇所を堤防法線上全体に設定する。各破堤箇所からの氾濫シミュレーション結果を重ね合わせて浸水深の最大値を採用して作成される。避難する立場・家を適切な場所に建てて自衛する立場から見た場合、水防工法として越流強化対策を施すことを考えた場合、この設定方法・考え方では敵を絞ることができず、全区間を同等に相手にしなければならない。さらに 3.1.2.4 で述べたように、破堤箇所では流体力が大きくなるため、家屋等建物の流失や溺死が起りやすくなる。住宅地での破堤は起りにくくする強化が望ましい。

強化区間を絞り込むことなく、全区間を均等に越流強化する方法は、物量豊富な軍隊であれば王道の戦略である。しかし、建物流失・流体力による溺死を避ける、避難支援策を集中させる、被害を最小化するという堤内地側の防衛目線、リスクがあっても最小の労力で目的を達成するという観点からは有益な戦術・戦略とはいえない。また、越流強化対策の実施・完了に時間と費用を必要とする。

さらに、3.1.2.2や3.1.2.3で述べたが、歴史的経緯から見ると、農地や集落の多くは、日本では増大する人口を支えるために、大変な労力と工夫を重ねて開発してきたストックインフラである場合も多い。このストックインフラを何とか自衛できないかと知恵を絞るのは資産保有者にとって自然かつ健全な発想である。先人の知恵として、浸水域内であっても、氾濫流の流体力が大きい自然堤防帯では水屋（水塚）、水深は大きい氾濫流の流体力が大きい扇状地では舟形屋敷⁵⁾等、宅地単位の自衛減災策もある。

「リスクガバナンス」 — 多様な主体の協働を通じたリスクの社会的な協治

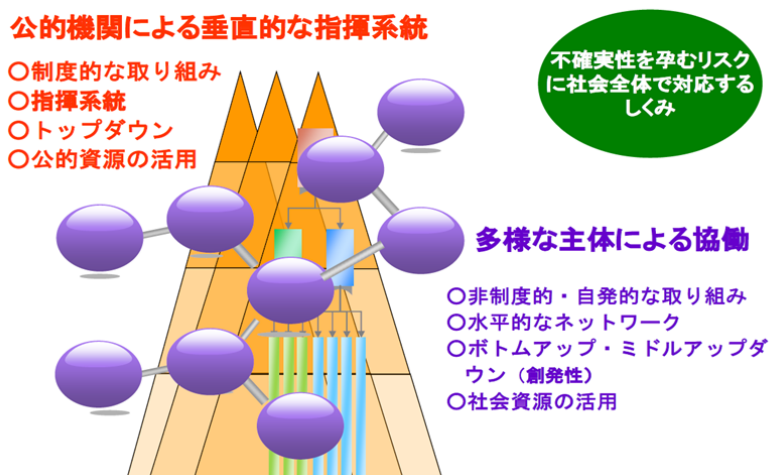


図 3.2.2.1.1 防災科研のリスク・ガバナンス⁶⁾

氾濫流制御と宅地単位の自衛の知恵を検討する際には、選択肢の間口がなるべく広いことが望ましい。表 3.2.1.2.1 に示したように、これまでの河川氾濫対策（治水）は、江戸時代の氾濫制御と自由競争による新田開発の時代、最新の治水技術を持つ河川管理者に頼りきる時代、そこに避難とそれを支える情報技術が加わる時代へと変遷してきた。今後は土地利用も加わっていく時代ともいわれている。リスク・ガバナンスという観点から見ると、近代治水技術以降は、国や行政が主導する時代が続いており、次の土地利用においても上意下達のリスク・ガバナンスの思想が続いている。生物が多様性を持つことで環境変化に適応してきたことにヒントを得て、本論文で提案する減災は、多様なアプローチがレジリエンスを高めるという思想を基底に置く。防災科学研究所⁶⁾は、今後のリスク・ガバナンスは従来のトップダウンに、ボトムアップ、ミドル・アップダウンの流れを加えることで不確実性を孕むリスクに対応することを念頭に研究を進めている。本論文の減災も、氾濫流制御や宅地自衛は、ボトムアップ、ミドル・アップダウンのリスク・ガバナンスで検討・実施することを前提に考える。

その際、堤防切り下げ・越流強化、ヒューズ区間設定や二線堤等氾濫制御対策と各宅地における自衛対策には、概念上ではあるが、「法と経済」⁷⁾の分析方法を参考にした氾濫制御と宅地自衛の 2 軸それぞれに適切な整備水準範囲が存在し、それらを組み合わせることで地域全体の最適に近い費用負担とすることが可能と考えられる。

本論文は、力学に基づく検討を重視するので、氾濫に対する減災や土地利用は、二線堤や越流区間、破堤箇所配置による氾濫流の制御を行うことで組み立てることを提案する。このような宅地自衛・氾濫流制御による地域自衛の検討を行うにあたっては敵（洪水）を

的確に知る必要がある。孫氏の兵法でいう、敵を知り・己を知れば百戦危うからずである。ランダムに設定した破堤箇所の浸水シミュレーションを重ね合わせた当該外力で考えられる最大の範囲を示す現行の浸水想定区域は避難対象地域を取りこぼしなく知るためにはよいが、敵と己を的確に把握するものではないので氾濫流制御の検討はできない。

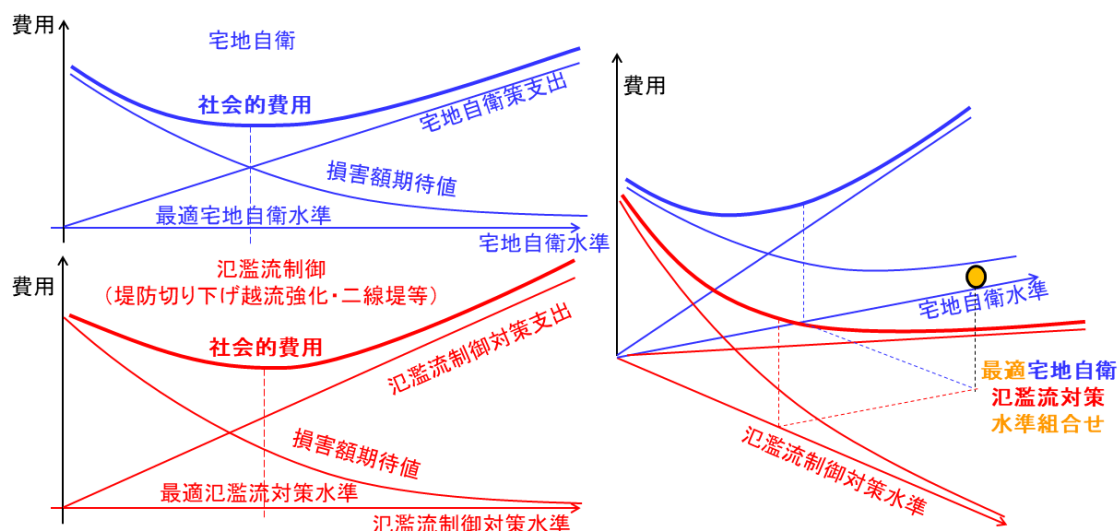


図 3.2.2.1.2 氾濫流制御対策と宅地自衛の経済分析 による地域最適水準 (概念)

(5) 氾濫域の制御 (氾濫区域設定) による減災の考察

清治 (2011) ⁹⁾は、減災氾濫域実現の成否は地域の合意形成にあると述べている。これは、現状の人口・資産集積に基づいて、集積が少ないところの今後の整備を中止し、越流区間・氾濫域を設定するという経済合理性だけでは実現できないということであり、3.1.2.3 で述べた利害対立及びその克服の重要性と同じ指摘である。往々にして、氾濫が頻発する場所は上下流バランスの観点から治水施設の整備を待たされてきた場所である場合が多い。

「歴史から学ぶ・温故知新」は本論文の基本哲学の1つである。坂川堀継ぎ・論所堤・琵琶湖開発・ダム事業における上下流対立、五十嵐川左岸堤・御囲堤の左右岸対立を思い浮かべた時、現状、氾濫頻度が高いこと・自然や地形条件から無理がないこと・経済合理性を理由に氾濫浸水という「痛み」を被る地域を固定してトップダウンで負担を強いることは、必ずしも賢い選択とは言えないというのが本論文の立場である。

仮に、荒川・淀川・木曾三川沿い・新潟市・有明海沿岸等の開発されたゼロメートル地帯が大規模な浸水被害を被った場合の復旧・復興方法をどうするかという間に置き換えても良い。自然に逆らわない土地利用を基本哲学とするのなら、安全な土地に移転して遊水地や湿地に戻していくことが基本案となる。「希望が持てる」復興は、災害対応における重要なキーワードというのが2004年の円山川破堤氾濫時の中貝当時豊岡市長 ⁹⁾から学んだ本論文の哲学である。地域の努力による健全な競争、開発の余地は必要である。リスク覚悟で再び現地で原形復旧するのか、自然地形に逆らわない哲学に基づき湿地に戻して埋立地等安全な場所に復興地を求めるのか、盛り土・二線堤で対策したうえで現地復興するのか等を事前復興のテーマとして幅広く検討しておく、被災後に復興に移れるように準備しておくことが望ましいというのが本論文の提案である。

(6) 河川管理と氾濫制御は戦略が異なる

浸水想定区域設定に際し、破堤箇所の設定がロシアンルーレットになってしまう理由は、氾濫流制御も選択肢に含む減災を実現する上の課題に深く関わると考えられるので、これについて考察する。

そもそも河川法に基づく河川整備計画では、一定の目標水準の流下能力を確保できる河道・施設を整備する。この整備過程の評価は、「流下能力」で行われる。流下能力とは、堤防の設計水位（完成堤なら計画高水位、暫定堤防なら天端幅が確保される堤防高から余裕高を差し引いた高さ）で流下する流量である。これまでの多くの破堤事例が示しているように、設計水位を超えるとただちに破堤するとは限らない。しかし数は多くないが越流しないが破堤する事例もある。

自信をもって破堤を予測できない・コントロールすることができない現状を踏まえて、浸水想定区域作成においては、流下能力が最も低い場所の破堤のみを計算するのでは十分でなく、ロシアンルーレット的に破堤箇所をランダムに設定する必要があるのである。これは、河川管理者目線からは過小評価する危険が最小の方法といえる。

河川整備には、最高裁判決で引用されている原則「整備は下流から」に加えて、経験的に積み上げてきた原則もある。「分流に人為操作は絡ませない」が代表的だが、「ヒューズ堤は作らない」、「一連区間の堤防断面は均一に」もそれらの1つだ。「ヒューズ堤は作らない」、「一連区間の堤防断面は均一に」は、きれいに言えば「破堤リスクを一連区間平等に分け合っている」と言い換えても良い。背後には平等思想がある。河川事業という用地取得も含めて沿川住民の協力をえることが不可欠な河川管理者には、沿川住民にこの区間の堤防を弱く作るあるいは低く作ると説明し、協力を得ることが困難だと考えているからである。本来原発には事故のリスクがあり事故が起きた際には避難が必要でありその制度もあるにもかかわらず、原発立地に際し「絶対に安全だ」と説明しないと地元の納得が得られない状況と類似する構造である。浸水想定区域で破堤箇所をロシアンルーレットに設定せざるを得ない理由の1つでもある。

河川管理では極力人為的な操作・制御を避けることを原則にしている。坂川本流堰の開閉をめぐる上下流の争いと開けなかったことにより生じた上流の浸水被害、その後本流堰を使うことができなくなったエピソード¹⁰からも、河川管理者が人為操作を必要としない施設を追求する理由は理解できる。ダムの放流においても、人為操作を伴うダムでは、下流に被害が発生した場合の訴訟リスクがあり操作規則に則ったものであっても危機管理防災操作実施時にはダム管理所長には大きなストレスがかかる。放水路の分流施設に固定堰による自然分派を最優先の選択肢とするのも同様の理由からと考えられる。

施設能力超過洪水においては、氾濫及び被害の発生は避けられない。予測や制御等の技術が進歩しても、生じる被害に対する対応、もっと具体的に言えば、訴訟・瑕疵対応及び被害の補償・補填・再建支援について整理されなければ、河川管理者が減災に必要な「氾濫を制御する」ことに積極的に関わる道は開けない。

(4)の冒頭で述べた防衛戦争の基本戦略は、完全な防衛体制を広く均等に敷くのではなく、戦場を限定して資源を効率的に投入しようという戦術なので、裏をかかれた場合にリスクを伴う戦術でもある。これは、瑕疵を避けることを最優先に、上下流・左右岸を一定のバランスで弱点を作ることなく安全を保障することを目指してきた河川管理では、採用することが難しい戦術・戦略である。

結論としては、瑕疵・訴訟リスクを避けることを最優先に計画流量・設計水位までについて上下流・左右岸を一定のバランスで保障する河川管理とそれを超えた状態において被害が出ることは承知で自衛する減災を同一人格の者が行うことは不可能あるいはきわめて困

難と考察する。

アメリカの工兵隊が、一部区間の堤防天端高を切り下げて越流区間を設け、リップラップで強化する工法を持っているが実現していないことを板垣（2020）¹¹⁾が報告している。その報告によると、実施主体が堤防管理者の工兵隊であり、地先住民が同意する・依頼するというスキームである。工兵隊は、工法の効果について、破堤時間を引き延ばして避難時間を稼ぐことと説明している。受益者が主体となって実施する自衛ではなく管理者に同意する・陳情する立場で参加する形であること（つまり工法を欲する当事者でないこと）、避難時間を稼ぐことが地先住民にとって魅力的でないことが実現しない要因と考察する。

氾濫流制御方法として、二線堤があるが、その実現例として鹿島台町の水害に強いまちづくりが紹介される。当時の鹿島台町長が参加している座談会¹²⁾の記録から、実現したポイントをいくつか読み取ることができる。1点目は河川管理者（出張所及び事務所）と町長が強い信頼関係で結ばれていたこと、2点目は二線堤のアイデアは本省の補佐から出ており町長はそれに乗った形であること、3点目は町長が町民にも人望があったことである。二線堤により氾濫を許容するが氾濫範囲を限定する対策は、水系内のバランスから当分河川改修の効果を鹿島台町に及ぼすことができない状況の中、現状を改善できる一種の暫定対策である。この対策は町内を受益を受ける地域と受けない地域に区分することでもあり、利害対立の懸念も孕んでいた。悩んだ町長は、受益を受けない知人の町民と腹を割って話をし、町全体のためにやむなしという同意を得ている。つまりアイデアを出す人（本省補佐）、利害対立克服の調停に立つことができる人望のある町長、利害対立克服の前提となる将来改修が来て今回氾濫域になった地域にも受益が及ぶことを信じることができる（影の調停者としての）信頼が河川管理者（北上川下流河川事務所・鹿島台出張所）にあったことが肝と考察する。

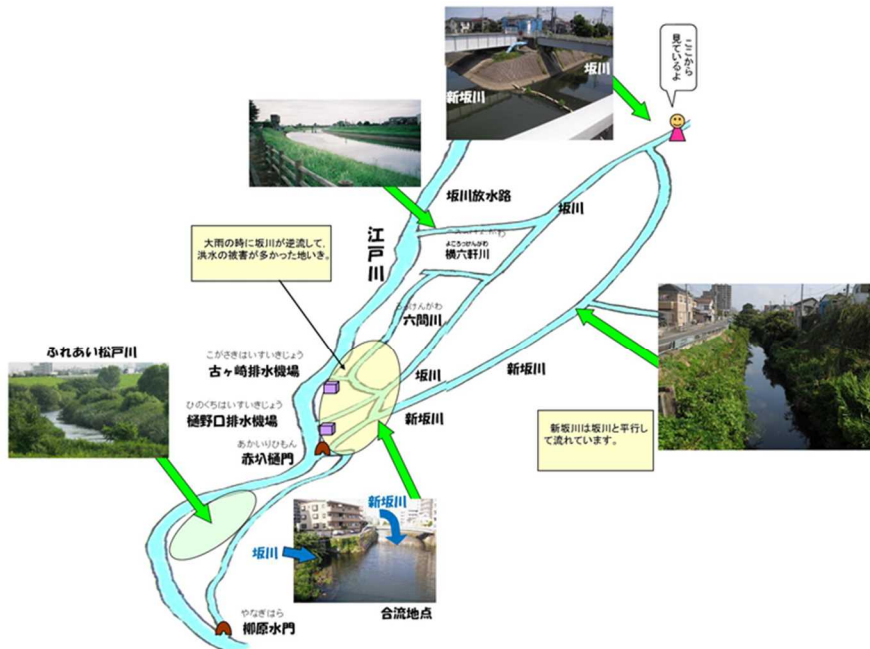
○坂川本流堰開閉をめぐる争い¹⁰⁾

坂川は、右岸と左岸では、同じ雨量であっても、坂川が溢流しない限りは水田の水位の差が相当にあったといわれています。特に左岸側には台地より多くの小川が流れ込んでいたため、追っかけ水といって、なかなか水田の水位が下がりませんでした。右岸側よりも水位が高く、米の収量は1反あたり1俵半から良い年でも2俵ぐらいで、右岸に比べると半分の収量だったといわれています。そのため左岸側の村落は家も増えず、生活も大変だったようです。沼のようになったところも数か所あり、何としても台地と低地の境に川を掘りたいと考えました。（中略）

昭和7年（1932年）になって、県営坂川沿岸農業水利改良事業が起こされました。この事業は、昭和初期の恐慌の失業対策事業の一部として行われた部分もあったそうです。主な事業は、流山町揚水機場、樋野口と伝兵衛新田に電動の排水機の設置、新坂川の開削、東西幹線水路の開削などでした。これにより、東西幹線水路で用水の供給もでき、新坂川と坂川は水田の落とし水を集水して江戸川へ排水し、用排水分離が確立される予定でした。

（中略）坂川上流の水を鱈ヶ崎で堰止め新坂川へ排水して根本まで流し、さらに坂川下流の柳原で江戸川に流す計画でした。ところが、新坂川を開削していた昭和8、9年頃は旱が続き、川の掘られた辺りの水田は水枯れとなりました。自然流を新坂川にまとめてしまったために、田植えもできない状態が続きました。さらに昭和13年（1938年）の大洪水の時には、鱈ヶ崎の堰を堰止めたため、上流部が浸水し、水争いが起こりました。その後、鱈ヶ崎の堰は使用されなくなり、北千葉導水事業開始とともに取り払われました。そのため、いつの間にか新坂川は悪い川ということになり、役員をした村人たちも記録を

あまり手元に残そうともしませんでした。しかし、当時の役員有志が植えた桜は現在でも残っており、新坂川の新松戸付近では桜並木となっています。
 (以上出典：下谷の歴史 干潟のゆくえ¹⁰⁾)



<http://www.matsudo.ed.jp/index.cfm/68,0,110,183,html>

図 3.2.2.1.3 現在の坂川と新坂川¹³⁾

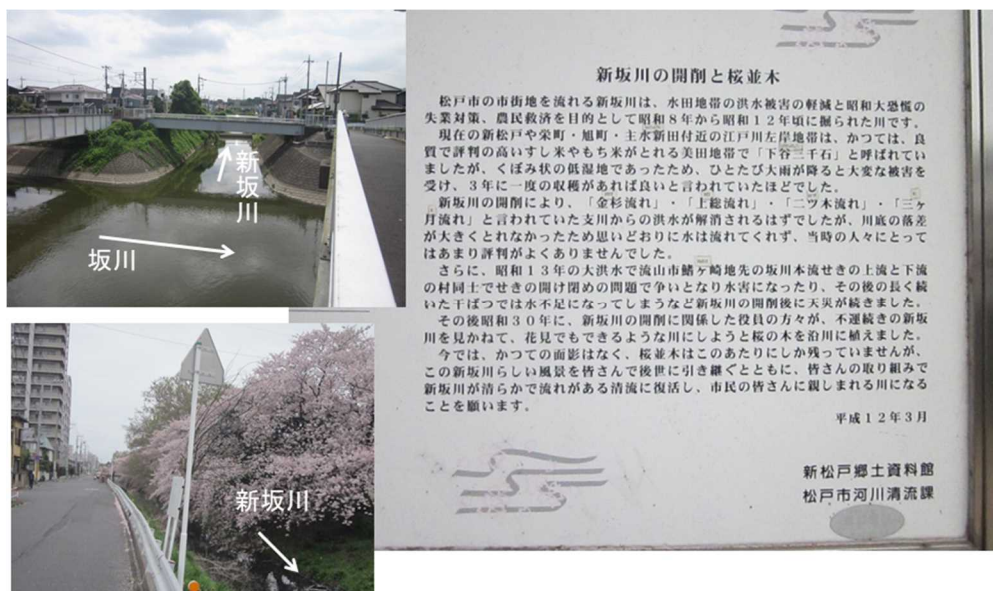


図 3.2.2.1.4 新坂川桜並木の説明看板と新坂川・坂川分流点

新坂川は、水田地帯の洪水被害対策として、昭和8年から昭和12年頃に掘られた川です。
 しかし、思い通りに水は流れず、昭和13年の大洪水時に、流山市鱈ヶ崎の坂川本流せき

の開け閉めの問題で村同士が争いになり、干ばつで水不足になるなど、新坂川の開削後に天災が続きました。

その後、不連続きの新坂川を見かねて、昭和 30 年に花見でもできるような川にしようと沿川に桜を植えました。

今では、かつての面影がこの一部に、新坂川桜並木として残っています。

(以上出典：新坂川桜並木説明看板)

(7) 自衛水防とすることで選択可能な対策

河川整備における越流対策技術として越流堤がある。また、耐久性・信頼性の保証は完全にできないがアーマ・レビー、フロンティア堤防の技術も暫定対策としてなら持っている。侵食・浸透に対する対策として、工事中の仮設物としての二重鋼矢板による仮締切技術も持っている。アーマ・レビー、フロンティア堤防、二重鋼矢板仮締切は、耐久性や耐震性能等に保証できない部分があり、長所もあるが短所もある技術である。河川管理施設の永久構造物として位置づけることはできないが、暫定施設としてなら活用できるものである。すべての機能を保障することはできないが1つの機能に優れた技術を使うことは、瑕疵を回避しなければならない河川管理施設にとっては採用しにくいものであるが、少しでも破堤回避の可能性を高めることに特化した自衛ならば十分選択肢になる。

越流堤は、アーマ・レビーやフロンティア堤防と異なり、実績・信頼性もあることから河川管理施設として設置可能なものである。河川の洪水調節計画に位置づけられた遊水地・調節池の流入量制御のために用いられているが、堤防の施設能力超過洪水時の減災として用いられていない。河川整備事業の目的が「氾濫を前提にした氾濫量軽減」ではなく、「氾濫させないための流下能力の確保・調節能力の確保」にあるためと考えられる。

自衛の立場からなら、耐震の局面・恒久施設としての耐久性の面からは弊害があっても、破堤の可能性を小さくする可能性を持った手法の選択は許される。また、水防団員の減少により洪水時に水防工法を実施することが極めて困難な状態になっている。また、東日本大震災の津波において水門操作員が犠牲になったことを受けて、水防団員の安全確保が優先されるようになった。このような情勢下では、水防工法実施のあり方も時代・社会に合わせて変化しなければならない。洪水時に命がけで水防工法を実施することに加えて、出水期前に事前に水防工法を施しておいて洪水を迎えるという考え方も必要である。

その場合、「よい城にはきっと隙が一つある」という最小限の労力で敵を殲滅する戦術は意味を持つ。具体的には、一連堤防ブロック内に、一連ブロック堤防区間の水位上昇抑制に最も効果的な箇所(本川背水が支配的な場所なら本川との合流点直上流、自流区間ならば一連堤防区間の上流端)や越流しても影響が小さい場所の堤防高を低くしておき、そこを越流堤や耐越水構造にして破堤しにくくしておくことが考えられる。越流堤といかないまでもアーマ・レビーやフロンティア堤防にしておくことも考えられる。破堤しないことにより氾濫量が減れば、ブロック内の被害は小さくて済む。

(8) 自衛の目線から見た減災とその課題

(1)において、施設能力超過時の減災については、特定の責任者がいるわけではなく、河川法・水防法・災対法関係者・住民等多岐にわたる関係者が共同して創意工夫のもと実施すべき事項といえると述べた。(4)及び(7)では、自衛という視点から見ると河川管理の常識では発想できない・相容れない方法を用いた方が減災にとって効果的な場合があることを示した。その減災の方法について考察する。

水防とは、かつて、決死の覚悟で対岸の堤防を切るあるいは対岸の水防を妨害する掟破り

もあつた¹⁴⁾。また、自分が守る堤防の対岸で破堤が起こると水防活動をしていた人たちが万歳し祝いの酒盛りをしたこともあつた¹⁴⁾。天敵である肉食動物に追われている際に1匹が犠牲になることで他が救われるという草食動物が群れをつくる自衛本能に基づく行動に似ている。あるいは、関ヶ原を前に真田一族が敵味方に分かれ、どちらが勝つても一族は存続するという戦略をとった行動にも通じる。そこには絶対の正解はなく、チャレンジの結果失敗した場合に、失敗を悔いて思考停止に陥ったら元も子もなくなる世界である。気づかないふりをする・なかったことにするも選択肢の1つであるが、何もしないこともリスクであり、全て自分に戻ってくる。助けることができるのは自分だということを自覚しなければならない。

河川管理者が減災・氾濫制御を行うことが極めて困難・不可能と考察されることを踏まえると、氾濫制御を担える可能性があるのは、氾濫ブロックという「運命共同体の中での自衛」、つまり水防の視点である。土嚢積み・木流し・五徳縫い・月ノ輪工・釜段工等の水防工法の実施は、施設能力超過洪水に対する自衛の立場からの働きかけである。水防は河川管理者が持たざるを得ない瑕疵・訴訟リスクの心配によりただ見守るしかないという状態を甘受せず、少しでも破堤回避の可能性を高めることに特化した自衛する者のみが取り得る行為である。

自衛という目線から施設能力超過洪水に対する減災を考える場合、「ヒューズ堤は作らない」、「一連区間の堤防は均一に」は原則とはならない。現状の避難を軸にした施策体系においても、避難させる責任を負う市町村の立場からは、避難対象場所を限定して、そこにエネルギーを集中する方が合理的である。また、投入するエネルギー（手段）についてもタブーを設定せず、可能なものは総動員するという姿勢が大切である。そこに河川管理者が考慮せざるを得ない瑕疵リスクの回避・最小化の論理を前提にすることが必須とは限らない。

カスリーン台風時の東京都の行動、内務省の助言を教訓としなければならない。須見(2010)¹⁵⁾より抜粋引用し紹介する。

桜堤に氾濫流が達した18日17時からしばらくは、桜堤上流の水位を上昇させながら氾濫は停滞した。その間、地元水防団からの要望もあり、東京都は、氾濫を都県境で食い止めるべく桜堤上流の江戸川右岸堤を開削し氾濫水を江戸川に落とすこととし、18日19時に内務省に堤防開削の許可を求めた。内務省国土局長からは対岸の千葉県の了解を得た上でという条件で許可が出たので葛飾橋上流100mの地点での開削作業が開始されたが、高さ5m、基底部の幅50mの江戸川堤防を人力だけでは開削するには無理があつた。このため、深夜に至り進駐軍に堤防の爆破作業を依頼したが、19日2時20分、遂に桜堤は決壊した。その後、騎兵第一師団第八技術中隊が到着し、5時40分から何度かにわたる爆破作業が行われ、さらに消防団、学生も協力し、15時30分に江戸川堤防の開削に成功した。開削箇所は、激しい流出により決壊口が拡大し、その後の都下の浸水を減少させた。(中略)19日20時から中川の水位を低下させるべく、荒川放水路との背割堤を中川水門付近で切開する工事を行い、21日2時に完了した。しかしながら、(中略)20日3時15分の中川橋下流の中川右岸の決壊には間に合わなかつた。これに関して、安井東京都知事は25日の記者会見で「桜堤決壊の原因も中川堤防の切開遅延も私の至らなかつたため、都民諸君に深くおわびしなければならない」と陳謝の言葉を述べた(東京都水災誌,1951,p.125)

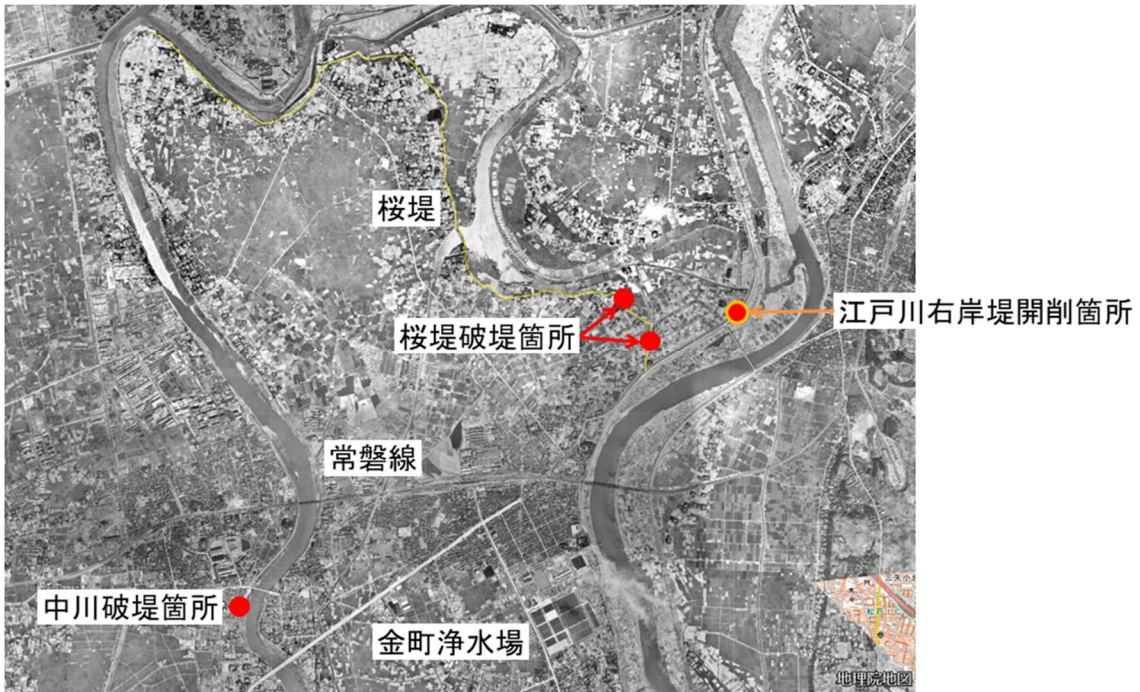


図 3.2.2.1.5 カスリーン台風桜堤・中川堤防破堤箇所と江戸川右岸堤開削箇所（1940～1950 空中写真）¹⁶⁾

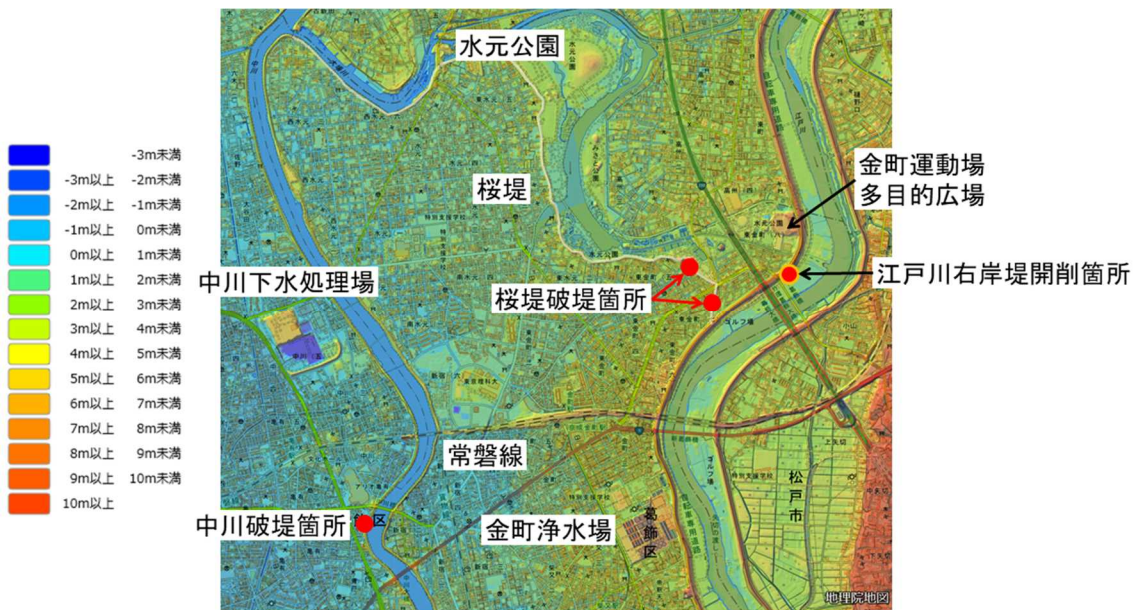


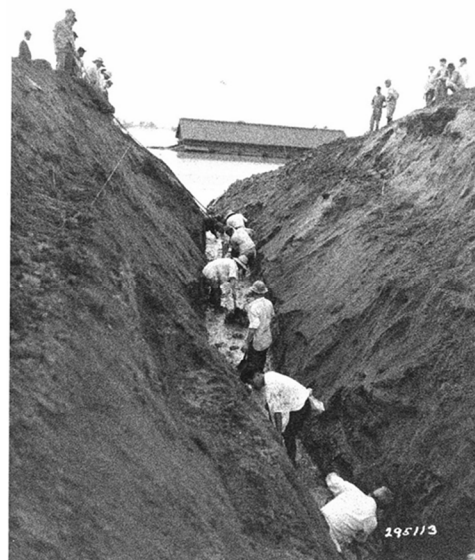
図 3.2.2.1.6 カスリーン台風桜堤・中川堤防破堤箇所と江戸川右岸堤開削箇所（彩段図¹⁶⁾

次に成功する確率を高めるために何を改善すべきかという観点からのここでの教訓は、その場になってから調整を始めるのではなく、緊急時に調整作業が必要とならないよう事前に調整・整理しておくべきということである。加えて、堤防開削に必要な時間と手段を知らなかったことは重要な教訓とすべきだ。

白井 (2010) ¹⁷⁾による当時工事に携わった人の記録と「東京大水災と消防の活動 (1949)」からとりまとめた江戸川右岸堤開削までの経緯は少々異なるので以下に抜粋・引用する。



江戸川堤防の爆破状況



江戸川堤防の人力開削

図 3.2.2.1.7 江戸川右岸堤葛飾橋上流の爆破と人力開削の成功 ¹⁷⁾

利根川右岸東村地先破堤による氾濫流が東京に押し寄せている状況で、3日くらいで到達が予想されていたので国は東京都知事に連絡し、桜堤で食い止めるべく協議した。そのためには桜堤まできた水を江戸川に吐かなければならないので、夜遅く千葉県知事に協議したが、千葉県が危険となるため困ると断られた。

(中略) 18日20時30分に、都知事と内務省で協議し「葛飾橋上流400mの地点で堤防切開する」ことに決まり、葛飾区長とともに22時に現場立ち合い、位置を選定することとなった。現場に行くと地元の人は感情が高ぶり、「爆弾をもってきたか」とかかってきてめちゃくちゃに殴られる始末で、話しても理解されず立ち合いどころではなくなった。地元警防団に砂の堤防は爆弾で切れないので、人間で掘り細い流れをつくれれば、流れが拡がると説明していたところに千葉県の土木局長が、松田川が危険であるから開削を止めてくれと言ってきた。千葉の松戸では危険だと相当に大騒ぎをしていたとのことである。

江戸川への排水が可能になったのは、洪水の減少に伴い江戸川水位が低下したためで、当時の江戸川と氾濫してきた小合溜地先水位の差は約3.0mであった。そのような中、19日午前2時に、江戸川から100m離れた桜堤に用水樋管が設置されていて、そのところより2時20分に桜堤が決壊し、6時ごろには決壊口も60m程度に拡大し東葛飾一円に氾濫流は広がった。

それから、地元はどうしても江戸川堤防を爆弾で早急に開削してほしいとのことで、GHQに頼み40ポイントの黒色火薬をもってきてもらい、午前4時に現場に着いた。4時半ごろに1発目を爆破したがさっぱり効果はなかった。16時まで17発を行ったが、びくともしなかった。それから、命綱を体に付けて人力で掘り始め、19日15時15分に内側の水面まで掘り下げて、18発目の爆発で口を開き1mの幅の流れが始まった。濁流を江戸川に排水でき一同歓喜があがった。切開口は、翌朝8時には30mまで広がり、締切時には80

mまで自然の水の流れにより広がった。なお、江戸川への放流や桜堤の決壊もあり氾濫流の減水は早く、9月25日には江戸川の開削部の締切工事に着手し、10月5日に原状に復旧し完成させた。

こちらのケースでの教訓は、次のようになる。国から連絡を受けるまで桜堤での阻止手段を検討しなかった都知事には自衛責任者・水防責任者としての自覚を高めてほしい。また、中川水位低下対策のための開削にしても決断・着手が遅く、結果的に目的を果たせていない。事前に開削に必要な時間を把握しておき、タイムラインとして整理しておく必要がある。国は、早くに東京都との協議を開始したことは評価できるが、開削決定後に開削に反対する千葉県に引きずられ江戸川の水位が目に見えて低下するまで着手できなかったことは、調整者としての限界を示した。その場になってから調整を始めるのではなく、緊急時に調整作業が必要とならないよう事前に調整・整理しておくべきである。また、堤防構造や排水路・支川の構造を把握し、危機管理時の安全率等の余裕の切り下げを踏まえた上で、危機管理時用の江戸川の排水可能水位を事前に把握・検討し周知しておくことも重要である。爆破による開削を熱望していた地元警防団は、開削に有効な手法を知らなかったことが今後の教訓とすべき点である。一方、人力開削しかないとわかってからの地元住民・学生も含めた命がけの協働作業は、開削成功の原動力であり、減災活動の可能性を示したと評価できる。

<参考文献>

- 1) 財団法人国土技術研究センター編(2000)：改訂 解説・河川管理施設等構造令，第3章堤防，p105-p164，社団法人日本河川協会・技報堂出版，平成12年
- 2) 東海農政局新濃尾農地防災事業所：濃尾用水の歴史（濃尾用水拾余話），<https://www.maff.go.jp/tokai/noson/shinnobi/pr/juyowa/juyowa.html>
- 3) インタビュー「ダムは今」三本木健治さんに聞く ～国土が法令を作り、法令が国土を作る～ ー法律職としてのダムとの関わりー，ダム日本 No.884，H30.6
- 4) インタビュー「ダムは今」甲村謙友さんに聞く ～技術者も法律をしっかりと知らないといけない、専門分野に閉じこもってはいけない～，ダム日本 No.889，H30.11
- 5) たとえば静岡県島田土木事務所 HP，http://doboku.pref.shizuoka.jp/desaki2/shimada/doboku_kenchiku_isan/file2_funagata_yashiki.html
- 6) 防災科学研究所：<https://risk.ecom-plat.jp/fbox.php?eid=14881>
- 7) 桐山孝晴・岡本嘉久（2001）：公物の設置・管理に係る賠償責任のあり方に関する研究～「法と経済学」による分析～，国土交通政策研究，第1号，国土交通省国土交通政策研究所，2001.6
- 8) 清治真人（2011）：氾濫域対策を含めた恒久的治水理念の考察，土木学会論文集 B1（水工学），Vol.67，No.4，I_637～I_642，2011
- 9) 中貝宗治（2007）：水害サミット実行委員会事務局編集 水害現場でできたこと、できなかったこと 被災地からおくる防災・減災・復旧ノウハウ Part2 被災地からのメッセージ 兵庫県豊岡市 トップがなすべきこと、ぎょうせい，p.112-p.113，平成19年6月
- 10) 財団法人・新松戸歴史資料館編集・発行（2006）：下谷の歴史 干潟のゆくえ 第4章坂川 水論 新坂川の開削，p.80-p.86 p.89-p.91，平成18年5月
- 11) 板垣修（2020）：米国ハリケーン・ハービー／イルマに関する現地調査報告書（第二版） 3.3. 施設設計規模を超える洪水時の減災対策の計画・推進手法の確立に向けて，国土交通省・内閣府・防災研究者合同調査団，令和2年5月

- 12) 鹿野文永他 (2016) : 全国初の「水害に強いまちづくり」～昭和 61 年 8 月 5 日豪雨災害、吉田川激甚災害対策緊急特別事業と新しい洪水防御対策の始まり～, 座談会シリーズ② 語り継ぐ「東北の国づくり」 – 吉田川 –, (一社) 東北地域づくり協会「会報」2016 夏号
- 13) 松戸市立小中高等学校 伸び行く松戸市 6.郷土をひらく,
<http://www.matsudo.ed.jp/index.cfm/68,0,110,183.html>
- 14) 宮村忠, 水害 治水と水防の知恵, 中公新書,
- 15) 須見徹太郎(2010) : 1947 カスリーン台風 報告書 第 5 章 利根川氾濫流の流下と中川流域, 中央防災会議・災害教訓の継承に関する専門調査会報告書, p.119～p.144, 平成 22 年 1 月
http://www.bousai.go.jp/kyoiku/kyokun/kyoukunnokeishou/rep/1947_kathleen_typhoon/index.html
- 16) 国土地理院 HP : <https://www.gsi.go.jp/>
- 17) 白井勝二(2010) : 1947 カスリーン台風 報告書 第 1 章 カスリーン台風と利根川流域 第 4 節 利根川河道整備と堤防決壊 5 氾濫状況, 中央防災会議・災害教訓の継承に関する専門調査会報告書, p.38～p.49, 平成 22 年 1 月
http://www.bousai.go.jp/kyoiku/kyokun/kyoukunnokeishou/rep/1947_kathleen_typhoon/index.html

3.2.2.2 氾濫流制御減災を実現する上でのハードル

(1) 氾濫を前提とする減災実現上のハードル 1 – 氾濫という痛み マイナスサムゲームの克服 –

施設能力超過洪水における減災では氾濫被害が生じることが前提である。

減災は「洪水との共存」ではない。ナイル川やバングラデシュのハオール等雨季と乾季が明確に分かれた洪水であれば、日本の雪国の雪のように農業の前提として共存することは可能だろうが、日本の数年から数十年に 1 回ランダムに來襲する洪水では共存は難しい。

氾濫による浸水被害は当該地域にとっては痛みである。一部区間に低い堤防を作った場合にはそれは社会全体にとっては効果があるがもってこられる場所の人にとっては負担・痛みを強いる施設である。米軍・自衛隊の基地や原発と似ている。米軍基地が沖縄に偏在し沖縄に負荷を強いていることは日本国民全員が理解するが、負担・痛みを強いる施設の分散・平均化は口をつぐんでどの地域も協力しようとしない。人間の行動原理・現実・社会の慣性の中では、地域振興として原発の立地交付金を上乗せする、米軍基地偏在に対する感謝・協力の証として補助金や交付金を上乗せする等以上の打開策は見いだせていない。

利害対立の克服は治水の根幹の 1 つである。近代の治水対策はこれまでになかったダムや放水路の建設等巨大な技術力・高度な技術によって従来の「利害対立」を清算できる便益を作りだして配分するプラスサムゲームの世界をつくることによって克服してきた。「利害の対立の克服」が、減災においても可能か。可能だとすればそれに貢献する技術とは何か。気候変動による外力増加の局面ではもはやプラスサムゲームにはできないケースも多いだろう。ゼロサムゲームですらなくマイナスサムゲームの世界である。マイナスサムゲームの克服がハードルの 1 つである。

(2) 氾濫を前提とする減災実現上のハードル 2 – 事前の利害対立調整 –

坂川本流堰開閉をめぐる水争いからわかるとおり、事前に合意・納得がない状態で、利

益が相反する当事者同士が、洪水が起こっている最中に開閉について議論をつくして双方納得する答えを出すことは不可能である。

3.2.2.2(8)で紹介したカスリーン台風の利根川破堤氾濫流の流下時の、桜堤上流での都による江戸川堤防開削²³⁾も参考にすべき教訓の1つである。堤防を開削しての排水に下流や対岸の住民が反対意見を述べることはありうるが、いざ鎌倉の場面になってから調整をはじめても遅いということである。その場になってから調整を始めるのではなく、緊急時に調整作業が必要とならないよう事前に調整・整理しておくべきである。現在なら水防法の大規模減災協議会で整理しておくべき事項である。

同様に、減災を意図して人為的に氾濫させることにより生じる被害に対しての損失補償、被災者支援措置、相互支援等に関する取り決めが整理されていることが重要である。損失補償、被災者支援措置の準備は国が、相互支援の調整・調停は大規模氾濫減災協議会であろう。これは技術というよりも納得・調停のありようといえる。

(3) 氾濫を前提とする減災実現のハードル3 一人災への責任転嫁―

災害や事故が起こると、被害状況の把握からはじまり情報の収集・整理が進むにつれ、発生原因と再発防止が関心事となる。減災は、被害をゼロにすることではないので必ず被害が生じる。また、被害を減らすことにチャレンジする行為なので、意図通りに成功するとは限らない。新たな試みなので経験を振り返り改善を重ねて積み上げていくことが重要である。

その際に足かせとなるのが、本質的な原因追求とそれを踏まえた改善よりも人災等への責任転嫁に傾く懸念である。避難勧告が遅かった、避難勧告が行き届かなかった、水門や排水機場の操作に問題があった等災害を「人災」と捉えて「犯人」を罰することで解決したと整理し、改善に必要な本質的課題や取り組みがなされない危惧である。ダムを容量を超える流入が予想される場合には操作規則に則りダムの異常洪水時防災操作を行うことになる。この際、事前に放流の連絡を下流の沿川自治体に行うが、滅多にないこの連絡に熟知していない首長が水害発生後にこのダム放流を責任転嫁先にしようとする事例もかつてはあった。今は、首長の水害時の危機管理への意識も高まり、異常洪水時防災操作についても知識が広まりつつあるのでそのような責任転嫁はなくなってきた。

災害を人災として捉え、それを過剰に追求することが当たり前になると、施設の操作者や減災行動をとる人の決心・決断・行動を束縛する。故意ではない過失に対して制裁を加えることは、「本質的な問題を解決したこと」とは異なり、問題解決したという錯覚・問題のすり替えでしかない。事後の責任追及を警戒する余り、今後の改善に生かすための知見・教訓が収集・共有されなくなり、できるはずの改善ができない弊害こそが懸念される。施設能力超過やその可能性がある規模の洪水時の減災行動には、事後の責任追及・責任転嫁が及ばないように整理する必要がある。

どんなに悪い結果をもたらした施策も、はじめられた当初は善意ではじめられているというカエサル格言がある。この格言を施設超過洪水時の諸々の活動に当てはめれば、悪い結果をもたらそうとして施設を操作する人間などいないということである。見たいと欲する現実しか見ない人間の本質の前には、これを共通認識にすることは不可能なのか、人と社会の叡智が問われる。

(4) 氾濫を前提とする減災実現のハードル4 一人被害が出る可能性がある現実を直視できない人間の本质、結果的に痛みを他人に強いる行動原理―

福島第一原発事故で顕在化した原発事故対策では、絶対安全と説明するあまり被害が生じることを前提にした対策が被害を受ける住民等当事者とともに準備することができてい

なかった。避難を指示するしくみは用意されていたにもかかわらず、避難訓練等がされることもなく実効性を伴うものとはならなかった。ましてや被害を補償するしくみ（電力会社が補償するのか国が補償するのか）すら明確でなかった（結果論ではあるが、被害が生じた場合の補償を想定した制度設計がされていなかったといえる）。

事故後 9 年を経過した現在でさえ、再稼働にあたって事故が起きないようにするため最大限の措置をとることしか準備できておらず（「絶対に安全である」と説明できることを要求する方法から抜けられない）、事故・被害が起こることを前提とした避難訓練や被害補償について当事者となりうる住民を含めて構築する体制にはなっていない。（被害者が危険から逃れる唯一の手段である）避難対応は知事や自治体首長の仕事になっており、安心できる原子力発電行政・再稼働からは遠い現状に見える。

ユリウスカエサルは、「人間とは自分が見たいと欲するものしか見ない」という格言を残している。厳しい現実を直視できないのは人間の本質である。人間の本質は変えることが不可能な与条件と考え、減災を実現する方法を探ることも必要となる可能性がある。

自国の防衛という「安全」確保においても、米軍基地・自衛隊基地の立地等「痛み」を被る地域に対し、「安全」を受益する地域がかく「汗」「貢献」は見えてこない。「国に任せた」で通そうとしており、「痛み」を分担する「共助」は見えない。痛みを前提にせざるを得ない減災を実現する上で最大の課題の 1 つは、自分に痛みが降りかかることは許せないが、結果的に他人に痛みを押し付けて自分が助かることに対しては沈黙するという人間の行動原理である。

幸い、浸水被害は、放射能汚染のように目で見ることができず長期間を要してリカバリーが効かない被害ではない。また、3.1.2.12 で述べたように第 3 者を立てて痛みを受ける地域が納得できる条件を合意した事例 にもあることは救いである。河川管理者だけでなく自治体・住民も含めた日本国民の英知が試される。

かつての破壊水防の時代のように人為的に堤防を切りに行くことは現代ではないが、「減災」が対岸や上流の堤防が切れることを陰で祈って期待することでしか実現できないものなのだとすれば、悲しい限りである。昔の対岸の堤防を決死の覚悟で切りに行く破壊水防と本質は変わらず、進歩したとはいえない。少なくとも、「越流しやすい箇所をあらかじめ把握」して、その区間を「越流しても破堤しにくいよう強化しておく」ことは、当時は無理だっただろうが今ならチャレンジできる技術があると思うからである。

<参考文献>

- 1) 財団法人・新松戸歴史資料館編集・発行（2006）：下谷の歴史 干潟のゆくえ 第 4 章 坂川 水論 新坂川の開削, p.80-p.86 p.89-p.91, 平成 18 年 5 月
- 2) 須見徹太郎(2010)：1947 カスリーン台風 報告書 第 5 章 利根川氾濫流の流下と中川流域, 中央防災会議・災害教訓の継承に関する専門調査会報告書, p.119～p.144, 平成 22 年 1 月
http://www.bousai.go.jp/kyoiku/kyokun/kyoukunnokeishou/rep/1947_kathleen_typhoon/index.html
- 3) 白井勝二(2010)：1947 カスリーン台風 報告書 第 1 章 カスリーン台風と利根川流域 第 4 節 利根川河道整備と堤防決壊 5 氾濫状況, 中央防災会議・災害教訓の継承に関する専門調査会報告書, p.38～p.49, 平成 22 年 1 月
http://www.bousai.go.jp/kyoiku/kyokun/kyoukunnokeishou/rep/1947_kathleen_typhoon/index.html

3.2.2.3 氾濫流制御減災実現の手がかり

3.2.2.3 では、3.2.1～3.2.2.2 までに整理した減災対策及びそれを実現する上での課題を乗り越えていくための手がかりを考察・整理する。

1 つめは、技術進歩により氾濫シミュレーションの技術が向上していることを活用した利害の見える化である。運命共同体間の相互支援策を具体化する参考として、氾濫した地域の被害額と氾濫を免れた地域の被害回避額を試算することは、相互理解を深めることを助けると期待される。

2 つめは、既にある利害対立克服の事例である。ダム事業では上下流で利害が対立するが、水源地特別対策法等利害対立を克服するしくみをつくってきたノウハウ、事業者と水没地の対立を克服してきた経験が、運命共同体間の利害対立克服に役立てることができ可能性がある。既に 3.1.2.3 で述べた。

3 つめは、利害調整の形である。利害対立者間の調整のしくみとして、1 人の強大な力を持つ覇権者が構成員間を調整する形（ローマ連合）があるかもしれない。この場合、覇権者には、力と信頼がなければならない。これも既に 3.1.2.3 で述べた。

4 つめは、管理瑕疵成立条件をヒントにした、減災のための氾濫区域への情報提供の嵩上げである。意図的か結果的かに関わらず、氾濫が生じる地域には被害回避のチャンスがなるべく多く提供されるべきである。通常の治水事業受益地域に提供されている予報・警報等の情報よりも、被害回避・軽減のために価値の高いより早い段階で情報が入る等のような特別扱いは利害対立を克服する上で役に立つ可能性がある。

5 つめは、課題整理で述べていることの重複になるが、減災のための措置を河川管理から分離して水防に位置づけることである。アーマ・レビーやフロンティア堤防等の越流対策技術は、河川管理施設ではなく自衛のための事前水防工法と位置付けることで耐久性等については自己責任でスペックを落とすことが可能になる。何もしなければ破堤すると思えば、多少のリスクは残っても減災の可能性を増やすことは自衛にとっては有益である。

6 つめは、事後の責任追及からの分離である。そのために参考になる事例として、米国のアフター・アクション・レビューがある。災害対応を自ら事後検証し、その後の対応に役立てるしくみである。失敗は失敗として改善点を、成功は成功として次に役立てることが目的であり、そのために法律に免責規定も設けられている。日本では災害後に委員会がつくられるが、瑕疵を気にしながらの検討にならざるを得ず、その後の災害に生かすために最大限有効な検討になっているのか疑問である。瑕疵の整理とセットで減災のための取り組みの免責が法律に定められることが期待される。

7 点目は、改善を積み重ねる重要性である。以下詳述する。

3.2.2.3.1 氾濫の許容・制御に関する被害と受益の見える化

河川の洪水では、破堤が起こればその下流では流量が増加しない、つまり、1 か所が破堤したことにより下流や対岸のリスクが減るという現実（結果としての効果）がある。不完全だが効果を期待できる技術を採用して破堤の可能性を減らすことにチャレンジする以上、意図しない原因・想定外の要因による破堤（つまりチャレンジの失敗）もあり得る。

計算技術の進歩によって、片岸が浸水を引き受けたおかげで対岸が助かる、上流が浸水を引き受けたおかげで下流が助かる関係が明確になっていく。シミュレーション技術を生かした見える化という意味では、田中ら（2018）¹⁾、梶谷ら（2019）²⁾の研究は、参考にするべきものである。

見える化した情報をもとに、助かった側と（結果的に）浸水を引き受けた側に何がしかの「共助」があってよい。意図的な減災施策（氾濫への人為的な関与）を講じる場合には

なおさらである。その際、破堤（チャレンジの失敗、ロシアンルーレットの結果）によって救われた下流や対岸が氾濫地域の復旧・復興の支援をする仕組みがあるべきと考えられる。そうでなければ、技術が進歩しても（対岸の堤防を切る・対岸や上下流の堤防を嵩上げさせない論所堤等足の引っ張り合いによる自衛しか手段がなかった）江戸時代と変わらない。もう一步進めて、ある一連区間堤防の越流対策実施（破堤しにくくする整備）に対して便益を享受する下流や対岸の氾濫ブロックが費用の一部・全部を負担することがあってもよいと考えられる。

<参考文献>

- 1) 田中規夫・五十嵐善哉・伏見健吾（2018）：荒川中流域の潜在的氾濫リスクと現存する江戸時代の旧堤防群が果たす減災効果，土木学会論文集 B1（水工学），第 74 巻，4 号，I_1393-I_1398，2018 年
- 2) 梶谷勇人・田中規夫（2019）：荒川西遷が荒川流域にもたらした潜在的氾濫リスク箇所，土木学会論文集 B1（水工学），第 75 巻，2 号，I_1447-I_1452，2019 年

3.2.2.3.2 義務違反説瑕疵発生条件をヒントにした減災により氾濫を被る者への情報提供

氾濫を許容する以上は、瑕疵はなくとも痛みを強いる地域・者に対して、損害を回避するチャンスを提供すべきである。減災氾濫許容の痛みを被る者に対する情報提供は、瑕疵成立条件が参考になる部分もあると思うので手がかりにする。

3.1.2.1 水害訴訟と瑕疵で整理したように、瑕疵の成立には 2 段階必要であり、1 段階目は水害による危険発生の予測ができたかどうか、2 段階目は損害発生を回避するために必要な措置を講じていたかである。氾濫流を制御して減災措置を講じるということは、被害の発生を予測出来ていることが前提なので、2 段階目の損害発生を回避する措置をとっていることが重要である。

施設能力超過洪水に対する損害発生回避措置について考える。避難に責任を有する自治体は、避難を確実にを行う施策を講じるべきと考えられる。具体的にはハザードマップの整備と避難勧告・指示は必須になる。水位観測者からは水位情報の通知が、ダム管理者からはダム操作上重要な情報（異常洪水時防災操作）の通知が、堤防管理者・水防従事者からは決壊の通知がなされるべきだろう。しかし、これらはロシアンルーレットで氾濫の備えをする一般的な箇所でも提供される。氾濫の痛みを強いる区域に対しては、特別の予報・避難情報提供・タイムライン整備等 1 段階上乘せした措置が必要と考えられる。1 段階上乘せは、支援見舞い金の優先配分、宅地の盛土嵩上げ補助金制度、水屋的な高台避難地を集会所として整備等でもよいかもしれない。

3.2.2.3.3 水防に位置づけることで広がる選択肢

既に述べたことの繰り返しになるが、平等にサービスを提供する・管理瑕疵のリスクを避けることが優先される河川管理の立場と、多少のリスクはあること踏まえつつもチャンスを活かすことを優先して被害軽減を追求する自衛の立場では取り得る選択肢が異なる。河川管理者の立場で考えると「リスクをとる」選択肢が消える。また、河川管理施設に要求されるスペックは高く、対策完了までに時間と費用がかかる。

一方、水防工法は緊急暫定対策なので、長寿命であること・地震も含めた様々な外力に

対して安全であること等の高スペックは必ずしも必要としない。それよりも、効果発現の迅速さが大切である。恒久対策ではなく暫定的な越流対策であるアーマ・レビーやフロンティア堤防・難破堤堤防は河川管理施設ではなく、出水期前に施工しておく事前水防工法とみることができる。このような発想の転換により、これまで採用できなかった越流対策の実施が可能となる。なお、これら越流対策は、恒久対策ではないこと・完全なものでもないことを自覚し、氾濫の痛みを強いる人・受益を受ける人等運命共同体である関係者との間で共通認識を持つておく必要がある。

減災のため浸水を強いる地域を意図的に選択することが可能か考えてみる。ナショナルミニマムとして河川整備計画流量（基本方針流量）規模に対しては水害から守るとしている以上、左右岸・上下流ともに可住地域・生産拠点として予定している場合には、どれかの氾濫ブロックを設計超過洪水時の氾濫予定地として差をつけることができず、リスクを分散（破堤リスクはロシアンルーレットと）せざるを得ない。局所最適化ではなく全体としての最適化を図る観点から、浸水戸数が少ない（損害が小さい）場所が適していると考えられる者も多いかもしれない。しかし、被害の補償・補填を用意できず、（被害額には到底及ばない被災者再建支援金や共助が成立した場合に可能な範囲で準備することができる嵩上げ支援金はあるものの）「再建は自力で」を基本とせざるを得ない以上、全体としての最適化を強要することはできない。浸水被害が小さいだけでは減災氾濫区域設定の説得の決め手にはならないので、結果的に氾濫ブロック間においてはロシアンルーレットとならざるを得ない。

リスク分散（ロシアンルーレット）している状態における減災が自衛競争になることは悪いことではない。もちろん、かつての対岸や上流堤防を切る破壊水防のような足の引っ張り合いの競争になってはいけない。資金力がある氾濫ブロックがとる減災戦略と資金力がない氾濫ブロックがとる減災戦略は異なり、それぞれの戦略に合わせて2.や3.1で紹介した減災上の工夫の種を消化・導入することが考えられる。うまく、ライバル・競争相手となる氾濫ブロック間で利害が一致すれば、共助を取り入れつつ施設能力超過洪水時の浸水予定地として整理することができる可能性がある。なお、同一氾濫ブロック内については、ブロック内の裁量で越流箇所を決めることができる。

上下流や左右岸の対立が副作用をもたらすことはこれまでの事例¹²⁾を見れば明らかである。だが、上下流・左右岸が平等であればよいというものでもない。ナショナルミニマムとしての一定水準の安全は河川整備計画により平等に確保されるべきであるが、施設能力超過洪水のような異常な事象に対しては、努力しない地域を基準にした平等よりも努力した地域ほど報われる形の競争とする方が社会として健全と考えられる。

河川管理者は減災を支援する・ブロック間の利害対立を良質に調停する立場を求められる。具体的には、治水事業費から数割切り取って減災整備事業補助費として用意した上で配分し、各氾濫ブロックが自衛として実施する方法が考えられる。事前水防工法としてのアーマ・レビーやフロンティア堤防を占用許可行為として認める場合に過剰なハードルを設けないことも重要である。高規格堤防でなくても裏のり面を盛土等に活用できるようにする・余裕高規程について水防による減災目的であれば切り下げ可能とする等、河川法の規制緩和を行うことが有効と考えられる。

表 3.2.2.3.3.1 氾濫許容区域（仮称）、限定氾濫域、計画遊水地の比較

	減災氾濫許容区域（仮称）	限定氾濫域 清治（2011）	計画遊水地
調節対象	施設能力超過洪水	河道流下能力超過洪水	整備計画流量・水位波形
設定者・実施者	<ul style="list-style-type: none"> 水防管理団体が自衛措置として設定 水防管理団体が実施（河川管理者に委託する・技術支援を得る等あり） 対岸や下流の受益地が設置に要する資金を提供する場合も 	<ul style="list-style-type: none"> 河川管理者が設定 都市計画・地域計画に位置づける 地域の合意形成を得て設定 治水事業として実施 	<ul style="list-style-type: none"> 河川整備計画に位置付けて河川管理者が設定 河川事業として実施
流入方法	<ul style="list-style-type: none"> 余裕高の範囲内で天端切り下げた区間から越流流入。 越流堤化もしくは越流強化。 ヒューズ区間とする場合も。 二線堤等による氾濫流制御も 	<ul style="list-style-type: none"> 超過洪水時越流堤より流入 	<ul style="list-style-type: none"> HWLより低い越流堤から流入 地役権設定 <ul style="list-style-type: none"> ➤ 用役地：越流堤敷地 ➤ 承役地：湛水域
土地利用規制	<ul style="list-style-type: none"> なし（河川法適用せず） 期間限定地役権規制はありうる 土地利用（宅地と建築を強化する規制誘導）や避難優先レベル設定と連動 	<ul style="list-style-type: none"> 河川法適用せず（河川区域指定なし） ほぼ現状並みの私的使用 条例等により建物規制 	<ul style="list-style-type: none"> 河川区域規制 地役権規制（湛水域に支障がある利用はできない）
土地利用制限（財産権制約）補償	<ul style="list-style-type: none"> 財産権補償はなし 	<ul style="list-style-type: none"> 治水事業として家屋移転を実施 	あり
租税特例	なし	<ul style="list-style-type: none"> 租税の減免を検討 	なし
浸水被害補償	なし	<ul style="list-style-type: none"> 氾濫確率を低下させて補償を検討 	なし
設置時の地域振興	<ul style="list-style-type: none"> 地域振興はなし 	<ul style="list-style-type: none"> 地域活性化プロジェクトとする等地域振興と連動させること検討 	
再建支援	<ul style="list-style-type: none"> 激甚災害相当の被災者支援措置 運命共同体（受益地）からの見舞金・支援金（共助体制整備できた場合）の嵩上げ 	<ul style="list-style-type: none"> なし（家屋移転等を治水事業として事前に実施しておく） 	なし

国や県は、減災の運命共同体を育てる上位の水防組織という立場から、減災ブロック・自治体の減災チャレンジの申請を評価して補助金を配分するのが妥当と考えられる。浸水想定区域に減災チャレンジの留意点・期待値を表示することも必要である。他より早く・頻度高く避難する地域であること・期待通り機能すれば減少する氾濫面積・浸水深を併記する等である。瑕疵や過信を恐れすぎて最大の浸水深・浸水範囲だけを示すのは、「希望」がなさ過ぎて減災チャレンジにおいてはマイナスである。複数の浸水予測図で混乱する副作用はあるが、減災のチャレンジにおいては、浸水深の最大重ね合わせ図ではなく、幾つかの破堤箇所からの動的な浸水経過を示す出力が重要である。減災・氾濫制御のための盛土・高台により減災の試算ができることも重要である。

河川の段階的整備において、河川管理者が暫定の越流対策を施すという選択もありうる。その場合には、河川管理者の立場から瑕疵の整理をしておく必要がある。

仮に、余裕高の範囲内で堤防高を切り下げ、越流強化対策を施す減災のための氾濫許容区域を設定しその区域に対する共助体制（受益地と被害受忍地域の間あるいは運命共同体間で浸水被害の相互支援を行う）が整備できる場合、減災のための氾濫許容区域は整備計画上の計画遊水地とは何が異なるか整理が必要となる（表 3.2.2.3.3.1）。清治（2011）³⁾が「減災氾濫域」で同様の整理を行っている。

(1) 主な災害対策関係法律の類型別整理表			
類型	予防	応急	復旧・復興
	災害対策基本法		
地震 津波	大規模地震対策特別措置法 津波対策の推進に関する法律 ・地震財特法 ・地震防災対策特別措置法 ・建築物の耐震改修の促進に関する法律 ・密集市街地における防災街区の整備の促進に関する法律 ・東南海・南海地震に係る地震防災対策の推進に関する特別措置法 ・日本海溝・千島海溝周辺海溝型地震に係る地震防災対策の推進に関する特別措置法 ・津波防災地域づくりに関する法律	・災害救助法 ・消防法 ・警察法 ・自衛隊法	激甚災害法 <被災者への救済援助措置> ・中小企業信用保険法 ・天災融資法 ・小規模企業者等設備導入資金助成法 ・災害弔慰金の支給等に関する法律 ・雇用保険法 ・被災者生活再建支援法 ・株式会社日本政策金融公庫法 <災害廃棄物の処理> ・廃棄物の処理及び清掃に関する法律 <災害復旧事業> ・農林水産業施設災害復旧事業費国庫補助の暫定措置に関する法律 ・公共土木施設災害復旧事業費国庫負担法 ・公立学校施設災害復旧費国庫負担法 ・被災市街地復興特別措置法 ・被災区分所有建物の再建等に関する特別措置法 <保険共済制度> ・森林国営保険法 ・農業災害補償法 ・地震保険に関する法律 <災害税制関係> 災害被害者に対する租税の減免、徴収猶予等に関する法律 <その他> 防災のための集団移転促進事業に係る国の財政上の特別措置等に関する法律
	火山		
風水害	河川法 特定都市河川浸水被害対策法	水防法	
地滑り 崖崩れ 土石流	・砂防法 ・森林法 ・特殊土壌地帯災害防除及び復興臨時措置法 ・地すべり等防止法 ・急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律 ・土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律		
豪雪	豪雪地帯対策特別措置法		
原子力	原子力災害対策特別措置法		

図 3.2.2.3.3.1 激甚災害が適用される復旧・復興に関連する制度 出典：内閣府資料

計画遊水地は、計画で想定した外力に対して施設能力を発揮するために整備されるもので、施設能力超過洪水対応ではない。また、地役権設定による計画遊水地では湛水権原に支障のある土地利用ができないという制限をかける⁴⁾。減災氾濫地は意図的な越流区間・ヒ

ューズ区間を前提にした二線堤・樹林帯等の配置で氾濫流制御を行い、これと連動した宅地の高さ・構造、建築物の構造・居住階の規制・誘導を行い、避難レベルを高く設定する。あるいは暫定対策の水防工法という性格上期間限定で地役権を設定することも考えられる。計画遊水地では農地利用が一般的であるが、河川管理者は農作物の浸水被害の補償はせず、土地利用制限（財産権制約）に対する補償をする。

本論文で提案する減災のための氾濫許容区域は、技術や社会の進歩の象徴として共助による再建の相互支援（浸水被害の補償・補填としたいところだが金額的に無理であろうこと、補償・補填目当ての土地利用が出て社会の健全性として好ましくないことから、再建支援の上乗せと整理）が新たに整備できると良いと考えたので、浸水によって生じた被害の再建支援が減災の努力をしていない氾濫被害に対するもの（施設能力超過洪水すなわち大洪水であることを考慮し、激甚災害と同等の支援を想定（図 3.2.2.3.3.1））に加えて、氾濫地と受益地の間あるいは運命共同体内の相互支援の見舞金という形で上乗せして提供されるものである（表 3.2.2.3.3.1）。

<参考文献>

- 1) 財団法人・新松戸歴史資料館編集・発行（2006）：下谷の歴史 干潟のゆくえ，平成 18 年 5 月
- 2) 東海農政局新濃尾農地防災事業所：濃尾用水の歴史（濃尾用水拾余話），
<https://www.maff.go.jp/tokai/noson/shinnobi/pr/juyowa/juyowa.html>
- 3) 清治真人（2011）：氾濫域対策を含めた恒久的治水理念の考察，土木学会論文集 B1（水工学），Vol.67, No.4, I_637~I_642, 2011
- 4) 山本進（2016）：遊水地事業における湛水権原の確保手法 上野遊水地から考える，平成 28 年度近畿地方整備局研究発表会論文集，行政サービス部門 No.10，
<https://www.kkr.mlit.go.jp/plan/happyou/theses/2016/pdf06/10.pdf>
- 5) 内閣府政策統括官（防災担当）付・参事官（総括担当）付：災害法体系について，気象庁 HP>案内・申請>気象予報士について>気象防災アドバイザー研修の詳細>防災基礎コース>災害法体系，p1，
<https://www.jma.go.jp/jma/kishou/minkan/wxad/pdf/2-2-2.pdf>
- 6)

3.2.2.3.4 事後の責任追求と本質的改善の分離 アフター・アクション・レビュー

3.2.2.2 で指摘した、人災への責任転嫁のハードルを超える上で参考になる事例を運上（2013）¹⁾が整理・報告しているので、以下に引用する。

1) ニューヨーク（NY）州による災害対応の検証

2012 年 11 月 15 日、NY 州 Andrew M. Cuomo 知事は、ハリケーン・サンディによる甚大な被害を受け、知事の行政執行命令（Executive Order）として、自然災害に対する NY 州の準備対応能力をレビューするとともに、NY 州のインフラの強化とレジリエンスの向上のための今後の方策を議論するために、NYS 2100 委員会、NYS Respond 委員会、NYS Ready 委員会の 3 つの委員会の設置を指示した。

このうち、NYS2100 委員会は、自然災害やその他の緊急事態に対する州のインフラシステムの強化とレジリエンスの向上方策の検討を担い、2013 年 1 月 11 日、委員会発足から 2 ヶ月にも満たない短期間で中間報告を公表した。ここでは、短期的及び長期的なプログラ

ムとして、交通、エネルギー、土地利用、保険、そしてインフラ整備の 5 分野に関する提言とともに、分野横断的（クロスカッティング）な提言を行っている。

この委員会には、連邦政府、州政府、市政府からだけでなく、大学等の研究機関、民間分野の専門家、そして海外からも参加して、災害の検証と今後の改善策の議論が行われている。

NY 州以外にも、連邦緊急事態管理庁（FEMA）を始めとする連邦政府機関、地方政府等でも、同様に災害対応の検証が実施され、その報告が公表されつつある。例えば、一例を示したのが図 3-8（掲載略）である。これは、運輸省（DOT）から公表された事後検証レポート（After-Action Report）であるが、運輸省によって実施された災害対応を時系列的に整理し、効果的に実施された点、あるいは、必ずしも十分ではなかった点のレビューを行うとともに、改善点に関してまとめられている。

2) 災害対応の検証に関する法制度と事後検証（After-Action Review: AAR）の徹底

このように、米国では、災害のたびにその対応の検証と必要な改善策の議論が行われる。災害時の対応については、過去の実績等を踏まえて定型化されたものはプログラム化され、将来の災害に備えるために、関連する制度やシステムの改善とともに、災害対応者の行動規範や準備のタイムラインとしても組み込まれる。そのため、災害検証では、関係者から事実関係を収集・集約する機会を設けるとともに、データに基づく徹底的な検証と国内外の有識者を交えた自由な議論が可能な場を構築するという姿勢が伺える。そこでは、仮に災害対応の失敗があったとしても個人の過失の追求に主眼があるのではなく、教訓を導きだし、そうしたことが繰り返されないように将来に確実に活かしていくという点が重視されている。

米国の災害対応については、ロバート・スタフォード災害援助・緊急事態支援法にその基本が定められている。同法第 5156 条には、大統領は、大規模災害及び緊急事態への準備並びに実際の災害時の援助提供における連邦機関、州政府、地方政府の活動について、毎年検証を行わなければならないと規定されている。また、災害検証の実施について、知事の行政執行命令によるもののみならず、州によっては、州の緊急事態管理局が災害後 120 日以内に安全対応、災害復旧活動をレビューし、これを事後検証レポート（After-Action Report）として公表し、州のすべての安全・緊急事態管理に係る組織に利用できるようにしなければならないことを州法として定めているところもある。

また、同法第 5148 条には、連邦政府の免責規定として、連邦政府は、この法律に基づく任務あるいは義務の履行あるいは不履行に基づくいかなる請求についても責任を負わない、と規定されている。これは、連邦政府は、被災当時の限定された情報の中で、最も望ましく、実現可能な対応を可及的速やかに実行しなければならないが、事後の司法審査を受けるならば、迅速かつ円滑な州や地方政府への支援ができなくなるためであるとされている。

2005 年のハリケーン・カトリーナによる激甚な災害後の対応として実施された「事後検証：AAR（After Action Review）」（大統領府、上院、下院、FEMA、USACE それぞれが実施）においては、繰り返し発生する災害対応課題については、経験から引き出された教訓を形式知化して「組織・制度としての記憶（Institutional Memory）」として積み重ね、将来の災害対応に活かす、このうち重要な課題については連邦法や州法を見直すという形で取り組んできた。 このような継続的な活動が今回のハリケーン・サンディに対する有効な対応に大きく貢献した。

ハリケーン・カトリーナの経験を踏まえて策定された米国の危機管理の対応のためのガイドラインである「国家災害対応枠組（NRF、2008 年 1 月）」には、計画（Plan）→組織・

訓練・装備 (Organize, Train & Equip) →実施 (Exercise) →評価と改善 (Evaluate & Improve) (図 3.2.2.3.4.1) といういわゆる PDCA サイクルの重要性が示されるとともに、それぞれの達成度を評価し、不足点の特定、その修正活動計画の制定までを確実に行うことが示されている。また、米国では事態に対する対応活動では、「国家事態管理システム (NIMS、2008 年 12 月)」が基本となっている。NIMS は、原因、規模、複雑さにかかわらず、事態の影響に対して準備、防止、対応、復旧、軽減するための統一的な命令及び運営組織構造を示したものである。ここにも、災害対応準備を行う機関は、将来の準備能力を強化するために事後検証 (AAR) を実施することが明記されている。

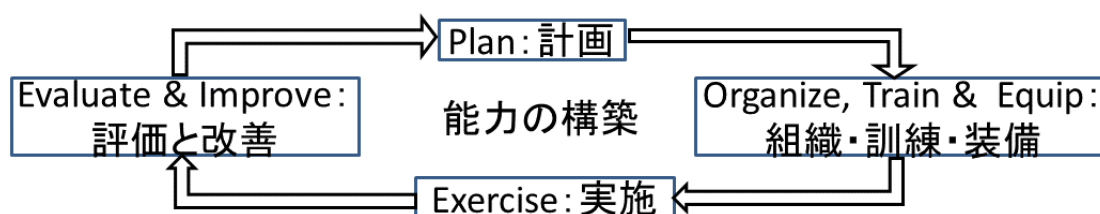


図 3.2.2.3.4.1 災害対応準備能力の構築サイクル

米国では、上記の AAR という事後検証システムが取り入れられ、合理的、かつ、システマチックに実施されている。AAR は、失敗の教訓を確実に後々に活かしていくことを目的としたもので、もともとは軍隊の強化のための訓練システムから生まれたものである。単に、第 3 者が失敗点、改善点を指摘するのではなく、当事者自らが実際に何が起こったか、それは何故失敗したか (あるいは成功したか) を正確に理解し、それから教訓を確実に得て、同じ失敗を繰り返すことのないようにする訓練システムである。いわば、効果的な自己能力向上システム ともいうことができ、米国では、これが災害対応の事後評価に広く浸透し、活用されている。

このように、米国では、災害後に、その対応活動や教訓をレビューし、確実に次に活かしていくという考え方が徹底されている。また、この取り組みは、被災経験のない地域に対するガイドラインとしても活用されている。例えば、災害教訓を広く共有することを目的として、FEMA では、LL/CI プログラム (Lessons Learned/Continuous Improvement Program) を実施している。これは、継続的な改善を通じて災害対応準備能力を強化することを目的とし、教訓やベストプラクティス、事後検証レポートなどの知識と経験を災害対応従事者間で共有・普及するためのものであり、ウェブ上のデータベースとして構築されている。(以下略)

連邦政府は、被災当時の限定された情報の中で、最も望ましく、実現可能な対応を可及的速やかに実行しなければならないが、事後の司法審査を受けるならば、迅速かつ円滑な州や地方政府への支援ができなくなるため、ロバート・スタフォード災害援助・緊急事態支援法第 5148 条に、連邦政府の免責規定として、連邦政府は、この法律に基づく任務あるいは義務の履行あるいは不履行に基づくいかなる請求についても責任を負わない、と規定している点が重要である。

表 3.2.2.3.4.1 緊急事態宣言氾濫と現状の氾濫対応

	緊急事態宣言氾濫	従来 of 浸水氾濫
	台風接近等で施設能力超過洪水が予想される場合に国が「緊急事態宣言」	被害発生後に被害額を集計し、要件を満たせば「激甚災害」に指定
活動内容	宣言を受けて、減災のためにできる措置を講じる。 ＜ゼロ・アワー（HWL 到達・強風域到達）に向けた事前避難、計画運休、休校、通行止め、復旧準備作業、人為的破堤、ダムの減災追求事前放流、二線堤破堤の回避・排水のための堤防開削＞	被害発生後に ・水防活動 ・救助活動 ・締切 ・排水ポンプ車出動
改善のための事後評価	減災活動に対するアフター・アクション・レビューの作成・公表義務	検討委員会（破堤原因究明、情報の出し方検討）
国賠法	台風の予測をもとに事前に「緊急事態宣言」をすることで国賠法損害賠償請求権消滅	管理瑕疵が認められる場合には損害賠償
再建支援	・激甚災害相当の支援措置 ・運命共同体（受益地）からの見舞金・支援金（共助体制整備できた場合）	ケース by ケース ・被害が大きく、事後に激甚災害に指定されれば融資等支援措置

日本においては災害後に「委員会」が作られるが、検討や報告書作成において、瑕疵への波及を意識せざるを得ず、本質的な改善に議論を集中しきれない。これは、3.1.2.1.5 の最後、3.1.2.2 で問題提起している資産集中河川における損害賠償が莫大になる課題や被災者支援額が原稿制度で支えきれない課題とともに、法制度上の整理が望まれる。

例えば、2019 年の台風 19 号であれば、直撃し施設能力を超える降雨・風・高潮が発生するおそれがあるとわかった時点で、緊急事態宣言を出し、計画高水位を超える区間・ダムの異常洪水時防災操作が行われた下流区間については国賠法の対象とはならないと明確にするとともに、アフター・アクション・レビューも行うことをルール化しておくことが考えられる（表 3.2.5.6.1）。緊急事態宣言は、被害を受けるおそれがある者に対して注意喚起する効果、空振りになった場合でも予測が当たった・外れただけの議論ではなく（空振りがあり得ることも含めた）今後の減災システムを改善していくべき事項を建設的に検討できる土壌をつくる効果も期待できる。

<参考文献>

- 1) 運上茂樹（2013）：米国ハリケーン・サンディに関する現地調査 報告書（第二版）— 先進国の大都市を初めて襲ったニューヨーク都市圏大水害からの教訓 — 3-6 「将来の災害対応のための検証」が随時行われていること、国土交通省・防災関連学会合同調査団（2013）、p.43-p.46、平成 25 年 7 月

3.2.2.3.5 改善を積み重ねる重要性（1回で成功しない）、リスク・ガバナンスとの関係

木曾三川の沿川¹⁾、坂川流域における湿地開発²⁾、バングラデシュのサイクロン高潮に対する避難対策・貧困対策³⁾、ニューヨークのハリケーン高潮対策⁴⁾、三陸地域の津波対策⁵⁾、ニューヨーク地下鉄の早期機能回復対策⁶⁾、戦災復興の成功と失敗事例等の考察⁷⁾から、挫折してもそこでくじけず改善を図って突破する重要性、積み重ねの重要性が浮かび上がる。

天・地・人も重要な要素である。東京の震災復興と戦災復興の明暗、広島・名古屋等戦

災復興を生かした都市と東京の戦災復興の明暗は、それを浮き彫りにする。リーダー等重要な関係者に人を得たのか得なかったのかで、その後の成功と失敗が分かれる。戦災復興時の安井知事はカスリーン台風時の知事でもあった。自分自身が東日本大震災時とその後の復旧に関わった経験を振り返っても天・地・人の人は重要だった。適切な人材が重要なポストに置かれていたことが肝であった。

最後に 3.2 で行った考察・提案と、リスク・ガバナンスの関係について整理する。監査法人グループである Pwc の資料⁸⁾によると、「リスク・ガバナンス」とは、リスクの計測手法やストレステスト等の管理手段の高度化ではなく、リスクを適時、適切に認識し、長期的な視点でリスクに対応することについて組織内で自己規律を働かせること、また、それに透明性を与えることを指す。このリスク・ガバナンスは、グループ全社単位、グローバル単位で包含的、整合的に構築すべきものとして位置づけられる。

政府部門のリスク・ガバナンスとリスク・マネジメントについて研究している新川(2016)⁹⁾は、「リスク問題は単に組織内においてそれを適切に管理できればよいということでは不十分な管理となってしまうということから、様々な主体や利害関係者等との関係でリスクのガバナンスを考え、リスクを統制しようとするのが始まっている」としている。

リスク・ガバナンスとは「リスク・マネジメントが機能する枠組みを提供する」ものとしており、3.11 東日本大震災等を経て、「多様な関係者の参画の下にリスクを考えなければならぬ」という事態への認識は、リスク・マネジメントの在り方の変化を導くことになった。そこではリスク・マネジメントからリスク・ガバナンスへ、とりわけリスクにかかわるコミュニケーション・ガバナンスの重視へと、強調点を移動させてきたのである。

こうしたリスク・ガバナンスの視点は、災害等に見られるような、予防、被災減災、救援、復旧、復興というプロセスについても、リスク・ガバナンス、クライシス・ガバナンス、復興ガバナンスという一連のプロセスとして、考えられることになる。リスク・ガバナンスは、クライシスや復興を含めたところのガバナンスとして設計される必要がある(IRGC, 2005)。」と述べている。リスク・ガバナンスを実際に機能させていこうとする場合の問題・論点として表 3.2.2.3.5.1 に示す 6 つを挙げている。

本論文が対象とする氾濫流制御減災に関しては、例えば論点⑥の民主主義統制に関する問題とは、減災対策を企画・検討・実現に際し、情報公開、説明責任、ステークホルダーの参加確保をいかに確保するかという話であり、行政法専門の櫻井(2006)¹⁰⁾が指摘する、行政のダイナミズム確保が大切という話と共通している。本論文 3.2.2.3.4 で提案したアフター・アクション・レビューは、⑥民主主義統制の問題に有効である。⑤ガバナンスの失敗に関する論点に関しては、本論文の減災提案では、減災対策が成功せず被害が発生する場合があることも折り込んで、その場合には復興の成功をゴールと考えていることは共通した考え方である。①～④の論点は、指揮系統をはじめとする、実施主体と支援主体の役割分担の構成の問題と解釈される。

①～④の指揮系統をはじめとする、実施主体と支援主体の役割分担の構成の問題に関して、例えば、防災科学研究所¹¹⁾は、「災害リスクの不確実性や複雑性に社会が対応するためには、行政主導による防災対策にとどまらず、個人や地域コミュニティ、NPO、民間事業者などの多元的かつ多様な主体の重層的なネットワークによる協働という「災害リスク・ガバナンス」の確立が求められる」という問題意識の下、「リスク・ガバナンスを再編・高度化するために、災害リスクに関する知識(専門知、経験知、地域知)を統合・再構築するリスクコミュニケーション手法とそれを支える社会的な情報基盤として災害リスク情報プラットフォームの構築」に関する研究を進めている。

そこでは、公的機関によるトップダウンの指揮系統に、公的機関以外の多様な主体がボ

トムアップあるいはミドル・アップダウンによる協働が付加されることで、不確実性を孕むリスクに社会全体で対応するリスク・ガバナンスの再編が念頭に置かれている。本論文が提案する氾濫流制御減災も、リスク・ガバナンスの指揮系統等主体と支援の構成は、同じ思想である。河川洪水の氾濫流制御減災では、上下流や左右岸の利害対立構造が本質的な障害として強調されること、それを克服する対策が重要だという点に特徴がある。

表 3.2.2.3.5.1 リスク・ガバナンスを実際に機能させる上での問題・論点 新川 (2016)

リスク・ガバナンスを実際に機能させる上での問題・論点 新川 (2016)	
①政府の中心性を巡る論点	リスク・ガバナンスにおける政府の役割については、政府それ自身がリスク・ガバナンスの中核としてガバナンス確保を進める責務を負い、またそれを実現する能力があるのかが問われている。政府の位置づけとして、それが中心にあるのか周辺にあるのかという問いでもある。
②政府間関係のリスク・ガバナンス	異なるレベルの政府間において、リスク・ガバナンスは成立するのかわという問いでもある。災害対策は、政府間ガバナンスを基本として設計されているが、それは期待通りに機能するのか。また機能させるためには、ガバナンスの作動やガバナンスのネットワークをどのように確保していけばよいのか。
③官民関係に関するリスク・ガバナンスの構築	①とも関連するのであるが、民間のリスク・マネジメントとの関係で、政府はどのようなガバナンスを民間との間で作り上げるのか。そして官民双方が適切なリスク・マネジメントをしていくために官民で共有されるべきガバナンス体制とはどのようなものであるべきかといった論点である。
④リスク・ガバナンスにおける関係性のデザインとコミュニケーション	様々な主体が自律的にかつ主体的に危機対応の活動をするとともに、ガバナンス・システムの下では相互に協調的に働くことで、より適切にリスクやクライシスに対応できるというのがリスク・ガバナンスを考える狙いである。 具体的にそうした目的を果たせるようなガバナンスをその構成アクター間において確保できるかどうか、そのアクター間の関係性を作り上げ機能を可能とするべく管理できるか、そうしたコミュニケーション・デザインを作り上げ、それを維持できるかという問いである。
⑤ガバナンスの失敗に関するもの	リスク・ガバナンスが働かずリスク対応ができない事態が発生することも予想できる。ここでの問題は想定外のリスクに対して、いかに対応できるかという点である。そしてそれができなくなる時、ガバナンスの崩壊とその回復が課題となる。この問題は、リスク・マネジメントにおける想定内と想定外という論点と同じく、リスク・ガバナンスの2重性をよく示すことになる。 リスク・マネジメントを機能させる枠組みとしてリスク・ガバナンスがあるが、リスク・ガバナンスがリスク・マネジメントの作動を阻害する可能性を考えておかなければならないのである。そうした意味での機能不全を避ける、あるいは作動を回復させる働きが重要だということになる。 リスク・ガバナンスの失敗を修復するメタ・ガバナンス、あるいは失敗を予防・軽減するメタ・ガバナンスを考えるということは、別の言い方をすれば、ガバナンスをガバナンスするプロセスをつくることである。 そこで重視すべきは、ガバナンスの回復力であり、クライシスに対する強靭さよりも被災からの回復力の強さを重視すること、そして代替システムよりも冗長性ないしは生き残りの可能性を高めることである。
⑥民主主義的統制にかかわる問題	リスク・ガバナンスはリスク・マネジメントをよりよく実現できればよいというにとどまらず、実はパブリック・ガバナンスの一環である以上は、リスク・マネジメントの民主性を確保するという根本的な課題を負う。 その民主性はもちろんリスクを回避しあるいは軽減する目的を果たす事を第一義とするが、同時にその目的を達成するプロセスやそこで得られた成果については、民主的統制に服せしめることが条件となる。リスク・ガバナンスはそのプロセスや目的達成において、透明性、公開性、参加性を確保し、その結果について説明責任を追っている。そしてその説明責任は、専門性と民主性を持った監査によって客観的に裏打ちされる必要がある。

表 3.2.2.3.5.2 防災科研リスク・ガバナンス研究 11)と本論文の比較

	防災科研リスク・ガバナンス研究	本論文（応答特性を踏まえた改善検討）
研究方法	現状の制度に災害科学の知見を反映する実践科学	地域開発発展の歴史と被害の発生・拡大という事実関係からの考察を減災に反映
共通点	被害の発生・拡大という事実から考察に関して、考察の視点や視野は異なるが、減災に役立つ知見を見出そうという姿勢においては、本論文と防災科研のリスク・ガバナンスに相違はない。 様々な機関の協働に改善の糸口を見出している点も、本論文と防災科研のリスク・ガバナンスに相違はない。 新技術を積極的に活用することで改善が進むと考えている点も、本論文と防災科研のリスク・ガバナンスに相違はない。	
違い	近年の災害の事実関係から課題・改善点を抽出し災害に強い社会を提案するのが防災科研のリスク・ガバナンス（現況の社会システムにおいて短期間での改善策提示に力を発揮） 洪水氾濫制御において発生する副作用（迷惑を被る者と受益者の利害対立）についての問題意識が希薄。 主たる問題意識は「不確実性を孕むリスク」であり、利害対立という副作用は問題提起されていない。「きれいごと」の中で災害の克服を組み立てているともいえます。 歴史の積み重ねの中で生じた利害対立等の負の遺産、社会制度・政府の統治力の栄枯盛衰という制約から生じる限界、は考慮されにくい。	長いスパンの災害を対象に、被害の発生・拡大プロセスとその要因、その克服過程を当時の技術制約、社会制度等の背景も含めて見る。 （結果的に多様な社会システムの下での教訓・優良事例を分析できる） （根源的な要因が見える可能性が高まる。根源的な要因に対して改善策の検討が行える） 氾濫制御を実装した場合に生じる利害対立という「副作用」の克服がなければ、減災の実現は困難であるという問題意識を明確にし、その改善方策の候補案を複数提示している点に独創性がある。
	減災には一般解があるという前提に立ち、それを普及することで減災が実現できる（演繹法）という考え方。	答えは多様という前提に立ち、各々の現場が成功例や教訓例を参考に、工夫と改善を積み上げて答えを造り上げていくもの。それらを集めて分析すれば共通の処方箋と個別処方箋が見つかり、組合せ方のコツ（適用条件・限界）が見つかるという考え方
まとめ	生物が多様性によってさまざまな環境に適応し進化してきたことに似て、研究においてもアプローチが多様であることが、解決策・改善策の幅を広げることにつながると考えられる。 ⇒本論文が提示する応答特性を踏まえた改善検討の方法と防災科研のリスク・ガバナンスは、アプローチが異なっているが、相互に補完しあえる位置づけにある研究と解釈される。	

防災科学研究所のリスク・ガバナンス研究 11)と本論文における減災研究の相違点を整理すると、表 3.2.2.3.5.2 のようになる。結論から言うと、本論文の応答特性を踏まえた減災の改善検討と防災科研のリスク・ガバナンス研究は、アプローチや視点が多少異なるが、相互補完する関係にあると考えられる。

<参考文献>

- 1) 財団法人・新松戸歴史資料館編集・発行（2006）：下谷の歴史 干潟のゆくえ、平成 18 年 5 月
- 2) 東海農政局新濃尾農地防災事業所：濃尾用水の歴史（濃尾用水拾余話）、
<https://www.maff.go.jp/tokai/noson/shinnobi/pr/juyowa/juyowa.html>

- 3) たとえば、Ben Wisner et al (2004): At Risk second edition Natural Hazards, People's Vulnerability and disasters PART II Vulnerability and Hazards types 7Coastal storms, Routledge, p243-p273, 2004
- 4) 国土交通省・防災関連学会合同調査団 (2013) : 米国ハリケーン・サンディに関する現地調査 報告書 (第二版) — 先進国の大都市を初めて襲ったニューヨーク都市圏大洪水からの教訓 一, 平成 25 年 7 月
- 5) たとえば、吉村昭 (2004) : 三陸海岸大津波, 文春文庫
- 6) 安田吾郎 国土交通省・防災関連学会合同調査団 (2013) : 米国ハリケーン・サンディに関する現地調査 報告書 (第二版) — 先進国の大都市を初めて襲ったニューヨーク都市圏大洪水からの教訓 — 3-7 地下鉄への浸水を前提として直前対応計画が練られていること, p.47-p.52, 平成 25 年 7 月
- 7) 例え、甲村謙友 (2011) : 震災復興・戦災復興の成果・失敗とその反省を踏まえて〜東京の失敗を東北に持ってくるな!〜, 国土政策研究所講演会, 平成 23 年 5 月 30 日 (月), JICE REPORT vol.20, p21-p31, 2011.12,
http://www.jice.or.jp/cms/kokudo/pdf/tech/reports/20/jice_rpt20_03.pdf
- 8) Pwc: リスクガバナンス、リスクアスペタイト・フレームワーク、リスクカルチャー リスクガバナンスの重要性, p6,
<https://www.pwc.com/jp/ja/japan-knowledge/archive/assets/pdf/risk-governance-appetite-framework1502.pdf>
- 9) 新川達郎 (2016) : 政府部門のリスク・ガバナンスと社会情報学, 社会情報学, 第 4 巻, 2 号, p.17~p.28, 2016
- 10) 櫻井敬子 (2006) : 辻本哲郎編 豪雨・洪水災害の減災に向けて ソフト対策とハード対策の一体化 第 2 編ソフトとハードの一体化 第 6 章責任論からみた水害対策について, 技法堂出版, p.113-p.127, 2006.5
- 11) 長坂俊成・白田裕一郎 (2009) : リスクガバナンスを支える災害リスク情報プラットフォーム, 日本リスク研究学会誌, 19 巻, 3 号 p.3_67-3_74, 2009

4. 結論

3.までに述べてきた本論文の結論を総括する。

(1) 本論文の位置づけ

1.では本論文の背景、基本的な考え方、研究の方法・新規性について述べた。本論文は、河川構造物の洪水に対する「応答特性」を、洪水による構造物災害の年間調査、現地調査、既往の災害教訓知見、水理実験、簡便な計算による考察から抽出整理する。本論文における構造物の洪水に対する「応答特性」とは、洪水流と構造物、構造物と周辺の地形変化、洪水流と構造物周辺地形変化間の相互作用を言う。さらに減災に役立てる視点から、構造物の変状・破壊とその後生じる堤内地の応答特性について、既往の災害調査分析等の文献から考察し、減災へ反映する工夫について整理する。堤内地の応答特性には、氾濫流作用時の力学的な応答・避難に加えて、その後の再建・復興局面あるいは次の災害に向けた準備局面における社会の応答も含む。

河川構造物の応答特性整理に際して実施する考察は、力学的な考察を基本とする。次に「応答特性」から得られる知見を構造物や周辺河道の点検、減災上の工夫に反映する。なお、応答特性から得られる知見の反映先は、構造物の設計法とする研究が一般的であるが、本論文は、応答特性から得られる知見の反映先を設計に絞るのではなく、点検や被害軽減・減災上の工夫を中心とする。

老朽化の懸念が高まっている近年、構造物点検の目的は、材料の経年劣化を未然に発見して予防保全を行うことにより構造物の長寿命化を目指すものが指向されている。本論文が提案する点検は、構造物の老朽化抑止による長寿命化を目指すことを主とするのではなく、被害軽減や減災上の工夫を目指すことに重点をおく。

この理由の1つは、河川構造物被災の実態つまり構造物の寿命が、老朽化による材料劣化で決まるのではなく、設計超過状態にさらされるあるいは設計時に想定した状態が変化し設計で考慮していない外力が作用することによって決まっていることによる。

2つめの理由は、河川特有の設計超過状態が生じうる堤防設計・河川管理の考え方にある。具体的には、河川堤防には堤防自体の構造上の余裕をもたせる必要、河川を横断する橋梁等構造物と河道の流下能力確保の必要から、設計水位の上に余裕高を持たせる。さらに線状長大構造物である堤防はダムのように基礎地盤を選ぶことができないので、軟弱な地盤上に設置せざるを得ない場合も多い。そのような中では堤防完成後の基礎地盤の圧密沈下や堤体自身の圧縮変形は避けられないので余裕高の上に施工上の必要性から余盛を行う。河川堤防に囲まれた洪水を流す器である河道には、設計水位の上に洪水流が流れる空間が存在せざるを得ない。設計水位より高い設計超過状態が生じる構造を内在する河川特有の状況である。設計水位の設定は計画や構造物の管理瑕疵と密接にかかわるので、変えるのは容易でない。また、仮に設計水位の基準を変えたところで、これに適合させるよう構造物を作り替えるには長い時間と多額の投資が必要となる。以上のような構造物の設計超過状態との共存を考慮する必要性は減ることはないという現実を踏まえ、「応答特性」から得られる知見の反映対象を減災の工夫とする。

(2) 河川構造物の洪水に対する応答特性

2.は河川構造物として最も重要な堤防を中心に、河川構造物の洪水に対する応答特性を検討した。2.1 既往研究との関係、2.2 堤防の被災実態、2.3 護岸根固め工の応答特性、2.4 浸透に関する堤防の応答特性、2.5 越流に関する堤防の応答特性、2.6 落差工・堰等の応答特性を踏まえた減災、2.7 河川構造物の応答特性からなる。

2.1 では、代表的な既往堤防研究をレビューし、本論文との違いを整理した。本論文の最大の特徴は、堤防の洪水に対する応答特性の知見を、河川管理者の視点ではなく、河川管理者が責任を負うことができない施設能力超過洪水に対して、自衛すなわち水防の立場から活用する点にある。

2.2 では堤防の被災実態を整理し、以下の知見を得た。①一般被害に直結する破堤は越流によるものが圧倒的に多い。②侵食破堤はセグメント 1 の計画高水位を上回る洪水において警戒を要する。高水敷幅が狭い堤防はセグメント 1 以外でも警戒が必要であり、それは実質的に護岸・根固め工の安全性検討となる。③浸透被災はどの河道特性でも起こる。かつて降雨だけで法崩れが生じていたが土工品質管理の普及により降雨法崩れが減少した。④セグメント 3・湖沼では風浪越波被災が生じる。

2.3 では侵食破堤に直結する護岸・根固め工の洪水に対する応答特性を検討し、以下の知見を得た。①護岸の主たる破壊は、洗掘・河床低下による基礎からの吸出し破壊、大洪水時の護岸天端・のり肩からの侵食破壊、施工範囲不足による施工端からの破壊の 3 つである。②減災上警戒を要するのは、基礎からの吸出し破壊、天端・法肩からの破壊、流体力によるめくれ・基礎吸い出しと複合した上下流侵食破壊である。③必要重量が確保された根固め工は、個別ブロックは安息角で沈下変形し、変形後の斜面を被覆するブロック間隔と土砂水理条件が平衡する安定斜面を形成して落ち着く。④減災上警戒を要する根固め工の変状は、敷設幅不足、敷設厚不足、重量不足である。①～③は様々な河川の現地の被災実態と水理模型実験により実証的に整理されたものであり、新規性が高い。

2.4 では、浸透に対する応答特性を検討し、以下の知見を得た。①堤体内浸潤面上昇によるすべり破壊は研究が進展しており、現地の浸潤面観測・変状点検でチューニングすることにより福岡ら (2018) ¹⁾ の堤防脆弱性指標 t_* や岡村ら (2017) ²⁾ の ϕ' とのり面勾配を用いたすべり領域の感度分析で河川毎・地先毎の危険性を評価できる可能性がある。②パイピング破壊は強化優先順位検討や現地でのパイピング発見に関する研究、パイピング空洞の進行応答・パイピング堤防破壊の類型に関する研究が進んでいる。③パイピングの本質的な応答の 1 つである砂粒子の応答は、杉井ら (2018) ³⁾ が、粒子間距離が近接する砂層内のパイピング限界流速が干渉沈降速度の概念を用いた補正沈降速度で評価できることを理論的に説明し、限られた砂材料の実験ではあるが評価可能であることを実証した。④小高・李 (2018) ⁴⁾ が注意喚起している「広義のパイピング」すなわち砂層液状化による堤体崩壊が減災上特に警戒を要する。⑤パイピング破壊の本質は高透水性地盤の水圧上昇なので、現場で基礎地盤礫層の出水時水圧を観測し危険性を実証的に確認すべきである。⑥抜けあがりが発見された樋門は函体内部の変形・損傷の目視調査、函体からの漏水を確認する注水試験を行うことが重要である。⑦樋門函体と堤防の境界部だけでなく、被覆土がある場所では接続水路が減災上警戒箇所である。⑧パイピングにおける砂粒子の応答状態は「パイピング」、「噴砂状態」、「浮遊状態」に分けられる。⑨パイピングの応答状態を規定する実流速・流速範囲は漏水口と砂層内で異なる。場所に応じた実流速目安範囲を用いて評価すべきである。⑩応答状態の目安となる実流速・流速は、砂層内は空隙比に応じた体積密度の干渉沈降速度で、噴砂口は単粒子沈降速度及び粒径の 5 倍の管径長を代表長さとするフルード数 1 に相当する流速を用いることができる。⑪減災上特に警戒を要するパイピング応答状態は次の 2 つである。噴砂口でフルード数 1 以上の (進行性でない) 制御不可能な流れが生じる。堤防下の砂層内で噴砂状態・パイピングとなって液状化し小高・李 (2018) ⁴⁾ 指摘の広義のパイピング崩壊が生じる。特に後者は現行基準類のパイピング照査で明瞭に示されていないので注意を要する。⑫は観測通信技術の進歩を踏まえて各現場で実証的に確認することを目的としており独創性がある。⑧～⑫は従来のパイピング発

生限界の把握を追求する研究とは異なり場所毎の応答状態を把握可能とするものであり、超過洪水を含む幅広い外力に対する照査に有効である。

2.5では、越流に対する堤防の応答特性を検討し、以下の知見を得た。①堤防3次元形状に越流水が集中する凹部で裏のり尻洗掘が大きくなり危険である。②越流水の集中がなくても堤内地の浸水深が小さく減勢しない場合には大きな裏法尻洗掘が生じて危険となる。③吸出し防止材による裏法補強は、吸出し防止材と堤体土羽の隙間が抵抗の大きな平板間流れとなって土羽に作用する流速を抑え裏のり侵食を抑制する。④吸出し防止材補強の前提として、ドレーン・土留め・水叩き機能を有する裏法尻保護工の設置が重要である。⑤礫や土塊があると吸出し防止材下でアーミング効果を発揮する場合がある。一方、礫や土塊がない砂質土堤体は侵食に弱いので減災を考える上で要警戒である。⑥堤体土羽及び堤体植生の状態がよく（耐力が大きく）、堤内地側が浸水してウォータークッションが期待できる（外力の低減が期待できる）場合には越流しても破堤を免れるチャンスがある。⑦堤体の越流耐力把握は、植生根毛量鉛分布と引張り破壊応力の測定が有効である。越流外力は裏のり面の等流流速と裏のり侵食後の落差を反映するエネルギー保存流速で評価可能である。⑧ウォータークッション減勢を行う遮水構造フェーシングの越流堤は、高速流の突入による池水面押し下げを見込んで設計・照査する必要がある。⑨フェーシングの破壊は単位要素の揚力・重量比ではなく曲げ応力で決まる。⑩フェーシングの強化は、逆止弁付き排水工と遮水構造の徹底による揚圧力の低減、鉄筋網によるフェーシングの曲げ破壊耐力強化が考えられる。①～⑩はいずれも新規性を有するが、特に⑧～⑩は既往研究で把握できていなかった知見を付加したものであり有用性が高い。

2.6では2.1～2.5の知見を踏まえて、堤防以外の落差工、堰等河川構造物の被災事例から各構造物の応答特性を考察し、減災への反映事項を提案した。2.7では、河川構造物の洪水に対する応答特性をとりまとめた。

(3) 応答特性を踏まえた減災（氾濫流制御）と実現上の障害

3.は、3.1 堤内地の応答特性と減災、3.2 本論文が考える減災とその障害からなる。

3.1では、洪水氾濫だけでなく高潮・津波・地震災害も含めた一般被害拡大過程における堤内地・人・社会の応答を考察し、その知見を踏まえた減災への反映事項を検討した。以下の検討結果を得た。①氾濫被害・それを助長する要因には、「生産の場として成立しないことによる貧困スパイラル」、「山地河川洪水・土石流・流木、中下流の破堤口付近で発生する高流速による流体力等」、「氾濫域を動き回中で溺死」、「要介護者が溺死」、「氾濫・浸水の長期化」、「事前準備情報の不足による不意打ち」、「交通・電気通信等インフラ被害から波及」、「生活再建がうまく支援できない等による復旧・復興の失敗」がある。②水害訴訟と主な最高裁判例から河川管理瑕疵は、改修途上の河川においては改修計画に著しい不合理がある場合・改修計画の手順を変える特段の理由が生じている場合、改修済河川では計画高水位以下の洪水を安全に流せない状態にある場合に成立すると整理された。③水害被害者の救済には設計外力以下で破堤氾濫した場合の国家賠償、自立再建を支援する被災者再建支援制度等がある。資産集中河川で水害が起きた場合、支援金額が制度の能力を超える可能性が高いこと、国家賠償金額も莫大となる課題を指摘した。④堤防の平面配置と左右岸堤防高に差をつけることで氾濫区域を固定する方法は江戸時代の主たる治水手段であった。しかし、氾濫の痛みを強いる地域に対する入植制限やケアがないため、受益地との利害対立、氾濫域内の地先・輪中堤間の利害対立が深まる副作用が大きかった。⑤氾濫区域固定に伴う利害対立や水資源開発に伴う受益地と水源地の利害対立の克服事例を考察すると、痛みを強いられた側に対するリスクを持ち利害対立する双方にプラスとな

る解決策を提示できる良質な調停者の存在が重要であることがわかった。⑥復旧・復興支援は統治（人材・財政）が安定していないと機能しない。復興の成功例には、視野の広いリーダーがいる場合が多い。再建や復興には「希望が持てること」が重要である。撤退や高齢化社会の生活再建に「希望が持てる成功事例」を作ることができていない。

3.2では、自衛水防の視点から縦断方向に人為的に越流区間・ヒューズ区間を設け、それら越流・ヒューズ区間からの氾濫を前提に二線堤や樹林等で氾濫流を制御し、宅地構造・建築構造の制限、避難レベルを他より高める等の土地利用メリハリを設ける氾濫流制御減災を提案した。氾濫流制御減災を実現する上での論点・障害とそれを克服する手がかりを整理し、新たなリスクガバナンス、治水のパラダイムシフトを提案した。その結果、以下の論点・知見が得られた。①治水計画を超過する洪水に対する減災強化対応について上下流・左右岸のバランスをどのようにとるのが整理できていない。被害が必ず発生する前提においては、氾濫に伴う痛みを受ける地域と結果受益者となる地域の間に生じる可能性が高い利害対立が生じることを念頭にバランスのルールを考える必要がある。さらに利害対立の克服が欠かせない。②利害対立の克服のためには、氾濫という痛みを被る側と氾濫の痛みを免れたことで結果便益を享受する側が運命共同体となることが重要である。1つの方法として氾濫・浸水を被った側に結果便益をうけた側が自力再建支援の嵩上げを行うことが考えられる。また、ダム事業における水没地・下流受益地の対立への対処経験、第3者を立てての調停、強大な実力と信頼を持つ上位者による調停が手がかりとなる。③現行の氾濫対策にはリスクテイクの自衛目線が欠けており、減災手段の選択肢を狭めている。平等に安全を保証し・瑕疵を避けねばならない河川管理と多少のリスクや未知なことがあるとしても減災のチャンスをつかもうとする自衛は戦略が異なる。意図的に越流区間やヒューズ区間を設けて、二線堤や宅地盛土等で氾濫流を制御する氾濫流制御減災は、河川管理者の立場よりも地域の自衛水防の立場からの方が取り組みやすい。ただし、水防責任者の自覚・リーダーシップが必要となる。④河川構造物の破壊は設計時にわからない現象により発生するものもあること、自衛の減災活動は失敗のリスクをとりつつチャレンジするものなので成功要因と教訓要因を積み重ねて共有する必要がある。原因究明と改善策を検討する本質的議論の場は、訴訟とは別に用意される必要がある。本質的な議論・検討とその結果を共有するシステムを実装するためには、人災への責任転嫁が障害となる。それらを克服する手がかりとして、米国のアフター・アクション・レビュー（事後責任追及の免責を法律に位置づけ）が参考になる。⑤本論文提案の氾濫流制御減災と社整審の流域治水、清治（2011）提案の包括的治水対策は、超過洪水対策が重要でそのためには氾濫原対策に乗り出す必要があることを指摘している点が共通している。一方で、超過洪水対策の実施者に違いがある。社整審流域治水と清治提案包括的治水対策は、河川管理者目線から河川管理者による危機管理行為、いわゆるトップダウンのリスクガバナンスとして扱うのに対し、本論文は自衛及び水防というボトムアップ・ミドルアップダウンも加える点に違いがあるが、両者は相互補完する関係にある。

(4) 結論

1～3.ままでに得られた本論文の成果を総括すると、以下の結論が得られる。本論文には、減災の提案、「応答特性」という見方で事象を整理する重要性の提示の2つの側面があるので、それぞれの側面から総括する。最後に本論文の意義と今後の展望を述べる。

① 減災の提案

○超過洪水への対応

破堤氾濫に対する減災は、越流や計画高水位を上回る設計超過洪水に対する工夫が必須である。減災の工夫は、意図的な越流区間・ヒューズ区間設定による破堤危険箇所絞り込み、暫定含めた越流強化と二線堤・宅地自衛策による氾濫流制御、それを反映した避難レベルの階層化と避難支援策のメリハリが有効と考えられる。

ハード面では堤体の耐力強化、ウォータークッション形成促進や砂利層の水圧上昇抑制等外力低減、洪水時水位を下げる被害ポテンシャル低減、高透水層の洪水時水圧や堤防脆弱性指標監視と避難アラートの連携等の避難支援も有効である。

○超過洪水対策における流域バランスのとり方

超過洪水における上下流・左右岸のバランス・調整の方法が大きな論点である。治水計画・河川管理で培ってきたバランスの取り方を踏襲する方向、治水計画・河川管理とは別に上下流・左右岸のバランスを新たにつくる方向が考えられる。

本論文は、河川管理者による治水事業と自衛水防による超過洪水対策を、実施主体・視点を複眼化するダブルエンジンと位置づけ、超過洪水対策に対する新たな流域バランスのとり方として「健全な競争」の導入を提案している。

「健全な競争」とは、ブロック内資産の多寡ではなく（越流区間・ヒューズ区間の設定等痛みを伴う氾濫流制御に関するブロック内合意形成を実現する）自助努力したブロックほど効果発現を早く受益できるルールとする。一方、過度の下流への負担増は禁じる必要があるので、堤防満杯状態で流れる洪水流量が増大して下流に負担を増やす自衛減災（堤防高を高くする方法）は禁じる制限ルールを設けるものを想定する。現行治水計画・河川改修における上下流バランス考慮では、計画高水位（設計水位）で流下能力を評価するが、現況の余裕高も含めた堤防満杯でバランス考慮における流下能力を評価する点が大きな違いである。

大規模減災協議会が「健全な競争」を確認し、ブロック間の協力・調停の場となることを想定する。国・県は水防上位組織として「良質な調停者」たることが期待され、技術力・信頼を持つことが不可欠である。

○運命共同体化

減災は被害発生が避けられず、被害を受けた氾濫ブロックと被害を回避できた氾濫ブロックの利害が対立する。被害を受けた氾濫ブロックの復旧・復興過程において、利害対立する対岸・上下流の氾濫ブロックが自立復興を支援する体制、その体制構築を通じた運命共同体化が重要である。

運命共同体化を促進するアイデアの1つは、被害想定を含む氾濫痛みと結果受益の見える化とブロック間での情報と意識の共有、複数ブロック間での事前復興の共同検討である。痛みを受けるブロックと結果受益ブロックの双方が「希望を持つ」ことができる事前復興の検討を通じて、地域の地形・歴史・社会構造に応じた運命共同体の姿が見えてくることが期待される。

○資産集中河川における国家賠償制度・被害者自立支援制度の課題

設計外力内の破堤氾濫に対する被害者救済手段となる国家賠償は、資産集中河川において賠償額が莫大となり制度として機能するのか検討する必要がある。設計超過外力の氾濫に対する被災者自立再建支援策は、資産集中河川では、支援金額が制度の体力を超えている可能性が高い問題がある。これら賠償と被災者支援の制度限界に対する対応の検討が必要である。

○水害訴訟の弊害

水害訴訟が被害者救済の主たる手段と受け止められていることが原告側と被告側の間に意図しない対立を産み、災害に備えて協力関係をつくる減災の実現を妨げる一因となっている可能性がある。

「法と経済学」の視点からは、国家賠償で水害被害への対応を組み立てることに合理性は見出されていない。

○改善プロセスの確保

河川構造物の破壊は、設計時に未知の現象、想定していない状態への変化により生じる場合があり、改善が欠かせない。また、自衛による減災は成功を保証することはできず、絶えず改善することが重要である。これら改善プロセスを有効に機能させるために、損害賠償や刑事責任追及からの分離、適切なバランス整理が重要である。

○重要インフラ保護の工夫

道路や鉄道等の重要なインフラを保護する護岸の被災は人命損失事故やインフラの長期機能停止による波及被害を招く。高水敷の確保、基礎根入れ深の確保や根固め工・水制工により護岸崩壊を起りにくくする工夫・機能復旧を早める工夫が有効である。

○常時点検・維持

常時の点検・維持においては、堤体土及び堤体植生の耐力把握、動物の巣穴による浸透弱点の形成把握と早期対処、動物の採餌や人間活動による堤体植生の損傷発見と対策、損傷回避策の実施が重要である。

② 応答特性検討、減災検討の要点

応答特性という見方で、河川構造物の変状・破壊や被害の発生・拡大を捉えることは、設計のみならず減災を考える上で有効である。応答特性検討と減災検討の要点は次のようにまとめることができる。1)堤防等河川構造物の設計超過状態も含めた洪水に対する応答の把握と考察を行うことで、破壊に至る・被害拡大に至る構造物の本質的な応答が見えてくる。2)構造物の応答考察は力学的に見ること・幅広い外力範囲について見ることが、本質に迫る鍵である。3)一般被害の発生・拡大過程における構造物・堤内地・人・社会の応答の把握と考察を通じて、構造物以外の本質的な応答・最も改善すべき部分・テコ入れすべき部分が見えてくる。4)それらの改善を行う上で障害となる事項は、教訓とすべき事例、手本とすべき事例を整理・考察することで見えてくる。5)一般被害の発生・拡大と改善の障害を考察する際には、洪水に限定せずなるべく広く見ること・復興まで視野に入れて見ることが重要である。6)「減災」は被害発生を前提とすることから、現行制度から外れることも視野に入れないと選択肢が広がらない。7)自衛のための減災の工夫検討においては、仮説段階から取り入れる姿勢が重要である。

③ 本論文の意義と今後の展望

各章のレビューで述べたとおり、洪水流、河床変動、洗掘等構造物の設計条件を決める研究は多数行われてきた。根固め工や護床工などのブロック必要重量を評価する研究も進んでいる。堤防の浸透についても、研究が進捗しており堤体浸透と評価方法について方法が提示されている。強化方法についてもドレーンによって堤体内の浸潤面を下げる、川表からの浸透を抑制するために止水矢板を打つ、護岸裏に遮水シートを入れる等の理屈に適った方法が提示されている⁹⁾。パイピングについては研究途上ではあるが、応答に関する知見は増えてきた。堤体浸透と同様に強化工法はある⁵⁾。

行政のニーズは限られた投資の中で、いかに効率的に計画・設計以内の堤防の信頼性を高めるかが追求されており、その際、長寿命化計画を作成し、維持管理費用の縮減を目指している。一方で、顕著な構造物被害、大きな水害被害が出るのは設計を超過する洪水によってである。経験的とはいえ、これまで積み上げてきた設計法が妥当であるがために、設計を超える洪水で構造物の顕著な破壊が起こり、水害被害が出るともいえる。

行政ニーズとは別に、被害を受忍している住民のニーズは河川行政では直面する機会が多い設計を超えた状態における応答特性を把握し、それを反映した被害軽減の工夫を施して効果を出すことで、地域全体のレジリエンシーを上げることである。そのためには、高度で精緻な設計を組み立てることに加えて、大胆でも効果が上がるチャンス・確率を高める工夫を幅広く多重に施していくとり組みが必要である。本論文が実施している破壊を中心とする構造物の洪水に対する応答特性の知見を積み上げるとり組みはそこに貢献できる。

気候変動により設計超過洪水の頻発が懸念される中、施設管理者だけでなく幅広い関係者が関わる減災を追求せざるを得ない中、「応答特性」に関する研究及び「減災」への反映研究の益々の発展が必要となっている。本論文は、その先駆けとなるものである。

<参考文献>

- 1) 福岡捷二・田端幸輔 (2018) : 浸透流を支配する力学指標と堤防浸透破壊の力学的相似条件, 土木学会論文集 B1(水工学) Vol.74, No.5, I_1435-I_1440, 2018.
- 2) 岡村未対・小阪佳平 (2017) : 高水時の堤防裏法面の滑り領域と破堤危険度評価, 河川技術論文集, 第 23 巻, p.393-p.398, 2017 年 6 月
- 3) 杉井俊夫・余川弘・寺西剣悟・朱発瑜 (2018) : 多粒子限界流速を用いた堤防の耐侵食性能の評価, 河川技術論文集, 第 23 巻, pp619-pp624, 2018
- 4) 小高猛司・李圭太ら (2018) : 高透水性基礎地盤を有する河川堤防の崩壊メカニズムと評価手法に関する研究, 河川技術論文集, 第 24 巻, pp559-pp564, 2018 年 6 月
- 5) 独立行政法人土木研究所 地質・地盤研究グループ土質・振動チーム (2014) : 河川堤防の浸透に対する照査・設計のポイント (平成 26 年 7 月版), <https://www.pwri.go.jp/team/smd/topics-seepagepoints.html>

あとがき

○執筆動機

本論文執筆の動機・意図は、博士号取得に加えて、自分が行ってきた仕事の結果及び証を残すことであった。「私はこの世を私が生まれたときよりも、より良くして残したい」という言葉を思い出しつつ執筆した。上記言葉は、青山士の評伝を執筆した高崎哲郎氏によれば、内村鑑三が講演で引用したイギリスの天文学者ジョン・ハーシェルという言葉に学生時代の青山が感激し、座右の銘にしていたそうである。高崎氏は、青山がクリスチアンだからと解釈されていたが、クリスチアンかどうかは関係ないと思う。本論文中 3.1.2 で引用させてもらった甲村さんの講演は、このような気持ちで仕事をするのが大切だと考えている人でないといけない内容のものである。甲村さんは上記の言葉を部下等への訓示を含むあいさつ文等で紹介されていた。青山士が関わった荒川放水路（現荒川）の改修・管理をする荒川下流工事事務所長をされていたことと無関係ではないだろう。1年間、私も同事務所で働かせていただいた際に、何かで読んだ・見た記憶があり、そのときは青山のオリジナルの言葉だと思っていた。インフラに関わる仕事をする上で念頭に置くべき姿勢を表現する言葉だと考えている。

○執筆内容変遷と謝辞

本論文をまとめるにあたり、福岡先生にひとかたならぬお世話になった。2019年5月に最初に先生に提出し相談した段階では、本論文2章の素材と海岸構造物の被災応答を入れたものだった。その段階では資格取得を主たる目標にしていたので、早めに済ますには構造物に絞ってコンパクトにする案も考えていた。そのときの先生との相談で、河川構造物中心に構成することとし、修正作業をしている間に2019年台風19号が来襲した。その対応に関わっているうちに考えが変わり、本論文3.1と3.2の素材段階を集めた内容を加えて拡充し再度提出し相談した。2020年の2月だった。3.1及び3.2（特に3.2）の内容を核にするのであれば、工学論文の範囲を外れるので、数年かけて審議する必要があるとの指摘を受けた。2.の構造物部分も量が多いわりに主張がない・わかりにくい実験報告書的なものであったので、コンパクトにストーリーのあるものにするよう助言をいただいた。3.2は当時の私の「もやもや」をぶつけて書いたものだったので、外すよう言われる可能性はあるだろうと思っていた。3.1と3.2を外したもので構造物中心に再構成し、7月に再度提出した。打合せでは、堤防と削除したはずの減災を加えて2つを柱で構成するようという助言をいただいた。予想外だったのは、3.1及び3.2減災部分の原稿についても覚えていてくださったことだった。堤防関係では瀬川さんの樋門に関する報告書も教えていただいた。瀬川さんの報告書を勉強するうちに、山本晃一さんや中島さんの本、さらに山村さんの報告書を読んで堤防研究のレビューが深まり、ほぼ最終版の4章構成に再構成した原稿を提出したのは10月はじめ頃だった。論点は整理されたが、量が多すぎるので2/3に減らすように打合せで助言いただき、結果的に3.1がブラッシュアップされ、また、2.4.4の三木らの実験結果の再整理が必要なことに気づき、再解釈し整理したところ、驚くほど説明できそうなことを発見できた。11月頭に2/3まではいかなかったかもしれないが圧縮した原稿を提出し、審査手続きに入ることになった。審査に向けた仕上げ段階でも、根固め実験の水理量の解釈、2.4.4.4の図と説明が充実した。学科内審査では、佐藤尚次先生、有川先生に貴重な助言をいただけ、構造物の応答、リスクガバナンスとの関係を整理・解釈した。また、藤田光一さんにも助言いただくことになり、訴訟と瑕疵についても整理が深まった。

学位論文の指導を通じて、福岡先生が、懐が深く、面倒見がよく、人を元気づける先生だ

ということ、身に染みて実感した。仕事上がっかりすることが多かったので、先生にご指導いただかなかっただらば目標・張り合いを見いだせなかつたろう。

○論文内容について

結果として本論文は、私の人生の芯をまとめたものになった。小学校の社会科の地域の歴史を学ぶ授業で、五十嵐川左岸堤の経緯を知ったときに、社会に貢献するとはこういうことかと思つたことがこの仕事に進んだ潜在的な理由になっている。

大学に進み、卒業論文を書く講座の所属を決めることになり、縁あって防災講座に進むことになった。水理学の授業で水理学のウンチク・人生の助言・ご自身の自慢話を絶妙の配合で語る山田先生が助教授でいらっしゃる講座であった。先生方や先輩方との距離が近く、様々な方の話を聞いたのが良かった。研究というものにも少し興味がわいたように思う。この方面に進むきっかけの1つとなった山田先生に退官直前に学位論文の査閲になっていただけなのは縁を感じる。

就職して配属されたのは、山本晃一さんが室長をされている土研の河川研究室だった。藤田光一さんもおられ、異動まで3ヶ月ほどの間最初の先輩として指導していただいた。護岸についての研究テーマをいただき、山本晃一さんの指導の下4年間携わった。2.3はその成果である。山本晃一さんは、手取り足取り指導するのではなく、自らやってみせるというスタイルだった。護岸に関しては要所・要所（今思うと「護岸の力学設計法」の初期版の原稿原案たたき台作成を兼ねた研究テーマであり、そこに書き込む内容、特に論文等の材料等）では指導してもらったが初期段階の報告書たたき台を提出すると、指導修正が驚くほど少なかった。人の欠点を修正するよりも長所を見つけて伸ばすということを重視していたのだろう。護岸は部下に任せる一方、自分で水制の報告書を書いて見せて、こうやるんだと背中で教えてくれていた。情報生産しなくなったら研究所の存在意義はないとおっしゃっていた。歴史の中で当時の背景を踏まえて技術の位置づけ・意義を見るという方法は山本さんが示してくれたものである。山本晃一さんの域には到底及ばないが、ものの見方は見習いたいと思っている。

現場や行政を経験したいという希望を出し、5年目に沖縄の北部ダム事務所に異動した。現場で、用地関係の方、ダム水没地権者の方の話を聞いたのは良い経験だった。沖縄は、米軍統治も経験し、日本の米軍基地負担の多くを担っている。私が関わったダム建設事業は再開事業で、本体工事の真っ最中から試験湛水までという期間であった。水没地の地権者の方は開拓してきた土地を、太平洋戦争で移転を余儀なくされ、米軍上陸と統治時に基地として接収され、ダムで水没し、本土復帰後にダム再開が行われることになり、ここではじめて用地補償が行われるという少々複雑な経緯もあった。積み残されていた補償交渉の覚書の1つに、開拓し住んでいた（戦争に伴う移転前）当時の模型を作成するというものがあった。貯水池内に基礎や石柱（シロアリ対策で石柱を用いていた）が残っており、測量等模型作成のための調査を行った際に、背景として沖縄の歴史を調べ、水没地の方々の話を伺ったのはよい経験となった。3.2にその経験が反映されていると思う。

次に本省の開発課にお世話になった。長良川河口堰の終盤に差し掛かっている時期、停滞していたダム事業の用地交渉が進展し建設が活発になる時期かつダム反対のネットワークが顕在化しはじめた時期にもあたっていた。ハツ場ダムが動き始める時期でもあった。「ハツ場ダムの闘い」という水没地域の方が書かれた本を読んで、強い印象が残った。本論文でも触れている蜂巢城紛争と同じような主張が書かれていたと記憶している。開発課は上司も同僚も、地整（当時は地方建設局）のダム担当ラインの方々も優秀な人ばかりだった。

その後、荒川下流工事事務所に異動した。そこでは、大平（当時）所長に指導いただいた。事務所パンフレットリニューアル時に、本論文3.2.3の人口増加と耕地面積の推移図、貝塚

が台地周辺に分布しており海退によって土地が広がってきたこと、日本では河川であった場所を土地として作ってきたのだという話を教えていただいた。1年とはいえ密度は濃かった。ここでも、優秀な同僚に囲まれていた。同僚の話から、土研時代にどうしても解釈できずすっかりしなかった災害復旧資料の土羽護岸被災等について氷解するような現場の知恵を知ることができた。

次に異動したのは滋賀県の水政課だった。琵琶湖総合開発が終了した直後であり、当時の水政課は、ポスト琵琶湖を模索していた。琵琶湖（開発）をめぐる滋賀県の考え方、下流府県の考え方、近畿地方整備局の考え方を知り、上下流の利害対立とその克服の1つの姿、克服しがたいものも残ることを肌で感じることもできた。本論文 3.2 の執筆に生きている。

次の異動では再度土研の河川研究室にお世話になることになった。室長は藤田光一さんであった。藤田さんは、ディスカッションをしてくれる人で、ディスカッションの生産性が高いことが特徴だった。ディスカッションの生産性が高いとは、こちらがしゃべりながらもややもやしていることを、ディスカッションしているうちに具体化・整理されてくることをいう。藤田さんがつけくれた同僚の東高德君が非常に優秀で、リズムがよく、研究が充実していた。2.3.2.4 の大型実験、2.4.3.2 の現地調査、2.5.2、2.5.3、2.5.5、2.6.2、2.6.3 はこの時期のものである。本論文の構造物部分はこの時期に骨格が完成していたといっても良いだろう。藤田さんが異動し、東君も異動して情報生産が落ちた。私の力不足からくるものだろうと思う。

次に、河川局の河川計画課河川情報対策室にお世話になった。情報技術で河川行政の高度化を図る「水情報国土」を推進する部署だった。リアルタイムの河川情報システムの開発・整備に関する発注を河川計画課長会議で整備局にお願いする仕事もあった。そのときに、（当時）関東地整河川計画課長から、河川情報システムは一般会計で実施すべき内容であり、治水施設整備のための予算である治水特別会計で実施するのはおかしい、治水特別会計から必要な予算を一般会計に移管した上で実施すべき内容ではないのかと正論を指摘され答えることができなかった。重要なもの・本質的なものほど、小手先のテクニックよりも正論にしたがって進めるべきということを学んだ。本論文 3.2 に生きていると思う。

翌年、防災課に移った。災害復旧事業の支援策充実、水防の技術面が担当だった。水防の手引きや研修資料の作成、カリフォルニア州の水防やコミュニティ防災の調査出張を通じて、水防への理解が深まった。宮村先生の「水害」を読んで水防の奥深さを知ったのはこのポストにいるときだった。これらの知見は 3.1.2 に生きている。2003 年に北海道の胆振・日高で豪雨災害があり、道管理の厚別川流域において本論文 3.1.1.2 で言及している山地河川洪水氾濫が起きた。海沿い国道が通行止めになったことでまだ通行止めになっていない内陸の地方道を使って通り抜けようとしたと思われる自動車は何台か浸水に巻き込まれた。直轄と都道府県の違い、道路通行止めとの連携の重要性を知った。水防関係の研修講師で川崎市に行き、市の方から今で言う「町ごとまるごとハザードマップ」のアイデアを提案いただいた。課に戻って同僚に話してもその時は反応がなかった。係長だった山口さんがその後企画担当係長になった際に、その話を覚えていてくれて新規施策として政策化してくれた。水防法の改正が動き出していた。

2年目の途中からは、メインが災害対策室となり、水防法改正担当から外れることになった。災対室には、国会の災害対策特別委員会の質問取り窓口、地震等災害時の省内災害情報とりまとめ・防災センター運営、内閣府防災担当との対応、官邸対策室へのリエゾン派遣等の役割もあった。官舎も危機管理宿舎に入った。この年（2004年）は、台風が10個上陸した年で、中越地震も起こった。年末のインド洋津波は海岸室がメインで対応してくれて助かったが、災害続きの年であった。

新潟・福島豪雨は災害続きのこの年の最初の災害であった。地元の五十嵐川が破堤し、驚

いた。小学校の頃にも大雨（1978(昭和 53)年）があり、河川の水位が上昇したが破堤には至らなかった。今から見ると、五十嵐川は信濃川バックによる洪水と自流域の洪水の2つがあり、1978(昭和 53)年洪水は信濃川の水位上昇がメインの洪水だった。1926年(大正 15年)以来数十年破堤しておらず 1978(昭和 53)年洪水でも無事だった経験・記憶から破堤は想像できなかった。こういう楽観は（正常性バイアスというよりも）誤った成功体験と言っているだろう。大河津分水路(1931年完成)と信濃川本川の河道掘削で信濃川本川の水位上昇による氾濫が減少した。しかし、今の知識で見ると、新潟平野の河川は線状降水帯による自流域洪水も時々受ける。1969年には北側に隣接する流域の加茂川が洪水被害を受けたが五十嵐川では笠堀ダム(1965完成、1969年には計画流量を上回る洪水が流入)によって洪水が調節されていたことにより破堤せずに済んでいたのだろう。しかし、自分自身を含めそのことを受益者である氾濫原住民が実感していたかは怪しい。

2004年は、五十嵐川の流域に線状降水帯がかかる自流域本川メインの洪水で信越線鉄橋下流の一新橋の橋桁にかかるほどの高い水位で濁流が流れている状況は見たことがない光景だった。実家は水田が浸水したものの家は無事だった。自然堤防上に家があることをこのときに実感した。また、破堤の第1報（結果的に誤報）は右岸の三竹地先でというものだった。小学校の社会科授業で松尾与十郎による右岸築堤の話を知っていたので、努力を積み重ねると結果が出るのかなという思いがよぎった記憶がある。しかし、すぐに破堤は左岸の諏訪地先（三竹の対岸）だという情報が入り、現実はそう甘くないと思い直した。今回論文を執筆する際に、改めて五十嵐川の左岸堤築堤について調べた。三竹は、左岸堤2期工事の際に同時決着した右岸新規堤の下流端、昭和の蛇行部ショートカット・堤防法線前出し改修区間との接続部に当たる。三竹でも越流が生じており、土嚢積みが行われて破堤を免れていた。新潟県の調査委員会の報告書で堤防断面土層構造を今回改めて見たが、新規堤防であることを裏付けるものだった。

南側に隣接する流域の刈谷田川でも同じ水害で数カ所破堤した。下流の左岸破堤箇所は、右岸が見附市、左岸が中之島町（現在は長岡市）だった。夜中に待機していた時に破堤現場の画像が配信されていたが、堤防護岸に風の絵が描かれていたのが印象に残っている。宮村先生の本で酒樽を持って水防活動を行い、対岸が破堤すると酒盛りになるという話は刈谷田川の話である。五十嵐川と同程度の規模の河川であるが、五十嵐川は左右岸が合併して三条市となっているのと対照的である。刈谷田川では片岸を遊水池にするのではなく、左右岸が水防で競い合ってきたのだろう。見附今町・中之島大風合戦は、見附市HPによると「新潟県無形民俗文化財として指定されている江戸時代から360年以上の伝統を誇る行事」で、「江戸時代の天明3年（1783年）より、刈谷田川改修の堤防を踏み固めるために行ってきた。年中行事として今に至ると伝えられています」としている。左右岸の合戦は、水防の名残として行われている側面も大きいと推察する。2004年水害当時の対応は刈谷田川では左右岸で対照的だった。右岸見附市は市長の指揮のもと危機管理の手本となる対応を行っており、避難勧告・指示も迅速であった。対照的に左岸中之島町は町長が出張中で不在だった。出張から戻った町長が町民に殴られたという話も伝わってきた。

新潟水害の5日後に起きた線状降水帯による福井豪雨では足羽川が破堤した。当日、危機管理対応をしていたが、線状降水帯がかかっているにもかかわらず河川情報システムの水位情報で勢いよく水位上昇しているのが目につき、越流破堤は免れないと思った。結局破堤氾濫となってしまったが、県庁所在地の破堤氾濫のわりには犠牲者の数は新潟水害に比較して少なかった。新潟水害のニュースが全国的に大々的に取り上げられており、心構えが違ったのだと思う。

その後、台風23号による円山川の破堤、由良川の氾濫域内でのバス孤立等も起き、水害について考えさせられる年だった。これらは3.1に生きている。

次に異動したのは、土木研究所であった。ユネスコセンター設立推進本部というところで1年少々働いた。河川情報対策室に勤務していたときにたまたま来日していたグラミンバンクのユスフさんの講演と亀田郷土地改良区の講演を行い、日本とバングラの水害対策についてのワークショップを行うことになり、その際、渡辺正幸さんにも話題提供していただいたことがあった。その縁があった渡辺正幸さんから、*At Risk* という本の翻訳に誘っていただいた。高潮と洪水、バングラ農村の貧困問題について勉強するよい機会だった。3.1に生かすことができていると思う。

次に北海道開発局の留萌ダム建設事業所に異動になり2年弱働いた。暴風になりそうなときに、気象台が事前に関係部署に注意喚起してくれるのは、工事現場をもっている現場としてはありがたかった。胆振・日高の水害教訓もこのような取り組みのきっかけの1つになっていたのだろうと思う。

2008年から国総研海岸研究室で仕事をするようになった。海岸ははじめてでわからないことも多かったが、スタッフが優秀だったので、仕事上困ることは少なかった。海岸は所管が異なる省庁で沿岸を分担しており、河川では経験しないことであった。研究所も港湾空港関係、水産関係、農地関係と複数あり、ある意味切磋琢磨している環境であった。国総研海岸研は、防災から砂浜保全、環境まで手広くカバーしていた。また、本省との連携・協力関係も円滑であり、海岸研究室長OBに佐藤慎司先生（当時東大教授）もおられ、しっかりした布陣になっていた。研究室長OBである宇多さん以来海岸研究室は、論文投稿を大切にしていた。在籍中の2011年に東日本大震災が起り、津波対応を行った。災害調査、粘り強い堤防構造、津波防災地域作り法の一環で、津波浸水想定の手引き作成等に携わった。復興の重要性について考えさせられた。本論文3.1.2.5で使っている「賢いシュリンク」は、佐藤慎司先生の言葉を引用しているものである。

2012年にはハリケーン・サンディの高潮調査に参加する機会もいただいた。ゼロ・アワーと避難や事前準備の考え方、緊急事態宣言は参考になるものだった。本論文3.1.1に反映している。ゼロ・アワーは、ファーストレスポnderを大切に考えていないと出てこない発想である。第二次大戦時にパイロットは財産と考える米軍と零戦という優秀な戦闘機を持ちながら操縦席の防弾や救助措置の充実が目が行き届かない日本との間に最後には大きな差が出たことと通じる。欧米で実施していることをそのまま平行移動して導入することがよいと言いたいのではない。カリフォルニア水防調査でも感じたことだが、日米では価値観の差がある。日本には独特の価値観があることを認識し、その価値観に長所・短所があって克服すべきものもあることを意識する必要がある。その克服は工学知識だけでは埋められない。この調査でもう一つ印象に残ったものは、砂嘴や砂浜、砂丘等の自然地形がバリアである（自然のインフラである）という考え方・見方である。海岸研や海岸の研究者グループが、砂浜が大切と訴えてきていることと共通していた。河川で言えば、自然堤防や河口砂州、河畔林が近い存在である。山付きや橋梁部等人為的狭窄部も含めてよいかもしれない。これらにはプラス面とマイナス面の両方ある場合もある。超過洪水の減災時にうまく使うにはどうしたらよいかという多面的な視点も重要と思う。

○今後の課題・宿題

堤防については、レビューも含めて現時点の知見をまとめた。書けていない・書き残していると感じる部分は常時の利用や地域作りへの活用である。私の持論として、堤防は防災インフラであると同時に地域インフラでもあり、作り方・存在の仕方によっては、地域を分断するものにもなるし統合するものにもなりうるインフラだと考えている。

難波匡甫氏が高潮地域の堤防の変遷（舟運、まちづくりとの関係が防災メインの胸壁化で絶たれたが、スーパー堤防で再生しつつある）について「都市と堤防」という本を書かれて

おり、私の触れたいものに近い。

低地のバングラでは道路は盛土構造である。日本でも低地では、江戸時代の日本堤や熊谷堤をはじめとして、堤防は道路を兼ねていた。私が現在住んでいる近くにある江戸川の左岸堤も、昭和 30 年代に道路が別に整備されるまでは流山街道との兼用だった。財政に余裕が出た現在では、機能分化して堤防は堤防、道路は道路として別々に整備するようになった。

コロナ禍で在宅勤務が増えたことで運動不足対策としてウォーキングをするようになった。江戸川堤防上をランニング、ウォーキング、犬の散策、サイクリング等で利用する人が多いことに驚かされる。3.1.1.6 でも述べたが氾濫時には低平地では堤防上は貴重かつ重要な避難場所となる等、堤防が持つ副次的効果は大きい。

氾濫流制御においては線状盛土が重要になるが、氾濫流制御単目的で整備するのは合理的とはいえないし、地域インフラにはなりにくい。道路や公園等常時に活用できる機能と兼用すること、役割を地域が理解し大切に思うことが総合的に有利となっていくものと考えられる。常時活用を含めた地域インフラとしての堤防論は、今後の宿題にしたいと思う。

佐藤尚次先生に紹介いただいた失敗データベースの河川構造物版、水害版も宿題である。失敗を減らすことに加えて、正解は 1 つとは限らず、不成功もありえる中教訓や不成功をプラスに転換する成功データベースも大切と考える。河川構造物や堤内地の水害に対する応答データベース、地域インフラデータベース、利害対立克服データベース、失敗・教訓のプラスへの転換データベース（事例集）と言い換えてもよい。ライフワークと考えて模索しつつ取り組んでいきたい。

あとがきも長くなってしまった。論文本体の文量に比例してしまったということでご容赦いただけると幸いである。

諏訪義雄